



水土保持單元叢書 06

農塘設計與施工單元叢書

行政院農業委員會水土保持局



水土保持單元叢書 06

農塘設計與施工單元叢書



行政院農業委員會水土保持局 編印

行政院農業委員會水土保持局 編印
中華民國109年12月

農塘設計與施工單元叢書

序

水土保持專業領域之主要參考資料，計有水土保持法及其技術規範，以及水土保持手冊，前者為法規規定，屬原則性之陳述，後者則是依法規論述，佐以過往技術累積傳承，以精簡實用為主。整體而言，於內容廣度上尚能滿足實務需求，惟水土保持涉及自然環境變遷與人為土地開發利用問題，複雜程度實非現行水土保持手冊相關內容所能涵蓋。是以，植基於水土保持法、水土保持技術規範及水土保持手冊之架構下，將水土保持各項議題及工法之特性及應用，採以叢書方式做更為寬廣完整而細緻的呈現，提供工程師從事水土保持處理與維護時之參考，實屬必要。

農塘是台灣人文和自然環境交織而成的特殊地景，就台灣歷史文化的發展來說，具有特殊的人文意義，但是隨著土地利用型態的急遽改變，位於山坡地的一些農塘常因灌溉需求降低、缺乏管理維護或水質惡化等各種因素之影響，導致荒廢或填平移作他用，使得農塘數量急遽減少，除了直接影響山坡地非灌區之灌溉水源外，從生態和氣候變遷的角度來看，其後果也危害了區域性生態、微氣候及下游地區淹水等問題。於是，山坡地農塘作為山坡地儲蓄水源之一種設施，必須因應時代需求而賦予新的任務和挑戰，跳脫以灌溉為主之思維，並重視滯洪、減峰等多元的功能。

在這樣的背景之下，本叢書以農塘為主軸，對於農塘類型、功能、調查評估方法、滯洪演算、潰壩風險、設計及施工原則、改善處理對策及效益分析等多個面向廣而深入地探討。最後，本叢書分別以築壩式和離槽式農塘舉出了 8 個滯洪案例演算，以共參考。

本叢書在撰寫過程，承蒙水土保持相關技師公會、水土保持與生態等學者專家及本局同仁提供寶貴意見，最終得以順利編修完成，謹致萬分謝忱！

目次

序.....	I
目次.....	III
圖目次.....	IX
表目次.....	XV
第一章 前言	1-1
第二章 農塘定義、類型與功能	2-1
2.1 定義.....	2-1
2.2 類型.....	2-1
2.2.1 依構築方式分類.....	2-1
2.2.2 依相對位置分類.....	2-5
2.2.3 依座落位置分類.....	2-6
2.2.4 依功能性分類.....	2-7
2.3 功能.....	2-8
第三章 農塘調查與評估	3-1
3.1 調查目的與類型.....	3-1
3.2 基本調查.....	3-1
3.2.1 基本資料建立與調查.....	3-1
3.2.2 農塘調查成果.....	3-11
3.3 築壩式農塘破壞原因.....	3-14
3.3.1 降雨作用.....	3-14
3.3.2 地震作用.....	3-16
3.4 築壩式農塘破壞類型.....	3-17
3.5 築壩式農塘安全性檢查	3-22
3.5.1 定期與特殊檢查.....	3-22

3.5.2 外觀損劣化檢查項目	3-24
3.5.3 重點農塘異常程度判別	3-33
3.5.4 重點農塘安全性初步評估	3-34
3.5.5 安全性檢查結果	3-34
3.6 非破壞性檢測	3-39
3.6.1 非破壞性檢測時機	3-39
3.6.2 非破壞性檢測方法	3-39
3.6.3 透地雷達檢測	3-40
3.6.4 透地雷達檢測案例	3-54
3.6.5 地電阻檢測	3-57
第四章 農塘滯洪演算	4-1
4.1 農塘滯洪功能	4-1
4.2 滯洪演算	4-4
4.3 農塘進流量推估	4-8
4.3.1 單一在槽式農塘進流量	4-8
4.3.1-1 合理化公式	4-9
4.3.1-2 修正合理化公式法	4-15
4.3.1-3 修正三角形單位歷線法	4-16
4.3.2 串聯在槽式農塘進流	4-19
4.3.3 離槽式農塘	4-20
4.4 農塘滯洪容積	4-27
4.5 農塘出流控制設施	4-31
4.5.1 出水口	4-31
4.5.2 緊急溢洪道(口)	4-35
4.5.2-1 堰流	4-35

4.5.2-2 明渠式溢洪道	4-41
4.5.2-3 豎井式溢洪道	4-46
4.6 滯洪效率.....	4-50
第五章 築壩式農塘潰決风险分析	5-1
5.1 风险分析.....	5-1
5.2 土壩潰決機制.....	5-2
5.2.1 土壩潰決原因.....	5-2
5.2.2 潰口形狀.....	5-3
5.3 壩體潰決水力演算.....	5-4
5.4 淹水危害度分析.....	5-6
5.5 農塘潰決脆弱度分析.....	5-8
5.6 農塘潰決风险分析.....	5-9
5.7 農塘潰決分析案例.....	5-10
第六章 築壩式農塘設計原則	6-1
6.1 土壩特點.....	6-1
6.2 土壩類型.....	6-2
6.3 土壩工作條件.....	6-4
6.4 壩址選擇.....	6-6
6.5 築壩土石材料.....	6-7
6.6 土石料壓實標準.....	6-9
6.7 土壩設計.....	6-11
6.7.1 斷面尺寸.....	6-11
6.7.2 土壩構造.....	6-12
6.7.3 濾層.....	6-15
6.7.4 壩面護坡.....	6-18

6.7.5 土壩基礎處理.....	6-20
6.7.6 整坡護坡.....	6-23
6.7.7 沉砂設施.....	6-24
6.7.8 其他.....	6-25
6.8 土壩滲流穩定分析.....	6-25
6.8.1 土壩邊破壞模式.....	6-25
6.8.2 土壩滲流分析方法.....	6-26
6.8.3 土壩水力學法滲流分析.....	6-27
6.8.4 土壩滲流數值模擬.....	6-34
6.9 出流控制設施設計.....	6-35
6.9.1 出水口.....	6-36
6.9.2 緊急溢洪道(口).....	6-40
6.9.3 出水高度.....	6-41
6.9.4 出流消能設施.....	6-41
6.9.5 攔汙柵.....	6-42
6.10 滯洪操作與監測.....	6-43
第七章 離槽式農塘設計原則	7-1
7.1 渠道進流設計.....	7-1
7.1.1 渠首工設計.....	7-3
7.1.2 渠道設計.....	7-9
7.1.3 沉砂池.....	7-19
7.2 管線進流設計.....	7-21
7.3 側溢流堰設計.....	7-22
7.4 出流控制設施設計.....	7-24
7.4.1 農塘進、出流洪峰流量.....	7-25

7.4.2 出水口.....	7-26
7.4.3 緊急溢洪口.....	7-26
7.4.4 出水高度.....	7-26
7.4.5 攔汙柵.....	7-27
7.5 下游聯外排水渠道.....	7-27
7.6 邊坡處理.....	7-31
7.7 池底及餘土處理.....	7-33
第八章 農塘施工原則	8-1
8.1 材料.....	8-1
8.1.1 不透水層材料.....	8-1
8.1.2 土壩回填材料.....	8-2
8.1.3 借土區.....	8-2
8.1.4 其他.....	8-4
8.2 施工.....	8-5
8.2.1 準備工作.....	8-5
8.2.2 施工方法.....	8-6
8.2.3 清理.....	8-10
8.2.4 現場品質管理.....	8-10
8.3 計量與計價.....	8-10
第九章 築壩式農塘改善處理對策	9-1
9.1 排洪安全問題與改善處理對策	9-1
9.1.1 排洪設計標準不足.....	9-1
9.1.2 洪水漫溢.....	9-2
9.1.3 出流控制設施洩洪能力不足.....	9-3
9.1.4 下游溪流排洪能力不足.....	9-3

9.2 土壩滲漏問題與改善處理對策	9-4
9.2.1 滲漏類型.....	9-4
9.2.2 滲漏發生原因.....	9-4
9.2.3 滲漏改善處理.....	9-7
9.3 土壩裂縫問題與改善處理對策	9-11
9.3.1 裂縫產生的類型與原因.....	9-12
9.3.2 壩體裂縫改善處理原則.....	9-12
9.4 壩體崩塌問題與改善處理對策	9-15
9.4.1 壩體崩塌發生原因.....	9-15
9.4.2 壩體崩塌徵兆.....	9-17
9.4.3 壩體崩塌改善處理對策.....	9-17
9.5 閘門操作故障與改善處理對策	9-20
9.6 其他.....	9-21
第十章 效益分析	10-1
10.1 物理性效益.....	10-1
10.2 生態性效益.....	10-15
第十一章 滯洪演算案例	11-1
11.1 築壩式農塘設計.....	11-1
11.1.1 新建單一築壩式農塘設計.....	11-1
11.1.2 築壩式系列農塘設計.....	11-14
11.2 離槽式農塘設計.....	11-23
11.2.1 情境(一)：溪流側溢流進流	11-24
11.2.2 情境(二)：坡面漫地流進流	11-38
參考文獻.....	參-1

圖目次

圖 2-1 宜蘭縣雙連埤	2-2
圖 2-2 開挖式農塘	2-3
圖 2-3 築壩式農塘	2-4
圖 2-4 築堤式及挖掘築堤式農塘示意圖	2-4
圖 3-1 土壩潰決破壞方式示意圖	3-15
圖 3-2 日本自 2004 年至 2011 年間農塘破壞之外力型態	3-17
圖 3-3 穿壩構造物接觸滲漏示意圖	3-19
圖 3-4 壩體縱向及橫向裂縫示意圖	3-21
圖 3-5 土壩坡面崩塌	3-21
圖 3-6 築壩式農塘安全性檢查與評估流程	3-23
圖 3-7 築壩式農塘土壩破壞態樣	3-32
圖 3-8 築壩式農塘閘門及其他破壞態樣	3-33
圖 3-9 透地雷達檢測設備	3-40
圖 3-10 透地雷達探測原理	3-41
圖 3-11 透地雷達二維地層剖面特徵及其波形參考	3-42
圖 3-12 中點施測法示意圖	3-44
圖 3-13 農塘土壩(堤)雷達測線示意圖	3-49
圖 3-14 透地雷達二維地層剖面圖	3-50
圖 3-15 淺層不均質材料示意圖	3-53
圖 3-16 土壩壩頂現場狀況	3-54
圖 3-17 GoPro 運動攝影機截圖畫面	3-55
圖 3-18 本案例測線 T1 整測線彩階剖面圖	3-55
圖 3-19 本案例測線 T1 整測線灰階剖面圖	3-56
圖 3-20 本案例淺層材料不均質訊號分布圖	3-57

圖 3-21 直流電導入均質半空間示意圖	3-59
圖 3-22 直流電阻法任意四根極排列示意圖	3-60
圖 3-23 Wenner 地電阻探測量測示意圖	3-61
圖 3-24 地電阻剖面圖	3-61
圖 3-25 電極排列方式示意圖	3-62
圖 3-26 地電阻法檢測示意圖	3-63
圖 4-1 降雨逕流過程示意圖	4-2
圖 4-2 集水區降雨逕流歷線	4-3
圖 4-3 水文演算	4-4
圖 4-4 河川演算	4-6
圖 4-5 水庫演算	4-6
圖 4-6 簡化之進流與出流流量歷線示意圖	4-8
圖 4-7 修正合理化公式歷線示意圖	4-16
圖 4-8 三角形單位歷線圖	4-17
圖 4-9 在槽串聯農塘入、出流量關係圖	4-19
圖 4-10 管線引流示意圖	4-21
圖 4-11 渠道引流示意圖	4-23
圖 4-12 側溢流堰示意圖	4-24
圖 4-13 定型矩形渠道側堰示意圖	4-24
圖 4-14 離槽串聯農塘進、出流量關係圖	4-26
圖 4-15 農塘滯洪容積示意圖	4-28
圖 4-16 離槽式農塘進、出流量歷線示意圖	4-30
圖 4-17 離槽式農塘出流流路布置方式示意圖	4-30
圖 4-18 農塘出流控制設施	4-31
圖 4-19 孔口流出水口斷面示意圖	4-33

圖 4-20 滯洪壩示意圖	4-34
圖 4-21 比例堰示意圖	4-35
圖 4-22 各種形狀銳緣堰示意圖	4-37
圖 4-23 寬頂寬堰示意圖	4-38
圖 4-24 以堰牆相對厚度區分堰流類型	4-39
圖 4-25 明渠式溢洪道示意圖	4-41
圖 4-26 溢流堰示意圖	4-42
圖 4-27 WES 標準剖面堰.....	4-43
圖 4-28 流量係數與堰高因子關係曲線	4-45
圖 4-29 C_o / C_{do} 與 H_o / H_d 關係曲線.....	4-46
圖 4-30 豎井式溢洪斷面示意圖	4-46
圖 4-31 豎井式溢流道流況示意圖	4-47
圖 4-32 各種豎井入口斷面形狀示意圖	4-47
圖 4-33 方形豎井流量係數與相對深度之關係圖	4-49
圖 5-1 潰口形狀示意圖	5-3
圖 5-2 座標系統圖	5-5
圖 5-3 潰壩淹水範圍模擬示意圖	5-6
圖 5-4 淹水深度及其危害度示意圖	5-8
圖 5-5 風險矩陣圖	5-9
圖 5-6 台南市玉井區芒仔芒埤農塘位置示意圖	5-10
圖 5-7 台南市玉井區芒仔芒埤農塘土壩潰決淹水模擬結果	5-11
圖 6-1 土壩壩型	6-4
圖 6-2 土壩浸潤線示意圖	6-5
圖 6-3 含水量與乾密度之關係曲線	6-10
圖 6-4 壩頂高程示意圖	6-11

圖 6-5 土壩排水設施示意圖	6-15
圖 6-6 粒徑分布曲線圖	6-16
圖 6-7 土工織物濾層	6-17
圖 6-8 乾砌石護坡示意圖	6-19
圖 6-9 壩址上游防滲鋪蓋	6-21
圖 6-10 壩體垂直防滲措施	6-21
圖 6-11 壩址下游排水減壓布置示意圖	6-22
圖 6-12 農塘設置前池示意圖	6-24
圖 6-13 不透水壩基上矩形土體內之滲流計算示意圖	6-28
圖 6-14 不透水壩基上均質壩滲流計算示意圖	6-29
圖 6-15 均質壩下游設置水平式排水設施之滲流計算示意圖	6-31
圖 6-16 均質壩下游設置趾部排水設施之滲流計算示意圖	6-31
圖 6-17 不透水壩基上心層質壩之滲流計算示意圖	6-32
圖 6-18 豎井式溢洪道滯洪設施示意圖	6-36
圖 6-19 各式攔汙柵示意圖	6-43
圖 6-20 農塘滯洪操作示意圖	6-44
圖 7-1 渠道引流布置示意圖	7-2
圖 7-2 固床工引水設計示意圖	7-4
圖 7-3 上下啟閉型閘門示意圖	7-6
圖 7-4 各式閘門示意圖	7-9
圖 7-5 矩形斷面渠槽示意圖	7-10
圖 7-6 涵管(RCP)示意圖	7-11
圖 7-7 單孔箱涵示意圖	7-11
圖 7-8 簡易盲溝側剖面圖	7-12
圖 7-9 各類型跌水工示意圖	7-16

圖 7-10 沉砂池示意圖	7-19
圖 7-11 沉砂池水流流向示意圖	7-20
圖 7-12 側溢流堰示意圖	7-23
圖 7-13 兼具取水和滯洪功能之渠首工設計示意圖	7-24
圖 7-14 離槽式農塘出流控制設施示意圖	7-25
圖 7-15 聯外排水渠道斷面示意圖	7-28
圖 7-16 抗沖蝕網袋內填碎石護坡	7-32
圖 7-17 木排樁階段示意圖	7-32
圖 7-18 邊坡背填太空包示意圖	7-33
圖 9-1 柔性絞接式混凝土墊示意圖	9-2
圖 9-2 絞接式混凝土墊緊急臨時溢洪道示意圖	9-3
圖 9-3 生物洞穴引起壩體滲漏	9-5
圖 9-4 拋黏土(袋)截斷滲流示意圖	9-8
圖 9-5 土工膜截斷滲流示意圖	9-8
圖 9-6 濾層壓重法示意圖	9-10
圖 9-7 排水減壓井(溝)示意圖	9-11
圖 9-8 裂縫開挖回填示意圖	9-14
圖 9-9 橫向裂縫改善處理示意圖	9-14
圖 9-10 放緩壩坡處理示意圖	9-18
圖 9-11 土壩壩坡階梯化示意圖	9-19
圖 9-12 拋石壓腳示意圖	9-20
圖 10-1 農塘最大滯洪深度示意圖	10-6
圖 10-2 滯洪體積切片計算法示意圖	10-7
圖 10-3 布崙囚砂率包絡曲線圖	10-10
圖 10-4 農委會台南區農業改良場內 2 號農塘消防功能	10-14

圖 10-5 宜蘭三層坪農塘景觀	10-15
圖 10-6 爬出坡面成功率與斜坡道坡度之關係	10-17
圖 11-1 簡單梯形法推估滯洪容積示意圖	11-3
圖 11-2 切片法推估滯洪容積示意圖	11-3
圖 11-3 堤岸與滿水位之高度差	11-39

表目次

表 3-1 農塘調查類型與目的	3-2
表 3-2 縣市代碼對照表	3-4
表 3-3 一般農塘勘查紀錄表	3-6
表 3-4 臺南市南化區小崙里築壩式農塘細部調查勘查紀錄表.....	3-11
表 3-5 地震作用導致堤壩破壞類型及原因	3-16
表 3-6 2004 年農塘破壞類型	3-18
表 3-7 各種農塘檢查類型及頻率	3-24
表 3-8 築壩式農塘外觀損劣化檢查基本資料一覽表	3-25
表 3-9 土壩檢查表	3-26
表 3-10 築壩式農塘出流控制設施檢查表	3-29
表 3-11 築壩式農塘閘門檢查表	3-29
表 3-12 築壩式農塘其他項目檢查表	3-31
表 3-13 重點農塘異常程度判別表	3-33
表 3-14 高雄市内門區內南里之築壩式農塘安全性檢查成果一覽表	3-34
表 3-15 發射天線頻率與測深關係表	3-45
表 3-16 發射天線頻率與測點最大間距關係表	3-46
表 3-17 發射天線頻率與發射天線、接收天線監最小間距關係表	3-46
表 3-18 發射天線頻率與取樣時距關係表	3-46
表 3-19 常見土層材料之電磁波波速	3-50
表 3-20 淺層材料不均質訊號指標分類與權重表	3-54
表 3-21 本案例淺層材料不均質訊號彙整表	3-57
表 3-22 各種不同地層材料之電阻率概值	3-58
表 4-1 逕流係數一覽表	4-10

表 4-2 三角形單位歷線洪峰係數與 m 值修正表.....	4-19
表 4-3 有效降雨延時推估	4-19
表 4-4 次要損失係數一覽表	4-22
表 4-5 Hazen-Williams 係數表	4-22
表 4-6 離槽式農塘進流方式及其滯洪功能一覽表	4-26
表 4-7 WES 標準剖面堰各項因子一覽表.....	4-43
表 5-1 美國國家氣象局潰壩潰口及延時建議值	5-4
表 5-2 淹水危害因子考量	5-7
表 5-3 保全脆弱度因子及評分表	5-9
表 5-4 潰壩淹水模擬結果	5-11
表 7-1 曼寧粗糙係數經驗公式一覽表	7-11
表 8-1 標準氣象年報	8-9
表 10-1 不同土質與作物型態之灌溉率	10-3
表 10-2 歷年侵襲台灣總年數和	10-7

第一章 前言

在台灣傳統水稻文化的影響下，於一些水源比較欠缺的地區，常採用人工開鑿方式廣設池塘(pond)或農塘(farm pond)，以儲存豐水期水源提供旱季農田灌溉，已是台灣早期農村特殊之地景之一。

依據李丕煜(1983)：「按舊志，邑治田土多乏水源，淋雨則溢，旱則涸。故相地勢之下者，築堤瀦水，或截溪流，均名曰埤。...至地勢本下、低窪積水，有泉不竭，而不甚廣者曰，曰潭、曰湖。」。在台灣通史(連橫，1918)之農業志亦記述：「台灣之溪，自山徂海，源遠流多，引水入渠，闢圳道之，蜿蜒數千里，以時啟閉，故無旱澇之患，而歲可兩熟。或於山麓隴畔，築陂於窪，積蓄雨水，以資灌溉」。由此可知，台灣先民為解決旱季乾渴之苦，已於溪流或地勢低窪之處，修築土堤，攔蓄雨水，作為農作灌溉之用。

目前台灣各地仍有早期先民拓墾的埤圳、陂塘、堰汴的地名，如高雄市路竹區的三老爺陂、北領陂、新園陂，湖內區的大湖陂，彌陀區的烏樹林塘，鳳山區的赤山陂等。類似以埤圳為名的地名在各地均有，如埤子頭、埤子腳、圳頭、圳寮、大圳等(引用文獻：馮正一、劉怡安，2007)。但是，隨著土地利用型態的急遽改變，位於山坡地的一些農塘常因灌溉需求降低、缺乏管理維護或水質惡化等各種因素之影響，導致荒廢或填平移作他用，使得農塘數量急遽減少。根據水土保持局於 2018 年調查苗栗、台北、花蓮及台東等地之農塘運作狀況，結果顯示 290 座農塘中，荒廢或移作他用者就高達 103 座，約佔調查農塘之 35.5%，比例相當地可觀。

坡地農塘荒廢或移作他用，表面上只是導致坡地非灌區灌溉用水之長期缺乏問題，其產生的後果並沒有工業缺水來得嚴重，因而沒有

獲得社會各界的較大關注和重視。不過，坡地農塘不僅提供灌溉用水之功能，對於生態、地景、微氣候、山林火災等，甚至緩減下游地區淹水危害，均具有一定的功能和影響。於是，農塘作為山坡地儲蓄水源之一種設施，必須因應時代需求而賦予新的任務和挑戰，跳脫以灌溉為主之思維，提供更多元的服務功能。例如，因為降雨分布與地形等因素，臺中市大肚山台地上之農地經常性地缺水灌溉，而在豐水期時，台地下游低窪地區卻又常因雨成災，冬季枯水期時，更常因焚風造成山林火災，且發生森林火災時，因水源缺乏而導致災情難以控制。因此，維持並活化坡地農塘就成為緩解灌溉水源、遲滯洪水、生態景觀及防災用水等最簡易且有效的措施之一。

第二章 農塘定義、類型與功能

根據教育部重編國語辭典修訂本(2020)解釋，「塘」係指堤岸、水池之意，一般通稱為「池塘」。另，依據維基百科，「池塘」(或地塘、埤塘、陂塘等)係指比湖泊小的水體，但是界定池塘和湖泊的方法存在一些爭議。一般，池塘係指小得不需使用船隻而多採竹筏渡過的水體，或是可以讓人在不被水全淹的情況下安全橫過或水淺得陽光能夠直達底床的水體(維基百科，2020)。換言之，池塘或農塘泛指水深在數公尺以內之水體。

2.1 定義

參考水土保持技術規範第 55 條(2020)，農塘(farm pond)係指在低窪或水流匯集地區，以開挖或構築堤壩等方式所形成水深在數公尺內之小型儲水設施。通常，農塘多建置於降雨分布不均，沒有水庫或圳路，水源不穩定的農業區，也有少數是為了風水、居住、養殖等需求而建置。

2.2 類型

常見農塘分類方式，包括構築方式、座落位置、相對位置及功能等，茲簡述如下。

2.2.1 依構築方式分類

按照構築方式，農塘可區分為天然農塘、開挖式農塘、築壩式農塘、築堤式農塘、挖掘築堤式農塘等五種類型。

一、天然農塘(natural farm pond)

係指在一些低窪地區蓄水成塘，或經河川襲奪(stream piracy)而將原來流於沖積扇之溪流變成斷頭河，部分斷頭河因溪流平緩而自然形成可以蓄水之農塘，例如臺灣宜蘭的雙連埤，如圖 2-1 所示。這類農塘除非天然條件相當良好，否則均會配合施作額外之堤岸設施，以提高蓄水量。



圖 2-1 宜蘭縣雙連埤

二、人工農塘

係指採用人工方式浚挖、築堤壩或其他方式蓄水成塘者，稱之。依據構築方式亦可區分為開挖式、築壩式、築堤式、開挖築堤式等類型。

(一)挖掘式農塘(excavated farm pond)

在一些低窪地或水流匯集地區採用人工浚挖方式所形成之小型蓄水設施，如圖 2-2。通常這類農塘面積比較小，多為提供個體農家灌溉、養殖之用途。



圖 2-2 開挖式農塘

(二)築壩式農塘(dam-type farm pond)

係築壩(壩：將水堵住或積蓄起來之擋水設施)攔水以形成之蓄水設施，因蓄水型態類似水庫，故亦稱之為小型水庫 (small reservoir)，如圖 2-3 所示。通常，築壩式農塘多數位於野溪坑溝之適當地點，但也有部分是利用坡地束狹地形築壩蓄水。依據築壩材料及型式，壩體可區分為土石壩（土壩、堆石壩、砌石壩）、混凝土壩、鋼筋混凝土壩、橡膠壩等類型，其中山坡地農塘設施以構築土壩為主。

由於築壩式農塘之蓄水容積較大，除了可以提供附近農地灌溉使用外，因位於野溪坑溝，通過適當的滯洪設計，可以較好地發揮滯洪減災效果。不過，位於野溪坑溝之築壩式農塘，受其上游來砂量影響導致泥砂淤積問題，降低了蓄水容積，是這類農塘在維護管理上必須面對的難題之一。



圖 2-3 築壩式農塘

(三)築堤式農塘(embankment farm pond)

於地面透水性差(如園台地地表為粘重之紅壤)的適當地區構築圍堤(堤：順著水路之擋水設施)之小型蓄水設施。這類農塘由於堤岸高出地面，其水源主要是仰賴直接降雨滴落量及湧泉，少數藉由地形之便，自河溪引流導入農塘，如圖 2-4(a)所示。

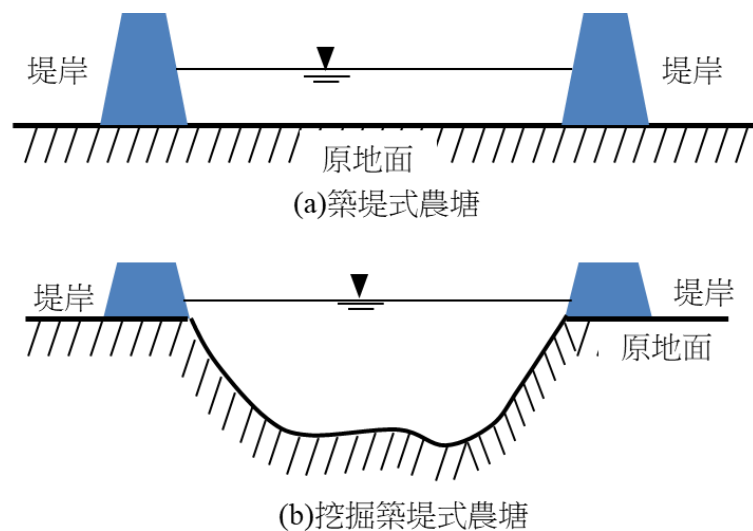


圖 2-4 築堤式及挖掘築堤式農塘示意圖

(四)挖掘築堤式農塘(excavation of embankment pond)

於挖掘式農塘利用浚挖土方築堤儲存雨水之一種蓄水設施，如圖 2-4(b)所示。這類農塘乃綜合人為浚挖和築堤方式所形成，其蓄水容積一般都大於挖掘式農塘，在一些水源欠缺的地區是相當普遍的蓄水設施，例如桃園市仍存在 2,000 餘埤(陂)塘因而有千湖市之稱。

2.2.2 依相對位置分類

依據農塘與農塘之間的串接方式，可以區分為串聯及並聯農塘。

一、串聯農塘(serial farm pond)

係沿著單一路徑互相連接起來之農塘系列，其特點是上游農塘之出流量，變成下游農塘之進流量，農塘系列間具有上、下游關聯者，此種串接方式稱為串聯農塘，如圖 2-5(a)所示。通常，為提高缺水地區水源效率利用，增加農塘儲水量時，將幾個農塘串接起來共同發揮蓄水及滯洪功能，惟必須考量區域水源是否足以提供農塘串聯使用，才能有效開展農塘串聯之功效。

二、並聯農塘(parallel farm pond)

係沿著個別路徑互相連接起來之農塘系列，其特點是農塘間之入、出流量並無任何關係，此種連接方式稱為並聯農塘，如圖 2-5(b)所示。在水源比較缺乏的地區，通常多會於不同水源區分別構築農塘，以匯集儲存更多的水源。雖然多屬於個別之小型農塘，但從集水區整體來看，多個農塘所形成之並聯農塘，只要通過妥適地規劃和控制，亦能發揮很好的滯洪效果。

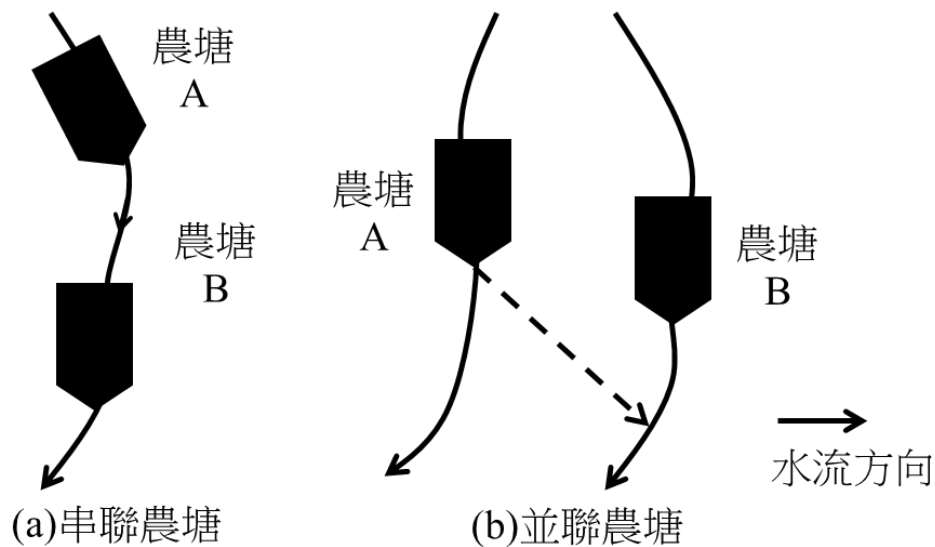


圖 2-5 串聯與並聯農塘示意圖

2.2.3 依座落位置分類

按照座落位置可區分為在槽式農塘及離槽式農塘兩種類型，這是山坡地農塘比較常見的分類方式，亦為本叢書後續採用的分類標準。

一、在槽式農塘(on-site farm pond)

係將擋水設施(如土壩、混凝土壩等)建置於野溪坑溝上之蓄水設施，主要是匯集河溪上游集水區之水流，如圖 2-6(a)所示。通常，在槽式農塘皆屬築壩式農塘，但築壩式農塘可能是在槽式或離槽式農塘。水源相當豐沛是這種農塘之優點，但泥砂問題普遍嚴重，在構築時宜有前池(forebay)設計及淤砂清淤考量。

二、離槽式農塘(off-site farm pond)

相較於在槽農塘，將農塘建置河溪以外之坡面者稱之，包括挖掘式、築堤式及挖角築堤式等農塘均屬之，如圖 2-6 (b)所示。因位於坡面，其水源多以匯集坡面漫地流為主，部分距離河溪附近者，常以接管或築渠方式導引水源，少數也有地下湧泉補注水源。由於水源中含砂量較少，泥砂淤積問題輕微。

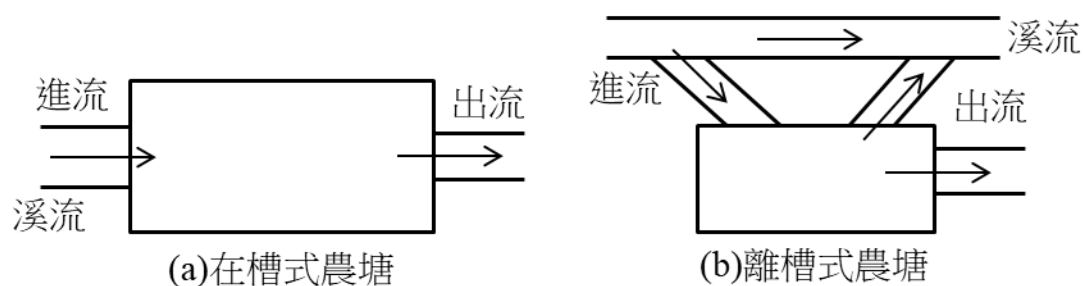


圖 2-6 在槽式及離槽式農塘示意圖

2.2.4 依功能性分類

依據水土保持手冊(2017)農塘功能性分類，包括：

- 一、蓄水灌溉型：為農村常見之設施，一般多設置於農作物集中區域，結合水圳及灌溉溝渠間的串流，分散佈設均勻於適當處，達到循環供水灌溉及病蟲害防治之目的。
- 二、滯洪防災型：主要藉由農塘蓄水及出口設計來降低坡地開發而對下游地區所增加之洪峰流量與遲滯洪峰到達時間，進而達到滯洪防災之效能，亦可攔住地表逕流所挾帶泥砂。
- 三、觀光遊憩型：除提供基本蓄水、淨化水質及灌溉功能外，亦可利用生態環境與景觀營造來改善周邊原本單調的林地、草生地或旱作地，並透過休憩設施導入與步道建置，可再提供地方居民從事休閒活動，達到生態水池建置之多重目標。
- 四、儲蓄水量型：藉蒸發作用可潤濕大氣，同時於地層入滲可增進地下水補注功能。

2.3 功能

農塘是台灣人文和自然環境交織而成的特殊地景，就台灣歷史文化的發展來說，具有特殊的人文意義，同時也凸顯了先民在這片土地奮鬥發展的歷程。廖朝軒(2003)從「利水、治水、保水」等面向分析農塘之功用，包括：

- 一、利水(making use of water)：農塘於地面開挖貯存雨水或引水入池，此舉可作為農業灌溉用水、養殖生產及其他之用途；另，為增加土地的利用價值，可將農塘附近興建步道或作成親水設施等，使其可供做景觀或休閒設施之利用。
- 二、治水(water control)：坡地農塘多位於低窪排水不良或水路中、上游之區域，除了具有蓄水補充灌溉用水外，亦能補充地下水、淨化水源、遲滯洪水減緩下游地區水患、調節下游泥砂量、消防等多種功能。近年來全球氣候變遷，氣溫、降雨頻率的改變、強降雨與極端氣候的發生，造成旱災與澇災的發生頻率提高，農塘的調洪蓄水功能益形重要。
- 三、保水(water retention)：藉由農塘之透水能力，使水資源經由地表面入滲至地下水位面，以補充地下水，並利用自然土層吸附、分解、過濾、沈降或稀釋改善水質，以達保水之目的。

此外，部分農塘係考量風水或居住環境所建置，具有濃厚且特殊的地方特色，故可以透過歷史文化紀錄放大其特色，將過去農塘生活文化記憶轉化為空間表現的元素或設施，重塑文化場景與意象營造在農塘空間。另，農塘屬於廣義的濕地，具有營造生態濕地、生物多樣性培育場所、季節性生態觀察場所、生態教學研究場所等生態環境永續經營之潛力。

第三章 農塘調查與評估

3.1 調查目的與類型

依據調查目的可以區分為基本調查及安全性檢查兩大類型，如表 3-1 所示。

- 一、基本調查(basic survey)：係以全盤掌握現況農塘之使用狀況及其存在各種問題(如荒廢、水質汙染、設施老舊、損壞程度等)為主，藉此建立其基本資料之一般性調查，其重點在於農塘現況之掌握，包括農塘改善活化之可行性，以作為活化改善及有效管理之基礎。
- 二、安全性檢查(security survey)：根據基本調查結果，特別針對築壩式農塘(dam-type farm pond)或其他存在致災風險之農塘，進行外觀損劣化檢查及非破壞性檢測，其重點在於掌握農塘之安全性，據以評估農塘致災潛勢，以作為農塘致災風險分析之依據。

3.2 基本調查

3.2.1 基本資料建立與調查

長期以來，位於山坡地各類型農塘未有完整的調查資料及紀錄，不僅其利用現況無法掌握，在豪雨期間之滯洪效能，以及在枯水期提供灌溉水源之能量，也難有可資信賴之統計數據。為此，必須確實實施農塘之基本調查，藉以建立農塘完整之基本資料，始能達成有效管理和運用之目的。

表 3-1 農塘調查類型與目的

調查類型	對象	說明	調查性質	目的
基本調查	所有農塘	～	視實際需要	建立農塘基本資料
安全性檢查 (以築壩式農塘為主)	一般農塘	具致災因子，惟無致災風險者	定期	掌握農塘之安全性
	重點農塘	具致災因子，且具致災風險者	定期	掌握農塘之安全性，據以評估農塘致災潛勢
			特別 (不定期)	

參考水土保持局(2018)所建立之農塘基本調查內容，包括農塘現況、基本資料、主要設施現況、水質現況及周圍環境特徵等五大項目，如表 3-3 所示。此外，為力求調查結果一致，茲就表中各調查項目之調查方法簡述如下：

一、農塘現況

(一)調查條件：由於部分農塘位於私有土地上，可能設置門禁或圍籬等導致有無法進入執行調查，故必須予以紀錄。

(二)使用現況：於現勘時研判農塘使用現況，包括正常使用、荒廢、移作他用及其他等。

(三)蓄水現況：調查時，依據農塘實際蓄水程度，區分為滿水、中度蓄水或枯水等情況。

(四)淤積現況：農塘開始蓄水即有泥砂淤積問題。一般，淤積越嚴重，其剩餘的蓄水深度就越小，故淤積程度可以採用現況蓄水深度予以研判。淤積現況係由現場目視研判，並輔以訪談地主或附近住戶進行研判。淤積程度概分如下：

1.農塘蓄水範圍內無顯著土砂崩落或砂丘，且現況仍有蓄水

者，平均可蓄水深度大於 1m，屬於「**部分淤積**」。

2.農塘蓄水範圍內有顯著土砂崩落或砂丘者且現況仍有蓄水，平均可蓄水深度小於 1m 者，屬於「**顯著淤積**」。

3.農塘蓄水範圍雜草叢生，蓄水區域已淤滿且無蓄水者，屬於「**淤滿**」。

4.無以上三種情況者，屬於「**無或輕微淤積**」。

二、基本資料

(一)集水區(編號)：套疊水土保持局山坡地 741 個子集水區範圍圖確定其坐落子集水區名稱及編號。

(二)所屬分局：套疊水土保持局各分局轄管範圍圖確定農塘座落位置所屬分局。

(三)行政區：套疊行政區域圖，確定農塘所在縣市、鄉鎮市區及村里。

(四)農塘編號：為便於管理，依據農塘所在縣市(或直轄市)、鄉鎮市區、村里、集水區及流水號(農塘數量)進行編碼，以利農塘管理。其編碼格式說明如下：

編碼	縣市 (或直轄市)	鄉鎮市區	村里	集水區	流水號
範例	J(新竹縣)	新埔鎮	內立里	內立	0001

1.縣市(或直轄市)：係指農塘座落之縣市。若農塘區位有跨縣市時，依據蓄水面積佔比較大之區位縣市，並以身份證號英文字母編碼之)，如表 3-2 所示。

2.鄉鎮市區：係指農塘座落之鄉鎮市區。

3.村里：係指農塘座落之村里。

4.集水區：係指農塘座落之子集水區。集水區係採用水土保持局劃定之 741 個子集水區為基準。

5.流水號：係指農塘於集水區內之數量編號，其編碼位數為 4 位。編號方式係以「從北至南、從東至西」進行編號。

表 3-2 縣市代碼對照表

代碼	縣市	代碼	縣市	代碼	縣市
A	臺北市	G	宜蘭縣	Q	嘉義縣
B	臺中市	H	桃園市	T	屏東縣
C	基隆市	I	嘉義市	U	花蓮縣
D	臺南市	J	新竹縣	V	臺東縣
E	高雄市	K	苗栗縣	W	金門縣
F	新北市	M	南投縣	X	澎湖縣
N	彰化縣	P	雲林縣	Z	連江縣
O	新竹市	-			

(五)定位座標：選取農塘顯著位置(如進、出水口處)進行 GPS 定位。

(六)土地權屬：套疊地籍圖獲得，而土地權屬可區分為國有地、公有地、私有地、公(國)私有地混雜、未編定、其他等。

(七)農塘型式：包含天然、開挖式、築壩式、築堤式、開挖式與築堤式混合等，惟農塘淤滿荒廢或移作他用時，則應歸類為「其他」，並敘明原因。

(八)集水面積：係指農塘上游集水面積，為其主要水源，可以採用 5m 或 1m 數值高程模型(DEM)通過 GIS 分析獲得，並輔以紅色立體地圖判釋微調。

(九)實際供灌(受益)面積：係指農塘蓄水可供灌面積，因與季節性作物類型有關，惟受限於調查季節和時間，故本項調查宜採取訪談附近農家之實際使用狀況。

(十)最大蓄水面積：係指與堤岸或出水口齊平之蓄水面積，非屬現況蓄水面積，可以利用衛星影像或土地利用圖資研判，並輔以現勘微調。

(十一)最大蓄水容積：最大蓄水深度與最大蓄水面積之乘積。

(十二)滯洪高度：出水口與緊急溢洪口間之高度。

(十三)滯洪容積：滿水位至緊急溢洪口間之農塘容積。如農塘無出流控制設施者，則指滿水位與堤岸間之容積。

(十四)現況平均蓄水深度：調查時，沿著農塘周圍人員可及處，約取 3-5 處量測其最大蓄水深度進行平均之。

(十五)蓄水來源：通過訪談及現地調查確定農塘水體來源，包含水庫、上游農塘(或蓄水池)、降雨漫地流、蝕溝或渠流、溪流、地下湧泉等。

(十六)用途：訪談地主(或附近住戶)及現場調查確定農塘現況用途，包含旱作灌溉、水田灌溉、養殖、滯洪、休閒等。

(十七)供灌對象：區分為對象包含一般農民及農業企業，可以透過訪談地主及鄰近住戶，並配合現地輸水管線布置掌握供灌戶數。

(十八)灌溉方式(取水方式)：訪談地主(或附近住戶)及現場調查確定農塘灌溉方式，包含機械抽水(直接灌溉)、機械抽水(送至蓄水池)、重力供水等方式。

(十九)座落坡度：以 5m 或 1m 數值高程模型(DEM)，通過 GIS 分析農塘坐落之地形坡度(區分為七級坡)。

(二十)座落特徵：套疊相關地質敏感區、災害潛勢區、重要農業發展區、水利會灌區等圖資，研判農塘坐落是否位於各類地質敏感或災害區範圍。

表 3-3 一般農塘勘查紀錄表

勘查單位		勘查時間		勘查人員		氣候	☐ 晴； ☐ 陰； ☐ 雨
------	--	------	--	------	--	----	--

(一)農塘現況

調查條件	☐ 可進入調查； ☐ 無法進入調查(敘明原因：_____)
使用狀況	☐ 正常使用； ☐ 荒廢； ☐ 移作他用； ☐ 室內誤判(現況非農塘)； ☐ 其他：_____
蓄水現況	☐ 滿水； ☐ 中度蓄水； ☐ 枯水
淤積現況	☐ 部分淤積； ☐ 顯著淤積； ☐ 淤滿； ☐ 無或輕微淤積

(二)農塘基本資料

集水區(編號)		所屬分局			
行政區	縣(市) 鄉(鎮、市、區) 村(里)				
農塘編號		定位座標(TWD97)	定位點	X	Y
土地權屬	☐ 國有地； ☐ 公有地； ☐ 私有地； ☐ 公(國)私有地混雜(公(國)有土地與私有地比例：_____)； ☐ 未編定； ☐ 其他				
農塘型式	☐ 天然； ☐ 開挖式； ☐ 築壩式； ☐ 築堤式； ☐ 挖開式與築堤式混合； ☐ 其他_____				
集水面積	_____公頃	受益面積	☐ 訪談當地民眾； ☐ 室內判釋 _____公頃		
最大蓄水面積	_____公頃	最大蓄水容積	_____立方公尺		
滯洪高度	_____公尺	滯洪容積	_____立方公尺		
現況平均蓄水深度	測量點 1：_____公尺 測量點 2：_____公尺 測量點 3：_____公尺 測量點 4：_____公尺 測量點 5：_____公尺 平 均：_____公尺				
蓄水來源(可複選)	☐ 無 ☐ 水庫； ☐ 上游農塘(或蓄水池)_____； ☐ 降雨漫地流； ☐ 坑溝或渠流； ☐ 溪流_____； ☐ 地下水； ☐ 其他_____				
用途(或功能)(可複選)	☐ 旱作灌溉； ☐ 果樹灌溉； ☐ 水田灌溉； ☐ 養殖； ☐ 滯洪(蓄)； ☐ 休閒； ☐ 其他_____				
供灌對象	☐ 無 ☐ 一般農民 ☐ 1 戶； ☐ 2 戶； ☐ 3 戶； ☐ 4 戶； ☐ 大於 4 戶 ☐ 農業企業(農場)_____				

灌溉方式	☐ 無 ☐ 機械抽水(直接灌溉)； ☐ 機械抽水(至蓄水池)； ☐ 重力供水； ☐ 其他 _____
座落坡度	☐ 一級坡； ☐ 二級坡； ☐ 三級坡； ☐ 四級坡； ☐ 五級坡； ☐ 六級坡； ☐ 七級坡
座落特徵 (可複選)	☐ 土石流影響範圍； ☐ 岩屑崩滑區； ☐ 岩體滑動區； ☐ 順向坡區； ☐ 水利會灌區 ☐ 泥岩地； ☐ 重要農業生產區 _____； ☐ 易淹水潛勢區上游或周遭 _____； ☐ 跨域生態景觀區 _____

(三)農塘主要設施現況

進水設施 ☐ 無	型式： ☐ 自由進水； ☐ 管路； ☐ 渠道； ☐ 機械抽水； ☐ 溪流側溢流； ☐ 閘門控制 ☐ 其他(可複選) 現況： ☐ 良好； ☐ 部分受損，不影響功能； ☐ 設施損壞，影響功能 補充說明或改善建議：_____
出水設施 ☐ 無	型式： ☐ 孔堰； ☐ 豎井； ☐ 抽排； ☐ 閘門； ☐ 其他(可複選) 現況： ☐ 良好； ☐ 部分受損，不影響功能； ☐ 設施損壞，影響功能 下游聯外排水路： ☐ 漫流； ☐ 溪流； ☐ 圳路(渠道)； ☐ 其他 補充說明或改善建議：_____
塘岸材質與 現況	型式： ☐ 混凝土； ☐ 土(草)堤； ☐ 乾(漿)砌石； ☐ 碎石； ☐ 土袋； ☐ 地工材料； ☐ 其他 現況： ☐ 整體良好； ☐ 部分受損，不影響功能； ☐ 設施損壞，影響功能 補充說明或改善建議：_____
土壩現況 ☐ 無	現況： ☐ 整體良好； ☐ 部分侵蝕變形； ☐ 漏水 補充說明或改善建議：_____
閘門設施 ☐ 無	型式： ☐ 直立式； ☐ 蝶式； ☐ 其他 操作： ☐ 電動，人工啟動； ☐ 電動，自動控制； ☐ 人工 現況： ☐ 良好； ☐ 部分受損，不影響功能； ☐ 設施損壞，影響功能 補充說明或改善建議：_____

(四)水質現況

表觀現況 (可複選)	☐ 乾涸； ☐ 清澈； ☐ 普通混濁； ☐ 非常混濁； ☐ 異味 ☐ 無需判釋 _____
水質檢測	酸鹼度(pH)：_____；電導度(EC) ($\mu\text{S}/\text{cm}$)：_____； 溶氧(DO) (mg/L)：_____； ☐ 無需檢測 _____

(五)周圍環境特徵

下游保全對象 (非屬築堤或築壩者，免填)	☐ 無 ☐ 有，距離： ☐ 小於 100 m； ☐ 介於 100 m~500m； ☐ 大於 500 m 類型： ☐ 住戶； ☐ 公共設施(如學校、醫療設施等)； ☐ 公路橋梁
與溪流(蝕溝) 最短距離	☐ 小於 20m； ☐ 20-50m； ☐ 50m-100m； ☐ 100m 以上
生態 ☐ 無	☐ 鄰近自然保護區；說明：_____ ☐ 鄰近自然保留區；說明：_____ ☐ 鄰近野生動物保護區；說明：_____ ☐ 鄰近野生動物棲息環境；說明：_____
鄰近作物及植被 類型(可複選)	植被類型： ☐ 灌木林； ☐ 喬木林； ☐ 竹林； ☐ 草生地； ☐ 裸露地 鄰近作物類型： ☐ 無； ☐ 旱作； ☐ 水田； ☐ 果園； ☐ 其他 _____

旅遊景點	☐ 有(200 公尺內有旅遊景點)，數量：_____，名稱：_____； ☐ 無(200 公尺內無旅遊景點)	
道路可及性 (可複選)	☐ 路幅小於 2.5m； ☐ 路幅大於 2.5m； ☐ 土石路面； ☐ 混凝土路面； ☐ 瀝青路面 (可複選)	
電力系統	☐ 市電； ☐ 太陽能； ☐ 發電機； ☐ 無	
農村再生社區	☐ 無； ☐ 有，社區名稱：_____	
周邊環境發展	☐ 鄰近聚落具有農業機能： ☐ 耕作 ☐ 林木 ☐ 養殖 ☐ 畜牧 ☐ 鄰近聚落具有商業機能： ☐ 休閒 ☐ 購物 ☐ 餐飲 ☐ 住宿 ☐ 鄰近聚落具有住宅機能： ☐ 平房 ☐ 樓房 ☐ 別墅	
現況照片(全景與特殊或有損壞者)		
全景	進水口	出水口
堤岸	周邊環境	特殊或損壞者
農塘地理區位		
農塘現況照片		
	農塘全景	周邊環境
	出水口	進水口

三、主要設施現況

- (一)進流(水)設施：包含自由進水、渠道、管路、溪流側溢流、閘門、機械抽水及其他等方式，並以目測研判其現況。
- (二)出流(水)設施：出流設施型式包括孔堰、豎井、抽排、閘門及其他等方式，並以目測研判其現況包括良好、部分受損且不影響功能、設施損壞且影響功能。此外，一併調查其下游聯外排水路包括溪流、圳路、漫流及其他等。
- (三)塘岸材質與現況：透過現地調查確定農塘邊坡構成材質，包括混凝土、土、乾(漿)砌石、碎石、土袋、地工材料、其他等，並以目測研判其現況。
- (四)土壩現況：以目測研判土壩現況，包括整體良好、部分侵蝕變形、漏水等。
- (五)閘門設施：包括直立式、蝶式及其他等，其控制方式包括電動（人工啟動）、電動（自動控制）及人工等，並以目測研判其現況。

四、水質現況

- (一)表觀現況：現場目視研判。無水則為「乾涸」，可清楚看見農塘底部者，屬於「清澈」；隱約看見農塘底部者，屬於「普通混濁」；無法見底，屬於「非常混濁」者；有臭味或異味者，屬於「異味」。
- (二)水質檢測：利用水質檢測儀器現場檢測，包含水溫、酸鹼度、電導度、溶氧等。若為「乾涸」則無須水質檢測。

五、周圍環境特徵

- (一)下游保全對象(非屬築堤或築壩者，免填)：本項調查係為確定築壩式農塘下游保全對象(包含住戶、公共設施、公路橋梁等)與土壩之距離(以 100m 及 500m 作為限界)，以作為研判其是否屬重點農塘之依據。
- (二)與溪流（蝕溝）垂直距離：透過農塘區位及河川溪流圖資研判農塘與溪流（主要蝕溝）之最短距離。
- (三)生態：套疊判釋農塘鄰近 200 公尺內是否位於自然保護區、自然保留區、野生動物保護區、野生動物棲息環境等。
- (四)鄰近作物及植被類型(可複選)：鄰近作物類型包含旱作、水田、果樹等類型，而植被類型則包括灌木林、喬木林、竹林、草地、裸露地等。此項資料可由土地利用圖資及於現地調查取得。
- (五)旅遊據點：套疊交通部觀光局景點圖資，並輔以現場調查，判釋農塘鄰近 200 公尺內是否有民俗古蹟、廟宇、觀光景點。
- (六)道路可及性：係指通往農塘的道路路幅及其鋪面。
- (七)電力系統：訪談地主或附近住戶，輔以現場目測研判農塘附近可使用的電力系統。
- (八)農村再生社區：指以農塘為中心其半徑 500m 範圍內之水土保持局農村再生社區，可以套疊農村再生社區區位圖層獲得之。
- (九)周邊環境發展：係指農塘周遭約 200-500 m 範圍內多數聚落之機能，包括農業(包含耕作、林木、養殖、畜牧等)、商業(包

含休閒、購物、餐飲、住宿等)及住宅型態(包含平房、樓房、別墅)等。

3.2.2 農塘調查成果

據已有的調查資料顯示，直至 2020 年 3 月為止，已完成約 3,405 座農塘之基本調查與紀錄(農塘資料庫平台，2020)。茲舉出臺南分局南化集水區(1630021)臺南市南化區小崙里築壩式農塘之調查成果，如表 3-4 所示。

表 3-4 臺南市南化區小崙里築壩式農塘細部調查勘查紀錄表

勘查單位	承峰工程顧問有限公司	勘查時間	2019/8/2	勘查人員	蔡○偉、楊○任	氣候	☐ 晴； ☒ 陰； ☐ 雨
------	------------	------	----------	------	---------	----	---

(一)農塘現況

調查條件	☒ 可進入調查； ☐ 無法進入調查(敘明原因：_____)
使用狀況	☒ 正常使用； ☐ 荒廢； ☐ 移作他用； ☐ 室內誤判(現況非農塘)； ☐ 其他：_____
蓄水現況	☐ 滿水； ☒ 中度蓄水； ☐ 枯水
淤積現況	☐ 部分淤積； ☒ 顯著淤積； ☐ 淤滿； ☐ 無或輕微淤積

(二)農塘基本資料

集水區(編號)	南化 1630021	所屬分局	臺南分局		
行政區	臺南市 南化區 小崙里				
農塘編號	D-南化區-小崙里-南化-0001	定位座標 (TWD97)	定位點	X	Y
			土壩上	196910	2551656
土地權屬	☒ 國有地； ☐ 公有地； ☐ 私有地； ☐ 公(國)私有地混雜(公(國)有土地與私有地比例：_____)； ☐ 未編定； ☐ 其他				
農塘型式	☐ 天然； ☐ 開挖式； ☒ 築壩式； ☐ 築堤式； ☐ 挖開式與築堤式混合； ☐ 其他_____				
集水面積	_____ 10 _____公頃	受益面積	☐ 訪談當地民眾； ☒ 室內判釋 _____ 5 _____公頃		
最大蓄水面積	_____ 2.5 _____公頃	最大蓄水容積	_____ 126000 _____立方公尺		
滯洪高度	_____ 1.0 _____公尺	滯洪容積	_____ 25000 _____立方公尺		
現況平均 蓄水深度	測量點 1：_____ 5.5 _____公尺 測量點 2：_____ 4.6 _____公尺 測量點 3：_____ 5.1 _____公尺 測量點 4：_____ 4.5 _____公尺 測量點 5：_____ 5.5 _____公尺 平 均：_____ 5.04 _____公尺				
蓄水來源 (可複選)	☐ 無 ☐ 水庫； ☐ 上游農塘(或蓄水池)_____； ☐ 降雨漫地流； ☒ 坑溝或渠流； ☐ 溪流_____； ☐ 地下水； ☐ 其他				

用 途 (可複選)	☐ 旱作灌溉； ☒ 果樹灌溉； ☐ 水田灌溉； ☐ 養殖； ☒ 滯洪(蓄)； ☐ 休閒； ☐ 其他_____
供灌對象	☐ 無 ☒ 一般農民 ☐ 1 戶； ☐ 2 戶； ☐ 3 戶； ☐ 4 戶； ☒ 大於 4 戶 ☐ 農業企業(農場)_____
灌溉方式	☐ 無 ☐ 機械抽水(直接灌溉)； ☒ 機械抽水(至蓄水池)； ☐ 重力供水； ☐ 其他_____
座落坡度	☒ 一級坡； ☐ 二級坡； ☐ 三級坡； ☐ 四級坡； ☐ 五級坡； ☐ 六級坡； ☐ 七級坡
座落特徵 (可複選)	☐ 土石流影響範圍； ☐ 岩屑崩滑區； ☐ 岩體滑動區； ☐ 順向坡區； ☐ 水利會灌區； ☐ 泥岩地； ☐ 重要農業生產區_____； ☐ 易淹水潛勢區上游或周遭_____； ☐ 跨域生態景觀區_____

(三)農塘主要設施現況

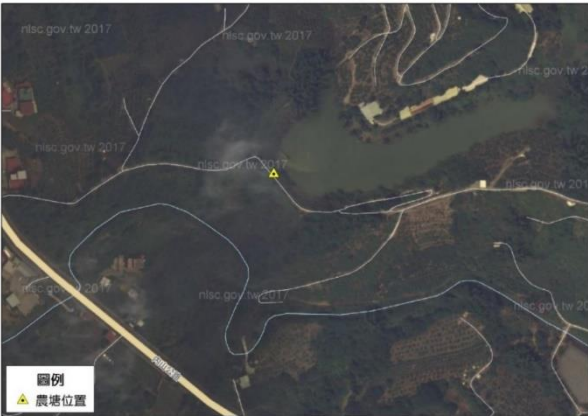
進水設施 ☒ 無	型式： ☐ 自由進水； ☐ 管路； ☐ 渠道； ☐ 機械抽水； ☐ 溪流側溢流； ☐ 閘門控制 ☐ 其他(可複選) 現況： ☐ 良好； ☐ 部分受損，不影響功能； ☐ 設施損壞，影響功能 補充說明或改善建議：_____
出水設施 ☐ 無	型式： ☒ 孔堰； ☒ 豎井； ☐ 抽排； ☐ 閘門； ☐ 其他(可複選) 現況： ☒ 良好； ☐ 部分受損，不影響功能； ☐ 設施損壞，影響功能 下游聯外排水路： ☐ 漫流； ☒ 溪流； ☐ 圳路(渠道)； ☐ 其他 補充說明或改善建議：_____
塘岸材質與 現況	型式： ☒ 混凝土； ☒ 土(草)堤； ☐ 乾(漿)砌石； ☐ 碎石； ☐ 土袋； ☐ 地工材料； ☐ 其他 現況： ☐ 整體良好； ☒ 部分受損，不影響功能； ☐ 設施損壞，影響功能 補充說明或改善建議：_____
土壩現況 ☐ 無	現況： ☒ 整體良好； ☐ 部分侵蝕變形； ☐ 漏水 補充說明或改善建議：_____
閘門設施 ☐ 無	型式： ☒ 直立式； ☐ 蝶式； ☐ 其他 操作： ☐ 電動，人工啟動； ☐ 電動，自動控制； ☒ 人工 現況： ☒ 良好； ☐ 部分受損，不影響功能； ☐ 設施損壞，影響功能 補充說明或改善建議：_____

(四)水質現況

表觀現況 (可複選)	☐ 乾涸； ☐ 清澈； ☒ 普通混濁； ☐ 非常混濁； ☐ 異味 ☐ 無需判釋_____
水質檢測	酸鹼度(pH)：_____ 8.09 _____；電導度(EC) ($\mu\text{S}/\text{cm}$)：_____ 398 _____； 溶氧(DO) (mg/L)：_____ 3.3 _____； ☐ 無需檢測_____

(五)周圍環境特徵

下游保全對象 (非屬築堤或築壩 者，免填)	☐ 無 ☒ 有，距離： ☒ 小於 100 m； ☐ 介於 100 m~500m； ☐ 大於 500 m 類型： ☒ 住戶； ☐ 公共設施(如學校、醫療設施等)； ☒ 公路橋梁
與溪流(蝕溝) 最短距離	☒ 小於 20m； ☐ 20-50m； ☐ 50m-100m； ☐ 100m 以上
生態	☐ 鄰近自然保護區；說明：_____

☒ 無	☐ 鄰近自然保留區；說明：_____ ☐ 鄰近野生動物保護區；說明：_____ ☐ 鄰近野生動物棲息環境；說明：_____		
鄰近作物及植被類型(可複選)	植被類型： ☒ 灌木林； ☒ 喬木林； ☒ 竹林； ☐ 草生地； ☐ 裸露地 鄰近作物類型： ☐ 無； ☐ 旱作； ☐ 水田； ☒ 果園； ☐ 其他_____		
旅遊景點	☐ 有(200 公尺內有旅遊景點)，數量：_____，名稱：_____； ☒ 無(200 公尺內無旅遊景點)		
道路可及性(可複選)	☐ 路幅小於 2.5m； ☒ 路幅大於 2.5m； ☐ 土石路面； ☒ 混凝土路面； ☐ 瀝青路面(可複選)		
電力系統	☒ 市電； ☐ 太陽能； ☐ 發電機； ☐ 無		
農村再生社區	☐ 無； ☒ 有，社區名稱：____小崙社區____		
周邊環境發展	☒ 鄰近聚落具有農業機能： ☒ 耕作 ☐ 林木 ☐ 養殖 ☐ 畜牧 ☐ 鄰近聚落具有商業機能： ☐ 休閒 ☐ 購物 ☐ 餐飲 ☐ 住宿 ☒ 鄰近聚落具有住宅機能： ☒ 平房 ☐ 樓房 ☐ 別墅		
現況照片(全景與特殊或有損壞者)			
	全景	進水口	出水口
	堤岸	周邊環境	特殊或損壞者
農塘地理區位			
農塘現況照片			
	農塘全景		周邊環境
			
	出水口		進水口

3.3 築壩式農塘破壞原因

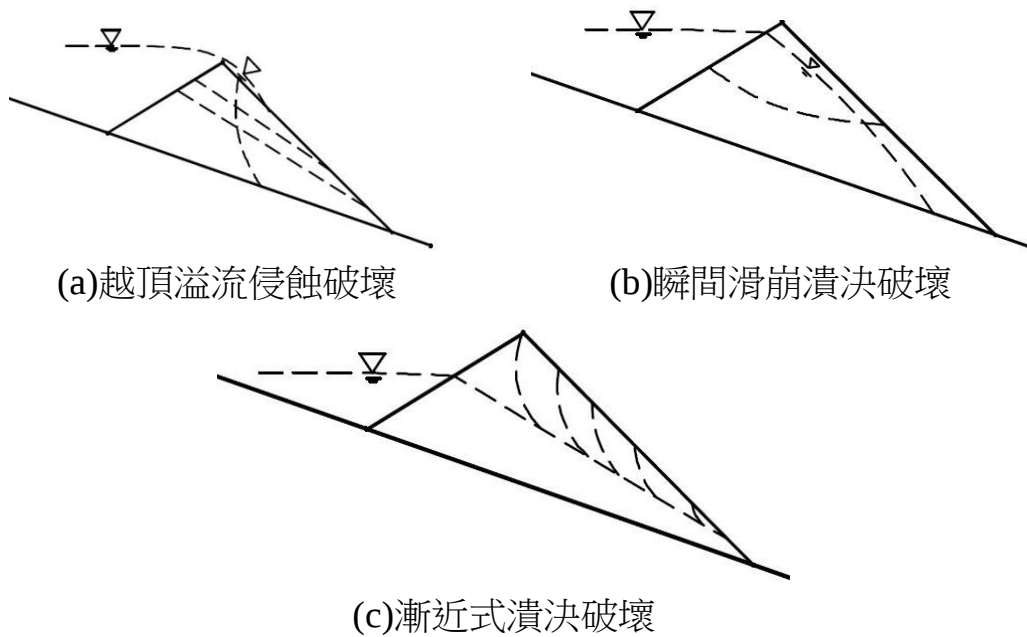
重點農塘之關注重點，在於土壩之安全。但是，土壩可能因降雨或地震作用而導致破壞，並造成壩體潰決肇災。

3.3.1 降雨作用

因降雨因素導致壩體潰決者，大致可以歸納為溢流侵蝕破壞(erosive destruction due to overtopping)、滲流作用引發的瞬間滑崩破壞(instantaneous sliding collapse)及漸近破壞(progressive failure)等三種類型，如圖 3-1 所示。

一、越頂溢流侵蝕破壞

此類壩體透水係數往往較小，壩體材料黏聚力較大，隨著上游不斷來水，其水位上升速度遠比壩體內部浸潤線的抬升速度為快，最後造成水流越頂溢流而導致壩體土砂逐漸被侵蝕下移，如圖 3-1(a)所示。一般而言，土壩壩體遭水流侵蝕速度隨時間變化，初期壩體表層附近土壤含水量未達到飽和，屬半乾燥狀態下的侵蝕，侵蝕速度較為緩慢，惟隨著時間推移，壩體內浸透水水位上升和表面水流的滲透作用，使壩體內部逐漸達到飽和，侵蝕速度因而增大，並自壩體表層向下層侵蝕，最終導致壩體侵蝕殆盡。



資料來源：Takahashi, 1991

圖 3-1 土壩潰決破壞方式示意圖

二、瞬間滑崩潰決

當上游的不斷來水，蓄水水位以比較大的速度上升，同時壩體浸潤線以近似平行於壩體下游坡面抬升，在浸潤線尚未在下游坡面溢出之前，水位已近壩頂將要發生溢流時，壩體突然崩潰，如圖 3-1(b)所示。該潰決過程往往是在壩體透水性較好，壩體材料強度極弱的情況下，由於壩體內滲流水位上升，使得壩體本身荷重增加，同時飽和部分的土體，因滲透水的浮力作用，顆粒間的摩擦阻力降低，導致壩體變為不穩定而沿著某一滑動面產生滑動。

三、漸近破壞

與上述兩種類型比較，形成漸近破壞的壩體材料具有較好的透水性，而壩體強度較低，當上游來水量較小時，就很容易出現這種類型的潰決現象，如圖 3-1(c)所示。由於透水性特佳，壩體浸潤線向下游的推進速度較快，在蓄水水位不高時，浸潤線已到達壩體下游坡面，而產生管湧或形成表面流而侵蝕壩體。漸近破

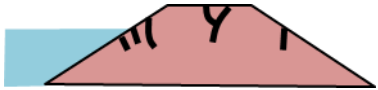
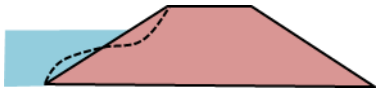
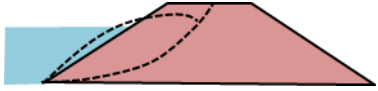
壞過程之初，係於坡腳部分發生的小型崩塌，但因浸透水流不足，無法推移崩塌土體而堆積於潰決位置下游側；隨著浸透水流的增加，溯源侵蝕現象持續進行至壩頂時，壩體突然發生整體潰決。

整體而言，由於多數土壩具有心層(core)來防止滲流管湧及瞬間崩潰決，因而導致土壩潰決的主要原因，應以極端降雨情況下所形成之越頂溢流侵蝕破壞為主。

3.3.2 地震作用

農塘堤壩在發生地震時，由於地震慣性力突然增加，堤壩在內部(壩體結構本身)與外部(塘內水體之動水壓力)各種作用力的作用下，壩體將發生變形扭曲，而壩基也將會產生相對位移或不同期位移。地震對堤壩的主要破壞主要有：裂縫、陷落、坡面崩壞及滑動、基地液化等，並因此產生滲漏、湧浪、閘門啟閉破壞等嚴重後果，如表 3-5 所示。

表 3-5 地震作用導致堤壩破壞類型及原因

類型	破壞型態	破壞原因
裂縫		路堤頂部及其上、下游坡面均出現裂縫，可能會成為水之通道，故需要特別注意。
陷落		堤壩主體形狀幾乎保持不變，惟主體可能會因裂縫而下沉。大多數發生在軟弱地盤上。
坡面崩壞		堤壩上游坡面下沉，而下游坡面可能脫落並變形。
坡面滑動		堤壩坡面發生土體滑移。
崩壞		堤壩和地基液化而發生重大變形並坍塌。

資料來源：日本農林水產省，2013

3.4 築壩式農塘破壞類型

關於築壩農塘破壞類型之調查和記錄資料相當少。根據曹榮琪(2007)調查研究台灣西南部泥岩地區土壩時發現，因壩體結構簡單，自重小，對地基較無影響，包括基礎管湧、沉陷、滑動及承載力不足等現象並未發生，但土壩施作多未依水土保持手冊之要求，上、下邊坡與出水高度等常不符規定。經實際調查結果顯示，壩體產生坡面侵蝕者佔調查個數之 76.9%，坡面滑落佔 38.64%及滲漏佔 11.5%。

日本全國擁有約 20 餘萬座農塘，其中於江戶時代以前構築者約佔全體農塘之 70%，這些農塘不論是構築技術，或是老劣化問題，均嚴重威脅農塘之安定。根據調查(毛利榮征，2018)，從 2004 年 10 次颱風肆虐至 2011 年東日本大地震，此期間發生大量農塘之損壞事故，經統計因降雨作用引致損壞者約佔 70%，而受地震影響損壞者約佔 30%，如圖 3-2 所示。其中，2004 年農塘損壞類型，經統計如表 3-6 所示。表中，上游邊坡土體崩塌或其他原因導致土砂淤埋受損者，高達 408 處，佔全體破壞類型達 40.3%，而下游坡面發生雨水沖蝕崩壞者 330 處，約佔 32.6%；另，因壩體高度不足導致洪水漫溢潰決者達 178 處，約佔 17.6%。凡此顯示，降雨作用引致農塘破壞，實乃農塘調查與維護之主要重點。

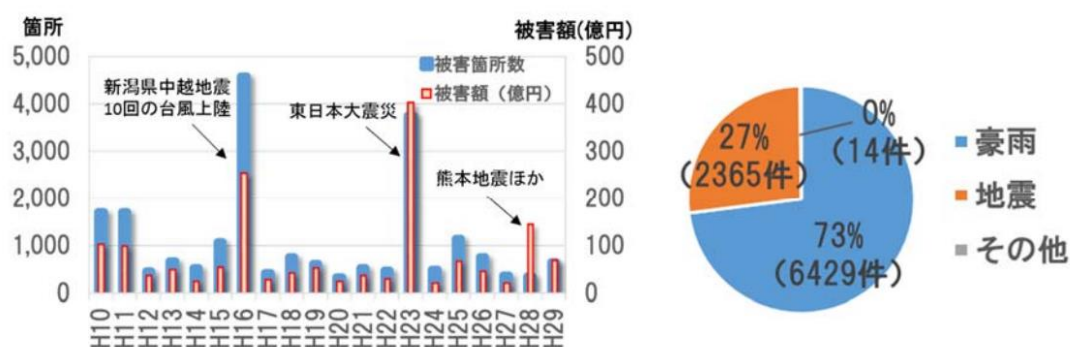


圖 3-2 日本自 2004 年至 2011 年間農塘破壞之外力型態

表 3-6 2004 年農塘破壞類型

破壞類型	數量(處)
潰決	178
上游坡面崩壞	51
下游坡面崩壞	330
溢洪道受損	94
土砂淤埋	408
其他	129
合計	1013

總結以上調查結果及相關文獻，引發築壩式農塘土壩破壞可歸納出下列幾項類型，包括：

一、洩洪能力不足

築壩式農塘均設置溢洪道設施以宣洩洪水期多餘的水量，確保土壩之安全。根據水土保持技術規範第 115 條(2020)規定：「農塘土壩之溢洪道包括主溢洪道及緊急溢洪道；主溢洪道可為明渠或豎井，並以鋼筋混凝土為主要材料，其設計洪水量採用重現期距五十年以上之降雨強度計算。主溢洪道採用豎井者，得設置緊急溢洪道，其設計洪水量採用重現期距十年以上之降雨強度計算。」，惟當發生超過設計標準之降雨時，就可能因洩洪能力不足而引發洪水漫溢，導致土壩潰決破壞。

二、滲漏(leakage)：係指農塘蓄水後，水土自壩體壩基穿壩構造物及兩岸銜接等部位滲出，故土壩因滲漏引發安全問題，包括壩基滲漏、壩體滲漏、穿壩構造物接觸滲漏及銜接部滲漏等。

(一)壩基滲漏：農塘水體自壩體底部基礎部位滲出者，其現象包括：

- 1.相同蓄水位條件下，壩基滲流量持續增加。
- 2.壩基滲漏水出現混濁或細顆粒被帶出。

3. 壩下游面冒水塌陷或鬆軟隆起，或伴有壩上游漩渦現象。

(二) 壩體滲漏：農塘水體自壩體上、下游坡面部位滲出者，其現象包括：

1. 壩上游坡面陷落或伴有壩前漩渦。
2. 壩下游坡面大面積水漬或植生異常茂盛、鬆軟隆起或陷落。
3. 壩下游坡面出現集中滲漏點，水質混濁或有細顆粒泥砂被帶出。
4. 下游壩址處排水濾層失效。
5. 相同蓄水位條件下，滲流量持續增加。

(三) 穿壩構造物接觸滲漏：農塘水體自穿過壩體構造物(如臥管)與土體接觸部位滲出，如圖 3-3 所示。其現象包括：

1. 壩體內部埋設管路或其他構造物時，與壩體接觸部位有明顯滲流，出水混濁或有細顆粒泥砂被帶出。
2. 壩體內部埋管因不均勻沉陷斷裂或止水破壞，導致內水外滲或外水內滲問題。
3. 構造物進出、口與壩體連接部位出現陷坑且土質濕軟。

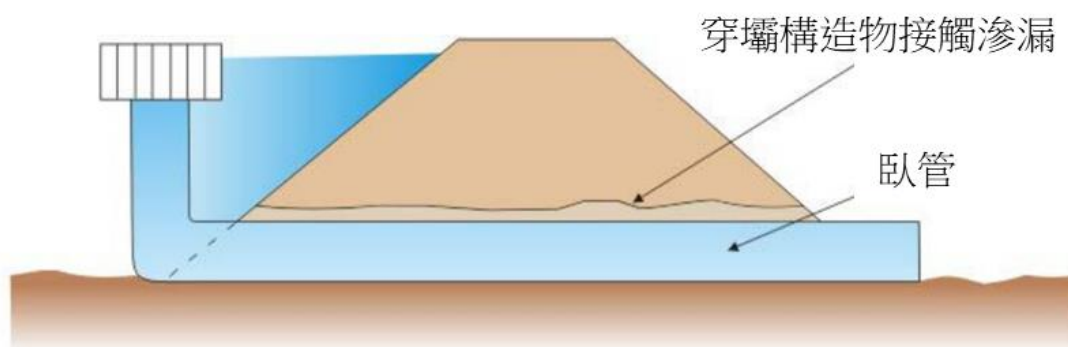


圖 3-3 穿壩構造物接觸滲漏示意圖

(四)銜接部滲漏：農塘土壩兩端與邊坡接壤處，其發生滲漏之具體現象包括：

- 1.壩體與岸坡銜接部明顯漏水且有細顆粒泥砂被帶出。
- 2.壩體與岸坡銜接部局部土體表面局部隆起。
- 3.壩體與岸坡銜接部上、下游出現陷坑。
- 4.相同蓄水位條件下，銜接部滲流量持續增加。
- 5.壩體與岸坡銜接部有明顯的出水口，水流呈湧泉流出。

三、壩體結構

土壩結構安全問題主要包括護坡塌陷、裂縫、崩塌、近壩岸坡崩塌及壩基液化等。

(一)塌陷(collapse)：壩頂出現凹陷，主要包含沉陷與坍孔兩類：

- 1.壩頂沉陷可能造成出水高之損失。
- 2.農塘上游護坡因水位急速升降，以致細粒料被帶出造成拋石沉陷。
- 3.當沉陷量較大且內部細料流失時，有可能形成坍孔。
- 4.下游護坡因降雨侵蝕，形成蝕溝、塌陷等破壞

(二)裂縫(crack)：因填築材料不均勻、土壤材料乾縮及地震等原因導致壩體開裂，依裂縫方向可區分為縱向、橫向裂縫及乾縮裂縫等類型。

- 1.縱向裂縫(longitudinal crack)為平行於壩軸之裂縫，如圖3-4(a)所示，可能成因如下：
 - (1)大壩填築材料之不均勻沉陷。
 - (2)不穩定之潛在滑動面已經開始形成，此種形況下可能出現弧形裂縫。
 - (3)地震造成。

2.橫向裂縫(transverse crack)為垂直於壩軸之裂縫，如圖 3-4(b)

所示，可能成因如下：

(1)可壓縮性之築壩材料座落於陡峭或不規則壩座上。

(2)地震造成。

3.乾縮裂縫係由築壩土壤材料乾縮造成，裂縫形式通常無固定，或有時為類似蜂巢圖形，一般而言常於壩頂或下游坡面出現。

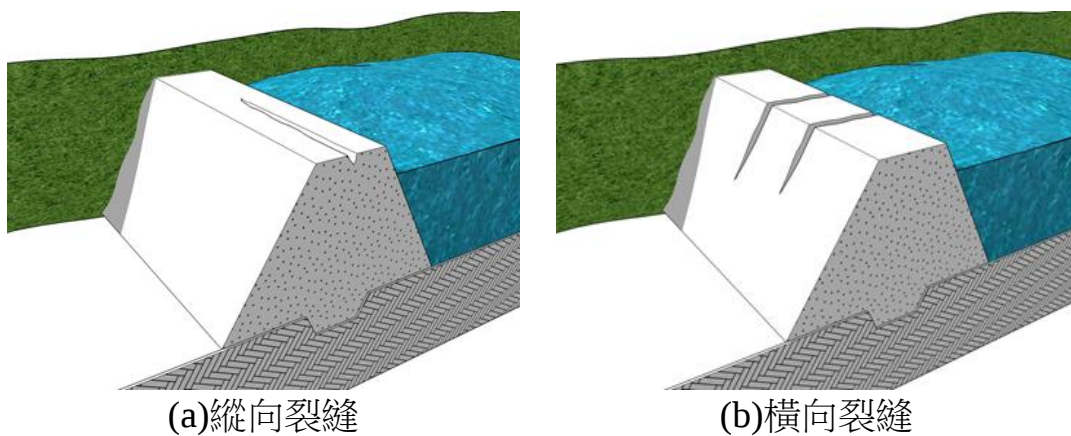


圖 3-4 壩體縱向及橫向裂縫示意圖

(三)崩塌：壩體因外力作用而引起築壩土體滑動流失，如圖 3-5 所示。



資料來源：西村伸一，2018

圖 3-5 土壩坡面崩塌

- 1.因高蓄水位及壩體滲漏而引起下游坡面崩塌。
- 2.水位快速洩水，引起上游坡面崩塌。
- 3.風浪淘刷，引起上游坡面崩塌。
- 4.發生地震，引起壩體坡面崩塌。
- 5.穿壩構造物附近壩坡崩塌。
- 6.兩岸壩肩附近下游坡面崩塌。
- 7.下游壩址處水流沖刷，引起下游坡面崩塌。

(四)近壩岸坡崩塌：兩岸壩肩附近邊坡崩塌。

(五)壩基液化(liquefaction)：係指發生地震時，壩基可液化土層產生液化，從而引起壩基軟化、壩體塌陷的現象。

3.5 築壩式農塘安全性檢查

築壩式農塘安全性檢查係以土壩及相關附屬設施為標的，前者是直接促進潰壩肇災之檢查，後者則是間接影響壩體安全之功能性檢查，包括出流控制設施(含豎井、出水口、工作橋、臥管出口及其下游消能工等)、閘門、農塘上游周邊環境、農塘水質等。

土壩及相關附屬設施皆通過外觀損劣化檢查，評估其異常程度之後，再依據異常程度擬定後續執行對策，包括土壩非破壞檢測及相關附屬設施維修等，故本項檢查之目的在於建立農塘現況之功能性、安全性及其可能對下游保全對象存在之風險等級。

3.5.1 定期與特殊檢查

農塘在長期營運過程中受到多種因素的影響，不可避免地會產生某些損傷劣化，而影響到結構體之正常使用條件，嚴重者不僅縮短結構的使用年限，甚至引起一些災害。因此，通過檢查措施及早發現問

題並加以處置，俾免災害發生時需增加金錢及人力之投入補救，如圖 3-6 所示。圖中，不論是一般或重點農塘之安全性檢查，初步均採用外觀損劣化檢查方式，據以評估其異常程度，其中對於重點農塘應就其異常程度訂定安全性等級，以作為例行性維護、加強定期檢查及非破壞檢測等之實施依據。茲分述如下：

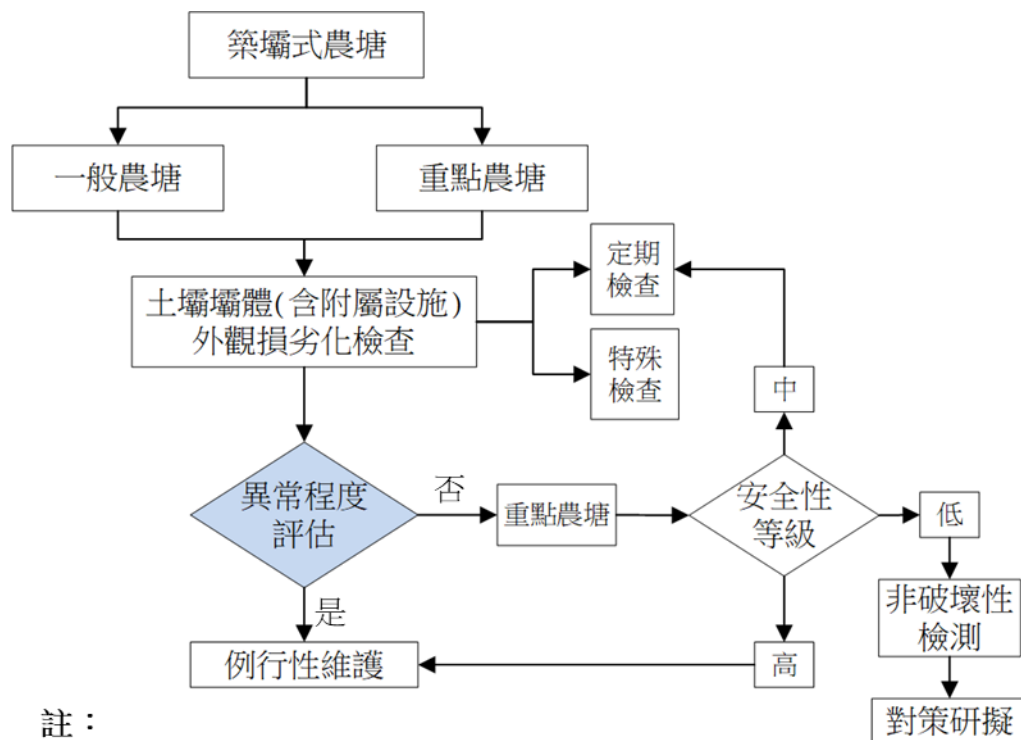


圖 3-6 築壩式農塘安全性檢查與評估流程

一、定期檢查

(一)重點農塘

本項檢查頻率原則上為一至三年一次，如表 3-7 所示。檢查重點在於採用目測及簡單工具檢測農塘組成各個元素，包括土壩及相關附屬設施外觀破損、龜裂、錯動、陷落、基礎淘空或懸空等可視化變形進行檢查，並就檢查結果提出安全性初步評估，作為非破壞性檢測之依據。

(二)一般農塘(即重點農塘以外之農塘)

本項檢查頻率原則上為三至五年一次，如表 3-7 所示。檢查重點與重點農塘相同，惟因不具危害性，故除了不實施安全性評估外，對於異常性高的問題，亦應實施例行性的維護措施。

二、特殊檢查(不定期檢查)

本項檢查亦屬不定期檢查工作，通常都在颱風豪雨、洪水或地震等天然事件發生時或之後，依實際災情程度，針對築壩式重點農塘實施緊急搶救及災後維護工作。本項維護除了按照定期維護方式進行外，應特別注意堤壩及其周遭環境變異所可能產生之問題，例如錯動、陷落、裂縫等新生變形對堤壩之影響程度。

表 3-7 各種農塘檢查類型及頻率

檢查類型	檢查頻率(年)	農塘屬性
定期檢查	1-3	重點農塘
	3~5	一般農塘
特殊檢查 (不定期檢查)	~	築壩式農塘

3.5.2 外觀損劣化檢查項目

築壩式農塘外觀損劣化之定期檢查，應依下列兩項原則執行，即

一、檢查時，以目測檢視及簡易丈量工具為主。

二、因屬外觀簡易檢查，其檢查結果以「正常」和「異常」予以簡單分類。

根據築壩式農塘土壩及其相關附屬設施類型，檢查項目除了基本資料外，包括土壩、出流控制設施(含緊急溢洪道及出水口)及周邊環境等。

一、基本資料

包括調查時間、人員、農塘坐落所屬集水區及分局、農塘編號及座標、土壩型式及斷面、植生種類、附屬設施、下游保全對象、現況蓄水位等，如表 3-8 所示。

表 3-8 築壩式農塘外觀損劣化檢查基本資料一覽表

調查時間		調查人員			
集水區編號		所屬分局			
行政區	縣 鄉 里				
農塘編號		定位座標 (TWD97)	定位點	X	Y
最大蓄水面積	_____m ²	最大蓄水容積	_____m ³		
土壩型式及斷面	型式= _____；高度= _____m；長度= _____m； 頂寬= _____m；上坡面坡度=1：____；下坡面坡度=1：____				
土壩上植生種類	植生狀況：□多裸露；□草生地為主；□喬灌木為主 壩體兩側銜接方式：□自然邊坡；□人工邊坡；□道路				
附屬設施	□豎井；□臥管；□出水口；□緊急溢洪口；□閘門； □其他(				

二、土壩(堤)檢查

農塘土壩一旦竣工後，即開始進行老劣化過程，包括地震、降雨及其他人為破壞等均可能造成其外觀和內部結構之緩慢變形，進而影響其安全性。因此，為了延長土壩使用壽命，並恢復其原有設計之功能，達到永續利用之目的，確實需要建立完善且詳細之檢查評估機制。

土壩安全檢查最重要的部分包括滲漏、裂縫、上下游坡面土體滑動及沉陷變形等異常現象，如表 3-9 所示。

(一)壩頂：裂縫、異常沉陷變形、積水、喬灌木滋生等情形。

(二)上游坡面(迎水坡面)護坡：

- 1.裂縫、剝落、隆起、崩塌滑動、沖刷、喬灌木滋生等。
- 2.近壩水面冒泡、變渾、漩渦等。
- 3.砌石護坡塊石鬆動、塌陷、龜裂、風化變質等。

(三)下游坡面：

- 1.裂縫、剝落、崩塌滑動、隆起、蝕溝、滲水、管湧等。
- 2.表面排水系統堵塞、裂縫、損壞等。
- 3.濾層功能喪失，滲水驟增或驟減、滲水渾濁等。
- 4.植被異常滋生、獸洞、蟻穴等。

(四)穿壩構造物：農塘土壩穿壩構造物以臥管為主，檢查重點包括臥管與土體間發生滲流，而滲流水中混濁或有細顆粒泥砂者。

(五)壩體與兩側岸坡銜接處：錯動、開裂、崩滑、滲水等情形。

(六)壩趾部

- 1.陰溼、滲水、管湧、流土或隆起等。
- 2.排水設施堵塞、損壞等。

表 3-9 土壩檢查表

檢查項目	現地情形	檢查內容	檢查結果
壩頂	☐ 無法到達	裂縫、異常沉陷變形、積水、喬灌木滋生。	☐ 良好 ☐ 異常
上游坡面	☐ 無法到達	裂縫、剝落、隆起、崩塌滑動、沖刷、喬灌木滋生等。	☐ 良好 ☐ 異常
		近壩水面冒泡、變渾、漩渦等。	☐ 良好 ☐ 異常
		砌石護坡塊石鬆動、塌陷、龜裂、風化變質等。	☐ 良好 ☐ 異常
下游坡面	☐ 無法到達	裂縫、剝落、崩塌滑動、隆起、蝕溝、滲水、管湧等。	☐ 良好 ☐ 異常
		表面排水系統堵塞、裂縫、損壞等。	☐ 良好 ☐ 異常

檢查項目	現地情形	檢查內容	檢查結果
		濾層功能喪失，滲水驟增或驟減、滲水渾濁等。	☐ 良好 ☐ 異常
		植被異常滋生、獸洞、蟻穴等。	☐ 良好 ☐ 異常
穿壩構造物	☐ 無此項目 ☐ 無法到達	接觸部位發生滲流，出水混濁或有細顆粒泥砂被帶出等。	☐ 良好 ☐ 異常
壩端與兩側岸坡銜接處	☐ 無法到達	錯動、開裂、崩滑、滲水等。	☐ 良好 ☐ 異常
壩址部	☐ 無法到達	陰溼、滲水、管湧、流土或隆起等。	☐ 良好 ☐ 異常
		排水設施堵塞。損壞等。	☐ 良好 ☐ 異常

註：無法到達係指調查人員無法進入進行調查，包括：

1. 上游坡面：因喬灌木眾多，無法由兩側看土壩上游情形。
2. 下游坡面、穿壩構造物、壩址部：因喬灌木眾多、高差大、坡址周圍無道路可到達，使調查人員無法下去。
3. 出流控制設施：因喬灌木阻擋無法由兩側看土壩的出流設施；坡面不適合人員下去，可能發生危險；無工作橋可至豎井檢查等。
4. 閘門：多位在水面下，故無法看到；部分工作橋損壞以致無法檢查；位在操作平台下方之閘門亦無法看見。

另，部分築壩式農塘無法進入狀況，包括：

1. 以往施工便道已喬灌木及雜草叢生。
2. 農塘缺乏維護，導致農塘周邊喬灌木圍繞，無人員可行走之空間。
3. 前往築壩式農塘之道路為私人土地，設有柵欄且當地無人員可聯繫進入。

壩體檢查結果如發現有滲漏、裂縫及沉陷變形等異常情形時，應即採取進一步的檢查，包括：

(一)滲漏：

1. 滲漏水量及水質(細粒料)情況是否清澈。
2. 檢查當時降雨情形紀錄。
3. 檢查當時農塘蓄水位。

(二)裂縫：橫向裂縫可能提供土壩滲流管道，當裂縫深度達到蓄水面以下時，會加速壩體材料之侵蝕，甚至最後破裂導致潰壩。因此，檢查時發現裂縫應特別注意下列事項：

- 1.拍照並記錄裂縫位置、深度、長度、寬度及裂縫分布形式。
- 2.加強監測裂縫的變化。
- 3.研判裂縫可能的成因，並採取適當的修復措施。
- 4.倘裂縫深度低於蓄水位，應適當調降水位。

(三)沉陷變形：檢查時發現壩頂沉陷變形時應特別注意下列事項：

- 1.局部沉陷發生時，應拍照紀錄沉陷位置、尺寸、深度及延伸範圍等。
- 2.探查底部是否具有較深的孔洞形成及其深度。
- 3.持續加強觀測確保情形未惡化，並提出合適的改善對策。

三、出流控制設施檢查

出流控制設施包括溢洪道(含緊急溢洪口)及出水口之異常現象，如表 3-10 所示。

(一)溢洪道(豎井)：

- 1.混凝土裂縫、滲水、穴蝕、其他等。
- 2.井體傾斜或不均勻沉降。
- 3.入口漂流木或雜物堵塞。
- 4.臥管出口消能工沖刷、磨損、流失、雜物堆積等情形。
- 5.下游溪床及岸坡異常沖刷下切或淤積抬升情況。
- 6.工作橋不均勻沉陷、裂縫、斷裂、鏽蝕等現象。

(二)出水口：

- 1.混凝土裂縫、滲水、穴蝕、其他等。
- 2.入口遭漂流木或雜物堵塞。

表 3-10 築壩式農塘出流控制設施檢查表

檢查項目		現地情形	檢查內容	檢查結果
溢洪道 (含緊急 溢洪道)	混凝土	☐ 無此項目 ☐ 無法到達	裂縫、滲水、穴蝕、其他等	☐ 良好 ☐ 異常
	豎井	☐ 無此項目 ☐ 無法到達	傾斜或不均勻沉降	☐ 良好 ☐ 異常
	入口	☐ 無此項目 ☐ 無法到達	漂流木或雜物堵塞	☐ 良好 ☐ 異常
	臥管出口 消能工	☐ 無此項目 ☐ 無法到達	沖刷、磨損、流失、雜物堆積等	☐ 良好 ☐ 異常
	下游溪床 及溪岸	☐ 無此項目 ☐ 無法到達	異常沖刷下切或淤積抬升情況	☐ 良好 ☐ 異常
	工作橋	☐ 無此項目 ☐ 無法到達	不均勻沉陷、裂縫、斷裂、鏽蝕等	☐ 良好 ☐ 異常
出水口	混凝土	☐ 無此項目 ☐ 無法到達	裂縫、滲水、穴蝕、其他等	☐ 良好 ☐ 異常
	入口	☐ 無此項目 ☐ 無法到達	漂流木或雜物堵塞	☐ 良好 ☐ 異常

(三)閘門檢查

築壩式農塘閘門設施多設置於豎井溢洪道上，用於控制水流流出量，其檢查項目及內容如表 3-11 所示。

- 1.閘門啟閉異常。
- 2.閘門門體存在明顯變形而漏水。
- 3.閘門和啟閉機零部件，如吊耳、吊鉤、吊杆、連線螺栓等裝置的表面存在裂紋、損傷、老化、變形和脫落。

表 3-11 築壩式農塘閘門檢查表

檢查項目		現地情形	檢查內容	檢查結果
操作平台	操作平台	☐ 無此項目 ☐ 無法到達	破損、裂縫、鋼筋裸露等	☐ 良好 ☐ 異常
	工作階梯	☐ 無此項目 ☐ 無法到達		☐ 良好 ☐ 異常
門扇	門扇	☐ 無此項目 ☐ 無法到達	破損、變形、鏽蝕等	☐ 良好 ☐ 異常

檢查項目		現地情形	檢查內容	檢查結果
	滾輪	☐ 無此項目 ☐ 無法到達		☐ 良好 ☐ 異常
	吊耳	☐ 無此項目 ☐ 無法到達		☐ 良好 ☐ 異常
門框	門框	☐ 無此項目 ☐ 無法到達	破損、變形、鏽蝕等	☐ 良好 ☐ 異常
吊門機(構)組 (含吊桿、吊索、基座、齒輪、潤滑油等)	吊門機(構)組	☐ 無此項目 ☐ 無法到達	破損、變形、鏽蝕等	☐ 良好 ☐ 異常
	吊桿	☐ 無此項目 ☐ 無法到達		☐ 良好 ☐ 異常
	吊索	☐ 無此項目 ☐ 無法到達		☐ 良好 ☐ 異常
	基座	☐ 無此項目 ☐ 無法到達		☐ 良好 ☐ 異常
	齒輪	☐ 無此項目 ☐ 無法到達		☐ 良好 ☐ 異常
	潤滑油	☐ 無此項目 ☐ 無法到達		☐ 良好 ☐ 異常
水封	水封	☐ 無此項目 ☐ 無法到達	破損、劣化、水密性等	☐ 良好 ☐ 異常

四、其他

包括農塘周邊環境、蓄水區及土壩下游保全對象等，如表 3-12 所示。

(一)周邊環境：

- 1.壩址上游溪岸邊坡沖刷、崩塌及滑移跡象。
- 2.岸坡護坡結構變形或裂縫。

(二)蓄水區：

- 1.蓄水區泥砂淤積程度，其判斷標準參考 3.2.1 節。
- 2.蓄水區水質狀況，其判斷標準參考 3.2.1 節。

(三)圖上位置標示及現況照片

表 3-12 築壩式農塘其他項目檢查表

檢查項目		現地情形	檢查內容	檢查結果
周邊環境	壩址上游 溪岸邊坡	☐ 無法到達	沖刷、崩塌及滑移跡象。	☐ 良好 ☐ 異常
	岸坡護坡	☐ 無此項目 ☐ 無法到達	變形或裂縫。	☐ 良好 ☐ 異常
蓄水區 (標準參考 3.2.1 節)	泥砂淤積	☐ 無法到達	蓄水區泥砂淤積程度，其判斷標準參考 3.2.1 節。	☐ 良好 ☐ 異常
	水質	☐ 無法到達	蓄水區水質狀況，其判斷標準參考 3.2.1 節。	☐ 良好 ☐ 異常
農塘座標(位置)				
現況照片				

五、農塘異常態樣

包括土壩(堤)外觀檢視土壤侵蝕(含表層土壤侵蝕及重力侵蝕)、漏水、斷面破損等，以及閘門和溢洪道等異常，分別如圖 3-7 及圖 3-8 所示。

	
堤壩陷落	堤壩上游坡面侵蝕
	
漏水	溢洪道破損
	
坡面保護工錯動龜裂	堤壩龜裂

圖 3-7 築壩式農塘土壩破壞態樣

	
工作橋鏽蝕及閘門啟閉故障	閘門閉合不全



圖 3-8 築壩式農塘閘門及其他破壞態樣

3.5.3 重點農塘異常程度判別

損劣化外觀檢查的重點在於確定各重要設施之異常程度，而異常程度(高、中、低等)之判別原則，如表 3-13 所示。茲簡述如下：

- 一、異常程度高：損壞相當明顯，有危及農塘安全之虞。
- 二、異常程度低：輕微損壞，不影響運作(蓄水)。
- 三、異常程度中：排除異常程度高及低者，即屬中等。

表 3-13 重點農塘異常程度判別表

項目	初步檢查	異常程度
壩頂	裂縫、異常沉陷變形	☐ 高 ☐ 中 ☐ 低
上游坡面	裂縫、剝落、滑動、隆起、塌坑等	☐ 高 ☐ 中 ☐ 低
	近壩水面冒泡、變渾、漩渦等異常現象	☐ 高 ☐ 中 ☐ 低
下游坡面	裂縫、剝落、滑動、隆起、管湧等	☐ 高 ☐ 中 ☐ 低
	排水濾層排水不良	☐ 高 ☐ 中 ☐ 低
	滲水出現驟增、驟減或發生渾濁現象	☐ 高 ☐ 中 ☐ 低
穿壩構造物	接觸部位發生滲流，出水混濁或有細顆粒泥砂被帶出。	☐ 高 ☐ 中 ☐ 低
壩端與兩側岸坡銜接處	錯動、開裂、崩滑及滲水	☐ 高 ☐ 中 ☐ 低
壩址部	陰溼、滲水、管湧、流土或隆起等現象	☐ 高 ☐ 中 ☐ 低

3.5.4 重點農塘安全性初步評估

通過 3.6.2 節及 3.6.3 節築壩式農塘各項設施之檢查結果，據以提出其安全性初步評估，以作為後續非破壞性檢測及風險分析之依據。

一般而言，危及重點農塘及其下游保全對象之安全者，係以土壩為首要，故在評估重點農塘之安全性，即以土壩為主，如表 3-13 所示。表中，安全性等級之評估標準如下：

- 一、安全性「低」：只要任何一項檢查結果出現異常程度「高」者，表徵該農塘安全性處於不良或低的狀態，必須立即實施非破壞性檢測。
- 二、安全性「中」：只要任何一項檢查結果出現異常程度「中」者，即認定該農塘應列為定期檢查之重點項目。
- 三、安全性「高」：所有項目均處於異常程度「低」者，表徵農塘處於相對安全，可實施例行性維護工作。

3.5.5 安全性檢查結果

依據前述各項表單，茲舉出位於高雄市内門區內南里之築壩式農塘之安全性檢查成果，以供參考，如表 3-14 所示。

表 3-14 高雄市内門區內南里之築壩式農塘安全性檢查成果一覽表

調查單位	逢甲大學	天氣	■晴 □陰 □雨
調查時間	2020/05/08	調查人員	鄭○伶、蔡○峻

(一)農塘基本資料

集水區編號	1630021	所屬分局	臺南分局		
行政區	臺南市南化區小崙里				
農塘編號	D-南化區-小崙里-南化-0001	定位座標(TWD97)	定位點	X	Y
			土壩	196922	2551634

土壩型式及斷面	型式= <u>梯形</u> ；高度= <u>13.2</u> m；長度= <u>56.4</u> m；頂寬= <u>3.0</u> m； 上坡面坡度=1： <u>1.9</u> ；下坡面坡度=1： <u>1.9</u>	
土壩上植生種類	植生狀況： ☐ 多裸露； ☐ 草生地為主； ☒ 喬灌木為主 壩體兩側銜接方式： ☐ 自然邊坡； ☐ 人工邊坡； ☒ 道路	
附屬設施	☒ 豎井； ☒ 臥管； ☐ 出水口； ☐ 緊急溢洪口； ☒ 閘門； ☐ 其他()	
下游保全對象 (土壩下游500m範圍內)	☐ 無	☒ 建物(約 <u>11</u> 戶) ☒ 橋梁(約 <u>1</u> 座) ☒ 道路(約 <u>1339.0</u> m) ☒ 農作(約 <u>4.8</u> 公頃)
農塘現況蓄水位	☐ 滿水 ☒ 非滿水(約低於取水口或豎管頂部 <u>3.2</u> m)； ☐ 乾涸	

(二)築壩式農塘土壩

檢查項目	現地情形	檢查內容	檢查結果
壩頂	☐ 無法到達	裂縫、異常沉陷變形、積水、喬灌木滋生。	☒ 良好 ☐ 異常
上游坡面	☐ 無法到達	裂縫、剝落、隆起、崩塌滑動、沖刷、喬灌木滋生等。	☐ 良好 ☒ 異常
		近壩水面冒泡、變渾、漩渦等。	☒ 良好 ☐ 異常
		砌石護坡塊石鬆動、塌陷、龜裂、風化變質等。	☒ 良好 ☐ 異常
下游坡面	☐ 無法到達	裂縫、剝落、崩塌滑動、隆起、蝕溝、滲水、管湧等。	☒ 良好 ☐ 異常
		表面排水系統堵塞、裂縫、損壞等。	☒ 良好 ☐ 異常
		濾層功能喪失，滲水驟增或驟減、滲水渾濁等。	☒ 良好 ☐ 異常
		植被異常滋生、獸洞、蟻穴等。	☒ 良好 ☐ 異常
穿壩構造物	☐ 無此項目 ☒ 無法到達	接觸部位發生滲流，出水混濁或有細顆粒泥砂被帶出等。	☐ 良好 ☐ 異常
壩端與兩側岸坡銜接處	☐ 無法到達	錯動、開裂、崩滑、滲水等。	☒ 良好 ☐ 異常
壩址部	☒ 無法到達	陰溼、滲水、管湧、流土或隆起等。	☐ 良好 ☐ 異常
		排水設施堵塞。損壞等。	☐ 良好 ☐ 異常

(三)築壩式農塘出流控制設施

檢查項目	現地情形	檢查內容	檢查結果
溢洪道 (含緊急溢洪道)	混凝土	☐ 無此項目 ☐ 無法到達	☒ 良好 ☐ 異常
	豎井	☐ 無此項目 ☐ 無法到達	☒ 良好 ☐ 異常

	入口	☐ 無此項目 ☐ 無法到達	漂流木或雜物堵塞	☒ 良好 ☐ 異常
	臥管出口 消能工	☐ 無此項目 ☒ 無法到達	冲刷、磨損、流失、雜物堆積等	☐ 良好 ☐ 異常
	下游溪床 及溪岸	☐ 無此項目 ☒ 無法到達	異常冲刷下切或淤積抬升情況	☐ 良好 ☐ 異常
	工作橋	☐ 無此項目 ☐ 無法到達	不均勻沉陷、裂縫、斷裂、鏽蝕等	☒ 良好 ☐ 異常
出水口	混凝土	☒ 無此項目 ☐ 無法到達	裂縫、滲水、穴蝕、其他等	☐ 良好 ☐ 異常
	入口	☒ 無此項目 ☐ 無法到達	漂流木或雜物堵塞	☐ 良好 ☐ 異常

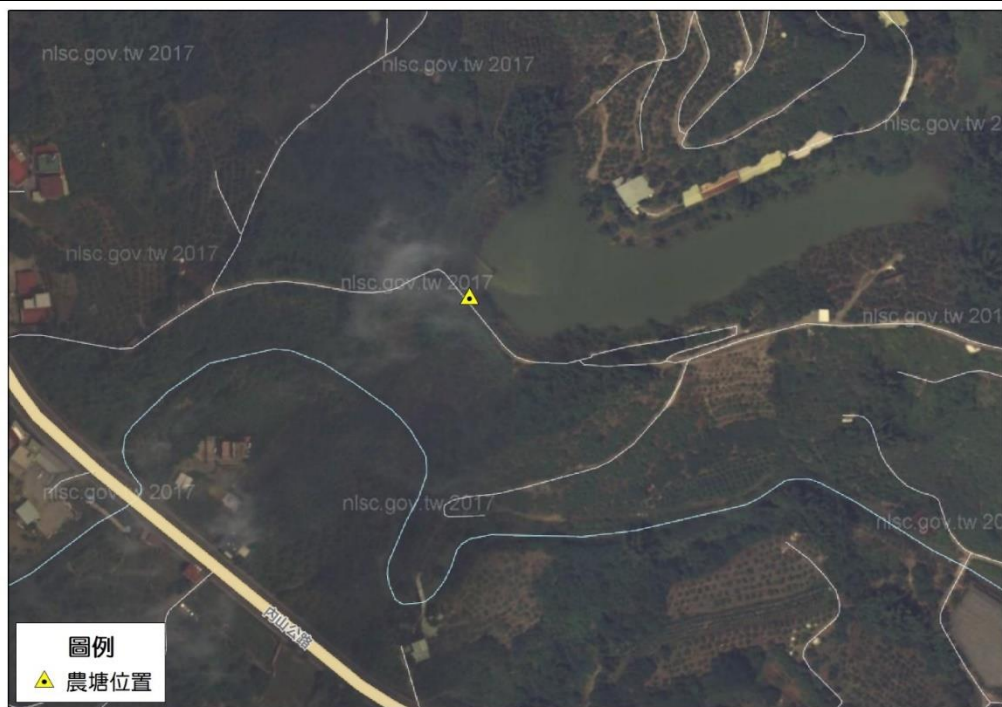
(四)築壩式農塘閘門

檢查項目		現地情形	檢查內容	檢查結果
操作平台	操作平台	☐ 無此項目 ☐ 無法到達	破損、裂縫、鋼筋裸露等	☒ 良好 ☐ 異常
	工作階梯	☐ 無此項目 ☐ 無法到達		☒ 良好 ☐ 異常
門扇	門扇	☐ 無此項目 ☒ 無法到達	破損、變形、鏽蝕等	☐ 良好 ☐ 異常
	滾輪	☐ 無此項目 ☒ 無法到達		☐ 良好 ☐ 異常
	吊耳	☐ 無此項目 ☒ 無法到達		☐ 良好 ☐ 異常
門框	門框	☐ 無此項目 ☒ 無法到達	破損、變形、鏽蝕等	☐ 良好 ☐ 異常
吊門機(構)組 (含吊桿、吊索、基座、齒輪、潤滑油等)	吊門機(構)組	☐ 無此項目 ☐ 無法到達	破損、變形、鏽蝕等	☒ 良好 ☐ 異常
	吊桿	☐ 無此項目 ☐ 無法到達		☒ 良好 ☐ 異常
	吊索	☐ 無此項目 ☐ 無法到達		☒ 良好 ☐ 異常
	基座	☐ 無此項目 ☐ 無法到達		☒ 良好 ☐ 異常
	齒輪	☐ 無此項目 ☐ 無法到達		☒ 良好 ☐ 異常
	潤滑油	☐ 無此項目 ☐ 無法到達		☐ 良好 ☒ 異常
水封	水封	☒ 無此項目 ☐ 無法到達	破損、劣化、水密性等	☐ 良好 ☐ 異常

(五)築壩式農塘其他項目

檢查項目		現地情形	檢查內容	檢查結果
周邊環境	壩址上游溪岸邊坡	☐ 無法到達	沖刷、崩塌及滑移跡象。	☒ 良好 ☐ 異常
	岸坡護坡	☒ 無此項目 ☐ 無法到達	變形或裂縫。	☐ 良好 ☐ 異常
蓄水區 (標準參考 3.2.1 節)	泥砂淤積	☐ 無法到達	蓄水區泥砂淤積程度，其判斷標準參考 3.2.1 節。	☒ 良好 ☐ 異常
	水質	☐ 無法到達	蓄水區水質狀況，其判斷標準參考 3.2.1 節。	☒ 良好 ☐ 異常

農塘座標(位置)



現況照片



1.農塘現況。

2.壩頂做為道路使用，現況良好。



3.上游坡面喬灌木滋生。



4.下游坡面現況良好。



5.豎井入口現況良好。



6.豎井及工作橋現況良好。



7.周邊環境現況。



8.閘門吊門機組良好。

安全調查總結

根據重點農塘安全性初步評估(3.5.4 節)，本區農塘土壩上游坡面異常程度為「中」，其安全性等級評定為「中」。

3.6 非破壞性檢測

非破壞性檢測(Nondestructive Testing, NDT)係指在不破壞結構體之結構性能、組織或成份的前提下，藉著某種媒介物(Medium)例如聲、光、電、磁等媒介檢測其內部劣化現象及程度之一種檢測方式，其目的在於早期發覺潛在缺陷，以提供管理人員進行有效之改善措施。相較其他直接檢測方式，例如機械量規、敲擊、鑽掘等更具靈敏與快速的特性。

3.6.1 非破壞性檢測時機

土壩外觀損劣化檢視中，係以目測檢視最為常見。目測是最簡單的非破壞性檢測方法，惟因僅能從土壩表觀研判其劣化程度，在實務上略嫌不足；例如，土壩外觀如有產生裂縫或滲漏現象，即便外觀上沒有顯著的變形，但是其對內部結構穩定性之影響，很難僅從外觀研判確定的。

因此，經外觀調查結果屬於「**中度異常**」以上者，應進一步實施非破壞性檢測，以準確了解土壩本身內部所損壞的狀態，用以判斷是否需要立即進行維護或補強，用以延長設施使用壽命與機能。

3.6.2 非破壞性檢測方法

非破壞性檢測方法依據介質而有不同的應用標準，就材料、使用環境、位置而言，也都有其限制。因此，在選用非破壞性檢測方法時，必須就檢測技術及目的層面進行考量。根據土壩之破壞型態，主要是以壩體內部土層結構及滲漏為主要，故此處茲介紹透地雷達(Ground Penetrating Radar, GPR)及地電阻影像剖面法(resistivity image profiling, RIP)兩種非破壞性檢測方法，分別探測壩體內部土層結構及

地下水滲漏問題。

3.6.3 透地雷達檢測

一、透地雷達檢測原理

透地雷達系統是由一產生電磁脈衝之電磁波和可電磁波之接收天線所組成，如圖 3-9 所示。電磁波源產生一脈衝波(頻率介於 10~2,000 MHz)由地表或孔內射入地下，或由建築結構體表面射入建築結構體內，電磁波以地下材料之電磁波波速向下傳遞，一旦遇有電磁波波速改變之材料界面時(如地內空洞、地下結構體)，電磁波將有反射現象發生，此一反射波將返回地面而被位於地面之接收天線接收，如圖 3-10 所示。

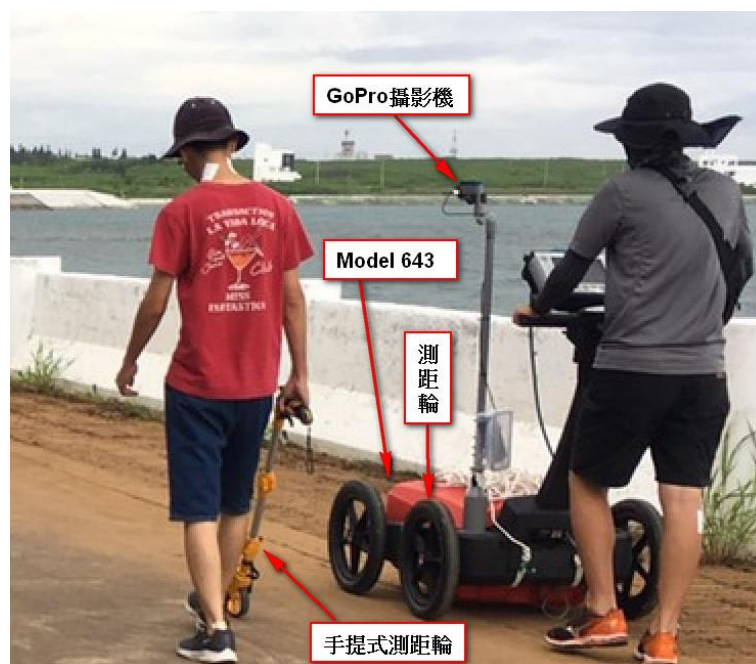


圖 3-9 透地雷達檢測設備

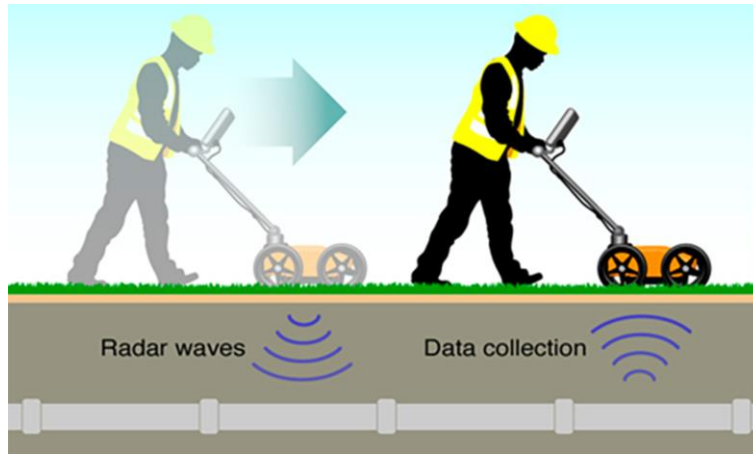
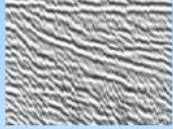
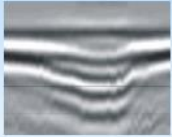
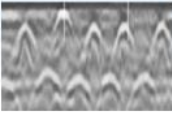
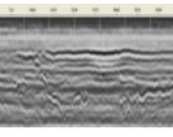
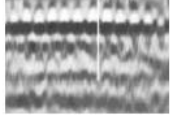
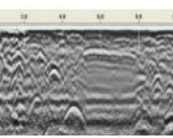
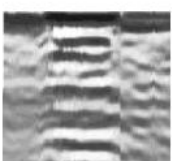


圖 3-10 透地雷達探測原理

透過在一固定距離的直線上不斷移動電磁波源及接收天線，取得了測線地表下高解度之二維或三維反射面影像，經訊號濾波和分析之後，則可獲得地表下之地層(或結構體內)形貌，據以檢測地下人為的構造體(例如瀝青路面厚度、地下管線或空洞、掩埋古蹟等)，或由接收到的各反射波抵達結構體表面時間的不同，推斷土木結構體內部結構(如水泥混凝土牆版內的鋼筋等)，如圖 3-11 為在各種狀況下透地雷達二維地層剖面特徵及其波形參考(劉興昌，2017)。圖中，參考波形係以電磁波源與接收天線之中點位置為橫軸，而以所收到反射訊號之來回走時為垂直軸，惟垂直軸包含來回走時時間及深度同時存在之情形，其中深度計算係將所收錄之來回走時透過地層之電磁波速進行轉換而得。

常見反射型態	波形特徵	波形參考	常見反射型態	波形特徵	波形參考
地下管線	倒 V 或繞射特徵		金屬結構側向反應	類似地層傾斜波幅形狀	
地層掏空或下陷	速度不連續、波幅形狀		路旁汽車干擾	不連續合併分岔	
RC 鋼筋結構	等間距繞射波幅		電磁波干擾	不明強弱雜訊波幅形狀	
混凝土鋪面裂隙	強反射波幅形狀		地層疏鬆與掏空	不連續強反射合併繞射，發生邊界有傾斜反射特徵	
鋼筋網鋪面	連續鋸尺狀繞射波幅		市區道路管線	繞射深淺分布複雜，民生管線繞射多分布於道路兩側，鄰近快車道無管線埋設	
金屬水溝或金屬人孔	平面重覆反射波幅				

資料來源：劉興昌，2017

圖 3-11 透地雷達二維地層剖面特徵及其波形參考

二、透地雷達檢測方式

根據不同的電磁波源與接收天線移動方式，透地雷達之施測方式可分為水平剖面法(Radar reflection profiling)、同中點施測(common midpoint sounding)以及層析成像法(Radar tomography)，茲分別簡述如下：

(一)水平剖面法

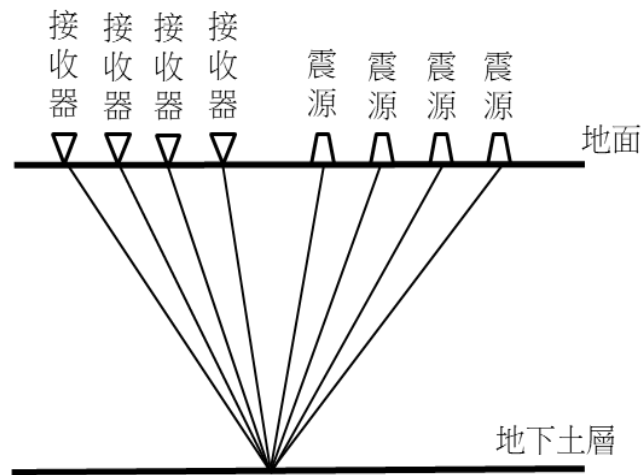
此法為透地雷達於土壩檢測上應用最普遍使用之施測模式。電磁波源與接收天線之距離保持固定，在施測過程中以此固定間距沿著測線移動即可。為使施測更為便利，可將此透地雷達系統加裝輪子或便於移動之裝置上，以此法施測可直接獲得地表下結構之影像。

(二)同中點施測法

本施測法在施測過程中，測點移動是以電磁波源與接收天線之中點移動為準，在同一個測點時，需要改變電磁波源與接收天線之間距，如圖 3-12 所示。此法在施測上較為緩慢，然而對於在無法掌握地下土層電磁波速(用以將來回走時轉換為深度用)之場所，採用此法施測，可獲得土層之電磁波速。

(三)層析成像法

此施測法最為耗時且無法直接獲得施測之結果，並且為有足夠良好之結果，通常需伴有鑽孔等增加施測表面之環境。於施測時，固定電磁波源於某位置，移動接收天線於欲探測之區域，等完成後再移動電磁波源於第二個位置，移動接收天線於已訂出之測線上，以此類推，直至最後一個電磁波源位置。



資料來源：陳志松，2011

圖 3-12 中點施測法示意圖

三、透地雷達檢測原則

一般而言，透地雷達的天線頻率愈高(波長愈短)，其穿透力愈低(測深愈淺)，但解析度愈高。由於天線頻率直接關係到探測深度與解析度，故於現地探測時，須考量欲找尋何種目標物、現場地質條件、探測深度及精度要求等問題，選用適當的頻率天線。茲分述如下：(臺灣省住宅及都市發展局，1995；楊潔豪等，1997；鄭富書等，1997)

(一)適宜探測的環境

交通方便為測勘一相當重要的條件。測區氣溫熱、冷、潮濕，地層有無被毒污染及大氣中是否有進行爆炸等均需考量。測區如出現分布較廣的金屬結構或無線電波常會干擾透地雷達測勘結果。

(二)適宜探測目標

探測目標之介電常數(與雷達波訊號反射強度有關)及導電率(與雷達波訊號衰減快慢有關)需與其周圍材料有對比關係，但如周圍之電性與探測目標間對比相當，則探測目標可

能無法辨識。當日標層之覆蓋層具良導電性時，因電磁波衰減係數大，故不易穿透此導電層，探測目標亦難以偵測出。

(三)探測深度

探測深度與電性介質導電性及使用天線頻率有關。使用天線頻率越高及介質的導電性越佳，則電磁波衰減越快，能夠探測的深度越淺，發射天線頻率與測深關係，如表 3-15 所示。一般而言，透地雷達的探測深度與下述因素相關：

- 1.探測深度與結構物導電性、使用探測天線頻率及目標物所處之環境有關。使用天線頻率越高及結構物導電性越佳，則電磁波衰減越快，能夠探測的深度越淺。目標物的含水量及對電磁波的散射會影響探測深度。
- 2.降低發射天線頻率將使解析度降低。
- 3.增加送訊線圈功率，測深增加有限。
- 4.在一新測區施測時，應以不同頻率的天線在固定位置連續施測，比較各頻率測出之地層反應，以選定較佳的頻率作全區施測。

表 3-15 發射天線頻率與測深關係表

頻率 (MHz)	12.5	25	50	100	110	200	225	450	900	1200
深度 (m)	50	30	10	5	5	2	2	1	0.5	0.5

(四)測點間距

為避開混頻現象(Aliasing)，以期獲得較佳的雷達測影像，使用天線頻率與最大測點間距，如表 3-16 所示。

表 3-16 發射天線頻率與測點最大間距關係表

頻率 (MHz)	12.5	25	50	100	110	200	225	450	900	1200
間距 (m)	2	1	0.5	0.25	0.25	0.1	0.1	0.05	0.025	0.02

(五)天線間距

為避免發射天線與接收天線間距過小，訊號接收器會有飽和現象，訊號會削減(Clipping)而喪失。故發射天線與接收天線間最小間距之關係，如表 3-17 所示。

表 3-17 發射天線頻率與發射天線、接收天線間最小間距關係表

頻率 (MHz)	12.5	25	50	100	110	200	225	450	900	1200
間距 (m)	8	4	2	1	1	0.5	0.5	0.25	0.17	0.075

(六)記錄時窗(Time Window)的選定

記錄時窗選定過長將增加資料量之儲存並減少測勘成果。故記錄時窗選定以達到測勘目標即可。其選定可參考下式：

$$\text{紀錄時窗} = \frac{1.3 \times (2 \times \text{深度})}{\text{速度}} \quad (3-1)$$

(七)取樣時距(Sampling Interval)

記錄反射至地表之取樣時距大小會影響雷達影像的品質。一般而言，使用之天線頻率越高，取樣時距則亦應越細，如表 3-18 所示。

表 3-18 發射天線頻率與取樣時距關係表

頻率 (MHz)	12.5	25	50	100	110	200	225	450	900	1200
時距 (m)	6800	3200	1600	800	800	400	400	250	100	100

(八)訊號重合次數(Number of Stack)

為獲得良好的訊號與雜訊比，測勘訊號重合次數越高，訊號與雜訊比值越大，因此不規則雜訊因重合次數增加會相互干涉而減弱。但測勘訊號重合次數越高，測勘越耗時，成果亦減少。故選定適宜的訊號重合次數非常重要。一般探測，重合次數可選定 16、32 或 64 次。

四、透地雷達檢測步驟

透地雷達現地試驗選取之試驗測線，包含壩頂及前坡或後坡擇一，如圖 3-13 所示。圖中，考量農塘土壩規模較小，除了應於壩頂布設 1 條測線外，得視實際狀況於前坡或後坡再布設 1 條測線，惟如無法施測時，則以壩頂測線為主。其作業步驟，包括：

- (一)測線規劃：依據現地目視檢查之狀況，預做測線規劃。
- (二)測線調整：於現場先確定起點樁號，接著環視現地周遭環境，確定可測區域以及不可測區域，並適度調整測線。
- (三)測線布置：使用手提式測距輪(參見圖 3-9)量測測線之距離，遇到固定等間距或特殊地表特徵時，用粉筆在地上繪製標線，留下樁號數值，以方便記錄與拍照，並將相關資料登入記錄版當中。所謂特殊地表特徵之相關資訊包括工作縫、橫向裂縫、縱向裂縫、下陷、瀝青修補、混凝土修補、鋼筋外露、管線經過、孔洞位置、孔洞大小等項目。
- (四)使用白板與白板筆記錄樁號與重要事項，並拍照。
- (五)打開透地雷達主機，設定主機，以獲得最佳訊號。
- (六)確定測線起點與檢測車之中心已對齊後，開始推動檢測車。

推動時必須保持緩慢，並注意主機是否有嗶聲出現；若出現嗶聲，表示推動速度太快，必須降低推速，以確保掃描數據無誤。同時，須注意主機是否繼續接受訊號，有時因地上凸出物過大，導致主機晃動或測距輪脫離地面而停止接受訊號，此時可記錄該檔，並從新的一測點開始另一記錄，或可回到原起點再檢測。

(七)推動檢測車後，另一位現地檢測員在檢測車之前方，隨時注意地面所留下之粉筆標線，而主機操作者依據另一位現地檢測員之呼叫，依據按下主機之「標記鍵」，使得透地雷達的數據檔當中留下該測點之位置，以方便後續數據之比對。

(八)確定檢測終點後，停止主機。

(九)儲存數據後，記錄檔名於記錄版中。

(十)俟完成現地所有測線後，下傳所有檔案至個人電腦中，以利數據之後處理。

(十一)最後進行其他相關輔助性質之量測，包括貫穿堤身之可能管線或涵管之深度量測、以及堤坡角度量測等工作。

在檢測過程中透地雷達將以拖曳方式來進行，約以等速來進行拖曳，並重複上述步驟即可得到整個測線的透地雷達剖面圖。

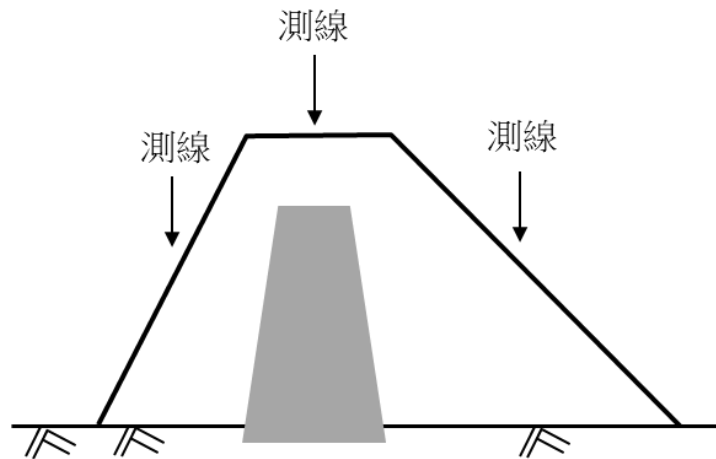


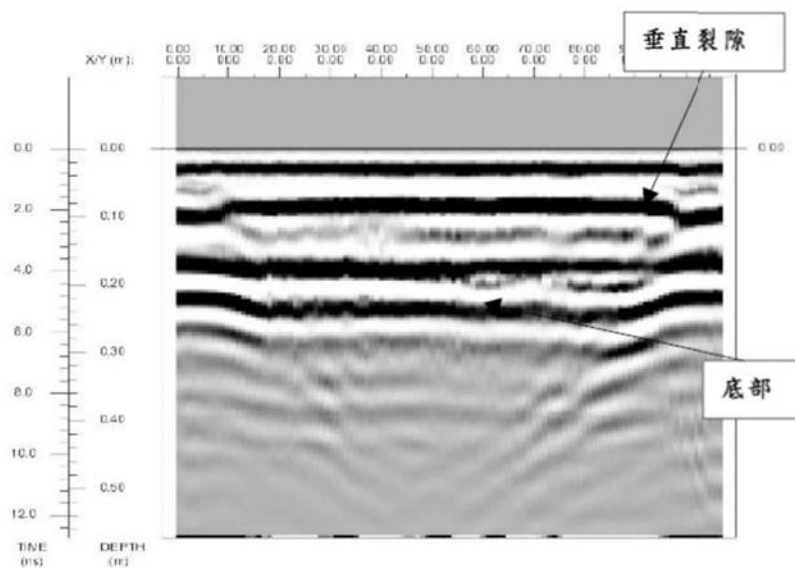
圖 3-13 農塘土壩(堤)雷達測線示意圖

五、檢測資料處理

應用透地雷達進行檢測時，其檢測成果之良窳，常與施測地點的位置有極大關係。若施測地點的地面障礙物很多或電磁波干擾很強，則所測得得電磁波訊號常會夾雜很多雜訊，而使真正的訊號會被頻率較小但波長較大的雜訊所掩蓋，此時就必須以資料處理的技術將雜訊去除，讓訊號放大，使真的訊號的以顯現出來。因此，資料處理技術的經驗純熟與否，對於施測顯像的成果展示有極大之影響。以下就幾項與資料處理有關之問題簡述如下。

(一)探測深度計算

現場施測完後所收錄之資料，應首先製作二維地層剖面圖，進行資料之整理與展示，如圖 3-14 所示。圖中，係以電磁波源與接收天線之中點位置為橫軸，而以所收到反射訊號之來回走時為垂直軸，其中垂直軸包含有來回走時時間及深度。深度係以所收錄之來回走時透過地層之電磁波速進行計算與轉換。



資料來源：鄧景龍, 2000

圖 3-14 透地雷達二維地層剖面圖

實務上，電磁波之波速是為未知，除採用同中點施測法假設地層為層狀結構可獲得試驗數據用以計算深度外，一般是由所收集之資料得知該處土層之可能組成，再以電磁波波速進行推估，如表 3-19 所示。

表 3-19 常見土層材料之電磁波波速

土層材料	電磁波波速(m / ns)	土層材料	電磁波波速(m / ns)
乾砂	0.1-0.12	濕玄武岩	0.106
飽和砂	0.067-0.055	花崗岩	0.15-0.122
粉砂	0.134-0.055	淡水	0.033
頁岩	0.134-0.077	混凝土	0.09-0.12
飽和黏土	0.134-0.047	空氣	0.3
濕土	0.055	乾石灰岩	0.113
乾砂質土	0.173	濕砂岩	0.122
濕砂質土	0.06	濕石灰岩	0.106
乾壤質土	0.173	乾黏土質土	0.021
濕壤質土	0.069	濕黏土質土	0.077

資料來源：鄧景龍，2000

(二)訊號處理

所獲得之反射訊號會因雜訊干擾或是波傳遞過程之自然

反應而造成解析上之困難，故在分析前應對原始波形進行訊號處理。訊號處理可分為一般性訊號處理及特殊性訊號處理兩種，前者是對於每一種情況下都需採用之處理方式，而後者則需視所得之訊號結果而定。

一般性訊號處理包含：

- 1.初達波拉平(drift remove)：為去除因施測過程中天線與地表垂直向上相對位置改變或是儀器本身紀錄之問題所造成的初達波飄移情形。
- 2.自動振幅衰減補償(automatic gain control)：避免遺漏因振幅衰減而產生之微弱訊號。
- 3.帶通濾波(band pass filter)：用以濾除高頻及低頻之雜訊。

特殊性訊號處理包含解迴旋(deconvolution filtering)、f-k 濾波(frequency-wavenumber domain filtering)、移位(migration)等。如圖 3-14 所示，當訊號已到達試體底部後，其陸續還會再有反射波出現，這些波是由於波不斷在層面與層面間來回反射而造成，此種迴波(echo)之情形在地層中亦會發生，此將造成解析上之錯誤，因此透過解迴旋或是 f-k 濾波可將其所造成之問題略為降低。

(三)地表位置之判斷

在透地雷達之判釋中，地表面反射訊號之位置為一重要判釋標的，對於地表面反射訊號之判斷，最簡易之法是於現場資料收集時，透過將透地雷達天線上下移動(對於天線頻率 $\geq 500\text{MHz}$ 表現尤佳)可於訊號顯示出一可辨識之反射訊號(強反射且將隨天線之移動有所移動)，該反射訊號即為地表面位置。

(四)層面回波辨識

對於層面回波之認定上，由於所收集之訊號中雜含有在反射面上所產生之一次反射、在層與層間的二次反射、多次反射以及雜訊等，這些反射訊號皆會影響對於層面數量以及位置之判斷。此外，波場與波場間之干涉情形亦容易造成側向層面存在的誤判。對此，透過應用解迴旋(deconvolution)之訊號分析方法，可使波場中向下傳遞之波型較明顯而有助辨識主要反射面，利用量化之分析方法搭配辨識所得之主要反射面可有助於降低對於層面回波的過度認定，然而此問題並不容易完全避免，應搭配較完整之地層資訊綜合解讀，降低過度認定之發生。

六、檢測結果研判

(一)二維地層剖面圖

二維地層剖面圖係以樁號(即水平距離)為橫軸，深度為縱軸，而彩階訊號物理量為電壓，但因為原始反射訊號很微弱，訊號後處理時皆會進行增益處理(range gain)以增強訊號，故按檢測慣例，在成果剖面圖只標示「振幅」兩字，不標示為「電壓」，以避免產生誤會。二維地層剖面圖係以顏色區分不同之反射強度及波形，藉以判斷孔洞區、疏鬆區、或淘空區等隱患區，如圖 3-11 所示。

(二)不均質訊號指標(蔡宇浩等，2011；林佩駿，2011；Kang et al.，2010)

部分農塘土壩壩頂鋪設瀝青材料或步道磚時，因瀝青材料下方的級配料或是步道磚之間含有孔隙，故會造成表層之反射訊號，如圖 3-15 所示。為了有效辨識淺層訊號，茲採取

「不均質訊號指標」表徵緊鄰壩頂鋪設瀝青材料或步道磚下的孔隙程度。

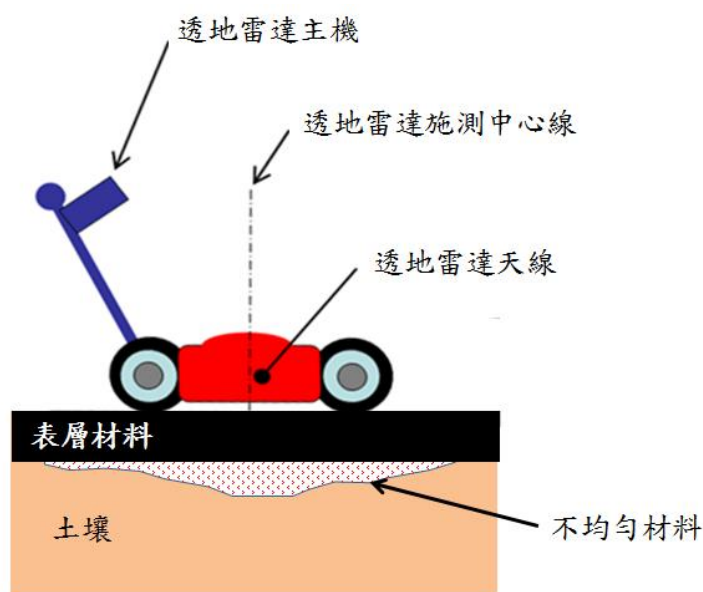


圖 3-15 淺層不均質材料示意圖

不均質訊號指標係指該測線下方垂直位置淺層材料狀況之綜合表現評估值。依據不均質訊號之大小及其權重分配，如表 3-20 所示，可以計算淺層不均質材料訊號評估指數 ($NDT.I.$)，其計算公式如下：

$$NDT.I. = \frac{S_1 \times 25 + S_2 \times 15 + S_3 \times 5}{L_t} \quad (3-2)$$

式中， S_1 =較大淺層不均質材料訊號之測線長度； S_2 =一般淺層不均質材料訊號之測線長度； S_3 =輕微淺層不均質材料訊號之測線長度； L_t =總測線長度。淺層不均質程度可按不均質訊號指標評估值予以研判，即

$$NDT.I. \begin{cases} < 2.0 & \text{不明顯} \\ = 2.0 \sim 5.0 & \text{明顯} \\ > 5.0 & \text{嚴重} \end{cases} \quad (3-3)$$

表 3-20 淺層材料不均質訊號指標分類與權重表

不均質訊號		不均質材料厚度	評估權重
較大	S_1	>30cm	25 分
一般	S_2	10~30cm	15 分
輕微	S_3	5~10cm	5 分
無明顯	S_4	<5cm	0 分

3.6.4 透地雷達檢測案例

一、檢測區域概述

本案例位於農塘編號 D-南化區-小崙里-南化-0001，其壩頂寬度 $L=3.2$ 公尺，測線 T1 之橫向距離 $D=2.3$ 公尺，測線實測長度=70.8 公尺，現場狀況如圖 3-16 所示，而 GoPro 運動攝影機拍攝現場之截圖如圖 3-17 所示。本農塘壩頂的表面狀況屬於鋪設混凝土材料。



圖 3-16 土壩壩頂現場狀況



圖 3-17 GoPro 運動攝影機截圖畫面

二、檢測結果

(一)二維地層剖面圖

圖 3-18 為整條測線 T1 之成果彩階剖面圖，其水平距離為 70.8 公尺，深度為 11.1 公尺。圖 3-19 則為整條測線之成果灰階剖面圖，經審視透地雷達二維地層剖面圖深層圖像特徵，並未發現明顯的隱患區訊號。

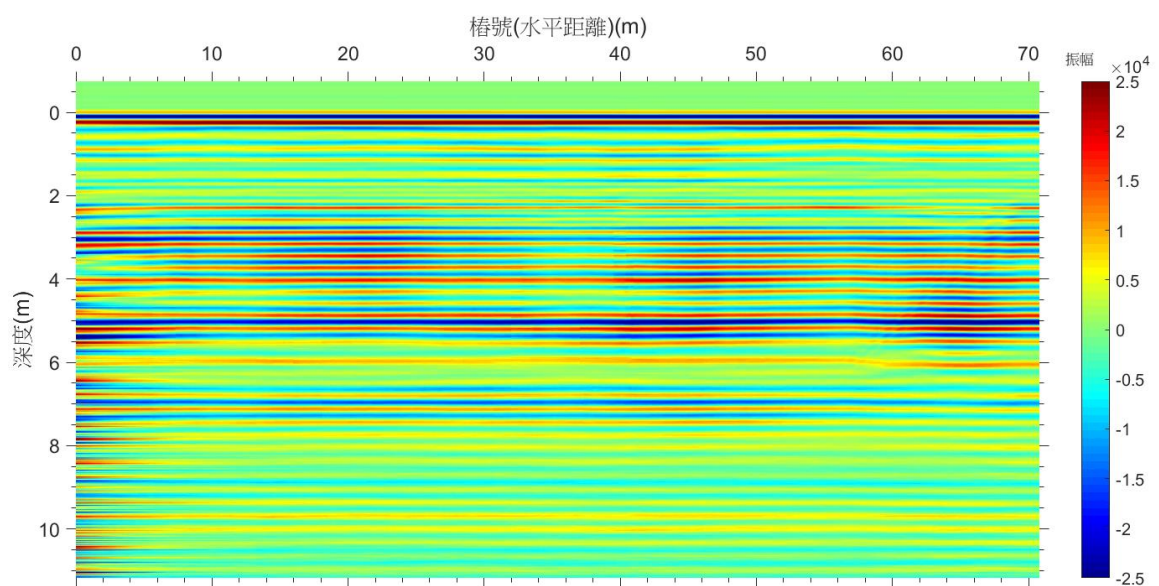


圖 3-18 本案例測線 T1 整測線彩階剖面圖

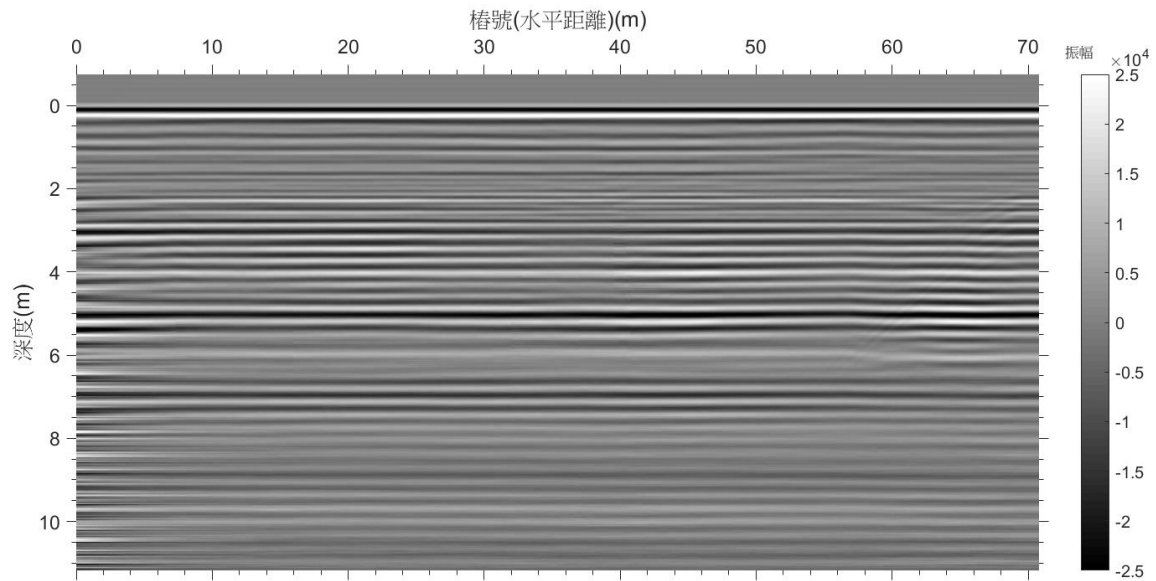


圖 3-19 本案例測線 T1 整測線灰階剖面圖

(二)不均質訊號指標評估值

依據表 3-20 淺層材料不均質訊號指標分類方式，可計算各樁號淺層材料不均質並進行訊號之分類，然後繪製成淺層材料不均質訊號分布圖。圖 3-20 為本農塘淺層材料不均質訊號分布圖，該圖的縱軸為樁號里程數，而橫軸為橫斷面之相對位置，使用白色區段來顯示該區屬於「未檢測區」。圖中，訊號可分為五種等級：較大材料不均質訊號區(不均質材料厚度大於 30cm 以上者)、一般材料不均質訊號區(不均質材料厚度介於 10~30cm 者)、輕微材料不均質訊號區(不均質材料厚度介於 5~10cm 者)、無明顯材料不均質訊號區(不均質材料厚度小於 5cm 者)、以及未檢測區。淺層材料不均質訊號分布圖的顏色上，分別以咖啡色、桃紅色、黃色、綠色、以及白色來表示。由此可知，在樁號 0k+000 ~0k+001.88 之間有一小段「一般材料不均質訊號區」，其長度為 1.88m，疑似為混凝土版下方有土壤下陷現象。

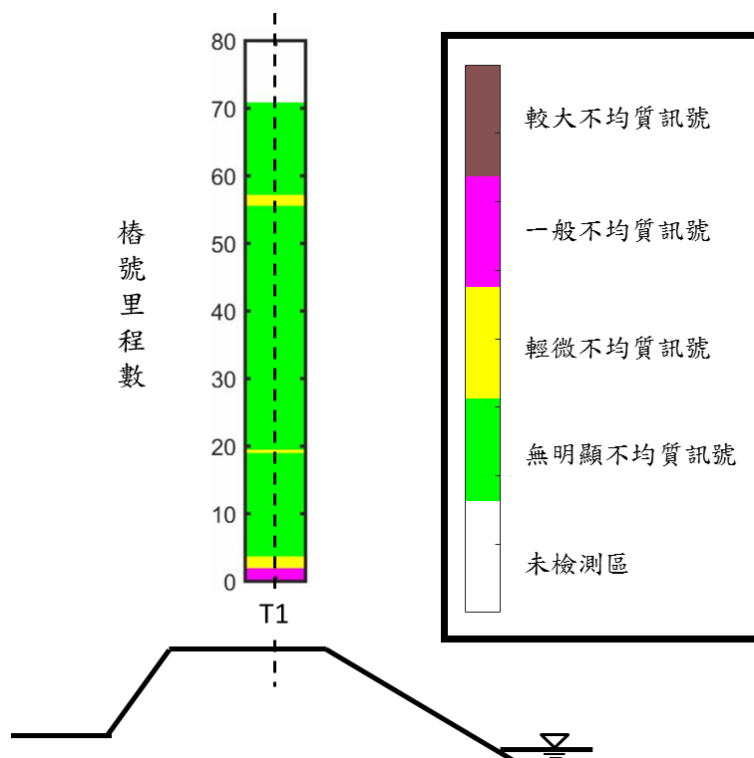


圖 3-20 本案例淺層材料不均質訊號分布圖

依據式(3-2)計算此測線不均質訊號評估指數($NDT.I.$)，如表 3-21 所示。表中， $NDT.I. = 0.671$ ，表示本測線淺層不均質狀況屬於不明顯。

表 3-21 本案例淺層材料不均質訊號彙整表

不均質長度	數值(m)	%
實測總長度	70.8	
無明顯不均質長度	65.04	91.86
輕微不均質長度	3.88	5.48
一般不均質長度	1.88	2.66
較大不均質長度	0.00	0.00
非破壞評估指數	0.671	

3.6.5 地電阻檢測

地電阻影像剖面法(resistivity image profiling, RIP)為傳統地球物理探測技術之一。由於地層組成材料及膠結等狀況不同，因而表現出不同的導電特性，一般以電阻率(resistivity)代表物質的導電性質，由

於地層內部常由粉土、砂土、黏土、礫石層、母岩以及含水層等組成不同層次，各層次有其特有之電阻率，如表 3-22 所示。如此便可利用不同的電阻率厚度和層次，藉由儀器測量及分析技術瞭解地下地層的電阻率，並輔以適當地質資訊，進而推定各層之水文地質狀態。由於地電阻影像剖面法花費少且工期短，因此適用於工程地質、探礦、地下水調查、海水入侵調查與地熱測勘等多方面。

表 3-22 各種不同地層材料之電阻率概值

地層材料	電阻率 $\rho(\Omega \cdot m)$
砂岩(Sandstone)(in general)	100-8,000
花崗岩(Granite)、片麻岩(Gneiss)	7,000-15,000
輝長岩(Gabbro)	10,000-40,000
石英岩(Quartzite)	5000-10,000
粗砂(Coarse Sand)、礫石(Gravel) (乾燥)	20,000-80,000
砂(Sand)(乾燥)	5000-20,000
粉土(Silt) (乾燥)	400-20,000
純水(Fresh Water)	10,000
海水(Sea Water)	0.2-1.0
灌漿材	10,000-20,000
粗砂(Coarse Sand)、礫石(Gravel)(飽和)	1,000-5,000
砂(Sand)(飽和)	200-1,000
粉土(Silt)(飽和)	30-200
黏土(Clay)(飽和)	15-30

資料來源：李維峰等，2006

一、地電阻檢測原理

地電阻影像法由過去的一維探測逐漸發展到二維與三維的大範圍剖面，所能提供的空間資訊也因而隨之增多，目前工程實務上則以二維地電阻探測的應用較為廣泛(楊光程，2009)。二維地電阻影像剖面法是綜合一維探測的垂直與橫向探測結果組成電阻率剖面，適用於大範圍的地表下地層電阻率分布情形。

根據基本電學理論之歐姆定律，電流(I)與電壓(V)成正比，

電壓(V)與電阻(R)成反比，表為方程式可寫為

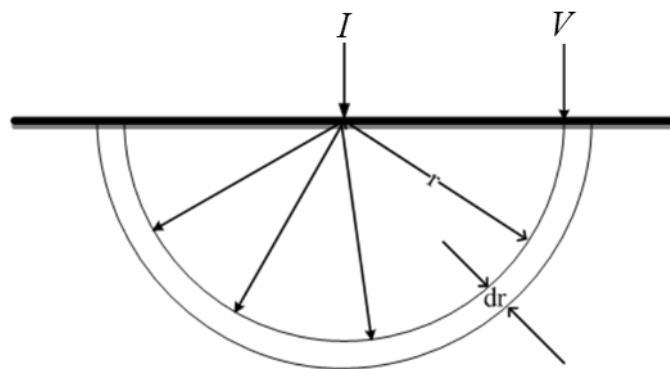
$$V = I R \quad (3-4)$$

由於不同的地質，當電流通過時會有不同的電壓，故可測得不同的電阻；如果兩個電阻構造成份相同，但有著不同的長度(l)和截面積(A)，當電流通過時，像是通過不同電阻的物質，且電流是單位時間電荷粒子通過的量，這樣的結果可以得知電阻的大小決定於長度和截面積，也和物質原本的性質有關，將此性質用電阻率(ρ)來表示，並推出下列式

$$\rho = R \frac{A}{l} \quad (3-5)$$

式中， ρ =電阻率； R =電阻； A =電流線之截面積； l =電流流經之長度。

在任一均質的地表通入電流強度為 I 之直電流，因為空氣的電阻是無限大，所以沒有電流會向上流，故電流流動時會同時從所有的方向經由地表放射狀向外流出，成為一個半球面，如圖 3-21 所示。因為電流是等量的分配在每一個地方，所以距通入電流 r 處，電位(V)也相等，且在均質地表內定義極薄的殼層為 dr 。(Burger, 1992)



資料來源：Burger, 1992

圖 3-21 直流電導入均質半空間示意圖

透過歐姆定律式(3-2)定義電位差穿過此殼層電位差為

$$dV = I \left(\rho \frac{1}{A} \right) = I \left(\rho \frac{dr}{2\pi r^2} \right) \quad (3-6)$$

故距單電流極 D 之任一點其電位為

$$V = \int_D^\infty dV = \frac{I\rho}{2\pi} \int_D^\infty \frac{dr}{r^2} = \frac{\rho I}{2\pi D} \quad (3-7)$$

據此，假設在均質的地面上任意布設四根電極(A, M, N, B)，經由一對電極(A, B)導入直流電或低頻之交流電，於地下建立人工電場；並利用另一對電極(M, N)測量電場在M, N間之電位差，如圖 3-22 所示。據此即可計算該地層的視電阻率(apparent resistivity)由式(3-7)推出

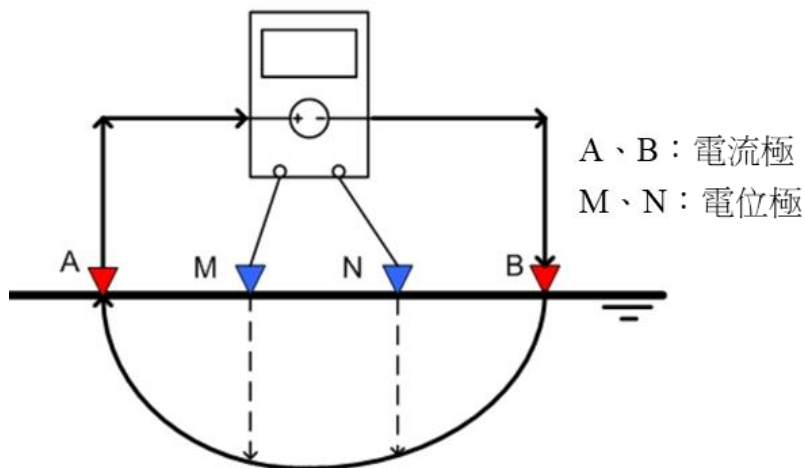
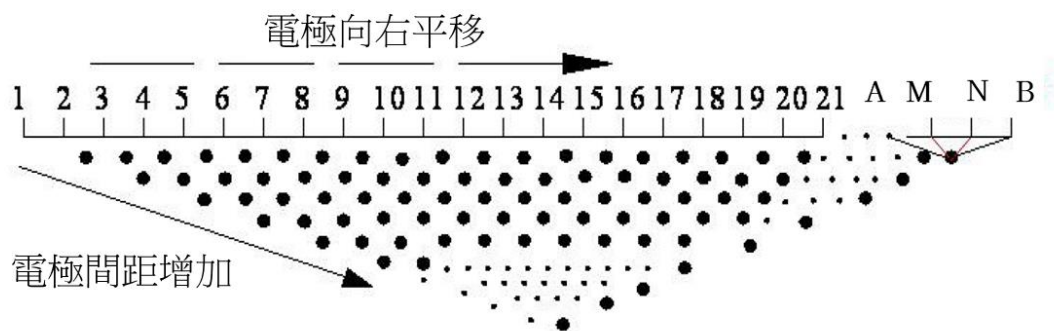


圖 3-22 直流電阻法任意四根極排列示意圖

$$\rho = 2\pi \frac{\Delta V}{I} \left[\left(\frac{1}{AM} - \frac{1}{BM} \right) - \left(\frac{1}{AN} - \frac{1}{BN} \right) \right]^{-1} = \frac{\Delta V}{I} K \quad (3-8)$$

式中， ΔV = 電位差； V_{AM} 、 V_{BM} 、 V_{AN} 、 V_{BN} = 電流極對電位極的絕對電位； AM 、 BM 、 AN 、 BN = 電極與電極間之距離； K = 幾何排列因子。地電阻量測空間影響範圍視電極間距而定，間距越大其探測深度越深，不過相對地解析能力便會有所降低，所以必須根據探測目的，在探測深度與解析度兩者之間取得平衡，以獲得較佳結果。一般實務上在進行地電阻探測時，於地表布設

數十根的電極棒，以 Wenner 為例的話，量測過程中每次選取等間距的四根電極棒作為電流極 A、B 與電位極 M、N 來量取一筆資料(參見圖 3-23)，再藉由改變不同電極間距與位置，即電極間距不斷增大，獲得不同幾何空間位置上的視電阻率值，稱為擬似電阻率剖面 (Pseudo-Section)。最後經由反算分析獲得真實地電阻影像剖面，藉以了解地層構造 (Loke, 2003；尤仁弘, 2006)，如圖 3-24 地電阻影像剖面圖。



資料來源：尤仁弘，2006

圖 3-23 Wenner 地電阻探測量測示意圖

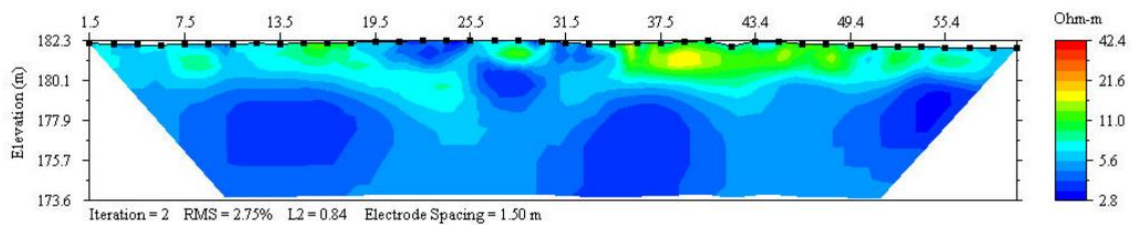
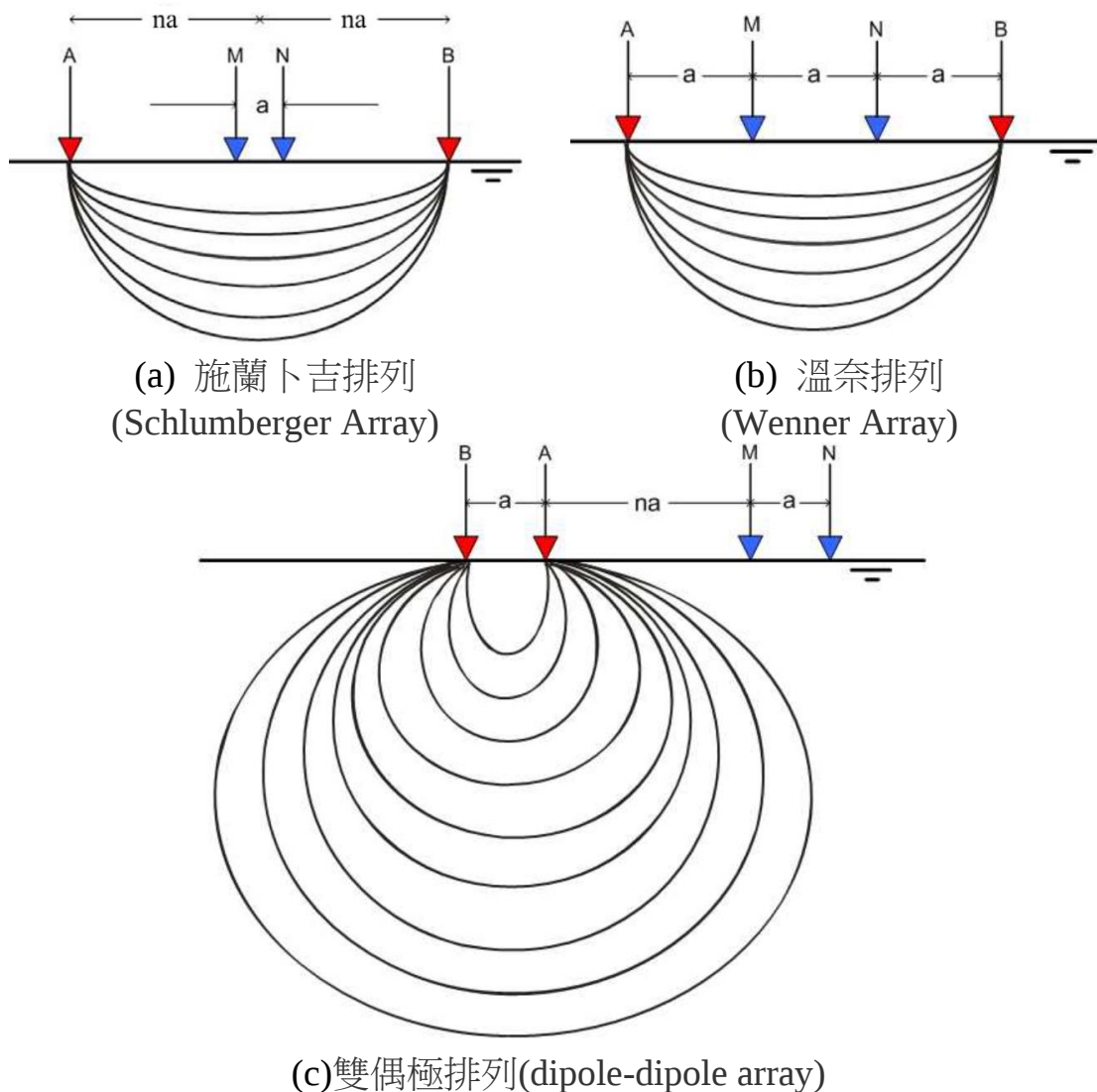


圖 3-24 地電阻剖面圖

二、電極排列方式

地電阻影像剖面法係將電流導入地層並於固定展距量測其電位變化，以推估地層某一深度的視電阻值，透過電流與電位極的移動，達到施測目的。現地檢測時需視測勘目標、測深與地質狀況來決定合適的電極排列方式，一般常用的電極排列方式有施蘭卜吉排列 (Schlumberger Array)、溫奈排列 (Wenner Array)、雙極排列 (pole-pole array) 與雙偶極排列 (dipole-dipole array)。

等，如圖 3-25 所示。一般而言，施蘭卜吉排列與溫奈排列較常應用於地層平緩區域做垂直測勘，雙偶極排列法與雙極排列法則較常應用於剖面測勘。應用在地層探測時，垂直測深因受限於測點分佈，對於側向的解析能力稍嫌不足；而純粹的剖面探測方式，對於垂直方向的解析能力則較弱，地電阻影像剖面法便是兼具垂直與側向解析能力的一種探測方式。



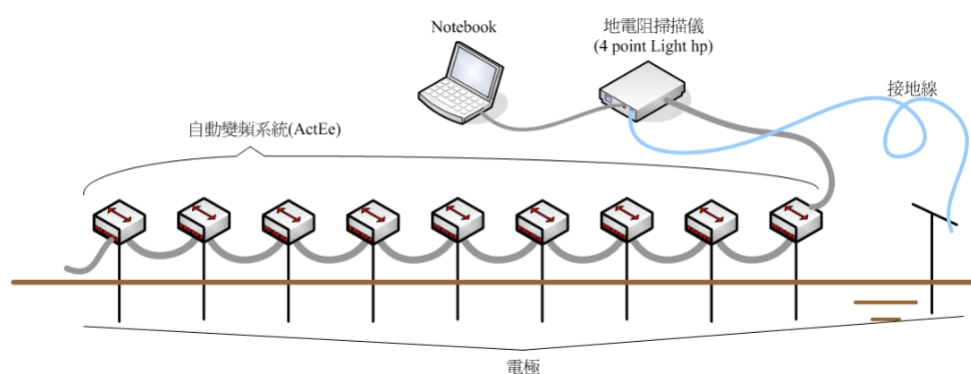
資料來源：陳立齊，2007

圖 3-25 電極排列方式示意圖

三、量測儀器與設備

地電阻量測儀器之主要組成部分除電源供應器外，包括一安培計(可量測至少 5~500mA)，高輸入阻抗(至少 1megOhm)之伏特計(可量測由 10mV 至 20V 範圍)。目前台灣市面上常見之地電阻測勘儀器包括：美國 AGI SuperstingR1,R1/IP, R8/IP；瑞典 ABEM SAS1000, SAS2000,SAS4000；法國 IRIS SYSCAL system 及德國 Lippmann 4point light hp 等。

以德國 Lippmann 4point light hp 為例，使用此儀器時必須連接自動變頻系統(ActEle)並可連接電腦如圖 3-26 所示，由電腦操控，且用低頻交流電來監測地下地層之電性變化，以避免長期導電所產生之電極極化效應，用在泥火山長期監測和槽體的人滲試驗。重要的一點是在每次量測前需用 47Ω 的電阻做校正。



資料來源：陳立齊，2007

圖 3-26 地電阻法檢測示意圖

第四章 農塘滯洪演算

水土保持係以水土資源保育為目的，而滯洪是保育水資源的重要手段之一，但是設置滯洪設施需要取得大量的土地，此為水土保持工作不易克服的問題。因此，利用既有農塘予以改善活化，既能豐富灌溉水源，也能取得滯洪效益，達成保育與防災共利之目標。

為充分發揮農塘遲滯洪水(flood detention of farmpond)之功能，除了通過活化改善工程增加其蓄水功能及安全程度外，特別就農塘出流控制設施(含出水口及緊急溢洪口)進行妥適之設計，使在較小的滯洪容積下，能夠發揮蓄滯兼具之效果，突出農塘對下游地區減洪防災之弘效。

4.1 農塘滯洪功能

從降雨至形成下游出口斷面流量的整個過程，稱為降雨逕流過程(rainfall-runoff process)，它包含兩個重要的階段，一是降雨在集水區坡面產生逕流的過程，此現象稱為產流階段(runoff yield stage)；另一是坡面上的直接逕流(含地表逕流及中間流)，通過不同介質界面或經過坡面調蓄，依時序匯入水系而形成下游出口斷面的總流量，此過程稱為集流階段(converge stage)，如圖 4-1 所示。實際上，降雨形成逕流過程是集水區對降雨的一次再分配過程。

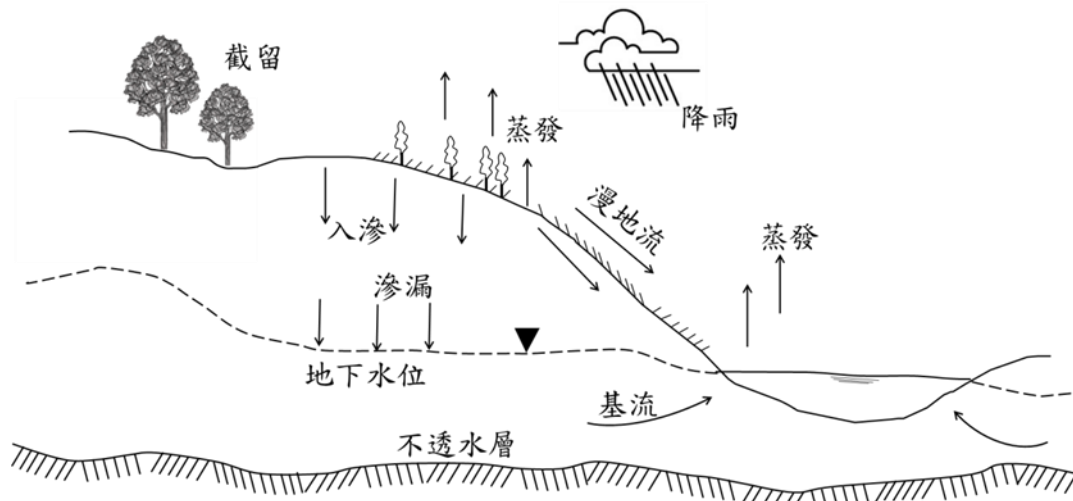


圖 4-1 降雨逕流過程示意圖

降雨在集水區的產流是形成下游出口斷面流量的重要組成部分。產流現象及其過程隨集水區地形、土壤、植被、土地利用以及流域氣候和降雨特性等情況而定，相當複雜。在一般情況下，降雨開始時，雨水落到不同的地面，接著通過多種的途徑，部分蒸發返回大氣，部分遭植物截留(interception)，部分入滲(infiltration)，也有部分填補地面的窪地形成滯蓄量(depression storage)；當降雨持續，地面開始出現一層薄薄的地表逕流(runoff)，並往下匯集至坑溝溪流，形成河溪水流，如圖 4-2 所示。圖中，降雨通過坡地產流和河溪集流再分配作用後，進入河溪的水量自然比降雨總量少，使特定斷面的逕流過程遠比降雨過程變化緩慢，歷時增長，時間滯後，但卻形成具有一突出洪峰流量之類似鐘形逕流歷線。由於逕流歷線洪峰流量是造成區域性洪水溢淹的控制因素，亦是防洪(含減洪、滯洪)工程的首要對象，於是有了利用坡地農塘蓄滯洪水之功能，以實現坡地滯洪之需求。

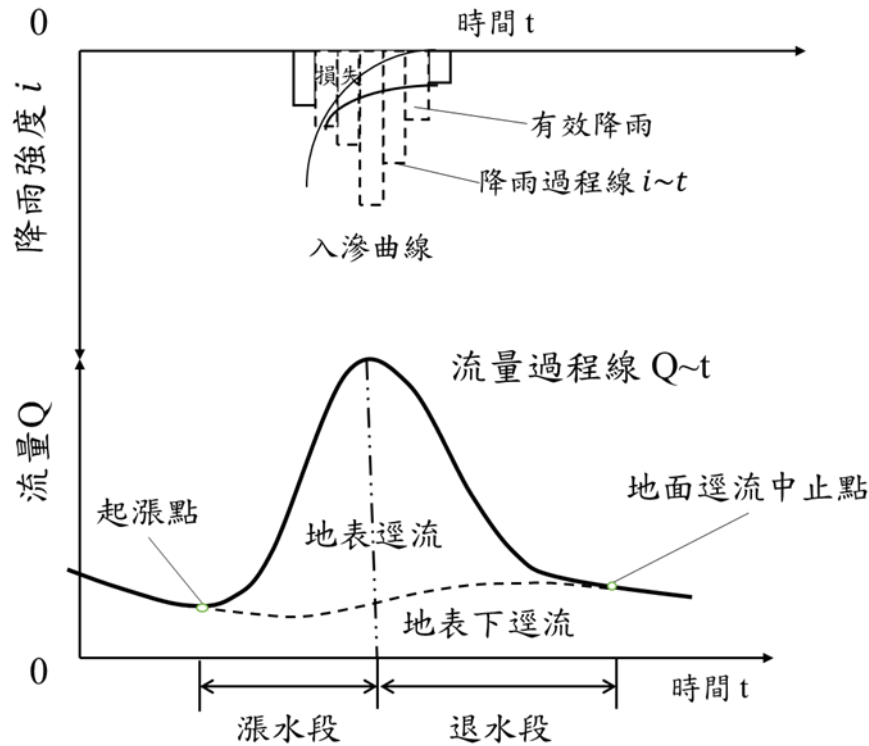


圖 4-2 集水區降雨逕流歷線

農塘滯洪(flood detention of farm pond)係指通過農塘出流控制設施或滯洪設施(flood detention facility)和滯洪容積(flood detention volume)之妥適設計，達成降低洪峰流量及(或)延遲洪峰到達時間之功能。不過，依據農塘所在區位之不同，農塘滯洪功能存在一些差異。在一次降雨過程中，農塘具有的減洪滯洪效能，包括：

- 一、由坡地分擔降雨形成河溪水流的過程有三，包括截留、窪蓄和入滲等，其中利用低窪地區所構築之離槽式農塘，具有窪蓄之效能，是分擔緩減河溪水流之重要環節之一。
- 二、位於河溪某特定斷面之在槽式農塘，經由妥適的出流設計和控制，亦能降低逕流歷線之洪峰流量，有效緩減下游洪水溢淹之風險。
- 三、將河溪(或渠道)通過側溢流堰導引進入位於坡地上之離槽式農塘，兼具遲滯野溪(或渠道)和農塘下游地區之洪峰流量功能。

4.2 滯洪演算

農塘滯洪係以農塘將地表逕流暫時儲存以收調節洪水之功效，降低因暴雨洪峰流量對下游低窪地區所帶來的洪患。一般，農塘滯洪演算係採用洪水演算(flood routing)，即假設農塘上游某已知降雨之入流歷線，以預測其到達農塘出流口之洪水洪峰流量及到達時間。洪水演算可分為兩大類(易任、王如易，)，包括：

一、水文演算(hydrologic routing)

係應用連續性公式(equation of continuity)表示進、出流流量與其貯蓄量變化之關係，表為方程式可寫為

$$I - O = \frac{dV}{dt} \quad (4-1)$$

式中， I =進流量； O =出流量； V =蓄水量。如圖 4-3 為水文演算之概念模型，以黑盒(black box)表示某種設施(如河道、水庫或滯洪設施等)，流入黑盒之進流歷線為已知，經黑盒蓄存後流出之出流歷線為待定者。水文演算依據設施不同可分為河川演算、水庫演算及集水區演算等。

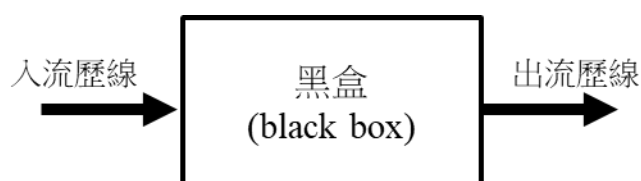


圖 4-3 水文演算

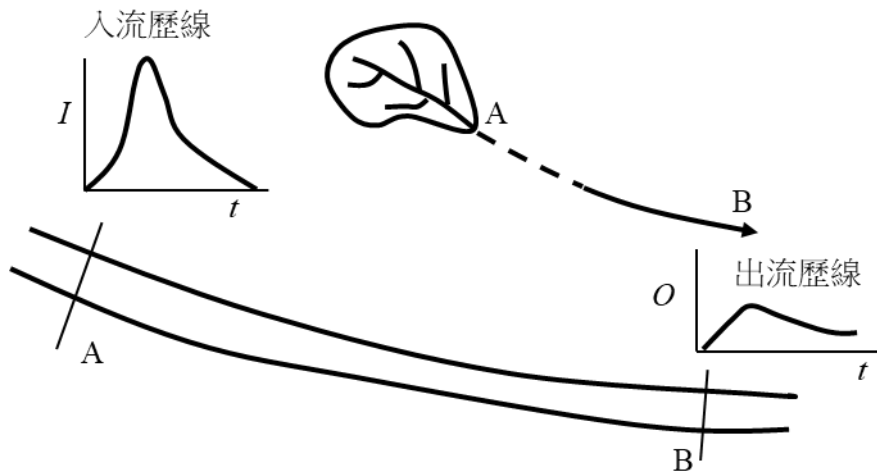
(一)河川演算：用以決定河川下游受上游已知洪水入流量後之洪峰流量到達時間及大小，如圖 4-4 所示。圖 4-4(a)為已知集水區承受一場暴雨作用，在該區上游水文測站 A 形成一洪水入流歷線(inflow hydrograph)，經過若干時間之稽延，洪水波沿河而下到達下游水文測站 B，而形成出流歷線(outflow hydrograph)。這樣，將進流歷線與出流歷線疊合一起，如圖

4-4(b)所示，則具有以下重要特性：

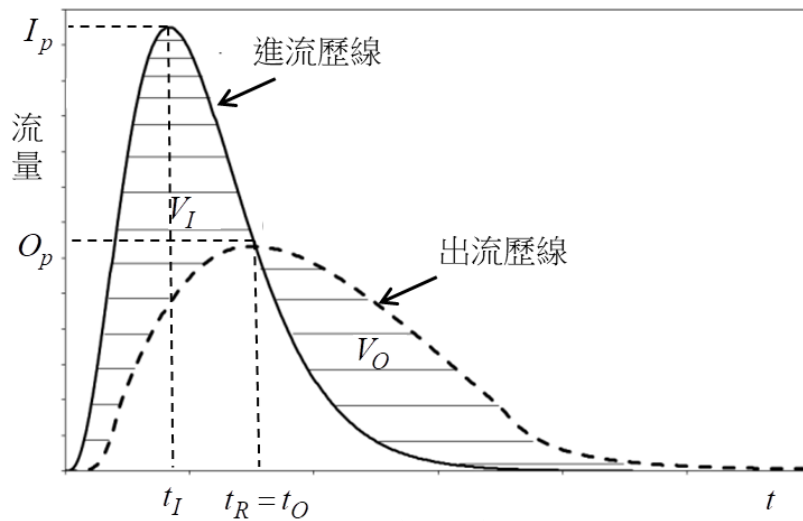
- 1.進流歷線之容積＝出流歷線之容積，即 $V_I=V_O$ 。
- 2.當演算時間 $t < t_R$ 時，進流量 I 大於出流量 O ，顯示河川存在蓄水(storage)現象。
- 3.當演算時間 $t > t_R$ 時，進流量 I 小於出流量 O ，顯示河川存在洩水(draft)現象。
- 4.當演算時間 $t = t_R$ 時，進流量 I 等於出流量 O ，此時蓄水量 V 達最大。
- 5.進流歷線洪峰到達時間 t_I 與出流歷線洪峰到達時間 t_O 之時間差距 $\Delta t_L = t_I - t_O$ ，稱為洪峰稽延(peak lag)；出流歷線洪峰流量 O_p 一般小於進流歷線洪峰流量 I_p ，其差值 $\Delta Q = I_p - O_p$ ，稱為洪峰削減(peak attenuation)。

(二)水庫演算(reservoir routing)：可以估算洪水波峰經過水庫後對水庫之效應，有助於規劃設計時決定水庫之位置、容量、溢洪道或出口結構等，如圖 4-5 所示。一般，水庫出流均受到閘門或溢洪道所控制，其出流量與水庫蓄水量均為水位之函數。

(三)集水區演算：係綜合以上兩種演算法構成概念模式，以決定出流之逕流歷線。



(a)河川演算示意圖



(b)進出流歷線疊合示意圖

圖 4-4 河川演算

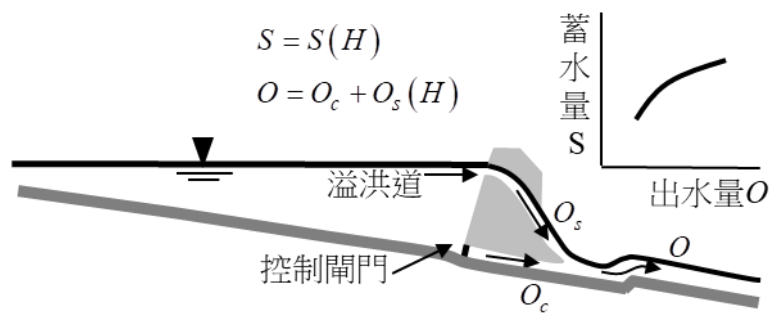


圖 4-5 水庫演算

二、水力演算(hydraulic routing)

係利用連續方程式與運動方程式描述洪水波峰之進行及其演變過程。由於水力演算程序涉及複雜之偏微分方程組，一般只

能運用電子計算機數值分析求解，計算過程較水文演算者複雜，但是較能精確地表示洪水波之運動特性。

綜上所述，由於農塘滯洪必須採用適當之出流控制設施，調整出流洪峰流量，故應以水庫演算法(reservoir routing method)進行演算。水庫演算法係按進出、流歷線逐時計算其與滯洪容積間之關係，故採用中央差分法計算，按式(4-1)經整理可得出流量

$$O_2 + \frac{2V_2}{\Delta t} = (I_1 + I_2) + \left(\frac{2V_1}{\Delta t} - O_1 \right) \quad (4-2)$$

式中， Δt =演算時距。在實務上，必須在 I_1 、 I_2 、 Q_1 及 V_1 等為已知時，並藉由滯洪水位與滯洪體積關係曲線，以及滯洪水位與出流量關係曲線，分別求算 Q_2 及 V_2 。

雖然水庫演算法演算結果較為精確，惟其過程相當繁雜，在實務上並不適宜運用於農塘滯洪演算。因此，參考水土保持技術規範第96條(2020)規定，係假定農塘之進流、出流流量歷線呈三角形分布，其洪峰流量分別為 I_p 及 O_p ，如圖 4-6(a)所示。圖中可得，任意時間之出流量可表為

$$O(t) = \frac{O_p}{t_R} t \quad 0 \leq t \leq t_R \quad (4-3)$$

故蓄水量可表為

$$V(t) = \sum_{t=0}^{t=T} [I(t) - O(t)] \quad 0 \leq t \leq T \text{ and } 0 \leq T \leq t_R \quad (4-4)$$

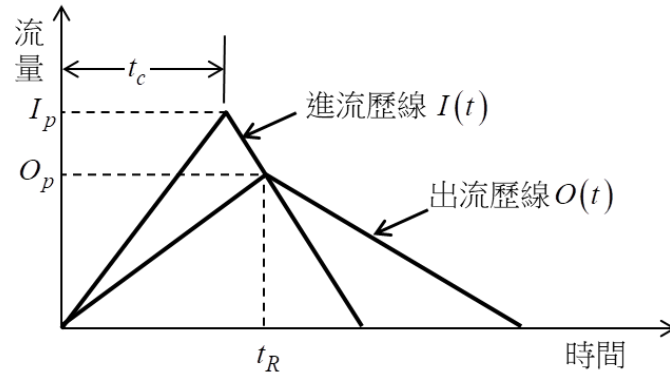
當 $T = t_R$ 時，則蓄水量可達最大值，即

$$V(t_R) = V_{max} \quad (4-5)$$

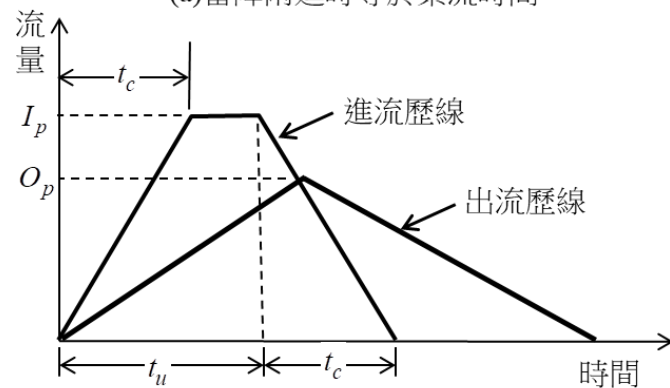
式中， V_{max} =最大蓄水量。惟當降雨延時大於集流時間(time of concentration)時，因流量歷線呈梯形分布，當水流通過滯洪設施後之進、出流量歷線，如圖 4-6(b)所示。圖中，蓄水量可表為

$$V = I_p t_u - \frac{1}{2} O_p (t_u + t_c) \quad (4-6)$$

式中， t_u =降雨延時； t_c =集流時間。



(a)當降雨延時等於集流時間



(b)當降雨延時大於集流時間

圖 4-6 簡化之進流與出流流量歷線示意圖

4.3 農塘進流量推估

根據式(4-1)，滯洪設施之進流量係滯洪演算不可或缺之必要已知參數。但是，考量農塘所在區位之不同，其水流進流(水源)條件及方式完全不同，故必須加以區分，才能掌握其滯洪效能。茲以在槽式與離槽式農塘所在區位分別舉出其水流進流方式。

4.3.1 單一在槽式農塘進流量

於野溪某斷面築壩攔水之單一農塘，其水源主要是來自上游集水區，而進流量係採用合理化公式法或三角形單位歷線進行推估。

根據水土保持技術規範第 17 條(2020)逕流量分析規定，當有實測資料時，得採用單位歷線(unit hydrograph method)分析；面積在 1,000 公頃以內者，無實測資料時，得採用合理化公式(Rational formula)計算。為此，這裡分別舉出山坡地逕流量分析常用之合理化公式及三角形單位歷線(triangular unit hydrograph method)，提供水文分析之參採。

4.3.1-1 合理化公式

基於集水區內有效降雨強度不隨時間與空間變化之假定條件下，則在集水區下游特定出口斷面處之設計洪峰流量，可表為

$$Q_p = \frac{1}{360} C I_{t_c}^T A \quad (4-7)$$

式中， Q_p =洪峰流量(peak surface runoff, *cms*)； C =逕流係數(runoff coeff.)，係反應集水區降雨損失的無因次係數，與地面條件相關； $I_{t_c}^T$ =設計降雨強度(*mm / hr*)，與集流時間、重現期及年降雨量等有關； A =集水區面積(*ha*)。

由於合理化公式之計算相當簡單，普遍應用於欠缺實測流量之都市排水及山坡地小型集水區中。但是，如何選定適當的逕流係數及設計降雨強度推估公式，實為應用合理化公式推求洪峰流量的關鍵所在。

一、逕流係數

逕流量與降雨量之比值稱為逕流係數，與集水區面積、形狀、地質、地形、植被覆蓋、土地利用、前期降雨情況等眾多因子相關，難以採用理論方式直接推估。一般，常採以地形及土地利用方式估計之(水土保持技術規範，2020)，如表 4-1 所示。

表 4-1 逕流係數一覽表

集水區 狀況	陡峻山地	山嶺區	丘陵地或 森林地	平坦耕地	非農業 使用
逕流係數	0.75~0.90	0.70~0.80	0.50~0.75	0.45~0.60	0.75~0.95

二、設計降雨強度

應用合理化公式的主要關鍵，在於推估特定延時和重現期之設計降雨強度。根據降雨強度-延時-頻率公式(intensity-duration-frequency equation, IDF)，可表為

$$I = \frac{c T^m}{(t+b)^k} \quad (4-8)$$

式中， I =單位時間降雨量(mm/hr)，即降雨強度； t =降雨延時(min)； a 、 b 、 c 、 m 、 k =待定常數； T =重現期。通常，降雨強度-延時-頻率公式以採用 Horner 公式為宜，設計時以挑選集水區內或鄰近區域測站近年更新之 Horner 公式為主，惟若無較新的 Horner 公式可資參考，亦可參考水利署(2003)「臺灣地區雨量測站降雨強度-延時 Horner 公式分析」。若缺乏 Horner 降雨強度公式，或集水區欠缺實測資料時，可以採用物部公式由日雨量資料推求各延時之降雨強度，即

$$I_{rt} = \frac{r_{24}}{24} \left(\frac{24}{t} \right)^{2/3} = \frac{1}{24} \left(\frac{24}{t} \right)^{2/3} r_{24} = C_t r_{24} \quad (4-9)$$

式中， I_{rt} = t 時間內平均降雨強度(mm/hr)； r_{24} =日雨量(mm)； t =集流時間或洪峰到達時間(hr)； C_t =係數。此外，目前被廣泛應用於山坡地之無因次降雨強度公式(水土保持技術規範第 16 條，2020)，即

$$I_t^T = (G + H_x \log T) \frac{A_x}{(t+B)^{c_x}} I_{60}^{25} \quad (4-10)$$

$$I_{60}^{25} = \left(\frac{P}{25.29 + 0.094 P} \right)^2 \quad (4-10a)$$

$$A_x = \left(\frac{P}{-189.96 + 0.31 P} \right)^2 \quad (4-10b)$$

$$B_x = 55 \quad (4-10c)$$

$$C_x = \left(\frac{P}{-381.71 + 1.45 P} \right)^2 \quad (4-10d)$$

$$G_x = \left(\frac{P}{42.89 + 1.33 P} \right)^2 \quad (4-10e)$$

$$H_x = \left(\frac{P}{-65.33 + 1.83 P} \right)^2 \quad (4-10f)$$

式中， P =年平均降雨量(mm)； t =有效降雨延時(min)； T =重現期距(年)； A_x 、 B_x 、 C_x 、 G_x 、 H_x =係數。其中，年平均降雨量，應參考高程、坡向等條件，採就近符合計畫區降雨特性十五年以上雨量資料。當計畫區附近無符合前述年限之雨量資料時，應從臺灣等雨量線圖查出計畫區之年平均降雨量值。 A_x 、 B_x 、 C_x 、 G_x 、 H_x 等係數，依前述計算式分別計算之。

三、集流時間

集流時間(time of concentration)是一種理想化的概念，係指逕流從集水區上最遠的點流到特定出口斷面所需的時間。通常，在集水區內多簡化為兩種分段，其中由逕流從坡面流入溪流的時間，屬於坡面漫地流段，稱為流入時間(inlet time)；而由溪流最上游流至下游出口的時間，屬於明渠流段，稱為流下時間(travel time)；集流時間即為流下及流入時間之和，即

$$t_c = t_s + t_d \quad (4-11)$$

式中， t_s =流入時間； t_d =流下時間。因此，集流時間可以採用漫地流及渠流流速推估，或其他經驗公式推估。

(一)流入時間(t_s)推估

坡面漫地流係指水流由集水區邊界流至排水管或溪流的流動型態。在大型集水區，漫地流運行時間所佔的比例相對較小，而在中、小型集水區中，漫地流為主要的流動型態。坡面漫地流流速受到諸多因素影響，不容易獲得比較一致的結果，因而多數依坡面植被及坡度直接設定漫地流平均流速(V_s)約介於 0.3~0.6m/sec 之間，且在坡面上漫地流流動長度(l_s)不得大於 300m，屬於開發坡面小型集水區，亦不得大於 100m。因此，流入時間可表為

$$t_s = \frac{l_s}{V_s} \quad (4-12)$$

(二)流下時間推估

Rziha 建議採用以下公式推求水流流速，可表為(水土保持手冊，2017)

$$V_d = 20(\Delta H / \Delta L)^{0.6} \quad (m / sec) \quad (4-13)$$

$$V_d = 72(\Delta H / \Delta L)^{0.6} \quad (km / hr) \quad (4-14)$$

式中， ΔH =集水區溪流或排水路最上游點至控制點之高程差； ΔL =溪流或排水路長度。由上式流下時間可得

$$t_d = \frac{l_d}{V_d} \quad (4-15)$$

上式係目前較常用的流下時間公式。

《《範例 1》》

為設計土壩溢洪道斷面，已知土壩上游集水區面積達 295.5ha，溪流長度及高程差分別為 10 km 及 0.695 km，假設漫地流長度為 300 m，且漫地流流速為 0.6 m/s，則當年平均降雨量達 1850 mm 時，試以合理化公式推求其 50 年重現期之洪峰流量。

【解】

(一)計算集流時間(t_c)

1.流入時間 t_s [式(4-12)]

$$t_s = \frac{l_s}{V_s} = \frac{300}{0.6} = 500(s) \cong 0.14(hr) \quad (1)$$

2.流下時間 t_d [式(4-13)及式(4-15)]

$$\text{流下速度 } V_d = 72 \left(\frac{\Delta H}{\Delta L} \right)^{0.6} = 72 \left(\frac{0.695}{10.0} \right)^{0.6} = 14.54(km/hr) \quad (2)$$

$$\text{流下時間 } t_d = \frac{\Delta L}{V_d} = \frac{10.0}{14.54} = 0.69(hr) \quad (3)$$

3.集流時間 t_c [式(4-11)]

$$t_c = t_s + t_d = 0.14 + 0.69 = 0.83(hr) \quad (4)$$

(二)50 年重現期設計降雨強度：根據式(4-10)可得

$$I_{60}^{25} = \left(\frac{P}{25.29 + 0.094 P} \right)^2 = 86.26$$

$$A_x = \left(\frac{P}{-189.96 + 0.31 P} \right)^2 = 23.27$$

$$B_x = 55$$

$$C_x = \left(\frac{P}{-381.71 + 1.45 P} \right)^2 = 0.65$$

$$G_x = \left(\frac{P}{42.89 + 1.33 P} \right)^2 = 0.546$$

$$H_x = \left(\frac{P}{-65.33 + 1.83 P} \right)^2 = 0.31$$

$$\begin{aligned} I_t^{50} &= (G + H_x \log T) \frac{A_x}{(t + B)^{C_x}} I_{60}^{25} \\ &= (0.546 + 0.31 \log 50) \frac{23.27 \times 86.26}{(49.8 + 55)^{0.65}} = 104.7 \text{ (mm / hr)} \end{aligned}$$

(三)洪峰流量：由表 4-2 得知，山嶺區逕流係數 $C = 0.75$ ，故根據式(4-7)可得

$$Q_p = \frac{1}{360} C I_t^T A = \frac{1}{360} 0.75 \times 104.7 \times 295.5 = 64.5 \text{ cms}$$

4.3.1-2 修正合理化公式法

承上所述，合理化公式[即式(4-7)]僅能夠推估洪峰流量，但是將合理化公式應用於排水或滯洪設施洪水演算時，必須予以歷線化，而將合理化公式轉化為逕流歷線者，稱之為修正合理化公式逕流歷線(modified rational formula hydrograph)。根據降雨延時與集流時間之關係，修正合理化公式逕流歷線具有三種型態，如圖 4-7 所示。

一、當降雨延時等於集流時間(即 $T = t_c$)時

逕流歷線呈三角形分布，而降雨基期恰等於 $2 t_c$ ，如圖 4-7(a)所示。

二、當降雨延時大於集流時間(即 $T > t_c$)時

逕流歷線呈梯形分布，洪峰流量歷時等於 $T - t_c$ ，可直接採用式(4-1)推估之，如圖 4-7(b)所示。

三、當降雨延時小於集流時間(即 $T < t_c$)時

逕流歷線呈梯形分布，而洪峰流量歷時等於 $t_c - T$ ，如圖 4-7(c)所示。洪峰流量推估依據式(4-7)進行修正，即

$$Q_p = \frac{1}{360} \frac{T}{t_c} C I_{t_c}^T A \quad (4-16)$$

式中，修正係數= T / t_c 。不過，在山坡地小型集水區之集流時間，長約十數分鐘，短則數分鐘而已，當降雨延時小於集流時間，表徵降雨時間極短，一般難以形成顯著的洪峰流量，故實務上甚少考量此種情況。

此外，根據水土保持技術規範第 96 條(2020)得知，於滯洪量估算時，基於安全考量，設計降雨基期至少應採 1.0 小時以上之設計，不足 1.0 小時者，仍以 1.0 小時計算之。

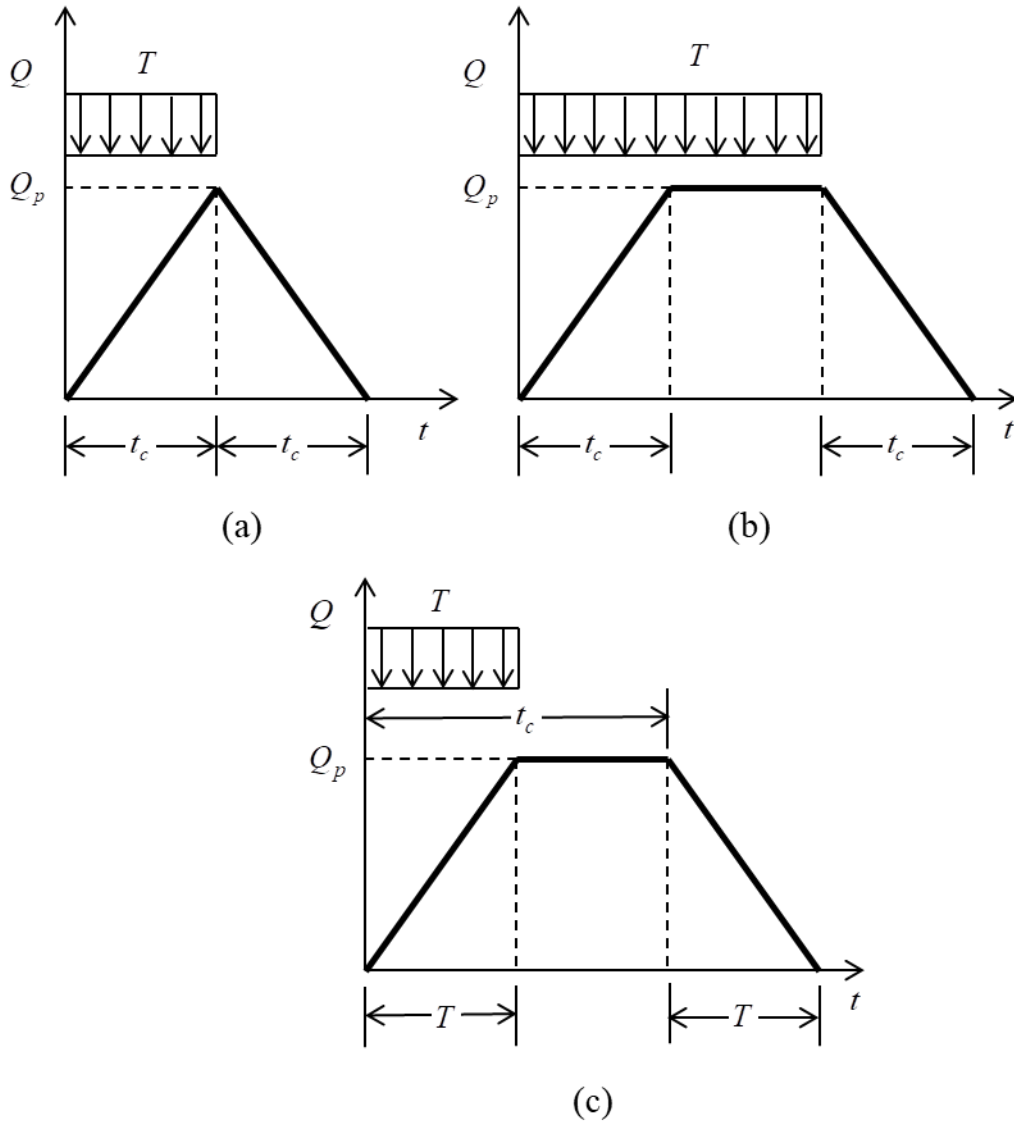


圖 4-7 修正合理化公式歷線示意圖

4.3.1-3 修正三角形單位歷線法

雖然合理化公式可以推求設計洪峰流量，惟卻欠缺洪水的過程。因此，假設集水區流量歷線(過程線)呈三角形分布，且基期為固定，而洪峰流量與降雨量成正比例關係，如圖 4-8 所示。這樣，由三角形面積可得

$$Q_p = \frac{2 Q A}{T_p + T_r} \quad (4-17)$$

式中， Q_p =洪峰流量； Q =總逕流水深； A =集水區面積； T_p =歷線

開始至到達洪峰流量時間； T_r =到達洪峰流量時間至歷線終端； T_b = 歷線時間基期($=T_p + T_r$)。

當總逕流水深(Q)等於單位有效降雨深度(R_e)(一般取 10mm)，則上式稱之為三角形單位歷線(triangular unit hydrograph)。三角形單位歷線法概念相當簡單，用途卻頗為重要，適用於海洋島嶼型小集水區的洪峰流量設計，尤其在欠缺實測資料的上游集水區，更屬重要。

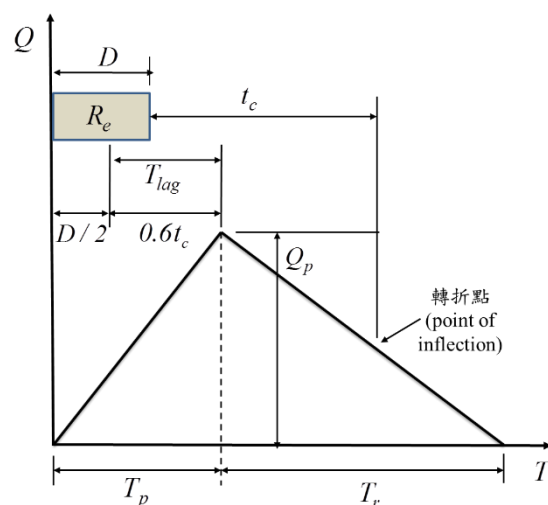


圖 4-8 三角形單位歷線圖

依圖 4-8 得知洪峰流量到達時間 T_p 可以表示為

$$T_p = \frac{D}{2} + T_{lag} \quad (4-18)$$

式中， D =有效降雨延時(hr)， $D \leq 0.133t_c$ ； T_{lag} =稽延時間(hr)，表有效降雨中心至洪峰流量到達時間，可表為(Mockus 1957; Simas 1996)

$$T_{lag} = 0.6 t_c \quad (4-19)$$

式中， t_c =集流時間(hr)，可依前述集流時間相關公式推求之。設 $T_r = mT_p$ ，且 Mockus(1957)提出， $m=1.67$ ，則三角形單位歷線洪峰流量及洪峰流量到達時間可分別表為

$$Q_p = \frac{0.208 \cdot A \cdot R_e}{T_p} \quad (4-20)$$

$$T_p = \frac{D}{2} + 0.6 t_c \quad (4-21)$$

式中， Q_p =洪峰流量(cms)； R_e =單位有效降雨深度(mm)； A =集水區面積(km^2)； T_p =歷線開始至到達洪峰流量時間(hr)。

一、洪峰係數修正

式(4-20)中係數 0.208 稱為洪峰係數(peaking factor)，係反應集水區內保留或遲滯水流的能力，與集水區特性相關。根據「美國國家海洋及大氣總署」單位歷線技術手冊建議，針對集水區不同土地利用型態，應修正式(4-20)中的係數值，以符合集水區逕流特性，如表 4-2 所示。

二、有效降雨延時(D)計算

由式(4-21)得知，有效降雨延時可以由集流時間計算。但是，考量集水區面積較小之實際問題，於是水利署提出了適用於臺灣地區的有效降雨延時的推估方式，並將三角形單位歷線更名為修正三角形單位歷線(Modify Triangular Unit Hydrograph)。其推估方法如表 4-3 所示。表中，雖然部分集流時間採用值大於 $0.133 t_c$ ，惟依 Viessman et al.(2003)認為，只要不大於 $0.17 t_c$ 皆屬可容許之範圍。

表 4-2 三角形單位歷線洪峰係數與 m 值修正表

土地使用狀況	洪峰係數	$m = T_r / T_p$
標準 SCS	0.208	1.67
都市地區：陡坡	0.247	1.25
都市與鄉村混合區	0.172	2.25
鄉村：陡坡	0.129	3.33
鄉村：緩坡	0.086	5.5
鄉村：平地	0.043	12.0

資料來源：經濟部水利署水利規劃試驗所，2012

表 4-3 有效降雨延時推估

集流時間	$D \leq 0.133 t_c$	採用值(min)
$t_c \geq 6 \text{ hr}$	$>48 \text{ min}$	60
$5.0 \leq t_c < 6.0 \text{ hr}$	$40 \leq D < 48 \text{ min}$	50
$4.0 \leq t_c < 5.0 \text{ hr}$	$32 \leq D < 40 \text{ min}$	40
$3.0 \leq t_c < 4.0 \text{ hr}$	$24 \leq D < 32 \text{ min}$	30
$2.0 \leq t_c < 3.0 \text{ hr}$	$16 \leq D < 24 \text{ min}$	20
$1.0 \leq t_c < 2.0 \text{ hr}$	$8 \leq D < 16 \text{ min}$	10
$t_c < 1.0 \text{ hr}$	$D < 8 \text{ min}$	5

資料來源：經濟部水利署水利規劃試驗所，2012

4.3.2 串聯在槽式農塘進流

如屬串聯在槽式農塘時，農塘進流量應為其上游農塘出流量，如圖 4-9 所示。以公式表示，可寫為

$$I_{p(i)} = Q_{p(i)} - I_{p(i-1)} + O_{p(i-1)} \quad i = 1, 2, \dots \quad (4-22)$$

式中， $I_{p(i)}$ = 第 i 座農塘進流洪峰流量； $I_{p(i-1)}$ = 第 $i-1$ 座農塘進流洪峰流量； $Q_{p(i)}$ = 第 i 座農塘重現期 50 年設計降雨洪峰流量； $O_{p(i-1)}$ = 第 $i-1$ 座農塘出流洪峰流量。

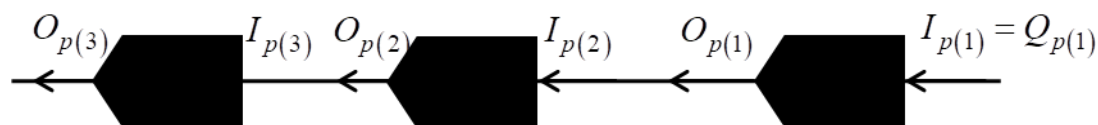


圖 4-9 在槽串聯農塘入、出流量關係圖

4.3.3 離槽式農塘

離槽式農塘具有相當多元之進流方式，包括上游集水區坡面漫地流、溪流(或渠道)引流、溪流(或渠道)側溢流、上游農塘及複合方式等。

一、上游集水區坡面漫地流進流

位於山坡地低窪處之農塘水源，多以匯集其上游漫地流水流為主，而無明顯的流路，其集流時間除了可以沿用式(4-12)外，亦可採用 SCS 流入時間公式推估計算公式如下：

$$t_c = t_s = l_s^{0.8} \frac{(Y + 25.4)^{0.7}}{4238 S_{os}^{0.5}} \quad (4-23)$$

$$Y = 25.4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad (4-24)$$

式中， t_s = 流入時間； l_s = 流路長度； Y = 集水區最大蓄水量(mm)； S_{os} = 集水區地表平均坡度； CN = 曲線號碼，與土壤性質及其土地利用情形相關。

二、溪流(渠道)引流

採用管線(pipe)或渠道(open channel)方式將溪流(或渠道)水流引入農塘，是相當普遍的引流方式。根據水流流動特性，可以區分為以渠道及管路兩種類型。

(一)管線引流

採用管線引流係利用其進水口與出水口間之高程差，促使水流產生流動而達到引流之目的，如圖 4-10 所示。管線引流除了必須控制進出水口間之高程差外，尚應考量管線摩擦損失及其他損失(如管線斷面變化等)問題，相當複雜。

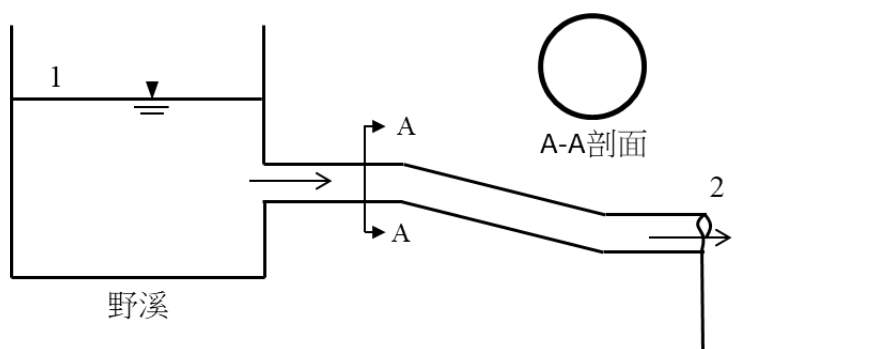


圖 4-10 管線引流示意圖

依據 Bernoulli equation，管線各水頭可表為

$$\frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + Z_1 = \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + Z_2 + h_L + \sum h_m \quad (4-25)$$

式中， P =壓力； V =流速； z =位置水頭； h_L =摩擦損失水頭； h_m =配件(次要)損失水頭。摩擦損失及配件損失，建議以 Darcy-Weisbach equation 計算摩擦損失：

1. 摩擦損失水頭

$$h_L = f \frac{l}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (4-26)$$

$$f = \frac{64}{R_e} \quad R_e = \frac{VD}{\nu} < 2000 \text{ (層流)} \quad (4-27)$$

$$f = \frac{0.3164}{R_e^{1/4}} \quad 4000 < R_e < 10^5 \text{ (紊流)} \quad (4-28)$$

2. 配件(次要)損失水頭

$$h_m = k \frac{V^2}{2g} \quad (4-29)$$

式中， f =阻力係數(friction factor)； l =管長； R_e =雷諾數； ν =運動黏聚性係數； k =次要損失係數，入口損失係數 $k=0.5$ ，出口損失係數 $k=1.0$ ，其他如表 4-4 所示。

表 4-4 次要損失係數一覽表

口徑 (mm)	90 度彎 頭(SUS)	90 度彎頭 (PVC)	45 度彎 頭	閘閥 防震接頭	逆止閥電 動(磁)閥
50	1.26	0.84	0.72	0.23	5.04
65	1.02	0.75	0.64	0.20	4.35
80	0.98	0.71	0.59	0.20	3.94
100	1.05	0.64	0.60	0.20	4.13
125	0.98	0.58	0.58	0.19	4.03
150	0.93	0.52	0.56	0.19	3.73

此外，亦可採用簡化公式計算，即最大進流量可表為

$$I_p = 0.85 \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) C_h \left(\frac{D}{4} \right)^{0.63} \left(\frac{1}{\Delta h} \right)^{1.852} \quad (4-30)$$

式中， Δh = 管流進水口與農塘入水流高程差 (m)； C_h = Hazen-Williams 係數，如表 4-5 所示。

表 4-5 Hazen-Williams 係數表

管子形態	Hazen-Williams 係數， C_h
銅、鑄鐵管	140
水泥襯砌面管	130
塑膠、玻璃	100
波浪狀鋼	60
混凝土	100

資料來源：Robert，1994

(二)渠道引流

渠道引流係利用與溪床等高或略高之進水口與出水口間之高程差，以重力方式促使水流流動而達到引流之目的，如圖 4-11 所示。由於渠道引流屬於明渠水力學之一環，故可按曼寧公式(假設均勻流流況)計算其引流量，即

$$I_p = \frac{A}{n} R^{2/3} S_o^{1/2} \quad (4-31)$$

$$A = (b + 2 z y_d) y_d \quad (4-32)$$

$$P = \left(b + 2 y_d \sqrt{1 + z^2} \right) \quad (4-33)$$

$$R = \frac{A}{P} \quad (4-34)$$

式中， A =設計通水斷面積(m^2)； b =渠道底寬(m)； z =渠道側坡斜率； y_d =設計水深(m)； R =水力半徑(m)； P =潤濕周(m)； n =曼寧粗糙係數； S_o =渠道平均坡度。

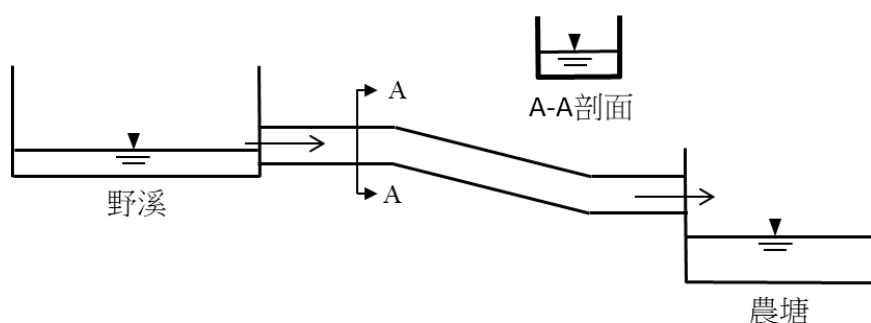
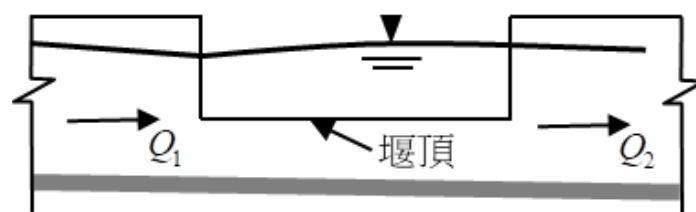


圖 4-11 渠道引流示意圖

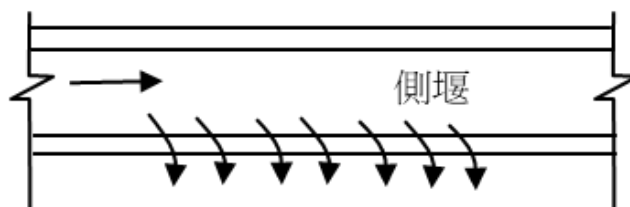
不過，不論採用管線或渠道引流均單純為了儲水備用之目的，在降雨過程其所增加的引流量，對野溪(或渠道)下游地區所能發揮的滯洪效能相當有限。

三、溪流側溢流進流

當渠道中流量超過容許流量時，於平行渠道堤岸設置側溢流堰(side weir)，使超過堰頂高程之水流滿溢而入側渠，如圖 4-12 所示。一般，溪流水流經由側溢流堰流出時，使水流呈現不均勻的漸變流動，當側溢流堰上、下游溪流(或渠道)中水流為定量流時，側溢流堰範圍內的水流就成為一種流量沿程減少的變積流(spatially varied flow)。



(a)正視圖



(b)上視圖

圖 4-12 側溢流堰示意圖

通常，為簡化計算起見，假設渠道為定型矩形渠道，且水流為亞臨界流時，渠底坡度為較小的情況下，如圖 4-13 所示。則自側溢流堰流出的流量仍可沿用堰流公式的形式，即

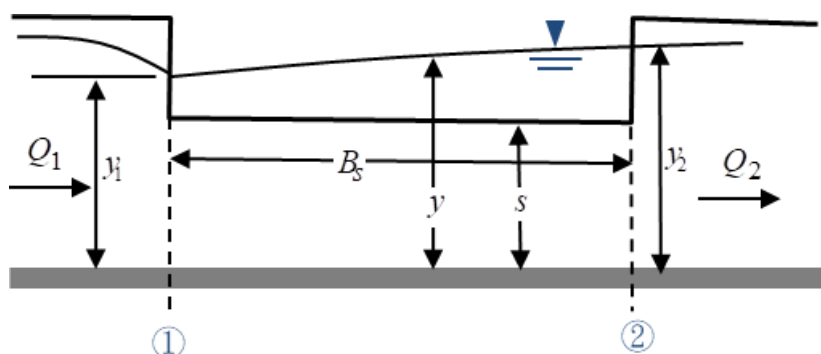


圖 4-13 定型矩形渠道側堰示意圖

$$Q_s = \frac{2}{3} C_M B_s \sqrt{2g} (y - s)^{3/2} \quad (4-35)$$

式中， Q_s = 側溢流流量； C_M = 側堰流量係數，或稱迪馬奇(De Marchi)係數； y = 任意斷面處渠道中水深； s = 側堰高度； $y - s$ = 溢流水深； B_s = 側溢流堰寬度。根據 Subramanya 及 Awasthy (1972) 從理論研究與實驗中證實，在亞臨界流(subcritical flow)條件下迪馬奇係數受進流水流福祿數所影響，其關係式可表為

$$C_M = 0.611 \sqrt{1 - \frac{3F_1^2}{F_1^2 + 2}} \quad (4-36)$$

式中， F_1 = 進流水流福祿數 ($= V_1 / \sqrt{g y_1}$)。上式亦可簡化為

$$C_M = 0.864 \sqrt{\frac{1 - F_1^2}{2 + F_1^2}} \quad (4-37)$$

但是，對於超臨界流(supercritical flow)進流時，福祿數的影響就顯得微不足道。當 $F_1 > 2.0$ 時，迪馬奇係數可得

$$C_M = 0.36 - 0.008F_1 \quad (4-38)$$

近年來，有關側堰迪馬奇係數的一些研究較集中於矩形渠道亞臨界流進流條件。例如，Borghi et al.(1999) 建立了矩形渠道亞臨界流進流條件之迪馬奇係數

$$C_M = 0.7 - 0.48F_1 - 0.3 \frac{s}{y_1} + 0.06 \frac{B_s}{B_{ch}} \quad (4-39)$$

式中， B_{ch} = 渠道寬度。此外，參考臺北市雨水流出抑制設施設計參考手冊(2017)建議，矩形和梯形側溢流堰流量可分別表為(參見圖 4-13)

$$Q_s = 0.825 B_s (y - s)^{3/2} \quad (\text{矩形}) \quad (4-40)$$

$$Q_s = 1.856 B_s (y - s)^{3/2} \quad (\text{梯形}) \quad (4-41)$$

四、上游農塘進流

此狀況係屬於串聯農塘，故農塘進流量應為其上游農塘出流量(註：當農塘所在集水面積小時，可以忽略坡面進流量)，如圖 4-14 所示。以公式表示，可寫為

$$I_{p(i+1)} = O_{p(i)} \quad (4-42)$$

式中， $I_{p(i+1)}$ = 第 $i+1$ 農塘進流量； $O_{p(i)}$ = 第 i 座農塘出流量。

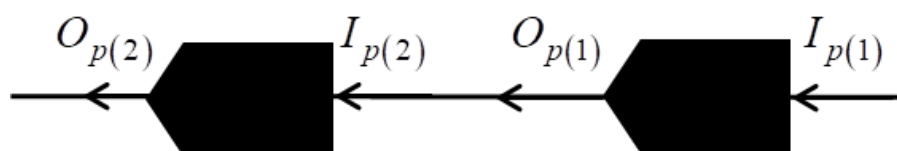


圖 4-14 離槽串聯農塘進、出流量關係圖

五、複合式進流

農塘進流具有兩種以上方式者，稱之。通常，除了位於溪流之築壩式農塘外，其餘位於坡面低窪處或挖掘農塘，多數有兩種以上之進流方式，其進流量可以由各種進流方式之進流量直接疊加獲得。

總結以上說明，茲將離槽式農塘各種進流方式及其滯洪功能，彙整如表 4-6 所示。

表 4-6 離槽式農塘進流方式及其滯洪功能一覽表

進流方式	說明	滯洪功能
漫地流	承接農塘上游集水區地表逕流	降低溪流流量
管線進流	自溪流或其他水源區以管線引流入塘	低
渠道進流	自溪流或其他水源區以渠道引流入塘	低
側溢流進流	以側溢流堰將溪流超過容許流量之多餘流量由側渠引入農塘	佳
複合式進流	兩種以上進流方式者	若含側溢流進流者為佳

4.4 農塘滯洪容積

參考水土保持技術規範第 96 條(2020)規定，水土保持滯洪設施之滯洪容積係將進流與出流洪峰流量製成同底不等高之三角形流量歷線進行估算。

一、在槽式農塘：

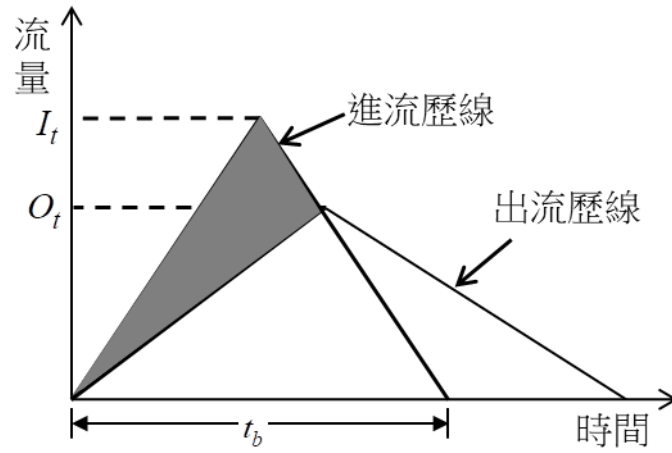
在槽式農塘滯洪容積估算，如圖 4-15(a)所示，可表為

$$V_H = 1800t_b(I_p - O_p) \quad (4-43)$$

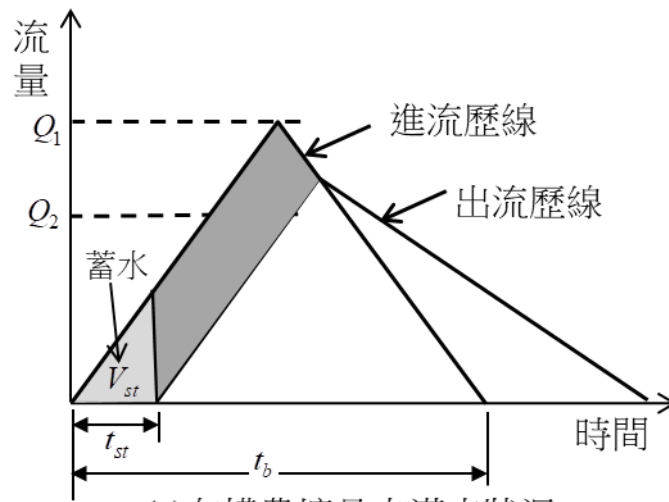
式中， V_H =農塘滯洪容積或滯洪量(m^3)； t_b =設計基期(hr)，基於安全考量，設計基期至少應採 1.0 小時以上之設計，不足 1.0 小時者，仍以 1.0 小時計算。上式適用於農塘滯洪前灌溉蓄水處於滿水狀況下各式農塘之滯洪演算，惟當農塘滯洪前之灌溉蓄水未達滿水時，如圖 4-15(b)，其滯洪容積可表為

$$V_H = 1800 \left[(I_p - O_p)t_b + O_p t_{st} \right] - V_{st} \quad (4-44)$$

式中， t_{st} =使農塘灌溉蓄水達滿水所需時間(hr)。此外，當農塘係由溪流以側溢流堰方式進流時，則式(4-43)也必須予以修正。



(a)在槽農塘且滿水狀況



(a)在槽農塘且未滿水狀況

圖 4-15 農塘滯洪容積示意圖

二、離槽式農塘

一般，離槽式農塘以溪流側溢流方式進流時，一方面將溪流水位高出側溢流堰之洪水導引至農塘，使位於側溢流堰下游溪流斷面之洪峰流量下降至 O_{pr} ，達到降低洪峰流量之功能；另一方面經側溢流堰流出之流量進入農塘後，通過農塘適當之出流控制設施，也能削減出流流量，如圖 4-16 所示。由圖 4-16(a)可得側溢流量為

$$I_f = I_{pr} - O_{pr} \quad (4-45)$$

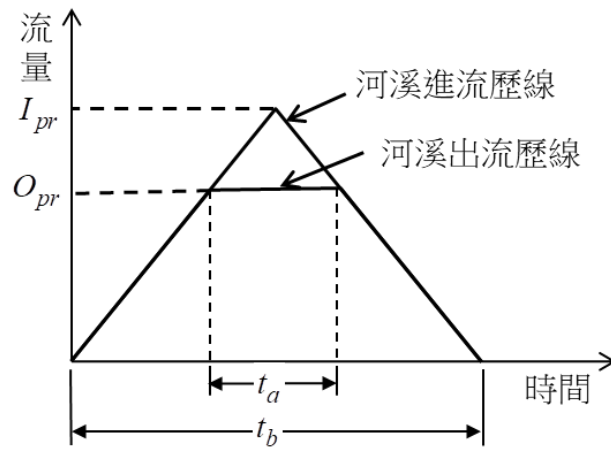
$$\text{且} \quad O_{pr} = I_{pr} \left(1 - \frac{t_a}{t_b} \right) \quad (4-46)$$

當溪流進流洪峰流量(I_{pr})為已知時，且側溢流量(I_f)亦可由側溢流堰獲得，故由式(4-45)及式(4-46)可得側溢流堰溢流時間 t_q 。於是，農塘滯洪容積可表為

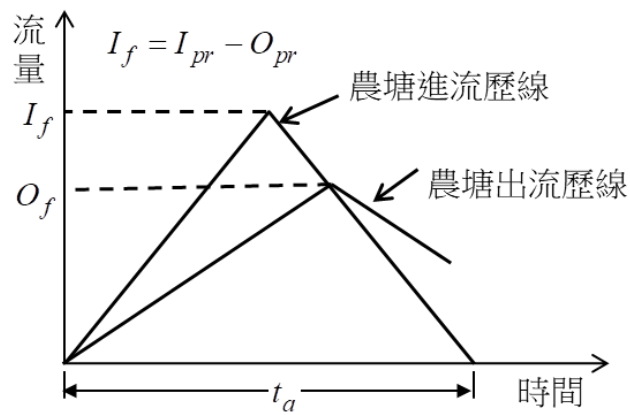
$$V_{Hf} = 1800 t_a (I_f - O_f) \quad (4-47)$$

式中， t_q =側溢流堰溢流時間(hr)。依據離槽式農塘所在區位地形及與溪流距離，其出流流路布置可區分為回歸原來溪流及排入其他溪流兩種，如圖 4-17 所示。

- (一)回歸原來溪流：農塘出流量再度回歸至原溪流，此為一般的設計方式，主要是即便農塘出流量排入原溪流，其所形成之洪峰流量肯定不會高於分洪前之洪峰流量，也不會提高對下游地區保全對象之威脅。
- (二)排入其他溪流：如受地形或其他因素影響，必須將農塘出流量排到其他溪流時，必須考量該溪流之涵容能力，以免超過其負荷而肇災。



(a) 溪流側溢流分洪



(b) 離槽農塘滯洪

圖 4-16 離槽式農塘進、出流量歷線示意圖

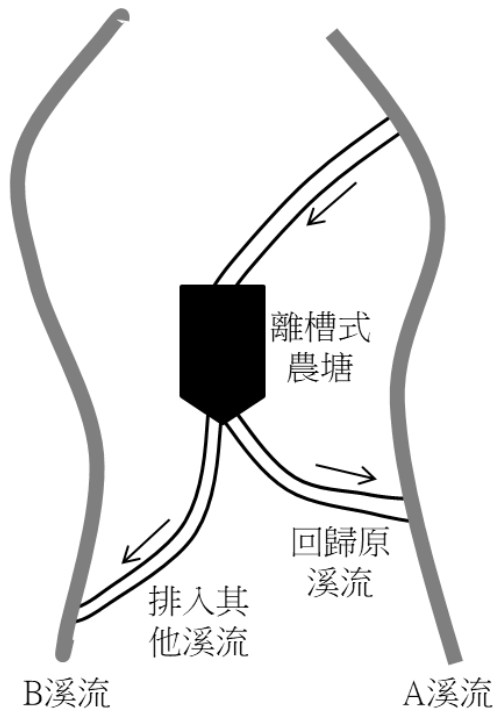


圖 4-17 離槽式農塘出流流路布置方式示意圖

4.5 農塘出流控制設施

農塘能夠發揮滯洪效能，除了需要滯洪容積外，出流控制設施更是其中的主要關鍵，如圖 4-18 所示。一般，農塘出流控制設施包括出水口(outlet)及緊急溢洪道(口)(emergency spillway)兩種，前者係以遲滯洪水為主，而後者旨在排除超過設計標準之洪水量。

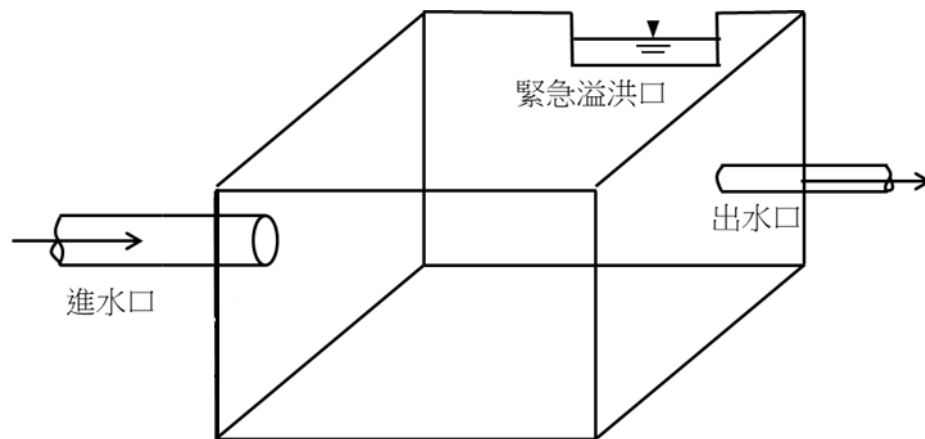


圖 4-18 農塘出流控制設施

4.5.1 出水口

出水口係控制農塘出流洪峰流量之首要設施，其作用原理是讓出流洪峰流量小於進流洪峰流量，達成遲滯洪水之目的。根據出水口形式可概分為孔口流、滯洪壩及比例堰等。

一、孔口流

水由儲水設施薄壁上的孔口出流，稱為孔口流(orifice flow)；惟若側壁厚度約為孔口直徑的 3-4 倍，相當於在薄壁孔口外接一段管長約 3-4 倍的短管，則稱之為管嘴出流(short tube flow)。包括取水孔、洩水孔及某些以孔口流原理設計的量測流量設施的出流，均屬孔口流或管嘴流。

孔口流(含管嘴出流)主要的關鍵是流量計算，其基本公式形式可表為

$$O_p = C_d A_e \sqrt{2 g H_e} \quad (4-48)$$

式中， H_e =孔口中心至水面之高度； A_e =孔口斷面積； C_d =流量係數，在不考量其下游水位淹沒之影響，孔口流流量與入口形狀和長度有關。

(一)銳緣孔口流：按孔口形狀區分，主要包括圓形、方形及矩形等。

1.圓形：如圖 4-19(a)所示，孔口直徑與出流量之關係可表為

$$O_p = C_d \frac{\pi D_e^2}{4} \sqrt{2 g (H_e - D_e / 2)} \quad (4-49)$$

式中， D_e =孔口直徑； C_d =流量係數，取 0.6。

2.方形：如圖 4-19(b)所示，孔口斷面與出流量之關係可表為

$$O_p = C_d B_e^2 \sqrt{2 g (H_e - B_e / 2)} \quad (4-50)$$

式中， B_e =孔口寬度。

3.矩形：如圖 4-19(c)所示，孔口斷面與出流量之關係可表為

$$O_p = C_d B_c B_e \sqrt{2 g (H_e - B_e / 2)} \quad (4-51)$$

式中， B_c =孔口底寬； B_e =孔口高度。

(二)管嘴孔口流：當孔口外接一段水平長管，且管長符合 $l=(3-4)D_e$ 時，稱為管嘴孔口流，如圖 4-19(d)所示，其通過水流流量可表為

$$O_p = C_d \frac{\pi D_e^2}{4} \sqrt{2 g (H_e - D_e / 2)} \quad (4-52)$$

式中， C_d =流量係數，取 0.8。

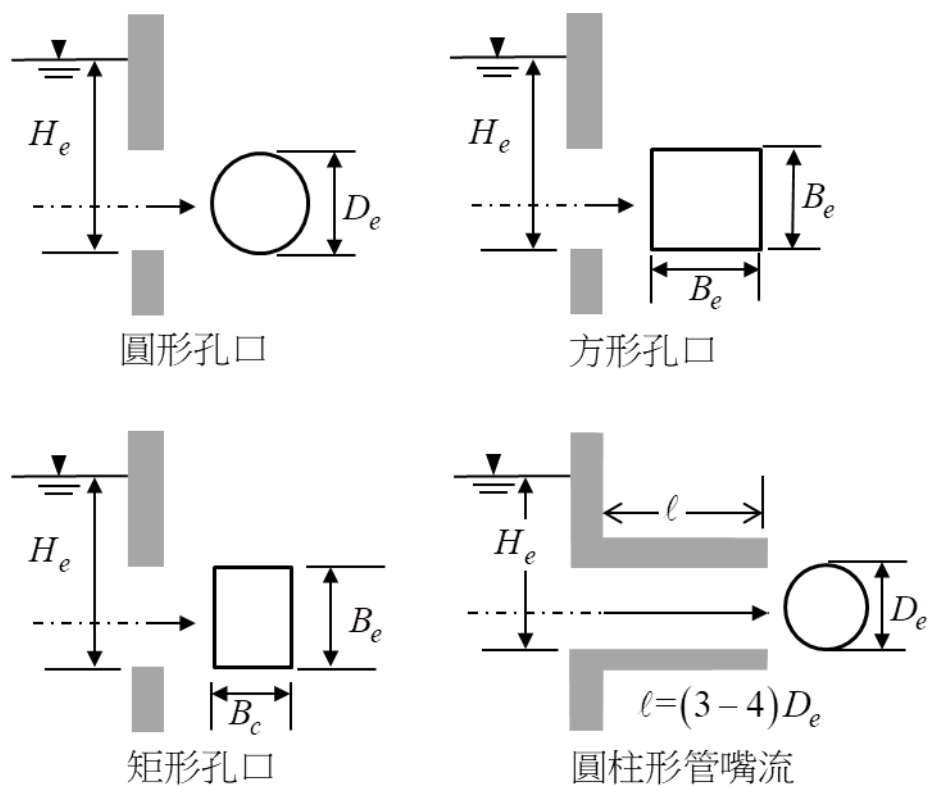


圖 4-19 孔口流出水口斷面示意圖

二、滯洪壩(水土保持手冊，2017)

係指於懸臂式壩或重力式壩上設置長條狀之矩形切口或其他形狀之放流口，以作為滯洪出水口，如圖 4-20 所示。壩上

(一)懸臂式矩形出水口

$$O_p = 2.36 B_e^{1.13} H_e^{1.53} \quad (4-53)$$

式中， B_e =出水口寬度。

(二)重力壩體矩形出水口

$$O_p = 2.09 B_e H_e^{1.73} \quad (4-54)$$

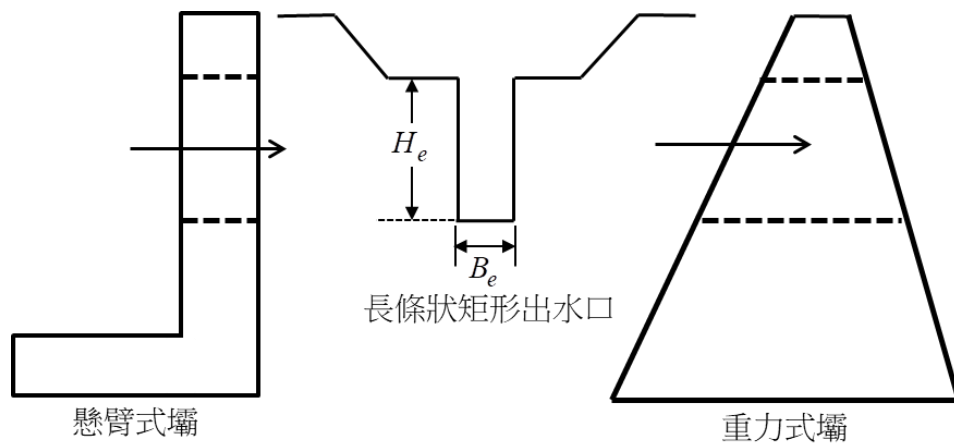


圖 4-20 滯洪壩示意圖

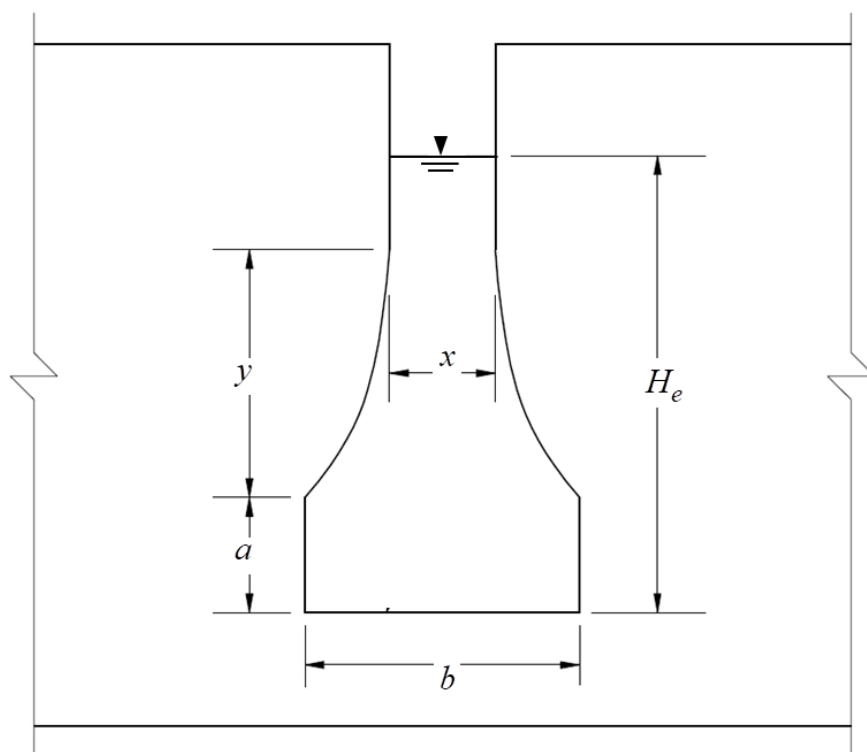
三、比例堰(proportional weir)

此為出流量與水頭間呈非線性變化的一種堰，如圖 4-18 所示。圖中，低流量時因有較大通水斷面，使水位上升較慢，得以增加更多的滯洪量，以遲滯較大的洪水量。比例堰流量公式可表為

$$O_p = 0.14a^{0.5}b \left(H_e - \frac{a}{3} \right) \quad (4-55)$$

$$\frac{x}{b} = 1 - 0.315 \tan^{-1} \left(\frac{y}{a} \right)^{0.5} \quad (4-56)$$

式中， a 、 b 、 x 及 y 為比例堰之相關尺寸，單位為 m，如圖 4-21 所示。



資料來源：Sandvik, 1985

圖 4-21 比例堰示意圖

4.5.2 緊急溢洪道(口)

緊急溢洪道(口)係為防止進流洪峰流量超過設計標準值時，過量的洪流溢過壩頂而導致壩體潰決，故屬於一種風險控制之安全設施。依據作用原理可以作為緊急溢洪道(口)之設施類型，有堰流、明渠式溢洪道及豎井溢洪道等三種主要類型。

4.5.2-1 堰流

水流受到垂直於水流流動方向之堰牆或兩側邊牆束窄阻礙時，在阻礙物的上游側形成水位壅高，水流經堰頂溢流下洩，其水面上緣不受任何約束而為連續的自由降落水面，稱之為堰流(weir flow)。

當亞臨界流遇有堰體，在堰體的上游面形成水位壅高，而經堰體流出的水流發生束縮及跌落的水流現象，其水力特徵可以概括為以下幾點：

- 一、堰上游水流受阻，水位壅高，勢能增大。
- 二、在重力作用下，流經堰的水流產生自由跌落；同時，在離心慣性力作用下，水流斷面產生束縮。
- 三、整個堰流過程是勢能積聚並重新轉化為動能的過程。
- 四、亞臨界流在短距離內轉化為超臨界流，流線發生顯著彎曲，水流內部存在離心慣心力。
- 五、堰流中以局部水頭損失為主，很小的沿程水頭損失可以忽略不計。

由於堰流流量與其上游水流水頭有固定之關係，故堰常被視為渠道之一種控制構造物，同時亦可視為量測流量之一種裝置，其基本方程式可表為

$$Q = \frac{2}{3} C_d L \sqrt{2g} \left[\left(H_1 + \frac{V_o^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\frac{V_o^2}{2g} \right)^{3/2} \right] \quad (4-57)$$

上式表明，過堰流量與堰上水頭的 $3/2$ 次方成正比。流量係數 C_d 值係反映水頭損失，並隨堰之幾何邊界條件而改變。上述分析方法及所得流量公式對銳緣堰，溢流堰和寬頂堰均適用，只是不同幾何形狀的堰，各有不同的流量係數值。

一、銳緣堰

銳緣堰 (sharp-crested weir) 溢流具有穩定的水頭與流量關係、製作簡單及使用方便等特點，故常被用於試驗室和野外的流量量測。通常，按堰口形狀之不同，銳緣堰可分為矩形、三角形和梯形等，其中三角形銳緣堰多用於量測較小的流量，而矩形和梯形則用於量測較大之流量，如圖 4-22 所示。根據水土保持手冊(2017)梯形銳緣堰流量公式可表為

$$Q = 0.354(5b_o + 4ZH)H^{1.5} \quad (4-58)$$

式中， Q =過堰流量； b_o =溢洪口斷面頂寬(m)； Z =斜面斜率 $[\tan(\theta/2)]$ 。將上式展開可得

$$Q = 1.77b_oH^{1.5} + 1.416ZH^{2.5} \quad (4-59)$$

= 矩形斷面流量 + 三角形斷面流量

由上式得知，梯形銳緣堰流量等於矩形與三角形銳緣堰流量之和。

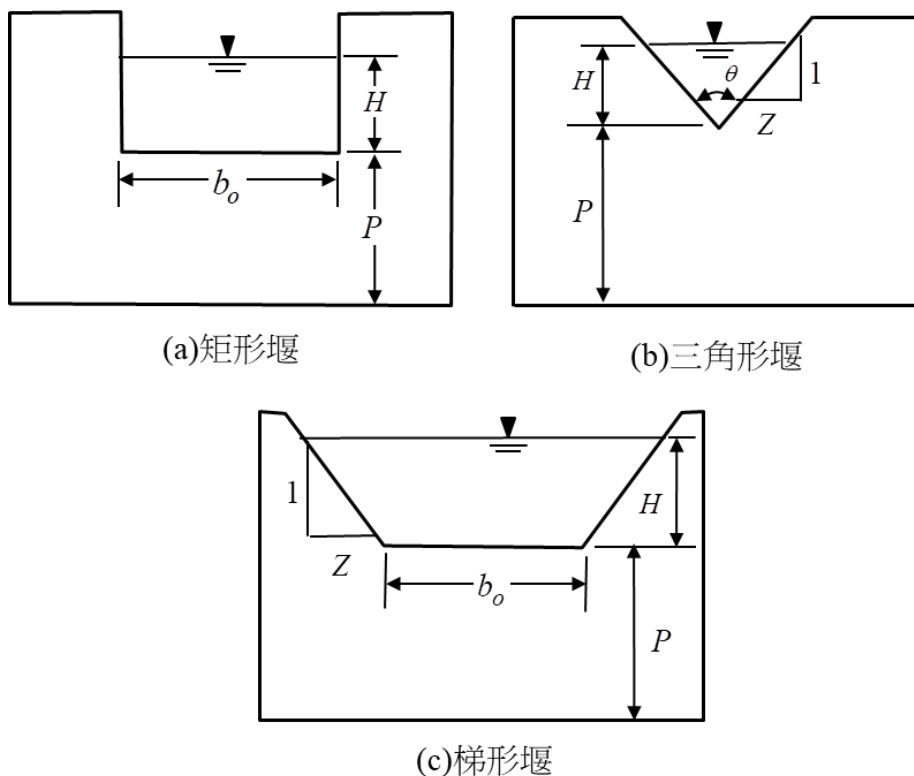


圖 4-22 各種形狀銳緣堰示意圖

二、寬頂堰

自由溢流寬頂堰(broad-crested weir)，如圖 4-23 所示。水流經堰坎進口後，在堰上發生自由水面跌落現象。這是因為水流在垂直方向受到堰坎邊界的約束，堰頂上的過流斷面小於堰前渠道斷面，故堰頂上水流速度增加，動能增大；同時堰坎前後將產生局部水頭損失。因此，堰頂上的水流勢能必然減小。水面在收縮

斷面 $c'-c'$ 處發生最大跌落，該處水深 $y_{co} < y_c$ 。此後，堰頂水流保持急流狀態，並在出口後產生第二次水面跌落。

在實用上，寬頂堰流量公式可表為

$$O = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g} L H^{3/2} \quad (4-60)$$

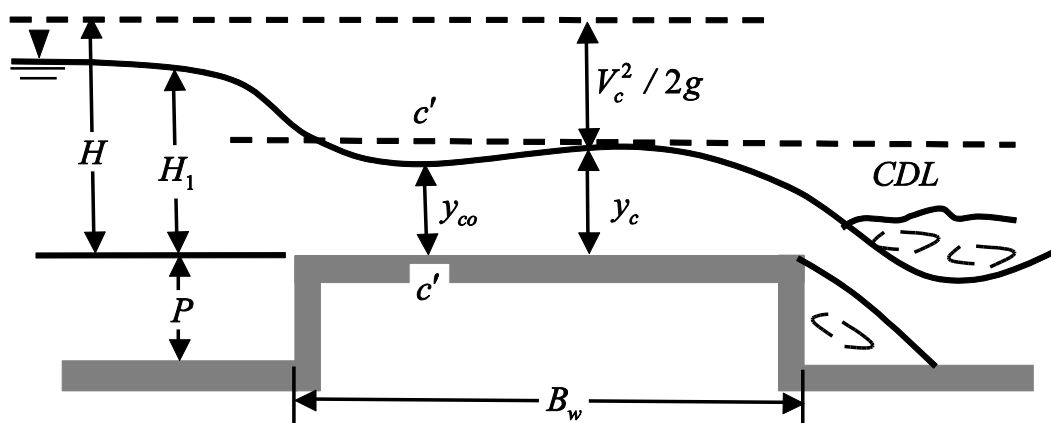


圖 4-23 寬頂寬堰示意圖

(一)寬頂堰類型

基於水流通過寬頂堰上方之水深與堰體長度之比值 (H_1 / B_w)，可以將寬頂堰區分為以下四種類型(Govinda Rao and Muralidhar, 1963)，如圖 4-24 所示，包括：

1. $H / B_w > 1.5$

當水流行近堰牆時，由於受堰牆阻擋，底部水流向上收縮，水面逐漸下降，使過堰水流形如舌狀，謂之水舌(nappe)。當堰頂厚度 δ 很薄時，堰頂水舌之下緣向上彎曲。根據實驗顯示，堰牆相對厚度為 $H / B_w > 1.5$ 時，堰頂厚度之變化不致影響水舌形狀，因而不會影響堰之過流能力，這種堰稱為銳緣堰，如圖 4-24(a) 所示。

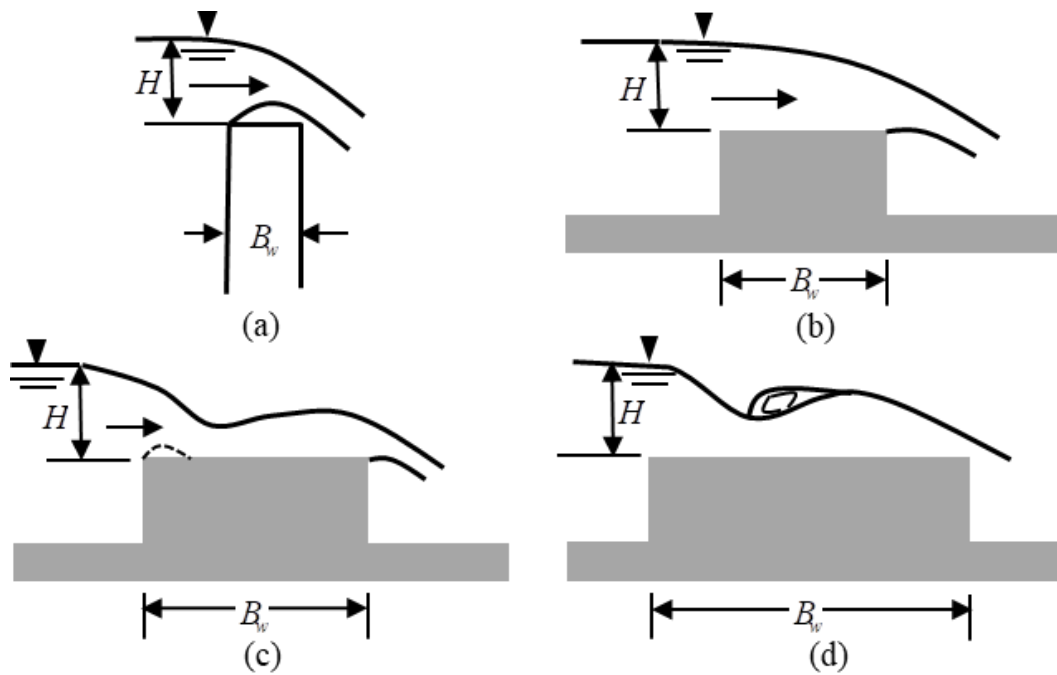


圖 4-24 以堰牆相對厚度區分堰流類型

2. $0.35 < H / B_w \leq 1.5$

當堰牆稍厚，堰牆相對厚度為 $0.35 < H / B_w \leq 1.5$ ，稱為溢流堰(overflow spillway)。這種堰雖然具有如銳緣堰水流表面類似得彎曲形狀，惟因堰頂加厚，水舌下緣與堰頂呈面之接觸，而受有一定程度的約束和頂托，從而影響其過流能力。為了使堰頂形狀與銳緣堰之水蛇下緣形狀相吻合，以減少堰頂對水流之阻力和增加堰之過流能力，如圖 4-24(b) 為曲線溢流堰(curve profile weir)。

3. $0.1 < H / B_w \leq 0.35$

當堰牆厚度較大，堰牆相對厚度為 $0.1 < H / B_w \leq 0.35$ ，稱為寬頂堰 (broad-crested weir)，如圖 4-24(c) 所示。當水流進入堰頂，受到堰頂垂直方向的約束，通水斷面漸小，流速加大，由於動能增加，勢能必然減小；再加上水流進入堰頂時產生局部能量的損失，使進口處水面發生跌落。之後，由於堰頂對水流的頂托作用，有一段水面與堰頂發

生成近似平行的流動。當下游水位較低時，出堰水流又產生第二次水面跌落。

4. $H/B_w \leq 0.1$

如果堰坎厚度繼續增加，達到 $H/B_w \leq 0.1$ 時，沿程水頭損失已經不能略去，水流特性不再屬於堰流，而是明渠水流，如圖 4-24(d) 所示。

(二) 流量係數

因影響流量係數之因素較為複雜，在實用上均採用經驗公式計算。例如，Govinda 及 Muralidha(1963)r 於 $0.1 \leq H/B_w \leq 2.0$ 及 $0 \leq H/P \leq 1.0$ 等條件下進行實驗，並獲得如下流量係數公式，包括：

1. $H/B_w \leq 0.1$

$$C_d = 0.561 \left(\frac{H}{B_w} \right)^{0.022} \quad (4-61)$$

2. $0.1 < H/B_w \leq 0.35$

$$C_d = 0.028 \frac{H}{B_w} + 0.521 \quad (4-62)$$

3. $0.35 < H/B_w \leq 1.5$

$$C_d = 0.120 \frac{H}{B_w} + 0.492 \quad (4-63)$$

4.5.2-2 明渠式溢洪道

明渠式溢洪道係指通過溢流堰的水流與溢洪道洩槽的軸線方向一致者，此為應用最普遍的溢洪道型式，如圖 4-25 所示。圖中，明渠式溢洪道係由引水渠、溢流堰、泄槽、靜水池及尾水渠等所組成。其中，溢流堰通常採用寬頂堰或臥箕式溢流堰(Ogee overflow weir)，前者是結構簡單，施工方便，但流量係數較低，適用於中小型工程，而後者的優點是流量係數較寬頂堰大，但施工複雜。

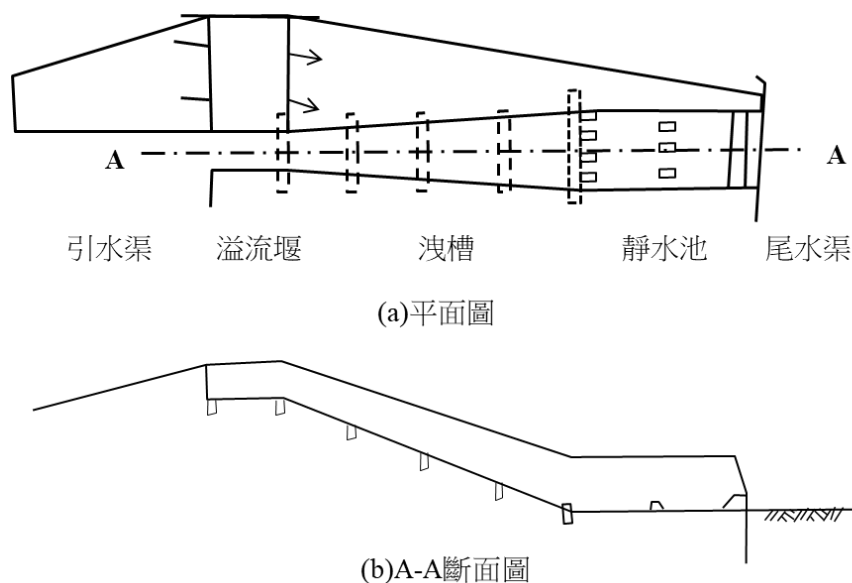


圖 4-25 明渠式溢洪道示意圖

寬頂堰流量公式已如前述，故本節則以臥箕式溢流堰流量公式為主。臥箕式溢流堰是水利工程中最常見的堰型之一，如圖 4-26(a) 所示。一般，臥箕式溢流堰堰頂及其下游剖面係按銳緣堰下緣水舌型態製成適合水流情況的曲線形，故亦稱之為曲線形溢流堰，如圖 4-26(b) 所示。溢流堰的流量公式，可按分析寬頂堰的方法得出和式(4-60)相同的形式，即

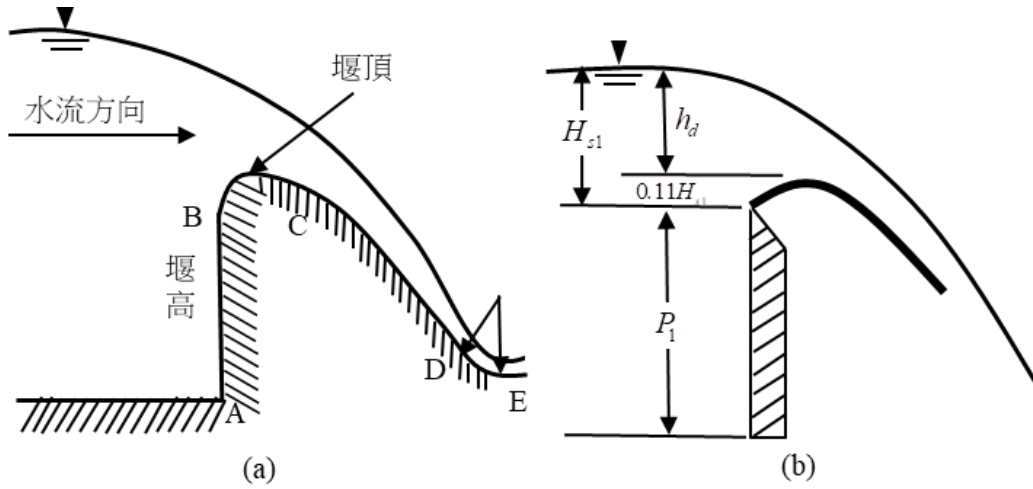


圖 4-26 溢流堰示意圖

$$q = \frac{2}{3} C_{d1} \sqrt{2g} h_d^{3/2} \quad (4-64)$$

式中， C_{d1} = 溢流堰流量係數。根據實驗分析，影響溢流堰過流能力主要有兩個方面：一是溢流堰的幾何邊界條件，包括堰剖面形狀和堰高 P 等；另一是堰流的水力要素，包括堰上水頭 h_d 和下游水深等。

四十年代以來，美國陸軍工程兵團(U. S. Army Corps of Engineers)研究成功的 WES (Waterways Experiment Station, 1970) 剖面堰，在世界各地得到了廣泛的採用。WES 剖面堰具有流量係數稍大、堰（壩）體剖面較瘦、工程量較省、堰面負壓也較小（ $H_{s1}/h_d \leq 1.0$ 時，堰面無負壓）、對穩定安全較有利等優點；另外，堰的剖面可以直接由曲線方程控制，設計施工比較方便。下面重點介紹 WES 標準剖面堰。

一、WES 剖面型式

如圖 4-27 所示，以下列方程式表達堰頂下游曲線，為

$$x^n = K H_d^{n-1} y$$

$$\frac{y}{H_d} = K \left(\frac{x}{H_d} \right)^n \quad (4-65)$$

式中， x 、 y = 以堰頂 o 為原點的座標； H_d = 設計能量水頭； K 和

$n =$ 和上游堰面坡度與接近流速有關的參數。對於不同的上游堰面坡度，上式中係數 K 、指數 n 及圖 4-27 中之 R_1 、 R_2 、 b_1 及 b_2 等值可從表 4-7 查得。

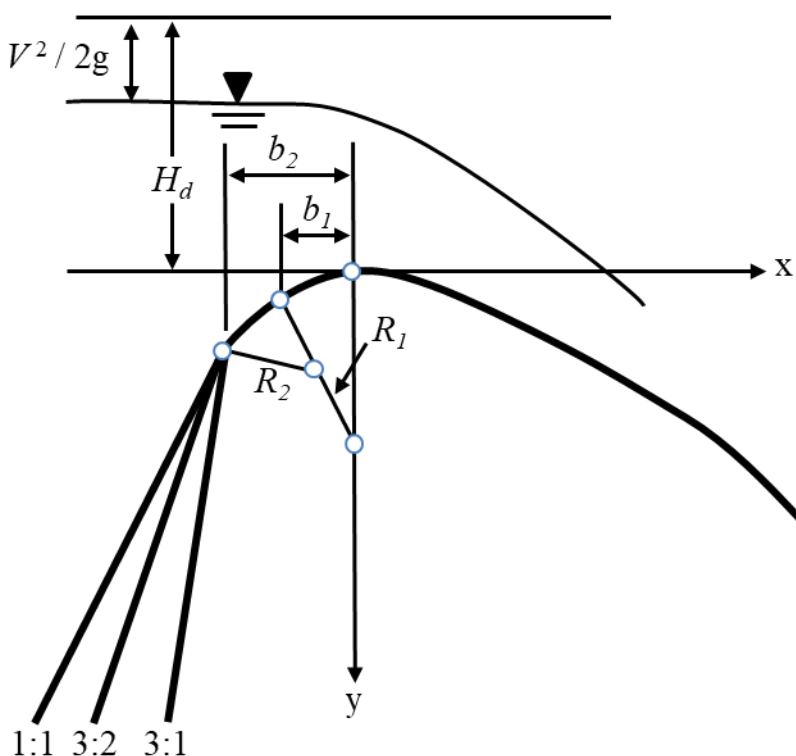


圖 4-27 WES 標準剖面堰

表 4-7 WES 標準剖面堰各項因子一覽表

上游堰面 坡度	K	n	R_1	R_2	b_1	b_2
垂直	2.00	1.85	$0.5H_d$	$0.2H_d$	$0.175H_d$	$0.282H_d$
3 : 1	1.936	1.836	$0.68H_d$	$0.21H_d$	$0.139H_d$	$0.237H_d$
3 : 2	1.939	1.810	$0.48H_d$	$0.22H_d$	$0.115H_d$	$0.214H_d$
1 : 1	1.873	1.776	$0.45H_d$	0	$0.119H_d$	0

對於上游堰面為垂直之 WES 溢流堰，美國陸軍工程兵團於 1970 年將原堰頂上游兩段圓弧連接之曲線，改以三段圓弧曲線與上游面平順地連接，藉以改善堰面壓力條件和過流能力，如圖

4-27 所示。例如，上游堰面為垂直時，取常數 $K = 2.00$ ， $n = 1.85$ ，則堰頂下游曲線方程成為

$$x^{1.85} = 2.0H_d^{0.85}y \quad (4-66)$$

或以無因次形式表示，可寫為

$$\frac{y}{H_d} = 0.5 \left(\frac{x}{H_d} \right)^{1.85} \quad (4-67)$$

二、流量係數

由於 WES 溢流堰面向上彎曲，過堰水流流線也平順地向上彎曲，溢流水舌內部壓力強度減少。這樣，堰頂水頭轉化為流速水頭的部分有所增加，流速亦有所增加，於是流量和流量係數也相應地提高。一般，溢流堰流量公式可表為

$$O_m = \frac{2}{3} C_{do} \sqrt{2g} L_e H_d^{3/2} \quad (4-68)$$

式中， L_e = 有效溢頂寬； C_{do} = 於設計能量水頭 (H_d) 條件下之流量係數。假設以設計水頭 H_o (不含速度水頭) 表示，則流量公式可表為

$$O_m = \frac{2}{3} C_o \sqrt{2g} L_e H_o^{3/2} \quad (4-69)$$

式中， C_o = 於設計能量水頭 (H_o) 條件下之流量係數。其中，由於流線彎曲情況是由堰頂曲線形狀決定，故流量係數之大小與決定堰頂形式的相關因子，包括 P/H_d 、 H_o/H_d 及堰體上游坡度等關係密切。

在堰面上游坡度為垂直 ($\alpha = 90^\circ$) 的情況下， C_{do} 與 P/H_d 關係如圖 4-28 所示。圖中，當 $P/H_d \geq 2.0$ (為屬高堰條件) 時， C_{do} 將趨於定值， $C_{do} = 0.738$ ；對於較小堰高或較高的設計能量

水頭，即 $P/H_d < 1.0$ ，流量係數逐漸下降，直到 $P/H_d = 0.10$ 時， $C_{do} = 0.64$ 。

此外， C_{do} 與 H_o/H_d 關係如圖 4-29 所示。 $H_d = H_o$ 時， $\lambda_1 = 1.0$ ，流量係數 $C_o = C_{do}$ ；當實際過堰水流的總水頭 $H_o < H_d$ ，即 $H_o/H_d < 1.0$ 時，堰上水舌壓緊堰面，堰上壓力強度增大，流量係數 $C_o < C_{do}$ ；當 $H_o/H_d > 1.0$ 時，水舌下緣和堰面脫離，堰面將發生負壓，使過水能力增大，則流量係數 $C_o > C_{do}$ 。

不過，採用式 (4-68) 或式 (4-69) 中之 H_o 或 H_d 計算通過溢流堰流量仍有所不便。由於堰上游接近速度水頭相對於 $h_o (= H_o - V_o^2/2g)$ 通常很小，經研究當 $h_o/P < 0.5$ 時，接近速度可以忽略，並可以採用堰上水深 h_o 或 h_d 分別替代 H_o 或 H_d 。

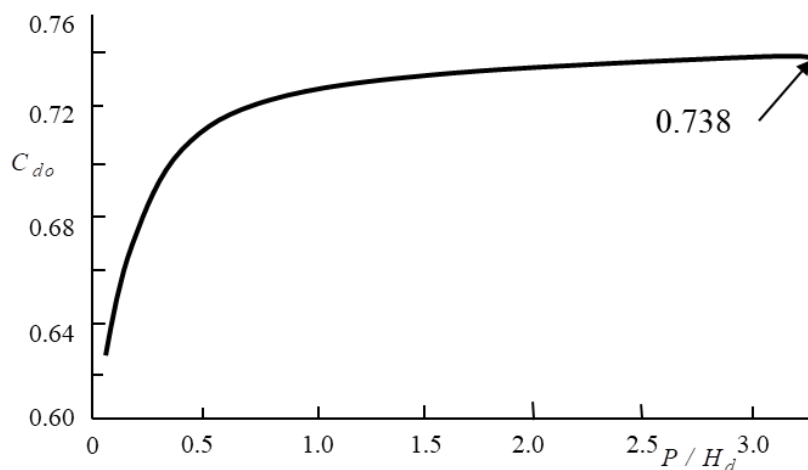


圖 4-28 流量係數與堰高因子關係曲線

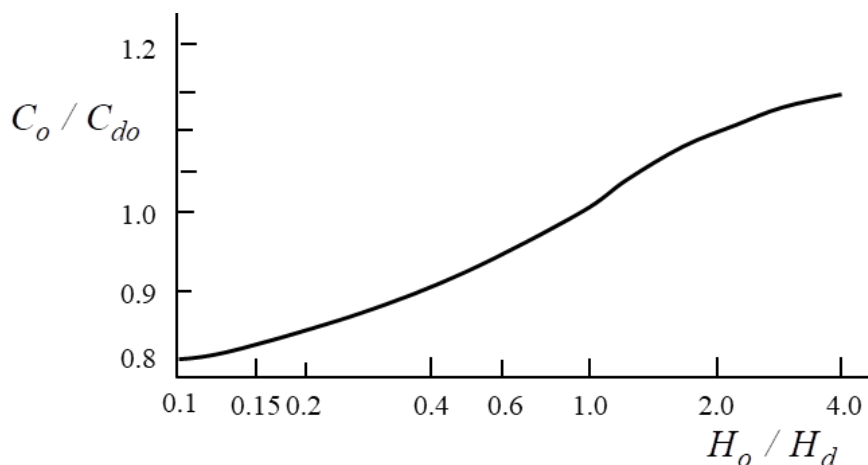


圖 4-29 C_o / C_{do} 與 H_o / H_d 關係曲線

4.5.2-3 豎井式溢洪道

豎井式溢洪道(riser-type spillway)係由喇叭形溢流堰、漸變段、豎井、彎道、水平臥管及靜水池等組成，為臺灣地區築壩式農塘採用的溢洪道型式，如圖 4-30 所示。當河谷狹窄，岸坡陡峻，沒有足夠的空間構築其他形式溢洪道時，採用豎井式溢洪道的造價有時會較其他形式溢洪道為低。

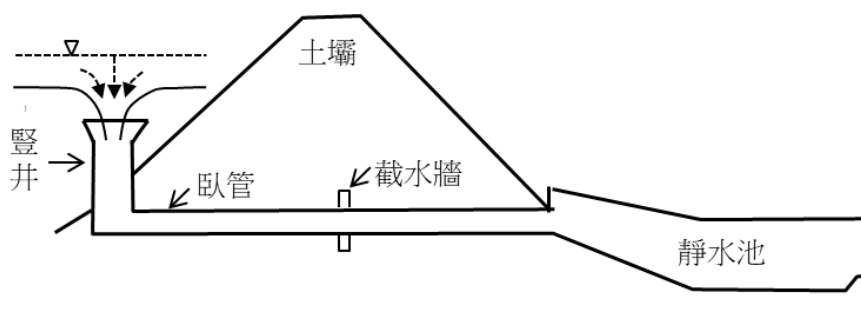


圖 4-30 豎井式溢洪斷面示意圖

豎井式溢洪道洩流能力與其水位密切相關，如圖 4-31 所示。圖中，當水位上升而使溢流堰淹沒時，洩流條件即由堰流轉變為孔口流，其洩流量與水位關係將產生變化。

依據堰流流量公式，豎井式溢洪道流量公式可表為

$$Q_r = C_r \sqrt{2g} L_r H_r^{3/2} \quad (4-70)$$

式中， Q_r =溢流量(cms)； L_r =豎井頂部周長(m)，對圓形溢流堰 $L_r = \pi D$ ，如屬方形溢流堰，則 $L_r = 4B$ ； D =圓形溢流堰直徑(m)，與洩流量有關； B =寬度(m)； C_r =流量係數，與豎井形狀和溢流水位相關。

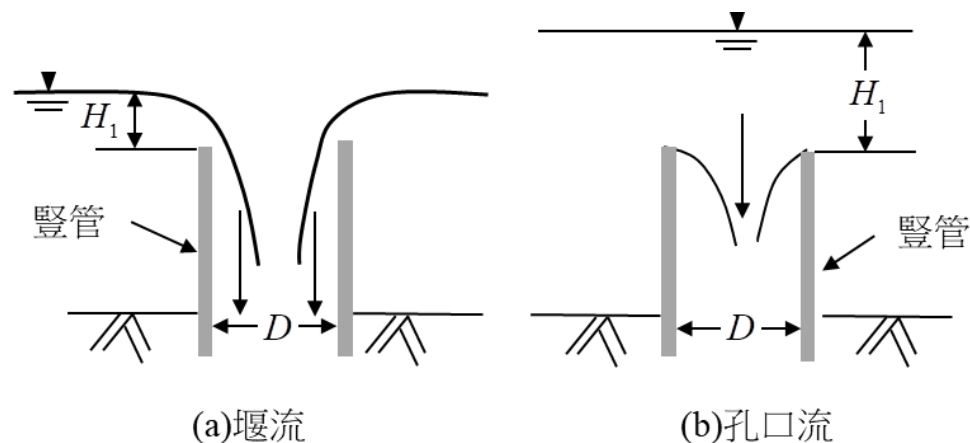


圖 4-31 豎井式溢流道流況示意圖

一、圓形喇叭口豎井(USBR, 1987)

採用圓形喇叭口作為入口的豎井，由於入口能量損失較低，具有較好的排洪效果，惟施工較為不易，甚少運用於山坡地農塘，其入口斷面形狀如圖 4-32 所示。

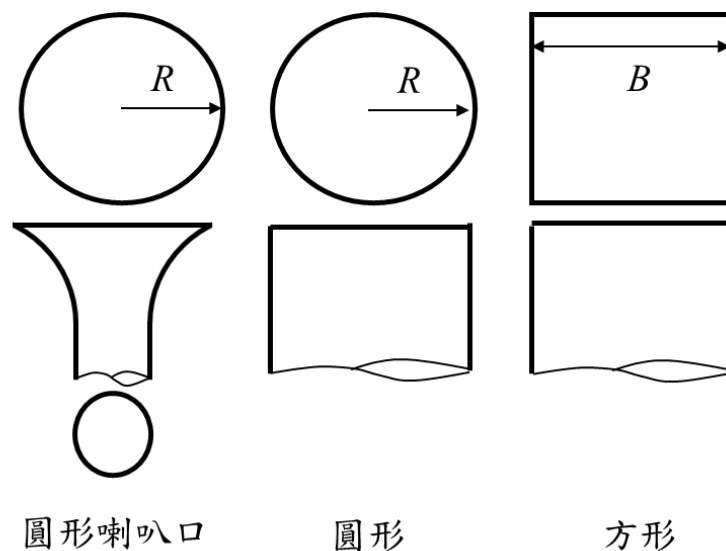


圖 4-32 各種豎井入口斷面形狀示意圖

(一)堰流流況

1.當 $H_r/R < 0.5$ 時(R =豎井半徑)，屬低溢流水位，其流量係數可表為

$$C_r = 3.4 - 0.5 \frac{H_r}{R} \quad (4-71)$$

一般，在較低的溢流水位下(即 $H_r/R < 0.5$)，

$$C_r = 0.33。$$

2.當 $0.5 < H_r/R \leq 1.0$ 時，屬高溢流水位，其流量係數可表為

$$C_r = 3.15 - 2.3 \left(\frac{H_r}{R} - 0.5 \right) \quad (4-72)$$

(二)孔口流流況

當 $H_r/R > 1.0$ 時，豎井式溢洪道即由堰流轉變成孔口流，其流量公式可表為

$$Q = 2.2 C_r A (2gH_r)^{0.5} \quad (4-73)$$

式中， C_r =流量係數(=0.6)。

二、圓形豎井(Humphreys et al., 1970)

圓形喇叭口豎井因具有圓滑的入口，可以發揮較高的排洪效益，惟因施工不易，故於實際工程中多數改以圓形或方形斷面替代之，如圖 4-32 所示。

(一)當 $H_r/R \geq 0.95$ 時

$$C_r = 1.12 \left[1 - \frac{0.17}{H_r/(2R)} \right]^{1.5} \quad (4-74)$$

(二)當 $0.1 \leq H_r/R < 0.95$ 時

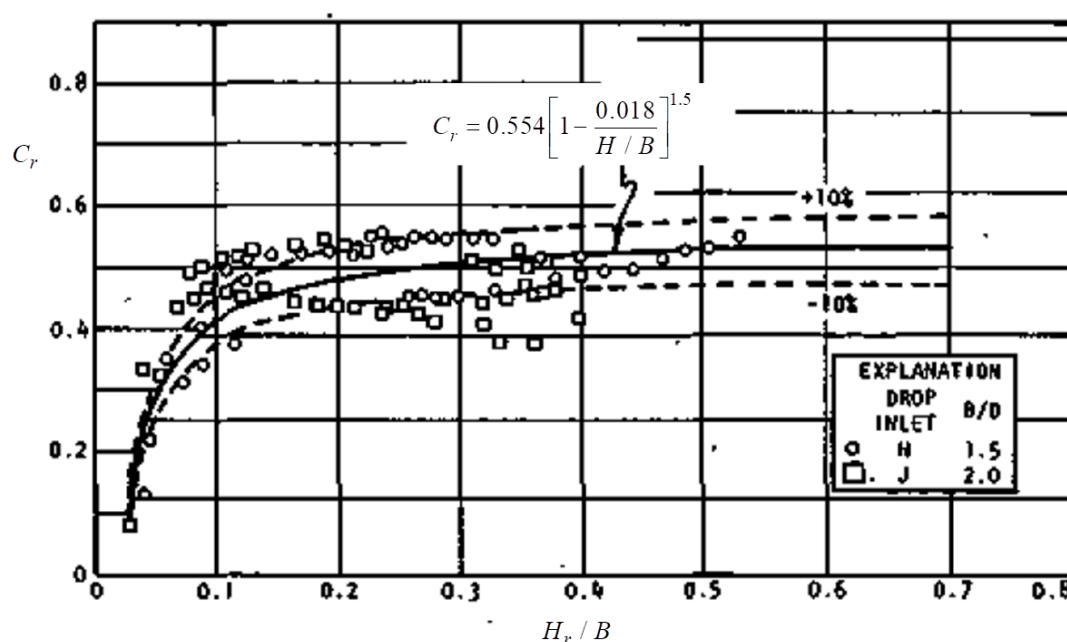
$$C_r = 0.638 \left[1 - \frac{0.027}{H_r / (2R)} \right]^{1.5} \quad (4-75)$$

三、方形豎井(Humphreys et al., 1970)

方形豎井屬於排洪效率最低的一種入口斷面形狀，但卻屬最容易施工的一種形狀，故已被廣泛地運用於臺灣山坡地築壩式農塘中。由於此種入口形狀可資參考的流量計算公式極少，根據 Humphreys et al.(1970)的模型試驗結果，其流量係數可表為

$$C_r = 0.554 \left[1 - \frac{0.018}{H_r / B} \right]^{1.5} \quad (4-76)$$

上式， $H_r / B = 0.02 \sim 0.52$ 。不過 C_r 從 Humphreys et al.(1970)的實驗數據所繪製流量係數(C_r)與相對深度(H_r / B)的關係圖來看，雖然具有一定變化趨勢，惟數據間顯得頗為分散，如圖 4-33 所示。



資料來源：Humphreys et al., 1970

圖 4-33 方形豎井流量係數與相對深度之關係圖

4.6 滯洪效率

農塘滯洪效率為一無因次指標，可表為農塘進流和出流洪峰流量之差與其進流洪峰流量之比值，即

$$E_{ff}(\%) = \frac{I_p - O_p}{I_p} \times 100 \quad (4-77)$$

式中， O_p =出流洪峰流量； I_p =進流洪峰流量。根據式(4-77)、式(4-43)或式(4-47)得知，在一定的入流量(I_p)下，滯洪體積越大，($I_p - O_p$)值越大，滯洪效率就越高，故增加滯洪體積是提高滯洪效率之關鍵。一般，為提高滯洪效率，可以將農塘水體提早放流或將放流口修改為正三角形、正梯形，儘可能於肇災洪峰前放流，以騰出空間予以滯洪。

當農塘出流洪峰流量與進流洪峰流量之差愈大，且遲滯時間愈長，其滯洪效率就越佳，反之亦然。參考水土保持技術規範第 95 條第一項第二款(2020)：「基地開發後之出流洪峰流量應小於進流洪峰流量百分之八十」。據此，為了提高農塘滯洪改善之成效，特別定義農塘最小滯洪效率，即農塘出流洪峰流量應小於等於進流洪峰流量之 80%，表為方程式可寫為

$$Q_p \leq 0.8I_p \quad (4-78)$$

或
$$E_{ff} = 20\% \quad (4-79)$$

將上式代入(4-43)可得農塘最小滯洪容積(V_{Hmin})為

$$V_{Hmin} = 1800t_b(I_p - 0.8I_p) = 360t_bI_p \quad (4-80)$$

由上式得知，農塘滯洪效率與其進流洪峰流量有關。此外，滿足上式之農塘者，稱之滯洪農塘。

第五章 築壩式農塘潰決風險分析

5.1 風險分析

築壩式農塘規模有小有大，危害程度有輕有重，治理措施有易有難，而要在眾多築壩式農塘中準確地擇定適當區位，開展大量的工程和非工程的防減災措施，是非常困難的。由於防減災措施一般都涉及到巨額的資金投入或影響廣泛的社會資源調整，顯然盲目的防減災措施必然導致人力、物力和財力的大量負擔及浪費，實有悖防減災之初衷。於是，應用築壩式農塘規模、土壩現況或其他因素，建立其可能的發生機率及其危害程度之風險分析(risk analysis)，才能避免防減災措施的盲目性。

根據聯合國減災組織 UNDRO(聯合國救難協調員辦事處，Office of the UN Disaster Relief Co-Ordinator，1979)提出災害風險定義，係指「在某事件下預估將導致的生命損失、人員受傷、財產毀損或經濟活動干擾」，以方程式表示，可寫為

$$R = H \times V \times E \quad (5-1)$$

式中， R =風險(risk)； H =危害度(hazard)，即一定區域在一定時間段內災害發生的機率和規模； E =保全對象(elements at risk)或暴露量(exposure)，即某一地區內受災害潛在影響的人口、建築物、工程設施、公共設施、基礎設施、經濟活動、文化和環境等保全對象； V =易損性(vulnerability)，即某種災害以一定的強度發生而對保全對象所造成的損失程度，其程度介於 0(無損失)和 1(全部損失)之間。此外，1992 年聯合國人道主義事務部(Department of Humanitarian Affairs)給出了風險新的定義：在一定區域和給定時段內，由於特定的災害而引起的人們生命財產和經濟活動的期望損失值，它是危害度(hazard)與

脆弱度(vulnerability)的乘積，其數學表達式為

$$R = H \times C \quad (5-2)$$

式中， C =脆弱度，即災害可能導致的後果，一般用損失、破壞、人員傷亡等來表示，是保全對象的價值與其易損性的乘積，即 $C = V \times E$ 。

5.2 土壩潰決機制

築壩式農塘危害度係以土壩為對象，在一定時間段內發生潰決之機率和規模。

5.2.1 土壩潰決原因

一般，土壩潰決主要是由洪水漫溢、滲流或地震所引起，包括：

- 一、排洪能力是否不夠，引發洪水漫溢而致使壩體潰決。
- 二、壩體在排洪期間，因水面上漲，滲流壓力增加，造成滲流破壞而潰決。
- 三、晴天狀況下，因滲流破壞而潰決。
- 四、在地震條件下，造成壩體損壞，進而產生潰決。

考量農塘土壩多屬輻壓式均質土壩，其破壞以溢流潰決及地震後滲流潰決為主。因此，在模擬土壩破壞之情境可概分為：

- 一、情境(一)雨天潰壩：假設土壩受到超過設計標準之降雨洪水作用而產生溢流潰決破壞。
- 二、情境(二)晴天潰壩：假設土壩於滿水位受地震力破壞，造成壩體發生滲流，水流持續侵蝕至最大潰口產生，上游常流進流量可忽略不計。

5.2.2 潰口形狀

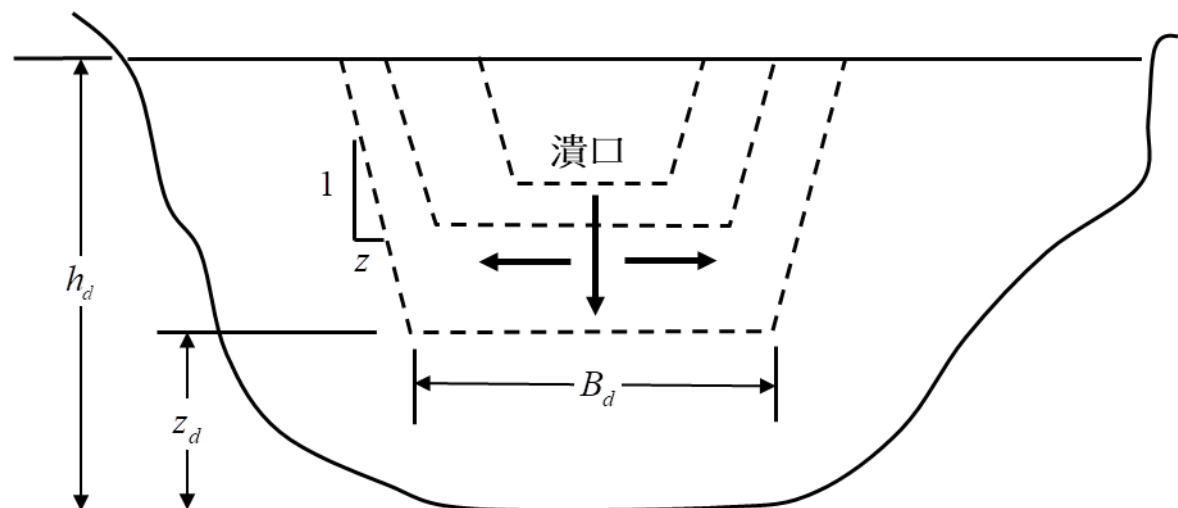
在滲流破壞下，土壩產生內部滲流，然後壩體材料流失，造成內部中空，使得上部結構在失去基礎支撐的情況下局部潰決。

土壩潰壩的過程在初期時較為緩慢，潰口逐漸加深，同時伴隨潰口邊坡崩落。隨著潰口放大，出流量增加，導致潰口放大速率加快，在出流量與潰口放大速率相輔相加結果，使得潰壩過程在中期時變為快速，在潰壩後期時；因崩落土石大量堆積於壩趾下游，潰壩速率即轉為緩慢，如圖 5-1 所示，而關於不同壩體潰口形狀及潰決歷時之建議，如表 5-1 所示。表中，農塘土壩部分之建議值，包括：

一、潰口形狀：潰口形狀採用梯形斷面，其底寬採用 3 倍壩高

$0 \leq B_d < 3h_d$ (註： B_d =潰口寬度； h_d =壩高)，而邊坡斜率採用 1:1。

二、潰決延時：從管湧發生至最終潰口產生，其歷時為 0.5 小時。



資料來源：Fread, 1977

圖 5-1 潰口形狀示意圖

表 5-1 美國國家氣象局潰壩潰口及延時建議值

項目	數值	壩型	建議值
潰口 寬度 (B_d)	$0 \leq B_d < 3 h_d$ (壩高) $0.8 \times$ 壩頂長度 壩頂長 一個或幾個施工壩頂 寬度	土壩、堆石壩 拱壩 混凝土壩、拱壩 砌石壩、重力壩	3.0 倍 壩高
潰口 邊坡 斜率 (z)	$0 \leq z = 2$ $z = 0$ $1/4 \leq z \leq 2$ $1 \leq z \leq 2$	所有壩型 砌石壩、重力壩 土壩 拱壩(未經設計)	$z=1:1$
潰決 歷時 (t)	$0.1 \leq t \leq 3.0$ $0.1 \leq t \leq 0.3$ $0.3 \leq t \leq 3.0$ $0.1 \leq t \leq 0.5$ $0.1 \leq t \leq 3.0$	所有壩型 砌石壩、混凝土壩 土壩 土壩(未經設計施工質量差) 拱壩	0.5 hr

資料來源：經濟部水利署，水利建造物檢查及安全評估技術規範，2008

5.3 壩體潰決水力演算

常用的壩體潰決水力演算模式，包括 HEC-RAS（Hydrologic Engineering Center's River Analysis System）模式、CCHE-1D 及 2D、FLO-2D、SOBEK、DAMBRK-1D 等。

壩體潰決演算模式之擇定，包括在「潰壩前」以一維 DAMBRK 模式模擬潰壩出流歷線；「潰壩後」流出水流淹水範圍與淹水深度之計算，應採用二維水力模式模擬較佳。但是，由於農塘土壩規模遠較一般水庫土石壩為小，同時考量演算的重點在於其下游保全對象所承擔之風險，故演算時設定壩體已潰決之前提下，採取 FLO-2D 模式模擬分析潰壩後下游地區之淹水範圍與深度，以作為風險分析之依據。

FLO-2D 模式為由 O'Brian et al. 於 1993 年所提出，主要是利用非牛頓流體模式與中央有限差分(central finite difference scheme)數值方法，求解運動控制方程式。此模式適用於都市淹水、潰壩模擬、洪水

平原管理、不規則形狀野溪水理演算、橋樑涵洞水理演算，可以處理漫地流、都市水文，泥流及土石流等，演算精確度較一維模式準確且實用，且目前廣泛應用於工程應用計算。

一、FLO-2D 水理演算理論

二維模式的基本方程式包含連續方程式和運動方程式，其座標系統如圖 5-2 所示。

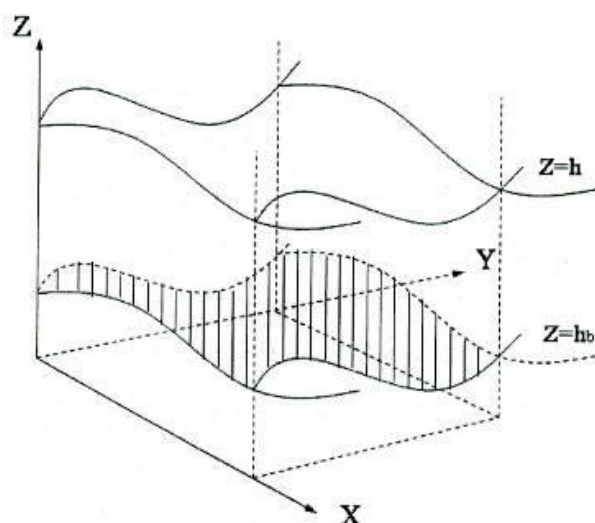


圖 5-2 座標系統圖

(一)連續方程式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h V_x}{\partial x} + \frac{\partial h V_y}{\partial y} = i \quad (5-3)$$

式中， h ＝流動深度； V_x ＝ x 軸方向上平均流速； V_y ＝ y 軸方向上平均流速； i ＝單位表面積進流量[m/sec]，為有效降雨強度； t ＝時間。

(二)運動方程式

$$S_{fx} = S_{0x} - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{V_x}{g} \left(\frac{\partial V_x}{\partial x} \right) - \frac{V_y}{g} \left(\frac{\partial V_x}{\partial y} \right) - \frac{1}{g} \left(\frac{\partial V_x}{\partial t} \right) \quad (5-4)$$

$$S_{fy} = S_{0y} - \frac{\partial h}{\partial y} - \frac{V_y}{g} \left(\frac{\partial V_y}{\partial y} \right) - \frac{V_x}{g} \left(\frac{\partial V_y}{\partial x} \right) - \frac{1}{g} \left(\frac{\partial V_y}{\partial t} \right) \quad (5-5)$$

式中， S_{fx} 、 S_{fy} ＝摩擦坡降； S_{0x} 、 S_{0y} ＝底床坡降； g ＝重力加速度。

上兩式分別為 x 軸與 y 軸方向上代表力平衡動量方程式，其表示成無因次化以討論加速度之影響。由左至右依次：摩擦坡降、底床坡降、壓力梯度、慣性力中對流加速項和局部加速度項。

二、FLO-2D 潰壩分析

潰壩水理分析主要模擬農塘土壩發生潰壩情況下之水理情形、包括洪峰到達時間、流量、流速及水位等，並依考量環境作一審慎評估作為潰壩淹水範圍模擬，模擬後利用軟體繪圖與 GIS 套圖功能，能快速繪製淹水範圍，提供決策單位作為擬定「緊急應變措施計畫」之依據，與災害損失評估，模擬示意圖如圖 5-3 所示。

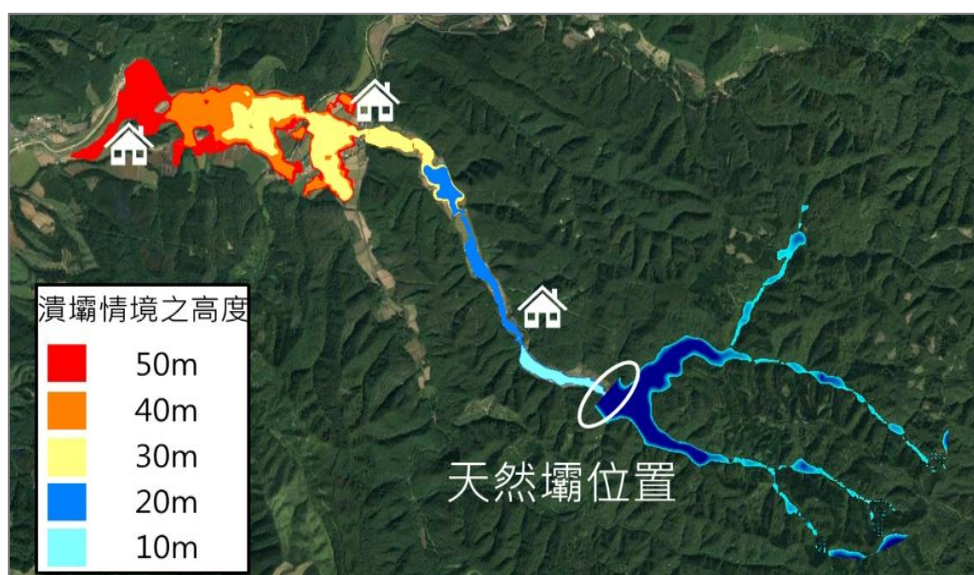


圖 5-3 潰壩淹水範圍模擬示意圖

5.4 淹水危害度分析

淹水危害度係指土壩潰決後，下游淹水範圍內諸多可能造成危害之因子總合指標，如淹水深度、漫地流流速、淹水上漲速率等，如表 5-2 所示(經濟部水利署，2001)。由於用途略有差異，如美國主要為洪災保險使用，僅考量到淹水深度；日本因防災與避難需求，除考量

淹水深度外，亦考量洪水速度；而荷蘭因國土大部分都低於平均海平面，防災與避難時間需要更精確判斷，除考量淹水深度、與速度外，亦考量淹水上漲速率。

考量土壩及其上游蓄水量規模較小，其淹水範圍相當有限，故選取淹水深度作為淹水危害度因子，而水流流速則提供疏散避難時機之參採。

表 5-2 淹水危害因子考量

淹水因子 \ 國別	美國	日本	荷蘭
深度	●	●	●
速度	～	●	●
水位上升速率	～	～	●

資料來源：經濟部水利署(2001)「脆弱度及風險地圖分析方法之研究」

淹水深度危害主要表現在淹水過程中人員的行動是否受影響，以及對人命的影響。因此，根據一般民眾的活動為標的作淹水深度因子的分級，如圖 5-4 所示。

一、微危害度：淹水深度 $d < 0.5\text{ m}$ ，約到達成人膝蓋以下的高度，對於人員行走雖略有影響，但對人命尚不致造成威脅，屬於無危害狀況。

二、低危害度：淹水深度 $0.5\text{ m} \leq d < 1.0\text{ m}$ ，水深到達成人腰部高度的地方，行走非常困難且車子已經無法正常行駛。

三、中危害度：淹水深度 $1.0\text{ m} \leq d < 2.0\text{ m}$ ，約達到一層樓高度，已對成人造成生命危險，因為此時人在逃生時可能要以游泳的方式，而且對於無法游泳必須以步行逃生之人，水壓會造成胸口之壓力，而且也有遇到水中或水面上漂流物體導致受傷之可能性，此時已經到達成人可以避難逃生的臨界程度。

四、高危害度：淹水深度 $d > 2.0\text{ m}$ ，淹水深度可至二樓以上，若無二樓以上之建築則有避難的困難。

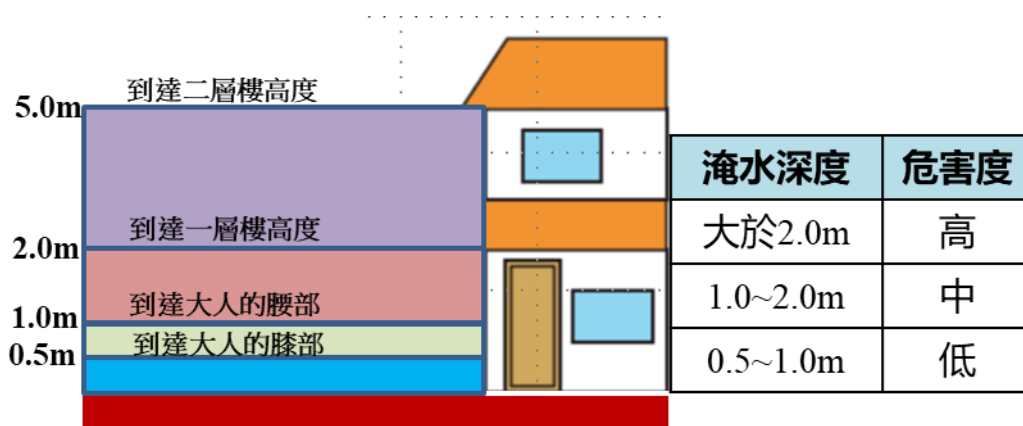


圖 5-4 淹水深度及其危害度示意圖

5.5 農塘潰決脆弱度分析

脆弱度是指災害對影響範圍內之保全對象可能導致的後果，一般採用損失、破壞、人員傷亡等來表示，是保全對象的價值與其易損性的乘積，故亦稱之為保全脆弱度。通常，水土保持中保全對象係以建築物及交通設施之危害為主，如表 5-3 所示。表中，最高得分為 100 分，其評分乃綜合建物及交通設施分數累加，若評分結果大於等於 60 分者，列為高脆弱度；小於 60 大於 40 者列為中脆弱度；小於等於 40 者列為低脆弱度。

表 5-3 保全脆弱度因子及評分表

保全對象	說明	評分
建物 (65)	與防災措施相關之公共場所(學校、醫療設施及避難公共場所等)	65
	5 戶民宅以上	60
	1 戶至 4 戶間之民宅	30
	無住戶	0
交通設施 (35)	橋梁	35
	道路	20
	無	0

資料來源：水土保持局，2020

5.6 農塘潰決風險分析

總結前述農塘土壩潰決後之淹水危害度及保全脆弱度評估結果，根據水土保持局(土石流潛勢溪流劃設作業手冊，2016)以因素矩陣法進行農塘土壩潰決之風險分析，如圖 5-5 所示。圖中，風險等級是以淹水危害度表徵災害之規模 (高、中、低)，而以保全脆弱度表徵可能之損失程度(高、中、低)，採用矩陣圖而得到一個風險量值。

風險等級		淹水危害度		
		高	中	低
保全脆弱度	高	高	高	中
	中	高	中	低
	低	中	低	低

圖 5-5 風險矩陣圖

5.7 農塘潰決分析案例

綜上所述，此處舉出台南市玉井區芒仔芒埤農塘為例，說明潰壩淹水模擬及其風險分析。

台南市玉井區芒仔芒埤農塘土壩長度約 110 m，水深約 3.8 m，其下游 500 m 範圍內有三和里、望明里等約 300 戶及臺 20 線、南 185 線之保全對象，如圖 5-6 所示。經採用 FLO-2D 模擬土壩潰決後，農塘在滿水的條件下流向下游而造成淹水，模擬結果如圖 5-7 所示，並統計淹水深度與保全戶數關係，如表 5-4 所示。表中，淹水深度介於 0.3m-2 m 間，合計 14 戶。

參照圖 5-4 得知，淹水深度介於 1m-2m，屬「中等」危害度，而淹水範圍內具有 14 戶及橋梁保全對象，其脆弱度達 95 分，屬「高」脆弱度(參見表 5-3)，故由風險矩陣圖可得本農塘倘發生潰壩時，其致災風險為「高」。

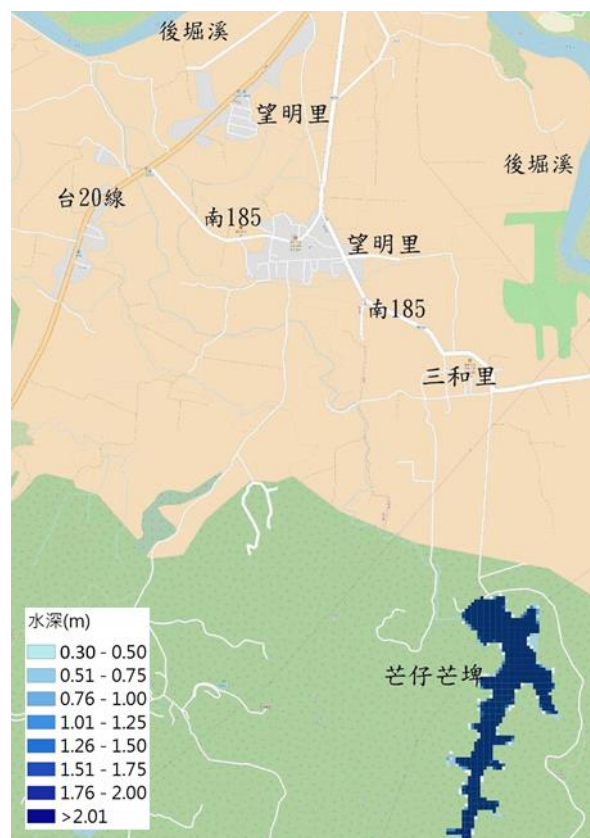


圖 5-6 台南市玉井區芒仔芒埤農塘位置示意圖

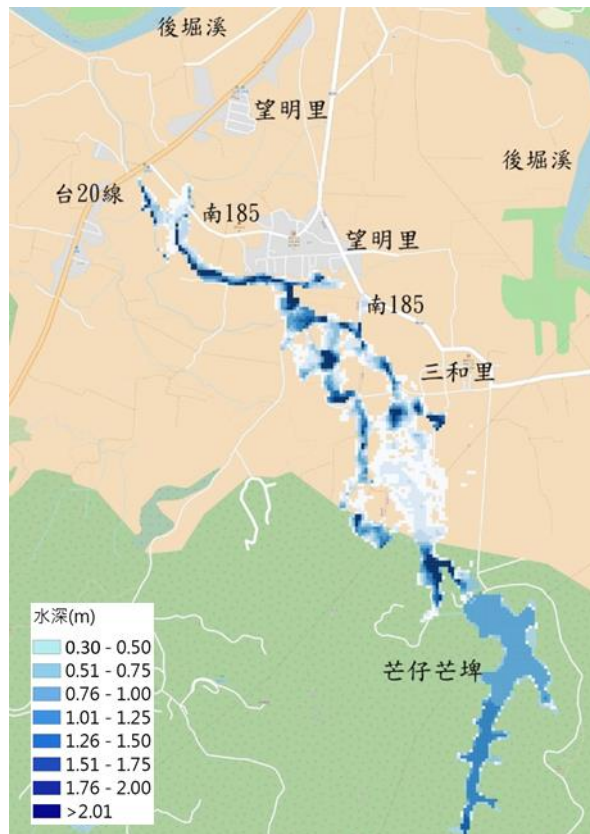


圖 5-7 台南市玉井區芒仔芒埤農塘土壩潰決淹水模擬結果

表 5-4 潰壩淹水模擬結果

淹水深度(m)	戶數
大於 2.0m	0
1.0~2.0m	3
0.5~1.0m	11
合 計	14

第六章 築壩式農塘設計原則

築壩式農塘之設計主要包含土壩、出流控制設施(含出水口和緊急溢洪口)及沉砂設施等單元，其他如溪流整理及邊坡穩定等，也都是必要之工程。

6.1 土壩特點

土壩(earthfill dam)泛指由當地土料、砂礫料或土和砂礫混合料經過填、滾壓(rolled fill)、夯實等工序填築而成之擋水構造物，或稱輾壓式土壩(rolled-fill dam)，是世界上最古老的一種儲水灌溉壩型。此壩型之重要填方部分，其材料通常取自附近之借土場，並以卡車或刮土機運至壩址，繼以平路機或推土機壓平，必要時灑水，最後以適宜設計及重量之動力輾壓，徹底壓實並與下層結合。由於工序單純，故具有以下優點：

- 一、就地取材。採用當地材料構築，可比混凝土壩節省大量水泥、鋼材、木料等建築材料。
- 二、適應地基變形能力強。土壩屬散粒體結構，具有適應地基變形之良好條件，能夠適應各種複雜的自然條件，可以在較差的地質條件下築壩。
- 三、施工技術簡單。只有採取及輸運土料、輾壓等三道主要工序，加上大型土工機械的發展和投入，故施工速度也相對快速。
- 四、結構簡單，造價便宜。由於工序簡單，且材料多由當地取得，故較一般混凝土壩造價為低廉。

但是，土壩也有一些缺點，如土壩抗沖能力差，壩身一般不能用

於洩洪，必須另設溢洪道或洩洪隧道；此外，當採用黏性土料作為防滲體時，黏性土料的施工受氣候條件(如雨季和嚴寒季節)的影響較大。

6.2 土壩類型

土壩可依築壩材料及壩體防滲型式區分為不同類型。

一、依築壩材料分類

按築壩材料分類可分為土壩、堆石壩及土石壩等三種類型。

當築壩材料以當地土料和砂、砂礫等為主時，稱為土壩(earth dam)；以石渣及塊石為主者稱為堆石壩(rock-fill dam)；由土及石料混合堆築者，稱為土石壩(earth-rockfill dam)。

二、依壩體防滲型式分類

按壩體防滲型式可分為均質壩、土質心層壩及非土質心層壩等三種類型。

(一)均質壩：壩體基本上係由一種具有低透水性之黏性壤土分層填築而成。整個壩體本身具有防滲功能，不特別設置防滲設施，如圖 6-1(a)所示。

1.均質壩優點：

- (1)材料單一，工序簡單，各工序間干擾少。
- (2)與壩基、岸坡及混凝土建築物的接觸滲流路徑比較長，可簡化防滲處理。
- (3)當壩址的附近有數量足夠且性質適合的土料時，宜優先採用。
- (4)多用於中、低壩型。

2.均質壩缺點：

- (1)設計的壩坡常較其他壩型緩，使填築工程量增加。
- (2)由於土料施工受嚴寒及降雨氣候影響，使這種壩型在上述地區的使用受到限制。
- (3)如建在低透水基礎上，又未採取適宜的壩內排水措施，壩體浸潤線較高。
- (4)當蓄水位快速降落，粘性土孔隙水不易排出。
- (5)施工期因自重而產生的孔隙壓力消散緩慢，不利於壩坡穩定。

(二)土質心層壩：在黏性土料少而砂、砂礫料較多的地方，可以採用透水性及阻滑性較佳的砂或砂礫料填築壩體，而以防滲性較好的黏土作不透水防滲帷幕(或稱心層)。按防滲心層位置的不同，本壩型可分為：(1)上游防滲型，土料透水性自上游向下游逐漸增大；及(2)中間防滲型，防滲體在中央，土料透水性自中央分別向上、下游逐漸增大，如圖 6-1(b)~(d)所示。心層壩較均質土壩的剖面小，工程量也較小，且採用黏土方量占壩體總土方量的比重較小，施工受季節影響相對不大，惟其缺點是心層與壩體施工時必須同步進行，施工干擾大。

(三)非土質心層壩：當壩址附近缺少合適的防滲土料而又有充足的石、砂料時，可以採用鋼筋混凝土或地工材料(如地工膜)作為不透水防滲帷幕，壩體其餘部位則由砂礫料或堆石填築而成，如圖 6-1(e)所示。與土質心層壩一樣，可依心層設計位置而區分為上游防滲型及中間防滲型土壩。

由於土壩對地基要求低，施工技術較為簡單，能就地取材，故除了壩高以不超過 15 m 為原則外，適用於溪床質粒徑小、壩

基附近溪床具有不透水性，且取土容易之地區，可以節約大量的水泥、鋼材、木料等基本建設物資，符合節能減碳之生態意涵。

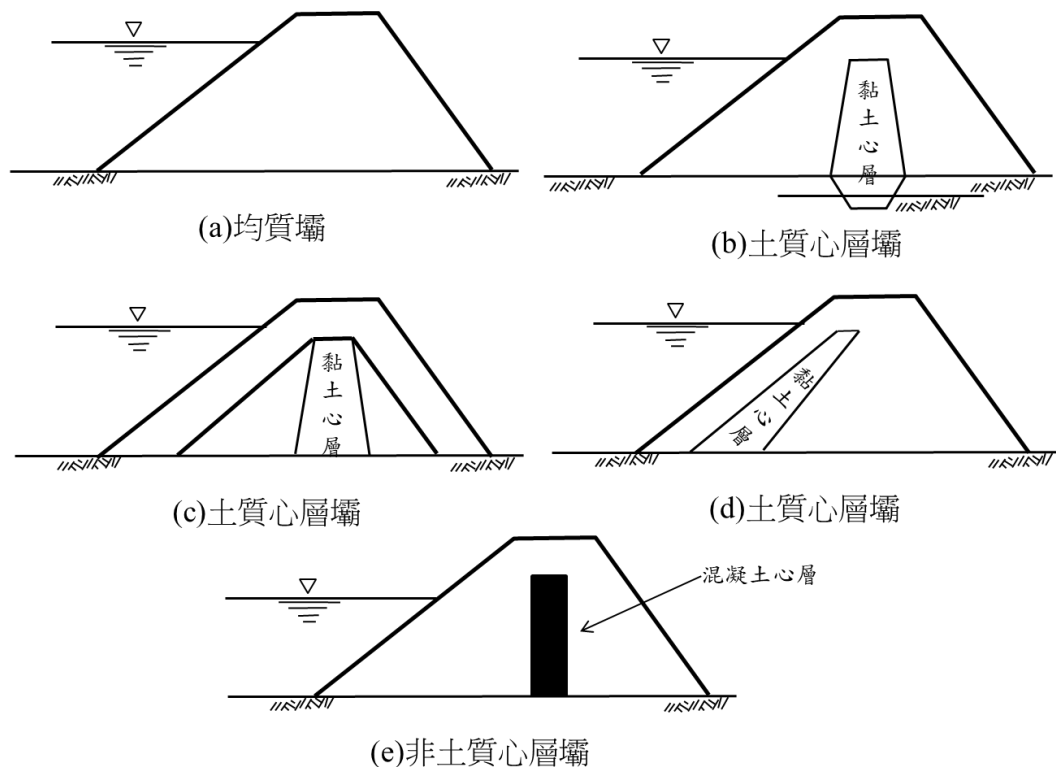


圖 6-1 土壩壩型

6.3 土壩工作條件

土壩由土料、砂礫等材料填築而成之擋水設施，為使其安全有效地運作，在設計、施工及運行中必須滿足以下要求。

一、應設置防滲和排水措施，減少滲漏，保證壩體穩定

土壩擋水後，在上、下游水位差的作用下，壩上水體將經過壩體和壩基的顆粒孔隙由上游向下游滲透。如果滲漏量過大，不僅損失水資源，而且還會使壩體或壩基產生管湧(piping)變形，嚴重者可導致潰壩事故。如圖 6-2 為壩體內滲流的水面線，稱為浸潤線(saturation line)，其以下的土體處於飽和狀態。飽和土體不僅承受滲流壓力的作用，其抗剪強度也將相應降低，對壩體穩

定相當不利。包括壩體、壩基、兩岸及其他穿壩構造物的銜接面等，易產生集中滲流，故設計土壩時必須設置防滲和排水措施，以降低浸潤線，並做好各種銜接面的處理，避免產生集中滲流，保證壩體穩定。

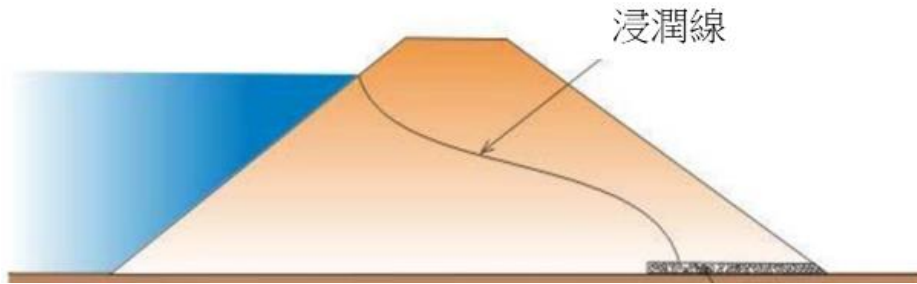


圖 6-2 土壩浸潤線示意圖

二、應選擇經濟合理斷面，防止局部失穩破壞

由於土壩係採用鬆散的土砂料填築而成，壩體剖面需要作成上、下游邊坡較為平緩的梯形或複式斷面，其體積和重量一般都較為龐大，故不會產生水平整體滑動，其失穩型式往往是以局部壩體坍塌的形式出現。因此，應根據壩址地形、地質條件和築壩材料等因素選擇適宜的壩坡，使壩體在保證安全穩定的前提下做到經濟合理。

三、應提高壩體上、下游斜坡之抗沖能力

土壩為散粒體結構，抗沖能力較低，尤其壩體上、下游坡面在水位急速變動及波浪之作用下，沖刷坡面而引發土料流失；此外，靠近土壩之洩水構造物在洩水時激起水面波動，也會造成壩波的沖刷。因此，在土壩上、下游坡面應設置護坡措施，壩頂及下游坡面布置適當排水措施，以免風浪、雨水及氣溫變化帶來有害的影響。

四、壩頂應有足夠的安全高度

由於土壩填築材料多以鬆散且黏結性較小之土砂料為主，其

整體性差，抗沖刷能力也不足。當洪水漫溢壩頂時，水流必然挾帶部分土粒流失，從而引起壩體局部沖刷破壞乃至整體潰決。因此，在設計時應注意：(1)壩頂應預留一定的出水高度以防止洪水漫溢壩頂造成事故；(2)出流控制設施(含緊急溢洪口)應具有足夠洩洪能力。

五、壩體沉陷量大，在設計壩高時應考慮預留沉降值

由於壩體土料間存在孔隙，在壩體自重和水壓作用下，壩體和壩基都會因壓縮而產生較大的沉陷。儘管在施工時要求分層填築、逐層夯實，但壩體的沉陷仍然是不可避免的。當壩基為土基時，這種壓密沉陷更是嚴重。過大的沉陷量將會降低壩頂的設計高程而影響壩的正常運作；而不均勻沉陷將使壩體產生縱向橫向和各種走向的裂縫，危及壩身安全。因此，為防止壩頂低於設計高程和產生裂縫，施工時應嚴格控制碾壓標準，並預留沉陷量，使竣工土壩頂高程高於設計高程，一般可依壩高之 1.0%~2.0% 預留沉陷值。

6.4 壩址選擇

土壩壩址選取至少應能符合以下條件，包括：

- 一、壩址盡可能選在河谷狹窄，以節省工程量，且其上游寬闊，溪床坡度平緩之地形。同時，應能滿足各項設施的布置要求和洩洪、取水等功能要求。
- 二、壩址內宜有與蓄水庫容相適應之集水面積，能夠符合工程效益。
- 三、宜避免選取地質作用(如岩石風化、地滑、崩塌、土石流等)發育區域施作。

- 四、壩址上游植被覆蓋度高，水土流失少，以降低泥砂淤積而降低其效益。
- 五、應有較小的蓄水區淹沒損失範圍及人員搬遷。
- 六、壩址和庫區地質較良好，透水性低之區域。
- 七、壩址附近有借土場(borrow pits)，且具有足夠填築壩體材料和必需的土、砂、石料。
- 八、施工與交通運輸條件便利。

6.5 築壩土石材料

築壩土石材料是影響壩體穩定之重要因素之一，但因採取土石材料過程無可避免地加速了水土流失問題，故築壩土石之採取必須遵守以下原則，包括：

- 一、具有或經加工處理後具有與其使用目的相適應的工程性質，並具有長期穩定性。
- 二、就地、就近取材，減少棄料，優先考慮壩址附近開挖土料的利用。
- 三、便於開採、運輸和壓實。
- 四、對植被破壞和環境影響較小，便於採取措施保護、恢復水土資源。

填築壩體的土石料必須具有與其使用目的相適宜的性質。最基本的是所有土石料均應具有所要求的抗剪強度。

一、適用於填築防滲心層及均質土壩的土料

填築防滲心層及均質土壩的土料，壓實後應具有要求的抗剪強度與低滲透性能，並且最好是壓實容易、變形量小及塑性好。具體要求如下：

- (一)用於心層土料之滲透係數宜小於 10^{-5} cm/s ；用於均質土壩土料之滲透係數宜小於 10^{-4} cm/s 。
- (二)土料中按重量計的有機質含量應小於 1.0%，水溶鹽含量小於 3.0%。
- (三)填築心層土料應具有一定的可塑性，以適應不均勻沉陷，避免產生變形裂縫。一般塑性指數(plastic index)介於 7~20 的土料，較適宜作為防滲心層。
- (四)土料浸水或失水時的體積變化應較小，以防發生顯著的膨脹與收縮而致出現裂縫。
- (五)一般砂壤土、壤土、粘質土、粘土等均可作為防滲體材料。惟有幾種粘土盡量不要採用，包括：塑性指數大於 20 或液限大於 40 的沖積粘土，以及浸水後膨脹軟化較大的粘土、開挖壓實困難的乾硬性粘土等。

二、適用於填築殼層的土石料

填築殼層的土石料應具有排水性能佳、抗剪強度高、易於壓實及抗震穩定性好等特點。

- (一)用於填築殼層之土石料，按重量計之有機質含量應小於 5.0%，水溶鹽含量小於 8.0%。
- (二)用於修築護坡、濾層及排水設施之土石料，按重量計之有機質含量應小於 1.0%，水溶鹽含量小於 3.0%。
- (三)均勻的中、細砂及粉砂不易壓實，一般只能應用於殼層乾燥區。此外，於振動荷載下容易液化，在地震區應盡量避免採用。

(四)雲母含量過多的風化砂難以壓實，在長期荷載作用下壓縮量大，浸水後還會產生顯著的膨脹現象，故不宜用於築壩。

(五)應盡量利用開挖料築壩，並按其粒徑、抗剪強度、滲透性等特點，配置在壩斷面適當的部位。

(六)顆粒級配良好的中砂、粗砂、礫石卵石及其混合料皆屬較好的填築殼層的材料。

6.6 土石料壓實標準

壩體填土的壓實，是為了提高填土的密實度和均勻性，使填土具有足夠的抗剪強度和較小的壓縮性，不產生普遍的不均勻沉陷變形，以防產生壩體裂縫，並能滿足滲透控制要求。

壓實度(compaction degree)，又稱夯實度，係指土料經壓實後之乾密度與標準最大乾密度之比，以百分比表示，即

$$\text{壓實度(\%)} = \frac{\text{工地土壤乾密度}}{\text{實驗室土壤最大乾密度}} \times 100\% \quad (6-1)$$

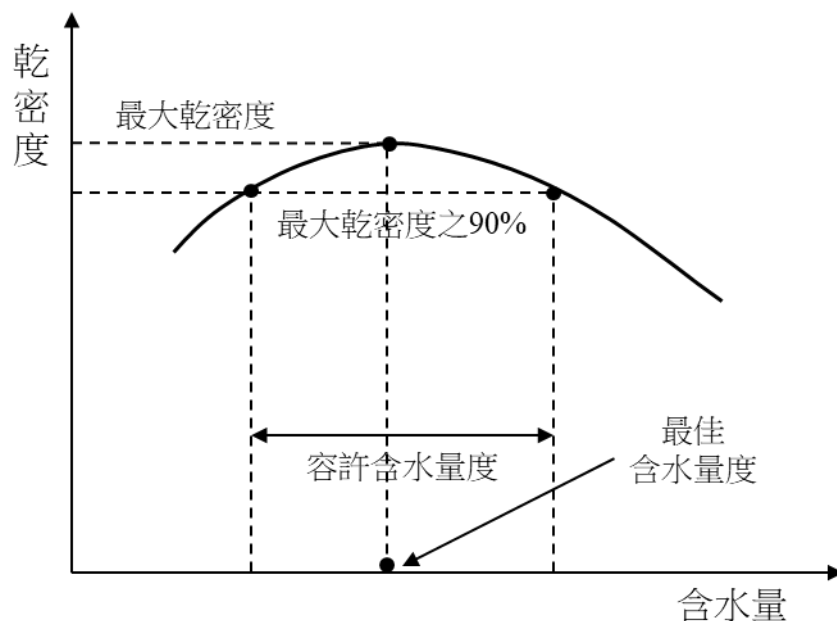
壓實度表徵現場壓實後的密度狀況，壓實度越高，密度越大，材料整體力學性能越佳。一般，土石料壓得越密實，其抗剪強度、抗滲性、抗壓縮性等也越佳，但需要較大的壓實功能，耗費較多的人力、物力，故應綜合考慮，合理地確定壓實標準。

一、黏性土料壓實標準

黏性土的含水量對壓實所耗費的作業時間及可壓實程度影響很大。如果含水量太大，由於滲透性小，孔隙中的水不易排出，故不易壓實，而且土粒容易粘著輾壓機械，也不利於施工，另施工期間容易產生較大的孔隙壓力，也不利於穩定。如果含水量太小，則由於土粒間不夠濕滑，也不易壓密，抗壓強度雖比含水量

大的壓實土料為高，但一經浸水抗剪強度就會顯著下降，而且土體會發生很大的沉陷。因此，在確定壓實標準時，必須確定一個適宜的含水量，使土料在一定的壓實能量下具有較穩定和較好的力學性質。

一般，土壤經壓實後得到最大乾密度之相應含水量，稱為最佳含水量(optimum moisture content)，如圖 6-3 給出了含水量與乾密度之關係。圖中，當黏土料含水量小於或大於容許含水量時，就很難達到壓實度 90%以上之水準。因此，控制適當的含水量，填土施工應分層填壓夯實，每層應均勻，且單層厚度不超過 30 cm，並以修正夯實試驗之相對夯實度達 90%以上為原則(水土保持技術規範第 116 條，2020)，以確保符合壓實度之要求。



資料來源：Lambe,1958

圖 6-3 含水量與乾密度之關係曲線

二、非黏性土料壓實標準

殼層之砂、砂礫及石料等非黏性土料，同樣要求一定的壓實密度，以提高其抗剪強度，增加壩體穩定和減少變形，防止砂料液化。非黏性土的壓實程度主要與粒徑級配和壓實作用力的性質、

壓實能量等有關，含水量對壓實程度影響不大。非黏性土壓實程度一般用相對密度(D_r)表示(胡德欽，1994)，即

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (6-2)$$

式中， e =設計孔隙比； e_{max} 、 e_{min} =最大及最小孔隙比。一般，砂性土料 $D_r \geq 0.7$ ；砂礫石料 $D_r \geq 0.75$ 。

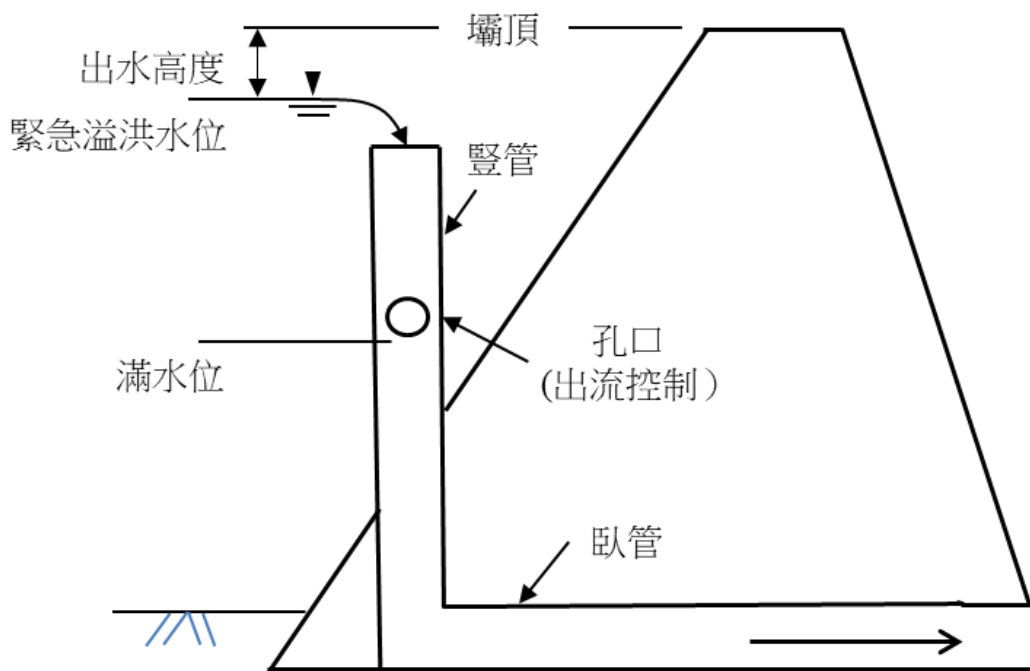
6.7 土壩設計

6.7.1 斷面尺寸

土壩斷面包括壩頂高程、壩頂寬度及壩面坡度等，茲分述如下。

一、壩頂高程

為了防止洪水漫溢過壩頂，壩頂高程應由農塘緊急溢洪水位高程加出水高度決定，如圖 6-4 所示。一般，出水高以 1.0~2.0 m 為原則。



資料來源：修改自 NJDEP.,2016

圖 6-4 壩頂高程示意圖

對於設有心層防滲之土壩，心層頂部在滿水位以上也應有一定超高。具體要求是，心層高程應高於滿水位約 0.3 m~0.6 m。

以上所要求的壩頂高程是指沉陷穩定後之數值。因此，竣工時的壩頂高程應有足夠的預留沉陷值，且預留沉陷值不能計入壩頂的計算高程。

二、壩頂寬度

壩頂寬度主要是根據交通搶險、壩體高度和施工等因素的要求綜合評估後確定。一般，需在 2.0 m 以上；若以機械施工持至少 2.5 m，壩頂如兼作道路時，其寬度應視需要酌增。

三、壩面坡度

土壩壩面坡度對壩的穩定性及工程量有直接影響，主要取決於壩型、壩高、壩體和壩基材料性質、壩體所承受的載重及壩的施工條件等因素。考量上游坡面經常浸在水中，並將承受水位驟降之影響，因而在土料相同的情況下，上游坡度應比下游坡度平緩。一般，上游壩面應緩於 1：3（垂直高：水平距），泥岩地區可用 1：2；下游壩面應緩於 1：2。

6.7.2 土壩構造

土壩構造主要包括壩頂、防滲心層、排水設施及護坡等四個部分。

一、壩頂構造

壩頂上宜實施保護措施。若無交通要求，可用單層砌石或礫石保護，亦可採用植生保護，防止降雨逕流侵蝕。若壩頂兼作道路使用時，可以鋪設瀝青混凝土或其他材料。

二、防滲心層

採用黏土或混凝土形成一個低滲透性的帷幕，以防止壩體滲漏。

- (一)心層頂部應高於滿水位約 0.3~0.6 m。
- (二)心層頂部最小厚度約等於壩頂厚度，至少大於 1.0 m。
- (三)心層底部最小厚度約取 $(1/6 \sim 1/4)$ 壩高，並不得小於 3.0 m。
- (四)土壩位於透水基礎時，防滲心層宜延伸至基礎內。

三、壩體排水設施

土壩雖有防滲設施，惟仍有一定水量滲入壩體，如不及時排出，則會造成壩體內浸潤線升高，孔隙水壓增加，不利於壩體之穩定。因此，壩體排水設施必須滿足以下要求：(1)任何時候應有充分的排水能力，以保證排出全部的滲流水；(2)壩體排水應遵守濾層設計原則，做到不淤不堵；(3)與排水設施相連接處的壩體土與地基土應不發生滲透破壞；(4)便於觀測和檢修。

壩體排水設施種類很多，常見的排水設施有(USBR, 1987)：

- (一)表面式排水：為構造最簡單的排水設施，如圖 6-5(a)所示。採用一至兩層堆石或砌石和濾層直接鋪在壩體下游邊上，而不貫入壩體內。這種排水設施的優點是用料較少、施工方便、易於維護，但僅能防止滲流溢出段的滲流破壞變形，以及抑制坡面侵蝕，無法降低壩體內浸潤線之位置。
- (二)趾部排水(rockfill toe)：設在壩體下游坡趾處，是一種可靠的、被廣泛採用的一種排水設施，如圖 6-5(b)所示。它可以降低浸潤線，防止壩坡的滲透變形，保護壩趾不受尾水淘刷。一般都在較高的壩體和石料比較豐富的地方採用。

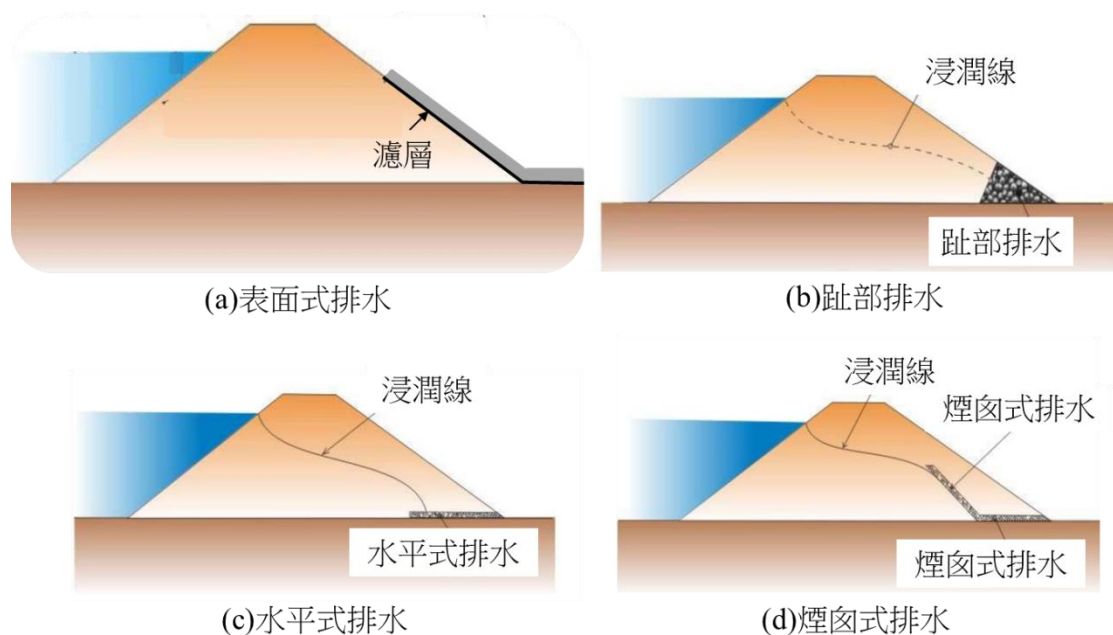
(三)水平式排水(horizontal drainage)：將塊石平鋪在壩體下游部份的地基上，周圍布置濾層，如圖 6-5(c)所示。其鋪設原則，包括：

- 1.伸入壩體的長度一般不超過 $1/4 \sim 1/3$ 壩底寬度。
- 2.向下游坡度介於 $0.01 \sim 0.005$ ，以利滲水排出。
- 3.排水厚度以不小於 30 cm 為原則。

這種排水設施降低浸潤線的效果相當顯著，但當下游水位高出排水設施時，其效果會大大降低。在壩基發生不均勻沉陷的情況下，容易被堵塞和斷裂，且因伸入壩體，維護檢修困難。

(四)煙囪式排水(chimney drain)：煙囪式排水是控制均質壩壩體滲流的有效措施。許多均質壩採用風化土料或砂礫築成，常因土料的不均勻性而形成局部的滲流通道，使下游浸潤線抬高，甚至滲透水在下游坡面逸出造成潰壩風險。即使是相對均質的土料，因為水平輾壓而使水平向滲透係數大於垂直向滲透係數，也會因此使實際浸潤線偏高。

煙囪式排水的目的，使透過壩體的水通過它排至下游，保持壩體乾燥，有效地降低壩體的浸潤線，並防止滲透水在下游壩面逸出。一般，煙囪式排水的頂部通到壩頂附近，其傾斜形式可向上游或下游，底部與壩底水平排水層連接，通過水平排水層排至下游，如圖 6-5(d)所示。



資料來源：修改自 USBR, 1987

圖 6-5 土壩排水設施示意圖

6.7.3 濾層

在滲流出口或進入排水處，通常水力坡降較大，土壤易於產生滲透變形。為了防止土體在滲流作用下發生管湧，應在排水與壩體和土基之間設置濾層(filter)。濾層依其使用材料有天然及配料、地工織物及地工合成材排水片等之分。

一、天然級配料濾層(granular filter)

(一)具備足夠之透水性能與截水斷面積，以排除進入結構體多餘水量。

(二)須有防止阻塞之功能。建議材料應配合下列需求(NCMA, 2012)。

$$\frac{d_{15}(\text{濾層})}{d_{85}(\text{底層土壤})} \leq 5.0 \quad (6-3)$$

上式通過 200 號篩之細料($\phi = 0.074 \text{ mm}$)不得超過 5.0%。

$$\frac{d_{50(\text{濾層})}}{d_{50(\text{土壤})}} \leq 25.0 \quad (6-4)$$

一般，式(4-82)不如式(4-81)通用。

$$4 \leq \frac{d_{15(\text{濾層})}}{d_{15(\text{土壤})}} \leq 20.0 \quad (6-5)$$

上式為滲透係數標準(permeability criterion)。以上各式中 d_{15} 、 d_{50} 、 d_{85} 分別為土壤或濾料通過 15%、50%、85% 所相對應之粒徑，可由材料之粒徑分布曲線求得，如圖 6-6 所示。

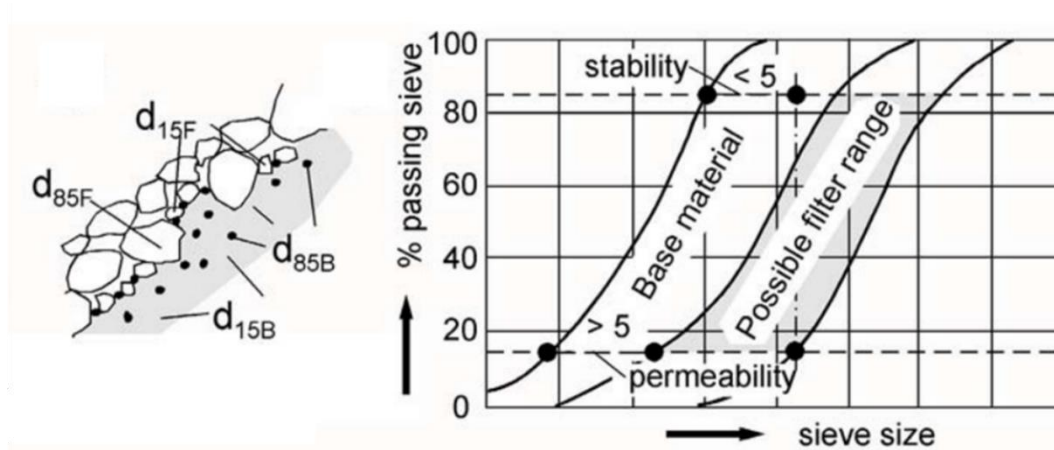


圖 6-6 粒徑分布曲線圖

二、地工織物濾層

地工織物過濾功能與傳統粗顆粒土壤過濾功能類似，可以防止土壤顆粒被水流吸出帶走，但允許水流滲出，如圖 6-7 所示。

地工織物濾層之建議其規格須符合下列規定：

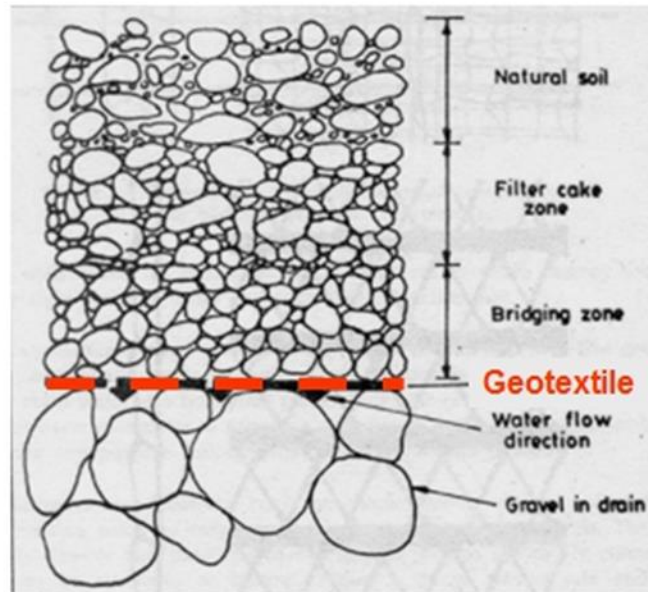


圖 6-7 地工織物濾層

(一)抗管湧要求(NCMA, 2012)

採用地工織物包覆透水性砂石作為排水濾層時，地工織物應需符合下列要求。

$$\frac{AOS_{(\text{地工織物})}}{d_{85}(\text{土壤})} \leq 3.0 \quad (6-6)$$

$$\frac{AOS_{(\text{地工織物})}}{d_{15}(\text{土壤})} > 3.0 \quad (6-7)$$

式中，地工織物之 AOS(Apparent Opening Size，標準網目大小)可由 ASTM D4751 試驗求得。

(二)滲透係數 k 要求(FHWA，1998)

$$k(\text{地工織物}) > 1 \sim 10 k(\text{土壤}) \quad (6-8)$$

或亦可採用透水率，即

$$\phi(\text{正向透水率}) \geq 0.1 \sim 0.5 \text{ sec}^{-1} \quad (6-9)$$

上式地工織物滲透係數可由織物厚度與 ASTM D4491 試驗求得。

(三)抗阻塞能力之要求(FHWA, 1998)

$$AOS \geq 3d_{15, \text{土壤}} \text{ (一般條件)} \quad (6-10)$$

$$GR < 3.0 \text{ (臨界狀態)} \quad (6-11)$$

式中，土工織物之 GR 可由阻塞潛能試驗 Gradient Ratio Test ASTM D5101 試驗求得。

(四)耐久性要求

土工織物為提供足夠之耐用性，應符合紫外線照射 (ASTM G154 cycle 1)500hr 強度保持率大於 90%之要求。

三、土工合成材排水片

採用地工合成材排水片做為濾層時，其規格須符合下列規定：

(一)所謂土工合成材排水片濾層係指由織布或不織布以綑繞或縫合或膠粘於具有一定剛性之核心(Core)所形成之具有過濾及輸水功能之濾層。

(二)上述系統之耐壓強度須大於 1.5kg/cm²(GRI:GC4)。

(三)輸水量在水力梯度為 1.0 時，其每一進行米每一分鐘之流量應達 12.5 公升以上(ASTM D4716)。

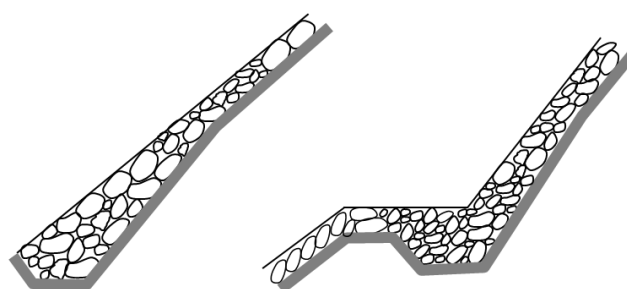
6.7.4 壩面護坡

土壩上、下坡面通常要設置護坡措施。設置護坡的目的是為了保護上游壩面免受水位驟降或漂流木等之衝擊危害，而下游壩面則可以免遭雨水侵蝕之破壞。此外，還有防止無黏性土料被大風吹散，鼠、蛇和白蟻等野生動物在壩坡上營造洞穴，危害壩體之安全。

一、上游壩面護坡

上游壩面的工作條件較差，應選擇具有足夠抗沖刷能力的護坡工法。一般，可以採用拋石(堆石)、乾砌石、漿砌石等工法予以保護坡面。

砌石護坡係由人工將塊石鋪砌而成。其中，乾砌石護坡最為常用。依據農塘規模，乾砌石護坡可採用單層砌石或雙層砌石，前者砌石厚度約介於 30 cm～50 cm 之間，而後者砌石厚度約介於 40cm～60 cm 之間，且下面鋪設 15 cm～25 cm 後的碎石或粒石墊層，如圖 6-8 所示。



(a)單層乾砌石護坡 (b)雙層乾砌石護坡

圖 6-8 乾砌石護坡示意圖

上游壩面砌石護坡從壩底至滿水位，而滿水位以上應以植草皮為主，不宜種植喬灌木。

二、下游壩面護坡

下游壩面的工作條件較上游壩面為佳，主要受一些野生動物築巢挖洞和雨水沖刷等作用。因此，護坡可簡化設置，可採用植草皮，拋石，乾砌石等進行護坡。植草皮是均質壩最常見的護坡型式，也是最經濟美觀的護坡類型之一。

6.7.5 土壩基礎處理

土壩基礎之主要需求，係於任何飽和及荷重條件下壩體應具有安定之支持，而對滲流有充分的阻力，以防過量漏水。因此，對土壩基礎處理的基本原則有三：

- 一、控制滲流：控制滲流量，減少水量損失，同時可以降低壩體浸潤線，緩和壩基滲流坡降，保證壩基土層在滲流條件下的力學穩定。
- 二、維持穩定：保證壩基有足夠的強度，不致因壩基強度不足而使壩體及地基發生整體或局部的滑動，使飽和細砂在動力作用下不致發生液化；使黏性土地基不致發生過大的孔隙水壓力。
- 三、控制變形：控制總沉陷量，以免影響壩體的正常運用；防止不均勻沉陷，以免使壩體開裂。

根據上述原則，任何地基條件下土壩填築之前，均必須清除表層腐植土，以及可能造成集中滲流和可能發生滑動的表層土石，例如較薄的細砂、稀泥、草皮、亂石及鬆動岩塊等，清除深度約為 10-30 cm。

考量地基條件之差異。其處理方式略有不同。故此處以岩石地基、粗料 (coarse-grained material)(砂礫石)地基及細料 (fine-grained material)(泥及黏土)地基等，簡述其地基處理原則(USBR，1987；吳媚玲，1991)。

一、岩石地基

岩石地基的強度大、變形小，故小型土壩(壩高小於 15 m)的岩石地基通常可不作特別處理，只要適當處理岩石表面的各種節理和裂縫即可。但對於中、大型土壩之地基處理的主要任務，在於控制滲流。原則上，於土壩防滲心層下方鑽孔進行壓力灌漿，形成帷幕，與壩基可靠地連接起來。

二、粗料(砂礫石)地基

這種地基一般為由相對透水性佳之砂礫組成，故在控制滲流之基本對策，包括：

- (一)上游防滲：當壩基砂礫石覆蓋層較厚，採用其他防滲措施困難或不經濟時，可以在壩體上游坡腳附近鋪設水平防滲鋪蓋，如圖 6-9 所示。鋪蓋是將壩身防滲體向上游的延伸部分，一般用黏性土料分層壓時填築而成。鋪蓋的長度及厚度應根據水頭、透水層厚度及鋪蓋和壩基土之滲透係數等確定，一般鋪蓋長度可取 4~6 倍的設計水頭；鋪蓋厚度應自上游向下游逐漸加厚，前端最小厚度可取 0.5~1.0m，與防滲心層連接處的末端厚度應滿足壩基滲流之要求。

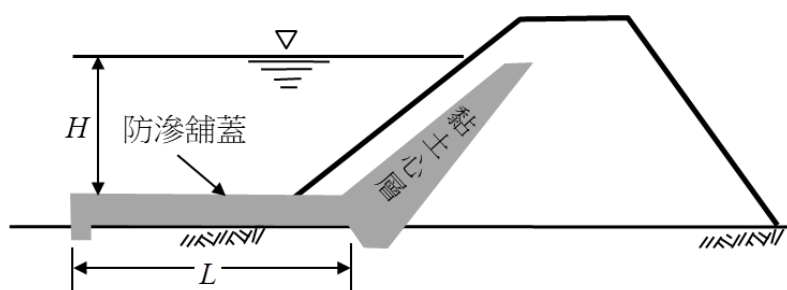


圖 6-9 壩址上游防滲鋪蓋

- (二)壩體防滲：係於壩體中、上游側布置垂直之截水牆，如圖 6-10 所示。垂直防滲措施應設在壩體內的防滲心層底部，與防滲心層緊密連接成一個整體，底部應深入相對不透水層。

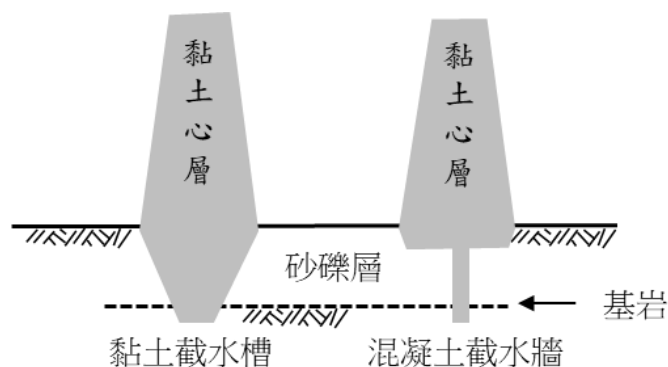


圖 6-10 壩體垂直防滲措施

(三)下游排水減壓：當採用上游防滲鋪蓋或其他措施防滲效果較差時，由於其攔截滲流不徹底，可能使壩下游地層產生滲透變形，故可以在壩體下游側設置各種排水減壓措施，如排水溝、減壓井、排水減壓井等，達到濾土、排水、降壓之作用，如圖 6-11 所示。

但是，對於均勻飽和的細砂地基處理，必須考量其在動力的作用下，特別是在地震作用下易於液化，故應採取工程方式予以處理。當厚度不大時，可考慮將其挖除；當厚度較大時，宜先採取表面振動方式進行人工增加密度措施，以提高其密實度，然後採取蓋重及加強排水等補強措施。

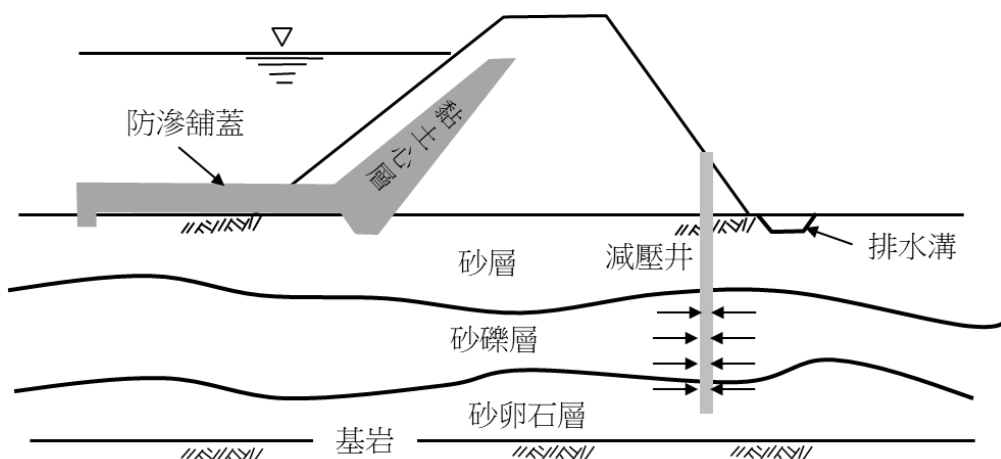


圖 6-11 壩址下游排水減壓布置示意圖

三、細料(泥及黏土)地基

淤泥層地基天然含水量大、密度小、抗剪強度低、承載能力小，一般不適宜直接作為壩基，應進行處理。當淤泥層較淺和分布範圍不廣時，應採取全部挖除；當淤泥層深且分布範圍廣，挖除困難或不經濟時，則可以採取壓重法或設置砂井加速排水固結。壓種施加於壩址處，其效果與放緩壩體斜面坡度所能發揮的作用類似，但更為有效。砂井排水法是在壩基中鑽孔，然後在孔中填入砂礫，形成砂樁，將地基土料中的含水量從砂井中導出，從而

加速地基固結，提高其承載力和抗剪強度。

6.7.6 整坡護坡

農塘蓄水範圍浸水斜坡長期受到水位升降之影響，可能導致崩滑而影響農塘之安全。據研究顯示，塘岸斜坡部分土體含水量由不飽和轉為飽和，導致斜坡土體的物理及化學特性發生變化，抗剪強度及土體自重大幅下降，進而導致塘岸斜坡穩定性降低。因此，農塘設計時，除了必須針對可疑的邊坡地質狀況、地形、地層強度、地下水位及上部載重等各種潛因研判其破壞模式，再根據可能破壞模式採用適當之分析方法之外，亦應研擬具體護坡措施，其原則如下：

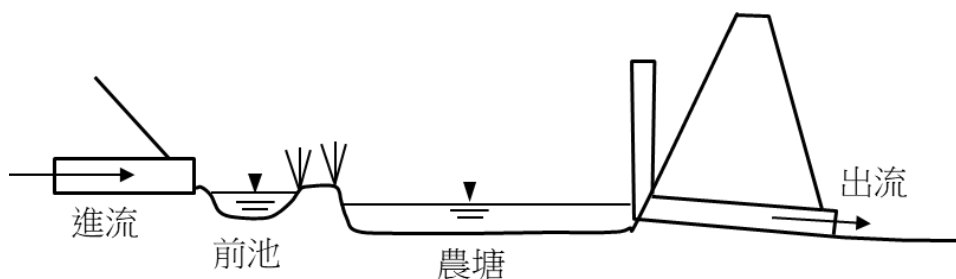
- 一、斜坡高度超過 5.0 m 者，應設計為階段式斜坡，其階段高度以不大於 5.0 m 為原則；而每垂距 5.0 m 高度所設至平台寬度，以不小於 2.0m 為原則。
- 二、斜坡平均坡度以不大於 55.0%為原則。
- 三、斜坡平均坡度大於 55.0%者，可通過修坡植生或建置護岸 (revetment)保護。
- 四、平緩且穩定無滑動之虞的斜坡上，可以採用噴凝土護坡、格框植生護坡、植生護坡等工法。
- 五、修坡植生係挖除斜坡上部份土石方，以降低其坡度及荷重，完成後應有適當植生保護。植生作業亦選用本土或原生植物為原則，並考慮與現地植被之協調性，避免外來植物優勢造成植被相之改變，尤應避免外來優勢植物入侵造成失控之蔓延。
- 六、護坡使用材料應以就地取材為原則，惟應避免因就地取材而損及原有穩定坡面或鄰近地區安全。選用自然材料時應考慮其物理及工程性質以及生命週期，以確保工程安全，工程設施之組成材料

儘可能採用生命週期接近之材料，避免設施局部朽壞，折減工程效益。

七、護坡除應發揮穩定坡面，抑制表土侵蝕等功效外，亦應考量創造生物及棲地之多樣性，使恢復原有坡面之環境面貌，並誘導多種生物棲息繁衍，使成為穩定生態系之一環。

6.7.7 沉砂設施

受到野溪坑溝上游泥砂影響導致泥砂淤積問題，除了影響水質外，也降低了農塘蓄水容積，甚至導致荒廢，故在設計時宜考量設置前池作為沉砂之用，如圖 6-12 所示。圖中，為避免農塘泥砂淤積問題，通常會在其上游設計「前池(forebay)」用以沉降泥砂，減少農塘泥砂淤積。



資料來源：修改自 NJDEP.,2016

圖 6-12 農塘設置前池示意圖

通常，以箱籠或其他材料構築橫向構造物，而於農塘水流進流處與橫向構造物之間的農塘容積構成前池，其容積以不小於農塘面積之 1/10 為原則，惟應視農塘設計進流量決定之。必須特別說明的是，前池僅具有沉降較粗大之泥砂顆粒及減緩水流流速之功能，但它無法去除可溶性汙染物、補充地下水、減少逕流量，同時必須經常清淤維護，才能維持其使用壽命。

6.7.8 其他

- 一、詳細調查築壩附近重要公共設施及淹沒區。
- 二、取土場應有足夠築壩材料、交通方便，並應作好水土保持及注意公共安全。
- 三、壩基及兩岸腐殖土、樹根、雜草、風化表土等雜物應清除。
- 四、壩基及兩岸須挖掘至堅硬土層或岩層。岩層有裂隙時用灌漿等方法封塞之。
- 五、挖基時，若遇地下水，須設法排除，並以灌漿等方法封塞。
- 六、截水壕應嵌入不透水層 30cm 以上。

6.8 土壩滲流穩定分析

在土壩中，由滲流引起的壩體和壩基滲流破壞對壩體整體的安定危害很大，且滲流破壞往往具有隱蔽性，如發現和搶修不及時，將會導致難以補救的嚴重後果。因此，在壩體剖面尺寸和主要構造擬定之後，必須進行滲流分析，為確定經濟、合理的壩體橫斷面及評析壩體滲流穩定性提供依據。

6.8.1 土壩邊破壞模式

根據 Foster 等(2000)調查統計，土石壩破壞模式可分為洪水溢頂及其附屬結構物破壞、滲流破壞、邊坡滑動、地震液化等四種。其中，滲流破壞又分為壩體內管湧、壩基管湧及由壩體進入壩基之管湧等三種情形；而邊坡滑動分為上游邊坡及下游邊坡滑動。在 Foster 等收集的 136 件土石壩潰壩案例中，62 件屬於溢頂與附屬結構物破壞，佔比最高，達 48.4 %；滲流管湧破壞 59 件，佔比 46.1%；土石壩邊坡滑動破壞 7 件，佔比 5.5%；因地震及液化破壞者，僅有 2 件。顯

然，排除水文及溢洪設計所導致之溢頂與附屬結構物破壞，因滲流所引發的破壞是危害土石壩的首要關鍵。

Foster 等將滲流所引起的管湧破壞，概分為壩體內部管湧、壩基管湧、與由壩體進入壩基之管湧三種情形。其中，壩體內部管湧佔全部管湧破壞比例約 60%以上，壩基管湧比例約 30%，而不及 3%為由壩體進入壩基之破壞。

相對於管湧破壞的土石壩破壞機率，因滑動而造成破壞的土石壩數量明顯較低，而且大多數壩坡滑動可以在發生之初，即時發現並整治，得以避免全面破壞。土石壩壩體滑動大多數屬於下游邊坡之滑動，而上游之滑動較為少見，即使有發生滑動，破壞可能性也低很多，其原因為上游邊坡之滑動多導致於庫水之急洩降，水位既已大量降低，有足夠之安全出水高度，溢頂之可能性幾乎不存在。

6.8.2 土壩滲流分析方法

土壩滲流分析主要目的在於：

- 一、確定壩體浸潤線及其下游出逸點的位置，繪製壩體和壩基內的等勢線分布圖和流網圖，為布置壩內排水提供依據。
- 二、確定壩體和壩基的滲流量，以估算蓄水滲漏損失和確定排水設施尺寸。
- 三、確定壩坡出逸段和下游地基表面的出逸坡降，以及不同土層交界處的滲流坡降，以評斷相應部位土體的滲流穩定性，以利採取更加有效的防滲濾層保護措施。

由於土壩內的滲流式複雜的三維空間問題，但在工程上一般採取簡化的平面問題來計算。目前常用的滲流分析方法包括流網法(flow net method)、水力學法(hydraulic method)及數值模式(numerical model

method)等。其中，流網法為根據流網(滲流區域內相互正交的曲邊正方形網格)的性質和滲流場的邊界條件，求解滲流場內任意點的滲流要素的一種滲流計算方法，可用以求解較複雜的滲流場和邊界問題；數值模式法為根據流體力學的拉普拉斯方程和一定邊界條件，精確計算滲流場各點的滲流要素的一種滲流計算方法，由於實際工程中的土壩邊界條件較為複雜，一般很難求得解析解，目前一般多採用有限差分法(Finite Difference Method, FDM)或有限元素法(Finite Element Method, FEM)來計算。水力學法(Hydraulic Method)是一種近似解法，係將壩內滲流區域劃分為若干段(一般為兩段)，分別建立各段的水流運動方程式，再根據滲流連續性原理求解滲流要素和浸潤線。水力學法只能求出滲流區域內的斷面平均滲流坡降、平均流速、滲流量及浸潤線，惟因可以滿足一般工程要求，且計算簡單，故在低壩(壩高小於 15m)滲流穩定分析中應用較為廣泛。

6.8.3 土壩水力學法滲流分析

為了使簡化計算，該法做了以下的假設：

- 一、壩體土料是均質的，即其內部每點在各個方向的滲透係數 K 是相同的。
- 二、壩體內部滲流屬於層流，符合達西定律，即 $v = KI$ (K = 滲透係數； I = 滲透坡降)。
- 三、滲透水流為漸變流，任一過水斷面上各點的坡降和流速是相等的。

對於不透水壩基(壩基滲透係數約為壩體土料滲透係數之 1/100 時)(彭曉蘭、鄭榮傳，2018)上矩形土體內的滲流計算，如圖 6-13 所示。假設任一鉛直過水斷面內各點滲流坡降均相等，則由達西定律可

得斷面平均流速等於

$$v = -K \frac{dy}{dx} \quad (6-12)$$

將上式寫為

$$q \, dx = -K y \, dy \quad (6-13)$$

等式兩端積分， x 由 O 至 L ， y 由 H_1 至 H_2 ，經整理可得

$$q = \frac{K(H_1^2 - H_2^2)}{2L} \quad (6-14)$$

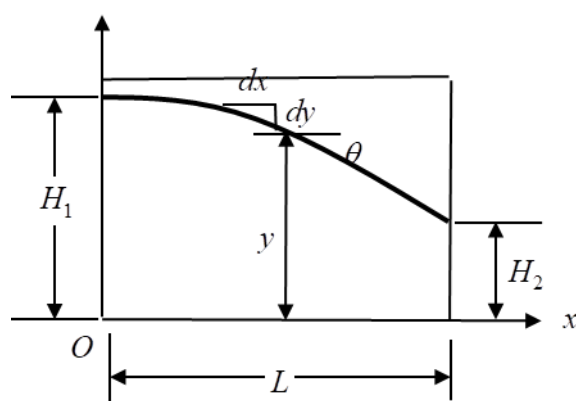


圖 6-13 不透水壩基上矩形土體內之滲流計算示意圖

上式為計算矩形土體滲流量公式，亦為各種型式的土壩滲流量計算公式的基本型式。將式(6-13)兩端積分的上、下限改為 x 由 O 至 x ， y 由 H_1 至 y ，經可得浸潤線方程式，即

$$q = \frac{K(H_1^2 - y^2)}{2x}$$

$$y = \sqrt{H_1^2 - \frac{2q}{K}x} \quad (6-15)$$

由上式得知，浸潤線是一個二次拋物線。式(6-14)及式(6-15)為不透水壩基上土壩之滲流基本公式，當滲流量 q 已知時，即可繪製浸潤線；若邊界條件已知，即可計算單寬滲流量。

一、均質壩

對於均質壩而言，其滲流分析常以虛擬等效矩形 AEOF 替

代壩體上游斜面三角形 AMF，兩者滲透流量及消耗水頭相同，如圖 6-14 所示。圖中，虛擬矩形體之寬度 ΔL 可按下式計算，即

$$\Delta L = \frac{m_1}{1+2m_1} H_1 \quad (6-16)$$

式中， m_1 = 上游壩坡斜率，如屬變坡時取平均值； H_1 = 上游水深。

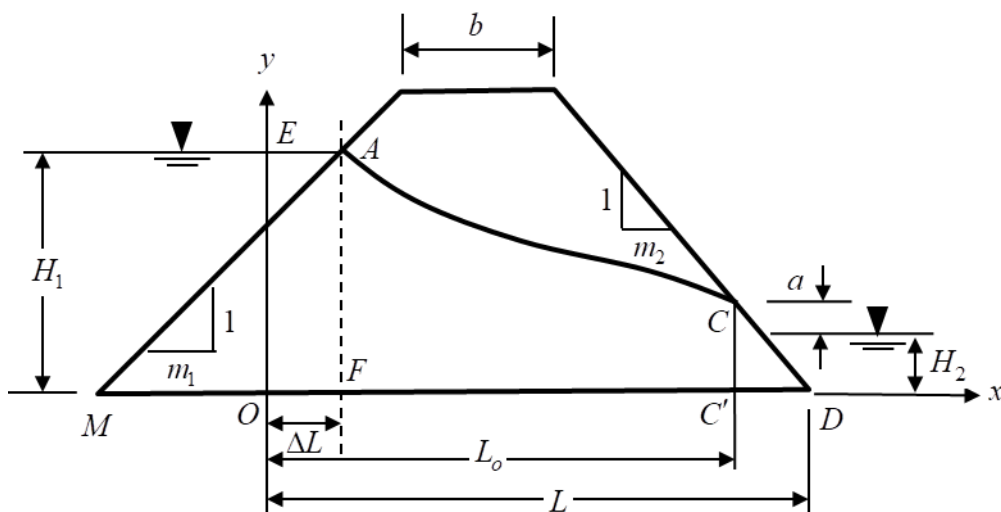


圖 6-14 不透水壩基上均質壩滲流計算示意圖

(一) 下游無排水設施情況

在對無排水設施之均質壩進行滲流分析時，以滲流逸出點為界，將壩內滲流區域劃分為上、下游兩部分，分別列出各部分的滲流表達式，根據滲流連續性原理就可以求出相應的未知量，如圖 6-14 所示。圖中，以 O 點為座標原點建立坐標系， OE 為 y 軸， ON 為 x 軸，則壩體浸潤線即為該坐標系中的曲線方程 $y = f(x)$ ，其中 C 點為滲流逸出點，到下游水面的距離為 a 。單位壩長的滲流量 q 和 a 可通過聯立求解式(6-17)及式(6-18)獲得，即

$$q = K \frac{H_1^2 - (a + H_2)^2}{2L_0} \quad (6-17)$$

$$L_0 = L - m_2(a + H_2)$$

$$q = K \frac{a}{m_2} \left(1 + \ln \frac{a + H_2}{a} \right) \quad (6-18)$$

在壩體滲流區域內，取不同的 x 座標值，代入式(6-15)變可求出相應的 y 值，在圖示坐標系內描點，並用平順曲線連接各點，即可得到壩體滲流浸潤線。當壩體下游無水時， $H_2 = 0$ ，式(6-17)及式(6-18)可簡化為

$$q = K \frac{H_1^2 - a^2}{2(L - m_2 a)} \quad (6-19)$$

$$q = K \frac{a}{m_2} \quad (6-20)$$

(二)下游設置水平式排水設施時

水平式排水設施在下游無水時的排水效果最為顯著。經試驗分析結果顯示，設水平式排水設施的壩體浸潤線為一標準拋物線，如圖 6-15 所示。圖中，拋物線的交點在排水體上游起點，交點在鉛直方向與拋物線的截距為 a ，至排水體上游側頂點的距離為 $a/2$ ，由此可得

$$a = \sqrt{L_o^2 + H_1^2} - L_o \quad (6-21)$$

$$q = K \frac{H_1^2 - a^2}{2L_o} \quad (6-22)$$

$$y = \sqrt{\frac{a^2 - H_1^2}{L_o} x + H_1^2} \quad (6-23)$$

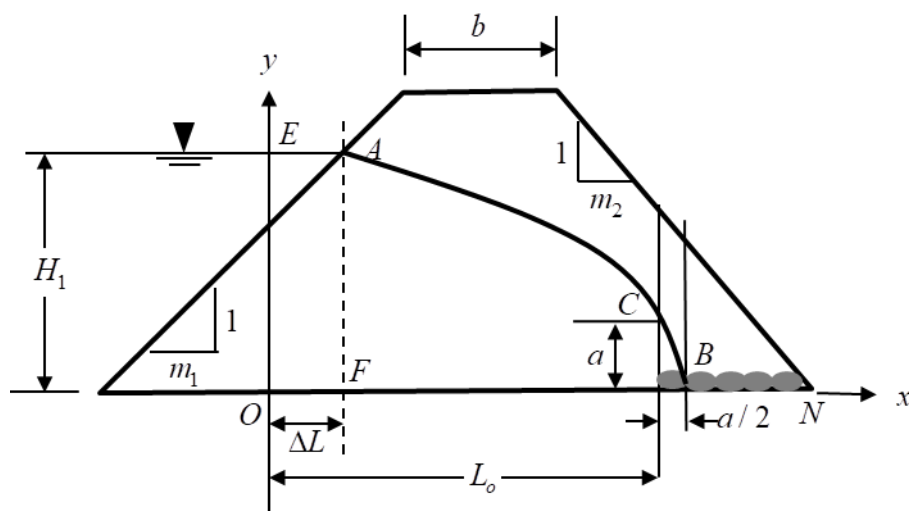


圖 6-15 均質壩下游設置水平式排水設施之滲流計算示意圖

(三)下游設置趾部排水設施時

如圖 6-16 所示，設有趾部排水設施之土壩在下游有水時，其 a 值和單位壩長的滲流量 q 可分別按式(6-21)及式(6-22)計算，而浸潤線仍可按式(6-15)計算，即

$$a = \sqrt{L_o^2 + (H_1 - H_2)^2} - L_o \quad (6-24)$$

$$q = K \frac{H_1^2 - (a + H_2)^2}{2L_o} \quad (6-25)$$

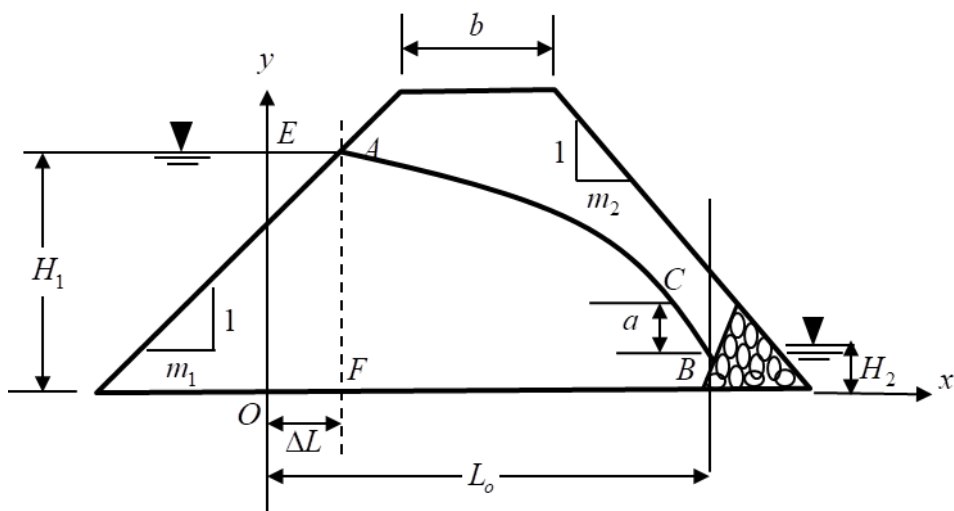


圖 6-16 均質壩下游設置趾部排水設施之滲流計算示意圖

二、心層壩

由於心層土料滲透係數遠小於殼層土料，計算時可近似地忽

略上游壩殼段的水頭損失，即認為該段的浸潤線是與蓄水為同高的水平線，如圖 6-17 所示。這樣，心層壩滲流計算可分為心層壩段和下游壩殼段，將心層簡化為等厚度矩形斷面，按兩段法計算其滲流量及浸潤線方程式，即

$$q = K \frac{h_e^2 - H_2^2}{2L} \quad (6-26)$$

$$y = \sqrt{\frac{2q}{K}x + H_2^2} \quad (6-27)$$

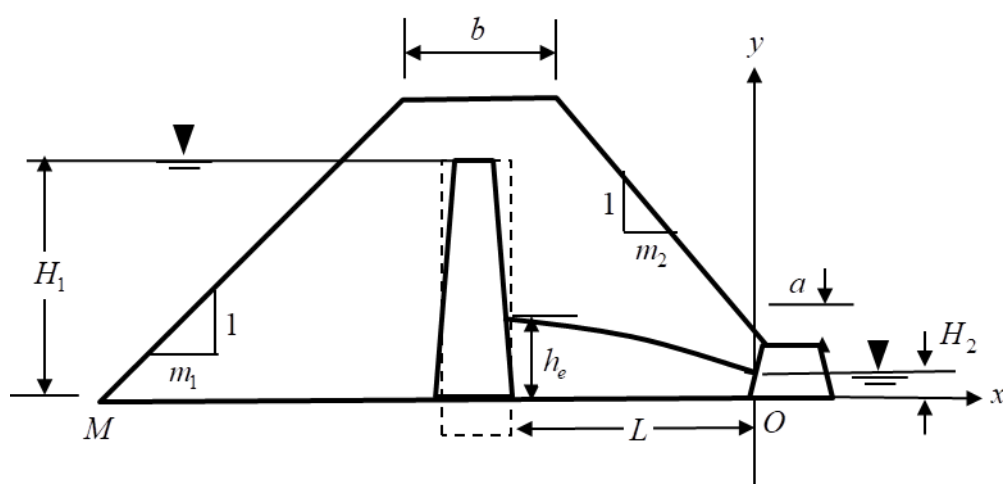
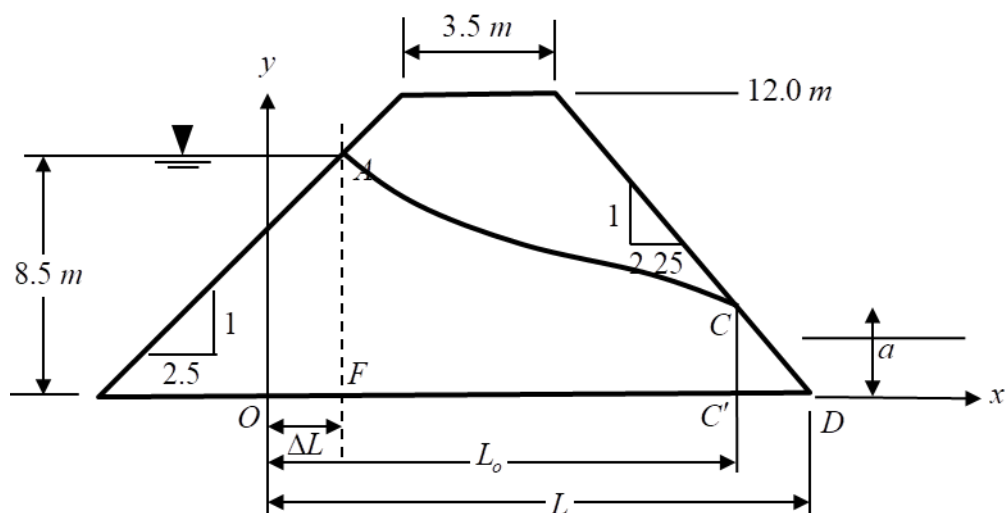


圖 6-17 不透水壩基上心層質壩之滲流計算示意圖

【範例 1】

位於不透水地基之某均質壩，如例圖 6-1 所示。已知壩高 10.0m，壩頂寬度 3.5m，上、下游壩坡分別為 1：2.5 及 1：2.25，築壩材料為壤土，滲透係數 $K = 3 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ ，壩前水深 8.5m，下游無水。試求通過壩體之單寬滲流量及其浸潤線方程式。

【解】



例圖 6-1

已知 $m_1 = 2.5$, $m_2 = 2.25$, $H_1 = 8.5 \text{ m}$, $H_2 = 0$

故由式(6-16)計算虛擬矩形的寬度 ΔL

$$\Delta L = \frac{m_1}{1 + 2m_1} H_1 = \frac{2.5 \times 8.5}{1 + 2 \times 2.5} = 3.54 \text{ m}$$

圖中 L 的長度

$$L = 3.54 + (12 - 8.5) \times 2.5 + 3.5 + (12 - 1) \times 2.25 = 38.0 \text{ m}$$

由式(6-19)及式(6-20)聯立得

$$\frac{H_1^2 - a^2}{2(L - m_2 a)} = \frac{a}{m_2}$$

代入已知數據，並求解得滲流逸出點之高度

$$a = 2.29 \text{ m}$$

$$L_o = L - m_2 a = 38.0 - 2.25 \times 2.29 = 32.85 \text{ m}$$

故由式(6-20)可得單寬滲流量

$$q = K \frac{a}{m_2} = 3 \times 10^{-4} \times 10^{-2} \times \frac{2.29}{2.25} = 3.1 \times 10^{-6} \text{ cms / m}$$

將已知數值代入式(6-15)，可得相應之浸潤線方程式

$$y = \sqrt{H_1^2 - \frac{2q}{K} x} = \sqrt{8.5^2 - \frac{2 \times 3.1 \times 10^{-6}}{3 \times 10^{-6}} x} = \sqrt{72.25 - 2.07 x}$$

6.8.4 土壩滲流數值模擬

對較高壩體(壩高大於 15m)的滲流分析通常採用數值模式。目前已開發可用於分析滲流之數值模式，無論是以有限元素或有線差分等原理所設計出來的軟體眾多，其中以 FLAC 及 SEEP/W 較常用，前者是不考量降雨因素，而後者則是針對降雨過程之滲流分析。

一、FLAC

FLAC(Fast Lagrangian Analysis of Continua)為美國 Itasca Consulting Group, Inc.發展的數值分析軟體，以顯性有限差分法(explicit finite difference method)配合連體力學(continuum mechanics)理論，藉由使用網格點週為區域的真實單位體進而推導出塊體網格質量，以執行數值分析的程式。本軟體是用於如深開挖穩定、隧道開挖、邊坡滑動、基礎承載、壩體滲流等多項大地工程問題。其中，在壩體滲流分析係應用達西定律求解流體在孔隙介質中的流動行為，包括飽和土壤及未飽和土壤內滲流支流動情境。

二、SEEP/W

SEEP/W 係由加拿大 Calgary 大學所發展的套裝軟體，主要功能為分析飽和與不飽和土層之滲流問題，可應用在穩態(steady state)或暫態(transient state)情況下。SEEP/W 係使用有限元素法，依據達西定律並藉由網格節點的計算，模擬流體通過飽和-非飽和多孔材料(如土壤、岩石)中孔隙水壓之變化，以求解相應之滲流路徑、流速大小及地下水位面等。此模組可輸入暫態雨量資料，適於探討地下水受降雨、蒸發或地面水補注等條件下之滲流行為。

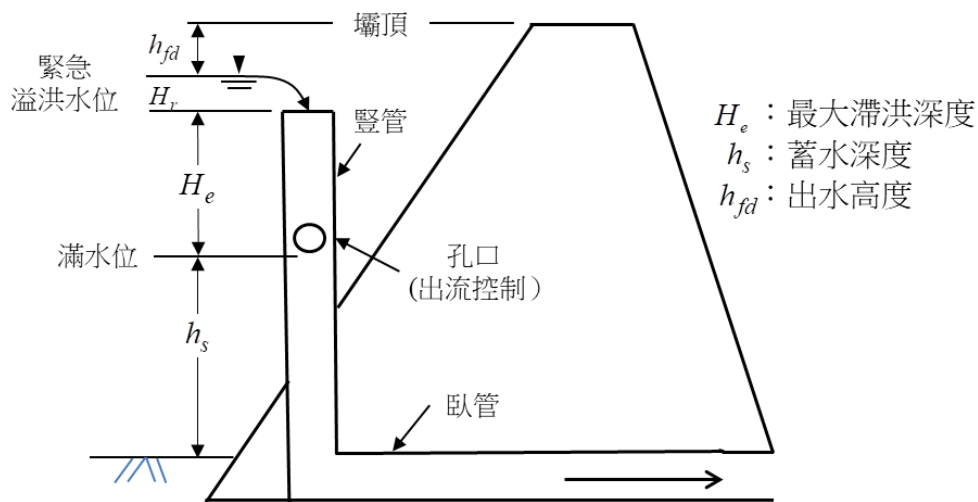
SEEP/W 可分析之滲流問題很廣泛，其問題型態主要有非

拘限水層(Unconfine Flow)、水池或湖泊滲透(Pond Infiltration)、超額孔隙水壓(Excess Pore-Water Pressure)、暫態滲流(Transient Seepage) 和降雨入滲(Precipitation Infiltration)等問題。SEEP/W 的邊界條件，須設定在有滲流行為發生之土層，且須設於有限元素網格之格點上方為有效。SEEP/W 程式可選擇之邊界條件類型有：(1)上、下游總水頭高度、(2)滲流量、(3)滲流速率等。

6.9 出流控制設施設計

築壩式農塘出流控制設施具有兩個主要目的，一是遲滯洪水，另一是排泄超過標準之洪水。因此，出流控制設施包括出水口及緊急溢洪道(口)，前者是作為遲滯洪水之用途，而後者則是作為排洩超過設計標準之洪水，如圖 6-18 所示。圖中，定義下列幾個重要名詞，包括：

- 一、常態蓄水深度(h_s)：滿水位以下至底床間之高度稱之，旨在提供農作灌溉及其他用途。
- 二、滯洪深度(H_e ；detention depth)：滿水位至緊急溢洪道(口)底部間之高度稱之，其相應容積稱為滯洪容積(V_H ；detention volume)，主要提供滯洪功能。
- 三、緊急溢洪水深(H_r)：豎井式溢洪道頂部以上之溢洪水深，屬於緊急排洪用途。
- 四、最大滯洪深度：係指滯洪深度與緊急溢洪水深之和，其相應容積稱為最大滯洪容積。



資料來源：修改自 NJDEP, 2016

圖 6-18 豎井式溢洪道滯洪設施示意圖

6.9.1 出水口

出水口設置位置必須考量常態蓄水及滯洪之需求，一般應至少滿足附近農業灌溉用水需求下，應能宣洩最大進水量(水土保持技術規範第 56 條)，以有效降低下游地區之洪峰流量。以圖 6-13 為例，採用圓形孔口作為出水口，出水口底部至豎井頂部為滯洪深度。

以目前比較普遍採用之出水口設施，有孔口流、滯洪壩及比例堰等。一般，在選擇適當出水設施類型時，應滿足下列條件：

- 一、在相同斷面積及滯洪效率之條件下，滯洪深度為最小者。
- 二、在相同斷面積及滯洪深度之條件下，滯洪效率為最高者。

【範例 2】

某溪流規劃建置一座農塘，試設計出水口。

1. 已知出流洪峰流量為 26 cms 及出水口斷面為 4.0 m^2 時，計算各式出水口設施之滯洪水深。
2. 已知出水口斷面為 4.0 m^2 及滯洪深度為 3.5 m 時，計算各式出水口設施之滯洪效率。

【解】

一、圓形孔口流出水口

(一)滯洪深度：已知出流洪峰流量為 26 cms 及出水口斷面為 4.0 m^2 時，根據式(4-49)可改寫為

$$H_e = \left(\frac{O_t}{2.78 \times D^2} \right)^2 + \frac{D}{2} = 4.5 \text{ m}$$

可得滯洪深度 $H_e = 4.5 \text{ m}$ 。

(二)滯洪效率：已知出水口斷面為 4.0 m^2 (直徑=2.26 m)及滯洪深度為 3.5 m 時，根據式(4-49)可得

$$O_t = 0.6 \times 4 \sqrt{2g(3.5 - 2.26/2)} = 16.36 \text{ cms}$$

故由式(4-77)可得滯洪效率為

$$E_{ff}(\%) = \frac{I_t - O_t}{I_t} = \frac{26 - 16.36}{26} = 37.1\%$$

二、方形孔口流出水口

(一)滯洪深度：已知出流洪峰流量為 26 cms 及出水口斷面為 4.0 m^2 ($B_e = 2.0 \text{ m}$)時，根據式(4-50)可改寫為

$$H_e = \left(\frac{O_t}{2.66 \times B_e^2} \right)^2 + \frac{B_e}{2} = 7.0 \text{ m}$$

可得滯洪深度 $H_e = 7.0 \text{ m}$ 。

(二)滯洪效率：已知出水口斷面為 4.0 m^2 及滯洪深度為 3.5 m 時，根據式(4-50)可得

$$O_t = 0.6 \times 4 \sqrt{2g(3.5 - 2/2)} = 16.8 \text{ cms}$$

由式(4-77)可得滯洪效率為

$$E_{ff}(\%) = \frac{I_t - O_t}{I_t} = \frac{26 - 16.8}{26} = 35.4\%$$

三、矩形孔口流出水口

(一)滯洪深度：已知出流洪峰流量為 26 cms 及出水口斷面為 4.0 m²時，根據式(4-51)可改寫為

$$H_e = \left(\frac{O_t}{2.66 \times B_e \times B_c} \right)^2 + \frac{B_e}{2} = 6.8 \text{ m}$$

令 $B_c = 2.5 \text{ m}$ 及 $B_e = 1.6 \text{ m}$ 時，可得滯洪深度 $H_e = 6.8 \text{ m}$ 。

(二)滯洪效率：已知出水口斷面為 4.0 m² 及滯洪深度為 3.5 m 時，根據式(4-51)可得

$$O_t = 0.6 \times 1.6 \times 2.5 \sqrt{2g(3.5 - 1.6/2)} = 17.46 \text{ cms}$$

由式(4-77)可得滯洪效率為

$$E_{ff}(\%) = \frac{I_t - O_t}{I_t} = \frac{26 - 17.46}{26} = 32.8\%$$

四、懸臂式矩形出水口

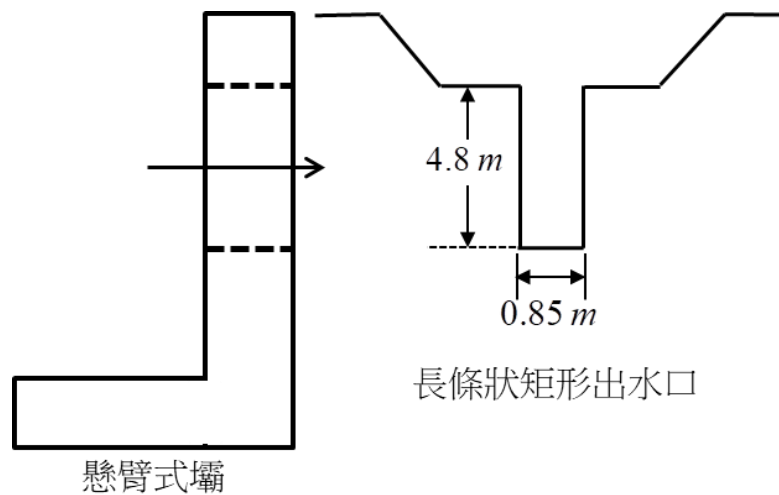
(一)滯洪深度：已知出流洪峰流量為 26 cms 及出水口斷面為 4.0 m²時，故可得

$$B_e = \frac{4}{H_e}$$

將上式帶入式(4-53)可得

$$O_t = 2.36 \times 4^{1.13} \times H_e^{0.53}$$

則可得滯洪深度 $H_e = 4.8 \text{ m}$ 。



例圖 6-2

(二)滯洪效率：已知出水口斷面為 4.0 m^2 及滯洪深度為 3.5 m 時，
可得滯洪壩寬度為

$$B_e = 4 / 3.5 = 1.14 \text{ m}$$

根據式(4-45)可得

$$O_t = 2.36 \times 1.14^{1.13} \times 3.5^{1.53} = 18.6 \text{ cms}$$

由式(4-74)可得滯洪效率為

$$E_{ff} (\%) = \frac{I_t - O_t}{I_t} = \frac{26 - 18.6}{26} = 28.5\%$$

總結以上計算結果資彙整，如例表 6-1 所示。表中顯示，圓形孔口流出水口除了所需之滯洪深度最小外，其滯洪效率亦高於其他類型出水口，而懸臂式矩形滯洪壩雖所需滯洪深度不高，惟其滯洪效率卻是所有出水口類型中最低者。

例表 6-1 各種出水口再相同斷面(4.0 m^2)下之滯洪效率比較表

設施類型	滯洪深度	滯洪效率
圓形孔口流	4.5	37.1
方形孔口流	7.0	35.4
矩形孔口流	6.8	32.8
懸臂式矩形滯洪壩	4.8	28.5

6.9.2 緊急溢洪道(口)

根據水土保持技術規範第 95 條第二項第 6 款(2020)：「有保全對象時，應視需要設置緊急溢洪口」，而水土保持技術規範第 115 條，土壩主溢洪道採用豎井者，得設置緊急溢洪道，其設計洪水量採用重現期距十年以上之降雨強度計算。由水土保持技術規範之相關規定，可以歸納出以下兩點說明，包括：

- 一、緊急溢洪道(口)之設置，端視下游是否存在保全對象而定。不過，除了保全對象外，當超過設計標準之進流量可能危及農塘設施時，則有設置緊急溢洪道(口)之必要。
- 二、為達成滯洪功能，於土壩豎井溢洪道上開鑿出水口，除了遲滯洪水外，亦應能宣洩最大進水量(水土保持技術規範第 56 條)；換言之，當農塘設計進流洪水量可以出水口排宣洩時，此時豎井溢洪道就成為緊急溢洪道，負責排洩超過設計標準之洪水。

綜上所述，築壩式農塘均於土壩上游坡面靠近兩岸，且基礎穩固處構築豎井式溢洪道，作為排洩超過設計標準之洪水量，但是豎井式溢洪道的洩流能力很小，故僅適用於中、小型農塘。

較常用之豎井溢流道型式多以喇叭形及方形溢流堰為主，其中又以方形溢流堰廣泛被用於築壩式農塘中，不過方形溢流堰流量係數較喇叭形溢流堰為低，其排洪效率也較差。方形溢流堰流量公式與喇叭形溢流堰相同，即

$$Q_r = 4C_r B_r \sqrt{2g} H_r^{3/2} \quad (6-28)$$

式中， Q_r = 重現期十年之設計洪峰流量； H_r = 緊急溢洪口溢流水深； C_r = 流量係數； B_r = 方形溢流堰長度(或寬度)。因此，方形溢流堰尺寸可表為

$$B_r = \frac{Q_r}{4C_r \sqrt{2g} H_r^{3/2}} \quad (6-29)$$

特別注意的是，選擇豎井式溢洪道之適當斷面時，必須滿足下式，即

$$H_r / B_r \leq 1.8 \quad (6-30)$$

否則水流會從堰流轉變為孔口流，其排洪效能將大為降低，恐影響農塘土壩之安全。

6.9.3 出水高度

土壩發生潰決之原因，主要是洪水溢頂侵蝕所引發，而造成洪水溢頂則與緊急溢洪口斷面和出水高度有關。當緊急溢洪口斷面不足以渲洩洪水時，使水位持續抬升，以致於超過出水高度，或因壩體發生沉陷，縮短了出水高度均可能促發洪水溢頂破壞。因此，在設計出水高度時，宜審慎考量氣候變遷或壩址因素，而以較保守方式設計之。一般，出水高度以不小於 1.0 m 為原則上。

6.9.4 出流消能設施

土壩出流多數採用臥管(horizontal tube)方式將溢流水流予以排出農塘。由於水流係以集中方式排出，流速極高，如果沒有妥適的消能設施，對下游溪床可能造成嚴重沖刷而影響臥管之安定。一般，臥管出水口設計一考量下列原則，包括：

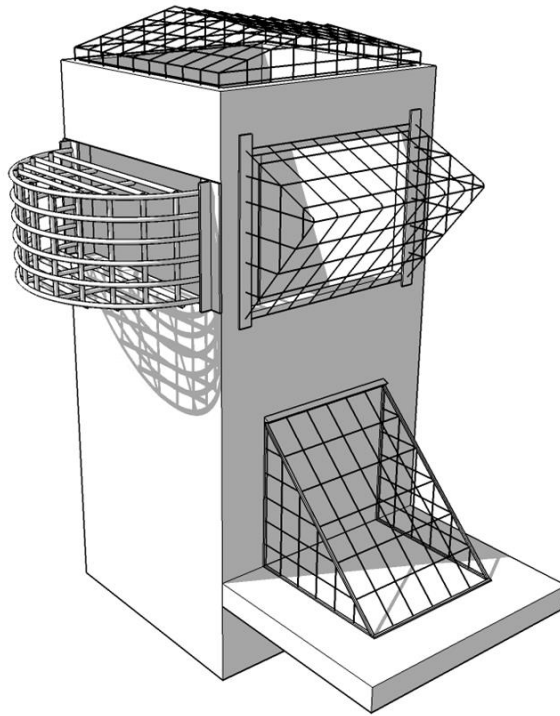
- 一、出水口主要使水流流出臥管後，應讓水流在全部寬度上均勻分布，故在出水口一般要設置端牆、導流翼牆、漸變段、消能設施及護床設施。
- 二、翼牆的擴散角一般採用 $10^\circ \sim 15^\circ$ 。

- 三、為防止水流沖刷溪床，應根據出口流速及擴散後的流速來確定護砌範圍，但至少護砌至翼牆的末端。
- 四、當出口流速較大時，除加強渠底護砌外，再翼牆末端設置止滑樁或截水牆，深度應不小於 0.5m。
- 五、若出口流速很大，護砌措施不能保證下游不發生沖刷，或護砌長度太長而影響其安定，可在出口段設置靜水池消除多餘的能量。

6.9.5 攔汙柵

攔汙柵(trash rack)是出流控制設施之重要附屬設施，主要在攔阻枯枝及雜物流入控制設施內部而造成阻塞，圖 6-19 所示。攔汙柵的設計考量因子包括攔汙柵型式、水頭損失、結構安全及、出口尺寸及美觀等。通常，攔汙柵開口太小或入口處的水頭損失，導致雜物堆積在攔汙柵前而產生堵塞現象，最終將造成出流控制設施入口完全堵塞。較好的攔汙柵設計會阻止可能堵塞出水口的雜物，但允許水和較小雜物不受限制地通過。出水口尺寸越大，攔汙柵開口應大。在攔汙柵的設計中，開口的尺寸應設為出水口尺寸的一半。例如，如果出水口直徑為 0.5 m，則攔汙柵的開口應為 0.25 m×0.25 m；如果出水口尺寸為 0.3 m×0.5 m，則攔汙柵開口應為 0.15 m×0.25 m。

此外，攔汙柵形狀應避免採用容易遭到雜物阻塞之平面型攔汙柵，而宜採用立體型式之攔汙柵。此外，攔汙柵維護應包括定期檢查是否生鏽和斷裂，並根據需要進行維修。在豐水期間和豪雨之後，應經常檢查攔汙柵，以確保其正常運行並清除堆積的雜屑。



資料來源：VDCR, 1999

圖 6-19 各式攔汙柵示意圖

但是，從實務操作顯示，若淤積面高於攔汙柵，水中潛流的樹枝或雜物，將聯同淤泥封堵攔汙柵而降低水流斷面，若淤積高程達攔汙柵頂部亦可能妨礙排洪功能甚或危及攔汙柵的安全。因此，除了於出水口處架設攔汙柵外，亦可於農塘上游適當位置設置攔汙索(tresh line)，以攔截漂流木、垃圾及其他可能形成出水口堵塞之物品。

6.10 滯洪操作與監測

部分農塘因灌溉用水需求較高，必須經常性蓄滿水體，但又必須兼顧下游地區實施滯洪，則實施滯洪操作是一種可行的解決方案，如圖 6-20 所示。圖 6-20(a)係於農塘出流控制設施(出水口)上設置閘門，並於平時(沒有降雨時)關閉閘門以蓄滿水體，而圖 6-20(b)為於豪雨前開啟閘門放流降低蓄水位，以騰出滯洪容積。在這個操作過程，主要是依賴農塘上游雨量計及農塘水位計監測，以及閘門啟閉控制機構等

所構成之物聯網(Iot)系統予以完成。此外，在此操作過程還有一個關鍵的考量，就是放流所需時間問題，它與閘門高度或放流高度有關；位於山坡地農塘，因地處坡度較為陡峻之地形，其水流進流速度相當快，加上突發性的暴雨及逕流暴漲猛落之特性，放流時間以不高於 30 分鐘為原則，惟適當放流時間仍應視實際狀況，因地制宜加以調整，只是如設定放流時間太短，表徵控制放流水位太小，對滯洪容積之貢獻就變得相當有限了。

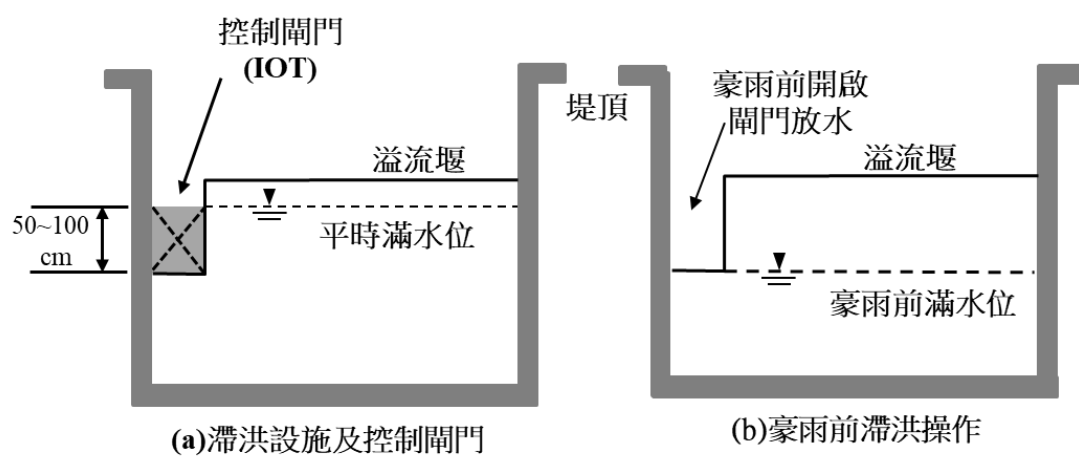


圖 6-20 農塘滯洪操作示意圖

第七章 離槽式農塘設計原則

離槽式農塘多採用開挖、築堤或挖掘築堤混合等方式所構築，不過這裡僅限於臺灣較普遍之開挖式農塘為主，同時進(引)流方式有平常時和汛期時之分，前者採用管線或渠道自溪流或其他水源地區引流進入農塘，而後者係以溪流側溢流堰方式，將溪流內超過某高度以上溢出之洪水，引導進入農塘，藉以發揮溪流和農塘雙重滯洪之功效。因此，離槽式農塘設計包括渠道進流和側溢流堰，以及農塘邊坡處理、防滲處理、出流控制設施及下游聯外排水渠道等。

7.1 渠道進流設計

當農塘位於溪流取水點下游且距離不遠時，可以採用渠道方式將溪流水流引進農塘。以目的區分，具有下列三種類型，包括：

一、提供農塘水源者

設置渠道僅作為平常時引水入塘，以達補充農塘水源之目的者。這種進流渠道多數靠近溪床設置，因不考慮洪水問題，除了通水斷面較小外，其渠首工必須設置水門，以阻斷洪水進流。

二、提供溪流滯洪者

汛期時，設置渠道將溪流內超過某水位以上之洪水引導進入農塘，以遲滯溪流洪水。這種進流渠道係由側溢流堰控制水流量體，平時沒有水流，只有當溪流水位暴漲超過堰底高程時，溪流水流才從側溢流堰溢出進入渠道再流入農塘。兼具取水及滯洪者。

一般，於溪岸設置調節水門，當溪流處於低水時，開啟水門引水提供農塘作為蓄水水源，但當溪流處水高水時關閉水門，以

阻絕水流進入渠道。不過，位於水門上方或其附近適當區位，設計側溢流堰導引超過某水位之洪峰流量進入農塘，達到削減溪流洪峰流量之目的。

從農塘活化改善實務觀點，設置水門作為調節水流，必須通過人為操作始能發揮效用，除非是建立且確實遵循其標準操作流程，否則在洪水時可能因操作問題而衍生一些意外事故。因此，建議平時宜採用管線引水入塘，補充灌溉水源，而於溪流設置側溢流堰江水流引導入塘，以發揮農塘遲滯溪流洪水之功能。

農塘渠道引水自渠首工取水後，再經由渠道輸水至農塘，其間又因沉砂需求而需設置沉砂池等，如圖 7-1 所示。一般，渠道引流應先從地形圖上規劃取水地點與農塘間之高差，以及渠道路線和沉砂池位置等，盡可能避開不穩定地形及縮短渠道長度，以降低損毀風險。

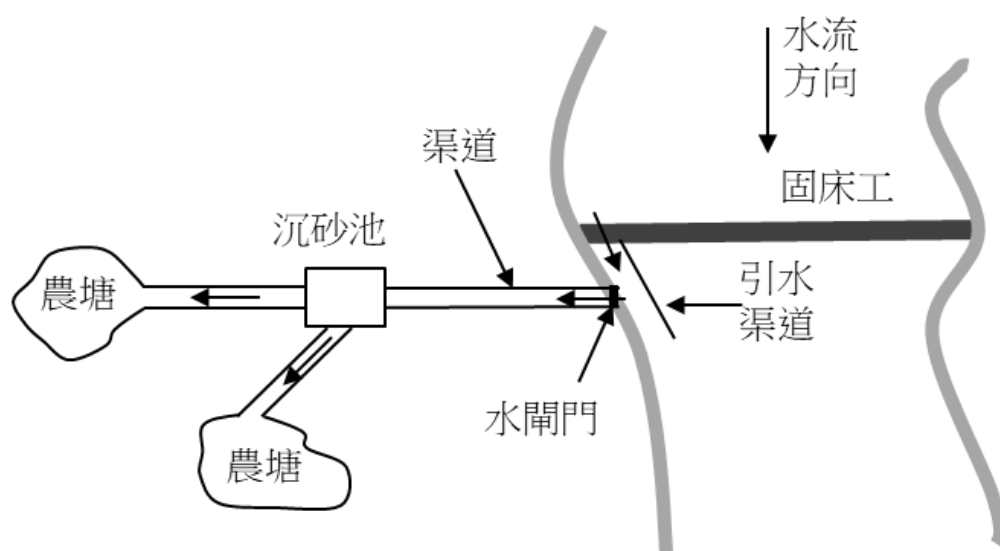


圖 7-1 渠道引流布置示意圖

7.1.1 渠首工設計

自河溪引水入渠而建造之構造物，稱為渠首工(head works)。它是由攔河堰及取水工所組成，前者可以採用固床工抬高水位，後者一般備有調節水門，當溪流處於低水時，開啟水門引水提供農塘作為蓄水水源，但當溪流處於高水時關閉水門，以阻絕水流進入渠道。

一、位置選定(謝瑞麟，1978)：渠首工常設於水源之溪岸，並應滿足：

可確保取水機能、可確保取水工安全及維護管理方便等，故其位置應注意以下相關原則，包括：

(一)可確保導水至農塘所必要的取水位，輸水渠道之工程費較經濟，維護管理方便，且靠近農塘之地點。

(二)直線溪流，流速穩定，流心靠近取水之溪岸。

(三)位於彎曲段時，取水工應設於無淤砂之虞的凹岸。

(四)具有堅硬的地盤，基礎良好之地點。

(五)工程施工方便，造價低廉之地點。

二、取水口方向與溪流流向之關係(謝瑞麟，1978)

取水口方向與溪流水流流向之最佳布置有枯水期和豐水期之分。

(一)取水口與水流方向呈直角：適用於枯水期溪流流量仍較取水量大之溪流，或施設固床工抬高水位之處。此一布置常將取水口底高出溪床約 $0.4H$ (H =水深)或 20 cm 以上，以期導引足夠的水量，同時避免泥砂流入取水口。

(二)取水口與水流流向平行：適用於溪流天然流量幾近於取水量，或取水口水頭損失幾達最低需要水頭，使取水時之各項水頭

損失為最少而設計。但是，於洪水期間因直接迎向洪水衝擊，取水口容易遭受破壞毀損，且泥砂容易進入取水口而增加維護費用。

(三)取水口與水流流向呈任意角度：介於上述兩種布置之間，端視溪流特徵及取水要求設計最佳角度之布置，期取得取水和排砂之最佳效果，以發揮取水工之最佳效益，並可簡化維護管理。一般，取水口與溪流水流流向所夾角度宜在 60 度左右。

三、固床工(groundsill)設計

除了自然取水之外，常於取水工下游處設置攔河堰等橫向構造物抬高溪流水位，以提高取水效率。但是，野溪上游溪床常處於激烈變形中，泥砂含量高，並不利設置攔河堰等設施，故改以固床工作為抬高及導引水流之主要設施。固床工係屬高出溪床約 1.0 m 以下之橫向構造物，惟因其原始功能並非取水用途，故必須調整其構造設計，其設計原則，包括：

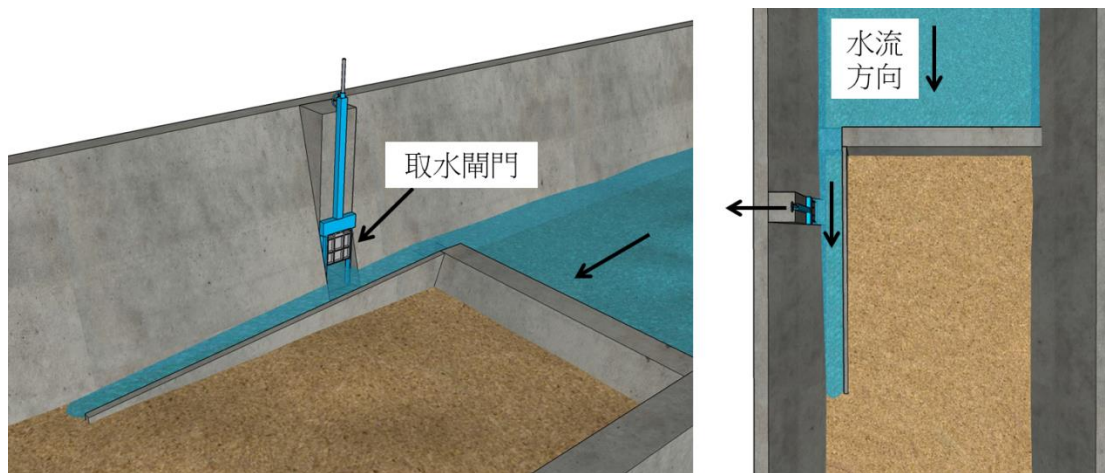


圖 7-2 固床工引水設計示意圖

(一)於溪流平直段設置固床工，並沿著溪岸向下游延伸設置引水渠道，如圖 7-2 所示。

(二)考量兼具魚道功能，引水渠道坡度應小於 $1/8$ ，渠道寬度視溪流流量而定，以不小於 30 cm 為原則。

(三)魚道布置參考「水土保持設施常見生物通道(2019)」單元叢書。

(四)緊鄰取水口下方應設置一類似丁壩之凸緣，以導引水流進入取水口。

(五)取水口應設置水閘門。

(六)引水渠道取水口及水閘門等設施之布置，如圖 7-2(a)所示。

四、水閘門設計

由於溪流引流係以常流水為主水，故取水工入口處應設置水閘門，兼具調節水流之重要效用。這些水閘門常於洪水時處於關閉狀況，故在設計及操作上應十分注意。

(一)閘門種類：依閘門構造，大致可區分為上下啟閉型、傾倒起伏型及迴轉啟閉型等三種型式。依以往之實例，一般取水口多以採用上下啟閉型為多。

(二)上下啟閉型閘門：如圖 7-3 為上下啟閉式水閘門，可區分為滑動式及輥輪式兩種類型。

1.滑動式水閘門(slide gate)：適用於小跨徑及低水頭($\leq 3.0\text{ m}$)環境，因止滑橡皮直接與導軌接觸摩擦，故捲揚荷重大。

2.輥輪式水閘門(roller gate)：適用於大跨徑($<15.0\text{ m}$)及中水頭($=4.0\text{ m} \sim 10.0\text{ m}$)環境，因面版受力經兩側輥輪傳遞至導軌，故捲揚荷重小。

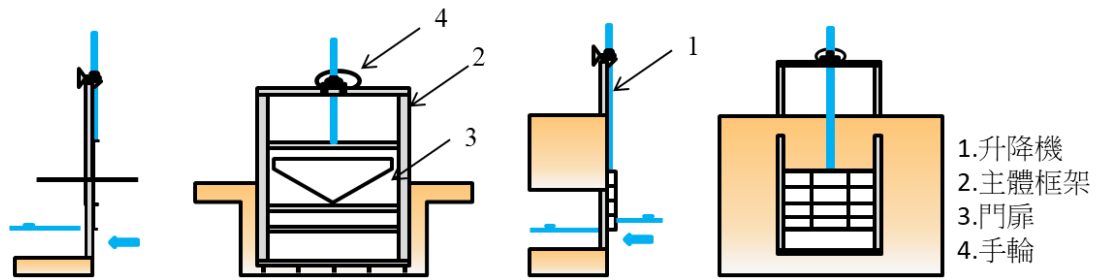


圖 7-3 上下啟閉型閘門示意圖

(三)設計原則(經濟部水利署，2017)

1. 閘門門扉鋼板材質一般均採用不銹鋼材質，其結構為銲接鋼結構，由面板、次縱樑、縱樑、側導履、及橡膠水封等所組成。構造之鋼板設計最小厚度為 6mm（含腐蝕厚度）。
2. 閘門門扉面板、門框及型鋼設計時，板厚亦不得小於 6mm（含腐蝕厚度）。門扉主橫梁因設計載重所產生之撓度不得大於其跨度之 1/800。
3. 門槽於維修平台上需設置足夠高度之可拆卸式活動導框，以利門扉從維修平台下降時可平順滑入門槽。
4. 水封橡膠模製以不銹鋼夾條、不銹鋼螺栓、不銹鋼墊圈等繫緊於面板，閘門關閉時，水封須有 4~6mm 之預壓縮量以保持水密。頂及側水封採用音樂符號型（P 型），底水封採用平條型，有時亦可用 P 型作底水封。橡膠水封與鋼板間之摩擦係數介於 0.65~1.5 間，設計時宜採用不低於 1.0 之數據。
5. 閘門設計高度應為正常水位與出水高之和。出水高 h_f 介於 0.2~0.5 m。
6. 門框及埋設物之配置，應能安全地將外力適切的傳遞至混凝土中，為確實達到防水之目的，水封座與門扉之止水封應密合，承載門扉垂直載重之底水封座，或承載水平載重

之側水封座，以及下游側支承座等均須埋置鋼樑，以提供所需之剛度，並增加水密性。

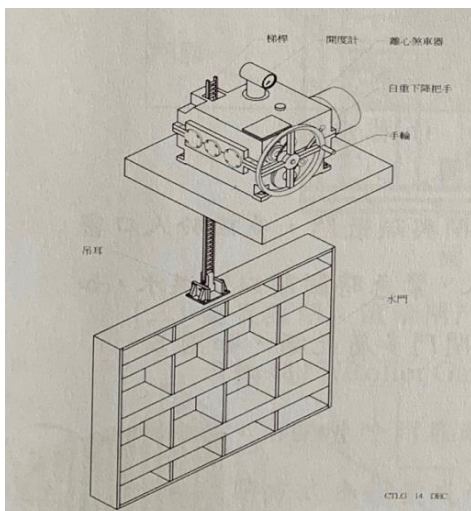
(四)吊門機設計原則(經濟部水利署，2017)

- 1.吊門機之設計須使閘門維持在全開及全關間之任何開度啟動操作。且能使閘門在不平衡 5m 水頭（下游面無水）下能於任何位置下關閉和開啟。
- 2.吊門機之額定容量應為設計荷重的 125 %以上。設計荷重包括門扉自重、吊桿重量、操作水位作用下水封及主輪承受之摩擦阻力、下拉力、導履摩擦阻力及越頂溢流水或閘門底放水之向上力及下拉力等。
- 3.吊門機設計揚程須可提吊閘門至閘門維修平台上方至少 30 公分以上。
- 4.每組門機包括不銹鋼構架、電動驅動器、傳動軸、齒輪組、不銹鋼吊桿、開度指示器、行程及力矩極限開關、手動裝置及所有附屬設備。
- 5.吊門機之操作應配合閘門啟閉速度選定一般正常在 $0.3 \sim 0.5\text{m}/\text{min} \pm 10\%$ 之間。
- 6.吊門機組之於閘門分類採常態啟閉動力區分，包括：(1)人力驅動之手動閘門[參見圖 7-4(a)]；(2)電力驅動之電動閘門[參見圖 7-4(b)]；(3)油壓驅動之油壓閘門[參見圖 7-4(c)]及(4)重力驅動之自動閘門[參見圖 7-4(d)]。其中，人力驅動閘門又稱手動閘門，係以手動方式驅動啟閉裝置，帶動連桿（螺桿、梯桿、齒桿）、鏈條或鋼索吊起門扉，多為單連桿式，用於提吊較小型門扉，且新式手動閘門多具無動力自動下降功能，可大幅提升防汛應變效率。另則，重力驅動閘門

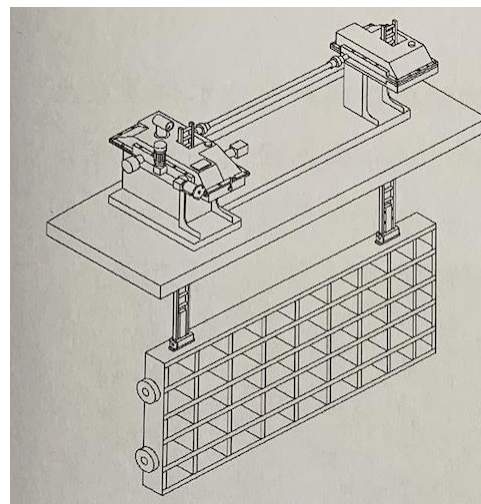
又稱自動閘門，其啟閉係藉閘門內外水位差產生之重力慣性驅動，同前述自動閘門說明；近年來為因應個別需求，亦有藉鋼索輔助開啟門扉之自動閘門。而一般手動閘門及自動閘門之啟閉裝置，設計上係為該閘門設施現場無電源狀況下，仍能正常操作運轉使用。

7.吊門機構以鋼拉桿或鋼索吊拉操作，依設計實需門寬約 2.0m 以下者，建議可採用單邊吊拉桿設計；門寬 2.0m 以上者，建議採以雙拉桿或鋼索吊拉設計。

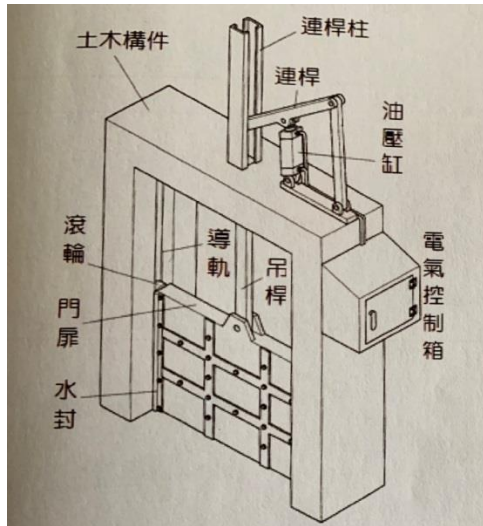
8.吊門機之安全設備：(1) 極限開關器。(2) 緊急用極限開關器。(3) 超負荷防止裝置。(4) 閘門停放裝置。(5) 閘門傾斜調整裝置。(6) 閘門開度指示器。(7) 鋼索鬆脫防止器。(8) 鋼索端調整裝置。(9) 連鎖器。以上為吊門機之安全設備，可以吊門機之形式裝配之。



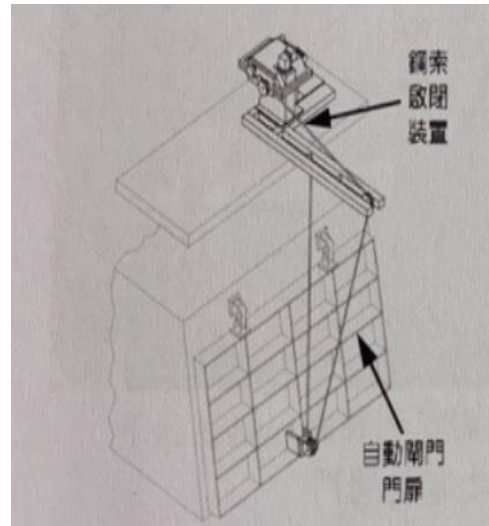
(a)具備無動力自重下降功能之手動閘門



(b)具備雙連桿與備援手輪之電動閘門



(c)油壓吊桿式輥輪閘門



(d)具備鋼索啟閉裝置之自動閘門

資料來源：經濟部水利署，2017

圖 7-4 各式閘門示意圖

7.1.2 渠道設計

從溪流至農塘間常採用明渠(open channel)作為輸水工，少數因地形限制而必須穿越道路改以暗渠，或經坡度變化急驟處而以跌水工銜接。

一、明渠

明渠流屬於重力流，其水理可以近似地視為均勻流，以便應用較簡單的均勻流公式(uniform flow equation)設計其斷面。目前在工程界比較廣泛採用之均勻流公式，係以曼寧公式(Manning's formula)為主要。它已普遍運用於水土保持坡地排水和河溪整治工程中，其方程式可寫為

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S_o^{1/2} \quad (7-1)$$

式中， V = 平均流速(m/sec)； A = 通水斷面積(m^2)； R = 水力半徑($= A/P$ ； m)； P = 潤周長(m)； S_o = 底床坡度(無單位)； n = 曼寧粗糙係數($m^{1/6}$)。以矩形斷面渠道為例(參見圖 7-5)，水力半

徑可表為

$$R = \frac{Bh}{2h + B} \quad (7-2)$$

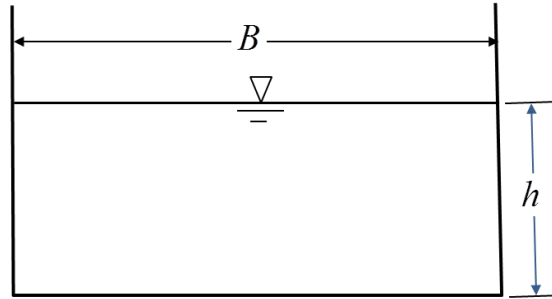


圖 7-5 矩形斷面渠槽示意圖

式中， B =渠寬； h =水深。對寬廣渠道(或二維渠道)而言，因 $B/h \geq 10$ ，則上式可簡化為

$$R \approx h \quad (7-3)$$

故式(7-1)可寫為

$$V = \frac{1}{n} h^{2/3} S_o^{1/2} \quad (7-4)$$

根據定量流連續方程式

$$Q = AV \quad (7-5)$$

可得水流流量為

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S_o^{1/2} \quad (7-6)$$

雖然以曼寧公式只能求解水力問題之近似解，但是對於一些人工排水渠道系統之定型溝渠設計，則具有很大的便利性。

應用曼寧公式進行水力計算時，需根據實際情況來確定其合適之粗糙係數 n 值。根據曼寧公式得知，粗糙係數 n 是反映與溪流周邊有關影響流速的一個綜合性阻力係數，其大小取決於明渠表面的粗糙程度。因此，選擇粗糙係數必須結合實際情況全面加以考慮。除了參考水土保持手冊(2017)各種溪床及其兩岸條件選

擇合適的粗糙係數外，也有一些經驗公式可供推算天然溪流床面之粗糙係數，通常這類公式都以溪床質粒徑作為主要參數，如表 7-1 所示。

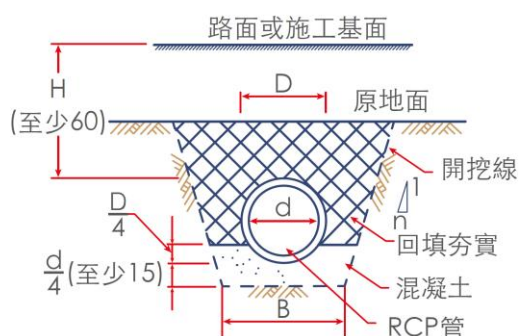
表 7-1 曼寧粗糙係數經驗公式一覽表

學者	公式	備註
Meyer-peter Muller(1948)	$0.0385 d_{90}^{1/6}$	d_r = 代表粒徑，以公尺(m)計，係指泥砂粒徑組成中 r (%) 較之為小之粒徑。通常溪床質代表粒徑是根據採樣孔粒徑分析後所得。
Lane-carlson(1953)	$0.0156 d_{75}^{1/6}$	
Keulegam(1949)	$0.0238 d_{90}^{1/6}$	
Einstein(1950)	$0.0132 d_{65}^{1/6}$	
Strickler(1923)	$0.0389 d_{50}^{1/6}$	
何黃式	$0.0654 d_{50}^{1/6}$	

資料來源：水土保持手冊，2017

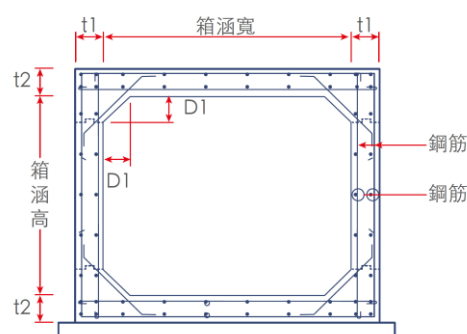
二、暗渠

暗渠(underdrain)施設於地表下，用於排除地下水及地下滲流水或銜接明渠以排除地表逕流，有效地引導、分流或排放至下游安全地區。暗渠種類包括涵管、箱涵、盲溝等，如圖 7-6 至圖 7-8 所示。



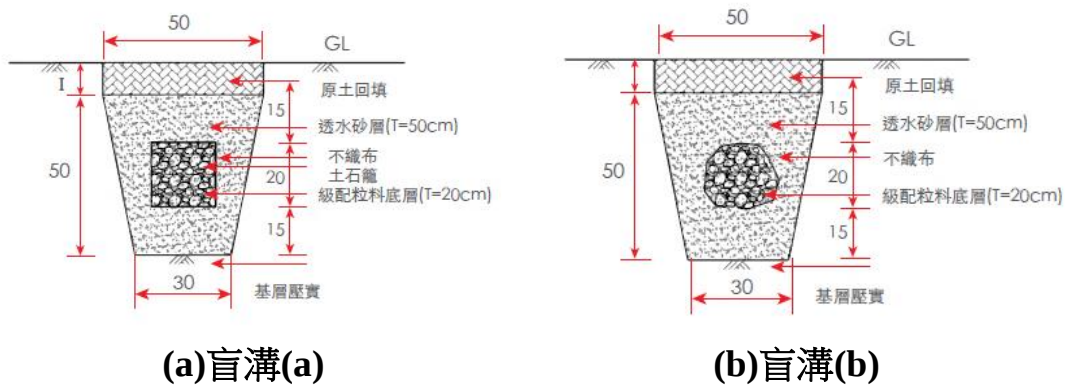
資料來源：公共工程委員會，2004

圖 7-6 涵管(RCP)示意圖



資料來源：林務局，2010

圖 7-7 單孔箱涵示意圖



資料來源：水土保持手冊，2017

圖 7-8 簡易盲溝側剖面圖

暗渠規劃設計原則如下(水土保持手冊，2017)：

(一)涵管：

- 1.涵管斷面以不設計滿流為原則，水深不大於內徑之 0.75 倍。
- 2.涵管原則上坡度介於 3~ 26%，但實務上之坡度應以實際計算為主。坡度較陡者建議設止滑樺或截水牆等防止下滑。
- 3.涵管埋設深度，普通混凝土管至少 50 cm 以上，離心式壓力混凝土管為 20 cm 以上，且以不大於 6 m 為原則。
- 4.涵管出口之底部，應與其下游排水溝水面相等或高於水面，必要時需設置跌水等消能設施。

(二)箱涵：

- 1.箱涵常用斷面為正方形，亦即箱涵高 H 等於箱涵寬 W 。若採矩形時，箱涵寬 W 不大於 $2H$ 。
- 2.箱涵之高、寬以不小於 1.5 m 為原則，以利清淤作業。
- 3.通常箱涵設計水深為 $y=0.8H$ ， H 為箱涵高，並於入水口處設置半圓柱型攔污柵以防阻塞。
- 4.箱涵埋設深度為 0~ 7 m。

(三)盲溝：

- 1.盲溝之設計應以使地下水及雨水可順利排出坡面為原則(建議將盲溝接出坡面)。
- 2.當地下水影響路基強度或邊坡穩定時，建議設置盲溝，並視需求決定埋設深度，以透水材料進行回填。
- 3.盲溝之橫斷面可考慮設計為渠狀或上寬下窄之梯形。
- 4.若為排除淺層地下水之使用時，盲溝之深度不宜超過 5 公尺。
- 5.盲溝之排水能力小，不宜過長。出水口底面高程應較溝外最高水位高 20 cm，以防止水流倒流。
- 6.碎石盲溝底部建議填以粒徑較大之碎石(3~ 5 cm)，其空隙大，使水較易流動。盲溝上部則可填入低透水性回填土，減少雨水入滲。
- 7.設置於路基挖方與填方交界處之橫向盲溝，可攔截或排除路基下方之層間水或泉水，以保持路堤填土之穩定性。

(四)箱涵及涵管於管渠之方向、坡度及管徑變化，落差過大處及管渠之合流點匯合點必須設置人孔，人孔以 50 m 及 60 m 設置一處原則，如為雙孔以上箱涵時應分別設置並交錯排列。

(五)施工注意事項

- 1.涵管底座應確實整平並儘量避免埋設於填土區上，如位於填土區上，應注意基礎土壤夯實，並加強涵管銜接部分，以防止涵管脫落。若土質較差地區使用混凝土管時，應鋪設 140 kg/cm² 混凝土加強，接頭應以水泥砂漿填縫，周圍回填土應選用不含大塊石之顆粒性材料分層夯實。

2.涵管底座可分為：

(1)砂基座：適用於地質良好地盤，底座厚度一般為涵管外徑之 0.4~0.5 倍，回填砂高度可達半管或全管。

(2)碎石基座：適用於鬆軟地盤，地下水位較高處，回填厚度為 20~30 cm。

(3)混凝土基座：除適用於軟弱地盤外，尚具有保護涵管之功用。

3.涵管入口宜設半圓柱或半球型攔污柵，出口應設消能設施或銜接排水溝。

4.涵管之排水容量，除應足以宣洩設計洪水量外，尚應參酌泥砂含量及漂流物而加大斷面。

5.涵管橫越道路等主要設施時，儘量與其成正交。

6.涵管埋於山坡地或倒虹吸構造時，須設置混凝土加強座(或稱項圈)以防止滑動變形及滲流。

7.處理地滑地區地下滲透水，應先觀察、測定地下水來源、流動方向，並研判滑動面後，在其上方靠近源頭處設置暗渠排水、集水井等設施。

8.當涵管流況為進口控制時，涵管通水能力受頭水位、涵管進口幾何形狀及斷面大小之影響，因此在進口視水理需要設置端牆、翼牆、導流牆，材料一般用混凝土砌卵石、混凝土或鋼筋混凝土，其厚度為 20 至 30 cm。涵管進口前溝渠如流速太快，須設置跌水或其他消能設施以消減過高能量。

9.離心式混凝土管接頭可按需要選擇膠圈接頭，平口接頭及大頭型承插式膠圈接頭三種。

10.碎石盲溝所使用之濾層材料應符合公共工程委員會施工綱要規範第 02319 章「選擇性回填材料」規定之碎石粒料。

11.盲溝施工時採用外裹濾布，應注意濾布是否遭碎石撕裂破壞。

三、跌水工

當輸水渠道內逕流平均流速大於最大容許流速時，可能造成渠底結構之破壞。因此，為了減緩水流流速及動能，於局部流速突增地點(落差集中處)所建造之消能設施，稱為跌水工(drop structure)。依消能方式跌水工種類(水土保持手冊，2017)，包括：

(一)A 型跌水(直線形入口，護坦式)：砌磚或鋼筋混凝土造，如圖 7-9(a)所示。

(二)B 型跌水(直線形入口，靜水池式)：砌磚或鋼筋混凝土造，如圖 7-9 (b)所示。

(三)C 型跌水(箱形入口，靜水池式)：砌磚或鋼筋混凝土造，如圖 7-9 (c)所示。

(四)D 型跌水(弧形入口，靜水池式)：砌磚或鋼筋混凝土造，如圖 7-9 (d)所示。

(五)E 型跌水(直線形入口，靜水池式)：混凝土砌塊石造，如圖 7-9 (e)所示。

各類型跌水工之適用範圍如下：

(一)凡溝渠坡度垂直落差大，可能繼續擴大沖蝕處皆可適用。

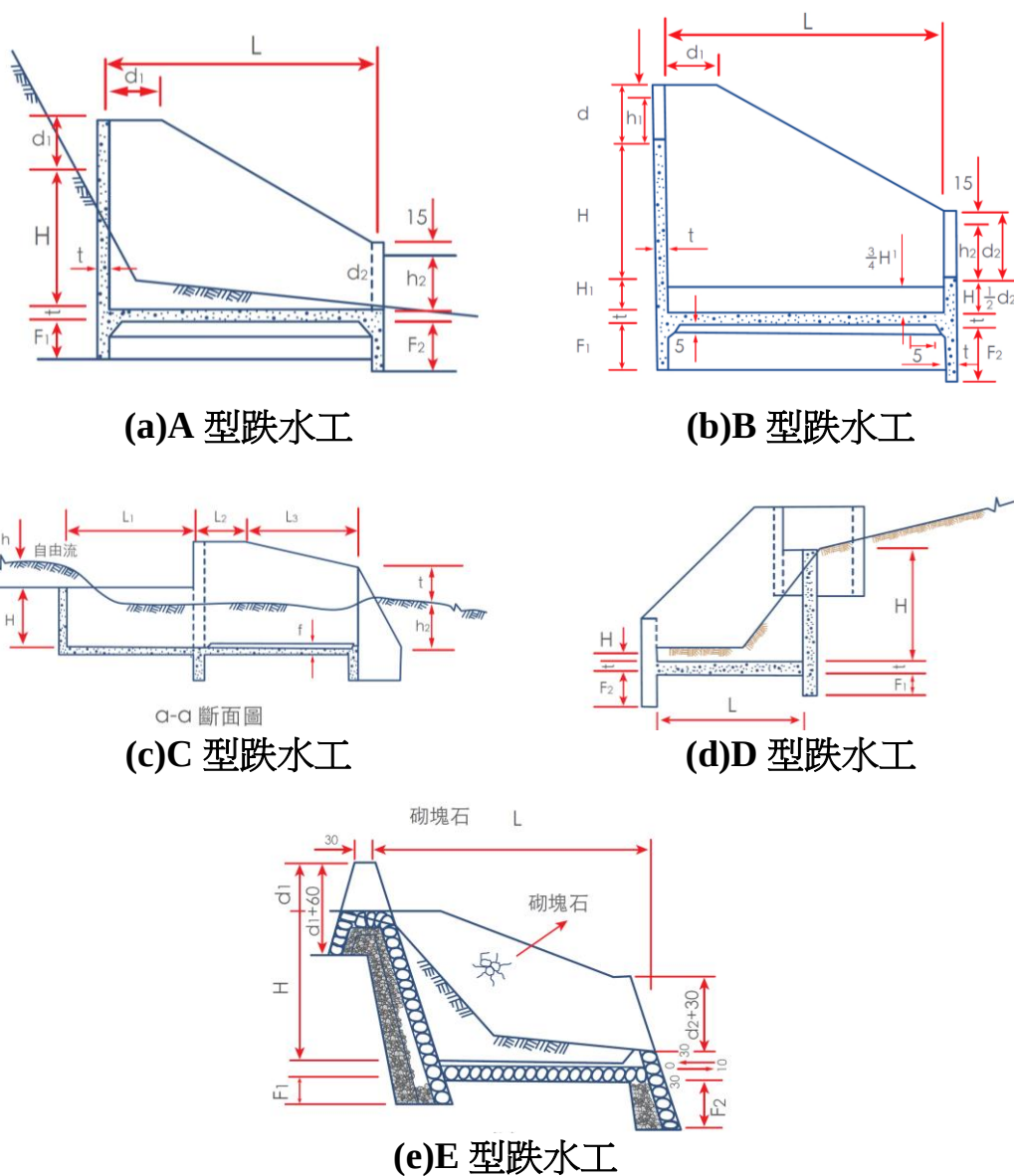
(二)跌水高度 H ，以 3 m 為限，超過 3 m 者應專案處理。

(三)磚砌跌水高度不得超過 2 m，牆高 1 公尺以上者用 1B。

(四)高差及流量稍大時，A 型跌水不適用。

(五)A 型跌水必要時得連續構築。

(六)流量較大，必須流經狹窄構造物，而在低水頭時採用 D 型跌水較佳。



資料來源：水土保持手冊，2017

圖 7-9 各類型跌水工示意圖

跌水工規劃設計原則(資料來源：水土保持手冊，2017)：

(一)鋼筋混凝土造之跌水，高度 2 m 以下者，厚度採用 15 cm 以

上，鋼筋用 D13 釐米間距 25 cm 以內；高度 2 m 以上者，厚度用 20 cm 以上，鋼筋 D13 釐米，間距 20 cm 以內。

(二)受地形限制，靜水池無法按規定長度構築時，可稍縮短，但不得小於計算長度之 80%。

(三)估計逕流量 Q ：請參閱排水設施設計。

(四)決定跌水型式：按溝寬、溝渠縱坡、落差、逕流量及工程材料決定。

(五)跌水入口應配合進流溝之斷面。

(六)計算跌水護坦或靜水池長度：

1.A 型跌水：護坦長度

$$L = 0.75(H + d) + H \quad (7-7)$$

式中， L = 長度(m)； H = 跌水落差(m)； $d = h$ + 出水高(m)。

2.B、D、E 型跌水：靜水池長度 L 按下列步驟求之

(1)先求入口臨界水深：

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad (m) \quad (7-8)$$

式中， $g = 9.8 m/s^2$ 。

(2)推求靜水池長度

$$L = \sqrt{H d_c} \left(2.5 + 1.1 \frac{d}{H} + 0.7 \left(\frac{d_c}{H} \right)^3 \right) \quad (7-9)$$

3.計算護坦或靜水池各部分尺寸：

(1)上游擴展牆長度：

$$B = \frac{1}{2}(W_u - b) + h_1 + 0.2 > 1.0 m \quad (7-10)$$

上式各型跌水適用。

(2)翼牆長度：

$$A = \frac{1}{2}(W_d - b - 0.4) + h + 0.2 > 1.0 \text{ m} \quad (7-11)$$

上式 A、B、D 及 E 等各型跌水適用。式中， W_u = 上游溝寬(水面寬)(m)； W_d = 下游溝寬(水面寬)(m)。

4.消能檻：B、D、E 型跌水消能檻可依下式計算

$$H' = \frac{d_c}{2} \quad (7-12)$$

$$X = C_x b + 0.45 \quad (7-13)$$

上式 C_x 值如下表：

W_d / b	1.0	1.05	1.1	1.15	1.2	1.3
C_x	0	0.075	0.125	0.15	0.17	0.19
W_d / b	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	2.0
C_x	0.21	0.23	0.24	0.25	0.26	0.27

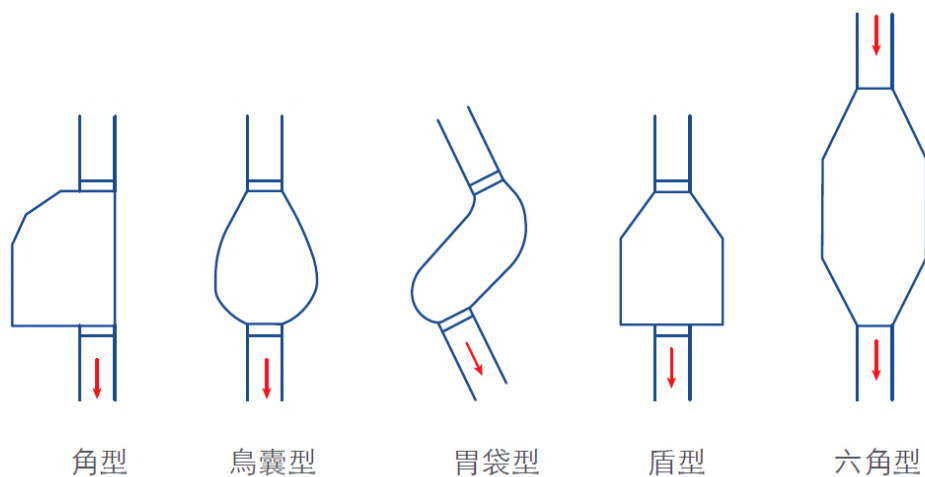
(七)施工注意事項

- 1.構造物施設地點應詳加勘查，注意跌水關係位置，急彎處跌水入口及出口方向，應與上下游流向一致。
- 2.注意放樣，使護坦或靜水池稍低下游地盤線。
- 3.挖出之土方不可置於渠道中，應堆置兩邊。
- 4.回填土應充分夯實，高度應超過跌水翼牆至少 20 cm，並向跌水呈內斜狀。
- 5.施工中如發現原設計深度之基礎土質過鬆，應即追加深度。
- 6.跌水胸牆及兩邊翼牆均須設洩水孔，大小以 $\phi 80 \text{ cm}$ ，每 1 m^2 設一孔為原則。

7.1.3 沉砂池

沉砂池位於渠首工與農塘之間的附屬設施，旨在攔截或沉積土石之構造物，以降低農塘泥砂進流和淤積。

沉砂池之形狀及大小係依據流量、推移質砂礫數量、形狀、入口處之河床坡度、淤砂度及地形而定。一般常見者有角型、鳥囊型、胃袋型、盾型、六角型及長橢圓型等，其周圍護岸之材料有混凝土、漿砌石及土堤等，如圖 7-10 所示。



資料來源：水土保持手冊，2017

圖 7-10 沉砂池示意圖

據研究，沉砂池長度、深度與哈真數(Hazen number)具有以下關係，即(水土保持手冊，2017)

$$H_a = \frac{W_s L}{V H} \quad (7-14)$$

式中， W_s = 泥砂(4 號篩以上粒徑)之沉降速度(公尺/秒)； L = 沉砂池長度； V = 水流進入沉砂池流速； H = 沉砂池深度。另哈真數與沉砂池因砂率(η)之關係，可表為

$$\eta = 1 - e^{-H_a} \quad (7-15)$$

一般，建議以 4 號篩粒徑砂石為代表粒徑計算，則因砂率計算結果應採取 $\eta \geq 0.67$ ，代入式(7-14)及式(7-15)可得沉砂池長度與深度之

關係為

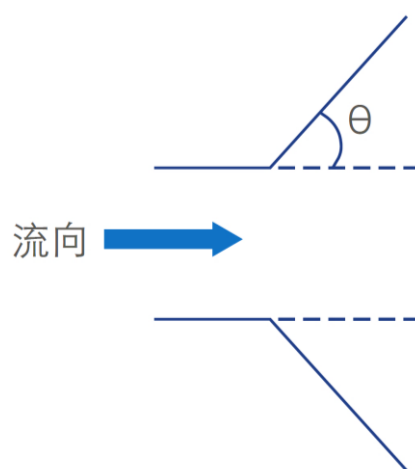
$$L \leq \left(\frac{1.1V}{W_s} \right) H \quad (7-16)$$

當沉砂池深度及流速確定後，可依據連續性方程計算沉砂池寬度為

$$B = \frac{Q}{H V} \quad (7-17)$$

除了上述以計算方法決定沉砂池長度、深度與寬度外亦，可採用一些經驗數據，包括：

- 一、沉砂池寬度應為進流水寬 3 倍以上。
- 二、沉砂池長度應大於寬度。
- 三、沉砂池深度應為進流溝渠水深 2 倍以上。
- 四、以開挖方式施設，其深度視容量而定，建議至少在 0.5 m 以上，其縱坡度 0.5% 以上。
- 五、入口處放入之角度視溪流狀況，施工位置而異，一般 $\theta=30^\circ \sim 60^\circ$ ，如圖 7-11 所示。



資料來源：水土保持手冊，2018

圖 7-11 沉砂池水流流向示意圖

此外，沉砂池周圍應設置防護措施，以策人畜安全。另，應設置人工或機械清淤之相關設施。

7.2 管線進流設計

當溪流距離農塘較遠或因地形不便時，常採用管線方式引入塘，藉以補充水源。管線引流主要由前端取水設施、管材、管線配置(含釋氣閥、排砂閥)及農塘(或蓄水池)等所組成，其設計原則：

一、取水位置必須配合地形調整，一般均設置於水源豐富，且能避免洪水衝擊或淤埋破壞(如取伏流水)；另，工程機具容易到達地區。

二、取水堰(或固床工)應設置於斷面較狹窄的溪段為佳。

三、如無設置取水堰者，取水點宜設於凸岸，以避面水流衝擊破壞。

四、管材選用：

(一)以耐久性較佳之高密度聚乙烯管(HDPE)、延性鑄鐵管或(鍍鋅)鋼管為優先。

(二)暗管可採用耐衝擊硬質聚乙烯塑膠管(HIP)。

(三)管內水壓高於管材許可操作壓力，應裝設減壓安全設施。

五、管線布設應以牢靠且易於維護為主，可以沿著道路旁或擋土牆等混凝土構造物布設；管線如需橫過深谷之處，應考慮以鋼纜線橫過，作為管線依附支撐之用。

六、沿著溪岸布設時，應選取邊坡較穩定的溪岸，同時應加以固定牢靠，避免颱風豪時遭到沖毀破壞。

七、管內水壓高於管材許可操作壓力，應裝設減壓安全設施。

八、於管線末端應設置閥門，作為控制水流進流用途。

這種引水方式比較容易在颱風豪雨時遭到沖毀破壞，同時受限於尺寸，其引流量相當小，即便在降雨過程也僅能略為增加，對溪流滯洪起不了任何作用。

7.3 側溢流堰設計

從農塘滯洪功能觀點，除非採以溪流側溢流方式進流外，否則離槽式農塘僅能以渠道、管線或蓄積坡面極小部分之地表逕流，減少一些溪流逕流量，對溪流滯洪貢獻則是相當有限。

一、側溢流堰設計

側溢流堰設計主要包括堰高及堰長，是決定溢出溪流水流流量之多寡，如圖 7-12 所示。一般，都在確定溢出之水流流量下，設計堰高及堰長，其相關原則如下：

(一)斷面①與②間溢流量 $Q_s = Q_1 - Q_2$ 。 Q_1 =堰上游設計進流量，即堰下游設計流量與溢流量之和； Q_2 =堰下游設計出流量。

(二)渠道斷面②以下水深 y_2 為下游設計流量在等速流流況下之正常水深。

(三)斷面形式以梯形和矩形為主，惟小流量時，通常採用矩形斷面。

(四)溢流堰斷面深度應包含出水高度；出水高度以不小設計水深之 20% 為原則。

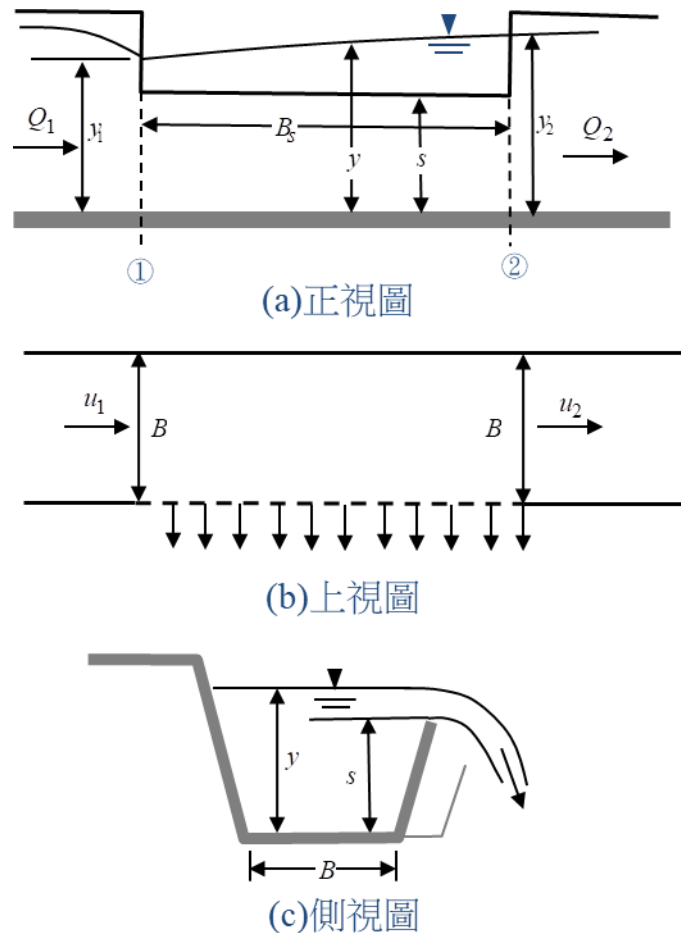


圖 7-12 側溢流堰示意圖

二、側渠設計

當過剩的水流自側溢流堰流出後即自動流入側渠，水由側渠跌至水池，再由水池直接經由管線或渠道排出。

- (一)側渠通常為矩形斷面，且應具有適當的尺寸以便施工。
- (二)側渠底床坡度應使足以產生超臨界流，且為順利排水，渠底坡度應相當陡於臨界坡度，較保守的最小坡度為 0.05。
- (三)側溢流堰與側渠銜接處應加強消能設計。
- (四)其他設計原則參見輸水工之相關原則，

三、渠道與側溢流混合引流設計

此係將渠道引水和溪流側溢流合併之一種設施，兼具平時渠

道引水補充農塘水源，以及洪水期側溢水流降低溪流洪峰流量。
與渠道引水之最大差異，在於渠首工之設計。

為增加渠首工側溢流效果，除了依照上述渠首工之設計原則外，通常在閘門上方沿著水流方向預留一矩形或梯形切口，將高出其底部高程以上之水流，導引至渠道及農塘，達成降低溪流洪峰流量之成效，如圖 7-13 所示。圖中，係以直立式閘門為例說明兼具取水和滯洪功能之渠首工設計概念。

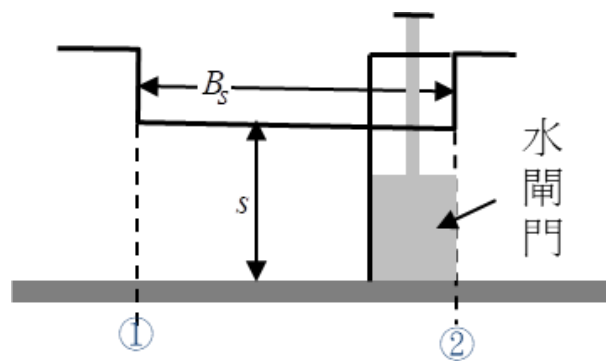


圖 7-13 兼具取水和滯洪功能之渠首工設計示意圖

7.4 出流控制設施設計

離槽式農塘出流控制設施功能與在槽式農塘一樣，均屬控制出流洪峰流量，藉以提高其遲滯洪水之功能。但是，受限於所在區位及進流方式，離槽式農塘一方面作為溪流側溢流流量之承體，間接促成溪流達成滯洪目的，另一方面當農塘承接來自溪流側溢流流量之後，通過自身出流控制設施之妥善設計，再次發揮滯洪功能，這是具有雙重滯洪效能之一種操作模型。

離槽式農塘出流控制設施包括出水口及緊急溢洪口，前者是作為遲滯洪水之用途，而後者則是作為排洩超過設計標準之洪水，如圖 7-14 所示。圖中，相關名詞定義參見 6.8 節。

7.4.1 農塘進、出流洪峰流量

當溪流水位超過某一設定水位後，即由側溢流堰溢出，經渠道或管線方式導入農塘，即

$$I_p = Q_s \quad (7-18)$$

式中， I_p =離槽式農塘進流量(cms)； Q_s =溪流側溢流洪峰流量(cms)。

根據式(4-43)得知，農塘進、出流洪峰流量可表為

$$O_p = I_p - \frac{V_H}{1800 t_a} \quad (7-19)$$

式中， O_p =農塘出流洪峰流量(cms)； V_H =農塘滯洪容積(m^3)； t_a =側溢流堰溢流時間(hr)。考量離槽式農塘滯洪容積相當有限，很難承受過量的側溢流流量，故將上式代入式(4-78)可得

$$I_p t_a \leq \frac{V_H}{360} \quad (7-20)$$

當農塘滯洪容積(V_H)為已知時，由上式可得側溢流流量及其溢流時間乘積之上限值。

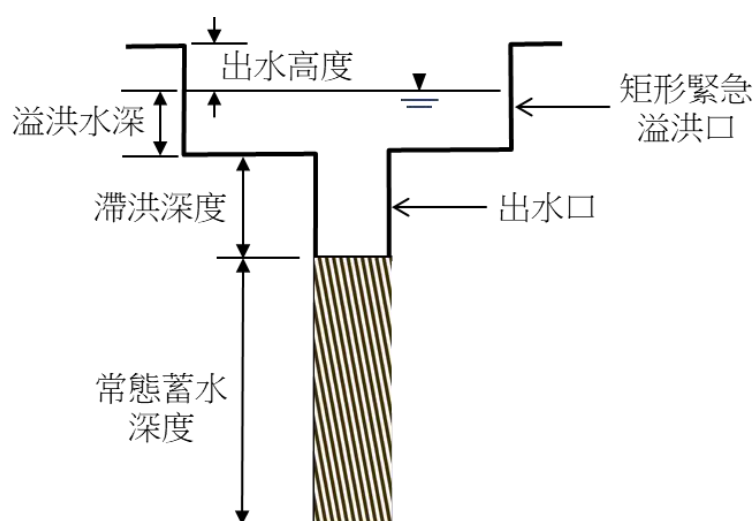


圖 7-14 離槽式農塘出流控制設施示意圖

7.4.2 出水口

出水口設置位置必須考量常態蓄水及滯洪之需求，一般應至少滿足附近農業灌溉用水需求下，設計高效能之出水口，以有效降低下游地區之洪峰流量。一般，出水口設施多數採用孔口流、滯洪壩或比例堰等，以圖 7-14 為例，採用懸臂式矩形滯洪壩作為出水口。

關於出水口設施設計及演算，請參見 6.8.1 節。

7.4.3 緊急溢洪口

雖然水土保持技術規範第 56 條中，未就開挖式農塘緊急溢洪口提出具體規定，惟當超過設計標準之進水量，可能危及下游保全對象或農塘之安全時，建議仍應設置緊急溢洪口，且其設置排洪標準以宣洩重現期十年設計洪峰流量為原則。

一般，開挖式農塘緊急溢洪多數採用堰流，如圖 7-14 為採用矩形堰作為緊急溢洪口。根據 4.5.2 節，依據堰體上水深與其厚度之比值，有銳緣堰及寬頂堰之分，其中銳緣堰以幾何形狀區分，則有矩形堰、三角形堰及梯形堰等形狀。

7.4.4 出水高度

由於設計洪峰流量係由水文分析所獲得，其計算值及其所反映之水位均存在一定的不確定性，故為保證洪水不發生溢淹致災事故，設計通水斷面必須考量水文不確定性所可能引發之水位抬高問題。一般處理的方式是，將設計洪水位乘以一安全係數，即為出水高度 (freeboard)，表為方程式可寫為

$$H_t = H_{de} + h_f \quad (7-21)$$

式中， H_t =設計斷面高度； H_{de} =設計洪水深； h_f =出水高度。依據水土保持技術規範第 56 條，開挖式農塘出水高度應介於 0.4 m～1.0 m 之間。

7.4.5 攔汙柵

攔汙柵是出流控制設施之重要附屬設施，主要在攔阻枯枝及雜物流入控制設施內部而造成阻塞，其設計原則參見 6.8.4 節。

7.5 下游聯外排水渠道

離槽式農塘下游聯外排水渠道係排放其出流量之唯一途徑，必須保證其通水斷面足以排放農塘出流洪峰流量，即

$$Q_d \geq O_p \quad (7-22)$$

式中， Q_d =排水渠道設計排洪量。上式係農塘出流洪峰流量之限制條件，限制了農塘出流洪峰流量不得大於下游聯外排水路之排洪量。

考量農塘因應不同進流條件而有兩種出流洪峰流量，一是在設計洪峰流量下之出流洪峰流量，這是屬於正常狀況下之出水口出流量；另一是超過設計標準之進流洪峰流量時，必須通過緊急溢洪口排洩進流量，此時出流洪峰流量屬於最大出流量。

一、出水口出流量設計

圖 7-15 為聯外排水路斷面示意圖。假設聯外排水路水理適用於明渠均勻流流況，其排洪量可按曼寧公式計算

$$Q_d = \frac{A_d}{n_d} R_d^{2/3} S_{od}^{1/2} \quad (7-23)$$

式中， A_d =排水通水斷面積； n_d =曼寧粗糙係數； S_{od} =排水路底床坡度； R_d =農塘下游渠道水力半徑，可表為

$$R_d = \frac{A_d}{P_d} \quad (7-24)$$

$$A_d = (b_d + z_d h_d) h_d \quad (7-25)$$

$$P_d = \left(b_d + 2 h_d \sqrt{1 + z_d^2} \right) \quad (7-26)$$

式中， b_d =排水路底寬； h_d =排水路設計水深； z_d =排水路邊坡係數； P_d =潤濕周長。將式(7-24)、式(7-25)、式(7-26)等代入式(7-23)，經整理後可得

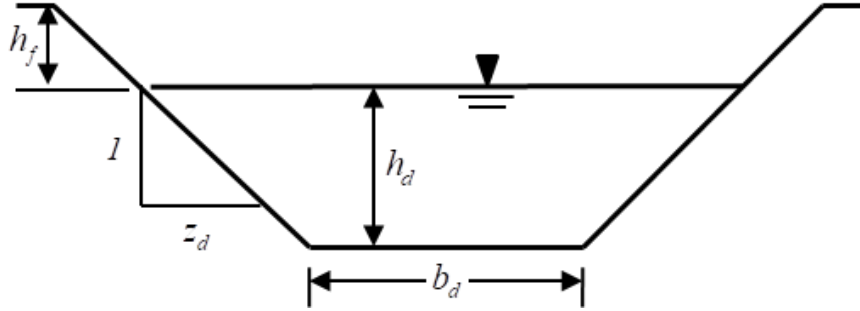


圖 7-15 聯外排水渠道斷面示意圖

$$\frac{n_d Q_d}{S_{od}^{1/2}} = \frac{(b_d + z_d h_d)^{5/3} h_d^{5/3}}{(b_d + 2h_d \sqrt{z_d^2 + 1})^{2/3}} \quad (7-27)$$

上式包含 b_d 、 h_d 及 z_d 等未知數，故必須先設定其中兩個未知數，再以試誤法(trial and error method)上式求解其中一個未知數。

二、緊急溢洪口出流量設計

此情況必須將下游聯外排水渠道之出水高度納入排洪斷面，即通水斷面、潤濕周長及水力半徑可分別表為

$$A_{dm} = [b_d + z_d (h_d + h_{fd})] (h_d + h_{fd}) \quad (7-28)$$

$$P_{dm} = [b_d + 2(h_d + h_{fd}) \sqrt{1 + z_d^2}] \quad (7-29)$$

$$R_{dm} = \frac{A_{dm}}{P_{dm}} \quad (7-30)$$

式中， A_{dm} =含出水高度排水路斷面積； P_{dm} =含出水高度排水路潤濕周長； R_{dm} =含出水高度排水路水力半徑； h_{fd} =下游聯外排水渠道出水高度。故考量出水高度之排水路全斷面排洪量可表為

$$O_{dm} = \frac{A_{dm}}{n_d} R_{dm}^{2/3} S_{od}^{1/2} \quad (7-31)$$

【範例 1】

已知農塘下游聯外排水矩形混凝土渠道之底寬為 0.8 m，高度 1.2 m，渠道底床坡度為 0.005。假設農塘滯洪容積達 $5,250 m^3$ 及側溢流堰溢流時間為 0.75 hr，試推估溪流側溢洪流洪峰流量？

【解】

一、求解農塘下游聯外排水渠道之排洪量

由曼寧公式可得

$$Q_d = \frac{A_d}{n_d} R_d^{2/3} S_{od}^{1/2} = \frac{b h}{n_d} \left(\frac{b h}{2b + h} \right)^{2/3} S_{od}^{1/2}$$

已知混凝土渠道之曼寧粗糙係數 $n_d = 0.012$ ； $b = 0.8 m$ ； $h = 1.0 m$ 及 $S_{od} = 0.005$ ，代入上式可得渠排洪量 $O_d = 2.148 cms$ ，而渠道出水高度 $h_{fd} = 0.2 m$ 。

二、設定農塘出流洪峰流量

農塘出流洪峰流量 $O_p \leq Q_d$ ，故設定農塘出流洪峰流量

$$O_p = 2.148 cms。$$

三、推估溪流側溢流洪峰流量

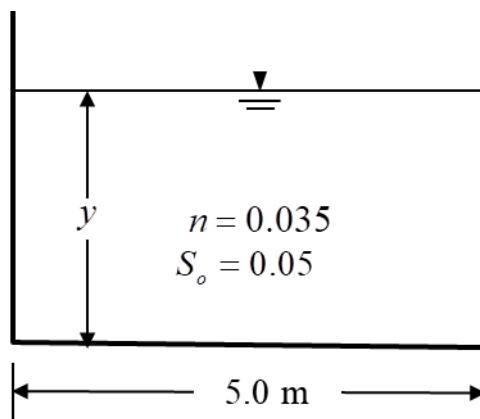
已知 $V = 5,250 m^3$ 及 $O_p = 2.148 cms$ ，代入式(7-19)可得溪流側溢流洪峰流量

$$Q_s = O_p + \frac{V_H}{1800 t_a} = 2.148 + \frac{5250}{1800 \times 0.75} = 6.04 cms$$

【範例 2】

承上題，已知側溢流堰上游洪峰流量達 59.2 cms，而溪流斷面如例圖 7-2 所示。試設計矩形側溢流堰尺寸。

【解】



例圖 7-2

一、計算側溢流堰上游水深

已知溪流寬度 $B=5.0\text{ m}$ ，溪床坡度 $S_o=0.05$ ，曼寧粗糙係數 $n=0.035$ ，代入曼寧公式，即

$$Q_1 = \frac{A}{n} R^{2/3} S_o^{1/2} = \frac{5 \times y}{0.03} \left(\frac{5 \times y}{10 + y} \right)^{2/3} \times 0.05^{1/2} = 59.2\text{ cms}$$

採用試誤法可得 $y=2.06\text{ m}$ 。

二、計算迪馬奇係數

$$\text{福祿數 } F_1 = \frac{V}{\sqrt{g y}} = \frac{59.2 / (5 \times 2.06)}{\sqrt{9.8 \times 2.06}} = 1.28 > 1.0$$

$$\text{則狄馬奇係數 } C_M = 0.36 - 0.008 F_1 = 0.35$$

三、計算側溢流堰頂至溪床間之高度(s)

代入側溢流堰流量公式[即式(4-35)]，可得溢流堰高度 s

$$Q_s = \frac{2}{3} C_M B_s \sqrt{2g} (y - s)^{1.5} = 6.04$$

$$6.04 = 1.033 B_s (y - s)^{1.5}$$

令 $s = y - 0.3 = 2.03 \text{ m}$ ，故可得 $B_s = 36 \text{ m}$

如採用式(4-35)時，即

$$Q = 0.825 B_s (y - s)^{1.5} = 6.04$$

可得 $B_s = 44 \text{ m}$ 。

7.6 邊坡處理

開挖式農塘四週邊坡多屬挖方邊坡(excavated slope)，主要是為保持挖掘區邊緣未擾動土體之穩定，防止坍塌所預留之斜坡。參考水土保持技術規範第 56 條，挖方邊坡設計原則，包括：

- 一、堤高不得超過 3.0 m。惟如超過 3.0 m 者，應以階段式設計為原則，每垂距 3.0 m 高度，設置寬度不得小於 1.5 m 之平台。
- 二、滿水位以下邊坡坡度以緩於 1：1.5 為原則，惟因土質因素而無法維持穩定時，宜考量因地制宜實施：

(一)邊坡土壤改質，例如將池底淤泥拌合級配砂石，或拌合水泥形成低強度回填材料(Controlled Low Strength Material，CLSM)，並回填碎石作為面層，以提高其穩定性。

(二)採用抗沖蝕網袋(或 PE 土包袋、抗沖蝕生態袋等)內填土壤和碎石方式疊砌，以維持邊坡之穩定，如圖 7-16 所示。

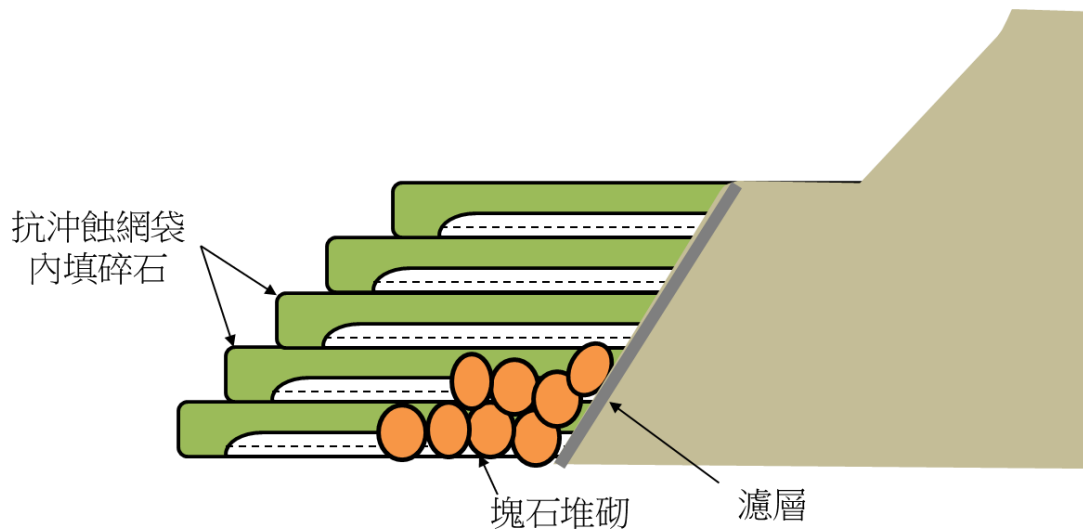


圖 7-16 抗沖蝕網袋內填碎石護坡

(三)水源充沛，豐枯不明顯，且水位變動較小之農塘，可以採用打入木排樁形成階段方式，以提高邊坡土壤加勁之功能，如圖 7-18 所示。其他，包括應用於護岸之生態工法，均可因應現場實際條件而加以調整應用之。

(四)沿著邊坡堆疊多層太空包，並以砂土覆蓋作為面層，如圖 7-18 所示。其中，太空包內填現地拌合材料(現地土石與適量水泥及水充分拌合之材料)；另，考量農塘地盤多屬淤泥沉積而成，其承載能力或有疑慮，故太空包堆疊以不超過三層為原則。

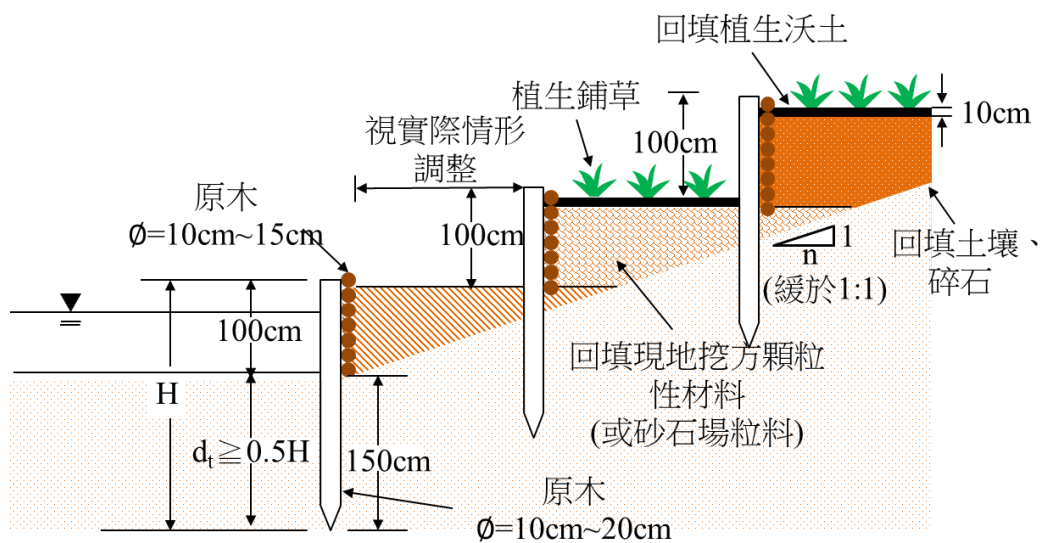


圖 7-17 木排樁階段示意圖

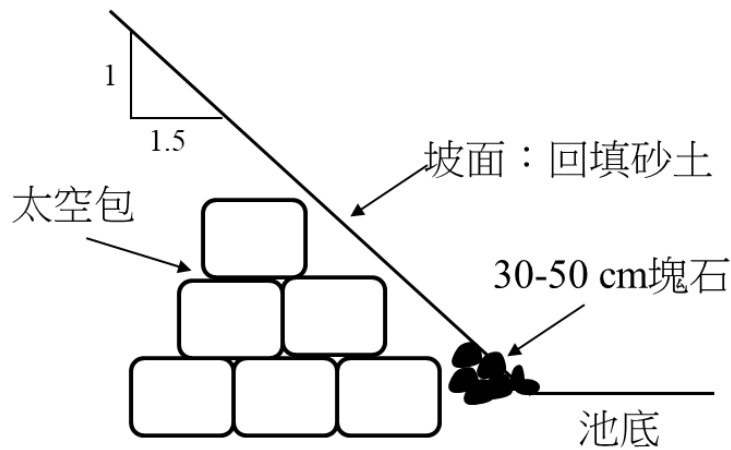


圖 7-18 邊坡背填太空包示意圖

- 三、滿水位以上邊坡坡度以緩於 1：2 為原則，並視實際需求，採用植生護坡。倘有侵蝕之虞，可以採用抗沖蝕網或蜂巢格框等穩固邊岸，再予以覆土植草。
- 四、不宜直接採用池底淤泥培厚邊坡，主要是因其透水性低，且部分淤泥因有機質腐蝕而發出異味，不僅不利於植物生長，也會影響周遭環境之生活品質。因此，應盡量避免採用，如無法避免採用時，必須經過改質(如加入粗粒料拌合)後始能運用。
- 五、為避免漏水，應與池底一併實施防滲處理。防滲處理原則應參考池底防滲方法。
- 六、位於邊岸周遭之既有喬、灌木應予以保留，施工時不可任意砍除或破壞。
- 七、塘岸緊臨道路者，宜採用灌木或其他綠籬等形塑「安全圍籬」。

7.7 池底及餘土處理

農塘池底處理首重防止滲漏，其處理原則如下：

- 一、以清除淤泥擴大蓄水容積之處理方案，應審慎處理不可破壞池底防滲措施(或牛踏層)，或因清除淤泥而導致滲漏問題。

- 二、防滲處理優先採用粘土層防滲；倘若不易取得粘土或價格太高，得採用皂土毯防滲，惟不宜採用 HDPE 作為防滲材。
- 三、農塘水源如屬湧泉時，則不可採用防滲處理。
- 四、新建滯洪保水設施時，宜考量採用上、下池設計，並以上池作為沉砂之用途，同時預留清淤便道，如圖 6-12 所示。
- 五、清除淤泥應考量就地處置或利用為原則，倘無法再利用而有餘土時，則以餘土近運處理，惟外運處理時務必注意腐蝕味道影響環境。
- 六、池底淤泥通常不宜直接做為回填料，必須經過改質處理(如添加粗粒料)。

第八章 農塘施工原則

本章係說明修構具蓄水灌溉和滯洪等功能之農塘所需材料、施工、計量與計價等相關規定，包括底部不透水層施作、土壩施作、進出水口及引水設施及沉砂設施等。

8.1 材料

8.1.1 不透水層材料

不透水層材料係指農塘蓄水範圍內為防止滲漏所施設之防水層設施工程，除根據契約一般條款的要求依循本規範所列材料施工外，施工廠商就其工地現場環境、經費研提優質施工方式，並向工程司提出報告。

- 一、皂土複合防水材層：應符合第 07135 章「皂土複合防水」(行政院公共工程委員會，2020)產品之相關規定。
- 二、高密度聚乙烯不透水布：應符合第 07136 章「掩埋場防水層」(行政院公共工程委員會，2020)產品之相關規定。
- 三、黏土防水材層：本工程所使用之黏土，其種類、成分及粒徑組成均需符合圖說，並於現場經工程司認可後方能使用。使用黏土防水材層之黏土成分 40%以上，其土壤內不得有雜物、有機質或尖銳物；送到工區必須由帆布及不透水敷蓋包裝妥當予以適當保護，避免水分蒸散，使在運送途中與堆置期間不致受損變質。

8.1.2 土壩回填材料

- 一、壩體各區填築材料，應為經工程司認可之適當材料，不得含有樹枝、樹根、雜草、腐植土，其他有害物質及不適用材料。不適用材料依第 02320 章「不適用材料」(行政院公共工程委員會，2020)之規定處理。
- 二、採填築防滲心層及均質土壩的土料：填築防滲心層及均質土壩的土料，壓實後應具有要求的抗剪強度與低滲透性能，並且最好是壓實容易、變形量小及塑性好，土料中按重量計的有機質含量應小於 1.0%，水溶鹽含量小於 3.0%。
- 三、採填築殼層的土石料：填築殼層的土石料應按土石料中按重量計的有機質含量應小於 5.0%，水溶鹽含量小於 8.0%。避免土石料中雲母含量過多的風化砂難以壓實，浸水後還會產生顯著的膨脹現象，因此不宜用於築壩。

8.1.3 借土區

一、通則

- (一)借土區內一切取土之位置、範圍及深度，應依規定經工程司核可後或依照工程司指示辦理。為能取得最適當之材料，工程司有權在借土區範圍內，變更取土之界限或位置，承包商應依照指示辦理。
- (二)取土作業不得損減或毀損其借土區之任何部分，否則承包商應負賠償之責。
- (三)開挖取土作業應先進行原地面之清除與掘除工作，再由上部開始向下分層平取，不可採坡下掏挖取土方式。各階段分層

取土厚度以 3m~5m 為宜；並於每一階段完成取土後，即予修坡植生綠化，藉以抑制坡面表土沖刷，並予綠化環境增進景觀。取土作業中各層次開挖面應隨時向山側或內側下傾保持適當的斜度並設置臨時截流溝，引導地面水流入既有之排水溝，以免地面水沿山坡面直洩濫流，造成大量土石泥漿之洩流，危及附近公、私有財產及生命安全。

(四)取土填築壩體期間運輸道路應予維護，必要時應灑水以免塵土飛揚。凡一切有關噪音、污染、灰塵、公害等之防制及環境衛生事項均應遵照並符合政府環保暨有關主管機關法令之規定。

(五)取土完成後，取土範圍外被破壞之原有設施或景觀生態，承包商應負責予以復舊或整理至工程司認可之程度。

二、含水量與排水

(一)當填築材料在借土區需要在開挖前灑水時，應注意使材料之含水量均勻，避免過份逕流及低窪地之積水，並留有足夠時間使水份滲入填築材料中，並加以養護。

(二)填築材料於借土區任何地點，於開挖作業前或作業期間，如工程司認為含水量過高，應設法降低含水量，其方法如選挖較乾材料、將含水量過高的材料挖取並放置於臨時堆存場、挖排水溝等給予適當時間降低含水量，或其他任何經工程司認可之方法。

(三)砂、礫、卵石[殼]層填築材料，在運至壩體填築地點前，應充分且均勻地溼潤。

8.1.4 其他

一、石材：本工程所使用之石材，其種類、大小、外觀形狀等均需符合圖說，並於現場經工程司認可後方能使用。

二、透水材料：應符合第 02319 章「選擇性回填材料」(行政院公共工程委員會，2020)產品之相關規定。

三、模板：應符合第 03110 章「場鑄結構混凝土用模板」(行政院公共工程委員會，2020)產品之相關規定。

四、止水帶、封縫劑及填縫料：應符合第 03150 章「混凝土附屬品」(行政院公共工程委員會，2020)產品之相關規定。

五、鋼筋：應符合第 03210 章「鋼筋」(行政院公共工程委員會，2020)產品之相關規定。

六、混凝土：應符合第 03310 章「結構用混凝土」(行政院公共工程委員會，2020)產品之相關規定。

七、表面修飾：應符合第 03350 章「混凝土表面修飾」(行政院公共工程委員會，2020)產品之相關規定。

八、混凝土養護：應符合第 03390 章「混凝土養護」(行政院公共工程委員會，2020)產品之相關規定。

九、地工織物材質：應符合第 023420 章「地工織物」(行政院公共工程委員會，2020)產品之相關規定。

十、塊（卵）石：應符合第 02386 章「砌排石工」(行政院公共工程委員會，2020)產品之相關規定。

十一、其他材料

(一)洩水管應符合 CNS 1298 K3004(行政院公共工程委員會，2020)

之規定。

(二)砌石所用之石塊應表面潔淨、質料堅硬耐久、無風化、無分裂紋縫等現象者。

(三)其他產品依設計圖說之規定。

8.2 施工

8.2.1 準備工作

一、施工準備工作之一般規定有二，包括：

(一)基礎應按設計圖界線及坡度施工，若在施工前或施工中，各填區間或池底各部分之界線經工程司指示。

(二)工程未竣工及驗收前，應依規定或經核准之方法維護農塘，凡對農塘有任何損傷之處應負責修復，不另給價。

二、防水層之材料必須儲存在經工程司核准的乾燥及受到保護的地區；施工過程中的搬運及堆置，要避免產品及其外包裝的損傷，若有損壞的產品應無償更換且應儘速運離工地。

三、防水層鋪設面應平順，所有鬆動物質及雜物應清除，現場內任何尖銳物足以毀損防水層之物品，如鐵釘、木材、突出物等，於鋪設前，應全部清除之。

四、若鋪設防水層需配合整地工程進度，於場地清除完成後，依據核准之施工圖鋪設之，其錨碇溝之開挖、回填，均以安全穩固為原則。

五、地盤軟弱部分，需經工程司指示方式處理，必須確實壓實，並經工程司同意後，始得進行防水層鋪設工作。

六、防水層鋪設前，需整地至設計圖標示之高程，並經填實壓平後，再依設計圖所示鋪設防水層。於鋪設完成後，除設計圖另有規定外，表面覆土[30cm]厚之壓實[砂土][壤土]覆蓋土，邊坡部分需防護防水層免遭破壞。

8.2.2 施工方法

一、基礎開挖

基礎面之開挖整理，依照第 02311 章「壩基礎開挖」、第 02312 章「壩基礎開挖面處理」及基礎面未經排水、清理等(行政院公共工程委員會，2020)適當處理;土壩填築前要清除表層腐植土及鬆動的土砂，例如較薄的細砂、稀泥、草皮、亂石及鬆動岩塊等，清除深度約為[10-30 cm]。土壩防滲心層與壩基必須可靠地連接。當基礎為岩基時，應先對岩石表面的各種節理和裂縫進行適當的處理。未經工程司查驗核可前，不得進行任何部份之填築工作。

二、土壩施作

- (一)內側壩面於最高洪水位以下部分需進行拋石或鋪面保護。
- (二)填築心層土料應具有一定的可塑性，以適應不均勻沉陷，避免產生變形裂縫。施工時應保持一般塑性指數介於 7~20 的土料。
- (三)當採用土壩之填土施工應分層填壓夯實，每層厚度以不超過 30 cm 為原則，相對夯實度達[90~95%]以上為原則，而土壩之壩體施工及基礎處理均應避免滲漏及管湧現象。
- (四)如果工程司認為任何填方層次之輾壓面過濕而不適於次層填築材料之適當壓實，則該層次應予以刮除，曬乾，或使用翻

土機、耙鬆機或其他適當機械翻曬土料，使其含水量減至規定範圍，然後在填築次層前重新輾壓。

(五)施工含水量之控制

填築材料之施工含水量應儘可能使之均勻，施工含水量之容許範圍係根據設計條件而規定適當百分率。所謂「最佳含水量」者，係在「室內標準夯實試驗」中，得最大乾密度時之含水量。填築材料之施工含水量，應盡可能於借土區在開挖前調成適當含水量。在借土區內，在開挖前調節土壤含水量時，應將開挖、搬運、填鋪操作中可能損失之含水量加以考慮。

三、底部不透水層施作

(一)前置作業：整地過程中如發現有大型廢棄物、石塊、尖銳物品等具危害防滲水作業，應予以剔除，以確保防滲水作業之效果。

(二)加水軟化：如使用土壤或黏土防水材層應加水使其達到含水量[]%充分濕潤軟化，以利分層碾壓作業進行。

(三)現場防水層搭接前，需將搭接部分徹底清除潔淨異物再行搭接，如泥土、砂土、砂石等。搭接之接縫必須錯開排列。

(四)不透水層之施作目的在於農塘池底阻止水流向下滲漏，池底功能應符合設計圖說要求，如設計圖說未詳細說明，需經蓄水檢驗。

1.皂土複合防水材層：應符合第 07135 章「皂土複合防水」(行政院公共工程委員會，2020)施工之相關規定。

2.高密度聚乙烯不透水布：應符合第 07136 章「掩埋場防水

層」(行政院公共工程委員會，2020)施工之相關規定。

3.黏土防水材層：

在夯實過程中，黏土土塊必須以機械方式打碎，且每次夯實鋪設土層厚度以 30 公分為限，且夯實機械能完全穿過鋪土厚；每一鋪土層夯實後，其表面之粗糙化與含水量控制，避免產生垂直裂縫而滲漏。

(五)施工中之不透水層上方應不可供植物正常生長，避免植物生長而導致不透水層之破壞。

(六)蓄水檢驗

若設計圖說未要求說明，則需經蓄水測試，並經工程司檢視確認，其標準可以直接採用蒸發皿量測或參考「氣象年報」選自鄰近中央氣象站當月之日蒸發量數值，若標準數值未達 1cm 以 1cm 為計，24 小時以上水位下降低於[1cm]之蓄水現象為合格，如表 8-1 所示。

表 8-1 標準氣象年報

年Year: 2018														單位：毫米 UNIT: mm
站號及測站名稱 Station No. Name	一月 Jan.	二月 Feb.	三月 Mar.	四月 Apr.	五月 May	六月 Jun.	七月 Jul.	八月 Aug.	九月 Sep.	十月 Oct.	十一月 Nov.	十二月 Dec.	全年 Annual	
466880 板橋	44.7	32.3	80.7	86.9	123.8	115.2	153.5	102.9	87.5	67.7	49.4	40.2	984.8	
466910 鞍部	*24.1	*19.0	47.8	*51.5	77.1	*69.3	*83.5	*62.3	*63.5	*37.9	*30.1	*29.1	*595.2	
466920 臺北	*56.4	*42.2	103.9	101.2	136.0	*114.5	*146.4	*111.9	*104.1	77.3	*57.0	*46.9	*1097.8	
466930 竹子湖	*26.4	25.8	*54.3	57.3	92.4	72.4	89.8	67.8	62.5	47.4	37.9	27.0	*661.0	
466940 基隆	*43.0	*39.6	*89.9	107.9	*128.5	*85.4	*148.8	*116.9	*102.4	60.4	*34.7	*28.4	*985.9	
466950 彭佳嶼	61.8	45.1	*107.5	109.7	153.7	131.2	*152.7	*129.7	*134.7	116.9	68.2	48.0	*1259.2	
466990 花蓮	47.2	56.2	89.8	110.5	162.7	123.5	165.4	132.7	139.7	98.6	59.9	68.2	1254.4	
467050 新屋	*70.0	58.7	118.2	126.3	188.0	166.9	187.4	*152.6	*134.8	128.6	73.5	*61.5	*1466.5	
467060 蘇澳	*29.4	44.0	86.5	91.1	139.5	*109.9	164.4	*139.9	*126.0	*67.8	*40.0	*41.5	*1080.0	
467080 宜蘭	*27.0	29.9	82.1	72.4	127.5	*99.2	160.6	*128.6	103.8	*56.3	*35.6	*39.0	*962.0	
467110 金門	66.2	62.9	97.3	111.5	148.1	114.0	148.4	131.1	137.3	138.4	67.6	69.9	1292.7	
467300 東吉島	126.6	101.3	139.8	152.5	185.1	*167.3	153.3	*134.9	164.8	211.6	125.0	137.3	*1799.5	
467350 澎湖	*64.9	62.5	110.0	130.9	164.4	*125.8	172.4	*120.6	148.9	161.8	95.7	96.0	*1453.9	
467440 高雄	75.7	89.0	136.0	147.2	170.9	*127.1	*151.7	*82.4	148.8	140.9	119.1	111.0	*1499.8	
467480 嘉義	59.2	62.6	111.6	131.8	176.6	*136.6	*135.2	*120.6	139.1	121.1	80.7	91.9	*1367.0	
467490 臺中	*54.8	64.8	101.3	111.9	151.8	*122.5	105.0	92.6	129.1	134.2	80.2	89.8	*1238.0	
467530 阿里山	*26.5	*39.5	*42.8	44.1	60.4	*37.5	*37.6	*37.0	*39.8	44.9	39.7	43.3	*493.1	
467540 大武	79.7	83.1	122.3	118.8	171.7	*134.3	*155.1	108.5	*123.9	*118.0	93.5	104.0	*1412.9	
467550 玉山	/	/	*2.7	*65.9	*93.7	45.8	47.0	27.4	63.6	60.0	*39.2	/	*445.3	
467571 新竹	50.7	41.3	97.0	106.5	159.4	157.0	159.1	137.6	122.9	110.3	58.5	64.9	1265.2	
467590 恆春	128.0	121.5	160.1	173.5	197.8	*169.0	*122.5	*73.4	*132.5	159.6	*132.8	141.0	*1711.7	
467620 蘭嶼	*55.8	39.3	109.5	*96.0	130.2	*96.0	120.8	*89.4	104.8	102.8	68.6	*54.1	*1067.3	
467650 日月潭	35.4	36.7	70.2	57.9	93.1	76.9	75.4	53.7	63.8	67.6	52.4	64.7	747.8	

四、進出水口及引水設施：除依照工程設計圖內容方式辦理外，應符合第 02601 章「排水管溝」施工之相關規定。

五、混雜料填築

(一)通則：構造物基礎開挖之多餘材料及工程司指定之其他材料將用於混雜料填方區。

(二)填築：混雜料之填築，每層必須大致水平，填鋪厚度在輾壓前不得超過[50cm]。依照工地施工情形，在填築時可使用推土機或運土車輛履帶或輪胎行走於每層填鋪妥當的填方材料上，推土機或車輛之行走應儘可能均勻分布在整個填方上，以利獲得均勻且最大的壓實度。

(三)檢驗：比照棄方壓實度辦理。

六、基礎之開挖應依照設計圖說所示之基腳線及深度挖掘，開挖時應有適當之坡度，必要時應裝置板樁或適宜之支撐撐牢以防崩坍。

- 七、基礎開挖完成經檢驗後，承包商應照圖說之建造位置及斜度安置放樣板，並須架設牢固，不得移動，施工中亦不得碰損，並應經常檢查以免走樣，安裝後須經檢驗相符，方得開始施築擋土牆工作。
- 八、蓄水位以下混凝土護岸應避免滲漏，其垂直縮縫、施工縫及伸縮縫應依第 03150 章「混凝土附屬品」施工之相關規定及工程司之指示辦理。
- 九、構造物完工後，所留之開挖空隙，除另有規定外，應以適當材料回填至原地面齊平，或合於圖說之回填線為止，並將可能發生之沉陷量計入。
- 十、臨時擋土樁設施應依第 02255 章「臨時擋土樁設施」(行政院公共工程委員會，2020)施工之相關規定。

8.2.3 清理

清除現場未使用的產品、臨時保護措施及其它廢棄物，並依認可的方式處理。

8.2.4 現場品質管理

測試與驗收：防水層安裝後，需經蓄水測試，並經工程司檢視確認，其標準參考「氣象年報」選自鄰近中央氣象站當月之日蒸發量數值，若標準數值未達 1cm 以 1cm 為計，24 小時以上水位下降低於[1cm]之蓄水現象為合格。其餘材料檢驗方式依照設計圖說所示之或主管機關工程契約書要求辦理。

8.3 計量與計價

一、計量

本章所述工作依契約詳細價目表所示項目之單位計量。

二、計價

本章所述工作依契約詳細價目表相關項目所示之單價及數量計價。單價已包括所需之一切人工、材料、設備、及其他為完成本工作所必需之費用在內。

第九章 築壩式農塘改善處理對策

築壩式農塘之安全與利用問題與土壩及其附屬設施有關，主要包括排洪設計標準不足、洪水漫溢、土壩滲漏與裂縫、出流控制設施洩洪能力不足、下游溪流排洪能力不足及閘門操作故障等。因此，為維持築壩式農塘的正常運用，本章從安全和使用有關問題說明其改善處理方式，至於非築壩式農塘之改善處理，則可參考第七章相關說明。

9.1 排洪安全問題與改善處理對策

9.1.1 排洪設計標準不足

築壩式農塘排洪設計標準不足常引發洪水漫溢問題。導致排洪設計標準不足之原因，包括：

- 一、依據水文資料不充分，設計洪水量偏小。
- 二、農塘淤積嚴重，儲水容積減少。
- 三、土壩及防滲心層頂高程不足。

因此，遇有排洪設計標準不足時，其改善處理對策如下：

- 一、當基礎資料不充分導致設計洪水量偏小時，應補充資料並延長水文系列，重新進行設計洪水計算，而後根據複核的設計洪水成果和工程實際情況，採取加高壩體、提高洩洪能力等措施。
- 二、當農塘淤積導致儲水容積減小時，應視具體情況採取清淤、加高壩體或開挖、擴建溢洪道提高洩洪能力等措施。
- 三、當土壩及防滲心層頂高程不足時，應加高壩體或提高洩洪能力。

9.1.2 洪水漫溢

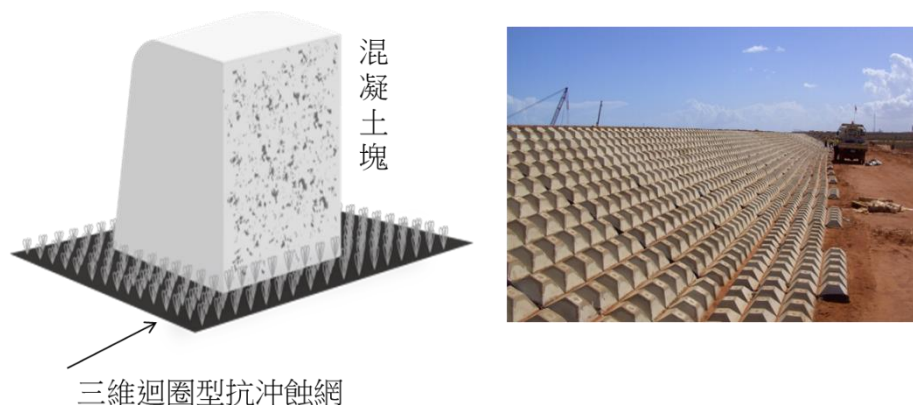
洪水漫溢往往是造成壩體潰決之主因之一，主要包含：(1)農塘水位接近壩頂，且水位持續上漲，並可能出現漫頂溢流險情、及(2)洪水已漫頂溢流等兩種情境。

一、降雨過程洪水可能漫頂溢流

當降雨過程研判水位可能超出壩頂而漫溢時，應即採取拓挖洩洪設施、降低溢流堰等措施，以加大洩洪量降低水位，同時應加高壩頂高程(如堆疊土包袋等)，防止洪水漫溢。

二、降雨過程洪水已漫頂溢流

當洪水於漫溢初期且水深未達 20 cm 時，應在壩體適當位置採取降挖或其他有效方式，搶築緊急臨時溢洪設施，並於壩頂及上、下游壩面鋪排抗沖刷材料[如絞接式混凝土墊(*articulating concrete block*)、土工織物(*geotextiles*)等]，以保護緊急臨時溢洪設施，如圖 9-1 為絞接式混凝土墊示意圖。具體方法，首先於壩頂及壩體下游面開挖深度約 1.0 m~2.0 m 之臨時渠道，再於渠道邊界上(含兩側岸坡)鋪排絞接式混凝土墊，同時為使絞接式混凝土墊穩定且發揮抗沖刷功能，應自壩體上游面往下游鋪排，如圖 9-2 所示。



資料來源：National Concrete Masonry Association, 2010

圖 9-1 柔性絞接式混凝土墊示意圖

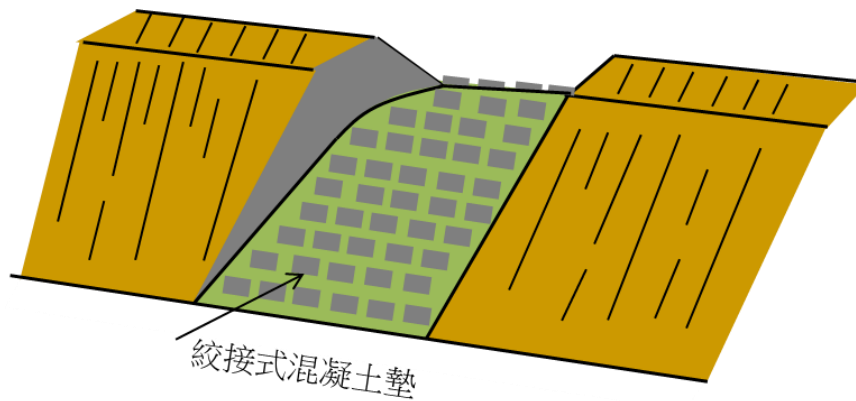


圖 9-2 絞接式混凝土墊緊急臨時溢洪道示意圖

9.1.3 出流控制設施洩洪能力不足

農塘洩洪能力不足的主要原因包括：

- 一、農塘未設置出流控制設施(如溢洪道)。
- 二、農塘出流控制設施無法排洩設計標準之洪水量。

一般，農塘因洩洪能力不足時所能採取的改善處理措施如下：

- 一、當農塘未設置出流控制設施時，應依水文分析方法(參考 4.2 節)複核設計洪峰流量，並據此設置出流控制設施。
- 二、當農塘出流控制設施不能有效渲洩洪水時，應通過降挖、擴建溢洪道等措施，以提高洩洪能力。

9.1.4 下游溪流排洪能力不足

農塘下游溪流排洪能力限制了土壩出流控制設施之操作和設計，嚴重影響農塘滯洪效率，惟因溪流斷面可能被佔用、淤積或構造物設計不良，造成排洪能力下降。因此，改善處理對策包括：

- 一、當下游溪流通洪斷面被佔用、淤積或構造物設計不良時，應即拆除佔用物或採取清淤、拓挖溪流寬度等整治措施，力求恢復溪流通洪能力。

二、當溪流通洪斷面無法改善拓寬時，則必須設法減少農塘入流量及出流量，這可有效緩減下游溪流及其沿岸區域之淹水威脅。

9.2 土壩滲漏問題與改善處理對策

土壩壩身填土和壩基都存在一定的透水性，故當農塘蓄水後，在水壓力作用下，水體必然會通過壩體、壩基及壩端兩岸的孔隙，或壩體與地基接觸面發生滲漏，這是不可避免的。如果滲漏量符合設計範圍，則屬於正常的滲漏現象。但是，滲漏水量超過容許範圍，或者滲流逸出點太高，下游坡面出現大面積的滲水，這就是異常滲漏現象了。更為甚者，如果發生集中滲流，出現管湧等滲流破壞現象，則將危及土壩之安全。因此，對土壩的異常滲漏必須予以重視，及時採取改善措施處理。

9.2.1 滲漏類型

依據土壩滲漏部位和特徵，其分類包括以下幾種類型，即：

- 一、壩體滲漏：農塘蓄水後，水體通過壩體在下游坡面或趾部附近逸出，可區分為散浸和集中滲漏兩種。
- 二、壩基滲漏：滲漏水流通過壩基的透水層，從壩趾部或趾部以外的覆蓋層的薄弱部位逸出，一般情況可使壩後地面形成沼澤化，嚴重時滲水由清變濁或冒水翻砂流出。
- 三、壩端滲漏：水流繞過壩端滲向下游，在下游岸坡逸出。

9.2.2 滲漏發生原因

水流自壩體、壩基及壩端等處之孔隙產生滲漏，其發生原因不同茲分述如下(彭曉藍，鄭榮傳，2018)：

一、壩體滲漏原因

- (一)築壩施工品質差。如鋪土過厚，輾壓不實，或分期分塊填築的接合面，不確實或沒有壓實。特別是分層填築心層時，層面接合不密實引起壩體滲漏。
- (二)壩體尺寸單薄或土料透水性大，均會引起散浸。
- (三)濾層品質差，未按濾層原理鋪設，常引起管湧塌坑，使心層遭受破壞。
- (四)壩後排水體高度不夠或由於下游水位過高，洪水淤泥倒灌使濾層被淤堵。浸潤線逸出點抬高，在下游壩面形成大面積散浸。
- (五)壩下涵管(洞)外壁與土體接合回填不密實，涵管未做截流環，引起沿管壁的集中滲漏，或涵管斷裂造成壩體滲流破壞導致壩面塌陷等。
- (六)生物洞穴。一些動物如白蟻、鼠、蛇等會在壩身打洞、築巢，或壩體土量中含有樹根、雜草腐爛後在壩身內形成空隙，常常造成壩體集中滲漏，如圖 9-3 所示。
- (七)壩體不均勻沉陷引起的橫向裂縫及心層的水平裂縫等，亦是造成壩體集中滲漏的原因。

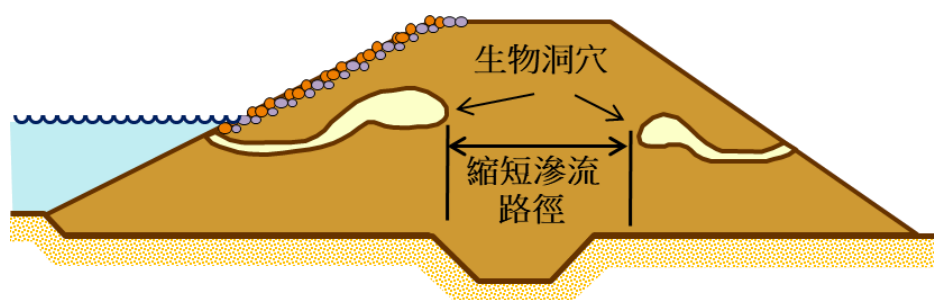


圖 9-3 生物洞穴引起壩體滲漏

二、壩基滲漏原因

造成壩基滲漏的主要原因是壩趾工程地質條件不良，如透水土地基。此外，設計施工時沒有採取有效的措施進行處理所引起。

造成壩基滲漏的直接原因，包括：

- (一)壩基清理不徹底。施工時沒有將雜草、樹根等雜物清除乾淨，腐爛後致使壩體與基礎在接合面上產生滲漏。
- (二)未設濾層。黏土鋪蓋與透水砂礫石地基之間未設有效的濾層，鋪蓋在滲水壓力作用下被破壞。
- (三)缺少必要的防滲措施。如壩基為透水的砂、卵礫石層，截水牆深度不夠，未與不透水層相連接，或截水牆的填築品質不佳，或地基未做截水牆、鋪蓋長度、厚度不夠，防滲效果差，或品質不好而被擊穿。
- (四)施工管理不善在農塘內挖坑取土，導致天然鋪蓋被破壞。或因農塘放空時，鋪蓋曝曬發生裂縫而未加以處理。

三、壩端滲漏原因

- (一)兩岸地質條件差。如覆蓋層單薄，且有透水層，或風化岩層透水性大、岩層破碎嚴重、節理發育等不利的地質條件。
- (二)壩岸銜接處防滲處理不完善。如岸坡截水牆有時不但沒有伸入不透水層，反而挖掉了透水性較小的天然覆蓋層，暴露出內部高透水層，加劇了銜接處滲漏現象。
- (三)施工品質差。如岸坡開挖過陡、截水牆回填品質差、壩端截水牆回填夯實不確實等，特別是土壩防滲心層，與岸坡接合不好，在接合面上容易產生的壩端集中滲漏，對土壩安全威脅極大。

9.2.3 滲漏改善處理

土壩的各種異常滲漏，無論發生在甚麼部位都應視其發生的不同原因進行適當的處理改善(彭曉藍，鄭榮傳，2018)。基本上，應採取「上游截水、下游排水」的改善原則。「上游截水」係指在壩上游面堵截滲流途徑，防止和減少滲漏水量滲入壩體和壩基，提高其防滲能力；「下游排水」就是在下游做好濾層導滲排水設施，使滲入壩體、壩基的滲水在不帶走土壤顆粒的前提下，安全通暢地排向下游。

一、壩上游面截滲法

壩上游面防滲處理可根據工程和地質條件採取表面式防滲或侵入性防滲等截滲措施，前者包括拋填黏土(袋)或鋪設地工膜，而後者則有帷幕灌漿或設置防滲牆等措施

(一)表面式防滲措施

當滲漏較輕微時，可採用拋填黏土(袋)或鋪設地工膜(如地工皂土毯)、黏土斜牆等表面式防滲措施。

- 1.拋黏土(袋)法：於黏土料充足之土壩，可在壩上游面拋黏土(袋)覆蓋，以截斷滲流，如圖 9-4 所示。
- 2.地工膜法：壩前水深較淺且黏土料缺乏之土壩，若壩上游坡面相對平整和無明顯障礙者，可採取地工膜(如皂土毯)截斷滲流，如圖 9-5 所示。地工膜防滲的優點是柔性好，能適應壩體變形；施工方便，速度快，造價低。缺點是施工時需要放空農塘水體，且抗老化性能不如混凝土等材料。

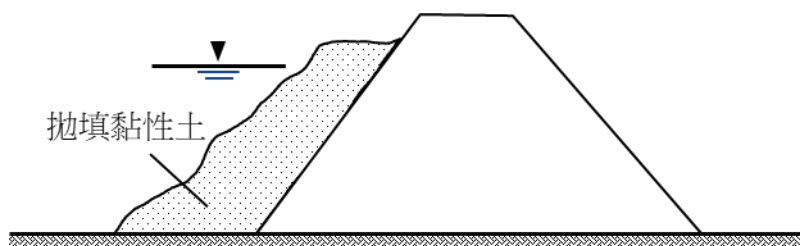


圖 9-4 拋黏土(袋)截斷滲流示意圖

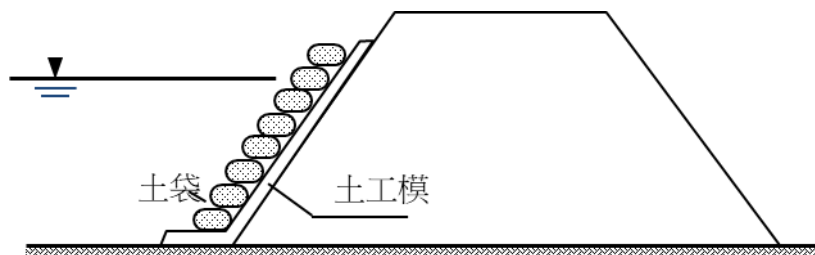


圖 9-5 土工膜截斷滲流示意圖

- 3.黏土斜牆法：主要用於均質壩壩體施工品質差，滲漏嚴重；防滲心層被滲流貫穿；壩端岸坡岩石裂隙較多、節理發育或岸坡岩石為石灰岩，而產生壩端滲漏。上述各種情況，可以在上游壩面和壩端岸坡修築貼坡黏土斜牆。
- 4.黏土鋪蓋法：對於土壩的黏土鋪蓋防滲能力不足或因天然鋪蓋損壞，壩基滲漏嚴重，而附近有豐富且符合標準的黏土情況下，可將農塘水體放空，在原鋪蓋或天然鋪蓋上在做一層新的黏土鋪蓋。

(二)侵入式防滲措施

當滲漏嚴重時，應採用帷幕灌漿或設置防滲牆等侵入式防滲措施。

- 1.高壓帷幕灌漿法：當均質土壩或防滲心層施工品質不良，使壩體產生嚴重滲漏時，以高壓灌漿方式將黏土、水泥或化學材料灌入壩體，形成一道阻截帷幕。首先，先用鑽機鑽孔，然後將噴射管置於孔內(內含水管、水泥漿管和風管)，由噴射出的高壓射流沖切破壞土體，同時隨噴射流導入水

泥漿液與被沖切土體摻混，噴嘴上提，漿液凝固。一般，高壓帷幕灌漿防滲均沿著壩軸線方向布設鑽孔，逐孔進行高壓噴射灌漿，各鑽孔高壓噴射灌漿的凝結體相互搭接，形成連續的防滲牆，從而達到防滲加固之目的。

- 2.防滲牆法：係沿著土壩的壩軸線方向建造一道混凝土防滲牆，可建造於壩體部分，也可深入到基岩以下一定深度，以截斷壩體和壩基的滲漏通道，可用於壩體、壩基、壩端等的滲漏處理，對於壩基透水層較深或不易放空農塘內水體的情況下較為適宜。具體作法是利用專門的鑽孔機械鑽孔後澆置混凝土，形成一道直立且連續的混凝土牆。

二、壩下游面導滲法

為了增強壩體穩定性，應在不引起滲漏破壞的情況下，將滲水順暢地排出壩體。常用的下游導滲法包括導滲溝、貼坡排水、導滲砂槽、排滲溝、減壓井等。

(一)壩體滲漏改善處理

- 1.導滲溝法：在壩坡面上開挖淺溝，溝內用砂、礫、卵石或碎石，按濾層要求回填而成排水導滲溝，亦可採用地工織物或透水軟管等導滲排水。此外，導滲溝開挖高度應達到或略高於滲水逸出點位置。
- 2.表層排水法：主要用於壩坡出現大面積較嚴重的滲漏，土壩浸潤線逸出點較高，壩坡濕潤軟化已處於不穩定狀況時，採用這種措施，對於排除壩體滲水和增強壩坡穩定均有較好的作用。
- 3.導滲砂槽法：當大範圍滲水嚴重，壩坡較緩，採用導滲溝和表面排水不易解決時，可用導滲砂槽處理。在滲漏嚴重

的壩坡上，用鑽孔機鑽出相互搭接的排水孔，搭接 $1/3$ 孔徑，一般要求孔徑較大，孔深根據排水要求確定。在孔槽內回填透水材料，孔槽要和排水體相連，形成一條導滲砂槽。

(二)壩基滲漏改善處理

- 1.排滲溝法：這種方法適用於壩基滲漏嚴重造成壩後長期積水，使壩基濕軟，承载力下降，壩體浸潤線抬高；或因壩基面有較薄的弱透水層，壩後產生滲透破壞，而在上游難以防滲處理時，可在下游壩基設排滲溝。排滲溝可分為明溝及暗溝兩種形式，前者應與壩軸線垂直布置若干條，兩端分別與排水體和新挖的平行壩軸線的排水渠相連；後者是由透水的多孔混凝土管或其他透水材料做成，一般平行壩軸線布置，並連接排水溝將滲水排出。
- 2.濾層壓重法：對於較軟弱的壩基，因浸濕將地面隆起，而導致壩基失穩，可以採用排水載重法進行改善處理，如圖 9-6 所示。先清理相關部位的壩基，在滲水出露地段上鋪設濾層，然後在濾層上鋪設石塊，需要厚度較大的可先填土後鋪設塊石護面。這樣既能使滲水排出，且能使覆蓋層加重，以達到增加滲透穩定性的目的。

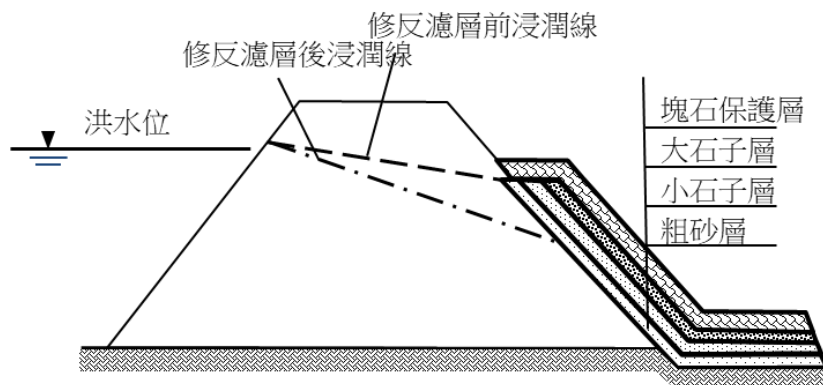


圖 9-6 濾層壓重法示意圖

3.排水減壓井(溝)法：土壩坐落地基常遇有單一透水地基或多層地基的表面黏性土層較薄，當此等地基無法承受滲流壓力作用時，可以在壩趾下游附近設置排水減壓井(溝)，用以排水減壓。依據排水溝深入透水層深度可分為淺溝、深溝及介於兩者之間的中淺溝等三種，如圖 9-7 所示。其中，淺溝係指溝身位於覆蓋層上，滲水自溝底進入，如圖 9-7(a)所示；中淺溝係指溝底深入部分透水層，如圖 9-7(b)所示；深溝係指溝身全部深入透水層，如圖 9-7(c)所示。當透水層較淺薄時，淺溝就能有效的排水減壓；反之，當透水較厚時，滲流常繞過溝底流向下游，達不到減壓效果，故應採取深入透水層之深溝，才能取得良好減壓效果。

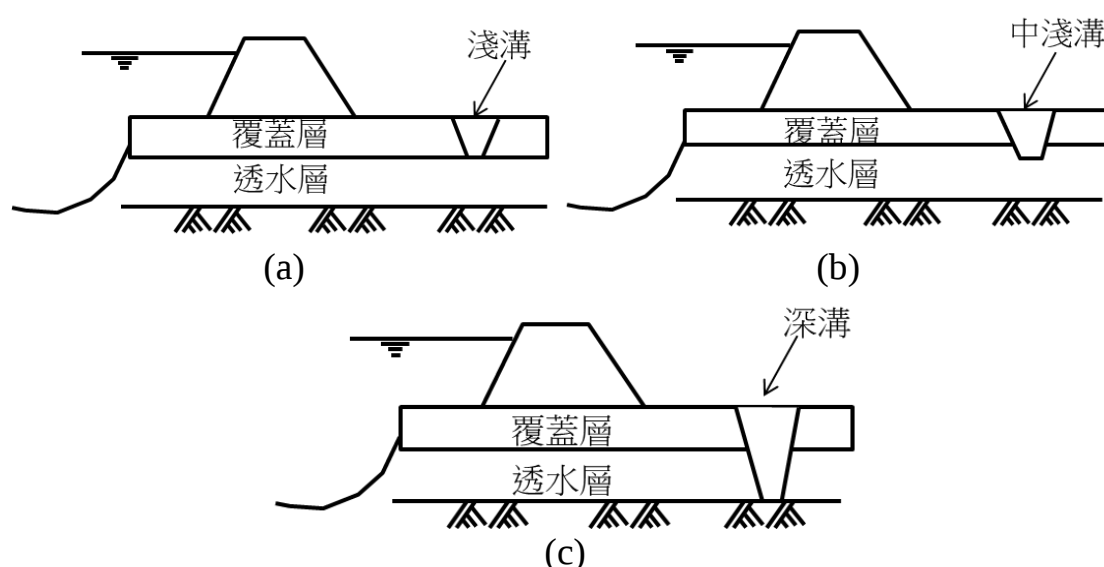


圖 9-7 排水減壓井(溝)示意圖

9.3 土壩裂縫問題與改善處理對策

土壩壩體裂縫是一種常見的破壞現象。有的裂縫在壩體表面，有的則是隱藏在壩體內部。細小的裂縫對壩體存在潛在的危險性，但有時往往沒有給予應有重視，從而引發嚴重的後果。如細小的橫向裂縫，

因水位上升會發展成為集中滲漏通道而導致潰壩事故；細小的縱向裂縫會因雨水入滲後導致或加劇崩塌。有些裂縫雖然不一定會發展成上述情況，但土壩存在裂縫總是對安全不利。因此，對有裂縫的土壩都應及時採取措施或進行處理，以防止裂縫的發展或擴大。

9.3.1 裂縫產生的類型與原因

- 一、乾縮裂縫：係由土體表面水分蒸發收縮，而土體內部不收縮(或收縮很小)，使表層土受到約束而形成裂縫。
- 二、變形裂縫：由於土壩不均勻沉陷產生裂縫，其類型有縱向、橫向、水平等裂縫。縱向裂縫一般出現在壩頂或壩坡；橫向裂縫多出現在同壩體與岸坡的銜接處，或壩體與其他構造物的銜接處；水平裂縫多是內部裂縫，常貫徹壩體上下游，形成集中滲漏通道是，土壩的一大隱患。
- 三、崩滑裂縫：因壩面土體崩滑而出現位移面的裂縫，這種裂縫多發生在崩滑面的頂部，在平面上呈弧形裂縫。
- 四、水力裂縫：係由水壓力所引起的水平或垂直裂縫。這種裂縫多是因土壩已存在裂縫，當農塘內的水體侵入後而使裂縫擴大。在土壩防滲心層、均質壩等處可能發生。

9.3.2 壩體裂縫改善處理原則

土壩壩體出現的各種裂縫都應及時處理，其處理原則如下(彭曉藍，鄭榮傳，2018)：

- 一、注意裂縫的特徵，監測裂縫的發展和變化，找出裂縫產生的原因，判斷裂縫的性質。

二、採取防止裂縫持續發展的措施，制定處理方案。

三、處理前農塘必須限制蓄水位，同時要採取臨時防護措施，嚴防雨水向裂縫內灌入。

基於上述處理原則，非屬崩滑型裂縫的改善處理，一般有以下幾種方法：

一、翻鬆夯實：對於細小的裂縫可以只進行表面處理，即將縫口土料翻鬆潤濕，然後夯壓密實，封堵縫口。處理後面層鋪上厚約 10 cm 的砂性土料保護層，以防止繼續開裂。

二、開挖回填：本方法甚為簡單，但效果佳，是裂縫處理方法中最徹底的措施，係將發生裂縫部分的土料全部挖出重新回填。

(一)適用於縫深在 2.0 m 之內，已停止發展的裂縫。

(二)處理裂縫開挖時，可先沿縫貫入少量石灰水，以便沿裂縫下挖，可挖呈梯形斷面，或台階型的坑槽，如圖 9-8 所示。

(三)坑槽的長度和深度均應超過裂縫約 0.3 m~0.5 m，開挖邊坡以不至發生崩滑並便於施工為原則，槽底寬度約 0.3 m~0.5 m。

(四)開挖完成後，如土料的含水率低於其最優含水率時，應將槽周予以洒濕。

(五)採用與壩體相同的土料回填，分層夯實，每層填土厚度以 0.15 m~0.3 m 為宜。

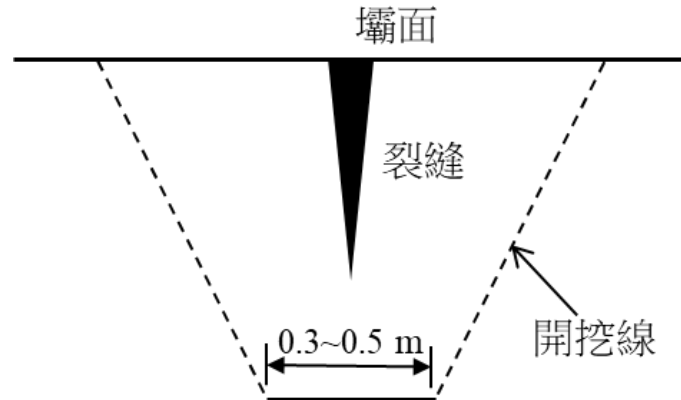


圖 9-8 裂縫開挖回填示意圖

不過，採取開挖回填方法處理裂縫時，應注意以下幾點：

- (一)對於貫穿壩體上、下游的橫向裂縫，不論裂縫的寬窄，都應採用開挖回填方法進行徹底處理。開挖處理時，沿裂縫方向每隔 5.0 m 左右與裂縫相交成十字形，視裂縫深度而開挖一定寬度的坑槽，如圖 9-9 所示。挖槽的深度至少要在裂縫底以下約 0.3 m~0.5 m，開挖長度應超出縫端點約 2.0 m，槽底寬和邊坡以便於施工操作和安全為原則。

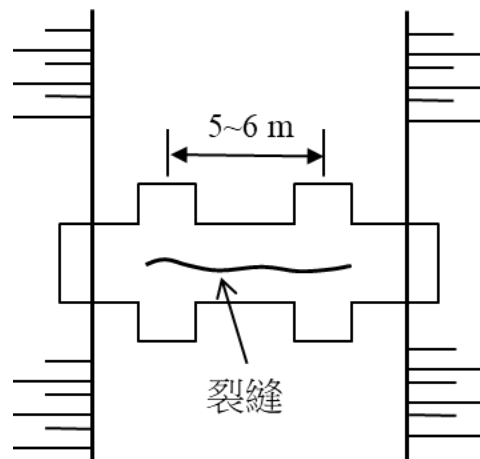


圖 9-9 橫向裂縫改善處理示意圖

- (二)對迎水面壩端裂縫應在裂縫部位沿壩端與岸坡接觸面開挖，挖到縫底以下約 0.3 m~0.5 m 左右，在迎水面還應在垂直裂縫方向挖十字形坑槽，然後類似橫向裂縫進行處理。
- (三)在進行縱向裂縫處理時，開挖出的大量土料不應堆放於壩頂或

裂縫以下的壩坡上，以免對壩坡穩定不利。挖出的土料，需經鑑定合格，方能做為回填土料使用，否則應採用新的土料回填。處理裂縫宜在枯水期進行，如果農塘水位過高且裂縫又較深時，處理前應是當降低水位，以策安全。同時，也要盡量避免在日曬雨淋的天候下施工。

三、充填灌漿：當壩體裂縫部位較深時，採用開挖回填法往往開挖工程規模較大，同時影響蓄水。此時可以採取充填灌漿法處理，或在裂縫上部開挖回填，下部較深的細小裂縫進行充填灌漿處理。充填灌漿法就是在壩體裂縫部位用較低壓力或液漿自重將漿液貫入壩體內，充填密實裂縫和孔隙，以達到加固壩體之目的。

9.4 壩體崩塌問題與改善處理對策

土壩在施工或竣工後，由於各種內、外因素的綜合影響，壩體的一部分失去平衡，位移脫離原來的位置，發生壩體崩塌。

9.4.1 壩體崩塌發生原因

土壩發生崩塌破壞的原因很多，往往是多種因素的組合而成，但發生崩塌的條件大致相同，主要是取決於基礎狀況及築壩土料性質，其次才是壩體尺寸。

一、測量設計方面

(一)地基資料調查不足。在含水率很高的淤泥層、軟黏土、軟基上築壩，卻未處理或處理不確實，以致抗剪強度低，壩基承载力不足，築壩後導致剪力破壞。

(二)由於農塘土壩規模較小，在擬定壩體幾何尺寸時，幾乎未做壩體穩定分析，僅憑經驗類比或以既有的設計圖選用尺寸。

(三)土料選取不當。均質土壩或黏土心層土壩橫斷面上土料未按「內黏外砂」的原則分布，上下游坡面多為透水性小的細粉黏土，且又未實施護坡。由於壩面排水不易，在長時間降雨過程，下游壩面土料飽和和易生崩塌，水位下降時，產生上游崩塌。

二、施工方面

施工品質不佳也是造成壩面崩塌之主要原因之一，包括：

- (一)基礎淤泥、軟弱層未清除乾淨。
- (二)填築時，土料不符合設計要求，並鋪土較厚、填築土塊大、夯實工具輕、輾壓次數及含水率控制都達不到設計要求。
- (三)在雨季施工時，未採取防雨和排水措施，以致於造成表層填土浸水軟化，未加以處理又填土輾壓形成含水率較大的軟弱夾層。

三、管理方面

因壩面排水不暢，加上對產生的各種裂縫未能及時處理改善，在長時間連續降雨情況下，雨水沿著裂縫滲入壩體，增大其含水率，降低抗剪強度導致崩塌。

四、其他

- (一)任意加高壩體。加高壩體時，未從坡腳往壩頂培厚加高，而是直接於壩頂填築加高，因而降低了壩面坡度的穩定性。
- (二)壩體滲漏。有些壩體下游坡面因浸潤線逸出點較高而導致長期滲漏浸水，並處於飽和狀態，加之雨水入滲，使抗剪強度下降，往往在汛期高水位時產生壩下游坡面之土體崩塌。

(三)地震和人為因素。強烈地震和因於壩體附近爆破採石或者在壩體上長期堆放重物等人為因素影響，也可能造成局部崩塌。

9.4.2 壩體崩塌徵兆

壩體發生崩塌前會出現一些徵兆，包括：

- 一、壩體短時間出現持續而顯著的位移，特別是伴隨著裂縫出現連續性的位移，而位移量又逐漸加大。另，坡面下部的水平位移量大於坡面上部的水平位移量，坡面上部垂直位移向下，而坡面下部垂直位移向上。
- 二、滑動主裂縫兩端有向坡面下部逐漸彎曲的趨勢，兩側分部有眾多的平行小裂縫，主縫上、下有錯動現象。

9.4.3 壩體崩塌改善處理對策

壩體崩塌之改善處理對策，是設法減少滑動力，增加抗滑力，使壩坡滿足穩定要求，其具體作法可歸納為上部減載、下部增重，如因滲漏而引起的崩塌，還必須採取上游截滲、下游導排。上部減載的措施是在崩塌區位與裂縫的上方進行削坡減重，或適當降低壩高；下部增重的措施是放緩壩坡或在坡腳處修建阻滑體。(彭曉藍，鄭榮傳，2018)

一、崩塌處理前

在處理壩體崩塌前，應採用地工膜等覆蓋崩塌裂縫，嚴防雨水滲入裂縫內，同時應在裂縫上方開挖截水溝，攔截和引走壩面的雨水。

二、開挖回填

無論是壩體局部崩塌或是深入基礎的深層崩塌都應將崩塌體鬆散部分挖除，再用較好的土料回填壓實，這是徹底的處理對策。但是，崩塌體的開挖應是崩塌土體土方量大小而定，對容積較小的局部崩塌最好是全部挖除，再用與原來壩體相同的土料分層回填壓實。如果壩體內部夾有軟弱層，則應將軟弱土層全部挖除。當全部挖除確有困難時，也應盡量將鬆動的土體挖除，然後由下而上分層填土壓實。在開始回填前，應灑水濕潤再填土壓實，以利層面結合。再開挖回填的同時，應翻築維修壩趾的排水設施，使其保持排水通暢。

三、放緩壩坡

對於壩坡過陡，壩體單薄而引起的崩塌，應配合崩塌土體挖除之同時放緩壩坡，一般在崩塌土體與裂縫上方進行削坡。當壩體單薄，壩頂寬度較窄，無法進行削坡時，通常採取適當降低壩高，惟必須考量設計洪水位及出水高度，以免引發洪水漫溢問題。當上部放緩壩坡後，為維持原有壩頂寬度，應適當加厚下游壩體斷面，如圖 9-10 所示。圖中，加厚壩體斷面應將原坡面挖成階梯狀，並以原壩體相同土料分層回填壓實，再削成斜面。放緩下游壩坡或加厚下游壩體斷面時，應同時將原有排水措施延伸或接通新的排水措施。

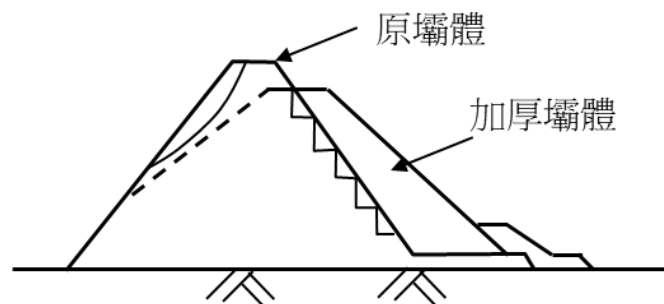


圖 9-10 放緩壩坡處理示意圖

四、壩坡階梯化

除了採用放緩壩坡緩解過陡壩坡引起的土體崩塌或侵蝕外，亦可將壩坡予以階梯化，如圖 9-11 所示。圖中，將平直式壩坡改成階梯式，不僅可以有效降低表層土壤侵蝕，同時也能提高壩體之穩定性。一般，考量農塘土壩規模，階梯高及級寬以不超過 0.5 m 為原則。

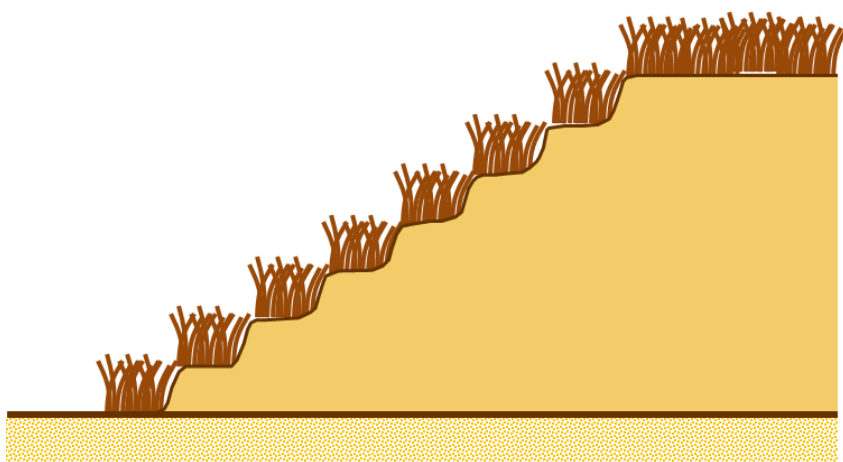


圖 9-11 土壩壩坡階梯化示意圖

五、增設阻滑體

於崩塌區位下游採取阻滑體，如砌石固腳或拋石壓腳，以阻止壩體下滑，如圖 9-12 所示。

(一)拋石壓腳：當農塘蓄水無法放空時，位於上游面崩塌體整治一般採取拋石增重壓腳。

- 1.拋石位置：應在崩塌體下沿靠近壩腳處，不可拋置於壩坡上，否則就無法發揮增大抗滑之作用。
- 2.拋石數量：與壩高及崩塌嚴重程度有關，一般每公尺壩長約再 $30\sim 50m^3$ 以上，當拋石厚度大於 1.5 m 時，對阻止崩塌就會有顯著之效果。
- 3.拋石料：應具有足夠的強度，並且有耐水和風化的特性。石料的抗壓強度，一般不宜低於 $29.4MPa$ 。

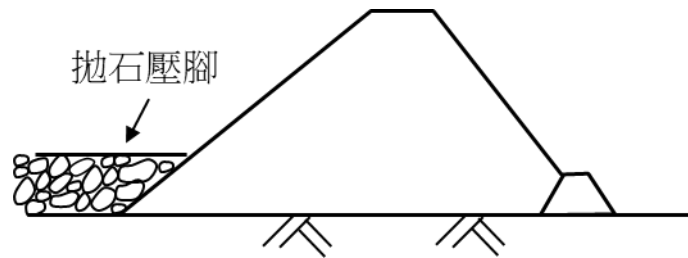


圖 9-12 拋石壓腳示意圖

(二)砌石固腳：土壩上、下游崩塌整治，一般結合上部削坡減載，開挖回填，放緩壩坡，同時在下游部砌石固腳進行整治。對壩體上游坡面崩塌整治，如能放空蓄水，則清除殘土至基岩，再砌石固腳是最有效的整治措施。

9.5 閘門操作故障與改善處理對策

土壩閘門主要的問題，包括：

- 一、閘門高度不足，無法有效發揮擋水要求。
- 二、閘門鏽蝕嚴重，門體變形等。
- 三、閘門滑動支撐和導向裝置損壞或鏽蝕、吊點不平衡、門槽或門檻中有異物阻塞、止水設施損壞等。

閘門問題的改善處理對策如下：

- 一、當閘門高度不足時，應結合農塘蓄水需求複核閘門高度，並根據複核結果予以改善。
- 二、當閘門鏽蝕嚴重、強度部滿足規範要求，或閘門面板、梁系結構、門槽等變形影響閘門啟閉時，可根據工程實際更換相應的構件或更換整扇閘門。
- 三、當閘門滑動支撐和導向裝置損壞或鏽蝕時，應依照下列方式予以改善處理：

- (一)當滾輪裝置鏽蝕、磨損嚴重不能正常轉動時，應更換處理。
- (二)當滑道變形、開裂、老化等缺陷而影響閘門正常啟閉時，應更換處理。
- (三)當閘門吊點不平衡時，應對鋼索長度、吊桿長度、啟閉傳動設備的同步性等進行調整。
- (四)當閘門止水設施損壞時，應進行更換。

9.6 其他

一、涵洞、管道漏水處理

在涵洞與壩身接合縫處、涵洞本身和閘門易發生漏水的部位出現嚴重漏水時，應立即堵塞漏水入口，並在下游面導滲。

涵洞與壩身接合縫漏水，大多因涵洞與壩身土壤接合不緊密、截流環失效、洞身或基礎發生不均勻沉陷而產生。

改善處理方包括查找漏水原因和入水口，在上游涵洞管道周圍向水中拋填土袋、粘土等，填塞漏水口和入滲通道，截止漏水。

下游坡面發生滲漏或上游填堵不徹底時，可以在下游坡面實施導滲措施。

二、涵管、溢洪道下游沖刷處理

洩水構造物下游發生沖刷破壞時，應以大塊石、土袋等進行搶修，也可採用抬高尾水位，以縮小上、下游水位差，減少沖刷勢能。

溢洪道被沖刷破壞易發生在結構最薄弱處，往往從陡坡下部、水流最急的地方開始，逐漸向上游擴展。因此，在開始發現有局部被沖壞時，如果溢流量不大，應立即在溢洪口將來水臨時堵住，

使之暫時斷流，在被沖壞的地方實施緊急搶修，搶修完畢後再進行正常洩水。如情況緊急，不可能將溢洪道口臨時堵住並使之斷流，則在被沖壞的位置大量拋填石料及土袋等，盡量使被沖壞的範圍不致擴大，待退水後再行檢修。

三、白蟻及其他動物危害

白蟻及其他動物係指會在壩體內營巢築穴，侵害壩體形成獸道和獸穴，危及壩體安全。

對蟻巢或獸穴，可採用破巢除蟻、煙燻、藥物誘殺等方法進行處理，對空洞較大的蟻巢和獸穴，應及時開挖回填。對蟻道或獸道，可採用黏土加藥物混合充填灌漿法或增設防滲牆進行阻截處理。

四、喬灌木處理

生長在壩體上的一些喬灌木，因根系腐蝕後出現孔洞而形成滲水通路，結合其他滲漏原因導致壩體潰決。因此，將壩體上喬灌木連根拔除是日常巡查維護之重要事項之一。但是，對於一些老舊的土壩，將生長於壩體上大型樹叢拔除，反而會導致壩體孔洞的形成，必須考量樹種類型謹慎處理之。

五、淤砂清淤

農塘內泥砂淤積問題是導致蓄水和滯洪機能下降的主要因素。因此，定時實施清淤工作是維持農塘機能的重要事項。

第十章 效益分析

受到自然陡峭地形之限制，多數山坡地很不容易將雨水蓄存，尤其在一些年降雨量較小的背風面坡地，水資源並不充裕的情況下，從而影響民眾的生活與生產。因此，即便山坡地農塘一般規模遠不及水庫，惟在氣候變遷極端降雨的衝擊之下，農塘卻是濟助區域性水資源之螞蟻雄兵，也是降低下游引發更大規模淹水災害的關鍵因素，這使得農塘活化改善觀念及方法必須給與新的思考和作為，不僅要考慮其儲水灌溉的穩定性，以及有效利用滯洪容積遲滯洪水，並防止大量土砂的流失和生產而危害下游廣大區域，也要考量採用減少環境衝擊的生態保育措施。於是，農塘活化改善對策存在兩種基本思維：一種是擴大儲水功能及滯洪空間，以緩解豐、枯季節所帶來之威脅，這是一種帶有積極憂患思維的物理性建設措施 (physical treatment countermeasures)；另一種是以混凝土減量為目標，充分考量目標物種移動遷習特性，形塑一種沒有阻礙的空間，讓生態棲地環境健全發展，這是一種帶有環境保育思維的生態性友善措施(ecological friendly countermeasures)。

10.1 物理性效益

農塘具有之物理性效益(physical benefit)，包括農作用水、降低淹水危害、調節微氣候、消防用水、景觀休閒等，茲分別簡述如下：

一、農作用水

農塘輸配水設施一般常採 PVC 管、PE 管、鋼管、鑄鐵管等管線輸送，明渠設施較少，不易透過現勘調查實際灌溉面積。因此，採用估算方式概估農塘可供溉面積。農塘可供溉面積與作物

需水量、灌區範圍、灌區土質特性等有密切關連，其理論公式可表為

$$A_c = \frac{V_s}{U \times CDD} \quad (10-1)$$

式中， A_c =可供灌面積(m^2)； V_s =農塘蓄水容積(m^3)； U =單位面積灌溉需水量($\frac{1}{day \cdot m}$)； CDD =持續枯旱時間(day)。上式各項參數推估方式如下：

(一)農塘蓄水容積(V_s)：由農塘現況推估之。

(二)單位面積灌溉需水量(U)：參考「水權登記審查作業要點」附件三估算之，其估算公式可表為

$$U = \frac{86400}{10000} \times \frac{1}{\text{灌溉率}(ha / cms)} \times \frac{24}{\text{每日用水時間}(hr)} \times \frac{100}{100 - \text{輸水損失率}(\%)} \quad (10-2)$$

式中灌溉率依表 10-1 估算之，所需之土質資料可透過農試所土壤圖資掌握灌區土壤質地；輸水損失以 10%估計。

(三)持續枯旱時間(CDD)：採用重現期 2 年連續最大不降雨日數，最大連續不降雨日定義參考世界氣象組織（WMO）採日雨量小於 1.0 mm。

表 10-1 不同土質與作物型態之灌溉率

土 質	粒徑<0.005mm 百分比(%)	灌溉率(ha/cms)		
		稻作	甘蔗	雜作
砂質礫土	0-3.3	55	165	220
礫質砂土	3.3-6.6	175	525	700
砂 土	6.6-9.9	280	840	1,120
壤質砂土	9.9-13.2	400	1,200	1,600
砂質壤土	13.2-16.5	470	1,410	1,880
壤 土	16.5-19.8	580	1,740	2,320
埴質壤土	19.8-24	680	2,040	2,720
壤質埴土	24-30	780	2,340	3,120
埴 土	30-36	860	2,580	3,440
中 埴 土	36-44	940	2,820	3,760
重 埴 土	44-54	1,080	3,240	4,320
灌溉率為田間需水量=作物蒸發散量+滲透損失				

資料來源：經濟部，2017，水權登記審查作業要點附件三

《《範例 1》》

已知苗栗縣後龍鎮-福寧里江屋集水區農塘之蓄水容積達 1,252 m^3 ，土質屬多屬壤土，灌溉率為 2,320 ha/cms，每日用水時間約 12 hr，輸水損失率以 10%計。試推估農塘可供灌面積。

【解】

一、單位面積灌溉需水量

以式(10-2)估算單位面積灌溉需水量，即

$$U = \frac{86400}{10000} \times \frac{1}{2320} \times \frac{24}{12} \times \frac{100}{100-10} = 0.00827 \frac{1}{day \cdot m}$$

二、持續枯旱時間

以氣象局三義氣象站之降雨量資訊取得重現期 2 年連續最大不降雨日數，如例表 10-1-1 為三義氣象歷年最大連續不降雨天數。茲分別以二參數對數常態分布(Log-Normal II)、三參數對數常態分布 (Log-Normal III)、皮爾遜 III 型分布 (Pearson-III)、對數皮爾遜 III 型分布(Log-Pearson III)及極端值一型分布 (Extreme I)等五種機率分布方法，進行連續不降雨天數頻率分析，分析結果示如例表 10-1-2 所示。表中，五種分布皆可通過卡方檢定，故採用誤差值最小之對數皮爾遜 III 型分析成果，持續枯旱時間採用 34.13 天。

三、可供灌面積

根據式(10-1)可得

$$A_c = \frac{1252}{0.00827 \times 34.12} = 4437 \text{ m}^2$$

例表 10-1-1 三義氣象站歷年最大連續不降雨天數列表

年份	年最大連續 不降雨天數	年份	年最大連續 不降雨天數
1990	48	2001	21
1991	33	2002	36
1992	23	2003	58
1993	39	2004	76
1994	39	2005	43
1995	43	2006	29
1996	29	2007	31
1997	26	2008	49
1998	22	2009	34
1999	27	2010	30
2000	46		

例表 10-1-2 三義氣象站連續不降雨天數頻率分析成果表

重現期	二參數 對數常態	三參數 對數常態	皮爾遜 三型分布	對數皮爾 遜三型	極端值 一型
2	35.29	34.21	33.50	34.13	35.06
5	46.57	45.62	45.52	45.89	46.79
10	53.84	53.92	54.41	54.66	54.55
25	62.85	65.15	66.19	66.93	64.37
50	69.46	74.02	75.17	76.98	71.65
100	75.99	83.28	84.24	87.85	78.87
200	82.50	93.00	93.42	99.67	86.07
卡方值	1.00	0.43	1.57	0.43	1.00
卡方檢定值	7.82	5.99	5.99	5.99	7.82
是否通過檢定	通過	通過	通過	通過	通過

二、滯洪減災

農塘經由出流控制設施之妥適設計，使其具有遲滯洪水功能已於第四章中詳述。不過，問題是農塘滯洪量或效益與入洪峰流量直接相關，當進流洪峰流量未知的情況下，是無法直接評估其滯洪量的。於是，採用間接方式推估農塘滯洪潛勢量，是比較可行的方法。

(一)農塘最大滯洪潛勢量

農塘最大滯洪潛勢量係指在滯洪過程中農塘水位達到緊急溢洪水位時之滯洪量，如圖 10-1 所示。圖中，緊急溢洪口水位係指排除 50 年重現期設計降雨強度之洪峰流量時之溢流水位。因此，農塘最大滯洪潛勢量之計算方法有二：

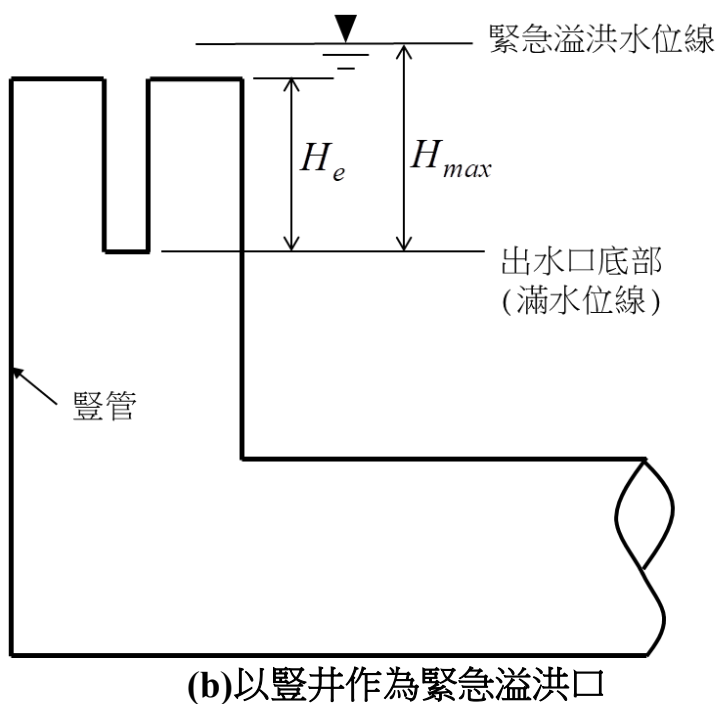
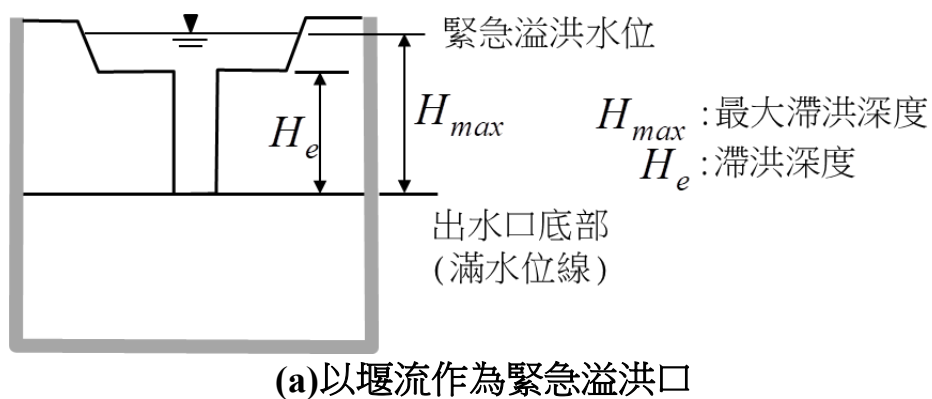


圖 10-1 農塘最大滯洪深度示意圖

- 1.簡單梯形法：係指農塘出水口底部(即滿水位線)和緊急溢洪水位之水面面積與兩者間之水深的乘積，可表為

$$V_{max} = \frac{H_{max}}{2} (A_1 + A_2) \quad (10-3)$$

式中， H_{max} =最大滯洪深度，係指出水口底部至緊急滯洪水位之高度差； A_1 =出水口底部處之農塘水面面積； A_2 =緊急滯洪水位處之農塘水面面積。

- 2.切片法：係將農塘切成若干斷面，如圖 10-2 所示。滯洪體積可寫為

$$V_{max} = \sum_{i=1}^n \frac{x_i}{2} (a_i + a_{i+1}) \quad (10-4)$$

式中， x =兩切片斷面之間距； a_i =切片斷面之面積。

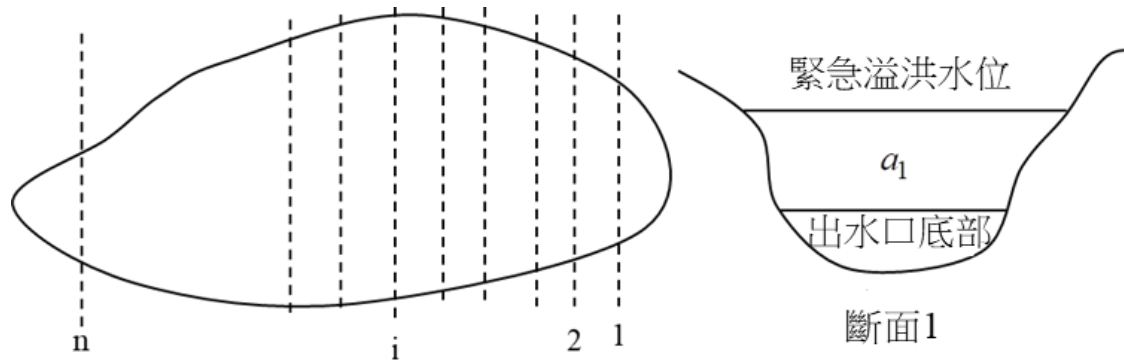


圖 10-2 滯洪體積切片計算法示意圖

(二)平均年超大降雨量場次

根據中央氣象局 108 年之長期觀測紀錄合計有 366 個颱風侵襲臺灣，平均每年有 3 到 4 個，而最多（分別於民國 3 年、12 年、41 年及 90 年）曾受到 7 次颱風侵襲，另有 2 年（民國 30 年及民國 53 年）未受到颱風侵襲，如表 10-2 可以看出每年不同侵襲次數的總年數和情形。因此，採用颱風年平均侵台 3 次數作為可能超大降雨量場次。

表 10-2 歷年侵襲台灣總年數和

每年侵台次數	0	1	2	3	4	5	6	7
年數	2	12	14	36	17	16	7	4

(三)農塘年滯洪潛勢量

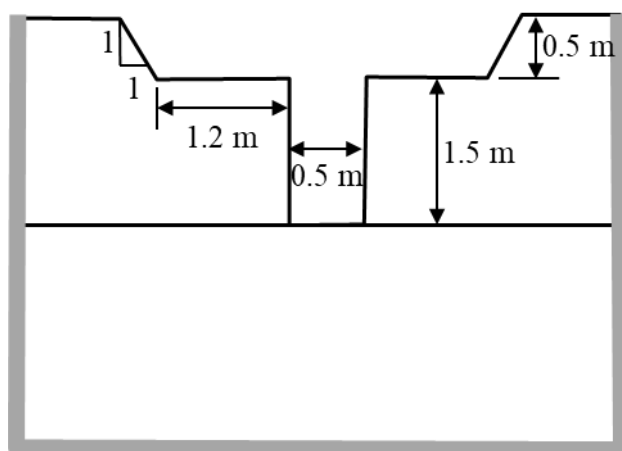
總結農塘最大滯洪潛勢量及年平均超大降雨量場次，可得農塘年滯洪潛勢量 $[(V_{max})_{年}]$ ，可表為

$$(V_{max})_{年} = 3 \times V_{max} \quad (10-5)$$

《範例 2》

某農塘分別採用矩形滯洪壩及梯形堰作為出流控制設施，如例圖 10-2 所示。已知條件：出水口底部水面面積=170 m^2 ；緊急溢洪口底部水面面積=280 m^2 ；50 年重現期設計降雨強度洪峰流量=1.44 cms。假設每年有 4 場大於等於設計洪峰流量之雨場，試推估農塘年滯洪潛勢量。

【解】



例圖 10-2

一、推求緊急溢洪水位及其相應水面面積

已知 50 年重現期設計降雨強度洪峰流量達 1.44 cms，代入式(4-58)可得

$$1.44 = 0.354(5 \times 2.9 + 4 \times 1 \times y_{em}) y_{em}^{1.5}$$

以試誤法求解緊急溢洪水位高度(y_{em})=0.4 m，其相應農塘水面面積 170 m^2 。

二、農塘最大滯洪潛勢量

以簡單梯形法求解最大滯洪潛勢量

$$V_{max} = \frac{1.5 + 0.4}{2} (280 + 170) = 427.5 m^3$$

三、農塘年滯洪潛勢量

$$(V_{max})_{\text{年}} = 4 \times 427.5 = 1710 \text{ m}^3 / \text{y}$$

三、沉砂減淤

除了少數農塘由地下湧泉補充水源而無泥砂問題之外，大部分農塘均儲蓄降雨逕流。由於地表逕流難免挾帶一些泥砂進入農塘，在農塘蓄水容積的調節下，一部分泥砂會隨著水流溢出，另一部分則淤積在農塘內。農塘淤積泥砂問題具有利、弊的兩個面向，當泥砂淤積減少農塘蓄水容積，嚴重時造成農塘功能喪失而荒廢、這是弊的一面；但它卻阻絕多數泥砂持續下移，使下游河渠免於泥砂淤塞所引發之負面效應，這是有利的一面。因此，在農塘活化改善時，應視其規模及地形規劃設計前池，作為蓄積泥砂之特定場所，不僅有利於維護清淤，且能避免農塘因淤積而荒廢。此外，在降低下游河渠泥砂淤積功能上，則可以採用通用土壤流失公式進行估算。

根據水土保持技術規範第 92 條規定，泥砂生產量之估算，可採用通用土壤流失公式(Universal Soil Loss Equation USLE)估算之，其公式可表為

$$A_m = R_m \times K_m \times LS \times C \times P \quad (10-6)$$

式中， A_m =年平均土壤沖蝕量(ton/ha-year)； R_m =年平均降雨沖蝕指數(10^6 焦耳-毫米/公頃-小時-年)； K_m =土壤沖蝕性指數(公噸-公頃-小時-年/ 10^6 焦耳-毫米-公頃-年)； LS =地形因子； C =覆蓋與管理因子； P =水土保持因子。由上式推估農塘上游集水區泥砂進流量後，應在考量農塘因砂率(trap coefficient；為沈降於農

塘泥砂量與上游水流攜帶進入農塘泥砂量之比值)。

因砂率推估方式相當多元，此處建議採用 Brune (1953)布崙包絡曲線進行農塘因砂率推估，如圖 10-3 所示。布崙包絡曲線係利用容量逕流比(CIR, Capacity-Inflow Ratio)推估農塘因砂率，其公式可表為

$$TE = \left(1 - \frac{1}{1 + 75 CIR} \right) \times 100 \quad (10-7)$$

式中， TE = 因砂率； CIR = 容量逕流比，即農塘蓄水容積(V_s)與年逕流量(R_s)之比值。

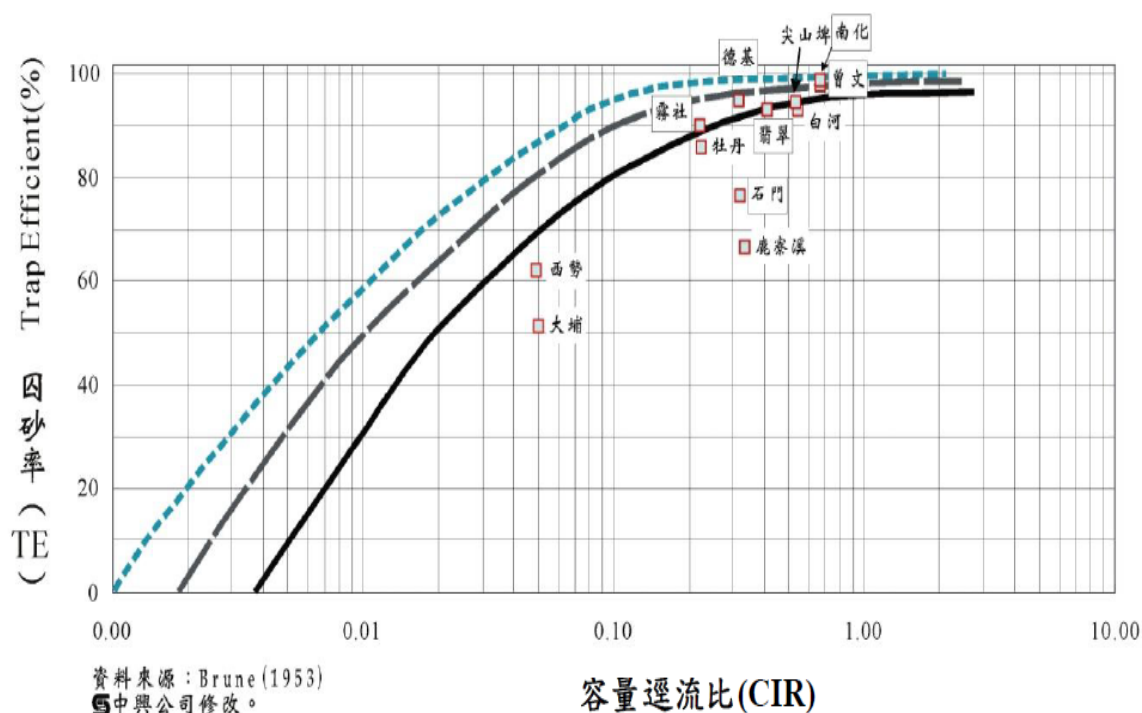


圖 10-3 布崙因砂率包絡曲線圖

《範例 3》

已知苗栗西湖鄉三義農塘上游集水區達 0.5 ha，其容量逕流比為 0.0140。試推估農塘沉砂量。

【解】

一、已知西湖溪集水區土壤流失公式中之各項參數

R_m	K_m	LS	C	P
11276	0.0191	8.0	0.62	0.5

二、年土壤流失量

$$A_m = 11276 \times 0.0191 \times 8 \times 0.62 \times 0.5 \times 0.5 = 267 \text{ m}^3 / \text{y}$$

三、囚砂率

$$TE = \left(1 - \frac{1}{1 + 75 \times 0.014} \right) \times 100 = 51.2\%$$

四、農塘沉砂量

$$\text{農塘沉砂量} = 0.512 \times 267 = 136.7 \text{ m}^3$$

四、調節微氣候

農塘蓄水可增加水面蒸發量，由於水分由液態轉變為氣態時，會吸收熱量進而降低氣溫，達到調整微氣候之目的，故可以透過分析農塘蒸發吸收熱能來呈現其冷卻效果。農塘蒸發吸收熱能可表為

$$LS_p = \frac{E \times A \times \rho_v \times LS_w}{1000} \quad (10-8)$$

式中， LS_p = 農塘水面蒸發所吸收熱量(Kcal/月)； E = 農塘蒸發量(m/月)，可透過實際觀測數據或蒸發散公式推估之。 A = 農塘蓄水面積(m^2)； ρ_v = 水蒸氣密度(kg / m^3)，1 大氣壓時 ρ_v 為 $0.59764(\text{Kg}/\text{m}^3)$ ； LS_w = 水蒸發潛熱(Kcal/Kg)，當溫度為 25°C 時，水蒸發潛熱為 582.5 Kcal/Kg 。將上式利用比熱公式將水蒸發所吸收熱能轉換成溫度，即：

$$\Delta T = \frac{LS_p}{A_{200} \times h \times \rho_a \times s} \quad (10-9)$$

式中， ΔT =溫度變化量($^{\circ}\text{C}/\text{月}$)； A_{200} =農塘周邊 50m 範圍之面積 (m^2)； h =單位高度，以 2.0m 計； ρ_a =空氣密度，空氣在溫度 25°C 的情況下，密度為 $1.184 \text{ kg}/\text{m}^3$ ； s =空氣比熱在 25°C 的情況下， $s=0.1715(\text{Kcal} / \text{Kg} / ^{\circ}\text{C})$ 。

《《範例 4》》

已知台中市梧棲某農塘水面面積達 $2,000 \text{ m}^2$ ，且其周圍 50 m 範圍面積達 $7,850 \text{ m}^2$ 。試推估農塘水面因蒸發每月可吸收之熱量。

【解】

一、蒸發量資料

根據梧棲氣象測站 2010~2017 各月份之蒸發散量觀測紀錄，如例表 10-4-1 所示。

二、推估農塘水面蒸發所吸收熱量

以 1 月份為例，計算水面蒸發所吸收熱量為

$$LS_p = \frac{E \times A \times \rho_v \times LS_w}{1000}$$

$$= \frac{0.0812 \times 2000 \times 0.59764 \times 582.5}{1000} = 56.536 \text{ Kcal} / \text{月}$$

三、各月分蒸發吸收總熱能

以 1 月份為例，計算蒸發吸收總熱能為

$$\Delta T = \frac{LS_p}{A_{200} \times h \times \rho_a \times s} = \frac{56.535}{7850 \times 2 \times 1.184 \times 0.1715}$$

$$= 0.0177 ^{\circ} / \text{月}$$

如例表 10-4-2 為各月份農塘因蒸發可降低之溫度。

例表 10-4-1 梧棲氣象站蒸發散量一覽表

單位：mm

月 年	1 月	2 月	3 月	4 月	5 月	6 月	7 月	8 月	9 月	10 月	11 月	12 月
2010	67.6	67.3	124.9	108.1	128.8	102	178.1	183.7	129	144.3	97.3	94.1
2011	79.0	60.4	106.3	121.6	116.7	170.9	169.4	182.4	161.8	139.5	77.5	91.7
2012	69.3	50.5	102.8	103.9	143.5	132.6	175.9	126.3	157.4	148.6	80.0	70.9
2013	65.7	66.7	108.5	88.0	135.7	148.4	172.2	130.1	139.1	164.6	95.5	79.4
2014	94.3	80.1	107.2	124.3	89.4	154.6	200.8	177.0	159.9	170.6	123.7	111.8
2015	116.4	93.4	103.1	147.2	129.2	200.4	185.6	141.2	148.4	143	106.5	92.9
2016	61.0	79.7	72.8	103.1	145.6	150.8	188.9	151.2	119.8	119.3	94.9	99.8
2017	95.9	92.0	102.5	128.4	126.6	132.9	167.5	168.2	142.3	156.3	93.2	94.7
平均	81.2	73.8	103.5	115.6	126.9	149.1	179.8	157.5	144.7	148.3	96.1	91.9

例表 10-4-2 農塘水面蒸發所吸收熱量減少溫度估算成果

月份	農塘水面蒸發所吸收熱量(°C/月)
1 月	0.0177
2 月	0.0161
3 月	0.0226
4 月	0.0252
5 月	0.0277
6 月	0.0326
7 月	0.0393
8 月	0.0344
9 月	0.0316
10 月	0.0324
11 月	0.0210
12 月	0.0201
平均	0.0267

五、消防用水

台灣每年梅雨及颱風季節過後，通常 10 月至翌年 4 月中、南部地區常因久旱不雨乾旱異常，枯枝落葉累積林下，非常容易引起山林火災，常因民眾吸煙餘燼或小孩燃放煙火或掃墓祭祖焚燒冥紙等不慎，導致星火燎原。加上山區林地遼闊偏遠、地勢陡峻複雜、人車到達不易、交通不便，一旦發生山林火災除了通信問題外，水源缺乏是影響救災的首要關鍵之一。因此，在火災剛剛發生之當下，火勢及範圍尚未蔓延外擴之際，採用附近河溪或農塘儲水作為消防用水，可以有效遏止火災範圍蔓延之功用。

農委會台南區農業改良場內 2 號農塘因緊鄰那拔林公墓，於 106 年清明節時曾經發生大火，如圖 10-4 所示。因此，農改場於 108 年改善活化 2 號農塘時，即將提供消防用水作為該農塘之重點功能之一。



圖 10-4 農委會台南區農業改良場內 2 號農塘消防功能

六、景觀休閒

從農塘的角度，所謂景觀休閒功能係指農塘經由妥適的景觀美化和安全布置，提供民眾利用工作之餘的時間從事悠閒活動之場所，其中的關鍵在於環境的美化和安全設施。

農塘景觀屬於濱水景觀，它是充分利用自然資源，將人工建造的農塘環境與當地的自然環境融為一體，增強人與自然的可及性和親密性，使農塘及其安全綠籬之開放空間，為民眾提供一個舒適、安全、怡人的親水格局，如圖 10-5 所示。



圖 10-5 宜蘭三層坪農塘景觀

10.2 生態性效益

農塘生態性效益(ecological benefit)之關鍵在於水體因素及邊坡設計理念，前者係將農塘蓄水特性視為濕地之一環節，而後者則以邊坡緩斜坡化設計，提供野生動物移動遷習之無障礙通道；此外，以混凝土減量之設計原則，有助於降低對環境之負面衝擊。

一、提供濕地環境

根據濕地保育法第四條第一款，濕地係指天然或人為、永久或暫時、靜止或流動、淡水或鹹水或半鹹水之沼澤、潟湖、泥煤地、潮間帶、水域等區域，包括水深在最低低潮時不超過六公尺之海域。另，第二款定義人工濕地，指指為生態、滯洪、景觀、遊憩或污水處理等目的，所模擬自然而建造之濕地。因此，農塘水體屬於濕地之一環，不僅是魚類、水禽、濕地植物、水棲昆蟲與相關生物之棲息場所，在生態意義上更具有保護生物多樣性的重要功能。依據生態學家尤金·歐頓(Odum, 1971)的估算，濕地的總生產能量是一般良田的二倍半到四倍，而且世界上魚類總產量的 2/3 和半數的全球人口所食用的米、麥都產自濕地；不僅如此，濕地在自然保育功能還包含了補助地下水、蘊育天然資源、提供生物棲所、淨化水質、調節微氣候及提供環境教育場址等功能。

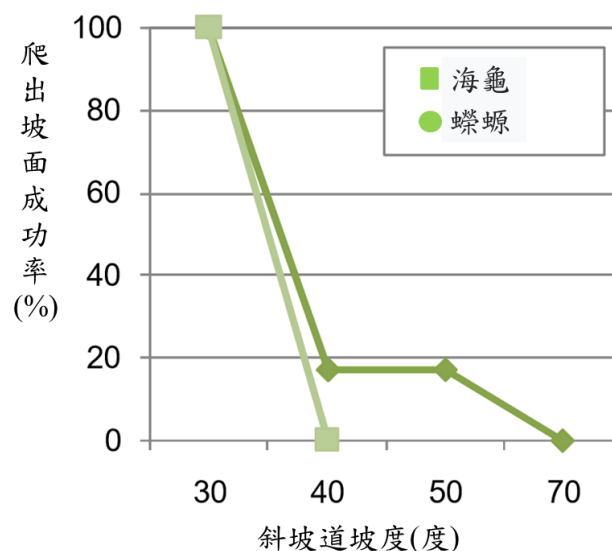
二、提供生物通道

以往常以近乎垂直壁面構成農塘，藉以蓄積更多的水量，以供灌溉所需。但是，較陡峭的坡面必然會截斷農塘與陸地之間的通道，導致部分野生動物無法自由遷移，其後果是造成生存及繁殖之負面效應，於是農塘邊坡之緩斜坡設計，是緩解這種負面效應之首要措施。

根據 NPO 法人野生生物調查協會(2010)也有類似的研究成果，如圖 10-6 所示。圖中，係以海龜及蟾蜍為研究對象，其中海龜於坡面坡度達 40 度時，就沒有辦法爬出坡面(成功率=0)。在國內研究方面，常以「龜」代表各類野生動物在斜坡道之爬行能力，此乃因龜爬得上去的坡面，其他動物就沒問題了。此外，

因動物爬坡的能力和體重成反比，體重越重的動物，越不容易爬坡，故以母斑龜的體重為基礎，找出合適動物攀爬的坡度。經研究結果顯示，坡度 60 度是龜能攀爬的「極限平均值」，超過 60 度就太陡了，龜一定爬不上去，或失去攀爬的意願，而大母斑龜攀爬的最大坡度是 38 度。因此，建議適合各類動物攀爬之斜坡道最大坡度不宜超過 40 度(1:1.2)，才能符合不同性別及成幼烏龜的需求。(廖靜蕙，2012)

因此，於農塘邊坡設計時，在蓄水位以上之邊坡坡度，應以不大於 1:1.2 為原則，才能滿足農塘作為濕地環境及生物通道之基本要求。



資料來源：NPO 法人野生生物調查協會，2010

圖 10-6 爬出坡面成功率與斜坡道坡度之關係

第十一章 滯洪演算案例

依據農塘改善活化案例，此處分別舉出了築壩式與離槽式農塘之滯洪演算和設計算例，以提供參考。

11.1 築壩式農塘設計

築壩式農塘滯洪之相關設計，通常會在壩址、設計洪峰流量及灌溉水體需求等為已知的條件下，針對土壩壩頂高程、出水口與緊急溢洪口尺寸(出流控制設施)、滯洪容積及滯洪效率等主要參數進行設計。

11.1.1 新建單一築壩式農塘設計

當上游水流進流條件為已知時，單一築壩式農塘設計可區分為新建農塘及既有農塘改善兩種情境。

一、情境(一)：新建農塘滯洪設計

設計新建單一築壩式農塘之關鍵，在於滿足下游最大容許排洪流量(或滯洪效率)條件下，設計土壩壩頂高程與出流控制設施。其設計步驟如下：

(一)由已知的水文條件，依水土保持技術規範第 16、17 及 19 等條規定，計算農塘上游各重現期進流洪峰流量(I_p)。此計算過程應特別注意農塘上游集水面積之合理性。

(二)由設定之滯洪效率(E_{ff})，根據下式計算農塘出流洪峰流量(O_p)，即

$$O_p = I_p (1 - E_{ff}) \quad (11-1)$$

(三)計算滯洪容積 V_H ：

$$V_H = 1800t_b(I_p - O_p) \quad (11-2)$$

(四)求解豎井頂部高程(E_r)及滯洪深度(H_e)：

1.規則型溪流(各斷面溪流寬度均一者)(建議採用)

$$V_H = \frac{B}{2S_o} \left[(E_r - E_o)^2 - (E_f - E_o)^2 \right] \quad (11-3)$$

$$E_r = \sqrt{(E_f - E_o)^2 + \frac{2V_H S_o}{B}} + E_o \quad (11-4)$$

$$H_e = E_r - E_f \quad (11-5)$$

式中， V_H =滯洪容積(m^3)； H_e =滯洪深度(m)； S_o =溪床坡度； E_f =滿水位高程(m)； B =溪流寬度； E_o =壩址高程(m)； E_r =豎井溢洪道頂高程(m)。

2.不規則型溪流(各斷面溪流寬度高度不均一者)

(1)簡單梯形法

$$V_H = \frac{H_e}{2} (A_r + A_f) \quad (11-6)$$

式中， A_f =滿水位(出水口底部)處之農塘面積； A_r =豎井溢洪道頂之農塘面積。上式 A_r 及 H_e 均未知，故必須依據測量資料繪製 A_r 及 H_e 之關係曲線，由設定之 H_e 推求 A_r ，直到符合式(11.4)為止。

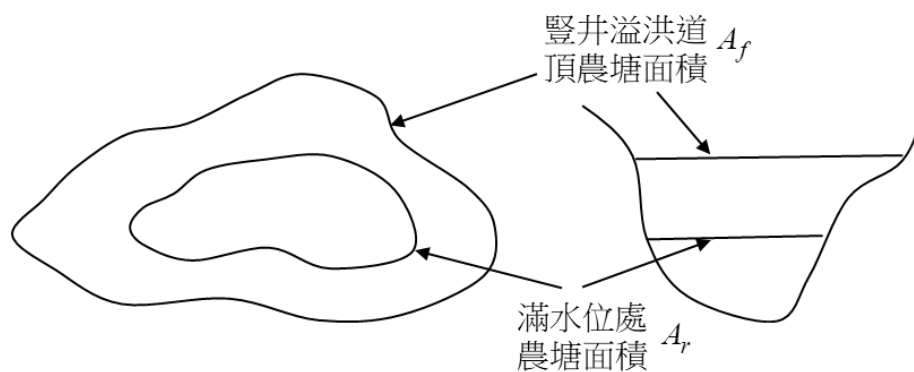


圖 11-1 簡單梯形法推估滯洪容積示意圖

(2)切片法

將農塘沿著水流方向切成若干斷面，則滯洪體積可寫為

$$V_H = \sum_{i=1}^n \frac{x_i}{2} (a_i + a_{i+1}) \quad (11-7)$$

式中， x =兩切片斷面之間距； a_i =切片斷面之面積。該法雖然較為準確，惟切片斷面面積不易求得，不宜採用。

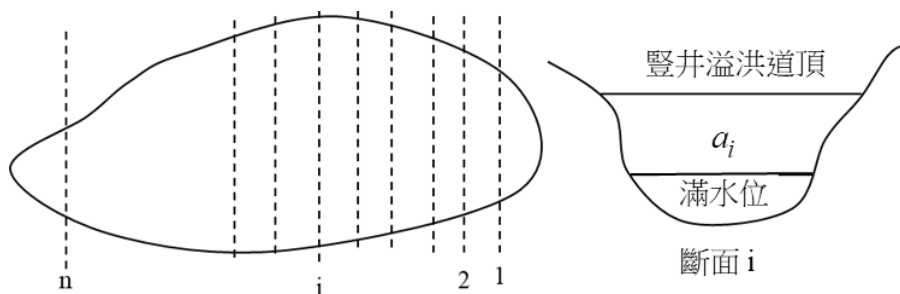


圖 11-2 切片法推估滯洪容積示意圖

(五)選取出流控制設施類型(建議採用圓形孔口、方形孔口及矩形滯洪壩等出水口)。

(六)計算出水口寬度(B_e)或直徑 (D_e)。茲舉出圓形孔口及矩形滯洪壩為例：

1.圓形孔口直徑 D_e ：

$$D_e^2 \sqrt{(H_e - D_e / 2)} = \frac{4O_p}{\pi C_d \sqrt{2g}} \quad (11-8)$$

式中， D_e =孔口直徑； C_d =流量係數，取 0.6。上式應採用試誤法求解 D_e 值。但是，運用上式時應滿足下式，即

$$D_e < 2H_e \quad (11-9)$$

故當出水口直徑無法滿足上式時，其處理方式有三：

- (1)降低滯洪效率，以提高出流洪峰流量。
- (2)改變出水口形式。

2.矩形滯洪壩開口寬度 B_e ：

$$B_e = \left(\frac{O_p}{2.36 H_e^{1.53}} \right)^{1/1.13} \quad (11-10)$$

式中， B_e =出水口開口寬度。

(七)選取豎井溢洪道(緊急溢洪道)斷面，並按斷面形狀計算設定其寬度(B_r)或直徑(D_r)。為安全起見，令

$$B_r = 1.5B_e \quad \text{或} \quad D_r = 1.5D_e \quad (11-11)$$

(八)計算重限期 10 年以上洪峰流量下之豎井溢洪道溢流水深(H_r)。

一般，均採用方形豎井溢洪道，即

$$H_r = \left(\frac{Q_p^{10}}{2.2 C_r B_r} \right)^{2/3} \quad (11-12)$$

式中， Q_p^{10} =重限期 10 年之洪峰流量； H_r =豎井溢流水深(m)； B_r =方形溢流堰寬度(m)； C_r =流量係數，與豎井形狀和溢流水位相關。

1.當 $H_r / B_r < 0.5$ 時

$$C_r = 2.65 \quad (11-13)$$

2.當 $0.5 < H_r / B_r < 1.8$ 時

$$C_r = 2.65 + 0.5 \left(\frac{H_r}{B_r} - 0.5 \right) \quad (11-14)$$

3.當 $H_r / B_r > 1.8$ 時

$$C_r = 3.3 \quad (11-15)$$

(九)計算土壩壩頂高程，即

$$E_t = E_f + H_e + H_r + h_{fr} \quad (11-16)$$

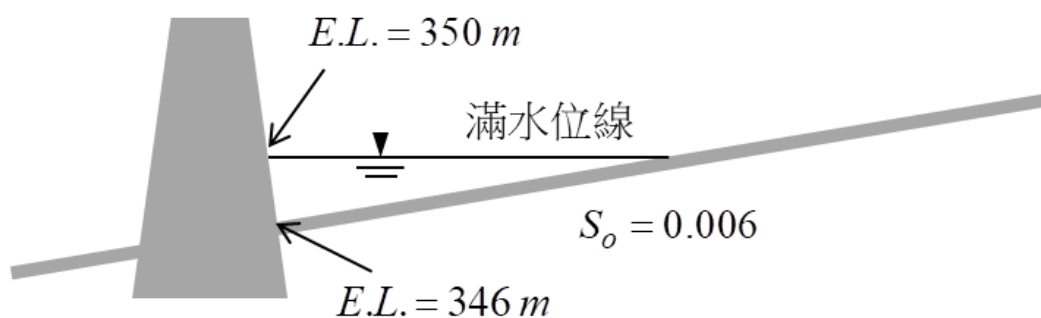
式中， h_{fr} = 土壩出水高度(m)， $h_{fr} \geq 1.0 \text{ m}$ 。

【範例 1】

某溪流規劃建置一座農塘，其相關已知條件如例表 11-1-1 及例圖 11.1-1 所示。假設農塘滯洪效率應達 25%時，試設計農塘出流控制設施及壩頂高程(或高度)。

例表 11.1-1 已知條件

項次	項目	數值
1	年平均降雨量(P ; mm)	2400
2	逕流係數(C)	0.7
3	集水區面積(A ; ha)	250
4	溪流長度(ΔL ; km)	2.5
5	溪流高程差(ΔH ; km)	0.075
6	壩址基礎高程(E_o ; m)	346
7	灌溉蓄水滿水位高程(E_f ; m)	350
8	溪流底床坡度(S_o)	0.006
9	溪流寬度(B ; m)	30
10	滯洪效率(E_{ff} ; %)	55



例圖 11.1-1

【解】

一、由已知農塘上游集水區條件計算進流洪峰流量，如下表所示。

項次	項目	計算結果	備註
1	年平均降雨量(P ; mm)	2400	已知
2	逕流係數(C)	0.7	已知
3	集水區面積(A ; ha)	250	已知
4	溪流長度(ΔL ; km)	2.5	已知
5	高程差(ΔH ; km)	0.075	已知
6	A_x	18.76	式(4-10b)
7	B_x	55	式(4-10c)
8	C_x	0.60	式(4-10d)
9	G_x	0.55	式(4-10e)
10	H_x	0.31	式(4-10f)
11	I_{60}^{25}	91.51	式(4-10a)
12	坡面長度(l_s ; m)	300	建議值
13	漫地流流速(V_s ; m/s)	0.6	建議值
14	流入時間(t_s ; min)	8.33	式(4-12)
15	渠流流速(V_d ; km/hr)	8.78	式(4-14)
16	流下時間(t_d ; min)	17.08	式(4-15)
17	集流時間(t_c ; min)	25.41	式(4-11)
18	設計降雨強度(I_t^{50} ; mm/hr)	132.5	式(4-10)

項次	項目	計算結果	備註
19	設計洪峰流量(Q_p^{50} ; cms)	64.4	式(4-7)
20	設計降雨強度(I_t^{10} ; mm/hr)	105.94	式(4-10)
21	設計洪峰流量(Q_p^{10} ; cms)	51.5	式(4-7)

二、出流控制設施設計，包括出水口及豎井溢洪道，如下表所示。

(一)已知滯洪效率 $E_{ff}=0.55$ ，則農塘出流洪峰流量(O_p)

$$O_p = I_p (1 - E_{ff}) = 64.4(1 - 0.55) = 28.98 \text{ cms}$$

(三)由式(11.2)計算滯洪容積(V_H)，即

$$V_H = 1800t_b(I_p - O_p) = 1800(64.4 - 28.98) = 63764 \text{ m}^3$$

(四)求解豎井頂部高程(E_r)及滯洪深度(H_e)

已知農塘位於規則型溪流(各斷面溪流寬度均一者)，則豎井溢洪道頂高程可由下式獲得，即

$$\begin{aligned}
 E_r &= \sqrt{(E_f - E_o)^2 + \frac{2V_H S_o}{B}} + E_o \\
 &= 346 + \sqrt{(350 - 346)^2 + \frac{2 \times 63764 \times 0.006}{30}} = 352.4 \text{ m}
 \end{aligned}$$

故可得滯洪深度

$$H_e = E_r - E_f = 352.4 - 350 = 2.4 \text{ m}$$

(五)選取出水口：

1.矩形滯洪壩

(1)矩形滯洪壩開口寬度

$$B_e = \left(\frac{O_p}{2.36 H_e^{1.53}} \right)^{1/1.13} = \left(\frac{28.98}{2.36 \times 2.4^{1.53}} \right)^{1/1.13} = 2.7 \text{ m}$$

(2) 方形豎井溢洪道寬度

$$B_r = 1.5B_e = 1.5 \times 2.7 = 4.0 \text{ m}$$

(3) 令豎井溢洪道流量係數 $C_r = 2.65$ ，則豎井溢洪道溢流水深可表為

$$H_r = \left(\frac{Q_p^{10}}{2.2C_r B_r} \right)^{2/3} = \left(\frac{51.5}{2.2 \times 2.65 \times 4} \right)^{2/3} = 1.7 \text{ m}$$

檢核流量係數 $H_r / B_r = 1.7 / 4 = 0.425 < 0.5$ ，OK!

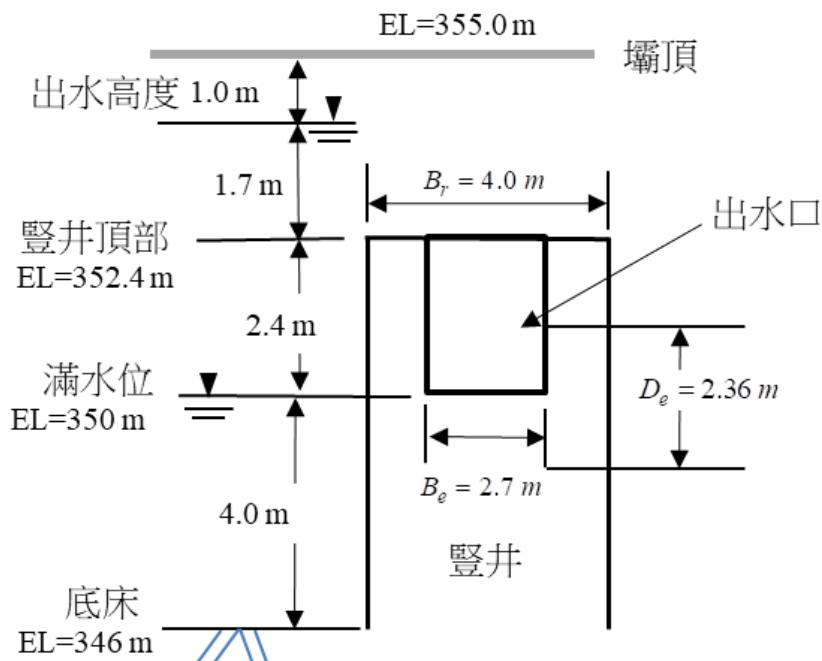
(4) 豎井溢洪道出水高度 $h_{fr} = 1.0 \text{ m}$ 。

(5) 土壩壩頂高程

$$E_t = E_f + H_e + H_r + h_{fr} = 350 + 2.4 + 1.7 + 1 = 355.1 \text{ m}$$

(6) 農塘最大蓄水量

$$V_s = \frac{B}{2S_o} (E_f - E_o)^2 = \frac{30}{2 \times 0.006} (350 - 346)^2 = 40000 \text{ m}^3$$



例圖 11.1-2 出流控制設施(豎井矩形滯洪壩)

2.圓形孔口

(1)推求孔口直徑

$$D_e^2 \sqrt{(H_e - D_e / 2)} = \frac{4O_p}{\pi C_d \sqrt{2g}}$$

已知 $H_e = 2.4 \text{ m}$, $O_p = 28.98 \text{ cms}$, $C_d = 0.6$, 代入上式後無法滿足

$$D_e < 2H_e$$

為使設計合理，必須提高滯洪效率達 80%，此時出流洪峰流量

$$O_p = I_p (1 - E_{ff}) = 64.4 \times (1 - 0.8) = 12.88 \text{ cms}$$

代入上式可得

$$D_e = 2.36 \text{ m}$$

(2)方形豎井寬度

$$B_r = 1.5 \times D_e = 3.5 \text{ m}$$

(3)流量係數 $C_r = 2.65$

(4)豎井溢洪道溢流深度 $H_r = 0.74 \text{ m}$

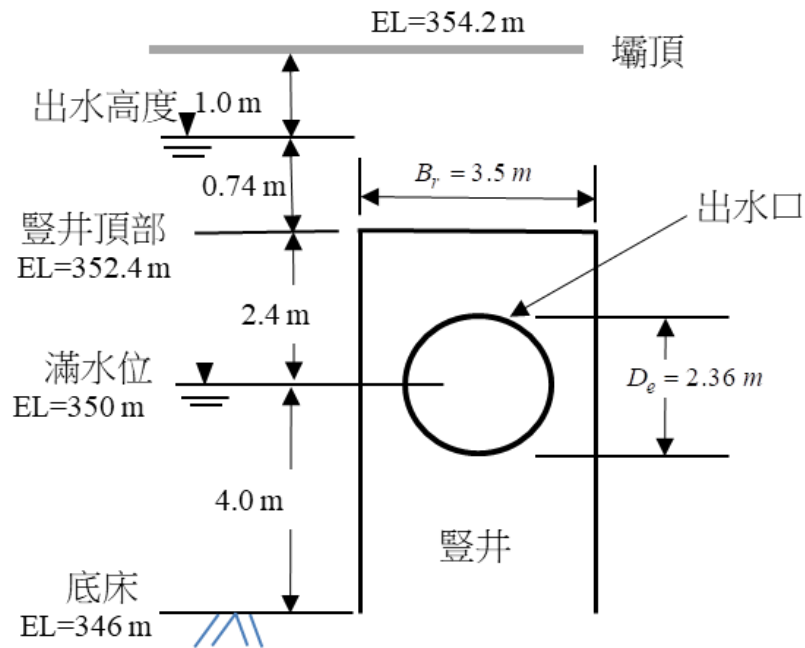
(5)出水高度 $h_{fr} = 1.0 \text{ m}$

(6)土壩壩頂高程

$$E_t = E_r + H_r + h_{fr} = 352.4 + 0.74 + 1.0 = 354.14 \approx 354.2 \text{ m}$$

(7)農塘最大蓄水量

$$V_s = \frac{B}{2S_o} (E_f - E_o)^2 = \frac{30}{2 \times 0.006} (350 - 346)^2 = 40000 \text{ m}^3$$



例圖 11.1-3 出流控制設施(豎井及圓形孔口)

二、情境(二)：既有農塘出流控制設施設計

設計既有單一農塘之關鍵，在於已知豎井溢洪道斷面尺寸及滿足下游最大容許排洪流量(或滯洪效率)條件下，設計出流控制設施。

(一)由已知的水文條件，依水土保持技術規範計算農塘上游各重現期進流洪峰流量(I_p)。

(二)已知豎井溢洪道斷面尺寸下，計算重現期 10 年以上洪峰流量下之豎井溢洪道溢流水深(H_r)。一般，方形豎井溢洪道流量公式可表為

$$H_r = \left(\frac{Q_p^{10}}{2.2C_r B_r} \right)^{2/3}$$

式中， Q_p^{10} =重現期 10 年之洪峰流量； H_r =豎井溢流水深(m)； B_r =方形溢流堰寬度(m)； C_r =流量係數，與豎井形狀

和溢流水位相關。

1.當 $H_r / B_r < 0.5$ 時

$$C_r = 2.65$$

2.當 $0.5 < H_r / B_r < 1.8$ 時

$$C_r = 2.65 + 0.5 \left(\frac{H_r}{B_r} - 0.5 \right)$$

3.當 $H_r / B_r > 1.8$ 時

$$C_r = 3.3$$

(三)檢核豎井溢流水深(H_r)與出水高度($h_{fr} = 1.0\text{ m}$)之和是否有洪水溢壩之虞。

1.倘有洪水溢壩之虞，應即改以新建築壩式農塘情境(一)進行設計。

2.倘無洪水溢壩之虞，則可持續設計。

(四)由下游最大容許排洪流量或滯洪效率，計算農塘出流洪峰流量(O_p)。

1.當已知下游最大容許排洪流量時，令農塘出流洪峰流量等於下游最大容許排洪流量。

2.令滯洪效率(E_{ff})時，由下式計算農塘出流洪峰流量，即

$$O_p = I_p (1 - E_{ff})$$

(五)計算滯洪容積(V_H)：

$$V_H = 1800 t_b (I_p - O_p)$$

(六)計算滯洪水深(H_e)：

$$E_f = \sqrt{(E_r - E_o)^2 - \frac{2V_H S_o}{B}} + E_o$$

$$H_e = E_r - E_f \quad (11.3)$$

(七)選擇出水口型式，計算出水口寬度(B_e)或直徑 (D_e)：

【範例 2】既有單一築壩式農塘滯洪設計

承範例 1，於既有農塘之相關已知條件如例表 11.2-1 及例圖 2-1 所示。試設計農塘出流控制設施及滯洪效率。

例表 11.2-1 已知條件

項次	項目	數值
1	年平均降雨量(P ；mm)	2400
2	逕流係數(C)	0.7
3	集水區面積(A ；ha)	250
4	溪流長度(ΔL ；km)	2.5
5	高程差(ΔH ；km)	0.75
6	壩址高程(E_o ；m)	346
7	壩頂高程(E_t ；m)	356
8	豎井頂部高程(E_r ；m)	350
9	溪流底床坡度(S_o)	0.006
10	溪流寬度(B ；m)	30
11	方形豎井溢洪道寬度(B_r ；m)	6.5
12	方形豎井溢洪道頂高程(E_r ；m)	353
13	滯洪效率(E_{ff} ；%)	67

【解】

一、溪流水文分析：農塘進流量分析

參考範例(1)

二、豎井溢洪道溢流水深 H_r

$$H_r = \left(\frac{Q_p^{10}}{2.2 C_r B_r} \right)^{2/3} = \left(\frac{51.5}{2.2 \times 2.65 \times 6.5} \right)^{2/3} = 1.2 \text{ m}$$

(一) 豎井溢洪道出水高度 $h_{fr} = 1.0 \text{ m}$

(二) 檢核土壩高度是否足夠

$$E_t = E_r + H_r + h_{fr} = 353 + 1.2 + 1 = 355.2 \text{ m} < 356 \text{ m} \text{ OK!}$$

(三) 令滯洪效率 $E_{ff} = 0.67$

(四) 計算出流洪峰流量

$$O_p = I_p (1 - E_{ff}) = 64.4 (1 - 0.67) = 21.25 \text{ cms}$$

(五) 計算滯洪容積 V_H

$$V_H = 1800 t_b (I_p - O_p) = 1800 (64.4 - 21.25) = 77676 \text{ m}^3$$

(1) 計算滿水位高程

$$\begin{aligned} E_f &= \sqrt{(E_r - E_o)^2 - \frac{2 V_H S_o}{B}} + E_o \\ &= 346 + \sqrt{(356 - 346)^2 - \frac{2 \times 77676 \times 0.006}{30}} = 350 \text{ m} \end{aligned}$$

(六) 滯洪深度 $H_e = E_r - E_f = 353 - 350 = 3.0 \text{ m}$

(七) 選取出水口形式

1. 矩形滯洪壩

矩形滯洪壩開口寬度

$$B_e = \left(\frac{O_p}{2.36 H_e^{1.53}} \right)^{1/1.13} = \left(\frac{21.25}{2.36 \times 3^{1.53}} \right)^{1/1.13} = 2.0 \text{ m}$$

檢核滯洪壩矩形寬度與豎井溢洪道寬度

$$B_r = 1.5 B_e = 1.5 \times 2.0 = 3.0 \text{ m} < 6.5 \text{ m} \text{ OK!}$$

2.圓形孔口

$$D_e^2 \sqrt{(H_e - D_e / 2)} = \frac{4O_p}{\pi C_d \sqrt{2g}}$$

已知 $H_e = 3.0 \text{ m}$, $O_p = 21.25 \text{ cms}$, $C_d = 0.6$, 代入上式可得 $D_e = 2.85 \text{ m}$

11.1.2 築壩式系列農塘設計

基本上，不論是設計新建或改善既有之串聯或系列農塘，其演算流程及方法大致可以沿用 11.1.1 節，但因各農塘進流量受到前一座農塘出流量之影響，以及可能存在部分農塘新建或既有改善的情形，使得其設計情境變得相當複雜。因此，因應可能的情境，本節分別舉出：(1)全部新建；(2)全部既有改善；及(3)部分新建與部分既有改善等三種情境，提供參考。

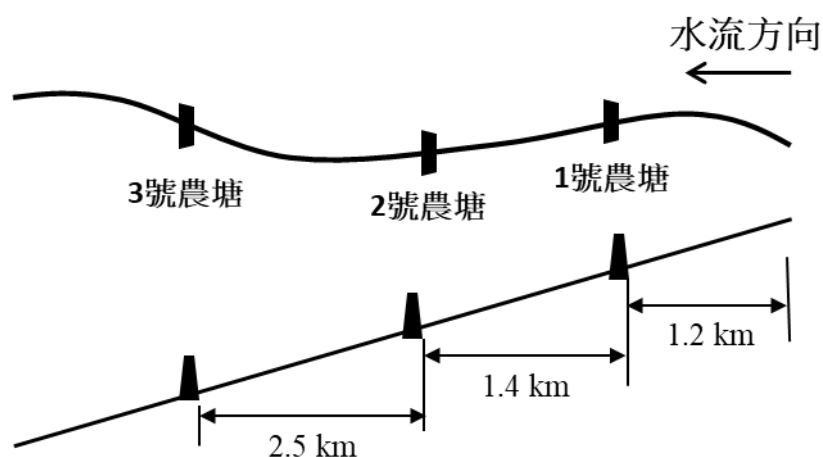
一、新建系列農塘

為達成滯洪和蓄水目的，一般均在下游最大容許排洪流量或出流洪峰流量為已知的條件下，設計土壩高度(或高程)、出流控制設施(出水口)及緊急溢洪道(豎井溢洪道)等。其原則如下：

- (一)最下游農塘出流洪峰流量應滿足其下游溪流最大容許排洪流量。
- (二)上游農塘應以滯洪優先，其滯洪效率宜大於 50%，而下游農塘則以蓄水為主，滯洪效率應滿足前項原則。
- (三)出流控制設施以採用矩形滯洪壩為原則。
- (四)緊急溢洪道得採用豎井式溢洪道。

【範例 3】新建三座系列築壩式農塘情境

已知某溪流規劃建置三座系列農塘，如圖 11.3-1 所示。已知三座農塘滿水位高程(滿足蓄水量)，假設三座農塘於降雨初期即已達滿水位，試設計每座農塘壩頂高程及其出流控制設施斷面。(已知年平均降雨量=2400 mm)



例圖 11.3-1 系列農塘示意圖

例表 11.1-3

項次	項目	1	2	3
1	年平均降雨量(P ; mm)	2400		
2	逕流係數(C)	0.7	0.7	0.75
3	集水區面積(A ; ha)	350	600	950
4	溪流長度(ΔL ; km)	1.2	2.8	5.3
5	高程差(ΔH ; km)	0.03	0.075	0.165
6	壩址處溪流寬度(B ; m)	15	20	20
7	壩址處溪流坡度(S_o)	0.006	0.005	0.003
8	壩址高程(E_o ; m)	348	321	306
9	滿水位高程(E_f ; m)	350	324	310

【解】

一、水文分析：築壩前各壩址處之逕流量分析

項次	項目	1	2	3	備註
1	A_x	18.76	18.76	18.76	式(4-10b)
2	B_x	55	55	55	式(4-10c)
3	C_x	0.60	0.60	0.60	式(4-10d)
4	G	0.55	0.55	0.55	式(4-10e)
5	H_x	0.31	0.31	0.31	式(4-10f)
6	I_{60}^{25}	91.51	91.51	91.51	式(4-10a)
7	流入時間(t_s ; min)	8.33	8.33	8.33	式(4-12)
8	渠流流速(V_d ; km/hr)	7.87	8.20	8.98	式(4-14)
9	流下時間(t_d ; min)	9.15	20.48	35.41	式(4-15)
10	集流時間(t_c ; min)	17.48	28.81	43.75	式(4-11)
11	設計降雨強度(I_t^{50} ; mm/hr)	141.02	129.25	117.13	式(4-10)
12	設計洪峰流量(Q_p^{50} ; cms)	95.97	150.79	231.83	式(4-7)
13	設計降雨強度(I_t^{10} ; mm/hr)	112.76	103.35	93.66	式(4-10)
14	設計洪峰流量(Q_p^{10} ; cms)	76.74	120.57	185.37	式(4-7)

二、出流控制設施設計

項次	項目	1	2	3	備註
1	壩址處溪流寬度(B ; m)	15	20	20	已知
2	壩址處溪流坡度(S_o)	0.006	0.005	0.003	已知
3	壩址高程(E_o ; m)	348	321	306	已知
4	滿水位高程(E_f ; m)	350	324	310	已知
5	設計洪峰流量(Q_p^{50} ; cms)	95.97	150.79	231.83	
6	滯洪效率(E_{ff} ; %)	30	50	60	自行設定
7	農塘進流洪峰流量(I_p ; cms)	95.97	122.0	142.04	註 1

項次	項目	1	2	3	備註
8	農塘緊急溢洪流量(I_{em} ; cms)	76.74	120.57	185.37	式(4-7)
9	出流洪峰流量(O_p ; cms)	67.18	61.00	56.81	
10	滯洪容積(V_H ; m^3)	51824	109799	153400	參考演算 例(1)之備 註
11	豎井頂部高程(E_r ; m)	355	329	314	
12	滯洪深度(H_e ; m)	4.7	5.0	3.9	
13	出水口寬度(B_e ; m)	2.4	2.0	2.7	
14	方形豎井寬度(B_r ; m)(註 2)	7.0	6.0	8.0	
15	流量係數(C_r)	2.65	2.65	2.65	
16	緊急溢洪深度(H_r ; m)	1.5	2.3	2.5	
17	H_r/B_r	0.2	0.4	0.3	
18	溢洪出水高度(h_{fr} ; m)	1.0	1.0	1.0	
19	壩頂高程(E_t ; m)	358	333	318	
20	土壩高度	10	12	12	
21	最大蓄水量(V_S ; m^3)	5000	18000	53333	

註 1：各個農塘進流洪峰流量可表為

$$I_{p(i)} = Q_{p(i)} - Q_{p(i-1)} + O_{p(i-1)} \quad i=1,2,3$$

第 1 座農塘進流量

$$I_{p(1)} = Q_{p(1)} = 95.97 \text{ cms}$$

第 2 座農塘進流量

$$\begin{aligned} I_{p(2)} &= Q_{p(2)} - Q_{p(1)} + Q_{p(1)} \\ &= 150.79 - 95.97 + 67.18 = 122.0 \text{ cms} \end{aligned}$$

第 3 座農塘進流量

$$\begin{aligned} I_{p(3)} &= Q_{p(3)} - Q_{p(2)} + Q_{p(2)} \\ &= 231.83 - 150.79 + 41.12 = 142.04 \text{ cms} \end{aligned}$$

註 2：方形豎井溢洪道寬度設定

原則上，方形豎井溢洪道寬度

$$B_r \geq 1.5 B_e$$

惟當寬度太小時，會造成超大的溢流水深，故應加以調整而使溢流水深滿足下列公式

$$H_r \leq 0.5 B_r$$

二、既有系列農塘

當農塘土壩高度及豎井溢洪道均為已知時，其設計重點在於出流控制設施及滯洪效率。

- (一)採用既有豎井溢洪道作為緊急溢洪道，應能排除重限期 10 年以上之洪峰流量。
- (二)當豎井溢洪道溢流水深及其出水高度已知時，應檢核是否有洪水溢壩之可能。
- (三)出流控制設施應於豎井溢洪道之適當位置設置，且以採用矩形滯洪壩為主。
- (四)最下游農塘出流洪峰流量應能滿足下游溪流最大容許排洪流量，而其主要關鍵在滯洪效率之調整。

【範例 4】既有三座系列農塘改善情境

已知某溪流之三座系列農塘，如圖 11.4-1 所示。已知三座農塘滿水位高程、壩頂高程及其方形豎井溢洪道寬度。假設三座農塘於降雨初期即已達滿水位。已知農塘下游溪流最大容許排洪流量為重限期 50 年設計洪峰流量之 60%，試設計每座農塘出流控制設施斷面及其滯洪效率。(已知年平均降雨量=2400 mm)

例表 11.4-1

項次	項目	1	2	3
1	年平均降雨量(P ; mm)	2400		
2	逕流係數(C)	0.7	0.7	0.75
3	集水區面積(A ; ha)	350	600	950
4	溪流長度(l_d ; km)	1.2	2.8	5.3
5	高程差(ΔH ; km)	0.03	0.075	0.165
6	壩址處溪流寬度(B ; m)	15	20	20
7	壩址處溪流坡度(S_o)	0.006	0.005	0.003
8	壩址高程(E_o ; m)	348	321	306
9	壩頂高程(E_t ; m)	358	330	316
10	方形豎井溢洪道寬度(B_r ; m)	5	5	7
11	方形豎井頂部高程(E_r ; m)	355	327	312

【解】

一、水文分析：各農塘所在壩址上游之逕流量分析

參見範例(3)。根據水文演算結果第三座農塘重限期 50 年洪峰流量為 231.83 cms，故農塘下游溪流最大容許排洪流量 $\leq 231.83 \times 0.6 = 139 \text{ cms}$

二、出流控制設施設計

項次	項目	1	2	3	備註
1	壩址高程(E_o ; m)	348	321	306	已知
2	壩頂高程(E_t ; m)	358	330	316	已知
3	方形豎井頂部高程(E_r ; m)	355	327	312	已知
4	壩址處溪流寬度(B ; m)	15	20	20	已知
5	壩址處溪流坡度(S_o)	0.006	0.005	0.003	已知
6	設計洪峰流量(Q_p ; cms)	95.97	150.79	231.83	式(4-7)
7	農塘進流洪峰流量(I_p ; cms)	95.97	86.5	95.81	~

項次	項目	1	2	3	備註
8	農塘緊急溢洪流量(I_{em} ; cms)	76.74	120.57	185.37	式(4-7)
9	流量係數(C_r)	2.65	2.65	2.65	~
10	方形豎井寬度(B_r ; m)	5	5	7	~
11	方形豎井溢洪水深(H_r ; m)	1.91	2.58	2.74	~
12	H_r/B_r	0.4	0.5	0.4	~
13	溢洪出水高度(h_{fr} ; m)	1	1	1	~
14	檢核洪水溢壩	357.9	330.6	315.7	通過
15	滯洪效率(E_{ff} ; %)	30	40	50	~
16	出流洪峰流量(O_p ; cms)	67.2	73.2	77.1	OK
17	滯洪容積(V_H ; m^3)	51824	87839	138814	~
18	滿水位高程(E_f ; m)	351	322	309	~
19	滯洪深度(H_e ; m)	4	5	3	~
20	出水口寬度(D_e ; m)	3	3	4	~
21	農塘最大蓄水量(V_S ; m^3)	9426	10161	74520	~

【範例 5】部分設施新建與既有設施改善情境

已知某溪流之已有一座農塘，並預定於其下游處再興建一座農塘，其位置如圖 11.5-1 所示。兩座農塘各已知資料，如表 11.5-1 所示。已知農塘下游溪流最大容許排洪流量為重限期 50 年設計洪峰流量之 40%，試針對新建農塘及既有農塘改善進行滯洪設計。(已知年平均降雨量=2400 mm)

例表 11.5-1

項次	項目	既有農塘	新建農塘
1	年平均降雨量(P ; mm)	2400	
2	逕流係數(C)	0.7	0.7
3	集水區面積(A ; ha)	350	600
4	溪流長度(ΔL ; km)	1.2	2.8
5	高程差(ΔH ; km)	0.03	0.075
6	壩址處溪流寬度(B ; m)	15	20
7	壩址處溪流坡度(S_o)	0.005	0.006
8	壩址高程(E_o ; m)	348	321
9	滿水位高程(E_f ; m)	~	324
10	壩頂高程(E_t ; m)	358	~
11	豎井頂部高程(E_r ; m)	355	~

【解】

一、水文分析：各農塘所在壩址上游之逕流量分析

項次	項目	1	2	備註
1	A_x	18.76	18.76	式(4-10b)
2	B_x	55	55	式(4-10c)
3	C_x	0.60	0.60	式(4-10d)
4	G	0.55	0.55	式(4-10e)
5	H_x	0.31	0.31	式(4-10f)
6	I_{60}^{25}	91.51	91.51	式(4-10a)
7	流入時間(t_s ; min)	8.33	8.33	式(4-12)
8	渠流流速(V_d ; km/hr)	7.87	8.20	式(4-14)
9	流下時間(t_d ; min)	9.15	20.48	式(4-15)
10	集流時間(t_c ; min)	17.48	28.81	式(4-11)
11	集水區面積(A ; ha)	350	600	已知

項次	項目	1	2	備註
12	設計降雨強度(I_t^{50} ; mm/hr)	141.02	129.25	式(4-10)
13	設計洪峰流量(Q_p^{50} ; cms)	95.97	150.79	式(4-7)
14	設計降雨強度(I_t^{10} ; mm/hr)	112.76	103.35	式(4-10)
15	設計洪峰流量(Q_p^{10} ; cms)	76.74	120.57	式(4-7)

二、出流控制設施設計

項目	上游 既有農塘	備註	下游 新建農塘	備註
壩址高程(E_o ; m)	348	已知	321	已知
壩頂高程(E_t ; m)	358	已知	331	計算
方形豎井頂部高程(E_r ; m)	355	已知	327.4	計算
壩址處溪流寬度(B ; m)	15	已知	25	已知
壩址處溪流坡度(S_o)	0.005	已知	0.006	已知
設計洪峰流量(Q_p ; cms)	95.97	計算	150.79	計算
農塘進流洪峰流量(I_p ; cms)	95.97	計算	102.8	計算
農塘緊急溢洪流量(I_{em} ; cms)	76.74	計算	120.57	計算
流量係數(C_r)	2.65	設定	2.65	設定
方形豎井寬度(B_r ; m)	5	已知	5	設定
方形豎井溢洪水深(H_r ; m)	1.91	計算	2.6	計算
H_r/B_r	0.4	~	0.5	~
溢洪出水高度(h_{fr} ; m)	1	設定	1	設定
檢核洪水溢壩	357.9	O K	~	~
滯洪效率(E_{ff} ; %)	50	設定	40	已知
出流洪峰流量(O_p ; cms)	48	計算	73.2	計算
滯洪容積(V_H ; m^3)	86373	計算	76480	計算
滿水位高程(E_f ; m)	351	計算	323	已知
滯洪深度(H_e ; m)	4	計算	4.4	計算

項目	上游 既有農塘	備註	下游 新建農塘	備註
出水口寬度(D_e ; m)	2	計算	2.4	計算
農塘最大蓄水量(V_S ; m^3)	35127	計算	8333	計算

11.2 離槽式農塘設計

離槽式農塘於出流控制設施(滯洪)設計上，與築壩式農塘間存在一些差異，包括水源、緊急溢洪設施及下游排水條件等。

一、水源：離槽式農塘主要有來自附近溪流之側溢流量及坡面漫地流，少數是由地下湧泉或其上游農塘供給。其中，具有滯洪效益者，以溪流側溢流為主，它不僅可以降低溪流本身之洪峰流量，經渠道導引進入農塘之水流，也可以通過農塘的滯洪操作而獲得滯洪調節，此為離槽式農塘與溪流側溢流聯合操作所衍生的重要功能。

二、緊急溢洪設施：由於築壩式農塘蓄水規模遠大於離槽式農塘，其緊急排洪均採用豎井式溢洪道，而離槽式農塘規模較小，在經濟的考量下，少數採用豎井式溢洪道外，大多數的離槽式農塘緊急溢洪均以溢流堰為之。

三、下游排水條件：築壩式農塘下游大部分為自然野溪，而離槽式農塘均以人工渠道作為排泄農塘出流量，其設計考量及演算方式完全不同。

因此，根據水源和下游排水渠道條件，離槽式農塘出流控制設施設計大致可以區分為三種情境。

11.2.1 情境(一)：溪流側溢流進流

本情境係已知溪流側溢流進流條件，設計溪流側溢流堰、農塘出流控制設施及下游聯外水渠道等情境。其設計步驟如下：

一、由已知的水文條件，依水土保持技術規範計算側溢流堰所在溪流之 50 年及 100 年重現期設計洪峰流流量(Q_p^{50} 及 Q_p^{100})。

二、以曼寧公式分別計算溪流重現期 50 年及 100 年之設計洪水位(y_{ch} 及 y_{chm})。

三、令側溢流堰減洪效率(χ)，即

$$\chi = \frac{O_{pr}}{I_{pr}} = \frac{O_{pr}}{Q_p^{50}}$$

四、計算側溢流堰溢出之洪峰流量 O_{pr}

$$O_{pr} = \chi Q_p^{50}$$

五、溪流側溢流時間 t_a

$$O_{pr} = I_{pr} \left(1 - \frac{t_a}{t_b} \right)$$

$$t_a = 1 - \frac{O_{pr}}{I_{pr}} (hr)$$

六、農塘進流洪峰流量 I_f

$$I_f = I_{pr} - O_{pr}$$

七、選定側溢流堰形狀(如矩形或梯形)，設計側溢流堰寬度 B_s

(一)矩形側溢流堰

$$I_f = 0.825 B_s (y_{ch} - s)^{3/2} \text{ (矩形)}$$

式中， y_{ch} = 溪流 50 年重現期洪峰流量對應之溪流水深(m)；s

=堰高，一般令 $s = 0.4y_{ch}$ 。

(二)梯形側溢流堰

$$I_f = 1.856B_s (y_{ch} - s)^{3/2} \text{ (梯形)}$$

八、以重現期 100 年之設計洪水位(y_{chm})，計算側溢流堰最大溢出流量(Q_{sm})及其溢流時間(t_{am})，即

$$Q_{sm} = 0.825B_s (y_{chm} - 0.4y_{ch})^{3/2} \text{ (矩形)}$$

$$Q_{sm} = 1.856B_s (y_{chm} - 0.5y_{ch})^{3/2} \text{ (梯形)}$$

$$t_{am} = 1 - \frac{Q_p^{100} - Q_{sm}}{Q_p^{100}} \text{ (hr)}$$

九、農塘進流洪峰流量 $I_p = I_f$

十、計算滯洪水深(H_e)

$$H_e = 0.6(E_t - E_f)$$

十一、滯洪容積(V_H)

$$A_h = A_f + \frac{(A_t - A_f) \times H_e}{\Delta h}$$

$$V_H = \frac{H_e}{2} (A_f + A_h) \times 10000$$

式中， A_h =堤頂至滿水位間任意高度之農塘面積； A_f =滿水位處之農塘面積； A_t =堤頂處之農塘面積； Δh =堤頂至滿水位間之高程差； H_e =滯洪深度； V_H =農塘所需滯洪容積。

十二、出流洪峰流量(O_p)

$$O_p = I_p - \frac{V_H}{1800}$$

十三、下游聯外排水渠道

(一)當下游聯外排水渠道為既有者：

- 1.由已知渠道條件計算下游聯外排水渠道之最大排洪量(Q_{dm})。(註：渠道全斷面之排洪量)

$$A_{dm} = \left[b_d + 2 z_d (h_d + h_{fd}) \right] (h_d + h_{fd}) \quad (7.28)$$

$$P_{dm} = \left[b_d + 2 (h_d + h_{fd}) \sqrt{1 + z_d^2} \right] \quad (7.29)$$

$$R_{dm} = \frac{A_{dm}}{P_{dm}} \quad (7.30)$$

$$Q_{dm} = \frac{A_{dm}}{n_d} R_{dm}^{2/3} S_{od}^{1/2} \quad (7.31)$$

式中， A_{dm} =含出水高度排水路斷面積； P_{dm} =含出水高度排水路潤濕周長； R_{dm} =含出水高度排水路水力半徑； h_{fd} =下游聯外排水渠道出水高度。

- 2.檢核下游聯外排水渠道排洪量(Q_{dm})與溪流側溢流最大流量(Q_{sm})之關係

(1)當 $Q_{dm} \geq Q_{sm}$ 時，通過檢核。

(2)當 $Q_{dm} < Q_{sm}$ 時，則可以下列對策：

A.調降 χ 值，降低側溢流最大流量 Q_{sm} ，直到 $Q_{dm} \geq Q_{sm}$ 為止。

B.調高農塘下游聯外排水渠道斷面高度，直到 $Q_{dm} \geq Q_{sm}$ 為止。

(二)當下游聯外排水渠道為新建者

- 1.根據溪流側溢流最大流量(Q_{sm})設計下游聯外排水渠道，即在已知渠道坡度(S_{od})、斷面寬度(b_d)、側坡斜率(z_d)、出

水高度(h_{fd})及襯砌材料(n_d)等，並依下列公式採用試誤法計算設計水深(h_d)

$$A_{dm} = \left[b_d + 2 z_d (h_d + h_{fd}) \right] (h_d + h_{fd})$$

$$P_{dm} = \left[b_d + 2 (h_d + h_{fd}) \sqrt{1 + z_d^2} \right]$$

$$R_{dm} = \frac{A_{dm}}{P_{dm}}$$

$$Q_{dm} = \frac{A_{dm}}{n_d} R_{dm}^{2/3} S_{od}^{1/2}$$

十四、選擇出水口型式，計算出水口尺寸(B_e 或 D_e)

十五、以側溢流堰最大溢出流量(Q_{sm})，設計緊急溢洪口斷面。

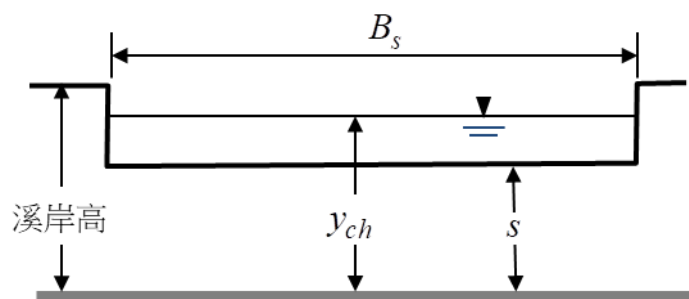
(一)計算出水口頂部至堤岸間之距離(h_{em})

$$h_{em} = 0.4 (E_t - E_f)$$

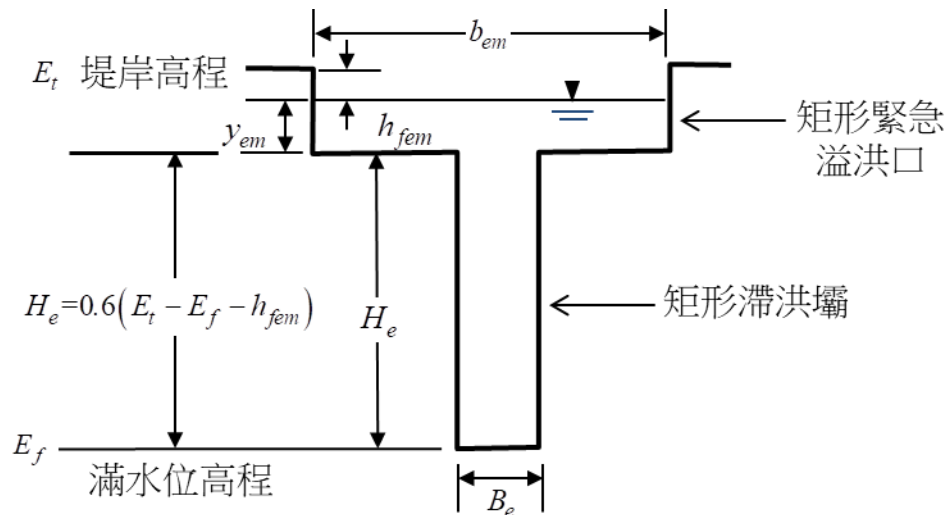
(二)選取緊急溢洪口斷面，如屬梯形緊急溢洪口斷面，則應設定側坡斜率(z_{em})，計算緊急溢洪口底寬斷面寬度(b_{em})，即

$$Q_{sm} = 1.77 b_{em} y_{em}^{1.5} + 1.416 z_{em} y_{em}^{2.5}$$

$$\text{且 } h_{em} > y_{em} + h_{fem}$$



側溢流堰示意圖



【範例 6】

已知某溪流規劃採用側溢流堰方式降低洪峰流量，同時將側溢流堰溢出流量導引進入岸邊農塘進行滯洪。已知條件如下：

- (1) 側溢流堰之上游集水區面積為 80 ha，溪流長度約 750 m，高差達 56 m，近似矩形溪流寬度及高度分別為 4.5 m 和 1.0 m，曼寧粗糙係數為 0.03。(年平均降雨量=2150 mm)
- (2) 岸邊農塘滿水位至岸頂高差達以上 2.8m，滿水位處之農塘面積為 0.05ha，而岸頂處農塘面積為 0.1 ha。

狀況(一)：

已知農塘下游聯外排水矩形混凝土渠道寬度 1.6 m 及高度 1.5 m，渠道坡度約 0.004。假設側溢流堰可以降低溪流洪峰流量達 20%時，試設計側溢流堰斷面及農塘出流控制設施，並檢核下游聯外水渠道是否足以排泄農塘最大出流洪峰流量。

狀況(二)：

已知農塘下游聯外排水矩形混凝土渠道寬度 0.8 m 及高度 1.0 m，渠道坡度約 0.004。假設側溢流堰可以降低溪流洪峰流量達 30%時，試設計側溢流堰斷面及農塘出流控制設施，並檢核下游

矩形聯外水渠道是否足以排洩農塘最大出流洪峰流量。倘若下游矩形聯外渠道無法順利排洩農塘最大出流洪峰流量時，則：

- (1)調整農塘最大出流洪峰流量，使下游矩形聯外排水渠道得已順利排洩洪水。
- (2)下游矩形聯外排水渠道維持現狀，調蓄農塘為大出流洪峰流量以符實際狀況。

例表 11.6-1

類型	項目	數值
側溢流堰所在溪流條件	年平均雨量(P ; mm)	2150
	漫地流流速(V_s m / s)	0.6
	溪流長度(ΔL ; km)	0.056
	高程差(ΔH ; km)	0.75
	逕流係數(C)	0.7
	集水區面積(A ; ha)	80
	進流洪峰流量重限期(T_q ; 年)	50
	緊急溢洪洪峰流量(T_b ; 年)	100
	減洪效率(χ ; %)	80
	溪流寬度(b_{ch} ; m)	4.5
	溪岸高度(h_{ch} ; m)	1
	邊坡斜率(z_{ch})	0
	出水高度(h_{fs} ; m)	0.25
	溪流平均坡度(S_{och})	0.075
	曼寧粗糙係數(n_{ch})	0.03
農塘	岸頂高程(E_t ; m)	258
	岸頂處農塘面積(A_t ; ha)	0.1
	滿水位高程(E_f ; m)	255.2
	滿水位處農塘面積(A_f ; ha)	0.05

類型	項目	數值
	出水高度(h_{fem})	0.4
	農塘緊急溢洪口邊坡斜率(z_{em})	0

【解】

根據已知條件，計算溪流各重現期洪峰流量及其相應洪水位，以及農塘下游聯外排水渠道最大排洪量。

一、溪流水文分析

項次	項目	計算結果	備註
1	年平均降雨量(P ; mm)	2150	已知
2	逕流係數(C)	0.7	已知
3	集水區面積	80	已知
4	溪流長度(l_d ; km)	0.75	已知
5	高程差(ΔH ; km)	0.056	已知
6	A_x	20.36	式(4-10b)
7	B_x	55	式(4-10c)
8	C_x	0.62	式(4-10d)
9	G_x	0.55	式(4-10e)
10	H_x	0.31	式(4-10f)
11	I_{60}^{25}	89.40	式(4-10a)
12	流入時間(t_s ; min)	8.33	式(4-12)
13	渠流流速(V_d ; km/hr)	15.18	式(4-14)
14	流下時間(t_d ; min)	2.96	式(4-15)
15	集流時間(t_c ; min)	11.30	式(4-11)
16	設計降雨強度(I_t^{50} ; mm/hr)	146.48	式(4-10)
17	設計洪峰流量(Q_p^{50} ; cms)	22.79	式(4-7)
18	設計降雨強度(I_t^{100} ; mm/hr)	159.17	式(4-10)
19	設計洪峰流量(Q_p^{100} ; cms)	24.76	式(4-7)

二、計算 50 年及 100 年重現期設計洪峰流量相應之洪水位

(一)50 年重現期：

$$Q_p^{50} = \frac{b_{ch} \times y_{ch}}{n_{ch}} \left(\frac{b_{ch} \times y_{ch}}{b_{ch} + 2 \times y_{ch}} \right)^{2/3} S_{och}^{1/2}$$
$$22.79 = \frac{4.5 \times y_{ch}}{0.03} \left(\frac{4.5 \times y_{ch}}{4.5 + 2 \times y_{ch}} \right)^{2/3} 0.075^{1/2}$$

可得 $y_{ch} = 0.78 \text{ m}$ 。

(二)100 年重現期：

$$24.76 = \frac{4.5 \times y_{chm}}{0.03} \left(\frac{4.5 \times y_{chm}}{4.5 + 2 \times y_{chm}} \right)^{2/3} 0.075^{1/2}$$

可得 $y_{chm} = 0.83 \text{ m}$ 。

三、農塘下游聯外排水渠道排洪量及其最大排洪量

(一)狀況(一)：

已知矩形渠道寬度 $b_d = 1.6 \text{ m}$ 、渠道高度 $h_d = 1.5 \text{ m}$ 、曼寧粗糙係數 $n_d = 0.012$ 、渠道底床平均坡度 $S_{od} = 0.004$ 及渠道出水高度 $h_{fd} = 0.25 \text{ m}$ 等，則渠道排洪量及其最大排洪量(渠道處於滿水狀態)分別為

$$A_{d1} = (b_{d1} + z_d h_{d1}) h_{d1} = 1.6 \times 1.25 = 2.0 \text{ m}^2$$
$$P_{d1} = \left(b_{d1} + 2 h_{d1} \sqrt{1 + z_d^2} \right) = (1.6 + 2 \times 1.25) = 4.1 \text{ m}$$
$$R_{d1} = \frac{A_{d1}}{P_{d1}} = \frac{2.0}{4.1} = 0.488 \text{ m}$$
$$Q_{d1} = \frac{A_{d1}}{n_d} R_{d1}^{2/3} S_{od}^{1/2} = \frac{2.0}{0.012} 0.488^{2/3} 0.004^{1/2} = 6.5 \text{ cms}$$

$$\begin{aligned}
Q_{dm1} &= \frac{[b_{d1}h_{d1}]}{n_d} \left[\frac{b_{d1}h_{d1}}{b_d + 2h_{d1}} \right]^{2/3} S_{od}^{1/2} \\
&= \frac{(1.6 \times 1.5)}{0.012} \left(\frac{1.6 \times 1.5}{1.6 + 3.0} \right)^{2/3} 0.004^{1/2} = 8.2 \text{ cms}
\end{aligned}$$

(二)狀況(二)：

已知矩形渠道寬度 $b_d = 0.8 \text{ m}$ 、渠道高度 $h_d = 1.0 \text{ m}$ 、曼寧粗糙係數 $n_d = 0.012$ 、渠道底床平均坡度 $S_{od} = 0.004$ 及渠道出水高度 $h_{fd} = 0.25 \text{ m}$ 等，則渠道排洪量及其最大排洪量(渠道處於滿水狀態)分別為

$$\begin{aligned}
A_{d2} &= (b_{d2} + z_d h_{d2}) h_{d2} = 0.8 \times 0.75 = 0.6 \text{ m}^2 \\
P_{d2} &= \left(b_{d2} + 2 h_{d2} \sqrt{1 + z_d^2} \right) = (1.0 + 2 \times 0.75) = 2.5 \text{ m} \\
R_{d2} &= \frac{A_{d2}}{P_{d2}} = \frac{0.6}{2.5} = 0.24 \text{ m} \\
Q_{d2} &= \frac{A_{d2}}{n_d} R_{d2}^{2/3} S_{od}^{1/2} = \frac{0.6}{0.012} 0.24^{2/3} 0.004^{1/2} = 1.22 \text{ cms}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Q_{dm2} &= \frac{[b_{d2}h_{d2}]}{n_d} \left[\frac{b_{d2}h_{d2}}{b_{d2} + 2h_{d2}} \right]^{2/3} S_{od}^{1/2} \\
&= \frac{(0.8 \times 1.0)}{0.012} \left(\frac{0.8 \times 1.0}{0.8 + 2.0} \right)^{2/3} 0.004^{1/2} = 1.83 \text{ cms}
\end{aligned}$$

■ 狀況(一)

一、側溢流堰設計

(一)已知側溢流堰可以降低溪流洪峰流量達 20%，則通過側溢流堰往溪流下游之洪峰流量 O_{pr}

$$O_{pr} = 0.8 \times 22.79 = 18.23 \text{ cms}$$

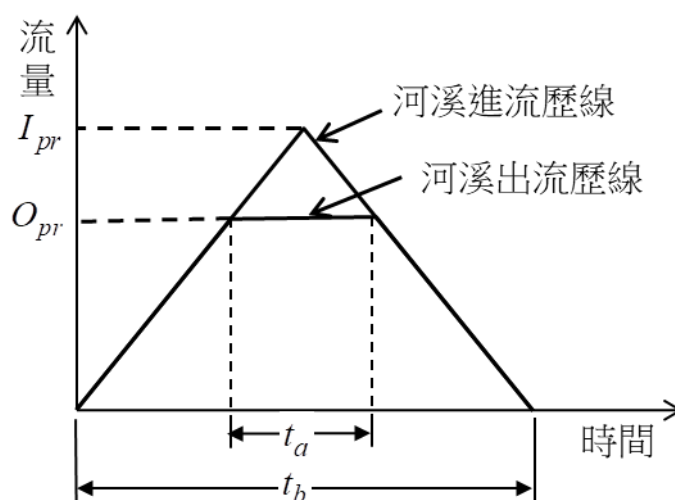
如例圖 3-1 所示。

(二)溪流側溢流時間 t_a

$$t_a = 1 - \frac{O_{pr}}{I_{pr}} = 1 - \frac{18.23}{22.79} = 0.2 \text{ hr}$$

(三)側溢流堰溢出流量(或農塘進流洪峰流量) I_f

$$I_f = I_{pr} - O_{pr} = 22.79 - 18.23 = 4.56 \text{ cms}$$



例圖 11.6-1

(四)選定矩形側溢流堰，設計側溢流堰寬度 B_s

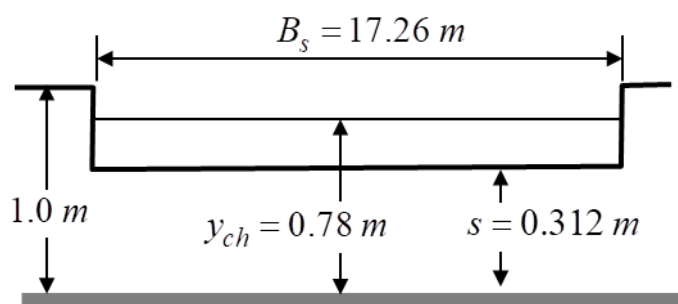
$$\begin{aligned} I_f &= 0.825 B_s (y_{ch} - s)^{3/2} \\ 4.56 &= 0.825 B_s (0.78 - 0.4 \times 0.78)^{1.5} \\ B_s &= 17.26 \text{ m} , s = 0.312 \text{ m} \end{aligned}$$

(五)側溢流堰最大溢出流量(以 100 年重現期洪峰流量為基準)

$$\begin{aligned} Q_{sm} &= 0.825 B_s (y_{chm} - s)^{3/2} \\ &= 0.825 \times 17.26 (0.83 - 0.312)^{1.5} = 5.3 \text{ cms} \end{aligned}$$

(六)檢討：由於農塘下游聯外排水渠道最大排洪量($Q_{dm}=8.2 \text{ cms}$)

大於側溢流堰出流最大流量($Q_{sm}=5.3 \text{ cms}$)，故農塘下游聯外排水渠道排洪能力足夠。



例圖 11.6-2 狀況(一)側溢流堰設計斷面圖

二、農塘滯洪設計

已知農塘進流洪峰流量 $I_p = 4.56 \text{ cms}$ 及緊急溢洪流量 $Q_{em} = 5.3 \text{ cms}$ 。假設滿水位至岸頂間高度之 60% 作為滯洪空間，則

(一)滯洪深度：

$$H_e = 0.6(E_t - E_f - h_{fem}) = 0.6 \times (258 - 255.2 - 0.4) = 1.44 \text{ m}$$

(二)出水口頂部農塘面積及滯洪容積

$$A_h = A_f + \frac{(A_t - A_f) \times H_e}{\Delta h} = 0.05 + \frac{(0.1 - 0.05) \times 1.44}{258 - 255.2} = 0.076 \text{ ha}$$

$$V_H = \frac{H_e}{2} (A_f + A_h) \times 10000 = \frac{1.44}{2} (0.05 + 0.076) \times 10000 = 907.2 \text{ m}^3$$

式中， A_h = 堤頂至滿水位間任意高度之農塘面積； A_f = 滿水位處之農塘面積； A_t = 堤頂處之農塘面積； Δh = 壩頂至滿水位間之高程差； H_e = 滯洪深度； V_H = 農塘所需滯洪容積。

(三)出流洪峰流量 O_p

$$O_p = I_p - \frac{V_H}{1800} = 4.56 - \frac{907.2}{1800} = 4.0 \text{ cms}$$

(四)選取出水口型式：矩形滯洪壩

$$B_e = \left(\frac{O_p}{2.36 H_e^{1.53}} \right)^{1/1.13} = \left(\frac{4.0}{2.36 \times 1.44^{1.53}} \right)^{1/1.13} \approx 1.0 \text{ m}$$

(五)選取緊急溢洪口斷面型式：矩形

(六)計算緊急溢洪口設計水深 y_{em}

$$y_{em} = E_t - E_f - H_e - h_{fem} = 258 - 255.2 - 1.44 - 0.4 = 0.96 \text{ m}$$

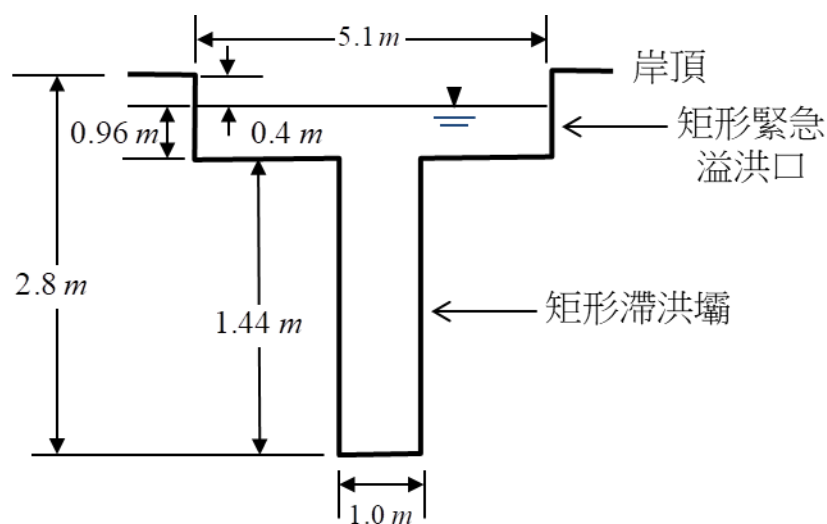
(七)計算緊急溢洪口斷面寬度

$$Q_{sm} = 1.77 b_{em} y_{em}^{1.5}$$

$$5.3 = 1.77 \times b_{em} \times 0.96^{1.5} \Rightarrow b_{em} \approx 3.2 \text{ m}$$

(八)滯洪效率 E_{ff}

$$E_{ff} = \frac{I_p - O_p}{I_p} = \frac{4.56 - 4.0}{4.56} = 12.2\%$$



例圖 11.6-3 狀況(一)農塘出流控制設施圖

■ 狀況(二)

一、說明：

(一)已知農塘下游矩形聯外排水渠道排洪量及其最大排洪量分別

1.22 及 1.83 cms。

(二)已知農塘出流洪峰流量及最大出流洪峰流量分別為 4.56 及 5.3 cms。

(三)農塘下游矩形聯外排水渠道無法將農塘出流洪峰流量有效地排放必須：(1)放大下游聯外排水渠道；(2)降低農塘出流洪峰流量。前者類似狀況(一)，可以直接參考，而後者必須調整側溢流堰設計，茲計算如下：

二、設定側溢流堰溢出之最大流量：考量下游聯外排水渠道最大排洪量 1.83 cms，故令側溢流堰溢出之最大流量 $Q_{sm}=1.83$ cms，且已知 $y_{chm}=0.83$ m 及 $s=0.312$ m，則側溢流堰寬度為

$$B_s = \frac{Q_{sm}}{0.825(y_{chm} - s)^{3/2}} = \frac{1.83}{0.825 \times (0.83 - 0.312)^{1.5}} \approx 6.0 \text{ m}$$

三、計算側溢流堰溢出流量：當溪流發生 50 年重現期洪峰流量時自側溢流堰溢出之最大流量可表為

$$I_f = 0.825 B_s (y_{ch} - s)^{3/2} = 0.825 \times 6 \times (0.78 - 0.312)^{1.5} = 1.58 \text{ cms}$$

四、農塘出流控制設施設計

(一)滯洪深度

已知農塘進流洪峰流量 $I_p=1.58$ cms 及緊急溢洪流量 $Q_{em}=1.83$ cms。假設滿水位至岸頂間高度之 60%作為滯洪空間，則

$$H_e = 0.6(E_t - E_f - h_{fem}) = 0.6 \times (258 - 255.2 - 0.4) = 1.44 \text{ m}$$

(二)出水口頂部農塘面積及滯洪容積

$$A_h = A_f + \frac{(A_t - A_f) \times H_e}{\Delta h} = 0.05 + \frac{(0.1 - 0.05) \times 1.44}{258 - 255.2} = 0.076 \text{ ha}$$

$$V_H = \frac{H_e}{2} (A_f + A_h) \times 10000 = \frac{1.44}{2} (0.05 + 0.076) \times 10000 = 907.2 \text{ m}^3$$

(三)出流洪峰流量 O_p

$$O_p = I_p - \frac{V_H}{1800} = 1.58 - \frac{907.2}{1800} \approx 1.1 \text{ cms}$$

(四)選取出水口型式：圓形孔口

$$D_e^2 \sqrt{(H_e - D_e / 2)} = \frac{4O_p}{\pi C_d \sqrt{2g}}$$

已知 $H_e = 1.44 \text{ m}$, $O_p = 1.1 \text{ cms}$, $C_d = 0.6$, 則

$$D_e = 0.7 \text{ m} \circ$$

(五)選取緊急溢洪口斷面型式：矩形

(六)計算緊急溢洪口設計水深 y_{em}

$$y_{em} = E_t - E_f - H_e - h_{fem} = 258 - 255.2 - 1.44 - 0.4 = 0.96 \text{ m}$$

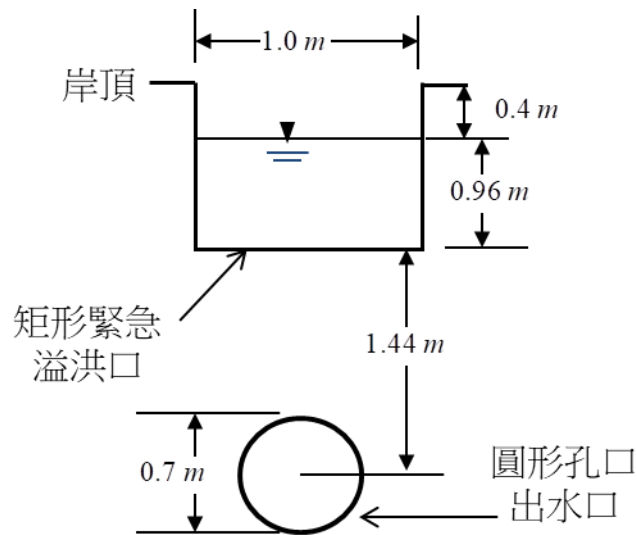
(七)計算緊急溢洪口斷面寬度

$$Q_{sm} = 1.77 b_{em} y_{em}^{1.5}$$

$$1.83 = 1.77 \times b_{em} \times 0.96^{1.5} \Rightarrow b_{em} \approx 1.0 \text{ m}$$

五、滯洪效率 E_{ff}

$$E_{ff} = \frac{I_p - O_p}{I_p} = \frac{1.58 - 1.1}{1.58} = 30.3\%$$



例圖 11.6-4 狀況(二)農塘出流控制設施圖

11.2.2 情境(二)：坡面漫地流進流

本情境係假設農塘水源為坡面漫地流之條件下，進行農塘出流控制設施及其下游聯外水渠道之設計。

其設計步驟如下：

一、已知坡面長度及漫地流流速，以及農塘位處區域之年平均降雨量 (P) 等條件，計算流入時間及 50 年和 100 年重現期洪峰流量，其中 50 年重現期洪峰流量作為農塘進流量 (I_p)，而 100 年重現期洪峰流量則為農塘緊急排洪量 (I_{pm})。

二、出流洪峰流量 (O_p)、滯洪容積 (V_H) 及滯洪深度 (H_e) 等計算

(一)滯洪效率已知時：

1.根據滯洪效率公式，可得農塘出流洪峰流量，即

$$O_p = (1 - E_{ff}) I_p$$

2.滯洪容積 (V_H)

$$V_H = 1800(I_p - O_p)$$

3. 計算滯洪水深(H_e)

$$H_e = \frac{2V_H}{(A_f + A_h) \times 10000}$$

$$A_h = A_f + \frac{(A_t - A_f) \times H_e}{\Delta h}$$

解聯立解可分別獲得 A_h 及 H_e 。式中， A_h =堤頂至滿水位間任意高度之農塘面積； A_f =滿水位處之農塘面積； A_t =堤頂處之農塘面積； Δh =壩頂至滿水位間之高程差； H_e =滯洪深度； V_H =農塘所需滯洪容積。

(二)滯洪效率未知時：

已知農塘滿水位至岸頂間之高度(Δh)，如例圖 4-1 所示。圖中， Δh 係由滯洪深度、緊急溢流水深及緊急滯洪出水高度等所組成。其中，假設滯洪深度佔 Δh 之 $\delta\%$ ，則滯洪深度可表為 $H_e = \delta(E_t - E_f - h_{fem})$

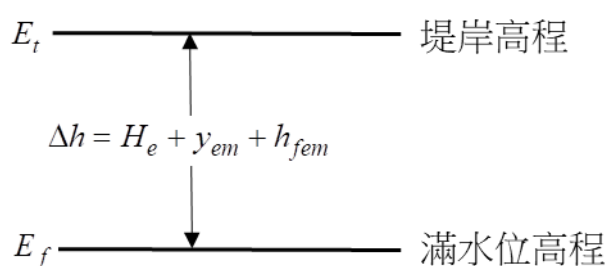


圖 11-3 堤岸與滿水位之高度差

可分別求得

$$A_h = A_f + \frac{(A_t - A_f) \times H_e}{\Delta h}$$

$$V_H = \frac{H_e}{2} (A_f + A_h) \times 10000$$

$$O_p = I_p - \frac{V_H}{1800}$$

三、選擇出水口型式，計算出水口尺寸(B_e 或 D_e)。

四、選擇緊急溢洪口斷面型式，計算斷面尺寸。

五、農塘下游聯外排水渠道

(一)新建者：

- 1.選擇農塘下游聯外排水渠道斷面型式。
- 2.輸入渠道坡度、斷面寬度、側坡斜率、襯砌材料及緊急溢洪口洪峰流量(I_{pm})，計算渠道設計洪水位。
- 3.渠道斷面深度=設計深度+出水高度

(二)既有者：

- 1.由已知渠道條件計算下游聯外排水渠道之最大排洪量(Q_{dm})。(註：渠道全斷面之排洪量)
- 2.檢核下游聯外排水渠道排洪量(Q_{dm})與緊急溢洪口洪峰流量(Q_{em})之關係。
 - (1)當 $Q_{dm} \geq Q_{em}$ 時，通過檢核。
 - (2)當 $Q_{dm} < Q_{em}$ 時，則應調整渠道斷面，原則上以調增斷面高度為主。

【範例 7】

擬於坡面農塘設計出流控制設施，已知條件如下：

- (1) 農塘所在上游集水區面積、逕流係數、漫地流流速等，如例表 4-1 所示。
- (2) 堤頂高程及其相應農塘面積分別為 280m 及 0.12 ha，蓄水滿水位高程及其相應農塘面積分別為 275.5 m 及 0.08 ha。

- (3) 農塘緊急溢洪口採用梯形堰，其邊坡斜率為 0.5，出水高度為 0.4 m。
- (4) 農塘下游聯外排水渠道斷面：底寬=1.5 m；邊坡斜率=0；粗糙係數=0.012；底床坡度=0.004。
- (5) 試設計設計農塘出流控制設施及下游聯外水渠道斷面。

例表 11.7-1

類型	項目	數值
氣象及坡面 條件	年平均降雨量(P ; mm)	2300
	農塘上游集水區面積(A ; ha)	19.5
	逕流係數(c)	0.7
	坡面漫地流流速(V_s ; m/sec)	0.45
	流路長度(l_s ; m)	200
農塘資料	岸頂高程(E_t ; m)	280
	岸頂處農塘面積(A_t ; ha)	0.12
	滿水位高程(E_f ; m)	275.5
	滿水位處農塘面積(A_f ; ha)	0.08
	出水高度(h_{fem})	0.4
	農塘緊急溢洪口邊坡斜率(z_{em})	0.5
下游聯外排水 渠道	下游聯外排水渠道寬度(b_d ; m)	1.5
	下游聯外排水渠道邊坡斜率(z_d)	0
	下游聯外渠道曼寧粗糙係數(n_d)	0.012
	下游聯外渠道底床平均坡度(S_{od})	0.004

【解】

一、農塘進流洪峰流量計算

項次	項目	計算結果	備註
1	集水區面積(A ; ha)	15	已知
2	坡面流路長度(l_s ; m)	200	已知
3	坡面漫地流流速(V_s ; m/sec)	0.45	已知
4	A_x	19.34	式(4-10b)
5	B_x	55	式(4-10c)
6	C_x	0.61	式(4-10d)
7	G_x	0.55	式(4-10e)
8	H_x	0.31	式(4-10f)
9	I_{60}^{25}	90.71	式(4-10a)
10	流入時間(t_s ; min)	7.41	式(4-12)
11	集流時間(t_c ; min)	7.41	式(4-11)
12	設計降雨強度(I_t^{50} ; mm/hr)	153.43	式(4-10)
13	設計洪峰流量(Q_p^{50} ; cms)	5.8	式(4-7)
14	設計降雨強度(I_t^{100} ; mm/hr)	166.68	式(4-10)
15	設計洪峰流量(Q_p^{100} ; cms)	6.32	式(4-7)

二、農塘出流控制設施設計

(一)已知滯洪效率 $E_{ff} = 40\%$

1.農塘進流量 $I_p = Q_p^{50} = 5.8 \text{ cms}$

2.農塘出流洪峰流量 $O_p = (1 - E_{ff}) I_p = 3.48 \text{ cms}$

3.滯洪容積 $V_H = 1800(I_p - O_p) = 1800(5.8 - 3.48) = 4176 \text{ m}^3$

4.滯洪深度

$$A_h = A_f + \frac{(A_t - A_f) \times H_e}{\Delta h} = 0.08 + \frac{(0.12 - 0.08)H_e}{(280 - 275.5)}$$

$$= 0.08 + 0.009H_e$$

$$H_e = \frac{2V_H}{(A_f + A_h) \times 10000} = \frac{2 \times 4176}{(0.08 + A_h) \times 10000} = \frac{0.8352}{(0.08 + A_h)}$$

以上兩式求聯立解可得： $A_h = 0.118 \text{ ha}$ 及 $H_e = 4.2 \text{ m}$ ，惟因滿水位與岸頂高差僅 4.5 m ，倘若滯洪深度達 4.2 m 則無任何空間設計緊急溢洪口，故必須調降滯洪效率，重覆步驟 1 至 4。

令滯洪效率 $E_{ff} = 25\%$ ，則

$$1. \text{農塘出流洪峰流量 } O_p = (1 - E_{ff})I_p = 4.35 \text{ cms}$$

$$2. \text{滯洪容積 } V_H = 1800(I_p - O_p) = 1800(5.8 - 4.35) = 2610 \text{ m}^3$$

3.滯洪深度

$$A_h = A_f + \frac{(A_t - A_f) \times H_e}{\Delta h} = 0.08 + \frac{(0.12 - 0.08)H_e}{(280 - 275.5)}$$

$$= 0.08 + 0.009H_e$$

$$H_e = \frac{2V_H}{(A_f + A_h) \times 10000} = \frac{2 \times 2610}{(0.08 + A_h) \times 10000} = \frac{0.522}{(0.08 + A_h)}$$

以上兩式求聯立解可得： $A_h = 0.1 \text{ ha}$ 及 $H_e = 2.8 \text{ m}$ 。

4.選擇出水口型式：矩形滯洪壩

5.計算矩形滯洪壩寬度

$$B_e = \left(\frac{O_p}{2.36H_e^{1.53}} \right)^{1/1.13} = \left(\frac{4.35}{2.36 \times 2.8^{1.53}} \right)^{1/1.13} \approx 0.43 \text{ m}$$

(二)滯洪設施未知時：

1.令比例常數 $\delta = 0.6$ （建議值）

2.滯洪深度

$$H_e = \delta(E_t - E_f - h_{fem}) = 0.6(4.5 - 0.4) = 2.46 \text{ m}$$

3.堤頂至滿水位間任意高度之農塘面積

$$A_h = A_f + \frac{(A_t - A_f) \times H_e}{\Delta h} = 0.08 + \frac{(0.12 - 0.08) \times 2.46}{4.5} \\ = 0.1 \text{ ha}$$

4.滯洪容積

$$V_H = \frac{H_e}{2} (A_f + A_h) \times 10000 = \frac{2.46}{2} (0.08 + 0.1) \times 10000 \\ = 2214 \text{ m}^3$$

5.農塘出流洪峰流量

$$O_p = I_p - \frac{V_H}{1800} = 5.8 - \frac{2214}{1800} = 4.57 \text{ cms}$$

$$6. \text{則滯洪效率 } E_{ff} = \frac{5.8 - 4.57}{5.8} = 21.2\% \text{ }^{\circ}$$

7.選擇出水口型式：矩形滯洪壩

8.計算矩形滯洪壩寬度

$$B_e = \left(\frac{O_p}{2.36 H_e^{1.53}} \right)^{1/1.13} = \left(\frac{4.57}{2.36 \times 2.46^{1.53}} \right)^{1/1.13} \approx 0.53 \text{ m}$$

三、農塘緊急溢洪口設計

(一)滯洪效率已知時：

1.選擇僅溢洪口斷面型式：梯形斷面

2.側坡斜率 $z_{em} = 0.5$ ；緊急溢洪口排洪量 $Q_{em} = Q_p^{100} = 6.32 \text{ cms}$

3.緊急溢洪口屬於堰流，故以堰流設計

$$Q_{em} = 1.77 b_{em} y_{em}^{1.5} + 1.416 z_{em} y_{em}^{2.5}$$

因滿水位與岸頂高差僅 4.5 m，扣除滯洪深度 2.8 m 及出水高度 0.4 m，故溢洪水深 $y_{em} = 4.5 - 2.8 - 0.4 = 1.3 \text{ m}$ ，

則緊急溢洪口斷面寬度 $b_{em} = 1.9 \text{ m}$ 。

(二)滯洪效率未知時：

1.選擇僅溢洪口斷面型式：梯形斷面

2.側坡斜率 $z_{em} = 0.5$ ；緊急溢洪口排洪量 $Q_{em} = Q_p^{100} = 6.32 \text{ cms}$

3.緊急溢洪口屬於堰流，故以堰流設計

$$Q_{em} = 1.77b_{em}y_{em}^{1.5} + 1.416z_{em}y_{em}^{2.5}$$

因滿水位與岸頂高差僅 4.5 m，扣除滯洪深度 2.46 m 及出水高度 0.4 m，故溢洪水深 $y_{em} = 4.5 - 2.46 - 0.4 = 1.64 \text{ m}$ ，
則緊急溢洪口斷面寬度 $b_{em} = 1.0 \text{ m}$ 。

四、農塘下游聯外排水渠道斷面設計

已知農塘下游聯外排水渠道之曼寧粗糙係數(混凝土襯砌) $n_d = 0.012$ 、渠道坡度 $S_{od} = 0.004$ 、渠道底寬 $b_d = 1.5 \text{ m}$ 及渠道高度 $h_d = 1.4 \text{ m}$ 等，代入曼寧公式可得最大排洪量，即

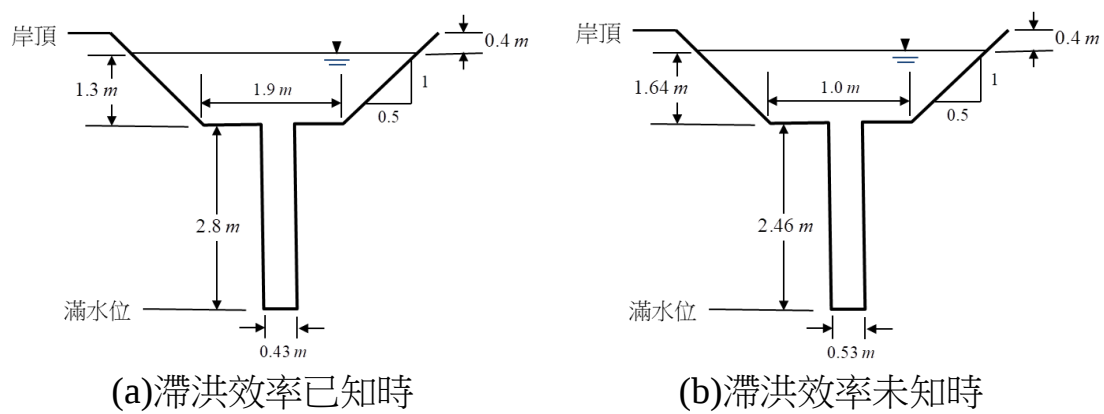
$$A_d = (b_d + z_d h_d) h_d = 1.5 \times 1.4 = 2.1 \text{ m}^2$$

$$P_d = \left(b_d + 2 h_d \sqrt{1 + z_d^2} \right) = (1.5 + 2 \times 1.4) = 4.3 \text{ m}$$

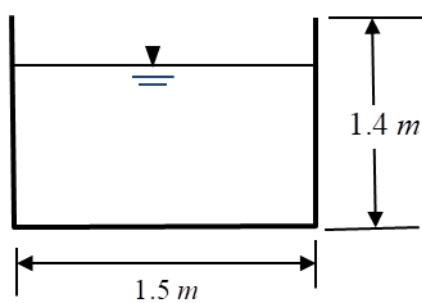
$$R_d = \frac{A_d}{P_d} = \frac{2.1}{4.3} = 0.49 \text{ m}$$

$$Q_d = \frac{A_d}{n_d} R_d^{2/3} S_{od}^{1/2} = \frac{2.1}{0.012} 0.49^{2/3} 0.004^{1/2} = 6.9 \text{ cms}$$

已知下游矩形聯外排水渠道最大排洪量 $Q_{dm} = Q_{em} = 6.32 \text{ cms}$ ，故農塘下游聯外排水渠道可以排洩農塘出流之最大洪水量。



例圖 11.7-1 農塘滯洪設施設計斷面圖



例圖 11.7-2 農塘下游聯外排水渠道設計斷面圖

參考文獻

1. 尤仁弘(2006)，「應用地電阻影像法於壩體潛在滲漏調查之研究」，交通大學土木工程學系碩士論文。
2. 行政院農業委員會水土保持局、中華水土保持學會(2005)，「水土保持手冊」。
3. 行政院農業委員會水土保持局(2018)，「集水區坡地多功能農塘活化應用計畫」。
4. 行政院農業委員會(2020)，「水土保持技術規範」。
5. 行政院公共工程委員會(2020)，「公共工程施工規範」。 <https://pcces.pcc.gov.tw>
6. 行政院公共工程委員會(2004)，「基層公共工程基本圖彙編」。
7. 行政院農業委員會林務局(2010)，「工程構造物基本圖冊」。
8. 李丕煜(1983)，「鳳山縣志」，成文出版社，台北。
9. 李維峰、張嘉峰、梅興泰、蔡道賜(2006)，「地電阻影像剖面探測法於地下工程之應用」，地工技術，No.108，91-104。
10. 吳媚玲(1991)，「水工建築物」，清華大學出版社。
11. 林冠君(2005)，「透地雷達於鋼筋混凝土數位編碼之研究」，中華大學土木工程學系碩士論文。
12. 林佩駿、康裕明、吳柏良(2011)，「透地雷達檢測海堤孔洞之現地研究」，100年度中華水土保持學會年會，國立中興大學。
13. 胡德欽(1994)，「土壤力學」，高立圖書有限公司出版。
14. 連橫(1918)，「台灣通史 農業志」。
15. 教育部(2020)，「重編國語辭典修訂本」。
(<http://dict.revised.moe.edu.tw/cbdic/search.htm>)

16. 陳立齊(2007)，「應用地電阻量測方法於環境監測與實驗室入滲試驗技術之研究」，嘉南藥理科技大學環境工程與科學系碩士論文。
17. 陳志松(2011)，「反射探勘數據重健及其淺層地質應用」，國立臺灣師範大學地球科學所博士論文。
18. 曹榮琪(2007)，「台灣西南部泥岩地區土壩與土堤之應用評估」，屏東科技大學水土保持系碩士論文。
19. 馮正一、劉怡安(2007)，「農塘改建為滯洪設施效益評估之研擬」，臺灣水土保持。
20. 黃浩琹(2007)，「以土地使用限制補償觀點探討桃園埤塘資源保存維護策略之研究」，國立台北科技大學建築與都市設計學系碩士論文。
21. 彭曉藍，鄭榮傳(2018)，「土石壩」，中國水利水電出版社。
22. 楊光程(2009)，「二維地電阻影像探測之 3D 效應研究」，交通大學土木工程學系碩士論文。
23. 楊潔豪、陳兆年、王思堯(1997)，「透地雷達在橋樑檢測上之應用」，橋樑檢測及評估研討會論文集。
24. 劉興昌(2017)，「管線調查技術應用與技術應用瓶頸」，地下管線探測三維數位模型建置與地球物理地下災害探測技術研討會。
25. 蔡宇浩、康裕明、陳俊廷(2011)，「使用有限差分程式 GprMax2D 模擬透地雷達檢測海堤孔洞之研究」，100 年度中華水土保持學會年會，國立中興大學。
26. 經濟部(2017)，「水權登記審查作業要點附件三」。
27. 經濟部水利署(2003)，「臺灣地區雨量測站降雨強度-延時 Horner

公式分析」。

28. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2012)，「地球物理探測技術於水庫構造物安全檢查應用之研究」。
29. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2012)，「臺灣地區主要河川流域水文與水理設計分析系統平台建立(2/3)」。
30. 經濟部水利署(2008)，「水利建造物檢查及安全評估技術規範」。
31. 經濟部水利署(2017)，「防洪閘門操作與維護手冊修訂」。
32. 維基百科：「池塘」。
<https://zh.wikipedia.org/zh-tw/%E6%B1%A0%E5%A1%98>
33. 廖朝軒(2003)，「雨水資源再利用」，台北縣九十二學年度「永續環境教育工作坊」督學、校長與行政主管研習手冊，台北縣政府教育局 主辦。
34. 鄭富書、蔡道賜、施心玫、林德松(1997)，「隧道工程非破壞檢測」，營建工程非破壞性研討會論文集。
35. 彭曉蘭、鄭榮傳(2018)，「土石壩」，中國水利水電出版社。
36. 臺北市水利技師公會(2017)，「臺北市雨水流出抑制設施設計參考手冊」，臺北市。
37. 臺灣省住宅及都市發展局(1995)，「混凝土鋼橋一般檢測手冊」。
38. 廖靜蕙(2012)，「台灣河岸陡坡處處原生龜多摔傷致死」。2012年 6 月 5 日，取自 <http://e-info.org.tw/node/73112>
39. 鄧景龍(2000)，「透地雷達於土木構件檢測之應用」，國立中央大學應用地質研究所碩士論文。
40. 謝瑞麟(1978)，「灌溉排水工程設計」，台灣省水利局。
41. <https://zh.wikipedia.org/wiki/池塘>
42. 大阪府環境農林水產部(2013)，「ため池管理の手引き」。

43. 毛利榮征(2018), 「ため池の被災事例から見た減災機能と維持管理」, 豪雨による地盤災害緊急調査報告, 茨城大学農学部。
44. 西村伸一(2018), 「ため池堤体の豪雨時の崩壊機構について」, 第 54 回地盤工学研究発表会特別セッション。
45. 農林水産省(2019), 「防災重点ため池の再選定について」。
<http://www.maff.go.jp/j/press/nousin/bousai/190611.html>。
46. 農林水産省(2013), 「ため池の管理マニュアル」。
47. NPO 法人野生生物調査協会(2010), 「側溝に落ちる小動物のバリアフリー対策」。
48. ASTM D4751-12(2012). “Standard Test Method for Determining Apparent Opening Size of a Geotextile.” American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
49. ASTM D4491(1999). “Standard Test Methods for Water Permeability of Geotextiles by Permittivity.” American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
50. ASTM D5101(2017). “Standard Test Method for Measuring the Filtration Compatibility of Soil-Geotextile Systems.” American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
51. ASTM D4716(2012). “Standard Test Method for Determining the (In-plane) Flow Rate per Unit Width and Hydraulic Transmissivity of a Geosynthetic Using a Constant Head.” American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
52. Burger, H.R.(1992). “Exploration Geophysics of the Shallow Subsurface.” Prentice-Hall, Inc., New Jersey, pp.241~307.
53. City of Greensboro(2008). “Stormwater Management Manual.”
54. Foster, M., Fell, R. and Spannagle, M.(2000). “Statistics of

- embankment dam failures and accidents.” Canadian Geotechnical Journal, V 37, n 5, p 1000-1024.
55. Fread, D.L. (1977). “The development and testing of a dam-break flood forecasting model.” *Proc., Dam Break Flood Routing Model Workshop*, U.S. Dept. of Commerce, Nat. Tech. Service, Oct., 164-197.
 56. Federal Highway Administration(1998). “Geosynthetic Design and Construction Guidelines Participant Notebook.” Federal Lands Highway, U.S. Publication No. FHWA HI-95-038, Washington, DC.
 57. Govinda Rao, N. S. and Muralidhar, D.(1963). “Discharge characteristics of weirs of finite-crest width.” *La Houille Blanche*, (5), 537–545.
 58. Kang Y. M. et al.(2010). ” Study on Application of Ground-Penetrating Radar Method To Detect Hidden Defects in Bank Revetment.” Paper No. 119 , INTERPRAEVENT 2010, International Symposium in Pacific Rim, Taipei, Taiwan, April 26~30.
 59. Lambe(1958). “The structure of compacted clay.” *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE* 84: SM2, 1654-1 to 1654-34.
 60. National Concrete Masonry Association(2012). “Design Manual for Segmental Retaining Walls.” 3rd Ed., TR 127B.
 61. National Concrete Masonry Association(2010). “Design Manual for Articulating Concrete Block.” TR 220A.
 62. NJDEP.(2016). “New Jersey Stormwater Best Management Practices Manual: Chapter 9.5 Infiltration Basins.”
 63. Odum, W.E.(1971). “Pathways of energy flow in a south Florida estuary.” Sea Grant Technical Bulletin No. 7. University of Miami, Sea Grant Program (Living Resources), Miami, Florida.

64. Robert, L. M.(1994). “Applied Fluid Mechanics.” 4th Ed., Prentice Hall, Inc., New Jersey.
65. Sandvik, A.(1985). “Proportional Weirs for Stormwater Pond Outlets.” Civil Engineering, March 1985, ASCE pp. 54-56.
66. USBR (1987). “Design of Small Dams, 3rd Edition.” United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Water Resources Technical Publication.
67. U. S. Army Corps of Engineers(1970). “Waterways Experiment Station, Corps of Engineers Hydraulic Design Criteria.” Vicksburg, Mississippi.
68. Virginia Department of Conservation and Recreation(1999). “Virginia Stormwater Management Handbook.”