桃園市政府水務局
Department of Water Resources, Taoyuan.

桃園市雨水流出抑制設施
設計參考手冊

中　華　民　國　1　0　8　年　7　月　2　9　日

目　錄

1　依據 1
2　目的 1
3　用語定義 1
4　適用範圍 3
5　設計標準 3
6　設計要點 3
7　設計基準 6
7.1　水文分析 7
7.2　逕流係數 7
7.3　設計降雨強度 8
7.4　集流時間 8
7.5　排水設施重力流水理計算 9
7.5.1 水理計算公式 9
7.5.2 用戶排水雨水管渠型式及出水高 9
7.5.3 流速 10
7.6　排水設施壓力流水理計算 10
7.6.1 進流管計算 10
7.6.2 放流管計算 11
7.7　一般常用流量控制設施 12
7.7.1 直角三角堰: 13
7.7.2 矩形堰: 13
7.7.3 側堰: 13
7.7.4 側堰: 13
7.7.5 孔口流: 14
7.8　設計型式說明 14
7.9　流出抑制排放原則說明 14

8 案例說明 16
8.1 重力排放計算方式 17
8.2 進流管水理計算 18
8.2.1 進流管入口校核 18
8.2.2 進流管管徑及流量校核 18
8.3 放流計算 21
8.3.1 參考範例：抽水型式 21
8.3.2 參考範例：重力及抽水併存一 23
8.3.3 參考範例：重力及抽水併存二 26
8.4 溢流量計算 27
8.5 受迴水影響 29
8.6 結合雨水回收池 29
8.7 結合保水、透水 29
9 相關法規及設計參考資料 31
10 範例圖說 31

圖表目錄

圖7.1 設計流程圖 6
表7-1 逕流係數參考表 7
表7-2 各設施設計重現期參考表 8
表7-3 各重現期Horner降雨強度參考公式 8
表7-4 粗糙係數n值參考表 9
表7-5 次要損失係數一覽表 11
表7-6 流出抑制設施設計樣態比較表 14
圖7.2 流出抑制排放方式檢核流程圖 15

1 依據

依據「桃園市下水道管理自治條例」第九條、「桃園市建築基地開發排入雨水下水道逕流量標準」及「下水道用戶排水設備標準」辦理。

2 目的

雨水流出抑制設施為控制排放雨水逕流量至基地外之設施；究其功能為暫時儲存逕流量以防止過度集中流出，減輕下游管渠負荷，須透過水文分析及水理計算使其具排水調節及緩衝效能，並確保鄰近雨水下水道系統通洪能力，該設施無論設置於建築物內外，其所收集建築物或基地內之雨水逕流，如排放至雨水下水道系統，仍應考慮雨水下水道系統之負荷。

「桃園市建築基地開發排入雨水下水道逕流量標準」乃基於本市下水道系統負荷，以雨水流出抑制設施協助桃園雨水下水道保護標準提升至 20 年重現期保全水準。

3 用語定義

本手冊用語定義如下：

3.1 用戶排水設備：指下水道用戶因接用下水道以排洩下水所設之管渠及有關設備。

3.2 最小貯集滯洪量：建築基地開發應遲滯、貯集或滲透之最小雨水總體積，單位為立方公尺；以建築基地開發面積每平方公尺應貯集0.051立方公尺之雨水體積為計算基準。

3.3 容許最大排放量：建築基地開發每秒鐘得允許排放之最大雨水體積，單位為立方公尺/秒；以建築基地開發面積每平方公尺每秒鐘允許排放0.000014立方公尺之雨水逕流量為計算基準。

3.4 雨水流出抑制設施：滯留及控制排放雨水逕流量至基地外之設施。

3.5 建築基地開發面積：基地開發面積計算基準說明詳下表

3.6 雨水流出抑制設施有效水深為常留水位(若採用抽水機則為起抽水位)至雨水流出抑制設施設計最高水位。

開發行為別	建築基地開發面積計算基準(m^2)
新建	依目的事業主管機關核准開發或利用許可之面積
增加原建築第一層樓地板面積	以實際增建建築面積除以法定建蔽率計算
改建	以實際改建建築面積除以法定建蔽率計算

註:表列增加原建築第一層樓地板面積及改建面積為建管處認定之一層建築面積(不含騎樓)，此面積可參照建造執照內建築物概要表。

3.7 重力式排放時，流出抑制設施最高水位以溢流設施最低點計算。

3.8 停機水位須高於抽水機設備本身持續運轉最低水位。

3.9 起抽水位為能確保抽水機持續運轉15分鐘以上之設計水位。

4 適用範圍

基地開發有下列各款情形之一者，其基地使用人應設置雨水流出抑制設施：

4.1 建築物新建行為。

4.2 建築物改建行為。

4.3 增加建築物第一層樓地板面積之行為。

4.4 其他經水務局認定之開發行為。

4.5 基地開發符合下列各款情形之一者，其基地使用人得免設置雨水流出抑制設施：

4.5.1 依水土保持法第十二條規定，經主管機關核定水土保持計畫之山坡地建築開發案件，並設置滯洪設施。

4.5.2 個別興建農舍。

4.5.3 建築基地開發面積三百平方公尺以下。

4.5.4 未增加建築面積之增建或改建部分。

5 設計標準

5.1 流出抑制設施貯集滯洪量採用桃園各地區20年重現期標準設計，各行政區降雨強度公式詳如表7-3所示。

5.2 容許排放量則採用基地開發前5年重現期標準計算。

5.3 建築基地蒐集系統(含建築排水溝、暗溝及管涵等)，採用基地開發後5年重現期（20年不溢堤）標準計算。

6 設計要點

6.1 流出抑制設施規劃前應詳細檢討基地周邊既有排水設施，包含周遭雨水下水道系統、連接管及側溝集水井等高程及條件，優先採用重力式排放。

6.2 重力外排之設施應考量雨水下水系統之水位，若受下水道系統設計水位影響，則應考量迴水演算。

6.3 聯外排水通洪量檢核，應標註其計畫水位，並檢討是否影響基地內外排水安全。

6.4 考量設計標準一致，需詳述基地周遭地形地貌、地勢高程並檢核都市計畫道路規劃標高及水準點與地形測量圖高程引用之基準一致。

6.5 若受基地條件及建築配置而無法全以重力式排放雨水逕流時，應考量降雨量較小時(未達5年重現期設計標準)，採用適當控制出流，不得直接使逕流進入低部位流出抑制設施，進而全流量採用機械抽排之耗能設計。

6.6 基地內之雨水逕流皆須導入流出抑制設施調節後排放；若經檢討確實無法導入不得以逕自外排者，逕自外排之總集水面積不得大於法定空地面積之20%，惟其貯集滯洪量仍須算入且合併總排放量須低於基地允許最大排放量；且逕自外排之逕流量應以20年重現期計算之計畫逕流量計。

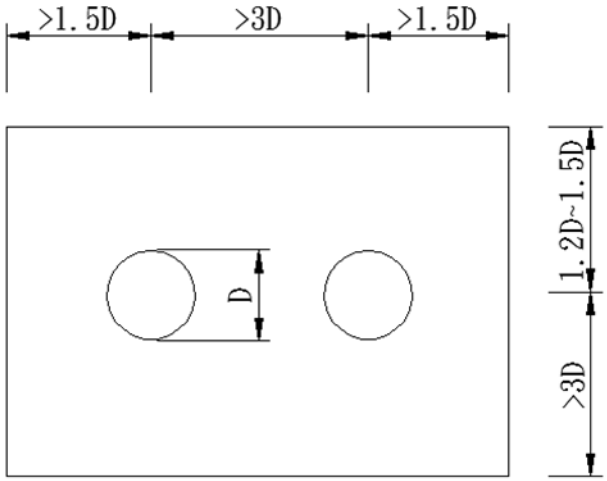
6.7 流出抑制設施可於法定空地、建築物地面層、地下層或筏基內設置水池或雨水花園、水槽或其它低衝擊開發工法等多元雨水貯集或入滲手法，以收集屋頂、外牆面或法定空地之雨水，並連接至控制排放量設施(可控制排放量體之堰、孔口、抽水機等相關設施)後再排出至建築基地外雨水下水道系統。

6.8 依據建築技術規則第十七章綠建築基準第305條所施設之建築基地保水設施其保水量體，得依「建築基地保水設計技術規範」計算總量體，但採用之最大降雨延時應採5400秒，計算所得之保水量體得納入貯集滯洪量一併檢討，但其納入量以所需貯集滯洪量之百分之十[1]為上限。

6.9 採機械抽排者，為避免機組故障影響設施之安全，應設有備用機組及必要之溢流設施。

6.10 抽水井設置須考慮抽水機運轉時產生亂流引起之水面旋流、渦流、孔蝕現象及震動，依據營建署「雨水下水道設計指南」，抽水機抽水井規定如下圖，另需確保抽水機浸沒水深足夠。

[1]貯集滯洪量之設定主要目的為協助防洪減災，雖然保水入滲對於臨前降雨有其協助防洪之功效，但對削減高重現期距暴雨事件洪峰量則功效有限；然考量保水對水循環及微氣候均具調節功能，因此有必要鼓勵設置，但量不宜過大，否則將減損防洪功能。考量建築技術規則建築設計施工編第4之3條規定之最小貯集滯洪量為0.045m^3/m^2，不宜小於此值；若以本市標準0.051m^3/m^2之90%計，仍將有0.0459m^3/m^2可供協助高重現期距暴雨事件洪峰量之削減。



抽水井規定尺寸

式中 D 為抽水機口徑

6.11 抽水機抽出後應先排入消能設施，不得直接抽排進入公共排水溝；若基地條件受限，於流速小於3m/sec且45度角向排水設施下游排放者，或其他設計方式經審查機關同意者，方能直接排放。

6.12 採用建築筏基共構為流出抑制設施時，需考量建築體安全，當水位達池體最高水位時，需採電動閥或電磁閥自動關閉防止逕流持續進入，並須設計於停電時可手動關閉機制。

6.13 機械抽排設計需檢討進、出水管設置位置之妥適性，不得影響建築結構安全及其他設施功能。

6.14 流出抑制設施出口排放方式採部分重力、部分抽排者，需檢討於貯集滯洪池達設計高水位且無持續入流之條件下，設計之抽水量能於4小時(考量依規定設置抽水機約可於1小時排空，避免抽水機抽排能力過小，無法於降雨趨緩時，及時排放而訂定之)內排空貯集滯洪池。

6.15 流出抑制設施涉及與雨水回收池聯合操作者，相關管線或設施等需經設計檢核

6.16 流出抑制設施型式應考量日後使用人之維護管理及使用便利性。基地使用人依據「桃園市下水道管理自治條例」第九條，對設置之相關流出抑制設施應負維護責任，市政府日後得對已完工設施定期查核及輔導。

7 設計基準

流出抑制設施設計除基地內設施配置外，亦須考量基地周邊高程及既有排水設施現況，避免排水設計不良造成後續維管問題，設計流程如下：

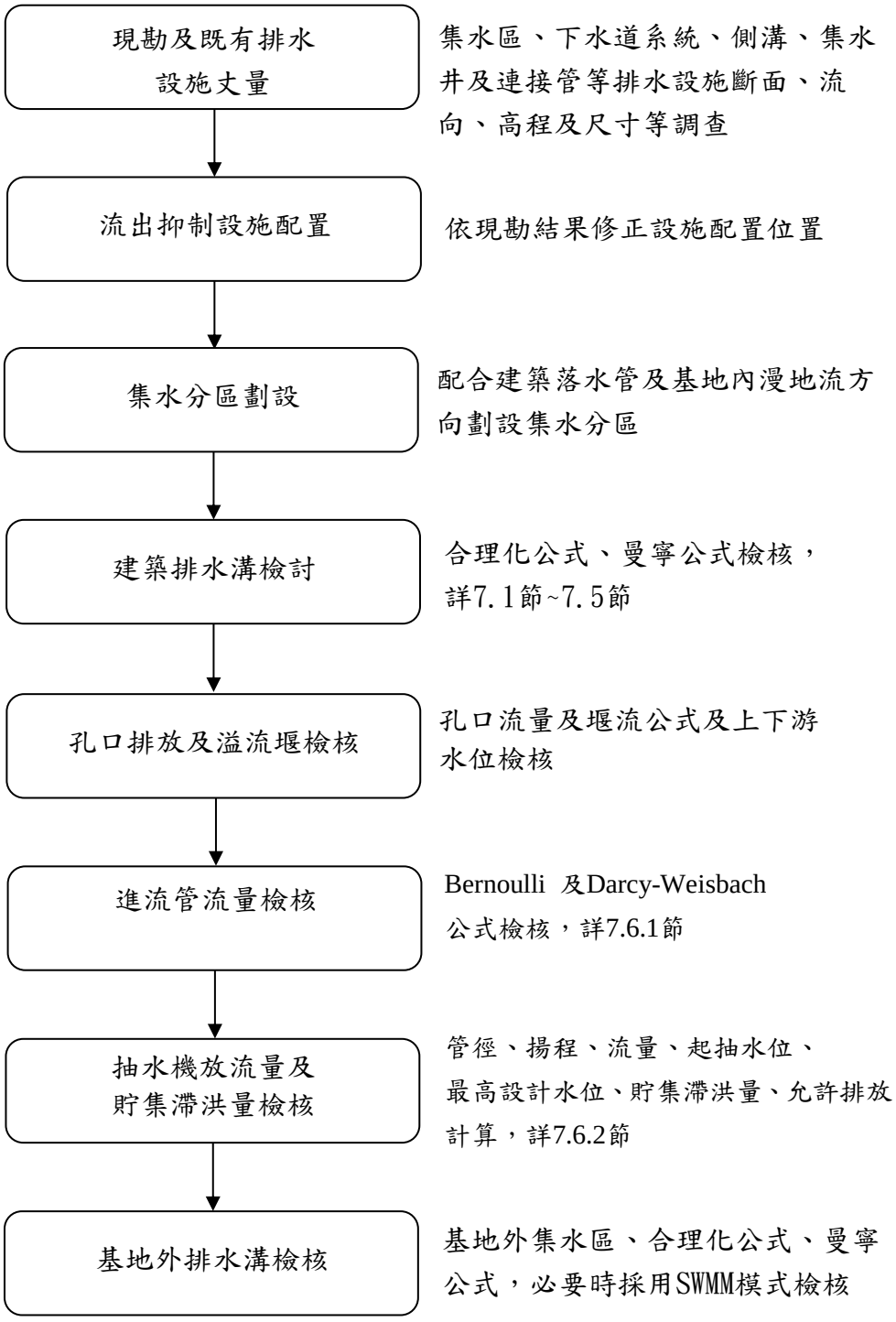


圖 7.1 設計流程圖

7.1 水文分析

依據「下水道工程設計規範(內政部營建署)」規定，集水面積小於1000公頃之計畫逕流量可採用合理化公式估算，合理化公式如下：

$$Q = \frac{1}{360} CIA$$

其中：Q為計畫逕流量(cms)

C為逕流係數，詳7.2節。

I為降雨強度(mm/hr)，詳7.3節。

A為集水區面積(ha)，依建築落水管位置及漫地流範圍劃設。

7.2 逕流係數

依據「下水道工程設計規範(內政部營建署)」及「市區道路及附屬工程設計規範」逕流係數表彙整如表7.1，如無特殊情況採用中值計算。

表 7-1 逕流係數參考表

使用分區	逕流係數	
	範圍值	中值
商業區	0.70～0.93	0.83
混凝土及瀝青路面	0.85～0.95	0.90
車行地下道	0.70～0.93	0.83
混合住宅區	0.66～0.89	0.79
工業區	0.56～0.78	0.67
機關學校	0.50～0.72	0.61
公園、綠地	0.46～0.67	0.56
機場	0.42～0.62	0.52
農業區	0.30～0.50	0.38
山區(平原)	0.55～0.75	0.60
山區(陡坡)	0.75~0.90	0.83

7.3 設計降雨強度

桃園地區過去雨量站多位於山區，平地雨量站多屬水利會、台電等事業單位所設置，且紀錄主要以時、日雨量為主無短延時暴雨資料，中央氣象局有鑑於此，於民國76年起陸續針對全台灣各地設置自計式雨量站，桃園地區主要雨量站則包括中壢、桃園、八德、新屋、楊梅、埔心、五權、大溪及水尾等站等，經重新檢核為能配合桃園地區各都市計畫區既有雨水下水道檢討成果及桃園市主要都市計畫範圍，各項設施之設計重現期規定如表7-2，各重現期降雨強度參考公式依規定如表7-3，其餘都市計畫區則就近參考選用。

表 7-2 各設施設計重現期參考表

區分	重現期
用戶排水設備（雨水排水設備）	五年（二十年不溢堤）
溢流設施	二十年
雨水流出抑制設施	二十年調節至五年

表 7-3 各重現期 Horner 降雨強度參考公式

雨量站	重現期			適用行政區
	五年	十年	二十年	
中壢	$\frac{2924.78}{(t+30.02)^{0.830}}$	$\frac{2994.149}{(t+32.45)^{0.791}}$	$\frac{2654.014}{(t+32.95)^{0.730}}$	中壢、新屋、楊梅、觀音、龍潭、平鎮、大園
桃園	$\frac{1549.916}{(t+23.99)^{0.720}}$	$\frac{837.731}{(t+16.28)^{0.562}}$	$\frac{505.737}{(t+9.34)^{0.428}}$	桃園、蘆竹、龜山
八德	$\frac{2344.655}{(t+27.90)^{0.791}}$	$\frac{3383.173}{(t+33.69)^{0.827}}$	$\frac{5277.144}{(t+41.24)^{0.882}}$	八德、大溪

註：1.表列 t 為集流時間(min)。

2.本表之降雨強度公式為參考「桃園市雨水下水道審查要點及逕流標準檢討」，未來可參考最新桃園地區各雨水下水道系統重新檢討之規劃成果重新修正。

7.4 集流時間

計畫逕流量採用合理化公式，其主要基本假設之一為「降雨延時」=「集流時間」，而「集流時間」為降於排水區域內某地點之雨水，

流至最下游下水道管渠最長時間稱之。就雨水下水道系統而言，「集流時間」=「流入時間(降於房舍或地面之雨水流入下水道管渠之時間)」+「管內流下時間（管渠長度÷流速）」。

流入時間依屋頂或宅地大小、道路鋪築及建築密度、地質與地勢，不同而異，實際流入時間不易算出，因此得參考國內一般採用規定如側溝：採用5～10 min。

流出抑制之申請為配合建築基地開發協助滯洪之設施，建築基地開發面積有限，故集流時間考量其合理性，建議以5分鐘為採用值。

7.5 排水設施重力流水理計算

7.5.1 水理計算公式

不受尾水迴水影響之均勻渠坡水理計算原則採曼寧公式計算，曼寧公式如下：

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

其中：V：流速(m/sec)，R：水力半徑(m) =A_d/P ，A_d為通水面積(m^2)，P為濕周(m)，S：排水溝坡度，n：粗糙係數，其中n值參考表7-4。

表 7-4 粗糙係數 n 值參考表

溝渠及箱(管)涵種類		使用材料	粗糙係數(n)
排水管	直徑≧0.60公尺	混凝土或鋼筋混凝土	0.013
	直徑<0.60公尺		0.015
排水溝		塑膠或經強化纖維處理	0.010~0.013
U型溝		混凝土或鋼筋混凝土	0.016
矩形箱涵		鋼筋混凝土	0.015
梯形明溝		漿砌塊卵石(抹面)	0.014
		漿砌塊卵石(未抹面)	0.025
		乾砌塊卵石	0.030
		草溝、土溝	0.025~0.080

資料來源：市區道路及附屬工程設計規範(104年7月22日)

7.5.2 用戶排水雨水管渠型式及出水高

用戶排水雨水管(涵)渠得採用U型、矩型、梯形或圓型等各類渠溝，管(涵)渠水流斷面 需依計畫逕流量(五年重現期距)計算，而除受排水出口高程、銜接排放既有管線或其他因素限制外，其最小斷面規定如下：

1. 採用圓型管者，其設計規定如下：

集水面積（平方公尺）	六百以下	六百零一至一千
雨水管渠管徑（毫公尺）	一百五十以上	二百以上

前項雨水管(涵)渠排水面積超過一千平方公尺者，應依排水區域之計畫逕流量計算管徑；管渠非圓形者，以相當斷面積計算。

2. 採用矩型暗渠者，其設計規定如下：

淨寬不得小於0.2公尺，淨高不得小於0.4公尺在特殊情況下如落差不足時不在此限。

3. 雨水管渠(涵)之出水高規定如下：

(1). 溝寬 60 公分以下Ｕ型、矩型溝以設計水深之百分之 30 計，且不得小於 20 公分。

(2). 梯型、Ｕ型、矩型明溝其設計水深小於 1.0 一公尺者，以 30 公分計，水深大於 1.0 公尺者，以水深百分之 20 計，且不得小於 30 公分。

出水高之要求原則如上，但若基地平坦，且下游聯外排水高程不足時，則可採20年重現期距不溢堤設計，不受上述出水高之規定。

7.5.3 流速

雨水管渠(涵)之流速限制採最大不得起過3公尺/秒，最小不得小於0.8公尺/秒；基地排水溝一般受限計畫逕流量小，坡度緩，流速若不足0.8公尺/秒。則需加設集水井及提出有效維護管理之機制。

7.6 排水設施壓力流水理計算

7.6.1 進流管計算

依據Bernoulli equation，進流管管流計算可採下列公式計算，公式如下：

$$\frac{P_1}{\gamma}+Z_1+\frac{V_1^2}{2g}=\frac{P_2}{\gamma}+Z_2+\frac{V_2^2}{2g}+H_L$$

式中，P=壓力

Z=位置水頭(m)

V=流速(公尺/秒)

H_L=水頭損失(m)

水頭損失分為摩擦損失及配件損失，建議以 Darcy-Weisbach equation 計算摩擦損失：

$$H_L = \lambda \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2g}$$

式中 H_L ：摩擦水頭損失（公尺）

λ：摩擦損失係數

L：直管長度（m）；D：管徑（m）

V：平均流速（公尺/秒）

g：重力加速度（公尺/秒^2）

摩擦損失係數（歐陽嶠暉）：

$$\lambda = 0.02 + \frac{1}{2000 \times D}$$

次要水頭損失：

$$H_L' = K \times \frac{V^2}{2g}$$

式中 H_L' ：次要水頭損失（公尺）

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

表 7-5 次要損失係數一覽表

口徑 (in)	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
2"	50	1.26	0.84	0.72	0.23	5.04
2.5"	65	1.02	0.75	0.64	0.20	4.35
3"	80	0.98	0.71	0.59	0.20	3.94
4"	100	1.05	0.64	0.60	0.20	4.13
5"	125	0.98	0.58	0.58	0.19	4.03
6"	150	0.93	0.52	0.56	0.19	3.73

資料來源：現代邦浦實用技術理論及使用，小野高麻呂，1991.01

設計型式不限表列設施，可參考相關文獻其他型式

7.6.2 放流管計算

1.口徑之決定

$$D = 146\sqrt{\frac{Q}{V}}$$

式中：

D：抽水機抽水管之口徑(mm)

Q：抽水量(m^3/min)

V：抽水管之流速(m/sec)(約 2.0~3.0 公尺/秒)

以最大及最小流速計算得最小及最大管徑，管徑選取原則上須介於前述管徑範圍，惟仍須以市面常用管徑尺寸為主，必要時最小流速減至 1.0 公尺/秒。

2.抽水機動力計算

(1)軸馬力

$$SH_p = 0.222\frac{Q \times H}{N_p}$$

式中：

SH_p：軸馬力(HP)

Q：抽水量(m^3/min)

H：總揚程(m) = Ha(總淨水頭)+Ht(摩擦損失水頭)+Hf(其他零星損失水頭)

Ha(總淨水頭) =放流管出口端管心高程-貯集滯洪池設計最高水位高程

Ht(摩擦損失水頭)

N_p：抽水機效率，查抽水機性能曲線圖。

(2)所需馬力

$$RH_p = SH_p \times \frac{1}{n_i} \times e$$

式中：

RH_p：所需馬力(HP)

SH_p：軸馬力(HP)

n_i：三角度帶=0.93~0.95；平皮帶=0.90~0.93；橫由正齒輪變速器=0.92~0.98；傘型正齒輪變速器=0.90~0.95；直結式(法蘭)=1

e：安全係數

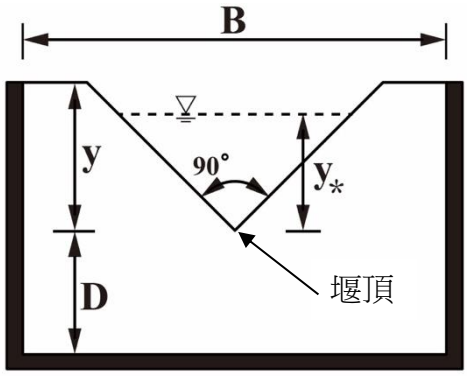
使用電動機時=1.10~1.20；使用引擎時=1.15~1.25

選取市面現有泵浦性能曲線圖，以計算之總揚程對應之流量為放流量，並檢核此放流量是否符合允許放流量規範。

7.7 一般常用流量控制設施

為能控制基地流量排放，於重力流外排、側堰引水及基地內水高漲溢流堰排水時均須以相關堰流或孔口流設施控制流量，以下針對建築基地特性，列舉相關型式，設計者亦可參考相關文獻設計其他型式，不受限於下列型式。

一般常用流量控制設施如下

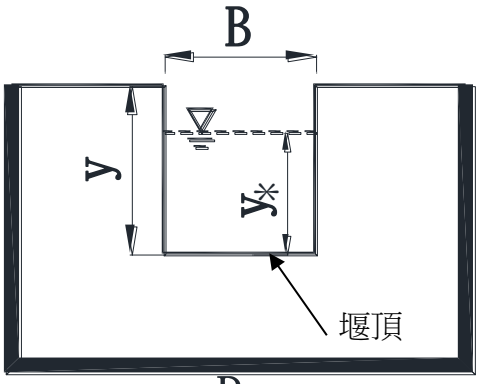


7.7.1 直角三角堰:

堰頂：堰口底部

堰上水頭 y_*：高於堰頂的水深 (m)

設計$Q(m^3/s) = 1.47 \times y_*^{5/2}$



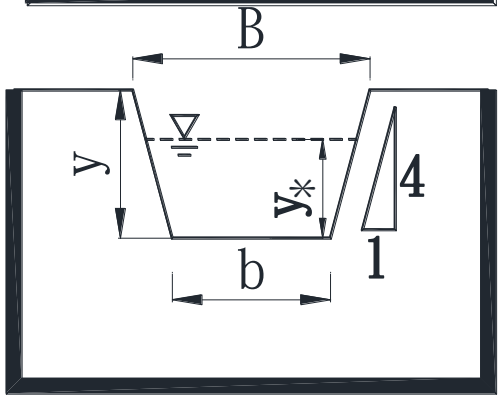
7.7.2 矩形堰:

堰頂：堰口底部

B：堰寬(m)

堰上水頭 y_*：高於堰頂的水深(m)

設計$Q(m^3/s) = 1.767 \times B \times y_*^{3/2}$



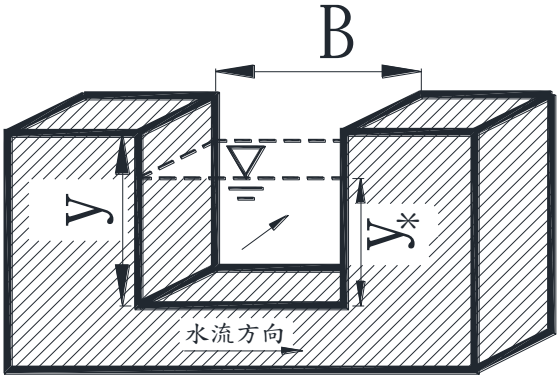
7.7.3 側堰:

堰頂：堰口底部

B：堰寬(m)

堰上水頭 y_*：高於堰頂的水深(m)

設計$Q(m^3/s) = 1.856 \times b \times y_*^{3/2}$



7.7.4 側堰:

堰頂：堰口底部

B：堰寬(m)

堰上水頭 y_*：高於堰頂的水深(m)

設計$Q(m^3/s) = C \times B \times y_*^{3/2}$

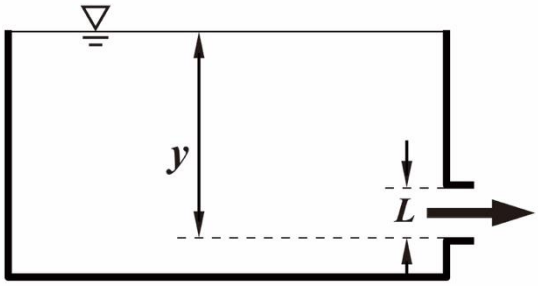
C：堰流係數0.825。

7.7.5 孔口流:

矩形孔口：

設計Q(m^3/s)

= 2.6563 × L × B × $(y - L/2)^{0.5}$



圓形孔口：

設計Q(m^3/s)

= 2.0862 × L × L × $(y - L/2)^{0.5}$

7.8 設計型式說明

流出抑制設施設計主要為重力排放、機械抽排、機械及重力排放並存等型式，以下針對各型式設計樣態表列如下：

表 7-6 流出抑制設施設計樣態比較表

設計方式	重力排放	機械抽排	機械及重力排放並存
收水方式	皆收進流出抑制設施	皆收進流出抑制設施	雨量小經高部位流出抑制設施控制後直接外排，雨量大時則收進低部位流出抑制設施。
排放方式	重力式排放	機械抽排	雨量小採重力式排放，雨量大採機械抽排
適用條件	流出抑制設施最低水位高於區外排水設施設計水位	基地內排水溝渠底高程低於區外排水設施設計水位。	基地內排水溝最下游渠底高程高於銜接區外排水設施設計水位高程，但有效空間有限時。
設施元件	流量控制設施	1.制水閥件(設計者選用) 2.抽水系統 3.流量控制設施	1.制水閥件(設計者選用) 2.抽水系統 3.流量控制設施
耗能	低	高	中
維護管理難易度	低	高	高

7.9 流出抑制排放原則說明

流出抑制設計原則建議優先採全重力式排放，若無法才選用機械及重力排放並存方式，若前兩者均無條件方選用機械抽排，各型式設計說明如下，檢核流程詳圖7-2。

一、全重力式排放 -流出抑制設施具重力排放條件

1.基地外排水溝、人孔、區域排水可供基地重力排放

2.流出抑制設施設於一樓版以上，如屋頂、陽臺、附掛式雨撲滿、造景水池等

二、機械及重力排放並存 - 基地排水溝具重力排放條件，但流出抑制設施無重力排放條件

1.基地外排水溝、人孔、區域排水可供基地排水溝重力排放

2.部分流出抑制設施設於一樓以上

3.閘閥控制排水溝排放方式

三、機械抽排 - 基地排水溝不具重力排放條件

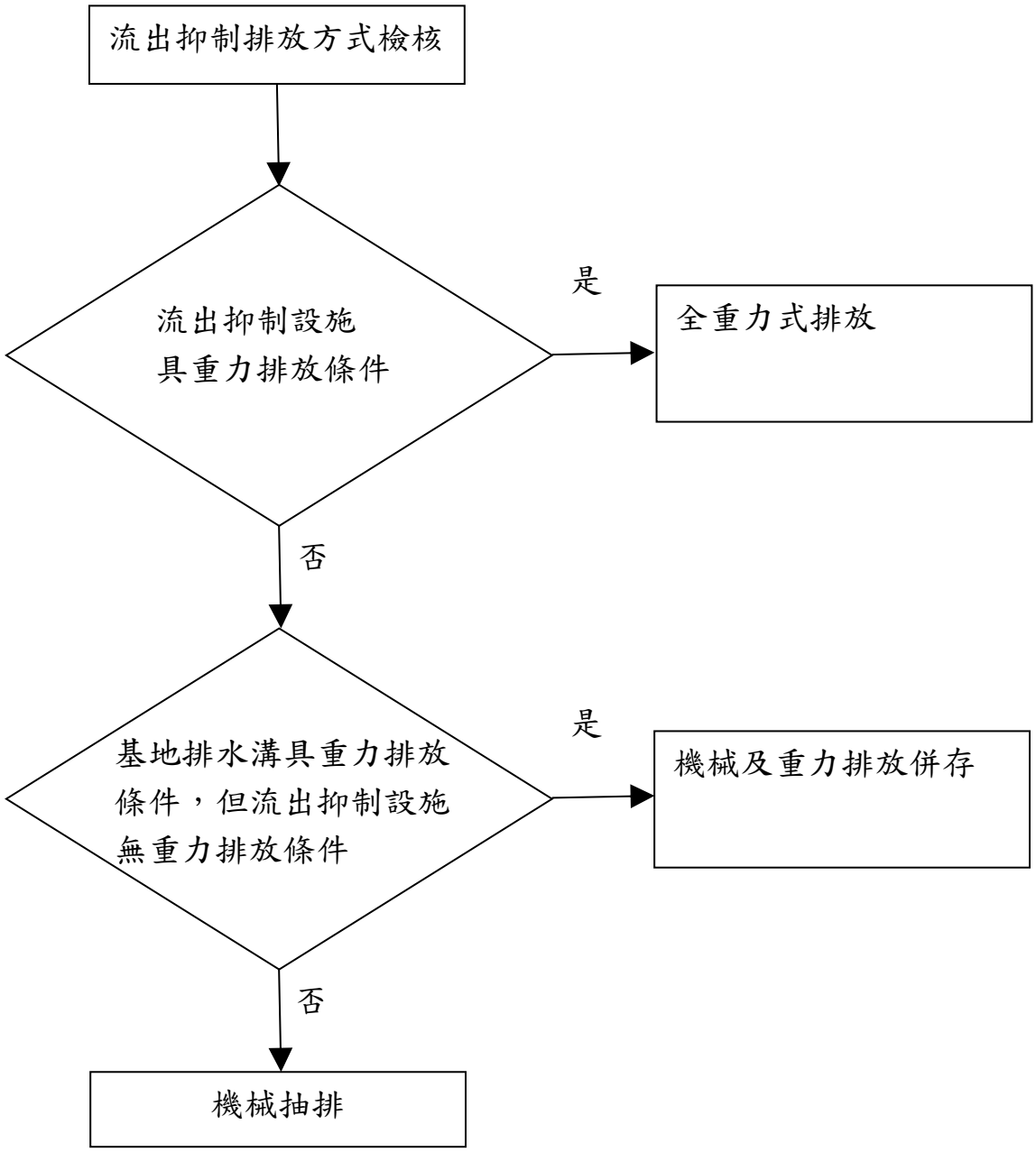


圖 7.2 流出抑制排放方式檢核流程圖

8 案例說明

流出抑制設施設計型式並非一成不變，需配合基地條件、建築配置及周遭排水系統等因地制宜設計，以下提供範例說明相關計算方式，相關範例將包含重力型式、重力及抽水併存及抽水型式，另於說明範中可結合雨水回收池、保水設施、低衝擊開發工法等設計理念。上述範例僅供參考非為規定，設計前應詳細檢討基地周邊既有排水設施條件，優先採用重力式排放：

1. 若基地內雨水流出抑制設施設置位置及基地外既有排水溝、集水井或人孔設施深度能符合重力排放條件，則以重力型式設計。
2. 若雨水流出抑制設施設置空間受限，則可採重力及抽水併存型式設計。
3. 若完全無重力排放條件，最後再採全抽水型式設計，且需經審查同意。

除前述三種設計型式外，亦可結合雨水回收池及保水、透水設施設計，提升雨水再利用及涵養水源之功效，透水及保水相關計算可參考「建築基地保水設計技術規範」最新版本，本手冊不另贅述，僅針對流出抑制設施型式設計說明如下：

8.1 重力排放計算方式

雨水貯集滯洪池採重力排放方式，主要計算如下，參數標示如下圖：

1.貯集滯洪量S>A_s×0.051，單位立方公尺(m^3)

S=(Ws×Ls-放流井面積)×h> A_s×0.051

式中：A_s為建築基地開發面積，單位為平方公尺(m^2)

Ws、Ls為貯集滯洪池長及寬；h為有效貯集滯洪深，單位均為公尺(m)

2.放流口流量Q_a(以孔口流計算，並以圓形孔為例，則W=L為管徑)

Q_a= 2.0862 × W × L × $(h-L/2)^{0.5}$ <容許最大排放量=0.000014×A_s

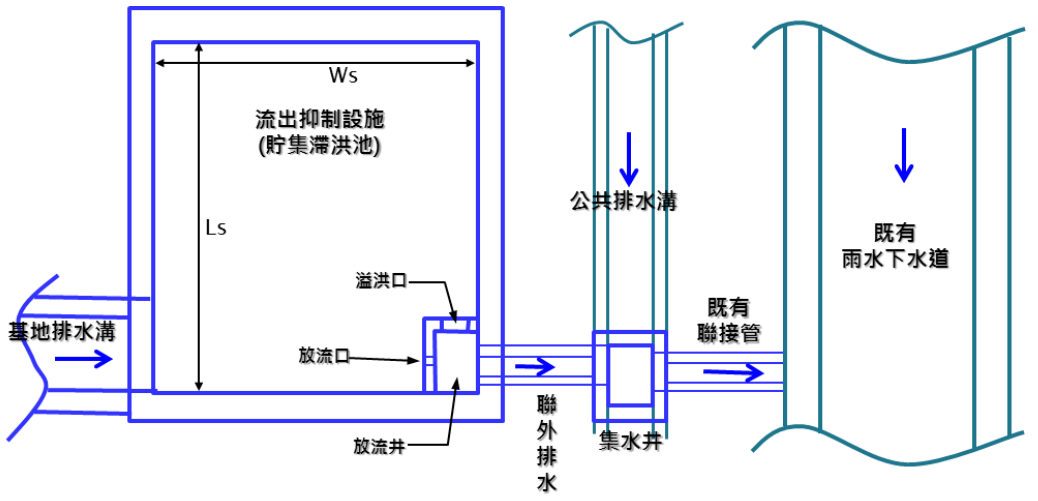
式中：A_s為建築基地開發面積，單位為平方公尺(m^2)

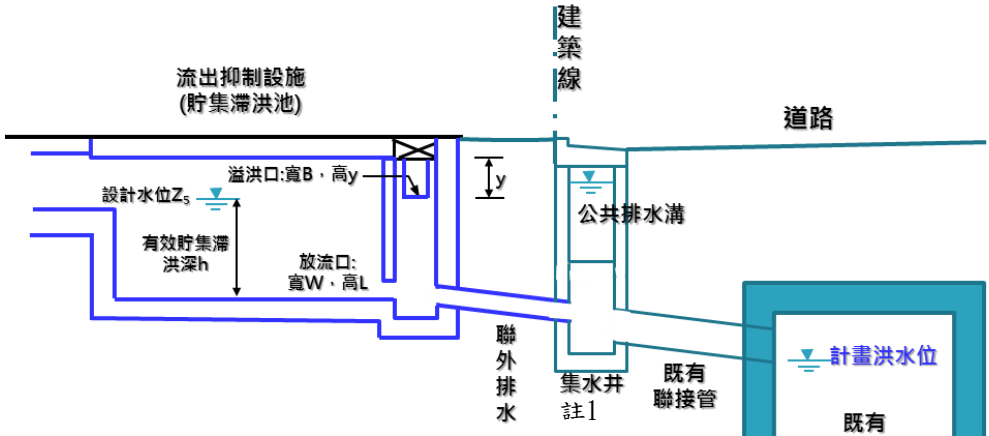
W、L為放流口寬及高；h為有效貯集滯洪深，單位均為公尺(m)

3.溢洪口流量(以矩形堰為例)，出水高採0.2M

Q= 1.767 × B × $(y-0.2)^{3/2}$ >Q_{20}(20年重現期洪峰流量)

式中：B溢洪口寬，y為溢流口總高，單位均為公尺(m)





註1:優先確認基地周遭是否有集水井可直接匯入雨水下水道，若基地無匯流集水井，則直接入公共排水溝，需校核排水溝通水能力。

4.聯外排水及既有管涵

依計畫流量以曼寧公式計算設計流速、正常水深及臨界水深，並據以檢討出水高及流速，進而選取聯外排水設施尺寸；若受外水影響則可採用SWMM模式或其它經認可之迴水演算模式。

8.2 進流管水理計算

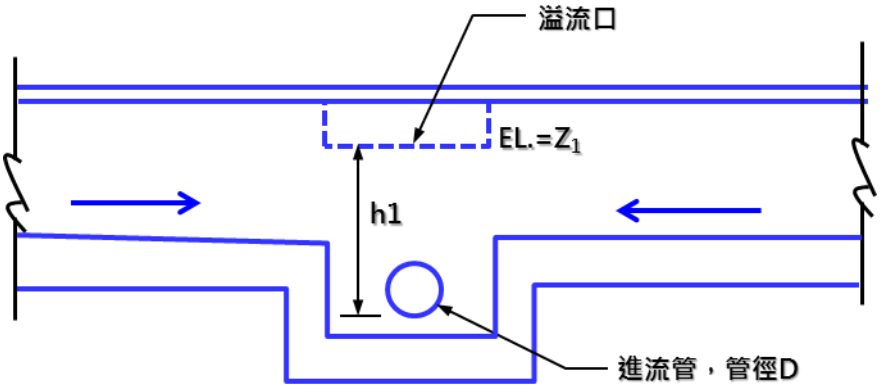
參考範例：抽水型式及抽水重力併用型式

8.2.1 進流管入口校核

1.依合理化公式計算得20年重現期計畫逕流量Q_{20}

2.檢討進流管入流量依設計條件，以採用圓形孔口流計算，管徑為D

$$Q= 2.0862\times D\times D\times (h1-D/2)^{0.5} > Q_{20}$$



入流井剖面示意圖

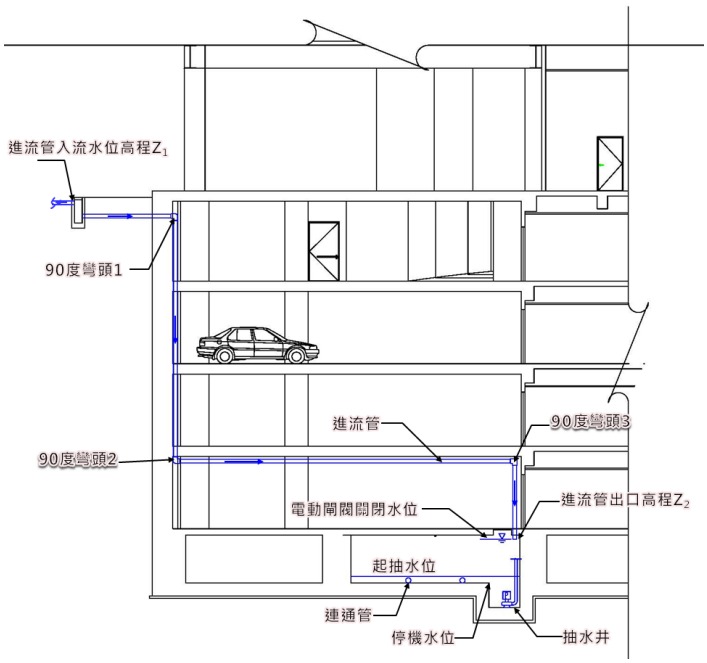
8.2.2 進流管管徑及流量校核

進流管主要有摩擦、入口、出口、彎頭、電動閥(或電磁閥)損失，

計算示如下：

$$\frac{P_1}{\gamma}+Z_1+\frac{V_1^2}{2g}=\frac{P_2}{\gamma}+Z_2+\frac{V_2^2}{2g}+H_L$$

式中，$P_1=0$、$P_2=0$、$V_1=0$



$$Z_1 = Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + H_L$$

$$Z_1 = Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \lambda \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2g} + K \times \frac{V_2^2}{2g}$$

查表7-5得K，計算推得V_2，即得進流管流量$A_2 \times V_2 = Q > Q_{20}$。

【案例計算】

已知某桃園區住宅案，基地面積1,680m^2，

依合理化公式計算得20年重現期計畫逕流量Q_{20}如下：

$I_{20}=505.737/(t+9.34)^{0.428}$，t=5min，得$I_{20}$=161.78mm/hr

$Q_{20}=1/360\times0.79\times161.78\times0.1680=0.0596$cms

一、進流管入口校核

入流井最高水位為溢流口底部高程Z_1，溢流口底部至進流管管底深為h1=1.7m

進流管管徑採用D= 0.15m

進流量$Q=2.0862\times0.15\times0.15\times (1.7-0.15/2)^{0.5}=0.0598 > Q_{20}=0.0596$cms

二、進流管管徑及流量校核

進流管入流最高水位高程：Z_1= 2.185m

進流管出口管底高程：Z_2= -10.45m

進流管總水頭：2.185 - (-10.45) = 12.635m

管長：L=29.475m

90度彎頭：3個

電動閥：1個

管徑D = 0.15m

λ=0.02+1/(2000×0.15)=0.0233

依據能量方程式

$$\frac{P_1}{\gamma} + Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\gamma} + Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + H_L$$

式中，P_1=0、P_2=0、V_1=0

摩擦損失水頭 $Ht_1 = \lambda \frac{L}{D} \times \frac{V_2^2}{2g} = 4.585 \times \frac{V_2^2}{2g}$

入口損失 $Ht_2 = 0.5 \times \frac{V_2^2}{2g}$

出口損失 $Ht_3 = 1.0 \times \frac{V_2^2}{2g}$

90度彎頭損失3個 $Ht_4 = 3 \times 0.52 \times \frac{V_2^2}{2g} = 1.56 \times \frac{V_2^2}{2g}$

電動閥損失1個 $Ht_5 = 1 \times 3.73 \times \frac{V_2^2}{2g} = 3.73 \times \frac{V_2^2}{2g}$

總損失 $H_L = Ht_1 + Ht_2 + Ht_3 + Ht_4 + Ht_5 = 11.375 \times \frac{V_2^2}{2g}$

$$Z_1 = Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + H_L$$

$$2.185 = -10.45 + \frac{V_2^2}{2g} + 11.375 \times \frac{V_2^2}{2g}$$

$V_2 = 4.4757$ m/sec

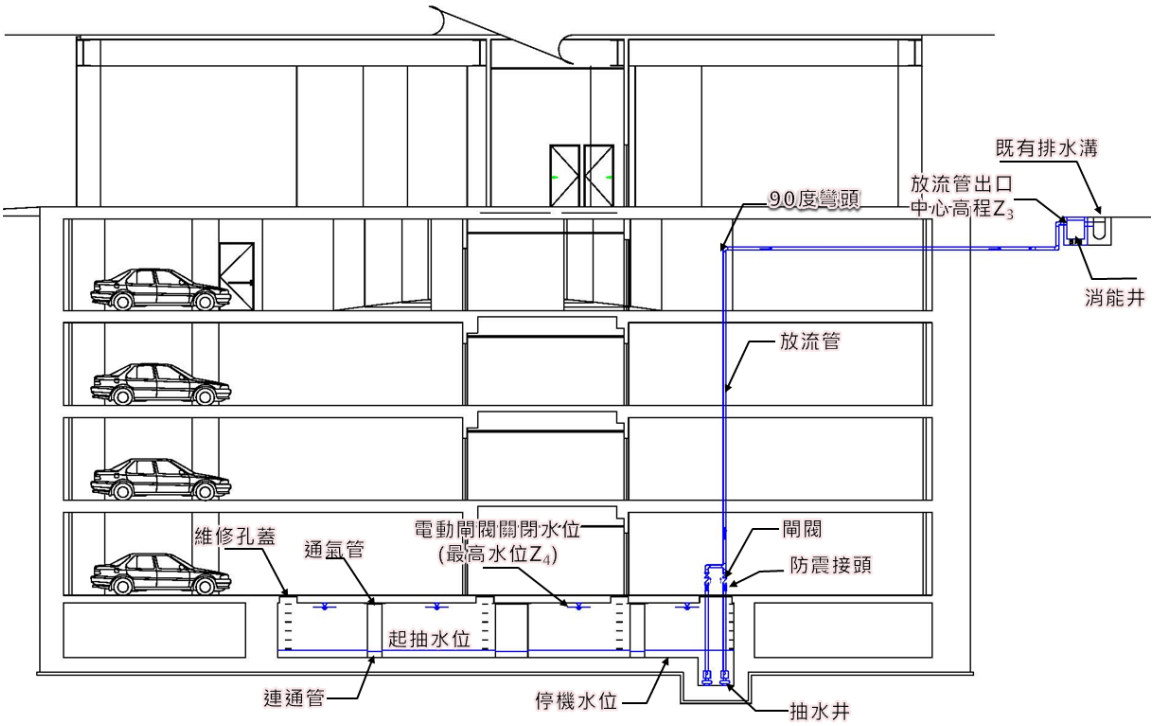
$Q = A_2 \times V_2 = \pi \times (0.15/2)^2 \times 4.4757 = 0.0791$cms

0.0791cms > 0.0596cms (基地內20年重現期之計畫逕流量)　OK!

8.3 放流計算

8.3.1 參考範例：抽水型式

放流管水理計算主要有摩擦、入口、出口、彎頭、逆止閥、閘閥、防震接頭損失，計算示如下：



H ：總揚程(m) = Ha(總淨水頭)+Ht(摩擦損失水頭)+Hf(其他零星損失水頭)

Ha(總淨水頭)=Z_3-Z_4

Ht(摩擦損失水頭) $=\lambda\frac{L}{D}\times\frac{V^2}{2g}$

Hf(其他零星損失水頭)= $K\times\frac{V^2}{2g}$ ，查表7-5求得K

$D=146\sqrt{\frac{Q}{V}}$ ，假設Q，V=2.0~3.0m/sec，求得管徑D，須符合市面常用規格。

依抽水機動力計算公式及選取之抽水機性能曲線對應，以試誤法求得符合揚程及流量之抽水機。

【案例計算】

已知基地面積1,680m^2，允許最大排放量為0.000014(m^3/s/m^2)×1,680(m^2) = 0.0235(m^3/s)，其0.85倍最大排放量為0.85×0.0235(m^3/s) = 0.0200(m^3/s)，設計排放量須介於此兩者間。本計畫設計抽水量Q為0.0234m^3/s，

(1).口徑之決定

$$D = 146\sqrt{\frac{Q}{V}}$$

式中：

D：抽水機抽水管之口徑(mm)

Q：抽水量(m^3/min) = 0.0234cms × 60= 1.404 m^3/min

V：抽水管之流速(m/sec)(約 2.0~3.0m/sec)

$$D = 146\sqrt{\frac{1.404}{2.0}} = 122.33\,(\text{mm})$$

$$D = 146\sqrt{\frac{1.404}{3.0}} = 99.88\,(\text{mm})$$

抽水管尺寸約為 122.33mm~99.88mm 左右，所以依市面慣用尺寸採用 4 吋管(100mm)。

(2).抽水機規格計算

抽水機設置於抽水井井底，雨水貯留池最高水位高程 Z_4 為-10.6m，放流管出口處管中心高程 Z_3 為 2.21m，其揚程為兩者之高程差= 2.21- (-10.6) = 12.81m。

Q：揚水量(m^3/min) = 0.0234cms × 60 = 1.404 m^3/min

H：總揚程(m) = Ha(總淨水頭)+Ht(摩擦損失水頭)+Hf(其他零星損失水頭)

Ha(總淨水頭) = 12.81m

Ht(摩擦損失水頭)：

管徑 D = 100mm = 0.1m

$\lambda = 0.025$

管路長度 L = 35.4m

$$\text{Ht} = \lambda\frac{L}{D}\times\frac{V^2}{2g} = 4.01\text{m}$$

Hf(其他零星損失水頭)：

90 度彎頭 3 個，逆止閥 1 個，閘閥 1 個，防震接頭 1 個，

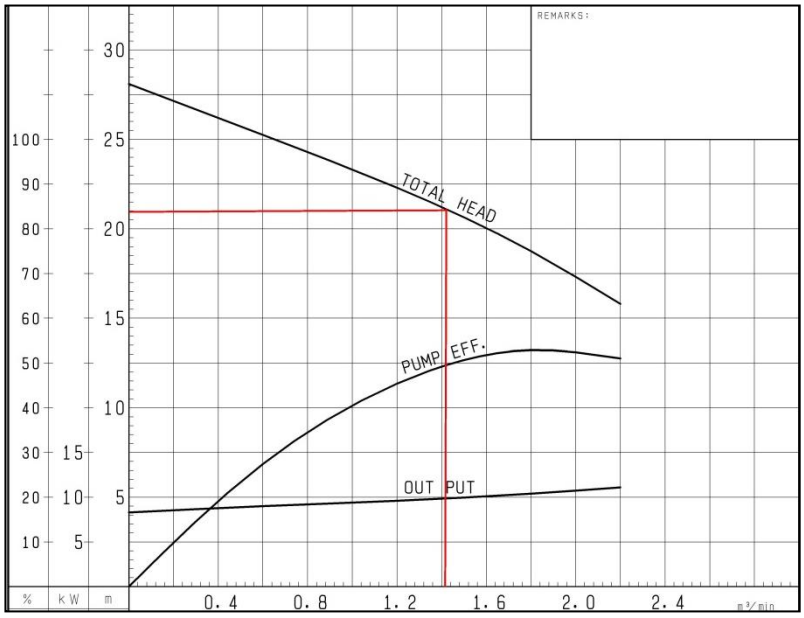
Hf(其他零星損失水頭)= $K \times \frac{V^2}{2g}$

$= (3 \times 1.05 + 4.13 + 0.2 + 0.2 + 1 + 0.5) \frac{V^2}{2g} = 9.18 \frac{V^2}{2g}$

=4.16m

H ：總揚程(m) = 12.81 + 4.01 + 4.16 = 20.98m

依據抽水量 Q= 0.0234cms × 60 = 1.404 m^3/min 及總揚程 H= 20.98m，對應抽水機性能曲線，求得符合揚程及流量之抽水機。



(3)軸馬力

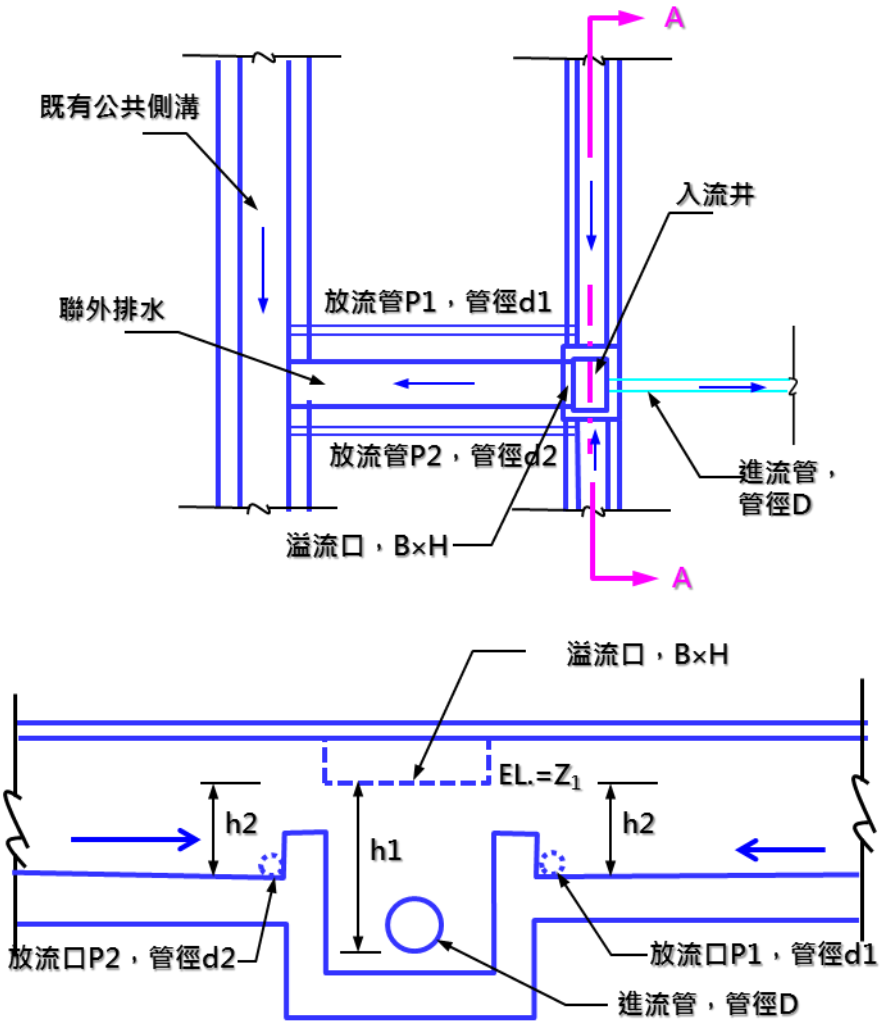
$$SH_p = 0.222 \frac{Q \times H}{N_p} = 0.222 \times 1.404 \times 20.98 / 0.49 = 13.35hp = 9.96kw$$

(4)所需馬力

$$RH_p = SH_p \times \frac{1}{n_i} \times e = 9.96 \times 1.2 / 1 = 11.95kw$$

8.3.2 參考範例：重力及抽水併存一

建築排水溝與集水井銜接處設一矮堰，矮堰前設置放流管排至基地外排水溝，低流量時矮堰可使排水由放流管外排，高流量時排水溢過矮堰由入流井之進流管排入雨水貯集滯洪池再以抽水機抽流；當逕流量大過設計流量時，再由溢洪口外排，低流量放流管及抽水機放流量之加總須小於規範值。



入流井剖面A示意圖

1.小流量放流管流量

小流量放流管上游水位須設計於溢流堰堰頂位置。

$q_1=2.0862\times d1\times d1\times (h2-d1/2)^{0.5}$

$q_2=2.0862\times d2\times d2\times (h2-d2/2)^{0.5}$

2.抽水機抽水量

抽水機抽水量同8.3.1節放流管計算方式，q_p

3.放流總流量Q

抽水機抽水量q_p及小流量放流管流量q_1及q_2，合計總量不能大於允許放流量Qa

$q_p+q_1+q_2\leq Qa=0.000014(cms/m^2)\times$建築基地開發面積$(m^2)$

【案例計算】

已知基地面積$A_s=1{,}680m^2$，允許最大排放量為$0.000014(m^3/s/m^2)\times 1{,}680(m^2) = 0.0235(m^3/s)$，其0.85倍最大排放量為$0.85\times 0.0235(m^3/s) = 0.0200(m^3/s)$，設計排

放量須介於此兩者間。

一、貯集滯洪量S校核

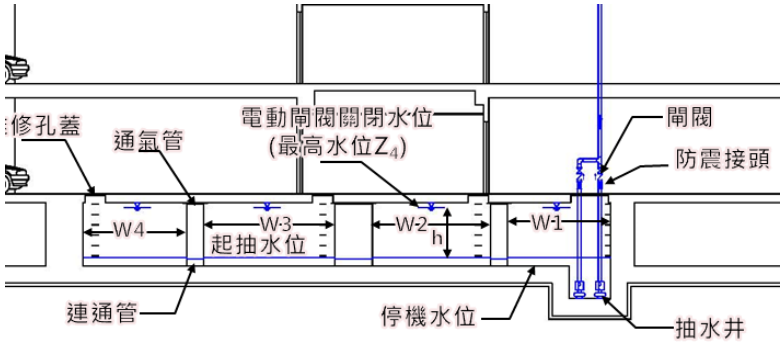
貯集滯洪量S>As×0.051，單位立方公尺(m3)

S=(Ws×Ls-放流井面積)×h> 1680×0.051=85.68m^3

式中：A_s為建築基地開發面積，單位為平方公尺(m^2)

W、L為貯集滯洪池長及寬

h為有效貯集滯洪深，採用抽水機則為h=最高水位-起抽水位



如上圖所示採用4座筏基坑為貯集滯洪池，其池長L均為5m，寬W1=W4=4m，池深為1.2m扣除起抽水位至池底深0.15m及最高水位至池頂之出水高深0.1m，則h=1.25-0.25=1.0m

故貯集滯洪池有效貯集滯洪量S=(5×4×2+5×5×2)×1=90m^3>85.68m^3

二、放流總流量Q校核

本計畫入流井兩側各採用直徑d1=d2=2”=0.05cm之PVC管重力放流，放流口有效水深h2=0.25cm，另採設計抽水量qp=0.018m^3/s，相關計算如下：

$q_1=q_2=2.0862\times0.05\times0.05\times(0.25-0.05/2)^{0.5}=0.0025$cms

$q_p+q_1+q_2=0.018+0.0025+0.0025=0.023\leq Qa=0.000014\times1680=0.0235$

三、入流井進流管入口校核

入流井之進流量則參考8.2相關內容校核，其中進流管採用管徑D=0.15M，進流水深h1=1.7m，依合理化公式計算得20年重現期計畫逕流量Q_{20}如下：

$I_{20}=505.737/(t+9.34)^{0.428}$，t=5min，得$I_{20}$=161.78mm/hr

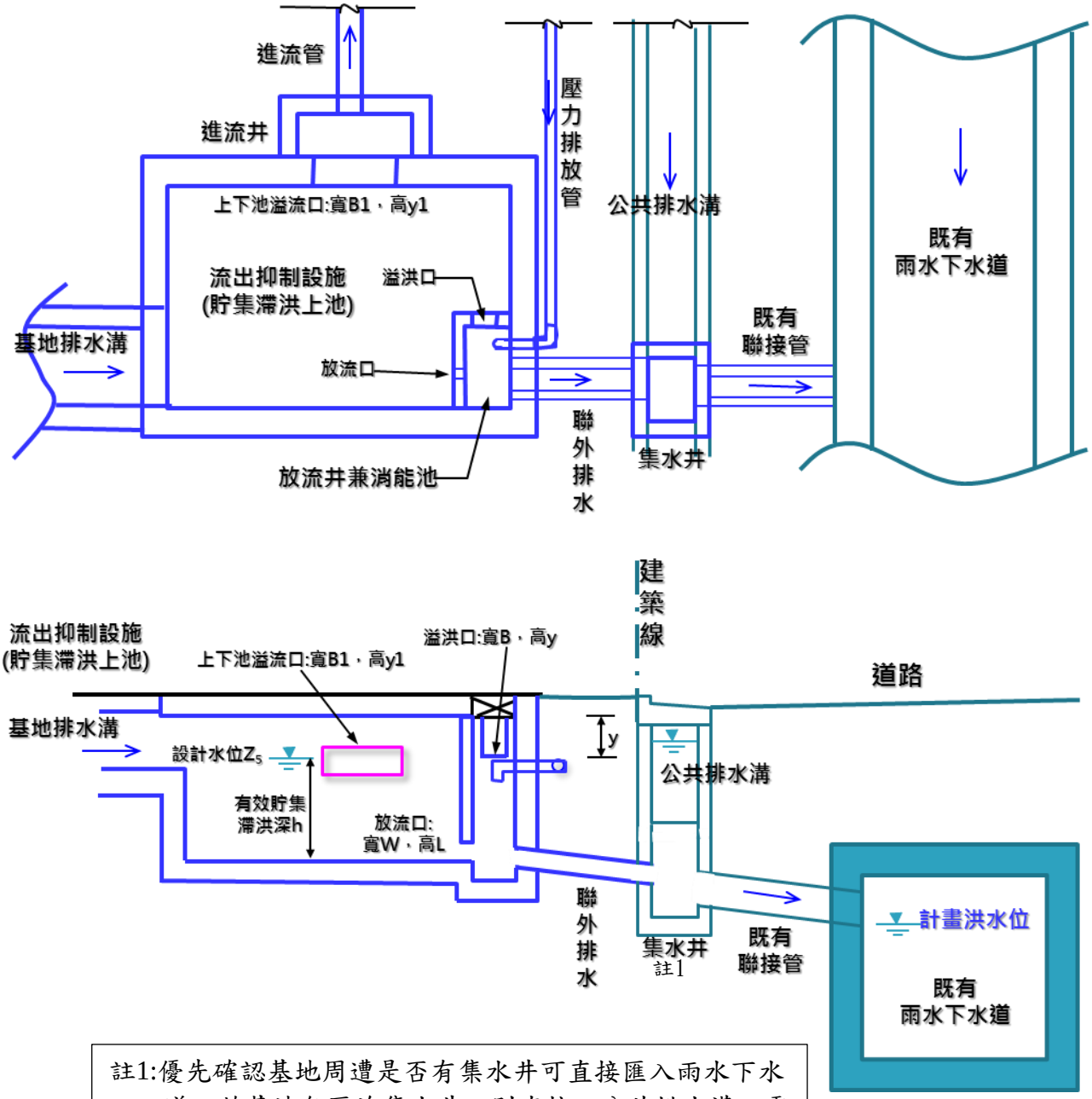
$Q_{20}=1/360\times0.79\times161.78\times0.1680=0.0596$cms

入流井溢流口底部至進流管管底深為h1=1.7m，進流管管徑採用D= 0.15m

進流量$Q=2.0862\times0.15\times0.15\times(1.7-0.15/2)^{0.5}=0.0598>Q_{20}=0.0596$cms

8.3.3 參考範例：重力及抽水併存二

基地條件可供設置地面層之貯集滯洪池，但空間仍無法滿足最小貯集滯洪量，可採用上、下池併存之設計，地面稱為上層可貯集滯洪部分洪峰，不足部分則可經上下溢流口溢流至下池(一般為建築筏基層)，則可確保降雨較小時仍能有效滯洪，並採重力排放，直到降雨超過一定量時才進入筏基貯集滯洪池(可視為下池)，下池則設置抽水機以機械壓力排放管控制逕流排放，平面及剖面示意如下圖。



註1:優先確認基地周遭是否有集水井可直接匯入雨水下水道，若基地無匯流集水井，則直接入公共排水溝，需校核排水溝通水能力。

1. 貯集滯洪量S>As×0.051，單位立方公尺(m3)

Su=(Ws×Ls-放流井面積)×h；為上池貯集滯洪量，可採重力排放

Sd=筏基面積×有效貯集滯洪深hd；下池貯集滯洪量一般指筏基

Su+Sd=S>As×0.051

式中：A_s為建築基地開發面積，單位為平方公尺(m^2)

Ws、Ls為貯集滯洪池長及寬；h為有效貯集滯洪深，單位均為公尺(m)

2.放流量計算

上池放流量以上池設計水位Z_5，有效水深h，矩形開口計算如下。

$q_1=2.6563\times W\times L\times (h-L/2)^{0.5}$

下池抽水機抽水量q_p

$q_p+q_1 \le Qa=0.000014(cms/m^2)\times$建築基地開發面積($m^2$)

3.上下池溢流口流量

以設計水位Z_5-溢流口底高程$Z_6=h_3$，及溢流口寬B1、斷面推算上下池溢流口流量，需大於20年重現期計畫流量，決定溢流口尺寸。

$Q=1.767\times B1\times h_3^{3/2} \ge Q_{20}$

4.進流管流量

將設計水位帶入伯努力方程式計算進流管流量，計算方式詳8.2.1節進流管流量計算範例。

5.消能池

以下池放流井兼為消能池之使用。

8.4 溢流量計算

1.溢流堰

考量降雨可能超過設計標準洪峰流量(Q_{20})或貯集滯洪池已達滿池狀況，故需設置溢流設施以確保開發基地之安全性，溢流量之設計若採用溢洪口斷面，則溢流量計算公式如下：

$Q_S=1.767\times B\times h^{3/2}$

其中，Qs：溢流量(cms)；B：溢洪口寬(m)；h：溢流水深(m)。

【案例計算】

已知Q_{20}=0.0596cms，溢洪口尺寸為B×H = 0.7m×0.2m。以試誤法計算，當水深h＝13.3cm時溢流量為$1.767\times0.70\times0.133^{3/2}$= 0.0600cms ≥設計標準洪

峰流量(Q_{20})=0.0596cms，因溢洪口高度H=20cm，高於h(水深)=13.3cm，故可排除基地內20年重現期之計畫逕流量。

2.側堰

以側堰斷面推算出流量

溢流量計算公式如下：

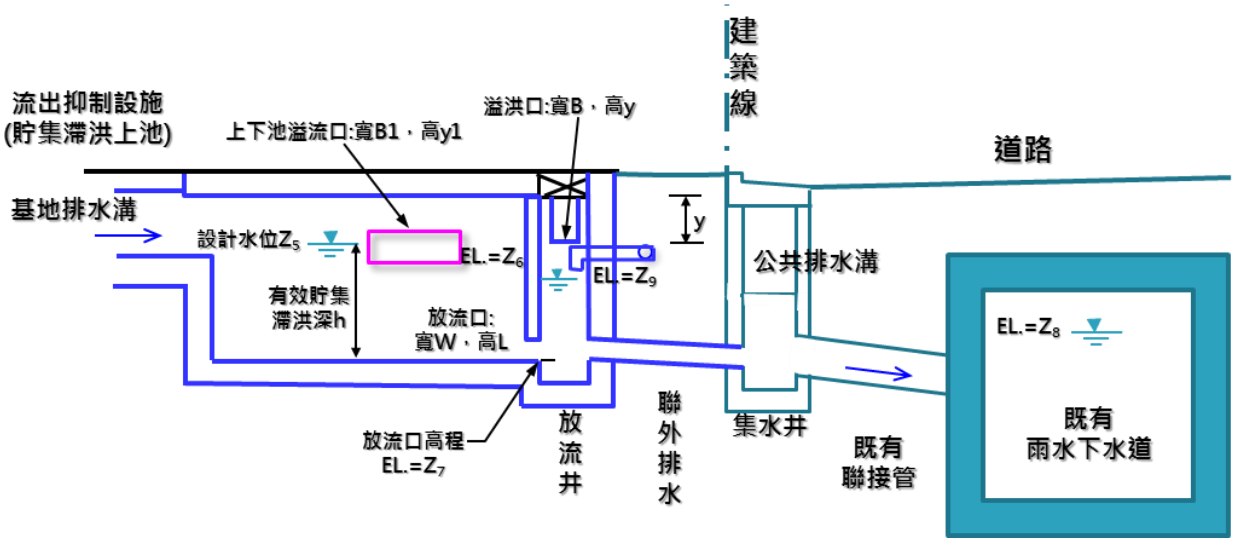
$$Q = 0.825 \times B \times h^{3/2}$$

其中，Q：溢流量(cms)；B：溢洪口寬(m)；h：溢流水深(m)。

Q= $0.825 \times 1.0 \times 0.174^{3/2}$= 0.0599m3/s≥設計標準洪峰流量($Q_{20}$)=0.0596$m^3/s$，故可匯集基地內20年重現期之設計標準洪峰流量。

8.5 受迴水影響

外排之雨水下水道系統若計畫水位Z_8較流出抑制設施放流口高程Z_7高，則表流出抑制設施受外水迴水影響(如圖所示)，為確保設施安全及功效應進行迴水演算；建議可採用SWMM模式分析，設計標準為五年重現期距，且確保流出抑制設施迴水水位不溢淹至筏基及地面層。

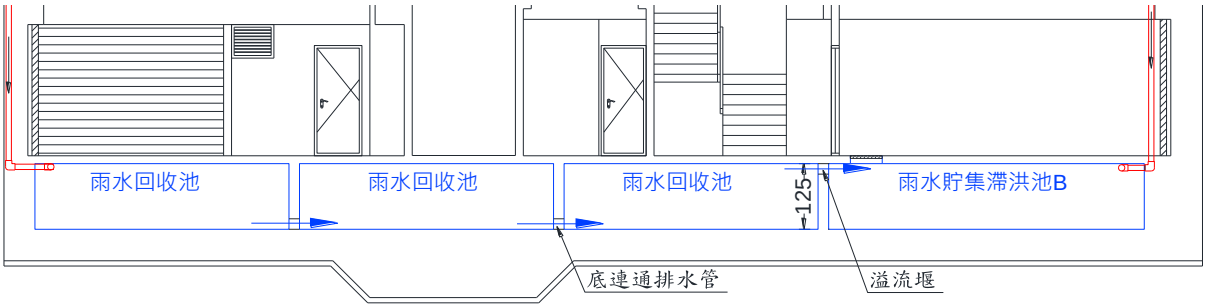


依圖示經系統迴水演算，放流井之水位Z_9應<溢流口底高程Z_6。

8.6 結合雨水回收池

參考範例：抽水型式

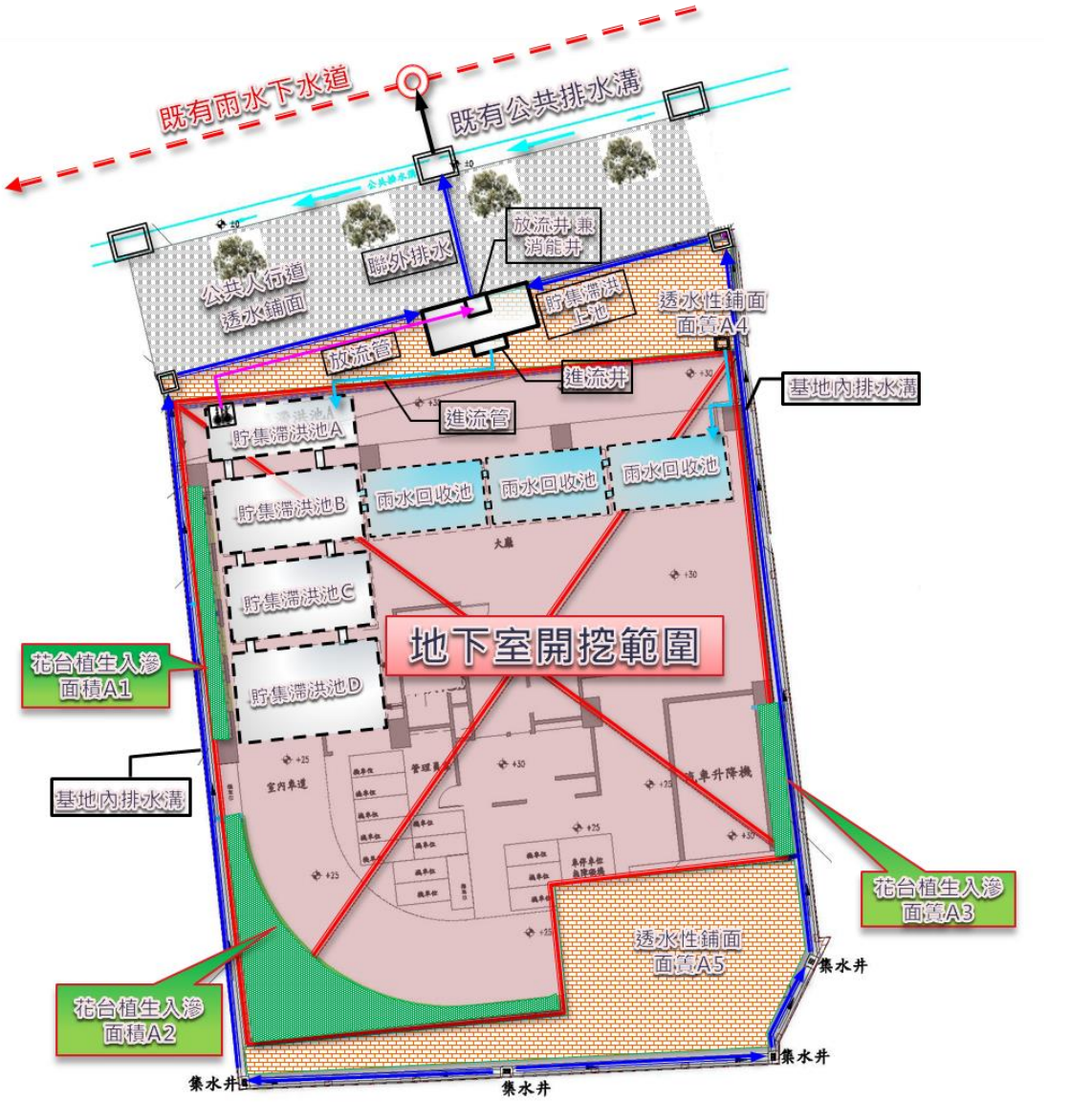
進流管直接排入雨水回收池，當雨水回收池水位滿過溢流堰後再排入雨水貯集滯洪池，可提升雨水回收利用水量。

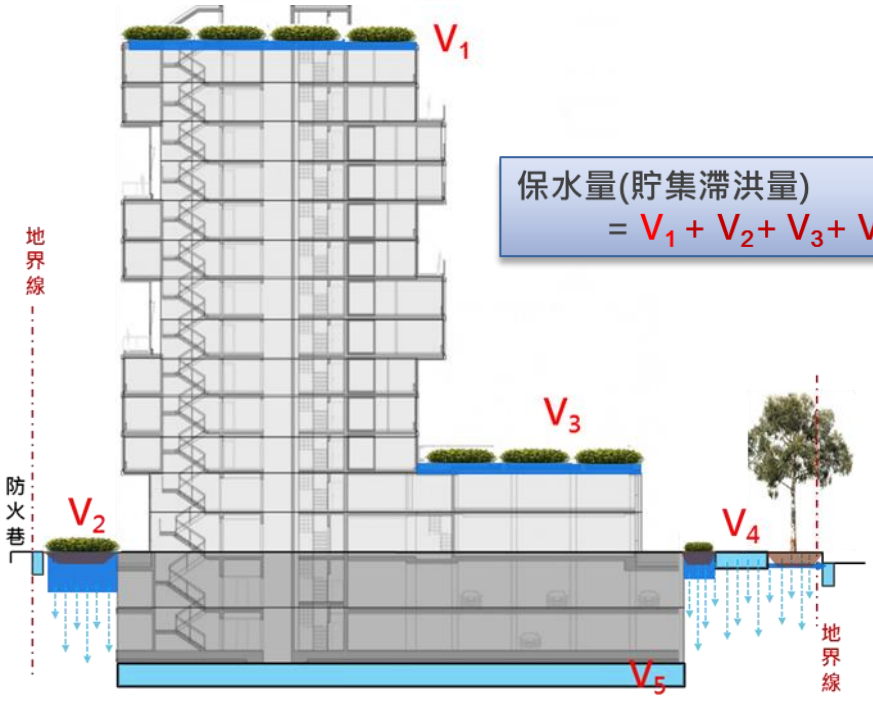


8.7 結合保水、透水

參考範例：重力型式

雨水除進入雨水貯集滯洪池外，亦可由植生綠地、草溝、花臺、綠屋頂、透水鋪面等設施貯及滯洪，此範例以植生綠地及多孔透水管方式搭配，設計詳圖請參考保水設計示意圖。





保水量(貯集滯洪量)
$= V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5\ m^3$

9 相關法規及設計參考資料[2]

(1) 桃園市下水道管理自治條例，桃園市政府，101 年 02 月 16 日。

(2) 桃園市基地開發排入雨水下水道逕流量標準，桃園市政府，108 年。

(3) 下水道工程設計規範，內政部營建署，102 年 10 月。

(4) 下水道工程設施標準，內政部營建署，98 年 11 月 27 日。

(5) 下水道用戶排水設備標準，內政部營建署，101 年 12 月 17 日。

(6) 市區道路及附屬工程設計規範，內政部營建署，104 年 7 月 22 日

(7) 社區及建築基地減洪防洪規劃手冊，內政部建築研究所，102 年

(8) 建築技術規則，內政部營建署

(9) 臺北市雨水流出抑制設施設計參考手冊 106.7.27

(10)水環境低衝擊開發設施操作手冊，內政部營建署

(11)透水保水設施規劃參考手冊，新北市水利局，101 年 12 月

(12)現代邦浦實用技術理論及使用，小野高麻呂，1991.01

10 範例圖說[3]

範例一：重力型式

範例二：重力及抽水併存（一）

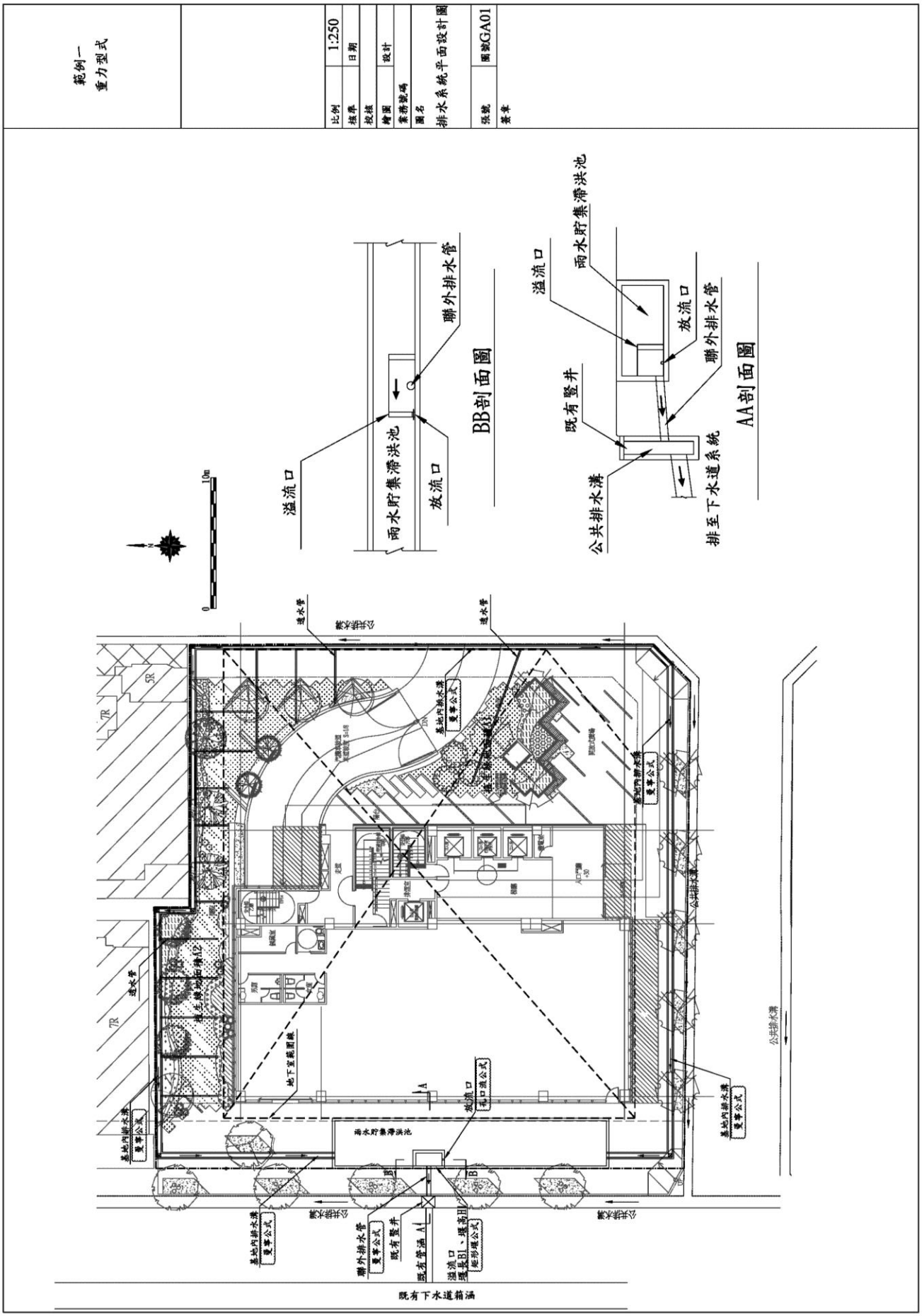
範例三：重力及抽水併存（二）

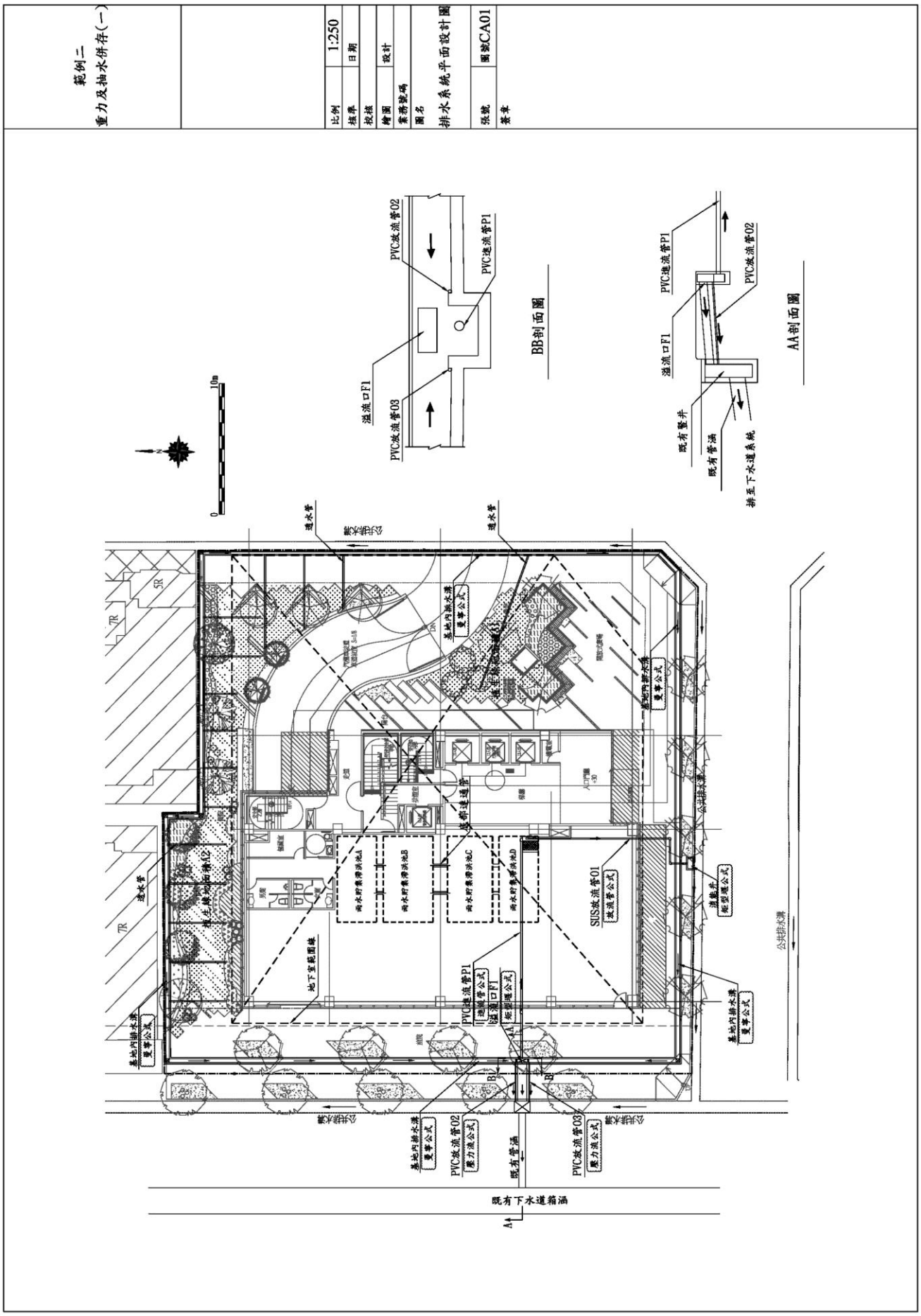
範例四：抽水型式

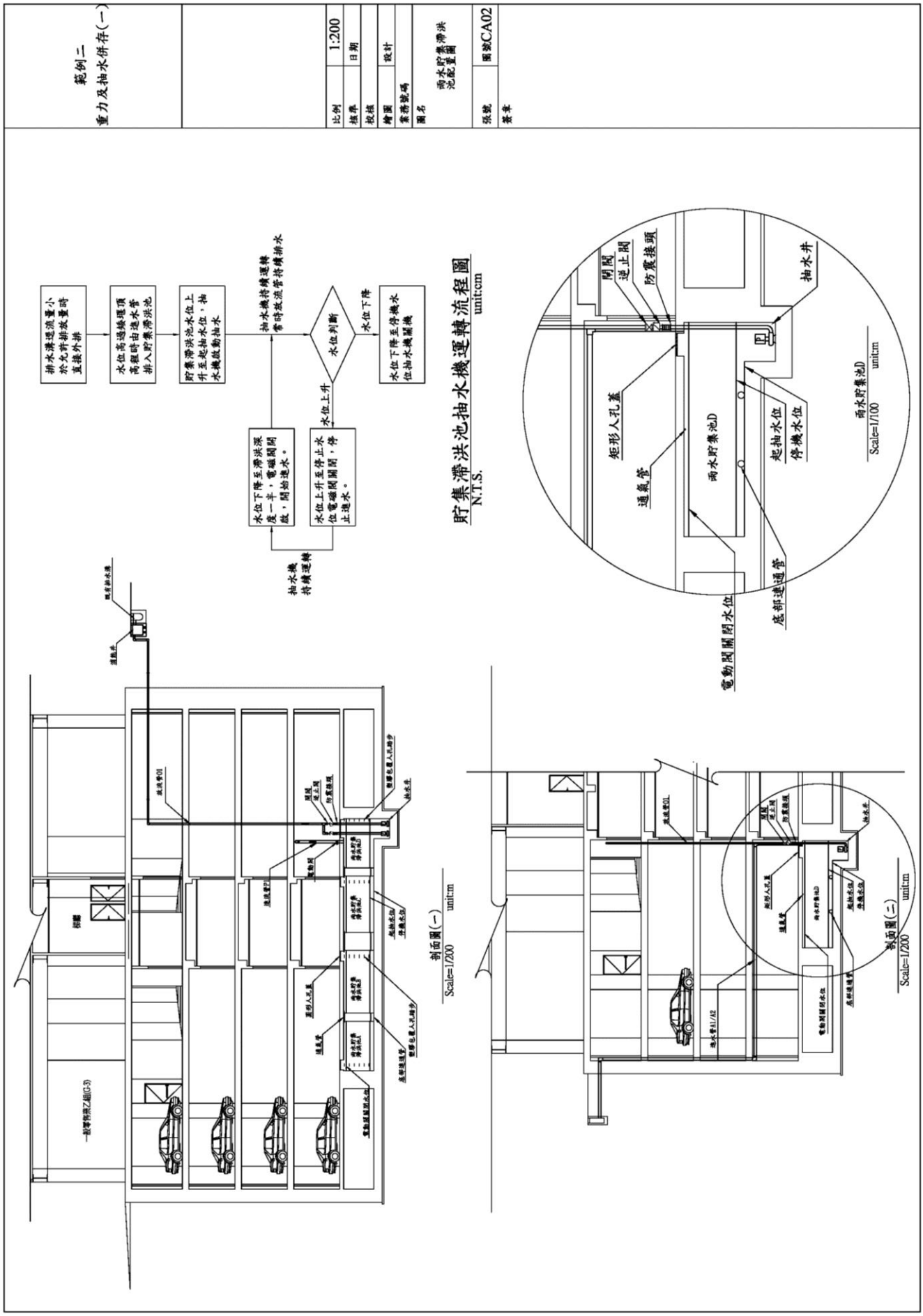
保水設計示意圖

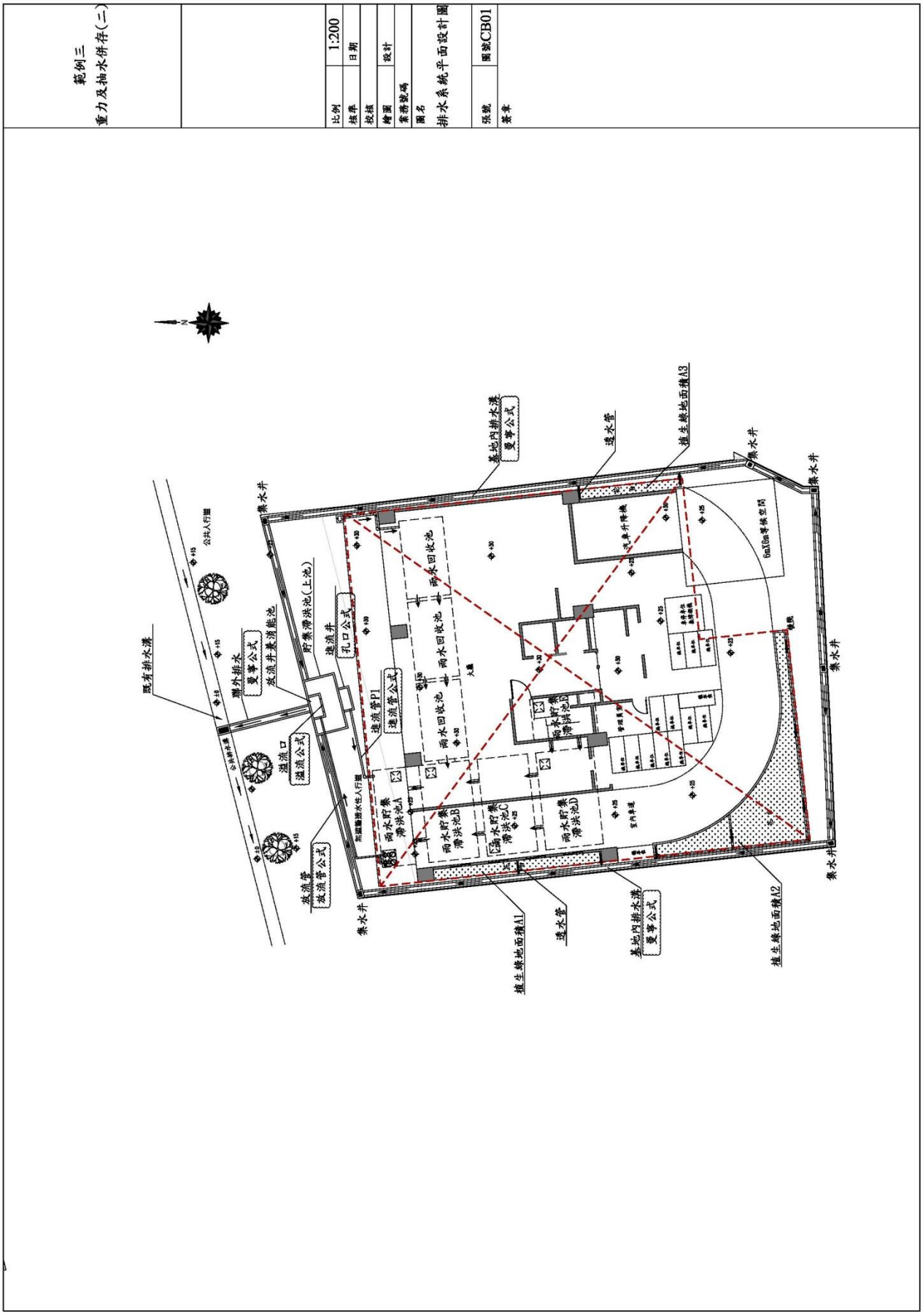
[2] 相關法令規定若有更新版，應從其規定。

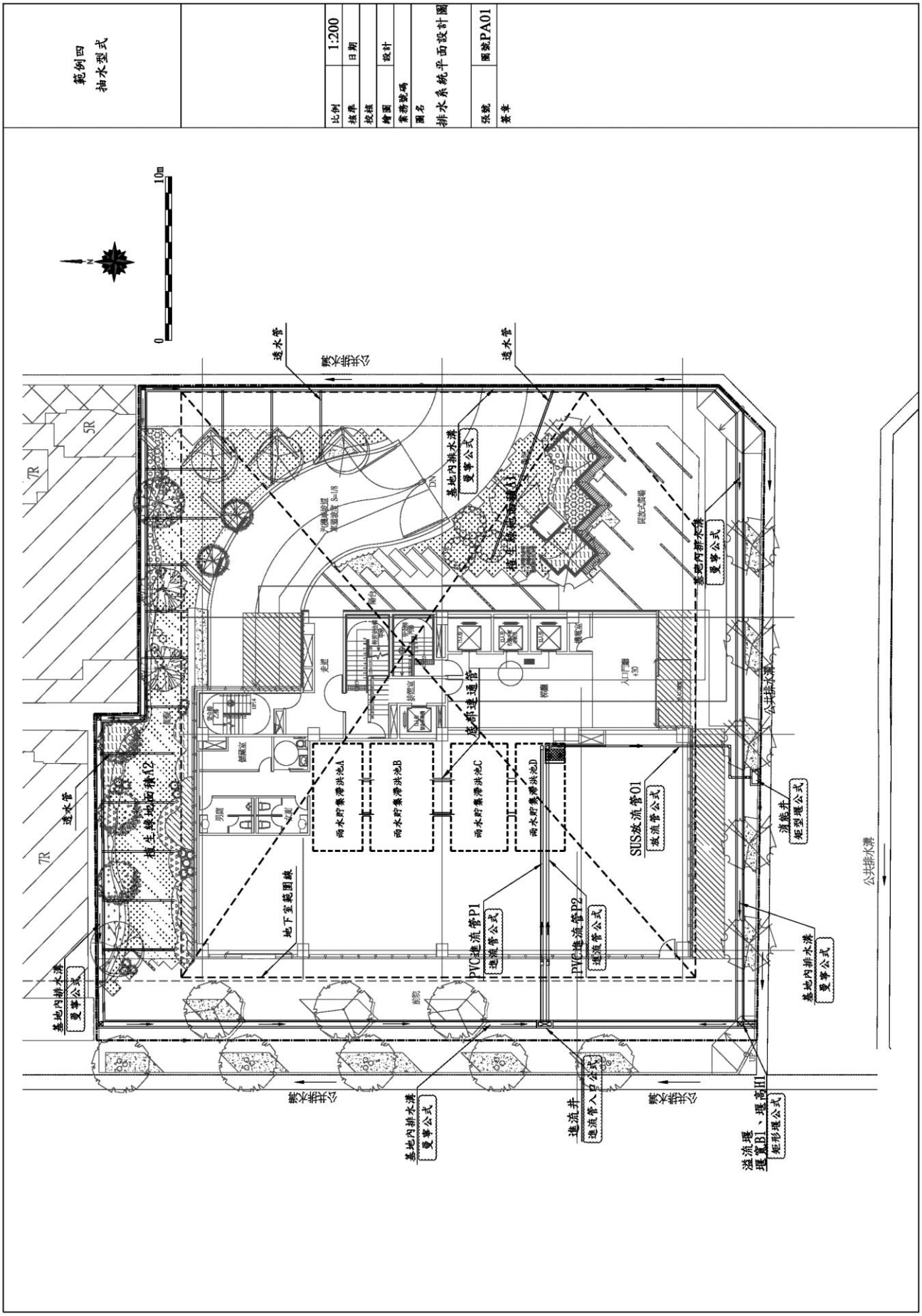
[3] 範例圖說僅供參考，設計者仍應依其專業及不同基地條件特性等予以審慎規劃考量。

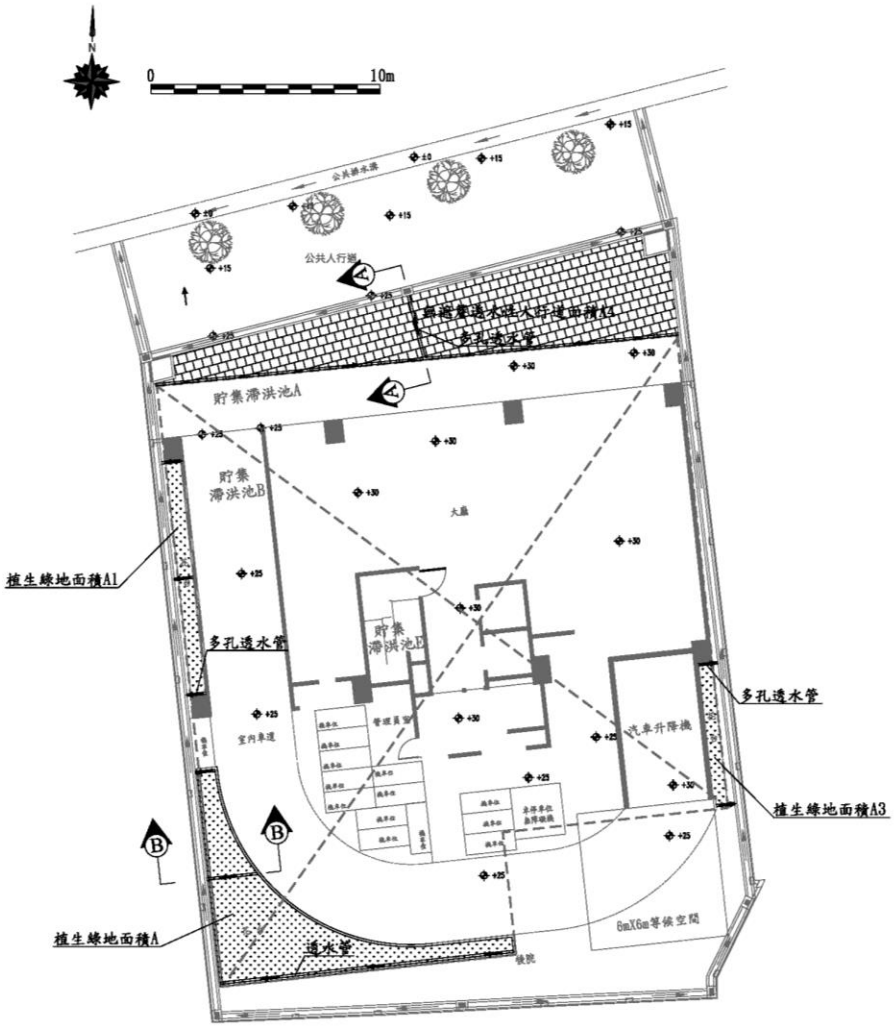

範例一
重力型式
比例 1:250
日期
設計
繪圖
案務號碼
圖名 排水系統平面設計圖
張號 圖號GA01
基準
BB剖面圖
溢流口
雨水貯集滯洪池
放流口
聯外排水管
AA剖面圖
溢流口
雨水貯集滯洪池
放流口
聯外排水管
既有豎井
公共排水溝
排至下水道系統
既有下水道箱涵

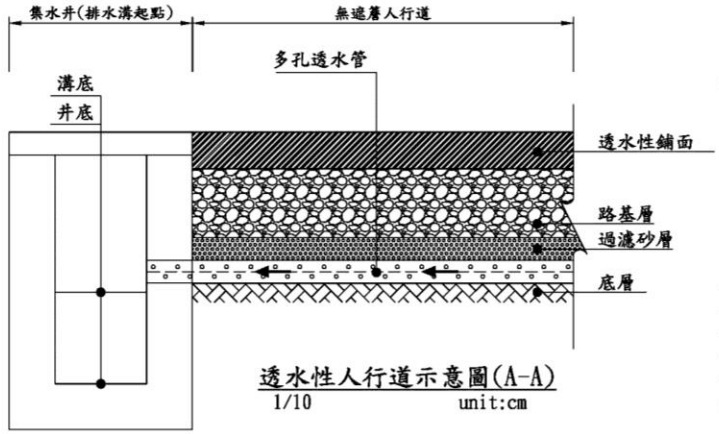

範例二
重力及抽水併存(一)
比例 1:250
核準 日期
校核
繪圖 設計
業務號碼
圖名
排水系統平面設計圖
張號 圖號CA01
簽章
BB剖面圖
AA剖面圖
PVC放流管02
PVC進流管P1
PVC放流管03
溢流口F1
既有豎井
既有管涵
排至下水道系統
SUS放流管01
放流管公式
地下室範圍線
既有下水道箱涵
公共排水溝


範例二
重力及抽水併存(一)
比例 1:200
核准 日期
校核
繪圖 設計
業務號碼
圖名 雨水貯集滯洪池配置圖
張號 圖號CA02
簽章
排水溝逕流量小於允許排放量時直接外排
水位高過矮堰頂高程時由進水管排入貯集滯洪池
貯集滯洪池水位上升至起抽水位，抽水機啟動抽水
抽水機持續運轉常時放流管持續排水
水位判斷
水位下降
水位下降至停機水位抽水機關機
水位上升
水位下降至滯洪深度一半，電磁閥開啟，開始進水。
水位上升至停止水位電磁閥關閉，停止進水。
抽水機持續運轉
貯集滯洪池抽水機運轉流程圖
N.T.S.
unit:cm
閉閥
逆止閥
防震接頭
抽水井
矩形人孔蓋
通氣管
雨水貯集池D
起抽水位
停機水位
雨水貯集池D
Scale=1/100
unit:m
電動閥關閉水位
底部連通管
剖面圖(一)
Scale=1/200
unit:m
剖面圖(二)
Scale=1/200
unit:m

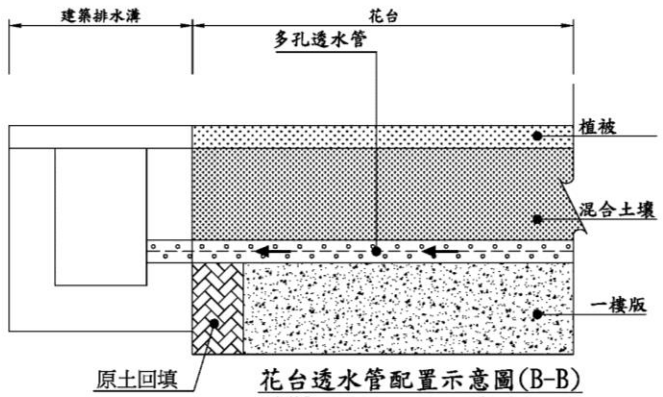

範例三
重力及抽水併存(二)
比例
1:200
核準
日期
校核
繪圖
設計
業務號碼
圖名
排水系統平面設計圖
張號
圖號CB01
簽章
既有排水溝
公共人行道
聯外排水
夏寧公式
放流井兼消能池
貯集滯洪池(上池)
進流井
孔口公式
進流管P1
進流管公式
溢流口
溢流公式
放流管
放流管公式
無溢臨透水性人行道
雨水回收池
雨水貯集滯洪池A
雨水貯集滯洪池B
雨水貯集滯洪池C
雨水貯集滯洪池D
雨水貯集滯洪池E
基地內排水溝
夏寧公式
透水管
植生綠地面積A1
植生綠地面積A2
植生綠地面積A3
集水井
6mX6m等候空間


範例四
抽水型式
比例 1:200
核準 日期
校核
繪圖 設計
業務號碼
圖名
排水系統平面設計圖
張號 圖號PA01
簽章
0
10m
N
透水管
公共排水溝
基地內排水溝
雙寧公式
植生綠地面積A1
植生綠地面積A2
雨水貯集滯洪池A
雨水貯集滯洪池B
雨水貯集滯洪池C
雨水貯集滯洪池D
底部連通管
地下室範圍線
SUS放流管O1
放流管公式
PVC進流管P1
進流管公式
PVC進流管P2
進流管公式
溢流井
矩型堰公式
進流井
進流管入口公式
溢流堰
堰寬B1、堰高H1
矩形堰公式
7R
5R



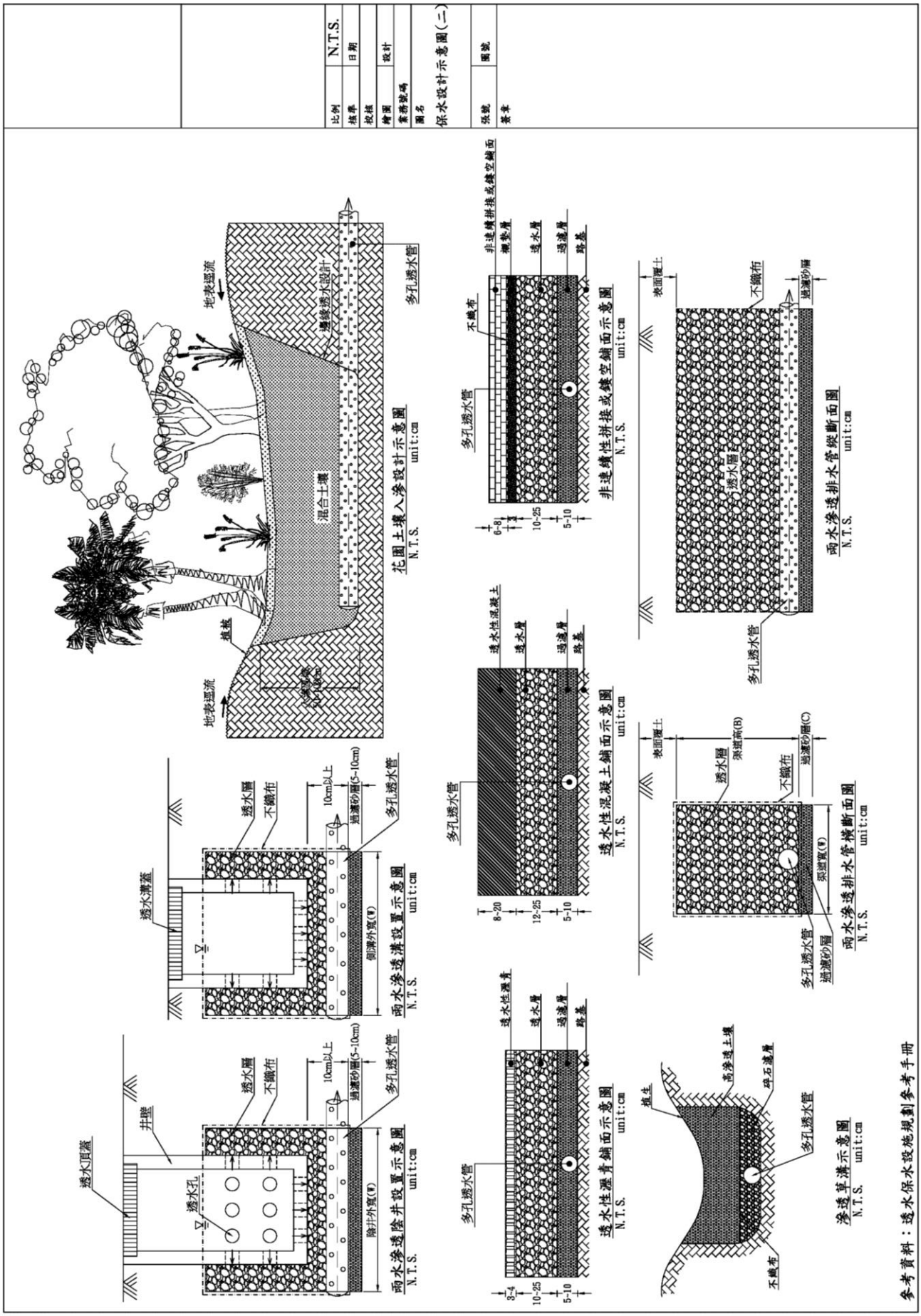


透水性人行道示意圖(A-A)
1/10 unit:cm



花台透水管配置示意圖(B-B)
1/10 unit:cm

比例	1:200
核準	日期
校核	
繪圖	設計
案務號碼	
圖名	保水設計示意圖(一)
張號	圖號
簽章	


比例 N.T.S.
核準 日期
校核
繪圖 設計
業務號碼
圖名
保水設計示意圖(二)
張號 圖號
簽章
花園土壤入滲設計示意圖
N.T.S. unit:cm
地表逕流
邊緣透水設計
混合土壤
多孔透水管
植栽
非連續性拼接或鏤空鋪面示意圖
N.T.S. unit:cm
透水性混凝土鋪面示意圖
N.T.S. unit:cm
透水性瀝青鋪面示意圖
N.T.S. unit:cm
雨水滲透排水管縱斷面圖
N.T.S. unit:cm
雨水滲透排水管橫斷面圖
N.T.S. unit:cm
雨水滲透溝設置示意圖
N.T.S. unit:cm
雨水滲透陰井設置示意圖
N.T.S. unit:cm
透水溝蓋
透水層
不織布
透水孔
井壁
透水頂蓋
多孔透水管
滲透草溝示意圖
N.T.S. unit:cm
高滲透土壤
碎石濾層
參考資料：透水保水設施規劃參考手冊