

621.2
8033

國立臺灣大學圖書館典藏
由國家圖書館數位化

大學叢書
水力工程學

余家洵著

商務印書館發行



527026

民國36.11.27

弁 言

水力乃國家寶貴之蘊藏，取之不窮，用之不竭，視他種礦產不同。苟地殼不經若何之劇變，而有山川比降之存在，則經過一次開發之力源，將永無匱乏之虞，第未利用而付諸東流之水，亦無法挽回，此於籌劃時不可不注意者也。國家開發資源，其目光必須遠大，『水力歟，熱力歟』，恆為決定原動力時爭論之兩對象，然無論爭論之焦點安在，在國民經濟之範圍內儘量開發水力，殊為必要。

願開發水力，俾盡其利也，必須有審慎周詳之計劃，瞻顧將來，而免貽弊多利少之患。一計劃之確定，其影響恆及於百十年，從事設計之工程師，對於國家民族所負之責任綦重，可不慎乎。

本書之目的，不獨在使學者得一有用之參考書籍，同時供從事實際工作者設計之依據，故着重於各種建築物之計算，並儘量用圖解釋其結構，務求詳盡明瞭，期於建國工作有所補助，不勝厚望。

中華民國三十三年國慶日江右余家洵識於行政院水利委員會

目 錄

弁言	
第一章 緒論	1
第一節 發展史	1
第二節 水力與國民經濟	1
第三節 水力之用途	1
第四節 開發之方式	1
第五節 電力之供給	2
第六節 水頭	4
第七節 水量	5
第八節 建設費用	5
第九節 經常費	7
第十節 水力之價值	8
第十一節 利益之計算	15
第二章 設計基礎	17
第一節 測繪	17
第二節 地質之鑽探	17
第三節 雨水與逕流	17
第四節 水位與水量紀錄之彙集	17
第五節 水力之功率	18
第六節 水流水力與水庫水力之配合	21
第七節 水力與熱力之配合	22
第三章 建築物及設備	23
第一節 堵水工程	23
I. 進水口	23
II. 壩	24
1. 概要	24
2. 壩之種類及其設計	26
a. 固定壩	
b. 活動壩 (1) 插 (2) 輓壩	

III. 蓄水庫	53
1. 土壩	53
a. 無特別防滲層之土壩	
b. 有特別防滲層之土壩	
2. 石堆壩	64
3. 重力壩	64
4. 拱壩	71
5. 多拱壩	72
IV. 附屬於堵水工程之交通設備	72
V. 堵水工程之下層建築	73
1. 堵水工程下游之冲刷及其防止法	73
2. 活動堵水工程之下層建築	75
3. 堵水工程基底之防漏	76
第二節 引水工程	77
I. 概要	77
1. 引水工程之功用,佈置及構造	77
2. 設計引水工程之水力原理	80
a. 水流速度及方向改變時所致之水頭損失 (1)進流損失 (2)穿流損失 (3)轉彎損失	
b. 水道內不平所致之水頭損失	
c. 求得各種水頭損失後之處置	
d. 水面之抬高及降低	
e. 水面之昇高與降落(蕩漾)	
f. 水壓之昇降	
3. 引水工程之經濟籌劃	100
a. 概要 b. 最適合水力渠道橫斷面之設計 c. 最經濟水管直徑之設計	
II. 渠道	106
1. 渠道橫斷面之形狀及其潤濕周之鋪砌	106
2. 渠道之施工	111
3. 渠道之附屬建築物	113

I. 變壓器	204
II. 配電壁	204
III. 避雷器	204
第四節 電力之輸送	204
第五章 特種水力工程	206
第一節 利用唧機抽水發電之工程	206
第二節 利用地下水發電之工程	206
第三節 利用潮流發電之工程	207
第六章 小型水力工程	208
參考書籍	208
德華專門名詞對照	209

水力工程學

第一章 緒論

第一節 發展史

水之就低，猶若物體之下墜，具有位能 (Potentielle Energie) 及動能 (Kinetische Energie)，設法以利用之，能得相當之功 (Arbeit)。最初利用是項功者為水磨，其歷史已有二千年之久。水渦輪 (Turbine) 之發明，遠在百年前，惟至上世紀末始對水力作有計劃合經濟之利用，其發展之主要因素，乃為電氣工程之進步，及電流遠輸 (Fernleitung elektrischer Kraft) 之可能性二者。

第二節 水力與國民經濟

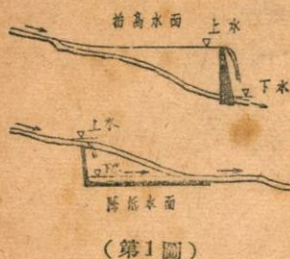
水力對於國民經濟之意義，係於其他原動力之易得與否，國內煤量之豐吝。開發水力之界限，視財力及與他種原動力，尤以與熱力 (Wärme kraft) 之抗衡力而定。

第三節 水力之用途

水力之用途，最普遍而歷史最悠久者，為磨粉，碾米，汲水，鑄鐵，鋸木，造紙及紡織，此均直接利用所得機械之能也。今日之水力工程，大都供發電之用，間有利用水力以生熱者。

第四節 開發之方式

天然河流內之水勢，多消滅於漩渦 (Wirbeln)，水捲 (Walzen)，沙石之推移，河床河岸之冲刷等。工程師之職責，在限制能勢之自然耗蝕，而利

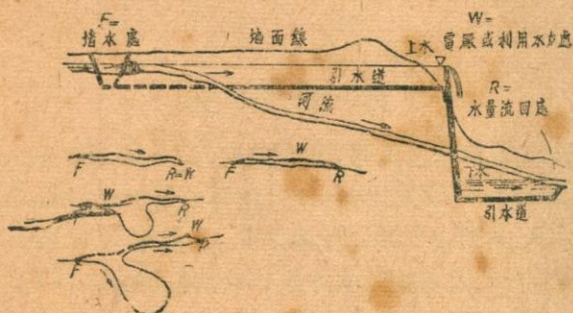


(第1圖)

用之以發動機械，其途徑有二：

一、提高或降低河槽內之水面，以博得水頭(第1圖)。

二、分歧水流，使流於有規則或短捷之槽內，以減少流動阻力及水頭損失(第2圖)。



(第2圖)

水力工程之建築物，計包括：攔水壩 (Stauwerk)，進水道 (Zuleitung)，機房 (Kraftwerk)，尾水道 (Unterwasserleitung) 及其他附屬工程。第3圖示其梗概。



a. 水面抬高區 b. 攔水壩 c. 進水道 d. 尾水道 e. 水量被引用段

(第3圖)

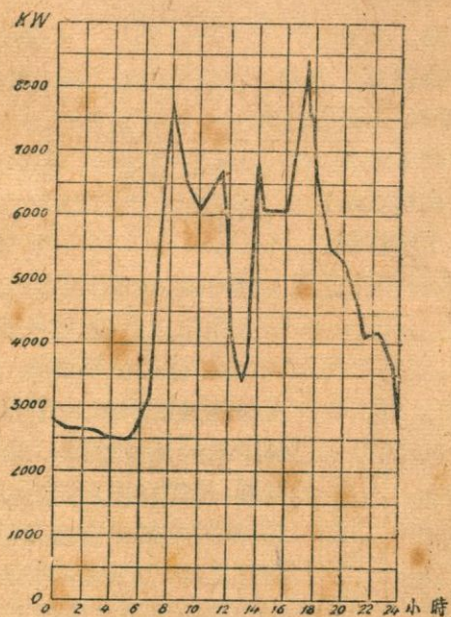
視水頭之大小區分水力工程為低壓 (Unterdruckanlagen) (水頭在 20 公尺以下)，中壓 (Mitteldruckanlagen) (水頭自 20 公尺至 50 公尺) 及高壓 (Hochdruckanlagen) (水頭在 50 公尺以上者) 三種。

第五節 電力之供給

水力工程各部份之設計，視電廠電力供給之情況 (Gang der Belas-

tung) 而定。後者繫於工廠之工作制度，工作時間與乎人民之生活習慣。晝夜工作之大工廠，為最理想之用戶，其所需之電力，頗為均勻，蓋在停止工作之時，用電量銳減也。

電廠之負擔可用曲線表示之，第4圖示一城市電網之負擔線，中午為休息之時，電廠之負擔銳降，深夜更甚，在電燈開放之時則驟升。



(第4圖)

估計用電量，可以下列之值作標準：

1. 住戶用電

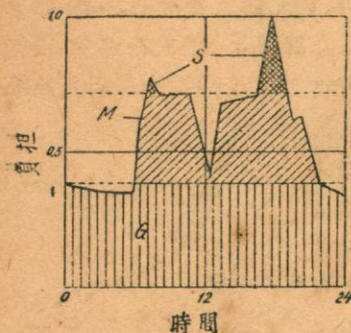
不烹飪，不取暖，每人每年，	150 瓩小時。
烹飪，每人每年，	365 瓩小時。
室內取暖，每人每年，	2500 瓩小時。

2. 工廠用電

製造生鐵 1 公斤，	2.7 瓩小時。
製造鋼 1 公斤，	1.5 瓩小時。
製造鋁 1 公斤，	27 至 30 瓩小時。

製造淡氣 1 公斤(用 Frank-Caro 法),	16 瓩小時。
製造淡氣 1 公斤(用 Haber-Bosch 法),	20 瓩小時。
製造淡氣 1 公斤(用光弧法),	67 瓩小時。
製造輕氣 1 公斤,	100 瓩小時。
製造麥粉 1 公斤,	0.075 瓩小時。
製造冰 1 公斤,	0.11 瓩小時。
製造炭化鈣 1 公斤,	4 至 7 瓩小時。
製造波特蘭洋灰 1 公斤,	3.3 瓩小時。
製造鹼(蘇打) 1 公斤,	4 瓩小時。
製造炭化鉀 1 公斤,	2.9 瓩小時。
電犁地 1 公頃(ha.),	48 至 52 瓩小時。
如為硬土或深犁,	至 80 瓩小時。

打禾打穀,每 100 公斤 1 瓩小時,或 10 至 18 瓩小時/公頃。



(第 5 圖)

電廠之負擔,可分為基本負擔(Grundbelastung),中等負擔(Mittelbelastung)及最高負擔(Spitzenbelastung)(第 5 圖)。為供給最高負擔計,必須配置適當於此之機器,此種機器,僅在短時間內能充分利用之。接於電網之電燈及機器,實際未有全部利用之時,苟全部同時利用,所需電力將達實際最大用量之兩倍至三倍半。

夜間餘剩之電力,可規定在用電超過某一限度後,貶低電價,以事招攬,或蓄之

以供來日之用。

第六節 水頭(Die Fallhöhe)

在計劃利用某一河段水力之初,其大概水頭(Rohfallhöhe)即已相當確定,乃預定抬高水位(Stauziel)與尾水入河處水面之高差也。

規定抬高水位,須注意第三者之權利是否被侵犯,求其合乎國民經濟之原則。遏抑水位之高度,又係於河床之地質,交通路線之高度,以及附近之村落等。

引水入水力機及宣洩尾水入河，均損失相當水頭，除去此損失，淨餘之水頭是為有效水頭 (Nutzfallhöhe)，水力機之功率即係於此及流過之水量。

水力工程進水及洩水部分之設計，在求此項水頭損失之低微。水頭之損失自不能完全避免，但可求得其最低之限度，後當詳及之。

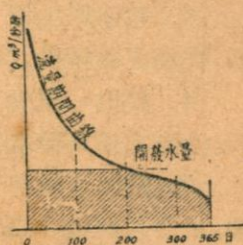
第七節 水量

在計劃水力工程以前，須明瞭河流內流量之變遷，流量之觀察須有悠久之歷史，除平均值外尚須確定最大及最小流量。

計劃時之重要工作，為選定一作設計標準之水量，與此問題有關之因素至為繁複，如電力之用途，水力之種類〔水流水力 (Laufwasserkräfte) 或水庫水力 (Speicherwasserkräfte)〕，需否熱力之輔助等。

所選水量之大小，對於建築之方式及費用，影響甚鉅。昔多選枯水量作發電水量，以免供不應求，但其不合經濟，甚為明顯。蓋所利用者，僅為水流極微小之一部分，全年幾均有多餘之水，棄置不用。較大之水量，提高建築費用僅甚微，而管理費用並不增加。大概言之，可按每年二百日常有之水量設計 (第 6 圖)，而在缺水之時輔以熱力。惟自亦有例外。最佳之法，則為蓄水，當霧潦之時，儲蓄多餘之水量，待乾亢逐漸放洩之，以收調劑之效。

如河流挾有巨量之沙石，則在規定發電水量時，須注意沙石之宣洩，使不至有不利之淤積。



(第 6 圖)

第八節 建設費用

水力工程之建設費為下列費用所組成：

1. 籌備費用 籌備工作包括：勘地，初步測量，水文與地質之研究，調查銷路，電價，初步設計以供比較，估價，呈准，籌款。
2. 成立費用 組織一切所需雜費。
3. 購地賠款等費用 開渠敷管，佔用地畝及其他損害，須彌補賠償，並另闢道建橋，以利交通。

4. 設計費用 正式測量，一切建築物之設計，訂定工程及承辦章程，招標。

5. 工程本身費用 全部工程及管理設備，包括清除工地障礙物，建築運輸道路，敷設運輸軌道，運輸設備，工地設備，材料，材料試驗，醫藥，撫恤，建築期內之保險及養護，防洪，氣候與水文之觀測等。

6. 雜費 納稅，利息，工程處之設備，堆棧，工廠，車輛，運輸費，管理費等。

當地情形，對於設備費用之影響甚鉅，例按每仟瓦若干元計。普通水頭愈大，發電水量愈大愈均勻，則成本亦愈低微。

水電事業之經濟與否，不僅以設備費作標準，同時須計及管理費，折舊與利息也。

茲分述上舉各項設備費於後：

1. 地價 視地方，位置，土壤種類，墾殖狀態，利益而異。拆除房屋，依其建築種類，以定其價。

2. 堰壩工價 係於蓄水量及洪水量（淨寬），抬高水位及地基情形。又須顧及冰患，無一定之成例，須個別以定之。

3. 蓄水庫工價 係於山谷之形狀，大小，基礎情形，運輸便利與否，按壩之體積計，每立方公尺單價若干。

4. 渠道 開渠工費，務須估計準確，尤以在渠道長時，其影響更大。土方之價與深度俱增，如遇地下水則更昂。

5. 隧洞 鑿洞工價，高低極不一律，係於岩石之組織，洞之橫斷面，長度及洞壁之砌築，着手開鑿之處數，不能作普遍之規定，應作詳細之計劃。

6. 高壓管(Druckrohrleitung) 管價按重量計，每公斤或公噸單價若干，後者在各種直徑與水頭均頗相等。外加裝管費及運費，木管之價則視直徑之增加而激增。

7. 均壓池(Wasserschloss)，管基(Rohrbahn)，水渦輪基礎，水渦輪廂(Turbinenkammer) 按實際土方與用料計。

8. 廠屋 自機房地面以上計，水渦輪廂暨尾水出口不屬之。計包括汽鍋室(Kesselhaus)，機房(Maschinenhaus)，變壓室(Umspannwerk)〔包括變壓器室(Transformatorokammer)，及配電室(Schalterkammer)〕

等],管理處,工廠,堆棧,連同電燈,暖氣,通風器,給水及安全設備,如房屋建築估計之。

9 其他建築 修築道路,橋樑,其工價視平地山地而異,不能概舉。

10. 水渦輪及發電機 (Generator) 價 可臨時向機廠詢問及索取說明書。

11. 變壓站 價格之差別恆甚大,不贅述。

12. 籌備工作,設計,監工及雜費 水力工程建築期間每甚長,須顧及意外之困難及開支。

13. 建築時利息 建築期間長時,須特別計算之。

第九節 經常費

1. 建設費之利息及還本 視資本為自籌或借貸而異,自籌資本,初期利息可微,可能時先不還本。借貸資本,當力求速清債務。

2. 折舊 電廠各部分,不定須俟其破壞始另易新者,因機器效率改進之迅速,恆須先期更換,以求保持最高功率與競業性。

平常之折舊率估設備費之百分率如下:

壩(Wehr),進水口建築物(Einlaufbauwerk).....	0.5 至 1.0 %
水庫,堤	0.2 至 0.5 %
隧洞,引水渠(Oberwasserkanal) 及尾水渠 (Unterwasserkanal).....	0.3 至 0.5 %
廠屋等建築.....	0.5 至 1.0 %
鐵管.....	1.0 %
木管.....	2.0 %
水力機.....	2.0 至 3.0 %
發電機.....	3.0 至 4.0 %
其他電氣設備.....	5.0 %
變壓器.....	2.0 %
蓄電池 (Akkumulator)	8.0 至 10.0 %
遠輸電線 (Fernleitung)	1.5 至 2.0 %
木電線桿.....	5.0 至 8.0 %
鐵電線桿.....	2.5 %

機件之折舊與開機時間有關，如第1表示：

第 1 表

	日間 開機	日夜 開機	短 時 開 機
汽鍋 (Dampfkessel)	4至8	7至12	4至7
蒸汽機 (Dampfmaschinen) 蒸汽發電機 (Turbogenerator)	4至10	5至12	3至5
煤氣發電機 (Dieselgasmotor)	8至12	10至15	7至9
聯動機關 (Vorgelege)	4至8	7至12	4至7
起重機 (Hebezeuge, Fördermittel)	5至8	8至12	3至7

普通十小時之開機時間，機件之折舊按7至8%計足矣。工作無間，則按10至11%計。至水工建築之本身，若養護得法，無更新之必要。

3. 養護費 經常養護費，為護岸，修補冲刷之處，浚深淤積沙礫，堵塞滲漏縫隙，拆換磨蝕之動輪 (Lauftrad) 及導流輪 (Leitrad) 等費用。

最初數年之養護費甚微。至意外損失，則未計及，須特儲保險金及預備金，以資應用。此項準備金，以設備費之百分率表之，水工建築部分平均為0.2至0.5%，房屋部分1.5%，機器部分（水力機，發電機，閘門，攔物柵 (Rechen)，未掩覆之管及電線）1.0至2.5%，視其年齡而定，平均總共為0.5至1.0%。

4. 開機用料 水力工程需用者祇為機器油，擦機毛布及墊料 (Packung) 等，用量視工程之大小而定。

5. 司機費 機匠工資按工作制度以定之，平常時期人數少，洪水時結冰時須添短工。

6. 行政費 包括上級管理人員及營業人員之薪俸，車輛燃料，修理零件等。

7. 雜費 人物保險，災害儲金，課稅及宣傳費，此等費用在私人營業者較大，公共事業較小。

第十節 水力之價值

按水力之性質可綜分水力工程為兩種，即水流水力與水庫水力是也。

1. 水流水力 普通建於河流之中段及下段，其功率係於水頭之大小及流量之多寡。顧水量不能加以調節，使適合於需要，因之其價值亦貶低。

欲利用某一河流之水力，必須有其多年之水文記載，俾能推測可得之平均水頭及流量，而計其可得之功率。尤須注意其最大及最小流量。利用水量過小，水力廠之功率雖佳，而河流之功率則微，過大則反之。

2. 水庫水力 河流水勢漲落靡常，其可得之功率亦因之而增減。故水力廠之負擔不能超過水流之最低功率，以免供不應求。但當水流高漲之時，其所蓄之能大半歸於廢棄，殊屬可惜。補救之法，可建水庫蓄水，使水渦輪之功率不受天然流量之限制，視水庫之蓄水量，區別之為供一年，一月，一週及一日調劑用者四種。茲分別解釋之於後：

a. 蓄水供一日之調劑 (Tagesspeicherung) 儲二十四小時均勻(假定者)之流量，以備 t 小時電廠負擔達到頂點時之所需，在其餘 $(24-t)$ 小時內，不由水庫內取水。命

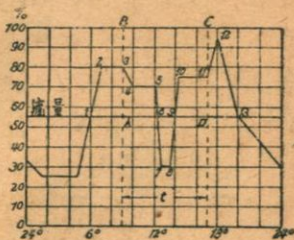
A 為水力工程之開發水量 (Ausbauwassermenge)，單位 $[m^3/sec.]$ ，

q 為二十四小時內之天然流量，假定為不變者，單位 $[m^3/sec.]$ ，

T 為水庫之容量，單位 $[m^3]$ ，

t 為假定每日連續不斷之工作時間，單位 [小時]。

電廠之負擔多如第 7 圖所示，負擔之頂點 (Kraftspitzen) 1 2 3 4 5 6 1 及 9 10 11 12 13 9 必須由電廠設法補充供給。設想其集中於 t 小時， $ABCD$ 之面積應大於流量線以上尖部面積與面積 6 7 8 9 6 之差。所以集中設想者，乃為計算上之簡便計也。名之為每日 t 小時之用水 (t -Stündige Tagesentnahme)。

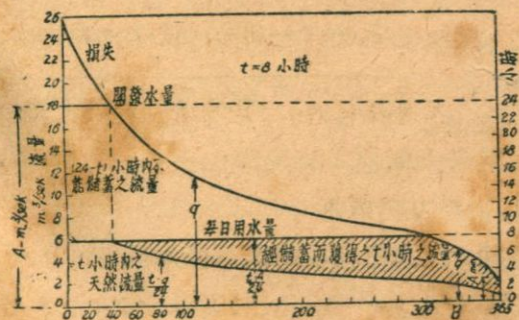


(第 7 圖)

按之第 8 圖蓄每日 24 小時假定均勻之流量 $q = \frac{t \cdot A}{24}$ ，俾能於每日 t 小時開機時間供給發電水量 A 。

流量 q ，發電水量 A ，開機時間 t 與水庫容積 T 之間，具有下列之關係：

基本公式



(第 8 圖)

$$24q = t \cdot A \quad (1)$$

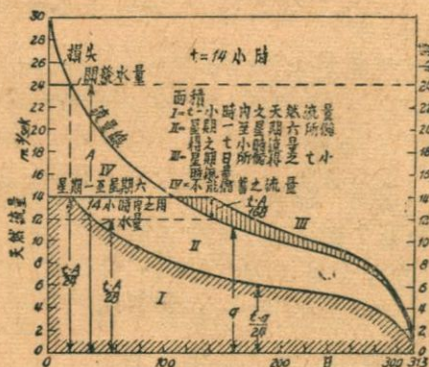
水庫容積

$$T = 3600(24-t)q = 3600(24-t) \frac{t \cdot A}{24} = 150(24-t) \cdot tA [\text{m}^3] \quad (2)$$

$$T_{\max} = 21600 A [\text{m}^3] \quad t = 12 \text{小時} \quad (3)$$

b. 蓄水供一週之調劑 (Wochenspeicherung) 蓄七日均勻或變動之流量，以備星期一至星期六每日 t 小時電廠負擔達到頂點時之所需，其不由水庫取水之時間，最長為 $(48-t)$ 小時。

所儲一週之水，其足供星期一至星期六每日 t 小時之用者(見第 9 圖)，計為：



(第 9 圖)

$$t \text{ 小時內天然之流量} = 3600 \cdot t \cdot q \text{ m}^3/\text{sec.}$$

$$\text{星期一至星期六每日 } 24-t \text{ 小時內之流量} = 3600 \cdot (24-t)q \text{ m}^3/\text{sec.}$$

$$\text{星期日流量之 } \frac{1}{6} = \frac{1}{6} \cdot 3600 \cdot 24 \cdot q \text{ m}^3/\text{sec.}$$

$$\text{總共} \quad 3600 \cdot 28 \cdot q \text{ m}^3/\text{sec.}$$

此總量自應小於 $3600 \cdot t \cdot A$ 。其最大能儲之流量為 $q_w = \frac{1}{28} \cdot t \cdot A = 6/7 \cdot 1/24 \cdot t \cdot A [\text{m}^3/\text{sec.}]$ 。

流量 q ，發電水量 A ，開機時間 t 及水庫容積間之關係如下：

基本公式

$$t \cdot A = 24q + \frac{24}{6}q = 28q$$

水庫容積

$$T = 3600 (48 - t) \cdot q = 3600 (48 - t) \frac{t \cdot A}{2 \cdot 8} = 128.5 (48 - t) t \cdot A [\text{m}^3] \quad (5)$$

$$T_{\max} = 74000 A [\text{m}^3] \quad t = 24 \text{ 小時} \quad (6)$$

c. 蓄水供一月或一年之調劑 (Monats- und Jahrespeicherung)

乃最合經濟之辦法，儲一年變遷靡常之流量，以供有計劃之利用，俾能隨意取得最大之發電水量 A ，同時並有調劑一日及一週水量之可能。

基本公式

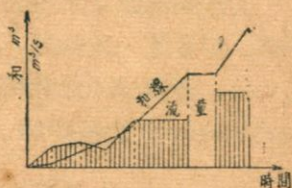
$$\sum_0^{8760} q = T \cdot A \quad (7)$$

式內之 T 乃電廠一年內負擔最高之時間，以若干小時表示之。開發水量選擇愈大，則 T 愈短。

因流量及用水量之不規則，故無求蓄水庫容積之公式。以儘量利用蓄水之可能性為原則 ($\max T$)。蓋愈向上蓄水面積亦愈廣，增加之高度不多，增加之容積則可觀也。且事後加高，恆費大而工鉅也。求最大容積之條件為每年平均流量 $\Xi \max T$ 。

苟已知匯集水量及用水量，則最好用和線法 (Summenlinienverfahren) 作圖以求蓄水池之容積。茲舉和線之性質及其繪法於後：

和線者，乃流量線之積線 (Integrallinie)。設流量之變動如第 10 圖影繪之面積所示，則和線示由任一時間起流量之和。某一時間內之流量愈大，則該段之和線亦愈陡，如流量為零，則該時間內之和線水平。



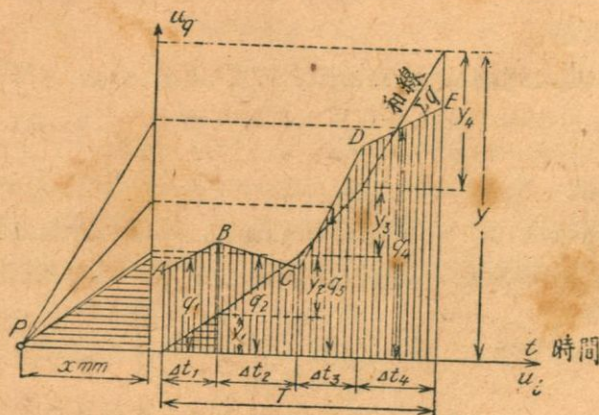
(第 10 圖)

例如第 11 圖 A 至 E 之連合線為流量線，其所屬之和線求得如下：以垂直線分連合線與橫坐標軸間之面積為多數梯形，其面積為 $f_1, f_2 \dots$ 。求其平均高度 $q_1, q_2 \dots$ ，將其影射於極點 (Pol) P 右方之垂直線上 (見第 11 圖)。然後由位於距離 x 處之極點 P 繪極線 (Polstrahl) 與上述之影射點相連，各該極線即示和線各段之斜度，蓋由圖內繪水平線之兩三角形可求得下列之比例：

$$x : \Delta t_1 = q_1 : y_1 \quad (8)$$

所以

$$y_1 = \frac{\Delta t_1 \cdot q_1}{x} = \frac{f_1}{x} \quad (9)$$



(第 11 圖)

是故欲求流量之和 f_1 ，祇須以極距 (Poldistanz) x 乘縱坐標 y_1 。

若將和線之各段按第 11 圖所示之法連繪成多邊形 (Seilpolygon)，則其末端之縱坐標 y 與極距 x 之積，為 T 時間內之總流量。苟選 $x=T$ ，則末端之縱坐標同時又示 T 時間內之平均流量。

上述乘極距 x 之手續，亦可省去。勿以繪流量 q 之比例尺繪和線之縱坐標，而另選一比例尺，其求法如下：設流量 q 之比例尺為 $1 \text{ m}^3/\text{sec} = \mu_Q \text{ mm}$ ，時間 Δt 之比例尺為 $1 \text{ sec} = \mu_t \text{ mm}$ ，和線縱坐標 y 之比例尺為 $1 \text{ m}^3 = \mu_S \text{ mm}$ 及極距為 $x \text{ mm}$ ，則在前述之兩三角形內可求得下列之比例：

$$q \cdot \mu_Q : y \cdot \mu_S = x : \Delta t \cdot \mu_t, \quad (10)$$

所以得

$$\mu_S = \frac{q \cdot \Delta t \cdot \mu_Q \cdot \mu_t}{y \cdot x} \quad (11)$$

因欲

$$\Delta t \cdot q = y, \quad (12)$$

所以

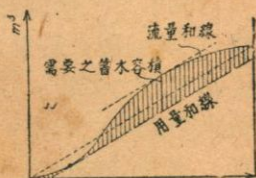
$$x = \frac{\mu_Q \cdot \mu_t}{\mu_S} \text{ mm}. \quad (13)$$

是以欲用預定之單位尺度 μ_S 直接量和線之縱坐標，須用上公式求得之極距 x 繪和線。

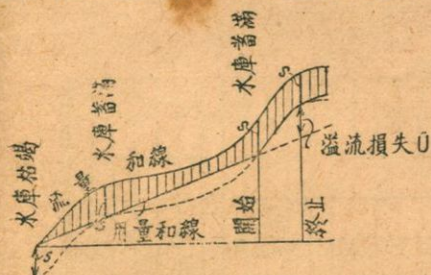
疊繪流量和線 (Summenlinien des Zuflusses) 及用量和線 (Summenlinien des Verbrauches)，二線縱坐標最大之差即示至少應具之蓄水容積，俾於知流量變遷之情形時，得以確定用水步驟。用量和線不得超過流

量和線。

連流量和線之始終點，該連合線之斜度（第 12 圖），即示用水均勻及完全利用流量時用量和線之趨向，其平行於此位於流量和線下方之切線，為可能之用量和線，二線縱坐標最大之差，乃需要之蓄水量。苟用水不均勻，則視用水之步驟，所需之蓄水容積或大或小於所求得者。



(第 12 圖)

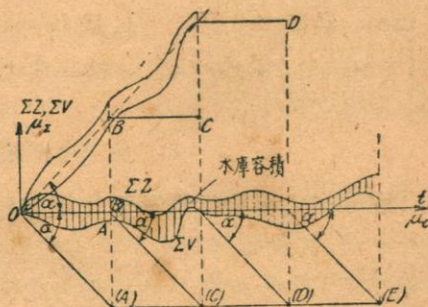


(第 13 圖)

流量與用量完全均消，多不能或不必要，流量例有剩餘之時。設求得之最大可能蓄水容積為 S ，將流量和線平行下移 S 段，得虛繪曲線，凡位於該兩線間之用量和線，均為可能。若用量和線如第 13 圖內所繪入者，則完全利用流量，為不可能，用量和線與虛線相切之時，水庫內水滿，開始外溢，用量和線復離開虛線之時，溢流停止。故按

第 14 圖所示之法，亦能求得溢流損失。

此種水文方面之研究，須及於多年者。況欲期準確，勢必須選較大之比例尺，則上述之法，佔地位太大，可令橫坐標軸（即時間軸）轉一角度 α ，而由此軸繪和線（第 14 圖）。苟所觀察者為 T 時間內之流量與用量，在該時間內流量之和為 ΣZ ，以選



(第 14 圖)

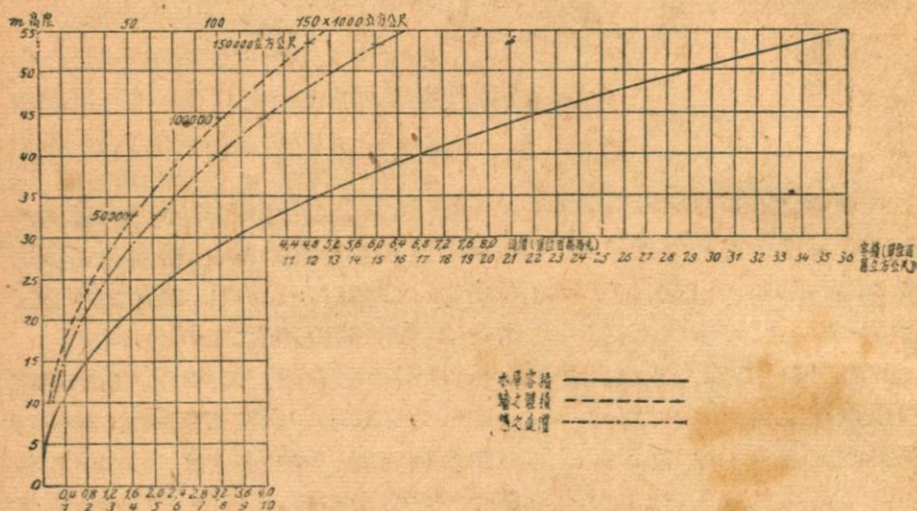
$$\alpha = \arctg \frac{\Sigma Z \cdot \mu_z}{T \cdot \mu_t} \quad (14)$$

為最省地位。

設計水庫，須繪牆高與水庫容積，牆之體積，工費間之關係曲線（第 15 圖）。由各該曲線即可明瞭加高水庫 1m 或多蓄 1m³ 水所增之費用。水庫內應留容納洪水之空間（Hochwasserschutzraum），庫內之水不

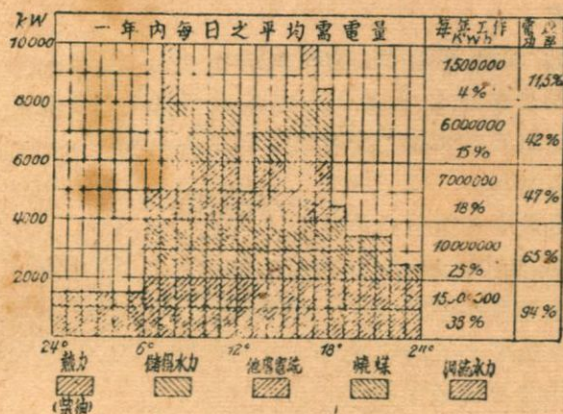
得洩盡，常須留存相當水量(Reserve oder Eiserner Bestand)。

河流水力之價值視洪水時期而異，最大流量在冬季者較在夏季者為可貴，以其較適合於電力供應 (Kraftbedarf) 之變動也。苟事調節，更可提高水力之價值。水量之儲蓄，或利用天然湖泊及低窪之地，或於發源地建築人工之水庫 (Talsperre)。天然湖泊須加以整理，方能供蓄水之用，疏浚並調節其出流量。整理湖泊，應審慎從事，蓋湖岸土質肥沃，多經墾殖，應防其沉陷，又須防削岸之坍塌。大湖泊之功用與水庫相等。



(第 15 圖)

水流水力祇能供應需要之小部分，但因利用之期間長，每年仍能得鉅大之功。其設備費須微小，方能與熱力及其他原動力抗衡。第 16 圖示一年內之工作分配於各種原動力之梗概，由該圖可見水流水力之功率雖祇為 20%，但其一年內之功則約可達 40%。是以較小之功率，恆能經濟的加以利用。第二級利用水流水力，不甚經濟。第三級因利用時間短暫，例不能利用水流水力。此級及以下各級，適於利用水庫水力。水流水力間尚可藉唧機抽水，儲以發電，以提高其價值，見後第五章。至水庫水力以利用水量至平均流量之四至五倍為宜，過此則機器等設備不復經濟。



(第16圖)

第十一節 利益之計算

利益之計算(Ertragsberechnung) 所以表證所計劃之水力工程有無存在之可能及其經濟價值。每年預期之收入應與支出稱合，後者包括所耗資本之利息及其償還，與工程之養護，收入則為售電而得。國營之水力工程，不在牟利，祇求收支之平衡。商營者，則冀能得相當之贏餘。

計工料價，施工費用及管理費用，即得支出數額。計水力之功率即得可供利用之電力。由此可以求得每度電力之成本，以與市價相較，僉可知所計劃之水力工程，是否能與他種動力相抗衡。視所發之電量及其價，即可計得電廠之收入，此項收入須與每年之支出相稱。大凡同一計劃恆有多種之實施可能，加以權衡，即可求得其最經濟者。

所應注意者，吾人不可忽視水力之意義，從事於利益之計算時，不應斤斤於一文之得失，須以公共福利為前提。所謂利益，非僅指一日之收入而言，其對於國民經濟上之後果，如增加生產，降低成本，實其重要者。且其倫理上之作用亦不容忽視，利用水力能使人類免於過度之勞役，致影響其身心健康。況今日所需之動力，有非人力及獸力所能任者。

計算時須求得下列數值：

I. 經常費：

1. 資本之利息，
2. 還本，

3. 折舊,
4. 養護, 薪給, 辦公費, 開機用料,
5. 苟輔以蒸汽時, 求其所屬之 1 至 4 項所列各值,
6. 侵犯他人權益時之賠償費,
7. 捐稅雜費,
8. 水災及一切意外之損失。

II. 可資利用之水力如:

1. 由水量及水頭求得之大概水力,
2. 平均及最小之力之功率,
3. 機器內及輸電之損失,
4. 每年可得之馬力(PS.)或瓩(KW.), 即電廠之功率。

III. 成本:

1. 由 I 及 II 所得之結果計每度(KW.-Stunden)之成本,
2. 設須輔以熱力時之成本,
3. 求在同等情況下純用熱力時之費用, 以作比較。

IV. 電價:

1. 用於電廠所在地者,
2. 輸送於遠處者。

V. 贏餘 R , 即收入 E 與支出 B 之差。

求得上述各值後, 即用下式以求利益之價值(Ertragswert):

$$W = \frac{100 \cdot R}{Z}, \quad (15)$$

Z 為利率。

第二章 設計基礎

第一節 測繪

草擬初步計劃時約用 1 : 25000 之圖，設計須有詳圖。平面圖比例尺可選 1 : 5000 至 1 : 1000，高度比例尺 1 : 100 至 1 : 50，面積用求積儀量之，並須於圖內註入水位（如低水，中水，高水等）。

第二節 地質之鑽探

壩與水庫之基礎須加鑽探，建築水庫處尤須詳為探討。同時並須探測蓄水區內地下水流動情形，試驗可採用之天然石，並化驗水之化學性質。

第三節 雨水與逕流^①

雨水量根據水文站之紀錄，尤須測量山中之雨量及雪量。

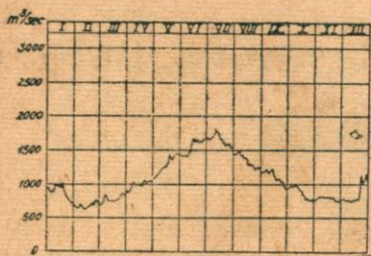
測量水位最好用自動記載之水則，測量流量用量水堰或流速儀。

估計逕流量之工作，須具有豐富之經驗。雨水之久暫，量與性質（雨雪等），極與區域及氣候有關。而逕流量則係於地面之形狀（平原，丘阜，農田，草地，森林）。故選擇逕流係數（Abflusskoeffizient），即逕流量與雨水之比，應極端審慎。設計水力工程，須有長時間之水文紀錄，最好不在十年以下。

第四節 水位與水量紀錄之彙集

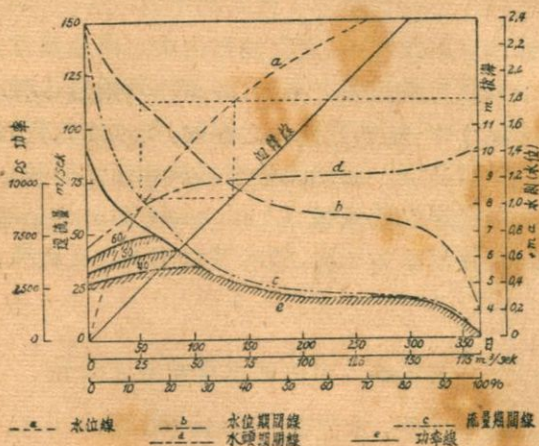
水文紀錄最好以曲線，水位線（Wasserstandslinie），流量線（Wassermengenlinie），及期間線（Dauerlinien）表示之。前者以一年之各日作橫坐標，以水尺水位，流量等作縱坐標（第 17 圖），示各時間水位及流量之變動，而期間線則按水位流量之大小，不依時間之先後繪成（見第 6 圖）。

^① 參閱余家洵：“岷江洪水量之估計”載都江堰治本工程概要四川省水利局出版。



(第 17 圖)

期間普通為一年，其橫坐標或為日數，或為各觀察之百分率。期間曲線之優點為較準確，蓋其顧及各個觀察也。繪製流量線，恆以十日或一月之平均值代每日之值。若水頭不變，則屬於每一流量有一功率，曲線之面積即為功。其縱坐標之比尺 $1\text{cm} = q$ 馬力 (瓩)，橫坐標之比尺 $1\text{cm} = t$ 一小時，面積之比尺 $1\text{cm}^2 = t \cdot q$ 馬力小時，或瓩小時。若流來及流去之水量相等，則水頭為水位之函數，所以亦為流量之函數。屬於每一流量有一水頭，故由流量期間線能繪出水頭期間線 (Gefälldauerlinie) (見第 18 圖)。二線縱坐標之積為功率 (Leistung)，以功率線 (Leistungslinie) 表示之。第 18 圖內除為相當於總共流量之水量繪有功率線，同時並為部分流量——開發水量——繪有功率線。



(第 18 圖)

第五節 水力之功率

水力工程之兩主要分子為水量及水頭，二者之積為功率。

設水量 V ，其比重 $\gamma = 1 (t/m^3)$ ，循任何途徑降落 $h_1 - h_2 = H (m)$ (見第 19 圖)，則其重力所完成之理想工作 (ideelle Arbeit) 為

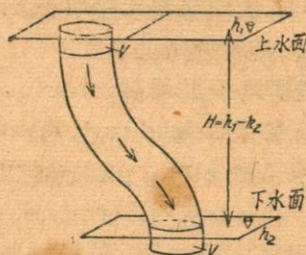
$$E_i = 1 \cdot V \cdot H \text{ (mt)}. \quad (16)$$

如水量 V 之降落在任何一時間 t (sec) 內為均勻者，則每秒鐘之流量為

$$Q = \frac{V}{t} \text{ (m}^3\text{/sec)}, \quad (17)$$

而其每秒鐘所完成之工作名為『理想功率』(ideelle Leistung)。計為

$$N_i = \frac{E_i}{t} = 1 \cdot \frac{V}{t} H = 1 \cdot Q \cdot H \text{ (mt/sec)}. \quad (18)$$



(第19圖)

實際工程上所能利用得者，僅為此理想工作及功率之一部，蓋在引水道及水力機內，因漩渦，摩擦，衝擊，水頭及水量之損失，乃所不能避免。故在水力機動軸上(Triebwellen)能利用得者為 E 及 N ，其與理想工作及功率之比數

$$\eta = \frac{E}{E_i} = \frac{N}{N_i} \quad (19)$$

名為效率 (Wirkungsgrad) (參閱後第四章)，其與 1.00 之差是為『耗度』(Verlustgrad)。

$$\varphi = 1 - \eta = \frac{E_i - E}{E_i} = \frac{N_i - N}{N_i}. \quad (20)$$

所謂開發水力之效率區分為：

1. 公式(19)所表 (definiert) 之總效率 (Gesamtwirkungsgrad) (關係於總水頭及首端所有能利用之水量)，

2. 部分效率 (Teilwirkungsgrad)。屬於水力工程各主要部分之比較重要者為水渦輪之效率 η_T ，蓋能勢之耗於水渦輪內者，實佔總共損

失之大部也。

部分效率 $\eta_1 \eta_2 \dots \eta_n$ (抬高水位段內者, 引水段內者, 尾水段內者, 水渦輪內者等。) 與總效率間之關係為:

$$\eta_1 \eta_2 \dots \eta_T \dots \eta_n = \eta_0 \quad (21)$$

普通由部分耗度 $\varphi_1 = 1 - \eta_1, \varphi_2 = 1 - \eta_2$ 等以求得 $\eta \approx 1 - (\varphi_1 + \varphi_2 + \dots + \varphi_T + \dots + \varphi_n)$, 實為錯誤, 而僅約略相等也。

水力工程之效率恆變動於某一範圍內, 有

1. 不斷變動者, 因工程年齡之增加而逐漸退化。
2. 間或者, 而與工作狀況有關(負擔, 水量, 水位)。

水渦輪之效率例在水量為標準用水量 (normale Beaufschügung) 時, 達到極點, 過此或不及, 效率均降低。

其餘部分效率則在負擔降低時增長。

水渦輪軸上之有效功率(Nutzleistung), 可由有效水頭(Nutzfallhöhe) H_n , 有效水量(Nutzwassermenge) Q_n , 及水渦輪之效率 η_T 計算得之為

$$N_T = \eta_T \cdot 1 \cdot Q_n \cdot H_n \cdot (\text{mt/sec}). \quad (22)$$

Q_n 乃利用以發動水渦輪之總水量, 包括一切用水, 例如使水渦輪軸承冷卻所需之水量等。

功率之單位在水力學為 $\text{mt/sec} = 1000 \text{ m kg/sec}$, 水力工程至今習用馬力(PS), 一匹馬力等於 75 m kg/sec , 近亦有以瓩(KW)為單位者。

茲將上述工程單位在數字上之相互關係列後:

(a) 功率	(b) 功	
1. 1 PS = 0.075 mt/sec	1 PSh = 270 mt	}
2. 1 KW = $\frac{1}{9.81} = 0.102 \text{ mt/sec}$	1 KWh = 367 mt	
3. 1 mt/sec = 9.8 KW	1 mt = 0.00272 KWh	
4. 1 KW = 1.361 PS	1 KWh = 1.36 PSh	
5. 1 PS = 0.736 KW	1 PSh = 0.736 KWh	
6. 1 mt/sec = 1.33 PS	1 mt = 0.00370 PSh	

按此以 KW 及 PS 作單位, 可將水渦輪軸上之有效功率 (Nutzleistung) 書為

$$N = 9.8 \eta_T Q_n H_n = e Q_n H_n (\text{KW}), \quad (24)$$

或 $N' = 13.3 \eta_T Q_n H_n = e' Q_n H_n$ (PS)。 (25)

$e = 9.8 \eta_T$ 及 $e' = 13.3 \eta_T$ 乃為功率係數 (Leistungbeiwert), 茲為不同之 η_T 值求得 e 及 e' 如下:

第 2 表

1. η_T	2. e (較實際者大 2%)	3. e'
0.75	7.5	10.0
0.80	8.0	10.6
0.85	8.5	11.3
0.90	9.0	12.0
0.95	9.5	12.7

昔日以 $\eta_T = 0.75$ 作平均效率, 求得 $N = 10 \cdot Q_n \cdot H_n$, 今已不適用。構造精良之水渦輪, 其效率有達到 $\eta_{Tmax} = 0.95$ 者。故視電廠工作情形, 可令 $\eta_T = 0.85$ 至 0.90 , 所以多用下列公式求功率:

$$N = 8.5 \text{ 至 } 9.0 Q_n \cdot H_n \text{ (KW)}, \quad (26)$$

或 $N = 11.3 \text{ 至 } 12 Q_n H_n$ (PS)。 (27)

發電機及變壓器之效率, 視其大小及工作情形而異, 約如下列:

發電機 (Stromerzeuger, Generator)

$$\left. \begin{array}{l} \text{負擔正常} \quad \eta_{Gmax} = 0.90 \text{ 至 } 0.975 \\ \text{平均} \quad \eta_{Gm} = 0.85 \text{ 至 } 0.96 \end{array} \right\} \quad (28)$$

變壓器 (Umspanner)

$$\left. \begin{array}{l} \eta_{Umax} = 0.97 \text{ 至 } 0.985 \\ \eta_{Um} = 0.92 \text{ 至 } 0.975 \end{array} \right\} \quad (29)$$

按此可求得水力工程之電氣功率 (Elektrische nutzleistung)。

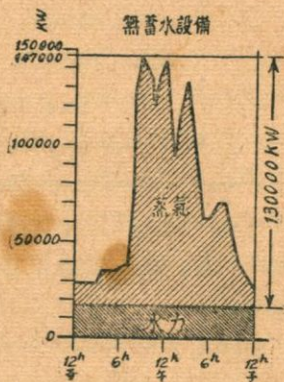
第六節 水流水力與水庫水力之配合

水力工程分能蓄水與不能蓄水二種, 已如前述。二者配合, 則對水量能作更進一步之利用, 能蓄水者供給最高負擔, 不能蓄水者供給基本負擔。苟合作之單位愈多, 則供電之安全亦愈大, 即或有一廠發生障礙, 不至斷

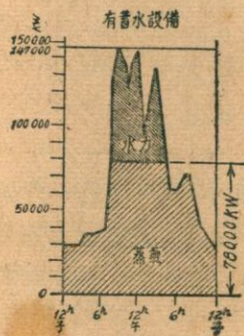
絕供給。

第七節 水力與熱力之配合

電廠負擔增加時，有輔以熱力者。視有無調劑一日水量之可能，而定合作之方式。第 20 圖示無蓄水設備時，由水力供給其基本負擔，熱力供給最高負擔。有蓄水設備時反之（第 21 圖）。熱力之負擔宜均勻，不均勻或



(第 20 圖)



(第 21 圖)

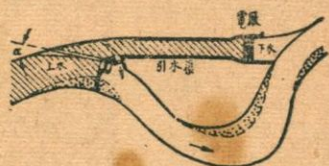
中斷時，熱力之消耗劇增。水力可藉啓閉導流輪葉以適合負擔之變動，而不至過削其效率。

第三章 建築物及設備

第一節 堵水工程 (Stauanlage)

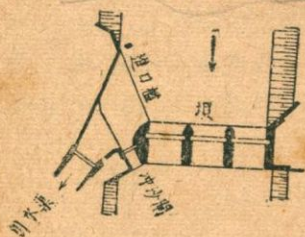
I. 進水口 (Einlauf)

堵水工程所以截留水量以供引用，進水口即位於壩之上游，或壩與進水口合為一體。堵水處 (Fassungstelle) 之選擇，恆甚困難，蓋最適宜於堵水之處，其地基未必最佳，該處之位置亦未必最有利於沙石之宣洩 (Geschiebeführung)。就後者言，由實際之觀察或作模型試驗，恆能得相當之關鍵。普通在挾沙量豐富之河流內，以位於凹岸為宜，蓋凸岸恆為沙石淤積之處也 (第 22 圖)。



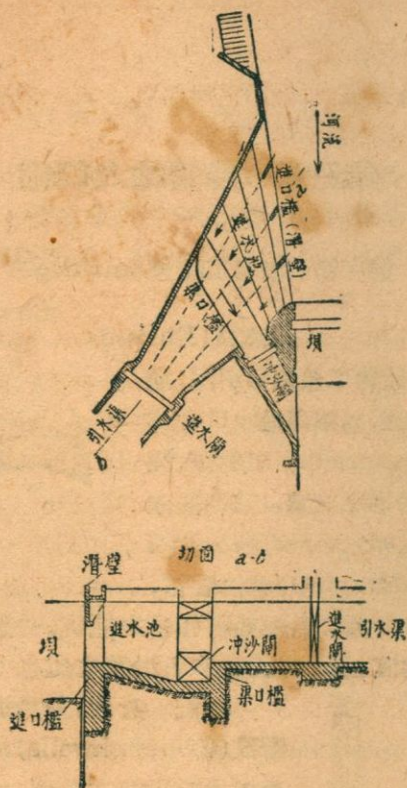
(第 22 圖)

在直河身內，則於進水口上游建斜向之潛檻 (Grundschwelle) (第 23 圖)。河流方向與引水渠岸間之角度 α ，可作試驗以定之。引水量佔總流量之分子愈微，則最適當之角度愈小，故當所佔分子常變時，以令 $\alpha < 45^\circ$ 為宜。



(第 23 圖)

進水口須有阻擋漂浮物體，冰塊及沙石之設備，故進水口橫斷面上受潛壁 (Tauchwand)，下受進口檻 (Einlaufschwelle) 之限制。其漂流入內者，則須使之沉澱於進口池 (Einlaufbecken) 內，以便沖去。並於引水渠首建檻 (Werksgrabenschwelle)，以阻沖沙時沙石之沖入渠內。引水量則賴進水閘 (Einlaufschützen) 以操縱之。進水閘恆建於引水渠檻之後，以省工費，即在水流速度已達到渠內平均流速，橫斷面已縮小之處。其有即建於進口橫斷面內者，乃為例外。在該橫斷面內閘有配置疏欄物柵 (Grobbrechen) 以阻笨大物體者，第 24 圖示其梗概。



(第24圖)

II. 壩 (Wehranlage)

1. 概要

築壩之主要目的在抬高水位，獲取水頭，同時儲蓄相當水量，以備引用。壩之建築方式，大別之為活動及固定二種。規模較大之工程，多採取活動者，其啓閉也須迅速。活動壩之種類甚夥，當以插門(Schützenwehr)及輓狀門(Walzenwehr)為最合用，扇形(Sektorwehr)弓形(Segmentwehr)轉板(Klappenwehr)屋頂狀門(Dachwehr)等次之，針壩(Nadelwehr)及疊樑(Dammbalken)不合用，僅足供修理時擋水之用。

小規模之水力工程，間尚有採用固定壩者，惟須視壩後之淤積，及因是而致之洪水面之抬高，對於上游有無不良影響。固定壩分射流及跌流

(Schussund Sturzwehr)二種。

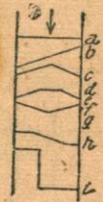
又有所謂混合式壩，混合固定與活動二式，以適合局部之情形，於固定壩頂，壩中或壩旁配置活動之部分。

壩寬(淨寬) 活動壩之淨寬，視閘底之高度，及其應宣洩之洪水量，以定孔數及孔寬，後者或一律或大小不一。為安全計，恆須假設其中之一孔發生障礙(例如正在修理，或機件失靈)，不能開啓，而猶能宣洩洪水無阻。新式活動壩工程，其淨寬有達 45 公尺者。

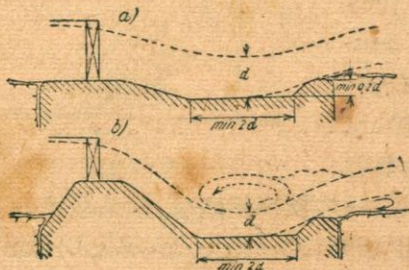
固定壩必須具相當之溢流長度，俾能保持上游水位於一定之高度。苟是項長度不足，則或將壩斜置，或令其屈折，或使其弧形，如第 25 圖。惟值最大洪水之時，上述延長壩頂之法失其意義。

閘底(Wehrschwelle) 閘門之底，普通以即為河底為最佳，即或高出河底，亦不宜過甚，以免上游之淤積，而利洪水之宣洩。間有為納洪流於河床中心，而令閘底高度不等者。

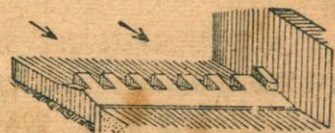
壩床(Wehrboden)(水墊) 壩之下游受水之衝擊特甚，須加保護，並配置消力設備，以減少冲刷。後者之設計，最好以模型試驗之結果為依據，其目的在造成水輓(Wasserwalzen)，以消滅水之動能之一部或全部。水墊之深及消力檻之高，視下游水深而定(第 26 圖)。設下游水深較大，即壩床平坦，亦能發生水輓。消力檻之形狀，或為楔形(Keilleiste)(見第 26 圖)，或為齒



(第 25 圖)



(第 26 圖)



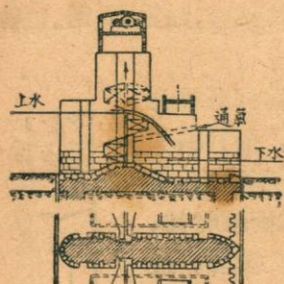
(第 27 圖)

形(Zahnschwelle)(第 27 圖)。下游之冲刷，與門之形式亦至有關。輓狀門之上，可視需要加擋冰板(Eisklappe)，又可令其能以降低(Versenkbarkeit)。雙插門(Doppelschütze)最佳，蓋同時降低上插(Oberschütze)，

提高下閘 (Unterschütze), 足以使門上溢流之水與門下洩流之水相抵觸, 而消滅一部水勢也。

築壩後上游水位抬高, 地下水流加強, 淘刷壩基, 其結果將致壩之坍塌。故壩基必須達到不透水層或岩石層, 如後者淺, 則可將壩直接建於其上, 較深則打板樁, 或建截流牆 (Herdmauer), 使達不透水層。更深則打板樁, 以延長地下水流途徑, 藉以削弱其壓力。必要時更可採用高壓氣箱 (Caisson), 以達需要之深度。

壩床因受浮力及滾跌水流之震動, 必須具相當之厚度, 又受沙石之磨蝕, 而須加以保護。



(第 28 圖)

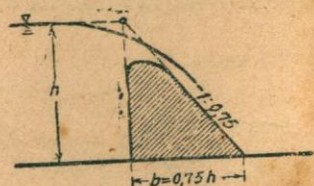
壩墩 壩墩乃活動閘門之支點, 其構造係於閘孔淨寬, 閘門種類, 河流性質及其附屬之建築物, 建築材料, 為木材, 為磚石, 為鋼鐵, 或為混凝土。

壩墩在水面以下之部分, 均須加以保護。墩內留閘門槽, 門上下游留疊樑槽, 墩上建開關橋及通至開關橋之梯級, 溢流水面下之通氣溝等等 (第 28 圖)。

2. 壩之種類及其設計

a. 固定壩 (Feste Wehre)

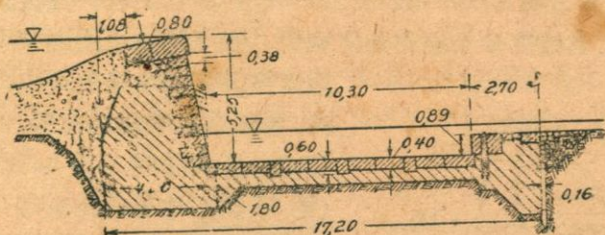
固定壩分透水與不透水兩種, 次要之工程, 不甚計及水量損失之多寡者, 或暫時之工程, 如工地利用水力之設備 (Baukraftwerke), 可用石塊, 樹幹, 梢組 (Faschinen), 木條或鉛絲編成之石籠, 板樁, 屋頂式木架等建築之。水力工程之壩, 大都均用混凝土建築或用石砌。第 29 圖示固定壩之標準橫斷面, 如為低壩, 則該橫斷面之尺寸似嫌過小, 蓋為顧及氣溫影響, 冰之推力 (Eisschub), 浮木, 漂冰之衝擊等, 其橫斷面之尺寸, 有一最低限度, 如第 30 圖所示者, 該壩之頂坦平, 蓋所以利漂浮冰木之宣洩也。



(第 29 圖)

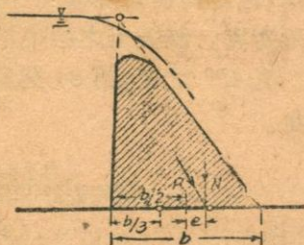
壩上水面高度, 係於壩頂溢流量, 故其變動甚劇。壩後沙石淤積, 終至與壩頂平, 故單純之固定壩已不設於截取水量之用, 苟圖其工費低微而

建築之，則必須與活動壩相配合。



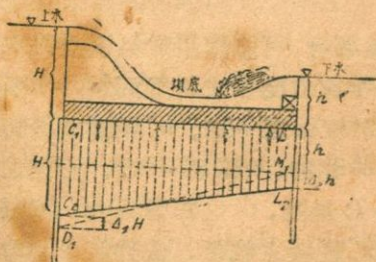
(第30圖)

設計圪工固定壩，須先假定一橫斷面，求壩身重，最大可能之水壓力，壩後淤積之土壓力及萬一發生之浮力。然後視各力之合力是否在橫斷面之核心 (Kern) 內，及壩身在基底上有無滑動之危險。苟將壩底作成鋸齒狀，則壩與土壤間之摩擦係數可假定為 0.7 至 0.8。第一步可假定壩之橫斷面為一三角形，其頂點位於最高水位之高度，而於抬高水位之高度切去其頂尖(第 31 圖)。壩頂須作圓，俾溢流係數 (Überfallbeiwert) 不至過小。壩背垂直，壩面則具 3:2 之斜度。設壩基非固實之岩石，而上游板樁又未能打達不透水層，則須計及浮力。如地基荷重能力不足，則用樁基。壩身及壩床多建於一共同之混凝土樁台 (Bettonrost) 上，樁頂即伸入其內。壩面須用塊石保護，以防內挾沙之磨蝕。



(第31圖)

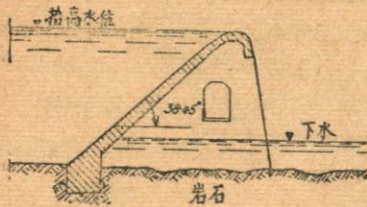
壩底之浮力，係於壩上下游之地下水水位。在壩初成之期間，浮力之作用最大。故在透水之土壤內，恆須於壩之上游打板樁一道，壩之下游以打雙行樁為宜，然亦有打板樁者。打板樁後，壩底浮力在上方減小 ΔH ，在下方增加 Δh 。在未打板樁前，上方之浮力為 H ，下方者為 h ，至 ΔH 與 Δh 之大小，則必須實測，方能確定 (第 32 圖)。



(第32圖)

測，方能確定 (第 32 圖)。

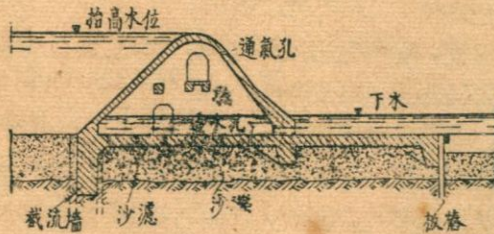
中等高度或較高之壩，間可建鋼筋混凝土屋頂式壩 (Eisenbetonda-chwehr)。蓋重力壩 (Schwergewichtswehr) 所需之材料恆甚鉅，不過賴其重量之作用，其強度多未經充分之利用。在工料缺乏或運輸困難之處，則



(第 33 圖)

用鋼筋混凝土建屋頂式壩，可節省材料。是種壩之墩為三角形，上支斜板，下游之一面或敞開 (第 33 圖) 或封閉 (第 34 圖)。地基能荷重時，壩墩可個別建築。地基荷重能力較弱時，則於墩下建連貫之鋼筋混凝土板。底板 (Grundplatte) 內所留之排水孔 (Dränloch)，

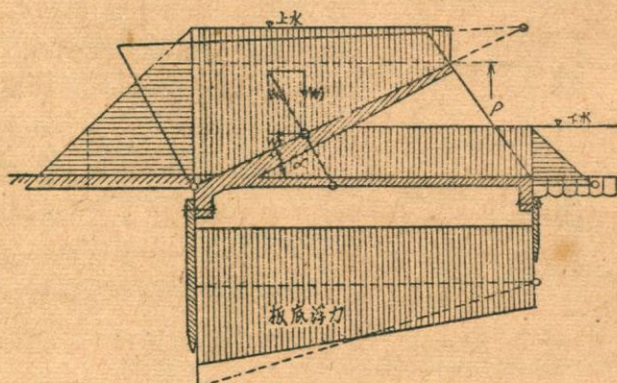
在使壩底潛流量得以透出，藉減底板所受之浮力。孔下鋪沙石，上細下粗，以杜水量冒出時帶出土壤之細顆粒。壩底留孔排水，不甚可靠，蓋孔能堵塞，但最初當尚能發生作用，故亦有利於新成之壩。日久上游河底土壤逐漸實密，混凝土之強度增加，亦多不需其透水也。擋水板之斜度多在 38° 至 45° 之間，第 34 圖所示下游方面壩頂留有通氣孔，蓋該處發生低壓也。



(第 34 圖)

擋水板具有斜度，賴其上之水重以加重壩身，可將作用於斜板上之水壓力分為水平及垂直者 (第 35 圖)，愈得垂直力隨板之斜度而變，水平力則否。設板為平者，則 $W_1 W_2$ 及 W 相切於板面之一點。 W 相當於斜壓力梯形，垂直於板上。將 W 與壩之本身重 G 相加，水漲則 W 增，而壩之本身重 G 則不變。是以水位最低時總合力 R 最陡， G 之影響最大，水漲 W 力前移，因斜梯形之重心上移也。水漲時，底板之載重，當設法求其均勻，宜令合力位於核心之後方邊緣附近，則水漲時 W 力向中移，較諸合力超越中心而位於前方邊緣附近時，邊緣壓力 (Kanten pressung) 之增加自

較微。下水之作用，在低水時例可漠視之。其作用為抵消壩之載重，下水之升視上水為速，故其減重(Entlastung)之作用亦較上方壓力之增加為速。水位高時，下水之作用，不容漠視，同時亦須顧及浮力。阻止滑動之安全(Sicherheit gegen verschieben)則係於 R 與垂直線間之角度 β ， β 與 α 有關，按經驗斜板與水平線間之角度 α 在 38° 至 45° 之間時，則角度 β 較 52° 至 45° 為陡。



(第 35 圖)

因下方水壓力之抵消上方水壓力，故壩之載重當以中等洪水(MHW)時為最不利。最不利之水位，恆須求得之。在最不利之情形下 R 不得越出核心之外。

斜板可按連續板(durchgehende platte)計算，但多視作雙支樑(Balken auf zwei stützen)。板之厚度由上向下漸增，墩亦然。設板厚一律，則鋼筋之距離應向下漸密。

壩小可選墩距自 1.5—2 m，壩大墩距有至 6 m 或過之者。板厚及墩厚在 0.2 至 1 m 之間，二者均與墩距及水深有關。築墩之混凝土，其混合比例普通為 1:3:6，築板者為 1:2:4。建板之混凝土須含洋灰較多，因其應固密不透水也。在石子易得之處，可以之填壩內，則墩之厚可減，蓋填石足以阻其屈折也。

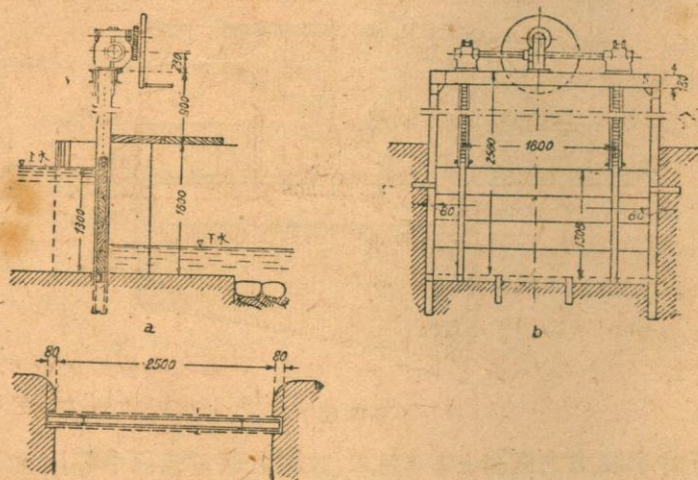
以樑或板加固定壩上，可稍事操縱上水位，然已漸近活動壩矣。

b. 活動壩 (Bewegliche wehre)

(1) 牐 (Schützenwehr)

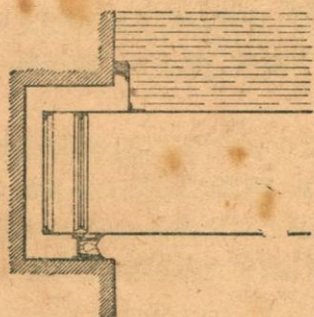
小插用木製，開關時滑動於門槽內，故名滑插 (Gleitschützen) (第36圖)。滑插之開關裝備用齒桿 (Zahnstange) 或梯形桿 (Bolzenstange)，蓋關門時可藉桿下壓，克服流水之壓力。插愈大，則滑插在門槽內之摩擦力亦愈增，須裝輓輪 (Rollenauflagerung)，名為輓插 (Rollschützen)。

插為板形之門，門之裝置或垂直或略斜，在關閉之狀態下壓於一木檻或鐵檻上，在開啓之狀態下須高出孔內最高水面 0.5 m。



(第36圖)

插之防漏須縝密，門底裝木樑，壓於埋置壩床內之U形鐵上，已足防門底之滲漏。兩邊則用彈簧板，板緣釘木條，因水之壓力而緊貼於墩上，得以不漏。職是墩面須光平，以減開關時之摩擦 (第37圖)。



第37圖

開門之開關，多於兩邊着力，即裝置兩開關桿。窄於1 m之門，亦可裝一桿。插大能藉其本身重下墜者，則用鐵鏈 (Laschenkettten)。如水有由插上溢漏之可能，則將桿或鏈裝於門槽內，俾其不至阻礙水流，

且漂浮於水中之物，亦易牽掛其上，或水上浮木等有將其損壞之虞。

欲防插之偏斜，開關時須兩邊同時發動，故普通祇用一發動機及一貫

通之軸。開關機或置於開關橋之中央，或置於墩上，後法通至他墩之軸雖長，但開關橋之載重較輕。

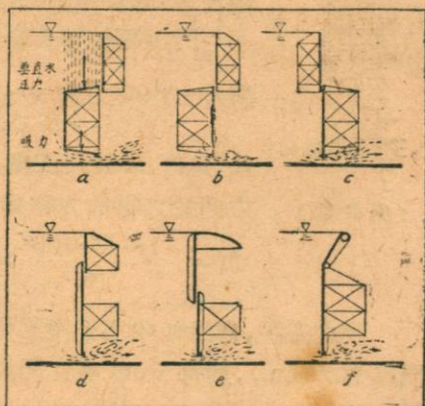
如門過高，可將其分為上下兩部（第 38 圖），其優點甚多：

上廂可降低，以排洩漂浮之物及冰塊，並可精密操縱水位，開門之力減小。若同時將上廂降低，下廂提高，能使門上溢流之水與門下洩流之水相抵觸，以收消力之效。

門開時墩不必過高，故整個建築亦較美觀。

氣候寒冷，其空氣方之廂面受冷風之吹襲，致靠水一面有結成垂直冰層之虞，使上下廂凍結甚固，不能開動，可通以電流，使之溫暖。

廂門之分法甚多，第 38 圖 a 示一老法，下廂之鐵板釘於靠水方，致開關時水之垂直壓力甚大，同時因門底尖銳之角束水而生吸力，使開門之力激增。



(第 38 圖)



(第 39 圖)

若將下廂之鐵板釘於靠空氣之一方（第 38 圖 b），則無上述之弊，但水中漂浮之物如樹枝冰塊等，又有聚於門構上之虞，因之門重增加，甚或損傷。第 38 圖 c 之上廂亦有此缺點，上廂降低時由廂上溢流之冰塊樹枝等衝擊於下廂之上，有損壞後者之危險。且下廂之架構在跳躍水流之範圍內，亦屬不合。第 38 圖 d 及 e 之結構法為 MAN 式（德國 Maschinenfabrik Ausburg-Nürnberg 設計），則無此弊，同時上下廂之輓輪可用一共同之軌，開槽因之亦較簡單（第 39 圖）。普通雙廂（Doppelschützen）（如第 38 圖 a-c）需要兩軌道，開槽之形狀如第 40 圖所示，不獨墩之材料增加，門之支距亦增。第 38 圖 f 示於廂之上方加一轉板（Aufsatzklappe），以供調節水位之用，並利用之以宣洩冰塊及漂浮物體。



第 40 圖

若廂板之厚度不超過 30 cm，可用木材，否則須用鋼鐵。



(第 41 圖)

木插例按門底之水壓力設計之，而令全部厚度一律。設水甚深，門底厚度與門頂至少應具之厚度 6 至 8 cm 相差甚懸殊，則亦可令門厚向下增加一二次，如第 41 圖示。

門板可按雙支樑計算，令 H 為水深，單位公尺，則在此深度之水壓力為 $p = \frac{H}{10} \text{ kg/cm}^2$ 。設門之支距為 L ，單位公尺，則在 H 公尺深處，每 1 cm 高之門板一條，所受因水壓力而致之彎曲力率為：

$$M = \frac{p \cdot L^2 \cdot 100^2}{8} = 125 HL^2 \text{ kg cm} \quad (30)$$

門之支距，自滑面中心至滑面中心，或自輓輪中心至輓輪中心計。設門厚為 d (cm)，則每 1 cm 高之門板一條具斷面係數

$$W = \frac{d^3}{6} \text{ cm}^3 \quad (31)$$

設木材之耐力為 σ (kg/cm²)，則門板應具之厚度 d 可計算得之如下：

$$M = \sigma W \quad (32)$$

$$W = \frac{M}{\sigma} \quad (33)$$

$$\frac{bd^3}{6} = \frac{M}{\sigma} \quad (34)$$

$$d = \sqrt[3]{\frac{6M}{b\sigma}} \quad (35)$$

以 $b=1$ cm, $M=125 HL^2$ kg cm 代入，得

$$d = 27.4 L \sqrt[3]{\frac{H}{\sigma}} \quad (36)$$

如木材之耐力 σ 約在 60 至 80 kg/cm² 之間，則門厚

$$d = (3.5 \text{ 至 } 3.1) L \sqrt[3]{H} \quad (37)$$

式內之 L 及 H 按 m 代入，所得之 d 單位為 cm。

各木樑間鑲樺以防漏，可置入硬木塊或鐵塊（第 42 圖），並用螺桿貫通各樑而旋緊之。設厚 30 cm 之木樑仍不足承受水壓力，則可用 I 字鐵樑加強之，如第 42 圖 d 。為減少槽內之摩擦計，可於門之支面上裝鐵，

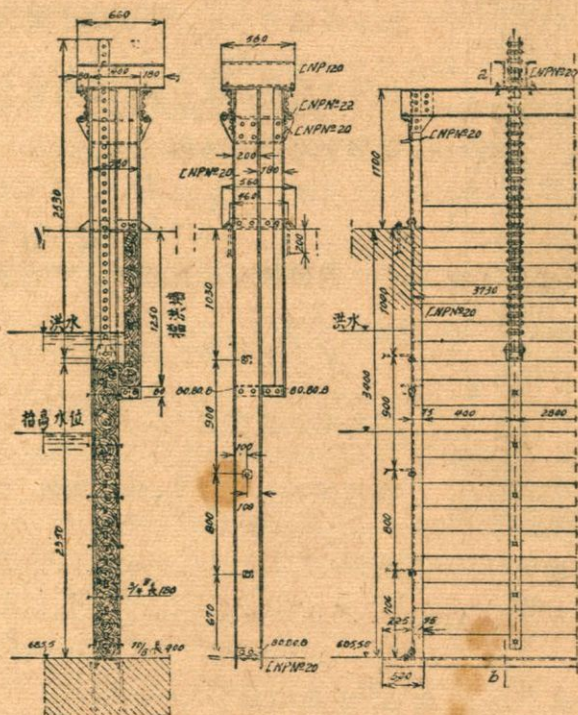
詳後第 38 頁。

設洪水有時高出抬高水位，則宜於進水閘上配置擋洪牆 (Hochwasserschild)，又名胸牆。胸牆與插間之防漏，或用斜木樑，或用圓木樑，祇於一平面上 (第 43 圖及第 44 圖)。

鐵門之結構，乃將鐵板釘於多數橫樑上。淨寬小則用 I 字鐵作橫樑，淨寬大則用板樑 (Bloch-

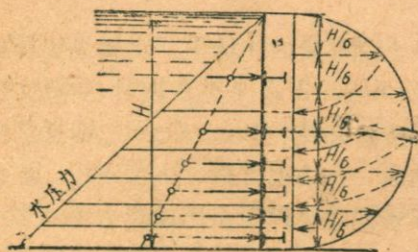


(第 42 圖)



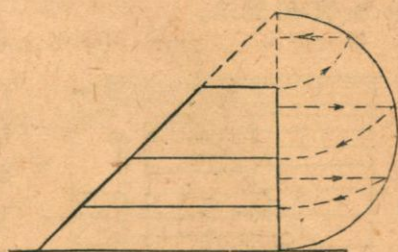
(第 43 圖)

träger) 或架構樑 (Fachwerkträger)。樑所受壓力可按第 45 圖分配之，令其相等，俾樑之大小一律。門頂與門底則用 U 鐵或 L 鐵加強之，俾能承受冰塊與漂浮物體之撞擊，或防有物體嵌於門底與壩床之間而受損傷。門底加強樑上又可釘結防漏木樑。橫樑之間復用縱鐵相連，形成一長方格



(第 45 圖 a)

水壓力形爲一三角形



(第 45 圖 b)

水壓力形爲梯形

近日設計鐵門已少採用多數受壓相等之樑者，蓋樑過密，不易養護。故不若一門祇用二樑，其距離在求各部分均易加修理。且淨寬大時，恆須裝輓輪，設祇有二樑，則水壓力之傳於輓輪也亦較明晰。

插之重量殆與 H^2L^2 成正比，蓋水壓力與水深 H (m) 之平方成正比，而橫樑所受之力，則與支距 L (m) 之平方成正比也。

鐵插之重量可估計之如下：設每 1 m^2 鐵插面積所需之加強鐵 (Aussteifung) 爲 100 至 130 kg，主樑之重量按 $G_r = \alpha \frac{B^2H^2}{\sigma}$ kg 計，其他部分之重量約佔樑重與鐵板重之 20%，則插重爲

$$G = 1.2 \left[BH (100 \text{ 至 } 130) + \alpha \frac{B^2H^2}{\sigma} \right] \text{kg} \quad (41)$$

支距 $B = 5.0$ m, $\alpha = 2.34$, 支距 $B = 20$ m, $\alpha = 1.56$ 。支距在 5 m 與 20 m 之間時，可按比例推得之。支距 B 及水深 H 之單位按 m，耐力 σ 則按 kg/cm^2 代入。

雙插之重量可用下公式約略估計之：

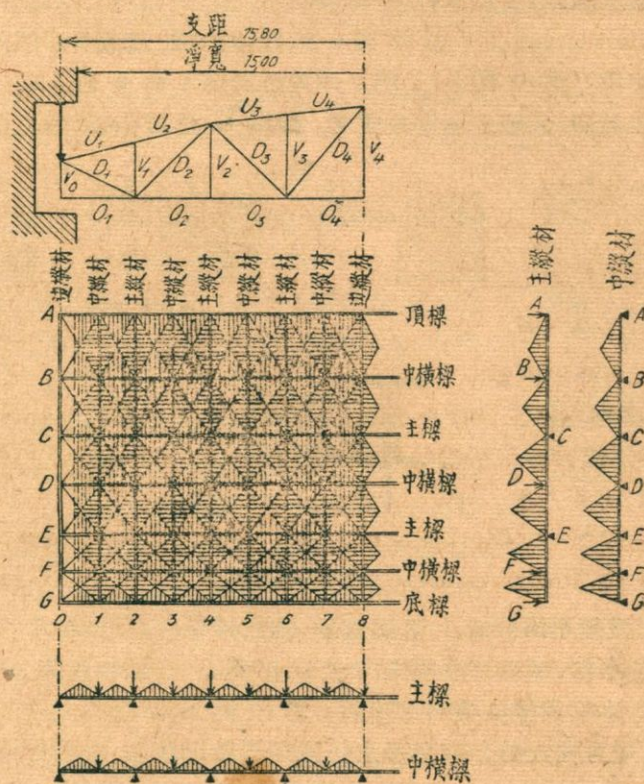
$$G = 4 + 0.0875 L^{1/3} \cdot H^{3/2} \quad (42)$$

式內 G = 雙插之重量 [t]

L = 閘孔之淨寬 [m]

H = 閘門之高度 [m]

MAN 式雙插之設計，首在規定上下插之高度及其二主樑之位置。上插之高度，例令約等於抬高水深之四分之一，其下方主樑則位於該插所受水壓力之合力之高度。至於下插之二主樑，則對稱於該插所受水壓力之合



(第 48 圖)

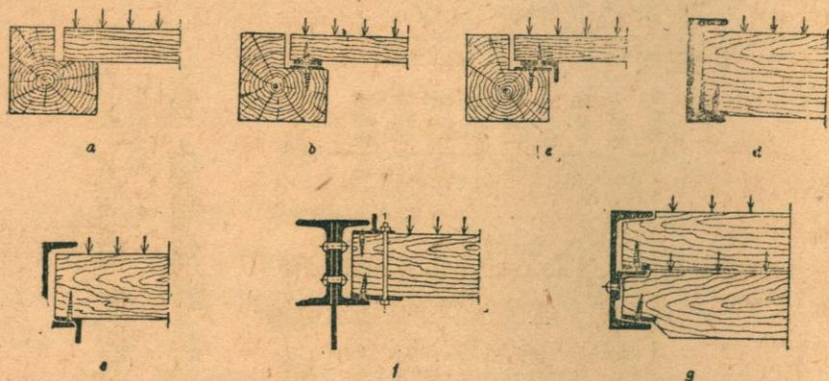
鐵板釘結於縱橫材所組成之長方格網上，板厚（單位 cm）用下列公式求之：

$$\delta = ab \sqrt{\varphi \frac{p}{2\sigma(a^2 + b^2)}} \quad (43)$$

式內 a 及 b 為長方格網之邊長， p 為水壓力，單位 kg/cm^2 ， σ 為鐵板之耐力 (kg/cm^2)， φ 為一係數，視鐵板如何支於橫樑與縱材上而定。完全鉗制者 (Vollkommene Einspannung)， $\varphi=0.80$ ，擱支者 (Freie Auflagerung)， $\varphi=1.20$ 。鐵之耐力至多不得超過 $1000 \text{ kg}/\text{cm}^2$ ，計算得之板厚，須加 0.2 cm 以防銹蝕，同時板厚不得小於 1.0 cm 。

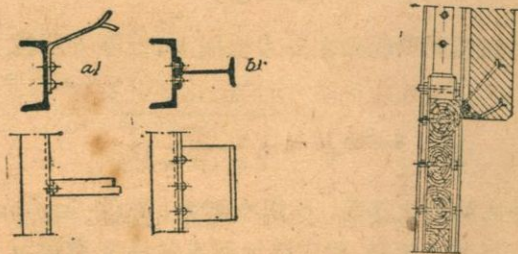
插門升降於槽 (Nutten) 內，在槽內一方須求開關時摩擦力之微小，又

須求其不漏水。如插支於木柱 (Griessäule) 上, 最簡單之法即令其軀壓於滑動面 (Gleitfläche) 上 (第 49 圖 a), 藉以防漏。為減少摩擦計, 可於插之支面上裝鐵 (第 49 圖 b), 門上亦可釘角鐵 (第 49 圖 c), 則同時又可作兩邊之範圍。大插之裝備較佳者, 則以 U 形鐵作槽, 如 (第 49 圖 e,



(第 49 圖)

f, g. U 形鐵須用鐵板或 I 形鐵釘結, 埋於壩墩內, 以免脫落 (第 50 圖)。門底則裝硬木樑, 壓於埋於壩床內之 U 形鐵上。雙插相互間之防漏, 有如第 44 圖示。木插與擋洪牆間之防漏見第 51 圖。鋼鐵滑插之槽及其防漏與木插相仿, 壓力較大時, 則兩旁之防漏須用黃銅鑲邊, 滑動於飽平之鋼軌上。



(第 50 圖)

(第 51 圖)

在水面下之閘孔, 其門之上緣亦須防漏, 其法與槽內相仿。

鋼鐵雙插之有輓輪者, 其防漏結構較為複雜。以彈性鋼板釘於下插之上, 鋼板之上緣鑲木條, 軀於下插門面鐵板上, 此種防漏法見第 46 圖。兩

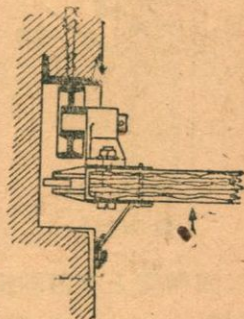
旁之防漏或用木板，或用彈性鋼板而以木條鑲邊，壓於壩墩內所嵌之鐵板上。

門大則藉輓 (Rollen) 以減摩擦，或為固定裝於門上者，或為懸於門與墩槽間之雙滑車 (Rollenzüge)。第 52 圖示裝輓輪之木門。門旁用彈性鐵板，上包鉻板 (Chromleder)，以防漏水。

如插之面積甚大，出水後有被風吹動之虞，則須於另面裝相反之輓輪 (Gegenrolle)。

裝雙滑車之弊，在開門時門上升速度倍於雙滑車，後者恆須懸於門上，否則在門全開後，有墜出之可能。

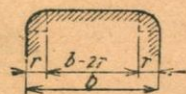
插重可藉均重 (Gegengewicht) 抵消 (第 53 圖)，則開門時祇須克服所生之摩擦力。蓋門與均重懸於輓上，其轉動也必有阻力，門板在墩上輓動也亦然。惟前者之阻力甚微，且輓徑大並常搽油，故不難確切求得之。後者經試驗求得約為所受壓力之百分之一，但根據實際經驗，輓動阻力 (Rollen widerstand) 則為水壓力之十分之一，且能增至與滑動阻力 (Gleitender Widerstand) 等。輓道 (Rollenbahn) 上之不平，輓之磨削，污穢，凍結，均為阻力增加之原因。惟滑動阻力至小為 $0.5 W$ ，裝輓輪後，苟其轉動無阻，阻力降為滑動阻力之 $\frac{1}{5}$ ，對於開門用力減輕不少。插之久未開啓者，輓



(第 52 圖)

輓恆失靈，亦為經見之事實，不容不計及之。

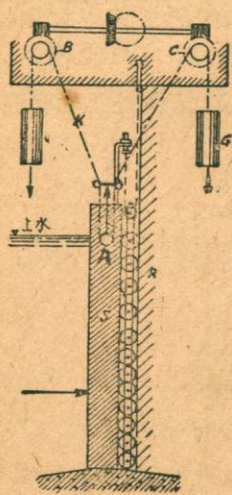
輓輪軌頂寬度 b (第 54 圖) 及輓輪直徑 D 之間，具有下列之關係：設 P 為輪壓力，單位 kg ，則



(第 54 圖)

$$b - 2r = \frac{P}{DS} \quad (44)$$

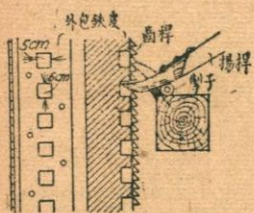
式內各長度之單位均為 cm ， S 與輪及軌之材料有關，其值如下列：



(第 53 圖)

鐵鑄輪與浴鐵軌	$S=25 \text{ kg/cm}^2$,
硬鐵輪與鋼軌	$S=30 \text{ 至 } 40 \text{ kg/cm}^2$,
鋼鑄輪與鋼軌	$S=50 \text{ 至 } 60 \text{ kg/cm}^2$.

輪壓力 P 以最大可能者計，簡單之插及雙插之下插，在關閉之位置， P 最大。雙插之上插，則須求其在何種位置時輪壓力最大。



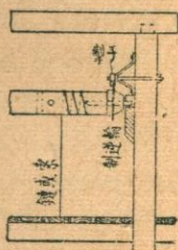
(第 55 圖)

插之開關設備 (Schützenhebevorrichtung)，當以小木插者為最簡。於門上裝木樑，上鑿孔如梯然，護以包鐵，如第 55 圖示。以木棒 (Hubbaum) 入孔起之，而以掣子 (Sperrklinke) 及齒桿防門之下墜。另一常用於小木門之開關機構為轉筒 (Windetrommel)，見第 56 圖。以鐵鏈或鐵索懸門，纏於轉筒上，轉筒上有孔，以木桿入孔內而轉

之，或轉筒上有四固定之臂，可推之轉動，仍用掣子嵌制逆輪 (Sperrrad) 內，防門之下墜。

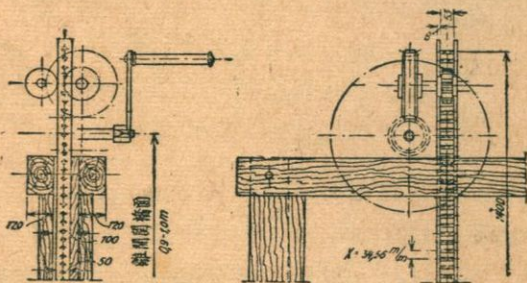
門寬約在 1 m 以內者，多懸於一點，較寬者，須懸於兩點，以防偏側。懸於鏈上者雖簡單，但門重須大於摩擦力，否則關閉不易。

中等大小之門，或設備之較佳者，今均用梯形桿，如第 57 圖示。



(第 56 圖)

更大之門，則又用鏈。初用所謂 Gall 式者，後經德國 MAN 機廠改良，將貫通鏈片之桿向兩端延長，其支於動輪齒上凡有三點，因是其受力較形有利。



(第 57 圖)

小門用人力絞開，每一人能不斷施力 15 至 25 kg。大門則用電開，或每孔有電動機 (Motor) 一座，或僅設置一電動機，而令其能以來往推動。大門之開關機除可用電動外，人力亦須能轉動之，以防電流之萬一中斷。至所需人工則以四人至八人為限。手搖轉柄之軸，約令高於橋面 0.9 至 1.0 m。昔日多用均重錘 (Gegengewicht) 抵消門重，藉減開門之力，今不復有用之者矣。開門機構之小者，可置於木架上，大者用 U 形鐵作架，更大者則用鋼筋混凝土樑或鐵樑支承之。

開門之速度，係於洪水來勢之緩急，需時愈短自愈佳。約略計算開關機構時，可以下列各式作依據：

螺旋動輪 (Schneckengetriebe) 開關機構

螺旋輪之齒數	Z
至少應有之齒數	$Z = 28$
齒距周 (Teilkreis) 之半徑	r
螺旋輪螺絲間距	$t = \frac{2r\pi}{Z}$
螺絲桿螺絲凹線間距	$h = t$
螺絲線之斜角	α
具 Z 齒時之變速比例	$1 : Z$
效率	$\eta = 0.70$ 至 0.75
自動阻塞 (Selbstsperrung) 條件	$\text{tg } \alpha < 0.1$

正齒輪 (Stirradgetriebe) 開關機構

至少應有之齒數	$Z = 10$
可有之變速比例	$1 : 2$ 至 $1 : 6$
每對齒輪之效率	$\eta = 0.90$ 至 0.93

簡單之轉筒 (Einfache Windetrommel) (第 58 圖)

$$P = \frac{r_2 Q}{r_1 \eta} \quad (45)$$

懸門用鐵鏈 $\eta = 0.95$ ，用鐵索 $\eta = 0.80$ 至 0.90

每人能施之力約為 $P = 25 \text{ kg}$

門上升速度 $V_2 = V_1 \frac{r_2}{r_1}$



(第 58 圖)

$\eta_s = 0.70$ 至 0.75 。

手搖轉柄之周圍轉速 $V_1 = 0.60$ 至 0.80 m/sec。

門上升速度 $V_5 = V_1 \frac{r_2 r_5 h}{2\pi r_1 r_2 r_4}$ 。

門上裝梯形桿時之開關機 (第 59 圖)

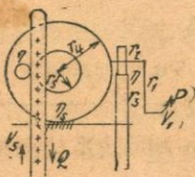
$$P = \frac{r_2 r_5 h}{2\pi r_1 r_3 r_4} \cdot \frac{1}{\eta^2 \eta_s} \cdot Q \quad (46)$$

h = 螺旋桿螺絲間距。

$\eta = 0.90$ 至 0.93 。

鏈懸門之開關機 (第 60 圖)

$$P = \frac{r_2 r_4 r_6}{r_1 r_3 r_5} \cdot \frac{1}{\eta^2 \eta_k} \cdot Q_0 \quad (47)$$

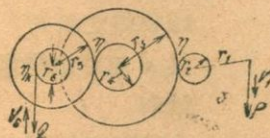


(第 59 圖)

$\eta = 0.90$ 至 0.93 。

$\eta_k = 0.85$ 。

門上升速度 $V_6 = \frac{r_2 r_4 r_6}{r_1 r_3 r_5} V_1$ 。



(第 60 圖)

開門須克服之力，即所提重量為：

Q = 門重 - 浮力 + 門上垂直水重 + 門下吸力 + 摩擦力 + 桿或鏈重。
水壓力為 W 時，滑動阻力為

$$R = \mu \cdot W. \quad (48)$$

μ 為摩擦係數，列下表內：

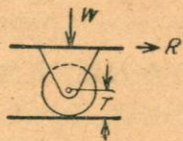
第3表 摩擦係數

摩擦物料之種類	摩擦係數			
	滑動時者		靜止時者	
	乾	濕	乾	濕
榿木與榿木，纖維相順	0.48	—	0.62	—
榿木與榿木，纖維交叉	0.34	0.25	0.54	0.71
榿木，松木，椎木，與同類之木，纖維相順	0.38	—	0.53	—
榿木與石及砂礫	—	—	0.46至0.60	—
石與石	—	—	0.63	—
鐵與石	—	—	0.45	—
鑄鐵與鍛鐵	0.18	—	0.19	—
木與金屬	0.40	0.24	0.60	0.65
鋼與磷銅	0.105	—	0.11	—
鍛鐵與鍛鐵	0.14	—	0.13	—
鋼與鋼	0.09	—	0.15	—
榿木與鍛鐵	0.4至0.5	0.26	—	0.65
鍛鐵與黃銅	0.17至0.18	—	0.19	—
鑄鐵與黃銅	0.15至0.20	—	—	—
牛皮與鑄鐵	0.56	0.36	0.3至0.5	0.4至0.6

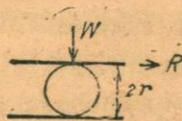
水深門寬，則摩擦力過大，可裝輓輪，使滑動摩擦變為輓動摩擦。

輓輪之裝置法有二：或裝於門上，或置於門與軌之間。如輓之半徑為 r ，則裝輓於門上時（第 61 圖），克服摩擦阻力需要之力為：

$$R = (\mu + \mu'a) \frac{W}{r} \quad (49)$$



（第 61 圖）



（第 62 圖）

式內 a 為輪軸半徑，

μ' 為軸上摩擦之摩擦係數 = 0.10 至 0.20，

μ 爲輓動摩擦之摩擦係數 ~ 0.05 至 0.15 。

若輓輪置於門與軌之間（第 62 圖），則克服摩擦需要之力爲：

$$R = \mu \frac{W}{2r} \quad (50)$$

開關機之正齒輪及螺旋動輪須裝於機殼內，以免積垢及防氣候之侵襲。較大之工程，可於管理橋上（Dienstbrücke）建開關機房，不獨對於開關機之保護較佳，且較美觀。

插門之墩 木插之墩多用木建，外裝木板，俾水內漂木不至牽掛於木墩之架構內。

引水渠進口閘墩常用鋼鐵或鋼筋混凝土建築之，以免束狹進水橫斷面。鋼鐵墩架均埋於混凝土內，以減輕養護工作。門提起時，其下緣應高出渠內最高水面，按此以定墩之高度。墩之上建管理橋。

河流內之墩（Strompfeiler），例爲圪工者，向上游之一端在水面下之部分，應作成尖弧形，以順水勢。設水面受壩墩之阻而抬高（Pfeilerstau）並無妨礙，則向上游之一端亦可作成半圓形，其工費較微，亦不易爲漂浮物體所損傷。壩墩向下游之一端則作成半圓形，或作成平者而作圓其轉角。若修理時用壩樑（Dammbalken），須於墩內留槽。閘門與壩樑之間至少須留 1.5 至 2.0 m 之空間。壩樑槽與閘門槽之尺寸，視壩樑與閘門之尺寸而定。苟閘底高出下水面，則閘門之下游可無須留壩樑槽。

壩墩之尺寸，除受上述壩樑槽與閘門槽應隔距離之限制外，其他尺寸則視墩重，墩上載重，及水壓力之合力之位置而定，合力不得越出核心（Kern）。設計時須先假定墩之尺寸，水面以上墩之形狀，係於修理時壩樑之插入槽內法，暨平時壩樑之安置法。小插之墩內僅爲壩樑留槽，而不考慮其如何插入槽內，蓋其壩樑輕而易於起動也。水深門寬，則壩樑甚重，在建壩時即應計及其起運設備。

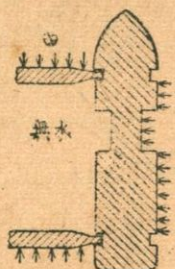
多孔之壩，祇備壩樑足供堵塞一孔之用者，如可能，令樑數與孔數相埒，如是在不用時可於每孔上置放一樑。

墩上之樑例不按連續樑設計之，蓋若墩基非岩石，不能不計及其可能發生之沉陷也。

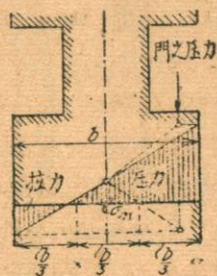
計算時應研究門關與門微開兩種情形，門關時門重壓於閘底上，開時其重量則傳於墩內。然後將墩重，墩上橋重，由開關機傳來之壓力，以及水

壓力相加，觀察壓力線 (Drucklinie) 之位置，各處所受之力均不得超過耐力。凡發生拉力之處，應配置鋼筋以承受之。墩底則不容許發生牽引應力，否則該處墩底將與地面脫離。同時又須研究設有一孔因修理而堵塞，孔內無水，而其毗鄰之孔內，流量恰最大，致令閘墩受一方之壓力，如第 63 圖示。在此種情形下，亦不得有超過耐力之處，墩底不得發生牽引應力。

設墩兩方之閘門，一開一關，則壘樑及閘門支於墩上之壓力，恆令墩內發生拉力 (第 64 圖)，須由鋼筋承受之。



(第 63 圖)



(第 64 圖)

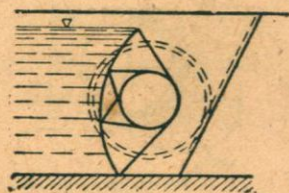
巨大雙扉之槽甚深，致削弱墩身，須配置鋼筋以免罅裂。可假設門槽內墩身垂直分裂，在壩床高度處亦發生水平裂縫，水平之鋼筋須能承受門支於槽內之壓力，減去水平縫內之摩擦。至於摩擦係數，約在 0.7 之譜。雖計算得之結果，無配置鋼筋之必要，仍置放鋼筋數根，以策安全，縱鋼筋亦然。

墩身須加砌護，以防受水內沙石之磨蝕。流速在 3 至 5 m/sec 之間時，可裝厚 6 至 10 cm 之落葉松板。流速大，則用花崗石砌護。墩尖及閘槽轉角處，亦須加以保護。

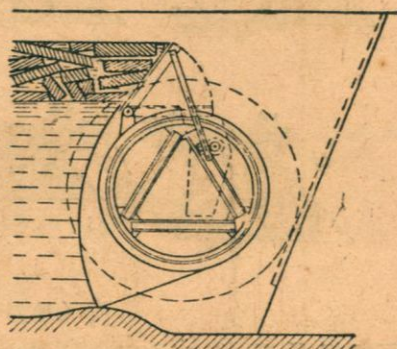
(2) 輓壩

輓壩以形似輓故名，開關時輓轉於斜軌之上。最初門之形狀為圓筒形之輓，後於輓上加擋水牌 (Stauschild) 如第 65 圖示。第 66 圖至第 68 圖示輓壩橫斷面數種。輓形門之開關恆於一端着力，若祇有一孔，可省去開關橋。多孔之輓壩，其開關橋上亦祇有管理人員來往，而不負載何種重量。門槽深 1.0 至 1.3 m，齒形軌道即裝於其內。門之兩端各裝齒圈。齒形軌之斜度約為 1:0.4，過平則輓形門因受浮力，放下時間或不能着底，或不能緊壓於壩床上。當開門時，藉 Gall 式鏈或 MAN 式鏈將門提起，鏈之

或令其能以降低（第 70 圖），惟其弊為輓底防漏不易，故僅於特殊情況下採用之。且若由關閉之位置開啓時，必須先將輓提高，使上游水位更經過短時間之上漲，其影響至為不良。



（第 68 圖）



（第 69 圖）

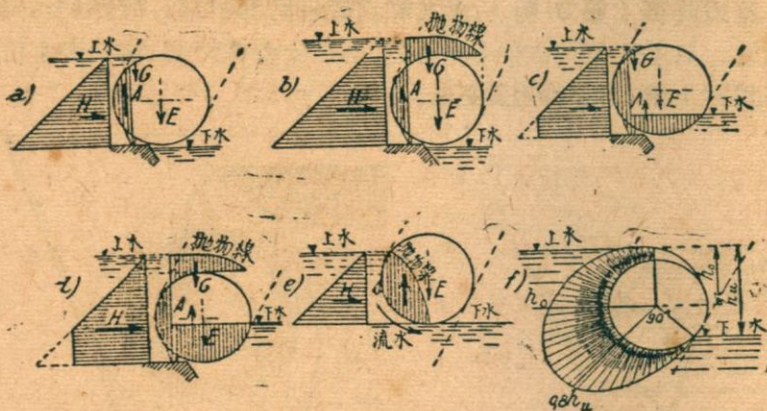


（第 70 圖）

門上所受之水壓力，隨門之位置之變動而異（第 71 圖 *a* 至 *f*），應按最不利之情形設計之。門上所受之力，例以方由壩床提起時為最大。

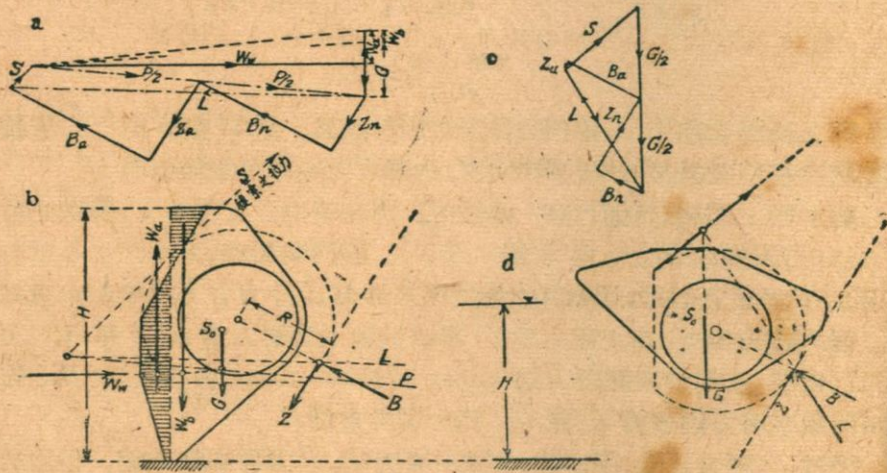
輓形門之開關，普通均在一端着力。門在槽內之支點壓力，及鏈之拉力，最好用圖解法求之（第 72 圖 *a* 至 *d*）。輓門關閉時，上水之水平壓力為 W_w ，下水壓力不計，擋水牌所受之浮力為 W_a ，浮力右方之垂直水重為 W_b ，鏈之拉力為 S ，齒上壓力為 Z ，垂直於軌上之壓力為 B 。 Z 與 B 二力作用於兩端，作用於開關着力端 (angetriebenes ende) 者為 Z_a 與 B_a ，作用於開關不着力端者為 Z_n 與 B_n 。門之本身重為 G 。

門重，水壓力，浮力及水重，組成一合力 P 。 P 力均佈於全輓，作用於兩端者各 $0.5 P$ ，作用於鏈上者為 P 之全部，蓋全部之力均須由 S 克服之



(第 71 圖)

也。可設想 Z_n 與 B_n 二力移至開關着力端，俾能在該處於一垂直之平面內分析 S 力。使 S 及 P 相切，以輔力 (Hilfskraft) L 連該切點與 Z 及 B 之切點。 L , P 及 S 三力共經一點，故能於力之三角形 (Kräfte-dreieck) 內分析之。於是求得 S ，然後分別研究輻之兩端。作用於開關着力端之力 $0.5P$ 與 S 為已知者，須將其分為 Z_a 與 B_a 。作用於開關不着力端之力為 $0.5P$ ，分為 Z_n 與 B_n 。各力之分析見力線圖 (第 72 圖 a 至 b)。門開時力之分析法，與此相仿 (第 72 圖 c 至 d)。在前種門關閉時之情形下，齒壓力斜



(第 72 圖)

向上，蓋因水平水壓力 W_w 較大之故。在後種門開啓時之情形下，齒壓力則向下。

在開關不着力之輓門橫斷面上，作用一扭轉力率 (Drehmoment)。

$$M_n = +Z_n \cdot R \quad (51)$$

在開關着力之輓門橫斷面上，作用一扭轉力率

$$M_a = (S + Z_a) \cdot R \quad (52)$$

兩端橫斷面間之外力，乃為均佈者。其間之橫斷面承受一力率 M_m ，在距離開關不着力端 x 處之橫斷面承受

$$M_m = M_n + \frac{x}{L} (M_a - M_n) \quad (53)$$

扭轉力率使輓壁內發生扭轉應力

$$\tau = \frac{Z_n}{2R\pi\delta} = \frac{Z_n}{D\pi\delta} \quad (54)$$

蓋作用於轉臂 $R = \frac{D}{2}$ 上之轉力 $Z_n = (S - Z_a)$ ，均佈於輓壁 $D\pi\delta$ 內也。 D

為輓之外直徑， δ 為輓壁厚度。

輓之本身除受扭轉力率外，復受彎曲力率 (Biegemoment)。

$$M = \frac{Px}{2} \left(1 - \frac{x}{L}\right) \quad (55)$$

輓身橫斷面之極點惰率 (Polares Trägheitsmoment) 為

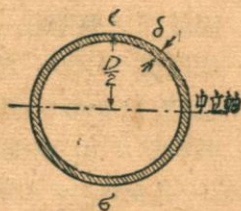
$$T_p = \delta D \pi \frac{D^2}{4} \quad (56)$$

中立軸上之惰率等於極點惰率之一半，為

$$T = \frac{\delta D^3 \pi}{8} \quad (57)$$

因圓形輓門輓壁橫斷面離中立軸之最大距離為 (第 73 圖)

$$y = \frac{D}{2} \quad (58)$$



(第 73 圖)

所以最大之彎曲應力

$$\sigma_b = \frac{M \cdot y}{I'} = \frac{PL}{8} \cdot \frac{D}{2} \cdot \frac{8}{\delta D^3 \pi} \quad (59)$$

$$\sigma_b = \frac{PL}{2\delta D^2 \pi} \quad (60)$$

由上式即可求得輓壁之厚度 δ 。 $\delta = \frac{D-d}{2}$ 又可求得之如下：

$$\frac{D^4 - d^4}{D} = \frac{32}{\pi \sigma_b} \left[0.35 M + 0.65 \sqrt{M^2 + \mu^2 M_m^2} \right] \quad (61)$$

式內之 d 爲輓之內直徑。若輓爲溶鐵製成， $\mu \cong 1$ ，溶鐵之耐彎力 $\sigma_t = 900$ kg/cm²，以之代入上式，則得較簡之式

$$\frac{D^4 - d^4}{D} = 0.4 M + 0.735 \sqrt{M^2 + M_m^2} \quad (62)$$

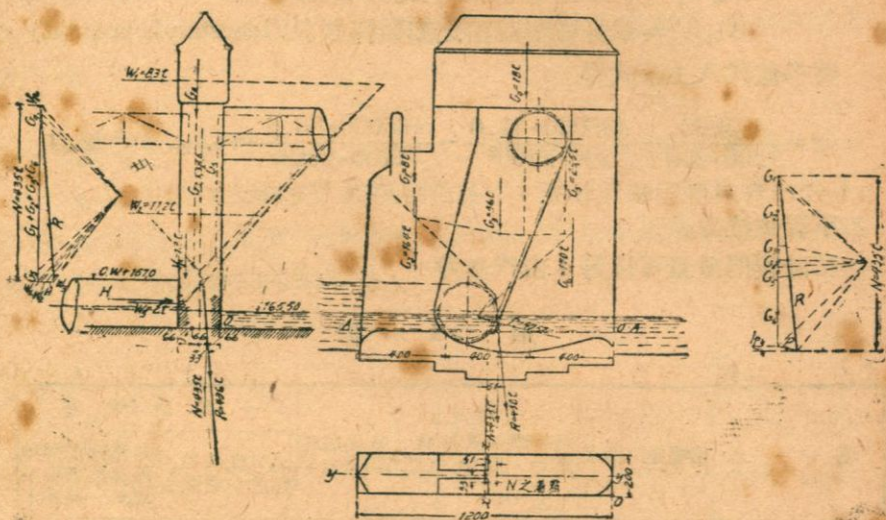
輓門底之防漏法乃於門上釘硬木條，壓於壩床內埋置之鐵軌上，與壩底之防漏相仿。圓筒形之門，必須具一突出之尖嘴，防漏木條即釘於其上，俾當門提起時，出流水噴線 (Ausflusstrahl) 貼於門底之部分不至過寬，免引起吸力，蓋後者能使輓門受極劇烈之震動也。輓門之能降低者，其門底之防漏見第 70 圖 c，防漏木條釘於一具有彈性之鐵板 b 上，藉水之壓力以抵於壩底所裝之鐵板上。盛水器 a 與上水間有管相通。門兩旁之防漏與 MAN 式雙扉相仿，乃於鋼板上釘木條 (見第 65 圖)，藉水之壓力以抵於壩上。可通以電流使之溫暖，以防凍結。

輓壩壩墩之設計見第 74 圖 a 至 d 。當輓門剛提起時，其所受之彎曲最大，是時作用之本身重，浮力，水壓力，組成一合力，趨向下方。該合力在本例計 95 t (本身重 51 t，浮力 14.6 - 4.0 = 10.6 t，水壓力 87 t)。

因輓門之啓閉在一端着力，所以尚須計及其所受之扭轉應力。

輓門長 30.0 m，輓壁鐵板厚分兩種，中間厚 13 mm 之部分長 17.6 m，兩端厚 11 mm 之部分，各長 6.2 m。

壩墩厚 2 m，由河底至開關機房底之高度約爲 11 m。壩墩所受之載重，以一孔全開，一孔關閉，爲最不利。又假定門開孔之水面較其鄰孔低 1.5 m，同時在水壓力較大之一方有一 150 kg/m² 之風壓力作用於墩上。



(第 74 圖)

第 74 圖 a 至 d 內之

G_1 = 橋重

G_2, G_3, G_6 = 墩重

G_4 = 開關機, 鐵鏈, 及開關機房重

G_5 = 提起之輥之重量之一半

P = 放下之輥在墩上之壓力

V_p = P 之垂直分力

N = 總共垂直壓力

H = 一方之水壓力

W_1, W_2, W_3 = 風壓力

R = G, P, W, H 之合力

0 點所受之力最大, 計為

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \quad (63)$$

該式內之

F = 墩之橫斷面積

$M_x, M_y = N$ 力在 X 軸與 Y 軸上之彎曲力率

$W_x, W_y =$ 墩身橫斷面積之斷面係數 (Widerstandsmoment)

將各值代入上公式得

$$\sigma = \frac{435000}{1200 \cdot 200} + \frac{435000 \cdot 51.6}{200 \cdot 1200^2} - \frac{435000 \cdot 33.6}{1200 \cdot 200^2} = 4 \text{ kg/cm}^2 \text{ 壓力}$$

不發生拉力。

估計輓門重量可以第 4 表作參考

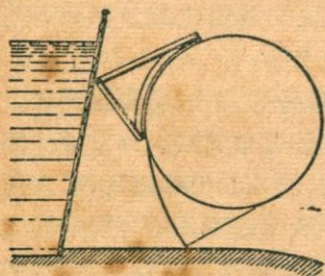
第 4 表

壩 名	建壩處河流名	門孔淨寬 m	一孔長度 m	高 度 (直徑)	提起時需力 t	一 孔 之 重 量			
						輓門鐵料重 t	齒桿齒圈 t	開關轉盤及吊鏈 t	開關轉盤架及其他 t
Schweinfurt	Main	18.00	20.40	4.14 (2.00)	72.60	61.00	39.00		16.70
Schweinfurt	Main	35.00	37.65	2.00	87.70	81.60	29.90		6.90
Berlin	Landwehrkanal	5.56	6.64	1.58	5.58	5.00	1.10	0.80	—
Kolbermoor	Mangfall	30.00	31.84	1.70	39.00	36.00	6.90	6.10	2.30
Brahnau	Brahe	22.00	23.96	2.50	37.00	34.00	8.10	6.60	12.50
Kissingen	Saale	10.00	11.08	2.65 (0.80)	10.20	9.00	2.50	1.20	1.50
Nienburg	Magd.	10.00	11.35	2.65 (1.20)	12.00	10.10	1.90	0.75	2.40
Neugattersleben	Bode	17.50	19.19	2.95 (1.20)	24.40	21.00	2.80	1.50	1.50
Poppenweiler	Neckar	28.00	29.86	3.60	67.00	56.00	14.00	12.40	6.00
Troubeck	Beöwa	10.00	11.45	1.75	18.80	16.00	4.90	2.40	2.50
Schönenwerd	Aare	17.00	18.20	2.00	20.60	18.00	3.00	2.20	1.80
St. Michel	Arc	30.00	33.00	3.00	62.00	55.00	13.00	3.90	3.50
Verona	Etsch	12.00	13.43	3.40	27.00	22.00	9.00	2.30	4.00
Eusokoski		18.00	19.74	3.50	45.10	38.00	6.00	5.57	4.40
Trollhättan	Götaelf	20.00	21.80	3.60	55.70	49.00	6.00	6.25	0.50
Dejefors	Aarelfven	32.00	34.30	3.50	90.00	81.00	8.00	11.00	10.00

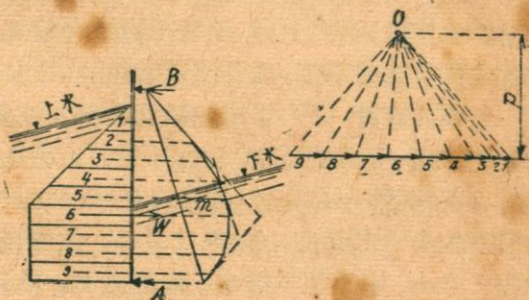
輓壩在修理時可用針壩 (Nadelwehr) 堵水 (第 75 圖), 針之斜度為 1:0.2, 下端倚於壩床內之檻上, 上端則倚於臨時裝置之架上。針木所受之彎曲力率

$$M = mp \quad (64)$$

可用圖解法求之 (第 76 圖)。製針之木, 以落葉松木最佳, 可提高其耐力至 200 kg/cm^2 , 以求其輕便。針壩縫隙甚多, 防漏之法: 如針為木製者, 用馬糞, 鋸屑, 切短之稻草, 炭灰等撒於針前水內。如針為鐵製者, 可用鐵條將浸煤脂之繩索塞於鐵管之間。



(第 75 圖)



(第 76 圖)

迄今已完成之輓壩工程, 其較大者有二: 一淨寬 45 m, 抬高水深 6.5 m, 一淨寬 20 m, 抬高水深 8.75 m, 均建於挪威國 (Norwegen)。

III 蓄水庫

堵水工程如專供蓄水之用, 則其堵水高度 (Stauhöhe) 恆甚大, 藉以博得所需要之容積。因其橫斷山谷, 由谷之一旁以達另一旁, 故又名谷坊 (Talsperre), 習稱蓄水庫。其用在調節水量, 蓄涇潦時之水量, 以供乾亢時之宣洩, 蓋與利祛害兼備也。其計劃在根據水流之量及擬取用之量, 下游居民之利益, 及已取得之水權 (Wasserrechte) 為之。

建築水庫之處, 除地基須適合外, 當求用料省, 儲量大。例如建牆或堤之處, 谷身狹窄, 其上方則廣平。蓄水容積 T , 係於抬高水位之尺度 H , 由蓄水區之平面圖求得水面面積 F 後, 則約可估計其容積為

$$T = \eta \cdot F \cdot H \quad (65)$$

η 值係於山谷之形狀, 按 T. Ornic 如下列:

蓄水庫之縱斷面：	凸出	平坦	凹入
	$\surd \eta=0.15$	0.20	0.25
建庫處山谷橫斷面：	$\surd \eta=0.20$	0.30	0.40
	$\cup \eta=0.30$	0.40	0.50

求蓄水庫應具之容積法，已詳第一章第十節。

蓄水庫之種類分堤與牆二種，堤或為土堆，或為石堆，牆則有重力牆，拱牆及鋼筋混凝土牆（Aufgelöste Staumauer）。所用材料有石塊，混凝土，及鋼筋混凝土數種。

1. 土壩 (Erddamm)

堆土作堤，謂之土壩。建於土質適合且其量充足易得之處。又如不透水層之荷重能力不強，或其深度過鉅時，亦宜建土壩。

土壩之設計，完全根據經驗及成例，並無何計算方式。壩頂寬度在 3 至 6 m 之間，見諸實施者，常在 4 至 5 m 左右。若壩頂同時又作交通途徑之用，則需要較大之寬度。壩頂高於水面之尺度，以不為浪翻越為度。普通田鼠鑽入土中之深度，約為 1.5 m，故壩頂至少須高出庫內可能最高之水面 1.5 m。壩頂須不透水，最好鋪石，給以傾向水庫之橫比降，藉以排水。若所蓄之水為供飲用者，則橫比降須傾向下游，俾庫內之水不至混濁。

斜面坡度係於所用土壤在濕透狀態下之性質，靠水方坡度例在 1:2 至 1:3 之間。較 1:2 為陡之坡度，必須有特殊理由，方為許可。較 1:3 為平之坡度，甚難見諸實施。靠空氣方之堤坡及其形狀，如壩內未含防滲層，係於浸潤線（Sickerlinie）之形狀及土料，如壩內含有防滲層，則僅係於土料。

較高之壩，常於空氣方之斜面內配置寬約 1 至 2 m 之崖徑（Berme），俾斜面上易於行走，並縮短雨水洩流之途徑，而斜面坡度多令其由壩頂至壩腳逐漸改平。此外復種草或植灌木，俾雨水不至沖洗成洩，及乾旱之時，不至罅裂。但不得植樹，蓋大風之時，樹木為其撼動，且其根株能致使土壤鬆動也。

崖徑宜給以窪形，並砌石或打混凝土，使不漏水。雨水匯流其內，再於暗溝或水槽內導去。

靠水方斜坡土壤，如為細粒或粘性者，應防其為水沖洗，為冰浪所損

傷，及防其在庫內水面降低時，過分乾涸。應鋪石或打混凝土保護之。庫內所生浪之高度，係於水面在垂直於壩軸方向之寬度。例如 Ashokan 水庫垂直於壩軸之水面長 6500 m，當風速達 50 m/sec 時，浪高達 2.3 m。在風浪特別大之處，可於靠水方斜坡內建破浪壁，如第 77 圖示。



(第 77 圖)

築壩土壤須為不易風化者，壤土 (Mutterboden) 及含腐植質之土壤，均不可用。堤內防滲部分用粘性土壤築之，攪沙以減小其粘性，使之恰不透水。粘性成分過強之土壤，乾時亦裂，濕時易滑。天然沙礫在未鬆動時，含空隙約 35 % 至 40 %，求其不透水，須加輓轆舂搗，並攪粘土約 15 至 30 %。亦有視土壤之潮度，攪石灰水或石灰者。

土料之運費，關係壩之造價甚大，故應就近取用。取土之處，宜高於壩頂，則運土時有一坡度。運土器具一如土工所用者，或用水將土沖動，再加水由槽內導至築壩處，用管抽唧亦可。若由未來之庫內取土，不得危及其固密性 (Wasserdichtigkeit)。

築壩之法，或堆積，或用水沖。用堆積法時，分層築置，每層厚約 0.2 m，然後用有皺痕之輓轆壓。工作時須防土壤乾燥。用水沖法時，亦分層為之，先用透水土壤堆於壩之外圍，然後將其內沖滿。沖土之水，即經外堆之土洩去，或埋管排去，或用抽水機抽去。沖土之管，則懸於架上，或懸於索上。

壩之軸多為直線，但亦有作成弧線者，使之發生拱之作用，俾能藉壩內混凝土防滲核心以承受水壓力。

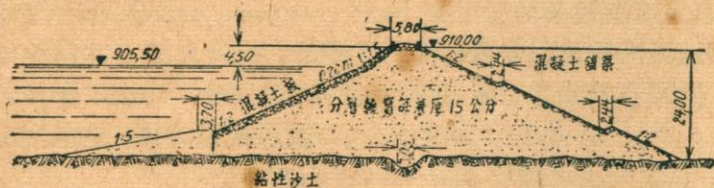
壩基須經過精細之整理，使土堆其上，密而不滑。將所有腐植物質及草類清除後，用犁犁成與壩軸平行之畦，深 0.30 至 0.90 m。或掘與壩軸平行之溝。因堆土日後陷實，在確定壩頂高度時，應顧及土壤暫時之鬆動率，而堆之略高（約為壩高之 $\frac{1}{20}$ ）。

視防止滲漏法之不同，土壩又可分為下列二種：

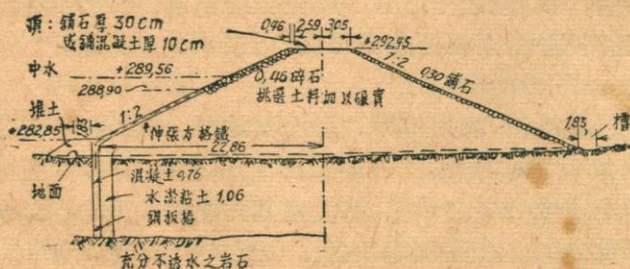
a. 無特別防滲層之土壩

如透水性充分微小之土壤易得，地基能荷重，透水性亦微，則壩內可

無須特別之防滲層（第 78 圖）。所望者，壩須直接建於不透水層上，如後者甚深，完全挖去其以上之透水層，費用過鉅，則至少須於靠水方壩脚建截流牆一道，通至不透水層（第 79 圖）。是種壩宜用沙性土壤堆築，所含粘性成分不透水為度。粘性成分過多，則乾透易裂，濕透易坍塌，已如前述。但築壩之土不能保其絕不透水，如未經特別防滲措置，壩輒滲透，惟土壤之透水性如微，則滲漉之水量甚小，無須特別防滲也。滲漉水之水面線可求得如下：



(第 78 圖)



(第 79 圖)

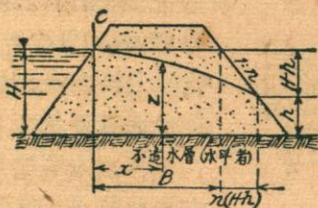
設壩直接建於不透水之地層上，該地層同時又為渠底或水庫之底，築壩土壤之透水性為 K ，則壩內地下水面之比降為

$$T = - \frac{dZ}{dx} \quad (66)$$

（參閱第 80 圖），按之 Darcy 氏定理，濾過之速度（Fihergeschwindigkeit）

$$v = K \cdot - \frac{dZ}{dx} \quad (67)$$

壩身每公尺長度內之滲漉水量



(第 80 圖)

$$Q = v \cdot Z \cdot 1 = -KZ \frac{dZ}{dx} \quad (68)$$

其積分(Integration)爲

$$Qx = -\frac{K}{2} Z^2 + C \quad (69)$$

在 $x=0$ 處, $Z=H$, 該處

$$0 = -\frac{K}{2} H^2 + C \quad (70)$$

暨

$$Q = \frac{K}{2x} (H^2 - Z^2) \quad (71)$$

作此種計算時,乃以一垂直之壁代水方之壩坡(見第 80 圖),但尚不能計算水面線,因公式內含有三個未知數,即 Q, x 及 Z 是也。壩內地下水面必將進入一位置,在該位置滲漉量達到最高值。按第 80 圖在滲漉水透出壩坡處亦可書爲

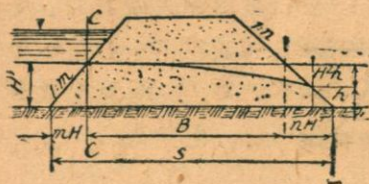
$$Q = \frac{K}{2x} (H^2 - Z^2) = \frac{K}{2} \frac{(H^2 - h^2)}{B + n(H - h)} \quad (72)$$

滲漉水量將達最高值,若

$$\frac{dQ}{dh} = 0 \quad \text{及} \quad \frac{d^2Q}{dh^2} < 0 \quad (73)$$

欲符合此條件,滲漉水由空氣方壩坡透出處之地下水深應爲

$$h = H + \frac{B}{n} - \sqrt{\left(H + \frac{B}{n}\right)^2 - H^2} \quad (74)$$



第 81 圖

是透出處之高度與土壤之透水性 K 無關，苟地下水之流入及流出無阻，各種土料之浸潤線之位置應一律。僅滲漉水量與透水性 K 有關。

若水方壩坡水之流入被阻，則地下水面如第 81 圖所示，猶若水之流入無阻，但壩前水深較小，祇為 H' 。第 74 公式仍適用，按第 81 圖改書為

$$h = H' + \frac{B}{n} - \sqrt{\left(H' + \frac{B}{n}\right)^2 - H'^2} \quad (75)$$

此外

$$B = S - H'(n+m) \quad (76)$$

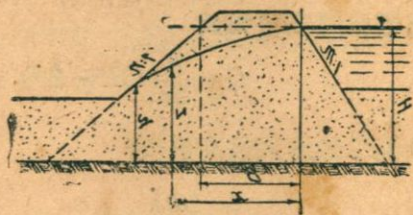
H' 為未知數，欲求 H' ，可將第 75 公式代入第 72 公式內，然後得

$$Q = \frac{K}{2} \frac{H'^2 - \left[H' + \frac{B}{n} - \sqrt{\left(H' + \frac{B}{n}\right)^2 - H'^2} \right]^2}{B + n \left(\sqrt{\left(H' + \frac{B}{n}\right)^2 - H'^2} - \frac{B}{n} \right)} \quad (77)$$

當流量 Q 為已知者，或經估計者，則在顧及第 76 公式之下，可由上公式求得 H' ，及由公式 72 定地下水之水面。

若不透水層較渠底或水庫之底為深（第 82 圖），則上求得之公式尚約略有效，可直接由不透水層量 H ， h 及 Z 。

茲設築壩土料之透水性為 K_1 ，建於具透水性 K_2 之地層上。苟地層及壩具同一透水性 K_1 或 K_2 ，則其浸潤線應相合，蓋由公式 74 證明浸潤線之位置與透水性並無關也。設該兩種透水性不同之土壤之界線形成一流線 (Stromlinie)，則浸潤

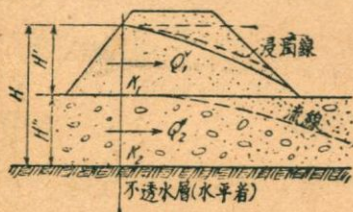


(第 82 圖)

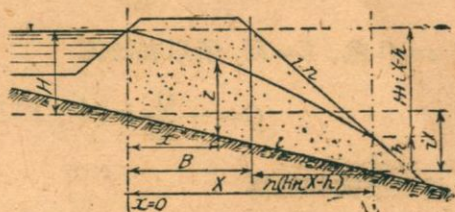
線之位置與透水性劃一之土壤內者等。如該界線在此流線之上方，又如地層之透水性大於壩身者，則水面線之降落將增劇，因水由壩內流入地層內也。反之，如該界線在此流線下，則水面線較高，因水由此粗粒地層侵入壩

內也。透水性 K_1 及 K_2 祇對滲漉水量 $Q = Q'_1 + Q'_2$ 有影響。欲求 Q'_1 及 Q'_2 , 可先假設壩身及地層土質一律, 其透水性或為 K_1 , 或為 K_2 , 求壩身及地層之滲漉水量。透水性為 K_1 , 滲漉水量為 Q_1 , 透水性為 K_2 , 滲漉水量為 Q_2 , 然後求相當於土層厚 H' 及 H'' 之滲漉水量 $Q'_1 = Q_1 \frac{H'}{H}$ 及 $Q'_2 = Q_2$

$\frac{H''}{H}$ (第 83 圖)。



(第 83 圖)



(第 84 圖)

設壩基不透水層具有比降 i , 則按第 84 圖水面比降為

$$T = i + \frac{dZ}{dx} \quad (78)$$

地下水流速度

$$v = K \left(i + \frac{dZ}{dx} \right) \quad (79)$$

每一公尺之寬度內每秒鐘滲漉之水量為

$$Q = v \cdot Z \cdot 1 = K \left(iZ + \frac{ZdZ}{dx} \right) \quad (80)$$

或書作

$$\frac{KZdZ}{dx} = Q - KiZ \quad (81)$$

及

$$iKZ \frac{dZ}{dx} = i(Q - KiZ) \quad (82)$$

或

$$idx = \frac{iKZdZ}{Q - KiZ} = \frac{iKZdZ - QdZ + QdZ}{Q - KiZ} = \frac{QdZ}{Q - KiZ} - dZ \quad (83)$$

積分後

$$ix = -\frac{Q}{Ki} \ln(Q - KiZ) - Z + C \quad (84)$$

在 $x = X$ 處, $Z = h$, 在該處

$$iX = -\frac{Q}{Ki} \ln(Q - Kih) - h + C \quad (85)$$

在 $x = 0$ 處, $Z = H$, 所以在該處

$$0 = -\frac{Q}{Ki} \ln(Q - KiH) - H + C \quad (86)$$

將後二公式相加得

$$iX = \frac{Q}{Ki} \ln \frac{Q - KiH}{Q - Kih} + (H - h) \quad (87)$$

按第 84 圖

$$X = B + n(H + iX - h) \quad (88)$$

或

$$X = \frac{B + n(H - h)}{1 - ni} \quad (89)$$

代入公式 87 得

$$\frac{Ki}{1 - ni} \left[iB - (1 - 2ni)(H + h) \right] = Q \ln \frac{Q - KiH}{Q - Kih} \quad (90)$$

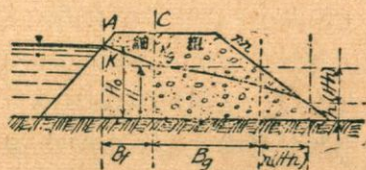
在此公式內, 僅溢出處之高度 h 及滲漉量 Q 為未知數。

壩內地下水面將進入一位置, 在該位置滲漉水量為一最高值, 此位置最好用圖解法求之。為多數之透出高度 h 求其所屬之滲漉水量 Q , 然後於一坐標軸內將兩值之關係用一曲線表示之, 即可求得屬於 Q_{\max} 之 h 。

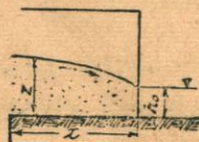
築壩之土料如不一, 靠空氣方者較靠水方者為粗, 其浸潤線亦易求得 (第 85 圖)。地下水面線之公式可求得如下: 設地下水面之比降為 $\frac{dZ}{dx}$,

每一公尺寬度內之流量為 (第 86 圖)

$$Q = ZK \frac{dZ}{dx} \quad (91)$$



(第 85 圖)



(第 86 圖)

積分後得

$$\frac{2Q}{K} \cdot x = Z^2 + C \quad (92)$$

在 $x=0$ 處, $Z=h_0$, 所以在該處

$$0 = h_0^2 + C \quad (93)$$

於是得地下水面之公式為

$$Z^2 - h_0^2 = \frac{2Q}{K} x \quad (94)$$

第 85 圖壩身內 A 與 C 間之浸潤線按公式 94 為

$$H_0^2 - H^2 = \frac{2Q}{K_1} B_1 \quad (95)$$

或

$$Q = \frac{K_1}{2B_1} (H_0^2 - H^2) \quad (96)$$

而 C 以右則按公式 72 及 74 得

$$Q = \frac{K_2}{2} \cdot \frac{H^2 - h^2}{B + n(H - h)} \quad (97)$$

及

$$h = H + \frac{B}{n} - \sqrt{\left(H + \frac{B}{n}\right)^2 - H^2} \quad (98)$$

因由 $C-C$ 左方流來之水須在右方繼續流去, 所以

$$\frac{K_1}{2B_1} (H_0^2 - H^2) = \frac{K_2}{2} \frac{H^2 - h^2}{B + n(H - h)} \quad (99)$$

若令

$$\frac{K_f}{K_g B_f} = a \quad (100)$$

得

$$H^2(anH + aB - anh + 1) - HanH_0^2 = h^2 + aH_0^2B - anH_0^2h \quad (101)$$

由此式及 (98) 式可求得各粗細不一土料分界處之地下水深 H ，及透出處之水深 h 。

上作之計算未計及壩身在浸潤線前後之三角形部分，該部分之浸透，亦必需要相當壓力以克服摩擦力，所以實際壩內之浸潤線較計算得者為平。在浸入處浸潤線銳降，在透出處則較計算得者略高。



(第 87 圖)

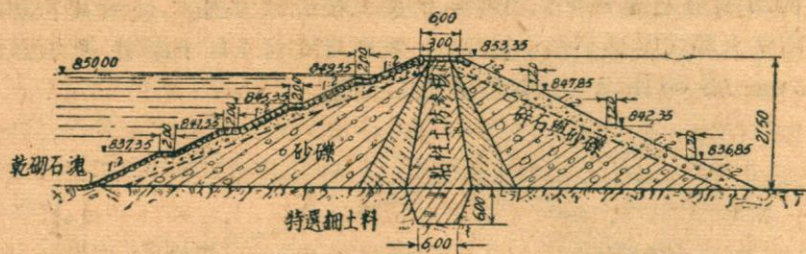
壩之設計，在使浸潤線不與壩身相切，易言之，即滲漉之水不得由壩身透出，否則易致滑陷，而能危及壩之存在。不透水層如不深，浸潤線例與壩身相切，但滲漉之水能導之使去，俾不至為害。可如第 87 圖所示，於靠空氣之一方，用極透水之粗石子堆築壩脚，使浸潤線銳降，水由該部分透出，不致危害壩坡。滲出之水，可於壩脚掘溝納之，導往適當之處，或用抽水機仍唧回水庫之內。

b. 有特別防滲層之土壩

在缺乏透水性小之土壤之處，則用透水土壤築壩，而於其內部築置不透水之部分。此種不透水之部分，或即位於靠水方之斜坡下，或為垂直之壁，位於壩頂之下。前者稱之為防滲殼 (Dichtungsdecke)，後者稱之為防滲核 (Dichtungskern)。何者為佳，論者對此意見不一。防滲殼保護全部壩身，使不為水所滲透，但若靠水方壩坡傾陡，則有滑陷之虞，且易受冰凍之損傷，水常繞由防滲殼之脚滲入。至防滲核則位於壩之中心，所受保護較週，即使壩坡滑陷，亦不至損傷。其靠水方之半部壩身，壓於防滲核前之土壤上，使之實密，故水不易繞由脚端滲入。防滲核之築置較易，但分壩為兩部，使壩之築置較形繁難。

防滲殼可用混凝土，鋼筋混凝土或粘性土壤築之，前二者僵硬，祇可用於石堆之壩內。粘性土壤易罅裂，須攪沙以防之。攪沙之份量，以使其恰不漏水為度。粘性土防滲殼上，至少須有厚 2m 之保護層，以防其損傷，

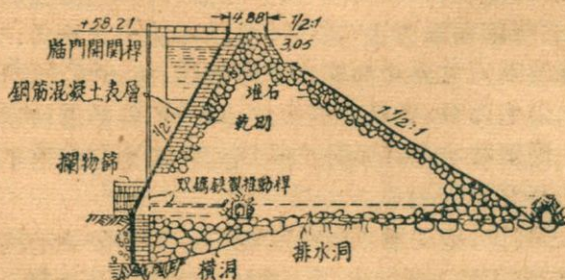
身移動而罅裂漏水也。第 90 圖示一土壩，其防滲核乃用粘性土壤築成。



(第 90 圖)

2. 石堆壩 (Steinbrockendamm)

石堆壩之安全性遠過於土壩，且宜採用於運輸困難偏僻之處。苟建壩處地基為岩石或粗卵石，而石料之取給又易，可以之堆壩。壩之斜坡可較土壩為陡（第 91 圖）。



(第 91 圖)

石壩之表面則用石砌（乾砌）平，此種石堆壩如建於堅硬不陷之地基上，亦可視為穩固不動者，可用混凝土殼或鋼筋混凝土殼防漏。如氣溫變動太劇，或再壘厚 1 m 之石一層以保護之。石堆壩內不可築置防滲核，蓋堆石時易損傷之也。混凝土防滲殼內須留伸縮縫（Dehnungsfugen），俾不至因消縮，膨脹及氣溫之變動，而發生過大之應力。

石壩工程可用機械為之，故在人工缺乏之處，尤適於採用。

3. 重力壩 (Schwergewichtsmauer)

重力壩藉基底之移動阻力及本身重（抵抗顛覆），以與水之壓力獲得平衡，其橫斷面之設計，當力求能撙節工費。在牆之橫斷面內，不得有發生牽引應力之處，否則罅裂後水將侵入。同時不得有超過材料耐壓力之

處。

重力壩之橫斷面殆均以三角為基本形狀。昔多用塊石，今則均用混凝土，而於其內填石塊。凡不易風化之良好石料均可用，而以重者為較佳，石重則牆之橫斷面可小。炸得之石塊在用前須用水噴洗清淨，並用多量之灰漿砌築，使無空隙。所需之灰漿平均約佔牆之總共體積之十分之三、四。灰漿內除洋灰外，添攙火山噴出岩漿灰 (Trass)，使凝結延緩，不至因墊陷而受損，並增加牆之固密性。重力牆之體積恆甚鉅，工程期例甚長。在冬季停止工作之時，須將新砌之牆掩覆，以防其受凍。在工作之時，須慎防牆縫為泥沙所污。

砌牆需要大批熟練工人，工作之進行甚緩，故近日多用混凝土建築之，而於混凝土內置石塊，約佔牆之體積之十分之三。混凝土之混和甚稀軟，或用可灌注之混凝土 (Gussbeton)。其牆面間或用石砌護之，以加強其對氣候影響之抵抗力。

重力壩之平面，以往通作成圓弧形，目的在使其具有彈性，冀能在一相當範圍內均消因氣溫升降而致之長度之變更。牆之彎曲半徑恆選為弦長之一倍至一倍半。此種形狀是否適合，近多懷疑之者，故今日咸建直壩，其需料較省，惟須設法使其微具活動性，可用垂直不透水之縫分牆為數部，每部長約 20 至 30 m。

靠水方或尙具一防滲層，用含洋灰較多之混凝土為之，粉上後妥為掩覆，以保持之於潮濕之狀態。杜防其為日所曬乾，俾因消縮而發生之微縫降至最低限度。此防滲層之上可再塗熱烟油之屬。

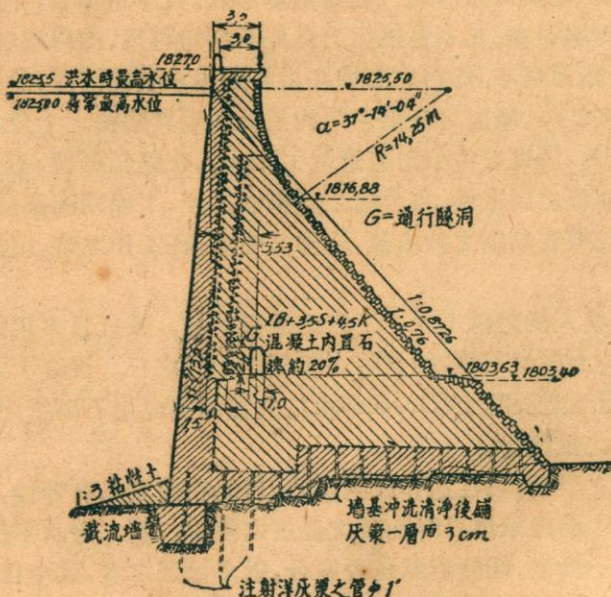
如經過上述之措置後尙有水侵入，則須導洩之使不為害，可於牆內離水約 2 m 之處安置垂直之排水管，粗 5 至 10 m，相距約 2 m。垂直管內之水則流入水平之匯集管內。

牆底之下須杜水侵入，可建截流牆以延長滲漉途徑。如基底岩石不完全固密，則注射洋灰漿以填塞之。間有於水方牆腳鋪粘性土以阻水之侵入牆底者。已往常有於牆底埋管排水者，今則甚罕矣。第 92 圖示一重力牆之橫斷面。

挖掘基坑如發現泉水，應研究其來源，如來自水庫方面，應在靠水方牆面之前堵截之。如來自他方，則應設法導之他流。

基坑之岩石以掘至健全者為度，鑿成齒痕以阻牆之滑動。砌築前須將

牆基沖洗清淨。



(第 92 圖)

在研究作用於重力牆上之力時，設想於牆身最高部分切出寬 1 m 之一條，作用於其上之力普通為：本身重，水壓力，在水面高度或有冰之推力 (Eisschub)，在牆脚或有淤土壓力，此外尚有牆基抗力及浮力，上述各力之大小及方向，咸須求得之。

牆上之水壓力最好作圖求之，水壓力恆垂直於受壓之面上。設有一面積大 1 m^2 ，在水面下 $h \text{ m}$ ，則當水之比重為 $\gamma \text{ t/m}^3$ 時，水壓力為 $\gamma h \text{ t/m}^2$ 。求水壓力時，假定水面在最高位置。在德、奧及捷克等國，不論減水設備之高度如何，均假定最高水面與牆頂等高。

計算冰之推力，至今尚完全無所根據。水庫之大者，水面冰層所生之壓力是否足道，尚屬疑問。在德國不計冰之推力，在義大利計算建於阿爾卑斯山內之水庫，則規定冰之推力不出 25 t/m ，在瑞士規定其不出 70 t/m ，在美國規定其不出 60 t/m 。總之，冰之推力，不能超過冰之受壓強度 (22 kg/cm^2)。

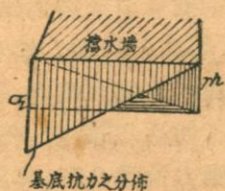
如庫內淤積，則須求土壓力。淤土重約為 1.8 t/m^3 ，庫內無水時，按 1.8 t/m^3 計，庫內水滿時，減去浮力，按 0.8 t/m^3 計。土壓力之求法如普通一般者，因其為水浸透，例不計牆與土間之摩擦角。

重力牆如按各處均不發生牽引應力之原則設計，則不能發生裂縫，水亦不能侵入，所以設計得當之擋水牆，可不必計及浮力。然為慎重起見，仍於牆內安置垂直之混凝土管或石管，以排洩萬一侵入之水，並限制浮力至埋管處為止。

侵入牆底之水，或由水庫內流來，或由地基透出。若無特別措置，則能發生浮力。其分佈於基底之形狀，視水能否由空氣方之牆脚洩去而異。第 93 圖 a 示侵入之水能流洩無阻時之分佈形狀，第 93 圖 b 示侵入之水不能流洩無阻時之分佈形狀，前者為一三角形，後者為一長方形。靠水方之浮力相當於庫內水深，研究牆之穩定性時，計及之浮力，祇為其大於地基抗力之部分，蓋地基抗力及浮力同為向上之力，後者或前者作用於基底，固無何區別也。浮力之分佈如為一三角形，則僅計及密繪直線之三角，浮力之分佈如為一長方形，則計及密繪直線及密繪橫線之兩三角（第 94 圖）



(第 93 圖)

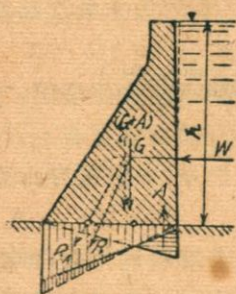


(第 94 圖)

觀第 94 圖愈知關於基底浮力之分佈問題，並不若過去所認之重要，況此浮力決不能互全牆發生作用。設全部牆底均發生浮力，是全部基址均為透水者矣，在此種岩石上決不能貿然建築重力牆也。

庫內水滿時之壓力線 (Drucklinie) 愈近核心之中央，則浮力愈微，因靠水方之擠壓應力 (Druckspannung) 較強也。於牆基靠水部分安置垂直之管，或使該部分土壤變為實密，均能阻浮力之發生。排水之法固甚佳，惟不得因牆之移動而損及水管，此問題殊不易解決也。水在管內應流洩無阻，不得裝置堵塞機構 (Absperrorgan)。用壓力灌注混凝土，使土壤變為

實密之法，則較為安全，岩石內之縫隙，均能堵塞。



(第 95 圖)

牆脚與岩石之結合務須妥善，並於牆脚鋪粘性土壤，加以搗實，使庫內之水不能侵入牆底。於牆下建截流牆，深入岩層，足以杜止水量繞牆脚潛流。

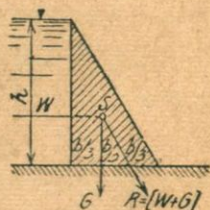
浮力能使牆重於水壓力之合力移向空氣方，因之基底應力之分佈亦改變（第 95 圖）。

牆重可由橫斷面之尺寸及材料之本身重求得之，後者係於所用石料及灰漿之性質。砌牆所需灰漿佔牆之體積之 0.3 至 0.4，平均約為三分

之一。設石料之本身重為 γ_s ，灰漿者為 γ_b ，則牆之體積重約為 $\gamma_m = \frac{2}{3}\gamma_s + \frac{1}{3}\gamma_b$ 。若於混凝土內填石塊，其份量約為牆之體積之 0.3，則亦可同法估計其本身重 γ_m ，以不超過 2.3 t/m^3 為度。

設計時先假定一橫斷面，然後檢算有無超過耐力及發生牽引應力之處，如牆內之應力未達到耐力，則略改橫斷面之形狀，俾材料之利用得較充分。此種檢算須分別為庫內水滿及庫內水涸兩種狀態為之。

在中等高度以內，擋水牆最節省之橫斷面為一三角形，靠水方牆面垂直，三角之尖則位於可能之最高水面上，如第 96 圖示。在此種橫斷面內，當庫內水滿，邊緣應力恰為 0 時，其靠水方無發生牽引應力之處。不問庫內水滿或水空，各作用於牆上之力之合力均須在核心內。在極度利用材料之情形下，合力恰位於基底之核心之邊緣。設材料之本身重為 γ_m ，則牆重為 $\gamma_m \cdot \frac{bh}{2}$ ，按第 96 圖應得



(第 96 圖)

$$\gamma_m \cdot \frac{bh}{2} \cdot \frac{b}{3} = W \cdot \frac{h}{3} = \gamma_0 \frac{h^2}{2} \cdot \frac{h}{3} \quad (102)$$

或

$$b = h \sqrt{\frac{\gamma_0}{\gamma_m}} \quad (103)$$

設	$\gamma_m = 2.0$	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	t/m^3
得	$b = 0.708$	0.690	0.674	0.660	0.646	0.632	0.621	$\cdot h \text{ m}$

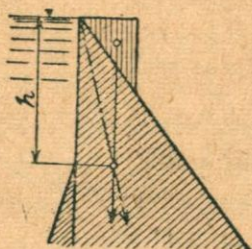
此理論上最適當之橫斷面形狀，實際不能付諸實施，蓋牆頂不能為尖銳之邊緣也。況牆頂多建路以利交通，而同時自某一高度起有超過牆料之耐力之可能，職是三角形橫斷面有略事更改之必要。

牆頂建路，其寬度約在 3 至 6 m 之間，於牆頂上加一三角形如第 97 圖 a 示，亦可建拱以承路面，則重量稍減（第 97 圖 b）。因牆頂放寬，欲庫內無水時靠水面不發生牽引應力，須於靠水方自深度為 h 之處起，即自牆頂所加三角之重心線與庫內無水時（不計牆頂所加三角）之壓力線之切點起（第 98 圖）將牆腳放寬，或即可自牆頂開始（第 99 圖）。放寬之尺度

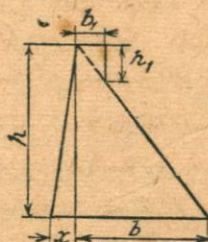
$$x = \frac{b_1 h_1 (b - 2b_1)}{bh + 2b_1 h_1} \quad (104)$$



(第 97 圖)



(第 98 圖)



(第 99 圖)

因靠水方之牆面為斜者，則雖庫內水滿時之壓力線在核心內，不足以保證不發生牽引應力，而同時尚須符合下條件：

$$\sigma_w > \gamma_0 h \cos^2 \psi_w \quad (105)$$

式內 σ_w 為靠水方邊緣應力， ψ_w 為牆背與水平線所成之角度。以往常有規定靠水方之擠壓應力不得低於 0.5 至 1.0 kg/cm² 者，但若牆之高度

大時，由第 105 式所求得之值，遠過於此。

若牆甚高，在庫內無水時，牆重之壓力超過靠水方牆料之耐力，則亦有將牆放寬之必要。設牆之本身重為 γ_m ，庫內無水時之壓力線位於核心靠水方之邊緣上，則應力之分佈為一三角形，靠空氣方之應力恰為零，靠水方在壩頂以下 h_m 處之邊緣應力為：

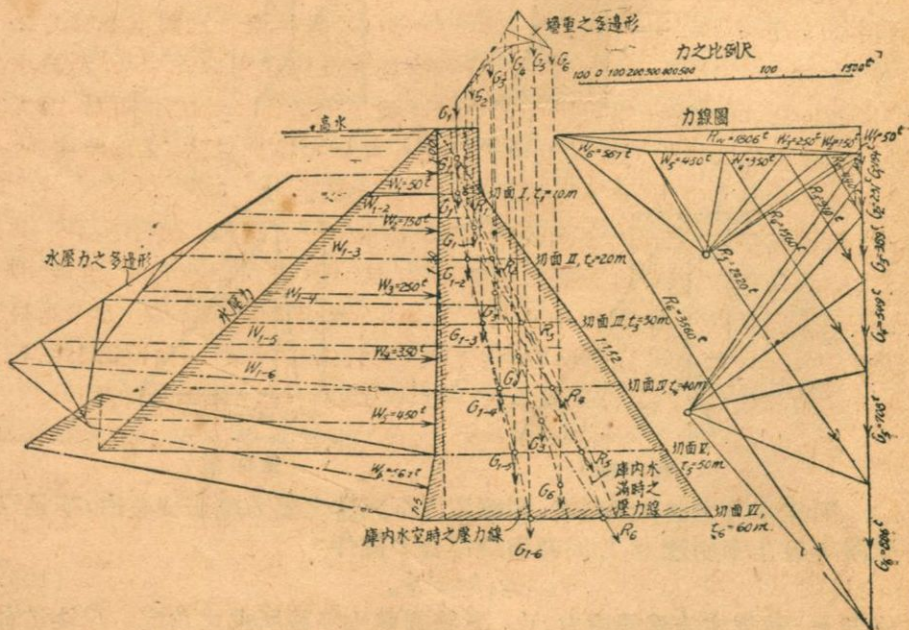
$$\sigma_w = \gamma_m \cdot h \text{ t/m}^2 \quad (106)$$

式內 γ_m 之單位為 t/m^3 ，由

$$h = \frac{\sigma_w \text{ 許可}}{\gamma_m} \quad (107)$$

處起，牆料之耐力 σ_w 許可被超過，由此深度向下，須將靠水方之牆腳放寬，惟此種辦法，僅在極高之牆，方屬需要也。

求應力最好用圖解法，分牆為水平層，每層厚約 5 m。為每層求庫內水滿暨水涸時作用於該層以上各力之合力，連各切面上合力之着點，即得壓力線。壓力線應在橫斷面之核心內（第 100 圖）



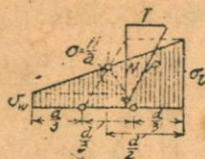
(第 100 圖)

求邊緣應力，亦用圖解法，如第 101 圖示。

牆之耐力以灰漿之強度作標準，砌牆所用石料之強度恆高於灰漿者，基底之耐力亦以灰漿之強度作標準。

設計時容許之最大邊緣應力，例為牆料強度之八分之一至十分之一，未有超過 12 至 16 kg/cm²

者。如施工周密，選料審慎，則可令邊緣應力約為擠壓強度之五分之一乃至六分之一。



(第 101 圖)

4. 拱壩 (Bogenstaumauer; Gewölbemauer)

在狹而深之谷內，如谷底及兩山腹 (Talhang) 均為健全之岩石，足以承受拱之推力 (Bogenschub)，可建拱壩，藉以利用拱之作用 (Gewölbewirkung)，以省材料。最初設計時完全漠視牆之支撐作用 (Stützmauerwirkung)，將拱壩分為若干水平之拱，以求拱厚，而不注及各拱間互相發生之影響。各水平拱均為圓弧，具一共同之中心點，雖按此法設計之拱壩，均能令人滿意，然因漠視各拱間之相互關係，尤以未計及拱壩在谷底之箝制 (Einspannung)，究非所容許。故今日設計拱壩，均假定水壓力之一部分由水平之拱承受，而另一部分則藉牆之支撐作用傳之壩基。至於水壓力之分配，則規定一屬於拱而又屬於撐牆 (Stützmauer) 之共同點，因受壓力而移動之尺度 (Verschiebung) 一律。此種拱壩計算法，甚為繁複，可參考與其有關之專著，^① 本書限於篇幅，不能涉及。

拱壩之形狀，嗣後亦逐漸改變。壩身各水平層之圓弧，多不復具一共同之中心點，蓋因其靠近谷底之弧過平也。據 L. R. Torgensen 建議：^② 各弧之半徑應向下漸減，但中心角 (Zentriwinkel) 則約略不變 (渠求得最經濟之中心角為 133°)。嚴格言之，僅在 U-形山谷內能符合此種條件，在過尖之 V-形山谷內，以是不能建一拱壩 (Ein-Gewölbemauer)。

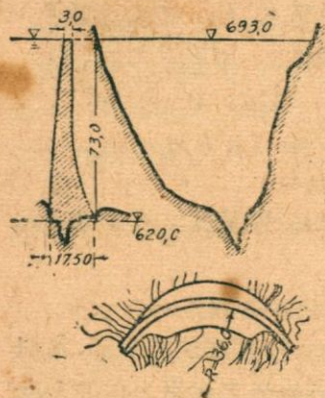
第 102 圖示一拱壩，建於西班牙，乃用能灌注之混凝土 (Gussbeton)

^① Kelen, N.: Die Staumauern. Berlin: T. Springer. 1926.

Ziegler, P.: Der Talsperrenbau. II. Bd. Berlin: W. Ernst u. Sohn. 1927.

^② Torgensen, L. R.: The Constant Angle Arch-Dam. Trans. Am. Soc. Civ. Eng. Vol. 78, p. 685, 1915.

築成，牆之體積計 27000m^3 。



(第 102 圖)

壩頂多建路以利交通，或供管理。第 103 圖 a, b 示一多拱壩。

IV. 附屬於堵水工程之交通設備

天然河流內之堵水工程，乃各種交通之障礙，欲維持之不墮，必須有溝通之設備。水上之交通，或為上下行之船，或為順流而下之筏。船隻之來往，最好經由廂閘 (Kammerschleuse)。上下水位之高差如不鉅，可建筏道 (Flossgasse) 以通木筏或竹筏。筏道損失水量頗大，故今多建筏閘 (Flossschleuse)。

築壩之處，遊魚被阻不能往返自如，須設魚磴 (Fischpass)，俾其通過。魚磴損失水量恆甚大，故最好建魚閘 (Fischschleuse)。

廂閘及筏道屬於航運工程，茲不贅，此處僅及魚磴之設計。

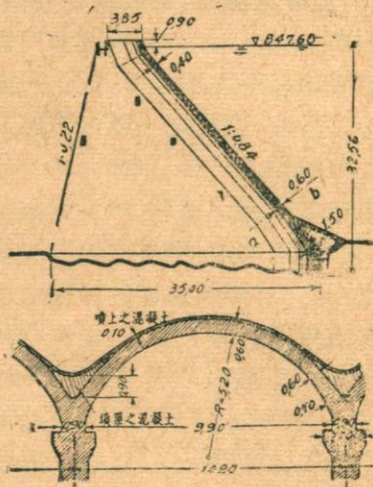
大川巨流，常有魚類往返江海之間，大者如鮭，小者如鱒，鱒，鱒，鰻之類。河流之小者，雖無魚類往返江海之間，亦不能遏其泳行之樂，且亦為其尋覓食物及生理上之必需。鮭魚浮於海而產卵於江河之上游，鱒魚游於江

新近建築之拱壩，亦有具不透水之垂直縫者，冀藉以避免發生箱制力率。建拱壩處之跨度 (Spannweite)，約以 200 m 為合乎經濟之界限。

5. 多拱壩 (Gewölbereihenmauer)

多拱壩用料最微，但需要昂貴之鋼筋混凝土，同時工人須有訓練，若能保證施工之合法可靠，方可建築之。

多拱壩之軸恆為直線，如受局部情形之限制 (例如地面形狀)，亦有例外。各拱間之墩為三角形，其尖點位於最高水面上。



(第 103 圖)

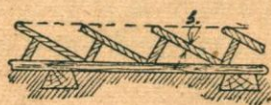
河而產卵於海。鱈魚初孵出之時，溯江而上，長大後則又隨流而下，建壩之處如附有水渦輪設備，若無魚磴，鱈輒隨流入於渦輪，而為旋轉之輪葉所寸斷，非特影響魚業經濟，抑且有悖上天好生之德也。

魚磴須為建壩處水內所有最大魚類設計之，其位置在使魚類樂於趨就，由磴內流出之水須急，俾易為魚類所察覺。德國萊茵河上游 Augst-Wylem 水電廠所建之壩，備有魚磴，但該處鮭魚來往，並不利用之，而待船過閘時，隨之通過，職是每日特為魚類開閘數次。美國某一水庫，則用吊槽 (Trogauzug) 將魚類送過水庫之牆。

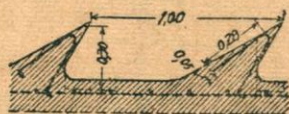
魚磴為直槽或彎曲之槽，其坡度甚陡，槽內故設障礙以阻滯水流。第 104 圖示 Denil 式魚磴，乃用鐵製者，亦可用木 (第 105 圖) 或鋼筋混凝土 (第 106 圖) 建築之，其坡度可達 1:1.5。如上下水位之高差大，可每隔 5 至 6 m 之高度，位置一池，以供魚類之休憩。鱈魚之幼小者，無力通過魚磴，須為之建槽，坡度約為 1:8，內填梢枝或粗砂礫，槽內之水淺而流緩，俾新孵出之幼鱈，溯流而上，不至感覺困難。



(第 104 圖)



(第 105 圖)



(第 106 圖)

魚磴之利益如何，論者對此見解不一，職是新建之壩，有無是項設備者，惟須保障魚類之繁殖。

V. 堵水工程之下層建築 (Unterbau)

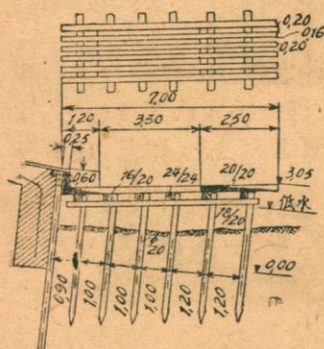
1. 堵水工程下游之冲刷及其防止法

壩下游之河底常被淘刷，水流愈速，流向與河底所成之角愈陡，則淘

刷愈甚。流量及水頭愈大，則冲刷之範圍愈長。反之，下游水愈深，砂石愈粗，則冲刷之範圍愈短。壩下游之冲刷經歷一過程後，即成立平衡狀態，冲刷處之長度不變。其由刷深處淘出之砂石，復由深渦上下方之斜坡滾回，水內挾沙愈多，則冲刷之深度較不挾沙時愈微。

此種刷成之深渦如靠近壩身，甚為危險，若無特別之措置，壩底將被淘空，以至於坍塌。欲事防止，固可令壩基較深，或打板樁。然此種深渦，究屬不利，徒增加壩下游護岸之困難及費用，所以以往咸力求杜止深渦之冲成，如不可能，至少令其移向下游，以免危及壩身。其法或將壩床延長，或給壩床以相當之形狀，然多為一種費鉅而效微之嘗試也。又其他消滅水勢，減輕冲刷之法，亦尠有能令人滿意者。

防止冲刷可用木樑組成之簾，且能填塞已有之深渦，木樑之方向順從水流，或橫於水流內。各樑之間，留有窄縫。簾與壩之間，亦有一縫，沙石即經此墮入深渦內，另一部分沙石則由各木樑間之縫隙墮入。此種木簾懸於壩上能轉動自如，其斜度則隨水位而變，但此轉動之樞紐在水中，磨削甚速，故後將簾改為固定者，建於樁上，其下端逐漸升高，蓋模仿活動簾在水內漂浮時之位置也（第 107 圖）。



（第 107 圖）

防冲簾不在長，而在其位置之得當，過長徒增工費。適當之位置，可作模型試驗以定之。至於簾之斜度，對於填塞深渦，並無若何影響。

壩床下游之深渦，亦能設法杜止其冲成，可令壩床向下游略升，而於其末端配置消力檻，壩床之底須略低於壩下游河底（參閱第三章第一節 II. 1.）

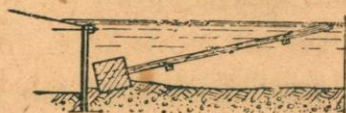
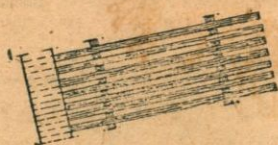
降低壩床之底，乃為防止冲成深渦最可靠之法，但祇能應用於新建堰壩或改造堰壩之時。已成之堰壩，如不加改造，欲其

下游深渦之填塞，惟有採用木條組成之簾。

因建築防冲簾之工作，一部在低水面之下，故工費昂貴，可於水上將簾組成，其從上游之一端，用混凝土塊加重，分若干部分次第洗入深渦之中，見第 108 圖。

2. 活動堵水工程之下層建築

活動堵水工程之下層建築為壩床，壩床之形狀在求下游舊河床不至被冲刷，其上下游各由深入地基之牆一道範圍之。視防滲措置之週密與否，壩床所受之浮力因之大小不一。因浮力而受彎曲，須配置適當之鋼筋以承受之。即使不發生彎曲力率，亦宜置入少數鋼筋，以免發生裂縫。壩床之厚度，在能受洪水時洩流水量之震動，如壩床之基非岩石，則其厚度不應在半公尺之下。設抬高水深或跌落深度較大，則壩床厚度不宜小於抬高水位與壩床高差之 $\frac{1}{4}$ 至 $\frac{1}{5}$ 。壩床與防滲部分（板樁或截流牆）之結合，須特別縝密。



(第 108 圖)

當流量較大之時，水內含沙石頗多，其流速亦甚大，足以磨削壩床及壩墩之下部。凡被沙石磨削之面積，均須加以保護。可裝木板（最好用落葉松木）或鋼板，或用硬石塊砌築表層，或用特別堅硬之混凝土築置各該部分。

裝置之木板，其厚度在 8 至 10 cm 之間。鋪板時令其纖維與流向相順，蓋如是其抵抗沙石磨削之力較強。木板釘於埋於壩床內之木樑上，樑之橫斷面或為長方形，或為梯形。前者均鉤結於壩床內，以免脫落，後者僅適用於抬高水深約在 3m 以下之時（第 109 圖 a b）。



(第 109 圖)

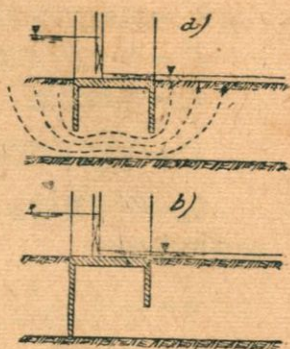
用方石塊砌護法詳第 110 圖。鋪砌之石塊，須用粗 30 mm 之鐵栓相連結。鐵栓則用粗 18 mm 之圓鋼筋連於一粗 24 mm 之圓鋼筋上，或連於壩床內。方石塊之厚度約自 30 至 60 mm，須妥為鋪砌，使不能鬆動。

滲漉，惟其程度稍減。按 Bligh 氏之經驗公式，可為各種不同之土壤及各種不同之水位抬高尺度 h ，估計得至少需具之滲漉途徑

$$L = Ch \quad (108)$$

式內之 C 與土壤種類有關，約如下列：

極細之泥沙	$C = 18$
細沙	$C = 15$
粗沙	$C = 12$
沙，石礫	$C = 9$
粗石礫	$C = 6$ 至 4



(第 111 圖)

如靠上水方之牆達到不透水層（第 111 圖 b ），則滲漉完全被阻，而作用於基底之地下水壓力，乃相當於下水之高度。靠下水方之板樁祇在防基底之沖刷，而無須不透水。

第二節 引水工程

I. 概要

1. 引水工程之功用，佈置及構造

功用 引水工程之功用，在由堵水處將水引至蓄水處，或直接引至機廠，由機廠引至另一機廠，或引至天然水流內。水之流動也，當力求其無損失，無阻礙。

引水工程並可附帶通航，灌溉及排水。

效率 欲求引水工程具有水力經濟上最高之效率，則能之損失（即水量與水頭之損失），應在合乎經濟之範圍內。普通水量損失之意義與水頭俱增，而水頭損失之意義亦與水量俱增，如各個能之損失不超過總能勢之萬分之一，可不計之。

水量損失之原因為：蒸發，漫溢及滲漏。

蒸發損失之水量，除遇特別情形，如渠道迤長，氣候乾亢燥熱，水淺流緩，尙能察覺外，在結構及定線上，尙有特別加以注意之必要。

例：

L = 長度

B = 平均水面寬度

h = 渠面每年平均蒸發高度

$F = B \cdot T_m$ = 水流橫斷面積

T_m = 平均水深

$V_m = \frac{Q_m}{F}$ = 平均流速

Q_m = 平均發電水量

其蒸發損失爲：

$$e = \frac{hBL}{31560000 \cdot B \cdot T_m \cdot V_m} = \frac{hL}{31560000 T_m \cdot V_m} \quad (109)$$

設：

$h = 1.2$ m/年

$L = 2000$ m

$T_m = 6.0$ m

$V_m = 1.2$ m/sec

得

$$e = \frac{1.2 \cdot 2000}{31560000 \cdot 6.0 \cdot 1.2} = 0.01\%$$

漫溢損失之水量，能事避免，或充分限制之。滲漏損失之水量，亦能事避免，或充分限制之。

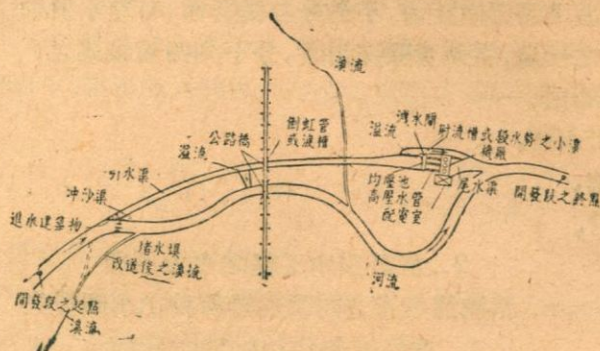
水頭之損失分：

1. 由於水力方面者（流動時克服渠壁之摩擦，發生迴流及漩渦，在進口處，澄清池內，堰壩橋樑附近，流速或流向之變更等）。

2. 由於水之經濟方面者（儲蓄水量等等）。

由於水力方面之能之損失，普通所具意義較大，設計時須特別計及之，蓋其不免隨時隨地發生也。以下當列舉設計時之準繩，重要之公式及係數，其不及備載者，則可索諸水力學及有關之書籍。

通水後之安全 此外尚須注意及通水後之安全，求其不發生障礙，此種保障安全之設備，須使任何時由水源引水，均無困難（第112圖）。利用攔水檻（Schwelle），潛壁（Tauchwand），攔物柵（Rechen），沖沙渠（Spülkanal），沖沙閘（Spülschleuse）及澄清池（Klärbecken）等，足阻水內所含之物，如沙石，漂浮物體及冰塊之進入引水道內。



(第 112 圖)

引水工程至少須在首尾兩端，具有能以啓閉之機構，俾於檢視及修理時，能將水洩盡，並阻止洪水之流入。在機廠附近或適當之處（與水流交叉之處），須配置洩水閘，必要時裝置兩門，一備險急，一供管理之用。非常長之引水道，間有裝置保安門（渠道），保安閘（隧洞）者。

在均壓池 (Wasserschloss) 附近，恆須有減水設備，如為無壓水道，則其減水設備為泮缺 (Überlauf)，下接射流槽 (Schussrinne)，跌水階級，或射水管。如為有壓隧洞，則其泮缺位於均壓池之上部。引水道之長者，如能於其中部位置減水設備，則更佳。

在引水道內，或在水渦輪之進出口，須有測量水量之設備。

如引水道自其取水之河歧出，則不免常與溪流交叉，在保持引水道之高度下，須建波槽 (Kanalbrücke) 以跨越溪流，或建橋而於其上敷管 (Rohrbrücke)，或建倒虹管 (Düker) 導水流於引水道之下通過。與交通道路之交叉點，可令道路在引水道之上或其下通過。

上述各種保障引水安全之設備，當於後分別詳論之。

構造 引水道可概分之為：1. 敞口者，2. 封閉者。

視其性質又可分：

1. 天然水槽 土、石內所鑿之渠或隧洞。
2. 人工水槽 木槽，鐵槽，鋼筋混凝土槽或管。

就水力上之關係言尚可分：

1. 無壓水道（露天水道），
2. 有壓水道（及虹吸水道）。

無壓水道之潤濕橫斷面，小於渠身橫斷面，有壓水道則二者相等。
引水道之構造，當就實際採用者，分下列四類敘述之：

1. 土，石渠，
2. 人工水槽，
3. 隧洞，
4. 水管。

2. 設計引水工程之水力原理

a. 水流速度及方向改變時所致之水頭損失

1. 進流損失 (Eintrittsverluste)

導水入引水道內，首須令進水口前之流來速度 (Zulaufgeschwindigkeit) V_0 加速，使達到進水口後之流速 V ，因之水面降低，亦即水壓降低，其理想之降低尺度為：

$$h = \frac{V^2 - V_0^2}{2g} \quad (110)$$

[當水之流向為斜者時，則 V_0 乃平均流速垂直於進口橫斷面之分子 (Komponent) 也。]

此理想上之高度損失，或水頭損失，非即能勢之損失，蓋位能耗而動能則增也。實際水頭之損失，較理想者為大，因水流克服流動阻力，必耗蝕一部分能勢。又因在進口處水流橫斷面被束小，流入速度增長，高於進口後之流速，進口前後之流速不等，所以復有一部分能勢被消滅。所耗能勢之大小，係於進口之形狀，故實際水頭損失為：

$$(1 + \zeta) \frac{V^2 - V_0^2}{2g} \quad (111)$$

式內 $\zeta \frac{V^2 - V_0^2}{2g}$ 部分，乃不能挽回之損失，亦即能勢之損失。至於流速高 $\frac{V^2 - V_0^2}{2g}$ 歸於泯滅，抑能 (全部或一部) 加以利用，則係於水渦輪與引水道之接合。如螺旋水渦輪 (Spiralturbine) 或衝動式水渦輪 (Freistrahl-turbine) 直接裝於高壓水管上，則相當於 $\frac{V^2}{2g}$ 之動能，能完全加以利用，或在機廠上方將引水道逐漸放寬，使之化為靜水壓高 (Statische Druckhöhe) (即令水面線或壓力線向下漸高)，然此種利用流速高之辦法，究

因其他較此重要之原因，多須放棄。例如在引水道與水渦輪之間，須插入一均壓池 (Wasserschloss)，即其一也，又經濟上亦不容許將渠道逐漸放寬，在此種情形下，該動能乃耗蝕於發生之漩渦，是以進口處總損失之能勢恆在

$$\zeta \frac{V^2 - V_0^2}{2g} \quad \text{與} \quad (1 + \zeta) \frac{V^2 - V_0^2}{2g}$$

之間，係數 ζ 係於進口建築物之形狀：

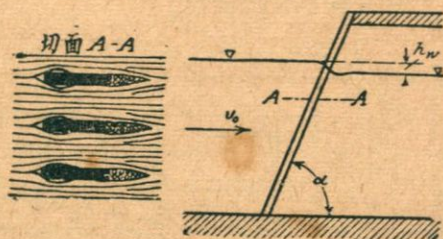
- 90° 轉角之渠口，渠口檻高於河底，轉角處及墩尖均作圓， $\zeta = 0.3$
- 管或隧洞口口緣未充分作圓， $\zeta = 0.25$ 。
- 同上，口緣尖銳， $\zeta = 0.50$ 。
- 同上，管端突入水內， $\zeta = 0.56$ 至 1.30。
- 管或隧洞口呈喇叭形， $\zeta = 0.60$ 至 0.10。

(2) 穿流損失 (Durchtrittsverluste)

引水道內之建築物，如橋門，攔物柵，均能致令水頭損失，與進流損失性質相同，故亦可用公式(110)及(111)計算之。

攔物柵所致之損失又可用下式求之 (第 113 圖)：

$$h_v = \beta \cdot \sin^2 \alpha \left(\frac{d}{a} \right)^3 \cdot \frac{V_0^2}{2g} \quad (112)$$



(第 113 圖)

h_v = 攔物柵所致之水頭損失，

β = 與攔物柵條形狀有關之係數 (見後)，

a = 攔物柵條之斜角，

d = 攔物柵條之厚度 [m]，

a = 柵條之淨距 [m],

V_0 = 攔物柵上游之流速 [m/sec]

g = 地心加速度 [m/sec²]

係數 β (參閱第 114 圖) :

柵條形狀 a. $\beta = 2.42$

b. $\beta = 1.83$

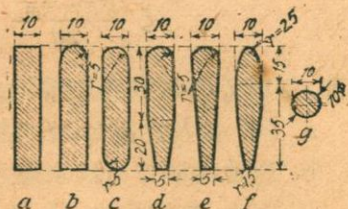
c. $\beta = 1.67$

d. $\beta = 1.03$

e. $\beta = 0.92$

f. $\beta = 0.76$

g. $\beta = 1.79$



(第 114 圖)

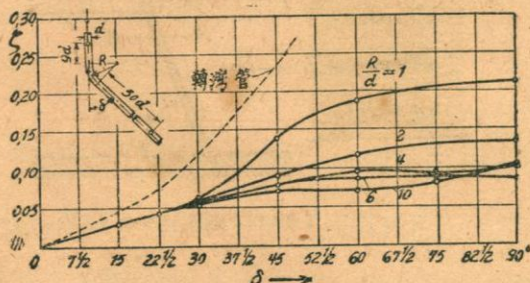
第 (112) 式適用於清潔而未堵塞之攔物柵, 同時柵之位置垂直於流向。堵塞後, 或流來之水斜觸於柵上, 水頭損失均激增。

(3) 轉彎損失 (Krümmungsverluste)

轉彎損失可用下式求之

$$h_v = \zeta \frac{V^2}{2g} \quad (113)$$

平緩之轉彎, 水頭損失普通甚微, 可估計為數公分, 90° 之彎管, 平均可以 $\zeta = 0.2$ 代入。 ζ 可由第 115 圖求得。



(第 115 圖)

b. 水道內不平所致之水頭損失

因水道內不平而致之水頭損失, 普通根據 Chézy 氏公式

$$V = C\sqrt{PT} \quad (114)$$

計算之，上式又可書為：

$$T = \frac{V^2}{C^2P} \quad (115)$$

由此求得 l 段內之水頭損失為：

$$h_v = T \cdot l = \frac{V^2 l}{C^2 P} \quad (116)$$

h_v = 因水道內不平而致之水頭損失 [m.]

T = 克服不平處之阻力所需之比降

l = 引水道之長度 [m.] (以引水道之實際長度計，如為渠道或無壓隧洞，因其坡度平常甚小，可以水平之影射長度計。)

V = 流速 (m/sec)

C = Chézy 係數 (見下)

$P = \frac{F}{U}$ = 水幕半徑 [m]

F = 水流橫斷面積 [m²]

U = 潤濕周 [m]

Chézy 氏係數可用 Ganguillet 氏公式

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{l'}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{T}\right) \frac{n}{\sqrt{P}}} \quad (117)$$

求之，如比降 $T > 0.005$ ，則可以 Kutter 氏之公式

$$C = \frac{100 \cdot \sqrt{P}}{m + \sqrt{P}} \quad (118)$$

代之。係數 m 及 n 見下表：

第 5 表

	<i>m</i>	<i>n</i>
鐵管，接頭處光滑，銲接，用平頂鉚釘鉚接，內部加油漆；木槽或木管，接縫密緻並鉋平，混凝土管，製造精細，內部粉平。	0.20	0.0120
混凝土管，內部光平，磚砌水道，砌縫光平，敷設精緻之石管，大鐵管，縱橫鉚接，鉚釘之頂半平，內部油漆。	0.25	0.0125
工廠製造之混凝土管，精工敷設，混凝土管或磚砌管；小鐵管 ($\phi < 0.50$ m)，縱橫鉚接，鉚釘頂半平。	0.85	0.0135
塊石砌築之水道。	0.70	0.0170
土渠，整潔，養護完善，未長水草。	1.50	0.0250
土渠，不甚規則，渠內淤有卵石，污泥，長水草；岩石內炸開之渠道而未加特別之礮平者。	≥ 2.50	≥ 0.085

Chézy 氏之公式乃根據經驗求得者，其他類此之公式尚甚夥，但切合實際上之需要者，當推 Chézy 公式。式內所含之 Ganguillet 及 Kutter 係數，在多數書籍內均可檢得。近則 Forchheimer 氏之公式亦甚適用，式為

$$V = \frac{1}{n} P^{0.7} T^{0.5} \quad (119)$$

n 乃 Ganguillet 氏係數也。

c. 求得各種水頭損失後之處置

在水道各點由能之水平 (Energiehorizont) 繪水頭損失 H_V ，則得能勢線 (Energelinie)，再由此能勢線繪流速高 $H_K = \frac{V^2}{2g}$ ，則得水面 (無壓引水道) 或壓力線 (Drucklinie) (有壓引水道)。

計算時最好繪引水工程縱斷面草圖，將計算得之結果註入。

設水量為 Q ，則引水道內各種水頭損失之和為 (公式 111 至 115)：

$$\Sigma H_V = (1 + \zeta) \frac{V^2 - V_0^2}{2g} + \Sigma \zeta \frac{V_n^2 - V_{n-1}^2}{2g} + \Sigma \zeta \frac{V^2}{2g} + \Sigma \frac{V^2 l}{C^2 P} \quad (120)$$

進流

穿流

彎曲

水道不平

按公式 $Q = F \cdot V$ 可將 V, V_0, V_n 等書為 $\frac{Q}{F}, \frac{Q}{F_0}, \frac{Q}{F_n}$ ，於是得：

$$\Sigma H_V = \left\{ (1 + \zeta) \frac{\frac{1}{F^2} - \frac{1}{F_0^2}}{2g} + \Sigma \zeta \frac{\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_n^2} - 1}{2n} \right. \\ \left. + \Sigma \zeta \frac{1}{2g} + \Sigma \frac{1 \cdot l}{C^2 F^2 P} \right\} \cdot Q^2 \quad (121)$$

d. 水面之抬高及降低 (Stau und Senkung)

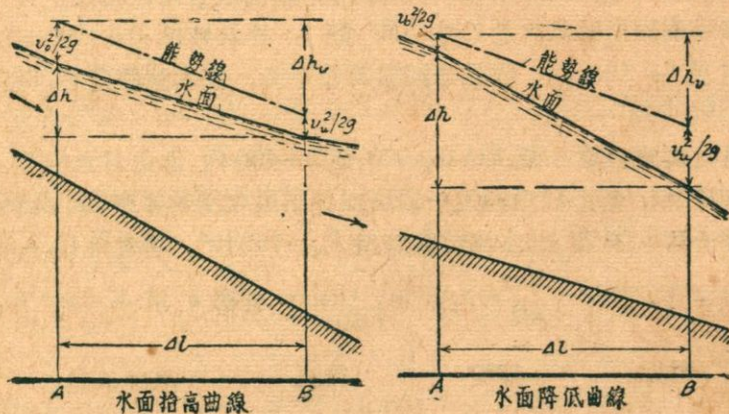
凡束狹水流橫斷面之建築物 (例如堰壩, 丁壩, 橋墩, 圍埂等), 均足致水面之抬高, 河床淤高, 坡度減小之處, 亦然。

水面之降低則由於水流斷面之放寬 (例如流入湖泊處), 河底坡度之增加, 河床之沖深等。

試取河流之一小段 AB 而觀察之, 其長度為 Δl (第116, 117圖), 水面之降落為 Δh , 水頭損失為 Δh_v , A 點之流速為 v_0 , B 點之流速為 v_u , 由能之結算 (Energiebilanz) 應得:

$$\Delta h + \frac{v_0^2}{2g} = \Delta h_v + \frac{v_u^2}{2g} \quad (122)$$

不論水面抬高抑降低均如是。



(第 116, 117 圖)

計算水頭損失 Δh_v ，須求 AB 間之平均橫斷面 F_m ，平均水翼半徑 P_m ，及所屬之 Chézy 係數 c_m ，然後根據 Chézy 公式（公式 114）求得

$$\Delta h_v = \frac{Q^2 \cdot \Delta l}{F_m^2 \cdot c_m^2 \cdot P_m} \quad (123)$$

又

$$v_0 = \frac{Q}{F_0} \qquad v_u = \frac{Q}{F_u}$$

將所求得各值代入公式（122），得抬高曲線（Staukurve）及降低曲線（Senkungskurve）之公式：

$$\Delta h = \frac{Q^2 \cdot \Delta l}{F_m^2 c_m^2 P_m} + \frac{Q^2}{2gF_u^2} - \frac{Q^2}{2gF_0^2} \quad (124)$$

Δh = 某段內水面高差 [m]

Q = 水量 [m³/sec]

Δl = 某段之水平影射長度 [m]

F_m = 某段內平均水流橫斷面積 [m²]

c_m = 所屬之 Chézy 係數

P_m = 所屬之水翼半徑 [m]

g = 地心加速度 [m./sec²]

F_u = 某段下端水流橫斷面積 [m²]

F_0 = 某段上端水流橫斷面積 [m²]

應用此公式逐點向上計算，即能求得抬高曲線及降低曲線。

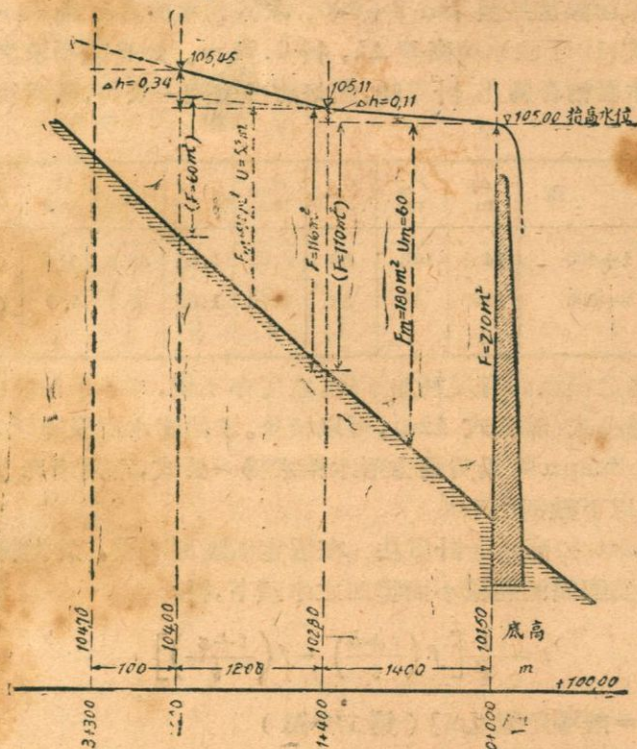
茲舉一例以明計算之法（第 118 圖）：設水量為 $Q=100$ m³/sec，抬高水位為 +105.00，假想分河流為若干段，在本例假定各段長度為 1400, 1200, 700 …… m。

於是先假定在第一段 km 0+000 至 1+400 內，水面為水平者，其高度為 +105.00，於該段中間定一橫斷面作該段之平均橫斷面，此橫斷面在水位為 +105.00 時，具水流橫斷面積 $F_m=160$ m²，潤濕周 $U_m=60$ m，由此求得水翼半徑 $P=\frac{160}{60}=2.67$ m，Chézy 係數 c 用 Kutter 氏之公

式

$$c = \frac{100 + \sqrt{P}}{m + P}$$

高度放大 1000 倍



(第 118 圖)

計算之，令 $m=1.0$ ，得 $c=38.60$ 。

當水位為 +105.00，橫斷面 0+000 及 1+400 之水流橫斷面積為：

$$F_u = 210 \text{ m}^2 \text{ 及 } F_0 = 110 \text{ m}^2$$

將上列各值代入公式(124)得：

$$\Delta h = \frac{100^2 \cdot 1400}{160^2 \cdot 38.6^2 \cdot 2.67} + \frac{100^2}{2 \cdot 9.81 \cdot 210^2} - \frac{100^2}{2 \cdot 9.81 \cdot 110^2} = 0.11 \text{ m.}$$

所以 km 1+400 點之水位為 $105.00 + 0.11 = +105.11 \text{ m}$ 。假想第二段之水面比降如第一段所求者，即將第一段之水面線延長至第二段，於是復定一平均橫斷面積，其水面高度可由縱斷面圖內量得，並求其 F_m ， U_m 及 C_m ，然後求橫斷面 km 1+400 當水位為 +105.11 時之水流橫斷

面積，得 $F_u = 116 \text{ m}^2$ （前在水位為 +105.00 時求得為 110 m^2 ）。迨將第一段之水面線延長至 km 2+600，求得其水面高度及 $F_0 = 60 \text{ m}^2$ 後，復應用公式(124) 求水面高差 Δh ，得 0.34 m。如是繼續求之，直至水面線與抬高水面相合為止。計算時，最好將各值列一表內，較為明晰，其格式如下：

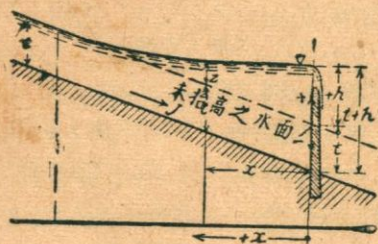
段	落	Δl m	F_m m^2	U_m m	P_m m	\sqrt{P}	C_m	F_u m^2	F_0 m^2	Δh m
0+000 至 1+400		1400	160	60	2.67	1.63	38.6	210	(110)	0.11
1+400 至 2+600		1200	90	52	1.73	1.32	43.7	116	(60)	0.34
⋮		⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮

若河槽之橫斷面有規則並不變，坡度亦不變，則該求抬高曲線及降低曲線之普遍公式（即公式 124），可以積分。求抬高水面及降低水面之方法甚多，Rühlmann ① 氏為長方形水槽求得一公式，常用者乃 Tolkmitt ② 氏之法，如以下數例所示：

Tolkmitt 抬高水面計算法 在假定橫斷面不變，為拋物線形，縱斷面不變，並漠視因流速減小而獲回之水頭下，得：

$$x = \frac{t}{T} \left[f\left(\frac{t+h}{t}\right) - f\left(\frac{t+z}{t}\right) \right] \quad (125)$$

x = 離壩距離 [m] (第 119 圖)



(第 119 圖)

t = 水面未抬高時槽中間之水深 [m]

① Rühlmann, Hydromechanik, 2. Auflage. Hannover 1880, S. 491.

② Tolkmitt, Grundlagen der Wasserbaukunst, 2. Auflage. Berlin 1907, S. 119.

T = 槽之縱坡度

f = 函數記號

h = 靠壩水面抬高尺度 [m]

z = 離壩 x 處水面抬高尺度 [m]

計算時可應用下表：

第 6 表 計算抬高水面之表 (Tolkmitt 法)

$\frac{t+h}{t}$	$f\left(\frac{t+h}{t}\right)$	$\frac{t+h}{t}$	$f\left(\frac{t+h}{t}\right)$	$\frac{t+h}{t}$	$f\left(\frac{t+h}{t}\right)$	$\frac{t+h}{t}$	$f\left(\frac{t+h}{t}\right)$
$\frac{t+Z}{t}$	$f\left(\frac{t+Z}{t}\right)$	$\frac{t+Z}{t}$	$f\left(\frac{t+Z}{t}\right)$	$\frac{t+Z}{t}$	$f\left(\frac{t+Z}{t}\right)$	$\frac{t+Z}{t}$	$f\left(\frac{t+Z}{t}\right)$
1.000	$-\infty$	1.16	0.865	1.37	1.221	1.90	1.850
1.005	-0.102	1.17	0.887	1.38	1.235	1.95	1.904
1.010	+0.074	1.18	0.908	1.39	1.249	2.00	1.957
1.015	0.179	1.19	0.928	1.40	1.262	2.10	2.063
1.020	0.254	1.20	0.948	1.41	1.276	2.20	2.168
1.025	0.313	1.21	0.967	1.42	1.289	2.30	2.272
1.030	0.362	1.22	0.985	1.43	1.302	2.40	2.376
1.035	0.403	1.23	1.003	1.44	1.315	2.50	2.478
1.040	0.440	1.24	1.021	1.45	1.328	2.60	2.581
1.045	0.473	1.25	1.038	1.46	1.341	2.70	2.683
1.050	0.502	1.26	1.055	1.47	1.354	2.80	2.785
1.060	0.554	1.27	1.071	1.48	1.367	2.90	2.886
1.070	0.599	1.28	1.087	1.49	1.379	3.00	2.988
1.080	0.639	1.29	1.103	1.50	1.392	3.50	3.492
1.090	0.675	1.30	1.119	1.55	1.453	4.00	3.995
1.10	0.708	1.31	1.134	1.60	1.513	4.50	4.496
1.11	0.738	1.32	1.149	1.65	1.571	5.00	4.997
1.12	0.766	1.33	1.164	1.70	1.628	6.00	5.998
1.13	0.793	1.34	1.178	1.75	1.685	8.00	7.999
1.14	0.818	1.35	1.193	1.80	1.740	10.00	10.000
1.15	0.842	1.36	1.207	1.85	1.795	∞	∞

茲舉例以明上式及上表用法於後：

Tolkmitt 之公式乃為拋物線形橫斷面求得，但渠之橫斷面絕無為準確之拋物線形者，惟在大多數情況之下，可設想以一拋物線形橫斷面代之，結果充分切合。

設槽之橫斷面為梯形(第120圖),底寬2.00 m,水面未抬高時之水深為1.50 m,岸坡1:2,縱比降 $T=0.003$,在渠道之某一點水面抬高 $h=0.60$ m

求

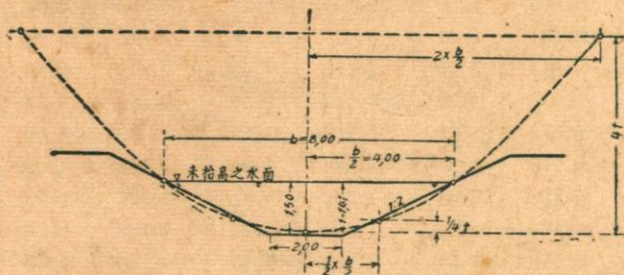
1. 水面抬高 $Z=0.25$ m 處離壩之距離 x ,
2. 在離壩 $x=100$ m 處水面抬高尺度 Z ,
3. 水面抬高曲線之長度。

先化梯形橫斷面為面積等大之拋物線形者,在兩橫斷面內均保持水面未抬高時之水面寬度 b (參閱第120圖)。

梯形橫斷面之內容為 $(2.00+2 \cdot 1.50) \cdot 1.50 = 7.50 \text{ m}^2$,拋物線形橫斷面之內容為 $\frac{2}{3} \cdot b \cdot t = \frac{2}{3} \cdot 8.00 \cdot t$,令二者相等,得:

$$t = \frac{7.50 \cdot 3}{2 \cdot 8.00} = 1.41 \text{ m.}$$

於是拋物線之頂高已定,其他點如在高度 $\frac{1}{4} \cdot t$ 處,寬度 $= \frac{b}{2}$,及在高度 $4 \cdot t$ 處,寬度 $= 2b$,亦易求得(見第120圖)。



(第120圖)

1. 求水面抬高尺度 $Z=0.25$ m 處離壩之距離 x 為若干?
將已知之各值代入公式(125)內,得:

$$\begin{aligned} x &= \frac{1.41}{0.003} \left[f \left(\frac{1.41+0.60}{1.41} \right) - f \left(\frac{1.41+0.25}{1.41} \right) \right] \\ &= 470 [f(1.425) - f(1.177)] \end{aligned}$$

然後於第 6 表內之 $\left(\frac{t+h}{t}\right)$ 行檢尋 1.425 值，經過相當之推算後，

在 $f\left(\frac{t+h}{t}\right)$ 行求得：

$$f(1.425) = 1.295$$

復於 $\left(\frac{t+z}{t}\right)$ 行內求 1.177，並經過相當之推算，於 $f\left(\frac{t+z}{t}\right)$ 行內求得

$f(1.177) = 0.902$ ，由此得：

$$x = 470[1.295 - 0.902] = 185 \text{ m}$$

2. 求在距離 $x = 100 \text{ m}$ 處水面抬高尺度 z 為若干？

將已知之值代入公式(125)內得：

$$100 = \frac{1.41}{0.003} \left[f\left(\frac{1.41+0.60}{1.41}\right) - f\left(\frac{1.41+z}{1.41}\right) \right]$$

$$0.213 = f(1.425) - f\left(\frac{1.41+z}{1.41}\right)$$

於是在表內 $\frac{t+h}{t}$ 行檢 1.425 值，1.425 在 1.420 與 1.430 之間，由 f

$\left(\frac{t+h}{t}\right)$ 行之 1.289 及 1.302 推算 $f(1.425) = 1.295$ ，由此得：

$$f\left(\frac{1.41+z}{1.41}\right) = 1.295 - 0.213 = 1.082$$

再由表內 $f\left(\frac{t+z}{t}\right)$ 行檢 1.082 值，該值在 1.087 與 1.071 之間，由

$\frac{t+z}{t}$ 行內之 1.28 及 1.27 推算得 $\frac{1.41+z}{1.41} = 1.277$ ，所以得：

$$z = 1.277 \cdot 1.41 - 1.41 = 0.39。$$

3. 抬高水面總長若干？

抬高曲線與未抬高之水面逐漸接近，所以在理論上抬高長度為無窮長者，實際上可假定其在水面抬高尺度 z 僅為水深 t 之 0.5% 處終止，以

$z = \frac{0.5}{100} t$ 代入公式(125)，得：

$$x = \frac{1.41}{0.003} \left[f \left(\frac{1.41 + 0.60}{1.41} \right) - f \left(\frac{1.41 + \frac{0.5}{100} \cdot 1.41}{1.41} \right) \right]$$

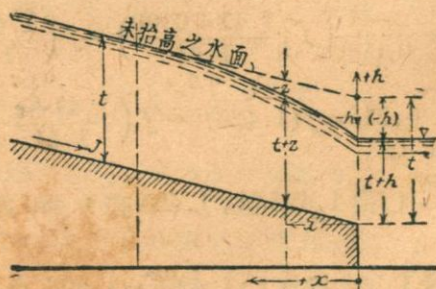
$$= 470 [f(1.425) - f(1.005)]$$

$f(1.425)$ 前已求得為 1.295，茲於 $\frac{t+z}{t}$ 行檢得 1.005 值，而由 f

$\left(\frac{t+z}{t}\right)$ 行內求得屬於 $f(1.005)$ 之值為 -0.102，將各該值代入，得：

$$x = 470 [1.295 + 0.102] = 657 \text{ m}$$

Tolkmitt 降低水面計算法 (第 121 圖)



(第 121 圖)

茲復假定槽之橫斷面不變，為拋物線形，縱比降不變，Tolkmitt 之公式：

$$x = \left(\frac{t}{T} - \frac{t \cdot c^2}{g} \right) \left[f \left(\frac{t-z}{t} \right) - f \left(\frac{t-h}{t} \right) \right] - \frac{h-z}{T} \quad (126)$$

x = 離降低處之距離 [m]

t = 水面未降低時槽中間之水深 [m]

T = 槽之縱比降 = tga

C = Chézy 之係數

g = 地心加速度 [m/sec²]

Z = 離降低處 x 處水面降低尺度 [m]

h = 降低處水面降低尺度 [m]

f = 函數記號

計算時可利用下表：

第 7 表 降低曲線計算表 (Tolkmitt)

$\frac{t-h}{t}$	$f\left(\frac{t-h}{t}\right)$	$\frac{t-h}{t}$	$f\left(\frac{t-h}{t}\right)$	$\frac{t-h}{t}$	$f\left(\frac{t-h}{t}\right)$
$\frac{t-z}{t}$	$f\left(\frac{t-z}{t}\right)$	$\frac{t-z}{t}$	$f\left(\frac{t-z}{t}\right)$	$\frac{t-z}{t}$	$f\left(\frac{t-z}{t}\right)$
1.0	∞	0.90	1.103	0.70	0.739
0.995	1.889	0.89	1.075	0.69	0.726
0.990	1.714	0.88	1.049	0.68	0.713
0.985	1.610	0.87	1.025	0.67	0.701
0.980	1.536	0.86	1.002	0.66	0.688
0.975	1.479	0.85	0.980	0.65	0.676
0.970	1.431	0.84	0.960	0.64	0.664
0.965	1.391	0.83	0.940	0.63	0.652
0.960	1.355	0.82	0.922	0.62	0.640
0.955	1.324	0.81	0.904	0.61	0.628
0.950	1.296	0.80	0.887	0.60	0.617
0.945	1.270	0.79	0.870	0.55	0.561
0.940	1.246	0.78	0.854	0.50	0.506
0.935	1.224	0.77	0.838	0.45	0.454
0.930	1.204	0.76	0.823	0.40	0.402
0.925	1.185	0.75	0.808	0.35	0.351
0.920	1.166	0.74	0.794	0.30	0.300
0.915	1.149	0.73	0.780	0.20	0.200
0.910	1.139	0.72	0.766	0.10	0.100
0.905	1.117	0.71	0.752	0.00	0.000

公式(126)及第 7 表之應用法見下列：

設橫斷面之尺寸與前例同(見第 120 圖), 即 $t=1.41$ m, $T=0.003$, 水面降低尺度 $h=0.30$ m, Chézy 係數 C 設求得為 32。

求水面降低尺度 $Z=0.20$ m 處離降低處之距離 x , 及降低水面總長若干?

1. 求 $Z=0.20$ m 處 x = 若干?

將已知之數值代入公式(126), 得:

$$x = \left(\frac{1.41}{0.003} - \frac{1.41 \cdot 32^2}{9.81} \right) \left[f \left(\frac{1.41 - 0.20}{1.41} \right) - f \left(\frac{1.41 - 0.30}{1.41} \right) \right] \\ - \frac{0.30 - 0.20}{0.003} = (470 - 148) [f(0.858) - f(0.787)] - 33$$

由第 7 表之 $\frac{t-z}{t}$ 及 $\frac{t-h}{t}$ 行內檢 0.858 及 0.787 值，由 $f\left(\frac{t-z}{t}\right)$ 及 $f\left(\frac{t-h}{t}\right)$ 行推算得：

$f\left(\frac{t-h}{t}\right)$ 行推算得：

$$f(0.858) = 0.998 \quad \text{及} \quad f(0.787) = 0.865$$

所以得：

$$x = 322[0.998 - 0.865] - 33 = 10 \text{ m}$$

2. 求降低水面總長若干？

設規定在 Z 降為水深 t 之 0.5% 處，降低水面實際已終止，所以由公式(126)求得水面降低曲線之長度在

$$\frac{t-z}{t} = \frac{t - \frac{0.5}{100} \cdot t}{t} = 0.995$$

時，

$$x = \left(\frac{1.41}{0.003} - \frac{1.41 \cdot 32^2}{9.81} \right) \left[f(0.995) - f \left(\frac{1.41 - 0.30}{1.41} \right) \right]$$

$$- \frac{0.30 - \frac{0.5}{100} \cdot 1.41}{0.003}$$

於是在 $\left(\frac{t-z}{t}\right)$ 與 $\left(\frac{t-h}{t}\right)$ 行內檢 0.995 及 0.787 值，及於 $f\left(\frac{t-z}{t}\right)$ 與 $f\left(\frac{t-h}{t}\right)$ 行內求得：

與 $f\left(\frac{t-h}{t}\right)$ 行內求得：

$$f(0.995) = 1.889 \quad \text{及} \quad f(0.787) = 0.865$$

所以得：

$$x = 322 [1.889 - 0.865] - 100 = 230 \text{ m}$$

e. 水面之昇高與降落 (Schwall und Sunk) (蕩漾)

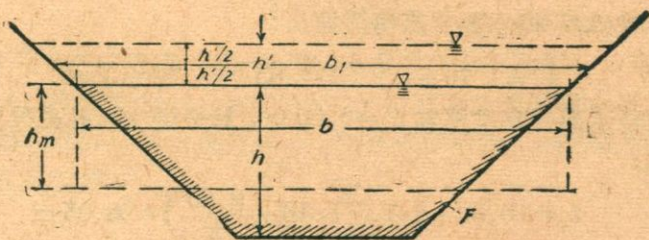
轉動開關機構時，渠內水面因之昇降，可區分下列不同之種類：

- a. 開啓時之升高 (Öffnungsschwall)，渠上端流入水量增加；
- b. 關閉時之降落 (Absperrunk)，渠上端流入水量減少；
- c. 關閉時之升高 (Absperrschwall)，渠下端洩流量減少；
- d. 開啓時之降落 (Öffnungssunk)，渠下端洩流量增加。

水面昇降之現象，若欲加以確切之計算，頗為繁複，作概略之計算時，假定水之流動無阻，可應用下列之公式。

設知槽之橫斷面 F ，水面寬度 b 及水深 h (第 122 圖)，先求平均深度 h_m ：

$$h_m = \frac{F}{b}$$



(第 122 圖)

1. 渠上端開啓時之升高及關閉時之降落。

除渠內原來流量 Q 外，復於渠之上端添入流量 Q' ，所以總共流量為 $(Q+Q')$ ，因之渠上端水面升高，其向下游傳播之速度為 V' 。如 $V = \frac{Q}{F}$ 為原來之流速， g 為地心加速度，則得開啓時水面升高傳播之速度為：

$$V' = V + \sqrt{g \cdot h_m} \quad (127)$$

如 $V=0$ ，即原來水不流動，則

$$V' = +\sqrt{g \cdot h_m} \quad (128)$$

於是先估計水面升高之尺度，求其水面寬度 b_1 (見第 122 圖)，然後得水面升高之尺度：

$$h' = \frac{Q'}{c \cdot b_1} \quad (129)$$

例題 設已知渠底寬 = 10.00 m, 岸坡 1:1.5, 水深 $h = 3.10$ m, 水面寬 $b = 10.00 + 2 \cdot 1.5 \cdot 3.10 = 19.30$ m, 水流橫斷面積 $F = 10.00 \cdot 3.10 + 1.5 \cdot 3.10 \cdot 3.10 = 45.42$ m², 原來流量 $Q = 50$ m³/sec, 在一比較短之時間內增加流量 60 m³/sec, 使流量總為 110 m³/sec, 求開啓時水面升高之尺度 h' 。

先求得平均水深

$$h_m = \frac{45.42}{19.30} = 2.35 \text{ m}$$

及原來流速

$$V = \frac{50}{45.42} = 1.10 \text{ m/sec}$$

然後由公式(127)得水面升高傳播速度:

$$V' = 1.10 + \sqrt{9.81 \cdot 2.35} = 5.90 \text{ m./sec.}$$

先估計水面升高尺度為 $h' = 0.50$ m, 於是得水面升高尺度半腰處之水面寬為:

$$b_1 = 10.00 + 2 \cdot 1.5 \left(3.10 + \frac{0.50}{2} \right) = 20.05 \text{ m}$$

然後用公式(129)求得水面升高尺度

$$h' = \frac{60}{5.90 \cdot 20.05} = 0.51 \text{ m}$$

因此值得與所假定者幾相符合, 故毋庸重算。

苟在渠之上端由原來流量 Q 減少 Q' , 所以僅餘流量 $(Q - Q')$, 於是水面降落, 其向下傳播之速度亦為:

$$V' = V + \sqrt{g \cdot h_m}$$

降落尺度 h' 亦為:

$$h' = \frac{Q'}{V' \cdot b_1}$$

式內 b_1 為水面降落尺度半腰處之水面寬。

2. 渠下端關閉時之升高及開啓時之降落。

將渠道下端於一比較短之時間內關閉, 於是該處水面升高, 其向上游

傳播速度爲：

$$V' = \sqrt{g \cdot h_m} - V \quad (130)$$

昇高尺度爲：

$$h' = V' \cdot \frac{V + \sqrt{16g \cdot h_m}}{4g} \quad (131)$$

或

$$h' = \frac{F}{b_1} \left(\frac{V - V''}{V' + V''} \right) \quad (132)$$

式內 V'' 爲水面昇高或降落後之平均流速，設驟然完全關閉，則 $V'' = 0$ ，水面昇高之尺度

$$h' = \frac{F \cdot V}{b_1 \cdot V'} \quad (133)$$

計算開啓時水面降落尺度，亦可用公式(130)至(133)。

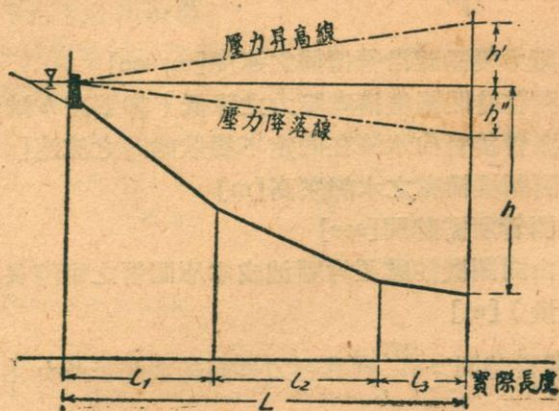
f. 水壓之昇降(Druckanstieg und Druckabfall)

關閉高壓水管時，管內壓力昇高，開啓時則降落，此種壓力變動傳播之速度，約可假定爲：

$$V' = 1000 \text{ m/sec}$$

計算壓力之昇降，須視開關時間大於抑小於壓力變動在管內來回傳播所需之時間，如應用上列之平均數值 $C = 1000 \text{ m/sec}$ ，得

1. 關閉時壓力之昇高(第123圖)



(第123圖)

$$\text{如 } T \leq \frac{2L}{C}; \quad h' = 102v \quad (134)$$

$$\text{如 } T > \frac{2L}{C}; \quad h' = m - h - \sqrt{m^2 - m'^2} \quad (135)$$

式內 $m' = h + 102v$

$$m'' = \frac{0.021V^2(500T - L)^2}{h \cdot T^2}$$

$$m = m' + m''$$

V' = 壓力變動沿管傳播之速度 [m/sec]

h' = 開關機構處因關閉而致之壓力升高 [m] (見第 123 圖)

V = 關閉前管內流速 [m/sec]

h = 開關機構處之靜壓高 [m]

T = 關管所需之時間 [sec]

L = 由開關機構至均壓池或水庫間管之實際長度 (沿管軸量) [m]

2. 開啓時壓力之降落

$$h'' = + \sqrt{n \cdot (2h + n) - n} \quad (136)$$

$$\text{如 } T \leq \frac{2L}{V'} \quad n = \frac{5200V^2}{h} \quad (137)$$

$$\text{如 } T > \frac{2L}{V'} \quad n = \frac{0.021 \cdot V^2 \cdot L^2}{T^2 \cdot h} \quad (138)$$

V' = 壓力變動時沿管傳播之速度 [m/sec]

h'' = 開啓時開關機構處壓力之降低 (靜壓高 h 減小)

V = 開管後管內水流在固定不變狀態時之流速 [m/sec]

h = 開關機構處之水靜壓高 [m]

T = 開管所需時間 [sec]

L = 由開關機構處至均壓池或水庫間管之實際長度 (沿管軸量) [m]

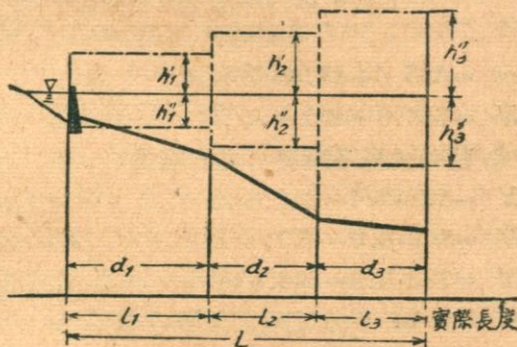
如關閉或開啓時間 $> \frac{2L}{V'}$, 則其壓力升高線或降低線如第 123 圖示。

如水管各段直徑不等, 即流速 V 不一, 則計算壓力變動時用平均流速

$$V = \frac{\Sigma(l \cdot V)}{L} \quad (139)$$

式內 l 為各段長度, L 為全長。

開關極速時, 則各段內壓力之升高不變, 壓力升高線為一水平線, 壓力之降低亦然。水管內流速如不一, 則用公式(134)及(137)計算各段壓力之升高或降低, 所求得者在各段內不變, 所以壓力升高線及降低線為水平者(第124圖)。公式(137)所含之 h , 乃各段下端之靜壓高也。



(第124圖)

因壓力沿管之實際長度變動, 故欲繪準確之壓力升高線及降低線, 最好利用一縱斷面圖, 其橫坐標為管之實際長度, 惟實際多可以管之水平長度作橫坐標, 亦已充分準確也。

例題: 一高壓水管之靜壓高 $h=400$ m, 管之實際長度 $L=1000$ m, 分為三段, 其長度為:

$l_1=400$ m	$V_1=2.4$ m/sec
$l_2=350$ m	$V_2=3.0$ m/sec
$l_3=250$ m	$V_3=3.3$ m/sec

求:

1. 關閉時間 $T=20$ 秒鐘

2. 突關

時壓力之升高。

壓力變動來回傳播所需之時間為:

$$\frac{2L}{V'} = \frac{2 \cdot 1000}{1000} = 2 \text{ 秒鐘}$$

今關閉時間為 20 秒鐘，大於來回傳播時間，所以應用公式(135)計算壓力之昇高，先用公式(139)求平均流速

$$V = \frac{400 \cdot 2.4 + 350 \cdot 3.0 + 250 \cdot 3.3}{1000} = 2.8 \text{ m/sec}$$

以此值代入公式(135)，得：

$$m' = 400 + 102 \cdot 2.8 = 685.6$$

$$m'' = \frac{0.021 \cdot 2.8^2 \cdot (500 \cdot 20 - 1000)^2}{400 \cdot 20^2} = 83.3$$

$$m = 685.6 + 83.3 = 768.9$$

$$h' = 768.9 - 400 - \sqrt{768.9^2 - 685.6^2} = 20.8 \text{ m}$$

突關時用公式(134)求得各段壓力之昇高為：

$$h' = 102 \cdot 2.4 = 244.8 \text{ m}$$

$$h' = 102 \cdot 3.0 = 306.0 \text{ m}$$

$$h' = 102 \cdot 3.3 = 336.6 \text{ m}$$

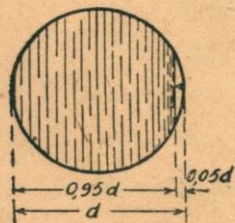
3. 引水工程之經濟籌劃

a. 概要

引水工程亦猶若一般工程，除安全外復須求其經濟，即須求水頭損失之微小。水頭損失愈小，效率愈大，每年完成之工作愈多，而每年之收入亦愈增。減少水頭損失，亦有其經濟之界限，即其所費不得大於所增之收入也。

減少水頭損失之法有三：

1. 設計最適合水力之橫斷面 渠道最適合水力之橫斷面為半圓，水管者為正圓。



(第 125 圖)

正圓及類似正圓之橫斷面，在理論上有一最適當之水深，例如正圓者為 $0.95d$ (第 125 圖)，惟此種最適當之水深，祇具理論上之意義，蓋管內所留高僅及 $0.05d$ 之空隙。有為水壅塞之虞，如是在水滿段內之情形，有如高壓管，因此又因管內空氣被堵，能發生劇烈之震動及衝擊。且管內水滿時流量最大，亦經試驗證明。又防止銹蝕，當力避

鐵管之內水不滿，因管內所含空氣，有利於此種現象也。木管內之水更宜充滿，俾管壁常飽含水分，而免腐朽。

2. 減少潤濕周之不平。

3. 減少水流速度，即放大水流橫斷面積。最合經濟之流速，換言之，即最合經濟之橫斷面，須作比較之計算以求之。

b. 最適合水力渠道橫斷面之設計

設計引水渠，須顧慮及機廠一切可能之需水量及流量之變遷，須按最大之用水量計算之。當用水量突變之時，機廠上游之水面因之動盪，在最大用水量驟然截止之時，水面抑高最甚，設計渠岸高度，應以此作標準。

最適合水力之橫斷面形狀為水滿之半圓，已如上述，但因工藝上之困難，例不能實施，而被迫採用合乎工藝上之條件並近似半圓之橫斷面。在研討計算方法前，應略述此種工藝上之條件：其首要者為渠岸岸坡，蓋渠岸之砌護，不必要時當省之。普通應力求橫斷面適合土質，僅在岩石內，可採較 1:1 為陡之斜坡，在粘土及沙土內，可用 1:1 或較平之斜坡。1:1 左右之斜坡，恆須砌護。至如此傾斜之斜坡，是否能付諸實施，須顧及砌護層之築置法，在沙土或石子地，1:1 之斜坡砌護後，例能支持。

選擇橫斷面之另一限制，為潤濕周之防漏。在漏水之土壤內，如水深超過 5 m，其滲洩損失例甚大。在潤濕周末砌護之橫斷面內，水流之挾沙力及速度，不能超過一定限度。

各種土壤之容許流速及挾沙力，不能確舉，但下表所列之值，可作設計之根據。

第 8 表

引水渠潤濕周之土壤種類	岸坡未砌護時容許之最陡坡度	岸坡未砌護時容許之最大流速 m/sec	最大挾沙力 kg/m ²
堤土	1:1 至 1:2	0.40	0.30
粘土	1:1 至 1:3	0.60	0.50
沙	1:2	0.50	0.40
卵石	1:1.75	1.00	1.00
含石子土壤，粘性土壤，粗沙礫	1:1.5 至 1:2	1.50	1.25
極固實之土壤	1:1.5	0.60	0.5
岩石	至 1:0	—	—

橫斷面形狀有梯形者及盆形者，長方形之橫斷面，僅於例外時採用之。第 126 圖所示之橫斷面，設其面積為 F ，則

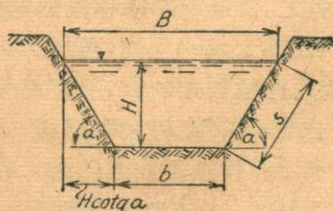
$$\text{水面寬} \quad B = \frac{F}{H} + H \cotg \alpha \quad (140)$$

$$\text{潤濕周} \quad U = b + 2S = b + 2 \frac{H}{\sin \alpha} \quad (141)$$

$$\text{潤濕橫斷面} \quad F = \frac{B+b}{2} \cdot H = H \cdot (b + H \cotg \alpha) \quad (142)$$

$$\text{底寬} \quad b = \frac{F}{H} - H \cdot \cotg \alpha \quad (143)$$

$$\text{所以} \quad U = \frac{F}{H} - H \cdot \cotg \alpha + \frac{2H}{\sin \alpha} \quad (144)$$



(第 126 圖)

適合水力之梯形橫斷面其潤濕周 U 應為一最小值，所以

$$\frac{dU}{dH} = -\frac{F}{H^2} - \cotg \alpha + \frac{2}{\sin \alpha} = 0 \quad (145)$$

$$\text{或} \quad \frac{F}{H} + H \cotg \alpha = \frac{2H}{\sin \alpha} \quad (146)$$

$$\text{又因} \quad S = \frac{H}{\sin \alpha} \quad (147)$$

所以由公式(140)及(146)得：

$$B = 2S \quad (148)$$

$$\text{及由(147)及(148)得} \quad \frac{H}{B} = \frac{1}{2} \sin \alpha \quad (149)$$

適合水力之梯形橫斷面內潤濕周等於

$$U = b + 2S = 2H \frac{2 - \cos\alpha}{\sin\alpha} \quad (150)$$

潤濕橫斷面等於

$$F = H \cdot (b + H \cot\alpha) = H^2 \frac{2 - \cos\alpha}{\sin\alpha} \quad (151)$$

而水幕半徑等於

$$P = \frac{F}{U} = \frac{H}{2} \quad (152)$$

應用 Forchheimer 之流速公式

$$V_m = \frac{1}{n} T^{0.5} P^{0.7} \quad (153)$$

得流量為

$$Q = F \cdot V_m = H^2 \frac{2 - \cos\alpha}{\sin\alpha} \cdot \frac{1}{n} T^{0.5} \cdot \left(\frac{H}{2}\right)^{0.7} \quad (154)$$

其中 n 值與 Ganguillet 及 Kutter 公式內者等，見第 5 表， V_m 為平均流速，由此得：

$$H = \left(n \cdot Q \cdot \frac{\sin\alpha}{2 - \cos\alpha} \right)^{0.27} \cdot \frac{1.197}{T^{0.155}} \quad (155)$$

及

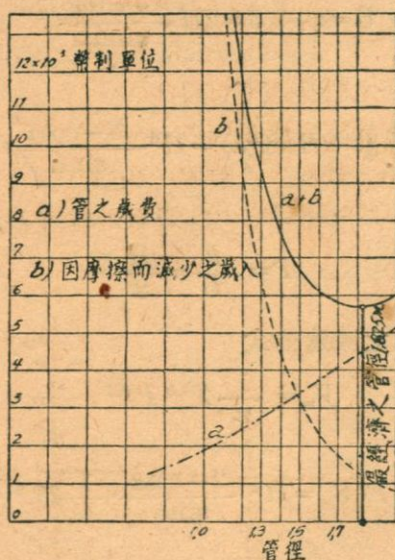
$$B = \frac{2H}{\sin\alpha} \quad (156)$$

c. 最經濟水管直徑之設計

最經濟之流速與甚多之因子有關，其最要者為：總水頭，管長，管價，水量等。長而平之管內，流速普通以不超過 3.0 m/sec 為度。跌管 (Fallrohrleitung) 內之流速，如直徑小，至高約達 3.0 m/sec，直徑大，則達 7.0 m/sec。

管內水滿時之流速不宜小於 0.5 至 1.0 m/sec，以免沙泥之淤積。

高壓水管直徑之計算，就水力方面言，並非一義者，蓋有無數多之直徑，可以輸洩同一水量。直徑愈小，水流愈速，管內水壓之損失愈大，因阻力而致之工作損失，使機廠之收成亦愈減。但管愈小則愈廉，每年之負利亦愈低。最經濟之直徑，其因壓力損失而減少之收入，與每年管之費用之和，應為一最低值（第 127 圖）。約略計算可應用下式：



(第 127 圖)

$$D = \sqrt[7]{\frac{7.57 \cdot \sigma \cdot W_1 \cdot t \cdot Q^3}{C^2 \cdot H \cdot W_2}} \quad (157)$$

D = 最經濟之水管淨直徑 [m]

σ = 管料之耐力 [t/m^2]

W_1 = 發電機鈕 (Generatorklemme) 處每 1 kwh 之平均價 [圓或另一幣制單位]

t = 一年開機時間 [小時]

Q = 管內一年平均流量 [m^3/sec]

C = Chézy 係數 (參閱第三章第二節 I., 2., b.)

H = 計算點之總壓力 (靜壓 + 動壓) [m]

W_2 = 每一噸鋼鐵之歲費 (利息, 折舊, 養護) 其中包括管之運輸, 敷設及基礎 (管溝, 固定點等) [圓或另一幣制單位]

C 及 H 與直徑 D 俱變, 計算時先選一直徑 D , 若所求得之 D 與所選者相去太遠, 須用求得之 D 重算。

按 Bundschu 可用下列簡略公式求最經濟之水管淨直徑:

$$H < 100 \text{ m} \quad D = \sqrt[7]{0.05 Q v^3} \quad (158)$$

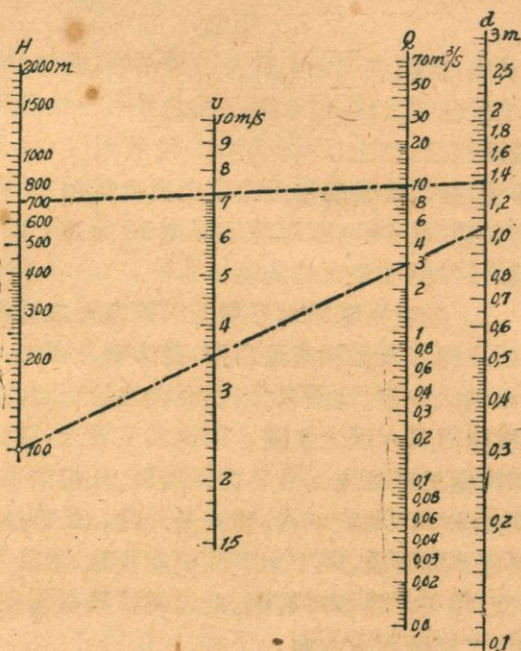
$$H > 100 \text{ m} \quad D = \sqrt[7]{\frac{5 \cdot 2 Q_v^3}{H}} \quad (159)$$

D = 最經濟水管淨直徑 [m]

Q_v = 管內水滿時之流量 [m³/sec]

H = 計算點之總壓力 (靜壓 + 動壓) [m]

設 $H > 100 \text{ m}$, 亦可應用第 128 圖求最經濟之直徑, 該圖乃按公式 (159) 求得。



(第 128 圖)

若最上端管之厚度為最小應具之厚度 S_0 , 則其最經濟之直徑

$$D = \sqrt{\frac{8.9 \cdot W_1 \cdot t \cdot Q^3}{C^2 \cdot S_0 \cdot W_2}} \quad (160)$$

若按公式 (157) 求得最經濟之直徑 D 後, 設該處之壓力高度為 H , 則可用下式求得壓力高為 H_x 處之最經濟直徑

$$D_x = \sqrt[7]{\frac{H}{H_x}} \cdot D \quad (161)$$

爲製造技術上之原因，選管厚各差 1 至 2 mm，直徑變更之處，多置於固定點(Festpunkt)，直徑之變動，至少爲 50 至 100 mm。

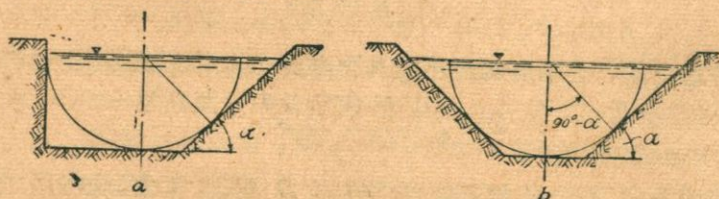
上列之公式，適用於鋼鐵高壓管。混凝土管及木管之最經濟直徑，須作比較之計算，方能確切求得之。約略計算時，可假想混凝土管或木管爲鐵管，求其最經濟之直徑，因混凝土管及木管之價與鐵管者不至有若何之差別，故計算得之結果頗合用。爲顧及混凝土管及木管之製造費較廉計，亦可以較低之鐵價代入。

II. 渠道

渠道之壁及底，視潤濕周之土質及其透水性，或加鋪砌，或不鋪砌。在進水口及機廠位置已定之後，引水渠路線之界限亦相當規定。苟無特別原因，普通均循最短途徑。切土(Einschnitt)較填土(Auftrag)爲佳，蓋其較堅實，又易防滲漉，最佳者當爲切土與填土完全抵消之路線。昔者多憚於堤之過高，此種顧慮，已不存在，近有築堤至 16 m 高，而安全無恙者。特築高堤必須有相當保障安全之措施耳。

1. 渠道橫斷面之形狀及其潤濕周之鋪砌

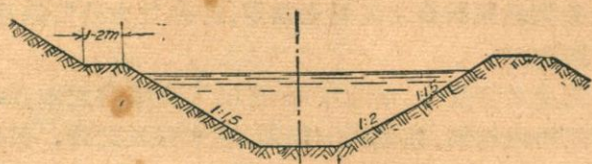
渠道橫斷面以梯形及盆狀爲最常用，長方形及類似長方形者，僅在特別情形之下（如地面狹小，地價昂貴，及在與建築物相連之處。）採用之。最適合水力之橫斷面爲水滿之半圓，但因其工費大，尠採用之者，故於可能範圍內，均採類似於此而施工較易之橫斷面。凡包圍半圓之橫斷面均爲適合水力者，例如第 129 圖所示者。當流量大時，此種橫斷面所需之深度甚大，在上水渠恆不能實施，在下水渠例不能實施。蓋除斜坡過高外，在下水渠尤以底過深，地下水過湧爲有礙。此均爲捨棄最適合水力之橫斷面而取合乎局部情形之橫斷面之由也。



(第 129 圖)

在局部情形許可之下，仍應採用深度大，適合水力之橫斷面，因其不獨具水力上之優點，且渠底不至結冰。

渠岸之岸坡，係於潤濕周土質之結實與否，普通未鋪砌之岸坡，應限制其坡度為 1:2 左右。特別堅固之土壤則為例外，岸坡可至 1:1。在良好之岩石內，渠岸可鑿成垂直者。岸坡極長時，可於渠內最高水位以上，留寬約 1 至 2 m 之崖徑（第 130 圖）。深渠內水面以下之岸坡須折為平坦者，尤以在填土段為然（第 130 圖右部）。

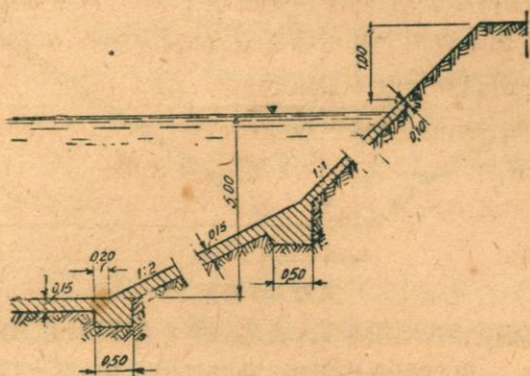


（第 130 圖）

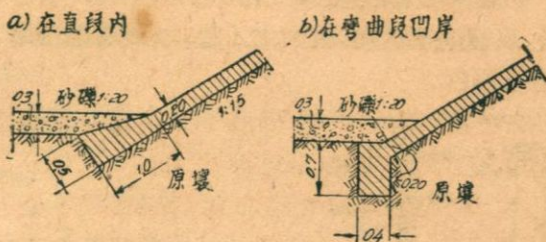
近日設計規模較大之水力工程，有令平均流速升至 1.5 m/sec 者，藉以略節引水渠之建築費，蓋後者佔總建築費之大部分。惟若流速如是之大，必須杜防渠壁之冲刷，蓋為使渠壁光滑不透水計，須鋪細粒料也。如土壤透水，則為防水深時滲漉，亦常須鋪砌。惟在不透水時，如何鋪砌之，則成問題，而須取決於其經濟之條件。在後一種情形之下，鋪砌之保護層可防冲刷，同時使潤濕周光滑，俾在水頭損失相等之下，可採較大之流速及較小之橫斷面也。

引水渠之堤有達甚大高度者，故對於其建築及防滲須極端審慎。此種堤之荷重，無異於蓄水庫之堤，是在設計時，應以設計堵水堤類似之觀點作標準，惟苟如是嚴格，則因經濟關係，引水渠較長之水力工程，將尠有能付諸實施者。至設計引水渠堤之條件所以能較寬者，其故為破壞時之危險性較小。蓄水庫之堤如崩潰，其例在百萬立方公尺以上之水，將由決口處奔騰而下，引水渠堤如破壞，其洩洩之水，至多不過為最大用水量之 2 至 4 倍，泊乎渠內水竭，水量亦驟減，其危險不及前者遠甚。且引水渠堤破壞，洩出之水，係於渠道橫斷面之大小，與決口之長短無關，而由水庫潰決之水，則與決口之尺寸俱增焉。

堵水堤例須具一防滲之核心，用粘土或混凝土為之，此法用之於引水渠堤者，僅為例外。防止渠堤之滲漉，多採鋪砌潤濕周之法。鋪砌用之混凝土板，或就地築之，或於工廠內製就，俟其凝固後鋪砌之。後法因砌縫過多，已不復被採用，今日多採就地築置之法。

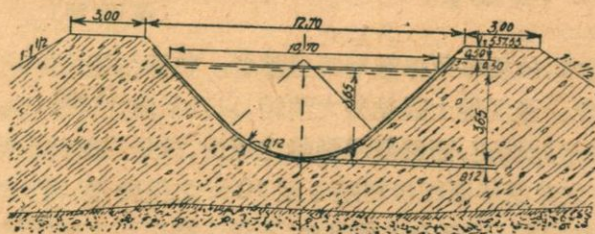


(第 132 圖)



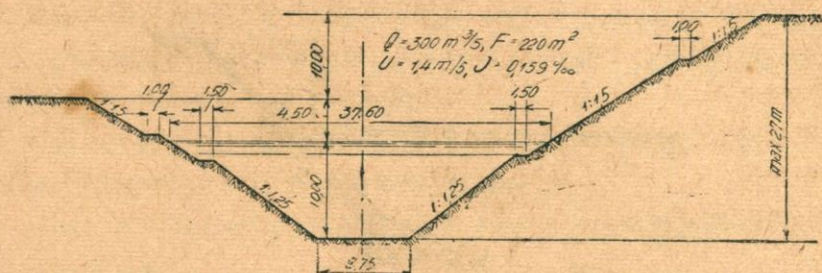
(第 133 圖)

第 134 圖示一完全在填土內之盆狀橫斷面，其潤濕周之保護層為一厚 12 cm 之鋼筋混凝土殼。



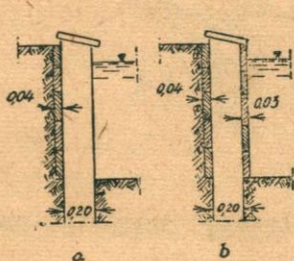
(第 134 圖)

引水渠如達到岩石層，可採屈折之岸坡如第 135 圖所示。保護層之厚度則繫於岩石之性質。

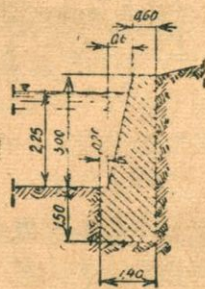


(第 135 圖)

如引水渠經過之地，地價昂貴，或甚狹窄，則以垂直之渠岸或近乎垂直之渠岸為經濟。小渠可用木作渠岸，沿渠打樁一排，以支撐水平之木板，如第 136 圖 *a* 所示，此種之渠岸，損失水頭過大，蓋每一樁均引起漩渦也。按第 136 圖 *b* 裝板兩層，則較為光滑，但亦較費。此種木板壁能維持 15 至 20 年之久，以後則須拆換。較大之工程，則須建擋土牆，如第 137 圖所示。



(第 136 圖)



(第 137 圖)

為防止透水，故極希望保護層為整體者。整個相連之保護層，即就地灌築，亦不可能。蓋混凝土凝結後之消縮，以及氣溫之升降，地基之沉陷，均致令長度及形狀變更，而為發現裂縫之原由，故於建築時即配置有規則之縫隙。岸坡之保護層僅配置距離 4 至 10 m 之橫縫，渠底則配置縱橫之縫，形成正方格之網，邊長自 3 至 6 m 不等，縫內不置任何彈性物體，如保護層下為極細之土壤，則在築混凝土表層前，須於縫下鋪 15 至 20 cm 厚之砂礫一層，以防縫下之沖刷，並利用之以排洩滲入之水。

關於尾水渠所應敘述者，即尾水渠例甚深，其底已達到地下水內，對

有特別防滲之必要，蓋水量之損失，無礙於機廠，惟有防護冲刷之必要。岸坡砌石，或亦用混凝土築表層。岸坡之腳，可用鐵絲籠石塊保護之。

岸坡光滑，其上不能行走，為建築時及修理時之方便計，可每隔相當距離築置階級。又為救護墮水之人計，可於階級附近，繫浮於水面之樹，俾能攀援登岸。又可於岸上每隔短距離植垂枝之矮樹，其枝垂入水中，墮水者能握其枝而登岸也。

2. 渠道之施工

渠道之設計，應以多數鑽探及挖掘結果作根據。計算土方，須計及土之鬆動，若用挖掘之土築堤，不經若何之搗實，則其永久之鬆動率 (bleibende Auflockerung) 如下：

沙及沙礫	2%
含石土壤	5%
粘性土壤	6%
岩石	20%

運土時須注意其暫時之鬆動率 (vorübergehende Auflockerung)，約如下列：

沙及沙礫	15%
含石及粘性土壤	25%
岩石	30%

築堤之土鬆動，日後必陷低，故築堤時應預留相當之高度，即應較規定之高度略高，此尺度視土壤之種類而異：

沙及沙礫	7%
含石土壤	10%
粘性土壤	12%
岩石塊	2%

掘出之土壤，如以之填堤，尚有剩餘，須擇適當之地堆積之，如缺乏填土，須擇地掘取之。

施工之始，為標識渠軸及用標竿插定橫斷面，然後將渠道所佔地面之草揭去。工程之較大者，其挖土工作多用挖土機為之，土之轉運則用輕便鐵道。切土段之工作與建築鐵道無異，工作之推進，須令雨水及凝聚之水能循自然之坡度排洩。堤工則除堅固外，尚須不透水，所以靠水方面須用

細土料，並妥為搗實或壓緊。

用混凝土鋪築渠道岸坡，其工作相當困難，蓋和成之混凝土，須分配於迤長之段內也。沿渠安置混和機，混成之混凝土則用輕便鐵道運至應用地。

混好後之混凝土，其轉運之路程，不宜超過 1.5 km，是混和機之距離，至大約為 3 km。若渠線不過長，亦可集中於一處混和之。如工地距離較遠，則用乾和法，再就工地攪水使用之。

渠底之混凝土工作，乃將混凝土傾入板型裝成之正方形格內，用手搗實之。岸坡上之混凝土工作，特別困難，岸坡不甚長時，尚可用手工為之。用垂直於渠軸之板型分岸坡為相當大之格，每隔一格築之。將混凝土由斜槽傾入，括平後搗實，俟其凝結後，再去板築其間之格。

如岸坡過長，則不復能採用上法，蓋混凝土到達下端時，重粒料在下，輕者在上，而有重和之必要，故須建架用可以拉動之漏斗，傾混凝土於岸坡之上。或於渠岸裝可以行動之轆轤，上下拉動一寬約 3 公尺之車，車軌裝於木樑之上，該木樑同時又為板型。車上載漏斗，於上下拉動時，將混凝土掠於岸坡之上，不加搗實，而用輓輓之。輓即懸於車上，於注滿混凝土後將其放下，輓輓時令二工人立於車上兩旁，藉以增加車之重量。此種工作連用混用機之管理，共需 28 至 30 人，在八小時之工作時間內，築置岸坡表層 400 m²，用混凝土 72 m³。

若有泉水由岸坡湧出之虞，須於築置混凝土表層前挖細畦，再用粗石塊填平之，藉以排水，並於適當之處埋短管，通入渠內。

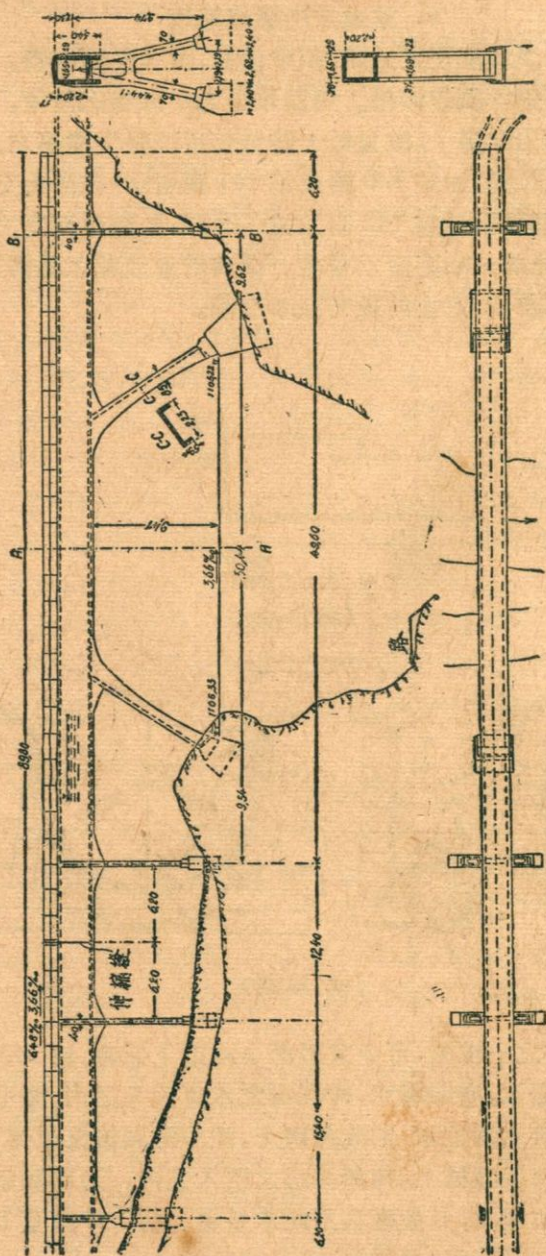
新築成之混凝土，切忌受氣候之影響，須防日曝，風吹，霜凍，雨淋，可用草蓆，木板，厚紙或濕麻袋掩蓋數日。遇溫暖乾燥之天氣，且須以水潤濕之，以減少消縮。渠底之保護層，於最後築之，俟其結硬後，方許通行。

損傷處之修理，最好用噴射之法，用手粉墁，不易粘着於舊混凝土之上。

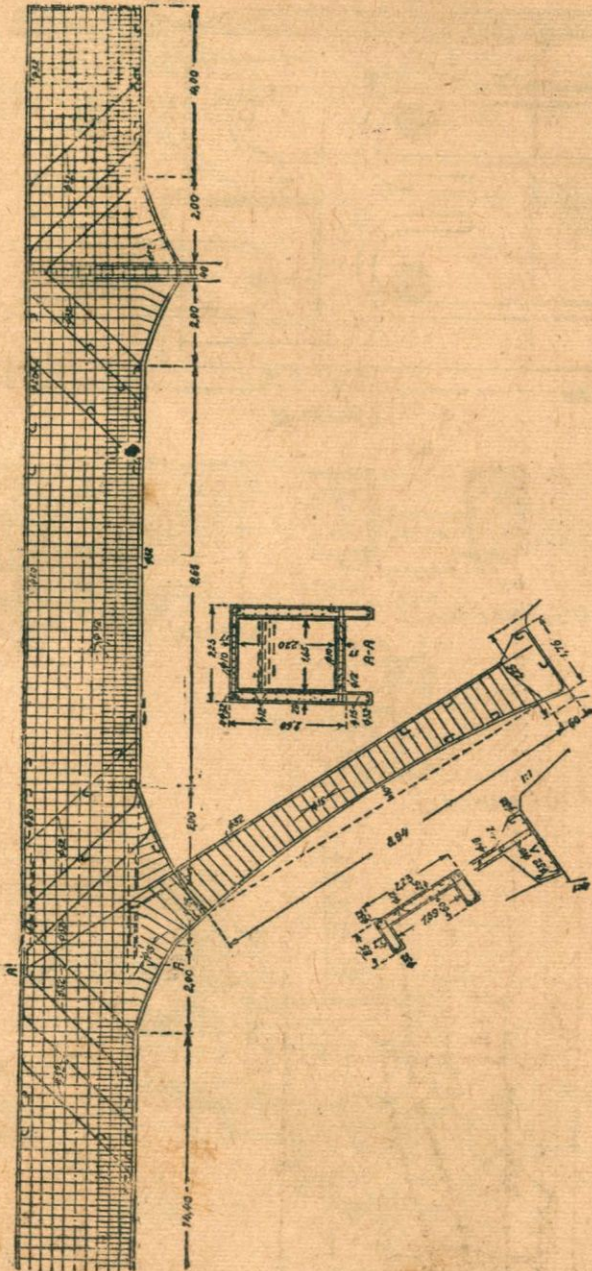
在靠近建築物之處，應將梯形橫斷面化為長方形者，過渡處之渠壁須用板型插定，然後施行混凝土工作。

尾水渠恆深入地下水面以下，工作頗受障礙。工作須築圍埂與河流隔斷，再於尾水渠內安置排水設備數處。

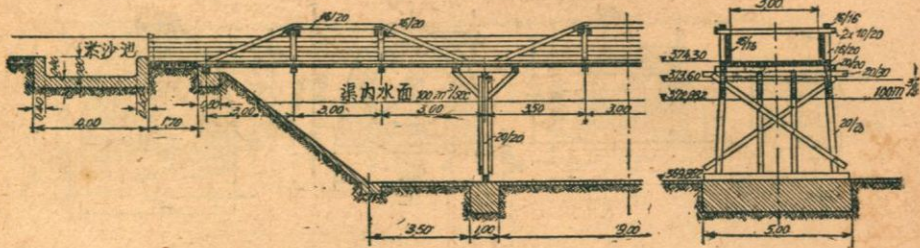
渠道之設計須製其平面圖，一縱斷面圖，及若干橫斷面圖。



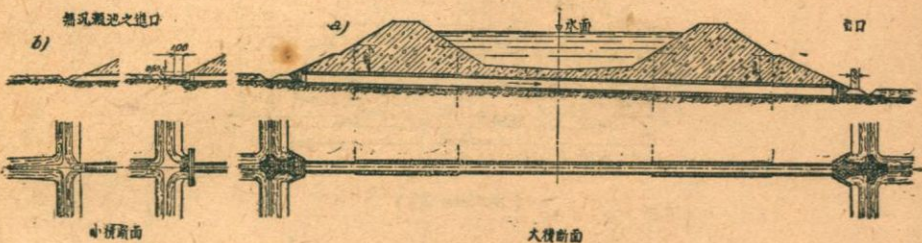
(第 140 圖)



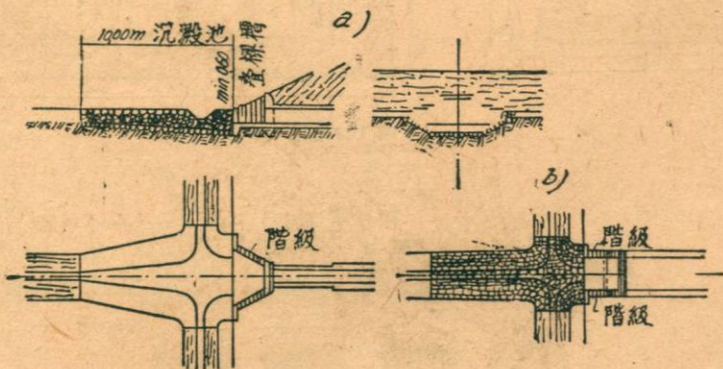
(第 141 圖)



(第 145 圖)



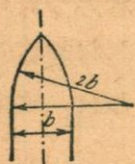
(第 146 圖)



(第 147 圖)

第9表 引水渠下涵洞之尺寸

橫斷面形狀見第148圖		a	b	c	d	e
淨直徑	m	0.30	0.60	0.80	高 1.10 m 寬 0.85 m	高 2.00 m 寬 1.90 m
淨橫斷面積	m ²	0.07	0.28	0.50	}	2.97
管之橫斷面積	m ²	0.05	0.16	0.26		—
混凝土包層之橫斷面積	m ²	0.18	0.48	0.79	1.30	3.68
總	最大流量 m ³ /sec	0.17	0.70	1.26	2.00	7.40
	比 降 T%	4.0	1.5	1.0	0.7	0.3
填土高至	m	3.005, 0.07, 0.09, 0.03, 0.05, 0.07, 0.09, 0.03, 0.05, 0.07, 0.09, 0.03, 0.05, 0.07, 0.09	7.00, 9.00, 3.00, 5.00, 7.00, 9.00, 3.00, 5.00, 7.00, 9.00, 3.00, 5.00, 7.00, 9.00	5.00, 7.00, 9.00, 3.00, 5.00, 7.00, 9.00, 3.00, 5.00, 7.00, 9.00, 3.00, 5.00, 7.00, 9.00	3.00, 5.00, 7.00, 9.00, 3.00, 5.00, 7.00, 9.00, 3.00, 5.00, 7.00, 9.00, 3.00, 5.00, 7.00, 9.00	5 至 10
混凝土包層厚 頂	m	1.180, 1.110, 1.110, 1.100, 1.100, 1.190, 1.190, 1.200, 1.800, 2.200, 2.200, 2.000, 2.400, 2.600	1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100	1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100	1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100, 1.100	0.25
混凝土包層厚 底	m	1.110, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.210, 1.260, 1.260, 1.800, 2.400, 3.300, 3.300, 2.800, 3.000, 3.320	1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150	1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150	1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150, 1.150	0.65
應用範圍		長度至 10 m	如為清水長度不限		長度不限	
地基最小承重能力			挾沙及石之水長度至 20 m		3.00 kg/cm ²	
			2.00 kg/cm ²			

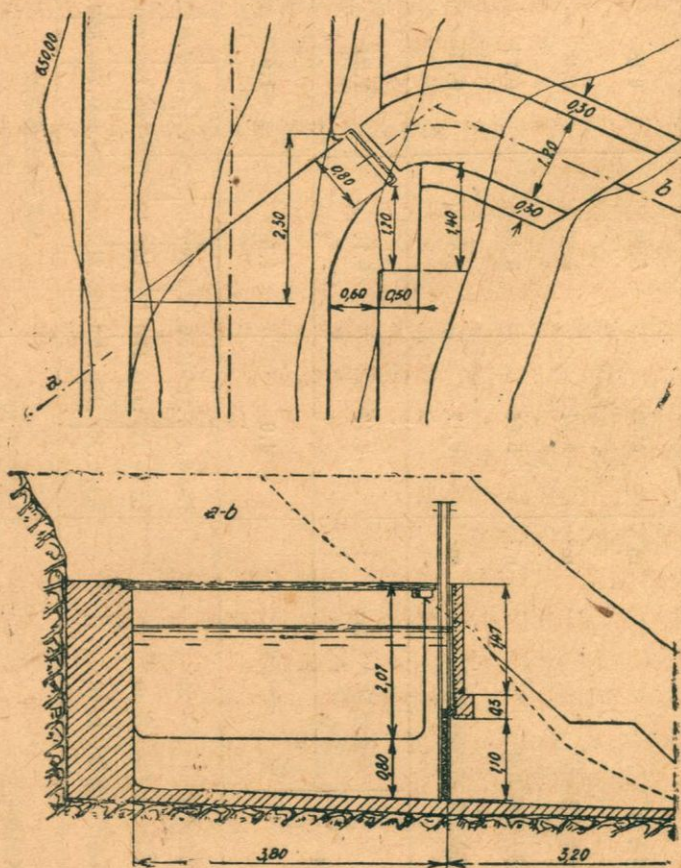


(第 151 圖)

經過渠上之公路橋，須在可能範圍內防其阻礙水流，不能避免而必須建於渠內之橋墩，應力求其狹小。墩之形狀，須為流線形。最新式之墩，為兩頭尖者，可免水頭之損失（第 151 圖）。若為梯形橫斷面，祇有一墩，最好將其位於中央，如為兩墩，則將其位於兩岸之腳。

4. 渠道之沖洗

渠內積久停淤泥沙，是項泥沙或由渠口流入，或漂浮水中，逐漸沉澱。



(第 152 圖)

淤積之泥沙，必須加以沖洗，以免渠之橫斷面縮小，影響用水量（為易於沖洗起見，多令渠底坡度大於最大用水時之水面比降）。沖洗時將放淤口大開，減小流入水量為最大用水量之 $\frac{1}{3}$ 至 $\frac{1}{2}$ 。沙之沖動甚慢，故沖洗

費時甚久，若沿渠就適當地點配置放淤口（第152圖），俾一部分泥沙能早通入河內，不必均沖至渠尾，則可縮短時間不少。在工作時間內沖洗，其效甚微，蓋僅放淤口附近數公尺範圍內之泥沙，能以沖去也。

5. 渠道之毀壞

渠道毀壞之處，多為渠堤，因建築不縝密而漏水，以至潰決也。

III. 隧洞及井阱 (Stollen und Schächte)

1. 採用範圍種類及功用

隧洞之建築費高於渠道及水管之建築費甚鉅，故在不能建築渠道及水管時方建築之，例如：

1. 切土過深，開渠較鑿洞之工費為鉅。
2. 山坡過陡，土質不堅，不能於山坡築渠 (Hangkanal)。
3. 有為石崩，雪崩摧毀及為山洪蕩沒之危險。
4. 因結冰或落葉，灰土，及其他物體墮入渠內而發生障礙。
5. 地價昂貴，地位狹窄，地面為道路所佔。
6. 如以用後之水供給飲水，須保持其潔淨及清涼。
7. 有為戰爭破壞之虞。
8. 杜防附近居民竊用水量。
9. 建渠繞越，路線過長。

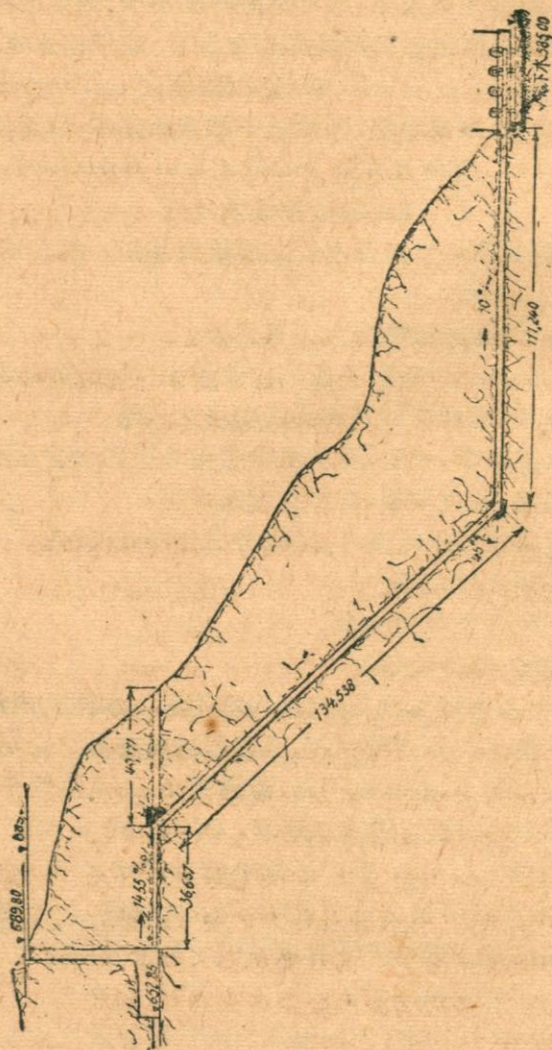
隧洞分無壓及有壓兩種，前者洞內水不滿，水流其內如在渠中然。後者洞內水滿，其情形有若高壓水管，其最經濟橫斷面之求法，與高壓水管同，但若其橫斷面過小，則建築不易，蓋過狹小，工人動作不靈，因之工費劇增。是以即非實際需要，隧洞之短者，例不小於 2 m^2 ，長者不小於 3 m^2 ，高度不得小於 1.8 m ，寬度不得小於 1.3 m 。

有壓隧洞或無壓隧洞之選定，係於岩石之性質，若隧洞介乎水庫與高壓水管之間，則宜建高壓隧洞 (Druckstollen)，若為渠道之一段，則僅能建無壓隧洞 (Freispiegelstollen)。

跌管 (Fallrohrleitung) 間或可於岩層內鑿甚陡之隧洞——所謂高壓

井阱((Druckschacht)——以代之,因水壓力之高,井壁須具彈性,或以鋼鐵管為壁,故高壓井之工費每甚鉅,除有特別情形,例如有雪崩石崩或坍塌等危險,不能築置露天跌管,方建築之。

第 153 圖示一高壓井阱,乃於一厚 0.25 m 之混凝土層內安置一徑 1.7 m, 厚 7—25 mm 之鐵管以作井壁。



(第 118 圖)

2. 洞壁之荷重形狀及結構

a. 概要

隧洞須具有下列之性質：

1. 堅固耐久；
2. 洞壁光平，流動阻力微小，橫斷面之大小及形狀一律；
3. 完全不漏水。

與上述條件有密切關係者為：

1. 洞內方水壓力 引水工程之隧洞與鐵路工程之隧洞不同之點，不在其大小之不同，而在前者之內充水，及水作用於潤濕周上之壓力恆甚大，遇有微縫，易於滲漏。因隧洞內水壓力之差別甚大，小者不過數公尺（例如洞內水不滿），大者有高至 500 至 700 公尺者，故於研討其結構時，最好區分之為低壓隧洞（洞內水不滿）， $H_s < 5 \text{ m}$ ，中壓隧洞， $5 \text{ m} < H_s < 100 \text{ m}$ 及高壓隧洞， $H_s > 100 \text{ m}$ 。

2. 洞外岩石性質 岩石系統複雜，而其組織又至不一，因各種過程而遭受之變化亦多。吾人研究隧洞工程，祇在知其穩固性及其密度，據此以決定設計及施工之方法。最重要者乃為洞壁之砌築問題，應研究後者是否需要，及如何砌築之。

砌築洞壁具有下列之作用：

a. 岩石本穩固，但易風化，藉砌築之保護層以防空氣與水之侵襲。此種岩石常可於開闢後即噴上灰漿一層，以防其剝脫及浸軟，而無須特別砌築之。

b. 藉砌築之內殼以承受岩石之壓力，此種壓力或由於岩石之不堅固，組織弛鬆，或由於地下水過高（可能為隧洞滲漉之水，在隧洞內之水洩盡後發生作用）。如岩石與水或潮濕之空氣接觸能溶解流動，則所生之壓力尤為危險〔例如硬石膏（Anhydrit）〕。若內方壓力不甚大，無須顧及之，則保護層之設計及結構，與鐵路隧洞者同，僅須計及外方之壓力。壓力如不甚大，可用混凝土築之，其厚度與壓力俱增。如壓力之分佈不均勻，或因彎曲而發生牽引應力，則於其內配置鋼筋（第 154 圖）。



〔第 154 圖〕

b. 防漏

研討隧洞防漏問題，可按洞內水壓力之大小區分之爲：

1. 低壓隧洞 視岩石之性質，以定採取之措置。凡能察得之縫隙，普通僅須用混凝土或灰漿填塞之，必要時可粉圻有罅隙之面積，或用氣壓噴上灰漿一層。若爲承受岩石之壓力計須加砌築，則其砌築法與在渠道內同，此砌築之層，已足充分防止滲漏。在穩固之岩石內，設損失些微水量，並不足輕重，則無須有特別之防滲措置。

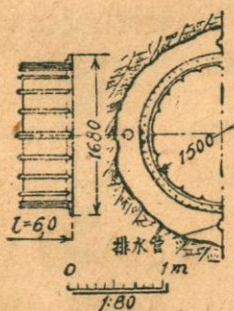
2. 中壓隧洞 水壓愈高，遇有罅隙，損失之水量亦愈鉅，而冲刷之可能性亦增加。防止之法，可粉圻或砌築隧洞之內壁。水壓在 10 至 20 m 之間時，此內殼背面與岩石之結合，務須密切，以免混凝土殼內發生牽引應力，故注射洋灰漿以灌滿其間之縫隙。惟此法限於岩石充分堅固，方能收效。且岩石之堅固者，亦非完全強硬，不免有軟弱或具彈性而能壓縮之部分，設岩石之強度不能承受水之壓力，則混凝土殼亦有罅裂之虞。

揆之試驗結果及經驗，在不甚堅固之岩層內，如水壓超過 20 m，未配鋼筋之混凝土殼，即不能保其毫無裂縫。在極堅固之岩層內，當壓力較高時亦然。若岩層之組織均勻，施工縝密良好，則所生之裂縫，其細如髮，其分佈亦均勻，可於水內加粘土，炭渣粉，鋸屑，即能迅速使之復又淤塞。綜上所述，在任何岩層內，無論混凝土殼之築置如何縝密，根本不能避免水量之損失，實際僅在求水量損失不至達到危險或不經濟之程度。惟在隧洞經過有流動危險之岩層處，則當力求其固密。岩層之情形變化靡常，他處所獲之強度值及密度值，不能以作標準，而須選擇典型之段落，加以測驗。至於其間各段砌築層之種類，厚度及鋼筋之配置，則多根據感覺以定之。

設岩層之情形不容不加砌築，或不得僅用混凝土築置之，則可按第 155 圖設計之，其外層爲混凝土，注射洋灰漿使之與岩層密切結合，內層爲薄鋼筋混凝土殼。計算鋼筋之橫斷面積，多假設混凝土與岩層不協同荷重，而任鋼筋能承受 1500 kg/cm^2 之力。混凝土殼受拉力不得破壞，應具 2 倍至 3 倍之安全率，按此以求其厚度。混凝土殼內所配置之圓鋼筋，近有於洞內用電銲接使成圓圈或連續之螺條者，以免將其彎轉或重疊。亦有用木作裏層者，木板略帶穹形，與用以組合木桶或木管者同，其外方或用鐵條繞紮或否，此木板又可用於其後灌注混凝土之板型。

3. 高壓隧洞 壓力如超過 100 m 高之水柱，則雖在最良好之岩石層內應用混凝土及鋼筋混凝土，亦不足以承受其所致之伸長。以往於洞內裝鋼管，任其承受全部水壓力。管與洞之間，或用混凝土填滿或否。此法固明瞭可靠，但甚不經濟。今則力求防滲殼能以伸縮，俾能將所受之力，傳諸岩層之內。

Marinoni-Edison 應用具縱皺紋之薄鋼管如第 156 圖所示者，以求達到上述之目的，惟其最困難之點為管之接頭。倘岩層充分堅固，則用無皺紋之軟薄鋼管，當亦能達到此目的。設計時視岩層為不協同荷重者，而管所受之力，可令達伸展界(Streckgrenze)。實際混凝土與岩層協同



(第 156 圖)

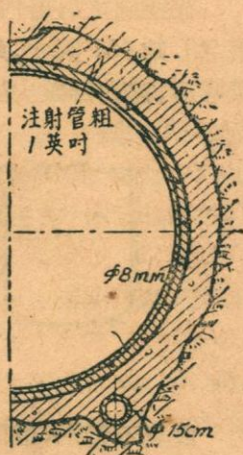
荷重，故所受之力乃較小。由接縫或罅隙滲出之水，在管內無水時能發生一種壓力，須計及之。井阱壁之毀於此者實層見不尠。防止之法，可埋管排水，或裝向內開之活閥，或將鋼管鈎結於管外混凝土層之上。每段管之長度約在 10 m 左右，管之結合用電銲。

c. 橫斷面之形狀及構造

橫斷面之大小，係於流量之多寡，同時求其工費低廉，水頭損失微小。高壓隧洞內最大流速有達 3 至 4 m/sec 者，井阱內者更高，有達 5.6 m/sec 者。設水清含沙少，流速尚可增加，不至危及其洞壁。在無壓隧洞內，如未砌築洞壁，其最經濟之最大流速，例較有壓隧洞內者小 0.5 至 1.5 m/sec。

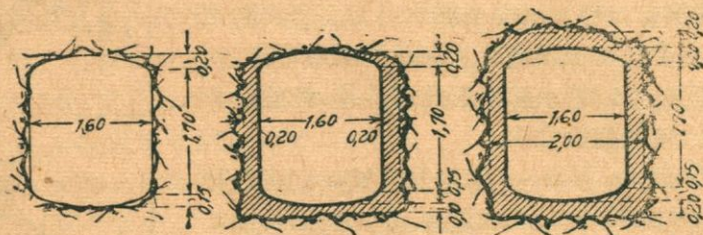
上舉之值乃就較大之流量而言，其洞之橫斷面積大於 6 m² 者。水量小，最高流速亦較小，蓋為顧及施工之便利，隧洞之橫斷面不能無限制縮小。橫斷面愈小，工程愈艱，工費亦愈增，隧洞應具之最低尺度前已述及之矣。

隧洞橫斷面之形狀，係於岩石之性質，地層之形狀，應具之橫斷面積，砌築洞壁之種類，及其所受之內方水壓力與外方壓力。如橫斷面小，尚須顧及其施工。



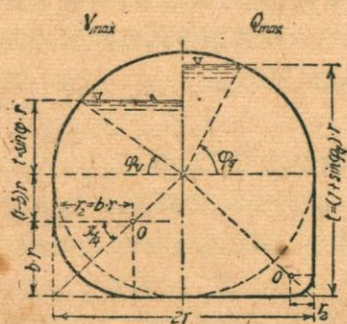
(第 155 圖)

在穩固之岩層內，以正方形或長方形為最易於開鑿，即水壓較高亦可用之（第 157 圖）。如不能保岩石日後之不剝脫，或寬度較大，則洞頂須帶穹形，甚或作成尖拱形（Spitzbogenform）。



(第 157 圖)

設岩石穩固，但因透水須加砌築，則可採用長方形，俾工程較簡。如為無壓隧洞，其頂可不加砌築。轉角之處須作圓，因其終將淤塞反致令橫斷面不規則，而使水流之激動（Turbulenz）增劇也。苟外方無顯著之壓力，則低壓隧洞之底亦最好作平，以便行走（第 158 圖）。特留行走之小徑（Laufberme），徒增工費，且足引起淤積及水流之激動。



(第 158 圖)

設欲得

V_{max}	Q_{max}
則	則：
$\varphi = 37^{\circ}55'18''$	$\varphi_0 = 64^{\circ}00'57''$
$r_2 = \cos^2 \varphi_0 \cdot r$	$r_2 = \cos^2 \varphi_0 \cdot r = b \cdot r$
$= b \cdot r$	$= 0.192r$
$= 0.622r$	
$t_0 = (1 + \sin \varphi_0) \cdot r$	$t_0 = (1 + \sin \varphi_0) \cdot r$

設岩層不穩固（易碎裂，弛鬆），則為承受內外方之壓力計，須加砌築。砌築之內殼，須切合內外方壓力之合力線（Drucklinie），故須作成馬蹄鐵形。壓力較高，則作成圓形。

附註：在岩石內鑿成之隧洞，若不加砌築，則橫斷面積固較大，但粗糙而不規則，其糙率 n 約為 0.045 至 0.033（按 Kutter 及 Ganguillet）。若用混凝土砌築粉平，則 $n = 0.0125$ 至 0.014。但苟非有特別原因，必須加以砌築，則隧洞之砌築與否，恆須加以縝密之研究，視其合乎經濟與否，而非為必須者也。

3. 施工法

a. 開鑿

隧洞之開鑿，須力求於多數之點同時着手，隧洞之長者，故須有數橫洞 (Querstollen)，所謂洞窗 (Fensterstollen)。開鑿洞窗，同時可使吾人明瞭地層之組織，隧洞路線最後尚須取決於開鑿洞窗所得之結果。在隧洞口或窗洞口須有寬廣場地，供裝置機器，搭建棚廠及堆積掘出土、石之用。

在岩石內炸成之隧洞，自不能恰如所定之尺寸，而恆較大，視岩層之種類及隧洞之大小，約過大 10 至 40%。

轟炸孔普通用氣壓錐 (Pressluftbohrer) 鑽成，工作進行之緩速，繫於隧洞橫斷面之大小及岩層之性質，差別極大。平均每日工作 24 小時，用手鑽可進展 0.5—1.2m，用機鑽可進展 3—7 m。

用混凝土砌築隧洞壁，每 24 小時之功率，在 21 至 36 m³ 之間，有達 60 m³ 者，乃為例外。

隧洞內之空氣須勤加抽換，洞內電線務須妥為裝置，蓋在潮濕之隧洞內，四週為土，電線如有損壞之處，觸之至為危險也。

b. 隧洞之排水

施工時隧洞內滲漉或凝聚之水，可於洞旁或洞中央敷管排洩之。在良好穩固之岩層內，須於工竣後將排水之管堵塞，以防其助長洞壁之滲漏，若其足以降低地下水，影響地面水流（井等）水位，甚或使之乾涸，更有堵塞之必要。惟隧洞經過有坍塌危險之地帶 (Rutschgelande) 時，則有永遠排水之必要。

若地下水之壓力較洞內水壓為高，則間可將地下水直接引入隧洞之內。

IV. 水管

1. 種類及材料

a. 概要

水頭如超過 10 至 20 m（其界限不能確舉），則須用管引水入流輪內，所用之管或在廠內製成，或於工地湊合，或就工地連續築置之。採用前種水管時，敷管之工作縮短，因此種工作極受氣候之影響，苟其減

少，自爲經濟，而工作成績亦改善。故若運輸方便，以採用廠內製成之管爲宜（木管爲例外）。在不通水運之處，則管之尺寸受火車車輛容積之限制，如爲標準軌距，則管之直徑約可達 2.8 m，長度在 8 至 15 m 之間。

管之材料普通須能符合下列條件：

1. 光滑，俾流速大，水頭損失小。
2. 完全不透水。
3. 強度及彈性須高。
4. 耐久。

管之材料計有鋼鐵，鋼筋混凝土及木材三種，水壓高時唯用鋼鐵管。

水管或埋土內，或露置管座之上。管軸屈折點，須承以混凝土座。因氣溫變動而致之變形，須配置能以伸縮之部分以均消之。管之首端恆裝自動關閉之閥門，設管內流速超過一定之限度，即自動關閉。此閥門之下又裝通氣閥，自動令管內空氣逸出，或空氣得進入管內，防生低壓。又靠近管之首端，例裝置測量流量之機構。管尾端與水渦輪相接處，需要各種形狀之接頭管，其形狀繫於管軸之位置，管數及渦輪機數。管數則繫於建築程序，爲一次完成者抑分期完成者。選擇管之材料，必須注意其安全，並比較其設置費用。管之大小，則須研究其是否合乎經濟而後決定之。

b. 鐵管

鐵鑄之管或具鞘筒 (Muffe)，或具突緣 (Flansch)。普通能由管廠購得者，長 $l \leq 4.0$ m，徑 $d \cong 1.2$ m，亦能訂購較大者。鐵鑄之管不免有欠缺之點，故須於計算得之厚度加 7 mm。鐵鑄管之單價雖較低，但不能受衝擊（轉運及敷設時所受之碰擊，管內水體之衝擊），牽引及彎曲強度低微（ σ 許可者 $\cong 3$ kg/mm²），管之重量大，接頭多，是以水力工程尠有再用鐵鑄之管者。

水力工程所用鐵管之材料，殆均爲 Siemens-Martin 鋼，軋展成鋼板，鉚接或銲接。所用者爲軟溶鋼，具 34 至 45 kg/mm² 之牽引強度，18 至 20 kg/mm² 之伸展界 (Streckgrenze)，及 22 至 25% 之破裂伸長度 (Bruchdehnung)。承受最高壓力之無縫管，則用高貴之鋼，具 55 至 65 kg/mm² 之牽引強度，35 kg/mm² 之伸展界，及 ~15 至 18% 之破裂伸長度。

鉚接或銲接管之鐵板，均在廠內彎成 ($\frac{d}{s} \geq 100$ 時冷彎，小於 100

時，則熱彎)，有縱橫接縫，其結構至不同。

鉚接之管 (第 159 圖)，視其所受之力及鐵板厚度，具鉚釘一行至三行。接合之法有簡單相搭 (einfach-überlappf)，一方添板 (einseitig verlascht)，或兩方添板 (doppelt verlascht) 三種。其突出之鉚釘頂，管邊或夾接板邊緣均足增加水流阻力甚劇。計算管內水流速度，在管內水滿時應用下列公式，較為準確，該公式乃新求得者，為：

$$V = K \cdot P^{0.65} \cdot T^{0.54} \quad (162)$$

式內之 K 如下列：

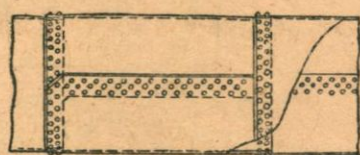
- | | |
|--------------------------|------|
| 1. 管內壁完全光滑 (銲接管) | 1.00 |
| 2. 銲接管，橫縫鉚接 | 0.97 |
| 3. 鉚接管，有縱橫兩種接縫 | |
| a. 板厚在 5 mm 以下 | 0.92 |
| b. 板厚 5 至 12 mm | 0.85 |
| c. 板厚在 12 mm 以上 | 0.82 |
| d. 板厚 6 至 12 mm，若接縫上蓋夾接板 | 0.82 |
| e. 板厚在 12 mm 以上，接縫添板 | 0.78 |

搭接相重之部分，鉚接之鉚釘及所加之夾板所佔之重量，約為由管厚及內直徑所求得理想重量之 15 至 30%。接縫須錘緊，以保持其固密，故規定管厚不得小於 6 至 7 mm，且過薄轉運時易於變形。

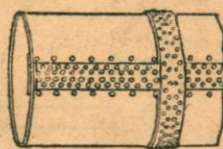
第 160 圖示一鉚接之管，其接縫為螺旋形，宜用於小管，較為堅硬及經濟。第 161 圖示另一種具夾條之管，二者均習用於美國。

銲接之縫 (第 162 圖)，或鈍接，或作成楔形，或搭接，圖中之次序即示接法之優劣，愈向下接法愈佳。

廠內製成管之尺寸，視其製法而異。



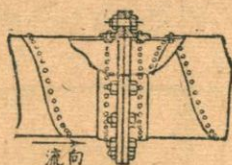
a



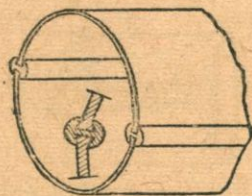
b

a 簡單搭接之縫
b 用夾板之縫

(第 159 圖)



(第 160 圖)



(第 161 圖)



用水氣機銲之縫

二碳氣火銲縫
楔形解接縫

(第 162 圖)

鉚接或銲接管之直徑，若不顧及轉運上之條件，殆為無限制者。

無縫管可達之最大直徑，視其製法而異，Ehrhard 法 ~ 2.5 m，Mannesmann 斜軋法 ~ 1.7 m，拉引法 (Ziehverfahren) ~ 0.6 m。

管之厚度，其可達到或所容許者，鎔銲鈍接 (autogene Stumpfschweissung) 約 3 至 15 mm，工地電銲 (elektrische Schweissung) 5 至 40 mm，廠內電銲及用水氣銲接 (Wassergasschweissung) 5 至 80 mm。

套圈管 (Reifenrohre) 設水量極大，因之管壁過厚，或應力之分佈不均勻，因之不能完全利用管料之強度，可於管外套圈。當管內無水時，管壁內發生環壓力 (Ringdruckspannung)，圈內發生環拉力 (Ringzugspannung)，當管內有水時，二者之內應發生相等之環拉力，按此以定套圈之鬆緊。

套圈之法有二：

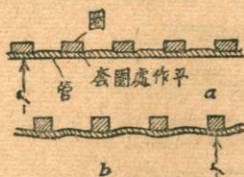
1. 熱套法
2. 冷套法

熱套法最常用，將圈燒熱，套於冷管上 (第 163 圖 a)。如管厚圈粗，可作平套圈之處，俾壓力之傳佈較均勻。圈之距離及粗度可適應斜管內應力之分佈，俾材料之利用合乎理想。

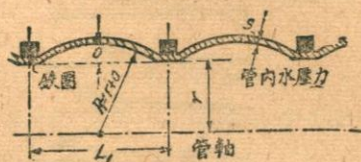
冷套法乃將冷圈套於薄管上，管料為特軟之鋼，然後壓管至超過伸

展界，使管壁呈浪形（第 163 圖 b），此種管內因磨擦而致之水頭損失大於圓筒形管（其直徑為 r ）內者 1.27 倍（第 164 圖）。

根據第 164 圖所示之記號求得鐵圈應具之橫斷面積為：



(第 163 圖)



(第 164 圖)

$$f = \frac{L_1(p r - s c)}{\sigma_r} \quad (163)$$

式內 σ 為管料之耐力， σ_r 為圈料之耐力。

若令浪之半徑為

$$R = r + 0 \quad (164)$$

則管壁需要之厚度為

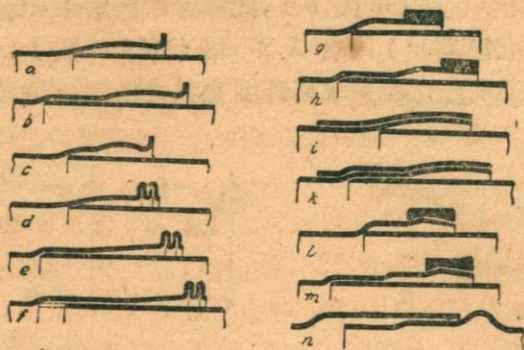
$$S = \frac{R \cdot p}{2\sigma} \quad (165)$$

僅為圓筒形管厚之一半。

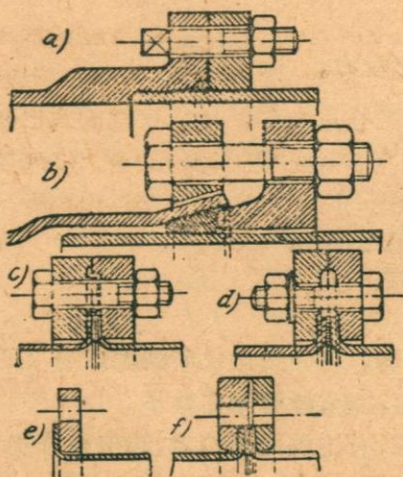
苟管壁所需厚度大於所能製造者，可分歧之成所謂蕪形管 (Hosenrohr)，令水分流於兩管內，其橫斷面較小，故管厚亦較小。

管之製法甚多，係於管廠之設備，有拉成而無縫者，銲接或鉚接者。就管內水之流動言，無縫或銲接之管實優於鉚接者，因在鉚接之管內，因鉚釘頭突出，壓力之損失較大，欲求水頭損失相等，須用較大之直徑，費鐵較多。且銲接之管易保持其無漏縫。

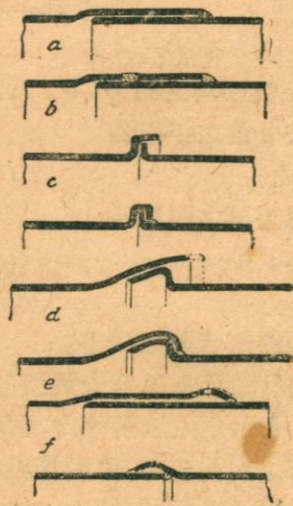
在廠內製成管之長度，受運輸工具之限制，分段運至工地而後接合之。其結合法甚多，壓力低時可將無縫或銲接之管鞘接 (Muffenverbindung) (第 165 圖)，內填鉛或絮麻，壓力高則旋接 (Flanschenverbindung)，旋接之管，具有突緣 (Flansche) (第 166 圖)，又可銲接 (第 167 圖)。鉚接又可採第 168 圖所示之法，惟其是否能減少因摩擦而致之水頭損失，尚未能必，此種凹入處水頭之損失，可能與鉚釘頭所引起者相等也。



(第 165 圖)



(第 163 圖)



(第 167 圖)



(第 168 圖)

c. 洋灰管 (Zementrohre)

1. 概要

鋼鐵管之厚度，例不能小於 5 mm，蓋在求其具有充分之硬度，並防

其銹蝕，且須能鉚接也。但當壓力不高時，材料之強度多未能完全利用，又鋼鐵管昂貴，須取給於外國，故洋灰管之採用，頗堪加以注意者也，而尤以水壓小之處為然。鋼筋混凝土管之製造，在今日已有長足之進展，其價值與鋼鐵管相等之處甚多，在局部之條件下（即以材料之優點論）且勝於鐵管。

不含鋼筋之混凝土管，其用於水力工程者，直徑不得大於 0.80 m，並限用於無壓力之處。此種管內仍置入少數之鋼筋，俾能承受轉運時及敷設時之碰擊，有壓力之處恆須應用鋼筋混凝土管。其種類有二：

1. 廠內製造之管，視直徑之大小，長度在 2 至 5 m 之間。
2. 就工地連續築成之管。

2. 材料

高壓水管關係機廠之安全甚大，其所受壓力又甚高，故祇能採用上等之材料。混凝土之牽引強度繫於洋灰之品質，欲得最大之密度，須講求攪合料——沙，礫，碎石——顆粒大小配合比例之得當，愈密則牽引強度亦愈大，顆粒不應大於 15 mm。鋼筋用普通市間之溶鋼製成。管內所配鋼筋在 0.5 至 4% 之間，每 1 m³ 混凝土內含洋灰 350 至 400 kg。和成之混凝土，或為稀軟者或為濃稠者。

3. 所受之力

鋼筋混凝土管在今日例按下列之假定計算之：凡由水壓力，本身重及覆土重所引起之拉力，任混凝土單獨承受之，而給予微小之破裂安全率 (Bruchsisicherheit)。蓋欲拉力之傳入鋼筋內，混凝土必須先罅裂也。鋼筋之計算，則令其具 3 至 4 倍之安全率，即混凝土罅裂，亦須能單獨承受計算時所規定之水壓力。

根據經驗，昔日所規定之混凝土耐拉力，過於低微，今日多按 12 至 15 kg/cm² 計算。更有選較此為高者，在德國有按 28 kg/cm² 計算者，在美國及法國有按 35 kg/cm² 計算者，結果甚佳，水管毫無裂縫，並不漏水。其故由於鋼筋之分佈甚密，所生縫隙其細如髮，非目力所能辨，此種細縫不久即為水內所含之污泥所堵塞。因發生罅隙，混凝土所受之力遂減，同時力乃傳於鋼筋之內。混凝土之牽引強度，曾經多次試驗之考究，搗築之混凝土塊，具彎曲牽引強度 (Biegezugfestigkeit) 37 kg/cm²，藉

機旋轉而製成之混凝土管^① (Schleuderbetonrohr), 其彎曲牽引強度 80 kg/cm², 是大於搗築者兩倍有餘, 為機製管優於搗築者之明證。又根據瑞士 Roß 教授之試驗, 用以試驗之混凝土塊, 在 28 日後之強度如下: 非機製者: 牽引強度 = 32 kg/cm², 擠壓強度 = 470 kg/cm², 機製者: 牽引強度 = 60 kg/cm² 擠壓強度 = 420 kg/cm²。又於管之中間加一單力, 得其彎曲強度為 45 kg/cm², 於管頂加均佈重, 得其彎曲強度為 60 kg/cm², 並求得環內牽引強度 (Ringzugfestigkeit) 為 40 kg/cm²。根據試驗之結果, 得下列規定, 用以計算掩覆之高壓水管:

1. 因內方水壓力而引起之環內應力不得超過混凝土實際牽引強度 40 kg/cm² 之 $\frac{1}{2.5}$ 。

2. 因縱力及彎曲力率而引起之最大邊緣拉力 (Randzugspannung) 不得超過發現第一裂縫時之應力 (約 60 kg/cm²) 之 $\frac{1}{1.5}$, 所指第一裂縫乃目力所能察得者。

3. 在漠視混凝土之牽引強度下, 鋼筋內之大牽引應力不得超過 1200 kg/cm²。

欲求合乎經濟, 必須確知混凝土之牽引強度 (例如作試驗以定之), 俾管既不發裂, 而所用之鋼鐵量又遠較鐵管為微。計算鋼筋混凝土管不在求其具通常之安全率, 如用以計算普通一班之混凝土建築物者。主要者在求其不罅裂, 所以可提高其耐拉力, 至近乎其強度之臨界值。若規定耐力過低, 則管壁將過厚而不經濟, 同時復失其彈性, 亦屬不利。

按德國混凝土定律, 規定洋灰在混和後經過 28 日所具之強度為:
普通市塵之洋灰 (Handelszement)

擠壓強度	350 kg/cm ²
牽引強度	30 kg/cm ²

上等洋灰 (hochwertiger Zement)

擠壓強度	500 kg/cm ²
牽引強度	40 kg/cm ²

① 機製管乃藉旋轉時離心力之作用, 將置入管模內之混凝土向四周投擲, 附着模上, 迨其凝結, 即得堅強之管壁。如配置鋼筋, 可將紮好之鋼筋架置入。

擠壓強度與牽引強度之比數 n ，應在 8 至 10 之間，單純牽引強度與彎曲強度之比，應約為 0.5，製造特別精細之管，此比數約增至 0.65。

4. 不透水性

混凝土之密度（及牽引強度）係於施工之緻密與否，以及混合料之配合，攪合料粗細配合最得當者，需洋灰及水最少。欲得密實之混凝土，用天然沙礫（卵石）較用輾碎或磨碎者為佳。混凝土表面上不得發現裂縫，亦不得濕透，更絕對不得裂透。水重與洋灰重量之比應為 $\frac{W}{Z} = 0.53$ ①，攪

水量增（ $\frac{W}{Z} > 0.6 - 0.7$ ），則混凝土之透水性亦增。

5. 抵抗磨削及化學物質之性能

混凝土含空隙愈少，洋灰愈多，則其抵抗磨削之力亦愈大。混凝土管之配料，乃本此原則，故能耐磨削，惟其抵抗化學侵蝕之性能，則不可靠。

有侵蝕性之物質為：水內所含之鹼，酸及鹽，如管理於土內，地下水及土壤內亦含有是種物料。水之不含化學物質者，亦甚危險，因其常含有碳酸（由沖入水中之植物而來）及腐植酸也。土內含有多量之硫酸鹽（硫酸石灰）及酸質（沼澤）時，更為危險，故須事先化驗之。如化學物質之侵蝕性不劇，則管之內壁本不透水，已足阻其侵入，如所含酸質過濃，則須加強其防禦力，可塗土瀝青或用能抗酸之洋灰（於洋灰內攪火山噴出之岩漿灰等）。

6. 水力上之機能

鋼筋混凝土管內之摩擦損失，曾經多次之試驗，證明其多不大於無縫之鋼管內者。通水多年後，則例較任何鐵管為優。據試驗：機製之混凝土管，在通水之初，其內之水壓損失即較鐵鑄之軟接管小 13 至 16%，通水多年後，混凝土管內之水壓損失，復能減少 11 至 17%，蓋管壁上結成膠質一層，足以減少摩擦，而增加其潤滑性也。至於鐵管因受侵蝕，其摩擦損失反逐年加劇。

7. 利弊

鋼筋混凝土管之製造及敷設如合法，則其優於鐵管之處尚甚多，因其

① Engng. News Rec. 2. May 1929, 美國出版。

不需任何之養護，且埋於土內時，抵抗土壤內所含侵蝕物質之力較強，傳熱性及受熱伸長性較微，鋪置於混凝土內之鋼筋不至銹蝕，需要之鋼鐵量小，而鋼板與鋼筋之價相差亦懸殊（據 1932 年德國價格約為 204:167 馬克/噸），故鋼筋混凝土管多較鋼鐵管為經濟。

然鋼筋混凝土管之應用，限於較低之水壓，因普通之管壁在水壓超過大氣壓之 3 至 4 倍時，即不能保持其不透水性，若以鋼管作內壁時，則亦能受 40 m. 以上之壓力，惟所費則甚鉅耳。混凝土管脆而易碎，不能經受衝擊，故其內水壓力不得急劇升高，所以鋼筋混凝土管，多數設較平，並須具有均壓池 (Wasserschloss)，少有用作單純之水渦輪管 (Turbinenleitung) 者。混凝土管又易發生消縮縫，為目力所不能察。因氣溫之昇降，亦易發生縫隙，其細如髮。連續管之伸縮縫以及分段鋪置管之接縫，均為易於發生危險之處。

8. 構造及製法

鋼筋混凝土管或於工廠內製成，在工地接合，或就地築置。前者僅限於小管及低微之壓力，蓋管過重，在山地搬運不易，且其接縫不易使之不透水及保持其不透水也。

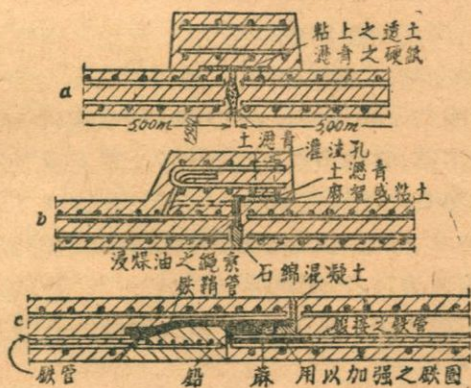
廠內製成之管，其實地較佳且較經濟，因其工作能合理化，又能嚴守規定，而不受工地設備不良之影響也。其製法有下列數種：

I. 於豎立之管模內灌築 在美國及法國有 Bordenave 及 Bonna 法，Bordenave 式管內配置小 I-形鐵及縱鋼筋，將前者纏繞於一模型上，以縱鋼筋紮於其上。Bonna 式管內則配置 + 形之鐵圈，內方壓力高時，則於混凝土內配置銲接之薄鋼管，其內外方之混凝土內均配置鋼筋，內方之混凝土層用旋轉機築成（見後），外層則於模內築成。此種 Bonna 式高壓管之安全性及品質甚高，但其價亦至昂。

II. 用旋轉機製造 (geschleuderte Rohre) 利用旋轉時之離心力，將混凝土投擲於管模上，即得圓筒形之空體，此法可謂製管技術上之一大改革。

Dywidag 法 此法由德國 Otto Schlosser 管廠專利，製成之管，有不配置鋼筋者，有配置螺絲形鋼筋者。淨寬（內直徑）自 100 至 2000 mm，長度普通在 5 m 以下。用此法製成之管，即淨寬大，壓力高，亦能絕對不透水。法於混凝土之中央配置一厚約 2 至 3 mm 之鋼管，鋼管乃

銲接而成，不透水。內方之混凝土層用旋轉機築之，外方者則於豎立之管模內築之。內外方混凝土層內所配置之螺絲形鋼筋，則用纏繞機製成，為無接頭之整根。混凝土之混合比例約為 1:3.5 至 1:4，外層所用之混凝土頗稀，灌築時須時加振動並敲打，使臻實密，內層所用之混凝土則頗濃稠。製造一長 5 m.，淨寬 1500 mm. 之管之旋轉時間約為 20 分鐘。停止旋轉後清除分泌之水，再用橡皮刮具將內壁削平。直徑小者用鞘接，直徑大者於接縫上套鞘筒。接縫之內則填塞繩索及灌注石棉混凝土 (Asbest-beton)，使不透水。管兩端之鋼筋應較計算得者為密，俾能承受堵塞時所發生之力，接頭處之結構見第 169 圖。

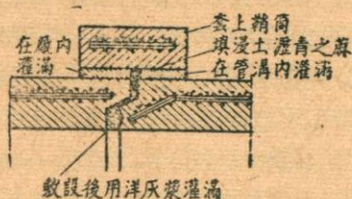


(第 169 圖)

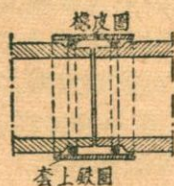
Hume 法 此法由德國柏林 Hume 管廠創用。管模為圓筒形，乃由兩個半部合成旋接，使之轉動。於頂部將混凝土添入，混凝土之攪水量約 8%。製管之程序如下：第一次轉動後清除分泌之水，第二次轉動時以一鐵桿貫穿管內，而由兩工人執其露出之兩端，使管壁光平。分泌之水，約佔混和時攪水量之半。然後置管於 40°C. 之蒸汽內約 8 至 12 小時，以促其結硬。去管模後置之於水中 24 小時，覆以草蓆，以減小消縮應力。管內配置之鋼筋為粗 7 至 8 mm 之圓鋼條，縱鋼筋之上纏螺旋鋼筋，有多至數重者，鋼筋距離之密者不過數公分，縱鋼筋之結合，近多銲接，而不用鐵絲繫縛，藉省材料。

管之接縫見第 170 圖及第 171 圖，前者常用於美國，後者則用於德

國。



(第 170 圖)

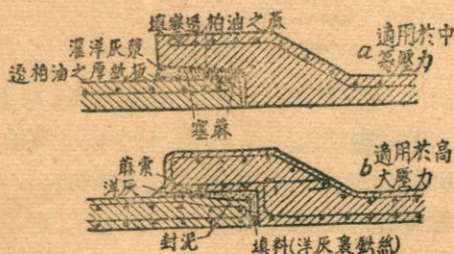


(第 171 圖)

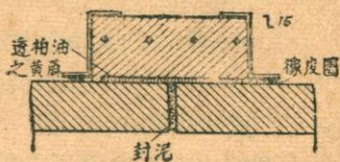
Hume 式鋼筋混凝土管能承受 20 倍於大氣壓之壓力，其價值約為鐵鑄管之半。

Vianini 法 管模轉動於兩平板之間，板之一由電發動，故無震動。所配置之圈形螺旋鋼筋，直徑在 2.5 至 12 mm 之間，縱鋼筋或斜鋼筋之直徑在 2.5 至 7 mm 之間，螺旋鋼筋之間隔在 25 至 100 mm 之間。所用之混凝土甚稠，將其由頂部逐漸添入，添入時每分鐘轉 80 次，歷時約 12 至 14 分鐘，然後加速轉動，初則每分鐘轉 170 至 180 次，繼則轉 250 至 300 次。分泌之水則導令外洩。製成之管留置鐵模內 24 至 48 小時，去模後覆以濕布，不斷潤濕，約數日之久，藉以減小消縮應力。

中等大之管可鞘接之（第 172 圖），大管則於接縫上套鞘管（第 173 圖）。



(第 172 圖)



(第 173 圖)

Moir 與 Buchanan 法（蘇格蘭）此法乃將混凝土添入一槽內，槽之長度約等於管長，位於轉筒之中央，其一邊有一刮刀。製造一管，須將槽添滿兩次，如槽內混凝土已洩盡，則將槽扭轉，令刮刀之背軀觸於已成之管壁上，將其壓緊並刮平，刮屑及分泌之水由槽承之（第 174 圖）。用此

法製管，每日工作 8 小時之功率如下：長 1.83 m 之管， $d=300$ 至 460 mm 者，可製 38 根、 $d=910$ 至 1200 mm 者，可製 56 至 64 根。



(第 174 圖)

Billé and Ligonnet 法 此法用柏油作管之內壁，俾與水接觸不至被侵蝕。於已成之管內加碎石子及洋灰漿少許，令管模轉動，投擲之於尚潮之管壁上，灰漿份量不可過多，俾碎石子之半部露於灰漿之外。然後置之於蒸汽內 48 小時，任其結硬，再淋水 6 日，俟其稍乾（空中乾度），將露出之石子剔淨，復置之於轉模內，先緩轉，用熱風吹之至 160° ，隨即速轉，並同時添入多量液體之柏油，繼續轉動至柏油層厚 12 至 20 mm，並已凝結為止（第 175 圖）。據試驗結果，此種柏油層，絕對不透水。惟管壁經一方之溫熱至 160° ，是否不至罅裂，及能否保障其內之鋼筋不至銹蝕，尚有待考究。第 176 圖示此種管之接縫。



- a. 柏油
- b. 碎石子
- c. 灰漿
- d. 鋼筋混凝土

(第 175 圖)



(第 176 圖)

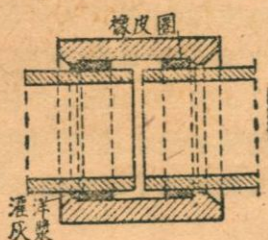
III. Emperger 式管 Emperger 氏之目的，在求混凝土管內所配置之鋼筋能承受較大之環拉力，俾其應用範圍較廣，其法有二：

1. 於一混凝土管（不配鋼筋或僅配少數之鋼筋）上纏繞螺旋鋼筋，然後於其上加灰漿一層。

2. 於混凝土管上加軟鋼管，直徑小，加於內方，直徑大，加於外方，至於混凝土管本身，乃噴射於鋼管上而成。直徑較大之管，宜用弓形石砌內壁，俟灰漿結硬後，用鋼筋纏繞鋼管之上，再用灰漿粉圪鋼筋之上，以防其銹蝕。此種管之優點在能省去板型，惟管內配置軟鋼管，其價甚昂。

又有 Ruml 式管與 Emperger 式管相仿，惟纏繞之鋼筋乃熾熱者，同時不裝軟鋼管。管之強度及密度甚高，據官方試驗：Ruml 式管能受 70 倍於大氣壓之內方壓力，而仍保持其不透水性。

IV. 石綿洋灰管 (Asbestzementrohre) 石綿洋灰乃混合凝結慢之波特蘭洋灰與石綿纖維而成，其混合比例為 4:1。此種最初用以鋪屋頂之材料，亦極適於作製水管之用，並甚經濟。其牽引強度甚大，故不漏水，抵抗化學侵襲之性能亦強。製法將攪勻之石綿及洋灰混合物塗於連續不斷之寬氈條上，塗上之層，其薄如紙。將氈條纏於一適合管之淨直徑之輓上，至達所需之厚度為止，然後以一木製之核心代輓，以防管之變形。但在結硬後數小時內，即可將木核除去。隨將其置於水內 8 至 10 日，再將其分



(第 177 圖)

段，每段長 4m。此種管能受大於大氣壓 10 倍至 15 倍之壓力，管之直徑在 5 至 100 cm 之間，故適用於較小之水力工程。第 177 圖示管之接頭，其上套鞘管。

V. 分段管之敷設 掩覆之管，埋於細土或沙土內約 30 cm，其接頭處置於混凝土座上，以保障管軸之位置。露置之管，亦均置於管座

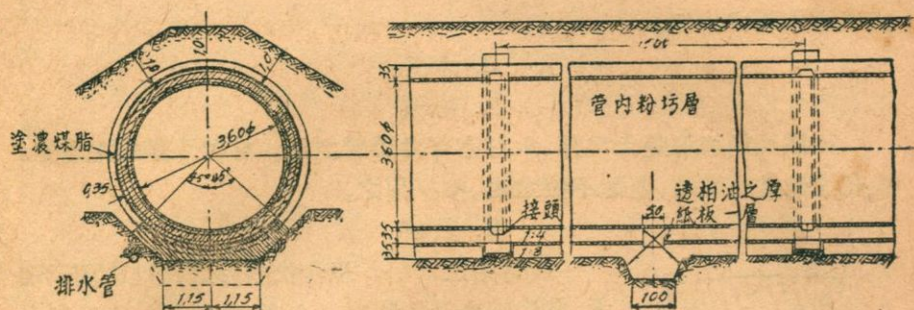
之上。

如管基土壤不佳，則以含洋灰少之混凝土鋪築連續之管床，以使壓力之分佈均勻。

就地築置連續之管 管之直徑增加，其重量亦增，轉運及敷設不易，故廠內製成之管，其直徑不得大於 1.00 m，過此則就工地築置之。為免受氣候之不良影響，尤以氣溫之作用，此種管例埋於土內，因之無須留伸縮縫。

築置之法為於土內挖坑，使足容管之下半部，以含洋灰少之混凝土築管床，同時藉以作管之下半部之模型 (第 178 圖)。管床之下，在必要時須埋管排水。管內配置縱鋼筋及預先彎好連續不斷之螺旋形鋼筋，直徑大者配置鋼圈，其接頭則銲接。

管模之結構，務求其組合簡易，且須能應用多次，因其足以影響工程進展之緩速，尤以管之內模為然。可用木材或鋼鐵構造之。去內模之法可縮小其直徑，其輻之設計須能利用螺旋縮短之。



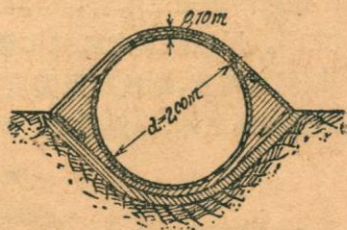
(第 178 圖)

混凝土因消縮而罅裂，受氣溫之變更亦然，須設法防止之，尤以在築成後最初數月，更須特別注意。築置時分管為段，每段之長度，在以往選為 5 至 10 m，今則有令其長至 72 m 者。各段之間留空缺，長約 0.6 m。每段之築置又分三次，其築置程序以數字表示之如第 179 圖。空缺上之鞘管，須在六星期後套上。管上覆土約厚 1 m，須經過四星期方可通水。



(第 179 圖)

橫斷面之形狀多為圓圈，其厚度約為 $0.05 d$ (d 為內直徑)。有代以檸檬形者 (第 180 圖)，不獨節省鋼筋及管模木材，且外模之形狀簡單，可以早日除去外模，甚或可以無外模，且能發生拱之作用，以承受覆土重及本身重。在管頂發生之拱壓力，足以減小因水壓力而發生之牽引應力，對於不透水方面，亦復有利。



(第 180 圖)

圓圈形橫斷面需混凝土雖較少，但非恆為最經濟者。苟形狀易於築置，施工便利，雖用料較多，或仍較經濟。

管內水壓力高時，須於管內粉垢一防漏層，水壓力更高，則用薄鋼管

或木板作管之內壁。

d. 木管

1. 概要

鋼鐵及鋼筋混凝土之外，木材亦可供製管之用，在缺乏鋼鐵之國家，或在運輸途徑過遠，運輸不便之處，多採用之。

2. 材料



水壓小



水壓大

(第 181 圖)

製管用之木料，以含松香多之針狀葉樹及硬木，其消縮率及膨脹率微小者，為最佳。木料須為健全，乾燥，枝節少，長成緩而直，無藍色腐朽斑跡者方可用以製管。伐木時期須在秋季，管內水壓高時，木材之年圈應平行於桶板之弦（第 181 圖）。有枝之處，在所難免，枝節應離邊緣 2 至 3 cm，鑽成圓錐形之孔，然後由內方用切合孔形之木塞

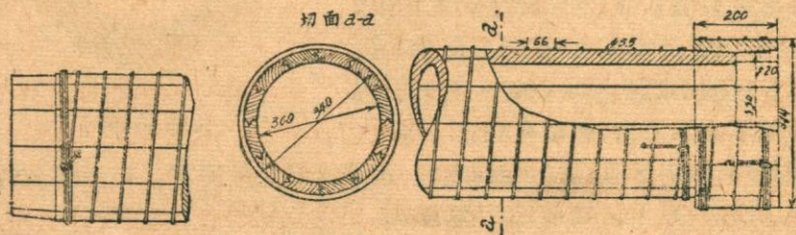
及不溶於水內之粘性土封閉之。

3. 結構

木管乃用長 2.5 至 6 m 之桶板組成，板帶弓形，如用以製水桶者。一邊為槽，一邊為榫。組合後用鐵絲，圓鐵條，或扁鐵條紮緊。建築之法有二：直徑小者，在廠內製成後，運至工地接合敷設。直徑大者，就工地用木板組成，連續不斷。

4. 製於廠內者

在廠內製造之木管，其淨直徑在 600 mm 以下，長度在 2.5 至 5.0 m 之間。用以纏紮之鐵絲多鍍鋅，普通粗 4 至 7 mm，利用機器纏繞之。鐵條之粗度，螺紋距及緊度，係於冰壓力之大小。再用煤脂浸透之麻布裹紮鐵條之外，以保護之。螺紋之距離在兩端較密（第 182 圖），管兩



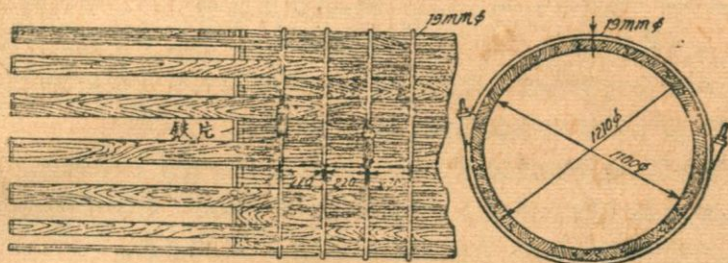
(第 182 圖)

端之直徑亦較微，管之接頭上套鞘管。製管須選用乾木材，約含潮度 10 至 15%，管內通水後木材膨脹，即有罅隙，亦能擠攏。

管灣半徑在管之直徑五倍以上者，可用木製彎曲鞘管，木管可露置於管座之上，亦可掩覆之。

5. 製於工地者

製於工地之管，連續不斷，並無接頭（第 183 圖）。用以製管之木板均等寬，形若水桶之板，水壓超過 20 m 高之水柱時，木材之年圈須約略與板之內面平行，如有枝節，須其枝節不透穿方可用。板須乾，潮度不得超過重量之 10 至 15%，板厚當力求其微，惟普通約在 25 mm 以上。

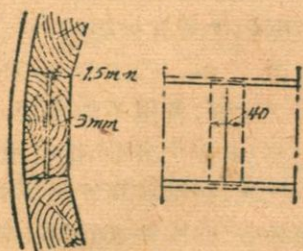


（第 183 圖）

連續管各木板之接頭，須互相交錯，兩相隣之接頭至少須相距 60 cm。接縫之內嵌厚 3 mm 之鐵片，深入接縫兩方板之頂面內各 20 mm。兩邊並各突出數公釐，俾於紮緊後嵌入隣靠之板內（第 184 圖）。

6. 定線

木管至能適合地形，廠內製成之木管，在轉灣處裝彎曲鞘管，可製成 $R=70d$ 之彎度。製於工地之管，如其彎曲半徑充分大，建築時可不用特製之灣管，可將未紮緊之直管彎轉，或用長度不等之短板製之。此種製法之界限，當管之直徑 $d=0.60$ m 時，彎曲半徑 R 最低須為 40 m， $d=3.70$ m 時， R 須為 400 m。苟彎曲半徑過小，須用鋼鐵彎管，埋於混凝土座之內。木管與鐵管過渡處之結構見第 185 圖。



（第 184 圖）

$$V = 49.4 T^{0.556} \cdot d^{0.65} \quad (166)$$

爲安全計，Scobey 氏主張再將用此式求得之水量放大：

清水，不至有沉澱物，放大	5%
含沉澱物之水，有淤塞之虞，放大	10%
含沉澱物多之水，例如含沙，放大	15%

木管之水力功能，較鋼管及鐵鑄管爲優，其比例如下：

新木管：舊木管：舊鋼鐵管 = 120 : 110 : 110

10. 水量之損失

製造合法完善之木管，水量損失不至超過 1 公升/秒鐘 · d · 公里，經過相當時日後，水量之損失尙能降低。據美國測得：一通水 12 年後之水管，管內中等水壓爲大氣壓之 5.25 倍，最大水壓爲 8.8 倍，其水量之損失爲 0.106 公升/分鐘 · d · 公里。

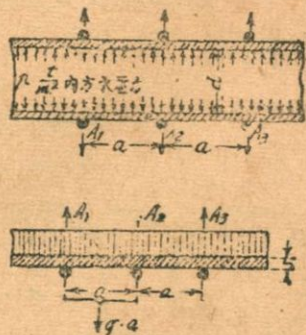
11. 應用範圍及利弊

木管以採用於較低之水壓爲宜，其優點爲價廉（在產木之區域內），轉運簡便，製造迅速簡單，不畏氣溫之變更（伸長率在垂直於纖維方向約至 6%，在平行於纖維之方向約至 0.018%）。可省去價值甚昂之伸縮管，能適合地形，能抵抗水內所含碳酸，腐植酸之侵蝕。如所選木料得當，製造及敷設合法，管理周密，則其壽命甚長。其弱點爲不易使其絕對不漏水（接縫，枝節處），不能抵抗不平衡之外方壓力，木材之腐朽，紫鐵之銹蝕，內方水壓不得大於大氣壓 6 至 8 倍，不能承受水壓不均之衝擊，故若通入水渦輪之木管如太長，並須於水渦輪之上方添一均壓池。

12. 計算法

管壁之計算，可視作五支點以上之連續樑，內方之水壓力，可視作均佈之載重，樑高（板厚）= S ，樑寬 = $n \cdot b = d \cdot \pi$ (b = 板寬)，管上所紮之鐵圈則視作支點，其距離相等（第 186 圖）。

均佈載重爲 $q = p \cdot d \cdot \pi = p \cdot n \cdot b$ ，最大彎曲力率約爲：



(第 186 圖)

$$M = 0.106 \cdot q \cdot a^2 = K_z \cdot n \cdot W_1 = K_z \frac{\pi d s^2}{6} \quad (167)$$

式內之 W_1 = 桶板之斷面係數

K_z = 木材之耐力

於是得需要之板厚為

$$S = 0.797 \cdot a \cdot \sqrt{\frac{p}{K_z}} \quad (168)$$

松樹及落葉松之耐力 $K_z = 1100 \text{ t/m}^2$ (安全率 = 5), 以之代入得管厚 (m)

$$S = 0.076 a \sqrt{p}$$

所需之鋼筋橫斷面積為 $F = \frac{p \cdot d}{2 \cdot K_{ze}}$ 。因木材之膨脹及紮緊之故, 鐵條

所受之應力增加, 所以須相當降低鋼鐵之耐力。若管內水壓力在大氣壓 5 倍以下, 可按 $K_{ze} = 8000 \text{ t/m}^2$ 計, 壓力較高時, 按 $K_{ze} = 10000 \text{ t/m}^2$ 計。阻止木材膨脹之壓力據試驗為: $q' = 100$ 至 120 t/m^2 , 此膨脹壓力 (Quelldruck) 使紮鐵所受之力增加, 計為 $P' = q' \cdot S \cdot a$ 。

紮鐵因水壓力, 膨脹力及紮緊所受之力總共為

$$P = \frac{1}{2} p \cdot d \cdot a + q' \cdot S \cdot a + C = a \cdot p \cdot \frac{d}{2} \left(1 + 2 \frac{q' \cdot S}{p \cdot d} \right) + C = F \cdot K_{ze} \quad (169)$$

由此式即可求得鐵條應具之橫斷面積 F 。

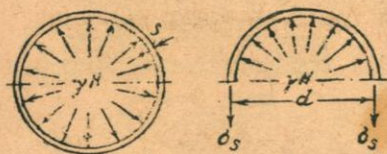
C 之大小係於工人之感覺 (與工人之體力有關), 不能舉一確切之數字, 如漠視 C 時, 可令 K_{ze} 約為 8000 t/m^2

2. 水管之計算

a. 高壓水管內之環應力 (Ringspannung)

計算時以最大可能發生之水壓 H (靜壓 H_0 + 動壓 ΔH) 作標準, 又須考究管內有無發生真空之可能, 至有為外方氣壓 (間或有水壓及土壓) 壓扁之虞。

薄管 凡管厚 S 與管之內方直徑 d 之比小於 1:20 者, 列為薄管, 按第 187 圖



(第 187 圖)

$$\sigma = \frac{\gamma \cdot H \cdot d}{2S} \quad (170)$$

管壁應具之厚度

$$S = \frac{\gamma \cdot H \cdot d}{2K_Z \varphi} + S_R \quad (171)$$

式內 K_Z = 材料之耐拉力, φ = 縱縫之品質係數, S_R = 預防銹蝕所加之厚度。

如管壁內有發生縱向力之可能, 則歸納平行於管軸之牽引應力 σ_t 與環應力 σ_r 而得

$$\sigma_r = \sigma_t - \frac{1}{m} \sigma_t \quad (172)$$

式內之 m = 橫向伸長值, 例如鋼鐵者 = $\frac{10}{3}$ 。在突出之水平管端內

$$\sigma_t = \frac{\gamma \cdot H}{K_Z \varphi_t} \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{1}{\pi d S} = \frac{\gamma H d}{4 K_Z \varphi_t S} \quad (173)$$

求得管壁應具之厚度

$$S = \frac{\gamma \cdot H \cdot d}{2 K_Z} \left(\frac{1}{\varphi} - \frac{1}{2m \varphi_t} \right) + S_R \quad (174)$$

式內之 φ_t = 橫縫之品質係數。

鐵管之品質係數如下 (第 159 圖及第 162 圖) :

鈍銲縫	0.70
用水氣銲或電銲之搭接縫	0.90
鉚接縫	平均 0.80

鋼鐵在四倍安全下之耐拉力如下:

鑄鐵	2500—3000	t/m ²
溶鐵	8000—10000	t/m ²
鋼	9000—13000	t/m ²

設管破裂不能引起嚴重之災害, 則可任耐力較高, 在應絕對防止水管爆裂之處 (如在電廠內), 須將耐力降低。

水管之厚度有一最低限度如下列:

淨寬 d 在 0.80 m 以下 $S_0 = 0.005 \text{ m}$

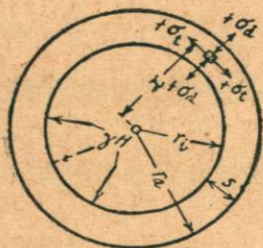
淨寬 d 在 3.00 m 以下

$$S_0 = 0.006 \text{ m}$$

淨寬 d 在 3.00 m 以上

$$S_0 = 0.007 \text{ m}$$

厚管 管厚 S 大於內徑 d 之 $\frac{1}{20}$ 者，



(第 188 圖)

按第 188 圖

$$\sigma_r = \gamma \cdot H \frac{r_i^2}{r_a^2 - r_i^2} \cdot \frac{x^2 - r_a^2}{x^2} \quad \text{及} \quad \sigma_t = \gamma H \frac{r_i^2}{r_a^2 - r_i^2} \cdot \frac{x^2 + r_a^2}{x^2} \quad (175)$$

作用於管內壁最大之應力為

$$\sigma_{ri} = \gamma H \quad \text{及} \quad \sigma_{ti} = \gamma H \frac{r_a^2 + r_i^2}{r_a^2 - r_i^2} \quad (176)$$

由(175)及(176)式可求得牽引應力 $\sigma_r = \sigma_t - \frac{1}{m} \sigma_d$ ，由(176)式得

最大牽引應力

$$\begin{aligned} \max. \sigma &= \frac{\gamma H}{r_a^2 - r_i^2} \left(\frac{m+1}{m} r_a^2 + \frac{m-1}{m} r_i^2 \right) \\ &= \gamma H \left(\frac{r_a^2 + r_i^2}{r_a^2 - r_i^2} + \frac{1}{m} \right) \end{aligned} \quad (177)$$

因 $r_a - r_i = S$ ，得需要之管厚

$$S = r_i \left(\sqrt{\frac{\varphi K_Z + 0.7 \gamma H}{\varphi K_Z - 1.5 \gamma H}} - 1 \right) + S_R \quad (178)$$

若假設管之兩端固定，因橫向之伸長而發生一縱力，並令 $\varphi_i = \varphi$ ，則以較小之數值 0.4 代(178)式內之係數 0.7。

採用較簡單之公式(170)計算，但以外方直徑 $d_a = d + S_1$ 代 d ，則所得之值與用(178)式所求得者相差僅 1 至 3 % (S_1 乃用內方直徑計算得之近似值)。

外方壓力之計算 設管周所受之外方壓力為均勻者，則為承受此壓力計，水管應具之厚度為

$$S_a = d \sqrt[3]{\frac{\gamma_y \cdot x}{ZE}} \quad (179)$$

式內 γ_y 為由各方傳來之均勻壓力 [t./m.²]， x 為安全率， S_a 為管厚 [m]， E 為管料之彈性值 [t./m.²]。

如水管妥埋於土內，可令 x 較小，間或可令其 = 1，否則令 $x = 3$ 至 4。管內發生低壓時，有為外方氣壓 ($y = 10$ m) 壓扁之虞，亦可應用 (179) 式。設管料為溶鐵或溶鋼， $E = 20000000$ t./m.²， $x = 4$ ，管上未覆土，則為承受一方之大氣壓，管應具之厚度為

$$S = 0.01 d \quad (180)$$

b. 高壓水管之支點壓力及其他

1. 管床之種類及其影響

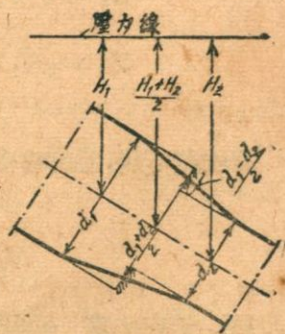
高壓水管或敷設於連續不斷之管床上 (後者用土或混凝土築成)，或支於多數之管鞍上，每隔相當距離配置一固定點，以承受縱力並阻管之脫離管座，固定點之距離尠有超過 150 至 200 m 者。

據 Hruschka ② 列舉作用於管內之力共有 32 種，普通祇須顧及下列數者，且亦並非恆須完全計及之也。

2. 管內靜水體之作用

管內最大可能發生之壓力為 $H = H_0 + \Delta H$ ，此水壓在直徑方向之分力須單獨由管壁承受，傳之管床者祇為其平行於管軸方向之分力。縱力有兩種：有先作用於管壁內，然後傳於管床內者 (第 189, 190 圖)，有直接透過管壁而傳於管床內者 (第 191 圖)，在研究連續之水管時，有加以區別之必要。

I. 圓錐形管上之壓力 (Kegelstückdruck) (第 189 圖) 設管之內方直徑由 d_1



(第 189 圖)

① 低壓水管之計算，須顧及其敷設支持法，故將其列於最後。

② Hruschka: "Druckrohrleitungen der Wasserkraftwerke" Berlin., J. Springer 1929.

(壓力高為 H_1) 變為 d_2 (壓力高為 H_2)，則在圓錐形過渡段內作用一縱向靜壓力，約為

$$K_1 \approx \gamma \frac{H_1 + H_2}{2} \cdot \pi \cdot \frac{d_1^2 - d_2^2}{4} \quad (181)$$

過渡管例置於固定點或固定點之上方。



(第 180 圖)

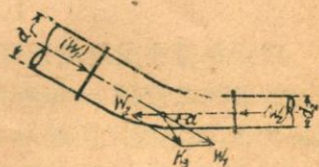
II. 填料鞘管內之壓力 (Stopfbüchsendruck) (第 190 圖) 因氣溫變動而致之長度變更，須配置能伸縮之部分以均消之。伸縮部分乃為一劍管 (Degenrohr)，插於一填料之鞘管內，在劍管之頂面作用一力，

有使劍管與鞘管脫離之趨勢，該力約為

$$K_2 \approx \gamma H \pi d S \quad (182)$$

III. 彎管內之壓力 (Kniestückkraft)

(第 191 圖) 設彎管之折角為 α ，則其兩方水壓力 W_1 及 W_2 之合力 K_3 有使彎管移動之趨向，普通彎管多位於直徑改變之處，設直徑由 d_1 縮小為 d_2 ，得



(第 191 圖)

$$\left. \begin{aligned} K_3 &= \sqrt{W_1^2 + W_2^2 - 2 W_1 W_2 \cos \alpha} \\ W_1 &= \gamma H_1 \frac{\pi d_1^2}{4}, \quad W_2 = \gamma H_2 \frac{\pi d_2^2}{4} \end{aligned} \right\} \quad (183)$$

若直徑不變，並約略令 $H_1 = H_2 = \frac{H_1 + H_2}{2} = H$ ，則得較簡單之式

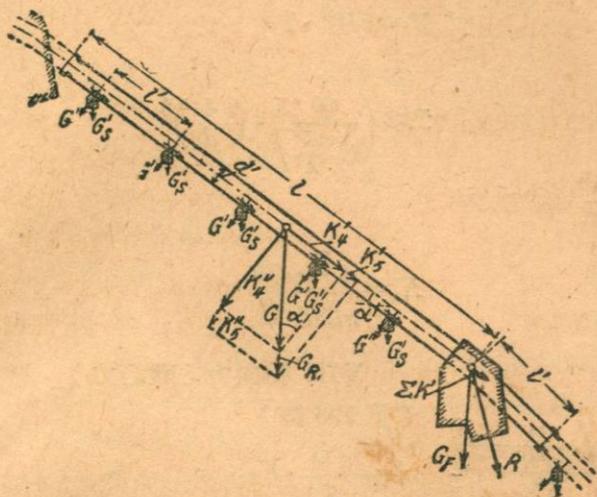
$$K_3 = \gamma H \frac{\pi d^2}{4} \sin \frac{\alpha}{2} \quad (184)$$

IV. 管內水重 設管之內，直徑為 d ，長度為 l ，則其內之水重

$$G = \gamma \pi \frac{d^2}{4} \cdot l \quad (185)$$

設管軸與水平線所成之角度為 α ，則此力析為縱力 $K'_4 = G \sin \alpha$ 及橫力

$K''_4 = G \cos \alpha$ (第 192 圖)。



(第 192 圖)

縱力 K'_4 祇在 I 至 III 所舉之情形下作用於管壁及管床內，故其已包含於 K_1 至 K_3 內，不得再計及之，橫力 K''_4 則在支點傳於管床內。

3. 水管本身重之作用

V. 管之本身重

$$G_R = \gamma_R \pi d S l \quad (186)$$

式內 γ_R = 管料之體積單位重， d = 管之內徑， S = 管厚， l = 管長。若管之斜度為 α ，則此力析為一縱力 $K'_5 = G_R \sin \alpha$ 及一橫力 $K''_5 = G_R \cos \alpha$ 。

該橫力乃恆發生作用者，傳於各管鞍內，縱力 (K'_5) 祇在管全部溫暖伸長而抵於其下方固定點時，完全發生作用。

4. 管內水流動之作用

VI. 挾曳力 (縱力) 當水流形態一致，流經一長 l 之段內，須損失一相當之水壓 H_w (相當於能勢線比降 $T = H_w : l$)，蓋其須克服一摩擦力

$$K_6 = \gamma H_w F = \gamma \frac{\pi d^5}{2} T \cdot l \quad (187)$$

也。式內之 T 按 Gauckler 氏之流速公式

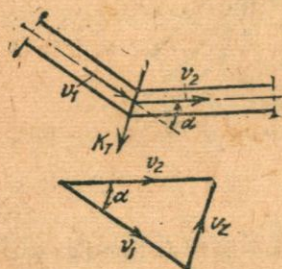
$$V = CP^{\frac{2}{3}} \cdot T^{\frac{1}{3}} \quad (188)$$

求得為

$$T \approx \left(\frac{Q^2}{C \pi d^2} \right) \cdot \left(\frac{4}{d} \right)^{\frac{4}{3}}$$

所以

$$K_6 = \frac{4^{\frac{7}{3}} \cdot \gamma Q^2 l}{\pi C^2 d^{\frac{10}{3}}} \quad (189)$$



(第 193 圖)

VII. 轉向力 (離心力) 發生於彎管內
(第 193 圖)

$$\begin{aligned} K_7 &= \frac{\gamma Q}{g} \cdot V_z \\ &= \frac{\gamma \cdot Q}{g} \sqrt{V_1^2 + V_2^2 - 2V_1 V_2 \cos \alpha} \quad (190) \end{aligned}$$

若 $d_1 = d_2 = d$ 及 $V_1 = V_2 = V$, 則得較簡單之公式

$$K_7 = \frac{\gamma Q}{g \pi} \frac{d^2}{4} \cdot 2 \sin \frac{\alpha}{2} \quad (191)$$

5. 強制力 (Zwängskräfte)

VIII. 伸長力 按 Poissons 氏之定理: 管壁受水壓發生環應力 σ , 因而縮短 Δl 一段, 計

$$\Delta l = \frac{1}{m} \frac{\sigma}{E} l$$

若管兩端之摩擦力或箝制力阻止其縮短, 則管壁內發生一相當之牽引應力

$$\sigma_s = \frac{\sigma}{m}.$$

及在管之橫斷面積 f 內發生一力

$$K_8 = \frac{\sigma}{m} \cdot f \quad (192)$$

例如 $\sigma = \frac{\gamma H d}{2S}$ (公式 170) 及 $f = \pi d S$, 得

$$K_8 = \frac{\gamma \pi d^2 H}{2m}$$

式內之 m 為 Poissons 氏係數

溶鐵及鋼

$$m = 3.3$$

混凝土

$$m = 7.0$$

木管內不至發生收縮力,因木板之接縫內具有活動性也。

在連續築置之管內能發生甚大之收縮力,其大小與板之長度無關,但規定鋼鐵管伸縮縫時,應注及管之搖縮與管長俱增。

IX. 因溫度升降而生之力 設溫度較建築時之溫度 (Bautemperatur) 增加 t° , 則一長度為 l 之管有伸長

$$\Delta l = wtl \quad (193)$$

之勢 (溫度降低則縮短), 若因兩端固定, 被阻不能伸長, 則管內發生一與長度無關之力 (+ = 牽引力!)

$$K_9 = -(W \cdot E) \cdot f \cdot t \quad [t] \quad (194)$$

相當一與管長及管厚無關之應力

$$\sigma_9 = -(W \cdot E) t \quad (195)$$

W , E 及 $(W \cdot E)$ 之平均值如下列

材 料	$E \ 10^6 \text{ t/m}^2$	W	$(W \cdot E) \text{ t/m}^2$
溶鐵及鋼	21—22	0.000012	240
混凝土	2	0.000010	20
木	1	0.000004	4

X. 消縮力 混凝土管內若無伸縮縫, 則在結硬時能發生甚大之消縮應力 σ_{10} , 此應力可視作溫度 $t = -10$ 至 -15°C . 時所生之應力計算之,

$$K_{10} = \sigma_{10} \cdot f \quad (196)$$

此種應力可配置消縮縫, 或在施工時設法防範, 使其不至發生。

XI. 伸縮縫內之摩擦力 在分段敷設之管內，因溫度變更或撓縮而生之應力受有限制，二者之和不能大於可能發生之摩擦力，如伸縮部分或鞘管內及管床上所發生者。

鞘管內之摩擦力可用下式計算之：

$$K_{11} = a\mu\gamma\pi d_M l_M H \quad (197)$$

a = 放大係數，估計之 = 1.5

μ = 摩擦係數（麻與鐵 ≈ 0.15 ）

d_M = 填料之外徑 [m]

l_M = 填料之長度 [m]

H = 水靜壓高 [m]（此處祇須計及靜壓，因動壓之升為時甚暫，不至使摩擦力升高）

XII. 管床摩擦 由垂直於管床之支點壓力（管重及管內水重垂直於管床之分力按公式 185 及 186） $A = K''_4 + K''_5$ （第 192 圖）及摩擦係數 τ 可求得最大可能之摩擦力（靜止時者）

$$K_{12} = \pm \tau A \quad (198)$$

鋼鐵管之摩擦係數見下列：

具鐵製活動支座之管鞍	$\tau = 0.15$
光滑混凝土管鞍	$\tau = 0.20$
連續之混凝土管床	$\tau = 0.3 - 0.4$
土管床	$\tau = 0.5 - 0.6$

上式內之正負符號乃示此力之趨向有二，若某段管之下端有一固定點，當其伸長時則將其加於 K''_5 力內（例如第 194 及 195 圖之 3-2 段）。

c. 支點之計算

1. 支座（凹座，擺柱）

作用之力為（參閱第 192 圖， l' 為支距， l 為管長）：

1. 管重及管內水重之垂直分力： $K''_4 + K''_5$

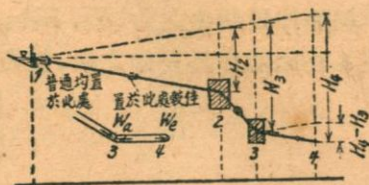
2. 管內有水時之摩擦力： K_{12}

3. 支座之本身重： G_F

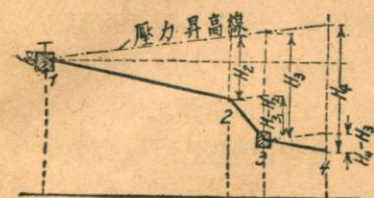
此數力之合力應在支座底之核心內，各處之擠壓應力及剪削應力均不得超過許可之界限。

2. 固定點

分段敷設之管(第 194 圖) 固定點所受之力, 除兩方孔內之管重及管內水重之垂直分力 $K''_4 + K''_5$ 外, 尚有縱力 $K_1, K_2, K'_5, K_6, K_8, K_9, K_{11}, K_{12}$, 間或須承受彎管內之力 K_3, K_7 。各力與管座組成之合力應在底面之核心內, 同時不得超過地基之耐壓力(第 192 圖)。



(第 194 圖)



(第 195 圖)

連續築置之管(第 195 圖) 上舉分段敷設管之固定點所受之力, 其較著者多在連續築置管之固定點互相抵消, 故連續築置管之固定點可較少, 同時其設計亦可較微小。反之若不配置伸縮自如之彈性彎管(例如第 195 圖之 2 點)

或將管掩覆, 則能發生極大之強制力 $K_8 K_9 (K_{10})$ 。

例如作用於第 195 圖固定點 3 者有下列之縱力:

- 作用於彎管 3 入口橫斷面上之水壓力 $W_{1,3}$ (參閱第 191 圖)。
- 3—2 段內管壁所受之拉力, 乃由作用於彎管 2 末端橫斷面上之水壓力 W_2 (第 191 圖) 所引起。
- a. 及 b. 項下所舉力互相抵消後, 在 3 點剩餘一較微, 趨向下方之力

$$W'_{1,3} = \gamma \frac{\pi d^2}{4} (H_3 - H_2) \quad (199)$$

- 2—3 段本身重之分力 K_4 。
- 彎管 3 末端橫斷面上之水壓力 W_2 。
- 懸空段 3—4 管壁內所受之拉力, 等於作用於末端 4 上之水壓力 W_1 , 但方向相反。

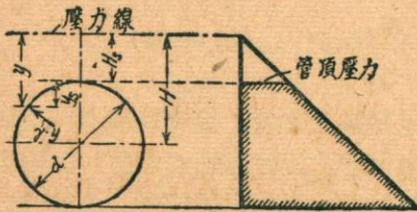
g. e. 及 f. 項下所舉力互相抵消後, 在 3 點剩餘一趨向下方作用於管壁內之力

$$-W'_2 = \gamma \frac{\pi d^2}{4} (H_4 - H_3) \quad (200)$$

強制之力祇有兩管之管床摩擦力 $K_{12}(\pm!)$ ，至因橫向伸長及因溫度增加而伸長所生之力 (K_8, K_9)，則在 2 點因具有彈性之故，能一部消滅，在 4 點因能伸長自如之故，能全部消滅。

d. 低壓水管之計算

(1) 概要



(第 196 圖)

作用於管壁一分子上之水壓力，最好視作二力之和，其一為作用於管頂之壓力，另一則為管頂之下與深度俱增之壓力 (第 196 圖)

$$\gamma y = \gamma(H_s + y_s) \quad (201)$$

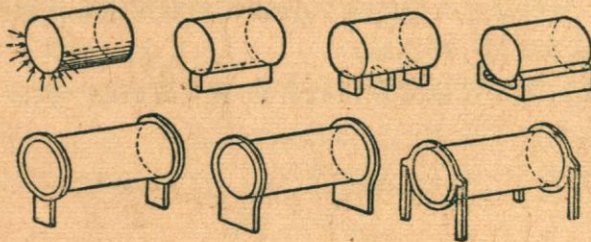
求管壁內之應力亦分之為：

1. 由管頂壓力 γH_s 而致之環

應力 (公式 170 及 175)。

2. 因管內水恰滿而增之應力。

欲求此增加之應力，須知管之支持法及管壁之僵硬程度，管可支於連續之面上，線上或點上 (第 197 圖)。



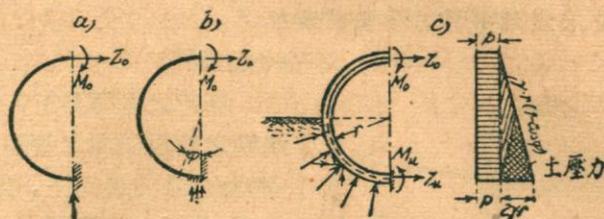
(第 197 圖)

因水壓之不均，及支點壓力之分佈或集中或不集中，在管內發生彎曲力率及彎曲應力。

計算時分硬壁之管及有彈性之薄管。

(2) 硬壁管

設管之下半部埋於土內，管床之壓力趨向管之中心，而與 $\cos\varphi$ (第 198 圖) 成比例，水管橫斷面最低點所受因水重而致之



(第 198 圖)

$$\left. \begin{aligned} \text{彎曲力率} \quad M_u &= 0.137 \gamma r^3 \\ \text{水平拉力} \quad Z_u &= 0.5 \gamma r^2 \end{aligned} \right\} (1 \text{ m 長度內者})$$

在任一點(φ)之力率 M 及環應力 Z (對稱於垂直及水平之直徑) 爲:

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{\gamma r^3}{2} \left(\frac{4}{\pi} - \varphi \sin \varphi - \cos \varphi \right) \\ Z &= \gamma r^2 \left(-\cos \varphi - \frac{\sin^2 \varphi}{2} \right) \end{aligned} \right\} (202)$$

M 之符號, 若其令彎曲縮小, 則爲正, Z 之符號, 若其爲拉力, 亦爲正。支於一窄條上之管 (第 198 圖 a), 其

$$\left. \begin{aligned} M_u &= 0.75 \gamma r^3 \\ Z_u &= \frac{5}{4} \gamma r^2 \end{aligned} \right\} (203)$$

在任一點(φ):

$$M = \frac{\gamma r^3}{2} \left[1 - (\pi - \varphi) \sin \varphi + \frac{\cos \varphi}{2} \right] (204)$$

支於一寬條 (其寬度爲 $b = 2 r \sin \alpha$) 上之管 (第 198 圖 b), 設管床之壓力爲均佈垂直者, 其

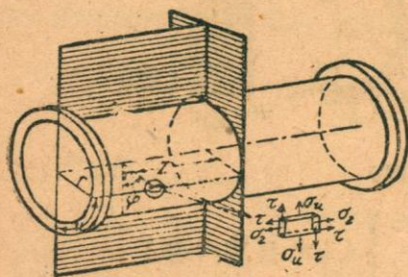
$$\left. \begin{aligned} M_u &= \gamma r^3 \left[\frac{1 - (\pi - \alpha) \sin \alpha}{4} + \frac{\sin^2 \alpha}{6} + \frac{3 \sin \alpha \cos \alpha + \alpha}{8 \sin \alpha} \right] \\ Z_u &= \gamma r \cdot \left(\frac{5}{4} + \frac{\sin^2 \alpha}{6} \right) \end{aligned} \right\} (205)$$

管之本身重, 例可不計及之。

極大之管 (大於 3 m), 在管內水不滿時, 所生之彎曲力率較管內

水滿時爲大，尤以在管內水半滿時爲然。

(3) 有彈性之薄管



(第 199 圖)

極薄之管須具堅強之連續管床，或圍以能耐彎曲之管圈，而於套圈處支持之。若支於點上，則支點有壓入之虞。普通多用套圈支持法（第 199 圖），可視作連續樑，所生之力爲：

1. 在垂直之縱向對稱面內發生彎曲力率 M ，因此在全部橫斷面內發生縱向之牽引應力及擠壓應力 σ_z 。
2. 在橫向之平面內發生剪削力

S ，及相當於此切於管圍上之縱向剪削應力 τ 。

3. 在橫斷面內因水壓力而發生環應力

$$\sigma_u = \frac{\gamma [H_s + r(1 + \cos\phi)] r}{S} \quad (206)$$

在橫向平面內，因管被壓而扁之故，不發生彎曲力率。

Thoma ① 氏求得

$$\tau = Z \frac{\gamma r \sin\phi}{S} \quad (207)$$

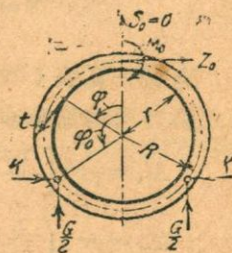
$$\sigma_z = \frac{\gamma}{S} \left[\left(\frac{l^2}{24} + \frac{r^2}{m} - \frac{Z^2}{2} \right) \cos\phi + \frac{r(H_s + r)}{m} \right] \quad (208)$$

據 Karlsson 氏之考究：當管內水不滿時，能發生較大之力率，不復能賴管壁之具有彈性而避免之，Karlsson 估計管內水半滿時發生之最大力率爲：

$$M_{\max.} = 0.074 \gamma r^3 \quad (209)$$

(4) 圈之計算

圈所受力係於兩管接頭處之剪削應力，及圈之支點之位置，設圈支於兩對稱之點上（第 200 圖），根據彈性理論得：



(第 200 圖)

① Thoma: Z. ges. Turbinenwes. 1920, S. 49.

$$Z_0 = \frac{1}{\pi} \left[\frac{G}{2} \left(2 \cdot \frac{r}{R} - \frac{1}{2} - \sin^2 \varphi_0 \right) - K \left(\frac{1}{2} \sin 2\varphi_0 + \pi - \varphi_0 \right) \right] \quad (210)$$

$$M_0 = \frac{R}{\pi} \left\{ \frac{G}{2} \left[\frac{1}{2} + \sin^2 \varphi_0 + \cos \varphi_0 - (\pi - \varphi_0) \sin \varphi_0 \right] + K \left[\frac{1}{2} \sin 2\varphi_0 - \sin \varphi_0 + (\pi - \varphi_0) (1 - \cos \varphi_0) \right] \right\} \quad (211)$$

式內之 $G = \gamma \cdot \pi r^2 l$

按上式可求得任一點之力及力率，若將支點置於水平直徑之兩端，則 $K=0$ ，而圈之上半部各點所受之力率為：

$$M = \frac{GR}{2\pi} \left[\varphi \sin \varphi + \frac{3}{2} \cos \varphi - \frac{\pi}{2} \right] \quad (212)$$

圈之下半部各點所受之力率為：

$$M'' = - \frac{GR}{2\pi} \left[(\pi - \varphi) \sin \varphi - \frac{3}{2} \cos \varphi - \frac{\pi}{2} \right] \quad (213)$$

由此求得當 $\varphi \cong 67^\circ$ 時，力率最大：

$$M_{\max} = M_{67^\circ} = 0.015 G \cdot R (= -M''_{113^\circ}) \quad (214)$$

當 $\varphi = 180^\circ$ 時，力率最小：

$$M_{\min} = M_{0^\circ} = -0.0113 G \cdot R (= -M''_{180^\circ}) \quad (215)$$

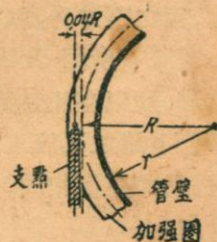
當 $\varphi = 90^\circ$ 時， $M=0$ 。

據 Höckerberg 考究（第 201 圖）：若將兩支點各向外移 $0.04 R$ 一段，則最大力率降為

$$M_{\max} = 0.0101 G \cdot R \dots \dots \quad (216)$$

V. 其他建築物

引水工程在堵水處與機廠之間，需要甚多之建築物，視引水工程之種類，水之性質，及機廠工作情形，以配合之。計有均壓池，平水池，攔物柵，減水設備，沖沙設備及消力設備等數類。茲敘述之於後：



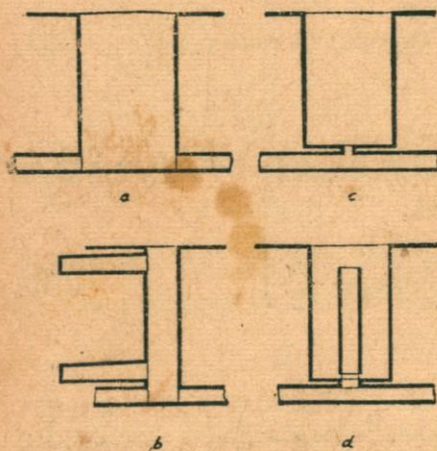
（第 201 圖）

1. 均壓池 (Druckwasserschloss)

a. 均壓池之作用及建築方式

均壓池之作用，在均消開關水渦輪時之衝擊，開機時，均壓池須輸水入管，至管內水流達到所需之速度為止，關機時，均壓池須容納水量，至管內水流被遏止為止。

昔日所取均壓池形狀，普遍為井式 (第 202 圖 a)，至為簡單。但間嫌其容積過大，迭經改良，可得而舉者，首為廂式 (第 202 圖 b)，其容水空間集中於水面變動之處，仍由一垂直之井連貫之。因其容水較少，在開水渦輪時，水面降至下廂甚速，在一比較短之時間內，對於管內水體已有一頗大之加速作用，視簡單之井式均壓池，可於較短之時間內，使管內水流速度達到其所需要者，故均壓池輸水入管之時間較短，其容水量亦可較小。關機時之情況亦然，水面升至上廂甚速，所以在一



(第 202 圖)

較短之時間內，即有一頗大之制動力作用於管內水體上。

節省均壓池體積，又可用第 202 圖 c 所示者，其原則為池與管間，僅由一狹小之孔相連，開機時，水流經過此孔，須具相當大之速度，因之孔後壓力降落，對於管內水體，具有加速作用。關機時之情況亦然，水流由孔擠出，因之壓力升高，對於管內水體具制動作用。

又有所謂 Johnson 式者 (第 202 圖 d)，關機時，水升入升降管內甚速，所以在比較短之時間內，發生一頗大之制動力。流入之水然後經升降管下端之孔流入池廂，或在升高過劇時，由管之上端溢入。開機時之情況，與此亦復相同，升降管內之水降落甚速，所需添注之水，再由池廂流入管內。

至由上述四種式樣混合而成者亦甚夥，茲不贅。

b. 均壓池之設計

各種均壓池均須具有相當之橫斷面積，以免發生顫動，最小之橫斷面積可用下式求之：

$$F > \frac{K^2 \cdot f^{1.5}}{69.55 \cdot H_n} \quad (217)$$

式內之

F = 均壓池最小橫斷面積 [m²]

K = Chézy 係數

f = 引水管之橫斷面積 [m²]

H_n = 有用水頭

設計均壓池時，須避免不必要之水頭損失，在以往常建之井式均壓池內（第 202 圖 a ）其流來水內之能勢，全部消滅於所發生之水捲及漩渦，其作用有若消力設備，水頭之損失每甚巨。例如 $V=3.0$ m/sec, $h_v = \frac{v^2}{2g}$

$$= \frac{3.0^2}{2 \cdot 9.81} = 0.46 \text{ m.}$$

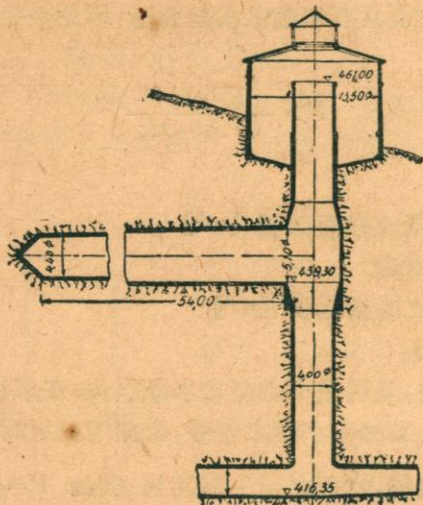
欲避免水頭損失，高壓水管與均壓池間之管道須順水勢，池廂與此管之間，復有一短管，苟不欲橫斷面因此減小，可令二管之橫斷面積相等，並將其過渡處作圓。

均壓池內之水，在水面降落(Sunk)之情況下，應高於高壓水管，以免高壓水管內之水流空而生不測，並妨礙機廠之工作。

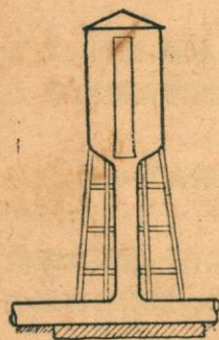
均壓池須容納水面升高(Schwall)時之最高水面，或在相當高度配置溢口水。後者之高度，係於溢流之水能否用簡單之法引去，及所容許損失之水量。

均壓池有建於地面下，地面上，及半露於地面上者。如引水道在地面下（如隧洞），則均壓池亦多建於地下。地下之均壓池，其優點在不受氣溫之影響，不至結冰。地下之均壓池，以建廂式者為宜，廂頂須具相當之斜度，俾水流入過速時，空氣得以逸出，須為此配置充分大之通氣孔，並兼利用之以通人。活閘間(Schieberkammer)多建於隧洞出山之處，隧洞與水管之結合須特別審慎，該處之管，須埋於混凝土內，與山坡密接，使不滲漏，並能藉以將因橫斷面縮小而生之水壓力，傳之山內。

半露於地面上之均壓池見第 203 圖。



(第 203 圖)



(第 204 圖)

地面上之均壓池可用混凝土，鋼筋混凝土，鋼鐵或木材建築之。如水面動盪部分遠高於水管，可建水塔式之均壓池（第 204 圖）。地面上之均壓池，須防其內之水凍結。

c. 各種均壓池之比較

如水量小以建較簡單之池式均壓池（第 202 圖 a）為宜，工程之大者則為節省材料計，宜採用第 202 圖 b, c 所示者。

採用第 202 圖 c 所示之式樣時，須注意當水渦輪關閉過速，被阻遏之水體能引起劇烈之衝擊力（Wasserschläge），引水管或隧洞之用鋼筋混凝土建築者，對於此種衝擊力之抵抗性能極微。故在採用此種式樣時，須相當慎重，宜令收縮孔之大小能以改變。於引水管內裝置壓力表或真空壓力表，觀察壓力之升降而給收縮孔以適當之大小，最好裝置自動記載之壓力表。

廂式均壓池以建於地面下為宜，蓋在地下便於鑿橫洞作池廂也。

苟經濟能力許可，最好令均壓池之容積稍為富裕，俾有擴展之可能性。

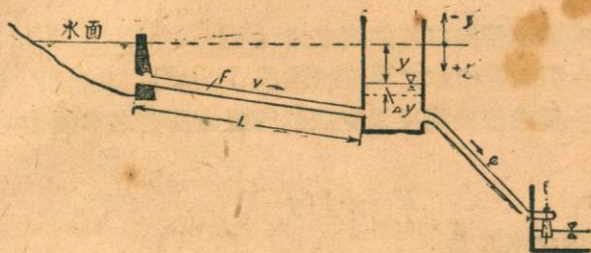
引水管不宜低於均壓池內之水面過甚，以免水渦輪驟然關閉時，升降井內之水體過巨，對於進入均壓池之水阻力甚大，致使管內壓力仍相當升高。

d. 均壓池內水面升高尺度與降落尺度之計算

茲先研究開機時水面降落之現象：

設水渦輪完全關閉，或流入水渦輪內之水在固定不變之狀態下，苟用水量增加，則均壓池內之水面因之動蕩，至成立新的固定不變之狀態為止。

第 205 圖示



(第 205 圖)

y = 水面降落尺度 [m] (正號) } 均由抬高水面之水平計
 或水面升高尺度 [m] (負號) }

Δy = 在 Δt 時間內降落之尺度 (或升高之尺度) [m]

Q = 觀察時間內流入水渦輪之水量 [m^3/sec]

Δt = 觀察時間 [sec]

F_w = 均壓池在 y 深度之橫斷面積 [m^2]

F = 引水管之橫斷面積 [m^2] (如引水管之橫斷面積不一，則以其平均值計)

v = 管內流速 (觀察時間內者) [m/sec]

Δv = 管內流速之增加 (正號) 或降低 (負號) [m/sec]

g = 地心加速度 [m/sec^2]

L = 管之長度 [m]

C = Chézy 公式內之係數

$P =$ 引水管之水幕半徑 [m]

其首應符合之條件爲：『流入水渦輪之水量，在任一時間內均應等於由引水管流來水量及由均壓池流來水量之和。』

在極短之時間 Δt 內：

$$Q \cdot \Delta t = F \cdot v \cdot \Delta t + F_w \cdot \Delta y \dots\dots \quad (218)$$

或書作

$$\Delta y = \frac{Q}{F_w} \cdot \Delta t - \frac{F}{F_w} \cdot v \cdot \Delta t \quad (219)$$

由引水管內水體之加速過程又求得另一公式如下：

命：

$K =$ 引水管內水體加速之力 [t]

$\gamma =$ 引水管內水之單位體積重 [t/m³]

$h =$ 達成流動速度及克服管內阻力所需之水頭 [m]

則得：

$$K = \gamma \cdot F(y - h) \quad (220)$$

引水管內之水體爲

$$m = \frac{\gamma \cdot F \cdot L}{g} \quad (221)$$

將公式(220)及(221)之值代入動力之基本公式

$$K = m \frac{\Delta v}{\Delta t} \quad (222)$$

內得

$$\gamma \cdot F(y - h) = \frac{\gamma \cdot F \cdot L}{g} \cdot \frac{\Delta v}{\Delta t}$$

或求得

$$\Delta v = \frac{g}{L}(y - h)\Delta t \quad (223)$$

達成流動速度及克服管內阻力所需之水頭 h 求得爲

$$h = \left(\frac{1}{2g} + \frac{L}{c^2 P} \right) v^2 \quad (224)$$

於是公式(223)可書爲

$$\Delta v = \frac{g}{L} \left[y - \left(\frac{1}{2g} + \frac{L}{C^2 \cdot P} \right) v^2 \right] \Delta t \quad (225)$$

最好將公式(219)及(225)書成下式，並列表計算之：

$$\left. \begin{aligned} \Delta y &= \frac{Q \cdot \Delta t}{F_w} - \frac{F \cdot \Delta t}{F_w} \cdot v \\ \Delta v &= \frac{g \cdot \Delta t}{L} \cdot y - \beta \frac{g \cdot \Delta t}{L} \cdot v^2 \end{aligned} \right\} \quad (226)$$

上式內

$$\beta = \left(\frac{1}{2g} + \frac{L}{C^2 \cdot P} \right)$$

公式(226)乃用以計算開機時水面之降落，亦適用於計算關機時水面之昇高，祇須改變 y 之符號。

水面降落 y 為正

水面升高 y 為負

例題：1. 水面降落

設已知：

管之長度 $L = 1116 \text{ m}$

引水管之橫斷面積 $d = 4.0 \text{ m}$; $F = 12.57 \text{ m}^2$

水幕半徑 $P = d/4 = 1.0 \text{ m}$

引水管之糙率 $C = 75$

均壓池之橫斷面積 $F_w = 628 \text{ m}^2$

在原來固定不變之狀態下發電水量為 $20 \text{ m}^3/\text{sec}$ ，於較短之時間內增至 $Q = 37.7 \text{ m}^3/\text{sec}$ ，求均壓池內水面降落尺度。

在原來固定不變之狀態下管內流速

$$v = \frac{20}{12.57} = 1.59 \text{ m/sec}$$

欲達成此速度及克服管內阻力所需水頭按公式(224)為

$$h = \frac{1}{2 \cdot 9.81} + \frac{1116}{75^2 \cdot 1.0} \cdot 1.59^2 = 0.63 \text{ m}$$

所以均壓池內之水面原在抬高水面水平線以下 $y = h = 0.63 \text{ m}$ 。

選時間之距離為 $\Delta t = 30$ 秒鐘，然後由公式(226)得

$$\Delta y = \frac{37.7 \cdot 30}{628} - \frac{12.57 \cdot 30}{628} \cdot v$$

$$\Delta v = \frac{9.81 \cdot 30}{1116} \cdot y - \beta \frac{9.81 \cdot 30}{1116} \cdot v^2$$

式內之

$$\beta = \left(\frac{1}{2 \cdot 9.81} + \frac{1116}{75^2 \cdot 1.0} \right)$$

算出得：

$$\Delta y = 1.80 - 0.60v$$

$$\Delta v = 0.26y - 0.066v^2$$

以下計算最好列為表式，第一行列原來固定不變狀態下之值，即 $v = 1.59$ m/sec, $\Delta y = 0.00$; $y = 0.63$ m, $\Delta v = 0.00$ 以下計算步驟如表所示。

水面降落最深尺度發生於 150 秒鐘以後，在抬高水面水平線以下之尺度為 $y = 3.04$ m。

時 間 (秒鐘)	v	$\Delta y = 1.80 - 0.60v$	y	$0.26y - 0.066v^2 = \Delta v$		
00	1.59	0.00	0.63	-	-	0.00
30	1.59	0.85	1.48	0.38	0.17	0.21
60	1.80	0.72	2.20	0.57	0.21	0.36
90	2.16	0.50	2.70	0.70	0.31	0.39
120	2.55	0.27	2.97	0.77	0.43	0.34
150	2.89	0.07	3.04	0.74	0.55	0.24
180	3.13	-0.08	2.96			

2. 水面升高

設同一工程在固定不變狀態下之發電水量為 37.7 m³/sec，於一比較短之時間內將水渦輪完全關閉，所以 $Q = Q_0$ 。求均壓池內水面因此而升高之尺度。

如前例計算步驟求得固定不變狀態下之

$$r = \frac{37.7}{12.57} = 3.0 \text{ m/sec} \quad \text{及} \quad y = h$$

$$= \left(\frac{1}{2 \cdot 9.81} + \frac{1116}{75^2 \cdot 1.00} \right) \cdot 3.0^2 = 2.24 \text{ m}$$

若以 $\Delta t = 30$ 秒鐘代入(226)式得

$$\Delta y = 0 - 0.60 v \quad \Delta v = 0.26 y - 0.066 v^2$$

時間 (秒鐘)	v	$\Delta y = -0.60v$	y	$0.60y - 0.066v^2 = \Delta v$		
00	3.00	0.00	2.24	—	—	0.00
30	3.00	-1.80	0.44	0.11	0.59	-0.48
60	2.52	-1.51	-1.07	-0.28	-0.42	-0.70
90	1.82	-1.09	-2.16	-0.56	-0.22	-0.78
120	1.04	-0.62	-2.78	-0.72	-0.07	-0.79
150	0.25	-0.15	-2.93	-0.76	-0.00	-0.76
180	-0.51	+0.31	-2.62			

是在 150 秒鐘之後水面升高最劇，高於抬高水位 2.93 m。

爲省地位及明瞭計，上項計算均祇求得小數點後兩位，欲求準確，至少須求得小數點後四位。

2. 平水池 (Freispiegelwasserschloss)

池內水面因水力機之開關而升降，但其尺度遠較均壓池者爲弱，蓋渠道本身亦能容納一部分水量也。因平水池之容積與渠道之容積相較類甚微，故其對於水面升降之影響亦小，惟在利用平水池蓄水時，能相當減小水面升降之尺度。惟對於水面動蕩時浪頭之削弱，即平水池之容積較小亦頗有功用，此僅在利用渠道航運時，始有價值。

平水池之深廣係於水渦輪入口前所建攔物柵之尺寸，其與渠道間之過渡須逐漸，以免發生漩渦消滅水勢。並須限制平水池之寬度及深度，使不超過必要之尺度，俾水流速度不至降低過劇，以免漂浮物體之沉澱，致令平水池淤積過速。

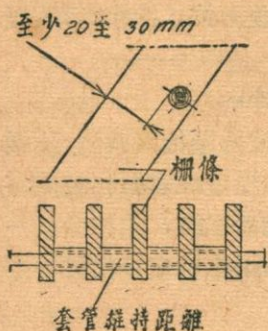
3. 攔物柵 (Rechen)

利用天然水流，例須設法剔除水內漂浮之物體及一切污穢。以鐵條作柵，其距離在使不至有能傷害輪葉之雜物流入。視鐵條之距離分攔物柵爲

疏密兩種。按局部情形或用直鐵條或用彎鐵條，其位置可垂直，傾斜或水平。為避免水頭損失，宜用特製之流線形柵條。在冷帶用木柵條，以免結冰，或用鐵柵條而通入低壓電流，使之溫暖。

疏柵所以阻笨大之漂浮物體，如冰塊，樹枝，樹根，木塊流入渠內或管內。兩柵條間之縫約寬 5 至 30 cm，柵條垂直，下端倚於一檻上，檻高於渠底 0.5 m。所以阻滾動之沙石進入渠內也。

密柵專為保護機器而設，故其淨寬按水渦輪內水流孔道最狹處之淨寬以定之。然為顧及漁業，恆規定一最大之淨寬，以阻魚類之進入渦輪內（例如 20 mm）。但過密之柵對於魚類亦甚危險，因魚類為激湍水流擠迫於柵條之上，不復得脫，因而致命者有之。低壓水渦輪之大者，魚類多能通過無阻。據瑞典國 Lilla-Edet 電廠估計，每年因密柵而損失之功率為 600 PS，所以在可能時應按水渦輪之尺寸以定攔物柵條之距離。低壓水渦輪之大者，尤以寬大之 Kaplan 式水渦輪，柵條淨距可至 0.25 m。如為 Francis 式水渦輪，則視水頭及水量以定淨距在 75 至 15 mm 之間。Pelton 式水渦輪可選柵條淨距為射水管直徑之 1/5。水頭極大時宜用方格柵（孔寬 5 至 10 mm）以代普通之柵條。



(第 206 圖)

密柵多用扁鐵條組成，以鐵桿連貫之，中套維持柵條距離之管（第 206 圖），鐵條普通厚 6 至 8 mm，寬 50 至 75 mm。連貫柵條之桿最好偏靠後方，俾清除時耙尖能插入，污穢之物不至掛於維持距離之管上。桿之距離在 0.50 至 1.25 m 之間。攔物柵須與其支點妥結，俾不至為惡作劇者移去，或為迴流所沖倒。柵之高者，每隔 1.5 至 2.5 m 用橫樑支持之（第 207 圖）。橫樑多用工字鐵，亦有用鋼筋混凝土作成魚腹狀之樑，以順水流者。

根據 Fellenius 之試驗：若予柵條以流線形，則水頭損失較普通之扁形者或減少 1/3。低壓電廠因攔物柵而致之損失，影響較重，多令柵條為流線形。苟慮砂礫嵌於流線形柵條之間，可選第 114 圖 e 所示之形狀。此種柵條應鉚結之。

計算柵條須假定其荷重，因其在經常狀態下並不受若何之力量。但萬

一水內漂來重大之物體時，柵所受之壓力則難估計也。普通求其能承受一方之水壓力，此種現象發生於水柵為樹葉冰塊等物堵塞之時。攔物柵之小者，普通多按一方之水壓力計算之。新式低壓電廠，其攔物柵之尺寸恆甚大，若按上述假定設計之，甚不經濟，所求得之柵條過於笨重，故多按一部分被堵塞時之情形設計之，約合乎1 m之水頭差別，但必須經常注意柵之清除並防其結冰。

除一方之水壓力外，尚須計及漂來物體之碰擊（例如樹枝，船隻等）一方之冰壓力，及清除時因物體嵌塞所生之力。

深秋落葉，冬季結冰，以及大水時水內漂浮之草，均牽掛於柵上，故每隔短時期須加以清除。

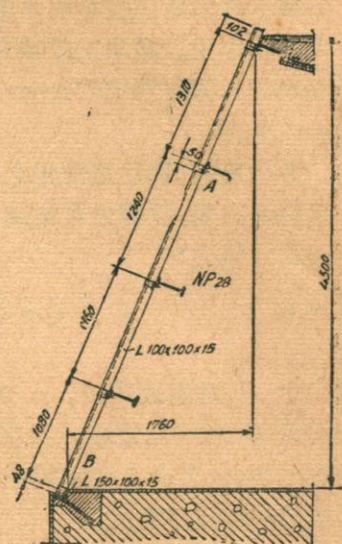
水淺可用手以耙或特製之清柵器掃除滯塞之物。水深為便於清除計，建活動能以上曳之柵。固定之柵，例斜置之。攔物柵亦可用水沖洗之，但纏繞甚緊之植物不能除去，且其亦連帶損失水量及水頭也。

至於穢物之份量在最不利之情形下之驚人，可由德國 Rheinfelden 電廠之報告得其梗概：該電廠在一星期之內，清出樹葉 1650 m³，以往每年因水柵所致之損失為五百萬 kwh，自利用機器清除後雖稍減，然仍損失三百萬 kwh，管理人員至今尚需二十人之衆。

若水甚深，清除不易，則裝活動之水柵，清除時將其上曳，有似閘門，其狀如簍，兩邊各裝二輪，下緣鑲木，壓於渠底檻上。清除時遏止水流，用鏈將柵曳至最高位置，用門插定使不至下墜，然後鬆鏈令其偏斜，將污穢之物傾出。

柵之位置自以垂直於流向為最佳，昔有以斜柵冰塊能循之宣洩，殊不知漂至水柵之冰塊，被水壓於柵上，必須人工清除之也。

攔物柵多置於機房進水閘之上方，近亦有置於進水閘之後者，俾便於清除。



(第 201 圖)

4. 減水設備 (Entlastungseinrichtungen)

減水設備所以避免引水渠內之水溢出渠岸，當水位超過某一限度，即自動發生作用。減水工程或為固定者，如湃缺 (Streichwehr)，滾水壩 (Überfall)，及虹吸管 (Heber)，或為活動者，如自動啓閉之轉板 (Stauklappe)，插等。

方式最老，以往最常用之溢水設備為滾水壩及湃缺，其溢水頂位於設計水位之高度。設壩之寬度為 x ，則在漠視流來速度之下，溢流水量 Q 可用下式求得之：

$$Q = \frac{2}{3} \mu x \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (227)$$

式內之 H 為溢流高度， μ 為溢流係數，可於任一水力學書籍內檢得。溢流水量 Q 例為已定者，又因局部地形關係，溢流寬度 x 或溢流高度 H 受有限制，故可由上式求第三值。若三值均經限定，不復能符合上式，則須採取另一種建築方式。

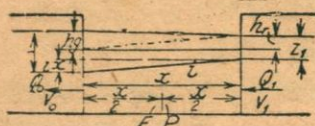
若須宣洩之水量 Q 及溢流高度 H 經規定，求得之溢流寬度 x 過大，可將溢流頂作成弧形以代替直線者。苟仍不能達到所需之寬度，則須採取另一種建築方式。

溢水壩之與水流方向平行者謂之湃缺，設沿湃缺渠道之寬度 B 均等，其平均水流橫斷面積為 F ，平均水幕半徑為 P ，湃缺上游之流量為 Q_1 ，湃缺下游之流量為 Q_0 ，則沿湃缺流速高度之變更為

$$h_g = \frac{v_1^2 - v_0^2}{2g} \sim \frac{Q_1^2 - Q_0^2}{2gF^2} \quad (228)$$

因水流之延滯，沿湃缺之水面逐漸抬高之尺度，即約等於此高度。維持沿湃缺渠內水之流動，需要一比降

$$T = \frac{v^2 n^2}{P^{1.4}} = \left(\frac{Q_1 + Q_0}{2F} \right)^2 \frac{n^2}{P^{1.4}} \quad (229)$$



(第 208 圖)

若湃缺之長度為 x ，則沿湃缺水面降落

$$h_r = \left(\frac{Q_1 + Q_0}{2F} \right)^2 \frac{n^2}{P^{1.4}} \cdot x \quad (230)$$

若湃缺頂之坡度為 i ，則按第 208 圖得下列之關係：

$$Z_1 - h_r = Z_0 - h_g - ix \quad (231)$$

由此得

$$Z_0 - Z_1 = h_g + ix - h_r \quad (232)$$

以(228)及(230)式之 h_g 及 h_r 代入,得

$$Z_0 - Z_1 = \frac{Q_1^2 - Q_0^2}{2gF^2} + ix - \left(\frac{Q_1 + Q_0}{2F} \right)^2 \frac{n}{P^{1.4}} x \quad (233)$$

湃缺上平均溢流高度約為 $\frac{Z_1 + Z_0}{2}$, 溢流之水量為 $(Q_1 - Q_0)$ 可求得如

下:

$$Q_1 - Q_0 = \frac{2}{3} \mu x \sqrt{2g} \left(\frac{Z_1 + Z_0}{2} \right)^{3/2} \quad (234)$$

由此得

$$Z_0 + Z_1 = 2 \left(\frac{Q_1 - Q_0}{\frac{2}{3} \mu x \sqrt{2g}} \right)^{2/3} \quad (235)$$

用公式(233)及(235)計算湃缺,所得結果充分準確。此種湃缺需要長度甚大,工費頗巨,近日少用建築之者。多以虹吸管,自動轉板代之。

虹吸管佔地位少,宣洩水量之性能大,第209圖示一 Heyn 式虹吸管之梗概,其作用約如下:當水面超過抬高水位,水即流過虹吸管内之溢流頂,並將虹吸管内之空氣帶出,使管內空氣稀薄,將水吸出,維持水面於設計高度。在水內有浮水漂木之處,不能建築虹吸管。



(第209圖)

虹吸管能宣洩之水量可用下式計算之:

$$Q = m \cdot F \cdot \sqrt{2g \cdot H} \quad (236)$$

式內

Q = 虹吸管宣洩水量 [m³/sec]

m = 效率,按 Heyn 平均為 0.65

F = 虹吸管内最狹孔道之橫斷面積 [m.²]

$g =$ 地心加速度 $[m/sec^2]$

$H =$ 上下水位之高差 $[m]$

5. 去沙設備 (Entsandungsanlagen)

多數河流在洪水時挾帶沙石，此項含泥沙之水，進入引水道內，因後者內之水流較靜，其較大者逐漸沉澱，而細者隨水漂流，通過渦輪。積而久之，引水道淤塞，而渦輪則被磨蝕。水頭愈大，即水流經渦輪愈速，則磨蝕愈甚，致渦輪之效率愈減。利用山溪水力者，此種效率之降低，在數年內有超過百分之十以上者。洪水時期進入之泥沙，係於所利用之水量，及河流流域之性質。

於引水道之首端配置沉澱池，頗易收澄清之效。池之深度例在 1.5 至 3.5 m 之間，池內流速平均為 0.2 至 0.4 m/sec。當求全池內水流均勻，避免橫斷面形狀及大小之驟變，使不發生漩渦。沉澱池之長度，係於欲澄清水流至何程度，暨欲消除橫溜 (Querströmung) 至何程度，並係於池內之流速。令 h 為池深， v 為池內平均流速， σ 為希望摒除之沙粒之最小者之下沉速度，則在漠視萬一存在之橫溜之下，須給予沉澱池之長度，在使所希望摒除之沙粒之最小者，能由池口水面降落於池末端之底，是流經時間須等於下沉時間，由此求得池應具之長度

$$L = \frac{h}{\sigma} v \quad (237)$$

但實際常發生橫溜，使沙粒沉降延緩，所以實際池之長度應為用上式求得者之 1.5 至 2 倍。

泥沙之沉澱，非均佈於池廂內者，多沉於池之入口處，尤以顆粒較大者最先沉澱淤積之泥沙量常甚巨，其沖去也甚難，機械疏浚，費用高，不適用，故多用水沖之法。

沉澱池須有放淤閘，惟沖洗之效力祇能充分發生於引水道內水面降低之時，故需要間斷廠內工作，若欲工作不受沖沙時之影響，則須建多數並列之池廂，次第沖洗之。

6. 消力設備 (Energievernichter)

由減水設備溢流之水，須導入下水，使不為害。昔日多將洩水槽作成階級式，其兩級間之距離按第 210 圖 a 為

$$L = y + 3h \quad (238)$$

按第 210 圖 b

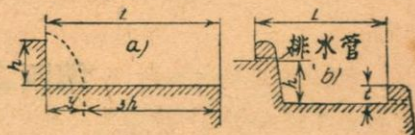
$$L = 3h \quad (239)$$

而每級邊緣之檻之高度至少應為

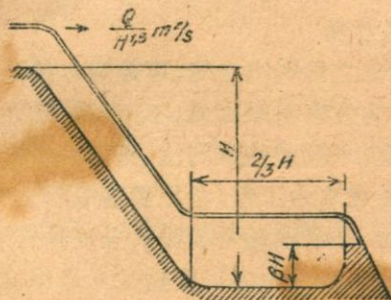
$$t = 2m \quad (240)$$

此種階級式之洩水槽，其消力功效不宏，亦不經濟。近日多建築射水槽，槽底為一寬敞之池，注入池內之水，混

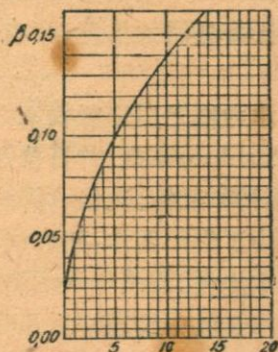
雜漩渦，所含能勢，賴以消滅。第 211 圖示此種射水槽之斷面，可用第 212 圖設計之。池之長度為跌落高度之 $2/3$ ，求池邊檻之適當高度 βH ，以 $H^{1.5}$ 除每公尺寬度內溢流之最大水量 Q ，於橫坐標軸上檢此商數，以選一不在繪方格之部分以內之 β 。



(第 210 圖)



(第 211 圖)



(第 212 圖)

又有於池邊配置 Rehbock 式齒形檻者，其目的均不外在造成水輓 (Wasserwalzen) 以消滅水勢，其形狀如第 27 圖示，齒檻之橫斷面亦有為長方形或三角形者，作用相仿。

第四章 電廠

電廠之設計，需要土木，機械，電機及建築工程師密切之合作。電廠建築物包括機房，配電間，變壓器室，工廠，辦公室，及衛生設備，必要時員工住宅。

第一節 機房

機房為電廠最重要之部分，水力機暨發電機均裝置其內。水力機之種類頗影響機房之佈置，故有先述水力機之必要。

I. 水力機

水力機乃用以吸收水之能勢，而化之為機械之能，可分為水輪及水渦輪 (Turbine) 兩種。昔日普通用水輪，其效率有頗高者，不下於舊式之水渦輪，惟轉數甚微。近世水渦輪轉動迅速，水輪幾盡歸淘汰，僅山中規模較小之水力工程如鋸木，研磨尚用之。較大之水力工程，尤以供發電而設者，均採用水渦輪。視引水入水渦輪之方法，分水渦輪為衝動式及反動式者。衝動式水渦輪今日僅採用最臻完善之 Pelton- 式者，反動式水渦輪又依引水入動輪之方向，而區別為沿軸流式如 Henschel-Jonval 式，沿徑外流式如 Fourneyron 式及沿徑內流式如 Francis 式與推進式。今日僅採用沿徑內流式者故本書僅敘述 Pelton 式水渦輪及沿徑內流式水渦輪，並於敘述水渦輪之先略及水輪。

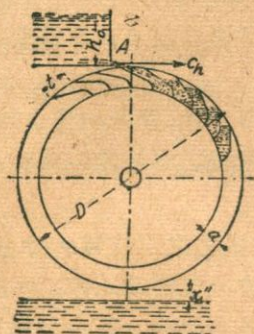
1. 水輪

水輪 (Wasserrad) 分上冲，中冲及下冲三式 (第 213, 214, 215 圖)。視水流入之處在輪頂 (輪軸以上)，與輪軸等高，或在輪軸以下而定。

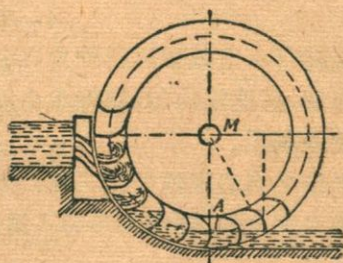
上冲之輪藉水重以發動，下冲之輪，利用水之冲力，中冲之輪，則兼二者而有之。下冲之輪，或懸於流水之上，或置於水槽之下端，普通多採溢入法 (第 215 圖)。

水輪在今日漸歸淘汰，新式工程不復採用之，因其與水渦輪較，不獨

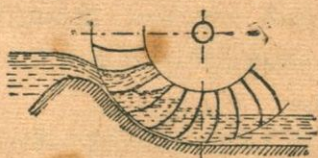
效率低微，且不經濟。又當流量或用電量變動時，不能加以精密之調節，水輪又因過於笨重，亦遜於水渦輪。



(第 213 圖)



(第 214 圖)



(第 215 圖)

水輪僅適用於小水頭（至多 10 m）及小水量，其應用範圍見下表：

第 10 表

水輪種類	水頭 H m	水量 Q m^3/sec	每秒鐘轉數	直徑 D m	效率 η	附註
上冲水輪	4 至 10	至 $1 m^3/sec$	8 至 4	3.5 至 8.5	0.6 至 0.75	
中冲水輪	1.5 至 5	至 $2 m^3/sec$	7 至 3	5 至 8.5	0.6 至 0.75	
下冲水輪	0.4 至 1.5	至 $3 m^3/sec$	7 至 3	2 至 6	0.5 至 0.65	水溢入

水輪之轉數極微，不能直接與轉動軸相連，而需要消耗工作之齒輪或其他變速裝置。

國人利用水力之歷史甚久，且甚普遍，法就水流適當之處築壩堵水，鑿小渠導水以冲水輪，水輪之軸，有水平者，亦有垂直者。如為垂直之軸，則廠房例分兩層，下層裝水輪，上層裝工作機。水輪平臥下層，其軸桿垂直

通入上層，即為輾磨之軸。水輪轉動，輾磨亦隨之而轉。輪為木製，輪葉微斜，雖其製造簡陋，然設計頗具匠心，未可完全漠視，惜國人無研究之精神，加以改良也。

2. 水渦輪

水渦輪藉水之流動以得動力，而不藉其重量。欲得高大之有用功率，導水入渦輪，應連續均勻，同時水由渦輪洩出之速度須小，如是則其動勢之大部得被利用。

水渦輪之構造可總分為三部：垂直或水平之軸，與此相連之動輪，及固定不動之導流輪。後者將水導入動輪內，並可視需要轉動導流輪葉以調節之。

水在渦輪內之作用約如下述：設水流入水渦輪之速度為 v ，水頭為 H ，則理論上流速 $v = \sqrt{2gH}$ 。流水之作用，乃在將流速變為工作，水施壓力於輪葉上，將輪推動，此種水渦輪名之為沖動式水渦輪，蓋水射擊於動輪葉板上也。

設水流入渦輪之速度較小為 $v_1 = \sqrt{2gH_1}$ ，合乎流速高 H_1 ，則當水流入渦輪時，除此流速外，尚具有相當之壓能或位能，大於大氣壓 $\gamma \cdot H_p$ 倍， γ 為水之密度，而 $H_p = H - H_1 = H - \frac{v_1^2}{2g}$ ，乃所謂水動壓高，等於水靜壓高減去流速高。此水壓力亦化為工作，傳之於輪，耗於水流之加速，此種作用名之為反動者，而此種水渦輪名為反動式水渦輪。反動式水渦輪不能利用全部水頭之反動作用，蓋有一相當壓力高以產生流入速度也，所以反動壓力高僅為所剩之 $H_p = H - H_1$ 。

在今日較重要而常被採用之水渦輪為 Francis 式，Kaplan 式及推進式，與乎 Pelton 式。水量大，水頭適中用 Francis 式，水頭小則用 Kaplan 式及推進式，水量小而水頭大用 Pelton 式。茲分述之於後：

a. Francis 式水渦輪

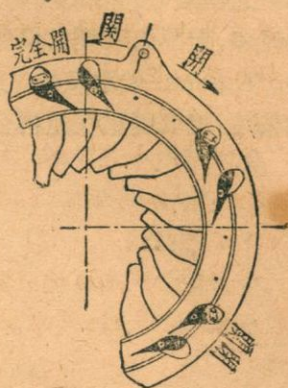
Francis 式水渦輪為反動式，具一固定不動之導流輪，水經導流輪葉流入動輪內，流入之水具動能及壓能二者，均在經過動輪時變為機械之能而傳於後者。

Francis 水渦輪原為純粹沿徑內流式，水由導流輪葉流入，趨向中心，折而由軸之方向洩出。其由 Francis 式水渦輪改進而得之速轉輪，已

非純粹之 Francis 式，水在輪中即逐漸彎向下方，然後由軸之方向洩出，計分緩，速度適中，速，高速四種。

水渦輪之負擔常變，欲在轉數不變之下，保持高大效率，必須調節水量，使與負擔相稱。調節器之最佳者為 Fink 式（第 216 圖）轉動導流輪可以變動水量，同時流入速度及方向亦變。

設計機房時，須知水渦輪所佔之地位，其最大外直徑 D ，及最大外方寬度 B （在軸之方向量之），約可用下列公式求得之（各值之單位均為公尺）。



（第 216 圖）

裝於坑內之水渦輪

$$D = 1.25 D_1 + 0.25$$

豎軸，單式

$$B = (0.5 \text{ 至 } 0.7) D$$

臥軸，單式

$$B = (2.0 \text{ 至 } 3.0) D$$

變形水渦輪

$$B = (3.0 \text{ 至 } 4.0) D$$

裝於鍋形外殼內之水渦輪

$$D = 2.5 D_1 + 0.40$$

單式

$$B = 3.0 D_1 + 1.00$$

裝於螺旋形外殼內之水渦輪

$$D = (2.5 \text{ 至 } 3.5) D_1$$

單式

$$B = 2.0 D$$

變形

$$B = (2.5 \text{ 至 } 3.0) D$$

上式內之 D_1 為流入口直徑，可由第 217 圖求得之。

估計水渦輪之重量（不連吸管之重量）可用下式（單位公噸）。

裝於坑內之水渦輪，豎軸，單式

$$G = 3.25 \cdot D^{1.87}$$

臥軸，單式

$$G = 3.75 \cdot D^{1.87}$$

裝於鍋形外殼內之水渦輪，臥軸，單式

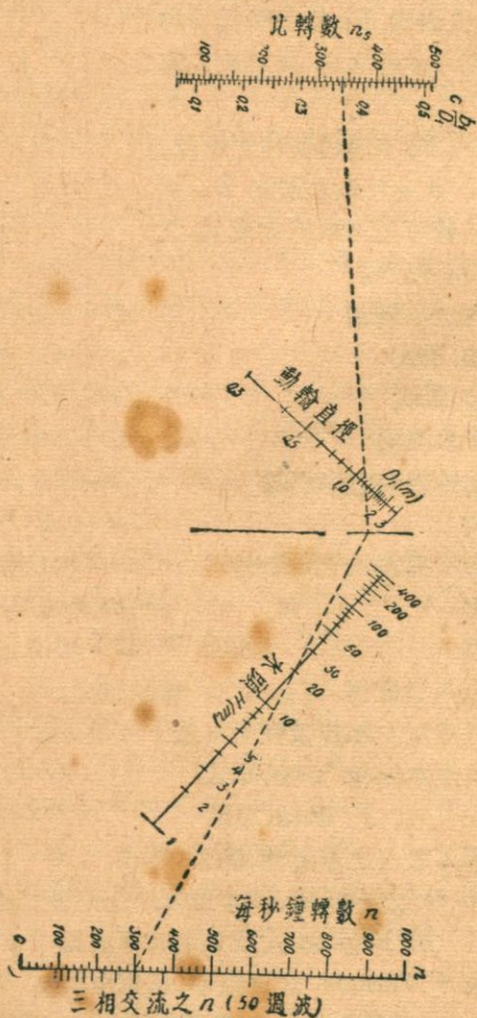
$$G = 7.9 \cdot D^{1.87}$$

動輪直徑小於 0.5 m 之水渦輪，其重量較由上列公式求得者為大。

b. Kaplan-式及推進式水渦輪

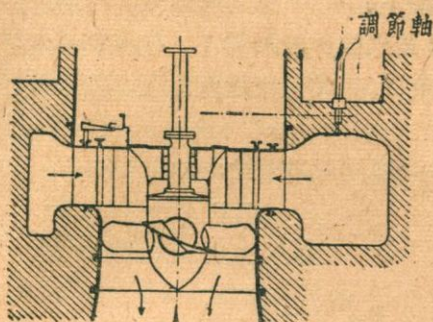
推進式水渦輪乃 Francis 式之變形，惟速度較高，專用於小水頭。西曆 1912 年 Kaplan 氏復加改善，其動輪有若輪船之推進槳，具四輪葉，轉動於一管內（第 218 圖），甚為迅速，效率較其他水渦輪為大，以用於

較小之水頭（16 m 以下）為宜。推進式水渦輪與 Kaplan 式相似，輪葉較多，但不能改變其位置，其調節可轉動導流輪，與 Francis 式水渦輪同。Kaplan 式水渦輪之調節較為複雜，不獨須轉動導流輪葉，且須轉動動輪葉，但其優點在能稱合水量及水頭之變遷。



(第 217 圖)

估計 Kaplan 式水渦輪所佔之地位，與 Francis 式同，動輪之直徑 D_1 可用第 219 圖求之。

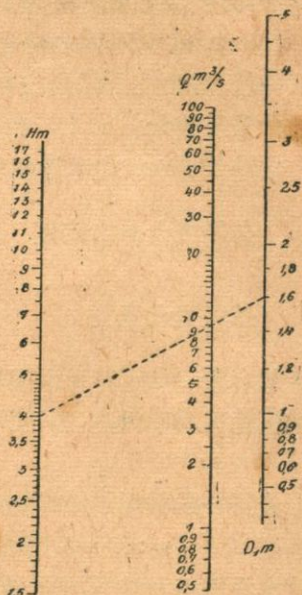


(第 218 圖)

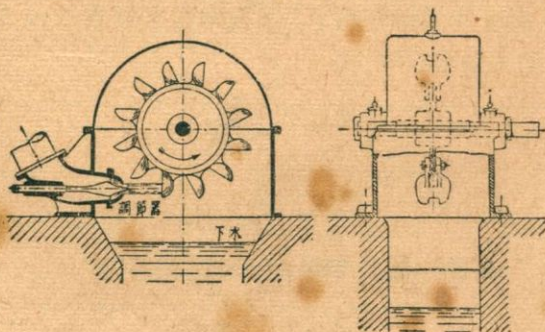
c. Pelton-式水渦輪

Pelton 式水渦輪為衝動式，轉動緩慢，水由正方形或圓形之管射出，衝於輪葉上，使之轉動。輪葉之形狀見第 220 圖。Pelton 式水渦輪用能以出入推動之針調節之，推入時堵塞射水管，減少射出水量，

惟當負擔驟減時，轉動加速，若將射水管驟閉，必致令管內水壓升高，故須先用轉向器改變射水之方向，使一部水量不觸及輪葉，於是速度不至增加，再將針徐徐推入。小規模之工程用手調節，大規模之工程，用自動之調節機構。



(第 219 圖)



(第 220 圖)

若每一動輪祇有一射水管，則其比轉數 (spezifische Drehzahl) n_s 在 4 至 30 之間，水量過大，可配置數射水管，但每一輪之射水管數例不超過 3 個，必要時可裝數動輪於一軸上。

Pelton 式水渦輪之輪葉，多用螺釘旋結於輪上，僅直徑小者可與輪鑄成一體。輪葉在對稱面內有一缺口，使其得靠近射水管，而水射於輪葉上之力量得較大。

估計 Pelton 式水渦輪所佔之地位可用下式：

$$\text{外殼最大外方直徑} \quad D \sim 39.8 \frac{\sqrt{H}}{n} + 5.6 \sqrt{\frac{Q}{\sqrt{H}}}$$

$$\text{外殼最大寬度} \quad B \sim 4.5 \sqrt{\frac{Q}{\sqrt{H}}}$$

求有效水頭 H ，須計及因渦輪懸於下水位以上而致之水頭損失。Pelton 式水渦輪例為臥軸者，尠有裝置豎軸者。

3. 水渦輪之選擇

若同一動輪用於不同之水頭 H 及 H' ，則其轉數之比為

$$n : n' = \sqrt{2gH} : \sqrt{2gH'} = \sqrt{H} : \sqrt{H'} \quad (241)$$

而該水渦輪每秒鐘所吞水量亦成同一比例

$$Q : Q' = F \cdot \sqrt{2gH} : F \cdot \sqrt{2gH'} = \sqrt{H} : \sqrt{H'} \quad (242)$$

動輪功率之比為

$$\begin{aligned} N : N' &= \eta \cdot \gamma \cdot Q \cdot H : \eta \cdot \gamma \cdot Q' H' = \eta \gamma F \sqrt{2gH}^{3/2} : \eta \gamma F \sqrt{2gH'}^{3/2} \\ &= H^{3/2} : H'^{3/2} \end{aligned} \quad (243)$$

為便於比較計，以一水渦輪作標準，其效率當水頭為 1 m 時為 1 PS 者，令 $H=1$ m，則由公式(241)得

$$n_{1m} = \frac{n}{\sqrt{H}} \quad (244)$$

由公式(242)得

$$q = \frac{Q}{\sqrt{H}} \quad (245)$$

q 乃在水頭為 1 m 時之流入水量，由公式(243)得

$$N_{1m} = \frac{N}{H^{3/2}} \quad (246)$$

水渦輪之比轉數為

$$n_s = n_{1m} \sqrt{N_{1m}} = \frac{n}{\sqrt{H}} \cdot \sqrt{\frac{N}{H^{3/2}}} = \frac{n \cdot \sqrt{N}}{H \sqrt{H}} = n \cdot N^{1/2} \cdot H^{-3/4} \quad (247)$$

n_s 為在水頭 1 m 之下發生 1 PS 時之轉數，乃為判別各種水渦輪之一重要標準，按經驗

具一個射水管之 Pelton 式水渦輪	$n_s = 4$ 至 30
具一個以上射水管之 Pelton 式水渦輪	$n_s = 30$ 至 70
Francis 式緩轉水渦輪	$n_s = 50$ 至 125
Francis 式中速轉水渦輪	$n_s = 125$ 至 200
Francis 式速轉水渦輪	$n_s = 200$ 至 350
錐形水渦輪或高速水渦輪	$n_s = 300$ 至 425
高速水渦輪	$n_s = 350$ 至 500
雙錐形速轉水渦輪	$n_s = 425$ 至 600
推進式水渦輪	$n_s = 400$ 至 800
Kaplan 式水渦輪	$n_s = 500$ 至 1000

由 n_s 得一判別水渦輪之標準，就工程本身情形，以決定採用一種水渦輪，同時可以已完成之工程作比較，普通轉速增，效率則降低，例如 Francis 式單式之水渦輪，其效率因轉速增而降低如下列：

$n_s = 300$	275	250	225	200	175	150	125	100	75	50
$\eta^{\text{①}} = 77$	78	79	80	81	82	83	84	84	82	80%

水渦輪之轉數須適合其應帶動之發電機之轉數 n ，後者與發電機之總極數(=2p^②)及每秒鐘周波數 Z 間有下式所列之關係

$$n = 120 \cdot Z / p \quad (248)$$

根據上式求得合用之值見第 11 表：

第 11 表

總極數=2p	2	4	6	8	10	12	16	24	32	36	48	56	72	80
發電機軸每分鐘轉數														
$z=50$ 周波/秒鐘	—	1500	1000	750	—	500	375	250	187	166.7	125	107.1	83.3	75
$z=16\frac{2}{3}$ 周波/秒鐘	1000	500	—	250	200	167	125	83	—	—	—	—	—	—

① 效率在今日已超過此處所列之數值。

② 極數恆為偶數。

設發電機直接連於水渦輪上，則最適當之轉數可檢第 12 表求得之。

例題： $H=12$ m, $Q=8.2$ m³/sec 所以 $N \sim 1000$ PS, 發電機每分鐘須轉次數 $n=175$, $n_s=175\sqrt{1000}/12 \cdot \sqrt[4]{12} \sim 250$, 得 $\eta=79\%$, 若用學形水渦輪 $n_s=175$, $\eta=82\%$, 裝三個水渦輪時 $n_s \sim 150$, $\eta=83\%$, 是裝三個水渦輪較裝單式水渦輪效率增加 5%。

若欲在同一水量及水頭之下，為 50 周波三相交流電保持適當之轉數（其數最好等於 3000/極之對數），則得比轉數 $n_s = n\sqrt{1000}/12\sqrt[4]{12} = 1.42n$, 若 $n=750, 500, 375, 300, 250$, 則 $n_s=1060, 710, 532, 425, 354$, 前三者可用 Kaplan 式水渦輪，第四者可用學形速轉水渦輪，高速轉水渦輪或雙學形速轉水渦輪，後者可用高速轉水渦輪或學形速轉水渦輪。除水渦輪之價外尚須以發電機之價作標準，速轉之電機價較廉，同時能裝置較大之機器，故機數較少，視裝置多數小機器易於佈置且佔面積較小也。設備費及效率而外，復須以能適合變動之水頭及能利用最小水量作標準。

例題：設 $N=2700$ PS, $n=150$ 轉/分鐘，水頭 $H=9$ m, 求用何種水渦輪

解：所求之水渦輪在水頭 = 1 m 時之效率為

$$N_{1m} = \frac{2700}{9^{3/2}} = 100 \text{ PS}$$

又

$$n_{1m} = \frac{150}{\sqrt{9}} = 50 \text{ 轉/分鐘}$$

其比轉數為

$$n_s = n_{1m} \sqrt{N_{1m}} = 50\sqrt{100} = 500$$

可用雙學形速轉水渦輪或 Kaplan 式水渦輪。若於一軸上裝四動輪，則得 $N_{1m}=25$, 及 $n_s=250$, 約合一 Francis 式速轉輪。

動輪之直徑 D_1 可由公式 $D_1 = \frac{60 \cdot \mu_1}{\pi \cdot n}$ 求得，式內輪周圍速度 μ_1 視

動輪形狀之不同而異，約如下列：

Pelton 式水渦輪 $\mu_1 = 0.45$ 至 $0.50\sqrt{2gH}$ m/sec

普通 Francis 式水渦輪 $\mu_1 = 0.6$ 至 $1.2\sqrt{2gH}$ m/sec

速轉水渦輪 $\mu_1 = 2.5\sqrt{2gH}$ m/sec

因速轉之水渦輪及發電機普通價較廉，發電機之效率亦較大，所以

中等水頭或小水頭以用 Francis 式水渦輪為宜，大水頭以用 Pelton 式水渦輪為宜。

第 12 表 發電機之最經濟之轉數 n

功率 kw	每秒 50 周波之三相交流電之 n				直流電之 n
1	3000	—	—	—	3000 至 2000
10	3000	1500	—	—	2000 至 1500
20	3000	1500	1000	—	1700 至 1200
50	1500	1000	750	—	1200 至 900
100	1500	1000	750	—	900 至 650
150	1000	750	600	—	700 至 550
200	750	600	500	—	650 至 450
500	750	600	500	—	600 至 400
750	750	600	500	375	轉數 n
1000	750	600	500	375	在上舉
1500	600	500	375	—	之界限
2000	600	500	375	—	內任便
5000	500	375	300	—	

若水渦輪之吞水量及效率不變，苟轉速增加，則動輪直徑減小，但動輪之寬度則放大。

水頭小時，若欲保持水渦輪軸應有之轉數 n ，恆致使比轉數 n_s 過高，以至此種動輪根本不能製造，或因某種原因不欲製造之，欲在保持所希望之轉數 n 下，降低比轉數 n_s ，如為 Pelton 式水渦輪，可分水於 Z 射水管，而此 Z 個射水管又可分配於一動輪或裝於一共同軸上之數動輪上，如為反動式水渦輪，可分水於裝於一共同軸上之 Z 個動輪。水力機之比轉數為：

$$n_s = n \cdot N^{1/2} \cdot H^{5/4}$$

設分水於 Z 射水管或 Z 動輪則

$$n_{sZ} = n \left(\frac{N}{Z} \right)^{1/2} \cdot H^{5/4}$$

由二式得

$$n_{sZ} = \frac{n_s}{\sqrt{Z}}$$

是若全部水量僅配於一射水管或一動輪時所得之比轉數 n_s 過高，祇須平行用 Z 射水管或 Z 動輪，即可將其降低

如 $Z = 2, 3, 4, 5, 6$

則 $n_{sz} = 0.708 n_s, 0.578 n_s, 0.500 n_s, 0.447 n_s, 0.408 n_s$

因構造上之關係，每一 Pelton 式水渦輪，不得裝三個以上之射水管，在一軸上不得裝六個以上之 Francis 式動輪。

例題：設水頭 $H=15$ m，水量 $Q=40$ m³/sec，水渦輪須直接帶動一三相交流發電機，其轉數 $n=375$ 。若用一祇具一動輪之水渦輪，則得 $n_s=1000$ ，祇 Kaplan 式水渦輪尚合用。若因某種原因不欲採用 Kaplan 式水渦輪，則須於一軸上配置多數動輪如配置

	2	3	4	5	6	動輪，
可採用推進式渦輪其 $n_s=708$	578	500	—	—		
或採用速轉輪其 $n_s =$	—	—	—	447	408	

若為 Francis 式水渦輪，即於一軸上裝六動輪，亦不合用。苟因某種原因，必欲採用 Francis 式水渦輪，則須於水渦輪與發電機間裝置齒輪。若所選之變速比例為 1:10，則 Francis 式水渦輪祇須轉 $375/10=37.5$ 次，Francis 緩轉水渦輪其 $n_s=98$ 者，約合乎此。

由上例會知一軸上裝多數動輪之水渦輪，可以一速轉之單式水渦輪或以裝齒輪之 Francis 式水渦輪代之，實際亦確常以此作代替，蓋單式水渦輪之價與機房建築費之和較複式水渦輪為低也。

關於齒輪，前已述及。垂直軸之水渦輪，其效率約至 100 PS 時，多採用圓錐形齒輪，不獨能變速，且使立軸之水渦輪能帶動臥軸之發電機。圓錐形齒輪多為一鐵製之小主動輪，及一嵌木齒之大齒輪，大工程須以鋼齒代木齒。此種圓錐形齒輪暨裝於其旁之發電機佔面積較大。

因齒輪變速之效率甚佳，又能採用價廉之 Francis 式輪，故堪與 Kaplan 式水渦輪抗衡，其前途希望甚大。

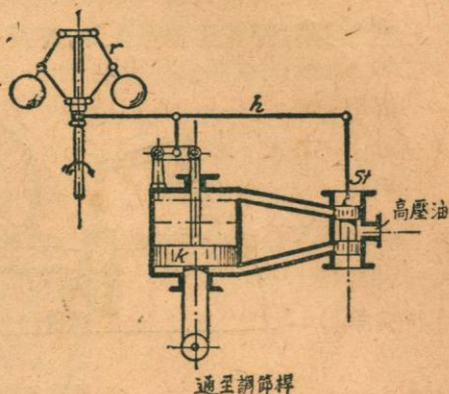
4. 水渦輪之調節器

簡單調節器 當水渦輪負擔變動之時，若欲其轉數 n 不變，必須加以調節，視負擔之變動以調節流入水量。反動式水渦輪可轉動導流輪葉以調節之，衝動式之水渦輪可以針啓閉射水管。規模小而簡單之工程，無須精確保持轉數者，可用手轉動調節器。工程之大者，轉動費力，尤以多數機

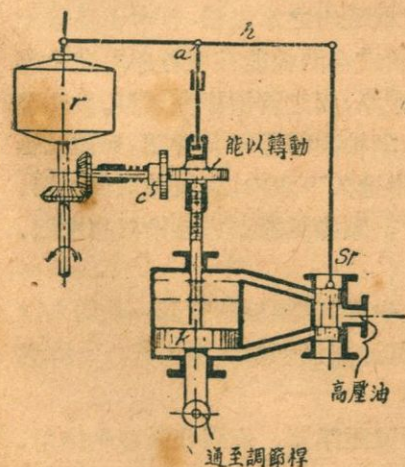
器之轉數須統一時，應裝自動之調節器。

第 221 圖示一簡單之調節器，設水渦輪之負擔變動，譬如減小，則轉數增加，因之轉擺上之圓球藉離心力之作用而與轉軸相離，將調節器上之鞘函提高，該時 h 桿之右臂降低，壓三通閥 St 向下，於是高壓油能流至活塞 K 下，托之上升，使調節機構發生作用而減少流入動輪之水量。調節桿因活塞上升而移動， h 桿之轉點亦隨之而移，迨調節作用終止後，活塞 K 之

位置較前略高，而 h 桿將滑閥仍送還原來靜止時之位置，但 h 桿之轉點永較原來為高，鞘函亦然，因之水渦輪之轉數亦較高。是負擔降低後，水渦輪轉動較速，若不事後加以移動，則不能恢復原來狀態。



(第 221 圖)



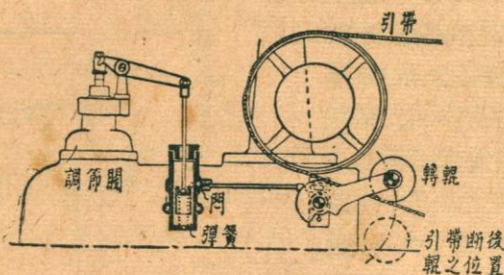
(第 222 圖)

簡單之調節器，可用於供給直流電之工程，供給交流電之大工程，無論負擔增減必須有固定之轉數，可用第 222 圖所示之調節器，其作用法與簡單者相仿，設在水渦輪之負擔減小後 h 桿之轉點 a 過高，則水平之中心板 b 離開垂直面切輪 c 之中心，而被離心圓球之轉軸帶動，至 b 板下之螺絲桿旋短，而轉點 a 仍回返其原來位置為止。於是水平中心板復恰在面切輪中心之高度，而不復轉動矣。各種調節器均須能用手任意改變其轉數，較大之工程可用一小電動

機，由指揮室操縱之。

調節器用引帶由水渦輪之軸帶動之，為防引帶萬一脫落，須有保險設

備，調節器之引帶如發生障故，即將水渦輪停閉。第 223 圖示此種保險設備，乃於轉擺之引帶上置一球軸承之圓輓，引帶裂斷或脫落，輓即下墜，使所上之門鬆解，彈簧遂壓桿上升，將調節閥關閉。



(第 223 圖)

Kaplan 式水渦輪之調節，須轉動導流輪葉及動輪葉，前已述及之矣。轉動導流輪葉之調節器一如其他反動式水渦輪所用者，至動輪葉之轉動，小工程可用同一開關，祇須另裝一桿以通至動輪葉。大工程須另裝一開關於輪殼內，利用高壓油使之發生作用，而由一連結桿司其啓閉。

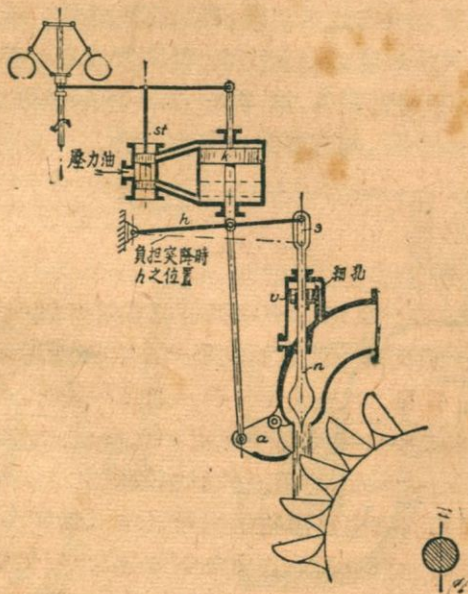
複式調節器 (Doppetregler) 用於裝置機殼內之水渦輪，若水由長管流入渦輪內，則因調節器驟閉導流輪葉 (新式水渦輪能在兩秒鐘內完全關閉)，管內水壓力升高，為免爆裂，必增加管厚，因之管價提高頗巨。欲事避免，可裝置壓力調節器，後者乃一活閥，由渦輪調節器司其啓閉。如導流輪驟閉，則活閥啓，被阻不能流入動輪之水得逸入下水內。導流輪關閉之始，壓力管內之水流動如恆，迨調節作用終止，壓力調節器方逐漸堵塞水流，故管內壓力之膨脹得以減小。

流量時變之工程，須求用水量與流量相稱，其調節器須具一限制入口之機構，上水位之升降，由引水渠內之浮器或高氣壓傳之調節器，使導流輪不能開啓過大，而適合流來水量。

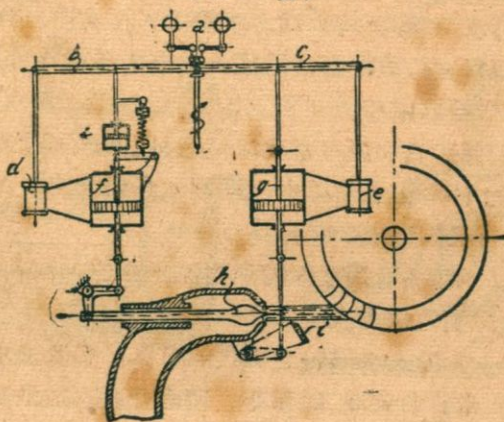
浮器僅可用於短距離，距離大時須用遠距浮器，使調節器發生作用，保持上水面於一固定之位置。

第 224 圖示一衝動式水渦輪之複式調節器，多餘之水量由轉向器使之不與輪葉接觸，當負擔突減，調節器之鞘函升高，於是高壓油體得經三通閥流至活塞 K 下，壓 h 桿使降，將轉向器 a 移入水噴線內，迨 h 桿

降低後，其具有高壓之水經針旁細孔流入針塞之後，將針逐漸向前推動，堵塞由管內射出之水， h 桿復阻針之推進過劇。在每一持久之位置下，轉向器之鋒，恰與水噴線相觸。當活塞 K 向下移動時，復令三通閥回返其原來位置。應用此種調節器，在負擔減少之時，水渦輪轉動較速，苟轉數須固定，應採用第 225 圖所示之調節器。



(第 224 圖)

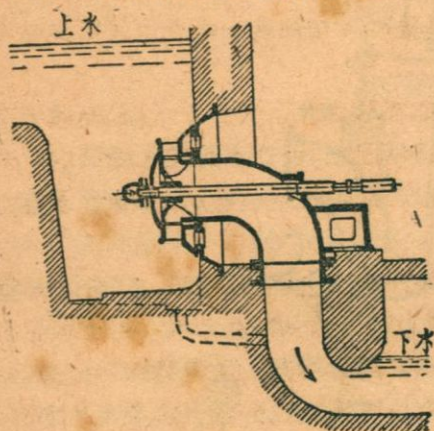


(第 225 圖)

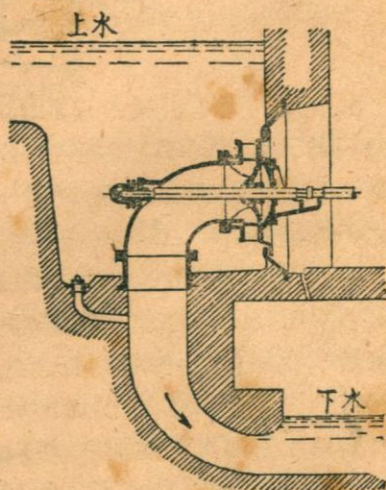
5. 水渦輪之裝置

水渦輪之裝置法關係電廠房屋之佈置。

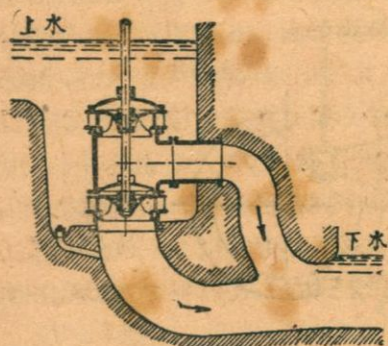
裝於坑內之水渦輪 此種裝置法僅適用於反動式之水渦輪，規模小而水頭在 20 m 以下者，水渦輪之軸經一軟墊口通入機房內。水頭如超過上舉之界限，則不易防坑壁之滲漏，同時坑之工費亦增。除最小規模及最簡單之情形外，裝於坑內之水渦輪，幾均為臥軸者。視動輪之數吸管之裝置，吸管之材料為鋼鐵者或混凝土者，得裝置之法甚夥。第 226 圖示彎管在內，第 227 圖示彎管在外，第 228—229 圖示裝變形水渦輪時，吸管可分開可不分開，如分開，則有停開一半之可能。



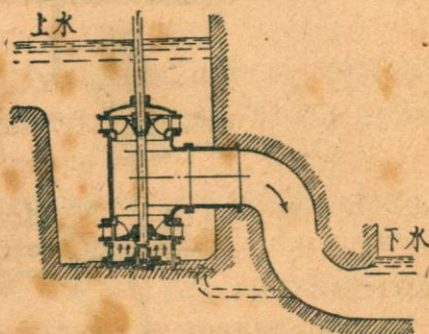
(第 226 圖)



(第 227 圖)



(第 228 圖)



(第 229 圖)

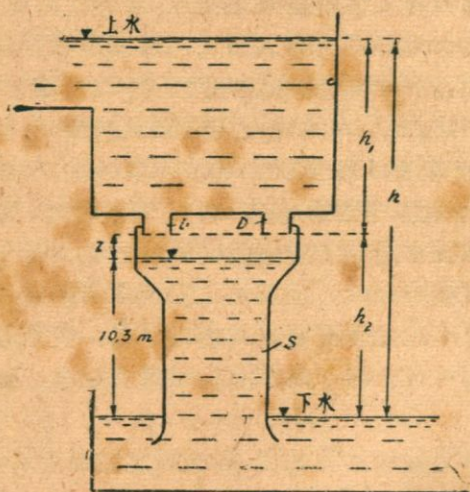
裝於坑內之水渦輪須慎防空氣之侵入，裝置之高度，在使各部分均在水面以下一公尺，設水頭無富裕，須將入口建為虹吸管頂之形狀。苟發電機不須較大之軸距，則一水渦輪廂之寬度約等於動輪直徑之3至4倍。

此種裝置坑內之法，引水入導流機構頗具缺點，致影響效率。是以工程之較大者，僅在一臥軸上裝多數動輪時採取此法。如僅有一動輪，均令軸垂直，水經混凝土螺旋管流入渦輪內，水頭較大時，則裝置水渦輪於機殼內。據比較：裝立軸水渦輪之電廠較裝臥軸者之混凝土工程較小，且水渦輪之效率在裝立軸時較大。至於小工程所以仍以裝臥軸為宜者，則以立軸之水渦輪須裝傘式之發電機，其價較昂也。但動輪之轉數微時，水渦輪與發電機之間可裝齒輪，則水渦輪雖為立軸者，亦可用普通之發電機。

裝置坑內之水渦輪如為臥軸者，則機房之地面低於上水面，而機房之一壁同時又為水渦輪坑之後壁，必須特別固密，否則水將侵入機房內。若欲避免潮濕斑跡，則須於壁內留一狹縫，以隔離坑與機房，滲漉之水可由縫之下方排去。

反動式水渦輪或裝於下水之上，轉動於空中，水頭大時，多令水渦輪高出下水面，蓋亦為便於檢查機件計也。惟由輪中洩出之水，距下水面尚有相當高度，而此高度所代表之水頭不啻歸於廢棄。欲避免此種損失，可裝置吸管(Saugrohr)，上端密結於導流輪或機殼之上，下端浸入尾水內，由水渦輪洩出之水流經其中，可以博回水頭一部。吸管之作用按第230圖所示如下：設吸管 S 內為不含空氣之水所充滿，若將洩水孔 D 關閉，則吸管内之水降至與作用於尾水面之大氣壓保持平衡為止，洩水孔與降落水面間之空間計 $(h_2 - 10.3) m$ 之高度內成為真空。苟將洩水孔開啓，則水流入一低壓之空間內，除壓力高差外，尚有一吸力高差，後者約等於大氣與真空之壓力差，此壓力差別在理論上約合一高 $10.3 m$ 之水柱，故總共壓力高差為 $(h_1 + 10.3) m$ 。但因水內不為絕對無空氣者，常含有2至7%之空氣，在較大之低壓內則分出，同時壓力亦有相當損失，故假定吸力之高度最好不超過大氣壓之0.6至0.7倍。吸力高在臥軸之水渦輪由動輪出口之最高點計。

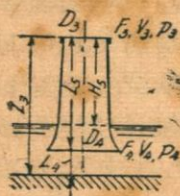
氣壓係於地面之高度，在海面高度等於760 mm高之水銀柱或10.33 m高之水柱，在



(第 230 圖)

高度拔海 0 200 400 500 800 1000 1200 1500 2000 m. 處
 為 10.33 10.08 9.83 9.59 9.57 9.15 8.95 8.62 8.13 m.

垂直之吸管，其下端邊緣離坑底最小之距離可由下
 條件求得，即吸管下圓筒形出口橫斷面積至少須等於吸
 管出口之橫斷面積 F_4 (第 231 圖)，即



(第 231 圖)

$$\pi \frac{D_4^2}{4} = Z_4 \pi D_4 \quad (248)$$

或 $Z_{4\min} = \frac{D_4}{4} \quad (249)$

至吸管由入口至出口應如何放大，此問題頗為重要，設吸管之長度經
 規定為 L_4 ，若放大過劇，則洩流之水不能緊貼管壁，吸管之內將充滿含漩
 渦之水，不獨增加摩擦損失，且能勢之博回亦非為充分者。吸管放大形狀
 按 Prasil 用公式

$$0.25 \pi D^2 \cdot Z = \text{固定值} \quad (250)$$

計算之。各種吸管之形狀見第 232 圖。

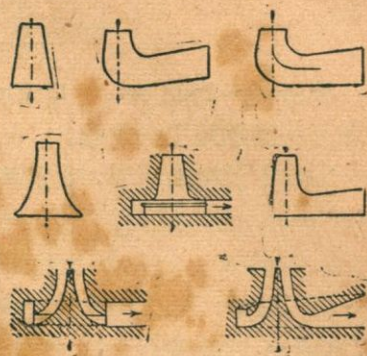
吸管之形狀影響水渦輪之效率殊甚，何種吸管適合於何種水渦輪，最
 好作模型試驗以定之。

吸管之下緣須沒入下水面內 0.4 至 0.6 m，以免空氣由下端侵入。

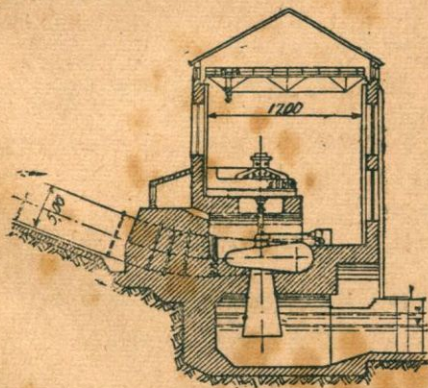
在吸管之末端須打板樁以防管基之淘刷，又為便於修理起見，於出口處留槽，俾修理時能置入木樑，以與下水隔斷。吸管內水之流動常震動甚烈，乃因水內含有空竅所致，故吸管須堅固，俾機房不至受撼動。

裝配混凝土螺旋管之水渦輪較大之工程，如水渦輪祇具一動輪，以裝立軸者為較佳，除引水入渦輪較順利外，效率亦較大，同時電廠之建築費亦較微。

螺旋管之頂蓋荷重頗巨，包括水渦輪之動輪，發電機之軸及動輪，水渦輪以及動輪上之水壓力，故須配置充分之鋼筋。



(第 232 圖)



(第 233 圖)

衝動式水渦輪 (Pelton 式) 之裝置務須高出最高低水面，不適用吸管，故常有一部分壓力高未能加以利用。但此種水渦輪多用於水頭較大之工程，此尾水水頭不過為總水頭之一小部分。又因衝動式水渦輪具有其他優點，犧牲之亦無大礙也。其機殼內為空氣，不似 Francis 式水渦輪之須為水充滿也，故可省去升降井，此亦其優點之一也。

裝於殼內之水渦輪與衝動式水渦輪 水頭在 20 m 以上，或在特別情形之下，例如地位局促，即水頭在 20 m 以下，水渦輪可裝於機殼內，水由高壓水管引入。水頭大水量小可裝 Pelton 式水渦輪。反動式水渦輪則裝於鍋形機殼內，若欲提高效率，可裝於螺旋形機殼內。裝於機殼內之水渦輪若祇有一動輪，亦以立軸為佳 (第 233 圖)。

6. 水渦輪計算實例

a. Francis-式水渦輪

(1) 轉速適中者

流量 $Q=2\text{ m}^3/\text{sec}$, 有用水頭 $H=6\text{ m}$, 轉軸垂直, 轉數未經規定, 但擬選用一轉速適中之動輪。

(a) 水渦輪之功率: 設效率 $\eta=0.85$, 則得

$$N_e = 1000 \frac{2 \cdot 6}{75} \cdot 0.85 = 136 \text{ PS}$$

(b) 吸管: 欲達到洩流速度 C_3 , 普通消耗水頭 3 至 8 %, 如比轉數小, 水頭大, 則取較小之值。設耗水頭 6 %, 則得

$$C_3 \sim \sqrt{2g \cdot 0.06 \cdot 6} = 2.66 \text{ m/sec}$$

假設 C_3 之方向平行於軸, 則得吸管橫斷面

$$\frac{D_3^2 \pi}{4} = \frac{Q}{C_3} = \frac{2}{2.66} = 0.75 \text{ m}^2$$

選吸管直徑

$$D_3 = 1000 \phi$$

(c) 動輪及轉數: 動輪直徑 D_1 應較 D_3 為大, 選

$$D_1 = 1050 \phi$$

輪周轉速 μ_1 求得如下

$$\mu_1^2 = \eta \cdot g \cdot H$$

設水渦輪之效率 $\eta=0.88$, 得

$$\mu_1 = 2.94 \sqrt{H} = 2.94 \sqrt{6} = 7.2 \text{ m/sec}$$

於是得

$$n = \frac{60 \cdot \mu_1}{D_1 \pi} = \frac{60 \cdot 7.2}{1.05 \cdot 3.14} = 130 \text{ 轉/分鐘}$$

(d) 轉軸: 因轉軸為垂直者, 僅受扭轉力, 可用下式計算

$$\frac{d^3 \pi}{16} \cdot \sigma_d = M$$

$$M = 71620 \frac{N}{n} = 71620 \frac{136}{130} = 75000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

設 $\sigma_d = 300 \text{ kg/cm}^2$, 得

$$d = \sqrt{\frac{16 \cdot 75000}{3.14 \cdot 300}} = 10.8 \text{ cm}$$

選 $d = 110 \phi$

(2) 速轉者

設平均流量 $Q = 5 \text{ m}^3/\text{sec}$, 水頭 $H = 4 \text{ m}$, 其轉數之選擇, 在能利用頂輪變速設備 (Stirnradübersetzung) 帶動一交流發電機, 使其轉數 $n = 750/\text{分鐘}$, 水渦輪之軸水平, 最佳之效率應在流量為 $3/4 Q$ 時達到, 求水渦輪之功率及主要尺寸。

(a) 功率: 當效率 $\eta = 0.82$, 流量 $Q = 5 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時, 得

$$N_e = \frac{1000 \cdot QH}{75} \cdot 0.82 = 220 \text{ PS}$$

(b) 吸管: 當流量為 $5 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時, 欲達到洩流速度, 所耗水頭約在 10 至 25% 之譜, 有更高於此者, 例如推進式水渦輪, 即高至 40%, 茲設所耗為 12%, 得

$$C_3 = \sqrt{2g \cdot 0.12 \cdot 4} = 3.1 \text{ m/sec}$$

吸管上端之橫斷面積:

$$\frac{D_3^2 \pi}{4} = \frac{Q}{C_3} = \frac{5}{3.1} = 1.61 \text{ m}^2$$

由此得

$$D_3 = 1430 \text{ mm}$$

當流量為 $3/4 Q$ 時, 洩流速度降為 $3/4 C_3$, 即 $= C'_3 = 2.3$, 相當於水頭 H 之 6.5%, 並可給予吸管一形狀以再事降低之, 藉以博回損失能勢之一部分。

(c) 動輪及轉數: 假定入口直徑為

$$D_1 = 1000 \text{ mm}$$

並假定平均轉速 $\mu_1 = 3.3\sqrt{H} = 6.6 \text{ m/sec}$, 則得轉數

$$n = \frac{60 \cdot \mu_1}{D_1 \pi} = \frac{60 \cdot 6.6}{1 \cdot \pi} = 125 \text{ 轉/分鐘}$$

選頂輪變速比例 6:1, 即能令發電機達到所希望之轉數 750 轉/分鐘。

(d) 轉軸: 轉軸受扭轉力率

$$M = \frac{d^3 \pi}{16} = 71620 \frac{N}{n} = 71620 \frac{220}{125} = 126000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

軸粗

$$d = \sqrt[3]{\frac{126000 \cdot 16}{3.14 \cdot 300}} = 12.8 \text{ cm}$$

選

$$d = 130 \text{ mm}$$

b. 推進式及 Kaplan 式水渦輪

水頭 $H = 3.5 \text{ m}$, 流量 $Q = 6 \text{ m}^3/\text{sec}$, 求所用推進式水渦輪主要尺寸, 水渦輪之軸為垂直者, 當流量為 Q 之 80% 時, 效率最佳。

(a) 功率: $\eta = 0.85$, $Q = 6 \text{ m}^3/\text{sec}$,

$$N_e = \frac{1000 \cdot Q \cdot H}{75} \cdot \eta = \frac{1000 \cdot 6 \cdot 3.5}{75} \cdot 0.85 = 240 \text{ PS}$$

(b) 吸管: 當流量為全部流量時, 約應耗水頭 H 之 30% 以產生 C_3 。

$$C_3 \sim \sqrt{2g \cdot 0.3 \cdot 3.5} \sim 4.5 \text{ m/sec}$$

吸管上端直徑 D_3 在假定 C_3 與軸平行之下求得為

$$\frac{D_3^2 \pi}{4} = \frac{Q}{C_3} = \frac{6}{4.5} = 1.33 \text{ m}^2$$

由此得

$$D_3 = 1305 \text{ mm} \phi$$

設吸管向下逐漸放寬至 4 倍, 則得該處之實際洩流速度 $C_4 \sim 1.1 \text{ m/sec}$, 是洩流損失極微。

(c) 動輪: 動輪與吸管間應有一微縫, 其外方直徑可選為

$$D_2 = 1300 \phi$$

動輪之殼約為動輪之 0.4, 故輪殼之直徑可選為

$$D_n = 500 \phi$$

所以動輪之平均直徑

$$D_1 = 900 \phi$$

$$\mu_1 = 10.3 \text{ m/sec}$$

$$n = \frac{60 \cdot \mu_1}{D_1 \cdot \pi} = \frac{60 \cdot 10.3}{0.9 \cdot 3.14} = 220/\text{分鐘}$$

c. Pelton 式水渦輪

按 Reichel 及 Wagenbach

$$\text{輪葉寬 } b = 3.75 d (\sim 2\sqrt{Q_1})$$

$$\text{輪葉高 } h = 3.50 d (\sim 1.9\sqrt{Q_1})$$

$$\text{輪葉深 } t = 1.50 d (\sim 0.8\sqrt{Q_1})$$

Q_1 乃 $H=1$ m 時之水量, d = 噴出水之粗度

例題: $Q=0.15 \text{ m}^3/\text{sec}=150 \text{ t}/\text{sec}$, $H=120 \text{ m}$

(a) 功率: $\eta=0.75$, $N_e=10 \cdot Q \cdot H=10 \cdot 0.150 \cdot 120=180 \text{ PS}$

$$\eta=0.85, N_e=180 \cdot \frac{0.85}{0.75} \sim 200 \text{ PS}$$

(b) 射水管: 由射水管射出之水流之絕對速度

$$C_1 = \varphi \sqrt{2gH_d} \text{ m/sec}$$

$$\varphi = 0.96 \text{ 至 } 0.98$$

選 $\varphi=0.97$, 漠視動輪懸於下水面以上之高度 (因其與 $H=120$ m 相較甚微也), 令 $H_d \cong 120$ m, 則得

$$C_1 = 0.97 \sqrt{2g \cdot 120} = 47 \text{ m/sec}$$

所以水噴線之粗度應為

$$f = \frac{0.150}{47} = 0.0032 \text{ m}^2 = 32 \text{ cm}^2$$

假設射水管之孔為圓者, 則由 $\frac{d^2 \pi}{4} =$

32 cm^2 得

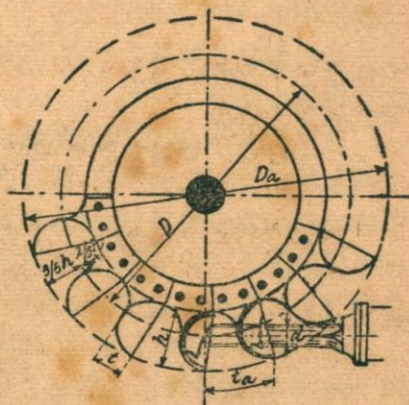
$$d = 64 \text{ mm } \phi$$

(c) 動輪直徑 D 及轉數: 動輪直徑可在可能範圍內任意選擇之, 或因欲達到某一轉數而經規定, 茲選 $D=800 \phi$ (見第 234 圖)。

按 $\mu_1 = \frac{C_1}{2} = 23.5 \text{ m/sec}$

所以

$$n = \frac{60 \cdot 23.5}{0.8 \cdot \pi} = 500 \text{ 轉/分鐘}$$



(第 234 圖)

(d) 輪葉數及尺寸：

$$b = 3.75 \cdot d = 3.75 \cdot 64 \cong 240 \text{ mm}$$

$$h = 3.5 \cdot d = 3.5 \cdot 64 \cong 220 \text{ mm}$$

$$t = 1.5 \cdot d = 1.5 \cdot 64 \cong 96 \text{ mm}$$

按第 234 圖輪之外徑

$$D_a = D + 2 \cdot \frac{3}{5} \cdot h = 800 + 264 = 1064 \text{ mm}$$

普通令 $t_a \cong h$ ，得輪葉數

$$Z = \frac{D_a \cdot \pi}{t_a} = \frac{1064 \cdot 3.14}{220} = 15.2$$

選

$$Z = 16$$

II. 發電機 (Generator)

發電機大率均與水渦輪直接連結，小規模之工程，用彈性之結合，大規模之工程，用僵硬之結合。如水渦輪與發電機間裝有齒輪，則發電機連於小齒輪之軸上，引帶僅次要之小工程採用之。

電流之種類，除城市鐵路，化學工廠等少數例外，殆均為 50 周波之三相交流電，電車廠間亦有用 $16 \frac{2}{3}$ 周波之單相交流電者。

水渦輪之軸如為水平者，可裝水平軸之發電機。否則須裝置所謂傘式之發電機（見第 233 圖）。

負擔較大時，發電機因摩擦而發熱，須輸入新鮮空氣以散熱。此種發電機須裝於嚴密之機殼內，同時亦可保持機器之清潔及減小機器之聲響。電機之軸如為水平者，則輸入新鮮空氣及排出暖氣並不感困難，傘式發電機氣管之通入極為繁難，通氣道須能容工人行走或至少須能容工人爬入。供散熱用之空氣由發電機之動輪使之流動。

發電機之各部分甚重，在裝置及更換之時，須將其運至廠外，或在街道上搬運，故需要特備之搬運工具。

每秒 50 周波三相交流電之轉數 n 普通為：3000, 1500, 1000, 750, 600, 500, 375, 300, 250, 187, 150, 125, 107, 94, 83, 75。凡合乎分數 $3000 / (\text{極之對數})$ 之轉數均可能，最經濟之轉數見第 12

表。

III. 活動起重機(Laufkran)

機房之上須裝置一活動之起重機，其起重能力係於所裝機件最重部分之重量。新式機器甚為重大，有至 100 公噸或 100 公噸以上者。

起重機鋼軌之計算見第三章第一節。

起重機軌最好敷設於樑上連續支於柱上，其高度在能將最大機件由其餘機器上提過，而不影響機房內之工作。當起重機動作時，軌道受一種側力，可按最大垂直輪重之 5% 至 7.5% 計。

起重機之裝置不獨須能搬移機房內之物件，且須將物件由廠外車上運至廠內。

IV. 機房之設計

1. 概要

機房須寬大明瞭，光亮，空氣流通，氣溫適中。計劃時應避免浪費空間，亦不應過於狹小，俾機器之裝置及管理方便，日後擴充或改建不感困難。

機房之地基，例為長方形者，其尺寸視機器之大小而定，機器之間不獨機匠來往須毫無危險，且當一機器拆卸之時，其零件須能置放機房之內。機房之高度須充裕，最小之高度，在使機房內之過重機能將最大之機件由工作之機器上提過。

機房之地面須高出洪水位，地面及牆壁，凡工人所能接觸之處，均須能加以洗滌。地板尚應具一保護層，俾不至受拆卸之機件損傷。此外又應注意凝聚之水，不得滴落，粉刷之顏料，不得剝脫。頂及壁應具相當之隔離層，以調節氣溫。

水渦輪軸相隔之距離，視軸之方向及水渦輪之種類而定。立軸之 Francis 式水渦輪，相隔之距離約為動輪直徑之三至四倍。調節器與水渦輪間之距離例不小於 2 公尺。

窗戶須高及頂板，俾光線充足均勻，亦不應過大，因窗戶面積過大，機房內過冷，有礙工作。牆壁上部不宜配置小窗，因有凝聚水分之危險。

視氣候如何，機房有生火或通空氣之必要，若電廠之電機為敞露者，則所發之熱直接傳於空氣內，例無生火之必要。設機器之功率為 AKW ，效率為 η ，則傳於空氣之溫度為

$$W = \frac{736}{426} (1-\eta) A = 1.72 (1-\eta) A \text{ kal} \quad (251)$$

機器之效率與其功率有關：

1 至 10 kw 之發電機…… $\eta = 0.7$ 至 0.83

15 至 50 kw 之發電機…… $\eta = 0.75$ 至 0.90

大於 50 kw 之發電機…… $\eta = 0.86$ 至 0.93

使 1 m^3 空氣之溫度增加 1°C 約需 0.203 kal. 命

W_a = 每小時排除之溫度 單位 kal (加羅里)

t_1 = 流來空氣之最高溫度 單位 $^\circ\text{C}$

t = 機房內頭頂高度處可耐之最高溫度 單位 $^\circ\text{C}$

α = 空氣之膨脹值 = $\frac{1}{273} = 0.003665$

於是得每小時所需之新鮮空氣

$$L = \frac{W_a(1+\alpha t)}{0.307(t-t_1)} \quad \text{m}^3/\text{小時} \quad (252)$$

輸入此空氣最好用壓力通風機(Druckventilator)。

由發電機通至配電室之電線，裝於機房地面下之電線溝內，覆以鐵板，大工程溝內須能容人行走，高 2 至 2.5 m，走道至少須寬 1 m。

機房外表須美觀，適合環境，但不宜強事裝飾。

流經水渦輪之水量，須加以測量，若不在入口處或壓力管內為之，則須於尾水渠內施測。普通多用量水壩 (Messwehr) 測之，其溢流水噴線之下須通空氣，並須用柵欄均水勢，使壩以上水流平靜。發生之浪，有礙水面之測量，可繫木板浮水面上以消滅之。

規模較大之電廠工程，其工作場所之佈置須得法，藉以增進工作效率，避免時間之浪費，工作進行之程序，用圖表顯示之。大部工作用機械為之，機房及吸管之基礎，例深入地下水內，故恆須降低地下水位。

以上乃就機房本身之設備，加以論述。至機房之佈置，係於水引入及洩出之路線，水渦輪裝置之高度，及機器轉軸之位置。

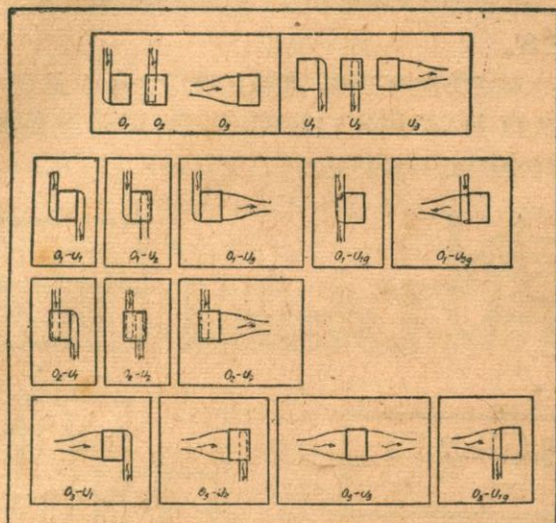
a. 水引入及引出之路線

水之引入，無論其經由渠道，隧洞或壓力管，均須合乎水力上之原則。橫斷面積須充裕，壁須光滑平坦，形狀之改變須逐漸。凡尖銳急劇之邊緣，

角隅，均足以引起漩渦而耗蝕能勢，須避免之。大工程之引水道，其大小，形狀及方向，須作模型試驗以定之。

機房附近及機房內水流路線與局部地勢有密切之關係。

引水入機房，無論其為渠道，隧洞或壓力管，均有下列三種可能（見第 235 圖，圖內以 O 代表上水道 U 代表下水道）：



(第 235 圖)

1. O_1 平行於機房之軸位於機房之外；
2. O_2 平行於機房之軸位於機房之內；
3. O_3 垂直於機房之軸。

尾水宣洩途徑亦具同等之可能性。

上下水道互相之位置，則具可能性頗多（見第 235 圖）

選擇時除以局部地勢作標準外，又係於水量，其次係於水頭。 O_3-U_3 最適合於大水量，因其最為簡單，方向亦無變更。 O_2 之方式祇可用於中等水量。

b. 水渦輪裝置之高度

水渦輪之高度，按水渦輪之種類，並顧及實際情形以定之。

反動式水渦輪可裝於下水面以下，不至有礙其效率。為便於檢視及限

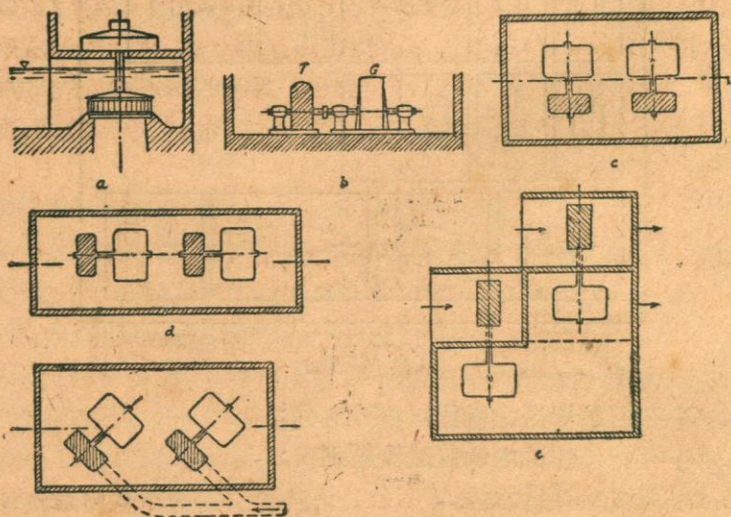
制基礎深度計，普通多令其高出最下水面。至高出之限度，一方面係於容許之吸高，另一方面係於最低之上水面，上水面如離水渦輪過近，則水渦輪能吸入空氣。

衝動式水渦輪之最低點須高出下水面 1 至 1.5 m。

c. 水渦輪軸之位置

1. 立軸 近者低壓及中壓水力工程均樂於採用立軸，高壓水力工程亦漸多採用之者。

2. 臥軸 軸之方向有三種，垂直於機房之軸（第 236 圖 *b-c*），平行於機房之軸（第 236 圖 *d*），錯列（第 236 圖 *e*）及斜置（第 236 圖 *f*），而以垂直於機房之軸為經見。



(第 236 圖)

視水流入機房之方向，水平軸可順流向，或橫於流向，而以前者為常用。

軸之方向普通多主橫置，雖機房稍寬，但縮短頗多，整個機房可較小，故較明瞭，其建築費亦較微。可將水力與電氣分為兩部，管理較為簡便，惟屋頂樑及活動起重機之支距則較寬。

今日多提倡立軸，其主要優點如下：

1. 動輪之位置低，所以上水面高出動輪，不至有空氣混入水渦輪內，吸高較小，水內發生空竅之危險較小，又衝動式水渦輪不至高出下水面過甚。

2. 橫斷面大，摩擦面積較微，故效率約高 3%。

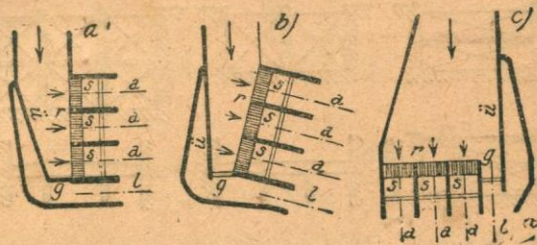
3. 機房較窄，屋頂樑暨活動起重機之支距小。

機房之設備，又視水力之為低壓，中壓或高壓而異，茲分述之於後。

2. 低壓電廠

a. 機房之入口

引水渠或隧洞之末端，即機房之入口，須配置一平水池，其目的在使流水渦輪或導流管之水互相平衡，又藉以均消電廠負擔增減時用水量之變動，同時水內尚含之沉澱物可以停積平水池內，池內流速不得超過 0.4 m/sec。平水池之形狀，係於導水入機之方向，第 237 圖示配置法數種，以第 237 圖 c 為最佳，蓋壓力之損失最小也。其他兩種形狀，水流方向斜觸於攔物柵上，所致之壓力損失較大，如欲減小之，惟有放大柵之面積。



(第 237 圖)

機房之入口設密柵，其後建小橋，以供管理（例如攔物柵之清除）。至阻冰塊流近水柵，又可輔以下緣浸入水中之牆，或浮於水面之木樑，其效頗著。聚積之冰塊，則用能旋轉或能降低之門宣洩之。

橋後為機房之進水閘，為保護水閘之開關機並為美觀計，可建頂蓋於開關機及橋上，機房進水閘之前須留疊樑槽以便修理，槽或留於水柵之前，則後者之清除較易。

機房入口之寬度，若用管導水入機，繫於攔物柵之寬度，水如直接流入水渦輪坑內，則繫於各渦輪軸須隔之距離。

攔物柵之腳端，須高於渠底，形成一檻，檻前配置一溝，俾淤積之物不

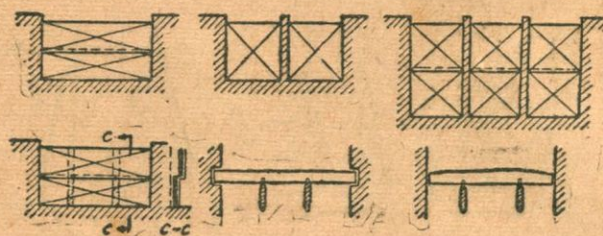
能近柵，而流入溝內。新式工程有於柵內留沖洗洞者，惟其功用，僅限於柵之附近。

若將引水渠按第 237 圖 c 擴大為平水池，當力求其逐漸，俾沖洗之水能均佈，而沖刷之效可保。入口之形狀若如第 237 圖 a, b，則最好隨水量之減少以縮小其橫斷面，使水流速度至最後一機仍固定不變。若橫斷面稍大，則水勢緩處淤積特甚，不易沖刷。

機房入口處，須防水之滲漉，蓋其能危及全部工程，尤以水頭大時為然，故須一如攔水壩之建於不透水層上，最好建於岩層上，或打板樁以延長潛流途徑，或於板樁之後埋管以排滲漉之水，使臻妥善。

b. 機房進水閘

進水口之斷面如小，可用木製或鋼鐵製之簡單滑門，孔大則用鋼鐵輻輪門。低壓電廠進水口之尺寸恆甚大，閘門之分割，應加以審慎之研究。整個之閘門，既大且重，並昂貴，若分之為數部，則每部較輕，有利於開關機，故普通均採此種措置，但劃分不得過甚，第 238 圖示數種重要之分法。



(第 238 圖)

門多建於機房之外，亦有建於機房之內者，雖後者管理較便，但機房因之須放大，且不雅觀也。

3. 高壓電廠

高壓電廠機房之佈置，首繫於水管之位置，廠址之寬狹及尾水宣洩之途徑。換言之，即與局部情形有關，但普通較低壓電廠為簡。應注意雪崩，石崩之危險，按此以定廠屋離岩壁之距離。

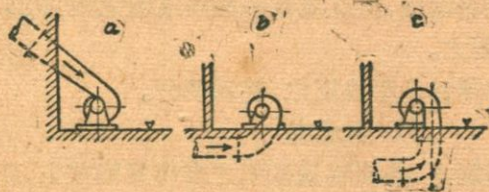
重要者為機房與壓力管相互之位置，機房之軸垂直於管道（第 239 圖 a），水流之情形，較平行於管道為佳，但萬一水管爆裂時，能危及機房，故水頭大時，應避免此種位置，而以建於管道之旁為宜（第 239 圖 c）。

水力機大每機可與一管相連，機小則將管分歧，接於數機上（第 240 圖）。

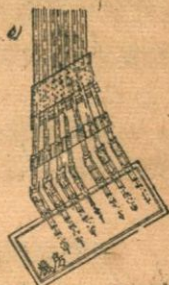


(第 240 圖)

水管通入機房法係於水頭之大小，機之位置。水頭大，機軸水平，例由下方通入，中等水頭，尤以水渦輪裝於鍋形機殼內時，則由上方通入。新式工程多裝置立軸之 Francis 式螺旋水渦輪，管則由旁通入，垂直洩出，第 241 圖示管通入之高度，若水力機分列兩行，則壓力管可由兩旁通入。



(第 241 圖)



(第 239 圖)

c. 中壓電廠

介於低壓高壓之間者為中壓電廠，水頭在 10 至 50 公尺之間，用短鐵管或鋼筋混凝土管引水入機，不似低壓電廠之引水渠直接通入機坑，蓋水頭在 12 至 15 公尺以上時，後法漸不經濟也。

第二節 操縱機構

電廠指揮室乃操縱機構最重要之部分，無異人體神經之總樞紐，配電壁即裝置其內。指揮室之位置須得當，俾能明瞭全廠之情形。規模小之電廠，無特別之指揮室，配電壁即裝於機房內。

指揮室內除各種電氣表外，又有裝水表者，如水庫，均壓池，平水池，及尾水道內之水位表，流量表，各閘門位置表，壓力表等。較大之工程，又於各重要之軸承上裝測溫器，以觀察因摩擦而生之溫度，其表亦裝於指揮

室內，俾司值者能明瞭各軸承之狀況。

第三節 配電機構

配電機構包括開關器，變壓器，及避雷器等設備，茲略述之於後。配電機構，有兩根本不同之建築法，一在室內，一在露天之下，後者之建築費約較省 $\frac{1}{3}$ ，且較安全，近多採取此種建築方式。

配電室應具防火之設備，最好與機房隔離，多裝太平門，蓋開關器及變壓器均易着火燃燒也。

I. 變壓器

發電廠恆須將鉅量之電流，供給於廣大之區域內，故須作遠距離之輸送，但發電機所發電流之電壓過低，不利於遠距離之輸送，必須變高之至數萬弗 (Volt) 乃至十餘萬弗，方合經濟。

水力發電廠例裝交流發電機，蓋直流電不適於遠輸之用，苟需要直流電，可再以適當之裝置改變之。

利用變壓器可將低壓變為高壓或反之，甚為便利。

II. 配電壁

配電壁普通用大理石製之，各種測量電氣之表均聚裝其上。蓋由發電機發生之電流，視需要分配之須有開關器，其他尚有測量電壓為若干弗之電壓表，測量電流為若干安 (Ampere) 之電流表，測量電力為若干瓦 (Watt) 及電力量為若干瓦小時 (Watt-stunde) 之表及測量周波之周波表，指示力率之力率表等。

III. 避雷器

長距離輸送電流，其電線懼為雷襲，蓋電線內能因而發生特高之電壓，破壞礙子，或發生他種障礙。電閃乃電壓過度之激昇，應迅速導之於地內，以保護電線及電器機械，使電力之輸送，不受影響。

第四節 電力之輸送

設電力不大，輸送距離不遠時，可不經過變壓手續。若距離遠，須先變高其電壓，使適於輸送，至用電之地再變低之。

電線普通為銅製，鋁之阻力雖較強，但重量微，近日其價亦廉，歐美採

用之者頗多。鐵線雖堅固價賤，然因阻力大，祇適用於跨越寬大河流或山谷之處。

電線桿之材料，如距離小，可用木桿，距離大則用鐵架，亦有用鋼筋混凝土桿者。

輸送電力於遠距離所以須變高其電壓者，蓋電力之大小與電壓及電流之積成比例，同一電力，電壓高則流經電線之電流少，不獨線可以減細，設備費較低，因電線之阻力，發熱而損失之電力亦可減少。然電壓亦不可無限制變高，須求其合乎經濟，若距離僅數公里，用 1100 或 2200 弗，距離在 100 公里以上普通用 66000 弗或 77000 弗。今後技術進步，輸電距離增加，預期電壓將更增高也。

第五章 特種水力工程

水力工程大率利用天然河流內之水以發動機器，在特殊情形之下，亦有利用他種水源者，此種水力工程如利用唧機抽水，利用地下水及潮水是，茲略述之於後：

第一節 利用唧機抽水發電之工程

水電廠尠有日晝負擔均等者，在深夜多有電力剩餘，不易取得相當之代價，可利用之抽水，加以儲蓄，以備負擔增加時發電之用。

是種水力工程具水池水庫各一，水池在下，水庫在上，二者之間，連以水管。至機器設備爲電動之唧機及由水渦輪帶動之發電機。

在夜間利用多餘之電流，由低處之水池抽水至較高之水庫，當用電量達到最高峯之時，可利用水庫內之水發電，以補不足。

水池水庫多用混凝土建築之，如可能亦可利用天然之水池蓄水，或由河內唧水補充，則可無下方之水池。

抽水用直接連於電機上之離心唧機，或由水渦輪帶動亦可。因水經過機器內者凡三次（首經過水渦輪，次唧機，次復水渦輪）故水流原有之能勢，未能圓滿加以利用，所以唧機水力工程之效率甚低，但能得高價之電流，故仍合乎經濟。

是種工程之管內，間留有水量，應防其在天寒時凍結，可能時用木管，壓力大時用鐵管，以土掩覆之。爲防抽水過多，溢出水庫，須裝置遠距水位計，連以電鈴，上方水庫內之水位在超過某一限度時，即自動發響。第一次灌水，可取諸附近河內或井內，以後僅須補充因滲漉及蒸發所損失之水量。

第二節 利用地下水發電之工程

高地之地下水間或亦可利用之以發電，此種工程多由井內抽水，用管通至機房，若能設法堵截地下水流（例如於地下築置粘土牆或打板樁），

亦能相當加以儲蓄。

第三節 利用潮流發電之工程

濱海之地其潮汐水位之高差有甚巨者（超過 15 m），設海岸地勢得當，亦能加以利用，以發電流。是種工程可建於一海灣內，築堤以與外海隔絕，電廠即築於堤內。漲潮時水由外內流，落潮時反之，堤內外水位高差不大時，日凡兩次，是時電廠須停止工作，故此種工程不能單獨存在，而須與另一種工程配合（如蓄水工程）或輔以蒸汽，是故利用潮流發電，迄今未有何具體之發展。

第六章 小型水力工程

苟距離過遠，接線不易，或附近小河流之水量及比降，極合於開發之條件，自身發電，且較經濟。可設小規模之水電廠，以供給本身之需要，其組織與大電廠無異，僅稍簡單耳。

自有小型水力機及發電機後，小規模水力工程始有特殊之發展。此種機器無須特殊之調節及管理。視水頭及水量之大小，以決定採用 Pelton 式，Francis 式或推進式水渦輪。設所需之水量，經年具備，水渦輪可無調節器，反動式水渦輪可裝固定之導流輪葉。若流量變動，則用手調節之，負擔變動，不須調節。若負擔減輕，則水渦輪之轉數增加，負擔完全減除時，轉數達正常轉數之兩倍。

發電機例直接連於水渦輪上，且多有與後者組成一機體者，所用為直流發電機，轉數變動，電壓不變，故無須具自動之調節器。開機時或開啓水渦輪上方之閘門，或用電司之。

參 考 書 籍

1. A. Ludin: Wasserkraftanlagen. Berlin, Springer.
2. F. Bundschu: Wasserkraftanlagen. Berlin u. Leipzig Walter de Gruyter and Co.
3. A. Schoklitsch: Der Wasserbau, Bd. II. Wien, Springer.
4. L. Quantz: Wasserkraftmaschinen. Berlin, Springer.

德華專門名詞對照

A

Abflusskoeffizient, 逕流係數
 Absperrorgan, 堵塞機構
 Absperrschwall, 關閉時水面之升高
 Absperrstank, 關閉時水面之降落
 Akkumulator, 蓄電池
 Ampere, 安
 Arbeit, 功, 工作
 Asbestbeton, 石棉混凝土
 Asbestzementrohr, 石棉洋灰管
 aufgelöste Staumauer, 鋼筋混凝土蓄水牆
 Aufsatzklappe, 加於上方之轉板
 Auftrag, 填土
 Ausbauwassermenge, 開發水量
 Ausflusstrahl, 出流水噴線
 Aussteifung, 用以加強之構材
 autogene Stumpfschweissung, 鑄鋼銑接
 Axilkraft, 軸心上之力

B

Balken auf zwei Stützen, 雙支撐
 Baukraftwerke, 工地利用水力之設備
 Bautemperatur, 建築時之溫度
 Berme, 崖徑
 Betonrost, 混凝土樁梁
 bewegliches Wehr, 活動壩
 Biegezugfestigkeit, 彎曲牽引強度
 Biegemoment, 彎曲力率
 Blechträger, 鐵板樑
 bleibende Auflockerung, 永久之鬆動率
 Bogenschub, 拱之推力
 Bogenstaumauer, 拱壩
 Bolzenstange, 梯形桿
 Bruchdehnung, 破裂伸長度
 Bruchsicherheit, 破裂安全率

C

Chromleder, 鉻板

D

Dachwehr, 屋頂狀壩
 Dammbalken, 疊樑
 Dampfkessel, 汽鍋
 Dampfmaschine, 蒸汽機
 Dauerlinie, 期間線
 Degenrohr, 劍管
 Dichtungsdecke, 防滲殼
 Dichtungskern, 防滲核
 Dichtungsleiste, 防漏木樑
 Dieselmotor, 煤氣發電機
 Dienstbrücke, 管理橋
 Doppelregler, 複式調節器
 Doppelschütze, 雙牘
 doppelt verlascht, 兩方添板
 Dränrohr, 排水管
 Drehmoment, 扭轉力率
 Druckanstieg und Druckabfall, 壓力之升降
 Drucklinie, 壓力線
 Druckluftsenkkasten, 高氣壓沉箱
 Druckrohrleitung, 高壓水管
 Druckspannung, 擠壓壓力
 Druckschacht, 高壓井阱
 Druckstollen, 高壓隧洞
 Druckwasserschloss, 均壓池
 Druckventilator, 壓力通風機
 Düker, 倒虹管
 Durchgehende Platte, 連續板
 Durchtrittsverlust, 穿流損失

E

einfach überlappt, 簡單相搭
 Ein-Gewölbemauer, 一拱壩
 Einlauf, 進水口
 Einlaufbauwerk, 進水口建築物
 Einlaufbecken, 進口池
 Einlaufschütze, 進水閘
 Einlaufschwelle, 進口檻

Einschnitt, 切土
 einseitig verlascht, 一方添板
 Einspannung, 箝制
 Eintrittsverlust, 進流損失
 Eisenbetondachwehr, 鋼筋混凝土屋頂式壩
 Eiserner Bestand, 水庫內留存之水量
 Eisklappe, 宣洩漂浮冰塊之轉板
 Eisschub, 冰之推力
 elektrische Nutzleistung, 電氣功率
 elektrische Schweissung, 電鍍
 Energiebilanz, 能勢之結算
 Energiehorizont, 能勢之平線
 Energielinie, 能勢線
 Energievernichter, 消力設備
 Entlastung, 減重
 Entlastungsanlage, 減水設備
 Entsandungsanlage, 去沙設備
 Erddamm, 土壩
 Ertragsberechnung, 利益之計算
 Ertragswert, 利益之價值

F

Fachwerkträger, 架構樑
 Fallhöhe, 水頭
 Fallrohrleitung, 跌水管
 Fassungsstelle, 堵水處
 Fensterstollen, 洞窗
 Fernleitung, 遠輸電線
 Fernleitung elektrischer Kraft, 電流之遠輸
 Fernübertragung elektrischer Kraft, 電流之遠輸
 festes Wehr, 固定壩
 Fischpass, 魚燈
 Fischschleuse, 魚閘
 Flansch, 突緣
 Flanschverbindung, 突緣旋接
 Flossgasse, 筏道
 Flossschleuse, 筏閘
 Fördermittel, 起重機
 freie Auflagerung, 擺支
 Freispiegelstollen, 無壓隧洞
 Freispiegelwasserschloss, 平水池
 Freistrahlturbine, 衝動式水渦輪

G

Gang der Belastung, 電流供給之情況
 Gefälldauerlinie, 水頭期間線

Gegengewicht, 均重
 Gegenrolle, 裝於相反方向之輻輪
 Generator, 發電機
 Generatorklemme, 發電機紐
 Gesamtwirkungsgrad, 總共效率
 Geschiefeführung, 沙石之宣洩
 Gewölbemauer, 拱壩
 Gewölbereihenmauer, 多拱壩
 Gewölbewirkung, 拱之作用
 geschleudertes Rohr, 用旋轉機製造之管
 gleitender Widerstand, 滑動阻力
 Gleitfläche, 滑面
 Gleitschütze, 滑牀
 Griesssäule, 支門之柱
 Grobrechen, 疏瀾物柵
 Grundbelastung, 基本負擔
 Grundplatte, 底板
 Grundschwelle, 潛檻
 Gussbeton, 能灌注之混凝土

H

Handelszement, 市塵經見之洋灰
 Hangkanal, 築於山腰之渠
 Heber, 虹吸管
 Hebezeuge, 起重機
 Herdmauer, 截流壩
 Hilfskraft, 輔力
 Hochwasserschield, 擋洪壩, 胸壩
 Hochwasserschutzraum, 容納洪水之空間
 hochwertiger Zement, 上等洋灰
 Hosenrohr, 褲形管
 Hubbaum, 揚棒

I

Integrallinie, 積線
 ideelle Arbeit, 理想工作
 ideelle Leistung, 理想功率

J

Jahresspeicherung, 蓄水供一年之調節

K

Kammerschleuse, 廂閘
 Kanalbrücke, 渡槽
 Kantenpressung, 邊緣壓力
 Kegelstückdruck, 圓錐形管上之壓力
 Keilleiste, 楔形檻
 Kern, 核心

Kesselhaus, 汽鍋室
 Klappenwehr, 轉板, 旋轉之閘門
 Klärbecken, 澄清池
 Kniestückkraft, 彎管內之壓力
 Knotenpunkt, 角節點, 結合點
 Komponent, 分子
 Kraftbedarf, 電力之供應
 Kräftedreieck, 力之三角形
 Kraftspitze, 負擔之頂點
 Kraftwerk, 電廠
 Kreosot, 熱烟油
 Krümmungsverlust, 轉灣損失
 KW—Stunde, 瓦小時, 度

L

Laschenkette, 鐵鏈之一種
 Laufberme, 行走之小徑
 Laufrad, 動輪
 Laufwasserkraft, 水流水力
 Leitrad, 導流輪
 Leistung, 功率
 Leistungbeiwert, 功率係數
 Leistungslinie, 功率線

M

Maschinenhaus, 機房
 Messwehr, 量水堰
 Mittelbelastung, 中等負擔
 Mitteldruckanlage, 中壓水力工程
 Monatsspeicherung, 蓄水供一月之調節
 Motor, 電動機
 Muffe, 鞘筒
 Mutterboden, 壤土

N

Nadelwehr, 針壩
 normale Beaufschlagunr, 標準用水量
 Nuten, 槽
 Nutzfallhöhe, 有用水頭, 有效水頭
 Nutzleistung, 有用功率, 有效功率
 Nutzwassermenge, 有用水量, 有效水量

O

Oberschütze, 上牖
 Oberwasserkanal, 引水渠, 上水渠
 Öffnungsschwall, 開啓時之升高
 Öffnungssunk, 開啓時之降落

P

Pfeilerstau, 水面受墩之阻而抬高
 Pol, 極點
 polares Trägheitsmoment, 極點慣率
 Poldistanz, 極距
 Polstrahl, 極線
 potentielle Energie, 位能
 Pressluftbohrer, 氣壓錐

Q

Quelldruck, 膨脹壓力
 Querstollen, 橫洞
 Querströmung, 橫溜

R

Randriegel, 邊緣樑
 Randzugspannung, 邊緣拉力
 Rechen, 攔物柵
 Reifenrohr, 套圈管
 Reserve, 水庫內留存之水量
 Ringdruckspannung, 環壓力
 Ringzugfestigkeit, 環內牽引強度
 Ringzugspannung, 環拉力
 Rohfallhöhe, 大概水頭
 Rohrbahn, 管基
 Rohrbrücke, 敷管之橋
 Rollen, 輓
 Rollenaufagerung, 裝輓輪, 承以輓輪
 Rollenbahn, 輓道
 Rollenwiderstand, 輓動阻力
 Rollenzüge, 雙滑車
 Rollschütze, 輓牖

S

Sangrohr, 吸管
 Schächte, 井阱
 Schalterkammer, 配電室
 Schieberkammer, 活閘間
 Schleuderbetonrohr, 藉機旋轉而製成之混凝土管
 Schneckengetriebe, 螺旋齒輪
 Schussrinne, 射流槽
 Schusswehr, 射流壩
 Schützenhebevorrichtung, 牖之開關設備
 Schützenwehr, 牖
 Schwall und Sunk, 蕩漾
 Schwelle, 攔石檻

Schergewichtwehr, 重力壩
 Segmentwehr, 弓形門壩
 Seilpolygon, 多邊形
 Sektorwehr, 扇形門壩
 Selbstsperrung, 自動阻塞
 Senkung, 降低
 Senkungskurve, 降低曲線 (指水面)
 Sicherheit gegen Verschieben, 阻止滑動之安全
 Sickerlinie, 浸潤線
 Speicherwasserkraft, 水庫水力
 Sperrad, 制逆輪
 Sperrklinke, 掣子
 spezifische Drehzahl, 比轉數
 Spiralturbine, 螺旋水渦輪
 Spitzenbelastung, 最高負擔
 Spitzenbogenform, 尖拱形
 Spülkanal, 沖沙渠
 Spülschleuse, 沖沙閘
 statische Druckhöhe, 靜水壓高
 Stau, 抬高
 Stauanlage, 堵水工程
 Stauhöhe, 堵水高度 (指水位)
 Stauklappe, 轉板, 能轉動之堵水板
 Staukurve, 抬高曲線 (指水面)
 Stauschild, 擋水牌
 Stauwerk, 堵水壩, 攔水壩
 Stauziel, 抬高水位
 Steinbrockendam, 石堆壩
 Stirnradgetriebe, 正齒輪
 Stirnradübersetzung, 頂輪變速裝備
 Stollen, 隧洞
 Stopfbüchsendruck, 填料稍管內之壓力
 Streckgrenze, 伸展界
 Streichwehr, 湃缺
 Stromerzeuger, 發電機
 Stromlinie, 流線
 Strompfeiler, 河流內之墩
 Sturzwehr, 跌流壩
 Stützmauer, 擋牆, 撐牆
 Stützmauerwirkung, 牆之支撐作用
 Summenlinien des Verbrauches, 用量和線
 Summenlinien des Zuflusses, 流量和線
 Summenlinienverfahren, 和線法

T

Tagesspeicherung, 蓄水供一日之調劑
 Talhang, 山腹

Talsperre, 水庫, 谷坊
 Tauchwand, 潛壁
 Teilkreis, 齒距周
 Teilwirkungsgrad, 部分效率
 Transformator-kammer, 變壓器室
 Triebwelle, 動軸
 Trogaufzug, 吊槽
 Turbine, 水渦輪
 Turbinenkammer, 水渦輪廂
 Turbogenerator, 蒸汽發電機
 Turbulenz, 水流之激動

U

Überfall, 滾水壩
 Überfallbeiwert, 溢流係數
 Überlauf, 湃缺, 溢水缺口
 Umspanner, 變壓器
 Umspannwerk, 變壓室
 Unterbau, 下層建築
 Unterdruckanlage, 低壓水力工程
 Unterschütze, 下閘
 Unterwasserkanal, 尾水渠

V

Verlustgrad, 耗度
 Verschiebung, 移動尺度
 versenkte Nieten, 平頂之鉚釘
 vollkommene Einspannung, 完全箝制
 Volt, 弗
 Vorgelege, 聯動機關
 vorübergehende Auflockerung, 暫時之鬆動率

W

Walzenwehr, 輓狀門, 輓狀壩
 Wärmekraft, 熱力
 Wasserdichtigkeit, 固密性, 不透水性
 Wassergasschweißung, 水氣銲接
 Wassermengenlinie, 流量線
 Wasserrad, 水輪
 Wasserrechte, 水權
 Wasserschläge, 水之衝擊力
 Wasserschloss, 均壓池
 Wassersprung, 水躍
 Wasserstandslinie, 水位線
 Wasserwalzen, 輓, 水輓
 Watt, 瓦

Watt-Stunde, 五小時
 Wehr, 壩
 Wehranlage, 壩壩工程
 Wehrboden, 壩床
 Wehrschwelle, 壩底檻
 Werksgrabenschwelle, 渠口檻
 Widerstandsmoment, 斷面係數
 Windtrommel, 轉筒
 Wirbeln, 漩渦
 Wirkungsgrad, 效率

Wochenspeicherung, 蓄水供一週之調劑

Z

Zahnschwelle, 齒形檻
 Zahnstange, 齒桿
 Zementrohr, 洋灰管
 Zentriwinkel, 中心角
 Zulaufgeschwindigkeit, 流來速度
 Zuleitung, 進水道
 Zwangskraft, 強制力

中華民國三十六年六月初版

 ** 有 所 權 版 **
 ** 究 必 印 翻 **

大學叢書 水力工程學 一冊

◎G1413

定價 國幣 陸元

印刷地點外另加運費

著 者 余 家 洵

發 行 人 朱

上海河南中

印 刷 所

發 行

國立臺灣大學圖書館

443.1

8033

1947

0527026

登錄號

5-27026

