

側溢道設計

Design of Channel Side Spillway

臺大農工系講師

洪 有 才

一、概 述

側溢道為一種渠道保護工，其目的乃將由進水口流入計劃水量以上之水，或由高處流入渠中之水，或因下游分水處之水門關閉以及渠道中因砂土之堆積所致破壞性之水排洩之。側溢道之位置視當地之條件而定。若有多餘之流入水，則設在其下游，同時應選擇洩水路較短而與排水路或排水河川取得最適當之連繫。由降雨後水位急速上昇之河川引水時，應設於進水閘下游。尚設於山腰之渠道其填土部之越流所致破壞性甚大，亦應設置之。

側溢道之種類大致可分為兩大類；一為自動式 (Uncontrolled Type)，二為操作式 (Controlled Type)。前者有側堰式，虹吸式以及自動水門式，後者如水門式等。茲將以上各式述之於后：

二、堰式側溢道 (Sideweir spillway)

堰式側溢道由溢流部與放流部所成。在溢流部下若無調節水深之制水設備，則無法將全部餘水排除，此時僅作一般之補助作用而已。若欲將餘水之全量排除，側溢道之下游端之溢流水深必使等於零，因此需甚長之堰寬。實際上假設渠道之水深經過側溢道時亦相同而決定溢流寬度。

渠道之餘水流至下游時，經過側堰之上游端水面當為溢流部之水面高，此水面設其在溢流部全寬度均相等。側溢道放流後，渠道下游之流量設等於全流量減溢流量，並設餘水之一部容許流入下游渠道。

1. 水理計算：

溢流量之計算可依圖一 a 及 b 所示，用近似法解之，(詳細理論請參考 Open Channel Hydraulics-Ven Te Chow. Chapter 12) 並設堰頂與渠道底平行。設 AB 間有流量 $Q_1 - Q_2 = Q$ 溢流，在 B 以下之渠道，知以 Q_2 之等流流下

時所需之水深 $H_2 + H_3$ ，利用伯努利 (Bernoulli) 定律

$$H_1 + \frac{V_1^2}{2g} = H_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

$$\therefore H_1 = H_2 + \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g}$$

式中 V_2, H_2 為已知，由假定 V_1 即可得 H_1 。由於完全溢流或不完全溢流，可由下列公式 1 及 2 求得溢流量，由此與 $Q_1 - Q_2$ 比較，並調整 V_1 ，使 $Q = Q_1 - Q_2$ ，而求 H_1 公式 1 及 2 如下：

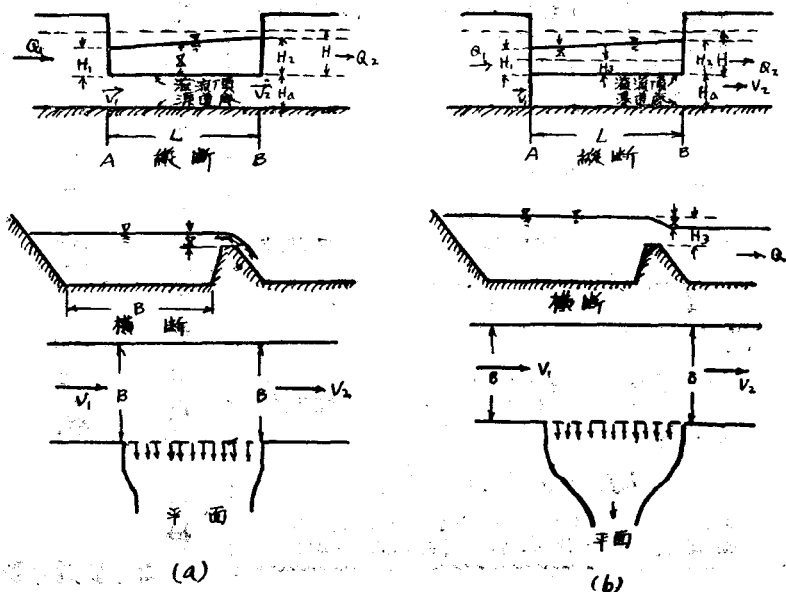
$$\text{完全溢流時 } Q = \frac{2}{3} CL \sqrt{2g} \frac{2}{5} \frac{H_2^{5/2} - H_1^{5/2}}{H_2 - H_1} \dots (1)$$

$$\text{不完全溢流時 } Q = \frac{2}{3} CL H_3 \sqrt{2g} \frac{\{(H_2 - H_3)^{3/2} + (H_1 - H_3)^{3/2}\}}{(H_2 - H_1)} \dots (2)$$

側溢道之頂標高一般設與計劃水面同高，但亦可使側溢道頂標高較計劃水位低約 0.10~0.30m，採用插板調節，此時插板間設橋墩，上面作為人行橋等。

2 側堰式結構：

側堰式結構材料有普通混凝土，鋼筋混凝土，其



圖一 完全溢流及不完全溢流之水理說明圖

安定性，可先假定斷面而依水壓及地震力加以檢討。若側溢道設於土渠中必加以適當之內面工長度，並為防止滲透水之破壞，截水牆(Cut off)亦應特別注意。截水牆之深度在滲透土質之渠道以水深之 $\frac{1}{2}$ 為標準，然可依土質而減至水深之 $\frac{1}{3}$ ，但以60cm為最小；若設有內面工及截水牆時，滲透路長依土質可設為水深之3.5~7倍而決定內面工之長度。側堰式側溢道之洩水道可依一般消能器之設計，請參考跌水工，陡槽或暗渠設計。因此種側堰式側溢道在較大洩水量時所需堰長較大，目前漸被棄用而以虹吸溢水道代替之，詳細計算即以虹吸溢水道為例。

三、虹吸溢水道(Siphon Spillway)

虹吸溢水道可利用上下游水面之全落差，較溢流堰斷面小，又較利用水門式者經濟。經過虹吸之流量則依其進口與出口之水頭差決定。虹吸管中之流速不能大於在虹吸管頂由大氣壓所產生之流速。虹吸溢水道在構造上大別為高水頭虹吸及低水頭虹吸，茲將此兩種構造之水理分別述之：

1. 水理計算：

i. 高水頭虹吸溢水道：

如圖二，其出口之摩擦損失可用 Chezy 公式或 Manning 公式求之，並設管之斷面與喉部之斷面相同。設摩擦損失水頭為 h_f ，由 Chezy 氏公式得

$$h_f = \frac{V^2}{C^2 R} L \quad \dots\dots\dots(3)$$

式中 L = 出口管長度 (m)

R = 水力半徑 (m)

C = Chezy 式之係數

若由 Manning 公式求之則得

$$h_f = \frac{(nV)^2}{R^{4/3}} \cdot L \quad \dots\dots\dots(4)$$

式中除 n 為 Manning 式之糙率外其餘符號與公式 (3) 中之說明相同。

設有效水頭為 h 則得

$$h = \frac{V^2}{2g} = H - f_0 \frac{V^2 - V_0^2}{2g} - f_0 \frac{V^2 - V_0^2}{2g} - f_b \frac{V^2}{2g} - \frac{V^2}{G^2 R} L \left(\frac{(nV)^2}{R^{4/3}} \cdot L \right) \quad \dots\dots\dots(5)$$

式中 H = 全水頭 (m)

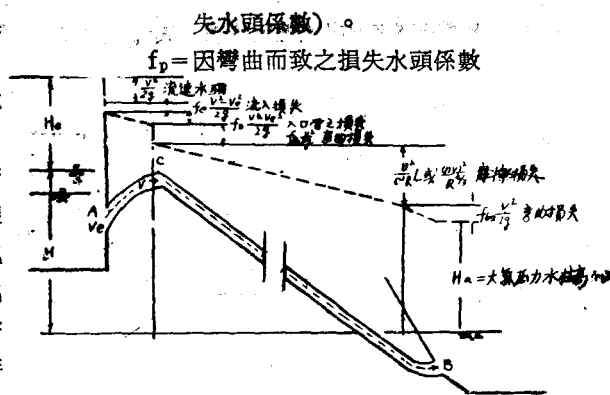
h = 有效水頭 (m)

V_0 = 進口管之流速 (m/sec)

V = 喉部及出口管之流速 (m/sec)

f_0 = 進口之損失水頭係數

f_b = 進口管之損失水頭係數 (圓滑漸縮之損



圖二 高水頭虹吸側溢道之水理說明圖

註：圖二中 H_0 = 大氣壓力(該地大氣壓力 mm/760mm $\times 10.3$ m)

理論上若將虹吸管喉部上游之損失水頭變為甚小時，頂點之壓力幾乎接近於零，理論上之 $V_{max} = \sqrt{2gH_0} = 14.2$ m/sec。不論 H 多大，其流速不能超過此數字。實際上流水中含有空氣，不能成為完全真空，若要利用上下游之落差 10.3m 以上時，要使 V 稍小於 $\sqrt{2gH_0}$ 而行模型實驗來決定。如圖二 H_0 之最高值為 10.3m，因此儘量使 AC 間之斷面加大，在 CB 間愈至下游斷面愈縮小而流速增加，使 CB 間之損失水頭 H_b 與 CB 間之水頭差相等。假定頂點 C 之斷面積為 a_m^2 ，則虹吸之流量 Q 為：

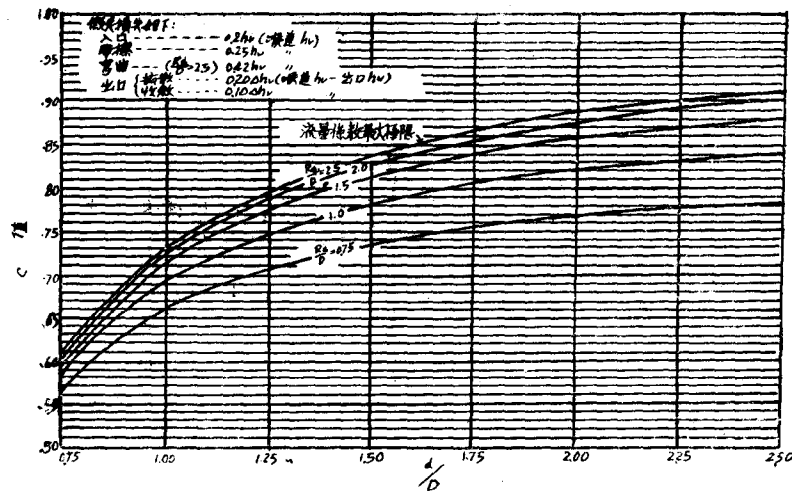
$$Q = a_m \sqrt{2gh} \quad (m^3/sec) \quad \dots\dots\dots(6)$$

式中 h = 有效水頭 (m)

ii. 低水頭虹吸溢水道：

低水頭虹吸溢水道應用於渠道，非但經濟，排洩水量效果又佳，美國墾務局曾就低水頭虹吸溢水道加以仔細之分析與水工試驗，而定出規範，故凡設計者可依其步驟一一設計計算，茲將其述之如次：

低水頭虹吸溢水道如圖三，其水理無非利用其上下游水頭差之能量而作用。當流水經虹吸溢水道，而其中各種損失水頭小於其上下游水頭差即可發生虹吸現象。虹吸溢水道之容量由當地情形而決定，如係設在某種渠道構造物(如虹吸工，或渡槽等)之上游，僅防止因超出計劃水量以上之水量流入，則其容量可由於該點之洪水量而定。如係保護因其下游渠道受災害復修或堵塞，則其可能要容納之水量即為該渠道之計劃水量加洪水量。虹吸溢水道之頂(crest)約略與計劃水位同高，或可高於計劃水位 5cm~10cm。虹吸溢水道如係前所述，為排除計劃水量加洪水量時，可能在其下游端渠道中須設置控制閘，使所有全部流



圖五 虹吸溢水道流量係數C值與 d/D 及 $\frac{R_{CL}}{D}$ 之關係

美國墾務局根據實驗，將此種低水頭虹吸溢水道之損失水頭為最小時有如下表二之規定。

表二 低水頭虹吸溢水道損失最小之規定

各部名稱	設 計 要 點	理 由	備 註
入 口	設一段良好之漸變，使斷面積逐漸縮減，入口斷面積必須有喉部斷面積之2~3倍。	給于加速度減少流入損失。	上圖入口損失為 0.2hv。
喉 部	喉部尺寸依容量而定，最好採用寬與高之比為 2_0D ，除鐵製模型外，不得小於60cm $R_{CL}/D=2.5$ 最佳	減少彎曲損失。	較大寬度與較小高度可縮短開始作用時間
上部彎曲	最好採用 $P_{CL}/D=25$ ，曝氣缺口位置與喉頂成 60° 平壓管設於側壁內以連接缺口與拱頂。	減小彎曲損失缺口防止水脈黏於喉頂，平壓管可確保水脈形狀。	喉部上下部彎曲，斷面一律相等。
下部彎曲	P.C設於水脈接觸點 P.C 點為喉頂水位在所欲開始作用之水位時，所生水脈軌跡上一點，最好採用 $R_{CL}/D=25$ 彎曲部上版之最下端必須與出口之底同一標高	封閉及排出上部彎曲之空氣，封閉下部彎曲及確保部份真空之發生。	
擴 散 管	出口終點設於所欲標高由 $8^\circ30'$ 之橫散角決定擴散管長度，出口終點之管高約 $(1.5-2.0)D$ 為適當。	逐漸擴大斷面增加流量。	上圖擴散損失為 0.2hv。
斷 吸 管	設於喉道拱頂，設置管入口平於計劃水位或稍低，斷面積=喉道斷面積-24，因斷吸管突出虹吸管頂，易受損壞，常用箱型鐵製活動式斷吸管(Adjustable air vent)代替。	慢慢斷絕虹吸作用，以防上激烈震動。	實用上使用可調節入口高度之斷吸管為佳。
入口封水	入口潛入水中應有相當深度，以防止入口水面降底。	防止空氣之Gulping保持正常斷吸作用。	

2. 結構設計

除參考表二決定各種尺寸外，因為虹吸管內發生真空，管道結構必使能低抗外來大氣壓力及其他荷重（如土壓及地面載重。圖六為低水頭虹吸水道之標準結構圖，一般情形可照此圖設計，但若土壓及地面載重特殊時，則可由假定之斷面，取其最低部管部當為應力檢討之臨界斷面，檢定時可參考前章暗渠設計為之。

3. 低水頭虹吸溢水道之設計步驟：

- (1)估計排放量。
- (2)決定喉頂標高（與渠道計劃水位同高或較高 5 cm~10cm）
- (3)決定有效水頭（喉頂標高——出口水面標高）
- (4)假定D及 R_{CL} ，用渦流公式年算最大渦流量。

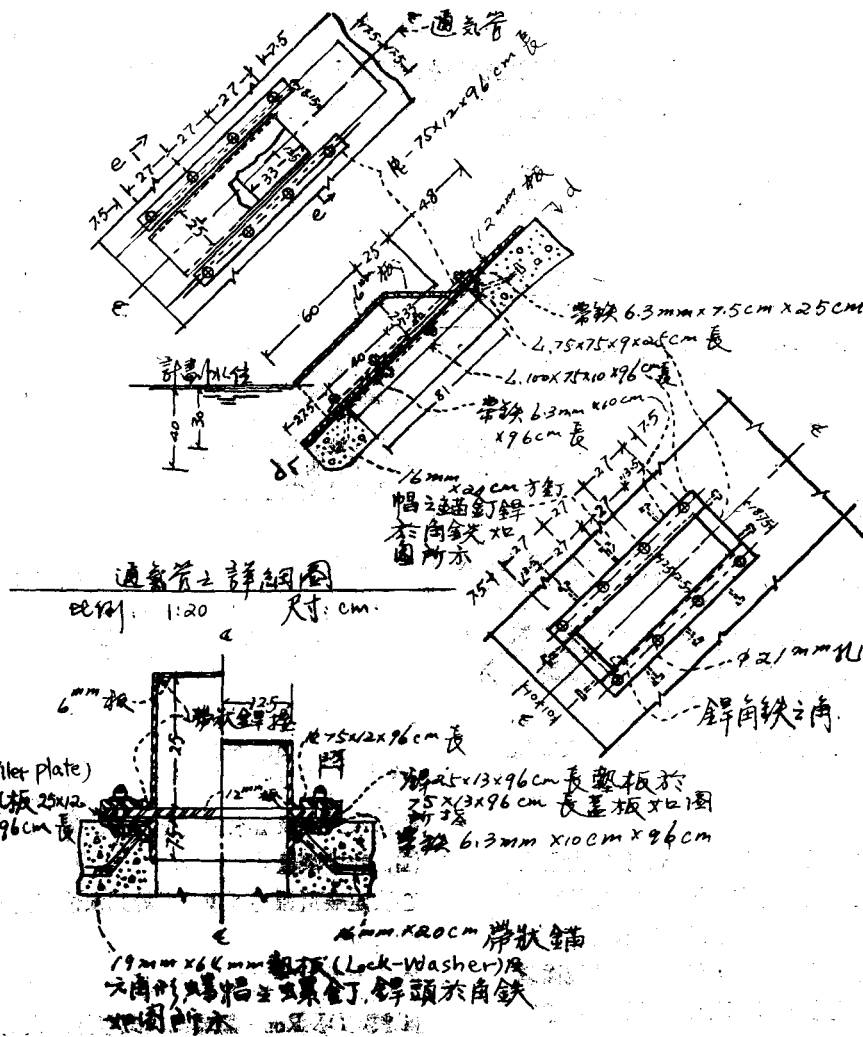
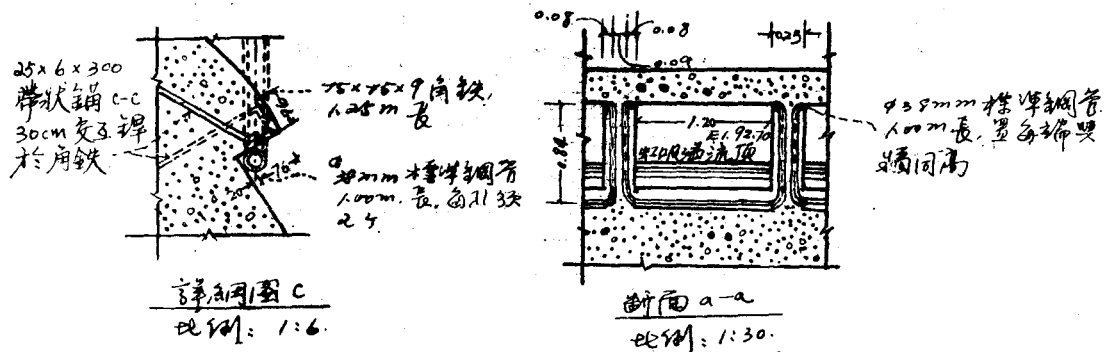
$$q' = R_{CL} \sqrt{0.7h(2g)} \times \log_e \frac{R_s}{R_o}$$

D之最小值為60cm (參考表二), $R_{OL}/D=2.5$
 (5)選擇d及H值→由圖五查得C值, 利用公式

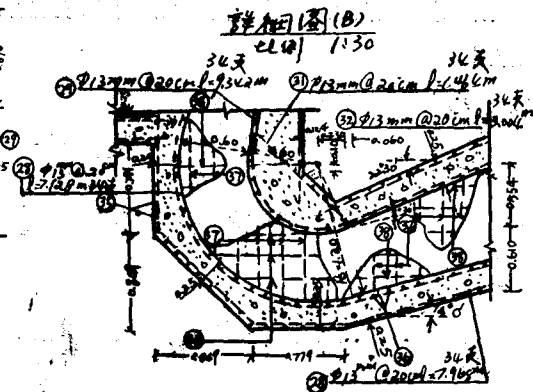
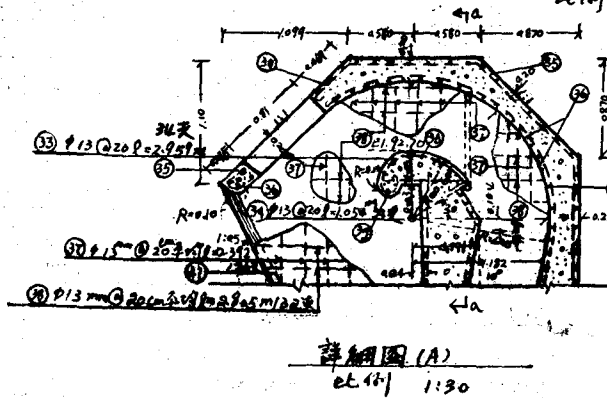
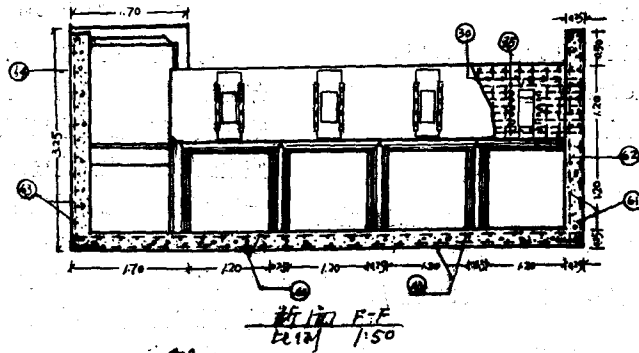
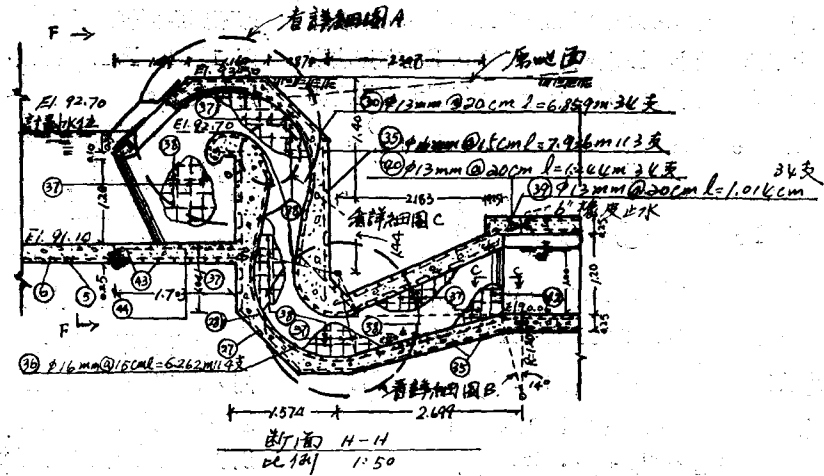
$$q = CD\sqrt{2gH}$$

求得實際流量。(q值要小於q'值)。

(6)求喉頂所需寬度 $\frac{Q}{q}$, 由總排水量Q, 選定喉頂



圖六 低水頭虹吸溢水道標準結構圖



寬度及虹吸管數目，並求該寬度時之單位寬流量 q 。

(7)若第(5)項所得 q 值大于第(3)項所得 q' 值，應反覆第(4)(5)項，至 $q = CD\sqrt{2gH} \leq Rcv\sqrt{0.7h} (2g)$

$\log \frac{R_s}{R_c}$ 爲止

(8)由渠道所欲開始作用時之水面標高，決定喉頂

開始作用水頭，該水頭以 $\frac{D}{3}$ 爲宜。

(9)決定斷吸管之尺寸及其入口標高。

(10)選擇並決定各部份尺寸（設置缺口以防止水脈黏貼喉頂，設置平壓管以平衡水脈上下氣壓）

4. 設計例：（花蓮縣吉安圳第二支線虹吸溢水道）設計條件：虹吸溢水道容量 $Q = 13.10 \text{ m}^3/\text{s}$ （計劃流量 $2.2 \text{ m}^3/\text{s}$ 洪水量 $10.9 \text{ m}^3/\text{s}$ ）渠道計劃水位 EL.92.70m，虹吸管出口水位 EL.91.06m。

(1)決定溢流頂（Crest）標高爲 EL.92.70m。

(2)有效水頭 $H = 92.70 - 91.06 = 1.64 \text{ m}$ 。

(3) 假定 $D=0.60\text{m}$; $R_{OL}=1.5D=0.90\text{m}$ 本設計中, 由于落差較小, D 取最小值 0.60m , R_{OL} 亦無法取 $2.5D$ 。該地標高為 92.70m , 其大氣壓力水柱高約 10.20m 。 $R_0=R_{OL}-\frac{D}{2}=0.60\text{m}$; $R_s=R_{OL}+\frac{D}{2}=1.20\text{m}$ 渦流最大流量為

$$q' = R_{01} \sqrt{0.7h(2g)} \text{Loge} \frac{R_s}{R_0} = 0.60 \sqrt{0.7 \times 10.20 \times 19.6} \text{Loge} \frac{1.20}{0.60}$$

$$= 0.60 \times 11.9 \times 2.303 \times 0.301 = 4.95 \text{m}^3/\text{s}$$

$$[\text{Loge} N = \frac{1}{\text{Log}_{10} e} \times \text{Log}_{10} N = 2.303 \times \text{Log}_{10} N]$$

(4) 假定 $d=1.00\text{m}$; $H=1.64\text{m}$ 即

$$\frac{d}{D} = \frac{1.00}{0.60} = 1.67; \frac{R_{OL}}{D} = 1.5$$

由圖五查得 $C=0.827$

$$q = CD \sqrt{2gH} = 0.827 \times 0.60 \sqrt{19.6 \times 16.4} = 2.82 \text{m}^3/\text{s}$$

(5) 求喉頂所須寬 L

$$L = \frac{Q}{q} = \frac{13.10}{2.82} = 4.65 \text{m}$$

決定用寬度為 1.20m (高度之二倍), 虹吸溢水道四門, 共寬 4.80m 。

$$(6) \quad q = CD \sqrt{2gH} = 2.82 \text{m}^3/\text{s} < 4.95 \text{m}^3/\text{s}$$

$$= RC \sqrt{0.7h(2g)} \text{Loge} \frac{R_s}{R_0}$$

(7) 求水脈曲線, 假定溢流頂水深為 $\frac{D}{3}$ 時發生虹吸作用

$$y = X \tan \phi + \frac{x^2}{4H_v \cos^2 \phi};$$

$$\text{式中 } \phi = 60^\circ; H_v = \frac{D}{3} + \frac{R_0}{2} = \frac{0.60}{3} + \frac{0.60}{2}$$

$$= 0.50 \text{m}; \tan \phi = 1.732; \cos^2 \phi = \frac{1}{4}$$

即

$$y = 1.732 \times + \frac{x^2}{0.50}$$

(1)	(2)	(3)	(4)
x	1.732 x	x ² 10.50	y (3)+(4)
0.10	0.173	0.020	0.193
0.20	0.346	0.080	0.426
0.30	0.520	0.180	0.700
0.40	0.693	0.320	1.013
0.50	0.866	0.500	1.366
0.60	1.039	0.720	1.759
0.70	1.212	0.980	2.192

此水脈曲線, 如果設置虹吸管直立部份為垂直,

即不與對面管壁接觸, 故把虹吸管直立部份向上游傾斜 10° 即 P.C. 點位置在水脈接解點稍下, 虹吸作用可發生。

(8) 斷吸管決定用箱型鐵板製活動式斷吸管, 其尺寸如設計圖六。

(9) 平壓管用 $\phi=38\text{mm}$ 鋼管, 平壓管端與虹吸管壁齊平, 缺口附有角鋼, 以防止冲刷。

四、自動式水門側溢道

為保持渠道中一定之水位, 有各種自動顛倒式水門, 實際因水門與側壁間接合處常有漏水現象, 應加以注意。此種裝置價格較昂, 且因操作無把握, 應特別加以注意。其設計可參考各種可動堰之設計。

五、水門式側溢道

為一種禁止水量流入渠道下游, 而將渠中之水全部排除於排水路或附近河川之構造物, 其閘門形狀, 閘門數等與一般進水口閘門或制水門相同。為排除渠底之土砂, 其水門之構造有上下滑動及扇形閘門等。一般扇形閘門應用於渠中水位在 2.50m 以上, 寬度以 $5.5\sim 6\text{m}$ 為限度。

水門式側溢道主要目的乃(1)保護渠道或修理渠道時排除多餘或全部水量。(2)排除渠道中之沈積物。

水門式側溢道之位置, 主要依流入量而定, 但尚須與排水路或河川有良好之聯結。水門式側溢道由於設置之目的及位置不同有(1)進水口下游側溢道。(2)渠道保護側溢道。(3)構造物保護側溢道。(4)排水路下游側溢道。(5)導水路終點側溢道等。

水門式側溢道, 由於各種不同目的, 其排水量之計算亦不同, 若為保護渠道, 則除計劃通水量外尚加流域內流入之多餘水量, 若為排除渠中土砂, 則雖僅須少許水量, 但乃以能排除渠中最大通水量為原則。

1. 斷面決定: 水門式側溢道若與橫越渠道之制水門同時設置時, 應使此二者聯設之。若無制水門設置時, 應將側溢道之水門底標高下降以便能排除全部之水量。此降下之底與原渠道底可有一坡度, 或以直立之壁聯結之。欲排除全流量時之水面應較原渠道底為低。

排除於較側溢道水門為低之排水路或河川時之排出量計算可依式 ()

$$Q = CLH_0^{3/2} \dots\dots\dots ()$$

式中 L = 側溢道之底寬 (m)

$$H_0 = \text{堰上水深 (m)} = \text{臨界水深} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

C=流量係數 2.62 (Bellassis) 或 2.78 (Bazin)

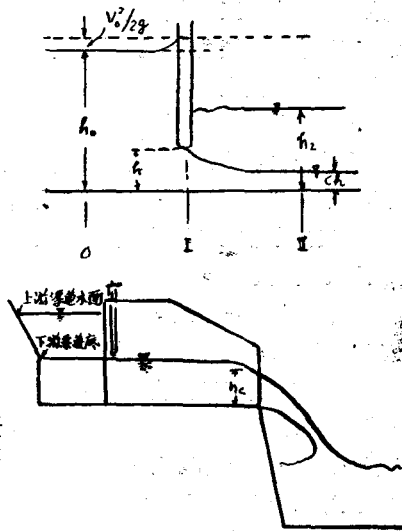
又水門之流量由下式計算：

$$Q = Ch\{2g(E - Ch)\}^{1/2} \dots (\text{m}^3/\text{sec}/\text{m}) \quad (\quad)$$

$$Q = Ch\{2g(E - h_2)\}^{1/2} \dots (\text{m}^3/\text{sec}/\text{m}) \quad (\quad)$$

式中 E=水門前之比能量 (m)，若流速小時， $E=h_0$

h_0 係水門前之水深。



圖七：水門或測溢道水理說明圖

h =水門開啓高度

h_2 =下游水面高時之下游水深。

c =係數

h, h_0 及 c 之關係如下

h/h_0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
c	0.611	0.605	0.604	0.604	0.607

2. 閘門設計：

水門一座之寬度依水量而定，若寬度超過 1.8m 時應設橋脚 (Pier)。水門之寬依舉上之力，加諸於水門之水壓及水門之形式而定，且應使操作簡單且在短時間內可達到目的，又需考慮水門之經費。水門依使用材料可分如下：

(i) 木製水門：木板最小厚度為 45mm，並依水壓而定。木板條應水平配置，並用螺釘 (Bolt) 固定，板之接連處應為凹凸形或其他形狀，總之須確保無漏水之處為原則，且門亦應使易於滑動。水門板之厚度可依下列公式算得：

$$d = 27.46 \sqrt{\frac{H_s}{f}} \dots (\quad)$$

式中： d =板厚度 (cm)

H_s =(水深+流速水頭) m,

f =木材之強度，(kg/cm²),

b =水門寬度 (m)。

(ii) 鋼製水門：採用 6mm 厚度以上，由鋼架補強。

(iii) 鑄鐵水門：由各種不同壓力而定，或利用已定之標準而選擇。

參 考 文 獻

1. Design of Small Dam(1960).....U.S.B.R
2. 土地改良事業計劃設計基準第三部第五篇水路工——日本農林省。
3. 農業工程通訊第十期虹吸溢水道設計——吳耀煌。
4. 灌工設計講義——洪有才。
5. Open Channel Hydraulics-Ve Te Chow

(上接第34頁)

五、參考文獻

1. 寺澤四郎 (1963)；畑土壤の水分の運動に關する研究 農業技術研究所報告B13：1-117。
2. 椎名乾治 (1963)；蒸發散による畑地水分の減少機構に關する研究 農業土木試驗場報告1：83-156。
3. 劉步達、張玉鑽 (1961)；蔗作灌溉之研究(二)適度灌溉水量試驗 糖試所研究試驗報告49-50年期pp.46-47。
4. 張玉鑽 (1963)；蔗田畦間灌溉之通水位置對於用水效率之研討 農業工程學報9(1)：2-4。
5. 張玉鑽 (1963)；甘蔗畑の適正灌溉水量に關する研究 熱帶農業6(3)：142-150。
6. 張玉鑽 (1964)；甘蔗旱地灌溉土壤之水分收支動態研究 臺灣水利 12(1)：21-38。
7. 張玉鑽 (1965)；蔗作畦間灌溉法合理化之研究 糖試所研究試驗報告 53-54年期 pp.36-38。
8. 牧隆泰 (1954)；農業土木學詳論 pp. 170-177 東京，地球出版社。
9. 張建勛 (1957)；灌溉與排水學 p. 246、臺北、正中書局。