




中國工程師手冊



商務印行



中國工程師手冊

C. 水利

汪胡楨主編

商務印書館印行

中華民國三十六年十二月本館第一版  
中華民國三十八年二月本館第二版

（65914）

# 中國工程師手冊三冊

每部定價貳百元

印刷地點外另加運費

版權所  
翻印必  
究有

主編者 汪 胡 楨

發行人 陳 懋 解

上海河南中路

印刷所 商務印書館

各地

發行所 商務印書館

## 緒 言

余既先後與友人共譯美國技術會之實用土木工程學及旭克列許教授所著水利工程學，深覺名書所載之工事實例，施工規範，工程材料，國家法令，工費估計，均頗與我國異，但爲忠於譯事計，未敢增損隻字，遂使讀者游心域外，捉摸不可即之事物，而於本國情形，反懵焉無所悉，輒引爲憾事。民國三十年春，乃立志編纂土木工程師手冊一書，擬除原理及共通習慣外，儘量取材於本國，以矯其失。教育部大學用書編輯委員會聞之，頗韙其議，並曰宜使此意推及於工程學全體，而勿以土木爲限，遂更定其名爲中國工程師手冊，暫分爲基本，土木，水利，電力，電信，機械，原動力，航空，採礦，冶金，化學工程，紡織染等十二輯，余乃拜命主編前三輯。

是年七月，始訂立體例，分基本手冊爲十二編，土木手冊爲十九編，水利手冊爲十編，延攬同志，分任編纂。是時徵稿之信，遠及美德諸國及西南各省。部署既定，而太平洋戰事突作，郵路中斷，遠方之稿，幾無至者。近地諸同志復大都爲生活所困，致進行殊緩，且有中途停頓者。既不能不爲之賡續，事遂叢脞於一身。三十二年夏，若干編初稿已竣，歷叩各書商，咸以時局未寧，無允爲之出版者。乃定分編發行之計，邀友人組織厚生出版社，冀以少許資本，循環挹注，使全書克底於成。惟是時印刷工料，騰漲不已，成本既超越預算者至倍蓰以外，而銷路又復局於一隅，致周轉之計，全歸失敗。於校讎著述之餘，復須四出張羅資金，困頓至不可言狀。余雖蚤見二毛，至是兩鬢盡霜。友人有勸余藏稿以待明時者，余以是書乃諸同志心血所寄，不可不踐出版之約，且丁此剝復之會，正宜講求實學，培植元氣，未可令建設要籍，久闕高閣以飽蟬魚。不得已鬻南京故居以接濟之。翌年冬，基本，土木，水利三輯，都四十一編，排印藏事，乃彙集各單行本而合訂之。

夫工程師手冊先進諸國靡不有之，所以將一時代工程學之造詣，本國之規格法式，提要鉤元，泐爲一書，以爲設計施工之助。蓋不僅足以津逮後學，凡爲工程師者，幾莫不人手一冊，視爲枕中鴻

寶也。越若干年則修訂一次，如 Trau wine 一門三代，相繼主編，Hütte 則八十餘年間，疊出至二十六版，為世界藝林之佳話。我國工程建設，進步較遲，然近年來急起直追，正孟晉不已，土木與水利工程，尤為前驅，故三輯之刊行，或亦可以稍為我國經濟復興之助。惟是書之作，在國內尚為創舉，可以師承之書甚少，兼以適值戰時，國人新著無由寓目，實地資料復難搜求，故其中若干編，仍不能不以國外名著為藍本，是則有待來日為之修訂補充耳。

本書術語及度量衡名詞均以國立編譯館編訂教育部公布者為準。苟無公布名詞可得，則由編纂者自行擬訂，亦儘量求其統一。惟全書卷帙浩繁，一人耳目難周，前後參差歧異，在所難免，尚祈讀者諒之。度量衡制以採用米制為原則，但以我國現時所用機械與建築材料，尚多仰給舶來，削足適履，至感不便，故間用英制，以濟其窮。

本書其餘各輯正由各門學者從事著述，並由熱心學術人士捐集鉅款，以充經費，觀成之日，當不在遠。作始也簡，將畢也巨，將於此書卜之矣。嘗以為國家產業建設，端賴工程學者，遵照全盤計畫，戮力同心，分工合作，方足濟事。開發天賦之資源以成原料，乃農田水利與採礦之事，治原料為資材乃化工冶金之事，飭資材為器用，則機械，航空，紡織染之事。然苟無水力火力之電，則一切生產機構必等於虛設，苟無水陸空及以太中之交通設施，則雖有生產亦必呆滯而不進，是又土木，電力，原動力，電信之事也。國家興亡，繫於今日，已不容我輩各自為政，以分散實力，則此書之作，融冶全部工程學於一爐，雖謂為我人團結之濫觴，亦不為過矣！

我國科學出版物尚寥若晨星，不及歐美各國遠甚。歷來國人所誦習者，大都為西文書籍。若長此不圖，恐科學思潮，將永無滲入社會內層之一日，而我國學術界亦將永為別國所支配。同人等興念及此，不寒而栗。爰不揣譾陋，著此書以問世，明知率爾操觚，無當於博雅君子，且疵謬之處，定不在少數，惟冀績學之士，視為引咎，競出珠璣，以餉國人，一洗倚賴外國文化之恥，同人等實不勝引領之至！

中華民國三十三年十月汪胡楨謹識

# 水利手冊目錄

## 第一編 水文

[汪 胡 楨]

- |     |      |     |     |
|-----|------|-----|-----|
| 第一章 | 流域   | 第四章 | 蒸發量 |
| 第二章 | 氣象舉隅 | 第五章 | 逕流  |
| 第三章 | 降水量  | 第六章 | 洪水  |

## 第二編 閘壩工程

[汪 胡 楨]

- |     |       |     |         |
|-----|-------|-----|---------|
| 第一章 | 壩     | 第六章 | 雜壩      |
| 第二章 | 實體壩   | 第七章 | 虹吸溢道    |
| 第三章 | 拱壩    | 第八章 | 活動壩(閘)  |
| 第四章 | 空體重力壩 | 第九章 | 壩之附屬設備  |
| 第五章 | 堆築壩   | 第十章 | 閘壩之啓閉機械 |

## 第三編 灌溉工程

[汪 胡 楨]

- |     |        |     |         |
|-----|--------|-----|---------|
| 第一章 | 水之灌溉率  | 第六章 | 特殊輸水設備  |
| 第二章 | 灌溉之方法  | 第七章 | 跌水      |
| 第三章 | 渠道     | 第八章 | 分水閘與斗門  |
| 第四章 | 渠首工    | 第九章 | 渠道之交叉建設 |
| 第五章 | 溢道與退水閘 | 第十章 | 抽水灌溉    |

## 第四編 排水工程

[張書農]

- |            |             |
|------------|-------------|
| 第一章 緒論     | 第五章 機器排水    |
| 第二章 土壤與土壤水 | 第六章 放淤      |
| 第三章 明溝排水   | 第七章 灌溉農田之排水 |
| 第四章 暗溝排水   | 第八章 洗鹼及洗鹽   |

## 第五編 河工學

[張書農]

- |           |            |
|-----------|------------|
| 第一章 河流特性  | 第四章 中下游之治導 |
| 第二章 荒溪    | 第五章 河口     |
| 第三章 山流之治導 | 第六章 河工建築物  |

## 第六編 渠工學

[劉宅仁]

- |               |               |
|---------------|---------------|
| 第一章 緒論        | 第六章 運渠之需水量及給水 |
| 第二章 船舶        | 第七章 特種工事      |
| 第三章 開發運渠之經濟檢討 | 第八章 河流之渠化     |
| 第四章 運渠之定線     | 第九章 船閘        |
| 第五章 運渠之橫截面    | 第十章 斜面船軌及昇船機  |

## 第七編 發電水力

[汪胡楨]

- |           |               |
|-----------|---------------|
| 第一章 緒論    | 第四章 水力廠之設計    |
| 第二章 水力之開發 | 第五章 輸水路       |
| 第三章 流量之調整 | 第六章 原動力屋及機械設備 |



## 第八編 海港

[蕭開瀛]

- 第一章 港灣
- 第二章 橫碼頭
- 第三章 直碼頭

- 第四章 船塢
- 第五章 我國之航道與商港

## 第九編 給水工程

[汪胡楨]

- 第一章 給水規畫
- 第二章 水源之考查
- 第三章 取集工程
- 第四章 輸水工程

- 第五章 抽水機械
- 第六章 淨化工程
- 第七章 分配工程

## 第十編 陰溝工程

[吳之翰]

- 第一章 準備工作
- 第二章 溝管系統及溝管網之佈置
- 第三章 溝管之材料及截面
- 第四章 溝渠之計算

- 第五章 附設建築物
- 第六章 溝管網之通風及保養
- 第七章 房屋及基地之洩水
- 第八章 污水之處理

# 中國工程師手冊

## 總目

### A. 基本手冊

- |          |            |
|----------|------------|
| A-1 算表   | A-7 材料力學   |
| A-2 算學   | A-8 應用流體力學 |
| A-3 高等算學 | A-9 測量學    |
| A-4 物理   | A-10 工程地質  |
| A-5 化學   | A-11 工程契約  |
| A-6 應用力學 | A-12 換算表   |

### B. 土木手冊

- |          |           |
|----------|-----------|
| B-1 工程材料 | B-11 隧道   |
| B-2 材料試驗 | B-12 土木機械 |
| B-3 結構力學 | B-13 道路   |
| B-4 土力學  | B-14 鐵路   |
| B-5 混凝土  | B-15 登山鐵路 |
| B-6 圻工   | B-16 高速鐵路 |
| B-7 鋼結構  | B-17 房屋   |
| B-8 木結構  | B-18 都市規劃 |
| B-9 土工   | B-19 航空站  |
| B-10 基礎  |           |

### C. 水利手冊

- |          |           |
|----------|-----------|
| C-1 水文   | C-6 渠工    |
| C-2 閘壩工程 | C-7 發電水力  |
| C-3 灌溉工程 | C-8 海港    |
| C-4 排水工程 | C-9 給水工程  |
| C-5 河工   | C-10 陰溝工程 |

# 中國工程師手冊

## 水利手冊

(汪胡楨主編)

### 第一編 水文學

(汪胡楨)

---

#### 目 錄

第一章	流域	2
第二章	氣象學	5
第三章	降水量	12
第四章	蒸發量	21
第五章	逕流	27
第六章	洪水	37

# 第一編 水文學

## 第一章 流域

1. 水文學之範圍 廣義言之，水文學以水在大氣中，地表上，及地層內之分配與存在為研究之對象。應用於水利工程方面，則以研究地表及地層之流水及天空之降水為主題。例如設計灌溉，航渠，河工，發電水力等工程，不可不知河川流水之變化定律，設計排水，陰溝等工程，不可不知降水量之變化定律。而在利用地下水之工程，則不可不知地層內水流之現象是也。水文學雖自有其特性，但同時亦與別種知識有密切之關係，其中尤要者為地文學，氣象學，地質學，植物學等。地表之流水及各地之降水雖若變幻莫測，而其實則咸有嚴格之定律支配於其間。此種定律今雖尚未完全為我所闡明，但其主要之趨勢，則業為我所體認矣\*。

2. 流域 流域或稱集水區域，乃指河川承受天空降水量之地表面積而言。水性就下，故可自繪有同高線之地形圖以定出各河川流域之界限。流域之界限名為分水線。因河川水量之來源除地表水外，尚含有地下水，故地形上之分水線與地質上之分水線並非完全符合者，為分割流域時所不可不知也。流域面積  $A$  為河川本流長度  $L_0$  所除得之商名為流域之平均寬度  $B$ 。流域廣狹形狀不一，故可以  $A:L_0^2$  之值  $F$  稱為流域之形狀係數。此數愈小，則流域愈見狹長。又稱  $C = 2\sqrt{\pi A}/(\text{流域周界長度})$  為密集度。圓形流域之密集度最大，狹長者最小。

因同一地方之雨量隨高度而俱增，高山之融雪則隨氣溫而異，

---

\*關於河川之挾沙及冰凌見本書河工學編第一章第 4,5 節，潮汐見河工學第五章及海港第一章，故均不贅。

氣溫又因高度而變，故流域之平均高度亦為河川水文上之重要因數。求流域平均高度之方法有三：(a)同高線面積法：將流域內每一同高線所圍之面積，用量積儀一一求出，命名面積為 $a$ ，該面積兩側同高線之高度為 $h_1$ 與 $h_2$ ，因得平均高度 $E = \Sigma[a(h_1 + h_2)]/2A$ ，其中 $A$ 為全流域之面積。(b)同高線延長法：用測線計將各同高線之長 $l$ 量得，命該同高線之高度為 $h$ ，則平均高度 $E = \Sigma(lh)/\Sigma l$ 。(c)交點法：將流域用等距之縱橫平行線分成正方小格，乃按土工學 B9-14 所述矩形法求得其體積而以總面積除之，即得平均高度。將(a)法所求得各同高線間之面積累積之為橫坐標，各高度為縱坐標可繪成高度面積曲線。此圖橫坐標軸中點之縱線距離為中位高度。中位高度普通恒較平均高度為低。就與河川流路成直角之線上求出其平均高度為縱坐標，以河長為橫坐標，可得平均縱截面。

地面之坡度與逕流及雨水之滲透關係甚密，故流域之平均坡度亦為水文學上重要關鍵。求平均坡度之方法有四：(a)同高線延長法：將流域內各同高線之長度 $l$ 累計之命為 $\Sigma l$ ，同高線距命為 $D$ ，流域面積命為 $A$ ，則平均坡度 $S = D\Sigma l/A$ 。(b)同高線面積法：求得相鄰兩同高線間之平均距離命為 $d$ ，同高線之高度差命為 $D$ ，同高線間之帶狀面積命為 $a$ ，全流域面積命為 $A$ ，則平均坡度 $S = \Sigma(aD/d)/A$ 。(c)交點法：以上兩法精確而多費勞力，故遇流域面積廣大者可用交點法以期簡捷。就同高線圖上(同高線高度差為 $D$ )作縱橫等距平行線，分成小方格，計算各同高線與縱橫線之交點數目，命為 $N$ ，計算每兩同高線間所割方格線之長為 $\Sigma l$ ，則由簡略之計算法得 $S = 1.571DN/\Sigma l$ 。(d)隆德勒西法：此法適用於求覓湖泊四周流域之平均高度，其式如次： $S = \Sigma[(H - H_0)/d] \cdot a/A$ ，式中 $H$ 為分水線各部之拔海高度， $H_0$ 為湖面之拔海高度， $d$ 為與湖邊之距離， $a$ 為其間之部分面積， $A$ 為全流域面積。

3. 支流之分配 每一水系支流之分配形式可分四型 (1)羽狀流域：即以幹流為中軸，支流則於左右兩岸交互流入。因各支流漲發之期不甚一致，故洪水之來比較緩和。(2)輻射流域：各支流如車

輻之狀向一處而集中，成爲大川。此種流域洪水輒來去倏忽。(3) 平行流域：支流各成獨立之流域，至入海相近處始相會合。(4) 複合流域：爲以上三種型式集合而成。

若干地方支流密布，而若干地方則河川稀少。欲示河流稀密之程度可以單位面積上河川之總長度表示之，名爲河川密度。命  $A$  爲地域之面積， $L$  爲該地域內本支流之總長，則河川密度 =  $L/A$ 。就大概言之，砂礫地域水之滲透甚易，故河川密度小，不透水性之地域則密度大，森林與草原較裸地之密度大，高地較低地之密度小，傾斜地尤小，雨量多者密度大，乾旱區域密度小。河川之密度與流域平均寬度之乘積即等於幹支河總長與幹流長度之比。歷來提倡用比率以顯示河川密度者，頗不乏人。如培爾格朗於 1873 設立培爾格朗比率 =  $A/N$ ，其中  $A$  = 區域面積， $N$  = 河川本支流之總數。<sup>(2)</sup> 此比率之倒數名爲河流密度。彭克設立彭克比率 =  $L/J$ 。其中  $L$  爲本支流之總長度， $J$  爲各級本支流之分合點數目。

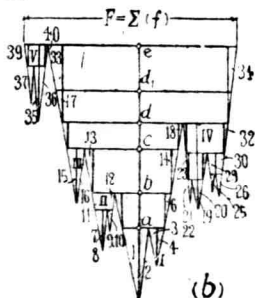
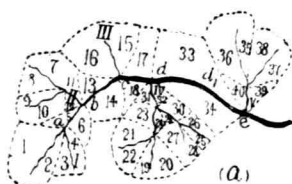


圖1 施泰爾流域面積圖示法

4. 流域之圖示 河川流域之圖示法以施泰爾<sup>(4)</sup>氏之方法爲最善。縱坐標繪河川之長度，以仟米計；橫坐標繪流域之面積，以平方仟米計。圖1之 a 表示某河川幹支各流流域面積之分畫法，b 即表示應用施泰爾方法繪成之流域面積圖。根據此圖，在幹流任何點之流域面積及其增益情形，可以一目了然。又地勢之高度與河川之水文狀況亦有重要之影響，故在同一流域內 0—500，500—1000，1000—15000 米之面積各佔若干，極應重視。在繪製流域面積圖時，宜用不同之顏色以顯出各部分流域之高度。

## 第二章 氣象舉隅

5. 水文與氣象之關係 水文與氣象，關係密切，蓋水之循環變化，無往而不受空氣中溫度與壓力所支配耳。氣象學所研究者並非以單純之空氣為對象，乃以空氣與水汽混成之大氣為其對象。空氣本有保持太陽輻射熱之功能，但經混入水汽後，其保熱之功效尤著。水汽之密度較空氣為小，僅為 0.62 與 1.00 之比，故大氣之壓力即因所含水汽之量而異。當水蒸發為汽或由汽凝聚為水時，有吸收及放散潛熱之作用，足以調節空氣之溫度。本章關於我國之氣象狀況均採自竺可楨著中國氣候之要素（地理學報二卷），關於測驗儀器之敘述採自顧濟之先生著稿，書此以明出處。

6. 空氣中之水汽 空氣中之水汽以人目所不能見之氣體狀態而存在，其在地表以上空氣中之含有量，有甚大之變化範圍，自極微量至 4% 不等。地球表面四分之三咸屬水面，故水汽之來源以水面之蒸發為大宗。水由固體或液體狀態變化為氣體時名曰蒸發，由氣體變化為液體時名曰凝聚。由蒸發而升騰於空氣中之水汽，因擴散，對流，及風之作用而分佈。所謂擴散作用者乃水汽諸分子以自身之運動，在空氣各分子間之移動，其動作甚為遲緩，苟無別種作用相協助，數小時內之移動不過數呎而已。水汽之分佈以對流之作用為最強，因之地表以上三至五哩間之大氣中，水汽得到處瀰漫也。風之作用是使水汽移往遠處。

7. 氣象測驗 氣象測驗範圍甚廣，僅就其與水文學有關係者而言，已不勝俚指。除關於降水量及蒸發量另章敘述外，其較著者為：輻射熱量，氣溫，氣壓，濕度，風向與風力，地溫，日照時數等。今於以下各段分述之。

8. 輻射熱量 太陽在宇宙間之輻射熱為量甚巨。其及於地球也，僅為渺小之一部分（約  $1/2,000,000,000$ ），然已為地面一切能之來源，一年所得之熱量足以融解全地球面上積厚 241 呎之冰。太陽

本身輻射熱之總量，是否隨時變更，至今尙無確論，但即有參差，與地球之影響亦不顯著。惟地球繞日而轉，距日有遠近之別，又繞軸自轉而有晝夜之分，故地面各處所受太陽輻射熱乃因季候，晝夜，緯度，及天氣狀況之差異，隨時隨地有顯著之別。輻射熱以每分鐘地球表面上每平方厘米若干卡路里或每方呎上若干英熱單位(B. t. u.)表示之。測量輻射熱恒用間接方法。一法係用水銀溫度計二支，其一為普通溫度計，其二則於水銀球外塗以煙灰。兩溫度計應密封於較大之玻璃管內，以防煙灰之剝落，並抽去一部分之空氣，以杜熱量之被奪。將此計置於日光中，自晨至暮，勿使蔭蔽，並罩以線網以防受損。由黑球讀得之溫度，曰日光輻射溫度，命為 $\theta$ ，其值恒較氣溫為高，由白球讀得之溫度命為 $\theta'$ ，因得輻射熱 $q = B(\theta - \theta')$ ，其中 $B$ 為常數，視所用之熱量單位而異。另一法係藉電流計以計算熱量。儀器中之主要部分為兩個同大之錳片，表面均塗黑色。先使一片受日光直射，他片加以蔭蔽，即因兩片受熱不同而溫度差異，因生電流，而使電流計之指針偏轉。設已知電路中電阻為 $\gamma$ 歐姆，電流為 $i$ 安培，錳片之寬為 $b$ 厚米，吸熱係數為 $\alpha$ ，則每平方厘米上所受之熱量為 $\gamma i^2 / 4.18ab$ 。

9. 氣溫 測驗氣溫常用之儀器為溫度計。測驗須按一定之時刻為之，每日若干次，或每小時一次。自記溫度計，則可自動記錄一晝夜之氣溫。又有特種溫度計，可測知一晝夜間最高與最低之溫度。測驗氣溫不僅需要靈敏而準確之儀器，並應注意測驗之環境。普通所謂氣溫者，乃指在並無日光照射而有多量空氣流通處之溫度而言，故溫度計必須置於百葉箱或測候亭中而後可。適於氣象測驗之溫度計，其示度須自攝氏 $-25^{\circ}$ 至 $+55^{\circ}$ ，或自華氏 $-10^{\circ}$ 至 $130^{\circ}$ 。最小讀數應為攝氏十分之一度或華氏五分之一度。由按時或自動測驗之氣溫紀錄，可求得一日間之最高，最低，平均溫度，最高與最低溫度之較差。由自記曲線以求平均溫度，可用合理方法求出曲線下之面積而以底線之長除得之。其用每小時讀數以求平均溫度者則可將1時至23時之讀數相加再加0時及24時讀數之半，



而以 24 除之。簡單之測站恒取每日最高最低溫度之平均數，或用 8 時與 20 時讀數之平均數為平均溫度，亦有將 21 時之讀數加倍再加 7 時及 14 時之讀數而以 4 除之以充平均數。凡此所得均屬略數，惟誤差恒在半度以內也。既得一年中逐日之平均溫度即可求得全年之平均溫度。如得較廣區域內各站之全年溫度，可據以繪成等溫曲線圖。

我國乃大陸性氣候，有夏季過熱，冬季過寒之特性，將次表所列北半球各緯度之平均溫度（攝氏）與我國同緯各地之平均氣溫相比較，即可了然：

	正月	四月	七月	十月	年平均	較差
北緯 50° 平均	-7.2	5.2	17.9	6.9	5.8	25.1
瓊瑯 (N 49° 50')	-24.2	2.3	22.2	3.3	0.2	46.4
北緯 40° 平均	5.5	13.1	24.0	15.7	14.1	18.5
北平 (N 39° 54')	-4.6	13.8	26.1	12.5	11.8	30.7
北緯 30° 平均	14.7	20.1	27.3	21.5	20.4	12.6
漢口 (N 30° 37')	3.6	17.6	28.6	17.8	17.1	25.0
北緯 20° 平均	21.9	25.2	28.0	26.4	25.3	6.1
瓊州 (N 20° 01')	17.5	25.8	28.7	25.2	24.4	11.2

氣象研究所張寶堃先生嘗定平均溫度  $10^{\circ}\text{C}$  以下之時期為冬季， $22^{\circ}\text{C}$  以上為夏季，介於其間者為春或秋季，以此標準以研究我國各地四季之長短，因知溫州以南無冬季，夏季長約八月，哈爾濱以北無夏季，冬季長約八月，雲南高原之昆明無夏季，但春秋長達八月。

就我國一般之氣溫而言，華南平均溫度為  $20\sim 25^{\circ}$ ，長江流域  $15\sim 20^{\circ}$ ，華北  $10\sim 15^{\circ}$ ，南滿西藏南部及新疆  $5\sim 10^{\circ}$ ，北滿，蒙古北部與西藏大部分均在  $5^{\circ}\text{C}$  以下。詳細分佈見申報館出版中國分省地圖 P. 9~10。

10. 氣壓 在海平面上溫度為  $0^{\circ}\text{C}$  時每立方米之純粹空氣重 1292.8 克，或每立方呎重 0.0807 磅。但空氣之密度因壓力溫度，及水汽之含量等而異，故積在地表單位面積上之空氣柱重量，隨時隨地而異。此單位面積上空氣柱之重量名為氣壓。此空氣柱之密度，

愈到上方，愈形稀薄，故其上界何在，殊不明確。普通以每平方厘米 1031.3 克或每平方吋 14.7 磅爲一氣壓。若空氣柱內密度上下一致，均與海平面相同，則其高度不過二萬六千餘呎而已。測驗氣壓係用氣壓計，有水銀氣壓計與無液氣壓計之分。利用水銀或無液氣壓計與時鐘機械相合併可製成自記氣壓計。氣象測驗上常用之氣壓單位爲水銀柱之高度。在緯度  $45^\circ$  度海平面上  $0^\circ\text{C}$  與標準氣壓時之水銀柱高度爲 760 毫米或 29.925 吋。氣壓讀數恒及百分之一吋或二十分之一毫米。近今氣壓之單位有改用重力制之傾向，以厘巴爲單位，即每平方厘米上受力 1000 達因之謂。其換算關係如次：

水銀柱 1 毫米 = 1.3332 厘巴      1 厘巴 = 水銀柱 0.7501 毫米

由每小時之讀數或自記氣壓計之紀錄可求得一日之平均氣壓，其法與 §9 所述求覓平均溫度相同。由逐日平均氣壓可求出一月或一年之平均氣壓。在同一時刻將多數氣壓觀測地點讀數改算至同一標準海平面後，即可繪成等氣壓圖，爲預測天氣之根據。

我國氣壓以十二月或一月爲最高，六月或七月爲最低，華南及長江下游平均年差達 14~16 毫米，但長江中游及華北則增至 18~20 毫米。冬夏氣壓之差異，對於日常生活並無影響，但對於航空則氣壓增高時，飛行阻力及浮力皆隨以增加也。吾國夏季空氣之密度，甚形減小，此不僅由於低氣壓之故，高溫與重濕亦有以致之。長江下游海平面上冬季每立方米空氣重 1.2831 克，夏季則僅爲 1.1724 克，相差約 9%。我國一月，七月，及全年等氣壓線之分配，可參閱申報館中國分省新圖 P.9。我國氣流之運行，實受四大活動中心之制御，即居於陸上之西比利亞高氣壓，印度低氣壓；與居海上之北太平洋高氣壓，與亞羅森低氣壓。冬季亞洲大陸爲西比利亞高氣壓勢力所籠罩，夏季則由陸上低氣壓起而代之。是以中國冬季風向自陸入海，夏季反之，春秋爲轉變時期。

11. 濕度 空氣之濕度乃空氣中所含水汽多寡之表示方式。如空氣中所含水汽已達其可含之最大限度，則名曰飽和，此項限度隨氣溫之高下而異。測驗濕度之儀器，名濕度計，普通有三種：即露點濕度計，乾濕球濕度計，毛髮濕度計是也。(1)露點濕度計：係用法將空氣溫度逐漸降低，使空氣中所含水汽達到飽和狀態而開始凝

聚，斯時之溫度名曰露點。降低空氣溫度之法，最簡單者係用盛水之杯，內置小塊之冰。迨杯外水汽凝聚，則由溫度計測得水之溫度，即屬露點溫度。此外尚有利用容易揮發之液體並以吹風助之者。

(2) 乾濕球濕度計：係用同樣溫度計二支，合裝於架上，其中之一，用細紗布或薄綢一端包裹球部，一端浸入潔淨水盂中，使吸水上升，常令球外潮潤。觀乾濕球溫度計之溫度差額，即可應用算表或公式以求得空氣中之相對濕度。此計構造簡單，故為氣象觀測所常用，但設置之處四周空氣必須流通，最好有每秒三米之風速。(3) 毛髮濕度計：用人髮或駝毛，羊毛等浸入鹼液中以除去油質，則其長度即可因空氣中所含水汽之多寡而漲縮，使所繫之指針為之偏轉，以讀出空氣之濕度。此計應用便利，但須按日校正，庶免錯誤。

我國東三省及華北年平均相對濕度在 60~65 之間，華中華南在 70~80 之間。四川素以潤濕著稱，如重慶為 82，峨嵋山為 88。雲南高原之昆明濕度最低，祇 29。新疆西藏之濕度尤低。1900—01 年俄羅斯考察團長柯斯<sup>(33)</sup>茨夫在柴達木( $N36.2^\circ$ ,  $E97.3^\circ$ , 高度 2860 米)測得相對濕度春季 36，夏季 45，秋季 39，冬 56，平均 44。新疆庫車兩年之紀錄(1930—31) 相對濕度春 40，夏 48，秋 52，冬季乾濕球溫度計已失效，故未得真相。蒙古與新疆之空氣乾燥異常，昔年赫德博士攜往之測風氣球，不久即悉行拆裂，不堪應用，可為明證。即在甘肅空氣亦極乾燥，如 1935 年四月廿五日，肅州相對濕度降至於 1，此時西風狂烈，達 16 米每秒，燥風繼續吹拂三日，杏葩柳葉，均於風前凋落，全區春季作物，均遭摧毀。

我國各地相對濕度表(%)

地名	年份	一月	二月	三月	四月	五月	六月	七月	八月	九月	十月	十一月	十二月	平均
長春	1909-29	71	68	59	51	54	63	75	78	71	65	66	68	66
瀋陽	1906-29	65	61	55	52	57	63	75	77	72	68	63	65	64
北平	1915-24	62	56	52	48	51	54	76	78	71	66	60	62	62
青島	1924-33	67	68	65	70	76	83	89	82	70	63	62	67	72
西安	1921-31	72	69	62	63	64	58	69	77	78	75	76	72	70
南京	1929-33	78	78	68	72	75	77	78	78	74	67	66	78	74
漢口	1905-26	75	77	77	77	76	79	78	75	74	74	75	74	76

上海	1873-33	78	79	78	79	79	84	84	84	83	79	77	79	80
峨嵋	1932-33	87	86	82	91	88	88	92	86	89	94	91	84	88
重慶	1910-25	82	81	79	79	79	82	81	80	83	86	84	84	82
昆明	1909-29	54	50	48	51	57	71	75	73	71	71	67	60	62
福州	1910-29	78	81	82	82	83	85	84	82	82	79	80	77	81
香港	1884-32	73	77	82	84	83	83	83	83	77	71	66	67	77

12. 風力與風速 地表附近並與地面幾相平行之流通空氣謂之風。關於風之主要項目為方向，速度，與壓力。設風之速度為 $V$ ，以每小時哩計，風之壓力為 $P$ ，以每方呎磅計，則 $P = CV^2$ ，其中 $C$ 為常數，由實驗所得，其值介於.004至.007間，平均為.005。測驗風向可用自記風向計，以得一晝夜間風向之紀錄。關於風速之測定，最簡單者係藉目測，如次表：

級數	風名	風之現象	風速，哩每小時	風速 米每秒
0	無風	無論何物皆無可覺得之動搖	0	0
1	微風	樹葉搖動而樹幹不動	0~45	0~20
2	弱風	樹之小幹動搖	46~90	21~40
3	輕風	樹幹搖動地上落葉殘紙飛走	91~135	41~60
4	強風	樹幹搖擺塵土飛揚落葉殘紙疾飛	136~225	61~100
5	烈風	全樹搖動地上小枝條等皆吹走，塵土粉起，行路微覺困擾	226~315	101~141
6	疾風	樹上小枝摧折落葉小枝殘紙紛飛	316~405	142~181
7	急風	窗戶震動，行路不穩	406~495	182~221
8	猛風	飛瓦拔樹	496~675	222~302
9	狂風	風所過處幾乎遇物即摧	676~855	303~382
10	暴風	風所過處蕩然無存	856以上	383以上

精確測驗風之速度有多種之風速計，大別之有三類，即偏轉式，壓力式，與旋轉式是也。(1)偏轉式：最簡單者係用方形金屬片，藉鉸鏈懸於垂直位置，裝置於向風針之上方，使金屬片之面常與風向相對。風速愈大，則金屬片愈離垂直位置，觀測偏轉之角度，可計算風之速度。(2)壓力式：係用平面之板，藉向風針之助常與風向相

準，後設彈簧以抵住之。風速既巨，則彈簧被壓而縮。利用彈簧伸縮之動作，聯以時鐘機械即可自動紀錄一晝夜間之風速。(3)旋轉式：於垂直軸之頂直角方向裝十字形之金屬桿，桿端各附一金屬盃。軸之下端有齒輪裝置。風力加於盃上，即生旋轉動作，由軸達於下端之齒輪以紀錄其轉數。

測驗風向之結果可按月按年或按一定時日製成統計表或風向圖。流行風之方向，分成東南西北及東南西南東北西北八方向，而統計其日數，然後於極坐標圖上，將各方向之流行風日數逐一繪出。聯絡各點即成風圖。測驗風速之結果可算出按月按年之平均值繪成曲線，以覘一日中風速之變化情形。

就一般而論，我國位於季風氣候區域，冬季陸風盛行，夏季海風盛行，此即普通所謂之冬夏季風是也。春季三四五諸月及秋季之九月為過渡時期。冬季風之來也，較夏季風為速而勢力亦遠過之。季風並不如理想中之持久有恆，一成不變。當風暴經過蒙古東三省海河或長江流域之際，一時風向變遷無定，無復季風現象。而我國之風暴為數又甚頗仍。我人僅可於每月統計之中，觀其最多風向，獲一概念而已。

各種風向之頻率表

地點	記錄年份	月份	北	東北	東	東南	南	西南	西	西北	不定	無風
北平	1929~31	一月	28.3	9.1	2.5	2.3	11.0	9.6	5.5	22.8	3.2	5.7
		七月	16.3	10.2	8.7	10.8	22.3	15.7	2.4	5.1	3.0	5.5
南京	1929~33	一月	28.4	24.4	10.8	8.6	5.5	7.3	4.7	8.7	0.1	1.5
		七月	4.2	16.3	25.8	21.9	14.4	13.1	2.7	0.9	0.3	0.7
廣州	1929~33	一月	55.8	26.5	3.5	1.3	2.2	0.4	0.7	1.2	0.0	8.4
		七月	2.3	8.9	11.9	19.0	20.6	21.8	4.5	4.4	0.0	6.2

三月間風速最大。此種現象昔人早以經驗得之。自古以來我國各地之放風箏多限於春季，以風箏非至風速超過每秒3~4米不能騰空故也。除長江下游七月風速或可超過三四月間外，其他各地夏季諸月通常均最平靜。以大體而言，我國風速自海濱向內陸遞減。夏季及初秋，大風常隨季風而至。南京極大風速為39.9米每秒，發生於1934年七月一日。北平1930~33年中最高紀錄為32.9米每秒，發生於1932年一月六日。在季風之附近風速超過40米每秒者殊為常見。例如1931年八月一日香港風速達60.8米每

秒。徐家匯紀錄中最高風速爲 45.3 米每秒，發生於 1915 年七月廿八日。世界儀器所記載之最大風速爲 103.1 米每秒，1934 年四月十二日發生於美國新罕普什爾省之華盛頓山。

13. 地溫 地面爲熱之不良導體，故在地面以下二三呎處，溫度之變化即不若氣溫之銳敏。每日最高地溫常較最高氣溫滯後數小時之久。在五十呎之深度處，滯後可達六個月，故冬暖夏涼，適與氣溫相反。自五十呎深度以下約自五十至數百呎厚之一段地層，溫度終年如一，此段以下則每約 52 呎，溫度增高一度。（參閱隧道編 B 11-14）

14. 日照時數 日照時數爲記錄每日太陽照映之小時數，或所佔理論上日出至日入間日照時間之百分數。測驗日照時數之儀器爲日照計，種類甚多，其重要者如下。（1）焦紙式：用玻璃球一枚置架上，球後置圓弧形之金屬片，可令玻璃球之焦點適落於此金屬片上所設之紙片。將此計設置於向南不受蔭蔽之處，日光照射其上，紙片即爲焚焦。觀其焚焦部分之所在即可知每日日照之時間。（2）攝影式：有圓筒形之暗箱，上開細孔，內設感光之紙。當日光由細孔射及感光紙上，即起感光作用。（3）電接觸式：用黑球溫度計封入玻璃管內，抽出空氣。用金屬絲二枚，其一插入溫度計之水銀部分，另一插入中空部分。將金屬絲引至室內與電池相連成爲電路。當溫度計被日照射，黑球吸熱甚易，水銀柱即上升與中空部分之金屬絲相觸，電路即通，及日光爲雲所遮，水銀柱下落，電路復斷。利用時鐘機械及記錄之筆，即可自動記錄日照時數於旋轉圓筒之上。各月蒸發量之變化，與日照變化極相符合，故可用爲蒸發量記錄之參證。

### 第三章 降水量

15. 降水量 降水量又稱雨量，乃一切自天空降落於地表之水量，以積在地面之深度計，毫米或吋爲單位。測驗降水量之器具爲雨量器，普通有標準雨量器，欵斗式雨量器，浮子雨量器三種。（1）

標準雨量器為銅片或或白鐵所製，其構造見圖 2。此器有漏斗狀承雨蓋 A，其內徑為 8 吋，中央有量雨筒 C，高 20 吋，內徑 2.53 吋，量雨筒外有套筒 B 凡量雨筒溢出之水可儲於其內。因承雨蓋之面積為量雨筒面積之十倍，故受雨一毫米，則量雨筒內即積水一厘米。製量雨尺一支，伸入量雨筒內，測知水之深度，即可求得降水量之多寡。(2) 欵斗式：其構造見圖 3。承雨蓋之直徑為 12 吋。漏斗出口之下，設有受水之斗，中分兩格，能倚中軸而偏倚。雨水自漏斗下注，一格既盛雨水百分之一吋即欵側而傾入下方之儲雨筒。欵斗之動作可使電路為之開闔，而自動記載於捲筒之紙片上。(3) 浮子式：量雨筒中設有浮子，與時鐘機械相連，故能自動記錄雨量於旋轉之紙片上。

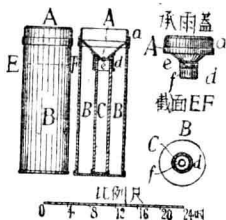


圖2 標準雨量器

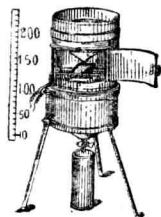


圖3 欵斗式雨量器

水一厘米。製量雨尺一支，伸入量雨筒內，測知水之深度，即可求得降水量之多寡。(2) 欵斗式：其構造見圖 3。承雨蓋之直徑為 12 吋。漏斗出口之下，設有受水之斗，中分兩格，能倚中軸而偏倚。雨水自漏斗下注，一格既盛雨水百分之一吋即欵側而傾入下方之儲雨筒。欵斗之動作可使電路為之開闔，而自動記載於捲筒之紙片上。(3) 浮子式：量雨筒中設有浮子，與時鐘機械相連，故能自動記錄雨量於旋轉之紙片上。

16. 雨量器之設置 欲期雨量測驗精確，除選用良好之雨量器外，尤應注意雨量器之設置地點。風為擾亂量雨之主要原因，當其吹向雨量器時，足使附近及承雨蓋之上發生空氣渦流，拒雨入器，細雨及飄雪時，其弊益著。雪花已入雨量器者亦易為風所吹去，故遇降雪時宜將承雨蓋及量雨筒取去，使雪片墮入套筒之內。即用此法，記錄亦每不確，故美國氣象局規定雪量須取空曠地方之積雪，和入定量之溫水，使其融化而後測量之。荷蘭敦建議在十一月至次年四月間由套筒量得之雪量須增加次之百分數以改正之：增加百分數 =  $1.5(\varphi - 35) + E/500$ ，其中  $\varphi$  為緯度， $E$  為量雨計之高度。設置雨量器宜擇空曠之區，不可在任何高建築或高物體  $45^\circ$  射影以內。雨量器須垂直放置，承雨蓋須水平。四週打木樑以維護之。承雨蓋或量雨器中，積有雜物塵垢，須立即滌淨。

17. 雨量之分佈 地球上每年總雨量若令勻布全地面上，則約

可得平均年雨量 840 毫米。但實際上雨量之分佈頗為複雜，隨緯度，海岸距離，地形，風向，拔海高度等而異。茲分述之。(a)緯度之關係：就一般言，赤道附近雨量最多，至兩極則次第減少。地球總雨量三分之二均降於北緯 30° 至南緯 30° 間。據浮世德<sup>5</sup>之研究，地球各緯度間之平均雨量(毫米)如下表：

緯度	全地球雨量	陸地雨量	海面雨量
90°~80°N	(170)	(340)	(150)
80 ~70	(290)	(260)	(290)
70 ~60	(390)	350	480
60 ~50	690	500	960
50 ~40	830	510	1170
40 ~30	510	520	510
30 ~20	430	760	220
20 ~10	710	650	620
10 ~0	1470	1170	1400
0 ~10S	1160	1810	950
10 ~20	760	1100	660
20 ~30	540	640	510
30 ~40	850	570	880
40 ~50	920	870	920
50 ~60	700	1020	900
60 ~70	(280)	(300)	(290)
70 ~80	(260)	(300)	(150)
80 ~90	(300)	(300)	0

赤道無風帶內雨量最大。蓋此處空氣濕潤，不絕昇騰，遇冷凝結，乃沛然下注矣。南美亞馬孫河<sup>(6)</sup>流域雨量最多，年雨量達 2000 毫米以上。其他如東印度諸島，非洲之赤道地方雨量亦多。赤道無風帶與信風帶間，空氣昇騰之機會甚少，故乾旱異常。緯度 30° 附近為溫帶無風帶，並為所謂高氣壓區域，空氣乾燥，雨量遂甚稀少。世界之大沙漠，以此區域內為最多。緯度更高地方，為偏西風區域，降



水量復稍增多，至兩極乃又銳減。(b)海岸距離之關係：濱海之處，海風挾濕氣俱來，如近海有山脈，則濕空氣循山上昇，遇冷凝化爲雨。故沿海山地，雨量必多。(c)地形及風向之關係：山脈向風之側降水量多，背風之側降水量少。如漢口居秦嶺之南，平均年雨量爲 1262 毫米，開封與之幾同經度，但處秦嶺之北，則僅有 693 毫米。(d)海拔高度之關係：同一地方，就一般言，拔海高度愈增。則雨量亦愈巨，惟達到限度以後，即又減少。巴羅斯<sup>(7)</sup>對於科內提卡特<sup>(8)</sup>河流域曾設定雨量與高度之關係式如下： $R = 45 + 7(H - 1)$ ，其中  $R$  爲雨量以吋計， $H$  爲高度，以 1000 呎爲單位。(e)森林之關係：昔人咸以爲森林足以增加雨量，其後乃知爲倒果爲因之論，蓋實由於雨量豐富，以致森林茂盛而已。

18. 雨量之統計 一地之雨量紀錄應加以統計以求得下列各項：(a)每年總雨量之平均數，或平均年雨量；(b)每年總雨量之最大最小數；(c)一年內各月雨量總數；(d)短時期內之暴雨。由多數測站之記錄可繪成平均年雨量，各年總雨量，及每月總雨量之同雨量線。各地短時期之暴雨記錄可繪成暴雨同雨量線分佈圖。欲求一流域之平均雨量可求出流域內每兩同雨量綫間之面積與兩同雨量綫之平均雨量相乘而綜加之，除以全流域面積而得。另一注爲泰孫<sup>(31)</sup>所創，如圖 4。命  $A, B, C, D$  爲雨量站，曲線所圍者爲流域。在連絡每兩站所成直線中點，各作垂直線，分畫流域面積爲  $a, b, c, d$  部分。將面積  $a, b, c, d$  分別乘  $A, B, C, D$  之雨量而綜加之，除以流域全面積即得本流域之平均雨量。

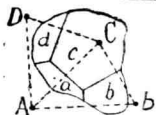


圖4 泰孫流域平均雨量計算法

19. 平均年雨量 我國各地之平均年雨量詳見本書灌溉工程編圖 1。此圖係資源委員會根據民國 12 年至 22 年全國雨量記載而繪製。記載年份增長，則平均值或有若干之變更。每一測站之年雨量，逐年不相同。據平尼<sup>(9)</sup>之論斷，三十年之平均值平均歧離約爲 2.25%，二十年之平均值，平均歧離約 3.24%，十年之平均值，平均歧離約 2.2%，五年之平均值，平均歧離約 15%，平均年雨量值對

於水利工程，用途甚少，而稀有之降雨狀況反較平均值為重要也。連年多雨之後，每有連年之乾旱，致若干學者，以為其中有一定之規律，且與天體之現象，如太陽黑斑之變化，有因果之關係。<sup>(10)</sup>布盧克主張最力，以35年為乾旱與濕潤之週期，其間20年乾旱 15年濕潤。但經詳考事實以後，可信乾濕年份相間之定律，並非若是之固定與整齊。惟降水量之年有增減為不可否認之事實。最大年雨量與最小年雨量之比，在熱帶低緯區及海洋氣候之西歐不及3倍；大陸氣候或地中海區可達4或5，沙漠區可達甚巨之數。

20. 月雨量之變化 一年中之雨量隨季節而變化，就一般而言，均可分為雨期與乾燥期。欲知一年中雨量之變化，可求得每月雨量總數以資比較。因各月日數不等，故為比較起見二月份之雨量應乘以係數1.06，有三十一日各月之雨量應乘以0.95，庶可一律換算為三十日之月份。一年中各月雨量之變化形式，可歸納為五型。(1)赤道型：一年中有極大極小各二次即春分秋分相近為極大，夏至冬至相近為極小。(2)熱帶型：一年中祇有極大極小各一次，其升降與氣溫之升降互相呼應。雨期約四個月，其餘普通均為乾燥期。(3)季節風帶型：在季風帶內，降雨隨風向而異。季風由海洋吹向陸地則雨水多，由陸地吹向海洋則雨量少，故一年之中雨期與乾燥期交互而至，且冬季雨量較夏季為多。(4)溫帶型：此型之降雨起因於低氣壓之往來。以我國而論，暖季低氣壓相繼來襲，故雨量增多，冬季反是，歐洲南部寒季多低氣壓，故降水較夏季為多。(5)混合型：此為兼受季風與低氣壓之影響而成。

21. 降雨之強度 由自記雨量計之紀錄可算得暴雨之強度，以供計畫排水工程及陰溝工程之需要。雨量強度通常以吋每小時或升/秒/佰亞爾為單位。降雨之強度愈大，則歷時恒愈短。若一地有多年(例如20年)之自動雨量紀錄，則可假設一切普通所遭遇之氣候情形，均已包括於此悠久時期之中。故在此二十年中，如有某種強度之雨一次，則可稱此種強度之週率為 $1/20$ ，遭遇二次者為 $1/10$ ，餘類推。將每次大雨之強度為縱坐標，降雨歷時為橫坐標，在

直角坐標紙繪出多數之點。次將週率相同各點以曲線聯絡之，則得其地之雨量曲線。在歷時 10 分鐘至 2 小時之雨量曲線大都取次之形式： $i = a(t+b)$ ， $i = a/(t+b)^c$ ，或  $i = a/t^b$  其中  $i$  為強度， $t$  為歷時， $a, b, c$  為常數。

21a. 我國之降水量\* 我國各部之雨澤，乃由東南季風挈載而來，然東南季風所含水汽，非使其上升，則不能釀成雲雨，而上升之道有四：由於山嶺之梗阻者曰地形雨；由於日光輻射之吸收者曰雷雨；由於不連續面者曰溫帶風暴或颶風雨；由於空氣中之旋流者，曰熱帶風暴或颱風雨。是為我國雨量之四種來源，今分述之。

(a) 地形雨 含有水汽之氣流進入高山區域後，為山嶺所阻，向上升高，體積膨脹，溫度低降，遂凝結為雨，而山背地方，氣流下降，吸收水汽，故反見乾燥。我國東部多平原與邱陵地，故地形雨不占重要位置，惟邱陵地之高峯，如廬山，泰山，天台山等其雨量超過於平地，浙西湖南贛南及桂北雨量較多，均地形作用之所致。

(b) 雷雨 雷雨為大塊之積雨雲所致，雨量甚巨。降雨之前，氣溫驟低，狂風怒發。降雨時雷電交作，有時隨之以雹。昔人以為雷電為此種暴雨之特性，甚者以為雷雨乃因雷電而發生，實非確論。蓋甚厚之雨雲凝結之際，必有雷電，熱帶風暴，颶風，沙漠旋風，森林大火，火山爆發，固皆可為雷電發生也。雷雨恒發生於夏日之午後，以下午 3~5 小時間為最多。雷雨之發生乃地面水汽受太陽輻射熱後驟然上升所致。據辛博生<sup>(30)</sup>之研究，雷雨中之電乃由雨滴下降時遭遇強烈之上升氣流而成。結果使雨滴粉碎，隨以升騰，復經聯合作用，雨滴漸巨，乃再降落。分離與聯合進行頗速，雲內之電荷因以盛增。由於雲中之正電荷，遂使其下之地面或鄰近之雲發生負電荷。卒突破中間之空氣層，發生放電現象。因電流經過之處，熱度甚高，空氣突然膨脹，發生洪大之聲浪，此閃電之後，所以隨之以雷聲也。在雷雨之際，臭氧，氧化氮，及氮均能產生，隨雨俱降，為量雖微，但年年如是，故足以略增土壤之肥沃度。雷雨以熱帶為最多，每年達二百

\*本節雜採竺可楨沈孝鳳呂炯張其昀鄭子政盧鋈諸先生論文編輯而成

日之多；緯度愈高，則爲數愈少。我國各地每年各月平均雷雨次數見次表：

地點	一 月	二 月	三 月	四 月	五 月	六 月	七 月	八 月	九 月	十 月	十一 月	十二 月	全年
上海	0.0	0.4	0.6	0.6	1.0	1.9	3.2	3.3	1.2	0.3	0.3	0.0	13.1
南京	0.0	0.7	0.7	1.7	2.2	2.7	4.9	4.4	0.6	0.2	0.4	0.0	18.5
北平	0.0	0.0	0.0	0.3	2.1	5.5	5.3	3.5	0.9	0.8	0.0	0.0	18.4
南通	0.0	0.5	0.9	0.9	2.0	2.6	5.7	4.0	1.7	0.3	0.3	0.1	20.0
廣州	0.0	0.2	1.6	3.0	4.4	5.1	5.3	5.1	3.2	0.4	0.0	0.0	28.2
濟南	0.0	0.0	0.2	0.9	2.1	3.9	6.4	4.6	1.3	0.4	0.0	0.0	19.8

據盧鋈之研究，我國雷雨之分佈，其趨勢有三：南多於北，山地多於平原，沿海多於內陸，雷雨日數，平均沿海：華北 5~10，華南 20~30，華中 10~20，西北高原不及 5 日。除湘贛浙遼外，雷雨多出現於夏月。湘贛浙春季最多，遼秋季最盛。出現於午後 13~21 時占 60%。我國雨量中雷雨所佔百分率如下：南京 32.5，廣州 36.6，昆明 32.2，長沙 35.5，成都 35.8，西安 4.3，濟南 31.8，肅州 15.9，北平 34.9，庫倫 48.4。

(c) 溫帶風暴 據竺可楨先生之研究東亞及太平洋西部氣壓系統隨時季而變遷，造成中國之季風系統，而此季風系統乃控制我國降雨之時季。廣東北部雨量最高點，多在五月，長江流域，在六月，華北常在七月，與風暴路徑最多地帶之移動完全吻合。夏季風暴路徑集中之處，亦即雨澤豐盛之區。此可解釋長江流域之乾旱，何以常與華北多雨時季相連繫，如民國二十年七月，長江流域，溫帶風暴，異常活躍，東北風極盛行，發生空前之大水災，而華北則旱魃爲患。廿三年夏長江流域苦旱，爲近年來最大旱災之一，而東三省及華北各地均洪水爲災。由雨量風向分佈圖可查得黃河流域（緯度 35~46°）之風暴以三月與七月爲最多，而長江流域（緯度 30~35°）則以四月與六月爲最多。三四月間東南季風尙未盛行，四月以後西比利亞高氣壓衰退，來自南海之東南季風始能長驅直入。但在六月間，此暖氣流在長江流域高度祇 4~5 仟米，與自東北來之冷

氣流，相接觸而成不連續面，以釀成稻米種植所依賴之霪雨。及至七月上旬，季風增深加厚，高度達 10 仟米，地面風速加強，其前鋒直達華北與蒙古，長江流域之冷空氣一掃而空，不連續面移至黃河流域，是以長江流域之風暴減少，而華北則增多。此所以霪雨以後，長江流域天氣晴朗，而華北反形潮濕。

據徐家匯天文台勞績勳神父之統計，我國在 1893~1918 年間，溫帶風暴共 1,264 次，平均每年 48.5 次。近年氣象觀測日趨週密，故紀錄較全。氣象研究所沈孝鳳先生統計 1921~30 年間風暴數為 841 次平均每年 84 次。風暴之分配以三四五三個月為最多，七八九最少，而雨量最豐。此蓋夏季大氣中水分遠較他季為重，每個風暴所攜之雨量，遠勝於他季耳。我國之溫帶風暴常自西徂東，或自西南趨東北，或自西北趨東南，但抵沿海即改向東北。冬季路徑，每有變遷。北緯 25 度以南，風暴甚稀，春冬二季長江流域最多，七八月華北風暴之數遠勝於華中與華南。冬季乾燥之北風盛行，故雨澤甚稀。四月風轉向南，溫度升高，水氣增加，遼境風暴所攜之雨量亦較豐沛。過此以往，風暴路徑，漸向北移，最高雨量帶隨之北進。南嶺山地(包括廣西邱陵地，廣東北部及湘贛南部)雨量最高點在五月。此區八月之第二高點則由颱風所致。長江中下游雨量最高點在六月，更北至華北一帶最高點則在七月。

霪雨為連綿性之降雨，雲量多而溫度低，為稻禾插秧時期重要之水源。據岡田武松所述春夏間北冰洋冰雪融解，冷流南來，涵養而成親潮寒流，造成日本方面之高氣壓。低氣壓被阻，不得前進，遂致連綿降雨。但低氣壓之路徑，漸漸由南向北，故霪雨亦漸向北移。自五月中旬至六月中旬，在小笠原一帶，自六月中旬至七月中旬在九州關東一帶，按我國情形亦與此相類。因日本高氣壓發達，低氣壓不能前進，被阻於沿海一帶，遂成霪雨。我國方面之低氣壓亦由南而北。故霪雨自五月中旬至六月中旬在南部，六月中旬至七月中旬在中部。夏季華北亦較多雨，但情形稍異，故不稱為霪雨。

(d)熱帶風暴 熱帶風暴在我國名為颱風，夏秋之氣候常為颱風所左右。此風多發源於美利挨那羣島區域，原因為大氣中之水分，突被收縮，潛熱四放，致使氣流遽變成一巨大之空氣旋渦。其時

我國各地平均雨量表 (單位毫米)

地名	一月	二月	三月	四月	五月	六月	七月	八月	九月	十月	十一月	十二月	全年
瓊州	24.6	35.2	53.9	100.5	161.6	202.7	218.5	192.2	269.7	182.3	78.4	47.4	1567.0
香港	32.3	44.5	74.5	138.3	292.2	394.3	381.2	360.9	256.8	115.5	43.2	29.2	2162.9
龍州	20.4	33.7	48.3	81.0	177.4	217.0	227.3	231.6	140.3	62.4	31.7	21.0	1292.1
廣州	45.4	73.6	94.8	154.7	254.9	265.1	263.5	245.9	139.0	57.5	44.4	36.6	1675.4
汕頭	34.9	58.4	84.2	146.0	216.2	256.4	205.6	213.9	133.1	62.2	42.8	36.8	1490.5
梧州	31.0	55.2	94.2	159.1	206.8	194.3	158.3	75.2	85.1	42.9	39.2	38.2	1279.5
廈門	34.5	68.1	91.4	133.4	169.3	174.6	126.9	161.4	109.9	37.4	33.4	35.1	1175.5
衡陽	31.0	32.2	42.2	65.7	126.2	241.6	322.8	276.4	153.6	165.9	36.8	17.3	1493.7
昆明	3.4	15.7	39.6	82.8	108.4	260.5	215.5	215.9	188.6	60.9	43.0	11.5	1245.3
福州	44.5	92.3	118.8	126.4	151.0	195.7	167.0	199.6	205.9	46.8	41.2	47.7	1436.9
衡陽	38.0	2.4	71.4	199.3	165.9	268.8	71.0	83.3	38.8	53.6	119.7	35.5	1227.4
溫州	48.0	89.9	125.6	143.4	187.6	263.1	200.4	252.7	213.0	87.4	55.5	43.1	1709.7
長沙	46.8	94.5	139.1	141.9	112.6	220.4	120.3	115.8	73.0	70.6	68.2	43.9	1347.1
常德	28.4	74.5	61.2	231.0	220.2	319.1	150.2	185.3	93.3	159.8	85.2	38.7	1619.4
重慶	17.8	19.6	37.1	99.7	145.5	182.7	138.5	128.0	148.4	110.4	48.7	21.3	1097.7
九江	61.8	2.0	130.3	174.1	172.7	226.5	145.1	124.7	88.8	88.2	63.3	13.3	1409.8
杭州	70.4	93.6	117.7	129.5	140.4	234.5	139.4	194.2	166.1	84.8	73.2	58.5	1502.3
漢口	46.6	67.6	93.3	148.6	171.8	231.8	184.7	109.0	75.9	74.3	49.4	29.2	1262.2
安慶	15.8	43.5	114.2	229.2	160.8	89.2	2.8	84.5	95.2	101.0	24.2	54.3	1014.7
成都	7.7	10.2	13.6	48.0	46.5	102.7	220.6	202.6	114.9	43.5	12.3	3.8	826.4
宜昌	21.8	29.8	52.6	101.0	125.3	158.9	209.3	180.6	101.8	74.3	34.4	16.6	1106.4
上海	49.5	59.4	84.0	92.7	93.9	179.7	148.5	145.2	127.8	72.5	49.7	36.5	1138.4
蘇州	50.9	54.8	57.4	69.5	106.7	133.9	116.3	124.1	87.6	27.2	32.6	36.4	897.4
蕪湖	52.1	56.0	98.8	125.8	126.8	204.8	156.0	124.7	82.4	71.2	57.7	36.8	1193.1
無錫	48.3	65.4	58.2	69.9	98.8	148.4	160.7	124.5	107.9	27.8	39.2	41.1	990.2
南通	30.3	58.8	53.6	69.1	65.5	157.9	178.7	138.9	129.3	24.6	37.1	37.1	960.9
南京	38.7	40.7	62.4	35.9	80.4	160.0	190.4	112.1	87.6	45.4	40.5	35.7	994.8
東台	38.3	36.8	47.7	101.5	102.5	167.6	79.8	142.7	104.8	45.3	2.5	47.6	927.4
徐州	13.2	18.7	26.0	64.7	68.0	88.5	105.1	182.1	82.6	26.9	12.5	33.1	721.4
西安	3.4	3.7	17.4	40.8	57.9	63.7	74.6	03.1	89.6	52.3	8.9	3.0	518.4
開封	8.9	17.8	20.7	23.5	31.3	18.9	306.8	137.4	80.7	33.9	7.0	7.0	693.9
蘭州	1.3	7.2	6.8	8.9	24.6	14.1	89.0	148.0	39.0	23.9	0.4	6.4	369.4
青島	11.8	8.5	20.8	33.8	39.7	85.6	148.5	153.4	88.3	36.7	20.2	17.1	664.4
濟南	8.8	8.0	10.6	19.5	35.7	71.5	195.1	179.6	55.4	18.6	15.2	11.5	629.5
太原	2.3	3.7	3.7	9.9	27.4	56.7	115.8	112.6	43.8	11.9	0.2	3.3	391.3
保定	0.7	3.1	5.6	6.3	23.9	88.9	157.2	135.2	25.3	9.4	10.0	5.9	471.5
北平	3.8	4.2	8.1	16.0	33.8	82.8	256.1	144.0	57.7	17.7	8.4	2.3	634.9
車台	1.6	1.8	4.3	3.3	1.3	34.1	18.4	8.5	5.3	0.0	0.3	6.4	85.3
迪化	4.0	36.9	0.0	40.3	75.7	9.8	23.3	64.8	16.6	48.6	8.5	18.3	345.0
潘陽	5.3	7.3	18.7	26.6	58.8	87.8	162.4	151.4	77.7	38.7	23.9	9.1	667.7
長春	7.1	6.5	16.3	19.5	52.0	104.6	182.0	133.8	62.0	38.4	16.3	7.3	646.7
哈爾濱	4.0	6.0	10.6	22.0	42.0	104.0	148.0	107.0	55.0	30.0	11.0	5.0	544.0
瑯瑯	3.4	4.5	5.8	6.5	25.0	124.2	143.1	142.3	101.5	23.7	15.5	3.5	600.4

期雖無定，但多於秋分後見之。初起之時面積甚小，向西北進行，行動殊緩，經過信風帶，時速約 6~12 哩。至北緯 30° 左右，乃彎向右方，初向北，繼之向東北，移行漸速，每小時至 20 哩以上，甚者達 40 哩。颱風之渦流按反時針方向而旋轉，風速甚巨，常足摧毀一切，我國沿海各處海客農民莫不畏之，南部尤甚。據氣象學者之研究，知雲雨之形成，乃低氣壓圈內南部三分一或四分一之熱氣團與空氣團相遇於旋風中心之結果。低氣壓圈內之風向普通均與等壓線成角 30° (東北部介於 35~40 度，西南部介於 20~25 度)。風速在外方及中心幾等於零。而在降雨區內常達 45 米每秒，甚者幾達 90 米每秒。颱風在夏秋之季每成組而來，有互相追隨之習性，各組之間介以上升之氣壓，颱風過後，即繼以數日之晴朗。前後二次，行徑每甚相似，或竟平行，故使災禍益劇。自 1904~1915 年間太平洋中發生颱風凡 247 次，其在我國沿海登陸者不過 54 次而已。其登陸季節之分配計六月 4，七月 17，八月 13，九月 15，十月 4，十一月 1。閩粵沿海受颱風之患為最巨，蘇浙次之，如自北平經宜昌至荊開作一線，則可謂為颱風所及之限界，此線以西，即絕未見其蹤跡矣。

## 第四章 蒸發量

22. 水之循環 自天空降落於地面之水可分三大歸宿之途。其一為逕流部分，即沿地面坡度，自高就下，以達於河海。其二為滲漉部分，即潛入地中為地下水。此部分又可分為二支，一支潛行地中，遇地層罅隙，則復湧出為泉，成為地面水，以河海為歸趨。另一支則潛入地層深處，流至別一流域或直接由海底湧出。若干伏流地中，隱而復見之河川即屬此類，名之曰深透水。其三為蒸發部分。由地面直接蒸發逃歸空中者曰地面蒸發；由湖海之面蒸發而返空中者曰水面蒸發；由植物吸收後轉由葉面發散者，為葉面蒸發。此三種蒸發當於本章述之。

23. 水面蒸發 蒸發者水由液體或固體狀態變化為氣體狀態

之步驟也。因溫度所度量者僅屬任何物質內分子運動之平均速度，故分子之運動必有較平均速度為迅速者。此若干運動極度迅速之分子乃自水之表面爆炸而出，逸入空中，苟已超越內聚力勢力範圍以外，即不復返歸液體之中，留存空間，成為水汽。若水面上方水汽過於稠密，則若干水汽分子為水所獲，再與液體相合併。當分子之交換，為數相同時，可謂蒸發為零。此種情形在液體溫度與水面以上水汽之露點溫度相同時可以遇之。若水汽之露點溫度較水溫為低，則蒸發繼續進行，反之則發生凝結。在一定溫度之下，水面上單位空間中所含水汽分子愈少，則蒸發愈形迅速。蒸發作用既在不斷奪取液體中運動迅捷之分子，其結果必使剩餘分子之平均運動速度為之減少，此蒸發以後，液體溫度之所以低降也。要而言之，蒸發為冷卻之過程。

在百餘年前道爾<sup>(11)</sup>氏曾指出在別種條件不變時，水面上蒸發之速率幾隨水汽壓之飽和差而變，所謂飽和差者，即相當於水溫之飽和水汽壓與有在於大氣中實在之水汽壓之差額是也。百餘年來經無數人之試驗研究，引用風速，氣溫，氣壓溫度等改正係數，故有繁多之蒸發量公式。茲祇列<sup>(21)</sup>邁爾所擬公式如下：

$$E = 15(V - v)(1 + 0.1w)$$

其中  $E$  = 小量淺水面上三十日間(一個月)之蒸發損失，以吋計； $V$  = 相當於附近氣象測候所所測該月平均氣溫之飽和水汽壓，以水銀柱吋計； $v$  = 空氣中水汽之實在壓力，以附近氣象測候所所測定之該月平均氣溫及相對濕度為準，以水銀柱吋計； $w$  = 該月平均風速，以每小時哩計，並以附近測候所在居遭地面或都市屋頂上 30 呎處所觀測者為準。倘欲計算大量深水之全月蒸發損失量，則上式之  $V$  應為相當於水溫之飽和水汽壓， $v$  = 水面上 30 呎處空氣中實在水汽壓，單位同上。

24. 水面蒸發表 普通蒸發表係用內徑 80 厘米深 40 厘米之銅皿為之。每日注入定量之水，於一定時間測量殘水之量，以計算蒸發損失。蒸發皿之上緣須用白鐵絲作欄，向外微彎成喇叭口狀，



以免鳥類就皿飲水。蒸發皿可置於盛水之木桶內，埋入地面內或用木筏浮於水面之上。美國所用蒸發皿方圓俱備，但以圓形者為可取。直徑三呎，深 18 吋以上。皿心植一銳末之針，注水入皿，以適淹針尖為度。經過 24 小時後，水面低落，乃用量杯注水入內，至再淹針尖為止。注入之水量即為蒸發損失量。所取量杯，宜使一杯之水相當於  $1/100$  吋之蒸發量，則計算更便。蒸發皿之附近宜設雨量器以為修正蒸發量之用。此外尚有自記蒸發表，係用大桶一具，內設浮子並有管與水源相通。如水面降低 0.05 毫米，則此浮子即能接通電路，開啓活門，由管引水以恢復原有水位。進入桶中之水量，先注欵斗之中，與自記雨量器相仿，故可記錄一日間之蒸發量。由蒸發皿測得之蒸發量，較諸實際廣大水面上之蒸發量為巨，故須乘以實驗係數以改正之。此係數自 0.54 至 0.90 不等，詳見水利月刊五卷三期顧濟之君皿中水面蒸發量之研究文中。

25. 地面蒸發 研究一定流域之逕流時，地面蒸發恒較水面蒸發為重要。地面蒸發與溫度，雨量，植物，土壤，地下水位，地形均有顯著之關係。且地面之蒸發損失不僅與蒸發之速率有關，且與可以連續蒸發之時間有關。荷蘭<sup>(13)</sup>敦名此時間為蒸發機會，實為切當之詞，蓋蒸發之延續與否隨可有之濕氣量而定也。茲分論之。(a)溫度之關係：在大雨初停之際，地面之蒸發損失量略與淺水之蒸發情形相似。若地面乾燥，土溫較氣溫為高，則蒸發率且可超過於水面。迨地面濕氣蒸發漸盡，則蒸發即逐漸減少。溫度愈高則減少愈速。由此觀之，地面蒸發率雖有超過水面之時，然以蒸發損失之總量言，則並不與其蒸發率成正比。(b)相對濕度之關係：地面蒸發量亦與水汽壓之飽和差成正比，故與水面蒸發相類。(c)植物之關係：植物遮蔽地面，故足使蒸發損失為之減少。以裸地之蒸發量為 1，則穀田可假定為 0.8，草原為 0.7，稀疏森林，灌木林，及再生林為 0.6，密林自 0.2 至 0.4。(d)土壤之關係：據大森宗裕氏之研究砂面蒸發量與砂之粒徑有關。粒徑小於半毫米者蒸發量為 78%；粒徑介於 0.5 1.0 至毫米者，77%；粒徑介於 1~3 毫米者，70%。又土色亦與蒸

發有關。白黃褐灰黑五色之蒸發比率為1.00:1.07:1.19:1.25:1.32  
 (e)地下水位之關係:地下水位高,則地面水分之供給甚暢,蒸發量自必增加。美國維愛邁爾<sup>(1)</sup>曾用三種土壤,在不同之地下水深度下,作地面蒸發之試驗,其結果如次,以每日蒸發量吋為單位:

地下水面深,呎	土壤甲	土壤乙	土壤丙
0.0	0.328	0.317	0.216
0.5	0.215	0.230	0.182
1.0	0.209	0.194	0.162
1.5	0.093	0.086	0.076
2.0	0.079	0.055	0.051
3.0	—	—	0.026
4.3	—	—	0.016

(f)地形之關係:就大體言,地面傾斜甚陡,及光滑者,雨水流出甚易則蒸發少,反之傾斜緩而粗糙者,雨水流出緩,則蒸發多。又地土疏鬆而滲漏甚易者,蒸發亦必減少。若以光滑地面之蒸發量為1,則粗糙者為1.06,拱起者1.14,波浪形者1.21。測驗地面蒸發之設備曰地面蒸發表,係用開口而不漏水之桶,內置土壤,埋入土中,桶緣出地少許,以免桶外表流竄入。桶底通管,引水至低坑內之量器中。降雨或用人工潑水以後,除由桶底管中引出之水量外,均為地面蒸發量。地面蒸發表有用混凝土構成,若干個分成兩列,中通隧道以置測量滲漉水之量器並供人行之用。圖7所示可用為地面蒸發表。

16. 蒸發機會 雖有蒸發之可能,但是否存有充足之濕氣以供連續之蒸發乃一重要關鍵,名為蒸發機會。蒸發機會隨降水量,遮留及滲漉而異,分論如次。(1)降水量之關係:可有之濕氣頗受流域內降水之數量,時率,及性質之影響。頻數而輕微之陣雨,使地表土壤,及裸地與植物之外表為之潮潤,故蒸發最旺,蒸發機會亦最多。反之,緩慢而持久之溼雨,滲漉必多,驟發之暴雨,逕流必湧,皆足使蒸發機會減少。又降水之性質關係亦切。北地冬季多雪,經月不

融而直接晞化，故其蒸發機會足與水面相埒。若地面為厚密之常青森林，則積雪為枝葉所橋，其蒸發之機會可超越水面而過之。(2)遮留之關係：夏季所降之雨大部分為草木枝葉所遮留，直接蒸發，甚至有未及地面者。植物之種類，降雨之弛驟，雨雪之不同，均足以左右遮留之效果。荷爾敦統計德國 16 測站之遮留量，佔雨量之 25%，瑞士 12 年之測驗，遮留佔 16%。又微雨雨量之遮留於森林而直接蒸發者可達 70%，霪雨約達 24%。(3)滲漉之關係：同一雨量，如滲漉甚易，則蒸發機會必少。

27. 地面蒸發估計曲線 邁爾擬有估計地面蒸發量之曲線如圖 5，以供初步估計之用。

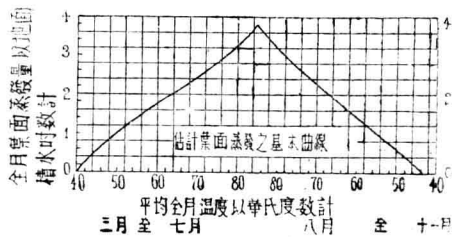


圖5 地面蒸發估計曲線

28. 葉面蒸發  
水由植物葉面或其他表面呼吸孔或氣孔中化汽而出者曰葉面蒸發。<sup>(15)</sup>據克雷門茲之說植物葉片內葉綠體所吸收之光能，95%均轉化為熱。大部分之熱即用以蒸發根部所吸收之鹽類溶液，與造成植物纖維。<sup>(16)</sup>凡志特甫與阿累尼烏斯曾推闡得一定律曰，『溫度倍增，則多數化學的反應與生理的行為均倍增其活躍』。<sup>(17)</sup>應用此定律至葉面蒸發時，首先必須決定開始蒸發之溫度。<sup>(18)</sup>彭以全年平均溫度不及 48°F 時，為植物休止之時期，其他科學家則謂溫度不及 6°C (42.8°F) 時植物細胞內之葉綠體即停止活動。邁爾根據以上論斷，不計可有之濕氣量如何，製有曲線圖如圖 6，以為估計葉面蒸發之用。邁爾所定曲線與以下兩式甚為接近，即三月至七月  $T = 0.085(t - 40)$ ，八月至十一月  $T = 0.090(t - 43)$ ，其中  $T$  = 按月葉面蒸發量以吋計， $t$  = 全月平均氣溫，以華氏計。此兩曲線均以 85°F 為終點，蓋假定植物在此溫度以上，即入於夏眠之時期耳。此項曲線祇計溫度，而其他因數，如濕氣供給量，植物之性質，日照時間等均

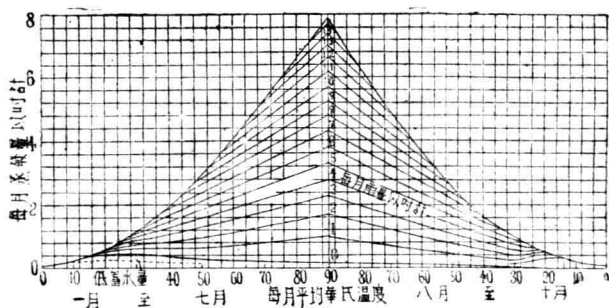


圖6 葉面蒸發估計曲線

未計及。且在實際上，雖同一種之植物，葉面蒸發亦年年不同也。是以邁爾自謂此項曲線僅可在已知每季葉面蒸發總量後，用以分配各月應派之量而已。試驗葉面蒸發量可用白鐵罐，種植農作物。罐高 26 吋，徑 16 吋，中實土壤。罐頂有不透氣之蓋，中穿數孔，植物本幹即貫之而出，而以融蠟密封孔之四周。中央設底部有孔之花盆，亦用蓋密封，惟頂部留孔，以引水入盆，分佈於土壤中。每種植物須分種於若干白鐵罐中，同時試驗，以求得平均結果。

29. 葉面蒸發之變化 葉面蒸發與溫度之關係業如上述。此外有關因素，為濕度，風，光，土壤水分，植物性質等。(1) 濕度：由植物需水量之實驗，知生長於乾空氣內之植物，生產每磅乾料所需水量較生長於濕空氣內者為多。在濕空氣內(日間相對濕度為 58%) 生長之植物較諸乾空氣內(日間相對濕度 37%) 生長者，乾料可多產 25%，用水量可少 12%。(2) 風：葉面水汽隨發隨為氣流所攜走，自可增進葉面增發。(3) 光：葉面蒸發幾盡限於白晝，此與一般蒸發之晝夜無間者不同。在日光中如將植物加以遮蔽，可使葉面蒸發減至二分之一或三分之一。(4) 土壤水分：土壤中水分可分為重力水，毛細管水，與附着水，其含有量隨土壤之種類而異。僅萎謝點以上之毛細孔水，堪供植物根部吸收及葉面蒸發之用，其餘均與葉面蒸發無涉。(5) 植物性質：深根之植物吸水之區域頗廣，故葉面蒸發比較均勻，不受晴雨之影響，淺根之植物，則適與之相反。

## 第五章 逕流

30. 表流 降水量之自地表流出者曰表面逕流。表面逕流對降水量之比為逕流率。逕流之單位通例為積於該流域之水深以吋或毫米計之。

31. 有關逕流之因素 與表面逕流有關之因素有六：降水量，流域之形式，地形及地質，氣象狀況，地表狀況，蓄水狀況。茲分論之。

(1) 降水量：就一般而言，表面逕流隨下列各原因而增加，即降水總量之增加，但雪為例外，降水強烈度之增加，暴雨在流域內分佈之增廣。蒸發之減少，植物生活之休止，冰雪之融化，儲蓄於地層內水量之流出。表面逕流隨下列各原因而減少，即降水量微而不連續，蒸發之增進，植物之暢茂，暴雨之分佈僅為流域之一小部分。(2) 流域之形式：表面逕流與流域之為圓形，扇形等關係甚密。(3) 地形與地質：坡度之平坦或傾斜，地面之平滑或起伏，地質之為土質或岩石，透水或不透水，均足左右表面逕流之多寡。(4) 氣象狀況：與表面逕流有關者為全年及各月溫度之變化，積雪之多寡，蒸發量之狀況，高低氣壓中心之經過情形。(5) 地表狀況：即排水暢適與否，耕種與否，裸地或有植物。(6) 蓄水狀況：湖泊沼澤之有無，透水地層之分佈，人工之蓄水工程。

32. 表面逕流之實測 現時實測表面逕流，頗見盛行，茲介紹

其方法如下：(1) 真山利雄法，如圖 7，用頁鐵造成漏斗狀，內置土壤，及礫石，表面傾斜或平坦。設水管俾在降雨時分別引取表面逕流與滲漉水量而測驗之。(2) 試驗地區法，如圖 8，擇定試驗地區四周打入不透水之板，其下游方

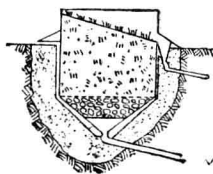


圖 7

表面逕流實測計

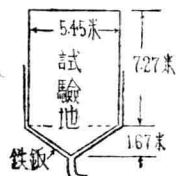


圖 8

表面逕流試驗區

其下游方

面，則用鐵板收集降雨時之表流。鐵板寬 30 厘米。打入土中 20 厘米。(3)實測溪流之流量與降水量而分析之。上述第一第二兩法為小規模之試驗，故可用人工撒水以代天雨。托克密氏<sup>(29)</sup>依據多種實測之結果，得可用之平均流量數，以升每平方仟米計，如次：(1)低水期：(a)平原或丘地之為微透水土層者，0.5~1.2 升；(b)平原有樹林及湖泊者，1.2~2.0 升；(c)山嶺之有森林或丘地之為透水土層者，1.6~2.4 升。(2)夏季水位：3.0~5.0 升。(3)高水位(流域之大於 500 方仟米者)，(a)平原有湖泊及廣大之灘地者，15~40 升；(b)平原或丘地之為透水土層者 30~80 升；(c)平原或丘地之為微透水土層者，60~150 升；(d)山地之有種植者 80~200 升。方修斯<sup>(30)</sup>謂在河道發源地而無冰河者，其流量數為 350~600 升。

33. 逕流之推算 在設計水利工程之始，恒須確知河川所供給之流量，故歷年測驗之紀錄，必須設法搜集之。如河川流量尚未經人測驗。則應立即在主要地點，設立水則，從事觀測，並測驗各級水位之流量，以完成每日流量紀錄(詳見下章)。同時為初步設計起見，祇能用近似方法，估計其流量。估計流量之近似方法甚多，本編祇述其重要者三種：(1)就降水量，蒸發量及流域地質情形以推算河川之每月流量；(2)就雨量與溫度情形而加以推算；(3)由雨量紀錄以推算每日之流量。

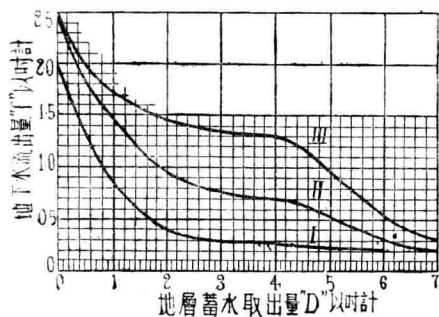


圖 9

34. 每月流量推算法 應用此法，須有雨量與蒸發量之紀錄，以作根據。弗牟爾<sup>(20)</sup>將河川之流域分作三種，每種流域之地層蓄水取出量與地下水流出量間之關係，各繪為曲線，如圖 9。其流域之分類如次：

(1)山嶽區域，地表面為不透水性之地層；(2)表面為透水性之地層，但無湖沼之存在；(3)表面為透水性之地層，並有湖沼之存在。

命  $f$  為地下水所供給之流量，以吋計； $r$  為本月之雨量，以吋計； $d_1$  為上月底地層蓄水之取出量； $d_2$  為本月底地層蓄水之取出量，均以吋計， $e$  為本月之蒸發量，以吋計，則  $d_2 = d_1 + e + f - r$ 。故本月份地下水之平均取出量為

$$D = \frac{1}{2}(d_1 + d_2) = d_1 + \frac{1}{2}(e + f - r) = d_1 + \frac{1}{2}f - \frac{1}{2}(r - e)$$

由此式可以估計每月之流量。

例：假設每月之雨量與蒸發量紀錄如次表之第二第三行，

月份	雨量, 吋	蒸發量, 吋	$r - e$	地下水	總數	地下水累積
一月	2.79	0.44	2.35	0	2.35	0
二月	2.37	0.43	1.94	0	1.94	0
三月	2.04	0.54	1.50	0	1.50	0
四月	2.08	0.87	1.21	0.78	1.99	0.78
五月	2.80	1.95	0.85	0.55	1.40	1.33
六月	2.84	2.57	0.27	0.76	1.03	2.09
七月	3.07	3.14	-0.07	0.87	0.80	2.96
八月	3.05	2.71	0.34	0.40	0.74	3.36
九月	3.15	1.81	1.34	-0.60	0.74	2.76
十月	4.08	1.10	2.98	-1.98	1.00	0.78
十一月	3.17	0.78	2.39	-0.55	1.84	0.23
十二月	2.76	0.56	2.22	-0.03	2.19	0.20
總計	34.22	16.90			17.52	

並假定流域屬於第二種。苟地層蓄水量盈滿於年終時，至三月底以後開始取出，以供給於河川，故在四月份中， $d_1 = 0$ ， $r = 2.08$ ， $e = 0.87$  代入公式，得  $D = \frac{1}{2}f - 0.61$  或  $-D/0.61 + f/1.22 = 1$ 。由圖 9 之曲線 II，用嘗試法知  $f = 1.99$ ， $D = 0.38$  適合於上式（又法將上式之直線繪出，以求其與曲線 II 之交點），因  $d_2 - d_1 = e + f - r$ ，而  $d_1 = 0$ ，故  $d_2 = 0.87 + 1.99 - 2.08 = 0.78$  吋，此即四月底地層蓄水之取出量也。五月份中  $d_1 = 0.78$ ， $r = 2.80$ ， $e = 1.95$  代入公式，得  $D/0.36 - f/0.72 = 1$ ，用嘗試法得  $f = 1.40$ ， $D = 1.05$ 。再由  $d_2 - d_1 = e + f - r$  得  $d_2 - d_1 = 1.95 + 1.40 - 2.80 = 0.55$  吋。五月份地層蓄

水之總取出量為  $0.78 + 0.55 = 1.33$ 。用此方法，繼續進行，可得各月份之流量。弗牟爾所設之三曲線，係以其搜集之資料為根據，移用於別處，自不能完全吻合，故其精密度遠不如實在之流量紀錄也。

35. 全年流量推算法 (a) 弗牟爾法：弗牟爾研究美國東北部之河川，因得蒸發損失量之公式如次： $E = (11 + 0.29R)M$ 。式中  $E$  = 全流域之全年蒸發損失量，以吋計； $R$  = 全流域之全年雨量以吋計； $M$  為因數如次表。由全年雨量減去全年蒸發量即得全年之流量。有人曾用其公式以計算美國邁阿密河自 1844 至 1918 年之年流量，以與實在紀錄相比較，知多年之平均值甚為吻合，但每年流量有相差至 3.2 倍者。

弗牟爾蒸發損失公式因數表

全年平均溫度	因數 $M$	全年平均溫度	因數 $M$
華氏 40 度	0.77	華氏 51 度	1.10
41	0.79	52	1.14
42	0.82	53	1.18
43	0.85	54	1.22
44	0.88	55	1.26
45	0.91	56	1.30
46	0.94	57	1.34
47	0.97	58	1.39
48	1.00	59	1.43
49	1.03	60	1.47
50	1.07	61	1.51

(b) 查斯丁法：<sup>(22)</sup>查斯丁以美國東部十四河川之資料為根據，得次式： $C = 0.934S^{0.155}R^2/T$ 。式中  $C$  = 年流量， $R$  為年雨量均以吋計， $S$  為流域之平均坡度，假定其值等於最高點與最低點之高度差，被流域面積之平方根所除得之商， $T$  為全年平均溫度以華氏計。凱勒法：凱勒以中歐情形為根據，得次式  $C = (94 + d)R/100 - (405 - 9d)$ 。式中  $C$  為年流量， $R$  為年雨量，均以毫米計， $D$  為常數，在平常狀況時， $d = 0$ ，在極限狀況時  $d = \pm 6$ 。(d) 持續曲線法：伯羅斯會



將各河川之流量與平均流量之比為縱坐標，時間百分數為橫坐標，繪成持續曲線，知其形式幾相一致，故可用以為估計流量之助。應用此法，知美國東部與南部諸河川之持續曲線公式為  $Q = 2.40 - 0.11T$  (此式專指持續曲線中歷時百分之八十較小流量部分而言)。式中  $Q$  為平均流量之倍數， $T$  為時間百分數。應用此法可自己有記載之河川流量，推算其他情形類似河川之流量。

36. 每日流量推算法 由雨量紀錄以推算河川之每日流量，為近年水文學者所致力研究之一問題，雖尚未臻完美之地步，然未始非解決此問題之正道也。初美國波士頓土木工程師會之洪水研究組發表一報告，略謂應用任何河川之普通洪水流量曲線，可以估計較大洪水之流量曲線，蓋不問洪水之大小如何，其洪水始末之期間恒相等耳。<sup>(25)</sup> 舍爾門繼之於1932年發表一文，謂任何流域因降雨而引起之洪水曲線，不僅歷時相等，且引起之每日表流亦與降雨量成一定之比例。援引此理即可將降雨一日或一小時所引起之逐日表流，繪成曲線，名為單位曲線。<sup>(26)</sup> 勃那於1934年發表一文，將單位曲線改進為分配曲線。兩法之命意相似，大要如次：設於某河川之流域內普遍降雨一日(或一小時)則河川底流量曲線之上，必因表流之加入而增一波浪。此波浪中每日(或一小時)之流量分配，與全波浪所經之時間，隨河川流域之性質而異。一定之河川即有一定規律之波浪。將此波浪繪成單獨之曲線，並縮放之使其縱面積等於在全流域上積水一吋之體積即名為單位曲線。若假定其總面積為100%，而縱坐標以1%為單位，則謂之分配曲線。關於單位曲線或分配曲線之決定，學者提供二法：(a)由河川流量紀錄中覓出純因降雨一日(或一小時)而起之流量波浪，減去適當之底流量及其他影響所發生之流量，用以製成單位或分配曲線。(b)將關於流域面積長度寬度坡度等種種因素代入公式，以計算單位曲線，但此等公式尚未臻完美地步，故不錄。又單位曲線與分配曲線名異而實同。蓋將分配曲線之縱坐標乘以流域面積方哩數之26.88倍，即得單位曲線縱坐標之讀數矣。

37. 水位 河川之水位者指某地點某時期水面高出某基準面之數目也。測驗水位之簡單器具爲水則，以木或鐵製成，上刻尺度。另於河中適當地點，打堅固之樁二支，樁身微斜，樁頂相並，如人字形，並用鐵箍及木板維繫於兩樁之間，然後將水則貼附其上，可免舟楫及洪水衝毀之虞。河中有建築物者，水則可附設於其上。此種水則須賴目測，故所刻尺度須極顯明。著者曾創用搪磁水則，長一米，闊 80 厘米，分成十段，每段長 10 厘米，其一半以藍白二色相間繪一厘米高之粗線，一半繪阿拉伯數字，奇數之字在左，偶數之字在右。釘附於木桿上時，每米之起點附一數字以表明其爲若干米。永久性質之水則宜用鑄鐵爲之，中嵌白磁之字與尺度。觀測水位之次數視水位漲落之緩速而定。水位穩定之時每日上午九時閱讀一次，水勢漲落靡定時則一日中須讀二次或數次。潮水河須每小時閱讀一次。水位變遷頻數之處，宜採用自記水則，藉浮子與時鐘機械之助將水位自動繪於紙片上。每日觀測數次之水位應求出平均水位。積一月內各日之平均水位，以日數除之，求得一月內之平均水位。積一年內各日之平均水位，以一年之日數除之，求得一年內之平均水位。積多年之水位，可以推求最高最低及平均水位等。水則之零點宜在最低水位以下，以免讀數中雜有負值。水則設立後，宜於其附近設水準點至少二處，以供重設或校核高度時參證之用。

38. 水位之名稱 (1) 平均水位，最高水位，最低水位均須說明水位記載之起訖，例如一日，一個月，一年，或若干年間之值。(2) 渴水位，一年內低於此數者 355 日，高於此數者 10 日之水位也。(3) 低水位，一名九個月水位，一年中低於此數者 275 日之水位也。(4) 平水位，又稱常水位乃一年中高於此水位之日數適等於低於此水位之日數之水位也，一名六個月水位。(5) 中水位，爲多年中各水位之平均值。(6) 平均渴水位，平均低水位，平均平水位乃指多年中此等水位之算學平均值也。(7) 命多年平均水位爲  $h_m$ ，多年平均最高水位爲  $h_{max}$ ，多年平均最低水位爲  $h_{min}$ ，則自  $\frac{1}{2}(h_m + h_{max})$  以上者爲高級水位，或高水域；自  $\frac{1}{2}(h_m + h_{min})$  以下者爲低級水位，或

低水域，在以上兩值之間者為中級水位或中水域。(8)非常高水與非常低水位為測驗時偶然遇得之非常高水位與非常低水位。(9)平均最高水位與平均最低水位之差名為平均變幅。多年中最高水位與最低水位之差名為極限變幅。極限變幅與平均變幅之比謂之變幅之變率。(10)水位常度為對於水則上某一分格(普通為 10 厘米)一年中水位達到之日數，或百分數。各年水位常度之平均值為平均常度。(11)浸水期間為一年內水位達到此高度之日數，或百分數，換言之，即此高度以上水位常度之累積數量也。(12)河川上下游同時水位名為呼應水位。河床穩定之河川，可由相鄰各站之水位以推測上下游 20~40 仟米內之過去洪水位，增補未測之水位，修正誤測之水位。如呼應水位有突然之變化可斷定河床曾經淤漲或下潛。(13)造床水位者在一年中推移物質最多時之相當水位也。(參閱河工學§40)。

39. 流速 流速為河水流行之速率以米或呎每秒為單位。河川截面內各點之流速各各不同。將一垂直線內上下各點測得之流速繪成曲線，曰縱流速曲線。將此曲線之面積以水深除之，則得此垂直線內之平均流速。如縱流速曲線為一拋物線則將水深 0.21 及 0.79 處(命水深為 1) 流速相加平均之，可得此截面內之平均流速。又 0.6 處之流速亦與平均流速相近似。又自觀察實測之縱流速曲線可知(1)最大之流速在水面相近之處。(2)由水面向下愈深，流速愈小。如河川比降愈大，水深愈小，則流速向下減小之程度亦愈烈。(3)近河床之流速通常仍大於零。(4)在垂直線內，平均流速  $v_m$  約等於水面流速  $v_0$  之  $6/7$ 。平均流速離水面之深度  $t_m$  約等於水深  $t$  之 0.6。雖實際上不盡如是，但據經驗所得，其誤差至多為 10% 云\*。如依河川之橫截面，自左岸起至右岸止，每隔相當之距離，即測得縱流速曲線，於是將橫截面內相等之流速以曲線聯之，則成為

\*揚子江水道委員會第 10,11 期報告載民國二十年  $V_m/V_0$  之比率南昌測站為 0.902, 涂家埠為 0.912, 端洪為 0.852, 八字環為 0.974, 饒州為 0.922。

等速曲線。連各縱線內平均流速各點成爲平均流速線。此線並非等速曲線之一，但可表示平均流速之位置。將任一垂直線內之平均流速與相鄰兩垂直線間河川橫截面積之半數相乘，即得垂直線所在地之一部分河川流量。將全截面內各部分流量相加，即得全截面內之流量，以立方米或立方呎每秒計之。

40. 測驗流速之方法 實地測驗河川之流速方法甚多：茲述其重要者。(a)浮標法 浮標之構造，須求浸水部分不宜過大，而對於空氣之阻力，亦須力求減小。在河中流行之時，並須易於辨識。浮標可爲球形或桿形，上輕下重，以便懸浮水中。舉行測驗之時，須風平浪靜，先在兩橫截面之間規定河段之長  $l$ 。將浮標在該河段之上游放下。迨經第一截面，瞄準者即撥重停止錶，至浮標經過第二截面時，瞄準者舉旗爲號，上游瞄準者即再按停止錶而得其時間  $t$ 。於是  $l/t$  之值即屬水面之流速。由水面流速乘以適當之改正值，如  $6/7$ ，可得平均流速。浮標恒因風力或水流之漩動而偏倚以致不能準確，但在河水暴漲，或水流太急，他法不能實施時，不能不採用及之。(b)流速計法 流速計種類甚多，惟其構造原理大致相同。流速計之前輒有一若干錐形斗連成之轉輪或推進器式之旋葉，後附長尾，中央插長桿，下附魚形之重錘。由便橋或船舶將纜繫流速計沉入河中相當深度，則轉輪或旋葉即旋轉不已。賴電路之營續，由聽音器或計數器以測知旋轉之次數，如與計時器或停止錶合用，即可知每分鐘轉輪或旋葉之轉數。每一流速計均附有實驗確定之轉數與流速對照表，故可查得測量點之流速。(c)彼托<sup>(27)</sup>管法利用水力學上彼托管之理以測驗流速，但在大河水深之處即難應用。(d)溶液測量法 將濃度  $a$  之某種溶液，按流量  $q$  而傾入河中。若此液流至某處，則平均擴散於全橫截面之內。於此再驗得其濃度爲  $b$ ，則全面流量  $Q = aq/b$ 。

41. 流量水位曲線 由各級水位測得河川之流量後，可以水位爲縱坐標，截面之平均流速，截面積及流量爲橫坐標繪成流速水位曲線，面積水位曲線及流量水位曲線。由於此等曲線即可自每日之

水位紀錄以推求河川之流量。設以  $h$  代表水位， $Q$  代表流量，則此等流量水位曲線每屬拋物線形式可以  $Q = a + bh + ch^2$  或  $Q = a'(b' + h)^n$  等形式之算式表示之，其中  $a, b, a', b'$  等均為係數。如將  $Q$  與  $h$  之各值繪於對數方格紙上，則常可得平滑之弧線。如用嘗試法將  $h$  之值加減某常數而再繪之，則所得弧線之彎度可稍改變。迨一再嘗試，至繪出之線成為直線時，即可由對數方法求得  $Q = a'(b' + h)^n$  形式之算式矣。

42. 流量之季節變化\* 河川流量隨季節而變化甚為顯著。其變化之規律可分二種，即單式，複式。(1)單式變化率：一年中流量祇起伏各一次。由此簡單之變化，足徵河川之流量，大致為一種來源所操縱，例如海洋之雨，平原之雨，高山之雪，及冰川之類。(2)複式變化律：河川之流量有二種或二種以上之來源，如秋雨之與冬雪，兩勢力互相混合，或彼此相繼，則可產生複式之變化。就一般而言，此式之特徵為在一年之中最少有四個或六個水文階段，易言之，即全年流量曲線中起伏各二次或三次。複式變化律又可分為初級與高級二類。(a)初級複式變化律：包括之河流類多短促，其變化率構成之原因為雪雨之交錯，多種性質之雨等。(b)高級複式變化律：所包括河流，上游屬初級複式或單式，下游漸變多種因素之影響，各因素之勢力，彼此或有矛盾者，在統計全年之雨量及流量時，如採用水文年以代曆本年，則更足顯示其季節變化。例如拉甫志<sup>(32)</sup>所採取之水文年係以十二月一日為一年之始，分全年為三季，即十二月至五月為蓄水季，斯時蒸發與植物需水量均屬極少，大部分之降水量均以河川為歸宿而成為流量；六月至八月為生長季，斯時植物發育甚盛，蒸發滲漏均達於極限，降水量之流入河川者十不逮一，苟非有超過平均量之降水，地下水水位有逐漸降落之勢。九月至十一月為回復季，斯時降水量與地下水水位均有重復升高之象，表流較前季為巨。惟各地情形不同，水文年之起訖與季節之區分須因地制宜，不可存膠柱鼓瑟之見。

\*參閱巴爾台著江河之水文，吳尙時譯，商務印書館發行。

43. 低水 河川之低水皆起因於水源供給之欠缺，例如降水量不足，或降水量雖多，乃因高溫而蒸發，或因嚴寒而凝為冰雪，則流量亦不免退減。維持河川之低水者全恃地層之蓄水，故數月不雨或無冰雪之融解，若干河川仍有水流出。若非長期之乾旱，足使地下水源涸竭者，不致發生嚴重之低水也。普通低水之出現每年有一定之時季，名為低水季節。惟反常之現象，亦非絕無者。致有最低水位發現於本應漲水之時期內者。低水之演進與洪水迥異，蓋其來勢每每緩漸而歷時久，非有新水加入，不能終止。水位之下降，從不急劇，一日之內退水鮮逾數厘米者。驟然來襲之大寒，可使水位之下降略形加速。低水末期，水位重新之上升，則遠較急速，由於暴雨者尤甚。比較低水之流量以流域每方仟米，每秒中排出若干升之水量最為便利，每種河流，低水流量各有一定之限度，鮮有或逾者，例如地中海雨式或雨雪式變化律之河流 極端低水流量為 0.5~1.5 升，高山雪雨式為 1.5~3 升，平原雪式 0.5~1.5 升。複式變化律之河川低水流量較巨自 3~8 升不等。森林藉其深入地下之樹根，維持厚層之土壤，勿使沖去，作成地表之蓄水層，與低水之維持甚屬有益。伊茲可夫斯基<sup>(1.8)</sup>嘗創設公式以為估計低水流量之助：

$$Q_{m;n} = 0.0063fCPA$$

其中  $Q_{m;n}$  = 最低流量，以立方米每秒計， $P$  = 全流域平均年雨量以米計， $A$  = 流域面積以平方仟米計， $C$  = 平均全年流出水之係數， $f$  之值如次：

一般土壤，正常植物	$f = 1.0$
有湖泊調節之水道	$f = 1.5$
透水土壤，植物稀少	$f = 0.4$
較不透水之土壤，植物茂盛	$f = 0.8$
平原不透水土壤	$f = 1.0 \sim 1.5$
小山區不透水土壤	$f = 0.8 \sim 0.5$
山區不透水土壤	$f = 0.6 \sim 0.3$
$f$ 值隨植物之減少而減小	
極小之流域(如溪澗之類)	$f = 0$

## 第六章 洪水

44. 洪水 多數河川一年中水位有極大之變化。平時水行地中，安流順軌，若甚馴良者，一旦山洪暴發，羣川畢匯，即盈隄拍岸，涵湧異常。出槽之水，泛濫兩岸則因水緩沙停，積成洪積平原。故觀於此等平原之長成，即可知洪水之頻仍矣。

45. 洪水之原因 發生洪水之原因 (1)流域內遭遇降水量巨大，分佈遼廣，經時悠久之大雨；(2)遭遇大雨之時流域地表因前期降雨而透濕，或因嚴寒而冰凍，或因地層為不透水性質。(3)遭遇大雨之時氣候寒冷，草木彫落，或濕度甚高。(4)積雪因氣溫驟增而融解。(5)河川為冰凌所封，造成冰壩，後因冰泮而崩潰。(6)人造堰壩之崩潰。

46. 造成洪水之暴雨 據氣象研究所鄭子政先生對於長江流域 1911~32 年間水災成因之研究，知水災 56 次中，由於溫帶風暴者 42 次(75%)，由於颱風者 9 次(16%)，由於雷雨者 5 次(9%)。又沈孝胤先生統計 1930~33 年青島之雨量，知一年中降雨之原因由於溫帶風暴者 70%，颱風 20%，雷雨 10%。由此二統計而觀，可知造成吾國洪水之暴雨以溫帶風暴為最多，熱帶風暴次之，雷雨更次之，地形雨則無成災之能力。

黃河流域最高之暴雨紀錄\*當推河北之紫金關，該地於 1922 年七月二十三日一日中得雨 372 毫米，二十二日於至二十四日三日之間共降雨 613 毫米。臨洛關於 1924 年七月十五至十七日三日之間降雨達 595 毫米。北平於 1883 年七月廿九日一日之間曾降雨達 225 毫米，清苑一日中最大雨量達 249 毫米；邢台 1924 年七月十五日一日間最高雨量曾達 307 毫米，十五至十七日三日間總量達 462 毫米。河南安陽 1923 年八月九日至十一日三日之間共降雨 464 毫米，一日間最高雨量達 264 毫米。開封 1926 年八月四日至六日降雨達 364 毫米，一日間達 200 毫米。西北少雨之區，其暴雨量之高，亦不減於此。如西灣子平均年雨量僅 350 毫米，而一日間雨量曾達 123

\*見胡煥庸：黃河流域之氣候，地理學報三卷一期，1936。

毫米，張家口平均年雨量僅 339 毫米，而一日間雨量曾達 120 毫米，綏遠之薩拉齊平均年雨量僅 352 毫米，而一日間雨量曾達 137 毫米，由此見黃河洪水所受暴雨之影響，固極重要也。

據鄭子政先生之研究\*長江流域一日間之最大雨量達 317.5 米（蕪湖 1905 年四月十九日）；一月之最大雨量達 819.9 毫米（漢口，1887 年六月）；一年中之最大雨量達 2105.5 毫米（漢口，1889 年）。長江中游之多雨，可以概見。宣統三年迄民國二十一年申報及東方雜誌所記雨災計 56 次，茲擇錄若干次如下：

年份	月份	日期	地點	雨量,毫米	雨災區域	天氣型式
1911	7	28-30	鎮江	190.9	蘇	颶
1912	6	25-28	長沙	212.3	湘贛皖	低氣壓
1913	4	24-25	漢口	213.3	鄂	低氣壓
1915	6	29	漢口	199.6	湘鄂贛皖	低氣壓
1916	6	22-23	蕪湖	181.6	皖	低氣壓
1917	6	23-24	重慶	205.2	川	低氣壓
1921	8	20-21	上海	185.0	蘇	颶風
1924	6	15-30	長沙	268.0	湘	低氣壓
1924	7	15-16	宜昌	199.4	鄂	低氣壓
1926	6	20-30	長沙	366.3	湘鄂贛皖蘇	低氣壓
1932	7	4-5	南京	227.1	蘇	低氣壓
1932	7	6-7	漢口	226.0	湘鄂皖贛蘇	低氣壓
1932	7	24-25	鎮江	221.0	同上	低氣壓

如定每 24 小時降雨 50 毫米以上者為豪雨，則在 1911~32 年間平均每月分配次數計一月 2 次，二月 7 次，三月 12 次，四月 49 次，五月 90 次，六月 210 次，七月 179 次，八月 142 次，九月 86 次，十月 18 次，十一月 23 次，十二月 2 次，全年 820 次，如按地點分配，則重慶 64 次，宜昌 72 次，岳州 78 次，長沙 61 次，漢口 108 次，九江 68 次，蕪湖 87 次，南京 52 次，鎮江 60 次，上海 66 次，吳淞 57 次，佘山 47 次。如按地域分配，則雲夢區 10 次，洞庭區 16 次，鄱陽區 13 次，洪澤區 3 次，巢湖區 9 次，太湖區 5 次。鄭先生復自相關法獲得預測漢口南京二地夏季雨量如次：

$$(\text{漢口夏季雨量}) = -0.49(\text{長春四月溫度}) + 0.35(\text{上海五月風速})$$

$$(\text{南京夏季雨量}) = -0.51(\text{長春四月溫度}) + 0.28(\text{父島四月溫度})$$

據云依照 29 年之紀錄，第一式祇失敗一次，第二式祇失敗 5 次。

47. 洪水之傳播 河川所納之水量增多，水位即繼續升高，達到最高數為止，逾此水位乃逐漸退落，其時率恒較漲水時為緩。如

\*鄭子政：長江流域之雨量與雨災，科學 18 卷 10 期。



以日期為橫坐標，水位為縱坐標，繪成水位曲線，可窺知洪水自始至終之情況。此項曲線形如波浪故有洪水波或洪水峯之稱。如將沿河各站同時之洪水波依上下游之次序繪於同一之紙上（水位須化至同一基準），則可見上游發生洪水波後之影響可達到下游甚遠之處。上游之洪水波波峯比較尖銳，變幅較巨，至下游則波峯逐漸平坦，變幅逐漸微小，至無法辨認為止。將洪水波之最高點（峯巔）相連成線，則可見洪水波傳播之速度，如下游河川寬度一律，則洪水波之傳播速度，較水位在波頂時之平均流速為巨，上下游河川截面不整齊者，則傳播速度有祇及此項流速之  $3/4$ 。如河川中途汎濫於洪積平原，或穿行於湖泊之內，則足使洪水之傳播為之遲滯，波形為之平坦。山區傾斜甚巨之河川，洪水之傳播每小時可達 13 仟米，或竟至 15 仟米者，密士失必河之下游，則每小時祇及 2 仟米。理論上矩形截面河川洪水波之傳播速度為平均流速之  $3/2$  倍，三角形截面，為  $5/4$  倍，拋物線形截面為  $4/3$  倍。支水量甚大者，可使河川下游所見幹流之洪水波出現於支流洪水波之後，或合併成爲一多峯之洪水波。河川因連續數次暴雨而發生洪水者，其洪水波亦成多峯形。

48. 最大洪水量之決定 洪水來襲之際，欲藉流速計以測驗流量，常甚困難，惟測定洪水位比較容易實行。如沿河設有水則或自記水則，則此事更易着手。如並無此項設備，或水則已被洪水衝毀，則於洪水過後應即實地調查洪水痕跡，用水準儀測定其高度。兩岸應分別調查，蓋洪水高度並非完全一致也。將各地洪水位高度繪成洪水縱截面圖，可以確定洪水之坡度。以之代入庫志公式，即可估計洪水之流量。應用庫志公式時，須假定  $n$  之值，普通可用 0.035。河川之橫截面，亦應實地測量之。除此以外，<sup>7</sup>可用下列諸法以估計近似之洪水量：(a) 河川上如有水文測站，則可將水位與截面積，水位與平均流速繪成曲線，而設法延長之，以求洪水時之流量，應用對數方格紙尤妥。(b) 將截面積與水位之方根相乘為縱坐標，流量為橫坐標，繪出之曲線，恒略近於直線，故可延長之以求相當於洪

水位之流量。(c)用浮標測量表面流速，見§40。

據徐世大先生估計永定河洪水量如次：

週期	洪水量，立方米每秒
五年	3890
十年	4650
二十年	5450
五十年	6480
一百年	7290
五百年	9120

張含英先生估計黃河最大洪水量為 30,000 立方米每秒，每年常有之洪水量為 6800 立方米每秒；導淮委員會估計淮河之洪水量如次：

十年	10,000
二十年	11,000
五十年	14,400
一百年	15,500

揚子江水利委員會估計揚子江洪水量如次：

十年	63,000
百年	73,000
千年	82,000

49. 洪水量之經驗公式 此類公式，為數甚多，大都祇適用於一定區域或一定之河川，而不能普遍應用。最普通之形式為  $Q = cA^n$ ，其中  $Q$  = 洪水量， $A$  = 流域面積， $c$  與  $n$  均為常數。此等公式之構成，大抵先有一羣河川或源流之洪水量數據，乃以  $Q$  與  $A$  之值，繪於對數坐標紙上而求得其方程式。又如以  $Q$  與  $\sqrt{A}$  作為直角坐標軸之縱橫坐標，常可求得一直線，因之可定  $c$  之數值。例如以美國東部諸河川之洪水量數據繪成直線，可得公式為  $Q = 6,000 \sqrt{A}$  其中  $Q$  以立方呎每秒計， $A$  以平方哩計。邁爾曾假定  $c = 10,000$  為洪水分等之標準值，稱之為 100%，因之上式中各河川之洪水，應列為 60% 之等級。如將一水系繪為地圖將各測站之洪水等級標記其上，可藉以規知上下游洪水之巨細。

50. 洪水量之理論推測法 在缺乏洪水量記載之河川上而欲推測洪水峯可用次法為之。對於流域甚小之河川，不滿 10 方哩者，此法最為適用。在一小流域內降雨以後，雨水之一部分即成爲表流，由支達幹，卒經過河川之某一截面。故自降雨開始以後，僅有接

近此地點之表流經過此截面，如降雨不止，則較遠之表流，亦流經該處而洪水量乃漸增。至最遠處之表流經過該截面時，洪水量始達到最高峯。如降雨仍不休止，則洪水量當維持於此值不變，至雨止之時，洪水量始漸退落。自流域內最遠點之表流達到該截面之時間名為集中時間。推測此時間之法，可用 §48 所述之任一方法求得該河川截面內之平均流速。乘以係數  $4/3$  (或別數可閱 §47)，則得洪水傳播之速度。將流域中最遠點表流至該截面所經之路線長度求得，而以洪水傳播速度除之，即得集中時間。其次將雨量紀錄中歷次降雨之強烈度與經歷時間按各種週率繪成雨量強烈度對期間之曲線。於是設所降之雨之經歷時間適等於以上求得之集中時間，於雨量強烈度對期間曲線上回求之，得雨量強烈度  $i$ 。再次求表流率 (§30)。所謂表流率者為表流量對於降水量之比率，以  $C$  代表之。表流率相關之因數甚多，即在同一區域同一暴雨之中亦每非定數。降雨開始時為值較小，久雨以後土壤浸透為值乃漸大。全部降水量變成表流量時， $C = 1$ ，溫度較高之雨降於冰雪之上， $C > 1$  亦有之，但皆屬罕有之事。一般謂  $C$  之值應隨降雨持續時間而俱增，故設  $C = Ktm$ ，其中  $t$  為降雨持續時間以分鐘計， $K$  與  $m$  為常數，應按 §32 所述方法實測之。既得以上各值則  $Q = CiA$ ，其中  $A$  為流域面積， $Q$  為所求之洪水量。

51. 洪水之週率 河川有歷年悠久之流量紀錄者可用算學上或然率之理以求各級洪水遭遇之週率。在週率研究之始，必須對於何者始稱為洪水加以確定。有設定某種流量以上之洪水峯皆謂之洪水，故一年中可有甚多次數之洪水，亦有祇取每年一次或最大流量為洪水者。若干工程師認為應用前一定義者，有失或然率理論之本意，而主張採用後者，惟同一之洪水量應用前法所得之週率恒較巨，偏於安全方面，故亦未可厚非耳。研究洪水週率時應將紀錄中各種洪水值，分為若干級，統計每級洪水遭遇之次數而累計之。求出每級以下各洪水遭遇時間之百分數。乃於或然率坐標紙上以洪水量與百分數為縱橫坐標而繪成直線。由此直線可得每級洪水遭

遇時間之百分數，其倒數即屬洪水遭遇之週率。

竺可楨先生統計西歷紀元至 1900 年間吾國大旱凡 984 次，洪水 658 次。又知二，三，八，十，十二，十四諸世紀為雨水較多之時代，與美國亨丁敦由地質與氣候所作之攷證工作，結論頗相吻合。鄭肇經先生研究四千餘年來黃河洪水之次數，知平均二年有洪水一次，其結果如次

時 代	經過年數	洪水數
禹時代以後	1676	7
第一遷後	613	15
第二遷後	1037	161
第三遷後	146	87
第四遷後	300	475
第五遷後	361	614
第六遷後	80	214
共計	4213	1573

52. 洪水之豫報 洪水季節內，水位日高，河旁居民，輒虞泛濫，河工機關，亦準備搶險材料，徵集民夫，日夜看守，一若大禍之將臨者。上下游水位高度，亦逐日以無線電為之廣播，或專電傳達使人民及時應付，減少生命財產之損失。所謂洪水之豫報者為在數日前豫報洪水降臨之謂。例如桑河之洪水可豫報於二三日，埃爾培河之洪水可豫報於 12 日之前。美國分全國為 70 區域以發出洪水豫報。洪水豫報方法可分為二；即呼應水位法與雨量法，(a)呼應水位法：根據多年之紀錄求得上下游兩站洪水位間之關係。(b)根據多年之紀錄求出上游雨量與下游某站水位或流量之關係。

### 人 地 名 表

1. O.H. Landreth; 2. Belgrand; 3. Penck; 4. Stecher;
5. Wüst; 6. Amazon River; 7. Barrows; 8. Connecticut;
9. Alexander Binnie; 10. Brücker; 11. Dalton; 12. Adolph F. Meyer;
13. Horton; 14. Veihmeyer; 15. F.E. Clements;
16. Van't Hoff; 17. Arrhenius; 18. Köppen; 19. H. Wild;
20. Vermeule; 21. Miami River; 22. Justin; 23. Keller;
24. H. K. Barrows; 25. L. K. Sherman; 26. Merrill M. Bernard;
27. Pitot; 28. Iszkowski; 29. Tolkmitt; 30. O. Franzius;
31. Theissen; 32. Rafter; 33. Kosloff;
34. Louis Froc; 35. E. Hungtington; 36. G.C. Simpson.

## 水文學編索引

- 4 水文學 Hydrology 2  
 水位 Water level 32  
 水位常度 Häufigkeit der Wasser staende 33  
 水則 Staff gage 32  
 水銀氣壓計 Mercurial barometer 3  
 中水域 Mittelwasserbereich 33  
 中位高度 Median elevation 3  
 分水線 Water shed or divide 2  
 分配曲線法 Distribution-graph method 31  
 不連續面 17,19  
 毛髮濕度計 Hair hygrometer 9  
 日照計 Sunshine recorder 12
- 5 平水位 Gewöhnlicher Wasserstand (G.W.) 32  
 平行流域 Parallel basin 4  
 平均水位 Mean water level (M.W.L.) 32  
 平均高度 Mean elevation 3  
 平均歧離 Average deviation 15  
 平均坡度 Mean slope 3  
 平均縱截面 Mean drainage-basin profile 2
- 6 自記水則 Self-recording gage 32  
 自記風向計 Anemoscope 10
- 同高線延長法 Contour-length method 3  
 同雨量線 Isopluvial line 15  
 地文學 Physiography 2  
 地形雨 Orographic rain 17  
 地面蒸發表 Lysimeter 24  
 羽狀流域 Feather-like basin 3  
 交點法 Intersection-line method 3
- 7 低水 Low water 36  
 低水域 Niederwasserbereich 33  
 低氣壓 Low pressure 37  
 形狀係數 Form factor 2
- 8 河川密度 River density 4  
 河流密度 Stream density 4  
 雨量 Rain fall 12  
 雨量器 Rain gage 12  
 季風 18  
 表面逕流 Surface run-off 27  
 呼應水位 Corresponding water level 33  
 非常高水位 Extraordinary high water level 33
- 9 洪水 Flood 37  
 洪水波 Flood wave 39  
 洪水之週率 41  
 風 10  
 風圖 Wind rose 11  
 風向計 Wind vane 10  
 風速計 Anemometer 10  
 持續曲線 Duration curve 31

- 施泰爾流域圖示法 4  
 10 流速 Velocity of flow 33  
 流速計 Current meter 34  
 流量 Discharge 30  
 流量水位曲線 Discharge stage curve 34  
 流域 Drainage basin 2  
 流域之平均寬度 2  
 流域之平面高度 3  
 浮子式雨量器 Float rain gage 13  
 浮標法 Float method 34  
 氣壓 Atmospheric pressure 7  
 氣溫 Air temperature 6  
 氣象學 Meteorology 2,5  
 降水量 Precipitation 12  
 降雨之強度 Intensity of rain fall 16  
 高水域 Hochwasserbereich 32  
 高度面積曲線 Hypsometric Curve 3  
 浸水期間 Benetzungslauer 33  
 11 逕流 Run-off 21,27  
 密集度 Compactness 2  
 造床水位 33  
 乾濕球濕度計 Psychrometer 9  
 偏轉式風速計 Deflection Anemometer 10  
 旋轉式風速計 Cup anemometer 10  
 12 最高水位 Highest high water level (H.H.W. L.) 32  
 最低水位 Lowest low water level (L.L.W.L) 32  
 集中時間 Time of Concentration 41  
 集水區域 Catchment area 2  
 等溫線 Isothermal line 7  
 等氣壓圖 Isobaric chart 8  
 單位曲線法 Unit-graph method 31  
 瀉水位 32  
 欵斗式雨量器 Tipping bucket rain-gage 13  
 魚紙式日照計 Burnt paper sunshine recorder 12  
 無液氣壓計 Aneroid barometer 8  
 13 葉綠體 Chloroplast 25  
 葉面蒸發 Transpiration 21,25  
 飽和 Saturation 8  
 飽和差 Saturation deficit 23  
 雷雨 Convective rain, thunder shower 17  
 電接觸式日照計 Electrical Contact sunshine recorder 12  
 溫度計 Thermometer 6  
 溫帶風暴 Cyclone 37  
 14 蒸發 Evaporation 5,21  
 蒸發表 Evaporimeter 22  
 蒸發皿 Evaporation pan 23  
 蒸發機會 Evaporation opportunity 23,24  
 颱風 Typhoon 21  
 颱風雨 Tropical cyclonic rain 17  
 複合流域 Compound basin 4  
 滲漉 Percolation 25  
 對流作用 Convection 5  
 15 遮留 Interception 25  
 霖雨 Monsoon 19  
 熱帶風暴 Tropical cyclone 37  
 標準雨量器 13  
 16 輻射流域 Radial basin 3  
 輻射熱量 Insolation 5  
 凝聚 Condensation 5  
 壓力式風速計 Pressure anemometer 10  
 17 濕度 Humidity 8  
 濕度計 Hygrometer 8  
 擴散作用 Diffusion 5  
 21 露點濕度計 Dew-point hygrometer 8  
 攝影式日照計 Photographic sunshine recorder 12  
 23 變幅 Spielraum 33

# 中國工程師手冊

水利手冊

(汪胡楨主編)

## 第二編 閘壩工程

(汪胡楨)

### 目 錄

---

第一章	壩	2
第二章	實體壩	6
第三章	拱壩	42
第四章	空體重壩	51
第五章	堆築壩	57
第六章	雜壩	72
第七章	虹吸溢道	75
第八章	活動壩(閘)	79
第九章	壩之附屬設備	99
第十章	閘壩之啓閉機械	104

## 第二編 閘壩工程

### 第一章 壩

#### 第1節 壩之種類

1. 壩之功用 壩為橫截河床或川谷而建之固定建築物。水力工程藉以蓄聚水量或集中落差；灌溉工程藉以壅高水位或儲蓄水量；給水工程藉以聚集水源，引注都市；渠化河川藉以界劃渠段，調劑水源，防洪工程藉以攔蓄洪水，減輕災患；砂防工程藉以和緩湍流，防止冲刷；此外尚有因採金，游泳，養魚，繁殖水禽等目的而建之壩。壩之形式與大小輒隨建設目的，安全關係，地形，地質，材料供給，施工期限，財政狀況等條件而異，但就建築之原理言，則可分為重力壩，拱壩，堆築壩等三種，此外尚有拱形重力壩則係合併重力與拱之原理而成。

2. 重力壩 重力壩全恃壩身之重量，以傳達水壓力至其基礎。重力壩可分為兩種：一為實體壩；一為空體壩。實體壩昔時恒用石料構築，但以必需技藝精巧之工匠，故現時改用混凝土建造之。混凝土實體壩經時最久，極少修理，在公衆眼光中，每認為最安全之建築物。建築混凝土實體壩須有堅強而不透水之基礎，故其高度恒受基礎抗壓強度之限制。不及 30 呎高之實體壩雖可植基於樁或土壤之上，但較高者則非植基於岩石上不可。現時最高之混凝土實體壩為美國紐約省之肯西哥<sup>(1)</sup>壩，高達 307 呎，苟能增進混凝土之品質，則壩之高度尚有進步之可能也。空體壩又稱梁壩，亦按重力壩之原理而建造。於川谷或河床上植立多數之支梁，而於梁之上游架設傾斜之平版或圓拱以成壩面。壩面之為平版者曰平版壩，係 1903



(2) 年安布生所始創，故又名安布生壩；壩面爲圓拱所成者曰連拱壩，以每兩梁間設有一拱，故望之如連接之拱也。平版壩之壩面係用鋼筋混凝土造成，若壩身較高，則於近水之處，須加置鋼筋。此種鋼筋距水過近，容易銹蝕，乃其缺點。近時乃有將支梁加密並擴展其臨水之端成丁字形，以代替平版者，即所以彌補此缺點也。現時最高之平版壩爲墨西哥之羅德利該克壩<sup>(3)</sup>，高 240 呎；最高之連拱壩爲美國阿利左那省之樂湖壩，高 256 呎。

3. 拱形重力壩 重力壩在平面上作曲向上游之拱形者，謂之拱形重力壩。採用拱形之目的爲使壩身富有彈性足以適應溫度之變化，或壩身除藉其重力以傳達水壓力至其基礎外，兼使藉拱之作用傳達一部分之水壓力至於川谷之兩側。如以後一目的而選拱形重力壩時，必須確信川谷之兩側，力能抵抗拱之推力而後可。亦有因基礎之特殊情形而採取拱形者，俾植基之處，適在堅固岩石之上。若川谷兩側之岩石，不能勝任拱之推力時，則壩身之設計，純與直線形重力壩相同，即視全體水壓力均藉重力而傳達於基礎是也。若川谷兩側之岩石力能擔負拱之推力，則應按嘗試荷重法而設計，即視壩身同時爲水平拱體與垂直肱體所組成，區分其上之荷重，使每點在拱體系統中之偏轉適等於在肱體系統中之偏轉，然後計算壩身內之應力。現時最高之拱形重力壩爲美國尼發達與阿利左那<sup>4</sup><sup>5</sup>兩省交界處之普爾得壩，又稱胡佛壩，高凡 726.4 呎；較次者爲美國愛達荷省之俄懷希壩<sup>(6)</sup>，高 417 呎。

4. 拱壩 拱壩爲建造於深狹川谷中之壩，在平面上爲曲向上游之弧形，其大部分之水壓力，係藉拱之作用而傳達於川谷之兩側。昔時設計拱壩每視其壩身爲多數水平拱體重疊而成，假設兩拱體之間，並無連繫性之存在。但其後漸知此種設計法之不甚合理，乃改用嘗試荷重法以資設計。拱壩所用材料遠較重力壩爲節省，而安全過之。

5. 堆築壩 堆築壩爲一種柔性材料如土壤碎石所成之壩，可分爲土壤堆築壩與碎石堆築壩二種。前者之用土壤分層輒壓而成

者曰滾填壩，使土壤與水相混和，隨重力輸瀉至壩址淤澱而成者曰淤填壩。土壤堆築壩又可分為核心式，核牆式，蓋面式，純質式，四種。核心式係以較緊密之土壤填置壩心以阻漏水；核牆式係以混凝土或版樁製成隔水之版於壩心；蓋面式係以阻水材料建蓋面於上游方面；純質式則全體壩身均以同一緊密之材料建成。碎石堆築壩所用塊石均無阻水能力，故恆於上游壩面建蓋面一層以阻水。現代最高之土壤堆築壩為美國麻省之礫山壩<sup>(7)</sup>，高 245 呎；最高之碎石堆築壩為美國加省之鹽泉壩<sup>(8)</sup>，高 328 呎。

6. 其他之壩 此外尚有木框壩係用木料製成框架實塊石於其中而造成，積時稍久孔隙為沙泥所阻塞，即有壩之功用。鋼壩形如梁壩，而以鋼料製成支梁，以鋼板製造壩面。木壩以木框實石，製成壩身，而於迎水方面釘設木板，藉以禦水。凡此數種之壩或係臨時性質，或則功效猶未大顯也。

## 第 2 節 建築前之準備

7. 壩址之勘測 壩為各水利事業中建築物之一，故其大概位置與高度須研究整個水利計畫而決定之。惟壩之工費常居全部工程費之大宗，且其安全與否攸關多數之生命財產與事業之成敗，故其研究與勘測，必須極度審慎而後可。

壩之大概位置決定以後須進而研究以下各問題：(a)基礎之性質；(b)壩址土石表面之形狀，及其對於壩長，挖掘工，等因素之關係；(c)建築材料之供給狀況與品質；(d)徵購土地與水權之費用；(e)洩出壩址所須之圍壩，抽水工作，輸水路，暨其他設備；(f)壩址之交通線與設備；(g)佈置施工場與工人營之地址；(h)有關築壩之安全問題，如洪水，冰凌，氣候等。

壩址測量須甚精密庶可用以作壩身體積之估計至 5% 誤差以內。測繪之縮尺須視地形之繁簡而定，普通為 1:500，最小至 1:1000，同高線距為 5 呎，但地形平坦者，則同高線距應較小。

關於測量方法，已詳見測量專編故不贅論。

8. 壩址之地質探查 在壩之設計以前，對於地質之探查為一重要之步驟。壩址之地層組織，在未施工前，固甚穩定，迨工事既竣，此種地層組織所受之應力與所處之環境，迥異往昔，是若仍能堅固不拔，則為主持工事者事前所必需斷定。且地層之性質與組織，每繁複異常，必須因地制宜，庶克有濟，否則未有不遭慘敗者。例如美國賓夕法尼亞省之奧司丁壩<sup>(9)</sup>，因基址石層內夾有滑溜之泥層而崩墜；加利福尼亞省聖夫朗西斯壩<sup>(10)</sup>則因石層為地下水浸酥而失敗；泰納西河上哈雷斯巴壩<sup>(11)</sup>因水量潛行於石層罅隙中而傾毀，其例甚多，不勝枚舉，足為我人前車之鑒也。

地質之探查方法甚多，如電磁探查法，地震打診法，鑽探法等均是，而以鑽探法最為可恃。鑽探法又分鋼杵探掘法，螺鑽探掘法，試坑或隧道法，沖鑽法，金剛鑽法，彈丸鑽法，詳見專編故不贅述。

9. 式樣之選定 壩之式樣須隨壩址暨相關之因素而後選定。若干壩址，祇有一種形式之壩可以採用，故問題尚屬簡單。若數種形式之壩，均有適用之可能，則惟有就每一形式擬一初步計畫，估計工費，並權衡利害而後決定之。壩身之大略體積可以下列諸式計算之：

$$\text{實體重力壩} \quad V = \frac{h^2}{66} \quad (1)$$

$$\text{同上(滾水部分)} \quad V = \frac{h^2 + 2Hh}{66} \quad (2)$$

$$\text{空體重力壩} \quad V = \frac{h^2}{180} \quad (3)$$

$$\text{同上(滾水部分)} \quad V = \frac{h^2 + 2Hh}{180} \quad (4)$$

$$\text{拱壩} \quad V = \frac{h^2}{230} \quad (5)$$

$$\text{堆築壩} \quad V = \text{橫截面積}/27 \quad (6)$$

以上各式中  $V$  為每呎長度之體積(立方碼)， $h$  為壩高(呎)， $H$  為漫水深度(呎)。

## 第二章 實體壩

### 第 1 節 實體壩之建築

10. 概論 現時之實體重力壩以混凝土建造者為多，亦有於混凝土中埋置巨石者，名為石核混凝土。所埋之石有達全體積百分之三十者，藉以節省水泥之量。昔時所建圻工實體壩恒屬拱形，使其長度，略能漲縮以適應溫度之變化。曲度半徑輒為弦長之一倍或一倍半。現時工程界對於此種策略贊否各半，除川谷兩側之岩石足以勝任拱之推力外，當以採用直線形為宜。

11. 收縮縫 混凝土實體壩每因溫度降落，體積收縮而致圻裂。壩身單薄者，裂縫有貫通前後，招致滲漏之虞。近時因建造加速之故，致圻裂益易發生。此種圻裂對於外觀與安全均有妨礙，為補救起見，宜將壩身分成若干節，而於兩節之間作垂直而不能透水之收縮縫（或稱建造縫），俾有漲縮之餘地。縫之間距，可以下式計算之。

$$L = \frac{4000}{t_1 - t_2} \quad (7)$$

$$L = \frac{3000}{t_1 - t_2} \quad (\text{用於較薄之壩}) \quad (8)$$

式中  $t_1$  為水庫空虛時之極大溫度， $t_2$  為極小溫度，均以華氏表計  $L$  為縫之間距，以呎計。

若干年前建造縫之間距有寬至 150 呎者，而以 75 至 100 呎最為普通，現時在中歐方面恒取 15 米（ $49\frac{1}{4}$  呎），美國恒取 50 呎，每縫均與壩之中線相正交，貫通前後，而取垂直之方向。美國北卡羅來那省於建築希滑西<sup>(12)</sup>壩時曾盡最大之努力以期消滅圻裂，其結果尚屬良好。該壩所取之方法包括各建造層高度之減低，水泥之選擇，水泥成分之減少，混凝土用水之冷卻，粗攪合料之灑水，吹送空

氣於粗攪合料中以調整水分與溫度，炎夏工作之限制，埋設冷却水管等。此種方法，雖能收效，但建造費則為之增加。

建造縫之構造有單純與凹凸交錯之兩種(圖 1)。建造縫不能阻止水量之滲漏，故須於縫內建造水塞

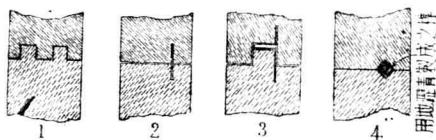


圖 1

子或封絨片以阻塞之。前者係於建造縫內預留方形或多邊形之空穴，然後插入混凝土製成之塞子於穴內而以瀝青灌於隙內；後者係用金屬版砌入縫之兩旁。封絨片大都以銅片為之。美國通例用 20 溫司之煨軟銅片，惟菩爾得壩，則改以耐久著稱之鎳銅合金片(名蒙銅含鎳 67%)。歐洲採用銅片者居多，但用鎳銅合金，不銹鋼，鋁片者亦有之。歐陸之封絨片厚度大率為 2 毫米，較美國所用者厚三倍。美國設置封絨片於上游壩面內 12 呎處，歐陸則設在較遠之處。

混凝土實體壩係分層分段用模殼建成，每層之高初為 4 呎，後改 5 呎，現已增為 10 呎。每層高度應隨建造之進行速率而定，大致每越五日即可造成一層一段為度。於澆灌次段混凝土之前，須將水平及垂直之建造縫表面，用水沖洗。昔時恒將縫面鑿毛，上敷水泥漿，但自引用混凝土震撼機後，已無需乎此矣。

在壩底與基礎之接合面內發生滲漏最稱危險，故須竭力避免之。設計實體壩時，須勿令任何接合面內有伸張應力之存在，亦為避免水平裂縫之一法。欲期上游壩面堅密阻水，宜用方石蓋面，並敷以成分較富之混凝土。建造時於壩面勤加遮護勿令日光直射，並常注水，以期保持潮濕狀態，亦足以減少壩面之裂痕也。

12. 基礎之挖掘 施工之始須將石質壩址上之浮土與已風化之岩石挖除淨盡。此種挖工名為經始挖工。如用爆炸之方法，務用少量之炸藥，以免受震過烈。有規定開挖深度三分之二得用爆炸法，自此以下，炸藥須遞減，至最後之一二呎則禁止爆炸而用其他

方法挖掘之。

繼之者爲清底挖工。斯時須將經始挖工時挖鬆一部分之石塊，風化與碎裂之岩石細心剔除。工具祇可使用撬鉗，尖劈，空氣錘等，不可再用炸藥。如覺岩石柔弱，應儘量清除而補以混凝土。壩底石面須無尖銳之稜角，以免混凝土發生收縮或剪應力。一面按照預定計畫將壩底刨成犬牙狀，並於上游壩腳下鑿坑一道，以作抑水牆。坑頂須剝成  $45^\circ$  之角度。

13. 基礎之注射與排水 注射物質有瀝青，粘土，化學藥品等多種，但以水泥漿最爲普通。注射之目的爲團結壩基內之岩石，與減輕滲漏與浮托力，故其需要當視基礎內岩石之情形而異，注射分爲全面與地帶兩種。全面注射係就壩基內普遍鑿較淺之洞而後注射，地帶注射則限於平行於上游壩腳之一地帶內。注射孔徑大率爲 3 吋至 6 吋，其平面佈置須於事前妥爲規劃。美國諾利斯壩（完成於 1936 年）於探查地質時知岩石層縫中積有粘土甚多，故作全面注射，鑿孔佈置作棋子形，相距 10 呎，孔徑  $5\frac{1}{2}$  吋，深度分 20 與 40 呎兩種。先將 20 呎鑿孔加以注射，然後就各鑿孔之中間加鑿 40 呎孔而注射之。地帶注射之鑿孔深度亦隨岩石之性質而異，大致等於該處最高庫水位下水頭之四分之一。鑿孔距離爲  $2\frac{1}{2}$  呎，5 呎，多至 15 呎。如有鑿孔兩列以上，則各孔須互相交錯。高壩之下，通常須鑿孔三列，將各孔之深度分爲深中淺三等。淺孔注射在先，次爲中等孔，再次爲深孔。如祇用深孔一列，則宜採分期注射之法，即先鑿孔至 10 呎，注射既竣，再鑿深至 20 呎，依次進行，至達最後深度爲止。

注射之前，須用高壓之空氣和水沖洗鑿孔。水泥漿以水泥二分水二分半（以體積計）合成。有和以 3%（以水泥之重量計）氯化鈣者，或以石粉一分代水泥一分者。攪入石粉所以節減水泥之量，攪入氯化鈣所以促進凝固之時間。水泥漿中不得攪入細沙，以其易與水泥相分離耳。

注射之壓力必須權衡至當。注射壓力常分爲低壓力與高壓力兩種。前者用於深度不及 40 呎之鑿孔，壓力每方吋自 50 至 150 磅

止。後者用於較深之處，自每方吋 200 至 600 磅。因壓力甚高，岩石有被移動或掀起之虞，故注射時須隨時用水準儀測知地面被掀之狀況。

於挖掘基址時，如發現泉眼，則必須詳加檢查。如來自水庫，則尋出其泉眼而封閉之。如來自別處，則須引離於壩址之外。

開始澆置混凝土以前，須用強力之壓縮空氣與水流將基址加以沖洗。沖洗後之渾水宜用水斗或其他方法除去之。沖洗工作須繼續至不復發現渾水為止，至是始於基址上澆注一吋厚之水泥漿，以備混凝土工作之開始。

昔時壩址內埋設排水管一事頗見盛行，但以其容易破碎，故現已改為排水孔。排水孔為鑽於基址中之孔，直徑自 3 至 6 吋，深自 25 至 50 呎以上，相距約 10 呎。排水孔鑽在注射地帶以內短距離處，其排列係與壩之中線相平行。亦有於此列以外，再鑽一二列者由鑽孔中上升之滲漏水量均自壩身中之排水坑而引入於尾水中。此等排水孔須鑽鑿於注射完竣以後，否則易被水泥漿所阻塞。此等排水孔之作用為導去滲入壩址之水量，減輕浮托力，以增壩身之安全度。

14. 造壩之材料 壩身所用之混凝土須有下列各特徵：(1)有充分之強度以負擔荷重，並符合所需要之安全因數；(2)有充分之重量以抵抗滑移與傾倒；(3)有適宜之耐久性以抵抗風化與浸蝕；(4)有抗水性，使水量不能滲透；(5)混凝土中之膠結料必須不致溶解於水中；(6)混凝土澆置時須成一連續之整體，以與原設計相符合。欲期達到以上諸目的，則對於材料之選擇與使用方法，必須加以注意而後可。

[水泥]造壩所用之水泥以凝硬緩慢而發熱少者為貴，以其足以減少坼裂，惟熱量甚低之水泥，每少耐久性，為其缺點。建造普爾得<sup>(4)</sup>與諾利斯壩<sup>(13)</sup>時，對於水泥發熱問題曾作透澈之研究，嗣後始有專供造壩用之特種波特蘭水泥問世。此種水泥製造時之化合成分與物理性質規定均甚嚴格，故能具低熱之優點而無其缺點。其特性之

比較列表如次：

水 泥 種 類	燃 燒 損 失 %	化 學 成 分 %		物 理 性 質		
		三 鋁 酸 鈣	三 矽 酸 鈣	細 度 cm <sup>2</sup> /gr.	七 日 強 度	32 日 強 度
平常波特蘭水泥	4	...	...	...	275 #/□"	350 #/□"
特種波特蘭水泥	3	8	35~55	1,600-2,200	1,500 "	2,500 "
低熱波特蘭水泥	3	7	35	1,700-2,300	1,000 "	2,000 "

此外美國蓬維爾壩<sup>(4)</sup>，曾用爐渣及熔岩與波特蘭水泥密切混合，成爲一種波特蘭熔岩水泥，頗著良效。

[攪合料]攪合料大都取給於壩之近處，以費少而足用爲尙。在昔攪合料之適宜與否全憑工程師之觀察以資判別。實則就露層或挖開部分作精細視察後，固常可分別良窳，但苟遇疑難不定之問題則必須輔以各種試驗方易解決耳。關於攪合料之試驗有下列之十二種：(1)化學分析；(2)顯微鏡下石理觀察；(3)水分之吸收；(4)比重；(5)磨損；(6)用硫酸鈉或硫酸鎂以作石質良窳之試驗；(7)抵抗壓縮之強度；(8)將攪合料造成築劑或混凝土後之強度；(9)攪合料及混凝土對於冰凍及融泮之試驗；(10)因溫度變化時所起之膨脹；(11)因水分變化而起之膨脹；(12)熱量試驗。苟實地觀察與試驗結果均未發現任何之弱點，即屬良好之攪合料。否則即應設法糾正或捨去之。

攪合料可分爲天然與製成品之二種。古代河川或冰河所遺留之砂礫爲天然品。經過年久之浸蝕風化，其中柔弱物質，業早被淘汰，所剩者成爲不露鋒稜之精英，故恒爲良好之攪合料。苟其顆粒之大小合度即可適用。如混有腐敗之硅石，頁石，軟沙石等，則不合用。製成品攪合料係將塊石軋碎而成，歷來多用以充粗攪合料。軋製而成之砂，成效未見良好，故用者甚罕。製成之沙質既柔弱，顆粒之形式與粗細之分配均遠不及天然沙之完善。

攪合料之處理與輸送設備必須多加注意，務使送入混凝土混



和機之攪合料，粗細配合適宜，瑩潔而無雜質。普通粗攪合料篩過之前或篩過之後，每經過洗滌一次，細攪合料亦然。攪合料堆積後須聽其自由排洩積水，庶含水量可期一致，而免水灰比率之參差。粗攪合料堆積數小時後，積水即可排出，細攪合料則須亘數日之久。攪合料之名稱如次：

3 吋至 6 吋	名彈石
1½ 吋至 3 吋	名粗料
¾ 或 ¾ 吋至 1½ 吋	名中料
4 號篩至 ¾ 或 ¾ 吋	名細料
4 號篩以下	名砂

[混和用水] 混凝土因水質惡劣而債事者，其例甚罕，故人咸忽視之。惟所用之水，切不可雜有工廠廢液，有機質與淤泥。水中亦不可含有鹽酸，硫酸，及其他溶液。工事重要者，所用之水必須經過試驗而後可，如含有淤泥與有機質，則須用沙濾池濾淨之。

15. 混凝土之配合 欲期混凝土品質良好，除注意選擇水泥，攪合料，混和用水外，當以水灰比率為最重要之因素。在混凝土各成分中，水與水泥為最柔弱之分子，加增水泥成分後，一面固可增進水泥漿之品質，但同時亦使柔弱分子增多，故其結果之有益或有害，在目今猶屬無法解決之問題。

決定混凝土各分子配合比例之目的，在以最經濟之方法，產生符合於預定品質之混凝土。換言之，即如何在粗細配合之攪合料中，加入最少量之水泥漿，以成合用之混凝土。攪合料之粗細配合率，固可由實驗室中獲得完美之結果，但在實際施工時，欲期其完全相仿，極屬不易。故雖有實驗結果，仍多恃實地之調度也。

關於理論上攪合料粗細之配合率，已有多人之建議，其用意均在應用最少量之水泥，以獲得最良好之混凝土。各種方法中均假定所用粗細攪合料之體積有一定之比率。其最通用之配合公式如次：

$$p = \left( \frac{d}{D} \right)^n \quad (9)$$

式中  $p$  爲經過  $d$  吋篩孔攪合料之成分 (百分數)  $D$  爲最巨攪合料之徑寸;  $n$  爲一指數, 略與混凝土之潤澀性有關。繪出各級之  $p$  與  $\frac{d}{D}$  於對數方格紙上, 即易定出  $n$  之數。

年來混凝土攪和機與配料機之改進甚速, 尤注意於容量之擴充, 以適應大規模工事之需要。應用配料機後, 可以代替人工, 量配既較準確, 速率又可增進。

16. 混凝土之澆置 混凝土攪和以後, 應立即運往澆置之地。搬運之際, 混凝土中各分子不免爲之分離, 故手續愈簡單, 則分離之機會愈少。應用活底之斗以裝盛混凝土, 而由纜道或起重機爲之運送, 最稱妥善。斜槽及漏斗傾瀉法均易使混凝土分子爲之分離, 故非良善之辦法也。苟爲經濟着想, 可以偶一用之, 否則以避免爲宜。

混凝土須直接澆置於其最後所處之地點。裝載混凝土斗之容量在3立方碼以下者, 均藉人力以開啓其底門, 較大者, 則藉機器之力, 以節省時間並減免工人之危險。斗有方形與圓形二種: 前者宜於大宗混凝土之工事, 後者宜於鋼筋混凝土之工事。

混凝土實體壩成層分段而建。當每段開始之時, 先立模殼, 澆置水泥築劑一坯, 厚約半吋, 用鋼絲帚力掃之, 使遍蓋於已澆之混凝土, 或基礎上。築劑中水灰之比率, 須等於或略小於後澆混凝土所採取之比率。築劑鋪就後, 即繼以混凝土之澆置, 於最短時間內, 遍澆於築劑之全面。每澆置混凝土一堆, 即以內撼機震撼之, 使向四周擴展。如斗量不巨, 則此種手續甚爲容易, 若斗量一至6至8立方碼, 而混和又甚乾稠, 則所用內撼機必須優良, 而監察亦須格外嚴密而後可。

降雨之時, 不宜進行澆置工作, 以雨水足使混凝土表面爲之沖淡, 致成疏鬆之接合面耳。混凝土未曾堅凝以前, 須禁止工人踐踏或攀登模殼之上。混凝土澆置後, 必須避免日光之曝曬, 及風霜之侵襲。在開始之十四日內須隨時洒水, 如用低熱水泥則灑水工作須

延展至三星期以上。

冬季之混凝土保護工作甚為重要。用平常或特種水泥之混凝土尤應加以注意。大致氣溫一至  $40^{\circ}F$  以下，混凝土之凝結即形緩慢，斯時之保護工作，必須延長甚久，如在  $40^{\circ}F$  以上，則保護期間約須兩星期。保護時不可將溫度過分提高，平常以保持於  $40^{\circ}$  至  $50^{\circ}F$  為宜。

## 第 2 節 實體壩之荷重

17. 概述 作用於圻工壩之荷重可分為正常與非正常二類。屬於正常類之死荷重為混凝土之重量，壩上閘門與橋梁之荷重，其他壩上建築物之重量，堆積於上下游壩面物質之重量。屬於正常類之活荷重為水庫方面之水壓力，是水壓力，浮托力，因四季混凝土溫度之變化而起之力。屬於非正常類者咸屬活荷重，例如冰之壓力，水流中含淤量增多時所增之水壓力，地震力，建造荷重，及其他偶然而暫時性之荷重。所謂建造荷重者，包括注射水泥工作所引起之力，因人工冷卻所引起之內部應力，在養療混凝土時隨化學熱之發生而引起之內部應力。在寒冷區域中，如水庫終年盈滿，則冰壓力可認為正常活荷重之一種。

18. 正常死荷重  $\alpha$ , [混凝土之重量] 壩身混凝土每立方呎之重量通常假定為 150 磅，但此項重量每因攪合料之單位重量及配合之比例而異，故在重要之壩工中，宜由衡量實物或計算而後定。例如配合之比例為 1:3:6，碎石每立方呎重 180 磅(比重 2.88)，空隙佔 45%，砂每立方呎重 90 磅(連空隙在內)，水泥每立方呎重 100 磅，則每立方呎混凝土之重量如次：

水泥	$\frac{1.11}{27}$ 桶	$\times 380$ 磅	=	15.6
沙	0.47 立方呎	$\times 90$ 磅	=	42.3
碎石	0.94 立方呎	$\times 180(1 - 0.45)$ 磅	=	<u>94.0</u>
	共計			$\approx 152.0$

如壩身中埋有巨石，佔全體積 20%，成爲石核混凝土，則其平均重量爲

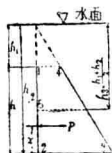
混凝土	$0.80 \times 152 = 122$ 磅
巨 石	$0.20 \times 180 = 36$ 磅
合計	<u>          = 158 磅</u>

普通圬工每立方呎之重量如次：

花崗石	155 磅
石灰石	160 磅
砂石	140 磅
碎花崗石之混凝土	155 磅
花崗石礫之混凝土	150 磅
碎石灰石之混凝土	145 磅

b. (其他死荷重) 閘門及橋梁等建築物之荷重應按照其圖樣而計算之。

19. 水壓力 浸在水中之壩面均受有水壓力。如圖 2，命 1-2



代表浸在水中之一部分垂直壩面，其寬爲 1 呎，由流體力學知在水面下任何深度每平方呎之靜水壓力等於水之單位體重  $w$  與深度之乘積。故在點 1 之靜水壓力爲  $wh_1$ ，在點 2 之靜水壓力爲  $wh_2$ 。設以 2-3 代表  $wh_2$ ，1-4 代表  $wh_1$ ，則 1-4-3-2 即代表作用於此部分壩

圖 2 面之水壓力。故水壓力  $P$  之值爲

$$P = \frac{w}{2} (h_2^2 - h_1^2) \quad (10)$$

此力以水平方向作用於壩面點 2 以上  $x$  距離處 (即 1-4-3-2 梯形之重心)

$$x = \frac{3h_1 h + h^2}{6h_1 + 3h} \quad (11)$$

若壩面上之點 1 適在水面處，則  $h_1 = 0$ ，故上二式化爲

$$P = \frac{w}{2} h_2^2 \quad (12)$$

$$\alpha = \frac{h}{3} \quad (13)$$

如壩面係傾斜而非垂直，則水壓力可分為水平與垂直兩分力。水平分力等於其垂直投影面上之水壓力，可用前述諸式計算之，垂直分力等於傾斜壩面以上所載水量之重。

習慣上因實體壩之上游壩面傾斜度甚峻，其垂直分力為量甚微，且足以增加壩之安全，故每略而不計。美國習慣上計算壩身水壓力時輒自實在之滿庫水位算起，中歐各國（如德奧捷）則不問滿庫水位何在，輒自壩頂算起。為安全起見，宜從後法。

茲以圖 3 中之滾水壩為例，以示計算水壓力之方法。在 10-9-2-3 面之水平壓力  $P$ ，應等於投影面 11-3 上之水壓力，其數量與作用點可以式 (10)，(11) 計算之。作用於 2-3 平面之垂直水壓力  $W$

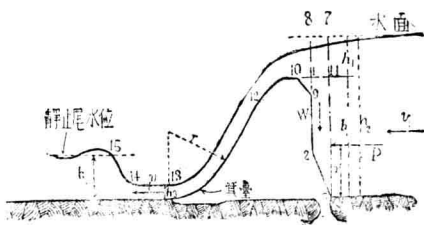


圖 3

應等於 8-2-3-7 範圍內水之重量，而作用於 8-2-3-7 之重心。習慣上每祇計算 10-9 面之水平分力而不計算其垂直分力。12 至 13 下游壩面流速甚大，幾與射水無異，故其水壓力均可不計。若滾水壩下游之尾水甚淺而滾水之流速甚巨，則在壩腳之尾水位即低降，迨至 14 與 15 間，復陡立如壁，名為立波現象。斯時加於下游壩面之靜水壓力，即因此現象而消失，通例可以不計。尾水之存在有時可增進壩之安定性，但有時則得相反之結果，故為穩妥起見，凡遇發生立波之影響在疑似之間，宜將壩之安全性按有無尾水兩情形分別檢討之。立波現象發生之條件見流體力學編。

20. 浮托力 現代設計實體壩時輒計及接合面與基礎面之浮托力。自實地測驗圻工壩後，知無論壩基之注射工作如何完善，基礎排水溝管之設置，如何嚴格，但浮托力之發生仍所難免。圻工壩之浮托力可分為二種情形以計算之：即(1)接合面良好之情形，例如不透水石質地層之基礎面，與壩身內之接合面；(2)透水地層之

基礎面。

[良好接合面]如圖 4, 設 1-2-3-4 代表壩身之橫截面, 1-2 代表水平接合面,  $h_1$  與  $h_2$  為接合面兩端之水頭。當滲漏之水量由接合面上流動時, 其情形與水在水管中流動時相仿。如將  $h_1$  與  $h_2$  聯成水力坡線, 即可求得接合面上任何點之水壓力。因接合面並非全部可以滲漏, 故欲求全面積上之水壓力應以係數  $C$  (小於 1) 乘之, 即

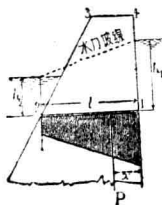


圖 4

$$P = \frac{Cw(h_1 + h_2)}{2} l \quad (14)$$

此式, 假定壩之寬度為 1 呎,  $w$  為每立方呎水之重量  $\approx 62.5$  磅,  $h_1, h_2, l$  見圖 4。如下游壩面露出於空氣中, 則  $h_2 = 0$ , 上式化為

$$P = \frac{Cwh_1 l}{2} \quad (15)$$

就理論以決定  $C$  之數值, 可假定混凝土或石層之空隙成球形, 其體積為  $V$ , 半徑為  $r$ , 並假定接合面與空隙相交於球心。於是空隙之橫截面積為  $a$ , 因得

$$V = \frac{4}{3} \pi r^3$$

$$a = \pi r^2$$

合併之則得

$$a = \sqrt[3]{\frac{9\pi}{16}} V^{\frac{2}{3}} = 1.21V^{\frac{2}{3}} \quad (16)$$

例如空隙佔全體積之 6%, 則  $V = 0.06$ , 代入上式得  $a = 0.2$ , 此表示  $C$  之值應為 0.2。  $C$  之值最小為 0, 最大為 1, 但在實際上有良好之混凝土及良好之基礎石質,  $C$  之值為  $\frac{1}{4}$  至  $\frac{3}{8}$ 。重要之壩如美國瓦朱賽特<sup>(15)</sup>, 十一河攬橋<sup>(16)</sup> 肯西哥洛克拉文<sup>(17)</sup> 諸壩設計時均假定  $C = \frac{2}{3}$ 。

若滲入壩身之水量不能自由流出, 則浮托力將較上述者為巨, 而等於

$$P = Cwh_1 l \quad (17)$$

故為減低浮托力計，輒在壩身之內設置排水系統也。

以上所論為接合面內浮托力之總數，但一部分之浮托力與接合面內之反動力相抵銷，所餘者方為有效之浮托力。欲求有效之浮托力可按圖 5，用嘗試法決定之。命水壓力為  $W$ ，壩之重量為  $G$ ， $W$  與  $G$  之合力為  $R$ 。因  $R$  之作用接合面上所起之反動力分佈如圖中劃有平行疏垂直線之三角形。假定浮托力之分佈為三角形（即上游最大，下游為 0）則除為反動力所抵銷之一部分外，所餘之三角形面積為有效浮托力。命其面積為  $A$ 。作  $W$  與  $G+A$  之新合力  $RA$ ，改正反動力之分佈情形， $S$  之值亦隨之而改變。用此方法，經數次嘗試後，即可得準確之有效浮托力。有效浮托力作用於其分佈三角形之重心。

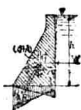


圖 5

[透水之基礎] 重力壩之以透水地層為基礎者，本不多觀，有之亦屬空心壩或極低之實體壩。茲設一例以示土壤基礎面上浮托力之計算方法。如圖 6，示建築於土壤基礎之重力壩，上下游均設有海漫，接近上游壩脚處設有抑水牆。滲漏之水量常取阻力最小之途徑，而壩底與基礎接觸面常為阻力最小之處。據來因<sup>(19)</sup>之研究，在方向為垂直或坡度大於 1:1 接觸面內，滲水之阻力較諸水平或坡度小於 1:1 者約大三倍。

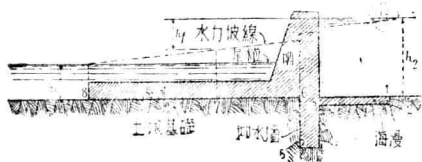


圖 6

又壩底任何兩點間之直線距離如較接觸面長度小至二倍以下，則滲水將取徑直之途徑而不遵接觸面，惟假定徑直途徑之阻力較接觸面大兩倍。依據此項研究結果，圖 6 中滲水之水頭  $h_2-h_5$  因 1-2-3-4-5-6-8 之途徑而消耗。茲以數字說明之。命 1-2 長 1 呎，2-3 長 8 呎，3-4 長 5 呎，4-5 長 2 呎，5-6 長 6 呎，6-7 長 8 呎，7-8 長 12 呎， $h_2=14$  呎， $h_5=4.1$  呎，則  $h_2-h_5=9.9$  呎。垂直接觸面總長為  $1+5+6=12$  呎，水平接觸面總長為  $8+2+8+12=30$  呎。將垂直接觸面之長乘以三倍，與水平接觸面

之長相加，則得  $12 \times 3 + 30 = 66$  呎。每呎消耗之水頭為  $\frac{9.9}{66} = 0.15$

呎。於是可得點 2 之水頭為  $14.0 - 3 \times .15 = 13.55$  呎，點 3 為  $13.55 - 8 \times .15 = 12.35$  呎，點 4 為  $12.35 - 15 \times .15 = 10.10$  呎，點 5 為  $10.10 - 2 \times .15 = 9.80$  呎，點 6 為  $9.80 - 18 \times .15 = 7.1$  呎，點 8 為  $7.1 - 20 \times .15 = 4.1$  呎。應用此等數量可繪成水力坡線。將各點水頭乘以 62.5 即得該點之浮托力。通例土壤基礎之  $C$  均定為 1。如壩成後淤積細泥於壩後，則滲水量可期減少，而浮托力亦相當減小。

21. 土壓力 昔時有鑒於洪水時期有巨量之沙礫淤泥等堆積壩後，故議增加水壓力以應付之。美國加省之蒲拉茲排壩，建於 1924 年，曾將水壓力按  $w = 90$  磅/立方呎而設計。但沙礫等之沉澱每完成於蓄水庫之上端，故足使壩身受其影響者，僅屬少量之淤泥。淤泥所施之水平壓力祇遭遇於洪水經過之際及洪水過後，淤泥沉實之時，故除洪水連續不絕外，增加壓力之處，僅為壩高之一部分，為量甚微常可不計。壩身甚低者，則因此而增加之壓力須計及之。我國北部之河川大都流經黃壤區域，故含淤量甚巨。陝西省洛惠渠在老淤所建之堰，落成未久，即淤與壩平，其著例也。

計算土壓力宜分成水平與垂直兩分力。計算水平分力可用著名之朗金公式，即

$$P = \frac{Weh^2}{2} \left( \frac{1 - \sin\alpha}{1 + \sin\alpha} \right) \quad (18)$$

式中  $P$  為每呎壩身之水平土壓力，以磅為單位， $We$  為每立方呎土之重量，以磅計， $h$  為土之深度，以呎計， $\alpha$  為土之靜止角。

求傾斜平面上土壓力之垂直分力，其法與求水壓力之垂直分力相同，即等於該平面以上所承土之重量。

因壩後堆積之土為水所浸透，故每立方呎之重量與在空氣中時不同。如空氣中之重量為 105 磅，罅隙佔全體積三分之一，則在水中之重量為  $105 - 62.5(1 - \frac{1}{3}) = 63.5$  磅。就一般情形言，如以  $k$  為罅隙率，則

$$We = We' - w(1 - k) \quad (19)$$



式中  $We'$  爲每立方呎土在空氣中之重，以磅計， $w$  爲每立方呎水之重量，等於 62.5 磅。

按式 18 與式 12 形式相同。若壩後爲水則  $\alpha = 0$ ， $We = w$ ，式 18 即化爲式 12 矣。土之靜止角  $\alpha$  必大於 0，故係數  $\frac{1 - \sin\alpha}{1 + \sin\alpha}$  必小於 1，如  $\alpha = 30^\circ$ ，則此係數爲  $\frac{1}{3}$ 。

22. 冰壓力 在寒冷地帶，水庫之表面每於冬季凝結甚厚之冰。冰層遇冷則收縮，遇熱則膨脹。按安舳<sup>22</sup>斯之測驗，冰之線脹率在  $-30^\circ F$  時爲 0.00002，變化至  $32^\circ F$  時爲 0.00004。如結冰以後，氣溫降低，則冰層每因收縮之故而坼裂，而其裂縫中即爲水所充塞。如氣溫再降，則裂縫中之水復凝結成冰。斯時冰層如遇熱膨脹，苟不能向兩側或對岸移動，則足使壩身感受巨大之冰壓力。此項冰壓力之極小值爲 0，極大值等於冰之擠破強度，即每方呎 310 磅。冰壓力之大小，隨地球之緯度，壩對水庫之方向，水庫岸邊之坡度，土質，壩與對岸之距離等因數而異。如水庫凝冰之際適在庫中水量放低之際，則冰壓力之作用點遠在壩頂以下，其危險性即小。惟設計時不宜利用此種機會，因常可因世事之變態，致凝冰適在滿庫時也。

設計高壩之上部截面及中等壩之全部截面時，因冰壓力而致之影響甚巨。如冰壓力達到每呎 47,000 磅則幾成左右設計之惟一外力。

在美國寒冷地方，如紐約，波士頓等處假定冰壓力爲每呎 24,000 至 47,000 磅不等。德國向不計及此力，意大利計畫阿爾泊斯山中若干水庫時，曾假定每呎冰壓力爲 16,800 磅。瑞士採用每呎 40,000 至 47,000 磅。

23. 地震激盪力 如建壩地點常有地震發生，則地震之激盪力必須計及。在決定壩址以前，對於壩址附近地層中之斷層必須調查清楚，尤以尙未休止之斷層爲要，蓋無論如何不可建壩於活動之斷層上也。一般公認地震之發生由於受有壓力之地層突然滑卸，造成

振動之波浪向地殼各方向而進行，是以地面及與地面結成一體之建築物均隨地震而起一種和諧運動。吾國各地方志，每記載古之地震，為一良好之參考物。由地震儀所測知，當地震時，地面物件所起之加速度為  $0.003g$  至  $1.0g$  ( $g$  為地球重力加速度)。歷次著名地震估計及實測加速度如次：

地震地點	年份	地 震 加 速 度		測量方法
阿薩姆(23)	1897	大於 $g$	大於 $32.2$ 呎/秒 <sup>2</sup>	估計
舊金山	1906	$0.20 g$	$6.44$	估計
美辛那(24)	1908	$0.20 g$	$6.44$	估計
日本東京	1923	$0.11g \sim 0.15g$	$3.54 \sim 3.38$	地震儀
隆皮區(25)	1933	$0.35 g$	$10.98$	地震儀

自 1929 年以還，美國所建圻工壩均會計及地震之激盪力。日本自 1923 年九月一日關東地震後所建之圻工壩亦均計及此力。惟對於此力作詳細研究者，當以 1934 年美國加省巴薩提那城<sup>(16)</sup>所完成 328 呎高之摩利斯壩<sup>(27)</sup>開其端。其後在巴拿馬運河區建築 220 呎高之馬頓壩<sup>(28)</sup>，及科羅拉多河上之菩爾得壩<sup>(29)</sup>均曾對此力作精細之分析。<sup>(4)</sup>

地震所引起之加速度足以影響圻工壩之穩定與應力狀況。在昔開始計及地震所加之荷重時，僅注意其水平加速度。但在近時設計諸圻工壩中，對於垂直加速度與水平加速度均作同一之考慮。對於圻工壩之無拱作用以助其抵抗所增之荷重者，垂直加速度之關係尤為重要。在分析時，極大向上加速度與向下加速度應分別研究。在滿庫時滑移因數所受之影響以加速度向下時為最巨，應力所受影響，以加速度向上時為最巨。水平加速度對於滿庫情形下滑移因數暨應力所致之影響以作用於上游方向時為最巨。

設計圻工壩時，關於地震之激盪力計分兩種：(1)壩身惰性所致之力  $F_1$ ；(2)庫中水量因激盪而起之推力  $F_2$ 。 $F_1$  之值如次：

$$F_1 = \frac{W}{g} a \quad (20)$$

式中  $W$  爲壩身之重量，以磅計， $g$  爲地球重力加速度， $a$  爲地震加速度。在美國  $a = 0.1g$ ，故上式化爲

$$F_1 = \frac{W}{10} \quad (21)$$

垂直力作用於壩之重心，水平力作用於與壩之縱軸成直角之方向，通過壩之重心。

水庫中水量激盪而發生之推力  $F_2$ ，如次

$$F_2 = \frac{1}{2} a w h^2 \quad (22)$$

式中  $a$  爲地震加速度， $w$  爲每立方呎水之重量， $h$  爲壩高。此力作用於接合面之上  $\frac{1h}{3\pi}$  處，其方向亦爲水平。

地震之振動週期恒在 1 秒以上（日本關東地震之振動週期爲 1.35 秒）而圯工壩之自由振動週期僅爲一秒鐘之分數，故通例除極高之壩外，可不計其共振作用。

24. 其他不重要之力 其他荷重包括大氣壓力，波浪壓力，風壓力，水流衝激力，溫度變化及注射水泥漿時所引起之力。

〔大氣壓力〕水流由壩頂成瀑布下注，（指滾水壩而言），苟不貼接下游壩面，則瀑布腹內之空氣即被水流帶出，發生部分之真空，如是上下游壩面所受大氣壓力顯非相等，壩身乃感受一種大氣壓力矣。瀑布腹內之真空時斷時續，使壩身作週期性之振動。欲免此弊，其法有二：（1）於瀑布兩側設置通氣管以供給腹內之空氣，（2）使瀑布與壩面相緊貼，勿留空隙。如是以後，大氣壓力，即可消滅，而於設計時不必計及之矣。

〔波浪壓力〕波浪高度隨水庫中壩與對岸之空曠距離而定。按司蒂文生之公式

$$h = 1.5 \sqrt{F} + (2.5 - \sqrt{F}) \quad (23)$$

其中  $h$  爲波浪自最低點至最高點之高度差，以呎爲單位； $F$  爲壩

至對岸之空曠距離，以哩為單位。此項壓力為數至微，通常均不計及。

〔風壓力〕風力在壩之設計中亦非重要，常可不計。蓋上游壩面在滿庫時受風之面積甚小，涸水時受風面積雖巨，而水壓力則減少也。

〔水流衝激力〕此為水流漸近滾水壩所加施之壓力，為數甚微可以不計。試舉例以說明之。設有滾水壩長 100 呎，高 50 呎，壩頂水深 10 呎，每呎壩身之水壓力之水平分力為  $P = \frac{62.5}{2} (60^2 - 10^2)$

$= 109,000$  磅。經過壩上每呎之流量為  $q = 3.5h^{\frac{3}{2}} = 110$  立方呎/秒。

平均漸近速度為  $\frac{110}{60} = 1.84$  呎/秒。衝激力  $P' = \frac{q \times w}{g} V =$

$\frac{110 \times 62.5}{32.2} \times 1.84 = 392$  磅。與  $P$  相較，其細已甚。除流量極巨而

壩身甚低者外，此力常可不計。

〔建造荷重〕苟壩身係分段而建，其間有收縮縫，而注射工作舉行於冷卻以後，則澆製混凝土時因人工冷卻所致之力可期減少至安全範圍以內。在注射以後，因溫度增加而致之力為壓縮性質。此種力有加密壩身之接合，使成為整塊圪工之功，故對壩身為有益。如係拱壩則此種力之作用是使壩身向上游移進，故其方向適與水壓力相反。注射水泥漿時所用之壓力須預加計算配置適宜而後可，如用力過巨，則已澆之混凝土能因剪力或彎曲力矩而生裂痕也。如係拱壩，則注射壓力過巨時，足使其壩頂向上游彎折，而於下游壩面發現水平之裂痕。

### 第 3 節 圪工實體壩之應力

25. 水平接合面內之應力 如圖 7，命  $ABCD$  代表單位厚度壩之截面， $AD$  為壩頂下  $y$  距離處之水平接合面。 $AD$  以上壩身所受水平力為  $H$ ，垂直力為  $W$ 。合併  $H$  與  $W$  則得合力  $R$ ，與  $AD$

相交於  $E$  點， $ED$  之距離為  $u$ 。將此合力  $R$  再分解為平行與垂直於  $AD$  之兩分力  $R_H$  與  $R_V$ 。 $R_H$  之作用在使此壩身向右而推移，引起剪應力。 $R_V$  之作用則對於  $AD$  加施壓力，而引起正交應力。

[正交應力] 垂直分力  $R_V$  引起正交應力。其分佈通常假定為直線式，故繪如  $A E F D$  之梯形。此梯形可分為直接應力  $A H G D$  與彎曲應力  $E H O G F$ 。按照靜力學可知

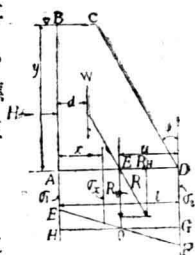


圖 7

$$\sigma_{1,2} = \frac{P}{A} \pm \frac{M \cdot C}{I} \quad (24)$$

將本圖之數量代入，則得

$$\sigma_{1,2} = \frac{R_V}{l} \mp \frac{R_V \left( \frac{l}{2} - u \right) \frac{l}{2}}{\frac{1}{12} l^3} \quad (25)$$

上兩式中， $\sigma_1$  與  $\sigma_2$  為  $A, D$  點之纖維正交應力； $P$  為垂直於全接合面之壓力，即等於  $R_V$ ； $A$  為接合面之面積，等於  $l \times 1$ ， $M$  為  $R_V$  對於中性軸之力矩，等於  $R_V \left( \frac{l}{2} - u \right)$ ； $C$  為中性軸至最外纖維之距離，等於  $\frac{l}{2}$ ； $I$  為接合面對於中性軸之轉動慣量，等於  $\frac{1}{12} l^3$ 。

式 25 可簡化為

$$\sigma_1 = \frac{2R_V}{l} \left( \frac{3u}{l} - 1 \right) \quad (26)$$

$$\sigma_2 = \frac{2R_V}{l} \left( 2 - \frac{3u}{l} \right) \quad (27)$$

接合面上正交應力之分佈既為直線形，故在  $(x, y)$  點之垂直應力為

$$\sigma_x = \sigma_2 + (\sigma_1 - \sigma_2) \frac{x}{l} \quad (28)$$

[剪應力]因壩身之截面通常為三角形或梯形，壩面亦有不為直線者，故欲求水平接合面內任何點之剪應力較非容易。在水平

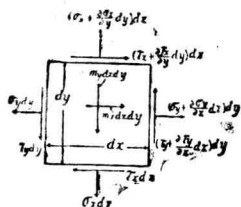


圖 8

接合面內各點之剪應力顯各不同，惟其總數則必等於水平分力，即  $R_H$  是也。今於接合面內  $(x, y)$  點取細微柱體，其寬為  $dx$ ，其高為  $dy$ ，如圖 8。作用於此柱體之外力為  $m_x dx dy$  與  $m_y dx dy$ 。柱體各面之正交應力及剪應力均示於圖上。因在平衡狀態之下，故依中心作力矩方程式，得

$$\tau_x = \tau_y \quad (29)$$

又命垂直及水平各力之代數和等於 0，則得

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial y} - m_x = 0 \quad (30)$$

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial y} + \frac{\partial \tau}{\partial x} - m_y = 0 \quad (31)$$

在理論上，由此二式可以求得剪應力  $\tau$  之值。

如壩之截面為一矩形(即圖 7 中之  $\varphi$  為 0)，即得

$$\tau_x = \frac{3wy^2x}{l^2} - \frac{3wy^2x^2}{l^3} \quad (32)$$

可知剪應力在水平接合面內之分佈為一拋物線形。在  $x = \frac{l}{2}$  處，

$\tau_x$  達到極大值，其值為  $\frac{3wy^2}{4l}$

如壩之截面為一三角形(即圖 7 中之  $BC=0$ )，則得

$$\tau_x = \frac{wy^2x}{l^2} \quad (33)$$

可知其分佈為一直線， $x=l$  時，其值最大，等於  $\frac{wy^2}{l}$ 。以上兩式中

之  $w$  均為水之單位重量。

26. 垂直接合面內之應力 由式 29, 31 可以求得垂直接合面

內之正交應力及剪應力。如壩身為梯形，則得(如圖 7)

$$\begin{aligned} \sigma_y = wy + & \left[ \frac{2W \tan^2 \varphi}{l^3} \left( 2 - \frac{9d}{l} \right) - \frac{3wy(l - y \tan \varphi)^2}{l^4} \right. \\ & + \frac{\tan \varphi}{l} \left. \right] x^2 + \left[ \frac{6W \tan^2 \varphi}{l^4} \left( -\frac{4d}{l} - 1 \right) \right. \\ & \left. + \frac{2wy(l - y \tan \varphi)(l - 2y \tan \varphi)}{l^5} - \frac{\tan \varphi}{l^2} \right] x^3 \end{aligned} \quad (34)$$

若壩身為矩形，則  $\varphi = 0$ ， $d = \frac{l}{2}$ ，上式化爲

$$\sigma_y = wy - \frac{3wyx^2}{l^2} + \frac{2wyx^3}{l^3} \quad (35)$$

若  $x = 0$ ，則  $\sigma_y = wy$ ，又若  $x = l$ ，則  $\sigma_y = 0$ 。可知壩踵垂直截面上之正交應力與水壓力相等，而在壩趾則正交應力爲零。因將

$$\frac{d\sigma_y}{dx} = -\frac{6wyx}{l^2} + \frac{6wyx^2}{l^3} = 0$$

得  $x$  之根爲 0 與  $l$ ，代入

$$\frac{d^2\sigma_y}{dx^2} = -\frac{6wy}{l^2} + \frac{12wyx}{l^3}$$

則  $x = 0$  時其值爲負， $x = l$  時其值爲正，故可知  $\sigma_y$  在壩踵爲極大值，而在壩踵與壩趾間，別無極大或極小值也。

如壩身為三角形，則  $d = \frac{l}{3}$ ， $\tan \varphi = \frac{l}{y}$ ，代入式 34，得

$$\sigma_y = wy - \left[ \frac{2W}{ly^2} - \frac{1}{y} \right] x^2 + \left[ \frac{2W}{l^2y^2} - \frac{1}{ly} \right] x^3 \quad (36)$$

若  $x = 0$  或  $x = l$ ， $\sigma_y$  之值均爲  $wh$ 。

求式 36 之一次導微函數，得

$$\frac{d\sigma_y}{dx} = -2 \left[ \frac{2W - ly}{ly^2} \right] x + 3 \left[ \frac{2W - ly}{l^2y^2} \right] x^2$$

命  $\frac{d\sigma_y}{dx} = 0$ ，則得  $x = 0$ ，與  $x = \frac{2l}{3}$  兩根，代入二次導微函數，

$$\frac{d^2\sigma_y}{dx^2} = \left[ \frac{4W - 2ly}{ly^2} \right] \left( \frac{3x}{l} - 1 \right)$$

則在  $x=0$  時，其值爲負故  $\sigma_y = Wy$  爲一極大值。若  $x = \frac{2l}{3}$  時則

其值爲正，故該處之  $\sigma_y$  爲一極小值，其值爲

$$\sigma_y' = wy - \frac{4l}{27y} \left( \frac{2W}{y} - l \right)$$

27. 壩身內任意點之主要應力 壩身內任意點在水平與垂直截面內之正交應力及剪應力已述於上兩段中，但此等應力未必即

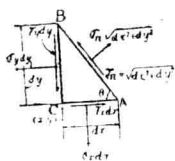


圖 9

爲該點之極大或極小應力。任意點之極大極小正交應力與剪應力究係存在於何種截面之內乎？欲解決此問題，可於壩身內  $(x, y)$  點處取一微細之柱體而研究之，如圖 9。命  $c$  爲  $(x, y)$  點， $CA$  之長爲  $dx$ ， $CB$  之長爲  $dy$ ， $AB$  爲任意截面與  $AC$  成  $\theta$  角。因此柱體既在平衡狀態之下，

故其垂直與水平諸力之和均等於零，因得

$$\begin{aligned} \sigma_y dy + \tau x dx + \tau_n \sqrt{dx^2 + dy^2} \cos \theta - \sigma_n \sqrt{dx^2 + dy^2} \sin \theta &= 0 \\ -\sigma_y dx - \tau y dy + \tau_n \sqrt{dx^2 + dy^2} \sin \theta + \sigma_n \sqrt{dx^2 + dy^2} \cos \theta &= 0 \end{aligned}$$

此處  $\tau_x = \tau_y$ ， $dy \div dx = \tan \theta$ ， $\sqrt{dx^2 + dy^2} \div dx = \sec \theta$ ，故解此二

$$\text{式得} \quad \sigma_n = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \left( \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right) \cos 2\theta - \tau \sin 2\theta \quad (37)$$

$$\tau_n = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\theta - \tau \cos 2\theta \quad (38)$$

由此二式可以求得  $(x, y)$  點在任意截面之與水平面成  $\theta$  角之正交應力與剪應力。茲進而求  $\theta$  爲何值時，其正交應力方爲極大或極小值。由式(37)得

$$\frac{d\sigma_n}{d\theta} = -(\sigma_x - \sigma_y) \sin 2\theta - 2\tau \cos 2\theta$$

$$\text{命} \frac{d\sigma_n}{d\theta} = 0, \text{則得} \quad \tan 2\theta = \frac{2\tau}{\sigma_x - \sigma_y} \quad (39)$$



由此式可得 $\theta$ 角之兩值，相差為 $90^\circ$ ；故可知任意點之極大與極小應力存在於互成直角之二平面內。任意點正交應力之極大或極小值均稱為主要正交應力。主要正交應力存在之平面均稱為主要平面。將式(39)之 $\theta$ 值代入式(37)，則得極大與極小值為

$$\text{主要正交應力 } \sigma_n = \frac{\sigma_x + \sigma_y \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}}{2} \quad (40)$$

因主要正交應力與主要平面相正交，故無切線方向之分力。因知剪應力決不存在於主要平面之內。以式(39)之 $\theta$ 代入式(38)內，亦可得 $\tau_n = 0$ ，足以證明之。

欲求任意平面上剪應力之極大與極小值，可由式(38)求一步導微函數，即

$$\frac{d\tau_n}{d\theta} = (\sigma_y - \sigma_x)\cos 2\theta + 2\tau \sin 2\theta$$

命此式等於零，則得

$$\tan 2\theta' = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2\tau} \quad (41)$$

由此式，亦可得兩 $\theta'$ 值，相差 $90^\circ$ ，代入式(38)則得

$$\text{主要剪應力 } \tau_n = \mp \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2} \quad (42)$$

因式(41)與式(39)之右邊互為倒數，故知

$$\tan 2\theta = \frac{1}{\tan 2\theta'} = \cot 2\theta', \text{ 即 } \theta' = 45^\circ - \theta$$

此可證明主要剪應力所在之平面與主要正交應力所在之主要平面成角 $45^\circ$ 。

苟將壩內主要應力同數值各點聯成曲線，則成爲主要應力同力線，又繪曲線與主要應力相平行則成爲主要應力彈道線。此項彈道線一端與壩面相正交，他端則成爲另一壩面之漸近線。由於此項彈道線，即可

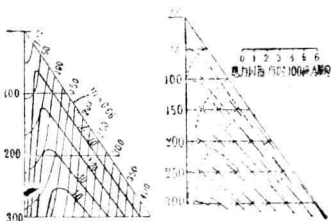


圖 10

圖 11

同應力線

主要應力彈道線

明瞭壩身內主要應力所循之方向。彈道線為主要正交應力存在之處，故無剪應力之存在。(圖 10, 11)

28. 壩面之主要應力 在上段中曾言水平接合面兩極端之正交應力並不即為該點之主要應力，故各該點之主要應力為何，殊有加以探討之必要。

上下游壩面以外已無圻工，故在此面上並無剪應力之存在，換言之，此壩面即與主要平面之一相符合，而另一主要平面則與壩面相正交。

如圖 12 命上游壩面  $AB$  與水平面成  $\varphi_1$  角。若  $BC = dx$ ，則  $BA = dx \cos \varphi_1$ ， $AC = dx \sin \varphi_1$ 。作用於  $BC$  之力為正交垂直應力  $\sigma_1 dx$ ，與剪應力  $\tau dx$ ，作用於  $AC$  上之力為主要應力  $\sigma_1' dx \sin \varphi_1$ ，作用於  $AB$  上之力為水壓力  $wy dx \cos \varphi_1$ 。對於  $B$  點作力矩方程式，則得

$$wy dx \cos \varphi_1 \cdot \frac{1}{2} dx \cos \varphi_1 - \sigma_1 dx \sin \varphi_1 \cdot \frac{1}{2} dx \sin \varphi_1 + \sigma_1 dx \cdot \frac{1}{2} dx = 0$$

$$\sigma_1' = \frac{\sigma_1}{\sin^2 \varphi_1} - wy \cot^2 \varphi_1 \quad (43)$$

應用此式可以求得壩面之主要應力。在此式中，吾人可見  $\sigma_1$  之值縱為正數，祇須

$$\frac{\sigma_1}{\sin^2 \varphi_1} < wy \cot^2 \varphi_1 \quad \text{或} \quad \sigma_1 < wy \cos^2 \varphi_1$$

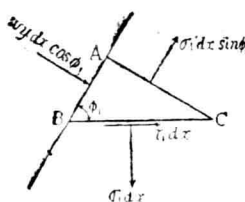


圖 12

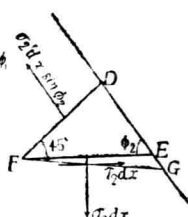


圖 13

$\sigma_1'$  之值即可為負數。又若  $\sigma_1 = 0$ ，而  $\varphi_1 \neq 90^\circ$ ， $\sigma_1'$  亦為負數。按壩身外力合力線通過水平截面之下游三分點時， $\sigma_1$  即等於 0，由此可以證明合力線雖通過下游三分點，仍不能保證壩身內伸張應力之不存在也。因  $\sigma_1$  必須大於  $wy \cos^2 \varphi_1$ ，故合力線必須遠在下游三分中部以內而後可。

次論下游壩面。與上文相同，於下游壩面內取微細柱體  $DEF$  如圖 13。對於  $E$  點作力矩方程式則得

$$\sigma_2' = \frac{\sigma_c}{\sin^2 \varphi_2} = \sigma_2 \csc^2 \varphi_2 \quad (44)$$

又下游壩面剪應力之極大值存在於與  $FE$  成  $45^\circ$  角之  $FG$  截面上，因得

$$\tau_2' = -\frac{\sigma_2 \csc^2 \varphi_2}{2} \quad (45)$$

#### 第 4 節 重力實體壩之設計

29. 安定條件 重力實體壩必須適合下列各條件方能保持安定。

I. 欲期時立而不傾覆，則不問水庫盈虛，任何水平接合面內不得有伸張應力之存在。欲期達到此條件，則在接合面上方各外力之合力線必須落入接合面之三分中部以內。遇合力線漸近下游三分點時，須推究上游壩面之主要應力是否為伸張應力。

II. 欲期固定而不滑移，則不問水庫盈虛，任何水平接合面以上各外力之合力線與垂直線間之夾角不得超過接合面之摩擦角。

物 質	應力(每方吋若干磅)	
	壓縮應力	剪 應 力
花崗石	650 至 700	150 至 175
石灰石	550 至 650	125 至 150
砂 石	450 至 550	100 至 125
混凝土		
在 28 日之強度為 1,500 磅	375	175
在 28 日之強度為 2,000 磅	500	250
在 28 日之強度為 2,500 磅	625	300
在 28 日之強度為 3,000 磅	750	375

III. 欲期壩身不致因不勝壓縮應力及剪應力而破碎，故任意點之主要正交應力與主要剪應力不得超過圯工之安全容許應力。

以上各條件中之任何水平接合面均包括基礎之接合面在內。此外，壩頂必須力能抵抗波浪與浮物之撞擊。

30. 設計之數據 圯工之容許容許應力如上表：(P.29)

若干現存重力壩在滿庫時下游壩趾之極大壓縮應力與剪應力列次，以供參考：

壩 名	計算應力處之水深呎	壩趾之應力(每方吋若干磅)			壩中線之曲度半徑
		垂直壓縮應力	主要壓縮應力	主要剪應力	
克羅登(31)	167	137	215	107	∞
瓦朱賽特(15)	205	99	198	99	∞
欖橋(17)	220	128	235	107	∞
徹斯曼湖(32)	224	179	279	140	400呎
新克羅登(33)	238	208	266	133	∞
肯西哥(1)	250	149	271	135	∞
象峯(34)	260	175	284	142	∞
羅斯福(35)	260	264	381	190	400呎
國庫(36)	272.5	362	505	252	674.7呎
箭石(37)	341	294	475	237	669.5呎
巴地(38)	350	329	481	240	1,200呎
俄懷希(6)	405	418	582	241	500呎
聖迦伯列(39)(未建)	442.5	365	567	233	1,400呎

摩擦角  $\theta = \tan^{-1} f$ ，其中  $f$  為摩擦係數。按照克利該<sup>4</sup>所定如下：

相摩擦之物質	$f$	安全因數 $S$	容許值
圪工與圪工	0.6 至 0.75		大於 0.75
圪工與良好之岩石	0.6 至 0.75		小於 0.75
圪工與礫層	0.5	2.5	0.20
圪工與沙層	0.4	2.5	0.16
圪工與濕粘土	0.3	2.5	0.12

31. 理論的截面 1. 如祇求壩身合於條件 I, 則壩之截面為一直角三角形為已足。如圖 14, 水面與壩頂相齊。命圪工之比重為  $s$ , 水之單位重量為  $w$ , 則

$$W = \frac{1}{2}ads w$$

$$H = \frac{1}{2}wd^2$$

設  $W$  與  $H$  之合力  $R$  交壩底於下

游三分中點, 則

$$H \frac{d}{3} = W = \frac{a}{3}$$

即 
$$a = \frac{d}{\sqrt{s}} \quad (46)$$

由上式知  $a \equiv \frac{d}{\sqrt{s}}$  時, 則該壩在  $d$  較低時即可適合條件 I。如壩底有浮托力, 其分佈如所繪之虛線,  $B$  點之單位浮托力為  $cwd$ , 則

$$a = \frac{d}{\sqrt{s-c}} \quad (47)$$

2. 如祇求合於條件 II, 則  $f = \frac{SH}{W}$ , 將  $H$  與  $W$  之值代入則

得 
$$f = \frac{S}{\sqrt{s}}$$

今設  $s = 2.4$ , 則  $f = 0.64S$  時即可適於條件 II。

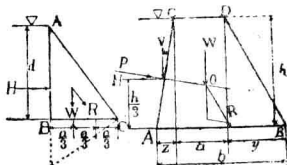


圖 14

圖 15

3. 欲期合於條件 III, 可命  $n$  為安全費用應力, 並由式 27, 得

$$\sigma_2 = \frac{2W}{a}(2-1) = \frac{2W}{a}$$

又自式 44, 得  $\sigma_2' = \sigma_2 \csc^2 \varphi_2$ , 即  $\sigma_2' = \frac{2W}{a} \csc^2 \varphi_2$

為適合條件 III 起見, 則  $\sigma_2'$  應等於  $n$ , 故得

$$n = \frac{2W}{a} \csc^2 \varphi_2 = \frac{2 \times \frac{1}{2} w s a d}{a} (1 + \cot^2 \varphi_2) = w s d (1 + \cot^2 \varphi_2)$$

因此處  $\cot \varphi_2 = \frac{a}{\sqrt{-d}} = \frac{1}{\sqrt{s}}$ , 故  $n = w s d (1 + \frac{1}{s}) = w d (1 + s)$

或 
$$d = \frac{n}{w(1+s)}$$

如  $n$  為每方呎 30 噸 (每方呎 417 磅), 則  $d = 280$  呎, 換言之, 即壩高苟在 280 呎以內, 其主要應力不致超過容許之費用應力也。

32. 實際的截面 實際的截面不能如上段所述之簡單直角三角形。蓋實際上壩頂必須有相當之寬度以應付波浪浮冰漂木之衝擊, 抵抗冰之壓力, 暨便利兩岸之交通。通例不滿 50 呎之低壩, 壩頂之寬度均定為壩高之 15%, 而以 2 呎為最小限度。超過 50 呎者, 其壩頂定為壩高之方根, 但最寬亦不逾 16 至 20 呎。如壩頂兼充道路之用, 則不以上述之規定為限。因壩頂之增寬, 足以增加壩踵之應力, 故有時為減輕此項應力計, 每於壩頂間段設置橋墩, 敷設橋面於其上, 壩頂之重量既可因以減輕, 壩之外觀亦可以增美也。

壩頂恒較規定滿庫水位高出若干距離, 以備風浪, 地震, 冰凌及洪水時意外之高水位。此項出水距離通例定為壩高之 5%, 但壩身高逾 150 呎者, 則一律為 7.5 呎, 波浪所及之高度可以式(23)計算之。

設計時之水位宜假定其與壩頂相齊, 參閱 §19。

34. 低壩之設計 如壩高不逾 30 或 40 呎則宜取梯形截面如

圖 15。令  $w$  爲水之單位重量， $s$  爲圪工之比重，則  $H = \frac{1}{2}wh^2$ ， $V = wz \frac{h}{2}$ ， $W = swh \frac{a+b}{2}$ 。

命合力  $R$  通過壩底之下游三分中點，則

$$b = \sqrt{h^2 - (a+y)^2(s-1) + y^2s(1 + \frac{s}{4})} - y \frac{s}{2} \quad (48)$$

如  $DB$  爲垂直線，即  $y=0$ ，則

$$b = \sqrt{h^2 - a^2(s-1)} \quad (49)$$

如  $z$  爲已知值，則

$$b = \sqrt{a^2 + 2az + (h^2 + z^2)/s + [z/s - (z-a)/2]^2} - [\frac{z}{r} - \frac{z-a}{z}] \quad (50)$$

如  $z=0$ ，即  $AC$  爲垂直線，即

$$b = \sqrt{\frac{5}{4}a^2 + \frac{h^2}{s} - \frac{a}{2}} \quad (51)$$

比較式(49)與(51)可見  $AC$  爲垂直線時較爲經濟。

33. 未該曼<sup>(41)</sup>之高壩設計法 設計高壩有兩種方法：一爲根據安定條件以逐步設計截面；一爲假定截面，而後研究其是否符合於安定條件。前一方法爲未該曼<sup>(41)</sup>設計紐約市給水工程中夸克橋壩<sup>(42)</sup>時所擬，見所著壩之設計與建築書中(參考書目 5)，克里該<sup>(4)</sup>所著書(參考書目 3)亦從之，茲節述於本段。

本段所用之符號彙列於次：

$a$  = 壩頂之寬；

$x$  = 接合面之未知寬度；

$l$  = 在  $x$  接合面以上之寬度；

$h$  = 一層圪工之高；

$u$  = 在  $x$  接合面內自下游終點至合力線交點之距離；

$n$  = 在  $x$  接合面內自上游起點至合力線交點之距離；

$m$  = 在  $l$  接合面內自上游起點至合力線交點之距離；

$f$  = 圪工與圪工間之摩擦係數；

$s$  = 圪工之比重；

$d = x$  接合面之水深度；

$H = \frac{d^2}{2s}$  = 水平方向之水壓力；

$M = \frac{d^3}{6s}$  =  $H$  對於  $x$  接合面內任何點之力矩；

$W$  = 在  $x$  以上圪工之重；

$w$  = 在  $l$  以上圪工之重；

$R = H$  與  $W$  之合力；

$p$  = 下游終點之容許壓縮應力；

$q$  = 上游起點之容許壓縮應力。

今自壩身內圪工一段而研究之。如圖 16，得

$$W = w + (l+x)h/2 \quad (52)$$

$$v = M / \left[ w + (l+x) \frac{h}{2} \right] \quad (53)$$

$$x = u + n + M / \left[ w + (l+x) \frac{h}{2} \right] \quad (54)$$

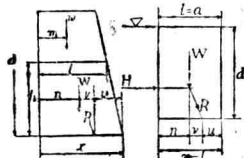


圖 16

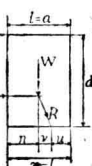


圖 17

在壩之上部分，圪工中應力為值尙微，故可以安定條件  $I$  確定  $u$  與  $n$  之值，即

$n \geq \frac{x}{3}$ ,  $u \geq \frac{x}{3}$  是也。迨接合面兩端

正交應力漸近極限值  $p$  與  $q$ ，則  $n$  與  $u$  須由式(26)與(27)定之（注意：符號略異），即

$$u = \frac{2x}{3} - px^2/6W \quad (55)$$

$$n = \frac{2x}{3} - qx^2/6W \quad (56)$$

[第一級]此級之壩截面如圖 17。壩頂寬度  $a$ ，應照 §32 所論



而定。

由式(54)，以  $x=l=a$ ， $u=\frac{a}{3}$ ， $n=\frac{a}{2}$ ， $h=d$ ， $w=0$  代

入，則 
$$d = a\sqrt{s} \quad (57)$$

〔第二級〕此級之壩截面將如圖 16 所示，上游壩面仍為垂線，下游壩面，則改為傾斜線，使合力線仍在三分中部以內。應用式

(54)，而以  $u=\frac{x}{3}$ ， $n=\frac{(x^2+lx+l^2)h/6+wm}{w+(x+l)h/2}$  代入，簡化之得

$$x^2 + \left(4\frac{w}{h} + l\right)x = 6(wm + M)/h + l^2 \quad (58)$$

多數接合面均可應用此式以定  $x$ ，至  $n=\frac{x}{3}$  為止。〔注意：設計

時每一接合面之  $h$  均約等於  $d$  之 15%〕

〔第三級〕自本級起，上下游壩面均須傾斜使  $u=n=\frac{x}{3}$ 。將

此  $n$  與  $u$  之值代入式(54)得

$$x^2 + x(2w/h + l) = 6M/h = d^3/s/h \quad (59)$$

自此式求得  $x$  後，必須用式(26) (27)計算  $\sigma_1$ ，與  $\sigma_2$ ，以覘其超過  $p$  與  $q$  否，因  $\sigma_2 > \sigma_1$  故下游終點必先達極限值。

〔第四級〕若  $\sigma_2$  已達極限值  $p$ ，則須以  $u=2x/3 - px^2/6(w+(x+l)h/2)$  與  $n=\frac{x}{3}$  代入式(54)，得

$$x^2 = 6M/p \quad (60)$$

此式可應用至  $\sigma_1$  達到極限值  $q$  為止。

〔第五級〕至  $\sigma_1$  達到極限值  $q$  後，應以  $n=2x/3 - qx^2/6(w+(x+l)h/2)$  代入式(54)，得

$$x^2(p+q-h) - 2x(w+lh/2) = 6M \quad (61)$$

應用(57)至(61)各式，每一接合面之寬度均可算得，但自第三

級起因壩面開始傾斜，故其位置不能確定。對於第三第四兩級之上游壩面傾度  $y$  (圖 18) 可自次式得之：

$$y = \frac{2w(x-3m) - hl^2}{6w + h(2l+x)} \quad (62)$$

對於第五級則用次式

$$y = \frac{w(4x-6m) + lh(x-l) + x^2(h-g)}{6w + h(2l+x)} \quad (63)$$

以上所得結果均須用力矩方程式校核之。任何梯形截面中(圖 18)，

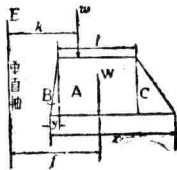


圖 18

$R, w, W, x, y, l$  及面積  $A, B, C$  均為已知值。立垂直軸  $EF$  於截面之外。於力矩  $kw$  應加以  $A, B, C$  對於  $EF$  之力矩。於  $w$  應加以  $A, B, C$  之重(因本段以一立方呎之圬工重為單位，故面積即可代表重量)。由力矩之總和，除以面積之總和可算出  $f$ ，即虛庫時合力線與  $x$  接合面交點

至  $EF$  之距離也。由  $f$  可校核  $n$  之值，再由  $n$  以校核  $y$ 。又因  $W = w + A + B + C$ ， $M = d^2/6s$ ， $v = M/W$ ，故  $v + f$  即為滿庫時合力線與  $X$  接合面交點至  $EF$  之距離。

34. 假定截面法 高壩之另一種設計方法為先行繪製多種截面，然後用計算或圖解方法加以分析以視其是否符合安定條件。假定截面時可取現存荷重，材料等情形相仿之壩截面繪於透明紙上，然後重疊之，以折衷方法取定之，或用 §27 方法算出截面而加以修改使形式方向力趨完滿。茲先述計算方法於本段，再述圖解方法於次段。

如圖 19 所示，係高 200 呎之壩截面，每立方呎混凝土之重為 145.8 磅，頂高 20 呎，即壩高之一成。將此截面每高 10 呎作一水平接合面，乃用 §25 節之方法，按滿庫及虛庫情形，算出最大正交應力及合力線與垂直線間之夾角，其結果如次表：

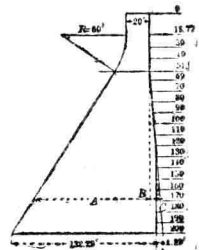


圖 19

自壩頂起之水深，呎	接合面之長，呎				最大正交應力以每方呎若干噸計		合力線與垂直線夾角之正切
	A	B	C	總數	滿庫時	虛庫時	
18.74	20.00	0	0	20.00	1.89	1.36	0.20
30	21.07	0	0	21.07	3.68	2.37	0.31
40	23.89	0	0	23.89	5.03	3.53	0.41
51.97	30.04	0	0	30.04	5.53	4.91	0.50
60	35.38	0	0	35.38	5.59	5.63	0.54
70	42.03	0.62	0	42.65	5.94	6.11	0.58
80	48.68	1.25	0	49.93	6.45	6.59	0.61
90	55.33	1.87	0	57.20	7.02	7.09	0.62
100	61.98	2.50	0	64.48	7.62	7.61	0.63
110	68.63	3.12	0	71.75	8.26	8.15	0.63
120	75.28	3.74	0	79.02	8.90	8.69	0.63
130	81.93	3.74	0.62	86.29	9.55	9.46	0.64
140	88.58	3.74	1.25	93.57	10.22	10.22	0.64
150	95.23	3.74	1.87	100.84	10.89	10.96	0.64
160	101.88	3.74	2.49	108.11	11.56	11.71	0.64
170	108.53	3.74	3.12	115.39	12.25	12.44	0.64
180	115.18	3.74	3.74	122.66	12.95	13.18	0.64
190	121.83	3.74	4.37	129.94	13.63	13.91	0.64
200	128.48	3.74	4.99	137.21	14.32	14.65	0.64

此表為未該曼實用截面第二號，但第四第五兩欄業已略加修正，以免上游壩面發生伸張應力。如設計之壩一切荷重與此相同，而壩頂較狹，例如 12 呎，則可將截面按 12:20 之縮尺重繪之。表中第六第七兩欄之壓力須乘以 0.6。設計時如擬利用算機，可閱參考書目 2 之 165 頁。

35. 圖解方法 (1)如圖 20a，將壩截面每約 10 呎分為一層，算出各層接合面以上之水平水壓力(垂直水壓力不計)，即  $P_a, P_b, \dots, P_g$  是也；(2)算出各層之圬工重量，並確定其重心，以小圓記之；(3)經過上游壩踵立一垂直線  $go$ ，量出各層重心至此線之距

離；(4)聯各層接合面之三分中點成爲三分中線；(5)作圖 20-b，即

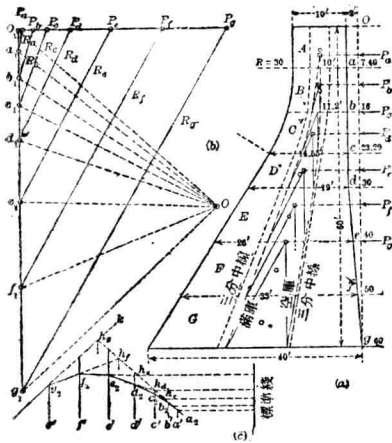


圖 20

以  $o_1P_a, P_aP_b, \dots, P_fP_g$  代表各層接合面以上之水平水壓力； $o_1a_1, a_1b_1, \dots, f_1g_1$  代表各層圪工之重；(6)聯  $a_1P_a, b_1P_b, \dots, g_1P_g$  等線，即表示滿庫時合力之方向與數量；(7)取任意點  $o$ ，聯  $oo_1, oa_1, \dots, og_1$  等放射線；(8)乃作圖 20-C 之  $a', b', \dots, g'$  等垂直線及標準線，其距離與(3)相同，但縮尺較大，以期清晰；(9)經過  $a'$  垂直線之

任一點  $a_2$  作  $oo_1$  及  $oa_1$  之平行線，此第二平行線交  $b'$  垂直線於  $b_2$ ，經過  $b_2$  作  $ob_1$  之平行線，餘仿此，由此可定出  $A+B, A+B+C \dots$  等之重心與標準線之距離；(10)於圖 20-a 中按照此項距離及水平水壓力之作用之交點處作小方形以代表各接合面上之重力線位置；(11)由各小方形作垂直線與相當接合面相交，聯此各交點，即得虛庫時之抵抗線；(12)由相當之小方形作  $R_a, R_b, \dots, R_g$  等合力線之平行線，與其相當之接合面相交，聯此各交點，即得滿庫時之抵抗線。

如以上兩抵抗線均在三分中線以內，則截面爲可用。如與三分中線接近過甚，則應計算該處之主要應力以免壓力之過量；如與三分中線相距過遠，則糜費材料過多，亦應修正之。

36. 滾水壩之設計 如壩面兼充溢道之用，則成爲滾水壩。滾水壩之設計方法與上述方法大體相同，所異者，(1)滾水壩之下游大都有尾水之存在；(2)壩頂之上尙有水壓力；(3)下游壩面須隨漫溢之水舌而改變其形式，以免發生大氣壓力；(4)下游壩脚須有防

止淘刷之設備。

滾水壩頂之浸水水頭應按最大洪水量計算之，設每呎壩面漫過之洪水量為  $Q$ ，水頭為  $H$ ，則按夫朗西斯公式<sup>(43)</sup>

$$Q = CH^{\frac{3}{2}} \quad (64)$$

其中  $C$  為係數等於  $(3.78 - 0.16s) H^{\frac{10}{20}}$ ， $s$  為上游壩面之斜度。由此公式可以算出  $H$ 。壩頂上水舌厚度按照倍情之實驗應為  $0.69H$ 。<sup>(44)</sup>

滾水壩之截面形式恒與圖 21 相仿。壩頂上游之方隅應切成  $45^\circ$  之斜面，切去部分至少為 3 呎，其放大圖樣如圖 22。水舌之平均流速為

$$V_m = \frac{Q}{0.69H} = \frac{C}{0.69} \sqrt{H} \quad (65)$$

在任意時間  $t$  秒，水舌中一水滴以  $V_m$  速度所行動之距離為

$$x = V_m t, \quad y = \frac{1}{2} g t^2$$

由此兩式消去  $t$ ，則得

$$y = \frac{1}{2} g \frac{x^2}{V_m^2} \quad (66)$$

將式(65)代入式(66)則得  $a^2 = \frac{C^2 H y}{7.67}$  (67)

由此式可知水滴以  $V_m$  速度運動時所循之曲線，為一拋物線，表示於圖 22 中。當水滴至拋物線上任何點後，其水平分速度雖仍為  $V_m$ ，但垂直分速度則已增為  $\sqrt{2gy}$  故在該點之合速度為  $\sqrt{V_m^2 + 2gy}$ 。將流量除以  $\sqrt{V_m^2 + 2gy}$  即得該點水舌之厚度。此項厚度三分之二，位於平均流速線之上，三分之一位於其下，根據此理，可繪出圖

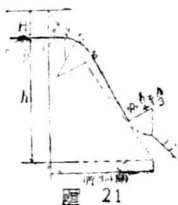


圖 21

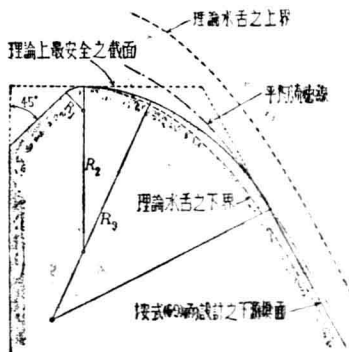


圖 22

22 中之理論水舌之上下界。

以上理論中未計漸近流速，如為值較巨，亦應化成水頭而加入於  $H$  中。實際圻工範圍應鑲入理論水舌以內庶可免發生部分真空。為節省圻工計上游壩面亦有向內凹入者。又洪水量亦可採用較低於最大洪水量之值，以最大流量遭遇之機會甚少，苟有之，壩腳之下恒有壅水，足以減少其震撼也。

滾水壩之高度不及 30 呎，而位於不透水基礎上者，其截面之擬定可用次式：

$$\text{頂寬} = \sqrt{h + H} \quad (68)$$

$$\text{底寬} = \frac{h + 0.6H}{\sqrt{s}} \quad (69)$$

其中之  $h$  與  $H$  見圖 21。如位於透水基礎上，則式(68)仍可用，式

(69)應改為：

$$\text{底寬} = \frac{h + H}{\sqrt{s}} \quad (70)$$

滾水壩壩頂之重量甚小，故當滿庫時，該處之抵抗線每易超過三分中部以外，抵抗線與垂直線間之夾角亦易超過容許之值。此為無可避免之事，故在建築時不宜於壩頂留有建造接合，並恒加置鋼筋，以增強度。

37. 拱形實體壩 拱形實體壩建造得宜者，除特圻工之重量以獲安定外，兼可因拱之作用，使之益臻堅固。苟欲達到此目的，其必要條件為(1)川谷之兩側必須堅強萬分，足以抵抗拱之推力；(2)川谷之跨距甚小，拱之半徑不過巨；(3)在壩身中設置足數之收縮接合，以免坼裂；(4)在最寒冷之氣候下就收縮縫內注射水泥漿使結成一體。苟能符合以上條件，則拱形壩自較勝於直線形之壩。

拱形壩，昔時每視作直線形壩而設計。實則拱形壩苟能發揮拱之作用者，則以應用嘗試荷重法最為合理。苟不能發揮拱之作用，則於計算荷重(如水壓力與重量等)及應力時均應按照拱形而加以修正，即按曲線半徑之方向作垂直截面二個，相距一呎(以壩頂之上游面為準)，切取壩體一片，以作計算之對象。

設計時如欲利用計算機，可參閱參考書目 2 之 173 頁。

38. 模型試驗 近年對於拱壩及重力壩所作模型實驗已有多起，應力之分佈，應變之數量，及特種問題之解決，均可賴之以闡明，有裨於設計實非淺鮮。

探求實物與模型間關係之一般原理，本屬繁複之算學問題，但專就壩之模型方面言，則可將此項關係化為比較簡單之條件。苟模型之縮尺為  $1:n$ ，而模型荷重之比重為  $G$ ，則壩底之液體壓力將為模型之  $\frac{n}{G}$  倍。此項倍數對於應力間之關係亦然。又設壩身物質

之彈性係數為  $E_d$ ，模型物質之彈性係數為  $E_m$ ，則模型之單位應變與實物之單位應變間比率，即等於應力間比率  $\frac{n}{G}$  與彈性係數

比率  $\frac{E_m}{E_d}$  之乘積，即  $\frac{nE_m}{GE_d}$  是也。此項應變在實物上所作用之距

離較模型上作用之距離大  $n$  倍，故實物與模型間偏轉之比率為  $1:$

$$\frac{n^2 E_m}{G E_d}。$$

模型既較實物為縮小，故欲期承受荷重後發生較巨之應變或偏轉以便測量則製造模型，必須採取剛性遠較實物為小之物質，而所用荷重之密度必須較水之密度為大。在舉行史蒂文生溪<sup>45</sup>拱壩，與吉勃生壩<sup>46</sup>之試驗時均用混凝土製造模型，縮尺為  $1:12$ ，並用水銀以代水。其後舉行苦爾得壩之試驗，因壩身較厚，恐偏轉不易覺察。故第一次試驗改用矽藻土與石膏粉之混合物和水而製模型，縮尺為  $1:240$ ，荷重亦用水銀代之。第二次試驗則用橡膠與密陀僧之混合物製造模型，縮尺為  $1:180$ ，由多數一吋厚之薄層疊成，而以橡膠膠合之。因橡膠與密陀僧混合物之比重，適與混凝土相同，而承受荷重後，偏轉甚巨，故極合用。諾利斯壩<sup>13</sup>試驗之縮尺為  $1:60$ ，較別壩為巨。測量偏轉均用指針測微計與光學測微計，測量應力則用張力計為之。

## 第三章 拱 壩

### 第 1 節 圓筒公式法

39. 圓筒公式法 建造拱壩之本意為利用拱之作用以抵抗水之壓力，故適用於川谷狹隘，壩身崇高(註)，且谷壁堅強足以任受拱端推力之處。以理論言，壩底既與堅固之基礎相接觸，不能自由活動，即不能視拱壩為純粹之拱。由於壩底之束縛，故壩身兼有肋梁作用；此項作用之影響，為使低處之拱所受荷重為之減少，而使高處之拱荷重為之增加。

設計拱壩昔時均用圓筒公式法，但自 1923 年以後，嘗試荷重法漸臻完備，故重要拱壩均宜用後法設計之。

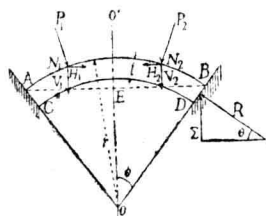


圖 23

歷來多數拱壩均按圓筒公式而設計，演繹如次：如圖 23。

命  $ABCD$  代表拱壩之水平截面，厚度為  $t$ ，高度為  $1$  呎，作用於上游壩面  $AB$  之水頭為  $h$ ，上游壩面  $AB$  之半徑為  $r$ 。繪中線  $oo'$ ，並設有  $N_1$  與  $N_2$  兩點繪於  $oo'$  兩側之對稱地位。將作用於  $N_1$  與  $N_2$  上之水壓力  $P_1$  與  $P_2$  以  $oo_1$  為標準分解為平行分力  $H_1$  與  $H_2$  及正交分力  $V_1$  與  $V_2$ 。於此可見  $H_1 = H_2$ ，故互相平衡，而  $P_1$  與  $P_2$  對於  $AB$  之影響乃為  $V_1 + V_2$  所代表。 $oo_2$  兩旁任何對稱之兩點均係如是，故可謂作用於  $AB$  力之總數  $\Sigma(V_1 + V_2 + \dots)$ ，或  $\Sigma V$  等於  $AB$  弦與  $wh$  之積。如以  $2C$  代表  $AB$  弦之長，則每一支座所受之拱壓力為：

(註) 壩長與壩高之比苟不超過 2.5:1 則大部份水壓力可傳達至谷壁，如此率迫近 5:1 則大部分水壓力將傳達至谷底。如超過 5:1 之比率則壩身臃腫，工料兩費，非在特殊情形下，不宜採用拱壩也。



$$R = \frac{\Sigma V}{\sin O} = \frac{\Sigma V}{C} \cdot r = \frac{wh \cdot 2C}{2} \frac{r}{C} = whr$$

若拱身容許壓縮應力為  $f$ ，則所須厚度  $t$  應為

$$t = \frac{whr}{f} \quad (71)$$

此式與水管及圓筒壁厚之公式相同，故稱為圓筒公式。此公式之演繹中，祇計一呎高之壩身，對於上下壩身之連繫關係，均未計及。

用此公式設計而成之壩截面顯為一三角形，頂點位於水面。但為顧全事實上之需要起見，壩頂必須略較水面為高，且須有相當厚度。通例壩頂出水度等於壩高十分之一或  $\frac{1}{2}\sqrt{H}$ ，（ $H$  為壩高，以呎計）。因式(71)既非精確，所得結果並不過偏於安全方面，故習慣上每規定  $f$  為一十分低亞之值。

克利該分析<sup>40)</sup> 34 個已建之拱壩，用式(71)計算其應力  $f$ ，知多數介於每方呎 23,000 至 70,000 磅間，另有二個竟達 120,000 磅（其中三分之一均為 23,000 磅）。因如是設計之拱壩，尚無失敗之記錄，故猶未知究應採用何值，方屬安全而經濟。1928 年美國土木工程師會之基礎研究組<sup>(4)</sup> 曾在加省史<sup>47)</sup> 文生溪建 60 呎高之模型拱壩而加以測驗。普林斯登大學教授培格斯<sup>47)</sup> 又製縮尺 1:40 之賽璐珞模型，用水銀代水而加以試驗，所得結果，與前一模型頗相符合。培格斯教授深信試驗所得之結果遠較算學推算為精密。設計拱壩而以試驗方法實一可取之辦法也。

多數早期之拱壩在任何高度之拱半徑均屬相等，故其中心角愈至壩底乃愈小。此種拱壩名曰定徑壩。<sup>43)</sup> 佐琴生曾證明任何高度之中心角苟為  $133^\circ 34'$ ，則費用最為經濟。佐氏證明時未將模殼等費計入，否則殆以  $120^\circ$  之中心角最為經濟也。又自拱之彈性原理而加以研究，可證明中心角為 150 至 160 度最為經濟；如溫度變化甚巨，則最經濟之中心角，將近於 180 度。凡中心角為定數之拱壩名曰定角壩。佐氏之證明法如次：

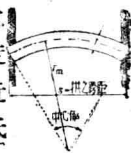


圖 24

如圖 24，命任意高度拱壩之水平截面積為  $A$ ，則

$$A = \frac{2\pi r_m t \delta}{360^\circ} = k' r_m t \delta$$

由式(71)，得

$$t = \frac{whr}{P} = \frac{wh(r_m + \frac{t}{2})}{P}$$

即

$$t = \frac{whr_m}{P - \frac{wh}{2}}$$

因  $P$  為定數， $wh$  在一定高度時亦為定數，故

$$t = k'' r_m$$

及

$$r_m = \frac{S}{2 \sin \frac{\delta}{2}}$$

將  $r_m$  及  $t$  代入第一式，則得

$$A = \frac{k \delta}{\sin^2 \frac{\delta}{2}}$$

將此式求  $\frac{dA}{d\delta}$  而使之等於 0，因得  $A$  為極小值時之  $\delta$  為

$$\delta = 133^\circ 34'$$

事實上常為地形所限，如純粹採用一定之中心角，必致底部壩身較他處為薄。非常理所能允許。故設計時祇求中心角略近於定數，而不必膠柱鼓瑟也。

定角壩之下游壩面常係垂直或近於垂直。亦有因使拱壩漫水之故，而造成曲線形式者，但如因此而浪費材料，則殊失採用拱壩之旨。

## 第 2 節 嘗試荷重法

40. 定義 嘗試荷重法為美國墾務局所創，(見參考資料 6)用以設計拱形之圪工重力壩或拱壩。昔時設計拱形重力壩時輒視全

壩爲半徑方向之垂直截面所割成之多數薄片，並假定其全部水荷重係由此多數薄片壩體，分別恃其重力作用，而傳達於壩底，與直線形之重力壩無異，而設計拱壩者，則假定全壩係由多數水平截面所割成之多數拱體，分別負擔其上所受之水荷重，即前節所述之圓筒公式法是也。然揆諸實際，拱形重力壩暨拱壩所受水荷重，一部固藉水平拱體之拱作用而傳達至於兩側之谷壁，一部亦藉垂直壩體之重力作用而傳達至於其下之基礎。是以設計時若視爲重力壩而忽視其拱作用，或視爲水平拱體所疊成而忽視其重力作用皆與真相不符。嘗試荷重法者，即視全壩同時分割爲多數垂直條片（名爲肱體），及多數水平拱體，乃用嘗試方法劃分水荷重爲兩部分，認其一部分作用於肱體，一部分作用於拱體。苟劃分得當，則壩身任何點隨肱體而起之偏轉與隨拱體而起之偏轉爲值必相等。否則再作嘗試而糾正之。因其劃分水荷重之法純出於嘗試，故名嘗試荷重法。

41. 方法概要 在作嘗試荷重法時所取之水平拱體與垂直肱體爲數並不甚多，以免過於繁瑣。若壩身左右對稱，則祇就一側加以研究爲已足。

斯時可選取肱體 4 至 7 條，拱體 5 至 7 條。如左右極不對稱，則肱體之數可增至 9 至 11 條。所取之

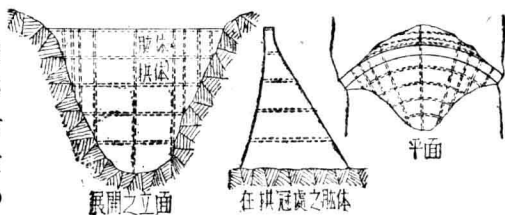


圖 25

肱體中，其一須位於高度最大之處，餘者均宜適在所擇拱體之兩端。若拱壩下地形有劇變處，則應就該處加取一肱體。所取之肱體與拱體縱橫相交，形若窗櫺，圖 25 示其概狀。位於肱體與拱體交接處之壩身名曰共同體。

現時之嘗試荷重法係分爲三種步驟而進行，即半徑方向之校準，切線方向之校準，與扭轉之校準是也。所謂半徑方向之校準者，

即將荷重試行劃分，使共同體在肱體內發生半徑方向之偏轉，同時在拱體內亦發生半徑方向之偏轉，然後加減荷重之劃分比率，卒至

兩種偏轉為值相等而後止，試以圖 26 說明之。命分圖 a 中之  $S$  為共同體在未受荷重時之位置。迨拱體承受一部分之荷重後，則拱體將為之變形，如分圖 b (虛線

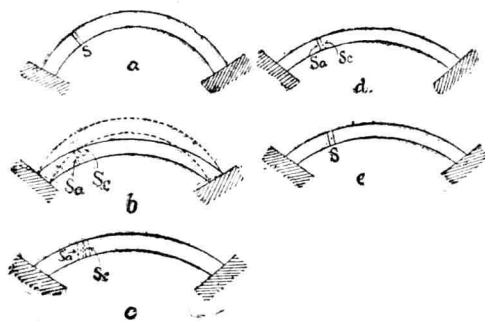


圖 26

之拱為原位置，實線之拱為變形後之位置)共同體隨拱體之變形，而向半徑方向偏轉，其新位置為  $S_a$ 。此時另一部分之荷重，既加施於肱體，其共同體  $S$  遂亦隨肱體之變形而發生半徑方向之偏轉，其新位置為  $S_c$ 。因荷重之區分，尙未適當，故  $S_a$  與  $S_c$  在半徑方向之偏轉，不能一致，其位置乃一前一後，不相切齊。若荷重之區分一再嘗試，至兩種偏轉為值相等，則  $S_a$  與  $S_c$  即互相切齊，有如分圖 C。至此可謂半徑方向之初步校準工作，業已完竣。

因分圖 C 中  $S_a$  與  $S_c$  雖已首尾相齊，但其中心點則並不適在一處，故應繼之作切線方向之校準。所謂切線方向之校準者，即於  $S_a$  與  $S_c$  之中線上用嘗試方法各加一相等而相反之荷重使兩者在切線方向發生偏轉，至兩者之中心點相疊合為止。分圖 d 即表示切線方向初步校準工作完竣後共同體所取之位置。此時共同體在肱體與拱體內之位置雖已首尾相齊，中心點相重疊，但方向猶未一致，故應繼之作扭轉之校準。所謂扭轉之校準者，即於  $S_c$  與  $S_a$  上各加施一相等而相反之耦力，使稍稍扭轉，至兩者完全疊合，如分圖 e 而止。扭轉校準既竣，嘗試荷重法之工作即可告一段落，惟在實際上，經過扭轉校準以後， $S_a$  與  $S_c$  在半徑方向之偏轉又略相

歧異，故在特殊情形之下，須再進而作第一第三兩種校準手續，至完全密合無間而後止。

因怕松<sup>49</sup>比率之影響，每次校準時在其變形之正交方向，發生另一種之變形，故為適應構造物之連續性質起見，尚應繼之作怕松比率之校準。

嘗試荷重法之工作既竣，肱體及拱體所受之荷重即可確悉，乃用此為標準，求出上下游壩面之正交應力與主要應力，暨壩身內之剪應力。如此項應力並不超過容許之容用應力，則所擬之拱壩設計即屬可用，否則須重行計算。

42. 嘗試荷重法公式 茲將嘗試荷重法所用計算肱體及拱體各種偏轉之公式暨計算壩身應力之公式彙錄於次。關於各公式之導出方法及算表請閱參考書目 6。

(a) 計算肱體偏轉之公式：

$$\Delta r = \Sigma (M_A \alpha_1 + V_A \alpha_2 + \Sigma \frac{M}{E_0 I} \Delta Z) \Delta Z + (V_A r^* + M_A \alpha_2^* + \Sigma \frac{VK}{AG} \Delta Z) \quad (72)$$

$$\Delta s = \mp H_A \theta^* \mp \Sigma \frac{HK}{AG} \Delta Z \quad (73)$$

$$\theta = \pm M \delta^* \pm \Sigma \frac{M}{2GI} \Delta Z \quad (74)$$

其中  $\Delta r$  為肱體中線在拱壩半徑方向之偏轉，

$\Delta s$  為肱體中線在正交於半徑方向（即切線方向）之偏轉；

$\theta$  為肱體之水平截面在水平面內繞肱體中線旋轉之角；

$E_c$  = 混凝土在直接應力時之彈性係數；

$G$  = 混凝土在剪應力時之彈性係數 =  $\frac{E_c}{2(1+\mu)}$ ；

$K$  = 剪應力實在分佈情形下與假定之均勻分佈情形下，應變之比率，計算  $\Delta r$  時假定其值為 1.25，計算  $\Delta s$  時假定其值為 1.00；

$\Delta Z$  = 高度之增分，即肱體水平截面間之距離；

$\alpha$  = 基礎因彎曲力矩  $M_A$  之一單位而在半徑平面內所發生之角

變動；

$r$  = 基礎因半徑方向之剪應力  $V_A$  之一單位而沿半徑發生之移動；

⊙ = 基礎因切線方向剪應力  $H_A$  之一單位而沿切線發生之移動；

$\delta$  = 基礎因扭轉力矩之一單位而在水平面內發生之角變動；

$\alpha_2$  = 基礎因半徑方向之剪力  $V_A$  之一單位而在半徑平面內發生之角變動；或基礎因彎曲力矩  $M_A$  之一單位而引起之半徑變動；

$M$  = 因肢體上受有荷重而發生之彎曲力矩；

$V$  = 因肢體上受有荷重而發生之半徑方向之剪力；

$H$  = 因肢體上受有荷重而發生之切線方向之剪力；

$M$  = 因肢體上受有荷重而在水平面引起之扭轉力矩；

$I$  = 肢體水平截面對於經過重心之弧線之轉動慣量；

$A$  = 肢體水平截面之面積；

式中一項有 \* 記號者祇有肢體不在拱體兩端

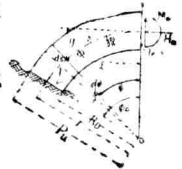


圖 27

時用之，否則刪去。又有雙重加減符號者，上符號用於拱體之左端，下符號用於拱體之右端。

(b) 計算拱體偏轉之公式：

$$\Delta r = C_1 M + B_2 H + C_2 V - D_2 + (M_A \alpha + V_A \alpha_2) X_A - H_A \beta \sin \varphi_A + (V_A r + M_A \alpha_2) \cos \varphi_A \quad (75)$$

$$\Delta S = \mp B_1 M \mp B_3 H \mp B_2 V \pm D_3 \mp (M_A \alpha + V_A \alpha_2) Y_A \mp (V_A r + M_A \alpha_2) \sin \varphi_A \mp H_A \beta \cos \varphi_A \quad (76)$$

$$\theta = \pm A_1 M \pm B_1 H \pm C_1 V \mp D_1 \pm M_A \alpha \pm V_A \alpha_2 \quad (77)$$

其中  $A_1 = \frac{12r}{E_o T^3} (\varphi_A)$  (閱圖 27)

$$B_1 = \frac{12r^2}{E_o T^3} (\varphi_A - \sin \varphi_A)$$

$$C_1 = \frac{12r^2}{E_o T^3} [\text{vers} \varphi_A]$$

$$B_2 = \frac{12r^3}{E_o T^3} \left[ \text{vers } \varphi_A - \frac{\sin^2 \varphi_A}{2} \right] + \frac{r}{E_o T} (\sin^2 \varphi_A)$$

$$C_2 = \frac{12r^3}{E_o T^3} \left[ \frac{\varphi_A - \sin \varphi_A \cos \varphi_A}{2} \right] + \frac{r}{E_o T} \left[ \frac{\varphi_A - \sin \varphi_A \cos \varphi_A}{2} + 3 \frac{\varphi_A + \sin \varphi_A \cos \varphi_A}{2} \right]$$

$$B_3 = \frac{12r^3}{E_o T^3} \left[ \varphi_A - 2 \sin \varphi_A + \frac{\varphi_A + \sin \varphi_A \cos \varphi_A}{2} \right] + \frac{r}{E_o T} \left[ \frac{\varphi_A + \sin \varphi_A \cos \varphi_A}{2} + 3 \frac{\varphi_A - \sin \varphi_A \cos \varphi_A}{2} \right]$$

$$D_1 = \int_0^s \frac{M_L ds}{E_o I}$$

$$D_2 = \int_0^s \frac{M_L \times ds}{E_o I} + \int_0^s \frac{H_L \sin \varphi ds}{E_o A} + 3 \int_0^s \frac{V_L \cos \varphi ds}{E_o C A} - \int_0^s C t \sin \varphi ds$$

$$D_3 = \int_0^s \frac{M_L y ds}{E_o I} - \int_0^s \frac{H_L \cos \varphi ds}{E_o C A} + 3 \int_0^s \frac{V_L \sin \varphi ds}{E_o C A} + \int_0^s C t \cos \varphi ds$$

(c) 計算應力之公式：

$$\text{垂直肢體應力 } \sigma_z = \frac{W}{Ac} + \frac{M}{Ic} [Y - (T - lg)] \quad (78)$$

$$\text{水平拱體應力 } \sigma_x = \frac{Ha}{Aa} + \frac{Ma}{Ia} \left( y - \frac{T}{2} \right) \quad (79)$$

$$\text{水平面上之正切剪力 } \tau_{zv} = \frac{-V_T a}{Ac} + \frac{-M_T w}{Ic} [y - (T - lg)] \quad (80)$$

水平面上，上游壩面之徑向剪力

$$\tau_{zvK} = -(\sigma_{zK} - P_u) \tan \varphi_u + \tau_{zvK} \tan \beta_u \quad (81)$$

水平面上，下游壩面之徑向剪力

$$\tau_{zvD} = (\sigma_{zD} - P_D) \tan \varphi_D - \tau_{zvD} \tan \beta_D \quad (82)$$

水平面上之徑向剪力

$$\begin{aligned} \tau_{xy} = \tau_{yzD} - y \left[ \frac{1}{T} \left( \frac{6V_c}{T} + 2\tau_{yzu} + 4\tau_{yzD} \right) \right] + \\ y^2 \left[ \frac{1}{T^2} \left( 3\tau_{yzu} + 3\tau_{yzD} + \frac{6V_c}{T} \right) \right] \end{aligned} \quad (83)$$

垂直面上, 上游壩面之徑向剪力

$$\tau_{xyu} = -(\sigma_{xu} - P_u) \tan \beta_u + \tau_{xzu} \tan \varphi_u \quad (84)$$

垂直面上, 下游壩面之徑向剪力

$$\tau_{xyD} = (\sigma_{xD} - P_D) \tan \beta_D - \tau_{xzD} \tan \varphi_D \quad (85)$$

垂直面上之徑向剪力

$$\begin{aligned} \tau_{xy} = \tau_{xyD} - y \left[ \frac{1}{T} \left( \frac{6Va}{T} + 2\tau_{xyu} + 4\tau_{xyD} \right) \right] + \\ y^2 \left[ \frac{1}{T^2} \left( 3\tau_{xyu} + 3\tau_{xyD} + \frac{6Va}{T} \right) \right] \end{aligned} \quad (86)$$

垂直面上之徑向水平應力

$$\sigma_Y = \int_0^Y \frac{\partial \tau_{YZ}}{\partial Z} dY + \int_0^Y \frac{\partial \tau_{XY}}{\partial X} dY + \sigma_{YD} \quad (87)$$

上游壩面之水平徑向應力

$$\sigma_{Yu} = P_u - \tau_{XYu} \tan \beta_u - \tau_{YZu} \tan \varphi_u \quad (88)$$

下游壩面之水平徑向應力

$$\sigma_{yD} = P_D + \tau_{XYD} \tan \beta_D + \tau_{YZD} \tan \varphi_D \quad (89)$$

符號之意義均閱參考書目 6.

## 第四章 空體重力量壩

### 第 1 節 平版壩

43. 構造 <sup>(2)</sup> 平版壩又名安布生壩, 或梁壩為空體重力量壩之一種, 其上游壩面係鋼筋混凝土所造之傾斜蓋版, 每隔相當距離, 以混凝土造之支梁支持之。如用作滾水壩, 則上游亦張鋼筋混凝土之



蓋版，範成曲線狀，以與漫水拋物線相適合，壩脚接以反曲線，與實體滾水壩之下游壩面相同。圖 28, 29 示用以滾水及障水之兩種平版壩。

建於岩石基礎上之平版壩高度可達一百呎以上至二百餘呎，如不能植

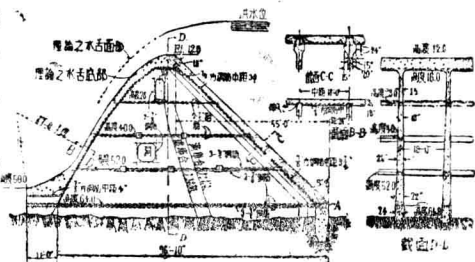


圖 28

基於岩石上，則支梁之底脚須向兩側擴大。亦有將底脚擴展成爲一連續之幕版，而以鋼筋混凝土建造之者。支梁內常設空洞，俾建築時工人及材料可以由此通行，壩成後可供通氣之用。較高之壩每於支梁之頂開設門洞，架以樑，以供視察之需。介於各支梁間每隔 10 或 12 呎恒設橫梁一排，名爲撐條，使支梁益臻鞏固。

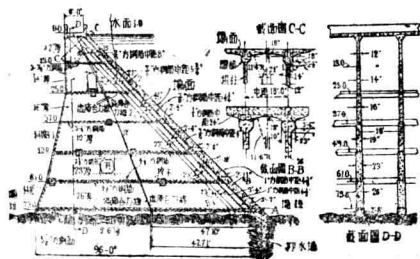


圖 29

上游踵點以下，常於岩石中開槽，設抑水牆一道，以阻抑滲水。建於土壤之上者，則於此打入版樁，幕版內常設大型之滲水孔，俾滲入壩底之水，得由此穿出，以減輕浮托力。冰凍時期須慎防其凍塞而失效。滲入壩腹之水，須令其迅速排洩，故恒有在下游壩面反曲線部分開一巨孔以爲之備者。

欲使滾水壩內空氣易於流通起見，須於壩之兩端設通氣井各一。如於反曲線部分開孔洩水者，則此項通氣孔尤屬需要，以壩面漫水時，腹內空氣每隨以帶出，易成部分真空現象，若是則壩面平版兼受大氣壓力矣。有利用壩腹設水電機器，以成原動力屋者。

44. 安定之條件 作用於平版壩之荷重與實體壩相同(閱本編

第二章第 4 節)。其安定條件如次：

(a)壩頂須能抵抗波浪浮物之衝撞與冰之壓力。

(b)壩之蓋版須能抵抗水壓力，傳達此項壓力至支梁，而不致超過容許之資用應力。

(c)支梁內任何點之壓縮應力，張應力或剪應力不得超過容許之資用應力。

(d)基礎面及支梁之任何水平截面內不得有滑移之傾向。

平版壩之上游壩面每有充分之傾度，故其合力線恒在基礎之三分中部以內，通常均無傾倒之虞。

45. 蓋版之設計 平版壩之上游蓋版有四種構造方法：(1)固定梁式之蓋版；(2)簡單梁式之蓋版；(3)肱梁式之蓋版；(4)圓筒式之蓋版。其設計方法不外一混凝土梁之問題而已。

固定梁式之蓋版 此式之蓋版，兩端均與支梁連成一體，但於適當距離設置膨脹結合，以應付溫度之變化。亦有一端與支梁相連繫，而他端則活支於梁上。因蓋版與支梁如作堅固之連接，該處發生負方向之彎曲力矩，必須於臨水方面設置鋼筋以應付之。此種鋼筋距水太近甚易銹蝕，故除低壩以外，現時已少採用。

簡單梁式之蓋版 此式蓋版之兩端均活支於支梁上，故能應付溫度之變化，混凝土之收縮及基礎沉墊之影響。所設鋼筋均在背水方面，故銹蝕較難。

肱梁式之蓋版 此式之蓋版係與支梁作牢固之連繫，而於兩支梁之等距離處設一接合縫。因須在支梁處設置臨水方面之鋼筋，故其缺點與固定梁式相同。

圓筒式之蓋版 此式之蓋版實即支梁盡端擴展成圓筒面而成。此式為諾伊茲理<sup>(50)</sup>所創，以水壓力均向圓筒之中心，故無彎曲力矩之發生，職是之故，蓋版可以單純混凝土建造而無須鋼筋也。

46. 支梁之設計 支梁除担负本身重量外兼受蓋版所傳達之壓力。在任何情形下支梁不論在水平或傾斜截面內不得有傾倒，滑移與壓破之虞。由此而觀，支梁之設計與實體壩一片之設計頗有相

同之處。凡上游蓋版有相當傾度者，其合力線恒遠在水平截面三分中部以內，故欲支梁無傾倒之虞，事實上不甚困難。但因全部荷重均集中於瘦狹之基脚上，該處之壓縮應力是否超過容許之資用應力，有加以注意之必要也。又支梁設計上最應注意之事，厥為梁端之主要應力，蓋上游梁端最易發生張應力，而下游梁端之主要應力恒易超過容許之資用應力也。設計較高之梁壩時，宜在相距 10 或 20 呎之水平截面內算出主要應力，聯成彈道線。此項彈道線普通均為雙垂曲線，與上游梁端相正交，而與下游梁端相平行。

上游梁端輒與水平面成 35 至 45 度之俯角；用作障水壩者，下游梁端輒與垂直線成角  $0^{\circ}$  至  $75^{\circ}$ ，隨基礎之抗壓強度而異。下游梁端亦可分上下兩部，上部垂直，下部傾斜，以節省材料。上游壩面傾斜過緩者，踵點之傾斜應力極易過巨，過峻者，則易招致滑移，故所設坡度須折衷於此兩極限之內。支梁厚度全梁一致者居多數，但現時之傾向已有改成兩端較薄而中部加厚之勢，俾應力之分佈可因以均勻耳。

支梁之間距為一經濟問題，大致支梁單薄者以 10 至 25 呎之間距最為經濟，厚重者，以 50 至 60 呎最為經濟。現代之趨勢為支梁間距之加巨。美國泰克薩斯省 1940 年完成之波森金騰壩<sup>(02)</sup>支梁間距為 40 呎。

## 第 2 節 連拱壩

47. 構造 連拱壩為梁壩或空體重力壩之一種，亦如平版壩之例，於川谷中植立多數支梁，而於兩支梁間，張以圓拱形之壩面。圖 30 即示其一例。此種空體壩所須混凝土數量遠較實體壩為少，但因截面甚薄，所須模殼之工甚繁，故混凝土之單價自亦較昂也。連拱壩須有良好之基礎以承載支梁與連拱並須阻絕水之滲漏。在拱脚與梁踵須設有效之抑水牆，岩石基礎之有滲漏性者須以水泥漿妥為注射。

48. 支梁之設計 支梁之設計與平版壩頗相似。其所受之力為

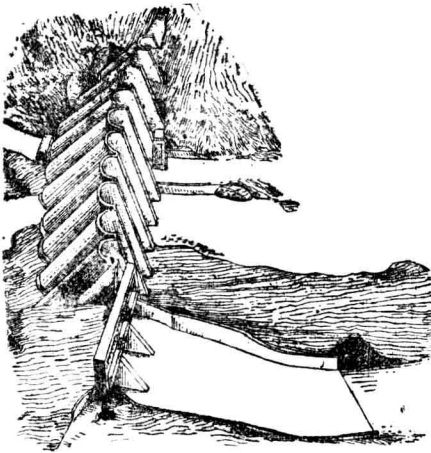


圖30 美國巴特雷特壩

自拱面所傳來，故其方向與梁壩蓋版所傳之力不同。若將此力分解為垂直與平行於梁端兩分力後，則可見平行分力左右相等(除壩塊外)互相平衡；垂直分力則與平版壩相仿矣。

49. 拱之設計 昔時所建拱壩，曾有採用垂直之起拱線者，各拱在水平截面內均作圓形；又有採用傾斜起拱

線，而各拱則於水平截面內仍作圓形；但在現時，則起拱線均用斜線，而圓拱之平面則與梁面相正交。起拱線之傾度大都為 45 至 55 度，圓拱之中心角在 130 至 150 度間。

分析拱之應力時宜用相距一呎之兩平面，正交於起拱線而切取拱體一片而研究之，作用於此拱體之荷重計有(a)水之壓力，(b)拱體之重，(c)混凝土之收縮力，(d)溫度變化所引起之力。此種拱體之截面必須與起拱線相正交，不可取水平截面而從事分析。求出每一種荷重所引起之彎曲力矩與應力而合併之，即得最後所求之拱應力。

所取之拱體截面既與水平截面有別，故在此截面內作用於拱面之水壓力並非均勻性質。拱冠位置最高，故水壓力最小；起拱線位置最低，故水壓力最大。為簡單起見，可用拱體之平均水壓力作為均佈於拱體之水壓力，但此種假設，顯與事實不相符合。為精密計算起見，可將此項水壓力分為兩部分，一部分為均勻水壓力，等於拱冠上水頭所引起之水壓力，一部分為可變水壓力，在拱冠上為零，向兩側增加至起拱線達於極大值。然後按每一部分之水壓力

求出拱體內之力矩, 推力, 與剪力。

關於計算拱體任何半徑方向之截面內之彎曲力矩, 與正交力等之公式彙列於次: (閱圖 31)

1. 由於均勻水壓力者:

$$\text{拱冠之推力} = H_w = -\rho_0 \cdot h \cdot l \cdot H' \quad (90)$$

$$\text{彎曲力矩} = M_w = H_w \cdot y \quad (91)$$

$$\text{正交力} = N_w = \rho_0 h \lambda \cdot v l + H_w \cos \varphi \quad (92)$$

2. 由於可變水壓力者:

$$\text{拱冠之推力} = H_e = \rho_0' l^2 H'_{ew} \quad (93)$$

$$\begin{aligned} \text{彎曲力矩} = M_e = & \left[ -\frac{(\lambda v)^2}{\sin \alpha} f_\varphi + M'_{ew} + \right. \\ & \left. H'_{ew} \left( \frac{1}{\alpha} - \frac{\cos \varphi}{\sin \alpha} \right) \right] \rho_0' l^3 \end{aligned} \quad (94)$$

$$\text{正交力} = N_e = [(\lambda v)^2 f_\varphi + H'_{ew} \cos \varphi] \rho_0' l^2 \quad (95)$$

3. 由於均勻之溫度變化者:

$$\text{拱冠之推力} = H_T = \frac{Ew}{\lambda} T \cdot l \cdot H' \quad (96)$$

$$\text{彎曲力矩} = M_T = H_T \cdot y_0 \quad (97)$$

$$\text{正交力} = N_T = H_T \cos \varphi \quad (98)$$

4. 由於不均勻之溫度變化者:

$$\text{彎曲力矩} = M_{\Delta T} = \frac{1}{12} Ewv^2 l^2 (\Delta T) \quad (99)$$

5. 由於混凝土之重量者:

$$\text{拱冠之推力} = H_g = \rho_0' \cdot l^2 \cdot H'_{eg}$$

$$\text{彎曲力矩} = M_g = \left[ -\frac{v}{\sin^2 \alpha} t_\varphi + M'_{eg} + \right.$$

$$\left. H'_{eg} \left( \frac{1}{\alpha} - \frac{\cos \varphi}{\sin \alpha} \right) \right] \rho_0' l^3 \quad (100)$$

$$\text{正交力} = N_g = \left[ \frac{v}{\sin^2 \alpha} \varphi \sin \varphi + H'_{eg} \cos \varphi \right] \rho_0' l^2 \quad (101)$$

極邊纖維應力：

$$\text{在拱面線： } \sigma_e = \frac{\sum N}{vl} + \frac{6 \sum M}{v^2 l^2} \quad (102)$$

$$\text{在拱背線： } \sigma_i = \frac{\sum N}{vl} - \frac{6 \sum M}{v^2 l^2} \quad (103)$$

以上各式中符號之解釋如次：(閱圖 31)

$l$  = 拱心線之半跨距；

$u$  = 拱之厚度；

$\alpha$  = 半中心角；

$q_o$  = 水之單位重量；

$q_i$  = 混凝土之單位重量；

$w$  = 混凝土之直線膨脹係數(每攝氏一度為 0.00001, 每華氏一度為 0.0000055)；

$E$  = 混凝土之彈性係數；

$\varphi$  = 自拱冠至任意半徑方向截面之中心角；

$\psi$  = 起拱線與水平面所成之角；

$T$  = 溫度之變化, 建造時溫度增加者為+, 減少者為-；

$\Delta T$  = 拱面與拱背之溫度差；

$\sigma$  = 極邊纖維應力。

以上英制均用呎, 磅, 華氏溫度; 米制用米, 米噸, 攝氏溫度。

式中之係數彙列於次：

$$v = \frac{u}{l}, \quad \lambda = \frac{l}{v \sin \alpha} + \frac{1}{2}$$

$$q'_o = q_o \cos \psi \quad f\varphi = 1 - \cos \varphi - \frac{1}{2} \varphi \sin \varphi$$

$$q'_i = q_i \cos \psi \quad t\varphi = \varphi \sin \varphi + \cos \varphi - 1$$

$$K_1 = 1 + \frac{1}{2} \cos \alpha - \frac{3}{2} \frac{\sin \alpha}{\alpha}$$

$$K_2 = \frac{3}{8} \sin 2\alpha + \alpha - \frac{1}{4} \alpha \cos 2\alpha - 3 \frac{\sin^2 \alpha}{\alpha}$$

$$K_3 = 2 \sin \alpha - \frac{3}{8} \sin 2\alpha - \alpha + \frac{1}{4} \alpha \cos 2\alpha$$

$$K_4 = \frac{1}{2} \sin 2\alpha + \alpha - 2 \frac{\sin^2 \alpha}{\alpha}$$

$$K_5 = \frac{1}{2} \sin 2\alpha + \alpha$$

$$K_6 = 2 \frac{\sin \alpha}{\alpha} - \cos \alpha - 1$$

$$K_7 = \frac{1}{2} \alpha \cos 2\alpha + 4 \frac{\sin^2 \alpha}{\alpha} - \frac{7}{4} \sin 2\alpha - \alpha$$

$$K_8 = \frac{1}{4} \sin 2\alpha - \frac{1}{2} \alpha \cos 2\alpha$$

$$H' = \frac{2\lambda v \sin \alpha}{\frac{12K_4}{v^2 \sin^2 \alpha} + K_5} \quad \begin{array}{l} Ew = \text{每攝氏一度每平方米 20 米噸} \\ = \text{每華氏一度每平方呎 230 磅} \end{array}$$

$$M'_{ew} = \frac{(\lambda v)^2}{\sin \alpha} K_1 \quad H'_{ew} = \frac{\frac{12}{v^2} \frac{K_2}{\sin^2 \alpha} - K_3}{\frac{12}{v^2} \frac{K_4}{\sin^2 \alpha} + K_5} (\lambda v)^2$$

$$M'_{eg} = \frac{v^2}{\sin \alpha} K_6$$

$$H'_{eg} = \frac{\frac{12}{v^2} \frac{K_7}{\sin^2 \alpha} - K_8}{\frac{12}{v^2} \frac{K_4}{\sin^2 \alpha} + K_5} \frac{v}{\sin \alpha}$$

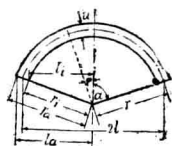


圖 31

$$y = r \left( \frac{\sin \alpha}{\alpha} - \cos \varphi \right) = l \left( \frac{1}{\alpha} - \frac{\cos \varphi}{\sin \alpha} \right)$$

$$y_0 = \left( \frac{1}{\alpha} - \cot \alpha \right) l$$

## 第五章 堆築壩

### 第 1 節 土壤堆築壩

50. 分類 土壤堆築壩為土壤所建之壩。所謂土壤者，係用淤

泥，粘土，壤土，沙土及礫石等物質按適宜之成分配合而成，以期安定而阻絕滲漏。由建造之方法言，土壤堆築壩可分為三種：即滾填壩，係分層填築及滾壓而成者；淤填壩，利用水流衝碎土壤，化為渾水，並乘居高臨下之勢，引灌之於壩址，令其淤積而成壩，半淤填壩，為以器械掘取土壤運至積土之場，然後和之以水，導入壩址而淤積成壩。以設計方法言，則土壤堆築壩又可分為三種：即純質壩，全體為單純土壤所成，恃土壤之緊密性以阻絕滲漏；核心壩，選取良好之土壤堆築於壩之核心部分，而以較劣之土壤包裹於外，其變例則名為金包銀式，即以良好之土壤堆築於上游壩面以外，使阻絕滲漏是也；核牆壩，建混凝土牆，或打鋼版樁，木板樁於壩之中心部分以阻滲漏。核牆有自水面高度直達不透水地層者，亦有上不及水面，下不達不透水地層者。

51. 壩址之探查 在選定壩址以前必先施行澈底之探查以確信其安全與適用，並明辨土壤性質以作設計之根據。探查時普通輒就將來擬設抑水牆處施行掘測或鑽測，以期明悉腹土之情形，如其下可達石層，則可藉以查明石層之狀況，經此探查後，將來抑水牆溝必須挖深若干方可阻抑滲漏或達到石層即可確定。除此以外，下游壩趾及壩基內其他處所亦應加以掘測，俾知壩趾排水設備是否須要，質壩底任重後，土壤有無流動之虞。

築壩所需一切材料，如堆築壩身所須之土壤，拋護壩踵所需之蠻石，混凝土所需之攪合料等，究向何處採掘，亦須予以選定，並加以試驗，以確定其合用與否。地層之探查結果須繪成地質圖以顯示各種土質及石層之分佈狀況。基礎土壤之滲透性及自然組合均須經過土力學試驗方可確定其應否保留或挖除。凡所擇取土坑以內之土壤均應作自然組合之分析，滲透試驗及滾壓後之密度測定。土壤之重要者，須會同地質專家研究之。

52. 基礎 基礎之土質必須有抵抗剪力，沉墊與滲漏之性能，土壤堆築壩最弱之點每在壩身與天然地面接壤之處，及基礎之內，至於壩身之構築，則因近代所用試驗室分析，及滾壓，含水量之控



制方法等之進步業已無甚困難問題矣。當壩址探查竣事後，基址土壤應挖除若干本可已知梗概，但在施行挖掘工事之際，仍須嚴密注意，務使含有植物質之土壤，暨浸水後酥軟之物質祛除淨盡而後可。若見腹土中略有疑竇，即應試掘以知究竟。

察看基址內之土壤性質後，方可決定抑水牆之構造方法。如採用核心式，則抑水牆溝應設在核心之下方。此溝有深入腹土之內直達不透水地層者，亦有祇達充分深度，使對滲漉之水流發生充分之摩擦力者。溝底之寬度隨所穿之土層，溝中之水深及填溝土壤之性狀而定。在建造重要之滾填壩時，溝底須甚寬俾填入之土可用滾碾方法使之結實，如壩之重要性較次，則溝中之填土可用夯礮方法使之結實，而溝之寬度亦可銳減。溝之側坡須較坦，俾挖掘及還填之時不致坍卸。溝之截面中不可有突然變化之處，以免填入之土發生不均勻之沉墊。

在基址之表面須挖成淺溝，相距約 20 呎，與壩之中線相平行。位於抑水牆上游之淺溝中須填入良好之土壤，並就地滾築結實，抑水牆下游部分，則填以疏鬆之土，俾滲入壩底之水得由此流入排水管中。排水管輒用直徑 4 或 6 吋之陶管為之，設在正交於壩中線之位置，用以排出抑水牆以下之積水。管之四周先裹以沙，沙之外再裹以礫或碎石。陶管須擇堅強不為土壤重量所可壓碎者。寧多設數道而勿用較大之管徑。各陶管之末端可匯入一較大之總管與壩趾相平行，載水遠離壩址。如壩趾以下之土地中有積水之虞，則宜於其內多設排水管以排出之。

發現泉穴之壩址以免用為最妥，如無法避免，則宜用密封之排水管排去其水量。

53. 衝走土粒所需之流速 土壤堆築壩之基礎與壩身大都不能絕對阻絕水之滲漉，但苟能設法使滲水之流速減小，無法衝走土粒，則即無穿漏成穴之危險。由水力學之研究，知水流加施於土粒之壓力為

$$F = \frac{2wav^2}{2a} \approx 2av^2 \quad (104)$$

式中  $F$  = 壓力，以每方呎若干磅計； $w$  為水之單位重量，即 62.5 磅； $a$  為土粒之截面積，以方呎計； $v$  為滲水之流速以每秒若干呎計； $g = 32.2$  呎/秒<sup>2</sup>。苟欲使  $F$  足以推動土粒，則  $F$  須與土粒在水中之重量相等。今設土粒在水中之重量為每立方呎 99 磅，土粒為球形，其直徑為  $d$  呎，則其重量為  $99 \times \frac{\pi}{6} d^3$ ，其承受衝擊力之面積為  $\frac{\pi}{4} d^2$ ，代入式(104)，則得

$$v \approx \sqrt{\frac{F}{2a}} = \sqrt{\frac{99 \times \frac{\pi}{6} d^3}{2 \times \frac{\pi}{4} d^2}} = \sqrt{33d} \quad (105)$$

最小粘土粒之直徑為 1/12,500 吋即 1/150,000 呎，代入上式得  $v = 0.015$  呎/秒 = 0.9 呎/分鐘。若取安全因數 4，則可謂衝走土粒所需之流速為每分鐘 0.25 呎。

54. 土壩應須之厚度 土壩在水平截面內應有厚度若干方可減低滲水之流速，使不能衝走最細之土粒乎？此問題可用斯利克<sup>5)</sup>公式計算之，即

$$Q = \frac{KHA}{L} \quad (106)$$

其中  $Q$  為滲水之流量，以每秒若干立方呎計， $A$  為滲水之面積，以平方呎計， $L$  為滲水在土壤中經行之距離， $H$  為滲水在土壤中損失之水頭，均以呎計， $K$  為滲滲係數，其值如下式：

$$K = 11.3 \frac{d_1^2}{P} [1 + 0.0187(t - 32^\circ)] \quad (107)$$

其中  $d_1$  為土壤之有效徑寸， $P$  為罅隙率， $t$  為華氏溫度。所謂有效徑寸者，即土壤中如有 10% 之土粒較某徑寸為小(以重量計)，則此徑寸即為有效徑寸。

式(106)中，如命  $A = 1$  平方呎， $Q = PV$ ，( $V$  為滲水之流速)，則可書成

$$L = \frac{KH}{PV} \quad (108)$$

已知壩上下游水頭之差  $H$ ，土壤之滲漉係數  $K$ ，縫隙率  $P$ ，及上節所論之安全滲水速度  $V$ ，即可計算滲水途徑應有之長度  $L$  矣。

苟在壩內加設核牆，版樁，核心等均可使  $L$  之值為之減小。苟已知

$L$  與壩底寬度  $b$ ，則所需之抑水牆厚度  $x$ ，可以次式計算之

$$x = \frac{1}{2} \sqrt{L^2 - b^2} \quad (109)$$

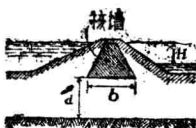


圖 32

如壩身之內設有核牆，如圖 32，則按查基<sup>(52)</sup>之實驗，知

$$\left. \begin{aligned} Q &= \frac{KH}{0.88 + b/d} & (b > 2d) \\ Q &= \frac{HK \sqrt[3]{2(d/b) - 1}}{2} & (b < 2d) \end{aligned} \right\} (110)$$

或

由此式與式(106)合併之亦可求得  $L$ 。

如壩身中設有版樁如圖 33，則據旭克列許<sup>(51)</sup>之實驗，知

$$Q = 100K\Phi \left( \frac{H}{2} \right) \quad (111)$$

$\Phi$  之值如次

$a/A = 0.1$	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
$\Phi = 0.49$	.62	.74	.86	1.00	1.16	1.35	1.62	2.03

以上所論為探求滲漉途徑長度之理論方法。藉近代所用之土壤試驗方法，或電流比擬法滲水之水力坡

度（即  $\frac{dH}{dL}$ ）有預先測定之可能。美國政

府新建之各土壩中，均埋置靜水壓力管，俾在壩成後數年中得隨時記錄，以便及時覺察滲水之情形。每一壩中所設壓力管常達

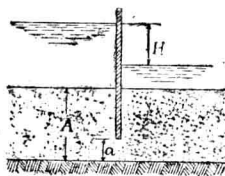


圖 33

60 至 80 枚。有此記錄以後，有裨於土壩之設計及建築，甚非淺鮮

也。

55. 壩之尺度 壩之側坡隨所用堆築材料之不同而有甚大之變化。設計者事前應取土壤試驗之結果作詳細之審慮，並對經濟運程以內一切取土坑中之材料作透徹之研究。上游側坡須在水庫中水位放低時足以抵抗壩身內之水壓力。若土壤之抗剪強度甚低，則上游側坡須甚平坦。苟壩址附近有大宗之砂與礫可得，則可取較陡之坡度而將砂礫堆置於側坡之上。如於側坡之上鋪築塊石，亦可達到同樣目的，但在塊石與泥土之間，須填以砂礫或石屑，以免泥土之由石縫中逸出。上游側坡陡者可達 2.5:1，坦者可達 8:1。苟在上游壩趾建一 8:1 或 6:1 坡度之戩臺，則滲漉途徑之長度，即可為之大增。因坡度甚坦故其上無須疊砌塊石或建造混凝土之蓋面，費用既省，收效甚宏。

上游坡面所施之鋪築工，亦隨所可取得之材料而定。如有塊石可得，則以在坡面堆疊塊石最為合宜，厚度在高壩約須 3 呎，在低壩約須 2 呎。混凝土蓋面之費用甚昂，不得已時始用之。

下游側坡隨滲漉之途徑長度而定，但其變化之範圍較狹。若於坡面蓋以塊石，則坡度恒取 2:1 或 2.5:1，蓋面以內之土坡則宜較 1.5:1 為坦。塊石坡之下端可用 4:1 至 8:1 之坡度向下游而延展，用以增長滲漉之途徑。

壩頂寬度約自 15 呎(小壩)至 35 呎(大壩)，以 13 至 16 呎最為普通。壩頂不宜兼供交通之用，以其足以危害壩之安全也。決定壩頂寬度有經驗公式如次：

$$b = \sqrt{h} + 0.2 h \quad (\text{高度 } 50 \text{ 呎以上}) \quad (112)$$

$$\text{或} \quad b = 2\sqrt{h} + 3 \quad (\text{高度 } 50 \text{ 呎以下}) \quad (113)$$

式中  $b$  為壩頂寬度， $h$  為壩頂在地面上之高度，均以呎計。

壩頂出水高度之經驗公式如次：

$$f = \sqrt{h} \quad (114)$$

式中  $f$  為壩頂出水高度， $h$  為壩頂在地面上之高度，均以呎計。此項出水高度所以準備水庫中之波浪穰鼠之穿穴與冰凍之透入。獲

鼠之穿孔可以深達 5 呎，故出水高度應以 5 呎為最小值，大者有達 11 呎者。波浪之高度可以式(23)計算之。

根據<sup>(54)</sup>罕那之建議土壩宜取之尺度如次表：

壩高 (呎)	下游坡度	上游坡度	壩頂寬度 (呎)	出水高度 (呎)
20	2:1	2.5:1	10	5
30	2:1	2.5:1	12	6
40	2:1	2.75:1	14	6
50	2:1	2.75:1	16	7
60	2.5:1	3:1	20	8
70	2.5:1	3:1	22	8
80	2.5:1	3:1	25	9
90	2.5:1	3:1	30	9
100	2.5:1	3:1	30	10

56. 壩身之建築 [滾填法]係將土壤分層堆填於壩址，鋪平，並使其中之砂礫粘土互相混和，然後分層壓實。壓實後每層厚度大約為 4 至 8 吋，隨所用之工具而定；微向中央傾斜以免滑卸。每層壓實後，其表面須聽令作粗糙不平之狀，否則須用人工助之，庶各層可以互相銜接。如土壤甚乾，則於滾壓時須灑之以水。壩成後須經歷若干時期，聽其沉實，方可蓄水。滾壓時所用之工具，以羊脚滾筒最為著效。所謂羊脚滾筒者，即筒面之上有突起之圓刺甚多，形如羊脚也。此外普通滾筒，或人工夯礮，均可應用。

[淤填法]在美國西部淘金盛行時代，淘金者憑其經驗，知用水流運土，為值甚廉，且鑒於此等隨水流入河川之泥土，足使河川為之壅塞，於是始利用此法，以建蓄水之壩。

淤填所成之壩身須分成三部分，中央三分之一宜為不透水之結實土壤，兩側各三分之一，則為粗細混和之土壤，此部分與中央部分之接壤處在作用上實如濾器，所以限制中央部分細粒土壤之散失，而其餘部分之作用，則為排洩壩身之積水。職是之故，在建築

之時須將土壤妥為分類並引至適當之地點。淤填法之一般佈置略



圖 34

如圖 34。於淤填區域內之兩側各築小丘，乃將輸運淤填物質之管置於丘麓，與丘相平行。淤填區域之中央挖池存水，維持水面於一定高度，逾此則溢出而由溝管導去之。當淤填

物質由運泥管洩出時，其中之砂與礫即沉澱壩身之外緣。而較細之土壤，則隨水流入壩之中央，沉澱於水池中，以成核心。由經驗所知，最適宜於建築淤填壩之土壤為砂，礫，淤泥，之混合物，內含粘土約百分之二十。粘土之作用為使砂，礫膠結為一體。含有砂礫之土壤，填成後堅固異常，所含水量亦易瀝出。不含粘土而祇含砂礫之土壤固亦可用淤填法造成良好之壩身，但不宜採用粘土與碎石混合而成之材料，以兩者不易膠結，致無法阻絕漏水也。土壤中粘土成分亦不可過多，否則水量不易瀝乾而進行遲緩，且完成後頗易崩卸。

57. 壩面之保護 上游壩面必須加以保護以防波浪，否則日久為其剝削，勢必潰決矣。保護上游壩面之法普通有四種：即拋石工，疊砌石工，混凝土鋪築工，與煤黑油鋪築工是也。

採用拋石工者，宜取多量之塊石或礫石堆置於壩面之上，閱時稍久，此等石礫即循自然坡度而蓋護於壩面矣。疊砌石工恒先於上游壩面拋置碎石或礫石一層，厚約 1 至 3 呎，再於其外用手工疊砌大塊石或礫石一層厚 18 至 24 吋。石縫均須填平，亦有嵌以混凝土者。混凝土採用於塊石或礫石不易多得之處。先就壩面劃分為 20 至 50 呎見方之區格，區格之邊緣挖小溝深 1 至 1½ 呎。乃於每區格中佈置縱橫鋼筋，並澆製 4 至 6 吋厚之混凝土。溝中亦填混凝土使形成邊框。為使各區格之混凝土版易隨溫度之變化而伸縮起見，一側可與邊框固結為一體，他側則倚攔於邊框而以瀝青紙分隔之。煤黑油鋪築工功效最弱，故僅於不重要之壩工中採用之。即於土坡之上灑煤黑油一層使與土壤膠粘為一體。

下游壩面易受雨水之淋刷與狂風之侵損，故恒用礫石鋪護或

種植茸草以保護之。如壩身高逾 50 至 70 呎則宜於下游坡面之腰添築戽台，並設陽溝與洩水管以導出戽台以上之雨水，如圖 35 (米制)。

上游壩面之設置塊石鋪築工者，為防風浪起見，宜於壩頂近處設一防浪工，如圖 36。

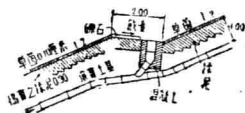


圖 35

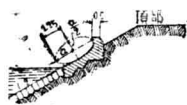


圖 36

58. 核牆之建築 堅固之核牆係用混凝土或鋼筋混凝土造成；柔順之核牆係用綉紋鋁版樁等造成。核牆之尺度，苟不假定若干荷重條件，實無推算之方法。例如設計阿羅海特壩<sup>55</sup>之核牆，曾假定其兩側所受土壓力並不相等；上游部分之壩身作為完全為水所浸透而下游部分之壩身則在半乾狀態中。又如索林根壩<sup>56</sup>之混凝土核牆係作拱形，故即按拱壩而設計，並假定有全部之水壓力，作用於拱上。

在建築混凝土核牆時要使不因收縮而發生裂縫，否則水量將乘隙而滲漏矣。職是之故，核牆之建築須與填土同時並進，勿令牆身較填土為高。核牆如植基於石層中，則宜使兩者互相勾結，若牆底與不透水地層相距甚遠，則宜於牆底發打版樁以直達不透水之地層。密邇牆身之填土中，不可雜有大小石塊，以免傷損牆身。上游牆面外宜置含粘土之砂一坯，蓋牆身每用貧混凝土造成，脈理較鬆，水能滲透，有此含粘土之砂後，則水庫盛水後粘土即被擠入於混凝土之細孔中，不僅保護牆面，且可加強其抗水力也。核牆兩側所墊材料均難免於沉墊，故牆面不得有突出之部分，以免一部分之材料為其阻攔而成空穴。

混凝土核牆倘有走動即易坼裂故混凝土內應用鍊網，網眼飯或鋼筋加強之。鋼筋混凝土核牆之頂部大都厚一呎，兩側垂直，或取極峻之坡度。<sup>(2)</sup>波士頓城安布生公司採用一種多穴狀之核牆（如圖 37）各穴之廣足容人出入，以便視察核牆之狀況。凡由孔穴壁間及基礎中滲入之水量，均可引至壩之下游而排洩之。核牆上達於壩頂，苟遇意外之盛漲，此等孔穴即可作為臨時之溢道。

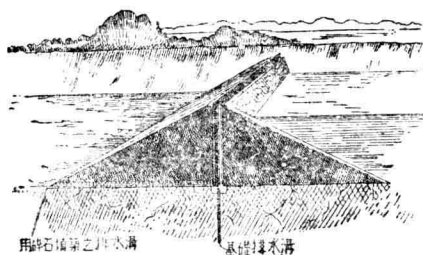


圖 37

59, 土壤堆築壩之失敗 土壤堆築壩失敗之原因以溢道不足以致漫決者為最多，其次為水量由壩身或基礎而穿漏。茲將巴羅統計<sup>(57)</sup>80個土壤堆築壩失敗之原因與其百分數列表於次：

失 敗 之 原 因	失敗之壩數	百 分 數
溢道不足	31	40
出水管佈置欠當	14	17
經過壩身或基礎之穿漏	14	17
其他原因	21	26
共 計	80	100

<sup>(3)</sup>又興特利特統計 1799 至 1931 年間土壤堆築壩失敗原因之結果，知由於溢道容量不足者佔 28%，由於滲漏者 22%。失敗各壩之高度如次：

壩 之 高 度 (呎)	失 敗 之 百 分 數
不詳	25
0~25	25
25~50	28
50~75	19
75~100	13
100 以上	0

由此可見失敗之壩以 50 呎以下反佔多數，足徵設計與建築之重要



不可因壩小而稍涉疏忽也。

## 第 2 節 碎石堆築壩

60. 引言 碎石堆築壩為用塊石堆成之壩，靠水方面恒建一不透水之蓋面，以阻滲漏。(圖 38) 碎石堆築壩始建於美國加省，時在 1848 年發現金鑛之後，利用當地所產材料，建壩蓄水，以供淘金之需。其構造大致係脫胎於木框壩。當創建之際，其平面與截面之設計全憑臆斷，無規律可言。積時既久，經驗漸豐，無數參與其事之

工程師復各抒心軸，加以改進，至今始成可恃之建築物。興建於美國西部諸省者佔其多數，瑞典，智利，墨西哥與吾國之九省均有此項建築也。碎石堆築壩適用

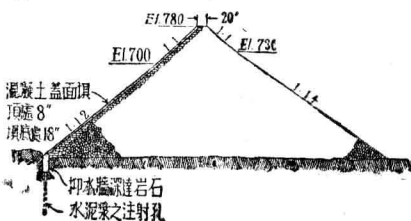


圖 38

於交通不便而產石豐富之區域，因此壩之蓋面必須隨時修理，故宜於時盈時涸之水庫，以其可乘水涸之時，進行修理工程也。對於水庫常滿之水力工程則不甚適用 設計時所應注意各點列次：

- (a) 基礎須為不透水之岩石或堅硬地層；
- (b) 壩身須擇良好之塊石堆築而成；
- (c) 上下游側坡須有適宜之坡度；
- (d) 須設有效之阻水層；
- (e) 壩頂出水高度必須充足；
- (f) 溢道須有充足之容量。

61. 基礎 碎石堆築壩以植基於石層之上為最佳，但凝結完全之礫石或堅硬之沙層亦足取用。選擇基礎時須注意其地層之不易沉墊，並可在其中建築安全之抑水牆。如地層有滲透之虞，則在必要時宜以水泥漿注射之，使之緊密。壩址上鬆浮之物質必須全部剔除。

62. 材料 填築所用之石料每就壩址附近用爆炸方法取得之。所選石料，以質理堅緻，填築後能勝重負而不致擠碎者為尚，並須力能抵抗風化作用與水之侵蝕。石塊巨細不等，最大者以起重機械所能攜運者為限。美國鹽泉壩<sup>(8)</sup>所用之塊石最大者重達 25 噸，但普通咸在 10 噸左右。普克斯壩<sup>(58)</sup>係用汽車運石，故所用塊石均在 3 噸以內。

自石礦中採出之塊石，巨細本不一律，且恒雜有泥土，石屑，石粉之屬。此種碎料，自在剔除之列，但恒有一部分混入於壩身之內。斯時惟有利用每方吋 100 磅壓力以下之射水予以激射，使此項碎料能隨水流入石縫之間而勿堆疊成層。否則水庫儲水以後，局部沉墊之量勢必激增也。

填築時務須設法儘量使同一大小之石鋪填於一處。較大之壩每自川谷之兩側同時進築，而相會於中部。斯時所應注意者，為使兩側填築之進行度大約相等，勿使此高彼亞為要。

63. 沉墊 由碎石填築而成之壩，沉墊在所不免。沉墊之原因，蓋由於層疊後石塊稜角之破折，及小塊石被大塊石排擠之所致。最多之沉墊恒發現於填築後最初之數月中，多者可達高度百分之五，且隨填築之進行，繼續沉墊不已，壩成以後沉墊仍未休止。如美國鮑胡門壩<sup>(59)</sup>繼續沉墊達五十年，高度減達百分之 1.25，是壩高凡 100 呎，在最初之二十年中每年沉墊之數略相等，計共沉墊一呎，嗣後則逐年減少。

全壩沉墊之量並非到處一律，且沉墊方向亦非以垂直為限。若填築係自川谷兩側同時進行者，則沉墊方向恒傾斜而向中央。苟壩底之地面起伏不等，則在短距離內沉墊之量可以絕異，苟局部填有礫石或碎料者，亦足引起額外之沉墊。

碎石壩之沉墊可分為水平(指向下游)與垂直兩方向。例如狄克司壩<sup>(60)</sup>於水庫盛水以後，中央部分在三年之內垂直沉墊達到 1.75 呎，水平沉墊達到 1.5 呎(壩高 270 呎)，是壩之靠水壩面坡度為 1:1 足徵沉墊方向略與壩面相正交也。又如草莓壩<sup>(61)</sup>之中央部分高 140

至 145 呎，於壩成後七年之內，發生垂直沉墊 1.62 呎，水平沉墊 0.95 呎。壩面坡度為 1:1，故沉墊方向略與壩面成角  $75^\circ$ 。按垂直沉墊係起因於石塊之重量，而水平沉墊則以水壓力為其主因。垂直沉墊之進行所歷時期每較水平沉墊為久。

此種沉墊對於阻水層之設計關係至巨。如沉墊係由川谷兩側向中央而進行則足使中央之膨脹接合為之密閉，而兩側之膨脹接合將為之開裂。如局部有過量之沉墊，則足使阻水層為之坼裂。

64. 橫截面 壩頂之寬度恒隨壩之高度而定，普通約為高度之十分之一至十五分之一。最少為 10 呎，而最多為 20 呎。

壩之上下游側坡昔時每取較自然坡度為陡峻之坡度以期節省材料，但結果則使側坡之上必須疊砌塊石方可維持永久。其後所建之壩，始將下游側坡改取自然坡度，其值約為 1.3:1 至 1.4:1，隨石塊之性質而異。

上游側坡之坡度各家之意見殊不一致。已建各壩，有陡至 0.5:1 者，有坦至 1.5:1 者。決定側坡時有一重要之因素，厥為壩底寬度與高度之比率，蓋必有充足之底寬方足以抵抗水之推力也。此項比率至少為 2:1，但在近時所建之壩，則均已增為 2.5:1 至 3:1 間。

上游側坡之採用 0.5:1 者未免過峻，0.75:1 恐屬陡坡之極限矣。凡側坡之較自然坡度為陡峻者，建築時必須特備起重機以資疊砌塊石，其進行自較困難。是以建築鹽泉壩時決定採用 1.3:1 之自然坡度。築壩材料及蓋面工程雖因採用坦坡而增加，但建築工事則因之而利便，得失殊足相抵也。

又上游側坡習慣上每自上至下略予增坦，使壩面成凹形，例如草莓壩<sup>61</sup>之側坡在壩底為 1.2:1 至壩頂則為 1:1 是也。

65. 疊砌之石牆 介於上游蓋面與側坡之間須用大塊石疊砌為牆，蓋壩身既以塊石堆積而成，沉墊在所難免，其性至柔，而上游蓋面則為鋼、木、圻工所成，其性至剛，有此中介層後，方足以調劑之也。此項石牆須用大塊石分層疊砌，互相勾結，石縫中塞以碎石，以期平整。牆之厚度大都自下而上逐漸減少，與水壓力之變化相

仿，惟鑒於壩之沉墊，愈高愈著，故近時所建者，亦有改取上下厚度一致之例，如鹽泉壩之石牆厚度一律為 15 呎（以正交於壩面之方向而量算）科却辣斯壩<sup>62</sup>則為 30 呎。

66. 阻水層 因壩身與石牆均漏水甚易，故必須設置阻水層以阻絕滲漏。阻水層之設在上游壩面者已成慣例，設在壩心者，祇屬少數例外而已。因阻水層若設在壩心，則堆疊塊石既感不便，復易損毀；且設置以後，上游壩身全浸水中，塊石體重減輕，失其重力功效，復因沉墊之方向不一，致有被其擠毀扯破之虞。苟有損壞，亦屬無法窺見暨加以修理。

若設阻水層於上游壩面，則壩內全部塊石之重量，可利用之以抵抗水之壓力。苟有損壞，發現至易，修理亦無困難。且施工時期可在全壩塊石堆疊之後，一部分之沉墊業已完竣矣。

阻水層之底必須深入基礎與兩側川谷之內以阻滲漏。倘岩石有滲漏之虞，則須用水泥漿注射之。

建造蓋面之材料有混凝土，鋼筋混凝土，水泥築劑砌塊石，木，鋼板等之別。自 1910 年以後，應用鋼筋混凝土為蓋面者日見風行。混凝土宜直接澆搗於壩砌之牆面，使透入石縫中而期固結。因混凝土蓋面與壩砌牆連結為一體，故因溫度變化而起之漲縮得藉以抵抗，至因沉墊而起之伸張應力，則可藉鋼筋以抵抗之。澆置混凝土蓋面亦有分成每邊 50 至 60 呎之方區格者，每區格之邊框各設膨脹接合一道，其構造與土壤堆築壩之鋼筋混凝土蓋面相仿（見前節）。鋼筋分垂直與水平二種。以菩克斯壩<sup>78)</sup>為例，近壩底之垂直鋼筋為一吋方鋼條，中距 12 吋，近壩頂者 $\frac{3}{4}$ 吋見方，中距 9 吋；近壩底之水平鋼筋用  $1\frac{1}{4}$  吋方鋼條，中距 11 至 12 吋，近壩頂者用 1 吋見方，中距 9 至 10 吋。鋼筋之截面積無精確計算之方法，但就大體言，鋼筋截面積苟佔混凝土版截面積之 0.5%，已屬充足矣。混凝土版之厚度亦無合理之計算方法。在狄克司壩<sup>61)</sup>水頭為 260 呎，其厚為 18 吋；在鹽泉壩，水頭 300 呎處其厚為 36 吋，可見習慣之殊非一致也。就大體而言，蓋面所受溫度變化及沉墊之影響綦巨，故此項

壩 名	地 名	建 造 年 份	高 度 呎	長 度 呎	下 游 側 坡 (平:立)	上 游 側 坡 (平:立)	蓋 面	壩 砌 牆 厚 度(呎)		體 積 立 方 碼
								壩 底	壩 頂	
摩利那(64)	美,加省	190~12	167	520	1.5:1	.9:1, 1.2:1	水泥砌塊石	50	16	306,000
科却棘斯(62)	美,科省	1911	125	550	1.5:1	.5:1	鋼筋混凝土	30	30	195,000
斯威夫特(65)	美,蒙省	1914	165	...	1.25:1, 1.5:1	1:1	鋼筋混凝土	6	4	.....
草摩(61)	美,加省	1913~16	140	612	1.5:1	1.2:1, 1:1	鋼筋混凝土	16	4	325,640
俾弗派克(66)	美,科省	1914	87	370	1.5:1	.5:1	鋼筋混凝土	5	5	.....
狄克司(60)	美,卡省	1924~25	270	1032	1.4:1	1.2:1, 1.1:1, 1:1	鋼筋混凝土	22	7	1,885,000
第二福爾達斯(67)	美,加省	1925~26	140	410	1.3:1	1:1	鋼筋混凝土	6	4	417,000
紐鮑胡門(59)	同上	1926~27	168	700	1.5:1	.75:1, .5:1	鋼筋混凝土	20	5	300,000
普克斯(58)	同上	1926~28	118	1200	1.5:1	1.4:1	鋼筋混凝土	7	3	347,000
鹽泉(8)	同上	1928~30	328	1300	1.4:1	1.3:1	鋼筋混凝土	15	15	3,171,500
普尼托(68)	美新墨省	1931	102	440	1.4:1	7:6	鋼筋混凝土	20	11	140,000
第二靈迦伯利(63)	美,加省	1932~33	280	600	1.5:1	1.35:1	分層混凝土	15	6	1,200,000
彭洛斯·洛斯基忒(63)	美,科省	1932	100	580	1.4:1	.5:1	鋼 板	12.5	4	.....
雪爾雷(69)	瑞典	1933	26	920	1.5:1	1.6:1	粘土與泥炭	...	...	.....
托隆(70)	同上	1936	...	...	1.5:1	1:1	木 板	...	...	.....
泰克斯希曼(71)	墨西哥	1918	...	...	1.4:1	.75:1	鋼筋混凝土	...	...	.....
聖伊爾帝方朔(72)	同上	.....	...	...	1.4:1	1.4:1	鋼筋混凝土	32.8	3.3	.....

厚度宜取水頭之 1%，庶期安全，但頂部最薄處亦不得少於 12 吋。昔時有將混凝土蓋面分為數薄層者，但結果未臻滿意，故不宜重蹈覆轍也。

美國科羅拉多省建有二壩係用鋼板為蓋面。其一為斯蓋葛懷<sup>(104)</sup>壩建於 1901 年用 5×15 呎之鋼板，近壩底處厚為 0.5 吋，近壩頂處厚為 0.25 吋。垂直方向之接合處，於板側各釘 5×4 吋之角鋼，5 吋之邊向上。於兩角鋼間嵌入 2 吋 ×  $\frac{3}{8}$  吋之鋼版。如是隨溫度而起之漲縮可由角鋼之扭折調劑之。水平方向係用抵頭夾板之接合。另一壩為 1932 年所建之彭洛斯—洛斯茫志<sup>(63)</sup>壩，係用 8.5×20 呎之鋼板，厚自  $\frac{3}{8}$  至  $\frac{1}{4}$  吋不等。每間 40 呎設鋼板所造半圓形之膨脹接合。因以上兩壩之成績殊優，故在將來，此種蓋面尚有發展之可能。

木板蓋面係用 12×12 吋以上之方木，貫以長釘，埋固於壩砌牆中，中距率為 6 呎，與壩頂外緣相正交。近壩底處釘以 2 或 3 吋厚之木板三重，中間一層須與內外兩層相正交。木板與壩砌牆間如有空隙，宜用石片填塞之。板縫間宜嵌以麻絮以期緊密，此種蓋面可維持 20 至 50 年之久，在僻遠地方，產木豐富者，宜建此種蓋面也。木板蓋面易遭火患故須用鐵絲網加以圍護，以阻閘人闖入。

66. 近代之碎石堆築壩 因碎石堆築壩不能繩之以學理，故將近代各國所建之壩，輯為一覽表，以供設計時之參考(P.71)。

## 第六章 雜 壩

### 第 1 節 鋼壩

67. 鋼壩 現存之鋼壩，為數尙寡。苟情形適當，其費用較諸別式之壩為廉省，故亦有採用之價值。因鋼壩常須視察與修理，故宜用於時盈時涸之水庫，如給水，灌溉等工程是也。壩之構造與平板壩相仿，茲述實例於次：

(1) 阿什福克壩<sup>73</sup> 1898 年建於美國阿利左那省。鋼壩部分長

184 呎，最大高度 46 呎，(見圖 39 之 1) 支架均作三角形，上游斜面 1:1，下游垂直，間距 8 呎中至中，每支架一對間用橫料互相連結。斜邊用 20 吋 I



圖 39

形鋼製成，每呎重 65

磅，並於 I 形鋼向地之面上加釘 18 吋寬  $\frac{1}{2}$  吋厚之鋼板以加強之。壩面用  $\frac{3}{8}$  吋厚之鋼板張於支架之上。鋼板向上游作凹形，彎曲半徑為 7 呎 6 吋。建成後並不漏水。共用鋼 478,704 磅。工料費每磅美金 27.9 分。

(2) <sup>74</sup>紅橋壩 1900~01 年建於美國密喜干省。鋼壩部分長 464 呎，最大高度 74 呎。(如圖 39 之 2)。壩底全用混凝土造成。支架作 A 形。間距 8 呎。壩面用  $\frac{3}{8}$  吋厚之鋼板，彎成弧面，凹向上游，曲度半徑為 7.5 呎，釘固於 15 至 24 吋之 I 形鋼上。上游斜度 2:3。為阻絕基礎下滲漏起見，曾鑽直徑 2 吋，深 10 呎，相距 7 吋之孔一列，而以壓縮空氣注射水泥漿於其內。

(3) <sup>75</sup>豪塞壩 1907 年建於美國蒙塔那省，而毀於次年。長 630 呎，最高 81 呎。上游斜度 3:2。一部分植基於堅石上，約 300 呎長之壩植基於簽打礫石中之鋼版樁上。支架間距 10 呎，每四檔連為一起。水面若與決瀉版頂相齊，水頭計為 69 呎，資用水頭為 66 呎。約用鋼料 1700 噸。上游壩面張以鋼板，板之底部埋入混凝土中而與版樁相連。此部分及壩頂相近之鋼板均為平板，厚  $\frac{5}{16}$  吋，餘厚  $\frac{3}{8}$

吋，彎向下游。此壩充作滾水壩之用，故下游壩面之上半節亦釘鋼板，下半節則釘木板。壩頂有鋼質之決瀉版。完成後之次年四月十四日第 37 支架處忽漏水，架即失其憑藉，而混凝土底脚亦隨以潰裂。六分鐘後約長 30 呎一段之壩為水衝裂，其後決口愈衝愈寬，口門卒達 300 呎之寬度。1911 年乃於是處改建混凝土壩。

## 第 2 節 木 壩

68. 木質平版壩 此式之壩(如圖 40) 祇宜用於低級之水頭，可植基於岩石或土基上。其構造頗類混凝土平版壩，惟支梁則改用木架，蓋版改用木板而已。因木材接合處之支承強度甚弱，故其高度不能過巨。支架與蓋版均用鉋齊之木料，故建築時必須技藝精良之工人；且一部分木料並非非常浸水中，故朽爛較易。積此諸因，此種木壩建造者較少。

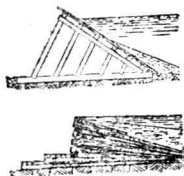


圖 40 圖 41

壩建造者較少。

69. 斜梁壩 此式之壩亦祇適用於低級水頭，如圖 41。各木幹均疊置河床之上，木梢指向上游。其間之隙隙均以礫石填塞之，後於其上覆以捆紮之柴薪，柴薪之上則蓋以不易透水之土壤。壩頂及壩足須釘設木板。此種木壩之衝毀大都起因於壩底之滲漏與漫水之淘刷。

70. 木框壩 木框壩之式樣甚多，茲錄二種如圖 42。木框壩可植基於土壤或柔軟之壩址上，因基礎之沉墊，對於此式之壩危險性甚少，

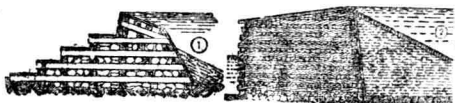


圖 42

加以修理與填補，即無問題也。因木材不能任重，故至多可建至 30 或 40 呎之高度。木框壩宜用於木材豐富之處，其設計全憑經驗，或

照成例而仿造。全部木框內實塊石後，可視為一整體，用以抵抗一切壓縮力，張應力與剪應力。壓縮應力大都由木材縱橫重疊而担負，張應力則藉螺栓及接榫而負擔，剪應力則由塊石間之摩擦以

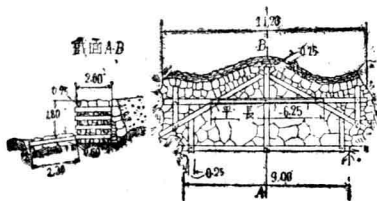


圖 43



負担之。木框壩之底寬每較高度之 1.3 倍為大，如圖 42 之一，因其下游壩面兼充漫水之水級，故底寬在高度二倍以上。現存最高之木框壩計高 70 呎。如木框壩兼充滾水之用，則於水舌之下必須供給足量之空氣。因木材壽命不出 15 至 20 年，故此種木壩之壽命自亦甚短。

若壩址之川谷甚窄，則木框可造成構架形，使其兩端固塞於谷壁間，如圖 43。

## 第七章 虹吸溢道

### 第 1 節 虹吸之原理

71. 史略 近年來虹吸原理已被應用以建大型之溢道。最早之虹吸建築在法國勞蘭省之密志喜姆<sup>76</sup>，為赫許在 1869 年所建。附設促短虹吸發動時間之設備者，當推德國斯泰丁港<sup>77</sup>之虹吸溢道，為海恩<sup>79</sup>在 1904 年所造。同時意國格累哥<sup>80</sup>的亦築一同樣之鋼筋混凝土溢道，而規模尤大。其後歐美各國仿建者甚多，咸以海恩與格累哥的二氏所造者為藍本也。

72. 原理 虹吸溢道為無需任何機械而能自動宣洩洪水之利器。其動作甚為簡單，如圖 44。當水位高漲至虹吸頂以上時，即有一薄片之水漫過其上，射及出水股上唇附近之尾水中，因水舌深入尾水之內，故將虹吸中之空氣悉力吸出，卒成真空而全部為水所充塞，水量乃連續流出，至水位再與虹吸頂齊平為止。

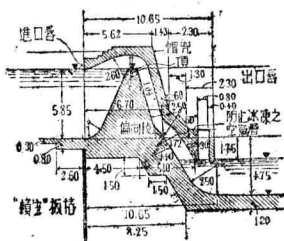


圖 44

虹吸內全部為水量所充塞而流動時，其情形與水在管中流動毫無區別。依據柏努利定理<sup>81</sup>，(圖 45)，虹吸出口處之速度頭，虹吸

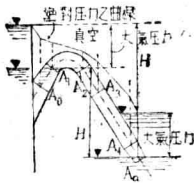


圖 45

$A_0, A_1, \dots, A_n$ , 則

$$\sum_0 c \frac{V_0^2}{2g} + \sum_1 c \frac{V_1^2}{2g} + \sum_2 c \frac{V_2^2}{2g} + \dots + \sum_n c \frac{V_n^2}{2g} = H \quad (114)$$

若將各部分之橫截面積均書作出口面積之倍數，即  $\alpha A_e$ ，又設流量為  $Q$  則得

$$\frac{\sum \sum_{\alpha=0}^n \alpha^2 \frac{Q^2}{2g \alpha^2 A_e^2}}{\alpha=e} = H$$

$$\text{即 } A_e^2 = \frac{Q^2}{2gH} \left[ \frac{\sum_0 c}{\alpha_0^2} + \frac{1}{\alpha_1^2} \sum_1 c + \frac{1}{\alpha_2^2} \sum_2 c + \dots + \sum_n c \right] \quad (115)$$

上式中右方大括弧內數值之方根之倒數名為虹吸之效率，以  $\mu$  代表之，即

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\frac{\sum_0 c}{\alpha_0^2} + \frac{1}{\alpha_1^2} \sum_1 c + \dots + \sum_n c}} \quad (116)$$

虹吸之流量可以次式計算之

$$Q = \mu A_e \sqrt{2gH} \quad (117)$$

為保證虹吸中水流不致中斷計，設計者須將虹吸各部分之絕對壓力求出，繪如圖 45 之絕對壓力曲線。苟虹吸任何部分均在此曲線以下 6.6 呎（即 2 米），則虹吸中之水流不致因低氣壓而排出氣體，以致水柱中斷也。由圖 45 又可見虹吸之頂不可高出於頭水位 1.133  $B$  呎（ $B$  為大氣壓力，以水銀吋數計），否則虹吸即難通流。 $H$  之值並無限制。若此值大於 1.133  $B$ ，則其惟一條件為使水柱中斷或與管壁分離為不可能。換言之，即虹吸之一切橫截面在頭水位以下 1.133  $B$  以下者，至少須使其通過之流量與出口相同，若  $H_n$  與  $A_n$  為某截面在頭水位下之深度與面積，則

$$A_n \sqrt{2gH_n} \leq A_e \sqrt{2gH}$$

或

$$A_n \cong A_e \sqrt{\frac{H}{H_n}} \quad (118)$$

## 第2節 虹吸之設計

73. 尺度之配置 虹吸溢道之設計在事實上每難完全依照水力學理之需要，而必須遷就建築物之外形。茲就已往之經驗略述配置尺度時應注意之點如次：

1. 欲使虹吸發動時間儘量縮短（自開始浸水至為水流完全充塞時之時間為發動時間）則須令漫水適落於出口之上唇處。蓋水流中挾帶之空氣泡能以每秒 1 至 1.2 呎之速度自尾水中浮起，故漫水苟不與出口之上唇相遇，則投入尾水中之空氣泡，即能竄入虹吸之內使發動時間為之延滯也。欲期漫水確能落於出口之上唇處，可配置出水股使略近於垂直方向，並與漫水拋物線相切。另一方法為於出水股內建一偏向稜，逼令漫水射注於出口之上唇上。有此偏向稜後，出水股之坡度可以充分放平。（註）

2. 在進水唇方面，水面易起漩渦，空氣得由漩渦中竄入。由試驗之結果知虹吸罩之進水部分，如為平版形，而延伸入水，至虹吸頂之高度以下，則漩渦之發生益烈。欲免此弊，可將平版之末端改為垂直之平面。

3. 虹吸頂應與水庫中所擬維持之水位相齊（圖 44），由模型試驗知水庫中之水位若超過喉高（即由罩至頂之距離）之四分之一至五分之一，則設計完善之虹吸必能完全發動。職是之故，喉高可定為容許水位變化量之三倍。

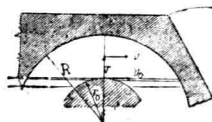


圖 45a

4. 虹吸頂部之最大真空為 24 呎，故在虹吸頂處水縷之最大流速為

（註）設置偏向稜後使水流發生劇烈之漩渦並使內壁多受磨蝕，故遇發動時間之遲速無甚關係者，宜免設之。

$$V_0 = \sqrt{2g \cdot 24} = 39 \text{ 呎/秒}$$

如圖 45a, 命虹吸頂之曲度半徑為  $r_0$ , 虹吸罩之曲度半徑為  $R$ ; 又假設水流經過虹吸喉時為一自由漩渦則任意點之

$$rv = r_0 v_0$$

$$\text{即} \quad v = \frac{r_0}{r} v_0 = 39 \frac{r_0}{r} \quad (118)$$

設虹吸喉每長一呎之流量為  $Q_1$ , 則

$$Q_1 = \int_{r_0}^R v dr = \int_{r_0}^R 39 \frac{r_0}{r} dr = 39 r_0 \log_e \frac{R}{r_0} \quad (119)$$

由  $R - r_0 =$  喉高, 暨式 119, 即可配置適宜之  $R$  與  $r_0$ 。

5. 每一虹吸喉之截面以長方形為最佳, 寬度等於喉高之二倍。因此每一虹吸之流量為  $Q$

$$Q = 2(R - r_0) \cdot Q_1 = 78 r_0 (R - r_0) \log_e \frac{R}{r_0} \quad (120)$$

將此流量除所擬宣洩之洪水量, 即得共須虹吸之個數。

74. 虹吸對於壩之影響 虹吸對於壩身之應力及其安全問題應鄭重研究。流水之直線動力, 與管壁之摩擦力, 轉彎處之離心力, 以及減輕壩身之重量等, 於計算時均應顧及。上述各力均使重力壩之傾倒力矩為之增加。

水流轉折  $\theta$  角度之離心力為  $2 \frac{w}{g} Q v \sin \frac{\theta}{2}$ , 作用於  $\theta$  角之二等分線上, 其中  $v$  為平均速度,  $Q$  為流量,  $w$  為水之單位重量,  $g$  為重力加速度。因加速而發生之動力為  $\frac{w}{g} Q \delta v$ , 其中  $\delta v$  為加速度, 惟此力之半, 已因管壁之摩擦而消耗。摩擦力為  $w A h_f$ , 其中  $h_f$  為摩擦所損失之水頭。

虹吸中洩出之水倘沿壩面而下者, 將增加壩址之荷重。虹吸設計時須避免銳灣及漩渦, 以免發生震盪與穴化現象。虹吸之流速甚

高，苟水質甚清尙無磨蝕管壁之虞，否則須用襯工以防止之。虹吸若有水平方向部分則須設洩水管以排洩其中之積水，以免冰凍。

75. 餘論 虹吸之發動亦有借助於抽氣機，或輔助虹吸者。抽氣機適用於低水頭之虹吸溢道，其發動與終止全由人力操縱之。輔助虹吸者係於虹吸頂之上設一夾層；當水位達到虹吸頂時，子虹吸已充滿流水，其射水封閉虹吸之出水股，喉部之空氣既洩被帶出，虹吸作用遂因之而發動。因設置夾層後，對於建築上增加不少之困難，故用者殊少。

有時爲避免進口之上唇爲冰所封塞，或慮浮冰竄入虹吸之內，將進水唇延伸，插入水面以下。此種溢道，發動後非俟水位落至進水唇以下，不能停止；若欲使之停止，則惟有設一通氣管於喉部。通氣管一經開啓，水流即中斷而停止。

虹吸之進水面積愈大則愈佳。蓋面積愈大，則流速愈小。而上唇以外之水面降落度亦愈小，而虹吸益臻靈敏。

如恐虹吸之進口爲冰所封塞可於該處鑲以金屬版而通以電流。進口處裝設水欄，足使虹吸之效率減低並促進其吸收空氣之弊。進口外加設圍垣之法亦不可取，蓋發動後圍垣與虹吸間之水面低落甚巨，空氣極易竄入，以致減低虹吸之效率。且此處之水面漲落甚驟，使虹吸內之壓力張弛無定，感覺劇烈之震動。

出口之外如設靜止池以減輕水流中之動能，則對於靜止池之形式必須加以注意，尤善者，以模型試驗而決定之。

低水頭及小流量之虹吸可以鋼板製造之附設於壩堰之頂部。

## 第八章 活動壩 (閘)

### 第1節 提閘閘

76. 構造 提閘閘者爲一鋼質或木質之門，升降於兩旁之凹槽中。閘門在槽內滑移者曰滑移閘門；在槽內藉滾輪而滾移者曰滾移

開門。前者之摩擦較後者為巨。開壩之上恒設工作臺或工作橋，以資啓閉開門之用。如開門兼供輸洩漂物或漂冰之用，恒分成上下兩扉或數扉，各扉可以單獨升降，俾漂物等洩出時不致多耗水量。又水頭甚高者，為減低開壩高度或減輕起重機之負擔計，亦常有分成數扉者。

77. 設計與建築 木質開門以所需之厚度不逾一呎為限，如逾此限，宜用鋼製。木質開門恒按門底所受水壓力而設計，全門取同一之厚度，但遇開門甚高者，亦可分其厚度為數級，向頂部而遞減，最小厚度以  $2\frac{1}{2}$  至 3 吋為限。開門之厚度可視木板為簡單梁而設計之。木板中央之彎曲力矩為

$$M = \frac{1}{8}wHL^2 \text{ 呎磅} = 93.75 HL^2 \text{ 吋磅} \quad (121)$$

式中  $M$  為力矩； $H$  為水頭以呎計， $L$  為跨距，以摩擦面之中點或滾輪之中點為準，以呎計。若  $f$  為木材之資用應力， $d$  為木板之厚以吋計，並設木板之闊度(即高)為一呎，則此木板之抵抗力矩為

$$M' = 2fc^2 \quad (122)$$

如命  $M = M'$ ，則得

$$d = 6.85L \sqrt{\frac{H}{f}} \quad (123)$$

如  $f$  之值每方吋為 1000 磅，則

$$d = 0.216L \sqrt{H} \quad (124)$$

鋼質開門係用成形鋼作橫梁，外張鋼版以成之。如跨距甚巨，

則用鋼架或構架以作橫梁。昔時每將開門上所受之水壓力平均分配於各橫梁，故各橫梁之間距，愈至門底而愈密。但因此使養護上發生困難，故近代良善之設計，每將橫梁之數減少為二支，圖 46 即示其

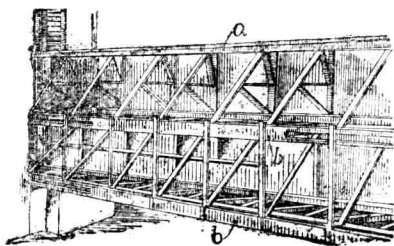


圖 46

例。

因鋼門之銹蝕為事之所難免，故鋼之資用應力不宜擇之過高，通例每方吋為 10,000 至 14,200 磅。最薄之鋼板不宜少於  $\frac{5}{16}$  吋，於計算所得之厚度，外加  $\frac{5}{64}$  吋，以備其銹蝕。

閘門之分成上下兩扉者，以德國 MAN 式最為靈便，此門之上扉之高約佔水頭之  $\frac{1}{2}$ ，下扉之高佔  $\frac{2}{3}$ 。上扉之下橫梁即設在總水壓力處。下扉之橫梁設在其上總水壓力之對稱地位(閱圖 47)。上扉之頂部，置有甲板，以供引導漫水之用，其底部有一破冰器，可擊碎滲水所凝之冰。上扉之面版張於橫梁之上游方面，下扉之面版則張於橫梁之下游方面。兩面版之帽釘均為埋頭式。故可互相偎貼。

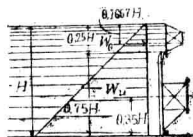
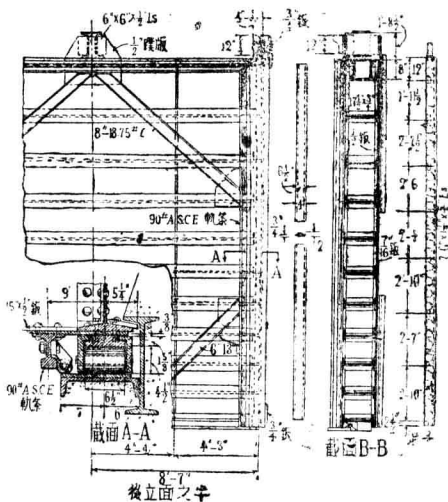


圖 47

78. 減少摩擦之法則 為減閘門與閘槽接觸面上之摩擦，俾易

啓閉計，常以金屬版鑲釘於接觸面上。但閘門較巨者，雖用金屬版為接觸面，其滑移摩擦力仍極強大，尤以開始滑移時為甚。是以有利用滾軸或轉輪以資減少摩擦者。其一為司托尼滾軸法，係 1883 年司托尼發明於倫敦。其法係於閘門與閘槽之接觸面間插入多數滾軸串成之鏈一條。滾軸為硬鋼或生鐵鑄



後立面之半

圖 48





內，使門與閘槽相緊貼。因車輪之間距並不相等，故閘門在其他位置時，車輪不致陷入凹穴也。此種凹穴深度祇約  $\frac{3}{4}$  至 1 吋，故開始提舉時所增拉力尙不甚巨。

不用車輪，而用環帶者名爲環帶閘門，以勃洛姆<sup>86</sup>式爲最著，示如圖 51。此門係腓立泊<sup>87</sup>與台維斯所造，可用至 200 呎之水頭。環帶爲鋼質滾軸串連而成，門邊有一傾斜邊緣，其斜度約爲每呎  $\frac{1}{2}$  吋。一俟此邊緣與閘槽之傾斜邊緣相接觸。閘門即完全密閉。

### 第 2 節 輻 閘

79. 輻閘門之構造 輻閘門普通稱爲但因脫<sup>88</sup>閘門，其面版爲一弧面，以木板，鋼板，或鋼筋混凝土製成，支托於成形鋼或木材之架構上，架構之兩端延伸爲放射形之臂，交會於弧面之圓心。輻閘門之軸有二種：一爲定樞心式，即於圓中心處設一固定之軸，閘門乃繞之而升降（如圖 52）；一爲滾動式，使閘門倚一接觸面而轉動，如圖 53。輻閘門之旋動範圍均不逾 90 度。閘門半徑通例爲門高之一倍至一倍半。

80. 應力之分析 輻閘門上之水壓力，對於閘闔之壓力，及啓閘所需之拉力，加於門樞之壓力，可以圖解法決定之，如圖 54 與 55。閘門

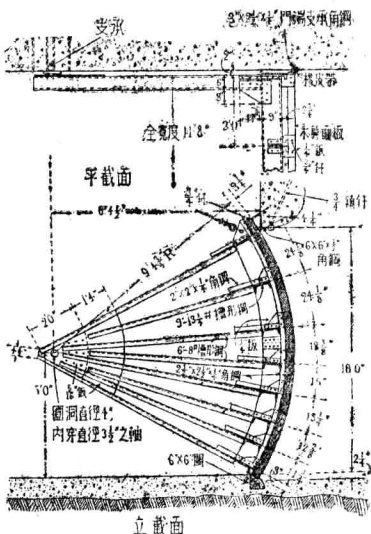


圖 52

拉起時因總水壓力  $W$  變化不已， $W$  與門重之合力  $R$ ，對於軸心之力矩臂亦爲變數，故鏈之拉力亦因之而變化不已。設  $R$  對於軸心

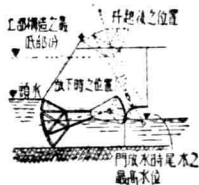


圖 53

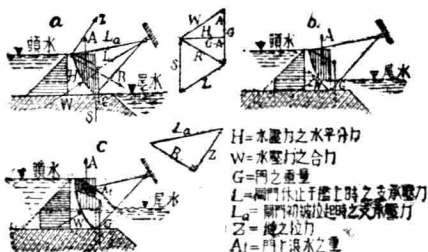


圖 54

之力矩臂為  $x$ ，軸心之半徑為  $r_1$ ，軸承之摩擦係數為  $k_1$ ，門旁封絨物所受之水壓力為  $F$ ，其摩擦係數為  $k_2$ ，封絨物中心至軸心之距離為  $r_2$ ，鏈拉力為  $Z$ ，對於軸心之力矩臂為  $r$ ，則

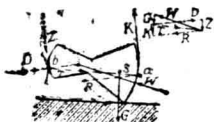


圖 55

$$Z = \frac{Rx + La k_1 r_1 + F k_2 r_2}{r} \quad (125)$$

此式中  $R, x, La, r_1, F, r$  均隨提升之每一位置而異其值，故欲定  $Z$  之最大值，須計算閘門在若干位置之鏈拉力，繪成曲線，而後求得之。

之。

$k_1$  與  $k_2$  之值隨質料而異，茲舉於次：

軸承面為青銅與青銅	$k_1 = 0.70$
軸承面為鋼與青銅	0.70
軸承面為鑄鐵與鋼	0.75
封絨物貼於銹鋼板	$k_2 = 0.82$ 至 $0.88$
封絨物貼於新鋼板	0.64 至 0.73
封絨物貼於粗混凝土	0.60 至 0.70
封絨物貼於光混凝土	0.56 至 0.60

輻閘門底部之封絨常用彈簧鋼板附硬木之條子為之，藉水壓力以貼靠於閘上之鋼板。兩旁之封絨則以橡膠為之。

### 第 3 節 疊梁閘

81. 構造 疊梁閘者係於閘槽內插入橫版而成之水閘也，我國



$$= 93.75HL^2x \text{ 吋磅}$$

木板之抵抗力矩爲  $M' = f \frac{I}{c} = 2fx^3$

使  $M = M'$ ,

並命  $f =$  每方吋 1000 磅,  $LH$  均以呎爲單位, 則

$$x \geq 0.216L\sqrt{H} \quad (127)$$

#### 第 4 節 排針壩

83. 構造 排針壩係用成排之針, 壅蔽於堰壩間。針之底端, 倚攔於壩閘, 頂端則倚靠於一橫槓之上其名爲放逸槓或支持槓。此槓復支攔於倚底部活銜而旋動之多數棧架上。棧架之上設有步道寬約三呎餘, 作工作臺之用。凡棧架之提升, 針之放置與撤除及其搬運, 均於此臺上爲之。(圖 60) 排針壩滲漏甚烈, 故祇可應用於渠化工程。河中淤浚時, 須將壩開啓以免爲冰所封。河中挾沙甚多者, 排針壩亦不適用。

84. 針 針以正方之木料或鋼管製成, 每針之頂設有一柄, 附

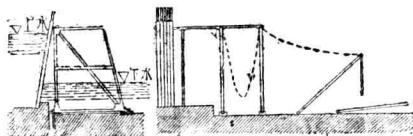


圖 60

有一鈎以便依附於支持槓上(圖 61)。如欲迅速開啓此壩, 祇須將針提空, 至壩閘以上, 各針乃懸吊於支持槓上而水流可以通過矣。每隔若干針, 拔起一針, 即可使通過一部分之河水, 勻佈於全河之內。若壩之啓閉全恃人力, 則針之構

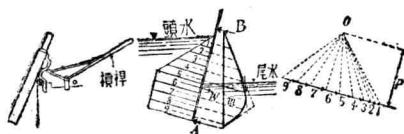


圖 61

圖 62

造須以輕便爲宜。人力啓閉之最大木針壩, 最大深度以 16 呎爲限, 逾此須用鋼管爲針或賴扳頭等工具以運用之。各針間滲漏甚巨, 如係木針, 可取馬糞鋸屑稻草灰燼之類散佈壩上水中以封塞之, 如用

鋼管之針，則取煤黑油浸過之繩，用鐵杵嵌塞於針縫中。

各針所受之力矩可用圖解法，或計算法求得之。圖解法繪於圖 62，其中最大彎曲力矩為  $M = mp$ 。最高水位可假定與支持槓相齊，尾水之甚淺者每略而不計。木針截面愈至上端可隨水壓力之減少而愈減，藉以減輕針之重量。製針最適宜之木料為落葉松，每方吋之資用應力可用至 2850 磅，以減針重至極小度。

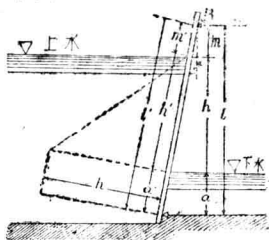


圖 63

計算方法如次：如圖 63， $l' = \frac{l}{\cos\alpha}$ ， $m' = \frac{m}{\cos\alpha}$ ， $h' = \frac{h}{\cos\alpha}$ ，

$a' = \frac{a}{\cos\alpha}$ 。設  $b$  為針之寬度，則其上之水壓力為

$$W = wb\left(a'h + \frac{hh'}{2}\right) = \frac{wbh}{2} (2a' + h') = \frac{wbh}{2\cos\alpha} (2a + h)$$

對於  $A$  點作力矩，則

$$\begin{aligned} M &= wba'h \frac{a'}{2} + wb \frac{hh'}{2} \left(a' + \frac{h'}{3}\right) = \\ &= \frac{wbh}{2} \left(\frac{a}{\cos\alpha}\right)^2 + \frac{wbh}{2} \left[\frac{a}{\cos\alpha} \cdot \frac{h}{\cos\alpha} + \frac{1}{3} \left(\frac{h}{\cos\alpha}\right)^2\right] = \\ &= \frac{wbh}{6\cos^2\alpha} (3a^2 + 3ah + h^2) = \\ &= \frac{wbh}{6\cos^2\alpha} [3a(a+h) + h^2] = Bl' \end{aligned}$$

故  $A, B$  兩點之反動力為  $B = \frac{M}{l}$

$$A = W - B$$

於水面下  $x$  處針之力矩為 ( $x < h$ )

$$M_x = B \left(\frac{m+x}{\cos\alpha}\right) - wb \frac{x}{\cos\alpha} \cdot \frac{x}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{x}{\cos\alpha} =$$

$$B \left( \frac{m+x}{\cos \alpha} \right) - \frac{wb}{6 \cos^2 \alpha} x^3$$

命  $\frac{dM_x}{dx} = 0$ ，得  $x = \sqrt{\frac{2B \cos \alpha}{wb}}$

即得最大力矩之所在地。代入上式得

$$M_{m.a.x} = \frac{B}{\cos \alpha} \left\{ m + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2B \cos \alpha}{wb}} \right\} \quad (128)$$

設針之厚度為  $d$ ，資用應力為  $f$  則抵抗力矩為

$$M' = f \frac{I}{c} = \frac{fbd^2}{6}$$

使  $M_{m.a.x} = M'$ ，因得  $d = \sqrt{\frac{6M_{m.a.x}}{fb}}$  (129)

85. 步道 各段步道之一端係用鉸鏈附着於棧架之頂肢上，他端設鈎，以勾住他側之棧架頂肢。因各棧架係依次提升，故將後升棧架之步道鈎搭於先升棧架之頂肢，兼可作為支梁之用。各棧架之升起係藉吊車之助，將鏈繫於步道之鈎上即可將其拉起。吊車係行動於步道之上，或永久設定於垣塊之上。

步道所受之荷重，不外針之壓力及運用此壩時之活荷重。步道之兩支縱向梁，係用槽形鋼所造，張刻花之鈎於其上。鈎厚約  $\frac{3}{4}$  吋。槽形鋼兼為吊車暨搬運木針車之輪子作導軌。支持槓擱置於步道所附之突肩上。

86. 棧架 各棧架放倒時，均平臥於壩闕後方之空穴中 (圖 64) 全體棧架

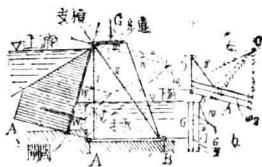


圖 64

架平臥於壩面時，須令其互相避讓而不重疊，故各棧架支點間之底

肢均從省免。棧架所用之形式不一，圖 65 示其一斑。棧架間距愈寬，則壩之建築費愈廉，最大



圖 65

之間距有及 20 呎者。因安設排針後，棧架上游支點之鉸鏈受有伸張之力，故須妥為生腳於壩底之內。為使第一棧架能放倒起見（荷棧架間距小於棧架之高）壩塊或壩礎之內須設一穹窿以容之。壩礎兩側之穹窿須互相避讓以期減少礎之厚度。針與棧架並不傳力至礎與塊，故礎與塊之高度以與步道齊平為度。棧架中各肢之應力可以圖解法或計算法求得之，圖 64 即其一例。因各肢之佈置形式甚多，故不具論。

86a. 捲簾壩 捲簾壩為水平之硬木條所成，木條截面為矩形，應用青銅鉸鏈，將木條組成簾狀，捲於圓筒上，而用鏈捲起之。曾建於法國賽因河<sup>93</sup>之下游，於 1885 年完成，使巴黎至海，至少有 3 米之水深。使用迄今，尚稱便利。

### 第 5 節 輓 堰

87. 構造 輓堰為活動壩之一種係以一圓筒形之輓上下滾動於比較陡峻之斜坡上，藉以調節水量。圖 66 即示其佈置之一例。圓筒係以成形鋼作骨架，外張鋼板而成，兩端各設圓形齒條，扣倚於斜坡上所設之齒軌條內。圓筒之正切方向之撐條上，設有甲鎧狀之附件，有此附件後可將輓之直徑減小，而充分利用圓筒抗扭之強度。工作台上設吊車，其鏈之下端圍繞於輓

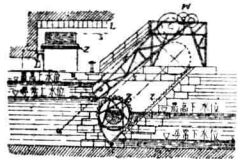


圖 66

之一端，用以升降圓輓，輓之他端亦有不施力之鏈圍繞其上，所以防齒輪脫軌時之驟然下墜耳。斜坡有 1:0.4 之坡度，過坦則圓輓將為水所浮托而不得降下，即能降下，亦不能使輓閘間密不漏水。

88. 設計 各種位置時作用於圓輓之水壓力顯示於圖 67。設計時水壓力之水平及垂直分力  $H$  與  $V$  須用其最大值。通例圓輓微自開闔升起時，荷重達到極大值。吊車之施力恒在圓輓之一端，但不問其施力於一端或兩端，鏈中之總拉力， $S$ ，必相同。如圖 68，命  $D$  為輓重  $B$ ，水平水壓力  $H$ ，垂直水壓力  $V$ ，三者之合力， $R$  為輓在



H = 水平方面之靜水壓力  
 G = 作用於轆轤上之水壓力  
 A = 浮托力  
 E = 轆轤之重

圖 67

兩端齒軌上之支承壓力，則由圖上所繪力多邊形可確定  $S$  之值。

如欲求每一齒軌及圓轆上之荷重，則兩端必須分別研究之。設合力  $\frac{D}{2}$  作用於不施力

之一端，則齒軌之反動力必等於  $\frac{D}{2}$  而方向相反。分此二力為  $N_n$  與  $Z_n$ ，則  $Z_n$  即齒上所受之壓力。作用於不施力端之轉矩如次：

$$T_n = + Z_n r$$

同樣假定  $\frac{D}{2}$  作用於施力之一端。此力與鏈拉力  $S$  合成之力為  $B$ 。支承反動力亦等於  $B$  而方向相反，故用同一方法分成  $N_a$  與  $Z_a$ ，則作用於施力端之轉矩為

$$T_a = r(S + Z_a)$$

各外力均屬勻佈於兩端之間，故與不施力端相距  $x$  處之轉矩為

$$T_x = T_n + \frac{x}{L} (T_a - T_n), \quad (130)$$

其中  $L$  為跨距。

此外圓轆上又受有彎曲力矩。與不施力端相距  $x$  處之彎曲力矩為

$$M = \frac{Dx}{2} \left(1 - \frac{x}{L}\right) \quad (131)$$

由式(130),(131)可求出圓轆上最大之力矩，而作為設計之根據。如以  $M$  與  $T$  為此兩力矩之極大值， $d_0$  與  $d_i$  為圓轆之外徑及內徑，

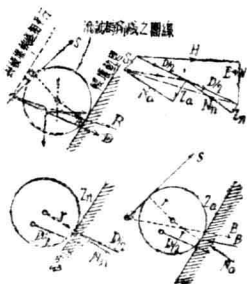


圖 68



$$\text{則} \quad \frac{d_0^4 - d_i^4}{d_0} = .02812 M + .05168 \sqrt{M^2 + T^2} \quad (132)$$

其中  $d_i, d_0$  均以吋計，力矩以吋-磅計，鋼之容用應力假定為每方吋 12,800 磅。

39. 閘礎 閘礎之靜力學設計與提閘閘門之閘礎相同。中間各礎在一側閉閘，一側開閘時，荷重情形，最稱惡劣。閉閘之孔傳達水壓力至礎之一側，而開閘之孔，則傳達風壓力至他側。應力之分析，須分別按照縱橫兩軸  $X$  與  $Y$  而為之，以圖解法為最便。命  $R$  為閘礎礎底以上一切外力之合力， $N$  與  $R$  為正交於礎底之分力， $M_x$  與  $M_y$  為  $N$  對於  $x$  與  $y$  軸之力矩， $S_x$  與  $S_y$  為對於兩軸之截面係數， $A$  為礎底之面積，極邊纖維應力乃為

$$f = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{S_x} \pm \frac{M_y}{S_y} \quad (133)$$

$f$  不得為負數，否則閘礎將有脫離基礎而上升之傾向。

## 第 6 節 熊阱堰

90. 構造 不賴吊車而賴水自身之力以啓閉活動堰之造意，由來已古。在 1816 年已由兩美國人懷德<sup>89</sup>與哈薩德<sup>90</sup>建有此種活動堰矣。將水量自上游灌入兩扉下之空間後堰即升起。此種活動堰以熊阱之稱聞名於世，因運用時成績美滿，故立即風行各地。早期之熊阱堰，全係木料所造，成績殊佳，故繼續仿造，歷時彌久，頭水最高者可達 13 呎以上。此種活動堰之建立，均以便利航運為目的，故滲漏雖烈，亦不為人所訾議。現時最進步之熊阱堰示於圖 69，為胡柏<sup>91</sup>與盧茲<sup>92</sup>所創，又名蓋堰。各扉均以鋼料製成骨架，而後張以木板之蓋面。上扉之末端設有滾子，休止於下扉之上。

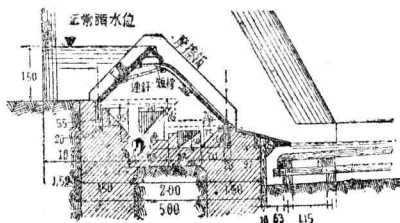


圖 69

架，而後張以木板之蓋面。上扉之末端設有滾子，休止於下扉之上。

上扉提升至最高位置時，兩扉間所附之連杆，即被拉直，使兩扉不再上升。上下游閘樞處均設有封絨，為彎曲之鋼板所造。門側之封絨，則以鋼板或皮革製成。當兩扉升至最高位置時，如欲放空閘腹內之水量，以便修理或檢查，可將閘有附近之機軸旋轉，放下構架上之短撐，於是將堰放低少許，至短撐撐緊下扉為止。紀錄上最寬之熊阱堰為 85 呎，最大水深度 13 呎。

91. 堰之啓閉機械 堰之升降以設在閘磯或壩內若干水路與

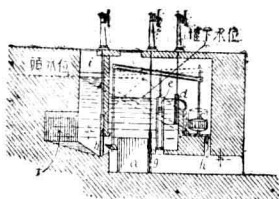


圖 70

活門控制之。其動作亦可純任自然，使隨河川流量而自動調整其水位。圖 70 為啓閉機械之略圖。此項機械均設在控制室中。控制室中有三窟窿，由閘磯上游盡端處側面內張有鐵網之孔  $f$  與頭水相通，一由  $a$  孔與兩扉下之空間相通，一由提閘閘

門而與尾水相通。堰內之水位必須保持於下扉頂點以下，以免水量由兩扉間之空隙而竄出。進入控制室之水量由蝴蝶活門  $b$  調整之，此活門則由槓桿而與浮子  $c$  相連。若堰內水位升至規定高度以上，則水量即由閘門  $d$  而入於浮子室中。由閘孔  $d$  進入浮子室中之水量如超過  $h$  孔所漏去之量，則浮子即升起，關閉蝴蝶活門  $b$ 。若頭水升起至正常水位以上，水量即由溢道  $i$  而流入浮子室；若斯時蝴蝶活門業已關閉，浮起之浮子即將活門  $e$  升起，使河川之水量由蓋堰之下流出，堰乃平臥，至頭水退至正常高度為止。若頭水更退，則堰即自動起立，將閘門  $d$  加以調整後，保持堰內水位之高度，即可從心所欲，而頭水深度亦可變化矣。若將放水活門  $g$  開啓，堰內之水立即流盡。每次升起或降落所須之時間約為 1 至 5 分

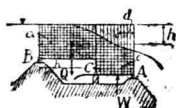


圖 71

鐘。有許多之蓋堰不設浮子及浮子室，而以機筒與活塞代之。若有毗連之閘孔須用蓋堰加以調節，其控制室可併設一處，而各扉之輸水路則可設在堰底之內。

92. 設計 作用於蓋堰之荷重繪示於圖 71。命  $W_u$  爲上扉單位寬度之重,  $W$  爲下扉單位寬度之重, 又命水壓力亦以單位寬度之堰爲準。於是依照此圖之符號, 上扉支承於下扉  $c$  點之壓力爲

$$c = \frac{W_u a}{b} \quad (134)$$

兩扉重量對於  $A$  點之力矩爲

$$M_w = Cc + Wd = W_u \frac{ac}{b} + Wd \quad (135)$$

此力之作用爲使下扉爲之低降。若令水量灌入堰內, 則有水壓力  $P = whc$  向上作用於下扉, 此力對於  $A$  點之力矩爲

$$M_p = whcd \quad (136)$$

若  $M_p > M_w$ , 則水力即能使堰升起, 即

$$h > (W_u \frac{ac}{b} + Wd) \frac{1}{wcd} \quad (137)$$

若  $h$  之值較此爲小, 則必須用人工方法增加頭水, 或用機械之力將

堰扶持, 至獲得所須之  $h$  爲止。圖 72a 表示蓋堰在完全升起位置時作用其上之水壓力, 圖 72b 表示蓋堰尚未升足時作用於其上之水壓力。

圖 73 示蓋堰之主要尺度, 以頭水位深度爲單位。但實在應取之尺度須待至上下扉之厚度算出後, 方可決定。各扉均以若干平行於流向之主

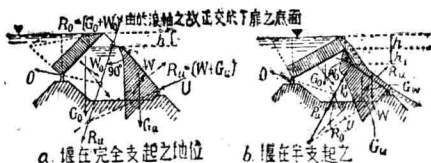


圖 72

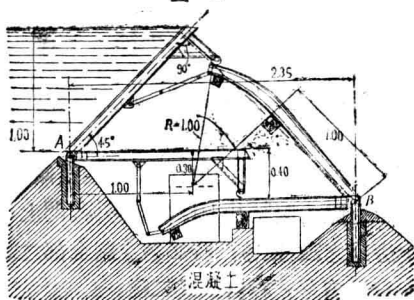


圖 73

要梁爲骨幹，介以若干之副橫梁，外張木板面。主要梁之中至中間距爲 5 至 6.5 呎，並用斜撐支持之。上扉之主要梁按放空時所受之外部完全水壓力設計，下扉之主要梁則按內部最大水壓力而設計。

93. 扇形閘 扇形閘與熊阱閘相似，其一般佈置示於圖 74。此

項閘門依尾水方面之門樞而旋轉，降下時隱伏於堰身之內。其靜力學之分析方法與熊阱閘相類。此門祇在下式所示之水頭



圖 74

時，得藉浮力而升起

$$h > \frac{M_g}{w r y} \quad (135)$$

式中  $M_g$  爲每單位寬度閘門對於門樞之力矩， $w$  爲水之單位重量， $r$  爲門之半徑， $y$  爲門樞至總水壓力作用線之距離。如欲在較  $h$  爲小之水頭時，即能升起，則必須灌輸壓縮空氣於閘門之腹腔或用浮子以增進浮托力而後可。扇形閘門每隔 5 至 6.5 呎輒有縱向之斜撐，形如骨架，設計時使負全部之水壓力，因此門可於升至最高位置時鎖住而洩出腹中之水量耳。閘門兩端設一鋼板，以阻壓縮空氣之逃逸。

## 第 7 節 楯 堰

94. 構造 單扉之閘門倚一橫軸而旋轉者名爲楯堰。楯堰有藉機械力而啓閉者，亦有藉水力而自動啓閉者。藉機械力啓閉之楯閘門，其橫軸恒設在門頂，門框略向後傾，上有平滑之支承面，楯閘門藉水之壓力緊壓其上以阻止滲漏。門上可繫鏈，拉之則門啓。如別無旁道之設，則啓門時必須克制全部之水壓力。藉水力自動啓閉者可分爲自落式與自動式二種。

楯閘門之最簡單及最古式者爲自落式。頭水超過正常水位後，

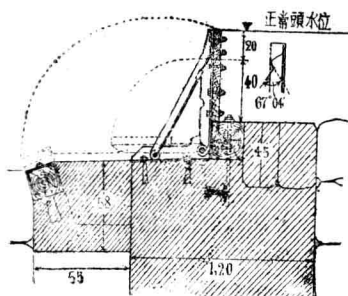


圖 75

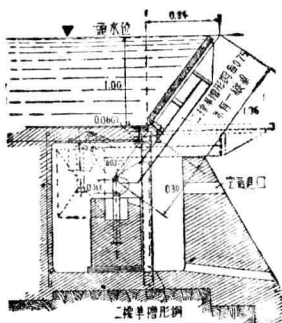


圖 76

即自行放倒，升起時須賴人力。圖 75 即示其一例。當水面升至正常水位以上 20 厘米時，作用於上半段之水壓力即已勝過支槓之摩擦，將上半節之門連其支槓均推向下流伏於壩面。下半節之門，本係休止於上半節之支槓上，至是失所憑依，乃亦隨之俱倒。

自動式橈閘門有藉浮子之力以間接發動吊車而施力者，有藉水力而直接自動者。後式在現時風行最廣。圖 76, 77, 78 示其構造之內容，各圖均以頭水深度為單位，故各種頭水深度時橈閘門之尺度均可算出之。圖 75, 76 均為下衡閘門，圖 78 為上衡閘門，以其對重之位置而區分之。

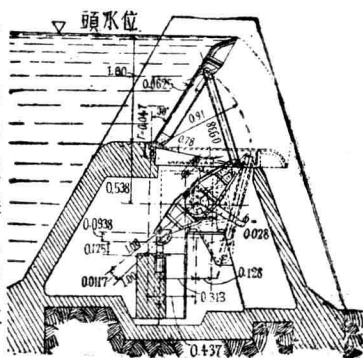


圖 77

95. 設計 確定橈上之水

壓力殊感困難，因水面之曲線尚屬未知，故橈上所受水之重量亦在不可知之數耳。門在各種位置時水面之曲線，以作模型試驗予以定奪為最易。橈愈偏倚，則水壓力之力矩亦愈巨，故欲使一定尺度之對重，能與各種位置時門上之水壓力方相平衡，則對重之臂必須隨門

之傾俯而增加。今試假想一下衡樞閘門以作譬喻，設其對重係懸吊於樞門之下(圖 76)。若樞在起立位置時與水平線成角 60 度，則樞在各種位置時，重量所須力矩臂，將如圖 79 中  $l_{60}$ ,  $l_{45}$ , ... 等之所

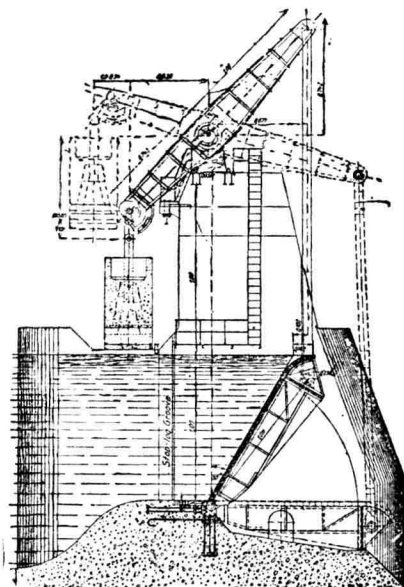


圖 78

示。各種位置時重量作用線與對重軸線之交點  $S$  所取之軌跡，係用點畫線繪出，在較低位置時，此線並不與門樞上所成之點線圓弧相符合。欲使對重之作用線移至所須之位置，則槓杆上須附有導子，即圖中用彎曲之箭頭所示者是也。一俟  $S$  軌跡與  $I$  軌跡相分離，此導子即將連桿  $I-II$  推開，推開之數隨樞之偃臥而增加，對重作用線之移位數，隨連桿之長度而定。在某種情形之下，有設置第二導子之必要；斯時第一導子即設在第一

連桿之上，用以推開第二連桿矣。

樞閘門係用若干橫梁與縱梁作骨架，張鋼板或不透水之甲板於其上。照例，凡對重直接繫於門上之衡樞閘門，其縱梁之上均設門樞(圖 76)。斯時若面版係木板製成，則咸釘附於縱梁之上，其惟一之橫梁，則為頂梁，因不載荷重，故甚輕巧。底橫梁之設，以釘附底部彎曲封絨板為主要目的。

樞閘門偃臥時，每休止於堰底所設之支承或梁肩上。此種支承所承壓力甚巨，故須妥為設計。對於

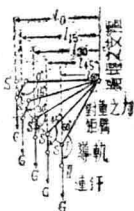


圖 79

門底之通氣，亦須特別加以注意，因自堰上流過之水舌，兩側既為閘磯所範圍，其力足使桶底之空氣為之吸盡耳。若空氣之供給不暢，則雖極小之流量亦足迫使桶閘門為之下降。

96. 鼓堰 另有一種桶堰名為鼓堰者，示於圖 80。此種堰為一軒軋版狀之門，倚中央附近之橫軸而旋轉。上半節之桶名為正門，為調整水流而設，下半節名為反門為啓閉正門而設。反門之末端設有封絨，沿堰底空穴中圓筒

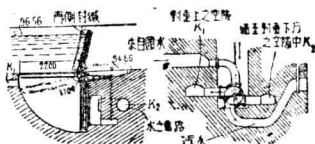


圖 80

圖 81

形之裏壁而旋轉。如將頭水放入反門之上方，正門即起立，放水於反門之下方，正門即偃臥。啓閉正門之水量係用活門控制之，如圖 81。堰底空穴又名為鼓，其頂蓋係鋼筋混凝土或鋼鐵所造，必須密不漏水。其頂蓋與門樞相接處，設有鋼板彈簧，上附封絨條，緊抵於正門之彎曲版，以防滲漏。反門之高度，須配置得宜，使其上水壓力對於門樞所成之力矩，超過正門上水壓力之力矩。此種鼓堰建者尙罕。

### 第 8 節 旋版壩

97. 構造 旋版壩為 1852 年昌農<sup>(64)</sup>所創，如圖 82。此壩為一活動之平版及一活動之起伏架而成。平版之中央設樞環能倚起伏架頂上之樞桿而旋轉；起伏架之底亦有樞環能倚壩面所設之樞軸而

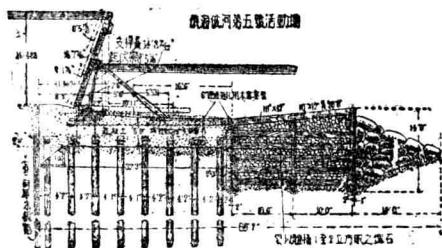


圖 82

轉。起伏架頂之中央，設有一支桿，起伏架即倚之而起立。當水位高漲時，水壓力之中心升至樞桿以上，平版即旋轉，水量即可穿壩而過。如欲將活動壩放平，則可將

支桿之末端移至支點以外，則支桿，起伏架，與平版均平臥於壩面之上矣。每一平版大都寬 3 至 4 呎，高者可達 18 呎，用木料造成，但亦有鋼製者。支架形如棧架，為鋼料所製。支桿亦以鋼製。支座為

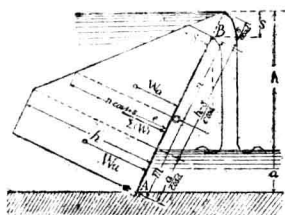


圖 33

鑄鐵所造，上有兩槽及一凸肩，以供支桿末端進退及抵住之用。旋版壩之運用可藉船舶或特設之工作臺。

98. 應力之計算 如圖 83，命  $AB$  為壩門， $R$  為樞軸， $b$  為門寬， $\alpha$  為傾斜角。設  $AR = m$ ,  $RB = n$ ，則門上之水壓力為

$$W = \frac{wb}{2\cos\alpha} [(a+h)^2 - a^2 - s^2] \quad (139)$$

對於  $A$  之力矩為

$$M_A = \frac{wb}{6\cos^2\alpha} [(a+h)^3 - a^3 - s^2 \{3(a+h) - 2s\}] \quad (140)$$

設門上水壓力  $W$  之中點與旋軸  $R$  之距離為  $e$ ，以  $W$  位於  $R$  之下方為 +，位於上方為 -，則

$$\begin{aligned} M &= W(m-e) \\ e &= m - \frac{M}{W} \end{aligned} \quad (141)$$

如  $W$  在  $R$  之下，則  $e$  為正，壩門有壓力施於壩閘。設閘之支承力為  $A$ ，則

$$A = \frac{We}{m} = W - \frac{M}{m} \quad (142)$$

如  $e = 0$ ，則水壓力中點適在  $R$  處，上下之水壓力成平衡；如  $e < 0$ ，則水壓力之中點，在樞軸之上方，平版即被旋轉，而開放。樞軸  $R$  所受對於  $AB$  之正交力，可由下式計之：

$$R = \frac{M}{m} \quad (143)$$

上部平版可視為肱梁而設計，其最大力矩為



$$M_{mc,\alpha} = \frac{wb}{6\cos^2\alpha} [(r\cos\alpha + s)^3 - s^2(3r\cos\alpha + 3)] \quad (144)$$

在此式中，未計尾水之壓力，以增安全性。

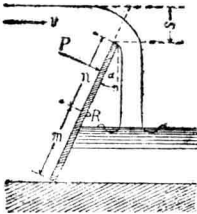


圖 84

下部平版可視為橫梁而設計， $R$  點為箝制接合， $A$  點為自由接合，其最大力矩，當在  $R$  點。

如水流經門頂而漫流，對於平版必起衝擊力，則除上項之靜水壓力外，應當顧及此衝擊力。

設  $v$  為流速， $k$  為由實驗所得之常數。按之流體力學，知正交於平版面（面積  $F$ ）上之衝擊力為  $P$ （如圖 84）

$$P = kwF \frac{v^2 \cos^2 \alpha}{2g} \quad (145)$$

因  $v = \sqrt{2gs}$ ， $F = bn$ （上半部平版）故

$$P = kwbns\cos^2\alpha \quad (146)$$

面上合力之地位，距樞軸為  $\frac{n}{2}$ ，故力矩為

$$M' = \frac{1}{2}kwb n^2 s \cos^2\alpha \quad (147)$$

$k$  為由實驗而得之值可取為 1.5。式(147)算得之力矩為數非小，故設計漫水之旋版壩時，不可忽視此力也。

## 第九章 壩之附屬設備

### 第 1 節 決瀉版

99. 臨時決瀉版 此種決瀉版僅為木板一排，植立於滾水壩之頂，用以積儲水量，如圖 85。於建造滾水壩時預埋 1 呎深之管，相間 3' - 8''，插鐵箸於管竅中，而以四塊木板釘合而成木牌倚之而立，另以銅釘或鐵線維繫之。鐵箸之直徑必須計算準確，或經水力

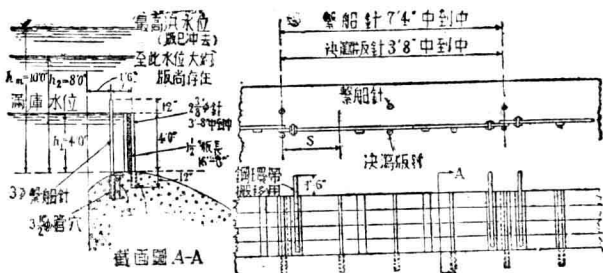


圖 85

試驗，庶水位到達某高度時即自行撓屈，聽任木板漂散。水頭高者應以鐵管代鐵箸，必要時可加斜撐。迨洪水既過，則駕舟前往，重行設置。壩上應另設插窠一列，供插篙繫船之用。木板之厚大都為一



圖 36

吋，兩面均不鏽光。於水面灑以爐灰，即能竄入板縫，阻塞漏水。圖 86 示另一決瀉版之設計。若將 A 門拔去，各木牌即依次照虛線所示之方向而旋轉。此法用意甚巧，惟鐵箸永留壩頂，易將漂物扣住，

乃其缺點耳。

在建築滾水壩時，不問日後加置決瀉版與否，寧在壩頂預留插窠以為之備。最高之決瀉版可達 10 呎。裝卸決瀉版亦有利用空中纜道者。

100. 永久決瀉版 永久決瀉版與臨時決瀉版原理相同，惟其版可一用再用，不隨水漂失耳。<sup>95</sup> <sup>96</sup> 新英倫電力公司在台維斯壩曾設永久決瀉版。支柱之下端倚靠於足座，上端套於橋旁之鈎上。支柱為 I 形鋼所成，用鏈以與橋架相繫。決瀉版為疊梁式，插入於 I 形鋼之凹槽中。洪水來臨之際，將套鈎拆開，支柱即傾倒，疊梁漂落，乃將支柱吊升至橋上。洪水過後重設支柱，即可恢復原狀。如洪水不甚巨，亦可開啓其一部分。因台維斯壩為圓形，故壩磯並不平行。採用此種決瀉版，可乘洪水尚未過盡之際，即可重行安設，凡水庫面積甚大，而洪水季節甚短者，頗適用之。

<sup>97</sup> <sup>93</sup> 新罕普什爾公用公司於 1925 年在康託各克河水力廠設有永

久決瀉版。兩磯之淨距計 28 呎，中設支柱四支，分爲五格。支柱爲 I 形鋼所製，有角鋼貼鑲其上，以備插入橫版。支柱上半節之旁有短柱與之相連，柱之末端設承軸，穿貫於挑出橋旁之鐵塊中。鐵塊內穿軸之孔爲狹長形，故設扛重器於橋面，扛起支柱之足下，即與座子脫離，倚承軸而轉，支柱間之橫版，因以漂墜。拉緊鐵鏈，可使支柱平臥於橋底。重設時將鏈鬆放，用力拉緊支柱頂部之鐵，其足部即可落入座子之內。此處可插 2"×3" 之橫板至 9 呎之高度。

## 第 2 節 高壓活門

101. 標準活門 所謂標準高壓活門者，實即矩形之閘形活門，如圖 87。兩側爲矩形之門框架，係起肋甚多之厚重鑄件所成。兩片

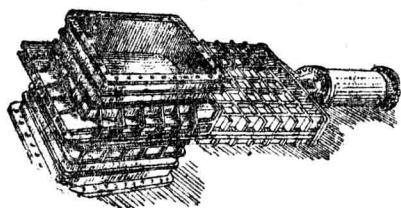


圖 87

框架之間爲閘槽，藉螺栓以與框架相連，活門啓閉時，即依此槽而升降。活門與閘槽相貼處，壓力甚巨，故須製以特種之青銅。閘槽向上延伸，成爲門兜，活門開啓時，即藏匿於其內。

門兜之上爲油筒起重機，油筒中設一鋼合金或青銅所製之活塞，與閘門莖相連接。因油壓力甚巨，可達每方吋 750 至 1,500 磅，故活塞之表面須嵌入油環 4 至 6 道，以阻止油之滲透。油筒作用時，門兜所感之反動力甚巨，故門兜亦須爲起肋及厚重之鑄件所造成。

當 1908 年以前，初設此種活門於美國羅斯福壩<sup>35</sup>時，放水未久，輸水道之混凝土暨金屬襯工瞬被剝蝕殆盡，且發巨聲，活門中零件均搖搖欲墜，遂即封閉而廢棄之。1909 在派斯芬特壩<sup>99</sup>之花崗石隧道中，亦設同樣之活門。放水以後，澎湃巨聲，倏然而起，使山谷爲之震顛，乃將水門關閉，加以檢查，則見隧道四周之石已紛紛下墜，活門下游之混凝土剝蝕無餘，甚至厚達  $\frac{3}{4}$  吋之鋼板亦被撕裂。螺栓

之帽，全數脫落：幸活門全開，故門體尚屬無恙。其後於緊靠活門下游處開鑿通氣井一口，其患始息。自是厥後，凡設置此種高壓活門者，始知活門下游必須導入充足之空氣，而輸水道中不可有低穴或突角。此等活門在全開狀況之下，雖水頭高至 300 呎亦可設置，如僅開一部分，則水頭至多為 75 呎。

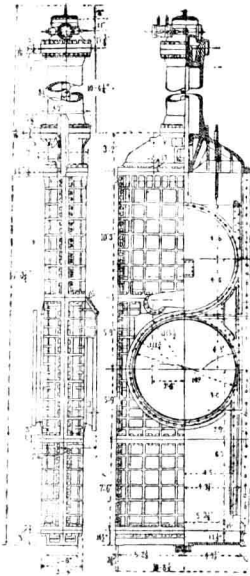


圖 88

102. 帶環活門 帶環活門與標準活門相仿，所不同者，其通水之孔，不為矩形而為圓形，且門框之下，有一空穴，形似門兒，活門莖之下端帶有一圓環。當活門關閉時，此環即藏匿於空穴之內，活門開啓時，則圓環適取活門之位置而居之。如此佈置之後，通水路之外周即可連續平整，無中斷之處。圖 88 即示此種活門之構造細目。活門下游設有通氣之孔，以免發生震顫。此種活門可用於 250 呎以上之水頭。如水頭更巨，則門與門框間須加置環帶狀之滾軸，以減少摩擦。

103. 針形活門 針形活門係就壩身輸水道之出口處設一鼓形之管節，名為外壳。內置橄欖形之舌，其名為針。茲列美國墾務局最近之改良式於圖 89。針係兩部分所套合而成，一部分由若干翼狀版以與外壳相連，故固定而不活動，另一部分則為內外兩套筒所合成，而具圓錐形之末端。此部分能沿固定部分而移動。圖中所示為活門開啓時之情形，如將有壓力之水通入 A 與 C 兩空室中，則活動部分之針體即向下游而移動，卒將通路阻塞，使水斷流。如將通入 A 與 B 之水管閘斷，將水洩去，同時將有壓力之水通入 B 室，則針之活動部分即縮入固定部分中，水乃通流。

### 第 3 節 交通設備

104. 魚道 生長於流水中之魚類可分為定棲與移棲二類。前者終年游行於水中而不遠離其巢穴，後者祇在某季節內游行於出生處，餘時則流浪遠方，亦有遠抵海中者。若魚類游行之水道中建築壩堰，則魚類之繁殖，即被其阻礙，故歐美各國，為保存魚類計，咸以法律規定壩堰之旁須有魚道之設置。

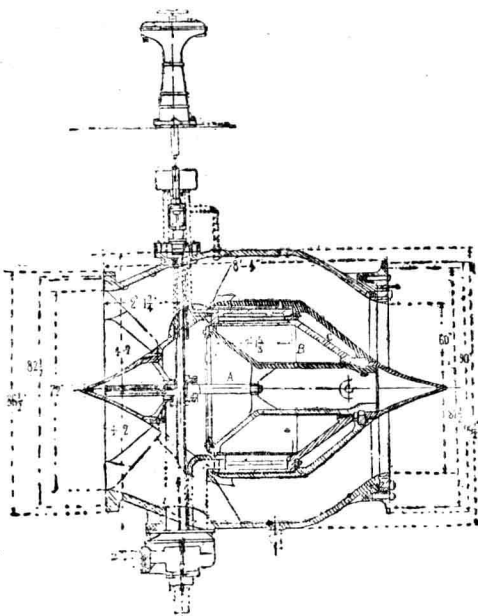


圖 89

設立魚道須與

河川中魚類軀體之大小相稱。設置之處須使魚類容易覓到其地點，水量須充足，流出處宜發響聲。魚道之下端不可有其他迅急之水流，圖 90 示三種普通之魚道。A 為漫水式，每一隔版內有一 V 形缺口，水量由此漫出，每格水頭甚低，使魚類可以躍登。此種魚道適用於鯉魚類，以其性喜跳躍也。B 圖為湍瀾式，各隔版較水槽為狹，一端留有空隙，左右交錯，使水量參差流注，以減流速。C 圖為涵洞式，每隔版內均有暗洞，亦左右交錯。魚道中最大之流速，通例以每秒 10 呎為限，但有若干魚類，能溯更急之水流而上。魚梯之上宜設鐵網，以免鳥類之侵襲，但不可完全遮蔽，以魚類不喜暗中游行也。魚類喜逆水而上，當其進入一梯級後，其鼻端恒向上游，及其覓得通路，即再上一級。是以魚道之下端必須填實，否則魚類一經前進，

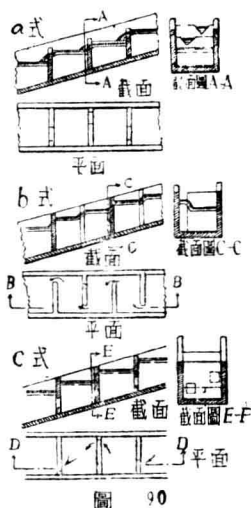


圖 90

即不復退泳矣。魚類移棲汛內魚道中須多注水量。冬季魚類伏匿水底，不甚活動，故魚道中無須注水。魚道之上端須伸至最低水位下一二呎。魚梯之功用常為工程界所爭辯。若干新建之壩膏每年撥款購買定額之魚秧，置諸水庫中，而免設此項建築物也。

105. 通行船舶之設備 關於此類設備有船閘，船舶升降機，過船坡等，詳見渠工編，故不贅。

106. 木道 木道為運輸木料過壩而設。壩之上游倘為產木區域，恒由國家法令，規定木道之設置。木道以能通過木排為度，較木排之寬增加 3 呎即敷應用。深度

至少 1.5 呎。木道兩側範以牆垣。槽底與兩側須平滑而無突角。坡度約為 1:10 至 1:100。埃勃納建議之坡度如次：

水頭	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5 公呎
	3.3	4.9	6.6	8.2	9.8	10.5 呎
坡度	1:12	1:19	1:27	1:36	1:47	1:63

水庫中水量必須珍惜者可設木料閘或起重機以為運輸木料之用。木料閘之構造與船閘相同，惟以適合木筏為度，故具體而微。

## 第十章 閘壩之啓閉機械

### 第 1 節 槓杆類

107. 簡單槓杆 用於小型閘門之無須極大機械利益者。所須支點，計有二個，一用於啓，一用於閉。圖 91 即示此類啓閉裝置之一種。於閘門莖內鑿方孔，外以鋼板包護之。將槓杆之一端，插入小

孔之內，倚着支點，用力壓下，門即上升少許。欲防其墮落，可於莖上釘齒條而以彈簧門煞住之。命  $P$  爲舉門所須之力， $r$  爲槓杆之小臂距， $R$  爲大臂距， $e$  爲效率，則作用於槓杆之力爲

$$F = \frac{Pr}{eR} \quad (148)$$

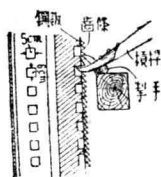


圖 91

$e$  之值大約爲 90%。

108. 兒齒輪與齒條 閘門莖上釘一齒條，與兒齒輪相扣合。兒

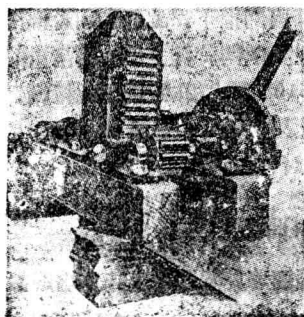


圖 92

齒輪軸之一端有可插槓杆之輪。施力於槓杆，其力即由兒齒輪傳達至齒條而使閘門升起(圖 92)。兒齒輪之旁附有保險掣手，以免閘門墜落。

命  $n$  爲兒齒輪之齒數， $p$  爲齒條之齒距， $r$  爲兒齒輪節線之半徑， $R$  爲槓杆狀之工作臂長度， $e$  爲效率，則所施之力爲

$$F = \frac{npP}{e2\pi R} = \frac{Pr}{eR} \quad (149)$$

如齒係鑄成者(最普通)， $e = 85\%$ ，如係機器琢成，則  $e = 90\%$ 。惟曝露風日中爲時過久齒上生銹，效率仍將減少。此項設備效率甚高，凡閘門較小而無須高度機械利益者，可採用之。工作臂亦可用工作盤或電動機代之。閘門較寬而設有雙莖者，可用此種設備二副，而將兒齒輪之軸連成一支。如欲機械利益較巨者，可用圖 93 之齒輪及工作盤裝置。如用二套齒輪裝置，則工作力與舉門力之關係如次

$$F = \frac{Pr r_1}{e^2 R R_1} \quad (150)$$

式中  $R$  爲工作臂所扣大齒輪之半徑， $R_1$  爲另一大齒輪之半徑， $r$ ， $r_1$  爲兩兒齒輪之半徑。

如用大小齒輪共三套則

$$F = \frac{P r r_1 r_2}{\epsilon^3 R R_1 R_2} \quad (151)$$

109. 捲軸吊車 最簡單之裝置為於閘門之上設一水平捲軸而將懸掛閘門之鏈或纜繞捲其上(圖93)而藉正齒輪與兒齒輪以傳達工作臂上所施之力。此項裝置名為吊車,可固定設立或裝在行動之車座上。此種吊車祇能將門吊起而不能將門推下,故祇適用於輻閘門及司托尼式<sup>(83)</sup>閘門。其工作力與吊重間之關係與 §108 諸式相同,祇須視捲軸為扣住齒條之兒齒輪可也。捲軸吊車亦可用電動機以代工作臂。

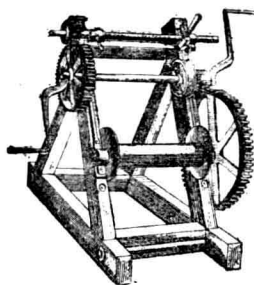


圖 93

### 第 2 節 斜 面 類

110. 螺旋莖與工作盤 莖之下端固着於閘門之上,上端則劃

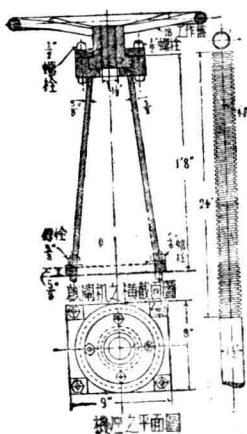


圖 94

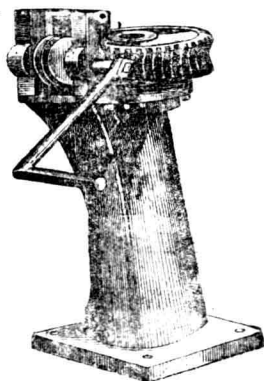


圖 95



有螺旋而穿過於工作盤之內，圖 94 即其一例。為減少支承之摩擦計，支承面常用特種金屬為之。在此例中，工作盤之中央螺旋套恒為磷銅所製。大型之啓閘機恒用球軸承以期格外減少摩擦之阻力。閘門莖用實心鋼釘或厚重之鋼管為之。實用上最小之直徑為一吋，每吋有螺旋線三至四道。方螺旋線效率較高，故一般均採用之。工作力與吊重力之關係如次式：

$$F = \frac{pP}{e2\pi R} \quad (152)$$

式中  $p$  為螺距， $R$  為工作盤之半徑。效率  $e$  在方螺線為 15%，V 形螺線為 10%。此項設備之機械利益較兒齒輪與齒條為高，但以效率較小，故所需之「能」較多。

111. 正齒輪及無盡螺旋 如欲機力特別強大，則須用正齒輪及無盡螺旋，如圖 95。工作臂裝在無盡螺旋之軸上。全體機件共裝於鑄鐵之機座上。工作臂每旋轉一次無盡螺旋亦隨以旋轉一次，隨將正齒輪推進與螺距相等之距離。工作力與舉重力之關係如次：

$$F = \frac{Ppp_1}{e_1e_24\pi^2RR_1} \quad (153)$$

式中  $p$  為閘門莖之螺距， $p_1$  為無盡螺旋之螺距， $R$  為工作臂之長， $R_1$  為正齒輪之半徑， $e_1$  為無盡螺旋之效率，平常約為 40%  $e_2$  為莖螺旋之效率，如用方螺旋線，約為 15%。無盡螺旋之製造精良者，效率尙可提高，如浸在油內，則可增至 90 至 95%。因一般效率之低小，故採用者甚少。

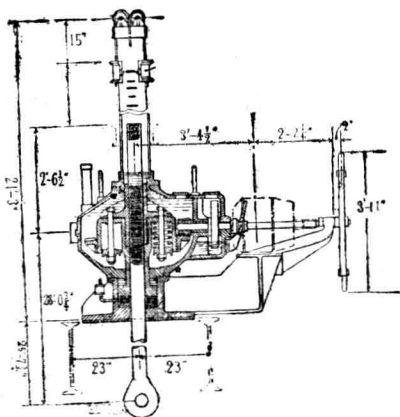


圖 96

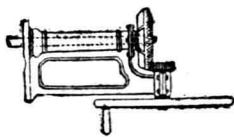


圖 97

112 合組啓閉機 最通用者爲斜面與斜角齒輪合併而成之啓閉機，如圖 96, 97。前者用於大型之閘門，全體掩藏，可蔽風雨。後者用於小型之閘門，全部機械設置於鑄鐵機台之上。其工作力與舉重力之關係如次

係如次

$$F = \frac{pPr}{e_1 e_2 2\pi R R_1} \quad (154)$$

其中  $p$  爲閘門莖之螺距， $r$  爲兒齒輪之齒距， $R$  爲工作臂之長， $R_1$  爲斜角齒輪之半徑， $e_1$  爲齒輪聯動之效率，(用鑄成齒者，85%，機製齒者 90%)， $e_2$  爲螺旋與支承之效率，(方螺線者 15%)。

圖 98, 99 示德國 MAN 廠所造之啓閉機，用其特製之吊重鏈。後圖爲用於小型閘門之簡單機械。兩者均以電動機發動之，但附有手動設備，以備萬一。欲於啓閉閘門已抵極點後，勿使電動機繼續工作以致受有損傷起見，須附設限制開關，使閘門到達目的地時自動關閉電流。

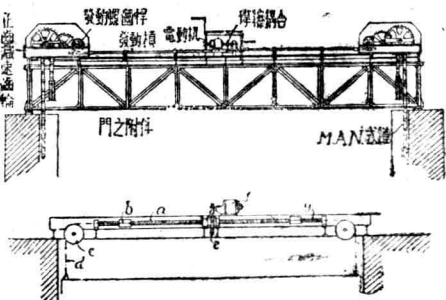


圖 98

圖 99

昔時提閘閘門上每設對重以減輕機械之工作力，但現時已逐漸廢止對重之使用矣。

### 第 3 節 滑車組

113. 簡單滑車組 簡單滑車組包括固定滑車與活動滑車各一具。前者繫於架座上，後者繫於閘門上，而以鏈或纜之一端繫於滑車之軸心。繞過下滑車之輪上，再繞於上滑車之輪上，如是往復圍繞，即成滑車組。其工作力與舉重力之關係如下：

$$F = \frac{P}{2en} \quad (155)$$

式中  $n$  爲每一滑車內之輪數， $e$  爲效率。兩輪之效率約爲 90%，4 輪者約爲 85%。

114. 差動滑車組 上滑車爲半徑不同之兩輪組成，互相緊倚，共有軸心，故轉動時兩輪同時旋轉。下滑車內有一輪，其半徑等於上滑車兩輪半徑之平均數。輪緣之槽有凹凸痕，故可與無盡鏈相扣而不滑移。此項無盡鏈繞於三輪之間。工作力與舉重力之關係如下：

$$F = \frac{P}{2eR}(R-r) \quad (156)$$

式中  $R, r$  爲上滑車大小二輪之半徑， $e$  約爲 30%。此種機械在閘門啓閉上頗少應用。

#### 第 4 節 液體壓力式

115. 壓力油筒 此項啓閉機爲一堅強之機筒，內置活塞，活塞之莖與閘門相連。若將液體壓力加施於活塞之上方，閘門即被推向下，液體壓力加於活塞之下方，閘門即被推向上。傳達壓力之液體，通例爲油類，壓力爲每方呎 200 磅，亦有高至 1000 磅者。圖 67, 88 即示其外形與構造。(參閱 §101) 設筒之直徑爲  $d$ ，壓力爲  $p$  則舉重力如次式

$$F = e \frac{\pi p d^2}{4} = K p d^2$$

式中  $e$  爲效率。 $K$  之值隨填塞料之質料而異。如用熱獸脂浸過之棉花與蘆  $K = 0.072$ ；同樣情形而已用過數月者  $K = 0.132$ ；用軟皮革者  $K = 0.036$  至  $0.084$ ；用硬皮革者， $K = 0.12$  至  $0.156$ 。

#### 第 5 節 啓閉機之動力

116. 人力 普通工人可加施 16 磅之力於工作曲柄上，每分鐘搖轉 150 呎，連續工作 8 小時，內含休息時間四分之一。通常啓閉

機開始時費力較多，及其開始移動後，費力即少。常閉之閘門，開始時所需之力不宜超過 40 磅，常開之閘門，不宜超過 30 磅。及閘門既動之後，所需之力約以 20 磅為度。

最便利於工作之搖柄半徑約為 15 吋，其軸心高度離地約 3 呎。各廠所製工作盤半徑大小不一。採用工作盤之優點為荷重輕微時旋轉甚易，但現時已逐漸廢止其採用。

117. 電動機 直流與交流電均可使用，隨何種電源容易獲得而定，但交流者比較為普通。普通所用電動機為可變速率及始動力矩高強者。定速率電動機宜用於捲軸吊車。可變速率電動機宜為直列繞線式。高阻力之鼠籠式或滑圈式之交流電動機均可。欲期電動機啓閉機使用得宜，須使閘門行抵盡頭處，作精密之控制，因行動超過限制時，能使齒輪齟齬，蒙受損傷也。一般閘門均於閘門啓閉盡頭處留有餘程以為之備，但閉閘盡頭處所留餘程較少。裝置電動機之啓閉機恒同時備有手搖設備，以便停電時可以應用。

閘門於電流斷絕時每因慣量關係繼續進行一小距離，故若可許之餘程無多，則將近閘門終程時必須減低速度以便及時停止。減速方法係用手動控制器為之。此種控制器不易使用於遠距離外，故對遠距控制之吊車，必須多留餘程，且勿用減速之控制器。控制器上通例設有數種速率，前進與後退均備。用交流鼠籠式或直流直列電動機者可無須控制器，以此等電動機於負載增加時，速率自行減低也。滑圈交流電動機則異是，其速率祇在開始時可以變化，餘時則否，故有賴於控制器也。

每一電動閘門上均須設有限制電開關。此種開關在遠距控制法中尤不可少，以其能於適當時停止電動機耳。若為手動控制，亦宜設阻止鍵，以免管閘者因疏忽而使閘門行過限程。限制開關須按閘門之慣量而加以調整，庶電流斷絕後，雖閘門仍在繼續前進，仍能適可而止，不致發生撞擊耳。

凡閘門能脫退齒輪而以自身重量關閉者，須備線圈軛。此項線圈軛能於電流斷絕時自動將閘門扣住，並可消弭因慣量以致超過

行程之弊。

(0)  
美國電光協會建議於設立限制開關之外，再用一摩擦聯動，由一纖維質圓盤所選用彈簧夾緊於金屬盤中。此項摩擦聯動對於閘門底部爲外物所阻礙，致不待電開關發生作用即起碰撞時最有裨益。取入口外裝有水柵者，可不須此項裝置，以其徒增一常須養護之物，反爲不美也。

行動式之電動啓閉機宜用架空觸輪線以引電流。從前常用插頭法，但以其弊病甚多，故已廢止。

每一啓閉機設一單獨電動機者最爲普通；如欲以電動機一具兼管二具之啓閉機，則須設一總軸及若干之齧合。

## 參 考 書 目

1. Masonry Dams: A Symposium, Proceedings A. S. C. E, May, 1940.
2. The Design of Dams, by F. W. Hanna & R. C. Kennedy, 1931.
3. Engineering for masonry Dams, by W. P. Creager, second Ed, 1927.
4. Low Dams, by the U. S. Water Resources Committee, 1938.
5. Design and construction of Masonry Dams, by Edward Wegmann, John Willy & Sons, 1927.
6. Trial Load Method of Analyzing Arch Dams, Boulder Canyon Project Final Reports, 1938.
7. 水利工程學，旭克列許著，汪胡楨等譯，商務印書館出版，1942.
8. Dams & Control Works, Bureau of Reclamation, U. S. A., Second Ed., 1938.
9. The Design of Rock-fill Dams, by J. D. Galloway, Transactions of the American society of Civil Engineers, 1939.
10. Siphon Spillways, by A. H. Maylor, 徐懷雲譯，中國水利工程學會出版，1937.

## 人 地 名 表

1. Kensico Dam; 2. Nils Ambursen; 3. Rodrigueq Dam;
4. Boulder Dam; 5. Hoover Dam; 6. Owyhee Dam; 7. Cobble Mountain Dam; 8. Salt Springs Dam; 9. Austin Dam; 10. St. Francis;
11. Hales Bar; 12. Hiwassee Dam; 13. Norris Dam; 14. Bonneville Dam; 15. Wachuset; 16. Cross River;
17. Olive Bridge; 18. Lock Raven; 19. E.W. Lane; 20. Bullards Bar Dam;
21. Rankine; 22. Andrews; 23. Assum; 24. Messina; 25. Long Beach; 26. Pasadena; 27. Morris; 28. Madden;
29. Colorado River; 30. Stevenson; 31. Croton Falls; 32. Lake Cheeseman;
33. New Croton; 34. Elephant-Butte; 35. Roosevelt; 36. Exchequer;
37. Arrow-rock; 38. Pardee; 39. San Gabel; 40. William P. Creager;
41. Edward Wegmann; 42. Quaker Bridge Dam; 43. Francis; 44. Bazin; 45. Stevenson Creek;
46. Gibson Dam; 47. Beggs; 48. Jorgensen; 49. Poisson; 50. Noetzli;
51. Slichter; 52. Karl Terzaghi; 53. A. Schoklitsch; 54. F.W. Hanna;
55. Arrowhead Dam; 56. Solingen Dam; 57. H.K. Barrow; 58. Bucks Dam;
59. Bowman Dam; 60. Dix Dam; 61. Strawberry Dam; 62. Cucharas Dam;
63. Penrose-Rosemont Dam; 64. Merena; 65. Swift; 66. Beaver Park;
67. Second Fordyce; 68. Bonito; 69. Sillre; 70. Torrön;
71. Taxhimay; 72. San Ildefonso; 73. Ash Fork Dam; 74. Red Bridge Dam;
75. Hauser Dam; 76. Mittersheim; 77. M. Hirsch; 78. Stettin; 79. J. Heyn;
80. Gregotti; 81. Bernoulli; 82. Schneider; 83. F.G.M. Stoney;
84. Sirnit; 85. M.H. Treadwell Co.; 86. Broome; 87. Philips and Davis of Kenton, Ohio, U.S.A.;
88. Taintor; 89. Josiah White; 90. Erskine Hazard; 91. Huber; 92. Lutz; 93. Saine River;
94. M. Chanoine; 95. New England; 96. Davis Dam; 97. New Hampshire Public Service Co.;
98. Contoocook River; 99. Pathfinder Dam; 100. Ebner; 101. National Electric Light Association;
102. Possum Kingdom Dam; 103. M.C. Hinderlider; 104. Skagway Dam.

## 閘壩工程編索引

- 2 人力 109
- 3 大氣壓力 21  
土壓力 13  
土壤堆築壩 4,60  
土壩之尺度 62  
    厚度 60  
    保護 64  
    失敗 66
- 4 木壩 4,74  
木框壩 4,74  
木道 104  
木質閘門 30  
水泥 9  
水灰比率 11  
水壓力 14  
水流衝激力 22  
支持槓 86  
支墩之設計 52,53  
收縮縫 6
- 5 主要應力 26  
正齒輪 107  
正交應力 23  
平板壩 2,50  
司丹尼閘門 31  
石核混凝土 6  
水該曼高壩設計法 33  
冰壓力 19  
永久決瀉版 100  
立波現象 15
- 6 合組啓閉機  
地質探查 5  
地震激盪力 19  
安布生壩 3,50  
決瀉版 99  
圪工實體壩 22
- 羊脚滾筒 63
- 7 低壩 32  
但因脫閘門 83  
防浪工 65  
抑水牆 3,51,59,61  
尾水 15
- 8 兒齒輪 105  
放逸槓 86  
空體壩 2,5,6,50  
波特蘭水泥 9  
波浪壓力 21  
定角拱壩 43  
定徑拱壩 43  
注射基礎 8  
步道 38
- 9 虹吸之發動 79  
虹吸溢道 75  
拱壩 3,5,42  
拱形重力壩 3,40  
拱之設計 54  
建造縫 6  
建造荷重 13,22  
風壓力 22  
穿漏 59,66  
挖掘 7,59  
限制電開關 110  
純質堆築壩 4,58  
重力壩 2
- 10 高壓活門 101  
高壩設計法 33  
針形活門 102  
針之設計 87  
核牆堆築壩 4,58,65  
核心堆築壩 4,58  
浮托力 15

- 扇形閘 94  
 差動滑車組 109  
 埭壩 2,50  
 帶環活門 102  
 11 基礎 7,8,58  
   基礎注射 8  
   基礎排水 9,58  
   混凝土 9,11,12  
   混凝土之重 13  
   混凝土震憾機 7,12  
   理論截面 31  
   假定截面法 36  
   船閘 104  
   船舶升降機 104  
   旋版壩 97  
   造壩之材料 9  
   通氣井 51  
   剪力 24  
   魚道 104  
   淤填壩 4,58,63  
   控制器 110  
   清底挖工 8  
   連拱壩 3,53  
   堆壩 3,5,57  
   啓閉機械 92,104  
   偏向稜 77  
   荷重 13  
   排針壩 86  
   接合面 16  
 12 棧架 86,88  
   提閘閘門 79  
   滑移閘門 79  
   透水之基礎 17  
   過船坡 104  
   測量 4  
   捲軸吊車 106  
   捲簾壩 89  
   閘形活門 101  
   滑車組 108  
   無盡螺旋 107  
 13 碎石壩之沉墊 68  
   截面 69  
   阻水層 70  
   中介層 69  
   碎石堆築壩 4,67  
   瑟尼忒閘門 82  
   塊石 68  
   經始挖工 7  
   圓筒公式 42  
   電動機 110  
   鼓堰 97  
   楣堰 94  
 14 蓋面 7,72  
   蓋面堆築壩 4,62,70  
   蓋堰 91  
   蓋版之設計 52  
   滲水之流速 60,61  
   滲水孔 51  
   滾水壩 15,38  
   滾水壩壩 4,58,63  
   滾水閘門 79  
   對重 108  
   熊阱堰 91  
   漫水拋物線 39,51  
   戽台 62,65  
 15 實體壩 2,5,13,22  
   實體的截面 32  
   嘗試荷重法 3,44  
   標準活門 101  
   轉堰 89  
   圖解法設計坊工壩 36  
   彈道線 27,53  
   齒條 105  
   模型試驗 41  
 16 鋼閘門 80  
   鋼壩 4,72  
   轉閘 83  
   壓力油筒 109  
 17 簡單滑車組 109  
   簡單槓杆 104  
   螺旋壩 106  
 18 臨時決瀉堰 99  
 19 爆炸(石之挖掘) 7  
 20 攪合料 10  
 22 壩  
   模型試驗 41  
   安定條件 29,52  
   式樣之選定 5  
   功用 2  
   壩址之勘测 4,58  
   基礎 7,58  
   地質探查 5,58  
   主要應力 26,28  
   剪應力 24  
   正交應力 23,25  
 23 疊梁閘 84  
   MAN啓閉機 108  
   MAN式閘門 81



# 中國工程師手冊

## 水利手冊

(汪胡楨主編)

### 第三編 灌溉工程

(汪胡楨)

#### 目 錄

---

第一章	水之灌溉率	2
第二章	灌溉之方法	17
第三章	渠道	23
第四章	渠首工	40
第五章	溢道與退水閘	53
第六章	特殊輸水設備	56
第七章	跌水	73
第八章	分水閘與斗門	81
第九章	渠道之交叉建築	85
第十章	抽水灌溉	87

## 第三編 灌溉工程

### 第一章 水之灌溉率

1. 雨量與作物 農作物之生長區域，常隨雨量而異。就大體言，全年雨量在100毫米以下，謂之不毛地帶，不能生長任何植物；在100至250毫米間謂之乾旱地帶，一切農作物須恃人工灌溉，方能生長；在250~500毫米間者，謂之半乾燥區，如一年中雨量分配得當適如作物之所需，則不需人工灌溉即可生長作物，故又名乾農作物區；在500~800毫米間者，足供普通乾作物之用；在800毫米以上，則可種植水稻矣。

我國雨量，南北迥異，以秦嶺山脈與淮河為界，由此界向北雨量逐漸減少。在此界線上平均年雨量線為1000毫米(閱圖1)。黃河沖積平原上，平均雨量在500~750毫米之間，在黃河以北晉陝等省境則雨量驟形減低，平均在300~400毫米之間。降雨時間大都皆在夏秋之交，正當農作物發育之際，若此稀少之雨澤能年年如期而降，且數量勿過參差，則尙可以種植若干耐旱之穀類。但揆諸實際，雨量愈形稀少之處其每年之變率愈大，故此一區域苟無人工灌溉之設施，則欲期年有收

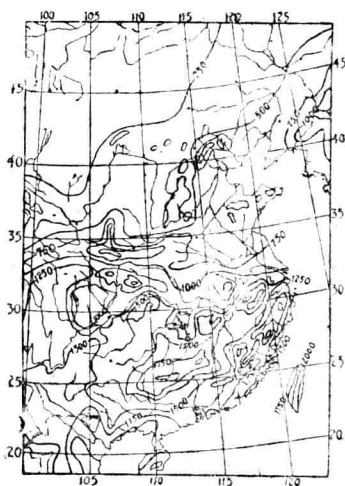


圖 1

年之變率愈大，故此一區域苟無人工灌溉之設施，則欲期年有收

穫，實不易如願以償也。

自 1000 毫米年雨量線以南，作物所需之水量宜若可以全恃天雨矣。但事實上此部分地域蒸發較烈，作物以米爲主，需水量較多，且最重要者，爲稻禾生長之數月內雨量多寡不一，故有時感覺其過多，而須用人工或機力將田中積水排諸江河，有時感覺其不足，則須用人工或機力將江河之水汲入田間，雖欲純恃天雨，亦不可得也。

2. 植物與水之關係 植物之生長，全賴水分以爲攝取養料之媒介。水能溶解無機物與由土壤中空氣內之細菌接觸變化，以備植物根部所吸收，再經葉面之呼吸作用及日光之同化作用而變成養料，運散全體，以資發育，故土中水分爲植物必不可缺之原料。

3. 土壤中之水分 在潮潤之地帶及乾旱地帶之經過降雨或灌溉者，地中某種深度以下輒爲水所浸透。此浸透土壤之面名爲地下水位。土壤中所含之水量可以分爲三部分：

(a) 自由水 在浸透之土壤中，若開掘一排水之溝，則存在於土壤顆粒間大部分之水量，即因地球引力之作用，由溝中流出，而其空隙，則爲空氣所充滿。流出之水量名爲自由水，或名重力水，以其可因地球引力而流動耳。

(b) 毛細管水 土壤中自由水既如是排出，但仍有一部分之水量，因土壤顆粒間之毛細管作用勝過地球引力之故，致被含濡而不放。此部分之水量名爲毛細管水，其量隨土壤顆粒之粗細而異，粘土之顆粒較沙土爲細，故其中所含毛細管水亦較多。毛細管水既與空氣並存故對於植物之生育最爲適宜。毛細管水爲植物一再吸收苟非源源挹注則其量漸少，一至萎謝點以下，則作物即行枯萎矣。

(c) 附着水 土壤苟非用人工烘焙，則雖屆極乾之時，其顆粒之四周仍有一極薄之水膜包圍其外，此項水分名爲附着水。附着水祇能由烘焙而消失，但烘焙以後，放置普通之空氣中，即仍吸收水分而成爲附着水。附着水非植物所能吸取，故與植物之生長毫無關係。土壤愈密則所含附着水之量愈多。

4. 各種土壤中所含之水量 <sup>(1)</sup>布利格, <sup>(2)</sup>拉夫列治, <sup>(3)</sup>希爾加德等教授對於各種土壤中所含之水量曾作廣博之試驗, 茲錄其結果於表 1。

表 1 各種土壤之含水量表(百分數以重量計)

土壤種類	重量 磅/立方 呎	附着水 %	萎謝點 %	毛細管 水上限 %	自由水 上限 %	總量 %
粗沙	81	1.0	1.5	13	11.5	33
細沙	82	2.1	3.3	14	10.7	34
沙性壠母	82	4.7	7.0	15	8.0	35
細粒沙性壠母	83	6.9	10.8	16	5.2	37
壠母	83	9.1	13.4	18	4.6	38
粘土壠母	83	11.8	15.0	19	4.0	40
粘土	86	13.2	16.5	20	3.5	42

(註) 1 磅/立方呎 = 16.02 仟克/立方米

5. 黃土之含水量 我國北部諸省大部分為黃土所掩, 故黃土之含水量情形, 有特加研究之必要。據金陵大學林科教授盧得密爾克<sup>(4)</sup>之試驗知黃土所含飽和水量以重量計為 36.65%, 又據費禮門<sup>(5)</sup>之試驗知每立方呎黃河沙土重 88 磅, 以實沙之比重 2.48 計之, 則知空隙為 43%。按前者指原生黃土而言, 後者指沖積黃土而言, 故空隙有參差耳。黃河沙土壓實後每立方呎重 110 磅, 則其空隙為 35%, 與前數相似。

將試樣研成細粉, 以在氣溫 40~60°F 之日光中曝曬六日後, 秤其重量, 得每立方呎 94.7 磅, 在 240°F 之爐中烘焙後, 得每立方呎重量為 90 磅。此 4.7 磅之水分可視為土粒之附着水, 以重量之百分數計為 5.3%。又黃土之毛細管水上限當在 5.3% 至 35% 之間, 平均約為 29.7%, 重力水上限為 8.1%。

6. 萎謝點 植物每因葉面蒸發過大, 土中水分不足以供蒸發之消耗, 而萎謝枯稿。其開始發現萎謝時之水分百分數(以重量計)名為萎謝點。觀表 1 可見各種土壤之萎謝點, 其數約較附着水多半

倍左右。萎謝點以下之水因毛細管作用過強非植物根部所能吸收。

作物所能利用之水量以萎謝點為最小值，以毛細管水上限為最大值，兩值之差，即為作物可以利用之水量。

7. 毛細管水在地中之行動 在地下水水位以下之土壤全為水所浸透，自此以上，則土壤空隙中所含水量隨距離之增加而逐漸減少，並為空氣所替代。如土質甚勻，則其減少之率亦甚均勻。迨至相當距離後，土壤中所含毛細管水全部減盡而為空氣所充滿。此項距離以粘土為最遠，粗砂為最近。<sup>(6)</sup><sup>(7)</sup>里昂與腓賓曾測定各種土壤中毛細管水升起之速率如表 2。表中最後一項可大約指示毛細管水升高所及之距離。惟曾有記錄知毛細管水在重粘土中有升達 8 呎者，可知此表所列尚非止境也。

表 2 毛細管水升高之速率(以吋為單位)

土 之 種 類	15 分鐘	1 小時	2 小時	1日	3日	8日	13日	19日
沉泥與極細之沙	2.7	4.7	7.0	20.0	30.0	45.0	52.0	56.0
極細之沙	7.6	10.0	12.4	21.0	23.0	26.0	27.5	28.5
細沙	9.0	9.5	10.0	11.6	13.0	14.3	15.2	16.0
粗及中級之沙	5.8	6.0	6.3	7.5	9.0	10.0	11.5	12.5
細礫	4.0	5.0	5.3	6.4	8.0	9.0	10.0	10.8

1吋=2.54 厘米

灌溉田地之水，如自地面以下用管輸入，則將循上述之速率，分佈於地下水水位以上之土壤內。如灌溉水係用明溝灌在田地之表面，則與水首先接觸之土壤先被浸透，乃由毛細管及重力之作用，並由土壤中坼裂，根穴及蟲穴之助向下方及四周散佈。此項行動自以粗粒土壤較粘重土壤為迅速。土壤中所保持之水量以毛細管水上限為最高額。

在灌溉水潤濕地面以後，蒸發立即發生，於是近於地面之土壤即被奪去水分以致含水量低於毛細管水之上限。但閱時未久，下方之毛細管水即上升而補其缺額。職是之故，毛細管水達到上限之地

帶逐漸下降。故在乾旱之田地內施行灌溉以後，土壤中必有一段地帶，其含水量適達毛細管水之上限，自此地帶向上，與自此地帶向下，含水量均較少。苟於灌溉之後，水量向下輸運，適及作物之根杪而不再下注，則可謂達到盡量利用灌溉水之理想目的。苟灌水較少則水量所達到者不及作物之根杪，水量較多則將越過根杪，再向下注以達地下水位。前者不能應付作物之需要，而後者則使一部分之水量不能為作物所吸收而歸於廢棄，皆非折衷之道也。

過多之雨水及灌溉水降達地下水位以後，即與地內蘊藏之地下水合成一體。苟有排水溝渠，則此多餘之水即由溝渠中排出。否則勢必將地下水位稍形提高。

8. 作物之需水率 作物生活時本體中最多之成分為水，故水為作物食料中之最重要者。且除此以外，土壤中所供給之一切食料均需倚賴水之輸運始能達到作物之根部而為所吸收，並傳佈至作物本體之各部分以供其消化。職是之故，水為作物生存所不可稍缺。

表3 作物每磅乾質所需水量表(磅)

作物試驗者	勞斯(7)與 吉爾伯(8)	黑爾里格 爾(9)	窩爾尼 (10)	金(11)	維特索 (12)	平均
麥	225	359			1006	530
燕麥		402	665	557		541
大麥	262	310	774	393		435
豌豆	235	292	479	447		363
紅色車軸草	249	330		453		344
玉蜀黍			233	272	387	297
馬鈴薯				423	1440	931
大豆	214	262				238
蕎麥		371	664			518
糖蘿蔔					662	662
苜蓿					970	970
平均						530

1 磅=0.45 仟克。又據日本西ヶ原農事試驗場之試驗知早稻一磅須水 392 磅；中稻 347 磅；晚稻 395 磅。

迨水在作物本體中完成其使命後，則由葉片發散而返歸大氣之中。

作物造成纖維質一磅所需之水量隨作物之種類與養料之不同而異。據試驗之結果可列成表 3。

表 3 中之作物需水率為作物發育時由根部吸收溶解肥料之水量用以滋養枝幹，開花結實，卒由葉面蒸發。據試驗所知，植物之吸水與蒸發，並不因地中水分之降低而減小。除非水分減至萎謝點，不能維持其蒸發為止。麥最能耐旱，雖適於吸收之水量被蒸發殆盡，尚可支持其蒸發而不槁。果木樹之蒸發則隨氣溫及葉面大小而異，與其可供之水量關係尚小。其他穀類之吸水量隨土壤中水量之減少而減少，但其收穫之量亦將隨之減降。

植物吸水量因葉面之增大而亦隨之增加。據庫塞爾巴赫<sup>(13)</sup>在美國尼布拉斯卡州之試驗，謂作物初生葉時，蒸發漸增，及全盛時達最高點。在此最盛時約四五週，蒸發量可等於全生長期內蒸發量之半。及至將成熟期，則蒸發量驟形降低。在五穀蒸發最盛之十日中，其量達全部吸水量之四分之一。

各植物所吸取之水量，不因土質之肥厚與澆薄而異。其收穫量非與其吸水量成正比例，蓋相關之因素不僅水分一項而已。

9. 作物之根部 作物之根為攝取及輸送養料之器官，其入土之深，散佈之廣，常因作物之種類，土質之鬆實肥瘠，以及地下水之高低而異。在何處土中所含水分適合植物之吸水，則該處根鬚最發達。但地下水若太近地面，則足以促令根部橫向發展而無深根之

表 4 作物根幹之長度與重量

作物	最深根(米)	幹枝之重量 (克)	根部之重量 (克)	根與幹之 重量比率
麥	1.86	31.4	2.9	10.8
大麥	1.77	27.8	2.1	13.5
燕麥	2.32	45.4	4.1	11.1

麥穀高粱之類根部大都散播於表土 60 厘米深度以內，黃豆棉花等則超過 60 厘米。

存在。故須排水以增深根部之領域。作物之根所以能深達地下者，以尋找較充分之水源與養料耳。

大抵肥土沃壤，作物之根深而廣。普通植物根部之長度與地面上部分之比約為 1:15。據舒爾<sup>(14)</sup>最在 1906 年之研究得結果如表 4。

10. 灌溉水量過多之害 灌溉水量不足則不敷作物之需要，自為人所易知，但灌溉水量過多，亦足致害於作物。蓋灌溉水量過多，使地下水位升高，如地下水位侵入作物根部地帶之內，則根部所接觸之土壤，全為水所浸透，無些微空氣之存在。微菌既須空氣以生存。至是乃亦全部死滅以致作物之養料無由造成。此種現象名為土壤之沉死，恒發現於蓄水庫下游及河渠兩岸之低地為滲漏之結果。

再地下水位過高則作物為保持其生命起見勢必將其根部儘量發展於地下水位以上之局部地帶，其範圍既小，則作物自難茂盛。

地下水位升高以後，因蒸發之作用使地中所含之鹼性鹽類沉積於地面與根部地帶中。為量過多，以致作物不能生長。鹼類中為害最烈者為碳酸鈉  $\text{Na}_2\text{CO}_3$ ，有腐蝕性，如與有機物相混，則現赭色，名為黑鹼類。其次為食鹽  $\text{NaCl}$  與硫酸鈉  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ 。足以為害作物

表 5 每英畝作物之收穫量表

灌溉水量 (吋)	麥 蒲式耳	玉蜀黍 蒲式耳	苜蓿 磅	提摩太草 (牛草)磅	馬茅 磅	燕麥 蒲式耳	馬鈴薯 蒲式耳	各種 噸
5	37.8	...	9,200	...	2,526	62.3	154	13.8
7.5	41.5	79.1	...	3,982	...	...	182	...
10	43.5	89.5	9,884	...	2,829	54.8	195	18.6
15	45.7	93.9	7,546	3,844	2,685	71.5	227	19.5
20	...	91.6	4,097	...	...	80.7	267	21.3
25	46.5	99.2	9,354	...	...	...	...	...
30	48.0	97.1	8,840	6,054	...	...	244	20.8
40	...	...	...	...	4,042	79.1	250	...
50	49.4	96.0	10,813	...	...	...	...	24.5
60	...	...	...	8,405	5,270	...	304	...
100	...	...	...	2,214	1,192	...	...	...

[註] 每英畝 100 美蒲式耳 = 每市畝 5.8 市石

每英畝 10,000 磅 = 每市畝 1494 市斤

灌溉水量 1 吋 = 25.40 毫米



之量因作物之耐鹼性而異，無一定之規律可循。大略言之則如次：

碳酸鈉 0.1%      食鹽 0.5%      硫酸鈉 1.0%

11. 灌溉水量與作物收穫之關係 美國依塔州試驗場曾就各種作物灌溉不同之水量以覘其收穫量之多寡，其結果列如表 5。

就表 5 而觀可知灌溉水量超過一定量之後，不僅不能增加收穫量，反足使之減少甚巨。且水量增多後足使收穫物之蛋白質或氮化合物大為減少，以致減低其充作食糧之效用。穀實將較鬆軟，而稻草之類反將增多。苜蓿及其他牧草之類，則於灌溉水量過多時，足使木質增加，減却飼料之營養價值。馬鈴薯與糖蘿蔔之灌溉水量過多時，則含水量與木質均隨以增加。加多量之水於棉花則為害甚著。表 6 示在各種灌溉水量(以深度計)時，每畝呎水量所造成之收穫量，觀此益可明瞭灌溉水量愈多，則效率愈小。

表 6 每畝呎水量所造成之收穫量

灌溉水量 吋	麥 蒲式耳	玉蜀黍 蒲式耳	馬鈴薯 蒲式耳	糖蘿蔔 噸	苜蓿 磅	胡蘿蔔 噸
5	7.6		31	2.8	...	...
7.5	6.4	6.1	24	...	...	2.2
10	4.3	5.8	20	1.9	988	...
15	3.0	4.6	15	1.3	503	1.6
20	...	3.6	13	1.1	455	...
25	1.9	3.2	...	...	374	0.9
30	...	2.7	8	0.7	295	...
40	1.3	...	6	...	...	0.8
50	1.0	1.4	...	0.5	216	...
60	...	...	5	...	...	0.6
100	...	...	...	...	...	...

[註] 1 畝呎 = 1233.5 立方米

在乾旱區域恒覺曠地過多而水源過少，故對於此彌可珍惜之水源必須設法使之造成最大之效果。表 7 所列乃用 30 畝呎之水灌溉於 1 至 6 畝之面積而比較其收穫量。在此情形下，足見灌溉少量之水於大面積上其收穫量遠較灌溉多量之水於小面積上為優也。

12. 作物之最佳灌溉水量 對於作物最適宜之灌溉水量乃隨作物發育期內降雨之量與土質而異。由美國農業部試驗之結果知在沙性或粘性壤土中之馬鈴薯灌水 24 吋可得最大之產量，在細

表 7 用 30 呎之水灌溉於不同面積後收穫量之比較

面 積	1 畝	2 畝	3 畝	4 畝	6 畝
麥(蒲式耳)	48	91	100	166	227
玉蜀黍(蒲式耳)	97	188	268	316	...
苜蓿(磅)	8,840	15,092	29,652	...	55,200
拉摩太草(磅)	6,054	7,688	...	15,928	...
馬鈴薯(蒲式耳)	244	454	585	728	924
糖蘿蔔(噸)	20.8	39.0	55.8	...	82.8

[註] 1 畝 = 6.0702 市畝, 1 美蒲式耳 = 3.5238 市斗, 1 磅 = 0.9072 市斤  
沙性或粘性壤母中之糖蘿蔔, 灌水 30 吋可得最大之產量。(閱表 8)

中歐作物在生長期內之需水量如次:

穀 類 生長期 120~150 日 需水量 150~300 毫米

牧草類 生長期 180~210 日 需水量 350~500 毫米

表 8 美國各種作物需水量(呎)一覽表

作 物	土 質	最大需水量	最小需水量	經濟需水量
苜 蓿	墟 母	4.0	1.5	2.5
	沙 土	10.0	4.0	6.0
穀 類	墟 母	3.0	1.0	1.5
	沙 土	5.0	1.5	2.5
馬 鈴 薯	墟 母	3.0	1.0	1.5
	沙 土	5.0	1.5	2.5
糖 蘿 蔔	墟 母	3.0	0.5	1.2
	沙 土	5.0	1.2	2.0
落葉果樹	墟 母	2.0	0.7	1.0
	沙 土	4.0	1.5	2.0
柑 橘	墟 母	3.0	1.2	1.7
	沙 土	5.0	2.0	3.0

[註] 1 呎 = 0.3048 米

(15)

13. 作物之灌溉時期 巴克在美國南愛達荷州 100 處以上墟母農田測驗之結果, 知在作物生長期內最合宜之水量分配率如次:

四月	1%	七月	33%
五月	19%	八月	17%
六月	28%	九月上半月	2%
共計		100%	

據巴克之意見，在天氣較暖之處四九兩月之百分數可以較多，而將餘數月之百分數略減。

洛惠渠工程計畫擬製時根據陝西省灌溉之經驗，規定各月灌溉水量之分配如表 8a。

表 8a 洛惠渠灌溉需水量表(厘米)

月 份	節 氣	小 麥	高 粱	棉 花
一 月	小寒,大寒	—	—	—
二 月	立春,雨水	—	—	—
三 月	驚蟄,春分	10	—	—
四 月	清明,穀雨	—	10	10
五 月	立夏,小滿	—	—	10
六 月	芒種,夏至	8	10	—
七 月	小暑,大暑	10	10	—
八 月	立秋,處暑	10	10	—
九 月	白露,秋分	10	—	10
十 月	寒露,霜降	—	—	—
十一 月	立冬,小雪	—	—	10
十二 月	大雪,冬至	—	—	—

<sup>(10)</sup>弗爾忒曼在德國中級重壤母土中試驗各種作物在生長期內之需水量百分數如表 9。

14. 吾國黃土地之作物需水量 張炯民國二十四年發表研究之結果如次：陝省連年苦旱，近次第舉辦大規模之灌溉工程，其需水量計算，雖係約估，但尚合實用。作者為伊洛渠道設計時，亦曾作最經濟之淨需水量估計，為數亦不過大。茲將作者在豫西調查所得結果而研究之，以示一般。豫省西境山原區域，常年苦旱，農民鑿井灌田所在皆是，引水之難不下於抱甕，故其用水，特別經濟，小心冀

表 9 德國作物各月需水量之百分數

作 物	四月	五月	六月	七月	八月	九月
冬季穀類	13	22	19	22	12	12
燕麥	12	20	20	22	12	14
大麥	11	21	18	21	11	18
馬鈴薯糖蘿蔔	12	16	16	25	20	11
平均	12	20	18	22	14	14
草原	16	20	16	21	16	11
牧草	13	16	15	20	20	16
平均	15	18	15	20	18	14
葡萄	13	23	14	20	17	13
菜圃	11	21	18	21	11	18

翼，點滴皆用之於作物。在其未灌之先，將麥田格分爲寬 2 米長 10 米之小段，用人力或畜力引井水灌之。每次灌深約 9 厘米，視雨水之多寡以定灌溉之次數，大約自 4 次至 6 次，故實際每畝用水總量約 240~360 立方米。此係鄭洛一帶用水淨數，其產量每畝自 100 斤至 350 斤不等。通常水量無缺之麥田，產額皆可達 300 斤（涇惠渠麥田之生產量亦達此數）。今即以此每畝 300 斤爲準，按照美國蒙塔拿農業試驗場在 1913~15 年試驗所得結果，每磅乾麥子所需水 1514 磅（包括葉面及地面蒸發而無其他損失）爲比例計之：

$$1514 \times \frac{300}{.75 \times 2.2} = 276,000 \text{ 仟克即 } 276 \text{ 立方米。}$$

由此種數字觀之，中美兩國麥作需水量無甚相差。以此例之，在我國各種作物需水量未有試驗結果以前，可按照各地雨量情形，以計算需水量也。

15. 稻之需水量 水稻與別種作物略異，即其生育期內地面必須常爲水所淹蓋，故可視爲半水生植物。職是之故，種植水稻，必須爲不易漏水之水田。國立中山大學農科學院有水稻灌溉之調查報告出版，撮錄大要於本段。

調查範圍以廣州東莞白及竹粘二種稻禾爲限。土質爲細沙質壤母，保水能力頗強，滲漏作用甚小。耕種係用普通方法，即於冬期耕起土塊，於插秧前潑水攪拌而細碎之。次每畝施花生麵粉 70 斤，於是插秧。每科計秧苗五株，科距七寸，蓄水高度約 30 毫米。至三週後，擇晴天排去積水，每畝施蠔灰 60 斤，於是中耕除草。此後蓄水高度約爲 150 毫米。至開花成熟後，分別刈取脫粒曬乾而秤量之，插秧日期大概早造（東莞白）爲五月五日前後，晚造（竹粘）爲八月五日前後。早造之生長成熟時間約爲 85 日，竹粘爲 90 日。試驗之三年平均結果如次：

(a)全部灌溉水量 早造 496.94 毫米；晚造 521.18 毫米：平均每週用水量，早造爲 45.18 毫米，晚造 47.38 毫米。

(b)各週中之需水量 早造以插秧後二週間爲最少，孕穗期（第七週）爲最多，用水 63.39 毫米；晚造以插秧後第一週爲最少，孕穗前二週（第六週）稍多，出穗期（第九週）以後爲最多計 69.05 毫米。

(c)蒸發及滲漏 葉面蒸發量與各週期之用水量情形略同。早造之科間蒸發亦然，惟最後之二週劇減。晚造則科間蒸發適與葉面蒸發相反。滲漏則早造較少晚造較多，而以晚造後期乾旱時尤甚。

(d)收穫量與用水量之關係 每克之收穫物所需葉面蒸發水量早造爲 219.68 克，晚造爲 157.37 克。

(e)雨水灌溉比率 三年中所需人工灌溉早造平均 16%，晚造 47%。可知雨水之不敷灌溉以晚造爲多。

(f)整田用水量 假定插秧前十五日爲整田期，則就八年平均結果，除降雨外，早造缺少 60 毫米，晚造缺少 20 毫米。

(g)用水量與雨量比較 假定整田用水爲 130 毫米，則整田與灌溉用水總計，早造爲 626.94 毫米，晚造爲 789.28 毫米，總計爲 1416.22 毫米。就八年間同期雨量計之，平均不過 1220 毫米，其中最少者僅及 933 毫米，在稻作期間雨量之不足可知矣。惟年雨量平均爲 1624 毫米，最少爲 1308 毫米。其分配情形在稻作期間平均爲 75%，其餘 25%，則在二三四各月，足供整田及貯水池塘之用。

又據模範灌溉管理局民國23年在江蘇吳江龐山湖民國24年續在龐山湖及安徽臨淮關鳳懷場試驗之結果列表如表10至表12。

表10 龐山場民國23年中熟秈稻灌溉水量試驗結果(毫米)

週次	日期	葉面蒸發	田面蒸發	滲漏量	灌溉全量	人工灌溉水量	有效雨量
1	6, 8-14	2.45	14.74	8.76	25.95	17.75	8.20
2	15-21	1.86	24.34	15.69	41.89	38.89	3.00
3	22-28	1.49	42.41	16.92	60.82	57.32	3.60
4	29-7,5	37.96	38.71	22.87	99.54	99.54	...
5	7, 6-12	56.53	25.00	40.46	121.99	121.99	...
6	13-19	52.78	13.67	25.26	91.71	90.71	1.00
7	20-26	44.43	14.93	12.31	71.67	47.27	24.40
8	27-8,2	62.46	6.21	12.40	81.07	80.37	0.70
9	8, 3-9	53.35	5.07	12.94	71.36	69.06	2.30
10	10-16	66.40	31.04	24.92	122.36	105.36	17.00
11	17-23	53.16	38.78	26.96	118.90	118.90	...
合計	77天	432.87	254.90	219.49	907.26	847.16	60.20
比數		47.70	28.10	24.20	100.00	93.37	6.63

表11 龐山場民國24年中熟秈稻灌溉水量試驗結果(毫米)

週次	日期	葉面蒸發	田面蒸發	滲漏量	灌溉全量	人工灌溉水量	有效雨量
1	6, 1-7	4.41	31.13	24.30	59.84	45.84	14.00
2	8-14	9.19	26.85	28.41	64.45	64.45	...
3	15-21	15.46	33.86	60.08	109.40	78.10	31.30
4	22-28	21.78	16.65	23.55	61.98	9.88	52.10
5	29-7,5	20.36	16.13	20.31	56.80	2.60	54.20
6	7, 6-12	36.49	7.00	29.78	73.27	73.27	...
7	13-19	65.98	11.80	25.34	103.12	94.32	8.80
8	20-26	51.77	10.09	22.36	84.22	39.42	44.80
9	27-8,2	58.85	4.98	28.58	92.41	89.81	2.60
10	8, 3-9	44.56	10.74	58.17	113.47	102.47	11.00
11	10-16	26.28	9.22	62.89	98.39	19.39	79.00
合計	77天	355.13	178.45	393.77	917.35	619.55	297.80
比數		38.71	19.45	41.84	100.00	67.53	32.47

日本稻作之需水量 據西ヶ原農事試驗場在1898年調查,知稻作期內蒸發水量,早稻為199毫米,中稻為224毫米,晚稻為234毫米;同時在東京蒸發計上測得之蒸發量為400,475,520;其比率

表 12 鳳懷場民國 24 年中熟秈稻灌溉水量試驗結果(毫米)

週次	日期	葉面蒸發	田面蒸發	滲漏量	灌溉全量	人工灌溉水量	有效雨量
1	6, 6-12	2.3	63.3	22.9	88.5	88.5	...
2	13-19	3.5	33.1	14.5	51.1	...	53.9
3	20-26	9.7	37.0	16.8	63.5	41.3	19.4
4	27-7, 3	35.4	41.3	18.7	95.4	88.9	6.5
5	7, 4-10	52.5	37.9	22.8	113.2	57.2	56.0
6	11-17	75.1	43.1	29.9	148.1	101.1	45.0
7	18-24	78.2	25.9	30.1	134.2	48.2	86.0
8	25-31	168.6	50.6	46.1	265.3	265.3	...
9	8, 1-7	164.5	47.6	17.6	229.7	218.7	11.0
10	8-14	139.2	35.1	7.4	181.7	179.7	2.0
11	15-21	110.6	29.1	11.9	151.6	12.1	139.5
12	22-28	117.6	26.4	42.2	186.2	185.2	1.0
合計		957.2	470.4	280.9	1703.5	1288.2	420.3
比數		56.0	27.6	16.4	100.0	75.34	24.66

爲 0.5, 0.42, 0.4。此蓋因稻葉茂盛時科間之水面蒸發, 受枝葉之阻礙而減少也。此處所云早稻, 生育期爲 90 日, 中稻爲 120, 晚稻爲 140 日。葉面蒸發量(毫米)之試驗結果如表 13。

表 13 稻作之葉面蒸發量(毫米)

	早 稻	中 稻	晚 稻
第一 年	177.3	307.4	299.4
第二 年	193.7	208.7	256.8
第三 年	502.5	407.1	527.5

在生育期內水面及葉面蒸發量之變化如表 14。

16. 我國之稻作時期 我國中部及南部各省多種稻, 有早晚二季均種稻者, 亦有夏稻而冬麥者。茲將稻作栽培期間示於圖 2。

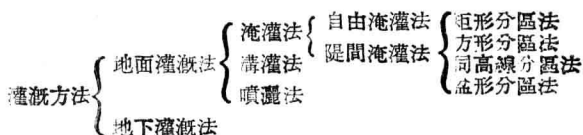
17. 水之灌溉率 灌溉於田地之水量隨估計之地點而異, 以上所論者均指進入田地處而言。稱爲淨需水量。反之如估計地點係在水源, 則因渠道中尚有滲漏與蒸發, 故所需水量必加多。例如洛惠渠估計需水量時, 係按淨需水量增加 30%, 即以此故。此項需





## 第二章 灌溉之方法

18. 灌溉之方法 灌水於田地之方法可分類如次：



自由淹灌法恒為開始墾闢時所採用，迨經濟上認為合算時乃改取各種隄間淹灌法。溝灌法適用於菓林與成條播種之作物。噴灑法之應用祇以價值昂貴之農產品為限。

19. 自由淹灌法 自由淹灌法係自田溝中分出一薄層之水量，淹灌於地面之上，其佈置如圖 3 與 4。在施行此法之地面上宜有相當之坡度。灌溉以前須將地面隆起處切除而填充於低窪處，造成比較整齊之表面。如坡斜之地本甚整齊，則鋪平工作，可以大省。由給水溝分出若干略近平行之田溝。

圖 3 所示之給水溝係取較陡之坡度，而田溝之坡度則較緩；圖 4 之情形則適與圖 3 相反。用阻水之版或用泥土將田溝阻塞，水面即壅高而自溝岸溢出流注於田地中。農夫立於田中用耙鏟之類酌量將泥土挖鬆，以引導水流，使遍溉各處。一片灌竣，則開通溝中堵塞之處，再於別處堵塞，仍仿是法而為之。

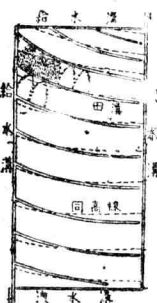


圖 3

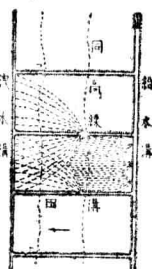


圖 4

應用此法最適宜之坡度為 2.5~4%，惟地面整理良好而土質較密者雖有 1~1.5% 之坡度亦屬適宜。蓋土壤愈易滲漏，則地面之坡度應愈峻，否則流瀉過緩不及田地之彼端，而水量已滲漏無餘

矣。自另一方面言，坡度亦不可過陡，以免為水流所嚙刷，衝去良好之土壤。

給水溝之橫截面恒作梯形。田溝及由給水溝分出之配水溝則恒略取矩形之截面。配水溝寬凡 1.2~1.8 呎，深 0.6~1.0 呎，愈至下游，所載水量愈少，則橫截面可隨以減小。田溝深約 4 吋，寬約 4~6 吋。田溝之距離隨土質而定，美國西部所取距離為自 30 至 200 呎不等，普通在 75~125 呎間。沙土宜較密，粘土可較疏。

20. 隄間淹灌法 此法較自由灌溉法為進步，係將地面先用小隄界劃為較小之面積，然後灌水其中。界畫地面之小隄闊約 3~10 呎，高約 9~15 吋。最普通者高為 12 吋，壓實為 9~10 吋，闊凡 6~8 呎。用小隄將地面分成矩形者名為矩形分區法，如圖 5。矩形各

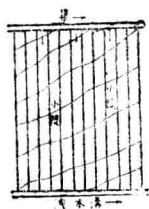


圖 5

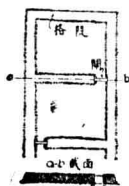


圖 6

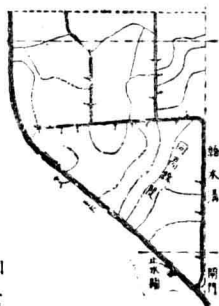


圖 7

區再用格隄分成正方形者曰方形分區法，如圖 6。小隄循同高線而設置者曰同高線分區法如圖 7。在每一菓樹四周築一小隄者曰盆形分區法，如圖 8。

矩形分區法每區之寬度少者祇 30 呎，多者達 100 呎，長自 150 呎至 2640 呎不等，隨灌溉水量與土質而異。最普通者寬 30~60 呎，

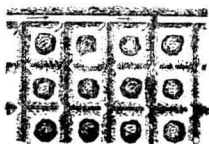


圖 8

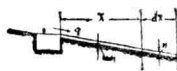


圖 9

長 300~880 呎。同高線分區法每區面積約 0.5~10 畝，而以 .75~1.5 畝最為普通。

21. 淹灌法所需之灌溉水量 命  $q$  為單位時間內由地溝單位長度中漫溢入田之水量(閱圖9);自開始漫溢之時起至流達田之下側之時止所經之時間為  $t_r$ ;其餘水流在田面流行之時間為  $t_f$ ;加水於田面之總時間為  $T$ 。於是  $T = t_r + t_f$ 。

如所加之水量能勻鋪於田地之全面,其深為  $h$ , 田面之長為  $b$ , 每單位時間所加之水量為  $q$ , 則  $qT = bh$

命  $h'$  為滲漏入土之水量以深度計,其值與灌溉總時間  $T$  成正比,故

$$h' = \mu T$$

$\mu$  之值隨土壤而異,在壩中約為每秒 0.001~0.005 毫米,在沙中為每秒 0.01~0.03 毫米,以在實地測定者為可恃。

在短時間  $dt$  之內,每單位寬度田面所加之水量為  $qdt$ 。在此量中,當最前線之水流與地溝相距  $x$  時,滲入土壤中之水量為  $\mu \cdot dt \cdot x$  而所餘之水量則須繼續潤澤  $dx$  長度之田面。若所餘水量之深度為  $H$ , 則其量為  $Hdx$ 。因得下式:

$$qdt = \mu \cdot dt \cdot x + Hdx$$

由此得

$$dt = \frac{Hdx}{q - \mu x}$$

在  $x=0$  與  $b$  間積分結果,得

$$t_r = \frac{H}{\mu} \log_e \frac{q}{q - \mu b}$$

因

$$\frac{q}{q - \mu b} = \frac{qT}{qT - b\mu T} = \frac{bh}{bh - bh'} = \frac{h}{h - h'}$$

若令  $h/h' = \beta$ , 則

$$t_r = \frac{H}{\mu} \log_e \frac{\beta}{\beta - 1}$$

為計算便利起見,將  $\beta$  為各種數值時  $\log_e \frac{\beta}{\beta - 1}$  之值列表如下:

$\beta$	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
$\log_e \frac{\beta}{\beta - 1}$	$\infty$	2.4	1.8	1.5	1.2	1.1	0.7	0.4	0.29	0.22	0.18

地面整理之狀況愈劣，則  $H$  值愈大。在整理完善之坡度上， $H$  之值可定為  $0.01 \sim 0.02$  米。

用水最能盡其利益者，必須使水量流至灌溉面積之盡頭時，適已用罄，而涓滴不留是也，換言之即全部水量為土壤所吸收或  $\beta = 1$ 。但在實際上，因滲漏率之設定，不能十分準確，故  $\beta$  之值不可小於 1.5 或 2.0。加肥灌溉之  $\beta$  值恒假定為 5~6。

經過  $t_r$  時間後，第一線之水流已抵灌溉面積之下側，而在其餘  $t_f$  時間內續加之水，即佈滿全面積。但  $h' = \mu t_f$  故

$$T = t_r + t_f = \frac{H}{\mu} \log_e \frac{\beta}{\beta - 1} + \frac{h'}{\mu}$$

$$\text{今因 } \beta = h'/h = bh'/bh = qT/b\mu T = \frac{q}{b\mu}$$

$$\text{故 } q = \beta b\mu$$

以上各式為腓立特列區<sup>(1)</sup>所導出，應用之可決定淹灌法所需之水量。如以呎磅秒為單位則每畝所須灌溉水量為  $43,530\beta\mu$  秒呎。

實際上闊 50~60 呎長 660 至 1320 呎之矩形區，坡度每哩 1~5 呎，土質為壇母，用水約 1~3 秒呎，灌溉時間約為 20 分鐘。

22. 溝灌法 此法係就地面上每隔若干距離挖一淺溝，灌溉之水量即導入此等溝中，使溝旁土壤得以潤濕。如作物係分列而種，則應用此法，最為便利。溝之長度普通自 330 至 1320 呎。在平常壇母中，溝長不宜超過 600 呎，以 330 呎之長度為最佳；在疏鬆之沙性土壤中不宜超過 330 呎，而以 200 呎為最宜，以免水量滲漏過深，徒遭損失耳。溝之坡度隨地形及土質而定，在普通沙性壇母中以 .25~.5% 為最妥。如土質堅韌不易為水嚙蝕者，則坡度雖至 10% 亦屬無妨也。溝之間距隨作物之種類而定。如為菓樹，則每列之間宜有溝一道或數道。溝深恒為 8 吋，底寬 10 吋面寬 15 吋。如植馬鈴薯，則溝之間距為 36~42 吋，溝為 V 字形。溝底位於地面最高點下 6~12 吋。

23. 波紋地面法 此法乃由溝灌法改變而成，並略參淹灌法之

意義。對於非分列種植之作物而欲用溝灌法者，則以採用此法為最妥。將地面整治為波浪形，兩浪之距離為 2~3 呎，浪溝有輕微之坡度。灌水浪溝中至完全盈滿為止。

24. 噴灑法 各種灌溉法中用水最經濟者首推此法。最簡單之噴灑法為用噴水壺或用軟管及龍頭引水以噴灑之。但在大面積之灌溉區域內，苟用此項簡單方法必甚繁費，乃有專門之噴灑系統出現。水量由總管導送至於欲施灌溉之區域。此項總管為固定設置或活動性質均可。固定水管在冬季可以將水放盡者，宜設在地面下 1.6 呎，否則須埋入冰凍線以下。支管以活動者為多，皆連接於總管之上，而噴灑嘴則連接於支管。抽水機所施之壓力約為每方吋 20~100 磅，隨管道之長度及噴灑所及之距離而定。如噴灑距離為 40 呎則在管嘴方面須有每方吋 28 磅之壓力，如距離為 100 呎，則應增為 36 磅。每年噴灑灌溉須有 3~8 次，每次灌水深度為 1.18~1.58 吋，每次灌溉時間 12~80 分鐘。總管宜用鑄鐵，鋼，鋼筋混凝土為之，亦有應用機製木管者。活動支管可採用鋼管或石綿管。

25. 地下灌溉法 凡加施水量於腹土而不潤濕其表面，或表面雖沾濕而範圍無幾者均名為地底灌溉法。此法又可分為二種，即天然法與人工法。

天然法係就天然水道中臨時築堰，壅高水位，於是兩岸地下水位皆隨之升高。惟此種方法之應用，祇可限於水道兩岸不遠之處。如土壤透水甚易，則水道中所築之堰須用板樁以截斷滲漏，其費用每甚巨。有就地面挖成多數小溝然後壅高天然水道中之水位以引入此等小溝中者。

人工法乃由地內所埋之溝管直接加水於植物托根之地層。最簡單之方法為將總暗溝用活門加以節制藉以升高地下之水位。但在夏季，土壤中含水甚少，雖用此法，亦不足以升高地下水位。斯時惟有加水地面，使其滲入土中，於是將暗溝之活門妥為調節，使地下水位可以隨意升降。且因地下水位之活動，除土壤潮潤外，兼可獲得通氣之效。

26. 給水量之分配 在灌溉季節內，若干日之農田需水量輒達到最高額，非灌溉水源所能應付，故對於各農戶需水量之如何分配，輒由灌溉給水之組織加以通盤籌劃。美國西部若干水利區，恒規定農戶用水須在 1~6 日前書面通知，然後由水利區之管理人盡力於最近期內供給之，亦有訂定輪灌之辦法者。

27. 土地矩化運動 印度各大灌溉系統內大部分之土地均劃成長方形，初以 16 英畝為單位，繼以 4 英畝為單位，最後則以 1 英畝(6.07 市畝)為單位。此種土地之矩化運動不僅經界準確，且渠道整齊，用水可期經濟，收取水費亦甚確定，一切地界水權之爭可以一掃而空。

28. 作物比例 在灌溉系統內如水源不甚豐沛，則必須規定冬禾，夏禾，春禾之種植面積比率，庶供水量不致竭蹶。印度大活動壩系統內，因夏禾如棉花高粱之需水量為每秒呎可灌溉 100 英畝，冬禾如麥豆等之需水量為每秒呎 200 英畝，水稻之需水量為每秒呎 50 英畝，故規定如無水稻之攙雜，則夏禾與冬禾之比為 1:2。以生產物價值論，水稻並不經濟，故歷來種植者則定為特許稻田，此外不得私種。如水稻不多，則減少夏禾或增加冬禾以調劑之，使渠中流量仍可終年如一。如水稻太多，則專設分渠以灌溉之，惟至冬季稻田休耕則閉塞之。

陝西洛惠渠計畫中，每月總幹渠流量自每秒 6 至 15 立方米不等，故規定冬禾田(小麥)佔 50%，春禾田(棉花)佔 30%，夏禾田在夏初佈種者佔 20%，於麥後佈種者佔 20%，(此 20% 即與冬禾田輪種)。

29. 污水灌溉法 在乾旱區域之城市恒因附近無大河巨川，致其污水之處置倍感困難。其解決方法之一為利用污水以灌溉田地。污水中含有氮鉀磷等作物養料，故對於田地利益甚著。在美國西部每畝之田地可供處置 30~150 人所排洩之污水。平均為 80 人。污水會受初步處理者，則在同一之地面上可處理二倍半至四倍人口之污水。據威爾遜<sup>(18)</sup>教授之意見，污水灌溉率(即能溉之面積)不如清水

之廣大，最多祇及後者之三分之一或一半，良以污水中雜質易將土壤之空隙填塞，以致後灌之污水不能為土所吸收而由地面流失耳。

污水灌溉之土壤須甚疏鬆，腹土排水暢利，地下水位在地面下二呎以上，否則須設人工排水系統。將地面整治後劃分為每側 200~400 呎之方區。每區之分界處各開一排水溝，溝之周緣能加以襯砌則尤佳。每區之內用土築一小池，由暗管引來之污水即暫儲池中，靜置逾二十四小時。田地之面乃仿溝灌法之例，每 2~4 呎開挖小溝，污水即由小池引出，使注入小溝中。污水之含有粗大雜質者則須設網篩以隔除之，以免阻塞土壤之空隙。由網篩上收集之物宜曝乾而焚燬之，池底之渣滓則取出而與泥土相混和。小池之上亦有設有蓋板以免臭氣之散佈者。小溝中受有足量污水後，聽其曝乾，乃將溝土爬鬆，混和以待次番之灌溉。亦有將地整治成方形或盆形者，其灌溉法與淹灌法相同。待污水曝乾則翻動土壤，使之充分混和。污水灌溉不可使田地連續受水，否則作物將因肥料過多而枯萎。

30. 渾水之灌溉 含淤之河水豐於養料，故引灌農田利益甚著。法國摩塞爾<sup>(19)</sup>河旁之田地因缺乏肥料而荒廢，後藉河水灌溉時所積淤泥之助，年穫二次之收成。美國加州之卡羅威<sup>(20)</sup>渠水甚渾濁，但其灌溉之田畝較之應用自流井清水所灌溉者，收穫量增多 18%，埃及<sup>(21)</sup>白尼羅之水渾，故其灌溉價值較水清之青尼羅為高。淤泥之肥料價值見次表：

表 15 淤泥之肥料價值(均以每噸呎水中所含磅數計)

河 名	磷	鉀	氮
格蘭德河 <sup>(23)</sup>	31.4	325.5	24.4
鹽河 <sup>(24)</sup>	10.5	26.5	9.00
科羅拉多 <sup>(25)</sup>	2.26~43.56	16.3~444.6	1.03~69.70

## 第三章 渠 道

31. 灌溉制度 由取得灌溉水源之方法而言，灌溉制度可分為

二，一爲重力制，一爲汲水制。介乎其間者爲我國之圩田制。重力制之水源係就河川中建築堰壩，抬高水位，然後引入渠道系統，其水恒較地面爲高，故可藉重力之助自行流入田地。汲水制，則用抽水機器由河川湖泊或井穴汲取水量。如灌溉區域地位甚高則由渠道再度汲水，升至較高之處，卒亦由溝渠引入田間。吾國太湖流域等處之圩田係以湖泊爲蓄水庫，分由多數港汊引水至圩田之旁。田中需水，則用人畜之力或機力將水汲入，若田中積水過多，則復汲出之以儲於港汊中。因湖泊調劑之作用，故港汊之水位起落甚微，而港汊並兼具灌溉渠道與排水渠道之作用。

重力制與汲水制之區別既僅在取得水源方法上之相異，故敘述灌溉系統，即以重力制爲其代表。

32. 渠道之系統 引取水源之渠謂之總幹渠，此段總幹渠之目的專在導引水源以達灌溉區域。及既抵灌溉區域之內，則可按灌溉區域之地形由總幹渠分出若干幹渠，由幹渠再區分爲支渠，由支渠再分爲給水溝與田溝以輸運水量普遍達於全區域之田面。

33. 灌溉系統內各段渠道之設計 在灌溉系統之內，渠道因所賦使命之不同故其設計之方法並不相同。總幹渠輒沿山側而築，故其所取截面宜以流水暢利爲目的，以期減省土石挖掘工程。如用流水最暢利之截面，則土石工數量雖較少，但以過深之故而土石工之單價將因以增加，亦屬得不償失。且水深過巨，則滲漏較多，潰決之危險亦加甚。如何權衡得宜，則全恃設計者之才能與經驗矣。支渠與給水溝每建築於較平行之地中，故所取截面恒使挖出之土適敷築隄之所需。又爲使渠水位常較地面爲高起見，亦有使挖土較少而填土較多者。

支渠與配水溝等坡度恒甚平坦，故其截面須加意配置，使其流速不致過緩而起淤積及滋生水草之患。如坡度並不甚平坦，則須加建欄工或設法減小其流速以免發生冲刷。

34. 渠道之路線 渠道中水流速度比較甚緩，故其路線之規畫無須嚴格若鐵路工程。路線之循同高線而進者，土石工之挖填可期



大略相等，故每一單位長度之建築費常最節省，但如地形複雜起伏靡定，則此種路綫反使長度大增，曲線連續不絕，故非善策。位於曲線上之渠道，最大流速恒偏向外側，故渠岸有被冲刷之傾向。因之在繞出嶺角處之渠道宜稍向內移，使全部渠身適在挖掘之土石內，以免潰決之患。在曲線上之渠底亦可仿鐵路之例作成超高度，使最大流速線稍向內移，凡容易發生危險之曲線外岸坡宜設護岸工事。普通壩埽土壤中之曲線渠道有一安全公式如次：

$$R = V^2 / \sqrt{A} + 40$$

式中  $R$  = 渠道中線之容許最小半徑，以呎計；

$V$  = 平均流速，以每秒呎計；

$A$  = 渠道截面積，以平方呎計。

此項規律僅指俯坡方向之曲線而言，如在仰坡方向則曲線半徑尙可減短。

此外威爾遜<sup>(18)</sup>曾建議大渠道而流速平常者，其最小曲線半徑宜較底寬 3~5 倍為大。福爾蒂爾<sup>(26)</sup>建議最小曲線半徑宜為 100 呎。紐威爾<sup>(27)</sup>與墨非<sup>(28)</sup>主張最小曲線半徑為底寬之 2.5 倍。俾沙普<sup>(29)</sup>之規定較詳：即額量少於每秒 400 立方呎之渠道，其最小曲線半徑宜為底寬之十倍；額量為 900~1,500 立方呎宜為 12 倍。

加拿大太平洋鐵路所辦包河<sup>(30)</sup>灌溉系統範圍達三百萬英畝為北美最大之灌溉工程。所定支渠之最小曲線半徑為水深之 15~30 倍（該處支渠之水深為 4.5~8 呎），給水溝之最小曲線半徑為水深之 6~8 倍，但以 10 呎為最少數。該處渠水之速度約為每秒 2.5 呎，最速不逾每秒 3 呎。此項規律係以水深為主，似較合理，以冲刷作用非與底寬相關也。總之關於最小之曲線半徑，人異其說，並無公認之規律，良以土質各殊，安全之關係迥異，故祇有就每一系統設定一種規律而已。

35. 渠道之縱坡度 渠之最大縱坡度一般採用次之規定：

土質	細微土	腐植土	沙土	礫土	重黏土
坡度	$\frac{1}{6000}$	$\frac{1}{1000}$	$\frac{1}{500}$	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{150}$

又縱坡度通例如次：

幹渠  $\frac{1}{3000} \sim \frac{1}{5000}$  支渠  $\frac{1}{1000} \sim \frac{1}{3000}$  給水溝  $\frac{1}{300} \sim \frac{1}{1000}$

36. 渠道之額量 欲定渠道應載之流量須先明瞭下列三事：

(1) 渠道所服務之地面積，(2) 水之灌溉率，(3) 預期之滲漏損失，三者既定，則渠道應有之額量可以次式計算之：

$$C = \frac{ad}{29.7} \div \left(1 - \frac{p}{100}\right)$$

其中  $C$  = 所需之額量，以每秒立方呎計；

$a$  = 灌溉面積以英畝計；

$d$  = 在需水最旺之15日內田地應灌之水量平均深度，以呎計；

$p$  = 滲漏損失，(蒸發附入)以流量之百分數計。

例： $a = 10,000$  英畝， $d = .3$  呎， $p = 20$ ，則  $C = 126.26$  每秒立方呎。

支渠之額量雖亦隨服務面積之增加而增加，但其增加率並非常數。蓋服務之面積愈小，則全面積上同時用水之機會增多，故所須之額量較巨。支渠之最小額量不宜少於每秒10立方呎，蓋每戶灌溉者如欲用水經濟，以每秒10立方呎水量為極小額也。關於支渠之額量有一經驗公式如次： $C = \sqrt{a}$

如水中含淤甚多而容易沉積於渠中，則宜估計灌溉季內因以減縮之額量而加入於以上算得之數內。

37. 渠道截面之設計 渠道之截面普通恒取梯形。茲將設計截面之普通規定條述如下：

(1) 岸坡 渠道兩側岸坡之最大許可坡度因土質而定，如次表：

土 質	最大岸坡
黏土	1:1至1:2
壩埤	1:1至1:3
砂土	1:2
礫及小圓石	1:1.75
岩石性之土壤與粗礫	1:1.5
岩石	1:0

(2)岸頂寬度 如岸頂兼充道路之用，則其寬度應以交通上之需要而決定之。例如祇供巡溝車往來者則 6~8 呎已足，普通單車道為 10 呎；通行牲口車者為 12~14 呎，如無交通上之需要則小渠之岸頂寬度最小可僅 2 呎，大渠之岸頂寬度最大以 10 呎為限。亦有令渠頂寬度與渠底寬度大略相等者。

(3)岸頂出水高度 平常均規定小渠之岸頂出水高度最少為 1 呎，大渠最多為 3 呎。若將水深之三分之一作為岸頂出水高度即可落入上述範圍之內矣。此處所云出水高度之水位係指渠中最高水位而言，故對於閘門驟閉時與大雨時之水位均須顧及之也。在風急流湧之渠中，則在曲線外側之岸頂出水高度宜稍增加。

(4)戽臺 戽臺之設不外下列各處：其一為平地中所建之渠，其渠身半由挖成，半由填成，故恒將填土部分稍移向外，留出實土以充戽臺，同時增加渠之截面積；其二，渠身挖入地中深處，則恒在渠水位上方留一戽臺以供巡線員之往來，與修理時工夫之駐足，此戽臺之出水高度應與上述之岸頂出水高度相等；其三，渠身完全挖成者，則於原地面與廢土堆間留一戽臺。為第一目的而增之戽臺流

表 16 渠道之最大許可流速表

土 質	平均流速以呎/秒計
極輕而純之沙，有流沙性質	0.75~1.00
極輕而鬆散之沙	1.00~1.50
粗沙或輕沙性土壤	1.50~2.00
普通沙性土壤	2.00~2.50
沙性壩母	2.50~2.75
普通壩母，淤積土，火山灰土	2.75~3.00
堅壩母，粘土壩母	3.00~3.75
硬粘性土壤，平常礫土	4.00~5.00
粗礫，圓石	5.00~6.00
礫岩，凝結之礫，軟板岩，堅礫土，軟成層岩	6.00~8.00
堅石	10.00~15.00
混凝土	15.00~20.00

弊甚多，故為一般工程師所不取。

38. 渠道之最大流速 渠道之無襯工者，最大之平均流速須以土壤所能忍受者為極限，茲列如表 16。

39. 渠道之最小流速 渠道中應有之最小流速在乎使水中所挾之浮游淤泥可以運抵田中而勿沉澱於渠道之內，並使水草無由滋生。派克所著“*The Control of Water*”書中載有規律如下：

$$(1) \text{ 渾水中含有細淤泥平均粒徑約 } 0.01 \text{ 吋 } v > 1.05 \sqrt{d}$$

$$(2) \text{ 渾水中含有粗沙，平均粒徑約 } 0.04 \text{ 吋 } v > 2.2d^{0.33}$$

$$(3) \text{ 渾水中含有粗礫大小與大豆相同 } v > 2.5d^{0.25}$$

$$(4) \text{ 水底有移動之石礫， } v > 5d^{0.25}$$

其中  $d$  為水之深度，以呎計； $v$  為平均流速以呎/秒計。但據派克聲明除 1, 2 外試驗資料均甚稀少，故不足為據。

威爾科克斯稱在埃及與印度對於此問題曾作廣博之研究，如欲免沉澱，則渠道內之流速應自 2.30 至 3.30 呎/秒。

肯內提謂渠道為防免淤積所須之平均流速(名為臨界流速)與深度有關係，其關係如次： $V_0 = Cd^m$

其中  $V_0$  為臨界流速，以呎/秒計， $d$  為渠水深度，以呎計， $m$  為指數， $C$  為係數隨淤泥之性質而異。對於旁遮普之沙質則其式為  $v = 0.548d^{0.61}$ 。若為輕沙質之淤泥， $C = 0.82$ ；較粗之輕沙質淤泥  $C = 0.90$ ；沙質壩埧  $C = 0.99$ ；粗淤泥  $C = 1.07$ 。

肯內提公式之由來如次。假定：

(1) 浮游於水中之淤泥量與渠底寬  $b$  上橫向水流之向上力成正比。此橫向水流之向上力與流速之平方成正比，故浮游於水中之淤泥量可以  $C_1 b V^2$  表示之，其中  $C_1$  為一常數。

(2) 若渠道之流速為  $V$ ，則渠道所輸運之淤泥量為  $C_1 b V^3$ 。

(3) 小量之較粗淤泥僅沿渠底而滾動，其速度為  $V$ ，故總量為  $C_2 b V$ ，其中  $C_2$  為一常數。

(4) 若將渠底滾動之淤泥計入浮游之部分中，則總量為  $K b V^n$ ，其中  $K$  為常數， $n$  略小於 3 或約為 2.5。

今命  $V_0$  = 臨界流速,  $D$  = 相當於  $V_0$  時之流量,  $p$  = 臨界流速時水中所輸運之淤泥量百分數,  $b$  = 渠底之寬,  $d$  = 渠深。

則  $pD = KbV_0^n$  = 臨界流速時水中所挾之淤泥量;

$bd$  = 渠道截面積(假定兩側坡為垂直線);

但  $pD = pbdV_0$ , 故

$$KbV_0^n = pbdV_0, V_0 = \left( \frac{p}{K} d \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

命  $\frac{1}{n-1} = m, \left( \frac{p}{K} \right)^{\frac{1}{n-1}} = C$

則  $V_0 = Cdm$

<sup>(35)</sup> 拉首將肯內提所得觀察結果綜合研究後, 另立公式如次:

$$v = 0.647(fR)^{\frac{1}{2}}$$

式中  $v$  = 臨界流速以呎/秒計;  $f$  名沙質係數,  $R$  = 水力半徑。拉首又得一經驗式, 可表示庫志公式之糙率  $n$  與  $f$  之關係

$$n = 0.022f^{0.2}$$

故已知渠道之糙率, 即可求得其  $f$  及臨界流速。

我國黃土渠之臨界流速據沙玉清君之研究得

$$v = md^{0.61}$$

$m$  之值最大為 .920, 最小為 .575, 平均為 .762。

據涇惠渠之經驗, 渠道坡度為 1/1000 時, 可含 35% 之細泥沙, 或 25% 之粗泥沙不致淤積, 但在河水清時, 稍鬆之黃土底均現冲刷現象。坡度為 1/1700 之渠道可含粗泥沙量僅為 13%, 水清後渠底及岸均保持原狀。雖偶現淤積, 但至水清時仍冲刷而去。坡度為 1/3891 者許可含沙量祇 1%, 非至清水時不可放水。

40. 防止水草之最小流速 滋生水草之最良好條件為(1)水清淺而和暖;(2)水流緩慢。藻與苔非在水溫高達 65~70°F 不能繁殖。渾水及深水均足以遮斷日光, 使水草無法生長。

小渠水深不及 2 呎而平均流速較每秒 1.5 呎為小者, 苟非時加刈除, 則頗易為水草及苔類所充塞, 以致洩水量減至四分之一以下。

大而深之渠道不易滋生水草，有之亦僅兩側淺處而已。渠旁滋生蘆葦、菖蒲、青草之類亦常垂及水面使水流稍受阻礙。

在美國薩克拉門托谷新渠系中，知流速超過 1.8 呎/秒者足免小支渠之生長水草，苟流速小於此數，則每次灌水時必須刈除一次。<sup>(36)</sup>福爾蒂爾由多數觀察所得結論曰：欲免滋生水草之流速至少為 2.5 呎/秒；以 2.75 呎/秒為尤妙，以其足以防免藻苔及淤積也。佛林<sup>(37)</sup>謂在西班牙則 2~2.25 呎/秒之流速已經足用。埃溪弗雷謂在美國西部測驗之結果，知滋生水草與苔類以流速小於 1.5 呎/秒之處為最多，少數生在流速較 2.0 呎/秒稍強之渠道中，流速超過 2.5 呎/秒則絕不發見矣。

41. 渠道之冲刷及淤積量 若設計渠道時，規定之流速不等於臨界流速，則一部分渠底將被冲刷或水中所挾淤泥必有一部分沉積於渠內。命  $p$  = 臨界流速  $V_0$  時水中所挾淤泥之百分數； $x$  為流速  $V$  時水中所挾淤泥之百分數，則按肯內提之淤泥理論，可得

$$p : x = V_0^{2.5} : V^{2.5}$$

即 
$$x = p \left( \frac{V}{V_0} \right)^{2.5}$$

若  $V > V_0$  則渠道將被冲刷； $V < V_0$  則渠道將受淤積。其冲刷或淤積之量將為 
$$p - x = p \left[ 1 - \left( \frac{V}{V_0} \right)^{2.5} \right]$$

若以  $V_0 = Cd^m$ ，與  $V = \frac{Q}{d(b+nd)}$  代入上式，則

$$p - x = p \left[ 1 - \left( \frac{Q}{Cb d^{m+1} + Cnd^{m+2}} \right)^{2.5} \right]$$

其中  $b$  為渠底寬， $n:1$  為渠之側坡， $Q$  為規定之流量。

若為地形關係不能給予渠道以足量之坡度，則  $V$  將較  $V_0$  為小，在此情形之下，惟有儘量使  $p - x$  為一極小值，換言之，若使  $b d^{m+1} + n d^{m+2}$  為一極小值，則  $p - x$  亦為一極小值。

42. 渠道之水量損失 渠道除用昂貴之建築材料作成襯工外則輸運水量時必有一部分自渠底與渠岸而滲漏。此外因水面與大

氣相接觸，故又有一部分必由蒸發而耗散。新建之渠，滲漏之量多，年代稍久，渠內空隙為淤泥所充塞則滲漏量減少。溫度高則水之粘滯性小，故夏月容易滲漏，溫度低則粘滯性大，故冬月之滲漏量少。渠中流速甚高，則引起冲刷，渠底細淤無法存留，致土壤中之空隙常川開露而滲漏增巨。但較小之流速時，則滲漏反較靜水時為小。總之造成渠道滲漏之因素複雜無比，欲以簡單公式表示之，實為不可能之事。

由美國西部多數灌溉渠上實測以後知渠道之滲漏，如按每平方呎之潤周面積計，可得次表：

表 17 渠道每平方呎潤周面積之滲漏量

土 質	每24小時每平方呎潤周面積之滲漏量以立方呎計
不透水粘土壩母	0.25~0.35
中級粘土壩母，渠底下2~3呎以內有一層堅隔土	0.35~0.50
平常粘壩母，淤土，或火山灰壩母	0.50~0.75
含礫粘土壩母或含沙粘土壩母，膠結礫石，沙與粘土	0.75~1.00
含沙壩母	1.00~1.50
鬆散之含沙土壤	1.50~1.75
含礫之沙土	2.00~2.50
多孔性之含礫土壤	2.50~3.00
含礫極多之土壤	3.00~6.00

上表所列為每平方呎潤周面積上之滲漏量。但普通均假設滲漏量與水深之平方根成正比例，即水深加倍，則滲漏量應增41%。故欲估計每哩渠道每24小時之滲漏量可先假定，

$b$  = 渠底之寬，呎；

$d$  = 渠水之深度，呎；

$A$  = 渠之截面積，平方呎；

$i$  = 每平方呎潤周面積每24小時之滲漏率以立方呎計；

$n:1$  = 渠之側坡；

$r = b:d$

$Q$  = 渠之流量, 每秒若干立方呎;

$V$  = 渠之流速, 每秒若干呎;

$S$  = 每哩渠道每 24 小時之滲漏量, 以立方呎計,

$$S = \frac{(r \times d + \frac{4}{3} \sqrt{n^2 - 1} d) i \times 5280}{86,400}$$

$$S = 0.061 \left[ r \sqrt{\frac{Q}{V(n+r)}} + \frac{4}{3} \sqrt{n^2 + 1} \sqrt{\frac{Q}{V(n+r)}} \right] i$$

若  $r = 4$ ,  $n = 1.5$ , 則上式化爲

$$S = 0.17 i \sqrt{\frac{Q}{V}} = 0.17 i \sqrt{A}$$

美國農業部及斯忒朗齊<sup>(8)</sup>之實測結果列表如次:

表 18 渠道每哩之滲漏率

滿渠流量每秒立方呎	每哩滲漏率, 以滿渠流量之百分計	
	農 業 部*	斯 忒 朗 齊*
100 以上	0.95	0.25
50~100	2.58	0.50
25~50	4.21	1.00
10~25	11.28	2.00
10 以下	11.28	4.00

\* 農業部測驗之渠係在透水土壤中, 而斯忒朗齊則在相當不透水之土壤中。蒸發之損失爲值甚微, 故通常可以不計。

43. 流水最暢之截面 各種梯形渠道截面中, 以何者之流水爲最暢, 可研究之如次:

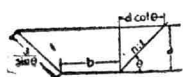


圖 10

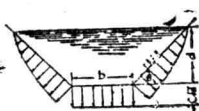


圖 11

如圖 10, 命  $b$  = 底寬,  $d$  = 水深,  $r = b/d$ ,  $p$  = 潤周, 截面積爲  $A$ ,

則

$$p = b + \frac{2d}{\sin \theta}$$

但  $b = rd$ ,  $A = (dr + d \cot \theta)d$ , 或  $d = \sqrt{\frac{A}{r + \cot \theta}}$



故 
$$p = (r + \frac{2}{\sin\theta}) \sqrt{\frac{A}{r + \cot\theta}}$$

欲得最暢利之截面則  $p$  必須為極小值，

故由  $\frac{dp}{dr} = 0$ ，得  $r = 2(\frac{1 - \cos\theta}{\sin\theta}) = \frac{b}{d} = 2 \tan \frac{\theta}{2}$  (1)

$$d = \sqrt{\frac{A \sin\theta}{2 - \cos\theta}} \quad (2); \quad b = 2d \tan \frac{\theta}{2} \quad (3)$$

44. 滲漏最少之截面 根據 §42 所述，滲漏量  $S$  與水深之平方根成正比，故如圖 11，

$$S = C \sqrt{d} (b + \frac{4}{3} \frac{d}{\sin\theta})$$

若命  $r = b/d$ ， $A$  為截面積，則

$$S = C \left( \frac{A}{r + \cot\theta} \right)^{\frac{3}{4}} \left( r + \frac{4}{3 \sin\theta} \right)$$

求出  $\frac{dS}{dr} = 0$ ，則得  $r = 4(\frac{1 - \cos\theta}{\sin\theta}) = 4 \tan \frac{\theta}{2}$  (1)

$$d = \sqrt{\frac{A \sin\theta}{4 - 3 \cos\theta}} \quad (2), \quad b = 4d \tan \frac{\theta}{2} \quad (3)$$

將式(1)與 §43 所得之式(1)相較，可知欲得滲漏最少之截面，其  $b:d$  之比率須較流水最暢利截面之  $b:d$  比率大兩倍。

45. 截面之經驗公式 在美國灌溉局多數灌溉系統中所建之渠，除在峻峭之山側或用混凝土襯工外，輒用次之經驗公式：

$$d = \frac{1}{2} \sqrt{A}$$

其中  $d$  = 水深，呎； $A$  = 截面積，方呎。應用此法則各種截面積之渠水深度有如次表：

面積 $A$	5	10	25	50	75	100	200	400	600
深 $d$	1.12	1.53	2.50	3.54	4.33	5.00	7.07	10.00	12.25

再將同一側坡之渠道按 §§43, 44 及上述經驗公式而設計之，可得  $b:d$  比率  $r$  之值如表 19。

46. 填挖平衡之截面 此可分為平地與山側兩情形而研究之。

(a) 平地內之渠道 灌溉系統內之渠道除總幹渠恒在山側外，

表 19 渠道各種設計之  $r$  比值表

設 計	側 坡				
	$\frac{1}{2}:1$	1:1	$1\frac{1}{2}:1$	2:1	3:1
最小水力半徑	1.236	0.8284	0.607	0.472	0.325
最少滲漏量	2.472	1.656	1.214	0.944	0.650
經驗式 $d = \frac{1}{2} \sqrt{A}$	3.5	3	2.5	2	1

大都均就平地內開挖而成。標準截面既已選定，次須決定挖掘之深度。平地渠身可分三種：一、全部渠身係在挖土之中；二、全部渠身係在填土之中；三、一半由挖土而成，一半由填土而成。採用何種渠身，遂至視渠之中線高度而定。如渠道經過高原，則勢必採用第一種全挖之渠身。在開挖之前，宜鑿試穴，以覘挖至深處有無穿入疏鬆地層，蓋渠身苟在疏鬆地層以內，則滲漏勢必增加，並使低地有沉死之虞也。渠道經過低窪者，則將取全填之渠身。全填渠身之水位恒較兩旁地面為高，故如欲於此引水入田，則至為便利。因填成之渠，潰決較易，而所須之土，須得自取土坑，耗廢甚多之田地，皆其缺點也。半填半挖之渠兼有以上二種渠身之長，而無其缺點，故最為可取。欲定半填半挖之渠，可按圖 12 所示，以計算應挖之深度，即  $x$  是也。

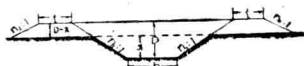


圖 12

由圖 12 可知渠岸填土之面積為

$$2 \left[ \frac{2t + n_2(D-x) + n_1(D-x)}{2} \right] (D-x)$$

而挖土之面積為  $(b + n_1x)x$

若假定挖出之土收縮 10%，則得

$$(b + n_1x)x = 2.2 \left[ \frac{2t + n_2(D-x) + n_1(D-x)}{2} \right] (D-x)$$

因得  $x^2 \left( \frac{n_1}{10} + 1.1n_2 \right) - x [b + 2.2t + 2.2(n_1 + n_2)D] =$

$$-2.2tD - 1.1D^2(n_1 + n_2)$$

由上式求得  $x$  之值，即屬最經濟之挖深度。

(b) 山側之渠道 美國墾務局於建設茫塔那州灌溉工程時，曾創擬一法，用以測設山側渠道至為便利。在測設之前，渠道之底寬與深度比率，岸頂出水高度，岸頂寬度及渠之橫截面均須規定。

然後假定在平地挖渠，並用挖出之土以建一側之渠岸，仿上段之法，求得最經濟之挖深度。計算既竣，乃於實地上覓釘一樁，使其高度適等於渠底高度與經濟挖深度  $x$  之和（閱圖 13）。



圖 13

圖 13 中之  $M$  即所覓得之點，與渠之中線相距  $y$ 。依假定可知

$$LBCM = 1.1 \times MDEP$$

其中 1.1 即因挖土之收縮而加附。又由  $LAM$  三角形內挖出之土，若適可填充  $MPF$  三角形之內，又因兩三角形為相似三角形故

$$\frac{(LM)^2}{(LP - LM)^2} = 1.1^*$$

由此得  $LP = \frac{LM}{\sqrt{1.1}} + LM = 1.95LM$ ，或  $LM = .514LP$  (1)

又  $LP = B + (n_1 + n_2)D + t$  (2)

故  $y = LM - \left(\frac{B}{2} + n_2x\right) = 0.514LP - \frac{B}{2} - n_2x$  (3)

由式(3)，可求得渠中線之位置。

如渠道有曲度，則應作相當之糾正。如曲線向填工側面彎曲，則挖土量可稍減，反之則稍增。

47. 介接截面 渠道之截面積若有所變化，則渠中流速即隨之增加或減少。當此過渡之段落內，應有介接段以調和之，使流速不致有急劇之變化。須設介接段之地點，略有二種：一、由於土質之變化，即在鬆軟之土質內，所須截面大，緊密之土質內，所須之截面小，此兩種段落之過渡處，須有介接段；二、由於土渠與特殊建築相

\*此式略有誤差但為量甚微可以不計。

連接，例如混凝土襯工之渠道，架槽，隧道，涵洞，等等是也。在此等特殊建築內，流速可以增巨，故兩端與土渠相接處，須有介接段。當介接段之內，渠道之截面形必須放大或縮小以與其他截面形相應，故介接段內之渠側，輒取擠屈狀之表面。渠道經過介接段後，水面線（即水力坡線）將有所變化，換言之，此段之水頭損失，將按介接段之形狀與長度而異。此段水頭損失之量，可由次式求得之：

$$H_1 = 1.25 \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} + \frac{v_m^2 l}{C_m^2 r_m} \quad (1), \quad H_2 = 0.75 \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} - \frac{v_m^2 l}{C_m^2 r_m} \quad (2)$$

$$C_m = \frac{C_1 + C_2}{2} \quad v_m = \frac{v_1 + v_2}{2} \quad v_m = C_m \sqrt{r_m \frac{h_f}{l}}$$

其中 
$$h_f = \frac{v_m^2 l}{C_m^2 r_m}$$

$H_1$  = 在介接段進口處水面之降落度，此降落度即備克制介接段內摩擦與碰撞及在介接段內增加流速。

$H_2$  = 在介接段出口處水面之升高度，因過此以後流速復減，故水面復稍增高也。

$v_1$  = 在介接段上端之流速； $v_2$  = 在介接段下端之流速；

$C_1$  = 在介接段上端之庫志流速係數；

$C_2$  = 在介接段下端之庫志流速係數；

$l$  = 介接段中線之長度； $h_f$  = 介接段內之摩擦水頭。

48. 截面之設計 今設有單位底寬之梯形截面，其側坡已按照土質而決定，其面積為  $a$ ，並已使  $b$  與  $d$  之比與 §43 或 §44 之條件相符，則按福赫海麥公式<sup>(39)</sup>，此截面之流量為  $q$ ，

$$q = \frac{1}{n} S^{0.5} \frac{a^{1.7}}{p^{0.7}} = \frac{1}{n} S^{0.5} r \quad (1)$$

其中  $r = a^{1.7}/p^{0.7}$ ， $S$  為渠底坡度， $p$  為潤周， $n$  為庫志氏糙率。

若預定之流量為  $Q$ ，則

$$Q = AV = \frac{1}{n} S^{0.5} \frac{A^{1.7}}{P^{0.7}} \quad (2)$$

其中  $A$  為截面積， $P$  為潤周。設所求之梯形底寬為  $x$ ，則

$$P:p = x:1, \text{ 又 } A:a = x^2:1$$

若命

$$x:1 = \theta, \text{ 則 } P = p\theta, A = a\theta^2$$

故

$$Q = \frac{1}{n} S^{0.5} \frac{\theta^{3.4} a^{1.7}}{\theta^{0.7} p^{0.7}} = \theta^{2.7} \times \frac{1}{n} S^{0.5} p \quad (3)$$

由式(3),可求得 $\theta$ 之值。既知 $\theta$ 之值,則此梯形之底寬即可決定矣。

49. 渠道之襯工 欲使渠道密不漏水之通法爲就渠之潤周加施襯工。建築材料之曾被用作襯工或曾予試驗者,爲數頗衆,例如混凝土,水泥膠沙,水泥或石灰砌成之石工,黏土揉泥,路面油,地瀝青,木料,頁鋼等皆是也。各種材料中,成效最屬可靠者,當推混凝土一種,故爲各地所採用,茲分節述之。

(1) 混凝土之成分 由於中歐方面近年所得之經驗,業已創成一種新穎之建築方法。襯工所用之混凝土僅含少量之水泥,故混凝土本身絕非不能透水者,其作用僅爲抵抗冲刷並作封緘料之枕墊而已。所謂封緘料者,即係水中之淤泥,沉澱渠內,以阻塞細孔與接縫。是以建有混凝土襯工之新渠,非俟含淤之水量浸潤多時,並不密不透水也。如欲速成,則宜於水中加入土壤若干。混凝土之比例爲水泥一分,含礫之天然沙 16 分(均以重量計),襯工之外更敷以 1:3 之混凝土。亦有採用 1:12 之成分者。美國西部灌溉工程中所用混凝土襯工則採用 1:4, 1:5, 1:6, 1:7 之成分不等,亦有採用 1:2:4.5, 1:2.5:5, 1:2.5:3.5 者。

(2) 襯工之厚度 如襯工僅敷設於土坡之上,不受任何土壓力者,則其厚度可以實際之問題決定之,例如費用,耐久性等是也。在美國加州南部,襯工之厚  $3/4$  至 1 吋者,成效甚著。亦有減薄至  $1/4 \sim 1/2$  吋者,則強度過小,不足爲訓。冬季劇寒者,其厚度應爲  $1\frac{1}{2} \sim 3$  吋。襯工內土壤必須有良好之排水方法,否則冬季襯工易因冰凍而毀損。德國建築水力渠道之混凝土襯工頂部,通例厚 4 吋,足部增至 4~6 吋。若襯工兼用以抵抗土壓力者,則須計算其土壓力所成之傾倒力矩,與襯工重量所成之抵抗力矩,以覘其安全與否。

(3)渠岸之坡度 採用襯工之渠岸宜有 1:1.25 或 1:1.5 之坡度。除性質極安定之土壤外，岸坡極少超過 1:1 者。渠岸足部之坡度，有緩至 1:2 者。

(4)收縮接合 混凝土之收縮裂縫，均因凝固與溫度降落所致。溫度降低  $10^{\circ}F$ ，足使混凝土中發生伸張應力每平方吋 180 磅。混凝土開始凝固之一二日，有些微膨脹，繼之以收縮。所含水泥愈多，則收縮愈甚。純水泥之收縮約三倍於 1:3 膠泥或 1:2:4 混凝土。1:2:4 混凝土因凝固而起之收縮，幾相當於降低  $125^{\circ}F$  溫度所生之收縮，故其量不可輕視也。苟混凝土襯工建造於溫度  $70^{\circ}F$  之時，則當氣溫降為  $-10^{\circ}F$  時，兩種收縮可相當於降低溫度  $205^{\circ}F$ ，每 100 呎約須收縮 1.5 吋。又據試驗，混凝土遇水則膨脹，其量約等於凝固而起之收縮。故渠道中所載之水溫，苟較建造時之氣溫為高，則收縮裂縫即能密合，反之則裂縫將開展。

多數混凝土襯工均不特設收縮及膨脹接合，僅將襯工分段建造，使留有建造接合而已。建造襯工每以 4~16 呎為一段，厚度為 2~3 吋時，段之寬度以 8~12 呎最為普通。

50. 混凝土襯工之造法 混凝土襯工之造法，可分應用模殼與不用模殼之二法，前者適用於厚度在二吋以上，且岸坡較 1:1 為陡之處，後者適用於岸坡為 1:1 以下，例如 1.25:1 或 1.5:1 是也。

應用模殼法之渠槽，須較規定尺寸每側放大 6 吋。備模殼二種，第一種為泥模，長約 6 呎，其截面作梯形，兩側釘企口板，底部闕如。安設於渠槽內後，即取和水之泥填入模殼與渠岸間之空隙中，並灌水使之充塞。靜置稍久，土中之水濕乾乃將第一種模殼除去。斯時，渠岸部分將為平滑之泥壁。第二種模殼之形狀與第一種相仿，惟尺寸較小。將第二種模殼設置於渠槽內，即可將拌成之混凝土灌入模殼與泥壁之間。為防免泥壁上泥土脫落計，可覆以頁鐵，而於混凝土灌就後抽出之。渠底之混凝土應同時建造以期密切接合。

不用模殼法之襯工，可於岸坡整理完竣後於渠底用木板攔成

正方形之區格，將混凝土灌入其中，而用人工搗實之。在渠岸上澆製混凝土之工作較為煩難。若岸坡甚短，則混凝土工作均用人工為之。用木板沿渠岸攔成區格，各與渠道中線相正交，乃用斜槽將混凝土灌入區格之內，而後用人工將其鋪平搗實。混凝土工作開始時，須每間一區格為之，俟先成各區格之混凝土凝固以後，乃卸去木板而填混凝土於中間之各區格。

德國會創用機械化之建造襯工法。其主要設備為一能在岸頂左右移動之吊機，及在岸坡上下行動之車。車之寬度為3米，行動於軌條之上。軌條則以方木為墊，此種方木放置於岸坡上，兼作襯工各區格模殼之用。車上設有澆製混凝土之闊漏斗。當此車行至岸頂或岸足時，漏斗內裝滿混凝土，乃乘車在岸坡上行動時，徐徐放出之。岸坡上混凝土澆齊後，並不搗實，但放下車上所附之輥以滾壓之。此項機械須用工人28~30名，每日八小時可完成襯工400平方米(4300平方呎)。

岸坡如有地泉流出，則須在未鋪混凝土襯工以前，於岸坡上鑿溝數道，內實碎石，以供洩水之用。由此洩出之水可分段經由短管以引入渠道中。

襯工初成時，其表面易因氣候之影響而毀損，故必須用草蓆，木板，油氈，麻袋等遮護若干日，以免風日霜雪之侵害。如氣候炎燥，則須時時澆水，善為調養。

51. 襯工之經濟問題 渠道之設置襯工，其利有四：一、可減免滲漏；二、可防止渠旁田地之沉死與鹼類之上升；三、可防止水草之滋生；四、可防止穴居動物之穿穴。但費用昂貴，僅在水量彌可珍惜之處始可考慮及之。次式表示潤周每平方呎滲漏水量之代價。如每平方呎襯工之價值較此為廉，則採用襯工方為經濟。

$$C = \frac{SQvd}{26.4 ip}$$

其中  $C$  = 每平方呎渠岸或渠底滲漏水量之代價，以分計；

$S$  = 每哩渠道之滲漏水量，以流量之百分數計；

$Q$  = 渠道之流量，以每秒立方呎計；

$v$  = 每畝呎水量之代價，以元計；

$d$  = 一年中渠道放水之日數；

$p$  = 擬設襯工之潤周，以呎計；

$i$  = 襯工之利息，修理，折舊，以百分數計。

52. 鋼筋混凝土襯工 渠槽之位於未穩定地段中，或位於峻峭之山側，易為墜石所破損者，則有用鋼筋混凝土以作襯工者。美國華盛頓州雅基馬<sup>(40)</sup>谷曾建數哩長之鋼筋混凝土渠於峻峭之山側，一部分兼充架槽之用。渠底寬 7 呎，深約 3 呎，側坡 0.5:1。襯工厚 4 吋，橫向鋼筋佔混凝土面積之 0.13~0.15%，縱向亦設鋼筋，以抵抗溫度之變化，故別無膨脹接合之設置。在阿爾基利阿之徹利夫<sup>(41)</sup>渠亦用鋼筋混凝土為襯工，厚祇 2 吋，鋼筋用  $\frac{1}{2}$  吋之圓鋼條，縱橫鋪設，相距約  $1\frac{1}{2}$  吋，成為網形。渠頂每 16 呎則用  $2 \times 10$  吋之混凝土梁牽住之。華盛頓州之椶嶺渠，中有 12 哩之渠道均位於峻峭之山崖，且地質為火山灰，至不穩定，故不得不採用鋼筋混凝土為襯工。此項襯工係作半圓形，內半徑約 4 呎 2 吋，厚 4 吋，分節造成而移裝於安設地點，每節長為 2 呎，其頂則用  $4 \times 6$  吋之鋼筋混凝土橫梁牽繫之。

## 第四章 渠首工

53. 渠首制 導引河水入渠處之工程謂之渠首工。每一灌溉系統中之渠首工祇有一處者曰一首制，有多處者曰多首制。我國舊式灌溉工程應用一首制者\* 如昔時之鄕白渠，白公渠，李冰渠等皆是，漢中之山河堰亦然。多首制則如陝西之清水，冷水，廉水，諸堰及寧夏諸渠均是。印度舊渠皆為多首制，後英人改為一首制，然一首制亦多缺點，大要如次：

(1) 一首制須龐大之幹渠與渠隄，多首制則分為數渠，而渠與渠隄皆小。

\*見李儀祉：陝西之灌溉事業，水利月刊第十一卷第六期



- (2) 一首制之渠隄如爲洪水沖毀，不易修復；蓋一面爲水，一面爲生長茂盛之田禾，無處取土耳。多首制則易於修理。
- (3) 一首制有一部份破壞則影響全局；多首制則可避免此弊。
- (4) 一首制上游易於壟佔渠水，使下游水量不足；多首制即可避免此弊。

職是之故，印度灌溉頗有復古之傾向。然一首制之優點亦甚多，且管理系統易於劃一，故頗有人主張仍用一首制而另設輔佐渠以補其失者。

多首制不用堰者爭端較少，而用堰者則爭端甚多。陝西舊渠之爲多首制者，往往有下游堰民偷毀上游之堰，以致彼此鬥毆，死傷人命，山河堰爲一首制，然亦有同樣之弊，即下游人民欲浚深上游幹渠而上游不允。上游之人寧棄水入河，不肯以利濟下游之人。凡此皆爲立法與管理之未善，不足爲兩制得失之比較也。

54. 渠首工 渠首工之主要建築爲堰與渠首閘二者，吾國舊式灌溉工程中之堰一名水柵，均用竹籠，樁槎\*等築成，橫互溪流中以擡高水位，另於溪岸鑿渠以引水。至洪水期內，堰即被毀，故須於次歲重建之。亦有不建堰而建挑水壩，以逼水入渠者。新式之灌溉工程均於溪流中建築永久性質之堰，並於渠首建築永久性質之閘門，以爲控制入渠水量之用。除堰與閘外，堰身之內常附有溢道，冲刷閘，魚梯，木道等建築；渠首閘之下游常附有溢水道或廢水道。

渠首工之位置當由灌溉區域之高度與引水渠之坡度而決定，其法有三：(一)由地形圖上擇定堰址，並大略選定渠道之路線，估計由渠首閘至灌溉區域最高點之水位差，以定堰之高度；(二)由灌溉區域之最高點起作一水準測量至河川之上游；(三)由實地考察假定渠首工所在地點，乃作水準測量至灌溉區之最高點。

設堰地點不外爲下列三種：(一)河川由山嶽區流入平原之處；(二)在平原之內；(三)在山谷內。適用爲渠首之地址，當視下列各條件而定：

\*見汪胡楨：玲瓏壩今說，水利月刊十卷一期。

(1) 堰旁須有餘地以建渠首閘與引水渠而無須採用隧道，擁壁深挖工，岩石挖掘工等昂貴之工事。

(2) 附近有適用之建築材料。

(3) 有良好之基礎與穩固之河岸。

(4) 建堰後河水不致由疏鬆地層滲漏而去。

(5) 無須崇高之堰與長距離之引水渠。

(6) 河川之坡度較峻，庶一抵堰之下游，河水位與渠水位得高下懸殊。

(7) 築堰後之壅水影響不致氾濫及於有價值之土地，或使河川改道他趨。

55. 堰 堰之中線恒與水流方向相正交。斜交之堰易使水流沿着堰之軸線而進行，故基礎脆弱之處，常可因以發生危險。非基礎極堅固之處不宜試建斜堰也。

堰之主要目的為升高水位，使有足量之水能經渠首閘而入渠中。升高之度須按低水情形而決定之。若干灌溉系統中，當灌溉季節內幾將全部河水導引入渠，故並無餘水自堰頂漫溢而出。職是之故，堰頂之高度或堰頂最低水位須等於滿渠水位與渠首閘門處流速水頭之和。此項流速水頭為值常甚微小，蓋與其建造較高之堰以博甚大之流速水頭，並減小渠首閘之閘門尺寸，反不如放大閘門尺度之為經濟也。在引用全部河水之渠首工中，堰頂之高度往往僅較渠首之滿渠水位高出六吋已屬足用。即以此六吋水頭而論，如假定閘門之流速係數為 0.8，則已足發生每秒 4.55 呎之流速矣。

如以上所述，堰頂之高度既隨滿渠水位而定，而堰之高度則隨堰頂與河底之高度差而定；因渠之坡度恒較河流為緩，故如將渠首向河川之上游而延展，必可獲得一點，其滿渠水位較河川最低水位為低下。苟就該點引水入渠，則雖不建堰亦屬可能。惟應用此法祇可引用一部份之河水而不能引用河水之全部。在該點以下之河川中常可覓得若干點以供建堰之需；其如何取捨，則須視堰與引水渠之總建築費，維持費，安全問題等而定。蓋設堰愈在上游，則堰身愈

低而引水渠則愈長，設堰愈在下游則引水渠愈短而堰身愈高也。

在山峽中導引河水，輒因兩岸高聳，故發生另一種經濟比較之問題。蓋堰頂較高則挖渠可以較淺，堰頂較低則挖渠必須甚深也。

在決定堰頂高度之際，對於河川洪水期內，堰之上游所受壅水之影響亦應加以考慮。此種壅水影響足使兩岸低地爲之氾濫，或使河川改道他趨。苟遇此種情形惟有延長堰身或建築隄防，以免免危險，亦有改築滾水堰爲活動壩者，以免氾濫之擴大。

在作築堰之初步研究時，恒先就河川中選定渠首工之大約地址。迨將各基址之水文地質經濟等優點比較以後，始可決定其確實地址。第一種問題應行解決者，即堰之建立，究應在河川之直段以內，抑在彎段以內乎？由模型試驗之結果，知渠首閘應置在凹岸方面，而築堰則宜在彎段以內。如設在直段以內，則宜在進水口之上游一端，築短駁岸一段，其方向與進水閘相同，則亦足以與彎段相媲美。

56. 堰之分類 堰之構造可分爲固定與活動二種，亦有兩者併用於一處者。如依所用建築材料而分類，則可分爲土堰，木堰，填石堰，圻工堰，混凝土堰，鋼筋混凝土堰，鋼堰等，均見本書閘壩工程編。多數灌溉系統之堰均以透水地層爲基礎，尤以印度爲甚，盛行於恒河<sup>(2)</sup>，查姆那河<sup>(43)</sup>，契璣布河<sup>(4)</sup>，基拉姆河<sup>(45)</sup>等上，足爲我國之借鏡，故詳述之。

57. 印度式堰 此式之堰均專爲引水入渠而設。高度不大，僅高出河底或低水位約 10~12 呎，而長度與寬度則龐大異常。在得列之松河<sup>(36)</sup>堰長達 2.5 哩，又有俄克拉<sup>(7)</sup>堰者闊至 250 呎，其著例也。印度式堰均建在淺而闊之沙質河床上，與他國之建築於深狹之山谷者適屬相反。印度河川之沙質河床常挖深 1000 呎不能達於岩石，故其堰均浮置於沙上，有類水中之船舶。其設計方法均自無數失敗之經驗積累而成者。

印度式堰可分爲三類：(1) 梯形之重力壩，其下游有長尾狀之海漫，如圖 14；惟上下兩重版樁，有全部取消者，亦有祇存上游一

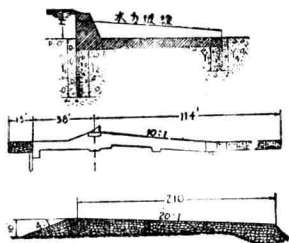


圖 14, 15, 16

道者；(2)圻工所建，中部隆起成堰，上下游均有甚長之海漫者，如圖15；(3)形式與第二種相似。同為扁平之三角形，但為碎石所造，而於壩中設橫壩數道與壩之軸線相平行以界劃之，橫壩之一稍隆起以成壩頂，如圖16。

## 58. 透水基礎上圻工堰之設計

此即上述之第一種印度式堰。此式之堰含有主堰一道橫亘全河，下游隨有不透水之海漫，海漫之下游則隨以拋石或鋪砌工。在此堰之上下游限界處恒設有抑水牆一道或版樁一系列，亦有在主堰之上游加設一平版以代抑水牆者。

作用於此式堰身之力，除較不透水地層之圻工堰增一基礎之浮托力外，尚應注意者，即築堰後一部份水流將自堰底繞至堰之下游，此項水流之冲刷力不可過巨，否則堰基內沙粒將被沖去，以致淘空而全堰下陷矣。職是之故，設計此式之堰首須使堰底滲透線之長度與堰基之土質相稱，以免沙粒被其衝走，次須使海漫有充分之厚度足以抵抗浮托之力。

(a) 滲透線長度之計算法可閱圖 14 之  $l$ ，<sup>(1)</sup>布來曾立公式如次：

$$l = C \cdot H$$

其中  $H$  為堰之上下游水位之最大差度， $l$  為滲透線之長度，在圖 14 中  $l = Y_1 + Y_2 + X + Y_3 + Y_4$ ；又<sup>(1)</sup>蘭恩定  $l = Y_1 + Y_2 + X/3 + Y_3 + Y_4 = \Sigma Y + \frac{1}{3} \Sigma X$ 。  $C$  為滲透係數，隨土質而定：

- |  |                |
|--|----------------|
| I. 河底為輕質淤泥與爛泥，例如 <u>尼羅河</u>                            | $C = 18$       |
| II. 細微而含有雲母之沙，例如 <u>喜馬拉亞山</u> 諸河川上若干堰址及 <u>美國科羅拉多河</u> | $C = 15$       |
| III. 粗粒之沙，如中 <u>印度</u> 與南 <u>印度</u>                    | $C = 12$       |
| IV. 頑石或石片礫石及沙之混合體                                      | $C = 9 \sim 5$ |

如將各種土質之滲透係數詳分之則如表 20。

表 20 滲透係數表

基礎地質	蘭恩係數	布來係數	基礎地質	蘭恩係數	布來係數
微粒沙	8.5	18	粗礫石	3.0	—
細粒沙	7.0	15	塊石雜粗礫石	2.5	—
中粒沙	6.0	—	塊石礫石及沙	—	4~6
粗粒沙	5.0	12	軟粘土	3.0	—
細礫石	4.0	—	普通粘土	2.0	—
中礫石	3.5	—	硬粘土	1.8	—
礫石與沙	—	9	極硬粘土	1.6	—

我國華北所建閘壩大都在沙基上，茲將其滲透係數統計表錄於下頁(表 21)。

(b)海漫厚度之計算法 繪出各種上游水位，即可由滲漏水流之水力坡度線以求得海漫下之浮托力，如海漫上有積水則此項水量之向下壓力應自浮托力中減去之，謂之淨浮托力。由此不同水位之淨浮托力中，覓出最大之值，設計海漫厚度即以此值為準，換言之，海漫之重量必須超過海漫下之淨浮托力是也。習慣上海漫之重須較淨浮托力增大約三分之一，或

$$t = \frac{4}{3} \frac{h_r w_1}{w_2}$$

其中  $t$  = 海漫之厚，呎； $h_r$  = 淨浮托力之水頭，呎； $w_1$  = 每立方呎水之重量以磅計； $w_2$  = 圪工每立方呎之重量以磅計。

海漫長度不可過短，布來創立之經驗公式如次：

$$L = 4C \sqrt{H_a/13}$$

其中  $L$  = 海漫之長，自主堰下游盡端起算，以呎計； $C$  = 滲透係數； $H_a$  = 堰頂至海漫面之高度差。

海漫之下游常隨以拋石工。布來關於拋石工之長度有經驗公

式如次：

$$L = 10C \sqrt{\frac{2b}{10}} \sqrt{\frac{q}{75}} = 0.355C \sqrt{H_b q}$$

其中  $L$  = 海漫與拋石工之總長度，以呎計； $H_b$  = 堰頂與堰下游水

表21 華北開壩滲透係數表

工 程 名 稱	水頭 (米)	滲透線(米)		布來 係數	蘭因 係數	基礎 地質	完成日期
		縱長	橫長				
潮白河蘇莊進水閘	3.5	18.6	27.8	13.3	8.0	真土與 細沙	民國 十三年六月
又蘇莊洩水閘	4.0	27.6	35.2	15.7	9.9	同上	十四年七月
土門樓閘	4.2	8.2	48.6	13.5	5.8	細沙	十四年七月
南運河馬廠進水閘	4.32	20.6	26.6	10.9	6.9	同上	十年九月
新引河屈家店進水閘	4.5	48.3	21.7	15.5	12.3	同上	二十年九月
北運河屈家店節制閘	4.5	47.2	21.3	15.2	12.1	同上	廿一年五月
又屈家店船閘	4.5	28.6	13.6	9.4	7.4	同上	二十年八月
蘆新河洩水閘	2.8	26.8	22.2	17.5	12.2	同上	廿一年一月
金鐘河歡坨洩水閘	3.5	28.3	16.0	12.7	9.6	同上	廿四年一月
新開河歡坨洩水閘	3.0	27.7	14.0	13.9	10.8	同上	廿四年十二月
筐兒港寶家營進水閘	2.4	28.6	49.6	32.6	18.8	同上	廿三年四月
捷地進水閘	4.16	31.4	60.0	22.0	12.3	同上	廿二年七月
滹沱河靈壽攔水堰	2.4	9.64	43.5	22.2	10.0	同上	廿四年五月
又北引水閘	2.35	4.1	48.3	22.3	8.6	同上	廿三年六月
又北洩水閘	2.35	14.8	32.15	20.0	10.9	同上	同上
又南洩水閘	2.89	2.0	35.5	13.0	4.8	石灰石	廿四年五月
又東進水閘	2.45	5.6	46.3	21.2	8.6	細沙	廿三年六月
又東洩水閘	2.0	7.45	45.5	26.5	11.3	同上	同上
桑乾河岱岳攔水堰	2.5	22.57	19.2	16.7	11.6	粗沙	廿六年
又進水閘	5.5	25.2	119.3	26.3	11.8	同上	同上
又洩水閘	2.5	25.1	19.0	17.7	12.6	同上	同上
又退水閘	4.025	25.3	15.0	10.0	7.5	同上	同上
二十二號房子滾水壩	1.5	17.8	14.15	21.3	15.0	細沙	廿四年七月
大劉家堡滾水磚壩	2.0	21.0	15.0	18.0	13.0	同上	廿五年六月
龍鳳河武清節制閘	3.25	26.7	16.6	13.3	9.9	同上	廿四年七月
洋河東洋河堡攔水堰	7.98	37.0	35.0	9.0	6.1	粗細礫 石	在建築中
沙塢滾水壩*	2.5	14.1	8.5	9.1	6.8	細沙	十四年六月
李遂鎮滾水壩†	21.0	141.0	50.0	9.1	7.5	同上	五年六月

\*民國十四年伏汛冲毀

†民國六年伏汛冲毀

位之高度差，以呎計； $q$  = 堰頂每呎之最大流量，以每秒立方呎計， $C$  = 滲透係數。拋石工之厚度不可少於 2 呎。

59. 透水基礎上填石堰之設計 此即 §57 所述之第三種印度式堰。其截面形如扁平之三角形。主堰為圻工所築，植基於一系列或數列磚造沉井之上。沉井深自 6 至 10 呎，各井之間與井中均實以混凝土。在主堰之上游填入三角形之塊石一段，其坡度常為 2:1 至 4:1。主堰之下游亦填碎石，其坡度甚緩，常為 12:1 至 20:1，且在其間用隔牆數道分隔之。隔牆之厚常為 4 至 6 呎，植基於沙床之上或築入河床內一淺短之距離。隔牆相距約 30~45 呎。

此式壩之設計原理尙無第一種印度式堰之詳確。主堰上游之碎石空隙歷時稍久即為淤沙所填塞，故其作用有類不透水之上游海漫，足使滲透線為之延長。主堰下游之填石部分日久亦為泥沙所充塞，透水性為之大減。因此式主堰上游部分之不透水性不甚可恃，故下游填石部分恒充分延長，以與布來公式  $l = C \times H$  相符合。

下游填石部分之設計方法與圻工海漫不同，蓋此處之浮托力可以不計，但沙基內水流之速度則為一重要因素也。設計時可視每橫牆兩道間之空距為一水池，其水位適與下游之牆頂相齊。是以每一橫牆上下游水位必有一差度，由此差度所致之水流速度，則視橫牆下之滲透線長度而定。布來曾謂橫牆宜直接設在河床之上，無須加設版樁。但據埃契弗雷<sup>(37)</sup>之意見，則加設版樁足使滲透線增長，乃有益無損之舉也。命  $H_1$  為橫牆上下游之水位差，故每一橫牆下之滲透線長度應為  $CH_1$ 。苟長度較此為少，則下游之填石必逐漸下沉，至能將滲透流速自行調準為止（因碎石陷入沙床後， $C$  之值即隨以減小）。印度若干舊時所建之堰，因未知數道橫牆之用意，致僅用橫牆一道，其結果則牆底流速過巨，沙泥被其衝走，而由填石代替之。必須年年加添填石，至其穩定而後已。

因堰面水流速度甚高，故主堰下游之填石上部須用巨石鋪砌以抵抗之。填石之尾並須隨以拋石至流速減緩處為止。自堰頂至拋石末端之長度可應用上段之經驗公式。

60. 冲刷閘 冲刷閘為堰中所設之閘門，其位置恒與渠首閘相接近。設置冲刷閘之目的有三：(1)使渠首閘前方有明確深通之水道，以免泥沙之沉澱；(2)防免較粗之岩屑(包括沙與礫)侵入渠中；(3)調整堰上游之河水位。冲刷閘既以冲刷淤泥為其最大目的，故其設置以渾水河川為限，盛行於埃及與印度。渾水河川之不設冲刷閘者，堰成未久，泥沙淤積，即可與堰相齊，洛惠渠老淤之堰，即其著例也。但冲刷閘設立以後亦未必便能達到其目的，例如印度若干河川中所建之堰，不僅兩端接近渠首閘處設有冲刷閘，即其中部亦設有冲刷閘，但結果則河中發生沙洲，使水道趨於紊亂，招致引水上之困難。由於印度所得之經驗，知欲免堰上游之淤積，惟有令堰設活動之頂或全堰改為活動壩而已。印度薩特雷治河之瑟奧德渠之堰為第三種印度式堰長 2,400 呎，用碎石填成，上游坡度 3:1，下游 15:1，堰頂原較河床高 8 呎，其後不得已於堰上加設活動水門將水頭提升 6 呎。渠首閘門與水流方向相平行，門前相距 296 呎處設有領水牆一道，以為範圍冲刷水道之用。渠首閘計有十三孔，每孔寬 21 呎。閘門之閘本較冲刷道之底高 2 呎，其後不得已將閘閘提高 7 呎。自 1894 年改造完成以後，對於河中淤沙問題即作無數之試驗與研究，其結果知渠首工之管理方面有下列五事須加注意：

(1)當河川洪水期內含淤量達到最大值之若干日中應在可能範圍內將渠首閘關閉之。

(2)當渠首閘開啓時須儘其可能關閉冲刷閘；如冲刷閘有開啓之必要，宜先開距離渠首閘最遠諸孔。

(3)如有將冲刷道積淤加以冲刷之必要，須將渠首閘關閉之。

(4)渠首閘須有高起之閘並用上注式閘門以撇水面層之清水。

(5)為減少渠中積淤計，如屬可能，宜儘量多引清水入渠。

關於冲刷閘之效力宜用模型試驗加以研究，旭克列許之水利(3)工程書中曾詳述試驗之情形足供參考也。

61. 冲刷閘之設計 冲刷閘之位置宜與渠首閘相接近，如堰之兩側各有渠首閘一處，則宜於兩端各設一冲刷閘。堰中部之設立冲



刷閘之效力甚微，故非善策。冲刷閘之閘孔淨面積恒爲河川內堰所遮掩之面積之五分之一至廿分之一，以十分之一居大多數。閘之面積恒用閘磯分成若干孔，每孔設閘門一道，亦有採用轆堰而不設閘磯者。閘孔之寬度在印度有日漸加寬之趨勢，恒自 10 至 20 呎，或 20 呎以上。閘磯恒用重力式，穿過冲刷道之底而達堅固地基或版樁所圍之基礎。閘磯之截面輒作梯形，合力線穿過磯底之三分中界以內。布來有一經驗規律曰，閘磯之厚度宜爲閘孔寬度之 .21 至 .31，平均 .25。閘磯之內設槽二道，一近上游之磯鼻以供臨時插置插板之需，一在其下游，以供安設升降式閘門之用。磯頂常架一橋以供操作閘門之用。關於規定冲刷閘之流量有安全規律如下：

(1) 冲刷閘之最大流量須等於灌溉季節內正常河川流量，能與普通小洪水流量相等則尤佳。

(2) 堰上冲刷道之截面積至少應等於渠道之橫截面積，能增大 25~50% 則尤佳。

(3) 閘門須有足量之面積。俾冲刷道內之冲刷流速較大於冲刷閘關閉而渠首閘全開時之流速。冲刷流速至少爲每秒 5~10 呎。

62. 冲刷道 在冲刷閘上下游之水道謂之冲刷道。上游冲刷道之一側爲渠首閘之進口閘，或閘閘，他側爲領水牆。下游冲刷道則兩側均爲領水牆。冲刷道之目的爲(1)使渠首閘之進口處有一深廣之水池，當冲刷閘關閉而渠首閘開啓時，此水池內之流速頗形緩慢；(2)將冲刷作用集中於一水槽中。冲刷道之底宜儘量放低與堰底相齊或更過之，並至少須較渠首閘閘或進口閘低至 4 呎以上。冲刷道之寬度由冲刷閘之寬度決定之。上游冲刷道之長度至少須延至渠首閘之上游，領水牆超過渠首閘以上之距離至少等於渠首閘之全寬度。領水牆可由塊石填成或混凝土造成，牆頂至少與堰頂相齊，尤善者則與洪水位相齊。俾在最大洪水期內冲刷道仍與其他水面相分隔也。上游冲刷道之底床可築至領水牆之末端或渠首閘之最上端，而其餘部份以拋石工補充之。下游冲刷道之底床須延展較遠，以其上之流速甚巨容易刷成深穴也。布來建議此底床之長度應

較堰下海漫增加 50%。下游領水牆宜延至底床之末端，但下游如為岩石，或穩固之物質，則底床可與海漫等長，並將領水牆取消。領水牆宜伸達堅固地層或植基於樁上。冲刷道底床之設計與堰相同，上游底床之淨浮托力較小，故其厚度較小。在渠首閘一側之河岸常須設置護岸工程以防護之。關於冲刷道各部分之設計，如屬可能，宜用模型試驗證實或改進之。

63. 渠首閘之佈置 渠首閘之佈置略如圖17。在美國及印度各灌溉工程中每將渠首閘之軸線與堰之軸線相正交，但自防免泥沙

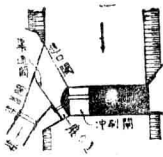


圖 17

之效果而言，則以斜交者較佳。水量之入渠也，先經進水口，次入漸進槽。進水口之上有一帷牆，橫互於其顛，用以格除漂浮於水面之物，勿使竄入於渠道。其底有進水閘用以攔阻泥沙。漸進槽之設，所以使水中所挾較粗之雜質得以沉澱，進水閘未及格除之岩屑得以積聚，卒賴廢水閘以排除之。槽內設有渠道閘一道，其作用為廢水閘開啓時，勿使岩屑混入於渠道。引水量之多寡由渠首閘門調整之。為經濟起見，此項閘門宜設在渠道閘以下相當距離處，即正式渠道之起點處，換言之，即截面由廣闊轉變為狹隘之點是也。

進水閘之高度及其對於堰之位置關係，對於岩屑之侵入渠首閘與否有莫大之影響。現時所公認之意見，即進水閘高出於原有河床或其旁冲刷閘閘之高度為一主要之關鍵實屬完全錯誤。反之進水閘在滿渠水位以下之深度，實為左右岩屑進入渠首閘之真正因素也。

設計進水口之另一問題厥為經過進水口之平均流速。昔時習慣每限定此流速為每秒 1.6~3.9 呎間。但就模型試驗觀察以後，知所謂平均進水速度者，祇在引取河川全部流量時始有其重要性，苟有一部分水流自堰面流出，則其情形即完全改變，無進水平均流速之可言也。由更進之試驗發覺進入進水口之流速，對於岩屑向渠首閘之推進，無關係之存在。極巨之進水口雖其流速已甚迂緩，但仍

不足以防止岩屑之混入。論理欲得巨大之進水截面，祇有充分放低進水閘，或將進水閘竭力向上游方面擴展。但過分放低進水閘弊害甚著，進水閘過分延長亦多弊病。幸試驗結果業已證實將進水口束狹後，雖流速較巨，但岩屑之推進反可因以阻止。總之欲使岩屑不致侵入進水口，必須有高位置之進水閘及狹隘之進水口，庶冲刷閘之效力可以遍及進水口之全部。

如渠首閘直接設在河岸之上而無漸進槽之設置，則對於閘址之選擇必須謹慎以免洪水時有冲破閘後，奪入渠道之虞。如所需護岸工程過於浩大，則轉以挖掘漸進槽而設閘門於槽內為可取。

64. 渠首閘之設計 關於設計渠首閘之因素可分四端：(1)閘門式樣之採擇；(2)決定下列各高度之相互關係即渠水位，堰頂高度，渠底高度閘孔頂與閘之高度，冲刷閘閥之高度；(3)決定閘孔之高與寬與渠首閘頂之高度；(4)設計閘之各部分。茲分段討論之。

(a)閘門之式樣 閘門之式樣甚夥，其採擇也不僅繫乎環境之合適，並繫乎設計者之經驗與判斷。但就大體言，可分閘門為上注式與下射式二種。

上注式之閘門係使引入渠道之水量經由閘門之頂部，故有挹取表面含淤較少水量之利。下射式則使引入渠道之水量經由閘門底與閘閥之間，以水頭較高，故閘孔尺度可以減省。上述各式閘門之構造與利弊詳見閘壩工程編，故不贅述。

(b)相對之高度 欲期渠首閘所能引之水量適與滿渠水量相合，則河水位必須較渠水位為高，其高度之差以足以產生進入閘門之流量為度。若河川在最低水位時除供給渠中所須水量外，其水位仍較渠水位為高，則雖不築堰，亦屬可能。但在多數河川上，一至低水期內水位即過於低落，故非築堰以提高之不可。由此觀之，堰頂高度應較滿渠水位為高，其差度以能使渠中滿流為度。由美國所建多數渠首工之經驗，知堰頂較滿渠水位恒高 6~12 吋。若假定下射閘門之流量係數為 0.7，則每方呎閘孔所能引入之水量在 6 吋水頭之下為每秒 4 立方呎；12 吋水頭之下為每秒 5.5 立方呎。故在任何

情形下，此水頭宜在 6 吋以內。此項差度在上射閘門時為數宜稍巨，但亦應在 6~12 吋之範圍內。

美國加州猶馬渠之渠首閘係上注式，其水位較堰頂低 0.7 呎。<sup>(5A)</sup> 閘門淨寬共為 262.5 呎，引入水量共 1,400 秒呎，平均每呎閘門寬度引水 5.33 秒呎。按照潛堰公式算得水深應為 1.5 呎，由此可以決定上注閘門在河水最低及滿渠水量時可升之高度。在此渠首閘中，閘閘設在堰頂下 4 呎，故閘門共高為 2.5 呎。

渠底高度可由渠道截面決定之。閘閘之高度宜較冲刷道之底床為高，至少為四呎，能較高則更佳。閘閘亦常較渠底為高。

(c) 閘孔之尺度 在上注式閘門中閘孔之總長度應以每呎長度之引水量決定之。每呎引水量不妨較多，在印度瑟興德渠與哲姆<sup>(72)</sup>勒渠<sup>(75)</sup>均採用每呎 20 秒呎而除沙之成效甚著。如為下射式閘門則其引水量當按水孔而計算，每平方呎閘孔之引水量普通為 4~5 秒呎。下射式閘門開啓時，其門底應與滿渠水位相齊，或較低 4~6 吋。閘閘之高度恒參照冲刷閘底床之高度而酌定之。閘閘愈高則閘孔愈扁，因之所需閘之總寬度愈大，但閘門所受水壓力則愈小。美國多數下射閘門之高常為 4~6 呎。閘之總寬度則由閘磯分成若干孔，而每孔之寬常為 4~6 呎，最大亦不逾 8 呎。按美國所用閘門常覺過狹，布來曾反對之，蓋印度若干大渠之渠首閘門均較美國為寬也。

(d) 閘之各部分 閘之各部分可分為六：(1) 下層建築 內含閘之底床，海漫，抑水牆及隆起之閘閘。(2) 邊牆及翼牆 位於閘之兩側用以範圍水流並與渠道相連接。(3) 閘磯 此為分隔閘孔與安設閘門而設。(4) 帷牆與作業臺 在下射式閘門中自閘孔之頂以上本非流水所需故須建帷牆，橫互若梁。為便利啓閉閘門起見，閘上每築有作業臺。(5) 閘門。(6) 啓閉機械 此為啓閉閘門而設。

閘之底床恒延至閘閘上游與磯鼻相齊。磯鼻恒位於閘門上游 2~6 呎，其間須設有臨時閘槽以備插置橫版之需。底床之作用為防免渠底被進閘之水流所冲刷，並延長閘底之滲透線。布來謂底床

之長度至少爲洪水深度之二倍。美國所建之底床較印度爲短，其長僅延至閘磯之末端，自閘門至底床末端之總長，僅等於洪水之深度。自底床以下則用混凝土襯工或拋石工以與渠道相接，按有關渠首閘之設計除按力學上之須要而規定外，宜再用模型試驗以研究之，庶屬妥善。混凝土底床之厚，恒爲 6~12 吋，如爲別種材料則厚自 12~18 吋。混凝土襯工之厚恒爲 4~6 吋。

重力式圻工閘磯之厚平常爲 18~24 吋，或約等於閘孔寬度之十分之三。應用鋼筋混凝土，則可按桁梁設計之，並將若干垂直鋼筋生脚於底床內以增握裹力，其厚度恒在 12 吋以下。其他細目請參閱閘壩工程編。

## 第五章 溢道與退水閘

65. 渠道之保安設備 溢道與退水閘爲渠道之保安設備。渠中水量常因下列各原因而有過多之患：

- (1) 因渠首閘中放進逾量之水；
- (2) 因高地大雨後有洪水流入渠內；
- (3) 因支渠閘驟閉，致大宗水量匯至下游；
- (4) 因渠道中忽生障礙致水流停止，例如止水閘之驟閉或大件物體墜落於渠內。

職是之故，渠道中每設有溢道以便洩去超過滿渠水位之水量，又設有放水閘俾在短時間內將一段渠水完全放盡。渠道如遇非常變故，例如一段渠岸已現崩潰之象，則惟有開啓退水閘以免成爲災患。退水閘與止水閘每相輔而行，蓋前者所以洩水出渠，後者則橫絕渠道勿使禍患延及下游也。渠道中積淤甚多之時亦恒賴退水閘之開放以沖出之。由溢道及退水閘洩出之水量恒以天然水道爲歸宿，其經過之段落中應設一廢水道以範束之。因所經之地大都爲峻峭之山麓，故廢水道恒爲連綿不絕之斜槽或跌水建築。

66. 溢道 渠道之設有溢道者並不多觀，有之大都設在渠首閘

下游不遠之處，用以洩去渠首閘內所引過量之水。需設溢道與否當視當地情形而定，大致如下：

(1) 河川流量變化靡定，致渠首閘中恒易引入多量之水。在此情形時，宜在渠首閘之下游設置之。

(2) 在灌溉季節內渠道滿流之時，倘自高地流入渠中之雨水或融雪之水有使渠道漫溢之慮則須設置之。此種外來之水量倘能自涵洞或水橋排洩而出，則應考慮及之。

(3) 估計支渠閘驟閉時，上游渠道內水位升起之程度，如有漫溢之慮，則應設溢道以救濟之。

(4) 在山崖部分之渠道中，估計土石墜落渠中時所引起之障礙而酌設溢道。若渠道有全部阻塞之虞，則溢道之洩量應與滿渠流量相等。

欲充分利用溢道之額量，則溢道下游不遠之處應在渠道中設置止水閘以輔佐之。

67. 溢道之式樣 溢道式樣有三：(a) 漫溢式，(b) 虹吸式，(c) 自動閘門式。

(a) 漫溢式溢道 漫溢式溢道係以渠岸或架槽之側改築而成，其頂與渠中正常水位相齊。在溢道下游常設靜止池，用以接受漫出之水量，靜止池之下游則設廢水道以引其水量達於天然排水道中。漫溢式溢道之洩量與溢道頂上水頭之 1.5 幕成正比。

(b) 虹吸式溢道 利用虹吸之理，於渠岸內設虹吸管以洩水量，因虹吸之水頭較漫溢式為巨，故效率甚著。其構造細目詳見閘壩工程編。

(c) 自動閘門式 在渠岸之上設置巧妙之閘門，當水位升至一定高度時，即因水壓力不能平衡之故，自動傾倒而放水外出，一至正常水位，即仍恢復原狀。此式溢道已有多種式樣，但漏水之弊頗難避免。

68. 退水閘 退水閘常設在渠道與天然水道相接近或交叉之處，將閘開放後，可使全渠水量洩入天然水道之中。退水閘可分二

部分，一部分為設在渠岸中之閘，其構造與渠首閘相似，惟恒用下射式閘門以便冲刷積淤耳。另一部分為承接洩出水量之廢水道，下端通入天然水道中。如天然水道之水位與退水閘之閘底相距甚近，則廢水道可以免設，放出之水遂成懸瀑之狀。

設置退水閘之目的不外為保護渠道系統與冲刷積淤。如專為後者而設則宜名為冲刷退水閘。

冲刷退水閘之冲刷效果並不能延展至較遠之處，故常將閘之上游部分之渠道截面略予擴大，俾淤沙得沉積其中以收冲刷之效。此種構造名為沙阱。

純為保護渠道而設之退水閘常設於以下地點：

(1) 渠首伸入河川之洪水河床內，以致洪水時渠道有被冲斷之處。斯時若聽令洪水順渠而下，則為患匪淺，故宜在渠道離河稍遠處設置退水閘。庶萬一洪水奪入渠內，可以由此退去，不致使渠道下游遭受其禍。

(2) 如渠道設在峻峭之山坡上，或經過柔軟之土山，則萬一潰決，決口愈冲愈大，使事後不易修理。故宜在危險段落以上擇地建設退水閘。如危險段甚長則每隔 2~4 哩須加設一座，以備非常。

(3) 大段渠道由填築而成或穿行惡劣土壤之內，則須在其上游設置退水閘。

(4) 在重要之架槽，或仰虹吸管之上游宜設置退水閘，俾此種建築物之進水或出水口發生漏水或中間破壞時可用止水閘斷絕水流，而將渠水經退水閘放去之。

(5) 在大量山水(客水)注入渠道處之下游。

(6) 在幹渠分為支渠處之上游短距離內。

69. 退水閘之設計 退水閘之洩量應等於滿渠流量與入渠客水之和。如退水閘之下游設有止水閘，則在退水閘開放之際，閘上水位可維持於滿渠水位。若無止水閘之設立，則宜將設閘處之渠底特別放低，以暢宣洩。關於退水閘之流量應按側堰之理計算之。根據恩格思之實驗，知側堰之流量公式如下：

$$Q = 3.32 l^{0.83} h^{1.67}$$

其中  $Q$  爲流量，以秒呎計； $l$  爲側堰之長，以呎計； $h$  爲堰上之水頭，以呎計。又據科爾曼及斯密斯<sup>(57)</sup>之實驗知側堰上之水頭愈至下游則愈增。若命  $h_1$  爲上游末端之水頭，則

$$Q = 1.674 b l^{0.72} h_1^{1.645}$$

其中  $b$  爲渠之平均寬度，餘同上。

## 第六章 特殊輸水設備

70. 引言 本章所論爲隧道，坐槽，架槽，管道，仰虹吸管等諸項。灌溉系統中之輸水設備咸以渠道爲主，但遇特殊之地形則須借助於以上各設備矣。

71. 隧道 渠道所經如爲山嶺所阻，而繞道非善策時，則惟有採用穿鑿隧道之一法。就各地所辦灌溉工程而觀，穿鑿隧道之原因不外下列各項：

(1) 渠首工之地址位於山谷之中，兩岸峻峭如壁，無法設置渠首閘，則惟有穿鑿隧道以引水。

(2) 攔河堰並不甚高，但河岸則甚高崇峻峭，高出渠底甚巨，如無別種解決辦法時，則應穿鑿隧道。

(3) 在山巒起伏之區域內建築渠道，其路線每爲山嶺所阻，如別種解決辦法均不可取時，則宜穿鑿隧道。

(4) 因灌溉系統所需水量甚巨，非一個水源所能供給，而須挹取另一流域之水源時，則須穿鑿隧道。

72. 隧道之尺度與形式 隧道不宜過小，至少可容工人在內工作，並使土石可以運出，否則單價反較昂貴。因此隧道之高度至少須在 6 呎以上，能爲 7 呎則愈佳。隧道之面積當隨流量及最大流速而定。爲減少截面積起見，隧道部分之渠線坡度常較別處爲陡，但因此之故，將使渠道所能灌溉之面積略形減少。如無灌溉面積上之限制，則隧道內之流速應使充分加大，以隧道地質或襯工所能忍受



者爲度。普通灌溉水之最大流速雖達每秒 10 呎亦無問題，若水質甚清，而無泥沙者，則更大之流速亦可採用。因隧道內流速特巨，故隧道之出入口與渠道連接處均須善爲設計，使成過渡段也。

除在堅硬岩石中所掘短隧道，可用穿鑿後之原形，而不施修飾外，普通均將稜角除去，加以修琢，使與規定形式相符。隧道之形式，視所穿之地質，襯工，支撐之方法，運料，及穿鑿之方法，流水之性質等而定。普通所用者輒爲矩形，而冠以平頂或拱形之頂，馬蹄形或圓形數種，圓形隧道之流水性質爲最優，但較矩形與馬蹄形爲難鑿。馬蹄形之流水性質較矩形爲優，但就穿鑿與修整之工事而言，則矩形爲最便；對於自身可以支持之地質，無滑卸之危險者，最稱適用。

在不穩固之地質中，兩側及頂上有壓力者，則襯裏須按此項壓力而設計之；斯時之隧道形式宜有拱形之頂，並有斜立或拱形之側壁。如地質十分柔軟，則底部亦應設置襯工。在此情形下，採用圓形截面最爲妥善，爲便於施工計，則馬蹄形亦屬可取。設置襯工除爲支持隧道內壓力之原因外，亦有因改進流水之性質而設置。混凝土襯工有用以防止水量向疏鬆之岩石而滲漏，蓋此類岩石如與水相遇勢將碎裂或滑卸也。又設置襯工後，流速可以大增，糙率可以減少，皆足使流水性質爲之進步。隧道之襯工可分爲三類：(1)在堅硬穩固之地層中者，襯工僅用以填塞空穴，成爲平滑之表面。若頂部無加以支持之必要，則襯工可僅施於底部及兩側潤周之內。此種襯工平均厚約 4~6 吋。隨穿鑿時之謹慎與否而異。(2)隧道穿鑿於能自支持之地層中，或雖設支撐，但於加施襯工時可以暫時除去。(3)隧道穿鑿於不穩固之土石中，其頂部或兩側均須用木料爲之支撐，無法暫時除去。此種襯工即加施於襯版之外，而將支撐埋沒於混凝土內部。此種隧道常厚 8~12 吋，亦有多至 18 吋者。

73. 洛惠渠之隧道 洛惠渠所經有鐵鑷山高約一百米，須穿鑿隧道五段總長 4861.29 米。洞高 2.7 米，寬 3.6 米，坡度爲千分之一，橫截面積 6.37 平方米，平均流速每秒 14.85 米。洞作馬蹄形，四周

用料石水泥砌拱，厚 30 厘米。洞口之翼牆及護岸均用料石砌成。挖洞之橫截面積為 10.38 平方米。襯工截面積為 3.25 平方米，用 1:4.5 水泥灰沙膠砌。支撐之頂木，用本地之樹料，第一種長 8 呎，徑 4 吋；第二種長 3.2 呎，徑 3 吋。拱心模殼亦用本地樹料造成。估計每米隧道費 775 元（民國 24 年）。

74. 坐槽 坐槽為木料或鋼筋混凝土所製之槽，於山腰挖一缺口以安設之，用以輸運灌溉用水。木質之坐槽大都為矩形截面，槽底置於枕木上，枕木之兩端設豎木及斜撐，用以支持槽之兩邊，豎木之端，復設橫木以互相連繫。亦有造成半圓形者，但用者較少。木質坐槽之詳細造法，並見 §77。

鋼筋混凝土坐槽形如矩形之箱，兩側為邊牆，槽底直接安設於地面。邊牆之設計法有三：其一視若肱梁，而固定於槽底，設垂直鋼筋以應付水壓力，設水平鋼筋以應付溫度之脹縮。其二之邊牆係用支垛以支持之，支垛縮定於槽底內，槽面有繫以橫梁，亦有不設橫梁者。此時之邊牆可視作版而設計之，以支垛為其支點。水平鋼筋隨水壓力之大小而變化其間距。略置垂直鋼筋以抵抗肱梁作用。其三之邊牆上端縮定於橫梁，下端縮定於槽底，故可視為版而設計之。上端之橫梁成為邊牆之一部分，另設垂直之梁以分邊牆為區格。設計時假定水位與槽頂相齊，水壓力之三分之一傳達於頂梁，三分之二傳達於槽底之接合處。

75. 擁壁渠岸 在山腰輸水亦有不設坐槽而設一擁壁者。在山腰內鑿成平台，內側將石壁作成 1:4 之坡度，外緣則建一擁壁。合此石壁，擁壁與平台三者乃成一梯形截面以供輸水之用，如石質疏鬆者，則於石壁與平台之面均敷以混凝土以當襯工。

擁壁如用重力式，合力線須穿過底之三分中部。壁底並應嵌入岩石內以增摩擦力。擁壁之底寬可以下式計算之。

$$B = \sqrt{1.25 b^2 + \frac{d^2}{S}} - 0.5b$$

其中  $B$  = 壁底之寬，呎； $b$  = 壁頂之寬，呎； $d$  = 壁之高度，呎； $S$  = 混

凝土之比重。鋼筋混凝土擁壁可用肋梁式或支梁式，詳見專編不贅。

76. 框形坐槽 在山坡時有墜石墜土之處，則鋼筋混凝土之坐槽須用蓋封閉，而埋入山腰中。此項坐槽可按閉塞之剛架而設計之。美國雅基馬<sup>(4)</sup>渠之坐槽中有建成此式者，內寬 5 呎，深 3 呎，混凝土厚 4 吋，兩側之縱鋼筋用  $\frac{3}{8}$  吋變形方鋼條，中距  $9\frac{1}{2}$  吋；頂部與底部亦然，惟中距為 11 吋，又設水平鋼筋以應付溫度應力。

77. 架槽 架槽為安設於高架上之水槽，為引導渠水跨越窪處或天然水道而設。設在山腰之坐槽，亦有安設長短脚之架而成為架槽者。架槽內流速可令增大以減省截面積；高至每秒十呎之流速亦常有之。在渠道進入架槽及由架槽進入渠槽處應設過渡段使流速得逐漸增減。短小之架槽流速宜與渠道之流速相等以添設過渡段，反屬不經濟也。

架槽可分為木質矩形，木片半圓形，頁鋼，及鋼筋混凝土四種，茲分述之。

78. 木質矩形架槽 上部為木質之矩形槽，其下則以木架支承之。同一截面積之矩形以寬度為水深之二倍時，流速最大，故架槽寬深之比恒為 2:1。惟對於短小之架槽，則其深度宜與渠道相等，以期容易銜接。槽頂出水高度宜按次之經驗公式規定之。

槽邊出水高度 =  $(1/12) \times \text{水深} + 2$  (均以吋計)

設計架槽之框架時宜令稍寬，以便流量擴大時，祇須改造木槽即可應付也。槽身須以無節之乾燥木材造成，對於接合之式樣與匠藝均應講究，以灌溉工事所用架槽並非如水電工事之終年流水也。槽身所用木板厚度常為  $1\frac{1}{2}$  吋，能為 2 吋則更善，過薄則日久拗曲，容易漏水也。在較大之架槽中，木板厚度應按水壓力而設計，上部之板，水壓力已微，不妨較薄。槽邊與槽底之接合法示如圖 18。

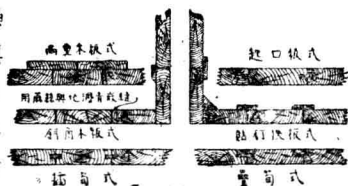


圖 18

薄則日久拗曲，容易漏水也。在較大之架槽中，木板厚度應按水壓力而設計，上部之板，水壓力已微，不妨較薄。槽邊與槽底之接合法示如圖 18。

最簡單之木板接合法為抵頭接合，但須將內隅削去，以便於此填嵌蔴絲與地瀝青，用作槽側之接縫處，應貼釘木板一小條。狹板式係用厚 $\frac{1}{2}$ 至1吋，寬4~6吋之狹板釘在騎縫處。在貼釘狹板以前，亦應用蔴絲瀝青嵌入縫內。狹板甚易拗曲，以致隙縫外露。亦有貼釘狹板於槽外者，意欲使淤泥自行嵌入板縫並使水流少受摩擦耳。兩重式係用厚度相同或相異之木板兩重疊成，厚板置在外方。起口式之凸口頗易因拗曲而碎裂，故不甚合用。插筍式成效最佳，惟板厚至少2或 $2\frac{1}{2}$ 吋；如用2吋木板，則插口應寬 $\frac{9}{16}$ 吋，深 $\frac{1}{2}$ 吋，而插筍則為 $\frac{1}{2} \times 1$ 吋；如用3吋木板，則插口應為 $\frac{7}{8} \times 1\frac{1}{2}$ 吋，而插筍則為 $\frac{3}{4} \times 1\frac{1}{2}$ 吋。疊筍式宜於 $1\frac{1}{2}$ 至 $1\frac{3}{4}$ 吋厚度之板，用料雖較多8~10%，但其接縫則頗易填嵌。

槽底須釘着於枕木，而槽側則釘着於豎木，用斜木支撐之或用橫梁連繫之。槽底木板有與水流同向者，有與水流正交者，前者釘附於枕木之上而枕木則以縱梁支承之，因其摩擦較少，故為一般所採用。後者直接釘附於縱梁之上，故可省去枕木。但因容易漏水，且修理甚難，故不甚可取。此式不能應用斜撐以支持豎木，故須設橫梁於槽頂以連繫之。如槽之寬度超過20呎，則橫梁較斜撐為經濟。橫梁之上可鋪木板以供工人之往來。

木棧架之構造與棧橋相似，間距常為12至16呎。單層棧架作梯形，頂部有冠木，底部有闔木，正中設中柱，兩旁設斜柱，斜度為

1:6至1:12，更用X形斜撐，釘附於棧架之正反面。每兩棧架為一組，用X形斜撐連繫之。棧架之闔木支承於混凝土墩之上，並用螺栓生脚於墩內。棧架亦有數層重疊者或用鋼鐵造成者。松木所造之棧架可維持

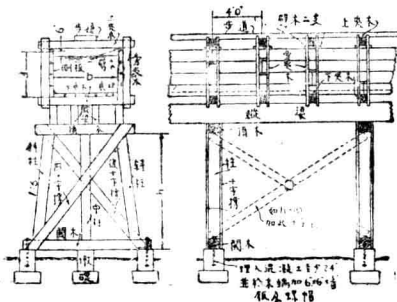


圖19 木質矩形架槽圖

10~12年，稀槿木所造者可維持13~15年。棧架之修理與養護費在開始五六年為數甚寡，除重嵌隙縫外幾無修理之可言。自是以後，修理與養護費即逐年增加，至最後三四年，每年所費約各為初價之一成以上。

標準之矩形架槽設計見圖19與表22。

表22 木質矩形架槽標準尺度表

$d \times b$	流距呎	槽板厚吋	夾木每二吋支	上下夾木	縱梁支數	縱梁尺度*		頂木與鬮木	柱之數目與尺吋	最大高度 $h$	斜撐尺吋	底脚螺絲吋
						本松	美松					
3×3	$\frac{12}{16}$	2	2×4	4×4	3	$\frac{4 \times 12}{6 \times 12}$	$\frac{4 \times 10}{5 \times 12}$	$\frac{4 \times 8}{6 \times 6}$	$\frac{2-4 \times 4}{2-6 \times 6}$	$\frac{10}{15}$	$\frac{2 \times 6}{3 \times 6}$	$\frac{7}{8}$
3×4	$\frac{12}{16}$	2	2×4	4×4	3	$\frac{5 \times 12}{6 \times 14}$	$\frac{4 \times 12}{6 \times 12}$	$\frac{6 \times 6}{6 \times 6}$	$\frac{3-6 \times 6}{3-6 \times 6}$	15	3×6	$\frac{7}{8}$
3×5	$\frac{12}{16}$	2	2×4	4×4	4	$\frac{4 \times 12}{5 \times 14}$	$\frac{3 \times 12}{6 \times 12}$	$\frac{6 \times 6}{6 \times 6}$	$\frac{3-6 \times 6}{3-6 \times 6}$	15	3×8	$\frac{3}{4}$
3×6	$\frac{12}{16}$	2	2×4	4×4	4	$\frac{5 \times 12}{6 \times 14}$	$\frac{4 \times 12}{5 \times 14}$	$\frac{6 \times 6}{6 \times 8}$	$\frac{3-6 \times 6}{3-6 \times 6}$	15	3×8	$\frac{3}{4}$
4×4	$\frac{12}{16}$	2.5	2×6	4×4	3	$\frac{6 \times 12}{6 \times 16}$	$\frac{5 \times 12}{6 \times 14}$	$\frac{6 \times 6}{6 \times 6}$	$\frac{3-6 \times 6}{3-6 \times 6}$	15	3×6	1
4×5	$\frac{12}{16}$	2.5	2×6	4×4	4	$\frac{5 \times 12}{5 \times 16}$	$\frac{4 \times 12}{6 \times 14}$	$\frac{6 \times 6}{6 \times 8}$	$\frac{3-6 \times 6}{3-6 \times 6}$	15	3×8	$\frac{7}{8}$
4×6	$\frac{1}{16}$	2.5	2×6	4×4	4	$\frac{6 \times 12}{6 \times 16}$	$\frac{5 \times 12}{5 \times 16}$	$\frac{6 \times 8}{6 \times 8}$	$\frac{3-6 \times 6}{3-6 \times 6}$	15	3×8	$\frac{7}{8}$
4×8	$\frac{12}{16}$	2.5	2×6	4×4	5	$\frac{5 \times 14}{5 \times 18}$	$\frac{5 \times 12}{5 \times 16}$	$\frac{6 \times 10}{8 \times 10}$	$\frac{3-6 \times 8}{3-8 \times 8}$	$\frac{15}{20}$	3×10	$\frac{3}{4}$
5×6	$\frac{12}{16}$	2.5	3×6	4×6	4	$\frac{6 \times 14}{6 \times 18}$	$\frac{6 \times 12}{6 \times 16}$	$\frac{6 \times 8}{8 \times 8}$	$\frac{3-6 \times 6}{3-8 \times 8}$	$\frac{15}{20}$	3×8	1
5×8	$\frac{12}{16}$	2.5	3×6	4×6	6	$\frac{5 \times 14}{5 \times 18}$	$\frac{5 \times 12}{5 \times 16}$	$\frac{8 \times 10}{8 \times 10}$	$\frac{3-8 \times 8}{3-8 \times 8}$	20	3×10	$\frac{7}{8}$
5×10	$\frac{12}{16}$	2.5	3×6	4×6	7	$\frac{5 \times 14}{6 \times 18}$	$\frac{4 \times 14}{6 \times 16}$	$\frac{8 \times 10}{8 \times 12}$	$\frac{3-8 \times 10}{3-8 \times 10}$	20	3×10	$\frac{3}{4}$

\*本松實用應力定為每方吋800磅，美松1000磅。

79. 木片半圓形架槽 木片半圓形架槽之槽身構造與木片管頗相類似，示如圖20。將木片疊於馬鞍形之木架間，成半圓之槽狀，上口加橫木。用鐵條裹抱槽腹，貫穿橫木之兩端，而以螺母扣緊之。各木片之末端須互相參差，並插舌形鐵片於其接縫內以阻滲漏。此式之槽在曲線上可圓轉如意，用料較矩形槽為省。螺母

可隨時加緊以阻止漏水。惟木片須製成圓弧形，費工較多，乃其缺點也。

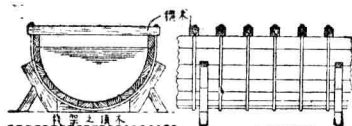


圖 20 木片半圓形架槽



圖 21

80. 鋼槽 頁鋼之槽有數種式樣，有半圓底而兩側垂直者，有直邊平底而兩隅為圓弧者，有為半圓形者。兩側垂直者每兼為飯架，除抵抗水壓力外，兼用以負擔全槽之重量以傳達至兩端之支架。半圓形槽之構架與木片半圓形槽相似，構造頗簡單，有工廠數家專製標準半圓形槽以出售者，其直徑自一呎起至 20 呎止。吾國市上可購得之頁鐵計長 7 呎，寬 3 呎，鋼板為  $4 \times 8$  呎，可造成直徑 4.45 呎或 5 呎之半圓形槽，所須直徑更大者，則須按頁鐵或鋼板尺寸設計之，以免材料之浪費。每兩節之接合構造如圖 21。若槽之總長超過 50 呎，則宜插入膨脹接合，以應付溫度之變化。

81. 鋼筋混凝土架槽 鋼筋混凝土架槽費用甚貴，故用者較少。槽身多為矩形，下層建築則墩座，排柱，拱橋，棧橋均有之。如用墩座棧架為支座者，則側牆可設計為橫梁以負擔水槽之荷重，同時兼能抵抗水之壓力，槽底則藉橫向鋼筋以懸吊於側牆之下。下層建築為拱橋者，則其支承水槽之方法有三：(1) 水槽支承於橫墩或拱側牆上；(2) 將拱肋延伸至水槽之底與槽之側牆連成一片；(3) 於拱肋上更設小拱用以支承水槽。應用何種結構方法，惟有視當地情形作經濟上之比較以決定之耳。洛惠渠之總幹渠中設有鋼筋混凝土渡槽二座，一名奪村渡槽，一名屈里渡槽。

82. 架槽之進口與出口 如架槽甚長而水源較高者，則槽之坡度不妨儘量陡峻，以期減縮橫截面而藉以節省工料。洛惠渠兩渡槽之坡度均用一千分之一，而渡槽兩端之渠道則用  $1:2500$  即其例也。因渠道與渡槽坡度之絕異，故流速亦顯有緩急之分。在槽之進口處，

水流由緩而急，出口處則又由急而緩，為避免其變化過驟以致發生漩渦與碰撞起見，須有過渡段之設。依照理論，苟水槽之內與兩端過渡段中並無摩擦之損失，則槽中水面必較上游之渠水面稍低，至水流出槽以後，水面復略增高，其差額適等於流速增加或復原所須之流速水頭。但在實際上，水流出槽時所恢復之少許水頭常不計及之。過渡段之設計，乃使渠道截面逐漸收縮至與水槽之截面相合，或使水槽之截面逐漸放大至與渠道之截面相合。其造法有二：其一，過渡段之兩側牆為一拗曲面；其二，過渡段之兩側牆為一垂直之牆，逐漸開展，形如雙翼。前者對於水流最為順適，但建造上甚為困難。後者建造較易，但在渠道或水槽與翼牆相接處不能密合耳。兩翼牆之交角愈銳，則過渡段中之截面變化愈緩，但過渡段必愈長，在習慣上，兩翼牆之交角恒為  $60^{\circ} \sim 90^{\circ}$ 。亦有就槽之兩端建造垂直翼牆與水流相正交，另用拋石工使成過渡段者，但漩渦終屬難免也。水槽進口處及出口處，流速甚急，故常成為渠道之一弱點，必須加以注意，以免發生潰決之患。於此須加注意者即（1）翼牆與渠道及水槽之接合處須密不漏水；（2）水槽出口處必須構造堅固以抵抗高速度之水流與不可避免之漩渦；（3）水槽必須伸入兩端實地中，或設置抑水牆深入實地中，以免渠水竄出水槽之外。

83. 管道 在灌溉工程中應用管道以輸送水量者，多數用以渡過低窪，成為仰虹吸管，以代架槽之設置，或設於山腰以代替坐槽或渠道之設置。在少數水源稀少之處亦有用管道引水與配水，以免因滲漏與蒸發而多耗其彌可珍惜之水量。

灌溉工程上所用之管以木片管，混凝土管，鋼筋混凝土管為多數，熟鐵管，鋼管及鑄鐵管等以費用昂貴，用者甚少。本編所述，以前三種為限。

84. 木片管 水壓力在200~250呎以下時，木片管常較鋼鐵管為經濟，故灌溉工程之管道，木片管殊見風行。木片管之管壁為彎形木版所成，外繞鋼質之箍以束縛之。鋼箍之強度須能抵抗管內水壓力所引起之漲破力。木片管因製造法之不同分為機製式與連續式。

機製木片管由製造廠造成，每管節之長為 3 至 20 呎，運至工地，再行接合之。其直徑有整齊尺寸，自 2 吋起至 30 吋止，最高水頭可及 100 呎。特製者直徑可達 42 吋，但壓力較低。機製管以尺寸所限，故不能用以輸運巨量之水，灌溉工程中用者殊少。

連續木片管係在工地所建，所用木片，鋼箍及另件均預先製就，運至工地待用。因係拆散運輸，故所佔地位甚小，重量亦微，對於運輸不便地方，甚為合宜。連續木片管之直徑最小至 6 吋，最大可至 16 呎。管身富有柔曲性，在直徑五十倍之緩曲線上可以屈曲自如，其建築簡便而敏捷，故昔時祇盛行於美國西境，第一次歐戰以後復盛行於歐陸。

85. 連續木片管之建造 裝配木片管之法有二：(1) 在半圓形之永久支鞍內逐片裝置；(2) 如不用永久支鞍，則用臨時可搬支鞍以便裝配下半節之管，迨下半節裝就後，於管內設能拆卸之木型以裝配上半節之管。每段木片之長度大約相等，每相鄰兩片，須參差二三呎，以收犬牙交錯之效。木片裝就後，先圍支點上之鋼箍，再圍中間一部分之箍。相距約二呎。及一段之管裝成，再補足所須之鋼箍。鋼箍之末端有螺母，扣緊時，各木片即互相壓緊。建造時木片以愈乾為愈佳，庶造成後不致因曝露風日而收縮，否則須隨時將鋼箍扣緊以免漏水。過量之漏水足使鋼箍銹爛，促短管之壽命。

木片管完成後，須緩緩注水以便修理滲漏。木片得水以後，即稍稍膨脹，亦可自行止絕漏水也。如橫向縫內有水滲漏，可用半吋厚之木質尖劈打入其中以防止之。縱向縫內不可嵌入尖劈致木片分離。

86. 木片管之設計 昔時木片管之設計全憑成法與判斷力，無理論之可言。迨經驗稍多，始演出一定之原理與標準，略述於次：

(a) 木片之截面 木片係在廠內製就，內外表面均為圓弧形所成，內表面之半徑等於管之半徑。外表面之所以採取圓弧形者，乃欲使鋼箍之支承力，得分佈平均耳。木片之兩側通例採取放射形，俾相鄰兩片得互相密合。木片之尺度須合於次之需要：

(1) 木片須有足量之強度，俾管內流水後，仍能保持圓管形而



不致變形，並擱置於支鞍間而無過量之偏轉。

(2) 木片不宜過厚，庶管內流水時得全部浸透，延長壽命。亦不宜過薄以致水能滲出。

(3) 木片之寬度須與所購木料相適應，以免浪費。

關於木片之厚度<sup>(59)</sup>荷爾敦有經驗公式如次：

$$t = 1 + \frac{H}{100} + \frac{D}{100}$$

式中  $t$  為木片之最小厚度，以吋計； $D$  為管之內徑，以呎計； $H$  為水頭以呎計。

製造木片之木料常用標準尺寸如  $2 \times 4$ ,  $3 \times 4$ ,  $4 \times 6$  吋等。每種管徑所用木片，當有一定之經濟寬度，如次：

管徑不滿 24 吋者，寬度不宜超過 4 吋；

管徑 30 吋至 14 呎，須用 6 吋寬之木材製成；

管徑更大者，須用寬度 8 吋以下之木材，

應用 12 吋闊之木材，雖有其例，但耗料甚多，不足為訓。

製造木片之木材種類甚多，如柾，杉，黃松，樅，桤木，柏等均可。桤木與樅產於北美洲之西岸，為近年木片管最廣用之材料。如不施木蠟油，則桤木之壽命較長，如施木蠟油，則兩者壽命無甚軒輊。木料之紋理須直，無死節。邊木宜設在管外。年輪線須與管之周緣相平行。

(b) 鋼箍 每種直徑之管須用合宜直徑之鋼箍，蓋鋼箍不僅欲賴以安全支持張力，其對於木片之擠壓力亦須在安全範圍內也。鋼箍圍繞管身，復埋入管身少許，其深度隨箍之張力而異。箍與管身之接觸面積，在木材未被壓破以前等於箍之半徑。<sup>(60)</sup>亨利由實驗之結果，建議關於桤木之木片管應採用次表之值：

鋼箍直徑，吋	許可荷重(每方吋)	許可荷重(每吋)
$\frac{3}{8}$	747 磅	140 磅
$\frac{7}{16}$	700	153
$\frac{1}{2}$	660	165

$\frac{5}{8}$	640	200
$\frac{3}{8}$	620	232
$\frac{7}{8}$ (61)	600	262

阿丹斯主張用平均值每方吋 650 磅，其相當之每吋鋼箍支承壓力為  $e = 650r$ ，而由此引出鋼箍之張力為

$$S' = (R + t)e = (R + t)650r$$

其中  $S'$  為箍中之張力， $R$  為管之半徑， $t$  為木片之厚， $e$  為鋼箍對於木片之支承壓力， $r$  為箍之半徑。

但  $S'$  須等於鋼箍之資用強度， $\pi^2 S$ ，其中  $S$  為鋼之資用應力

故

$$r = \frac{R + t}{\pi S} 650$$

表 23 木片管經濟尺度表

管之直徑 (吋)	原料木材	木片厚 (吋)	鋼箍直徑 (吋)	鋼箍內之應力 (每方吋磅)	鋼箍之安全係數
10	$1\frac{1}{2} \times 4$	$1\frac{1}{16}$	$\frac{5}{16} \times 7\frac{1}{16}$ *	1255	5.26
12	$1\frac{1}{2} \times 4$	$1\frac{1}{8}$	$\frac{5}{16} \times 7\frac{1}{16}$	1475	4.47
14	$1\frac{1}{2} \times 4$	$1\frac{3}{16}$	$\frac{5}{16} \times 7\frac{1}{16}$	1650	4.0
16	$2 \times 6$	$1\frac{7}{32}$	$\frac{5}{16} \times 7\frac{1}{16}$	1650	4.0
18	$2 \times 6$	$1\frac{9}{8}$	$\frac{5}{16} \times 7\frac{1}{16}$	1650	4.0
20	$2 \times 6$	$1\frac{5}{8}$	$\frac{5}{16} \times 7\frac{1}{16}$	1650	4.0
22	$2 \times 6$	$1\frac{3}{8}$	$\frac{3}{8}$	1508	4.4
24	$2 \times 6$	$1\frac{3}{8}$	$\frac{3}{8}$	1650	4.0
27	$2 \times 6$	$1\frac{7}{16}$	$\frac{3}{8}$	1650	4.0
30	$2 \times 6$	$1\frac{1}{2}$	$\frac{1}{2}$	2673	4.4
36	$2 \times 6$	$1\frac{9}{16}$	$\frac{1}{2}$	2950	4.0
42	$2 \times 6$	$1\frac{5}{8}$	$\frac{1}{2}$	2950	4.0
48	$2 \times 6$	$1\frac{11}{16}$	$\frac{1}{2}$	2950	4.0
54	$2\frac{1}{2} \times 8$	$2\frac{1}{8}$	$\frac{3}{8}$	4600	4.0
60	$3 \times 8$	$2\frac{1}{2}$	$\frac{3}{8}$	4600	4.0
66	$3 \times 8$	$2\frac{9}{16}$	$\frac{3}{4}$	6600	4.0
72	$3 \times 8$	$2\frac{5}{8}$	$\frac{3}{4}$	6600	4.0

\*橢圓形

如以  $S = 15,000$  磅/方吋代入，則得

$$r = 0.0138(R + t)$$

阿丹斯建議之木片管經濟尺度如表 23。

應用橢圓形之鋼箍在理論上雖較經濟，但並未見諸實行，斯威卡特<sup>(62)</sup>列舉下列鋼箍直徑，定為最宜採用之尺寸：

管之內徑	20以下	22~26	28~44	46~66	68~108	108以上
鋼箍直徑，吋	$\frac{3}{8}$	$\frac{7}{16}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{7}{8}$

鋼箍須用抗張強度介於每方吋 55,000 與 65,000 磅之做爐軟鋼製成，其彈性限界不得比極限抗張強度少至一半。所用之鋼條，須能冷彎為等於其直徑之半圓而略無破碎痕迹。箍之一端所刻螺線須合於標準螺線規，螺母須恰能套緊其上，但亦不可過緊。所刻螺線之長度須與管徑相適應，俾裝配容易，事後復能扣緊。

(c) 鋼箍之間距 決定鋼箍之間距應先研究其作用。當木片管造成時，鋼箍須先扣緊，使木片間發生初步壓縮。此項壓縮應力須較水壓力為巨，庶可防止夾縫間之漏水。及水管注滿後，鋼箍又因水之壓力而增加一種張應力。此外木片因滲透致膨脹其體積，使鋼箍發生應力。其情形有二種：(1) 如初步壓縮較小，則木片浸透後發生膨脹，增加壓縮應力，最多至等於濕木材極大抗壓強度為止；(2) 如初步壓縮應力大於濕木材之極大抗壓強度，則膨脹為初步壓縮應力所抑制，迨木材完全浸透後，則壓縮應力將減退，最多與濕木材之極大抗壓強度相等。由此觀之，不論何種情形，木片間之壓縮應力決不超過濕木材之抗壓強度也。若木片為管內壓力所推出，致鋼箍陷入木片之內，則木片間之壓縮應力必相當減小。若命  $f$  為鋼箍之間距， $P$  為管中之水壓力， $R$  為管之半徑， $S$  為鋼箍之安全抗張強度，則鋼箍所抵抗之力為 (1) 水壓力即  $Prf$ ；與 (2) 木片初步壓縮超過水壓力部分。因此項壓縮應力每定為水壓力之  $\frac{2}{3}$ ，故其數為  $\frac{2}{3}Pft$  但

$$S' = \pi r^2 S = Prf + \frac{2}{3}Pft$$

∴

$$f = \frac{S'}{P(R + \frac{2}{3}t)}$$

又當木片被浸透以後，鋼箍所抵抗之力：(1)與前相同；(2)因木片膨脹所生之應力，其值為  $Eft$ 。其中  $E$  為木片間之壓縮應力，據斯威卡特之實驗不能超過每方吋 125 磅，故

$$S' = \pi r^2 S = PRf + 125ft$$

$$\therefore f = \frac{S'}{PR + 125t}$$

如水頭較高或管徑較大，則  $\frac{3}{2}t$  與  $125t$  二項均比較甚小，故可書作

$$f = S'/PR$$

以上各公式均假定所取鋼箍之尺寸乃使其伸張應力等於或小於鋼箍對於木片之支承壓力；若所取尺寸，使伸張應力大於鋼箍對於木片之支承壓力，則以上各公式中之  $S'$  應用  $S' = (R + t)G50r$  之值。

(d) 鞋形接合座 木片管上圍繞之鋼箍，一端設衣紐形之釘帽，他端刻螺線設螺母，均扣入鞋形之接合座而接合之，其構造如圖 22。



圖 22

用此鞋形接合座，鋼箍可藉以扣緊。直徑超過 52 或 66 吋之管，每道鋼箍均分成二段，故應用鞋形接合座二枚。鋼箍螺線根部之抗張強度須與鋼箍本身相等，故螺線輒由滾壓成之。鑄刻者則其抗張強度由螺線根部之截面積決定之。亦有將鑄刻螺線部分之鋼條加以錘打使直徑放大  $\frac{1}{8}$  吋，庶鑄刻後之截面積適與其餘部分之截面積相等。鋼箍上所用螺母常較標準者稍厚，螺母之底設有鋼墊圈。鞋形接合座恒用上等有煨延性之鑄鐵製成，其強度須與鋼條相等。計算木片管每呎長度所用鋼箍，鞋形接合座及一切金屬附件之重量有經驗公式如次：

$$w = \frac{d^2}{f} (108D + 12.67)$$

其中  $w$  = 金屬之重量，以磅計； $d$  = 箍之直徑，以吋計； $f$  = 箍之間距，以吋計； $D$  = 管之內徑，以呎計。

(e) 木片末端之接合 防止木片末端相接處之滲漏可用舌形鋸或特製之接合座。舌形鋸用 10~12 號鋸規之頁鋼所成如圖 23

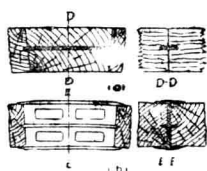


圖 23

之  $a$ 。舌形鐵切成矩形，邊緣須方正。闊  $\frac{3}{4}$  吋，長度較木片之寬度加  $\frac{1}{16}$  至  $\frac{1}{8}$  吋。容納舌形鐵之槽係用鋸鋸成，深  $\frac{3}{4}$  吋，使舌形鐵切入木片內  $\frac{1}{8}$  吋。圖 23 之  $b$  示特製之接合座。用此座後，可使木片之接合更形堅強，管之時受壓力與吸力者尤應用之。裝置時宜將木片末端

之中央刻痕，以容納接合座中央之銳稜。

(f)木片管之最小曲線半徑 木片管富柔曲性，故設在曲線上可以屈曲自如，但過銳之半徑亦非所宜。其最小曲線半徑隨直徑與木片厚度而定，如次表：

管徑(呎)	最小半徑(呎)	管徑(呎)	最小半徑(呎)
4	125~150	9	450~500
5	150~175	10	600
6	200~225	11	650
7	275~300	12	700
8	305~400		

(59) 荷爾敦有如下之經驗公式可藉以計算木片管可以容許之最小曲線半徑：

$$R = 4 \sim 5 \times (D + 4t^2)$$

其中  $R$  為最小曲線半徑，以呎計； $D$  為管直徑，以吋計； $t$  為木片之厚，以吋計。

(g)木片管之支架 木片管之用支架以架空者，式樣有三種：(1)用木材作橫枕，置管於其上，兩側加楔形之木塊，其面略凹，以與管面相稱；(2)用混凝土，圻工，或建築鋼所造之支鞍，兩側延伸至水平直徑以上，或其相近處；(3)於懸崖內插入  $I$  形鋼或鋼軌以承托木片管，每隔 5~6 呎，用鋼條一端生根於山崖，一端連繫於  $I$  形鋼或鋼軌以維繫之，又法則於山側鑿穴以容管身，每 10 呎則用鋼條維繫之，此鋼條之兩端均須生根於山石內。木片管於轉換方向處，將向合力方向而移動，故在此等地方均應設法締定之。

(h)木片管之保護 最普通之保護法為用木餾油將木片預在

壓力下浸製之，每立方呎之木材，約吸收 8 磅之油。已成之木片管，如感須要，可用噴射法或帚塗法重施木餾油一度。木片之朽爛，每開始於兩端，故在建造以前，宜將兩端浸製木餾油或他種護木油中。木片管外亦有於木餾油乾燥後，乘未放水時，塗刷煤黑油或瀝青漆者，所塗之漆並可作為鋼箍之保護物。

木片管有完全埋入土中者，亦有半埋土中者，但在可能範圍內，則以完全架空者為宜，以其隨時可施油漆也。

(i) 木片管之壽命 木片管在良好環境之下，能維持若干年尚未確知，但已有多處之木片管，木質並非上乘，未經塗刷油漆，而經用四五十年未嘗損壞。亦有完成未久，即行朽敗者。就一般言，設計合度，用料良好，保護周至，視察嚴密之木片管當可維持 30~40 年，但環境不良者，不在此例。縱木所製之管，必須用木餾油浸製，否則壽命難越 5~20 年。

埋藏地內之管遇有下列情形最易朽爛：即(a)土壤疏鬆特甚，雨水漏洩甚易，致水管外表，時乾時濕；(b)還填之土壤中含有腐敗之植物質或菌類之種子，則木材遇之，朽敗至易；(c)木質浸透日久，以致變為柔軟，斯時若小有罅隙，沖開浮土，填積墊板之旁，壓近管身，使其變態而發生重大之罅漏。半埋之管以齊平地面處乾濕無常最易朽腐，地內部分則與埋藏者同一景況。擱空地面之管須離地稍高，以免土壤沾及管身。

外露之管，每隔相當時間，須沿管查看一次，如見滲漏，即須設法堵塞，鋼箍之銹壞者，須即更換，油漆剝落者，須即重塗，如能常川注意，其壽命自可延長。

(j) 建築上之注意事項 安設木片管宜使管身與鄰管，擁壁，牆墩之類相距至少 18 吋以便扣緊鋼箍時，工人所用螺旋板有迴旋餘地，並便工作與視察。管之任何部分宜位於水力坡線之下。否則須設通氣管，空氣活門，真空活門之類。如設此等附件，即須保護嚴密，勿使受凍，致欠靈活。管線所經，勿使有蒙受洪水沖毀之患。支架之底，如屬可能，宜建於岩石或堅土上。如有溪澗沿管流行或潛

管而過，則須建擁壁或其他保護工程。木片管如浸在水中，則於空管時，有浮起之患，在土中亦有此危險，建築時均須注意及之。倘因事實上之需要，暫時挖開管上之覆土，長及數呎者，則宜一次挖至管之水平直徑，否則荷重不均，易致擠碎。管上鋼箍之鞋形接合座宜設在水平直徑之左右，每三箍為一組，其鞋形座上下參差如梯級狀。直徑 6 呎以上之管覆土不宜超過 2~4 呎；小管覆土可以多至 10~12 呎。覆土須極純良，層層碾實。如有道路跨管而過，則必須建橋於管上。大管之上，如有異常重負，則須加厚該部分之木片，或於管外加混凝土之護管。

木片管與鋼管或圻工相接之處，須備一插承接合，以備鋼管之伸縮。接縫內須填以麻絮以杜漏水。設置支管，空氣活門等須用特製之管鞍，如圖 24。

87. 鋼筋混凝土管 鋼筋混凝土管管壁之應力起因有三，即管

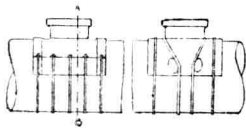


圖 24

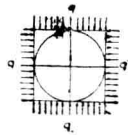
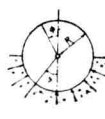
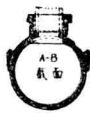


圖 25

圖 26

身之重量，水壓力與土壓力是也。應力之巨細隨支承之方式而異。最普通之支承方式為管身之下半部埋入於貧混凝土之床內，如圖 25。在此情形之下，假定混凝土床之反動力均取半徑方向，並與  $\cos\varphi$  成正比例。管中水壓力在管壁任何點所引起之力矩為

$$M_w = \frac{Q}{2} R^3 \left( \frac{1}{\pi} - \varphi \sin\varphi - \cos\varphi \right) \quad (1)$$

所引起之軸心力為

$$Z_w = Q R^2 \left( 1 - \frac{1}{2} \cos\varphi - \frac{\varphi}{2} \sin\varphi \right) + R p \quad (2)$$

其中  $p$  為管頂之水壓力， $Q$  為單位體積之水重。

上半部管身所引起之力矩及軸心力為

$$M_{us} = R^2 W \left[ 0.205 + 0.26 \cos \varphi - \varphi \left( \sin \varphi - \sin \frac{\varphi}{2} \right) \right] \quad (3)$$

$$Z_{us} = R W [0.26 \cos \varphi - \varphi \sin \varphi] \quad (4)$$

下半部管身所引起之力矩及軸心力為

$$M_{ls} = R^2 W \left[ 0.86 - 0.26 \cos \varphi' + \varphi' \left( \sin \varphi' - \sin \frac{\varphi'}{2} \right) - \frac{\pi}{2} \sin^2 \varphi' \right] \quad (5)$$

$$Z_{ls} = R W \left[ -0.26 \cos \varphi' + \varphi' \sin \varphi' - \pi \sin^2 \varphi' \right] \quad (6)$$

其中  $W$  為管壁每單位面積之重。

假定管外土壓力之分佈如圖 26，以期簡單，即水平方向每單位面積之土壓力為  $q'$ ，垂直方向為  $q$ 。若是則力矩與軸向力為

$$M_{\bullet} = \frac{3}{4} R^2 q \cos 2\varphi \quad (7)$$

$$Z_{\bullet} = -R q \left( \sin^3 \varphi - \frac{1}{4} \cos^2 \varphi \right) \quad (8)$$

應用以上八式，可以計算管壁任何點之彎曲力矩與軸向力。決定管壁厚度及鋼筋之佈置時，宜就管中有水壓與無水壓之兩種情形分別研究之。除滿足力學的條件外，管身須在任何情形下，密不漏水。繞管之鋼筋，通常佔管壁截面積 5%，除此以外，管壁內外表面相近處，常設縱向鋼筋，用以防免收縮裂縫，其量約佔截面積之  $\frac{1}{4}$ %。最大之鋼筋混凝土管直徑已及 25 呎，事實上並無限制。惟大徑之管，水頭常較低，約在 70~100 呎以下。

混凝土之混和比率在水頭不滿 100 呎時為 1:2:4，水頭較高者，宜用較富之比率，直徑在 9 呎以下者，可在廠中造就管節，每節長自 8~12 呎，運至工地連接之，9 呎以上則均在工地建造。鋼筋混凝土管之接合及澆製次序均須善為籌畫，以期減少漏水之虞。

88. 仰虹吸 仰虹吸為引水之管道使渠道得以渡過低窪之處。一端設進口，他端設出口以與渠道相連接。在進口處恒設有留沙箱與退水閘，俾修理時可以洩去水量，並將積淤沖刷而去。仰虹吸之轉折處須按其不平衡之合力設置鎮碇。在管之隆起處，須設有空氣活門，用以排除管中之空氣，並使放空管中積水時由此引入空氣。仰虹吸之低陷處，須設吹出活門，修理時藉以放空管中之水量，並



排出管中所積之泥沙。

## 第七章 跌 水

89. 引言 若渠道所經之地面坡度大於渠道所能安全忍受之坡度，則渠道愈向前進，其水位將愈較地面為高，渠岸與渠身既須完全由填築而成，則潰決之危機益將顯著。是以苟遇此等情形，必須將地面以上之渠道降抑至較低之處，而於高低兩渠道間插入一種跌水建築，使渠水由此下降，不致損傷渠道。跌水建築可分為垂直與傾斜二式；前者簡名跌水，係使水流垂直下降，狀如懸瀑，後者名為斜槽，係使水流由斜坡或斜管向下奔注，狀如急瀨。又在幹渠與支渠分流處之下游，有橫亘幹渠設一低牆者名為止水堰，其作用為使幹渠水量較少時，水位得因以擡高，可以流入支渠之內，一部分水量則越堰而至幹渠之下游，其狀亦似跌水。止水堰亦有造成活動性質者則名為止水閘，於滿渠水量時可以全部開啓之。

渠道中應設跌水與否，全視渠道因冲刷而發生之後果而定。早年所建灌溉渠道中輒無任何跌水之建築，苟有冲刷之發生，亦聽其自然。若渠道下不遠之處即遇石層或堅硬之土，則冲刷未久，即可被阻止；若渠道之下純係鬆土，則愈冲愈深，足使隄脚空虛，渠身紆曲，並使冲刷而去之泥沙堆積於下游渠道之內。在前一情形，雖無跌水之設，亦無大患，在後一情形，則非設立跌水不可也。

90. 跌水之構造 組成跌水之各部分可分為六：(1)橫亘渠道之胸牆；(2)胸牆上游之翼牆與鋪底；(3)胸牆下游之水墊與鋪底，用以承受上游降落之水；(4)側牆與翼牆；(5)上下游基礎內之抑水牆；(6)由水墊至下游之渠底與渠岸防護工程。跌水之造成有包含上列各部分亦有闕略若干部分者

91. 跌水之位置與其經濟高度 如圖 27 命

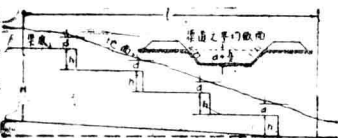


圖 27

$d$  = 跌水上游最小挖深度, 呎;

$b$  = 渠底寬, 呎;

1:  $n$  = 渠岸坡度;

$A$  = 在挖掘段內渠道截面之平均面積, 方呎;

$h$  = 每一跌水之高度, 呎;

$l$  = 渠段之長, 呎;

$H$  = 在  $l$  距離中須用跌水以克制之總高度, 呎;

$V$  = 挖土總量, 立方呎;

$C_1$  = 跌水中與高度無關係部分之費用, 例如翼牆側牆鋪底等;

$C_2$  = 每一跌水之總費用;

$C_3$  =  $l$  距離內跌水之總費用;

$C_4$  = 挖土總費;  $C_e$  = 每立方呎之挖土單價;

$C$  = 跌水費與挖土費之和;

$K$  = 與跌水高度有關之費用係數。

因得  $C_2 = C_1 + Kh$

$$A = \left(d + \frac{h}{2}\right) \left[\left(b + n\left(d + \frac{h}{2}\right)\right)\right]$$

$$C_4 = lAC_e = lC_e \left(d + \frac{h}{2}\right) \left[\left(b + n\left(d + \frac{h}{2}\right)\right)\right]$$

$$C_3 = \frac{H}{h} (C_1 + Kh)$$

$$C = C_3 + C_4 = \frac{C_1 H}{h} + KH + lC_e \left[\left(bd + \frac{bh}{2} + n\left(d + \frac{h}{2}\right)^2\right)\right]$$

求  $C$  對於  $h$  之第一次導微函數, 使等於 0, 則得最經濟之跌水高度為

$$h^3 + \left(2d + \frac{b}{n}\right) h^2 - \frac{2C_1 H}{n l C_e} = 0$$

92. 設計之原理 在設計跌水時, 對於此項建築所予水流之影響與水流所施之動力必須特別注意者, 計有下列三項: (1) 流速對於跌水上游所生之影響; (2) 跌水底部因水量墜落所生之碰撞作用; (3) 當跌水鋪底或水墊之出口處, 因旋渦與亂流所致之冲刷作用。

茲分論之。

93. 跌水缺口之設計 當水流經過堰或橫牆之面而下注時，其上游短距離內之水面均逐漸降落，致在堰或牆頂之水深度僅為全部深度之 $\frac{2}{3}$ 。此項局部作用，乃因使位置水頭逐漸轉變為流速水頭所致，為無可避免之事。故在此上游若干呎內之渠底與側坡必須作相當之保護工程，否則極易刷成深淵，危及堰或牆之安全。若堰與牆頂之長度甚巨，則其上之水深度愈小，對於上游渠身之影響必愈速而愈大。故為減弱此項影響起見，每將缺口之頂作成三種特別式樣，俾其上之水位不致低落過甚：(1)將缺口加以收束；(2)將缺口加以提高；(3)將缺口作成梯形。

(a) 收束式之缺口 此式缺口之底係與高渠之底相齊，惟缺口之寬度則較渠底之寬度為短，故水位被其壅阻而不致低落。缺口之寬度可應用修改後之赫舍爾<sup>(63)</sup>之闊堰公式以計算之：

$$Q = 4.75l(NH)^{\frac{3}{2}}$$

其中  $Q$  為流量，每秒立方呎； $l$  為堰之寬度，呎； $H$  為堰頂之水頭，呎； $N$  為係數隨其水舌之淹浸程度而異。如淹浸不及 15%，則流量無甚變化，如淹浸至 25~50%，則  $N$  為 0.98~0.89。由上式可以計算  $l$  之值。收束式之缺口寬度若用上式計算而得，顯祇適用於一定之流量  $Q$ ，若缺口造成後， $Q$  與計算時之流量不同，則仍未能達到壅高水位之目的，再此式缺口使渠道為之收束，以致發生旋渦，引起冲刷作用。

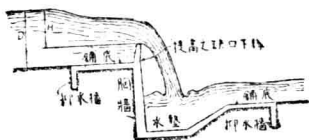


圖 28

(b) 提高下緣式之缺口 此式缺口之縱截面如圖 28。

應用普通之堰公式，可得  $H = \left( \frac{Q}{Cl} - h^{\frac{3}{2}} \right)^{\frac{2}{3}} - h$ ，其中  $h = \frac{v^2}{2g}$ ， $v$

為行近流速。 $H$  見圖中所示， $l$  為堰之寬度尋常均與渠寬相等， $C$  為堰之流量係數，如為銳緣之堰， $C = 3.33$ ；如為闊頂堰，而上游頂隅作成 4 吋半徑之圓弧者，則  $C = 3.50$ ，其他情形可查流體力學。

此式之跌水除缺口下緣爲一活動之決瀉版外，其高度祇適用於一定之流量  $Q$ 。其情形與上式相同，惟渠道寬度並不收束，故較上式爲可取。

(c) 梯形缺口 此式始創於印度，我國陝省各渠咸用之。於胸牆之上設梯形缺口一個或數個。缺口之底與渠底相齊，頂部則與滿渠水位相齊或更過之。缺口之上口較下口爲寬，設計時乃使任何水位時，缺口中之水深度適與渠中水深度相等。依照理論，爲此目的而設之缺口兩側須爲一曲線，但此曲線彎度甚微，故可以直線代之。在設計時所須決定者爲缺口之個數，缺口下口之長度，與缺口之尺寸。缺口個數問題並無理論之根據，以全部流量之由一個缺口與數個缺口宣洩而出均無不可耳。但在實際上，個數愈多，則每一缺口內之流量愈小，故對於下游方面之作用愈可平穩。過小之缺口易爲水中所挾草木等物所阻，故亦非所宜。就印度所得之經驗可得如次之規律：

- (1) 胸牆之總長度應略等於渠道之底；
- (2) 缺口之頂寬不得超過渠道之水深，但宜爲水深之  $\frac{3}{4} \sim 1$  倍；
- (3) 分隔各缺口間之墩座不宜小於渠道水深之半；
- (4) 由以上各條件所決定缺口個數宜約等於渠底寬度被水深之  $1.25 \sim 1.5$  倍所除得之商。

缺口尺度中所應決定者爲其深度，底寬，與兩側坡度。缺口之深度恒等於滿渠之水深，而兩側之坡度則可由缺口之流量計算得之。茲說明如次：

設缺口洩出之滿渠流量爲  $Q$ ，缺口之底寬爲  $b$ ，兩側之坡度爲  $n:1$ ，渠道在流量爲  $Q$  時之水深度爲  $H$ ，流量係數爲  $C_1$ ；又命  $y$  爲自缺口頂線起量之任意深度， $dy$  爲  $y$  之增分，則

$$dQ = dy C_1 [b + 2n(H - y)] \sqrt{2gy}$$

此式中未計行近流速，蓋行近流速苟小於每秒 3 呎，影響甚微也。

將上式就  $y = H$  與  $y = 0$  間積分之，可得

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} C_1 (bH^{3/2} + \frac{2}{3}nH^{5/2}) = 5.35 C_1 (bH^{3/2} + \frac{2}{3}nH^{5/2}) \quad (1)$$

如計及行近流速，則得

$$Q = 5.35 C_1 \{ b [(H+h)^{3.2} - h^{3.2}] - 2n [-Hh^{3/2} - \frac{2}{3} \{ (H+h)^{5.2} - h^{5.2} \}] \} \quad (2)$$

如缺口下游水位甚高，致缺口為淹沒式時，則得

$$Q = 5.35 C_1 \sqrt{H - H_s} \{ b (H + \frac{H_s}{2}) + 2n [\frac{3H_s^2}{4} + H_s(H - H_s) + 0.4(H - H_s)^2] \} \quad (3)$$

其中  $H_s$  為淹沒度，即上下游水位差為  $H - H_s$ 。

$C_1$  之值據柏吞在印度瑟興德各渠所得之結果，知為  $0.662 \sim 0.676$ ，此種數值已按行近流速加以改正。利德在旁遮普灌溉分局論文第二輯中曾謂如不計行近流速則對於幹渠之梯形缺口  $C_1$  可用  $0.78$ ，支渠可用  $0.70$ 。如以  $C_1 = 0.70$  計，則式(1)化為

$$Q = 3.75 (bH^{3/2} + \frac{4}{3}nH^{5/2}) \quad (4)$$

此式中有未知值二，即  $b$  與  $n$  是也。設已知渠道中水深為  $H_1$  與  $H_2$  時之流量分別為  $Q_1$  與  $Q_2$ ，則

$$A = \frac{Q_1}{3.75} = bH_1^{3/2} + \frac{4}{3}nH_1^{5/2} \quad (5)$$

$$B = \frac{Q_2}{3.75} = bH_2^{3/2} + \frac{4}{3}nH_2^{5/2} \quad (6)$$

解此兩式，得

$$b = \frac{BH_1^{5/2} - AH_2^{5/2}}{H_2^{3/2}H_1^{5/2} - H_2^{5/2}H_1^{3/2}} \quad (7)$$

$$n = \frac{5(AH_2^{3/2} - BH_1^{3/2})}{4(H_1^{5/2}H_2^{3/2} - H_2^{5/2}H_1^{3/2})} \quad (8)$$

缺口之尺度可按兩組  $H$  與  $Q$  之值，用以上二式決定之。若缺口為淹沒式，而兩組數值中之  $H$  均在淹沒部分則須用式 3，以求  $b$  與  $n$ ；若兩組數值中之  $H$  一在淹沒部分，一在不淹沒部分，則用較大之  $H$  值代入式 3，較小者代入式 1 以求  $b$  與  $n$ 。如為精密計，則在任何情形下均須計及行近流速。總之在決定  $b$  與  $n$  時所取兩組  $H$  與  $Q$  值必使分佈較廣。命  $H$  等於滿渠流量時之水深， $H_0$  等於

渠道最小費用\*流量時之水深，則  $H_1$  可定為  $H - \frac{1}{4}(H - H_0)$ ， $H_2$  可定為  $H_0 + \frac{1}{4}(H - H_0)$ 。

應用梯形缺口後，若缺口上游並無分水之支渠，則缺口處之水深與渠道之水深頗能相等，流速無所增減，不致發生冲刷之患。若上游有分水之支渠，則分水處之水深度將較小，缺口上游之流速將較大，有發生冲刷之可能，並使分水閘流量為之減少。在此種情形之下固可將缺口按分水閘開放時之滿渠流量而設計，但如是設計之缺口在分水閘關閉時，將使渠道中水位為之壅高，亦非得計。最善之策，係將缺口按滿渠流量予以設計，而於分水閘開放時，則於缺口內加入橫板或決瀉版以提高上游之水位。

缺口之下方須加一半圓形之唇與渠底相齊，而向外挑出如圖

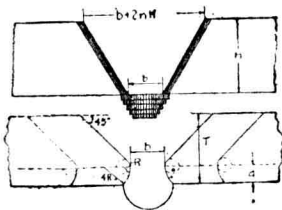


圖 29

29。此唇之用意在使水舌分佈為半圓形以減少其碰撞及冲刷作用。此圖為印度大支渠所用之標準梯形缺口，其中  $d$  約為  $T$  之三分之一或較少，在大缺口為 18 吋，小缺口為 6 吋。

#### 94. 跌水水舌墜落處之設計

跌水水舌墜落處所生碰撞作用，以梯形缺口最為和緩，以其半圓形之唇能使水舌分散如扇狀也。提高下緣式缺口之水頭雖稍增高，但因口門加寬，下緣頂部之水深甚小，故其碰撞作用遠遜於收束式之缺口也。抵抗水舌墜落之碰撞力計有三法：(1) 採用堅強之鋪底而無水墊之設；(2) 採用一種鋪底而以水墊遮護之；(3) 在鋪底之上方設迂流牆或格柵以分隔墜水之落差為數級。

(a) 鋪底與水墊 鋪底之長與厚及水墊之深當視基礎之性質及所用建築材料，墜水之碰撞力而定。墜水之碰撞力則隨落差與流量而異。就抵抗碰撞力與冲刷力而言，木料較混凝土為佳良，水中含有沙礫者，則木料尤為適用。斯時可於混凝土鋪底之上，用螺栓

\* 依照利德之建議費用流量可定為滿渠流量之  $\frac{1}{2}$  以下  $\frac{1}{3}$  以上。

貼附木質之鋪底以資保護，能設水墊則尤為有益。所謂水墊者實即一窪下之池，其底較缺口下游渠道之底為低落。但亦有較渠底為高而以橫牆攔成水池者。應用後一方法，雖可使側牆與胸牆為之相當減小，但同時使水舌分為二級亦殊非善策。水墊之長度至少可使水舌墜落於水墊之中央。若命  $L$  為水墊之長度， $H$  為缺口上游水面至缺口上緣之高度差， $F$  為缺口上下游水位之高度差，則  $L$  之略數為

$$L = 3\sqrt{HF}$$

在任何情形之下，可先計算水舌所及之距離而後兩倍之作為水墊應有之長度。

水墊之深平常恒假設為缺口上下游渠水位高度差之  $\frac{1}{3}$ ，或定為  $\frac{1}{2}\sqrt{HF}$ 。如水墊之下游末端為一橫牆，則常可因以引起旋渦使出口處之水流凌亂，如欲免此弊，可將水墊下游方面之  $\frac{1}{2}$  或  $\frac{2}{3}$  之鋪底作成逆行之斜坡，以與渠底相接。

混凝土跌水之水墊鋪底恒造成 12 吋之厚度，縱橫均置  $\frac{3}{8}$  至  $\frac{5}{8}$  之鋼筋相距各 12 吋。鋼筋放置之處並無一定標準，有置近上面，有置近下面，亦有置在中央者。如基礎為岩石，則設 6 吋厚度之無筋混凝土業已足用。跌水落差或水量甚小者，鋪底厚度可以略減，但極少採用 9 吋以下者，其鋼筋可以線網代之。反之巨型之跌水，而基礎柔弱者，宜用厚度為 18 至 24 吋之鋪底。如鋪底兼充側牆或胸牆之底腳者，則其厚度與鋼筋當按底腳之設計法決定之。

無水墊之鋪底在美國成例殊少，惟據印度公共工程部退休總工程師布來<sup>(9)</sup>所述，梯形缺口式之跌水無設置水墊之必要，有之反使胸牆及側牆高度增加，費用增昂。彼之建議為鋪底宜用耐久之石塊，用水泥膠沙砌成並灌以水泥漿，其厚為  $\sqrt{H+F}$ ，長為  $2(H+F)$  用此公式算得之厚度在小型跌水約為 12 吋，大型者為 18 吋，故較鋼筋混凝土鋪底為厚。洛惠渠之跌水為梯形缺口式，下游設有水墊。鋪底有用磚砌，有用塊石水泥膠沙砌成，均厚 24 吋，其上再鋪二吋厚之美松板。

(b) 迂流牆與格柵 在水墊之上構築迂流牆或格柵以抵擋墜

水，並消滅水中之動能迄猶未見風行，且亦未見投入所好。美國科羅拉多州之科曼契渠<sup>(66)</sup>曾建一鋼筋混凝土跌水，於墜水未達水墊之前先衝擊於一斜版之上。又該州之安科姆培格渠<sup>(67)</sup>曾於水墊之上設 40 磅軌條所成之格柵，間距為 8 吋，但完成以後，因墜水引起巨大之振動，卒乃撤去。上印度若干跌水曾用木梁為格柵形如櫛齒，但以費用甚昂，且易為沙礫所擊毀故後亦撤去。此後如擬建築迂流牆與格柵於跌水之中，宜先作模型試驗以研究之，方無失敗之虞。

95. 跌水之出口 墜水之碰撞力雖已由水墊及鋪底加以抵抗與分散，但凌亂之水流並未因以消滅，足使下游長距離之渠道內發生冲刷。跌水之落差愈巨或收束之度愈大，則此項冲刷影響波及之距離亦愈遠。需要保護與否當視造成渠道之物質而異。如渠道為石質或堅韌之土質所成，則可無需加以保護，但土質柔弱者則渠底及渠側應用柴薪，拋石或混凝土襯護之，其保護部分之長度至少須等於水墊之長度。如用混凝土為襯工，則須有 3~6 吋之厚度，並宜用鋼網或細鋼筋加強之。為避免底基之下陷致發生坼裂起見，混凝土襯工須安設於未經擾動之泥土或充分壓結之土壤上。襯工之末端須設有抑水牆，其深度在普通土壤時應為水深之半，如為沙土則須與水深相等。

96. 斜槽 斜槽之作用與跌水相同為使高位置之渠水由是以降達低位置。斜槽之本身為設有襯工之渠道，水槽或水管所成，坡度常甚陡峻，上下兩端附有進口與出口建築。應用斜槽後可將若干跌水合併為一，但費用未必較跌水為廉省。例如在流量為每秒 500 立方呎及最大流速為每秒 3 呎之渠道中，若設長度 1000 呎之斜槽，周緣襯以六吋厚之混凝土，則其費用與成串之鋼筋混凝土梯形缺口之跌水相埒。如斜槽甚短則以進出口所佔費用甚巨故非經濟之道。

在正常之斜槽中，水量先由進口注入，流速漸增，至多至流速約為每秒 72 呎時即不再增加。在此高速度時，斜槽所宣洩者並非純粹之水而係含有 20~40% 空氣之混合物。愛倫盤格<sup>(68)</sup>曾用實驗法以研究此問題，乃演出次之公式以計算斜槽之流速：



$$V = 97.3R^{0.52}\sin^{0.4}\alpha$$

其中  $V$  為流速以每秒呎計； $R$  為水力半徑以呎計， $\alpha$  為斜槽與水平面間之夾角。

斜槽之下端恒設一靜止池及齒形閘以期破壞一部分之動能。由於水流中雜有空氣之故，致水之體積為之增加。據實測之結果，知流速在每秒 15~40 呎時，水之體積將增加 15~35%，職是之故，靜止池之容量須相當增大，以免漫溢。為穩健計斜槽設計後，宜以模型試驗校核之。

97. 斜槽之構造 斜槽之水面外露者，其構造與襯護之渠道或水槽相仿。如位於挖掘段內，其截面可取梯形或半圓形，所襯混凝土至少厚六吋。如位於地面上而不挖深者，則可按坐槽或架槽之形式而構成。木質之槽易漏且易被水流所嚙蝕，故不甚適用。半圓形鋼槽對於防止滲漏較木槽為優良，混凝土槽應用最盛。因槽中水流淺而湍急，故岸頂出水距離須儘量放大，至末端處尤甚。流速為每秒 15 呎者，出水距離至少為 18 吋。

覆蓋之斜槽恒用木管，混凝土管或鋼管為槽身。如流速超過每秒 20 呎，則管或斜槽較露面斜槽為可取，惟造價則較貴。

## 第八章 分水閘與斗門

98. 引言 分水閘設置於大支渠，小支渠，給水溝等溝渠之起首處，用以控制及調整放入之水量。斗門為設在引水至農田處之分水閘。此類建築物均設在渠岸之內，有時為單獨之建築，有時則與其他建築物相合併，例如引水入兩渠道之雙分水閘，即為兩分水閘之合併建築，或與止水閘相合併以提高水位。

分水閘可分為二種形式：一為通天式一為涵洞式。分水閘與渠首閘在構造上頗多相同之點，惟後者係設置於河岸之上，故水位之參差較大，所受靜水壓力較高，而前者所受者僅為滿渠水位所致之靜水壓力。職是之故，分水閘之為通天式者，可全用閘門以遮斷水

路，而無須帷牆之設置。

99. 通天式分水閘 通天式分水閘為渠岸中所設之閘門，進口與出口處均附有翼形之牆。閘之本身形如矩形之水槽，兩旁限以側牆，底部則有鋪底連繫之。如閘之分水量甚巨者，則其水路可用閘磯，閘架，支梁等分為若干孔，其上架設步道或平臺以供升降閘門時作業之所需，亦有將此步道或平臺擴展為橋面者，用以通過車輛焉。如是佈置之分水閘已與涵洞式無甚區別。

分水閘之翼牆形式有三：(1)翼牆之方向與側牆成直角；(2)翼牆僅為側牆延長而成；(3)翼牆作八字形，與側牆所成之角度在 $30^\circ$ 以內。第一種翼牆每築入渠岸之內，而於翼牆之前方將渠岸之土坡修築為錐體形，翼牆之長恒為水深之 $1.5\sim 2$ 倍。第二及第三種之翼牆則接築於側牆之外，其頂逐漸傾斜至末端則較水面為低。出口處之翼牆可與進口處同式，但亦有造成拗曲面以與渠岸相接者。

通天式分水閘之閘門可為上注式或為下射式，惟就一般言，如無防止淤泥問題則下射式較為有利。閘之尺度應視放水之量及幹支渠之水位差而定。每平方呎之閘門面積所洩水量，如水位差度甚微，不宜超過每秒 $2\sim 3$ 立方呎，如水位懸殊，則不宜超過每秒 $3\sim 4$ 立方呎。計算洩量可用次式

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

其中  $h$  為幹支渠之水位差，呎； $A$  為閘孔截面積，平方呎； $C$  為係數，其值隨閘孔之大小，形式等而異，約在 $0.7\sim 0.8$ 之間。如命  $C$  之值為 $0.7$ ，則每方呎閘門面積在各種洩水量下之水位差如次：

洩水量	進口與出口之水位差
2 秒呎	1.52 呎
3 秒呎	3.43 呎
4 秒呎	6.10 呎

此處之進口水位須為本渠在灌溉時之最低水位，而出口水位應等於分渠之滿渠水位。閘孔至少須設在出口處最低渠水位之下以期減低流速。此項最低水位常按滿渠水量之 $\frac{1}{2}$ 或 $\frac{1}{3}$ 計算，蓋支渠之作

業流量絕少較此爲少也。閘之鋪底宜與本渠渠底相齊或稍低，但遇本渠甚深者，則支閘底雖設在較高之處，亦屬無妨。

閘孔總面積算得後，可分成若干孔而以閘墩或支梁隔之。常用之閘門恒爲木製或鋼製之升降式矩形閘門，寬度每不超過四至六呎，而以螺旋，槓杆或齒條與兒齒輪啓閉之。較大之渠道上恒用扇形閘門以便啓閉並可減少閘孔之數目。

設計分水閘時對於滲透線之長度必須加以注意。還填於閘旁之土壤尤須搗壓結實，方可免潰決之患。綜觀多數設計完善之分水閘可得次之規律：

(1) 由閘孔起至出口末端止之鋪底長度，至少須爲閘門高度之二倍或三倍；如土壤沖蝕甚易，則宜用後數。

(2) 如爲粘壤母土壤，則圍繞閘旁與閘底之滲透線長度應等於鋪底上最大水深度之 4—5 倍；壩母及沙性土壤則宜爲 6 至 8 倍。

(3) 在沙土中進口處所設抑水牆之深應使等於鋪底上最大之水深度；如爲粘土則可減半。出口處之抑水牆，除極易沖蝕之鬆土外，可較進口處之抑水牆爲淺。

100. 涵洞式分水閘 涵洞式分水閘之閘身爲一段圓管或矩形管所成，一端設進口，他端設出口，並於進口處設水門以調節水量。小型之閘僅設管一道，大型者則並列水管二道至若干道，或將矩形混凝土涵洞分隔爲若干孔。小型閘之進口僅設混凝土一大塊圍繞於管之四周，並將混凝土塊之外形加以修整以與渠之岸坡相齊。塊之四周則用拋石工或混凝土襯工，向兩側及上下方延展以資保護。爲防免此項襯工之塌陷及破裂計，宜使下方襯工延伸至渠底以下，並於兩側襯工之盡端處設一抑水牆，嵌入渠岸以內。涵洞口設置閘門之方法有三：(1) 管口與岸坡相齊，閘門架即斜倚於岸坡上；(2) 將岸坡切成垂直之壁而設領牆及翼牆於該處，閘門架即設於領牆之外；(3) 於管口設垂直之閘門架，而用天橋以與岸頂相連通。

101. 止水閘 止水閘建築於渠道之內，用以擡高上游之水位。設置止水閘之目的約有二種：(1) 阻止幹渠使水量之全部或一部分

轉入支渠中；(2)阻止幹渠使水量轉入退水閘或溢道中。止水閘可隨所用閘門之不同而分爲上注式與下射式。前式恒用橫板爲之，使多餘之水由板頂漫溢而過，對於量算流量甚爲便利，但啓閉較難；後者啓閉較易，惟多餘水量變化繁劇時，閘之上游水位變化較甚。

102. 除沙閘 除沙閘每與沙阱或沉沙池相聯合。沙阱與沉沙池所以積聚水中所挾之泥沙使勿沉澱於渠道水槽或虹吸之中，乃由除沙閘蕩滌積聚之泥沙。設置除沙閘之地點通常有三：(1)渠首閘下游不遠之處俾儘量阻止泥沙之順流播遷；(2)在仰虹吸開始之處至少使較粗之岩屑不致侵入管內；(3)在渠道中適宜地點設置之，該處宜有天然水道適與渠道相交叉，或適在其附近處，俾蕩滌泥沙後之渾水得就近洩出。

渠水中所含岩屑可分兩部分：其一爲顆粒微細之淤泥，隨流飄蕩，佈滿水中，含有肥料之價值，故宜聽其乘流而下，直抵田中；另一種爲較粗之沙或礫，除流速極高外，並不佈滿水中，但祇在渠底滾轉推進。渠道中泥沙之來源不外(1)渠首閘所引進者；(2)高地之水匯流入渠時所攜帶者，與(3)渠道流速過高渠底發生冲刷以造成者。如渠首閘設計完善，則較粗之岩屑入渠者爲量殊少。

沙阱爲較渠底深陷之凹穴，俾渠底粗沙或細粒推進至此陷入其內而不能出，如陷阱然。積時稍久，則開放除沙閘以排去之。當水挾沙極旺時，除沙閘之門恒須常川開啓，使水流連續不息。此種時期每在洪水期內，故雖多費水量亦不足惜，餘時則以暫時開啓爲宜。在設計沙阱與除沙閘時，對於冲刷用水量必須預加考慮，如除沙閘連續開啓，則閘以上之渠道容量必須較下游爲擴大以兼容之。

沉沙池爲一擴大之水槽，使渠水入內後，流速減緩，所挾泥沙因得沉澱。泥沙沉澱之程度隨所減流速及水在槽中經行之時間而異。沉沙池中之平均流速須減至每秒 0.65~1.3 呎，池之平均深度須爲 5~11.5 呎。進入沉沙池之水流務須勻播全池。池截面之大小與形式不可有突然之變更，以免引起旋渦。命  $D$  爲水深， $V$  爲平均流速， $\sigma$  爲擬予沉澱之最小顆粒之沉澱速度， $L$  爲池之長度，則理

論上

$$L = \frac{D}{\sigma} V$$

但在實際上池之長度必須爲上式算得者之 1.5~2 倍。

## 第九章 渠道之交叉建築

103. 引言 渠道與天然水道及道路，鐵路相交處須有交叉建築物之設置。渠道之沿山側而建設者，每須經過無數之溪澗或支河。其交叉之構造法約有六種：(1)在較渠道爲高之山側建設截流溝與渠道相平行，用以承接較小之溪澗，匯流一處乃設一較大之交叉建築；(2)設架槽或仰虹吸使渠道渡過窪地；(3)於溪澗之下設仰虹吸使渠水由此通過；(4)於渠道之下設涵洞或仰虹吸使溪澗之水由此通過；(5)於渠道之上設一跨渠水槽，引溪澗之水由此跨越而過；(6)使溪澗之水由一側流入渠道中，而於他側洩出之。選用何種方法，當視就地情形而異。

渠道與道路鐵路之交叉建築有三種：(1)設仰虹吸於路基之下使渠水由此通過；(2)設涵洞於路基之下，使渠水由此通過；(3)設渠橋跨越於路線之上，使渠水由是通過。

104. 截流溝 此法之目的在合併若干較小溪澗使交叉點聚於一處，惟水量愈聚愈多，致交叉點工程浩大，是否得計，須就當地情形以研究之。亦有因融雪時山坡下注之水爲量過巨，有使渠道發生潰決之患，方設截流溝加以承納而由跨渠槽引出之。

105. 架槽 如交叉處渠道之底高出天然水道之洪水位甚巨，則可用架槽以渡渠水。如天然水道兩岸壁立，而相距甚近，則可於其上設拱橋或構架橋以代棧架(參閱 §77)。

106. 仰虹吸 應用仰虹吸以引渠水潛流天然水道之下者適宜於下列情形：(1)渠道之底超過天然水道之洪水位並不甚巨，致不克採用架槽或橋槽者；(2)天然水道之洪水量遠較渠水量爲巨者。仰虹吸有爲埋設於天然水道底床內之短管，僅受微小之水壓力者，

有爲甚長之管道而承受甚大之水壓力者。

如天然水道之洪水量甚小，遠遜於渠水量，則可設仰虹吸以引天然水道潛流於渠道之下。此種仰虹吸之短小者即爲涵洞，其設計方法與道路及鐵路之涵洞完全相同。

107. 跨渠槽 如天然水道之底較滿渠水位爲高，而爲量甚小者，則可建跨渠槽以引天然水道跨越渠道而過。此種情形以築渠於峻峭之山坡上時爲多。此種水槽之設計法與架槽或橋槽甚爲類似，乃跨越於渠道上方之槽，兩端設有進口與出口。出口處如與溪澗高度懸殊，則於該處造成跌水或斜槽之形式。

108. 水平交叉 所謂水平交叉者乃將天然水量引入渠道之內與渠道合流或由溢道宣洩之。採用水平交叉之條件略如次：(1)在灌溉期內渠水來源並不充足而適有天然水量可以挹注，則可引入渠內以補不足，涇惠渠之水量有每秒 2 立方米得自渠旁之撒珠泉，即用此法。(2)如天然水量發生於非灌溉時期，且其量可爲渠道所容納，則可令匯流渠中而擇地設退水閘以排除之。(3)如天然水量遠較渠水量爲巨或發生於滿渠之際，則可建十字渠以洩出之。

最簡單之水平交叉爲於溪澗中築堰使溪澗化爲蓄水庫，渠道即與此蓄水庫混爲一體。洛惠渠之合什溝葦子溝等即用是法。如水庫容量甚巨，則可利用之以爲調整水量之需。惟此種水庫常易滲漏以致徒損渠道之水量，故設計之前，不可不慎加研究也。完備之水平交叉須在渠道之一側設天然水量之進口，他側設一天然水量之出口，其形如十字。進口建築宜仿滾水壩之形式，而出口則或如滾水壩，或如退水閘。在交叉處之渠底須用混凝土加以襯護，並宜稍稍低陷。

109. 涵洞 涵洞爲使渠道潛流道路或鐵路下之建築物，可分爲管涵洞，箱涵洞，拱涵洞等，隨流水部分之構造而異。管涵洞所用之管種類甚多，如水泥管，煉泥管，木管，鋼筋混凝土管，鋼管，波形鐵片管，鑄鐵管等。天氣寒冷之地，不宜採用水泥管或煉泥管，以免冰凍而破裂。鐵路局恒規定路基下所設灌溉涵洞須用鑄鐵管爲之，

以期負擔軌道之荷重，並避免因滲漏而使路基沉陷。道路路基尚未沉實者以應用波紋鐵管與機製木片管最爲合宜，以其不易折斷也。鋼筋混凝土管強度既大，壽命又長，故在永久建築中最爲適用。

箱涵洞或拱涵洞有爲一孔者有分成數孔者，隨所須之容量，許可之淨空及經濟的設計問題而定。箱涵洞恒以木材或鋼筋混凝土建成，拱涵洞則恒以單純混凝土或磚造成之。

110. 橋梁 跨越渠道之道路橋梁約有七種形式：(1)木橋，於橋墩及橋磯之上架設木質之縱梁，而釘設木板於其上以作橋面；(2)鋼筋混凝土版橋，橋面爲厚薄一致之鋼筋混凝土版所成；(3)鋼筋混凝土 *T* 形梁版橋，橋面爲較薄之版，其下承以矩形梁，與版合成一體；(4) *I* 梁橋其構造與 *T* 梁橋相似，但用 *I* 形鋼以代矩形梁；(5)鋼筋混凝土梁橋，兩側爲鋼筋混凝土梁，用以承受橋面之荷重；(6)拱橋，以鋼筋混凝土或單純混凝土造成之；(7)構架橋，以木材或鋼鐵造成之。

## 第十章 抽水灌溉

111. 我國之灌溉工具 用抽水方法汲取河湖或井穴之水以灌溉較高處之田地，由來已甚遼遠。我國習見之抽水灌溉工具爲龍骨車，筒車，刮車，戽斗，桔槔，轆轤等等。龍骨車古稱翻車，元代王禎之農書云漢靈帝使畢嵐作翻車，設櫛引水，可知漢代已有其制。車身用板作槽，長可二丈，闊四寸至七寸，高約一尺，槽之兩端設大小輪軸，繞以龍骨板。轉動大輪軸，則龍骨板隨之而轉以刮水上岸。所用原動力有人力，牛力，水力，風力，電力，內燃機力數種。近時有改良水車出現，係使板與槽間漏水較少，並設鋼珠軸承以減少摩擦。大抵五人脚踏之龍骨車或一牛所轉之龍骨車每一小時可車水數十担而至一百數十担(隨水頭而異)額量固甚微也。筒車之制係以筒附於竹木製之輪，藉水轉輪，以輪引水而灌田。又有高轉筒車，上下架木，各豎一輪，下輪半在水內。輪周中凹，以受筒索，其索用竹，隨

車長短，如環無端，索上相離五寸，俱置竹筒，筒長一尺。水激下輪，諸筒即盛水自下兜上，至上輪處乃傾出所盛之水，空筒復下，如此循環不已，以汲水入田。刮車爲一大輪，徑約五尺，衆輻各高六寸，一人執而掉之，車輪隨轉，則衆輻循環刮水上岸。戽斗以柳或木器製之，控以雙綆，兩人挈之，抒水上岸，以溉田地。桔槔之制係以橫木一枝一端繫重石，一端繫水筒，中支以架，引之則俯，舍之則仰，用以汲井水。轆轤多用於井，於井上立架置軸，貫以長繩，軸端嵌曲木，用手掉轉，纏綆於軸，引取汲器。或用雙綆，而逆順交轉。所懸之器虛者下盈者上，更相上下，次第不輟。

112. 風車 江蘇省鹽城興化東台泰縣如皋一帶，盛行一種風車，係以竹桅六支插於木軸之周，相距各 $60^\circ$ 。桅上設布篷。軸之一端有一正齒輪與水車軸上之正齒輪相合。布篷受風而轉，水車即隨之而動。每具風車能灌溉水田卅畝。

荷蘭及美國加利福尼亞州利用風力以汲水者亦所在有之。大致發動風車至少須有每小時五六英里之風速。每一百平方呎風篷面積上所能發生之功率約如表 24。

表 24 在 100 平方呎上風之功率表

風 速 (哩/小時)	在海平面上 (馬力)	在海面上1000呎處 (馬力)	在海面上2000呎處 (馬力)
5	0.0335	0.0780	0.0724
10	0.6683	0.6237	0.5792
15	2.2550	2.1050	1.9550
20	5.3470	4.9900	4.6340
25	10.4400	9.7460	9.0500
30	18.0400	16.8400	15.6400

113. 水輪 水輪之制可分三種：一爲上射式，一爲胸射式，一爲下射式，茲分述之：

(a) 上射式水輪 此式水輪適用於 10 至 70 呎之水頭，流量須有 2~30 立方呎，每秒。水由水槽引至輪頂，以拋物線狀之水舌墜入輪斗中。設  $H$  爲水頭，呎，則輪徑  $D$  可爲  $H - 1.33$  呎至  $H - 2.25$  呎。斗之深  $d$ ，(在輪徑方向)宜在  $0.16 \sqrt[3]{H}$  至  $0.25 \sqrt[3]{H}$  間，斗之個



數約爲  $\pi D/d$ ，斗之寬  $b$  宜爲  $2Q/vd$  至  $4Q/vd$  呎，其中  $Q$  爲流量以每秒立方呎計， $v$  爲輪周之速度，約每秒  $5\sim 7$  呎。斗之寬度如超過  $5.5$  呎，則應在中央加一支點，水輪之功率  $= 0.1134QHc$ ，其中  $e$  爲效率，高者可達  $90\%$ 。

(b) 射式 此式水輪之進水方式有二(1)將斗盛水至滿；(2)進水作水注狀以與圓周成角  $27$  度之方向射入斗中。第一式適用於水頭  $1.3\sim 2$  呎處，第二式適用於水頭  $5\sim 17$  呎處。第一式  $D=3H\sim 4H$ ；第二式  $D=H+11.5$  呎。兩式之  $d=(0.4\sim 0.5)\sqrt[3]{D/H}$ ； $b=(2\sim 3)\times Q/vd$ ；斗在輪周之距爲  $0.5d\sim 0.7d$ 。第一式  $v=4.6\sim 5.6$  呎，每秒；第二式  $v=5.3\sim 7.2$  呎每秒。效率可達  $85\%$ 。

(c) 下射式 如水頭不逾  $6$  呎則以蓬斯雷式水輪<sup>(8)</sup>最爲適用。水注由  $1:10$  之坡度引入，其厚  $t$  爲  $8\sim 10$  吋，射於彎曲之斗面上，未及充滿，即全部脫出。輪徑  $D=2H\sim 4H$ ，普通均在  $14$  呎以上； $d\geq 0.5H$ ； $b=Q/tv$ ，其中  $t$  以呎計； $v=0.55\sqrt{2gH}$ 。斗在輪周之距約爲一呎；效率  $\geq 70\%$ 。

114. 抽水機 我國之利用機器抽水始於民國元年，民國十年以後更見盛行。其始應用火油爲燃料，繼則改用柴油，而江蘇省武進無錫一帶復利用電力。所用抽水機有二種：一爲木槽，即改良之龍骨車，一爲離心式抽水機，而以後者爲可恃。關於其他原動力機與抽水機詳見排水工程及土木機械編，故不贅述。

## 人 地 名 表

- |                    |                  |                       |
|--------------------|------------------|-----------------------|
| 1. L.J. Briggs     | 24. Salt River   | 47. Sôn River         |
| 2. Loughridge      | 25. Colorado     | 48. Okhla             |
| 3. Hilgard         | 26. S. Fortier   | 49. W.G. Bligh        |
| 4. Loudmilk        | 27. F.H. Newell  | 50. E.W. Lane         |
| 5. John R. Freeman | 28. D.W. Murphy  | 51. Sutlej            |
| 6. Lyon            | 29. L.E. Bishop  | 52. Sirhind           |
| 7. Fippin          | 30. Bow          | 53. Schoklitsch       |
| 8. Gilbert         | 31. P.M. Parker  | 54. Yuma              |
| 9. Hellreigel      | 32. W. Wilcocks  | 55. Jamrao            |
| 10. Wollny         | 33. R.G. Kennedy | 56. Hubert Engels     |
| 11. King           | 34. Punjab       | 57. Coleman and Smith |
| 12. Widtsoe        | 35. Lacey        | 58. Poncelet          |
| 13. Kusselbuch     | 36. P.L. Flinn   | 59. Horton            |
| 14. Schulze        | 37. Etcheverry   | 60. D.C. Henry        |
| 15. Buck           | 38. Strange      | 61. Arthur L. Adams   |
| 16. Wohltmann      | 39. Forchheimer  | 62. Andrew Swickard   |
| 17. A. Friedrich   | 40. Yakima       | 63. Clemens Herschel  |
| 18. H.M. Wilson    | 41. Cheliff      | 64. Burton            |
| 19. Moselle        | 42. Ganges       | 65. A.G. Reid         |
| 20. Calloway       | 43. Jumna        | 66. Comanche          |
| 21. White Nile     | 44. Chenab       | 67. Uncompaghre       |
| 22. Blue Nile      | 45. Thelum       | 68. R. Ehrenberger    |
| 23. Rio Grande     | 46. Dehri        |                       |

## 灌溉工程編索引

- 3 土地矩化運動 22  
土壤之沉死 8  
山側渠道 35
- 4 水之灌溉率 16  
水平交叉 86  
水稻 12  
水墊 79  
水輪 88  
斗門 81  
木片管 63  
止水閘 83  
毛細管水 3,5  
方形分區法 18  
介接截面 35  
分水閘 31
- 5 布來滲透係數 44
- 6 自由水 3  
自由淹灌法 17  
自動閘門 54  
冲刷閘 48  
冲刷道 49  
印度式堰 43  
交叉建築 85  
同高線分區法 18  
曲線渠道 25  
污水灌溉法 22  
地下灌溉法 21  
坐槽 58
- 仰虹吸管 63,72,85
- 7 作物之需水率 6  
作物之最佳灌溉量 9  
作物之耐鹼性 9  
作物比例 22  
沙玉清 29  
沙阱 84  
沉沙池 84  
汲水灌溉制 24
- 8 岸頂出水高度 27  
岸頂寬度 27  
抽水機 89  
拉首公式 29  
肯內提臨界流速 28  
波紋地面法 20  
附着水 3  
雨量與作物 2
- 9 風車 88  
架槽 59,85  
洛惠渠之隧道 57  
重力灌溉制 24  
盆形分區法 18  
海漫之設計 45  
虹吸式溢道 54
- 10 矩形分區法 18  
除沙閘 84  
框形坐槽 59  
退水閘 53,54

- 流水最暢之截面 32
- 11 混凝土襯工 38
- 淹灌法之需水量 19
- 涵洞 85,86
- 華北閘壩之滲透係數 46
- 斜槽 73,80
- 側堰 55
- 梯形缺口之跌水 76
- 張炯 11
- 12 渠道之縱坡度 25
- 渠道之截面 26
- 渠道之額量 26
- 渠道之流速 28,29
- 渠道之沖積 30
- 渠道之滲漏 30,33
- 渠道之襯工 37
- 渠道之路線 24
- 渠道之系統 24
- 渠橋 85
- 渠首工 40,41
- 渠首閘 50,51
- 筒車 87
- 過渡段 63
- 萎謝點 3,4
- 渾水灌漑 23
- 給水量之分配 22
- 跨渠槽 86
- 隄間淹灌法 18
- 黑鹼類 8
- 堰 42
- 黃土 4,11
- 黃土地之作物需水量 11
- 跌水 73
- 最小之曲線半徑 25
- 13 填石堰 47
- 填挖平衡之截面 34
- 溝灌法 20
- 溢道 53,54
- 14 餞台 27
- 管道 63
- 需水量 16
- 漫溢式溢道 54
- 15 稻之需水量 12
- 稻作時期 15
- 截流溝 85
- 隧道 56
- 16 鋼筋混凝土管 71
- 鋼筋混凝土襯工 40
- 噴灑法 21
- 橋樑 87
- 擁壁渠岸 58
- 17 龍骨車 87
- 18 臨界流速 28
- 20 蘭恩滲透係數 44
- 21 灌漑之方法 17
- 灌漑與收穫量 9
- 灌漑制度 23
- 襯工之經濟問題 39

# 中國工程師手冊

水利手冊

(汪胡楨主編)

## 第四編 排水工程

[張書農]

### 目 錄

---

第一章	緒論	2
第二章	土壤與土壤水	7
第三章	明溝排水	15
第四章	暗溝排水	27
第五章	機器排水	47
第六章	放淤	57
第七章	灌溉農田之排水	65
第八章	洗鹼及洗鹽	67

# 第四編 排水工程

## 第一章 緒論

### 第1節 排水通論

1. 排水之重要 農田排水，為增加農業生產之重要因素，富國裕民，實利賴之。我國地大物博，人口衆多，總計可墾地面，約四十萬萬畝；而已耕地積僅有四分之一，餘皆任其荒蕪，烏得不貧且困哉！在未墾荒地中，沿江沿海及沿湖低地，約佔其半，已墾地積，其陷於排水不良之狀態者，為數甚夥，果能提倡排水，農產量必因以大增，有關國計民生，殊非淺鮮。土壤為最有價值之天然資源，設耕種有方，則用之不竭。土壤之空隙，充滿空氣及水分，二者皆為植物生長所必需。土壤中含水過少，須要灌溉；含水過多，有礙於植物之生長。據一般之研究，土壤空隙中含有百分之六十的水分，對於植物最為適宜。如何調節土壤中之過量水分？則排水尚焉。

2. 排水之目的及功效 排水之目的，在排除地面積水並降低地下水位，以利植物之生長。排水之功效如下：(a)助長植物根部之伸展：排水不良之田地，地下水位頗高，致植物根部僅能蔓延於表層，肥料之吸收較少。(b)地溫之增高：濕土之比熱較乾土為大，且因濕土水分之蒸發，土壤須放出熱量，是以土壤中水分過多，則土溫降低。水分排除，地溫增高，作物易於生長。(c)流通空氣：土壤空隙，若含水過多，則空氣不易透入。(d)增強微生物之活動：地溫增高，空氣流通，養分充足，微生物易於繁殖。土壤之硝化作用，全賴微生物之活動，植物肥料，因以增加。(e)延長農作節季：土壤過濕，則植物之生長期開始較遲。春日雪融以後，若土地早日乾燥，可以

提早耕種。(f)耕種便利：土壤潮濕，土塊粘合，耕耘除草，皆感不便。(g)野草不生：野草多喜水，致妨礙作物之生長。(h)改良作物之品質：濕地之穀物，往往殼厚而少澱粉。濕地之蔬菜，頗多纖微。如水稻浸水過多，米粒亦不佳。(i)病蟲害之減少：土地過濕，易有病蟲害。如小麥之銹病，馬鈴薯之病害，皆排水不良之結果。(j)除去有害鹽類：因空氣不流通，不易氧化，有害鹽類，如氧化亞鐵( $FeO$ )等易於產生。(k)洗鹼及洗鹽：有害鹼類，結合於地面，妨害植物，排水可以洗去。濱海田地，多含鹽分，排水可以洗鹽。(l)促進肥料之分解及土壤之風化：排水足以增高地溫，流通空氣，故易於分解及風化。(m)雨水易於透入：施行排水之田地，雨水透入土中，不致流經地面有洗去肥料之虞；且雨水透入，可以使土中空氣，新陳代謝。(n)作物耐旱：排水田地，作物根深；雖遇乾旱，仍可吸收下層水分。(o)作物耐風霜：水分少而氣溫高，則作物之幹莖強健。否則軟弱，易遭風霜之害。

3. 土壤過濕之原因 土壤過濕之主因，在於地下水位太高及地面水流不暢；而其所以致此者，則有下列諸因：(a)田地之下層為不易透水之土壤，如黏土，或為不透水之岩層，致地下水不能暢流或不能滲透下降，水位因以增高。(b)土地之表層為黏土質，雨水滲透困難；同時地面坡度甚緩，致水分潴積表層土壤中。(c)河流或出水渠道之水位，高於農田。(d)河道灣曲，河床高仰，農田排水，不能通暢。(e)地勢為盆形，四周較高，鄰地之滲透水量，潴集於此。(f)排水溝或排水管之比降太小，或截面窄狹，致水流不暢。(g)河流或湖泊之泛濫。(h)海潮之影響。

4. 土壤過濕之現象 (a)人或牲畜行經田地，土中水分，被壓滲出。(b)作物有病態之顏色。(c)作物之種子，成熟頗遲。(d)地面融雪甚遲。(e)晴日地面乾硬，並生龜裂。(f)低地收穫不及高地之佳。(g)有嗜水植物之生長，如赤楊，白楊，榆，楓，胡桃，蘆葦及苔蘚等。(h)畦間有水塘。

5. 地下水位與作物 地下水位之適宜高度，視作物之種類而

異，過高或太低，均不能得最大之收穫。作物中除水生作物外，如水稻等，需要水量較多，地面上常需潤濕，或有積水；但浸水深度不可過大，時間不可太久，否則品質不良，收穫不豐。其他旱作物如麥類豆類黍類等，收穫之多寡，種子之品質，輒以地下水位之高低為轉移。菓樹類之適宜地下水位深度為 1.3 至 1.5 米，穀類及野菜類為 0.75 至 1.25 米，牧草地為 0.5 米，甜菜為 1.5 至 2.8 米。短期之水位增高，對於作物，尚無大礙，園地及菓樹地下水位深度可增至 0.70 米，耕種地可增高至 0.5 米，牧草地可增至 0.2 米。以上所述，皆為標準土壤情形。地下水位之深淺，即足以表示上層土壤中含水量之多寡。土粒細而密者，毛細管作用較強，地下水位需要稍低；土粒粗而鬆者，毛細管作用較弱，地下水位不妨稍高。又地下水之流動時與靜止時，情形各異，流動之地下水，含有氧氣較多，為害較少；靜止之地下水則否，故為害較烈。某種作物在某種土質之最適宜的地下水位深度，應自實驗及經驗尋求之；然後以之作排水設計之根據，以期達最大之收穫。

6. 排水方法 排洩地下水及地面水，應設適宜之水道，以適宜之坡度引導水量流入尾閘或天然河流。排入之河流，湖泊或海灣，其水位須相當低下，庶可在作物生長期中，暢洩水量。若出水河流水位過高，則應加以整理，改正截面，浚深河底，或裁灣取直，使水位下降。設河道整理計劃不能達到此目的，則用機械汲水，以風車或抽水機將水量由低處屣出。排水方法，若以出水情形論之，可分為自然排水法與機器排水法。排水區域以內之佈置，可分為明溝排水及暗溝排水。暗溝排水復可區分為簡易暗溝排水及瓦管排水。於地面掘深溝，縱橫排列，匯集水量，以達出水口，是曰明溝排水。穿鑿暗溝或埋水管於地面下，吸集滲透水量，會聚成流，是曰暗溝排水。明溝暗溝視環境之情形，各有利弊，明溝工費廉，暗溝效率大。欲求排水之貫徹，仍以暗溝為佳，若採混合制，庶幾百利備焉。

## 第 2 節 排水與法律



7. 我國民法有關排水之條文 排水問題往往涉及法律，我國尙無水權法之頒佈，故有關排水之具體成文條律，尙付缺如。茲將民法物權編第二章所有權有關排水之條文錄後：

第七七五條 由高地自然流至之水低地所有人不得妨阻由高地自然流至之水而爲低地所必需者高地所有人縱因其土地之必要不得妨堵其全部

第七七六條 土地因蓄水排水或引水所設之工作物破潰阻塞致損害及於他人之土地或有致損害之虞者土地所有人應以自己之費用爲必要之修繕疏通或預防但其費用之負擔另有習慣者從其習慣

第七七七條 土地所有人不得設置屋簷或其他工作物使雨水直注於相鄰之不動產

第七七八條 水流如因事變在低地阻塞高地所有人得以自己之費用爲必要疏通之工事但其費用之負擔另有習慣者從其習慣

第七七九條 高地所有人因使浸水之地乾涸或排洩家用農工業用之水以至河渠或溝道得使其水通過低地但應擇於低地損害最少之處所及方法爲之前項情形高地所有人對於低地所受之損害應支付償金

第七八〇條 土地所有人因使其土地之水通過得使用高地或低地所有人所設之工作物但應按其受益之程度負擔該工作物設置及保存之費用

第七八一條 水源地井溝渠及其他水流地之所有人得自由使用其水但有特別習慣者不在此限

第七八二條 水源地或井之所有人對於他人因工事杜絕減少或污穢其水者得請求損害賠償如其水爲飲用或利用土地所必要者並得請求回復原狀但不能回復原狀者不在此限

第七八四條 水流地所有人如對岸之土地屬於他人時不得變更其水流或寬度兩岸之土地均屬於水流地所有人者其所有人得變更其水流或寬度但應留下游自然之水路前二項情形如另有習慣者從其習慣

8. 外國排水律 羅馬民法與英國不成文法之排水律有極大之區別。根據羅馬法，自高地流至之水經天然之低窪，低地所有人不得阻塞之。根據英國不成文法，低地所有人可以堵塞自高地之來水。在羅馬法中，高地所有人佔優勢；而低地所有人爲其附庸。高地所有人得在其自己之土地內建明渠暗渠及出水口，由自然低窪處排出水量；但不得經過低下土地上之非自然之出口。設有天然河道

通過優勢所有人及附庸所有人之土地，而河流不適用於高地之排水，高地所有人得在其本區內治理河道，非經所有人之同意，不得整理低地所屬之河段。根據羅馬法，高地已有天然排水，排水區域之組織不得違反所有人之意志，將其所屬高地劃入區域以內。英國不成文法之基本原則，認地面水為公衆之敵，低地所有人阻止高地浸入之排水量為合法的。根據此律，高地所有人不得在其本區內建設妨害於低地之排水渠或河道之整理。已得地役權者除外。同流域之排水組織得將高地合併於區域之內。

兩種法律各有利弊，排水為公共之利益，不應受條文上之限制，外國有礙排水之條律，均能混合配用。美國各州法律有採用羅馬法者，亦有採用英國不成文法者；但其成文律則規定土地所有人經鄰地之同意，可以築渠道通過他人之土地，引水排洩。晚近以來，排水事業泰半為廣大區域之經營，同流域之土地所有人均應協助合作；排水組織之臨時規律，苟經政府之審查核准，得有效施行，是以上述兩種法律之限制，不致阻礙排水之進行矣。

9. 排水組織 排水組織，大都視習慣而異，除少數之小範圍排水恆由私人獨自經營外，大規模之排水事業輒由民衆團體中央或地方政府及商業組織主持進行。民衆團體及商業組織仍須受政府之監督。

10. 徵稅 排水之建設費用，輒由特別稅收補償之，通常估計十年至十五年之總稅收，即等於建設費用之借款及其利息。徵稅之原則，應以稅額不得超過所獲之利益為根據。所謂利益者可分為公衆利益及特別利益，土地價值之增高，是為特別利益，稅額之多寡即以此為準。徵稅之方法務求公正而平等，分析之可得五種：(a) 均等稅率法 全域地面，不論獲益之多寡，稅率一概相等。此法頗簡便，圩堤區域，防範洪水，利益均等，常採用之。(b) 價值增加法 估計各部土地價值之增加數值，以改良建設費之總和依照增加數值比例分配之。(c) 等級法 視獲利之多寡，將全區劃分為五等，其稅率之比例為 5:4:3:2:1。(d) 百分法 將全部劃分為若干小區域，

每小區約數十畝，其獲益最多者定為 100%，其餘各區依次標記以較小之百分數；然後依照百分數分配稅額。亦有以距離出水口之遠近，作為百分率之標準：排水溝通過之地面為 100%，其次則為出水口附近之田地，離出水口最遠者，其百分率最低。(e)自然法 大部分平均獲益之稅率等於平均單位面積之建設費，較低濕田地，稅率增高；高旱田地，稅率降低。

## 第二章 土壤與土壤水

### 第 1 節 土 壤

11. 土壤 宜於植物生長之土壤，有四要素：a. 相當粗鬆，b. 含黏土成分不可太多，c. 空氣流動，d. 相當溫暖。排水管及排水溝之距離及深度之決定，恒係於土壤之性質，是以欲求最經濟適宜之排水佈置，須先認識土壤之一般性質。自田中取出土樣，經試驗室中之研究，以作設計之標準。關於土壤之分類，土壤試驗，以及土壤之一般性質，已詳土力學編，茲僅就有關農業及排水者申述之。土壤之一般性質，農業上需要認識者，厥為：土壤之色澤及臭氣，土層，土壤之比重，土壤之空隙，土壤之凝聚性及黏着性。

12. 土壤之色澤及臭氣 土壤之色澤對於土溫頗有影響，黑色土壤吸熱最多，故最肥沃。土壤中最能着色之物質為鐵之化合物及腐植質，鐵質呈赤褐黃綠等色，腐植質則有褐灰黑等色，是以土壤富有腐植質者多為黑色。土壤之色澤，乾燥時與潮濕時不同，欲辨土壤之色澤，應於潮濕時行之。土壤於潮濕時，常發放一種特別臭氣，係一種揮發性有機物所生成。

13. 土層 在潮濕地帶，土壤之物理組成及結構隨深度而異，因植物動物及滲透水之作用，遂使土層上下懸殊。土層可分為兩大部，在地面者為表土，其下曰腹土。表層土壤又可分為上表土及下表土。上表土土層居於最上，厚約 0.15 米(0.5 呎)，最為重要。上表

土多為暗褐色，含有機物及養分甚多，土壤之種種變化，以此層為最。位於上表土與腹土之間者曰下表土，層厚約 0.18 米 (7 吋)，性質與上表土相似。以上兩層通常合稱之曰表層土，表層土之厚度無定，有淺至 0.1 米 (4 吋) 者，亦有深至數米者。低濕地之表層土恒較普通為薄。表層土愈深，作物之根蔓延愈廣，養分之供給愈多故土壤愈肥沃。普通作物之栽培，表土深度需在 1 米 (3.28 呎) 以上。腹土不受耕作影響；但對於毛細管水流動及排水頗具重要。腹土表土之區別恒可從色澤及組織上認別之。設表土遭受冲刷，肥沃土壤失去，腹土暴露往往不宜耕種。酸性土壤之腹土頗緻密，不易透水，故不宜耕作且不便排水。在潮濕地帶，土壤之組織不受深度之影響。雨水下降使表土之有機物得以滋長，並使細微土粒隨滲透水下降。在乾燥地帶，因雨量稀少，無此種現象，但若曾經灌溉，則土層之情形，仍與潮濕地帶相仿。

14. 土壤之空隙 土粒之間，留有空隙，粗粒間之空隙較細粒為大，但在一單位容積中之空隙總容積，細粒土壤較粗粒為大。土粒之形態愈不規律，則空隙愈大。土壤含有有機物多者，空隙亦大。細菌對於有機物之作用，可以形成黏膜包圍土粒，乃使土粒有凝聚性。摩西爾及古斯大夫生(註1)二氏研究各種土壤之空隙，如表 1。

表 1 各種土壤之空隙

土 壤 種 類	有機物含量	空隙(鬆土)	空隙(實土)
	%	%	%
沙土	0.75	44.9	39.7
褐色沙質壤母(中等沙)	2.90	53.7	43.3
黃色細沙質壤母	0.80	59.0	49.9
白色沉泥質壤母	0.79	59.7	50.2
褐色沉泥質壤母	4.88	60.4	50.4
黑色黏土質壤母	5.50	61.2	52.7
褐黃色黏土	3.60	68.2	58.2
泥灰	64.43	65.6	60.8

(註1) Mosier and Gustafson: Soil Physics and Management, J.B. Lippincott Co., Philadelphia.

土壤之空隙復與深度有關，土壤愈深則空隙愈少，據金氏(註2)之研究，如表2。土壤空隙過大，保水力弱，水易漏去，養料有流失之患，

表2 土壤之空隙與深度

深 度	重 量	空 隙
1 呎 0.30 米	79.0 磅/立呎 1260 仟克/立米	52.2%
2 0.61	92.6 1490	44.0
3 0.91	104.6 1670	36.8
4 1.21	106.2 1710	35.8
5 1.52	111.0 1790	32.9
6 1.82	111.1 1792	32.8

不能上升。且因空氣過於流通，頗易蒸發。反之如黏土空隙過小，不易滲透，通氣不便，亦足有礙植物之生長。適中空隙，最宜耕作，是故沙黏混合土最合理想。

## 第2節 土壤水

水為植物生長必需之物，直接可為養料，間接促進土壤中化學與生物的作用，及有溶解食物與運輸養料之功能。土壤之空隙中，充滿水分及空氣，土壤含水過多，有害植物，故須排水。土壤水與地下水不同，土壤水分為三種：*a.*附着水，*b.*毛細管水，*c.*重力水。

15. 附着水 附着水凝結於土粒之表面，成為薄層之水膜，即在亢旱氣候或土粒暴露於尋常氣溫，附着水仍固着於土粒。附着之水量關係於氣溫，空氣，濕度，及土粒之表面積。土壤之土粒愈細，則在單位體積中其表面積之總和愈大，故附着水多。土粒之有機及無機膠質物多，附着水量亦增；而膠質物之多寡恒係於土粒之粗細，是以細粒土壤之附着水分較粗粒為多。空中濕度高，附着水多，空中溫度高則附着水少。土壤在某種溫度飽和空氣之附着水量與乾土重量之百分比曰附着係數。根據布立克斯(註3)及相茲二氏之

(註2) F.H. King: The Soils.

(註3) L.J. Briggs and H.L. Shants: Bull. 230, Bureau of Plant Industry, U.S. Depart. of Agriculture.

研究,各種土壤之附着係數見表3第三行。布相二氏取曝於氣溫攝氏 $20^{\circ}$ 之乾土,加熱至 $110^{\circ}\text{C}$ ,失去之重量作為附着水分。附着水

表3 各種土壤之土壤水係數(重量百分比)

土壤種類	含黏土 百分數	附着係數 %	萎謝係數 %	存留之毛 細管水%	最大吸水量 %
粗沙	1.6	0.5	0.9	0.4	25.7
細沙	3.9	1.5	2.6	1.1	28.5
沙質壤母	7.5	3.5	4.8	1.3	34.9
細沙質壤母	12.9	6.5	9.7	3.2	49.1
壤母	22.0	7.8	10.3	2.5	50.8
黏質壤母	32.5	11.4	16.3	4.9	68.2

之構成,由於土粒與水分子相互之吸力,附着水膜極薄,設附着係數為百分之二,水膜厚約 $0.00005$ 毫米( $0.000002$ 吋);附着係數為百分之十,水膜厚 $0.00025$ 毫米( $0.00001$ 吋)。設某土壤之附着水已達飽和程度,與尚未飽和之空氣接觸,則附着水一部分成為水汽。附着水須加熱至攝氏百度以上四五小時,方可與土壤完全脫離。附着水膜甚薄且緊附於土粒之上,故不能供植物根部之吸收;附着水亦不能移動。

16. 毛細管水 設水量增加,則土粒表面之附着水膜即漸厚,達其飽和狀態以後,即成毛細管水。毛細管水可以流動,設土粒接觸,則毛細管水膜將數粒同時包圍。毛細管水可以在尋常溫度中蒸發。毛細管水膜在飽和情形厚約 $0.002$ 毫米( $0.0008$ 吋),毛細管水可為植物利用,故頗為重要。毛細管水分之多寡影響於植物之生長;苟毛細管水分之供給不足以應作物之需要,則作物發育遲緩,甚至枯萎,使作物枯萎之土壤中臨界含水量百分率曰萎謝係數。附着係數與萎謝係數之比例平均為 $0.68$ ,萎謝係數之大小與作物之種類及土壤之結構組織有關,如表3第四行所示。土壤之含水量漸漸增加,則水膜漸厚,而水之流動性亦漸增。毛細管水可向各方流動,因地心吸力之關係,向下較向上為易。毛細管水之引力(由於表面張力)與水膜之彎曲度有關,水膜之曲率半徑愈小則毛細管之引力愈大。設各相鄰土粒之表面水膜曲度相同,則毛細管水達於均衡

狀態，停止流動。相鄰土粒之水膜曲率半徑差度愈大，則毛細管水自厚膜流至薄膜愈速。土壤之毛細管水分少，則水膜薄，曲度大，而毛細管之引力愈強。是故水分愈增，引力愈弱，至引力相等於地心吸力時，是為最大毛細管水含量，設水分超過此限度，其多餘水分由水膜滑動下流，成為引力水。表 3 第六行示各種土壤之最大毛細管吸水量。地下水面附近之土壤，毛細管水含量最多，距地下水面愈遠，即愈近地面，其量愈減。是以最大毛細管水含量與深度有關，平均土壤約為 20%。毛細管水供給植物之生長，需要含量之多寡，視植物之種類而異。普通作物所需要之最適宜的毛細管水含量約為最大含量之百分之 40 至 60，是曰適宜含水量。在粗粒土壤中，空隙較大，毛細管水之流動較在細粒土壤為速；而毛細管水之上升高度，在細粒土壤中較粗粒為高。伊利那大學之試驗，如表 4。

表 4 毛細管水之上升

土 類	一 小 時	一 日	十 四 日
粗沙土	184毫米 7.5吋	234毫米 9.2吋	272毫米 10.7吋
細沙質壤母	290 11.2	1010 39.5	1480 58.2
泥炭土	66 2.6	140 5.5	168 6.6

17. 引力水 引力水亦名重力水，土壤含水量超過其最大毛細管水含量時，多餘水分滲透下降，是曰引力水。引力水存積土中，非特不能為植物所利用，且足使土溫降低，通氣不良，阻礙微生物之繁殖，減低土壤之有效養分，故引力水為有害水分。圖 1 示土壤水之分配情形。引力水之含量視深度而異，在飽和狀態之表土，其含水量較腹土為大。引力水之多寡與土壤空隙及毛細管水有關，土壤中空隙多則引力水少，土中毛細管水多則引力水少。毛細管水缺乏時則引力水上升成為毛細管水，以供植物之需

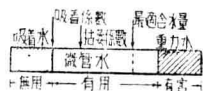


圖 1 土壤水之分配

(註4) T. L. Lyon and E. O. Fippin: Principle of Soil Management, Macmilan Co., N.Y.

用。表5示里昂及費平二氏之研究結果。

表5 土壤之含水量

土 類	空隙 %	最大含水量 %	最大毛細管 水含量%	最大重力 水%	4 呎厚表土 之含水深度
沙丘之沙土	52	40.5	10.7	29.8	18.3 吋
粗沙土	51	39.5	10.6	28.9	18.0
細沙質礫母	50	38.0	18.0	20.0	12.7
沉泥質礫母	50	38.0	20.9	17.1	12.1
黏土	59	54.5	30.4	24.1	7.3
腐植土	80	333.0	250.0	83.0	9.6

(除空隙外,皆為重量百分比)

18. 滲透 引力水之滲透速度,與土粒之大小,空隙之巨細,土壤之粒狀組成,土中之有機質,以及土壤中動物穿掘之空洞等,皆有關係。其中以土粒之巨細最關重要。粗粒土壤滲透頗速,滲透水流動之速度約與土粒直徑之平方成正比。土壤潮濕則毛細管水及滲透水之運動進行頗速。故雨降乾土之上,最初雨水向下滲透遲緩,俟土壤飽和後,滲透乃速,滲透速度為排水設計之重要因素,欲知滲透之緩速,必先認識土壤之種類及其性質。自田地中採取表土及腹土之土樣,加以試驗。若能與已經排水之地面土樣相比較,更可得滿意之結果。

19. 植物之養料 植物之營養元素有十:碳,氧,氫,氮,磷,鎂,鉀,鈣,硫,鐵。碳氧氮三者取自空氣及水,其餘取自土壤。在土中氮不足時,某種植物可自空氣中吸取氮氣,如苜蓿,三葉草豆類等。豆類根部之小瘤上微菌能吸收氮。上列諸元素必須先化為可溶性之磷酸鹽硝酸鹽以及鉀鹽鎂鹽鈣鹽等,方足以供植物之吸收。土壤中生存之細菌分解有機物為有機酸,如碳酸硝酸等,各元素乃溶解於酸液中。養料之游離作用進行愈速,作物之滋長愈盛。養料之游離速度有關於土壤溫度及其所含之空氣及水分。養料之游離,全恃氮化細菌之活動;而細菌之生長,有賴於有機物質,故土壤中有有機物質愈多,游離作用愈速。碳氮二元素有機物亦能供給。

20. 植物之生長 植物之營養元素經細菌作用,化為可溶性鹽



類，混合於毛細管水中及土粒之水膜中，為植物根部細鬚所吸收。根部細鬚浸沒於水膜之中，僅於生長時期進行吸收作用。含養料之水分，藉滲透作用引入根部，所謂滲透作用者為一種分子吸引力。設以薄膜隔離兩種不同濃度之液體，則淡液體漸向濃液體方面滲透，根鬚中之液體較外部濃厚，故外間溶液滲透入內。含養料之溶液由植物根部上升，其上升之速度約為每小時數呎，水分由葉面蒸發而出；養料遺留於幹部以供生長。植物自初生至成熟所需之水量頗巨，每磅之乾物體約需水量三百至五百磅。植物根部內外液體之濃度相差愈大，則由外侵入之水分愈多。肥沃之土壤，肥料溶液之濃度大，故植物所需要之水分較少。設根外溶液較根內為濃，根鬚不能吸收，故在強濃之鹼質土壤，植物易於枯斃。

21. 地下水位 土壤內引力水滲透下降，至不能再滲透之一層，乃停滯土內是曰地下水。地下水之高度曰地下水位。地下水位之高低因地而異。地下水位過高，則表土潮濕，溫度降低，不宜於植物之生長，應予排水。反之地下水位太低，易罹旱災，應行灌溉。測定地下水位輒掘一小井，量井中之水位。或以三角形之木筒，長約 1.5 米(5 呎)寬約 0.3 米(1 呎)插入土中，木筒之四周鑿成小孔。亦有以鐵管插入土中量測地下水位者。地下水面高低不一，大抵在高脊地水位升高，於河流溝洫之附近水位降低。設地面以暗溝排水，排水管附近水位最低，而兩管之中間點水位最高。在未排水之地域地下水位有時與地面相近，或大雨以後，低窪之處積水成塘，經蒸發及植物之吸收，水位乃自然降低。

22. 排水之結果 細菌之游離作用需要空氣，故在水分飽和之土壤中細菌不能活躍，植物生長乃受阻礙。排水之主要結果有五：

1. 排除引力水，
2. 增加有效毛細管水，
3. 增加根部吸收養料之範圍，
4. 增高土溫，
5. 流通土壤中之空氣。

茲分述於後：*a.* 排去引力水 排除之水量為土壤中所含之引力水，即為超過最大毛細管水含量之水量，毛細管水不能排去。排水管之深度，操縱地下水位高度，亦即操縱毛細管水量。設地下水位離地面 3 呎，則表土一呎內

之毛細管水量較之在地下水水位深 4 呎時爲多；但四呎深之地下水水位以上之毛細管水總量較之 3 呎水位深爲巨。毛細管水量等於最適宜含水量時，植物之收穫最佳，最適含水量約等於最大毛細管水含量之百分之五十；而最大毛細管水含量約在飽和水面之附近。每一種作物皆有其最適宜的地下水水位深度。此種深度應自土壤之組成及個人之經驗決定之。

*b.* 增加有效毛細管水 引力水排去則有效毛細管水因以增加。設地下水水位距地面一呎，植物根部僅蔓延於一呎表土之內，有效毛細管水亦僅限於一呎深度。設地下水水位降至地面下 4 呎，則有效毛細管水之範圍，因以擴展。根部之吸收範圍及水量同時增大。

*c.* 增加植物之有效養料 常常飽和之土層，因缺乏空氣，植物根部不能深入。植物生長需要空氣，設一二日斷絕空氣，必致枯萎。飽和水面因排水而降低，故根部之吸收範圍增大，養料之吸收增多；同時養料之游離作用，因空氣增多溫度加高，亦能迅速進行。

*d.* 土壤溫度 種子萌芽及植物生長，土溫之影響甚大。表土吸收日光之輻射熱，漸漸傳佈於下層。乾土吸熱較濕土爲多，設將水溫增高華氏  $1^{\circ}$ ，較之將乾土溫度增高  $1^{\circ}$  需要四倍之熱力，將含有水分百分之二十的土壤增高  $1^{\circ}$ ，較之乾土需要二倍之熱力。因日光之輻射熱一部分耗用於蒸發水量，故飽和之土壤收熱甚慢。此種土壤可名曰冷土。是以排去過分之水量即足以增高土壤溫度。種子萌芽之最低需要溫度，麥類約爲華氏  $41^{\circ}$ ，玉蜀黍類爲  $48^{\circ}$ 。排水之土地在初春即可達此溫度，故種子萌芽頗速。在濕土中種子萌芽遲緩，且易凋萎，根據實驗， $41^{\circ}F$  之溫度，麥種發芽需六日， $51^{\circ}F$  須三日， $60^{\circ}F$  須二日；玉蜀黍種子發芽，在  $51^{\circ}F$  需  $11\frac{1}{4}$  日， $60^{\circ}F$  須  $3\frac{1}{2}$  日。土壤溫度高，細菌較爲活躍，故養料增加，在  $80^{\circ}F$  及  $95^{\circ}F$  時細菌最爲活潑。

*e.* 流通空氣 排水適宜之土地其平均空隙率約爲 50%，其中 25% 爲毛細管水所佔，其餘 25% 則爲空氣。植物根部及細菌需要氧氣。植物之根鬚吸入氧，排出二氧化碳  $CO_2$ ，二氧化碳與土壤水化合成爲碳酸，碳酸溶解土壤中之礦物質。空氣中之氮氣助長氮化作用（即硝化作用），或化合爲硝酸鹽類。設碳氣

吐出過多，而傳播甚緩，則空氣中之氧分減少，植物無從吸收。是以土壤中之空氣，須使流通。排水結果，在每次降雨以後，水分滲透下降，溶解之二氧化碳，隨滲透水排去，同時新鮮空氣滲入。大氣壓力之變化，亦足以輔助空氣之流動。

## 第三章 明溝排水

23. 明溝排水之利弊 明溝排水，大抵採用於面積廣大，傾斜甚緩以及積水量甚多之處。其利有四：1. 地面水排去甚速；2. 大量積水易於排洩；3. 地面平坦亦可排水；4. 易於審查，便於修理；明溝排水之弊端有七：1. 減少耕種面積，尤以廣闊淺溝為甚；2. 不便交通，須加建橋樑致耗工費，常須修繕；3. 野草蔓延溝旁，易發生病蟲害；4. 因溝渠之阻礙，不便耕作機械之使用；5. 肥料易於流失；6. 排水效率不大。明溝之排水效率不及暗溝，故欲求土地之排水完善，仍以採用暗溝為宜。近代歐美排水工程，大都採用混合制，以明溝作幹溝或支溝，小溝則以排水管代之。庶可於效率及經濟兩方面各得其宜。至於水田（如稻田）之排水，其主要目的，在於減少作物之淹沒時間，每當淫雨之後，田畝泛濫，積水既久，有害作物。所需排出之地面水量甚鉅，故皆採用明溝排水制。

### 第1節 排水溝之佈置

24. 排水溝之分類 排水溝分三種，排水小溝直接排去田中積水，小溝之水流入支溝，支溝之水流入幹溝，幹溝之水經出水口流入天然河道湖泊或海灣。因流域面積之大小不同，以及排洩水量之多寡懸殊，故小溝之橫截面為最小；而幹溝之橫截面為最大。一排水區域，因地勢之差異，亦可劃分為數區，每區有一幹溝，各幹溝分別由出水口流出。如區域廣大，支幹衆多，支溝幹溝可再分為等級，如幹溝總幹溝等。

25. 出水口 計劃排水系統之先，應選擇適宜之出水口，出水口大都為天然河流或溪澗。出水口之地位不妨多加選擇，互相比較，以求得最佳之地點。如因地形影響，亦可採用數出水口。若在海岸，出水口應擇無風浪之處；若在河旁，宜擇正直之河段，以免泥沙之淤積。排水口流出之方向，不可與河淤方向成垂直，應成銳角。排水口之河道，倘其水位低於溝內水位，則僅用簡單水門。天然河道，驟然增加排水量，在洪水期，是否足以宣洩，不致壅塞，危害下游或上游，亦應予以注意。下游河道往往須加擴大及整理，以利暢洩。若出水口外之水位高於排水溝內之水位，或宣洩不暢，則可採用下列補救辦法：1. 拔除雜草，浚挖河底，使河水水位降低；2. 於河流之上游，施行防沙工事，使河身不致增高；3. 整理河道之彎曲，或裁灣取直



圖2 出水口

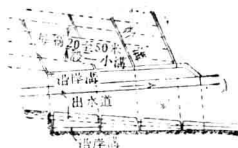


圖3 沿岸溝出水

使水位降低；4. 沿河道開一沿岸溝，各幹溝之水流入其內，沿岸溝之比降較小於河流比降，至河水水位低於溝水位之處，乃開出水口；5. 利用機械排水。(詳第五章)圖2及圖3示出水口之佈置。

26. 幹溝及支溝 幹溝及支溝宜置於天然低窪部分，庶可排洩廣大區域之水量。幹溝自出水口起始，循天然低處向上游引伸。支溝由幹溝分歧引出。幹溝與支溝效用相同，僅大小有異。設地面平坦，無天然之低窪，可將幹溝置於全區主軸之地位，約為全區之平分線，支溝平行排列垂直於幹溝。若在狹窄之面積，可以廢去支溝，小溝直接流入幹溝。若地面廣闊，可劃分為數區，每區有一幹溝及出水口。在狹長之面積，設為小溪之谷地，可利用天然小溪作為幹溝，彎曲之處，應予截直。水溝愈逕直，其排水愈通暢；但因地形關係幹支溝常有彎曲。水溝之彎曲半徑應依照水流速度及兩岸土壤之穩固性決定之。溝彎太急，則彎曲部分易冲刷。水溝彎曲段之中部可用圓弧曲線，圓弧之中心角為 $4^{\circ} \sim 20^{\circ}$ 。兩端以螺線與直線連接之。水流愈速溝彎愈緩，通常以儘量採用緩彎為宜。溝

彎之測定用普通測量方法。

27. 小溝 小溝匯集地面之水或排水小管之水。小溝多逕直。其用於混合制者(即匯集小管之水量)相互距離約為 800 至 1000 米( $\frac{1}{2}$ —1哩)。通常先開挖一哩距離之小溝,將來如有需要中間再開一溝,有時溝距僅 400 米( $\frac{1}{4}$ 哩)。設小溝直接匯集地面水,在耕地之溝距約 25 至 50 米(80~160 呎),牧草地為 50~100 米(160~320 呎),視土質而異。用小溝排除地面水,其效率往往僅及於溝旁地域;而中間部分之水量不能暢洩。欲使徹底排水,宜增用排水管。小溝大都逕直,應避免彎曲,如因地形影響,僅可於溝尾處略彎。

28. 攔水溝及洩洪道 排水區域之四周,或有高地,應於排水區之邊緣,建小溝以攔堵高地下流之水,引導外出而免泛濫區內。攔水溝旁或須建堤防,攔水溝之出口或須建立抽水站。設有天然河流自高地引水通過排水區,則應於引水道之兩旁建堤,兩堤之間洩水截面應充分寬廣,以資暢洩洪水。是曰洩洪道。攔水溝及洩洪道在排水系統中頗為重要,應循天然地形,根據水文記載,妥慎設計,以免危害(圖4)。

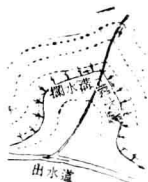


圖 4

29. 排水溝之配列 排水溝之配列視地形而異。在平坦地面,排水溝宜取平行位置,若地面坡度甚陡,支溝之位置宜與等高線平行,小溝與支溝成直角。若地面高低起伏,則幹溝應設於全區最低處,支溝及小溝亦位於較低窪處。配列設計時應注意三點: 1. 兩溝合流以斜交為宜; 2. 兩小溝流入支溝之出水口,不宜相對而立,支溝流入幹溝亦然; 3. 小溝排列以平行為宜。兩溝合流,若為正交,或兩出口相對立,均足引起泛濫;小溝不平行,則排水不能平均。明溝排水系統之配列如圖 5。

## 第 2 節 排水量

30. 排水量之決定 排水量為設計最重要之因素。自歷年水文記載中,尋求最大日雨量或最大之三日連續雨量,作為逕流估計之

根據雨量降落地面成爲逕流，一部分滲透地下。是以排水量之多寡，視雨量氣候土壤及淤積情形而不同。所謂淤積情形，即原有地

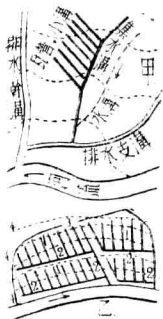


圖5 排水溝之配列  
1.小溝 2.集水溝  
3.排水溝 4.同高綫

中或地面之水量。設平時地下水位頗低，大雨後水量易於退去，作物不致受害；若地下水位鄰近地面，或地面原有積水，則大雨以後，積水不易退去，爲害甚大，非趕速排除不可。選作根據之雨量，不可太大，亦不宜過小。太大則排水工程耗資甚多，普通以平均作物生長期中之最大日雨量爲準，或採用一年中第三位最大日雨量。歐洲習慣亦有以作物生長期內數月之雨量作估計之根據。設水文記載缺乏，則可用普通估計公式計算雨量或逕流量。估計豪雨之最大逕流量，設於短時間內，地面有被淹之虞，可用克累司尼

克公式：最大逕流量  $Q_m = \alpha \frac{32\sqrt{A}}{0.5 + \sqrt{A}}$  立方米/秒，

或  $Q_m = \alpha \frac{1800\sqrt{A}}{0.31 + \sqrt{A}}$  立呎/秒 式(1)

$A$  = 流域面積以平方仟米或哩計， $\alpha = 0.02$  (平地)， $\alpha = 0.1$  至  $0.2$  (坡地)，設面積小於一平方仟米或一平方哩，用  $A = 1$ 。排水係數者二十四小時內應排去之地面水深也。水深以吋計，排水係數亦即表示排水之速率。此爲美國習慣，歐洲恒以每秒每佰亞爾所排出之升數表示之。普通排水溝皆兼排地下水，據德國習慣在平原地帶地下水之排水係數爲  $0.65$  升/秒/佰亞爾；丘陵地帶爲  $0.8$  升/秒/佰亞爾；又耕地爲  $1.0$  升/秒/佰亞爾，牧草地  $0.65$  升/秒/佰亞爾。排水係數之選擇，有關整個排水系統之經濟與效率，故應多方參攷，慎重從事。

31. 排水量之計算 根據雨量計算排水量分爲兩種，一爲地面積水之排水量，一爲地下積水之排水量。1.地面積水之排水量 令  $h$  爲作物生長期內之最大日雨量以毫米或吋計， $F$  = 受水面積以佰

亞爾或噸計， $C$  = 逕流係數， $n$  = 排水日數， $Q$  = 排水量以秒升或秒噸計，則

$$Q = \frac{h \cdot C \cdot F \cdot 10000}{86400 \cdot n} \text{ (米制)}, \quad Q = \frac{h \cdot C \cdot F}{12 \cdot 86400 \cdot n} \text{ (英制)} \quad \text{式(2)}$$

若僅有本區之雨量則  $C = 1$ ，若有鄰地雨水流入則  $F$  = 匯流面積， $C$  約 = 0.6。

【例】  $h = 100$  毫米， $F = 10$  佰亞爾， $C = 1$ ， $n = 2$  日，則

$$Q = \frac{100 \cdot 1 \cdot 10 \cdot 10000}{86400 \cdot 2} = 57.9 \text{ 秒升, 或 } q = 5.79 \text{ 升/秒/佰亞爾。}$$

2. 地下積水之排水量 地下積水不及地面水之流動迅速，對於作物之影響亦較遲緩，故排水量往往較小。地下積水之排水量與雨量及土壤之滲透性有關。設  $q$  = 單位面積之排水量以秒/升/佰亞爾計或秒立呎/噸計，則

$$q = \frac{h \cdot C \cdot 10000}{86400 \cdot n} \text{ (米制)}, \quad q = \frac{h \cdot C \cdot 43560}{12 \cdot 86400 \cdot n} \text{ (英制)} \quad \text{式(3)}$$

$C$  = 土壤之滲透係數， $h$  = 在冬季為最大月雨量。地下積水之排水常將冬夏二季分別計算。冬季之滲透量估計為最大月雨量之 50%。夏日為最大日雨量之 35%。冬季之排水日數普通定為十五日，夏季為七日。

【例】 設冬季之最大雨量  $h = 300$  毫米，則  $q = \frac{300 \cdot 0.5 \cdot 10000}{86400 \cdot 15} = 1.158$

秒升/佰亞爾。

明溝排水雖兼排地下積水；然設計之根據仍以地面積水之排水量為準。暗溝排水之設計則根據地下積水之排水量。水稻富耐水力，據專家(註5)研究，稻體全部浸入水中，為害頗大，在生長期中平均之浸水 2~4 日至六日，設溫度適宜，可以無害，視生長之各時期而異。是以水稻田之排水日數可以定為三四日乃至一週。日本及越南高棉有一種特別耐水稻，稻莖甚高，可以浸水較久。

32. 排水量之減小 排水量之大小，有關於排水系統之經濟問

(註5) 彭先澤：稻作學，商務版。

題，水量愈小則愈經濟。縮小排水量有四法：1. 設攔水溝斷絕鄰水之浸入；2. 視區內地面高低，分別設立排水系統；3. 擴大排水溝之容積及寬度，使一時之積水可暫容納於溝內；4. 加高水田之圩岸，一方面可增進雨水之利用，同時可減少旱田之排水量。

### 第3節 排水溝之設計

33. 明溝之水流 明溝之水流情形與渠道水流情形相同，普通習用者為下列諸流速公式：

1. 干勾賴及庫志公式

$$V = C \sqrt{RS} = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{S}}{1 + (23 + \frac{0.00155}{S}) \frac{n}{R}} \sqrt{RS} \text{ (米制)}$$

$$V = C \sqrt{RS} = \frac{41.6 + \frac{1.811}{n} + \frac{0.00281}{S}}{1 + (41.6 + \frac{0.00281}{S}) \frac{n}{R}} \sqrt{RS} \text{ (英制) 式(4)}$$

2. 庫志公式  $V = \frac{100 \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}} \sqrt{RS}$  (米制) 或

$$V = \frac{100 \sqrt{R}}{m + 0.552 \sqrt{R}} \sqrt{RS} \text{ (英制) 式(5)}$$

3. 福希海麥公式

$$V = \frac{1}{n} R^{0.7} S^{0.5} \text{ (米制)} \quad V = \frac{1.428}{n} R^{0.7} S^{0.5} \text{ (英制) 式(6)}$$

4. 曼寧公式

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{0.5} \text{ (米制)} \quad V = \frac{1.486}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{0.5} \text{ (英制) 式(7)}$$

上列諸式中， $V$  = 平均流速以米/秒或呎/秒計； $S$  = 比降； $R$  = 水力半徑以米或呎計； $n$  及  $m$  為粗糙系數；庫志公式常用於暗溝排水中(詳後)，式(6)及(7)應用最廣。式(4)及(5)計算複雜恒用表解或圖解。



34. 排水溝之截面 依據水力學原理，洩水效率最大之截面為半圓形狀態。所謂洩水效率最大者，即在一定之面積與坡度，截面之潤周最小，水力半徑最大，亦即洩量最大，因此開挖截面最小，土方經濟。設截面為梯形，則以半六角形為最佳。溝旁坡度恒視土質而定，設坡度角為  $\alpha$ ，則效率最大之截面應根據下列二重關係計算之：

$$R = \frac{H}{2}; \quad H/B = \frac{1}{2} \sin \alpha \quad \text{或} \quad B = \frac{2H}{\sin \alpha} \quad \text{式(8)}$$

$H$  = 水深， $B$  = 水面寬，如圖 6 如溝旁坡度為 1:1，則溝底寬度應為水深之 0.828 倍。

35. 溝旁坡度 溝旁坡度之決定有二條件：1. 土質之穩固性，2. 建築方法。水溝愈深則兩岸易有崩塌之危險，故其坡度應較平坦。坡度較陡，雜草不易生長。腐植土及泥炭土之溝坡可用 1:1/2。堅實之黏土如溝不深可用 1:1/2 尋常採用 1:1。溝底窄狹不能支持岸坡，兩岸易於塌瀉，故小溝之坡宜用 1:1.5；而大溝之坡可用 1:1。壩埠坡可用 1:1.5 至 1:2.0。沙土及沙質壩埠或輕鬆之黏土，以平坦為宜常用 1:2 及 1:3。若溝深在兩米以上，兩岸可加做岸

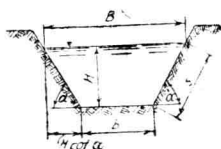


圖6 梯形截面圖

較平坦。坡度較陡，雜草不易生長。腐植土及泥炭土之溝坡可用 1:1/2。堅實之黏土如溝不深可用 1:1/2 尋常採用 1:1。溝底窄狹不能支持岸坡，兩岸易於塌瀉，故小溝之坡宜用 1:1.5；而大溝之坡可用 1:1。壩埠坡可用 1:1.5 至 1:2.0。沙土及沙質壩埠或輕鬆之黏土，以平坦為宜常用 1:2 及 1:3。若溝深在兩米以上，兩岸可加做岸

戛。為防止沖刷及塌瀉起見，溝坡輒覆蓋草皮或砌護岸，以資保護。圖 7 示各種護坡形式。排水溝之開挖，擬採用何種開挖機，某種機器適宜於開挖 1:1 之溝坡或 1:1/2 之溝坡，設計時均應顧及。

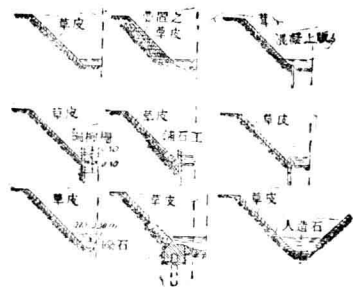


圖7 排水溝之護岸

36. 溝底寬度 溝底寬度根據排水量決定之。設比降水深溝旁坡度及排水面積為已知，乃可求得需要寬度。排水面積關係於兩溝之間距，以面積乘排水係數即可得該溝之排水量。應用福希海麥或曼寧公式，先假定一溝底寬之數值代入公式，求得之排水量

深溝旁坡度及排水面積為已知，乃可求得需要寬度。排水面積關係於兩溝之間距，以面積乘排水係數即可得該溝之排水量。應用福希海麥或曼寧公式，先假定一溝底寬之數值代入公式，求得之排水量

是否與已定之排水量相符，漸次校正，乃得結果。水溝之截面最好與前述之最大效率截面相近；然因溝深之關係或機械之運用往往略有變更，以求經濟。小溝溝底之最小寬度通常為 0.3 米(11 吋)。溝底太小，耗費甚大，不如改用排水管。

37. 溝深及溝距 設僅排除地面積水，溝深足夠宣洩該部分排水量即可；若兼須排地下水，則溝深應足以使溝內水面在乾季時



圖 3

(無地面水)在地下水面 0.25 米(9 吋)以下以便地下水之排出(圖 8)。最初建設時可將需要溝深加深 0.3 米(11 吋)，以準備最初水溝附近之地下水

二三年之沉降。在沙土地溝可較淺；而腐植土及泥炭土開掘宜深。如美國弗羅里達會開溝深 8 呎，三四年後土地下沉，溝深僅 5.5 呎。普通習慣，小溝深度黏土為 0.5~1 米 (1.6 呎~3.3 呎)，鬆土為 0.4~0.6 米(1.3~2 呎)；幹溝及支溝為 3~4 米(10~13 呎)。溝深之決定與溝之間距及開挖機械有關，溝距窄小則排水量少，故溝淺。通常小溝溝距在耕種地為 20~50 米(65~160 呎)，牧草地為 50~100 米(160~320 呎)；土壤粗鬆者溝距宜大，黏密者宜小。溝之深淺各有利弊，淺溝開挖便利；但其弊端有：1. 不能充分排去地下水以及土壤中之鹽質(在鹽墾區域)，2. 溝距太近不便農作，3. 易於生草及淤積，因之修繕費大，效率減少。排水小溝之溝深及溝距亦應先事研究。應先闢實驗區域，加以試驗。此後仍應隨時記載，以求改進。如荷蘭須得海之墾區排水，於安代克成立試驗區。曾以 9 米之溝距及 0.6~0.9 米之溝深與 4 米之溝距及 0.3~0.45 米之溝深；同時作排水管之試驗，以 9 米之管距，管深 0.9~1.1 米，三種情形互相比較。在廣大之初墾地面，欲於短期中迅速達到排水之目的，仍以明溝制為宜。經多次之試驗，須得海仍採用深溝，在黏土地溝深 0.6 米溝距 11 米，沙土地面用溝深 0.6 米溝距 15 米。

38. 排水溝之比降 排水溝之比降，參照地形設計之。以出水流為起點，其河底或需加以浚挖，以增排水效率。幹渠之比降宜

求均一，先行依照地形作幹溝支溝比降之初步設計，俟各相關水溝比降分配後，再計算小溝比降。溝底比降通常為 0.00005 至 0.012。設地面甚平廣；而溝甚長，則比降小，比降小則截面積需要增大。小溝長度以不超過四百米為宜(1312 呎)。短溝及小截面往往需要大比降。小溝之比降恒較支溝為大；而支溝復較幹溝為大。普通之限度如下：

大排水溝(或幹溝)比降  $1/3000 \sim 1/10,000$

中排水溝(或支溝)比降  $1/1000 \sim 1/3000$

小排水溝(或小溝)比降  $1/300 \sim 1/1000$

水溝比降為其他水力計算之根據，故應先行決定，水溝之比降大致與地形相仿。設地形陡峻，則可分段設立，中間設置跌水，以免坡度過大，流速太高，致生冲刷。水溝之最大比降視土質而異，每一種土質皆有其臨界流速及臨界押轉力，若超過臨界數值即生冲刷。押轉力  $T = \gamma ts$ ， $\gamma$  = 單位體積水之重量， $t$  = 平均水深， $s$  = 比降。

39. 流速 冲刷及淤積現象至為複雜，欲求一精確之臨界流速殊非易事。水溝流速太大則有冲刷，過小則生淤積。肯內提氏之臨界流速公式，常被採用：

$$V_0 = Ca^m = 0.84d^{0.64} \text{(英制)} \quad \text{式(9)}$$

$d$  = 水深， $C$  = 常數視浮懸物質而異，普通細泥浮懸物， $C = 0.84$ ， $V_0$  = 臨界流速。在臨界流速時，既無沉澱，復無冲刷。平坦比降小於 0.0003，往往不能達到臨界流速，故溝底之少量淤積實不可免。小溝之水流往往超過臨界流速，若欲降低流速，溝必改淺，致繕修困難，是皆理論與事實未能盡相符合之處。通常標準，在冲刷土中溝水流速約為 0.6~1.3 米/秒(2~4 呎/秒)。肯特氏之安全流速表(表 6)，頗切實用。水溝之流速最好能自動沖去淤泥。

40. 溝之交會 兩溝相會不宜成直角，支溝流入幹溝，其水流足以使出口之對岸發生侵蝕；且二流相遇流速減小，致生沉積。兩溝之交會最好為  $30^\circ$ ，往往可將支溝或小溝之溝尾，改成彎曲以符此旨。相會兩溝之溝底宜相平。欲達此目的，常將一溝之比降加以修改。設不變更坡度，則可於支溝出口改成跌水或滾流，跌水或滾流

表 6 安全流速

土 壤 種 類	安 全 流 速	
純沙	0.33 米/秒	1.1 呎/秒
沙質土(含黏土15%)	0.37	1.2
沙質礫母(含黏土40%)	0.55	1.8
礫母(含黏土65%)	0.91	3.0
黏質礫母(含黏土85%)	1.46	4.8
農業黏土(含黏土95%)	1.89	6.2
黏土	2.23	7.3

之下部須加保護，以防沖刷。

41. 圩堤內之排水溝 設排水區域在大河之旁或濱海，為避免泛濫起見，四周應築圍堤，以禦洪水或高漲，是曰圩田。堤內之水須候外水低落時排水或用抽水機戽出。設以抽水機排水，則圩內水溝比降應較小，以免流速太急，抽水機不能應付，致生壅積。溝底比降通常為 0.00005~0.00009，或更為平坦，藉以增高水位，而減小水頭。因流速低緩溝底易生淤積，故溝底輒加深 0.6~1 米(2~3 呎)，以備沉澱。排水溝寬可以放大，以資多蓄水量，蓋暴雨傾下，抽水機洩量未大，須要暫時停蓄。抽水站之後可設一廣池，以增蓄量，如此則抽水量可以減小，設備費可以降低。

46. 地下水位之保持 排水之目的在降落地下水位以利植物之生長。地下水在地面下 1 米至 1.5 米(3.3 呎~5 呎)以內者為有害水分；但地下水位過於降低，致表層土壤之毛細管水分不足，亦非所宜。故在生長期中，地下水位應保持適當之位置。於幹溝中設節制堰壩或水門，以資操縱。在乾季時可將幹溝堵塞，抬高上游水位，在排水時期放低堰壩。此與灌溉工程中之節制堰完全相同。

#### 第 4 節 排水建築

43. 排水溝之建築 排水溝用人工或機器開挖，幹溝及支溝可用普通之浚挖機。浚挖機分二種，一為乾挖用於陸地，即機械置於

地面之上；一種為挖泥船。低窪地域土質輕鬆，可在未排水前，開入挖泥船先行開挖支幹溝。溝之建築輒開始於下游，以便浸透水量之流洩。挖出之土可移至遠方，或堆積岸旁及低地，堆集岸旁成爲連續之土堤，所謂廢土堤，以阻地面水之侵入溝中。廢土堤宜離溝稍遠，以免沖刷及塌陷，距離約爲3米(10呎)。在低濕土鬆之地，堆土其上，易有沉陷，可先掘一小引水溝，排除一部分水量，然後開擴成溝，廢土可以堆積兩旁，蓋積水既去地面之荷重力已增大矣。廢土堤以連續爲佳，堆集不宜高，以土鏟平舖溝旁，每隔約200米(650呎)於天然低窪處留一缺口，以備洩水。最好於堤下埋一瓦管，導水外出，庶可避免土堤之沖瀉而淤塞下游。瓦管之出口加做護牆，牆寬約1米(3.3呎)伸入溝底下約半米(1.6呎)。水由瓦管流出跌落於混凝土或木板製護底之上，庶可避免溝底之沖刷。支溝會入幹溝亦可採用此項佈置。

44. 出水口 出水口建築物大致分兩種，一爲涵洞式一爲水閘式。因出水河流，在洪水期水位高漲，有倒灌之虞，故出水口之附近輒有堤防，出水涵洞或出水閘即設於堤防之內。排水量大者常用洩水閘；閘門多採用人字式，向外開張，牆上有一支撐，(圖9及圖10)區外水漲則閘門緊閉，溝內水高，則閘門自動推開。洩水閘之建築與一般引水閘相同。設排水量不大則可用涵洞，洞口之外方常用舌形門(圖11)，涵洞用木石混凝土鐵

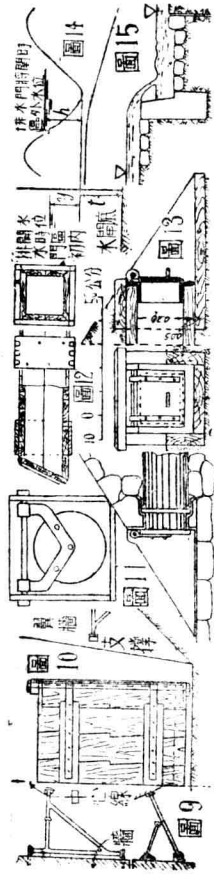


圖9, 人字門支撐 圖10, 木門 圖11, 鐵管涵洞 圖12, 圖13, 均爲木涵洞 圖14, 圖15 跌水。

管等做成，與一般無異。支溝入幹溝亦可採用涵洞及舌形門之佈置。出水口外如水位漲落無常，可採用自動啓閉式閘門，設備較為複雜，其原理與自動啓閉之活動壩相似，視內外水位差之大小，洩水量因之而異。洩水閘及涵洞之截面積計算，應用下列公式：

$$Q = \mu \cdot F \cdot v \text{ 或 } F = Q / \mu v \quad \text{式(10)}$$

$Q$  = 洩水量， $F$  = 涵洞截面積， $\mu$  = 涵洞流洩係數約 = 0.6 至 0.95 視出入口之形態而異，普通採用 0.85。 $v$  = 流速約在 0.5~2.0 米/秒 (1.6~6.5 呎/秒) 之間，流速過小則易於淤積，過大則建築物易於損害。涵洞之閘應在低水位下 0.5~1 米 (1.6~3.2 呎)。潮區涵洞之計算頗為複雜，茲根據土耳其克密特(註6)之近似方法敘述於下：設  $Q$  = 每次潮之總洩量(立方米)， $Z$  = 每次潮之時間 = 44600 秒， $z$  = 開門時間(秒)。在開門之時，門後之積蓄水量 =  $Q(Z - z)/Z$ 。又設  $Z_1$  = 最低落潮水位前之排水時間， $Z_2$  = 最低落潮水位出現後之排水時間， $t$  = 最低潮水位時之水閘水深， $Y$  = 區內水位與最低潮水位間在排水門將開時之水位差， $h$  = 區外水位與最低潮水位間在排水門將開時之水位差，則在兩時期中之平均水閘水深為  $t_1 = t + Y/3$  及  $t_2 = t + h/3$ ，設  $V_1, V_2$  為兩時期( $Z_1$  及  $Z_2$ )之平均流速， $\mu$  = 流量係數， $b$  = 洩水口門寬(米)，則全流量：

$$Q = \mu b [(t + Y/3)V_1Z_1 - (t + h/3)V_2Z_2] \quad \text{式(11)}$$

在第一時期中流速漸增；在第二時期中流速漸減。適當之流速普通規定為 1.5~2.0 米/秒 (5~6.5 呎/秒)。流速過大則所須之水位差加大，且建築物亦有損害；流速過小則出水口增廣，工費較大。

45. 沉澱池 低窪地面，四周丘陵之水輒挾沙石下流，故應於坡脚及排水溝之上游設置沉澱池。池周圍以小堤，一面設溢水道，使清水流入排水溝。沙石沉積池中，填滿後再另闢新池，舊池土壤肥沃，可資耕種。攔水溝之中途或上游亦常須設立沉澱池。

46. 堵堰 設水溝之比降陡削，流速過大有沖刷之虞，可設低

(註6)Tolkmitt: Grundlagen der Wasserbaukunst, 1898, Berlin.

堰於溝中，高度約二三米，木製或乾砌石塊均可，藉以減少上游之比降。或為活動式，兼可調節地下水位。

47. 跌水 設地面陡削；溝底坡度不便支配，可於中途設跌水，以符合規定。跌水之建築與灌溉工程中相似。

## 第四章 暗溝排水

48. 暗溝排水之利弊 暗溝排水亦可曰地下排水，宜於暗溝排水之地面坡度，最少需為千分之一。其利點：1. 不妨礙地面工作，2. 修繕費少，3. 排水效率佳。其他利點即為明溝排水之缺點。暗溝排水之建設費甚鉅，往往非小農所能舉辦；然一勞永逸，苟為經濟所允許，仍以暗溝為佳。暗溝排水可分為二大類：一為簡易暗溝排水，一為瓦管排水。

### 第 1 節 簡易暗溝排水

49. 簡易暗溝之種類 於較小地面積上掘一壕，以竹木石磚等材料砌成管形，上鋪泥土，乃成暗溝。兩溝間距約3~6米(10~20呎)，暗溝深約1米(3.3呎)，溝底寬約0.3米(1呎)，開挖時之溝上口寬0.7米(2.2呎)。小暗溝沿地面之傾斜埋立，大暗溝則埋設於地形低窪處，溝之比降約 $1/300$ 至 $1/100$ 。簡易暗溝不可過長，長則排水效率不佳。簡易暗溝僅用於小規模之農田，古代習用之。我國農村常用磚砌暗溝及竹管暗溝，溝上鋪稻桿或雜草一層，其上再覆泥土。簡易暗溝分三類：1. 木竹材料之暗溝。2. 土石材料之暗溝，3. 無材暗溝。無材暗溝工費頗省，近來頗有發展趨勢。

50. 木竹材料之暗溝 木竹材料浸於水中頗為耐久。低濕處宜採用之(圖 16)。可分四種。1. 梢料暗溝 無瓦管石材之處，可以梢枝捆束填於溝底。下部用粗枝，上部用細枝，樹梢末端指向下流，水由枝隙流出。梢捆厚約三十厘米(1呎)，其上再覆以土。常年潮濕之地；梢料暗溝頗為耐久，最久可二十年，尋常約四五年，

視土質而異。沙土田地，枝隙易被填塞，致失排水效率。2. 圓木暗溝 以直徑 10 至 20 厘米(4~8 吋)之圓木支架或堆積二三層，上蓋石礫乾草或杉松之枝葉，高約 30 厘米(1 呎)。耐久期十五年至二十年。3. 木管暗溝 將木板製成管形，埋於土中，木管之形式與大小，視排水量而定，普通為三角形正方形或矩形。木板厚約 3~5 厘米(1 吋至 2 吋)，三角形木管之板寬約 15 厘米(6 吋)，正方形之板寬約 12 厘米(5 吋)。木板上穿鑿小孔，板外填小石礫。若用松柏之材，頗為耐久。4. 竹管暗溝 以 6 厘米直徑之圓竹，剖而為二半圓形，去其節，周圍穿小孔，再以纜繩捆之埋於溝中。效率甚佳，且頗耐久。我國南部亦常用之。

51. 土石材料暗溝 石料耐久，不致腐爛；但易於滲漏。可分三種(圖 17)。1. 石礫暗溝 溝底重覆堆積石礫底部鋪較大石礫，上

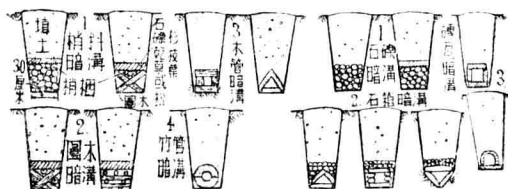


圖 16 木竹暗溝

圖 17 土石暗溝

部堆細石，再上覆乾草，藉增濾水作用。石礫暗溝易為沙土所淤塞，不甚耐久。2.

石架暗溝 以大石塊或石板架成三角形或方形，上填石礫。在含黏土而重實之土壤中，頗為適宜，甚耐久。3. 磚瓦暗溝 以磚瓦架成箱形，或用特製之拱形瓦。磚瓦暗溝，埋設不易，工費亦昂，不如選用瓦管為佳。

52. 無材暗溝 若土質黏而緻密，不易崩壞，於地下穿一空洞即可流水，是曰無材暗溝。簡單方法，以木棒橫置溝底，其上有土填壓，再將木棒拔出。或以特製之穿孔機，用牛馬或機械牽引。工作迅速，效率頗佳(圖 18)。因機械之改良，

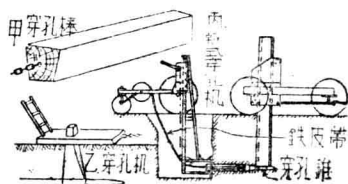


圖 18 無材暗溝



德國之無材暗溝漸有發展。

## 第2節 瓦管排水

53. 瓦管之類別 排水之水管，分爲四類：1. 黏土瓦管，2. 磁管，3. 燒泥管，4. 混凝土管。通常皆以黏土瓦管爲多，費用低廉，故習慣上統稱曰瓦管。瓦管之質料佳者，可歷五六十年。燒製瓦管與磚瓦相同；但其成分及火力需要妥慎配製。質料佳者，堅固耐用，不易破裂。瓦管不可埋置於凍線以上，否則雖質料極佳者，亦難免於凍裂。<sup>(1)</sup>據柯配克西之研究，設瓦管在 1/100 鹽酸溶液中，煮熱一小時，冷卻後若可以小刀刺入一毫米(0.04吋)，即爲燒製不佳。空氣乾燥之瓦管，若置於水中二十四小時，吸收百分之 15 以上之水分(重量比)時，即爲空隙太多，不能應用。磁管及混凝土管質料較瓦管爲佳；但價值太高，甚少採用。美國習慣視其強度及質料將瓦管分爲三類：1. 農田瓦管，2. 標準瓦管，3. 特等瓦管。農田瓦管僅供私人應用，管徑不可太大，埋管不可太深；標準管用於尋常排水區域及正常之深度，特等瓦管強度甚大，用於最深之處。

54. 瓦管之形狀及大小 瓦管大都爲簡單之小圓筒，亦有採用六角形者，荷蘭習慣亦有採用污水管形狀者。瓦管長度歐洲習慣爲 30~60 厘米，大者 1 米，荷蘭之小排水管長約 20 厘米。排水瓦管之等級與排水溝相同，亦有小管支管幹管之別。德國習慣瓦管之內徑及重量如表 7。美國習慣瓦管之內徑自 2~60 吋。普通多用 4

表 7 瓦管之內徑壁厚及重量

內徑(厘米)	3	4	5	6.5	8	10	13	16	20
壁厚(厘米)	1	1.2	1.3	1.5	1.6	1.8	2.1	2.4	2.8
每管之重量(仟克)	0.75	0.95	1.25	1.75	2.35	3.20	4.50	7.00	10.00

~40吋。歐洲之幹管常以明溝代之，故瓦管之最大內徑僅 18 吋。美制 8 吋以下內徑之管長 1 呎，8~10 吋瓦管長 1.5~2 呎，12~24 吋瓦管長 2~2.5 呎，24 吋以上者長 3 呎。表 8 示美制瓦管之大小及重量。標準規定小於 12 吋之瓦管最少應長 1 呎，12 至 30 吋之

表8 瓦管大小及重量

管內直徑 (吋)	長度 (呎)	每呎度之 重量(磅)	十五噸瓦管 之長度(呎)
3	1	5	6,000
4	1	7	4,300
5	1	9	3,400
6	1	11	2,800
8	2	22	1,400
10	2	27	1,150
12	2.5	36	850
14	2.5	44	700
15	2.5	52	600
16	2.5	57	550
18	2.5	72	425
20	2.5	95	325
22	2.5	105	300
24	2.5	118	250
27	3	178	170
28	3	200	150
30	3	215	140
33	3	250	120
36	3	295	100
39	3	375	80
42	3	425	75

瓦管其長度不可小於其內直徑。瓦管埋設之初，須加審查，審查要件約有下列數端：1. 須平直，截面應成圓形；2. 管頭須整齊平光，以便成爲緊密之接縫；3. 內面須整齊平光；4. 瓦管不可有裂痕，否則強度減低；5. 成分及組織須均一。

55. 瓦管之強度 瓦管之強度及其耐久力，爲工程師所應注意者。美國材料試驗會所訂之標準如表9。土壤水對於瓦管之化學作用如酸性或鹼性

等，應特別留意。硬燒黏土管似不受酸鹼性溶液之影響；而混凝土管則受硫酸鈉及硫酸鎂之影響。

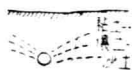
56. 瓦管之排水作用 低濕地面之土壤含水甚多，近於飽和狀態，實緣因於下層之不易透水之土層，致水分不易滲透下降而集於



圖 19

瓦管排水地下水  
水面之變化

表層，故地下水位頗高。於不透水層中或於其上設置排水管，滲透水由管頭之空隙浸入管中，會聚排出。設在降雨以後，地面土壤飽和，在排水管上之水

圖 20 地下  
水面與土質

量。因上部水頭，首先被壓流入管內(圖19)。地下水水面乃漸漸降低，排水管上方之水面最低，兩旁漸高。地下水水面由2之位置漸落爲5之位置，至第6線乃成平衡狀態。地下水水面之彎曲視土質而異，土粒愈粗，地下水水面愈平坦(圖20)。水管上部之水分多由上部空隙入管；而遠處之水則由底部入管。在降雨之時，地面土壤飽和，成爲

表9 各種瓦管之物理試驗標準

瓦管內徑(吋)	農田瓦管				標準瓦管				特等瓦管				
	最小平均 支撐度, 磅/呎	平常 強	標準 之最大 水量%	煮沸 平均 試驗 吸	最小平均 支撐度, 磅/呎	平常 強	標準 之最大 水量%	煮沸 平均 試驗 吸	最小平均 支撐度, 磅/呎	平常 強	標準 之最大 水量%	煮沸 平均 試驗 吸	
													頁岩 管及 泥管
4	800		11	14	12	1,200	9	13	10	1,600	7	11	9
5	800		11	14	12	1,200	9	13	10	1,600	7	11	9
6	800		11	14	12	1,200	9	13	10	1,600	7	11	9
8	800		11	14	12	1,200	9	13	10	1,600	7	11	9
10	800		11	14	12	1,200	9	13	10	1,600	7	11	9
12	800		11	14	12	1,200	9	13	10	1,600	7	11	9
15	1000		11	14	12	1,300	9	13	10	1,600	7	11	9
18						1,400	9	13	10	1,800	7	11	9
21						1,550	9	13	10	2,100	7	11	9
24						1,700	9	13	10	2,400	7	11	9
27						1,850	9	13	10	2,700	7	11	9
30						2,000	9	13	10	3,000	7	11	9
33						2,150	9	13	10	3,300	7	11	9
36						2,300	9	13	10	3,600	7	11	9
39						2,450	9	13	10	3,900	7	11	9
42						2,600	9	13	10	4,200	7	11	9

一飽和水面，未降雨前之地下水面位於其下，中間隔空氣層；繼續滲透，中間空氣被壓入管洩出，飽和水面乃漸與地下水位相合，至此管內乃有水流。

### 第3節 排水管之佈置

57. 測量及地圖 計劃之初，應先準備詳細之地形圖，同高線距愈密愈佳，通常為0.25米或1呎。地面之土壤應測至二米深左右(5呎)；設其下有不透水層，亦應探悉。地下水面之高度及其坡度，亦應測量。如在乾燥地帶，地下水之來源係由於灌溉水，則地下水水面及地下土壤情形更應認識詳明。

58. 排水管之等級 排水管與明溝相似，直接自地面排水者曰吸水管或曰排水小管，小管水蓄集於集水管或曰支管，由支管流入幹管。暗溝排水系統中，幹管多用明溝代之，蓋管徑過大，建築不

使,工費浩鉅。小管之最小內徑約在5厘米(2吋)左右,支管約在10厘米(4吋)左右。

59. 排水系統之配列 排水管之配列。視地形及排水量之來源而定。普通分爲六式: 1. 自然式 設地面窄狹,且爲一獨立之低地,水量由四周鄰地合集者,可採此式。幹管自出水口循自然最低處向上游引伸,支管則分列於各低窪區域。若地面不廣,可不須測量,直接於地面勘定。2. 截流式 設地面廣大而平坦,水自鄰近高地流來,可於田周埋管,以截水流。3. 鐵鋸式 小管自一面流入支管,最爲經濟,沿支管之地帶,僅有一面受小管與支管之同時排水。此式僅用於一小部分,當地面平坦,或支管比降平緩,一方之地面傾向支管,另一方之地面自支管坡下,最適宜採用。在平坦地面,小管不宜過長,約爲250米(800呎);否則小管之起點太近地面,而下端過深。設地形優異,地面比降與小管之比降相同,則小管之長度當可不受限制。4. 脊骨式 宜於淺狹之低地,支溝位於中央,小管自

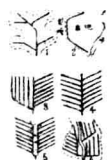


圖21 暗溝排水系統之配列

1. 自然式
2. 截流式
3. 鐵鋸式
4. 脊骨式
5. 二重幹線式
6. 集團式

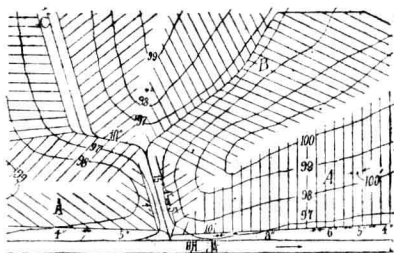


圖22 暗溝排水系統之設計

兩方以一定之角度平行之方向流入支管,沿支管之地帶,小管之末端與支管同時排水,故有雙重排水作用。低窪之區,積水甚多,採用此法,排水頗速。5. 二重幹線式 設低地廣寬,可採此式。與脊骨式相似,亦即雙重鐵鋸式中央之大幹管代以兩排較小之幹管。因地勢關係,兩幹管或支管分配於兩面坡脚,使小管整齊劃一;若兩方小管同會集於一幹管,難免無改變坡度或高低不齊之弊。6. 集團式 與自然式相仿,依地形之差異,分別配列,會於幹線(圖21示各式之佈置)。

60. 小管之排列 小管之配列，有三方法：1. 小管之方向與同高線垂直，或曰縱交式。此法適用於平坦均一之地面（面坡小於 0.8 % 時），兩側可得對稱均等之排水效力。小管之坡度，不致生淤積。2. 小管方向與同高線平行，或曰橫交式。多用於地形起伏之處，橫排之排水效率頗佳；且幹線之坡度可以較陡，因此可用較小之管徑。排水管內之平均流速，最小為 0.15~0.20 米/秒（5 吋~8 吋/秒），在流沙土壤中流速最少為 0.35 米/秒（14 吋/秒），同時流速不可太大，設大於 1 米/秒（3.3 呎/秒），則管內之沙有冲刷管壁之害。如因橫列而幹管流速過大，則可採用鋸齒式（23 圖）。3. 斜交式，排水之

地面愈平坦，則小管與同高線之交角愈大，因此可得最小之需要坡度。

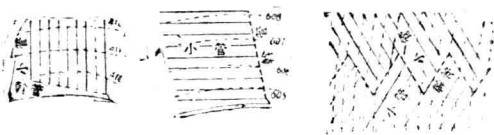


圖 23 小管之排列

排水小管宜為直線，彎曲應避免，以防流速減少而致淤積。小管與支管大都成垂直方向。如因地勢關係，亦可成斜交，即為  $45^\circ$ ，其結果亦可滿意。小管之長度不宜大於 200 米（650 呎）。

#### 第 4 節 排水管之距離及其深度

61. 排水管之深度 排水管之深度及其距離與排水效率之關係頗大，故應慎為選擇。深度與距離復與作物之種類及土質有關。排水之目的在於降低地下水位，以求作物之最大收穫。地下水位之高低，視作物而異，前已述及，故排水管之深度，應足以使地下水面降低至作物所需要者為度。通常在雨濕地帶，地下水位最高不得距離地面 1 米，故水管深度約在 1 米以上（3.5 呎），因其距離而有變化。作物之根不可任其伸入管隙，致將管隙堵塞，如甜菜之根，水管深度應為 1.5 米（5 呎）方不致障礙。水管過淺並有排去作物養料之危險。在寒冷地帶，水管不可在地面凍界以內，瓦管受凍，最易破裂，故深度最少須在 1 米至 1.2 米左右。在普通耕地管深約為 1.3

米(4.25 呎),牧草地爲 1 米(3.28 呎)。如因環境關係,水管非埋設於凍界內不可,則其上應加土覆蓋,以資保護。若水管比降大於地面比降,則水管之起點,可置於凍界之附近。設大雨以後,水管須兼洩浸透之雨水,其排洩之速度,視土質深及管距而異。土質鬆者,管愈深則排洩愈速;如土質黏而密,適成相反之結果。降雨數日後之地下水位高度固與水管之深度有關,即降雨時之地下飽和水面高度,亦與管深有關,管愈深則飽和水面高度可以稍低。通常表土爲壩埤質而腹土爲沙質黏土或黏土質者,管深約爲 1~1.2 米(3.5~4 呎),設腹土爲緊密之黏土,管深約爲 0.8 米(2.5 呎)。一般之習慣如下:

土質	砂土,	壩埤,	黏土,	泥炭土
----	-----	-----	-----	-----

深度	1.2 米	1.4~1.5 米	1.4~1.6 米	1.7 米
----	-------	-----------	-----------	-------

近來之趨勢,在堅密之土中,埋管較深,藉以增加植物之有效肥料。在密土中,排水之初宣洩甚緩;空氣與水流漸漸將土隙擴大,宣洩乃暢。若以石灰石爲地面肥料,足以增加土壤之透水性,結果頗佳。泥炭土壤,水量排去後,易於沉陷,故管深應較大。據<sup>(11)</sup>埃利俄特之估計,泥炭土質應較尋常情形管深增加 33%,以備其沉陷。泥炭土中之毛細管作用甚緩,故其地下水位不可太低。設泥炭土沉積層之厚度約爲 1~1.5 米(3~5 呎),管深約可爲 1.2~1.5 米(4~5)呎;若泥炭土層特厚,則小管之建築與維護均感困難,效果往往不佳。以上所述,皆爲小管之深度,支管及幹管之深度,則以小管之出口及出水口高度爲根據。至於乾亢地帶。須要灌溉之田地,管深應加大,詳本編第七章。

62. 小管之距離 本節所述限於多雨潮濕地帶,灌溉農田之排水詳第七章。設管深固定,管距之決定則依照排水量及土壤中水分滲透之速度設計之。排水量之多寡有關於雨量,地面坡度及流域面積。土質輕鬆如沙土水量之滲透頗速,反之則緩。設管



圖 24 管距

深已決定,並已知土壤之性質,則地下水面之坡度,降雨以後之地下水面之低落,滲透水排去之速度,以及水與地下水面管中之流量等,皆受管距之影響。(圖 24 示管距與地下

水面之關係)土質輕鬆者,地下水面平坦,滲透頗速,管距不妨較大。(圖20)尋常管距約在15~30米(50~100呎),沙質土壤為45~60米(150~200呎)。<sup>(12)</sup>據威格氏之研究,設管深已定為1.25米

表10 土質與管距

土 質	細微土含量%	管 距(米)
黏土	50以上	9.5~11.3
黏土	(降雨多)	7.5~9.5
壩母	20~30	11.3~18.0
沙壩母	10~20	18.0~22.5
沙土	11以下	22.5~36.0

(4.1呎),則管距與土質之關係如表10。<sup>(13)</sup>沙茲氏所定之標準:

土質	重黏土	黏質壩母	沙土
管距	10~12米	12~20米	20~25米

管距管深及土質三者有相互之關係,各專家研究結果頗多,其較為可靠者,應從土壤之組成情形着手。自田地中取出土樣,分析其土粒組成。一般將土粒之巨細分為四類:

- 第一類 細微土,粒徑小於0.01毫米(0.0004吋),
- 第二類 沉泥,粒徑為0.01~0.05毫米(0.0004~0.002吋),
- 第三類 細沙,粒徑為0.05~0.1毫米(0.002~0.004吋),
- 第四類 沙,粒徑大於0.1毫米(0.004吋)。

第一類及第二類土壤對於管距影響最大,其含量愈多則土質愈緻密,而管距縮小。圖25及表11,表12,表13,示各專家研究結果,以最便利之方式,供實際之應用。

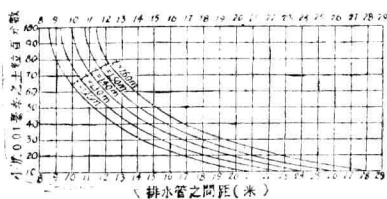


圖25 伏叟氏管深與管距之關係

根據經驗,土中含有石灰及沉泥,對於管距亦有影響。含有石灰則透水性增加,故視其成分,酌加管距如下:含石灰之% 15,30,

表 11 柯派克氏管深管距表

含第一類細 土壤百分數	土壤之種類	管距(米)	管深(米)
70以上	重粘土	8~9	1.15~1.30
70~55	緻密黏土及泥灰岩粘土	8~10	1.20~1.35
55~40	沙質或壩母粘土	10~12	1.10~1.60
40~30	緻密之壩母	12~14	1.15~1.55
30~20	泥灰岩沙質壩母或細沙壩母	14~16	1.15~1.55
20~10	多沙質壩母或沙中含有腐植土	16~18	1.15~1.50
10以下	砂	18~20 20~24	1.15~1.45 .....

表 12 高奈那氏之管距表

第一類土粒含量%	管 距(米)
100~80	8~10
80~60	10~12
60~40	12~14
40~30	14~16
30~20	16~18
20~10	18~20
10~0	20~24

表 13 蓋爾哈得氏之管距表

第一類土粒含量 %	土壤種類	縱排水管管距 (米)	橫排水管管距 (米)
75以上	緻密粘土	10	10~15
75~50	尋常粘土	10~12	10~15
50~40	重壩母	12~14	12~18
40~30	尋常壩母	14~16	14~21
30~20	沙質壩母	16~20	17~25
20~10	壩母質沙	20~24	21~30
10以下	潤性沙	24~30	25~50

50, 70, 增加管距% 0.5, 1.0, 2.0, 2.7。含有大量沉泥者管距亦可增大, 如表 14。設土中含鐵分甚多, 管距可增加 1~2 米(3~6 呎)。設土壤之表土與腹土層性質不同, 管距  $l$  可用布勞氏法決定之(圖 26)<sup>(16)</sup>。於水管  $s$  垂直線之右方, 量  $l_1/2$  及  $l_2/2$  之距離, 得其極端  $a$  及  $b$ , 繪  $cd$  平行於  $sb$ ,  $d$  點即為  $l/2$ , 亦即管距之半。設地面陡削, 據



表 14 含有沉泥土壤中之管距增加表(伏叟氏)

第二類土粒多於 第一類土粒之%	可以增加之管距(米)因管深而異				
	1.20米	1.30米	1.40米	1.50米	1.60米
15	4.60	5.00	5.40	5.80	6.20
10	3.70	4.00	4.30	4.60	4.90
5	2.80	3.00	3.20	3.50	3.70
0	1.80	2.00	2.20	2.30	2.50
-5	0.90	1.00	1.10	1.20	1.20
-10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

柯派克之經驗，沙質壤母應增3-4米(10~13呎)，壤母增加2米(6.5呎)，黏土增加1米(3.3呎)。多雨寒冷之北方，管距應稍密；如作物之價值頗高，管距亦不妨稍密。在牧草地地下水不宜沉降太低；但因水管須避免凍界，致不能位置太高，故應將管距放大，牧草地之管距恒為耕作地之兩倍。小管之起點，距離界邊約為管距之半，若邊界有鄰水透入，則沿界設攔水溝。

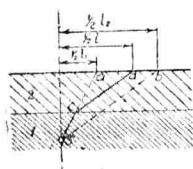


圖26 布勞氏不同土層管距之繪製

### 第 5 節 排水管之設計

63. 排水量 排水量亦即排水係數輒由雨量計推算之，降落雨量乘以滲透係數即為應排水量，雨量當以豪雨為準，一般皆憑據經驗估計之。據辟克爾斯之估計，美國各州之排水係數與年雨量之關係如下表：

年雨量	小於30吋	30~40吋	40~50吋	50吋以上
排水係數	$\frac{1}{2}$ 吋	$5/16 \sim \frac{3}{8}$ 吋	$\frac{1}{2}$ 吋	$\frac{3}{4}$ 吋

上列排水係數以每日排出之吋計。德國習慣如下：

平均年雨量(毫米)	650以下(北德)	650~750	750以上
排水量	0.40 (重土及中等重土)	0.40~0.55 (重土中重土)	0.55~0.70 (重土中重土)
(升/秒/佰亞爾)	0.55 (輕土)	0.55~0.70 (輕土)	0.70~0.85 (輕土)

欲求精確，在中等之重土壤可採用尼爾孫法。假定小管足以排去冬

季四個月(12, 1, 2, 3月)之雨量, 牧草地之排水日數定為 21 日, 耕作地定為 14 日,  $C$  為逕流係數, (表 15) 排水量  $q$  以升/秒/百亞爾或立方呎/秒/畝計,  $P$  為四個月之總雨量以毫米或吋計, 則

表15 逕流係數與地面坡度之關係

地面坡度%	逕流係數 $C$
0-2	0.50
2-8	0.45
8-14	0.40
14-20	0.35
20以上	0.30~0.20

耕種田地  $q = 0.00826CP$  (米制)  $q = 0.300CP$  (英制) 式(12)

牧草地  $q = 0.00551CP$  (米制)  $q = 0.200CP$  (英制) 式(13)

在黏重之土壤, 滲透甚緩, 排水量可以減小, 土壤輕鬆則排水量可以增大。又德國習用之舊法, 田地排水量等於四分之一的年雨量於一月中排出, 計算更為簡便。

64. 排水管之水流 水管內之水流情形, 與普通水管相似, 所異者排水管因接頭甚多, 粗糙係數頗大; 又管內流量, 因沿途接受滲入水量, 向下游逐漸加大。流速之計算, 一般公式皆可應用; 然為設計迅速計, 常採用簡單公式, 習慣所用者如下:

(a) 干勾賴及庫志公式 詳第三章第 3 節 (P. 20 式 4),  $n$  之值瓦管為 0.010~0.017, 根據試驗,  $n$  以 0.011 及 0.012 為最宜。水管之比降恒較明溝為大, 故  $S$  之影響, 可以略去不計。圖解及表解法皆可應用。

(b) 庫志公式, 或曰簡易庫志公式, 式(5) (P. 20),  $m$  之值瓦管約為 0.25~0.35, 通常習用  $m = 0.3$ 。自式(5)演變, 得

$$Q = \frac{39.25 D^3 \sqrt{S}}{2m + \sqrt{D}} \text{米}^3/\text{秒} \quad Q = \frac{0.1426 D^3 \sqrt{S}}{12.55m + \sqrt{D}} \text{立方呎}/\text{秒} \text{ 式(14)}$$

$D$  = 排水管直徑,  $S$  = 水力比降, 因排水管大都無壓力, 故  $S$  即為水管比降。

(c) 曼寧公式 式(7) (P. 20), 瓦管之  $n = 0.011$ , 故可演變為

$$V = 135.1 R^{2/3} S^{0.5} \text{(英制)} \quad \text{式(15)}$$

(d) 福希海麥公式 式(6) (P. 20)

(e) <sup>(10)</sup>蓬斯雷公式  $V = 48 \sqrt{\frac{dh}{l+45d}}$  (呎/秒) 式(16)

$d$  = 瓦管直徑以呎計,  $h$  = 水管首尾之水位差以呎計,  $l$  = 管長以呎計。式中並未顧及水管之比降。

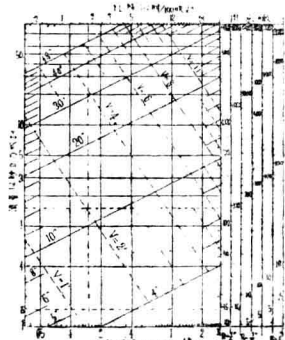
(f) <sup>(11)</sup>挨利俄特公式  $V = m \sqrt{\frac{dh}{l+54d}}$  呎/秒 式(17)

字母之意義同式(16),  $m$  之值因管徑而異:

管徑	5	6	8	9	10	12	16	18	24	30	36	42	48
$m$	34	36	40	43	44	45	47	50	54	57	60	61	64

(g) 美國農業部公式 美國農業部曾作大規模之試驗, 得公式如下:  $V = 138R^{2/3}S^{1/2}$  呎/秒 式(18)

此式應用於瓦管及水泥管管徑自 4 至 12 吋。以試驗結果計算粗糙係數  $n$  之值, 當水管流水滿管時  $n = 0.01185$ , 設水管不滿,  $n$  值略有增加。故以  $n = 0.011$  代入流速公式, 最為適當。圖 27 示式(18)之圖解法。



(h) <sup>(21)</sup>歧塞勒公式  $V = 20 \sqrt{dS}$  式(19)

$V$  = 流速以秒米計,  $d$  = 管徑以米計,  $S$  = 比降。

$Q = 5\pi d^2 \sqrt{\frac{dh}{l}}$  式(20)

圖 27 美國農業部公式之圖解

$h$  = 高差,  $l$  = 管長,  $Q$  以秒立米計。上述諸公式, 以曼寧, 福氏及美國農部公式, 最便應用。在尋常瓦管中, 小管之  $n$  約 = 0.011, 支管之  $n = 0.012$ , 幹管  $n = 0.013$ 。美國農部公式, 應用於中等管徑最佳, 用於小管, 應減少 15%, 用於支管應減少 10%。

65. 排水管內之水流阻力 上述諸公式中, 以美國農部公式, 最為妥當, 美國農部公式係根據實際瓦管試驗, 瓦管接頭之影響, 已包括在內。其他瓦管內之水流阻力, 雖未經分別研究, 大略可分

別爲下列數端：(a)排水管接頭空隙浸入水量之影響 小管尋常頗短，管徑大都一律；然其總計長度，在排水系統中恒佔百分之九十左右，故頗爲重要。地下水流入小管之間隙，在上游第一間隙流入之水量甚微，約爲全量之百分之二，自此以下，浸入水量，漸次遞增。因沿途間隙之浸入流水，對於管內主流，發生阻礙影響。其影響程度若何，未能測定；但因管內水流，除尾端外皆未盈滿，故對設計上毫無影響。排水小管之水深，臆測之在起點爲零，在終點最大約等於管徑。管內流速在起點爲零，在終點最大。小管管徑通常爲 10 厘米(4~5 吋)左右，管內水流從無盈滿之現象。支管及幹管中間隙浸入水對於水流之影響更爲微小，原因有二：1. 地下水大都浸入小管，浸入於支管或幹管者，爲量極少；2 支管幹管流量較大，少量浸入水分，影響更小。(b)支管之水流 支管水流全由小管薈集，支管起點水量最小，迄至下游則逐漸增加，故小管流入之水量，頗足爲主流之障礙。設小管與支管成正支，阻礙影響最大，故其交角以小於直角爲佳。同時兩管內之最高水面應使其相平。兩交會管水流之碰撞力對於水流之阻礙，尙未有實地試驗，通常恒將支管或幹管在小管入口之上游即放大管徑，藉以減少此種影響。幹管水流情形，因支管交會處不多，水流頗爲均一。應用一般流速公式，足夠準確。在支管或幹管中，復因管徑之變更，管徑向下游逐漸增大，致水流由小管入大管，突然擴張，遂生小量之水頭損失。(c)水管之彎曲 設非急銳之彎曲，阻礙水流之影響可以略去不計，曲率半徑大於管徑之五倍，則水頭損耗甚微。水管佈置時，不難符合此條件。(d)管內之障礙物 通常最易出現者爲管內淤積之細沙，由管隙侵入；以及植物之根部，伸入管內吸取水分。在大管中，細沙及根鬚之影響，不致出現；惟有因覆蓋壓力過大，水管破裂，致生阻礙。水管內之最小流速不致發生沉積，尙鮮可靠之研究，通常皆認爲不宜小於 0.5 米/秒(1.5 呎/秒)。

66. 排水管之比降 排水管之比降，大都依照地形，小管輒平行於最大地面坡度，以求得最大比降。欲求均一之深度，水管應與

地面平行。設地面平坦，則應用水管之允許的最小比降，縮短水管長度，將水管之中段，位置於標準深度，上段較淺；而下段較深。自水力學之立場觀之，水管比降應向下游逐漸加大，庶可得均一之流速。但為佈置便利計，恒採用均一比降。根據研究試驗，小管內之流速，若小於 0.225 米/秒(0.7 呎/秒)，則有停沙之虞。因此得最小比降如下：

水管內徑	5 厘米以下	6.5~8 厘米	8 厘米以上
最小比降	3/1000	2/1000	1/1000

表 16 瓦管之限制比降( $m = 0.35$ )

管 徑(米)	0.05	0.065	0.08	0.10	0.13	0.16	0.20
最小比降, 流速 $V = 0.15$ 米/秒	0.0045	0.0020	0.0014	0.00092	0.00059	0.00043	0.00029
最小比降, 流速 $V = 0.20$ 米/秒	0.0080	0.0035	0.0024	0.00165	0.0010	0.00075	0.00052
最小比降, 流速 $V = 0.35$ 米/秒	0.0245	0.0106	0.0074	0.0051	0.0032	0.0023	0.0016
最大比降, 流速 $V = 1.00$ 米/秒	0.202	0.087	0.060	0.041	0.026	0.0188	0.013

表 16 示流速與水管比降之關係。該表用庫志公式， $m = 0.35$  計算。支管之比降由小管之出口決定之，連接各小管之出口，略加改正。因支管管徑較大，流量亦較多，限制比降可略平坦，不致有淤積之危險。支管最小比降習慣為 1.5/1000，視管徑之大小而略有增減。幹管之比降，自出水口之高度及支管之出口決定之。0.3 米(12 吋)以上之管徑，最小比降限制為 0.05/100。若地面坡度與需要水管比降相差甚大，可用跌水，如圖 28。



圖 28 排水管之跌水

67. 管徑 排水量及其排水面積決定管徑之大小。以排水係數乘該管之排水面積，即得排水量。設小管之距離 =  $l$ ，管之長度 =  $L$ ，則受水面積  $F = l \cdot L$ ， $q$  = 單位面積排水之水量，以立方米/秒/佰亞爾或立方呎/秒/噸計。再根據天然地形及水管之比降限度決定比降，故  $Q = F \cdot q = \pi d^2 (C \sqrt{RS}) / 4$ 。  $d$  = 水管之直徑， $R = d/4$ ，故

$$F \cdot q = \pi d^2 / 4 \cdot C \sqrt{dS/4} \quad \text{式(21)}$$

已知  $F, q, S$  等值, 乃可求得管徑  $d$ 。此法多用於支管及幹管之設計, 小管之計算往往先定管徑, 然後求其排水面積, 以計算管距。瓦管之最小直徑為 0.05 米(2 吋), 支管及幹管若大於 20 厘米, 在歐洲輒代以明溝或水泥管。美國習慣常用大管, 最大管徑有至 60 吋(1.5 米)者。小管管徑通常用 5 吋(12 厘米), 5 吋管之價值較 4 吋者略高, 而開溝工事相仿, 排水量較大。排水管太小, 易為淤沙所填塞, 故 3 吋管徑甚少採用。在灌溉區域, 因管距較大, 土壤較鬆, 最小管徑為 6 吋(15 厘米)。

[例] 設有平行小管十二個, 管徑為 4 吋, 以垂直方向流入一支管。小管長 1200 呎, 管距 80 呎, 比降為 0.3%, 支管比降為 0.2%, 排水係數 =  $\frac{1}{4}$  吋求支管之管徑。[解] 每一小管之受水面積 = 2.29 噸, 小管之水量 =  $2.29 \times 0.0105 = 0.023$  立方呎/秒( $\frac{1}{4}$  吋之一日排水深度數相當於 0.0105 立方呎/秒)。自圖 27 中( $V = 138 R^{2/3} S^{1/2}$ ), 得 4 吋瓦管, 比降 = 0.2% 時, 流量 = 0.10 = 立方呎/秒。故上段之 235 呎, 可用 4 吋水管, 中間段 320 呎用 5 吋水管, 以下用 6 吋水管。

## 第 6 節 暗溝排水之附件

68. 水管之交會 小管與大管之交點, 通常如圖 29 所示, 上下

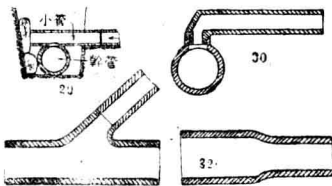


圖 29 簡單交點 圖 30 預製之交點  
圖 31 Y 形交點 圖 32 過渡段

兩管各開一小孔。小管在上, 大管在下。圖 31 Y 形支管亦常用於交會處, 藉以避免正交。Y 管之交角皆為  $45^\circ$ 。設小管之自然方向與支管成正交, 則於最下段之 15~25 呎, 將小管管端鑿去排成彎曲,

以與 Y 管相連接。如鑿去太多, 致空隙大於  $\frac{1}{4}$  至  $\frac{1}{2}$  吋, 則於其上加蓋瓦片, 以防污物之侵入。彎曲小管之比降應略大, 以免淤澱。設無 Y 形支管, 則於大管旁穿一孔, 將小管插入, 小管插入大管之中部或位於上部。若兩小管自左右會入支管, 出口處不宜相對。

69. 過渡段 管徑由小變大，可用特製之過渡段，如圖32所示。

70. 出水口 出水口與明溝排水相同，出水口之附近，應加保護。幹管之出水口外須建領牆，混凝土或塊石砌製，如圖33。出水口附近之水常用鐵管或加釉之瓦管，以水泥嵌縫，管端外加一柵欄，大管用鐵柵，小管用銅絲或鐵絲網，以防漂浮物之侵入。小管或支管之出口如圖34所示。

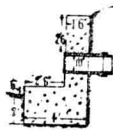


圖33 出水口

71. 集水井 設許多水管交會流入於一管，則用集水井，圖35。

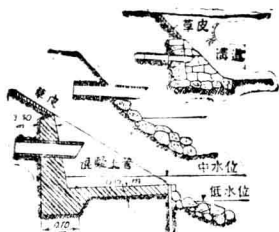


圖34 水管之出口



圖35 集水井

圖36 地面入水口

72. 地面入水口 暗溝主要目的，在排去地下水量，若同時兼排地面水，則用直立之地面入水口。地面入水口有兩種式樣，於地面掘一集聚池，以一小支管連接主管與水池，是為第一式。埋設一直立水管下連橫水管，以通主管。第一式地面流水所挾之沙石皆集沉於池底，不致流入管中。池底須時常掃清，較為費工，故多採用第二式，如圖36所示。入水管之四周，圍填沙礫及煤屑，成為濾器，以防泥沙之侵入。地面較陡，土質黏密而雨水甚多之處，應用地面入水口，以堵截逕流而免地面之冲刷。

於低窪之處，水流無其他出路，亦宜裝設。泉水之入口亦相似，圖37。集聚池多用磚，水泥或瓦管數節接製而成，集水池若用水泥砌製，直徑約4呎(1.2米)，若用污水瓦管，管徑約2呎(0.6米)，集聚池之頂部恒用柵網張蓋，其上再加碎石丸石等，以免雜物之侵入。入水管之上亦如此。因地面水之浸入，水管之排水量，將略有增加，降雨之後，地面水先由水管排出，隔相當時間後地下水漸漸滲透，會集成流，故實

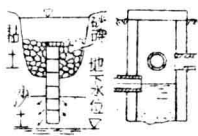


圖37 泉水入口

際上水管內增加之水量，並不甚大，管徑無須大量之增加。兼排地面水之水管系統，其排水係數約為每日水深 1 吋(2.5 厘米)。

73. 補助溝 設排水系統為完全暗溝制，以粗水管代替明溝；而粗管不足以宣洩非常的數十年一遇之雨量，乃於粗管之上部地面開一淺廣之明溝，溝深不可大於 0.6 米(2 呎)，平時照常耕種，因幹管之地位大都在天然低窪之處，故補助溝之開挖土方不致過多。補助溝之出水口應與水管之出水口分開，出水渠道亦應分別。若採用混合制，即幹管或支管代以明溝，則無須補助溝之設備矣。

74. 垂直排水 設腹土為黏土，其下復有透水土層，可設一漏井直達透水層，如圖 38 所示，地面水及腹土層以上之水由漏井直接排入地下。漏井可用以排除小範圍低窪地面之積水；或建築大



井，會集小管支管之水量，導入地中。小漏井多用垂直之瓦管，上蓋磚及碎石；大井則用磚及水泥砌製，或用污水瓦管。漏井之應用，僅限於小範圍。

圖 38 漏井 圖 39 沉泥窖

75. 沉泥窖 於管線之適宜部分，設沉泥窖，以沉積泥沙，窖上有蓋，可以啓閉，窖中沉泥，按時取出，如圖 39 所示。

76. 通風井 為使排水管內通氣起見，於最高小管之起點，設通風井，以便空氣之流通，如圖 40。空氣由通風井流入，轉入通氣管分配於各小管。

77. 樹根之防備 耕地及牧草地之排水管深度恒在作物根部所及範圍之外；但樹木之根，入地頗深，故在有樹木之田地，

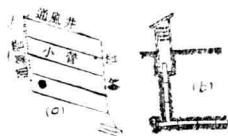


圖 40 通風井

應有特別設備，阻止根部之生長蔓延。簡單方法為砍去樹木，或將排水管離開樹木。幹管距離樹木最少應有 20 米(66 呎)，幹管與樹木間之區域另以小短管連接之，以便排水，如圖 41。設排水管非靠近樹木不可，則將水管近樹之部分加以封閉，以防樹根之侵入管隙。封閉之法，用大管裂為三片，環置於小管之接頭處，用水泥澆



灌，其外再加煤黑油紙，以鐵絲繞紮之。若於花園或墓地，樹木頗多，水管封閉過長，則可用雷努爾法<sup>(21)</sup>，如圖 42。排水管完全不透水，於管底裝一直立管，直管外用石礫保護，成爲漏井，高約 0.5 米(1.6 呎) 井距約 10 米(32 呎)。



圖41 樹木附近之排水佈置

圖42 雷努爾漏井

78. 水管與道路或鐵路之交點 交點愈少愈佳，交點處應有保護，與道路交叉處宜用水泥管，水泥管延長兩旁各約 10 米(32 呎)。與鐵路之交點宜用鐵管或加釉瓦管及水泥管，於鐵管之兩端，設入口洞，以便審察。

79. 工人孔 幹管中常須設置入口井，以便審察修理，其構造與一般工人孔相同。

### 第 7 節 排水管之埋設

80. 施工測量 打樁定線，開始於幹管及支管，以出水口爲零點，約每隔 20 米(50 或 100 呎) 打下一樁誌，視地形之平坦或峻削而異，幹管支管之起訖點，交點，以及變更比降之處，皆打樁以示區別。每點打兩樁，一爲標誌樁，一爲坡度樁或曰管線樁。管線樁不可打在管線之上，將來管溝開挖後，管線樁距溝邊至少約 0.3 米(1 呎)。管線樁之方向應正確，不可距離管線  $\frac{1}{4}$  吋(0.7 厘米)以上，標誌樁設於管線樁之外，約距離 0.15 米(6 吋)露出地面較高，樁上記載樁號及管線之種類等。彎曲之管線，依照鐵路曲線測量法設訂之。幹線或支線之旁，小管之入口處，設樁表明，左右各一排，然後以水準儀測量各管線樁之高度，計算應開挖之溝深，並記載於標誌樁上。小管管線之測定，於幹線或支線旁測定二平行線，垂直於將來之小管線，於平行線上以管距等分之，乃得小管線之兩點。如圖 43。



圖 43

81. 管溝之開挖 開溝起始於下游，逐漸向上游推進，以便洩水，開挖用人工或機械，小管之溝恒用 小管線之測定

人工開掘。先以繩張引於兩旁，定溝之開掘界線，溝寬不宜過大，1米(3呎)之溝，寬約0.3米(1呎)，較深之溝，溝寬可擴至0.4米

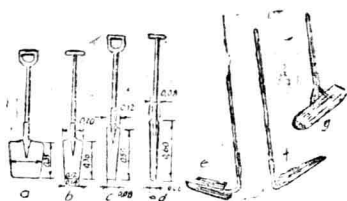


圖 44 開溝及埋管之工具

(1.3呎)。人工開溝用鐵鏟，如圖44。先將表面之腐植土及表土堆置於一邊，其餘腹土另置於一邊。開掘之深度根據坡度樁隨時以水準尺測定之。開挖完成，將溝底打實，溝底應避免用填土，然後再以水準儀校正溝底坡度。施工之時，以春末為宜，冷凍時期不可，雨水過多之時節亦不可。土壤宜有相當潮濕，庶使開挖之溝壁可以直立。若用機器開挖，完成後仍需以人工修正之，填土及埋管亦可用機器；但其結果不及人工之可靠。

82. 埋管 排水管之埋設，起始於上游，向下游逐漸埋設。第一管之上端，用一扁平石塊或瓦片封閉之，其餘各管管頭緊密連接，不可鬆弛。在沙土地兩管間之接縫，不可大於3毫米( $\frac{1}{8}$ 吋)，黏土地不可大於6毫米( $\frac{1}{4}$ 吋)，如空隙過大，應以瓦片封蓋之。埋管用管鉤，圖44。彎曲之瓦管，其中心軸應水平，以免發生凹窪，致有淤積。水管安放完畢，乃自溝旁削下鬆土，土粒不宜過細。覆蓋管上，藉作保護。蓋填土時，或有粗巨石塊之拋入，致水管有破裂之虞。鬆土覆蓋層約厚25厘米(10吋)。為增加濾水效率起見，管上及管周蓋以細石礫，鏟滓，梢木或乾草之類，在細泥或細沙之土壤中恒採用之。填土先填腹土，再加表土，以恢復土層之原狀。埋管之時，水管或有損壞，據歐洲經驗，每米平均約須水管3.25個。

83. 管基 土質輕鬆或有游沙淤泥，管基應特別加強。正常之土質，僅須以土錘夯打結實。若土質易於沉陷，水管埋設後有破裂或紊亂之危險，最好將不



圖45 木板管基  
良土質挖去，以策安全，否則加做管基。管基之簡單者，用木板鋪設溝底，其上置水管，如圖45。或用木樁如圖46。大管之管基，如圖

47 所示。管旁或管底澆砌混凝土，厚約 5~8 厘米(2~3 吋)。

84. 排水管之清理 設水管之安設比降不宜，或管內流速較低，則有泥沙之淤積，日久漸增，輒生阻塞。清除之法，約每隔 8 米(25 呎)將水管掘開，取出水管數節，以拖捲刷通入，來往牽拖，刷去淤泥，拖捲用麻布捲



成中部塞草，若泥質輕軟，可先以圓棍長約 1 米(3.5 圖46 木椿管基呎)，兩端繫以繩纜，穿塞管內通刷。倘泥質甚緊硬，則用圓形鐵絲

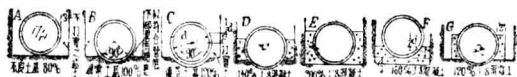


圖 47 管基

刷，或短柄鐵鋤，耙出淤積。設一部分水管沉陷或破壞，可先掘一井察井中如有水量上升之現象，即該處為破壞所在。巨管不易為淤沙所填塞；但易於破裂。

## 第五章 機器排水

### 第 1 節 機器排水之設計

85. 機器排水之需要 排水區域靠近巨川或濱鄰大海，因洪水之高漲，及海潮之頂灌。須築堤保護，乃成圩田。設出水口外水面高於區內之幹溝水面，水量不能自動排出，必須利用機械，屛水外出。應用機器排水，本區域內之排水量務須儘量減低，四周築攔水溝以堵截鄰地流水，附近較大水流，應築堤防禦，或設法穿過排水區，導入正流。設區域廣大，可依照地形，分別區域，各設一抽水站，藉以減小幹溝之長度並增加其比降，而減少幹溝之維持費。

86. 抽水站之地位 排水機器應設於幹溝之終點及全區之最低處。抽水機房應建於安全之基地，故在地質鑽驗以前，抽水機及幹溝之位置皆不能決定。在平坦區域，為便於燃料之接濟起見，宜設於城市之附近，故抽水站有時位於排水區域之上端。抽水機輒置

於圩堤之內，但宜緊接，以免出水管之過長，抽水站前之幹溝，其容量應加大，比降宜減小，以增高抽水機附近之水位，而減少內外水位差。在大雨時期排水溝並足以供臨時之儲蓄。在潮汐區域，抽水機之內方，在幹溝之終點擴大為集蓄池，抬高內方水位，當高潮時內外水位差因以減少，而抽水機之水頭亦降低；落潮時則開放水門，任其外洩。

87. 抽水機之排水量 抽水機之排出水量，與下列諸因素有關：雨量及其分佈，區域之大小，地形，土壤性質，作物種類，排水溝或集蓄池之儲水能力，堤防之滲透水量以及排水之完全程度等。作物生長期之降雨，除去滲透蒸發及葉面蒸發外，成為逕流者僅屬一部分。雨量與排水系數之關係前已論及。排水溝之集蓄能力視水溝之大小而異，在機器排水區域，水溝輒較大，使排水量可以減小，而機器之設備費減低。通常排水溝上部約 1.6 米(5 呎)之深度，其集蓄量約當全區水深 0.075—0.125 米(0.3—0.5 吋)。抽水機後設集蓄池，蓄量當可更大。如堤防建築完善，其滲透量甚微。作物在水中可能浸淹之時間，而不致有害，則視作物之種類而異。水稻及其他水生作物之浸淹時間可以稍長，約二三日及至五六日。旱作物浸淹超過 24 小時即足為害。故抽水機應於作物不致遭害之浸淹時間內將可能出現之豪雨降水量排出。地形之峻削者，其排水量較平坦者為大。因相關之因素過多，排水量之精密決定，殊不可能，通常恒根據經驗決定之。歐洲習慣小面積之排水區域約為 0.8 升/秒/百亞爾，大面積者為 0.3 升/秒/百亞爾。在荷蘭及威須塞爾流域之圩田，抽水量為 1.7—2 升/秒/百亞爾。美國伊利那沿河區域之排水系數為每日 0.2~0.5 吋，平均為每日 0.36 吋。美國習慣，年雨量在 35~40 吋之地域，其最小排水系數約為每日 0.25 吋，最大為 0.5 吋，平均為 0.38 吋。排水溝之儲蓄量愈大則排水量愈小。美國盧伊西安那省之排水系數最大達每日 1.7 吋，平均在每日 1.1—1.5 吋之間，其儲蓄量約為 0.40—0.8s 吋。

88. 抽水機工作時間 春季耕種準備之初，即須開始抽水，生

長期之降雨量亦須隨時排出。全年繼續種植之田地，全年時間皆須準備工作。據歐洲經驗，春季之抽水時間約 10 至 30 日，每日以 24 小時計，視雨量情形，作物種類及作物生長之開始時期等關係而有差異。美國北部區域全年抽水時間最多僅 20 日，南盧伊西安那最多 45 日，最少 15 日。平均每年之工作日數約 70 日。秋季收穫以後，抽水機輒停止工作。冬季頗閒，但遇大雨，仍須開機。冬末及初春抽水機須連續運用，排去土壤中之飽和水量，以便耕種。春末則為間斷工作。作物生長期，在每次大雨以後，必須開動機器，最大排水量或即在此時，藉以減少作物浸淹之損害。夏季因蒸發及葉面蒸發水量耗去甚多，往往不須抽水，暴雨以後或須應用。以上所述係美國情形，雨量之分佈及作物之時期如有不同，自當另有分配。

89. 水頭 抽水機之水頭有靜水頭與動力水頭之別。靜水頭即抽水機之上下游水位差，亦即排水量升高之距離。排水區域抽水機之最大靜水頭為 6 米(20 呎)，平均約為 1.5—3 米(5—10 呎)。動力水頭即總水頭，等於靜水頭與損耗水頭之和。損耗水頭包括入口損耗，水管之摩擦損耗及出口損耗。入口損耗與入水管之流速有關，設入水管徑均一，其損耗約  $= 0.6v^2/2g$ ， $v$  = 水管流速；設入水管口放大，入口為入水管直徑之兩倍，入口流速可減低為均一管徑之  $\frac{1}{4}$ ，而損耗水頭可減低至  $1/16$ 。出口水流速即為抽水機之損耗動能，損耗動能等於流出之流速水頭  $= v^2/2g$ ， $v$  = 出口流速。通常將出水口放大，藉以減少流速，約為每秒 1.5 米(5 呎)。水管之阻力損耗關係於管徑，水管長度及管內流速等。設為清潔平直之鐵管，管長 100 呎，其阻力損耗如表 17。設水管有急促之彎曲，水頭損耗約增一呎。

90. 功率 總水頭  $h$  與最大排水量  $Q$  之乘積得理論馬力或曰水馬力，

$$\text{水馬力} = 1000Qh/75 \text{ (米制)}$$

$$= 62.5Qh/550 = 0.1136hQ \text{ (英制)}$$

$$= 0.0002525hQ \text{ (} Q \text{ 以每分加侖計)}, \text{ 式(22)}$$

米制  $Q$  以秒立方米計， $h$  以米計；英制  $Q$  以秒立方呎計， $h$  以呎

表 17 百呎長抽水管(入或出水管)之阻力損耗

流速 呎/秒	管 徑, 吋													每一90° 彎曲增加 之損耗
	6	9	12	15	18	21	24	30	36	42	48	54	60	
8	4.5	2.7	1.9	1.4	1.1	0.9	0.8	0.6	0.5	0.4	0.3	0.3	0.3	0.2
9	5.7	3.4	2.4	1.8	1.4	1.2	1.0	0.8	0.6	0.5	0.4	0.4	0.3	0.3
10	6.9	4.2	2.9	2.2	1.7	1.4	1.2	0.9	0.7	0.6	0.5	0.4	0.4	0.4
11	8.3	5.0	3.5	2.6	2.1	1.7	1.5	1.1	0.9	0.7	0.6	0.5	0.5	0.5
12	9.8	5.9	4.1	3.1	2.5	2.0	1.7	1.3	1.0	0.9	0.7	0.6	0.5	0.6
13	11.5	6.9	4.8	3.6	2.9	2.4	2.0	1.5	1.2	1.0	0.8	0.7	0.6	0.8
14	13.2	7.9	5.5	4.2	3.3	2.7	2.3	1.7	1.4	1.1	1.0	0.8	0.7	0.9
15	15.1	9.0	6.3	4.8	3.8	3.1	2.6	2.0	1.6	1.3	1.1	1.0	0.8	1.0

計。發動機供給抽水機之功率曰軛馬力，水馬力為抽水機表現之功率，設抽水之效率為70%，則軛馬力應為水馬力之1.43倍。軛馬力恒自最大水馬力計算之，而最大水馬力又自最大水頭及排水量計算之。發動機之效率通常約為85至95%。

91. 抽水機之數目及大小 以排水系數乘排水面積乃得抽水機之排水量，然後分配抽水機之數目。抽水機之數目恒由總排水量

表 18 抽水機之數目及大小

面積 畝	抽水機之抽水量 排水係數=0.3 吋		抽水機之數目及大小
	立方呎/秒	加侖/分鐘	
1,000	12.6	5,650	1-15吋
2,000	25.2	11,300	2-15吋
3,000	37.8	16,950	1-15吋及1-22吋
4,000	50.4	22,600	1-18吋及1-24吋
5,000	63.0	28,300	1-20吋及1-28吋
6,000	75.6	33,950	1-22吋及1-30吋
7,000	88.2	39,600	1-24吋及1-32吋
8,000	100.8	45,250	1-24吋及1-36或吋3-24吋
9,000	113.4	50,900	1-26吋及1-39吋或3-26吋
10,000	126.0	56,550	1-28吋及1-39吋或3-23吋
12,000	151.2	67,850	3-30吋
14,000	176.4	79,150	3-32吋
16,000	201.6	90,500	3-36吋
18,000	226.8	101,800	3-36吋或4-32吋
20,000	252.0	113,100	3-39吋或4-36吋

(即最大排水量)及尋常排水量決定之。如伊利那河流域,總排水量須足以排去每日 0.3 吋之水深,但全年大部時間之排水,僅須及其三分之一,故最小抽水機之排水量應為每日 0.1 吋水深,表 18 示抽水機之適當數目及其大小,藉供參考。排水系數為每日水深 0.3 吋,抽水機之流速一律以每秒三米(10 呎)為準。千畝以下之面積,僅須用一機;千畝與 8000 畝之間,可用大小機各一;八千畝至一萬畝,可用大小機各一或三座等量機;萬畝以上,應用三個以上之等量機。抽水機之排水量與其出水管徑有固定之關係,出品廠皆有表格供給查考。設 20 吋抽水機不足以排洩水量,宜用較小之機器二隻以代大機。即小規模之抽水站中,亦宜設機兩隻,藉作準備,其一足供長期之單獨作用。設抽水機過大,在尋常時期集蓄池內水面沉降過速,致水頭過大,往往須短期停止,以待水面之升高。抽水機不能常川開動或作或輟,若用蒸氣原動力,則耗費頗大。設用兩座抽水機,大機應為小機之一倍;若用三隻以上,應採用同樣大小。

92. 抽水機之高度 通常採用離心式抽水機,以下所論者均以此為準。抽水機及機房之地面高度,約在入水口最高水位以上 0.3 米(1 呎)。非常暴雨而抽水機停止開動,此時水位最高。最大理論吸水高度為 10 米(34 呎),減去流速水頭及水管阻力之損耗水頭,實際最大吸水高度為 8.5 米(28 呎),一般廠家出品之保證高度僅為 6.9 米(22.5 呎)。抽水機無須超出出水方面之最高水位。設靜水頭甚小,往往將抽水機置於高水位以上。

93. 吸水管 吸水管大率為帽釘鋼管,用含低碳鋼,近來亦有採用鋼筋混凝土水管者。吸水管須堅強,在最大吸取應力之下,不致破裂,管內應平直

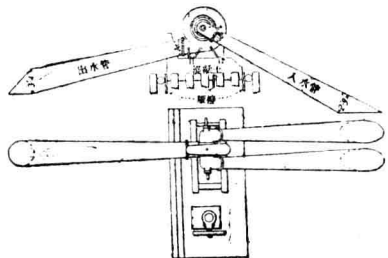


圖 48 抽水機,水平入水口

光滑,完全不透空氣。管之下部應逐漸放大,使入水流速不超過每

秒 0.6 米(2 呎), 有時全部水管成喇叭形。水管須光滑無銳角及突然減小截面處以免水頭損失。放大管口之橫截面積約為抽水機本

部入口之四倍或五倍。管口為水平或為垂直。設為水平, 管緣應在吸水井最低水位下 0.3 米(1 呎), 以防空氣之侵入。設管口垂直, 水面應在管之上邊 1 米(3 呎) 以上, 否則易生漩渦, 空氣易於侵入。水管輒成均一之坡度, 並有強固之支持, 管端有時成彎曲而連接於水平之口門, 如圖 48, 49 所示。

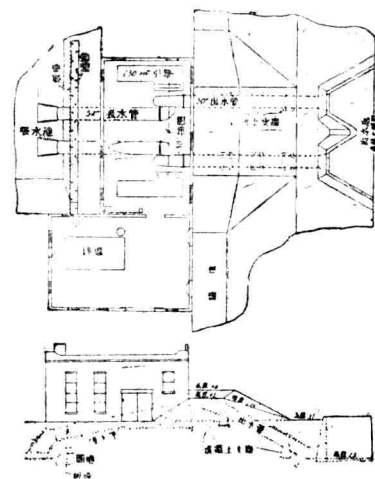


圖 49 抽水機, 彎曲入口

藉使出水流速小於每秒 1.5 米(5 呎)。管徑須漸次放大不可突變, 以免「能」之損耗。出水口或為垂直或成水平, 應常在水面以下, 以

94. 出水管 管用帽釘鋼管製成, 須堅強平直光滑。離抽水機後即逐漸放大, 出水口之面積約為起端之二倍  
免當水位低於抽水機時, 有虹吸管作用, 阻止水頭之增高。出水管之佈置有二式: 其一將出水管升高

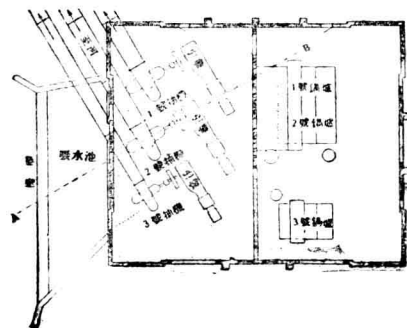
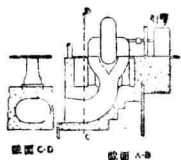


圖 50 摩司加丁一路曼沙<sup>(23)</sup>抽水機房





越過堤頂再降落至出水池，出水管最高點之下緣應在高水位以上，當停止工作時，外方水流不致倒灌入內；其一將出水管以水平方向或向下傾斜通過堤防。第一種佈置中，出水管之最高點應留一孔隙，以便抽水機之開動；並於停止時任空氣通入，斷絕水之連接，而阻止水流之倒灌。在抽水時出水管之頂部有存餘之空氣，水流亦攜挾空氣，均應設法去除。在第二種佈置中，如管徑較小，管端應有一舌形活門；如管徑較大，在抽水機之附近應有閘形活門。水管外圍應沿線裝置混凝土圓環或隔牆，以免堤防之漏水。為堤防之安全計，最好水管不穿過之。

95. 吸水池 吸水管須浸沒於吸水池中，池周宜用鋼筋混凝土建築，牆脚並用板樁包圍，以防漏水。吸水池之入口裝設柵欄，以防漂浮物之侵入，入口面積應為吸水管口面積之二三倍。吸水池之底面積，應為吸水管水平入口直徑之一至 1.5 倍。設吸水管入口為垂直方向，則池深應較入口直徑大 1 米(3 呎)。設池底土質輕鬆或為流沙，則應以混凝土鋪底，並用木樁加強，以抵抗可能之浮托力；當堤外水位最高，而池內水位最低之時，浮托力為最大。

96. 出水池 出水管宜伸入出水池，出水池之位置應避免冲刷。出水管口之前設一領牆，兩旁接至翼牆，底部用拋石保護，或用混凝土鋪砌。出水池之建築宜寬廣，宜堅固。

97. 洩水道 設出口外水位有時頗低，排出水量足以自由宣洩，可於抽水機房之旁，穿堤建洩水道。洩水道為數個水管所組成，管中置啓閉門，管外建領牆，以資保護。水管之四周應築隔牆數道，以免管緣之漏水。設計洩水管之排水系數約為每日 0.25 吋，管內流速不宜超過 1.5 米每秒(5 呎每秒)，藉以減少水管阻力損耗。

98. 基礎 機房之基礎，應力求堅固，其設計之方法應依照一般機器基礎之必要條件。

## 第 2 節 抽水機器

99. 抽水機器之種類 可分為 1. 螺旋抽水機，2. 屜水輪，3. 活

塞式，4. 離心式，5. 螺旋水車。其中以螺旋式及離心式抽水機現代採用最廣。屨水輪為古舊式樣，荷蘭及歐洲各國仍有採用。活塞式效率不佳，易於損壞，甚少應用。大規模之排水，螺旋式較離心式為低廉。茲分述如下：

100. 螺旋抽水機 於橫軸上裝輪翼數排，旋轉於圓殼中。輪翼轉動可使水流以螺旋路線前進。輪翼式樣與汽船後之推進機相似，出口處有一揮散翼，將旋轉運動改變為直線運動。小抽水機之機軸兩端支持點突出於圓殼之外，大機則藏於殼內。此式頗宜用於低水頭，如濱海之處。流速可較離心式為大。水頭雖然減低，而馬力不

減。大機之效率輒較離心式為高。美國新奧雷安斯地方曾用 78 吋之螺旋機(圖51及52)。

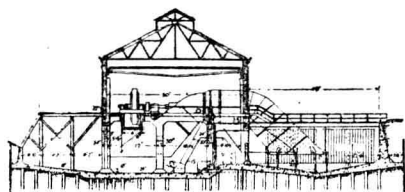


圖51 新奧雷安斯之抽水機房  
(12吋螺旋抽水機)

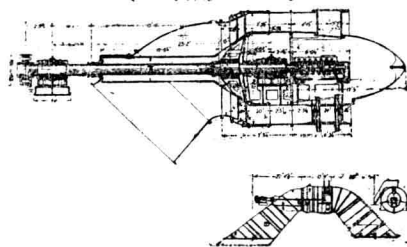


圖52 螺旋抽水機(新奧雷安斯)

機械效率  $\eta = 0.75$  至  $0.90$ 。水車放置之斜度為  $30^\circ$  至  $33^\circ$ 。封閉式水車長約 8 米(26 呎)螺旋約三四周，直徑 0.2 至 1 米(0.5~3 呎)，水頭可達 4.5 米(15 呎)。開放式水車長度可達 10 米(32.8 呎)，螺旋 2~3 周，直徑至 2 米(6.5 呎)，水頭可達 3 米(10 呎)。

102. 屨水輪 木製水輪寬約 0.45~0.6 米(1.5~2.0 呎)，高 5~

101. 螺旋水車 與螺旋抽水機大略相似，較為簡單，歐洲各國昔時常採用之。水車用木製或鐵製。水頭過大，則基礎較廣，且動力之傳遞不便，損耗水頭甚多。分封閉與開放兩式。封閉外殼用木材或石材。每分鐘旋轉次數  $n$  小於  $21/R$ ， $R =$  輪翼直徑。

6 米(15~20 呎),鐵製水輪寬可達 2.3 米(7.5 呎),高 3 米(10 呎)。水輪之內周可以封閉或開敞,封閉者較佳。(圖 53)開放式之汲水高度僅能到達輪軸,水位變化不宜太大,水量多而水頭低者,可以採用。水頭約自 1.25~2.25 米(4~7.5 呎)水輪直徑  $D = 5.43 \sqrt{t+h}$  (圖 54)。水輪浸水深度為 0.6~0.9 米 (2~3

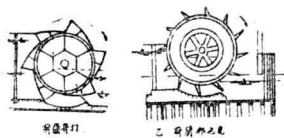


圖 53 屏水輪

呎),周緣速度需大於 0.65 米/秒(2.1 呎/秒),以 2~3 米/秒 (6~10 呎/秒)為最佳。機械效率  $\eta = 0.5$ 。內周封閉式之周緣速度可減低至 1~1.5 米/秒 (3~5 呎/秒),  $\eta = 0.58$ , 汲水高度可達水輪頂部。螺旋水車及屏水輪在新式排水工程中,甚鮮採用。



圖 54

103. 離心式抽水機 離心式抽水機直軸橫軸均可,宜用於中水頭高水頭及水頭變化較多之處,基礎之建築費用較低,佔地狹小,運用便利,小大咸宜,是皆其優點。尋常採用者大都為渦卷式,中心為一轉輪。外包螺旋形鐵壳,吸水管通至轉輪中心,水由輪翼放射,集中於出水管流出。兩旁各有一吸水管及轉輪者曰雙吸管式,否則曰單吸管式,水流以輻射式向四周流動,受輪翼所予之能以增加其壓力及流速。螺旋形機壳之直徑漸漸放大,水流速漸減,水壓力因此增大。離心式抽水機之大小,輒以出水管之直徑為度量,用於排水之抽水機,最小出水管徑為 15 吋 (0.38 米)通常所用者為 18, 24, 30, 36 吋。美國尋常所用抽水機出水管徑與流量之關係如表 19。抽水機之性能曲線,頗關重要。該曲線表示水頭流量旋轉速度及馬力之關係,恒以旋轉速度為常數,繪製各項關係。(圖 55)計有水頭-流量曲線,馬力曲線及效率曲線等。如圖中 F 點表示水頭 = 18.5 呎,流量 = 22,000 每分加侖時為最高效率。離心式抽水機之發

表 19

出水管直徑	排水量	
	秒立方呎	每分加侖
12吋	7.8	3,500
15吋	12.3	5,520
18吋	17.7	7,950

18.5 呎,流量 = 22,000 每分加侖時為最高效率。離心式抽水機之發

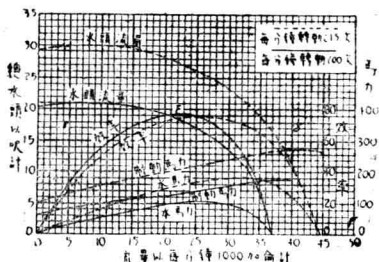
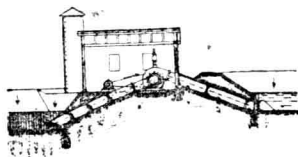


圖55 抽水機性能曲線(36吋)

動，較為複雜。第一步先將出水管門關閉，以免在機器未發動之前，發生虹吸倒灌現象。第二步抽去機中及管內之空氣，用抽氣機或蒸氣噴射機。然後開動機器，並將出水管門漸緩開放，以免機器負載之

特然增加。抽水機轉動時，機內水有潤滑作用；若無水時輪翼轉動，則易於損壞。離心式抽水機中，有直軸推進式如圖 56，最宜於水頭



小而流量大之處所。設水頭大於 1.5 米(5 呎)，可於軸上再加一推進輪葉，約每 1.5 米需要推進輪葉一個。

#### 104. 發動機 發動機分三種：

一、蒸氣機，二、電動機，三、內燃機。各機之利弊，分述於後：甲、蒸氣機

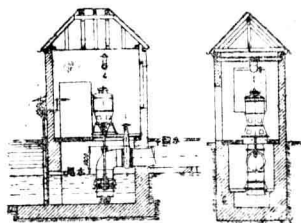


圖 56 甲,乙,丙

用於排水工程者蒸氣機較多。其優點為 1. 可靠；2. 水頭變化之處，

速度便於調節；3. 過量負載較大；4. 建設費較低；5. 若煤炭供給便利，經常費用頗賤；6. 使用便利。劣點為 1. 因需自汽鍋中取出蒸汽，發動開始甚緩；2. 設間斷開動，廢損動力較多；3. 設每年工作時間僅有數月，折舊費頗大，尤以鍋爐為甚；4. 機房佔用面積甚大。乙、電動機 設已有輸電線及低價之電力，最宜採用之。優點：1. 設備費低廉；2. 使用便利；3. 折舊甚低；4. 隨時可以應用；5. 佔

用面積甚小；6. 無需儲煤地位；7. 不開動時無損耗。劣點爲：1. 經常費較大；2. 設用交流電 速度不便調節，僅能於某種水頭時達到最大效率。三相感應式電動機最爲適用，高度效率之水頭範圍頗大。

丙、內燃機 近代排水機多以內燃機發動之，其優點：1. 燃料經濟；2. 隨時可以開動；3. 燃料儲蓄體積頗小；4. 不開動時並無損耗；5. 速度便於調節；6. 低速度時效率頗高；7. 若設計周到，運用留意，頗爲可靠；8. 體積甚小，一切包含在內，其附件僅有一空氣壓縮機。劣點：1. 建備費較高；2. 開動有時不能滿意。

105. 風車 小規模排水可利用風力。江蘇省江北沿海各縣及北歐沿海地域風力較大，常有採用。內陸之風力估計爲4~4.5米/秒(13~15呎)歐洲北海之風力爲每秒6~7米(20~24呎)。風車之大者翼長

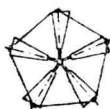


圖57 風車

22~28米(72~92呎)，平均排水量每分54.7立方米(160立方呎)。荷蘭約550~700佰亞爾須用風車一座，德國之小風車，翼長12~20米(40~65呎)，每座可以供60~200佰亞爾面積之排水。風車之工作日數每年約200日至230日。如用風車爲動力，應準備一小電動機，以作不時之輔助。

## 第六章 放 淤

### 第1節 通 論

106. 放淤之目的 引灌含有豐富泥沙之水流，於卑濕之田地，或沙礫地及鹼地。泥沙淤積則地面增高，因之減少積水。沙礫地及鹼地不宜種植，河泥中之浮游質泥沙，足以改良土質；復因水量之滲透，將地面鹼質沖入地下，然後排去。放淤水量兼足爲灌溉之用。放淤在意大利及法國南部，頗着成效；但因天然條件之限制，範圍不易擴大。南法及意國諸山流，其含沙豐富者，輒可於洪水時設法導出，以利農田。埃及尼羅河兩岸田地，皆有圍堤，田中設排水溝及

灌水溝。每當七八九月間河水大漲之時，引水入田，十一月水退後，開始播種，次年四五月間，即有收穫。我國黃河兩岸，多沙地鹼地及沼澤低地，沿河各省均有放淤工事。山東省有田 146,600 畝引黃河放淤。永定河及華北諸川，含沙量特別豐富，亦頗饒放淤之利。河沙淤地之能力，視水流之含沙量而異。據歐洲之經驗，一年內淤高 0.6 米(1.0 呎)者，數見不鮮。我國華北諸川，含沙量較之歐洲河流為多，其效力當必更大。1898 年黃河灤口附近王家梁決口，泛濫約 300 平方千米，淤積厚 0.2 至 2.0 米(5 吋至 6.5 呎)，平均計算沙量共  $300 \times 10^6$  立方米。黃河洪水之平均含泥量，以重量比為 22.4%。黃河水放淤，三四年後，地面可增厚 1.80 米(45 吋)。

107. 河流之含沙量 河水挾帶之沉泥及細沙，富有肥料，最宜種植。我國西北黃土，淤積地面，極為肥美，故河套斥鹵之地，經河水灌溉後，成為沃壤。漢人歌曰：「涇水一石，其泥數斗，且溉且糞，長我禾黍。」河水所含泥沙之種類及性質，應事先予以分析的研究，再

表 20 河流之含沙量(重量百分比)

河名	地名	最高	最低	平均
黃河	灤口	6.81	0.050	
	陝州	22.62	0.150	
永定河	官廳	27.40	0.02	
	三家店	37.56	0.00	
	蘆溝橋	29.64	0.00	
潮白河	蘇莊	5.16	0.02	
滹沱河	正定	1.40	0.01	
衛河	臨清	5.58	0.01	
漳河	豐樂鎮	9.80		
海河		5.27		
揚子江	漢口			0.0336
科羅拉多	余馬	4.0—5.0		
來因河		1.00		
龍河		2.22		
尼羅河	亞司文	0.318	0.005	0.010
恆河	修得瓦爾	0.813		0.150

定取捨。我國華北諸川及國外河流之含沙量如表 20:

108. 放淤之條件 欲求放淤之效率增大,須符合兩條件: 1. 天然水流之含泥沙量應極充足; 2. 淤灌田地應在相當高度,庶使引水渠有適宜之比降,足以產生較大流速,不致中途停積,而將泥沙淤灌於田地中。設地面較高,則可於河中設堰,抬高水面,以便引灌。蓄水之高度仍須顧及引水渠之比降及流速。

109. 放淤實施之要點 一、放淤時期當在水流含泥最多之時,大都在洪水期。二、淤灌之水,不宜在地面積蓄過深,大率為 0.5~1.0 米(1.5~3 呎)左右。三、淤灌之水,不宜停蓄過久,約每二分鐘,灌田一畝。四、應顧及排水問題。

## 第 2 節 放淤工程

110. 放淤工程之分類 放淤工程分: 一、引水口及引水池; 二、渠道; 三、圍堰; 四、水門; 五、排水。

111. 引水口及引水池 放淤田地,若接近河邊,可於河堤設水閘涵洞或虹吸管,引水入引水池,然後以短渠分佈水量。若距河岸較遠,則開挖引水渠。進水閘之高度及深度,須精密計算,使能引入充分之水量。虹吸管引水水量較小。虹吸管之優點如下: 1. 虹吸管橫跨隄頂,無須穿鑿隄身,而致危害堤防; 2. 構造簡單,價值低廉,無須動力,即可引水; 3. 虹吸管之入口部分,可用活接,隨水面之升降上下浮動,蓋較細泥沙,恒近水面,引取表面水量,淤灌水不致含有粗沙,而減少其肥沃性。黃河沿岸,最宜裝置虹吸管,藉保堤身。虹吸管為我國放淤之特點,下節再當詳述。水閘涵洞及虹吸管之出口流速甚急,設虹吸管之水頭為 2.83 米(9.3 呎),管徑 38 吋,則流速可達每秒 4.94 米(16.2 呎)。為逐漸緩和流速起見,設引水池,以減低渠道水流速度,而免底腳之冲刷。引水池之出口應放大,務使池水緩和流出。如口門窄狹,則壅積而生水頭,致增流速,冲刷渠身。引水池須安設水尺及量水門,以便統計水量。

112. 渠道 淤灌區域之大小,即足以決定引灌之水量,根據水

量設計渠道。渠道設計與灌溉系統相似，依照地形區劃為幹渠及支渠。放淤渠道並應顧及泥沙問題，流速較小，則泥沙淤積渠中，致影響淤田之效率；流速過大，則渠道有冲刷之虞。設水中含有細泥，大渠之比降約為 0.0005，小渠為 0.003；設水中有沙質，則大渠之比降為 0.002，小渠為 0.01。若用虹吸管引水，渠道坡度可直接影響水頭，間接影響水量。坡度平緩，固可增加水頭，但流速減小。坡度及截面之設計，應參照流速公式及肯內提氏之臨界流速公式(P.23)。渠道流速應與臨界流速相近，約須大於每秒一米(3.28 呎)。幹渠路線，既已決定，乃於左右兩岸分開支渠，支渠之水量，依照放淤田畝分配之。支渠距離之遠近，因土質而異。若在黃河沿岸，黃土及沙土地域，最多不過 400 米(1300 呎)。據山東放淤之經驗。渠道之設施，並須顧及環境。山東於每年二月至五月間，為大風時期，多沙之田地，輒飛揚迷漫，堆坵填壑，設於此時開挖渠道，常被淹沒。避免之法有二：(一)開挖短渠，建築圍堰，先淤近處，逐漸及遠。(二)於大風期後開挖渠道。渠線以順風向為原則。渠道開成後，則引水灌田，待次年風期，田地已淤灌完成，不致有飛沙之患。即有遠方飛沙，亦可沿渠線而行，不致淤填渠道。沙地築渠，易於漏水，宜加混凝土鋪面一層，但工費頗鉅。可擇粘沙配合適宜之土質，舖於渠面，以防滲透。沙土渠道，隔相當時日後，其間空隙，漸為細泥所淤填，透水可以漸減。

113. 圍堤 歐洲習慣輒於放淤區域之四周築大圍堤，堤內再建低圩，劃分為圩田。圍堤之高度約高出田中水面 1~1.5 米(3~5 呎)，堤頂寬 1~1.5 米(3~5 呎)。低圩與淤灌水面同高，水深 0.5~1 米。據山東之經驗，黃河兩岸為黃沙土質，圍堰恒為長方形，由支渠引入之水量，約為每秒 0.11~0.17 立方米(4~6 秒立方呎)。圍堰範圍之大小，視土質而異。通常長 91.5~30.6 米(300~1000 呎)，寬 9.15~30.5 米(30~100 呎)。堰高 0.228~0.381 米(9~15 吋)，堰寬 0.915~3.25 米(3~10 呎)。灌田時間以每二分鐘灌田一畝為準。田中水深約為 15 厘米(6 吋)。每年灌水兩次，以虹吸管引水



可灌田六萬八千畝。虹吸管之引水量甚微，故灌水深度甚小，以求面積之擴大。田地於未灌之先，應整理平坦，以求水深之均勻。設於圍堤間以低垸劃分，先引灌第一圩，水量由低垸漫溢，越入第二圩，順次而下。引灌水量過多，足以沖毀圍堤，為調節水量起見，可於最

下游之圍堤上開一缺口。  
(圖58)缺口頂高出淤灌後之地面約0.15米(6吋)。第一圩既已淤就，乃將其圩堤加高，與大堤相同，使灌水直接導入第二第三諸

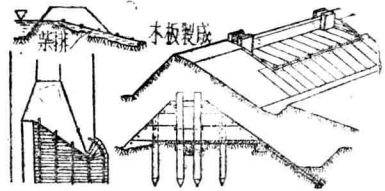


圖58 溢水堰

圖59 放水堰

圩。放淤區域可沿支渠逐漸擴充，以堤之高度換縱之，田中積水，隔相當時日後，水漸澄清，乃開放最下游堤上之放水堰洩去之。(圖59)放水堰底及兩旁，用木板鋪護，並以木插門司啓閉。

114. 水門 水門可分四種：幹渠內設閘門，支渠口設分水閘，沿支渠設分水門，圍堰之上設溢水及放水堰。開放分水門水量直接灌入田中。其式樣及設計與灌溉系統中相似，茲不贅述。水門及閘門之開關，宜力求簡便，尋常多用疊梁閘。

115. 排水 田中集水，不宜停積過久。灌水於鹼地之上，地下水若不降低至相當程度，因毛管吸力及蒸發之作用，鹼質仍將集合於地面。是以排水設備，實所必須。排水溝及排水管之裝置，與本編第三第四章所述者相同。瓦管距離約為152米(500呎)，幹溝深約3米(10呎)，瓦管深約2.44米(7呎)。在沙土田地，排水量約為引灌水量之半數。若為黏土田地，約為五分之一。排水溝之比降，可以平緩約為 $1/5000 \sim 1/7000$ 。

### 第3節 虹吸管

116. 虹吸管之流量 山東放淤用之虹吸管管徑，有：14, 18, 21, 26, 30, 38吋六種，管徑小於16吋則水量過低，大於38吋則安置及運用皆感困難。水頭因水位之變化而異，黃河水頭最大為2.84米

(9.3 呎), 最小為 0.39 米(1.28呎)。虹吸管之流量計算用下列公式:

$$Q = 8.025 \sqrt{\frac{hd}{(1+f_0)d + 4fl}} \cdot \frac{\pi d^2}{4} \quad \text{式(23)}$$

$$V = 8.025 \sqrt{\frac{hd}{(1+f_0)d + 4fl}} \quad \text{式(24)}$$

V = 流速以秒呎計, h = 水頭以呎計, d = 水管直徑以呎計,  $f_0 = 0.5$ , f = 阻力係數 = 0.00332, l = 水管長度以呎計, Q = 流量以秒立方呎計。設管長為 51 米(170 呎), 灌水深度 0.15 米(6吋), 蒸發及滲透損失為 50%, 用式(23)計算如表 21。

表 21 山東虹吸管之流量及灌田畝數

管徑 (吋)	水 頭		流 速		流 量		水深 6 吋 每日 24 小 時灌田畝 數	水頭之 時間日 數	澆水一 次之灌 田畝數
	米	呎	秒米	秒呎	秒立方 方呎	秒立方 方呎			
38	2.84	9.30	4.95	16.20	3.60	126.50	1,652	77	127,220
	1.49	4.90	3.60	11.80	2.60	92.00	1,190	71	84,500
	1.09	3.57	3.05	10.00	2.20	78.00	1,020	171	174,400
	0.39	1.28	1.85	6.00	1.32	46.80	610	46	28,000
30	2.84	9.30	4.72	15.50	2.08	73.50	961	77	74,000
	1.49	4.90	3.42	11.20	1.56	55.00	720	71	51,000
	1.09	3.57	2.94	9.65	1.33	47.20	615	171	105,000
	0.39	1.28	1.76	5.76	0.08	28.20	366	46	16,600
26	2.84	9.30	4.57	15.00	1.56	55.00	720	77	55,500
	1.49	4.90	3.32	10.90	1.16	40.00	525	71	37,300
	1.09	3.57	2.80	9.20	0.95	33.60	440	171	75,200
	0.39	1.28	1.70	5.60	0.58	20.40	314	46	14,400
21	2.84	9.30	4.40	14.40	0.98	34.60	455	77	35,000
	1.49	4.90	3.17	10.40	0.71	25.00	366	71	23,000
	1.09	3.57	2.70	8.90	0.57	21.40	280	171	48,000
	0.39	1.28	1.60	5.70	0.36	12.70	166	46	7,600
18	2.84	9.30	4.20	13.80	0.69	24.30	316	77	24,300
	1.49	4.90	3.05	10.00	0.50	17.60	230	71	16,300
	1.09	3.57	2.65	8.70	0.43	15.30	200	171	34,200
	0.39	1.28	1.57	5.15	0.25	9.05	118	46	5,400
14	2.84	9.30	3.94	12.90	0.38	13.60	177	77	13,600
	1.49	4.90	2.84	9.30	0.28	9.80	128	71	9,100
	1.09	3.57	2.44	8.00	0.24	3.40	110	171	13,300
	0.39	1.28	1.46	4.80	0.14	5.05	66	46	3,000

111. 虹吸管之地位 地位選擇有下列諸要點: 一、接近沙礫

地，以不開引河爲原則；二、取水於不易改槽之河流；三、基礎宜堅固，最宜在石基上；四、避免正衝大溜之處；五、避免易於淤積之處。

118. 虹吸管之種類 可分二種：一、抽水式；二、灌水式。抽水式虹吸管內外兩端皆開放，用噴射器或抽空氣機抽出管內之空氣，水流乃湧出。灌水式內外兩端皆裝水門，先閉水門，於最高處用漏斗灌水入內，灌滿後乃關閉管頂舌門，開放兩端水門。二種式樣，以抽水式較爲簡單，兩端無須水門，但須有抽氣設備。抽氣機，引擎，或噴射器及鍋爐等，費用甚大。且引水池內須有蓄水設備，使管口常在水下，並須充分之水量，供給抽水之用。灌水式兩端須裝水門，但灌水時所用之抽水機，甚爲簡單，價值亦廉。灌水式水頭損失較多，是以小規模工程可用灌水式；規模大者，仍以抽水式爲佳。

119. 灌水式虹吸管 山東用灌水式虹吸管可分六部分，分述如下：(a)進水門 設置於虹吸管之末端，水門有三種式樣，第一爲喇叭口式，喇叭口向下，以活動平蓋開閉管口。開門吸水時，河水由周圍水平入管，河底沙不易吸入。第二爲閘形活門式，與普通水管之活門相同，管口垂直向前，略放大。開門時河水水平入管。第三種爲蓮頭式，即普通抽水機之管腳活門。口門向下，但不可過深，以免泥沙之吸入。構造簡單，於水深之處可用之。(b)吸水管 上端有活軸，裝設於支架上，下端以繩索連繫於起重機，以便上下移動。管口可置於任意高度，黃河內水面下2米所含泥沙最多。(c)活接 吸水管上端緊連活接，活接有兩種：甲、球形活接，乙、柔順活接。球形活接恒用生鐵鑄成，大者不易製造，日久易於透氣。柔順活接用鋼絲與橡膠或以橡膠帆布與鋼絲製成。無論大小，均易製造。(d)出水管 自最高處下降爲出水管，出水管不可水平安置否則不易流水。管內水流經最高處後即順坡而下，不致受空氣之影響。(e)出水門 出水門用普通閘形活門式，管口成喇叭形。(f)空氣室 彎曲最高處設空氣室，其用途有二；一、開放虹吸管時，以抽水機之出水管頭抽入空氣室之漏斗中，灌滿之後乃關閉舌門，再開放進出水門，水乃源源流過。二、水管流水常挾入一部分空氣，空氣可引入空氣

室內，否則停止水流。河水溫度增高，水汽壓力亦隨之而增，如管內水汽壓力，大於最高點之水壓力，則不能出水。

120. 抽水式虹吸管 抽水式歐洲多採用阿布拉罕式。排水灌溉放淤均可用之。虹吸管之原理，如圖 60 所示。自儲水室 *a* 分出兩

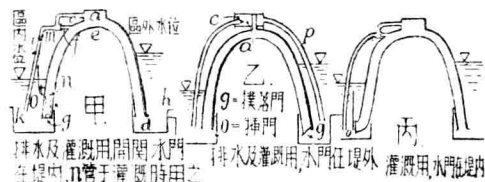


圖 60 抽水式虹吸管

支管 *c* 及 *f*，通達射水抽水機，由 *i* 管及其出口 *K* 通至堤內水池。射水抽水機有抽吸空氣之功

用(水與空氣混合而出)，設虹吸管中水流有空氣，則射水抽水機可將空氣抽出。設內外水面相等，則管中無水流，僅有空氣泡升入 *a* 室。今設為排水情形，當堤外水高，則管下之 *g* 門因水壓力自動關閉，而排水中止。但 *defi* 線仍有少量水流出。通常之管徑約 20~25 毫米，少量水流，並無影響。堤外水漲則通過小管之水流愈多，而射水抽水機即時作用，將 *a* 室內空氣由 *c* 抽出，水量復填補其空隙。抽出空氣與 *i* 內之水量混合從 *K* 口而出。抽水機之力量因水位而增，至落潮時則漸減，使堤外水位低降，堤內水高，水力壓開 *g* 門虹吸管中乃有水流通過，開始排水作用。設堤外高低水位之變化時間較長，而內外水面相差頗少，致射水抽水機，不能充分有力的排出空氣，則儲水室 *a* 可以暫時容納空氣，而將其預備之水放入大管之內。故 *a* 室須有充分容量，室內水面不可沉降至 *f* 管分歧處以下。*agk* 之管口皆無空氣侵入，故虹吸管内水流暢行無阻。*a* 室之儲水於水頭最大時充滿，庶可於其餘時間，不藉人力自動下降。圖 60 甲示排水虹吸管，設用以灌溉或放淤，則以人工將 *n* 管之 *o* 水門開放圖 60 乙將 *g* 水門置於堤外，*a* 水室另有一 *k* 管。圖 60 丙僅用於灌溉及放淤引水，水門須用人工啓閉。虹吸管及抽水管之小者，可用鍛鐵管或尋常煤氣管；大者用鑄鐵管(分節)，管徑大至 0.6 米，如管徑再大，於輕鬆易沉之基土則可用鋼管。管外用水泥塗成凹凸

以防管緣之漏水(圖61)應用於放淤之虹吸管，仍宜仿山東之法，將吸水管浮動於水面之上。

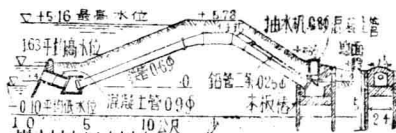


圖 61 灌溉引水用虹吸管

### 121. 虹吸管之基礎

支架座最爲重要，吸水管之全重，皆由支架承荷。山東用 21 吋吸水管及水量共重 6250 磅。支架座應以混凝土爲基礎，其下或再用木樁，以求安全。起重機之基礎亦如此。出水管之基礎，於每節管下安設混凝土基座。虹吸管經過堤面，可用磚砌管槽保護之，如堤上有道路，管由路下穿過，有如涵洞。

## 第七章 灌溉農田之排水

122. 灌溉農田排水之目的 灌溉農田往往因水量過多或地面上有有害礦物質，致收穫不佳，故須排水。新設之灌溉農田放水數年以後，若地下水位太高，或有鹼質之泥土，即須設法排水。若土質優良或地形適宜，亦有無須排水或一部分須排水者。灌溉農田排水之目的，不外三端：一、因水量過多，須減低地下水位，以便植物根部之引伸；二、洗去地面土壤之有害鹼質；三、減少表面土壤之水分，以利土壤中空氣之流通。

123. 水之來源 灌溉農田之有害水分，來源有三：一、過量之灌溉水量；二、鄰近高地灌溉水之侵入；三、鄰近高地之渠道或蓄水庫之滲透水量。

124. 排水方法 與一般排水相似，分三種：一、明溝排水；二、瓦管排水；三、自井中抽水。如有鄰近高地，應在坡腳或地面坡度變更處設攔水溝或攔水管。

125. 排水量 設水之來源全由於本區之灌溉水，排水量約爲每 24 小時 0.05~0.1 吋(美國習慣)，約相當於 0.021~0.0042 秒立方呎/畝。設尙有其他來源，則應精密估計，排水瓦管管徑不可小於 4 吋。

126. 明溝及瓦管排水 明溝及瓦管排水均可採用，但其深度，

應較尋常濕地排水為大。乾燥地帶之土壤與濕帶不同。乾燥土壤組織較為均勻，表土層頗厚，腹土之位置頗深，較為緻密，或毫無差異。乾帶土壤大都輕鬆，故植物根部侵入較深，因此地下水面須更為降低。乾帶土壤含有鹼質，因氣候乾燥，無充分之雨水，故不能洗去。引水灌溉，因毛細管之作用，將鹼質溶液升至表面，復因蒸發，遂沉積於地面。地下水位愈高，則鹼質之上升愈速，是以土壤中之地下水位，必須降至使根部不可吸收鹼質溶液之地位。排水管之深度，最少須在 1.8 米(6 呎)以上(細沙土)。平均為 2.2 米(7 呎)，最大為 3 米(10 呎)。瓦管距離，若腹土為黏土約為 60 米(200 呎)，沙土為 150 米(500 呎)，若腹土含粗沙及礫，管距可至 300~450 米(1000 呎~1500 呎)。

(27)  
 【例】美國格蘭得河之灌溉計劃，灌溉面積 200,000 畝。成立於 1916 年，三年以後，因地下水面之升高，70% 之地面發生障礙。土質為黏土，沉泥，及細沙，地面坡度為每哩 4~5 呎，明溝距離  $\frac{1}{2}$  至  $\frac{3}{4}$  哩，溝深 10 呎。灌溉實施以後地下水面以 1/1000 之比降傾向排水溝，在水溝附近地下水面突然減低約 1.5 呎。灌溉時期之水溝排水量為每平方哩 1 秒立方呎。圖 62 示加蘭得(28)烏他之暗溝排水，應用攔水溝。攔水溝置於不透水層之上，以便會集上部透水層之水量 圖 64 示水管兼洩不透水層下部有壓力之地下水。

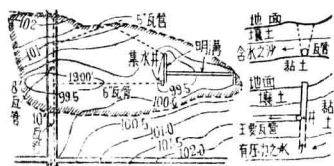


圖 62



圖 63 攔水溝

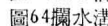


圖 64 攔水溝

127. 井中抽水 1922 年美國阿利左那省之鹽河首用此法，頗有成效。地面下為含水粗礫層，水量易於會集，而動力便宜者可以採用此法。1918 年鹽河之灌溉計劃，有  $\frac{1}{3}$  之面積

須要排水。於 203,000 畝之地面，開井 124 個，井之平均深度為 226 呎，直徑 12~24 吋，平均大都為 18 吋，每井之流量為每秒 1~10 立方呎，諸井合計為每秒 300 立方呎，共費美元 1,056,000。其中 90% 用於動力及機械設備。平均抽水高(即水頭)約 33 呎，動力為每仟瓦小時 0.0025 美元，每畝呎之水量提高 1 呎須費 0.023 美元。抽出水量之半數用以灌溉，其餘任其流去，蓋引水費用過昂或水量

之不宜於灌溉也。該計劃中之灌溉利益大於抽水之耗費。

128. 排出水量之應用 設排水口之位置適宜，排出水量可用以灌溉，排水設備之費用往往可以抵銷。水分如含有鹼質，則不能應用。據一般意見，鹼鹽含量少於 0.2% (重量比)，仍可安全引用。設含量過多，亦可混以清水。有曾用 0.1% 之含量，而無害於作物。

129. 過量灌溉 為避免過量灌溉起見，通常將灌溉水量略予降低，其利有三：一、節省灌溉水，二、減少排水量；三、減少沖洗之影響。水分過多，則肥料及有益物質有被洗去之虞。

## 第八章 洗鹼及洗鹽

130. 土鹼 土鹼為土壤中對於植物有害鹽類之統稱。常常發現於乾燥地帶，蓋乾地雨少，未能沖洗，有以致之。湖泊低地及濱海之處常有鹽分存留土中。我國西北及山東一帶鹼地頗多。土鹼有黑鹼白鹼之分。碳酸鈉 ( $\text{Na}_2\text{CO}_3$ ) 為黑色，故名黑鹼。硫酸鈉 ( $\text{Na}_2\text{SO}_4$ ) 硫酸鎂，硫酸鈣，氯化鈉 ( $\text{NaCl}$ )，氯化鈣等，皆以白色粉末狀，出現於地面，故名白鹼。黑鹼為害最大，毀滅種子，溶解於腐植土中，在地面上成為黑色斑點。上述諸類皆可溶於水中，灌溉水侵入地下，鹼質溶解其中，設地下水位達足夠之高度，使水分藉毛細管作用，升至地面，再經蒸發，鹼分乃沉積於地面。時日既久，鹼分漸積，危害植物，毛細管水之上升高度，粗沙約為 2 呎，細黏土約為 5 呎。土鹼足以阻碍作物之生長，使作物體內組織，發生萎縮。土鹼含量較少，尚無大碍。一般之許可含量：黑鹼 0.1%，食鹽 0.5%，硫酸鈉 1.0%，皆為重量百分比。

131. 洗鹼方法 去除鹼質有二法，一為洗除法，一為遏止法。洗除法中又可分為排水法，灌溉排水法，石膏矯正法，刮除法四種。

132. 排水法 利用天然雨水，降落地面後，再由排水溝或暗管排去。鹼分溶解於水中，隨之洗去。海濱墾地之洗鹽，習用此法。據荷蘭須得海圍墾之經驗，該地原為海底，含鹽甚多，經雨水之沖洗，二三年後，即可將鹽分降低至無害限度。鹽分之含有許可量為 0.1~0.25% (重量比)。沙土地洗鹽較黏土地為易，海底土壤多沙質，

少腐植土，故沖洗頗易。



圖 65

灌溉之排水佈置

133. 灌溉排水法 引灌水量於農田，水分下滲，鹼質溶解其中，復行排出。每隔一二年施行一次，頗見成效。放淤農田亦有此等作用(圖65)乾燥地帶之灌溉農田，亦往往須用排水洗鹼(詳前章)。通常灌溉排水連合施行二次，即可種植。

134. 石膏矯正法 先於地面洒水，散播石膏粉，耙翻土壤使其混合。藉化學作用，鹼質消滅。碳酸鈉加石膏乃成硫酸鈉( $\text{Na}_2\text{CO}_3 + \text{CaSO}_4 \rightarrow \text{CaCO}_3 + \text{Na}_2\text{SO}_4$ )，碳酸鈉一仟克約應用石膏9仟克。

135. 刮除法 將地面鹼分刮去一層，於新土上種植，可得較好之收穫。我國北方常用此法，但因地下水面，並未降低，相當時日後鹼質再行上升。

136. 遏止法 山東農夫對於鹼地，常用翻鹼方法，將耕地犁深5~6吋，表土翻下，然後播種。及至新鹼漸升之時，收穫已經完成。翻鹼必須年年施行。將土面耕鬆或鋪粗沙礫於表面。藉以減少毛細管水之上升高度，則鹼質亦不致上升。若雨後地面再現白色，即再行耕犁，使其疏鬆。

137. 耐鹼作物 鹼質或鹽質甚多之土地，可先種耐鹼性強之作物，數年以後，土中鹼質漸被雨水洗去。乃施種主要作物，我國濱海鹽墾區習用此法。耐鹼作物如檉柳(即觀音柳為灌木)，地膚(即掃帚菜，一年生其芽可食)。灰條菜，向日葵，菠菜，苜蓿，玉蜀黍，甘蔗，豌豆等。耐鹽之作物如牧草，蕪菁，芥菜，棉花，蘆葦等。豆類之抗鹽力較小。

(人地名表) 1. L.J. Briggs; 2. H.L. Shants 3. Kresnik 4. E. Ganguillet 5. W. Kutter 6. Forchheimer 7. Manning 8. Kennedy 9. Kent 10. Kopecky 11. Elliott 12. Wäge 13. Satz 14. Fauser 15. A.Kornella 16. Blauth 17. Pickels, 18. Nielsen 19. Poncelet 20. Gieseler 21. Re'rolle 22. Weichsel 23. Muscatine-Louisa 24. Gonda 25. Rijk 26. Abraham 27. Rio Grande 28. Garland, Utah 29. Ziudersee



## 排水工程編索引

- 2 人字閘門 Miter Gate, 25
- 3 土壤水 9  
 土壤之空隙 8  
 土壤之性質 7  
 土壤過濕 3  
 土溫 2,7,11,13,14  
 土鹼 67  
 土層 7  
 下表土 Subsurface soil, 8  
 工人孔 45  
 小溝 Lateral 15,17  
 井中抽水 66  
 支溝 Submain 15,16  
 水稻 19,48  
 引力水 Gravitational water 10,13  
 毛細管水 Capillary water 10  
 木管暗溝 23
- 5 石箱暗溝 23  
 石礫暗溝 28  
 石膏矯正法 68  
 瓦管之構造 29  
 瓦管之作用 30  
 出水口 Outlet 15,16,25,43  
 出水池 53  
 出水管 52  
 民法 5
- 6 地下水位 3,13,24,31  
 地面入水口 43  
 自然排水法 4  
 自然徵稅法 7  
 百分徵稅法 6  
 竹管暗溝 23  
 圩田 24
- 7 吸水管 51  
 吸水池 53  
 沉泥窖 44  
 沉澱池 26  
 均等稅率法 6
- 8 抽水機器 53  
 抽水機之數目與大小 50  
 抽水機工作時間 49  
 抽水機之水頭 49  
 抽水機之功率 49  
 抽水機之安設 51  
 抽水站 47  
 放淤 Colmation 57,59  
 放淤之圍堤 60  
 放淤之渠道 59  
 放淤之引水口 59  
 表土 Top soil 7  
 表層土 Surface soil 7  
 明溝排水 4,15,66  
 附着水 Hygroscopic water 9

- 河流含沙量 58  
 刮除鹼類法 68  
 昇水輪 54
- 9 虹吸管 Siphon 之流量 62  
 虹吸管之種類 63  
 風車 57  
 洗鹼及鹽 67  
 英國不成文法 5  
 美國農部瓦管流速公式 39  
 耐鹼作物 68
- 10 洩水道 53  
 洩洪道 Flood-way 17  
 埋管法 46  
 流速公式 20,38,62
- 11 排水之重要性 2  
     目的 2,33,65  
     方法 4  
     功效 2,13  
 排水管 31,33,37  
 排水管徑 41  
 排水管之附件 42  
 排水管之比降 40  
 排水溝 15,17,21,22,24  
 排水井 44  
 排水量 17,20,37  
 排水徵稅法 6  
 排水系統 32,33  
 排水係數 Drainage  
     Modulus 18,37,48,65  
 排水組織 6  
 排水與法律 4,5  
 排水洗鹼法 67  
 梢料暗溝 27  
 通風井 44
- 12 堵堰 26  
 集水井 43  
 無材暗溝  
     Maulwurfdränung 28
- 跌水 27,41  
 等級徵稅法 6  
 硝化作用 14  
 氮化細菌 Nitrifying  
     bacteria 12  
 測量 31,45  
 補助溝 44  
 發動機 56
- 13 溝之彎曲 16  
 溝之深及間距 22  
 溝之比降 23  
 遏止鹼分法 68  
 暗溝排水 4,27,66  
 幹溝 Mains 15,16  
 豪雨流量 18  
 腹土 Subsoil 7  
 圓木暗溝 28
- 14 管之彎曲 40  
 管之深與間距 33,34,66  
 管溝之開挖 45  
 滲透 Percolation 12  
 滲透作用 Osmosis, 13  
 漏井 44  
 養料之游離 Liberation 12
- 15 廢土隄 25  
 價值增加徵稅法 6  
 潮區涵洞之流量 26
- 16 機器排水 4,47  
 磚瓦暗溝 28
- 17 螺旋抽水機 54  
 螺旋水車 54  
 翻鹼法 68
- 18 離心抽水機 55
- 19 攔水溝 17,65  
 羅馬法 5
- 21 灌溉洗鹼法 68  
 灌溉農田之排水 65

# 中國工程師手冊

水利手冊

(汪胡楨主編)

## 第五編 河工學

[張書農]

---

### 目 錄

第一章	河流特性	2
第二章	荒溪	17
第三章	山流之治導	21
第四章	中下游之治導	28
第五章	河口	57
第六章	河工建築物	70

# 第五編 河工學

## 第一章 河流特性

### 第 1 節 通 論

1. 治河目的 治河目的在控制水流，以防災興利。保護臨河城市及農田，免遭洪水之淹沒，是為防災。整理河道，以便航運，並以適應灌溉排水及水力工程之需要，是為興利。分析言之，有下列數端：一、保護河岸，以防崩坍；二、清除有妨碍之淤積泥沙；三、造成淤積新地；四、增加航道水深，以利交通；五、節制流量，以減低洪水峯，枯水時期，則放水以濟航運；六、防止冰凌之壅塞；七、便利水力之開發；八、配合農田水利之需要。治河工程有廣義與狹義之分，廣義之河工包括所有在河道上建築之工程，如閘工，壩工，內河港埠，防洪工程及渠化工程等。狹義之河工為河道整理工程，本編所述，以此為限。

2. 河流之分段 天然河流可分為五部：一、河源，二、上游，三、中游，四、下游，五、河口。叢山萬壑，當春和日暖，積雪融解，或大雨傾注之時，水流挾攜沙石，奔湧而下，千溪萬澗，匯集成流。設久旱不雨，則溪床完全乾涸，是為河源之特性，或稱荒溪。衆溪匯集成為水道，行於夾谷之間，河床多岩石，比降陡削，水力洶猛足以推移巨石，是為上游，或曰山流。山流河床較為整齊，其水川流不息，故與荒溪有別。荒溪與山流亦可合稱曰上游。山流以下，河行高原，坡度頓減，水流漸緩，河床多丸石沙礫，是為中游。迨夫流勢散緩，比降微弱，河床輒為沖積土層，河身蜿蜒迴盪，有如蛇行；間或叉道歧生，沙灘密佈，是為下游。全河水流，傾瀉海洋，或以巨川大湖為歸

宿，是爲河口。

3. 治河要旨 治河之目的雖多；而治河之方法無幾。操縱水流，整理河綫，固定河床，乃治河之要旨。計劃之初，應兼籌並顧，庶可一舉而數利備。如河床固定，則航槽加深，交通便利，河岸亦不虞崩頽。如河綫整齊，彎曲迂徐，則洩水暢遂，比降順適，洪水可以迅速消退，冰凌不致壅塞，沿岸並可得排水之利。反之，河床沙灘，遷徙無定，對於灌溉及水力工程之引水建築，頗感不便，故有清除淤積之必要；治河綫既經整理，則淤積自能盪滌矣，至於操縱水流，建設水庫，可以增加低水流量，便利航運；同時可用以防洪，並藉水力以發電。整理荒溪，則巨大礫石，不致推移下瀉，床址固定，冲刷減少，既可免山洪暴發之災，兼得水土保持之利。整理山流，可以便利農田積水之宣洩，間或造成新淤地面，以增農產。我國古訓有云：「水由地中行」，又曰「順水之性」。河流有其特性，設計者應先察其性，逆水之性者鮮有成功。河性者何，流量，水位，河床，挾沙，冰凌，比降是也。其中以河床，挾沙及比降三者尤爲重要，水位及流量則詳述於水文學編。

## 第2節 河床

4. 河道之彎曲 天然河流大率彎曲，如兩岸無山嶺之限制，則河道迂迴曲折，有如蜿蜒之蛇。時日愈久，則河彎愈銳，卒至潰決而成爲天然之裁直；然後再逐漸形成銳彎，此爲自然循環現象（圖1）。根據培爾定律，北半球河道右岸冲刷較烈；而在南半球則多向

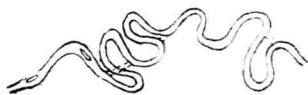


圖1 密士失必河之彎曲<sup>(2)</sup>

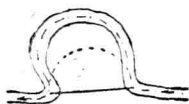


圖2 河道之迂迴<sup>(4)</sup>

左岸彎曲。彎曲形成之原因，一般皆認爲水流之離心力所致，河彎愈銳，則離心力愈大，而凹岸之冲刷亦愈烈。<sup>(3)</sup>愛因斯坦謂由於地球之轉動作用與水流之推動所生之合力所致。據旭克列許之觀察，河彎形態並非對稱的，下游之曲度半徑恒較小。

河彎之處，凹岸遭受沖蝕，岸旁泥沙為流水所挾持，及至河道平直



圖 3 河道之變遷

處，水勢迂緩，泥沙沉積。河彎之凸岸，淤積漸多。凹岸沖蝕愈多，則凸岸之沙嘴愈突出。兩灣之間必有一平直之過渡段；上彎屈而左，則下彎

必屈而右，故又名轉向段。河彎處近凹岸之河底頗深，名曰深槽或深潭；過渡段水緩沙停，輒成淺灘，又曰淺槽。河床各截面最深點之連接線曰谿線，或曰河軸。

5. 水位與河床 河流水位常有漲落，有洪水位中水位及低水位之分。在洪水位以下者曰洪水河床或曰大河床，在中水位以下者曰中水河床，相當於低水位者曰低水河床或曰小河床。設兩岸有堤防，則洪水洩於兩堤之間，有一固定之槽道；若河谷寬廣，洪水時期泛濫四野，兩旁以高地或山嶺為界。在荒廢之河流，中水與低水河床輒未能趨於一致，或遷徙無常，汊道分歧，水流散緩，遂致水淺沙停。優良之河床則其中水與低水趨於一槽，水流集中，故無淤塞之病，洪水河床應寬狹劃一，平直整齊，避免銳彎及狹谷，庶可使洪流暢洩不生壅阻；而冰凌之宣洩亦易。中水低水河床迂迴於河谷之間，槽道狹而長；洪水河槽大都寬直而短。當洪水之時，深潭受水力之沖刷，更形加深；而淺槽處則淤積愈多。惟在斯時，水深頗巨，淺灘雖然增高，並不妨礙航行；但一至低水時期則發生障礙矣。河床之優良者，在低水時期，深潭漸漸淤填；過渡段則漸漸刷深（圖 4）。低水河床起伏較少，在過渡段低水河床較低於洪水河床，在河彎處低水河底較高於洪水河底。

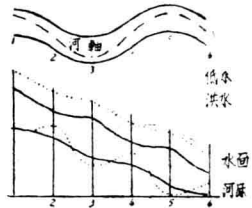


圖 4 洪水與低水河床

6. 河床橫截面 深潭處之橫截面輒為不等邊三角形，三角形之向下頂點傾向於凹岸。淺灘之橫截面為梯形。在河彎處河軸偏向凹岸，河軸即為主溜，流速最大，沖刷力最

強，是以凹岸之坡脚遭受冲刷，及至河水降落，岸內積水流出，凹岸上部懸壁，為水流所推動，漸漸坍塌，土質輕鬆者崩毀更速；而河彎頂端乃漸向岸內遷移，河彎日形尖銳，河軸漸移近凹岸。在凸岸處則流速減緩，泥沙易於沉積，故在凹岸恒成壁立狀，在凸岸則為坦坡。在過渡段河軸居於中央，截面形態成對稱形，水流平均分佈，無深淺之別，兩旁河岸，成為坦坡。河道中之水流並非為平行層狀之直線運動，而為波動型或螺旋形之運動，並有各方向旋轉之漩渦運動，參雜其間。水流漩渦頗具搜掘之能力，如某部土質稍有弱點，即被侵蝕。河床之組成物質未必均一，設開掘之河床原為對稱整一之截面，放水以後，即變為不規則之狀態，遂有逐漸形成河彎之趨勢。河床寬度自上游向下游逐漸增廣，此為自然現象，旭克列許曾集合數百截面，加以研究，推知河床寬約與當地之全年流量之 0.6 次方成正比，並與該截面以上之流域面積成正比。設某段之河岸較穩固，河床較為整齊，已知其寬度，則可據此以推算其他河段之寬度。

7. 支流入口 支流匯入，在河口以下之幹流河床輒生變化，水量及沙礫推移量突然增加，必經相當時間以後，主流之習性乃漸與支流相配合。其配合之速度與主流河床物質及形態有關。若入口在凹岸，支流匯入之處適為深潭，支流所挾之沙礫，主流之水力足以推移之，故主流不致淤塞，若入口在凸岸，該處主流河床甚淺，並有沙洲，水流迂緩，支流挾沙乃漸沉積於幹流河床，致沙灘漸廣，幹流受害，而支流水面壅高亦不能暢洩。若支流水量突增，乃穿決沙灘奪路而出。支幹流之洪水期相同，其情況較佳，如幹流水低，而支流洪水暴漲，幹流力弱不足以刷沙，則支河口之下游，最易淤積。

### 第 3 節 比 降

8. 水面比降 河流之水面比降與流速有關，而流速之快緩復係於河床之比降，亦即河床之縱向傾斜度。根據<sup>(6)</sup>舍齊公式，在同一截面內，比降與流速之平方成正比。

$$V = C \sqrt{RS} \quad (1)$$

$V$  = 截面平均流速,  $C$  = 係數,  $R$  = 水力半徑,  $S$  = 水面比降。是以流急者比降陡, 流緩者比降平坦。又根據水力學原理, 在勻流之情形, 水面與河底平行, 故在低水時, 如河槽整齊, 水面比降與河床比降相等。洪水時期流量常有增減, 為非恒壹流, 洪水水面比降輒大於河床比降。低水時河槽曲折, 路線較長; 而洪水期則槽道徑直, 路線縮短, 故洪水時之水面比降較之低水時為大。因比降增大, 洪水流速亦大。洪水波所及之處, 流量最大, 故比降亦最大, 洪水波傳播較遠, 比降亦漸減。

9. 河床物質與比降 水流能量與比降成正比, 流水恃其能量, 自河床傾瀉而下, 河床物質堅硬緻密者, 不易冲刷, 水流之損耗能量因以較少, 若地質輕鬆, 細沙泥土與河床分離而混挾於流水之中, 水流能量有一部分之損耗, 比降遂弱。倫達爾研究印度河流, 得下列之結果:

表 1

河床物質	大塊石	堅硬石塊 或與堅硬 土壤混合	堅硬黏土	粗沙及 石礫	粗沙	細沙 (河岸不固)
水面比降	0.00275~ 0.0035	0.00095~ 0.00114	0.00095~ 0.00114	0.00038~ 0.000568	0.00020~ 0.00038	0.000063~ 0.000190

10. 比降之變化 河床比降及水面比降以上游為最大, 中游次

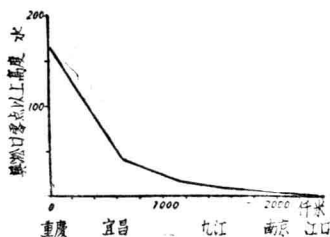


圖 5 揚子江之縱剖面

之, 下游最緩, 此為自然現象 (圖5)。河床之縱截面恒成拋物線形, 由高趨卑, 比降漸緩; 但有時因局部情形特殊, 下游比降或較上游為大。如河身穿經狹谷, 河床驟然收縮, 則狹谷之上游比降平緩, 下游比降增大。

又如歧流會合在會合處截面

窄小, 比降乃大於上游。截灣取直之河段, 亦足引起局部比降之突增, 支流注入幹河, 設其含沙量與幹河相差頗鉅。亦足以影響水面



比降。如支河濁而幹河清，則支流所挾之泥沙多沉積於會合點之下  
 游，幹流河槽減小，比降因以增大；在入口以上比降減小。如支河清  
 而幹河濁，支流水漲使幹河在會流點以上之流速減小，致泥沙沉積  
 河槽減小，故比降增加；在會流點以下，因水量增加河槽增大，比降  
 減小。支河水落後，幹流比降復回原狀。如法國龍河，支流伊塞爾河  
 挾沙甚多，在會合點以上幹河比降為 0.00053，以下為 0.00078。支  
 流索恩河(10)水甚清，在會合點上游比降為 0.00081，下游為 0.00049。  
 其他河流亦有此現象。各河流之比降差異殊多，歐洲諸大川之比降  
 以龍河為最陡，佛爾加河為最平，為便利比較起見，各河流高出海  
 口百米之地點到河口之距離列如表 2 與表 3。

表 2

河名	龍河	(12) 加隆河	(13) 拉爾河	(14) 塞爾河	(15) 俄得河	(16) 桑河	(17) 賴恩河	(18) 突爾培河	(11) 佛爾加河
距離 任米	215	360	400	400	520	550	620	660	2000

表 3 我國重要河川比降表

河名 河段	黃 河			揚 子 江				淮 河				金 沙 江	岷 江	大 渡 河
	上 (中 衛 以 上) 游	中 (孟 津 以 上) 游	下 (孟 津 以 下) 游	重 慶 — 宜 昌	宜 昌 — 漢 口	漢 口 — 南 京	南 京 — 吳 淞	長 至 三 台 關	三 至 正 陽 關	正 至 陽 關	蚌 至 洪 澤 湖			
平均 比降	0.0004	0.00006	0.000027 0.000011	0.0002	0.00004	0.000026	0.00001	0.00018	0.000035	0.000031	0.000024	0.0010	0.00007	0.002

11. 橫比降 河彎處  
 之最深點近於凹岸，凹岸  
 之水面高於凸岸之水面（  
 圖 6）。設一水分子以速度  
 $v$  流於河彎水面之上，其本  
 身之重量  $dW$  向下作用，因

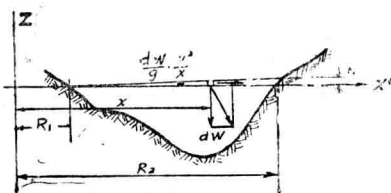


圖 6 河灣水面橫比降

河彎而生之橫的離心力  $dW/g \cdot v^2/x$  推之向凹岸，二力構成合力，水面應與合力垂直，故水面之橫比降如下：

$$\frac{dz}{dx} = \frac{dW}{g} \frac{v^2}{x} / dW; \text{ 即 } g dz = v^2 \frac{dx}{x}; \text{ 積分之，得 } gz = v^2 \log_e x + C.$$
 $x$  = 水分子至凸岸之距離， $z = x$  點與凸岸水面之高差。設凸岸之曲度半徑為  $R_1$ ，凹岸為  $R_2$ ，如  $x$  在凸岸之上，則  $z = 0$ ，故  $v^2 \log_e R_1 + C = 0$ ；設  $v$  為截面之平均流速，則河彎橫截面之水面方程式為

$$z = \frac{v^2}{g} \log_e \frac{x}{R_1} \quad (2)$$

如  $h$  = 凸岸與凹岸水面之高差，則

$$h = \frac{v^2}{g} \log_e \frac{R_2}{R_1} = 2.30 \frac{v^2}{g} \log \frac{R_2}{R_1} \quad (3)$$

此式為格拉斯荷夫所創立，應用於賴恩河至為滿意。 $v$  為截面平均流速，河底水流速恒較  $v$  為低，凹岸河底之水分子向壓力較低處流動，乃傾向凸岸，再由水面自凸岸流至凹岸，成為循環流，而凹岸受沖蝕作用。

12. 漩溜 分兩種，有橫軸漩溜或稱沸浪及直軸漩溜。直軸漩溜又分為吸力漩溜及壓力漩溜二種。低水時水流平穩，僅於淺灘處或有激盪；洪水時期河床深淺不一，忽高忽低，於河彎處或淺灘之下游，常有沸浪之產生，掀然隆起。若河底多沙丘，更易形成沸浪。河流彎曲處，凹岸沖蝕頗烈，設凸岸有豎角突出，則凹岸生壓力漩溜；而凸岸生吸力漩溜。在洪水時更為顯著(圖 7)。即在較直之河段，若河岸有銳角突出，水流驟然變更方向，亦易發生吸力漩溜。

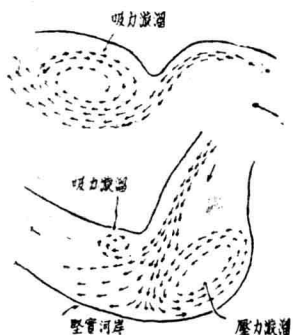


圖 7 壓力及吸力漩溜

## 第 4 節 挾 沙

13. 河水攜挾之物質 分爲三種，一在水中溶解，二在水中浮游，三在水底滾動。物質既經溶解，不復析出，與河工無關。第二三類簡稱曰浮游物質及推移物質，統名曰挾沙。經過沖積地域之河流常含有多量浮游物質，其分量之增減與水源地土壤之性質及雨量密度有關。設河床爲岩石，不易受水流之沖刷，可曰固定河床，固定河床除上游及岩石峽谷外，殊爲少見。一般中下游河床組成物質爲石礫及泥沙，變化無常，是曰變動河床。水流攜挾沙石，自上游奔馳而下，速度漸減，較粗大之沙石，無力挾持，先行沉積；輕細泥沙仍浮游水中，順流而下，其最微細者可直達海口。沉積於河底之沙礫，水流之押轉力仍足以推動之，沿河底滾動而下，是爲推移物質。圖 8 示河流挾沙之情形。浮游物質浮懸水中，其行動方式有如滑翔機之浮翔於空氣中，其靜力作用

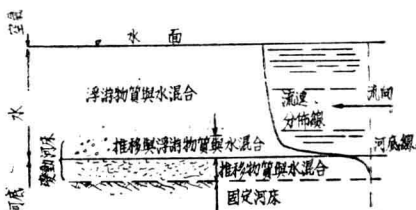


圖 8 浮游及推移物質示意

爲等速次等的向上流動，其動力作用則由於垂直之脈動。此種物理現象之研究尙在萌芽期中。推移物質之運動同時有滑動轉動及跳躍三種方式。推移及浮游物質顆粒之大小，無明顯之界別，浮游物質多爲泥沙，推移物質多爲粗沙及礫石，然水流急速粗沙細礫亦可成浮游狀態，水流散緩細沙亦可成爲推移物質。

14. 挾沙之特性 挾沙之顯著特性爲顆粒之大小。天然河流中挾沙之形態質料及巨細至不一律，攙合混雜，欲得一普遍之界別殊

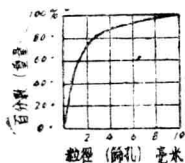


圖 9

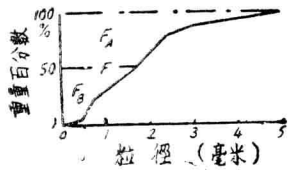
推移物質組合曲線

非易事。自河中取出挾沙分析其巨細，繪製組合曲線(圖9)。推移質及粗巨沙粒用過篩法分析之，以篩孔徑(即表示粒徑)爲橫標，以通過篩孔之重量百分數爲縱標。細微之泥土用沉澱法分別之(詳土力學編)。旭克列許建議，爲便於比較起見，以曲線上下面積之比求得

一定值， $a$  為曲線與縱標間之面積， $b$  為與橫標間之面積， $k$  為組合特性，

$$k = a/b \tag{4}$$

$k$  下角加註最大篩孔，如  $k_{10}$  即最大篩孔為 10 毫米，通過重量為百分之百。克拉麥<sup>(23)</sup>以通過 50% (重量比率) 之篩孔  $F$  繪一橫線(圖10)以其上下面積之比表示挾沙特性。面積比  $F_A/F_B$  稱曰顆粒不等度。河床物質之堆積情形頗為重要，設粒徑整齊劃一，則空隙係數



大，故自組合曲線中可以比較沙礫堆積之密度。從克拉麥之顆粒不等度更可得數量上之比較。挾沙之比重亦為特性之一，推移物質約為 2 至 2.5，視岩石之種類而異；浮游物質乾燥後之

比重在 2.0 以上，若為膠狀形態，其比重略大於 1.0。普通平均值浮游物質之比重為 1.4。推移石礫之形態大都為扁橢圓體，斯特利克勒<sup>(2)</sup>觀察賴恩河較大丸石三軸之長度之比為 1:2:3。

15. 摩擦 上游巨石受風化分解及水流之沖擊，逐漸碎裂，順流而下，在途中礫石與礫石之間，及礫石與河床之間發生摩擦，稜角削除，表面光滑乃成卵石。卵石行動之距離愈遠則愈趨微小。

斯泰恩貝格<sup>(22)</sup>研究卵石重量之減輕與其行動距離之關係如下： $dG = CG_0 ds$ ， $G_0$  = 卵石在起點之重量， $dG$  = 行動  $ds$  距離後減少之重量， $C$  = 常數，與石礫之種類有關，曰損耗系數(表 4)。卵石行動  $L$  距離後之重量  $G$

$$G = G_0 e^{-CL} \tag{5}$$

表 4 (根據斯泰恩貝格)

岩石種類	C 米 <sup>-1</sup>	岩石種類	C 米 <sup>-1</sup>
泥灰石灰石	0.0000167	石英石	0.0000033
石灰石	0.0000100	片麻及花崗石	0.0000050 → 0.0000033
白雲石	0.0000083	角閃石	0.0000035 → 0.0000020

16. 水流速度與石礫之大小 昔時水工家曾致力探求其間之關係，法國拉爾河<sup>(13)</sup>之經驗如下：

石礫之直徑	0.1	0.4	1.0	1.7	厘米
開始移動之流速	0.5	1.0	1.5	2.0	米/秒

又據<sup>(27)</sup>巴克利之經驗，各種河床物質可以抵抗之流速，不致被推動，如下：

沙壤土	尋常粘土	固結黏土	礫石及丸石
0.3~0.7	0.76	0.5~1.8	0.5~1.8 米/秒

以上流速皆為截面平均流速。推移石礫之大小與流速之關係，因地而異，各河流未能一致，蓋其相關因素頗多也。

17. 押轉力 在何種條件之下，河底沙礫開始移動，實為一重要問題。河底沙礫之移動界限，固未可以僅用流速之關係表示之。河床之上物質有抗剪強度，若外界力量超過此抗剪強度，即達到臨界抗剪強度，則河床沙礫開始移動。

外力即為押轉力(圖 11)。設水流以均一流速通過一平直整齊之渠道，渠道潤周之摩擦阻力應與渠段內水體重量之同流向分力相平衡。設  $k$

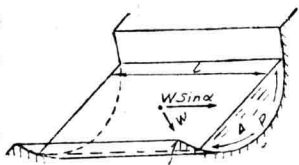


圖 11 水流阻力

為渠床單位面積之摩擦阻力以每平方

米方計， $R$  為水力半徑(米)， $A$  為截面積(平方米)， $P$  為潤周長度(米)， $L$  為渠段長(米)， $\rho$  為水體單位重量(仟克)， $s$  為河床比降 =  $\sin \alpha$ ， $W$  = 該段內水體重量，則  $W \sin \alpha = \rho \cdot A \cdot L \cdot s = PL \cdot k$ ，故  $k = \rho s R$ 。與摩擦阻力相對之外力為押轉力  $T$ ，即

$$T = \rho R s \quad (6)$$

設河床甚廣闊， $R$  可令 = 平均水深  $D$ ，則

$$T = \rho s D (\text{仟克/米}^2) \quad (7)$$

設河床為沙礫，押轉力過大則被推移，沙礫開始移動時之押轉力曰臨界押轉力  $T_0$ ，押轉力若小於  $T_0$ ，則沙礫沉積於河底。臨界押轉力約為始開停積之押轉力之 1.4 倍。設押轉力不變，顆粒之輕微而圓滑者押較轉易；河床堅實而富有凝聚性者押轉較難。德國紐累姆<sup>(24)</sup>地方工程師研求天然河流之臨界押轉力如表 5。河床之推移物質

表 5 臨界押轉力

推移物質種類	粒徑(毫米)	臨界押轉力 $T_0$
普通石英沙	0.4-1.0	0.25-0.30 仟克/米 <sup>2</sup>
普通石英沙	0.2-0.4	0.18-0.20
普通石英沙	2.0	0.40
圓形石英礫石	0.5-1.5	0.25
含有黏土之土壤		1.0-1.5
粗大石英石塊	4-5	4.8
扁平石英石塊	厚1-2,長4-6	5.6

粒徑，大小懸殊，細粒易受推動，其臨界押轉力較小，俟水量增漲後，粗粒開始推動，故欲決定河床之臨界押轉力殊為困難。旭克列許謂臨界押轉力  $T_0$  可以河床表面覆蓋之較粗石礫為準。覆蓋之粗粒為天然之保護鋪面，其下為細粒，押轉力足以推動此覆蓋時即達到臨界限度。

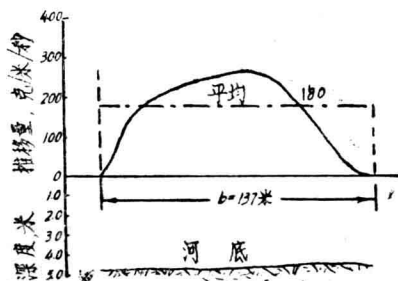


圖12 推移量之分佈 (多瑙河, 維也納)

研究，設  $G$  為截面內單位寬度之推移量， $\psi =$  常數， $T$  為當時之押轉力， $T_0$  為臨界押轉力，則

$$G = \psi T(T - T_0) \quad (8)$$

旭克列許定  $\psi = 0.54e_1 / (e_1 - e)$ ， $e$  及  $e_1$  為水及推移物質之單位重量。 $(T - T_0)$  一項頗難正確決定，然應用於實際尚無過大誤差。 $G$  為單位河寬之推移量，積分之可得全截面之推移量。因  $T = eRs$ ， $R$  與水位為正比，故  $T = ehs$  式(8a) ( $h =$  平均水深)，上式可變為

$$\begin{aligned} G &= \psi T(T - T_0) = \psi e^2 h(h - h_0) s^2 \\ &= \psi e^2 sh(ehs - T_0) \end{aligned}$$

18. 推移量 在平直方形水槽中，推移物質之移動為均一的，即中央部分與邊緣部分相等。於天然河流中則中央部分推移量較多而兩岸附近較少 (圖 12)。推移量問題，丟博阿<sup>(29)</sup> 早有

故 
$$\Sigma G = \psi Q^2 s^2 \int_{x_1}^{x_2} h(h-h_0) dx \quad (9)$$

$x$  = 截面寬度。<sup>(26)</sup>多那最近實驗決定

$$\Sigma G = \frac{CV_m^2}{k} (V_m^2 - V_0^2) \quad (10)$$

$V_m$  為截面平均流速,  $V_0$  為相當於臨界押轉力之流速。旭克列許定為下式:

$$\Sigma G = \varphi s^2 (Q - Q_0) \quad (11)$$

$Q_0$  為相當於臨界押轉力之流量。全年總推移量為

$$\Gamma = \varphi' s^2 \Sigma (Q - Q_0) = \varphi'' \Sigma (Q - Q_0) \quad (12)$$

威特曼採用  $\Gamma = \varphi_1 \Sigma (Q) \quad (13)$

式(12)及式(13)之積分範圍以  $Q$  大於  $Q_0$  時為界限(圖 13)。關於推移量之計算, 尙未有普遍之公式。

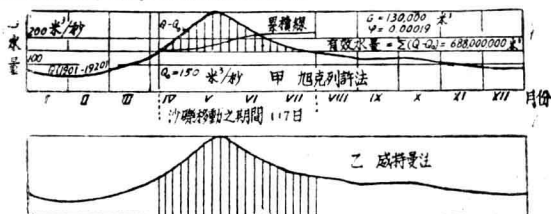


圖 13 推移量與水量之關係

19. 含沙量 即水中浮游物質之含量(我國習慣上多用此名), 含沙量在截面內之分佈, 靠近河底其量甚大, 該處已與推移物質相混合(圖 14)。一般均以爲河流之含沙量與水位有關, 試繪製逐日之含沙量與水位曲線, 水位漲則含沙量亦增; 然其間並無固定之比例, 在同一水位而在不同時期可有兩種含沙量。天然河流之挾沙能力, 殊無限制, 沙量之多寡變化極大, 相關因素頗夥, 研求者不乏其人。通常以流

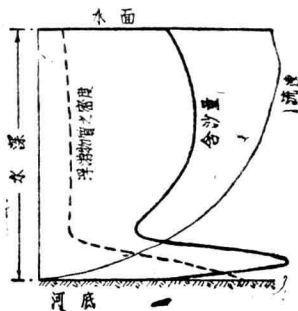


圖 14 含沙量之分佈

速之指數式表示之：

$$G' = \alpha V_m^{\alpha} \tag{14}$$

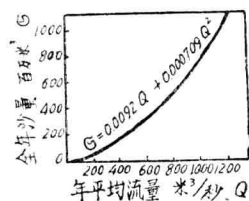


圖15 含沙總量

$\alpha = 5$  至  $6$ ， $\alpha$  為常數視浮游物質之種類而異。密士失必河之觀測，河底含沙量較之表面增加  $6\%$ ，賴恩河之觀測增加  $88\%$ （平均流速 =  $2.5$  米/秒）。至於全年之含沙總量，據<sup>(28)</sup>土爾其斯坦地方之測驗，與年平均流量有關（圖15）。我國北方諸川含沙量極多，永定河為世界之冠，如下

表：(表 6)

表 6 我國各大河流量及含沙量表

河名	地名	流量 米 <sup>3</sup> /秒			含沙量 仟克/米 <sup>3</sup>			
		最小	最大	年平均	最小	最大	年平均	全年輸沙量
黃 河	峽州	160	23,000	1390	1.500	22.620	15,000	1,451,942,115
	灤口	100		1770				1,110,000,000
揚子江	城陵磯	5259	85,532		0.056	1.475		103,087,000
	漢口	5210	60,700					
	大通	6771	75,863					
永定河	官廳				0.050	1.230		328,695,000
	三家店	0.8	5000					365,000
衛 河	臨清		250			99.600		

20. 沙丘與沙脊 河底推移物質之運動方式常成為沙丘形態（圖 16），沙丘之背較平坦，前坡陡削，下部為粗大沙礫，上層顆粒微細，在下游前坡處常有橫軸之漩溜將頂部微細物質推之後移，而較大顆粒則由前坡滾下。當水漲之時，向後移動之泥沙復為水流押轉而沉積於丘前之深塘中，如此漸漸搬移，沙丘乃向下游遷徙（圖 17）。洪水退落後，較粗沙礫停止搬移，覆蓋於沙丘之上，成為天然護面。據旭克列許之經驗，粗大沙粒之下層恒為細粒，其下愈深則顆粒愈大。沙丘移動之速度及其高度長度與其地位及水位有關。河中水位最高，沙丘

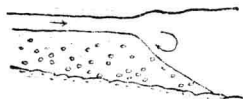


圖16 沙丘

移動之速度及其高度長度與其地位及水位有關。河中水位最高，沙丘



行動最速，水落後則停止進行。在河道彎曲處，凹岸受冲刷，河岸冲刷之泥沙及沙丘移運之泥沙沿凸岸以直線方向（即最短路徑）經過轉向段遷至下一河彎之凸岸。當經過轉向段時水緩沙停，乃成一斜向之沙丘，是曰沙洲或曰沙灘，水位退落後，沙洲再被冲刷而降低。據密士失必河之經驗，在轉向段沙灘之漲高速度等於水位上升

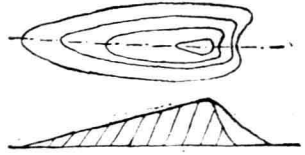


圖17 沙丘之平截面

速度之半。龍河沙灘之漲高速度等於水位上升速度之 $\frac{1}{3}$ 。各沙灘之漲落情形，隨時隨地不同。沙灘之移動速度平均有達每日10米者（水流速約為2米/秒）。推移物質之另一種移動方式為沙脊，沙脊形如波浪。若上游水流所挾之推移物質數量與該處之押轉力不相當，即推移量較少，則水流表面發生波動，河底為其衝擊，遂成沙脊



圖18 沙脊

（圖18）。沙脊低下處相當於水面波之最高點。設挾沙量驟增，原有之押轉力不能應付，沙脊乃消失。沙丘與沙脊性質不同，沙丘之形態較穩固，沙丘在完全冲刷以後，沙脊方有形成之可能。

## 第5節 冰凌

21. 冰凌之種類 結冰之情形可分兩種，湖泊靜水結冰與河道流水之結冰。設於冬季湖水面氣溫降至攝氏 $+2^{\circ}$ 以下，數小時後水面全部冷卻即開始結冰。上層冰蓋足以保護下層湖水，以免繼續冰凍。根據歐洲各湖泊之觀察，平均湖水溫度降至攝氏 $+4^{\circ}$ 以下，方開始結冰。結冰開始之湖水溫度未有在零度者，即將融之冰或冰蓋之下，水溫輒在 $0^{\circ}$ 以上，此蓋由於水中之輻射熱所致。設湖水表面震盪不寧，則結冰較遲，風平浪靜或大雪紛飛時結冰最易。湖水淺者結冰較速。湖水冰面之厚薄及結冰之久暫，至不規律。空氣溫度漸次低降，則冰層之厚度逐漸增加。氣溫達 $0^{\circ}$ 以上，則冰層自上

向下漸漸融化。流水之冰凌可分三種，曰浮冰，浮於水面；二曰針形冰及懸冰，結於中部；三曰錨冰，固附河底。浮冰透明，其性質與湖冰相同，常在靜水或河彎之處，冰層最大厚度約 10 厘米，冰層由岸漸向河心擴張，小川中河面有時全部覆蓋。針形冰或曰小結晶冰，結晶後浮於水面，互相結合有如花冠，順流而下，積聚漸多，遂成球狀冰塊。錨冰形成於河底，全河水溫低於零度時，河底乃有冰粒產生，積聚漸多復成冰塊。冰塊體積漸大，乃漂浮水面，寒冷增加，復集成巨塊，順流而下，成爲冰流，或覆蓋全河形成壅阻，是曰冰塞。

22. 冰塞 冰塞之成因大都由於巨塊浮冰壅積於淺灘，或停阻於橋墩，在流緩之處或丁壩順壩之旁，頗易集聚冰凌。浮冰集聚先成冰壩，後至之流冰逐漸向上游壅積，擴張甚速。<sup>(2)</sup>多瑙河海恩堡之觀察，冰塞之伸張每日平均約 15 仟米，其速度與溫度相關。冰塞既成，流水截面縮小，潤周增長，冰蓋之粗糙度約與河底相等，因此水面增高，茲舉例以明之：設尋常時期之河水比降爲  $s = 0.0005$ ，平均水深兩米，河寬 100 米，爲簡便起見假定河槽爲長方形， $R = 1.92$  米，粗糙系數  $n = 0.030$ ，則流量  $Q = A \frac{1}{n} s^{0.5} R^{0.7} = 234$  米<sup>3</sup>/秒。設上有冰蓋，潤周倍增， $n$  不變，河水深度爲  $x$ ，則流水面積  $A = 100x$ ，潤周  $P = 200 + x$ ，故  $Q = A \frac{1}{n} s^{0.5} R^{0.7} = \frac{1}{n} \sqrt{\frac{s}{P}} \frac{A^{1.7}}{P^{0.7}}$ ，

$$\therefore \frac{nQ}{\sqrt{s}} = \frac{(100x)^{1.7}}{(200+x)^{0.7}} \quad \therefore x = 2.67 \text{ 米。}$$

設水量不變，冰塞足以使水位升高 0.67 米，上游流冰固着冰蓋之下，截面愈小，冰蓋之粗糙度愈增，則水面更形增高。冰塞之爲害在於阻碍交通，若冬季有洪水，則因冰塞而增高水位，致成水災。

23. 解冰 氣溫漸升，冰凌融解，冰塞破裂，支流之冰解水量，若亦同時加入，遂使流量激增，頗足爲害。冰凍河流之危險時期，不在結冰，而在解凍。設上游解冰獨早，冰塊隨流淌下，與下游冰蓋相接，更易成爲巨大之冰塞。

## 第二章 荒 溪

### 第 1 節 概 論

24. 荒溪之劃分 河流之起源曰荒溪或稱山溪。沿溪兩岸土石，暴露風化，坡度陡削，當暴雨沖激，沙石崩潰而下，經荒溪而入平原。荒溪之下游以地勢平緩，水力頓減，礫石淤積溪口形成壅阻，每致泛溢成災，為害田廬。或水勢過猛，一旦潰決，山洪暴發，並且危害下游。荒溪可分三部(圖

19)，上游為匯集區，中為流槽，下游為沉積錐。匯集區即流域範圍，以山嶺為界，匯集細流，羣趨山谷而成流槽，流槽頗窄狹，兩岸峻削。沉積錐位於下游，地形平緩，上游推移之粗大沙礫，咸集於此。三區界別，有時不甚顯明，往往

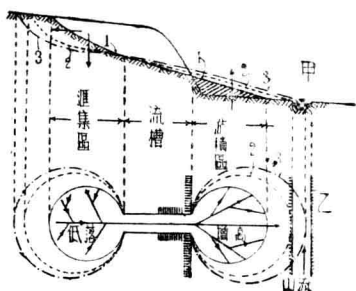


圖 19 荒溪之分區

沉積錐不甚顯著。匯集區坡度陡削，幾與自然靜止角相等。坡上沙石泥土因急雨沖刷而下，或坡脚先遭侵蝕，上部巨石無所支持，乃成崩石。是以匯集區地面日降，陡坡漸平，故亦稱沖刷區。流槽部分較為固定，變化較少。沉積錐之範圍漸次擴張，侵及山流，致山流被阻，水流壅集，山流上游盡成澤國，設山流可以通航更足形成灘險。

25. 荒溪之治理 首在固定匯集區之地面坡度，庶可減少推移沙石；改正及固定流槽，以求水流及沙石運動之平衡。完全阻止沙石之推移運動殊不可能，反足釀成後患。荒溪流槽之推移量應有適當之限度，沙石過多，則河底及水面加高；沙石過少則水面下降，而河岸受侵蝕。天然狹谷全屬岩石，故流槽未便遷改，流槽之改正僅能從修正急彎及廢止壅阻入手。至於淤積區域(即沉積錐)，面積較

廣，可以選擇出路，引直溪槽，固定河床是為切要。荒溪分三部，其各部整理之法，分述於後。

## 第 2 節 匯集區之整理

26. 坡脚之固定 匯集區之整理，首在固定坡脚。坡脚部分，因溪水之侵蝕，易成空洞，致上部泥石崩瀉，是曰土崩。固定之法，於坡脚插入柳條編成之短籬，同時除去山坡上之突出鬆石或易於塌瀉之物質。若地面多土質，最宜於坡脚築排水小溝，以免土壤之潮濕而成土崩。泉流須加導引，濕地應予排水。

27. 防止地面冲刷 土坡易遭冲刷，故應有排水佈置，與一般農田排水，大同小異；但需就地取材。排水溝較地面略低。材料用

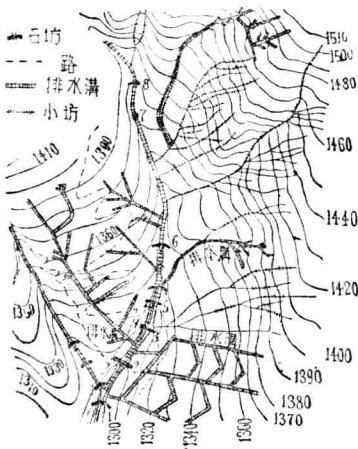


圖 20 部爾熱荒溪之排水

塊石梢料木料及鐵絲籠亂石等。溝面往往加蓋覆面，以免填塞(圖 20, 21)。設地面下有不透水層；地面有滑動之可能，則排水溝底須在不透水層以下。若夫海拔過高，有雪崩之危險，巨塊積雪牽帶沙石下瀉，應加制馭。最好植林，林木可以阻止雪塊之下瀉，然必在山之上部；蓋雪塊既已下瀉，其勢勇猛難以遏阻。於無森林區域，需建坊欄，用木材或石材。木坊難資永久，故在不毛之地，將來無造林之可能者，應用石坊。雪欄(圖 22)之最簡單者以長 1.5 至 2 米

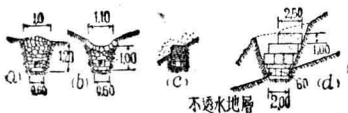


圖 21 排水暗溝

直徑約 0.15 米之木樁，插入地面，埋下樁長之半，木樁間距約 0.6 米，列成數排，每排距離 1—3 米，樁木以松木為宜，將來枝葉茂盛



圖22 防止雪崩之建築物



圖23 防止地面冲刷之建築物

漸可成叢林。若排樁之間編以梢枝，其效更大，樁排距離可放寬至 15 米。於溪流甚狹之處可用雪橋。永久之石欄為乾砌石牆，高出地面約 2 米。地面陡削土質輕鬆者，易受雨水之冲刷，亦須建小坊。常用柳柵及小擋土牆等(圖 23, 24)。柳柵須用新枝木以利生長，而固地面；同時植林鋪草。建柳柵之木樁粗 8 至 10 厘米，插入地下約 0.6~1.0 米，樁距約 0.5 米，柳柵距離約 1 至 2 米。如圖 24，

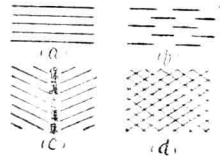


圖24 柳柵之佈量

d 式最費，惟成效最著，柳柵上填土，便利枝葉之生長。通常於地面開成小溝以利雨水之流洩，是以更須保護。設小溝甚寬廣，以柳柵橫跨之；若小溝甚窄，以柳枝平行排列與溝軸平行，並用短樁固定柳排於溝底。設匯集區域地面甚高，不堪植林，因自然風化之影響頗難阻止岩石之剝削，惟有於石塊堆積之處，加固坡脚，以免石崩。

### 第 3 節 流槽之整理

28. 岸坡之保護 流槽槽底及兩岸應堅實平整，庶使流洩之沙石及水量暢瀉而下，無有沉積，其情形與下游河流相似。設兩岸為岩石，不易風化，則可用轟炸法開挖之，使合於計劃之需要。若兩岸為易受冲刷之泥土，則應做護岸工事以固岸坡。護岸工用石塊鋪砌或混合採用木石，槽道過寬，可以順堤範圍河身。若推移之石礫粗大，則護岸工非用大石塊混凝土或木籠填石不足以抗其侵蝕。若推移沙礫之徑不過 15 厘米左右，則卵石填梢或柳柵即可應付。推移沙

石可以侵削樹幹，妨礙植物之生長，尤以乾季為甚，應以巨石或鐵絲籠卵石保護之。荒溪之護岸及順堤應高出高水位，免致漫溢，否則危害岸坡。倘需取直裁彎，則新河寬度應全部由開鑿而成。

29. 槽底之固定 設溪床為沙石或易受冲刷之物質，應築坊堰。蓋河床低降，可以危及兩岸。溪床大都陡削，建設沙坊後可以調節比降，減輕水勢，兼可囊積沙石。沙坊沿溪設立成為階級式。天然荒溪之自然成為階級者，亦應設法保護。沙坊之高度及距離與河床沙質之性質，兩岸坡度以及建築材料等均有關係。沙坊之高度及間距務求在建成後水流比降能維持平衡狀態，亦即水流冲刷力與溪床之阻力適成均勢。荒溪流槽恒有逐漸低降之趨勢，設兩岸陡削，易生土崩，或護岸工事常有不及之處。故須提高槽底以弭此患。槽床愈高，則河面愈寬；而槽底比降因以減少。沿槽建小型沙坊以囊

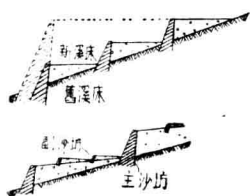


圖25 沙坊

積沙石(圖 25)，則槽底升高。沙坊之積沙作用於最初數年，為效最宏，歷時既久，兩岸地面漸漸穩固，沙石之移動較少。沙坊之設立，或為低坊或為高坊，低坊間距較近，而高坊距離較遠。設環境所許仍以低坊為優，低坊工費較賤，坊腳之保護簡單。沙坊沿河而

立，形成階梯狀之跌水。於沙坊之下游，因推移量減少，水流澄清，冲刷增加，故沙坊之基礎應加注意。為保護坊腳起見，兩坊之距離及坊頂高度應有合宜之設計，下游坊頂抬高之水面，應達到上游坊腳，並至少高出坊腳 0.25 米。沙坊之設立恒起始於下游，並與岸坡之固定工事相輔進行。沙坊宜擇石基。上游推移沙石逐漸減少，故沙坊上游之溪床比降亦減小，遂使上游沙坊底腳有暴露之虞，故二坊之間應加建小坊。沙坊之建築材料以就地取材為尚。流槽槽底間如質料輕鬆，易被冲刷，則宜設法保護。用木石材料鋪砌槽底，不僅可以增加抗力，且可造成適宜之截面。

## 第4節 沉積錐之整理

30. 溪槽之固定 沉積區域，比降平緩，沙礫沉積，範圍廣闊，常為肥沃之農田；或茂盛之鄉村。荒溪之出口散漫分歧，遷徙無定，頗類河口之三角洲，洪水時常遭泛溢，田舍為之淹沒。荒溪之中上游既已固定，沙石來源減少，故下游亦便於整理。沉積錐之溪槽以平直為尚，不宜有急彎，歧流應予堵塞，以集中水勢。設溪槽原頗深邃，則宜保護岸坡加砌鋪石；若溪槽廣闊而淺，應築堤以束水。溪槽之截面常為矩形或半圓形或梯形。梯形截面最為普遍，冲刷較少，岸坡易於保護，半圓形截面之中間受冲刷最烈。溪槽底部常須加保護，鋪石厚約 0.8 米，鋪石之上再加圓木潛欄，其間距約 2 至 4 米。以圓木作護底，應用較少。

31. 溪口大坊 若荒溪上游在植物生長界以上，滑動之沙石無能避免；或中上游之整理未臻完竣，沙石推移量未能減少，往往於溪口建大坊堰。洪水時關閉堰門，使沙石堆積坊前，洪水漫溢而下，如是則沙石不致轉徙於主流之中。坊前填塞既滿，功效乃失。此法需用地域甚廣，古時常採用之。大坊堵截之沙石可作為工業材料，常常開挖亦可增大沙坊之效能。

32. 荒溪與道路之交叉 道路鐵路通過荒溪，應設橋樑，設橋樑高度不足，易生弊害，宜儘量避免之。重要道路以不通過沉積錐為宜，橋孔應有充分之高度及寬度，以免阻碍洪水及沙石之宣洩。鐵道輒於沉積錐地面下鑿洞通過。設通過沉積錐之上游或流槽區域，宜使水流流過其上，將流槽架高，鐵道經其下。道路越過荒溪恒架橋而過。若荒溪乾涸期間甚長，可將道路路面降低，與溪底平，水流流過路面，淤積沙石常加去除，以資節省。

## 第三章 山流之治導

33. 治導之目的 山流比降陡峻，水位變動無常，高低水位相差甚巨，中水及低水流量頗小，流速較大，往往不便航行，是以山流大都未能通航。並以近代文明日進，船隻之容量隨之增大，故欲山流之通航，常須實施渠化工程；若僅恃治導工事，輒不能達到較大之水深，以應近代航運之需要。古代船隻較小，吃水在一米以下，治導山流以利交通，數見不鮮。我國西南諸水道，屬於山流性質者甚夥，頗饒舟楫之利，現有民船吃水較淺，是以在較大之山流中，仍可權衡水流特性，施行治導工事；而不必遽爾採用渠化計劃以致多所糜費也。不通航之山流，因無須顧及航運之條件，治導工事較為簡便。其治導目的，在便利漁業，農田水利，都市衛生，工業應用以及水力開發等。開發山流之水力，常與渠化工程同時並進。攔河築壩抬高水位，既可增加水深改良航運，兼可利用水力發電，成爲動力資源。山流上承荒溪，挾沙豐富，河床常有變遷，輒致洪水泛濫，橫流田野，爲害農業，或淤積低地，妨碍作物。治導以後，則河床固定，洪水可以暢洩，河水面降低，則低窪農田可以排水，而都市之污水及工業用水之排洩亦較便利。山流以挾沙豐富，法意諸邦輒引水以淤灌低地，成爲良田，是曰放淤（詳排水工程編）。不通航之平原小河，其治導方法亦與山流相類似。

34. 河線 河道路線與河床形態有密切之關係，設原有河床水深已足，則河線不可再予縮短，免致河床刷深。蓋河線縮短則比降增大，而押轉力亦加大。設上游荒溪已經治理，挾沙來源減少，若河床劃一，水流集中，河床必自動降低。新河線應在可能範圍內與舊河線相符合，凹岸河線不宜變更太多，河彎過於急銳者宜改爲平緩。<sup>(20)</sup>哈根主張河軸之最小曲度半徑應爲河寬之五倍至八倍。因凹岸之保護困難，曲度半徑不可太小。兩灣之間，隔一平直段，其最大長度約爲河寬之二倍至四倍。河彎之曲度半徑由平直段逐漸向河彎減小，與平原河流相同，亦有採用簡單曲線，半徑不變，無平直段。

35. 橫截面 山流之水位漲落頗速，在洪水及低水期間有一甚短之中水期，即在非山流之小支河中，流量微小，亦常有此現象。故



無須劃分為中水及低水河床。尋常規劃截面，恒取一洪水河床及中水河床，而低水河床附屬於中水河床之下部。然在較大通航山流，亦有用複式截面而分別低水及中水河床者，例如俄得河<sup>(15)</sup>之上游截面(圖 27)。通航山流之截面設計與中下游河流相同，不過在中低水時需要較強之押轉力。不通航山流之治導應注意兩點：一，避免洪水之泛濫及低地之淹沒，洪流應有通暢之宣洩；二，推移

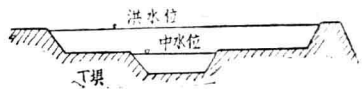


圖26 洪水及中水河床

物質，應有適當之運送，既不可以冲刷過深，亦不可任其淤積。如河谷平坦，因沙礫洲之淤積，足以造成沼澤；冲刷過深，則水面減低，以致沉降附近地下水，影響農田。然因都市之排水關係，亦有故意縮狹河身，增強押轉力以降低水面，如德國明興之伊薩河<sup>(32)</sup>，治導後冲深達 5 米。中水面之計劃寬度，可根據河道現狀探求之，於整齊有規律之河段，求得其平均值，作為標準河寬。因流域面積之增加，河寬應向下游逐漸增大，次為 1881 年德國俄得河上游之計劃河寬：

圖 27 俄得河之標準截面。這是一個標準的河床橫斷面圖。圖中顯示了河床的形狀，標有「丁堤」和「中水位」。河床的兩側有坡度，標有「1:50」和「1:100」。圖中還標有「B」和「5」等尺寸。圖的下方標有「圖 27 俄得河之標準截面」。

圖 27 俄得河之標準截面

河段	俄得貝格 <sup>(33)</sup> 起						格魯貝 <sup>(34)</sup> 止
中水面寬	34	45	50	60	83	87	94 米
河底寬	—	—	—		53	53	54 米

較大之截面在中水位高度，輒留一寬約 1—2 米之餞道。若洪水量甚大，應於兩岸築堤，中水以上之洪水河床水深約自 0.5—1.5 米，橫截面須足以容納最大洪水量；若兩岸無高價田地或城鎮，截面可略縮小，令足以容納尋常洪水，如兩岸為牧草地，即被洪水淹沒，損壞有限，且沙泥沉澱，可以使瘠壤化為良田，則不妨任洪水之泛濫；至於引水放淤，增高低窪地面，可以增加農產。洪水河床截面之設計一般均以五年週期之洪水量為準。山流之截面設計須注意押轉力與推移沙礫之關係，水流之押轉力與推移物質之粒徑逐漸向下

游減小。在裁彎之處河流長度縮短，在其下游河底沙礫粒徑恒較裁彎前增大，押轉力亦增加。計劃截面應以不變更舊截面之押轉力為原則，如缺乏臨界押轉力之記載，根據歐洲山流治導之經驗，可以每年五六個月期間之水位為標準（即水位期間曲線之50%），在此水位時，河床推移沙礫開始移動，此時之押轉力，即為臨界押轉力。

36. 裁彎取直 為增強押轉力或減低水位起見，常實施裁彎工事，在不通航之河流中，更便應用，以減洪水之災。裁彎之新河因河線縮短比降增大，在其上游河段比降亦增，下游河段有時亦較前略大。新河段之比降大於上下游河段，押轉力突增，河床遭受激烈之沖刷，上游河段亦略有沖深，下游河段在裁彎初期因比降減小發生沉澱。隔相當時間後，全部比降漸趨平衡，下游比降亦漸增大，最後結果，必致全部河床刷深，上下游河段水面皆下沉。設於事後欲防止過分之沖刷，可於下游建一攔河壩，在通航之河流並需建船閘。水面降低對於低濕農田可以便利排水，低水位最宜在地面下二或三米；然有時對於其他方面反屬有害。在不通航之河流裁彎新河中，可先開中心溝一道，將來藉水流之沖刷力逐漸擴大，庶可節省工費。中心溝應開挖至新河計劃河底，在較高水位時，開放上游保留之土埂，水流漸漸增大，比降陡削，在短時間後新截面可以沖刷完成，而舊河床則漸漸淤積。在計劃河岸線上先堆積石，俟截面擴大後，隨時拋石護岸，以免繼續沖刷；或於河岸線上開一邊溝，將河岸用塊石鋪好。引河河線宜順從河流天性，略取彎曲，中心溝循河軸線，在河彎處偏向凹岸，則新截面更可迅速完成。設土質堅固，或押轉力較小，不易沖刷，則應將全截面潛挖完成，與通航之河流相同（詳第四章）。

37. 治導工事 山流治導大都採用中水治理，如低水流量充足，亦可以低水為準。中水河床以舊有或新建之河岸範圍之。若欲河床刷深，可於兩岸築順壩或護岸，丁壩採用較少。在挾沙豐富之河流，亦可用透水壩或浮壩（詳見 P. 92），藉以囊積沙石。丁順壩之建築材料宜多用石料，木料及梢料難資永久。初步工程可用填梢，

其上用塊石保護，填梢前打木樁一排。俟河床固定後，再改建石工或混凝土工。在中水位附近可用柳枝，水面以下因推移沙石過多樹枝難以長成，水面以上則易於枯萎。計劃河岸線與舊河岸線相合之處，須建護岸工事，若舊河岸距離稍遠，應建順壩。在河彎凹岸之順壩，水面以下部分，須特別加強，如加放填梢及沉排等，以免沖蝕。

若新河岸在舊河岸之後，則應先積塊石於其旁，以便隨時作護岸之用，其法與裁彎新引河相同。

治理山流全河應有通盤之籌劃，工程實施可分先後緩急，循序推進，如須河床沖深，工程宜從下游着手。最惡劣之河段，如有洪災之泛濫，可先行施工。分段進行之工程應隨時

注意對於全部計劃之影響。

38. 治導要則 德國巴燕省於 1888 年訂立山流治理要則迄今仍然採用，如下：(a) 河流之具有高岸者，應保存其凹岸；(b) 在直線河段內，計劃河線應利用舊岸之任何一邊，以省工事；(c) 計劃河岸線若為凸岸所阻礙，河岸線不妨移近凹岸；(d) 計劃河岸線應顧及原有建築物及已經保護之河岸；(e) 設河道至不規律，舊河岸無法利用，為節省工費起見，新河岸線應循堅實之沙洲或較淺河床；(f)

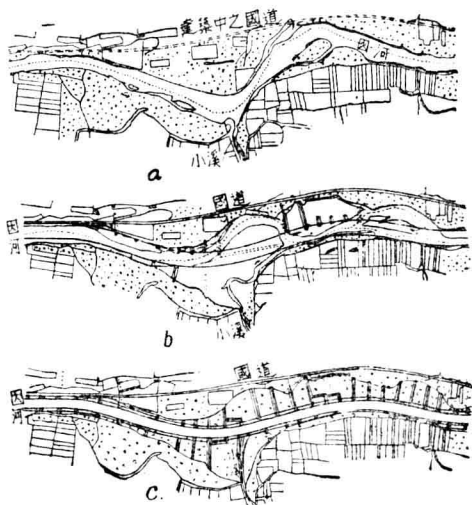


圖 28 因河之治理

a. 1855—1871 年之形勢      b. 1884 年之形勢

c. 1898 年之形勢

設治導之主要目的在排去沿岸低地積水，縱或河流比降甚大，新河線仍可採用直線或近似直線；(g)為顧及農田利益與護岸之安全以及減低護岸工之維持費起見，水面不宜減低太多；(h)設原有比降已大，新計劃不可使比降更有增加；(i)彎曲迂迴為河流天然特性，不應多所更改，惟彎曲宜令其有規律；(j)如河流行經山坡，山坡為透水岩層，層隙有水浸出，或坡面上有水下注，則新河道應向外遷移以避之。蓋水流之侵蝕，河岸不易保護，且岩石風化，有崩坍之虞；(k)新河線亦有時改移於谷間平原，利用山坡流水，使山坡與河道間之沖積地面成為沃壤。<sup>(36)</sup>恩格斯主張在上列要則中增加一條：設荒溪出口之沙礫沉積錐逼近山流河身，則該段山流不可驟然改直，或逕行裁彎，以免水位之減低，失去均勢，致沉積錐發生變動而成有害之形態。恩氏謂 h 條中，新計劃之比降容或有臨時增加之可能，及工程完竣後，上游河床沖深，水位減低，比降乃復趨正常。

39. 分水 經常之分水對於河床推移物質之運動發生影響。分水有天然與人為之別，如支河之分歧屬於天然，水力發電廠，灌溉工程及運渠等之取水屬於人為。在分水點之下游曰分水河段，若分水量甚大，則分水河段流量減小，水面降低，押轉力低落；設無特殊之佈置，河床將有淤積之虞。分水河段之截面應予縮小，庶可增加押轉力。截面之設計應注意下列各要點：(a)新截面需足以流洩預期之水量；(b)調節河床沙礫之運動，以求河床固定；(c)設為通航河流，在低水時須有適當之水深及水面寬，以便交通；(d)在各種水量時，水面比降之變化應微小；(e)水流速度不可超出鄰近河段之流速過多。d, e 兩點專為適應航運之需要，但往往未能完全達到目的。

40. 造床水位 水位變化無常，在各種水位時未必盡能符合上列五條件，故設計者恒注意於某一特殊水位時之截面，以求推移運動之調節。此特殊水位即在某一期間(設為一年)，推移物質運動最大時之相當水位也，因河床之形態，全系於此時之押轉力，故名曰造床水位。造床水位之計算應用次式， $G = \psi e^{sh}(e^{sh} - T_c)$ ，其中

$T_0$  為臨界押轉力，即沙礫在河床上開始移動之押轉力，應作實地之觀測。<sup>(28)</sup> 多瑙河培道段據魏克<sup>(29)</sup> 之觀測， $T_0 = 1.0$  仟克/米<sup>2</sup>，伊薩河在明興附近<sup>(32)</sup>  $T_0 = 3.0$  仟克/米<sup>2</sup>，臨界押轉力較沙礫開始靜止時之押轉力大，據利恩池河之實驗，前者為 3.65 後者為 2.98 仟克/米<sup>2</sup>。<sup>(31)</sup> 上式  $h =$  平均水深， $h = p + k$ ， $p =$  水尺讀數， $k =$  常數，故上式可化為  $G/\psi = ps(p+k)[r(p+k) - T_0]$ ， $\psi$  值為常數甚微小，不易求得，乃用  $G/\psi$  之關係。

如圖 30， $B$  為水位週期曲線， $A$  為推移量與水位關係曲線，再以  $G/\psi \cdot t$  ( $t =$  時間，以日數計) 與水位繪製曲線  $C$ ， $T$  及  $R$  點之

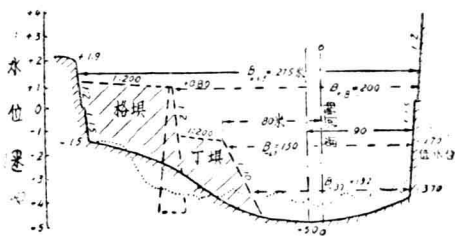


圖 29 多瑙河維也納截面

推移量與週期之相乘積為最大，其相當之水位即為造床水位。圖 29 為賴赫氏在多瑙河上游之計劃，該處分水 400 秒立方米，作水力發電之用。分水河段應予縮狹， $aa$  為新河軸。圖 30 水位週期曲線  $B$ ，點線示新截面虛線為舊截面之情形。 $G/\psi$  為相對推移量自 0 至 2500 立方米。 $C$  曲線之虛線表示新河床實線表示舊河床之情形。在水位等於 -1 時，推移量甚微，水位增推移量亦增，至 0.8 米時  $G/\psi$

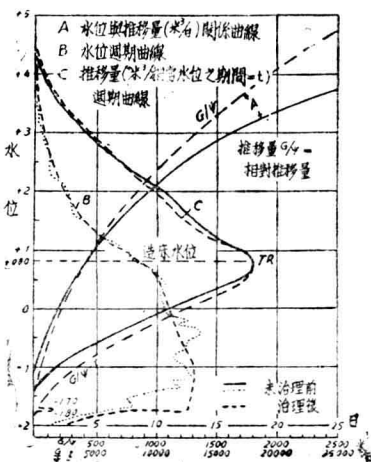


圖 30 多瑙河維也納一造床水位之圖解

• 達到最大值，即為造床水位。新舊河床之造床水位均為 0.80 米，

亦即新河床與舊河床之推移物質之運動情形完全相同。新截面之中水丁壩頂高等於造床水位。

## 第四章 中下游之治導

### 第 1 節 通 論

41. 荒廢河流 未經治導之河流，若任其自然演進，則輒因地形及地質之關係，成爲不規則之狀態，汊道分歧，沙洲羅列，兩岸之間或廣闊無垠。或窄狹如帶，或則河彎急銳，致生險溜，或平直散漫，形成淺阻。河岸不固，常有崩坍，遂致河道變形，洪水時期以截面狹小，或驟遇急彎，發生壅積，水位增高，致生潰決；或在寬闊河段，水勢驟緩，淤沙特多。在低水或中水時期，則以沙洲淺灘之障礙，不便航行。荒廢河流，在洪水期後，中水及低水河床常變更其位置，於河谷寬廣之處，低水河床擺動於兩岸之間，或左或右，毫無定規。我國黃河即有此現象，是以治導要旨，首在固定河床，以免變動靡常，航槽得以永久；劃一河床，廢除汊道，納中水低水及洪水於一途，水勢集中，足以刷深河槽，暢洩水量，而祛除航運之障礙。去除急灣，則洪水不受壅阻，暢洩而下，可減洪災。凡此數端，皆有相互之關聯性。

42. 法格定律<sup>(42)</sup> 歐洲古代治河，有主張專事濬挖，有主張築堰壩以調節比降者，然皆未獲成功，迨至法格研究河流自然特性，因知下列數點：(a)河道之深槽靠近凹岸；(b)凸岸附近，河水甚淺；(c)河彎愈銳急，則河槽愈深，而凸岸沙灘突出愈甚；(d)最大水深在曲度半徑最小處，最小水深在曲度半徑最大處；河道最淺之處在轉向段，設河軸之曲度漸緩變化，則河底截面亦成規律之形態；若曲度變化急銳，河底高度參差亦甚。法格知順水自然之性，實爲治導之要義，訂立下列五原則：(1)欲使河槽穩固永久，兩岸須成蟬聯曲線，凸岸與凹岸相繼，中間以直綫段連接之。(2)欲使河槽深度適

合一致，其彎度不宜過大或過小。(3)欲使河槽整齊規律，河彎曲線應成漸替式，即自直線段(切線)兩端開始，曲度逐漸增加，以達河彎頂點，復漸次減弱，與次一直線段相切。(4)兩岸距離須隨其地位及曲度而變易，彎之急者，其距離宜增，彎之緩者，其距宜減，在轉向段為最小，在河彎頂端最大。(5)在過渡段，兩岸曲線之轉向點，不宜直對，由凹易凸岸之轉向點，應在其對岸轉向點之上游，兩點之間距，似與該段之河寬有關。上述諸點，為法格氏就一般河流特性探討而得之原則，應用時宜審察實地情形，權衡變化。事先對於河流本身之特性，如河床及河岸之變遷，沙礫之推移情形，挾沙量之多寡，沙礫之大小，以及其他水之測驗等，俱應有充分之認識。觀察記載歷時愈久，則治理計劃愈屬可靠。試觀歐洲諸大川，其河性記載輒在五十年以上。關於河性之觀察，肇始於法人<sup>(43)</sup>丟霸，特別注意洪水流量及洪水退落後之河床變化。法格及歧拉<sup>(44)</sup>同繼其後，河性之認識更趨進步。

#### 43. 恩格斯治河要則 德國水工家恩格斯定治河要則如下：

(1)河工建築物應與該河之天然性質相符合；而建築物之地位，亦不可違背該項工程之原旨。(2)治理河道，不可僅觀察表面之損害狀態，如河岸之崩坍，河床之淤積等，務須探求其致害之因，然後謀補救之方。(3)河川之水流，在洪水期內，須力求避免災害，在低水期內，應力求利用。(4)治導河流應保存其自然現象，不可強變原狀；但河流分歧之處則屬例外，蓋非塞支不足以強幹。(5)加速推移物質之運動，並非合理之方策，僅可於必要時行之；低水期內顯露之沙灘，並非推移沙礫運動不能通暢之表示。(6)治導河流，專恃潛挖，非治本之方；隨挖隨淤，難見成效。(7)治理航道之主旨在增加水深，水深之增加，有時不可僅恃河工建築物之功效，須先施行人工之潛挖，苟建築物之佈置適當，即可以保持潛挖深度，不致再有淤積。(8)水流速度如驟然減小，即易發生弊害，蓋流速驟減，其含蓄之一部分工作能力，無從消耗，勢必侵蝕河床，沖刷為患。是以改小流速之先，應設置相當之建築物，以預防沖刷。(9)河床如發現深

槽，應精密查考，是否由於天然，抑由於河工建築物之不合而致冲刷成槽，先探其源，再謀補救。

44. 平衡狀態 河性之重要因素為河床，比降，挾沙，及押轉力四者，其間各有相互之關係。河床有所謂平衡狀態者，即既無冲刷亦無沉積，亦即比降挾沙及押轉力三因素達於平衡狀態之謂。在天然河流中果能精密觀測，亦未嘗不能尋得平衡之河段。水流傾瀉於河床之上，挾其固有之工作能力（可以押轉力表示之），河床上發生相反之阻力。設河床阻力與押轉力相等，是即無冲刷矣；若押轉力足以挾攜其原有之沙量，是即無沉澱矣。彎曲之河道，深塘淺灘相間而立，河彎凹岸日漸冲刷，成為深塘，兩彎之間日漸淤高，成為淺灘。因此河床坡度有顯著之變動，遂影響於水面比降，比降亦足以表示水流之工作能力或押轉力之大小。故河彎之上游，比降較大，在河彎段水流能量一部分消耗於冲刷河床，出彎之後能量減少比降亦低落，在淺槽處遂有沉積。淺灘增高致水流壅積，故其下游比降乃復增，而轉入下游河彎。在深槽處，水深大故押轉力大，致冲刷增加；在淺灘處，水深小致押轉力小，故冲刷力弱。茲再以流量之關係論之，設洪流超過平衡時之流量，則生冲刷，水流挾沙而行，河床漸漸擴大。若流量稍減，押轉力不足以勝過河床粗巨沙礫之抗力，河床物質之推移運動乃告終止。若流量再減，水位更低，及至水流押轉力確等於河床阻力，河床表面不生變動，是謂入於平衡狀態。流量再減，水位更低，較粗沙礫先行沉澱，繼之以泥沙。水流押轉力之減小速度，在淺槽者恒較在深槽者為緩，至一相當時期，深槽押轉力仍較大於淺槽者，深槽仍繼續擴大；流量再減，則淺槽之押轉力停止減小。淺灘處之水面比降因水位降落而增加，比降之增加較速於水深之減小，故其押轉力反可較在深槽者為大。此時淺灘之表面泥土被挾至深槽而沉積。當洪水低落之時，淺灘之頂部恒被沖去，而深槽則沉積漸多。水位再漲之時，發生相反之現象。

## 第 2 節 治導原則



45. 河床之調整 治導河流應使在洪水時期淺灘上不生淤積；在低水時期淺灘刷深，則航道可以維持。治河之最終目的，在於低水河床之調整；然於低水治理之先，必調整低水以上之河床。河流在洪水期內，能力頗大，調整河床不可使其能力更有增加，每經洪水之後，不宜任其有較大之變化。洪水河槽不可縮狹，致沖刷力加強，而使攜挾之泥沙復沉積於下游。故兩岸堤防應有充分之距離。洪水截面須足夠流水之暢洩，而無壅阻之患。迎溜坐灣，更宜保護，以防河岸之遷徙致生潰決之災。河道急彎，壅阻洪水，故宜裁彎取直，既可以調整河床，並足以降低上游水位，而免泛濫之災。中水河床之調整，首重單一，荒廢之河流，輒港汊分歧，應堵塞支流，使水力集中，歸聚一槽，乃不致有淤積之患。河床寬廣水流散緩，應予縮狹；河線之不規律者，應予調整。河身縮狹，藉水流能力，自動刷深。一般有所謂中水河床治理與低水河床治理之別。中水河床治理，係以中水位及中水流量為準，以調整中水河床；低水治理則依據低水位及低水量調整低水河床。在極不規則之河流中，施行中水治理，效力最大；如需再增水深，勢非進行低水治理不可。據一般之經驗，在中水治理時欲增加數分米之水深，殊屬易易；然在低水治理中，增加數厘米之水深，即須甚大之努力。河線規劃稍有差誤，丁壩間距或高度稍有不合，即不能達到預期之目的。中水治理為粗糙之工作，而低水治理則為精密之工作。治河工程之成效固未可一蹴即就，應分期進行，先之以洪水河床之調整，繼之以中水河床之固定，最後乃及於低水河床之治理，逐步進行，河乃大治。洪水河床之調整通常列入防洪工程。整治航道增加水深，是否應從中水治理入手，各家主張不同。有主張徑行低水治理以求速效者；有主張慎重，先中水而後低水。設對於該河段無充分之認識，驟然施行低水治理，往往縮狹過甚，沖刷太深，反致債事。

46. 歧拉同治河原則 法人歧拉同繼法格之後，從事治河，其原理與方法更形完備，歧氏主張凡以航運為目的之治河工事，應使河床在洪水退落，河床發生變動後，仍足以維持必要之水深。欲達

到此目的，不僅需要固定中水河床之形態，更須使洪水退落時泥沙之遷移影響，不致妨礙低水河床。歧氏訂立實施三步驟，法國諸大川之治理，皆根據此項原則，成效頗著，分述如下：(a)集中水流於中水河床；(b)固定深槽及淺灘；(c)改正淺段。

47. 集中水流於中水河床 荒廢之河床，水流散緩，汊道分歧，故治理工事，首重塞支強幹，其法為築堵壩以塞歧流，俾水流集中。堵壩頂高約相當於中水位。計劃時河岸線及河軸線之改正工事(即丁壩順壩及護岸)，亦應兼顧，蓋初為集中水流之用，將來可利用之作固定河床之建築物也。低水河床凹岸河彎頂點，即可以中水河床之堤岸範束之。關於建築物之佈置以及河線之規劃，皆應兼籌並顧，設計中水河床時應顧及將來低水河床之改善，庶可節省工費，收效較速。中水低水及洪水河床，皆不能受挾沙之影響，以免河床之變遷。

48. 固定深槽及淺灘 欲固定低水河床，先宜固定河彎之深槽，河彎之曲度應有適當之半徑。以河彎曲線之頂端為起點，曲度半徑向上下游逐漸增加。深槽處之凹岸常須建順壩，壩頂略高於低水位，壩腳須堅固以防搜掘崩坍。在凸岸則任其自然，凸岸形成沙咀，流速遲緩，有時建築丁壩以改正河線，使成伊律之河槽。淺灘之固定係於深槽工事實施之效果，深槽固定，則淺灘亦漸趨穩定，其寬狹不一者，用丁壩範束之。

49. 改正淺段 兩深槽間必有一過渡段，過渡段有佳有劣。佳良之過渡段，其高仰之河底與河軸略成垂直，水流經過，順瀉而下，形如一小堰。轉向點地位之決定，頗為重要。河軸之曲度半徑自轉向點向上下游漸漸減小；但其漸減之速度，向上游者較向下游者變化稍緩，此為法格所特別提示者，蓋非如此不足以使水流暢洩而下，以免二深塘重疊之虞。改正淺段之建築物不外順壩丁壩及潛壩三種，欲得一佳良之河道，須使軸槽截面成三角形河床，三角形之頂端近凹岸，在轉向段成為梯形河床，河軸位於中點。低水河床截面為計劃中之主要工作，須使淺灘加深而深槽加寬，其方法則為

縮狹淺灘及防止深槽之冲刷。淺灘縮狹則上游水面增高，水漲之時深槽冲刷因以減少，而淺槽比降較大，有冲刷之可能。欲淺灘河床之加深，輒以丁壩縮狹河面，丁壩之佈置須顧及淺灘段之水流方向，而丁壩之高度，則須在中低水位時足以引導水流。欲使深槽之深度減小，首宜加大凹岸之曲度半徑，修正銳彎，繼則改平凹岸岸坡，必要時在凹岸築順壩，並削平凸岸及改正凸岸之河底。河底之坡度仍須使重力足以平衡橫流所生之扭轉力，以免泥沙之遷移。直接用潛壩改正深槽之深度，頗為有效，但不可操之過急。

50. <sup>(14)</sup>未塞爾河治導原則 <sup>(15)</sup>辛飛氏對於未塞爾河之治理有詳盡之敘述，摘要如後：治導之準備工作先觀察河道現狀及其相關之情況。選擇整齊之河段數處定為模範段，長期觀測，藉作中水或低水橫截面計劃之依據。計劃之時先確定比降，規定各段比降之最大限度。比降過大之河段，應設法降低之。比降適合者，僅須略加整理。比降既定乃進而規劃橫截面，應顧及水流之暢洩並航運之需要。航運所需要者為充足之水深及水面寬度。橫截面約為拋物線形，視挾沙量之情形而規劃之。在同一河段內流量不變，比降弱則截面大，比降強則截面小。在同一河段內應採用劃一之河底寬或水面寬，設河床之寬度不變，則比降強者兩岸應較峻削，水面寬度較小；比降弱者則兩岸坡度平坦，水面較寬，若水面寬度一律，則比降強者岸坡坦而河床狹，比降弱者岸坡峭而河床寬。為求航運之便利起見，比降強之河段，河床應寬大，而兩岸宜峻削，如為便利宣洩則反是。是應分別輕重斟酌取捨者也。未塞爾河之標準截面，在平直及平緩彎曲之河段，為拋物線形，在急彎河段為三角形，凹岸坡陡而凸岸坡坦。銳彎兩岸坡度之和與平直段兩岸坡之和相等。設平直段之岸坡為 1:7，則急彎段凸岸為 1:11，而凹岸為 1:3。是為河流之天然現象。淺灘段之橫截面，應視比降之強弱，酌量減小。在比降大岸坡坦之河段，可將岸坡改陡，保留河底寬度而減小水面寬。在比降弱之河段，則改小河底寬，將岸坡改為平坦而保持水面寬度；但河床底寬不可小於其他截面。<sup>(6)</sup>莫屈來及<sup>(7)</sup>蘇爾丹於 1919 年發表關於未塞

爾河低水治理之意見，茲概述之：低水治理應先改良河線，平直河段改爲緩和之彎曲，以免挾沙之淤積而形成沙洲。急銳之河彎須改爲緩和，以免凹岸遭受激烈之沖刷，且河彎過急，對於航行亦屬不便。河彎曲度半徑之限制，應以船隻對向航行之需要爲準。凡比降有突然變化之處，不可因均勻比降而改變原狀過甚，恐致水面降落太多超出預定之限度。蓋河床上層土質，較爲堅實，上層沖刷後，下土層抵抗更弱；且各歧流均已次第堵塞，水力集中，河岸亦修築堅固，水流之挾沙量較前減少，故沖刷力特大。河床沖刷愈深，水位之降落愈多，是故均勻比降，應設法使水面提高；設無其他需要，水面勿使低落。標準橫截面之低水位應自流量推算之，不可以某種水位爲準。設在低水時一部分水量由水庫供給，則計算截面時應將增加之水量計入。計劃截面應從比降最強之河段入手，比降強則岸坡平坦，反之岸坡應峻削。若該河之挾沙量頗多，則過渡段易淤塞，計劃截面不妨較計算者略小，使沖刷力增大，橫截面之減小方法，或保持水面寬度而束狹河床寬；或保持河床寬而縮狹水面寬。平直及緩彎之河段，兩岸坡度，大致相同，銳彎處則凹岸較陡，凸岸較坦，在比降劃一之河段，兩岸坡度之和輒爲不變。

51. 治導之順序 治導工程之進行應先自下游開始，逐漸向上游推進，庶使挾沙情形之變化，僅出現於已治之河段，丁壩之間得以迅速淤積。建築物之效力須使泥沙之移動無激烈之變化；而天然形態之突然變更，是爲最忌者。下游已治之河段，其截面形態應與正在施工之河段截面有適當之連接，否則下游發生危害矣。

### 第 3 節 河線規劃

52. 治河設計 河工設計首重適應環境。對於計劃河道應有充分之認識。歐洲各大川之治理具有悠久之歷史，其治導方策，雖大同小異，然皆各有其特點，設計之時應廣爲參證，酌予變更，治河設計之綱要，大致可分爲河線規劃，截面設計。縮狹河身，整飭歧流，裁灣取直等要端，茲分節詳述之。

53. 河線 治河之初首應規劃河線，所謂河線者，無論其為中水或低水治理，包括河軸線及兩旁河岸線。河水面與河岸相交之線曰水抹線，相當於中水位者曰中水抹線，相當於低水位者曰低水抹線，水抹線或曰水邊線輒與河岸線平行，法格關於河線之定律。謂欲達到一最大之深度，必須將中水或低水河軸加以規範。河軸曲度半徑之變化為正弦曲線形態，河彎頂點處半徑不可太小。連續之河線曲線有如波浪，計劃之波長不可與天然優良河段之波長，相差過鉅。自轉向點至其下游之河彎頂端距離恒較大於至其上游頂端之距離，此為自然現象，不容忽視。

54. 曲度半徑 河軸曲線大都採用螺形，其極坐標方程式為  $r = a^n \sqrt{\sin a}$ ，或採用正弦曲線。為繪製時便利起見亦有以圓弧曲線代之。

如法國龍河計劃(圖31)，圓弧半徑自河彎頂端向轉向點逐漸加長，由轉向點至曲線頂端則漸次減小。曲度半徑之配製頗為繁複，有時採用簡單圓弧曲線。試取一平面圖，先將天然河線略加修正，然後用漸變之圓弧曲線(即複曲線)配製之，務求與天然河線相吻合。曲度半徑有最小最大之限制，半徑過小則形成急彎；半徑太大則

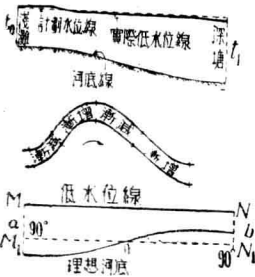


圖 31 法國龍河線曲度

圖 32 超彎曲現象

圖 37

近於直線而河

床不易固定。自河流平面圖中，量得各優良河段之曲度半徑，訂一最大最小之值。如埃爾培河在薩雷河口以上定為最小500米，河口以下定為1000米；龍河河軸最小半徑定為500米，最大5000米，波河最佳半徑為1000米，我國淮河中游治導計

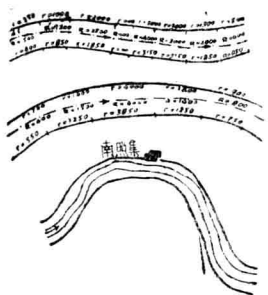


圖 33 淮河中游南照集之淺段

劃(由著者設計)定為最小 500 米,最大 6000 米(圖 33)。兩連續河彎頂端位於河岸之一方,殊不多見,淺灘最易形成,治理頗難着手,此曰超彎曲現象(圖 32)。

55. 過渡段或轉向段 轉向段不宜太短或過長,在數學上曲線之轉向處為一點,在河流中則成一直線段。天然河道轉向段之地位可先於平面圖中量得之,計算其距離,並參照整齊河段,以訂立二轉向點之距離(即波長)之限度。轉向點之距離通常以水面寬度之倍數表示之,愈至下游水面愈寬,其距離亦加長。河彎平緩者波長宜較大,以免趨於平直之現象。天然河流之轉向點距離應先予校正,太長者輒為形成淺灘之原因。龍河之轉向點恒在淺灘最高點上游 80 米。河彎曲線頂端亦在深塘最深處上游 80 米,此均為自然之特殊現象,應事先於平面圖中探求之。轉向段之長度,通常在四五百米左右,如龍河里昂段定為 300—400 米。亦有因實際環境之限制不用轉向段而成為一點者。

56. 河岸線與河軸線之關係 在河彎段河軸偏向於凹岸,河軸至凹岸之距離,視天然情形而定,約為水面寬之四分之一至三分之一;在淺灘段河軸適居於中央。河岸線之規劃,同時應參照標準水面寬度;而水面寬則從截面計劃中決定之。河岸線之曲度與河軸線有相同之變化。賴恩河之低水河軸在轉向點與中水河軸相交,在河彎頂端時,低水河軸距離中水河床之凹岸為計劃低水面寬之半。

#### 第 4 節 截面設計

57. 模範河段 天然河流寬窄不一,截面之大小至不規律。然迹而求之,必可得一較為整飭之河段,其寬深足以通航,其挾沙不致淤積,其河床不受沖刷,因名之曰模範河段,以其截面作為計劃之標準。自模範河段中求得中水時或低水時河流各因素之平均值,如平均截面積  $F$ , 平均水面寬  $B$ , 平均比降  $S$ , 平均流速  $V$ , 平均潤周  $P$ , 以及平均水力半徑  $R = F/P$  等 (在闊寬之河道中, 可令  $R = F/B$ ), 又平均流速系數  $C = V/\sqrt{RS}$ , 以及平均河床粗糙係數

等亦可計算而得。

58. 截面計算 橫截面之形態可分為梯形及拋物線兩種，拋物線形與天然情況相近，採用較多，通常如附圖 34 所示。梯形狀態，其水深與寬度之關係，較為簡單，無需贅述。

中水河流截面大都用拋物線形，令  $b =$  中水位水面寬度， $T$  為最大水深， $t$  為平均水深，

兩岸之切線與水面之交角  $= \gamma$ ， $\cot \gamma = m$  表示河岸坡度，自幾何關係得

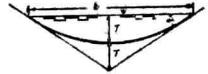


圖34 拋物線形截面

$$m = \frac{b}{2} / 2T, \text{ 及 } t = \frac{2}{3} T, F = bt$$

故 
$$\cot \gamma = \frac{b/2}{2T} = \frac{b}{6t} = m$$

設計截面時應先知流量  $Q$ ，比降  $S$ ，及  $m$  之值，以及流速係數  $C$  或粗糙係數之值，由上列諸式演變之得

$$F = Q/V = Q/C\sqrt{tS} = b \cdot t$$

又因 
$$b = 6mt, \text{ 及 } Q/C\sqrt{tS} = 6mt^2$$

故 
$$t = \sqrt[5]{\left(\frac{Q}{mC}\right)^2 \frac{1}{36S}} \tag{15}$$

如  $C$  值為未知，先假定一數代入上式，求得平均水深  $t$ ，復代入庫志或巴臧公式，以求正確之  $C$  值，復再計算  $b = 6mt$ ，及  $F = bt$ ， $T = \frac{3}{2}t$  諸關係。設  $C$  值不能決定，則可採用赫爾曼愛克公式，設平均水深  $t$  大於 1.5 米而小於 6 米，則  $C = 34\sqrt[4]{t}$ ，

又 
$$t = \left(\frac{Q}{204 m \sqrt[4]{S}}\right)^{4/11} \tag{16}$$

用上式計算比較簡單，並可求得該河之可能達到之水深。又設已知粗糙係數  $n$  之值，可代入福赫哈麥氏公式，

因 
$$V = \frac{1}{n} t^{0.7} S^{0.5} \text{ 又 } V = Q/F = Q/bt$$

故 
$$\frac{1}{n} t^{0.7} S^{0.5} = \frac{Q}{bt}$$
  

$$t^{1.7} = nQ/bS^{0.5} \tag{17}$$

截面設計有一重要原則，即治理後之水面比降，應與未治理前之比降相同或僅微有差別，故計劃之水深及截面應配合天然比降，否則破壞均勢而變更天然形態矣。上列諸式，均可以天然之中水水面比降代入  $S$ ；而以  $b$  與  $t$  之關係配合之。在河彎處，河軸偏向凹岸，截面成爲不對稱之拋物線形，法國龍河<sup>(8)</sup>治理有一簡便之繪製法，無論其爲對稱形或不對稱形。令  $b = LL' =$  治理標準水位之水面寬(中

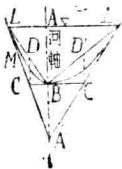


圖35

水位或低水位)， $AA' =$  計劃河軸， $AB =$  理想河床深度， $AB$  自縱截面及平面圖中求得之；令  $BA' = BA$ ，繪  $LA'$ ， $LB$ ， $L'B'$  及  $L'A'$ ，自  $B$  點繪  $CC'$  平行於  $LL'$ ，自  $C$ ， $C'$  二點繪  $C'D'$  及  $CD$  皆平行於  $AB$ 。 $M$ ， $M'$  二點爲  $CD$  及  $C'D'$  之中點即爲拋物線通過之點，以  $LA'$  及  $A'L'$  爲拋物線之切線，乃得  $LMB$   $M'L'$  之拋物線。 $LA'$  及  $L'A'$  之斜度即相當於式(15)

之  $m$ 。設令中水低水共流於一梯形槽內，而洪水則流於兩堤所夾之寬槽中，乃成爲複式截面，圖 36 中水及低水之截面設計同上，設洪水流量爲已知，比降及洪水位高度亦已知，將全截面劃分爲五部，中部爲  $Q_1$ ，兩旁爲  $Q_2$  及  $Q_3$ ，總流量爲  $Q_T$ 。先計算  $Q_1$  及  $Q_3$  之數值，其剩餘之流量即爲  $Q_2$ ，分配於兩旁灘地，乃

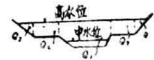


圖36 複式截面

可計算堤距。設洪水高度不知，則用試算法。若洪水河槽與中低水河槽之界限不甚顯明，未便分別計算，可用平均水深及平均粗糙係數計算之。以上各截面計算，皆假定河流，毫無挾沙，若河床及河岸爲易受冲刷之泥土，或易於變動者，則應計及押轉力之作用（第一章第 4 節），臨界押轉力之強弱，仍自模範河段中尋求之，取其平均值。截面設計與上述者完全相同，但需以計算結果，再覆核其押轉力，其數值不可大於標準限度，庶能保持其平衡狀態。昔時常以平均截面流速，推測河床之冲刷情形。如波河截面在下游河段，河底平均流速爲 0.40 米/秒，相當於平均截面流速 0.7 米/秒。以押轉力與河床物質之關係推算之，較爲正確。一般卵石可以抵抗 2-5 仟克



/米<sup>2</sup>之捫轉力，沙可以抵抗 0.2—1.0 仟克/米<sup>2</sup>，草皮地為 2—3 仟克/米<sup>2</sup>。如能先知河床之臨界捫轉力，則設計結果，較為可靠。設再假定捫轉力及比降二值，在計劃截面與原截面相同，亦可求得截面平衡之關係。捫轉力應與河床阻力相平衡，乃可達到河床固定之目的。根據普通水力學公式以計算截面，因自然現象之複雜，殊不能得準確之結果；然至少可以知其作用情形。法國龍河低水治理，採用下述之理論：用舍齊公式  $Q = Fc\sqrt{Fs/p}$ ，及水流捫轉力  $T = 1000ts$  之關係。設假定流量不變，則  $T$  與  $F^3/p^2t$  成反比。 $F$  = 截面積， $c$  = 流速係數， $s$  = 水面比降， $p$  = 潤周。 $t$  = 平均水深，設截面形態係數  $\gamma = F/p^2t$ ，又集中性質係數為  $\gamma^3p^2t^2$ ， $T$  與  $\gamma^3p^2t^2$  成反比。欲使低水時之淺槽與深槽之平衡狀態不變，則此集中性質係數亦應為不變。在淺槽段，欲使其加深必減小其寬度，在深槽段欲使其寬度加大，必須減小其深度。至於集中性質係數，在改變截面時勢必略有變更。如在改良不規則之截面，略增集中性質係數，則有利於深槽。改正之際，應使低水位水面不可減低太多，藉使平均流速增加甚少。平均比降之改正，不可與原有情況相差過鉅。若減少淺槽之比降，則在深槽應有相當之增加，因之水深減小，而期得相互之平衡。

59. 縱截面之設計 設計低水截面時，應用式(15)及式(16)，似嫌粗簡，橫截面與縱截面有密切之關係，需要比較精確之計算。茲以法國龍河之實例，略述於下。先繪治理河段之縱截面，其長度比例為 1/5000—1/1000，高度比例為 1/100，繪製水文地形各線，如 1. 最近低水位線，2. 計算低水位線(在丁壩完成後)，3. 丁壩之地位，4. 註明該段之曲度，5. 理論河底線及實際河底線(沿河軸)，如附圖 37 (見 P. 32)。MN 為低水面，N 端為淺灘，M 端為深塘， $b$  為淺灘之水深， $a$  為深塘之水深，繪  $M_1N_1$  平行於 MN， $M_1M = N_1N = (a+b)/2$ ， $O$  為  $M_1N_1$  之中點，將  $OM_1$  及  $ON_1$  各分為 9 等分，繪成正弦曲線 ( $y = k\sin x$ )  $k = (a-b)/2$ ，此即為理想河床線。已知實際低水線及理想河床線，乃可計算計畫低水位線，

有二法：〔第一法〕先繪一縱截面圖，包括實際低水線及理想河床線，在淺灘與深塘之間，劃分為若干等分，設每等分為 100 米，在每一點量得水深  $t$ ，用後述之法計算水面比降，以水面比降  $s$  乘該段之距離，而得水位差，連接之乃得一計算低水位線，此線不可與實際低水線相差太遠，否則應修改理想河床線，再重行計算低水位線。 $s$  太大則減小  $t$ ， $s$  太小則增加  $t$ ，此為嘗試法，費時頗多，水面比降之計算，為便利起見，設理想河床截面為拋物線形，拋物線之弦長等於河寬，切線交點為河軸之位置，令流量 =  $Q$ ，低水面寬 =  $b$ ， $t$  = 平均水深， $F$  = 截面積， $T$  = 最大水深。平均流速 =  $V$ ， $s$  = 比降，應用舍齊公式得  $ts = v^2/c^2$  又因  $F = \frac{2}{3}bT$ ， $1/c^2$  為常數，故可得

$$s = \frac{27}{8} \frac{1}{c^2} \frac{Q^2}{b^2 T^3} \quad (18)$$

〔第二法〕根據下列之原理，直接計算水位差：設深槽水深為  $t_1$ ，淺灘水深  $t_0$ ， $t_1$  與  $t_0$  之間河水深度變化循正弦曲線之形態，又設平均水面比降，相當於平均水深  $t_m$  時之比降， $t_m$ ， $t_0$ ，及  $t_1$  之關係，應用數學關係由下列之式表之：

$$\frac{1}{t_m^3} = \frac{3}{8} \frac{1}{t_0^{5/2} t_1^{1/2}} + \frac{2}{8} \frac{1}{t_0^{3/2} t_1^{3/2}} + \frac{3}{8} \frac{1}{t_0^{1/2} t_1^{5/2}} \quad (19)$$

$t_0$  及  $t_1$  為假定數，代入上式得  $t_m$ ，再求相當之平均比降及水位差。若結果與事實相差太遠，則重行假定  $t_0$  及  $t_1$ ，務使計劃段之起點與終點與實際情形相近。

60. 水面寬 在某一河段以內，通常採用劃一之水面寬度，設無其他支流之加入，該段流量不變，則河寬不必加以變更。水面寬度亦有主張於河彎處放寬，而於過渡段縮狹者，各地經驗不同，二種主張互有優劣。如荷蘭賴恩河下游<sup>(2)</sup>瓦爾河曾於河彎處採用河寬 360 米，平直段用 310 米，結果不佳，平直段雖然冲刷較深，而全段並未達到預期之深度，後乃改為劃一之河寬 260 米，成效大著，水深一律增加。水面寬度與水深及流量有密切之關係，水深增加則水面寬應縮小，流量增加則水面寬應放大。設水深不變則水面寬應自

上游向下游逐漸增加；而最小河面寬，則根據兩方向航行船隻之需要寬度決定之，亦即所謂航槽寬度。天然河流除少數狹谷外，均可達到需要之河寬。近代內河航運，二千噸以上之貨船航槽最小寬度為30米，計入兩旁岸坡，最小水面寬應為45~50米，如為通航千噸貨船，則35~40米水面寬即可。如德國俄得河上游治理段最小河寬為34米。梯形截面，河底寬即為航槽寬度，如德國未塞爾河定為30米。在拋物線形截面，計劃水深之需要寬度即為航槽寬度，如附圖38，令 $t_r$ 為航行需要水深， $b_r$  = 航行需要寬度。設水深之增加不大，則河面之縮狹甚微，而航槽寬度自亦無大問題。低水治理之實施，應採取漸近之步驟，河槽不可突然縮狹過大，致發生不可預期之影響，應使水深逐漸增加，丁壩漸漸向外伸長，水面寬漸漸減小。

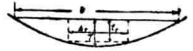


圖 38 航槽示意

61. 水深 航行需要水深為治理計劃之先決條件，如欲水深增加，則河寬必需縮狹較多。近代貨船皆為狹長之形態，載重大而吃水淺。根據歐洲之習慣，1000噸之貨船，吃水約為1.6至2.2米，600噸之貨船約為1.2—1.6米，300噸之貨船，吃水0.8~1.2米，1500噸吃水約2.5米，2000噸吃水2.8米（內河貨船之大小及載重請參閱渠工編第二章）。100~200噸之船隻吃水僅需0.8米。航行需要水深之決定，視當時通行之最大船隻而異。我國各河現均通行木船，吃水深而載重小，載重30~50噸之小木船，吃水幾達1米，將來有改良之必要，故未足以為設計之標準。爰將國外之情形略述如後。截面之計劃水深可將船隻需要水深增加約0.5米。在中水治理時，其截面之設計，均以中水時之流量及比降為準，而最小水深，仍由枯水位量至河底。國外各重要河川之計劃河寬，與水深之關係，分述如下：(1)賴恩河 十九世紀中葉規定在斯特拉斯堡以上，水深最小1.5米，以下為2.0至2.5米，科隆以下3.0米，直達河口。其後於1907~1924年施行低水治理，在斯特拉斯堡之上下游均為水深2.0米，計劃截面水深為2.7~2.9米，河寬由120米漸增至180米，比降0.00105至0.00029，低水流量在斯特拉斯堡為每秒

550 立方米。航槽水深定為 2.0 米，槽寬 75~92 米。(2) 瓦爾河 為 賴恩河 尾閘之一，在 荷蘭 境，曾治理三次，均為中水治理，最小水深 3.0 米。最初用河寬 300~400 米，第二次改為 310~360 米，最後改為 260~350 米，始能達到預期之水深。(3) 挨爾培河<sup>(8)</sup> 1911 年之計劃，在 薩雷 河口以上(河口在中游)低水水深為 1.1 米，以下為 1.25 米，1931 年之計劃，自 薩雷 河口以下，水深為 1.25~1.8 米，直達潮汐影響區域。復以水庫接濟，枯水深可以增至 1.7~2.1 米，並可到 2.2 米，足夠 1000 噸船之通航。在 薩雷 河口之低水流量為 100 秒立方米。水面寬在中水能較之 1911 年計劃縮狹 10~65 米，故中水水面寬為 100~215 米。自河口上溯治理河段共為 460 仟米。(4) 俄得河<sup>(15)</sup> 自 布累斯勞<sup>(F5)</sup> 以下實行低水治理，水深由 1.40 米增至 1.70 米，低水面寬由 60~100 米，在 布累斯勞 需要 90 秒立方米之流量方足以維持 1.40 米之最小水深故需要水庫之接濟。該河比降為  $1/5200 \sim 1/3300$ 。(5) 龍河 龍河 自 索恩 河口以下，最小計劃水深為 2.0 米，採用低水治理。以下共有三支河流入，順次為 伊薩河<sup>(3T)</sup>，阿得什河<sup>(50)</sup> 及 丟隆斯河<sup>(7)</sup>，各支河入口處之低水流量為 200, 400, 440 及 500 秒立方米，水面寬由 130 米漸增至 250 米。

62. 流量及水位 設計截面時應先採用某一時期之流量，在中水治理計劃中，輒用數年之平均流量，及平均水位，作為設計之標準。在低水治理中，須力求正確，標準低水流量不可採用連續數年之最低流量，蓋此種機會出現較少，將來建築工費頗鉅，應自已往之紀載中，採用連續數年數日以上之平均低水量，或採用某一年度之低水流量及水位，一般以採用後者為多 是名曰每年標準低水位及低水量。如 賴恩河 斯特拉斯堡附近河段，採用每年四十七日之低水流量及其相當之水位，在斯城為 550 秒立方米。又如 挨爾培河 之 1911 年治理計劃，採用 1904 之最低水位，1931 年之計劃，採用 1929 年之最低水位，各名曰治理水位 1904 及治理水位 1929，以示區別。

## 第5節 縮狹河身

63. 建築物 橫截面既經決定，天然河岸若距離中水或中水抹線過遠，則應建築縮狹工事。主要工事為順壩及丁壩，輔佐工事為格壩與潛壩。更有所謂透水壩或攔沙壩，為臨時或輔佐工事。丁壩與水流方向成正交或斜交，順壩則與水流方向平行，其構造及材料，將於河工建築物章中詳論之。

64. 順壩 順壩之方向與河流平行，循治導水抹線建築，與普通堤防相似。直接建立於原河床之上，在整理之初期，順壩之兩旁皆水，上游壩根深埋於岸內，以期堅實；而下游則留一缺口。順壩縮狹河身致使水流加速，捫轉力加大，河床因以冲刷而下降。河底之冲刷須不妨礙壩脚，故壩脚之基礎應特加注意保護，順壩與舊有河岸之間，淤沙逐漸沉積，為增進淤積之效能起見，順壩壩頂在初建時，僅較中水位略高，在中水位以上之水流，淹沒壩頂，因之淤積較速。過一相當時期，再將壩頂略為增高。順壩頂高通常均與中水位相近。順壩與河岸之間，適成一狹長之水道，致常生一分溜，故順壩過長者，須做格壩，與順壩成斜交或正交，連接河岸，以免發生水溜而沖本已經淤積之泥沙。順壩後之舊河岸，往往須加保護，以抵禦此種分溜。格壩亦可增進淤積之效能。若以後挖之泥沙傾填於河岸與順壩格壩之間，更可以使其速成結實之河岸。順壩之截面，如以法國龍河為例，頂寬2米，兩旁坡度1:2，或將外坡改為平坦，如1:3。在河彎之凹岸壩頂高出低水位1.5-2.0米，在轉向段則與低水位相平，或高出0.50米。各河流之習慣不同，另詳第六章河工建築物。

65. 丁壩 丁壩與水流成正交或斜交，壩根固結於舊河岸，壩頭中止於計劃水抹線。丁壩之方向有三種(圖39)：一，與水流成正交：

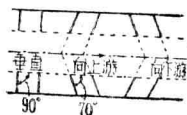


圖39 丁壩之位置

二，向上游斜交；三，向下游斜交。其沉積之效率亦各有不同，根據經驗，向上游斜交者，成效最著；向下游斜交者，功效最緩。且以越

壩水流，傾向河岸，故須增加護岸工事。在潮汐所及之區域，因水流方向常有變更，則宜採用正交丁壩。通常河流，均採用向上游斜交，與河岸或河軸成  $70^\circ \sim 80^\circ$ 。在河彎處一般採用圖 40 之繪製法，令  $r =$  輔佐半徑， $r = R \cdot \cos \alpha$ ， $R$  為河軸之曲度半徑， $\alpha =$  丁壩與河軸所交之角度。丁壩壩頭底脚，因有垂直漩溜之發生，常沖刷為一深塘，此種現象，向上游斜交之丁壩作用最烈，故壩前應特加保護以適應此種環境。預防之法或將壩頭建築堅固，不致因深塘而有危害；或令在河底沖刷以後，壩頭隨之陷落，固着河底。在壩間空隙淤填以後，壩頭深塘亦漸漸淤填可保無虞。在兩壩之間，水流成一圓環狀之路線（圖 41），泥沙因

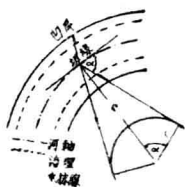


圖 40

以沉積。壩根應伸入舊河岸數米，以資堅固。丁壩工事之最初目的，在於囊積泥沙，並縮狹河面，泥沙之淤積愈速愈佳，淤積既多則漸成新岸，而縮狹河身之效能，乃更顯著，淤積之遲緩與丁壩之位置及高度，壩頭形狀，壩之間距等，均有關係；其他如河川之流量，比降及挾沙等則為天然之影響。丁壩之頂約高出或等於治理標準水位（中水位或低水位），在中水位以上時期，壩頂淹沒者曰淹沒丁壩，壩頂傾向河岸，反之為不淹丁壩，壩頂輒為水平。設僅壩頭常淹沒於低水位之下，而壩身表面及壩根仍在低水位以上，曰浸沒丁壩。若壩頂完全在低水位以下，曰潛丁壩，壩頂不可高出河岸，否則阻礙洪水。淹沒丁壩下游旁坡之下脚，必須建護床，以防漫溢水流之沖擊。不淹丁壩對於淤積之效率最佳，然壩頭附近之沖刷作用最烈。上述各種丁壩之採用，視河流情形而定。中水治理大率用淹沒及不淹丁壩，壩頂為水平或成傾斜，壩頂高出中水位半米或齊平，兩旁坡為 1:1 或 1:2，下游坡度往往較坦，有採用 1:3 者，各河流之習慣不同。不淹及水平丁壩對於縮狹之效用較大。低水治理大率用浸沒丁壩，壩頭輒與低水位相平。壩面坡度，如在龍河，轉向段為 1%，在河彎凹



圖 41 丁壩

間之水流 效能，乃更顯著，淤積之遲緩與丁壩之位置及高度，壩頭形狀，壩之間距等，均有關係；其他如河川之流量，比降及挾沙等則為天然之影響。丁壩之頂約高出或等於治理標準水位（中水位或低水位），在中水位以上時期，壩頂淹沒者曰淹沒丁壩，壩頂傾向河岸，反之為不淹丁壩，壩頂輒為水平。設僅壩頭常淹沒於低水位之下，而壩身表面及壩根仍在低水位以上，曰浸沒丁壩。若壩頂完全在低水位以下，曰潛丁壩，壩頂不可高出河岸，否則阻礙洪水。淹沒丁壩下游旁坡之下脚，必須建護床，以防漫溢水流之沖擊。不淹丁壩對於淤積之效率最佳，然壩頭附近之沖刷作用最烈。上述各種丁壩之採用，視河流情形而定。中水治理大率用淹沒及不淹丁壩，壩頂為水平或成傾斜，壩頂高出中水位半米或齊平，兩旁坡為 1:1 或 1:2，下游坡度往往較坦，有採用 1:3 者，各河流之習慣不同。不淹及水平丁壩對於縮狹之效用較大。低水治理大率用浸沒丁壩，壩頭輒與低水位相平。壩面坡度，如在龍河，轉向段為 1%，在河彎凹

岸為 1.5%，若丁壩甚長則用平坡。壩頭坡度在龍河之凹岸為 15.2%，凸岸為 6%，為簡單起見，亦可完全用 15%，中間河段之坡度變化，一律依照正弦曲線之形態。關於丁壩之間距，殊無可靠之規律，須視察河流之性質而定，總以急溜不致流入壩格，而緩流可以流進以停卸挾沙為目的。<sup>(53)</sup>陶伯特氏主張在平直河段丁壩與河岸應成菱形，即丁壩之間距等於丁壩之長度，在凹岸較密，而在凸岸較疏。丁壩之位置宜兩岸相對稱，其延長線相交於河軸如圖 42，否則流向差錯，不便航行。德國俄得河丁壩間距為  $l$ ， $B$  = 建壩處之舊河面寬， $b$  = 計劃水面寬，則  $l = B - b$ 。<sup>(9)</sup>方修斯主張壩距為壩長之一倍半或二倍半。文克爾謂流入丁壩間格之水流方向約與主流成  $6^\circ$  之交角，入壩格之水流應沖至第二丁壩之中點，其效最佳，若近於水抹線，則淤積遲緩。設  $a$  為壩之間距  $l =$  第二丁壩之長度，是以最大之有效間距  $a = 0.5l \cdot \cot 6^\circ$ ，即  $a = 4.5l$ 。若丁壩甚短，如間距等於計劃水面寬，似嫌過大，故應縮小。在河彎凹岸處，間距宜縮小。丁壩過長則淤積效率不佳，故可先做短丁壩，漸漸伸長。丁壩之佈置，輒成羣或為一組，設治理工事由下游向上游，而每一丁壩羣，仍以自上向下建築為佳，上游第一丁壩受沖擊最烈，宜與上游之護岸或順壩相連接，以求鞏固。第一丁壩足為下游諸丁壩之屏障。

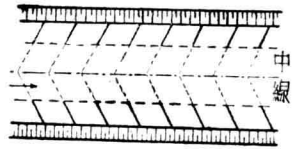


圖42 平直河段丁壩位置

66. 丁壩之比較 丁壩各有利弊，分述於下：(甲)丁壩之優點 1. 河岸線易於變更，可以伸長或縮短；2. 工費及修理費較廉；3. 淤積較速。(乙)丁壩之劣點 1. 兩壩之間，河床無規律；2. 水流經壩端，驟被束狹，復忽然擴張，使水流蕩漾不安，對於航行，頗為不便，在河彎溜急之處其害尤烈；3. 在山流不宜採用；4. 非在壩間全部漲沙之後，治河功效，不能全部實現，刷深功效，不及順壩之速。順壩之優劣點與丁壩相反，無庸再述。基於上述之優劣點，一般計劃均混合採用之。舊河岸距新河岸小於 10~15 米者，多用順

壩；河彎之凹岸多建順壩，在凸岸則多用丁壩。

67. 格壩 當洪水泛濫之時，順壩與堤岸之間，有被冲刷之虞，因之危及堤脚，乃建格壩以防之。格壩橫亘於順壩堤岸之間，與丁壩之方向相同，其截面亦與丁壩相同。歸納之其效用有三：1. 使水流反射入主要河床；2. 固堤脚；3. 加速泥沙之沉積。格壩之間距約為計劃水面寬之 2 倍至 5 倍。龍河用 150~200 米。格壩頂高度有二式，其一為壩頂與中水位相平，水位增漲任其漫溢；其二為壩頂甚高，與高水相平。第一種之壩脚須加保護以防冲刷，泥沙淤積之功效以高格壩為佳，含沙水量分別停滯於各壩之間，而於低格壩則僅上游之數格壩有較多之淤積。為增進淤積之效能起見，可於每一

壩格，在順壩上開一缺口，則每一壩格皆可得同一之淤積機會，缺口之寬度約為計劃河底寬之  $\frac{1}{5}$ ，是曰勾形丁壩(圖43)，<sup>(61)</sup>德國謨爾河嘗用之，頗有成效。格壩之間為防止已經沉

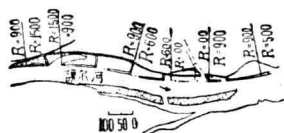


圖43 勾形丁壩

積之泥沙被冲刷起見，往往加設排柳或編柳，使浮懸土質易於沉澱。具有山流性質之河川，最宜用高格壩。格壩起自順壩之頂，傾斜向上，以達堤岸，傾斜坡度照龍河之規定，在河彎凸岸相當於丁壩之  $\frac{2}{3}$ ，在凹岸為  $\frac{1}{3}$ ；在轉向段為  $\frac{1}{3}$ ，中間部分各格壩之縱向坡度用正弦曲線之關係比例求得之。

68. 潛壩 潛壩始用於德國謨爾河，埃爾培河及龍河亦用之，其功用在使河床整齊有規律。河彎急流之處輒有深潭，必須建潛壩，方可使其逐漸淤填，而令河床平整。優良之河段，其橫截面在河彎處成三角形，在轉向段為梯形；在惡劣河段往往為不規則之形態，故必用潛壩範圍之，使合於正常之情形。潛壩頂高恒較低於標準截面之河底，壩之間距不宜過大，庶可速淤。<sup>(62)</sup>德國未塞爾河潛壩之距離為低水面寬五分之一，壩之最高點低於標準橫截面河底約 0.3 米，伸入河心之斜度為 1:40。埃爾培河德累斯頓段，其壩距為 38-50 米。若同時有疏浚工事，可以挖出泥土，填塞潛壩之間，則



河底淤積更速。潛壩設置之初，或使河床及水流驟變，壩下有跌塘，低水時尤甚；但在淤填以後，復回正常情形。據龍河之經驗，潛壩之置於河彎頂端者，其位置較低；其壩面坡度，在凹岸者較之在凸岸者為大。於正常情形中，壩面傾向河軸交點。理想河底在河軸上到壩面之距離，在彎曲段為最大，在轉向段為最小，彎曲段為 1.5 米，轉向段為 0.8 米。潛壩壩面之深度，應於發生效果以後不礙及航行。龍河潛壩壩面坡度，在河彎凸岸為 2.5% 至 3%，凹岸為 4% 至 5%；在轉向段為 1% 至 1.5%。潛壩壩面至拋物線計劃截面之最小距離為 0.5—1.0 米。凹岸之壩面坡度不可大於 5%，並須避免壩端之冲刷而形成較大之坡度。潛壩壩面在河軸交點之深度，以及壩面坡度，仍用正弦曲線定律圖解之，先決定深塘與淺槽二點之數值，中間各點均自圖中求得。如圖 44，示潛壩面坡之解法，先於縱截面上繪一水平線，左右端各為深塘及淺灘之位置，橫標示距離，縱標示壩面坡度之

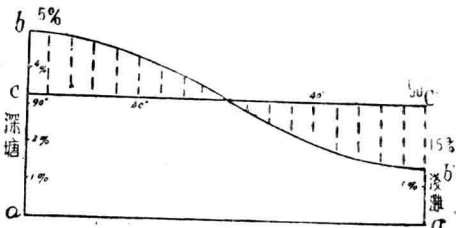


圖 44 潛壩面坡之圖解法



圖 45 丁順潛壩之佈置

值。確定兩極點之面坡，將橫距平分為九等分，相當於  $0^\circ \sim 90^\circ$ ，於橫標上繪定各潛壩之位置，於兩極點縱標繪一正弦曲線，則中間各潛壩面坡均可於曲線上求得（上述各種正弦曲線圖解法均同此）。圖 45 示龍河丁順潛壩之佈置，其潛壩之間距與丁壩相同，即丁壩與潛壩在同一橫截面上。

69. 透水壩 為使近岸河床迅速淤積起見，往往先建透水壩，攔截浮沙，以樹枝堆石為之，經數度洪水以後，河底淤積甚

速，然後除去透水壩，再建永久堅固之順壩，河底既淺，則順壩之建築頗易。透水壩之排列或平行於水流，或與水流斜交，有如丁壩。透水壩在古代歐洲早有應用，在含沙甚多之河流其效最著，山流亦嘗用之。透水壩為臨時或輔佐工事，第五章將詳論之。

## 第 6 節 整飭歧流

70. 歧流之弊 荒廢河流，汊道分歧，溜弱水淺，往往為形成淺灘之原因，致礙航行。分歧之處，水面因壅積而漲高，有如河彎，對於洪水及冰凌之宣洩，發生阻礙。是以堵塞支流，劃一河身為治理河流之初步工作。歧流堵塞以後，幹槽冲刷，水面漸低。上段比降因以加大，原有分歧處之水面乃較低於前，往往使水深不足，反足致害，設計之初，應注意及之。設河床堅固原為岩石，堵塞歧流，不啻縮狹河身，上游將受壅積，水面抬高，主槽之比降將較前增加。

71. 塞支強幹之工事 可分三種，即導壩，橫壩及堵支壩，導壩及橫壩建於支槽口，留一口門使水入支槽；堵支壩則阻斷支槽水流。

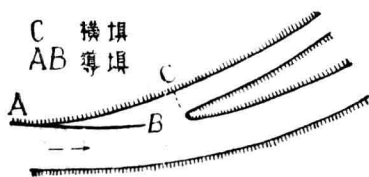


圖46 導壩及橫壩

導壩逼水入幹槽，支流逐漸淤塞，工簡而效宏(圖46)。若於支河口建橫壩，束狹之初，大部水量流入幹河，設支河口土質不堅，壩前底脚易冲刷成深塘，

反使支河截面加大。導壩之弊在於河床推移之沙石，不能入支河，必須在洪水期內，方可有泥沙沉積。如能以開挖之泥土，填塞支河之內，收效更速。堵支壩將支流完全堵塞，在短期間可以完成斷流之目的。堵壩可建立一座或數座，數座堵壩連續排立，囊積泥沙之功效，更為顯著。單座堵壩可置於支槽之起點或終點。堵壩之功效與其高度及位置有關，水流為壩所阻，挾沙沉積，支河槽將日漸淤高。初建之時，壩身宜低，以後漸次增高，庶可使主流逐漸加深。壩頂高

度通常略高或等於中水位，洪水時仍可補助洩洪。龍河之堵壩壩頂高出低水位 1~1.5 米。為加速沉積起見，可建連續堵壩，壩頂較第一堵壩略低，壩距為 300~400 米，高出低水位 0.5~1.0 米，即相當於格壩，其截面亦與格壩相同。

72. 歧流之流量 設主槽與支槽之比降截面及土質均相同(圖 47)，則其水面寬與平均水深亦均相近，令水面寬 =  $b$ ，平均水深 =  $t$ ，則  $b/t = k$  (常數)。又令  $Q_1, Q_2, b_1, b_2, t_1, t_2, F_1, F_2$ ，為兩歧流之流量水面寬平均水深及截面積，比降 =  $s$ ，則流量  $Q = F \cdot V = b \cdot t \cdot c \sqrt{ts} = b^2/k \cdot c \sqrt{b/k \cdot s}$ ，故  $b = c_1 Q^{2/5}$ ，( $c_1 = s \sqrt{k^3/c^2}$ )，若二槽之流量相等，則支槽堵塞後，幹槽之寬度應為  $B$ ，

$$B = c_1 (2Q)^{2/5} = 2^{2/5} \cdot b = 1.32b \approx 4/3 \cdot b \quad (20)$$

是即幹槽之寬度應為支槽之 4/3 倍，反是如幹槽分為兩相等之支槽，則支槽之寬度  $b = 3/4 \cdot B$ 。按之實際，主支兩槽之截面未必相似，兩槽之寬深未必相同，設計之時應視其水量及比降情形，酌量處理之。支槽有時未便堵塞，而須加以整理，如使兩槽分洩同量之水。則治理較易着手，若使甲槽永為幹流而乙槽永為支流，殊為困難，蓋支流力弱，易於淤塞。因事實上之須要，有時令甲槽作為低水流道，乙槽為洪水流道。欲求分歧河槽之持久，與流量分配之適宜，常需浚濬工事。又設兩槽須同時保存，惟甲槽之深度須加大，則可整治分歧河口之河岸，使水量大部流入甲槽，甲槽冲刷力增大，河床因以冲深。或將甲槽直接浚濬，同時縮狹河面，以維持浚濬水深，以免再淤。如不加浚濬，僅有縮狹工事，則反致逼溜入乙槽，乙槽冲深結果相反。

73. 合流 支槽與幹槽合流之處，河床形態輒無規律，因二流相會，發生能之損耗，二流之交角愈大，能之損耗愈多，二流相交之處，淤沙漸增，形成灘嘴，致使支槽加長，上游水面有增高之虞，比降發生變化(圖 48)。可於交匯點建狹長三角形之分水工程，其頂端略高於低水位，向上游傾斜引伸，連接河岸，建築務求堅固。

74. 支流之入口 支流注入幹河，其情形與上述者相似，河床

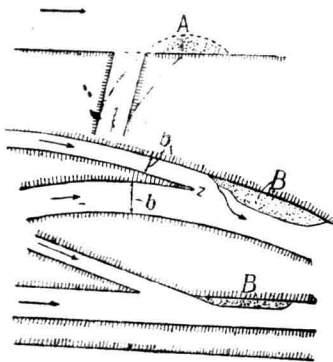
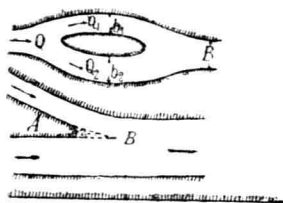


圖47 歧流      圖48 支槽之會合  
圖49 正交      圖50 斜交  
圖51 斜交      圖52 環流

頗不規則，設幹支河之洪水期不同，支河為洪水，而幹河為低水，支河挾沙往往沉積於入口之下游，其時幹流力弱，不足以挾持之。支幹河相交角愈鈍，則淤積愈速，故宜改正之成為銳角(圖49至52)。據沙力士<sup>5)</sup>之經驗，若支河與幹河相交成切線形，其下方淤積頗速，亟宜避免。若支河為低水而幹河為高水，支河口每易發生迴流，幹河流急支河流緩，急流經過緩流，支河左岸之水被挾而下，右岸之水補充左岸，遂成為循環流。幹河之水再侵入支河右岸，流緩沙停，遂成沙灘。必待支河洪水漲發，淤沙方可刷去，否則即須浚挖。

## 第 7 節 裁灣取直

75. 急灣之弊 河流急灣有四弊，1. 不便航行，易於出險，2. 護岸工事之養護費較大，

3. 冰凌易於壅積，4. 水路迂迴，流速遲緩，上下游泥沙易於沉積，5. 壅阻洪水，致釀水災。欲祛除諸弊，非裁灣取直不可。裁灣取直工事對於防洪有極大之功效，密士失必河<sup>(2)</sup>採用之。河灣有如一堵壩，上游水面壅高，裁灣以後比降陡增，則上游水面低降。據該河之經驗，二三年後，全部洪流可以逼入取直之河道，裁灣之後河身縮短，天然河性驟然變更，影響甚大，設計之初，宜慎重考慮。河床土質，

堅鬆不一，故裁灣之影響亦各有不同，分述於下。

76. 堅硬河床對於裁灣之影響 河床土質堅硬者，不易受冲刷，如圖 53。

設河灣長度為  $L$ ，裁灣後新河長度為  $l$ ， $L-l$  為縮減之長度。河灣起點為  $a$ ，終點為  $b$ 。因河灣之影響， $a$  點水面壅高，有如一堰；裁灣之後，即等於將堰

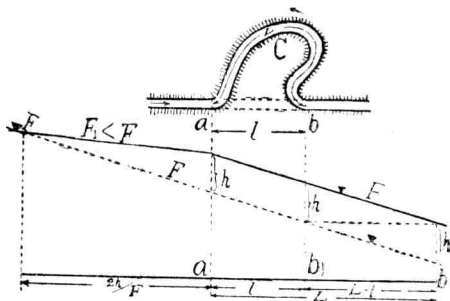


圖 53 裁灣後比降之變化

廢除， $a$  點水面必急降， $b$  點之水位高度不變。未裁灣前， $a$  點上游比降較下游為小，既裁之後，比降劃一。水面下降之起點，約在  $a$  點上游  $2h/s$  之處，如圖 53 所示。以上係假定河床物質不受推移，全為堅硬之岩石。若河床為沙礫，其影響必較大。

77. 輕鬆土質河床之影響 按比降為沉澱沙礫粒徑之函數；而泥沙之粒徑復為其推移之距離之函數。設河流沙礫之大小及其天然性質不變，河床寬度亦不變，則

河流比降亦不致變易。河灣裁直以後，河身長縮短  $L-l = \Delta l$ ，是不啻將下游天然控制點（河口）或人為控制點（固定河床點）向上游移近  $\Delta l$  之距離。亦即將裁灣之上游河段移近控制點  $\Delta l$  之長度。因沙礫推移路程之縮短，裁灣

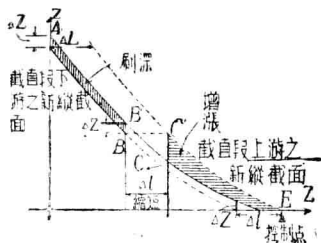


圖 54 比降變化

段下游轉輸之沙礫必較前粗大，而形成比昔時較大之河床比降。最後結果，在控制點之比降，將相等於往昔上游相距  $\Delta l$  處之比降。此項比降變化，可以圖解之（圖 54）。令  $ABCDE$  為未裁灣前之河床比降線，裁灣後  $C'E$  新河床比降線，相當於舊床之  $BD$  段， $DE$  之高

差為  $\Delta Z$ ，將  $BD$  線垂直下移  $\Delta Z$  之距離，得  $B'D'$  線，將  $B'D'$  線水平向右移過  $\Delta l$  得  $C'E$  線，是為裁灣以下河床比降新線，與舊河床之  $BD$  相同。同理，裁灣之影響既為將上游河段移近下游，則將  $AB$  垂直下降  $\Delta Z$ ，即得  $A'B'$  線，是即為裁灣以上新河床。 $(C'E' = B'D' = BD')$  此為旭克列許之理論，證之於已治之河流，頗相符合。如 1852 年雷赫河某段之裁灣，估計其河床降落為 6 米，1884 年觀測為 5.2 米。其他如賴恩，謨爾諾河，亦多相符。當河彎裁直之初，河道之均衡比降，驟然變更；直河之比降甚大，河床遭受激烈之冲刷，俟新的均衡比降成立以後，冲刷乃告中止。冲刷之泥沙勢必淤積於下游，若下游河寬比降本小，則淤積更甚，非用人工浚濬不可。

78. 裁灣之考慮 裁灣取直之最大影響，厥為水面之降落，上游冲刷，下游淤積，設計之初務宜考慮，上游水面下降須不礙及通航，並不影響附近農田之排水；下游淤積，不可發生其他危害。據經驗所得，裁灣影響之大小，視原有比降之強弱而有增減，是以愈近河口，其害愈小，若果利少而害多，則不妨改緩急彎，以求安全。

## 第 8 節 水庫供給

79. 水庫供給之原則 低水治理工程實施以後，設因水源缺乏，流量不足，仍未達到需要水深，丁壩縮狹工事其計已窮，勢須開闢水源，以資挹注，故應考慮水庫之供給。治理工事謂之節流，建設水庫是為開源。其原則為於上游支流建造水庫，積蓄洪水時之巨大水量，在枯水季則漸次放出，以補充低水流量，接濟航運。建設水庫有六大要點：1. 蓄水之支流必須在接濟河段之上游，或水庫置於幹流之起源；2. 設該區域之流量及雨量均不大，水庫之流域範圍應極廣闊，如俄得河之俄特抹好水庫佔據該支流流域面積 64%，此種廣大之面積，惟有於較下游丘原地帶之支河尋求之；3. 築水庫於丘原地帶與山嶺區域，其方式略有不同，在山嶺區域恒擇狹谷堅石之處，建高峻之大壩；而在丘原地帶，則用卑低綿長之土壩，水庫面積至為廣闊，蒸發損耗頗多，侵佔農田亦夥。丘原地質多為沖積土

層，壩基須着重防漏。4. 設洪水量甚大，與常水流量相差甚鉅，應於洪水季之前，將水庫容積預留  $\frac{1}{3}$  至  $\frac{1}{2}$ ，以作貯洪之用，而此時用以接濟航運者，效力銳減。若該區多森林，地質疏鬆，洪水流量較有節制，則可無須考慮。5. 水庫距離接濟河段，不宜過遠，否則接濟太慢，沿途損耗頗多。6. 濟運水庫之建築，最好與水力發電，灌溉，都市給水或防洪等事業配合進行，如一水庫兼可有數種用途，則較為經濟，世界各大濟運水庫，均有數重效用，至少附有水力發電之設備，兼用以灌溉給水者更數見不鮮。關於水庫之設計及建築另詳閘壩工程編中。以水庫供給低水補充流量，藉增水深，改良航行，各國實施頗多成效。但應注意，均為先有低水治理工事，若在荒廢之河流，初步即謀以水庫供給水量，非工費過大，無舉辦之可能，即水量過多糜費，無補實際，所謂開源而不節流者是也。

80. <sup>(14)</sup>未塞爾河水庫 <sup>(4)</sup>未塞爾河低水治理計劃，在明頓以下，水深僅可達到 1.25 米，同時下游需用灌溉水量，低水時更感不足。欲使水深增至 1.40~1.50 米，非另行接濟不可。乃於支河上建埃得爾水庫，儲蓄冬季過剩水量以補充之，同時調節洪水，以減輕下游災害，並開發水力。水庫之流域面積為 1430 平方千米，平均年流量 503,000,000 立方米，平均流量 13.8 秒立方米，最大流量 900 秒立方米。最小流量 0.1~1.0 秒立方米。水庫容積 200 百萬立方米。自水庫引水，補充未塞爾河低水流量，各段航道之增加水深如表 7。

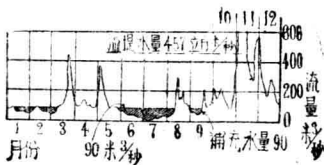
表 7 未塞爾河航道水深之增進

地 名	未建水庫前之水深	建水庫後之水深
蒙頓	0.75 米	1.10 米
明頓	1.25 米	1.41 米
阿勒爾河 <sup>(66)</sup> 河口下	1.50 米	1.55 米

81. 埃爾培河水庫 <sup>(8)</sup>埃爾培河 1929 年之低水治理計劃，自薩雷河口以下，水深為 1.25—1.40 米，建薩雷水庫後，水深增至 1.70 米，建薩雷第二水庫後可增至 2.20 米，二水庫之蓄水量 405 百萬立方米，可用以接濟航運者 340 百萬立方米。埃爾培河之上游，缺乏水庫地點，距離太遠之水庫有達 240 千米者，不適用於濟運之用。曾有

一計劃，尙未見諸實施，即在洪水時期，將過剩之水量於夜間以廉價之電費，用抽水機納入附近之蓄水池或蓄水塔，在低水時再汲入河內，如此則水量接濟較為迅速而有效。於沿岸附近可得若干小水庫，容積共為 300 百萬立方米。

82. 俄得河之水庫 俄得河自布累斯勞以下之低水治理計劃水深為 1.40 米，據 1900~1934 年之統計，平均每年所缺水量為 186,000,000 立方米，六月至十月需要補充最多，約為平均每年總流量之 3%，在最乾年份缺水量達 600 百萬立方米之多。尋常年份



水庫之總容量應為 300~400 百萬立方米。附圖 55 示 1930 年之流量變化，1.40 米之水深，需要 90 秒立方米之流量。共擬建水庫四座，其中容量較大者業已完成。四庫總容積為 315 百萬立方米，其用以濟運者計 240 百萬立方米。

圖55 1930年俄得河布累斯勞下游之流量曲線

在治理河段之上游，俄得河流域面積內之雨量有 35% 為水庫所儲蓄，每年有  $\frac{1}{3}$  之流量受其操縱。四庫皆用土壩，以俄特抹好及土拉瓦二庫為最大，前者之最大容量為 143

百萬立方米，後者為 106 百萬立方米，水庫面積為 2040 百亞爾及 2200 百亞爾。俄特抹好水庫之濟運情形，如附圖 56 所示。在 1935 年六月開放四星期之久，洩水量 25 秒立方米，增加水深 0~3 米。僅有水庫一座之接濟，不能長期連續供給水量，並需於適當時期開放一次，成一波浪，乘此機會，數百船隻順流而下。俄得河流域在夏季常有短期之漲水，因此可以節省庫水，以備有效的利用。二庫皆有水電之裝配。

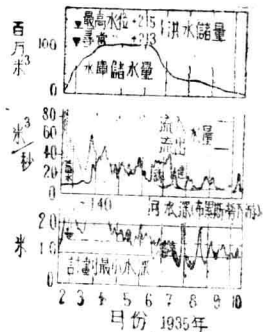


圖56 俄特抹好水庫之蓄水經濟(1935)



## 第 9 節 石 灘

83. 石灘之成因 石灘亦稱急流，天然河流，河床常有突起之部分，該處岩石堅硬，不為水流所侵蝕，遂致橫亘河中，其甚者抬高水位形成跌水，水流湍急不便航行；或成為廣闊之石板，水深不足，阻礙船隻。前者有險灘之稱，後者名曰淺灘。我國西南諸川，盡屬山流，灘險甚多，如金沙江烏江等處均以阻礙過多，不能直接通航。貨物運輸經過灘險時非用盤駁不可。西南各川石灘形成之原因，約有數種：1. 兩岸岩石風化，磊然大塊，崩落河中，水力不能推動，峙立中流，形成礁石。2. 兩岸之岩咀伸入江中，成為石樑，橫阻水流。3. 河床坡度變易，上游河床石板堅硬，未被冲刷，成為石梁或石板灘。4. 兩岸山溝匯入正流，溝中推移之大石礫，堆積河口，縮狹河面，壅阻水流，致成一跌水。烏江之大灘如羊角磧，其水位差達 7 米。設再增以急彎，其險更甚。礁石羅列，水流湍急，下行船隻於石隙中曲折旋迴，操舟不慎，即遭滅頂之禍，上行船隻全恃牽挽，日行不過十餘里。

84. 石灘之炸除 石灘之治理未便應用一般治河方策，巨大石灘之水位差頗大，宜採用局部渠化工事，建築閘壩，以便舟楫。上行無牽挽之費，下行無觸礁之險。若以工費過鉅，則炸除礁石，減少下行之危害，亦屬權宜之法。我國西南水道整理，大都本此原則。若水位差不大，則施行適宜之轟炸工事，亦可化險為夷，成為正常之水道。如多瑙河之鐵門<sup>(69)</sup>灘，埃爾培河之馬格得堡<sup>(70)</sup>灘以及未塞爾河之拉鐵非爾<sup>(71)</sup>灘，現均為平夷水道，與治理河段初無二致（圖 57）。轟炸工事未可冒昧進行，必先研究，切除後之變化及影響而抉擇之。如圖 58 所示，甲圖示未炸灘前之水面情形，A 點以上水面壅高，比降甚小，A—B 段湍急而下，比降大而水深小。乙圖示轟炸以後之情形，上游水面減低，蓋潛堰既除，壅積作用失其效用。是以設計之初，應顧及石灘上游之需要水深，否則一灘既除，新灘復生。石灘轟去之高度，應以不使上游水面低降至最小深度為準。於寬廣之河道

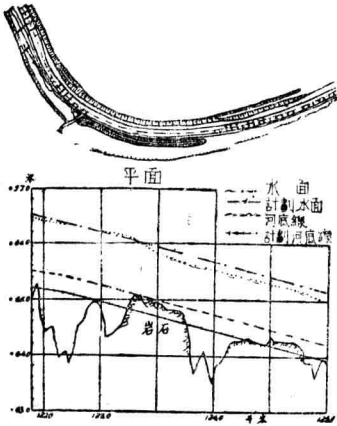


圖57 拉鐵非爾灘

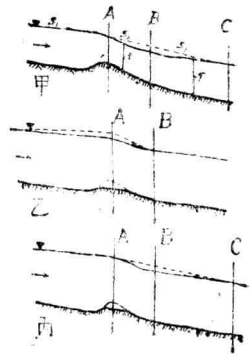


圖 58

中，可以炸除中部之突起，適成一槽道，如是則水深既可增加，壅積作用仍然保存；然流速並未減低，對於上行船隻仍有困難。如丙圖所示。設河道並不寬廣，石灘非全炸不可，應同時束狹 A-C 河段，

藉以維持其固有之壅積作用，使急流伸展於 B-C 段內，比降減小流速低落。B-C 段在石灘之下游，縮狹以後，不可使河床有冲刷作用，或產生另一急流。賴恩河之

(72) 班熱爾灘及多瑙河之鐵門灘等，除轟炸外，並同時建二長順堤，中間成一航道，藉以保持壅積作用，槽道路線成一平易之曲度，以便航行（圖

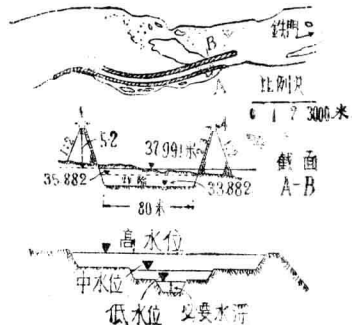


圖59 多瑙河鐵門灘

59)。於必要時上行船隻用簞挽設備。

## 第五章 河口

### 第1節 概論

85. 治理之目的 河口為海陸交通之門戶，河口之治理有二大目的：1. 便利通航；2. 宣洩洪水。當今海運日增，港埠漸趨擴大，吃水巨大之海輪，需能駛入河口，直達港埠，以便轉輸貨物，是以土木工程師所研求者，厥為如何增進河口水深，及其工費之經濟。世界各大河流，均有巨大商埠，位於河口，以司吐納。至於洪水之暢洩，以減少上游之水災，我國古代，早經注意。

86. 河口之性質 河口之性質與上游河流差別甚大。河口情形，因海水與河水交相作用，故至為複雜。海岸之形態，海灘之水深，海水之流向及其能量，風向及風力，波浪之作用，海水面之變化，以及海水之密度，含鹽分量及含沙分量，是皆海洋之情況，足以影響河口者。河水流量之大小及其變化，河水之挾沙，河口以上河水面之比降大小及其變化，是皆河流之情況足以影響河口者。河口與海之分界，殊難明確規定，一般有二要點：1. 以海岸線或海邊水下沙灘作為分界線；2. 以河水流動停止之處作為分界。此二特點為近似的，海岸及沙洲常有變動，河水流動停止點常有 10 仟米左右之變遷。在潮汐強大之河口，全部潮汐影響區域，均須加以注意及改正。

87. 河口之分類 根據兩種觀點分類：1. 以河川之大小及其含沙量為根據，2. 以海潮之強弱為根據。設河川之含沙量頗大，海潮或沿岸海流不能攜挾之，而河口外之海底復為緩平之傾斜，海水頗淺，則泥沙易於沉積，漸成新灘，日漸增高，將河口分為若干輻射狀之歧流，每一歧流之河口，漸漸成新洲，此種扇形分歧之河口及其新成之灘地名曰三角洲。如泥沙之淤積未超出水面以上，是曰潛三角洲。設淤積不多，不能成為三角洲，及扇形之分歧，是曰攔門沙，潛伏海底，橫互河口，形成淺阻，有礙航行。設河流穿過一封閉

之海灣，再行入海，如俄得河及美美爾<sup>(73)</sup>河口，則當入灣之處河口有三角洲形成之可能，而出灣處則分爲歧流，直接入海，並無三角洲之阻礙。此種雙重河口名曰間接河口；反之則曰直接河口，如賴恩尼羅密士失必等河。若河流含沙量甚微，或有強大之海潮及沿岸水流足以冲刷之，不致任其停積，乃成爲單純之河口。水深漸漸向海方增加，水面逐漸放寬，成爲漏斗形。小河口大都有此現象，如未塞爾河，拉爾等河口。上列各種之中，尙有中間型類及混合型類。潮汐之強弱及河水流量與含沙量之大小俱爲河口形態之因素，在平坦之海底，影響尤大。設強大之海潮與強大之河水相遇，亦足以防止三角洲之成立；而弱小海潮與弱小河水流亦可以產生三角洲或攔門沙。河水流量愈大，三角洲造成之機會愈多，反之海潮力大，漏斗形之河口易於生成。強大之河流造成三角洲，而強大之海潮則可以使其某一歧流河口成爲漏斗形態，如賴恩河及印度恒河等。長江尼羅河多瑙河等河口，因海潮力弱，故有三角洲及攔門沙。海潮之強弱在河口治理中具有重要意義，下文區分弱潮河口及強潮河口陳述之。河口之治理，以情形複雜，實施之初，宜作模型試驗，庶可事半功倍。

## 第 2 節 弱潮河口

88. 水流情形 弱潮河口可分二類，一、直接河口；二、間接河口。二種皆有三角洲形成之可能，其差異之點，則爲直接河口往往有一單方向之沿岸海流，可以推移三角洲。口外海水增高，必釀成倒流之現象。在間接河口，如河水流量微小，海水增高倒流入海灣，迄內外水面相等，倒流終止。海水低落，則海灣之蓄水連同河水流量，經外口湧出，成爲強流，其力足以冲刷外口。各河口之海灣之容量，風向，海水及河水位之漲落等，情形各有不同，未便繩以定律。在直接河口，僅於強大海潮時有顯著之倒流現象，爲期甚短；尋常時期，海水位增漲，則河水面逐漸壅高。設將海河水位劃分爲低水位，中水位，高水位三階段，在各種不同之時期發生特殊之水流現象。當

低海水位高河水位之時，有巨大之流量入海；高海水位及低河水位之時有強大之倒流由海入河；當高海水位及中低河水位，或中海水位及低河水位之時，均有倒流現象發生。在洪水時期，河水流量甚大，因之比降及流速亦增，河口之水面輒成爲沉落曲線形，此時河岸及河底遭受沖刷最烈。在低水時期，流速減小，若海水位較高，則成爲壅積曲線形之水面。

89. 攔門沙與三角洲 含沙較多之河川，常有攔門沙，河水之含沙量愈大，海水之含鹽分愈多，攔門沙之形成愈易。濃厚之鹽溶液打擊泥沙使之下沉。地中海水之含鹽較北海爲多，故各河口之攔門沙較大。在間接河口，因水流方向之常有變更，致使內外口均有沙灘之成立。水流出外口與沿岸海流相遇，海流攜挾之泥沙易於沉積口外；海水流入海灣，其攜挾之泥沙，因灣內水流靜止，亦易沉降，造成沙灘。此種口內沙洲之長度及形態常有變動。攔門沙形成之主因，由於洪水挾沙及海流挾沙之沉積。在平坦沙質之海岸，海流力弱，則河流挾沙逐漸淤積，恒將攔門沙擴大爲三角洲；在陸峻之海岸，海流力強，故無三角洲之出現，或洲形平坦微小，出沒無常。三角洲每經洪水，必漸漸擴大，第二次洪水降臨，水面壅高，壓力增大，設其力足以敵沙，則仍循原道流出，逕洩入海，沙洲向外擴展。設其力不足以刷沙，乃另闢途徑，由支流下瀉，是爲分歧之原因。河水質輕，海水質重，二流相遇，河水漫溢於海水之上，流速驟減，挾沙沉降。河水挾持之粗重沙礫，推移於河底。迨河海二水相遇，河水上升，粗大沙礫乃沉降於海底，其輕微者被挾入深海。

90. 攔門沙之整理 攔門沙輒使水深不足，阻礙航行，應去除淺沙，增加水深。河水兩岸恒用導堤束狹，同時輔以浚挖工事。若沙洲距河口甚遠，沿河工事不易建築，則唯有施行浚挖，耗費頗多。建設平行導堤之目的，在產生有力之沖刷水流，藉以保持水深。河口之水流情形頗爲複雜，故恒於河口建立自動記載水位站以觀察之。

91. 直接河口之治理 河口治理，有二目的，一在宣洩洪流，一在改良航道。宣洩洪流須有充分之洪水河床，設攔門沙並不妨礙洪

流之宣洩或阻礙冰凌，則無須去除。設河口洩量不足，應另闢洩洪道。設治理之目的，在於航道之改良，應注重低水時河槽之改善及攔門沙之降低，以增加水深。在下段河口，高岸及長堤均無須注意



圖 60

密士失必河之河口

矣。圖 60 示密士失必河口，該處最高潮幅為 0.4 米，低潮幅為 0.2 米。河床分別為高水中水低水三部，高水河床當高水位時，水流不溢出兩岸堤防。中水河床相當於出現時間最多之水位，水深視通航之船舶而定，約自 8 至 12 米，在上段河口，河床兩岸無須加以範束。下段河口伸入大海，應在相當於上段中水河床之兩岸地位建海堤兩道，

高出高水位，藉以束狹水流，增加冲刷，並增加航行之安全。退潮水流之冲刷力可以冲去攔門沙之一部，而減少浚挖工事。低水河床亦須直達攔門沙，以免在低水時攔門沙繼續增漲。中水河床之範束，在上段河口恒用丁壩或順堤，(其原理與第四章所述者相同)，在下段河口，河面寬廣，用導堤範束之。導堤用沉排及拋石建築。低水河床可用梢料建小順堤範束之，並以格壩連接於中水順堤，以免小堤之後發生水流冲刷。最好於堤後填以浚挖之泥土，以求速成堅固之河岸。在河彎處可僅於凹岸築小順堤。在下游河口，應築堅實之海堤，堤頂超出高水位，直達深海，使海流有足夠之能力，冲去堤端淤沙(海流之冲刷力與水深成正比)。沿岸海流挾帶之泥沙逐漸淤積於海堤之外側，形成淺灘，俟淺灘淤積後，再引伸海堤，以免槽口之淤塞。兩海堤之間距輒相當於中水河床之寬度，但在洪水時不可壅積水位，致危及上游農田村舍。在兩堤之間可用小堆石堤一道或兩道作為低水河床之範束。

92. 河口之選擇 有三角洲或攔門沙之河口，輒歧流紛出，應選一支流加以整理，作為主要河口，選擇之要點如下：(甲)以航運為目的之整理要點：1. 在巨大河川，宜整理最小之通航歧流。蓋因小歧流之流量及含沙量均較小，口門之沙灘較易去除。復因流量之

微小，河流靜止較早，沙灘之位置比較位於上游，故海堤工事可以縮短，無須伸入海中。歧流愈小，工費愈省，而其通航之效益愈大。

2. 設堵塞支流，藉以增加治理河槽之流量，則河槽沙量增多，沙灘因以增大。蓋含沙量為流量之函數，如欲減小沙洲，應使流量之增加較含沙量為大。支流堵塞後，沙量與流量同時增加，以致攔門沙增高，並向海外擴展，三角洲逐漸伸漲，而海堤亦需時常加長矣。

3. 設小歧流甚多，應採其口外海流較強者。4. 設有中等歧流，其出口為峻峭之海岸，則其情形較之小支槽之流出平坦海岸者為佳，蓋後者之沙洲形成較速也。5. 設該處並無沿岸海流，而主要風向正對海岸，則宜另闢新道，避免河口之三角洲及攔門沙，並於河中建一船閘，藉以停貯河流之挾沙。(乙)以防洪為目的之整理要點：主要目的在於暢洩洪水及冰凌，上列各點均可酌加採用。宜選用主流，及峭峻之海岸，或新闢一短直之洩洪道，以求通暢。故歧流皆予堵塞。設不防礙洪水之宣洩，則可加高低水位，藉以增高地下水面而利高地農業。

93. 間接河口之整理 一般原則與上文所述者相同，所異者河口處並無沿岸海流。設航運價值頗高，可新闢一河口，用船閘鎖閉之；或逕行採用渠化工事。或於海灣之旁，另開直接新河口，亦為上策。保持海灣外口之水深，為重要工作。海灣常成優良之海港，故外口為交通要津，需有相當之深度。整理之目的在於去除口外之攔門沙，在口門處造成狹長有規律之深水道。此處無須顧及農田水利及防洪之影響，故航道寬度可完全以通航須要為準。航槽寬度可以縮狹，兩岸務求堅固，藉以增強落潮及漲潮時水流之沖刷力；但流速不可過大，致使航運不便。兩旁河岸與普通航道相似，間接河口之海灣為一天然澄清池，外口之淤沙完全由於海流挾沙之沉積。外口之攔門沙洲隨水流之方向常有變易，內外移動。上段所述之沖刷作用，至不規律，往往不足以維持沙灘上之水深。為節省浚挖工事起見，可於外口再建低導堤，在口門處縮狹，向河灣內逐漸放寬，成喇叭形，藉以集中水流，增加沖刷。海流侵入，經導堤入海灣，流速漸

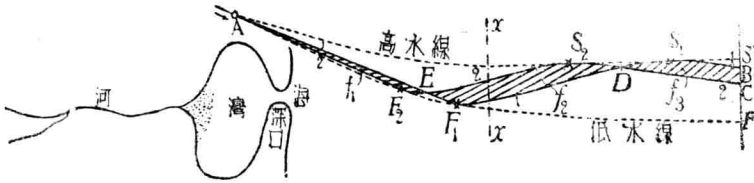


圖 61

圖 62

漸減小，挾沙漸漸淤積，故不致沉淤於一處而有廣大沙洲之形成。導堤常須向內引伸，並輔以浚挖工事。在海灣內大都不建高堤，設外海灘平坦，則於口外建長堤直達深水線，其原理與上述者相同。惟須正對海風主要方向，以增加潮水入灣之力量，而增口門之沖刷作用。在口外不宜建立低水導堤，以求船隻之安全。一般導堤均垂直於海岸，然因顧及深水線及風向，亦有斜立者。

### 第 3 節 強潮河口

94. 河口潮流 治理有潮汐之河口，較為困難，於治理之先，應認識潮流之性質。潮流影響所及之區曰潮區。在同一時間內，測得各站之潮水位，連成曲線，是曰潮流綫；將某一測站不同時間之潮水位，連成曲線，是曰潮水位綫。潮水由海入河，頂托而上，既受河床之阻，復為兩岸所限，遂致滯緩。潮流為波浪形之運動，波峯曰潮峯，波谷曰潮脚。潮流有如一波浪推行於斜面之上，漲潮之時潮流速與潮峯傳播之方向相同，但其速度不同。在落潮時退潮流向下游，而退潮之波谷向上游傳播，潮谷所受河槽之阻力最大，故漲潮之時，其進行不及潮峯之速。是以潮流上溯愈速，漲潮之時間愈短，落潮之時間愈長。若潮峯與潮脚二點相近，混而為一，則潮流停止。潮波為一平坦之波浪，其週期等於海洋之漲潮週期，各處海岸略有不同，如歐洲北海為 12 小時 25 分。潮峯與潮脚之軌迹如圖 62 所示，SA 為潮峯之軌迹，FA 為潮脚之軌迹。SA 及 FA 亦可名曰高水綫與低水綫。A 點為潮區界限，SF 為河口，SA 及 FA 二綫



之形態視河床河岸之性質及形態以及河流比降而有不同。設河床截面及比降為有規律之變化，則潮波之形態亦頗為整齊，若河床突然放寬，則該處潮波必驟然下降，若截面突然縮狹，潮波必上漲。其他如河中之沙洲或丁壩，亦為潮流之阻力足以發生同樣之影響。漲潮之時，海流與河流成相對之方向，兩流相遇，水位增高，潮峯低達潮區界點之後，則大部潮水須向下游退出，是為落潮之開始。海水量進入河口愈多，壅蓄之河水量亦愈多，當落潮之際，退水之水量亦愈多，水流之押轉力及挾沙力亦愈大。此為治理河口之重要原則，後當再述。設河水深度較潮幅為小，或河水流量甚強，則漲潮所受之阻力甚大，遂形成甚高之壅積，潮波突起有如高牆，是曰湧潮如亞馬孫河達<sup>(73)</sup>5米，錢塘江達8米，向上流速每小時50千米。河口潮波上每一點之傳進速度，用下式可求得其近似值：

$$V = \pm \sqrt{2gh + u} \quad (21)$$

$g = 9.81$  米/秒， $u =$  尋常河水流速， $h =$  橫截面積之重心至水面之距離。設河床甚寬，兩旁為峭岸， $H =$  高水位時之水深，則可化簡為：

$$V = \pm \sqrt{gH + u} \quad (22)$$

上式應用之條件，必須在低水時潮高小於河水深，上式所得之結果，恒嫌過大。在不規則之河口，不能用作精確之計算。潮峯之傳進速度，常大於潮脚之速度，故每次潮峯必趕及前次之潮脚，遂致縮短漲潮之時間而延長落潮之時間。

95. 潮水位 河口潮水位可大別為高水位及低水位，有下列之諸特性：1. 設河口為喇叭形，低水線恒向上游喇叭之尖端降落，而高水線則上昇。水面成一平坦之曲面，曲面最高與最低點之差可達10米，高低水合計可達20米。河口向內之截面縮小愈甚，升降之數值愈大，如圖64甲。2. 設河床頗深，兩岸及河床規律均頗整齊，自河口上溯，高水線最初突然升高，旋即以平坦之方向趨向內陸，最後在海區界點與低水線相合。低水線則反是，最初下降，復逐漸上升達潮區界點(圖64乙)。3. 設河床之寬度及深度變化甚多，或中途有歧道及島嶼，高水位亦因起伏無常。河面放寬則水位低降，突

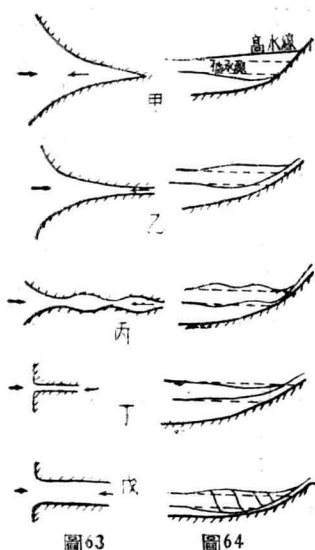


圖63

圖64

然縮狹則上昇(圖64丙)。4. 設河口非喇叭形而成狹長之槽道,潮水量進入河口頗少,潮波甚易消滅,高水位由海方向內陸下降,小河口大率如此(圖64丁)。5. 河面甚寬廣,河床淺坦,或河床深而水流急銳,遂成湧潮。第二類為河口整理之標準情形,治理後之低水線應儘量使之下降,以使高低水位差較大,潮區界點遠在上游,第3至5數種情形,均比較位在下游。河口在高水時有較大之水深分佈於較長之河段,故可得較長之漲潮期間。上述之各項

情形,均假定河水流量及潮水位為不變,實際上絕無此種現象,或河水流量在某一期間變化較少,而潮水位則變化於大潮及小潮之間;又或潮水位在大潮與小潮之前後,變化甚少,而河水流量有急遽之漲落。各種通常之現象,分述如下: 1. 潮水位近似不變,河水流量逐漸增加。河水流量增加是即潮流之阻力加大,潮流力量易於消失,故不能傳播較遠之距離,潮區界點及潮流界點均比之低河水流量時位居較下游。(註:潮區界點即潮水位與原有河水水位相會之處,潮流界點,即漲潮流速等於河水流速之點)。潮峯與潮脚之水位均高漲,潮脚尤甚,故潮幅減小,而航行水深增大,此項潮水位之變化在上游者較之在下游者為烈。 2. 河水流量不變,潮水位變化。設海潮突然增漲,即為暴潮,潮區界點向上游推移,河口之高低水位線同時增高,高水較低水尤甚,河內之潮水位變化較大。當大潮時,潮水量逐次增加,每次潮流,潮區界點向上游推移,而河水量之壅阻亦逐次加多,高水位線全部增漲。高水位增加而低水位降低,在河

口部分低水位較在中潮時為低，在河口之上游因河水之壅積致低水位增高。大潮之低水綫比降在河內增大，致可與低潮時之低水綫相交於一點。3. 河水及潮水皆有變化；在此情形，潮區界點之位置以及高低水綫變化甚多，未可繩以定律；即相同之暴潮，因其先前之潮流強弱有不同，亦足以發生互異之現象。

96. 潮水流量 強潮河口之治理，以增加流量至有效程度為主要原則。河口形狀可以人工改良之，以便利潮水之漲落。在治理之初必先探求河口之流量。設在  $t$  時間(秒數)河口之水位由  $B$  降至  $C$  (圖 62)，在起始時潮流綫相當於潮波(1)， $t$  時間終結時為潮波(2)，在  $t$  時間之過程， $DS_2EF_1$  之空間充滿水量，而  $BS_1DC$  及  $EAF_2E$  空間之水量放出。設此三空間以  $f_2$ ,  $f_3$ ,  $f_1$  表示其縱截面積，在  $t$  時間潮峯由  $S_1$  移至  $S_2$ ，潮脚由  $F_1$  移至  $F_2$ ，故  $SF$  截面(即河口)之單位河寬流出之水量為  $Q_M = f_3 - f_2 + f_1 + qt$ 。 $q$  為上游下注之單位河寬河水量。同理可求得在  $xx$  處之截面  $t$  秒內單位河寬之流出水量。 $Q_x = -fe + f_1 + qt$ 。 $fe$  = 在  $x-x$  上游  $f_2$  面積之一部。一般論之，設下降之面積為  $f_s$ ，令為正號，上升之面積  $f_h$  為負號，乃得普通公式在某截面之水量：

$$Q = \Sigma(f_s) - \Sigma(f_h) + qt \quad (23)$$

設將在  $t$  時間內所有在計算截面上游之水面昇高(直達潮區界點)令為  $h$ ，水面之降落為  $s$ ，水平表面積 = 0，

$$則 \quad Q = \Sigma(OS) - \Sigma(O_h) + qt \quad (24)$$

設將潮區縱截面，以  $l$  之距離自潮區界點起劃分為若干截面，其相當之平均水面寬為  $b_1, b_2, \dots$  水面之升高度各為  $\pm d_1, \pm d_2, \dots$ ，則某截面在單位時間內之流量

$$Q = \pm \Sigma \frac{(d + d_1)}{2} \frac{(b + b_1)}{2} l + qt \quad (25)$$

自潮區界點起，每一截面逐一計算其流量\*，因其地位之不同， $Q$  值

\*流量計算之實例，可參閱鄭肇經：河工學或 Engels: Handbuch des Wasserbaues.

有(+),(-),0之分,即相當於漲潮落漲或無潮。用此方法須要多數之水位記載,記載應力求精密。每一地位每一時間之流量均需計算,藉以認識高低水位間各時期之變化情形,或選擇出現最多之潮流計算之,蓋其影響最大也。最高或最低潮流之流量可不必計算。未治理前之流量可用上法計算之,治理後之流量,因河床已有變更,其流量固未可以預知。河床之大小形態,河床之比降及高度等均為相關之因素。設計之時,先行選擇一種計劃,假定一水位高度,及河床截面,以計算其流量。此項結果為近似值,實際上河床阻力恒較大,而潮區界點亦往往較之理想者位於下游。從近似之流量繪算潮流線再用公式  $V = \pm \mu \sqrt{2gh} + u$ , 計算潮波之速度,乃可求得潮波之形態,應與未治前之潮波形態相同。從速度及潮波形態,再反算流量,再複核最初假定之截面,是否適合。此法須反覆計算,必俟與未治前潮波上之各點相合為止。<sup>(75)</sup> 盧爾特華及<sup>(76)</sup> 賴那克二氏有比較精密之計算法\*。繼方修斯法之後,應用於未塞爾河之治理,頗有成效。不規則之河岸及河床,急灣及歧流,皆足為潮流之阻礙\*\*,潮流之力量因之損耗,如上列公式所示。上游河道愈寬廣,則潮流量愈大,蓋潮流不受阻礙也。設於上游突然縮狹,再將狹道突然放寬,則流量之增加甚多。天然現象河口之下游亦即潮區之下游截面,類皆廣闊。設自上游將河岸改正整齊,向下游河面漸漸放寬。庶可使潮流不受阻塞,儘量發展:落潮時流量加大,河床亦可藉以冲刷矣。設原有河岸已經固定,未便放寬,則可加以浚深,藉潮流之冲刷力以保水深。

97. 潮區以上之河道整理 潮區以上之河道應限制其寬度,並須集中水流,塞支強幹,藉增冲刷力量,以維持相當水深。在潮區內

\*該法詳 Plate, Werft und Reederei, 1923 Bremen und die Weser, 及 Engels, Handbuch des Wasserbaues.

\*\*編者按通潮河流潮區內攔河建築閘壩者,閘壩以下河道皆不旋踵而淤塞,亦因潮汐被阻,刷沙之力為之減少之故,深望設計者以前車為鑒,慎之於始。

之上游河段，仍可本此原則。但在下游愈近河口，則河面愈寬，水道愈形分歧，如欲集中水流，整治獨槽，或不可能，惟有擇主要航道加以整治，使潮水順利漲落。在河口之兩岸建導堤，導堤之間距應使在落潮時足以產生適當之冲刷力。導堤之間亦可輔以浚濬工事，藉增水深。堤頂高不可超出低水位以上，以免阻礙潮流。治理潮區下游河段，首須增加潮水量，次則將增加之水量利用於主要航道。愈向上游，水深愈淺，而治理之目標，亦漸漸移轉於水深之增加，藉供大量潮水之漲落。上下段治理之目標既異，故方法亦有差別。

98. 河口下段之治理 治理河口之下段，既須保持其水深，並求河床之冲刷，可於兩岸之前建順堤。順堤之上端與兩岸相連，河岸與順堤之間，可利用之為洗刷池。漲潮之時，水集其中；退潮水量乃可冲刷下游河床。然河內淤積頗速，愈近河口，填塞愈易，故須常加浚濬，以資永久。順堤之高度須加攷慮。設堤頂與高水位相平，則無論何時之潮流，均能發生冲刷作用。設堤頂過低，則冲刷河槽之作用，僅限於堤頂高以下之水位時期，大水期內未能充分利用其冲刷力。且高堤對於潮流進展之影響較低堤為佳。順堤之高度與洗刷池內之淤積情形有關。上游水流及潮水攜挾之浮游物均為淤積之原因，故堤之高低視河段之位置而有異。上游宜建高堤，以減輕洗刷池內之淤積，下段宜建低堤，則淤沙為堤所限不致過高。淤積較低可以有利於潮流之擴展。基於上述之原因，故規定在潮區界點附近順堤與高水位相平，向下游漸漸低落，至河口與低水位同高。河口橫截面之形態，用梯形或拋物線形。方修斯治理未塞爾河口用複式梯形截面如圖66，藉以增大高水時之截面而縮狹低水截面，以增洗刷作用。拋物線形之潤周較小，故潮流之阻力亦較小，然欲求其整齊劃一，則工費頗鉅。關於複式截面之缺點，據荷恩<sup>(7)</sup>氏之意見，在

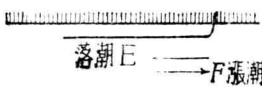


圖 65

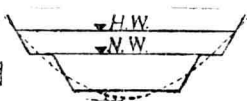


圖 66



圖 67

高水時一部分水流能量將消失於高水河床，限制低水河床之順壩在高水時遭潮流之漫溢，故潮流之能量一部分消失於水位之壅積。方修斯治未塞爾河口，主張裁去急灣，其理由：1. 河灣足以使河道加長，水深減小，並影響附近排水。2. 河灣過急足以消失潮流力量。方氏主張河床截面應自上游向下游漸漸增大，低水河寬應縮小，水深應增大。方氏之複式截面其利有四：1. 河床上部容積頗大，足以維持並增加潮水量；2. 下部河床狹小，水力冲刷，足以維持並增加水深；3. 施工時開挖土方較少；4. 改正工事易於佈置，工費較賤，維持費亦低廉。未塞爾河口之治理，頗有成效，治理後之河床頗為整齊。堵塞歧流與裁去急灣有同樣之重要，急灣阻礙潮流，宜予裁直或改為緩灣，分歧河道對於潮流之擴展，亦有阻礙，堵塞支流為最上方策。設為環境所不許，二槽須同時保存，則應使潮流經過二槽之時間相等，若兩槽之截面相等，其長度必須相等；若兩槽之長度不等，則短槽之橫截面應減小。堵塞支流之建築物應安設於支槽之上段，下段開放，使有洗刷池之作用。支流堵塞後，潮流可以順利擴進，如圖67所示，低水  $F$  線下降，潮區  $A$  界點上升至  $A_1$ ，高水線  $SA$  無變化。

99. 計劃步驟 <sup>(73)</sup> 根據方修斯及巴提奧二氏之方法，略述於下：計劃之初應先認識潮流情形，然後計劃改良方法。於河口沿岸設自動水位記載儀若干，測知每站之潮水位曲綫，自潮水位曲綫推知同時間之潮流曲綫，漲落潮各時間各地位之流量及比降，皆可由潮流綫認清之。再測繪河流之截面，河綫及需要水深為先決問題，乃推求新河道之水文情形及河床寬度，河床寬度應足以維持需要水深。先擇定一大潮，已知其河口之潮水位曲綫，乃依照改良計劃繪製高水及低水綫，如圖68所示。圖右為大潮潮流綫，左為河口截面  $I$  之潮水位曲綫。首先求得  $II$ ， $III$ ... 等截面之潮水位曲綫，藉以知悉每一時間之潮流。設河口潮水位達  $m$  之高度，此時即有一小潮波發生，小波向上游擴展，追趕前行之小波。在漲潮時該小波為 (+) 號，即水面增高；在落潮時水面下降，小波為 (-) 號。集多數之

小波乃成潮流現象。茲再探求連續進行諸小波之影響，設自截面  $I$  至  $II$ ，須要若干時間該波方能到達，繼乃可求

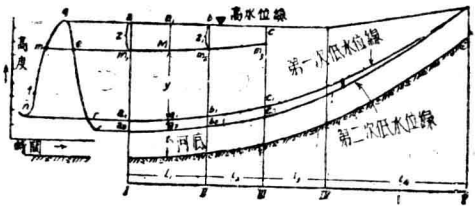


圖 68

得截面  $II$  之潮水位曲線上各點之時間與高度。如是繼續求得截面  $III$  至  $V$  之潮水位曲線，然後再求得每一時間之潮流線，由是乃可求得各地位之流量截面及寬度。潮高並不一致，即潮峯距離以前及以後之潮脚高度並不相等。因此上述方法，漲潮及落潮應分別計算。設於附圖 68 截面  $I$  之潮水位曲線之漲潮部分，取  $f$  及  $m$  二點，其時差相同。茲假定潮波之進展為有規律的，則可於截面  $II$  之潮水位曲線上用同樣之分配方法。因截面  $II$  上之潮高  $bb_1$  與截面  $I$  之潮高不相符，故該點應以  $aa_1$  及  $bb_1$  之比例分配之。設  $am_1 = z$  為截面  $I$  之高水位(即潮峯  $q$ )至  $m$  之高差，則截面  $II$  之  $bm_2 = z_1$  之值應為  $z_1 = zbb_1/aa_1$ ，同理知  $z_2 = zbb_2/aa_2$ (落潮)，由此連續求得  $m_2, m_3$  各點在漲潮時及落潮時之高度；而  $nqr$  小波之潮流線即為  $m_1m_2$  及  $m_3$  之連接線。河口截面  $I$  之潮水位曲線各點之時間均為已知，潮波自此點向上游推進，應先計算何時可以到達何地，此可由截面  $II$  至  $III$  之潮波推進時間計算之。潮波推進時間復由距離  $l$  及推進速度求之。潮波之推進速度關係於  $l$  段內之平均水深  $t$ 。自  $m_1$ (即  $m$ ) 點出發之潮波必須經越  $m_1m_2$  二點，而  $m_1$  及  $m_2$  二點之高為已知，故  $I, II$  兩地間之潮波高度易於探求。平均河底高度亦為已知，故可求得  $M$  點以下之平均水深， $m$  及  $M$  點與低水位之高差。潮流推進速度仍用式  $V = \sqrt{g(t+y)} - u$ ， $t$  為低水時之水深， $y$  為  $M$  點與低水之高差，亦即為某一時間之潮高， $u$  為河水流速，在漲潮時河水被阻，流速消滅，故可化簡為  $V = \sqrt{g(t+y)}$ ，由此式可計算潮水位曲線，再求潮流線。在任何地位

及任何時間之水位高度均可計算。將相關各點連接之乃得潮流之縱截面。各地位之潮水位線可繪於同一圖幅上，其高度比例約為1:10，時間比例用1:30。由潮流曲線(按照計劃河線及截面計算)再行計算潮水之最大及最小流量，以與原有之情形相比較，新截面所可容納之潮水量是否較原有者增大或減小。應用此法必須重覆推算，以求先後之符合，故至為繁複。方修斯計劃未塞爾河口，先假定河口內各種阻礙潮流運動之物體皆經去除，然後假定一高水線及低水線，再用潮流推進公式自潮高及水深計算潮水位曲線，再推算潮流曲線，及將來之流量(即 §96 所述者)，自流量可以計算流速，選擇適宜之截面以求產生適宜之流速，不致冲刷河底或產生淤積。為求正確起見，自流速及截面再行推算各時間之落潮流，計算之低水潮流線，必須與原有之低水線相符或較原有者為低，方稱滿意。方氏與巴氏之方法大同小異，方氏僅計算新潮水位曲線之漲潮部分，方氏假定落潮之曲線形態與舊潮水位線相同。方氏謂在潮區上段，新潮水位曲線僅可用較小之河水流量計算之，設河水量甚大則潮流遲緩，如應用潮波推進速度公式，而不顧及此項事實，則所得之水深，勢必過大。關於高水及低水潮流線之假定。方氏及提挨利<sup>(79)</sup>主張不可與原有者相差過鉅，否則與事實相去過遠。

## 第六章 河工建築物

### 第 1 節 建築材料

100 概論 河工材料之選擇有兩大條件，第一材料需有柔韌性，庶可適應河床之變動，至少在建築完成之初期，應符合此項條件。第二建築材料應就近採用，蓋以數量巨大，藉以節省運輸費用。如上中游，多產木石；而下游則木石價昂，宜代以薪料或混凝土等。河工之重要材料，為石，混凝土，木，草，鐵等。分述於後：

101 石料 石料應用於河工最廣，拋石及鋪石多用塊石。石料



須堅硬，不易凍裂，能耐風化，比重愈大愈佳，通常不可小於 2.0。有稜角之塊石較之圓滑者為優。如就近有花崗石及玄武岩，其比重恒在 2.5—3.0 之間，為最適宜；但售價頗昂。中上游之河底丸石，或曰卵石，可用於內部，外表護以塊石，以抗水流。因卵石堆砌體之富於柔韌性故在河床變動較大之處亦可採用。石料體積之測量，可將石料堆成有規則之形態；而量其容積。石料價值恒以體積或重量計算之。以容積計價者則供給塊石之包商，恒設法將石塊攔空，以蒙蔽驗丈人員，故須慎防之。

102. 木料 木料多用於木籠及梢工，椿木及木籠恒用方或圓形之粗木，梢工用樹枝。梢枝可分兩種，一為可於水中生枝葉者，以柳枝為宜；其在水中不能生長者，則為赤楊或白楊之樹枝。一切柔韌之樹枝均可用作梢料。置於水下之梢工，用針葉木亦可。採枝之時宜在九月末或深秋，庶不致損壞幹部，採下即用為佳，過久則乾脆易折，以根端浸沉於水中，亦可保持其柔性。德國習慣規定，梢枝不可採取於施工前一年之十月以前。設需於水中繼續生長，更應隨採隨用。採取梢枝，需擇其枝幹較直者，去其葉，小枝可以保留，枝根部之直徑不可大於 2—3 厘米。普通出售之梢枝多札成 2.5—3 米長之捆束，根部聚於一端，捆束之直徑約 0.3 米，以鉛絲或細嫩柳枝札縛之。長梢札縛二處，短梢相接者札三處。每捆能完全以長枝札成最佳。梢料之容積計算係以梢捆堆



圖 69 梢捆

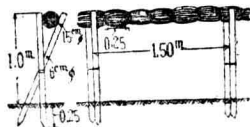


圖 70 梢龍

集，量其體積或計算捆數。每捆約合 0.2—0.28 立方米。捆札梢工之材料，多用柳條，分大小二種，小者長 0.5—0.6 米，直徑約 0.005 米，大者長 1—1.25 米，直徑 0.01 米。每百條為一組。近多以鐵絲捆札，絲粗 1.2—2 毫米，或用鍍鋅之鐵絲（即俗名鉛絲），以免銹損。梢工中常用短木橛，或名梢橛，長約 1 米，直徑約 0.04 至 0.05 米。木橛宜用光圓之松木，柳木亦可。

103. 混凝土 於石料缺乏之處，常用人造石料。混凝土塊多預先澆成。設用代塊石，則先做成 1 立方米之巨塊，然後以鐵桿擊碎之，遂與天然塊石相仿。人造塊石之混合比例約為 1:14 至 1:16 {水泥:(沙+石)}，因係利用其重量，無需顧及其抗力，故恒以 1:10 之

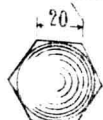


圖 71

混凝土塊

配合比例為度。鋪砌護岸亦可以混凝土塊代替塊石，將混凝土澆成方形或六角形之塊狀，鋪砌岸坡美觀而整齊。德國俄得河之混凝土塊，成六角形，厚 0.2 米，表面光滑，混合比例在上部為 1:5—1:7，下部為 1:10，如圖 71 所示。用鋼筋混凝土就地澆成護岸者，亦多採用。

104. 草 保護岸坡常用植草之法，其法有二：一曰鋪草皮，自草地鏟取草皮，移鋪於岸坡之上，草皮成方塊，每塊厚約 0.08 至 0.15 米，每邊長 0.30 至 0.33 米。一曰播種，每百亞爾約須草種 50 仟克。草種以混合種為宜，如車軸草，放射草，提摩太草，芭根草等，宜請專家以試驗定之。

105. 葦料 我國婦工古時多用梢料，嗣以梢料缺乏乃以蘆葦及高粱替代之。是皆稱曰葦料，葦料每束約長 3 米，徑 0.15 米，在水中可經三五年之久，富有柔性，故不易激盪水流，不易透水。葦有大葦，三剪，單剪之別，大葦幹粗質堅耐久，三剪單剪則細弱不堪用。宜於秋季採取，未成熟之葦，枝幹嫩而易腐，不宜採用。高粱借做埽，不及葦料之耐久，經水三年，即行朽腐。蒿料宜用新鮮，乾燥，長直而帶有鬚葉者。以葦蒿料作埽，輕弱易於蝕陷，每年必須加鑲，三五年後須全部換新。亦有採用軟草作埽工者，軟草以稻草葦蒿麥蒿及小蘆葦等一切雜草為之。軟草經水即朽，而禦水性則遠出各料之上，故凡做占埽，多用軟草廂墊，或填心，不可單獨使用。軟草宜乾，宜柔宜整，宜澀滯，宜緻密，以稻草為上，葦蒿小蘆葦次之，麥蒿蒲草及雜草又次之。

106. 雜料 尚有繩纜藤料灰料鐵料等。1. 繩纜 為婦工中重要材料，粗細不同，用途各殊。有九種名稱：一曰纜繩又名葦纜光

纜，將葦草壓軟，三股擰緊如麻繩狀，每根長 20 米，掖頭，滾肚，搶險，掛柳，皆用之。二曰纓子，爲二股小葦繩，長約 10 米，捲由札把用之。三曰行繩，用於捆鑊，以葦麻三股做成，須停勻一律，長 20 米。四曰過河繩，長 50 米至 100 米，用於大壩者，先在兩壩各釘龍門礮兩路，繩頭分掛兩壩，活繫檣上，以便放綫。五曰龍筋繩，爲葦繩橫放一根於過河繩之上，長度較壩略寬，並用占繩將橫放葦繩與過河繩分勻繩檔，交栓札緊。六曰龍鬚繩，合龍時用之，長 200 米。七曰龍衣繩，分葦箔龍衣與繩網龍衣二種。八曰倒拉繩，長 100 米，與龍鬚繩略同。九曰占繩，爲小葦繩，專備栓繫之用，長 2 米，徑如小指。2. 麻料 分三種一曰葦麻，用作繩纜；二曰苧麻，油灰修脛用之，緞筋緞辦栓筐繩等亦或用之；三曰麻刀，乃以舊繩纜剝成麻屑即是，勾抹，片光，石縫，麻刀灰用之。3. 灰料 即石灰，用法各異名稱不同。一曰灰土，以石灰黃土混合而成，圍壩基礎用之。二曰油灰，以桐油和石灰，用以填嵌石縫；三曰壘砌灰，即砌石之膠灰，近多用水泥沙漿；四曰灌漿灰，用灰漿糯米白礬混合，以爲大料石工灌漿之用；五曰麻刀灰，以石灰麻刀混合，用灌片石之縫。4. 鐵料 吾國河工用鐵料有鐵錠，鐵柱，鐵攀，用於石工。鐵箍鐵帽用於打樁。現代河工則用鋼筋及鐵絲等。5. 雜料如蓆片，麻袋蒲包，柳圈等。

## 第 2 節 建築類別

河工建築物種類繁多，大都以上節所述各項爲原料，製成多種式樣，而應用於河道之各部。

107. 拋石 以天然或人工塊石拋入指定之地位，用鐵桿或木桿在水中探撥之，使層疊整齊，其表面或用粗砌（即乾砌）塊石，使成平面，以爲其他建築之憑依。拋石之應用，或爲建築基址，或以防止溜勢及下部冲刷。用爲基址，應堅穩不移，用於防溜者應鬆動易於坍塌，俾可填塞空虛。爲求經濟起見，防溜之拋石可以重大石塊拋於向水之一面；而以較輕之石拋於其背面。拋石石塊之大小，

視工程之性質而異。拋石石方之估計，不可根據設計之截面，實際所需者較計劃之幾何形態容積為大。

108. 鋪石 鋪石分乾砌及水泥沙漿砌兩種，層厚約 0.3 至 0.6 米。塊石之下，先以碎磚或碎石做底，以求勻實，再以塊石立砌其上。鋪石保護下層土質，免致沖刷，效率最佳。所謂乾砌者，將塊石排列整齊，其間空隙，填以小石片，使之堅實，或再填以泥草。鋪石之長縫不宜與溜向平行，以免水流之易於浸入。鋪於河底部分者，宜與溜向成正交，鋪於岸坡者，宜使向下游斜列，鋪石之面，宜光平，否則冰凌漂木，觸撞石塊，一塊拔出則全部鬆圯，易為水流沖出，是為乾砌之缺點；故在水下部分，應加特別注意，恒將鋪石分為數個平行部分，二部相隔處，釘下短樁，或砌短隔牆，或用強固之編柳柵，以資鞏固，而免鬆動。設水流湍急，則以水泥沙漿砌為宜，或用沙漿灌縫亦可。鋪石應用之處，應不致再有繼續之沉陷，否則有鬆動破裂之虞。乾砌最廉，沙漿砌鋪工費較昂，但效率最佳。

109. 混凝土塊鋪面 設工段附近，無天然塊石，則可用混凝土塊鋪砌，混凝土塊先於工場附近澆成，混合比例約為 1:10，厚約 0.15—0.45 米，成四方形或六角形。可以河沙及丸石或卵石為原料，澆成後八日凝固，再行鋪砌。

110. 混凝土鋪面 設該段護岸無繼續沉陷之危險，可用混凝土鋪面。其法與一般運河之護岸相同，於岸腳之部，以鋼筋混凝土製成短枝，伸入岸內，以防下部沖刷。施工不甚簡便，工費較昂，故採用不多。

111. 梢龍 梢龍為連續札成之樹枝捲束，長度不定，直徑約 0.10—0.20 米，約每隔 0.25—0.33 米以柳條或鐵絲（曾經燒灼，頗柔韌）札束一道，鐵絲之直徑約 1 毫米，梢龍之長度視用途而定，尋常所用者約長 20 米。未製之先應搭梢龍架，如圖 70 所示，以粗枝架成 X 形，架之間距約 1 米，枝架埋入地下。工人置料於叉內，理順枝條，枝梢應插入內部，分配枝條須使厚薄適宜，做工時約三數工人，同做一梢龍，進行頗速。梢龍捆札不可太緊，否則樁槓不易釘下。釘

打梢龍之小樁，長約 0.5—1.5 米，直徑 0.06 至 0.10 米，樁頭削尖，以便錘打。

112. 梢樁 以疏散之梢料，平鋪岸坡之上，層厚約 0.15 至 0.20 米，其上以垂直方向分置梢龍，再以小樁固釘梢龍。梢龍之間距約 0.6 至 0.75 米，小樁之間距為 0.6 米。梢樁之上再鋪土一層，厚約 0.15 至 0.25 米。散枝之排列，與水流方向成斜交，枝根部在下，若樹枝長度不足，則可分列數排，兩列務須交疊。河岸坡脚則用編籬或兩條梢龍並列，以資保護。梢樁工事常用於護岸工程，如圖 72。

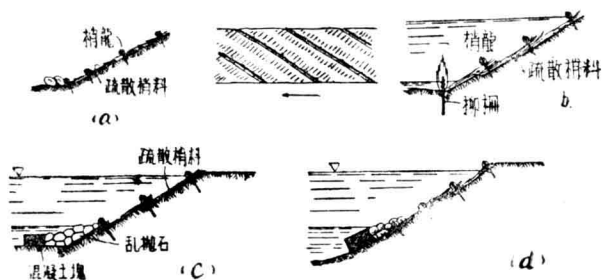


圖72 梢樁

113. 沉梢 沉梢形如雪茄煙，長約 4—6 米，直徑約 0.6 至 1 米。中心為石礫，外裹梢料。製法先搭沉梢架，於架上鋪開梢枝，梢料厚約 0.15—0.25 米，枝根端均向外，中間低凹，填以碎石塊或丸石，兩端以梢料塞之，以防石塊滾落，石塊填足成凸面形，再以梢料覆其上，用鉛絲或繩緊扎，捆札之法，如圖 74 所示。先用鐵鍊繞縛沉梢，鍊端各有一桿，執桿束梢，用力勒緊，工人隨以鐵絲繞上扎緊。鐵絲直徑約 2—3 毫米，每米約扎三圈。沉梢架宜設於岸旁，且

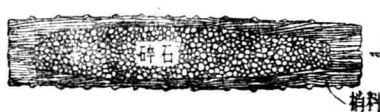


圖73 沉梢

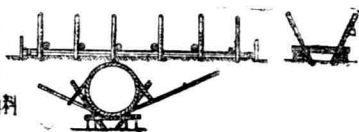


圖74 沉梢之捆扎

與河岸平行，札成之後，即將向水面之斜樁拔去。沉梢乃自動滾下。如用於河中，或在船上捆札，或於岸上捆札轉運至工地沉下。因沉梢體質笨重，必先確定地位及方向，然後放下。

114. 沉輓 沉輓為加長之沉梢，建造方法及內部結構與沉梢完全相同。德國巴燕省常用之為護岸工事。於岸上捆札，已札成之部分隨即沉下，如圖 75 所示。故其長度有達一二百米者。河床穩定



圖 75 沉輓

用此法頗佳，若河底疏動，輓之下沉不均，易於折裂，則沉輓不能太長。岸高者可用三輓，他日河床沖深，沉輓自動下沉。沉梢及沉輓須常在水內，方能經久，如需露出低水位以上，則宜用柳枝，取其易於生長也。

115. 沉排 又名沉樁或柴排，成矩形，厚約 1 米，長寬不等，視用途而異，最大者可達  $20 \times 30$  米。沉排之製札須離工地不遠，並便於水道運輸，最宜於附近之河岸，在岸邊先行削平地面，成為 1:10 之斜坡，上覆以廣大之平台，或與河岸成正交之木梁。台上分置與河岸平行之圓木長輓。圓木間距約 1.5 至 2 米，其兩端暫用木樑攔阻，以防滑下。再於圓輓之上安放約五厘米厚之板條，與之正交，條板之間距約 1 米，條板及輓子俱用長繩繫於固定之木樁上，以免滾失。是曰排座。如於潮區內造排，可不用排座，在落潮時期，於削平之岸坡上工作，在漲潮之前完成之。潮來排自浮起。排座做成後，乃開始札排，先以梢龍舖於每一條板上，梢龍長度即等於排之全長，再以梢龍橫加其上，其長等於排寬，十字相交，構成方格網，每方格縱橫約 0.6 至 1.0 米，是曰下格子，在每一交點上用麻繩或鉛絲札之，以木樑插於交點，木樑較排層厚度（1 米）略高，復以捆札交點用之麻繩頭繫於木樑之上端。然後於下格之上，垂直方向互疊柴梢三層，各層厚度相等，第一層橫舖，次縱舖，再次橫舖，每層柴梢應以根端相外，梢端向內，兩排梢料須相疊，約為其長之三分之一，根

端埋於下部，梢端在上，梢料層之間，或填鋪軟草蘆葦一層，以求緊密。梢料填疊既達規定厚度，表面應整理平順，然後再覆以梢龍，構成方格網，曰上格子，上格與下格須相對而設，即上格子之交點仍在突出木樑之地位。遂排去木樑，將暫繫樑頂之繩索解開，再以之捆扎上格之交點。此時柴排大



圖76 沉排

致完成，上下相連形成巨塊。然後於排之四周，梢龍上再行打下短樑數排，以備編籬之用。普通四周有編籬兩匝，中間再以編籬分成若干小格，使沉排上之拋石不致走失。編籬宜用柳枝。為節省時間起見，可於拖運時，由數工人在排上做成之。於柴排之四角或中心，打下樁羣（即數枝木樁叢集一處），或編成纜環，藉作曳排之用。沉排既成，乃以船曳往指定地點，另以駁船裝塊石隨行。到達目的地後，即以繩纜固定沉排，再將駁船上之塊石拋集於排上，先拋石於四周，逐漸向中部拋填。沉排之上下格子，亦有不用梢龍而以5毫米之鐵絲代之。施工較速，其他做法與前相同。

116. 混凝土輓 <sup>(61)</sup> 混凝土輓初次採用於德國謨爾河(1903)。混凝土輓為圓筒形之混凝土巨塊，外包麻布及鐵絲網，再以5毫米之軟鐵絲捆扎之。麻布袋之目的，在於防止水泥未凝固前之為水冲刷，鐵絲網用3毫米鐵絲，網格為4厘米正方，將混凝土輓，聚成一體，使水泥在未堅固前可以下沉。粗鐵絲每隔0.5米捆扎一週。再

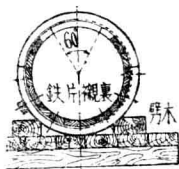


圖 77

混凝土輓之模殼

以通常之鐵絲交扎，其間距約0.2米。混凝土輓之內部用圓環及通長之鐵條加強，澆製於特設之模殼中。先於半圓形之模殼中，順次排入粗鐵絲，鐵絲網，麻布及鐵筋等件，然後傾入混凝土，混凝土之稠度約與地面爛泥相仿。至混凝土填塞與模殼邊相平時。乃將上部模殼裝上，上部模殼分為數段，每段長2.5米，頂上部留空隙，約為圓周之1/6，以便傾倒混凝土而搗塞之。填滿後再將上蓋除去，包扎麻布及鐵絲網，並捆扎鐵絲。再將下部模殼轉移

90°，則圓輓跌出。混凝土宜用於水流急激之處，用以填塞深塘或代替重要拋石。

117. 丸石或塊石輓 石輓製造方法與混凝土輓略同，舖開鐵絲網於木架，卡車或駁船之上，平鋪巨大丸石或塊石於其上，乃將鐵絲網包扎成輓，就近推入河中。鐵絲網應堅固耐久，多用鍍鋅之鐵絲，直徑 2.5—4.0 毫米，網孔約 0.15 米，視所填之石料粗細而定。石輓之應用與混凝土輓相同，用以保護堤脚之冲刷，設附近無巨大塊石，足供強固拋石，可以石輓代之。石輓不宜設置於推移物質經過甚多之處，蓋鐵絲網易遭損害也。石輓富有柔性，足以適應河床之變動，故較混凝土輓為優，然不及其耐久。

118. 鐵絲籠亂石 與石輓相似，以鐵絲網製成四邊形之方籠，中填丸石，或塊石，用 2—4 毫米之鍍鋅鐵絲製網，網格約 0.15 米，籠之大小視用途而定。石料填滿，乃以鐵絲將蓋縛緊。籠之最大尺度曾有達 6×2×1.5 米者(圖80)。

119. 木籠亂石 以粗木製成木架，內有方格，中填亂石，丸石或塊石均可用作填料，頂部用圓木或鋪石作為覆蓋。木籠各部之連接，或用穿心螺釘，或用通常之鐵桿，直徑約 0.01—0.02 米。

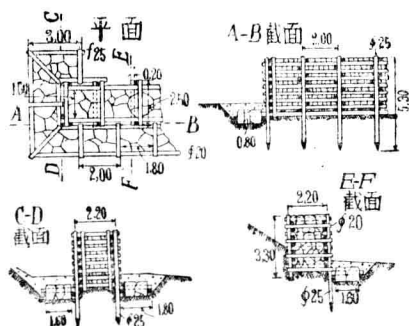


圖78 木籠亂石

同(見圖79)。

121. 填梢 填梢為梢料與土石相疊積之建築物，其最簡單之式樣。係以梢龍與鬆散梢料交叉垂直疊置，最下為平舖梢料，其上

120. 石籠 與木籠略有不同，屬於梢工之類，以粗枝為骨幹，用梢料編成籠形，中填碎石而編合之，其截面為三角形或圓形，其功用與沉梢相



以梢龍及短樑簽釘固實，梢龍之間距為 0.60 米，上填亂石或土料，梢料層厚約 0.30 米，填料層厚約 0.30 米。重覆疊置，頂部做成編籬方格，上以大石鋪面，藉資保護；或以混凝土作鋪面，或於上部蓋以梢稭，均無不可。在水面附近及水面上部之樹枝，最宜用柳梢，以便生長。以填梢作丁順壩，工程進行

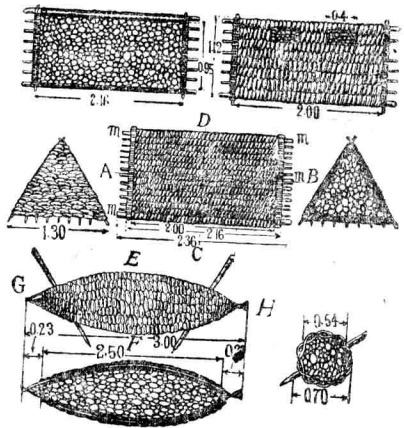


圖79 石籠

較為複雜，其法先於岸上掘槽，作為梢根，亦即壩根，於梢根地位平鋪梢束一排，土質愈鬆，水流愈激。河岸愈低，則壩根應愈深。梢束

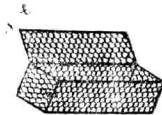


圖80 鐵絲籠



圖81 填梢

由岸向外，及至水面乃加壓土石，使梢端下沉，再鋪設第二層，梢端較前略為伸出，伸出之長度約為梢束長之三分之一，上下梢層均用木樑釘連，每梢層之表面用梢龍盤鑲，使各梢束連成一片，所用木樑長約 1.25 米，直徑 5-6 厘米。梢上加土石，土石上再加梢層，繼續向前延伸。梢層疊積，須使填料之土石不致墜落或為水流冲刷。故梢層之前面坦坡，不可超過 1:2。旁坡約為 1:1。施工之先宜將應做之範圍加以決定，ACB 為河岸上掘出之壩根，CED 為填梢工之縱截面。梢層之形態為 EFGH，梢面坦坡 1:2，兩旁為 1:1， $\alpha$  之值可依上述之幾何關係求得之， $t$  = 水深，即  $\tan \alpha = t/t\sqrt{5} =$

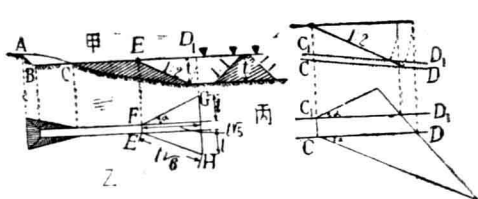


圖82, 83 填梢之佈置

$1/\sqrt{5}$ , 即  $\alpha = 24^{\circ}6'$ 。於施工之前將  $\alpha$  角訂出, 插入標桿, 以作標準。梢層之長度須依水深計算, 如

水深不同則梢層之形態如圖 82 乙法繪算之。較為複雜之填梢工, 每層梢料分為梢束兩層, 如圖 84 所示, 先將下層梢束排列。梢根在上, 以扇形層疊向外推展, 下排之梢枝為上排梢束所壓, 即梢根露出於上, 曰進疊,

圖 84 甲。於進疊梢層之上, 再排疊一層, 其法適相反, 即將下層梢根壓下, 曰退

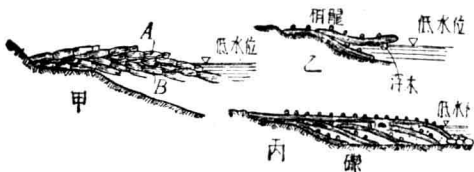


圖84 填梢之推進

疊, 進疊與退疊之上, 再以梢龍鑲繞, 以求連合, 復於退疊層之上加拋填料, 並打下木樑, 每層梢料疊竣後, 於其頂端下設浮木, 以便拋棄填石, 如是層梢層石, 逐漸推進。最後於表面再加梢工一層, 上以梢龍盤繞。梢層厚約 0.6-1.0 米, 填梢下沉後, 其高度最大, 可以縮

減 1/12。



圖85 植草

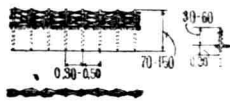


圖86 編籬

122. 編籬 其功用與梢龍相同, 常用於護岸工事, 其抗力強於梢龍; 但不能伸

屈自如。於其他梢工之上, 亦常用編籬, 如沉排等, 以短木樁排列打下, 樁徑 6-15 厘米, 樁長 0.7 至 1.5 米, 相距各 0.3-0.5 米, 打入地下, 上部露出地面約 0.3-0.6 米。用柔韌之樹枝編其上。木樁及柔枝皆以易於生長為佳, 如柳樹等。

123. 沉樹 沉樹之目的在於保護河岸，免受冲刷，或用為臨時工事以求沙礫之速淤，填高河床，並可束狹河身。以密枝帶葉之幼樹，於其根端繫以橫木，藏埋於沉梢之內，或用混凝土巨塊沉墜河底。多瑙河嘗用之，於銳彎深槽前以沉樹排列成行，樹後淤沙漸積，深槽乃漸填塞。沉樹葉落後，則淤沙作用減低，是其缺點。

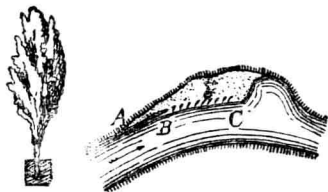


圖87 沉樹

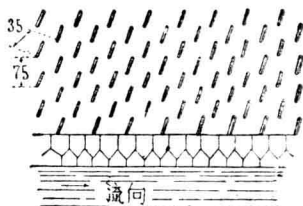


圖88 植柳

124. 植柳 以 0.4—1.0 米長之新鮮柳枝，直徑約 1—2 厘米，間距 0.15 米，排植岸旁，柳桿須割切於春季，生長數年後即足有效的防護冲刷，植柳排列應與水流方向斜交，或列成巢形，成為 0.6—1.0 米直徑之圓圈，或為不整齊之排列。在未長成之前柳桿之間先以草皮保護，或散播礫石一層。柳樹應每二三年剪一次，貼地剪之，使母成粗幹。柳樹之枝幹可用作梢料及木樑，我國河工，對於植柳頗為注意，堤上及灘地均有植柳之設施，惟堤上高柳，利少害多。

125. 植草 植草用以護岸，可分為三種（見圖 85，在 P. 80）：  
甲，平鋪草皮 將方塊草皮，以與水流成斜交之方向鋪列之。接縫處以泥土壓實，鋪法自下而上，草皮以短樑釘實，長約 30 厘米，以防在未生根以前，為洪水沖去。設水流強大，則於草皮上加蓋粗孔之鐵絲網，四周以鈎形樁釘於土中。若河岸之底土不肥，則先勻鋪 0.10 米厚之母土（即壩母），其上再加草皮，以資生長。  
乙，壘鋪草皮用於較陡之岸，將草皮塊壘鋪，草面向下，最上之一層，草面向上，表面再予削平。此法強度甚大，但過於糜費，不常採用。  
丙，播草種，於水面不易到達之處常用之，草種散播以後，兩年方可長成。抵禦冲刷。在播種之岸坡，以草皮鋪成條列，每條寬約 0.15 米，間距

1米，以資保護。

126. 埽工 埽者用以護堤而捍溜，大者曰埽小者曰由。埽工置於堤外，以防水冲堤根，故防堤必先防埽，埽用梢料或芟料，以麻索

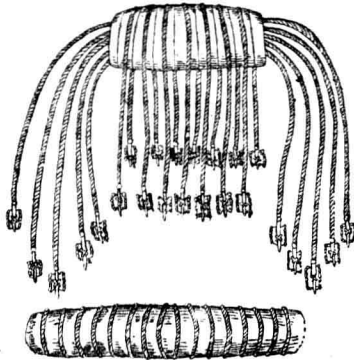


圖89 埽及由

捲梢料或芟料，內包土石而捆結之，橫貫之以心索，別出之以竹索，下埽時以為牽挽錨纜之用。埽下水後，則攀埋土中。令埽岸相連，不致動搖，如圖 89，埽之小者曰由，自高一尺至四尺，不用心纜揪頭等繩，大埽高可二丈或丈餘。歷代埽工，均略有差異，其各部名稱亦不同。宋史河渠志，元至正河防記，及

清新輔治河方略，言之甚詳。我國埽工，名目繁多以時代地域而異，大致分爲順廂、丁廂、柳埽三項，分述於下：1. 護沿埽 爲順廂，水上漫灘必須護堤，丁廂工料太費，水大無力故可用順廂。做法向內斜釘木樁，入地二三尺，間距一尺，樁內橫填梢料或薄填散料，或掘二

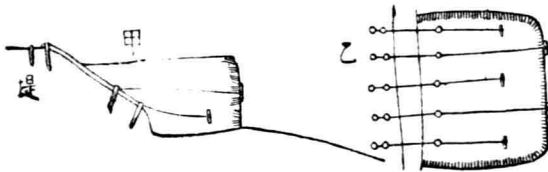


圖90 埽工

三寸徑之料把，用土隨廂隨填，務令穩妥，高廣尺度視需要而定之。

2. 掘廂埽 亦名樓廂或軟廂，亦爲順廂，用於堵塞支河或溜緩之處，做法先於堤上釘樑，一樑一繩，繩之兩端，一繫樑上一繫船上，於繩上鋪捲梢料，鋪足寬度後其上壓土，徐徐鬆繩，使之下沉，坯埽樓廂如式，埽內應先安置樁簽繩纜等項，以資操縱，3. 樓厓埽 亦

爲順廂，遇絞邊溜急，刷汕坦土，丁廂不及，用此埽護之。埽身小而易於成功。4. 藏頭埽 爲丁廂，用於險工，於汛前挑槽頂做，屏蔽以下各埽，第一層用順廂鋪底，再以葦料或柳枝束成徑2尺至6尺長5丈至9丈之枕，上概繫繩，於枕上順鋪葦料襯平。上再加丁廂，葦根向外，去綫打花，層層吞壓，並於埽中埋藏樁索，使成一體。5. 護尾埽 亦丁廂，每段埽工末，用斜橫之埽，以防迴溜絞邊。6. 魚鱗

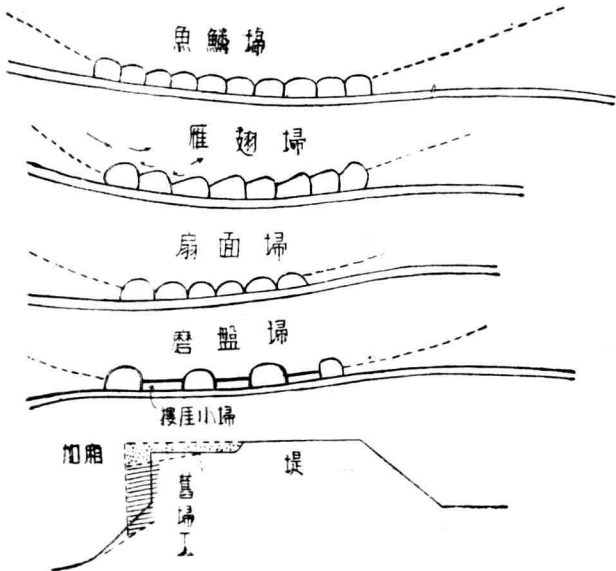


圖91 各種埽工

埽 爲最堅強之埽工，在大溜頂沖，兜灣絞邊處宜用之。亦爲丁廂，連成數段或數十段如魚鱗之毘連，故名。做法小頭大尾，頭小易藏，生根穩固，尾大能托溜外移。又有倒魚鱗埽，用於大迴溜之處，以尾爲頭，與前向反。7. 雁翅埽 與前大同小異，用於迎溜頂沖，迴溜搜刷之處，形似雁翅故名，亦爲丁廂。8. 磨盤埽 爲丁廂埽，用於正溜回溜交注之處，爲半圓式，上水迎正溜，下水抵迴溜。惟施工頗

難，應多用椿繩，多壓大土，埽體亦須高大，以求強固。8. 扇面埽與前相似，爲丁廂，亦可抵禦正迴二溜，但埽身較小，不能吃大力，宜施之於壩工首尾，以便抵護而固壩根。10. 貼邊埽 貼邊之溜，勢緩而長，魚鱗費大，乃用貼邊丁廂，寬不過一丈，長數十丈至百丈。11. 龍尾埽 爲柳埽，溜逼堤根不及做埽，或埽已陡蝕。不及補廂，用此可以救急，以大柳樹連枝葉用繩繫椿，倒掛水中，可以抵溜掛淤，十餘株爲一排，每排用繩編聯。與沉樹相似。12. 柳枝埽 如堤坦被刷生險，做稽埽工料不及。乃用柳枝埽，於堤邊斜釘細直長簽，相離六七寸一根，以細柳編其上，高約一丈，其後填以軟草，再用土夯打結實，簽端用繩索絆往，以求堅強。此外有順壩邊埽，與魚鱗埽相類，溜靠堤前，順水下埽曰順埽，漫水護堤曰邊埽。又有戢埽與雁翅埽相似，用於壩埽以下及閘壩金門堤外幫，其形如半月或橢圓，但以一埽爲限，數埽相連即成雁翅。又有裹頭埽，用於臨水之處，上水迎溜，斜橫埽筒。(埽筒即每一埽捆)。防風埽者，以小埽顛倒築做，層土層料，以禦風浪。大工合龍之際，有神仙埽與關門埽。合龍之際金門兩面兜起繩纜，鋪料繩上，層料層土鑲壓到底。是曰神仙埽。又名金門兜子。神仙埽上，於邊埽兩面網下大埽，勢若關門，是曰關門埽。埽工不能經久，每年應加廂一次，三五年拆做新埽，舊埽一旦發現殘缺，即宜補救，補救之法各有不同，舊河工書中均有詳載。

127. 河工材料之選擇 材料之選擇恒以水流之押轉力爲準，其材料應足以抵禦最大押轉力，下表示各種材料之抵禦能力，在限度以內，堤脚不致發生搜掘。

工 程 種 類	押轉力(仟克/平方米)
鋪草(短時間之急流)	2.0
編籬間設粗砂	1.0
編籬間設石礫	1.5
鋪石(坡度 1:1 厚 0.3 米)	16.0
柴排護岸	7.0
編籬(平行或斜交於水流)	5.0

木籠乾砌塊石	60.0
混凝土牆, 表面鑲塊石	60.0
填梢, 表面鋪石	17.0
巨大之拋石	24.0
木籠內裝巨石	150.0

押轉力若大於 150 仟克/平方米, 應以巨大之混凝土建築物抵禦之, 表面仍需特別保護。梢工用料, 視種類而異, 亦足為選擇之標準, 以配合經濟之環境。沉梢每立方米需用 1.1 立方米之梢料, 0.3 立方米之石子及 0.4 仟克之鉛絲。沉排每立方米需 1.25 立方米之梢料, 四根排槓, 五根麻繩, 七米梢籠, 0.3 立方米之塊石。填梢每立方米需用 1.25 立方米之梢料, 6 根排槓, 0.4 立方米之壓料(土石)及 2.8 米之梢籠。

### 第 3 節 護岸工程

128. 護岸之目的 在保護舊岸之遭受冲刷, 並固定新岸之位置。平直河段, 兩岸皆須保護, 彎曲之河段則僅須保護凹岸。河岸坡脚遭受冲刷最烈, 坡脚刷去則上部勢必塌瀉, 故下部之保護, 尤重於上部。護岸工程之建設, 須顧及洪水時之水流押轉力及河床之變動, 設河床之淤變, 尚未臻於穩定, 護岸建築物宜採用富柔韌性者, 如拋石, 沉梢, 石籠, 籠裝碎石等。俟河床穩定後再實施鋪石或混凝土鋪面等工。河工實施之初, 河床輒有逐漸下降之趨勢; 而河岸坡脚乃漸遭冲刷, 設護岸之工料為拋石沉梢等物, 仍可隨之下沉, 填塞冲刷之空隙。新河岸線往往與舊河岸線不相符合, 若新河線在前, 可先沿新線(即水抹線)築小堤, 小堤大都用堆石沉梢或填梢, 水深過大則建小堤二三級, 堤與舊岸之間填以河沙或礫石, 表面用鋪石。如圖 92。小堤頂與低水位相平, 每級小堤高約 2 米, 頂寬 0.6 米。於水流猛烈之處, 在鋪石面上每隔 10 至 20 米, 加做石短牆一道埋入面下, 寬約 2 米。若新線在舊線之後, 為避免大量開挖計, 於岸上儲集材料, 俟自然侵蝕到達後, 即行鋪砌, 如圖 9

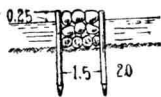


圖 92 梢石工護岸

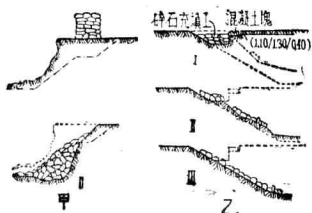


圖93 新河岸之積石

所示，此項積石法，德國巴燕省之山流治理常採用之。山流水急，河岸有驟然崩潰之虞，而材料之運輸又異常困難，必將搶護莫及。岸上積石隨時滾墜，藉以掩護岸坡。設河岸高峻，護岸之中部約與中水位相平，宜建岸戩寬約 1-2 米，以便養護。護岸工程之類別詳見附

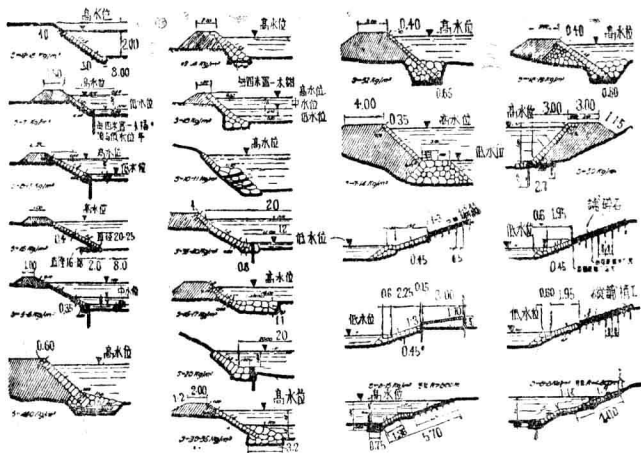


圖94 石工護岸

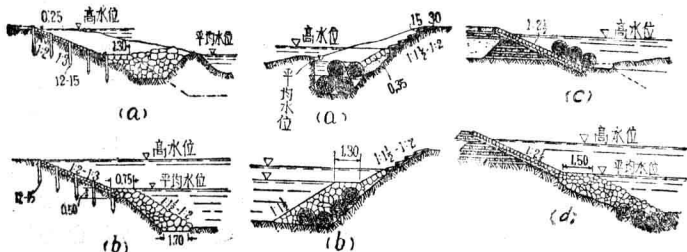


圖95 沉降河底之護岸工

圖96 沉梢護岸



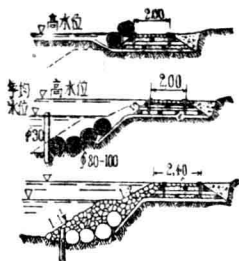


圖97 新岸之保護

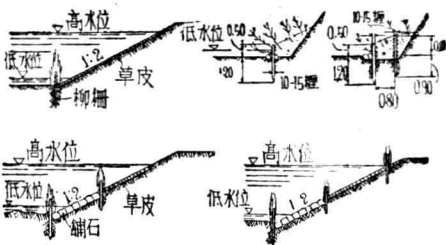


圖98 柳梢及草皮護岸

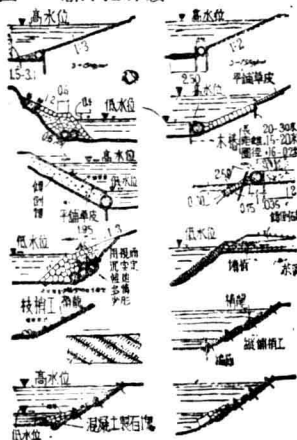


圖99 護岸工事

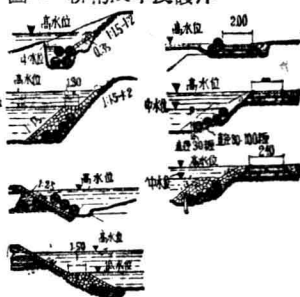


圖100 混凝土及鋼筋混凝土護岸

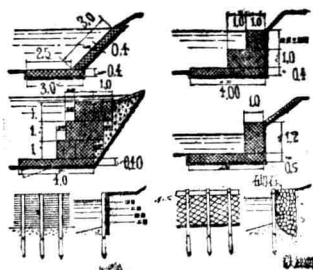


圖101 鐵絲籠石



可。壩後逐漸淤積，乃拋下梢束，上蓋面石，乃成護岸。8. 沉樹 用沉樹排列岸前，樹後漸淤，河岸得以保護，樹前河床削深。樹高約 8-10 米，多枝，間距 2 米，樹根繫於混凝土巨塊。7, 8 兩種宜用於挾沙豐富之河流。9. 混凝土及鋼筋混凝土護岸，圖 100，用於陡削之河岸。10. 木籠亂石護岸，11. 鐵絲籠石，12. 其他。

### 第 4 節 縮狹工事

縮狹工事可分三種，一，順壩，二，丁壩，三，透水壩或攔沙壩。

129. 順壩 建築材料多為石及梢工等，順壩與河岸之間常設格壩，為增加淤積之效能起見，恒於格壩頂設柳及梢料等工，如圖 105。

在山流荒溪，此項佈置殊鮮功效。順壩向水之一面迎溜頂沖，而向岸之一面，在淤沙未滿以前，洪水滾越，亦易搜刷，皆應注意保護。1. 沉梢及填梢順壩 以填梢或沉梢作壩身。沉梢，鋪石或拋石作護坦，壩基宜低於河底。2. 填梢及拋石順壩 3. 石礫順壩 用拋石或拋石及沙礫造成，以沙礫作壩心，外以拋石保護，壩面用鋪石，拋石順壩如

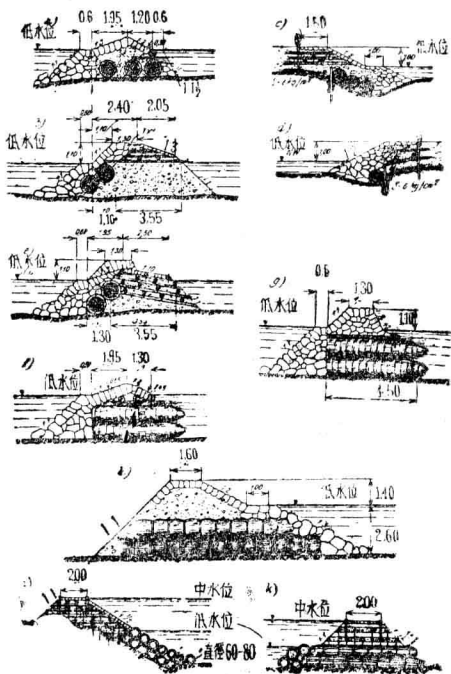


圖104 沉梢及填梢順壩

壩身甚高，可分期進行，先於低水位下建壩基成小壩，或再建小格壩，以求堅固，俟淤沙填滿，再建第二第三層。

4. 石礫及沉梢順壩 沉梢作基，沙礫作壩身。5. 沉排順壩 6. 鐵絲籠亂石順壩。

130. 丁壩

丁壩之根部深埋岸內，通常約三四米，是曰壩根，近水之一端曰壩頭，頂部曰壩頂，向上游之岸坡約為 1:1 至 1:1.5，向下游之旁坡約為 1:2 至 1:3，如圖 110 所示。丁壩以建築材料之不同，分為下列數種。1. 填梢及沉排丁壩 以沉排為壩基，填梢為壩心，壩面

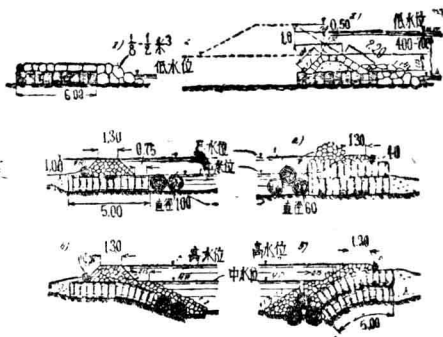


圖 105 順壩

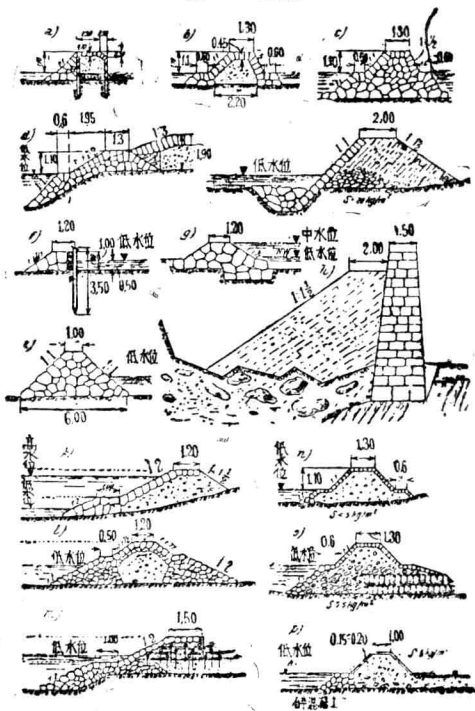


圖 106 石礫順壩

用梢龍盤結，以求整齊。梢工丁壩北德諸川常採用之。美美爾河之丁壩，壩頂坦坡為1:100，壩頭坦坡為1:3，上下游旁坡均為1:1。

挨爾培河於壩頭之下，用沉排及拋石或沉梢，壩頂坦坡1:150，或1:200，壩頭坦坡1:2，上下游旁坡為1:1。2. 填梢及沉梢丁壩 壩頭用沉梢，內部用填梢，砌石護面，未塞爾丁壩壩頂坦坡1:30，壩頭坦坡

1:4。3. 沉梢丁壩 以沉梢作壩基及護面，中填沙礫，表面加鋪石，如賴恩河下游之丁壩，壩頂坦坡1:200，壩頭坦坡1:4，上下游旁坡1:1.5至1:2。4. 沉排丁壩 賴恩河下游用之。5. 石料及沙礫丁壩 未塞爾河石礫壩 壩心填沙礫，壩頂用拋石，表面用鋪石。壩旁坡度在水面上為1:1 水面下為1:2。賴恩河中游，恒用石壩。下游之丁壩及潛壩，大部用沙礫造成，於下游旁坡用拋石。6. 鐵絲籠填

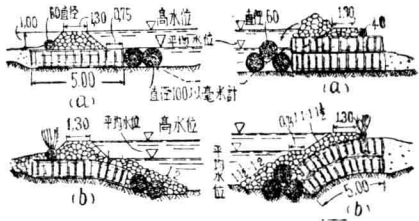


圖107,108 沉降河底之沉梢順壩  
第一期,第二期

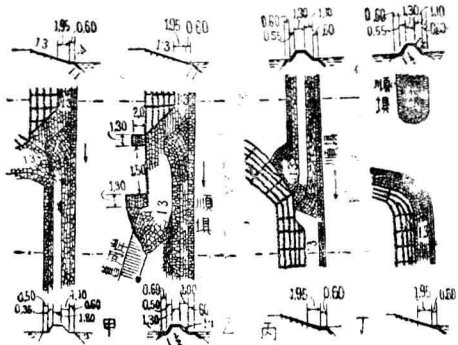


圖109 順壩與河岸之連接

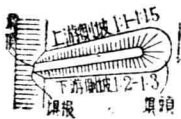


圖110 丁壩



圖111 鐵絲籠填石丁壩

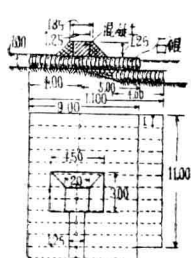


圖 112

石樁及混凝土丁壩

用，古時作為護岸。沉樹護岸亦屬透水壩之一種。

德國伊薩河採用窩爾夫浮壩，用為初步整理工事。打樁於河底，樁徑約 0.2 米，埋下樁長之半，樁距約 2.5 米，樁頂高出低水位，上部以徑約 0.10 米之橫木連接之。圓木之上捆扎一層或二層之梢捆。

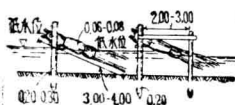


圖 113 浮壩

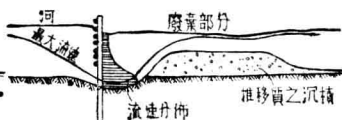


圖 114 水流經過木柵

掘長約 2—5 米。於其末端再用一橫木連接之，使毋散開。流緩之處亦可不用橫木。水流猛急，河底頗深或多冰凌之處，於樁後再打較小樁一排至二排，復以斜木連接前後排樁木，藉增強度。梢捆之高度約與中水或低水位相平。若欲淤積較高，梢捆可置於中水位以上。樁之排列與河線相平行，約距河線外數米，亦有與河線斜交成  $30^\circ$  之角度者。浮壩之作用如圖 114 所示。壩後水面降低故壩之下部有一強大水流通過，將沙礫攜入壩後空隙。壩後之河底水流較弱，故沙礫易淤。流速之垂直分佈，如圖 114。壩面水頭之降落愈大，則壩下之冲刷愈深，而浮壩之效率亦愈大。為防止過度冲刷起見，可將梢捆

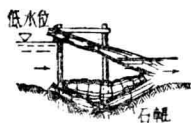


圖 115 跌塘



圖 116 浮壩之佈置

下降至河底，以沉柁壓下，上部再做新梢捆。浮壩後之初期淤積，來自壩下部之河底冲刷，迨至淤積漸高，水流受阻，則淤積部分僅限於壩之附近。調節浮壩之水頭，以及通過廢棄河面之流量，即足以操縱壩後之淤積高度及其範圍。壩後水流完全斷絕時，則淤積不再增漲。河流須有豐富之挾沙及推移量，方足以有利壩後淤灘之擴展。設上游推移之沙礫頗多，浮壩足以使河道中之沙灘冲出，而壩後不能有大量之淤積，壩後僅有局部淤積，較遠部分稍多。是故設計之初應先研究河流之推移量。至於水頭及流量之調節，全繫於梢

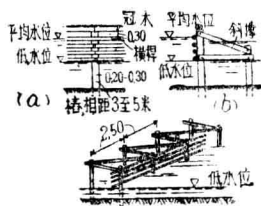


圖117 木柵節制

捆之多寡，梢捆可以增減。加長木樁並於上部裝橫木可以減少壩後之冲刷。窩爾夫浮壩有時不能達到預期之目的，後乃改用木柵節制壩，圖 117，在中低水位之間，裝設橫木於樁上，下游部分完全開放，使通過木柵之水流得一出路。圖 114 示加木柵後之流速分佈情形，在低水甚淺之處木柵效用甚佳。水深之處可用窩爾夫浮壩與木柵混合，若以樹木代替梢捆，是曰木柵浮壩，其佈置與前相同。壩後淤積既已完成，乃將梢捆沉下，直抵沙灘，其上加拋石及鋪石，遂成順壩而為永久之建築。護岸工亦如此。拉亞爾河河床為細沙，曾以簡單之橫木上下移動於木架之上，木架用樁製，與前述者相似，頗有成效，壩後淤積，並改正河中水流但工費較昂。又有以鐵絲網代橫木者。

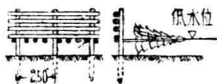


圖118 木柵浮壩

圖 114 示加木柵後之流速分佈情形，在低水甚淺之處木柵效用甚佳。水深之處可用窩爾夫浮壩與木柵混合，若以樹木代替梢捆，是曰木柵浮壩，其佈置與前相同。壩後淤積既已完成，乃將梢捆沉下，直抵沙灘，其上加拋石及鋪石，遂成順壩而為永久之建築。護岸工亦如此。拉亞爾河河床為細沙，曾以簡單之橫木上下移動於木架之上，木架用樁製，與前述者相似，頗有成效，壩後淤積，並改正河中水流但工費較昂。又有以鐵絲網代橫木者。

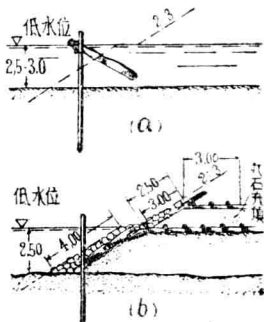


圖119 浮壩改順壩

第 5 節 潛壩及囊沙壩

132. 潛壩 河槽過深之處，建潛壩以增高河底，潛壩之間日漸淤積，河底遂全部漲高，或利用浚挖之泥沙填塞之。潛壩之效用在於調節比降，藉使上游比降較緩。潛壩橫貫河底，兩端固結於河岸或僅及河心，以求達到計劃截面並保持相當之航運水深。壩中部低窪兩旁高起，成一斜坡。山流湍急，推移沙礫甚多，比降峻削，沿河建潛壩成爲連續之跌水，兩壩之間比降平緩。設壩頂甚高，乃成爲囊沙壩。潛壩之建築設計與固定堰相同。

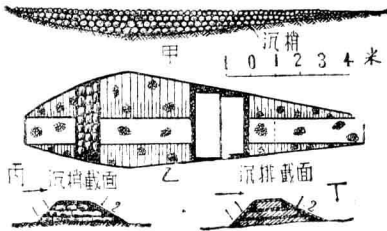


圖120 未塞爾河潛壩

1. 梢工潛壩 用沉梢或沉排造成，圖120爲德國未塞爾河所用，上游坦坡 1:1，下游 1:2。2. 石料潛壩 挨爾培河管用之，潛壩間距爲 38—50 米。3. 施太修式潛壩 此爲逐步建築，第一部於深槽中每隔百米用沙石

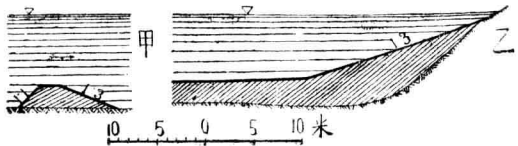


圖121 石料潛壩

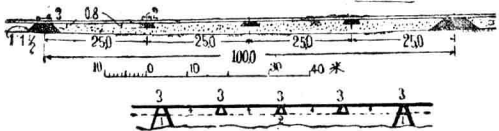


圖122 施太修式潛壩

此爲逐步建築，第一部於深槽中每隔百米用沙石

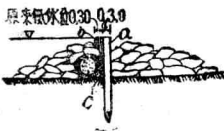


圖123 木石潛壩(完全潛水)

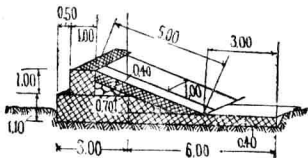


圖124 鐵絲籠塊石潛壩



建潛壩 1. 壩頂在標準河床下 0.8 米，石塊成方形，邊長 0.25 至 0.30 米。第二步在潛壩 1 之間，填以浚挖之沙礫，第三步加高潛壩 1，每隔 25 米建小壩 3，第四步再以沙礫填平，石料宜用花崗石，頗著成效。上述諸式大率用於平原河流之治理。4. 常川潛水潛壩 5. 間斷潛水潛壩 此二式用於山流，建築須堅固，壩下做護底，以防沖刷。建築材料用木，石，梢料編柳等如圖 123—125。

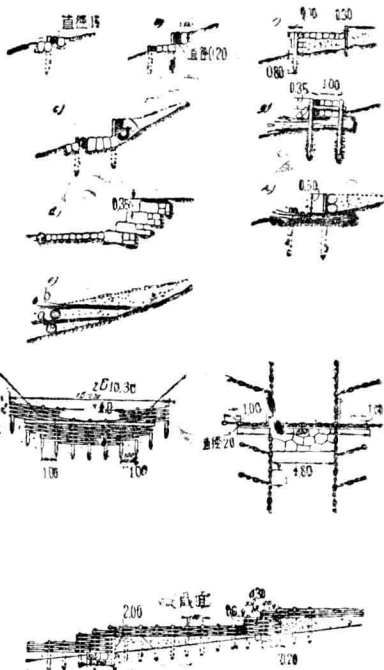


圖 125 間斷潛水之潛壩

133. 沙坊 (或曰囊沙壩) 用於荒溪及山流，目的有三：1. 減少河

床坡度，2. 防止河床之沖刷，3. 增加河谷高度藉以穩固岸坡底脚。沙坊之建築材料因地而異，混凝土，乾砌塊石，木料，木石混合料以及編籬等均有採用。坊後底脚應有相當之保護，其長度約為跌水之 1.5 至 2 倍。護底之末端或再用小欄，藉作消能之用，使前部成為靜止池。坊頂往往中部較低，兩旁向河岸傾斜，或成階級式，每級成平台。中部略低，可以集中水流於中央。設兩旁建翼牆，中部坊頂可成水平。護底與翼牆應固結，翼牆須達相當高度，聳立兩岸。沙坊之基礎應為佳良之岩石，否則護底應建築堅固，以防底部沖刷。下游之沙坊位置及高度，最少應足以使上坊之底脚河床增高 0.25 米，以

免坊脚之暴露。沙坊之目的在於囊集上游沙石，並非永久的壅積水流，故坊壁應留有洩水孔，石坊及混凝土坊尤須注意及此。設水孔過大，孔隙之上游可加裝木柵或鐵柵，亦有僅裝洩水小管者。柵欄設置之初，阻止巨大沙石，時日漸久，乃成濾器，雖微細之沙泥亦不能通過。

134. 沙坊之設計 設工地石料豐富，沙礫及水泥運輸便利，最宜建圻工石壩以求堅實。重力式沙坊之作用力有下列數種：1. 坊上游之水壓力，2. 坊前堆集沙礫所生之土壓力。3. 坊頂或有沙礫

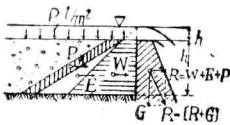


圖126 沙坊之作用力

之累積而生下壓力，圖126。沙坊之建築未必能如固定壩之謹慎，基地空隙水流有侵入之可能，故全部上浮力應加注意。沙坊亦須避免張力之發生，設計方法與普通重力壩相同。下游坊面常用平直線，

上游坊面以垂直為佳或用 20:1 至 10:1 之傾斜。如水流之挾沙甚少或僅為泥沙之類，上游坊面亦可用 5:1 至 3:1 之傾斜。坊面直立可以囊積沙石，免致流墜於坊背。重力式沙坊之量度

王氏<sup>(82)</sup>有下列之表：克來司尼克<sup>(83)</sup>建議下游坊背為 1:0.25，坊頂寬為 0.35h 至 0.45h。坊身之平面為弧形或成平直。兩岸如為岩石或堅實之土質可採用弧形，藉以利用拱形之作用力；若兩岸土質輕鬆，則以平直為宜。拱形坊之矢距約為跨度之十分之一，尋常計算，拱形作用皆不計及。據瑞士之經驗，兩岸翼牆，略向下游收

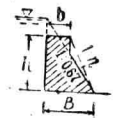


圖127

沙坊之截面

表 8 石砌重力式沙坊之量度

坊高 $h$ (米)	下游坊背之坡度 1:n 之 $n$	底寬(米)	坊頂寬(米)
4.5	0.25	0.60h	0.35h
7.0	0.25	0.61h	0.41h
12.0	0.20	0.61h	0.46h
23.0	0.10	0.63h	0.53h
28.0 以上	0.05	0.65h	0.60h

縮，成效顯著。為保護河床起見，全部河底或須加鋪護底，以防冲刷。欲求坊底基礎之安全，可於坊下更建小坊，是曰前坊，二坊之距離約為正坊高度之 2 至 3 倍，二坊間成爲靜止池。

135. 建築式樣 依其材料分類如下：建坊應由下向上，或擇要施工，隨時補充。

1. 乾砌石坊 多採拱形，

圖128，坊頂用整平之巨塊石，恒用鐵搭緊結，

鐵搭之空隙可用鎔鉛澆灌。此坊之作用力與其他相同，但有完全之上浮力，應用之石料以

超過 1 立方米者爲佳。2. 混合式石坊 坊心用乾疊塊石，外部用 1 米厚之水泥沙漿砌石塊保護之。坊頂坊背及洩水孔附近皆用漿砌石料。翼牆亦用漿砌。

3. 混凝土坊 推移沙石之粗大者，坊面易於受損，故坊頂可以堅固條石保護之，或用木料亦可。

4. 木坊 如木料便利可用木坊，不甚耐久，平均約 15 至 20 年，時須修理。若河谷狹窄，可以木柱塔成木架，中填亂石，兩端固埋岸內，上游以石礫堆集，坊頂用鋪石保護。設溪谷寬廣，或兩岸不足以支撐，則用尋常之木籠亂石。木籠應固結緊連，亂石由內部填入。木料可用圓木，交接面略予削平，以鐵釘，螺栓，鐵桿等連接之。坊頂用鋪石保護。

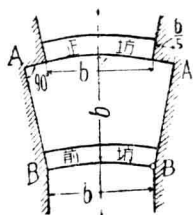


圖128

沙坊之平面

## 第 6 節 裁灣工程

136. 佈置 裁灣新河大都通過平地，故非開挖不可。一般輒先開一小截面，以水流之力冲刷擴大，以省工費。中溝之寬度至少爲新河之十分之一。若水流力不足以冲去泥土，或新河急待應用未便久延，又或河道不長，及開挖泥土別有利用等原因，亦可完全開挖。在平直之新河，中溝設於中線；在彎曲段近於凸岸，河彎愈銳則愈近凸岸。若須使廢河同時淤積，可將新河之起點，選擇適當位置，使大部挾沙及推移質流入舊道。由新河冲刷而起之泥沙，不宜任其淤積於下游，新河與舊河之交會處，應設法使水流強大，阻止淤積。

127. 中溝 中溝之開挖恒起始於下游，小引河可用人工，大引河宜用機械。爲使截面加速擴大起見，可用挖泥機在水下工作。兩岸新河線之護岸工事，應同時進行，兩旁掘小溝，溝底約到達地下水水面，用石料及沉梢鋪設岸旁。上部並堆積充分材料，俟岸前泥土冲刷將完，即填石梢等料。河床到達平衡狀態後，再建築永固之護岸。裁灣之引河或中溝若通過較低平地，中溝旁應建立臨時隄防，以防洪水。引河之兩端留存天然堵壩，寬約數米。開壩時水位宜略高於中水位，掘決後水量湧猛下注。於舊河之起點建堵壩，以增加入引河之水量。堵壩與新河岸綫相接，亦可用透水式。放水之初，舊河堵壩應留一缺口，以免中溝水流過大。堵壩之建築有二種，於舊河口打樁支架，放置沉梢；或不設樁架，於舊河口之兩端同時放下沉梢，漸漸縮小口門。河底及口門下部皆須以沉梢一層保護之，免生跌塘。應用透水壩則舊河之淤積甚速。透水壩中心綫應在計劃新河岸綫之前，壩後淤積漸高，堪爲新岸之基礎；若與河岸綫符合，則該處河床頗深，新岸不便建立。

138. 裁灣規律 德國巴燕省有規律十則：1. 大河裁灣 中溝之地位宜在新河之中央，若新河彎曲，中溝應偏向於凸岸，蓋因凸岸易於冲刷。兩岸土質若有堅鬆之別，中溝宜偏於堅土之岸。2. 小河裁灣 若新河通過沙礫灘，而放水以前，已築成護岸工事，則中溝可偏向於已護之岸。近岸之處往往冲刷太深，工費稍大。復因水流向一面冲刷，新槽不致迴旋曲折，可以整齊。3. 堵塞舊河之壩及逼溜堤等輔佐工事，應就新河岸綫建立，將來即用爲河岸，以節工費。3. 中溝之開挖寬度須依照河道寬度，地面高度，新河之比降及土質之堅鬆決定之。溝底最少須爲新河寬十分之一。5. 溝槽從下游開挖，向上進行，力求其深。若地質爲粗沙礫，可先挖至水面，然後再開中溝，溝內水面與下游水面同高，庶可便利較深之開挖。若地質爲黏土，新河應全部開挖。中溝土岸坡度，視土質而定。6. 若開挖綫沿堵壩或逼水堤而行，則沿綫之河岸，應開切成坡，並加保護，此後冲刷僅向對岸發展，逼溜堤向上游引伸，以 1:6 至 1:7 之

傾斜爲宜。7. 設在山流，新河開放不可在洪水期，宜在中水時，以免未保護之河岸遭受冲刷，及新河之淤墊。8. 新河如通過礫石地面，可將佳良之石料堆集於新河岸綫之後，以備將來作沉梢之用。掘出之土不可委棄於河綫之內，新河岸後之深塘或低地，應以開挖之土石填平之，兩岸並可用開挖之材料建防洪堤。9. 舊河堵塞以前，新河兩岸先加保護。10. 設引溜歸入新河，而無須顧及航運情形，可於舊河口先沉下平行之沉梢作爲潛壩，其上以梢料拋沉，達到低水位，梢料之前放下沉梢，以資憑依。此後堵壩逐漸增高，須顧及新航道及新引河之影響。突然潰決宜避免之，堵壩之突然增高，有冲毀新河之危險，並阻止舊河之淤積。俟舊河淤填已有成效後，再將壩增高至預定限度。

### 第7節 塞支

139. 塞支之堵壩 堵塞支流應先在各有關方面詳加考慮，水流愈強河床愈變動，則愈應留意。堵壩施工之初，輒先保護河底，壩基之下游河床，亦須保護，蓋水流冲激易生跌塘。建壩材料或用石

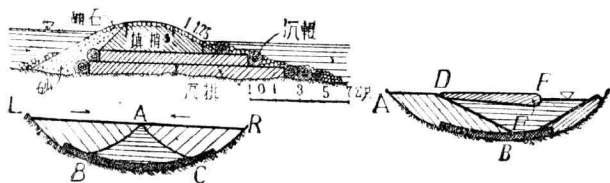


圖129 堵壩

料或採梢工。石建堵壩 先以巨大石塊，拋沉河底，作爲壩基，其上逐漸堆石，高出水面後，上部旁坡及壩頂用鋪石砌護。下游壩面坡約1:4 上游1:1.5，壩頂寬2—4米。堆石壩初頗漏水，日久泥沙填淤空隙，漸漸閉氣。設河槽頗深，宜用沉排護底，以減小截面而便施工。支流堵壩之進行必須俟主流河床已經相當冲刷之後，否則壅積水流，致主流有不及宣洩之弊。梢工堵壩用沉排作護底，上用薄層

填梢。護底工完成後，可自兩岸開始做填梢工，向中心推進。兩端梢工不可於水面處交接，而其下部留一三角形之空隙，否則水流湍急，難於閉合，最好自一方着手，漸向對岸前進，對岸已有保護，河底已有沉排，則合龍較易。

### 人 地 名 表

1. Baer; 2. Mississippi; 3. Einstein; 4. Schoklitsch;
5. India; 6. Chézy; 7. Rurdall; 8. Rhône; 9. Isère;
10. Saône; 11. Volga; 12. Garrone; 13. Loire; 14. Weser;
15. Oder; 16. Seine; 17. Rhine; 18. Elbe; 19. Grashof;
20. Kramer; 21. Stickler; 22. Steinberg; 23. Burkley;
24. Nürnberg; 25. Du Buat; 26. Donat; 27. Wittmann;
28. Turkestan; 29. Hainburg; 30. Hagen; 31. Isar
32. München; 33. Oderberg; 34. Grube; 35. Inn;
36. Engels; 37. Bayern; 38. Pettau; 39. A. Wecker;
40. Rienz; 41. R. Reich; 42. Fargue; 43. Du Boys;
44. Giradon; 45. Sympher; 46. Muttray; 47. Soldam;
48. Saale; 49. Kutter and Bazin; 50. Hermaneck;
51. Forchheimer; 52. Waal; 53. Strassburg; 54. Cologne;
55. Breslau; 56. Ardèche; 57. Durance; 58. Teubert;
59. O. Franzuis; 60. Winkel; 61. Mur; 62. Dresden;
63. Minden; 64. Eder; 65. Münder; 66. Aller; 67. Saale;
68. Torawa; 69. Iron Gate; 70. Madgeburg; 71. Latferder  
Klippen; 72. Binger Loch; 73. Memel; 74. Amazon;
75. Oeltjen J.; 76. Reinecke; 77. Horn; 78. H. L. Partiot;
79. De Thierry; 80. Wolfe; 81. Stecher; 82. F. Wang;
83. Kresnik; 84. Bourget; 85. V. Salis; 86. Lech.

## 河工學編索引

- 2 丁壩 Spur dike 43,90
- 3 三角洲 Delta 57  
山流 Mountain stream 2,22  
丸石或塊石輓 Gravel or stone roll 78,92
- 4 水林線 Strichlinie 35  
水庫 52  
木料 71  
木柵浮壩 Curtain poles 93  
木籠 Crib 78,89  
中水河床治理 31  
分水 26  
勾形丁壩 Hook groin
- 5 冰凌 15  
冰塞 Ice jam 16  
石料 70  
石灘 Stromschnellen 55  
石籠 Senkkorbe 78
- 6 曲度半徑 35  
沉排 Fascine mattress 76,90  
沉梢 Core fascine 75,88,91  
沉落曲線 Drop down Curve 59  
沉輓 Sinkualzen  
沉樹 81,89  
沉積錐 Debris cone
- 沙丘 Sand bank 14  
沙坊 Check dam 20,95  
沙脊 Ripple 15  
拋石 Riprap 75,88,89  
辛飛治河原理 33  
形態係數 39  
歧拉同治河原則 31  
歧流 48  
低水河床治理 31  
防止雪崩 Avalanche 19
- 8 河口 Estuary 2,57,59  
河床 River bed 4,6  
河線 Alignment 35  
芟料 72  
放淤 Colmation 22  
法格定律 28  
含沙量 13  
押輻力 Tractive force 11
- 10 草 72,81  
格壩 Traverse dike 46,89  
恩格斯治河原則 29  
挾沙 Sediment 9  
流槽 Ravine 17  
荒溪 Wildbach 2,17  
浮游物質 Suspensions 9  
梢料 71  
梢樁 Fascine

- |                             |                          |
|-----------------------------|--------------------------|
| revetment 75,88             | Aufwärts-strömungen      |
| 梢籠 Fascine whip 74          | 窩爾夫浮壩 Wolf               |
| 混凝土 72,74                   | curtain 88,92            |
| 混凝土棍 Concrete roll 77       | 13 過渡段 Transition 32,36  |
| 推移物質 Tractional             | 14 填梢 Packwork, 78,88,91 |
| load 9,12                   | 漩溜 Eddy 8                |
| 組合曲線 Compositior            | 匯集區 Catchment            |
| curve 9                     | area 17,18               |
| 掃工 82                       | 15 藤料 75                 |
| 造床水位 26                     | 潛壩 Submerged sill 46,94  |
| 12 順壩 Training wall 4,43,89 | 潮汐 62                    |
| 集中性質 Characteristic         | 編籬 Wattle 80             |
| of Concentration 39         | 鋪石 74                    |
| 裁灣取直 Cut-off 24,50          | 17 谿線 Talweg 34          |
| 透水壩 Permeable               | 19 攔門沙 Sand bar 59       |
| work, 47,92                 | 囊沙壩 Check dam 94,95      |
| 等速次等的向上流動                   | 21 護岸工程 85               |
| Stationäre sekundäre        | 鐵絲籠 Wire box 78,89       |



# 中國工程師手冊

## 水利手冊

(汪胡楨主編)

### 第六編 渠工學

(劉宅仁)

#### 目 錄

---

第一章	緒論	2
第二章	船舶	4
第三章	開發運渠之經濟檢討	12
第四章	運渠之定線	18
第五章	運渠之橫截面	22
第六章	運渠之需水量及給水	29
第七章	特種工事	33
第八章	河流之渠化	36
第九章	船閘	38
第十章	斜面船軌及昇船機	48

# 第六編 渠工學

## 第一章 緒 論

1. 航運之重要 今日陸運空運，雖曰發達，然水陸空各種交通，實各具其長，相輔爲用，不可偏廢，庶物產之溝通，行旅之往來，得各依其性質之輕重緩急，而各循其適宜之途徑。若夫巨量物資，而又乏時間性者，自以水運爲最宜。我國內陸大河密佈，惜乎未加治理，而其相互間，尤少溝通；使工商業之未能發展者，此未始非一要因也。水路航運之重要，既略如上述，茲再舉其優點於下：(1)航運運費低廉 笨重物件之運輸，以水運爲最廉，蓋大船之自重與貨重之比，既較爲適宜，同時運渠之經常費用，亦遠較鐵路爲省故也。(2)便利鄉村發展 運渠中可以沿途裝卸貨物，不若鐵路之僅以車站爲限。(3)其他附帶利益 運渠常兼有灌溉給水等利。我國鐵路既未充分發展，道路亦未臻完備，故內地交通運輸，多藉河流以通航；又在我國強大海軍建立完成之前，南北運渠之開發，實具特殊之重要性也。

2. 運渠之定義 運渠乃人工航道之總稱，其義有狹廣二種：(1)開掘之渠道 凡爲河與河之聯絡或其他通舟之利，而於地面開掘新渠道者，是爲狹義之運渠。我國之南北大運河，非之蘇彝士，美之巴拿馬均是也。(2)疏導之河流 天然之河流，往往因河床淤淺，暗礁棋佈，或水面狹隘水流湍急等，有礙航行；於是加以人工之疏導，使船舶得以暢通無阻。此航渠化之河流謂之廣義運渠。秦，漢，隋，唐，宋，元，之際，南北運河尙未大成之時，漕運之事，賴以不廢者，河，汴，渭，洛皆廣義之運渠也。

3. 運渠之類別 運渠於狹廣二義外，若依其水流之狀況及其

設備之情形，更可大別爲二類。(1)閉合之運渠 凡渠之因地勢高低不同，而用船閘分渠爲數段，以維持適宜之水深，各段之內，水皆平定，殆無流動之現象者，是爲閉合之運渠。如山東境內南北大運河，巴拿馬運河是也。(2)開敞之運渠 凡運渠之不用船閘，全渠之比降極小，而渠水略有流動之可能者，是爲開敞之運渠。如蘇彝士運河是也。

4. 我國運渠之歷史 禹畫九州，導四瀆(註1)而爲貢道。宋傅寅謂：四瀆者，古運河也。迄乎唐虞三代，運道乃以河爲中樞，而以濟，漯，汶，泗，江，淮，潛，漢，渭，洛爲其支；交通之利，堪稱極盛。春秋之世，灌溉之外，於運渠之開闢，亦多建樹。如史記河渠書所載：『滎陽下，引河東南爲鴻溝，以通宋，鄭，陳，蔡，曹，衛，與濟，汝，淮，泗會。於楚西方則通渠漢水，雲夢之野；東方則通鴻溝，江，淮之間。於吳則通渠三江五湖。於齊則通菑，濟之間。於蜀則李冰鑿離碓，辟沫水之害，穿江成都之中。』秦漢以後，代有興廢，或因於漕運，或基於軍事。如秦史祿之鑿靈渠；漢晉之闢渭渠，修汴渠；東晉謝玄之樹柵立埭，堰呂梁水，以抗秦兵；隋之開通濟，新汴諸渠等等：是爲我國運渠之原始時代。唐仍隋舊，而又開漣水，關嘉陵江；於伊婁河（即瓜州運河）則用水牻以代堰埭；於靈渠則設斗門十八，聯接湘灑二江。宋喬維嶽則更創複牻於故沙河，是爲牻河運渠之發軔時代。南宋陳埭之大修運河，立隄堰，以資蓄泄。元郭守敬改高良河爲通惠渠，建壩立牻；又開會通河。明代繼之，以河爲主。清初於南北運道加意經營，更穿阜河中河，設牻座，是爲牻河運渠之全盛時代。清末以降，運渠日漸衰廢，至民初而益極，是爲運渠之衰落時代。自國民政府奠都南京，於全國運渠，逐漸加意經營，從事整理，今日而後，其將爲我國運渠之復興時代歟？我國南北大運河始於周敬王三十五年（公元前485年），吳王闔廬開邗溝，北接於淮，南接太湖而達於江。西漢文，景之際（公元

(註1)四瀆者，江淮河濟是也。古時四者均獨流入海。今濟奪於河，淮入於江，四瀆中獨流入海者，僅江河而已。

前 179 年至前 141 年)，吳王濞開邗溝，自茱萸灣通海陵倉，及碛溪白蒲，爲今通揚運河所由昉。東晉廢帝太和四年（公元 369 年），桓溫伐燕，鑿鉅野三百里，名桓公溝。自清水入河，遂至枋頭，是爲後世山東南運河之原始。隋煬帝疏永濟，北通涿郡；開通濟，引河通淮；開邗溝，通淮入江；又通京口河道於餘杭，由是黃河以南，大江以北，均得貫通無阻，南北大運河之雛形乃具。元又開通惠，以接白河御河；開會通，以上連御河，下通清，泗；至徐州會黃河，南通江，淮，循江南運河抵達餘杭，南北大運河之局勢因得益著。明初奠都金陵，大興水利，濬江南運河，通兩浙之漕；又築寶應湖隄，開直河。成祖遷都燕京，漕運之局又變，乃命陳瑄，宋禮輩大修北運河，并定三年一濬之制。清初沿明之舊，而益加經營，康熙間，靳輔開中河，南北大運河之全局，至是乃定。道光六年以後，河海并運，局勢漸變。光緒二十五年（公元 1900 年），南北漕運全數改折，運河因失其用，往日繁榮，皆成陳跡矣。民國初年，戰事頻仍，於運河無復修濬。迨國民政府成立，導淮測量處，導淮委員會，整理運河討論會等相繼組織，於運河工程竭力整頓，分段施工，并成劉老澗，邵伯，淮陰等船閘，異日全功告成，於經濟上之極大貢獻，必可預卜也。

## 第二章 船 舶

5. 船舶與運渠之關係 運渠之用，首在通航。渠身之大小形狀，均應以船舶之大小，航運之經濟等爲依歸，自無疑義。在閉合之運渠，船閘之尺度，尤完全因船舶而定。

6. 船舶之種類 廣義言之，凡能漂浮水面，攜人載貨而渡者，皆謂之船舶。大別之可分爲二：(1) 桴 編竹木以代舟，謂之桴，俗稱浮排。如木筏，竹筏等皆是。運渠中現已罕見，惟內地河溪中猶有之。(2) 船 船隻之種類極夥，各依其用途，可再分類如下：

a. 貨船 貨船，乃指專爲運載貨物之船隻也。運渠既以貨運爲其主要目的，故於船舶之研究，亦即以貨船爲主。下節中將詳論之。

b. 特種

船 船隻之供給特用者，如運油船，汽車渡船，裝載泥沙用船，水上挖泥機船及私人遊艇等皆屬之。c. 拖船 船隻之備有動力，不自運載大量貨物，而專供拖帶其他貨船之用者屬之。

若依船舶航行之方式，又可分為二種：(1)有動力船，(2)無動力船。前者為拖船，汽船，馬達船等；後者賴他船之拖曳，或因風力人力等而航行。

7. 貨船 貨船，或以鐵製，或以木製；鐵製者較佳，惟我國各河流中，實以木製之民船為主。至其形式則隨地而異，在水流迅疾之河流中，船式多較修長，反之，則較寬闊，茲設船式之比例係數三種列下，以便研究。(參見圖 1)

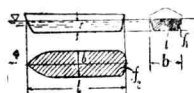


圖 1

$$\text{橫截面係數 } \varphi = f_1 / b \cdot t \text{ ----- (1)}$$

$$\text{縱截面係數 } \psi = f_2 / b \cdot l \text{ ----- (2)}$$

$$\text{排水量係數 } \delta = V / l \cdot b \cdot t \text{ ----- (3)}$$

$b$  為滿載時浸水線處船舶中央之寬， $l$  為船舶之長， $t$  為最大之吃水深， $V$  為船所排開之水量(以體積計)。由是則船舶之總重量  $W$  為：

$$W = \gamma \cdot V = \gamma \cdot \delta \cdot l \cdot b \cdot t \text{ ----- (4)}$$

$\gamma$  為水之比重。一般船舶，其總重之四分之一，為其自身之重量。可能之載貨量，大約僅  $\frac{3}{4}W$  而已。<sup>(1)</sup>據恩該爾哈特氏謂：運渠中最適宜之船式係數為： $\varphi = 0.90$  至  $1.0$ ； $\psi = 0.70$  至  $0.90$ ； $\delta = 0.80$  至  $0.95$ 。後經方修斯氏之統計研究，又得下述各值。<sup>(2)</sup>

$$(1) \text{海船 } b:l = 1:6.7 \text{ 至 } 1:8.5 \quad t:l = 0.45:1 \text{ 至 } 0.54:1$$

而行駛於海洋之貨船與客船又略有不同：

$$\text{貨船 } l:b:t = 15:2:1 \quad \delta = 0.65 - 0.8$$

$$\text{客船 } l:b:t = 22.5:2.5:1 \quad \delta = 0.58 - 0.63$$

貨船以巨量之載重為要，故其排水量係數恒較大也。

(2) 內河船 內河船舶與海船主要不同之點，在於其寬度較大，而吃水深較小；蓋內河水位之漲落靡定使然耳。

$$b:l = 1:5 \text{ 至 } 1:9 \quad t:b = 1:3 \text{ 至 } 1:6$$

$$l:b:t=36:4.5:1 \quad \delta=0.8 \text{ 至 } 0.95$$

8. 各地貨船尺度舉例 各地之貨船尺度及形式，極為複雜。各國之間，固互不相同，即一國之中，亦隨處而異。茲舉德國四大河中船隻之概略，如表 1 (註2) 所示。表 2 (註3) 示我國揚子江上游各

表 1 德國四大河中隻船之概況表

河 名	船長 (米)	船寬 (米)	吃水深度 (米)	船重 (米噸)	載重 (米噸)	排水量 (米噸)	$\delta$
<u>賴恩河</u> (3)	87	11.1	0.47—2.6	360	1760	2120	0.87
<u>挨爾培河</u> ( )	75	10.6	0.39—2.0	250	1090	1340	0.87
<u>未塞爾河</u> (5)	61	8.7	0.4 —1.9	160	650	810	0.81
<u>俄得河</u> (6)	55	9.0	0.4 —2.0	150	610	760	0.89

表 2 揚子江上游船隻概況表

河 名	船 類	船長 (米)	船 寬 (最寬之處) (米)	船深 (米)	吃水深度 (米)	可容許之 載重量 (米噸)
<u>揚子江</u>	麻秧子	11—33.50	6	2.50	0.15	上水 80 下水 100
	扒窩子	17.50	3	1		
	捎麻秧	26	5	2.50		
	改良木船	20	4	1.50		
<u>嘉陵江</u>	老划秋	36.50	5			
	金銀錠	10	2.50			
	廠邊邊	18.50	4	1.50		
<u>蔡 江</u>	小河船	14.50	2	1		
<u>大甯河</u>	神駁子	15.50	1—2	1		
<u>龔灘河</u>	鹽船	27.50—30.50				
<u>沱 江</u>	中元駁	12—28.50	3.50—4.50	1.50	滿空 0.38 0.15 0.10	
	木船	12	2			

(註2)見 O. Franzius: Der Verkehrswasserbau

(註3)參見 G. R. G. Worcester: Junks and Sampans of the Upper Yangtze.

河中民船之尺度，可知我國民船尺度之雜亂，實較他國為甚也。民國二十年七月導淮委員會，就經行運河中船隻，作調查統計，結果可歸納民船為四級如下：(1)甲級，排水量約 36 米噸，為最大。(2)乙級，約 27 米噸。(3)丙級，約 12 米噸。(4)丁級，約 6 米噸。欲運輸成本之減輕，自以採用巨船為是。然在船渠充分發展之前，徒用尺度巨大之船隻，勢必阻礙交通，害及安全；是故當局對此每有限制。例如前清會典，對於漕運糧舟之規定：最大船長不得超過十丈，闊不得超過一丈，吃水深度不得超過三尺，載米不得超過四百石。最近德國於埃爾培河船隻，亦有長不得逾 76 米，寬不得逾 11 米之限制。然將來工業發展，航運繁盛，轉輸之需要，勢必日益迫切：吾人於運渠工程計劃之初，固宜選定一理想之標準船舶尺度，以為渠身及船閘設計之依據，庶運渠工成之後，能適合長期之需要也。我國導淮委員會，整理運河討論會於修導運河工程中，會定有標準船式如表 3。此表所擬定之初期標準船，較實際現有之甲級民船大逾

表 3 運河設計中所規定之標準船舶尺度

標準船	船長 (米)	船寬 (米)	最大吃水深 (米)	排水量 (米噸)	$l:b:t$
初期標準船	30	6	2	300	15:3:1
次期標準船	72	9	2	900	36:4.5:1

八倍以上，而次期標準船較之甲級民船則大達二十五倍(註<sup>4</sup>)；其所以如此者，蓋欲為將來工業發展，航運繁盛之日，預留餘地也。

9 船行之阻力 行船時所遇之阻力，固因船舶之形式，航速等而異，但同時與運渠橫截面之形式大小，亦有深切之關係。據該柏氏試驗結果：得知若水面之寬超過船寬之十五倍，水深超過船之吃水深二十倍，則是時船行所遇之阻力，始與行船於無邊無底之水中無異。故船舶航行海洋中，無注意海洋截面形式大小之必要。而船

(註<sup>4</sup>) 運河現時已與天然河川相似，水位既漲落靡定，流速亦有過甚之處，故民船載重甚小，即較諸前清會典之限制，亦迥不相侔矣。又運河中 114 艘民船尺度調查表見水利月刊八卷二期汪胡楨著「運河渠身之設計」。

船航行運渠中時，因渠寬通常祇為船寬之三至五倍，渠中水深僅略大於船之吃水深度而已；應如何決定運渠橫截面，以求達到最小阻力之目的，實尙有待於今後之繼續研究者也。船行阻力對於決定運渠橫截面之影響，又因運渠之性質而不同。吾人可別為(1)海洋運渠與(2)內陸運渠二種。海船行駛於海洋運渠中之時間，較之其航行全線所用之時間，至為微暫；故阻力之重要性較遜。而內河船隻，恒終生航行運渠中；故內陸運渠阻力之大小，與航運經濟之關係極巨，不容忽視。凡運渠之修造，下列四點，實具有同等之重要性，不可偏廢。四要點者，即(1)交通安全須能保障，(2)造價須低廉，(3)船行之阻力須小，及(4)將來須有擴充之可能是也。明乎此，可知阻力之大小，乃決定運渠橫截面主要條件之一，但非惟一之條件也。

#### 10. 渠及船之橫截面形式與阻力之關係 船之橫截面形式至

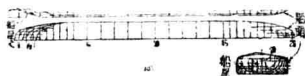


圖 2



圖 3

夥，現時之常見者，大別之在德國有匙式及稜式二種；參見圖2，圖3。二者之中，又以稜式船較多，蓋其排水量係數  $\delta$  值較大，故較為經濟也。至於運渠截面之形式，通常不外弧形及梯形二種。(參見第五章，圖 16)所謂弧形渠，其渠底實為近於拋物線形之折線，德國之由培弗春至罕諾弗段之中運渠橫截面可為此式之一例。參見圖 4。英人夫盧德及德人恩格思二氏，相繼研究之結果，得知行船所遇之阻力  $R$ ，約與船行速度  $v$  之 2.25 次方成正比： $R \sim v^{2.25}$ ；但同時渠身

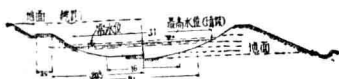


圖 4



圖 5

及船身之浸水截面面積之比  $n = F/f_1$  (參見圖 5)，應隨船之行速  $v$  以俱增：當  $v = 1.5$  米/秒時(即 5.4 千米/小時)， $n = 5$  至 6；若  $v$  增為 2 米/秒(即 7.2 千米/小時)則  $n$  應增為 10。換言之，即是時  $F$  當為  $f_1$  之十倍，方可使船行阻力不致增加過多。又在截面面積  $F$  相



等之渠，其較寬而淺者，對於船行之阻力恒較大。因素複雜如此，昔賢研究之時，其困難可知矣。恩格思氏在德累斯頓<sup>(13)</sup>之試驗，謂梯形渠較弧形渠為適合於實際之船形及航速。後提爾<sup>(14)</sup>又在柏林試驗，亦以截面面積  $F$  相等之梯形渠及弧形渠為出發點，得結果如下：(1) 若用梭式船：*a.* 渠中水深 1.5 米，船行速度  $v$  在 1.9 米/秒以內，則梯形渠之阻力較小。*b.* 水深為 1.79 米，速度為 1.2 米/秒，則又以弧形渠之阻力為較小。*c.* 水深為 2.07 米時，在無論何種速度，均以弧形渠之阻力為較小。(2) 若用匙式船，在水深 1.5 米，速度 1.5 米/秒至 2.07 米/秒時，弧形渠之阻力，約較梯形渠之阻力小百分之六至十。由此觀之，弧形渠似較優於梯形渠，然實際上，用匙式船者日少，是亦應注意者也。阻力非決定運渠截面形式之惟一條件，前已言之。今試復就造價方面，觀察之如下：渠身有填有挖，填渠無論其為弧形梯形，於土方之費用，殆無甚軒輊，而弧形渠水面廣闊，便利航行，自宜採用。至於下挖甚深之渠，則梯形渠之土方費用恒較低廉。圖 6 示二底寬相等之渠，一為梯形，一為弧形。梯形者渠面較狹，故所挖之土方較少。此外又有克雷氏<sup>(15)</sup>所建議之特殊橫截面，如圖 7 所示。克雷氏謂：舟行其中，若速度為每小時五千米，較之航行於其他橫截面之渠，阻力可減少 5~6%；若速度為 6 千米，則阻力可減少 9%。又據估計：克雷式渠每千米，需用鋼筋混凝土版 8,000 平方米，所費固多；然若以地面高出水面 3 米計，已可減少挖掘土方達



圖 6

圖 7

圖 8

27,000 立方米，並減少渠身所佔地基 11,000 平方米；若為填渠，則可減少漏水面積 10,000 平方米；而倘或架橋渠上，則每橋又可減短十餘米，所省亦不為少矣。惜迄今尚無採用之者，今姑錄其說如上，聊備參考。

11. 阻力之計算 靜止之水面，船行其上，則船前之水凸起，船尾之水凹陷，亦沿船之兩側自船頭流向船尾。其水面之高低變化，



圖 9

略如圖 9 (註5) 所示。船之行速愈大，則船前凸起之水愈高。而阻力亦因以愈大。夫盧德<sup>(11)</sup>，斯威特<sup>(12)</sup>，提馬斯<sup>(17)</sup>，哈克<sup>(13)</sup>，馬泰恩<sup>(13)</sup>與部赫荷爾茲<sup>(20)</sup>，該柏<sup>(7)</sup>以及恩格思<sup>(17)</sup>諸氏，皆曾作種種試驗，各有詳盡之解說。然影響於阻力之因素，異常複雜，欲立定公式冀為精密之演算，事實上殆不可能。茲舉該柏氏試驗所得之公式於下，以為估計阻力之參考。參見圖 9。

$F$ : 渠之橫截面面積( $m^2$ );  $l$ : 船之長度( $m$ );  $B$ : 渠中水面之寬( $m$ );  $b$ : 船中央之寬( $m$ );  $R$ : 船進行時所遇之阻力( $kg$ );  $t$ : 船之吃水深( $m$ );  $f_1$ : 船身浸在水中之橫截面面積( $m^2$ ) (參見圖 1 及圖 5);  $S$ : 船進行時所引起之水面凹陷( $m$ );  $f_s$ : 船進行時所引起之水面凹陷之面積( $m^2$ );  $A$ : 船與水之接觸面積( $m^2$ );  $A_s$ : 船邊與水之接觸面積( $m^2$ );  $A_b$ : 船底與水之接觸面積( $m^2$ );  $v$ : 船之航行速度米/秒;  $k$ : 船之龍骨係數，視船頭之尖鈍而異：船頭較尖而狹者，則  $k$  值較小；較鈍而方者，則  $k$  值較大;  $\lambda$ : 船與水之摩擦係數;  $\lambda_s$ : 船邊與水之摩擦係數;  $\lambda_b$ : 船底與水之摩擦係數。

(1) 若船底與渠底間之距離大於一米，則阻力為：

$$R = (k \cdot f_1 + \lambda \cdot A) \cdot v_r^{2.25} \tag{5}$$

(2) 若船底與渠底間之距離小於一米，則阻力為：

$$R = (k \cdot f_1 + \lambda \cdot A_s + \lambda_b \cdot A_b) \cdot v_r^{2.25} \tag{6}$$

(5)(6) 兩式中各值，應計算之如下：

$$(a) \quad v_r = \frac{v(f_1 + f_s)}{F - (f_1 + f_s)} + v \quad f_s = B \cdot S \quad S = \frac{(v + v_1)^2 - v^2}{2g}$$

$$v_1 = \frac{v \cdot f_1}{F - f_1} = \frac{v}{n - 1} \quad g = 9.80 \quad n = F / f_1$$

$$(b) f_1 \approx 0.98bt = \varphi bt \text{ (參見式 1)} \quad (c) A \approx 0.85l(b + 2t)$$

$$(d) A_b \approx (0.7 \text{ 至 } 0.8) \cdot lb \quad (e) A_s = A - A_b$$

$$(f) k \approx 1.7 \text{ 至 } 3.5 \quad (g) \lambda \approx 0.14 \text{ 至 } 0.3$$

(h)  $\lambda_b$  之值因船底之平滑與否，及其與渠底間之距離而不同，苟為

(註5) 見 Franzius: Der Verkehrswasserbau

新製之鐵船，其值略如表 4 所示，若為不甚光滑之木底船，則應取表 4 中各值之二倍之數值。

表 4

船底與渠底間之距離(米)	$\lambda_b$
1.0	0.140
0.75	0.185
0.50	0.258
0.25	0.350

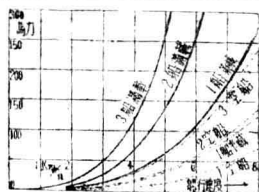


圖 10

12. 單船與串船阻力之比較 各船單行與數船連串而行，其所遇之阻力不同。據馬泰恩<sup>(19)</sup>及部赫荷爾茲<sup>(20)</sup>兩氏，在柏林與斯泰丁間運渠觀察結果<sup>(21)</sup>(註6)可製成曲線如圖 10。當時供兩氏作此試驗記錄者，蓋為棧式船，每船長 65 米，寬 8 米，船身自重 186 米噸，滿載時載貨 600 米噸(即船貨共重為 786 米噸)，是時之吃水深為 1.75 米。圖 10 各曲線右端陡峻，示船速增高時，所需用之馬力隨增至巨，可知過高速度之

航行，實未合乎經濟也。至於單船與串船所需馬力之比較：當  $v = 2$  仟米/小時之時，則一船單行需 4.5 馬力，二船連串共需 8.5 馬力，足證是時串船所遇之阻力較小。但若  $v = 4$  仟米/小時，則一船單行需 33 馬力，二船連串共需 68 馬力，三船連串同航增至 116 馬力；是又證明，倘超過某一定速度時，串船航行所遇之阻力反較大矣。<sup>(22)</sup>又塞斐志氏研究結果，以為多船連串而行，各船前後之距離宜小；若循直綫前進，則船串所受之阻力，恒小於各船單獨分航時之和。但若行駛於弧線之渠道中，則船串所受之阻力又較大於單船。由是觀之，單船與串船阻力之比較，實因船舶之輕重，(參見圖 10) 前後船間距離之大小，航速之高低，渠道之曲直等而定，因素龐多，明確完善之結論，固尚有待於今後學者之系統研究也。然通常一較大拖輪之造價，既廉於二三小拖輪之造價，而於若干有動力船，附之以多數無動力船，較之全數採有動力船，運用上亦經濟甚多，故數船連串航行，終未可廢，是事實上之應注意者。

(註6)參見 Franzius: Der Verkehrswasserbau

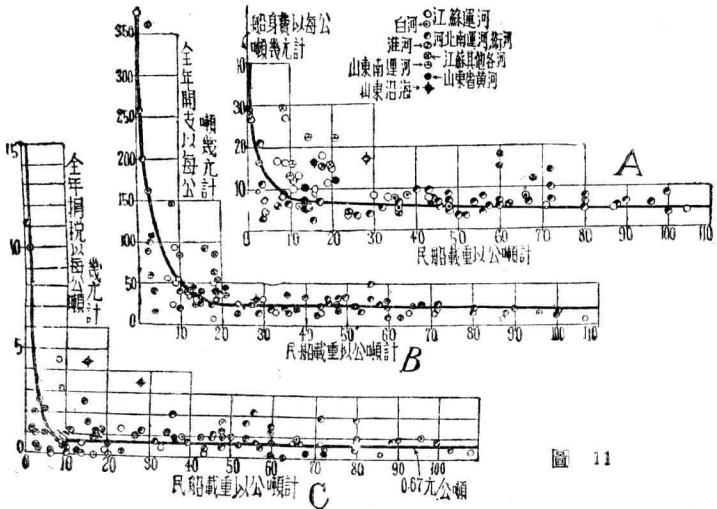
### 第三章 開發運渠之經濟檢討

13. 概說 運渠之是否需要，要視貨運數量之多寡爲斷。故於開發運渠之前，必先調查沿線各地之物產種類，數量及其轉輸距離，計爲延噸仟米之數值。沿線各地間延噸仟米之總和，以渠之全長除之，得每仟米之平均貨運噸數，是可視爲頂測運渠利益之準繩也。昔德人西姆腓氏<sup>(23)</sup>收集各種資料，如各城市進出物產數量及其延噸仟米數，各河渠之情形及其水文狀況等，詳加研究，製成圖表(註7)，乃得奠定今日德國運渠發達之基礎；是其調查準備工作之意義，實至深且大，足爲我國之借鏡也。運渠與鐵路雖同屬交通工程，然二者在經濟上之結構，迥然不同，故其經營之方法，亦因以互異。鐵路之軌道，車輛及工作人員，皆屬路局；而河渠中，則僅渠身爲國有，船隻既均私有，船上工作人員更未得河局之輔助。故鐵路運輸，車輛人員之分配，有路局爲之通盤籌劃；船之載貨，惟賴船人之自攬。且船之載量較大，停泊之時日必長，如何維護船人之利益，以促進航運專業之發展，實亦經營運渠之河局當局之所不可忽者。惟求抵償開發運渠成本之利息及河局之經常開銷，對於使用運渠之船舶，自應征收相當費用。運渠之征費方法有二：(1)直接法 直接法乃按貨物運行之里程而征收。德國各運河均用此法。現我國整理運河討論會亦力主採用。以每米噸之貨，運行每仟米爲單位，而向貨主或船主，征收運渠之使用費，是稱爲每延噸仟米之捐稅。(2)間接法 於運渠中之船舶，不問其貨運之多寡，航程之遠近，而於一定之時間中，向船主征收定額之捐稅，名之曰「船照捐」等是也。法比荷各國均採用之。苟取直接法，每延噸仟米之收費不可太高，運渠方能與鐵路競爭。間接法法簡易行，然對各船似欠公允，故所收捐額，尤宜低廉。須知工業發達，民生豐厚，在在均可以增加國家之稅收，故無論採用何法，收費之目的，均應以航渠之養護或發展

(註7)參見 Engelhard: Kanal-und Schleusenbau

為限。

14. 船舶之費用 船舶費用包括航運中一切費用之總和，或稱運輸之「總消耗」。大別之可分為下列三項(註8)：(1)船身費用 船身費用包括船舶造價之利息，船舶之折舊，修理與保險四項。造價利息之多少，當視各地之金融市況而異。折舊則按船舶壽命年數計算。我國民船壽命，因船身材料之優劣與養護之勤否，各各不同；大抵柏木船可用六十年以上至百餘年，桤木船可用四五十年，紅松木製者則僅在二十至四十年之間。(2)薪工開支 此項包括全年船上所有長工短工之薪給伙食，及船主與家屬之開銷。通常長工薪以年計，短工薪或以日計或以站計。(3)捐稅 捐稅包括所有船照捐，碼頭捐及其他各種費用；數額因地而異。河北省較高，江蘇省次之，淮河再次之，而山東之南運河中，則向無分文捐稅也。我國通例，稅率多按船之長度或載重，分為若干等級計徵。故同級之船，載



(註8) §14 至 §16 均參見汪胡楨：整理運河工程計劃。最近調查可參閱滿鐵調查部編：中支之民船業，博文館版，1943。

重愈大者則每年每米噸所負擔之捐稅愈少。以全部而言，亦載重愈小者，其每年每米噸所負擔之捐稅愈重也。整理運河討論會曾就其所調查之一百零三艘船舶，加以分析統計，以每年每米噸之費用為縱坐標，以船舶之載重噸數為橫坐標，繪製曲線如圖 11。由是可見以上三項，船身費用，薪工開支及捐稅之每年每米噸費用，均與船舶之大小成反比，船舶愈大，則每年每米噸之費用愈省。參閱表 5。亦可見其變化之一斑矣。

表 5 運河中民船之全年消耗(民國 24 年)

船之載重 (米噸)	每年每米噸 之船身費 (元)	每年每米噸 之薪工開支 (元)	每年每米噸 之捐稅 (元)	每年每米噸 之總消耗 (元)	每船一年之 總消耗 (元)
5	12.00	110.00	1.83	124	620
10	8.00	50.00	0.67	59	590
20	6.50	25.00	0.67	32	640
40	6.20	22.50	0.67	29	1160
75	5.29	20.00	0.67	26	1950
100	5.00	17.50	0.67	23	2300

15. 運輸成本 船舶運載貨物每米噸達每一仟米之距離，所派之成本，謂之運輸成本。運輸成本愈低，則開發運渠之意義愈大，故於運渠計劃中，對運輸成本必加精密之估計焉。今設：船舶之載重量為  $W$  米噸；每年每米噸船舶載重量之總消耗為  $E$  元；普通貨物運輸之距離為  $d$  仟米；去程載貨達船舶載重量之  $m\%$ ；回程載貨達船舶載重量之  $n\%$ ；河渠一年中之通航日數占全年之  $K\%$ ，或為  $365K$  日；船舶每日可行  $v$  仟米；待貨及裝貨通常平均需二日，卸貨需一日；則運貨一次共需  $(\frac{d}{v} + 3)$  日，一年可運貨  $(\frac{365K}{d/v + 3})$  次，平均每次運貨  $[\frac{1}{2}(m+n) \cdot W]$  米噸，故全年每船之運輸量為：

$$M = \frac{365K}{d/v + 3} \cdot \frac{m+n}{2} \cdot W \cdot d \text{ 米噸仟米} \quad (7)$$

$$\text{運輸成本爲：} C = \frac{WE}{M} = \frac{2(d+3v)E}{365Kdv(m+n)} \text{ 元/米噸仟米} \quad (8)$$

整理運河討論會就當時運河之情形以  $v = 30$  仟米， $m = 90\%$ ，

$n = 50\%$ ,  $K = 50\%$  各值代入式(8), 得運輸成本

$$C = (d + 90)E / 3850d \quad (9)$$

$E$  值既見前表(表 5), 若更將  $d$  分爲若干級, 如  $d = 30, 60, 90, \dots, 300$  仟米等等, 分別代入式(9), 則在諸不同距離間, 各種噸位船舶之運輸成本, 均可計得。茲略舉數則如表 6。

表 6

d 仟米	$\frac{d+90}{d}$	W=5 米噸	=10米噸	=20米噸	=100米噸
		$\frac{E}{3850} = 0.0322$	= 0.0153	= 0.0083	= 0.00593
30	4.0	12.90 分	6.14	3.34	2.39
60	2.5	8.05	3.82	2.07	1.49
90	2.0	6.45	3.08	1.66	1.19
120	1.75	5.63	2.68	1.45	1.04
300	1.3	4.18	1.99	1.08	0.78

觀乎式(8), 式(9), 表 5, 表 6, 吾人可得結論如次: (1) 船舶之噸位愈小, 則運輸成本愈大, 而在短程運輸中, 其增加亦劇。若船舶之噸位較大, 則運輸成本較低, 而運程之長短, 影響其變化者, 亦較和緩。(2) 運輸之距離愈長, 則運輸成本愈低; 故各河宜互相溝通, 運渠應儘量開發。(3) 河渠通航之日數愈多, 即  $K$  之數值愈大, 則運輸成本愈低; 故應竭力減除河渠冰凍水淺之患。(4) 船舶裝貨愈滿足, 則運輸成本愈低; 足證航運之能適應社會需要, 將隨生產量之增加而益趨發達。(5) 待貨, 裝貨, 卸貨之時日愈少, 則運輸成本愈低; 是以倉庫及碼頭之種種設備尙焉。(6) 船行愈速, 則運輸成本愈低。(7) 觀表 5 所列, 每年每米噸之薪工開支, 實佔總消耗之最大部份; 減低運輸成本, 正必減低薪工開支。減低薪工開支可利用效率較高之行船方法: 通常搖櫓不如撐篙及拉絳, 風帆及人力均不及螺旋推進機, 而螺旋推進機則又不如岸上之拉絳機也。(8) 捐稅愈輕, 則運輸成本亦愈低; 故河局對於船人除徵收適當之使用費, 以維持運渠外, 不可再課重稅。

16. 我國河渠之通航日數 河渠之通航日數, 隨地而異。而船

在河渠中行駛之時間，固視各河除冰凍水淺外之通航日期而定，但即於通航日期中，亦往往因缺貨而休息，故估計之先，各方面必須有詳盡之調查。通常一般河流之  $K$  值，恆在 60% 至 80% 之間。我國運河區域各河渠之通航日數，略如表 7。惟此項數值，於河流整理疏導之後，自可增大。整理運河討論會估計運河整理工竣之後，其黃河以北之通航日數，可增至 80%；黃河以南可達 100% 也。

表 7 運河流域中各河之通航日數

河 流 名 稱	每年通航之日數 (平均數)	$K$ 通航日數佔全年之百分數
山東省南運河	183	50.0%
淮河 (正陽關至淮陰段)	240	65.7%
河北省南運河衛河	245	67.2%
河北省白河	258	70.6%
江蘇省江北運河	280	76.7%
黃河 (河南至山東段)	288	78.9%
吳淞江	300	82.2%
江南運河及浙西運河	300	82.2%
總 平 均	262	71.7%

17. 開發運渠之利益 本編首章曾略舉運渠之優點，然語焉未詳；茲復列舉實例，闡明開發運渠之利益如下：(1)運輸成本低廉航運運費之低廉，遠勝於任何陸空之交通。昔西姆腓氏於 1914 年，依照德國船舶及運渠之情形，計算航運之運輸成本，為每延噸仟米 1.2 分尼；而是時鐵路之運輸成本，則為每延噸仟米 2.5 分尼，相差逾一倍以上。我國整理運河討論會亦曾依運河之情形，以  $E = 12.5$  元(註 9)， $K = 80\%$ ， $v = 30$  仟米， $m = 90\%$ ， $n = 50\%$ ， $d = 180$  仟米諸值代入式(8)，得每延噸仟米之運費僅及三厘；若再加征運河使用費每延噸仟米五厘，則最大之運輸成本亦祇八厘，仍較運河未整理前之運輸成本低廉甚巨，故所擬加征之費，亦取不傷廉也。具時

(註 9)假定運河整理之後，能通行 200 米噸之貨船，則按照表 5 推算，每年每米噸之總消耗當為 12.5 元。



各種交通之運輸成本，據汪胡楨氏之調查所得，有如表8。(2)維持費用甚省 運渠所徵收之使用費雖低，實仍能維持其經常一切開銷而有餘。據整理運河討論會之估計，運河於整理完成五年之時，每年貨運數量當約為十萬萬延噸仟米(註10)，若果徵收使用費五厘，則全年收入達五百萬元，是已足抵償

表8 我國各種交通之運輸成本

交通類別	運輸成本
肩挑	34.0 分
公路汽車	30.0
獨輪推車	19.2
騾車	18.0
輕便鐵路	2.4
鐵路	2.0
未整理前之一般內河民船	1.2
運河整理後之運河民船	0.8

全運之維持費用及整理工作之投資利息矣(註11)。(3)灌溉之附加利益 開掘之運渠或疏浚之河流，通常恒附帶有灌溉之利；因之沿線之衰瘠農村，生產得因而增加，其裨益國家經濟，蓋亦自至大。我國導淮委員會於淮河之疏導與通航之計劃中，估計淮河濬治之後，得水灌溉之地，約為 41,490,000 畝。設每畝徵收水捐一角，則年得 4,149,000 元。而同時農品生產，估計每年可增收白米 18,000,000 担及小麥 46,600,000 担，抵消當時國外米麥之輸入，綽有餘裕！開發運渠之利益，亦大矣哉！

18. 關於運渠之工價預算 運渠工價之多少，視渠身橫截面之尺度，船閘之大小等等而定。欲求貨運發達，必宜減低運輸成本，而減低運輸成本，則須擴大船舶，已詳§15之結論。然船舶增大，固必待渠身尺度之增加，是開發運渠之工價亦隨以增高。故運渠應否增大尺度之決定，須視其增大後所能減低之運輸成本，是否足以低償其所增之工價之利息也。又據西姆腓氏<sup>(23)</sup>謂：1887 至 1895 年德國所造之威廉皇帝運河，至 1907 年即加擴充改造，自完工迄改造開始，僅十餘年而已。設於初建之時即取 1907 年之尺度，則所增工價之利息，實已大於其後之改造費用。由是觀之，選取較大之渠身尺度，冀

(註10)據方修斯氏之估計為二十萬萬延噸仟米。

(註11)全運整理工費估為三千萬元，維持費以每年每仟米一千元計。

省異日擴充改造之煩，未為得計。我國導淮委員會整理運河討論會計劃中之渠身船閘船舶等尺度，其所以有初期與次期之不同者，蓋亦為適合此項經濟原則故也。又西姆腓氏曾於1918至1919年，就當時德國及中歐之一般經濟情況，建議船舶船閘渠身之標準尺度，如表9所示，至今德國沿用者仍多，故錄於此，用供參考(註12)。

表 9

渠 別	船 船		船 閘			渠 身				彎曲 半徑 (米)	橋底 與水 面間 之高 (米)
	載重 (米噸)	l:b:t (米)	淨寬 (米)	淨長 (米)	門檻 之水 深 (米)	截 面 尺 度					
						水面 之寬 (米)	渠底 之寬 (米)	渠之 中心 水深 (米)	截面 之面 積(平 方米)		
主幹 運渠	1000	80:9.2:2* 80:10.5:1.6†	12	85,** 105. 185至 350	3	34	16	3.5	83	1000	4
支 運渠	200 至 250	40.2:4.6:2	5,3	41	2 至 2.5	23	13	2.5	—	300	4

\*專行駛於開掘運渠中之船舶。†兼行駛於運渠及天然河流中之船舶。

\*\*因單船與串船之多少而異。

## 第四章 運渠之定線

19. 定線之一般原則及其在經濟上之商榷 運渠之定線即是決定運渠之位置，關係其造價，日後運輸之費用以及影響於地方經濟之發展者至巨；故為工程師者，於定線時務必周密規劃，兼籌並顧。本章所列舉各點，不過略論運渠定線之一般原則，至於實際渠線之選擇，要在因時因地之制宜。最簡單之定線，莫過僅求連接甲乙兩地；而甲乙兩地間之最短距離為直線。但一面既因地勢之阻礙；一面又以甲乙兩地間是否尙有其他地方，在經濟上亦有加以連

(註12)參見 Engelhard: Kanal-und Schleusenbau.

繫，使同處於一交通網中之價值：故事實上，直線之連接殆不可能。工程不能離經濟而獨立，工程上最完善之路線，亦應為最經濟之路線，最經濟之路線者，在某一定交通條件（交通工具之類別，運輸貨量之多寡等）下，用費最少之路線也。（換言之，亦即在某一定之用費下，收效最宏之路線。）此所謂用費，乃指（1）該路線之修造工價及其養護費用與（2）運輸費用之和；通常（1）與（2）兩項恒互為反比。大抵路線之造價及養護費用高者，其運輸費用必較低。賤價之路線，其運輸費用恒甚高；而交通愈繁。則此高額之運輸費亦隨而愈大；德諺中「壞路之侈奢」（註13）一語，固適用於一般定線及造路之原則，不必僅指道路之路面而言也。適當路線之選擇，在能兼顧上述（1）造價及養護費用與（2）運輸費用兩項，使二者之和達可能最小額。普通路線因其性質（或為鐵路，道路，或為航運），工程上之技術問題及貨運之多少等等之不同，選線之方法亦異。一段簡單路線之選擇，其種種觀點固如上述，而組成一整個之交通網，其經濟上之原則，實亦類此。今設有十點，A 至 K，各地之交通重要性相等，

環列如圖 12。若連絡各點成一交通網如該圖 a 所示，則由每一點

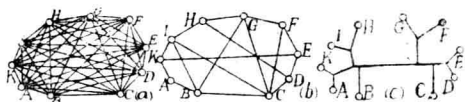


圖 12

至任何其他一點，均有最短之路線可達，於是可使運輸費用達於最低，然此交通網中，各線之總和既長，則路之造價過巨，二者之和必不合乎最經濟之原則，固彰彰明甚。若減少數線，使如圖 b，則雖有若干點間之交通，不能循最短之直線通達，致使運輸所費增多，然諸線長度之總和既減，造費必當減低不少。再若圖 12c 之交通網，

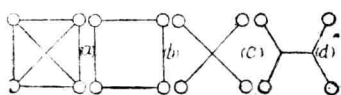


圖 13

則於造價方面，所省尤多矣。另以 A, B, C, D 四點為例，見圖 13。其中圖 a 交通網諸線之總和為最長，圖 b 圖 c 次之，而以

（註13）Der Luxus Schlechter Strassen.

圖 d 中諸線之和為最短。由以上兩例觀之，可知凡交通網，其諸線之總和過長者，其造價高，而日後之運輸費用甚省。反之，若諸線之總和較短，則其造價廉，而日後之運輸費用巨。二者之取捨，要視各地之貨運情形與交通之種類而異。交通繁，貨運多者自宜取諸線總和之長者。至於交通種類之不同，其單位路長之造價亦殊，例如航空交通，自可儘量循圖 12a 及圖 13a 之路線；道路之造價不昂，通常可取圖 12b 及圖 13 b c 之路線；至於運渠，造價最高，故航運交通網中諸路線之總和，務必力求其短，故以採用如圖 12c 或圖 13d 所示之式為宜也。路線總和較短之交通網中，各線之交角恒為鈍角

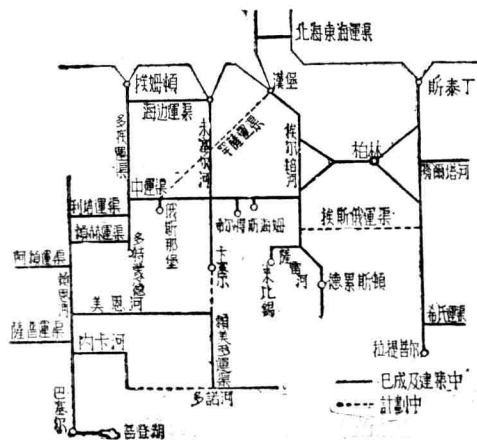


圖 14

如何向 AB 連接歟？無論此連接線與 AB 成若何之角度，如圖 15b 或 c 所示，其造價與日後之運輸費用，實均未能達到最經濟之標準。高瞻遠矚之工程師應於 AB 線尙未完成之前，早已注意及 C 點之重要性，而擇定路線大約如圖 15 中之 d 式。務使全國交通網有若「一氣呵成」之妙，此在經濟觀點上，定線問題之所以不易者也。

或直角。參見圖 12c 及圖 13d。實例如德國之航運交通網，各運渠多與天然河流成垂直之交角是。見圖 14。惟柏林附近及盧爾區域有作銳角相交之勢者蓋其地交通之繁多逾恒，有以使然也。又如圖 15 所示，設有幹線 AB，另有 C 點在線外，則 C 應

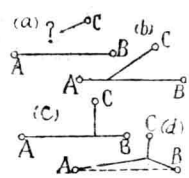


圖 15

20. 運渠定線之工程問題 運渠恒因其工程問題，致所選線位亦異。運渠之型式，可大別為二種，如何取捨，於計劃之初，固即應決定者也。（1）欲求土方費用之減低，故渠身狹隘；欲避免船閘之築造，故挖土甚深；且為適合地形，曲線半徑亦極力減小。是謂之「少閘型」。（2）渠身廣闊，渠中水面與地面之差少，曲線半徑甚大；未能適合地形，故船閘數目甚多。是謂之「多閘型」。前者之造價及養護費用均低，而輸運費用高。後者反是，渠身之造價及養護費用較高，而日後之運輸費用則較低。又少閘型之運渠，較不易受損，故較適於戰時之用。多閘型之運渠，水面廣闊，半徑較大，其於平日航行之安全自亦較大。於二型之間，如何捨短取長，要在因時因地之制宜；故在計劃之初，務宜慎為擇定，則定線之時，方得有所依據也。至於定線時，工程上應加注意之點，今復略舉其著者，縷述如次。

21. 渠中水位與地下水位之關係 渠中水位之選定，於渠身造價及附近農田水利之影響至巨。渠水若高於地下水水面，四週農田固得兼受灌溉之利，然渠水不斷滲漏，運渠給水是否即成問題。反是，若渠水低於地下水水面，則附近農田是否即有枯荒之虞。故運渠之定線，幾應全以地下水水面之高低為準，最佳之渠，其水面應與地下水水面等高。惟地下水水面恒深在地面之下 1.5 至 2 米，使渠中水面與之等高，所費之土方費用是否過昂；且地下水水面，各地不同，欲使全渠水面與之等高，事實上恐亦終不可能耳。故於地下水水面之外，渠之給水問題，必需同時熟籌之。運渠之給水或因於天然河流，或使用人工抽機，其法可參見第六章。

22. 渠道之挖與填 因地勢之起伏，運渠或挖或填。填起之渠，其防漏工程之費用既大，漏水損失，或仍終不能全無，況填隄苟或一旦崩潰，患至可畏，故渠身終以挖下者為宜。不必因求土方之減省，令填段與挖段相等；而在同一之橫截面，半填半挖更應竭力避免，此運渠之異於道路鐵路工程者也。

23. 渠之曲度 渠線固以直為佳，惟因地勢等影響，亦常繞曲；且直線之渠段過長，苟遇逆風，則行船所遇之阻力過大，仍不如具

有大半徑之弧線爲佳也。普通曲度半徑宜大，轉角宜小。半徑之小於 1000 米者，須將弧線及其前後 100 米間之橫截面放寬，以利舟行，並增安全；參見下章。

24. 船閘之位置 船閘之位置，於運渠定線之時，首宜擬定。蓋船閘工程浩大，其地地層之情形如何，均須慎加調查也。閘與閘間之距離，通常不宜過近，免因其用水而影響於渠中水位過巨；各段渠之長度，宜大約相等，各閘之水位差宜同，一則免船舶擁擠於一閘之前，一則使其用水得易調劑。一閘上下水位之差，以 2 至 5 米之間爲常。閘之地位，最好設於渠與陸路交叉之處，於是閘牆可兼資架橋之用。

25. 隧道 渠之定線，應竭力避免隧道之開鑿。然偶或地勢使然，使挖下之深度超過 20 米者，則以鑿隧之工費爲較省。隧道不宜長，故當擇山嶺較薄之處開鑿之。隧道宜直，橫截面恒以容備單船爲度，以省費用。

26. 渠線與他線之交叉問題 運渠與道路，鐵路及河溪之交叉愈少愈妙。其交叉之法，略述如下：(1) 與道路鐵路之交叉 道路可爲較大之坡降，故宜於渠上架橋越過。鐵道支線之坡降大者亦如此。惟鐵路幹線之坡降既小，若必令跨越渠上，則路基之填段甚長；故應視地勢環境，或跨越渠上，或穿行渠下，擇一行之也。(2) 與河溪之交叉 苟河與渠之水位相若，可用平面之交叉，而隔以船閘，使渠中水位勿受河水漲落之影響。苟水位相差甚多，則宜變更渠線，或將運渠架橋於河上通過亦可。如爲小溪溝則價廉而妥善之法首推引溪水於渠底下而通過之，是爲涵洞或仰虹吸管；見第七章。

## 第五章 運渠之橫截面

27. 運渠橫截面之形式 橫截面之形式，其初作梯形者，迨經時既久，因船舶推進機之鼓盪，水流之冲刷，漸致渠心加深，而攪起之泥沙沉澱兩旁，遂亦自轉趨弧形。後經恩格斯<sup>(12)</sup>，方修斯<sup>(2)</sup>，提爾<sup>(14)</sup>諸

氏相繼之研究，始悉弧形橫截面中行船之阻力較小註(14)。惟弧形橫截面之施工既較煩難，且其水面較寬，因之土方費用亦昂，故只宜於填段中採用，至於克雷式橫截面<sup>(15)</sup>，僅於地價高貴之地，可供參考而已。

28. 決定橫截面之因素 運渠橫截面之形式及尺度，除視該橫截面之為填為挖，及船舶之大小為依歸外，下列各因素亦當注意：

- (1) 船行速度。
- (2) 行船阻力 欲減小行船阻力，應將渠之橫截面面積加大。面積小則工價省，但日後之運輸費用昂。
- (3) 行船之原動力 若渠中通行之船舶，以使用機器之推進機者為多，則渠水深度務必增加，渠水水面亦應放闊，庶免渠底渠岸因水流之鼓盪而損傷。
- (4) 兩岸之土質 若兩岸之土質堅實，則斜坡不妨略陡，俾減小橫截面面積，節省土方費用。
- (5) 渠底之土質 渠底土質堅實，則水深不必過大；渠底土質鬆疏，則水務深。
- (6) 經濟狀況 開掘運渠之時，若經濟充裕，而預料貨運之發達，又必迅速，則宜採用較大之標準橫截面，以求適應將來之需要，而免日後修改擴充之不已也。
- (7) 將來擴充之可能性。

29. 標準橫截面 運渠除在橋架，隧道，城區等特殊地段外，其橫截面應有一致之尺度，是謂之運渠之標準橫截面。標準橫截面之決定，應注意下列各點：(1) 寬度 渠寬以可容二艘滿載之標準船舶並行為準；兩船之間及船岸之間，應有相當空距，庶免船舶互撞及船岸相觸等弊。此外上節論列各點，自亦應參照。(2) 水深 標準船舶於滿載時，在渠行駛，船底與渠底間之距離，至少應為半米。(3) 渠岸 水渠兩側採用坡面，填段斜面之坡度通常約為 1:2 至 1:3，挖段斜面之坡度約為 1:1 至 1:2.5。茲錄德人阿加茲氏所建議之標準橫截面圖於下(參見圖 16 a 及 b)用供參考。圖 16a 為梯形橫截面，適宜於挖段之用；圖 16b 為弧形橫截面，適宜於填段之用。b 為標準船舶船腰處

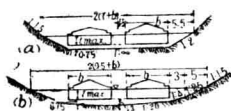


圖 16

(註14)參見第二章 §10 及圖 6 圖 7。

之最大寬度， $t_{max}$  為滿載時之最大吃水深，示距離各數字之單位均為米。

30. 標準橫截面之實例 整理運河討論會 曾規定運河之標準橫截面如圖 17。其截面面積  $F$  為 66 平方米，船身浸水面積  $f$  為 12 平方米，兩者之比  $n = F/f = 5.5$ 。此適於  $v = 1.5$  米/秒 = 5.4 呎米/小時之船行速度，亦恰與現今風帆及人力拉濟之速率相當也。至於在城區及房屋繁密之處，則運河渠底之寬仍定為 16 米，兩岸用圻工或碎石駁岸，其坡度視構造而異，自 1:1 至垂直均可。又當切挖深度超過 8 米時，則兩岸於水面上一米起均用 8:1 之坡度，坡頂設縱向水溝，以引洩雨水，庶免雨水之沖淋坡面；1:2 岸坡與 8:1 岸坡相接之處，兩岸各留 1 米寬之狹道(參見圖 17)。又運河橋樑之跨度規定為 12 米；但橋有兩孔以上者，及臨時建築得減至 8 米。橋底高出水面之

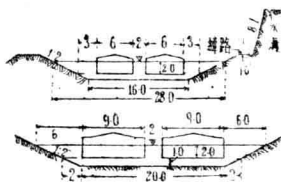


圖 17 圖 18

淨空規定為三米。導淮委員會規定淮河流域中航渠之標準橫截面，如圖 18 所示，能容九百米噸之船舶兩艘並行。圖 19 示德人什密斯<sup>(2)</sup>氏於 1925 年所設計之橫截面，曾見用於海斯連渠者也。圖 20, 21 及圖 22 示德國多特蒙德-挨姆斯，挨姆斯-未塞爾及阿沙芬堡-巴駱諸運渠之標準橫截面茲並列於此，用資參考(見圖 4)

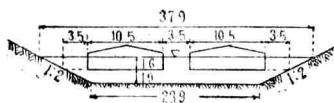


圖 19



圖 20



圖 21

淨空規定為三米。導淮委員會規定淮河流域中航渠之標準橫截面，如圖 18 所示，能容九百米噸之船舶兩艘並行。圖 19 示德人什密斯<sup>(2)</sup>氏於 1925 年所設計之橫截面，曾見用於海斯連渠者也。圖 20, 21 及圖 22 示德國多特蒙德-挨姆斯，挨姆斯-未塞爾及阿沙芬堡-巴駱諸運渠之標準橫截面茲並列於此，用資參考(見圖 4)

圖 18 所示，能容九百米噸之船舶兩艘並行。圖 19 示德人什密斯<sup>(2)</sup>氏於 1925 年所設計之橫截面，曾見用於海斯連渠者也。圖 20, 21 及圖 22 示德國多特蒙德-挨姆斯，挨姆斯-未塞爾及阿沙芬堡-巴駱諸運渠之標準橫截面茲並列於此，用資參考(見圖 4)

芬堡-巴駱諸運渠之標準橫截面茲並列於此，用資參考(見圖 4)

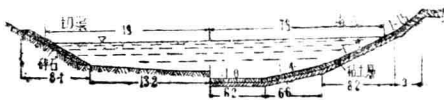


圖 22



31. 橫截面之加寬 凡遇下列情形之一，運渠之橫截面應較其標準截面加寬：(1)在船閘之前後，供船舶等待過閘之處，即所謂待船港是也。(2)在船舶停泊，起卸或裝載貨物之處。以上兩點均請於第七章特種工事中述之。(3)在閉合之運渠，其一段之長度過短者，亦宜將橫截面加寬或加大；藉免上下首船閘啓用次數不平衡時，發生水滿或船舶擱淺之現象。(4)在渠線彎曲之處，渠之橫截面應加寬以利舟行。加寬之尺度  $\Delta B$ ，可按下列式估計之：(參見圖 23)

$$\Delta B = X - B/2 \tag{10}$$

$$\text{其中 } X = \sqrt{R^2 + L^2}/4 - R \text{ 爲渠道中線距凹岸之寬，} \tag{11}$$

$R$  爲渠道中線之曲線半徑； $L$  爲於彎曲之中線上所作之切線之長，通常約爲標準船舶長度之五至六倍； $B$  爲渠道標準橫截面水面之寬。又渠道應在彎曲開始之前約一百米處，即漸漸加寬，如圖 23 所示。我國整理運河討論會規定運河之最小曲線半徑爲三百米，渠身彎曲之處，橫截面不加寬，但在可能範圍以內不使彎曲過多及曲線過長而已。表 10

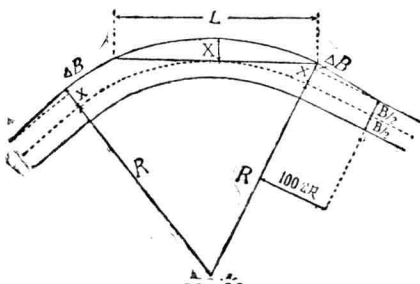


圖 23

表 10

彎曲半徑 $R$ (米)	加寬之尺度 $\Delta B$ (米)
500	5
700	4
900	3
1200	2
1500	1
2000	0

示德國埃姆斯-未塞爾運河，其彎曲處截面加寬之尺度。

32. 牽道 在缺少有動力船之河道中，船舶之航行，多藉拉牽。拉牽或以人力，畜力，或以機車拖拽。故渠道之旁應有牽道之設備：牽道之高度通常約在水面上 0.5 至 2.0 米之間，其寬度因拉牽之原動力而異。人力拉牽，牽道寬一米已足；單馬拉牽，應寬二米；雙馬并

肩，約三至四米；機車拖拽，則視機車之大小如何。築道道面，通常皆鋪碎石而壓實，向岸略具橫坡。我國運河及德國埃姆斯-未塞爾運河之降道已詳圖 17 及圖 21 可供參照。

33. 渠底之鋪砌與防漏 在挖下之渠道及渠化之天然河流中，渠底恒無鋪砌之必要。或以為渠底之鋪砌可免輪船推進機下水流之冲刷，然與其鋪砌，實不如加掘渠深；蓋加深之工費恒較低於鋪砌，且加深每可附帶得減少行船阻力之功效焉。若運渠水面高於該地地下水水面，則渠底有加以特殊鋪砌之必要，鋪砌之旨即在防漏並免兩岸農田因地下水位過高而傷損。防漏於人造渠道中較易，於渠化之天然河流中較難；因施工時河水仍不斷下流也。防漏之法，通常不外築防漏層於渠底，再覆保護層於防漏層之上以護之。昔日有鋪石於渠底，而以泥漿彌其縫者，此法於地基堅實，渠之橫截面狹小之處，未嘗不可用，不過造價太昂而已。亦有完全用混凝土者，例如馬恩-索恩運河之兩岸及渠底均為岩石，鋪混凝土層於其上，既足防石縫之漏，同時亦令渠壁光滑減少阻力。兩法雖均可行，但為避免撐篙及拋錨之傷及渠底起見，究仍有再加鋪沙層以為保護之必要。防漏層可以混凝土板為之，板置填渠渠底之下，其一側豎黏



圖 24

土心牆，備異日拓寬渠道之便，如圖 24 所示。方修斯<sup>(2)</sup>氏謂：應置鐵絲網於混凝土板之中，此有鐵絲網之混

凝土板厚約 3 至 5 厘米，略具彈性，渠底沉陷不均時，可不致完全破碎。板上覆沙石之保護層，厚約 40 厘米左右。通常運渠之挖段恒較長於填段，苟挖段適行經黏土地域，則所得黏土之量甚豐，用以防漏，實為較經濟之法。若不透水層在渠底之下不深，則僅於兩堤中築黏土心牆即可，如圖 25 所示。若不透水層距渠底過深，則宜用全面黏土防漏層，通常黏土層之厚度約自 40 至 80 厘米，視填堤之高低及渠水之深淺而異，堤高水深則危險性較大，當取厚者。黏土防漏層於填築時，應極審慎，所取黏土既不可過乾，亦不可過濕；過乾



圖 25

易於燥裂，過濕則難壓實。施工之時，最好分層填夯，每層厚度約為 20 厘米，每鋪一層即用石轆滾壓，以增加密度。黏土層之上覆以保護層，保護層應以碎石為之，碎石過大則石隙亦大，水激其中，黏土層易受損毀，碎石過細成沙，則又每致為水流所漂移，是當注意。保護層之厚度通常約為 40 至 50 厘米，又在兩岸之保護層應較在渠底者略厚，一則岸坡上之石礫易於滾落，一則岸坡恒不免為船底碰及也。茲舉柏林 - 斯泰丁運渠之橫截面圖於下，以為一例(參見圖 26)。至於

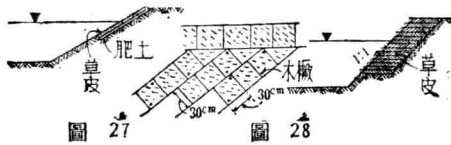


圖 26

在運渠水面低於地下水水面之處，則地下水之流入渠中，每致使附近農田枯竭，為害甚大；勢亦應有「防漏」之工事，惟因實際設施之種種困難，迄今未見成法，是有待於今後之研究者。

34. 運渠之護岸 常水位上下之渠岸，常受波浪之衝擊，故必施以保護之工事。護岸之材料，貴在就地取材；用草皮，蘆葦，砌石，木板等均可，用混凝土者亦偶見之。通常護岸工費愈高者，其經常養護費即愈低，否則反是。護岸工事之形式，可分為豎立式及斜坡式二種。豎立式者，蓋用板樁，石牆，砌磚，混凝土等以承荷土壤之壓力，使運渠佔地較狹，故凡城市附近以及駁岸均宜採用。斜坡式又可分為直線者，頂為凸弧者及頂為凹弧者三種。後二者施工較難，工費較昂，僅見用於渠化河流中而波浪甚大之處。直線斜坡式者，施工較易，故於人造渠道中，多採用之。(1) 斜坡式護岸工 運渠水位多屬一定，故其護岸工事僅於水面上下浪擊之區為必要。所謂浪擊之區，乃約自水面上 0.6 米至水面下 0.4 米間之地段也。其護岸之材料及構造方法，有如下述：a. 草皮 草皮鋪砌之法，有平鋪及疊砌二種。平鋪法僅用於較為平坦之坡岸，約自 1:1.5 至 1:3。草皮預先切成方形或長方形，邊長約為 25 至 30 厘米，厚約 10 厘米；草面向上，由下而上，參差鋪置，狀如牆面，如圖 27。平鋪既畢，用木板打實，再施剪軋，使成完整之草面。若坡岸之土質不宜種植，則應於草皮之下，預鋪 10 至 20 厘米之肥土層，俾其發育。疊砌法乃由下向上，平疊草皮，根面向上。其與坡岸所成三角形之空隙，應

以肥土填充之。每層草皮之外緣，向前突出成梯級狀者，亦當壓為



平面。見圖 28。除上述平鋪及疊砌草皮外尚有播種法。法先於坡岸上鋪肥土一層，

厚約 10 至 20 厘米；俟播種其上，再以肥泥薄薄覆蓋之。通常每一百平方米間，至少應播八升之種子。播種時間，宜在春日。草種種類，應視泥土及氣候之所宜而選擇之。  
 b. 石料 石料之用作護岸者，有碎填及鋪砌二法。碎填之法，首將應保護之坡岸段，通常約至水面下一米，掘成約 40 厘米之深槽，槽中先鋪約 10 厘米厚之沙礫，再填以碎石，如圖 29 所示。

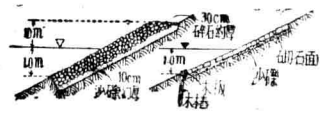


圖 29,30

石料鋪砌之護岸，見圖 30。其法亦先掘成槽，槽鋪砂礫，砌石之厚約為 25 至 35 厘米。石面

下端須用木樁，樁間橫置長板，以作底腳之支柱。  
 c. 混凝土 法以混凝土製成方形或六邊形之小板，平鋪坡岸，猶草皮之鋪砌然。或直接用混凝土澆於岸上；為防溫度變遷之影響，以置鋼筋較妥。混凝土之工價較昂，用之於運渠護岸者，究屬少數也。  
 (2) 岸戩 築坡岸成階梯狀，可以削減波浪之沖擊力。兩坡間之平坦段，謂之岸戩。岸戩高度，須略低於水面；其寬約為 0.5 至 2.0 米。岸坡之面，可以蘆葦，草皮或砌石等保護之。岸戩亦可作微小之斜坡，圖 31 示德國柏林-斯泰丁段運河之護岸工，可為一例。



圖 31



圖 32

圖 32 示板樁護岸工事，板樁為木質。水面之處薄鋪沙礫，上覆混凝土蓋板，或用砌石亦可。凡運渠行經城鎮或地價昂貴之區，宜採用之。至於駁岸，因船舶之停泊及貨物之裝卸，岸面以垂直或 10:1 之傾斜最為適宜，其取材或木質或鑄質或混凝土之板樁，或石牆，或磚牆，或混凝土牆均可。設計之時應

注意土質之優劣，貨運之繁簡等等，用作準繩。

## 第六章 運渠之需水量及其給水

35. 運渠之需水量 築渠完成，渠中既需充水。其後苟遇修理工事，或應將渠水局部或全部洩放，俟工竣之後，再行充水。充水所需之水量，可由渠身之大小計算得之。此外渠水因滲漏，蒸發，船閘用水及閘門漏水等損失，更有不斷補充之必要；其需水之量，茲分述於下。

36. 渠身滲漏 渠身漏水，因土質之疏密及渠中水面高出兩側地面或地下水水面之多少而異。通常初成之渠滲漏最劇，日可達十數厘米，嗣後經沉澱之淤填，乃得漸減。又當堰壩或船閘之處，上首水位既被壅高，渠水必自渠底及兩岸滲入地中；而堰壩以下，水位驟低，地下水必復流入渠中，是為繞流現象；故堰壩處之真正滲漏，僅於運渠之頂段或最上游之段中成為問題耳。我國前督辦運河工程總局，曾於民國八九年間在魯南作多次之滲漏試驗，規定運河各段之每日垂直滲漏數量，如表 11。後整理運河討論會成立，於整理

表 11

	臨清黃河間	黃河濟甯間	濟甯韓莊間	韓莊台莊間	蓄水庫
每日垂直滲漏量 毫米	30	20	40	75	3

表 12 運河津黃段之渠身滲漏

段 落	長 度 千米	寬 度 米	面 積 1000 平方米	垂直滲漏 毫米/日	渠身滲漏量	
					1000立 方米/日	立方 米/秒
天津至臨清	509	50	25450	20	509	5.891
臨清至黃河	110	30	3300	30	99	1.146
共 計	619		28750		608	7.037

津黃段運河計劃中，仍以臨清黃河間之垂直滲漏量為每日三十毫米。天津臨清間，因循舊槽，開挖較少，乃如黃河濟寧間例，擬為二十毫米。運河津黃段之平均滲漏量為 7.037 立方米/秒 ÷ 619 仟米每仟米每秒 11.4 升也。參見表 12。

37. 蒸發損失 蒸發損失之水量，因各地之情形及氣候而異。通常於夏季三箇月中為最大，約自每日 4~10 毫米。普魯斯曼<sup>(347)</sup>氏於德國中運河<sup>(1)</sup>之初步設計時，曾假定為每日 4~11 毫米，略相當於每仟米每秒 4 升之數。但其後在罕諾弗-馬格得堡段<sup>(35)</sup>實測得十一月至四月之冬季總蒸發量為 280 毫米，五月至十月之夏季蒸發量為 720 毫米。全年合計僅 1000 毫米，平均每日不及 4 毫米；設通按渠寬為 34 米計算，則平均每仟米每秒之蒸發量僅一升，是遠小於所假定之數也。欲知某地之確實蒸發量，必賴在該地長時期之實測。實測之法，通常以蒸發皿為之。惟皿中之蒸發量，恒大於實際廣大水面之蒸發量，故化皿中蒸發量為廣大水面之蒸發量，須乘一係數，係數之大小，視皿之式樣而別。美國之標準蒸發皿式樣，其係數

表 13 運河平均淨蒸發量計算表(蒸發量以毫米計)

月份	天津(55權)		楊柳青(37權)		武城(14權)		臨清(27權)		淨蒸發量之權積數	平均淨蒸發量
	淨蒸發量	淨蒸發量之權積數	淨蒸發量	淨蒸發量之權積數	淨蒸發量	淨蒸發量之權積數	淨蒸發量	淨蒸發量之權積數		
一月	38	2,090	30	1,110	24	336	8	216	3,752	28
二月	39	2,145	50	1,850	36	504	9	243	4,742	36
三月	57	3,135	64	2,368	101	1,414	97	2,619	9,536	72
四月	151	8,305	114	4,218	149	2,086	106	2,862	17,471	131
五月	212	11,660	91	3,367	201	2,814	162	4,374	22,215	167
六月	216	11,880	151	5,587	220	3,080	176	4,752	25,299	190
七月	107	5,885	41	1,517	185	2,590	145	3,915	13,907	105
八月	64	3,520	10	370	122	1,708	82	2,214	7,812	59
九月	117	6,435	30	1,110	45	630	63	1,701	9,876	74
十月	99	5,445	52	1,924	76	1,064	75	2,025	10,458	79
十一月	50	2,750	57	2,109	36	504	47	1,269	6,632	50
十二月	51	2,805	17	629	14	196	22	594	4,224	32
全年	1201		707		1209		992			1023

業經檢定者，有：(1)美國氣象局之甲種陸地蒸發皿，其係數平均為 0.70；(2)科羅拉多省之埋置蒸發皿，其係數平均為 0.78 及 (3)美國地質測量局之浮水蒸發皿，其係數平均為 0.80。整理運河討論會於運河津黃段蒸發量之計算中，則取天津等四處之蒸發記錄，各乘以適當之係數，而得淨蒸發量，再依記錄時日之久暫，各乘以權數，以求其平均值，見表 13。若按全段之水面面積為 28,750,000 平方米，渠長為 619 仟米計算，則平均每仟米每秒之蒸發量為 1.5 升。

38. 船閘用水 船舶每過閘一次，船閘上首之渠水即因以流入下首渠段中，是謂之船閘用水。船閘用水量之量，要繫於船閘閘室面積之大小，上下首水位相差之高度及船閘啓用之次數。而每次啓閉船閘所用水量，即大略等於該閘上下首水位差度乘以平均閘室面積。如欲作精確之計算，則下列計算步驟，可供參照焉。設令：每日船閘之用水量為  $Q$  立方米，每啓閉船閘一次所用之水量為  $Q_a$  立方米，船閘閘室之充水量為  $M$  立方米（即等於該閘上下首水位之差度與平均閘室面積之乘積），每日過閘船數為  $m$ ，每日啓閉船閘次數為  $n$ ，上行船（由下首過閘赴上首之船）之排水量為  $V_u$  立方米，下行船之排水量為  $V_d$  立方米；則每上行船過閘一次所用之水量為  $Q_a = M + V_u$ ；每下行船過閘一次所用之水量為  $Q_a = M - V_d$ ，若上行船及下行船一次同時過閘則  $Q_a = M + V_u - V_d$ ，若每日上行船與下行船之數量相等，各為  $\frac{1}{2}m$  隻，又上行船及下行船各有半數係單獨過閘，而其餘半數則均在閘相遇，於是全日啓閉船閘之次數為  $n = 0.75m$ ，則：

$$Q = 0.75mM + 0.5m(V_u - V_d) \quad (12)$$

又設某閉合運渠一段中所有之總水量為  $C$  立方米，該段與其上段相接處船閘之每日用水量為  $Q_1$  立方米，該段與其下段相接處船閘之每日用水量為  $Q_2$  立方米，在該段中由岸上裝入船中之貨重為  $W_i$  仟克，在該段中由船中卸至岸上之貨重為  $W_o$  仟克，則該段中水量因航運而生之變化為：

$$\Delta C = (Q_1 - Q_2) + (W_i - W_o) / \gamma \quad (13)$$

式(13)中  $\gamma$  爲水之比重,  $\gamma = 1000$  仟克/立方米。所得  $\Delta C$  之值, 若以該段之長度與渠寬之乘積除之, 即爲該段中每日水位之變化, 水位變化過大時, 宜將渠之橫截面加寬, 以免發生水之滿溢或船舶擱淺, 參見 §31。

39. 船閘漏水 船閘之閘門及水門皆有漏水之可能, 凡技工不良或水流不潔皆可以致之。其漏水之量, 茲分爲漏水速率與漏水面積二因子, 分論於下。(1)漏水速率與水頭高度之方根成正比例, 其計算式爲  $v = c \sqrt{2gh}$ ,  $c$  爲係數, 其值視各情形而定, 水頭  $h$  爲水面距漏縫處之高度, 其數視水位而異, 閘室有放水之關係, 水位幾於時刻不同, 爲安全計, 自以採用該船閘之最高水位爲妥。據李伯來氏<sup>(37)</sup>在魏志船閘之試驗<sup>(38)</sup>認此係數  $c = 0.49$  爲適宜。我國整理運河討論會亦採用之。(2)漏水面積分閘門與水門兩項, 其面積之大小與閘門水門之種類, 至有關係。普通對開閘門, 不免略長, 略長則每有閘門之一扇與門閥間留出一漏縫, 成三角形, 門端最寬, 據烏達特氏<sup>(39)</sup>之經驗, 通行內河船隻之船閘, 可假定爲半吋, 通行海船者倍之; 三角形漏縫之底邊, 即爲一扇閘門之寬度。又據李伯來氏試驗時所用之蝶形水門, 其關閉時之四周漏縫寬度可達  $\frac{3}{8}$  吋之鉅, 反之則若干結構較密之涵洞水門, 幾無漏水之可能。又據德人於中運河中各閘<sup>(10)</sup>觀測所得之平均結果: 寬爲十二米之船閘, 上下首水位每差一米, 則其漏水量爲 5 升/秒; 亦即每日之漏水量合爲  $432h$  立方米,  $h$  爲上下首水位相差之米數。

40. 灌溉用水 運渠常附灌溉之利, 故於設計之初, 應將灌溉用水估計在內。不然則設遇乾旱時期, 航運灌溉, 必有一廢, 當非爲渠工者之最大期望。惟灌溉用水之多寡, 關係於天時地質人事者至密, 故其估計, 殊難精密。我國整理運河討論會曾採用衛根氏<sup>(40)</sup>之計算, 假定將來津黃段沿河每五十米有水車一具, 每車吸水能力爲 0.075 立方米/秒, 在最早年份, 每日工作六小時, 灌溉時期自四月十五日至七月十五日, 凡三個月(註15)。

(註15) §36~40 五節均見汪胡楨: 整理運河工程計劃。



41. 渠水之供給 關於渠水之取給，要不外下列二法。或擇一施行，或二者並用，全在應地制宜。(1) 引用河溪或湖水 苟有適當之天然河流或湖泊，又恰與運渠相交錯，則用其水量以供運渠之需，當至妥便；否則亦可闢設水溝，以爲輸引河水或湖水入渠之用。若患河流之水位過低，則築壩以壅高之可也。(2) 應用抽水機 凡因船閘用水及漏水而由運渠上段流入下段之水量，可以應用抽水機，使由下段復昇歸上段。船閘之用水，每隔若干時間始有一次，而抽機則可以不停工作，故在航運不過於繁重之地，普通之抽機已敷應用。惟應用抽機之經常費，是否將嫌過鉅，當於設計時詳籌之耳。

42. 渠水之放洩 自天然河湖中引水，苟遇洪水時期，則所得水量必超出運渠之需水量甚多。又在運渠之挖下段，因地下水不斷之流入，亦足致渠中水量時有剩餘。是以運渠應有放水設備，以爲宣洩過剩之渠水之用。放水之法，通常用溢口或洞口。溢口之構造，如瀉水壩，壩頂高度即等於渠中標準水面之高度，使渠水一有剩餘，即可自壩頂瀉入側溝而他去。瀉水壩處之等道，應另設小橋以資拉牽人畜之跨越。若用洞口，則設洞口於渠底，另於洞中設開闕以司啓閉。此外更有用虹吸管以爲放洩渠水之用者，見閘壩工程編。

## 第七章 特種工事

43. 船閘，斜面及昇船機 凡欲使通航於不同高度之水級間，則必利用船閘，斜面，或昇船機，以爲昇降船舶之用。詳見九十兩章。

44. 港 渠中設港，所以供船舶停泊及貨物裝卸之用也。貨物裝卸有水陸轉運及海河轉運之別。前者之貨物乃由岸上裝入船中或由船中卸至岸上，故必有駁岸之設備，駁岸通常宜垂直，俾船舶得緊靠，且依貨物之種類，駁岸上應有起重機械，以爲裝卸之便利。至於後者之貨物，則係由內河民船轉裝入大船以出口，或由大船分卸至內河民船以分送各地，故港中僅有廣闊之水面，備船舶停泊之用已足。海河轉運通常皆在江河河口設海港以行之，關於通海運

渠者，究不多見。(參閱海港編)運渠中港之形式，宜因地勢而擇定之，通常多就渠寬放闊，至少放出一船之寬度，渠岸則改築駁岸。并

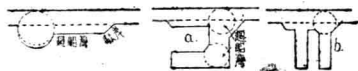


圖 33



圖 34

於港之附近，設迴船灣，以為船舶調向之用。見圖 33。駁岸應有之長度，要視該港全

年進出口貨物之數量，標準船舶之長度及其載重量，與運渠之通航日數等而定。其估算之方法，有如下述：設令

該港全年之進口貨量為  $W_i$  米噸；該港全年之出口貨量為  $W_o$  米噸；全年之通航日數為  $365K$  日，標準船舶之載重量為  $W$  米噸；則該港平均每日之進口貨量為  $W_i/365K$  米噸，平均每日之出口貨量為  $W_o/365K$  米噸，平均每日進口之船舶隻數為  $W_i/365KW$  隻，平均每日出口之船舶隻數為  $W_o/365KW$  隻，又設每船之裝貨平均需時二日，卸貨需時一日，則駁岸應有之長度  $L$  至少為：

$$L \geq (W_i + 2W_o)(l + 1) / 365KW \text{ 米} \quad (14)$$

上式中  $l$  為標準船舶之長度，以米計；並假定前後兩船間需留一米之距離，以便停靠。惟因事實上必須顧慮貨物在季節中之擁擠，船舶裝貨物時之意外滯誤以及貨運日後之發展等，故駁岸之長度，通常恒取上式所得之值之二倍。若駁岸所需之長度太長，超過四五百米以上，則駁岸上之交通常因感不便，是時應分港為若干港池。見圖 34 a 及 b。每港池之寬，應以能容二船分靠兩岸及二船行駛於其間為度。

45. 待船港 船閘之前後應設待船港，以為船舶等待過閘，亦即出閘船舶與進閘船舶相避之地。單船船閘前後之待船港，多僅就

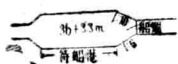


圖 35

船身放闊，惟於閘口添設導牆，用以導引船舶之出入，以期過閘迅速。見圖 35。導牆者，即閘牆之引長部分，通常以木樁成



之，樁與樁間之距離約 4 米，或連以橫檔，上架小橋，約如圖 36 所示。待船港之長度，通常約為三四倍船舶之長，於通行串船之運渠中，則應為二至三倍串船之長；其寬度應為三倍標準船

船之寬再加九米，庶兩岸俱停有船舶時，一船仍得通行而無阻。港之兩岸，俱設繫船柱，以供船舶繫纜之用。圖 37 及圖 38 示雙船閘

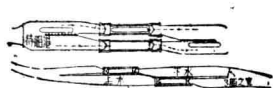


圖 37, 38



圖 39

前後之待船港位置。圖 38 之兩閘前後相錯者，蓋地勢或地層之情況使然。

46. 迴船灣 迴船灣乃專供船舶調向之用，凡過長之渠段中，均應設立。圖 39 a 及 b 示其最普通之形式，b 式較宜於航運發達之處，一船調向之時，不阻他船之航行故也。

47. 涵洞及仰虹吸管 運渠與小河溪交叉之處，苟小溪在渠底之下者，則可設涵洞橫穿渠底之下。涵洞之構造，狀如陰溝，其建築材料多用磚，石，混凝土，或鋼筋混凝土等。洞之橫截面宜取馬蹄形；拱面向上，能抵抗極大之外壓力故也。若溪河之流量過大，可用雙洞或數洞併列。若運渠與小河溪之水面高度相差甚小，而不足以建造涵洞者，則可造仰虹吸管，導河溪水穿經渠下而過。管中之內壓力等於管底至河溪水面之高度之水壓力，但在修理時或河溪乾涸時，內壓力亦可等於零，是以仰虹吸管於結構上，應能兼承極大之內外壓力；管壁必須堅密，不可有水漏出或漏入，致影響渠道之安全。管壁材料通常取鋼鐵，鋼筋混凝土，取用磚，石者，亦偶見之。管之尺度，依溪河流量及其水頭之壅高而異，通常不得小於 0.8 米，俾便入內修理，其中水流速度不得大於每秒三米。於管之入口處，有設窰井，以便泥沙之沉澱，并設鐵柵，以免浮物之漂入者。其出口宜略低於入口，二者之差度即應為水流經管中之水頭損耗焉。

48. 渠橋 苟遇運渠跨越河溪或山谷之處，多有設橋樑將渠道架空而過者；亦有以天然河溪流經橋上，而令渠水穿流橋下者，是謂之渠橋或河橋。橋之取材，木，石，混凝土，鋼鐵等皆可。木質渠橋之造價固廉，然不能經久，故不適用。石橋橋身至重，其造價巨而養

護費用廉，德中運河跨於未塞爾河上之渠橋，可爲一例，鋼橋之橋身重量較輕，故其造價或得較廉於石橋，特其養護費用甚鉅耳。圖



圖 40

40 示跨於挨爾培河上之中運河渠橋之橫截面。渠橋之橫截面之寬，應祇以能容一船通行爲度，橋之兩端可設待船港，以爲船舶等待相錯之所。苟航運發達，則宜併設二橋，一供往船一供來船之用，而每橋之寬不變。不宜設一能容二船通行之寬橋，蓋

橋寬則工價昂，而二橋併設，偶遇一橋損壞時，他橋仍可通航，僅一寬橋，偶遇修理之必要，則全渠之航運受阻也。

49. 運渠隧道 渠之挖段，若遇峯嶺，則開掘過深，不合經濟，惟有鑿闢隧道，以爲貫通。通常若挖土之深，超過二十米以上，乃有考慮隧道之必要。隧道之橫截面，宜僅備一船通行爲準，橫截面過大，則支撐不易，恐有坍塌之險。

50. 保險閘門 渠之填段甚長時，宜設保險閘門，分該渠爲若干小段落；填段不長，但兩端俱與挖段相連者，亦宜於填段起末之處，各設閘門一道，用減填堤崩潰之危害。門之式樣種類不拘，但均應於渠中水面驟降之時，能自動關閉耳。

51. 其他安全設備 爲求航船之便利及安全，運渠中應有各種必要之設備，例如繫柱及號誌等。繫柱所以供船隻停泊繫纜之用，其設置應視沿渠需要之情形而定。號誌所以標明航道，水位，風向等等，其式樣及設置，各司航運之機關多有定則，茲不詳及。

## 第八章 河流之渠化

52. 何謂渠化 天然河流之水位，若不足以供航行，則常築壩壅水，於是河道之縱截面作梯級狀，兩壩之間，水面之比降極小，每壩之旁，設立船閘，以爲船舶昇降之用，使天然河流有如人工之渠道，渠化之名，蓋由是耳。渠化之要旨，在增加水深，改善河線，以期航運之便利。茲略舉其工事之要點，臚列如下：(1)水深 河流須匹

季均具充份之水深，方足維持航運，使無或間斷。水深不足者，應於河流中擇地築壩壅水，以提高水位。苟有暗礁，應視其為石為沙，設法炸除或挖潛之。(2)水寬 河道之寬，至少應能供兩船對過。河身狹隘者，即應拓寬，河道過寬者，水流迂緩，每不免泥沙沉澱淤塞之患，故應束狹之。束狹之法，或用丁壩或用順壩均可。(3)彎曲 河道之彎曲，不可過甚。彎曲之航道，應行放闊，其至少應當加放之尺度，見 §31。彎曲過甚之河道，應行截灣取直。(4)比降 河道應有適宜之比降，方可使上行及下行船隻，均得通航便利。通常水面之比降應小於 1:500。此外河道中水面壅高之後，其於附近農田之影響如何，地面之排水有困難否，以至放洪之設備，漁業之維護等等，均應於事前統籌之。河道之渠化工程，大致可分為下述二種，事實上二種每相繼更迭取用，要因地勢而異也。(1)利用原有之河道，將其原有之河床略事整治，寬深彎曲，使有規律，再擇地築壩建閘，以成水梯，而利航行。(2)大致雖利用原有河道，但遇過甚之彎曲，則另設截直貫通之。閘址位於截直之中，俾可乾地施工，藉省造價。

53. 堰壩及船閘之地位 築壩建閘於河床寬廣之處，不特有增壩閘之造價，且閘口易為泥沙淤塞。於過狹之處，苟需將河身拓寬，其費亦不貲。於河灣之處，則船舶易與閘磯相撞，閘門易受冰凌泥沙之害。是故堰壩及船閘之地位，要視河流兩岸之地勢，慎為選擇。此外對於河流之比降，支流之入口，重要之排水溝及當地之設置等，亦均有重要之關係。舉要言之，決定壩閘地位，應注意下列數端：(1)應位於標準河段。(2)應位於支流及重要排水溝匯入口之上流。(3)應位於工廠及實業設置之上流。不得已而在其下流時，應以壅高水位無妨礙其工作為條件。(4)堰壩之地位，應以貴重種植區不受壅水之淹沒及無重大損害為條件。壩閘有位於河道之分歧處者，應將堰壩築於較大之分歧中，船閘設於較小之分歧中，以利排洪。較小之分歧有如截直，其在閘前之長，至少應有四船之地位，俾航者有充份之地位以為等待過閘之用，且得無礙交通並避免

水浪激盪也。堰壩及船閘之在同一河槽中者，可取堰壩之地位與船閘之後部相齊，藉可省築引堤，而船舶入閘亦可不致與堰壩相撞。然在水流流速較大，或水流方向與船閘方向不完全一致之處，究仍以建築引堤，並設船閘於邊渠之中較為安全也。

54. 截灣取直 簡稱截直，乃人工開掘水道，用以改良迂曲過甚之河流，其主要利益如次：(1)縮短航線，改善航道。(2)淤漲截灣，以增地畝。(3)增大比降，刷深河底，改良水位。截灣取直，除上述優點外，其與河流之影響，尚有下列數者，切當注意：(1)截直之上，往往降低其原有水位，有減船隻吃水之深度；並降低田畝中之地下水位，或非農田所宜。(2)截直之下，洪水位必較原有者增高。(3)截直中比降過大，往往流速過甚，不便船隻上行。又流速大則冲刷力亦大，恒使其下流河段中泥沙淤積。截灣取直工程，應於河灣過甚之處行之。截直之河線，並宜略帶弧形，使與其前後之原有河槽，和順相接。截直所經之地，應儘量採取現有之河段，避免價值昂貴之地畝以及不易開掘之岩石地層。截直在較小之河流，用人工開挖，其深寬及河底坡度，均按照規定之河床截面為之。於較大之河流，則可先用人工挖成寬深適宜之水溝，然後利用水流之冲刷以完成之。我國海河工程局曾將海河中之最大河灣五處截直。自天津達渤海原長 58 哩，今縮成 42 哩，增加放洪效率，縮短航程皆其利也。

## 第九章 船 閘

55. 船閘之歷史 歐西船閘創於何時，人異其說。<sup>(1)</sup>夫累登氏謂為德人荷人及意人所同時發明者，其年代約在公元 1200 年至 1400 年之間，其詳不可考。<sup>(2)</sup>方修斯氏謂船閘始於荷蘭，時為 1203 年；德國創建於 1325 年；意大利創建於 1420 年；美國創建於 1790 年。我國船閘之創始，遠早歐西。宋史言雍熙初（宋太宗雍熙元年為公元 984 年）淮南轉運使喬維嶽始命剗二斗門，二門相距五十步，覆以夏

屋，設懸門，積水俟平，乃泄之，而運舟往來無滯。又夢溪筆談宋天聖中（宋仁宗天聖元年為公元 1023 年）監鑑建複閘於邵伯埭，節水以省舟舡過埭之勞，旋又推及北神等處。按邵伯即今之江蘇江都邵伯鎮，北神即今江蘇淮安北門外，與導淮委員會現在所建船閘地點均極鄰近，亦一奇也。考其造意，實與今之船閘並無二致。元史郭守敬傳言，守敬所築通惠河（北平至通縣間）牐十處，均重置斗門，互為提闕，以過舟止水，則亦為複閘甚明，時在元世祖至正二十九年（1292）也。惟守敬所建牐均以木製，故不二十年即歸朽敗，後人易建以石，繼復改為單閘，乃失其創建之意。祖述無人，寢忘其制良可慨已。

53. 船閘之類別 船閘因其所在地位之不同，命名亦異。在運渠中者為渠船閘，在天然河流中者為河船閘，在港口者為港船閘，在海口者為海船閘。更因其構造之各殊，亦可分為下述數種：（1）單閘 單閘僅具單一閘門，乃船閘之原始形式，今惟於港口船塢中見之。例如通海之港，海潮過高恐有侵上港岸之虞，或潮退過低，又不免使港中船隻擱淺之患，故於港口有設閘之必要焉。單閘必待內外水面等高而後啓門，故無設輸水道及水門之必要。（2）閘室船閘

閘室船閘為最常見之船閘，閘身呈箱形，上下水兩端各設閘門，如圖 41。閘門於門室內旋動，閘門開啓時，門位於門龕中，可免船隻之撞及。

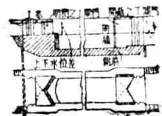


圖 41

門室之下有閘，供閉門時為閘門下端撐支之用，閘上之水深應以能通過吃水最深之船隻方為合度。豎底為閘與閘室之啣接處，自豎底至下首門室為船閘閘室之淨長，其應大於最大船長之尺度見下節表 14。閘門之上或門室壁中應有輸水設備，用以連通閘室與渠中水位，法或於閘門上另闢小門，或另闢孔道於門室壁中，詳見 §61。船隻過閘之手續如次：設有某船須上行，則先緊閉上首閘門及其輸水設備，然後使閘室內水位與下水位相等，將下首閘門開啓，船隻駛入閘室，復將下首閘門及其輸水設備關閉，於是閘室內之水，不與下水位接通。再開啓上首之輸水設備，使閘室

內之水與上水位相連，閘內水位因以昇高，船隻亦隨而昇起，至閘室中水位與上首水位齊平時，開啓上首閘門，船隻遂即駛出。(3)孔門船閘 於水級差度較大之處，下首閘門所承受之壓力甚大。孔門船閘之下首門洞為洞式，設昇降閘門以司啓閉，洞頂與下首水面之距離，視通行船隻之高低為度。(4)梯級船閘 梯級船閘乃由二座船閘或多個船閘，首尾相連而組成，用以過渡較大之水級，其所用

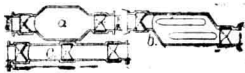


圖 42

之水量較省。(5)多船船閘 一閘同時可容納多數船隻者也。見圖 42abc。

三式相較：b 勝於 a，蓋串船過閘時，於 a 必須最後進閘之一船最先出閘，

而原有串船之次序難倒矣，於 b 則可於出閘時仍保持原先船隻進閘時之次序也。c 種中設一門，可兼供單船與串船之用，遇單一小船過閘時，其較 ab 兩式所省之水量甚巨。(6)雙船閘 二閘並立多於交通繁盛之渠中用之，免來往船隻等待過閘耗時過多也。如圖

37 所示之形式最為適用，船隻得直行駛入閘中。於丘陵之地或地層不甚堅實之處，則以採用圖 38 式為宜。(7)

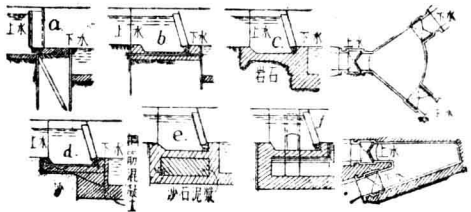


圖 43, 44, 45

省水船閘 見下省

水船閘節。(§ 64)，其他更有所謂交角船閘(圖 43)，倒向船閘(圖 44)等等，惟事實上均不多觀，故不復贅。

57. 船閘之尺度 船閘之尺度，應依其中所經過船隻之大小而定，又因其所在之地為渠船閘為河船閘抑為海船閘而不同。誠以航運事業日在進步之中，船閘閘室則決無擴大之可能，故其尺度之決定最需審慎也。閘室之過深，所增之建築費至大。閘室之過寬過長，除增高建築費用外，同時亦增高船閘之用水量，是宜注意。我國導淮工程計劃中曾規定其第一期建設之船閘尺度如下：閘室長 85 米



閘寬 12 米，閘上最小之水深為 2.5 米。於是則最大之船（載重 900 米噸，船長船寬與吃水為  $72 \times 9 \times 2$  米，見前船舶章，（§8）每次可以通過一艘。長 32 米，寬 5 米，吃水 2 米，載重 225 米噸者，同時可以通過四艘。長 20 米，寬 3 米，吃水 1.5 米，載重 60 米噸者，同時可以通過六艘。至普通小民船，則同時可通過十艘以上。該計劃中又云：將來貨船增大，另建較大之船閘後，「此項船閘仍可專充載客汽輪及公事船之用，因為耗水較少而開啓輕便，故可歷久而不廢。」整理運河計劃則規定：「運河船閘應有二種標準尺寸。即大號閘淨長 90 米，寬 10 米，閘上水深 2.5 米。小號閘淨長 50 米，寬深度同何處應建大號閘，何處應建小號閘，則純以航運需要，水源及經濟情形等要素以決定之。」按方修斯<sup>(2)</sup>氏建議，船閘應較標準船舶加長加寬及加深之尺度，有如表 14。併附各國著名河流中之船閘尺度

表 14 船閘應較標準船舶加大之尺度

船閘類別	加長(米)	加寬(米)	加深(米)
渠船閘	3~10	$2 \times 0.1 \sim 2 \times 0.75$	0.2~1.0
河船閘	4~10	$2 \times 0.1 \sim 2 \times 0.75$	0.3~1.0
海船閘	5~15	$2 \times 1.0 \sim 2 \times 2.5$	0.5~2.0
海港單閘	—	$2 \times 1.5 \sim 2 \times 2.5$	0.5~2.0

於表 15，用資參考。

至於閘牆及閘門之高度，則應視水位之高度而定。渠船閘河船閘之閘牆恆在高水位以上 0.3 至 0.5 米，而閘門則較閘牆又高約 0.2 米。海船閘之閘牆閘門應較最高水位高 0.5 至 1 米。門龕之深，應為門厚及門之前後至少應有之空隙之和。閘門之支於閘，約為 10 至 20 厘米，門之下緣應在門室底面之上約 20 至 30 厘米，俾門室之底偶有積沙，或閘門稍有變形時，亦得無礙於啓閉也。又閘之前後應各設壘樑壩一道，壩槽如圖 41 所示。壘樑壩專為修理船閘時之用，木樑之尺度約自  $25 \times 25$  至  $50 \times 50$  厘米，應視水壓力之大小而定。

58. 閘底之構造 吾人固知船閘之演化史：船閘之成，乃由於

表 15 各國船閘尺度表

河 渠 名 稱	長 度 (米)	寬 度 (米)	閘 上 深 度 (米)
紐約船渠 <sup>(58)</sup>	94.5	13.7	3.6
伊利諾斯與密士失必 <sup>(59)(60)</sup>	51.8	10.7	2.1
阿利根尼 <sup>(61)</sup>	87.2	16.8	2.4
大沙河 <sup>(62)</sup>	48.1	16.8	1.8
黑戰士與托姆俾格俾 <sup>(63)</sup>	94.5	15.8	2.0
布拉左斯 <sup>(64)</sup>	42.7	16.8	1.8
哥倫比亞 <sup>(65)</sup>	83.2	13.7	2.1
空加利 <sup>(66)</sup>	51.8	16.8	1.8
庫薩 <sup>(67)</sup>	57.6	12.2	—
卡姆柏蘭德 <sup>(68)</sup>	91.4	15.9	2.0
福克斯 <sup>(69)</sup>	50.3	11.0	1.6
加利那 <sup>(70)</sup>	83.2	15.9	—
格林 <sup>(71)</sup>	43.7	11.0	1.6
巴倫 <sup>(72)</sup>	42.7	11.0	1.4
羅孚 <sup>(73)</sup>	37.0	8.2	1.6
哈德松 <sup>(74)</sup>	91.4	13.7	3.7
伊利諾斯	98.8	22.2	2.9
肯塔基河羅克波特 <sup>(75)</sup>	46.0	11.6	1.8
肯塔基河十三號	46.6	15.9	2.1
小卡那瓦 <sup>(76)</sup>	38.1	6.7	1.1
密士失必河，聖堡爾 <sup>(60, 77)</sup>	94.5	24.4	1.5
摩農加希拉 <sup>(78)</sup>	55.5	18.4	2.1
馬斯金加姆 <sup>(79)</sup>	48.8	11.0	2.2
馬蘇列許渠 <sup>(80)</sup>	45.0	7.5	2.5
非諾渠 <sup>(81)</sup>	41.0	5.34	1.57
賴恩-馬恩渠 <sup>(82)</sup>	38.5	5.2	2.5
布羅姆堡渠 <sup>(83)</sup>	57.6	9.6	2.5
俄得-斯普累渠 <sup>(84)</sup>	58.1	8.6	2.5
埃姆斯-未塞爾渠 <sup>(85)</sup>	85.0	10.0	3.0
中運渠 <sup>(1)</sup>	85.0	12.0	3.0
埃爾培-特勞未渠 <sup>(86)</sup>	80.0	12.0	2.5

河段中兩閘門之移近；河段或運渠中既無以混凝土鋪砌水底之必要，然則閘室中又何必構成堅實而不透水之閘底乎？至於因閘室中水位升降之頻繁，灌水放水時之冲刷甚巨，恐閘底之變形，通常砌以石塊或墊以木板，均已足用。以閘底閘牆成一體者，究不多觀。

(1)木質閘底 此種閘底多於木材低廉之地用之。堅實地層距地面甚深者，木底之下用木基樁，基樁與底須有緊密之接合，以防浮力之推動。木底須不漏水，始能增其壽命，有用雙層木底者，有於底面加設橫向壓板樑者，苟船閘之長度較大，且有除於船閘兩端之外，另復加置板樁者。(2)混凝土閘底 混凝土閘底恒與閘牆連成一體，其應力之計算為靜力學不定式，惟巨大海船閘於地層不堅實之處用之。其構造有於底面下每隔相當間隔，造較厚之下突橫條，以增強其應力者。有於閘基之兩端及兩側，均築鋼製板樁，以減少地下水之作用者。(3)石質閘底 石料最適宜於築造閘底之用，或填或砌均可。施工簡易，堅固耐久。至於門室部份則與閘室中不同，閘門類乎活動壩，活動於門室之中，故門室基底應以平廣堅實，不易變形為要件。而閘之施工，最需謹慎，不得因閘門之撞擊而稍有移動。其構造因閘門之種類而不同，圖 45 可以示其大略：*a, b* 兩式僅供水位差度較小之船閘之用，*c* 式適用於岩石地，*d* 用者最廣，*e, f* 兩式之基底為一平面，於土質鬆軟之地宜採用之，*e* 式中空，填以沙石泥漿，求省水泥也，*f* 式下為輸水道，詳見 §61。

59. 閘牆之構造 閘室閘牆現均取垂直式，或以板樁，或以石，或以混凝土為之均可。坡岸式之閘牆可以碎石砌成，其工費雖較省，然需築船柵以防船隻之傾覆(圖46)，且用水量所增甚大，終覺不合實用，故現已漸歸淘汰矣。無論木底

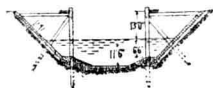


圖 46

或石底船閘，均可應用石牆。惟前者應以木樁為基，庶免因牆後土壓力之作用，而起橫向之移動。石底船閘近多有有用鋼板樁閘牆者，板樁之後必設拉桿及錨板，以免其顛覆。混凝土閘牆有與閘底連成一體者，有與閘底分離者；圖 47 示美本船閘閘牆，圖 48 示賴恩赫內

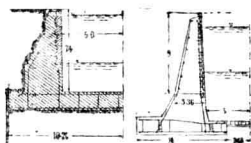


圖 47

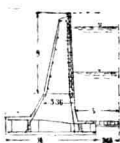


圖 48

運河中某船閘閘牆之構造。至於門室兩側之閘牆，概以巨石或混凝土爲之，應特別使之堅實，因閘門之啓閉，其作用於牆身上之力甚大，而牆身之偶或變形，足以影響閘門之漏水故也。

60. 閘牆之計算 閘牆上之作用力有牆之本身重量，土壓力與水壓力三種。水壓力計分閘牆面上之水壓力，牆後之地下水壓力，牆下及閘底下之浮力等，應依照不同之水位情形而計算之，以求其最大可能之值。土壓力之計算法，詳土力學篇，茲不贅述，惟附列簡明之計算表於下，聊供設計時之一助(註16)。  $E_a$  爲土之主動壓力，  $E_p$  爲土之被動壓力，  $h$  爲土壤之深度，其單位爲米(m)。

$$E_a = \frac{1}{2} h^2 S e \tan^2(45^\circ - \theta/2) = \frac{1}{2} h^2 \cdot a \quad (15)$$

$$E_p = \frac{1}{2} h^2 S e \tan^2(45^\circ + \theta/2) = \frac{1}{2} h^2 \cdot p \quad (16)$$

表 16

土壤類別	土壤單位重 $S_e$ 米噸/立方米	靜止角 $\theta$	$\tan^2(45^\circ - \theta/2)$	$\tan^2(45^\circ + \theta/2)$	$a$	$p$
乾黑泥	1.4	40°	0.22	4.60	$\frac{1}{3}$	6
濕黑泥	1.65	30°	0.33	3.00	$\frac{1}{2}$	5
乾黏土	1.6	40°	0.22	4.60	$\frac{1}{3}$	7
濕黏土	2.0	20°	0.49	2.04	1	4
乾沙壩母	1.6	31°	0.32	3.12	$\frac{1}{2}$	5
微潮沙壩母	1.8	40°	0.22	4.60	2.5	8
濕沙壩母	2.1	29°	0.35	2.88	$\frac{3}{4}$	6
濕沙礫	1.86	25°	0.41	2.46	$\frac{3}{4}$	4.5
水與細沙(水壓力未計在內)	2.1—1=1.1	25°	0.41	2.46	$\frac{1}{2}$	2.5

地基上所受壓力之分佈及閘牆上所生之應力全視閘牆及閘底之構造而異。設閘牆與閘底連成一體如圖48，則其計算爲不靜定式。

(註16)採自 O. Franzius: Der Verkehrswasserbau

61. 輸水設備 輸水設備之要件有二：(一)放水之時間宜短，以省船舶之過閘時間。(二)閘室之水面必須平穩，以保船舶之安全。輸水設備之構造，約有下述數種：圖 49 示於閘門上另設小門之辦法，製工簡廉，惟漏水之弊，常在不免，故僅為較小船閘所採用。圖 50 之輸水道設於門室閘牆中，水流自兩側流入閘室，相對衝擊，庶一部分之動能因而消失，閘室中得較平穩，輸水道之啓閉，另以

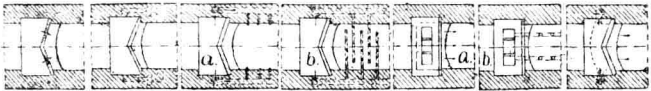


圖 49

圖 50

圖 51

圖 52

圖 53a

滑門或滾門(詳見 63)司之，閘門上不需開洞，足增門身之強固及構造上之便利。圖 51ab 將輸水道之出水口分散，閘室中水面自得更为平穩，惟其造價嫌太貴耳。51b 式曾為巴拿馬運河中各閘所採用成績至佳。圖 52ab 之輸水道經門室之底而出，室底下空，專為水流衝擊激盪之所，所謂莫兒氏靜止池，蓋氏之所發明者也。圖 53a 與 b 為一圖之平面及立體(圖 45f 示其縱截面)，此式兼有圖 50 及圖 52a 之長，蓋輸水道之最新式之一種矣。輸水道之尺寸，可依輸水時間之長短，應用洞口流量公式決定之。通常內河運渠中船閘輸水之時間約為 3 至 5 分鐘，海船船閘以其閘室較大，輸水時間有長至 10 至 15 分鐘者。輸水道

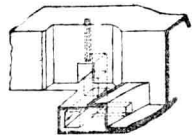


圖 53b

中之水門一經開放，水即流動，迨內外兩水位之差度漸小，流量亦漸少，今設  $F_x$  為閘室內水面之面積， $f$  為輸水道水門之總面積， $t$  為閘室灌水或洩水所需之時間， $dQ$  為在  $dt$  時間內流經輸水道之水量， $\mu$  為流量係數，則  $dQ = F_x dx = \mu \cdot f \cdot \sqrt{2gx} \cdot dt$

$$t = \int_0^h \frac{F_x dx}{\mu \cdot f \cdot \sqrt{2gx}} \quad (17)$$

在普通情形，閘室閘牆為垂直之平面，則水面  $F_x$  之大小為一常數，不因水位之昇降而變化，即  $F_x = F$ ，故

$$t = \frac{F}{\mu \cdot f \cdot \sqrt{2g}} \int_0^h x^{-\frac{1}{2}} dx = \frac{2Fh}{\mu \cdot f \cdot \sqrt{2gh}} \quad (18)$$

流量係數  $\mu$  之值。據方修斯氏之研究(註16),大略如下:於閘門另闢小門之輸水道:  $\mu = 0.8$  至  $0.6$ ; 築於門室閘牆中之輸水道:  $\mu = 0.7$  至  $0.5$ ; 分佈於閘室牆中之輸水道:  $\mu = 0.4$ 。又設輸水道之出口甚多,如圖 52a 圖 52b 及圖 53b 諸式,則各水口之總面積,應有上式計算所得之  $f$  值之 1.25 至 1.50 倍,蓋出水口或成不甚適宜之形式,或某一口之偶生阻塞,  $\mu$  值必因而下降也。

62. 閘門 閘門必應具備之條件有三:其一即為應能抵抗洪水之衝擊及最高水位之壓力;其二,其漏水量應小;其三,應易於啓閉。以上三者均屬至要,惟二三兩點,漏水量究應小至若何程度,啓閉之難易,換言之實即啓閉所需時間之多少,又究應以何為準則,則又因地而異。又一閘門於平日運用上對於航業安全性之大小,是否時需修理,有礙及船運之虞;及其壽命之長短,能否歷久而不廢兩問題,於結構設計中,亦須慎加考慮。今列舉各種閘門,分類簡述於下: (一)具有垂直門軸者:單旋門及雙翼旋門;(二)具有水平門軸者:旋倒門(弧面門);(三)上下移動以為啓閉者:昇降門;(四)門之表面呈弧形者:弧面門及圓筒門;(五)浮門及平推門。(1)單旋門

門身一邊倚於閘牆,因軸旋轉而為啓閉。一門之寬即等於門室之寬,寬度既大,不利於承受較大之水壓力,更不適用於寬船閘。又單旋門有增下首門室之必要長度,亦即減少船閘之淨長,殊不經濟。(2)雙翼旋門 亦稱人字門,像其形也。門分左右兩扇,各倚閘牆因垂直之軸而旋動,木製鐵製均可。構造簡易,價廉,最適宜於河渠中一般較小船閘之用。惟令閘上亦分承壓力時,計算不能準確;閘牆稍有變形,即起感覺,易致漏水,是其缺點。(3)旋倒門 閘門依閘底水平軸而旋倒。閘可以分荷三分之二之水壓力,計算簡單而可靠。關閉易於緊密,即令閘牆略有變形,修理亦便,漏水量少。惟門身甚寬,故最適於上首閘門之用。(4)昇降門 作垂直之昇降,一如板壩然。閘身之長度可因以減短,然門架之建造費甚昂,船隻之高度

亦受限制。昇降門能承受雙方之水壓力，最適宜於江船閘及孔門船閘之用。昇降門之最大優點在於，當開啓之時，門身全在水面之上，故易於修理，放洪便利；又不受地層變動之影響，故漏水量少。(5) 弧面門 門面呈圓弧形其動作如弧面壩然。啓閉迅速，不受水流之阻礙，故能藉以沖去閘底淤沙。計算簡明，易於修理。較合於上首閘門之用。(6) 圓筒門 結構不經濟，殊罕見用。(7) 浮門 應用浮力以爲移動，與閘牆不生聯繫，毫不受地層或閘牆變動之影響。浮門之啓閉費時，故僅適於船塢等之用。(8) 平推門 平推門下設軌道及滑輪，依垂直於渠線之方向推移以爲啓閉，閘室之建築費甚大，但閘身得以減短。平推門之計算簡明，能承受雙方之水壓力，閘牆稍有變動亦可無礙，雖有水流，亦可啓閉，最適於有潮河段或海船閘之用。

63. 輸水道之啓閉 輸水道中之啓閉設備，約有提閘門，旋門，弧面門及圓柱形活門等數種：其最簡單者爲提閘門，然在輸水道較廣，上下首水位相差較大之處，僅藉平滑而上下移動之提閘門，每有啓閉不便之弊。置滾輪於提閘門之內側，可以減低啓閉時之阻力。欲減少其漏水量，提閘門之截面應呈楔形，或用楔形之門面亦可，如圖 54 及圖 55 所示。旋門有取水平軸者，有採垂直軸，其啓閉甚易，

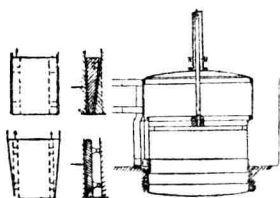


圖 54, 55

圖 56

但漏水量常患太大。近僅於閘門上另設小門處用之，用於另闢閘牆輸水道中者，殊不多觀。圓柱形活門之構造，如圖 56 所示，其優點在於啓閉之便利及漏水量之微少。又圓柱形活門可上下疊置，故最適宜於省水船閘水池之用。圖 57 示克雷氏所改良之形式，圓筒之下端呈鋸齒狀，所以減緩啓閉時之水流，水道中設固定之三腳叉，所以免除渦流也。

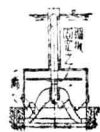
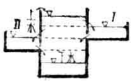


圖 57

64. 省水船閘 若船閘上下首之水位差在三四米以上，欲求節省船閘之用水，可於閘室之兩旁設蓄水池，如圖 58 之

所示：閘室中上下兩水位間之水量，可分為 1,2,3,4 相等之四部份，



洩水時使閘室中之 1 水，流入 I 池，2 水流入 II 池，

3, 4 兩份水量則導入下水。進水時引 II 池中之水入

4, I 池中之水入 3, 其他 1 2 兩份仍由上水供給。故

設置二座節水池之後，約可減省船閘用水量之半。若

於船閘之兩側各設節水池二座，共計節水池四座，如

圖 59 則可減省船閘用水量之三分之二。設有節水池

圖 58, 59  $n$  座，即應可減省船閘用水量之  $n/(n+2)$ 。

### 第十章 斜面船軌及昇船機

65. 斜面船軌 今日一船閘上下首水位之差，最大約可達十五米；若水位之差再大，則因水壓力過巨，閘門等工程之構造不易，必須用其他昇船方法。斜面船軌之發明，本在正式船閘創有之前(註16)：

其時惟以缺乏載船車等設備，故未能發達耳。今日沿用斜面船軌純僅在英之什羅普郡，<sup>(4)</sup>射斯堡，<sup>(5)</sup>沙爾得，<sup>(7)</sup>彪得，<sup>(8)</sup>美之摩里斯，<sup>(9)</sup>法之

俄羅克，<sup>(10)</sup>德之俄柏蘭德等地尙有數處而已。斜面船軌乃就傾斜之地面，鋪設軌道，以車運舟；視車之構造，而有乾運及濕運之別。(參見圖 60 及圖 62)。

圖 61 示乾運時斜面

上軌道之鋪設方法，如是載船車永可維持其水平地位。小型之乾運斜面船軌，船

閘之旁多有設置，以備過渡划艇之用；至用大型之乾運斜面船軌，



圖 60



圖 61



以渡載重較巨之貨船，則頗不宜，蓋巨船若屢經出水入水，船身易於受損也。濕運法以箱盛水，箱渠相啣接時，開啓閘門，船隻駛入，待後關閉閘門，使各不得漏水，箱載水及船而行，亦至安全。方船之駛入箱中也，箱中之水之



圖 62

一部分即為船所排出，其所排出之水量適等於船之全重，故不問船隻之大小有無，載船箱之重量恒為一定數，因此重要事實，開駛載船箱所需之動力，計算極易。——有擬以雙箱相互上下，省力尤多(參見圖63)。

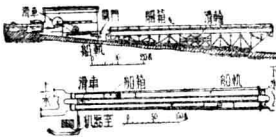


圖 63

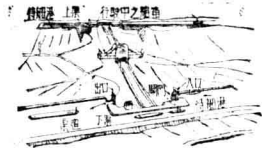


圖 64

至若運渠之上渠及下渠兩段與

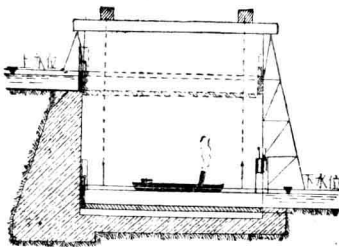


圖 65

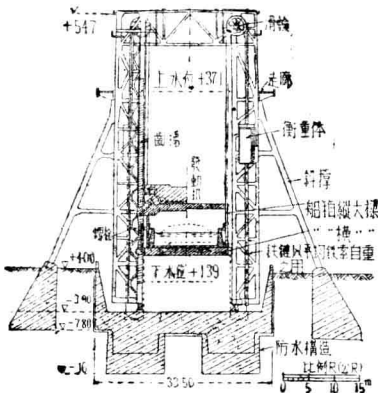


圖 66



圖 67

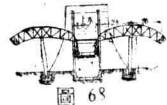


圖 68

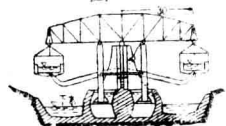


圖 69

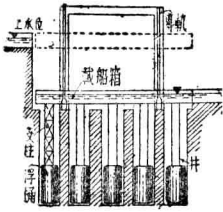


圖 70

山坡之等高線相平行，則可採用橫行式之斜面船軌，如圖 64 之所示。

66. 昇船機 昇船機能跨越巨大之水位差，且動作迅速，惟以工費及養護費用甚昂，故不多觀。昇船機之構造(見圖 65)，係以一矩形水箱，兩端各設閘門，使與上渠或下渠相啣接，資船舶之出入。若水位能一定

不變，則該水箱之重量亦為一定數，理由已詳前節，昇舉該水箱所需之動力殊易計算也。水箱之昇降，或藉鐵索拉提，鐵索之另一端懸掛衡重體以節動力，或用槓桿蹺動，或用水力浮桶，各有利弊。用鐵索或槓桿者，鐵架之工程浩大，養護之費用既昂，尤為戰時空襲之顯著目標，設不幸一經炸毀，則全渠交通陷於停頓，是不可不注意者。

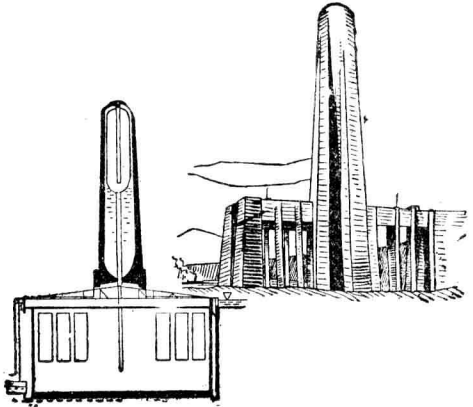


圖 71  
(2)

用浮桶則水井入地甚深，土質不良之地不，宜採用。

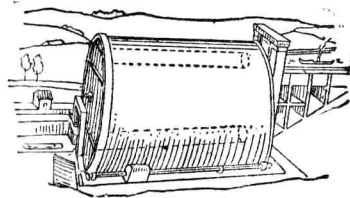


圖 72

德國尼得費諾昇船機興工於 1926 年，至 1934 年完成，共費約二千七百餘萬馬克。其上渠與下渠之水位差為 36 米，蓋世界最大之昇船機也。水箱長 85 米，寬 12 米，可容一千噸重之船舶一艘，共重 4300 噸，用拉提鐵索 256 根，每根之直徑約為

52毫米云。圖 66 示其橫截面之大略。圖 67, 圖 68, 圖 69 均為槓桿昇船機。圖 70 示德國亨利堡昇船機之縱截面, 可為浮桶式之一例。該處共設浮桶五隻, 每桶高約 13 米, 直徑約 8.3 米, 井深達 30 米。圖 71 為俄勒志及羅特曼爾<sup>(55)</sup>氏之所設計, 置浮桶於頂, 汲水入塔以制其升降。圖 72 為烏姆勞夫<sup>(56)</sup>氏所擬之轉筒式船舶升降機。有水箱二隻, 均呈圓筒狀, 上行船及下行船可同時駛入。此外有又潛水式之船舶升降井, 如圖 73 所示, 其載船水箱之構造, 殆與潛水艇相類似, 船隻駛入後, 便潛沉入於水中, 經過水底船閘, 待重行浮出水面時, 船隻即可駛出, 此項原理始為英人弗頓<sup>(57)</sup>氏於 1794 年之所設計, 其所建升降井上下渠之水位差約為 13.7 米, 載船水箱長約 22 米, 寬 2.13 米, 惜僅見於記載, 蓋距今百有餘年, 遺跡已湮滅不可復睹矣。

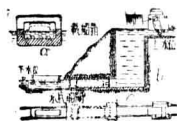


圖 73

## 人 地 名 表

1. Engelhard; 2. O. Franzius; 3. Rhein; 4. Elbe; 5. Weser;
6. Oder; 7. Gebers; 8. Beverzern; 9. Hannover; 10. Mittelland Kanal;
11. Froude; 12. H. Engels; 13. Dresden; 14. Thiele;
15. Krey; 16. Swert; 17. de Maas; 18. Haak; 19. Mattern;
20. Buchholz; 21. Stettin; 22. Seifert; 23. Sympher; 24. Kaiser-William Kanal;
25. Ruhrgebiet; 26. Agatz; 27. Schmies;
28. Heidesheimer-Stichkanal; 29. Dortmund-Ems Kanal; 30. Ems-Weser Kanal;
31. Grossschiffahrtshafen Aschaffenberg-Passau; 32. Marne-Saône Kanal;
33. Grossschiffahrtsweg Berlin-Stattin; 34. Prussmann; 35. Hannover-Magdeburg;
36. Colorado; 37. J. Ripley; 38. Weitzel Lock of St. Mary's Falls Canal;
39. Woodard; 40. Thos. H. Wiggini; 41. Wreden;
42. Meppen; 43. Rhein-Herne; 44. Mohr; 45. Shropshire;
46. Shewsbury; 47. Chard; 48. Bude; 49. Morris; 50. Oureq;

51. Oberland; 52. Niederfinow; 53. Hennichenburg; 54. Ollert;  
 55. Rottmeyer; 56. Umlaut; 57. Robert Werden; 58. New York  
 Barge Canal; 59. Illinois; 60. Mississippi; 61. Allegheny;  
 62. Big Sandy River; 63. Black Warrior and Tombigbee  
 Rivers; 64. Brazos River; 65. Columbia River; 66. Congaree  
 River; 67. Coosa River; 68. Cumberland; 69. Fox; 70. Galena;  
 71. Green; 72. Barren; 73. Rough; 74. Hudson; 75. Kentucky  
 River, Lockport; 76. Little Kanawha River; 77. St. Paul;  
 78. Monogahela; 79. Muskingum; 80. Masurischu; 81. Finow;  
 82. Rhein-Marne; 83. Bromberger; 84. Oder-Spree; 85. Elbe-  
 Trave.

## 渠 工 學 編 索 引

- |    |                         |                |
|----|-------------------------|----------------|
| 2  | 人字門 46                  | 挖填 21          |
| 4  | 少閘型 21                  | 鋪砌 26,27       |
|    | 孔門船閘 40                 | 交叉 22          |
| 5  | 民船之運輸成本 14              | 水位 21          |
| 6  | 多船船閘 40                 | 需水量 29,33      |
|    | 多閘型 21                  | 渠橋 35          |
|    | 交角船閘 40                 | 閘室船閘 35        |
|    | 安全設備 36                 | 港 33           |
|    | 仰虹吸管 35                 | 單閘 39          |
| 7  | 串船之阻力 11                | 單旋閘 46         |
| 8  | 弧面門 47                  | 單船之阻力 11       |
|    | 昇降門 46                  | 提閘門 47         |
|    | 昇船機 33,50               | 13 運渠之經濟 12,18 |
| 9  | 省水船閘 40,47              | 運渠之徵費 12       |
|    | 保險閘門 36                 | 運渠之定線 18       |
|    | 待船港 34                  | 運渠隧道 22,36     |
| 10 | 浮門 47                   | 運費 2           |
|    | 迴船灣 34,35               | 運輸成本 17        |
|    | 倒向船閘 40                 | 圓筒門 47         |
|    | 排水量係數 5                 | 14 蒸發損失 30     |
| 11 | 船閘 22,33,37,38,39,41,42 | 滲漏 29          |
|    | 船閘輸水道 45,47             | 截灣取直 38        |
|    | 船閘用水量 31,32             | 15 輸水道 45,47   |
|    | 船閘之構造 41,43,44,45       | 緯道 25          |
|    | 船舶 4,5,8,13             | 17 導牆 34       |
|    | 船之阻力 7,8,10             | 18 雙船閘 40      |
|    | 涵洞 35                   | 雙翼旋門 46        |
|    | 旋倒門 46                  | 19 繫船柱 35,36   |
|    | 旋門 47                   | 20 灌洩船閘時間 45   |
|    | 斜面船軌 48                 | 灌溉用水 32        |
| 12 | 渠之橫截面 8,23              | 21 護岸工 27      |

# 中國工程師手冊

水利手冊

(汪胡楨主編)

## 第七編 發電水力

(汪胡楨)

---

### 目 錄

第一章	緒論	2
第二章	水力之開發	10
第三章	流量之調整	22
第四章	水力廠之設計	35
第五章	輸水路	44
第六章	原動力屋及機械設備	75

# 第七編 發電水力

## 第一章 緒 論

### 第 1 節 水力利用史

1. 我國之水車 我國水力之利用，遠起於漢晉之際。其見諸史傳者：如後漢書云杜詩爲南陽太守，造作水排，鑄爲農器，用力少而見功多，百姓便之。註云冶鑄者爲排吹炭，今激水以鼓之也。魏志曰胡暨字公至，爲樂陵太守徙監冶謁者。舊持冶作馬排，每一熟石，用馬百匹，更作人排，又費工力，暨乃因長流水爲排，計其利益，三倍於前，由是器用充實。漢服虔通俗文云，水碓曰翻車碓，杜預作連機碓，孔融論水碓之巧，勝於聖人斲木掘地。晉書曰，石崇有水碓三十區，後魏書云，崔亮教民爲輞，奏於方張橋東，堰谷水，造水輞數十區。以上所錄均足以證明我國水力之利用實濫觴於漢晉。古代利用水力之機械有三種：一爲水槽：一爲臥輪，一爲豎輪。元代王禎農書及明代徐光啓農政全書，宋應星天工開物，均繪圖以明其制。水槽乃利用槓杆之理，藉水之重量以舉舂米之碓。王禎農書謂凡所居之地，間有泉流稍細，可選低處置碓一區，一如常碓之制，但前頭減細，後稍深闊，爲槽可貯斗餘。上庇以廈，槽在廈外，自上流用筭引水，下注於槽，水滿則後重而前起，水瀉則後輕而前落，即爲一舂。如此晝夜不止，可穀米兩斛，日省二工，以歲月積之，知非小利。臥輪之制亦見王禎農書。其言曰，凡欲置此磨，必當選擇用水地所，先儘並岸擊水激轉，或別引溝渠，掘地棧木，棧上置磨，以軸轉磨下，下徹棧底，就作臥輪，以水激之，磨隨輪轉，比之陸磨，功力數倍，豎輪之制見天工開物。王禎曰今人造作水輪，輪軸長可數尺，列貫橫

木，相交如滾搶之制，水激輪轉，則軸間橫木間打所排碓梢，一起一落春之，即連機碓也。貼岸置輪，高可丈餘，自下衝轉，名曰擦車碓，若水高岸深，則為輪減小而闊，以板為級，上用水槽，引水直下，射激輪板，名曰斗碓，又曰鼓碓。水力之用途亦復不一，用以汲水灌田者有筒車及水轉翻車，用以舂米者有水碓與槽碓，用以鼓鑄者有水排，用以礱穀者有水礱，用以碾麥搗茶者有水碾，用以篩麵者有水打羅，用以紡績者有水轉大紡車。我國各省凡水流迅急之處，猶多水車可見。甘寧黃河沿岸及四川等省用以灌田之筒車，尤為著稱。惟製造簡陋，僅取材於竹木，數千年來，墨守成法，絕少改良，不可與近世水力利用，同日而語，亦可慨已。

2. 歐美之水車 歐美早期之工業，亦恃水車為其原動力，凡有急流及瀑布之地方，各種工業咸蔚然俱興，而成工業都市。迨十八世紀蒸汽機發明，凡煤價廉賤之區，均競相採用，於是水力之用，為之停滯者亘百有餘年。惟在此時期中，水車之製造，仍在逐漸改良之中。其最大之改良，厥為引用水槽以運輸水量，衝射於水車之底部。經此改良以後，水中之理論水力，堪被利用者已達百分之三十。至十八世紀中葉，史密頓<sup>(1)</sup>發明上擊水車，使水量注於水車之頂部，藉其重量以發生水力，效率遂因之增進至百分之六十以上。繼之者則有中擊水車之發明，十八世紀中之末葉，盛行於英國。此項水車係兼用水流之重量與動能，故效率可及百分之七十。1850 年左右，為水車之全盛時代，但以其直徑過巨，旋轉率緩慢，不能利用較高之水頭，故其發展遂達於止境，繼之而起者為水輪機。

3. 水輪機 水輪機為利用水之衝動力或反動力之機械。十六世紀之水車中，已含有其制作之意義，至十九世紀乃臻完美之時代，遂奪取水車之席。水輪機首次露其頭角者，為福尼隆<sup>(2)</sup>所製之外向輻射式水輪機。1827 年建設於法國之蒜橋<sup>(3)</sup>。繼之者為亨舍爾<sup>(4)</sup>發明之軸向流水輪機，1837 年建設於德國。法國工程師仲發爾改進之於 1841 年，越二年始傳入美國。軸向流之水輪機既遠較外向流者為優美，故出世以後，後者遂趨沒落。斯時有襲取外向流水輪

機之原意，改製為內向流之水輪機者。1836年霍特<sup>(6)</sup>首先取得專利權於美國。迨1847年夫朗西斯<sup>(7)</sup>出，復大事改變，成為美國水輪機之先河。自是厥後，各國所製反動水輪機，咸以夫朗西斯內向流機為根據，繼續改良，始得蔚成今日最進步之水輪機。與反動水輪機齊步邁進者，則為衝動水輪機。是機為使水量由管嘴射出，衝激於輪周之水斗而旋轉。其由來已古，最原始之一種盛行於印度，埃及，敘利亞及法國之南部，已達數百年。至1853年始由阿特金<sup>(8)</sup>加以注意，作科學的研究。1882年培爾登<sup>(9)</sup>實行製造，成為目下有名之培爾登水輪機，盛行於全世界。十九世紀之後葉，發電機出世，高壓輸電之術，又繼之以發展，使水力所發之電，可以供給遠方之工業。水力在經濟上之地位得因之而恢復。斯時近代式反動水輪機與衝動水輪機既已相繼發明，製造日精，效率之高超，旋轉率之迅速，高水頭之利用均與日俱增，遂使水力之利用，開一新紀元。近二十年來，各國重工業盛興，對於巨量而廉價之電能需要盛增。雖以汽輪機之發展足為水輪機之勁敵，但以各國煤產有限，有節約與保存以供後代使用之必要，且水力為取之無盡之資源，斷無天予不取之理，故水力事業仍為各先進國所重視。近代國家又每將水力發電與熱力發電之輸電線聯絡成網，集中管理，以收相得益彰之效。茲將近數十年來水力機械與輸電術之進步，列表1，藉觀其過程之一斑：

表 I 水力機械與輸電術之進步

年 份	反動水輪機		衝動水輪機		輸電線之 最高電壓 千伏特
	最大額量 千馬力	最高水頭 呎	最大額量 千馬力	最高水頭 呎	
1891~1900	5	140		800	40
1901~1910	18	500			110
1911~1920	37	700	30	1000	150
1921~1930	84	900	56	2381	220
1931~1940	115	1180	84	3000	330

## 第 2 節 世界之水力



4. 水力之分佈 世界之水力，因地形與氣候之不同，故其分佈有顯著之差異。全世界水力之存量約為 447,000,000 馬力。非洲所存為最多，約佔全世界 42%，澳洲為最少。約佔 4%，其餘各洲大略相等，各佔百分之十幾。非洲全洲形如一大高原，百川輻輳，匯成巨流，復於短距離內傾瀉入海，故所蘊水力最稱豐富。剛果河位居各洲之中部 雨量最豐，故其水力之存量為尤富，幾佔全世界水力總量之 1%。一國之工業愈發達，則所須之電量愈巨。又如一國之煤量愈寡，則有賴於水力之發展愈切。故可持此以衡量各國水力發展之情形焉。茲將各國水力之存量與已設水力廠之額量，列如表 2 以資比較。

表 2 各國水力比較表(1935)

國名或地名	已設水力廠之額量 馬力	水力之存量 馬力	水力廠額量對 水力存量之比 %
美國	16,075,000	38,000,000	42.2
加拿大	7,547,000	18,000,000	42.0
意國	5,800,000	3,800,000	151.0
法國	4,300,000	5,400,500	80.0
日本	4,200,000	6,000,000	70.0
德國	3,100,000	8,855,000	35.0
挪威	2,400,000	12,000,000	20.0
瑞士	2,350,000	2,500,000	94.0
瑞典	1,800,000	5,000,000	36.0
西班牙	1,400,000	4,000,000	35.0
蘇俄	1,100,000	16,000,000	68.7
奧國	700,000	1,700,000	41.1
印度	400,000	27,000,000	1.5
英本國	400,000	850,000	47.2
巴爾幹諸國	350,000	6,000,000	5.8
芬蘭	250,000	1,800,000	13.9
波蘭	90,000	1,400,000	6.4
中華民國	不及 10,000	20,000,000	不及 0.05

5. 各國水力之發展 近二十來各國水力發達甚速，見表 3。此表中未將蘇俄之統計列入。該國自 1918 至 1927 之十年間，革命初成，百廢待舉，以列寧手訂之戈羅電力計畫為綱領，一方努力於舊有工業之整理恢復，一方建設大量新電廠，以奠立新興工業之基礎。其目的在於 1920 年起之 15 年內建造 1,750,000 仟瓦之電力。

表3 近二十年來各國水力之發展表

國名或地名	1914~1915 水力廠之額量 馬力	1934~1935 水力廠之額量 馬力	平均每年 增加數 馬力	平均每年 增加率 %
美國	8,609,000	16,075,000	373,000	3.2
加拿大	1,951,000	7,547,000	279,000	7.0
意國	1,000,000	5,800,000	240,000	9.2
日本	590,000	4,700,000	110,000	10.3
德國	900,000	3,100,000	110,000	6.4
瑞士	500,000	2,350,000	92,000	8.1
挪威	530,000	2,400,000	90,000	7.9
西班牙	281,000	1,400,000	56,000	8.4
瑞典	85,000	1,800,000	47,500	3.8

嗣經七年之奮鬥，至 1928 年已達到 1,790,000 仟瓦之數目。以列寧格勒附近發電 580,000 馬力之佛爾可夫<sup>(10)</sup>水力廠為其始基。而 1922 年完成之尼柏<sup>(1)</sup>(註) 水力廠所發水力達 703,000 馬力，尤為近年來重要之發展。1938 年底該國之水電廠總額量約為 1,300,000 馬力。

### 第3節 我國之水力

6. 水力之存量 吾國水力之存量，據美國地質調查局之估計為 20,000,000 馬力。近年經資源委員會根據地形圖及雨量分佈情形，分省估計，知一年中 95% 時間內常有之水力計 21,995,000 馬力，50% 時間內常有之水力為 40,873,000 馬力。(估計表中未列寧夏綏遠蒙古西康西藏五處)。茲錄原表如表 4。

7. 水力地點 建設委員會於民國十九年發表電氣計畫，其中擬設水力廠凡五十三處，列如表 5。

8. 水力之分佈 我國水力之分佈可分為十二區，茲更申論之。

(子) 川康區域 此區域位於重慶以西，昆明以北，崑崙山脈以南，拉薩以東。重要水道有嘉陵江，岷江，大渡河，雅礱江，安寧河，金沙江，瀾滄江，怒江，均導源於崑崙山系之邛崃山，大雪山，雲嶺，唐古拉山中。全年雨量達 1250 毫米以上。水力存量約佔全國之 60%。

(丑) 珠江流域 此區域包括珠江之三大源流，即東江

(註) 1940 年德軍進兵蘇俄，此廠之壩遂由蘇俄自行炸壞。

表 4 我國水力資源表

省別	面積 方千米	95%時間內所常有者			50%時間內所常有者		
		馬力	%	馬力/ 方千米	馬力	%	馬力/ 方千米
新雲貴	472,704	3,529,000	16.08	7.5	6,455,000	15.78	13.6
湖南	298,583	6,060,000	27.59	20.4	11,645,000	28.55	39.0
四川	176,480	1,741,000	7.91	9.9	3,431,000	8.39	19.0
湖北	403,634	6,210,000	28.21	15.4	11,074,000	27.06	27.4
湖南	183,725	775,000	3.52	4.2	1,381,000	3.38	7.5
江西	215,457	549,000	2.50	2.6	834,000	2.04	3.9
安徽	168,236	272,000	1.24	1.6	450,000	1.10	2.7
廣東	143,447	131,000	0.60	0.9	167,000	0.41	1.2
廣西	219,876	734,000	3.34	3.3	1,443,000	3.53	6.5
福建	223,844	60,000	0.27	0.3	143,000	0.35	0.6
浙江	121,050	322,000	1.46	2.6	634,000	1.55	5.2
江蘇	101,061	353,000	1.61	3.5	616,000	1.51	6.1
山西	105,605	.....	...	...	10,000	0.02	0.1
陝西	161,842	93,000	0.42	0.6	192,000	0.47	1.2
河南	195,076	359,000	1.63	1.8	746,000	1.82	3.8
山東	169,782	86,000	0.39	0.5	162,000	0.39	1.0
河北	153,711	.....	...	...	15,000	0.04	0.9
察哈爾	173,960	94,000	0.43	0.5	215,000	0.53	1.2
甘肅	140,526	14,000	0.06	0.1	32,000	0.08	0.2
青海	258,815	60,000	0.27	0.2	136,000	0.33	0.5
寧夏	380,863	143,000	0.65	0.4	270,000	0.66	0.4
遼寧	728,198	143,000	0.65	0.2	245,000	0.60	0.3
吉林	302,451	.....	...	...	.....	...	...
黑龍江	304,058	.....	...	...	.....	...	...
龍江	250,813	71,000	0.32	0.3	127,000	0.31	0.5
共計	282,332	118,000	0.54	0.4	289,000	0.71	1.0
龍江	577,964	72,000	0.30	0.1	161,000	0.39	0.3
共計	6,914,093	21,995,000	100.00	3.2	40,873,000	100.00	5.9

西江北江是也。東江在惠州以上，西江在肇慶峽以上，北江在飛雲峽以上，均穿行於叢山間，流勢湍急。東江在石龍以上之流域面積為31,000平方千米，最小流量為每秒431立方米。西江在梧州以上流域面積為313,000平方千米。最小流量為每秒700立方米。北江在清遠以上流域面積為78,000平方千米。最小流量為每秒200立方米。平均雨量東江流域為1280毫米，西江流域1570毫米，北江流域為1550毫米。廣州北150千米英德縣屬之翁江，曾由粵省府邀請德技師加以勘測，聞可發五萬餘馬力，以費巨未果。(寅)東



甬江	鄞縣	719.18
甌江	永嘉	51.38
	小溪	8.20
靈江	臨海	133.55

(卯)太行山脈區域 此區域位於太行山脈之東麓。其間各水道，如潮河白河渾河桑乾河拒馬河唐河滹沱河滏陽河清漳河等皆於出山未遠之處即陡落平原，故坡度甚峻。平均年雨量約自 500 至 600 毫米。(辰)黃河上游 黃河在皋蘭以上之本幹及所納支流如大通河湟河洮河皆水流湍急，或為懸流或成險灘。自包頭以下至潼關一段距離 600 千米，高差達 594 米，其中壺口瀑布，尤為著稱。兩岸所納支流，咸屬陡急之山溪。黃河自洮口以下，出劉家峽後，水車之利用甚盛，計永清縣有 53 輪，皋蘭縣有 176 輪，靖遠縣有 24 輪。此等水車，均為溉田而設，合計受益之田凡 52,500 畝，水車均以木製，直徑自 10 至 20 米不等，均藉水流自下衝射而旋轉。(巳)峽江區域自重慶至宜昌間，揚子江穿行於山峽間，由高原而降至平原，坡度既大，故水力之存量甚巨。其間最著稱之山峽為宜昌峽，牛肝馬肺峽，兵書寶劍峽，巫峽，瞿唐峽，總長 54 千米，水為峽束，面窄而深。據調查，於宜昌上游葛洲壩建壩高 42 呎即可發生水力 320,000 仟瓦之巨。(午)漢水上游 漢水自光化以上支流甚豐，均導源於叢山間。是處利用水力者，有汲水溉田之筒車，及磨穀榨油之水車。水車有立式與臥式二種，直徑皆丈許，周圍安設齒板以受水。立式之輪均為中擊或下擊式。漢水本身之最小流量，在興安附近約每秒 60 立方米，鍾祥為每秒 233 立方米，估計可發水力 450,000 至 600,000 馬力。據李儀祉先生之意見，漢水上游水力發電之用途有八：(1)設木廠於興安；(2)用鎮安洵陽一帶之楮樹以造紙；(3)開採漢水之金沙與其他金屬礦；(4)製絲；(5)製造桐油與漆；(6)製煉藥材；(7)其他工業；(8)用電力啓閉船閘及牽挽船舶。因此處燃料缺乏，故水力之需要頗殷。漢水支流可以發生水力者：(1)洵河估計平均流量每秒 20 立方米，河床降度千分之一，水力廠可設於兩河關

及洵陽之間以爲交通之助。又洵河之上游乾佑河營盤鎮以下估計流量每秒 10 立方米，河床降度五百分之一至七百分之一，亦可設水電廠一所，以爲越過秦嶺電力鐵路之助。(2)黃洋河興安以上二十餘里，可以築堰，既利灌溉復可發電。流量估計每秒 6 立方米，河床降度約千分之一。(3)牧馬河流量與降度與黃洋河相若。(4)清水山谷中如築水庫，以利灌溉，亦可發生電力。流量估計平均每秒 12 立方米，河床降度約千分之一，慶山口內築堰可高至 30 米以上。(5)褒水褒城山河堰可移向上游四五里，築較高而永久之堰以利灌溉，且可發生水力。估計平均流量約每秒 20 立方米。(未)洞庭湖區域匯入洞庭湖之大川爲湘資沅澧四水。湘水在湘陰之最小流量爲每秒 69 立方米，資水在益陽之最小流量爲每秒 12 立方米，沅水在常德之最小流量爲每秒 18 立方米，澧水在澧州之最小流量爲 8 立方米。四水之上游坡度均甚峻急，平均年雨量自 1500 至 2000 毫米。(申)贛江流域 贛江自峽江以上，坡度甚大，平均年雨量約 1500 毫米。(酉)×××× (戌)山東半島 導源於山東半島諸水，爲沂沭汶泗小清膠萊等河。上游坡度甚陡，堪資利用。(亥)海南島 海南島平均年雨量達 1500 至 1750 毫米。其中河川如萬全河樂安河等發源於黎母嶺，坡度甚陡。以上十二處不過略述吾國水力資源分佈之概況，政府主管機關宜分區調查，以作開發之準備也。據翁文灝博士所宣稱，我國自民國二十七年以還已在豫蜀黔滇晉隴諸省內設立規模宏大之水力發電廠十一所，另有三所，範圍較大，已在着手創辦。

## 第二章 水力之開發

### 第 1 節 水力廠之建置

9. 一般建置 開發水力之建置名爲水力廠，欲期開發水力，首先須有處於高位置之水源，足供導引，名爲原動力水。由取入口將原動力水導入輸水路，達到水輪機。因水輪機之作用，將原動力水

中所蘊之能，轉變為機械能，更由發電機轉變之為電能，由輸電線傳導至用電地點。經水輪機用剩之水量，則由尾水路洩出之。水力廠之佈置，因水頭，流量，地形，地質，水質及其他種種之關係，千變萬化，絕少雷同者。就大體言之，可將其建置分為四部分：*a.* 壩堰 壩堰之設，所以壅高水位造成落差。壩之上游則為人造之湖名為水庫。其以儲蓄高水時期內之水量以抵補低水時期內之不足者，謂之蓄水庫。水庫盈滿後，不能收容之水量，則由活動堰（即閘）或溢道以宣洩之。壩上有設船閘，船舶通路，船舶升降機以通舟楫者。壩上如為產木區域，則有筏道筏閘之設置。築壩以後，魚類往來為其阻隔，故須有魚道之設置以補救之。河川流量甚巨，而水力廠祇引用其一小部分者，則有時壩堰亦可省免\*。*b.* 取入口 在壩後適當地點設置取入口，以便引導所須之原動力水。在取入口內，設有水欄與閘門。前者用以阻隔隨水飄流之雜質，後者用以調節所須之水量。取入口有與壩身合為一體者。*c.* 輸水路 自取入口至水輪機之輸水路名原動力水路或頭水路，引導水輪機洩出水量以返河川之輸水路名尾水路。輸水路之長度與構造均隨水力廠而異。其形式有渠道，架槽，隧道，隧井，管道之別。水輪機之需水量隨負載而變化，而原動力水路中之水流則因惰性之關係，不能立即改變其流量，故水路中須有調整壓力之建築，以免被激而潰毀。水質混濁者須設砂阱或沉澱池以澄清之。欲分配原動力水至多數之水輪機，則須有前塢之設置。*d.* 原動力屋 原動力屋為蓋護水電機械而設。其中主要設備如水輪機，發電機，節速器，起重機，開關版等。變壓器與避雷器每設在屋之外方。輸電線即以此屋為起點。現代已有將全部機器設在露天之趨勢。

10. 佈置方式 水力廠之佈置無完全雷同者，已如前述，故不能貿然採取已成水力廠之計畫為依樣葫蘆之用。且已成水力廠之記述，每祇載其決定之事實，而鮮有論及所以作此決定之理由者，故不足為設計所憑藉。就大體而言，水力之開發方式有二種：一為

\*關於壩堰及其附屬設備另詳開壩工程編。

集中落差式，一為延展落差式。水輪機設在壩之附近或壩身之內，祇利用築壩後所產生之落差者，謂之集中落差式。水輪機設在距壩較遠較低之處，而用輸水路以輸運所需用之水量者，謂之延展落差式。如是可利用之落差較因築壩而產生者為巨。又自上文而觀，可知集中落差式實為延展落差式之特例，換言之，延展落差式中之水

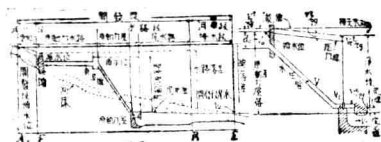


圖 1

圖 2

路段消滅以後，即屬集中落差式。開發水力之一般佈置可閱圖 1，自壩後壅水限界起至尾水位與河川

水位相接處止，謂之開發段。此段又可分為五部分：即壅水段，原動力水路段，原動力屋段，尾水路段，降水段。開發段之落差，謂之總落差，水路段之落差，謂之水路落差，原動力屋段之落差，謂之屋落差。

## 第 2 節 水力之計算

11. 能之資源 凡有重量之物體或物質，由高位置降落至低位置，則解除其位能，在合宜的條件之下，此「能」可被利用以作有益之功，能與功之單位等於物體之重量與落差之乘積。物體降落至低位置後，其位能即已完全解除，故欲能之供給連續不斷，必須有無數之物體或物質，繼續由高處降落而後可。河川中之水流，乃具備重量落差及連續之三條件，故可為連續供給「能」之資源。

12. 功與功率 在實際上欲使原動力水之位能轉變為有益之「功」，必須經過水路及水輪機而消費其一部分於摩擦。故實際上原動力水所成之「功」為

$$K = wV(H - h_f)e \quad (1)$$

式中  $K$  = 功，以呎磅為單位； $w$  = 每立方呎水之重量，即 62.5 磅； $V$  = 水之體積，以立方呎為單位； $H$  = 水路落差或稱水頭，以呎為單位； $h_f$  = 因摩擦而損失於水路之水頭，以呎為單位； $e$  = 水輪機之效率，以小數計之。如命  $q$  為河川之流量，以每秒立方呎計； $t$  為



時間，以秒計； $T$  為時間，以小時計，則

$$V = qt \quad (2)$$

代入式 1，得  $K = wqt(H - h_f)e$  (3)

此即表示原動力水在  $t$  秒鐘內所成之功。在一定時間內完成之功謂之功率，功率之實用單位為馬力與仟瓦。前者等於每秒 550 呎磅之功率，後者等於每秒 737 呎磅之功率。在  $t$  時間內作成  $K$  呎磅之功率，可以次兩式表示之：

$$p_H = \frac{K}{550t} = \frac{q(H - h_f)e}{8.8} \quad (4)$$

$$p_k = \frac{K}{737t} = \frac{q(H - h_f)e}{11.8} \quad (5)$$

「能」之實用單位為馬力小時或仟瓦小時，故原動力水每秒  $q$  立方呎於水路水頭  $h$  呎下在  $T$  小時內連續供給之「能」為：

$$\text{馬力小時} = p_H T = \frac{q(H - h_f)e \cdot T}{8.8} \quad (6)$$

$$\text{仟瓦小時} = p_k T = \frac{q(H - h_f)e \cdot T}{11.8} \quad (7)$$

式 4 至 7 為計算功率與能之基本算式。式 4 與 5 在任何短時間內均可適用，式 6 與 7 則須假定此  $T$  小時內  $q$  不生變化時始適用之，若  $q$  之值變化無定，則  $h_f$  亦必隨之變化。其變化也與水路流速之平方成正比，故與  $q$  之變化相異。因此除  $h_f$  為極微之值外，或  $q$  略近於定數時，不能應用平均流量之淨水頭  $H - h_f$  於式 6 與 7 以求所成之功或供給之能也。

13. 生產水頭 按摩擦而損失之水頭既與流量之平方成正比，故如命任何一瞬時之流量為  $q$  則

$$h_f = mq^2 \quad (8)$$

式中  $m$  為一常數。同理若命  $T$  小時內之平均流量為  $Q$ ，相當於此平均流量之摩擦水頭損失為  $H_f$ ，則

$$H_f = mQ^2 \quad (9)$$

茲將  $T$  小時內流量曲線之時間坐標軸分成  $n$  等分，每等分之平均流量依次為  $q_1, q_2, \dots, q_n$ 。依式 6，每等分之馬力小時如次：

$$\text{第一等分時間內爲 } q_1(H - mq_1^2)eT/8 \cdot 8n$$

$$\text{第二等分時間內爲 } q_2(H - mq_2^2)eT/8 \cdot 8n$$

$$\text{第三等分時間內爲 } q_3(H - mq_3^2)eT/8 \cdot 8n$$

$$\text{第 } n \text{ 等分時間內爲 } q_n(H - mq_n^2)eT/8 \cdot 8n$$

將以上各式總加之，則得  $T$  小時內「能」之總量爲

$$\begin{aligned} \text{馬力小時} &= \frac{q_1 + q_2 + q_3 + \dots + q_n}{n} \frac{HeT}{8 \cdot 8} - \\ &\quad \frac{q_1^3 + q_2^3 + q_3^3 + \dots + q_n^3}{n} \frac{meT}{8 \cdot 8} \end{aligned}$$

命  $Q$  爲平均流量，則  $(q_1 + q_2 + q_3 + \dots + q_n)/n = Q$ ，又因  $m = H_f/Q^2$ ，並命  $C = (q_1^3 + q_2^3 + \dots + q_n^3)/nQ^3$  則

$$\text{馬力小時} = Q(H - CH_f)eT/8 \cdot 8 \quad (10)$$

$$\text{同樣， 仟瓦小時} = Q(H - CH_f)eT/11 \cdot 8 \quad (11)$$

$$\text{同理得 } P_H = Q(H - CH_f)e/8 \cdot 8 \quad (12)$$

$$P_k = Q(H - CH_f)e/11 \cdot 8 \quad (13)$$

上四式中  $H - CH_f$  可以  $h$  代之，名曰生產水頭。凡水力廠所用之水量因時而變化者，須用生產水頭計算其功率與能。

### 第3節 水力廠之流量

14. 開發流量 擬製水力開發計畫之前，必須對於開發各河川之流量作詳細之研究。測驗記錄，歷年愈久爲愈佳，庶由此求得之平均最大最小流量愈屬可恃也。河川之流量因時而變化，但輸水路之設計，及水輪機之選擇必須根據一定之流量。下文稱河川之流量爲天然流量，而水力廠設計所根據之流量爲開發流量以資區別。設定開發流量有兩種不同之標準：其一設備蓄水庫，故開發流量可以蓄水庫所能供給之平均流量爲準，其二不設蓄水庫，故開發流量祇可以天然流量爲準。前者名蓄水式水力廠，後者名活水式水力廠。

蓄水庫容量愈巨，則經過調節後之流量亦愈巨。職是之故，蓄水式水力廠之開發流量純視蓄水庫容量而定。決定蓄水庫容量之方法詳見另章。活水式之開發流量，就理論言，應以河川之最小流量為準，庶無匱乏之虞。但如以最小流量為準，則一年之中幾無一日不損失大宗之水流，而所能利用者，僅為極微之一部分，殊非經濟之道也。為補救此項缺點計，此等水力廠之開發流量可擇取較大之值，而以熱力發電廠補其不足。此項熱力發電廠名為輔助廠。凡備有輔助廠之活水式水力廠，可以一年中維持十個月甚至六個月之天然流量作為開發流量。水力廠之建設費並不與開發流量作比例之增加。何則？水力廠一經勘定，必須建設一定高度之壩堰，此項壩堰之費用恒屬定數，不因開發流量之大小而參差也。徵收土地費及廠成後之管理費亦每為定數，與開發流量之多寡無關。輸水路工程，原動力屋，及水電機械等之費用，固因開發流量而增加，但所增之數亦甚微也。惟開發流量增加後，輔助廠之建設費及作業費即須計及。故何者方為最經濟之開發流量，必須通盤籌畫之而後可以決定也。近代國家每將蓄水式與活水式兩種水力廠之輸電線互相聯絡以收輔助之效。用電區域內之基本負載可由活水式水力廠供給之，基本負載以外者由蓄水式水力廠供給之。

#### 第4節 水力廠之落差

15. 開發級與梯 上文已言開發段首尾兩水位間之落差為總落差，或曰總水頭。開發段與總落差在河川之縱截面圖上，一橫一縱，合組而成為一開發級，一河之上各開發級首尾相連，則成為開發梯。在一定河川之上，選擇開發級時常有兩種不同之見解。其一，為選取落差情形最優良之一二級，加以開發，以博取營業上最大之利潤，使其殘餘落差失去開發之價值。其二，則將全河兼籌並顧，規劃為合宜之開發梯，其目的為在經濟之範圍內，儘量利用其落差，以產生最多量之水力。在投資之利潤方面言，則第一法所得者自屬最多，第二法所得者祇求超過或等於普通之利息而已。但自水力產

量而言，第一法所得者祇河川水力存量之一小部分，而第二法則可得河川水力存量之大部分。因河川之水力為國家之一種資源，故就國家經濟之立場而言，宜取第二法也。水力開發梯規定以後，可擇最易施工及利益較巨之一級或數級先行開發，再隨水力用途之增加而推及其他各級。雖施工有先後，而全部計畫之完成，則並不互相矛盾也。

16. 淨水頭 開發段之總落差中之用以發生水力者，僅為其中之一部分，即原動力屋落差是也，此可由圖 1 見之。原動力屋落差中復須減去壓力管之水頭損失，及尾水中剩餘之動能，方得實在用以發生水力之淨水頭，此可在圖 2 見之。開發段之總落差因頭水位及尾水位之變化而隨時變動。在洪水期內，如壩上之庫水位擡高，則頭水位亦必隨之增高，但斯時因河川之流量增多，致尾水位亦同時增漲。尾水增漲之值每超過頭水增漲之值，故結果每使洪水期內之總落差反較平時為減少。水庫之用以蓄水者，則當河川天然流量減少之際，須特之以挹注，庫水位即因之而降落。斯時之總落差，當隨水庫降低度而決定。由此而觀，在作業期內開發段之總落差，實因時而變化，設計時務取總落差之最小值，作為標準也。原動力水路之水頭損失為無法避免之事，但可在經濟範圍內設法減小之。為初步設計起見，可假定如下：

總落差(呎)	水路之水頭損失(呎)	總落差(呎)	水路之水頭損失(呎)
25	1~2	200	4~8
50	1.5~3	500	10~20
100	2~5	1000	20~40

## 第 5 節 水力廠之負載

17. 負載曲線 水力廠各部分之尺度與一切機械與機器之設備均以供電區域內電之需要量為設計之準繩。電之需要量隨用戶事業之性質，電之使用方法，作業之時間，工作者生活之習慣及季節而定。且息息變化，無片刻之或停。故欲顯示一定時間中需要量之

變化情形，宜以時間為橫坐標，需要量為縱坐標，繪成負載曲線以表示之。負載曲線內最高之需要量謂之頂高負載，需要量之平均值謂之平均負載，頂高負載與平均負載之比率謂之負載因數。設計水力廠之始，須先擬定供電區域之負載曲線。此項曲線之擬定方法有二：一為參照其他性質相似之供電區域而仿製之，一為就用戶之需要量而估計之。第一法適用於公用性質之水力廠。俄尼格曾就各種供電區域之負載曲線作廣博之研究，擬成標準負載曲線。茲繪其中

之四種，如圖 3。此圖縱坐標之單位均為冬季之頂高負載。故如估計供電區域一年之需電量為  $N$  仟瓦小時，而圖 3 中同類供電區域內一年之需電量為  $n$  仟瓦小時，則此圖之縱坐標放大  $1: N/n$  倍即得所求之負載曲線。第二法適用於供給少數工廠之水力廠。每一用戶全部電動機或用電器具同時開用時之負載名為接合負載。實際上同時開用之機會甚少，故實際負載每較接合負載為小。實際負載與接合負載之比率謂之需要因數。若干用戶之頂高

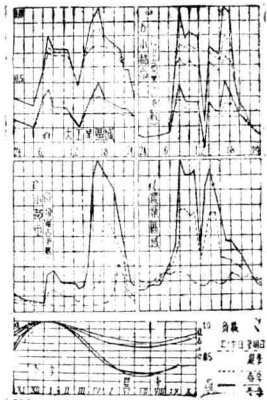


圖 3

負載亦極少同時相遇之機會，故若干用戶合併之頂高負載每較各個用戶頂高負載之總和為小。各個用戶頂高負載之總和與合併後頂高負載之比率謂之發散因數。若對於供電系統中之需要因數與發散因數作確當之估計，即可用以計算水力廠之負載。

18. 負載因數 發電廠之營業優良與否，恒可自其負載因數以視之。蓋一定設備容量之發電廠全年之負載因數愈高，則發電量愈多，而進款亦愈富也。供給城市用電之小型水力廠，負載因數每甚低小，祇約 20% 至 30%，中等及大型之水力廠如對於用戶選擇得宜，則負載因數即可提高，有達 85 至 90% 者，但普通約在 40 至 60% 間。如將一區域內之水力與熱力發電廠互相聯絡，成一電網，

則負載因數自可提高矣。

## 第 6 節 水電設備之效率

19. 效率 水力廠中電力之產生與輸導常有多種無可避免之損失。除水路之水頭損失外，自原動力水進入水輪機為始至電力達到應用時為止，其間損耗之能尚非少數。蓋原動力水中所蘊之能經水輪機轉變為機械能，再經發電機轉變為電能，經升壓器提高電壓，以適合於輸導，經降壓器降低電壓以適合於分配與使用，每經一次之轉變，原有之能，即隨設備之效率而打一折扣焉。某機器或器具所產之能，與同時間所受之能相比，則其比率名為效率，通例以百分數表示之。例如供給於水輪機之功率相當於  $8000K.W.$ ，水輪機機軸所產之機械功率為  $6400K.W.$ ，則水輪機之效率為  $80\%$ 。若發電機與此水輪機相連接，而自發電機匯流排上量得之電功率

為  $5950K.W.$ ，則發電機之效率為  $93\%$ 。兩機或數機之合併效率等於各機效率之乘積，故此水輪機與發電機之合併效率為  $.80 \times .93 = .744$  即  $74.4\%$  是也。

20. 機器之單位數目 水力廠機器設備之效率恒隨作業之情形而異。因負載因數不能為  $100\%$ ，故一日中必有多數時間，不能按機器設備之全額量而作業。配置水力廠之機器設備時，務使在作業時間之內常有較高之合併效率。欲期如是，每須將水電設備分為若干單位而後可。圖 4 示機器設備祇有一單位時水力廠之合併效率。於此可見水力廠之負載為廠額量之  $60$  至  $90\%$  時，效率均甚高，過此或不及於此，均減退甚速。苟水力廠不能常川在此範圍以內作業，則效率必甚微小。又如圖 5，苟將水

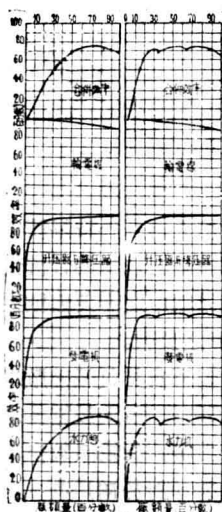


圖 4 圖 5

力廠之機器設備分作三單位，則在廠額量 25 至 90% 間，合併效率均甚高，可知此項佈置較適合於負載變化較烈之水力廠也。圖 6 為

設有一單位與數單位機器時合併效率之比較。於此可以顯見高效率之範圍，在一單位為最狹，二單位較寬，三單位則更寬。同一廠內設置額量不一之單位，高效率範圍可期較廣，但因機器配件不能通用，故非上策也。圖中所

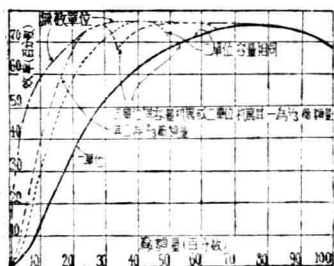


圖 6

示單位數為無窮大時之效率曲線，為一理論之曲線，其高效率範圍，僅略較三單位為巨，亦足以令人注意。水力廠中機器設備之分為若干單位，以上所舉為其一種理由，實則尚有因水力廠係分期造成，或設置準備機器，及交通設備之限制等問題，而不得分成若干單位也。

21. 機器設備之效率 機器設備之效率常略隨其額量之大小而定。小機器之效率，每較大機器為低。輸電線之效率，隨其直徑而定，故可在最經濟之條件下，決定其效率。輸電線在滿載時之效率，鮮有低於 90% 者。輸電線損耗之電能，與所輸電量之平方成正比。水輪機設置以後，若養護欠宜，則其效率將隨年齡而減退。如水頭甚高而水中混有泥滓，或不問水頭之高下，而水中含有酸類者，則效率之減退均甚急劇。發電機與輸電線之絕緣體，苟無損傷，則其效率可以始終如一。絕緣體一經損壞，或曾遭遇短路之意外，則其效率即隨以變動。水力廠年齡增大以後，效率將如何減退，殊難加以預測，但如養護得宜，並常作定期之檢查，則減退亦甚微細也。

## 第 7 節 水力之開發費用

22. 美國資料 我國水力廠尚在萌芽時代，每仟瓦廠額量所需之開發費用，尚無足供參考之資料，故取美國德國日本最近之統計

表 6 美國水力之開發費用(註)

水頭呎 水頭範圍 廠數	每仟瓦之開發費用					百分數%		
	37 13~64 14	209 78~370 24	568 410~860 5	1550 1050~2561 7	水頭 37呎	水頭 209 呎	水頭 568 呎	水頭 1550 呎
壩	\$123	\$ 63	\$ 14	\$ 13	44	30	10	9
水路	13	53	59	85	5	25	41	61
力屋及機器設備	97	54	49	36	34	26	34	26
原動機	5	7	3	2	2	3	2	2
道路等費	43	34	18	3	15	16	13	2
土地費及水權費	281	211	143	139	100	100	100	100
共計	152~479	124~458	114~193	101~216				
費用之範圍	平均每仟瓦\$175.00							

表 7 德國水力廠開發費用表

廠 名	最大 電量 K.W.	完成 年份	開發費用(以10 <sup>6</sup> RM為單位)										每k.w. 開發費 R.M.	每k.w. 開發費 合華幣
			壩	水路	原動 力屋	水輪 機	發電 機	其他	設計 費	專利 權	設備 租金	意外 費		
未頓根(38)	30,000	1933	2.00 18.1%	1.290 8.3%	2.130 13.8%	2.200 14.2%	1.13 7.3%	0.46 2.97%	3.0 19.4%	1.39 9.0%	0.95 6.1%	15.5	515	687
律柏利·什 武城(39)	103,000	1930										48.0	466	621
什累克斯泰 因(40)	19,500		4.38 33.7%	2.82 21.7%	...	1.65 12.7%	1.75 13.4%	0.66 5.1%	0.50 3.85%	0.90 6.9%	0.38 2.9%	13.0 100%	685	887
阿爾部拉 廠(8)	17,500	1910	0.66 11.1%	3.22 54%	10.48 8.1%	0.4 6.7%	0.42 7.05%	0.33 5.55%	0.15 2.5%	0.30 5%		9.6 99%	341	455
阿姆斯泰 姆(1)	63,000	1924										40	635	847
發格吉爾 廠(2)	114,000	1925	17.8 27.3%	13.85 21.3%	4.01 6.77%	8.82 13.6%	1.02 1.57%	3.93 6.05%	6.00 9.25%	9.27 14.25%	...	65.0 100%	570	760



結果，以見一斑。美國麻省理工大學教授伯羅斯<sup>(31)</sup>於1938年曾就散佈美國各地之水力廠 57 所加以研究。此項水力廠之額量自 400 仟瓦起至 252,000 仟瓦止，其水頭自 12 呎起至 2,561 呎止。設廠費用自 91,000 美元起至 50,405,000 美元止。總計此 57 廠之額量為 2,250,000 仟瓦，每年總產量為 9,500,000,000 仟瓦小時，約當美國 1936 年公用水力電產量四分之一。由研究之結果。知每仟瓦廠額量之開發費用略隨水頭而變化，如表 6。

表 8 日本水力廠之開發費用表

號數	型式*	有效落差 呎	最大發電量 K.W.	每 K.W. 之 開發費用 日元	竣工年份
1	a c	221	2,240	476	1935
2	a	14	650	569	1935
3	a	235	2,130	420	1935
4	a	192	8,200	272	1935
5	a c	253	2,920	163	1935
6	a c	432	2,620	352	1935
7	a d	510	24,000	346	1935
8	a c	355	5,410	368	1935
9	b	118	52,500	346	1935
10	a	142	9,000	241	1935
11	a	225	6,800	279	1935
12	a c	359	2,950	288	1935
13	b	99	35,500	313	1936
14	a c	592	65,200	243	1936
15	a c	377	62,200	198	1936
16	a c	119	19,700	274	1936
17	a	231	29,700	269	1636
18	a d	321	11,200	422	1936
19	a	730	12,100	330	1936
20	a	172	3,280	290	1936
21	a c	90	1,860	504	1936
22	a	373	6,100	260	1936
23	a	997	13,000	286	1936
24	a c	757	7,530	306	1937
25	a c	158	2,032	230	1937
平均			15,553	322	

\* a 延展落差式, b 集中落差式, c 積水庫, d 蓄水庫。

(註)表6所據根之詳細統計見 Transactions No. 104, 1939, Am. Soc. of C. E., P. 1099~1100.

23. 德國資料\* 德國水力廠六所之建築費用統計如表 7。

24. 日本資料 日本電氣學會於 1939 年\*\*發表近年內 25 水力廠之開發費用。其平均數為每仟瓦 322 日元，茲錄其統計如表 8。

## 第三章 流量之調整

### 第 1 節 積水量

25. 積水量與蓄水量 積水量與蓄水量雖同為儲蓄河川多餘時之天然流量以補充缺乏時之需要而設，但前者每指接近水輪機之儲蓄水量而言，其目的為積蓄一星期間或一日間負載較小時多餘之流量，以補充負載增多時所需之流量；後者每指接近水輪機或距離較遠之儲蓄水量而言，其目的為儲蓄一年或數年間河水充沛時之流量，以補充枯旱時期之需水量。有積水量可使一定之發展流量得以應付起伏懸殊之負載，有蓄水量可以調整河川之天然流量以得較高之發展流量。

26. 積水量 一星期或一日間之負載曲線每起伏不定，而高峯負載又歷時甚暫，若無積水庫之準備，則當以全部發展流量應付高峯負載，一至負載低落時，即有多餘之水量因無法利用而廢棄矣。負載因數愈低，則因是而廢棄之水量亦愈巨，若負載因數為 1，則所須之積水庫容量為零。欲期利用負載低降時多餘之流量以增加水力之產量，則應在水輪機之附近，設置積水庫以容納之。若為地形所限，所設積水庫之容量，祇及所須積水容量之一部分，則為不適宜的積水庫。此種積水庫因不能完全容納多餘之水量，故仍有一部分之流量歸於廢棄。

27. 抽水儲蓄水力廠 以上所論係藉積水庫容納負載低降時

\*見 A. Ludin: Wasserkraftanlagen, Vol. 1 P. 106, 1934。

\*\*見日本電氣學會出版之“本邦ニ於ケル最近ノ電氣工學”，P. 151, 1939。

多餘之水流以增加水力之產量。但有時因地形之限制，不克設置積水庫，或因下游設有水力廠之關係，河川之天然流量不能純憑上游水力廠之意旨加以操縱，則祇有應用蓄電池，水力儲積器等以儲蓄多餘之電力。此等方法雖常爲人所採用，但在大規模之水力工事中，尙未能躍居重要之地位。欲在大規模水力廠中積儲水力，除上述之積水庫外，惟有抽水儲蓄之水力廠而已。抽水儲蓄水力廠者雖爲大水力廠之附屬設備，但實爲一完備之水力發電廠。當大水力廠電力多餘之時，即利用此項電力開動抽水機，將低處之水抽入高處特備之水庫中。迨負載增加，則令高處水庫中之水，流經另設之水輪機，發生電力，以資挹注。此種水力廠須有高位置之水庫一座，名曰上水庫，與低位置之水庫一座，名爲下水庫。其水量係循環使用，注滿一次，則除因滲漏蒸發必須補充外，無須再增水量。故上水庫可建於高山無源之處，而下水庫則雖以大水力廠之尾水路改造而成，亦無不可。因用以抽水之電力爲多餘之電力，故價值至廉，至負載增加時賴以發生之電力則爲出售之電力，故價值甚昂。電力雖因一再轉變，耗損不少，但自進款及利用方面言，則猶屬合算也。

## 第2節 蓄水量

28. 蓄水量之估計法 在計算一定期間內河川所能供給之水量時，習慣上每將負載曲線之仟瓦化爲秒呎以代表所須之流量。此項換算方法可利用式 5 或式 13。此項需要之流量乃可被用作估計所須蓄水量之根據，或用以計算河川所能供給之水力。估計蓄水量及河川水力總量之方法有流量曲線法，累積曲線法，持續曲線法及可用流量曲線法之數種，將於以下各段敘述之，但實際上須視問題之性質而採用最便利之方法。爲說明各種估計之方法起見，先假設一理想河川之流量，記錄如表 9 至表 11，以爲示例。其中流量之單位爲秒呎，流域積爲 2000 平方哩。表 10 爲記錄上最早年(1939)之每日流量，表 11 爲是年各月之最大最小及平均流量。表 9 爲 1921 至 1940 年各月之流量。將表 10 之每日流量爲縱坐標，日期爲

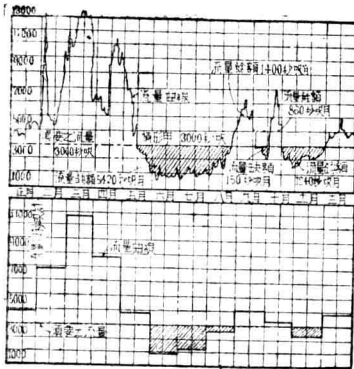


圖 7(上),8(下)

橫坐標，繪成曲線，即為全年流量曲線，如圖 7，同樣將表 11 之平均流量繪成曲線，則得每月平均流量曲線，如圖 8。在以下諸例中，均假設水力廠之生產水頭為 33 呎，水機之效率為 70%，應用式 13 即可將電力之需要量化為水輪機所需之流量。凡一秒呎之流量經時一個月所流出之水量稱為秒呎月，即  $30 \times 24$

$\times 3600 = 2,592,000$  立方呎是也。蓄水量或需要之水量均以秒呎月為單位。

表 9 示例河川歷年平均月流量表(秒呎月為單位)

年份	一月	二月	三月	四月	五月	六月	七月	八月	九月	十月	十一月	十二月
1921	4000	6500	13100	14100	9100	1210	910	2250	3700	4000	2500	4000
1922	7400	6400	18700	19700	5000	1380	1360	2400	3900	4700	2900	4300
1923	4300	7000	14500	18800	4200	3050	1420	3200	4600	6500	5900	6500
1924	7200	3900	10400	17900	8800	4300	3500	3400	6500	6800	6500	7700
1925	8500	4500	16200	15200	3100	1190	3330	5000	4700	5000	6900	7400
1926	8600	7200	24900	18000	7200	3020	1020	2450	4100	3600	2300	3000
1927	7600	9200	22000	10200	7900	2500	1580	2500	4000	7100	3300	7400
1928	8400	6500	15300	16300	6200	970	2710	3000	4500	7400	5500	4900
1929	6800	8700	11100	8800	2700	1070	2400	3500	4800	5300	7200	4700
1930	6500	6300	16200	17900	5600	1430	990	2050	5000	3500	2400	5000
1931	4600	6300	8800	14400	6300	1510	1630	2600	6100	3800	7500	8200
1932	8200	7300	10400	13400	3800	2130	1750	4500	4800	7700	3700	6700
1933	6200	4200	12600	16100	4300	1040	1460	3700	4400	5600	7900	3500
1934	8000	7900	18300	19500	6500	920	1740	2900	4100	4100	5200	5200
1935	5900	3700	14500	12700	5400	3500	1370	2700	4500	7900	4100	5600
1936	4900	6200	20700	14300	10700	850	1240	2100	3600	5000	2500	4500
1937	7800	7500	16600	20600	7400	1630	1480	3900	4900	5900	8400	3000
1938	5500	8100	9800	13500	8500	2750	1670	4100	4200	4400	4500	5600
1939	3820	6650	10500	7710	3850	860	1040	2500	4020	2300	2330	3880
1940	5200	6000	12100	10600	9600	1860	1550	2800	4300	6200	4900	5900

表 10 示例河川 1939 年每日流量表

日次	一月	二月	三月	四月	五月	六月	七月	八月	九月	十月	十一月	十二月
1	3200	3850	10600	6000	8700	1100	650	810	4500	3560	1710	3015
2	3350	5500	10200	6400	8500	1200	670	1040	5100	4500	1830	3500
3	3500	12400	10300	6000	7100	600	1050	1660	5500	5100	2070	3700
4	3700	10200	9500	5300	6800	900	1000	1970	5700	4900	2780	2900
5	3860	8500	10700	5400	7000	1400	1210	1610	5600	6000	2490	3800
6	3650	5300	11700	5700	6900	1600	1200	1600	5700	7000	2370	3550
7	3500	4900	12000	5200	6400	700	1340	1980	5650	6100	2480	3770
8	3400	4500	11900	5300	6200	800	1590	2250	6000	5900	2340	3880
9	3450	4800	12000	5000	5800	750	960	2210	6400	6000	2410	4000
10	3650	4850	12600	5200	5900	850	1010	1920	5000	4400	2500	3850
11	3640	4500	12400	6000	3400	700	1130	2000	5100	4500	2470	4050
12	3510	4550	12500	7200	4000	680	1200	1880	4800	4100	2390	4480
13	3500	4300	12350	8300	4560	650	1210	1470	5300	3420	2200	4500
14	3540	4220	12600	8200	3800	620	1100	1520	5600	3180	2110	4630
15	3710	4230	12800	8250	3000	600	1080	1570	4260	2500	1990	3850
16	4000	4400	12300	8250	2500	550	960	2040	3000	2180	2020	4300
17	4240	4700	12000	10000	2600	650	900	2460	2770	2100	2170	4150
18	4160	4900	12200	9800	2400	710	780	2710	2850	2220	2250	4200
19	3920	5200	10800	10300	2600	920	780	2500	2970	2470	2160	4000
20	3950	5600	12300	10200	2700	670	1040	2660	2860	2610	2260	3580
21	4100	7000	11700	9700	2200	620	960	2840	2870	2150	2300	3570
22	4250	8500	11750	9300	2300	640	970	3010	2880	2270	2370	3520
23	4320	9600	11500	8500	2400	700	920	3270	2900	2090	2390	3480
24	4250	8700	10500	8400	2000	850	1000	3380	2890	2010	2390	3500
25	4200	9400	8400	8500	1600	1030	1150	3540	2500	1400	2390	3610
26	4150	10000	5900	9500	1700	1310	1370	3750	2260	1570	2380	3870
27	4080	10500	6000	8800	1600	1600	1280	3800	2490	1480	2740	4000
28	3950	11000	6200	9000	1500	1000	1140	3900	2370	1600	2710	3850
29	3960	.....	6400	8900	1200	780	980	4000	2000	1580	2780	3760
30	2850	.....	6550	8800	1000	660	860	4100	2850	1570	2940	3700
31	3800	.....	6700	.....	1100	.....	800	4200	.....	1550	.....	3570

29. 流量曲線法 流量曲線法為推算蓄水量最簡易之方法，意義淺顯極易了解，為非技術人員說明計畫原理時，更為適用。此法係將最早年之逐日流量，繪成流量曲線，圖 7 即其示例。次將需要流量繪入。在此例中，假定需要流量為每秒 3000 立方呎，或每年 36,000 秒呎月，所繪之點畫水平直線是也。今先假設此河川上並無蓄水庫之設置，則勢必使超過 3000 秒呎之天然流量，完全廢棄無用，而自五月十六日起至八月廿一日止之時期內，天然流量較需要

表 11 示例河川 1939 年每月流量表

月 份	流量以秒呎爲單位				總 流 量	
	極 大	極 小	平 均	每方哩	全流域 上深, 吋	噸 呎
一 月	4,320	3,200	3,820	1.91	2.20	235,000
二 月	12,400	3,850	6,650	3.32	3.46	370,000
三 月	12,800	5,900	10,500	5.25	6.06	647,000
四 月	10,300	5,000	7,710	3.85	4.30	459,000
五 月	8,700	1,000	3,850	1.93	2.22	237,000
六 月	1,600	600	860	0.43	0.48	51,200
七 月	1,370	650	1,040	0.52	0.60	64,100
八 月	4,200	1,040	2,500	1.25	1.44	154,000
九 月	6,400	2,000	4,020	2.01	2.24	239,000
十 月	7,000	1,400	3,300	1.65	1.90	203,000
十一 月	2,940	1,710	2,330	1.16	1.30	139,000
十二 月	4,850	3,015	3,880	1.94	2.24	239,000
全 年	12,800	600	4,205	2.10	2.37	253,100

流量爲少，勢須由輔助廠接濟之而後可。九月十七日至卅日間，暨十月十五日至十一月三十日間亦然。凡圖 7 中繪有陰影部分之流量即屬輔助廠所應供給之電力。次假設此河川上已有蓄水庫之設置。此蓄水庫注滿於五月十五日以前。自五月十六日至八月廿一日間，因天然流量較少於需要流量，故須自蓄水庫取用 5420 秒呎月之水量。在八月廿二日至九月十六日之間，天然流量較多於需要流量，故可歸還 1400 秒呎月之水量於蓄水庫。是以向蓄水庫所借之水量減爲  $5420 - 1400 = 4020$  秒呎月。在九月十七日至三十日間，復自蓄水庫借出 150 秒呎月，故在十月一日之借水總量爲  $4020 + 150 = 4170$  秒呎月。十月一日至十四日間還水 860 秒呎月，故在十月十五日之借水總量爲  $4170 - 860 = 3310$  秒呎月。十月十五日起至十一月三十日間復借水 1240 秒呎月，故在十二月一日之借水總量爲  $3310 + 1240 = 4550$  秒呎月。由以上之計算中，可知蓄水庫取出量以八月廿二日之 5420 秒呎月爲最多之量，此即屬最早年維持每秒 3000 立方呎需要流量所必需之蓄水量也。若自十二月一日起至次年枯水時間多餘之天然流量超過 4550 秒呎月，則蓄水庫又可

注滿，以應付次年之作業矣。在此例中所假定之需要流量終年如一，故須要量線為一直線。若其需要隨季節或其他原因而變化，則需要量線應為曲線或折線。祇須將此曲線或折線繪入流量曲線圖中，其估計之方法仍與前例無異。應用每月平均流量曲線以求蓄水容量，極易引起錯誤。例如圖 8 表示最早年每月之平均流量曲線，若按上述方法繪出需要流量線，則所需之最大蓄水量為 4600 秒呎月，與上所得之 5420 秒呎月相差甚巨。此圖中對於五月九月十月之流量缺額均未顯出，而八月份之流量缺額亦不能真確表示。但如各月天然流量線均在需要線之上方，則求得之蓄水容量並無錯誤。

30. 累積曲線法 應用流量之累積曲線可使計算蓄水量之手續為之簡省。此項曲線亦以時間為橫坐標，而以逐日或逐月平均流量之累積數為縱坐標。繪製累積曲線時，須自流量紀錄中選出流量最少之時期。例如由示例河川之流量紀錄中，可知 1939 年四月起至 1940 年三月止之一年中，流量為最少。於是將各月份之流量，依次相加，得表 12。將上表之值繪成曲線，即屬圖 9 之粗黑線。用每月平均流量繪成之累積曲線，祇有每月首末之累積流量為一準

表 12 示例河川之累積流量表

年 月	平均流量, 秒呎月	累積流量, 秒呎月
1939年四月	7,710	7,710
五月	3,850	11,560
六月	860	12,420
七月	1,040	13,460
八月	2,500	15,960
九月	4,020	19,980
十月	3,300	23,280
十一月	2,330	25,610
十二月	3,880	29,490
1940年一月	5,200	34,690
二月	6,000	40,690
三月	12,100	52,790

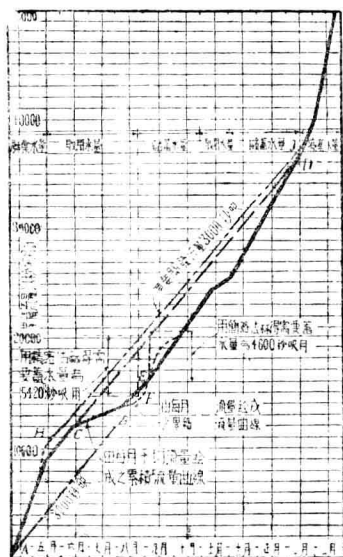


圖 9

確之數。每月首末兩日間祇可貫以直線，而無法顯示其間之變化情形，故稱之為簡略法。如以每日流量為繪製累積曲線之根據，則在每一月間之變化，均可顯出，故名之曰精密法，圖 9 中所示之虛線是也。凡上半月之流量較下半月之流量為巨則曲線彎向下方，反是，則彎向上方。此法所費工夫較多，故除重要時期外無用之者。累積曲線任何點切線之坡度，即表示該時期之流量，以秒呎計。如曲線上一部分係在水平位置，則該時期之流量為零。曲線上任意兩點 C, D 聯成直線，則此直線之坡度即為 C 至 D 時期間之

平均流量。C 點之縱坐標為在 C 時之累積流量，D 點之縱坐標則為在 D 時之累積流量，是以 C 與 D 兩點縱坐標之差額，即屬自 C 至 D 時所增之流量。例如在此圖中，C 點之累積流量為 11,560 秒呎月，D 點為 36,370 秒呎月，其差為 25,140 秒呎月，即屬自 C 至 D 8.38 個月間所增之流量。C 至 D 點之坡度為  $25,140 \div 8.38 = 3,000$  秒呎，即屬 C-D 時期內河川之平均流量。欲求此項平均流量，祇須自坐標軸之零點，繪一 A-B 線與 C-D 線相平行。A-B 線在一個月終了處之流量為 3000 秒呎月，即屬 CD 間每月之流量增加值也。茲設在示例河川上所設水力廠之須要流量為 3000 秒呎，試求應備之蓄水容量。累積曲線在四五月份之坡度，均較 3000 秒呎線(即 AB 線)之坡度為峻，可知此兩月中河川之天然流量超過於需要量，故無蓄水容量之需要。迨至六月份，則累積曲線之坡度



已較  $AB$  為緩。由  $C$  點起繪  $CD$  線與  $AB$  相平行，以表示 3000 秒呎之需要流量，蓄水庫盈滿於  $C$  點，自此點以上，凡累積曲線之坡度較小於  $AB$  時，即表示蓄水庫之水量係在取出之際。如坡度較大於  $AB$  時，則表示蓄水庫之水量係在注入之中。任何時蓄水庫之取出量，可以累積曲線與  $CD$  線間之縱距離量算之。 $D$  點之蓄水庫再度注滿。累積曲線與  $CD$  線間之最大縱距離遭遇於  $E$  點，其數為 4600 秒呎月，即為蓄水庫最大之取出量。應用月流量以繪製之累積曲線未能十分精確業如上述。此種錯誤，尤易發生於蓄水量開始取出與終止取出之期間。是以為糾正此種錯誤計，須將五月暨八九月部分之累積曲線改用每日流量繪製之。圖中之虛線即屬改正後之累積曲線。於改正累積曲線上作切線，使與  $AB$  平行，則得圖中之  $HJ$  線。由此線量得所須之最大蓄水容量為 5420 秒呎月，即屬改正之答數。苟所繪之  $HJ$  線不能再與累積曲線相交，即表示須要量過巨，天然流量無法可以應付。換言之，即蓄水庫連續取出，永無再度灌滿之日矣。 $H$  至  $J$  之歷時，有亘數年之久者。此處假定蓄水庫灌滿於  $H$  點以前。欲知該水庫確否灌滿，則應將上一年之累積曲線繪出。由  $F$  點作  $AB$  之平行切線，以覘其是否與累積曲線相交。如此線確與累積曲線相交，則可知其確能在  $H$  點以前灌滿也。如需要流量並非一定之數，則須將各月需要量之累積數，自流量之累積數中減去，再繪為曲線。因需要量業已減去，故可繪一水平線以代表需要量線矣，其作圖法與上述者同。以上假定蓄水庫設在水力廠之附近，如係設在遠方，則累積曲線不能適用。

31. 持續曲線法 流量持續曲線係以每月或每日之流量按其大小之階級為縱坐標，以記載時期中等於與超過該階級之時期百分數為橫坐標。故由此曲線中可以覘知紀錄中超過某階級之流量，計佔若干百分數之時間，不及某階級之流量，計佔若干百分數之時間，又可覘知紀錄中若干百分數時間內之流量，屬於某一階級。圖 10 為自示例河川二十年流量紀錄繪成之持續曲線（其上方之曲線係用每月流量繪成，下方之曲線，係用每日流量繪成。）圖 11 為最

早年份之流量持續曲線。根據每日流量以繪製持續曲線，所費工夫

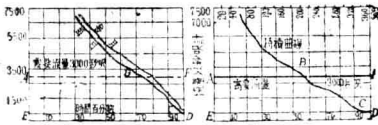


圖 10



圖 11

較用每月流量者多至三十倍，故人多喜用每月流量以期簡捷。惟採用每月流量者，對於各月中流量之變化情形，無

法顯示。觀於圖 10 可知其誤差恒達 5~15% 也。對於驟漲驟消之河川，其誤差當更巨。繪製圖 11 時所作之計算工作列於表 13。第一行為流量，可以便利為主，分成若干之階級。第二行記載此一年中介於兩階級間之日數。例如超過 1000 與不及 1100 秒呎之流量，一年中計有十日，則在 1000 秒呎之流量處記 10 字。第三行為等於或超過該流量階級之日數，例如超過或等於 1000 秒呎之流量日數為  $365 - (1 + 12 + 8 + 6 + 9) = 329$  日，故於此行記 329 之數。第四行記載時間之百分數，例如超過或等於 1000 秒呎之流量日數為 329 日即  $329 \div 365 = 90.1\%$  故於此行記 90.1%。應用第一第四兩行之數字，即可繪成持續曲線，如圖 11。圖 11 中每一小方格之面積，表示河川之流量  $500 \times 5 \times 365 \div 100 = 9130$  秒呎日或 300 秒呎月。茲設水力廠之需要流量為 3000 秒呎，或每年 36,000 秒呎月。將此數繪入圖 10 與 11，則得 AF 直線。因需要流量始終如一，故為一水平線。位於持續曲線及需要量線下之面積 ABCDE (在圖 10 為 31,600 秒呎月，在圖 11 為 29,200 秒呎月) 表示該一年中可用以發生水力之河川流量。BFC 面積 (在圖 10 為 4400 秒呎月，在圖 11 為 6800 秒呎月) 表示需由蓄水庫供給之水量，或需由輔助廠補助之相當電量。由需要線與持續曲線之交點，又可規知河川流量適合需要之日數，例如在圖 10 為 71%，即 259 日，在圖 11 為 56.0% 即 206 日。有一事須注意者，即面積 BFC 僅能表示所須補充之水量或電量，並非指蓄水庫應有之容量而言，蓋蓄水庫之水量隨時有注入與取出也。以圖 11 而論，祇須有容量 5420 秒呎月之蓄水庫，即足以補充所缺之 6800 秒呎月之水量。

表 13 示例河川最早年(1939)各級流量之持續時間表

1 流量階級 秒呎	2 日數	3 相等或超 過之日數	4 時間之 百分數	1 流量階級 秒呎	2 日數	3 相等或超 過之日數	4 時間之 百分數
500	1	365	100	4,000	13	150	41.1
600	12	364	99.7	4,200	13	137	37.5
700	8	352	96.4	4,400	10	124	34.0
800	6	344	94.2	4,600	2	114	31.2
900	9	338	92.6	4,800	8	112	30.7
1,000	10	329	90.1	5,000	13	104	28.5
1,100	6	319	87.4	5,500	13	91	25.0
1,200	7	313	85.7	6,000	14	78	21.4
1,300	3	306	83.8	6,500	4	64	17.5
1,400	9	303	83.0	7,000	5	60	16.5
1,600	13	294	80.5	7,500	0	55	15.1
1,800	6	281	77.0	8,000	6	55	15.1
2,000	14	275	75.3	8,500	10	49	13.4
2,200	21	261	71.5	9,000	3	39	10.7
2,400	14	240	63.7	9,500	5	36	9.9
2,600	10	226	61.9	10,000	8	31	8.5
2,800	10	216	59.2	10,500	4	23	6.3
3,000	5	206	56.4	11,000	1	19	5.2
3,200	5	201	55.0	11,500	5	18	4.9
3,400	18	196	53.7	12,000	9	13	3.6
3,600	11	178	48.7	12,500	4	4	1.1
3,800	17	167	45.7				

32. 可用流量法 河川之各月平均流量，僅為該月份每日流量之平均數，而實在之每日流量，則有較平均流量為大，有較平均流量為小，苟無蓄水庫之設置，則雖水力廠之需要流量適與平均流量相等，但遇是月內超過平均流量之日，因多餘之水量無法收蓄，而致廢棄，遇是月內不及平均流量之日，則因無蓄水庫之挹注，以致發生缺少水量之患。各月份每日流量超過需要流量之部分既歸廢棄，故不能謂為可用流量。實際之可用流量，祇為未被廢棄部分暨等於或小於需要流量之每日流量。將每月之可用流量相加而平均之，則得該月份之平均可用流量。將每月平均可用流量為縱坐標，每月平均天然流量為橫坐標，繪為曲線，名曰可用流量曲線。圖 12 之 ADEC 線即為示例河川之可用流量曲線。苟此河川各月份之每日流量均與每月平均流量相等，則其可用流量曲線將為圖中之

ABC 線,任何河川之流量紀錄均可據以繪成可用流量曲線,而所得之曲線均與圖 12 之 ADEC 線相似,祇河川流量起落愈驟者,則

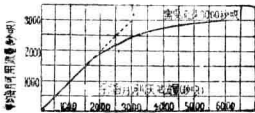


圖 12

曲線愈位於 ABC 線之下方而已。苟兩河川之流量特性甚為近似,則其可用流量曲線幾疊合為一線。應用表 9 之每月流量,由圖12求出其相當之可用

流量,列成一表,次求每年之平均值,及20年之總平均值。因得20年間平均可用流量為2630秒呎或每年31,560秒呎月,此項結果與持續曲線法所求得之31,600秒呎月頗屬相近。又1939最早年之平均可用流量為2390秒呎,或每年28,680秒呎月,與流量曲線法及持續曲線法所求得之29,200秒呎月亦甚近似。可用流量與需要流量之差為缺少之流量,須由輔助廠或蓄水庫補充之。以平均年份言,此差數為 $36,000 - 31,560 = 4,440$ 秒呎月,以最早年份言,則此差數為 $36,000 - 28,880 = 7,120$ 秒呎月。若水力廠附近有蓄水庫之存在,因蓄水庫之水量隨時變動,致水頭亦隨之而有低昂,其結果則使需要之流量並非常定,問題稍趨複雜。今為簡單起見,假定需水量始終為3000秒呎,計算之步驟如表14。由表14可知所需最大蓄水容量為4600秒呎月。此項計算係用每月平均流量為根據,故與流量曲線法易犯同一之錯誤。因1939年五月與九月之平均流量,雖均超過須要流量,然在實際上五月之下半月與九月之上半月,流量均屬缺乏也。如缺乏流量之時甚長,則此種誤差較非重要,如時期甚短則應加以詳細之研究。

33. 部分的蓄水量 如為地形或其他原因所限制,祇能設置容量較小之蓄水庫,則此項蓄水庫之作業方法有二:(1)設法使河川供給最多量之總電力;(2)設法使河川供給最多量之基本電力。〔第一辦法〕圖13表示示例河川在1939年低水時期之流量曲線。需要流量為

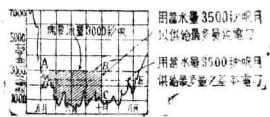


圖 13

3000 秒呎。如欲作完全之調整,則由上文所述,須有 5420 秒呎月

表 14 示例河川最早年須要蓄水量之計算表  
需水量 = 3000 秒呎

	一月	二月	三月	四月	五月	六月	七月	八月	九月	十月	十一月	十二月
130 河川天然流量, 秒呎					3850	860	1040	2500	4020	3300	2330	3880
自蓄水庫取出之水量, 秒呎					0	2140	1960	500	...	...	670	...
注入蓄水庫之水量, 秒呎					...	...	...	...	1020	300	...	880
調整後之河川流量, 秒呎					3850	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000
蓄水庫取出量, 秒呎					0	2140	4100	4600	3580	3280	3950	3070
1940 河川天然流量, 秒呎	5200	6000	12100	10600	9600	1860	1550	2200	4300	6200	4900	
自蓄水庫取出之水量, 秒呎	...	...	0	0	0	1140	1450	200	...	...	0	
注入蓄水庫之水量, 秒呎	2200	870	...	...	...	...	...	...	1300	1490	...	
調整後之河川流量, 秒呎	3090	5130	12100	10600	9600	3000	3000	3000	3000	4710	4900	
蓄水庫取出量, 秒呎	870	0	0	0	0	1140	2590	2790	1490	0	0	

之蓄水容量。但如可備之蓄水容量祇有 3500 秒呎月，而須令河川供給最多可能之總電力，則水力廠必須於蓄水量未罄以前按 3000 秒呎之需要量而作業。換言之，斯時須使蓄水量早日用罄，庶可騰出容量以容納超過需要量時之河川流量，圖 13 中實線 ABC 部分即示其使用蓄水量之狀況。由此圖可知蓄水量用罄於七月十五日。如並不照此辦法，則萬一蓄水量猶未用罄，而河川流量忽源源而來，則勢必致因無法容納而歸於損失矣。此種辦法實行後，低水時期之下半年水量每難加以預料，故其產生之電力，僅能作為二等電力而已。〔第二辦法〕如旨在產生最多量之首要電力，則歷年流量記載，均應加以

研究，作成低水時期或有之最小流量曲線。由此曲線及可有之蓄水容量，即可確定可能的首要電力之產量。設在此項最小流量時期內，輔以 3500 秒呎月之蓄水量，可得 2400 秒呎之連續流量，則可繪圖 13 之 DE 線。此線即表示首要電力之限界。每年一至低水時期，即應將蓄水庫加以調準，使能供給此項流量。如是辦理以後，每

年低水時期至少可得 2400 秒呎之連續流量，用以產生首要之電力。雖水源特旺之年，亦有獲得 3000 秒呎連續流量之希望，但以未來之水源不易預測，故蓄水庫之調整時，祇可以 2400 秒呎之流量，作為標準，以免有竭蹶之虞。實行此種辦法後，低水期之基本電力產量，固甚穩妥可恃，但遇水源特旺之年，則惟有聽其消逝，無法多加利用矣。

34. 蓄水庫之乾涸 供給電力於用戶常先訂立合同。終年不可片刻斷絕之電力謂之首要電力，其售價最高，而條件亦最嚴格。若發電廠不能履行條件，則須負擔嚴重之賠償，故水力廠每設備雙重輸電線，準備機，輔助廠等，以為萬一之備。水力廠所備蓄水容量，雖係根據多年之流量紀錄而決定，但紀錄之年份終屬有限。憑過去而逆測未來，安能確保其必無意外。若遇乾旱異常之年份，蓄水量用罄，則電力產量減少，使水力廠蒙受意外之損失矣。為準備此種意外事件起見，於決定蓄水容量之際，必須預計其可以供給連續需

表 15 蓄水庫之乾涸或然率

年 份	需要之蓄水量 秒呎月	蓄水量按大小 而排列	序位 $p$	或然率 $p$
1921	4930	780	20	97.5
1922	3960	1830	19	92.5
1923	2590	2390	18	87.5
1924	780	2590	17	82.5
1925	2760	2590	16	77.5
1926	3310	2670	15	72.5
1927	2670	2760	14	67.5
1928	2890	2830	13	62.5
1929	3210	2890	12	57.5
1930	4700	2990	11	52.5
1931	2830	3170	10	47.5
1932	2590	3210	9	42.5
1933	4030	3310	8	37.5
1934	3690	3690	7	32.5
1935	2390	3960	6	27.5
1936	5160	4030	5	22.5
1937	3170	4700	4	17.5
1938	1830	4930	3	12.5
1939	5420	5160	2	7.5
1940	2990	5420	1	2.5

要流量之保證程度。對於性質重要之市場，務須寬放蓄水庫之容量，其乾涸之機會為五十年或百年中之一次。性質非重要者，則乾涸機會可略多。計算蓄水庫乾涸之或然率，可用機遇論之公式，如次：

$$p = 100(n - 0.5)/m \quad (14)$$

其中  $p$  = 蓄水容量在一百年中有若干年乾涸之機會； $n$  = 紀錄自大至小之序位； $m$  = 紀錄之年數。如以示例河川為例，其計算結果如表 15。將表 15 中第三第五兩行繪成曲線或用中介法，即可知蓄水容量 5300 秒呎月之或然率為 5.0 即每百年內有遭遇五次乾涸之機會。換言之，每二十年內有遭遇一次乾涸之機會。如將蓄水庫之容量增為 6000 秒呎月，則其或然率約為 2.0，即五十年中有遭遇一次乾涸之機會。

## 第四章 水力廠之設計

35. 引言 設計水力廠之目的，在乎覓取最經濟之方法，以產生電力。所謂最經濟之方法者乃指獲得投資之最大利潤而言。但如所設計之水力廠祇為電力系統中之一部分，則其經濟與否，須以全系統為衡量之標準，蓋每有高峯水力廠抽水儲蓄廠等，就水力廠之本身而言，固未見為有利，而對於全系統之經濟則功效甚著也。欲達到上述之目的，則對於以下各因素，均須加以詳密之檢討。(a) 建設之費用及投資之利率；(b) 管理養護及修理之費用；(c) 捐稅保險營業及其他總務開支；(d) 折舊率；(e) 所發各類電力之數量與時間；(f) 服務之穩妥程度(以其足以影響電力之售價)；(g) 建築時期之長短(以建築時期為無生產的)。以上各因素均有相互之關係。例如採用優良之建築物或機器，則足使建設費用，捐稅，保險，利息等項因之而增加，但同時可使管理，養護，修理，折舊等費因之而減少。如所得足償所失，則亦並不違反經濟之原則。如何權衡至當，以達到經濟設計之目的，乃為工程師惟一之責任。

36. 開發方式之抉擇 在從事設計之始，必須就設廠地方之社

會情形，電力之價值，用電市場之性質，建築之單價，材料之產地與價值，交通運輸之情形，暨其他一切因素，作詳細之調查與研究，始可據以作初步之設計。如有一處以上之水力開發段，則應比較下列各項以選定其最適宜者。(a)每單位電力(仟瓦)所派建設費用須為最小額；(b)建築時期須力求短暫；(c)所發電量須最與需要量相接近，(d)輸電線須最短以減低費用並減少阻斷之機會；(e)須擇流量紀錄最可恃之處；(f)蓄水容量宜有增加之可能性，以期增加將來之產量；(g)對於將來市場之擴充須操有勝算；(h)在廠之附近宜有添設水力廠之地址，庶將來設立後可以集中管理；(i)交通運輸須最方便。選定開發之方式，常為工程師首先必須解決之問題。雖若干水力廠除一種開發方式外無選擇之餘地，但多數之水力廠，則恒有多數方式可資選擇也。斯時惟有作費用比較，並研究其相關因素，方可獲得最合理之解決方法。水力開發之基本

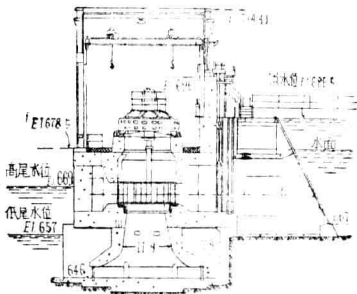


圖 14

方式可閱圖 1，於此可見壩之位置，可以擇處於開發段起點至原動力屋間河川上之任何地點。壩之位置愈與原動力屋相接近，則壩身

愈高，蓄水庫之容量愈巨，而原動力水路愈短。壩之費用略與高度之三乘方成正比，故因此而增加之費用亦甚巨。低水頭水力廠之壩每設在原動力屋之附近，輸水路之長度，減至極低。

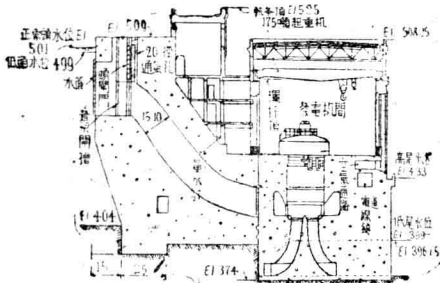


圖 15



圖14與15即示此種方式之實例。輸水路可分為兩部分，一為原動力水路，一為水壓管。原動力水路恒竭力循水力坡度而設置，水壓管則連接於原動力水路與水輪機

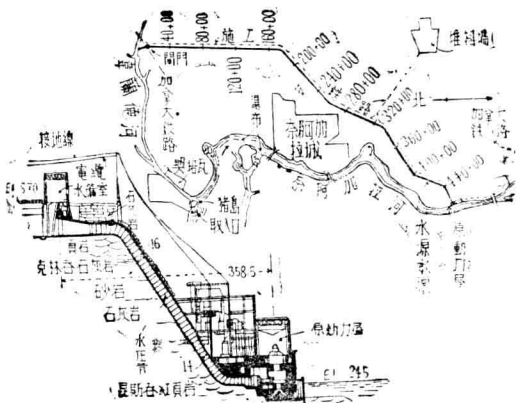


圖 16

之間。原動力水路可為圖 16 之渠道，圖 17 之架槽，圖 18 之管道，圖 19 之隧道，或圖 20 之混合式。水壓管之構造可為圖 21 之隧井，或為圖 16 之水管。在水頭極低之水力廠中，水壓管部分每完全消滅，原動力水路部分則退化為開槽，設水輪機於槽之末端(圖22)。原動力水路所經之路線中，如遇溪澗或山谷，常可就其下口建一攔水壩，使化為一水池，成為原動力水路之一部分，較諸繞越為合算。如此等水池容量甚巨，即可利用之為積水庫，以調整一日或一星期間之需要水量。如原動力水路甚長，則通常均於其末端設置一湧浪櫃，或其他調整壓力設備如溢道等，俾水輪機用水驟減或停止時，得用以減弛其激發之壓力。圖 18 與 19 所示為附有湧浪櫃之水力廠，圖 17 所示為附有攔水壩所成之終點



圖 17

圖 17 所示為附有攔水壩所成之終點

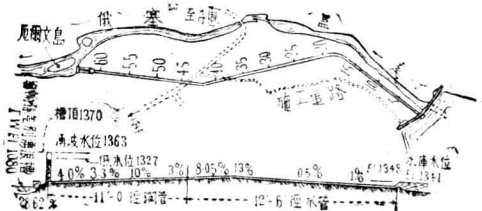


圖 18



圖 19

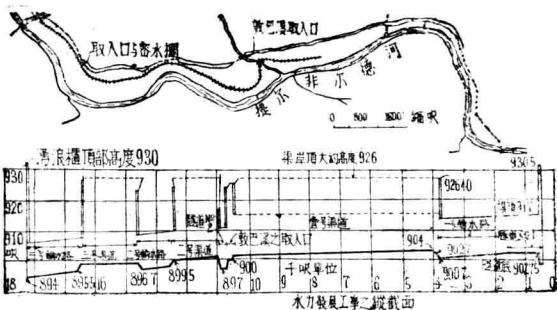


圖 20

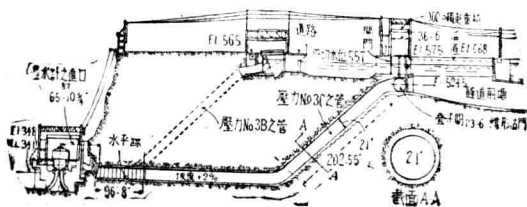


圖 21

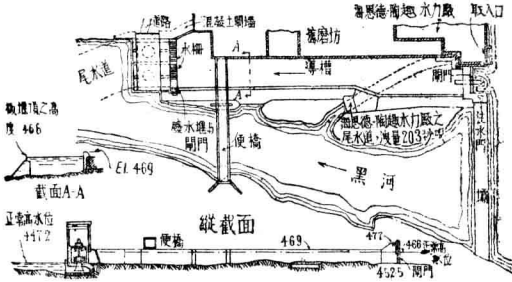


圖 22

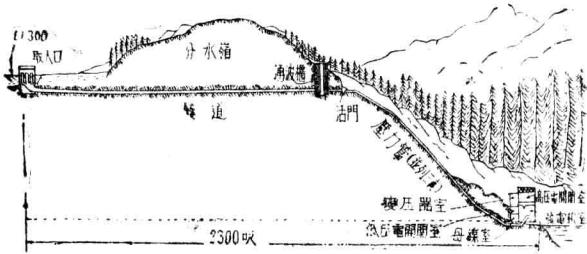


圖 23

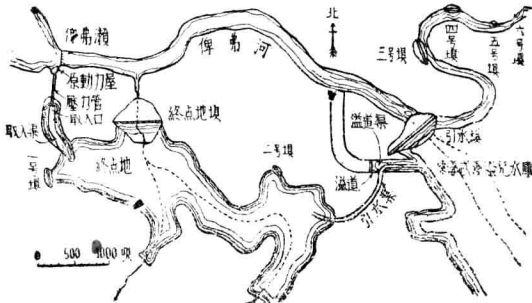


圖 24

池，池旁設有虹吸溢道以宣洩終點池不能容納之水量。如兩河川發源於分水嶺之兩側，一河川之坡度甚緩，而他河川之坡度甚陡，則

可於緩坡度河川之上建壩，使成蓄水庫，將其水量經隧道引至分水嶺之他側，而後發生水力。此種開發方式，巴西之梯斗河，朝鮮之赴戰江與長津江均有其例，吾國秦嶺山脈之北側或亦有其可能性，茲繪其佈置概況如圖 23。又有幹河之原動力水引至支河而發生水力者，圖 24 為其實例。此處在幹河之上設壩蓄水，由引水渠導入支河上所建之終點池中，然後經過取入口與壓力管，以發生水力。如同時有兩種可取之開發方式，在經濟上並無軒輊，則宜採用輸水路較短之一種。蓋現代水力廠每以電力供給無片刻間斷為要旨，輸水路之短者，毀損之機會自較少也。如冬季有冰凍之患，則甚長之渠道與架槽，必須設法避免之。又渠道恒有淤塞，冲刷，滋生水草，滲漏，及窩藏穴居動物之弊，故安全之價值最遜。長管道雖較渠道稍勝，但亦多缺點。管道之因設計欠佳而損毀者，在過去已不乏其例。且管道中之膨脹接合最易呆滯或滲漏，使修理發生困難。暴露於地面以上之管道，每於隆冬凝結薄冰，圍繞於管之裏壁；迨天氣驟暖，冰體鬆脫，隨水下流，足使水輪機為之壅塞也。隧道之缺點最少，但費用則最昂。管道須力求其短，以免過烈之水錘作用。如第三章所論，積水容量之經濟利益甚著，故常有良好之水力廠址，祇以缺乏積水容量之故，而致放棄。積水庫與蓄水庫之容量是否可因淤積而有減少之慮，事前必須加以研究，以淤積一經發生，殊少有效之防止方法也。如水力廠之附近有若干可供建設水庫之地址，則應預備款項，以備日後興建，以抵補因淤積而減少之容量。

37. 廠額量之決定 在決定廠額量之際，恒有許多因數參雜其間。此等因數每互相隸聯，使此一問題無直截了當之解決方法。惟對於性質重要之水力廠，則在作成最後決定以前，務須對於各項因素，一一加以檢討，俾毫無遺算而後可。廠額量為水力廠中各單位機器之總發電量。此項額量業已包含準備機之發電量在內。如將準備機之發電量除去不計，則名淨廠額量。決定廠額量之際必須連帶考慮供電區域內之電力須要情形 (§17)，水力廠之落差 (§15, 16)，河川之天然流量 (§14)，流量之調整 (第三章)，開發之費用 (§§22~

24) 電力之售價，輔助廠之性質與額量等。前已論及天然流量與電力需要量每不相稱，故水力廠而無積水量蓄水量暨輔助廠者，則欲供給連續不斷之基本電力，祇可以最小之天然流量作為發展流量，以為決定淨廠額量之標準。苟有充分之積水容量，則發展流量即可增巨。苟有蓄水容量而無積水容量，則發展流量可按調整流量而設定；苟兼有積水及蓄水容量，則發展流量自可較此為巨。在任何情形之下，苟有輔助廠可資利用，則其性質頗與積水容量或蓄水容量相同。每仟瓦廠額量之建設費逆廠額量之增加而減少。反之廠額量愈巨，則各機器全部作業之機會減少，故每仟瓦廠額量所派之進款亦隨以減少。由此而觀，足見廠額量有一定之經濟限界，過此則電力之成本過貴，不能獲利。如可用之發展流量甚巨，而目前之電力須要較少者，則應先就可以獲利之範圍內從事建設，一面預留擴充之地步，以應付將來。市場之需要，每因年而增加，如增加甚速則開始所備之廠額量不妨稍巨，以增加設備之事甚繁，不宜屢屢為之也。淨廠額量決定以後，即須進而決定應設機器單位之數目。設置少數大單位之機器，恒較多數小單位為有利。惟所須單位數目，應按負載之性質而設定。如所設水力廠為電力系統中之一環，則有單位二個為已足，甚至祇設一個者亦有之，因機器即因障故而停頓，在全系統中之關係每甚微小耳。且大系統中每已設有蒸汽輔助機或別種設備，足以應付非常之變故。自別一方面言，如擬設之水力廠為供給獨立市場之用，則不宜祇備一個單位之機器。如市場之性質殊為重要，且無蒸汽輔助機之設置。則必須另設準備機器一單位以備萬一。此項準備單位須與其他單位有同一之尺度。在一個單位之水力廠中，添一準備單位，等於增加一倍之廠額量。兩個單位之水力廠中添一準備單位，則等於增加 50% 之廠額量。是以水力廠中單位愈多，則增加準備單位後所增廠額量之百分數愈少。如水力廠以供給次要電力為目的，則當低水時期內必有一部分之機器，因缺乏水量而閒置。斯時廠額量既屬寬裕，即在水量豐沛之時期中停止一個單位，其所生影響，亦祇及於次要電力之一部分，故無設置

準備單位之必要也。在決定單位個數時，另一須加考慮之點，厥為負載曲線之性質。如負載曲線起伏甚烈，則祇設一個單位之機器，在水量方面殊非經濟之道也。應付此等負載狀況之水力廠，所設單位愈多，則用水量愈可節省，以每單位之機器不開駛則已，苟須開駛，必可在高效率之範圍以內也。圖 6 已示機器單位數目與合併效率之關係，茲將機器單位數與用水量之關係列表如次：

機器單位數	平均用水量(秒呎)	百分比
1	1085	113.7
2	988	103.5
3	979	102.5
無限	954	100.0

由理論方面言，水輪機之尺度並無限制之可言。但在實際上每因製造廠之設備及運輸工具之限制，使我人不能採用過巨之單位。多數水力廠每違反經濟原則而採用多單位之機器，此亦其一因也。

38. 經濟設計之理論 為研究經濟之設計起見，水力廠之建築物可分為兩大類。第一類建築物之工料或尺度與電力之產量無直接之關係。例如原動力屋之上層，為運輸材料而建設之道路等是也。第二類建築物之工料或尺度則與電力之產量有密切之關係，工料或尺度一經變更，電力之產量即隨之而或增或減，例如運輸原動力水之管道隧道渠道等，工料尺度坡度等一經改變，水頭之損失量即因之而異，水頭損失量既異，則電力之產量遂不相同矣。第一類建築物之經濟關鍵在其年費之多寡。年費最寡者，即屬最經濟之設計。所謂年費者，即每年因此建築物之設置而須支出之費用是也。屬於年費者可分三部分：(1) 因建築物之初價而發生者。如以  $C$  為初價， $r$  為利率，則此部分之年費為  $Cr$ ；(2) 因作業而發生者，為該建築物作業及養護之費，命其值為  $O$ ；(3) 因建築物之折舊而發生者，此部分之費用與建築物之壽命有關。計算建築物之折舊法甚多，普通所用者為年金法與定率法。年金法係提存款項若干，積至建築物壽命終了之時，本息合計適可重建新建築物，並留有再度重

建之提存款。設重建之費用與初價相等，提存款為  $P$ ，建築物之壽命為  $n$ ，則  $P(1+r)^n = C + P$  或  $P = C / [(1+r)^n - 1]$

因提存款而每年損失之年費為  $D = Cr / [(1+r)^n - 1]$ 。定率法則假定初價  $C$  係以同一之比率消耗於  $n$  年之壽命內，故  $D = C/n$ 。綜上所論，凡三種年費之和  $S$  為最小值時，該建築物即屬最經濟之設計：

$$S = Cr + O + D \quad (15)$$

第二類之建築物\*與第一類不同，一經改變其工料或尺度，其電力之產量即隨之而異，電力之產量既異，則水力廠每年之進款即因之而增減，故其年費除利息作業費與折舊外，尚須加算電力之損失費。命  $K$  為一年中損失之電能， $b$  為每單位電能之售價。今設建築物之工料尺度中任何變數作微分之增加後，投資利息因之而增加者為  $dC \cdot r$ ，作業費因之而增加者為  $-dO$  (即減少)，折舊因之而增加者為  $dD$ ，電力損失因之而減少者為  $-bdK$ 。苟欲使建築物為最經濟之設計，則  $dC \cdot r + dD + dO + dK \cdot b = 0$  (16)

積分之，得  $Cr + D + O + K \cdot b = \text{年費總數}$  (17)

按式(16)即式(17)之極小條件，故凡足以滿足式(16)之設計，即屬最經濟之設計。對於水力廠全部設計之經濟關鍵為單位電能之成本。此項成本必須較低於售價。售價為成本與利潤之和，因售價有其他電力廠之競爭關係不能任意增減，故成本愈低則利潤愈巨。電能之成本等於水力廠年費之總數，除以全年所發電能單位所得之商。<sup>(3.)</sup>伯羅斯統計美國 57 水力廠之發電成本，最廉者每仟瓦小時為美金 0.16 分(華幣 0.53 分)，最昂者 3.74 分(華幣 12.5 分)，平均 0.44 分(華幣 1.47 分)\*\*

德國水力廠五所之發電成本如次：

廠名	每仟瓦小時成本(德金分尼)	合成華幣(分)**
未賴根 <sup>(38)</sup>	1.45	1.93
律柏利·什武城 <sup>(39)</sup>	0.95	1.27

\*參閱算學編 p.65。

\*\*均按戰前匯率計算

什累克斯泰因 <sup>(40)</sup>	1.28	1.71
阿姆斯泰姆 <sup>(41)</sup>	3.01	4.01
發格吉爾廠 <sup>(42)</sup>	5.14	6.85

39. 水力廠址之價值指數 水力廠建設費中以輸水路之費用為一大宗，故輸水路之長短，給予建設費之影響甚大。職是之故，水力廠地址之選定，對於輸水路之長度，有效落差及開發流量三者，必須同時着眼而後可。水力廠地址之價值指數可以次式表示之：

$$p = QH / (l + c) \quad (18)$$

式中  $p$  為價值指數； $Q$  為開發流量以秒呎計； $H$  為有效落差以呎計； $l$  為水路之總長以呎計； $c$  為常數 = 6000~9000，平常可取 8200。價值指數  $p$  之最大最小及平均值如表 16。

表 16 水力廠地址之價值指數

水力廠之額 量 馬力	$p$ 之最大值	$p$ 之平均值	$p$ 之最小值
2,000	3.9	2.6	1.2
5,000	5.8	5.8	1.8
10,000	5.8	8.3	3.0
15,000	9.0	11.1	3.5
20,000	12.9	14.0	4.7
25,000	17.4	17.1	5.8
30,000	22.2	20.3	6.9
35,000	32.5	20.3	8.1
40,000	...	...	9.5
45,000	...	...	11.4
50,000	...	...	13.6

## 第五章 輸水路\*

### 第 1 節 總論

40. 輸水路 如採用延長落差之開發方式(即除壅水壩所發生之落差外更用輸水路以增加落差)則必須設置輸水路以輸運水量至於原動力屋。輸水路之式樣甚多(見 §36)，如渠道，架槽，隧道管

\*關於壅水之壩請參閱 C-2 開壩工程編。



道等，隨地形長度及流量等因素而定取捨。以大體言，如水輪機上之水頭超過 30 至 60 呎，則常用管道以輸送水量，不及此數者，常用渠道以輸送之。水壓力低者管道可用鋼，鋼筋混凝土，或木片所製之管，水壓力高者，則祇可採用鋼管。渠道，架槽木片管，鋼筋混凝土管，詳見灌溉工程編，隧道詳見專編，故均不贅。本章祇述鋼管。

41. 管道之經濟直徑 輸送一定之流量，不論管徑為大為小，均屬可能，故管道之直徑不能由水力學之立場而予以決定。惟管徑過小則流速大，水頭損失巨，其結果則使能量消耗，減少水力廠之進款，然管徑過巨，則成本大，每年損失於利息折舊等事又復不貲。在此兩極端之間，使年費為極小值者方為最經濟之管徑。通例用於高水頭工事之鋼管管徑恒上下一律，惟福赫海麥曾證明管道下游之管徑如逐步減縮，尚可節省成本達 6%，其論據如下：命  $h$  代表因管壁摩擦而起之水頭損失， $Q$  為流量， $D$  為管之直徑， $l$  為管長，並假定管身筆直並無彎曲，應用米制福赫海麥流量公式：

$$h = 11.33n^2 \frac{Q^2 l}{D^{5.4}} = \alpha l \frac{Q^2}{D^{5.4}} \quad (19)$$

式中  $n$  為糙率， $\alpha$  為常數。再命  $f$  為管壁之資用應力，以仟克/平方厘米計， $t$  為管壁厚度，以厘米計， $y$  為水壓力以米計，則

$$t = 0.05yD/f \quad (20)$$

每米鋼管所須鋼之體積為

$$D \pi t = 0.05y \pi D^2 / f = \beta y D^2 \quad (21)$$

因管之成本  $K$  隨重量而異，故可謂  $K = kyD^2$ ，以上之  $\beta$  與  $k$  均為常數。若有長度同為  $l$ ，而管徑分別為  $D_1$  與  $D_2$  水壓力分別為  $y_1$  與  $y_2$  之兩段鋼管，則其成本為

$$K = ky_1 D_1^2 l + ky_2 D_2^2 l \quad (22)$$

在此兩段鋼管之水頭損失為

$$h = \alpha l Q^2 \left( \frac{1}{D_1^{5.4}} + \frac{1}{D_2^{5.4}} \right) \quad (23)$$

對於定量水頭損失  $h$ ，如  $dK/dD=0$ ，則成本應為極小值，再如  $h$  為定數，則  $dh$  應等於 0，故

$$dh = -5.4\alpha l Q^2 \left( \frac{dD_1}{D_1^{6.4}} + \frac{dD_2}{D_2^{6.4}} \right) = 0 \quad (24)$$

解之，得 
$$dD_2 = - \left( \frac{D_2}{D_1} \right)^{6.4} dD_1 \quad (25)$$

又由式(22)，微分之得

$$dK = 2lk(y_1 D_1 dD_1 + y_2 D_2 dD_2) = 0 \quad (26)$$

合併式(25)與(26)，得

$$y_1 D_1^{7.4} = y_2 D_2^{7.4} = \text{常數。} \quad (27)$$

使管徑到處隨水壓力而逐漸變化，為事實所不可能，故祇有將管道分成數段，每段採用同一之管徑，兩段之間，則插入漸縮管一節以連接之。管身中空，故運輸上所佔之空間甚巨，殊不經濟。若各段管徑大小不同，則可將小管納入大管之內，省却運貨甚巨，惟每套鋼管間須用木板隔開，以免互相撞擊耳。次進而決定最經濟之管徑。

按照 §38 所論，管道乃屬於第二類之建築物。今分別計算其年費：

(a) 原始費用之利息等 管道之原始費用包括建築費，施工期之開支與利息等。建築費包括水管，各種附件，管墩，鎖碇等之費用在內。鋼管之價值可由其重量算得。實際之重量常較算得者為巨，以尙有許多帽釘，疊幅，突緣等未計在內也。<sup>(16)</sup> 庫恩與<sup>(17)</sup> 提爾曼建議於水管理論重量之外加以下列百分數：

承插接合之鑄鐵管	8~10%
突緣接合之管，每節 4~5 米長，	8~10%
突緣接合之管，每節 8~10 米長，	5~7%
帽釘接合之管，	10%

(b) 折舊率 2~3%，減債基金，1.5~2%。(c) 養護費 養護率 0.5~1.5%，捐稅不等。(d) 能量之損失 此項損失隨損失水頭而起。水頭損失應包括管壁摩擦，進口損失，彎曲損失，活門損失等等，可按管中之流速而計算之。綜加之以得水頭損失之總量。命  $q$

爲管之流量， $h_f$  爲損失之水頭，則按 §12 所論，可得損失之能量。但因水輪機之負載一日中息息變化無定，故  $q$  與  $h_f$  亦因時而異，計算時宜按最大負載時季內每日每一小時之平均數加以計算而綜加之，以得每日及每年損失之能量。單位能量之價值，宜以現存足以競爭之電價爲準。將以上四項之年費綜加之並以年費爲縱坐標，以管徑爲橫坐標，即可定出最經濟之管徑。

42. 經濟管徑之略算法 上文所論乃求覓管道經濟管徑之合理方法，茲更述通用之略算法如次：

$$(1) \text{密德公式} \quad d = 0.215 \sqrt[7]{\frac{fbQ^3S}{cih}} \quad (28)$$

式中  $d$  爲最經濟之管徑，以呎計； $f$  爲管壁摩擦係數， $= 0.02 \sim 0.03$ ； $b$  爲每理論馬力年之單價； $Q$  爲流量，以每秒立方呎計； $S$  爲管壁之資用張應力 = 每方吋 8000~10,000 磅； $C$  = 每磅管質之單價； $i$  爲利息折舊等百分數， $= 10 \sim 15.5\%$ ； $h$  = 水頭以呎計。此式中除  $Q$  以外，如將任何數值增加一倍則其影響將使  $d$  增加  $\sqrt[7]{2} = 1.10$  倍，故可知其影響甚微。若  $Q$  加倍，則  $d$  之值將因以增加  $\sqrt[7]{2^3} = 1.34$  倍，故其影響較著。對於水頭較低之管道，因其管壁厚度不能較一定限度  $t'$  吋爲薄，故上式應改爲：

$$d = 0.219 \sqrt[6]{\frac{fbQ^3}{t'ci}} \quad (29)$$

(2) <sup>(19)</sup>阿丹斯規律 凡每年摩擦損失之進欸等於年費十分之四時，則此鋼管之直徑最爲經濟。

(3) <sup>(20)</sup>荷普爾鋼筋混凝土管之公式：

$$d = 0.215 \sqrt[7]{\frac{fbQ^3}{i[0.000029a + 2.61p_c + ch/S]}} \quad (30)$$

式中各符號除與密德公式相同外，尚有  $a$  = 每立方碼混凝土之價值； $p$  = 縱向鋼筋對於混凝土截面積之比率； $c$  = 每磅鋼筋之價值； $S$  = 鋼環每方吋之資用應力以磅計。

(4) <sup>(21)</sup>革尼木片管公式：

$$d = 0.215 \sqrt[7]{\frac{fbQ^3S}{ih(C + 0.000016WS)}} \quad (31)$$

式中符號除與密德公式相同外， $C$  = 鋼箍每磅之價值； $W$  = 木板每板尺之價值均以元計。

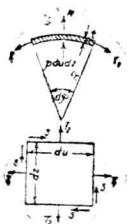
(5) 恩格爾<sup>(22)</sup>鋼管公式：

$$d = 9.08 \sqrt[6]{\frac{ebKQ^3}{C(R+i)tC_1^2(1+n)}} \quad (32)$$

式中  $e$  為售電點之統效率； $b$  為售電點每仟瓦小時之電力售價； $Q$  為平均流量，以每秒立方呎計； $C$  為每磅鋼管之價， $R$  為希望中之利益，以小數計； $i$  為利息折舊等率，以小數計； $t$  為管壁之厚度，以吋計； $C_1$  為舍齊<sup>(23)</sup>流速公式中之係數，帽釘管可用 110； $n$  為因帽釘，疊幅等而增加之重量，以小數計； $K$  為將一日內之流量曲線分為  $n$  等分  $q_1, q_2, \dots, q_n$  計算而得，即  $K = \Sigma q^3 / nQ^3$ 。

## 第 2 節 鋼 鈹 管

43. 管壁厚度 如圖 25，於自由支承之薄圓筒形管壁內取一極小之矩形分子，此分子所張之中心角為  $d\varphi$ ，闊，長，厚分別為  $du$



$dz, t$ ，水壓力為  $p$ ，故正交於此分子之力為  $p \cdot du \cdot dz$ ；作用於圓周方向之張力為  $T_1 \cdot dz \cdot t$ 。此力對於正交於分子方向之分力為  $2T_1 t dz \sin \frac{1}{2} d\varphi$ 。因  $\sin \frac{1}{2} d\varphi = du / 2R$ ，故此分力可書作  $T_1 t dz du / R$ 。其他各力均無正交於此分子之分力。若不計此分子之重量，則欲使此分子得以平衡，必須  $p du dz = T_1 t dz du / R$ ，因得

圖 25

$t = Rp / f_1$ ，其中  $f_1$  為管壁之資用應力。管壁之資用

應力決定於管質之強度與其製造方法，其數可以鋼鈹資用應力與接合效率相乘而得。鋼鈹之資用張應力為每方吋 12,000~15,000 磅接合效率如表 17。計算帽釘接合之效率可用次式： $\varphi = (p-d)/p$ ；計算帽釘之效率為  $\varphi = nP / ptf$ 。式中  $\varphi$  為效率， $p$  為帽釘在接合方向之間距； $d$  為帽釘之直徑； $n$  為疊幅接合在接合方向之帽釘

表 17 鋼板管之接合效率表

接合方式	鋼板厚度 吋	接合效率%		帽釘直徑與 板厚之比率
		範圍	平均	
單行帽釘疊幅接合	¼~½	59~47	50	3~2
雙行帽釘疊幅接合	¼~¾	71~69	70	3~1.67
三行帽釘疊幅接合	¼~1	75~71	73	2~1.25
雙行帽釘抵頭接合	¾~1	83~82	83	2~1.25
三行帽釘抵頭接合	¾~1¼	88~82	85	1.67~1
四行帽釘抵頭接合	¾~1¼	94~85	90	1.67~1
銲接, 銲筒	.....	.....	90	

行數，如為抵頭接合則指每側之帽釘行數； $P$  為帽釘之剪力或支承力(用其小者)； $t$  為板之厚度； $f$  為鋼板之容用應力。由表 17, 可見各種接合之效率差異甚巨, 但通例效率愈高, 則費用愈昂, 故增加接合之效率以期減少板厚是否合算為一相對之經濟問題。若干工程師於算得之鋼板厚度外, 增加 1/16 吋以備銹蝕；此種辦法除極薄及埋藏之管道外是否可取向屬疑問。蓋外露之鋼管, 外面維護既易, 裏面常川流水, 銹蝕甚緩, 故殊無增加厚度之必要也。在普通習慣上, 恒以 ¾ 吋鋼板為最薄之管壁；但亦有以 ¼ 吋為最薄之限度者。所以必須定一最薄限度者, (1) 乃欲使鋼管在支鞍之間能具充分之軀強性；(2) 稍受銹蝕不致銳減其厚度；(3) 運輸時不致變形；(4) 過薄則填塞接縫將感困難。現代能製最厚之管, 以 4 吋為限度, 但平常工廠無特別輻彎設備者, 管厚之限制尚遠遜於此數。

44. 鋼管之主要應力 鋼管通常均自由支擱於混凝土鑛礎或支鞍之上, 因之又在管壁內引起一種彎曲應力。在水平位置時彎曲力矩之計算可用次式:

$$M = 1/12 \cdot N' L \tag{33}$$

其中  $L$  為支點間之跨距 (各跨距相等),  $N'$  為長度  $L$  之管重及水重。如管之軸線與水平位置成  $\beta$  角時, 則  $N' = W' \cos \beta$ ,  $W'$  為長度  $L$  之管重及水重。因此力矩之故, 在管壁內引起之縱向應力為

$$T_2 = MD/2I \tag{34}$$

其中  $I$  為管截面之轉動慣量。如直徑為  $D$ , 管壁厚度為  $t$ , 則

$$l = \frac{1}{8}\pi t L^3 \text{ 代入上式得 } T_2 = 4M/\pi t D^2 \quad (35)$$

銲接及帽釘接合之強度不及鋼板之本身，故安設時不可將接合縫置在管之上下兩面，而宜置在與垂直線成  $45^\circ$  之處。因此處與中性軸線相距  $D/2\sqrt{2}$ ，故縱向應力為  $T_2' = 2.824M/\pi t D^2$ 。

除上文所論  $T_1$  與  $T_2$  兩種應力外，設計時尚應顧及以下各力：  
(a) 軸線方向之重量分力；(b) 溫度變化所引起之應力；(c) 加施於漸縮管圓錐面之水壓力；(d) 加施於承口或插口末端環狀面上之水壓力；(e) 膨脹接合之摩擦力；(f) 水流之牽引力。茲分論之。

(a) 命  $W_p$  為鎖錠至膨脹接合間空管之重， $\beta$  為水管軸線與水平線所成之角，則空管重量在軸線方向之分力為

$$P_1 = W_p \sin \beta \quad (36)$$

(b) 因溫度之變化使管長發生脹縮，管腹倚管墩而移動，在將動未動之際，管壁所受溫度應力達到極大值。今命管腹與墩座貼合部分之中心角為  $\alpha$ ，管徑為  $R$ ，則支承面積之重心位於管心下之距離為  $l = R \sin \alpha / \alpha$ 。管腹與墩座貼合處之摩擦力可假設為作用於此點。若命摩擦係數為  $\mu$ ，膨脹接合至管墩間管身與水重為  $W$ ，則摩擦力為  $F = \mu W \cos \beta$ ， $\mu$  之值在鋼與鋼間為  $0.3 \sim 0.5$ ；鋼與混凝土間為  $0.5 \sim 0.7$ 。支座常川用油潤滑者為  $0.12 \sim 0.20$ 。此摩擦力  $F$  為一偏心荷重，故在管壁內引起之最大應力為

$$P_2 = \mu \left[ 1 + \left( \frac{\sin \alpha}{\alpha} \right)^2 \right] W \cos \beta \quad (37)$$

(c) 命漸縮管兩端截面積之差為  $\Delta A$ ，單位水壓力為  $p$ ，則作用於漸縮管之水壓力為

$$P_3 = p \Delta A \quad (38)$$

(d) 命承口或插口之環狀面積為  $a'$  則

$$P_4 = p a' \quad (39)$$

(e) 命膨脹接合中填塞盒之長為  $b$ ，承口之外徑為  $D_0$ ，摩擦係數為  $0.3$ ，水壓力為  $p$ ，則

$$P_5 = \mu \pi b p D_0 \quad (40)$$

(f) 命問題中之管長為  $L$ ，截面積為  $A$ ，水力坡度為  $S$ ，單位

水重量為  $q$ ，則  $F_6 = qALS$  (41)

於是在溫度增加時作用於管道之軸向力總數為

$$\Sigma P = P_1 \pm P_4 + P_3 + F_6 \pm (P_2 + P_5); \quad (42)$$

在溫度降低時，

$$\Sigma P = P_1 \pm P_4 + P_3 + P_6 \mp (P_2 + P_5)。 \quad (43)$$

上方之符號係適用於鎮礎向上至膨脹接合之管段，下方之符號適用於鎮礎向下至膨脹接合之管段。此力  $\Sigma P$  以管壁面積  $a$  除之，得

$$T_3 = \Sigma P / a \quad (44)$$

命怕松比率為  $m$ ，因得管壁內之主要應力如次：

圓周方向  $f_c = T_1 - (T_2 + T_3 + p) / m$  (45)

半徑方向  $f_r = p - (T_1 + T_2 + T_3) / m$  (46)

軸線方向  $f_t = T_2 + T_3 - (T_1 + p) / m$  (47)

45. 管道所受大氣壓力 如空氣活門發生障礙，則管中發生局部真空，致受大氣之壓力。管道遭遇此項壓力時是否被其壓扁，必須加以研究。計算壓扁半徑  $R$  之管所須單位外力  $p_e$  有馮密斯<sup>(24)</sup>之公式如次：

$$p_e = \frac{tE}{R(n^2 - 1) \left[ 1 + \left( \frac{nL}{\pi r} \right)^2 \right]^2} + \frac{0.09Et^3}{h^3} \left[ n^2 - 1 + \frac{2n^2 - 1.3}{1 - \left( \frac{nL}{\pi R} \right)^2} \right] \quad (48)$$

壓扁加強環所需之外力為  $p_e' = 3IE / R^3L$ 。式中  $I$  為加強環截面之轉動慣量， $t$  為管壁之厚， $L$  為加強環之間距， $n$  為壓扁時管面所生起伏之次數， $E$  為彈性係數。

46. 加強環之設計 如因鋼管管壁採用薄板，屈服性不足，於灌水時有變形之慮，則通常用兩種方法以補救之。一法為加密支鞍之距離，一為每間一定距離設置加強環以圍繞於管外。採用第一法者其例甚多，但如因支鞍下之墩柱高度過大顯非經濟之時，則常採用第二法。支擱於支鞍上之鋼管如祇盛水一部分，或盛水雖滿而壓力甚輕，則管壁之內將發生甚大之力矩，有令管截面不復維持正圓之趨勢。如此種力矩能引起不安全之應力，則須圍繞管身設置加強

環以減輕其應力。設置加強環後可使兩環間之管壁以縱向垂曲線所負之一部分水重轉嫁於加強環。故就根本言，加強環之目的雖為減輕此種力矩所致之應力，但同時須令管壁之縱向垂曲線應力減至安全範圍之內。水平位置之管因水壓力而起之變形彎曲力矩以盛水一半時為極大，此極大力矩遭遇於管之底部，等於次式所示：

$$M = r^3 y / 10 \quad (49)$$

式中  $M$  = 每吋管身之彎曲力矩，以吋磅計； $r$  = 管之半徑以吋計； $y$  = 每立方吋水之重量，以磅計。因管自身重量所引起之彎曲力矩亦以管底為極大，使管壁之外表發生張應力，其值如次：

$$M_1 = r^2 w / 12 \quad (50)$$

式中  $w = W / 2\pi r$ ， $W$  為每吋管身之平均重量，以磅計，連帽釘，疊幅等在內。每吋管長之管壁截面係數為  $t^2/6$ ， $t$  為管壁之厚以吋計，由此可算出管壁因此等力矩所引起之極大張應力。如管中全部適為水所充塞則水壓力所引起之極大力矩可減少  $r^3 y / 24$ ，而遭遇之處則改為管截面之上下左右四點。如管中盛滿水量而是使管壁發生每方吋  $p$  磅之張應力時，則水壓力所引起之極大力矩仍在上下左右四點，但其值則減少為

$$\frac{1}{24} r^3 y / \left[ 1 + \frac{3}{2} \cdot \frac{p}{E} \cdot \frac{r^2}{t^2} \right] \quad (51)$$

式中  $E$  為鋼之彈性係數，以每方吋磅計。由上所論可知鋼管盛水半滿時之張應力如為每方吋 19,200 磅，則盛水初滿時，此應力可減為 8,600 磅，管內壓力愈巨，則此應力愈少。若管軸線不在水平位置，則此張力更微。茲根據盛水半滿，管軸水平，鋼管資用應力為每方吋 20,000 磅不設加強環諸情形下，算得鋼管之極小厚度如表 18。如管壁厚度較表述為小，則管身須用加強環或增密支鞍距離以補助之。水管上設置加強環後，極難分清若干變形力矩係由管壁負擔，若干由加強環負擔；但一般咸信次式堪為設計之根據：

$$\frac{1-x}{\sqrt[3]{x}} = \frac{R^4 \cdot 3 \left( Et^4 + \frac{3}{2} p r^2 t^2 \right)}{10.89 r^6}, \quad R = \frac{r s}{t} \quad (52)$$



表 18 不設加強環時管壁應有之最少厚度\*

管徑(呎)	管壁最小厚度(吋)	管徑(呎)	管壁最小厚度(吋)
4	0.12	13	0.75
5	0.17	14	0.83
6	0.23	15	0.93
7	0.29	16	1.02
8	0.36	17	1.12
9	0.43	18	1.22
10	0.50	19	1.33
11	0.58	20	1.43
12	0.66		

\*此指鋼管不設加強環且支鞍相距甚遠毫無加強作用。

式中  $\alpha$  = 加強環所負擔部分荷重之分數； $E$  = 管壁之彈性係數，以每方吋磅計； $t$  = 管壁之厚，以吋計； $p$  = 管壁因管心以上水頭所引起之張應力以每方吋磅計； $r$  = 管之半徑，以吋計； $S$  = 加強環之中至中距離，以吋計。由式 52 算出  $\alpha$  後，即可用次式以計算管中盛水半滿時加強環所負擔之變形力矩：

$$M = \alpha r^3 y s / 10 + \alpha r^2 w s / 12 \quad (53)$$

因盛水半滿之狀況為時甚暫，故加強環之資用應力可用至每方吋 18,000~20,000 磅。以上所論係假定水管在水平位置，若與水平線成角  $\alpha$ ，則表 18 所列管壁最小厚度尚應乘以  $\sqrt{\cos \alpha}$ ，應用式 52 時，左邊須除以  $(\cos \alpha)^{2/3}$ 。

47 支鞍及支鞍加強環之設計 計算支鞍所受之荷重及支鞍加強環所受之力矩，每假定支鞍比較水管為颯強，是以管與支鞍間之壓力均與接觸面相正交(即在管之半徑方向)，在支鞍以上如用加強環時，可視為定端圓形拱傳達荷重至於支鞍。支鞍之荷重可分為二部分，一為集中性，一為分佈性，如圖 26。集中荷重起因於拱之推力，發現於兩直腿之上端，分佈荷重分佈於接觸面上。加強環之極大力矩發現於直腿之上端。如不用加強環，則此力矩

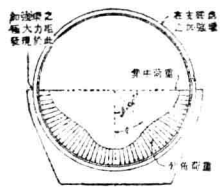


圖 26

發現於該處之管壁內，若水管在水平位置，則荷重及力矩可由以下各式求出之：

$$L_c = (0.135l + 0.185s)(ry + 2w)r \quad (54)$$

$$L_u = (2\cos\varphi - 4/3\cos^3\varphi + \pi/4)(ry + 2w)l \\ - (\cos\varphi - 4/3\cos^3\varphi)(ry + 2w)s \dots \quad (55)$$

$$M = (0.008l + 0.047s)(ry + 2w)r^2 \quad (56)$$

其中  $L_c$  = 集中荷重作用於支鞍腿之上端，以磅計； $L_u$  = 分佈荷重作用於接觸面以磅計， $M$  = 加強環之力矩以吋磅計。如不用加強環則指管壁在支鞍腿頂端處之力矩； $l$  = 支鞍中至中距離以吋計； $s$  = 加強環中至中距離以吋計，如不用加強環，則  $s = 0$ ； $r$  = 管半徑以吋計； $y$  = 水每立方吋之重以磅計， $w = W/2\pi r$ ； $W$  = 管長每吋之平均重量，連疊幅，帽釘等在內； $\varphi$  = 自垂線下端起量之角度。如管軸與水平成角  $\alpha$ ，則以上各式中之荷重與力矩均應乘以  $\cos\alpha$ 。以上所論，乃指直管情形，如兩支鞍間管身彎曲，則因水壓力及溫度所引起之推力，致荷重不能對稱。其情形複雜，分析困難，且多不能確定，故如遇管身彎曲處，寧避免支鞍而以別種方法支持之。

48. 鎮礎之設計 管道彎曲之處習慣上每設置鎮礎一座以支持之，並於兩鎮礎之間設膨脹接合以應付溫度之變化。若管道之坡度甚平，則此項膨脹接合恒設在兩鎮礎之中央，使各支鞍上管之移動範圍減至極小。若在峻坡之上，則設置山頂之鎮礎常較設在山麓者為難，以是常使膨脹接合偏近山頂之鎮礎，俾將一切支鞍上之摩擦移轉於下山之鎮礎上。此種佈置亦可使裝管工作趨於簡易，蓋在峻峭之山坡上裝置水管以膨脹接合以上之一段最為艱難，以其易於傾滑下墜也。若鎮礎距離過遠，則各支鞍上摩擦力之總數積累甚巨，非鎮礎或管周接合所能克制，則惟有於其中間增添鎮礎及膨脹接合。埋藏之管通例不備鎮礎與膨脹接合，惟淺露地面遮蓋無多之處仍須用之。設計鎮礎祇可令其自身重量足以支持各外力，換言之，須使重量與外力之總合力通過鎮礎底之三分中部以內是也。除極堅及生根之岩石外，不可輕用拉條連繫水管於其上，以代鎮礎。各外力之計算法可參閱 §44 之  $P_1, P_2, P_3, P_4, P_5, P_6$ ，如管身彎曲

則尚應計及以下各力： $P_7$  為靜水壓力 = 單位水壓力與管截面積之乘積，作用於管軸線之方向； $P_8$  為離心力，等於  $\alpha A w v^2 / g$ 。其中  $\alpha$  為曲管之中心角， $A$  為管之截面積， $v$  為流速， $w$  為水之單位重量， $g$  為重力加速度。此外如有湧浪現象及地震則應計算水錘力及地震力。各力算出後，分別求得其對於立體三坐標軸之分力，然後合併為總合力。計算各外力時，須分別為空管滿管，停流通流及溫度增或減之各種情形而為之。

49. 鋼管之膨脹接合 外露於空氣中之鋼管，恒備膨脹接合以應付溫度之變化。管短而多彎曲者，較富彈性，但為安全起見，亦必設置膨脹接合。埋藏於地內之鋼管因溫度變化不大，故膨脹接合例可免設，但如兩端固定，中間絕無彎曲者，亦有因漲縮之故而致債事者。膨脹接合分兩種式樣，一為套筒式，示如圖 27，一為隔膜式示如圖 28。套筒式中有填料箱，其中實以石墨浸透之苧麻方纜，

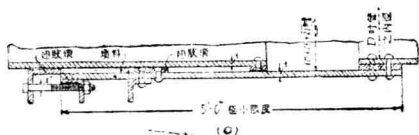


圖 27



圖 28

如填塞妥善，則滲漏甚微。隔膜式內無須填料，但以漲縮範圍不廣，故效用較遜。空管時之漲縮較烈，故設計時須以斯時之溫度差為準。<sup>(25)</sup> 紐約卡茲基爾管道所作實際膨脹度觀察結果，及按膨脹係數

表 19 紐約卡茲基爾管道之膨脹度

直徑	長度(呎)	溫度變化	實在膨脹度	理論膨脹度
8'-10''	3078	15° F	3吋	3.5吋
8'-10''	3078	20	4~5	4.75
8'-10''	3078	25	6~7	6
8'-10''	3078	30	7	7.25
8'-6''	807	19	1.25	1.25
8'-6''	807	30	2.125	2
8'-6''	1292	15	1.75	1.625
8'-6''	1292	33	3.625	3.375

0.0000072 算得之理論膨脹度列入表 19。

50. 帽釘鋼管裝建規範 茲錄美國全國電光協會水力組在 1923年所擬之鋼管裝建規範如次，以供參考：

(A) 通則

1. 鋼板 (a) 所用鋼板須全無鱗層或表面瑕疵，周緣厚薄須符合規定，但標準差變，得在許可之列。(b) 任何鋼板倘在打洞，彎曲，及裝配帽釘時發現瑕疵，不論事前檢驗合格與否，均應剔除。
2. 管節長度 每一節須用三段鋼板合成，每節之總長計 20~24 呎。
3. 接合 一切接合之構造細目均須恪遵附圖所示之標準式樣。所有繞管疊幅接合之雌口須設在上山之方向。縱向之疊幅接合須輪次排置於管頂中線左右 30° 處，其疊幅須向地下。縱向之抵頭接合除彎曲，或設有空氣活門或工人孔處應設在管之兩旁外，均應設在管頂。繞管抵頭接合之一半圓周之帽釘除二個以外均應在工廠內裝配，其餘部分預打副洞（即較小之釘洞）但勿鏤光，然後用螺栓緊緊，以備裝運。一切接合須互相準確密合，彎管之接合均應在廠內釘合。
4. 彎管節 (a) 不論為平面彎曲或縱面彎曲，所有鋼板，均應照所須尺寸切割及打洞，分成多瓣，每瓣轉折極小之角度使逐漸兜成所須之角度。各瓣之縱向接縫必須互相參差。(b) 相鄰兩瓣間之偏角以一度至五度為限，隨其地位而定。非得定作人之同意不得超過五度。但任何彎管節之構成不得少於三瓣。(c) 一切縱向接合須力使接近水平直徑之兩端，尤應位於上面半圓周之內。
5. 漸縮管節 構成漸縮管節之鋼板四邊均須按規定尺寸切斷及打洞。務使繞周接縫位於互相平行而正交於管軸線之平面內。
6. 進釘洞 每一管節當野外繞周接合之上山方向相距約 3 呎處之管頂應設進釘孔一個，洞內鑄螺紋而以黃銅塞子封塞之。
7. 誌識 (a) 各管節及一切特別管件，均應按照承攬人所出裝建圖，鮮明標誌，俾在工地容易辨認。(b) 廠內裝配各件均應在下端裏面及頂部外面漆書號數。每節頂部之中央釘洞須明顯標誌以顯示兩管節配合時相當之釘孔。

(B) 製作精良度

3. 總則 一切製作均須頭等精良，並與美國最優之工廠習慣相符合。凡

符號相同各件應能互相掉置。一切管節除漸縮管外均須爲正圓，其內徑須與規定者相符。

9. 剪切工作 剪切工作均須整飭精確完成，外露部份均須修飾整潔。切斷部分須無疵瑕，不得捲邊及破裂。
10. 平削工作 用作抵頭縱向接合縫之鋸口均須飽平，使管徑準確並免漏水。管節之兩端須照確切尺寸切斷。
11. 削角及嵌縫 (A)在疊幅工作內鋸邊均須準確切斷或剪斷，凡嗣後填隙之鋸口須削成斜角與鋸面成角約  $70^\circ$ 。每節之最末縱向接合處須用鉋或鏈或兼用兩者將鋸減薄以便繞管帽釘得以穿過而保緊密。(B)抵頭接合管(a)夾鋸之邊緣須削成斜角，以便於管外施行填隙工作。(b)繞管接合之管壁鋸口不得削角而於管內填隙，但須切成正方形。兩鋸抵頭處所留之隙須在  $\frac{1}{4}$  吋以內。(c)凡接合之須嵌縫者須做成完美之邊緣並將帽釘分配妥善，以保緊密。
12. 打洞與鑿洞 (a)打成之洞間距須準確，確在一條線上，使接合時釘洞可以完全符合。(b)打洞時祇准應用銳利之雌雄洞型。雌洞型之直徑不得較雄洞型超過  $3/32$  吋。(c)於牽合鋼鋸之際須用插針，但不准用以擴大釘洞。有修改之必要時，准使用鑿孔器。打洞參差之鋼鋸得予以剔除。(d)凡鋸厚超過  $\frac{3}{8}$  吋之釘洞，不論用於抵頭或疊幅接合，須先打較小  $\frac{1}{8}$  吋之洞，再用鑿孔器擴大之。完成之釘洞須較釘徑大  $1/16$  吋。(e)疊幅接合之鋸厚爲  $\frac{3}{8}$  吋或不足者得一次打洞，無須鑿孔工作。
13. 彎鋸工作 一切鋼鋸須用模型乘冷彎成真確之圓形，愈近規定直徑爲愈佳。
14. 插針工作 不良之洞不得用插針方法加以擴大。必須擴大時須用鑿孔器爲之。無論如何，洞旁鋼鋸不得扭歪或破壞。插針祇准在牽合鋼鋸時用之，所加之力不可過重，以免損傷洞口。
15. 帽釘工作 (a)圖樣上所註帽釘尺寸係指未加熱前之實在尺寸。(b)裝釘以前須將鋼鋸刮淨，勿留鏽垢，起毛部分須除盡。(c)無論如何，裝置帽釘須用定量之壓力工具，以壓扁釘頭，施力須緩而平穩。加於  $\frac{3}{4}$  吋帽釘之壓力不可少於 50 噸，較大之帽釘不可少於 70 噸。此種壓力須保持至釘頭完成爲止。(d)帽釘打入後須充塞釘洞之內，釘頭與釘身須成同心之圓，不得用鑲嵌力法加以修整。凡鬆脫，燒燬，或任何損壞之帽

釘均須切除重裝。切除時切勿傷損飯身，必要時須用打鑽法以除去之。

(e) 爲避帽釘冷卻時收縮起見，裝配時所用壓力須保持下列之時間：

直徑	秒鐘	直徑	秒鐘
$1\frac{1}{4}$	55	$\frac{3}{4}$	25
$1\frac{1}{8}$	45	$\frac{5}{8}$	20
1	35	$\frac{1}{2}$	18
$\frac{7}{8}$	25		

所用帽釘之頭須爲圓錐形。

16. 填隙工作 一切縫隙須按照鍋爐製作方法在外面施以填隙工作。非俟察看完竣，不可髹漆。

上舉規範中填隙工作須在管外施行，但近時習慣，凡水頭在 200 呎以下者，均贊成在管內施行。其理由蓋謂帽釘宜改在管內打入，而填隙自應與帽釘同在一側也。其優點有三：(a) 裝釘工人所須空間較還土工人爲巨，若在管內裝釘，則管底至溝底所留空間可以減少。(b) 打入方面之釘頭較平，故對於流水摩擦較少。(c) 管外加熱於釘頭較管內爲便。管內裝釘之弱點，厥爲不易尋得滲漏之源，蓋漏水並不直接由漏孔射出也。但主張管內裝釘者，謂水頭在 200 呎以下者，因填隙不良而漏水之機會甚少，倘有發生，則有經驗之工人亦易尋得其源而填塞之。

51. 鋼管之試驗 次爲 1923 年美國全國電光協會水力組報告所列對於鋼管試驗之建議：[帽釘鋼管之廠內試驗] 廠內試驗設備甚繁，管之強度復難精確計算，故在事實上不易舉行。若對於製作上嚴密注意監察，則鋼管強度亦不致發生若何差異。鋼板等材料自可按照標準方法予以試驗。[銲接管之廠內試驗] 每節鋼管須受一倍半正常壓力之試驗。此項水壓力宜分次驟然加施，以期發生水錘現象。加施壓力時須用十磅鐵錘敲打銲接部分。欲期保證無漏水之發生，則所施壓力至少須保持十五分鐘。每節水管所受試驗壓力應乘其未離試驗機時用鋼鑿在管面作硬印。彎曲管節亦可設法使與直管受同一之試驗。如覺困難，則可令受後述之油力試驗。將管加熱注粗煤油於管內。若管有缺陷，則油或油氣將由缺陷中逸出。此

法對於檢查漏洞甚為有效。美國管子公司建議彎曲管節代以兩端有突緣之鑄鋼管，其理由蓋以鑄鋼管試驗既易，復因兩端有突緣故在裝配時處理較易。[銲接試驗]若干管節中應取出一定百分數之試樣以作銲接試驗。試驗應分彎折及伸張之二種。伸張試驗須符合標準方法，其張力不得少於每方吋 45,000 磅。彎折試驗法如次：將試樣伸直磨平使銲接部分與鋼板同厚。將試樣放置鐵鉗內使銲接部分適與砧面相齊，乃用大錘敲擊，使銲接部分伸長。敲擊之力不宜過猛，但應繼續施行至試樣彎成  $90^\circ$  角為止。如斯時銲接部分並無裂痕，即屬合格。[工地試驗]一般威信工地試驗之壓力須較正常壓力為高，但因管端不易閉塞，故甚鮮實行。惟管道完成後須令受正常壓力以覘有無滲漏。[一般檢驗]管節離廠以前須將隆起之接合全部接妥，俾在工地裝置時祇須施行填隙工作，即可蕆事。隆起接合上須標以符合誌印，俾裝置時置之於管頂，廠家須將鋼料之力學及化學試驗證書交付定作人。

52. 鋼管之髹漆 市上供給之鋼管漆種類甚夥，但無一勞永逸之可能。地面以上之鋼管如時常髹漆，則其壽命即可無限延長。埋藏者掘開非易，故常川髹漆難以實行。鋼管髹漆時監察必須嚴密，用料雖佳，而匠藝粗劣者亦屬徒然。髹漆部分可分為四：(a)地上管之外面，(b)地下管之外面，(c)在潮濕及蔭蔽處之管外面，(d)管內。各部分所用之漆，應有區別。苟非嚴格試驗則宜就有經驗之製漆廠家而商榷之。埋藏之管須防土壤中含有鞣酸或其他化學物質，致礙及漆料，故須使土壤經過化學之試驗。近年習慣，均於管節達到工地時先髹漆一度，因廠中所髹者，每於運輸時脫落耳。倘管上已現銹點，則須俟刷淨後，方可髹漆。

53. 冰凍之防止 在極寒氣候時，外露之鋼管苟非甚短或流速極高，則每沿管裏凝冰一薄層，逐漸增厚，以致影響流速與流量。若遇驟暖，冰層脫落，隨水流入水輪機中，阻塞水門，足以發生巨大之水錘作用，以危及管道之安全。管道有無冰凍之患，決定於下列各因素：(a)當水輪機負載降落時期之管中流速；(b)此種時期之久

暫；(c)當地之氣候；(d)管道是否在流行風向之內；(e)前塢之深度；(f)水管進口在水面下之深度。目下尚無可恃之公式足以計算防止冰凍之管中流速。就經驗而言，美國紐約北境山區中 1000 呎以上長度之管道，於水輪機負載率落至 50% 以下時，非有保護，不能免於冰凍。保護之法為埋管於土中或以混凝土或木材罩護之。管之軸線苟能埋入冰凍線以下，或於其上蓋土三呎，即無冰凍之患。加拿大紹溫尼根<sup>(27)</sup>第一水電廠之管道，因有冰凍之患，乃於管上張木架，遮以一寸厚之木板，覆以一層黑油紙，即能防止冰凍。該處第二號水電廠之管道則預建永久之罩，係用鋼架所構成，上敷黑油紙，外用注射器塗以 2 吋厚之膠泥。於膠泥與管壁間留有空氣層。在紐芬蘭格朗德瀑布<sup>(27)</sup>之水電廠冰患甚烈，水輪機之轉輪屢為所毀，乃於管外包以三層瀝青氈，其患始已。某處用一新奇之法以防止冰凍，即沿管脊鑽細孔一列，使水噴出，落於管面，凝結為冰。有此冰罩以後，冰患遂止。

54. 埋藏與外露之比較 管道非有下列諸理由之一，不宜埋藏地內：(a)管道設於峻峭之土坡上，無法使鎮礎立足者；(b)山坡峻峭，土石積雪時有傾卸，足以損毀管道者；(c)氣候嚴寒，管長流緩，護管工事過於繁費者；(d)管線所經必須挖土，不如埋管土內，可省鎮礎與支鞍者；(e)埋藏之管可省却膨脹接合，但此項理由常過薄弱；(f)極小之管常以埋藏為廉省，(g)可以防免空襲。外露管之優點如次：(a)管外餘地較多便於建築；(b)管身容易達到，便於視察，養護，及修理；此為外露管道之最大優點；(c)管外容易髹漆，故壽命較長；(d)如挖土艱費，則外露之管較為經濟。埋藏管建築時暫先用木塊擱置溝內，還土時須注意加碼，以免鬆落。填溝之土如洩水甚易，則管之壽命，可以較永。土壤須加試驗，以免含有有害物質，足以損害髹漆。半埋土內之管，以齊平地面處最易朽爛，以該處溫度變化最為劇烈也。

### 第 3 節 特種管件及建築



55. 歧管 自單管分爲多管，或多管合爲一管，則宜在分合之處應用歧管。管道進入原動力屋處用之尤多。因在分歧處之管截面並非圓形，一受水壓力即起回復爲圓形之傾向，故管壁內受有強烈之彎曲力矩。該處之帽釘接合甚易滲漏，故於歧管之跨間須用加強瓣以增加其抵抗力。如水輪機並非同時裝設，則歧管之端須用蓋頭暫時蓋塞之。

56. 工人孔 管道之兩端須設工人孔。如管道甚長，則每間1000~1500呎須增設工人孔一個。上端之工人孔常可利用爲空氣之進口，下端之工人孔可設在水輪機殼之內，以期一舉兩得。

57. 隧道 管道經過山嶺恒鑿隧道以通過之。此種隧道不必過巨，以能容工人在內裝配水管爲已足。隧道之壁與管之淨距至少須有2.5呎。詳見隧道工程編。

58. 虹吸 管道經過較低之山嶺，若不鑿隧道，則可將管道彎曲爲虹吸以跨越之。因空氣極易積聚於隆起部分，建築上亦甚困難，故除萬不得已時，寧勿採用之。如管道經過廣闊之山谷或窪地，無法保持筆直之管線，則可用仰虹吸以濟其窮。跨越溪澗部分須設管橋，而於橋之起點處設一吹出活門。管橋有二種，一爲特建之橋以支管道，一爲將管身設計爲橋之一部分。管線之旁須設排水溝以排洩雨水。多雪之處恒設防雪建築。

59. 攔沙筴 河川在洪水期恒挾有若干砂礫及淤泥於水中。其中之一部分能由輸水路而達水力廠，使機件爲之磨蝕。較粗之物質即乘流速稍緩之處中途沉澱，使輸水路之洩量爲之減少。水頭愈高則在水力機中流速愈大，故磨蝕之患愈巨。水力機發生磨蝕以後，效率即銳減，甚者在數年之內，減却一成以上。混雜水中之物質可用設計完善之沉澱池迫令沉澱。此等沉澱池須有有效平均深5~11.5呎；經過沉澱池之平均流速須爲0.65~1.3呎/秒。水量引入沉澱池中須令勻佈池之全截面。截面之面積與形式不宜驟起變化，以致發生漩渦。詳見於給水工程編。

## 第 4 節 取 入 口

60. 緒論 取入口設在輸水路之上端，內設控制水流之閘門與防止漂木，冰凌之水柵。取入口可分為高壓與低壓兩種，前者用在水庫降低量特巨之水力廠，後者則用在降低量較小之廠。兩者之間並無嚴格之分界，且因設計者主觀之不同，故形式各不相類。茲述其共同要點如次：(a)建築之穩定 取入口之建築必須穩定。低壓取入口每為壩身之一部分或壩身之延長部分，故其穩定性須與壩身同樣研究。高壓取入口如為獨立之高塔狀，則須能抵抗冰壓力與地震力。(b)流速之限度 經過水柵，閘門，及其他通路之流速須在經濟及實際限度以內。(c)水力之效率 水量通路須極婉順，俾靜水轉變為動水時，出之以漸，極少發生漩洄之弊。(d)管理之便利 取入口在管理上須力求便利。輸水路與水輪機之修理常因取入口閘門或啓閉機械之失效而致停頓與延滯，故所有設備，務求其動作敏捷與堅固可靠。

61. 前塢 前塢為位於取入口前水面之擴大部分，常為渠道之擴大部分或水庫之一部分，其寬度以能容取入口為度。前塢之內須有迂流之設備，將水流方向轉折  $30^{\circ} \sim 45^{\circ}$ ，俾將漂木冰凌驅往退水閘或溢水道，勿令侵入取入口內。迂流設備可為固定之混凝土牆而支承於墩上。此種牆垣須極堅固，如氣候寒冷，須能抵抗冰之壓力。如前塢甚深，則其建築費用每極昂貴。簡單之迂流設備每以飄浮於水面之擋木為之，分成多節，每節長 16~24 呎，以鋼纜分段連繫於鎮礎之上。擋木所受張力隨伸入水中之深度，流速，風力，水流及漂木冰凌對於擋木之摩擦力而異。如假設擋木為圓弧形，則所受張力，可以次式計算之：

$$T = w R d v^2 (1 - \cos \alpha) / g = 1.94 R d v^2 (1 - \cos \alpha) \quad (57)$$

式中  $R$  = 擋木之曲度半徑，以呎計； $\alpha$  = 弦與水流方向之夾角， $d$  = 擋木入水之深，以呎計； $v$  = 流速，以每秒呎計； $g = 32.2$  呎/秒<sup>2</sup>； $w = 62.5$  磅/立方呎； $T$  = 擋木中之張力，以磅計。此式中未計風力

與摩擦力，故算得之數尚須酌量加增。用鏈繫木較纜為佳，以其富有彈性，足任非常應力也。如用鋼纜則須用鍍鋅或髹以避水漆。擋木所用之木須為風乾之軟性木材，塗以黑油或漆，以免為水浸透。兩端與鎖碇連繫處須有伸縮性，俾能隨水位之漲落而張弛。擋木所攔之漂浮物須令經由退水閘或溢水道而流出。

62. 低壓取入口 茲示其一例如圖 29。運用水柵之平臺，須竭力接近水面，以高出普通高水位為度。低壓取入口每兼作障水壩之用，故其設計須符合壩之穩定條件，輸水路之頂部與底部間苟非用鋼筋互相牽繫，則在閘門以內作用於輸水路頂部之浮托力必須全部計算。閘碇內常有凹槽，以備修理或檢查時於此插入閘板，阻斷來水。水柵上游之設凹槽者較少，以須用之機會不多耳。

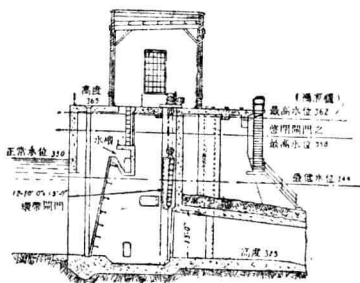


圖 29

如閘碇延伸至水柵以外相當距離處，則如有出空閘底水量之必要時，可於此設置臨時水壩。閘門框如與閘門同時建築，則安放閘門，極難準確。故宜於閘身中預留安設閘門框之餘地，事後將門框放入，校量既準，乃灌灰漿使之團結。凡輸水路之密閉者，均須設置通氣孔。此可於閘門之下游方面設一垂直之井以供用，井中應設便梯以備進入輸水路中。取入口之上應建房屋與否，全視當地氣候與所採啓閉閘門之機械式樣而定。如冬季嚴寒則宜建屋備暖氣以蔽護閘門及管閘員工。斯時可將水柵延伸至水面以上，則因房屋中熱氣之傳導，可免冰塊附着水柵之上。如水流甚清，並無漂浮之物，則習慣上每於水柵上有冰粘附之時，將水柵之最上節拆去。冰之粘附恒發生於低水時期，而斯時之水流則常甚清澈也。水柵每方呎之重量常有 15~20 磅，人力裝拆，甚感困難，如設有房屋則可於屋頂設置行動起重機一架以兼管水柵與閘門。水中漂浮物及冰凌甚多

之處，宜在水柵上方設一水槽以排洩之。槽之一側向內傾斜，管理工人可將漂浮物等由此導出，扣住於水柵上者，亦可取下而投入此槽中。槽之下口可以通至壩之下游。水槽之寬以能容最大之冰塊為度。管理臺宜用桁梁凌空挑出，以免阻礙冰塊。

63. 高壓取入口 如壩係混凝土所造，則取入口之式樣與低壓取入口並無異點。僅閘門式樣不同而已。如壩為土築或填石而成，則取入口每造成高塔形，位於上游之壩腳。亦有利用隧道之導井為取入口者。塔形取入口必須充分穩定，足以抵抗冰壓力，風壓力及地震力。高壓取入口之閘門或活門詳見閘壩工程編。

64 取入口之流速 (a)經過水柵之流速殊不一致但以大體言，按水柵之總面積計，約在每秒 1.5~2.5 呎間。所謂總面積者，係指水柵之垂直投影面積而言，連柵梗與支承在內，但閘礎並不計入。流速超過每秒 2.5 呎，則用人工掃除，將感困難，水柵愈深，則其困難愈甚。如用掃除機械，則流速可以較高。(b)經過閘門之流速在水力廠高峯負載時自每秒 2 至 19 呎不等。通常恒有一最經濟之閘門尺度，可按 §38 所論而決定之。就一般而言，低水頭廠在 2~4 呎間，中水頭廠在 4~7 呎間，高水頭廠 7~10 呎間。(c)水力效率：在取入口之設計及構造上，宜使水流通路充分平順以減免不必要之摩擦損失。遇截面必須變化時，亦宜出之以漸，使其過渡處為一種和緩之曲面。曲面之建築費殊昂，但「能」之消費可期節省，故所得足償所失。過渡處之流速宜繪成曲線以研究其變化情形。

65. 水柵之構造 水柵為密比多數柵桿而成，為便於移動計，每分成區格，每區格闊 4~5 呎，長度不等。柵桿鋼製，厚  $\frac{1}{2}$  或  $\frac{3}{8}$  吋，尤以  $\frac{3}{8}$  為多，以其韌強性較高，易於搬動也。闊度恒為  $2\frac{1}{2}$ ~3 吋。柵桿中每隔相當距離須於靠近一邊處鑽孔，以直徑  $\frac{7}{8}$  或  $\frac{3}{4}$  吋之圓桿穿貫其間，桿與桿間則用鋼管切成短節，套在圓桿之上，以維持柵桿於一定之位置。圓桿兩端須做螺紋，俾用螺母將最外側之柵桿扣住。放置水柵須將鑽孔近邊之一面置於下游方面，庶清掃之時，梳齒得上下爬剔，不為圓桿所阻礙。柵桿之間距通常均與水輪機中之

最小通路相當，故其尺寸每由水輪機製造廠家決定之。在普通水頭之水力廠中，此間距約自 2~4 吋。極小之水輪機則間距甚密，尤以衝動機爲甚。巨型及高速率之水輪機，則此間距有寬至 6 吋者。水柵之支座恒以 I 形鋼梁爲之，橫架於取入口之閘磯間。在此橫梁之上再斜置 I 形梁若干，使每一區格之水柵適能插入其間。如無起重機之設置，則每一區格之重量必須限制，以便人力可以拆裝。如設有起重機，則每一區格即可較巨。放置水柵之斜度不一。在近代水力廠中，大致低水頭而漂浮物甚多者，柵與鉛垂線間之夾角爲 18~20°，漂浮物較少者 14~16°。高水頭廠之取入口通常無掃除之必要，故爲建築上之經濟起見，斜度不妨較峻，亦有設在垂直位置者。

66. 水柵之爬梳 多數水力廠之爬梳水柵工作均以手工爲之。河川之狀況，因季節而異，平時漂浮物甚少，惟一至秋季，水面即盡爲落葉所蔽，洪水季節，則多樹枝之屬，爬梳一事乃不可少。爬梳所用之工具形如墾田之耙，寬 18 吋，上設鐵齒或木齒，適可扣入水柵之柵桿中。上端設柄，以空管或槐木桿爲之，直徑約 1½ 吋。手工爬梳所能達到之深度約以 20 呎爲限，過深則柄易折斷。漂浮物常聚於接近水面之處，惟流勢凌亂者不在此例。如爬梳工作甚繁，則以特置機械爲合算。

67. 取入口之防冰設備 位於寒冷地域之取入口，在設計時，須注意冰患之預防。冰可分爲三種：片冰，針冰與錨冰。水面溫度降至冰點以下後，如流速甚緩，則細小之結晶冰粒，即積聚成爲片冰。流速較急之處，則先於沿岸結成片冰，逐漸擴展至於全河。如河流十分迅急，則冰粒隨結隨被沖走，故雖氣候嚴寒，亦無結冰之現象。片冰融泮時每破碎成塊，斯時須用斜槽將其瀉出或導至滾水壩以下，否則即易沖入取入口爲水輪機之患。隨水沖走之冰粒名爲針冰，如遇漩渦，則積聚爲冰凌。此種針冰苟遇溫度低於冰點之物質即固附其上。針冰一經附着水柵或水輪機，即可於短時期內將通路完全阻塞。水柵上附有針冰時，雖用柵梳亦無法掃除。錨冰形如細

針，生成於靜止而淺之水底或水面蓋有透明片冰之處。錨冰每於夜間產生，而於黎明時浮起。其作用與形狀頗類針冰。除罕遇之情形外，針冰與錨冰祇生成於不結片冰之水流或靜水中。故水力廠之原動力屋如設在壩中，上游有廣大之水面，即絕少針冰與錨冰之患。又取入口之上游如為深而且長之渠道，流速較緩，足使水面結成片冰者，亦無產生針冰與錨冰之慮。但在寒冷地帶，則當秋末冬初河川開始凍結之時輒有針冰與錨冰之發現也，如取入口之上游流速甚大，使片冰無凝結之機會者，則針冰與錨冰殊不可免。冰患中以針冰與錨冰為最烈，惟此二種之冰均不凝為一體，故不若片冰之能引起巨大之壓力。水輪機因有發電機所發暖空氣之播及，溫度常在冰點以上，故針冰與錨冰均無粘附之可能。防免水柵上粘附針冰與錨冰之法有三：(1)加熱於水柵；(2)用壓縮空氣驅開冰粒；(3)當冰粒發生之時季中卸除水柵。茲分述之：(1)加熱 宜將水柵用屋遮蔽，而於屋內放散暖空氣，如是可將水面以上之柵桿加熱，並將熱量傳導至水面以下。在加拿大境內有用蒸汽管圍繞於柵桿者。那威瑞典境內常用電流通至柵桿以生熱。(2)壓縮空氣 用管將壓縮空氣導至水柵上游相當距離處使按偏斜方向浮起，即可挾針冰與錨冰而俱起，乃可由水槽而逐去之。(3)卸除水柵 如冬季河川清澈異常，毫無漂浮之物，則可將水柵卸除一部分或全部以防冰患。

## 第 6 節 湧浪櫃

68. 作用 湧浪櫃為一下通管道上通大氣之垂直水櫃。當水力機之負載突然發生變化時，機門隨節速器之控制驟行關閉，惟因斯時管道中之水流猶以迅急之流速向水輪機而奔馳，並因慣性關係，不能立即減低其速度，若無湧浪櫃以為之備，則管道將受嚴重之水錘作用而致毀壞。水輪機之負載在增加之際，機門暢開，而管道之流速尙未增進，則可由湧浪櫃為之接濟，否則管道之壓力勢將驟然降落矣。

69. 形式 湧浪櫃之普通形式有三，如圖 30 所示，A 與 B 為

簡單湧浪櫃， $C$  與  $D$  為束頸湧浪櫃， $E$  與  $F$  為差別湧浪櫃。設置湧浪櫃之地點恒在管道之末端與壓力管之開始處。其高度恒較蓄水庫之水位為高。如為地形所限，不能建築甚高之塔架時，則可用閉頂而內儲空氣之湧浪櫃以代之。

70. 湧浪櫃之高度 設計湧浪櫃之先決問題為湧浪所達之高度。如圖 31，命  $L$  = 蓄水庫至湧浪櫃之管道長度； $R$  = 湧浪櫃與管道截面積之比； $c$  = 摩擦係數，如管道之流速為  $V$ ，則摩擦水頭為  $cV^2$ ； $V_1$  = 在負載變化前管道在恒壹流狀態下之流速； $V_2$  = 在負載變化後，管道恢復為恒壹流狀態時之流速； $V$  = 在不定流狀態下任

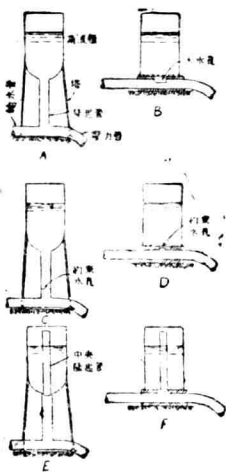


圖 30

何時之管道流速； $V'$  = 在不定流狀態下任何時湧浪櫃與水輪機間之管流速； $y$  = 湧浪櫃在任何時之水面高度，由流速  $V_1$  時之水位起算。如是在負載變化後  $t$  秒鐘

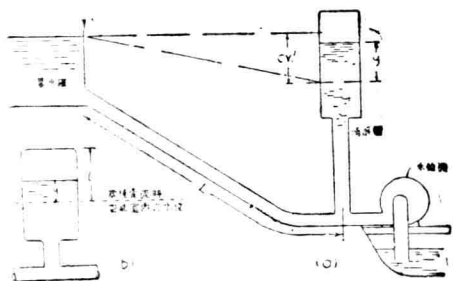


圖 31

時，使管道減低流速之有效水頭為  $y - c(V_1^2 - V^2)$  而斯時關於管道內水流之方程式為

$$y - c(V_1^2 - V^2) = - \frac{L}{g} \frac{dV}{dt} \quad (58)$$

再者，因進入水輪機之水量等於來自管道之水量減去進入湧浪櫃之水量，故

$$R \frac{dy}{dt} = V - V' \quad (59)$$

將以上兩式相乘，而積分之，得

$$\int y dy = \frac{L}{gR} \int (V' - V) dV + c \int (V_1^2 - V^2) dy \quad (60)$$

當湧浪櫃達到最高度時， $V'$  與  $V_2$  應相等，故上式變為

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

$$\text{或} \quad y_m^2 = \frac{L}{gR} (V_2 - V_1)^2 + 2c \int_0^{y_m} (V_1^2 - V^2) dy \quad (61)$$

此式之最末一項因  $V$  非  $y$  之函數，故無法用數學方法加以積分，但可用簡略方法以計算之。因  $V$  為未知數，故祇可予以近似之假設。設以  $z$  代表  $c(V_1^2 - V^2)$ ，則可知  $y$  之值微小時， $z$  值緩緩增加，而  $dz$  小於  $dy$ 。及  $y$  之值將達極大值時， $z$  值之增加較  $y$  值之增加為速，即  $dz$  大於  $dy$ 。如假定在變化過程中，平均  $dz$  與平均  $dy$  相等，所得結果當甚近似。式 61 之末項乃變為

$$2c \int_0^{y_m} (V_1^2 - V^2) dy = 2 \int_z^{z_2} z dz = 2 \left[ \frac{z^2}{2} \right]_{z_1}^{z_2} =$$

$$c^2 \left[ (V_1^2 - V^2)^2 \right]_{V_1}^{V_2} = c^2 (V_1^2 - V_2^2)^2$$

$$\text{而式 61 遂變為} \quad y_m^2 = \frac{L}{gR} (V_1 - V_2)^2 + c^2 (V_1^2 - V_2^2)^2 \quad (62)$$

此式對於水力機負載減退與增進時均屬適用。如忽視節速器作用暨一切摩擦，則湧浪櫃之動作將屬簡諧運動。每一完全振動所須之

$$\text{時間為} \quad T = 2\pi \sqrt{\frac{RL}{g}} \text{秒} \quad (63)$$

$$y \text{ 之極大值為} \quad y_m = \pm \sqrt{\frac{L}{gR}} (V_1 - V_2) \quad (64)$$

但因摩擦為實際上所不能免除，故湧浪櫃之動作為一阻尼諧動，而第一振動所須之時間為



$$T = \frac{\pi}{L} \sqrt{\frac{RL}{g} + c^2 R^2 (V_1 + V_2)^2} \text{ 秒} \quad (65)$$

在第一湧浪以後，振動即因管道之摩擦而逐漸抑抵，卒至完全消沉而後止。如湧浪櫃面積甚巨，則不復為諧振動性質而變為無周期關係者。在式(62)之導出時，曾假定湧浪達到極大值時，進入水輪機之流速等於  $V_2$ ，換言之，即等於變化後恢復恒壹流狀態時之流速。然在實際上，水輪機在此兩短時間之水頭並不相同，故此一假設，稍違事實。且除此以外，式(62)之導出，全特將摩擦之影響作近似之設定，如摩擦損失甚巨時，其誤差當甚嚴重。故以上所論，可以作為初步設計之根據，而猶未可恃為最後之決定。欲期精確計算湧浪之高度，則宜用算術積分法。茲述如下：假設初步流速為  $V_1$ ，因負載之突變改為  $V_2$ ，並永久維持此流速。如  $V_2$  小於  $V_1$ ，則櫃中水位即上升。在一短時間  $\partial t$  後，命水位上升之速度為  $v_1$ ，則平均上升速度為  $v_1/2$ ，而在此短時間末了時水位升高度為  $v_1/2 \times \partial t$ 。斯時管道之流速為  $V_2 + v_1 R$ ，故在此短時間內管道之平均加速度為

$$- \left\{ \frac{V_1 - (V_2 + v_1 R)}{\partial t} \right\} \quad (66)$$

在此短時間一半時之湧浪櫃水位上升度為  $v_1 \partial t / 4$ ，而管道內之流速為  $V_2 + v_1 R / 2$ ，因此發生減速作用之有效水頭為

$$\frac{v_1}{4} \partial t - c \left\{ V_1^2 - \left( V_2 + \frac{v_1 R}{2} \right)^2 \right\} \quad (67)$$

而式(58)變為

$$\left\{ \frac{V_1 - (V_2 + v_1 R)}{\partial t} \right\} \frac{L}{g} + c \left\{ V_1^2 - \left( V_2 + \frac{v_1 R}{2} \right)^2 \right\} - \frac{v_1 \partial t}{4} \quad (68)$$

將已知值  $V_1, V_2, \partial t$  代入此式可求得  $v_1$ 。次設第二短時間  $\partial t$ ，並命  $v_2$  為此時間末了時櫃水位之上升速度，則在此短時間內平均上升速度為  $(v_1 + v_2) / 2$ ，而在此時間一半時之上升高度為

$$v_1 + \frac{v_1 + v_2}{4} \partial t \quad (69)$$

斯時管道之流速爲  $V_2 + (v_1 + v_2)R/2$ ，並因在此時間內  $dV/dt$  爲  $(V_2 - V_1)R/\partial t$  故得

$$\begin{aligned} \frac{(v_1 - v_2)}{\partial t} \frac{RL}{g} + c \left\{ V_1^2 - \left[ V_2 + \frac{(v_1 + v_2)R}{2} \right]^2 \right\} \\ = y_1 + \frac{(v_1 + v_2)}{4} \partial t \end{aligned} \quad (70)$$

由此可以求得  $v_2$ ，並因  $y_2 = y_1 + \frac{1}{2}(v_1 + v_2)\partial t$  又可求得  $y_2$ 。同法當第三短時間之末，可得

$$\begin{aligned} \frac{v_2 - v_3}{\partial t} \frac{RL}{g} + c \left\{ V_1^2 - \left[ V_2 + \frac{(v_2 + v_3)R}{2} \right]^2 \right\} \\ = y_2 + \frac{v_2 + v_3}{4} \partial t \end{aligned} \quad (71)$$

由此可得  $v_3$ ，餘類推。

茲舉算例如次：命  $L = 500$  呎， $R = 8$ ， $c = 0.03$ ， $V_1 = 4.77$  呎/秒， $v_2 = 1.94$  呎/秒，短時間  $\partial t$  爲 5 秒鐘，則在第一短時間之末得

$$\frac{4.77 - 1.94 - 8v_1}{5 \times 32.2} + 0.03 \left\{ 22.75 - (1.94 + 4v_1)^2 \right\} = \frac{5v_1}{4}$$

簡化之，得  $v_1^2 + 55.4v_1 - 19.5 = 0$

解得  $v_1 = 0.352$  呎/秒，而  $y_1 = 0.352 \times 2.5 = 0.88$  呎， $V = 1.94 + (8 \times 352) = 4.786$  呎/秒。

在第二短時間之末，得

$$\begin{aligned} \frac{(0.352 - v_2)500 \times 8}{5 \times 32.2} + 0.03 \left\{ 22.75 - [1.94 + 4(.352 + v_2)]^2 \right\} \\ = 0.88 + \frac{.352 + v_2}{4} \times 5 \end{aligned}$$

簡化之，得  $v_2^2 + 56.1v_2 - 16.2 = 0$ ，因得  $v_2 = .289$  呎/秒，

$$\therefore y_2 = 88 + \frac{.352 + .289}{2} \times 5 = 2.48 \text{ 呎，}$$

$$V = 1.94 + (8 \times .289) = 4.26 \text{ 呎/秒。餘類推。}$$

用此法逐步推算，並將所得各  $y$  值爲縱坐標，以時間爲橫坐標，繪成曲線，即可求得櫃中之最高水位。以本例而論，湧浪於 18 秒鐘

時升至 3.70 呎，至 51 秒鐘時退至 1.75 呎。繼此以往起落漸微，卒至消沉爲止，櫃中水位乃回復至新恒壹流狀態。如用式 62, 65，加以計算，則第一湧浪於 17.7 秒時升至 3.98 呎，結果相差尙近。計算中對於係數  $c$  必須謹慎決定，以其對於湧浪有甚巨之影響也。如管道或隧道之實在表面較假定者爲平滑，則負載減退時，湧浪之最高水位當較算得者爲高；若表面粗糙，則負載增加時，湧浪之最低水位當較算得者爲低。故計算時，宜用不同之摩擦係數，以算得不同之最高與最低水位。乃以摩擦係數爲橫坐標，最高最低水位爲縱坐標繪成曲線，以便研究。

71. 節速器對於湧浪之影響 在上例中會假定湧浪櫃與水輪機間之管流速於湧浪發生後及水位變化之際，均維持一定之數。事實上如此段壓力管甚短，則水輪機之水頭極易追隨湧浪櫃之水位而變動，又因在狹小範圍內如水輪機效率不變，則維持一定負載所須之水量略與水頭成正比例，故如節速器充分靈敏，而湧浪起落之時期較長，則在此段壓力管中之流速決難始終不變，而與湧浪櫃及尾渠水位差成反比例。此事之影響足使負載發生任何變化後，湧浪加增。又若節速器與湧浪亦步亦趨，則常足使湧浪逐漸加增。在算學公式中引入此種影響，其繁複將不可究詰，但於上文所述算術積分法中則處理至易。如上舉之例，若命負載未變化以前自蓄水庫起之水頭爲 50 呎，則自湧浪櫃起之有效水頭爲 49.32 呎，及流速穩定於 1.94 呎/秒後，此水頭變爲 49.89 呎。斯時所發生之功率將爲原功率之 41%。今設節速器能維持一定之速率，而在任何時之負載均與水頭成正比例。當第一短時間內平均水頭約爲 50.1 呎，所須發生變化後功率之流速爲  $1.94 \times 49.89 \div 50.1 = 1.93$  呎/秒。此值與假定值 1.94 相去甚近，故  $v_1$  與  $y_1$  所起之變化可以不計。在第二短時間內，由曲線得平均水頭爲 51.5 呎，而所須  $V_2$  之值爲  $1.94 \times 49.89 \div 51.5 = 1.88$  呎/秒。用此數以代前例第二短時間內之 1.94 值則得  $y_2$  與  $v_2$  之新值。於繪出新曲線時，即可明悉假定之平均水頭是否與實在平均數相近。如其不然，則另行假定一數而改算之。用

此方法可以研究一個循環之全部，而相當於一定負載變化之最大水位變化量可以求得。在實務上，湧浪櫃之設計常須令負載突然減退時，限制水位之變化於資用水頭之若干百分數以內。其限制之範圍雖隨廠而異，但通常水頭之全部變化於負載突變量為 20% 時不得超過 5%。如屬可能，並無須過巨之湧浪櫃建築費，則宜使上值再減一半，將  $y_m$ ,  $L_1$ ,  $V_1$ ,  $V_2$  之合宜數值代入式 62，即可得  $R$  之值，以決定櫃面積。實際上所用之值須略較算得者為大，通常每增一成，以作算術積分之根據。如水位之變化仍嫌過巨，則作第二次之略算，即易將變化範圍納入規定數之內。當尺度將近正確之時，振動略與  $\sqrt{R}$  成正比。

72. 閉頂湧浪櫃 如圖 30 之  $b$ ，倘湧浪櫃之頂係屬密閉，可命  $l$  為櫃頂至原水位之距， $p$  為原有空氣壓力，以水柱之呎數計，則式 58 變為

$$\frac{pl}{l-y} + y - c(V_1^2 - V^2) = -\frac{L}{g} \frac{dV}{dt} \quad (72)$$

式 62 變為

$$y_m^2 = 2pl \log_e \left( \frac{l-y_m}{l} \right) + \frac{L}{gR} (V_1 - V_2)^2 + c^2 (V_1^2 - V_2^2)^2 \quad (73)$$

祇須給予  $y$  以正確之符號，則此式對於加速或減速狀態均屬適用。由此算式可知在一定容積空氣室之下，截面愈大暨  $l$  愈小，則效率愈高。一個完全循環之湧浪亦甚易應用算術積分法加以計算也。閉頂湧浪櫃有一重大之缺點，即必須設置壓氣機以供給水面以上之空氣。設計時苟非謹慎顧及該管道系統之特性，則容易引起感應性之湧浪，致發生管理上之困難。

73. 差別湧浪櫃 為防免節速器作用或負載之同期性致在湧浪櫃中引起振動起見，約翰生<sup>128</sup>創用差別式之湧浪櫃。此櫃為於簡單湧浪櫃之中心添一隆起管，其底部與總管連接處留有孔穴多個，俾能通過水量（見圖 30 之  $E$  與  $F$ ）。隆起管之直徑通例為管道之 0.75~1.00 倍。當負載突起變化時，隆起管中之水位變化甚速，使管道內加速及減速之發生較簡單湧浪櫃為迅速。因隆起管水位與櫃水位

之差別，水量遂由孔穴中通過以逐漸調劑兩側之水位。如湧浪櫃設計合度，則櫃面積與孔穴面積間有適當之配合，足使管道流速達到最後恒壹流狀態時，兩側水位即躋於平。如欲演出此種湧浪櫃水位與流速之公式，則必須先作下列之假定。(1)隆起管之面積須視為甚小，故水位變化所須之時間較諸管道內水流完全加速所須之時間短至不必討論之地步。(2)孔穴面積視為可以變化，故當隆起管水位突然變化之際，該水位可視為暫時固定於新位置，至管道加速完成為止。(3)隆起管與櫃中摩擦與慣量均略而不計。以上各假定事項雖非盡確，但由經驗所知，在平常狀況之下，其結果與實驗結果恰相符合也。除用簡單湧浪櫃諸規定符號外，再增以下各符號： $A$  = 管道之面積， $F$  = 櫃面積與隆起管面積之差， $a$  = 孔穴之面積，其流量係數假定為 1， $Z = \sqrt{y_1/c + V_1^2}$ ， $y_1$  = 隆起管初次水位變化數。當加速之際，吾人得

$$d_t = \frac{\frac{L}{g} dV}{y_1 - c(V^2 - V_1^2)} \quad (74)$$

由此式就  $V_1$  與  $V$  之限界內加以積分，則得達到一定速度  $V$  所須之時間為

$$t = \frac{L}{2gcZ} \log_e \frac{(Z - V_1)(Z + V)}{(Z + V_1)(Z - V)} \quad (75)$$

式 74 之兩側均以  $AV$  乘之，則得

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

由此可定出  $t$  時間內流經管道之水量。因假設此時間內流入水力機之水量為  $AV_1 t$ ，故由湧浪櫃所得之水量為

$$AV_1 t - \frac{AL}{g} \int_{V_1}^V \frac{V dV}{y_1 - c(V^2 - V_1^2)} = yF$$

加以積分及簡化，並將式 75 之  $t$  代入，得

$$y = \frac{AL}{2gcF} \left\{ \frac{V^2}{Z} \log_e \frac{(Z - V_1)(Z + V)}{(Z + V_1)(Z - V)} - \log_e \frac{Z^2 - V_1^2}{Z^2 - V^2} \right\} \quad (76)$$

此式定出湧浪櫃位與管道內同一時間流速之關係。當  $V = V_c$  時，

若  $F$  為水流之面積，則  $y = y_1$ ，因得

$$F = \frac{AL}{2gc y_1} \left\{ \frac{V_2}{Z} \log_e \frac{(Z - V_1)(Z + V_2)}{(Z + V_1)(Z - V_2)} - \log_e \frac{Z^2 - V_1^2}{Z^2 - V_2^2} \right\} \quad (77)$$

在任何時間使孔穴發生流量之水頭為  $y_1 - y$ ，稱之為  $h_p$  並將式 77 與式 76 之  $y_1$  及  $y$  值代入，得

$$h_p = \frac{AL}{2gcF} \left\{ \frac{V_2}{Z} \log_e \frac{(Z - V)(Z + V_2)}{(Z + V)(Z - V_2)} - \log_e \frac{Z^2 - V^2}{Z^2 - V_2^2} \right\} \quad (78)$$

經過孔穴之流速為  $A(V_2 - V)$  呎/秒，故  $a\sqrt{2gh_p} = A(V_2 - V)$  而

$$a = \frac{(V_2 - V)\sqrt{A}}{\sqrt{\frac{L}{cF} \left\{ \frac{V_2}{Z} \log_e \frac{(Z - V)(Z + V_2)}{(Z + V)(Z - V_2)} - \log_e \frac{Z^2 - V^2}{Z^2 - V_2^2} \right\}}} \quad (79)$$

在循環之開始時， $V = V_1$ ，

$$a_0 = \frac{A(V_2 - V_1)}{\sqrt{2gy_1}} \quad (80)$$

在  $V = V_2$  時，此式雖為未定式，但略等於

$$a_1 = \left\{ \frac{AFy_1}{L} \left[ 1 - \frac{c(V_2^2 - V_1^2)}{y_1} \right] \right\}^{1/2} \quad (81)$$

此值較  $a_0$  為小。在實際上孔穴之面積係固定不變者，若由式 80 算出孔穴之面積，則實用上略嫌過巨，惟誤差並不嚴重。欲得適當之面積，宜用簡單湧浪櫃之算術積分法嘗試之。因演算中引用若干簡略之假定，故在最後設計中須每步校核演算之結果以期精確。除規畫增加負載時所須湧浪櫃直徑及深度以應調節上之需要外，尚須規定其高度，俾能全部容納負載停止時隆起管溢出之水量。命隆起管與櫃應有之高度為  $d$ （自蓄水庫水位起算）則  $d = y_1 - cV_2^2$ 。所應留意者，當負載完全停止時， $V_2$  之值可較恒豐流時極大負載所須者為巨。發生最大升高度之臨界流速可以證明為  $\frac{1}{10c} \sqrt{\frac{AL}{F}}$  呎/秒，而最惡劣情形下  $d$  之極限值等於  $AL/175 cF$ 。

74. 束頸湧浪櫃 此式之湧浪櫃有一顯著之特點即為管道與湧浪櫃間設有束狹之頸。此束頸之目的在乎增加水量出入時之摩

擦。當水力機負載突落時，逾額之水量由頸而進達湧浪櫃，管道內立刻發生一減速水頭，與因束頸而致之水頭損失相等。如頸穴過巨，則其作用將與簡單湧浪櫃無異，而減速水頭將微小至無須注意之地步。如頸穴過小，則管道內減速水頭將與水錘相等，與未設湧浪櫃無異。故頸穴之尺度須按所須之減速水頭而設計。通常所採之尺度每使水力機負載全部停止時所生之初步減速水頭略等於櫃水面之最後升高度。加速與減速水頭之加入愈速，則湧浪櫃調劑管流量之成效愈著，而湧浪櫃所須供給或儲蓄之水量愈微。因此湧浪櫃之尺度可以從減。

75. 湧浪櫃之保護 在嚴寒地方必須設置保暖方法以免湧浪櫃之冰凍。通用之法係將木板圍護於櫃外，板與櫃壁間相距六吋，而以暖空氣灌於其間。因櫃中水面漲落鑿定，故頂部須設活動之門俾空氣可以自由出入而暖氣不致散失。此外尚有用鼓氣機注入暖空氣或注入溫水於櫃底諸法，亦經試驗有效。

## 第六章 原動力屋與機械設備

### 第1節 原動力屋

76. 原動力屋 原動力屋可以視為因蓋護各種機電設備而設立，故其尺度與形式常隨地址及電之用途而異。發電機，電鍵版，暨低壓電鍵設備恒放置屋內，以避風雨。變壓器及高壓電鍵設備則在近代習慣上多已移至露天，設置於原動力屋之附近，其結果可使建設費為之節省。設計原動力屋之始，為水電機件之佈置。然後就其範圍，規畫所須之房屋，並留餘地以配置電鍵盤低壓電鍵母線，修理工場，事務室等。房屋之外觀須簡單樸素並與環境相調和。房屋本身可分為上層建築與下層建築兩部分。上層以容納及蓋護機器為目的，下層以支持機器及容納必要之輸水路為目的。上層常以混凝土及磚石為之，基礎及下層則常以混凝土為之。

77. 機電設備之細目 原動力屋之機電設備可彙列於次：〔水力設備〕1. 水輪機；2. 閘門或閘形活門及其啓閉與控制機械；3. 低水頭工事之水柵及掃除水柵之設備；4. 壓力管之救濟活門；5. 節速器及油抽機，油管系統等；6. 頭水及尾水位之水則與流量測驗設備；〔電力設備〕7. 發電機及通氣孔穴；8. 激發機及連接設備；9. 變壓器及其連接冷卻設備，軌道座臺等；10. 接線設備。低壓匯流條，電鍵版及其儀器設備，用油電鍵，電抗器；11. 高壓系統：匯流條，用油斷路器，避電器，外線連接；12. 附屬設備：蓄電池，本站之照明；〔雜項設備〕13. 起重機；14. 修理廠；15. 盥漱室；16. 辦事室。

78. 一般之佈置 原動力屋上層之平面恒取長方形，設懸空行動起重機，沿長軸之方向而往來，水電機器，則排列於其下，與長軸相平行，俾裝置與修理可得運用起重機之便利。下層建築恒與上層建築相對照，區分為若干間，每間設水力機器一單位，惟另備兩間以容激發單位。垂直直接連接之激發機常與正單位共有機軸，逕置於發電機之頂部，故無須特別之激發間。原動力屋上層之末端名進口間，機器運到或修理時均可於此安放以便工作。此間之大小應按機器之尺度而定，通常每以發電機之尺度為準繩。面積須甚寬裕，俾運貨之汽車或軌車得以駛入，其旁並有卸貨之餘地。在裝配機器之際，此間之需用最繁，以各種水電機器均先於此配就，然後由起重機移置於最後安設之地位。廠屋內須有修理變壓器時卸除器心之餘地。因變壓器較別種機件為高，故為減低廠屋之高度起見，可於進口間內設一地坑，俾於卸除器心以前，先將變壓器運入坑內。地坑之上須設堅強之蓋版，以起重機司其啓閉。如進口間下設有地下室，則可設樓門以供此用。廠屋內各件機器間須有寬裕之空隙。屋中並須有 6 或 8 呎寬度之通路，自此端直達彼端，視線不受任何之障礙。規畫時可於平面圖上通路之邊際繪虛線二道而將發電機，節速器，扶梯等物之邊線適與此等虛線相切。多數水力發電廠均規定各件機器間之最小距離為 4 呎，惟使用不甚頻繁之處，距離不妨稍密。用油電鍵易遭火患，故規模宏大之廠恒專建一屋以容納之，



俾與正廠屋相脫離。電鍵板可設於任何便利地方，亦有於較遠處專建一屋為配電之用者。節速器，抽機及其他小件機器之佈置，須使自電鍵板出發巡視一周重返原處所經路程減至最短。在設備複雜之廠屋中，此每為煞費研究之一事。如用單獨設立之激發機，則其位置宜與電鍵板相接近，以節省引入激發機之銅線。

79. 廠屋之外觀 廠屋外觀須與環境相調和。多數水力廠雖均設在深山之中，為游客所罕到，但亦有設在都市附近，或名勝之地，則美術設施為一重要問題矣。廠屋須為耐火建築，牆垣宜以混凝土或磚石為之，屋架咸用鋼造。設計廠屋時對於空氣及光線均須注意。發電機運行時發生大量之暖氣，故應使室中空氣可以互相交換，在氣候炎蒸之處，此事尤應注意。窗面積應力求擴大，以鋼製為宜。屋頂須設氣窗，以利空氣之交流，惟氣窗頗易漏水，故不可適處於電機之上方。廠屋之一端須設備大門一堂，其內即為進口間。大門宜用折疊式或滑移式。大門之內須設子門，以便利員工之出入。地面宜以混凝土鋪築之，一切水電管線均可藏匿於地面以內。廠屋地面之活荷重以建築時為最大，設計時不可使之小於每方呎 300 磅，但亦不必超過 600 磅。進口間樓門須用鋼料構成，中實混凝土，並設埋頭鋼環，以便起重機之攜取。樓井四周須鑲以角鋼，並用足數鋼件支撐。在嚴寒區域之屋頂恒採用人字形以免厚積冰雪，其他區域，則以平屋頂最為通行，四周繞以簷牆或飛簷以壯觀瞻。平屋頂亦須有些微坡度以利洩水，每呎降落約  $\frac{1}{4}$  吋。屋面鋪料通常均用鋼筋混凝土之版，厚 4 吋以上。此外尚有多種屋面材料可資採用，如石膏版，及鋼網混凝土版是也。惟鋪料之上均須覆以避水之蓋面，即用瀝青毡 3~5 層，更於其上普遍塗刷瀝青一皮。屋面與簷牆相接處最易漏水，故須用銅片或鉛片製成合宜之範水版。

80. 廠屋之裝修 扶梯須以鋼或鋼筋混凝土建造，斜度恒較  $45^\circ$  為陡，梯上須有扶手欄杆。如斜度為  $45^\circ$  度，則踏步寬度與起腳高度常為 8.5~9 吋，如較峻則起腳高度可增至 9.5~10 吋，而踏步寬度亦相當減小。踏步之面須做毛或鑲以安全踏步條。屋內外凡

遇空穴樓井平台等之四周均須設欄杆以圍護之。高3呎6吋，離地22吋處設腰梗一支。欄杆可以 $1\frac{1}{4}$ 吋黑鐵管爲之，直杆之足須用突緣以與混凝土相連。突緣內設錫釘四支，直徑爲 $\frac{1}{2}$ 吋長6吋。如欄杆係設在梯井或走廊之邊緣，則此邊緣須高起6吋成爲閘狀，而欄杆高度亦可減低6吋。

81. 給水與排水 水輪機之軸承、變壓器之冷卻系統以及普通之給水通常均引自最近便之水源。如水力廠之水頭甚高，則水量可引自壓力管，否則直接取自取入口。在高水頭廠中，恒設總水管一支與各壓力管相連，其中設有必要之活門，庶有一壓力管通水時，給水即無斷絕之虞。低水頭廠之向取入口引水者，恒專設一閘孔以應付之。如兼用水輪機之閘孔，則須有總水管以與各閘孔相通，以免給水有時中斷。如屬可能，給水系統須與都市給水相連接以爲萬一之備。給水之水管須遍佈於廠屋之各處，直徑至少爲2吋，而用 $\frac{3}{4}$ 吋活嘴爲出水口。出水口須距電力設備稍遠，以免水之濺及，並須有洩水溝以排洩廢水。在現代廠屋中恒備有化學滅火器，故消防龍頭已可不需。廠屋內須設廁所一間，必要時須更備一洗濯盆。污水可引至尾管或尾渠內排洩之。屋面如設簷牆，則須用上等材料建造雷溝。水落管須用鍍鋅頁鐵製成，末端通至尾渠或尾管中。通入尾管之一切水管均須伸長至最低水位以下，以免冬季之凍塞。樓版上須設洩水孔，爲灑掃時洩水之需。

82. 起重機 行動起重機常爲廠屋附屬機件中最爲龐大沉重者。其額量可按所應攜取之最重機件而定。惟一俟水輪機之轉輪及發電機之轉動子裝就，起重機攜取最大荷重之機會即較稀少。在水力廠中起重機工作之頻繁遠不及翻砂或機器廠所設者，故可擇輕便之一種。安設垂直水輪機之轉輪時應取之步驟如次：先將轉輪吊起，攜至機座之上，乃逐漸放下，使休止於特備之座環或托架上。次建發電機之靜定子，既畢，乃將轉動子放入其位置內。通常每於水輪機與發電機兩機軸之耦合間留空隙1至 $1\frac{1}{2}$ 吋，迨將螺栓旋緊，轉輪即被提空而與托架相脫離矣。次乃裝置推力軸承，並加以調整。

至是可將轉動子之臨時墊架加以拆除。

83. 暖屋設備 在普通氣候中，發電機所放出之暖空氣，足使屋內和暖如春。惟在嚴寒地方及冬季停機之處，則廠中必須另有暖屋設備以保持室內溫度至  $68^{\circ}F$  而便工作。此等廠屋之牆中須備  $8 \times 8$ 吋以上之烟肉管，以便裝接火爐。

## 第 2 節 水輪機\*

84. 水輪機之分類 現代水輪機可分為兩類，一為衝動式，一為反動式。屬於前者以培爾登式為其代表，後者以夫朗西斯式，推進器式及嘉伯倫式為其代表。衝動式係將原動力水由管嘴射出，全部能量均轉變為動能，激射於輪周之斗上，使旋轉以完成工作。反動式係設附有多數葉片之轉輪，原動力水經導葉間之通路而與轉輪相接觸，因葉片兩面所受壓力之差異，轉輪乃隨以旋轉。應用最廣者為夫朗西斯式，低水頭而欲得高速率者，則用推進機式之轉輪。同時如負載變化範圍較廣，則宜用葉片可隨流量之變化開闔自如之推進器式，即嘉伯倫式是也。

85. 衝動式與反動式水輪機之比較 培爾登水輪機在最高效率時之輪周速度略較射水速度之一半為小，普通約為  $.46\sqrt{2gH}$ ，其中  $H$  為水頭。同時反動式之輪周速度則自  $.65\sqrt{2gH}$  至  $1.05\sqrt{2gH}$  不等，隨式樣而定。職是之故，衝動式水輪機恒適用於極高之水頭，而反動式則適用於較低之水頭。培爾登式水輪機之射水數目普通祇有一道但至多為二道。二道以上效率即難高超。又射水之直徑在事實上以12吋為最巨。由於每一單位可用之流量既屬有限，故不適用於低水頭而水量多之工事。反之，反動式水輪不宜用於水頭高而流量稀少之工事中，以流量過少，則葉片間之通路將甚狹隘，易為水中雜物所阻塞，且摩擦阻力亦必甚巨耳。培爾登水輪不宜裝設吸出尾管，故遇尾水位變化靡定之處，自必安置於較高之位置，致損失一部份之水頭。反動式水輪機則異是，不僅可裝設吸出

\*關於詳細構造及設計原理請查閱原動力手冊 G-3編。

尾管以利用全部之水頭，即將水輪機浸沒尾水位以下，亦絲毫不致減損其效率也。反動式水輪機之效率亦隨水頭而變化，但並不如培爾登式之銳敏，而一般低水頭工事水頭變化之百分率恒較高水頭工事為巨大，故亦為培爾登式宜於高水頭工事，反動式宜於低水頭之一種理由。培爾登式水輪在恒定水頭與恒定轉速下作業之際，如負載減低，效率之減低率尚微；反動式則適與之相反，雖在滿負載時效率頗高，而負載稍減，效率即銳退矣。就一般言 400 呎以下之水頭宜用反動式，750 呎以上之水頭宜用衝動式，介於其間者，則兩式俱可採用，胥視負載及當地情形為決定之條件。

86. 反動式水輪機之構造 [水門]供給水量於反動式水輪機之轉輪，須隨負載而息息變化，故恒由水門以調整之。水門之形式可分為三：一為圓筒式，一為簧舌調準式，一為樞轉導葉式。圓筒式水門係在固定導葉與轉輪之間設一可以上下活動之圓筒，（假定機軸在垂直位置）隨節速器之操縱，圓筒能上下活動，以調準供給之水量。簧舌調準式係在固定導葉之外圍設一環狀之輪，內置舌片甚多，旋轉圓環可使舌片適掩各導葉之間隙，亦可適與導葉相齊，使水流通無阻。因節速器之故，此轉環乃隨負載之起落，左右旋動，以變化進入轉輪之水量。以上二種水門構造雖甚簡單，但因通路之不能順適，易起渦漩，故僅在不甚重要之水力廠中猶有其制，近代新廠，則已改取樞轉導葉式之水門矣。樞轉導葉式係就轉輪外圍設有多數倚樞軸而能旋轉之導葉，其截面略似魚形。各葉片旋轉至極限時可使首尾相接，阻斷水流，暢開時，則可供給滿負載所需之流量。此種導葉恒以鑄鋼為之，惟水頭甚高而泥滓較多時，有用青銅鑄成者。樞軸有與導葉一體鑄成者，亦有另製而鑲入導葉內者。樞軸之上端穿過填塞盒而出，復有槓杆一端扣於其上，一端扣於轉環之上。於是隨節速器之操縱，旋轉轉環，而各導葉即隨以開闔矣。[轉輪]普通尺度之轉輪係用生鐵一體鑄成，大型者則切分為四，鑄成後再於其頂部套以沉重之鑄鋼輪冠，於其下方，套以鑄鋼之環以緊束之。轉輪之葉片亦有用鋼板壓成，而與輪冠一體鑄成者，以其較鑄鐵為

光滑及玲瓏也。各種反動式轉輪之尺度示如圖 32，為便於比較起見，故均以一呎水頭及發生一馬力之尺度為準。

### 87. 培爾登水輪機之構造

[射嘴]近代培爾登水輪機均備有圓形之水注。別種式樣之水注雖經試用，但咸不如圓形水注之優良。射嘴中設有針形之舌，可藉手

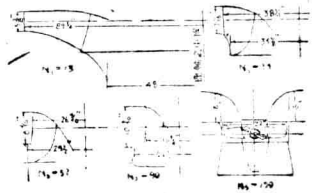


圖 32

動或機械力使之吞吐，用以調整水注之流量。水注之直徑在實際上以 12 吋為最大限度，水斗之節圓不宜超過水注直徑之 12 倍，庶可得高著之效率。[水斗]水斗恒作矩形，但現時已改為雞心形，雞心之尖端闕如，改成缺口，用以容讓水注之通過。斗恒係青銅所鑄，但大型之斗有為鑄鋼所成，而水頭較低處，則以生鐵鑄成。

88. 水輪機速率流量與水頭之關係 轉輪上各點之線速隨地而異其值，故習慣上恒以名稱直徑之輪周處為準。所謂名稱直徑者，在反動機為進水半深處之直徑，在衝動機為水注中線與水斗接觸處之直徑。命此線速為  $\mu$ ，水頭為  $h$ ，則  $\mu = \varphi \sqrt{2gh}$ 。此處之  $\varphi$  稱為速率比值，或稱相對速率係數。其變化之範圍如次：衝動式  $\varphi = 0.43 \sim 0.47$ ；反動式  $\varphi = 0.55 \sim 1.00$  或以上；推進器式  $\varphi = 1.50 \sim 3.00$  或以上。因  $\mu = \pi DN / 12 \times 60$ ，故  $\varphi = \pi DN / (720 \sqrt{2gh}) = DN / 1840 \sqrt{h}$ ，其中  $D$  為名稱直徑； $N$  為每分鐘轉數。由此可見，在一定水門開啓情形下， $N$  之值為與  $\sqrt{h}$  成正比例。又  $\varphi$  之值隨水頭開啓情形與  $N$  而異。效率最高時之速率比值普通以  $\varphi_e$  為符號。反動式水輪機之流量可以  $Q = CA \sqrt{2gh}$  代表之。其中  $A$  為導葉出口或轉輪進口處之面積， $C$  為係數，通常在  $0.5 \sim 0.6$  間。仿  $\varphi_e$  之例，書效率最高時之係數為  $C_e$ 。水輪機之功率量可書為  $h_p = CA \sqrt{2gh} whe / 550 = CA \sqrt{2g} weh^{3/2} / 550$ 。對於一定之水輪機，一定之水門開度，與一定之速率比值，則式中除  $h$  以外均為常數，故可云在一定之  $\varphi$  之下，水輪機之功率與  $h^{3/2}$  成正比。 $Q$  既與  $D$  成正

比，而  $A$  又隨名稱直徑  $D$  及深度  $B$  而定。 $B$  之值通常又隨  $D$  而異，故可謂  $Q$  之值隨  $D^2$  而定。因功率既隨  $hQ$  而異，故亦與  $D^2$  成正比。根據以上所論，水輪機之速率，流量，功率可書成：

$$\text{速率： } N = 1840\varphi \sqrt{h}/D = N_u \sqrt{h}/D \quad (82)$$

$$\text{流量： } Q = Q_u D^2 \sqrt{h} \quad (83)$$

$$\text{功率： } h_p = P_u D^2 h^{3/2} \quad (84)$$

在以上各式中，如命  $h = 1$  呎， $D = 1$  吋，則得  $N = N_u$ ， $Q = Q_u$ ， $h_p = P_u$ 。故  $N_u$ ， $Q_u$ ， $P_u$  實即直徑爲一時，水頭爲一呎之理想水輪之速率，流量與功率也。各種水輪機之  $N_u$ ， $Q_u$ ， $P_u$  之變化範圍略如表 20。

表 20 直徑一時，水頭一呎之理想水輪之速率流量與功率表

機別	衝動式	反動式	推進器式
$N_u$	800 ~ 1000	1000 ~ 1800	2500 ~ 4000
$Q_u$	0.0002 ~ 0.0005	0.001 ~ 0.05	0.015 ~ 0.025
$P_u$	0.00002 ~ 0.00005	0.0001 ~ 0.005	0.0015 ~ 0.0025

89. 比速 由上段之算式得  $D^2 = N_u^2 h / N^2$ ，及  $h_p = P_u D^2 h^{3/2} = P_u N_u^2 h^{5/2} / N^2$ ，因得  $N \sqrt{h_p} / h^{5/4} = \sqrt{P_u} \cdot N_u = N_s$ 。此處之  $N_s$  名爲比速，即在一呎水頭產生一馬力時水輪機之速率也。比速之變化範圍如次：

水輪機式別	比 速 $N_s$
單水注培爾登式	0.9 ~ 6.8
雙水注培爾登式	6.9 ~ 15.7
低速率夫朗西斯式	11.2 ~ 28.1
中速率夫朗西斯式	28.1 ~ 45
高速率夫朗西斯式	45 ~ 78.7
超速率夫朗西斯式	78.7 ~ 112.5
推進器式	90 ~ 180
嘉伯倫式	112.5 ~ 225

90. 水輪機之選擇 選擇水輪機所須考慮之問題有四：一、水

頭；二、負載；三、旋轉速率；四、發電機。茲分論之。(a)水頭 所選水輪機必須在各種水頭狀況下有高度之效率，於天然河川水量微小時期為尤要。各種比速之水輪機適用於何種水頭，雖無一定之規律可言，但有經驗公式如次：

$$N_s = 5050 / (h + 32) + 19; N_s = 632 / \sqrt{h}$$

其中  $h$  為有效水頭，以呎計。前式為那格勒所創，後式為懷德所創。伯羅斯復取各水力廠所選之比速與水頭之關係繪成比較圖，見圖 33，(b)負載 選擇水輪機須與負載狀況相適應。如負載變化甚烈，而水量必須珍惜，則所選之水輪機宜在平均作業狀況下有高度之效率。蓋近代水輪機在最佳負載時之效率固甚優越，但在別種負載時則效率之減退每因比速而異，茲列各種負載時各種比速水輪機之效率如表 21。(c)旋轉

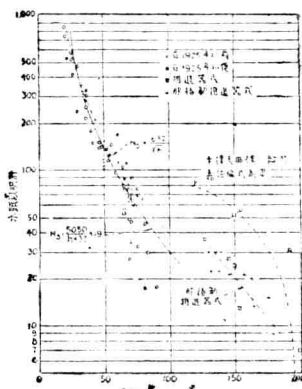


圖 33

速率 在選擇水輪機時，發電機之費用與效率必須同時加以考慮。普通尺度之發電機每隨旋轉速率之增加而減少。雖達到一定限界

表 21 各種比速水輪機之效率表

負 載	$N_s = 4$	$N_s = 50$	$N_s = 100$	$N_s = 150$
滿 負 載	86.0%	86.0%	85.5%	84.0%
95% 負 載	87.0	90.5	91.0	<u>90.0</u>
90% 負 載	87.5	92.0	<u>92.5</u>	89.5
85% 負 載	88.0	<u>92.5</u>	<u>91.5</u>	88.0
75% 負 載	<u>89.0</u>	91.5	89.0	82.5
50% 負 載	87.0	87.5	78.0	66.0
25% 負 載	82.0	70.0	60.0	48.0
機 別	衝 動 式	高 速 夫 朗 西 斯 式	超 速 夫 朗 西 斯 式	嘉 伯 倫 式

以後，機價不再減少，但此項限界已遠在尋常所用發電機額量及旋轉速率之外，故可不論。水力機之旋轉速率既與 $\sqrt{h}$ 成正比例，故低水頭之水輪機必須採用較高之比速，以免旋轉過緩。高比速之水輪機效率常較低，但採用以後，水輪機及發電機之費用均可減省，故所得每足以償所失。高水頭工事之水量常甚堪珍惜，故以採用低比速而高效率之水輪機為合算。(d)發電機之速率 發電機之速率每因適應周率與極數起見，故有一定之限制，額量亦常有一定之標準。畸零額量之發電機固亦可以定造，但價值每較昂，故以採取標準制度之發電機為合算。

91. 選擇水輪機之示例 [例一]水頭 100 呎，流域面積 500 平方哩，今若將常年三分之一時間可有流量為發展水力之用。假定流量為每方哩 1.3 秒呎，或每秒 650 立方呎，所用發電機為三相 60 週率，2300 伏特，共用 3 或 4 套，比速須為 55 左右。

1. 如用機三套：全部功率約為 6300 馬力；每套為 2,100 馬力。如  $N_s = 55$ ，則  $N = 300$ ；故取 1600KW 額量之發電機，而速率為 360 *r.p.m.* 者。由此覆算水力機之功率為 2300 馬力， $N_s = 55$ ， $P_u = 0.0016$ ，轉輪直徑為 38 吋。

2. 用機四套：則每套功率為 1575 馬力。 $N = 440$ ，故須採用 1200KW 額量之發電機，而速率為 360 *r.p.m.* 者。由此覆算水力機之功率為 1700 馬力， $N_s = 47$ ， $P_u = 0.0012$ ，轉輪直徑為 37 吋。

[例二]水頭 25 呎，流量每秒 2000 立方呎，故功率為 4800 馬力。由格勒式得  $N_s = 5050 / (25 + 32) + 19 = 107$ ，其計算結果如表 22。

92. 採辦水輪機之規範 在初步研究得有結果後，即可撰成規範書邀請各廠投標。此項規範書須包含一切須要事項及必須注意各點，俾各廠商在同一標準之下投入標函。水輪機之構造細目各廠有不同之習慣不宜列入，致束縛其自由。茲舉規範之要點如后：(1) 擬建水力廠之地址及機器交貨地點。普通均指定將機器運至通商口岸，然後由承攬裝建者繼續運至工地。(2) 擬建水力廠之計畫概況。(3) 水力機之數目與裝置。(4) 每座水力機在尋常作業狀況下之功率量，水頭，速率。(5) 水頭之變化範圍。(6) 所用發電機之額量，



表 22 選擇水輪機之計算表

表中  $a$  = Allis-Chalmer;  $b$  = S. Morgan Smith, Type u;  
 $c$  = I. P. Morris No. 181

水力機套數	1	2	3	4	5
$N_s$	107	107	107	107	107
每單位之馬力	4800	2400	1600	1200	960
$\sqrt{P}$	69.3	49	40	35	31
$H^{5/4}$	56	56	56	56	56
$N$	87	121	150	173	194
發電機標準數量 KW	4000 或 3000	1800	1200	900	700
發電機速率	80	120	150	180	200
相當於發電機 速率之水輪機比速	70	105	107	111	110
採用之水輪機	$a$	$b$	$b$	$c$	$c$
$P_u$	.00266	.00540	.00540	.00156	.00156
$N_u$	1350	1440	1400	2790	2790
水輪機名稱直徑, 吋	96	60	48	77	70

特性等。(7)在機門全開與滿負載時及尋常負載範圍內所須效率，用負載與效率之關係圖表說明之。(8)試驗證書：投標者須附以該國公認之水輪機試驗證書。用作試驗之機器尺度以與擬購者愈近為愈佳。規範中常規定水輪機製成後須將該機或其模型在公設之試驗所作一試驗，又常規定於裝建完全後作一實地試驗。(9)質料：轉輪，槽或機壳，速率環，坑襯，頂蓋，水門機械所用之質料及製造法須作詳細之說明。(10)節速器：式樣構造及呎磅之量須予以規定。廠商擬用何種油壓力系統及操動水門所須之時間均須說明。在滿負載，四分之三負載，半負載，四分之一負載時之飛輪效應須令載明。(11)水輪機全部及其最重部分之重量。(12)細目圖：每一標書須附送水輪機之細目圖，以與所擬供給之機器愈近似為愈佳。一俟得標以後該廠須從速提出準確之細目圖。(13)於訂立合同後所須交貨之期間。(14)必須提前交貨之分件，如坑沿環，尾管，速率

環，等應分別註明。關於建築上所須細目應由投標者附送詳圖。  
 (15)單價表及裝機按日工資應附開於標書之內。爲比較標價起見，有令投標者說明每仟瓦小時之成本及所希望之額量係數。(16)履行合約之保證：如所製水輪機結果不能滿意或不能達到保證之效率，業主有權退貨，或由廠商出資改良之，至滿意爲止。

### 第 3 節 節 速 器

93. 節速器 水輪機節速器之作用爲開闔進入轉輪處或射嘴之水門，增減通過之水量，使功率之產量與負載相適應，而維持穩定之旋轉速率。水力機節速所須之力較諸別種原動機爲巨大，此蓋因水之重量既巨，復有不能壓縮之特性，水門機械之惰性復相當宏巨也。小型水輪機調整所須之功約爲 3000 呎磅；大型者須 100,000 呎磅。近時所設最大型之水力機，則調整所須之功更巨。機門非飛球所能操縱，故須用替續方法，以擴大飛球之調整力也。所謂替續方法者，即用有壓力之液體，如油或水，以控制水門之動作，而液體管系之閥，則由飛球以開闔之是也。因水門機械之動量及進入水輪機之水量在加速及減速須有相當時間，故節速器於水輪機負載或速率發生變化時，開闔機門每有逾量之傾向，名曰追逐。爲抵銷追逐作用起見，節速器中須設一緩衝筒，介置於替續機構中，用以阻止機門開闔之逾量。

94 節速器之額量 水輪機節速器所須之額量可以次式計算之： $C = 50P/H^{1/2}$ ，其中  $C$  = 所須節速器之額量，以呎磅計， $P$  = 一單位之馬力， $H$  = 水頭，以呎計。此式適用於中型螺壳式反動機，如爲大型高水頭機，則應減少 10~20%，如爲低水頭敞槽機，及橫軸敞槽機，則此數應增 10~20%。油之壓力不宜超過每方呎 150 磅，但採用 200 磅以上之壓力而工作順利者未嘗無之。

95. 速率之調整 欲使水輪機在負載變化時速率能作精密之調整，則首須有一可靠之節速器，能隨負載之起落以完成開闔機門之工作。此外水輪機及發電機旋轉部分必須有充分之惰性，或巨大

之飛輪效應；原動力水道必須設計或配備適宜，使水輪上壓力之變化為值甚微。速率之調整恒以兩極端負載時速率之差與其間平均速率之比值表示之。設  $n_2$  為負載  $A$  時每分鐘轉數（低速率）， $n_1$  為負載改為  $B$  時每分鐘轉數（高速率）。則在  $A$  與  $B$  間之速率調整率為  $(n_2 - n_1) / \frac{1}{2}(n_2 + n_1)$ ，此項比值常以百分數表示之。此比值為數愈小，則足徵速率之調整愈屬均勻。在定購水輪機及發電機時，對於速率之調整恒有嚴格之規定。普通所可容許之速率調整如下：

負載變化 = 25%	速率調整 $\pm 1.5\%$
負載變化 - 50%	+ 2.5%
負載變化 + 50%	- 3.0%
負載變化 - 100%	+ 5.0%

水輪及發電機之製造廠家對於所供給水電機器之速率調整度可由次式計算之：

$$\text{敞槽水輪機, } S = KPT/n^2Wr^2 \quad (85)$$

$$\text{螺壳水輪機, 機門閉闔時 } S' = S(1+p)^{3/2} \quad (86)$$

$$\text{機門開啓時 } S' = S/(1-p)^{3/2} \quad (87)$$

其中  $S$  = 祇計飛輪效應時之速率之調整度，以比率計； $K$  = 常數 860,000； $P$  = 水輪機之最大馬力； $T$  = 節速器所須開闔機門之時間，以秒計； $W$  = 水電機器轉動部分之重量，以磅計； $r$  = 該部分之迴轉半徑，以呎計； $n$  = 旋轉速率，以每秒鐘轉數計； $p$  = 壓力變化之比率； $S'$  = 兼顧飛輪效應及壓力變化時之速率調整度。

#### 第 4 節 吸出尾管

96. 概言 現代反動式水力機之下，均設有吸出尾管以引導轉輪中洩出之水量達於尾渠，並恢復殘存於洩出水量中一部分之「能」。此「能」之恢復一事為尾管之一大優點，賴有此點，方使設置高速度之水輪機得有經濟上之地位也（此種水力機之洩水流速原甚巨大）。尾管之原理可以柏努利定理分析之。如圖 34，命  $D, A, V, P$  為尾管內某點之



圖 34

管徑，截面積，流速及壓力，又命尾管之摩擦損失為  $h_f$ ，則得

$$p_3/w + Z_3 + V_3^2/2g = p_4/w + Z_4 + V_4^2/2g + h_f$$

$$\text{即 } p_3/w = p_4/w + Z_4 - Z_3 + (V_4^2 - V_3^2)/2g + h_f = p_4/w - L - (V_4^2 - V_3^2)/2g + h_f = -h_s - (V_3^2 - V_4^2)/2g + h_f$$

式中  $h_s$  為尾管在尾水位以上之高度，亦即水力機出水之高度。式中  $(V_3^2 - V_4^2)/2g$  為尾管上下端流速水頭之差，換言之，即因尾管而恢復之水頭也。尾管與尾渠間之距離為  $Z_4$ ，可假設尾管出口面積至少等於尾管與渠底間之圓筒面積而得之，即  $\pi D_4^2/4 = Z_4 \pi D_4$ ，因得  $Z_4 = D_4/4$ 。出口之流速  $V_4$  之值愈小，則因尾管而恢復之水頭愈大。因此之故，尾管之出口必須逐漸擴大也，但擴大率不可過驟，否則管中水量不能充滿，致與管壁相脫離，而由旋流充塞於其間隙中，造成莫大之摩擦損失矣。又式中  $p_3/w$  為尾管進口處之壓力水頭，由理論而言，如水輪機設在海平面之高度，並設水之溫度為  $0^\circ\text{C}$ ，則  $p_3/w$  之值不能大於 34 呎，水輪機拔海高度增加，則  $p_3/w$  之限制更小，祇舉其理論值如下：

拔海高度呎	0	500	1000	2000	3000	4000	5000	6000
大氣壓力，以水柱高度計	34	33.2	32.6	31.5	30.4	29.3	28.1	27.1

在實事上，因水中含有 2~7% 之空氣，在水壓力極低時即已逸出，迨壓力恢復時，則不復與水混和，故尾管出水高度祇可為上表數字之六成或七成。依照邁斯納<sup>(32)</sup>之建議，水輪機在尾水位上之高度應隨尾管直徑而異，如次：

尾管直徑，呎	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0
高度限值，呎	30	28	26.5	25	23.5	21	19	18	14

在此高度之限值中尚應減去尾管中之流速水頭。尾管之出水高度應隨水頭而異，即水頭愈大，則出水高度應愈小。

97. 尾管之經濟問題 尾管出口之流速水頭為「能」之一種損失，但愈欲減小此項損失，則所耗於建築尾管之費用即愈大。就理論言，每年功率之損失加每年尾管之利息折舊等之和為極小值時方為最經濟之尾管。但在實際上，此種分析，不易精確，故尾管出口

之流速常以設計工程師或製造廠商之經驗與判斷為準。大致此項速度( $V_4$ )每介於 2.5~10 呎每秒間，高水頭則用較大之值，若  $V_4$  之值過鉅，則不僅多擲水頭於虛耗，且易使尾渠發生冲刷之患。 $V_4$  之值通常為  $k\sqrt{2gh}$ ， $k$  之值為 0.10~0.02，水頭愈大，則  $k$  值愈小。尾管之擴張度每長一呎不宜超過 3 吋，能愈小為愈佳。為免空氣之侵入尾管計，出口之最高點須浸沒尾水位以下 1.3~2.0 呎。

98. 尾管之式樣 尾管之式樣甚多，示如圖 35。a 為直形尾管，通常用鋼板製成，常作為水輪機之一分件而由廠商供給之。擴張角較小者用以減低出口流速最為著效，但如水頭較高或水輪機比速較巨則所須尾管長度不免過巨，因是而深挖尾渠或加高廠屋之下層建築，殊屬得不償失。斯時可用 b 之曲肘形。此種尾管恒為混凝土所範成，為廠屋下層之一部分，管軸線轉折 90°，以期節省挖掘。管之截面進口處為圓形，逐漸轉變，至出口處則為橢圓形或圓隅之矩形。

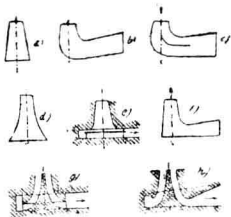


圖35 尾管之式樣

a. 直形 b. 曲肘形 c. 法  
斯曲肘式 d. 喇叭式 e. 懷  
總式 f. 嘉伯倫式 g. 與  
h. 播散式

形。在此種尾管中水流恒有脫離管壁之弊，尤以彎曲處為甚。為糾正此弊起見，<sup>(33)</sup>法斯公司乃於彎曲處增添隔版一片如分圖 c。有此隔版後可使尾管之效率增加 2~8%。此隔版之上下兩面雖為水壓力所平衡，但設計時則每假定起點處受有 205 磅每方呎之壓力，逐漸減至尾端為 90 磅每方呎，以為版之下面水流或有脫離而造成真空之準備。分圖 d 為<sup>(34)</sup>普拉希爾所創之喇叭形尾管，其效用與直形相仿。e 為<sup>(33)</sup>懷德在 1917 年所創之水錐式尾管，可用鋼板構成或用混凝土範成之。尾管中洩出之水在平底上濺散後即圍繞奔注於尾渠，足使廠屋之下層高度較前三式銳減。f 為曲肘式尾管之另一形式，乃嘉伯倫所創。g 與 h 為謨提所創之播散式，其作用與水錐式相同，惟管心設有鋼製或混凝土製之錐體。近代對於尾管形式之研究，不遺餘力，尤以低水頭工事之用高比速水輪機者為甚。在美國

馬斯爾·索爾斯<sup>(36)</sup>及武斯志<sup>(37)</sup>之試驗結果證明播散式尾管較臻上乘，但其錐頂必須延伸至於尾管之頂點。此種構造方法已為各處水力廠所採用，尤以應用推進機式水輪機者為甚。水錐式效率祇差一籌，但建築簡單，故費用較省。其風行與播散式略無軒輊。

## 人 地 名 表

1. John Smeaton; 2. M. Fourneyron; 3. Pont sur l'Ognon;
4. Henschel; 5. Jonval; 6. S.B. Howd; 7. James B. Francis;
8. Jearum Atkins; 9. Lester A. Pelton; 10. Volkow; 11. Dnieprostory;
12. A. Ludin; 13. J. Ornig; 14. Tieté River;
15. Ph. Forchheimer; 16. Th. Koehn; 17. R. Tillmann;
18. Daniel W. Mead; 19. Adams; 20. O. L. Hopper;
21. H.D. Gurney; 22. Enger; 23. Chezy; 24. R. von Mises;
25. Catskill; 26. Shawenegan Falls; 27. Grand Falls;
28. R.D. Johnson; 29. Forrest Nagler; 30. W.M. White;
31. H. K. Barrows; 32. Meissner; 33. J. M. Voith Co.;
34. Prasil; 35. Moody; 36. Muscle Shoals; 37. Worcester;
38. Wittingen; 39. Rybury Schworstadt; 40. Schreckenstien;
41. Amsteg; 42. Waggitalwerk; 43. Albulawerk.

## 發電水力編索引

- 3 工人孔 Man-hole 61
- 4 水力 Water Power  
 之分佈 5  
 水力廠之設計 35  
 水斗 Bucket 81  
 水車 Water wheel 2,3  
 水輪機 Water turbine 3,79  
 水輪機之原理 31  
 水輪機之採辦 84  
 水輪機之選擇 82,84  
 水輪機之裝建 78  
 水錐式尾管 89  
 水柵 Trash rack 62,64  
 水庫 Reservoir 11  
 水錘作用 Water hammer 66  
 水壓管 Penstock 37  
 天然流量 14  
 內向流 Radial inward  
 水輪機 4,79  
 夫朗西斯 Francis 水輪機 79  
 反動 Reaction  
 水輪機 4,79,80  
 支鞍 51
- 5 外向輻射式 Radial outward  
 水輪機 3  
 冰凌 Slush ice 65  
 可用流量曲線 Use curve 23,31  
 世界之水力 5  
 比速 Specific speed 82  
 片冰 Sheet ice 65  
 加強環 Stiffener 51  
 生產水頭 Production head 13
- 6 名稱直徑 81  
 曲肘形尾管 Elbow draft tube 89
- 7 防雪建築 61  
 防冰設備 59,65,75  
 束頸湧浪櫃 Restricted Orifice Surge tank 67,74  
 尾水路 Tailwater race 11  
 吸出尾管 draft tube 79,87  
 吹出活門 Blow-off valve 61  
 仰虹吸 Inverted siphon 61  
 坑襯 Pit liner 85
- 8 抽水儲蓄水力廠 Pumped storage Plant 22  
 延展落差式 Extended fall type 12  
 取入口 Intake 10,11,62  
 歧管 Branch pipe 61
- 9 負載曲線 Load curve 16,42  
 負載因數 Load factor 17  
 活水式水力廠  
 Run-of-river plant 14  
 活動堰 11  
 虹吸 61  
 前場 Forebay 11,62  
 持續曲線 Duration curve 23,29
- 10 原動力水 Power water 10  
 原動力屋 Power house 11,75  
 流量曲線

- Hydrograph 23,25  
 埋藏管 60  
 退水閘 Escape 62  
 飛輪效應 Flywheel effect  
 針冰 Frazil ice 65  
 追逐 Hunting or surging 86  
 差別湧浪櫃 Differential surge tank 67,72  
 降水段 Drop down section 12  
 效率 Efficiency 13  
 射嘴 Nozzle 81  
 11 速率比值 Speed ratio 81  
 速率環 Speed ring 85  
 推力軸承 Thrust bearing 78  
 推進器式水輪機 Propeller turbine 79  
 隆起管 Riser 72  
 淨水頭 16  
 累積曲線 Mass curve 23,27  
 部分的蓄水量 32  
 接合負載 Connected load 17  
 閉頂湧浪櫃 Closed surge tank 66,72  
 培爾登水輪機 Pelton wheel 4,79,81  
 頂高負載 17  
 12 發散因數 17  
 發電機 4,84  
 開發段 Development section 12  
 開發流量 Development discharge 14  
 開發方式 Form of development  
 開發梯與級 15  
 軸向流水輪機 axial-flow turbine 3  
 帽釘鋼管 Riveted steel pipe 56  
 集中落差式 Concentrated fall type 12  
 替續機構 Relay mechanism 86  
 湧浪櫃 Surge tank  
 13 落差 Fall 11,12,15  
 填塞盒 Packing box 80  
 節速器 Governor 11,71,86  
 溢道 Spillway 11  
 圓筒式水門 80  
 經濟設計 42,45  
 14 蓄水量 Storage 22,23  
 蓄水式水力廠 Storage power plant 14  
 蓄水庫 Storage reservoir 11,15  
 蓄水庫之乾涸 34  
 管道 Pipe line 45  
 管橋 Pipe bridge 61  
 暖屋設備 79  
 輔助廠 Auxiliary plant 15  
 需要因數 Demand factor 17  
 嘉伯倫水輪機 Kaplan turbine 79  
 15 廠屋內之給水與排水 78  
 廠額量 Plant capacity 40  
 播散式尾管 Spreading draft tube 89  
 衝動式水輪機 Impulse turbine 4,79  
 樞轉導葉式水門 Pivoted guide vane 80  
 16 鋼管 48  
 鋼管漆 58  
 鋼管之試驗 59  
 積水量 Pondage 22  
 隧道 61  
 頭水路 Head race 11  
 膨脹接合 50,54,55  
 壅水段 Back-water section 12  
 輸水路 Water Conduit 10,11,37,44  
 擋木 Floating boom 62  
 緩衝筒 Dash pot 85  
 輸電術 4  
 17 錨冰 anchor ice 65  
 18 簡單湧浪櫃 Simple surge tank 67  
 簧舌調準式水門 Register gate 80  
 鎮碇 Anchorage 54  
 轉輪 Runner 80  
 轉環 Shifting ring 80  
 20 攔沙罪 Sand trap 61  
 21 懸空行動起重機 76,78  
 24 壩與堰 11



# 中國工程師手冊

## 水利手冊

(汪胡楨主編)

### 第八編 海 港

[蕭開瀛]

---

#### 目 錄

第一章	港灣	1
第二章	橫碼頭	23
第三章	直碼頭	37
第四章	船塢	53
第五章	我國之航道與商港	83

# 第八編 海 港

## 第一章 港 灣

### 第 1 節 港灣概說

1. 港灣之定義 港灣者，船舶停泊避風以及裝卸貨物之所也。大都為航路之一部或全部之起迄地點。此名詞之最初意義，原指海灣之外有掩護，內有造船或修船之設備者而言。其最要條件，為港底適於錨碇，俾船泊其中，安全穩妥。港灣之中有碼頭設備，貨物運輸裝卸便利，一切給養供應完備者，均可稱為港埠。港埠與港灣之兩名詞，在應用上每不易分清，惟避風之港，祇可稱港灣而不可稱港埠。照美國商港學專家馬克埃爾維氏之定義，凡自碼頭外端線向外之航道河槽等，均屬於港灣；而自該線向內之碼頭，夾水，堆棧，及卸貨棚等，均屬於港埠。此種技術的分界，雖覺有利，但實際上港埠之意義，範圍較廣，可以包括港灣在內；而港灣則不能包括港埠。

2. 港灣之種類 古時初期之港灣，大都係就天然之形勢而利用之，稱之曰天然港。後以船身增大，吃水加深，於是港灣多需要人工之改進，如建築防波隄開深港底等，名之曰人工港。此外又可按其使用性質之不同，而分為商業港，避風港，漁港，及軍港等，四種。若以地位論，又可分為海岸港（如連雲港），河口港（如吳淞），及江河港（如上海與天津）等，三類。更有就其構造之形狀不同，而分為開口港及閉口港者。閉口港又稱水船塢。

3. 港灣之調查設計 港灣之地位，常為環境所造成，工程師對此，每多不能置一辭。此種情形，尤以天然港為甚。其地形上之便利及人口之繁盛，往往致使其鄰近雖有更優之天然港而不能遷就利

用。所幸者最優之天然港，事實上每亦即為工商業之中心地。工程師對於港灣之位置，若有可以選擇之餘地，則應儘先將其附近四周不論水陸，詳加測量。鑽驗土質，確定其是否適合錨碇；以及必要時，是否易於開挖。重要之港，其水深須足供可能到達該港之最大船舶駛入。吃水之外，並應增加淨空，以防船舶因波浪而傾側起伏。沿岸陸地之土質，亦應鑽驗，俾明瞭地下層之情形，以便將來決定碼頭工程之地位。此外如測驗氣象，水文，亦甚重要；如盛行風之速度及方向，颶風之頻率，波浪之高度，波浪之壓力，平均高水位，平均低水位，高低潮位差，盛行流之速度及方向，以及沉泥漂砂之多少，均應詳加觀察，以為設計防波隄等工程之根據。古時設港，大都均求其外有掩護。不特防風水之侵襲，並須防寇盜之劫掠。此種情形，古時乃屬常見，而尤以歐洲之北海及地中海為甚。因之，有許多港埠不得不儘量設法位於河道之上游，而設在當時之船舶所能到之處。故世界大埠，如倫敦漢堡等，尙均為江河港。<sup>(2)</sup>迨後以時代變遷，惟有不惜巨資，浚治航道，以維持其港埠之地位。此外尙有衰退而現在不復存在者，亦有因河道淤塞而不復成為港埠者，如法國巴黎即是。古時交通，以水道為主，此亦江河港成因之一。現代陸路運輸，日見便利。故新興之港埠，多位於沿海岸或江河之口。此種情形，在美國尤為顯著。

4. 潮汐之現象 潮汐每日夜各二次。其高潮，每經 24 小時平均須落後 50 分鐘，即高潮之週期較之太陽時間一日夜，約長 50 分鐘也。沿海岸之潮汐，雖亦發生於日月之吸力。但並非其地之海水，直接受日月之影響，實乃發生於副潮波。副潮波者，乃廣袤無際海洋中之主潮波所傳來之結果也。照計算，潮高受月之影響者約為 1.34 呎，受日之影響者約為 0.61 呎，二者相合為 1.95 呎，相消為 0.73 呎。主潮波之速度，約為每小時 50 至 60 哩。此項海水繞地球之動量，以及海洋之深淺，海岸之形勢，均為造成各地潮位差至不一律之主因。水面之大氣壓力，亦與潮位有關。其影響於潮位差與氣壓計之水銀柱高度成反比例。例如水銀柱驟然有一吋之變化，則

高低潮位差每呎約應有 0.35 吋之變化，潮位差受風之影響亦巨，視海岸之形勢，與地位，並風力風向，及吹風之久暫而異。在空曠之海中，潮汐決不減弱，而以變速率時時轉變方向，作旋轉之運動。若繪成曲線，則為橢圓形。此項運動，在北半球與時針同方向；在南半球，則為反方向。顯然係受地球旋轉之影響也。

5. 潮位之測定 港灣或河道之改進工程，每能使其中之潮汐大起變化。故應詳加注意。當建造港灣工事時，第一須先用自記測潮計，精密測定高低之潮位及潮位差。重要地點之平均高潮位及平均低潮位數據，雖可向水利機關索取，但新建重要港埠，最好能自設水位測站。沿海各地之潮位，漲落高低，雖至不一律。但其間必有一平均潮水位，名曰平均海平面。如若可能，最好以此為設計之根據。

## 第 2 節 波 浪

6. 波浪之高度 選擇港址，設計港工，必須先確定其可能遭遇之最大波力。港口之波高，視其上風方面之對岸距離而定。在海面寬廣之處，波高可以下式計算之： $H = 1.5\sqrt{F}$ 。式中之  $H$  為波高，以呎計； $F$  為對岸距離，以哩計。在港灣之中對岸距離小於 30 哩者，則應用下式計算： $H = 1.5\sqrt{F} + (2.5 - \sqrt{F})$ 。若用米制，則公式分別為  $H = 0.45\sqrt{F}$   $H = 0.45\sqrt{F} + (0.75 - 0.3\sqrt{F})$ ，式中  $H$  以米計， $F$  以海里計。每海里等於 1852 米。上式用於對岸距離  $F$  在 39 海里以上至 300 海里以下之處。下式用於  $F$  小於 39 海里之處。上項經驗公式，係斯提文松氏所創。與實地觀察之結果，極相符合。惟有一點，應加注意者，即對岸距離係指風向繼續保持一定之方向而言。若係旋風，則即使在寬廣之大西洋中，其對岸距離亦鮮有採用超過 1000 哩者也。

7. 波浪之構成 深水中之波浪，係與風向成直角。但當其行近海岸，則因灘水漸淺之影響，結果使波浪逐漸與海岸線平行。波浪之成因，大都由於風吹之作用。變速度之風吹於水面之上，初則發生摩擦作用，使起波峯；繼則又在波峯之後面，發生直接壓力，而峯

乃愈大。暴風之後，因海面混亂之結果，亦能造成有規則之餘波。在深水之中，此種波浪普通均認作擺動波，波水之分子均循圓形或橢圓形之軌道運動。但此說亦非完全確切，因在某種範圍以內，暴風波實為進行波。例如暴風波由深水傳向淺水，即逐漸變為進行波。漸淺之海底與波浪之下部互相摩擦，致使前進漸緩，波峯之前面乃漸成陡立，最後乃破裂而成浪花。

8. 波浪之速度 波浪有深水淺水之分。所謂深水者，其地之深大於波長也。故深水波浪之速度，不復與水之深度發生關係，而恰等於物體自由落下，經過一高度等於某一圓週半徑之一半時之速度。此項圓週之長，即指波長之曲線而言。茲以  $V$  代波速，以每秒呎計，以  $L$  代波長，以呎計，則  $V = \sqrt{2gL/4\pi} = 2.25\sqrt{L} = \sqrt{5.123L}$  假定波浪為擺動式，則波長( $L$ )與波高( $H$ )之比將為  $L = \pi H$ 。代入上式，得  $V = \sqrt{2gH/4} = 4\sqrt{H}$  惟深水波浪之速度，須視風速及其持久性，並受風海面之廣狹而定。後者對於波高波長，影響更大，惟實際上其關係並不能如上述之簡單。曾測得大西洋之波長達600呎，而其波高為40呎，其比率乃為  $L = 15H$ 。而普通常用之比率，猶大於此數；如和風微浪時可用33，強風湍浪時可用20，暴風巨浪時可用18。由此可知此項係數之變化範圍極大，即深水中未破波浪之波速及衝撞力，至不一律。所幸此點對於港埠工程，較為次要。淺水波浪，與上述情形大不相同。波速不復與波高成比例，而與水之深度( $d$ )，發生關係。其式如下： $V = C\sqrt{5.123L}$ ，式中之係數  $C$  為水面分子運動軌道之縱橫兩軸比率，即  $b/a$ ，之平方根。因水深漸小，則水分子之運動軌道將由圓形漸變為橢圓形也。係數  $C$  祇須於水深小於波長之半數時用之。茲將  $C$  之各數值列下：

$$d/L = 0.05 \quad 0.10 \quad 0.15 \quad 0.20 \quad 0.25 \quad 0.30 \quad 0.35 \quad 0.40 \quad 0.45$$

$$C = 0.552 \quad 0.746 \quad 0.858 \quad 0.922 \quad 0.958 \quad 0.977 \quad 0.988 \quad 0.994 \quad 0.997$$

表中之  $d$  為水深，或自水面分子運動之軌道中心至水底之距離。 $L$  為波長，即繼續兩波峯間之距離。

9. 波浪之能 每一單位寬之波浪，其能可用下式計算之。

$E = 8LH^2(1 - 4.935 H^2/L^2) \dots$  適用於深水

$E' = 8LH^2(1 - 19.74 a^2/L^2) \dots$  適用於淺水

上式中之  $a$ ，為水面分子運動軌道長軸之半數； $H$  為波高； $L$  為波長，均以呎計； $E$  為波能，以呎磅計。惟上式係指鹹水而言。若係淡水，則應減去  $2\frac{1}{2}\%$ 。茲將  $a$  之數值，以浪高  $H$  表之如下。

$d/L = 0.10 \quad 0.15 \quad 0.20 \quad 0.25 \quad 0.30 \quad 0.35 \quad 0.40$

$a = 0.91H \quad 0.68H \quad 0.59H \quad 0.55H \quad 0.52H \quad 0.51H \quad 0.504H$

當波浪由天然或人造之阻水物間進入港灣，因港底漸淺之摩擦，及阻水物之減速作用，其波高乃大為減小。迨其出現於港內之水面，又因四面分散，以及波峯漸趨與海岸線並行等關係，波高乃更為減小。此項侵入港灣之波浪，名曰侵入波。其高度可約略計算如下： $H'/H = \sqrt{b/B} - 0.027(1 + \sqrt{b/B}) \sqrt[4]{\delta}$  此式為米制，所有數字均以米為單位。 $H$  為港外波高， $\delta$  為自港口向內之任何距離， $H'$  為自港口向內距離為  $\delta$  處之波高， $B$  為自港口向內距離為  $\delta$  處之港寬， $b$  為港口寬度。

10. 波浪之衝壓力 波高之大部在水平面以上，小部在水平面以下。其在水平面以上所佔之百分數，極關重要，因在此高度以下，各種建築物均將直接受波浪之作用也。據觀測之結果，知在平均水位以上之波高，約佔全波高之  $\frac{2}{3}$ ，其餘  $\frac{1}{3}$  在水平面以下。由於狂風迎波之作用及其他未知之原因，波浪在深水之中自由傳播時，亦能破裂一部份，故深水中之迎風阻水物，每亦感受破波之直接作用。凡波浪進行至水深不足之處，即將破裂，此乃一定不易之理。茲就實地觀察，或由斯提文松氏公式<sup>(3)</sup>計算，所得之最大波高而研究之。當波浪破裂時，水深與波高之比率約為 1 至 2.71。其平均數為 1.67 此乃 134 次之實地觀察結果也。當波浪為阻水物所阻止時，至少必有一部份之能為阻水物所感受。故設計港灣工程如防波隄等時，應力求堅強，以抵抗狂風巨浪之繼續攻擊。此點實異常重要。根據動力學原理，一面積上受繼續不斷之衝壓，其反動力等於動量之消耗率。茲設  $w$  為單位容量之水重，則在單位時間內衝壓於單位面積上

之質量爲  $wV/g$ ，動量之消耗率爲  $wV^2/g$ 。於是單位面積上之波壓  $p$ ，可計算如下： $p = wV^2/g$ ，式中含有波速  $V$ ，故與水之深淺有關。若將前述之深水波速公式  $V = 4\sqrt{H}$ ，代入上式，則  $p = \frac{1}{2}wH$ 。但深水波壓既尚不如此簡單，而淺水之波壓，則更爲繁複。茲將式中係數即  $\frac{1}{2}$ ，改以  $k$  代之，而列成普通公式下： $p = kwH$ 。 $k$  之數值，經許多專家研究，大約不出 1.25 至 1.96 之範圍。其平均數爲 1.6。若風向與被衝壓之面不相垂直而成  $\alpha$  角，則  $k = 2g\pi\sin\alpha / (2 + g\pi\sin\alpha)$  每方呎之衝壓力（以磅計）約略等於波高（以呎計）乘 100。又日本廣井博士之米制公式如下： $p = 1.5wH$ 。式中  $p$  爲單位面積之衝壓力，以米噸計； $w$  爲一立方米之水重，以 1.03 米噸計； $H$  爲波高，以米計。波向與防波隄若成  $\alpha$  角，則衝壓力  $p_0 = p\sin\alpha$ 。波壓之變化極大，最高紀錄有達每方呎 7840 磅者。據在斯開利佛爾<sup>(1)</sup>及泰來<sup>(5)</sup>兩地觀測之結果：6 呎巨波，每方呎 3041 磅，20 呎巨波，每方呎 4562 磅；狂風巨浪，每方呎 6083 磅。此與計算數略欠符合。推其原因，由於衝壓力非純爲水壓力，尙有其他複雜之成因在焉。茲將防波隄上可能感受之各力，列舉如下：(a) 靜水壓力。(b) 水分子急速運動之影響。(c) 水面浮物爲波浪掀擲與防波隄相碰撞。(d) 大量之水與建築物猛撞急退，發生部份真空，建築物乃感受突然之內壓力。(e) 大量之水爲波浪作用所拋擲，由空中降落，損毀建築物。在海平面上或其附近，波浪之破壞力最大。在深水之中，波浪雖仍發生作用，惟其力量及範圍已大爲減小。建造阻水物之材料，須求其比重大而能沉入水中。寒冷之處並應注意冰塊之存在及其行動。

### 第 3 節 防波隄

11. 防波隄之用途 防波隄者，爲一種環繞港埠之阻水建築物，常用於人工港，藉以掩護港內之水面，使不受海波之影響，而適合於船舶之安全錨碇及裝卸貨物者也。防波隄爲人工港之重要部份，或用以圈定一空曠之海面使成爲港灣，或在已成之港灣中，用以防止某一方向之盛行風。有時在巨大之天然港中建造小型或次

要之防波隄以掩護停泊之船，使免受某一不利方向之狂風巨浪。防波隄之靠港方面亦有可充船埠用者。

12. 防波隄之設計 防波隄普通可分為三種：(1)側面全部垂直，(2)一部份垂直一部份傾斜，(3)全部傾斜。究應選用何種，視各地之情形而定。用第(1)種全部垂直式之理由，係認深水波完全為擺動波，隄上所受之壓力為水壓力，大小視波高而定。但前已言之，凡擺動波中仍不免含有進行波之性質，且防波隄又大都建在較淺之水中，故其所受之壓力，遠較純粹之水壓力為複雜。防波隄之側面若係垂直，則其受波浪之碰撞，必較為劇烈，至於用第(2)種側面一部份垂直一部份傾斜之混合式，則又常能拋擲巨量之水落於隄頂，用木甲板之木框防波隄，每為此項作用所摧毀。第(3)種側面全部傾斜式，若其高度不足而隄頂又無垂直牆者，遇狂風巨浪又常能完全掠過隄頂，而在隄後發生擾動及顯著之副波作用。在設計防波隄前，應先搜求資料，如盛行之風向與風力，海濱水流之特性，可能之最高波浪，海底或基礎之性質，及建築材料之費用效能等。

13. 防波隄之配置 防波隄之配置，視天然之形勢，港口之位置，及漂砂之關係而定。如何配置，方能發生最大之成效，此實港埠工程中之重要問題。防波隄之種類，大別有三，即(a)一端與岸連接，(b)完全與岸分離，(c)上述兩類兼用配合。其大略情形，示如圖1及圖2。



圖 1,2

14. 亂石防波隄 此種防波隄，係用塊石拋積而成。既無底脚，又不膠砌，截面形狀，亦不一律，乃最簡單之方式。

其造法可分為三種：(1)材料由駁船傾卸；(2)於臨時棧橋上，鋪設



鐵軌，材料由起重機之活底斗中傾卸；(3)在已成部份之上，鋪設鐵軌，通行斗車，直達外端，傾卸材料，逐步進展。此三項方法，各有利弊，可酌量當地之情況而採用。斜坡之穩定角度，亦須視海波之作用如何而定。此項工程之巨大者，建造時每亦嘗試將塊石大小分類，將小者置於港內方面；而向外一面，則用巨大之塊石為之。波浪之衝壓力，又隨水之深度而遞減，即自水面向下愈深，則波力愈小。故在深水之中，坡度不妨較陡，而用較小之塊石為之。再向海一面，又常用極大塊石或混凝土塊保護。在海平線以上，並應約略鋪砌，

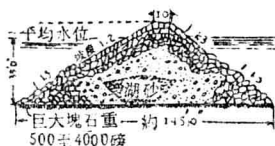


圖 3



圖 4 亂石防波隄

以期堅實。圖 3 及圖 4 為亂石防波隄之示範截面。圖 3 曾用於美國俄海州之克利夫蘭德。(6) (7) 隄中藏有砂心。後經巨浪，砂心乃被洗刷而去，結果致隄身下陷破毀。末後乃改造如圖 4 之式，免去砂心，其外表亦改砌成凹凸不平之面。

15. 木材防波隄 木材防波隄之構造，係先將製成之木框，浮至指定地點，裝以塊石，使沉水底。或用密排圓樁或板樁，打入海底，縱橫撐繫，填以岩石或混凝土塊。此種木框防波隄，常置於亂石防波隄之上。防波隄之用木材建造者，究係臨時性質，而適用於淺水不重要之處。巨大湖泊中之防波隄每多用之。圖 5 為美國克利夫蘭德 (7) 木框防波隄之示範截面。此項工程，曾為狂風巨浪所摧損，因有巨量之水，被風拋擲空中，落於木框隄頂，而將其橫肢木板等擊毀也。後於其旁堆積亂石坡以加強之。圖 6 所示為亂石防波隄之一種，其頂上戴以石牆，美國馬薩諸塞州 (8) 曾用之。其稍

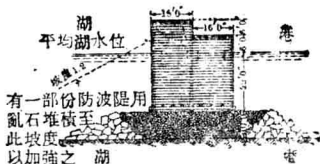


圖 5 木框防波隄

圖 6 所示為亂石防波隄之一種，其頂上戴以石牆，美國馬薩諸塞州 (8) 曾用之。其稍

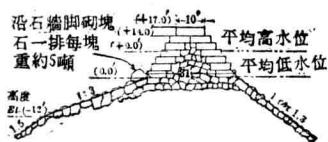


圖6 以石牆為頂之亂石防波隄

之牆。全部或一部排砌整齊。牆面垂直或傾斜，無一定限制。建造方法，有利用圍堰，將水戽乾，再行施工者。有用潛水伏或潛水鐘，在水下工作者。此項性質之防波隄，常砌在潮水位以上。其下部為亂石防波隄，或亦用以加於木框防波隄之頂上者。圖7及圖8，為美國密喜<sup>(9)</sup>州俾赤港<sup>(10)</sup>防波突隄之示範截面。下部為木框，上部為混凝土塊蓋頂。圖8所示者曾為風波所推損，其混凝土蓋頂被舉起而破裂。此種防波隄之造價，多少不一，變化之範圍甚大。

加改良者，將港灣方面沿橋脚之大塊石用鋼插樺接合，防其移動，以期穩固。

16. 圻工防波隄 圻工防

波隄係用塊石或混凝土塊構成

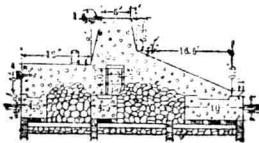
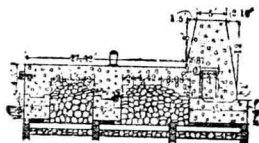


圖7 圖8 混凝土蓋頂之木材防波隄

17. 鋼筋混凝土防波隄 此種防波隄可用沉箱法構造之。先在海濱或漂浮之建築物上製箱，浮至指定地點，沉於水底，置於預先佈置之塊石基礎或樁基礎上。箱之各艙，填以塊石或粗砂。亦有用鋼筋混凝土樁或板樁打入海底，圈圍隄址，填以砂或亂石者。下述各例，可按號數參閱圖9：(1)式曾於1905年用於比國。隄長6560呎。係用建築鋼沉箱建造。箱內以混凝土襯裏如拱形。下層每段長82呎，寬 $24\frac{1}{2}$ 呎至 $29\frac{1}{2}$ 呎，深28呎至36呎，製成一體。先在乾船塢中製箱，於低水時期浮出，移至指定地點，填以混凝土。每段空時重1500至1600長噸。填滿後重4000至5000長噸。(2)式曾於1906年用於西班牙。沉箱每段長39呎，製成一體，分成5艙，填以預先模製之混凝土塊。(3)式之防波隄曾用於俄國之黑海。隄長1400呎。最大之沉箱長50呎，寬21呎，深21呎。分成21艙，列為3行，即

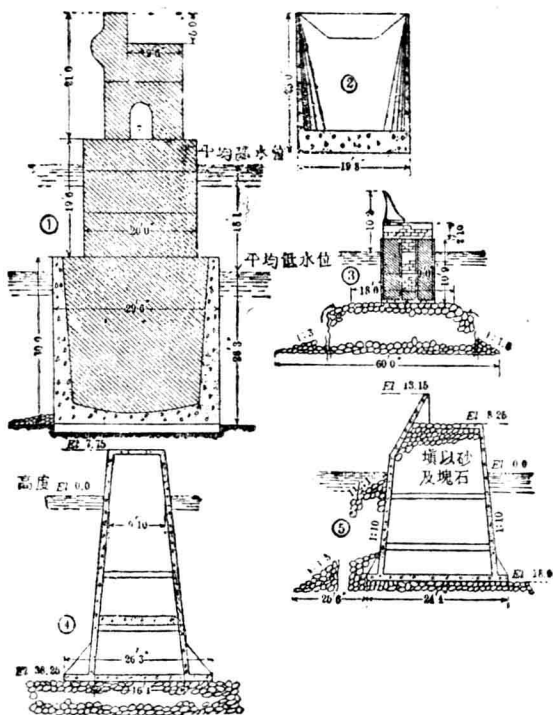


圖9 鋼筋混凝土沉箱之防波堤

縱向每行爲 7 艙。箱用鋼筋混凝土製。大箱空時重約 268 長噸。填滿後約爲 1600 長噸。(4)式及(5)式曾於 1908 年用於智利國。<sup>(11)</sup>堤長 1750 呎，每沉箱長 33 呎。係用鋼筋混凝土製造，填以砂及塊石。除上述者外，其他各處用沉箱建造防波堤者，尙不勝枚舉。

#### 第 4 節 岸灘之保衛

18. 海濱之漂砂 海岸線或漲或坍，變遷無定。此皆受波浪及水流作用之影響也。海灘上之波浪破裂，能擾動疏鬆之物；能侵刷較堅之物，更因水中挾帶砂粒及卵石之碰撞，能使堅固之物破碎或

磨耗。凡此被侵蝕之物質，其輕微者浮沉於水中，能經相當久長之時間。故多被波浪及海濱水流之聯合作用所攜帶，而沉澱於沿岸較遠之處。其較重者大都按之字形路線在灘上滾動，其範圍限於高低兩水位線之間。此項漂砂，普通受盛行風向之支配，而亦略受水流方向之影響。破裂波浪在海灘上之作用，因其速度關係，能擾動並攜帶砂及卵石，衝上斜坡。迨波浪之能量消滅，水因重力作用，又向後退回而與後浪相遇。退回之水，挾有浮游於水中之砂，及滾動於灘上之卵石，而後浪則以波峯之速度極大，乃罩於退水之上，造成水頭，壓迫退水向外流去。此之謂逆潛流。有時因各地局部之特殊情形，能增進逆潛流而使變為極重要之向外水流。迨逆潛流之速度減弱，則被帶下之物質又被波浪攜帶上灘。如此往復移動，如圖 10 所示。凡近底之水，其含砂量較水面為大。故波浪之作用，有使海灘之砂移向深水之趨勢。



圖 10

但由陸地吹向海面之狂風，偶亦能使水面發生向外之水流，致上項作用減弱，或成相反之結果。海灘上風之影響，普通如圖 11 所示，將水中漂砂循之字形路線挾

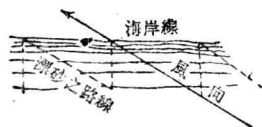


圖 11

上灘坡。其實際之作用，顯然異常複雜，但其大概情形，已可證明如上。漂砂按風力風向而變，而與盛行之風向關係尤切。

19. 砂洲之種類 港灣口門之砂洲，普通可分為四種。(a) 天然砂洲，係水流所不能侵刷之堅硬物質所造成。(b) 沖積砂洲，為河流排水沉澱物所積成。(c) 臨時砂洲，偶因風波之作用堆積而成，向後又因相似之作用或某一方向之水流衝刷而消失。(d) 常變砂洲，係因某種永久方向攜來之砂及卵石所造成。惟因風波水流之作用而常起變化。概括言之，(d) 種砂洲最常見於港灣之口。一方面因波作用而海濱之

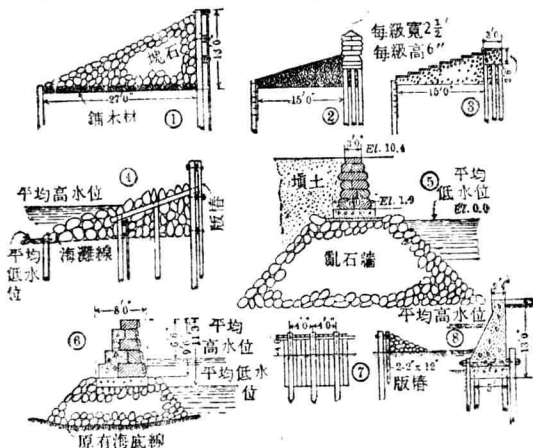


圖 12

漂砂沉積，一方面又為漲落潮所消散。圖 12 所示，即為港灣退潮及漂砂作用之結果，殊有妨於港口之進出，為砂土海岸所常遇者也。

20. 海岸線對於砂洲之影響 海底之坡度峻峭者，沿海岸線移動之漂砂不易為漲潮所帶進河槽，而易為落潮所帶出。似此情形，砂洲自不易漲成。港口在峻峭之岩石上者，砂洲亦不易漲成。港口近旁有凸出之海岸線，潮流有充分之速度繞此而過者，亦能阻止港口漂砂之沉積及砂洲之漲成。

21. 海塘或岸牆 海塘或岸牆者，係沿海岸線建造之隄或岸牆藉以防止海岸被直接之波浪作用所侵蝕也。其造法與防波隄相似。



或以亂石堆積，或以圻工壘砌，普通多輔以木板樁鋼板樁或鋼筋混凝土板樁，並用夾樁木導樁及斜樁等固定加強之。若用柴排，則用樁簽釘，壓以巨石。牆之大小，視所受波力之強弱而異。圖 13 所示，為曾經實施之各種海塘截面，列供參考。

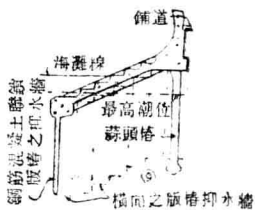


圖 13 海塘

22. 海塘之功效 有許多地方，會費巨款建造海塘，以資護岸，

而迄未得圓滿之結果。在空曠之岸灘上，既受巨波之作用，又有沿岸水流之侵刷，若建造海塘於其上，則波與流之作用，逐漸將砂灘侵蝕，致牆基顯露，或竟挖空，致全部建築物圯毀。遇此情形，即最精密設計建築之巨大工程，亦多失敗。美國新澤西<sup>(12)</sup>之海灘情形，經商務部等機關之苦心研究，得下列之結果：(a)除特殊之情形外，岸牆及挑水壩，不宜單獨應用。(b)除巨大而有永久性海塘外，普通之岸牆，不宜用混凝土爲之。在易於沉陷之處，用混凝土更覺危險。(c)木岸牆必須用巨大之塊石保護之。(d)爲絕對需要急切保護已成之建築物，如房屋及鐵路等時，方許於尋常高水位線以外向海中建造岸牆或海塘，並須建挑水壩以輔助之。(e)決定兩挑水壩之間距時，須先考慮許多因數，如海灘之斜度，波浪之高度，岸外砂洲與海岸之距離，鄰近有無港汊等。倘挑水壩之間距過大，則其背風面之外部將失去保護。倘間距不足，則兩壩之迴溜將互相干涉而發生侵蝕。約言之，間距應等於壩長之 1 倍至 1½ 倍。(f)挑水壩必須與岸牆密切接合，或則伸入岸土中達最高波浪線以上。若水能自壩之內端繞道透過，則必將發生危險。砂灘上之壩與岸牆接合不佳，或中斷者，則此建築物將歸無效。(g)挑水壩之板樁，打入土中至少須有 10 呎。有若干地點，此數尙感不足。因挑水壩之構造須力求堅密，故板樁應用企口接合，並用夾樁木及木樁支持之，使成一直線。木樁入土至少須 25 呎。樁木並應用木餉油製過。所有螺栓鋼條及大釘等，均應塗鋅。塊石應力求巨大，重量在 100 磅以下者不可用。即重爲 100 磅者，亦無大價值。在海面空曠之處，所用任何材料均不得輕於半噸。每塊重自 2 噸至 6 噸或 6 噸以上者，應約佔 75%。塊石之最小尺度，至少應等於其最大尺度之 1/3。挑水壩之壩心，必須不容砂粒穿過，普通須以木樁及板樁爲之。在材料充裕之處，巨大工程亦多用岩石爲壩心，如美國第 11 號街<sup>(13)</sup>之碼頭是，(h)設計挑水壩或其他建築物，其目的在收獲巨大之海灘面積者，祇可在特別理由之下許可用之。惟必須切實研究其對於附近市鎮之影響如何。因所求者祇可保護海岸，而不可擴充海灘。擴充海灘，則其鄰近

必有損失以償之也。(i)挑水壩之縱截面對海灘之高度及坡度，視許多因數而定，頗不一致。在新澤西北部峻灘上所認為必須採用之壩式，若用之於新澤西南部，將覺其發生不必要之浪費。因南部之海灘平坦，其海岸綫之漲落範圍亦較大也。如海灘刷深已甚而其坡度仍能容許挑水壩之建造時，最經濟之辦法為先建一低壩，高出灘面約三呎，但壩心設計時必須預留地步，俾日後低壩效力充分發揮後可增添板樁與夾樁木以成高壩。(j)建造曲線形之挑水壩，必須先將其情形澈底考查研究，因曲線壩是否較直綫壩為有效，殊無顯明之佐證。(k)海岸工程，須妥為養護。最好能創設基金，按需要而隨時支付之。(l)海濱砂丘之漲成，應設法促進並保護之。如新澤西之砂丘不幸適得其反，恒隨築路及造屋之進展而夷為平地，故政府應禁止取砂以供給建築或填高低地，因此亦一嚴重問題也。促進砂丘漲成之方法，最好在海濱播種植物，如海雀麥海麥及其他海濱植物。亦有在低處利用編籬之法以集積漂砂者。(m)巨大之工程，如防波隄或迴瀾壩等，能否保衛海灘，尙屬一爭論之問題，並無顯著之證明。(n)欲使進口航道暢通，必須利用突隄。如港叉紛歧者則宜建兩並行之突隄使束流以入深海。(o)在進口處之突隄，不論其為曲線或直線形，凡用雙隄之效果均較單隄為可靠。(p)突隄之長，須自高水位緣起，或自適當之岸牆起，向外伸展，至本問題所需之處。如為航道關係者，應伸達可能覓得於低水位時仍能通航之深水。若祇為固定進口之位置及保護海灘者，則祇須伸至低水位線稍微向外之處，即已足敷。有一事必須牢記者，即長隄造成後將使下風方面之海灘上暫時失却漂砂之供給，而海灘正常狀態之維持，則依賴於此等漂砂也。(q)新澤西之北部，砂灘較為峻陡，需要堅固之建築物，如巨石防波隄式之突隄<sup>①</sup>，以保護之。輕微之木建築無巨石鎮壓者，殊覺不能當此衝要重任。南部之灘，較為平坦，除進口附近外，為經濟着想，殊不必建築此項巨大工程。(r)砂灘之每部份，各有其特性。故欲事前決定一精密之規則，以適用於任何地址，殊不可能。但本報告中所討論或建議之建築物式樣，曾經過去數年之

經驗而證明其有效。有許多疑點，可以藉此解除。(s)對於巨大之防波隄式之突隄，最好用緊密之板樁為心，而外周擁以巨大塊石。壩之尺度，應適合於各地之情形。(t)除保護局部海灘之小建築物外，其他巨大之隄壩，不可用小塊石為之。合同上應規定用巨大塊石，例如3噸或3噸以上之巨石，其成數應約佔85%，而不應含有重在1噸以下者。至於塊石之尺度，照普通規定，其最小邊至少應等於最大邊之三分之一。(u)凡用塊石建築防波隄之前，除作水深測量之預備外，並應鑽驗土質，決定硬底層之有無及其地位。(v)基礎若有硬底層而壩用心牆者，則合同上應訂明使樁及板樁深入硬土。若無硬底層，則在合理之費用範圍內，應儘量用最長之樁及板樁。

23. 挑水壩 挑水壩係由海岸線向外伸出，其方向與海岸線或成垂直，或成斜角。普通均使與水流或漂砂之方向相垂直。其目的在防止漂砂沿海岸而移動。普通均用排樁或板樁釘於夾樁木及導樁之間，或用橫木板而夾以垂直樁。其式樣應求其對於波浪作用之阻力，能減至極小，壩頂依海灘之坡度，略高數尺，自高水位線伸達低水位線為止。造於陡灘上之巨大建築物，須在低水位下伸達深水處，保護海底，

使不致被波浪作用所劇烈擾動，例如侵蝕刷空，致壩之外端圯毀等。此種壩名曰突隄式丁壩。丁壩須能阻止側向波浪之侵襲。其間距須

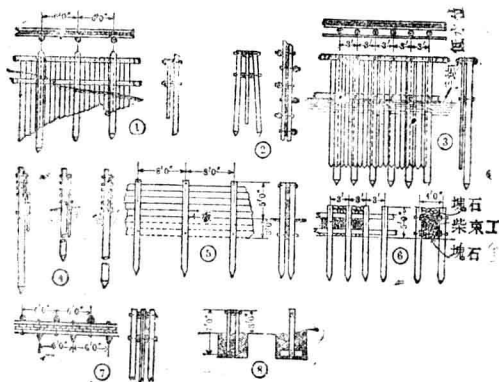


圖14 挑水壩及丁壩

等於壩長之1倍或 $1\frac{1}{2}$ 倍。茲將圖14略加說明如下：(1)式曾建於紐約州。夾樁木為 $5'' \times 10''$ 。板樁厚 $4''$ 。(2)式曾建於紐約州。板樁



厚 3"，長 11'0"。上夾樁木爲 6"×6"，下夾樁木爲 6"×8"。(3)式曾建於紐約州。夾樁木爲 4"×10"。板樁厚 4"，長 21'0"。(4)式曾建於紐約州。水平木板爲 3"×10"。夾樁木爲 4"×8"。板樁厚 3"，長 6'0"。圓樁長 15'0" 至 20'0" 不等。(5)式示砂灘漲高，木板沒入砂中。所有木料，均用木罈油製過。曾用於新澤西。(6)式曾用於新澤西。(7)式曾用於新澤西。建於 1908 年。在 1914 年以前，均見功效。砂灘既被保護，並見擴大。(8)爲低矮式之挑水壩。曾用於英國海灘而大見功效。英國海灘，近年多用鋼筋混凝土爲挑水壩。其造法係用有企口槽之鋼筋混凝土樁，中間嵌水平版。灘漸高漲，水平版可逐漸加高。荷蘭有用梢束爲挑水壩者，表面鋪以塊石，亦甚見功效，壩長約 350 呎。

24. 挑水壩作用之原理 建造挑水壩之目的，在使波浪之作用就地加以範束，使組成海灘之砂礫縱被移動亦仍必上下往來於一定範圍之內，同時防止沿岸水流將此種砂礫移至別處。設壩以後，沿岸水流必須繞道壩端 該處水深浪弱，水底沙泥無法激動，故不致爲水流所挾之他往也。除此以外，此項沿岸水流能自挑水壩保護效力不能達到之遠處，攜取砂礫，一部分懸浮水中，一部分着底滾轉，堆積於挑水壩間之空套中。其結果能使海灘逐漸增漲，如圖 15 所示。在向風方面所積聚之物，自必較多，而背風方面，因壩端發生旋渦，積聚較少。迨套中積滿，則需要將壩身增高，並將壩端向海展長。

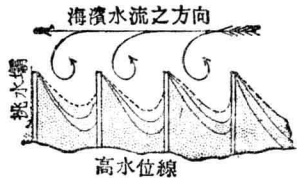


圖 15

會見有許多實例，在施工之前，繼續坍塌，而施工之後，則大見增漲。挑水壩與海塘並用，更見有利。在海中堤防波隄，與海岸並行，對於防止海灘被蝕，亦頗見效，且有能使隄後增漲者。

25. 風砂之防止 除破裂之波浪，海濱之水流，及漂砂等之作用，能致砂灘消漲外，氣流即風之影響亦大。觀夫砂丘之漲成，及不斷遷移，即可知之。倘欲保護海灘，使之安定，則此項作用亦深感其

重要。荷蘭之海濱，常播種植物，以防砂粒隨風飛揚。或於指定地點，安置梢工，以期積聚風砂，造成砂丘。種植葦草灌木等以保護砂灘，雖屬有效，而需時甚久。其初步辦法，用籬笆可以收效較速。迨其埋沒於積砂之中，則可加高之，使造成永久之砂丘，以資保衛。

## 第 5 節 港口航道之整治

26. 港口河道之變化 受潮汐影響之港口，退潮之水，常能自覓其阻力最小之路線而刷成一槽；而漲潮之水，由海入港，則又自闢河槽。有時即與退水槽相交，結果致退水槽淤塞不暢。此外如海濱之水流及漂砂，以及偶遇之狂風等之影響，更足使港口航道之維持問題，愈趨複雜。但無論如何，作用於河槽之各力，仍有漸趨平衡，形成較為固定之河槽之趨勢。且航道不必與潮汐刷成之天然河道相合。祇須溝通天然河槽之名深塘，或就天然之深水河槽，截灣取直，即可成功。至於此項淺段，在水面以下，如何開挖，可參閱土工編。航道標誌如何設置，亦待下節再行討論。淤砂不多者，祇須常年疏浚，即足以維持航道。

27. 突隄之用途及種類 海濱漂砂過多，能積成砂洲，妨礙航行，則可自港口建築突隄，直達深水，以防止之。惟於設計時，應詳細注意於河槽之天然形勢及趨向，力求遷就，以免對於其平衡，生不必要之擾動。突隄有單雙之分，又有曲線與直線之別。雙直線突隄，除兩壩並行者外，又有輻合與展開之不同。在海濱漂砂過多之處，港水外流，常循曲線河槽入海，其凸岸與盛行之風向相對。單曲線突隄，即循此岸建築。因向風方面之砂灘增漲，隄頭每需時時加以延長。惟亦有漂砂已被帶入深水，而隄頭不復需要延長者。雙股曲綫之突隄，則祇見用於美國密士失必<sup>(14)</sup>河口之南支河。單直線突隄，採用之處頗多。但除非特別設計，使適合於其特殊情形者，每不大見效。雙直線隄會用於法國之隆<sup>(15)</sup>河口，惟此項工程，施工時之進行極緩，砂灘伸漲之速度遠超過工程之進展，故結果認為失敗而被放棄。但在墨西哥之塔姆彼科<sup>(16)</sup><sup>(17)</sup>亦有同式之建築物，施工時向海之進

展極速，而卒告成功。輻合形突隄與退潮之方向並行，自岸向外而輻合成較狹之出口，約束水流，控制衝刷。向風方面之隄，其作用在阻止海濱漂砂。背風方向之隄，則協助前隄，引導退水，使衝刷河槽中所受漲潮時之淤砂。此項隄端每須時時延長，俾達深水，或再輔以疏浚工程。展開式突隄，使港更合於天然之情形，而使航運更覺便利。突隄又分高低兩類，各有利弊。高者常高出高潮位數呎，能防止漂砂，現今英美兩國多用之。此外尚有離岸而孤懸水中之突隄，即隄之內端留有開口者，曾用於查爾茲吞未見功效。<sup>(18)</sup>

28. 突隄之設計及建築 突隄之構造，普通係用塊石堆積而成，一似亂石防波隄。其頂常略高於高潮位。在計算建築材料之數量時應注意其有大量塊石將陷入軟底之土中，並有一部份塊石為波浪作用所衝落，致其坡度較理想為平坦。完成以後，並應時時增補，使其頂高足以防止挾砂之潮流掃過而沉積於河槽之中。此外亦有堆積柴排柴束，上壓塊石而成者。亦有用圻工或鋼筋混凝土建築者。參閱圖 16 及圖 17。

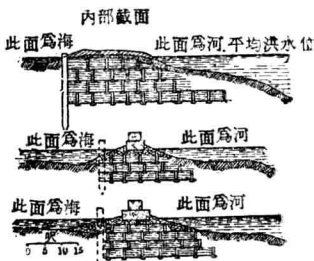


圖16 美國密士失必河南支之突隄截面圖

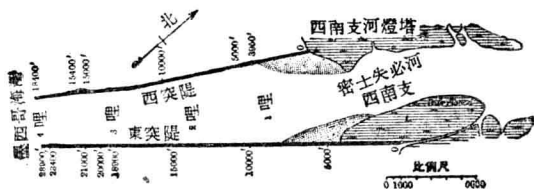


圖17 美國密士失必河西南支之突隄平面圖

## 第6節 航道標誌

29. 浮筒 浮筒者，浮於水中之標誌，用以指示進口航道，或危險淺灘之位置者也。在航道之旁，每間一相當距離，置一浮筒。港埠

及轉向之處，每以浮筒之形式及顏色表明之。浮筒須繫於極大之錨碇上。錨碇係用鑄鐵鑄成菌式，或用混凝土製成大塊，而附以鐵環。繫纜之長，應大於該處之水深約 2 倍至 3 倍。視潮位差之大小而定。分割河槽之浮筒距離，視河槽之性質，如寬度及曲度等而定。港灣之中，應多設浮筒，以資到處可以繫船，而不再須用船錨。港灣之面積小者，每組應設兩浮筒，一繫船首，一繫船尾。港外海中，沉有破船或有海底電纜經過之處，亦均應用浮筒指示之。

30. 固定標 固定標者，為固定之記號或建築物。常用以指示路線，或方向之轉變。沿海岸陸地上顯著之目的物，或永久建築物，如烟囱等，均常用作此項標誌。

31. 燈標 航道之位置，常用有燈之浮筒或固定標指示，以便黑夜航行。燈中所燃為煤油或為煤氣。

32. 發聲信號 在大霧中燈標不適用時，可用發聲信號標以補救之。發聲信號又分鐘聲與笛聲兩種。在深水之中，不論何時，均有波浪之作用，鐘聲係利用此項動力，使鐘碰撞發聲。笛聲則利用浮標升降，使空氣出入而發聲。亦有用壓縮空氣，或其他氣體，使鐘碰撞，使笛發聲者。此項壓縮空氣之桶，須按時添裝。鐘笛之聲，在空氣中傳遞，每易發生誤會而難於辨認。故有利用水中傳聲者，既可遠聞，且易確認方向。

33. 燈船 在不適宜於設置燈浮筒或燈塔之處，常設置燈船以利航行。如在波濤汹涌之海中，燈船自較燈浮筒為穩固而可恃。其最要條件，乃建造堅固，即遇狂風，而仍屬穩定。

34. 燈塔 危險之海岬或隄礁等，常用燈塔以指示之，而尤以港之進口處為甚，燈光分固定旋轉及閃爍等類，以資辨認。航海者發見燈光，並查知該燈在海平面以上之高度，則在初發見燈光處之距離，即可計算而得。設  $H$  為燈高， $h$  為觀察者之高，均係對於海平面而言，以呎計。 $D$  為船與燈塔間之距離，以哩計。若所見之燈光恰在水平面上，則  $D = 1.32(\sqrt{H} + \sqrt{h})$ ，若  $D$  以海里(6080 呎)計，則係數 1.32，應易以 1.15。例如燈高在水平面以上 100 呎，觀察者

在水平面以上 25 呎，其所見之燈光適在水平面上，則該船距燈塔應為 19.8 哩，或 17.2 海里。以下所述關於燈塔之光及建築，係美國燈塔服務處長空章<sup>(19)</sup>氏所貢獻。(a)光之強度 燈光之強弱，原係按透鏡焦距之大小而分光級。例如第一級第二級等。惟光級之一名詞，難免發生誤會。近來實用上，均以燭光代之。(b)能見之距離 能見距計分兩種：一屬於地理的，即按燈光置於水平面以上之高低而能見之距離；一屬於發光的，即因光之強弱而能見之距離。(c)燈之種類 發光之燈，按透鏡不同而分為三種。即用反射鏡，用折射鏡，及兼用反折射鏡。第三式為現時所最通用者。(d)光之種類 燈光約可分為呆定光，閃爍光，定閃兼用光等類。呆定光極易為附近私人之燈光所誤會，在可能範圍內，應避免之。定閃兼用光及延長閃爍光之經透鏡放射者光線較弱，亦應避免。複光之費用大增，而反不如閃爍光清楚，故近來亦大都廢棄不用。顏色輪昏光應設計使白光及色光有同等之強度。(e)能見之弧 能見之弧，分為兩種。一為單光用以照耀大片之海平面。一為成對之雙光，藉以指示狹窄之河槽或航道。常於燈上插入紅玻璃片，使紅光所射及之處適為危險地點，如暗礁岩石淺灘或河槽之邊界等。(f)燈之管理 燈之管理有二種：一為有人看守者；一為無人看守者。(g)霧中信號 大霧中常用之信號，計有四種：用手或機械敲之尋常鐘，用機械敲之水下鐘，用壓縮空氣吹之叫笛或號角，用蒸汽吹之叫笛或號角。(h)建築材料 各種普通之建築材料，均可用以建造燈塔，如磚石工，木架工，混凝土工，鋼鐵工等。(i)燈站之佈置 在陸地上之燈站，大都包含有燈塔，油庫，霧中信號室，守護人住宅，工場室，給水及排水系統，船庫，道路等。惟因地位關係，亦有將數室，或全部，併為一室者。若在水中，則全站各室，均應包含於同一之建築物內。(j)燈站之基礎 在陸地上之磚石或鋼鐵燈站，其基礎常用一整塊之混凝土為之，直接置於基土之上。若係軟土，則亦有置於樁頂之木格床上者。此混凝土塊之大小，須使基土之單位支承力在容許之範圍以內。燈塔之骨架，有置於同一之基礎上者，但普通將塔之每一脚或

每一柱，分別各用單獨之基礎。燈站基礎之在水下者，有用圻工之磯墩，有用圓形鋼鐵沉箱，而實以混凝土。美國沿大西洋海岸，多用鑄鐵沉箱。支承基礎之岩石，若在低水位以下者，則應先用麻袋裝混凝土填平之。若露出水面，則可用工具鑿平，並於岩石上用巨大之螺栓使與其上之混凝土切實聯合。站址若係軟底，則最好用壓氣沉箱法爲之。沉箱用木材及金屬製成，均無不可，自箱底刃口至高水位之水深，自 19 呎至 85 呎不等。此外尙有用於淡水中之基礎，如木框及混凝土塊所成，直接置於優良之基土上，或於軟底上先沉鋪 3 呎至 4 呎厚之塊石一層。此種木框之中，大都先填塊石，候高達低水位以下約 2 呎處，再用混凝土塊堆砌，達需要之高度。(k) 壓力之計算 陸地之建築物，除風壓力外，受波浪之作用乃偶然之事。至於水下之建築物，則兼受風波、浮冰及水流之影響。決定燈塔穩度之普通方法，須先求作用於建築物上使發生有傾覆趨勢之各力之共同中心點。再將全建築物之重(在水下者浮力亦須計及)或增或減作比例，使各力與建築物淨重之合力，落在底面以內，並距底邊有充分之距離。如此則全底面係盡受壓力矣。建築物之基礎多深埋土中，側面抗力頗大，故求其合力時，基土之側面抗力，亦應計及。基礎底面及側面之最大單位壓力，不得超過基土之支承力。基礎若建在岩石之上，則合力在底面上離邊之距離，應酌定使其最大單位壓力，不超過該兩種接觸材料之抗壓強度。風波、浮冰及水流等之壓力，均應假定其最大數，因燈塔所受者，大都爲狂風、巨冰及急流也。實用上常假定在平面上之風壓爲每方呎 60 磅，若係球面，則取其三分之二。最大之波浪壓力，根據斯提文松之經驗，可假定其爲平面上每方呎 6000 磅。此力在波峯上爲最大，向下逐漸減小，至波腳減而爲零。水流之衝壓力，視流速之大小而變。浮冰之壓力，可假定冰厚 1 呎，撞於磯墩上之力，爲每方呎 30,000 磅。(l) 上部之建築 燈塔之上部建築不論其是否與其他房屋或離或合，均有若干相同之點。塔底有門，有盤梯，梯間以停步台間隔之，上通工作室。更上爲看守室。工作室與看守室，小燈塔大都合而爲一，大燈塔偶亦

如是。發光器之台座，多置於看守室之樓板上。小燈塔則另以板支承之。燈之玻璃，應適足以透出水平光線。如用閃爍之燈光，則可利用盤梯之中柱以藏置旋轉機器之重錘。燈室及看守室外，均應有欄干走廊。燈塔須完全用耐火之材料構造。並應避免與其他房屋聯接以防火災之波及。其骨架之設計，與烟囱及高架棧橋相同。惟應更加堅強而有剛性，因震動對於發光器之燈及鐘均有莫大之妨礙也。

## 第二章 橫碼頭

### 第 1 節 橫碼頭之設計

35. 定義 碼頭者，停泊船舶之所也。其與岸並行，或沿岸建造，既可護岸，又可作碼頭用者，名曰橫碼頭。伸入水中與岸垂直或成斜角者，名曰直碼頭。茲先論橫碼頭。

36. 設計資料 設計橫碼頭之第一步，須先考查基礎之性質，以視岸牆是否可以直接建築於岩石或堅膈土上，或須建於樁頂或格床上，若用木樁格床，則又應先考查海水中是否有蛀蟲。蟲多者，樁木須用木錫油製過，或用其他防腐法保護之。岸牆之設計，與擁壁相似，惟其一方面受水之壓力，按潮位之高低而不同，而他方面則受土及其含水之壓力，更須另加超載。岸土之含水，常高於潮水位，尤以低潮位時為甚。潮水驟退之結果，每使岸土及其含水發生極大之壓力，推牆外傾。設計之前，必須先知土與水作用於牆上之壓力。茲設  $w_1$  為每立方呎之水重， $w_2$  為每立方呎浸水之土重， $\varphi$  為土之靜止角， $h$  為牆高，於是每呎牆長之壓力，可用下式計算之：

$$\text{水壓力} = \frac{1}{2}h^2w_1$$

$$\text{土壓力} = \frac{1}{2}h^2w_2\tan^2(45^\circ - \frac{1}{2}\varphi)$$

$$\text{總壓力} = \frac{1}{2}h^2[w_1 + w_2\tan^2(45^\circ - \frac{1}{2}\varphi)] = \frac{1}{2}h^2W$$

求  $W$  時，應先假定海水重  $w_1$  為 64 磅，並由試驗決定  $w_2$  之數值。保護軟土，或圍填土漿之岸牆，其水與土之合併重量，固有高

達或超過每立方呎 120 磅者，但實際上用達 90 磅以上者，殊屬少見。寬一呎，高  $h$  呎之垂牆上之總壓力，等於以  $W$  乘  $\frac{1}{2}h^2$ ，以磅計。

土浸於海水中之重量

材 料	每立方呎之重(以磅計)		
	最 大	最 小	平 均
礫石及泥灰石	.....	42.0	62.9
礫石及砂	73	42.0	62.4
砂	66	42.0	58.3
礫石，砂及黏土	80.9	51.2	70.0
硬黏土	64.8	38.4	47.8
硬黏土及礫石	70.3	44.8	52.6

37. 傾覆力矩 傾覆力矩者，即以牆後之全部壓力，化為等量液體壓力，乘其高之  $\frac{1}{3}$ 。減去牆前水壓力，乘以水深之  $\frac{1}{3}$ 。牆高可自填土之頂向下計算。牆頂有承載台者，其高可自台底算起。若岸牆造於膠狀之土上者，其計算所用之高度，不一定為牆之實在高，而或須伸達牆前水底以下若干距離。其他設計方法，可參閱圻工篇。

38. 設計慣例 碼頭工程之設計及建造，常為慣例所左右，惟其基本原理，則與其他工程相同。岸牆若係重力式，須先考慮基土之安全支承力，並須注意於建築物之浸水部分，應減輕同量水重之浮力。若用基樁，則其安全之支承力，須先打試樁決定之。試樁之法，或用荷重而觀察樁之沉陷，或用錘擊而以最有名之公式計算。樁係木製者，其容許之強度視木材之種類而異。若用木罈油製過，則其安全之支承能力應酌量減小。樁頂蓋有橫木，則應注意其與木材纖維相垂直之安全支承應力，使不超過。照碼頭工程之普通情形，大頭 14 吋徑之大樁，其支承能力每樁不得大於 18 噸。用木罈油製過者，不得超過 15 噸。鋼筋混凝土樁之安全支承能力，可倍於上數，惟當然仍須視截面之大小，及其打樁之方法而定。鋼筋混凝土樁之支承能力，應減去樁之本身重量。在古<sup>(20)</sup>巴之哈<sup>(21)</sup>凡那建造碼頭



時，曾用 20' 方之鋼筋混凝土樁，長 85 呎，每樁容許荷重之毛數為 40 噸，其中 15 噸為樁之本身重，故樁之淨容許支承能力為 25 噸。斜樁之支承能力，須略為減小。因樁架傾斜，錘在導柱滑下，發生摩擦作用，而減小其效果也。

39. 膨脹接合 橫碼頭中為避免意外之裂縫起見，每約 50 呎分為一段，做一膨脹結合。其目的在容許兩相鄰之段，可以自由分別向上下移動。但各段須互相嵌合，使不發生水平之破裂。最簡單而有效之一式，為將各段之一端製成一條或多條之 V 形槽，而塗以黑油，或將兩段之端相去數呎，中間另用混凝土填塞。圖 18 所示，即此兩種方法也。A 處係將先澆成之混凝土上，用刷塗以黑油。B 及 C 兩處，則候主體之模殼除去後，兩端亦均塗以黑油，然後再將混凝土填入空間。

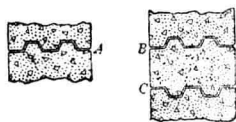


圖 18 膨脹接合

## 第 2 節 橫碼頭之基礎

40. 板樁 橫碼頭之板樁，其作用頗似簡單梁或部分固定梁，下端支於基土，上端支於拉條。其最須注意者，板樁打入土中之深度，須足以發生充裕之握力，免致拔出。職是之故，板樁須打至相當深度，使基土之被動阻力，足以抵抗板樁下端之反動力。鋼筋混凝土板樁，可按需要而加入鋼筋，但必須兩面均置入相當之鋼筋，俾充分堅強，搬運時不致折斷。攜取時並須認定兩點着力，使其正負力矩相等，其點可埋置鐵管或鐵環以誌之。岸牆之失敗，每由於板樁下端被擠壓而出，亦有因板樁之長度不足，樁下軟土發生流動或泥波，致工程坍毀者。近來常用鋼板樁以代木質或混凝土板樁。因後者所不能穿入之處，鋼板樁均能穿入，且有能透入軟岩者。鋼板樁在空氣中雖易銹蝕，但在水下或不通氧氣之處仍能保持甚久。現時已有含銅之鋼板樁。惟此種合金之防銹效力究竟如何尚屬疑問。

41. 板樁之計算 板樁之尺度，入土之深度，及拉條之張力等

之計算方法，列舉如下。圖 19 中之  $AB$  爲版樁，打入土中之深度爲

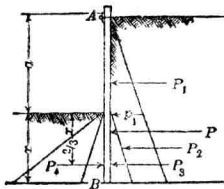


圖 19

$x$ ，擁土之高度爲  $a$ 。此版樁所承之荷重爲牆後之土壓力  $P$ ，而以  $T$  與被動土壓力  $P_4$  抵抗之。又  $P = \frac{1}{2}p(a+x)^2$ ， $P_4 = \frac{1}{2}kpx^2$ ，再以  $A$  爲中心作力矩方程式，則得  $P \times \frac{2}{3}(a+x) = P_4(a + \frac{2}{3}x)$ 。

以  $P$  及  $P_4$  代入，則得  $\frac{2}{3}(a+x)^3 = kx^2(a + \frac{2}{3}x)$ 。由此式可求得  $x$  之值。拉條中之張力  $T$  可由  $T = P - P_4$  求得之。又  $P$  可分爲  $P_1, P_2, P_3$  以求之，即  $P_1 = \frac{1}{2}pa^2$ ， $P_2 = P_1x$ ， $P_3 = \frac{1}{2}px^2$ 。圖 20 爲普通開溝所用之板樁，用  $D$  及  $C$  兩撐條，

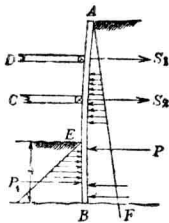


圖 20 板樁之長度及撐條之位置

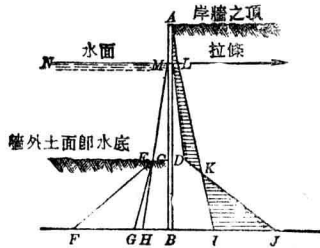


圖 21 板樁上之彎曲力矩及剪力

以代替圖 19 中之拉條  $T$ 。在此種情形之下，則  $P_4 + S_1 + S_2 = P_c$  於是板樁之尺度，打入土中之深度，以及撐條夾樁木等之大小，均可由此決定。再假定板樁  $AB$  作用如梁，其荷重示如  $ABF$ 。圖 21 所示，爲岸牆之板樁，亦可同樣分析之。其中  $AB$  爲板樁， $MN$  爲水面，三角形  $ALM$  代表潮位以上之土壓力， $MLIB$  爲岸牆背後在潮位以下土與水壓力之總數。 $MHB$  爲牆前水壓力之總數， $EGH$  爲牆前之土壓力之總數。 $EGF$  爲被動壓力之總數，將牆前之壓力及被動壓力圖，複置於牆後之壓力圖上，求得  $AMDKL$  代表向前之壓力強度， $KIJ$  代表向後之反壓力強度。 $KIJ$  之力，加  $T$ ，應等於  $AMDKL$  之力。於是可製成力矩圖，而板樁之尺度及其細目，均

\*關於  $p$  之值參閱 §36，關於被動土壓力參閱渠工編。

可由此決定之。圖 22 所示，為有承載平台為超載之岸牆碼頭。板樁之長及尺度，可決定如下。先求自牆頂至牆外土面間之總壓力  $P_1$ 。次求在牆外土面處之牆內壓力強度  $p_1$ 。再求牆外土面以下之牆內壓力，在單位深度內之強度增加數  $p$ 。末求牆外土面以下之被動壓力，在單位深度內之強度增加數  $kp$ 。於是  $P_2$

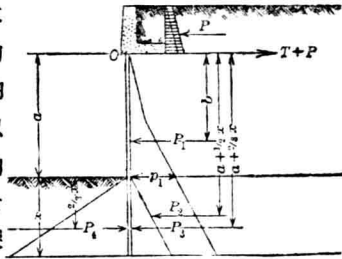


圖 22

$= p_1 x$ ;  $P_3 = \frac{1}{2} p x^2$ ;  $P_4 = \frac{1}{2} k p x^2$  以  $O$  為中心，求得樁頂以下各力之

$$P_4(a + \frac{2}{3}x) - P_3(a + \frac{2}{3}x) - P_2(a + \frac{1}{2}x) - P_1 b = 0;$$

$$\frac{1}{2} p x^2(a + \frac{2}{3}x)(k-1) - p_1 x(a + \frac{1}{2}x) - P_1 b = 0;$$

$$\frac{1}{3} p(k-1)x^3 + \frac{1}{2} a p(k-1)x^2 - \frac{1}{2} p_1 x^2 - a p_1 x - P_1 b = 0$$

末式中祇有  $x$  為未知數，求得  $x$ ，即可續求  $P_2, P_3, P_4$  及  $T (= P_1 + P_2 + P_3 - P_4)$  之值。

42. 斜樁 斜樁之成人字形者，有時所受為拉力，而有時又變為推力，須詳加考慮，做成適當之接合。常見有樁之根數及其支承力，甚為充裕，而因接合欠佳，致其效能不能全部發揮。岸牆可用縮定以抵抗推力或水平壓力。縮定物須埋於填土靜止角破裂面後方之下部。或亦用斜樁以縮定之。斜樁縮定，示如圖 23，圖 24 及圖 25。在圖 23 及圖 24 中，其水平力以  $AB$  代表之。

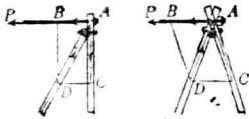


圖 23

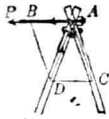


圖 24

$AD$  為斜樁上之推力或支承力。 $AC$  為圖 23 中垂直樁及圖 24 中斜樁上之拉力或上舉力。圖 25 所示，為上有承載平台之縮定，亦即岸牆之縮定。 $AC$  為上舉力，但其垂直樁上實際之上舉力，將為頂上平台上之填土壓力所減小。

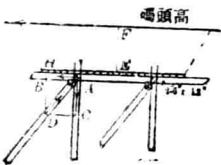


圖 25 上有承載平台之樁縮定 此項填土之重圖中以  $EFGH$  表示之。

43. 有效及無效之斜樁締定 圖 26 所示，為岸牆斜締定之五種有效接合法。圖 27 所示，為五種不適當之接合法。其中數種，係

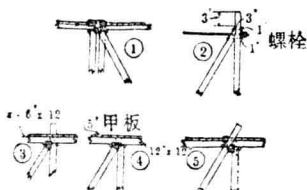


圖 26 有效之樁締定

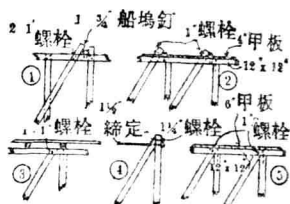


圖 27 無效之樁締定

由實際工程中得來。例如圖 27 之(1)及(2)，乃自岸牆外移而傾覆以後方始發見者。因此種結合，其斜樁中之支承力或推力，全由兩隻 1" 螺栓及一隻  $\frac{3}{4}$ " 船塢釘之彎曲力所負荷。初尚堅固。後以釘浸水生鏽，則效力大減矣。圖 27 之(3)(4)兩式，完全倚賴於一隻螺栓之彎曲力。(5)式則除甲板直接在樁之上，可以協助供給一部分支承力外，其餘亦與(3)(4)兩式同。永久工程之全部或一部份浸水者，設計時，在可能範圍內，應竭力避免倚賴於鋼鐵之釘合。釘栓塗鋅，亦無巨大效果。偶亦有用銅栓釘者。如若可能，此種工程應設計使成木材接合，而用劈形木插樁及樹釘等以固定之。關於蓋木桁條之尺度，甲板之厚度，相接處之支承面積，以及其他細目設計，均應遵照普通之木工設計辦理。木材忽乾忽濕，易於腐敗，尺度應充份放大，以期安全。鋼筋混凝土工程，則應顧及其因受鹽水或冰凍之作用而發生可能之破裂。

44. 叢樁之安全支承力 樁端着力於堅膈土或岩層上者，其作用如柱。若係全在軟土中者，則其支承力視表面之摩擦力而定。摩擦力之作用，可解釋如下：樁之荷重，由樁而傳遞於垂直圓錐形土，(圓錐形上小下大以樁為中心軸)再傳達於樁尖以下之下層土。但上層土又因打樁，被壓擠堅實，而支承力增大。故一樁之安全支承力，不足以代表叢樁之支承力。蓋叢樁中，各樁之圓錐形土，必互相干涉，圓錐形之下底，必互相疊複。即下層土之每一面積，同時受及

數樁之荷重也。但上層土則又因樁多而被壓堅，可以負較大之荷重。不過此亦有一定之限度，用多數密樁，每易超出其範圍。在港埠工程中，各樁之間距，最好不超過  $2\frac{1}{2}$  呎至 3 呎，在大羣叢樁中，樁之間距為  $2\frac{1}{2}$  呎，每樁之荷重 18 噸者，可使下層土每方呎約受 3 噸之荷重。此與擴展牆基，使支承面積加大之情形恰相同。

45. 樁締定或樁之拉力 碼頭工程用斜樁為締定者，每能發生向上拉力。打樁入土而全賴摩擦力以為支承者，其拔出之阻力，大致可視作等於支承力而仍屬安全。港埠工程中之拔樁試驗，可完全證實此說。曾將長 55 呎至 75 呎之樁，打入水中，達 23 呎至 35 呎，需要拉力 20 噸至 45 噸，方能拔起。並有許多樁身未動，而樁頭已被拔去。此項阻力，全賴表面摩擦而發生。亦有因人工締定而發生者。例如混凝土之蒜頭樁，其抗拔之阻力，則視與樁發生關係之圓錐形土在水中之重量而定。此圓錐形係倒置，頂在樁尖，而底面即在河海之底。故叢樁之締定能力不及同數之樁各個締定能力之和。蓋叢樁相距過密，則地位有限，圓錐形土將互相干涉而體積必須減小，重量亦必減輕也。至於土重自應以 §36 所述之浸水土重計算。

46. 承載平台式之岸牆碼頭 承載平台者，係在水面以上建一平台，以承載填土及超載，而將其重量轉達於木樁或混凝土樁者也。台用木製，或鋼筋混凝土製。台上之牆，用鋼筋混凝土建造，或用塊石堆砌。台下之前後，用木質，鋼質或鋼筋混凝土板樁掩蔽。亦有將牆向後退，而不用板樁者。圖 28 及圖 29 為普通常用平台之兩式。

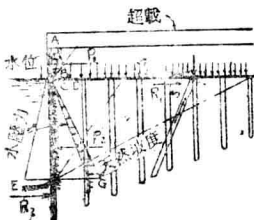


圖 28

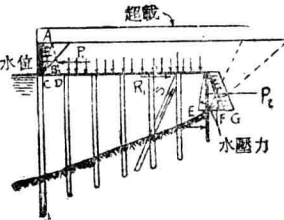


圖 29

圖 28 式多用於木蛀蟲較多之海岸，樁木之四週，填土以保護之。

$P_1$  代表台上填土及超載之水平推力。 $P_2$  代表台下填土之水平推力。土浸於水中，因浮力關係，失去其一部份重量。板樁以外之水壓力，為樁內之水壓力所抵消，所餘之  $P_2$  以三角形  $BFG$  代表之。 $P_1$  及  $P_2$  為  $R_1$  及  $R_2$  所抵抗。 $R_1$  為甲板之拉力。 $R_2$  為板樁前底土之阻力。 $S$  為斜樁之支承力，而  $R_1$  即等於  $S$  之水平分力。圖 29 之板樁，係置在台後。 $P_1$  代表台上填土及超載之向外推力。 $P_2$  代表台面以下之填土，及台面以上之超載等之向外推力。凡此向外推力，均由  $R_1$  及  $R_2$  抵抗之， $S$  為斜樁之支承力， $R_1$  為  $S$  之水平分力。 $R_2$  為樁前底土之阻力。由圖 29 知將海底之天然坡度加陡，或更將台面向後延展，則台後可不須再用板樁。

### 第 3 節 木質橫碼頭

47. 木碼頭之優點 臨時性質之工程，或為求造價之低廉起見，大都以木材為之。如若必要，木材均應製以防腐劑。在絕無木蛀蟲或雖有而不多之港灣中，木材用於平均潮位以下，因永久潮濕，壽命極久，故基礎及其他港埠工程，固不妨用木材為之。

48. 木材之蒸製 據可恃之報告，將木罏油製過之木材，置於木蛀蟲極多之水中，其壽命之長短，極不一致。此乃由於油質油量及製法不同故也。油量有每立方呎用 10 磅至 24 磅之變化。短葉松杉因其組織不同之關係，較之多脂松每立方呎所需要之油量較多，在需用蒸製木材之處，自以用此類木材為較佳。黃松木樁，每立方呎用木罏油 16 磅蒸製後，用於查爾茲吞港埠中，經 12 年仍無被蟲蛀之現象。在美國南大西洋各港灣中，木蛀蟲異常活躍，惟經木罏油製過之樁，用於港中經 20 年，尙未見有巨大之損傷。圖 30 所示，為各地曾經實用之各式木質橫碼頭，列備參考。茲略加說明如下（參閱圖中之號數）：(1) 前面密排樁，背後填亂石。(2) 3" 板樁，背後填亂石。縮定檔架之間距中至中為 10 呎。(3) 密排樁，背後填亂石。檔架間距中至中為 6 呎 6 吋。(4) 會用於紐約。(5) 亂石隄旁建承載平台，檔架之間距中至中為 10 呎。(6) 木框架中填以塊石，框用圓木



容許之活荷重爲每方呎 500 磅。樁用木錫油製過，檔架間距中至中爲 15 呎。(11)樁及木材均經木錫油製過，碼頭長 526 呎。(12)芝加哥標準鋼板樁岸牆。(13)平台下用 6" 鋼板樁。檔架間距中至中爲 10 呎。

#### 第 4 節 木石質橫碼頭

19. 基礎 建造較有永久性之橫碼頭，苟其地不易覓得岩石，或堅硬土質爲基礎，則常用木樁及格床以支承之。更有將基樁及格床提高至平均潮水位，而於其上建圻工或混凝土建築物。亂石爲建造岸牆之最優材料。在量多而價廉之處，多用以建造牆基，保護岸坡，填充碼頭。因其空隙較大，故其重量不一定大於填土，惟其坡度較陡，可小於 1 比 1。

50. 設計概要 圖 31 所示，爲許多前例之概要，列備參考。茲略加說明如下(參閱圖中之號數)：(1)爲 12" 厚之鋼筋混凝土牆，建於木樁之上。其間距中至中爲 15'6"。甲板亦爲鋼筋混凝土，活荷重 600 磅。(2)爲混凝土牆，建於樁及亂石之上，惟甲板係木質。(3)爲芝加哥某岸牆之計劃圖。(4)木樁用混凝土圓筒包裹，間距中至中爲 7'0"。(5)鋼筋混凝土圓柱，建於木樁之上，間距中至中爲 12'-0"。(6)爲芝加哥之橫碼頭。(7)樁及板樁均未經木錫油製過，其上爲混凝土岸牆。板樁之前再用 3'-0" 寬之鋼筋混凝土板樁保護之，使不爲木蛀蟲所侵襲。(9)爲紐約岸牆中之一式。(10)式曾用於波士頓<sup>(2)</sup>。(11)(12)(13)均爲紐約州之運河岸牆。(14)式之檔架間距中至中爲 4'-0"。每一檔架用兩斜樁，板樁爲 6" 及 8"。(15)式之檔架間距中至中爲 8'-0"。每一檔架用兩斜樁，板樁厚 6"。(16)式曾用於波士頓。(17)木甲板上加混凝土牆，板樁爲鋼筋混凝土，長 55 呎亦有用方塊花崗石砌牆者，檔架間距中至中爲 5'-0"。(18)(19)均曾用於德國。

#### 第 5 節 圻工及鋼筋混凝土橫碼頭



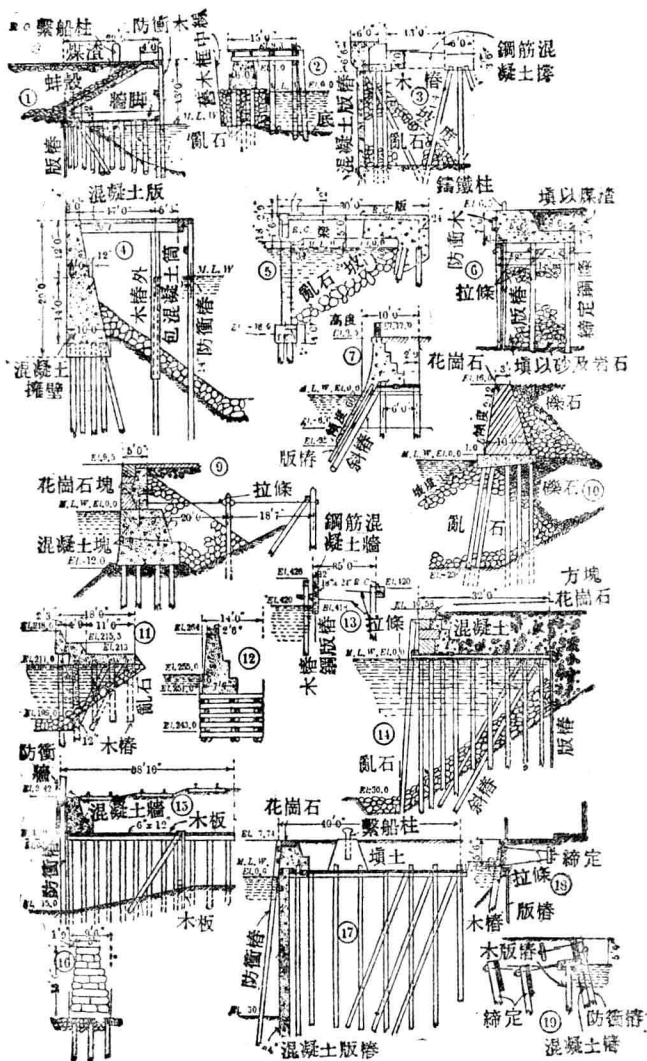


圖31 木石質橫碼頭

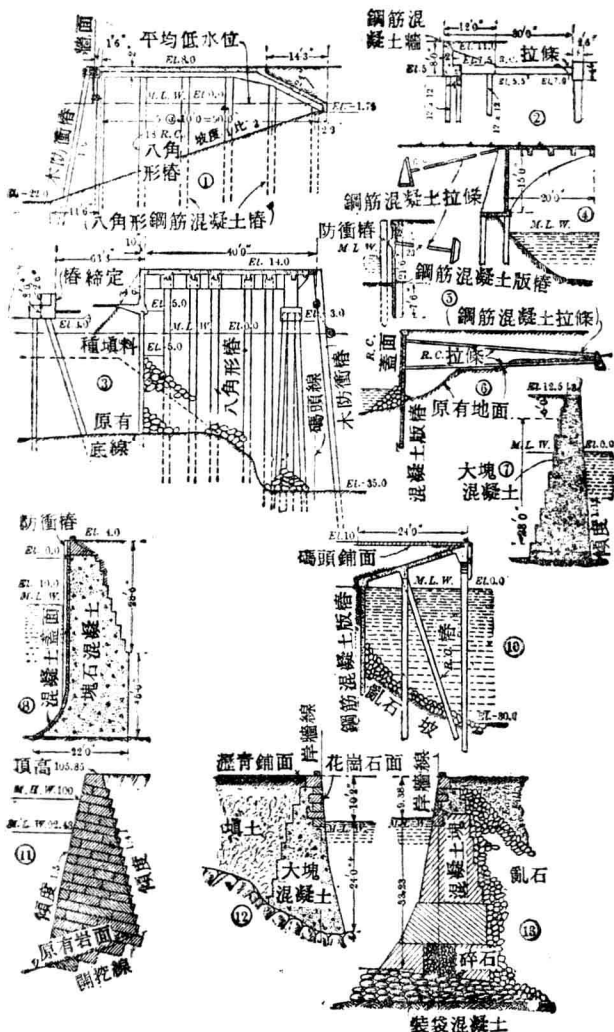


圖32 圻工及鋼筋混凝土之橫碼頭

51. 基礎 基礎若係岩石或其他堅硬土質，則橫碼頭最好用大塊石或混凝土塊或整個混凝土構造，較為永久而有效。在花崗石產量多而價廉之處，岸牆自以花崗石建造為宜。因以永久及造價着想，則無有優於此者也。若基礎較劣，尤其為海水中有大量之木蛀蟲者，則以用鋼筋混凝土樁或柱，最為妥善。低水位以下之圻工，若係用塊石疊砌者，常僱潛水伏辦理之。若係整塊之混凝土，則可預先模製而後用起重機置之於適當地址。其基礎則亦須預先用亂石或裝袋混凝土鋪平。亦有用圍堰將水戽乾後，再建混凝土或圻工牆者。更有利用鋼筋混凝土或木質沉箱，先在岸灘造成，浮至指定地點填石壓沉者。

52. 設計概要 圖 32 所示，為許多前例之概要，列備參考。茲略加說明如下（參閱圖中之號數）：(1)鋼筋混凝土樁及甲板，檔架間距中至中為 10 呎。(2)曾用於紐約船渠。(3)鋼筋混凝土樁及甲板，檔架間距中至中為 20 呎，締定木樁 8 根，4 斜 4 垂直。(4)為鋼筋混凝土橫碼頭。(5)建於德國。(6)式曾用於法國。(7)為紐約州某鐵路所建。(8)式曾用於美國加利福尼亞州。(9)式曾用於波士頓(23)。(10)為設計圖，未施工。(11)係由潛水伏堆砌之花崗石牆。曾用於新英格蘭海岸。(12)為紐約 116 號街之橫碼頭。(13)為紐約西達街之橫碼頭。紐約城之船塢輪渡管理處，許多年來，均用預製之巨大混凝土塊建造岸牆。自地面向下 40 呎以內即為岩石，而岩石以上又均為軟土者，則將土完全挖去，清出岩石面。由潛水伏先將裝袋混凝土鋪砌使平，後於其上堆砌混凝土塊，達低水位為止。自此以上，更用長方花崗石砌面，背後填以混凝土。混凝土塊重約 25 噸至 95 噸。若其地之基樁可打達粘土或其他堅硬之地層者，則將上面軟土挖去 30 呎深。打入之樁頂，在低水位以下 15 呎處截去。樁之周圍，堆以亂石或礫石，上達樁頂，俾發生側面抗力。在此種樁上，安置混凝土塊一層，每塊重 80 噸。更於其上砌長方花崗石面牆，背後填以混凝土。若基礎柔軟，則牆應建於承載台上。軟基礎之上岸牆，沉陷有達 4 呎者。可於其上再加花崗石數層，以資補救。混凝土

塊可用平底船，及 100 噸或 40 噸之起重機，安置之。費用之變化範圍極大，自每呎 100 美元至 750 美元。岸牆亦有用沉箱法建造，與防波堤相似者。

## 第 6 節 橫碼頭之坍塌

53. 岸牆之移動及沉陷 岸牆移動或沉陷，致一部或全部坍塌，乃屬尋常之事。即使精密設計，加大向外推力之抵抗，而仍難保其不發生。每於動工後發見其前趾沉陷，牆頂外傾。其原因大都由於前趾之基土因受重壓而略向下蟄，並因水平推力而略向外移，其用木質之平台及斜樁締定者，或係因接合欠佳，支承壓縮，而台身微向外移。此種情形，據已往經驗，不致繼續擴大，為外觀關係，祇須將牆之蓋頂加以重砌而已。牆頂如有飾物及欄干等，則最好於牆工完成後，經過一相當之時期，俟其蟄陷完了以後，再行加上。至於重力圻工牆之坍塌，大都由於牆腳在基礎上滑動。如若可能，常將牆底腳及其上之數層圻工，砌成傾斜面，俾抵抗滑動。

54. 坍塌之前例 茲將岸牆坍塌之前例，及其有效之補救方法，略述如下：(a) 波士頓港之魚市碼頭岸牆，建於亂石坡上。亂石之下為粘土。再下為堅隔土及岩石。當建造時，發見牆向外移動。於是即在牆腳之前打樁，牆後加建平台。有關部分，計長 400 呎。(b) 紐約有岸牆 300 呎，其木石質平台，向外移動而傾覆。其原因可斷定由於斜樁之接合失當。(c) 華盛頓有一相似之岸牆，建於極狹平台上，而未用斜樁締定。當填土達平均潮位時，牆即向前移動 10 呎。於是重建木質平台，並用充分之斜樁締定，然後再填土達需要高度，迄未再移動。(d) 在查爾茲香港，有牆長 4000 呎，建於鹽沼地上，沉泥深度達潮位以下 90 呎。牆面之水深，自零至 8 呎。牆用木台斜樁締定，板樁略為傾斜。牆背後用浚河機開挖之泥漿填充。結果有兩處，填土由板樁之下擠出，並將板樁下部推出。補救之法，用亂石堆壓牆之前趾，並在台後打入較大之垂直板樁。(e) 紐約港有一岸牆，板樁打於木承載台之後，斜樁間距為 5 呎。板樁處之水深

為 15 呎，牆面處之水深為 30 呎。當後者之水深開挖至 34 呎時，牆即顯然外移。補救之法，係每間 20 呎，用一根 2 吋圓鋼條，締定於距板樁向內 40 呎處之木樁上。並沿坡堆鋪亂石，使在板樁處之水深，減為 12 呎。(f) 紐約有一重力岸牆，係由潛水伏將大花崗石塊置於木樁基礎之上。其背後並有巨大之扶梁。在潮水位以上，則用長方花崗石堆砌。設計時，假定泊船之吃水不超過 20 呎。後以船舶之吃水加深，乃將牆外挖深達 30 呎。在他處會有相似之牆，向前移動而傾覆。現此牆亦已顯呈坍塌之現象，乃即設法補救之，如圖 33。將低水位以上之長方形花崗石拆去。牆前打板樁一排，與木台之板聯繫。木台之後，打有垂直樁及斜樁。於是在板樁及牆面間，填以亂石，而於板樁及亂石之上，另建新牆。(g) 美國新澤西州有一木框岸牆，其上部行將坍塌。其補救之法，示如圖 34。(h) 有一海牆建於木

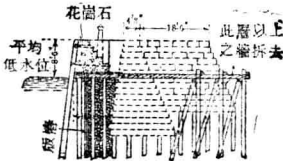


圖 33 紐約岸牆之修理法



圖 34 木框岸牆之修理法

台之上。自水面以下用三疊 2 吋黃松木並用木餵油製過之板樁保護之。後以木材為蛀蟲所侵蝕，行將損毀，即於其前打入 8 吋厚之企口鋼筋混凝土板樁。牆上包以鋼筋混凝土面，而以拉條締定之，見圖 35。失敗之岸牆，前例甚多，尤以檔土之牆為甚。或由於板樁下端，向外移動。或由於締定不足，而牆頂傾覆。又因船舶吃水加大，而將港灣挖深，每使原來設計安全之岸牆，變為不安全。

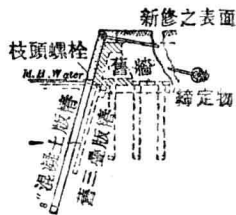


圖 35 岸牆之修理法

## 第 1 節 概 說

55. 港灣線 港灣以內或通航之河道內，常由地方政府規定兩線，以示限制。所謂岸牆線者，即可以建造實心建築物，如橫碼頭之界線。碼頭線者，即直碼頭可以到達之線，惟此須用樁柱檔架等之空心建築物，俾水仍可流動自如。在低潮位以上部份，則亦不妨用實心建築物。

56. 直碼頭之長及寬 直碼頭之長，至少應大於可能到港之大船，即碼頭有充分之長度足以停船其外端須伸出船首或船尾之外，使停泊之船，不致受行駛之船隻或冰塊碰撞。普通常使其長度每邊可以供給泊船二艘或多艘。現今之船舶，長度日增，設計時應注意及之。直碼頭之最小安全寬度，大約視下列之四項而定。(1)側面支撐之穩定程度。(2)水之深度。(3)碼頭之長度。(4)可能停泊船隻之性質及大小。但在實用之寬度，大概仍須視碼頭之用途而異。碼頭之專用於停船，而非用於貨物之裝卸及儲存者，其寬不得少於40至50呎。造船或修船廠之碼頭，裝有鋼軌以備起重機往來，運送巨大體積之材料者，其寬度乃另一問題，視需要而定。有大船停泊之商業碼頭，其寬度在可能範圍內，應視裝卸貨物之體積及容許裝卸之時間而定。停泊一萬噸船舶之直碼頭，寬度約需150呎。若兩邊各停一船，則寬度應加倍，即300呎。同時停泊四船，即兩邊各停二船，須再加寬50呎，以為運貨至碼頭外端泊船之通道。關於碼頭之長實無一定之規則可言，大概視各地之情形及其地價而定。倘其長度每邊可以同時停泊二船或二船以上，則設計時應注意於碼頭進口處勿使進出之貨物擁擠不開也。因碼頭或建於碼頭上卸貨棚之寬度至少以容納一進口或一出口之船貨，故須考慮(1)卸貨棚應建為一層式或二層式，(2)船之裝貨量，(3)貨物儲藏處應留之甬道，(4)運貨出入碼頭之鐵路軌道。現時貨物終站之碼頭寬度，已呈日漸加窄之趨勢。裝卸進出口貨物之碼頭寬度，直接有關於待候裝運或由船卸下之貨物數量。處置適宜，則船舶之裝卸迅速。欲定碼頭

之適當寬度，須先知停泊之最大船隻長度及載量。如用人工搬運則儲貨高度以五呎最爲適宜，每噸貨物所佔容積可假定爲 60 立方呎故連甬道等計算在內，每一船噸須有碼頭面積 15 方呎。若用機械搬運，或用兩層卸貨貨房者，碼頭寬度可以減狹。因船舶逐漸加大，碼頭儲貨地位之寬裕，乃愈感重要。碼頭寬暢則到埠船舶，自不因裝卸貨物而延誤，故現有將碼頭放寬之趨勢。紐約之船埠擁擠，不外因碼頭之寬度不足，不能與船舶之大小相稱故也。

57. 夾水之寬度 夾水者，即兩直碼頭間之停船地位。其寬度須足以容納兩船並列，即一船停泊於任何一邊之碼頭，而其他一船仍可自由出入也。並應寬留地位，以便駁船出入，駁運水中碼頭泊船之貨物。現今最大船舶之寬約爲 100 呎，故適用於最大船舶之夾水寬，不得小於 300 呎，或寧大於此數。

58. 碼頭之水深 從前木船船壳之中段橫截面，其最大吃水並不緊靠碼頭。但近年來，船壳改用鋼製。於是中段截面變爲長方形，而最大吃水乃須緊靠碼頭。否則船身即不能靠近碼頭。如此則既須多費夾水之地位，並須安置跳板以運貨，甚感不便矣。大西洋海岸之頭等碼頭，其行近河槽之水深，近來以 40 呎爲最妥。因近代之大西洋郵船載貨後之吃水，約爲 40 呎左右也。將來是否更須超過此數，尙難預料。大西洋海岸之港灣，在可能範圍內，必須備有 35 呎以上之水深。因有商船數艘，載貨後之最大吃水，實已超過此數，更須預留地步，以防淤塞，非常低水，及波浪之起伏作用。海軍艦艇之吃水，少有超過 33 呎者，但亦須預留地步，以防超過此數，例如艦艇受傷，隔艙已進水等。

59. 直碼頭之方向 直碼頭之方向，多與海岸線或河槽之方向垂直。有人提倡將碼頭斜置，俾船舶進出便利。惟此與水流之情形，大有關係。如在有潮汐之港灣中，若在漲潮時感覺便利，則退潮乃感覺極不便利，或竟至欲使船舶進出夾水而不可能。若在退潮時感覺便利，則情形又恰與此相反。

60. 深水碼頭 直碼頭之全部或外端在深水中者，在打樁之

前，每先將亂石填淺。若於樁打入後，再填亂石，每因其過重，致碼頭下蝕。此項辦法，曾用於紐約瓦特街<sup>(25)</sup>之中央碼頭，結果約下蝕 2 呎左右。在樁不能深打入土之處，亦每用亂石堆積水下以擁護之，使生側面抗力。以亂石填淺港底，一則可以增加碼頭之側面抗力，再則可減短樁或柱之無支長度。

## 第 2 節 直碼頭之設計

61. 活荷重 不論何種碼頭，其活荷重均視碼頭之用途而定。其範圍約自每方呎 250 磅至 1200 磅。起卸輕貨，並支承油管水管者，用最小數。起卸大噸鋼板及笨重機件者，應用最大數。商業直碼頭，須用每方呎 500 磅。商業橫碼頭，用每方呎 750 磅。基礎須能負荷此項活荷重及碼頭之死荷重。此外如起重機路軌及堆棧等之基礎，須另行計及，與其他建築物同。

62. 通行之慣例 設計直碼頭，每須符合於當地之市政規則。在無此項規則之處，設計甲板，應用全部活荷重及全部死荷重，縱桁及梁亦然。梁用 80% 之活荷重及全部死荷重。樁或柱用 75% 之活荷重及全部死荷重。其他如貨棧路軌等，可照房屋之習慣設計。

63. 碼頭之木架 木架之做法，大致與船架相同。蓋樁木之非為整木者，其接合之地位須互相參差。凡重要之工程，均以樁頂為樁頭而以蓋樁木為樁限。亦有用夾板以代蓋樁木者，夾板計兩塊，樁端之兩邊均鋸削成肩，以支承之。縱桁則互相抵頭，而釘於蓋樁木上。若其接合適在兩檔架之間，則用夾板接合之。重要之木碼頭，多以較厚之板鋪成甲板。其上更用較薄之板為摩耗面，與碼頭成斜方向而鋪砌。直碼頭之外端，常使成圓形，而儘量加強。在有浮冰之港灣中，其外端之檔架間距，常使加倍。檔架兩邊之樁或柱，在高低潮位之間應用鋼板包護。潮水港中此點更為重要。所用之釘栓等件，與用於木工船工及橋工者相似，惟常鍍鋅以防銹。直碼頭之中央，應使較兩邊微高，俾易卸水。

64. 保衛裝置 停船之碼頭，常需要特種之裝置以保衛之。此







斜坡者，更有利用可調整之活動跳板者。美國菲列得爾菲亞<sup>(26)</sup>所用者，示如圖 37。

67. 水中碼頭 水中碼頭之建造，大抵為旅客上下或娛樂之目的。在不宜於造港之處，亦有用以作商業碼頭者。娛樂碼頭多在人民繁盛之市區附近。其建造方法，下部大都均用鋼鐵之樁或柱，上層建築則用鋼或木材為之。樁或柱係用鋼管或成形鋼製成，下端配以鋼鐵之盤或螺旋，利用水注法將樁安置於適當之地位。因此法能使樁深入砂中，而其四週之砂不致為波浪所衝刷也。圓形之樁或柱，於波浪之抗力為最小。用鋼條為十字形斜撐，使發生側面抗力。此種碼頭，亦有全用鋼筋混凝土為之者。商業性質之水中碼頭，曾見於古巴南海岸及南美洲。碼頭與海岸之間，用空中繚道，以運送貨物。

### 第 3 節 直碼頭之壽命及造價

68. 碼頭之壽命 直碼頭之壽命，視其地位及建築之性質而異。木碼頭建於無蛀蟲之港灣中，在平均潮水位以下者，可以永久存在。但在平均潮水位以上者，則極易朽敗。在此種情形之下，以全體而言，約可定為 20 年。查考許多前例，有經 15 年已須大加修理者，亦有經 25 至 30 年而仍可應用者。斯坦尼福德<sup>(27)</sup>氏在工程雜誌中，發表研究之事實如下。

說 明	估原造價值之百分數	需要換新之時期
襯板	12.0	每 6 年
替木	1.8	每 8 年
防衛墊木包括垂直襯板	4.0	每 10 年
防衛樁	4.7	每 12 年
甲板	11.3	每 15 年
編構	7.1	每 20 年換 50%
縱桁及蓋樁木	24.4	每 20 年換 50%
樁(在平均低水位以上部份)	34.7	每 20 年換 33 $\frac{1}{3}$ %

由上表之情形，推算得全碼頭之平均壽命，約為 21.6 年。惟在平均潮位以下之木樁，仍然完好，可重造新上層建築物於其上。氣候之變化，做工之優劣，及木料之性質，均與碼頭壽命之長短，有極大之關係。木碼頭之樁木曾用木餾油製過，而所在之海灣中木蛀蟲甚多者，其壽命約在 15 年與 25 年之間。木碼頭之甲板係鋼筋混凝土者，其壽命視其縱桁及蓋樁木而定。建築優良如紐約港所用者，可存在 30 年。混凝土工浸於海水之中，雖亦能損壞而需要大修或換新，但普通言之，凡用圻工或鋼筋混凝土建碼頭於木基礎或木質之平台上，而其地之木蛀蟲並不繁盛者，則其壽命異常永久。為安全計，可定為 60 年。未經用油製或設法保護之木材，在木蛀蟲繁盛之港中，極易損壞。有經二三年，即已被侵蝕而損毀者。

69. 碼頭之造價 根據資料，研究碼頭之造價，每感覺其全不足恃。因造價須視下列之五項而定：即(1)碼頭之結構，(2)基礎之性質，(3)活荷重之大小，(4)各地建築材料之性質及時價，(5)工價之大小及工作之效能。下表為美國各式碼頭，面積每方呎之造價。其最大最小範圍，係視地位基礎及細目設計等項而定。其附屬建築物如卸貨棚及路軌之基礎，地下走道及上層走廊等等之費用，均未計入。

	碼頭每方呎之造價
未經用木餾油製過之松木碼頭	1.25 至 2.00 美元
樁木曾經木餾油製過其上層建築之木材未經製過者	1.50 至 2.50 美元
碼頭之木材未經製過而甲板係鋼筋混凝土者	1.30 至 2.25 美元
碼頭之木材均經製過而甲板係鋼筋混凝土者	1.65 至 2.75 美元
平台木材未經製過其上用鋼筋混凝土柱及甲板者	1.75 至 3.00 美元
樁木曾經製過其上用鋼筋混凝土柱及甲板者	2.00 至 3.25 美元
鋼筋混凝土樁其餘結構及甲板係木質者	2.00 至 3.50 美元
樁及甲板等全係鋼筋混凝土結構者	2.40 至 3.75 美元
低水位以下之平台為木質其上部係填實者	2.00 至 4.00 美元

碼頭之甲板若係鋼筋混凝土，則上表數字尚應加入摩耗面之費用。如鋪瀝青摩耗面，每方呎應加 0.10 至 0.16 美元。鋪木餾油製過

木塊磨耗面，每方呎應加 0.20 至 0.28 美元。在填實之碼頭上，除去上述之磨耗面外，更應加混凝土底層，每方呎加價 0.08 至 0.12 美元。再上述末一種之填實碼頭，其圍牆之費用極大，故每方呎之造價，胥視圍牆之造價及碼頭之寬狹而定。

#### 第 4 節 木質直碼頭

70. 木質碼頭之優點 木質直碼頭之臨時性，乃其不能廣被採用之原因也。按之許多前例，因其造價低廉，設計簡單，以及建造時間之短促，能力不免較弱，但港灣在廣大完備之計劃未曾實施以前，反而需用臨時之碼頭，俾將來可以拆去重建。如美國港埠，發展極速，前所設計者，每不能預料為後來留充份之地步。船舶尺度之加大，亦出乎意外，每使港埠設備，有重建之必要，因此用木碼頭反較永久碼頭為適宜，以其建造易而費用廉，拆毀重建，亦較為便利也。在發展迅速之美國港灣工程中，木碼頭實不得謂為不重要。設計工程師以造價着想，少有用 50 或 60 年壽命之碼頭者。蓋在此 50 或 60 年以前，早已需要擴大或重造也。

71. 混合木碼頭 在無蛀蟲之水中，木工實為極悠久之建築物。故用木材及其他材料混合建築碼頭，既甚悠久，造價亦可大省。此項碼頭亦有用木框建成者。框之木材，方圓無定。分層排疊，中留空間，填以塊石。基礎若係軟土，則木框應置於預先截平之樁基礎上，或置於填平之塊石基礎上，亦有直接置於基土上者。基礎若係岩石，則岩面之同高線，應預先詳細測定，將木框之底，依照配合，而置於其上。

72. 可援之前例 圖 38 所示，為木質直碼頭之許多前例。茲略加說明如下(參閱圖中之號數)：(1) 菲列得爾非亞<sup>(26)</sup>五號碼頭。長 657 呎，檔架間距 10 呎，每方呎之活荷重內端 400 呎為 500 磅，餘為 300 磅。上有 40 噸之起重機路軌，及標準路軌。上部建築為鋼筋混凝土，基礎為木樁。(2) 紐約三號碼頭。長 520 呎，水面以下為木樁，水深 35 呎。(3) 平坎水位以下為木樁檔架。上部為 12' 厚之鋼筋混

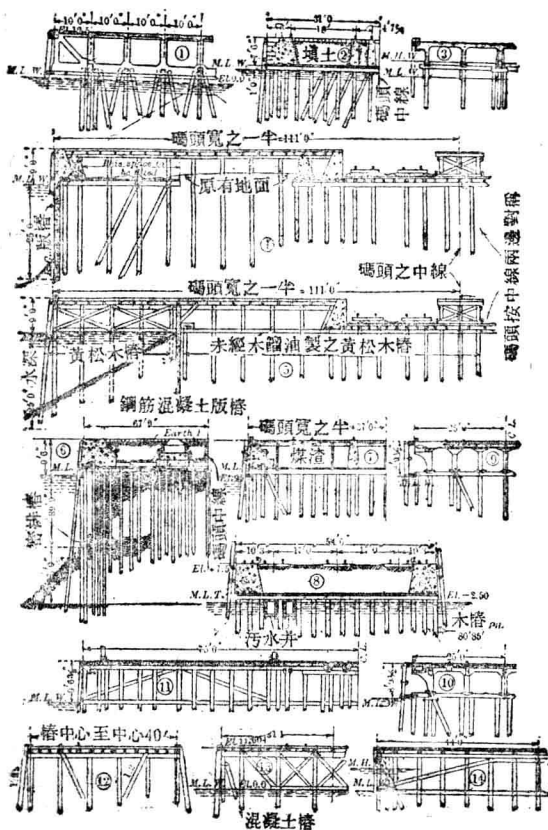


圖38 木質直碼頭及混合木碼頭

凝土牆，及 10" 厚之鋼筋混凝土甲板。(4) 樁木未經木錫油製。圍牆係用 16 吋厚，45 呎長之鋼筋混凝土板樁為之。牆樁架之間距為 4 呎，碼頭樁架之間距為 8 呎。此式造至岸牆棧為止。岸牆以外，為用木錫油製之木棧橋。(5) 為上式之另一計劃。(6) 碼頭長 500 呎，亂石坡岸。在低水位處有木平台。(7) 在低水位處有木樁平台。水深 30 呎，樁長 55 呎至 60 呎，圍牆用長方花崗石砌。碼頭全長 440 呎。

上有標準路軌二道，及 50 噸起重機路軌一道，活荷重為每方呎 600 磅。(8)碼頭長 958 呎，檣架間距中至中為 10 呎，12 吋方蓋木，6 吋厚甲板。(9)及(10)為兩種設計圖，結果採用(10)式。碼頭長 500 呎，木樁及格床均在平均潮位以下，樁長 85 呎，水深 35 呎，柱及甲板均用鋼筋混凝土建造。柱係預先模製。碼頭有標準路軌兩道，及水管等。(9)為菌式結構。(10)為梁版結構。(11)為紐約之標準式。下部係用未經木蠟油製之木材構造，上用  $10\frac{1}{2}$  吋之鋼筋混凝土甲板，及  $2\frac{1}{4}$  吋厚之瀝青鋪面。(12)木質行近碼頭。(13)此碼頭長 650 呎，鋼筋混凝土樁為 16" 見方，斜撐水平撐及甲板結構，均係木質。上水平撐在樁頂，為  $8" \times 16"$ ；下水平撐在低水位處，為  $6" \times 10"$ 。甲板厚 3"，檣架間距中至中為 10 呎，活荷重每方呎為 500 磅，防衝樁用木蠟油製之木材為之。(14)碼頭長 556 呎。檣架間距 10 呎。樁及斜撐甲板等，均屬木質。

### 第 5 節 圪工及鋼筋混凝土直碼頭

73. 填實碼頭 填實碼頭者，外面圍以圪工岸牆，內填以土。構造適當，則除開始數年，填土偶生蟄陷外，可稱異常經久耐用，毋需修理。惟此法用之於橫碼頭固屬甚善。至於直碼頭，則因寬度甚狹，兩邊圍牆，中間填土有限，殊不經濟。除非此碼頭位於淺灘之上，行近水道及停船夾水等，均須開挖，則可利用此開挖之土，作為填料。

74. 鋼筋混凝土之樁碼頭 在木蛀蟲旺盛之處，基礎需要圓筒樁之處，或木材價值極高之處，碼頭之樁每用鋼筋混凝土為之。

75. 可援之前例 圖 39 所示，為圪工及鋼筋混凝土直碼頭之許多前例。茲略加說明如下(參閱圖中之號數)。(1)活荷重每方呎 400 磅，長 706.6 呎，檣架間距 30 呎，空心圓筒樁每 6 呎為一段，係用 1:2:4 混凝土為之，下端配以刀口之鋼樁靴。利用水注法沉至岩層。內部開挖，填以 1:3:5 混凝土。(2)碼頭長 332 呎，檣架間距 12 呎，鋼筋混凝土圓筒樁，每 6 呎為一段，甲板亦為鋼筋混凝土。

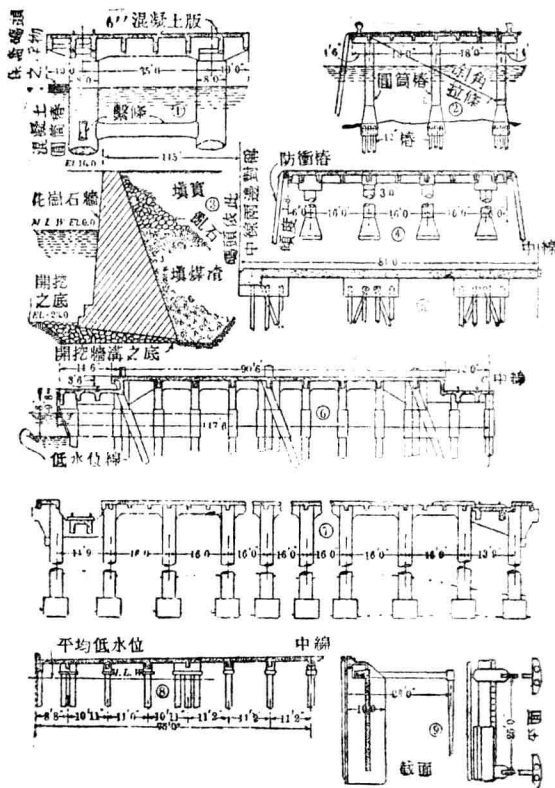


圖39 圻工及鋼筋混凝土碼頭

(3) 波士頓之 6 號碼頭，長 1200 呎，寬 300 呎。花崗石圍牆，由潛水伏堆砌。(4) 碼頭長 397 呎。檔架間距 16 呎，活荷重每方呎 400 磅。圓筒樁小端直徑 3 呎，大端直徑 6 呎，樁壳厚 4 吋，長 23 呎至 52 呎。用內部開挖之法，沉至堅膈土層。全碼頭均有標準路軌兩道。(5) 碼頭長 660 呎，寬 162 呎，檔架間距 20 呎。另一相似之碼頭長 680 呎。所用鋼筋混凝土樁，有 16"，18" 及 20" 三種直徑。水深 20 至 40 呎。底係軟土。12 吋鋼筋混凝土甲板。其活荷重為每方呎 250



磅，外加卸貨棚之荷重。(6)碼頭長 686 呎，鋼筋混凝土樁，24 吋見方，長 45 至 77 呎。斜樁亦為鋼筋混凝土製。用含鋁極少之特種水泥，以防止鹽水作用。橋架間距 18 呎，自水面以下 68 至 52 呎為岩石基礎。碼頭之下空間，用開挖之土填實，以增側向之穩定。樁係 1:2:4 混凝土，每樁荷重 80 至 90 噸。其試驗荷重為 120 噸。在潮位差之範圍內，用木板護樁，以免浮冰衝撞，活荷重每方呎 1000 磅。(7)舊金山第 28 號碼頭長 677 呎，橋架間距 15 呎。以重車彈簧，防船碰撞。此式之建築方法，在本港中極為普通。其規範可節略如下。『圓筒樁之開挖，應在鋼沉箱內辦理。鋼箱沉至硬底層，應即封閉。鋼箱之強度及剛性，須足以抵抗外面之壓力。其尺度之大小，須使於拔出時，不至損及圓筒樁底脚，圓樁模殼以板條為之，直徑視須要而定。在鋼箱沉至適當位置，並開挖以後，即將模殼鋼筋，按圖配置。於是用筒管或活底斗，灌入混凝土。無論如何，切不可於水中置放混凝土。』圓筒樁須沉至開挖線以下 12 至 14 呎。倘底土柔軟，更用木樁支承混凝土。(8)16 吋方之鋼筋混凝土樁，8 吋之鋼筋混凝土甲板，橋架間距為 10 呎。(9)此係填實碼頭，圍牆係鋼筒樁及鋼筋混凝土板樁組成。鋼筒樁之間距為 25 呎。筒內開挖，填以混凝土。長 27 呎。建造時每 4 呎分為一段。用水注及抽機挖土沉下。板樁則另用鋼筋混凝土締定之。圖 40 及圖 41 為 1918 年至 1919 年歐戰

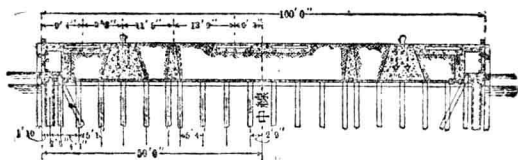


圖 40

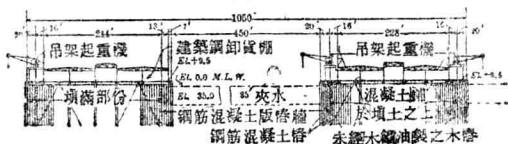


圖 41

時所造之碼頭。其式樣與以上所述，大不相同。茲亦略加說明如下，以資參考。圖 40 之直碼頭長 1000 呎。內部爲未經木錫油製之松木樁。間距爲 4 呎。活荷重每方呎 900 至 1200 磅。上有 350 長噸之旋轉起重機。圍以 60 呎長之鋼筋混凝土板樁。平均低水位時，水深爲 40 呎。潮位差爲 3 呎。圖 41 所示，爲裝卸雜項貨物之兩直碼頭，建於 1919 年，長 1328 呎。外圍鋼筋混凝土板樁，中填以土。內部用未經木錫油製之木樁，外圍用鋼筋混凝土樁。

## 第 6 節 碼頭卸貨棚及貨棧

76. 概說 任何種碼頭上，常建有卸貨棚以遮蔽風雨。所儲貨物，大都爲急候裝運，或恰自輪船卸下者。至於貨棧，則多建在岸上，或卸貨棚之後，用以儲存較久之貨物。其中所儲之貨物，候提取時付給關稅者，名曰保稅貨棧。卸貨棚有用木材爲構架及牆，另配以適當之蓋料者。有用木材爲構架，而以波形鋼爲牆及蓋料者。亦有用建築鋼爲構架，以波形鋼爲牆，及鋼筋混凝土爲蓋料者。有貴重貨物上下之碼頭，應防止火險。卸貨棚之寬度，大都視碼頭之寬度而定。橫碼頭之前，應留出車道或軌道。直碼頭之中，橫碼頭之後方，亦應留出同樣之地步。直碼頭上之理想佈置，普通爲車道或軌道寬 25 呎，卸貨棚 60 呎，中央露天部份 50 呎。貨物中有鋼鐵木材等，不需棧房者，故碼頭上亦應多留露天之地位。直碼頭之外端，應留空以便處理進出貨船之船首或船尾。

77. 碼頭卸貨棚 碼頭卸貨棚分單層或雙層，視需要而定。即碼頭之面積，須足以供給船舶進出所運貨物之暫存地位。用雙層卸貨棚，則碼頭可以較狹。其第二層每充旅客上下之用。

78. 路軌 碼頭上之路軌，或鋪設於中央，或鋪設於一邊或兩邊。又路軌常鋪於低槽之中，俾車台恰可與碼頭甲板約略相平。亦有直接鋪於甲板上者。路軌若鋪於碼頭兩旁，多不爲碼頭上卸貨棚所遮蔽。

79. 碼頭卸貨棚之細目 碼頭卸貨棚之構造，與普通之房屋相

同。照習慣其側牆常略向內傾。雙層棚之第二層，樓板略向上拱。屋面構架之下弦，亦略向上仰。停船處之側牆上，須多開門窗，或用連續門窗，俾便與船艙相通。門之做法，種類頗多。如利用對重向上推，或利用頂上輪軌側向推，以及摺門捲門等。倘係連續門窗，則應同時用頂上輪軌數根，俾門可逐一推開疊複。卸貨棚之側牆，若係用薄頁鋼或其他金屬，訂於建築鋼或木材構架上者，其下部 6 呎之內面，應用板條保護之。板條與牆之內面，須稍微相離。

80. 光線及換氣 在極寬之卸貨棚中，光線之佈置，亦屬重要。天然之光線，或來自天窗，或來自氣樓，或二者兼備。氣樓除供給光線之外，並供通氣之用。但遇狂風暴雨，則易於滲漏。各式圓形之頁鋼通氣裝置，可裝於屋脊之上。間距自 50 呎至 100 呎不等。在商業繁盛，夜間亦須裝卸船貨之處，人工光線，亦屬重要。其佈置與普通之房屋相似。

81. 雜項用具 碼頭每易發生火險，故防火設備及組織，亦異常重要。木碼頭或木材混合碼頭，最易着火。故碼頭本身及儲存貨物之保險費頗大。重要之商業碼頭，須備有新式之警鐘，自動澆水器，支幹水管及蛇管等。凡此均應置於人所最易到達之處。倘水壓不足，則更須設備高架水塔及吸機抽機等。碼頭上之主要水管，並應時加注意，防止凍冰。其法或與熱絕緣，或於不用時使管中之水流乾。

82. 示例 圖 42 所示，為許多前例。茲略加說明如下：(1) 為古巴哈凡那之第 1 號碼頭，卸貨棚以鋼筋混凝土建造之，第二層上可載每平方呎 400 磅之活荷重。(2) 為紐約市之某碼頭，碼頭水深 20 呎。(3) 為哈利法克斯<sup>(28)</sup>之碼頭，計長 677 呎，係以鋼筋混凝土建造之，橫向每 90 呎處備有膨脹接合。第二層上可載每平方呎 500 磅之活荷重。(4) 為加利福尼亞州羅斯安哲爾斯<sup>(29)</sup>港埠碼頭之第 1 號卸貨棚，係用木材構造。(5) 為舊金山之第 28 號碼頭，碼頭水深 30 呎以建築鋼為構架， $2\frac{3}{4}$  吋厚之鋼筋混凝土為屋面，並蓋有 3 層屋面蓋料。圍牆亦以鋼筋混凝土建築。(6) 為加利福尼亞州羅斯安哲爾斯

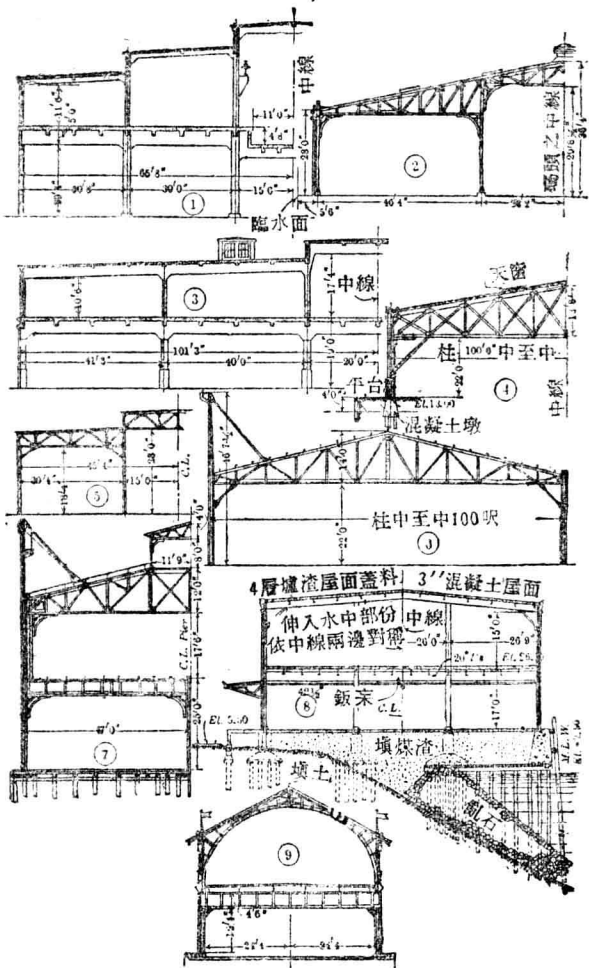


圖42 直碼頭之卸貨棚

港埠之第1號公用碼頭，碼頭水深20呎。設有處理貨運之吊桿於卸貨棚側面。(7)為紐約市之某碼頭，卸貨棚側面俱設有吊桿以處

理貨運。(8)爲新澤西之第9號碼頭。構架用鋼建造，屋面，圍牆及樓板均係用鋼筋混凝土建造。(9)爲紐約市娛樂碼頭之實例，碼頭水深20呎。

## 第四章 船塢

### 第1節 水船塢

83. 定義 船塢普通可分爲兩類，即港灣船塢及修理船塢是也。前者有時亦稱爲水船塢。在歐洲多爲閉合池，或半閉合池。其出入之門，與運河之船閘相似。水位亦保持一定，俾使停船，裝卸貨物。船塢之名詞，乃指閉合或開口之池而言。

84. 水船塢之用途 潮位差巨大之港灣，每多需要水船塢。尤以低水時期，吃水較深之船舶不能到埠之處爲甚。此外如港水或河水混濁，易於淤墊之處，亦常用水船塢，藉與外水隔離，俾不受淤墊之影響。而塢池之水，則另覓來源以供給之。此式之建築物，在南美各港，每有用之者。

85. 水船塢之設計 水船塢之閉合池，因須保持水位約略在同一高度，故池底與池牆必須完全閉水。否則池水滲漏，必須另具添補水量之設備。在潮位相差巨大之處，此點更爲重要，俾可保持船塢內外之水位差度。故水船塢最好能建在不透水之粘土，或各種組織堅密之岩石上，庶可達到此目的。因此凡建造水船塢之地址，務將其下層土詳加勘查研究。倘土質透水，則須鋪揉泥或圻工以補救之。塢牆之設計，與前述之岸牆相似。惟其所受之水壓力較大，但此非嚴重問題，因牆後填土之水土混合壓力足以抵抗之。

86. 船閘及閘門 水船塢之船閘及閘門等，其設計構造，與運河船閘相似，見渠工編。

### 第2節 水中鐵道

87. 定義及說明 修理船塢又分為水中鐵道, 升降船塢, 乾船塢, 及浮船塢等。水中鐵道者, 乃傾斜溝路, 由灘坡伸入水中。另備平台或船床, 下裝滾輪, 能在軌上轉動。船在其上, 即可用鐵鍊或鍊纜拖拉上岸。船床上並配有倒撐或掣輪, 俾絞拉裝置, 萬一損壞, 亦不致退入水中。此種修理船塢即使不計潮位差之大小如何, 亦祇限用於較小船舶。因吃水深而船身長者, 需要更長之水下鐵道, 即鐵道應更向深水伸展, 長度約達船船長度之兩倍, 致鐵道之全長須 3

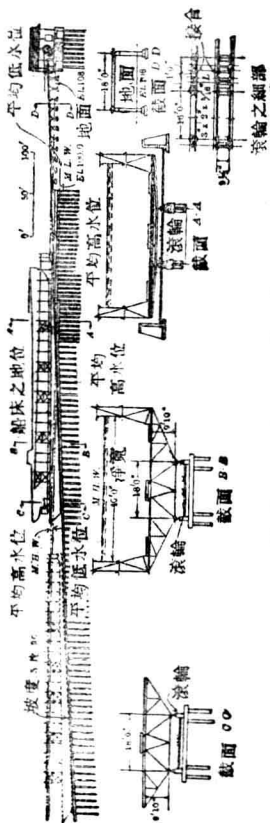


圖 43 水中鐵道

倍或 4 倍於船長。此種情形, 可用摺疊船床改善之。絞拉裝置之能力, 固可設計使儘量加大, 但為慎重關係, 不得不加以限制。修理小船, 則自以用此式為最有價值而最經濟。惟其應用, 有一定之限度耳。水中鐵道所能舉之船, 迄尙未有超過 5000 噸者。圖 43 所示者為 2000 噸。在 1919 年之估價為 100,000 美元。1918 年至 1919 年所設計之 3100 噸水中鐵道, 估價為 300,000 美元。較從前約加一倍。

88. 基礎 在可能範圍內, 基礎須求其不可壓縮者。有許多大而重要之水中鐵道, 乃建於基樁之上。壓力強度雖不大, 但係屬動力。當船被拉出水面, 失去浮力時, 則壓力增大。此項鐵道, 頗與造船用之鐵道相似。不過造船之鐵道, 不伸入水中耳。再則新船之重量, 必較小於同一舊船之重量。

89. 路軌 水中鐵道之路軌, 舖

於 1:13 至 1:25 之斜坡上。巨大之鐵道，常用 1:20 斜坡。鋼軌或鐵軌用 2 根至 4 根，切實固定於縱向之木材上。其下為枕木，排列於基礎之上。此項水下工作，或建圍堰將水戽乾，然後鋪設，或逕由潛水仗辦理。不用基樁者，基礎之坡，應根據岸上基點，精密配定。若用基樁，則水下部份之鐵道，先行分段構造，浮至適當地址，加重而沉於基樁之上固定之。

90. 船床或平台 船床普通用木材或建築鋼為之。其上具有主墊木及側墊木。船床之下為縱枕木。縱枕木之下面，附以鐵軌，恰與路軌相對。上下兩軌之間，置滾輪串。亦有將滾輪固定於船床之下，使在路軌上滾動者。巨大之船床，其側面為構架，平台即建於其上。船床之台，應設計使成水平，或近乎水平，而不與路軌之坡度並行。如此則被舉之船將同時全部受力，而不致將船首先舉起也。為避免水中鐵道之長度過大起見，亦有將船身橫向絞拉上岸者。

91. 因摩擦而消耗之力 絞拉船舶上岸所需之力，視路軌之坡度，及需要勝過之摩擦力大小而定。根據實驗之結果，知因摩擦而消耗之力，其變動範圍，為被舉起重量之 5.3% 至 7.5%。巨大而設計優良之水中鐵道，其百分數約在 4% 左右。惟應另加 5%，俾可克服由靜而動之初步摩擦力。故在坡度 1:20 之軌道上，絞車所感受之拉力，約為被舉船舶重量之 14%。

92. 升降船塢 升降船塢者，乃為一平台，能降落水中，或舉入空中。此式之用途限於小船，而現已漸趨於廢止。

### 第 3 節 乾船塢

93. 定義 乾船塢大都係在港灣之灘坡開挖而成。進出口配有門，或可移動之沉箱。其尺度大小，須足以容納可能到港之最大船舶，並應留有充分之淨空地位。船舶進塢後，進出口即用門或沉箱關閉。並用抽機將塢內之水戽乾。於是船乃擱於預置之墊木上。巨大之乾船塢，有利用落潮以減少戽水工作者。更有戽水工作可以完全免去者。船塢每使用一次，須戽水二次。因在平時，塢中必須乾

潤，一旦接獲須進塢之船舶後，可立即配置墊木，使適合於該船之龍骨及性質。於是放水入塢，駛進船舶，調正其地位，使適合於墊木而固定之。關閉塢門，復屢去塢水。迨船舶修理完竣後，再放水入塢，移去船舶，閉門屢水如前。

94. 基礎 巨大乾船塢之塢外水頭頗大，因此其基礎及下層土之性質，應詳加研究。倘不惜重價，固到處可以建造船塢，但如若可能，自應使位於堅密之岩石上為佳，而此項岩石之高度，更須不低於下層建築物。此外苟其地為泥灰岩，硬粘土，或泥灰岩與粘土之混合物，或砂與礫石之混合物等，亦均可用。其他種類之基礎，果能條件適合，自較用岩石基礎為經濟，而且構造迅速。圖 44 所示，為

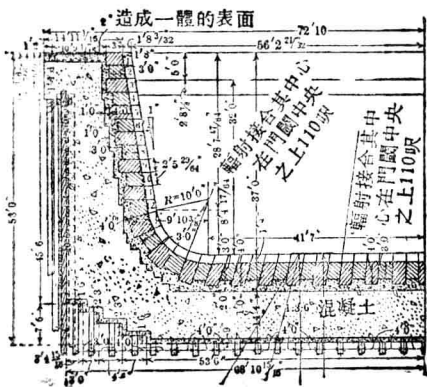


圖 44 樁基礎之乾船塢橫截面

樁基礎乾船塢，在進口處之橫截面。乾船塢會有造於不適宜之透水土上者，但其造價則遠較普通為巨。為欲求得適合之塢址或設計及構造之精確起見，鑽驗土質，乃為其最要之初步工作。

#### 95. 圻工乾船塢

設計及建造此種船塢，須用充分之圻工重量，或其他締定方法，使與水壓力相平衡。土質若係多孔而易於含水者，則所考慮之水壓力，至少應以最高潮之全部水壓力計算。有時因地下水或泉水之關係，水壓力更應大於此數。欲求無裂縫滲水之岩石以為塢址，實際上殊不易得。即使偶遇此種理想情形，亦常設置排水暗溝，以減水壓。塢址若為泥灰岩，粘土，或堅礫土，亦應作同樣之設備。塢牆設計，與擁壁或岸牆相似。乾船塢若建於透水之土上，自應以全部水壓計算。會有許多乾船塢，其圻工之重量，



略小於向上之全部水壓力，其安全乃依賴於牆後填土之摩擦力，或基樁之拉力。惟在含水之土中，基樁之拉力，無論如何，不得超過各該樁影響所及之土浸在水中之重量。（參閱§36）至於牆後填土之摩擦力，不能確定其數目。祇可認作安全因數而已。紐約於1912年會完成一船塢，係用下部擴大之磯礮，以抵抗向上水壓力。磯礮與底版之間，用一組鋼筋締定之。每一締定約為1,000,000磅左右。設計圻工乾船塢，須考慮下述之三種情形：(a)塢中空虛時船塢底版所受向上水壓力，常超過底版本身之重量。此項超出之壓力，由底版之仰拱作用，傳達於塢牆。由牆之本身重量，牆後填土並其含水之推力，及土本身之反動力，共同抵抗之。倘猶感不足，則底版中須加用鋼筋。(b)塢中無水惟停有最大噸數之船在內 其情形與(a)相同，惟船之重量集中於中線之主墊木及兩旁之側墊木上。其地之基礎勢將墊陷，須用鋼筋加強而分散之。或將墊木下之基礎，特別設計。乾船塢每呎長之荷重，視其長度，深度，寬度，及進塢船舶之性質而異。適用於最大戰艦之船塢，其每呎長之荷重有容許為90長噸者，良以機械及磯位之集中荷重，每易高達此數也。至於商船之塢，荷重自可較小。照普通情形，此項荷重之 $\frac{5}{8}$ ，集中於主墊木， $\frac{3}{16}$ 集中於兩邊之側墊木。當修理船底時，因墊木移去，集中荷重乃亦易位。惟此乃局部問題也。(c)塢中水滿時 以全體而論，塢中水滿時，塢基所受之荷重為最大。此項荷重，包括潮位以下圻工之浸水重量，及潮位以上之圻工重量。惟土中有地下水或泉水者，情形自略有變動。當此情形，牆後之推力為(1)地下水位或潮水位以下之浸水泥土之壓力，(2)潮水或地下水之壓力，(3)地下水位或潮水位以上之泥土超載，及(4)牆頂之超載，(5)減去塢內水壓。惟在習慣上，每視作混合液體壓力，而不計超載（參閱橫碼頭之設計節）。再則塢中水滿，塢底將無拱作用可言。牆基必須能自己負荷其上一切之重量，或加用鋼筋以分散之。在較軟之基礎上，倘不顧及此點，則牆基之墊陷，較塢底之中央為大。於是在塢底中央及靠近牆基等處，均將發生裂縫矣。注意(a)與(c)兩種情形，其底版之應力，

幾完全相反。除上述三種情形外，尚有第四種情形，亦須注意，即建築時之空塢情形也。曾有許多前例，因未曾顧慮及此，致未及完成，即告失敗。老式巧工乾船塢，多用塊石堆砌，而外表飾以長方形石。新式乾船塢，幾全用混凝土構造，而以長方石或煉磚襯裏。沉箱塢門之底座，須用花崗石爲之。底座與側牆下部，須用輻射接合。其接觸之面，須精密斫平或磨平。茲將近代之乾船塢，略舉數例如下：圖 45 及圖 46 爲美國諾福克<sup>(33)</sup>乾船塢之平面及橫截面。其中 3 號塢建於 1903 及 1911 年之間，4 號 6 號及 7 號，乃完成於 1919 年。大者

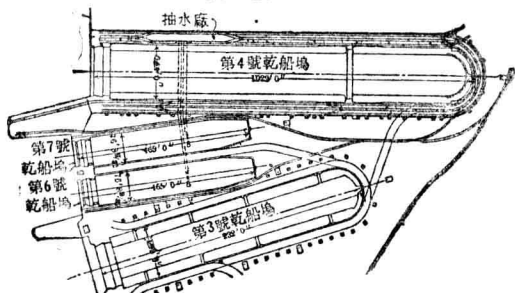


圖 45 諾福克之四乾船塢

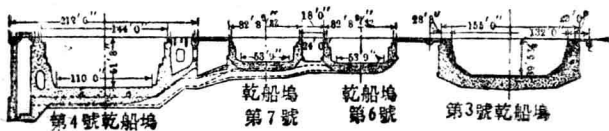


圖 46 諾福克各乾船塢之橫截面

適用於海軍，小者適用於商船。關於長度及造價等，將列於乾船塢之造價表中。排水裝置計有 54 吋垂直螺旋式抽機 3 具，可供三塢之用。第 4 號乾船塢中，備有中間之沉箱門座，可分隔爲兩部，其內部可供小船作長時間之修理，其外部仍可續供修理大船之用。此種佈置，實乃併二塢爲一塢也。菲列得爾菲亞及波士頓之船塢，亦有相似之佈置。此種佈置所引起之額外費用，爲中間門座，沉箱門，及各段獨立之排水設備等。第 3 號船塢爲最老式，係以長方塊花崗石襯裏，如圖 45 所示。其他三船塢，係屬新式，均用混凝土構造而



力線並不經過側牆底之中間三分之一。苟加分析，塢底拱作用之最大單位壓力，並不甚高。拱中央上部之圻工，可認作毫無效用。雖然

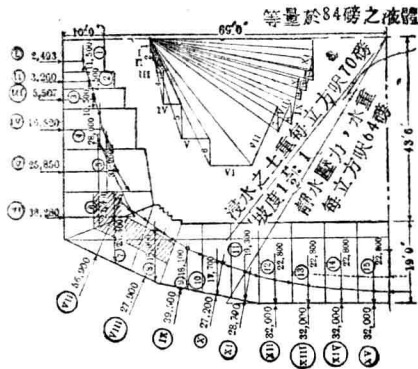


圖48 應力圖

如此，普通仍加入鋼筋，以防意外之縱向細微裂紋。當此情形，其向下力之垂直分力或許較之向上水壓力之垂直分力為大。此較大之數，即為基土所受之壓力，亦即圖48中用以閉合『力之多邊形』之垂直邊。底板拱之推力，可以同

樣方法分析之，惟不特應考慮擁壁背後土與水之主動壓力，並應計及土之被動壓力。此項壓力能支持側牆，使作用如塢底仰拱之支座。建築物之重若大於水壓力，則應力圖須計及基礎上之支承力，亦即基礎面上之壓力，而假定其平均分佈於基礎面上。倘如圖所示之情形，壓力線出乎中間三分之一以外，亦屬無關，因底板之上面受張力而發生縱裂縫，則在中央部自將稍微舉起，減輕直接在其下面之基土壓力，而將全部壓力傳之於兩邊。於是結果將壓力線提高，使入於中間三分之一以內，示如圖中虛線。

97. 建在岩石上之圻工  
 乾船塢 此項船塢之設計條件，與前相同。所不同者，可設法減低全部或一部之向上水壓力耳。照最理想之情形，應將岩石基礎依照船塢大約之尺寸開挖，然後以圻工襯

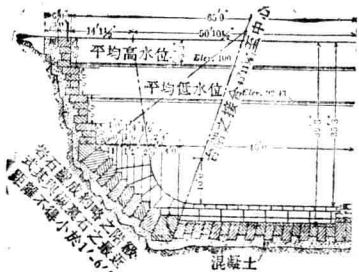


圖 49

裏。是否需要設置減低水壓之排水涵管，殊無一定。舊金山曾造一乾船塢，即如此辦理。開挖之塢址，係透水之蛇紋石，襯裏係用一薄層混凝土，並未設排水涵管。在設計建於層岩上之乾船塢時，其各種情形之應力圖，均應繪製，以便研究。圖 49 所示，為建於岩石基礎上之橫截面。

98. 台階 船塢側牆上，恒在任何便利之高度砌成台階。其第一台階，約在平均高潮位處。自此向下，按一定之間隔，分砌若干台階，寬約 2 呎至 3 呎，以便支撐修理之船，使位置平正。並可便利於工人由此登船旁之工作台。

99. 階梯及滑梯 乾船塢須備階梯，以便進出。進口及塢頭之兩邊，應各備兩組。其中間亦可視需要而設梯，以資便利。此種階梯，可與階台或塢牆一併構造。此外更應設置木滑梯多具，倚於塢牆，以便材料可由此滑下或吊上。其間距可視須要而定。為設計及構造便利起見，亦有用可移動之木階梯者。如此則塢牆之階台構造，簡單而且連續矣。

100. 排水 塢底上面之兩邊及中央，常設置明溝以利排水。亦有用排水涵管者。不論用明溝或涵管，塢底均應略向溝管傾斜。而溝管本身，亦應定有坡度，俾水可自動流乾。

101. 塢頭 乾船塢之內端，常稱曰塢頭，俾與塢之外端即進口區別。塢頭可造成方形，梯形，圓形，橢圓形，或其他複曲線形。塢牆之構造，視塢頭之形狀而定。方形梯形者，塢牆可設計如擁壁。圓形橢圓形者，則可設計如拱。

102. 木乾船塢 美國從前之乾船塢，多用木材構造。因其時之船舶較小，吃水較淺，而船身截面亦與現在不同故也。其最大優點，為造價低廉，工程迅速。而尤宜於下層土含水不變，不致忽乾忽濕之處。其設計及構造，與圻工乾船塢大不相同。底板下之向上水壓力，可利用排水方法而減低其一部或全部。塢牆傾斜，約與土壤之自然穩定角相同，藉以減輕土壓力。在牆頂處，或牆頂之後若干距離處，四週圍以板樁，隔絕或減輕牆中之地下水。更在牆脚或坡

脚處，圍以板樁，隔絕或減輕塢底之地下水。在進出口門處，另加木板樁 1 排至 3 排。塢底用厚木板爲之，固定於蓋樁木上。蓋樁木則用螺栓固定於木樁頂。樁之中心間距約 3 呎至 4 呎。在中央主墊木，及兩旁側墊木之下，應另加木樁，以負擔特別重量。底板之下，在蓋樁木及各樁之間，應墊混凝土 3 呎至 5 呎。但無論如何，此種建築物固仍不免有微量之漏水也。塢牆傾斜，則塢中之光線及空氣，均可較佳。惟此項優點，對於老式船舶而言，固覺重要。但新式之鋼壳船，乃屬平底，在任何船塢中，其底部中央必須用人工之燈光。再則塢牆傾斜，塢之上口又不免有過寬之弊。假如船寬 100 呎，吃水深度 30 呎，另加淨空，則需要之塢寬，在巧工船塢不過 140 呎。而在斜坡牆之木船塢，則近乎 200 呎矣。不特多佔地面，而牆岸上之起重機吊入造船或修船之材料，亦感困難。木船塢更有一缺點，即其壽命不久，而常需修理。其四週之地面，常繼續下陷。蓋以地下水滲漏而挾去較細泥砂故也。板樁欠完善者，結果尤爲惡劣。

103. 墊木與側撐 主墊木爲巨大之硬木塊，置於塢底之中線

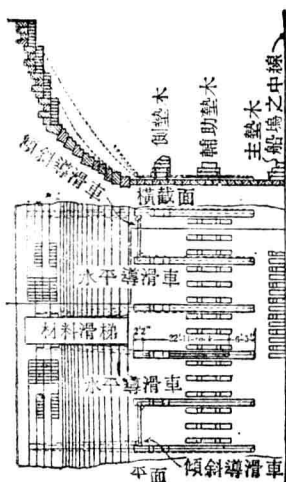


圖50 墊木之排列法

上。須佈置適當，以免受巨大之重量而被壓碎。美國習慣常用三層疊成，橫向安置，縱向間距爲 4 呎至 2 呎。墊木之高，不得小於  $3\frac{1}{2}$  呎至  $4\frac{1}{2}$  呎。俾工人可在船下工作。下層墊木，歐洲習慣常用鑄鐵爲之。有時用劈形，以便鬆卸。其頂層則用軟木爲之。在主墊木之兩邊，另有側墊木。情形與主墊木同，惟間距較長。現代之新式大船塢，尤其爲軍用者，常用輔助墊木四行，即船塢中線主墊木之兩側，各列兩行。如此則船舶進塢，即支承平正，而可免去在每一船舶進塢之前，須重排墊木，虛費時間。如不用

輔助墊木，則須用側墊木。側墊木亦分數層，其頂層略為傾斜。墊木亦有用鋼筋混凝土製造者。圖 50 所示，為墊木之排列法。側撐常與側墊木合用，或用以代替側墊木，以支持乾船塢中之船身使之平正。側撐一端，抵住船邊。他端擱於船塢側牆階台，並利用劈形木使與塢牆抵緊，或用繩繫於牆頂之樁上。此樁係特備，其間距視需要而定。

104. 絞盤及繫船柱 船舶入塢，其停泊之地位，每不能恰與動力機相符合。故常需要絞盤以調正之。小船塢可用人力絞盤。大船塢則須用機力絞盤，或電絞盤。塢之兩側均須設置繫船柱，間距約 50 呎。

### 第 5 節 乾船塢之建築

105. 建築方法概說 乾船塢常建在港灣之灘上。其施工問題，每與設計有極大之影響，即設計必須考慮如何施工也。為船舶之吃水日增，以及防範意外之吃水深度起見，船塢門閘以上之水深，須大為增加。因此建築時所應注意之水頭，亦須加大。在易於開挖之地，每有欲屏乾地下水而建船塢，終不可能者。遇此情形，則須另用不必屏乾地下水而後施工之方法，以補救之。乾船塢之建築方法，極關重要，值得列舉已往之各種實驗方法，以資研究。

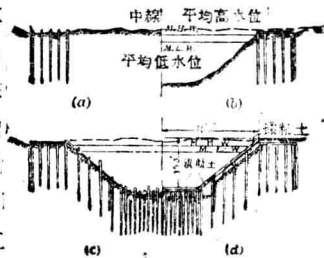


圖 51 木乾船塢

方法，極關重要，值得列舉已往之各種實驗方法，以資研究。建造木

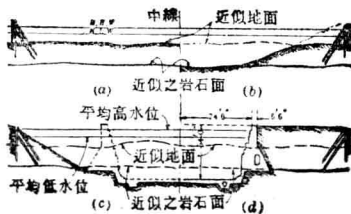


圖 52 美國波士頓之乾船塢

乾船塢之普通方法，示如圖 51。(a)為塢址之原來情形。全塢址圍以板樁，更有一部份圓樁亦於未曾開挖之前打入。(b)為開挖完成後之情形。(c)為坡與底上簽釘圓樁，底之四週圍以板樁之情

形。(d)為全部完工後之情形。照此種方法建築之木乾船塢，美國紐約州計有四隻。茲再將波士頓之乾船塢情形述之如下：此塢之建築法，示如圖 52。塢基係岩石，石上覆有土壤一層，土上為水，建築物直接安置於岩石之上。塢頭及兩側，均用雙層木岸牆，中填以開挖之土。工程之進行步驟，如(a)(b)(c)(d)所示。(b)示開挖已達岩石之面，木牆中間已填土。(c)示岩石之開鑿。(d)示全部完工，牆後填土。在此設計中，塢牆係視作擁壁計算。底板甚薄，版下備有

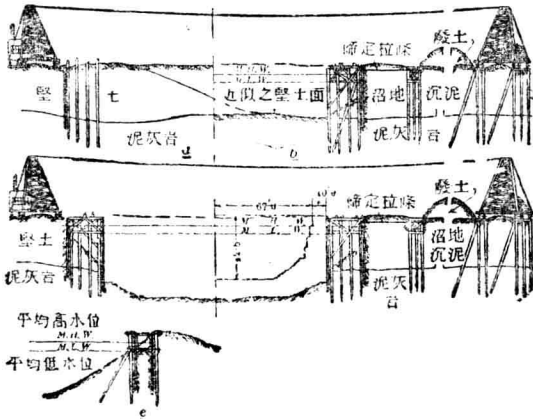


圖53 查爾茲吞之乾船塢

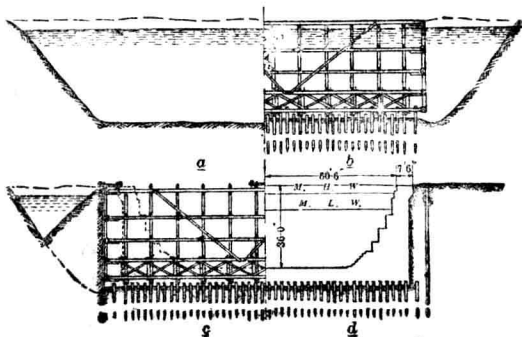


圖54 加利福尼亞美爾島之乾船塢



排水系統。故在底版之下面，並無向上水壓力。查爾茲吞之乾船塢，係建於鹽沼地上。其下層為泥灰岩。全塢址圍以巨大之板樁。用木擋架及斜撐橫撐等，固定其地位，示如圖 53。(c) 示泥灰岩之開挖完成。(d) 示全部建築物完成。泥灰岩之表面 10 呎，係用水力浚機開挖。其餘則兼用鶴嘴鋤，鐵錘，轟炸，及蟹爪式挖機等開挖。進口處之圍堰，示如圖中之 (e)。<sup>(3)</sup>加利福尼亞州美爾島之軍用乾船塢，其建築方法略示如圖 54，開挖工程係在水中進行。完竣後即

在塢底簽釘木樁。再在水面建成普通尺度之木框工，壓以重量，沉置於指定之基樁上，示如 (b) 圍繞框工，簽釘板樁，背後填土，示如圖 (c)。於是厚乾木框工內部之水，完成建築物如圖 (d)，圖 55 所示，為英國式乾船塢之開溝建築法。曾用之於歐洲其他各處而均獲得成功。(a) 為初步工程，打入板樁，開溝以備建築塢牆。(b) 為牆溝開成，打入基樁。

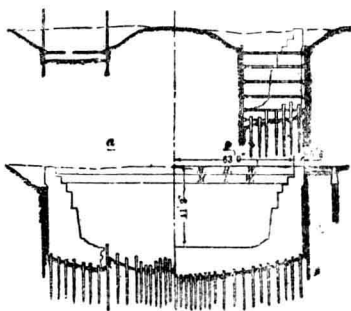


圖55 英國式乾船塢之開溝建造法

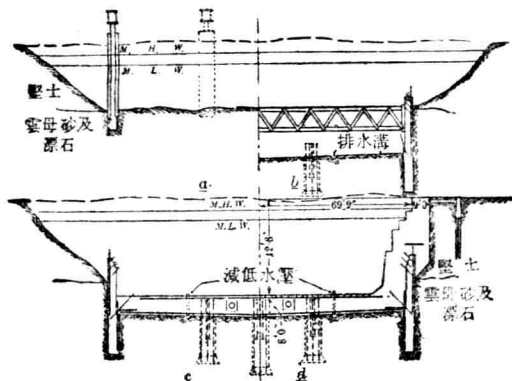


圖56 紐約之乾船塢

(c)爲側牆完成，開挖中間部份，並打入塢底基樁。(d)爲全部工程完竣。此種建築方法，在塢內開挖時，側牆有向內移動之危險。故塢之底版，必分段構造。否則在底版未完成以前，側牆須切實支撐。此法之改良方法，曾試用於紐約之4號船塢。結果因側牆內移而失敗。紐約乾船塢之建築法，示如圖56此塢位於透水之流砂土上。地面堅土，係用蒸汽鎚開挖。到達流砂後，即圍以鋼筋混凝土版樁。

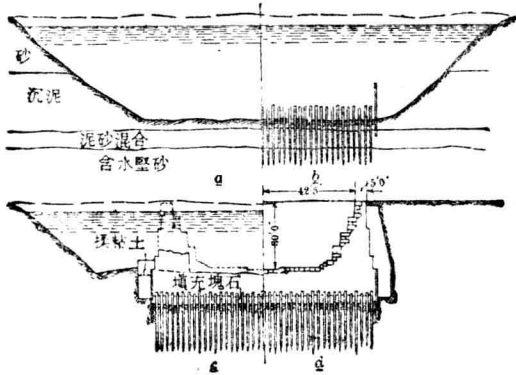


圖57 日本神戶之乾船塢

開挖其內部。版樁之間，用編構支撐，示如圖中之(b)。底版分段建造，每段長20呎，示如圖中之(c)。末後砌造側牆，牆後填土。圖57

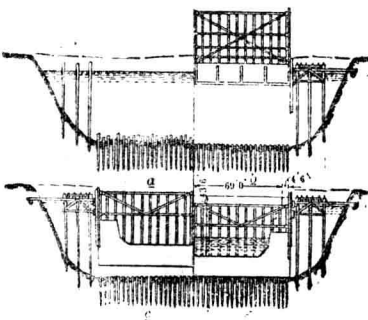


圖58 用沉箱法建築乾船塢法

所示爲日本神戶之一乾船塢。其基土含水。初擬試用圍堰，岸乾後再行建築，而竟遭失敗。乃決改用圖中所示之方法，開挖係在水中進行如(a)。簽釘基樁如(b)。用活底箱沉放混凝土於水下如(c)。牆工達高水位以上，即將塢內岸乾，鋪砌裏面如(d)。乾船塢之另

一種建築方法，示如圖 58。開挖亦在水中進行。簽釘基樁如(a)。截平樁頂，將分段造成之船塢本身，用沉箱法沉之於指定位置如(c)及(d)。此頗與建築防波堤及橫碼頭之方法相似。夏威夷之珍珠港曾用之。關於沉放混凝土於水下之方法，可參閱混凝土編 P. 21。

### 第 6 節 門及屏水設備

106. 塢門 乾船塢之門，有許多方面與船閘之門相似，茲不再詳述。照美國習慣，多用沉箱為塢門。其式樣或為箱形，或為船形。內部充水，則沉於門座上。塢水屏乾，則箱被吸拉而緊貼門座。開啓時先將塢中充水，次將箱水屏乾，乃即浮起而可拖置一邊。若用側面滑動之沉箱，則船塢之進口處須留有凹槽，啓閉時用牽拉裝置，側向拖動如圖 59

所示。此式之門，最盛行於英國。箱之截面，或為矩形，或為船形，如圖 60 所示。或為比重計式，如

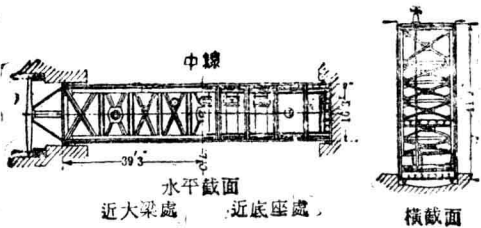


圖 59 側面滑動之沉箱塢門

圖 61 所示。後者在水面處有 6 呎至 12 呎之截面縮狹，俾屏水上升

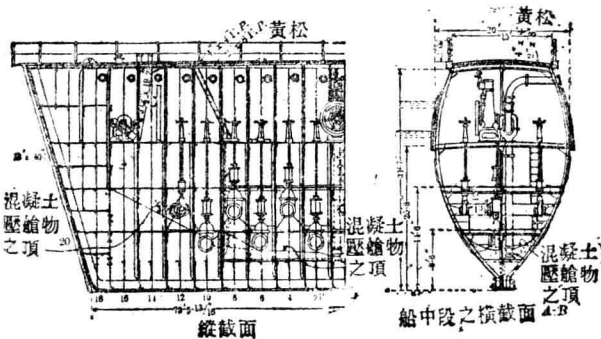


圖 60 船形沉箱塢門

或充水下降，均可較速。沉箱與門閘間之閉水方法，可利用接觸木材之密切結合，或用橡膠蔴繩等物填隙。任何形式之塢門，關閉後塢水屨乾，則祇有塢外之水，作用於沉箱與水接觸之面。故其時 箱門所感之浮力，祇略多於全部浮力之一半而已。但無論如何，若不

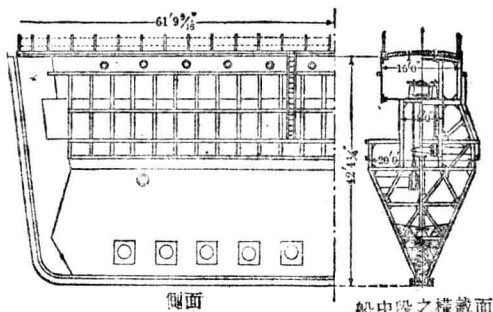


圖 61 比重計式之沉箱塢門

用壓縮之水，則其本身之重終不足以維持沉箱在關閉之地位。門上之向上壓力或浮力，對於全部水平水壓力之比數，如不超

過 20%，則此門不需要特別締定。沉箱上除其本身需要之屨水設備外，並設有搖手絞盤或機力絞盤。沉箱為浮物，故設計時必須注意於其在任何情況下之穩度。因此須精密計算，並繪製縱橫曲線，顯示排水量重心，浮力中心，容水量，及在各種情況下之定傾重心高度。尤須注意於其下沉時之容水影響。沉箱設計完成後，更須作

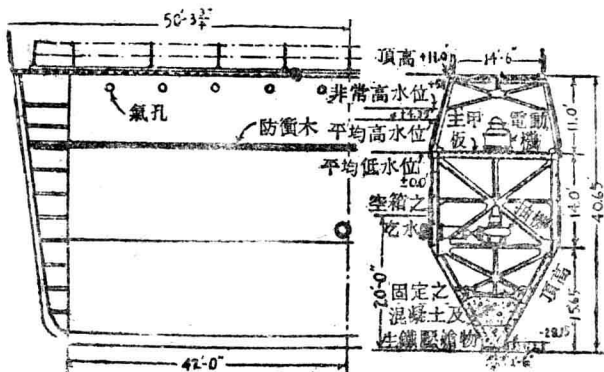


圖 62

傾側試驗，以資校核。現代構造箱門之方法，又略與造船之常例不同，而漸代以造橋之方法。如此則以構架抵抗水壓力，可以較為經濟。至於開啓時，箱中無水作用如船時之各應力，乃屬次要。因箱門之能否適於航行，根本為次要問題也。箱壳上之帽釘，除外面需要貼合之處外，餘均無須埋頭。造橋所用之菌頭釘，適用於此。圖62為矩形箱式之門。

107. 戽水設備 乾船塢中之水，多用機力抽戽。電動機及蒸汽機，乃普通所常用者。其選擇視何者易於就地獲得而定。此項設計，須分成兩個或兩個以上之單位，俾萬一有一個單位損壞，則其餘仍可照常工作。每一單位，普通即為一具垂直或水平離心抽機。各個單位互相配合，須使其總戽水量，能將塢中之水在  $1\frac{1}{2}$  至  $2\frac{1}{2}$  小時以內戽乾。近年來則每多用螺旋式抽機。當戽水開始時，水頭為零，所需機力，祇須用以克服摩擦力及增加速頭而已。故戽水設備，應按此種特殊情形設計，以期總效率可以超過 50%。最後在底版上之水約 2 呎，每多不能用此主力抽機戽乾，而此項淺水受墊木阻礙，

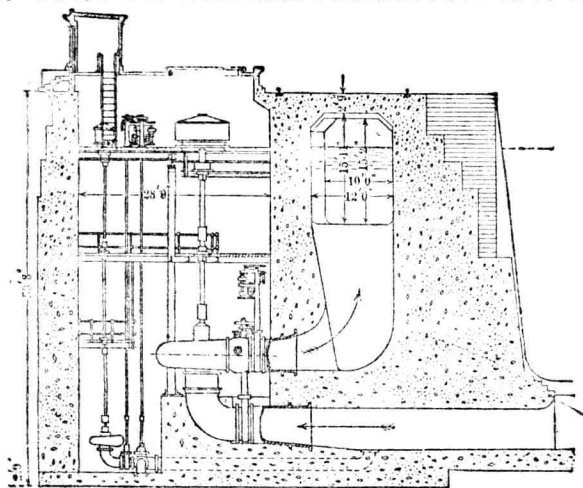


圖63 抽水設備(橫截面)



之間。而圻工乾船塢每呎約在 1500 至 7000 美元之間。

圻工乾船塢之造價表

號數	地 址	建築年份		船塢 長度 (呎)	造 價		
		開始	完成		總 價	每呎 長價	最大入塢船 之每噸造價
1	波士頓 <sup>(22)</sup>	1899	1905	748	\$1,100,000	\$1470	\$28.80
2	查爾茲吞 <sup>(18)</sup>	1902	1908	575	1,250,000	2170	36.80
3	美爾 <sup>(34)</sup>	1899	1910	752	1,680,000	2210	44.20
4	紐約	1905	1912	703	2,450,000	3470	49.70
5	諾福克 <sup>(33)</sup>	1903	1908	732	1,730,000	2360	38.50
6	非列得爾菲亞 <sup>(26)</sup>	1899	1908	754	1,470,000	1950	38.50
7	波茲毛斯 <sup>(37)</sup>	1899	1906	751	1,125,000	1500	29.70
8	彭熱驪德 <sup>(33)</sup>	1908	1913	838	2,100,000	2500	32.70
9	波士頓 <sup>(39)</sup>	1914	1919	1188	3,231,000	2500	28.09
10	魁培克, 坎拿大 <sup>(40)</sup>	1914	1918	1190	3,000,000	2500	30.30
11	諾福克	1917	1919	1022	4,356,000	4250	46.85
12	諾福克	1918	1919	471	765,000	1625	63.75
13	諾福克	1918	1919	471	714,000	1515	70.00
14		1911	1915	1100	2,795,000	2540	34.10
15	珍珠港 <sup>(36)</sup>	1910	1919	1008	5,356,675	5314	73.58
16	非列得爾菲亞	1917	1921	1005	6,300,000	6268	67.41
17	舊金山	1916	1918	1013	.....	.....	.....

木工乾船塢之造價表

18	紐約	1873	1897	668	555,000	835	23.30
19	諾福克	1887	1889	500	505,000	1010	38.30
20	非列得爾菲亞	1889	1891	500	549,000	1100	45.00
21	彭熱驪德 <sup>(38)</sup>	1892	1896	650	633,000	970	27.20

以塢中能容最大船舶之噸數，計算每噸所佔之造塢費用時，其估計方法如下：以塢之可用長度之呎數，減去淨空 5 呎，乘以進口處在墊木以上 1 呎之寬，減去淨空 2 呎；再乘以自高水位至墊木頂

或門閘以上 6 吋之深；將所得之數除以 35，則得長噸數。並取 0.7 爲係數。下列說明之號數，可與上表對照。(1)爲建於藍粘土及礫石上之混凝土乾船塢。塢內以花崗石爲襯裏。(2)爲建於堅硬泥灰岩上之混凝土乾船塢。塢內以花崗石爲襯裏。(3)爲建於基樁上混凝土乾船塢。門閘及進口係用花崗石建造。基址爲軟粘土。(4)建於鋼筋混凝土圍牆及其內之基礎。此項基礎，係用空氣沉箱法埋置於細雲母砂內。塢身亦爲鋼筋混凝土，內面以煉泥磚爲襯裏。門閘及進口，係用花崗石建。(5)爲建於基樁上之混凝土乾船塢，基址係粘土及泥灰岩，塢內以花崗石爲襯裏。此塢於完成後，又重行擴展長度。(6)爲建於基樁上之混凝土乾船塢。基址爲砂及礫石。門閘及進口爲花崗石。(7)爲建於礁岩上之混凝土乾船塢。內以花崗石爲襯裏。(8)建於砂礫石及粘土之上，建築材料爲混凝土及花崗石。(9)爲建於礁岩上之混凝土乾船塢。門閘，牆頂，及梯階等，均花崗石建。塢中建有中間門座，必要時可分爲兩部。側牆係用花崗石襯裏。其實際造價，因戰事關係，超出所列數約 500,000 美元。(10)爲建於岩石上之混凝土乾船塢。門閘，進口，及階台，均用花崗石建。箱門係側向移動式。(11)，(12)，(13)均建於泥灰岩上。此項泥灰岩，含有碎岩及藍粘土甚多。除進口處用木樁外，其餘均將混凝土直接安置於泥灰岩及藍粘土上。(15)因開始時之失敗，致費用加大，工程延緩。全部工程，係用浮箱分 16 段建造。基礎爲珊瑚岩及熔岩。(16)此塢之造價甚大。半因戰事關係。半由於礫石基礎中之含水過多之故。(17)此係在同一地址拆舊建新。軟岩基礎，先用水力機開挖，而後以混凝土襯裏。乾船塢附屬物之費用，雖與基礎之情形無關，但至少與建築物之性質及尺度，略有關係。電力絞盤包括基礎在內，每座約需費用 7000 至 9000 美元，視其尺度之大小而異。至於屏水設備，每一馬力約需 40 至 70 美元。沉箱塢門之造價，爲進口之寬與深之函數。普通視寬之平方，與深之平方之相乘積而異。圻工船塢本身之維持費極小，每年不超過造價之 0.25%。船塢附屬物之維持費，視其性質而異。如墊木之修理及換新，費用頗大。當然與使用之



勤不勤亦略有關係。每年所需約佔造價之 10% 至 15%。箱門之維持費與鋼殼之船身相似，每年可定為佔造價之 3% 至 5%。

## 第 8 節 浮船塢

110. 定義 浮船塢者，係木製，鋼製，鋼木合製，或混凝土製之浮水建築物也。放水進入隔艙，則向下沉。其時需要修理之船舶，即可駛入其中。於是用抽機或其他方法將隔艙中水屏去，塢乃載船一併浮起。

111. 相對之優點 浮船塢建造迅速，造價低廉，屏水費小，及移動便利，此皆優於乾船塢之處也。比較造價時，必須注意浮船塢之式樣，及乾船塢之基址，因造價之大小，胥視此而定也。在極適合於建乾船塢之處而建築乾船塢，其所需其間仍較造浮船塢為多。乾船塢之優點，在於永久堅實，少意外之危險。維持費及修理費亦較小。至於建築物之式樣，全視當地之情形及需要而定。

112. 浮船塢之式樣 浮船塢之各種式樣，示如圖 65。(1) 為最簡單之浮船塢，即整個木槽或鋼槽式也。其優點為簡單堅實。其缺點在其本身不能分段相互負載，以便修理油漆，故建造時必須力求完善。(2) 為分段槽式浮船塢，即係集合若干段(1)式之槽而成。各段長度，須設計使能互相負載。即任何一段，可用其他一段或兩段，載出水面。各段之間，用木門連合。但此不過維持各段，列成一線，而不能使全體發生縱向之剛性，使用此種船塢，需要純熟之技術，小心為之。因每段祇可負荷直接載於其上之重，故各段之浮力，須以屏去其中之水量而調劑之。惟此種調劑荷重之方法，亦非平常所必要。因航海之船，其本身可以負荷縱向之不平均重量，除非此船已損壞過甚。但此種破船，根本不可用分段之浮船塢載之也。此式之浮船塢，最宜於用木材為之，尤以商用者為然，因造價低廉。必要時並可增加分段而展長之也。(3) 為累尼式，係將側牆置於一組平底船上而釘合之。側牆能連續作用如梁，使發生縱向之剛性。平底船之尺度，須設計使一隻或數隻能自側牆下抽去，而載在其餘各船

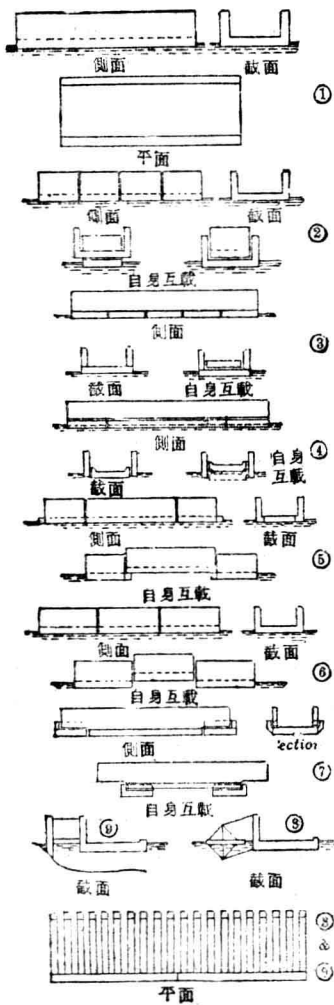


圖 65 浮船塢之各式樣

上，以資修理。此式浮船塢，常用鋼為側牆，木為平底者。亦有

- ① 全用鋼製者。<sup>(2)</sup>(4)為克拉克及斯坦非爾德式，其側牆亦係全體連續，並向下伸展，達全建築之深度。平底船係用夾板及螺栓釘於兩側牆之內。各平底船亦可分別互相負載。側牆之修理及油漆，可將全建築物傾側為之。因其側牆之深度，較(3)為大。故其剛性亦較大。如欲拆散各平底船，以便修理，則手續異常繁瑣。此式船塢常用鋼建造。
- ②
- ③
- ④
- ⑤ 為波拉式，計分三段。其中段之長，等於其他兩段之和。各段之接合，異常複雜，藉使發生剛性。兩端之短段，均有射出部份，中段即嵌於其間。又修理短段時，可用中段載之。
- ⑥ 為康寧加姆式，有許多方面與(2)<sup>(30)</sup>式相似，不過分段較大。各段係用夾板及螺栓接合，能自身負載，即用兩分段，載其他一分段。
- ⑦ 為馬利蘭鋼公司式，中間為主要平底船。其側牆伸出兩端之外。架於兩小平底船上。自身負載時，可用兩端小平底船，載其中段。反之，亦可用中

段，載兩小平底船。此式多用鋼鐵建造。(8)為單牆式，包括一長方

形單牆，及一隻或一組平底船。牆之外邊有淺水平底船。船上有直立肢若干組。每組有二並行肢，一端聯於直立肢，他端聯於側牆之上，均用串針接合。其目的在使浮船塢升降時，平正而穩定。(9)為傍岸式，與上述之單牆式相似。惟其直立肢乃固定於岸上。(8)(9)兩式，均可設計使在各平底船之間，留有空間，以便將船舉起後，可以擱置於其他浮物或固定台上。於是當船在修理之時，浮塢又可用之於其他船舶，故可名之曰搬船塢。任何一式，其用途均不廣。圖 66 所示者為卡美爾<sup>(32)</sup>式，係構成一體之槽形。一端封閉，其他一端有門，與船閘之門相似。船進塢後，屛去內艙之水，即可略為浮起。於是關閉閘門，屛去槽中之水。此式之優點為縱向有剛性。惟須修理或油漆時，不能自身分別負載，則又其缺點也。

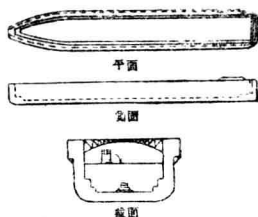


圖 66

113. 地址 浮船塢需要深水，方可使用。其深度之大小，視下列各點而定。(1)入塢最大船舶之深度。(2)墊木之高度。(3)墊木至船龍骨之淨空。(4)浮船塢平底船之深。(5)浮船塢以下之容許淨空。此項需要之深度，每須由開挖而得。但開挖如此巨大之水深，其費用亦異常浩大。且有許多港灣之浮船塢，挖深以後，又迅淤塞。為浮船塢特備之直碼頭上，必須設備繫塢之裝置。浮船塢之港口外並須設有碼頭，以便維繫待候入塢或拖船入塢之船舶。此在乾船塢亦為不可缺少之設備。在大風之中，浮船塢不易控制，故需掩護。

114. 設計之資料 浮船塢之橫方向內，須有充分之強度。如此則兩邊側牆及平底船之浮力，方足負起支於主墊木及側墊上之船舶重量。反之，在塢中無船時，兩側之牆及抽機重量，亦可由平底船負之。浮船塢下沉以便載船時，其內水位與外水位相差無幾，而尤以木質浮船塢為然。為防止下沉過度之意外起見，側牆內常設有安全甲板。在甲板之上，船塢不能再向下沉。當船舶進塢以後，即開始屛水，並照例應由塢之側牆內屛起。因側牆之排水量，遠小於進塢船

船之排水量，故側牆內之水完全排去後，船身不過上升數呎而已。於是側牆因內外水頭之相差，而發生巨大之水壓力。側牆之梁板構架，即應按此壓力，分析設計，示如圖 67。多數之浮船塢，此項水頭

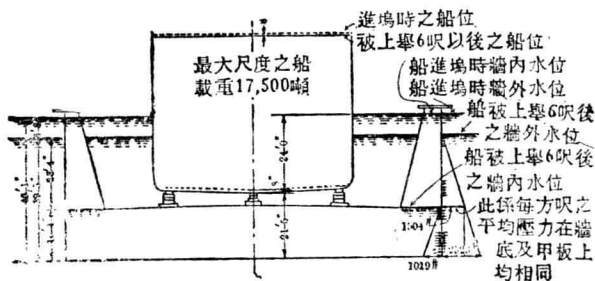


圖 67 浮船塢上之最大水壓力

均不超過 20 呎。若先屏平底船隔艙中之水，則上述情形可以避免。但有一點必須注意，即往往用一較小之浮船塢，負載一較大之船舶。即船之噸位超出該浮船塢之載量以外，但祇須舉起船之一部份，故仍可適用。因此情形，側牆最好設計使能抵抗之水壓力，等量於平底船甲板所受之最大水壓力。若用木材建造者，因忽乾忽濕關係，其張力壓力及支承力之容許強度，應酌量減小。鋼船塢則適用建

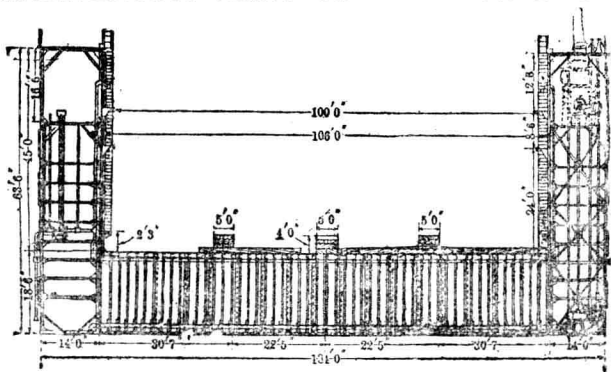


圖 68 鋼浮船塢

築鋼及鋼船殼之設計規範。鋼板應視作連梁，而非垂曲線形。圖 68 爲鋼浮船塢之示範截面，係馬利蘭鋼公司式。可以自身負載。其全部負載能力之毛數，爲 18,000 長噸。圖 69 爲鋼浮船塢。計分三段，

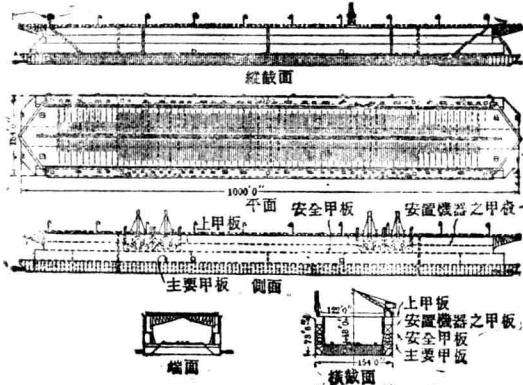


圖 69 康寧加姆式 45,000 噸之浮船塢

用螺栓連合，雖設計而未果造。圖 70 爲分段木浮船塢橫截面之一半，適合於商用，因可增加段數，擴展塢長也。圖中所示之木浮船塢，計分 6 段，每段長 80 呎，全體之聯合負載爲 18,000 長噸。圖 71 所示，爲 12,000 噸之分段木浮船塢。

145. 荷重 浮船塢所受之荷重情形，視塢中之屏水方法而定。最好分屏各隔艙之水，使其浮力即上舉力，對於直接擱於其上之船重，在某種範圍以內，發生關係。爲求利用浮

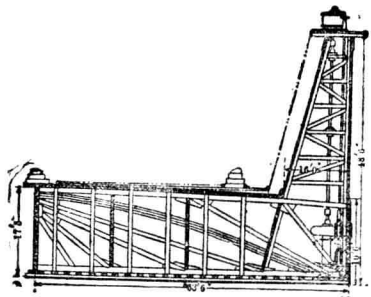


圖 70 18,000 噸木浮船塢

船塢之全部上舉力起見，塢中之水必須全部屏去。因此浮船塢或其所載之船，必將發生彎曲變形。故控制屏水，異常重要。偶一不慎，將使船塢及船，均發生變形也。

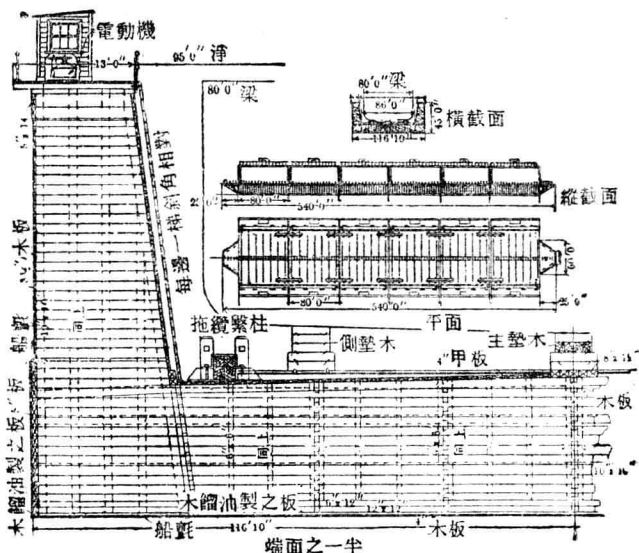


圖71 12,000噸木浮船塢

116. 彎曲力矩 船及船塢之彎曲力矩,示如圖 72。(a)為舉起長船之情形。(b)為舉短而重船之情形。(c)示將兩端隔艙之水,祇

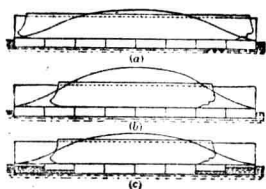
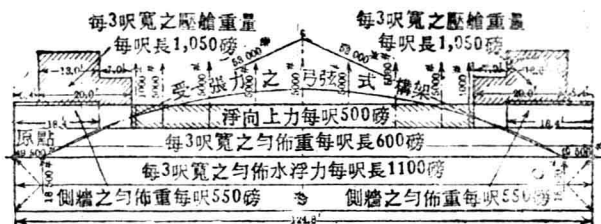


圖 72 縱向之彎曲力矩

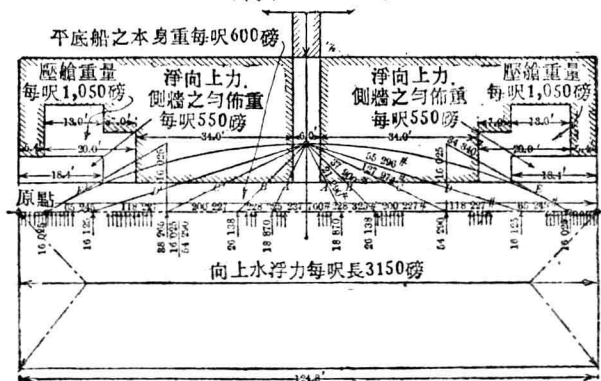
屏去一部份,藉以減小彎曲力矩。圖73所示為每一段木浮船塢,在橫方向內之荷重。

117. 有效之載量 不論木質,鋼質,或鋼木並用之浮船塢,設計妥善者,其有效之載量,約在平底船排水量之 60% 及 70% 之間。普通以  $\frac{1}{3}$  視作建築物及不能屏去之底水重量。其餘之  $\frac{2}{3}$  為有效之載量。木浮船塢須用壓艙重量,俾能下沉。此項重量,必須注意減去。鋼質及鋼木並用之浮船塢,多不需壓艙物。

118. 浮船塢之造價 各式浮船塢之造價,視材料之費用,船塢



每3呎寬之荷重(一架)  
 空浮船塢之荷重圖塢中無船并無水  
 船之向下重 255,260 磅  
 6'寬之淨浮力 15,300 磅  
 淨向下重 24,000 磅



每3呎寬之荷重(一架)  
 重載浮船塢之荷重圖有船在塢中  
 圖 73 橫方向內之荷重

之大小，及造塢之地址而異。以下所列，不過近似之數值，以供比較耳。

整個木槽式	載量每長噸 50 至 75 美元
分段木槽式	載量每長噸 48 至 70 美元
木平底船鋼側牆式	載量每長噸 60 至 80 美元
分段或整個鋼槽式	載量每長噸 70 至 100 美元

以 1 所列，為完成浮船塢本身之造價。其附屬之工程，如建橫碼頭，開深港底等，尚不在其內。列價中之變化範圍，乃由於尺度有大小，細目有差異，及地址有不同之故。鋼浮船塢之價較高，係根據於美國大西洋海岸之建築。浮船塢之維持費多少，視其地址及構成之材料而定。現在之浮船塢，有曾經繼續使用 60 年，而祇需極微之修理者。在蛙蟲繁盛之海水中，平底船應用銅片或油氈保護之。油氈之外，須罩以曾經木罽油製之薄板。或不用保護物，而將所有中型板全部用木罽油製過。隔艙之內面，自無需保護。照克拉克之統計，九座鋼浮船塢之每年維持費，約佔造價之 1.12%。但照經驗，在炎熱氣候中，每年維持費能超過造價之 3%。鋼建築在海水中，應定期加以油漆，以防過分銹蝕。

### 第 9 節 浮船塢之穩度及其他

119. 浮船塢之穩度 為求穩定而不論重載與否均不易傾覆起見，浮船塢必須分成若干縱橫閉水之隔艙，長方形浮船塢之穩度，普通與其所分隔艙數之平方成正比例。木浮船塢在橫方向內，大都分成兩行閉水隔艙，在中央閉水隔牆之兩邊，雖尚有越外之縱向木隔牆，但此不過充作加強並阻水之用，於橫向之穩度無關。至於鋼浮船塢，則在橫方向內常分成六行閉水隔艙。其定傾重心之高度，可以下式代表之。
$$GM = \frac{I - GB \times V - \Sigma i}{V}$$

式中之  $I$  為浮水面之轉動慣量。 $GB$  為浮力中心與重心間之距離。 $V$  為排水量，以立方呎計。 $\Sigma i$  為各隔艙內水面之轉動慣量之總和。穩度之力矩公式可示之如下。

$$M_1 = \sin \theta (I - GB \times V - \Sigma i) / 35$$

設計時在縱橫兩方向內，均須作此項計算。倘塢中載有船舶，則船舶之穩度，亦須注意計及。即式中之  $I, G, B, V$ ，及  $\Sigma i$ ，均應為船與浮船塢之合併數。應用須要之公式時，必須繪圖與曲線，以顯示浮船塢在各種情形下之性質。茲舉一例，如圖 74 所示，為排水量曲





設法排除，其法多用鐵管接連於隔艙之上部。木浮船塢則直接在甲板上開孔，以便空氣逃逸。

121. 風之影響 浮船塢須充分穩定。即使負載最大船舶時，亦不致因風作用而起過度之傾側。其傾側之角度  $\theta$ ，可由下式求之。  
 $\cos \theta = D \times GM \div (A \times CL)$ 。式中之  $A$ ，為總風壓力，以磅計； $D$  為排水量，以磅計； $GM$  為定傾重心之高； $CL$  為壓力中心與側向抗力中心間之距離。傾側角大於  $10^\circ$ ，則危險矣。

122. 屏水設備 屏水設備，須設計使每一隔艙，可以獨立屏出或放入。整個之槽式浮船塢，常設置抽機一具，或兩具。置於船塢之一側，或分置兩側，連於總水管。總水管之旁有枝管，分別通達各

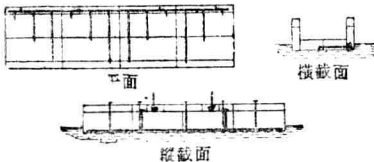


圖 76 屏水設備之佈置法

隔艙。圖 76 所示，即為此種佈置之普通情形。各處之啓閉，均用劈形活門，而活門之桿，利用一組曲柄，連接於一處。則塢長一人可以控制全塢之屏水矣。

分段槽式浮船塢，最好各段能有獨立屏水設備。既可分別屏水，亦可將各段之縱軸聯合，使共同屏水。動力用蒸汽或用電力。現代所用，以電動垂直軸之離心抽機為最佳。分段浮船塢之每段上，更須用抽機兩具。即塢之每側各置一具，中間之水管相連。如此則此段上一機損壞，尚可用其他一機，工作如常。船塢下沉，水由各隔艙之活門放入，亦可由塢長一人控制，使其平均下沉，船及船塢，均不發生過度變形。塢長之旁，並設有各艙之水深指示器。但至今尚未有全部滿意之指示器，可以應用也。亦有主張用壓縮空氣，使浮船塢升沉者。即壓氣入艙，逐去容水，船塢上升。放開艙孔，則氣逸而水又入，塢乃下沉。雖已作小規模之試驗，但尚未能見諸實用，利用此項原理，撈起沉船，頗見功效。其法將圓筒沉入水底船中，壓入空氣，則可減小繩鍊之拉力。

123. 浮船塢升沉之功率 浮船塢載船上升之功率，與浮船塢本

身之重及船舶之重或排水量成正比例。其式如下(參閱圖 77)。 $E = D \times C - D' \times C'$ 。式中之  $D$  為船及船塢之排水量，以磅計。 $C$  為自水面向下至  $D$  之浮力中心之深度，以呎計。 $D'$  為船塢，或船及船塢，上升全部或一部份時之排水量，以磅計。 $C'$  為自水面向下至  $D'$  之浮力中心之深度，以呎計。 $E$  為浮船塢自塢外水位對船塢為  $A-B$  之地位，升至對船塢為  $X-Y$  之地位時之工

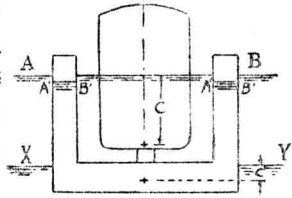


圖 77

作。應用此項公式或所需之資料，可得自下列之各曲線：即船之排水量及浮力中心之地位，船塢之排水量，容水之重量，重心及浮



圖 78

力中心之地位等。於是屢水設備之性質，即可按浮船塢上升所需之時間定之。此項時間普通多定為 1 至 1½ 小時。電動離心抽機之總效率，不

出 50% 至 60%。

124. 墊木 浮船塢中之墊木，其排列法大致與乾船塢相似。示如圖 78。

## 第五章 我國之航道與商港

### 第 1 節 我國之航道

我國內而江河縱橫，外而海岸綿長，航道紛歧，勢難詳述。大別之約可分為外洋航道，沿海航道，及江河航道之三大系統。茲分述如下：

125. 外洋航道 上海為我國之通商大埠。故外洋航線，當以上海為出發點。上海位於黃浦江下游，距吳淞口約十五海里。低水時期，祇有吃水十六七呎之船，可以通行。稍大者即須候潮駛入。至於

外洋巨船，則大部停泊於吳淞口外之南水道間。其地長約六海里，寬約一二海里，水深達三十呎。由此出發之航道，約可分為三路。<sup>(1)</sup>(a)為東路，東經長崎，神戶，大阪，橫濱，而達美國之西雅圖，或坎拿大之溫古華。或逕由橫濱經檀香山而至舊金山，或繞道巴拿馬運河而至紐約。此通美洲之航道也。(b)為南路，南經香港，馬尼拉，或新加坡，巴達維亞，以達悉尼及墨爾鉢。或經檳榔嶼，亞得來特，而至墨爾鉢及悉尼。此通澳洲之航道也。(c)為西路，仍經香港，新加坡，哥倫布，亞丁，渡紅海及蘇彝士運河，入地中海。此通歐洲之航道也。除上述三路外，尚有較短之外洋航道數線，一為西伯利亞線，自上海經青島，大連，過朝鮮之仁川，元山，釜山，而達海參威，與西伯利亞鐵道相接。二為南洋線，經廈門，汕頭，香港，而至菲律賓，新加坡，蘇門答臘，爪哇，婆羅洲，西貢，曼谷等處。三為中日單行線，即上海神戶線，上海阪神線，上海橫濱線，上海香港日本線。此外尚有大阪青島大連線，神戶大阪天津線，橫濱天津牛莊線，若松漢口線等。

126. 沿海航道 沿海航道，不出渤海，黃海，東海，南海之範圍。亦以上海為出發點，分華南，華北兩系統。(a)華北航道，自上海向北經海州，青島，威海衛，烟台，龍口，天津，秦皇島，營口，大連，安東等處。其航線分上海威海衛烟台天津線，上海海州線，海州青島線，上海青島線，上海營口線，上海烟台大連天津線，秦皇島津滬營口線等。(b)華南航道，自上海向南經寧波，溫州，福州，廈門，汕頭，廣州，赤坎等處。其航線分上海廈汕港粵線，上海寧波線，上海溫州線，上海福州線，上海泉州線，廈門泉州興化線，福州三都澳線，福州興化線，廣州澳門線，廣州赤坎線等。上述航線所駛輪船，小者一二百噸，大者一二千噸。

127. 江河航道 江河航道，以長江為首屈一指。可行駛三千噸至六千噸之輪船。珠江次之，可行一千噸至二千噸之輪船。其餘航道，則祇可通行內河小輪而已。茲略述如下：(a)長江航道，自上海至重慶可分三段。第一段自上海至漢口，長六百海里。夏季可通行吃水二十七呎之大輪。冬季則祇通行吃水十二呎之輪船。第二段自

漢口至宜昌，長三百七十海里。夏季可行吃水十四呎之輪船。平時則僅能行吃水七呎左右之輪船而已。第三段自宜昌至重慶，長三百五十海里。其中有三峽之險，航行頗感困難。其支流之通航者，以漢水線爲最。長約計七百海里，上達陝西境。湘鄂線可通湘江沅江資江各航路。鄱陽線分贛江修水信江昌江及安樂河各航路。長江上游在四川省內，新開航道四線。岷江線，自重慶經瀘縣，宜賓，樂山，達成都。沱江線，自重慶經瀘縣，富順，內江，資中，簡陽，達石橋井。嘉陵線，自重慶至合川，南元，閬中。峽江線，航行重慶下游。(b)珠江航道，通廣東廣西兩省，分爲三線。西江線以廣州至梧州間之二百二十海里，航行最便。北江線以三水至英德間，航行最便。東江線，自廣州至東莞惠陽，江源至龍州，可通小輪。(c)海河航道，自天津至大沽口，長42.82哩。吃水14.5呎之輪船可以通行。爲河北省航運中心。(d)黃河雖大，不利行舟。惟自五原包頭至薩拉齊一段可以通小輪。(e)淮河惟中間五河至臨淮關之二十海里，可通小輪，稍加整理即可通至正陽關。(f)運河自杭州起，北達北通州。其中惟杭州至常州，鎮江至淮陰，德州至天津各段，可以局部通行小輪。(g)甌江口外三十海里，高潮時可行吃水十二呎之輪船。(h)閩江自閩侯以下三十四海里，航行極便。海船可至馬尾或南台。雖多淺灘，但吃水七呎以下小輪，可行至水口。(i)韓江自石下壩至潮安間，約三百三十里，可行小輪。(j)太湖流域，水道縱橫，可通行小輪之處甚多，不一一詳述。

## 第2節 我國之商港

我國沿海港灣，或江河入海之口，可供船舶停留之用者，何止十百。茲擇其重要者，略述梗概如下。

128. 天津 天津位於海河上游，爲江河港。距海口原爲58.45哩。經歷年疏浚裁灣，現已縮爲42.82哩。吃水14.5呎之輪船。可以直達天津。港區內約有三十八停泊位，可供長200呎至300呎及吃水12呎至14.5呎之輪船碇泊之用。

129. 龍口 龍口位於山東半島之北端。形勢雄勝，不下烟台。

民國三年闢爲商港。前曾有建築爲軍港之建議，亦可見其重要矣。

130. 烟台 因明代曾設烽火台於此，故名。咸豐十年，開爲商埠。又名芝罘。沿岸築有砲台，與崆峒島砲台對峙。西接芝罘島，構成海灣。自德營青島而烟台之商業衰，現已通烟濰路，情形又已稍佳。惟就該港本身之形勢言，口門以外無掩護。一遇東北風，則港內諸船，自相碰撞，故巨船不能久泊。自民國八年成立船港委員會以來，對於港中設備，進行頗力。計有東防波隄，長2600呎。兩端有進出口。西防波壘長5873呎。並在其北首有600呎之橫碼頭。港內已浚深達20呎。並有兩處深水停泊位。各達25呎，以備停泊海洋巨輪。照現有設備，可供500呎或600呎之巨輪二艘，及較次之輪十五艘，同時使用。

131. 威海衛 明時設衛以防海，故名。倚山環海，外屏劉公島。島北懸崖絕壁，峭不可登。島南浪闊水深，適於泊船。島距大陸，分二港口。東廣而淺。西狹而深。是以船舶多自西口進。昔與旅順同爲北洋兩大軍港。初租與英，後雖於民國十九年收回，但英國仍須借用劉公島房屋，至今仍爲懸案云。因係軍港，故碼頭設備極簡陋。港水極深，可供吃水30呎之船停泊。而在劉公島之南部各處，凡吃水17呎之船舶，皆可停泊無虞。

132. 青島 青島位於膠州灣口。由勞山靈山二陸嘴相抱而成。是港廣袤百餘里，中藏外衛，世界大船，皆可出入。自太平角起至象嘴，引一直線，自孤山角起至黃山嘴，引一直線，自黃山嘴起至嶺浪嘴，引一直線，在此三綫內之水面，即爲青島港港區。內自團島鼻至腳子石嘴，引一直線，爲內外港之界線。線東爲外港。線西爲內港。內港又可分爲四區，即(1)大港。(2)船港。(3)小港。(4)停留區是也。青島港之停泊區域，除特別許可者外，規定大港爲二千總噸以上輪船之停泊區。小港爲二千總噸以下輪船之停泊區。內港之停留區及外港，爲各船之自由停泊區。船港爲本埠官有各船之停泊區。界限分明，不容紛亂。青島之大港工程，均係在德人經營時代，由該國有名海港工程師格阿爾佛蘭司計劃督造而成。利用岩礁及小島嶼等之天然形勢，互相接合以爲大隄。不獨防止激烈之西北風

浪，即昔因西南季候風浪所盪來之黃河泥砂，常爲膠州塔埠頭湮塞之患者，亦得自此杜絕。加以港口之角度，與各碼頭配置咸宜，能阻止急進之潮流，使船舶可操縱自如。又碼頭岸牆，每相間十米，設一適當角度之防舷木。每相間四十米，置繫船柱及隨潮浮沉之防衝木。兩者於防舷及護岸，均收效甚宏。棧碼頭同時可繫 6000 噸等級之船 12 艘。總計大港及碼頭建築費，約三千萬馬克。其規模之宏大，可見一斑。現在之大港面積爲 3,968,000 平方米。小港面積爲 348,160 平方米。大港水深在低潮時平均爲 31 呎。小港水深在低潮時平均爲 15 呎。該港同時能容 200 呎至 400 呎長之船 15 艘，及 500 呎至 600 呎之船 7 艘，亦可知其設備之概況矣。

133. 連雲港 設港在江蘇之東海縣。爲隴海鐵路東端之終點。內有雲台山，外有西連島，故名連雲。一切計劃，悉由隴海路籌議。初定築港經費三千萬元，擬造十一座碼頭。後以經費不足，先闢老窰間二碼頭，費用三百萬元。於民國二十二年動工。數年以來，各項工程已略具規模。現仍繼續建築防波隄。將來興盛，可操左券。

134. 上海 上海港劃分吳淞及上海兩停泊區。上海停泊區在黃浦江中，自江南製造局船塢起，至東溝灣止，又分上中下三個停泊分區。上區之水面，至寧紹碼頭爲止。復分爲 A, B, C, 三段。中區之水面，自寧紹碼頭起，至美孚行附近爲止。又復分爲十一段。惟下區水面，不復分別。凡船舶之載有爆發品或染疫旅客者，悉須停於吳淞區域，以防止危險及傳染。除沿岸之固定停泊位外，上區又有指定停泊位 7 個。中區有指定停泊位 33 個。所謂指定停泊位者，即位於前後兩浮筒之間，爲船泊江心之所，必須先經港務機關指定，方可停泊也。據民國七年滬浦局報告，上海在低潮時祇能通吃水 16 呎至 18 呎之船舶。而高潮時亦祇能通吃水 26 呎至 28 呎之船舶。上海爲中國與歐美之交通樞紐。其航道之深度，最好須能與蘇彝士運河及巴拿馬運河不相上下。故滬浦局總工程師海德生報告，主張疏浚長江口之南水道淺段，務使在高潮時有 43 呎之水深。淺水時亦有 36 呎之水深。俾海洋巨輪，可以進出自如。整理上海港之

方案，不外下列之四種。即(1)矯正長江口之南水道。(2)閉塞黃浦江，使成爲船塢港。(3)開鑿自外海直達黃浦江之新河。(見海德生報告)(4)在浦東方面，開鑿灣曲較緩之新河道(見§141)。四者之中，自以第(1)種較爲易舉。故年來滬浦局之工程，多偏重於疏浚河道。

135. 浙江沿海 浙江省沿海之商港，首推寧波。位於甬江南岸。密邇東海，與外國通商最早。明嘉靖間即有葡人來互市。但至今仍不發達。港內僅有四個固定停泊位。可容長不逾 310 呎，吃水深不逾 19 呎之輪船停泊。此外尚有 12 個浮碼頭，皆爲各定期航業公司所私有。除寧波外，浙江省沿海尚有定海，石浦，海門，永嘉等處。可以通航。三門灣及乍浦，亦有設港之計劃。鎮海及象山，則爲軍港，但皆規模狹小，設備簡陋，在國際上尙無重要之地位。

136. 福建沿海 福建省沿海，邱陵屹峙，島嶼羅列，良港頗多。其較著名者爲三都澳，福州，及廈門三處。茲分述如下。(1)三都澳位於三沙灣內之三都島南岸。澳內水深波平，海輪巨船停泊其間，安若堂奧。現雖碼頭設備，尙屬簡陋，但商務已漸見發達。(2)福州港包括閩侯及馬尾二處。閩侯位於閩江下游。其南有南台島，以橋相通，商埠在焉。其下游約三十里許之馬尾，爲福州港之外戶。山岳環繞，天然障屏。水深波靜，泊船便利。凡開閩侯之船，悉寄碇於此，再用小輪輸送。馬尾對於閩侯之重要，亦可見矣。該港爲位於閩江沿岸之河港，故港口工程，即爲疏浚閩江工程。自民國八年施工以來，至民國十八年一月至四月，曾有吃水 12 呎 10 吋至 14 呎 11 吋之船舶，駛抵南台。此乃疏浚之功也。(3)廈門港在廈門島上。當沿海航路之衝。清初即有歐人互市於此。其對岸之鼓浪嶼爲一小島。於光緒二十八年亦闢爲商埠。風景絕佳，租界在焉。廈門與鼓浪嶼間爲內港。鼓浪嶼與大陸之間爲外港，外港時虞西南風，而內港則波平浪靜。現港內尙無碼頭設備。其停泊量甚大。計可容 500 呎長之船三艘，及 200 呎至 400 呎長之船十餘艘。故共有二十個停泊位焉。除上述之三港外，他如沙埕港，興化港，泉州灣，及極南之銅山港皆爲良好之港灣。惟尙未開發耳。



137. 廣州 廣州爲吾國南部唯一之國有良港。居東西北三江之總匯。以粵江爲通海孔道。海洋深水線，直達江口以外之伶仃島，該處深約 48 呎至 60 呎。自伶仃向上，水道深約 18~24 呎，以達虎門，凡十五哩。自虎門起至蓮花山脚之第二門洲，長 20 哩。水深又有 36 呎至 48 呎。在第二門洲附近有長祇數百碼之一段，水深祇 18 呎至 20 呎。過此則水深又有 30 呎，以達第一門洲，長約十哩。此處即爲廣州港之界口。該港現在內港水深 15 呎，可容 41 呎至 350 呎長之船舶。外港水深 20 呎，可容 12 呎至 500 呎長之船舶。原計劃擬將該港劃分爲內外二部，內部自沙面至黃埔一段，自低水位以下浚深 15 呎。並築 4,800 米之碼頭。外部在黃埔附近，加以浚深，造 6440 米之碼頭。其旁岸深度爲 8.2 米，即 26.9 呎。又造碼頭 3030 米，其旁岸深度爲 3.0 米，即 9.8 呎。因需款甚巨，至亦尙未全部實現。此外如汕頭北海，亦爲良港，尙未發展。澳門已具規模，但爲葡租借地。

### 第 3 節 建國方略之關港計畫\*

138. 北方大港 此港擬建於渤海灣中青河，灤河兩口之間。該地距深水爲渤海灣中最近之一點。若將青河灤河兩淡水遠引他去，免就近結冰，便成深水不凍大港，形勢遠勝天津與秦皇島。由營業上觀察之，此港居我國最大產鹽區域之中央，接近我國現時已採最大煤礦，其獲利已可操左券；若更依預定計畫築西北鐵路系統，開此港天津間運河，以聯絡內地水陸交通，其發達之程度，雖欲與紐約等大，豈難事哉？

139. 東方大港 此港擬建於乍浦與澉浦之間，此兩點相距約十三英里，應自此岬至彼岬，築一海隄，而於乍浦一端，開一缺口，以爲港之正門。此種海隄可分五段，每段各長三英里。現在可先築一段，以後逐段添築，以應需要。此港正門爲杭州灣中最深部分，最大之航洋船，可隨時進出。且附近無挾泥之水永無須爲將來濬深

\*節錄總理建國方略商港之開闢節。此外尙有二等海港四處，三等海港九處，漁業港十五處，內河商埠六處，讀者可參閱原書。

之計。若能將計畫中之鐵路完成，並江南水路系統改良則此港與長江上下流之水陸交通均較上海爲近而成爲我國中部之商業中心矣

140. 以上海爲東方大港 上海一港，從任何點觀察，皆爲僵死之港，然能整治揚子江計畫實行，於填塞其通路之泥沙問題。得一解決，仍可救濟成爲一世界港。今擬擴張黃浦江右岸之彎曲部，由高橋河合流點開一新河，直貫浦東，在龍華鐵路接軌處上流第二轉灣復與黃浦江會。此河可藉蕪湖間之水道引致而冲刷之，使至四十呎深。在楊樹浦下游則建一泊船塢與新開河設閘相通，蘇州河亦引之使通。舊黃浦江則填築之，與新開河左岸圈入之地作爲市區中心，如是則上海一港，庶能發展而與計畫港爭勝焉。

141. 南方大港 南方大港之地位當然以廣州爲適宜，蓋其地位於東，西，北三江會流點，爲製造業中心，而又海洋交通之樞紐也。其通大洋之路，大概甚深，惟有二處較淺。於此二處甚易鑿之以隄，且濬深之，俾航洋最大之船，得以隨時出入。其市區應跨有黃埔與佛山，而界之以車賣砲台及沙面水路。此水以東一段，應發展之爲商業地段；其西一段，即以爲工業地段，其港面應自第一門洲起，經長洲黃埔間，至河南，佛山之南，開一新水道。其省河應行填塞，以供市街之用。如更能西南鐵路系統完成，則以其交通之便，其重要將與北方，東方兩大港相伴矣。

### 人 地 名 表

1. MacElwee; 2. Hamburg; 3. Stevenson; 4. Skeeryvore;
5. Tyree; 6. Ohio; 7. Cleveland; 8. Massachusetts;
9. Michigan; 10. Harbor Beach; 11. Chili; 12. New Jersey;
13. Longport, Eleventh Avenue; 14. Mississippi; 15. Rhone;
16. Mexico; 17. Tampico; 18. Charleston; 19. Conway;
20. Cuba; 21. Havana; 22. Boston; 23. California; 24. Cedar;
25. Watt; 26. Philadelphia; 27. Staniford; 28. Halifax; 29. Los Angeles;
30. Cunningham; 31. Maryland Steel Company;
32. Camel; 33. Norfolk; 34. Mare; 35. Hawaii; 36. Pearl Harbor;
37. Portsmouth; 38. Puget Sound; 39. Quebec;
40. Canada; 41. Rennie; 42. Clark; 43. Stanfield; 44. Pola;
45. Seattle.

## 海 港 編 索 引

- 2 人工港 2  
丁壩 Spur dike, 16
- 4 木材之蒸製 Creosoting, 30  
木材防波堤 9  
木乾船塢 31  
木質直碼頭 45  
木質橫碼頭 30,32  
水船塢 Wet docks, 2,53  
水中鐵路 54  
升降船塢 Lift docks, 54  
天然港 2
- 5 主潮波 3  
外洋航道 83  
台階 Altars, 61  
平均海平面 4
- 6 坊工橫碼頭 32  
坊工乾船塢 56,60  
坊工防波堤 10  
江河航道 84
- 7 我國之商港 85  
夾水 Slip, 2,39  
坍塌 36  
沉箱 10  
防波堤 Breakwater, 7,16
- 8 波浪 4  
波浪之衝壓力 6  
波峯 4  
波能 5
- 直碼頭 Piers, 23,38,40  
直碼頭之造價 44  
直碼頭之壽命 43  
岸牆 Bulkhead, 13  
岸牆線 38  
固定標 Beacons, 20  
沿海航道 84  
承載平台 Receiving platform, 29  
屏水設備 69,82  
突堤 Jetties, 15,18  
卸貨棚 Shed, 2,38,50
- 9 砂丘 Sand dunes, 15,17  
砂洲 Bars, 12  
保稅貨棧 Bonded warehouse, 50  
保衛裝置 Fender system, 40  
侵入波 Seud, 6  
版椿 25  
挑水壩 Groins, 14,16  
施工 63
- 10 浮船塢 Floating dry docks 73  
浮船塢之穩度 80  
浮筒 Buoys, 19  
海岸線 13  
海塘 Sea walls 13  
浪速 5

- 逆潛流 Undertow, 12  
 迴瀾壩 Current  
 deflectors, 15  
 11 船床 Cradle, 55  
 船塢 Docks, 53  
 斜樁 Brace pile, 27,28  
 副潮波 3  
 基礎 25,54,56  
 乾船塢 Dry or graving  
 docks, 55,59,70  
 混合木碼頭 45  
 12 港灣線 38  
 港埠 Port, 2  
 港灣 Harbor, 2  
 港口河道 18  
 進行波 5  
 發聲信號 20  
 斯提文松浪高公式 4  
 貨棧 Warehouse, 50  
 絞盤 63  
 13 塢頭 61  
 塢門 67  
 跳板 Gang way, 42  
 圓筒樁 47  
 填實碼頭 47  
 亂石防波堤 8  
 撥船塢 Depositing dock, 75  
 14 墊木 Block, 55,62,83  
 對岸距離 Fetch, 4  
 漂砂 Littoral drift, 11  
 15 碼頭 Wharf, 2,23  
 碼頭線 Pier head line 38  
 碼頭之荷重 40  
 碼頭之木架 40  
 潮位差 3  
 潮汐 3  
 樁締定 28  
 餘波 Swell, 5  
 16 鋼筋混凝土防波堤 10  
 鋼筋混凝土橫碼頭 34  
 燈標 20  
 燈塔 20,22  
 燈船 20  
 橫碼頭 Quays, 23  
 繫船裝置 42,63  
 17 擺動波 5  
 18 叢樁 28  
 霧中信號 21

# 中國工程師手冊

## 水利手冊

(汪胡楨主編)

### 第九編 給水工程

[汪胡楨]

#### 目 錄

---

第一章	給水規畫	2
第二章	水源之考查	12
第三章	取集工程	25
第四章	輸水工程	35
第五章	抽水機械	40
第六章	淨化工程	53
第七章	分配工程	75

# 第九編 給水工程

## 第一章 給水規畫

### 第1節 概論

1. 引言 水爲人生日用所不可缺，其重要僅次於氧氣。自都市發達，人口集中以後，如何供給大眾以適用，經濟與可靠之水量，遂成爲都市規畫之一大問題。自供求方面言，則都市之給水須足以應付都市全人口之需要，故規畫之始必須明悉都市之範圍，現在與未來之人口，與其平均需水量。自工程方面言，則都市之給水須有挹取水源運輸水量澄潔水質與配給需要之設備。故本編所述，即依自然之邏輯次序分爲七章：即給水規畫，水源考查，取集工程，輸水工程，抽水機械，淨化工程，分配工程，是也。

2. 史略 都市給水之問題恒隨都市之產生以俱來。史記正義曰『古未有市，若朝聚井汲，便將貨物於井邊貨賣，故言市井。』市與井之不可分離，實自古已然矣。公共給水制度之創始，世推羅馬。當紀元前 312 年，羅馬全盛時代，羅馬城人民之飲用水初取之於泰伯河，嗣以人口日繁，水質日劣，乃不得不遠覓水源於城外山谷中。由山谷引水入城概藉水槽，先後築成者凡 14 道，總長 381 哩。因其時尙未有建築壓力管之材料，故以水槽爲輸水之設備，當水槽渡越低窪之處，輒承以高拱，成爲偉大之建築。羅馬勢力所及之城市，亦多築有此種引水之水槽者，如法之巴黎，里昂<sup>(2)</sup>，德之美茲<sup>(3)</sup>，西班牙<sup>(1)</sup>之塞維爾等處皆有水槽之遺跡可尋。吾國都市給水之制見諸載籍者以錢塘六井爲詳。蘇子瞻有錢塘六井記略云：『唐宰相李公長源始作六井，引西湖水以足民用。其後刺史白公樂天（810 年左右）治

湖浚井，刻石湖上。至於今賴之。六井爲相國井，西井，金牛池，方井，白龜池，小方井。嘉祐中(1056~1063)太守沈公文通爲南井，熙寧五年秋(1072)太守陳公述古命僧仲文子珪等發溝易淤，完緝罅漏，疏湧金池爲上中下，使瀚衣浴馬不及於上池，而列二閘於門外，其一赴三池而決之河，其一納之石檻，比竹爲五管以出之，並河而東，絕三橋以入於石溝，注於南井。』近代給水工程之發展始於十七十八世紀前後，如法之巴黎，英之倫敦均有機器抽水與用管運水之設備。自蒸汽機發明，給水工程乃隨之猛進，時至今日，凡人口二千以上之都市幾已莫不有給水之設備。我國給水工程之設立首推旅順，時在前清光緒五年(1879)，李鴻章防禦渤海，駐海軍於旅順，乃埋六吋管若干米，引八里莊龍引泉水，以供軍用。光緒八年(1882)英人組上海自來水公司，供給英法兩租界之用水。光緒二十二年，法租界工部局自辦水廠，國人亦自辦內地自來水廠。光緒二十七年，俄租遼東半島關大連灣爲商港，設管引馬蘭河水，以供飲料，同年天津中外人士合組濟安自來水公司。光緒三十一年德人租借青島，因海水苦鹹，駐軍缺乏飲料，乃鑿井取泉，即今之青島市自來水廠是也。光緒二十九年廣州增埗亦設水廠，繼之者爲漢口既濟水電廠與汕頭自來水廠。宣統二年北京創設自來水廠，兩江總督張人駿亦奏辦上海閘北水電廠。革命後國事紛擾，未遑建設，至民國九年，始有雲南昆明水廠之設立。民國十七年九月內政部制定自來水規程十九條，次年四月設衛生部，復公佈興辦自來水辦法二條，於是廈門，南京，杭州，梧州，武昌，重慶，南昌，濟南等處新水廠相繼成立。舊水廠之大加整理者，有上海內地自來水廠，漢口既濟水廠，廣州增埗水廠。茲列自來水廠一覽表於表1。

3. 都市給水之重要 a. 對於居戶 都市給水之最重要用途，無過於供給居戶以適合之水量，都市愈大，則有賴於公共給水，愈感迫切 若干傳染病，如霍亂與傷寒，均以水爲媒介，故都市設置公共給水以後，居民既可獲得清潔之水量，即不致倚賴污濁之井水或池水，傳染病之威脅自必大見減少。例如維也納自1892~1902年之十年間未有自來水，死亡率爲21.26%，自1902~1912年之十年

表 1 我國自來水廠一覽表

名 稱	創辦者	成立年份	資 本	水 源	每日供水量(萬公升)	用水戶數
上海自來水公司	商	1882	英金1,164,000鎊	黃浦江	4500	
上海內地自來水公司	商	1902	3,000,000元	黃浦江	1000	16,374
天津濟安自來水公司	商	1903	4,200,000元	西河	360	3,500
青島自來水廠	官	1905	4,600,000元	井水	28	3,200
廣州增埗水廠	官商	1905	2,700,000元	赤江	1600	40,000
漢口既濟水電廠	商	1906	5,000,000元	漢水	1200	20,700
上海法商水電公司	商	1907	75,000,000佛郎	黃浦江	800	5,200
汕頭自來水公司	商	1907	1,000,000元	梅溪	30	3,000
上海閘北水電公司	商	1910	3,610,000元	黃浦江	700	22,775
北京自來水公司	商	1910	5,000,000元	孫河	267	7,700
雲南昆明自來水公司	商	1920	300,000元	翠湖九龍池	26	
天津英工部局水道處	官	1921		井水	174	1,931
廈門自來水公司	商	1926	1,500,000元	雨水與山水	50	1,500
鎮江自來水公司	商	1926	100,000元	長江	94	1,234
杭州市自來水廠	官商	1930	2,500,000元	貼沙河	40	
南京自來水廠	官	1933	4,000,000元	長江	880	

間自來水已告完成，死亡率減為 18.00% 其著例也。居戶用水中沖洗廁所亦屬大宗。蓋各種糞便及污物之處置，以水洗之法最為便利而合乎衛生也。b. 對於工商業 工業中如製糖廠，澱粉廠，漂染廠，釀酒廠化學工廠等，不但須水之量甚巨，且所需之水，尤須清潔。都市給水之有助於此等工業之發達者甚為顯著。其他用途如汽鍋，升降梯等之用水，皆與工商業有關。c. 對於公共方面 公用水之重要者首為消防，次為灑街，與沖洗陰溝。都市建設或整理公共給水以後，首先見諸事實者，每為火險保費之減低，使公衆咸受其利。若干工業非俟都市有充分之消防水量後不能成立。灑街與沖洗陰溝等事對於公衆之利益關係亦甚明顯。

## 第 2 節 水之需要量

4. 都市用水量參差之原因 設計給水工程之先決問題厥為都市之用水量。欲定一都市之用水量為事匪易。蓋此項用水量，輒隨居民習慣及工商業用水之多寡為轉移，故不能逕取他國或他市之



成例而襲用之。如取他國或他市之成例以作設計時之參考，則應明悉其參差之原因，庶可免無所適從之苦。都市用水量參差之原因可得而言者爲(1)都市之居民貧富不一，未必皆用自來水，尤以我國爲甚。例如廣州用水之戶不過四萬，北平不及八千，漢口祇二萬餘，而此三市之人口皆有百餘萬之多也。創設水廠之始，都市舊日所遺之給水設備，如井池河港等均未泯滅，新式陰溝系統又未完備，故其用水量距離安定之時期尙屬遼遠。若在此等都市逕用全人口爲估計之張本，其爲謬誤自極明顯。(2)熱帶都市用水較多，溫帶次之，寒帶又次之。炎熱及乾燥之地，灑街沐浴，灌溉花草，在在需水，而寒冷之地欲免水管凍結，恒任其放失以維水之流動，是以過熱過冷之都市，其用水量必高。(3)都市中若多造紙釀酒製糖等工廠或旅館浴室等設置則用水量勢必增高。(4)人民愈富饒，其用水愈易逾量。美國各都市之用水量較歐洲爲多，而歐洲又較吾國爲多，咸以人民富力不同之所致耳。(5)居戶用水如按水表計值則浪費少，按房屋租金或龍頭數目計算者，則浪費必多。水費昂貴用水亦較節約。據美國統計，水費增二成，用水量約減 13%；水費增四成，用水量約減 22%；水費增六成，用水量約減 29%；水費增八成，用水量約減 35%；水費增一倍，用水量約減 40%。(6)水質清潔水量充裕則用水者恒因舒適暢意之故而樂於多用，凡在舊水廠整頓以後即覺用水量增進者，即以此故。(7)水管之服務壓力高則開放龍頭時水即噴湧而出用水必多，且壓力增高水管之漏水加甚。(8)城市已有陰溝系統之設置者則污穢之水可以隨時排洩無停積之患，因之用水量亦隨之而增。(9)都市人民之用水習慣恒隨水廠設置年代之久而俱增至達到安定狀態而止。如上海公共租界每人每日平均用水量在 1900 年爲 45 升(10 英加侖)，1910 年爲 68 升(15 英加侖)，1920 年爲 100 升(24 英加侖)，1925 年爲 159 升(35 英加侖)，1929 年爲 200 升(44 英加侖)其著例也。

5. 用水量之分析 都市之用水可分爲四類：即家用，工商用，公用，與損耗是也。

a. 家用 家庭用水不外洗濯，飲食，沐浴，滌廁等等。據浦東自來水廠計劃書之估計如次：

烹飪	2.84升	0.75加侖	飲用	1.25升	0.33加侖
沐浴	18.90升	5.00加侖	淘洗	11.05升	2.92加侖
洗濯	11.33升	3.00加侖	其他	11.33升	3.00加侖
共計		56.70升	15.00加侖		

美國巴比志氏所估定者如次：(a)生存之至少限度，及軍隊在急進之時每人每日 0.95 升或 0.25 加侖；(b)生活必須量每人 4.0 升或 1.5 加侖；(c)衛生之最少限度每人 38~75 升或 10~20 加侖；(d)合理的家庭最少用水量每人 114 升或 30 加侖。

德國煤氣及自來水專家會議所估定者如次：

飲食盥漱每日每人	20~30升	浴缸沐浴每次	350升
洗衣每日每人	10~15升	噴水浴每次	40~80升
每次抽水馬桶用水	7~12升	洗濯草地每平方米	1.5升
大畜(如牛馬)洗飲用水每頭每日	50升		
小畜(如豬羊)洗飲用水每頭每日	10~15升		
洗刷車輛每輛每日	200~300升		

家庭用水量隨人民貧富而異。美國東北水廠協會所統計，最低級住宅，平均每宅住 13 人者每人每日用水 15 加侖(57升)，中級住宅平均每宅住 7 人者每人每日用水 34 加侖(129升)上級住宅平均每宅住 6 人者每人每日用水 54 加侖(205升)。

b. 工商用 此項用水包括一切機廠與商店在內。用水特多者為鐵路，酒店，商場，船廠，糖廠，顏料廠，染廠，洗衣作，製革廠，鋼鐵廠等。據德國煤氣及自來水專家會議之估計其量如次：

蒸汽機無凝結設備者每馬力每小時	15~30升		
蒸汽機有凝結設備者，每馬力每小時	300~500升		
內燃機每馬力每小時	20~40升	釀酒廠，每製啤酒100升	500升
洗衣作，每洗內衣10仟克	400~800升	砌牆，每磚1000	800升
混凝土，每立方米	125~150升	牛乳棚牛乳每升	3~6升
製革廠大獸皮每張	1000~2000升	製革廠小獸皮每張	500~1000升
造紙廠造紙每仟克	1500~3000升	製糖廠每蘿蔔 100 仟克	1500升

c. 公用 公用水包括一切市政設施及公共建築所用之水在內，如灑洗道路，灌溉園林，沖刷溝渠，撲滅火災，學校，公共醫院，公園，噴水池等。市政府自營水廠者，此等用水每不設水表加以量度，致其真數不得而知。在歐美都市，公用水每人每日約派 5~15 加侖，平均為 10 加侖。德國煤氣及自來水專家會議估定如次：

學校每學生每日(沐浴不在內)	2升	兵營每人每日	30升
兵營每馬一匹每日	40升	醫院每人每日	250~650升
旅館每人每日	100升	浴室每浴一次	500升
屠宰所每幸一畜	300~400升	菜場地面每一平方米	5升
洒街，彈石路面每一平方米	1升	洒街，碎石路面每一平方米	1.5升
小便池冲洒水每米管長每小時	200升		

d. 損耗 損耗之原因有五：(1)地下水管壞裂而漏水；(2)人家水管或龍頭壞爛而漏水；(3)市民疏忽或故意開放龍頭而漏水；(4)抽水機件及水管附件之漏水；(5)量水表行駛過久，量水不準，或市民故意緩緩放水使水表呆滯不動。美國華盛頓曾舉行水管滲漏檢查，發覺每日漏水達 6,000,000 加侖，泰半由於水管及套管處之壞爛所致。

6. 各國都市用水量 茲列各國都市用水量於表 2，以供參考。

7. 我國都市用水量之估計 我國都市之設置水廠者，為數尚少，且性質各殊，故尚難取作參考比較之用。惟各廠設計時所定用水量標準，乃幾經審慎研究而後成立者，故彙錄於此：

a. 上海開北水電公司 1912 年標準定為 75 升(20 美加侖)。

b. 上海浦東自來水廠計畫書所定現在用水量為 57 升(15 美加侖)，十年後為 100 升(27 美加侖)。

c. 南京自來水廠計畫書定為 64 升(17 美加侖)。

d. 武昌自來水廠計畫書定為 57 升(15 美加侖)。

e. 整理杭州市自來水工程計畫定 1935 年為 28.35 升(7.5 美加侖)，1940 年為 37.8 升(10 美加侖) 1945 年為 41.6 升(11 美加侖)。1950 年為 49.1 升(13 美加侖)。

f. 陳良士君估定我國都市最高之家用工商用及公用水量各為 57 升(15 美加侖)，加損耗 114 升(30 美加侖)，合計為 284 升，最低之家用工商及公

表 2 各國都市平均用水量表

都 市 名		人口以 一千人 為單位	平均每人每日 用水量	
華 名	原 名		美加侖	升
波士頓	Boston	788	114	432
巴法羅	Buffalo	550	213	807
紐約	New York	6,015	129	488
巴爾提摩爾	Baltimore	797	132	500
克利夫蘭德	Cleveland	1,074	143	540
芝加哥	Chicago	3,015	275	1040
羅斯安哲爾斯	Los Angeles	1,100	109	412
舊金山	San Francisco	610	65	246
里昂	Lyon	459	50	189
射爾堡	Cherbourg	43	32	121
巴黎	Paris	2,714	100	378
多特蒙德	Dortmund	142	66	250
科隆	Cologne	372	32	121
牟尼克	Munich	500	54	204
柏林	Berlin	1,884	21	80
丹特四克	Danzig	158	24	91
維也納	Vienna	2,000	14	53
阿姆斯特丹	Amsterdam	555	15	57
科彭黑根	Copenhagen	447	28	106
斯托克荷姆	Stockholm	339	26	98
利加	Riga	270	20	76
格拉斯哥	Glasgow	1,075	67	254
曼徹斯特	Manchester	1,082	35	132
倫敦	London	6,304	41	155
愛丁堡	Edinburgh	460	55	208
孟買	Bombay	1,274	62	235
馬尼刺	Manila	363	63	238
泗水	Surabaya, Java	260	35	132
仰光	Rangoon, Burma	250	96	364
日本東京		2,294	48	180
西德尼	Sydney	1,364	62	235
羅馬	Rome	915	120	454
列寧格勒	Leningrad	1,614	38	144
上海		2,677	44	200
漢口		1,583	30	136
北平		1,300	12	55
天津		800	7	32
香港		1,075	26	100
九龍			21	80

用水量各為 18.9 升(5 美加侖), 加損耗 37.8 升(10 美加侖), 合計為 95 升(25 美加侖)。平均都市用水量為 189 升(50 加侖)。

g.王壽寶君估定我國都市之用水量如次：人口未滿 5000 之小都市 50~60 升(13.2~15.8 美加侖)；中等都市 70~80 升(18.5~21.1 美加侖)；大都市為 100~120 升(26.4~31.6 美加侖)。

8. 用水量之參差度 以上所論乃指都市通年之平均用水量而言，實則每一都市之用水量逐日逐時，亦均參差不一，乃設計自來水者所不可不知也。(a) 逐月參差度 任何都市中一年內各月用水必以夏月為最多。此因天熱則灑路灌園洗濯沐浴之事恒較常時為頻數也。惟在寒帶都市因防水管之凍裂聽令龍頭常開者冬月用水量亦有較高於夏月者，則屬例外。(b) 逐週逐日參差度 就一年中每週或每日用水量相較則其參差度更形顯著。其原因或出諸偶然，或關於氣溫。城市之總用水量愈少者，則參差愈烈。小都市最大每日用水量較平均每日用水量多至二倍者，不足為奇。都市較大則參差度亦小。以上海閘北水電廠民國 24 年之用水量而言，每日平均 300,000 立方米，最大每日用水量為 420,000 立方米，計為平均數之 1.40 倍。(c) 逐時參差度 每日二十四小時之用水量逐時變化不已。如無意外之需要，則其變化情形頗合規律，此蓋因都市用水隨居民之生活情形而定，故一入深夜則用水量少，晨與午炊及工商業工作時間之內，則用水量最多。茲取上海閘北及杭州兩自來水廠每小時用水之量列表以供參考(表 3)。

用水量之逐月逐日逐時之參差率，為規畫水廠設備之重要因素，在設計水廠之前，宜搜集附近暨性質相似之水廠用水量之統計而加以研究，以作準繩。就上海公共租界情形而言，1933 年平均每日用水量為 45,900,000 加侖( $Q$ )，最大日之用水量為 56,900,000 加侖( $Q_{max}$ )，一日中每小時用水量最大為 3,600,000 加侖( $q_{max}$ )。故

得計算如下： $Q_{max} = 1.26Q$   $\frac{Q_{max}}{24} = 2,360,000$  加侖

$$\therefore q_{max} = 1.52 \frac{Q_{max}}{24} = 1.52 \frac{1.26Q}{24} = \frac{Q}{12.5} = .08Q = 1.92 \frac{Q}{24}$$

據<sup>(5)</sup>窩爾分析<sup>(6)</sup>美國聖路易城之統計，得結果如次：以  $Q$  為通年平均每日用水量則最高月為 1.25  $Q$ ；最高週為 1.35  $Q$ ；最高日為

表 3 上海閘北及杭州每人每小時用水量之參差表

時 間	閘北每人每小時用水量		杭州每人每小時用水量	
	升	美加侖	升	美加侖
1:00 上午	2.42	0.64	1.85	0.49
2	2.50	0.66	1.89	0.50
3	2.64	0.70	2.00	0.53
4	2.95	0.78	2.23	0.59
5	3.44	0.91	2.61	0.69
6	4.09	1.18	3.40	0.90
7	5.12	1.35	3.86	1.02
8	5.84	1.54	4.43	1.17
9	6.25	1.65	4.73	1.25
10	6.25	1.65	4.73	1.25
11	6.25	1.65	4.73	1.25
12 正午	6.06	1.60	4.62	1.22
1	5.99	1.58	4.55	1.20
2	5.99	1.58	4.51	1.20
3	5.64	1.49	4.28	1.13
4	5.87	1.55	4.47	1.18
5	5.76	1.52	4.39	1.16
6	5.76	1.52	4.39	1.16
7	5.76	1.52	4.39	1.16
8	5.72	1.51	4.36	1.15
9	4.96	1.31	3.74	0.99
10	4.98	1.08	3.10	0.82
11	3.02	0.80	2.31	0.61
12 半夜	2.48	0.63	1.82	0.48
總 計	115.00	30.40	87.50	23.10

1.50Q。又據美國聖約翰城<sup>(7)</sup>之抽水記錄知最高小時之用水量為  $1.68 \times Q/24$ ；最高日為  $1.25 Q$ 。美國全國火險公會估定最高日用水量為  $1.50 Q$ 。巴比志<sup>(9)</sup>估定之逐月逐日逐時變化率如次：逐月為  $1.10 \sim 1.25 Q$ ；逐日為  $1.10 \sim 1.40 Q$ ；逐時為  $1.50 \sim 1.80 Q/24$ 。

9. 消防用水 都市大火雖不常有，但水廠必須有充足之水量以資應付方可有備無患。就全年而論，每都市之因救火而消費之水量為數無幾，但以其集中於極短時間內，故水廠之抽水機，分配水池，及分配水管之額量，幾均以此為決定之要素。關於都市應行準備之消防水量，已有經驗公式數則，列如表 4。設計分配水池時，每假定失火延燒之時間，大都市為 6~8 小時，小都市為 2 小時以上。

表4 消防用水量公式

創設者	公式 $Q_m = \text{每分鐘所須消防水量以加侖計}$ $P = \text{人口以千人為單位}$
(3) 庫契林	$Q_m = 700 \sqrt{P}$
(10) 夫利曼	$Q_m = 250 \left[ \frac{P}{5} + 10 \right]$
(11) 黑曾	$Q_m = 700 \sqrt{P}$
美國火險業公會	$Q_m = 1,020 \sqrt{P} [1 - 0.01 \sqrt{P}]$

美國火險業公會建議延燒時間大城市定為 10 小時，不滿 2500 人口之小都市定為 5 小時。以上各式之消防用水量如以每人每小時若干加侖為單位則應以  $60,1000P = .06/P$  乘之，如以每人每小時若干升為單位則應以  $0.227/P$  乘之。例如庫契林式化成  $Q_h = 42/\sqrt{P}$  加侖/小時 =  $159/\sqrt{P}$  升/小時(參閱 §120)。

### 第3節 人口之估計(註)

10. 人口之估計方法 (1) 數學增加率：其求法與單利息相同。例如南京之人口 1914 年為 377,120 人，1922 年為 380,900 人則 8 年內增加 3,780 人，每年增加 472.5 人，依此估計 1950 年之人口為  $(1950-1922) \times 472.5 + 380,900 = 394,130$  人，(2) 幾何增加率：其求法與複利息同，公式如次： $P_n = P_c(1+r)^n$  式中  $P_c$  = 某年之人口數目； $P_n$  =  $n$  年後之人口數目； $n$  = 中間相隔之年數； $r$  = 人口增加率。以南京為例，自 1914 與 1921 年之統計求得  $r = 0.00125$ ，故  $P_{1950} = P_{1921}(1+0.00125)^{28} = 394,420$  人。在事實上自 1927 年以後南京之人口，並非如 1922 年以前之純由自然孳生而多由外方移入，故 1937 年人口已增至一百萬以上。(3) 曲線延長法：將歷年人口為縱坐標年份為橫坐標繪成曲線而按其增加之趨勢延長之以下未來之人口。按曲線延長方向並非確定不移，毫厘之差謬以千里為事實所難免，故比較改良者則宜在此曲線之末端續繪其他可供

(註)關於人口之估計詳見陰溝工程編故本節僅略述一二。

比較之人口增加曲線俾延長時可用以爲準繩。例如在 1922 年估計南京之未來人口時，因是年南京之人口爲 380,900 人，故可另取上海漢口北平廣州等都市自人口 380,900 起之增加曲線繪於南京人口曲線終點之上，庶延長時不致漫無標準也。

11. 我國人口之增加率 我國過去人口調查，頗不完備故人口之增加率頗難確定。茲取東華錄等書所載全國人口數目估計如次：

1741	(乾隆 6 年)	143,410,559	( <u>東華錄</u> )
1793	(乾隆 58 年)	313,281,795	( <u>東華續錄</u> )
1800	(嘉慶 5 年)	295,217,311	( <u>東華續錄</u> )
1835	(道光 15 年)	401,769,553	( <u>東華續錄</u> )
1849	(道光 29 年)	412,986,649	( <u>東華續錄</u> )
1923	(民國 12 年)	438,373,680	(郵局)

由以上各數算得結果如次：

1741~1793	歷時 52 年	增加 1.514%
1793~1849	歷時 56 年	增加 0.495%
1800~1923	歷時 123 年	增加 0.322%
1849~1923	歷時 74 年	增加 0.081%
1741~1923	歷時 182 年	增加 0.615%

## 第二章 水源之考查

### 第 1 節 水源之選擇

12. 水源之分類 給水工程恒因所取水源之不同，致其取集工程與處理設備亦隨之而異。水之來源可分地面水與地下水二大類。屬於地面水者爲河水，湖水，蓄水庫所蓄之溪水。屬於地下水者爲泉水，淺井水，深井水，暗渠水。介於二者之間者爲人工地下水，即於河湖之旁開掘暗渠以作水源是也。在規畫都市給水之前，對於可用之水源，均應測勘研究。給水工程之良窳與經濟與否，水源之選定爲一重要關鍵，故非審慎爲之，則必貽後日無窮之悔。各國之採用地面水或地下水爲水源均隨環境而異。據早年之統計美國都市



用地面水爲水源者佔 38%，用地下水爲水源者佔 54%，兩者並用者佔 8% (1896 年)。德國用地面水者佔 28%，用地下水者佔 72% (1884 年)。又據德國 1910 年之統計，全國 374 都市自來水水源之統計如次：

地下水 230 廠	人口 15,221,347	人口百分數 66.2%
泉水 84 廠	人口 2,266,100	人口百分數 9.85
地下水及泉水 35 廠	人口 1,728,337	人口百分數 7.52
江水及湖水 10 廠	人口 991,595	人口百分數 4.31
蓄水池水 3 廠	人口 91,455	人口百分數 0.40
兼用地面與地下水 12 廠	人口 2,694,681	人口百分數 11.72

13. 水源環境之考查 各項水源之水質良窳，全視其地面環境而異。地面情形，影響水質，有深淺輕重之分。地面不潔之物令水質發生不良之外觀或惡劣之氣味者謂之玷；不潔之物如微菌砂藻或礦物之類，足令水質不適宜於飲用者謂之污；令水質含有傳染病症之微菌者謂之傳病危險。此三者皆由於地質及不潔物所致。當水源環境調查之際，對於水質有無易受玷污之途徑必須加以注意。

14. 地面水 與地面水水質有關之因素爲(1)地面之微生物，(2)地勢，(3)地質，(4)植物，(5)動物之排洩物。(1)地面之微生物土壤之能滋生植物者以含有微菌所致。愈近地表，微菌之數愈多，一撮之土，其數至不可勝計。種植地之微菌數較林地多至萬倍。居人養畜之所尤有發生傳病菌之可能。地面水既與地面相接觸，自必吸收巨量之微生物。處於下游者，其數較上游爲多，水流湍激者亦較緩弱者爲多。湖沼水之微菌數隨離岸距離之增加而減少。靜止之水如有活水長川挹注，則因一部分微菌已下沉水底故微菌之數甚少，若無活水挹注及叢生水藻者則反是。水結爲冰後微菌數可減少百分之六十至九十，但若病菌並不因冰凍而死亡，則不可不注意也。(2)地勢 地勢峻峭，流水急驟，則冲刷有力，泥沙及微菌，被挾帶而下爲量至鉅。地勢平坦流水較緩，則水之冲刷力弱而溶解力強，致易含有多量之礦物質。(3)地質 地面水自流域各方匯流而

來，故其水質輒隨所經石層而異。經過石灰岩能使水質變硬，經鐵錳等礦能使水色改變，經黏土層能使水質略帶溷濁，經砂層能使泥污濾清，此皆地質與地面水水質關係之重要者。(4)植物 地面之植物對於水質有深切之影響，出於森林中之水源，水質每甚清潔，流經低窪處之水源則因矽藻繁殖以致發生臭味與顏色。水草之類生則隱藏微生物，死則又為微生物之食料，影響於水質，自非淺鮮。(5)動物之排洩物 動物之排洩物苟有混入水源之機會，則傳病菌亦必有侵入水源之可能，故選擇水源以能遠離人居及畜牧之地為宜。其水源之不能不流經人居及畜牧之地者，則宜制定禁令，以取締此等地方之污水垃圾等處置方法。

15. 地面水之自然淨化作用 地面水雖受玷污，但可藉自然淨化作用以重行澄清。此種作用一得力於機械的作用，如沖淡沉澱之類；一得力於微菌死亡作用，如日光之紫外線足以殺菌，生存力微弱之菌類可因天演而淘汰，水中微菌之食料不豐足使自行消滅。

16. 地下水 地下水在地下流動雖似不易為外界所玷污，但須知土壤有滲漉之特性，岩石有裂縫之存在，地上之污水池與糞窖，非以極不透水之材料建築而成，故浸潤而入地下水中亦非不可能之事。凡取地下水為水源者宜先考察有無玷污之途徑可循。苟對於某處污水溝或糞窖有所懷疑時，可用藥品投入以覘其能否傳達於水源之中，此種藥品之以色辨者為螢光黃  $C_{20}H_{12}O_5$  之溶液，以味辨者為石腦油或 Saprol。

17. 水源考查之報告 德國柏林-達倫省立水質衛生研究院曾訂有問題八條足為考查水源之準繩，譯錄如下：(1)水源之位置如何？(位在低水位上之高度及離都市之遠近)。(2)收集工程是否位於洪水氾濫區域之內？其地洪水之頻率若何？(3)取集工程附近之情狀若何？說明其田地及農作物情形，(人工或天然肥料)，他如地面水之處置，鄰近住戶，工廠，畜舍，肥料坑，廢物堆，墓地，污水灌溉區，附近之公路，河流，溝渠，路溝，及污水管等亦應詳予敘述，並須備一具有縱截面之區域圖。(4)水量汲自地面下何種深度？說明

此載水地層之性質，厚度及各種不同地層之順次等，如能繪製地質橫截面圖則尤佳。由誰氏担任此項地層之研探工作，須一併申述。

(5) 取集工程中是否已有防免水質受污之設備，並採用何法？(6) 水源地之產權為公有抑為私有？如須購置田畝，其範圍若何？與業主所訂之合同中，關於田畝之使用方式，與禁用入畜糞便作為肥料之條款若何？(7) 泉源僅略予開拓，抑或取集工程業經建立？說明其工事為木質抑係圻工，接縫是否做露，抑以混凝土或膠泥為之彌塞？如用水井，則井上有無井蓋？如屬有蓋，則其式樣若何。泉源經開拓後，或在取集工事內有無氧化鐵沉澱物之發現？(8) 何時及誰氏採取水樣？

## 第2節 水質

18. 水樣之採取 一切水源事前必須加以檢驗以決定其是否適宜於公共給水之用。水樣之採集及初步之檢驗可由工程師担任，最後之檢驗則非由專門化驗師為之不可。上海交通大學研究所，清華大學衛生工程試驗室，上海市衛生局衛生試驗所等均可收驗水樣。德國柏林-達倫之省立水質衛生研究院訂有採取水樣規則如次

凡充檢驗用之水量以3升為最少限度，盛以配有玻璃塞之玻璃瓶。盛水以前須用同樣之水沖洗至少三次。如不得已而用軟木塞則宜用新塞。瓶口不准封緘。瓶上應註明採集地點及時間。若取井水則當採樣之前應先抽水20分鐘。如用吊桶則事前須用沸水謹慎洗淨。如係泉水江水湖水則可將水樣逕置瓶中。若水樣須貯藏多時再作檢驗，則應加注哥羅芳數滴以免有機游離物為細菌所分解。惟若是則該項水樣不再適作細菌檢驗矣。

交通大學研究所所訂托驗水樣須知略云：

(1) 水樣分量 一加侖(3.8升)。

(2) 取樣注意 取水之時，須注意其確能代表所欲化驗之水。雨後不宜取水。凡有潮汐之水，宜於潮漲潮落時各取等量之水而混和之。

(3) 裝瓶方法 須裝於洗淨而無氣味之玻璃瓶中配以玻璃塞。如用木塞須先洗淨而裹以錫皮。另取潔淨之布或厚紙包封瓶塞及瓶口。如用火漆不可使其流入瓶內。封妥後可置入木箱，再以稻草木屑等物塞滿箱內以免

裝運時之破碎。

(4)水樣標識 另紙開明(甲)取水時日與溫度,(乙)水之來源,(丙)環境狀況,(丁)水之用途,(戊)化驗項目。

19. 水質之檢驗 水溫:可於採取水樣之地以刻度至  $0.1^{\circ}\text{C}$  之溫度計置水中半小時即得。溫度與水廠之濾水池有關,過熱則隔濾不易,但可較冷水少用凝聚藥品。水之溫度以攝氏十度(即華氏 40 度)為最佳,上下六度即屬過溫與過寒。

濁度:用一木尺長 1.2 米,一端綴以眼孔二個以便窺視,一端置白金針一枚,突出約 2.4 厘米。將木尺徐徐插入水內至一端之眼不見白金針為止。然後視水面浸至何數,即得濁濁之度數,如次表:

距白金針 之毫米數	濁 度 (P.p.m. 即百萬份之)	距白金針 之毫米數	濁 度 (P.p.m. 即百萬份之)
1095	7	122	80
794	10	110	90
551	15	100	100
426	20	83	125
358	25	72	150
296	30	64	175
257	35	57	200
228	40	43	300
205	45	31	500
187	50	21	1000
158	60	15	2000
138	70	12	3000

上海自來水公司自黃浦江取水,其渾水之濁度約自 250 至 500 度,清化後降至十度以下。南京自來水廠自長江取水,其濁度約為 200。

顏色:水之顏色須用標準色比較得之。標準色有以各種濃度之氨水製成者謂之那士勒<sup>(13)</sup>標準色,有由白金及鈷製造者謂之白金鈷標準色,俱由 0 度至 500 度,但此項標準色均為液體,不便攜帶出外,故可染之於玻璃片上,以便攜出。白金鈷標準色係用  $\text{K}_2\text{PtCl}_6$  1.245 克,  $\text{CoCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$  一克,溶於 100c.c. 之濃鹽酸中,然後加水至一升。如此所成之色為 500 度。其他色度係用此色加水沖淡而成。渾濁之水須先予澄清而後檢驗之。

臭:水臭係用 200 立方厘米之水,在平常溫度及加熱至  $50^{\circ}\text{C}$

時嗅而辨別之。水臭分爲 12 種，即芳香，氣臭，不快，土氣，魚腥，草氣，糞臭，霉臭，甜臭，硫臭，菜臭，煤腥。其濃淡分爲六種，即 0 度爲無臭，1 度爲極弱，2 度爲弱，3 度爲顯，4 度爲著，5 度爲烈。大致湖沼之水含有機物及水藻甚多者，易有魚腥與霉臭，河水渾濁者，易有煤腥，與土氣，含有硫質者有硫臭，含糞濁者有糞臭與氣臭。

味：水味之檢驗應於水溫  $10^{\circ}$  至  $12^{\circ}\text{C}$  間及自  $30^{\circ}$  至  $35^{\circ}\text{C}$  間行之。大抵多含氧者其味甘，含泥質者其味澀，含鹽者其味鹹，含有機物者其味腥。

以上均爲水之物理試驗乃工程師就地可以檢驗之事。至化學試驗，微菌試驗，顯微鏡察驗則應由化驗師爲之。

20. 化學試驗 化學試驗之項目分爲固體量氮氣化合物，耗氧量，氯化物，硬度，鹼性等數種。試驗目的爲分析水內各項原質之性質及分量，因而知其影響於水質之深淺。從衛生方面言，此項試驗雖不足以表示傳病菌之有無，但微菌每生殖於穢水，穢水所含有機物至富，從而影響於氧氣吸收量及氮氣化合物之含量，故自間接方面，可由化學試驗以推知水中之有無發現傳病菌之可能性，化學分析之結果通常以其重量百萬分之分數爲單位。一升之水重一仟克，故重量百萬分之一即等於每升中含有一毫克之物質。

(1) 固體量 水中所含固體可分爲浮游的，膠質的，與溶化的三種。固體總量由蒸發求得，其間之固定質量可以代表無機物，燒灼減量可以代表有機物。固體總量雖與水質之被玷污與否無直接之關係，但水中若含多量之固體，可推知此水之已被玷污或因礦質過多所致。水中不宜有毒質金屬如鉛、銅及鋅等。美國所定標準爲鉛不得過百萬分之 0.1，銅不得過百萬分之 0.2，鋅不得過百萬分之 5.0。水中含有鐵錳時能使水變赤色並發生鐵腥。在水管中又能滋生鐵菌。苟含量超過百萬分之一時，非設法清除不可，水中含鐵之量以不超過百萬分之 0.3 爲度。

(2) 氮化合物 氮之分析可分爲五項，曰游離氮，曰蛋白氮，曰有機氮，曰亞硝酸鹽，曰硝酸鹽。氮之存在不論形式若何均爲有機

物玷污之表徵。游離氮爲有機氮分解之結果。苟水中含有多量之游離氮，可知此水所受玷污時尙不久，所含之氮尙未有氧化之機會。清潔之水所含游離氮不宜超過百萬分之 0.15。蛋白氮爲糞便玷污之表徵，較游離氮難於分解。故尋常可以游離氮代表水中已分解之有機物，蛋白氮代表水中未分解之有機物。清水中所含蛋白氮不宜超過百萬分之 0.3。地下水中極少發現游離氮與蛋白氮之氮。水中含有亞硝酸鹽及硝酸鹽時，表示玷污已久致有氧化之機會。硝酸鹽爲完全氧化之物質，苟水中僅有硝酸鹽而無其他氮質，則表示玷污以後已因自然淨化作用而減除危險性。有機氮總量化驗之結果，包括有機氮質，可爲比較水質之標準。

(3)耗氧量 欲知水質有無玷污，水內有無腐化之進行，可由耗氧量推而知之。蓋一切有機物及其分解而成之二氧化碳，氮，亞硝酸鹽，亞鐵化鹽等物皆藉氧而化爲穩固之氧化物 其耗氧愈多，腐化之進行愈烈，反之則腐化已將近完全。故所耗氧之數量，即表示其含有有機物之多寡。良好之水，未受玷污者，所耗之氧必在百萬分之一以下。有顏色之水，其耗氧量常與其色之數量相等，蓋顏色多由有機物造成也。化驗之法，爲用水樣 100c.c. 置燒瓶中加硫酸(1:5)10c.c. 隔水煮五分鐘；乃加過錳酸鉀溶液(每升 0.4 克) 10 c.c. 再隔水煮 30 分鐘。取出加蔞酸氮溶液(每升 0.888 克) 10c.c.，再加過錳酸鉀溶液至現淡紅色爲止。如是所加之過錳酸鉀每c.c.即表示耗氧量百萬分之一。

(4)氮 水中所含氮化合物有氯化鈉，氯化鈣，氯化鉀及氯化鎂等。在近海之河流中，氯化鈉之成分極高，本不足爲奇，但在平常之水中，如有過量之氮化物，常足爲玷污之表徵。吾人所飲之水常用氯以消毒，消毒後之剩餘氯在有機物較多之水中不宜超過百萬分之 0.2，在較清之水中更宜減少，以免感覺氯味。

(5)硬度 硬水有三大弊端，一爲肥皂之消耗，二爲鍋爐之產生鍋垢。三爲影響於若干用水工業如釀酒，製糖，染廠等。硬度由水內之鈣鎂鋁鐵等碳酸鹽而成，分總久暫軟四項。總硬度以各礦物換

算爲鈣而乘總當量之硬度是也。煮水至沸則重碳酸鹽及硫酸鹽化而爲較有鹼性之鹽酸及氫氯化物，其亡去之硬度謂之暫時硬性，而所存者爲永久硬性。若無以上之各硬性化合物者謂之軟性水。飲水中有百萬分之十之硬度不易覺察，20至30度稍覺澀舌。

(6) 鹼性 水內含有鈣鋁鐵之化合物能使水帶鹼性。鹼性與衛生無關，所以必須化驗之者以其與快濾池所投明礬之量有關耳。試驗鹼性可用已知酸性之水滴入水樣中至中和爲止，即可知之。吾人所飲之水須有百萬分之十左右之鹼性。

21. 微菌試驗 微菌之中泰半爲無害菌，但有害菌亦有存在之可能，微菌長約 $2\mu$  ( $1\mu =$ 一千分之一毫米)，直徑爲 $1\mu$ ，故爲普通顯微鏡所不易見，微菌形狀分圓形，桿形，與鏈形三種。三種之中，以圓形爲普通，有害者甚少；桿形鏈形則多屬有害菌類。微菌試驗之目的有五：(甲)由水內微菌之數目與性質，以偵察水內有無外來污水或不潔之物；(乙)由化驗數處水內微菌之數目，以追究玷污之由來；(丙)從化驗濾水前後水內微菌之數目與性質，以知濾池之效率；(丁)化驗水內之有無致病微菌，以知水之能否冷飲；(戊)由致病微菌之生活情形，以備發明其撲滅與預防方法。微菌試驗之主要項目爲其數目與性質。前者謂之定量後者謂之定性。定量分析法須用一種動物或海藻膠質，稍加糖汁或牛肉汁，煮溶而混合之以爲培養微菌之始基，名爲菌基。乃取數c.c.之菌基，和入水樣1c.c.置於直徑10厘米之圓玻璃碟上，不久菌基即行凝凍，乃放置於溫度均勻之爐內約一二日，菌基上發現白點，即微菌培養成熟之徵。爐內溫度分攝氏20與37度兩種，前者代表普通室內溫度，後者代表人體溫度。每一白點表示微菌一叢，亦即原水樣中細菌一個所化生而成者。如原水樣用蒸餾水沖淡，則應按沖淡率換算之。清水中每1c.c.之微菌數，苟在100以下則可認爲安全。定性分析中最重要者，爲檢查大腸菌之存在與否。大腸菌雖非傳病菌，但水中苟有此菌之發現則傳病菌亦有混入之可能。欲知水中有無大腸菌，可和以乳糖汁置標準試管中保持於 $37^{\circ}\text{C}$ 達24小時。因大腸菌足使乳糖發酵而

發出氫與二氧化碳故。試管中如產生 10% 或以上之氣體，即為發現大腸菌之表徵。此項試驗如尙可疑則應另用方法證實之，詳見化驗飲料專書，故不贅。上海香港等處均規定每 50c.c. 飲水中所存大腸菌不得超過一個。此項規定現已成爲各地之標準。

22. 顯微鏡察驗 察驗之目的爲(1)察驗水內有無棉毛蕨絲等纖維，以知水之已否玷污；(2)察驗有無矽藻及原始動物足使水之發生臭與味，或於已發臭與味時考察其發生之原因；(3)察驗砂濾池之有效與否；(4)察驗水源微生物之種類。試驗之前，須將水樣加以濃縮，其法爲用小砂濾器將水濾過，乃取其中之砂用蒸餾水洗刷。如是水樣中之微生物等均能集中於蒸餾水中矣，取此水 1c.c. 注玻璃碟上，用顯微鏡窺察之。觀其門類，記其數目，數目以每 c.c. 若干個計。碟上劃有方格，每格面積爲 400 平方  $\mu$  ( $\mu = 1/1000\text{mm}$ )，以便計算微生物之個數。

表 5 各地自來水水質化驗結果表(民國十八年\*十九年)

	廈門	漢口	上海市	上海開北	鎮江	青島	北京	上海英商	天津英租界
水源	山水	河水	江水	江水	江水	井水	河水	江水	井水
採取月日	四月	10/30	10/29	1/8*	一月*	11/1	12/20	12月	...
採取所在	清水池	龍頭	總活門	新廠	廠內	...	廠內	...	...
味(冷水)	0	0	0	0	0		0		
味(熱水)	0	0	0	0	0		0		
色度	2	0	0		0		0		
濁度	0	13	2	1	1	5	0		
固體總量	75	140	118	180	150	100	600	280	764
游離氨	0.008	0.030	0.120	0	0.014	0.008	0.200	0.390	0.175
蛋白質	0.053	0.070	0.140	0	0.059			0.150	0.150
亞硝酸鹽	0	0	0	0	0.002				0
硝酸鹽	0	0.050	0.200	0.160	0.030		25.0	1.095	0
耗氧量	0.70	2.0	0.80	0.13	1.2		3.0	0.687	4.25
氯(氯化物)	8.0	4.0	45.0	26.0	13		52.0	91.0	19.65
金屬	0	0	0		少許鐵				
二氧化碳	0.5	0.6		3.0	4.5				微
游離子				7.4			7.4		
硬度	2	91	60	3	110	31	18	110	260
鹼性	32	22		80		21	弱		
每c.c.細菌	1	82	96	17	2200	103	84		
十c.c.內大腸菌	0	0	有	0	有	0	0	0	



23. 中國各處水廠之水質 茲將吾國若干都市給水之水質化驗結果列如表 5。

表 6 中國各都市飲水清潔標準

水質項目	上海市公用局所規定	上海公共租界工部局衛生處	附美國 1925 標準
溫度	—		
濁度(矽砂)	10	10	10
色(白金結)	0-70		10-20
味	0		
臭	0		0
渣滓	無藻實或動物		
游離氮	0.015-0.03		
蛋白質	0-0.17		
亞硝酸鹽之氮	0-微量		
硝酸鹽之氮	0.3-1.6		
氯	100	300	250
需要氧	0-1		
鐵	0.5	0.5	0.3
鉛	0.1	0.1	0.1
銅	0.2	0.2	0.2
鋅	5.0	5.0	5.0
總硬度	300	300	
定質總數	500	800	1000
細菌數	0-100/cc		
大腸菌	五個水樣不得有二個發生氣質	10/升	
病原菌	0		

### 第 3 節 水量

24. 江河 江河可供之水量，應就取水地點之附近實測其流量方可決定。河中最小流量恒見於久旱之後，或冬季降雪未融之前，與都市給水關係最為密切，尤須注意及之，測量流量方法詳見水文學編故不贅述。

25. 蓄水庫 澗溪之水終年變化無定，水盈之日供給之水量固屬有餘，水落之日則涓滴細流，不足以應都市之需。在此情形下，宜橫互溪澗建築蓄水壩。使雨季多餘之給水儲蓄於壩後成蓄水庫，旱季不足之給水，則以庫中存水為之挹注。欲知蓄水庫必須之容量，溢道應有之額量及溪澗所供給之水量是否能應付都市之需要以用圖解法求之為最便，簡述於次：河川流量減去蒸發滲漏灌溉水力等

耗水量後，所餘者謂之淨流量。如圖 1a，以方格紙劃縱橫坐標系，

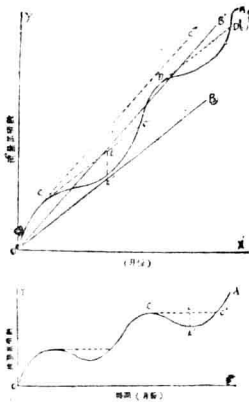


圖 1 (a)上 (b)下

橫軸  $OX$  示時間，縱軸  $OY$  示每月淨流量之累積數。如此所得之曲線，如  $OA$  是謂供水線。再將都市之需水量按月累積之繪入方格紙內，如  $OB$  或  $OB'$  謂之需水線。此二線之關係可申論之如下：(a) 若供水線各點切線之坡度均較同時間需水線之坡度為大時，即示水源於任何時間，均供過於求，縱無蓄水池，亦足應用。(b) 若供水線上某一點之切線坡度較需水線上同時間之坡度為小時，即示在該時之水源有供不應求之勢，應築蓄水庫以資調節。(c) 於供水線上各隆起之頂點作需水線之平行切線，若此切線與供水線有第二交點者，如圖中之  $CC'$ ， $DD'$  線，則水源經蓄水庫調節後，即可敷用。(d) 在上項情形之下，求得切線與供水線垂落部分間最大之縱線距即屬所需蓄水庫之容量，例如本圖之  $EE'$ 。(e) 設置容量為  $EE'$  之蓄水庫後可見一過  $C$  點所在之月後供水即感不足，而須取給於庫，至  $E'$  點所在之月蓄水量即被用盡。一過此點，供水又較需水為巨，故除供給需水外又可逐漸盛滿蓄水庫，至  $C'$  點所在之月，蓄水庫又告盈滿， $C'$  與  $D$  兩點之縱距即屬蓄水庫不能盛儲而須溢去之水量。(f) 於供水線上之隆起點作需水線之平行切線，若此切線與供水線無第二交點者，如  $CC''$  線，則為水源供不應求之證，雖建蓄水壩，亦屬無濟於事。(g) 如需水線不為一直線，則可將各月供水量減去需水量而後累積之繪成曲線如圖 1 之  $b$ 。在此情形下各隆起點所作水平切線與垂落部分之最大縱距即屬所須之蓄水庫容量。

26. 蓄水壩之高度 蓄水壩址勘定後，應將壩後地形詳細測量繪成同高線圖，如圖 2-a，再將各種壩高度水庫所淹沒之地面積求

出繪成面積曲線(如圖2-b)。按次式求得水庫在各高度之容積，繪成容積曲線， $Q = \frac{1}{3}(F_1 + 4F_2 + F_3)a$ 。式中  $F_1, F_2, F_3$  為相鄰三同高線所圍之面積， $a$  為同高線距， $Q$  為  $F_1$  至  $F_3$  間之容量。由此容量曲線再自 §25 所求得之水庫應有容量，可求得壩高，但在水庫底部取出口高度以下之容量應不計入。

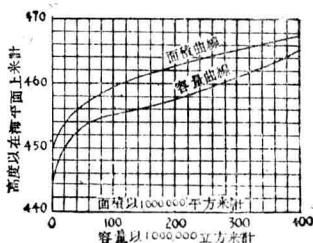
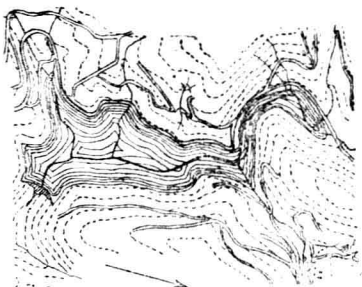
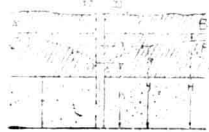
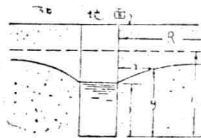


圖 2 (a)上 (b)下

27. 地下水 測算地下水可根據次式： $Q = Ap \cdot v = KSAp$  其中  $v$  = 地下水之流速； $A$  = 水流之橫截面積； $p$  = 地層之孔隙率， $S$  = 水力坡度； $K$  = 係數。今分三項討論之：

(a) 淺井 自淺井中抽水時，井水面必漸降落，井筒外周之地下水



下水面亦必漸漸下降，如圖 3a。AB 為原有水面，CDEF 為抽水時之地下水

面。地下水降落之區域名為感應圈。如地下水來源不絕則感應圈之擴展，至能供給汲取時所需之水量為止。命  $r$  = 井筒之半徑； $h$  = 抽水時井中之水深；

$H$  = 地下水原來之深度； $Q$  = 地下水

圖 3 (a)上(b)右(c)下

入井之量； $x, y$  為 CDEF 水面線上任一點之坐標； $R$  = 感應圈之半徑。若是則在距離井心處之進水面積為  $A = 2\pi xy$ ，由式(1)，得

$Q = kSAp$ , 又因  $S = dy/dx$ , 故  $Q = 2\pi kpxy \cdot dy/dx$  即  $Qdx/x = 2\pi kpydy \therefore Q \log_e x = \pi kpy^2 + C$  如  $x=r, y=h$ , 故得  $C = Q \log_e r - \pi kph^2$ , 代入則得  $y^2 = \frac{Q}{\pi kp} \log_e \frac{x}{r} + h^2$

如  $x=R, y=H$ , 則  $H^2 = \frac{Q}{\pi kp} \log_e \frac{R}{r} + h^2$

$$\therefore Q = \pi kp \frac{H^2 - h^2}{\log_e \frac{R}{r}} = \frac{\pi kp H^2 - h^2}{2.30 \log \frac{R}{r}}$$

若命  $k' = \frac{\pi kp}{2.30}$ , 則  $Q = k' \frac{H^2 - h^2}{\log \frac{R}{r}}$

表 7  $k'$  之值 公式:  $Q = k' \frac{H^2 - h^2}{\log \frac{R}{r}}$

孔隙率 %	砂粒之有效顆徑 (mm)								
	極細 細 中 粗 極粗					細 礫 石			
	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.80	1.0	2.0	3.0
25	75	280	640	1140	1800	4,600	7,100	28,000	64,000
30	130	520	1150	2100	3300	8,300	13,000	52,000	115,000
35	220	860	2000	3500	5400	14,000	22,000	86,000	200,000
40	330	1300	3000	5000	8000	21,000	33,000	130,000	300,000

(b) 滲水坑道 地下滲水層去地面較近者, 可用滲水坑道橫截水流以引出之。如圖 3-b 為一滲水坑道, 其公式之推演與淺井相似即  $Q = KSAp = KApdy/dx$  因每單位長度之坑道  $A = 2y \times 1 \therefore Q = 2kpydy/dx \quad Qdx = 2kpydy \quad Qx = kpy^2 + C$ 。如  $x=0, y=h, C = -kph^2$ , 於是  $y^2 = Qx/kp + h^2$  如  $x=R, y=H \quad Q = kp(H^2 - h^2)/R$ 。由是可知  $Q$  與  $H^2 - h^2$  成正比, 與淺井同。一密排之井, 性質與滲水坑道相同。

(c) 自流井 如圖 3-c, 命  $t =$  透水層之深度,  $AB =$  原來之水壓線;  $CDEF$  為抽水時之水壓線。則  $Q = kSAp = kpAdy/dx$  因

$$A = 2\pi r t, \quad Q = 2\pi k p x t dy/dx$$

$$\text{由此可得} \quad Q = 2\pi k p t \frac{H-h}{\log_e \frac{R}{r}} = 2k' t \frac{H-h}{\log \frac{R}{r}}$$

## 第三章 取集工程

### 第 1 節 地面水之取集

28. 設計要旨 河湖水量豐沛取為水源不患其竭蹶者，則所需之取集工程僅為取入口而已。設計取入口時對於下列三點應予以注意：(1)進水機件之安全，以防來源之斷絕；(2)進水地點之適宜，以防污水之侵入；(3)建築之堅固與經濟。取入口工程之佈置大概不外下列四項：(1)進水箱，設在取水地點最低水位之下，並於其上設標誌以資保護；(2)在進水箱與進水井間設水管以連接之以為運水之用；(3)在近岸處設進水井，俾抽水機由此取水；(4)抽機坑內設抽水機以抽水入廠。設計進水口時應因地制宜，不可拘泥於一定之格局，例如水源深者，進水箱可免；水源高者抽水機可免；如深水離岸甚遠者，則有時須設進水塔二座。

29. 水位變化甚微處之取入口 如河湖之水位變化甚微，則取入口之構造每甚簡單。於岸旁設取入管，管之外端可用圻工基脚或木框支托之。規模較大者則在岸旁建一圻工擁壁，兩側附有翼牆，以支持岸土，取入管即穿於擁壁之中。擁壁以外常須略加深。在此建築中恒亦附有閘門或網簾。取入管普通以鑄鐵製成，如直接與抽水機相連則可兼充吸入管之用；如另設進水井，則此管即通入進水井，而另設吸入管俾由進水井中汲取水量。取入口之進口處恒設有鑄鐵或木材所製之巨眼網簾，以格除水中之浮物，又在吸入管口或進水井中設細眼之銅質魚簾以免魚類混入。圖 4 示美國菲列得爾菲亞皇后巷之取入口，計分為兩間，每間有  $2.96 \times 4$  呎之水孔三道，各附升降式之閘門。閘門之前方設有鐵質之網簾。直徑 48 吋之

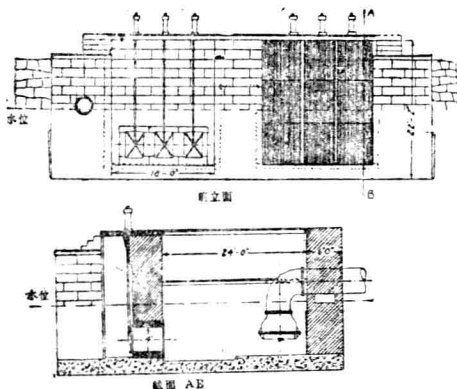


圖 4

鑄鐵吸入管二支一端通至取入口中，他端與抽水機相連接。建造時於河中設V字形之圍堰，事後復將取入口前之河底浚深一段以與深水相接。因吸入管露置於水位之上，故常感漏入空氣之患。

## 30. 水位變化

甚巨處之取入口 如水位變化甚巨，則取入管必須伸至岸外甚遠之處，庶在低水位時仍可汲取水量。同時為使低水位時抽水機仍能汲水起見，故設置抽機之高度不可超過低水位以上15至20呎。職是之故，必須設一深坑，以為安設抽機之用。此項深坑既遠在高水位之下，故其構造方面以密不透水為第一要義。圖5即為此種設備

之例。亦有為避免建設深坑之故，於岸坡上鋪設軌道，上置吊車以安

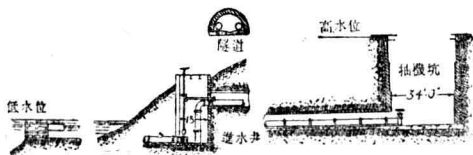


圖 5

設抽機者。隨水位之漲落以張弛吊車之纜。漢口既濟水廠即用此項裝置。取入管之末端既伸入河湖之中，易為船舶所撞毀，故為保護起見，每於其上安設木框以為標幟，並利用之以張網簾，免浮物之侵入。近底處更拋置塊石以防冲刷。南京中央醫院在秦淮河之取入管為其最簡單之一例，如圖6。其規模偉大者則為坊工所建之進水塔，屹立水中，施以雕飾，形如燈塔。於塔之上下四周闢洞甚多，各設閘門與網簾，隨水位之降落，以啓閘納水，經塔底之管道或隧道以達

進水井。進水塔與河湖之岸間恒以橋樑連接之。蓄水庫內之取入口恒建成塔狀。

## 第 2 節 地下水之取集

31. 分類 地下水之取集設備可分為六項：(1) 泉室，(2) 大井，(3) 閉口管井；(4) 開口管井，(5) 深井與自流井；(6) 橫井或坑道。今分述之。

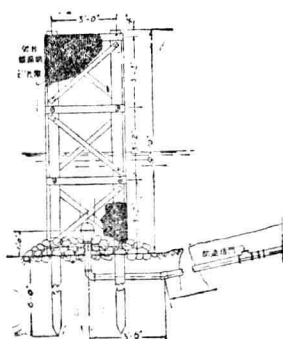


圖 6

32. 泉室之設計 取集泉水所

設之工程謂之泉室。在設計泉室之前應詳審泉源之流量，每年何時為最小，何時為最大，為量各幾何。由於前者所以知泉室所能供給之量與儲蓄之法；由於後者可以確定溢水管之尺度。泉水中常含有礦質，故建造泉室所用之材料以泉水所不能剝蝕者為限。此外更應作地質上之考查，以確知泉源之成因，免貽日後枯竭之悔。設計泉室所應注意之點不外：(1) 應防止天然或人為之污物混入泉室；(2) 泉水如含沙質，當設法阻止其流出於泉眼，或竟另設沉澱室，以便隨時除去之；(3) 泉室各部如聚水室沉澱室等須使員工有法達到以便隨時檢查；(4) 泉室中各引水管溢水管及活門等須佈置妥善使用便利；(5) 泉水中如含有氣體，應另設氣管，使之外洩；(6) 為使泉水溫度恒定起見，泉室之外宜以泥土掩覆，以免冰凍與蒸鬱；(7) 所有蚊蠅蛙魚蟲蟹等物勿使由氣管，溢水管，蓋頂，門窗等處潛入泉室。茲述各部分構造於次：(a) 聚水室 泉室所以滙聚多量泉水於一處，而後由引水管引達都市，故聚水室乃其主要部分。泉室之形式或為矩形或為圓形半圓形均可。建築材料多取磚，石或混凝土。泉水之清潔而無泥沙者，則聚水室之大小以能保護泉眼及裝置引水洩水溢水等管為已足，惟聚水室中水之流速不可超過每秒 10 厘米，以免水管為泥沙淤塞。如泉水中夾帶泥沙者則應於未達聚水室之前使泉水流經沉澱室。(b) 引水管 由聚水室引水至都市須設

引水管。當引水管之進口處須設銅質之濾口，濾眼之徑自 6 至 10 毫米。濾眼之總面積應為引水管截面積之二三倍。濾口地位應設在室底以上 20 至 80 厘米處，引水管須有總活門以司啓閉。(c) 溢水設備 聚水室中須設溢水管或溢道，俾所聚水量達到一定高度後可由此漫溢而去。(d) 洩水管 聚水室底應設洩水管，俾修理及除沙時可將室中水量放洩。溢水管與洩水管常匯成一總管以引達溪澗中。(e) 沉澱室 泉水之含有泥沙甚多者則專設沉澱室，按沙粒之大小以定沉澱室中水流之速度，大致每秒不逾 1~5 厘米。沉澱室底設洩水管以便必要時可將泥沙隨水沖去之。(f) 門闕 泉室之小者祇須設一人孔再由鐵梯攀援上下。大者有門有梯級，員工可以由此出入。一切門闕人孔均須妥為蓋護以免外人闖入，並免雨水內侵。(g) 通氣管 為室中通氣起見須裝通氣管，管頂設蓋頂及網篩以免外物侵入。(h) 量水設備 泉水量小者，可於引水管中設量水表以測驗之，水量大者則於室內設量水堰以測驗之。

33. 泉室之實例 圖 7 示數種引用泉水之泉室，其一並無進口

之處；其二在頂部設有進口與通氣口；其三設有出入之門。

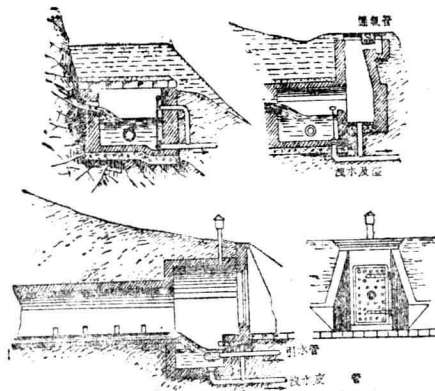


圖 7

34. 大井 由§27 所論可見井之產水量繫於水位之降低度與其感應圈者多，繫於井之大小者微，是以建一大井以後，其產水量未必遠過於小井。但自另一方面而論，則大井實較小井

為有利，蓋抽水之率若變化靡定，大井含有調劑之功也。給水廠所用大井之直徑自 1 米以下至 30 米不等，普通為 10~16 米。因井之



工費隨直徑而增加之率甚速，而其產水量則隨直徑而增加之率甚緩，故決定大井直徑之際須出以審慎也。井之深度至少須伸入透水地層中，庶雖在旱季亦可供給所須之水量，另加若干深度以收蓄水之效。普通大井深度在 12 米以下，但亦有深至 25~35 米者。大井

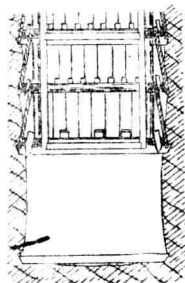


圖 8

築法約分二類。其一為挖掘法，即就開井地址於井環內外各打設版樁一圈，乃將其間泥土挖去，着手建築井環。俟井環造就，方將中央所留之土挖除。挖土時所遇地下水甚多，故須備巨量抽機以應付之。井徑較小者，則可分段安設支撐，而將井中泥土一次挖去，及進展至所須深度後，方興建井壁。圖 8 即示其建築之方法。另一法為沉井法，應用較廣。於設井地點先挖淺坑至逕地下水位為止。乃置一木質鐵質或鋼筋混凝土之井脚於坑內，此脚之

構造如圖 9。次一面於脚上用磚起建井壁，一面即將中心泥土挖除，因井脚空虛及其上任重之故，致逐漸下沉。如是繼續進行，至達到所須之深度為止。為免井壁破裂起見恒於其中砌入鋼條 4 至 6 支，直徑為 20~30 毫米，長 1.5~2.0 米，勻佈於井環之內，下端生脚於井脚，上端則用螺旋扣繫於一鐵質或木質之井圈中。由此圈而上再設鐵條以

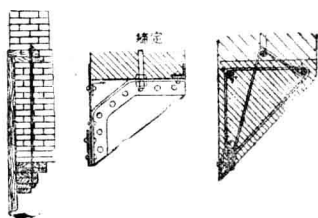


圖 9

與更上之井圈相繫。如此層層扣住，下沉時井壁即無破裂之虞矣。大井井壁有全不透水者則其水係由井底流入。在細沙及泥沙地層，水流入井之速度以每分鐘 1 厘米為限，粗沙直徑為 1~2 毫米者，則以每分鐘 10 厘米為限。普通大井之水輒由井壁中乾砌磚縫或陶管中流入，其流速以不致攜帶泥沙入井為度。我國民間所掘之大井，係將泥土隨掘隨加支撐至達所需之深度乃設木板一塊於井底，

上鑿多孔，俾水能流入。其上用整瓦立砌為壁，亦可透水。再上則用灰沙砌磚為牆，向上逐漸收口。至出地面處，乃安置井欄以免行人誤墜其內。

35. 閉口管井 1869年英國遠征阿比西尼亞國時工程師拿登<sup>(16)</sup>曾用之。其直徑恒為25~60毫米，最深不及25米，僅可供臨時或小規模給水之用。造法係用特製之井尖及濾水管連接於白鐵管節上，鑿穴直立地中。管節長約1.2~1.5米，兩端鑄螺線以便套接。設鐵砧抱持於管節之外，而另以中穿孔穴之重鎚套於管節之外上下打擊之。如圖10，左方示井尖及濾水管，右方示打井時之鐵砧及重鎚。如濾水管孔隙較多不能承受鎚擊者，則可於井管打好之後，將管拔起，裝置濾水管後再行降入井穴之中。最簡單者係就管節四週鑽細孔甚多以當濾水管，末端裝鑄鐵之井尖，打入含水土壤中四五米，上端裝手搖抽水機即成，南京一帶多觀之。

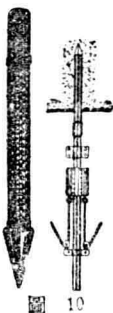


圖 10

36. 開口管井 此井與閉口管井不同之點即在井底開口銳緣而無井尖，故宜設於堅實泥土中。用堅固之鐵管為井管由重鎚打入土內，並藉水注或蒸汽之力將管中之泥土除去之。圖11示利用水注以降下井管之法。水管之端形如斧鑿，兩側及末端均鑽有細孔，俾水流由是射出。將水管上所繫之梗，一收一縱，管中之泥土即與水混合而由水管及井管之間隙中上升至井外。同時重鎚一起一落擊於井管之頂，井管乃逐漸下降，以達透水地層。如透水地層係粗沙或含礫之沙，則祇須預於該層井管上鑽細孔，即可作為濾水管之用。如遇細沙，則須在其外包以銅絲布，更善者則用特製之濾水管。裝置特製濾水管者，可先將井管打入，乃納適當長度之濾水管於井底，次將井管拔起相當長度即可。

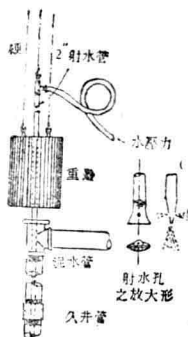


圖 11

濾水管者，可先將井管打入，乃納適當長度之濾水管於井底，次將井管拔起相當長度即可。

37. 深井與自流井 凡自地面以下 30 米以內取水者，謂之淺井，上文所述之閉口管井與開口管井均屬此類，超過 30 米者名曰深井。產水地層之水壓力甚高，鑽達該層後水能循井管上升至地面相近之處，或竟超過地面而自能湧出者均名為自流井。開鑿深井與自流井均須用鑽，故可統名鑽井。鑽井之口徑自 75~1000 毫米不等，深度自 30 米至 2500 米不等。鑽井之法隨深度及地質而異，種類甚多，茲撮要述之。(a) 水力旋轉鑽井法 於井管之末端鑲以齒形之硬鋼利口，其直徑較井管稍巨。井管之上端則設能自由旋轉之接頭以與抽水機之出水管相連。一面將井管旋轉，一面將有壓力之水注入，井管即逐漸下沉，而井底之泥土則隨水流沿井管之外上升至地面。用此方法，井管與土壤間阻力甚微，每小時鑽深 6~10 米亦常有之。及達到所須之深度，乃將濾水管置於管底而將井管拔起至濾水管之頂部。此種鑽井法適宜於柔軟土壤中，深度可達 100 米。(b) 我國人工鑽井法 我國都市鑿自流井甚多者首推上海，共有 500 口而租界之井尚未計在內，北平次之，約有四百餘口。餘如華北各鐵路車站之用水，天津英租界及青島之公共給水，均取給於井水。除少數之井係用機器鑿成者外，大抵係人工所鑿。人工鑿井之主要設備為(1)井架一具高約 10 米，柱桿均以圓杉木為之，柱基深入地內，用橫木分格支撐，兩側斜置扶桿，使之穩固。連接處均用繩索網紮結實。架之上端置大橫木一根以為懸竹弓及下井管之用。架之中間可置平板，以便工人上下。架之底部置橫木數根，鋪以厚板，中留一方孔，即井穴所在。(2)木輪一具形如紡車，直徑約 4 米，以木板編成，結合處均用木栓扣緊，以便拆除遷動。輪軸為直徑 30 毫米之圓鐵，軸之兩端，置於井架橫木之凹槽上，以便旋轉。用人立於輪中，以足踏之，木輪即隨以轉動，所以為纏繞竹條之用也。(3)竹弓一具，用直徑 30 毫米許毛竹若干根，首尾參雜，編成一束，長約 5 米，粗約 200 毫米，以粗繩一根束其兩端，狀如弓弦。安置於井架上端橫木之下，用粗繩紮緊，所以司鑽之升降者也。此外主要之鑿井工具如下：(1)竹條：用多根厚竹片接成，寬約 25 毫米，長約 6 米。兩

端刻有凹痕，扣以鐵箍，塞以竹劈可連接至任何長度。至最末一根，與鐵尾相接。鐵尾上有接筍以爲繫鑽之用。(2)鐵鑽：用以掘泥沙與碎石，約分二種，一爲杵鑽，一爲筒鑽。前者圓形，長3~5米，直徑30~40毫米。上細下粗，用以鑿岩石者，其端如斧，用以鑿泥土者，其形如鉞。上端尖尾，接筍處恰與竹片上之鐵尾相合。接筍之下有凸出之圓環，以爲遺落時打撈之用。筒鑽以50毫米鐵管製成，長約6米，鑽頭爲錘狀，扣於鐵管箍之上。箍之上有活舌能向上開，泥沙流入管內即不能出。鑽提出時，用鐵勾由下端將活舌上抵，則筒內泥沙，可以噴出淨盡。管之上端有孔以爲通氣排水之用。(3)抽泥筒：用厚白鐵片製成圓筒，徑約50毫米，長約6米。下端爲活舌，可向上開。其構造一如筒鑽，但與竹片連接處爲竹尾，取其輕便也。用時將抽泥筒降至井底，起落數十次，使滿盛泥沙，乃取出井外，撬開鐵舌以放盡之。(4)測孔器上端爲一鐵杵下端爲一圓筒略較井管外徑爲巨。在將下井管之前，先將此器降至井底然後拽出，使井壁光滑。(5)撈鑽鈎以爲打撈墜入井內工具之用。以鐵條彎成，有爲直鈎，有爲橫鈎隨其用途而異。(6)修理及工作工具，如鐵匠工具，木匠工具，滑車，棕繩，夾板，練條管子鉗，螺絲板，鐵絲鉗等。井址選擇既定，當將井架佈置穩固。於架下掘一池，四周宜高出地面300毫米以上，用黃泥塗抹使不漏水。將清水注入池中，於池之中央掘一比井管爲大之孔，深約3米。貫以木筒，露出地面約150毫米，使鑽頭出入有據，然後將杵鑽藉竹片繫於竹弓上，工人扶之，用力下鑿，復借竹弓之彈力將鑽頭拉起。如是一起一落，鑽頭即逐漸鑿深。迨下降1米許，即將繫鑽之竹片纏繞於木輪之上，順踏之鑽頭即被提出井外。改裝抽泥管而反踏木輪，抽泥筒即降入井內以抽入泥土。如是更迭工作井即愈鑿愈深。井孔完成後須檢驗地層之土樣以決定所用濾水管之位置及長度。普通井孔常鑿至良好之砂層或砂礫層爲止，故濾水管之位置應在井之底部，其長度應等於產水地層之深度。但井管所經過之地層每砂層與粘土層相間，故亦有在井管中間添置一節濾水管者，此則須視砂層之位置而定耳。井底部分無進水

之必要，故恒用木塞封塞之。所用井管恒略較井孔為小，俾井管容易下降。惟井孔與井管間之空隙必須妥為填封，以免地面污水由此混入井中。法於濾水管之上節，包裹棕皮數段，用鉛絲及麻繩網紮。井壁泥沙墜入棕皮內，即將空隙周圍封塞，其功用與橡膠圈相同。又鑿井甚深者每鑿至相當深度後即下井管，再於井管之內鑿較小之井穴以容納較小之井管。當兩井管相接處亦恒用棕皮為之封塞。井管尺度以口徑 65~150 毫米為最多，間亦有用 50~200 毫米者，隨出水量之多寡而定。(c) 機器鑽井法 機器鑽井方法不一，其要有三：(1) 標準法又名油井法，可用以在岩石中鑿 4~12 吋口徑之深井，達 5000 呎之深度。機器之主要部分為一打井架，其形如塔，以木或鋼構成，高 30~90 呎。有四柱，用橫條及斜撐分格支撐，使其牢固。架頂設滑車，繫鑽之纜由此穿過，而繫其另一端於輪軸。使用時先用人力鑿 4~6 呎見方之井孔，深 6~8 呎，妥為支撐，以防泥土傾卸。乃將繫鑽之纜懸降井孔之內。開動引擎，使輪軸順逆交迭旋轉，鑽頭即一再打擊於井底土石之上，使之粉碎。乃用抽泥器將井底泥屑抽去，繼續工作如前。迨深至 100 呎上下，則須改用打井架旁另設之搖梁。此梁形如天平，開動引擎，梁即上下搖動，每分鐘可使鑽頭衝擊二十五次。(2) 烟囱管法用以在疏鬆泥土中鑿 6~30 吋口徑之井。井管為 10 至 14 號鈹規頁鐵所成，每節長 24 吋。分大小二種，小者適能套入大者之內。鑿井時先用兩三重頁鐵所製之管一段長自 12 至 20 呎，末端鑲銳口之鋼緣，用水力頂重器或槓杆壓迫之使其埋入土中。然後將管節逐段加入，小管之接縫須適在大管之中央。井上設打井架高約 34 呎，架頂設搖梁。開動引擎，則搖梁即上下搖動，梁端所繫之鑽井工具即隨之而動。工具之末端設有抽沙器，鑽屑能入而不能出。迨滿則取出鑿之。如井中積水甚少，則須用抽機汲水注入井穴。如遇石塊，抽沙器不能前進，則須以鑽頭代之。掘竣乃按產水層之位置，用割縫器將井管割成細縫，使地下水得由是流入。(3) 空心鑽法 空心鑽法之鑽頭中空而末端鑲有堅強之齒。用機器將鑽桿旋轉，鑽頭即鑲入岩石中。提出鑽頭即可取出

中心之石柱以識別所經之地層。鑽頭之末端如鑲入 1~4 克拉之工業金剛石者名爲金剛鑽法。灌之以水即可將鑽屑衝去。亦有將淬硬鋼所製之彈丸納於井穴之中，使鑽頭旋轉時彈丸介居於鑽頭與岩石之間，俾岩石容易磨碎。

38. 井之排列 開多數之井時井之排列方向應與地下水之流向成正交，庶各井之水位高度可以相同。引各井之水入抽水機恒用吸管，其裝置法有二：(1) 各井均設吸水管而將各吸水管連接於總吸水管以通至抽水機；(2) 設一聚水井，各井與聚水井間設虹吸管。當抽水機向聚水井汲水時，聚水井之水位降至各井水位以下，各井之水乃按虹吸作用以入聚水井矣。虹吸管之直徑應按其中流速而定，每秒不得超過 60~75 厘米，管之長者，可取較低之流速。虹吸管應以 1/100 之坡度逆行至聚水井，並使之密不漏氣。管長者坡度可減爲 1/1000~1/2000。虹吸管上普通均設有自動洩氣活門，以洩出積聚高處之氣體。

39. 橫井或滲水坑道 橫井爲從山旁橫打井管入內以取集地下水之工程。滲水坑道爲地面下所設暗渠，用以匯集地下水量。坑道之方向宜與地下水位同高線相平行，深入地中至少 1.5 米。坑道之小者可用 5~8 厘米直徑之排水管或陶管爲之者。水量較多者，則以磚石或混凝土築成。能使工人入內者，至少應有 0.8×1.8 米之

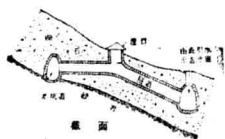


圖 12

尺度。在坑道內水面之上，另設便道以供行走。爲避免細沙及泥土之混入計，於坑道壁間所鑿進水孔穴之外，加礫石層，厚度至少 40 厘米，以期濾清水質。雨水亦宜防其竄入，故坑道之上須蓋以 30~50 厘米之黏土。<sup>(1)</sup> 圖 12 示德國明興所設之滲水坑道。此坑道設在阿爾波斯山麓，礫石地層中。坑道之築在河流之旁者，常可得巨量之地下水，以地

下水面每於此斜行而入河中也。但此項坑道取水不宜過驟，否則河水將倒灌入內。

40. 潛池 潛池係不透水之水池，規模較小，僅足供少數住戶之用，以其與地下水取集工程相似，故附述之。凡其地水質惡劣不宜鑿井者，恒可設之。水之來源係得諸屋面，鋪砌之庭院，山坡及其他不透水之斜面。如直布羅陀有<sup>(18)</sup>一部分居民將 6.5 佰亞爾大岩石面上所集之雨水引入潛池，濾清供用，平均每平方米之地面每年可得 300~600 升之飲水。圖 13 即為潛池之一式。

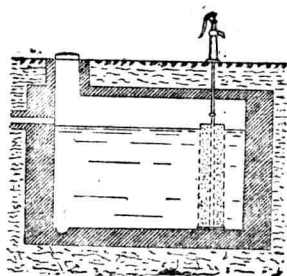


圖 13

## 第四章 輸水工程

41. 引言 輸水道種類不一，隨地形及經濟問題而定取舍。如水流可循水力坡線而行，輸水道無承受壓力之必要，則可用明渠，露面隧道或圻工所建之暗渠任之。若水流不能循水力坡線而行，則輸水道本身須承受壓力，則惟有採用壓力隧道與管道。都市之需水量參差靡定，故為經濟起見，對於長距離之輸水道，恒使常川供給平均需水量而於都市附近設分配水池以調節之。決定輸水道之容量時對於將來擴充問題常須顧及。如用圻工暗渠，則其容量恒須顧及三四十年之後，以其費用雖稍增，但並不與容量成正比例也。管道則增加尺度後費用大增，故不能大增容量以顧及異日。為都市給水之安全計，苟非於都市附近設備巨大之配水池，即須設備兩輸水道以備萬一。除輸水道甚短者外，輒以應用前法為合算。所備配水池之容量須視輸水道修理之難易而定，容易者有三四日水量已足，艱難者則須備 10~15 日水量焉。如用雙重輸水道，則兩道之間宜有多處相接通，庶一段因修理而斷水，仍可轉由他道也。如用單獨之輸水道，亦應在艱於修理之各段設置局部之雙重水道，明渠易受外方

之玷污，除灌溉及水力工程外用者甚稀。隧道常為暗渠或管道之一部分，另見專編，故不贅述。

42. 輸水道之流速 輸水道截面之大小隨水頭之大小而定。水頭高者，流速巨，截面可以減小；水頭低者，流速小，故截面必須加大。但水流速度亦有最大與最小之限制。最小不宜使泥沙沉積，最大須為輸水道建築材料所能忍受。按肯內代<sup>(19)</sup>之研究於灌溉渠道中防止泥沙沉積，所需之最小流速為  $V_0 = Cd^m$ ，其中  $V_0$  名為臨界流速，以呎/秒計， $d$  為渠水深度以呎計， $m$  為指數， $C$  為係數均隨泥沙之性質而定。對於旁遮普<sup>(20)</sup>之沙質， $m = 0.64$ ， $C$  之值於輕沙質之淤泥為 0.82，較粗之輕沙質淤泥為 0.90 沙質壩母為 0.99，粗淤泥為 1.07。普通輸水道平均流速苟在每秒 2~2.5 呎以上淤泥即無沉澱之虞。最大流速略如次表：

輸水道種類	材 料	最大流速, 秒/呎
暗渠式	混凝土	15
	磚	18
壓力式	鋼及生鐵	12~20
	混凝土	10~15
	木	15
隧道	岩石	12
	混凝土襯	10~15
	鋼襯	12~20
明渠	普通土壤	2.5~3
	沙	1~2
	堅結礫石及黏粘土	5~6
	岩石	8~15
	混凝土	10~15

43. 經濟之截面 (1) 重力制 在重力制中，輸水道之水頭損失為一定數。若全部輸水道採用同一之構造，則由水力學公式即可算得其尺度及流速，倘此項流速適在上述限界之內即無問題。如因地形及壓力之關係，輸水道必須分成數段，每段之構造與尺度各



異。斯時欲定何種尺度最為經濟，則應就每段設計數種尺度之截面，一一估算其價格，與損失之水頭。乃以損失之水頭為縱坐標，價格為橫坐標，繪成曲線。如圖 14I~VI 表示逐段輸水道之水頭對於價格之曲線。欲定何種尺度，方為最經濟之設計，可於各曲線上試作平行之切線。將各切點之縱坐標及橫坐標分別相加得其總數。以本圖為例，第一次嘗試後，得水頭總損失為 149.5 呎，價格總數為 37,600 元，若此輸水道可用之總水頭為 204 呎，可知所擬尺度過大，費用過昂，非經濟之

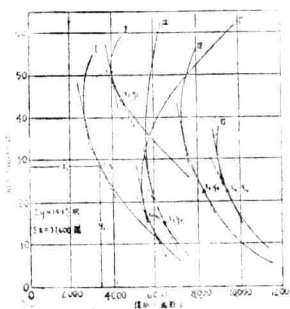


圖 14

道。再度嘗試得水頭損失之和適為 204 呎，斯時總價格為 34200 元即屬最經濟之價格。(2)抽水制 在重力制中可用之總水頭為一定數，在抽水制中，則水頭無定。在抽水制之下，每年管道之維持費用可分為三項：(1)  $C_1$  = 裝建管道費用之常年費；(2)  $C_2$  = 管道原始費用之常年費；(3)  $C_3$  = 抽水費用。據馬雷之研究埋設每呎鑄鐵管之費用，以分計，如次： $C_1 = (0.055 + 0.0145D)dW + 0.00159dL + 0.00006dY \dots (1)$ ，其中  $d$  = 管徑，以吋計； $L$  = 每磅鉛價，以分計； $Y$  = 每磅芋蘆價，以分計； $D$  = 管溝之深，以呎計； $W$  = 普通每小時工資，以分計； $\alpha$  = 每磅鑄鐵價，以分計； $r$  = 利息，折舊，保險及其他常年費以初價之百分數計。

如將鑄鐵管之直徑與重量繪成曲線，則得每呎鑄鐵管價格為  $C_2 = 2adi^{1.5} \dots (2)$ ，若命  $Q$  = 每秒每立方呎抽水經由管道之費用，以分計， $S$  = 水力坡度； $p$  = 抽水 1,000,000 加侖高一呎之費用，以分計。則 年經由一呎水管之抽水費用為  $C_3 = 236pQS \dots (3)$ ，因之每呎管道之每年總費用為  $A = [0.00159L + 0.00006Y + (0.055 + 0.0145D)W]dr + 2ard^{1.5} + 236pQS \dots (4)$ ，此式中之  $S$  為水力坡度，故可由任何水管流量公式，以  $Q$  與  $d$  表出之。如用弗拉孟脫公

式，則得  $S = 100Q^{7/4}/d^{9/4}$ ，代入式 (4) 求  $dA/dd$  使等於 0，即得  $Brd^{23/4} + 3ard^{25/4} = 112,100pQ^{11/4} \dots (5)$ ，其中  $B = [0.00159L + 0.00006Y + (0.055 + 0.0145D)W]$ ，式 (5) 可略書為  $Brd^{24/4} + 3ard^{24/4} = 112,100pQ^{11/4}$  因得  $d = 6.1 \left[ \frac{p}{r(B+3a)} \right]^{1/6} Q^{11/24} \quad (6)$

式(5)與(6)即為管道最經濟直徑之完全式與略式。由式(6)更可求得管道最經濟之流速為  $V = 4.35Q^{1/12} \left[ \frac{r(B+3a)}{p} \right]^{1/3} \quad (7)$

如以  $Q = \frac{\pi d^2 V}{0.76}$  代入式(7)，則得  $V = 3.1d^{2/11} \left[ \frac{r(B+3a)}{p} \right]^{4/11} \quad (10)$

44. 輸水道之額量 若輸水道頗長，則都市附近宜有充分蓄水量之分配水池，一則用以調劑都市數日或一星期之需水量，二則輸水道修理時，給水不致斷絕。有此分配水池以後，輸水道之額量，可定為一年之平均需水量。在決定額量之時，尤應顧及擴充問題。設用鋼管，則增加管徑，加價甚多，不得不暫用較低之額量，俟十年二十年後再事擴充，如用圻工暗渠則放大尺度後增價有限，不妨採用較大之額量。黑曾對於輸水管之額量作下列之建議。(1)輸水道由蓄水庫直達都市，則輸水道之額量應等於最高每日需水量加消防用水量；(2)輸水管由蓄水庫輸水至配水池，再由配水池輸水至都市，則在蓄水庫與配水池間之輸水道按最高每日需水量而設計，在配水池與都市間之輸水道按最高每日需水量及消防用水量之和而設計。

45. 圻工暗渠 如欲運輸較巨量之水，而所經之處，極易遵循水力坡線，則以挖掩式圻工暗渠最稱適用。若建築得宜，此種輸水道耐久異常，無須常予注意。同時若地形便利，恒較鋼鐵管道為經濟。圻工不宜任受張力，故不可用以運輸有壓力之水。如有水壓力時，則可改取鋼筋混凝土管。圻工暗渠之截面積極少小於 10~15 平方呎者，蓋尺度過小，圻工暗渠之費用反在鋼鐵管道之上也。圓截面之水力半徑最巨，故所須截面積為最小，但圓形截面費工甚多，故用為暗渠者甚少。由經驗所知最佳之截面為馬蹄形，其水力

半徑僅稍遜於圓形。所謂馬蹄形者非他，即底部爲一圓弧形仰底，兩側爲圓弧形側壁，頂部爲一半圓。採定截面以後，應將各種水深度時之水力半徑，流速，流量等列成一覽表，以利計算。暗渠新設之時大都僅用至半滿，歷年稍久，始達滿渠水量。計算流量可用庫志公式，所應注意者，即歷年既久，因淤積或寄生苔藻之故，坡度勢必增加。美國紐約新克羅敦暗渠於使用九年半後，其額量即減少 14%，乃著例也。暗渠建造時先將泥土挖開，工竣再覆以厚三四呎之泥土，故名爲挖掩式。暗渠之中須間段設閘門，洩水道溢水道等，其目的爲(1)維持水位，並於修理時得將一部分暗渠予以放空；(2)使暗渠不致任受內壓力。

46. 混凝土管 混凝土管或爲就地所澆製之整體管或爲廠中預先製成之管節而在工地連接者。整體管宜用於直徑 60 吋以上。爲節省模殼之費用起見管之外面可造成多角形，以其較圓形爲容易建造也，如圖 15。混凝土管所受壓力愈大，則所需鋼筋之量愈多，若鋼筋距離達限界，則壓力不可再增。以直徑 12 呎之管而言，其最大壓力大約以水頭 150 呎爲限。爲使密不漏水起見，混凝土管須有足量之厚度，縱鋼筋之量至少爲橫截面積之  $\frac{1}{4} \sim 1\%$ ，水頭愈高，則所用鋼之資用應力應愈減。每

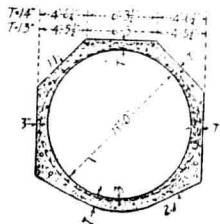


圖 15

呎直徑至少須有一吋厚度爲設計上良好之準則。直徑超過 60 吋之整體管，常用橢圓形之環形鋼筋，如圖 15。鋼筋之兩端以銲接者較疊接者爲便既省鋼料復易密接。如水頭甚高，則宜用內外圓環鋼筋兩道。預製之管節，因混凝土配合成分比較準確，且搗製上比較結實，故其厚度可較遜於整體管。混凝土管之利益略舉如次：1. 適宜於抵抗填土之壓力，及外方之壓破力；2. 養護之費用低；3. 因管身甚重，故中空時亦少浮起之患；4. 如就地出產砂礫，則所需運輸之材料僅爲水泥與鋼筋；5. 埋設於普通土壤中極少腐蝕之虞；6. 膨脹接合可以無需；7. 建造時無須熟練工人。其缺點如下：1. 由於收

縮垢裂與多孔性之故，致易漏水；2. 適用之水頭高度有一定之限界；3. 如遇鹼土或鹼水則易腐蝕；4. 修理維艱。

47. 鋼管\* 鋼管係用鋼板製成而以銲接法或帽釘法接合之。管之接合恒在工地爲之。近年銲接法進步甚速，故銲接之管亦日見其多。其優點爲鋼料節省與內壁光滑。鋼管之利益如次：1. 密不透水；2. 適用於高水頭；3. 修理便當。其缺點如下：1. 不適用於抵抗管外壓力；2. 養護之費用高昂；3. 全部須自廠中運來；4. 如埋置土中，則腐蝕甚速；5. 須設膨脹接合；6. 裝建時須用熟練工人。

## 第五章 抽水機械\*\*

### 第1節 概論

48. 抽水站 設計抽水站之屋內佈置時所應考慮各問題爲：(1) 每座機件設備所佔地位與空間；(2) 此種設備之適當位置；(3) 房屋之取暖，取光，通氣，排水等問題；(4) 屋內裝飾；(5) 防火設備，機件所佔地位與空間可自設計之圖樣得之，如購現成之貨品，則可自廠家樣本或圖樣得之。如是所得者爲淨空間，更應自操作及便利方面酌留餘地。機件之設置於狹隘，黑暗，及可厭地點者，因不易檢查，修理與操作，最易爲人所忽視。每種機件除所處空間外，地點之關係亦至重要。佈置機件時務使所裝汽管，電線，皮帶及其他傳力設備簡捷而如意。每件設備須在屋頂行動起重機所能到達之處，或拆卸及修理時無須礙及另一機件。關於取暖，取光，通氣，排水及屋內裝飾諸問題，宜聘建築師解決之。取暖一事不僅爲員工辦事上之舒適着想，亦常爲保護機件勿使冰凍而設。屋內裝飾必須簡單樸素而尊嚴，並與服務之性質相稱。牆壁恒貼以素色之磁磚，地面鋪以

\*其他輸水道如明渠水槽木片管見灌溉工程編，鑄鐵管見本書第七章，隧道見專編。輸水道各附件見發電水力與閘壩工程編。

\*\*參閱土木機械第四章。

深色之鋪地磚或馬賽克磚。爲使民衆對於房屋發生優美感起見，外觀及環境均應充分注意。務使風景清幽，遊覽時連帶想及水質之清潔也。抽水站如發生火患足使工作中斷，陷都市於危境，故所取建築方法以能耐火爲貴，並與鄰屋相隔離。庇屋，擱樓，及儲藏室尤應避免之。抽水站所設地點須與配水區域相稱，使配水系統中壓力之分配無不均之弊。若用煤爲燃料，則宜設在鐵路或河道之近處，俾易運輸。如用電力，則地域之限制問題比較簡單。如抽水站設在住宅區域之內，則以利用電力爲上策，以其可以祛除無數嫌惡因素也。

49. 抽水制 都市給水可大別爲重力制與抽水制。前者之水源來自高處，如山間之蓄水庫及泉室之類，故其水能自行流達都市各處，無須加以機械之力。後者之水源大都來自都市附近位置較低之處。例如河川，及井，必須應用抽水機械，方能使水量達到都市各處。重力制常因都市離源稍遠，故除須建壩堰使成爲蓄水庫外，並須建設甚長之輸水道。如水源位置並不甚高則於都市較高之區域，或崇高之房屋中須另設升壓抽水機或次抽水站以升高其壓力。重力制之原始費用恒甚昂貴，但作業費甚微，抽水制則反之。抽水制又可分爲直接制及間接制，前者之抽水量係與需水量相稱，故抽水機之旋轉。息息變化。此種制度常爲早年水廠所採用，但既不經濟，又易損傷機件。後者則於配水系統中設置配水池，使抽水之水頭可以穩定。此種制度，可使管理簡單，馬力之消費大爲節省，並可省免專爲消防而設之抽水機。如用蒸汽抽機，則機器之開動可以白晝爲限，夜間將煤火合住，藉以節減燃料。如用電力則可乘夜間都市用電量減低之際發動抽機，蓋夜間電力過剩，發電廠恒願以廉價出售之也。研究抽水之經濟時，對於每日開機若干時間一問題頗有加以考慮之必要。如配水池有充分之蓄水量，則每日開機八小時即已足用，如蓄水量較少，或晚間用水量不多，則每日可開機 16~18 小時並雇用員工二班以管理之。如採取直接制則每日非開 24 小時不可。

50. 抽水機械 規畫抽水機械之要旨凡三，即信靠，合適與經濟是也。抽水機械爲都市給水之心臟，故必須十分信靠，庶可特爲

緩急之需；都市用水量不能終年如一，故所備機械必須合適，庶可應付一切；抽水工作為都市給水銷耗最大之部份，故所擇機械，必須能使利息折舊作業費等之總數為最小值。抽水機械之作用為使水量自低位置升至較高之位置，其升起水量之方法有三：(1)將水量移位，例如來復式抽機；(2)將「機械能」連續加入，例如離心式抽機；(3)利用衝量，例如衝擊起水機。來復式抽機之原理係將機筒中水量排去一部分，強使流入出水管，另由一部分新水量進入於機筒內所留之空位中。加施於此種抽機之「機械能」係由活塞之面傳達至水量，使化為「壓能」。在離心機中，則水壓因機葉旋轉之速度而造成。

51. 抽機之選擇 選擇抽機時所應考慮之點為：(1)所擇抽機須為久著績效之製品，庶在各種應付情形下之行為可以預知，且另件容易購配，除極大之都市值得自行設計並製造抽水機外，普通都市均以利用廠商所設計者為妥。(2)選擇抽機不能純由比較價格為入手，祇有性能完全一致之各抽機，方可在價格上分別高低耳。(3)所選抽機必須充分可靠，尤以未備配水池者為甚。欲知其可靠與否，惟有就設有該項機械之水廠檢查其紀錄。(4)抽機之壽命，以其與折舊準備金有關。(5)佔地面積，並是否與廠中餘地相稱。(6)水頭。(7)抽機效率，即抽機所產出之功率對於加入於抽機之功率之比。此一項目每為決選時之重要因數，但應注意者，即廠家所稱之效率，僅係指最高效率而言。因每一抽機之負載並非終日如一，故所選者必須為在負載範圍內效率甚高之抽機。若某種負載效率特高，不及或超過此負載，效率即銳減，亦非良善之抽機也。(8)抽水費用，即在抽機全生命中每抽起單位水量所需之費用。計算時應包括原始費用，保險費，捐稅，折舊，作業費，維持費，修理費，置換費，及一切消耗費在內，故估計較難。(9)順適性，換言之，即抽機能應付不同負載之天性是也。各抽機之順適性每有限界，惟來復式與旋轉式抽機之順適範圍較廣。(10)發動之需要。例如離心式抽機發動之前必須裝水滿腹。

52. 功率之計算 抽水之高度須包括：(a)靜水頭，即低水位至高水位之差；(b)管中之摩擦水頭；(c)速度水頭。計算(b)項時，必須注意者，即一抽機開動時之摩擦水頭較小，加增一抽機後，摩擦水頭恒增巨也。計算功率之若干公式錄次：(1) 馬力 = (每分鐘加侖 × 水頭呎) ÷ 4000 × 抽機效率，(2) 每百萬 B.t.u. 之工作率以百萬呎磅計 = 1,980,000 ÷ (每馬力小時所用蒸汽若干磅 × 每磅若干 B.t.u.)；(3) 每 1000 磅蒸汽之工作率，以百萬呎磅計 = 1980 × 抽機效率 ÷ 每馬力小時所用蒸汽若干磅。(4) 每指示馬力小時所用蒸汽若干磅 = 1,980,000 ÷ 每 1000 磅蒸汽以呎磅計之工作率。(5) 每月仟瓦小時 = 每日若干百萬加侖 × 94.2 × 水頭呎數 ÷ 抽機與電動機之合併效率。

## 第 2 節 離心抽機

53. 原理 在機殼之內有旋轉迅速之推進輪，水量由輪心附近進入機內，為推進輪之離心力所驅使，向輪周而流動，卒以高速度離機而出。如將此速度化成理論上之速度頭，即為抽機所能升水之高度。離心抽機之重要使命，為使「機械能」轉變為「動能」。欲使離心機作業得當，旋轉速必須恰到好處，選擇原動機即須以此為準則。

54. 適用性 離心抽機轉速甚高，故不宜以蒸汽機驅使之。電動機及汽輪機之轉速甚高，用以配合離心抽機甚為合宜，故風行甚廣，水輪機，煤氣機，提塞耳機用者亦多。近數年間離心機之改進處甚著，如推進輪對於水頭及流量之適用範圍之加廣，平衡之方法，潤滑方面，機內間隙之減少等。惟每一離心抽機之設計時輒試以最適合之水頭，如裝置處之水頭較巨，則效率與出水量即減退；在「閉斷」水頭時，出水量即減為烏有。如水頭較設計者為小，則出水量將增加而效率則減低，所耗功率亦未必較少也。

55. 分類 離心式抽機可分為渦捲式與水輪式二種。渦捲式抽機適用於 100~150 呎之水頭。此式抽機中，圍繞於推進輪之水道

截面，係逐漸放大，每點之流速相等。水輪式抽機適用於較高之水頭，其中圍繞於推進輪之水道甚而到處一致，且於推進輪外加導葉多片，使水流由葉縫間散射而出，方向稍改，適與機壳相切，減摩擦至最小值。渦捲式抽機價廉，水中有泥滓者用之尤宜。水輪抽機價較貴而效率則甚高。因機中導葉磨蝕甚易，時須拆換，故在給水廠中用者漸少。離心抽機又可分為單級兩級等，隨其中推進輪之數目而定。蓋欲增出水壓力而僅用一推進輪，則非將輪徑增巨，即須增其轉速，皆非事實所許。故可用多級之法，將推進輪數個成串相連，同時旋轉，第一級之水進入第二級，依次前進，卒由末級之出水管而出，斯時出水管之水壓力即等於各級所增水壓力之和矣。離心抽機之大小係以出水管之內徑識別之。內徑恒以吋計，如自乘之而再乘以 25 即可得每分鐘汲水若干加侖之約數。此一規律乃自假定出水管之流速為每秒 10 呎而起，事實上出水速率大者可達 15 呎，小者祇達 5 呎。

56. 離心抽機之解剖 離心抽機之構造簡單，主要部分為機壳與推進輪。凡與水接觸部分宜製以青銅或炮銅，尤以推進輪為甚，以期減少腐蝕。推進輪須用機器琢過，並加打磨以減摩擦。推進輪不僅在靜置時必須四周輕重平衡，即在旋轉時亦應如是，否則足使軸承發熱，振動而多聲響，甚者足使抽機毀損。推進輪與機壳間設有曲折墊環。內部軸承應用硬質青銅為之，置於各推進輪間及填塞盒之底，而用水為潤滑劑。外部軸承須為人手所易達到。而用油為潤滑劑，備有深入之油穴及加油環。除極小之抽機外，其機壳輒可按水平面剖分為二而以螺栓連繫之，俾易檢查與修理，抽機之設計縱極完善，開動後軸端推力每難盡免，故設計推力軸承以應付之。又有為防免軸端推力起見，將推進輪兩兩正反對立，共裝於一軸之上，但因製作上之差異，與磨蝕之遲速，故推力軸承仍屬需要。抽機與電動機之機軸首尾相接者，須用柔順耦合插入其間，因直線相連，事實上頗屬不易，且亦難於持久也。

57. 離心抽機之理論 離心抽機之一般物理定律如以下各式：



$$F = Ma = \frac{MV^2}{r} = \frac{WV^2}{gr} = \frac{W\pi^2 N^2 r}{900g} \quad (1)$$

其中  $F$  = 離心力,  $a$  = 半徑方向之加速度,  $g$  = 重力加速度,  $M$  = 運動物體之質量,  $N$  = 轉速, 以 *r.p.m.* 計,  $r$  = 運動路徑之半徑,  $W$  = 運動物體之重。  $P = Qwr_p V_w \omega / g = QwV_i V_w / g$  (2)

其中  $P$  = 推進輪所施之功率,  $w$  = 單位體積水之重量,  $r_p$  = 推進輪之半徑,  $V_w$  = 在推進輪周之切線流速,  $V_i$  = 推進輪周之綫速  $\omega$  = 角速度。由以上兩式可知轉速, 流量, 水頭功率間之關係如次:  $Q \propto N$ ,  $H \propto N^2$ ,  $P \propto N^3$ ,  $Q \propto H^{1/2}$ ,  $P \propto H^{3/2}$ , 以上均為理論關係, 與試驗結果稍異。設  $\alpha = V_i / \sqrt{2gh}$  及  $\beta = V_w / \sqrt{2gh}$ , 則由試驗之結果知在渦捲式抽機中,

$$\alpha^2 + 2\alpha^2\beta^2 \left( \frac{V_w}{V_v} \right) - \left[ \left( \frac{V_w}{V_v} \right)^2 + 2 \left( \frac{V_w}{V_v} \right) \cos\theta + k + 1 \right] \beta^2 = 1$$

在水輪式抽機中,

$$\alpha^2 + 2 \left( \frac{\sin(\theta + \varphi)}{\sin\varphi} - \cos\theta \right) \alpha\beta - \left[ k + \left( \frac{\sin(\theta + \varphi)}{\sin\varphi} \right)^2 \right] \beta^2 = 1$$

其中  $h$  = 升高水頭,  $V_v$  = 水在渦捲機殼內之絕對流速,  $\theta$  = 離開推進輪之流速 (相對於推進輪而言) 與推進輪周絕對速度間之夾角,  $\varphi$  = 進入導葉之水流絕對速度與推進輪周絕對速度間之夾角,  $k$  = 次式中之係數, 即  $h_1 = kV^2/2g$ ,  $V$  = 管道中之流速,  $h_1$  = 管道之摩擦水頭。如有一組離心抽水機, 各部分之比例完全相同, 則在一定轉速時  $Q \propto D$ ,  $H \propto D^2$ ,  $P \propto D^3$ , 其中  $D$  = 出水管之直徑, 同組之抽機有同一之比速。所謂比速者, 即使流量為每分鐘一加侖, 水頭為一呎時抽機應有之轉速也。如以  $N_s$  代表比速。則  $N_s = N \sqrt{Q/H^{3/4}}$ , 其中  $N$  = 轉速, 以 *r.p.m.* 計,  $Q$  為抽機之出水量, 以每分鐘加侖計,  $H$  為水頭以呎計。每組抽機在不同轉速下之試驗結果如以流量為橫坐標, 水頭為縱坐標, 繪成曲線並將各點之效率繪成同效率線, 則得抽機之性能圖如圖 16。由此可見如用此抽機於 240 呎水頭之下, 汲水每分鐘 750 加侖, 轉速每分鐘 1,750 轉時, 效

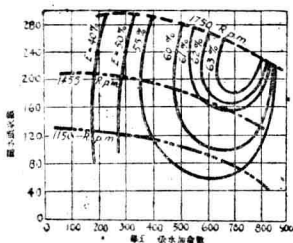


圖 16

率為最高。其較高效率之範圍亦可一目了然。有此性能圖後，方可選定何種電動機等與之配合最為適當。

### 58. 離心抽機之安放與發動

與離心抽機相配合之原動機，種類不一，普通恒以電動機最為適合。引擎或電動機可藉皮帶，齒輪或機軸以與抽機相連接，而以機軸最為簡單。

如用機軸，則抽機與電動機須共置於同一之堅固基礎上，俾機軸之定線不致擾動。為免機軸不易位在一直線起見，可用柔順耦合於抽機與電動機間，俾能應付些微振動。如用皮帶，則可變化抽機及電動機上滑輪之直徑以調整轉速。汽輪機轉速過巨，故恒須設置減速齒輪以與抽機相連接。職是之故，若干效率為之犧牲，並須增添潤滑工作。離心抽機普通均不能自行發動，故在安設與作業時，須予以注意，務使吸力不致損失，或務使吸力之恢復充分容易。欲期達此目的，最好將抽機安設於水源之下方，俾不論何時，吸水管中之壓力均較氣壓為巨。若不能如是安設，則吸水管儘量縮短而徑直並使吸高度減至最小。抽機不宜沉浸於水中，否則修理與調準均將感覺困難。但吸水管宜充分浸入水中以免空氣竄入。欲期如是，則吸水管之浸水度至少等於直徑之四倍，並使進口流量充分減低。

59. 離心機之優點及劣點 優點為：(1)原始費用與作業費用甚低；(2)耐久性甚著；(3)重量輕；(4)機身結滾；(5)基礎及廠屋費用低；(6)構造與作業簡單；(7)開機敏速；(8)水流穩定；(9)轉速甚高，故可與高速原動機直接相連；(10)開機轉力矩極少超過正常全載轉力矩之30%；(11)動作部分祇有一個；(12)無衝擊之患；(13)如驟然停止，壓力並不過高；(14)折舊率低；(15)如欲增大出水量，可將各抽機平行作業，如欲增大壓力，可將各抽機成串作業。劣點如下：(1)欲得高壓力，必須用多級抽機；(2)變通性較小；(3)必須灌水始能發動，(4)效率較優良之來復式抽機為低；(5)高壓抽水

時不能直接與低速引擎相連；(6)如馬力超過 150 匹以上時，其效率不能與新式蒸汽機連接之三脹式現代抽機，並駕齊驅，但作業費用較廉，尤以時開時停者為甚；(7)出水量在廣大範圍中不易調準；(8)吸水管中稍有罅漏即不能行動；(9)吸起高度較高時，效率不如別種抽機之高昂；(10)抽水高度隨時變化者，效率不高；(11)因其轉速甚高，故平衡須甚精密，軸承尤須予以注意；(12)若管道中斷，抽機將軼軌而飛駛，以致損壞電動機；(13)測驗出水量不如筒形抽機之容易。

### 第 3 節 往復式抽機

60. 種類 往復式抽機多用蒸汽為原動力，一端為汽筒與他端之水筒相連，因汽筒內活塞之往復移動，水筒中之活塞或活柱隨之而動，於是一端吸水一端出水。由水筒之數目以決定抽機之名稱，故有雙筒，三筒，四筒等抽機之名，汽筒則有單式複式三脹式之分。如用活柱而不與筒壁相接觸，則名為活柱抽機。如活柱係由蒸汽機之十字頭所駛動則名為曲柄飛輪抽機。單筒抽機流量跳躍不定，故須設空氣室以吸收其振動，以免水管中發生水錘現象。此式抽機簡單可靠，汽之消費量甚低，但開機時須以手助之。雙筒抽機之流量跳躍較微，故空氣室常可不需。此式抽機常用為消防之需。三筒抽機在小水廠中極為通用。其曲柄相隔  $120^\circ$ ，出水均勻而無振動，但空氣室仍屬需要。其活柱容易檢視，填料換裝甚易。因齒輪間噪聲甚烈，故不宜設在住宅區域之內。其壓力可以加倍，故用以應付消防甚為便利。三筒抽機之設有長桿者可自深坑中抽水。大型三筒抽機在良好情形之下效率幾能達到 80%。三筒抽機可用蒸汽，煤氣或電為原動力；可用皮帶鏈軸以與電動機，水車，引擎等相連接。小型而非常川開駛者不宜應用蒸汽，以停機時熱量損失頗巨也。如用電動機與內燃機則須有減速之齒輪裝置。

61. 複式蒸汽抽機 其造價雖較單式為貴，但汽鍋之額量較省，燃料亦可節約二三成，故亦足相抵。凡水量汲入配水池或豎管而

於救火之時增壓無多者，則以設置並列複式抽機較為簡單，且恒較三筒式抽機為合算。每日抽水量在三五百萬加侖之廠，並列複式抽機恒最經濟，每一千磅之蒸汽可得效能 125~150 百萬呎磅。三筒複式抽機之特點為將低壓之荷載分配於兩筒及機架中，不若並列複式之集中於一筒也。如荷載穩定不變，則各汽筒可妥為分配，使高壓與低壓機架上所受荷載大略相等。若家用水與消防用水之壓力迥異，則三筒式之利益甚為顯著；因荷載係分配於兩水筒之上，故在應付火災時活汽可以放入，不論管理者如何鹵莽，損壞之機會極少也，大型水廠設置三脹飛輪抽機之為直立式者，在經濟與機械觀點上由來均認為超越。因汽筒中汽之斷絕甚早，故可大加利用其膨脹，其結果可使汽之消費得以節約。在良好汽水情形之下，每千磅之效能可達 200 百萬呎磅之巨。此種機器不僅可恃，且維持費用甚廉，但需有昂貴之廠屋與基礎，使投資加甚。在小型廠中，即因其固定費用之昂貴，致無法採用也。四脹抽機不適用於給水用途，故不詳述。

62. 往復式抽機之優點與劣點 優點如下：(1)原始費用低；(2)耐久；(3)有順適性；(4)有應付高壓力之本領；(5)管理法容易明瞭；(6)恒可得高效率。其劣點如下：(1)常須調整；(2)水中不可有泥滓；(3)尺度龐大，分量沉重；(4)構造繁複；(5)如活塞填料並不妥為維持，則開機時必須灌水；(6)在進水或出水口須設真空室與空氣室以平衡流量並避免振動；(7)不能直接連接於電動機；(8)與內燃機連接非易。

63. 往復式與離心式之比較 往復式抽機在廣大範圍內有均勻之效率，而離心式則水頭或轉速一有變化，效率即銳減。由此觀之，往復式之順適性較大，且修理拆換，無需精練之工匠。如在普通吸水情形之下，填料裝置完善之抽機，可無灌水與裝設管脚活門之需要。往復式價格較貴，佔地較廣，所需基礎較巨。管理上須人較多，常發噪聲，需要空氣室以減少水錘作用，除用齒輪外，不能直接連接於高速電動機或引擎。

## 第4節 其他抽機

64. 旋轉抽機 旋轉抽機之機腹內有可以轉動之活塞兩個，如圖 17。其輪廓能互相吻合無間。轉動時水量即連續不斷被其排出。此種抽機之優點為(1)比較同額量之往復式抽機尺度殊小；(2)順適性甚佳；(3)久用以後效率減少殊微；(4)開機時無須灌水；(5)停機日久，仍能迅速發動；(6)流量均勻；(7)變化其轉速，即可應付任何抽水高度。劣點如下：(1)需置在近水之處；(2)原始費用昂貴；(3)耐久性弱；(4)轉速低，致不能直接連接於電動機；(5)水頭有限制；(6)機身較離心機為臃腫。

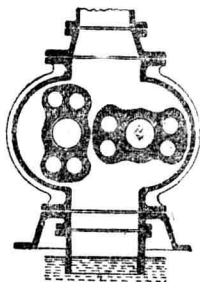


圖 17

65. 衝擊起水機 衝擊起水機恒在水量豐沛但水頭低亞之處用之，藉大量之水之衝擊力，以升起少量之水於高處。此機之解剖

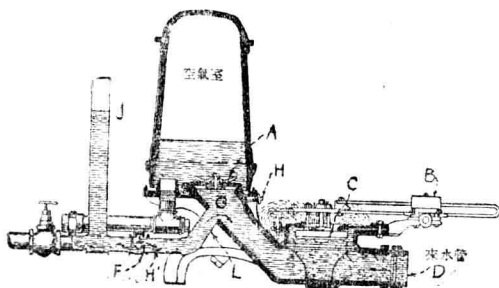


圖 18

圖見圖 18。其工作方法可分二種：(a)不設 L 管時，(b)設有 L 管時。今分述之。(a)水由來水 D 管衝入，而自活門 C 洩出，因來

水甚湧，故活門 C 因之驟閉。此門既閉，水管中因水錘作用，致壓力驟增，迫令水門 A 開啓，乃有少量之水由 A 進入空氣室。迨水錘作用完了時，水流即有逆流至來水管之傾向。職是之故，能將 H 活門開啓，放入小量之空氣以補償空氣室之所失。此項回潮並賴重量 B 之助將 C 活門重開，同時 A 活門則因出水管之水重而自閉。如是

往一復，即將水量升至高處。(b)如用L管，則汲起之水為清水可與來水管之渾水相隔離，惟在H'之清水位至少較D管之渾水位高18吋。當C活門開啓時，渾水即由此洩出，而清水則經止逆活門F而入G室，一部分亦由C活門洩出。當C活門驟閉以後，F活門亦同時關閉，故祇有清水能經A活門以入空氣室。用此方法，清水可與渾水相隔離。衝擊起水機之來水管最小為1吋，最大達24吋，出水管約為來水管之半數，出水量每分鐘自4至1000加侖不等。

### 第5節 井抽機

66. 種類 井抽機可分三種：(1)往復式；(2)離心式；(3)空氣升水式。往復式又分單程，雙程，交錯，雙作四種。小型之往復抽機可用人手搖動以出水，但為公共給水而設者，均以機械力運用之。手搖抽機每分鐘汲水量不能超過5加侖。

67. 往復式抽機 其構造原理與第3節所述者同，故不贅。單程抽機祇在活塞上行時方能出水。其結果將使所抽之水倏斷倏續，不能均勻。欲期出水均勻，則須使活塞不論上行與下行均能出水

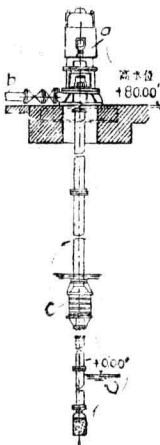


圖 19

為要旨。其法有二：(1)於出水管，或吸水管各各設空氣室一具，或於出水管及吸水管各設空氣室；(2)改設雙程，交錯或雙作抽機。

68. 離心式抽機 因井水較深，吸力水頭過高，故離心式之井抽機構造與地面水所用之抽機略異。此式抽機可分為兩部分，如圖19所示，上部a為發動機，下部C為抽機之本體，而以長機軸連接之。抽機之本體中設有水輪形之推進輪多級，其級數隨抽水之高度而定，井水愈深則所需之級數愈多。此圖所示為梧州水廠所設之抽機，速率每分鐘1,460轉，馬力70匹，出水管b直徑為12吋，每分鐘出水量1,320加侖。此類抽機最高每分鐘可出水3500加侖。因出水量

甚巨，行駛平穩故人咸樂用之，上海靜安寺路西青年會亦設有此項抽機。又有一種離心式抽機係將電動機裝入不透水之機壳內與抽機本體同時放入井中深處者，其優點為可減免甚長之機軸。

69. 空氣升水機 空氣升水機之佈置可閱圖 20。圖中  $F$  為管脚， $D$  為出水管， $L$  為壓氣管。壓氣機將壓縮之空氣經  $L$  管打入  $F$ ，然後與水混和，由  $D$  管上升。因混和空氣之水，比重較小，故根據水力學理， $F$  中兩端所受之壓力應相平衡，故  $D = (D+h) \times \rho$  或  $D = \rho h / (1 - \rho)$ ，其中  $\rho$  為  $D$  管中水之比重。普通  $D = h/3$  至  $\frac{2}{3}h$  之間。空氣升水機構造簡單，其中無動作之機件，故管理上困難殊少。且井管縱甚曲折，別種抽機無法安設時，對於空氣升水機仍無妨碍。如同時在若干井中汲水，則可設中央壓氣機一座以應付之。空氣升水機之劣點如次：(1) 因  $D$  管脚須設在較深之處，故井深較用其他抽機者必須加甚；(2) 水流有斷續性；(3) 效率較

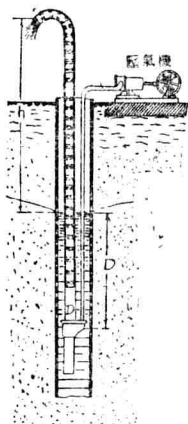


圖 20

低。由試驗所知，深度 50 呎時之效率為 45%，愈深則效率愈低，深達 600 呎時，僅為 20%。因升水機效率甚低，故井水升達地面後，均另用空氣增壓器將其再度升高。

70. 空氣升水機之設計 在設計時有關之因素為：(1)  $Q_w$  即每秒鐘升水量，以立方呎計；(2)  $h$  即升高之水頭以呎計；(3)  $D$  為管脚淹沒於水中之深度，以呎計；(4)  $l = D + h$  為出水管之有效長度；(5)  $Q_a$  為打入井中之自由空氣量，以每秒立方呎計；(6)  $H_1$  即抽水高度，包括流速水頭、靜水頭，及摩擦水頭在內；(7)  $r$  為壓縮率，等於  $(D + 34) / 31$ 。茲分述之：

(a) 井之深度 由前所論  $D = \rho h / (1 - \rho)$ ，可知  $h$  愈增， $D$  之值亦必愈巨。此處之  $D$  名為淹浸度，而  $D \div (D + h)$  之比名為淹浸率<sup>(25)</sup>。由薩利凡機械公司之指示，得次表：

升水高度呎	淹浸率以百分計	升水高度呎	淹浸率以百分計
50呎以下	70~46	200~300	50~13
50~100	66~55	300~400	43~10
100~200	55~50	400~500	40~33

若已知靜水頭  $h$  之值，則由上表可定出  $D$  之數值。淹浸深度較算得者為巨時，雖亦可以升水，但因出水管過長，摩擦增加，以致效率減低。

(b) 需要之自由空氣量 可由次式計算之：

$$Q_a = \frac{w Q_w \left( h + \frac{V^2}{2g} \right)}{E P_a \log_e r}$$

其中  $E$  為升水機之效率， $V$  為出水量之流速， $w$  為單位體積之水重， $P_a$  為大氣壓力，以每方呎磅計。如以  $w = 62.5$ ， $P_a = 2,100$  代入，則上式化為

$$Q_a = Q_w \frac{h + h_1}{77.3 E \log r}$$

其中  $h_1$  為流速水頭。如以  $E$  為 45%，則

$$Q_a = Q_w \left[ \frac{h + h_1}{35 \log r} \right]$$

次式為美國水廠協會所建議之經驗式： $V = L \div \log[(H + 34) \div 34] C$ ，其中  $V$  為升水每加侖所需自由空氣量，以立方呎計； $L$  為升水高度以呎計， $H$  為淹浸度，以呎計； $C$  為係數其值隨升水之高低而異，低者 327，高者 188。

(c) 空氣管之徑寸 此可自次式計算之： $P_1^2 - P_2^2 = 0.0006 q^2 l \div d^5$ ，式中  $P_1$  為絕對始點壓力，以每方吋磅計； $P_2$  為絕對終點壓力，單位同上， $q$  為經過空氣管之相當自由空氣量，以每分鐘立方呎計； $l$  為管長以呎計； $d$  為管徑以吋計。

(d) 出水管之徑寸 由試驗所知出水管脚之流速如次：

空氣管徑，吋	2 $\frac{3}{4}$	3	4	5
流速，呎/秒	5.6	7.3	11.8	12.7



## 第六章 淨化工程

### 第1節 概論

71. 水之淨化方法 水之用途，就大體而言，可分為家用與工業用二類。家庭之水備飲食之用者，不宜含有色味及傳病菌，洗濯之用者硬度不可過高，且不可含有色素，否則耗費肥皂，且使衣服變色。工業用水所應備之條件隨工業之種類而異。如鍋爐用水必須軟性，因硬水能生鍋垢而使傳熱艱難，並且肇禍；如用以製酒或糖，則水中所含微菌足使醱酵受其影響；含鐵之水對於造紙與染色工業妨礙甚巨。天然水源既不能盡合條件故非加以淨化不可。淨化之方法包含下列數種：單純沉澱法；化學沉澱法，濾過法，消毒法，軟水法，及其他雜項方法。

72. 單純沉澱法 用單純沉澱法以為水之處理者必須將水存留於水池之中，使其中懸浮之雜質得因重力及其他沉澱力而沉澱。水源比較清潔而祇嫌其所含懸浮固體過多者，方可用單純沉澱法加以處理。水中所含懸浮固體之量不必問其多寡，蓋自經驗得知，所含懸浮質較多者反較懸浮質少而顆粒微細者為容易淨化也。單純沉澱法亦可作為別種處理法之預備工作。據部爾<sup>(25)</sup>與達爾俾<sup>(27)</sup>所述，極渾之水如先作初步沉澱，可使繼續所作化學沉澱中省却藥劑不少。蓋預作單純沉澱以後，化學沉澱池清掃費用可以減省也；如繼續作軟水處理，石灰之消費可以節省；懸浮固體已因單純沉澱而洩出，故如續作化學沉澱，藥品可因以節省。單純沉澱法可分為間斷注水法與連續注水法二種。前者係將沉澱池注滿水量，靜置若干時間，然後將面層清水引出供用，並再注渾水。歷時既久乃將池底淤泥排除之。連續注水法係供渾水連續流經池內，一面進水，一面出水，沉澱之淤泥，則於相當時期後祛除之。間斷法使水之位置降低，所損失之水頭相當於池之深度；池之建築費較昂；作業較連續法為

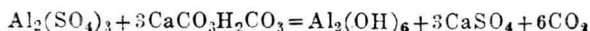
繁雜；因灌水入池與放水出池之兩時間內，水流擾動不能發生沉澱之效果，故所建之池較連續法為巨。積此諸因，近代水廠中採用之者頗罕。

73. 化學沉澱法 將某種化學藥劑，名凝聚劑，投入水內，即可造成一種不能溶解，作膠質狀，團結如絨球之沉澱物。此種沉澱物下沉之際，能將水中懸浮質及膠質吸收其中，與之同沉，其清除水中雜質之功效較單純法完全而迅速。投入藥劑後，並可使水色水味水臭同時改善。所用藥劑對於用水者並無毒害。所投藥劑之質與量，與水在池中停留之時間，各廠不同，輒以試驗決定之。化學沉澱後恒繼之以快砂濾法，以沉澱法並不能將水中微菌大量祛除耳。凝聚劑之種類甚多，茲列表於次：

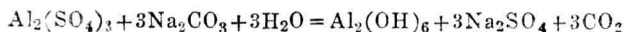
凝聚劑之名稱	用量(水重量之百萬分之一)
明礬，即硫酸鋁，內含鋁素17%	$Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$ 52.0
綠礬，即硫酸亞鐵	$FeSO_4 \cdot 7H_2O$ 139.0
熟石灰，即氫氧化鈣	$CaOH$ 37.0
氫氧化鋇	$Ba(OH)_2$ 85.8
氯化鈣	$CaCl_2$ 55.5
硫酸鎂，即瀉鹽	$MgSO_4$ 60.2
硫酸鈣即石膏	$CaSO_4$ 68.0
重碳酸鈣	$Ca(HCO_3)_2$ 81.0
碳酸鎂，即菱苦土	$MgCO_3$ 42.2
碳酸鈣，即石灰石	$CaCO_3$ 50.0
氯化鈉即食鹽	$NaCl$ 58.5
硫酸鈉，即芒硝	$Na_2SO_4$ 71.0
重碳酸鈉	$NaHCO_3$ 84.0
碳酸鈉，即蘇打，俗名鹼	$Na_2CO_3$ 106.0
氫氧化鈉，即苛性鈉，俗稱燒鹼	$NaOH$ 40.0

74. 明礬之凝聚作用 欲使明礬發生凝聚作用，則渾水須略帶鹼性，如含有碳酸鈣之類。斯時之化學作用如次：

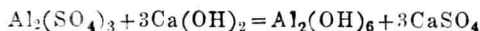
## 1. 明礬與天然鹼性



## 2. 明礬與蘇打



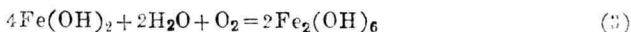
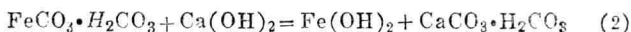
## 3. 明礬與石灰



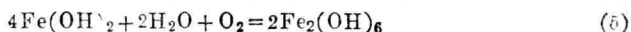
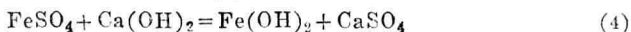
以上爲假設之化學反應，事實上其變化當更繁複，故無法由化學方程式以確實計算應須之凝聚劑分量也。以大體言，水中所含鹼性如爲 8~10 百萬分之一，則每加侖之水約須明礬一克冷，以成爲氫氧化鋁。但此種反應每難完全，且屬可逆性質，故其最後平衡全視其他因素而定也。水中呈現自然鹼性爲一尋常之事，如無鹼性，則須加入碳酸鈉或石灰之類以彌補之。如加置碳酸鈉以增水之鹼性，應先與原水充分混和，並於短時間內即投入明礬，如越時過久，則水又將發生軟化作用，以致耗費多量之明礬。普通明礬用量每加侖之水約 0.3~2.0 克冷，在以上之反應中，所成之氫氧化鋁即屬不溶解之凝聚物。但除此以外，尚化成若干之硫酸鈣，足以增加水之永久硬性。以其程度尙微，故尋常給水中未覺其患。反應中所發生之二氧化碳，如溶化水中，則對於水管有腐蝕作用，甚可嫌惡。尋常用明礬爲凝聚劑者均賴水之自然鹼性，即以上所列之第一式是也。如用蘇打，其結果固較完善，但費用殊昂。如用石灰與蘇打，則因反應不能完全之故，造成  $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_2(\text{OH})_2$ ， $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3(\text{OH})_6$ ，與  $\text{Al}_2\text{SO}_4(\text{OH})_4$  之類，能溶化水中，以致多耗藥劑。溫度低而鹼性弱時最易發生此種困難，多投明礬於其內將使結果更趨惡劣。水中若有鈉鉀之呈現，則用明礬爲凝聚劑時恒易發生困難，蓋此種雜質足使氫氧化鋁不能凝聚而爲微細之分子，幾類膠體，以致懸浮水中，且能透過濾池。此種困難可因多投明礬劑而獲解救。

75. 綠礬之凝聚作用 綠礬爲凝聚劑亦極普通，價格低廉；所成凝聚物重而易沉，乃其較勝於明礬之點，惟必須與石灰併用，乃其缺點耳。化學上之控制須較完全，且因用此項凝聚劑所淨化之

水進入水管系統內，剩餘石灰與重碳酸之鹼質發生反應，復有沉澱物出現，為害甚巨也。綠礬之用途限於自然鹼性甚高之渾水。若無足量之鹼質以與硫酸亞鐵相作用，則須投入石灰使成為凝聚物，並免淨化之水中含有可溶性之鐵質。綠礬在水中所生之反應隨投置石灰之先後次序而異。石灰以先投為妥，庶可免重碳酸鐵之造成。蓋發生重碳酸鐵以後，石灰之作用既較為艱難，且所成凝聚物亦常難滿意也。先投綠礬之反應如次：



先投石灰之反應如次：



反應所成之氫氧化亞鐵即成為膠質之絨球狀體，但此物能按第三反應式化成氫氧化鐵，亦為良好之凝聚物。所須凝聚劑之量宜以試驗定之。<sup>(28)</sup>培爾曼<sup>(21)</sup>在星西那提所得之經驗知每加侖水中所投生石灰約在 0.2~1.25 克冷之間，硫酸亞鐵約 0.4~2.5 克冷。石灰不宜過多，以免在水管中發生沉澱。各城市每加侖水中所投之劑量，計星西那提，鐵 1.31，石灰 0.68；新奧雷安斯鐵 0.69，石灰 4.60；聖路易鐵 0.49，石灰 5.21（均以克冷為單位）。

76. 雙重凝聚 在若干淨化廠中，常以凝聚劑分由兩不同之點投入水中為適宜，名為雙重凝聚。應用此法，劑量可以節省，惟設備及管理方面均較繁耳。星西那提水廠研究之結果如次：(1)如原水水質甚佳，無採用雙重凝聚之需要。(2)每立方厘米原水中之大腸菌如超過三千個，應用雙重凝聚後所得之水質恒較優美。(3)應用雙重凝聚後，濾過水中每一百立方厘米之大腸菌不致超過 50 個。(4)因雙重凝聚結果甚優，故氯氣消毒僅為力求安全而設，雖無此舉，亦屬無妨。(5)如原水甚渾，應用雙重凝聚後，可使濾池供用時期展長 30~60%，節省沖洗水量 25~45%。如原水濁度較小，則

濾池供用時期及節省水量更可增加。(6)雙重凝聚所耗藥品每較單次凝聚為少，從無超過之事。

77. 濾過法之理論 普通濾水之法係使水從砂層中濾過之。由經驗所知，當水自砂中濾過之際，一部分之懸浮質與膠質即被除去，水之化學特性隨以變化，微菌之含量大為減少。此種現象可用四種作用解釋之：即機械的篩濾，沉澱與吸收，生物的新陳代謝作用，及電解的變化。機械的篩濾作用係因砂粒間空隙細密，懸浮質之顆粒較大者即被阻攔而不能通過。此種作用不能攔除膠質與微菌以其體積過小耳。沉澱與吸收作用係藉以祛除細微之懸浮物及微菌。蓋砂粒間之微隙不啻一微小之沉澱池，懸浮之細粒即於其中沉澱至砂粒之內。因物理的吸引作用並因先時沉澱於砂粒外之膠質與微菌業已形成膠質之膜，至被附着而不脫。生物的新陳代謝作用乃因微生物之生育而起。此種作用與電解作用相聯合，使濾池中之水發生化學的變化。因微生物之新陳代謝，一部分之物質為所利用。此種物質之化學組織遂因生物之發育而起變化。濾池內之砂層中既有微生物寄居其間，故濾過之水在化學方面發生變化矣。由游子學說可闡釋電解之理。當負有相反的電荷之二游子互相接觸，則其電荷即互相中和，或發生變化改造成異種之化學物質。游離之原子或分子之性能與不含電荷之原子或分子之性能相去甚遠。若干懸浮或溶解於水中之物質已起游離作用，且濾池中之砂粒亦已經過游離，負有電荷。是以水中之游子與砂粒相遇遂使化學組織發生變化。迨濾池之電荷用罄以後，即須加以清洗，使其電荷得以恢復原狀。濾池之清濾作用最大部分發生於砂層之表面。此表面為沉澱物所組成，內含細菌團聚而成之膠質，其中生物之活動達於最高點。此層名曰濾面，由德語 Schmutzdecke 而來。濾池之效果均賴於是。在濾面未成以前，濾池祛除微菌之效甚微。濾面之造成，在慢濾池中尤為顯著，名曰濾池之成熟，普通自濾池開始服務後須有相當時間方能造成，亦有歷時甚短者，當視原水之性質，濾過之速率，及其他因素而定。迨濾池服務既久，濾膜漸厚，水量通過較為困難，

則須加以清洗方可再用。

78. 慢濾池廠之內容 慢濾池廠之組織可按水流經過之先後分爲下列各部分，但亦有若干部分付諸闕如者。(1)取入口與粗水篩；(2)將水量運至必須之高度，可用抽機或重力輸水道；(3)單純沉澱池；(4)砂濾池；(5)清水儲蓄池。此外尚有砂棧及洗砂設備爲水流所未經，故未列入。又採用慢砂濾法之廠有因事實上之必要，尚有加入別種處理方法者，例如通氣法，加氯法，除藻法等，但嚴格言之，不能目爲慢砂濾池應有之設備也。又在慢砂濾廠中，並無加投化學物品之設備，且無加以凝聚之必要。粗水篩係設在取入口內，以隔除懸浮於水中之物體，使勿爲抽機、水管及濾池之害。沉澱池係爲濾池之預備，使可以沉澱之物質先行沉落勿使阻塞濾池之表面。濾池乃所以祛除懸浮物質及微菌，改變水中之膠質與溶解質至水質堪供飲用爲度。清水儲蓄池之目的在儲蓄足量之清水以應付一日中或一季中起伏靡定之需水量，庶濾池之濾過率可以穩定而不變。砂濾池之名爲慢者，所以與近時風行之快砂濾池有所區別耳。快砂濾池之濾過率甚高，須用化學藥品以助其沉澱，洗砂之法迥異，故不能與慢砂濾池同日而語。慢砂濾池可以濾去沉澱池所未除盡之懸浮物質，對於水臭與水味亦能改善，尤以起因於藻類或懸浮物者爲甚，對於水色，略有改良之效，但並不顯著。對於膠質之祛除，則效率並不高超。慢砂濾池可以濾去百分之 98~99 之微菌，但不足以阻止病原菌之通過，故不足爲阻止水染病之安全設備。例如原水中每 c.c. 含有微菌 100,000 個，則濾過以後，尙存 1,000 個，爲數仍非稀少也。每 c.c. 原水中含有細菌十萬固屬過高，但舉此足證淨化水質至 99% 猶屬未足。欲期絕對完全，則惟有採用殺菌之法。

79. 快砂濾廠之內容 以水流之經過爲序，快砂濾廠之各部分如次：(1)取入口及原水抽機或重力輸水道；(2)單純沉澱池(有設有不設)；(3)混和池或其他將化學溶液與水相混和之設備；(4)凝聚池，使凝聚物得以沉澱；(5)濾池；(6)清水池。其他附屬設備尙有運輸及儲藏化學藥品之設備，化驗室，管理或控制室，作業室，洗池

用水及洗池用壓縮空氣之設備，水管廊，抽水及吹氣設備，及其他有關作業之設備。化學設備中包括藥品之收納及儲藏處，溶液儲藏池，混和與餵注方法等。如用乾劑，則溶液池可以省免，而須乾劑餵注設備以代之。快濾法之主要設備為混和設備與凝聚池，故缺少此兩項設備者極不多見。快砂濾池能除去水中之微菌及色臭，能使渾濁之原水化為適於飲用及工業用水。除去微菌之效率可達 98~99% 亦有超過之者。為安全計，快濾以後，常繼之以氯素消毒。因有明礬投入水中之故，致水管有被腐蝕之虞，則可以通氣法除去之。

80. 快慢砂濾法之比較 快濾法勝過慢濾法之點為：(1) 原始費用較廉。據美國 1924 年之統計，每日出水 1,000,000 加侖在慢濾法之原始費用須 75 美元，而快濾法祇 27 元餘。(2) 需地較少，快濾池每日每英畝面積出水 100~125 百萬加侖，而慢濾池祇 2~6 百萬加侖。(3) 濾出之水較為清潔，水色較淡，放水時有活潑飛礫之樂。(4) 在建設時所須之砂量較少。(5) 洗池祇須數分鐘，故濾水無停頓之不便。(6) 將快濾法之費用折算為成本每較慢濾法為低。慢濾池亦有其優長之點：(1) 管理之技術甚幼稚亦不易錯誤；(2) 無雇用優良員工之必要；(3) 在作業時犧牲之水頭較快濾池為少；(4) 因積有多年之經驗，故為一部分人士所喜用。慢濾池之作業費較快慢池為廉。照 1924 年美國都市之經驗，每出水 1,000,000 加侖，慢濾池費 6.50 美元，而快濾池費 9.30 美元。我國初有給水廠之時，快濾法尚未通行，故均採用慢濾法，民國十三年上海閘北水電廠始改建慢濾池為快濾池，十八年上海內地自來水公司及廣州增埗自來水廠相繼建築快濾池，其後，新建之廠遂一律採取快濾方法矣。

81. 雙重濾過法 雙重濾過法係將水自一個慢濾池濾過後，再由另一慢濾池濾過之，或先經快濾池而後經慢濾池，或先後經過兩快濾池均可。採用雙重濾過法者，先令其水由一快濾池中經過頗為普通。此快濾池名為初步濾池或粗草濾池。初步濾池中濾料較最後濾池為粗而濾率則甚高。初步濾池中極少應用凝聚劑，濾率之高有達每平方呎每分鐘 130 加侖者。凡擬將已有慢濾池加以擴充而餘地

無多者，或擬在狹隘地面興建慢濾池者恒採雙重濾過法以解決之。應用初步濾池作粗草濾過以後，可使慢濾池之額量增加一倍以上。

## 第2節 沉澱池

82. 沉澱池之種類 沉澱池之式樣隨使用之方法或水流經過池中之方向而定。使用方法可分間斷與連續二種，池中之水流通常取水平方向，池底平行或稍呈斜度。若干沉澱池之按連續注水法使用者，可令首尾相接成連串式，或左右並列成平行式。在設計沉澱池之時，宜將水管妥為排列，使各池可因活門之啓閉隨意改成連串或平行式，或竟單獨及分組而使用。又池中水流方向宜使可以逆行，庶沉澱之固體物可以均勻分佈於全池。

83. 存留之時間 在設計沉澱池之始，須先決定池水存留之時間與所用作業之方法，以期獲得預期之結果。若干理論與經驗方法可取以為導，惟其結果則常隨設計者之造意而定。有關沉澱之力與條件不外下列各種：(a)重力；(b)沉澱物之粒徑與比重；(c)各顆粒之凝聚傾向；(d)水之粘性；(e)對流或別種水流之出現；(f)沉澱池之深與形式；(g)沉澱池之作業方法；(h)電之現象；(i)生物之活動。其他因素或有存在之可能，惟其關係較難捉摸。即就以上所列舉者而言，設計沉澱池時而欲一一顧及，事實上亦所難能，故池之設計有賴於經驗與判斷力者較多，未能全恃理論也。水在池中必須有相當存留之時間，俾可沉之顆粒得在出池以前由池面沉至沉底。顆粒下沉所須之速率名為水力係數，據黑曾所測定如次：

下沉顆粒之水力係數，以每秒若干毫米計

直徑毫米	水力係數	直徑毫米	水力係數	直徑毫米	水力係數
1.00	100	0.08	6	0.006	0.055
0.80	83	0.06	3.8	0.005	0.0385
0.60	63	0.05	2.9	0.004	0.0247
0.50	53	0.04	2.1	0.003	0.0158
0.40	42	0.03	1.3	0.002	0.0062
0.30	32	0.02	0.62	0.0015	0.0035
0.20	21	0.015	0.35	0.001	0.00154
0.15	15	0.010	0.154	0.0001	0.0000154
0.10	8	0.008	0.098		



換諸理論，如用連續注水法，則所設計之沉澱池應有之長度及深度，須使水在池中之存留時間適等於沉澱顆粒自池水面下沉至池底所須之時間。如是則在入池處位於水面之顆粒，經過存留時間後適已流至出池處之池底矣。但在實際上存留時間每定為下沉時間之 1.5 倍至 8 倍。

卡彭志會<sup>(31)</sup>設次之公式以計算應須之存留時間：

$$R = C \left[ \frac{40}{50 - t} \right] \sqrt{\frac{1 + d \{ D + 226 \}}{2.27 [C + 40] \left[ C + \frac{216 - D}{2.4} \right]}}$$

其中  $C$  = 渾水所含之沉澱物，以百萬分之一計； $d$  = 沉澱池之深度，以呎計； $D$  = 存留時間，以分鐘計。此數不能超過 120； $R$  = 除去之沉澱物百分數； $t$  = 池水溫度，以攝氏表計。

上式僅可作為設計時之一種指導。最妥之法，宜在設計之前，先作試驗，俾與上式相參證。由經驗所知，沉澱池之存留時間大都為 2~24 小時，若存留過久，則所增之功效甚微，可由新奧雷安斯<sup>(30)</sup>之試驗結果證明之：

沉澱歷時(小時)	水中沉澱質(百分之一)	沉澱量
0	650	0
12	435	33
24	360	45
48	300	54
72	265	59

84. 沉澱池之尺度 在存留時間確定以後，即可進而設定池之形式與尺度。池之設計須以發生功效與造價低廉為要旨。關於前者，須使流速不可過驟。按連續注水之流速大都為每分鐘 0.4~2 呎，故每分鐘一千加侖之水約須截面積 13~67 平方呎。

矩形池長寬度最經濟之比例為： $\frac{l}{b} = \frac{2k_1n}{2k_1 + k_2(n-1)}$

其中  $k_1$  為外牆每呎之造價， $k_2$  為內牆(即兩池公用之牆)每呎之造價， $n$  為每列之池數。若  $k_1 = k_2$  則  $l/b = 2n/(n+1)$ 。又在單獨沉澱池時， $l = b$ ，兩池並列時， $l = 4b/3$ ；三池並列時， $l = 3b/2$ ；四池並

列時  $l = 8b/5$ 。按照以上所論而算得之尺度，每易使池水發生橫向水流或一部分之水停滯不動，故在實際上不得不稍將經濟尺度予以改變，或插入迂流版以範圍水流。普通所用池長每為寬之四倍，而以 20~30 呎為寬度之極限。

85. 沉澱池之構造細目 沉澱池在構造上應予注意之處計有四端：(1)進水與出水之裝置及為消弭橫向水流而設之迂流版；(2)排洩及清洗沉澱池之方法；(3)儲存污泥之裕量；(4)如何佈置水管以獲作業上之靈便。今分論之。(a)進水與出水之裝置 佈置進水與出水之要旨在使水流佈滿全池橫截面內，不令發生亂流以免妨礙沉澱之進行。所用方法計有二：(1)於池之兩端牆頂各設一水槽，與牆同長，臨靠池面處之槽邊，作成銳緣堰或闊緣堰之狀。進水先入槽內，由堰溢入池內，出水則由堰溢入槽內，導之而出；(2)於池之兩端牆旁設二個或多個支管之水管，狀如橫笛，以導水流，應用滾水堰之法，水流之分佈較笛形管為均勻。如進水較池水為寒冷，則任用何法，恒易使新來之水潛行於池底部分。欲免此弊，祇有設迂流矮版數列橫亘全池，將池底分成數格，使水流盈科而進，沉澱物可以落入諸格之內。如進水較暖，則其情形相反，水流將自池面掠過。此種現象所成之結果並非完全惡劣，但如欲免此，可於進水及出水裝置外各懸迂流版一方，水即自能向池底而進。在寬闊之池中如有橫向水流，可設迂流版以阻擋之。(b)排洩及清洗沉澱池之

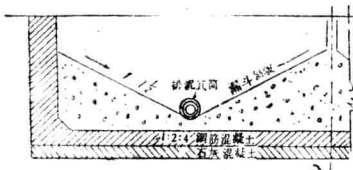


圖 21

方法 欲期沉澱池易於清洗可將池底築成漏斗狀，如圖 21，乃廣州增埗新水廠沉澱池之設計。池底向中央排泥瓦管而傾斜，其斜度不得小於百分之二。此種瓦管徑可

逐漸放大，至穿牆而引出處須設閘門以司啓閉。當池水尚未放盡之際，如將閘門開啓，一部分污泥即隨水流出，但並未盡除，故須用人或機器，或射水法清洗之。如用射水法，則須在池側設直徑二吋

以上之水管，庶可用橡膠軟管引水激射。最後如尚有結塊硬泥，則須用手鏟除去之。若干新沉澱池，尤以凝聚或軟水池為甚，為免屢屢澗池清洗之煩，已設連續引出沉澱物之方法。其法係在池內設一水平長臂，繞中心垂直軸而旋轉，臂之下方，設有多數鐵耙，以便將污泥刮除。池底咸向中心而傾斜，故污泥卒達池心，由管導出之。長臂旋轉殊緩，每小時約轉三次，故所須電力甚微。臂長 200 呎者，約須 2.8 馬力之電動機。(c) 污泥之儲存 沉澱池近底處之空間為儲存污泥而設，其大小須視兩次清洗間隔日期之長短，水中含淤之多寡，及出水之清潔程度而異，故無一定之規律，可以遵循。若干水廠之原水清濁因時而異，以致清洗之間隔日期全視污泥儲滿與否而定。(d) 作業上之便利 單獨或成組之沉澱池設計時須以作業上之便利為前提。進水與出水宜能互相倒換，以期將污泥勻布各池。各池之水管須能互相連絡，俾各池之作業可隨意改成相連式或並列式或分成若干組。

86. 我國之實例 漢口既濟水廠共有單純沉澱池 53 座，各池深為 2.44 米，寬為 4.88 米，長為 82.3 米，每日之出水量為 950,100 升。另有凝聚沉澱池三座，深 3.66 米，寬 42.37 米，長 85.34 米，每日出水量 12,300,000 升。上海閘北水電廠內設凝聚沉澱池二座，每座長 65 米，寬 24 米，深 3.5 米，沉澱歷時為四至六小時，每日出水 12,000,000 加侖。

### 第 3 節 慢砂濾法

87. 濾過率 在濾池設計之始應先決定濾過率，濾過率愈大。則所需面積愈小，而造價亦愈廉。作業費用與濾過率之高下無甚關係，故採用高度之濾過率，在經濟上之利益並不如始料時之巨大。濾過率之單位在英制為每日或每小時每英畝若干加侖，在米制為每日或每小時若干米之深度，其換算法如下：

每日濾過 1 米 = 每日每英畝 1.07 百萬英加侖

每日濾過 1 呎 = 每日每英畝 0.326 百萬英加侖

每日每英畝 1,000,000 加侖 = 每日濾過 .935 米 = 每日濾過 3.06 呎

昔時歐洲水廠所取濾過率大都在每日每英畝 2~3 百萬加侖間，但現已有逐漸減少之趨勢。如德國漢堡水廠在 1893 年設計時，採 1.6 百萬加侖為標準，但在 1922-23 年之平均率祇為 1.02 百萬加侖(.95 米)。在柏林之標準率為 2.6 百萬加侖，但在 1922-23 年祇為 2.03 百萬加侖(1.90 米)。德國專家認為標準最大濾過率宜為每小時 100 毫米，即每日每英畝 2.57 百萬加侖。英國所採之濾過率較高，每日約為 8~12 呎相當於每日每英畝 2.6~3.9 百萬加侖。據美國水廠手冊(1926 年版)所載，原水為河水而未施初步化學處理者約為每日每英畝 4 百萬加侖，湖水及蓄水庫之水倍之，如河水施過初步化學之處理，則可增至 10 百萬加侖。濾過率且有逐漸增加之趨勢。

88. 濾池之容量 標準的濾過率既已決定，以之除最大供水量即得所須濾池之淨容量。如一日中供水量參差過甚，則如是求得之濾池額量過於巨大，非經濟所許，且一日中濾過率變化過巨，足以減低濾池之效率，亦非作業上所喜，故可設清水池以為之備，俾濾池之容量可以較小或平均供水量為準，而濾過率可以穩定不變也。清水池應有之容量須視當地情形而定，以能調劑全日供水量者為最佳。亦有在每日最大供水量之數小時內提高濾過率以節減濾池容量者。除上述必要之濾池容量外，尚須增加若干以備清洗時之用。普通小廠中每另備一池以供清洗時之需要，大廠之設有多數濾池者，每 5 至 10 池即須另增一預備池，隨清洗之頻繁與否而定。

89. 濾池之尺度與數目 濾池之尺度與工程上之經濟有關。池愈大，則單位面積所派造價愈低，但投資於預備池之費用亦愈大。普通濾池之面積，無蓋者約自 1~1.5 英畝，有蓋者約自 .4~.8 英畝(1 英畝 = 4047 平方米)。所須總面積不及 0.5~1 英畝者輒設三池，至少者則設二池。濾池之數目可作數種估計比較以得之，但可以次述算理分析為參考。

濾池之造價可略分二部分：(1)與面積有關部分，如池底池蓋，

濾砂，排水管，兩端之牆垣等；(2)與面積無關部分，如水管，活門，活門室，池間之界牆等。命  $C_1$  = 第一部分每單位面積之費用， $C_2$  = 第二部分之費用， $K$  為總費用， $f$  為一池之面積， $n$  為池之數目， $F$  為所需濾池之總面積， $m$  為預備池之數目，則  $n = F/f + m$ ， $K = C_1 n f + n C_2 = C_1 f (F/f + m) + C_1 (F/f + m) = C_2 F/f + C_2 m + C_1 F + m C_1 f$ 。微分之， $dK/df = -C_2 F/f^2 + m C_1 = 0$

$$\therefore f = \sqrt{\frac{C_2}{m C_1} F}, \text{ 即 } n = \sqrt{\frac{m C_1 F}{C_2}} + m$$

故  $C_1$  愈大，則  $f$  應愈小，此即有蓋池所以應較無蓋池為小也。 $\sqrt{C_2/C_1}$  之值，按之經驗常在 16~20 之間，若  $m=1$ ，則  $f \div (16 \sim 20) \sqrt{F}$ ，濾池恒取矩形，其最經濟之長闊比率與沉澱池相同，見 §84。次命所設各池均為矩形，闊  $x$ ，長  $y$ ，左右並列，因得

$$F = (n - m) x y$$

命牆之總長度為  $U$ ，則  $U = 2n x + (n + 1) y = 2n x + (n + 1) F / (n - m) x$ ，微分之  $dU/dx = 2n - (n + 1) F / (n - m) x^2 = 0$ ，

$$\text{因得 } x^2 = \frac{(n + 1) F}{2n(n - m)}, \quad y^2 = \frac{2n F}{(n + 1)(n - m)}, \quad \frac{x}{y} = \frac{n + 1}{2n}$$

由此可以決定各池之經濟尺度。

90. 濾池之構造 濾池大都取矩形，左右並列，成一排或兩排。其佈置恒隨廠址之地形而定。如屬可能，宜分成兩排，中留甬道以備洗砂等工作之需要，並置活門室於其近處。各池並列成一排者固可節省圬工，但水管較費。如池數甚多，宜分成數羣，而佈置為兩排。濾池之四周有以土隄構成者，費用自較圬工牆為廉，但佔地則殊廣。有蓋之池恒取圬工之牆。建築濾池以不滲漏為要旨，池底與池側均應如是也，池間界牆如有罅漏，則易使未濾過之水由是竄入排水管中，故須妥為防止。以混凝土建造牆垣而加入鋼筋，結果最佳。即有坼裂，亦甚微細。池蓋有以鋼筋混凝土建造者，但亦會有用木建造者。池蓋之上每設小亭，俾員工由此循梯而入甬道。池牆之上，每設凹凸之槽，使濾砂嵌入其內，以免水量循牆下注。因池蓋價

值甚昂，略佔總費三分之一，故設置池蓋與否之問題須出以精密之考慮。設置池蓋之主要理由為免冬季之凍結。在柏林之濾池均有池蓋，漢堡則不然，致結冰厚達 10~12 吋，使清洗時發生甚大之困難。倫敦冬季較暖，故無蓋之池殊少困難。黑曾嘗云一月份平均氣溫如在  $32^{\circ}F$  以下宜用池蓋。此外池蓋之用在乎免除藻類之生長，故一年中有蓋之池，清洗之次數可較無蓋者可少百分之四十左右也。在平均氣溫較冰點為低且延續多日之處，宜設池蓋以免冰凍之患。如冰凍天氣歷時甚暫則可免設。濾池冰結以後，亦常能完成其工作，惟若池水降落過甚，以致冰層與砂層相觸，則有使砂層壓實及阻壓之虞。故應設池蓋與否當比較池蓋費用與除冰之費用孰為合算而後定。設置池蓋以後，亦可避免藻類之繁殖。如設置池蓋問題尚在考慮之際，則設計濾池之基礎時，宜將池蓋之重量一併顧及。池蓋通常用梁與版式或稜拱式。後者有免置鋼筋之利，但模殼之構造較為艱難。如同式之模殼可以應用多回，則亦可以抵銷其繁費。應用拱式池蓋之池牆必須建造堅固，庶可用以抵抗拱之推力。

91. 濾砂 濾池之內舖有濾料一層，俾水量得由是通過，而微菌及懸浮物質則可被阻隔。普通恒以砂為濾料。濾砂須堅硬而有抵抗侵蝕之力，以石英砂為最宜，所含細砂不宜過多，任何塵泥均不可混入，美國奧本市<sup>(32)</sup>購砂規範如下：(1)須為潔淨之河流或海灘之砂，不含黏土或有機物質，必要時須用水洗淨。(2)砂質堅硬不碎，其直徑之規定如下：

較 0.13 毫米為小者	不得過 1% (重量計)
較 0.27 毫米為小者	不得過 10%
較 0.36 毫米為小者	至少要有 10%
較 1.00 毫米為小者	至少要有 70%
大於 3.00 毫米者	全無

(3)砂內所含石灰或鎂質不得超過 2%。

92. 濾砂之厚度 濾池中砂之厚度與濾過率成反比例，即砂層愈厚，濾過率愈減，薄則反是。有公式如下：

$$V = Cd \frac{2h}{L} \left( \frac{t+10}{60} \right)$$

其中  $V$  = 濾過率，以每日若干米計； $C$  = 係數，等於 400~1000； $d$  = 砂之有效直徑； $h$  = 池內外水位差； $L$  = 砂之厚度； $t$  = 溫度以華氏表計。舊時慢濾池之砂層厚度頗不一致，普通約為 2~3 呎，其下墊以礫層，厚亦如之，砂層上積水之厚約三或四呎。若干濾池之砂分為粗細二層，細砂位於粗砂之上，在設計濾池之時須知濾料之本體為砂，所墊之礫，僅用以收聚濾過之水量而已。濾砂亦無分成粗細二層之必要，祇於細砂難得之處，方於礫層之上，先鋪粗砂一層以節減所用細砂之量而已。細砂不可置於粗砂之下，以免發生內層阻塞之弊。鋪砂之厚須使濾過有效以外，並須備數次鏟砂之用。

93. 排水系統 濾池之底須設暗管用以收聚濾過之水量。設計此種暗管之要旨厥為經用而不易擾動，管中摩擦，須極低微。暗管之佈置大都作樹枝狀，中央為一幹管，兩側每間 8~12 呎，就正交方向設支管一支。中央幹管有以煉泥製有以混凝土製；支管則恒為 4~8 吋直徑之陶管，管節間留有進水之縫。幹管恒埋置於池底之內，俾管頂仍較支管為低。池底有造成波浪形者，以納支管於浪溝之內者。在暗管系統之上，用一二吋徑之粗礫鋪厚六吋許，礫層之上須成水平，然後鋪較細之礫三四層於其上，各厚二三吋，每層之礫徑須依次遞減，最後乃鋪砂於其上。

94. 進水管 設計濾池之進水管須使開始盛水時，濾砂之表面不可被水流所激動。圖 22 示費城砂濾池進水口之佈置。當濾池開始盛水之時，須用清水由下方灌入，其注水率須略等於濾過率。蓋盛水由上而下，空氣易被抑阻於砂中，若由下而上，則可無此弊，且因注水殊緩砂層無被翻動之慮。迨池水既達一定高度即可藉

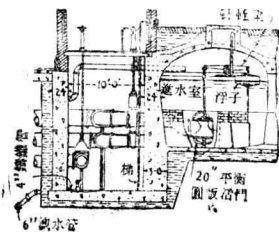


圖 22

浮筒之助以調整進水使適與出水量相等。

95. 出水管 在濾池排水幹管之末端設有聚水井以收聚濾過之水。此井與濾池之水位差即代表濾砂之摩擦水頭。濾砂久用以後，摩擦激增，此井中之水位即漸落。迨井中水位落至某一最低點，即表示濾池之砂面必須加以鏟刮矣。出水管爲由聚水井導水入清水池之管，因聚水井之水位漲落靡定，將使其出水率（等於濾過率）變化靡已。欲矯此弊，可將出水管之管身直立於聚水井中，管中再套以活動之管節。此管節之上端繫以浮子，故能隨聚水井水位而上下。活動管節之上口作喇叭形，清水得由四緣溢入管中。因喇叭口與水面之差度，固定不變，故溢入之水量亦可固定不變也。

96. 洗砂 水流在砂粒間之水頭消耗即可表示堵塞之情形。在美國水廠中，慢濾池之水頭損失達 1.5 米，歐洲水廠中達一米，即認爲堵塞，須施洗砂之工作。每次洗砂相隔之日期，視水質及濾過率而不同。普通每隔二月洗砂一次，水質良好者，一年僅洗砂二三次。洗砂之方法，乃使池內之水放盡，然後將池內與泥土混合之砂層鏟除 1.5~4 厘米，堆在池內，用小車或射砂器將污砂運出，入洗砂機加以洗淨。污砂刮去後，濾池即可再用，至砂層僅餘約 60 厘米之厚度時，則須重鋪潔淨之砂至原有之厚度。濾池刮砂及鋪砂以後均須緩緩濾水，俟濾膜完成，方可恢復正常之濾過率。

97. 我國之實例 漢口既濟水電公司有慢濾池 26 座，築於地面之下，用混凝土鋪底，紅磚砌牆，每座深 2.44 米，寬 11.9 米。長 62 米。濾料分兩層。F 層用徑 1.27 厘米至 7.62 厘米之石子 厚 50.8 厘米，上鋪徑 2.12 毫米至 1.27 毫米之砂粒厚 81.2 厘米。每用 2~6 週，當水頭損失甚大時，即停止工作，刮去 2.54~5.08 厘米之污砂，繼續使用。可刮十次至砂層僅餘 50.8 厘米時，乃將池內餘沙全部取出，重鋪清砂，厚至原有之 81.2 厘米。每池刮砂一次，須經過放水，乾砂，刮砂各種手續，共須停頓 3~10 日，需 20 人工作二日。重翻全池一次則須 40 人工作 8~10 日。各池均無池蓋，倘遇天雨，日期更將延長。出水甚爲清潔，每 c.c. 所含細菌不過 30~28。



廣州增埗水廠用女工四名，用河水洗砂每日可洗 80~90 立方呎；杭州水廠用工人 5 名，清水 21,000 加侖每日可洗砂 200 立方呎。

#### 第 4 節 快砂濾法

98. 設計之程序 快砂濾廠之設計須以研究當地情形之結果，與所需澄潔之程度為根據而加以妥適之衡慮。此項研究工作可由設立一試驗濾池為入手工夫，藉以詳細審察各種潔水法之成效，作為最後設計之張本。在設計濾廠之始，廠額量之確定與廠址之選擇均為先決問題。次乃擬定一般佈置圖，顯示各部分建築之位置與所佔之地面積。各建築物之尺度均有互相關聯之性質。決定以後可用紙片剪出，排列於廠址平面圖上，變換其大小與位置，至完全滿意為止。快砂濾廠之一般佈置即可由是而確定。再進則可作各部分細目之設計，必要時仍可將一般佈置加以變更，以適合需要。在擬定一般佈置之際，對於建築及作業上之經濟，將來之擴充，基礎之情形，廠之外觀等均應顧及。

99. 快砂濾廠之額量 快砂濾廠之額量隨平均需水量，需水率之變化，及清水儲蓄池之容量而定。若濾廠之額量足以應付需水量之巔值，即可無清水池之設。若清水池有充足之容量，足以調劑需水量之變化時，則濾廠之額量不必超過需水量之平均值。以上所述，皆屬極端，濾廠最經濟之額量即存在於此兩極端之間。欲定何者最為經濟，則惟有作成各種不同額量之設計而比較之。例如摩利爾<sup>(38)</sup>對於得特拉特<sup>(3)</sup>給水廠之研究結果，知濾廠額量苟較全年平均每日抽水量之 1.3 倍為小決無經濟之理，而清水池容量須為此項抽水量之 26%。每一都市之濾廠額量與全年平均每日抽水量之經濟比率各不相同，大都在 2.00 以上，有至 3.22 者。以大體言大城市之比率當較小城市之比率為小。若干小市水廠為經濟起見，其抽機每日祇開數小時，若是則所需濾廠額量與清水池容量自必增大而後可。又決定額量之際，對於意外之事，如機械之損壞，火災之發生及其他情形均應考慮及之。

100. 濾廠之屋內佈置 濾廠之內應有下列各部分：(1)化驗室；(2)辦事室；(3)藥品儲藏室；(4)藥品之混和與投放室；(5)管理濾池活門之甬道；(6)濾池；(7)抽水機，鼓風機及其他特別設備之房間。房屋佈置應以便利管理人員及材料輸運為宗旨。對於光線與通風均應注意，顏色必須調和。甬道宜分兩層，底層為設置水管及活門之處，上層為管理之樞紐，故地位宜較高，庶可縱覽全池。甬道之一端為梯級與辦事室，故成丁字式。上海閘北水電廠之濾廠，南京水廠擬建之快砂濾廠均取此式也。清水池恒設在快砂濾池之下方。

101. 化驗室 位置宜接近管理月台及總辦事室。該室應有充分光線與通風，以便顏色之視察與顯微鏡之應用，而不宜有塵埃，噪音與機器之震動。所需之面積視事務之繁簡而定。祇用化驗師一人者，則有  $12 \times 18$  呎之室已屬敷用，較大者須  $15 \times 22$  呎，惟冷藏室微菌培養室等則須另築約十方呎之小室以容納之。

102. 藥品之混和 明礬，綠礬與蘇打等可放置於多孔之金屬籃內，然後噴溫水於其上，淋下之溶液，用儲藏櫃承接之。櫃以木鐵或混凝土製，惟鐵木之外須髹以抗酸之漆，瀝青漆或襯以鉛皮。蘇打不可與混凝土相接觸。儲藏溶液櫃中須設輪槳，以機械動作之，使濃度得以均勻。綠礬溶液櫃宜加櫃蓋，並勿激動以免鐵之氧化。

103. 藥品之投放 放置藥品於原水之中可分為濕劑與乾劑二法。濕劑法之溶液係自溶液櫃之細孔中注出，櫃之液面藉浮球活門而維持於定位，故細孔中之流量亦恒定不移。若干廠中為使溶液之供給量隨原水之供給量而變化，則可設抽機將溶液打入原水管中，並使溶液抽機與原水抽機互相聯絡，使兩者之流量成一定之比例。乾劑法係用特製之投藥機，內設螺旋，常川旋轉，故能將藥劑推進至出口而下墜。原水與藥品之混和法有四：(1)利用抽水機內之播盪作用使之調和；(2)應用迂流室使水流屈曲環流於狹隘之通路中；(3)應用輪槳或其他機械方法；(4)利用水躍作用使水翻騰。

104. 凝聚池 凝聚池所以接納混和藥品後之水，存留充分時間，俾凝聚物得以沉澱，若干凝聚物仍應留在水中，庶可在砂濾池

之面結成濾膜。在凝聚池中流速必須力求緩慢而均勻，並避免一切激流。設每日通過凝池之水量為  $Q$  加侖，在池存留之時間為  $t$  小時，則池之容量應為  $Qt/24$ 。 $t$  之值宜為 2~6 小時，而以二十小時最為盛行。濾池之水位輒以凝聚池之水位控制之。凝聚池之水位可用下列兩法控制之：(1) 在進水管口設浮筒活門，水位低落則活門漸開，水位增漲則活門漸閉，故水位得自行調整於一定之高度，惟此法現時用者較少；(2) 使由凝聚池流出之水量經過一甚長之堰，如是流量雖變，而堰上之水位變化甚微。

105. 砂濾池 快砂濾池恒作長方之箱形，以混凝土造成。池底設多數之暗溝，其上鋪 6~18 吋厚之礫一層，更上鋪砂一層約厚 30 吋，砂面之上相當距離處設多數之水槽，在洗砂時用以引去浮於水面之污穢。與砂礫相接觸處之池壁常砌成凹凸狀，俾渾水不致循壁下注。在設計快砂濾池之際，所應決定之項目如下：

1. 池之額量
2. 池之長與寬
3. 去污水槽之佈置與尺度
4. 濾料
5. 暗溝系統
6. 池深

(甲) 快砂濾池之額量 快砂濾池之每日濾水額量普通自數十萬至數百萬加侖不等。惟池之額量不宜過大，致久靈便，不宜過小以致附屬機件過於繁複。

(乙) 快砂濾池之長與寬 快砂濾池之面積可按每日每英畝濾水 1,250,000 加侖為準而計算之。此項濾率沿用已久，幾成爲一種標準，惟近設之廠有擇用較大之濾率者。面積既定，其長寬度可按 §84 定之。普通長與寬之比爲 1.66~1.11 平均爲 1.25~1.33。

(丙) 去污水槽 去污水槽之佈置有四種：(1) 單槽在中，(2) 雙槽在中；(3) 三槽一在中二在兩旁；(4) 單槽在中，兩旁設多數橫槽作蜈蚣形。槽之設計在使污水在水面平面流動不過三呎即能下降於槽中。槽面與砂面之距離不可過大，以致污水不能入槽而仍留池內，亦不可過小，以致細砂隨水竄入槽內。由經驗所知，洗砂時倘不用壓縮空氣則此項距離應等於一分鐘內洗砂水所升高之距離；如用空氣則應增 25~50%，槽以混凝土製者爲多，亦有鋼鐵製成者。

(丁)濾料 池底所設礫石旨在勻佈洗砂之清水，故直徑需較大，以免被水激動。如礫體過小，則砂礫易致混淆。洗砂清水入池速度甚大者礫石宜鋪厚 15~18 吋，底層用直徑  $1\frac{1}{2}$ ~ $2\frac{1}{2}$  吋之礫，其上用  $\frac{1}{2}$  吋之礫。礫面鋪砂厚 27~30 吋，其有效直徑為 0.35~0.45 毫米，均勻係數不超過 1.8。對於普通之濾率，所用砂之有效直徑宜為 0.37 毫米，均勻係數 1.6，最大顆粒在 1 毫米以下。

(戊)暗溝系統 暗溝系統可分：(1)管與濾口式，(2)混凝土瓦溝式，(3)多孔管式，(4)雜式。管與濾口式盛行於小濾水廠中，以大管為幹，設置於池之中央，幹管之兩側每間六吋各設支管一對。支管之頂每隔六吋各鑽一穴並插入濾口一枚。濾口之形式頗多，均以黃銅製成，作蓮蓬頭形，其側鑽細孔甚多，用以過水。支管恒以鑄鐵製成半埋於混凝土內。支管之截面積應等於其上各濾口細孔面積總數之三倍，幹管之截面積應為全部濾口細孔面積總數之一倍半。濾口之孔須甚微細，以免洗池時激動礫石。全池濾口細孔之總面積應等於池面積之 0.2~0.3%，瓦溝式宜用於大濾水池，係於池底用混凝土造成瓦溝狀，溝之中距自 8~12 吋，深約 4 吋。於溝之內覆蓋黃銅之篩網。決定網眼之面積方法與濾口式同。多孔管式與濾口式相似，惟祇於支管鑽細孔而不設濾口而已。細孔鑽在管之底側，使射出之水與垂直線成角 30~60 度。支管中距 6~12 吋，細孔徑  $\frac{1}{4}$ ~ $\frac{1}{2}$  吋，中距 3~8 吋。雜式甚衆，有用木製成，有用陶管製成，惟功效尚未大著。此外尚有應用壓縮空氣以為洗砂激動砂礫之助者，係於暗溝系統之上加置氣管一組，設計時須使空氣與水互不相礙為要旨。氣管之設計可按氣流速度每分鐘 2,000 呎為準。亦有將壓縮空氣由水管流出者，但水與空氣不能同時應用而已。

(己)池之深度 為經濟着想，濾池應以愈淺為愈佳，惟最小深度必須等於以下尺度之和：(1)暗管系統及其上礫石層所須之深度。此項深度不可少於 8 吋；(2)砂層之厚度，普通為 30 吋；(3)砂面與去污水溝面之距離；(4)牆頂出水高度，至少須超過去污水溝之頂約 6 吋，較多則更佳。池之深度極少比 6~8 呎為淺者。於決定

池之深度時對於池水位與出水管之水位差亦須顧及。

106. 壓力式快砂濾器 壓力式快砂濾器為一封閉之圓筒，以鋼板製成。其中佈置與重力或快砂濾池相似。原水由壓力水管直接引入器中，與凝聚藥品相混和，乃經濾層及暗管系統再由出水管而出。洗砂時關閉原水管引清水由出水管逆流而入暗管系統，激射於砂層之內。器中復設有鐵鈹藉機械而旋轉，以攪動砂粒。污水乃浮至水面，由去污水管而引出。洗砂既畢，即將各活門復原，繼續其濾水工作。此種濾器宜於小給水廠與工廠，直徑自 12 吋起至 120 吋止，有專造以出售之廠。

### 第 5 節 其他潔水方法

107. 除鐵法 地下水中所含鐵質常為可溶解之氧化物，對於人身並無毒害，但含量如超過一百萬分之五，則必須除去之。其理由為：(1)使水呈黃色及帶澀味；(2)使水對於多種用途均非適宜；(3)鐵質沉澱於水管之內，阻礙水流。除鐵之法咸用大氣中之氧與之化合使溶解之氧化亞鐵，變成不溶解之氫氧化鐵。惟所用方法原理雖同，方式各異。除鐵之器亦分重力式與壓力式二類。重力式又分雨洒法及滴瀝法二種。前者係使水由噴灑器如細霧而下，約經三米之距離而墜入沉澱池中，停儲約數小時，使完成沉澱工作。亦有不用噴灑器而使水注仰射於潑擊版者，散為雨滴而下墜，其下墜之距離亦需三米。如用此法，亦足以去除水中所含二氧化碳與其他氣體。滴瀝法係用墊料放置池中，加以蓋護以防冰凍，乃引水由墊料間滴瀝下注。所用墊料恒為鑛滓，焦炭之類以水浸不爛者是尚，疊厚約三米，中留 3~6 厘米之孔隙以通空氣，引水之法在昔均用水槽，現均改用噴嘴，蓋用此以後，由經驗所知，可以減薄墊料厚度也。當水滴瀝而下時與空氣相接觸即可使氧化亞鐵開始其氧化作用。池底有一承水之器，氧化作用乃完成於其內，所成氫氧化鐵即凝成絨球狀而沉澱於器中。其未沉澱者，則隨水流入砂濾池中而去。墊料每星期須用清水洗滌一次，所用水量約為清水量之 1%

以下。如用焦炭每經三年須擦洗一次，如用鑛滓，可經3~8年。壓力式除鐵池可使水量少經抽機一次。在進入除鐵池之前，須用空氣與原水相混和，然後流經蠶豈大小之多角形礫石層使與空氣開始發生作用，於此可去除鐵質80%左右，次再進入快砂濾池以盡除其鐵質。沉澱於砂礫中之鐵質，可用逆流之清水以洗滌之。

108. 除錳法 除錳法與除鐵法相同，而較為困難。通用之墊料為軟錳礦。迨墊料上呈現錳之沉澱物後，其功效益著。

109. 除碳法 水中如含有游離之二氧化碳，其味雖甚適口，然以其有損水管及混凝土，故須除去之。法有氣浣及化學吸收二法。氣浣係用雙口噴水管嘴，兩嘴各噴出高速之水注，互成90°相擊撞，使碎為雨滴，其中所含二氧化碳即可逸去，其他氣體如硫化氫等亦可同時逐出。所用水壓約為每平方吋35磅。化學吸收法為使水行經大理石粒作墊料之池，二氧化碳即與碳酸鈣起作用而成可溶解之二碳酸鈣。大理石之消費量，每克游離二氧化碳約須0.8克。

110. 軟水法 水之硬性與人無礙，且硬水反更適口，惟為若干工業，如鍋爐用水，冷凝用水，染坊，洗衣作，漂白作，酒坊等用水之故，必須化硬水為軟水。如水中祇含碳酸鈣與碳酸鎂，則加入飽和之石灰水即可；如含鈣鎂之硫酸鹽氯化鹽及硝酸鹽，則須加置蘇打灰。軟水之結果不僅可以除去上述之鹽類，並可吸收游離二氧化碳與錳化合物。應用蘇打灰者，軟化後之水中祇含鈉之鹽類，極易溶解而無礙人體。原有之鈣錳化合物則變成不溶解鹽類，成為污泥，故能由濾池濾去之。

111. 消毒法 水之消毒法有三：(1)氯化法；(1)臭氧法；(3)紫外線法，今分述之。(a)氯化法 此為最通行之消毒法。所用氯氣，或因將漂白粉投入水中而放出，或用壓縮氯氣直接和入水中。氯氣與水化合後成為鹽酸而放出氧氣，其式如下： $\text{Cl}_2 + \text{H}_2\text{O} \rightarrow 2\text{HCl} + \text{O}$ ，此項氧氣足以殺菌，而鹽酸則與鈣及鎂化合成鹽類而溶解於水中。每立方米之水約需氯氣0.2~0.5克。因氯之透入力甚微，故其效能以水質清潔並無浮游物時為最著。職是之故，氯氣消毒須在濾

水後行之。(b)臭氧法 存在於臭氧中之氧亦具殺菌力，故可用以消毒。臭氧發生器中有高壓之電極，當其放電時引入冷凝法乾燥後之空氣於其電刷間即生臭氧。此含有臭氧之空氣在消毒器中與清水作透澈之混和，然後經過除氧室而流入清水池。每一立方米之水約需電力 120 瓦，以費用甚昂，故未能盛行。(c)紫外線法 用石英燈發生紫外線並使投射於成爲瀑布狀之清水中，即生消毒之功效。電力之消費量每立方米之水約爲 25 瓦小時。按國人習慣飲用煮沸之水，微菌絕無存在之餘地，在給水工程未能普遍以前，此乃值得保存之舊習。

## 第七章 分配工程

### 第 1 節 配水池

112. 容量 就一日而言，需水量與給水量雖爲數相同，然在每小時中，兩者參差殊甚。有時給水超過需水，須有配水池以收容之，有時需水超過給水，則須由配水池補充之。欲定配水池之容量須以一年中需水最多日逐時需水量變化情形爲根據。將此項需水量繪成累積曲線。如給水量終日如一，則可仿圖 23a 以

求配水池應備之容量。此圖中之  $\Sigma C$  曲線係杭州一年中需水最多日逐時需水量之累積線， $\Sigma S$  線表示均勻之抽水量累積線。在  $EC$  線上繪平行於  $\Sigma S$  之切線  $ab$  則最大縱距  $cd$  即屬所求之配水池容量。如一日

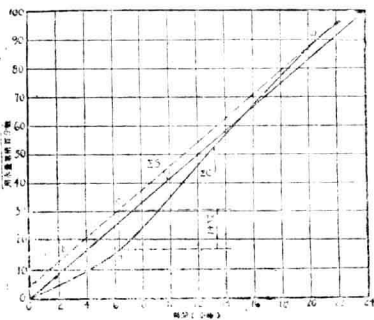


圖 23a

中祇抽水 4 小時，則配水池之容量可按圖 23b 以求之。在此圖中作

$\Sigma C$  線與前圖相同,次按抽水時間繪  $\Sigma S$  線本圖之抽水時間假定為 16 小時。乃在  $\Sigma C$  線上任何點  $a$ , 作  $\Sigma S$  之平行線  $ab$ , 其長度亦與  $\Sigma S$  相等, 次於  $b$  點作縱線與  $\Sigma C$  線相交於  $c$  點, 則  $bc$  即屬所求之配水池容量。此項容量隨開始抽水時間 (即  $a$  點所

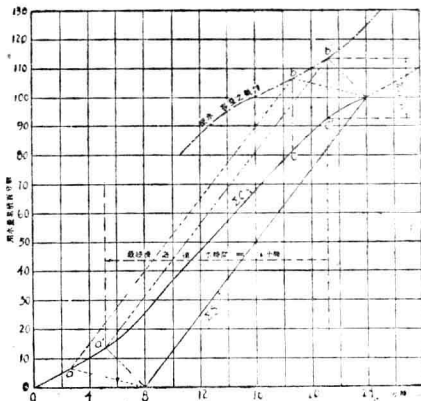


圖 23b

在之時間)而異, 故可試作甚多之  $ab$  線, 以求得配水池應備容量之軌跡曲線, 而最少應備之配水池容量  $b'c'$  即可求得也。以上所求得者為配水最少需備之量, 於此尚應加入消防需水量。如在城市各處建築多數地下太平池, 常川盛水以備消防之需, 則此等水池之容量可視為配水池容量之一部分。設置此種水池後, 分配系統之管徑既可減小, 且池中所盛者可取諸任何水源, 水質雖遜, 亦屬無妨也。如輸水管道甚長, 或在配水之前須予處理, 則因管道或處理廠之債事, 給水有中斷之虞, 故配水池之容量必須加大以為之備。

113. 地點 配水池之位置或在都市之前, 或在都市之後, 或在都市之中。位於都市前者, 則配水系統中總水管之設置, 應足以供給全都市每小時最大之用水量, 其管徑自當較粗, 且此總水管一有損壞, 則給水立即斷絕, 而全城市之安全, 必受其影響。位於城市之後者, 則總水管祇須能供每小時之平均用水量為已足。即此總管偶有損壞, 亦可將破裂處兩鄰之活門緊閉。在修理時前半城之用水可由水源供給, 後半城可由配水池供給之, 自無斷水之虞。在此情形之下, 貫通都市之總水管, 可兼為輸水及配水之用。在需水量較小之時, 則分配後多餘之水量可儲入池中, 需水量較大之時, 則池中



儲蓄之水可流入總管以資挹注。配水池設在都市之中央者，配水管長度可期最短，故甚適宜，惟市區中央每為地價最昂之所，同時對於觀瞻，亦殊有碍，故除有天然高地足供利用者外，設置配水池之實例甚少。

114. 給水區域之壓力情形 圖 24 之 a 示在都市之前方設置配水池之情形，在 N 點之壓力甚為低落。b 示配水池設在都市後方之情形，壓力之分配比較為均勻。c 示都市前後方各設配水池之情形，其壓力之分配情形與 b 相似，惟安全則勝過之。在決定配水池之高度時，必須對於上述三種情形分別研究之。在重力給水制中，如將都市前方之配水池置在高處，則可用之水頭頗巨，足以克制配水系統中之阻力，而支水管之管徑即可因以減小。水池最高可詣之位置可由配水系統所用水管質料決定之。德國規定鑄鐵管及屋內水管之壓力以十氣壓為最高額，美國水管則分為 100, 200, 300, 400 呎水頭四級，故設在都市前方之配水池高度較配水區域之最高點不宜超過水管所能忍受之水頭。如用抽水制，則配水池高度須作經濟研究以決定之。首先假定種種之水池高度，乃算出配水總管之直徑，次再計算水管系統之年費與抽水費用，兩種費用之和為值最小者即屬最經濟之水池高度。如此項配水池須建於高架之上者，則水塔之年費亦應加算於上述費用之內。應用有蓋水池者苟其費用隨高度而異，則亦應計及。設置配水池於都市

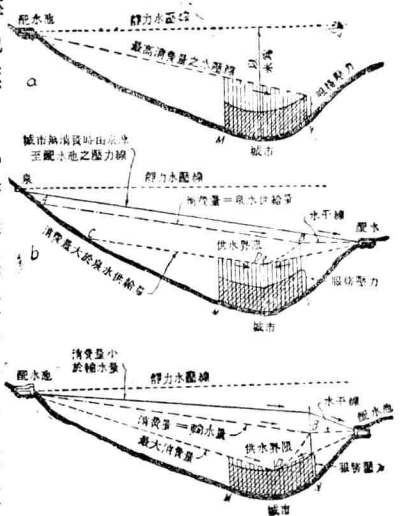


圖 24

小。水池最高可詣之位置可由配水系統所用水管質料決定之。德國規定鑄鐵管及屋內水管之壓力以十氣壓為最高額，美國水管則分為 100, 200, 300, 400 呎水頭四級，故設在都市前方之配水池高度較配水區域之最高點不宜超過水管所能忍受之水頭。如用抽水制，則配水池高度須作經濟研究以決定之。首先假定種種之水池高度，乃算出配水總管之直徑，次再計算水管系統之年費與抽水費用，兩種費用之和為值最小者即屬最經濟之水池高度。如此項配水池須建於高架之上者，則水塔之年費亦應加算於上述費用之內。應用有蓋水池者苟其費用隨高度而異，則亦應計及。設置配水池於都市

之後者，則當午夜需水量銳減時，由水源供給之水幾全部流入水池之中（見圖 24 之 *b*）。若需水量與給水量相等，則水力坡線為 *AB*。在需水量達到極大值時，則水力坡線取 *CD* 位置。如採用圖 24c 之佈置，則水力坡線將如本圖所示。後方之水池高度須如是決定，即給水與需水相等時，此水池適無水量流出，換言之 *B* 點與後方水池在同一高度是也。當此水池盈滿時能藉浮筒活門之助將進水閼斷。

115. 配水池之形式 配水池可分為水櫃，水塔豎管三種。水池之底部與牆直接支承於地面者謂之水櫃，水池之支承於高架者謂之水塔，介於其間者為豎管，可視為截面甚小而深度極巨之水池。

116. 水櫃 苟都市之近郊有適宜之高阜可得，恒利用之以建水櫃。水櫃可按其水平截面分為三種形式，即矩形，多邊形與圓形是也。櫃上恒設蓋並覆以厚達 1.0~1.5 米之泥土以絕熱之傳導。櫃中水深恒在 5 米以下，以免漏水。在重力給水制中，如可用之水頭無多者，則水櫃更應減淺以免多耗水頭，在抽水制中，則櫃水之深度與抽水費有關，故亦應考慮及之。水櫃之容量不及 25 立方米者宜分成二格，庶一格修理或清洗時，他格仍可應用。給水工程之分期擴充者，可隨需水量之增加以增建水櫃，但在開始之際，即應預

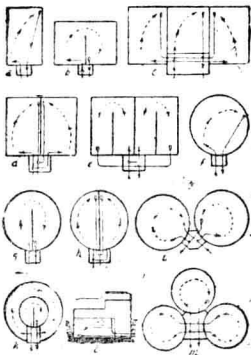


圖 25

留加建之地步。就大體言，初步建設至多可應十年或十五年內之需要，預備之年分過長，則櫃之容量恒嫌過巨，不僅不能合算，且使池水存留過久有損水質耳。圖 25 示水櫃之形式，其中虛線箭頭示水流之方向。

117. 水塔 若無適當高阜以建水櫃，則惟有建築水塔以應付之。水塔為一儲水之桶，安置於高架之上。水桶恒以鐵或鋼筋混凝土建造，而臨時性質者，則以木造。高架恒以磚石混凝土，鋼筋混凝土，鋼鑄造成，臨時性質者亦以木造。桶之橫截面恒取圓

形，桶底有球形橢球形，或圓錐形數種。

118. 豎管 豎管宜建在高處，使其全部容量可以利用，其尺寸視所需要之容量及壓力而定。豎管所用之材料以鋼為最普通，惟須按時油漆，不可忽略。豎管盛行於美國而罕用於歐洲。

## 第 2 節 分配系統

119. 水管系統 供給都市之水量自輸運至市區以後，即由埋設於街道下之水管以分配於都市之各處。此種水管枝幹相通成為水管系統。水管位置既定，乃設定每一街道之需水量，及各水管在最大需水量時所應供給之水量。嗣再決定水管系統各處在最大需水量時應有之最小壓力，最後方決定管徑，及閘形活門，救火龍頭，空氣活門，吹出管等之位置。水管系統可分為：(1)葉脈式或稱樹枝式；(2)網絡式；(3)回路式。葉脈式由幹及支愈分愈細，形如葉脈或樹枝。每一水管祇有一端進水，故萬一管中斷，則自決口以下各水管均將斷流。此事不僅使居民感受不便，若與火災併發，則每成燎原之禍。且水管之末端，有時需水量甚微，積水呆滯不動，以致水質發生變化。葉脈式水管系統祇在小都市之僅備一二直街者用之。網絡式中每一水管均可自兩端進水。苟遇水管中斷，祇須將該段水管兩端關閉，而其餘各管仍可得水接濟。回路式為網絡式之變體，即不僅各水管互相貫通成為網絡形，且其中較大之管亦首尾相接成一道或數道之回路。水管系統佈置既畢，次乃憑經驗與判斷，假定各段之管徑，最後乃研究水管流水時壓力之損失。如見壓力之損失有難以滿意之處，則將管徑重行假定之。就大體言，每一水管在最大需水量時之流速不宜超過每秒 10 呎。在佈置水管與選擇管徑時有若干要則列後：(1)凡設有消防龍頭之管須用 6 吋直徑，如能較大則尤佳。如消防龍頭必須設在 4 吋管內，則自龍頭至最近相連之大水管不可超過 200 呎，且此 4 吋管不可祇有一端進水。(2)凡介於兩交叉點間之水管長度不可超過 1200 呎。在管徑較大之管，此距離可較巨。(3)消防龍頭之配置，可以美國火險局之建議為參

考,如表 8。

表 8 消防龍頭領域表

應用救火機器以增壓力者				直接由消防龍頭救火者	
所需消防水量 (每分加侖)	每座龍頭之 平均領域 (方呎)	所需消防水量 (每分加侖)	每座龍頭之 平均領域 (方呎)	所需消防水量 (每分加侖)	每座龍頭之 平均領域 (方呎)
1,000	120,000	8,000	60,000	1,000	140,000
2,000	110,000	9,000	55,000	1,500	90,000
3,000	100,000	10,000	48,000	2,000	85,000
4,000	90,000	11,000	43,090	2,500	78,000
5,000	85,000	12,000	40,000	3,000	70,000
6,000	80,000			3,000	55,000
7,000	70,000			5,000 及以上	40,000

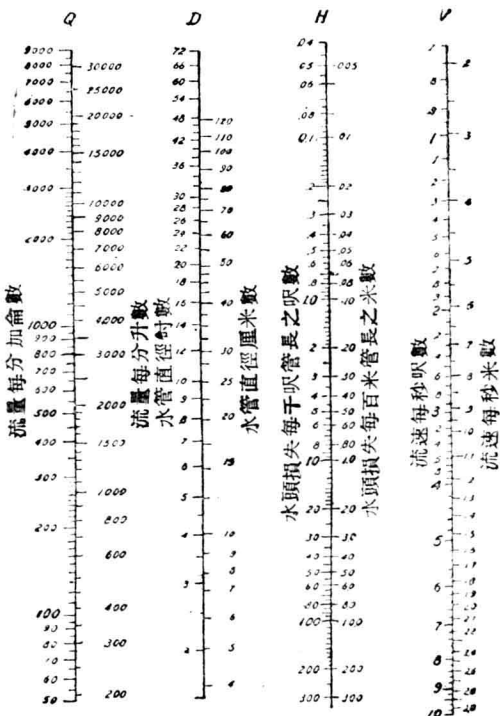
以上規定略過嚴密,故錄此以供參考而已。救火會所用皮帶通常長 300 至 400 呎,不宜超過 500 呎。在價值昂貴之市區內,每一交叉路口宜有一消防龍頭,特別昂貴之市區內,每一交叉路口宜設龍頭二具,每一街段之中央再加設一具。(4)活門之間距不宜超過 1000 至 1200 呎以便水管破裂時,可以臨時關斷水流。閘形活門價值甚昂,故管徑超過 30 吋時有採用較小之活門者。但因此所致之水頭損失必須計及。(5)水管大小各都市均有限制,如上海公共租界以 6 吋管為最小限度,我國內地以 4 吋或 10 厘米管為最小限度。美國以 6 吋管為最小限度,亦有以 8 吋管為最小限度者。水管愈大則破裂時之危險亦愈甚,故最大水管亦有限制。如紐約以 66 吋為限。澤爾西城以 72 吋為限,但一般限制均為 48 吋或 1.2 米。

120. 水量之分配  $n$  年後都市最大每小時需水量  $Q_{max}$  求得後,以 3600 除之,即得每秒需水量  $Q$ 。此項需水量必須分配於各水管間。其分配方法甚多,但最合理者為將都市按人口之性質分為若干區域,於是由人口調查或統計表,估計每單位長度街道之平均人口數或單位面積上之人口數。由於此等估計,可以計算每單位長度街道之需水量。各段水管應載之水量,可按管之長度加以計算。如有在某點有特別大量之用水,如某種工業,製冰廠,酒坊,浴室等等,則須各按其性質而估計需水量加入該段水管應載水量之內。次假

定每段水管之末端有發生火災一處之可能，故應加入消防水量。在極小之都市為力求經濟起見，可不用最大需水量而取平均需水量與消防水量之和為設計之根據。蓋由經驗所知。此等小都市中一遇火災，居民將完全出而救火，家用水量自必減少也。

121. 服務水壓力 在水管系統中，雖屆最大需水量之際，每使任何點之壓力不可低至一定限度之下，此項限度，名為服務壓力。服務壓力之規定當隨房屋之性質而定，普通恒定為屋中最高之取水口至少須有4米(13呎)之水頭。設每層房屋平均高度為4米，則  $n$  層屋之服務壓力應為  $(n+1)4$  米。次應加以決定者，為服務壓力是否僅限於

普通最大需水量之時，抑應併限於救火之時。繁盛之都市中房屋價值高昂及經濟寬裕者可採用後一規定；較小之都市，尤以採用抽水制者，所取服務壓力不可過高，以免過於浪費。是以消防龍頭之壓力輒祇4~5米，而藉救火機器以升高之。



122. 管徑

圖 26

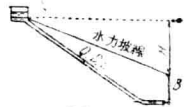
之計算 計算管徑之公式甚多，但由經驗所知以庫忒（米制）及黑曾-威廉<sup>(37)</sup>（英制）公式最合實用。庫忒公式如次：

$$Q = \frac{39.25D^3}{2m + \sqrt{D}} \sqrt{S}$$

其中  $Q$  為流量，以每秒立方米計； $D$  為直徑以米計， $S$  為水力坡度，在舊管及清水之情形下， $m = 0.25$ ，如水管已有生銹之傾向， $m = 0.35$ 。黑曾-威廉公式如次： $v = 1.318CR^{63}S^{54}$ ，式中  $v$  為流速以每秒呎計， $R$  為水力半徑以呎計， $S$  為水力坡度， $C$  在舊鑄鐵管為 100。又應用庫忒公式（ $m = 0.25$ ）所構成之貫線圖見圖 26。

管徑之計算可以若干示例說明之。

例 1 如圖 27，設自配水池供給之流量為  $Q$ ，管長為  $L$ ，服務壓力水頭為  $B$ ，可用水頭為  $H$ ，求管徑  $D$ 。



27 圖

解 先求水力坡度  $S = H/L$ ，乃用  $S$ ，與  $Q$  兩已知值，由圖 26 可求得管徑  $D$ 。

例 2 如圖 28，若水管中有一支管，則三部分水管之管徑，

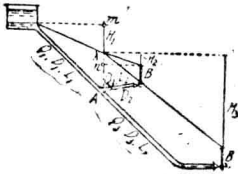


圖 28

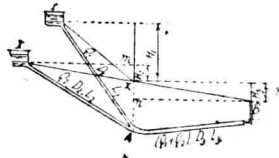


圖 29

$D_1, D_2, D_3$  可有無數之選擇法，惟有以總價最廉者作為最後之決定。蓋  $A$  點之壓力水頭可在  $m, n$  間任取一數，例如  $x$ ，求出  $H_1, H_2, H_3$  之三水頭，應用前例之法以求出  $D_1, D_2, D_3$  也。惟  $x$  點若接近  $m$  則  $H_1$  將接近於 0，致  $D_1$  之值為無窮大，故三管之總價亦將近無窮大。如  $x$  點接近於  $n$ ，則  $D_2$  將為無窮大，三管之總價亦必甚巨。由  $x$  點之移動，可得無數之解法，逐一估計其總值，即可得一最廉省之組合也。因管溝及裝接之費用，變化甚微，故此項經濟比較，

可以管重為準繩。

例3 如圖 29, 若有水管係由兩處水源所供給, 則三部分水管之管徑亦有無數之選擇法。蓋 A 點之壓力水頭可在  $m n$  間任取一點  $x$  以定之也。其計算法與例 2 相同。

123 壓力之損失 計算水管系統中壓力損失之方法, 已有多種, 例如複管法, 圓圈法, 同高線法, 電流比擬法, 克羅斯法<sup>(37)</sup>, 簡略法等均是。在此諸法中以複管法克羅斯法與簡略法最切實用, 故述之。(a) 複管法 此法祇適用於極簡單之水管系統, 並無十字交叉點, 中間進水點, 或中間取水點。複管可分二種, 其一為二管或數管成串相連, 其二為二管或數管平行相連。在任何情形之下, 首先決定某種管徑, 用以代替全部之水管, 次乃就此代替之水管以計算壓力之損失。凡在同一流量的下, 水管之水頭損失等於成串或平行之其他水管中水頭之損失時 即稱此水管可為其他水管之代替管。決定成串水管之代替管長度及直徑之法如下: (1) 假定一方便之流量使流往成串之水管, 從而計算其水頭之損失; (2) 因此同一流量, 同一水頭損失, 並假定一方便之管長以求代替管之直徑。決定平行水管之代替管長度及直徑之法如下: (1) 假定平行水管首尾兩點間之水頭損失; (2) 根據此項假定, 算出各管中之流量, 而綜加之; (3) 用此流量, 與假定之水頭損失, 並假定方便之管長, 以求出代替管之直徑。如水管系統中成串與平行之水管色色俱全, 則須逐段合併成為代替管。茲列各種管徑之相當因數如表 9 以便計算代替管之用。

表 9 代替管之相當因數表

相當因數	管 徑 (吋)													
	4	6	8	10	12	14	16	18	20	24	30	36	42	48
流量以4吋管為1	1	3.0	6.4	12	20	30	44	62	80	131	235	380	590	880
截面積以4吋(鑄鐵)管為1	1	3.25	4.0	6.25	9.0	12.2	16	20	25	36	48	81	110	180
截面積以4吋熟鐵管為1	1	2.27	3.93	6.19	8.9	11.4	15.1	19.1	23.7					

(b)克羅斯法 克羅斯法發表於1936年，計算時必需之資料為水管系統中各部分水管之長與直徑，進水點與出水點之位置與

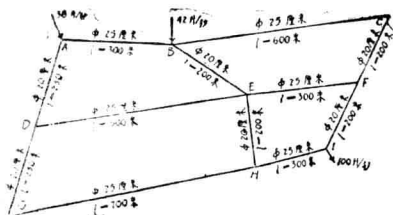


圖 30

流量；表示水頭損失為流量之函數，已知水管系統中某一點之水壓力。克羅斯法可以次例說明之：設有水管系統如圖 30，各段水管之長度與直徑及進水出水點

均示明圖上。計算水頭損失可用達西公式如下：

$$h = \left( 0.01989 + \frac{0.0005078}{d} \right) \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g} =$$

$$\left( 0.001644 + \frac{0.00004196}{d} \right) \frac{lQ^2}{d^5} = KQ^2 \quad (8)$$

表 10 水管系統中水流分配計算表

管	K	Q	KQ	KQ <sup>2</sup>	Σh	dh	dQ	新Q
AB	556	70	16,680	500,000				25.9
B	1448	36	52,130	1,877,000	2,377,000			31.9
AD	1448	28	40,540	1,135,000				32.1
D	1112	14	15,570	218,000	1,353,000	1,024,000	4.1	18.1
		2 × 124,910		= 249,820				
DE	1112	18.1	20,100	364,000				14.7
EH	1158	26	30,150	782,000	1,146,000			22.6
DG	1448	14	20,230	284,000				17.4
GH	1298	14	18,200	255,000	539,000	607,000	3.4	17.4
		2 × 88,680		= 177,360				
BC	1112	36	40,030	1,441,000				31.94
CF	1158	36	41,700	1,500,000	1,941,000			31.94
BE	1448	31.9	46,200	1,472,000				35.96
EF	556	24	13,320	320,000	1,792,000	1,149,000	4.06	28.06
		2 × 141,520		= 283,000				
EF	556	28.0	615,600	438,000				14.56
FI	1158	60	69,480	4,160,000	4,598,000			46.50
EH	1158	22.6	26,200	592,000				36.10
HI	371	40	14,840	593,000	1,185,000	3,413,000	13.5	53.50
		2 × 126,120		= 252,240				



其計算詳見表 10, 其步驟如下: (1) 將水管系統中之各段水管分成環路如  $ABED$ ,  $DEHG$ ,  $BCFE$ ,  $EFIH$  等, 每段水管分列各環路最多以二次為限。各段水管之起訖列入表第一欄。(2) 按照每一環路各水管之  $d$  與  $l$ , 計算  $K$  之數值記入表中第二欄。(3) 假定各段水管中之流量, 以百分數計之, 列入第三欄。(4) 將  $K$  與  $Q$  相乘列入第四欄, 並求每一環路  $KQ$  之總數而乘以 2。(5) 將  $KQ$  與  $Q$  相乘列入第五欄。(6) 將每一環路兩派水流所致之水頭損失相加, 得  $\Sigma h$  列入第六欄。(7) 將兩種  $\Sigma h$  之差  $dh$  列入第七欄。(8) 將  $dh/2\Sigma KQ$  之值列入第八欄。因  $h = KQ^2$  微分之得  $dh = 2KQdQ$  故第八所示者即為  $dQ$ 。如假定之每一環路中各段水管之流量無誤則  $dQ = 0$ , 否則須自第三欄之假定  $Q$  中增減  $dQ$  以得較近似之新  $Q$  值。(9) 各環路如是計算完畢後稱為第一次之嘗試。乃用新得之  $Q$  值, 再仿上法為之作第二次之嘗試。(10) 經過四次之計算所得各段水管之  $Q$  值示於表 11。(11) 今設  $I$  點之壓力為 10 米, 水管系統

表 11 水管系統中各管流量表

管	各次嘗試結果之水管流量%			
	I	II	III	IV
AB	25.90	23.93	22.54	22.47
BE	35.96	36.04	34.72	35.29
AD	32.10	34.07	35.46	35.53
DE	14.70	12.04	12.83	12.76
BC	31.94	29.89	29.82	29.18
CF	31.94	29.89	29.82	29.18
EF	14.56	14.74	14.56	15.14
FH	36.10	33.34	32.99	32.91
DG	17.40	22.03	22.63	22.77
GH	17.40	22.03	22.63	22.77
FI	46.50	44.63	44.38	44.32
HI	53.50	55.37	55.62	55.68

中其他各點之壓力均可算得如表 12, 並繪成同壓力線。

(c) 簡略法 如圖 31 示都市之一部分, 各管本屬互相連接, 今為便於計算起見, 假定其中若干比較不重要水管之末端業已中斷,

表 12 水管系統中壓力計算表

管	K	Q 立米/秒	Q <sup>2</sup>	h = KQ <sup>2</sup> 米
AB	556	.02247	.000506	.282
BE	1448	.03529	.001246	1.803
AD	1448	.03553	.001260	1.827
DE	1112	.01276	.000163	0.142
BC	1112	.02918	.000852	0.947
CF	1158	.02918	.000852	0.986
BE	1448			
EF	556	.01514	.000228	0.126
DE	1112			
FH	1158	.03291	.001082	1.253
DG	1448	.02277	.000519	0.753
GH	1296	.02277	.000519	0.624
EF	556			
FI	1158	.04432	.001962	2.275
EH	1158			
HI	371	.05568	.003102	1.150

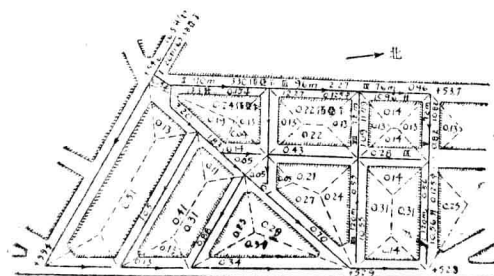


圖 31

故全部水管成爲樹枝式。今將各水管所屬給水區域，按對角線劃分如圖，其面積均載圖上。設每佰亞爾每秒鐘需水 1 升，消

防水量爲每秒 10 升，則各管之最大流量如下：

$$\text{水管 I} \quad Q_1 = 6.5 \times 1 + 10 = 16.5 \text{ 升/秒}$$

$$\text{水管 II} \quad Q_2 = 3.3 \times 1 + 10 = 13.3 \text{ 升/秒}$$

$$\text{水管 III} \quad Q_3 = 2.27 \times 1 + 10 = 12.27 \text{ 升/秒}$$

$$\text{水管 IV} \quad Q_4 = 0.96 \times 1 + 10 = 10.96 \text{ 升/秒}$$

$$\text{水管 V} \quad Q_5 = 0.82 \times 1 + 10 = 10.82 \text{ 升/秒}$$

水管 VI  $Q_6 = 0.56 \times 1 + 10 = 10.56$  升/秒

水管 VII  $Q_7 = 1.09 \times 1 + 10 = 11.09$  升/秒

水管 VIII  $Q_8 = 0.55 \times 1 + 10 + 10.55$  升/秒

水管 IX  $Q_9 = 0.28 \times 1 + 10 = 10.28$  升/秒

應用以上流量，並假定水管流速為 1 米/秒 則得各管之管徑如次：

$d_1 = 0.145$  米(採用 0.15 米)； $d_2 = 0.130$  米(採用 0.15 米)；

$d_3 = 0.135$  米； $d_4 = 0.118$  米； $d_5 = 0.117$  米； $d_6 = 0.116$  米；

$d_7 = 0.119$  米； $d_8 = 0.116$  米； $d_9 = 0.114$  米(以上均採用 0.125)。

應用<sup>(39)</sup>達西公式，可以算得各段水管之水頭損失。

### 第 3 節 水管

124. 鑄鐵管 製造分配系統中水管之材料為鑄鐵與鋼，在特別情形下有用木管及石綿水泥管者。採用何種材料，純以經濟，堅

表 13 美國標準承插接合鑄鐵管尺度表\*

管徑 吋	A 級 水頭 100 呎		B 級 水頭 200 呎		C 級 水頭 300 呎		D 級 水頭 400 呎		每接合 用鉛重 磅	每接合 用麻重 磅
	厚吋	每呎長 之重磅	厚吋	每呎長 之重磅	厚吋	每呎長 之重磅	厚吋	每呎長 之重磅		
3	0.39	14.5	0.42	16.2	0.45	17.1	0.48	18.0	6.0	0.18
4	0.42	20.0	0.45	21.7	0.48	23.3	0.52	25.0	7.5	0.21
6	0.44	30.8	0.48	33.3	0.51	35.8	0.55	38.3	10.3	0.31
8	0.46	42.9	0.51	47.5	0.56	52.1	0.60	55.8	13.3	0.44
10	0.50	57.1	0.57	63.8	0.62	70.8	0.68	76.7	16.0	0.53
12	0.54	72.5	0.62	82.1	0.68	91.7	0.75	100.0	19.0	0.61
14	0.57	89.6	0.66	102.5	0.74	117.0	0.82	129.0	22.0	0.81
16	0.60	108.0	0.70	125.0	0.80	144.0	0.89	158.0	30.0	0.94
18	0.64	129.0	0.75	150.0	0.87	175.0	0.96	192.0	33.8	1.00
20	0.67	150.0	0.80	175.0	0.92	208.0	1.03	229.0	37.0	1.25
24	0.76	204.0	0.89	233.0	1.04	279.0	1.16	307.0	44.0	1.50
30	0.88	292.0	1.03	333.0	1.20	400.0	1.37	450.0	54.3	2.06
36	0.99	392.0	1.15	454.0	1.36	546.0	1.58	625.0	64.8	3.00
42	1.10	513.0	1.28	592.0	1.54	717.0	1.77	825.0	75.3	3.62
48	1.26	667.0	1.42	750.0	1.71	908.0	1.96	1050.0	85.5	4.37
54	1.35	800.0	1.5	933.0	1.90	1140.0	2.23	1340.0	97.6	6.25
60	1.39	917.0	1.67	1100.0	2.00	1340.0	2.38	1580.0	108.0	8.25
72	1.62	1280.0	1.95	1550.0	2.39	1900.0	...	...	131.3	12.50
84	1.72	1630.0	2.22	2100.0	...	...	...	...	152.0	15.00

\*每一管節以 12 呎為標準長度

固及耐久程度為準，鑄鐵管安全耐久，裝置及接水容易，尺寸有一定標準，流水暢利，故風行最盛。價值較昂，重量較大，管節較短，容易震碎，乃其缺點。茲將美德兩國之鑄鐵管標準列入表 13 與 14。

表 14 德國標準承插接合鑄鐵管尺度表

直徑 毫米	厚 毫米	每節長 米	每米約重 仟克	每接合用鉛重 仟克	每接合用藤重 仟克
80	9	3-4-4.5	20	1.05	0.10
90	9	"	22	1.15	0.12
100	9	"	24	1.35	0.14
125	9.5	"	32	1.70	0.17
150	10	"	40	2.14	0.21
175	10.5	"	48	2.46	0.25
200	11	4-5	58	2.97	0.30
225	11.5	"	68	3.67	0.37
250	12	"	76	4.30	0.43
275	12.5	"	87	4.69	0.47
300	13	"	99	5.09	0.51
325	13.5	"	111	5.16	0.52
350	14	"	124	5.53	0.55
375	14	"	133	6.64	0.66
400	14.5	"	147	7.46	0.75
425	14.5	"	155	7.89	0.79
450	15	"	170	8.33	0.83
475	15.5	"	185	8.77	0.88
500	16	"	202	10.13	1.01
550	16.5	"	228	11.70	1.17
600	17	"	257	13.33	1.33
650	18	"	295	14.40	1.44
700	19	"	336	15.50	1.55
750	20	"	379	17.40	1.74
800	21	"	425	20.20	2.02

鑄鐵管承插接合之構造視圖 32a (美式)與 32b (德式)。除直

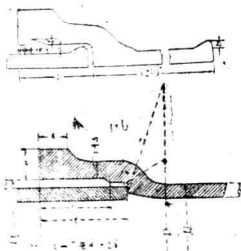


圖 32 a(上) b(下)

管之外，鑄鐵管尚有多數特製管件以供管線分支，轉向，管徑之伸縮，及修理破裂水管套在管外之用。

125. 鋼管 鋼管均軋成無縫管節，最長約達 14 米，並在廠中試驗至 50 氣壓之壓力。為免被水或土壤所腐蝕起見，製就後均浸入熱瀝青中，並用熱瀝青浸製之麻帶加以包裹。因鋼管有彈性，不易

破碎，故最宜埋於岩石中或柔弱之土壤內。因其管節較長，故接合較少，漏水之機會，亦隨以減少。鋼管體質甚輕，運費及建造費遂恒較鑄鐵管為低廉。茲列德國承插接合鋼管尺度如表 15。鋼管之外徑較鑄鐵管之外徑為小，鑄鐵管之特製管件不能與鋼管之特製管件，互相通用。

表 15 鋼管尺度表

直徑 毫米	廠製長度 米	平均長度 米	每米連蔴皮 重, 仟克	每接合用蔴 重, 仟克	每接合用鉛 重, 仟克	資用壓 力氣壓
60	5-9	7	5.5	0.80	0.08	25
70	8-4	10	6.5	0.95	0.09	25
80	8-4	10	8.6	1.05	0.10	25
90	8-4	10	9.3	1.15	0.12	25
100	8-4	10	11.4	1.35	0.14	25
125	10-14	12	15.4	1.70	0.17	20
150	10-14	12	20.4	2.14	0.21	20
175	10-14	12	24.8	2.46	0.25	15
200	10-14	12	32.0	2.97	0.30	15
225	10-14	12	42.1	3.67	0.37	15
250	10-14	12	49.8	4.30	0.43	15
275	10-14	12	58.3	4.69	0.47	12
300	10-14	12	63.4	5.09	0.51	12
325	7-12	9	74.8	5.16	0.52	12
350	7-12	9	79.9	5.53	0.55	12

126. 木管 木管較鑄鐵管便宜約 30%，對於水及土壤之侵蝕均能抵抗，並無礙於水質，故亦有用之者。分配系統所用之木管咸屬機製木管，管節長 3~20 呎，直徑 2~32 吋，間有大至 48 吋者。用弧形木片為管壁而以 No. 16 鋼線圍繞之。不論水頭之多寡，木片之厚度均屬相同，惟繞線之間距則隨水頭而異。水頭自 50 呎起每 50 呎為一級至 400 呎為止。製造時先將鋼線在熱瀝青中浸過，圍繞於木片管壁之外成螺旋形，然後將全管浸浴於熱瀝青中二次，積厚  $\frac{1}{4}$ ~ $\frac{3}{8}$  吋。乃用木屑灑於管外，以免沾污人手。管節之接合處作成雌雄筍式。

127. 石綿水泥管 石綿水泥管抵抗化學性腐蝕之力甚強，資用壓力為十氣壓。此種水管應用未久，故耐久性如何尚未確知。優點甚著，有類鋼管，故他日之風行，可以預卜。

## 第4節 水管系統之附屬設備

128. 閘形活門 爲水管系統之管理起見，須有若干必要之附屬設備，閘形活門乃其中之一。閘形活門所以備斷水流之用。凡自水管中分出支管，則在支管之起點處即須設置活門一具。在直長之水管中，每200~500米須設活門一具。活門恒用凸緣接合，以與水管相連。其門莖外包鐵壳延伸至於路面，納入一有蓋鐵盒之內。盒旁牆壁上恒設一搪瓷鐵牌，標一定之符號及箭頭，指明其位置。

129. 消防龍頭 消防龍頭所以備失火時取水救火之用。常分兩式：一爲柱式，一爲平式，如交通並不擁擠，則恒用柱式。消防龍頭恒設在街道交叉處之附近。但沿街龍頭之間距不宜超過150米。柱式龍頭應設在距離路沿石30~45厘米之人行道內，以支管與幹管相接連。平式龍頭即設在水管之內，而於壁上以H符號標識之。每一龍頭普通均附有皮帶接口二個，亦有祇設一個或多至三個者。消防龍頭之構造，不外一取水之活塞，以螺旋桿司其啓閉。

130. 吹出管與空氣活門 水管系統久用以後，不免有泥污等物沉積於管內，又修理之時恒須將積水放盡，遇水管低窪處須設支管並裝設活門以備放水之需。放出之水則須以陶土管或混凝土管引至陰溝之內。在放空水管及盛水之時必須使管中空氣得以進出，水管中如有氣體積儲時亦須使之逸去。放氣之設備謂之空氣活門，宜裝在水管隆起之處。消防龍頭亦可兼供放氣之需。空氣活門恒能自動啓閉。當水管中存有空氣之時，活門中之活塞即因重而墜落，活門即自開；迨空氣放盡，則因水壓力之仰托，活門即自閉。

## 第5節 水管系統之建造

131. 圖樣 分配系統中各水管，暨附屬之活門，消防龍頭，空氣活門，吹出管等須以1:2500~1:3500比例尺之市區圖繪出之（圖33）。每段水管並應繪成縱截面圖，詳示地面高度，管溝深度，並於圖上註明最大流量，管徑，管之種類，靜水位，最大流量時之水

力坡度等。

132. 管溝 在泥土中之管溝普通輒較管之內徑增加一呎，但以二呎為最小限度，埋管深度隨當地氣候而異，以埋入冰凍綫之下方，並勿障礙別種地下建築物為度。每遇兩管節相接處放寬並加深少許以便工作。在岩石中所挖管溝須較泥土中者為巨。茲錄波士頓市之標準土石管溝尺度如表 16。

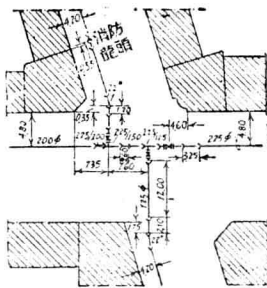


圖 33

表 16 管溝尺度表

管徑 吋	溝之寬度呎		d 呎	c 呎	b 呎	m(呎)		枕木尺度 吋
	土	石				土	石	
4	2.0	3.5	...	0.14	0.55	...	...	.....
6	2.0	3.5	...	0.15	0.73	...	...	.....
8	2.0	4.0	...	0.16	0.92	...	...	.....
10	2.0	4.0	...	0.16	1.10	...	...	.....
12	2.3	4.0	1.4	0.17	1.28	0.65	0.98	.....
14	2.3	4.0	1.6	0.17	1.47	0.75	1.08	.....
16	2.5	4.5	1.8	0.19	1.66	0.90	1.23	2×10×30
20	2.7	4.5	2.2	0.21	2.03	1.10	1.43	2×10×30
24	3.0	5.0	2.5	0.22	2.39	1.25	1.58	2×10×30
30	3.5	5.5	3.2	0.23	2.95	1.60	1.93	3×10×36
36	4.0	6.0	3.7	0.25	3.50	1.85	2.18	3×10×36
42	4.5	6.5	4.3	0.27	4.04	2.13	2.46	3×10×42
48	5.0	7.0	4.8	0.29	4.59	2.40	2.73	3×10×48
54	5.5	7.5	5.4	0.30	5.12	2.70	3.03	3×12×54
60	6.0	8.0	5.9	0.31	5.67	2.95	3.28	3×12×60

上表中 d, c, b, m 所指之距離閱圖 34。

杭州市安置水管工程之施工細則如次：

開挖槽溝自路面至水管之中軸線之平均深度，投標人計價時，可以一米為標準。深度之增或減，須以每十厘米為單位價。開挖出之土，在街上須妥為堆放，不得礙及交通。槽溝之寬度須足使安置水管之工人在內工作並易於做成妥善之接頭為度，凡未經總工程師以書面通知，均可不必用板樁。槽溝之底須按所規定之真正坡度，挖成圓弧形之槽適合水管大小。水管之承插接合，活門，與消防龍頭安置處，並須挖較大之深槽，以便安置。

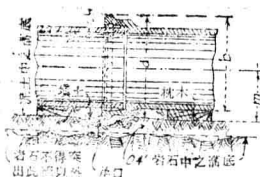


圖 34

133. 管之承墊 鑄鐵管必須妥爲承墊，使管底有均勻之支托，不可安放於石塊或他種堅硬物體之上。管溝之爲石質者，應於稜角修整後，舖土一層（圖 34）。管徑在 16 吋以上者每一管節須用枕木二塊，其一放在承口之下

其一在插口之下，每一枕木上須用  $3 \times 3$  或  $4 \times 4 \times 12$  吋之劈木二塊墊在管之左右固定之，遇特製管件或活門，亦須用枕木與劈木。

134. 管之套接 將管放入管溝之前須將管內刷洗乾淨。如中途停工 必須將兩端塞住，以免小動物爬入及混進塵垢土石。溝中積水須用抽機抽乾之。乃用苧蕪搓成方繩，粗細與接合中所留之空處相等，圍繞插口之末端一匝半或兩匝，用力推入承口中。蕪繩可用柏油浸過，亦有用未浸者。次用尺試探，如蕪繩尚未到底，可用鎚打擊鐵鑿推進之。迨蕪繩安放已畢，接合四周之空隙寬窄相等，始用直徑約 15 毫米之蕪繩一段齊承口之緣圍繞於插口之上，如圖 35 以粘土 *a* 塗封之，抽出蕪繩 *b*，即成灌鉛之穴。粘土可用水混和，能用火油調和則尤佳。在穴口須將粘土挖開成長縫，寬約 10 厘米，俾灌鉛時，接合內之空氣與水汽可由此逸出，如承口潮濕則應塗抹火油一度，庶灌鉛時不致因化汽過速而使熔鉛潑濺而出。熔鉛用裝輪之爐爲之，以便沿路移動。每一接合之灌鉛必須一次完成，故取鉛之杓，或熔鉛之罐須按用鉛之量而定。鉛罐恒由工人二人用長柄之架擡至接合之內，稍傾側之使熔鉛灌注入穴。

灌鉛之時鉛易潑濺而出，故監視及工作均須立在承口之後方。俟鉛既堅硬，乃將泥封除去；迨鉛熱完全散失，始可用鐵鑿及鎚敲實並將逸出於接合外之鉛質除去而加以修

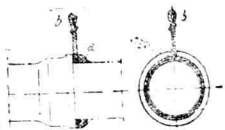


圖 35

琢。如管溝常川浸水，則不可用灌鉛法，斯時惟有用鉛絲絨墊實之。

135. 接合之試驗 在裝管後十二日以內，每約 1000 呎長度或兩座閘形活門間一段之管，須加以試驗以覘漏水與否。由包工人備



手搖抽機一具，水表一具，壓力計一具。將試驗段之管中以水盛滿，繼續搖動抽機，俟其壓力升至每方吋一百磅，如壓力降低則仍應繼續抽水，使壓力維持於此數約經時 20 分鐘。如漏水不超過下式計算而得之數量，即為合格，否則須將接合重行敲實再度試驗： $Q = 2Ld/5$ 。式中  $Q$  為漏水量以每小時升計， $L$  = 管長以仟米計， $d$  = 管徑，以毫米計。

按杭州及南京兩市之施工細則內均規定：『所有水管及管件在安放管溝以後，尚未灌鉛以前須經鐵錘敲試，以驗明水管在搬運及使用時是否為承包人所損壞。如有損壞均由承包人賠償』之句。但著者於民國 25 年，承辦南京自來水廠直徑 900 毫米之第二進城水管時，發現該廠所備水管鑄造頗不精細，在同一截面之內，管壁厚薄相差可達一厘米以上，但敲擊時却無法覺察。至壓力試驗時始突然爆發，危險殊甚。其後在運管以前用雙腳規逐一試過，剔除劣管，始免此弊。

136. 管溝之填覆 填覆時須特別注意，務使管之周圍堅實。土中石塊，渣滓，及其他易於腐敗之物質均須剔除，方可用以填覆，如挖溝時曾將路面掘開，均應修復原狀。因埋管而有過剩之泥土均須運開。管身彎曲之處均應算出其不平衡之合力，而用混凝土作鎮礎以鎮壓之。

## 第 6 節 用戶接管

137. 用戶接管 由街道中之水管引水至用戶之水管謂之用戶接管，普通以鍍鋅鐵管，襯錫鉛管為之。上海市公用局規定其徑寸如次：

龍頭隻數	用戶接管直徑(毫米)	德國之規定與此略異，如下：
1	13	龍頭隻數 用戶接管直徑(毫米)
2~4	20	1~5 20
5~10	25	5~20 20
11~40	40	20~35 30
41~80	50	35~50 40
81~100	80	>50 ≥50
100以上	100	

用水箱之抽水馬桶每具視為半隻龍頭，面盆每具一隻龍頭，浴缸每具為 1.5 隻龍頭。如用戶接管甚長者須用較大之徑寸，服務壓力較高者可用較小之徑寸。接連浴缸之水管不可小於 20 毫米，接連住宅內消防龍頭者不可小於 35 毫米，接連工廠內消防龍頭者不可小於 50 毫米。

138. 用戶接管之裝設 用戶接管由水廠裝設之。裝設之法有二：一關斷街道水管之水流，二並不關斷街道水管之水流。第一法係將街道水管兩端之活門關閉，將其中之水放去一部分，然後由預

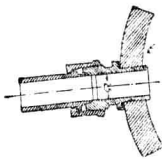


圖 36

設之 Y 或 T 口接裝用戶接管。如並無相當之 Y 或 T 口可接，則在管側鑽孔，插入乳頭形螺管一段，再用管接頭以接連用戶接管，如圖 36。如接管甚巨，則用圖 37 之裝置。或截去幹管一段而裝入附有支管之套筒。第二法所用設備如圖 38。

將管鑽通，拔出鑽頭，旋轉活嘴水即斷流。乃卸去鑽架，裝用戶接管。用戶接管起點處須設活門，末端設水表及活門，其裝置可閱圖 39。

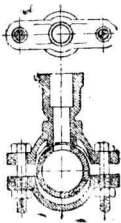


圖 37

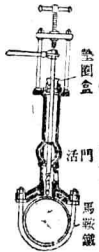


圖 38

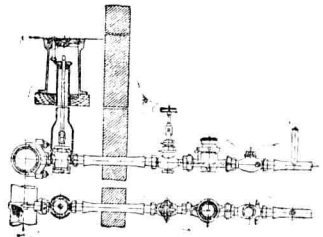


圖 39

- 人名地表 1. Tiber; 2. Lyon; 3. Metz; 4. Seville; 5. E.E. Wall; 6. St. Louis; 7. San Juan; 8. H. E. Babbitt; 9. Kiuchling; 10. John R. Freeman; 11. Allen Hazen; 12. Berlin-Dahlem; 13. Nessler; 14. Philadelphia; 15. Queen Lane; 16. Nerton; 17. Munich; 18. Gibraltar; 19. Kennedy, R.G.; 20. Punjab; 21. D.H. Maury; 22. Flamant; 23. Kutter; 24. New Croton; 25. Sullivan; 26. Bull; 27. Darby; 28. Bahlman; 29. Cincinnati; 30. New Orleans; 31. Carpenter; 32. Anburn; 33. Morrill; 34. Detroit; 35. Hazen-William; 36. Jercey 37. Hardy Cross; 38. Darcy

## 給水工程編索引

- 2 人口之估計 11
- 3 大井 29  
工業用水量 4,6
- 4 水之損耗 7  
水之濁度 Turbidity, 16  
水之味 Taste 17  
水之臭 Odor 16  
水之硬度 Hardness 18  
水之鹼性 Alkalinity 19  
水之顏色 Color 16  
水管之套接 92  
水管之計算實例 82  
水管系統之建造 90  
水管接合之試驗 92  
水管壓力之損失 83  
水塔 Elevated tanks 78  
水源之考查 12, 14  
水質 15  
水樣之採取 Sampling 15  
水櫃 Water Cellars 78  
水力旋轉鑽井法 33  
水力係數 Hydraulic Value 60  
井之排列 34  
井抽機 Well pumps 50  
分配工程 Distribution works 75  
分配系統 Distribution Systems 79  
公用水量 7  
化學沉澱法 Coagulating Sedimentation 54  
木管 89
- 5 用水量 Consumption of Water 4,5,6  
用水量之參差 4,9
- 用戶接管 House connection 93  
白金鉑標準色 Platinum-cobalt 16  
石棉水泥管 Eternite pipe 89  
世界都市用水量 8
- 6 地下水 Ground water 14,23,25,27  
地面水 Surface water 13,25  
自然淨化作用 Self-purification 14  
自流井 Artesian Well 24,31  
那士勒標準色 16  
存留之時間 Period of retention 60,61  
圪工暗渠 38  
快砂濾池 Rapid sand filter 58,69,71
- 7 我國人工鑽井法 31  
我國自來水化驗結果 20  
我國自來水廠 3,4  
我國都市用水量 7  
克羅斯水管流量計算法 83  
沉澱池 Settling basin 60,67  
吹出管 Blow-off 90
- 8 抽水之功率 43  
抽水站 Pumping station 40  
抽水制 Pumping system 41  
抽水機械 Pumping machinery 40,41  
抽機 Pumps 42  
抽機之性能曲線 46  
空氣升水機 Air-lift pump 51  
空氣活門 Air valve 90

- 明礬 Alum 54  
 取入口 Intake 25  
 往復式抽機 Reciprocating pump 47,50  
 服務水壓力 Service pressure 81  
 固體總量 Total solids 17  
 9 美國標準鑄鐵管尺度表 87  
 泉室 Spring house 27  
 重力制 Gravity system 35  
 洗砂 68  
 10 除碳法 Decarbonation 74  
 除錳法 Demanganization 74  
 除鐵法 Deferrization 73  
 消防用水 Fire demand 10,11  
 消防龍頭 Hydrant 79,90  
 消毒法 Sterilization 74  
 臭氧消毒法 Ozonization 74  
 配水池 Distribution Reservoir 75  
 閉口管井 Driven well 30  
 耗氧量 Oxygen Consumption 18  
 家庭用水 6  
 庫忒水管公式貫線圖 81  
 11 混凝土管 39  
 淨化工程 Water Purification 53  
 深井 31  
 淺井 23  
 開口管井 30  
 軟水法 Water softening 74  
 單純沉澱法 Plain sedimentation 54  
 旋轉抽機 Rotary pumps 49  
 12 給水之水源 12  
 給水工程之歷史 2  
 給水區域之壓力情形 77  
 氮化合物 17  
 飲水清潔標準 21  
 都市給水之重要 3  
 氯化消毒法 Chlorination 74  
 黑曾威廉水管公式 82  
 閘形活門 Gate valve 90  
 13 微菌試驗 Bacteriological analysis 19  
 14 綠礬 Ferrous sulphate 55  
 蓄水庫 Impounding reservoir 21  
 管溝 Pipe trench 91,93  
 慢砂濾池 Slow sand filter 58,63,64,65  
 滲水坑道 Infiltration gallery 23,24  
 複管法 Compound pipe method 83  
 15 潛池 Cistern 35  
 衝擊起水機 Hydraulic ram 49  
 橫井 34  
 德國標準鑄鐵管之尺度 88  
 16 輸水工程 Conveyance Work  
 輸水道 Aqueducts  
 之經濟截面 36  
 輸水道之額量 38  
 輸水道之流速 36  
 凝結劑 Caogulant 54  
 凝聚池 Caogulation basin 70  
 壓力式快濾器 Pressure filters 73  
 機器鑽井法 33  
 鋼管 40,88  
 17 豎管 Stand pipe 79  
 簡略水管流量計算法 85  
 18 濾池之進水管 67  
 濾砂 66  
 濾過法 Filtration 57  
 濾過率 63  
 雙重凝聚 Double coagulation 59  
 離心抽機 Centrifugal pump 43,50  
 離心抽機之比速 Specific speed 45  
 22 鑄鐵管 87  
 23 顯微鏡察驗 Microscopical analysis 20

# 中國工程師手冊

水利手冊

(汪胡楨主編)

## 第十編 陰溝工程

[吳之翰]

### 目 錄

---

第一章	準備工作	2
第二章	溝管系統及溝管網之佈置	10
第三章	溝管之材料及截面	14
第四章	溝渠之計算	19
第五章	附設建築物	24
第六章	溝管網之通風及保養	31
第七章	房屋及基地之洩水	33
第八章	污水之處理	35

# 第十編 陰溝工程

## 第一章 準備工作

### 第1節 圖表及統計

1. 圖之比例尺 總圖之比例尺，大城爲 1:10000 至 1:25000，小城則爲 1:5000。若此洩水區域，面積甚廣，則可用航空測量，繪製平面圖，不特費用較省，抑且顯明完備。至於縱截面之比例尺，每使距離方面，與平面圖同，而高度方面，則爲 1:100 至 1:200。設計溝渠地位之平面圖，其比例尺應爲 1:1000 至 1:5000，而局部之詳細設計，則應爲 1:200 至 1:10。等高線爲設計之重要根據，其高度差應以 1 至 2 米爲最大限度。

2. 統計材料之內容 各街道中最低之地窖，應於平面圖中註明其高度。凡現有之洩水溝渠，應將其尺寸，高度，坡度及材料等一一繪註。此外對於地下水之高度，地質之種類，亦須調查載明。洩水區內現有水道之最低及最高水位，應加測繪。歸納污水之尾閘河，其流速，流量，各項水位，以及河岸坡度等，均應詳註於尾閘河之截面圖中。堰壩，自來水之取水口，碼頭，游泳區域以及畜魚區域之地位，亦應一一註明。洩水區內工廠之種類，分佈，及其規模之大小，均須加以調查。至於雨量之統計，則以自動雨量計之紀錄，較爲可靠。倘此項材料不完備，宜以鄰近相似之都邑，作爲參考。

3. 人口之估計 目前之人口數不足爲標準，因陰溝工程每以四五十年爲其適用之時期耳。欲估計全城將來之人數，可應用下列各種方法：

甲、圖解比較法 此法係以性質相似之城市人口爲準繩，以期

決定某城市未來若干年後之人口。作圖時宜用某城市最後調查人口之年份為 0 年，過去之年份繪於 0 年之左方，未來之年份繪於右方，此為橫坐標；用人口數為縱坐標，但性質相似各城市之 0 年人口如與某城市 0 年人口不相等者則須求得其差額，而將各年人口加增或減去此項差額。如是繪成之各城市人口曲線，方能一一與某城市人口曲線重疊於一點。由此多數曲線中，可憑判斷力以決定某城市未來人口之趨勢而估定之。

乙、幾何級數法 今設  $A$  為現有人口數， $A_n$  為  $n$  年後之人口數， $p$  為該城以往平均人口增加率，以百分數計，則  $A_n = A(1 + p/100)^n$  此法較簡，可得一近似之數值。

丙、圖解延長法 將該城逐年人口，繪成曲線，乘勢延長之，則得未來人口之約數。方法至為簡速，惟不甚準確。

丁、算術級數 以每年增加人口之平均數，以未來之年數倍之。其結果每失之過小，故僅適用於舊城，因舊城人口之增加甚緩也。

以上為研究全市人口之方法。有時更須知某區，或市內某一小部分之人數。若直接調查固可詳盡，但所費過鉅。下列各值可供參考：

- |            |                  |
|------------|------------------|
| 1. 老城市之中心區 | 每百亞爾 400 至 500 人 |
| 2. 毗連之房屋   | 每百亞爾 200 至 300 人 |
| 3. 逐幢分離之房屋 | 每百亞爾 100 至 200 人 |
| 4. 小村鎮     | 每百亞爾 100 至 125 人 |

## 第 2 節 洩水量之計算

4. 污水之流量 污水中 99.8% 為普通之水，故其量約等於給水量。有時有大量之地下水，由溝渠之際縫流入，使流量劇增，但此乃特殊情形。污水流量之一般估計，與城市之大小，及居民生活程度之高低，俱有關係。茲舉中德英美四國情形於下，以資參證。

### 甲、中國

居民在 100,000 以上者	平均每人每日	100 至 150 升
居民在 100,000 以下者	平均每人每日	80 升
居民在 5,000 以下者	平均每人每日	60 升
乙、 <u>德國</u> 大城	平均每人每日	120 至 150 升
小城	平均每人每日	75 至 100 升
丙、 <u>英國</u>	平均每人每日	136 升
丁、 <u>美國</u>	平均每人每日	190 至 475 升(合 50 至 125 加侖)

污水流量每日或每小時均不相同。按經驗所得，最大之每日流量，約為平均每日流量之 1.6 倍，而最大之每小時流量，又為此數之 1.6 倍。設  $Q$  為平均每日之流量，而  $Q'$  為最大每小時之流量，則

$$Q' = 1/24 \cdot 1.6 \cdot 1.6 \cdot Q = 0.107 Q = \sim 1/10 \cdot Q$$

至於工業上洩出污水之多寡，則完全視工業種類而定，未可概論。約舉數例，以示一斑：

紙廠	每 1 仟克製成之紙	需水 1500 至 3000 升
製革廠	每 1 張生皮	需水 500 至 2000 升
洗衣廠	每 10 仟克洗乾之衣服	需水 400 至 800 升

5. 雨水之流量 雨水之流量，視降雨之多寡而定。但所有雨水並非全部流入溝渠，因蒸發及被雨面積之不滲透性而有所消失。此外，所有雨水亦非能同時到達溝渠之某一截面。若降雨之時間甚短，則雨水之流量必小於實有之雨量。

雨量計所得之雨量為毫米數或為吋數，而吾人於設計溝渠時則用每百亞爾每秒之升數或每英畝每秒立方呎數，此即所謂降雨率。其換算方法，有如下述：

$$1 \text{ 毫米之雨量} = 10 \text{ 立方米/百亞爾}$$

$$\begin{aligned} \text{每分鐘 1 毫米之雨量} &= 166.7 \text{ 升/秒/百亞爾} = \text{每小時 2.36 吋} \\ &= \text{每英畝每秒 2.39 立方呎} \end{aligned}$$

$$\text{每小時 1 毫米之雨量} = 2.78 \text{ 升/秒/百亞爾}$$

$$\begin{aligned} \text{每百亞爾每秒一升} &= \text{每秒 0.0001 毫米} = \text{每分鐘 0.006 毫米} \\ &= \text{每小時 0.36 毫米} \end{aligned}$$



1 吋之雨量 = 3630 立方呎/英畝

每分鐘 1 吋之雨量 = 60.5 立方呎/秒/英畝

每小時 1 吋之雨量 = 1 立方呎/秒/英畝(約)

短時間之降雨率，必較長時間之降雨率為大。為醒目起見，可用繪圖法或列表法記載之。所得之結果，當然各地不同。茲姑舉二例(圖 1, 表 1), 以示此二種方法之大概。

作為設計標準之降雨率，在各城不同。每先決定該城容許淹沒之次數，亦即將因淹沒而產生之損失與放大溝渠所增加之建築費相權衡。此外尚有圖解法者，較為準確，容當詳論。亦有依據經驗，列為公式，以表示降雨時間及降雨率之關係者可參考 Babbitt: Sewerage and Sewage Treatment 第三版第 36 頁，因各城結果不同，故公式亦異。

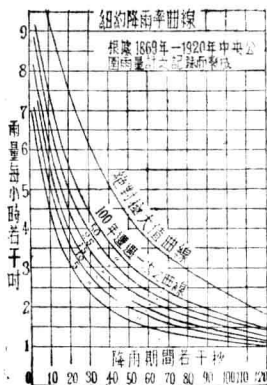


圖 1

實際流量  $q$  與雨量  $i$  不等，其關係可以下式表之：

$$q = \varphi i$$

表 1 罕諾弗各種降雨率之頻率表(1887~1900)

降雨時間	降雨率 > 升/秒/百亞爾										
	40	50	60	70	80	90	100	125	150	175	200
5 分鐘以上	9 <sup>10</sup> /14	6 <sup>9</sup> /14	5 <sup>5</sup> /14	4 <sup>5</sup> /14	3 <sup>6</sup> /14	3 <sup>1</sup> /14	2 <sup>4</sup> /14	1 <sup>7</sup> /14	1 <sup>1</sup> /14	9 <sup>1</sup> /14	6 <sup>1</sup> /14
10 分鐘以上	5	3 <sup>7</sup> /14	2 <sup>9</sup> /14	2 <sup>2</sup> /14	1 <sup>13</sup> /14	1 <sup>11</sup> /14	1 <sup>6</sup> /14	1 <sup>1</sup> /14	9 <sup>1</sup> /14	5 <sup>1</sup> /14	3 <sup>1</sup> /14
15 分鐘以上	3 <sup>2</sup> /14	2	1 <sup>8</sup> /14	1 <sup>5</sup> /14	1 <sup>3</sup> /14	1 <sup>1</sup> /14	1 <sup>0</sup> /14	8 <sup>1</sup> /14	4 <sup>1</sup> /14	1 <sup>1</sup> /14	—
20 分鐘以上	1 <sup>13</sup> /14	1 <sup>4</sup> /14	1	1 <sup>2</sup> /14	1 <sup>0</sup> /14	1 <sup>0</sup> /14	6 <sup>1</sup> /14	4 <sup>1</sup> /14	2 <sup>1</sup> /14	—	—
30 分鐘以上	1 <sup>1</sup> /14	1 <sup>0</sup> /14	8 <sup>1</sup> /14	6 <sup>1</sup> /14	6 <sup>1</sup> /14	6 <sup>1</sup> /14	4 <sup>1</sup> /14	3 <sup>1</sup> /14	2 <sup>1</sup> /14	—	—
45 分鐘以上	6 <sup>1</sup> /14	4 <sup>1</sup> /14	4 <sup>1</sup> /14	2 <sup>1</sup> /14	2 <sup>1</sup> /14	2 <sup>1</sup> /14	1 <sup>1</sup> /14	—	—	—	—

此中之  $\phi$  稱爲流量係數，而其數值與下列各點有關：

甲、洩水區之地質，坡度，及地面鋪砌情形；

乙、降雨時間及降雨率；

丙、季候及天氣。

但其關係之錯綜複雜，難以得一完備之公式。普通爲便利應用起見，每按地面鋪砌情形而定流量係數之大小(表 2)

表 2 流量係數

屋頂	0.80~0.95	碎石路	0.35~0.50
整塊之鋪砌	0.90~0.97	園林	0.05~0.20
嵌縫之鋪砌	0.80~0.90	森林與耕地	0.05~0.10
不嵌縫之鋪砌	0.50~0.65		

或按房屋建築方式，而決定流量係數之值，亦頗近似(表 3)

表 3

種類	建築方式	流量係數%
1	甚密集	85
2	密集	65
3	毗連	50
4	分離	30
5	分散	20

6. 延緩作用 若陣雨時間小於集合時間(降於洩水區最遠部分之雨滴，流達某點，所需之時間)，則遠方之水尙未滙合，而鄰近之水業已洩盡，故在某點之流量，較應有者小，此即所謂延緩作用。此項作用可用圖解方法研究之。

今設： $l$  爲溝管之長度，以米或呎計。

$Q$  爲某次雨水對於溝管  $l$  末端所屬全部洩水區之綜合流量，以升/秒或立方呎/秒計。

$v$  爲溝管中之流速，以米/秒或呎/秒計。

$t_r$  爲降雨時間，以秒計。

$t_l$  爲流過溝管  $l$  所需之時間，以秒計。

$Q_{max}$  爲溝管  $l$  末端實有之最大流量，以升/秒或立方呎/

秒計。

甲、假定一段溝管，其各處所受之雨水，咸屬平均，而  $t_r \leq t_l$ ，則  $Q_{max} = Q$ ，如圖 2 所示。其中  $t_l = l/v$ 。作圖時以  $t_r$  及  $t_l$  為橫坐標，則得溝管之末端，自下雨開始至  $t_l$  秒時間內，其流由 0 而增為  $Q$ 。然後再於  $(t_r - t_l)$  時間內，即至雨停為止，其流量保持不變。至最後之  $t_l$  秒時間內，其流量復由  $Q$  漸減為零，因溝管最上端之雨水，此時亦流達末端矣。因此全部流水之時為  $(t_r + t_l)$ 。圖中二斜線，一示流量之漸增，一示流量之漸減，故稱之為增流線及減流線。在此平行四邊形中之各縱坐標，即表示在各時間之流量。

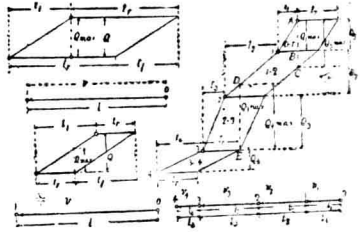


圖 2

圖 4

圖 3

乙、若  $t_r < t_l$ ，則得圖 3，此時  $Q_{max} : Q = t_r : t_l$ ，而溝管末端之最大流量

$$Q_{max} = Q t_r / t_l$$

於此可知  $t_r / t_l$  之值愈小，則  $Q_{max}$  之值亦愈小，此實有之最大流量  $Q_{max}$ ，自降雨開始後  $t_r$  秒起，歷時共有  $(t_l - t_r)$  秒之久。此時平行四邊形中之各縱坐標，均較其高度為小，故  $Q_{max} < Q$ 。

丙、如溝管中之流速，逐段不同，則將適用於各段末端之流量圖，連續繪成，如圖 4 所示。在此情形之下，其各段末端之最大流量如次：

- 在溝管段末端(1)  $Q_{1,max} = AB = Q_1$  時在下雨開始後  $t_1$  秒。
- 在溝管段末端(2)  $Q_{2,max} = AC$  時在下雨開始後  $(t_1 + t_2)$  秒。
- 在溝管段末端(3)  $Q_{3,max} = DE$  時在下雨開始後  $t_r$  秒。
- 在溝管段末端(4)  $Q_{4,max} = DE$  時在下雨開始後  $(t_r + t_4)$  秒。

丁、茲有某溝管網，如圖 5 所示，則將各管路流量圖之各起點，疊於一垂線上。在降雨開始後  $s$  秒時，經過溝管網末端(14)之流量，等於  $S$  線與各平行四邊形相交各段之和。

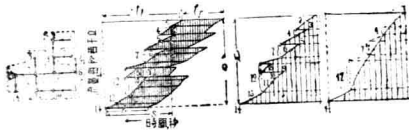


圖 5

圖 6

圖 7

爲化簡繪圖手續起見，在流量圖中，僅作增流線，而將減流線略去（圖 6）。繪圖之程序，則由最上游之溝管 1-2 開

始，漸次向下推進。凡號碼相同之各點，應疊於一垂線上。

爲便於讀出最大流量起見，可將增流線上各凸出部分，在不改變數值之條件下，向下移動，使同號碼之各點，集合爲一，而增流線之形狀，遂如圖 7 所示。

降雨時間  $t_r$  各異，則與此相當之降雨率亦各各不同。然吾人不必將所有情形，一一繪圖，祇須將最小之  $t_r$  及最高之降雨率作成一增流線，已足供研究。蓋自霍夫<sup>(2)</sup>創製雨圖以後，使繪圖手續可簡單化也。雨圖製成，亦頗簡易。在相當於最小  $t_r$  處，作一垂線，並將根據最高降雨率作成增流線之流量比例尺，繪於其上。在其他各  $t_r$  處，流量比例尺之大小，與降雨率成反比例。故在雨圖中之任一斜線，均代表同一流量之值。茲復舉例說明之：

10 分鐘之雨，其降雨率爲 115 升/秒/百亞爾。若以 1 厘米 = 100 升/秒作圖，則以此爲標準，而求其他情形中應有之流量比例尺。設：

15 分鐘之雨，降雨率爲 87 升/秒/百亞爾，則

$$1 \text{ 厘米長} = \frac{100 \cdot 87}{115} = 75.6 \text{ 升/秒，即 } 100 \text{ 升/秒} = 1.32 \text{ 厘米}$$

20 分鐘之雨，降雨率爲 70 升/秒/百亞爾，則

$$1 \text{ 厘米長} = \frac{100 \cdot 70}{115} = 61 \text{ 升/秒，即 } 100 \text{ 升/秒} = 1.64 \text{ 厘米}$$

30 分鐘之雨，降雨率爲 52 升/秒/百亞爾，則

$$1 \text{ 厘米長} = \frac{100 \cdot 52}{115} = 45.3 \text{ 升/秒。即 } 100 \text{ 升/秒} = 2.21 \text{ 厘米}$$

今以每分鐘爲 3 毫米，作爲時間比例尺，於橫坐標上 10, 15, 20, ... 分鐘處，各繪上述求得之數於縱坐標。將此所得各點連接，則得 100 升/秒之同值線。依此類推，可繪得 200, 300, ... 升/秒之同值線，而將雨圖完成（圖 8）。如以是所得之雨圖，繪於透明紙上，則可就 10 分鐘爲標準所作之流量圖，而得

其他各種情形所造成之最大流量。

雨量計算，毋須過求精密，因統計材料已難盡信，而其中若干假定又未盡符事實。例如假定在陣雨時間內之降雨率，始終不變，溝管內之流速，為一平均常量等，無非使計算手續，不致過於繁複耳。

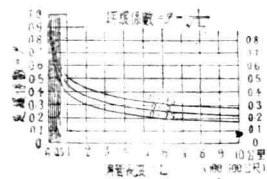


圖 9

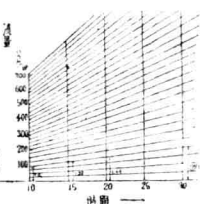


圖 8

雨水之延緩作用，與降雨時間之久暫，以及流速之大小，均有關係。流速可分為地面與溝管兩種，市區之內以溝管流速較為重要，因雨滴落地之處，皆距陰溝入口不遠，故在地面上流動之時間甚短，無妨略去。

7. 延緩係數 上述之圖解方法，頗為繁複，在小規標之設計中，可以相當之係數代入計算式中，以顧及延緩之影響。故溝管內之最大流量，亦可依下式得之： $Q_A = \varphi \cdot \varphi' Q_r F$ ，其中  $Q_A$  = 實有流量； $Q_r$  = 雨量； $\varphi$  = 滲透係數； $F$  = 有關之洩水區面積； $\varphi'$  = 延緩係數。依伊姆荷夫之假定， $\varphi'$  之值如下：

甲) 地面坡度甚小，或作狹長形者

$$\varphi' = \frac{1}{\sqrt[4]{F}}$$

乙) 地面坡度或形狀均屬適中者

$$\varphi' = \frac{1}{\sqrt[5]{F}}$$

丙) 介於乙，丁，之間者

$$\varphi' = \frac{1}{\sqrt[6]{F}}$$

丁) 地面坡度甚大，或作扇形者

$$\varphi' = \frac{1}{\sqrt[8]{F}}$$

或可使  $\varphi'$  與溝管長度  $L$  發生關係，而得下式：

$$\varphi' = \frac{1}{\sqrt[n]{L}}$$

甲、溝管坡度甚小者	$n = 2.5$
乙、溝管坡度和緩者	$n = 3.0$
丙、溝管坡度甚大者	$n = 3.5$

依此而繪成曲線，則得圖 9。

7a. 溝管最大流量之計算法 以上 §6 所述圖解法為計算溝管最大流量之合理方法，但恒失之過繁。英美工程師所取之方法則異是。其法係先擇定一降雨率與期間之關係曲線，如圖 1 所示，次乃估計最遠水滴自屋面或地面經溝管系統而至某段溝管末端所須之時間。即認此時間為降雨期間，再從圖 1 求得此時間之降雨率。將溝管末端以上之全部流域面積與此降雨率相乘，再乘以 §5 之流量係數即得所求之最大流量。最遠水溝流達此溝管末端之時間名為集合時間，須假定溝管內流速而後算得之。如假定之值與事實不符，則應重行計算。雨水降至地面，將地面潤濕後，然後開始流動以達溝管進口，所需時間名曰進入時間，亦應計入集合時間之內，普通恒假定為 2 至 5 分鐘。地面上房屋愈密集，則此時間愈應短促。

## 第二章 溝管系統及溝管網之佈置

### 第 1 節 溝管系統

8. 合流制 合流制乃將雨水及其他各種污水導入同一溝管，以資排洩。其優點如下：(a) 在街道下僅需單一之溝管；(b) 住宅連接管亦可合而為一；(c) 雨水可供沖洗溝管之用；(d) 管理較便。然其缺點亦可分述如下：(a) 總管之截面往往甚大，致土工較費；(b) 汲水站及處理污物之設備，均需較大之規模；(c) 含糞便之污水，有入尾閘河之可能；(d) 地窖室易遭淹沒；(e) 污水成份，變動甚大，處理較難，流量亦參差不齊。

9. 分流制 雨水及其他污水，各具溝管，分別排洩。其優點如下：(a) 除雨水外，所有污物均經處理後，方得入尾閘河；(b) 處理

污物之設備及汲水站之規模，均不必顧及雨水；(c)地窖淹水，可以避免。分流制似較合理，然亦有其缺點：(a)須有尾閘河可隨時容納排出之污水；(b)在同一街道下，須埋此兩種不同之溝管；(c)管理較繁；(d)住宅連接管，亦須分設。

10. 溝管系統之選擇 就地形言之，合流制適用於廣平之區。分流制合宜於狹窄而與尾閘河平行之區，俾可隨時宣洩。若城市舊有溝管不敷應用時，每採分流制加以擴充，而以舊有者，作為雨水溝管，因雨水溝管對於滲漏及溝壁之不光滑，影響較少也。位於低區之溝管，而其尾閘河水位過高，則宜用分流制，將雨水溝管埋置於污水溝管之上方，以便宣洩。圍有隄防之區域，不宜用分流制，因洪水易經雨水溝管而侵入城市。

適宜之溝管系統，當由專家憑其經驗決定。大都擬就各種計劃，而比較其利弊。有時因避免困難，而將洩水區分為若干獨立之溝管系統。要之，各種措施，務使適合當地情形，初無一成不變之規律也。

## 第 2 節 溝管網之佈置

11. 溝管之位置 污水溝管普通置於街道中心線上，使兩旁住宅連接管之坡度相等，長短相同。因此所有給水管，煤氣管，雨水管等等，須距中心線較遠。有時街道之中心線，已為他管所佔，則污水管勢必埋置一旁，以免更張之煩。溝管與他管之間，須有充分之距離，以 2 米至 3 米為宜，庶幾於埋掘之時，不致妨礙。若街道築於山坡，則污水管有時須置於靠近下山之一邊，俾在該邊之房屋，雖位置稍低，仍得應用溝管。

街道之寬度大於 20 米者，以設置兩條污水管，使其各靠一邊，較之用過長之住宅連接管更為經濟。若溝管埋置於人行道下，則不得靠房屋太近。為便利行人起見，恒將溝管置於車馬道之下，而靠近路沿石。

較大之廣場，四周均應埋置溝管。園林草地及甚小之廣場不妨

逕引溝管通過其下。

選擇堆集或處理污物之地，以郊外並近河流者為宜。污水入汲水站或污水處理廠之前，應經過相當之設備，使粗粒之物，先行除去。污水廠前方之總溝管，應設置一減流口，俾於暴雨時，將已沖淡至相當程度之污水，逕行放入河流，以減輕工作及設備上之負擔。污水廠之基地，須具有擴充之可能。

12. 溝管之深度 分流制中之雨水溝管，因顧及冰凍之影響，其最小深度，由地面起，應為 1.3 米（隨城市之氣候而定）。合流制之溝管，或分流制中之污水溝管，則以地窖室之高度為標準。地窖室底面之高度，應在溝管內最高水位之上  $\geq 0.5$  米。就一般言之，溝管在路面下 2 至 3 米者，堪充地窖室洩水之用。惟過深之地窖，則以責成該地窖自備抽機為宜。

多起伏之地，溝管深度雖已達上列標準，有時仍嫌未足。例如

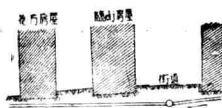


圖 10

圖 10 所示，基地偏居後方，距街較遠，加以地勢傾斜，則住宅連接管在街道下出口之處頗深。若因此需要之溝管深度過大，則後方之基地，可另設水池，應用汲水機升高其

水位，而後洩入街道之溝管。

溝管之坡度，每與路面之坡度一致，以期減少土工。如此則路面之坡度愈小，溝管內之流速愈弱，而溝管之尺寸亦愈大。欲矯此弊，則溝管之坡度，當較路面之坡度為大，是則溝管在路面下之深度，沿坡度方向而漸增，亦即溝管愈長，土工亦愈大。至埋管過深之處則應設汲水站以提高污水之水位。

因雨水或已沖淡至相當程度之污水，皆經減流口而達尾閘河，故對於溝管之最大深度，不得不加以注意。暴雨大抵始於夏季，我國諸河流之最高水位，亦正值此時。是以減流口之高度，應位於洪水水位之上，庶能保持減流之作用，而不致使污水廠工作，發生困難。

13. 溝管之坡度及流速 溝管坡度，應具有相當之流速，使水中之沉澱物繼續移動，不致停滯。



溝管如用清水作有系統之沖洗者，則管中流速，應 $\geq 0.4$ 米/秒如無此項設備者，則其流速應 $\geq 0.6$ 米/秒。但最大流速亦不得超過2至3米/秒，以免管壁因摩擦而侵蝕。

溝管之坡度，不得超過1:20(即5%)，以免當流量甚小之時，水過淺而有停滯。倘路面坡度 $> 1:20$ ，則宜作梯級式，使溝管坡度，

表4 污水管之最小坡度表

直徑(吋)	最小坡度%	直徑(吋)	最小坡度%
4	1.20	18	0.12
6	0.67	20	0.10
8	0.43	24	0.08
9	0.36	27	0.07
10	0.30	30	0.06
12	0.23	33	0.05
15	0.16	36	0.045

表5 雨水管之最小坡度表

尺 度	形 式	材 料	最小坡度使具速度	
			每秒 3 呎	每秒 4 呎
直徑 12吋	圓形	管	0.48	0.88
15	圓形	管	0.34	0.62
18	圓形	管	0.25	0.47
24	圓形	管	0.17	0.31
30	圓形	管	0.13	0.23
3呎	圓形	磚或混凝土	0.14	0.25
4	圓形	磚或混凝土	0.10	0.17
5	圓形	磚或混凝土	0.07	0.12
6	圓形	磚或混凝土	0.06	0.10
7	圓形	磚或混凝土	0.05	0.08
8	圓形	磚或混凝土	0.04	0.06
9	圓形	磚或混凝土	0.03	0.05
10	圓形	磚或混凝土	0.025	0.045
2×3呎	蛋形	磚或混凝土	0.20	0.35
2½×3¾	蛋形	磚或混凝土	0.15	0.26
3×4½	蛋形	磚或混凝土	0.12	0.20
4×6	蛋形	磚或混凝土	0.08	0.14
5×7½	蛋形	磚或混凝土	0.06	0.10
6×9	蛋形	磚或混凝土	0.05	0.08
7×10½	蛋形	磚或混凝土	0.04	0.07

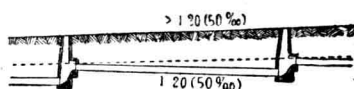


圖 11

仍不超過此限(圖 11)。

分流制中，污水溝管之最小坡度，如表 4 所示。分流制之雨水溝管，及合流制之溝管，其

最小坡度如表 5 所示。

再依一般情形之下，據經驗所得，各項適合之坡度如下(表 6)：

表 6

	平均	極限
住宅連接管	1:50	1:15 至 1:100
路下溝管之直徑 < 300 毫米者	1:75	1:20 至 1:200
路下溝管之直徑自 300 至 600 毫米	1:100	1:20 至 1:400
小總溝管	1:200	1:30 至 1:1000
大總溝管	1:1 00	1:100 至 1:4000

## 第三章 溝管之材料及截面

### 第 1 節 材料

14. 煉泥 較小之溝管，咸以煉泥製成，以其管壁光滑，且有抵抗酸類剝蝕之功用。故煉泥管須塗釉而經高溫度燒透者，方能合用。截面多為圓形，以其抵抗壓力之能力較強，且燒製時，不易變形。直徑大都由 20 至 50 厘米，每級相差 5 厘米，長度有 0.5, 0.6, 0.75, 及 1.0 米等。溝管之有分支者，長度為 0.6 至 0.75 米。至於管之厚度，則依下式計算之： $S = d/20 + 10$  毫米，其中  $S$  為管之厚度，以毫米計； $d$  為管之直徑以毫米計。兩管銜接處之插承口長約 6 至 7 厘米，其直徑較管之直徑，大 4 厘米。承口內壁及插口外壁，均有螺旋式之凸棱，以期增加接縫之縝密。接縫之材料，多用焦油葶蘆或焦油膠泥。具有承口之端，應向上游。

15. 鑄鐵 鑄鐵管適用於房基地之洩水，及地面上雨水連接

管。管之內外，均塗焦油，或塗油漆，但防銹之功效，以焦油為佳。塗焦油之方法，以無銹之鐵管，當  $150^{\circ}$  至  $300^{\circ}\text{C}$  之溫度，浸入沸騰之焦油中，移時取出而滴乾之。

管之連接，亦用承插口及灌鉛，使之緊密。如遇地下水，不能施行灌鉛時，則可改用並接凸緣式鐵管。其接縫處，墊以油紙板或橡膠圈。並接式之鍛鐵管，能承受較大之內部水壓力及外部之土壓力，故常充仰虹吸或水管橋等處之用。至於管壁厚度之計算，可應用下列之力學公式： $S = dp/2k$  其中  $S$  為管壁厚度，以厘米計； $d$  為管之內直徑，以厘米計； $k$  為該項材料之容用應力，以仟克/平方厘米計，鑄鐵  $k = 200$ ，鍛鐵  $k = 600$ ； $p = p_i - p_a$ ，即水管由內向外之超壓力，以仟克/平方厘米計。

16. 磚石 石塊可砌成溝管，惟多用於產石之地。管內應塗以水泥漿層，以防漏水。

足供人行之大溝管，通常用煉磚並以 1:3 水泥漿膠砌。溝管內部，應以 1:1 水泥漿彌縫，外部則用 2 厘米之粉刷。

磚砌管之截面，可有各種形式。其厚度約可規定如下：

溝管寬度  $\leq 0.9$  米者      拱頂  $\frac{1}{2}$  磚      拱底 1 磚

溝管寬度  $\leq 1.2$  米者      拱頂 1 磚      拱底  $1\frac{1}{2}$  磚

磚料必經適當之燒灼，且須保持其平整及稜角，尺寸之參差，以 1/40 為最大極限。

17. 混凝土 溝管寬度小於 1.2 米者，則可用鐵模整個澆成，逐節運至工地埋設。中號管則用製成之混凝土塊，砌合而成。大號管則直接就地澆製。

混凝土管之厚度，可由下式計算之：

$$S = d/10 + 15 \quad \text{至} \quad S = d/10 + 20 \quad \text{毫米}$$

其中  $S$  為管之厚度，以毫米計； $d$  為管之直徑，以毫米計。

混凝土本身，無抵抗酸類及鹼類之能力，導入之污水，以不含過分之酸鹼者為宜。熱蒸汽導入溝管，每起不勻之漲縮，而使混凝土發生裂痕，當加注意。

管壁塗以焦油，管底配以煉土面，皆足以增加抵抗侵蝕作用之能力。而於大量較重沉澱物(如砂礫等)推移之處，尤屬需要。

溝管接頭，普通以水泥漿彌縫，極易滲水，須審慎從事。混凝土內水泥黃沙石子之成分，以 1:3:4 爲宜。管長約 1 米，管口作凹凸形，以利銜接。

鉅大溝管，或須承受重大之外力，或埋置於不堅實之基地，則混凝土管壁中，應加鋼條，使之牢固。且管壁可減薄，而本身重量亦因之減少。

直徑在 0.3 米以下者，恒作承插接合式。尺寸較大者，則用並接式，而套以鋼筋混凝土箍，以期緊密，不致滲漏。

用木模搗製而成之鋼筋混凝土管，內壁每起蜂巢狀之氣孔，或鋼筋偏倚，離其應有之位置，此皆足以影響管之強度。故新式製管，係根據離心力之原理而成。其法先以鋼筋紮成籠形，置之鐵模中。模有軸，可橫置於機器上，使之旋轉。以業經拌和之混凝土灌注模內，且轉且灌。因離心力之作用，遂使混凝土平均分佈於模壁，且緊着於鋼筋。然後連同鐵模，送入暖氣室，以  $50^{\circ}\text{C}$  之蒸汽，燻蒸 10 小時，俾易硬化而無乾坼之弊。如此製成之管，其比重較普通搗製者，大 10%。

#### 檢驗混凝土管之方法：

甲.製造溝管之混凝土，應依規定之法則加以檢驗。經 10 日之凝固至少須有 2 仟克/平方厘米之抗張強度，及 30 仟克/平方厘米之抗壓強度。經 28 日之凝固，須有 12 仟克/平方厘米之抗張強度，及 120 仟克/平方厘米之抗壓強度。

乙.管內壓力之試驗在 0.6 氣壓時，應無水分滲出管壁。至 2 氣壓時，不得有裂縫。

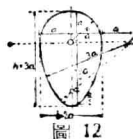
丙.管外壓力之試驗，則置管於厚木箱中，管之上下滿盛以沙，再以木蓋闔於上，每米管長及每厘米管闊，應能承受 80 至 100 仟克。

18. 圓形截面 流水充滿之溝管，以圓形截面爲宜。水流橫截面與潤周之比例，(即水力半徑之值)，可得最大值，亦即普通流速

公式  $v = C\sqrt{RS}$  中之  $v$  達最大值。若管中水流不滿，則情形稍異。  
(公式中之  $v$  為流速， $C$  為係數， $R$  為水力半徑， $S$  為坡度。)

圓形溝管之底面平坦，如流量甚小，則水流必淺，而阻力增加。易起沉澱。分流制之污水管，流量之變化較少，可採用圓形截面。分流制之雨水管，因其流量較大，沉澱較少，故亦採用圓形截面。惟合流制之溝管，因平時之污水量較暴雨時之雨水量相差甚多，故以尖底之截面為宜。

19. 蛋形截面 蛋形之尖底 即其優點。在排洩小量之污水時，仍能保持相當之水深。普通蛋形管高闊之比例為 3:2，如圖 12 所示。其



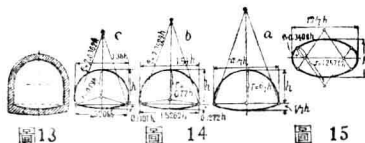
截面積	$F = 1.149b^2 = 0.51h^2$
潤周	$p = 3.965b = 2.643h$
水力半徑	$R = F/p = 0.29b = 0.193h$

流水深度，如僅達頂拱之底，即  $h_w = 2a$ ，則得：

截面積	$F = 0.757b^2 = 0.336h^2$
潤周	$p = 2.394b = 1.596h$
水力半徑	$R = 0.316b = 0.211h$

蛋形管有時亦有倒置者，如污水量與水管截面積之比較大者，例如在減流口後方之水管，則用之頗多。

20. 馬蹄形截面 頂拱及底拱同為圓弧，但半徑不必相等，而以平行垂線連接之(圖 13)。底寬較大，故甚穩固。凡城市地下水較高，或地層不堅實者多用之。



21. 獸嘴形截面 由平坦弧形之管底上，直接連以半圓，或大於半圓之圓弧，即得獸嘴形截面(圖 14a, b, c)，其用途與馬蹄形管相似。

22. 橢圓形截面 繪製方法，如圖 15 所示，可供排洩巨大水量之用。

23. 特種截面 為利於在管內步行起見，每於水槽旁另設一平

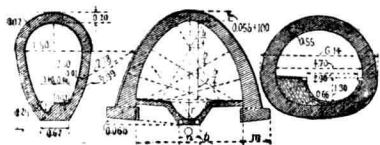


圖 16

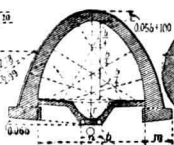


圖 17

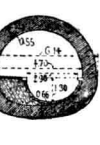


圖 18

坦之面。例如巴黎(圖 16) 漢堡(圖 17)等處,多採用之。亦有將水槽置於中央,而兩旁均有平坦之面,以供步行者,

如圖 18 所示。但水流一經溢出水槽時,則截面頓行放寬,勢必流緩而起沉澱。且鼠類亦易蹠躩其中,此其弊也。

24. 明溝 明溝面多為梯形(圖 19),用以導水入尾閘河,或遠引已經處理之污水,或導入用於沖洗之清水。其要素如下:

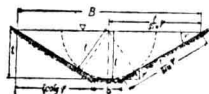


圖 19

$$\text{流水面積 } F = bt + t^2 \cos \varphi = Bt - 2 \frac{t}{2} t \cot \varphi = t^2 \cdot \frac{2 - \cos \varphi}{\sin \varphi}$$

$$\text{潤周 } p = b + 2t \sqrt{1 + \cot^2 \varphi} = b + \frac{2t}{\sin \varphi} = 2t \frac{2 - \cos \varphi}{\sin \varphi}$$

$$\text{溝底寬度 } b = \frac{F}{t} - t \cot \varphi = 2t \frac{1 - \cos \varphi}{\sin \varphi} = 2t \cdot \tan \frac{\varphi}{2}$$

$$\text{水面寬度 } B = \frac{F}{t} + t \cot \varphi = 2 \frac{t}{\sin \varphi}$$

$$\text{水深 } t = \sqrt{\frac{F \sin \varphi}{2 - \cos \varphi}} = \frac{b}{2} \cdot \frac{\sin \varphi}{1 - \cos \varphi}$$

$$\text{水力半徑 } R = \frac{F}{p} = \frac{t}{2}$$

兩側坡角  $\varphi$ , 可選用下列諸值:

溝底側予以鋪砌者  $\cot \varphi = 0.5$  至  $0.58$

黏土溝  $\cot \varphi = 1.0$  至  $1.25$

沙土溝  $\cot \varphi = 1.5$

泥土溝  $\cot \varphi = 2.0$  至  $2.5$

鬆落之沙溝  $\cot \varphi = 2.5$  至  $3.0$

# 第四章 溝渠之計算

## 第1節 溝管

25. 米制 一般之公式為  $Q = F \cdot v$  及  $v = C \sqrt{RS}$ , 其中:  $Q =$  流量, 以每秒立方米計;  $F =$  水流橫截面, 以平方米計;  $v =$  流速, 以每秒米計;  $R =$  水力半徑, 以米計;  $S =$  溝管之坡度;  $C =$  流速係數, 按庫志公式, 為  $C = \frac{100 \sqrt{R}}{b + \sqrt{R}}$ , 此中  $b =$  糙率。其值介於 0.12 至

2.44 之間, 庫志分之為 12 級, 尋常取  $b = 0.35$

依據上式, 亦可繪貫線圖, 以備檢用, 而免計算之煩。圖 20 適用於圓管, 圖 21 適用於蛋形管。

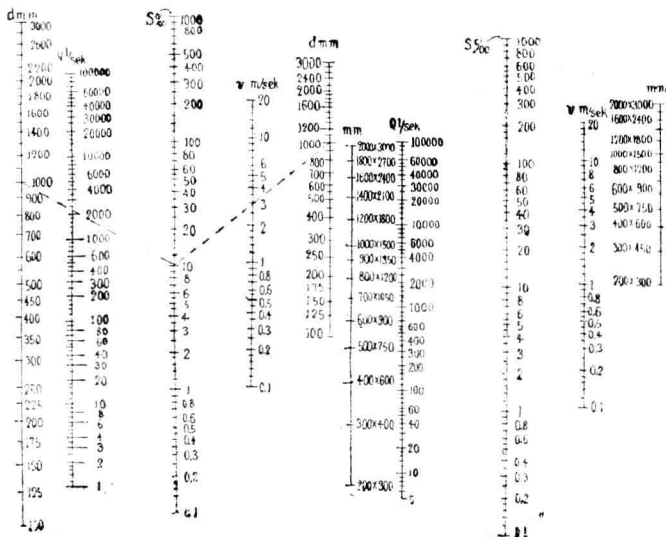


圖 20

圖 21

例: 某溝管之流量  $Q = 478$  升/秒, 管長為 200 米, 其上端位於十

124.73, 而下端位於+124.23。求流速及管徑。

解法：坡度  $S = (124.73 - 124.23) / 1200 = 0.0025 = 2.5\% = 1:400$ ，茲可就圖 20 中  $S = 2.5\%$ 。與  $Q = 478$  升/秒作一直線，延長之得管徑為 770 毫米。今用 800 毫米。再就右側連  $d = 800\text{mm}$  與  $S = 2.5\%$ ，得  $v = 1.23$  米/秒。惟陶土管徑以 0.5 米為限，故應採用混凝土管。

倘用蛋形管，則依同法由圖 21 得  $b:h = 0.70:1.05$ ，即管之直徑為 0.70 米而管之高度為 1.05 米（連  $700 \times 1050$ ）。與  $S = 2.5\%$ ，得此蛋形管當  $Q = 710$  升/秒，而  $v = 1.26$  米/秒。實有之流量僅為 478 升/秒，故不能流滿。至於求實有之流速，其方法見後。

26. 英制 一般公式仍為  $Q = Fv$  及  $v = C\sqrt{RS}$ ，但： $Q$  以每秒立方呎計； $F$  以平方呎計； $v$  以每秒呎計； $R$  以呎計；

$$C = \frac{41.65 + \frac{1.811}{n} + \frac{0.00281}{S}}{1 + (41.65 + \frac{0.00281}{S}) \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

此為英制之庫志公式； $S$  為坡度；

$n$  值如下表：

表 7 庫志公式之  $n$  值表

材 料	$n$
鍍光木料	0.009
光滑之水泥	0.010
上等混凝土	0.012
光滑之磚石，及普通混凝土	0.013
煉泥或普通磚料（最常用）	0.015
粗糙之磚石	0.017
光滑之土溝	0.020 至 0.035
土溝之生草者	0.030 至 0.050

依據上式，可製成曲線圖，以利計算。圖 22 適用於圓形管而  $n = 0.013$  者。圖 23 適用於圓形管而  $n = 0.015$  者。圖 24 適用於蛋形管而  $n = 0.015$  者。其用法如下：

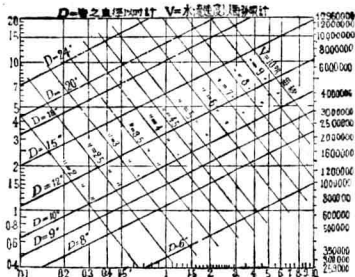
甲、已知溝管之尺寸及坡度，而求管中之流速及流量。（一）沿



圖之底邊查視，得已知之坡度，如屬需要，並用目力估計其在圖上兩記號間之地位。(二)循已知坡度之垂線向上，使與已知溝管尺寸之斜線相交。(三)循此交點之水平線，如屬必要，仍以目力估計其地位，而由圖之左邊，讀出滿流時之流量，以每秒立方呎計。或由圖之右邊，讀出同一流量，但以每 24 小時加侖計。(四)如求流速，可注意自第二步手續求得之交點，在流速斜線之何處，如介於二斜線之間，則用目力估計其小數。

流量以每秒立方呎計

流量以每二十四小時加侖計



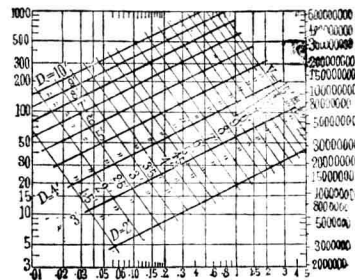
坡度之百分數 = 每百呎內降落之呎數

圖 22 圓形管,  $n=0.013$

流量以每秒立方呎計

流量以每二十四小時加侖計

D-渠之直徑以呎計 V=水流速度以每秒呎計



坡度之百分數 = 每百呎內降落之呎數

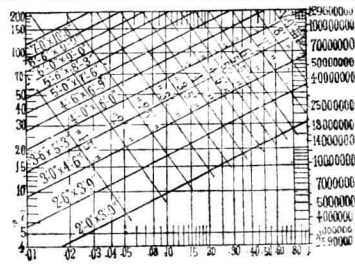
圖 23 圓形管,  $n=0.015$

乙、已知坡度及流量，而求溝管之尺寸及流速。(一)沿圖之底邊查視，得已知之坡度，如屬需要，則用目力約估其介於兩記號間之位置。(二)沿已知坡度之垂線向上，與已知流量之水平線相交。(三)視此交點在溝管尺寸斜線

流量以每秒立方呎計

流量以每二十四小時加侖計

污水渠之尺度 V=水流速度以每秒呎計



坡度之百分數 = 每百呎內降落之呎數

圖 24 蛋形管,  $n=0.015$

之何處，如介於二斜線之間，則擇其較近似者，或取其較大者。(四)再注意此交點在流速斜線之何處，若介於二斜線之間，則以目力估其應得之值。

丙、已知流速及溝管尺寸，而求溝管之坡度及流量。(一)求已知流速之斜線與已知溝管尺寸之斜線相交點，如屬需要，亦以目力估其應有之地位。(二)自此交點垂直相下，至圖之底邊，以求出所

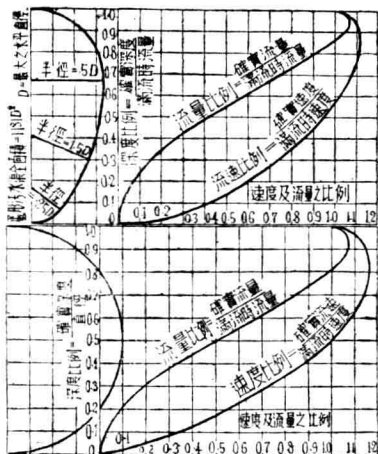


圖 25,26

需之坡度。(三)仍由此交點循水平方向，向左或向右，以求得流量之值。

27. 管流不滿者 以上22至24圖，均僅適用於管流盈滿之情形。但普通管中之水，未必流滿，則須將上列各圖與下列各圖聯合應用。圖25適用於圓形管，圖26適用於蛋形管。圖25與圖26中，皆用百分數，故無米制英制之別也。茲再舉一例以示檢用之法：

例：有一蛋形磚砌管 5', 7'6"，坡度為 0.1%，流量為每秒 30 立方呎。問管中水深及流速？

解法：(一)由圖24求得流滿時之流量為每秒 117 立方呎，速度為每秒 4.05 呎。(二)流量比例為  $30/117=0.26$ 。在圖26底邊檢出與此數相當之一點。(三)在圖26中，由此點垂直向上，與流量線交得一點。再由此交點水平向左，得水深比例數為 0.39。故實有水深為  $90'' \times 0.39 = 35$  吋。(四)沿深度比例數 0.39 處，水平向右，在速度線上交得一點，由此垂直向下，在圖26之底邊，求得流速比例為 0.845。於是求得實有流速為  $4.05 \times 0.845 = 3.4$  呎/秒。

28.  $n$  值之換算 英制中之  $n$  值，每以 0.015 為標準，而製圖

表。遇  $n$  值爲他數(參閱表 12) 時,則當換算之。爲便於計算計,亦可用圖表檢查(圖 27)。茲舉例以說明其用法:

例一 已知  $n=0.020$ ,  $Q=1.0$  立方呎/秒, 圓管直徑  $d=12$  吋。求  $S$  及  $v$ 。

解法: 先設  $n=0.015$ , 應用前法,求得  $S'=0.0012$  及  $v=1.3$  呎/秒。再求相當於  $n=0.020$  之  $S$  值。其法應求得水力半徑  $R$ , 本題  $R=\pi d/4 \times 1/\pi D=d/4=3$  吋。按圖 27 得  $n=0.020$  與  $R=0.25'$  坡度線之交點, 由此交點循水平方向向左, 得換算值爲 2.18, 故應有之坡度  $S=0.0012 \times 2.18=0.0026$ 。但  $v$  值仍爲 1.3 呎/秒, 蓋  $v=Q/F$ , 與  $n$  值無關也。

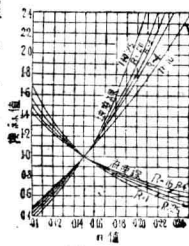


圖 27

例二 已知  $n=0.012$ , 管徑  $d=18$  吋,  $S=0.003$  求  $Q$  及  $v$ 。

解法:  $R=d/4=1.5=0.4$  呎。就  $n=0.012$  與  $R=0.4$  流速線之交點, 得換算值爲 1.3。若  $n=0.015$ , 按前述方法, 得  $v=2.78$  呎/秒。故知實有之  $v=2.78 \times 1.3=3.6$  呎/秒。  $Q=v \cdot F=3.6 \times \pi(1.5)^2/4 \approx 3.6$  立方呎/秒。

例三 已知  $n=0.010$ ,  $Q=5.4$  立方呎/秒,  $S=0.0003$ 。求  $d$  及  $v$ 。  
解法: 本題情形, 較爲特殊。欲算  $R$  值, 必先假定  $d$  值。至於假定之值, 是否適當, 須用還原法確定之。

第一次, 先假定  $d=96$  吋, 則  $R=d/4=8/4=2$  呎。就  $n=0.010$ ,  $R=2$  呎, 應用圖 27, 得坡度之換算值爲 0.42。故知若  $n=0.015$ , 則  $S=0.0003 \div 0.42=0.00071$ 。

還原:  $d=96$  吋,  $S=0.00071$ ,  $n=0.015$ , 應用前法, 得  $Q=215$  立方呎/秒, 較已知之數相差過遠。故  $d=96$  吋, 不能適用。

第二次, 再假設  $d=24$  吋, 則  $R=d/4=2/4=0.5$  呎。由此按圖 27, 得坡度之換算值爲 0.38。故知若  $n=0.015$ , 則得  $S=0.0003 \div 0.38=0.00079$ 。

還原:  $d=24$  吋,  $S=0.00079$ ,  $n=0.015$ , 應用前法, 得  $Q=5.4$  立方呎/秒, 與已知之數相埒。

最後由  $v = \frac{Q}{F}$ 。得  $v = \frac{5.4}{\frac{\pi(2)^2}{4}} = 5.4 \div \pi \approx 1.75$  呎/秒。

29. 明溝 計算溝之公式，依然為  $Q = Fv$  及  $v = C\sqrt{RS}$ 。用米制庫忒式，則  $C = 100 \cdot \sqrt{R} / (b + \sqrt{R})$ ， $b$  值可選用下列各值：

表 8

溝床狀況	$b$ 值
彌縫鋪砌	0.6
粗糙鋪砌	0.75 至 1.0
石溝土溝已生草者	1.5 至 2.5

泥土溝中之流速，應限於每秒 0.4 至 0.8 米。過小則起沈澱，過大則起冲刷。倘所得之流速過大，則應設法將坡度  $S$  減小，或改築梯級式之溝底，或予以鋪砌。

## 第五章 附設建築物

### 第 1 節 街道進水口

30. 進水口 舊式街道進水口，必備有留沙池及水封，以防粗重之沈澱物，雜入溝管，致生障礙，並阻止溝內臭惡之氣，洋溢於外。但近來認為無此需要，故新式之街道進水口，有如圖 28 所示。街道進水口可置於路沿石旁之路面下（圖 28），亦可置於人行道下（圖 29），前者雨水由上方流入，後者雨水由側方流入，而不易被樹葉草片所堵塞。

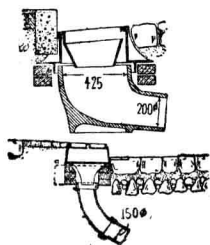


圖 28 圖 29

每一街道進水口，普通可供 500 至 750 平方米街面之用，由此可約計其距離為 30 至 50 米。在街道交叉處，其進水口可置在距離房屋線 3 米處之路沿下。

### 第 2 節 工人洞等

31. 工人洞 工人可由此出入，以便檢視或清除溝管，並為各溝管之聯接點。尺寸及做法，求其適於抵抗土壓，故工人洞以圓柱形為佳，間亦有橢圓形或多邊形者。入口處之直徑，不得小於 0.5 至 0.6 米。下部逐漸放大 1.0 至 1.5 米(圖 30)，以利工作。若為橢圓形則不得小  $1 \times 1.5$  米。

洞身普通為單磚，而底部則用 1:3:5 之混凝土。所有磚工，均用 1:3 膠灰漿填砌。洞壁內外，均敷以 1:2 之膠灰漿。洞深若大於 12 呎時，則磚壁厚度，可依下式計算之： $t = d/2 + 2$ ，其中： $t$  = 厚度，以吋計； $d$  = 深度，以呎計；每高 5 呎至 10 呎，可變更其厚度。若用混凝土為洞壁，則按上式所得之值酌減。

32. 工人洞之位置 溝管直徑小於 1.3 米者，則工人洞之中心垂線，可經溝管之軸，或各溝管之交點。對於較大之溝管，則工人洞可偏於管之一邊。若街道上交通甚密，則工人洞不妨設於人行道下，以隧道通至溝渠。若經工人洞之二溝，其高度相差頗遠，則可採用跌水或梯級式。洞之間隔，各工程師之意見不一。普通凡在溝管分支之處，坡度變更之處，方向改換之處，均應設一工人洞，以便檢視及清除。最大之間隔，以 40 至 100 米為限。此二值相差甚遠，正因各人主張不一致也。

33. 工人洞之踏步 踏步砌入洞壁，以便工人之上下。向用鐵質製成，外鍍以鋅，以防生銹，但仍難以盡免。德國有用燒磁製成者，則絕無生銹之弊。

34. 工人洞之洞蓋 此以鑄鐵製成，應無裂痕可不含氣泡。製成後，即須塗兩次焦油。尺寸應準，苟總重較應有之數少 5%，可不驗收。蓋及蓋框之總重 90 至 270 仟克。車輛甚少之街道，可用 90 仟克，在住宅區內，每用 180 仟克，至交通繁盛之區，則用 270 仟克。蓋面宜糙，或嵌以木質或填以瀝青，視路面之材料而定，以期二者

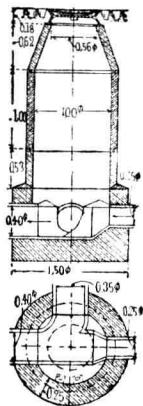


圖 30

之消損率相等。需要通風時，則蓋頂須有孔，而下懸承塵盤。蓋形多用圓形，但亦有用方形或橢圓形者。因後兩者能墜落洞內，故不如圓形者為安全。

35. 燈照洞 當溝管無方向及坡度之變更，則工人洞之間隔，有主張增大至一倍，即為 80 至 200 米。但須插一燈照洞，俾可懸燈照明，以利檢視，而省費用。惟以其易於損壞，故不常用之。所用材料，或為瓦管，或為混凝土管。

36. 雪井 如雪量甚少，可借用工人洞以清除路面之積雪。否則當另設雪井，其地位應在汲水站及污水廠之前，至少須有 706 米，在仰虹吸之前，至少須有 200 米，以免冰雪之阻塞，而礙工作之進行。

37. 虹吸 有真虹吸及仰虹吸之分。惟前者須有洩氣口，以防



氣泡之阻隔。一旦水流中斷，則發生停頓，故不常用之。後者復分為兩類，一為完全仰虹吸(圖 31a)，即  $t > d$ ；一為不完全仰虹吸(圖 31b)，即  $t < d$ 。

圖 31

38. 材料 仰虹吸管多用鑄鐵或鍛鐵，以其能承受內部之水壓力。管之內外壁，均塗以焦油，以防生銹。管之四周，每以混凝土包裹之，以防位置之移動，但亦有直接埋入土中者。仰虹吸管每數管並立，且高低不等，以期能適應流量之變化。

39. 計算 仰虹吸管中之流速，在可能範圍內，不得超過每秒 1 米，流量之大小，為一已知數。故可由

$$Q = vF = v \frac{d^2}{4} \pi$$

而求得管徑  $d$  之值。再由  $v = C\sqrt{RS}$  而確定坡度  $S$  之值。由此  $S$  值及已知之管長，當可決定兩端之高度差，但尚須注意其他方面之損失。若將所有損失以速率頭表示，則得  $h = kv^2$  而此係數  $k$  可書作： $k = 1/2g \cdot (w_1 + w_2 + w_3 + w_4)$ ，此中  $w_1$  為直管內阻力之影響； $w_2$  為出入口阻力之影響； $w_3$  為曲線阻力之影響； $w_4$  為流速改變

之影響。按舍齊公式：

$$v = C \sqrt{R \frac{h}{l}} \quad (l \text{ 爲管長, } h \text{ 兩端水面之高度差})$$

即

$$h = \frac{v^2 l}{C^2 R} = \frac{2g}{C^2} \cdot \frac{l}{R} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

但在圓形管中之  $R = d/4$

故

$$h = \frac{8g}{C^2} \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

可知

$$w_1 = \frac{8g}{C^2} \cdot \frac{l}{d} = \lambda \frac{l}{d} \quad (\text{以 } \lambda \text{ 代 } \frac{8g}{C^2})$$

其中

$$C = \frac{100 \sqrt{R}}{b + \sqrt{R}}$$

關於  $w_2$  之值，每假定出入口之阻力相同，且各爲 0.1，故  $w_2$  之值，可直接以 0.2 代入。 $w_3$  之值，可按維斯<sup>(v)</sup>巴公式求之：

$$w_3 = \frac{\delta^\circ}{90^\circ} (0.13 + 0.16 \frac{d^{3.5}}{q})$$

其中： $\delta$  爲曲線管之曲度中心角度； $q$  爲曲線管之曲度半徑。 $w_4$  之值，由於流速變化而產生。若由  $v_0$  變爲  $v$ ，則

$$h = \frac{v^2}{2g} - \frac{v_0^2}{2g} = \frac{v^2}{2g} (1 - \frac{v_0^2}{v^2})$$

故

$$w_4 = 1 - \frac{v_0^2}{v^2}$$

倘仰虹吸由數管組合而成，其橫截面之面積，爲  $f_1, f_2, f_3, \dots$ ，而其相當之各流速爲  $v_1, v_2, v_3, \dots$ ，則其總流量當爲

$$Q = f_1 v_1 + f_2 v_2 + f_3 v_3 + \dots$$

40. 減流堰之作用 欲使最後總管之直徑不致過大，或減輕污水廠之担負，可於適當之處，當污水與雨水達到規定之沖淡率時，將管內之水，由減流堰放入附近之河流。至於沖淡率之大小，視尾閘河之流量及性質而異，每由當地市政機關規定之。沖淡率每介於

1+4 至 1+8，其中 1 為污水之流量，而 4 或 8 為雨水之倍數。在特殊情形之下，沖淡率可達 1+3 或 1+10。減流堰僅用於合流制，蓋分流制中之污水，絕無沖淡之機會，而其中雨水本可隨時引入最近之河流，且無沖淡之必要。由減流堰流出之水，經減流管直達尾閘河，無需加以處理。至多稍加沈澱，除去沙礫。

41. 設置減流堰之原則 設置減流堰之原則如下：

甲、減流堰固愈多設愈佳，因其能使溝管之直徑減小。但須詳加比較，在費用上是否得益。且有時因尾閘河中有浴場或工業上取水等設備，則減流管之地位必須移至他處，因而增加其長度，反不若用較大之管徑，更為經濟。

乙、減流堰之地位，宜在各方溝管匯集點之下游，俾流量較大，蓋流量愈大，則每單位流量所需之減流堰建築費愈小。

丙、除特殊情形外，減流堰之位置，以愈近尾閘河為愈佳，俾減流管之長度不致過大。

丁、作為減流之尾閘河，不必與最後總管尾閘河同一河流，其他較小河流均可利用之，但須得當地市政機關之同意。

戊、在汲水站或污水廠之前，均宜設一減流堰，以求經濟。

42 減流堰之構造 減流堰為一固定堰，其方向可與溝管平行，或垂直，後者可利用溝管流速，以增加減流堰之流量。堰高則視規定之沖淡率而定。堰長之計算詳後。減流管內之水面，在可能範圍內，應較尾閘河水面為高。

43. 減流堰之計算 茲分三項言之：

甲、堰頂與溝之高度差  $h$ 。此與前述求管內之實有水深相同。例如某蛋形管 1.00/1.50 米，坡度為 3%。  $Q = 2000$  升/秒，每百亞爾每秒之污水量為 0.6 升，而每百亞爾每秒之雨量為 60 升。規定之沖淡率為 1+3。吾人可知在 2,000 升/秒中，所含之污水應為  $2000 \cdot 0.6 / (60 + 0.6) = 19.8$  升/秒，而不經減流堰之最大流量應為  $19.8 \cdot (1 + 3) = 79.2$  升/秒，但按圖 21 知 1.00/1.50 蛋形管，當流滿時，其流量為 2050 升/秒。二者之比例為  $79.2 : 2050 = 3.86\%$ 。再按



圖26 得實有之水深應為  $h_{20}$  之 15%，故堰頂應較溝底高  $1.50 \times 15 / 100 = 0.225$  米。

乙、堰長  $B$  堰有高堰與潛堰之分(圖 32)。高堰適用之公式為

$$Q = \frac{2}{3} \mu B \sqrt{2g} (h+k)^{3/2}$$

其中  $Q$  為經堰之流量； $\mu$  為流量係數； $k = v^2/2g$

若捨此不計，或堰與管軸平行，則  $k=0$ ，為簡易起

見使  $\frac{2}{3}\mu = 0.5$ ，則得

$$B \geq \frac{Q}{0.5 \sqrt{2g} h^{3/2}} = \frac{Q}{2.22 h \sqrt{h}}$$

$B$  值稍大無妨，故再簡化之，使  $B \geq \frac{Q}{2h\sqrt{h}}$

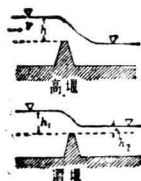


圖 32

潛堰之公式(不計  $k$ )，為

$$Q = \frac{2}{3} \mu B (h_1 - h_2) \sqrt{2g(h_1 - h_2)} + \mu' B h_2 \sqrt{2g(h_2 - h_2)}$$

若使  $\frac{2}{3}\mu = \mu' = 0.5$ ，而  $0.5 \cdot \sqrt{2g} = 2$ ，則

$$B \geq \frac{Q}{2h_1 \sqrt{h_1 - h_2}}$$

丙、減流管之截面積 此與普通計算溝管方法相同，即用  $Q = Fv$  及  $v = C\sqrt{RS}$  等公式。惟此中  $Q$  應以原有之流量減去與規定沖淡率相當之流量代入。以前適用於溝管計算之圖表亦適用於此。

44. 溝管出口 溝管流出之水有四類：

甲、由總管(分流制或合流制)直達尾閘河，而未經處理者。

乙、經污水廠處理後而流出者。

丙、經減流堰流出者。

丁、由分流制中之雨水管流出者。

屬於甲者，務使污水與河水澈底混合，以免河之淤積，屬於丙、丁者，務使流出之水勢，不妨礙航行。此外遇洪水時，不致由溝管倒灌，汎濫市中。

45. 出口之構造 按上述可分三項言之：

甲、欲使污水與河水澈底混合，可將污水由鐵管導入河流深

處，而此鐵管，埋入河床，至適當之距離，始由河底透出。至於此鐵管之長度，每由實驗之結果而定。

乙、欲使溝管之洩水，不致妨礙航行，應使水流中之動能消失。

丙、欲免洪水泛濫，應於管口裝置閘門。倘出口水管之底，高於尾閘河之最高水位，則無需有此設備。普通所用之閘門，有二種不同之形式：(a)旋轉式閘門；(b)抽動式閘門。

46. 自動沖洗櫃 溝渠上端，流量甚小，以及坡度過緩之溝管，皆易使溝中因沉澱而積垢。欲免此弊，可設置自動沖洗櫃，按時加以沖刷。因此在平坦之市區，溝管之坡度不能過大，亦無妨礙。沖洗櫃之構造，如圖 33 所示。櫃內儲水及放水，均係自動，其步驟如次：

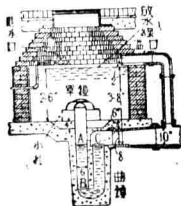


圖 33

甲、水由進水口平均流入，水面則由櫃底漸升。

乙、迨水面達罩鐘底面時，則其空氣受壓而向虹吸內推動。因此虹吸左管內之水面，由 A 而漸次下降。

丙、迨虹吸左管內之水面，降至 B 點以下，則鐘內空氣即經虹吸右管洩出，而造成真空，於是櫃內所有儲水，一瀉而出。在此時櫃內最高之水面，即放水線之地位。小孔之作用，在使空氣得早入鐘內，而虹吸管中，任得保留相當之水量。

按此步驟，周而復始。故沖洗之次數固定，而間隔亦平均。萬一櫃內之水，因任何原因，不能洩出，則過量之水，可經溢口，直接流入管中，而無泛濫之虞。

表 9 自動沖洗櫃中之虹吸尺度表

虹吸之直徑 (吋)	放水處櫃之 直徑(呎)	每次沖洗之 水量(加侖)	每秒放水量 (立方呎)	溝管直徑 (吋)	放水線至鐘 罩底之高度
4	3	60	0.35	4至6	1'-2''
5	3	100	0.73	6至8	1'-11''
6	4	240	1.06	8至10	2'-6''
8	4	280	2.12	12至15	2'-11''

47. 沖洗櫃尺寸之決定 櫃之尺寸，與溝管大小及沖洗需水量之多寡，均有關係。一般情形，如表 9 所示。

## 第六章 溝管網之通風及保養

### 第 1 節 通風

48. 通風 通風之目的，在使溝管中工作之工人，不致受健康上之影響，並避免一切其他損害，及爆炸之危險。由普通城市中之污水所產生之氣體，約為 70% 沼氣，10% 硫化氫，10% 碳酸氣。三者之混合物，輕於空氣。自汽車利用石腦油或烱油駛行以來，溝管中產生毒性氣體之可能，大為增加。此二者之氣體，較空氣重 2.69 倍(0°C 及 760 毫米氣壓)。故此項氣體，均聚集於污水之水面上。

表 10

氣 體	可爆炸時，空氣中所含之%數
石腦油，烱油	1 至 1.4
碳氧氣	16.5
乙炔	3.0
煤氣	7 至 8
沼氣	6.0
硫化氫	0.1

表 11

氣 體	在 $\frac{1}{2}$ 至 1 小時內致死之%*	在 $\frac{1}{2}$ 至 1 小時內危險病狀之%*	在六小時內無礙之%*
硫化氫	0.039	0.03	0.0078
石腦油	1.08	0.93	0.16
烱油	0.84	0.70	0.14
沼氣		不 甚 毒	
碳酸氣	4.53	3.03	0.505
碳氧氣	0.16	0.12	0.008
煤氣	0.16	0.12	0.008
乙炔	0.16	0.12	0.008
氣氣	0.0031	0.0016	0.0001

\*空氣中所含之%數

表 10 示各種氣體之爆炸性，表 11 示各種氣體之毒性。表中之數字乃為平均值，因氣壓，溫度及各個感毒之靈敏性均有關係，固未可一概而論也。自汽車應用推廣，汽車站之數目增加，溝管爆炸，時有所聞。在 1929 年，<sup>(6)</sup>德國之沙靈根及<sup>(7)</sup>捷克之潑拉格，<sup>(8)</sup>均曾發生嚴重之爆發。

49. 天然通風法 街道下之溝管，每與大氣中之空氣相連通，蓋工人洞之蓋上有孔，街道進水口下，未必皆有水封之裝置，而所有屋簷落水管亦均有通風之作用。新鮮空氣，由工人洞及街道進水口流入溝管，復由落水管流出，遂發生通風之作用。

50. 人工通風法 較空氣為輕之氣體，可用天然通風法祛除之，然較重之氣體，則非用人力壓出或吸出不可。就經驗所得，壓出方法遠不如吸出方法之收效宏大。圖 34 示吸出方法所有設備之一例。離心吸氣機，可用一匹馬力之直流電動機轉動之。其吸氣作用，可達 200 至 300 米。迨溝管中發覺有此類危險氣體時，即可隨時裝置此設備，以清除之。遇特殊情形，或在污水儲蓄池中，則可設備固定裝置，經常使用。

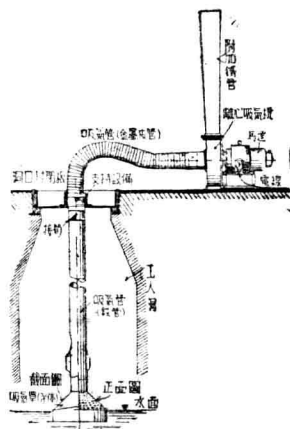


圖 34

51. 保養 按理論言之，溝管應具有適當之坡度，俾所有沉澱物隨水而下，不致停流，直通尾閘河或污水廠為止。在夜間流量較小之時，縱有停滯，亦應於日間自動沖除淨盡。但事實上

未能如此完善，不免有小量之沈澱物，積於管底。即此少量之沈澱，漸能引起此後之增加，日久且堅結不移，勢非剷除不可，否則足以阻塞溝管，至少亦足以減低其洩水之效能。且此積滯之物，將在溝管中腐化，尤足以發生惡劣之影響。故保養溝管以避免或預防此類事態之發生。所用方法有二，一為沖洗法，一為刷洗法。

52. 沖洗法 沖洗所用之水，或用天然河流之水，或用池沼之水。若地勢適宜，此法最爲有效而省費。否則，須用人工築成蓄水池，將河水或雨水儲入，用時始開放之，以冀發生沖洗作用。少數較大之蓄水池，其功效較微，蓋沖洗之作用難以致遠。不如築多數較小之蓄水池，分布於溝管網，以冀各部均收沖洗之效。若以利用清水沖洗溝管，太不經濟，則利用溝中污水，亦無不可。惟須將污水高壅，方能收沖洗之效。欲達此目的，可用手拉閘門或滑車閘門。此等閘門，即可裝置於工人洞中。手拉閘門適用於溝管之直徑小於 50 厘米者，或與此相當之蛋管。滑車閘門適用於較大之溝管，因後方之水壓力甚大，非用滑車不易啓閉也。此外尙有特殊之裝置，至某固定之壅水高度時，閘門能自動開放，但關閉閘門，則仍須人力。若沖洗工作，完全不用人力，則須有自動沖洗櫃之設備，詳見§46。

53. 刷洗法 用沖洗法，需要大量之水，費用亦昂，反不及刷洗法之效用宏大。普通以毛刷爲工具，其形狀及大小須與溝管截面相吻合。在兩端之工人洞中裝置絞車，以資拉曳。若用電絞車，則效能更大。若沈澱物已固結於管底，則須先用鐵鏟剷鬆，方可刷洗。刷洗用人力或電力，似仍不經濟，故亦有採用刷洗板者。板後積水，推板前進，以刮除沈澱。

## 第七章 房屋及基地之洩水

### 第1節 引言

54. 目的 若使一城市之排洩污水，得有完善之結果，非強迫各房屋及房基地均有洩水設備不可。否則主管城市洩水之機關，雖殫盡心力，必仍勞而無功。

55. 措施 家屋及房基地之洩水，不能聽屋主及地主之便，應規定若干條例，使之遵守。所有工程機關，市政機關，建築機關及裝修水管業公會，須彼此密切合作，方克濟事。至於條例之詳細內容，

可視各城市之情形而異，茲僅就原則論之如下：

56. 落水管 落水管乃垂直之管，用以輸雨水或污水均可，但不得合併。在合流制中，當大雨之時，雨水落水管充滿雨水，而溝管通風，惟污水落水管是賴。在分流制中，此二種落水管更不容合併。

57. 地下管 裝置於地窖中，或埋於地下，具有少許坡度之橫管，用以接受落水管或他方之污水而輸入溝管者，總稱之為地下管。在可能範圍內，地下管應與溝管垂直相交，並以彎曲管頭互相連接。此管頭之軸，應與水平線成  $45^\circ$  角。地下管與溝管之連接口，應在溝管中晴天水面之上，或在溝管頂拱之兩端，均無不可。

## 第 2 節 通風及防止倒灌

58. 通風 倘落水管具有使溝管通風之作用，則應與溝管直接連通，地下管不當有水封。以往用水封者甚多，目的在防止溝管中氣息之外洩，殊不知溝管如能通風完善，絕無惡臭。但在落水管之前，不妨裝置水封，以防萬一。欲避免水封內之積水，為落水管中衝下之水所吸出，可於水封之頂裝一出氣管。

59. 防止倒灌 當雨勢過大之時，溝管中難免發生倒灌現象。欲使基地或家庭中，不受其影響，應有防止倒灌之裝置。至於倒灌之高度，須視雨勢之大小而定。但有規定在溝管頂點上 1.0 米為準，亦有以溝管頂點上之路面頂點為倒灌高度者。防止倒灌設備之原則有二：(1) 為漂浮之球；(2) 為旋轉之門。

## 第 3 節 污水入口

60. 地窖污水入口 圖 35 示其原則及普通之尺寸，實際上所應用之構造，種類甚多，不勝枚舉。每備有泥沙桶一只，以免粗大之沈澱物，沖入溝管。

61. 樓面入水口 原則與地窖入水口相同，惟尺寸稍異，示如圖 36。

62. 抽水馬桶 欲使抽水馬桶之沖洗作用完善，須注意其各主

要尺寸之規定。沖洗水量，不得小於 6 升。由抽水馬桶之底達水箱之頂，應為 1.8 米。出水管之外徑不得小於 105 毫米，相當於

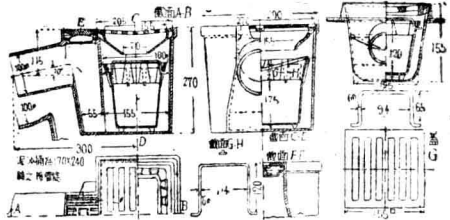


圖 35

圖 36

80 至 85 毫米之內徑。水封深度應為 60 毫米。

抽水馬桶分為二類：(1)淺沖式；(2)深沖式。在淺沖式中，所有沖出之水，一部分之力量將污物沖動，故對於沖洗作用較小，而馬桶內壁易起臭穢之污層。深沖式馬桶之污物，直接落於水封內之水中，易於沖去。惟因水封面積較大，每於沖洩之後，水封內之積水，仍然污濁。此外尚有各種構造方式，原則亦復相同。若能利用特種設備，使沖出之水甚急，則水箱可無須裝置過高。

亦有不用水箱，而直接由自來水管放水沖洗者。惟須裝一壓力開關。

## 第八章 污水之處理

### 第 1 節 污物之性質

63. 污物量 污水內所含污物之量，出入甚大，不易得一適用之規律。由經驗所得之結果，可列如下表，聊供參考：

表 12

用水量 (每人每日若干升)	污物量 (每升污水中之毫克數)
50	3600
100	1800
2000	900

64. 污物之分類 污物大別為二類：(1)不溶解物(漂浮物)。

(2)溶解物。在污水工程中，凡不能濾出者，均包括於溶解物中，故膠質物亦屬之。

不溶解物，復分為二類：(1)可沈澱者，(2)不可沈澱者。在污水靜止二小時內，能沈澱者，為可沈澱物，餘皆為不可沈澱物。普通可沈澱者，約佔全部不溶解物之 $\frac{2}{3}$ 。

溶解物及不溶解物，皆分為有機體及無機體二種，其量約相若。溶解之無機體，可不除去，因其對於尾間河無直接之妨礙。至於有機體之多寡，正所以決定污水腐化性之大小。尤以含蛋白質及分子組織複雜之有機體，最足以引起腐化，且產生硫化氫，發生臭氣。當污水無此分解現象時，謂之新鮮污水。

65. 處理污水之目的 處理污水之目的，並非使污水還原，成為純水，乃使易於腐化之物質礦物化，俾污水無腐化之可能。處理污水之場所稱為污水處理廠。

66. 污水之檢驗 每隔相當時間(一小時或半小時)由溝管內取一等量之污水，融合於一處，然後檢驗其污物之含量及性質。如此所得之結果，可視為平均值。間或再取一二單獨檢驗，以作比較。若測驗污水廠之功效，則當以進出之污水，檢驗而比較之。其間所隔之時間，應等於污水在污水廠內逗留之時間。檢驗污水之方法及步驟甚多，大都為化學師之工作。

## 第2節 初步處理

67. 濾沙池 沙之來源，大部由於路面之消蝕。故瀝青路面之沙量少，而碎石路面之沙量多。若街道進水口之下，有留沙池之裝置者，則一部沙量，已被截留矣。故砂量之估計，亦復不易。欲得一概數，可按每 10,000 居民每日得沙量 0.15 至 0.25 立方米計之。

濾沙原理，因濾沙池截面較大，而流速減小，故砂礫沈澱。但流速亦不宜過小，蓋吾人不希望過細之污泥，或有機體亦於濾沙池內沈澱也。按經驗以  $v = 0.2$  至  $0.35$  米/秒，平均數為  $0.3$  米每秒，適得其中，是以濾沙池之截面積  $F$ ，當流量為  $Q$  時，應為  $F = Q/0.3$ 。但



$Q$  之值常有變化，為適應此種環境起見，故濾沙池截面之形狀，如圖 37 所示，庶可保持相當之流速。

污水在濾沙池中，約需逗留  $\frac{1}{2}$  至 1 分鐘，故池長約為 6 至 20 米。

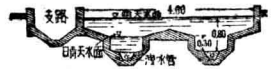


圖 37

池底須裝有洩水管，四周以砂或細石襯墊之。洩水管亦可用平磚砌成，不加彌縫。平時將洩水管之出口關閉。惟當清除濾沙池時，則閉池之出入口，而開放洩水管，俾池中積水，得以排洩。起沙多用人工，若池之規模甚大，則亦有用挖泥機者。

68. 粗篩 粗篩所以將超過某一定大小之污物截留，以免妨礙此後之處理工作。如木塊，碎布，罐頭，水菓皮殼之類，均應除去。粗篩位置可在濾沙池之前，亦可在其尾端。後者較優，因濾沙池之截面較大，不致因粗篩而感壅塞。篩與水平面所成之角，在  $60^\circ$  至  $30^\circ$  之間。篩由直棒組成，用圓鐵或其他截面之鐵棒亦可。棒與棒間之距離約在 20 至 50 毫米之間。活動粗篩，乃浸在污水中，與旋轉之水平軸相連繫。粗篩與水流之方向，相反運動。

69. 濾油池 無論污水放入尾閘河，或再作進一步之整理，均應將油濾去。至於濾油池應否裝置於濾沙池之前方或後方，並無規定。欲使包圍於漂浮物體之油類除去，恒用空氣自池底打入。空氣需量約為 0.031 立方呎/1 加侖污水。

### 第 3 節 沈澱處理法

70. 一般計算 此為一種進一步之處理法，將較細之漂浮物，加以沈澱而除去。此時流速  $v$ ，約為每秒 20 至 40 毫米。池之截面積，仍為  $F = Q/v$ ，其中  $Q$  為已知之流量。因沈澱作用，需要一相當之時間  $T_{min}$ ，方能完成，故池長  $L$  可按此計算： $L = T_{min}v$ ，其中之  $T_{min}$  之值，普通  $> 1.5$  小時。一般沈澱池之構造，如圖 38 所示。

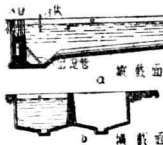


圖 38

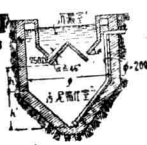


圖 39

故池長  $L$  可按此計算： $L = T_{min}v$ ，其中之  $T_{min}$  之值，普通  $> 1.5$  小時。一般沈澱池之構造，如圖 38 所示。

71. 沈澱井及沈澱塔 如無充分地面，以供建築一般沈澱池之用，則採用沈澱井。井作圓形，其內直徑自 2 至 8 米。污水概由下方輸入，緩緩上升，而泥土則向下沈澱。污水之上升高，應按  $h \geq T_{min} v$ ，平均約在 4 米至 8 米之間。上昇速度，平均為  $\leq 0.25$  至 1.00 毫米/秒，而  $T_{min}$  則以  $\geq 1$  小時為宜。由此所沈澱之泥土，約含水量 95%。倘感覺建築較深之基礎不易，或費用過大時，則捨沈澱井而用沈澱塔。塔由鋼鐵構成，高達地面上 8 至 10 米。餘皆與沈澱井相似。

72. 雙層池 沈澱之泥土，如何處置，乃一重要問題。其中含水甚多，已如前述。欲使之晒乾，歷時甚久，蓋污泥較水為重，易於下沈，使水不易滲入土中。且當晒乾之際，污水已腐敗，所產生之硫化氫，臭氣四溢，甚感不便。往日有將污泥埋入土中者，有與乾垃圾拌和作肥田之用者，但或未能充分利用，或有腐化之虞。亦有用機械方法，所謂壓榨法或離心法，以求污泥之速乾，但費用過大，不復採用。後經實驗，知污泥囤積數星期之久，則其中 30% 化為氣體，所含水量亦由 90% 減至 80%。此種污泥，密度較輕，浮於水面，故在晒乾時，一部分之水，已滲入地面之土中，數日即乾。

雙層池之產生，即由於上述之思想，且使污水不與污泥接觸。因由伊姆霍夫首創，故亦名伊姆霍夫櫃。其構造如圖 39 所示。污水經  $K$  流過，污泥沈澱於三角形背上，再由 25 厘米之縫，達於  $F$  室。沈澱室  $K$  約有 7 至 10 米深度，而其長度及其截面之大小，可按上述沈澱池之一般計算法得之。污泥在腐化室  $F$  中，約停留 80 日。在此 80 日內，每日污泥之體積約消失  $1/120$ 。設以此數為  $1/a$ ，則最初第一日入池之污泥量  $S$ ，經  $n$  日後，當減為  $S - (n-1)/a \cdot S$ ，而最初第二日入池之污泥量  $S$  當減為  $S - (n-2)/a \cdot S$ ，餘可類推。於  $n$  日後，污中淤泥總體積  $V$ ，應為  $Sn(1 - n/2a)$ 。惟  $S$  之值，(即每日沈澱之污泥量)頗難預估，故亦有以居民人數為標準，約計如下：

甲、分流制 每人需  $F$  室體積 20 升

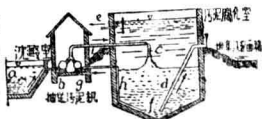
乙、合流制 每人需  $F$  室體積 30 升

池中污泥，藉水之壓力，由腐化室經 20 厘米直徑之洩泥管洩出，引入滲水之晒場，約需 6 日，即可晒乾，遇雨則需延長。平均每晒場，除剷泥與修理及冰凍外，每年約可晒用 25 次。

#### 第 4 節 污泥之腐化

73. 晒場 在晒場上，污泥水分應減至 55 至 60%，而其體積則為原有者之  $\frac{1}{3}$ 。平均每 30 居民需要 1 平方米之晒場面積。晒場之下層，須有粗礫，可使污水滲入，上鋪細沙，以防污泥與土地接觸。起乾污泥時，每易將細沙剷去，故細沙常需添加。有用水泥板或磚塊，以代細砂，但不嵌縫，容水滲入。晒場分為若干區，每區之寬度，視起泥之方法而異，若用輕便鐵軌及小車，則 4 米寬已足。若用挖泥機，則視挖泥機之種類而定。每次鋪注之污泥，約為 20 厘米，需時六日，即可起出。除起泥與修理及冰凍之日外，每年在同一晒場上，約可晒泥 25 次。遇雨則需時甚長，即需要之晒場面積增加。在美國每將晒場築如花房，裝置玻璃頂壁，此固糜費甚大，惟地價昂貴之區可採用之。

74. 隔離腐化室 往往因地下水之水位甚高，或遇岩石地層，則雙層池過深，費用過大，可將腐化室置於沈澱室之旁，如圖 40 所示。b 及 v 為二汲水機將 a 及 f 內之新舊污泥抽經 i 管，由 C 注入腐化室，俾新舊污泥可澈底拌和，而增進腐化之效率。茲將此類隔離裝置之利弊分述於下：



利：(1) 沈澱室與腐化室隔離，絕無混淆之虞。(2) 入地不深，土工較省。(3) 腐化室之溫度，不致因時有冷水流過而變化。(溫度以  $25^{\circ}\text{C}$ ~ $28^{\circ}\text{C}$  最為適當)。(4) 沈澱室與腐化室於必要時可各別放大，而無牽掣。

弊：(1) 新舊污泥不能自動澈底拌和，須另置設備，既不方便，費用亦增。(2) 收集污泥腐化時所產生之氣體，較為困難。

### 第 5 節 污泥之腐化

75. 腐化作用 此乃生物化學之作用，即賴微生物之工作，及化學之分解，而完成污泥之腐化。此種變化，須在水中及不通空氣之處進行。先由微生物產生發酵作用，使複雜之有機物質破壞，一部分且化為氣體。同時使污泥內所含之膠質化合物分解，成為片狀，且減少其量。因此污泥之質量減少，而無機物質與有機物質之比例增加，故污泥之腐化，亦稱為污泥之礦物化。按實驗結果，新鮮污泥中礦物質與有機物質之比例為 1: 2.85，而腐化完成後，污泥中之此項比例，增至 1: 0.87。

至於污泥含水量之多寡，與其體積之關係，則可由圖 41 得之。使新鮮污泥之體積為 1，倘含有水量為 96%。若腐化後所含之水量降至 80%，則僅有其原體積之  $\frac{1}{3}$ ，此其一例也。

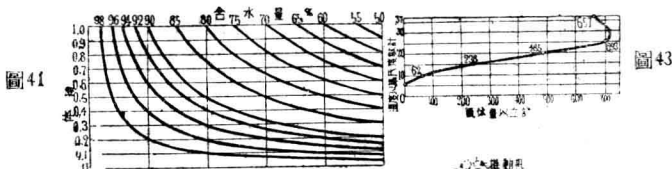


圖 41

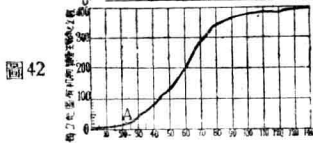


圖 42

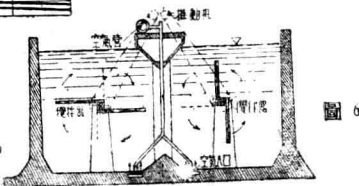


圖 43

圖 4

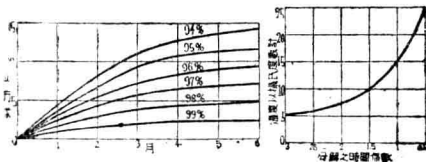


圖 44

圖 45

當污泥腐化時所產生之氣體，平均 80% 為沼氣 (CH<sub>4</sub>)，15% 為碳氧氣，5% 為氮氣。可依產生氣體之

多寡，而視腐化完成之程度。氣體量與腐化時間之關係，可以圖 42 為例，作該圖之根據為：新鮮污泥含 95.4% 水量，4.6% 乾固物質，其

中 40.7% 為礦物質，49.3% 為有機物質。在最初 35 日中，氣體產量甚微。由第 35 日至第 70 日，氣體產量增加甚速，此後復漸減，至 130 日，達最高峯。若新舊污泥相拌和，則最初之 35 日時間可省去，而圖 42 之曲線，可由 A 點出發。此因微生物既已存在，且已具有工作之能力也。由此可知腐化完成之時間，約在 70 至 90 日之間。污泥須在雙層池之腐化室中，逗留 80 日(參看 §72)，職是之由。

76. 溫度之影響 因腐化作用，由於微生物之工作，故溫度之高低，關係甚大。按圖 43，由  $+6^{\circ}\text{C}$  起，產生氣體，其量隨溫度而增，而以 25 至  $28^{\circ}\text{C}$  為最有效。若溫度過高，則產生之氣體量，反因之而減，是以腐化室須保持其適當溫度，以增進腐化之速度，亦即減少腐化室之體積。遇腐化室溫度過低時，每利用產生之氣體，作為燃料，而溫暖之。

77. 氣體之利用 氣體產量，與污泥含水量，及腐化時間有關。若含水量為 95%，腐化室內之溫度，平均為  $15^{\circ}\text{C}$ ，而新舊污泥時相拌和(例如雙層池)，則每一居民每日可產生 8 至 10 升之氣體，在此所需要之腐化時間為三月，水量減至 80%。若以年計，則每一居民產生 3 立方米氣體。新污泥之含水量愈大，則氣體產量愈少，其關係如圖 44 所示。此以 1 立方米新污泥為單位，而溫度平均為  $15^{\circ}\text{C}$ 。若溫度不為  $15^{\circ}\text{C}$ ，則須就圖 45 求時間係數以乘之。

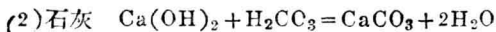
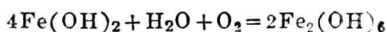
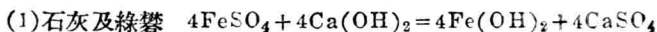
收集氣體，以雙層池較便，蓋沈澱池在上，無須另行做蓋。在隔離腐化室，則全室須密蓋，較為困難。

氣體中含有 70 至 80% 之沼氣，故其熱量可達 6000 至 8000 熱單位，而普通煤氣僅含 4000 熱單位。處理污泥所得之氣體，是以可應用於燃燈，取煖或原動力之用。普通即以所得之氣體，供污水廠內各方面之應用，例如溫暖腐化室，起污泥及汲污水之原動力，以及代替電燈等。若用於原動力方面，則需要氣動力機為之工具，且須將氣體內所含有之少量硫化氫除去，免致動力機受損。欲達此目的，須將氣體導入一整理器，其中以沼鐵礦充滿，即能發生濾清硫化氫之作用。每一立方米氣體，每小時可產生 2.4 至 3.4 馬力。

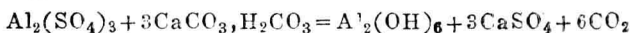
### 第3節 化學處理法

78. 化學沈澱法 將適當之化學藥品，加入污水，使漂浮之微細污物，易於下沉，既使沈澱加速，且使處理澈底。但須有經驗之工人管理，否則效率甚微，且化學藥品價值每嫌過昂，故此法之應用不廣。

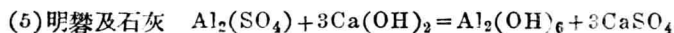
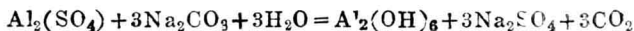
至於應用之化學藥品，有下列各種：



(3) 明礬



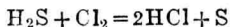
(4) 明礬及碱灰



適當之需要量，可就上列各化學式計算之。

79. 加氯氣法 此法可除污水之臭氣，且有消毒之功。將氯氣直接通入污水，或製成濃度甚高之氯氣水，注入污水，均無不可。其消毒作用，可以下式示之： $2\text{H}_2\text{O} + 2\text{Cl}_2 = 4\text{HCl} + \text{O}_2$

當鹽酸及氧氣初產生之際，殺菌之能力甚強。其祛臭作用，則如下式所示：



硫化氫乃污水發臭之因，茲被氯氣分解，故臭氣隨之消滅。所用氯氣之量，視目的而異。若僅為祛臭，則每立方米之污水，約需4至6克之氯氣已足。若將污水消毒，則視污水含菌之程度而定氯氣之量。每一立方米之污水，需要8至50克之氯氣不等。氯氣發生作用，需要相當時間，普通約在20至30分鐘之間。此種加氯氣法，亦僅於必要時行之。

### 第6節 生物處理法

50. 引言 上述之化學處理法，固不常應用，而初步處理及沈澱處理法，亦僅將污水中之一部分漂浮污物除去，而細粒之漂浮物與夫膠質物及溶解物則仍留於污水中。倘尾閘河之流量甚小，或有其他原因，則污水非經更進一步之處理不可。其目的在清除溶解之有機物質，俾污水不致發生惡臭而腐化，而其主要之作用端賴微生物之工作，故名之曰生物處理法。污水經過粗篩之後，本可直接應用生物法處理之，但先經沈澱法，則較經濟且收效更宏。生物處理法，種類甚多，可就其環境情形選擇應用之。

81. 地面灌溉法 此本舊法，沿用已久。即將污水通至地畝，一方面收處理污水之效，一方面獲肥沃土地之功。惟土質須屬含粘土之砂質，或泥土之有砂礫者，方可使污水滲入較深，除去污物，同時可以通風，輸入需要之氧氣。欲使灌溉面積保持其清理污水之功效，則每單位面積所擔負之污水量，須加限制。若各種條件具備，此法乃最善之方法，因其能直接肥田也。

至於每單位面積之負擔量，視污水之濃度，土質之種類，以及土地農產上之利用而定。倘污水祇經聚沙池及粗篩而未經沈澱池者，按經驗所得，平均每佰亞爾每日可擔負 30 至 40 立方米污水。若以每人每日用水 150 升計，則每 250 居民需 1 佰亞爾之面積。倘污水已經沈澱池者，則負擔量可增加 3 至 4 倍，即每 1000 居民需 1 佰亞爾之面積。上述乃根據沙土而種草皮或茅葺者。若土質較肥，種植五穀，則負擔量必須減少，8 至 15 立方米污水已需 1 佰亞爾之面積，換言之，即每 50 至 100 居民，已需 1 佰亞爾之面積。

污水由土溝導入，其截面為梯形，水深約 0.3 至 0.5 米，底寬為 0.3 米，兩側岸坡為 1:1.5。溝之縱坡度不得大於 1:150，以防流速過大，沖損土溝之底。倘流速超過每秒 0.6 米時，則應將溝底縱坡築成梯級，以減水流之勢，或將溝底用石塊鋪砌亦可。

最適當之灌溉面積，應作相當之傾斜，將污水壅積於土溝中，自能向下滲透而收處理污水及肥沃田畝之效。每方塊之面積以 35 × 45 米為度，過大則灌溉之作用不平均矣。若地勢平坦，則可將灌

澆面積分爲若干畦，每塊寬度以 1 至 3 米爲限。或用浸水灌溉法亦可。亦有因地勢平坦，將污水由各田塊二對角導入，而每塊之面積，不超過  $40 \times 60$  米。

在灌溉面積內，須敷設洩水管，其直徑至小 8 厘米，其坡度爲 1:200 至 1:300。埋入地下之深度約爲 1 至 1.3 米。管與管之中線距離，爲 2 至 4 米，視土質而定，土質愈易於滲水者，管距可愈大。洩水管之目的固在排洩已處理之污水，同時具有通風之作用。

地面灌溉法之所以有處理污水之功能者可以分兩方面言之：

(一)表面吸着作用，(二)滲濾作用。因土粒與土粒之間，有細密孔隙，水可滲流，而污物被截留，此即滲濾作用。同時膠質物附着於土粒表面，而成表皮，有吸收已溶解之有機物之能力。此集合於表面之有機物，經氧化及微生物之作用而分解。結果將氮氣化合物之含量比例增加，而提高肥田之功效。故對於需要氮氣及水分之植物，用此灌溉法，尤爲適宜。在一立方米污水中，平均含有 100 克氮氣，75 克鉀，25 克磷。若事前先經沈澱池，則一部分肥料已入污泥中，但爲數甚微，且污泥仍用於肥田，故污水中之肥料，得盡獲利用。

82. 地層濾滲法 此命名實屬不當，蓋濾滲作用，僅作用之一部分，而地面灌溉法中，亦含有此作用也。但沿用已久，姑不更張，惟恐顧名思義，易起誤會，故附及之。

地層濾滲法之原則，與地面灌溉法同，僅將每單位面積之負擔加重，而放棄肥田之效用。英美用之較多，而德國則不常用之，因不願犧牲農利也。在美國用此法時，且不先加沈澱，蓋美國每人之平均用水量較他國爲大(參看 §4)，即污水較淡，可無大礙。但寧先事沈澱，將足以閉塞土層之漂浮物攪除，則地層濾滲作用，可持久不減。每年中平均每日每百亞爾之地面，可負擔 300 至 400 立方米預加沈澱之污水，(在美國甚至達 1000 至 1200 立方米)，較地面灌溉法增加 10 倍以上。

最適宜之土質，爲粗細適中之含砂石礫。砂粒不宜過細，致發生毛細管作用，污水含蓄不流。石礫不宜過粗，致滲透過速。最佳之



配合，可如下之比例：

顆粒直徑	0—0.3 毫米佔 10%	} 平均配合
顆粒直徑	0.3—3.0 毫米佔 50%	
顆粒直徑	≤10 毫米佔 40%	

天然之土質有不合此比例者，得視其情形，加砂或石礫以改善之。至於敷設洩水管情形，與前述同。

83. 噴射灌溉法 引污水入壓力總水管，更由其上每隔百餘米接出鑄鐵之分水管，接頭處並裝開關，以資啓閉。於是在灌溉面積上佈成水管網。在分水管上設有出水口若干處，由此可接噴水皮帶。此皮帶之長度，約為 20 米，其端裝有蓮蓬頭（直徑約為 25 厘米），能噴射如雨，以資灌溉。每皮帶所噴出之水，約可達 80 米直徑之面積，

按經驗所得，每月噴出之水可達 20 至 30 毫米深度，依此計算，每佰亞爾面積每日可担負 6 至 9 立方米污水，故噴射灌溉法較地面灌溉法所需之地面至少大 5 倍。

噴射灌溉法，既需裝管，又需較大之地面，故僅適用於規模較大之污水處理，或農產豐盛之區，庶可由因灌溉而增加之產額，以償設備之費用。遇土地價值太昂之區，則此法未見經濟。

至於處理污水作用之發生，與前述二者相同。其結果可溶解有機物之 80%，細菌可減 99%，而污水無腐化之可能。

84. 利用魚池法 由上述三種方法洩出之水，不免仍含有若干養料。故在放入尾閘河之前，可先導入魚池，以作飼魚之用，且可使尾閘河中減少生草之可能。至於飼魚之作用，並非直接。先將有機物經微生物之分解，作為下等植物之營養，而下等植物復為蚯蚓蝸牛之食料，然後魚食蚯蚓蝸牛以果腹。

魚池中接受此含有養料之污水，易使池中水草繁殖，甚致佈滿池面，妨礙通氣及通光。欲免此弊，可再養鴨。鴨食水草，故鴨復為副產物。

此法乃在充分利用污水中之養料，而免尾閘河中易於生草。嚴

格言之，實非處理污水之本身。

85. 灌水法 倘無適當之地層，以供處理污水之用，則用人工造成代替品，以彌此缺憾。所用之材料，以不受空氣分化者為宜，故砂，碎石，火磚，焦炭，煤渣，均可採用。尤以表面粗糙凹凸甚多者為佳，因接觸之面積可藉此增加也。顆粒之直徑不宜小於 2 毫米。若僅一級灌濾，則顆粒以 2 至 8 毫米為宜。倘用二級灌濾，則第一級 10 至 25 毫米，第二級 3 至 10 毫米。平均每一立方米灌濾體，每次可承受 300 至 400 升污水。每一灌濾體厚約 1.0 至 1.5 米，而其面積則為 100 至 300 平方米。在大規模之設備中，則以 1000 至 1500 平方米為一單位。污水由上灌注，將全個灌濾體浸於污水中。此灌濾體置於一不漏水之混凝土池內，池底敷設洩水管，俾已處理之污水由此流出，且可供通風之用。二級灌濾法之優點，在能延長灌濾體之壽命，且能增進處理之功效，但設備費較大。來此之污水，亦以先經沈澱為宜。

表面吸着作用，進行甚速，約 5 至 10 分鐘已可完成。但生物作用之進行，則需 3 至 5 小時。故每日僅可灌注 3 至 4 次，因灌水及放水均需時間也。

此種灌水法，有其缺點：(一)濾出之水，不易完善，蓋顆粒不免有碎落而雜入水中流出。(二)無論污水如何預先處理，但隔 5 至 6 年，則灌注體仍然閉塞，因未經溶解之礦物質，及生物作用未經達到之有機物質，均足以阻塞孔隙也。(三)已閉塞之灌濾體，重加滌清整理，費用甚大。有此三者，故灌水法不為人所樂用，但已建成而在使用中者，則仍然有之。

86. 滴水法 上述之灌水法，須將灌濾體浸入污水中，在此時期內，空氣不復流通，致需要氧氣之微生物，不能活躍，故效率較小，而灌濾工作亦非斷續進行不可。滴水法適所以矯正此弊，將污水平均分佈於滴濾體上，使其逐漸滲下。每一滴污水，當其與每一石礫衝擊之時，分裂若細滴，乃可與砂礫密切接觸，而增加處理之效用。當工作之際，空氣固不能暢通，但絕不中斷。故生物作用得逐

步進行無阻。滴濾工作儘可連續施行，無須中斷，而增加每單位滴濾體之負擔。滴濾體可用較粗之材料，亦即可減少閉塞之虞，此又一優點也。所用材料之粗細，應介於 30 至 80 毫米間。以粗細不同之材料，分層鋪砌，細者在上，粗者在下。至於材料之性質，與上節所述者同。尤以焦炭及煤渣為宜，因其不受污水中所產生之  $\text{CO}_2$  之侵蝕。滴濾體中之孔隙，約佔全體積之 35%。普通多採用圓形構造，俾噴水管可旋轉於其上。滴濾體之直徑以 25 米為適宜，厚度為 1.5 至 3 米，再厚則不經濟。噴水管之轉動，由於反動力而產生，故旋轉方向，與噴水方向相反。

滴水體之担負能力，每 1 至 1.5 立方米材料，每日能處理 0.5 至 1 立方米污水。若以居民人數計，當平均每人每日用水 100 升，則每人需 150 升滴濾體。

87. 活泥法 以上所述之各種生物處理法，均以其他固體物質，為生物作用之根據地，而在活泥法中，則以片狀漂浮之污泥本身為根據地。此片狀污泥，乃由污水中之膠質物產生。故祇須將已經沈澱之污水，引入通氣池(圖 46 在 P. 40)。空氣須由池底通入，並用攪拌器以促進空氣在池中之流動。其目的在使片狀污泥不致下沉，而與污水充分接觸，同時可輸入微生物所需要之氧氣。污水在通氣池中，作遲緩之流動，至完成生物作用為止，約計需 4 至 6 小時。由此放出之水，與片狀污泥相混雜，故須再經一沈澱池，使之澄清，又約需一小時。此時所得之沈澱污泥，一部分引還通氣池，使新舊污泥相接觸，以增加生物作用之效。初時用機械方式所得之沈澱污泥，與此時所得者，合併腐化後，送至晒場。其程序及佈置，如圖 47 所示。

此法之優點：(一)滌清之程度較高，(二)佔地面積較小，(三)通氣池永可使用。惟特種污水之含有油質者，必先去油，而後導入通氣池，否則足以妨礙生物之作用。

88. 污水處理法之選擇 選用處理污水之方法，應依據污水量及其性質，尾間河之流量與濁度，建造及經常費用之多寡，處置污

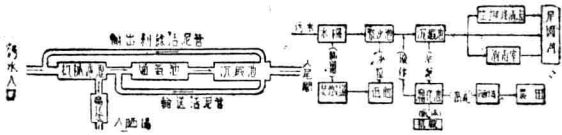


圖 47

圖 48

泥之方法，及各地特殊情形而異。是故污水之處理方法，及其應行改善之程度，隨時隨地不同，初無規律也。今設污水甚為穢濁，尾閭河流量又復甚小，或城市雖濱大河，而居民過多，則其污水雖經機械方式濾瀝後，仍須施以生物處理法，此柏林之例也。反之若城市既小，尾閭河之流量甚大，則污水可無須經生物處理法，已可洩出，此青島之例也。茲為明瞭處理污水之全部系統起見，作圖如圖 48。普通所經步驟，未必盡同，要示其概狀耳。

人工生物處理法，僅於不得已時用之，因其費用昂貴，非任何城市所能担負，天然生物處理法，亦僅以城市附近有廣大沙土農田可供灌溉者，或其地完全缺乏堪充尾閭之河湖為限，因此法雖可收肥田之效，但其費用已甚浩繁矣。

處理污水時，難免不發生惡臭，故污水廠以遠離城市為宜。且不應位於當地一般風向之下方，否則至少須密植不凋之樹林，以防臭氣之吹入城市。

人地名表

- |             |              |                   |
|-------------|--------------|-------------------|
| 1. Hannover | 4. Kutter    | 7. Czechoslovakia |
| 2. Hauff    | 5. Weissbach | 8. Prag           |
| 3. Imhoff   | 6. Solingen  |                   |

## 陰溝工程編索引

2. 人口 2  
人工通風法 32
3. 工人洞 Man-hole 24  
工業污水 4
4. 化學處理法 42  
天然通風法 32  
不溶解物 36  
水封 Water seal trap 24, 34  
分流制 Separate system 10, 11
5. 加氯氣法 Chlorisation 42  
比例尺 2
6. 污物量 35  
污物之處理 12  
污泥之礦物化 Mineralisation 40  
污水入口 34  
污水之流量 3  
污水處理廠 36  
地窖室 Cellar 2, 12  
地窖污水入口 34  
地下管 34  
地層濾滲法 Land filtration 44  
地面灌溉法 Broad irrigation 43  
沖洗法 32
- 沖淡率 Rate of dilution 27  
自動沖洗櫃 automatic flush tank 30, 33  
合流制 Combined system 10, 11  
伊姆霍夫櫃 Imhoff tank 38  
仰虹吸 Inverted siphon 26
7. 汲水站 Pumping station 12  
住宅連接管 House connection 12  
沈澱池 Sedimentation basin 37  
尾閘河 10, 11, 12
8. 雨圖 Rain diagram 7  
雨量 2  
雨量計 2, 4  
抽水馬桶 34  
抽動式閘門 30  
延緩作用 Retardation effect, 6, 9  
延緩係數 9  
刷洗法 32  
明溝 open ditch 18, 24  
承塵盤 Dust pan 26
9. 洞蓋 Cover 25  
虹吸 26

- 毒性氣體 31  
 活泥法 Activated sludge process 47  
 10 氣動力機 Gas motor 41  
 氣體產量 41  
 庫忒公式 19,20  
 倒灌 34  
 高堰 29  
 晒場 Sludge dry bed 39  
 馬蹄形溝管 Horse-shoe sewer 17  
 特種截面之溝管 18  
 降雨率 Rate of rainfall 4  
 留沙池 Catch basin 24  
 11 魚池 45  
 淤泥腐化室 Sludge digestion Chamber 39  
 粗篩 Rack 37  
 通風 Ventilation 31,34  
 梯級溝管 Flight sewers 13  
 混凝土溝管 15  
 雪井 Snow hole 26  
 旋轉式閘門 30  
 蛋形溝管 Egg-shape sewer 17  
 12 減流口 12,27,28  
 減流線 7  
 跌水式工人洞 Drop man-hole 25  
 街道進水口 Street inlet 24  
 進入時間 Time of entrance 10  
 最小坡度 13  
 集合時間 Time of Concentration 6,10  
 13 煉泥管 Vitriified clay pipe 14  
 閘門 sluice gate 30  
 橢圓形溝管 17  
 溶解物 36  
 隔離腐化室 39  
 圓形溝管 16  
 新鮮污水 36  
 落水管 32,34  
 14 溝管之爆炸 32  
 溝管之沖洗 13  
 溝管之深度 12  
 溝管之系統 10  
 溝管網 11  
 滴水法 Trickling method 46  
 腐化作用 40  
 15 樓面入水口 34  
 踏步 Steps 25  
 增流線 7  
 16 磚石溝管 Masonry sewer 15  
 噴射灌溉法 Spraying irrigation 45  
 燈照洞 Lamp hole  
 17 潛堰 29  
 18 濾沙池 Grit Chamber 36  
 濾油池 Skimming tank 27  
 19 離心力製管法 16  
 獸嘴形溝管 17  
 21 灌水法 Fill and draw method 46  
 22 鑄鐵管 Cast iron pipe 14  
 n 值之換算 23

# 水利手冊總索引

- 2 人力 Manpower 2-109  
人口 Population 9-11, 10-2  
人工港 Artificial harbor 8-2  
人工通風法 10-32  
人字閘門 Miter gate 4-25, 6-46
- 3 丁壩 Spur dike 5-43, 90, 8-16  
土地矩化運動 3-22  
土壤水 Soil moisture 4-9  
土壤之性質 4-7  
土壤之空隙 4-8  
土壤之沉死 Water logging 3-8  
土壤堆築壩 Earth dam 2-4, 57  
土溫 4-2, 7, 11, 13, 14  
土壓力 Earth pressure 2-18  
土壩 Earth dam 2-62  
土層 4-7  
土鹼 Alkali 4-67  
大井 Dug well 9-29  
大氣壓力 Atmospheric pressure 1-7 2-21  
工人孔 Manhole 4-45, 7-61, 10-24  
工業污水 Industrial sewage 10-4  
工業用水量 9-4, 6  
下游 Plain district 5-2  
下表土 Subsurface soil 4-8  
上游 Mountain district 5-2  
山流 Mountain stream 5-2, 22  
山側渠道 Hill-side Canal 3-35  
小溝 Lateral 4-15, 17  
三角洲 Delta 5-57  
丸石輾 Gravel roll 5-78, 92
- 4 水之味 Taste 9-17  
水之臭 Oder 9-16  
水之顏色 Color 9 16  
水之鹼性 alkality 9-19  
水之硬度 Hardness 9-18  
水之濁度 Turbidity 9-16  
水之灌溉率 Duty of water 3-16  
水之損耗量 Waste of water 9-7  
水力之分佈 7-5  
水力係數 Hydraulic value 9-60  
水力廠之設計 7-35  
水力旋轉鑽井法 9-33  
水文學 Hydrology 1-2  
水位 Water level 1-32  
水位常度 Haefigkeit der Wasserstaende 1-33  
水平交叉 Level crossing 3-86  
水斗 Bucket 7-81  
水中鐵路 Marine railway 8-54  
水灰比率 Cement-water ratio 2-11  
水泥 Cement 2-9  
水車 Water wheel 7-2, 3  
水抹線 Strichlinie 5-35  
水庫 Reservoir 5-52 7-11  
水則 Staff gage 1-32  
水質 9-15  
水柵 Trash rack 7-62, 64  
水封 Water seal 10-24, 34  
水樣之採取 Sampling 9-15  
水稻 Rice 3-12, 4-19, 48  
水銀氣壓計 Mercurial barometer 1-8  
水塔 Elevated tank 9-78  
水源之考查 9-12, 14  
水船塢 Wet dock 8-53  
水流衝激力 Impact of current 2-22  
水鍘作用 Water hammer 7-66  
水管壓力之損失 9-83  
水管之裝接 9-90 92  
水輪 3-88  
水輪機 Water turbine

- 7-3, 79  
 水輪機之原理 7-81  
 水輪機之選擇 7-82, 84  
 水輪機之裝建 7-78  
 水櫃 Water cellar 9-78  
 水墊 Water cushion 3-79  
 水壓力 2-14  
 水壓管 Penstock 7-37  
 水錐式尾管 Hydrocone  
 draft tube 7-89  
 木片管 Woodstave pipe  
 3-63  
 木道 Log way 2-104  
 木材之蒸製 Creosoting 8-30  
 木材防波隄 8-9  
 木料 Timber 5-71  
 木管 9-89  
 木管暗溝 Wood drain 4-28  
 木質閘門 Timber sluice  
 gate 2-80  
 木質直碼頭 Timber pier  
 8-45  
 木質橫碼頭 Timber quay  
 8-30, 32  
 木乾船塢 Timber dry dock  
 8-31  
 木壩 Timber dam 2-4, 74  
 木柵浮壩 Curtain poles  
 5-93  
 木籠 Crib 5-78, 89  
 分水 Diversion of water  
 5-26  
 分水線 Water shed or  
 divide 1-2  
 分水閘 Turnout 3-31  
 分流制 Separate system  
 10-10, 11  
 分配工程 Distribution  
 work 9-75, 79  
 分配曲線法 Distribution-  
 graph method 1-31  
 中水城 Mittelwasserber-  
 reich 1-33  
 中水河床治理 Mean water  
 regulation 5-31  
 中位高度 Median elevation  
 1-3  
 中游 Valley district 5-2  
 井之排列 9-34  
 井中抽水 4-66  
 井抽機 Well pumps 9-50  
 天然港 8-2  
 天然流量 Natural flow 7-14  
 天然通風法 10-32  
 化學處理法 10-42  
 化學沉澱法 9-54, 10-42  
 支流 Tributary 5-5  
 支溝 Submain 4-15, 16  
 支鞍 Saddle 7-51  
 支持槓 Support bar 2-86  
 支撐 Buttress 之設計 2-53  
 毛細管水 Capillary water  
 3-3, 5, 4-10  
 毛髮濕度計 Hair  
 hygrometer 1-9  
 不連續面 1-17, 19  
 不溶解物 10-36  
 斗門 Delivery box 3-81  
 比降 Gradient 5-5  
 止水閘 Check gate 3-83  
 日照計 Sunshine recorder  
 1-12  
 少閘型 6-21  
 收縮縫 Contraction joint  
 2-6  
 引力水 Gravitational  
 water 4-10, 13  
 勾形丁壩 Hook groin 5-46  
 介接截面 Transition  
 section 3-35  
 公用水量 9-7  
 升降船塢 Lift docks 8-35  
 孔門船閘 6-40  
 方形分區法 Rectangular  
 block 3-18  
 反動水輪機 Reaction  
 turbine 7-4, 79, 80  
 內向流水輪機 Radial  
 inward turbine 7-4, 79  
 夫朗西斯水輪機 Francis  
 turbine 7-79  
 5 平水位 Gewöhnlichen  
 Wasserstand (G.W.) 1-32  
 平板壩 Deck dam 2-2, 50  
 平行流域 Parallel basin  
 1-4  
 平均高度 Mean elevation  
 1-3  
 平均坡度 Mean slope 1-3  
 平均水位 Mean water  
 level (M.W.L.) 1-32  
 平均歧離 A verage



deviation 1-15  
 平均海平面 Mean sea level 8-4  
 平均縱剖面 Mean drainage-basin profile 1-2  
 石料 5-70  
 石灘 Stromschnelen 5-55  
 石籠 Senkkörbe 5-78  
 石箱暗溝 Stone drain 4-28  
 石礫暗溝 Gravel drain 4-28  
 石核混凝土 Cyclopean Concrete 2-6  
 石綿水泥管 Eternite pipe 9-89  
 石膏矯正法 4-63  
 比速 Specific speed 7-82  
 比例尺 10-2  
 冰凌 Slush ice 5-15, 7-65  
 冰塞 Ice jam 5-16  
 冰壓力 Ice pressure 2-19  
 主潮波 Primary tidal wave 8-3  
 主要應力 Principal stress 2-26  
 正齒輪 Spur gear 2-107  
 正交應力 Normal stress 2-23  
 出水口 Outlet 4-15, 16, 25, 43  
 出水池 Discharge bay 4-53  
 出水管 Discharge pipe 4-52  
 用水量 Consumption of water 9-4, 5, 6  
 用戶接管 House connection 9-93  
 外洋航道 8-83  
 外向輻射式水輪機 Radial outward turbine 7-3  
 民法 4-5  
 民船之運輸成本 6-14  
 世界之水力 7-5  
 世界都市用水量 9-8  
 永久決瀉版 2-100  
 可用流量曲線 Use curve 7-23, 31  
 台階 Altars 8-61  
 片冰 Sheet ice 7-65  
 瓦管 4-29, 30  
 加強環 Stiffener 7-51  
 加氯氣法 Chlorisation 10-42

立波現象 Stand wave 2-15  
 生產水頭 Production head 7-13  
 司托尼閘門 Stoney gate 2-81  
 布來滲透係數 Bligh's Coefficient 3-44  
 白金鈷標準色 Platinum-cobalt color 9-16  
 未該曼高壩設計法 2-33  
 地文學 Physiography 1-2  
 地下水 Ground water 4-3, 13, 24, 319-14, 23, 25, 27  
 地下管 10-34  
 地面水 Surface water 9-13, 25  
 地形雨 Orographic rain 1-17  
 地窖室 Cellar 10-2, 12  
 地質探查 2-5  
 地下灌溉法 Subirrigation 3-21  
 地面入水口 Surface water inlet 4-43  
 地面灌溉法 Broad irrigation 10-43  
 地震激盪力 Earthquake force 2-19  
 地窖污水口 10-34  
 地層濾滌法 Land filtration 10-44  
 自由水 Gravity water 3-3  
 自由淹灌法 Free flooding 3-17  
 自記水則 1-32  
 自記風向計 Anemoscope 1-10  
 自流井 Artesian well 9-24, 31  
 自然淨化作用 Self-purification 9-14  
 自動閘門 3-54  
 自動沖洗櫃 Automatic flushtank 10-30, 33  
 污水入口 10-34  
 污水之流量 10-3  
 污水處理廠 10-36  
 污水灌溉法 Sewage irrigation 3-22  
 污物量 10-35  
 污物之處理 10-12

汚泥之礦物化 Mineralisation 10-40  
 同雨量線 Isopluvial line 1-15  
 同高線延長法 Contour-length method 1-3  
 同高線分區法 Contour check system 3-13  
 曲線渠道 3-25  
 曲度半徑 Radius of curvature 5-35  
 曲肘形尾管 Elbow draft tube 7-89  
 圪工暗管 9-38  
 圪工防波堤 Masonry breakwater 8-10  
 圪工實體壩 Gravity masonry dam 2-22  
 圪工乾船塢 8-36, 60  
 圪工橫碼頭 8-32  
 交點法 Intersection-line method 1-3  
 交叉建築 Crossing structure 3-85  
 交角船閘 6-40  
 多閘型 6-21  
 多船船閘 6-40  
 冲刷道 Sluice way 3-49  
 冲刷閘 Sluice 3-48  
 冲洗法 10-32  
 冲淡率 Rate of dilution 10-27  
 安布生壩 Ambursen dam 2-3, 50  
 安全設備 6-36  
 仰虹吸 Inverted siphon 3-63, 72, 85, 6-35, 7-61, 10-26  
 圩田 4-24  
 坐槽 Bench flume 3-58  
 合流制 Combined system 10-10, 11  
 决瀉版 Flash board 2-99  
 印度式堰 3-43  
 江河航道 8-84  
 竹管暗溝 4-28  
 名稱直徑 Nomial diameter 7-81  
 羊脚滾筒 Sheep-foot roller 2-63  
 羽狀流域 Feather-like basin 1-3

存留之時間 Period of retention 9-60, 61  
 合組啓閉機 2-108  
 伊姆霍夫櫃 Imhoff tank 10-38  
 那士勒標準色 9-16  
 7 沉排 Fascine mattress 5-76, 90  
 沉梢 Core fascine 5-75, 83, 89, 91  
 沉箱 Caisson 8-10  
 沉輥 Sinkwalzen 5-76  
 沉樹 5-81, 89  
 沉沙池 Settling basin 3-84  
 沉泥窖 Catch basin 4-44  
 沉澱池 Settling basin 4-26, 9-60, 67, 10-37  
 沉積錐 Debris cone 5-17  
 沉落曲線 Drop-down curve 5-59  
 防波堤 Breakwater 8-7, 16  
 防浪工 2-65  
 防雪建築 Avalanche protection works 5-19, 7-61  
 防冰設備 7-59, 65, 75  
 我國之水力 7-6  
 我國之商港 8-85  
 我國之自來水 9-20  
 我國之自來水廠 9-3, 4  
 我國都市用水量 9-7  
 我國人工鑽井法 9-31  
 沙丘 Sand bank 5-14  
 沙坊 Check dams 5-20, 95  
 沙阱 Sand trap 3-84  
 沙脊 Ripple 5-15  
 低水 Low water 1-36  
 低水域 Niederwasserbereich 1-33  
 低水治理 Low water regulation 5-31  
 低壩 Low dams 2-32  
 尾水 Tailwater 2-15  
 尾水路 Tailwater race 7-11  
 尾閘河 10-10, 11, 12  
 吸水池 Suction pit 4-53  
 吸水管 Suction pipe 4-51  
 吸出尾管 draft tube 7-79, 87  
 作物比例 3-22  
 作物之耐鹼性 3-9  
 作物之需水率 3-6

- 作物之最佳灌溉量 3-9  
 汲水站 Pumping station 10-12  
 汲水灌溉制 Pumping irrigation 3-24  
 形狀係數 Form factor 1-2  
 形態係數 Coefficient of shape 5-39  
 吹出管 Blow-off 7-61, 9-90  
 夾水 Slip 8-2, 39  
 拋石 Riprap 5-75, 38, 89  
 坑襯 Pit liner 7-85  
 抑水牆 Cut-off wall 2-8, 51, 59, 61  
 快砂濾池 rapid sand filter 9-58, 69, 71  
 串船之阻力 6-11  
 但因脫閘門 Taintor gate 2-83  
 住宅連接管 House connection 10-12  
 束頸湧浪櫃 Restricted orifice surge tank 7-67, 74  
 克羅斯水管計算法 Hardy Cross method 9-83  
 辛飛治河原理 Sympher's rule 5-33  
 8 河口 Estuary 5-2, 57, 59  
 河床 River bed 5-4, 6  
 河線 Alignment 5-35  
 河源 River source 5-2  
 河川密度 River-density 1-4  
 河流密度 Stream-density 1-4  
 河流含沙量 4-58  
 雨量 Rain fall 1-12, 10-2  
 雨圖 Rain diagram 10-7  
 雨量器 Rain gage 1-12, 10-2, 4  
 波浪 Waves 8-4  
 波峯 Crest 8-4  
 波能 Wave energy 8-5  
 波浪之壓力 Wave impact 2-21, 8-6  
 波紋地面法 Corrugation system 3-20  
 波特蘭水泥 Portland cement 2-9  
 抽水機 Pumps 3-89, 4-49, 50, 51, 539-42  
 抽水制 Pumping system 9-41  
 抽水站 Pumping station 4-47, 9-40  
 抽水機械 Pumping machinery 9-40, 41  
 抽水馬桶 10-34  
 抽水之功率 9-43  
 抽動式閘門 10-30  
 抽機之性能曲線 9-46  
 抽水儲蓄水力廠 Pumped storage plant 7-22  
 定角拱壩 Constant-angle arch dam 2-43  
 定徑拱壩 Constant-radius arch dam 2-43  
 延緩作用 Retardation effect 10-6, 9  
 延緩係數 Coefficient of retardation 10-9  
 延展落差式 Extended fall type 7-12  
 放淤 Colmation 4-57, 59, 5-22  
 放逸槓 Escape bar 2-86  
 岸牆 Bulkhead 8-13  
 岸牆線 Bulkhead line 8-38  
 岸頂出水度 Free board 3-27  
 固定標 Beacons 8-20  
 固體總量 Total solids 9-17  
 昇降門 Lift lock gate 9-46  
 昇船機 Ship lift 6-33, 50 9  
 2-104  
 承塵盤 Dust pan 10-26  
 承載平台 Receiving platform 8-29  
 空體壩 Hollow dam 2-2, 3, 6, 50  
 空氣活門 Air valve 9-90  
 空氣升水機 Air-lift pump 9-51  
 戽水輪 4-54  
 戽水設備 8-69, 82  
 明溝 Open ditch 4-4, 15, 66 10-18, 24  
 明礮 Alum 9-54  
 取入口 Intake 7-10, 11, 62 9-25  
 直碼頭 Piers 8-23, 38, 40, 44  
 表土 Top soil 4-7  
 表層土 Surface soil 4-7

表面逕流 Surface run-off 1-27  
 附着水 Hygroscopic water 3-3,4-9  
 歧流 5-48  
 歧管 Branch pipe 7-61  
 季風 1-13  
 芟料 5-72  
 突隄 Jetty 8-15,18  
 步道 Walkway 2-88  
 卸貨棚 Shed 8-2,38,50  
 弧面門 Radial gate 6-46  
 兒齒輪 Pinion 2-105  
 刷洗法 10-32  
 泥沙桶 Catch basin 10-24  
 含沙量 Silt content 5-13  
 押轉力 Tractive force 5-11  
 沿海航道 8-84  
 注射基礎 2-8  
 呼應水位 Corresponding water level 1-33  
 法格定律 Fargue's laws 5-28  
 服務水壓力 Service pressure 9-81  
 往復式抽機 Reciprocating pump 9-47,50  
 刮除鹼類法 4-68  
 非常高水位 Extraordinary high water level 1-33  
 風 Wind 1-10  
 風圖 Wind rose 1-11  
 風車 Wind mill 3-88,4-57  
 風向計 Wind vane 1-10  
 風速計 Anemometer 1-10  
 風壓力 Wind pressure 2-22  
 洪水 Flood 1-37  
 洪水波 Flood wave 1-39  
 洪水之週率 Frequency of flood 1-41  
 重力制 Gravity system 3-24  
 重力壩 Gravity dam 2-2  
 活泥法 Activated sludge process 10-47  
 活動堰 Movable weir 7-11  
 活水式水力廠 Run-of-river plant 7-14  
 虹吸 Siphon 2-79,4-62,63,7-61,10-26  
 虹吸溢道 Siphon spillway

2-75,3-54  
 拱壩 Arch dam 2-3,5,42  
 拱之設計 2-54  
 拱形重力壩 Curved-gravity dam 2-3,40  
 洗砂 Sand washing 9-63  
 洗輪及鹽 4-67  
 保險閘門 Safety gate 6-36  
 保衛裝置 Fender system 8-40  
 保稅貨棧 Bonded warehouse 8-50  
 砂丘 Sand dunes 8-15,17  
 砂洲 Sand bar 8-12  
 美國農部五管流速公式 4-39  
 美商標準鑄鐵管尺度 9-87  
 深槽 Elevated flume 3-59,85  
 前壩 Forebay 7-11,62  
 泉室 Spring house 9-27  
 穿漏 Piping 2-59,66  
 版樁 Sheet pile 8-25  
 挖掘 Excavation 2-7,59  
 挑水壩 Groins 8-14,16  
 待船港 Shunting place 6-34  
 侵入波 Seud 8-6  
 耐輪作物 4-68  
 毒性氣體 10-31  
 省水船閘 Thrift lock 6-0,47  
 負載因數 Load factor 7-17  
 負載曲線 Load curve 7-16,42  
 建造荷重 Construction load 2-13,22  
 持續曲線 Duration Curve 1-31,7-23,29  
 限制電開關 Limit switch 2-110  
 純質堆築壩 Homogeneous embankment dam 2-4,58  
 盆形分區法 Basin irrigation 3-18  
 施泰爾流域圖示法 1-4  
 浮筒 Buoy 8-19  
 浮門 Floating gate 6-47  
 浮標 Float 1-34  
 浮托力 Up-lift force 2-15  
 浮船塢 Elevating dry dock 8-73,80

- 浮游物質 Suspensions 5-9  
 浮子式雨量器 Float rain gage 1-13  
 流速 Velocity of flow 1-33  
 流量 Discharge 1-30  
 流域 Drainage basin 1-2  
 流槽 Ravine 5-17  
 流速計 Current-meter 1-34  
 流速公式 4-20,38,62  
 流量曲線 Hydrograph 7-23,25  
 流量水位曲線 Discharge stage curve 1-34  
 流水最暢截面 Optimum hydraulic section 3-32  
 海塘 Sea walls 8-13  
 海漫 Apron 3-45  
 海岸線 8-13  
 高堰 High weir 10-29  
 高水域 Hochwasserbereich 1-32  
 高壓活門 High pressure valve 2-101  
 高壩設計 2-33  
 高度面積曲線 Hypsometric curve 1-3  
 針 Needle 2-87  
 針冰 Frazil ice 7-65  
 針形活門 Needle valve 2-102  
 原動力水 Power water 7-10  
 原動力屋 Power house 7-11,75  
 消毒法 Sterilization 9-74  
 消防用水 Fire demand 9-10,11  
 消防龍頭 Hydrant 9-79,90  
 洩水道 Sluiceway 4-53  
 洩洪道 Flood-way 4-17  
 埋管法 4-46 7-60  
 差動滑車組 Differential pulleys 2-109  
 差別湧浪櫃 Differential surge tank 7-67,72  
 降水量 Precipitation 1-12  
 降水段 Drop-down section 7-12  
 降雨之強度 Intensity of rainfall 1-16, 10-4  
 核心堆築壩 Embankment dam with core 2-4,58  
 核牆堆築壩 Embankment dam with core wall 2-4,58,65  
 氣壓 Atmospheric pressure 1-7 2-21  
 氣溫 Air temperature 1-6  
 氣象學 Meteorology 1-2,5  
 氣體產量 10-41  
 氣動力機 Gas motor 10-41  
 除碳法 Decarbonation 9-74  
 除錳法 Demanganization 9-74  
 除鐵法 Dcferrization 9-73  
 倒灌 10-34  
 倒向船閘 6-40  
 庫忒流量公式 9-81,10-19  
 庫忒公式之n值 10-20  
 草 5-72,81  
 浪速 Wave velocity 8-5  
 垛壩 Buttress dam 2-2,50  
 挾沙 Sediment 5-9  
 效率 Efficiency 7-18  
 格壩 Traverse dike 5-46,89  
 晒場 Sludge dry-bed 10-39  
 追逐 Hunting or surging 7-86  
 荒溪 Wildbach 5-2,17  
 射嘴 Nozzle 7-81  
 逆潛流 Undertow 8-12  
 退水閘 Escape 3-53,54, 7-62  
 迴瀾壩 Current deflectors 8-15  
 迴船灣 Turning basin 6-34,35  
 耗氧量 Oxygen consumption 9-18  
 扇形閘 Sector weir 2-94  
 配水池 Distribution reservoir 9-75  
 框形坐槽 3-59  
 家庭用水 9-6  
 閉口管井 Driven well 9-30  
 帶環活門 Ring follower gate 2-102  
 浸水期間 Benetzungsdauer 1-33  
 飛球效應 Flywheel effect 7-85  
 臭氣消毒法 Ozonization 9-74  
 馬蹄形溝管 Horse shoe

sewer 10-17  
 矩形分區法 Flooding  
 between borders 3-18  
 排水量係數 6-5  
 特種截面之溝管 10-18  
 恩格斯治河原則 5-29  
 11 混凝土 2-9,11,12,13, 5-72, 74  
 混凝土管 9-39,10-15  
 混凝土棍 Concrete roll 5-77  
 混凝土襯 Concrete lining  
 3-38  
 混合木碼頭 8-45  
 混凝土震感機 2-7,12  
 排水 Drainage 4-2,4,13,33,65  
 排水溝 Drain 4-15,17,21,24  
 排水管 Drain pipe  
 4-31,33,37,41,66  
 排水井 Vertical drainage  
 4-44  
 排水量 Drainage modulus  
 4-17,20,37  
 排針壩 Needle weir 2-86  
 排水法律 Drainage laws  
 4-4,5  
 排水係數 Drainage  
 modulus 4-10,37,48,65  
 排水系統 4-32,33  
 排水組織 4-6  
 排水徵稅 4-6  
 排水洗鹼 4-67  
 船閘 Lock 2-104, 6-22, 33,  
 37,38,41,42,45  
 船舶 6-4,5,8,13  
 船床 Cradle 8-55  
 船塢 Docks 8-53  
 船舶升降機 Ship lift 2-104,  
 6-16  
 旋倒門 Tumble gate 6-46  
 旋板壩 Wicket weir 2-97  
 旋轉抽機 Rotary pumps  
 9-49  
 旋轉閘門 10-30  
 旋轉式風速計 Cup  
 anemometer 1-11  
 斜槽 Chute 3-73,80  
 斜樁 Brace pile 8-27,28  
 斜面船軌 6-48  
 梢料 Brush 5-71  
 梢樁 Fascine revetment  
 5-75,83  
 梢龍 Fascine whip 5-74

基礎 2-7,8,58, 8-25,54,56  
 基礎注射 2-8  
 基礎排水 2-9,58  
 造床水位 Bed building  
 stage 1-33,5-26  
 造壩材料 2-9  
 乾船塢 Dry or graving  
 docks 8-55,59,70  
 乾濕球濕度計  
 Psychrometer 1-9  
 淨水頭 7-16  
 淨化工程 Purification 9-53  
 速率環 Speed ring 7-85  
 速率比值 Speed ratio 7-81  
 速率之調整 Speed  
 regulation 7-86  
 偏向稜 2-77  
 偏轉式風速計 Deflection  
 anemometer 1-10  
 接合面 Joint 2-16  
 接合負載 Connected load  
 7-17  
 推力軸承 Thrust bearing  
 7-73  
 推移物質 Tractional load  
 5-9,12  
 推進器式水輪機 Propeller  
 turbine 7-79  
 魚道 Fish way 2-104  
 魚梯 Fish ladder 2-104  
 魚池 10-45  
 埽工 5-82  
 梯級溝管 Flight sewers  
 10-13  
 梯形缺口之跌水  
 Trapezoidal drop 3-76  
 雪井 Snow hole 10-26  
 逕流 Run-off 1-21,27  
 涵洞 Culvert 3-85, 866-35  
 側堰 Side weir 3-55  
 荷重 Load 2-13  
 剪力 Shear 2-24  
 淺井 Shallow well 9-23  
 深井 Deep well 9-31  
 通風 Ventilation 10-31,34  
 通風井 2-51 4-44  
 粗篩 Rack 10-37  
 軟水法 Water softening  
 9-74  
 隆起管 Riser 7-72  
 密集度 Compactness 1-2

- 淤填壩 Hydraulic-fill dam 2-4,58,63
- 副潮波 Secondary tidal wave 8-3
- 連拱壩 Multiple arch dam 2-3,53
- 堆築壩 Embankment 2-3,5,57
- 控制器 2-110
- 清底挖工 2-8
- 頂高負載 Peak load 7-17
- 累積曲線 Mass curve 7-23,27
- 蛋形溝管 Egg-shaped sewer 10-17
- 啓閉機械 Gate-lifting device 2-92,104
- 組合曲線 Composition curve 5-9
- 淤泥腐化室 Sludge digestion chamber 10-39
- 閉頂湧浪壩 Closed surge tank 7-66,72
- 部分蓄水量 Partial storage 7-32
- 淹灌法之需水量 3-19
- 培爾登水輪機 Pelton wheel 7-4,79,81
- 12 渠道 Canal 3-25,26,30,33,37 6-8,21,23,29,33
- 渠橋 Canal bridge 3-85,6-35
- 渠水位 6-21
- 渠交叉 Canal crossing 6-22
- 渠襯工 Canal lining 3-37
- 渠截面 3-26,6-8,23
- 渠首工 Head work 3-40,41,50,51
- 渠系統 Canal system 3-24
- 港埠 Port 6-33 8-2
- 港灣 Harbor 8-2
- 港灣線 Harbor line 8-38
- 港口河道 Estuary channel 8-18
- 集水井 Collecting well 4-43
- 集中時間 Time of Concentration 1-41,10-6,10
- 集中落差 Concentrated fall 7-12
- 集中性質 Characteristics of Concentration 5-39
- 集水區域 Catchment area 1-2
- 單閘 6-39
- 單旋門 6-46
- 單船之阻力 6-11
- 單位曲線法 Unit-graph method 1-31
- 單純沉澱法 Plain sedimentation 9-54
- 閘形活門 Gate valve 9 90
- 閘室船閘 Chamber lock 6-39
- 減流口 10-12
- 減流線 10-7
- 減流管 Over flow pipe 10-28
- 減流堰 Over flow weir 10-27
- 最低水位 Lowest low water level (L.L.W.L.) 1-32
- 最高水位 Highest high water level (H.H.W.L.) 1-32
- 最小曲線半徑 3-25
- 最小溝管坡度 10-13
- 開發段 Development section 7-12
- 開發方式 Form of development 7-35
- 開發流量 Development discharge 7-14
- 開口管井 9-30
- 開發級與梯 7-15.
- 發動機 Prime mover 4-56
- 發電機 Generator 7-4,84
- 發聲信號 8-20
- 發散因數 Diversity factor 7-17
- 進行波 8-5
- 進入時間 Time of entrance 10-10
- 等溫線 Isothermal line 1-7
- 等氣壓圖 Isobaric chart 1-8
- 給水 Water supply 9-2
- 給水區域之壓力情形 9-77
- 滑車組 2-108
- 滑移閘門 2-79
- 捲簾壩 Curtain dam 2-89
- 捲軸吊車 Drum hoist 2-106
- 無材暗溝 Maulwurfsdrä-

nung 4-28  
 無盡螺旋 2-107  
 無液氣壓計 Aneroid  
 barometer 1-8  
 黃土 Loess 3-4,11  
 黃土作物需水量 3-11  
 氮化合物 9-17  
 氮化細菌 Nitrifying  
 bacteria 4-12  
 堰 Weir 3-42  
 測量 2-4  
 跌水 Drop 3-13,4-27,41  
 堵堰 Caec dams 4-26  
 筒車 Current wheel 3-87  
 棧架 Trestles 2-86,88  
 絞盤 Capstan 8-63  
 順壩 Training wall  
 5-24,43,89  
 晴落 10-32,34  
 貨棧 Warehouse 8-50  
 補助溝 Relief ditch 4-44  
 渴水位 1-32  
 跨渠槽 Superpassage 3-86  
 透水壩 Permeable work  
 5-47,92  
 湧浪櫃 Surge tank 7-66  
 黑鹼類 Black alkali 3-8  
 萎謝點 Wilting point 3-3,4  
 提閘閘 Sliding gate 2-79  
 6-47  
 過船坡 2-104  
 替續機構 Relay  
 mechanism 7-86  
 硝化作用 Nitrification  
 4-14  
 裁灣取直 Cut-off 5-24,50  
 街道進水口 street inlet  
 10-24  
 隄間淹灌法 Flooding  
 between borders 3-18  
 氣化消毒法 Chlorination  
 9-74  
 透水之基礎 Permeable  
 foundation 2-17  
 窩爾夫浮壩 Wolf curtain  
 5-88,92  
 帽釘鋼管 Riveted steel  
 pipe 7-56  
 欵斗式雨量器 Tipping  
 bucket rain gage 1-13  
 焦紙式日照計 Burnt paper

sunshine recorder 1-12  
 飲水清潔標準 9-21  
 跌水式工人洞 Drop manhole  
 10-25  
 軸向流水輪機 Axial-flow  
 turbine 7-3  
 13 運費 6-2  
 運渠 Navigation canal  
 6-18,22,36  
 運輸成本 6-17  
 圓筒門 Cylindrical gate  
 6-47,7-80  
 圓筒樁 8-47  
 圓筒公式 2-42  
 圓木暗溝 Log drain 4-23  
 圓形溝管 Circular sewer  
 10-16  
 溝灌法 Furrow method  
 3-20  
 溝管 10-10,32  
 葉綠體 Chloroplast 1-25  
 葉面蒸發 Transpiration  
 1-21,25  
 閘門 Sluice gate 10-30  
 閘形活門 Gate valve 2-101  
 填梢 Packwerk 5-78,88,89,  
 91  
 填石堰 Rock-fill weir 3-47  
 填塞盒 Packing box 7-80  
 填實碼頭 8-47  
 碎石壩 Rock-fill dam  
 2-4,67,68  
 飽和 Saturation 1-8  
 飽和差 Saturation deficit  
 1-23  
 塢門 Dock gate 8-67  
 鼓堰 Drum weir 2-97  
 溢道 Spillway 3-53,54,7-11  
 落差 Fall 7-11,12,15  
 楯堰 Shutter weir 2-94  
 跳板 Gangway 8-42  
 幹溝 Mains 4-15,16  
 腹土 Subsoil 4-15,16  
 雷雨 Thunder showers 1-17  
 溶解 Soluable matter 10-36  
 溫度計 Thermometer 1-6  
 過渡段 Transition 3-63,  
 5-32,36  
 阻水層 2-70  
 節速器 Governor 7-11,71,86  
 墩船塢 Depositing dock



- 8-75  
 煉泥管 Vitrified clay pipe  
 10-14  
 經濟設計 Economical  
 design 7-42,45  
 暗溝排水 4-4,27,66  
 微菌試驗 Bacteriological  
 analysis 9-19  
 亂石防波隄 8-3  
 橢圓形溝管 Elliptical  
 sewer 10-17  
 隔離腐化室 10-89  
 電接觸式日照計 Electrical  
 contact sunshine  
 recorder 1-12
- 14 滲漏 Percolation 1-25,4-12,  
 6-29  
 滲透 Osmosis 4-13  
 滲水孔 Weep hole 2-51  
 滲水坑道 Infiltration  
 gallery 9-23,24  
 滲水之流速 2-60,61  
 管道 Pipe line 3-63,7-45  
 管溝 Pipe trench 4-45,  
 9-91,93  
 管橋 Pipe bridge 7-61  
 蓄水庫 Storage reservoir  
 7-11,15,34 9-21  
 蓄水量 Storage 7-22,23  
 蓄水式水力廠 Storage  
 power-plant 7-14  
 蒸發 Evaporation 1-5,21  
 蒸發皿 Evaporation pan  
 1-23  
 蒸發表 Evaporimeter 1-22  
 蒸發機會 Evaporation  
 opportunity 1-23,24  
 蒸發損失 Evaporation loss  
 1-30  
 對重 Counter weight 2-108  
 對岸距離 Fetch 8-4  
 對流作用 Convection 1-5  
 滾水壩 Overflow dam  
 2-15,38  
 滾填壩 Rolled-fill dam  
 2-4,58,63  
 滾移閘門 2-79  
 漫溢式溢道 Overflow  
 spillway 3-54  
 漫水拋物線 2-39,51  
 蓋面 Deck 2-7,72
- 蓋版 Deck 2-52  
 蓋堰 Roof weir 2-91  
 蓋面堆築壩 2-4,62,70  
 颶風 Typhoon 1-21  
 颶風雨 Tropical cyclonic  
 rain 1-17  
 豪雨 Storm 1-38,4-78  
 戩台 Berm 2-62,65,3-27  
 綠礬 Ferrous sulphate  
 9-55  
 漂砂 Littoral drift 8-11  
 墊木 Block 8-55,62,83  
 漏井 4-44  
 漩溜 Eddy 5-8  
 熊阱堰 Bear-trap weir 2-91  
 複管法 Compound-pipe  
 method 9-83  
 複合流域 Compound basin  
 1-4  
 輔助廠 Auxiliary plant  
 7-15  
 匯集區 Catchment area  
 5-17,18  
 滴水法 Trickling method  
 10-46  
 腐化作用 10-40  
 需要因數 Demand factor  
 7-17  
 慢砂濾池 Slow sand filter  
 9-58,63,65  
 截灣取直 Cut-off 6-38  
 截流溝 Intercepting ditch  
 3-85  
 養料之游離 Liberation 4-12  
 嘉泊倫水輪機 Kaplan  
 turbine 7-79
- 15 潮汐 Tide 5-62,8-3  
 潮位差 8-3  
 碼頭 Wharf 8-2,23,40  
 碼頭線 Pier head line 8-38  
 衝擊起水機 Hydraulic ram  
 9-49  
 衝動式水輪機 Impulse  
 turbine 7-4,79  
 稻作時期 3-15  
 稻之需水量 3-12  
 標準活門 2-101  
 標準雨量器 1-13  
 綽道 Tow path 6-25  
 編籬 Wattle 5-80  
 潛堰 Submerged weir 10-29

潛池 Cistern 9-35  
 堰壩 Submerged sill  
 5-46,94  
 餘波 Swell 8-5  
 鋪石 Stone paving 5-74  
 齒條 Rack 2-105  
 霉雨 Monsoon 1-19  
 遮留 Interception 1-25  
 輓堰 Roller dam 2-89  
 彈道線 Projectile 2-27,53  
 增流線 10-7  
 實體壩 Solid dam 2-2,5,13,  
 22  
 廢土隄 Spoil bank 4-25  
 樁締定 Pile anchorage 8-28  
 模型試驗 2-41  
 嘗試荷重法 Trial load  
 method 2-3,44  
 播散式尾管 Spreading  
 draft tube 7-89  
 樞轉導葉式水門 Pivoted  
 guide vane 7-80  
 16 鋼壩 Steel dam 2-4,72  
 鋼管 Steel pipe 7-48,59,  
 9-40,88  
 鋼管漆 7-59  
 鋼閘門 2-80  
 鋼筋混凝土管 3-71  
 鋼筋混凝土襯工 3-40  
 鋼筋混凝土橫碼頭 8-34  
 鋼筋混凝土防波隄 8-10  
 凝聚 Condensation 1-5  
 凝聚池 Coagulation basin  
 9-70  
 凝結劑 Coagulant 9-54  
 壓力油筒 Oil cylinder  
 2-109  
 壓力式快濾器 Pressure  
 filter 9-73  
 壓力式風速計 Pressure  
 anemometer 1-70  
 輸水道 Waterway, water  
 conduit 6-45,47,7-10,37,  
 44,9-36,38  
 輸電術 Electric power  
 transmission 7-4  
 輸水工程 Conveyance  
 works 9-35  
 廠屋 Power house 7-78  
 廠額量 Plant capacity 7-41  
 燈塔 Light house 8-20,22

燈標 Light beacon 8-29  
 燈船 Light boat 8-20  
 燈照洞 Lamp hole 10-26  
 輻射流域 Radial basin 1-3  
 輻射熱量 Insolation 1-5  
 機器排水 4-4,47  
 機器鑽井 9-33  
 隧道 Tunnel 3-56,7-61  
 輻閘 Radial gate 2-83  
 檔木 Floating boom 7-62  
 橫井 9-34  
 橫碼頭 Quays 8-23  
 緩衝筒 Dash pot 7-85  
 壅水段 Back-water section  
 7-12  
 積水量 Pondage 7-22  
 噴灑法 Spray irrigation  
 3-21,10-45  
 颶風雨 Cyclonic rain  
 1-17,18  
 頭水路 Head race 7-11  
 擁壁渠岸 3-58  
 繫船裝置 8-42,63  
 磚石溝渠 Masonry sewer  
 4-28 10-15  
 膨脹結合 Expansion joint  
 7-50,54,55  
 17 濕度 Humidity 1-8  
 濕度計 Hygrometer 1-8  
 簡單槓杆 Simple lever  
 2-104  
 簡單滑車組 Simple block  
 2-109  
 簡單湧浪櫃 Simple surge  
 tank 9-67  
 豎管 Stand pipe 9-79  
 導牆 Guide wall 6-34  
 谿線 Talweg 5-34  
 錨冰 Anchor ice 7-65  
 擺動波 8-2  
 螺旋莖 2-106  
 螺旋抽水機 Screw pump  
 4-54  
 龍骨車 3-87  
 擴散作用 Diffusion 1-5  
 18 雙船閘 Twin lock 6-40  
 雙翼旋門 Miter gate 6-46  
 雙重凝聚 Double  
 coagulation 9-56  
 雙重濾過法 Double  
 filtration 9-59

- 濾沙 9 66  
 濾池 Filter 9-67  
 濾沙池 Grit chamber 10-36  
 濾油池 Skimming tank 10-37  
 濾過法 Filtration 9-57  
 濾過率 Rate of filtration 9-63  
 臨界流速 Critical velocity 3-28  
 臨時決瀉堰 2-99  
 轉環 Shifting ring 7-80  
 轉輪 Runner 7-80  
 鎮碇 Anchorage 7-54  
 叢樁 Cluster of piles 8-23  
 黃舌調準式水門 Register gate 7-80  
 19 離心力製管法 10-16  
 離心抽機 Centrifugal pump 4-55,9-43,45,50  
 爆炸 Blasting 2-7  
 攔沙壩 Check dam 5 94,95  
 繫船柱 Mooring post 6-35,36  
 獸嘴形溝管 10-17  
 20 攔水溝 Interceptor 4-17,65  
 攔門沙 Sand bar 5-59  
 攔沙井 Sand trap 7-61  
 攪合料 Aggregate 2-10  
 21 灌溉方法 3-17  
 灌溉制度 3-23  
 灌溉用水 6-32  
 灌溉時間 6-45  
 灌水法 Fill and draw method 10-46  
 護岸工 Bank protection 5-85,6-27  
 鐵絲籠 Wire box 5-78,89  
 露點濕度計 Dew point hygrometer 1-8  
 攝影式日照計 Photographic sunshine recorder 1 12  
 懸空行動起重機 Overhead traveling crane 7-76,78  
 鑄鐵管 Cast iron pipe 9-87 10-14  
 壩 Dam 2-4,23,58 7-11  
 壩基礎 2-5,7,58  
 23 變幅 Spielraum 1-33  
 顯微鏡察驗 Microscopical analysis 9-20  
 疊梁閘 Stop log weir 2-84  
 MAN 式閘門 2-81  
 MAN 式啓閉機 2-108  
 n 值之換算 10-23

## 跋

余久耳汪先生名而未得見，戊寅來海上，始遂識荆之願。嗣先生以賁居期滿，正徬徨無計，余適移居景華新村，乃空其三樓以迎先生，於是始得朝夕晤對之樂。時先生方主編中國工程師手冊，集編纂撰著校讎三事於一身，自課甚勤，恒漏夜不休。斗室之內，書冊縱橫，丹鉛狼籍，怡然處其中，三四年如一日，雖時有斷炊之虞不顧也。余嘗爲屈指計，全書三百餘萬言，若以鉛字排比成列，長可達二十里，每一縱覽，亦非三百小時不可，而先生輒校讀三四次不可謂不敏矣。先生雖組織厚生出版社以董刊行之事，然以限於經費，故別無職員，自經理以下，以逮編輯，校字，會計，棧務，送書郵等職務，先生咸以一人兼之。先生以是書之成功，皆各門同志分工合作之效，乃復聯絡各地學者，續編機電化工等手冊。雖未喻其旨者，頗加阻撓，以妨其成功，惟先生以誠毅處之，故未及期年，而成稿已逾五百萬言。茲乘本書前三輯彙訂之際，爰摭拾所見書其後，以諗世之讀是書者。

中華民國三十三年十月

錢宗賢識