

第九篇

20602/2509

水力發電

目 錄 頁

第一章 總 論

1.1	水力資源	9— 1
1.2	落差之形成	9— 1
1.3	發電方式	9— 2
1.4	落差	9— 3
1.4.1	在進水口之落差損失	9— 3
1.4.2	在水路之落差損失	9— 4
1.4.3	在沈砂池之落差損失	9— 4
1.4.4	在壓力隧道之落差損失	9— 4
1.4.5	在壓力水管之落差損失	9— 5
1.4.6	在尾水路之落差損失	9— 5
1.5	理論水力及發電力	9— 6
1.6	流量及出力	9— 7
1.7	調整池及水庫	9— 7
1.7.1	調整池	9— 7
1.7.2	水庫	9— 8

第二章 河川流量

2.1	下雨量	9— 9
2.2	流量、流出係數	9— 9
2.3	流量之變動	9— 9
2.4	流量測定	9— 10
2.4.1	堰測法	9— 10
2.4.2	公式計算法	9— 12
2.4.3	流速計法	9— 13

2.4.4	浮子法	9—14
2.5	水位與流量	9—14
第三章 引水及制水設備		
3.1	水壩	9—18
3.1.1	定義	9—18
3.1.2	水壩之分類	9—18
3.1.3	水壩型式選定之一般基準	9—22
3.1.4	水壩建造之基本調查事項	9—23
3.1.5	固定水壩	9—24
3.1.6	活動水壩	9—24
3.2	引水設備	9—28
3.2.1	引水壩	9—28
3.2.2	進水口	9—29
3.2.3	排砂門	9—30
3.2.4	流木通道	9—30
3.2.5	流筏通道	9—30
3.2.6	舟船通道	9—30
3.2.7	魚道	9—30
3.3	水路	9—31
3.3.1	明渠	9—32
3.3.2	暗渠	9—32
3.3.3	隧道	9—33
3.3.4	壓力隧道	9—34
3.3.5	水路橋與倒虹吸管	9—34
3.3.6	槽路	9—35
3.4	沉砂池	9—36
3.4.1	沉砂池之必要性	9—36
3.4.2	沉砂池之構造	9—36
3.5	前池	9—37
3.5.1	前池構造	9—37
3.5.2	溢流設備	9—38
3.5.3	溢流道	9—39

3.6	平壓塔	9—39
3.6.1	單動平壓塔	9—40
3.6.2	水室平壓塔	9—41
3.6.3	小孔平壓塔	9—41
3.6.4	差動平壓塔	9—42
3.7	尾水道	9—42
3.8	壓力水管	9—43
3.8.1	壓力水管之概要及其目的	9—43
3.8.2	壓力水管之種類	9—43
3.8.3	壓力鋼管	9—43
3.8.4	壓力鋼管之經濟直徑	9—44

第四章 水力機械

4.1	主閘	9—46
4.2	水輪機	9—49
4.2.1	水輪機型式與構造	9—49
4.2.2	水輪機之選擇	9—62
4.2.3	水輪機之比速	9—63
4.2.4	出力及效率	9—64
4.2.5	飛脫速率	9—65
4.2.6	回轉數及落差之變動與出力之關係	9—65
4.2.7	速度變動率	9—66
4.2.8	水壓變動率	9—66
4.2.9	穴蝕現象	9—67
4.3	吸出管	9—68
4.4	水壓調整裝置	9—68
4.5	調速機	9—69
4.5.1	調速機分類	9—69
4.5.2	調速機構造及其動作原理	9—70
4.5.3	調速機之性能	9—74
4.5.4	關閉時間與水壓上昇及速度上昇之關係	9—74
4.6	水位調整機	9—75
4.6.1	機械式水位調整機	9—75

4.6.2	電氣式水位調整機	9—76
4.7	給油設備	9—78
4.7.1	操作用壓油設備	9—78
4.7.2	潤滑油設備	9—79

第五章 電機設備

5.1	發電機	9—81
5.1.1	發電機之種類	9—81
5.1.2	發電機的構造	9—81
5.1.3	額定	9—83
5.1.4	保護裝置	9—84
5.1.5	發電機安裝方式	9—84
5.2	激磁機	9—87
5.2.1	激磁方式	9—88
5.2.2	自激方式	9—88
5.3	電壓調整裝置	9—88
5.3.1	振動型自動電壓調整器	9—88
5.3.2	電阻器型自動電壓調整器	9—89
5.3.3	無接點型自動電壓調整器	9—89
5.4	變壓器	9—90
5.4.1	設置臺數與接線方式	9—90
5.4.2	單相及三相變壓器	9—90
5.4.3	冷卻方式	9—90
5.5	電路	9—91
5.5.1	主電路	9—91
5.5.2	輔電路	9—93
5.6	水力發電廠控制方式	9—93
5.6.1	概說	9—93
5.6.2	簡易自動控制方式	9—94
5.6.3	一人控制方式	9—94
5.6.4	遙控方式	9—94
5.6.5	全自動控制發電廠	9—94
5.7	其他電氣設備	9—94

第六章 廠房及附屬設備

6.1	廠房	9—95
6.1.1	水輪機室	9—95
6.1.2	發電機室	9—95
6.1.3	控制室	9—95
6.1.4	匯流排與開關設備室	9—96
6.1.5	電池組室	9—96
6.2	附屬設備	9—96
6.2.1	起重機	9—96
6.2.2	給排水設備	9—97
6.2.3	通訊設備	9—97
6.2.4	油處理設備	9—97
6.2.5	修理工廠	9—97
6.2.6	試驗設備	9—98
6.2.7	工具	9—98

第七章 抽蓄發電

7.1	概述	9—99
7.2	抽蓄發電工程的經濟觀	9—99
7.2.1	基本條件	9—99
7.2.2	經濟價值	9—100
7.3	抽蓄發電的型式	9—101
7.3.1	依土木結構設計分類	9—101
7.3.2	依運用方式分類	9—102
7.3.3	依機械設備分類	9—102
7.4	可逆水泵水輪機組特性	9—103
7.4.1	電動發電機	9—103
7.4.2	水泵水輪機	9—108
7.4.3	可逆機組之優劣點	9—108
7.5	抽蓄發電的得失	9—109
7.5.1	抽蓄發電的利點	9—109
7.5.2	抽蓄發電的缺點	9—109

第八章 水力發電廠之設計、裝機、試驗及維護

8.1	設計摘要	9—110
8.1.1	發電廠位置	9—110
8.1.2	使用流量	9—110
8.1.3	裝機臺數及機械型式之選定	9—110
8.2	裝機	9—111
8.2.1	工程概要	9—111
8.2.2	裝機步驟	9—111
8.3	試驗	9—115
8.3.1	試運轉與試驗	9—115
8.3.2	竣工檢查	9—116
8.4	維護	9—116
8.4.1	進水口維護工作	9—116
8.4.2	水路維護工作	9—117
8.4.3	水槽維護工作	9—117
8.4.4	水壓管路維護工作	9—117
8.4.5	水力機械及電氣設備維護工作	9—117

第九篇

水力發電

鄭開傳

第一章 總 論

1.1 水力資源

電力在人類之日常生活以及工商業之發展上佔有極重要的地位。以水在高標高位處所具有之位能，可使其轉變為經濟而便於利用的電能。而燃燒煤礦或石油等天然資源，將所得之熱能以獲取電能，則火力發電亦係自天然資源中取得之能之一種方式，但這些天然資源並非開採不盡永可利用，勢必有枯竭的一天。

利用太陽熱、潮力、風力及地熱發電在能源之利用上可視為永久的方式，雖然部份經研究試驗後現已實用化，但大規模的利用及開發仍受很多條件之限制。

原子能發電現在已發展到單機容量最大已超過 1,000 MW 以上，在技術與經濟方面均是都可與慣常的火力發電方式相抗衡。然而原子能發電之燃料一鉅一現尚必需依賴於輸入。由此觀之可說水力資源只要開發條件符合經濟原則，乃具有絕對的優越性。

1.2 落差之形成

一般而言，河川之坡度在上游較大，到下游則較小，因之河川坡度高低差之利用價值以上游優於下游。但小流量高落差與大流量低落差之開發選擇，當由施工難易、發電計劃內容等來決定，事實上最為適當者則是以最小的施工費用以獲得最大之發電力。落差之形成有：

(1) 流域之變更，在二條很接近的河川間，利用其高低差將一條河水引入較低河川。

(2) 同一河川彎曲多而且在彎曲之間有高低差，則連接彎曲間較短距離的二點形成落差。

(3) 在河道建造水壩將河水引入導水路中，利用坡度小的水路引至在適當處設置之前池。以原河川之坡度與引水路坡度之差形成落差。

1.4 落 差

發電水路進水口水位與電廠放水口水位間之水位差為總落差。進水口與放水口間，水流經過時將消耗部份落差，此等與動力之發生無直接關係之消耗落差稱為損失落差。總落差減去損失落差稱為有效落差，這是直接與動力發生關係的。

。水路中之各落差損失計有：

- (1) 進水口損失。
- (2) 水路損失。
- (3) 在沉砂池之損失。
- (4) 壓力隧道損失。
- (5) 壓力水管損失。
- (6) 在放水路之損失。

1.4.1 在進水口之落差損失

水流不但有位能，且因其在運動乃有動能。設重量 w 即質量 $M = w/g$ (公斤) 的水，以 v (公尺/秒) 的速度移動時，其動能為

$$\frac{1}{2} M v^2 = \frac{1}{2} \left(\frac{w}{g} \right) v^2 = \frac{w}{2g} v^2 \text{ (公斤} \cdot \text{公尺)}$$

假定此水的移動將其上昇移到 h_1 (公尺) 而全部變成位能 wh_1 (公斤·公尺) 時，此位能應與原先之動能相等，即

$$wh_1 = \frac{w}{2g} v^2 \quad \therefore v = \sqrt{2gh_1}, \quad h_1 = \frac{v^2}{2g}$$

h_1 係因流水有速度而產生之水頭，故稱之為速度水頭。通常各項落差損失均與速度水頭成比例。

進水口之落差損失有二：

- (1) 流進口之落差損失

$$h_s = f_s \frac{v^2}{2g} \quad \text{(公尺)}$$

v ：進水口之流速 (公尺/秒) g ：重力加速度 (公尺/秒²)

f_s ：損失係數 0.2~0.5 (形狀 bell mouth 者可低至 0.1)

- (2) 攔污柵落差損失

$$h_s = \frac{0.56 v^2 + (v - v_s)^2}{2g} \quad \text{(公尺)} \quad \text{(方鐵條攔污柵)}$$

$$h_4 = \frac{0.04 v^2}{2g} \quad (\text{公尺}) \quad (\text{圓鐵條攔污欄})$$

v : 通過攔污欄之水流流速

v_2 : 通過攔污欄以後水流流速

1.4.2 在水路之落差損失

(1) 水路坡度之落差損失

$$h_5 = IL \quad (\text{公尺})$$

I : 水路坡度

L : 水路之總長 (公尺)

(2) 水路進口與水路中 (開渠、暗渠、隧道) 流速變化之落差損失

$$h_6 = \phi \frac{v_2^2}{2g} + \left(\frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} \right) \quad (\text{公尺})$$

ϕ : 水路進口形狀係數 = 0.05 (進口形狀為 Bellmouth)

v_1 : 水路進口處流速 (公尺/秒)

v_2 : 水路內流速 (公尺/秒)

1.4.3 在沈砂池之落差損失

攔砂牆落差損失

$$h_7 = \phi \frac{v_2^2}{2g} + \left(\frac{v_2^2}{2g} - \frac{v^2}{2g} \right) \quad (\text{公尺})$$

ϕ : 係數 = 0.15

v_2 : 在攔砂牆之流速 (公尺/秒)

v : 在攔砂牆前之流速 (公尺/秒)

1.4.4 在壓力隧道之落差損失

(1) 因彎曲之落差損失

$$h_8 = \phi \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{\alpha}{90^\circ}$$

$$\phi = 0.131 + 1.847 \left(\frac{r}{R} \right)^{2.5}$$

但 v : 隧道內流速 (公尺/秒)

α : 彎曲部之中心角 (度)

R : 彎曲部之曲率半徑 (公尺)

r : 隧道內半徑 (公尺)

(2) 因摩擦之落差損失

$$h_f = f \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

$$f = 0.013$$

d: 壓力隧道內徑 (公尺)

l: 壓力隧道長度 (公尺)

v: 壓力隧道內流速 (公尺/秒)

1.4.5 在壓力水管之落差損失

(1) 管進口之落差損失 (管進口為 well-rounded)

$$h_{10} = \frac{mv^2}{2g} \quad (\text{公尺})$$

$$m: \text{係數} = 0.1$$

v: 管進口處流速 (公尺/秒)

(2) 管內摩擦落差損失

$$h_{11} = f \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

$$f: \text{係數} = 0.011$$

d: 管內徑 (公尺)

l: 管長 (公尺)

v: 管內流速 (公尺/秒)

(3) 漸縮管落差損失

$$h_{12} = f \frac{v^2}{2g}$$

$$f: \text{係數} = 0.01$$

v: 較小管徑內流速 (公尺/秒)

(4) 水壓管彎曲之落差損失, 與 1.4.4 (a) 目相同

1.4.6 在尾水路之落差損失

(1) 放水路進口之落差損失

$$h_{13} = \frac{v^2}{2g} \quad (\text{公尺})$$

$$v = \frac{Q}{A}$$

v: 水輪機吸出管出口之流速 (公尺/秒)

A: 吸出管出口面積 (平方公尺)

Q: 水輪機放水量 (立方公尺/秒)

(2) 因放水路坡度之落差損失

$$h_{14} = LI$$

L: 放水路長度 (公尺)

I: 放水路坡度

1.5 理論水力及發電力

流量 Q (每秒立方公尺) 在 H (公尺) 有效落差下所得之動力稱為理論水力, 以馬力 (IP) 或瓩 (KW) 表示之。

$$\text{理論馬力 } P = \frac{Q \times 1000 \times H}{75} = 13.33 QH \quad (\text{IP})$$

表 9-1.1 水輪機發電機效率表 (%)

出力 (KW)	水 輪 機		發 電 機	綜 合
1,000 以下	佩 爾 吞	83 ~84	95.0	79 ~80
	豎軸佛蘭西氏	83.5~84.5		79.5~80.5
	橫軸佛蘭西氏	82.5~84		78.5~80
	卡 布 蘭	82.5~84		78.5~80
1,000~ 5,000	佩 爾 吞	86.5~87	96.5	83.5~84
	豎軸佛蘭西氏	86.5~88		83.5~85
	橫軸佛蘭西氏	85.5~87		82.5~84
	卡 布 蘭	84 ~87		81 ~84
5,000~10,000	佩 爾 吞	89.5~90	97.0	87 ~87.5
	豎軸佛蘭西氏	89.5~91		87 ~88.5
	橫軸佛蘭西氏	88.5~90		87 ~87.5
	卡 布 蘭	88.5~90		87 ~87.5
10,000 以上	佩 爾 吞	89.5~91	97.5	87.5~88.5
	豎軸佛蘭西氏	89.5~92		87.5~89.5
	橫軸佛蘭西氏	89 ~91		87 ~89
	卡 布 蘭	89 ~91		87 ~89

(註): 上列數值表示最高效率

理論水力 $KW = 9.8 QH$ [KW]

發 電 力 = 理論水力 × 水輪機效率 × 發電機效率
水輪機及發電機效率則如表 9.1.1。

1.6 流量及出力

(1) 常時使用流量

一年之內經常都可以使用於發電之流量，稱為常時使用流量。通常此流量是從枯水量（355日）扣除使用於灌溉、漁業等用水及水利事業之用水量。常時使用流量所發的電力稱為常時出力。

(2) 常時尖峯使用流量

每天尖峯負載時在某一定時間內可使用之最大使用流量，稱為常時尖峯使用流量。此流量在調整池將常時使用流量調整，由此所發生的電力稱為常時尖峯出力。

(3) 最大使用流量

電廠使用之最大流量，普通都以 80~90 日河川流量為準。最大使用流量所發的電力為最大出力。

(4) 補給水量

枯水期內由水庫放出之流量，所發的電力稱為補給出力。

1.7 調整池及水庫

1.7.1 調整池

設在水路適當地點的小貯水池，或利用由進水壩所形成的水池，作短時期（一日或一週）之流量調節者，稱為調整池。河川流量一日之內大略為一定值，但通常電力系統內一日間之負載則時刻在變，因之一日之內必將發生流量之剩餘與不足。調整池之目的則為補救上述之缺點，將電力需要較小時之剩餘流量貯於調整池，以補充負載較大時流量之不足。調整池之容量可由下式計算之：

$$V = (Q_2 - Q_1)t \times 60 \times 60 \quad (\text{立方公尺})$$

Q_1 ：常時使用流量（立方公尺/秒）

Q_2 ：尖峯負載時使用流量（立方公尺/秒）

t ：尖峯負載時間（通常 4~6 小時）

V ：調整池所要容量（立方公尺）

1.7.2 水 庫

水庫之目的是將豐水期之剩餘河川流量貯存以補給枯水期之流量，防止發電電力之減少。水庫容量雖可由補給水量計出，但需要準確計算時則可利用累積流量曲線 (mass curve)。累積流量曲線是將每天流量依次積算，如圖 9.1.6 所示，橫軸表示日數，縱軸表示積算流量。圖上 OAFCDHB 是表示自然流量之累積流量曲線，OP 為電廠每日使用之平均流量之累積曲線，若使用流量不變時則為直線，否則為曲線。設水庫在 A 點滿水，由 A 引 OP 之平行線 AC，AC 線與累積流量曲線間之最大縱距離 EF，是在 AC 期間需自水庫補充之最大水量。AF 之斜度較 OP 為小，亦即進水量小於電廠使用流量，故必需取用水庫之蓄水。而 FC 比 OP 之斜度為大，因之從 F 開始貯水至 C 又告滿水。同理引 OP 平行線 DB，則 GH 為該時期之必要貯水量。以每秒立方公尺一日 (cms-day) 作為流量單位，則水庫之所需貯水量為

$$GH \times 24 \times 60 \times 60 \quad (\text{立方公尺})$$

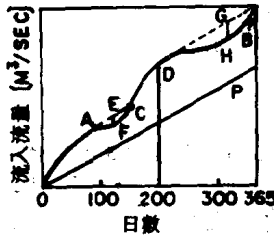


圖 9.1.6 累積水量曲線

第二章 河川流量

2.1 下 雨 量

下雨量簡稱為雨量。雨、雪、霜、雹等大自然降水之一部受太陽熱蒸發回大氣中，另一部則滲入地殼表面被植物之根吸收或深入地下滲成地下水，地下水之一部成為泉水湧出地面再流入河川。這些流入水之匯集成河川，因之雨量直接與河川流量有重大的關係。雨量之測定是在一定時間內所降下之雨水積水深以公厘表示之。例如一小時若干公厘。下雨量受地理位置，如離海洋距離、標高、恒風以及山脈之位置等因素所影響。

2.2 流量、流出係數

在一定時間內河川流域流出水量之總和稱為河川之流量。流量受流域內之雨量、蒸發、滲透以及流域面積、地勢地質之影響。森林可增加流量，減低地面蒸發量，所以雖有葉面上之蒸發，結果還是增加流量。此外，森林還可調節流量減低洪水量，並提高枯水量。流量除以流域面積稱為單位出水量（unit yield）以公厘表示之。又流量與下雨量之比稱為流出係數。

2.3 流量之變動

雨量在一年四季之內各有不同，所以河川之流出量也隨之增減，而使河川流量常有變動。同一河川，在上游之流量及在下游之流量也有所不同。水力發電在規劃時，最大使用流量及經常使用流量之決定，與發電結構物在設計上之需要，為方便起見，將河川流量及對流量之河川水位作下列之標準予以區別。

- (1) 枯水量及枯水位：一年之內不低於 355 日流量之流量及其水位。
- (2) 低水量及低水位：一年之內不低於 275 日流量之流量及其水位（也稱為九個月水量）。
- (3) 平水量及平水位：一年之內不低於 185 日流量之流量及其水位（也稱為六個月水量）。
- (4) 豐水量及豐水位：一年之內不低於 95 日流量之流量及其水位（也稱為三個月水量）。
- (5) 高水量及高水位：每年發生一或二次之高流量及其水位。
- (6) 洪水量及洪水位：三至五年發生一次之流量及其水位。
- (7) 最大洪水量及最大洪水位：有記錄之最大流量及其水位。

(8) 平均枯水量、平均低水量、平均平水量及平均枯水位、平均低水位、平均平水位：(1)、(2)、(3) 各項流量及水位在某一定年數間之平均值，如稱幾年平均低水量、幾年平均平水位等。

(9) 幾日水量或幾月水量：一年之內不低於若干日或若干月流量之流量。

最大洪水量是水壩及電廠設計上之最重要因素，而最大使用水量以及經常使用水量為保守計，寧取平水量及枯水量以作為設計基準。

年間流量直接為計算設計電廠年間可能發電量之基準。水文資料及流量記錄在發電計劃上極為重要，因此，開發水力資源首先對河川之流量記錄加以調查與研究。重要河川必在適當地點設有水文站以測量河川流量，而將其測量記錄分類保存以供研究之參考。

2.4 流量測定

流量的測定方法有直接測定與間接測定二種。直接測定法用在較小流量之測定，而間接測定則分別將水流流速與水路斷面積測定以計算流量。一般流量之測定大多採用間接法。流量測定法有：

- (1) 堰測法（直接測定）。
- (2) 公式計算法。
- (3) 流速計法。
- (4) 浮子法。
- (5) 其他方法。

2.4.1 堰測法

一般的做法是在水路中設置堰壁，使水流在其上溢流，而精密地測定水深，依公式算出流量。計算公式則以佛蘭西氏公式較為普通，所計算出的流量精度較高。圖 9.2.1 及圖 9.2.2 所示為矩形堰之測定。

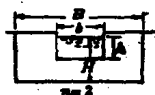


圖 9.2.1 (a) 矩形堰正面



(b) 矩形堰側面

靜水時

$$Q = 1.838 (b - 0.10 nh) h^{3/2} \quad (\text{立方公尺/秒})$$

有接近流速時

$$Q = 1.838 (b - 0.10 nh) [(h + h_a)^{3/2} - h_a^{3/2}] \quad (\text{立方公尺/秒})$$

n : 收縮邊數

$$h_a = v_a^2 / 2g \quad (\text{公尺})$$

v_a : 接近流速 (公尺/秒) (詳細請參閱水力學書籍)

佛蘭西氏公式是根據實驗發展出來，對於下列各尺寸之堰較為適宜而且精度也高

水頭 $h = 0.19 \sim 0.50$ 公尺

堰長 $b = 2.42 \sim 3.00$ 公尺

堰高 $H_0 = 0.6 \sim 1.50$ 公尺

BAZIN 公式 實驗測定之範圍是

$h = 0.1 \sim 0.6$ 公尺

$b = 0.5 \sim 2.0$ 公尺

$H_0 = 0.24 \sim 1.10$ 公尺

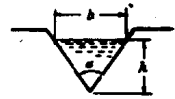


圖 9.2.2 三角堰

水路幅寬不超出 2.0 公尺，銳角堰頂時流量 Q

$$Q = \left(0.405 + \frac{0.003}{h} \right) \left(1 + 0.55 \frac{h^2}{H_0^2} \right) b \sqrt{2gh^{3/2}}$$

兩側面收縮時

$$b = \text{堰長} - 0.2 h$$

單側面收縮時

$$b = \text{堰長} - 0.1 h$$

三角堰通常是利用等邊三角形開端，頂角 $\alpha = 90^\circ$ (圖 9.2.2)

$$Q = \frac{8}{15} C \tan \frac{\alpha}{2} \sqrt{2gh^{3/2}} = \frac{4}{15} C \frac{b}{h} \sqrt{2gh^{3/2}}$$

即 $\alpha = 90^\circ$ 時， $b = 2h$ 故

$$Q = \frac{8}{15} C \sqrt{2gh^{3/2}}$$

C : 流出係數， $\alpha = 90^\circ$ 時，設 $Q = c' h^{3/2}$ ，則 c' 值如表 9.2.1

所示。

表 9.2.1

h (公尺)	0.05	0.075	0.10	0.15	0.20	0.25
c'	1.42	1.41	1.40	1.39	1.38	1.38