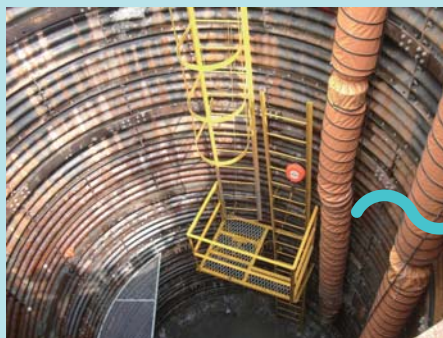
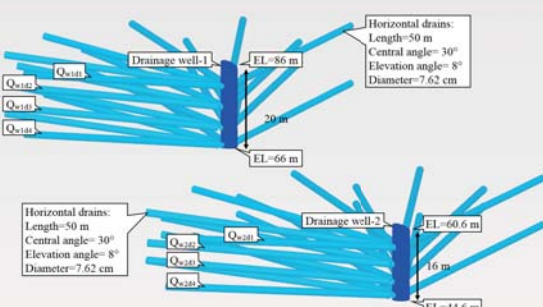
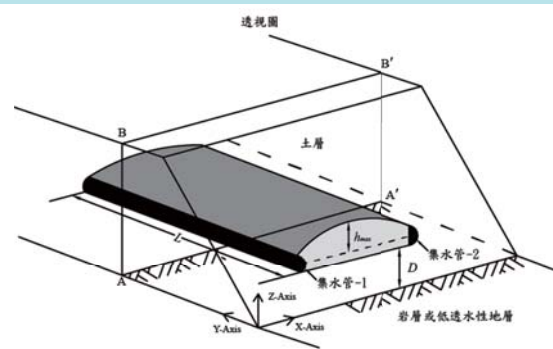
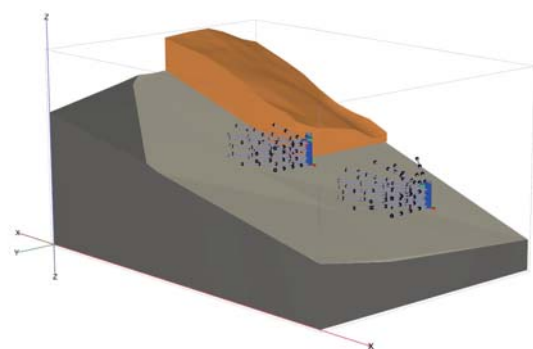
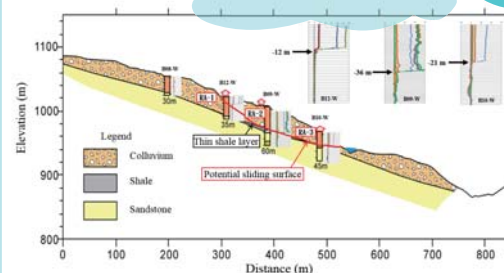


摘要

坡地土體中大量孔隙水的存在，為造成邊坡不穩定最主要的因素。橫向集水管地下排水工法是一種可靠且持恆有效的邊坡穩定工法，普遍被配置用來降低岩/土地層材料中的地下水水位及孔隙水壓，以改善坡地之穩定性。降低土體中孔隙水壓或減小破碎岩體不連續面上之靜水壓力，可提高土體或不連續面之抗剪強度，進而改善邊坡之穩定性。

本設計原則可提供邊坡穩定地下橫向排水工法設計必需的資訊及技術，以便各相關領域(水保、大地、土木及水利)專業工程師能更適宜地描述水文地質的特性，進而能採用更確實的分析方法，來推估坡地在橫向集水管地下排水工法運作下之相應地下水水位變動。同時，在更能準確預測地下排水工法運作結果、以及最適運作效率之情況下，開發設計一套地下排水系統，以改善邊坡之穩定性。

本設計原則針對地下橫向排水工法設計之應用及效益評估所需之相關資訊與理論進行說明，其中包括地下排水原理、地層材料內之地下水、含水層類型及特性、以及地下水通則等項目。此外，亦針對現地調查、現地特性介紹、地球物理探測、水文地質調查、以及邊坡穩定性分析等工作之執行方式作詳細敘述。

欲建立地下橫向排水工法最適化配置，需先掌握地滑不穩定區地下水之源頭所在及其流動方向，了解含水層中地下水滲流及輸送特性，以及推測地層中是否存有礫岩層(多孔隙、高滲透)、開放不連續面、裂隙相互聯通之硬黏土層(堅硬多孔隙)、或棲止水層。在地下水流入不穩定區域之前，若能將地下水予以攔截，則配置地下橫向排水工法能發揮最佳排水效果。本設計原則同時摘錄整理橫向集水管實務上常用施作方式，各種管材、管身開孔、及管身被覆過濾層之類型，以及打設長度、配置間距及方位等相關資訊。

決定集水井施設位置前，原則上需要先掌握滑動體影響範圍及滑動面深度所在。其次，判釋地下水主要水脈區位及其流動方式，最後再決定集水管打設位置及長度。若集水管打設長度受限，無法有效進行深層排水時，可考慮採用集水井配合施作。打設於滑動體內之集水管能降低地下水水位，減少滑動體之單位體積重及滑動面上之孔隙水壓，而集水管施作之最終目標在提升滑動體之穩定性。若將集水管或集水井打設於滑動體頭部或頭部上方，則設計施作前必須能先確實掌握上方邊坡之地下水流向及流路，並配合地表排水之治理，

進行坡頂截流與坡面縱橫向排水，以及裂縫填補等表面處理，方能防止地表逕流水進入滑動體。

地下排水工法(集水井內施設集水管)之設計，可採用解析方法(數學方程式)或數值方法(有限元素程式)來進行。解析方法一般使用於較簡易之地層條件及工程施作中，設計者可透過解析方程式及設計圖表之運用，來求解地下排水工法之最適化配置。在工程實務上，由於不規則的橫向排水系統(如多層、不同長度、且呈扇狀配置之橫向集水管)、含水層屬異質或非均向地層材料、複雜的坡面地形、孔隙水壓急速上升、及破碎型岩坡等現況因素，若採用解析方法來評估，橫向排水系統運作時地下水水位之洩降反應，將會有相當之難度。此時，可借助數值方法之高效率演算能力來完成分析設計。設計者可依各類現況資料來建立數值模型，並透過現地觀測資料之比對，率定數值模型之有效性。最後，再藉由各項設計變數之參數研究，來決定地下排水工法配置之最適化設計。



Abstract

The presence of pore water is one of the most critical factors contributing to the instability of hillslopes. A reliable and constantly effective solution to improve the stability of hillslopes is the installation of horizontal drains to decrease the groundwater level and reduce pore pressures within the soil/rock mass. Reduction of water pressures results in a corresponding increase in the shear strength of soil mass or decrease in hydrostatic pressures within discontinuities in a fractured rock mass, thereby improving slope stability.

The purpose of this design principle is to consolidate information related to, and provide guidance for, the design of horizontal drains for slope stability. The design principle provides the necessary information and techniques to the relevant designers (soil and water conservation, geotechnical, civil and hydraulic engineers) to better characterize the hydrogeology and then estimate groundwater levels under drained conditions applying a clear methodology. The approach taken is to provide options for the relevant designers such that the hydrogeological analysis can be adapted for site-specific conditions. Ultimately, the relevant designers will be able to use this principle to better assess hydrogeological conditions and develop a drainage design to improve slope stability with more predictable results and optimal efficiencies.

This design principle explains the necessary information and theory for the application and efficiency evaluation of the design of horizontal drains and includes: the principles of subsurface drainage, groundwater flow within soil/rock mass, type and characteristics of aquifers, rules of groundwater, hydro-geological field investigation, geophysical exploration, and slope stability.

To establish an optimum configuration of horizontal drains, it is necessary to dominate the water source and flowing path of groundwater in unstable slope and understand the characteristics of seepage and transportation of groundwater in aquifer. In addition, it is also important for the design of horizontal drains to conjecture the

presence of gravel stratum (porous and permeable), open discontinuities, stiff clay with interconnected fissure (very hard and porous), and perched groundwater. The horizontal drains will be able to exhibit the best drainage effect if the groundwater can be intercepted prior to flowing into the unstable area of landslide. Meanwhile, this design principle also summarize various material types used for drain manufacturing and drain filters, considerations of design layout such as drain length, drain spacing and drain orientation, and the construction method commonly used in practice.

In principle, it is necessary to verify the influential scope of sliding body and the depth of potential sliding surface prior to determining the installation location of drainage well. Secondly, the engineering designers should interpret and ascertain the location of main sources and seepage pattern of groundwater and eventually determine the location of drainage wells and the length of horizontal drains. However, if the horizontal drains are unable to function effectively to drain off the deep seated groundwater due to construction limitations of drain length, drainage wells can be considered as an auxiliary facility. In addition to the groundwater drawdown, the horizontal drains can reduce the total unit weight of sliding mass and pore water pressure on potential sliding surface and eventually promote the stability of sliding mass in landslide. If drainage wells are planned to place at the head of slope, the seepage pattern and flow path of groundwater at the upslope area should be definitely verified prior to the detail engineering design and practical construction. Moreover, some supplementary engineering facilities such as runoff interceptors on the slope top, longitudinal/transverse drainage ditches on the slope surface and backfill of tension cracks are also crucial to effectively prevent the runoff from infiltrating into the sliding mass.

The design of subsurface drainage (drainage well with horizontal drains inside) can be carried out by using analytical methods (mathematical equations) or numerical methods (finite element programs). Analytical methods are generally applied for an engineering design which possesses comparatively simple hydrogeological conditions to be handled. In such circumstance, the designers can obtain solutions of optimum

layout of subsurface drainage thru a series of analytical equations and associated design charts. However, in engineering practice, due to the irregular horizontal drains system (such as horizontal drains with multi-level, different lengths and orientations, and fan-shape configuration), aquifer consisted of heterogeneous/anisotropic geological materials, slope surface with complicated topography, rapid rise of pore water pressure, and fractured rock slope, it will be strenuous and problematic to evaluate the functional mechanism of horizontal drains and the corresponding groundwater drawdown using analytical methods. On the contrary, the designer can accomplish the tedious analyses and design objectives using numerical methods with high calculation capability and fast computation efficiency. The designer can establish the numerical model according to the actual field conditions, calibrate the numerical model thru the comparisons of numerical results and observing measurements, perform a series of parametric study on design variables, and eventually determine the optimum design configuration of subsurface drainage.



目錄

TABLE OF CONTENT

第一章 緒言
Introduction

第二章 坡地地下水及邊坡穩定
Groundwater and Slope Stability

第三章 坡地水文地質及土工特性調查
Hydrogeologic-Geotechnical Characterization

第四章 地下排水工法 - 設計與施工原則
Principle for Design and Construction of Subsurface Drainage

第五章 橫向集水管地下排水分析法（解析法）
Groundwater Flow Analysis of Subsurface Drainage System
(Analytical Approaches)

第六章 橫向排水工法各類設計變數之參數研究（數值分析）
Parametric Study for Design Variables of Horizontal Drains
(Numerical Analysis)

第七章 橫向集水管地下排水工程案例解說
Illustration of Case Histories of Subsurface Drainage Remediation

附錄 參考文獻

目錄

TABLE OF CONTENT

2 第一章 緒言 Introduction

2 1-1 緣起 Background

3 1-2 地下排水工法設計流程 Flow Chart of Subsurface Drainage Design

5 1-3 設計原則彙編目的 Objective of Design Manual

8 第二章 地下水及邊坡穩定 Groundwater and Slope Stability

8 2-1 坡地地下水、穩定性及排水 Groundwater, Stability and Drainage of Slope

8 2-1-1 地下水之孔隙水壓 Piezometric Pressure

8 2-1-2 地下水對穩定性之影響 Effects of Groundwater on Slope Stability
(Illustration of Case Histories)

10 2-1-3 地下水之排水原理 Principles of Groundwater Drainage

11 2-2 地層材料內之地下水流 Groundwater Flow in Soil Strata

11 2-2-1 達西定理 Darcy's Law

12 2-2-2 粗顆粒地層水力傳導係數之影響因子 Factors Affecting Permeability of
Coarse-Grain Strata

12 2-2-3 細顆粒地層及土工織物濾層之體積流率衰減 Attenuation of Flow Rate
in Filters of Fine-Grain and Geotextile

13 2-3 含水層 Aquifers

13 2-3-1 定義 Definitions

13 2-3-2 含水層之類型 Types of Aquifers

14 2-3-3 含水層之水文特性 Hydrological Characteristics of Aquifers

20 2-4 穩定性分析 Slope Stability Analysis

20 2-4-1 極限平衡法 Limit Equilibrium Method

20 2-4-2 有限元素強度折減法 Finite Element Strength Reduction Method (SRM)

23 2-5 坡地之地下排水 Subsurface Drainage in Slope Engineering

24 2-5-1 地下水流動行為通則 Rules on Behavior of Groundwater Flow

25 2-5-2 地下排水設計 Design of Subsurface Drainage

26 2-5-3 地下排水效能 Performance of Subsurface Drainage

28 第三章 坡地水文地質及地工特性調查 Hydrogeologic-Geotechnical Characterization

- 28 3-1 前言 Introduction
- 28 3-2 現地調查 Field Investigations
 - 28 3-2-1 地圖資料 Map of Jobsite
 - 28 3-2-2 地形調查 Terrain Evaluation
- 28 3-3 現地水文地質模型 Hydrogeologic Model
 - 29 3-3-1 集水區劃分定 Watershed Delineation
 - 30 3-3-2 水文地層 Hydrostratigraphy
- 31 3-4 地球物理探測 Geophysical Exploration
 - 31 3-4-1 地電阻法之原理 Principle of Electrical Resistivity Survey
 - 33 3-4-2 地電阻法之應用 Application of Electrical Resistivity Survey
- 34 3-5 水文地質調查 Hydrogeologic Characterization
 - 34 3-5-1 含水層之探測與分類 Detection and Classification of Potential Aquifers
 - 34 3-5-2 現地地下水檢層試驗(王文能，2016) Groundwater Logging Analysis
 - 35 3-5-3 現地抽水試驗 Pumped Well Tests
 - 36 3-5-4 現地栓塞試驗 Packer Test

35 第四章 地下排水工法 – 設計與施工原則 Principle for Design and Construction of Subsurface Drainage

- 38 4-1 前言 Introduction
- 38 4-2 橫向集水管 Horizontal Drains
 - 38 4-2-1 類型 Type
 - 43 4-2-2 管材 Material
 - 44 4-2-3 過濾層 Filter Layer
 - 45 4-2-4 配置原則 Principle of Configuration
 - 48 4-2-5 管壁開孔 Borehole and Slot
 - 49 4-2-6 打設長度 Drain Length
 - 50 4-2-7 打設間距(扇形與平行配置) Drain Spacing
 - 52 4-2-8 打設方位 Drain Orientation
- 52 4-3 集水井 Drainage Well

52	4-3-1 施設位置 Location of Installation
54	4-3-2 井筒材質 Liner of Vertical Shaft
55	4-3-3 井筒口徑 Diameter of Drainage Well
55	4-3-4 集水管及聯外排水管之配置 Configuration of Horizontal Drains and Drainage Pipe
57	4-3-5 鋼襯板井筒之結構應力分析 Stress Analysis of Vertical Shaft of Steel Corrugated Sheets
64	4-3-6 鋼襯板井筒之施工規定 Construction Stipulations of Vertical Shaft of Steel Corrugated Sheets
65	4-3-7 集水管與聯外排水管之施工 Construction of Horizontal Drain and Drainage Pipe

68 第五章 橫向集水管地下排水分析法 (解析法)

Groundwater Flow Analysis of Subsurface Drainage System (Analytical Approaches)

68	5-1 前言 Introduction
68	5-2 解析法之推導變數及假設 Variables and Assumptions of Analytical Equation
68	5-2-1 推導變數 Derivative Variables
69	5-2-2 基本假設 Fundamental Assumptions
70	5-3 古典解析法理論排水方程式 Classical (Theoretical) Drainage Equation
70	5-3-1 Hooghoudt 方程式(1940) (穩態排水情況) Hooghoudt Equation (1940) (steady-state drainage condition)
73	5-3-2 Ernst 方程式(1962) (穩態排水情況) Ernst Equation (1962) (steady-state drainage condition)
76	5-3-3 Glover-Dumm 方程式 (1954, 1960) (暫態排水情況) Glover-Dumm Equation (1954, 1960) (transient drainage condition)
77	5-3-4 De Zeeuw-Hellinga 方程式 (1958) (暫態排水情況) De Zeeuw-Hellinga Equation (1958) (transient drainage condition)
77	5-3-5 美國墾務局方程式(1978) (暫態排水情況) U.S. Bureau of Reclamation (1978) (transient drainage condition)
78	5-4 近代解析法實務排水方程式 Modern (Practical) Drainage Equation
78	5-4-1 Cook, Crenshaw and Santi 方程式(2004, 2012) Cook, Crenshaw and Santi Equation (2004, 2012)
87	5-4-2 Tsao, Wang and Chen 方程式(2005) Tsao, Wang and Chen Equation (2005)

88	5-5 解析法方程式中採用變數之決定方式 Determination of Parameters for Analytical Equation
95	5-6 解析法之綜合評論(適用條件及限制) General Comments of Analytical Approaches (Limitation)
96	5-7 解析法排水方程式計算範例 Sample Problems
96	5-7-1 美國印第安納州賈斯珀(Jasper)地滑區(Crenshaw and Santi, 2004) Jasper Landslide, Indiana, USA
99	5-7-2 Cook, Santi 及 Higgins (2012)試算表計算範例 Calculation Spreadsheets by Cook, Santi & Higgins (2012)

104 第六章 橫向排水工法各類設計變數之參數研究 (數值分析) Parametric Study for Design Variables of Horizontal Drains (Numerical Analysis)

104	6-1 虛擬邊坡數值模型 Numerical Model of Fictitious Slope
106	6-2 橫向集水管及集水井設計變數 Design Variables for Horizontal Drains and Drainage Well
109	6-3 材料模式參數 Material Model Parameters
109	6-4 數值模擬執行 Implementation of Numerical Simulation
109	6-5 參數研究成果 Results of Parametric Study
110	6-5-1 集水管長度 Drain Length
113	6-5-2 集水管間距 Drain Spacing
116	6-5-3 集水管打設高程 Drain Spacing
117	6-5-4 集水管平行與扇狀打設型式之比較 Comparison of Configuration Pattern
119	6-5-5 集水井施設位置 Location of Drainage Well

124 第七章 橫向集水管地下排水工程案例解說 Illustration of Case Histories of Subsurface Drainage Remediation

124	7-1 幼葉林地滑地橫向集水管地下排水工法之設計與分析(林德貴等, 2017) Design and Analysis of Subsurface Drainages of You-Ye-Lin Landslide (Lin D.G. et al., 2017)
124	7-1-1 地理位置 Location

125	7-1-2 氣候、地形及地質 Climate, Topography and Geology
126	7-1-3 颱風季節之地滑災害 Landslide in Typhoon Seasons
127	7-1-4 現地監測 Field Monitoring
132	7-1-5 緊急橫向集水管施設(淺層排水) Horizontal Drains for Emergent Remediation (Shallow Drainage)
133	7-1-6 集水井配置(深層排水) Drainage Well for Long-Term Remediation (Deep Drainage)
134	7-1-7 滑動邊坡數值模型 Numerical Model of Landslide
136	7-1-8 集水井及橫向集水管數值模型 Simulation of Drainage Well (Vertical Shaft with Horizontal Drains)
137	7-1-9材料模式參數 Material Model Parameters
138	7-1-10 數值模擬驗證(與現地觀測資料比對) Verification of Numerical Model
140	7-1-11滑動區位分析 Analysis of Potential Sliding Surface
141	7-1-12 地下水水位洩降分析 Analysis of Groundwater Drawdown
143	7-1-13 集水井之橫向集水管排水容量分析 Discharge Capacity of Horizontal Drains
145	7-1-14穩定性提升效益 Promotion of Slope Stability Analysis
146	7-2 梨山地滑整治工程(林德貴、朱家勁、蘇苗彬，2017) Remediation Work on Li-Shan Landslide
146	7-2-1 地理位置 Location
146	7-2-2 地形與地質 Topography and Geology
148	7-2-3 地滑發生機制及主要原因 Mechanism and Main Causes of Landslide
149	7-2-4 地下排水及整治工程 Subsurface Drainage and Remediation
152	7-2-5 梨山地滑區及地下排水之數值模型 Numerical Model of Subsurface Drainage in Li-Shan Landslide
156	7-2-6 地下排水工法效益評估 Efficiency Evaluation of Subsurface Drainage

168 參考文獻 References

圖目錄

LIST OF FIGURES

- 3 圖 1-1 地下排水工法設計流程
Flowchart for subsurface drainage design.
- 8 圖 2-1 地下水對邊坡潛在滑動塊體穩定性之影響 (a)孔隙水壓作用於塊體與邊坡岩盤之交界面上 (b)上浮力作用於部分浸水飽和之塊體 (c)孔隙水壓作用且坐落於塊體上邊坡之截面上
Effects of groundwater on slope stability. (a)Piezometric pressure acting on the block/slope interface (b)part of block saturated (c) uphill face of block.
- 9 圖 2-2 孔隙水壓作用於塊體與邊坡岩盤間交界面上之案例
Pore pressure on soil block/bedrock interface-example case.
- 9 圖 2-3 邊坡地下水水位上升之案例
Groundwater rise in soil slope-example case.
- 10 圖 2-4 孔隙水壓作用且坐落於塊體上邊坡截面上之案例
Pressure against uphill face of unstable block-example case.
- 10 圖 2-5 坡地地下水之排水原理
Principles of subsurface drainage of a slope.
- 12 圖 2-6 達西定律中水流流經顆粒性材料
Water flow through a granular material. (Darcy's Law)
- 14 圖 2-7 含水層之類型 (a)拘限含水層 (b)滲漏含水層 (c)拘限含水層中之自流井現象 (d)非拘限含水層及棲止含水層
Type of aquifers. (a) confined aquifer. (b) leaky aquifer. (c) artesian and flowing artesian conditions in a confined aquifer. (d) unconfined and perched aquifers.
- 15 圖 2-8 拘限含水層之傳遞係數 $T (=q=K \times b)$
Transmissivity in a confined aquifer.
- 16 圖 2-9 貯水係數 (a)拘限含水層 (b)非拘限含水層
Storativity in (a) confined aquifer and (b) unconfined aquifer.
- 18 圖 2-10 異質地層 (a)水平分層 (b)垂直分層
Heterogeneous formations (a) horizontal layering (b) vertical layering.
- 19 圖 2-11 由於顆粒形狀及不同排列造成地層之 (a)均向狀態 (b)非均向狀態
Examples of (a) isotropic conditions and (b) anisotropic conditions dues to grain shape and arrangement.
- 20 圖 2-12 網狀破裂面及相應之非均向性
Fracture network and associated anisotropy.

- 23 圖 2-13 地下排水工法之基本分類 (a)攔截式溝槽排水 (b)不完全攔截式溝槽排水
General classification of subsurface drains. (a) typical interceptor drain. (b) imperfect interceptor drain.
- 24 圖 2-14 典型被動式溝槽排水(平面圖)，箭頭顯示地下水流動方向。
Typical passive trench drains (plan view), short parallel trench drains along slope direction, arrows indicate directions of groundwater movement.
- 24 圖 2-15 農業排水系統。被動式溝槽排水之水流流動型態與攔截式溝槽排水者相類似。
Agricultural drainage. Example of passive drains acting as interceptors.
- 25 圖 2-16 地下水流具有記憶性之範例。(a)幼年期河流 (b)壯年期河流 (c)河道被高透水性材料所填滿 (d)河道被低透水性材料所填滿
Example of groundwater's long term "memory." (a) young stream. (b) older stream. (c) watercourse filled with permeable material. (d) watercourse filled with material of low permeability.
- 30 圖 3-1 (a)地形圖顯示 5 ft(=1.524 m)間距等高線之地表高程。黑色圓點(右側邊緣)代表集水區流出口而粗線條用以表示集水區劃出範圍。(b)地表地圖顯示以彩色呈現集水區高程尺度而集水區邊界則以白線劃出。(1 ft=0.3048 m)
(a) Topographic map showing land surface elevation at 5 ft intervals. The black circle (right edge) represents watershed outlet and thick black line delineates the watershed. (b) A surface map showing elevation in color scale and the watershed boundary given as a white line.
- 32 圖 3-2 地電阻探測原理示意圖
Schematic diagram of electrical resistivity survey
- 33 圖 3-3 地電阻影像剖面
Resistivity image profile
- 35 圖 3-4 抽水試驗 (a)拘限含水層 (b)非拘限含水層
Pumped well test. (a) Confined aquifer. (b) Unconfined aquifer.
- 36 圖 3-5 栓塞試驗
Packer Test.
- 39 圖 4-1 集水管之 (a)圓形開孔 (b)自吸式微細縫開孔 (c)熱融網孔
Horizontal drains (a) borehole (b) self-suction slot (c) heat-melt network
- 39 圖 4-2 集水管之開孔側面及截面圖(Miloslav et al., 2013)
Side view and cross section of borehole of horizontal drains.
- 40 圖 4-3 香港普遍採用之集水管類型(R.P.Martin et al., 1994)
Horizontal drain patterns commonly used in Hong Kong.
- 41 圖 4-4 集水管種類 TYPE1 & 2 以及 TYPE 3 詳細說明(R.P.Martin et al., 1994)
Details of Type 1 & 2 and Type 3 horizontal drains.

- 44 圖 4-5 橫向集水管 (a)聚氯乙烯(PVC) (b)高密度聚乙烯(HDPE)
Horizontal drains. (a) *PVC*, PolyVinyl Chloride (b) *HDPE*, High Density PolyEthylene
- 45 圖 4-6 濾層 (a)顆粒性級配材料 (b)土工織物
(a) Granular filter and (b) geotextile filter.
- 45 圖 4-7 集水管被覆過濾層(土工織物)
Horizontal drain covered by geotextile filter.
- 46 圖 4-8 理論上集水管之打設方向及如何改變其相交之不連續面數目
Cross section of a theoretical slope showing how the number of discontinuities intersected by a drain can vary depending on drain inclination.
- 47 圖 4-9 集水管打設原則示意圖
Schematic diagram of drain configuration.
- 48 圖 4-10 PVC 集水管狹縫窄孔之開孔細部 (DMR, 1986)
Details of slots in PVC horizontal drains.
- 51 圖 4-11 水平與扇形集水管配置示意
Schematic diagram of parallel(or linear) drains and fan-array drains.
- 51 圖 4-12 扇形集水管水平間距之量測方式
Measurement of spacing between horizontal drains of fan-array.
- 53 圖 4-13 集水井可能施作位置示意圖(水土保持局，2008)
Illustration of the location of drainage wells installation in slopes.
- 54 圖 4-14 集水井地下排水工法施工過程(本設計原則整理製作)
Construction sequences of drainage well.
- 56 圖 4-15 集水井之配置側視圖(行政院農委會水土保持局，2008)
Cross section of drainage wells.
- 57 圖 4-16 集水井採用多井串聯方式進行多階段聯外排水
Long distance external drainage of drainage wells thru series connection of drainage pipes at vertical shaft bottom.
- 58 圖 4-17 土壓力分佈圖
Distribution of earth pressure.
- 59 圖 4-18 鋼襯板實體圖
steel corrugated sheets.
- 59 圖 4-19 型鋼加強環實體圖
steel hoop for structural reinforcement.
- 59 圖 4-20 鋼襯板集水井結構詳圖(行政院農委會水土保持局，2008)
Structural detail drawing of drainage wells assemble by steel corrugated sheets.

- 61 圖 4-21 圓管承受均佈土壓荷重
Circular tube subjected to uniform load of soil pressure.
- 62 圖 4-22 集水井井身受土壓作用力之變形俯視圖
Plain view of deformed vertical shaft subjected to soil pressure.
- 63 圖 4-23 (a)均勻土壓與 (b)非均勻土壓(偏土壓力)示意圖
Schematic diagram of (a) Uniform soil pressure. (b) Uneven soil pressure.
- 69 圖 5-1 在穩態降雨、灌溉及向上滲流水補注情況下之橫向集水管洩降地下水水位曲面圖
Groundwater drawdown profile due to subsurface drainage of horizontal drains under steady-state condition recharge from rainfall, irrigation, or upward seepage.
- 71 圖 5-2 地下水流排入延伸至不透水層之集水管垂直管壁
Groundwater flows into drainage wells which extended to the impervious layer.
- 72 圖 5-3 假想不透水層當量深度 d 之運用概念，用以將 (a)水平及輻射混合流轉換成 (b)當量水平流
Application of a fictitious impervious layer located at an equivalent depth (d) beneath horizontal drains to transform (a) a horizontal and radial mix flow into (b) an equivalent horizontal flow.
- 73 圖 5-4 二維水平及輻射混合流收斂流入集水管之幾何示意(依 Ernst 假設)
Geometrical illustration of a two-dimensional (2-D) horizontal and radial mix flow converges on horizontal drains (based on Ernst's assumption)
- 76 圖 5-5 Glover-Dumm 方程式之初始地下水水位面及邊界條件
Initial groundwater level and boundary conditions for Glover-Dumm equation.
- 79 圖 5-6 排水邊坡圖解說明地下水水位面高度(h_{max} , h_{avg})計算所需量測之各項參數。 L = 集水管長度， h_{max} = 兩根集水管間中央位置之最大地下水水位面高度， h_{avg} = 兩根集水管間之地下水水位面之平均高度， r_0 = 集水管半徑， S = 集水管間距， D = 集水管下方之低透水層所在之深度(或集水管與下方低透水層間之現場實際深度距離)
Schematic illustration to explain various measurements of parameters required to compute the groundwater height or piezometric head (h_{max} , h_{avg}) due to subsurface drainage. L =the length of horizontal drain, h_{max} =maximum height of the piezometric surface (or groundwater surface) at the midpoint of two drains, h_{avg} =average height of the piezometric surface along the drain, r_0 =drain radius, S =drain spacing, and D =actual depth of low permeability layer beneath the horizontal drains

- 80 圖 5-7 地下水水位面洩降類型及相對之正規化地下水補注率($v_n=v/K$)。 H_i =地下水水位面初始高， v =補注率， K =水力傳導係數
General drawdown types of groundwater table and associated normalized recharge ($v_n=v/K$). H_i =initial height of the groundwater table, v =recharge rate, and K =hydraulic conductivity.
- 81 圖 5-8 集水管排水後之地下水水位剖面
Groundwater drawdown profile due to subsurface drainage of horizontal drains
- 84 圖 5-9 依電腦模擬求得之圖表 (a)用以求得集水管切點位置(L_c)且其值可表為集水管總長(L_{100})之百分比 $L_c\%$ (b)用以求得集水管深入端(坡內)之地下水水位面高度 h_{100} 且其值可表為未洩降初始地下水水位面高度 H_i 之百分比 $H_i\%$
(a) Chart used to obtain point of drain contact (L_c) as percentage of total drain length (L_{100}). Plotted values are based on computer modeling. (b) Chart used to obtain height of water table at end of drain (h_{100}) as percentage of initial water table height (H_i).
- 85 圖 5-10 利用補注率分佈修正計算式(RDC equation)求得之邊坡地下水水位面剖面圖
Schematic illustration of groundwater drawdown due to subsurface drainage of horizontal drains showing the piezometric surface estimated using the RDC equation.
- 87 圖 5-11 含水層橫向鑽孔示意圖
Diagram of a horizontal borehole in aquifer
- 87 圖 5-12 橫向集水管鑽孔示意圖
Diagram of horizontal drain boring
- 90 圖 5-13 設計圖表用以決定集水管至下方不透水層之當量深度 S =集水管間距， D =集水管至下方不透水層之實際深度 圖中點線表示 $D=S/4$ 之情況。當 $D>(S/4)$ 時，當量深度(d)為定值
Design chart used to determine the equivalent depth to impermeable layer (d) for rolled wick drains. S =drain spacing and D =actual depth to the impermeable layer. The dashed line is for $D=S/4$; when $D>S/4$, the equivalent depth value (d) is constant.
- 91 圖 5-14 Hooghout 之當量深度(d)之計算流程圖(Van der Molen and Wesseling, 1991)
Flow chart for the calculation of Hooghoudt's equivalent depth (d)
- 92 圖 5-15 決定排水場域內扇狀排列集水管之平均間距
Methodology for determining average drain spacing for the drain field. This allows conversion of complex drain layouts to evenly spaced, parallel drain layouts.

- 95 圖 5-16 修正乘數因子用以計算水頭修正因數 h_f (集水管打設仰角 α 及下方低透水層傾角 ϕ 之單位為度)
Multiplier for use with the head correction factor, h_f . The drain inclination is “ α ” and the low-permeability layer inclination is “ ϕ ” Both inclinations should be measured in degrees.
- 97 圖 5-17 印第安納州賈斯珀地滑區平面圖(包含集水管、水位觀測井及集水管排水影響面積)
Site map of Jasper, Indiana (plan view) landslide showing drains, locations of piezometers, and estimated cross-sectional drainage area.
- 99 圖 5-18 地下水水位洩降分析剖面上之水位觀測井量測及計算水位高度比較
Comparison between the calculation and observation of groundwater table heights along the analyzed cross section.
- 101 圖 5-19 地下排水後邊坡內之洩降地下水水位預測剖面
Predicted groundwater drawdown due to subsurface drainage of horizontal drains.
- 105 圖 6-1 橫向集水管及集水井參數研究之數值模型(a)幾何模式 (b)地下水邊界條件
Numerical model for parametric study of horizontal drains and drainage wells (a) 3-D numerical model (b) boundary conditions of groundwater level.
- 106 圖 6-2 參數研究數值模型之地下水水位
Initial groundwater level specified for parametric study.
- 107 圖 6-3 平行橫向集水管設置高程參數研究之數值模型(a)三維立體透視圖 (b)二維平面側視圖
Numerical model for parametric study on installation elevation of parallel horizontal drains (a) 3-D perspective view (b) 2-D side view.
- 107 圖 6-4 平行橫向集水管設置間距及長度參數研究之數值模型 (a)三維立體透視圖 (b)二維平面側視圖
Numerical model for parametric study on installation spacing and installation length of parallel horizontal drains (a) 3-D perspective view (b) 2-D side view.
- 108 圖 6-5 扇狀橫向集水管設置高程參數研究之數值模型 (a)三維立體透視圖 (b)二維平面俯視圖
Numerical model for parametric study on installation elevation of fan-array horizontal drains (a) 3-D perspective view (b) 2-D side view.
- 108 圖 6-6 集水井施作位置參數研究之數值模型 (a)三維立體透視圖 (b)二維平面側視圖
Numerical model for parametric study on installation location of drainage well (a) 3-D perspective view (b) 2-D side view.

- 110 圖 6-7 各項參數研究之數值分析結果縱橫監測剖面圖 (a) 縱剖面 L-L' (b)橫剖面 T-T'
Cross-sectional profile of numerical analyses for various parametric study (a) longitudinal L-L' and (b) transverse T-T' profiles.
- 111 圖 6-8 平行橫向集水管參數研究數值分析之潛在滑動面
Potential sliding surface of numerical analysis for parametric study of parallel horizontal drains
- 111 圖 6-9 平行橫向集水管長度及間距對邊坡穩定性安全係數之影響
Influence of installation length and spacing of parallel horizontal drain on the safety factor of slope.
- 112 圖 6-10 平行橫向集水管長度及間距與地下水水位最大洩降量之關係
Influence of installation length and spacing of parallel horizontal drains on the maximum groundwater drawdown.
- 112 圖 6-11 平行橫向集水管長度對最大洩降量 h_{wmax} 及洩降區範圍之影響($S=10$ m)
Influence of installation length of parallel horizontal drains on the maximum groundwater drawdown and the range of drawdown area (for drain spacing $S=10$ m).
- 113 圖 6-12 平行橫向集水管長度及間距與總排水容量 Q 之關係
Influence of installation length and spacing of parallel horizontal drains on the total drainage capacity.
- 114 圖 6-13 平行橫向集水管間距對最大洩降量 h_{wmax} 及洩降區範圍之影響($L_d=125$ m)
Influence of installation spacing of parallel horizontal drains on maximum groundwater drawdown and range of drawdown area.
- 114 圖 6-14 平行橫向集水管長度及間距與單根集水管平均排水容量 q 之關係
Relationship between the installation length/spacing of parallel horizontal drains and the average drainage capacity of a single drain.
- 115 圖 6-15 排水期間橫向集水管間距對邊坡穩定性安全係數之影響
Influence of installation spacing of parallel horizontal drains on the safety factor of slope.
- 116 圖 6-16 平行橫向集水管高程對邊坡穩定性之安全係數影響
Influence of installation elevation of parallel horizontal drains on the safety factor of slope.
- 117 圖 6-17 平行橫向集水管配置高程與地下水水位最大洩降量之關係
Relationship between installation elevation of parallel horizontal drains and maximum groundwater drawdown.

- 117 圖 6-18 平行橫向集水管配置高程對最大洩降量 h_{wmax} 及洩降區範圍之影響 ($L_d=100$ m、 $S=15$ m)
Influence of installation elevation of parallel horizontal drains on maximum groundwater drawdown and range of drawdown area.
- 118 圖 6-19 扇狀及平行橫向集水管之比較 (a)穩定性安全係數 FS (b)地下水水位最大洩降量 h_{max}
Comparison of fan-array and parallel horizontal drains (a) factor of safety (b) maximum groundwater drawdown.
- 120 圖 6-20 集水井施設位置對地下水水位洩降之影響 地下水水位面(a)初始狀態及在(b)中邊坡(c)下邊坡(d)中、下邊坡施設集水井
Influence of installation location of drainage well on the groundwater drawdown.
- 124 圖 7-1 幼葉林地滑區位置 A-A'剖面為數值分析監測剖面 B-B'剖面為現地量測監測剖面
Location of You-Ye-Lin landslide.
- 126 圖 7-2 幼葉林地滑區歷屆災害
Damages in typhoon seasons of past years in You-Ye-Lin landslide.
- 128 圖 7-3 颱風期間地下水水位之變化量
Monitoring of groundwater level variation and groundwater rise in response to the torrential rainfall during typhoons.
- 129 圖 7-4 B-B'剖面之傾斜管觀測資料(蘇迪勒颱風過後)
Estimation of the potential sliding surface based on the observations of inclinometer along B-B' profile. (after typhoon Megi)
- 132 圖 7-5 幼葉林地滑區地電阻資料 (a)地電阻測線佈設 (b)2-D(RIP-1)暴雨前 (c)2-D(RIP-1)暴雨後 (d)3-D 暴雨前 (e)3-D 暴雨後
Electrical resistivity survey of You-Ye-Lin landslide (a) arrangement of survey line (b) 2-D (RIP-1) before (c) 2-D (RIP-1) after (d) 3-D (RIP) before (e) 3-D (RIP) after torrential rainfall.
- 134 圖 7-6 幼葉林地滑區三維數值模型
Three-dimensional (3-D) numerical model of You-Ye-Lin landslide.
- 135 圖 7-7 崩積土 K_{sat} 值為 1.0×10^{-4} cm/s 時計算初始地下水水位面四個角隅之水頭邊界設定
Pressure head boundaries specified at the four corners of numerical model to calculate the initial groundwater surface for $K_{sat}=1.0 \times 10^{-4}$ cm/s(= K_s) of colluviums.

- 137 圖 7-8 幼葉林地滑區集水井數值模型 (a)地滑區現地集水井之數值模型 (b)集水井數值模型之細部
Numerical model of subsurface drainage system of You-Ye-Lin landslide (a) peel-off view of the inside of the model (b) vertical shaft with horizontal drains
- 137 圖 7-9 集水井外圍及底面之界面元素
Interface elements specified at the surface and bottom of drainage wells.
- 140 圖 7-10 滑動區位模擬結果與現地觀測成果之比對驗證 (a)總位移增量計算方向 (b)現地位移觀測方向 (c)計算地表滑動區位 (d)觀測地表滑動區位 (e)計算 B-B'縱向滑動面 (f)觀測 B-B 縱向滑動面觀測
Comparison between simulation and observation of potential sliding area for numerical verification (a) total incremental displacement field (b) sliding direction based on surface surveys (c) calculated 3-D potential sliding area (d) observed potential sliding area (e) calculated 2-D potential sliding surface along B- B' profile (f) monitored 2-D potential sliding surface along B'-B profile
- 141 圖 7-11 幼葉林地滑區暴雨水位 (a)排水前(b)排水後之滑動面範圍
Potential sliding area and potential sliding surface along A-A' profile (a) before (b) after subsurface drainage in typhoon season
- 142 圖 7-12 崩積土 $K_{sat}=1.0\times10^{-4}$ cm/s 在暴雨情況排水後之地下水水位洩降 A-A 剖面示意圖
Longitudinal variation of groundwater level with elapsed time along A-A' profile under subsurface drainage in typhoon season ($K_s=1.0\times10^{-4}$ cm/sec)
- 143 圖 7-13 幼葉林地滑區 C1-C1 剖面之暴雨水位排水前、後 20 日之差異 (a)排水前 (b)排水後
Transverse variation of groundwater level and groundwater head contour of C1-C1' profile which perpendicular to A-A' profile at the maximum groundwater drawdown hw1,max (a) before (b) after 20-day subsurface drainage in typhoon season.
- 144 圖 7-14 幼葉林地滑區不同崩積土 K_{sat} 之集水井各層集水管之排水容量 (B)崩積土 $K_{sat}=1.0\times10^{-4}$ cm/s (b)暴雨水位(1)1 號集水井 (2)2 號集水井
Discharge of horizontal drains installed at different elevations during 20-day subsurface drainage in typhoon season with high G.W.L. (a) drainage well-1 (b) drainage well-2 ($K_s=1.0\times10^{-4}$ cm/sec)
- 146 圖 7-15 梨山地滑區全景、上方福壽山農場及梨山賓館
Overlook Li-Shan landslide area northward from Fu-Shou-Shan Farm at the upslope

- 148 圖 7-17 梨山雨量站 1990 年降雨記錄
Precipitation record of April in 1990 based on Li-Shan rainfall monitoring station
- 149 圖 7-18 梨山地滑區下排水及整治工程配置圖
Configurations of subsurface drainages and remediation works in Li-Shan landslide.
- 150 圖 7-19 (a)集水井及橫向集水管配置 (b) 鍍鋅鋼襯板集水井及橫向集水管之集排水情形
(a)Configuration of vertical shaft with three-level of horizontal drains
(b)vertical shaft assembled by corrugated steel sheets and collecting groundwater through horizontal drains (SWCB, 2003)
- 151 圖 7-20 G1 排水廊道之位置及地質剖面
Geological cross section and location of the drainage gallery (G1-gallery)
- 152 圖 7-21 (a)(b)排水廊道排水段較小之橫截面(寬×高=2.07 m×2.1 m)配置 (c)集水室之擴充橫截面(寬×高=3 m×3 m)及近垂直向配置之集水管 (d)集水室之集水情形 (e)排水廊道出口
(a) (b) gallery with a smaller cross sectional layout (width×height=2.07 m×2.1 m) for drainage (c) water-collection chamber with enlarged cross section (width×height=3 m×3 m) and sub-vertical drainage boreholes (water collection pipes) (d) groundwater collected in chamber (e) outlet of gallery
- 153 圖 7-22 (a)地下排水邊界條件(b)梨山地滑區 Y2 剖面幾何模型有限元素網格(包含地質剖面、集水管 H-10、集水井 W-6、W-7 及 W-8、水位觀測井 B4、B5 及排水廊道 G1、G2)
(a) boundary conditions for subsurface drainages (b) finite element mesh of geological cross section with drainage wells of W-6, W-7, W-8, and H-10; observation wells of B4 and B5 and drainage galleries G1, G2 along Y2-profile
- 156 圖 7-23 降雨組體圖 (a)安珀颱風(1997/8/28~1997/8/29) (b) 桃芝颱風(2001/7/29~2001/7/31)
Rainfall hyetograph of (a)Amber Typhoon (1997/8/28~1997/8/29) (b)Toraji Typhoon (2001/7/29~2001/7/31)
- 157 圖 7-24 B5 監測站地下水水位模擬值及監測結果比對 (a) 安珀颱風(1997) (b) 桃芝颱風(2001)
Comparison of groundwater level variation between simulations and observations at B5 monitoring station during rainfall of (a)Amber Typhoon (1997), and (b) Toraji Typhoon (2001)
- 158 圖 7-25 B5 監測站 1997/01~2011/11 之降雨強度與地下水水位監測值之關係圖
Groundwater levels variation versus rainfall intensities of B5 monitoring station (1997/01~2011/11)

- 159 圖 7-26 梨山地滑 Y2 剖面孔隙水壓監測點分布位置 (a)第一潛在滑動面 $X1\sim X3$
(b)第二潛在滑動面 $Y1\sim Y3$ (c)第三潛在滑動面 $Z1\sim Z3$
Three Potential Sliding Surfaces (PSS) along Y2-profile in Li-Shan landslide
and their corresponding monitoring points (a) $X1\sim X3$ for 1^{st} -PSS (b) $Y1\sim Y3$ for
 2^{nd} -PSS (c) $Z1\sim Z3$ for 3^{rd} -PSS
- 161 圖 7-27 第一潛在滑動面上之孔隙水壓變化 (a) 地下排水工法施作前安珀颱風期
間(1997 年)(b) 地下排水工法施作後桃芝颱風期間(2001 年)
Variation of pore-water pressure of 1^{st} -PSS (a) Amber Typhoon (1997)
without remediation (b) Toraji Typhoon (2001) with remediation
- 163 圖 7-28 第一潛在滑動面穩定性安全係數變化 (a) 地下排水工法施作前安珀颱風
期間(1997 年) (b) 地下排水工法施作後桃芝颱風期間(2001 年) |
Variation of factor of safety of 1^{st} -PSS (a) Amber Typhoon
(1997/8/28~1997/8/29) without remediation (b) for Toraji Typhoon
(2001/7/29~2001/7/31) with remediation
- 164 圖 7-29 B4 監測站隨深度變化之體積含水量(a) 地下排水工法施作前安珀颱風期
間(1997 年) (b) 地下排水工法施作後桃芝颱風期間(2001 年)
Variation of volumetric water content with depth at B4 monitoring station
during (a) Amber Typhoon (1997) without remediation (b) Toraji Typhoon
(2001) with remediation
- 166 圖 7-30 不同重現期距之最大 48 小時設計降雨組體圖(a)25 年 (b)50 年 (c)100 年
48-hr design rainfall with return period of (a) 25 (b) 50 (c) 100 years for
central Taiwan



17	表2-1 各種地層材料沉積結構之比出水率範圍值(Fetter C. W., 1994) Range values of specific yield for various sediment textures.
18	表2-2 未壓密沉積材料之水力傳導係數範圍值(Fetter C. W., 1994) Range values of hydraulic conductivity of unconsolidated sediments.
21	表2-3 強度折減法之研究比較 Comparison of researches on Strength Reduction Method (SRM).
44	表4-1 PVC 與 HDPE 集水管材質比較 Comparison between PVC-horizontal drains and HDPE-horizontal drains.
49	表4-2 三種狹縫窄孔寬度之優缺點 Advantages and disadvantages for three types of slot width.
50	表4-3 橫向集水管設計長度考量 Considerations of installation length for horizontal drains.
51	表4-4 橫向集水管設計間距考量 Considerations of installation spacing for horizontal drains.
52	表4-5 橫向集水管打設仰角考量 Considerations of installation orientation for horizontal drains.
60	表4-6 鋼襯板之斷面性質 Sectional properties of steel corrugated sheets.
60	表4-7 型鋼加強環之斷面性質 Sectional properties of steel reinforcement hoop (or ring).
60	表4-8 型鋼加強環之斷面性質及其適用之井桶直徑範圍 Sectional properties of steel reinforcement hoop and its applicability for diameter range of vertical shaft.
74	表5-1 依鬆弛法求得之輻射阻抗幾何因子(α)(Van Beers, 1979) Geometry factor of radial resistance (for radial flow) obtained by the relaxation method
75	表5-2 集水管排水方程式及其適用狀況比較 Drainage equations of horizontal drain and comparison for their applicability in different situations.
89	表5-3 Hooghoudt(1940)之當量深度 d 值($r_0=0.1$ m , D 及 L 單位為 m) Equivalent depth (d) proposed by of Hooghoudt (1940) (for $r_0=0.1$ m, D and L in meter)
97	表5-4 印第安納州賈斯珀地滑區解析法方程式所需之相關變數 Parameters required for analytical equation used to calculate the groundwater level of landslide at Jasper, Indiana, USA.

99	表5-5 地下水水位洩降分析剖面上之水位觀測井量測及計算水位高度比較 Comparisons between observation and computation of groundwater level along the groundwater drawdown profile due to subsurface drainage.
101	表5-6 地下排水後邊坡內之洩降地下水水位計算結果 Calculation results of groundwater level drawdown after subsurface drainage of slope.
109	表6-1 參數研究所採用之土壤模式材料參數 Input of material model parameters of soil strata for parametric study.
115	表6-2 水平橫向集水管在排水期間($t=0\sim60$ days)之安全係數提升率 Promoting rate of safety factor due to subsurface drainage of parallel horizontal drains.
119	表6-3 扇狀及平行橫向集水管邊坡排水之安全係數 Comparison of safety factor for drainages slope using fan-array and parallel horizontal drains.
119	表6-4 扇狀及平行橫向集水管之排水容量比較 Comparison of drainage capacity of fan-array and parallel horizontal drains.
119	表6-5 集水井施設位置對邊坡穩定性安全係數之影響 Influence of installation location of drainage well on safety factor.
120	表6-6 集水井施設位置對地下水水位最大洩降量之影響 Influence of installation location of drainage well on maximum groundwater drawdown.
121	表6-7 集水井不同施設位置之排水容量之比較 Comparison of drainage capacity for drainage well installed at different locations.
127	表7-1 颱風期間地下水水位上升變化量 Groundwater rise in typhoon seasons.
133	表7-2 幼葉林地滑區集水井設計參數 Design parameters of drainage well for You-Ye-Lin landslide
138	表7-3 邊坡穩定分析所需莫爾-庫倫(MC-model)材料模式參數 Input Mohr-Coulomb (M-C) material model parameters of soil strata for slope stability analysis.
138	表7-4 邊坡穩定分析所需之集水井鋼襯板之材料模式參數 Input material model parameters of corrugated steel sheet liner for slope stability analysis
142	表7-5 崩積土 $K_{sat}=1.0\times10^{-4}$ cm/s 之暴雨水位洩降 Maximum groundwater drawdown during subsurface drainage in typhoon seasons ($K_S=1.0\times10^{-4}$ cm/sec)
144	表7-6 集水井之橫向集水管排水容量 (a) 1號集水井 (b) 2號集水井 Discharge capacity of horizontal drains (a) drainage well-1 (b) drainage well-2.

145	表7-7 地下排水期間之地下水水位洩降及安全係數變化 ($K_s=1.0\times10^{-4}$ cm/s) Variations of groundwater drawdown and factor of safety with elapsed time during subsurface drainage ($K_s=1.0\times10^{-4}$ cm/s)
147	表7-8 梨山地滑區地層特性 Features of soil strata for Li-Shan landslide.
155	表7-9 降雨滲流分析輸入材料參數(不飽和模式) Input material model (unsaturated model) parameters for seepage analysis
155	表7-10 邊坡穩定分析輸入材料參數(摩爾-庫倫模式) Input material model (Mohr-Coulomb model) parameters for slope stability analysis
160	表7-11 地下排水工法施作前、後潛在滑動面之穩定性安全係數 Factors of safety with and without subsurface drainages along potential sliding surfaces
166	表7-12 不同重現期距之48小時設計降雨對於三個潛在滑動面之穩定性安全係數 Factors of safety of three potential sliding surfaces for 48 hr rainfall duration under design rainfalls with different return periods

01

Part One

第一章 緒言 Introduction

1-1 緣起 Background

1-2 地下排水工法設計流程 Flow Chart of Subsurface Drainage Design

1-3 設計原則彙編目的 Objective of Design Manual



01 Part One

第一章 緒言 Introduction

1-1 緣起 Background

坡地土體中大量孔隙水的存在，為造成邊坡不穩定最主要的因素。邊坡穩定橫向集水管地下排水工法(以下簡稱地下排水工法)普遍被配置用來降低岩土地層材料中的地下水水位及孔隙水壓，以改善坡地之穩定性。降低土體中孔隙水壓或減小破碎岩體不連續面上之靜水壓力，可提高土體或不連續面之抗剪強度，進而改善邊坡之穩定性。

坡地由於地表地形及地下地質結構之複雜性、水力傳導係數之異質性及非均向性、以及地下水之暫態性(隨時間而變動)，使地下排水工法的設計工作顯得困難而複雜。另外，水文地質調查技術及地下水模擬技術，在地下排水工法的設計與分析上，具有決定性的影響。一般而言，若設計者無法熟知上述技術，則難以獲得經濟有效的設計成果。而上述技術目前大多見諸於國內外政府大型公共工程中之邊坡地下排水工法之大地工程實務中。同時，地下排水系統之設計，需要較高的水文地質調查費用、較豐富的大地工程知識以及較多的工作經驗，才能完成經濟有效之設計。目前在台灣對於坡地地下排水工法之設計，並無一套完善的設計方法或原則可供作參考依循。在山坡地之地下排水系統設計及配置方面，較偏向於以經驗或權宜的思考方式來進行。因此，地下排水工法配置後之有效度及成功度即充滿了未知性及變異性。

編撰本邊坡穩定地下橫向排水工法設計注意原則(以下簡稱本設計原則)之主要目的，在彙編並提供邊坡穩定地下排水工法設計所需之相關資訊及指引。本設計原則可提供必要的資訊及技術，以便能更適宜地描述水文地質的特性，進而能採用更確實的分析方法，來推估坡地在橫向排水系統運作下之相應地下水水位。同時，對於地表及地下現況甚為複雜之坡地，也有必要對地下水系統進行額外的特性描述及數值模擬。

最終，期望各相關領域(水保、大地、土木及水利)專業工程師，依據參用本設計原則，能更適切地評估水文地質條件。同時，在更能準確預測地下排水工法運作結果及最適運作效率之情況下，開發設計一套地下排水系統，以改善邊坡之穩定性。

1-2 地下排水工法設計流程 Flow Chart of Subsurface Drainage Design

地下排水工法之設計需要一套合理、完善且有效率之設計流程。因此，在進入本文之初，乃依據國外文獻，並配合國內相關工程實務與需求，先研擬出一套設計流程圖，如圖 1-1 所示，以便使用者能迅速掌握本設計原則之整體工作重點及內容大綱。

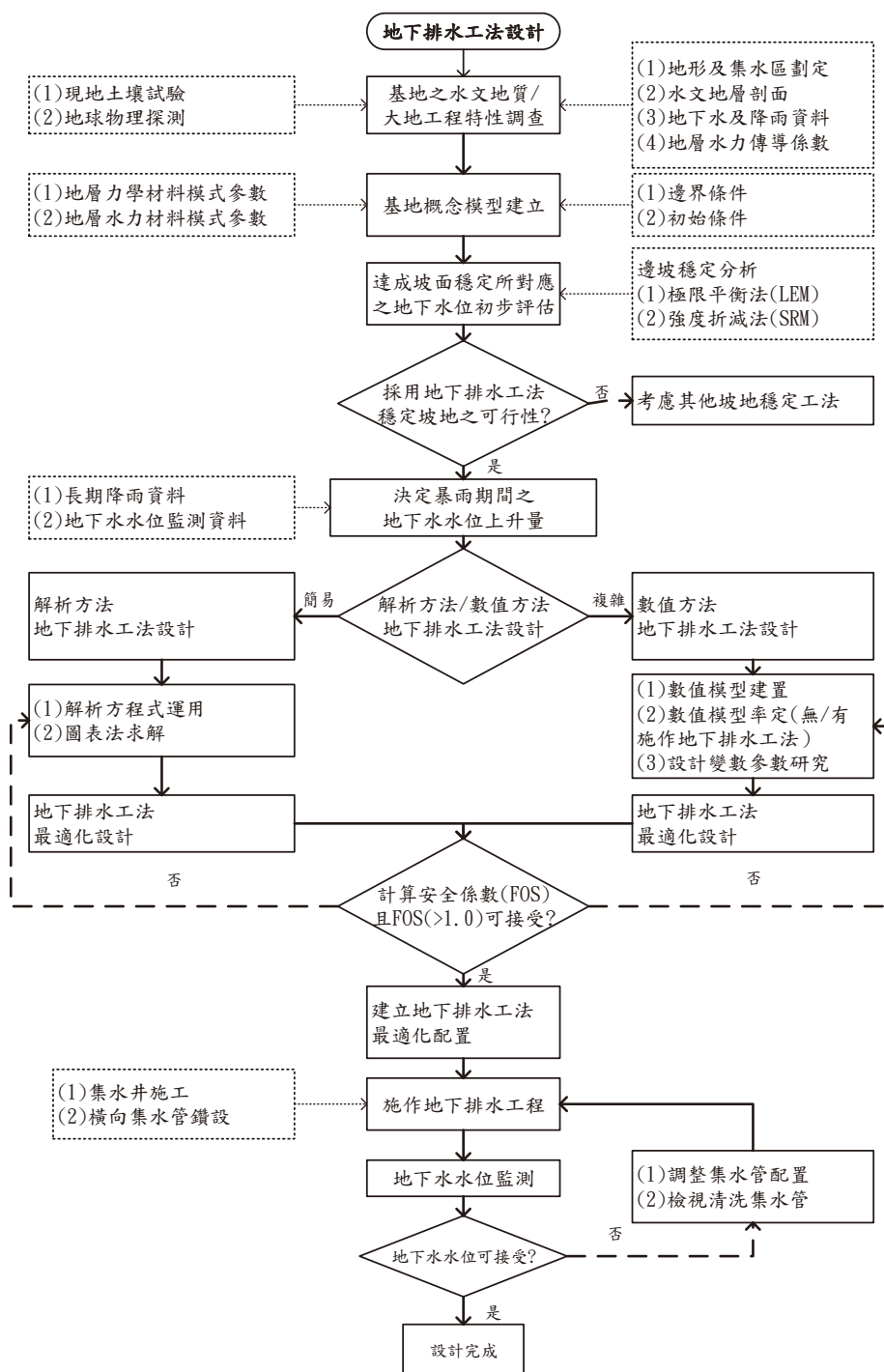


圖 1-1 地下排水工法設計流程

Flowchart for subsurface drainage design.

在進行地下排水工法設計配置之前，需先進行基地之水文地質及大地特性調查。其中，透過現地土壤試驗及地球物理探測，可了解集水區之地形、水文地層剖面及地層材料工程性質等相關特性。隨之，決定地層力學材料模式參數及地層水力材料模式參數，建立基地之概念模型（conceptual model），並設定模型初始條件及邊界條件。接著，可採用極限平衡法(LEM, Limit Equilibrium Method)或強度折減法(SRM, Strength Reduction Method)，針對達成邊坡穩定狀態所對應之地下水水位進行初步評估。最後，再考慮採用地下排水工法，來進行邊坡穩定之可行性。若地下水水位之降低並無法有效提升邊坡之安全性，則需另外考慮其他邊坡穩定工法。同時，為分析降雨事件對邊坡之影響，並評估施作地下排水工法之有效性，可依據過去降雨期間地下水監測資料，決定暴雨期間之地下水水位上升量。

地下排水工法之設計，可採用解析方法及數值方法兩種方法來進行。解析方法一般使用於較簡易之地層條件及工程施作中，設計者可透過解析方程式或圖表之運用，來求解地下排水工法之最適化設計配置。在工程實務上，由於不規則的橫向排水系統(如多層且不同長度之橫向集水管呈扇狀配置)、含水層屬異質或非均向地層材料、複雜的坡面地形、孔隙水壓急速上升及破碎型岩坡等現況因素，採用解析方法來評估颱風豪雨期間地下水水位急速上升，以及橫向排水系統運作時，降低地下水水位之互制排水反應，將會有相當得難度。反之，吾人可借助數值方法來取代解析方法完成分析設計。設計者可依各類現況資料來建立數值模型，並利用現地觀測資料比對來率定數值模型之有效性。爾後，再藉由各項設計變數之參數研究，來決定地下排水工法配置之最適化設計。

若上述地下排水工法配置之分析結果，能使邊坡達到所要求之穩定性安全係數，則可依分析結果建立地下排水工法最適化配置。爾後，工程師再依此最適化配置繪製細部設計圖，提供工程施作參考。施作地下排水工程後，持續監測地下水水位變化可評估其排水效益及各項設施之運作情況。在短期監測時，若發現地下排水工程施作後，地下水水位仍未達到初步評估時的預期洩降目標水位，則可依據基地現況來調整集水管配置方式，例如增加集水管數量或調整集水管打設方向及高程。在長期監測時，若發現暴雨事件後，地下水水位無法達到預期洩降，且量測之集水管排水率明顯不足，則可判定此集水管有阻塞之可能，應進行內視鏡觀測清洗。

1-3 設計原則彙編目的 Objective of Design Manual

相關領域(水保、大地、土木及水利)之專業工程師在使用本設計原則進行地下排水工法設計時，將更能確實掌握所需之基地水文地質及大地工程特性資訊，並在最適效率之情況下，更能有效地預測地下排水系統之運作效果。

使用本設計原則之優點包括：

- 一、為獨一且全面性之參考資料，專業工程師可據以設計橫向集水管地下排水系統，提升邊坡穩定性。
- 二、當對於橫向集水管地下排水系統之有效運作較能確實掌握時，則不穩定坡地及地滑地之安全性應能大量提升。
- 三、當對於橫向集水管地下排水系統之功能有深入瞭解時，則系統更能廣泛地運用於邊坡穩定。同時，邊坡穩定所需之費用支出也會由於排水系統功能性的改善及施工效率的提升而大幅降低。
- 四、橫向集水管地下排水系統之設計，應將變得更加經濟有效。
- 五、在工程計畫中，採用橫向集水管地下排水系統之設計，將獲得可預期的穩定改善成果。



02

Part Two

第二章 地下水及邊坡穩定

Groundwater and Slope Stability

2-1 坡地地下水、穩定性及排水

Groundwater, Stability and Drainage of Slope

2-2 地層材料內之地下水流

Groundwater Flow in Soil Strata

2-3 含水層

Aquifers

2-4 穩定性分析

Slope Stability Analysis

2-5 坡地之地下水排水類型

Subsurface Drainage in Slope Engineering



02 Part Two 第二章 地下水及邊坡穩定

Groundwater and Slope Stability

2-1 坡地地下水、穩定性及排水 Groundwater, Stability and Drainage of Slope

2-1-1 地下水之孔隙水壓 Piezometric Pressure

土層內之地下水孔隙水壓計算如下所示：

$$u = \gamma_w \times h$$

其中，

γ_w = 單位體積重(KN/m³)

h = 壓力水頭高度(m)，如圖 2-1(a)~(c)所示。

u = 孔隙水壓(kPa)

孔隙水壓僅取決於自由水位面下方之垂直深度，且與地下水之體積無關。

2-1-2 地下水對穩定性之影響

Effects of Groundwater on Slope Stability (Illustration of Case Histories)

地下水對於邊坡潛在滑動塊體(以下簡稱塊體)可能具有下列三種作用行為，或是三種作用行為之任意組合作用方式，如圖 2-1(a)~(c)所示。

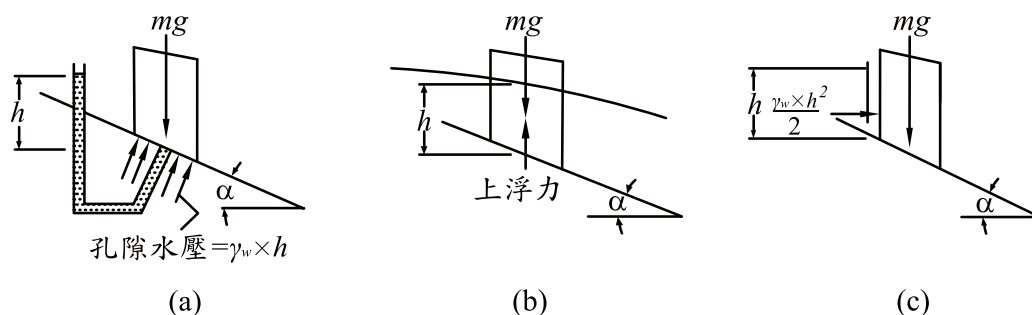


圖 2-1 地下水對邊坡潛在滑動塊體穩定性之影響

(a) 孔隙水壓作用於塊體與邊坡岩盤之交界面上 (b) 上浮力作用於部分浸水飽和之塊體

(c) 孔隙水壓作用且坐落於塊體上邊坡之截面上

Effects of groundwater on slope stability.

(a) Piezometric pressure acting on the block/slope interface (b) part of block saturated

(c) uphill face of block.

一、孔隙水壓作用於塊體與邊坡岩盤之交界面上

在風化玄武岩填土邊坡上方設置路堤，採用試坑鑽探發現，原風化玄武岩填土層與舊坡面間之界面存在水流流動之現象，而且在此界面上同時受到孔隙水壓及剪力作用，如圖 2-2 所示。

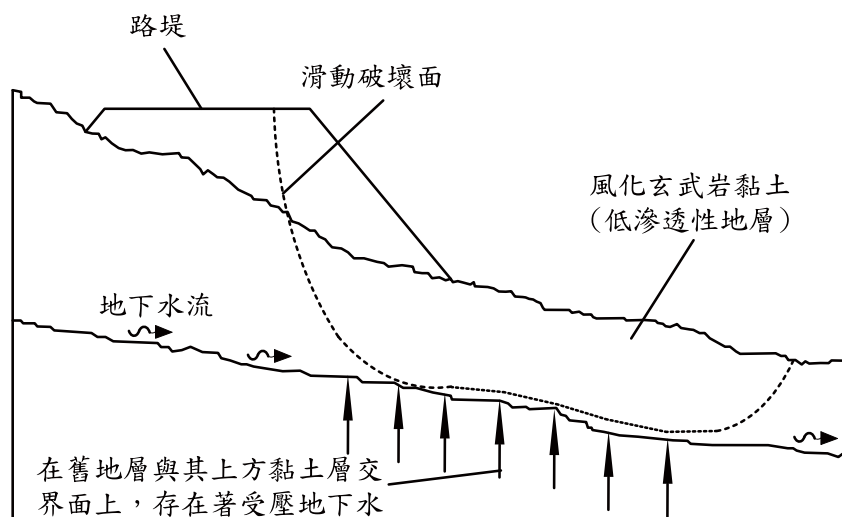


圖 2-2 孔隙水壓作用於塊體與邊坡岩盤間交界面上之案例

Pore pressure on soil block/bedrock interface-example case.

二、上浮力作用於部分或完全浸水飽和之塊體

此種類型之地下水所引起之邊坡破壞，通常發生於樹木或植生被砍伐後之邊坡，如圖 2-3 所示。當樹木生長於邊坡上時，植物根系可涵養蒸發散入滲雨水並維持適宜之地下水水位。反之，一旦樹木被大量移除，則雨季期間將造成地下水水位上升，使邊坡趨於不穩定狀態。

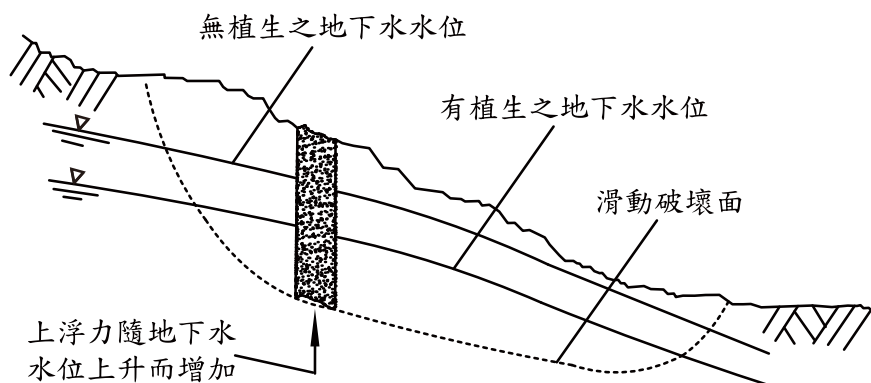


圖 2-3 邊坡地下水水位上升之案例

Groundwater rise in soil slope-example case.

三、孔隙水壓作用於塊體上邊坡之裂面上

此種類型地下水所引起之邊坡破壞，通常發生於塊體與岩石邊坡或過壓密土層邊坡之垂直張力裂面上。如圖 2-4 所示。邊坡由於開挖而側向壓力解壓時，可能造成張力裂縫之形成。當裂縫中充滿地下水或雨水時，水流有可能繼續下切至邊坡之風化節理面或軟弱層，最後造成剪力破壞。

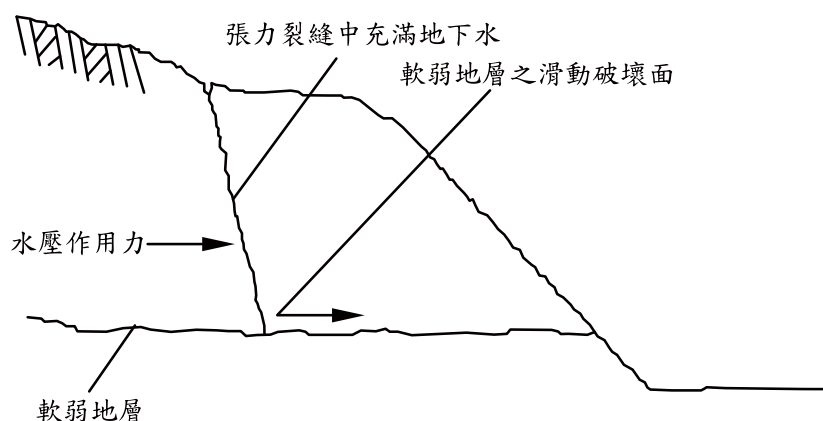


圖 2-4 孔隙水壓作用且坐落於塊體上邊坡截面上之案例

Pressure against uphill face of unstable block-example case.

2-1-3 地下水之排水原理 Principles of Groundwater Drainage

如圖 2-5 所示，可將邊坡中之地下水當作是儲存於水庫中的水，該水庫塊體(以下簡稱水庫)將以顆粒土壤之孔隙、黏性土壤之裂隙或岩石之孔隙等形式出現。水庫中的水將在無外力(重力)之協助下，自然地以一定之體積流率 Q_1 ，從水庫中排出。另一方面，補注水也將會以體積流率 Q_2 流入水庫內。

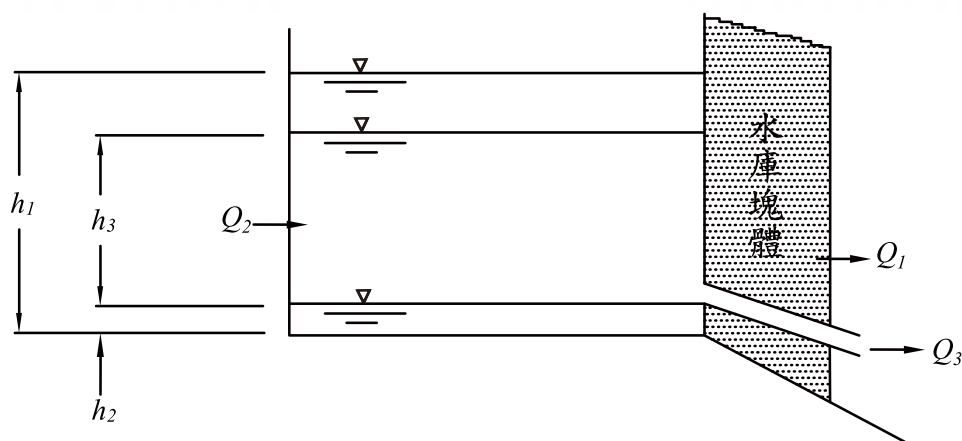


圖 2-5 坡地地下水之排水原理

Principles of subsurface drainage of a slope.

假設，當作用於水庫塊體之孔隙水壓(壓力水頭)上升至 h_1 時，將發生剪力破壞。當 Q_1 遠小於 Q_2 時($Q_1 \ll Q_2$)，邊坡排水率不足，將導致水庫內之孔隙水壓提升至 h_1 ，最終水庫塊體發生剪力破壞。若在介面上 h_2 的位置施設排水系統，則有可能將壓力水頭降低至該位置(h_2 位置)。另者，若重力式排水系統以體積流率 Q_3 (依進入集水管之水頭 h_3 而改變)將地下水排出，並能將 h_3 降低為零，則 Q_3 也將等於零($Q_3=0$)。若假設 Q_1 極小且可忽略，則在降雨狀態時，若 Q_3 大於 Q_2 之最大值($Q_3 > Q_{2\max}$)且地下水水位(或壓力水頭) h_3 小於可能引發水庫塊體破壞之地下水水位 h_1 ，則該塊體將始終處於穩定之狀態。

對於較短之降雨延時，即使排水系統之排水容量不足，邊坡仍可能維持穩定。此乃由於當補注水進入“水庫”時，集水管同時將地下水排出，降雨補注需持續某段時間以後，地下水水位才會達到臨界危險值。因此，即使排水系統之排水容量受到補注水之影響，但仍可短暫維持邊坡之穩定。

2-2 地層材料內之地下水流 Groundwater Flow in Soil Strata

2-2-1 達西定理 Darcy's Law

圖 2-6 顯示地下水流經固定橫截面之均質顆粒性材料(uniform granular material)時，孔隙水壓呈線性變化之情形。達西於 1856 年提出計算地下水體積流率之計算方式如下：

$$Q = k \times i \times A$$

其中，

Q = 地下水體積流率(m^3/s)

K = 地層之水力傳導係數(m/s)

i = 水力梯度

A = 地下水流經之橫截面積(m^2)

水力梯度可計算如下：

$$i = \frac{\Delta h}{L}$$

其中，

Δh = 地下水流動時之水頭變化

L = 地下水在顆粒性土體中流動的距離

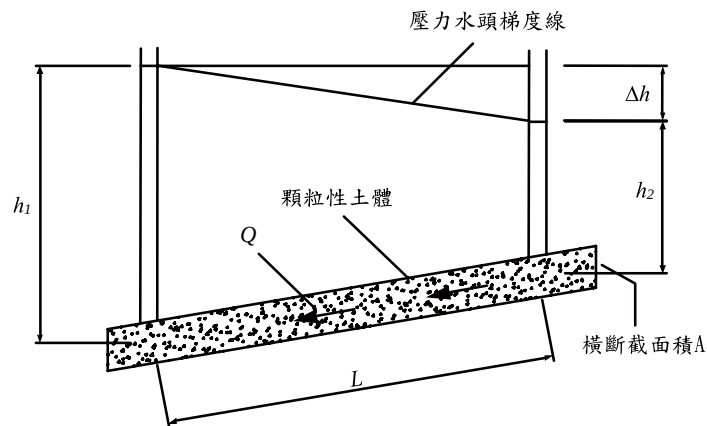


圖 2-6 達西定律中水流流經顆粒性材料

Water flow through a granular material. (Darcy's Law)

水力傳導係數可用來表示水流通過材料之難易程度，其單位與速度之維度相同。水流通過材料孔隙之滲流速度或平均流速可由下式表示：

$$v_s = \frac{v_a}{n} = \frac{Q}{A \times n} = \frac{k \times i}{n}$$

其中，

$$\begin{aligned} v_s &= \text{滲流速度} \\ v_a &= \text{平均速度} = (Q/A) \\ n &= \text{孔隙率} \end{aligned}$$

達西定律及其計算方程式，仍可適用於流經地工合成纖維織物(geosynthetic woven material)之水流。

2-2-2 粗顆粒地層水力傳導係數之影響因子

Factors Affecting Permeability of Coarse-Grain Strata

粗顆粒(coarse grain)地層水力傳導係數之主要影響因子為顆粒間水流通道之截面積，截面積不同時水流之體積流率也不同。而材料間孔隙大小則為影響通道截面積之主要因素。同時，影響孔隙大小之因素包含材料類型、顆粒大小分布(級配)、以及顆粒形狀。

2-2-3 細顆粒地層及地工織物濾層之體積流率衰減

Attenuation of Flow Rate in Filters of Fine-Grain and Geotextile

若地下水水流為紊流狀態或地層材料含有細顆粒(fine grain)時，水流體積流率之實際值可能小於其計算值。若仍採用達西定律計算水流之體積流率時，可作以下考量：

1. 採用折減之有效水力傳導係數
2. 將體積流率計算值予以折減

2-3 含水層 Aquifers

2-3-1 定義 Definitions

對於地下排水而言，若某地質構造之透水性及截面積，在正常水力梯度下足以讓一定體積流率之地下水通過。此外，該地質構造還須能夠含蓄地下水，以及具有排出或吸收地下水之功能，則該地質構造可被定義為含水層(或儲水層)。

2-3-2 含水層之類型 Types of Aquifers

一、拘限含水層(圖 2-7(a))：

此類含水層受一層低透水地質材料所覆蓋，此低透水層材料單元一般稱為拘限單元(confined unit)。含水層內的水位面會受壓上升至含水層頂部上方。若水位面降至含水層頂部下方，則含水層系統將反轉為非拘限含水層。地下水補注將會發生於含水層露頭(或出露含水層)的補注區，或經由降雨入滲逐漸下滲至拘限含水層。

二、滲漏含水層(圖 2-7(b))：

於大部分情況，不透水限制層通常仍具有相當低透水性。因此，地下水可經由此不透水限制層垂流入或流出含水層者謂之滲漏含水層。

三、自流井現象(圖 2-7(c))：

鑽孔深度若達到拘限含水層時，孔內之水位高度將為含水層之上升最高水位面。若含水層之最高水位面大於覆土厚度(或地表高程)時，地下水將會從孔口自動流出。

四、非拘限含水層(圖 2-7(d))：

此類含水層之水位面之孔隙水壓等於大氣壓力(自由水位面)，由於水位面不受壓力作用，因此在非拘限含水層打設之觀測井，其井內之水位會上升至自由水位面。自由水位面之高層位置可以隨時間而變化。含水層的補注主要來自於水位面上方不飽和區內之向下入滲水。在非拘限含水層中之橫向滲流地下水會呈現下列特性：

- (1)若水位面呈水平狀態則地下水流動不會發生。
- (2)若水位面呈傾斜狀態則地下水會由水位面較大高程處流至較小高程處。
- (3)地下水排出處可能會發生於地勢較低處
- (4)水位面的形狀與地形面者大體上相似。
- (5)地下水大體上由地勢高處流至地勢低處。

五、棲止含水層(圖 2-7(d))：

地下水水位上之不飽和區可能出現局部之不透水地層，此地層可攔截向下滲流之地下水，並形成局部之飽和含水層。此類含水層通常坐落在一層相當不透水的沉積層(例如粘土層)的上方且在此不透水沉積層的下方地層會處於不飽和狀態。在此不透水層與地表的相交(或交叉)區域將形成湧泉並有地下水滲出。

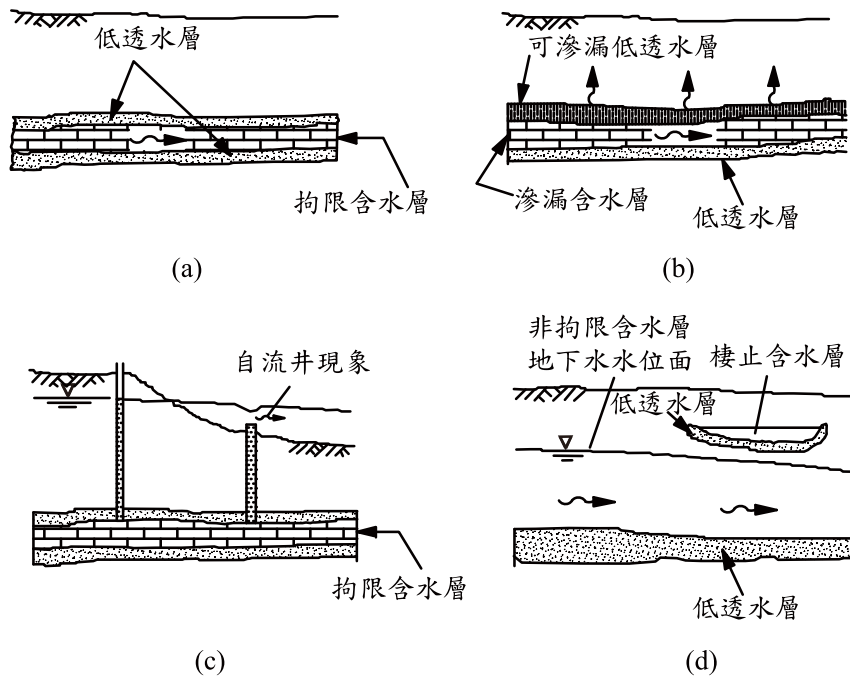


圖 2-7 含水層之類型 (a) 拘限含水層 (b) 滲漏含水層
(c) 拘限含水層中之自流井現象 (d) 非拘限含水層及棲止含水層

Type of aquifers. (a) confined aquifer. (b) leaky aquifer.
(c) artesian and flowing artesian conditions in a confined aquifer. (d) unconfined and perched aquifers.

2-3-3 含水層之水文特性 Hydrological Characteristics of Aquifers

含水層的水文特性(hydrologic characteristics)可用以定義土/岩層傳輸或蓄積地下水的的能力，因此對於地下水水位推估非常重要。

由下列兩項現地試驗可得知含水層之特性，並用來探討地下排水工法可能之運作效果：

1. 由水壓計觀測、抽水試驗或栓塞試驗，可得知含水層傳導地下水之能力。
2. 由抽水試驗可得知，在某特定排水情況下，將地下水水位降低至某目標高程時，所需之排水時間。

一、傳輸係數及貯水係數

(一)拘限含水層

拘限含水層之有效厚度可能隨位置而改變且在極限範圍內難以確定。可將含水層考慮為厚度 b 之水平帶並定義傳輸係數 T (transmissivity)，等於單位水力梯度 $i=1(=1/1)$ 之情況下，水流通過單位水平寬度橫截面之體積流率，如圖 2-8 所示。

$$T = q = K \times i \times A = K \times b$$

其中，

T	=	傳遞係數($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)
q	=	單位水平寬度之體積流率 ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)
b	=	含水層厚度 (m)
K	=	含水層之水力傳導係數(m/s)
i	=	單位水力梯度($=1/1=1$)
A	=	單位水平寬度之橫截面積($=b \times 1$)(m^2)

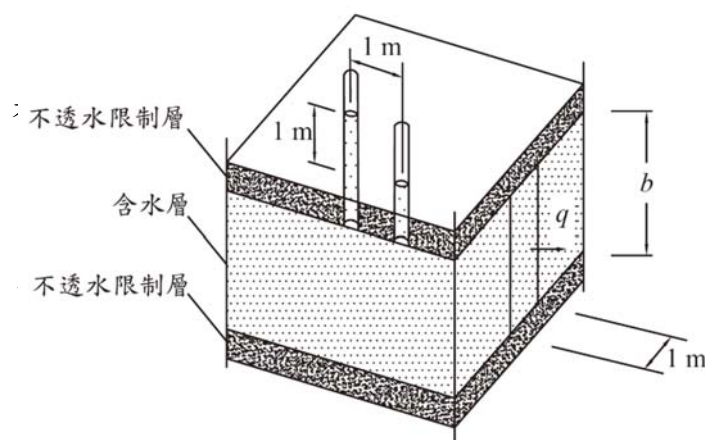


圖 2-8 拘限含水層之傳遞係數 $T(=q=K \times b)$

Transmissivity in a confined aquifer.

貯水係數(storativity)為造成一單位水平面積洩降一單位壓力水頭($1/\Delta h$)所需之單位水平面積釋放量，如圖 2-9 所示。

$$S = \frac{V'}{\Delta h}$$

S	=	貯水係數
V'	=	單位水平面積釋放量(m^3/m^2)
Δh	=	洩降壓力水頭

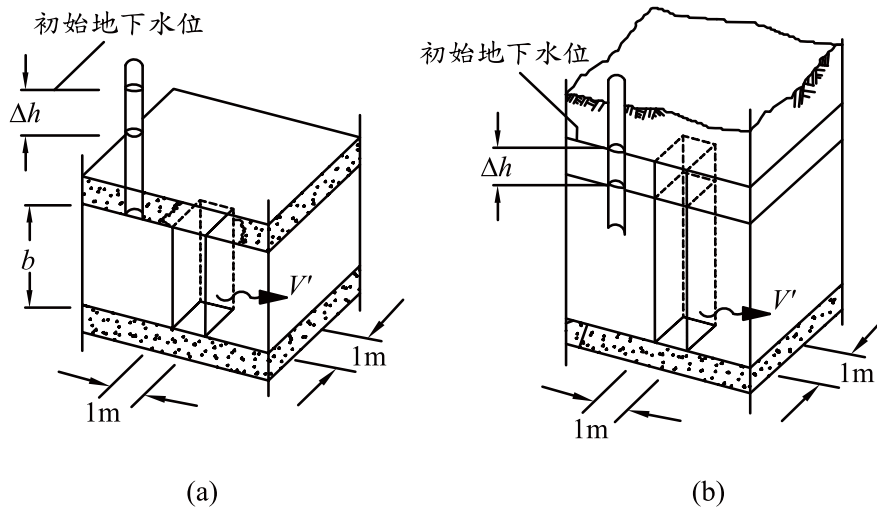


圖 2-9 貯水係數 (a) 拘限含水層 (b) 非拘限含水層

Storativity in (a) confined aquifer and (b) unconfined aquifer.

(二) 滲漏含水層

於滲漏含水層進行抽水試驗時，含水層之壓力水頭將會減少，其將會促使水流由鄰近之飽和地層透過拘限層流入滲漏含水層，並提高含水層貯水係數之量測值。同時，滲漏含水層之傳輸係數仍能有效地表示其傳送地下水之能力。

(三) 非拘限含水層

由於自由水位面為隨時間之變動值，因此較常使用含水層之水力傳導係數來代表非拘限含水層之水文地質參數。一般可採用地下水水位面至含水層底部之深度作為含水層厚度 b 。同時，於非拘限含水層中，可將地下水水位面洩降視為含水層壓力水頭減少之表現。

二、孔隙率與土壤分類

地層孔隙率 $n (=V_v/V_T)$ ，式中 V_v = 孔隙體積， V_T = 土/岩體材料總體積。 n 值可用以表示地層中可被地下水填滿的孔隙空間。若地層材料由均勻球狀礦物顆粒 (Uniform spherical mineral grains) 所組成，理論上，在最疏鬆及最緊密堆積狀態之孔隙率分別為 47.65 % 及 25.95 % (Meinzer 1923a)。另外，若地層材料是由各種尺寸的顆粒所混成，則由於小尺寸顆粒會填充孔隙小空間，因此可大幅減少孔隙率。

沉積岩的孔隙率之範圍值變化很大，尤其是破碎岩層或碎屑狀岩層之 $n = 3 \% \sim 30 \%$ ，石灰岩及白雲岩 (Dolomites) 孔隙率範圍值 $n = 1 \% \sim 30 \%$ 。

地層均勻係數 $C_u (=d_{60}/d_{10})$ 主要用於土壤分類。其中， d_{60} 及 d_{10} 分別為土壤材料篩分析粒徑分佈曲線上，通過百分比分別為 60 % 及 10 % 之相當顆粒粒徑。一般而言對於地層材

料，級配良好時， $C_u < 4.0$ ；而級配不良時， $C_u > 6.0$ 。

1. 級配良好(Well Sorted 或 Well Graded)：地層材料由各種尺寸之土壤顆粒所混成，密度高孔隙率小。
2. 級配不良(Poorly Sorted 或 Poorly Graded)：地層材料由單一尺寸(或獨缺特定尺寸)之土壤顆粒所組成，密度低孔隙率大。

三、比出水率(Specific Yield)

雖然地層材料之孔隙率 $n(=V_w/V_T)$ 為地下水傳輸直接量化評估的一個重要參數，但無法使用於地下水滲流之水頭分析。反之，比出水率(S_y , Specific Yield)為可用以量化評估地下水水位之重要參數。

地層材料之比出水率 $S_y (= V_w/V_T)$ 。其中， V_w = 在重力排水情況下，由土/岩體內排出之地下水體積。 V_T = 土/岩體之總體積(Meinzer 1923b)。

地層未飽和區的表面張力，會將一些水分吸附於礦物顆粒表面上。藉由表面張力，細顆粒(表面張力大)較粗顆粒在重力狀態下可繫留較多的水分。在黏土層中，孔隙率 n 可能為 50 %($=V_w/V_T$)，但由於黏土顆粒小表面積大，因此會繫留 48 %的水分而可排出之水分只有 2 %。最後，其比出水率可能只有 2 %($S_y = V_w/V_T$)。在所有情況下，比出水率 S_y 應小於孔隙率 $n(S_y < n)$ 。

表 2-1 為各種地層材料沉積結構之 S_y 典型範圍值。一般而言，中等至粗糙砂土(粒徑約 0.5~1.0 mm)具有較高之 S_y 值。同時，隨著沉泥或黏土含量百分比的增加， S_y 值會快速降低。

表 2-1 各種地層材料沉積結構之比出水率範圍值(Fetter C. W., 1994)

Range values of specific yield for various sediment textures.

地層材料	比出水率 S_y (%)		
	最小值	最大值	平均值
黏土	0	5	2
砂質黏土	3	12	7
粉土	3	19	18
細砂	10	28	21
中砂	15	32	26
粗砂	20	35	27
礫質砂土	20	35	25
細礫	21	35	25
中礫	13	26	23
粗礫	12	26	22

四、水力傳導係數

水力傳導係數(hydraulic conductivity) K_x (水平流動方向)用以表示地層材料傳輸地下水的的能力，此係數可表為土壤/岩石材料顆粒尺寸、形狀、級配、裂隙及流體性質(如水之溫度及黏滯性)之函數。表 2-2 為各種地層材料之水力傳導係數範圍值。水力傳導係數值對於地下水流動很敏感，且任何地層材料之 K_x 範圍值大小，其差異可能跨越幾個冪次方。因此，表中的 K_x 範圍值僅能作為參考指引。若要較為準確地來估計 K_x 值，可由篩分析試驗之粒徑分佈曲線、室內透水試驗及現地抽水試驗等試驗結果求得。

表 2-2 未壓密沉積材料之水力傳導係數範圍值 (Fetter C. W., 1994)

Range values of hydraulic conductivity of unconsolidated sediments.

地層材料	水力傳導係數 cm/s
黏土	$10^{-9} \sim 10^{-6}$
粉土、砂質粉土、黏質砂土	$10^{-6} \sim 10^{-4}$
粉質砂土、細砂	$10^{-5} \sim 10^{-3}$
級配良好之砂土	$10^{-3} \sim 10^{-1}$
級配良好之礫石	$10^{-2} \sim 1$

五、均質性與均向性

若含水層之水力性質(例如： K_x 及 S_y)在所有區位皆相同(或不隨空間變化)時，可稱含水層具有均質性(homogeneity)。若含水層在地層學上具有垂直分層或水平分層時，則可稱含水層具有異質性(heterogeneity)，如圖 2-10 所示。

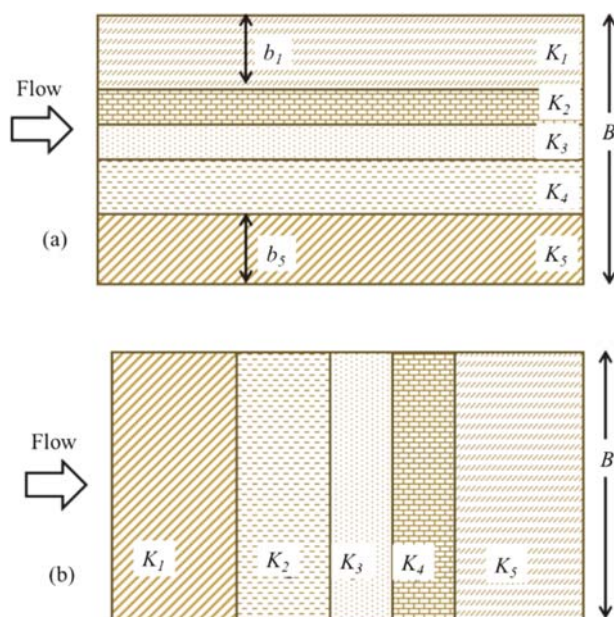


圖 2-10 異質地層 (a) 水平分層 (b) 垂直分層

Heterogeneous formations (a) horizontal layering (b) vertical layering.

對於地層材料在地下水流經水平分層或垂直分層之有效水力傳導係數可分別計算如下：

$$K_{x1} = \frac{B}{\sum_{i=1}^m b_i / K_{x,i}} \quad , \quad K_{x2} = \sum_{i=1}^m \frac{K_{x,i}}{B}$$

其中，

- K_{x1} = 地下水流經水平分層之有效水力傳導係數
- K_{x2} = 地下水流經垂直分層之有效水力傳導係數
- m = 含水層水平分層或垂直分層之分層數
- b = 各分層之厚度

對於水平分層之有效水力傳導係數 K_{x1} ：

- (1) 地下水流通過每一分層之流量不同，
- (2) 地下水流通過每一分層之水頭損失相同。

對於垂直分層之有效水力傳導係數 K_{x2} ：

- (1) 地下水流通過每一分層之流量相同，
- (2) 地下水流通過每一分層之水頭損失不同。

若含水層之水力性質(例如： K_x 及 S_y)在所有方向皆相同(或不隨方向變化)時，可稱含水層具有均向性(Isotropy)。反之，若含水層之 K_x 及 S_y 隨方向而改變，則稱含水層具有非均向性(Anisotropy)。

圖 2-11 為均向性與非均向性含水層之示意圖，而含水層之非均向性主要由於扁平化之顆粒(flattened grains)所造成。水力傳導係數之最小值 K_{min} 與最大值 K_{max} 在方向上呈正交狀態。圖 2-12 顯示破碎岩層所具有之非均向性，其中間區域地下水的流動受限於破裂面的方向。

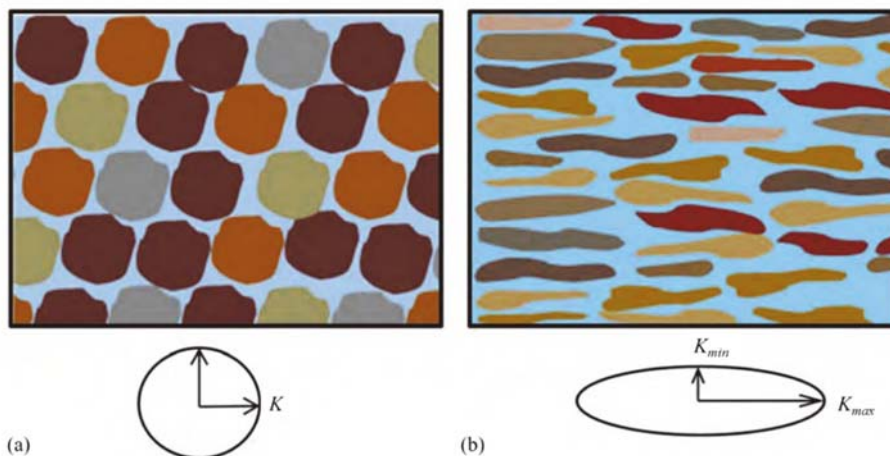


圖 2-11 由於顆粒形狀及不同排列造成地層之 (a) 均向狀態 (b) 非均向狀態

Examples of (a) isotropic conditions and (b) anisotropic conditions due to grain shape and arrangement.

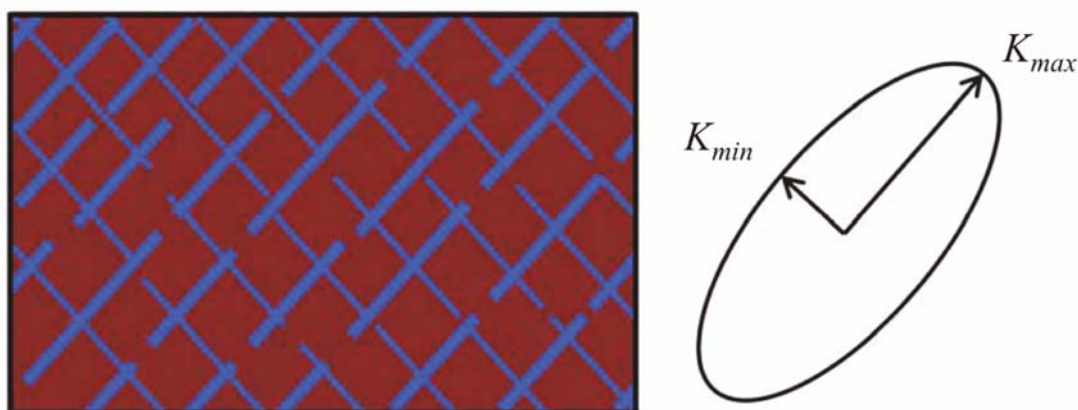


圖 2-12 網狀破裂面及相應之非均向性
Fracture network and associated anisotropy.

2-4 穩定性分析 Slope Stability Analysis

Fellenius(1927)提出邊坡圓弧形破壞面上之穩定分析計算步驟。此後，陸續發展出各種不同的分析方法，也可適用於具有不同形狀滑動面之岩石及土壤邊坡上。

現今，設計者僅需選擇適合的電腦程式，輸入剖面座標、地下水情況及地層強度參數後，即可進行邊坡穩定性分析。然而，程式使用者仍有必要經由重複驗證比對的程序，使電腦程式分析求得之數值成果能符合現地實際情況。

2-4-1 極限平衡法 Limit Equilibrium Method

根據極限平衡法(LEM, Limit Equilibrium Method)理論之設定，邊坡滑動面上之材料會同時發生破壞。但現實上，滑動面破壞型態及發展模式取決於滑動面上受剪材料之應力應變特性。一般而言，受剪力材料破壞行為並不會同時且均勻地發展於整個滑動面上，而是會先發生於某特定區，爾後再以漸進的方式延伸至整個破壞面。因此極限平衡法僅能約略計算邊坡之穩定性。與 LEM 比較，有限元素強度折減法(SRM, Strength Reduction Method)可考慮邊坡材料之應力及應變關係，進行更嚴謹的穩定性及破壞變形分析。

2-4-2 有限元素強度折減法 Finite Element Strength Reduction Method (SRM)

傳統的極限平衡法中，除了 Pan (1980)所提之分析法外，並無法模擬估算邊坡破壞之演進過程。因此，有學者建議以有限元素法來克服傳統極限平衡法所受之限制。目前，邊坡穩定分析中有兩種主要的有限元素分析法。

第一種為有限元素應力分析法，採用土體自重對邊坡系統造成的作用外力，進行彈塑性應力分析。當得知土體單元所承受之驅動剪應力後，土體單元之局部安全係數(FS)即可藉由比較土體之抗剪強度(τ)與其承受之驅動剪應力(τ_d)來計算求得($FS = \tau / \tau_d$)。而邊坡整體之安全係數亦可依相同方式，藉由比較滑動面上所能提供之抗剪力與其承受之驅動力來計算求得。第二種為有限元素強度折減法，以下章節乃針對強度折減法(SRM)來進行說明。

一、理論背景

強度折減法是透過岩/土抗剪強度中之有效強度參數 c' (=凝聚力)及 $\tan\phi'$ (ϕ =摩擦角)之連續折減，直至邊坡發生破壞時之殘餘抗剪強度 τ_r 與其初始尖峰抗剪強度 τ_p 兩者之比值 (τ_p / τ_r)，作為邊坡之穩定性安全係數值 $FS (= \tau_p / \tau_r)$ 。而在邊坡中求得之最小安全係數值 $FS_{min} = (\tau_p / \tau_r)_{min}$ 所對應之滑動面即為臨界破壞面。邊坡穩定強度折減法，最早由 Zienkiewicz(1975)所提出。後續有多位學者提出各種改良之分析法，並將 SRM 運用在商用套裝程式中，例如：Plaxis2D、Plaxis3D、Flac2D 及 Flac3D 等，前二者為有限元素法(Finite Element Method, FEM)，而後二者為有限差分法(Finite Difference Method, FDM)。同時，諸多專家學者亦針對 SRM 分析法，進行詳細的研究及探討。茲將研究成果彙整，如表 2-3 所示。

表 2-3 強度折減法之研究比較

Comparison of researches on Strength Reduction Method (SRM).

研究者	研究內容
Zienkiewicz et al. (1975)	藉由折減因子 $R = (1/FS)$ 且 $FS > 1$ ，對邊坡之有效強度參數 c' (凝聚力)， $\tan\phi'$ (ϕ =摩擦角)進行折減，且兩參數之折減率需相等。當強度參數逐漸折減至邊坡發生破壞狀態時，所對應之 FS 值即可定義為邊坡之穩定性安全係數。
Donald and Giam (1988)	透過土壤之有效強度參數 c' ， $\tan\phi'$ 值之改變與數值網格節點變位之關係，來決定邊坡之整體穩定性安全係數。
Matsui and San (1992)	藉由結合應用有限元素法與抗剪強度折減法的觀念，用以評估邊坡穩定性安全係數值及臨界破壞面之位置。其中，明確地定義了邊坡破壞時之剪應變發展情形，並作為後續推估滑動面位置之依據。
Griffiths and Lane (1999)	考量邊坡內含有軟弱夾層與地下水之影響，並利用有限元素法與抗剪強度折減法，探討評估邊坡之穩定性。由於邊坡在破壞發生過程會產生急劇的變位。因此，可採用位移向量及網格變形，來呈現邊坡破壞之過程，並找出滑動面的位置。

二、強度折減法之特性

Y.M. Cheng et al. (2007) 指出，強度折減法已被廣泛地改良及運用，並納入在許多商用大地工程應用程式中。此分析法在使用上具有以下之優點：

- (一) 可藉由荷重加載及抗剪強度折減，來提升邊坡剪應變之變化量，並依剪應變之變化量最大之發生區位，來定義邊坡臨界破壞面的位置。
- (二) 不需假設邊坡切片間(inter-slice)之剪力及正向力之分布型態。
- (三) 可以運用在許多複雜的邊坡情況中(如：複合式邊坡、含工程結構物之邊坡等)，並可提供邊坡在臨界狀態(穩定性安全係數最小之狀態)之應力情況、破壞時之運動型態及孔隙壓力分布等重要資訊。
- (四) 不需藉由重複之試誤計算，即可自動地分析出臨界滑動面的發生位置。
- (五) 利用現代最佳化求解技術，例如：利用基因演算法(genetic algorithm)、模擬退火法(simulated annealing method)等方法，透過求解過程之條件設定，來求得最佳解，並決定臨界破壞面之位置。

SRM 分析法唯一的缺點即是，在建立數值模型及求解過程上需要花費較長的時間成本。然而，隨著現代電腦科技的進步，此缺點已獲得極大的改善。

另外，由於各地邊坡型態、土層條件不盡相同，且若在邊坡上進行不同的工程施作(如：土釘、地錨、擋土牆等工程結構物)，則在模擬邊坡滑動破壞時，工程構造物會影響潛在滑動面發生的位置及破壞型態。因此，此 SRM 在應用上，必須注意：(1)邊坡幾何形狀模型之建立方法、(2)適當材料模型參數之選用、(3)邊坡邊界條件之設定，以及(4)邊坡破壞型態、與其所對應滑動面之定義方式等。

延伸強度折減法之理論並應用於三維分析時，所需之計算原理並不複雜。目前，僅有少部分的商用程式可提供三維強度折減法之選項(二維強度折減法較普遍)。在使用三維強度折減分析法時，仍有許多限制，這也是商用程式較少提供三維強度折減法的原因(Cheng et al., 2009)。至今，三維強度折減法(SRM-3D)及三維極限平衡法(LEM-3D)仍有不同的限制。LEM-3D 無法適當地搜尋複雜三維滑動面之具體位置。反之，在此方面，SRM-3D 在工程之應用上則較為有效。

Cheng et al. (2009) 採用 SRM-3D 及 LEM-3D，針對數百個案例進行分析比較。結果發現：在一般情況下，如坡度緩、外載重小且不存在具有極高或極低抗剪強度之特別地質構造情況下，兩者之分析結果相當一致。一般而言，SRM-3D 求得之安全係數較 LEM-3D 求得者為高，亦即 LEM-3D 較 SRM-3D 來的保守。上述三維研究成果與 Cheng et al. (2007a)之二維分析結果相似。

對於簡單、均勻的無限邊坡，要形成三維破壞模式較二維者來的困難。由於自然邊坡

之幾何及土壤性質較少屬於均質性，因此在實際現地情況中，三維破壞模式(不規則滑動面)較常出現，是屬於正常且可以理解的現象。

2-5 坡地之地下水排水 Subsurface Drainage in Slope Engineering

在坡地設置地下排水設施後，可針對其排水效益進行評估。一般的作法可量測地下排水設施之體積流率或其造成之地下水水位變化(或地下水水位洩降)。

地下排水工法的基本分類

一、攔截式排水

地下水除了進入溝槽外無其他滲流路徑可選擇。以溝槽排水(trench drains)為例，如圖 2-13 所示。溝槽排水之設置方向與水流方向垂直，並深入其底下不透水層後，可有效收集地下水，如圖 2-13(a)所示。若溝槽排水設置深度未達底下不透水層，則將會促使地下水從溝槽底下滲流，而無法將其收集納入溝槽排水系統。此類排水設施被歸類為：不完全攔截式排水，如圖 2-13(b)所示。

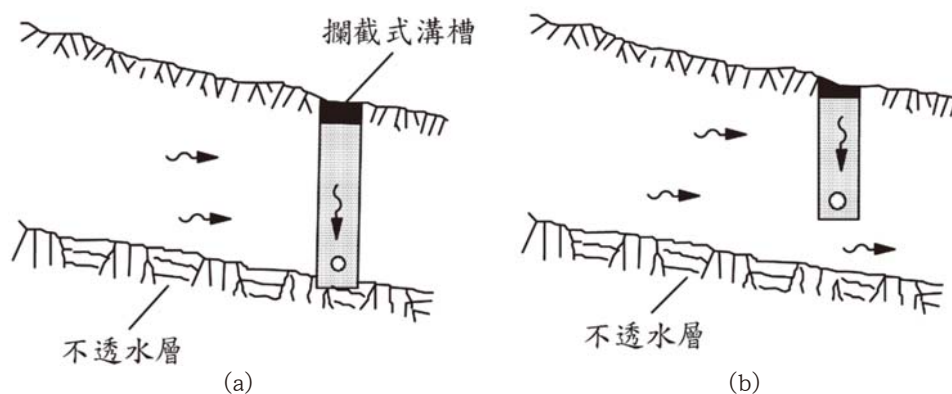


圖 2-13 地下排水工法之基本分類 (a) 攔截式溝槽排水 (b) 不完全攔截式溝槽排水

General classification of subsurface drains. (a) typical interceptor drain. (b) imperfect interceptor drain.

二、被動式排水

設置被動式排水並不是為了限制地下水的流動，而是希望地下水能自尋其流動路徑，並在流入排水系統後予以排除。典型被動式溝槽排水一般施設於坡趾區域，並沿著與水流方向或坡向同一方向，進行相互平行配置，如圖 2-14 所示。

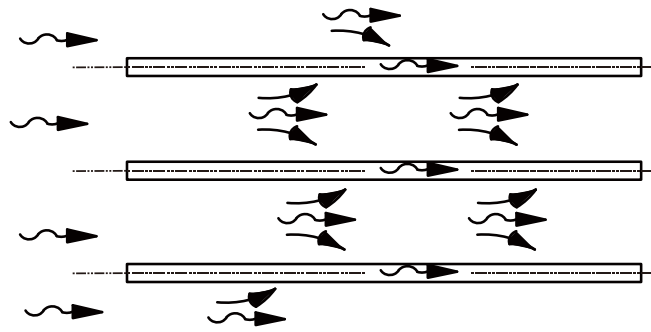


圖 2-14 典型被動式溝槽排水(平面圖)，箭頭顯示地下水流動方向。

Typical passive trench drains (plan view), short parallel trench drains along slope direction, arrows indicate directions of groundwater movement.

若排水溝槽之長度遠大於相鄰溝槽之施設間距，且溝槽與邊坡之相交平緩(即坡趾區域較平緩)，則大部分之地下水將會以二維方式流入溝槽(即地下水大部分由溝槽之側面流入)，即可將被動式溝槽排水之水流流動型態視為與攔截式溝槽排水者相類似，如圖 2-15 所示。

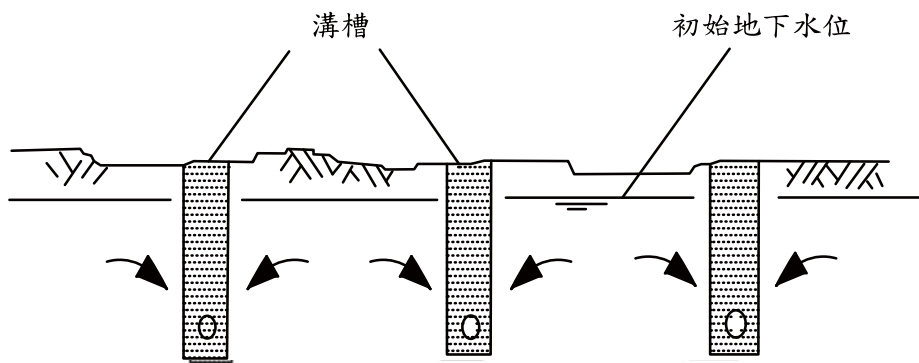


圖 2-15 農業排水系統。被動式溝槽排水之水流流動型態與攔截式溝槽排水者相類似。

Agricultural drainage. Example of passive drains acting as interceptors.

地下水僅於溝槽排水前、後兩段會發生三維流動行為(Hutchinson, 1977)。坡地需視情況選擇設置攔截式排水或被動式排水。

2-5-1 地下水流動行為通則 Rules on Behavior of Groundwater Flow

一、地下水流動行為通常不合邏輯且變幻莫測

儘管集水管為地下水提供一個較簡易之流路，但地下水水流仍有可能僅於集水管間之地層流動而不流入集水管。亦即集水管可能無法有效發揮集排水功能，此乃由於設計者對地層材料缺乏正確認知所導致。

二、地下水流具有記憶性

可依據河道之生命週期來說明地下水流可能發生之情況，如圖 2-16 所示。地表水水流

受到地形所限制，其流動常被拘限於兩個高地之間，並沿著坡度方向向下流動圖 2-16(a)。隨著時間的推移，河道表面將受水流向下及向兩側侵蝕至較深處之堅硬不透水地層圖 2-16(b)。在某特定情況下，即使河道被沖積層、土石流或火山泥流所覆蓋，舊有地形仍會使地下水匯集流入原相同河道圖 2-16(c)。若覆蓋層材料具有相對較高之透水性，則地下水水流將會繼續於舊有河道中流動。若覆蓋層材料具有相對較低之透水性，則地下水水流將會趨向於兩層不同材料之界面間流動圖 2-16(d)。地表調查通常不易發現地層中存在有被覆蓋之舊河道，但鑽探調查中卻可發現地下水水流之匯集處。因此，在該地下水水流之匯集位置，即可設置橫向集水管進行有效地下排水。

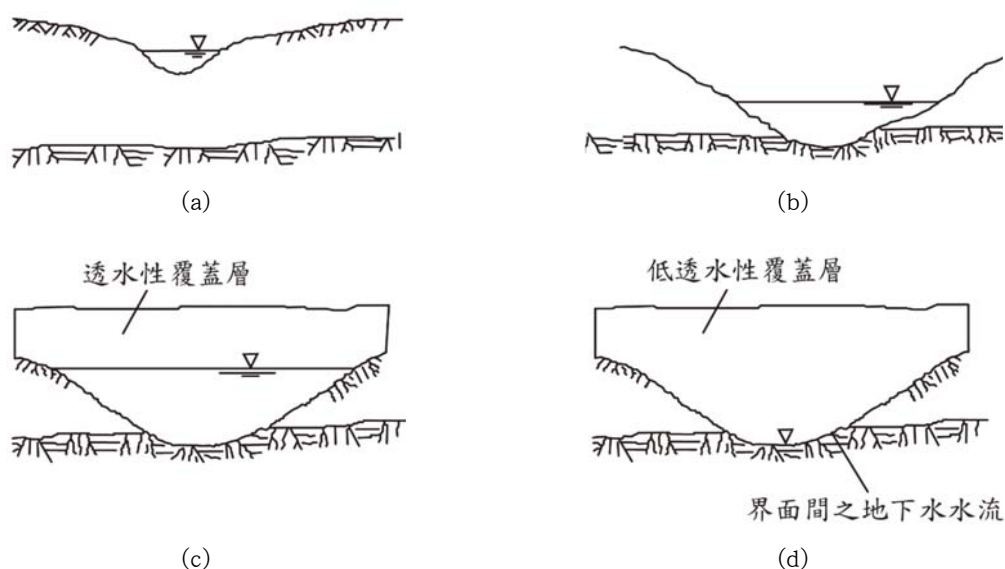


圖 2-16 地下水流具有記憶性之範例。

(a) 幼年期河流 (b) 壯年期河流 (c) 河道被高透水性材料所填滿 (d) 河道被低透水性材料所填滿

Example of groundwater's long term "memory."

(a) young stream. (b) older stream. (c) watercourse filled with permeable material.

(d) watercourse filled with material of low permeability.

2-5-2 地下排水設計 Design of Subsurface Drainage

通則一：

當地下排水工法之集水管(或集水構件)設置於具有過剩地下水(excess water)之含水層時，集水管中才能產生特定之流量。當集水管排水達到特定之流量時，才能使地下水水位快速洩降，並促使邊坡達到穩定狀態。若要達到上述情況，則集水管必須設置於具有過剩地下水之透水地層中。

通則二：

設計地下排水系統時，不能使其兩點間或下游位置之排水容量(或排水率)減少。排水容量(或排水率)減少，將會導致地層中之孔隙水壓上升，並造成集水管收集之地下水再回流至地層之現象。

通則三：

集水管與含水層之接觸面積應在可行條件下盡可能最大化。較大的接觸面積能使兩者之界面排水容量最大化，並減少堵塞之可能性。

通則四：

雖然攔截式溝槽排水能較有效的收集地下水，但現地情況對於此類地下排水設施具有較多之限制。為了能更有效地收集地下水，應在條件容許情況下，盡量選擇配置攔截式溝槽排水。

2-5-3 地下排水效能 Performance of Subsurface Drainage

有效之地下排水系統必須於降雨發生期間能及時發揮功用。而降雨停止後，地下排水系統須能產生足夠之排水率，使邊坡能迅速恢復降雨前之穩定狀態。地下水水位迅速降低，能確保邊坡之潛移量在維持在最小化情況。若將集水管設置於飽和低透水性地層材料中，則於降雨期之後，其排水率及排水效益可能不甚明顯，但此並不代表集水管未發揮排水功能。綜合論之，最有效之地下排水系統能在濕季時及濕季後，產生足夠之排水量。

03

Part Three

第三章

坡地水文地質及施工特性調查

Hydrogeologic-Geotechnical Characterization

3-1 前言

Introduction

3-2 現地調查

Field Investigations

3-3 現地水文地質模型

Hydrogeologic Model

3-4 地球物理探測

Geophysical Exploration

3-5 水文地質調查

Hydrogeologic Characterization



03 Part Three

第三章 坡地水文地質及土工特性調查

Hydrogeologic-Geotechnical Characterization

第三章

3-1 前言 Introduction

邊坡現地調查工作一般包括：勘查、地質構造調查、地層材料調查及採樣分析。

若邊坡發生破壞，則必須於地表受到其他擾動之前，盡快進行現地地表地質調查。現地巡視時，湧水或坡面滲水處之現況，皆能提供作為邊坡可能破壞機制判釋之參考依據。上述之調查不一定需要由地質技師來進行，但調查時需確實收集下列資料：

- 一、邊坡破壞現況詳細照片。
- 二、現地初步描繪：描繪地表裂隙、地表陷落、崩崖及坡面滲水處等地表特徵及邊坡破壞地表特徵、以及建築物或保全對象與破壞區之距離。

3-2 現地調查 Field Investigations

3-2-1 地圖資料 Map of Jobsite

可採用視距測量或航空照片立體像進行地圖製作。利用航空照片之正射影像，可方便、快速、精細地描繪鑽孔位置、調查儀器位置、及集水管排水孔位置。

3-2-2 地形調查 Terrain Evaluation

對於邊坡破壞周遭範圍之地形進行調查，能協助了解邊坡破壞之特性及可能之影響因子。因此，現地調查前，對於崩場地之地形了解是相當必要的。

3-3 現地水文地質模型 Hydrogeologic Model

現地特性(site characteristics)調查工作乃著重於收集用來定義及建立水文地質模型(hydrogeologic model)，所需之各項大地參數(geotechnical parameters)。對於地下排水工法設計而言，建立完成之水文地質模型主要會使用於降雨滲流及邊坡穩定之數值分析上。因此，計畫基地之水文地質模型應包含：

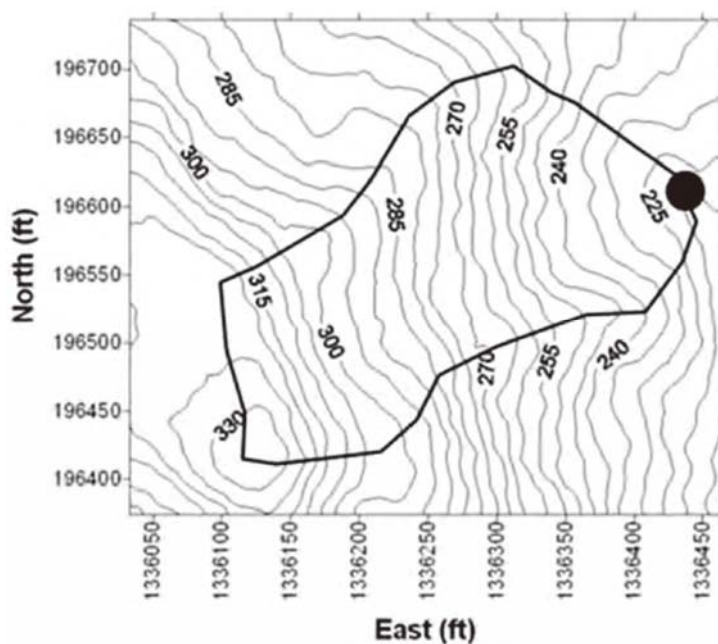
1. 地表地形及集水區邊界
2. 地層分層及相應之水文地質特性
3. 影響地下水補注之降雨及地表徑流特性。

3-3-1 集水區劃分定 Watershed Delineation

集水區劃出(watershed delineation)是建立水文地質分區(hydrogeologic divides)一個重要的初始步驟，因為藉由此劃出之集水區可用來定義水文地質模型之領域邊界範圍，而此邊界範圍將會影響水文地質模型之建立，以及使用此模型進行數值分析時之計算工作效率。

集水區邊界(watershed boundary)可視為無入流量(no-flow)邊界條件，此設定可大幅簡化地表水應考慮收支分量(water budget components)以及數值模型之邊界條件。圖 3-1 說明如何運用等高線地形圖進行集水區之劃出，其主要工作要點為：

1. 定出研究區之地表水流出口(outlet)或下游位置(downstream location)，如圖 3-1(a)中之黑圓點位。
2. 由集水區地表水出口開始沿水系兩側定出高點或山脊線，並往上邊坡延伸直到水系源頭為止。



(a)

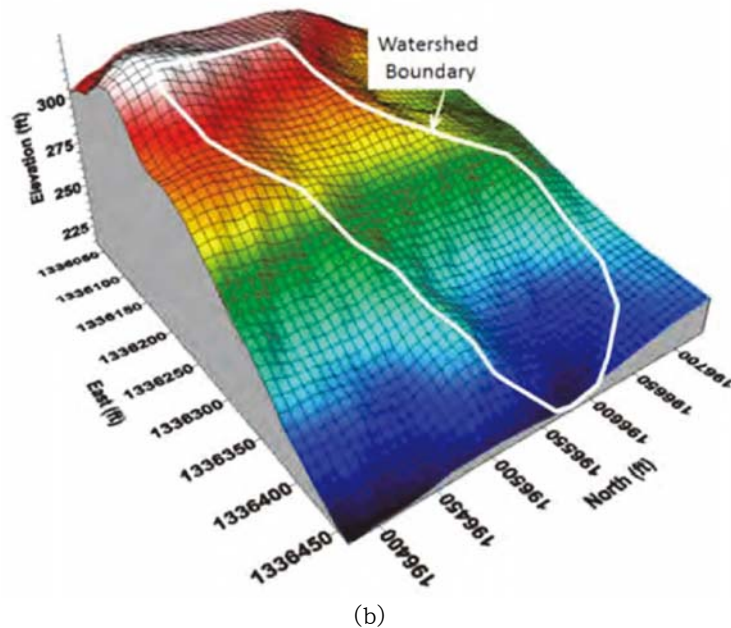


圖 3-1 (a) 地形圖顯示 5 ft(=1.524 m)間距等高線之地表高程。黑色圓點(右側邊緣)代表集水區流出口而粗線條用以表示集水區劃出範圍。(b) 地表地圖顯示以彩色呈現集水區高程尺度而集水區邊界則以白線劃出。

(1 ft=0.3048 m)

(a) Topographic map showing land surface elevation at 5 ft intervals. The black circle (right edge) represents watershed outlet and thick black line delineates the watershed. (b) A surface map showing elevation in color scale and the watershed boundary given as a white line.

因此，在進行降雨入滲分析時，落入上述劃出之集水區內之地下水，將經由區內水系流至流出口後予以排出。集水區周圍區域之地下水流雖會越過集水區領域範圍，但對橫越集水區邊界而進入區內之地下水入流量進行量化評估，實無必要。

再者，欲建立完整的水文地質模型就必須先產生地表地形(surface topography)，而產生地表地形所需之數據資料，可由(1)地形圖之數值高程模型(Digital Elevation Model, DEM)，(2)傳統地形測量及(3)LiDAR(Light Detection and Ranging)測量等三種測量成果來獲得。

一般而言，1 m 間隔(間距)或 30 m×30 m 之 DEM 網格，應可適用於建立大部分情況之水文地層模型。觀測井位置及壓力計水位高程之量測，應正確到足以適當地量化地下排水系統中之地下水水位(或孔隙水壓)變化。

3-3-2 水文地層 Hydrostratigraphy

集水區邊界內之水文地層(hydrostratigraphy)可視為位於基地現場地下之各種水文地質單元(hydrogeologic units)，例如地層之組成(composition)、厚度(thickness)、分佈(distribution)、位置(position)及方向(orientation)，等各種地質單元(geologic units)之組合。

水文地層將會控制地下水由何處補注及排出，以及地下水如何流經集水區。

不同的地質單元(geologic units)可能有相似的水文地質特性(hydrogeologic properties)，因此可將其結合成一個獨一的含水層單元(water bearing unit)。反之，在看似單純的地質單元中，其各種地質面向(facies)可能具有空間變異性。因此，將導致其水文地質特性具有高度變異性。此時就必須將此地質單元再細分為不同的地質單元。

3-4 地球物理探測 Geophysical Exploration

折射震測法及地電阻法為較常使用之地球物理探測方法(Geophysical Exploration Method)。震測法透過震波在地層之傳播速度，來分辨不同地質材料之特性，但震波在邊坡破壞面上曾出現訊號干擾而造成判釋上之困難。地電阻法可透過地層材料之導電性，來分辨其性質，通常用於地下水探測分析。採用地電阻法可探測含水層及地下水水位面之深度位置。由於地層破裂面通常為地下水蓄積處，因此地電阻法也可用來探測破裂面之深度位置。地電阻法並不適合在基地之全部區域來施測，其有限測線之探測結果僅適用交叉比對鑽孔之間之地層資訊。

地球物理調查目的在瞭解二維或三維尺度之地層物理特性反應變化，其主要用途諸如：
(1)可提供大區域的地下地質資料，較地質鑽探具經濟性；(2)可協助在重要地點之鑽孔定位；
(3)在均質的地層環境，可作為地質鑽探的替代方案，節省許多不必要的鑽孔；(4)填補鑽孔與鑽孔之間的地質資料；(5)測量地下水水位面深度、風化層厚度及岩石的物理性質；(6)找尋地下孔、斷層帶、破碎帶、滑動面等。

目前國內工程實務上一般多使用地電阻影像剖面法(Resistivity Image Profiling, RIP)，其探測方法之適用範圍廣，且探測結果分析成效甚佳，目前運用於崩塌地調查的主要內容包括：(1)潛在滑動面位置；(2)崩積層與岩盤之分布深度；(3)阻水層位置、含水層之深度位置與厚度探查；(4)岩盤裂隙破碎程度；(5)地層滑動區塊等，上述內容均可提供專業人員參考，以便深入瞭解地滑區之地質特徵。

3-4-1 地電阻法之原理 Principle of Electrical Resistivity Survey

由於地層組成材料及膠結狀況不同，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。常用之地電阻影像剖面法(RIP)，係於探測測線上，佈設電流極及電位極，由放電電流與電位差之關係，推算得測線地層之外視電阻剖圖(apparent

resistivity profile)，再配合地表地質調查、地質鑽探、地下水監測或其他探測成果，來綜合解析地電阻探測結果。依此結果，專業人員即可研判地層分佈、斷層位置、地層含水層或岩性等工作項目。再結合大範圍深度的雙偶極法(Pole-Pole)，其原理係在地表上配置四根電極，如圖 3-2 所示。其中，兩電極為電流極(A 與 B)，將直流電通入地下，並用電流計量測電流強度(I)；此時再利用另兩根電位極(M 與 N)，量度因電流分佈所造成的電位差(ΔV)，所量測之電位差與通入地下的電流強度、電極間的相對位置及地層的導電性有關；若已知電極之相對位置，而所測得之電流強度為 I 、電位差為 ΔV ，則可計算出地層的外視電阻率 $\rho_a = K \times (\Delta V / I)$ 。

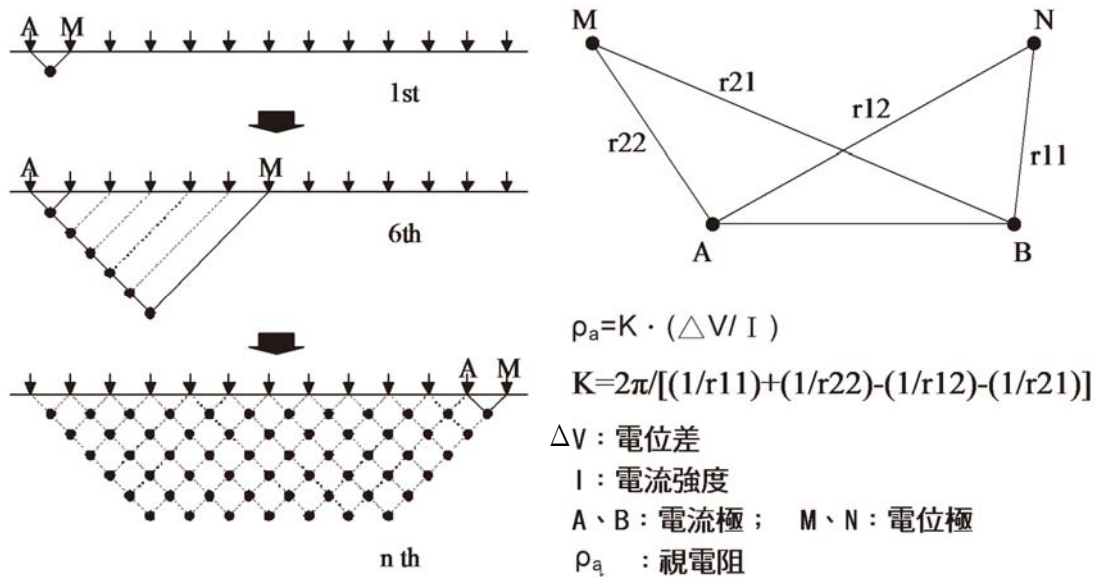


圖 3-2 地電阻探測原理示意圖

Schematic diagram of electrical resistivity survey

式中 K 值稱為幾何因子(geometric factor)，其與電極排列的相對位置有關； ρ_a 稱為外視電阻率(Apparent Resistivity)，通常不代表地層之實際電阻，而是代表在此種電極排列情形下所有地層電性之綜合效應，電流極展距愈大，其結合效應相對可反應較深地層之電性特性。因此，在探測過程中，將電流極展距逐次加大，則可逐次獲得由淺至深的地層外視電阻反應。而將此一系列之探測資料再經適當的反算後，就可獲得各地層之真實電阻。

因此，當地電阻影像剖面法計算求得之電阻剖面圖呈現不連續影像，如斷層或孔洞時，其電阻率剖面圖，可由探測所得之電阻率影像剖面資料，進行二維反算處理。反算之主要工作係採有限元素法進行數值模擬計算，再採用平滑模型反演法(Smooth Model Inversion)對模擬結果進行最佳化運算，求得最佳地層電性(即地層電阻率)，並建立最佳地層電阻構造模型。地電阻探測主要處理流程如下：

1. 設立地層之電阻模型。
2. 依理論或數值方法計算外視電阻率模擬值。
3. 比較外視電阻率量測值與模擬值之差異(誤差值)。
4. 依誤差值大小調整數值方法之計算程序。
5. 重覆 2 至 4 步驟直至誤差值小於容許值。

以上述反算方式，可求取最佳地層電阻構造模型。在此模型中，基地之地層各區域會產生一明顯相對於鄰近地層之高電阻或低電阻區，以呈現整個地層區域之電阻差異性及電阻異常現象。

3-4-2 地電阻法之應用 Application of Electrical Resistivity Survey

利用地電阻法可求得地層之地電阻影像剖面(RIP)，在地下排水工法之應用上，此剖面可用以判釋下列幾個項目：

1. 確定不同的岩性，進行地層岩性的劃分。
2. 調查破碎帶的位置及型態，並確定含水破碎帶等。
3. 調查覆蓋層的厚度、岩盤(bedrock)的起伏及風化層厚度。
4. 調查地下水水位面之位置、含水層的分布、厚度、及深度。
5. 調查通水裂隙或通水斷層之方向。
6. 調查滑動面。

利用地電阻影像剖面圖，再配合地表地質調查、地質鑽探、地下水觀測或其他探測成果後，可綜合解析地電阻探測結果，並運用於研判崩積層特性、含水層位置或地層構造異常處之位置及範圍，如圖 3-3 所示。

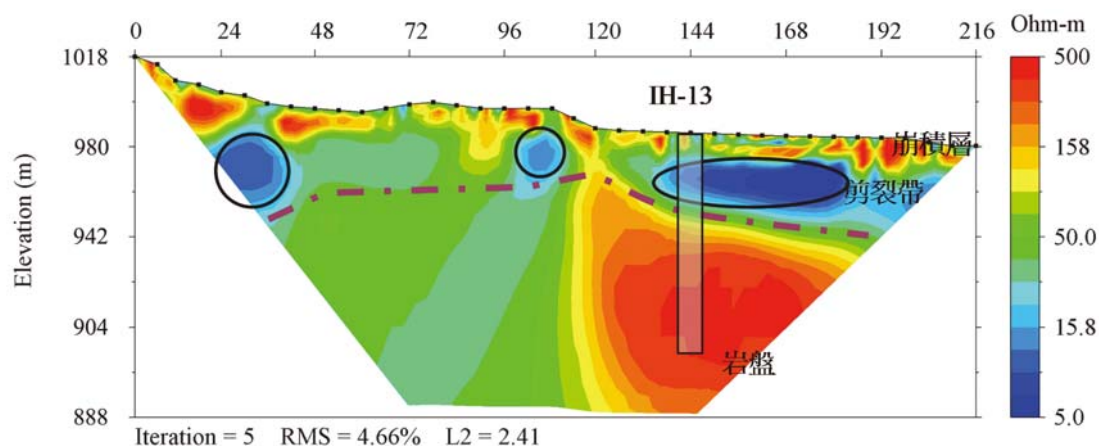


圖 3-3 地電阻影像剖面
Resistivity image profile

3-5 水文地質調查 Hydrogeologic Characterization

3-5-1 含水層之探測與分類 Detection and Classification of Potential Aquifers

鑽探時若地層之透水性大致相同，則鑽孔貫入之地下水層屬於非拘限含水層，鑽孔內之水位即為地下水水位。鑽探進尺深度持續加深時，若地下水水位持續不變，則可確定該含水層即為非拘限含水層。鑽探若已達到不透水之岩層，即可確定抵達含水層之底部。若鑽探進尺時發現另一個地下水水位面，則先前之含水層可能為棲止地下水。若鑽探進尺時鑽孔內之水位上升，則該含水層可能為自流井式拘限含水層。

3-5-2 現地地下水檢層試驗 (王文能, 2016) Groundwater Logging Analysis

地下水檢層之目的，在了解含水層之地下水分佈及地下水流動情形，其原理乃在鑽孔內加入相當濃度之導電溶液如食鹽等，並在不同深度放置量測儀器，並觀測地下水電阻值與時間關係。在地下含水層及地下水流動速度較快之地層附近，由於導電溶液被地下水稀釋較快，故在該深度地下水之電阻值增加速率即相對明顯。

所謂的地下水檢層，係將食鹽溶液均勻拌入鑽孔內之地下水中，以降低孔內地下水之比電阻。爾後，隨著孔外具較高比電阻(相對於孔內)之地下水的流入，會稀釋孔內食鹽水濃度，促使孔內地下水之比電阻，隨著時間的延續而增高，甚至於恢復到原來的狀態為止。因此，在鑽孔內地下水流動明顯的深度範圍，其地下水之比電阻會呈現較大的變化量，據此即可間接了解孔內地下水之流動情形。

目前一般的檢層儀器皆為日本製品，可分為懸移式及固定式兩種不同型式的檢層器。懸移式檢層器，狀似一般觸針式水位計，將感測器裝設電纜線的前端，檢層試驗時，將感測器自鑽孔內水位面起，次遞下降 25 cm，量取不同深度點位之地下水比電阻(specific resistivity)值。懸移後式檢層器雖是屬於較新型且輕巧的儀器，但缺點是易擾動孔內地下水的實際狀態，故試驗結果有時不易為人接受。固定式檢層器，屬於傳統式儀器，較笨重(數十公斤重)，且試驗後的儀器清洗也較費時，但較不會擾動孔內地下水的實際現況，所以仍有不少專業人員偏好此型檢層器。

3-5-3 現地抽水試驗 Pumped Well Tests

抽水試驗可量測含水層之平均透水係數。進行試驗之鑽孔需以套管支撐，僅於測試之鑽孔區段設置可透水濾料。鑽孔直徑須與抽水管直徑相容。於量測井兩個徑向剖面上，分別設置至少兩個地下水位觀測井。拘限含水層之試驗配置，如圖 3-4 (a)所示。非拘限含水層之試驗配置，如圖 3-4(b)所示，其水位觀測井之深度，僅需達到地下水水位可能之洩降深度即可。

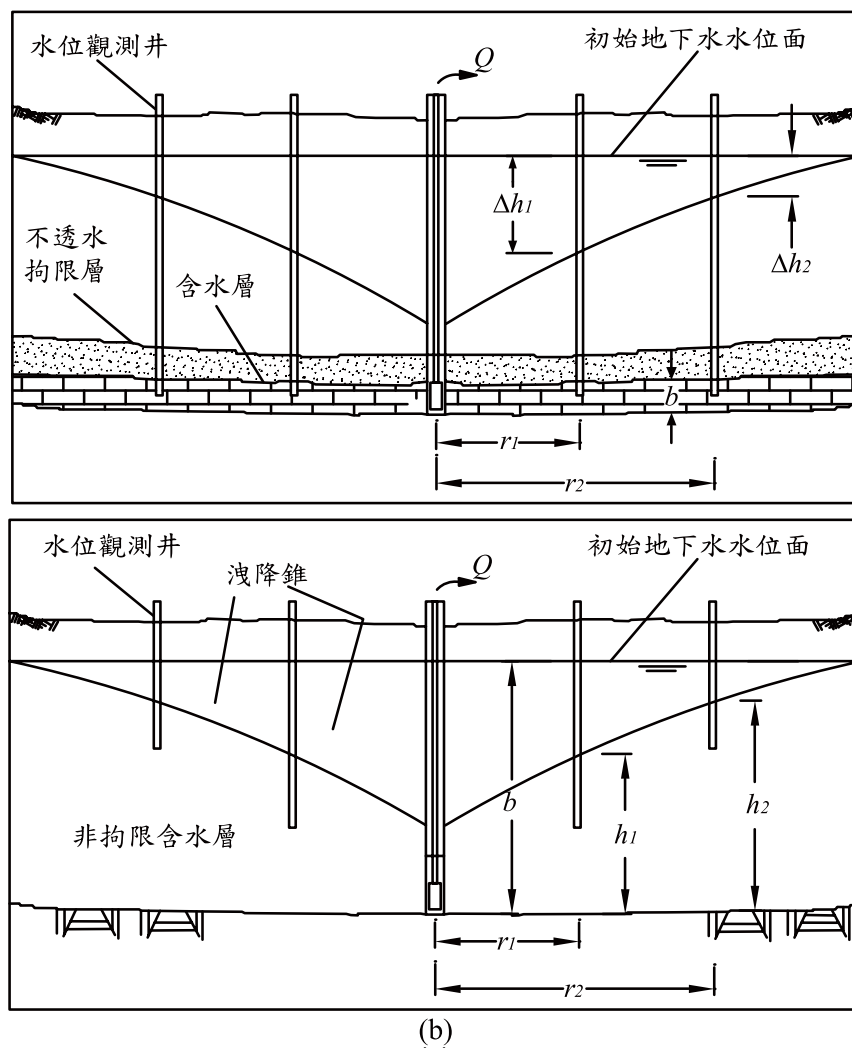


圖 3-4 抽水試驗 (a) 拘限含水層 (b) 非拘限含水層

Pumped well test. (a) Confined aquifer. (b) Unconfined aquifer.

試驗時，首先需量測觀測井之初始水位，爾後開始進行抽水。抽水試驗可分為平衡法及非平衡法。非平衡法可用以估算含水層之貯水係數。

- 一、平衡法以固定的排水率進行抽水。當地下水位觀測井洩降之水位穩定時，量測地下水水位洩降量。

二、非平衡法同樣以固定的排水率進行抽水，並量測觀測井隨時間變化之地下水水位洩降量。

3-5-4 現地栓塞試驗 Packer Test

栓塞試驗可求得鑽井內不同深度區段之地層透水性。栓塞試驗雖可在不易坍塌之土層中進行，但其較適用於含節理之岩石結構中。利用充氣隔離器將待測試區域(L)進行密封後，以水灌入密封之區段內。記錄穩定狀態下測試區段之灌水體積流率 $q(=\partial Q/\partial t)$ 及灌水壓力，如圖 3-5 所示。

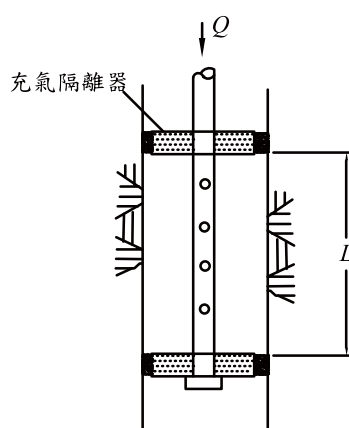


圖 3-5 栓塞試驗
Packer Test.

04

Part Four

第四章

地下排水工法 - 設計與施工原則

Principle for Design and Construction of Subsurface Drainage

4-1 前言

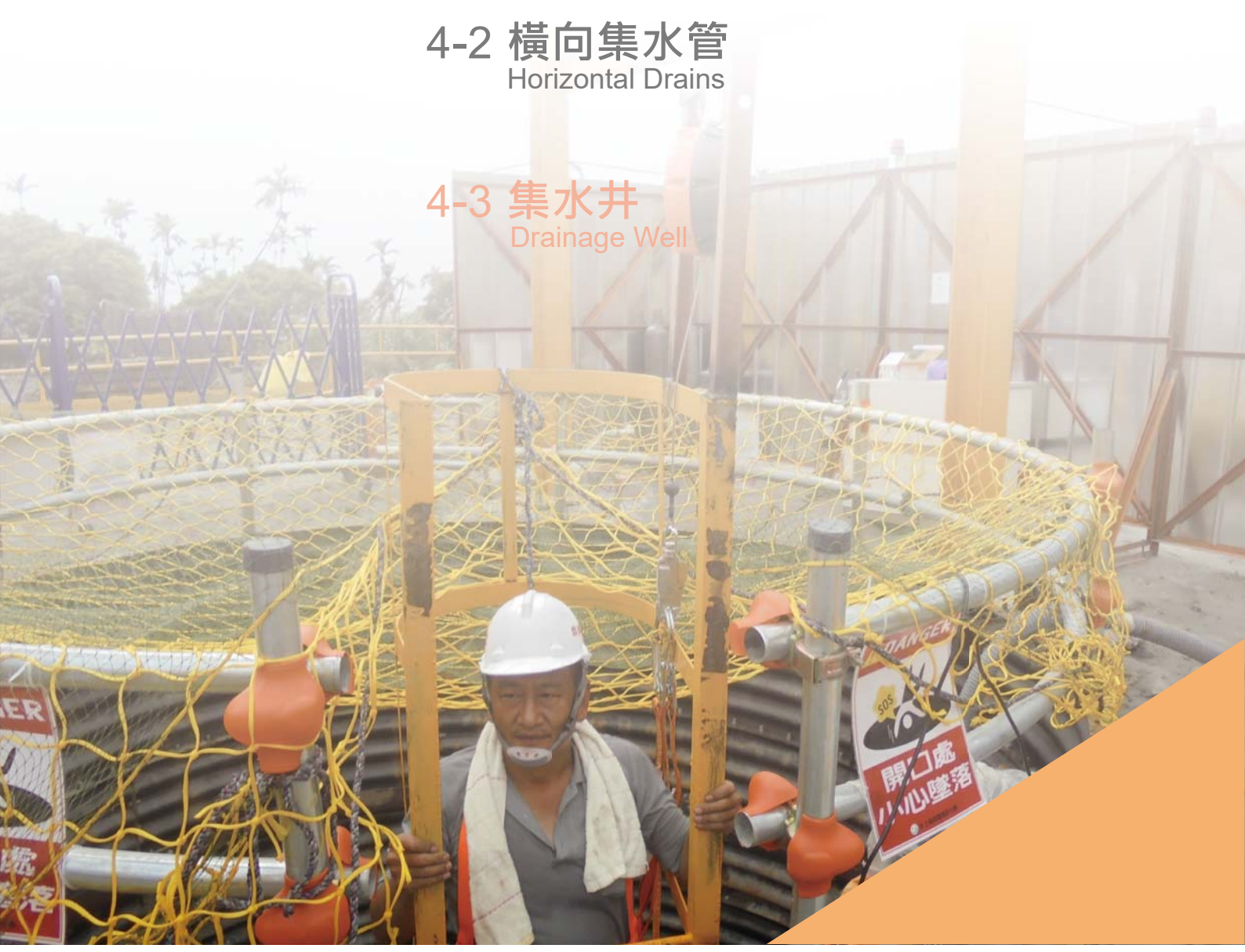
Introduction

4-2 橫向集水管

Horizontal Drains

4-3 集水井

Drainage Well



04 Part Four

第四章 地下排水工法 - 設計與施工原則

Principle for Design and Construction of Subsurface Drainage

4-1 前言 Introduction

採用地下排水工法(subsurface drainage)來排除坡地之地下水，是邊坡穩定中最常使用的補救措施之一。其中，使用橫向集水管(horizontal drains，以下簡稱為集水管)來穩定邊坡，已被證實是一種經濟且有效的排水方法。本章主要針對橫向集水管之設計與施工進行說明。其中，主要工程構造物包含：井筒(Vertical Shaft)、靜水池、橫向集水管、及聯外排水管。集水井工程中橫向集水管之配置原則可參考本章節之敘述。此外，排水廊道之主要構造包含：近垂直向集水管(sub-vertical drains)、集水室(water Collection chamber)、半圓馬蹄形廊道襯板、及底部混凝土排水溝。本設計注意原則，暫不針對排水廊道之設計與施工進行說明。惟排水廊道中，近垂直向集水管之配置原則與橫向集水管之配置原則相類似。

4-2 橫向集水管 Horizontal Drains

4-2-1 類型 Type

PVC(PolyVinyl Chloride, PVC 聚氯乙烯)集水管主要開孔方式有圓形開孔(borehole)、槽形鋸縫(slot, 或狹縫窄孔)開孔、熱融網孔、以及自吸式微細縫開孔，如圖 4-1、圖 4-2 及圖 4-3 所示。集水管為達到一定之開孔率，而又能防止大粒徑之土壤流入集水管內，一般採槽形鋸縫開孔方式(圖 4-2 中 A、B、C)，可得較佳效果。目前集水管之槽形鋸縫開孔技術，最細之鋸縫寬度尺寸已可達小於 0.1 mm 之程度，因而縱使未被覆不織布亦可達到過濾細顆粒土壤之效果。

若 PVC 採自吸式微細縫開孔時又可稱為自吸式集水管(圖 4-1(b))，將此類型集水管埋設於土壤中，利用其微細縫間毛細負壓力之自吸功能，可將地下水吸入管內。在實務上，現地土壤中之地下水可由分布於環管 360°之微細縫間導入管內，以達集水功能。同時，在集水時，可利用管內水流之水位落差產生虹吸作用，促使微細縫間之負壓增大，並大幅提高集水管之吸水效率。

HDPE 集水管採熱融網孔之開孔方式(圖 4-1(c))，可稱為網孔集水管(以下簡稱網管)，網管之管身結構以 W 波紋型式相互交錯形成。此類網管(外覆不織布濾材)埋設於土層中，其

抗壓強度與集水效能皆佳。網管之續接，採用插口式接頭施工(以放大直徑之續接網管銜接兩端較小直徑之排水網管)，施工經濟且效率高。

集水管之水平向鑽孔直徑約為 120~150 mm，而大部分 PVC 或 HDPE 集水管的直徑約為 60~100 mm。

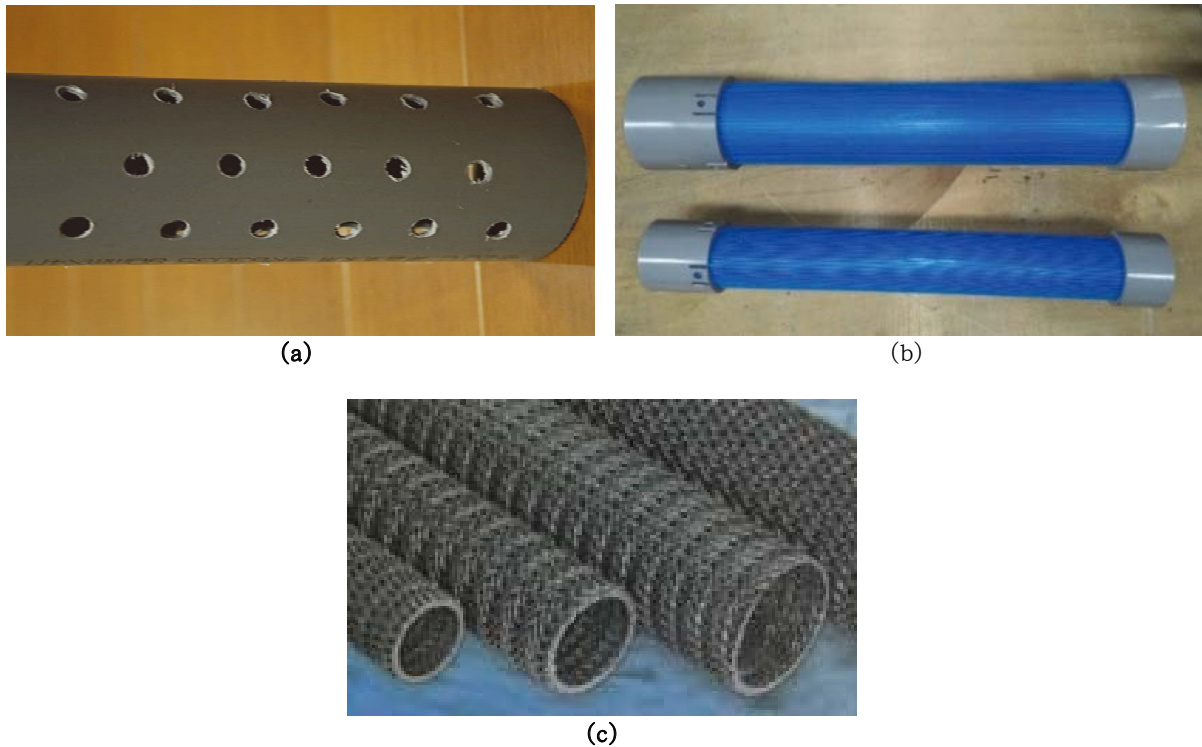


圖 4-1 集水管之 (a) 圓形開孔 (b) 自吸式微細縫開孔 (c) 熱融網孔

Horizontal drains (a) borehole (b) self-suction slot (c) heat-melt network

一般而言，集水管管壁上的開孔皆施作於上半斷面，而下半斷面通常無開孔，以防止收入集水管的水再次由開孔滲透到周圍的地層中，如圖 4-2 所示。在香港常用之集水管種類(R.P.Martin et al., 1994)，如圖 4-3 所示。另外，集水管種類 Type 1 & 2 以及 Type 3 詳細說明，如圖 4-4 所示。

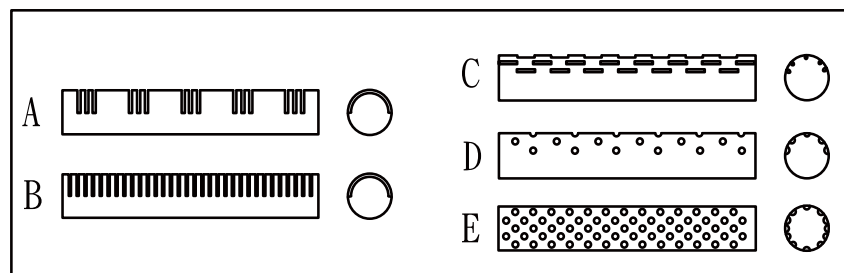


圖 4-2 集水管之開孔側面及截面圖(Miloslav et al., 2013)

Side view and cross section of borehole of horizontal drains.

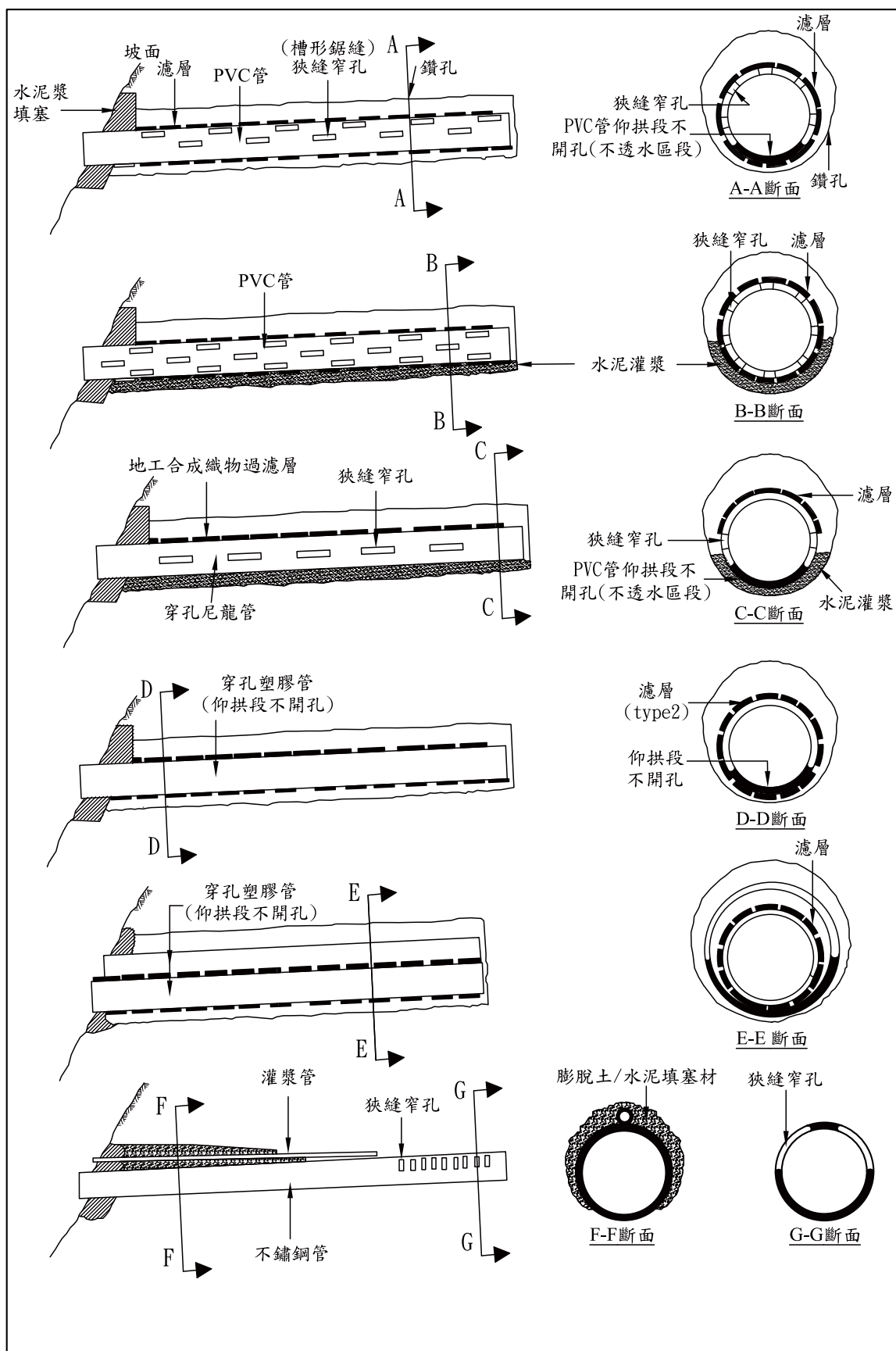


圖 4-3 香港普遍採用之集水管類型 (R.P.Martin et al., 1994)
Horizontal drain patterns commonly used in Hong Kong.

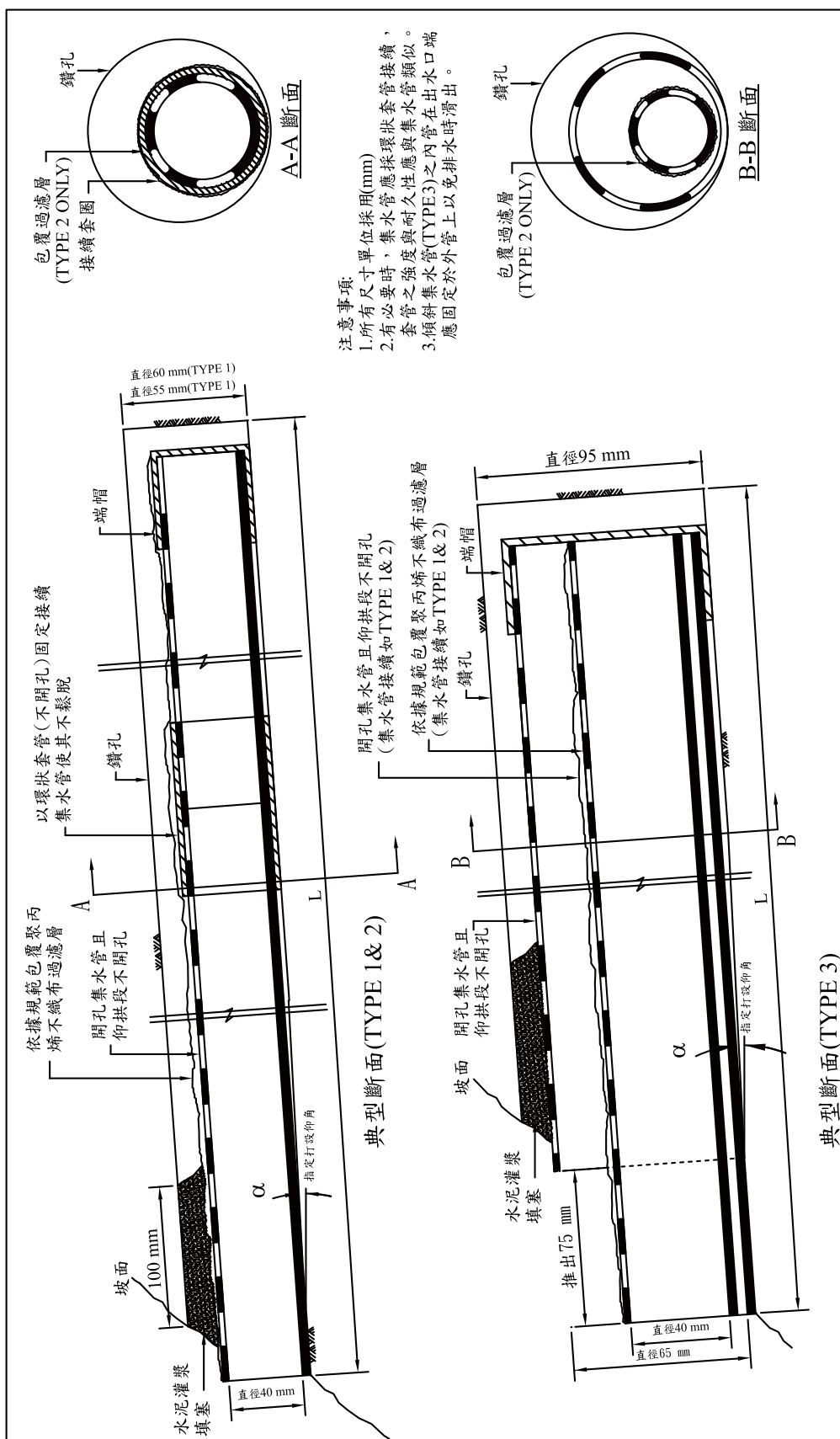


圖 4-4 集水管種類 TYPE 1 & 2 以及 TYPE 3 詳細說明 (R.P.Martin et al., 1994)

Details of Type 1 & 2 and Type 3 horizontal drains.

一、第一型

採用 PVC 集水管，在其管身鑽設狹縫窄孔(slot, 或槽形鋸縫開孔)以收集地下水。管斷面之下半部仰拱段不開孔(不透水)，管身包覆柵網過濾層(1 mm x1 mm 正方網孔)，如圖 4-3(A-A)所示。鑽孔施工時，先由坡面嵌入一段防坍套管後，進行沖洗鑽孔；當鑽孔達所需進尺後，立即安裝集水管，並抽移坡面之防坍套管。此型集水管通常採直徑 75 mm 之 PVC 管製作，管斷面之上半部開孔可採寬度 6 mm 之狹縫窄孔(間距約 25 mm)或直徑 20 mm 之圓孔(間距約 75 mm)。

二、第二型

為第一型之變化型，在集水管斷面之下半部仰拱段下方，進行水泥灌漿，如圖 4-3(B-B)所示。此型集水管共有三組狹縫窄孔。第一組窄孔開在集水管之上半斷面，以便收集地下水並導入管內。第二組窄孔開在接近下半斷面之仰拱段，以便灌漿時流入集水管內之水泥灌漿材能再度流回管底下方之環狀空間內。第三組窄孔開在集水管斷面中間高度約略下方之位置，以便集水管之管底下方環狀空間之水泥灌漿超量時，能流回集水管內，並由集水管坡面出水口端(近端)排至管外。

上面三組窄孔之安排方式，主要目的在使集水管下半斷面之仰拱段呈不透水狀態，而在此同時，又能防止過量的水泥灌漿材，沉積在集水管內阻礙未來排水功能。灌漿時可分階段執行，由集水管坡面出水口端(近端)開始，並逐漸往坡內深入端(遠端)施作。灌漿完成後，PVC 集水管內部應沖洗，以便移除管內多餘之灌漿材。

三、第三型

採用長灌漿管，將水泥漿泵送至集水管坡內深入端(遠端)，並使灌漿材沿集水管外圍環狀空間，流出鑽孔外。集水管下半斷面之仰拱段為不透水，如圖 4-3(C-C)所示。狹縫窄孔開在集水管之中間高度處，以使流入管內之灌漿材能排至坡面出水口之外。

四、第四型

此型集水管由香港大地工程處(GEO, Geotechnical Engineering Office)之設計部門發展而來，主要運用作為邊坡擋土牆之地滑防護措施，如圖 4-3(D-D)及(E-E)所示。此型集水管又可分為三類(Type-1, Type-2 及 Type-3)，如圖 4-4 所示。

(一) Type-1

集水管採用開孔塑膠管(直徑 40 mm)製作，集水管下半斷面之仰拱段為不開孔(不透水)。集水管可直接推入鑽孔中，勿需採用防坍套管支撐鑽孔(一般為適度堅硬之岩層鑽孔)，此類型集水管通常用以改善高度節理化且破碎之岩層排水。

(二) Type-2

此類集水管與 Type-1 相似，管身包覆地工織物過濾層。適用於風化程度較高之岩層，且土壤顆粒有可能受沖洗流入集水管內之情況。

(三) Type-3

此類集水管由兩種不同直徑(一般為 40 mm 及 65 mm)之穿孔塑膠管所組成，管斷面之下半部仰拱段為不透水(不開孔)，只有內管包覆地工織物過濾層。施工時，大直徑集水管(外管)先插入鑽孔內。隨之，小直徑集水管(內管)再安裝於大直徑集水管內。

一般集水管長度約 15~30 m 且使用於土層或岩/土混合層之地下排水。雖然，工程費用較為昂貴，但與 Type-2 相比較，小直徑集水管(內管)更易抽出，以便檢視地工織物過濾層被泥砂阻塞的情況。

五、第五型

集水管採不銹鋼管製作，需要特別的技術來進行安裝。一般先採全套管防坍方式進行鑽孔。隨之，插入安裝直徑 36 mm 之不銹鋼集水管後，再抽移防坍全套管。在集水管坡內深入端(遠端)，施作狹縫窄孔(或槽形鉅縫)以便進行過濾排水。在防坍全套管被整段移除之前，可安裝各種灌漿管。若集水管預期會落在地下水水位面之上方，則管身並不適合開孔，且灌漿材應澆置於集水管與鑽孔之環狀空間以防止水流進入。

4-2-2 管材 Material

集水管材質應考慮其強度、施工性及未來維護之可行性，主要由 PVC(PolyVinyl Chloride，聚氯乙烯)及 HDPE(High Density PolyEster，高密度聚乙烯)兩種材料製作而成。PVC 採用一體成型壓出製造，材料之強度較低，但續接方便且可採一般性施工。另外，HDPE 採異形雙層壓出成形，具有網管質輕堅韌、不腐蝕、以及不破裂的性質。同時，HDPE 材質耐酸鹼、耐磨耗、以及抗腐蝕，其材料因需以熱融方式續接，因此在現場需要專業性施工。最後，PVC-PE 複合管其材質則可兼顧施工性及強度要求。根據過去經驗，橫向集水管在使用 3~4 年後即可能阻塞，而 PVC 集水管較 HDPE 集水管容易清洗。圖 4-5 為兩種不同類型材質

之集水管，表 4-1 為兩種材質之比照表。

表 4-1 PVC 與 HDPE 集水管材質比較

Comparison between PVC-horizontal drains and HDPE-horizontal drains.

	抗拉強度	接續狀況	施工難易	阻塞後清洗
PVC	小	方便	較易	較易
HDPE	大	較難	較難	較難



圖 4-5 橫向集水管 (a) 聚氯乙烯 (PVC) (b) 高密度聚乙烯 (HDPE)

Horizontal drains. (a) PVC, PolyVinyl Chloride (b) HDPE, High Density PolyEthylene

4-2-3 過濾層 Filter Layer

過濾層的主要功能在使地下水能自由流動，且能將水中之細顆粒土壤攔截蓄留在其表面。過濾層通常採用顆粒性級配材料或地工織物進行製作，如圖 4-6(a)、(b) 所示。過濾層將用於包裹集水管之開孔，以免開孔受細顆粒土壤所阻塞，影響排水功能。對於兩種型態之過濾層，地工織物明顯比顆粒性級配材料有較佳之施工性及施工效率。過濾層的開口尺寸影響過濾的功能。過濾層的兩個基本要求標準，為其對地下水之滲透性與其對細顆粒土砂之蓄留性功能。依據過濾層蓄留土砂能力，可分為三種不同型態的運用：1. 全部蓄留型：低滲透，完全預防土壤顆粒流失。2. 最佳蓄留型：適當排水量與有限顆粒流失間之平衡。3. 局部蓄留型：土壤顆粒緩慢且逐漸流失。大多數標準型濾層皆依據第二類型最佳蓄留型之考量來研製過濾層，使其能有效控制所需之排水量(Jie Han, 2015)。集水管包覆濾層之實例，如圖 4-7 所示。

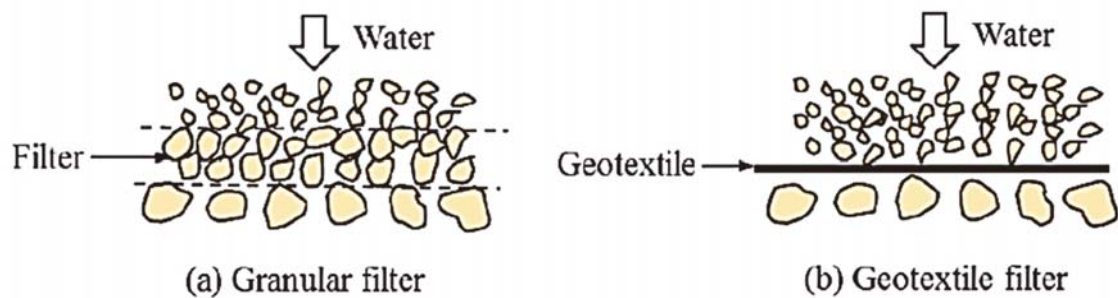


圖 4-6 濾層 (a) 顆粒性級配材料 (b) 地工織物
(a) Granular filter and (b) geotextile filter.



圖 4-7 集水管被覆過濾層(地工織物)
Horizontal drain covered by geotextile filter.

4-2-4 配置原則 Principle of Configuration

若打設在最適位置之集水管，在地下水流入不穩定區域之前，能將其予以攔截，則集水管之排水功能發揮最為有效。若集水管要達到上述目標，則與下列各項因素有關(Cook et al. 2008)：1. 是否能掌握在地滑不穩定區地下水之源頭所在及其流動方向、2. 是否能了解含水層中水流輸送之特性或地下水滲流之特性、3. 地層中是否有礫岩層(多孔隙、高滲透)或開放不連續面存在、4. 地層中是否為裂隙相互聯通之硬黏土層(堅硬多孔隙)、5. 地層中是否有棲止水層存在(Smith and Stafford, 1957; FHWA, 1980; Hoek and Bray, 1981; Nonveiller, 1981; Dharmawardene and Weimer, 1988; and Mekechuck, 1992)。美國聯邦公路管理局(FHWA, 1980)建議：集水管應垂直層面之走向或垂直具有陡傾角之層面，來進行打設，以便攔截最大數量含水層(water-bearing planes)之地下水。若集水管之打設方向能和最大數目之不連續面相交，則集水管將為導排邊坡地下水最有效率之方法及手段，如圖 4-8 所示。對於邊坡內封閉之不連續面，若集水管與不連續面之相交數可達最大，則集水管之排水效率為最高。

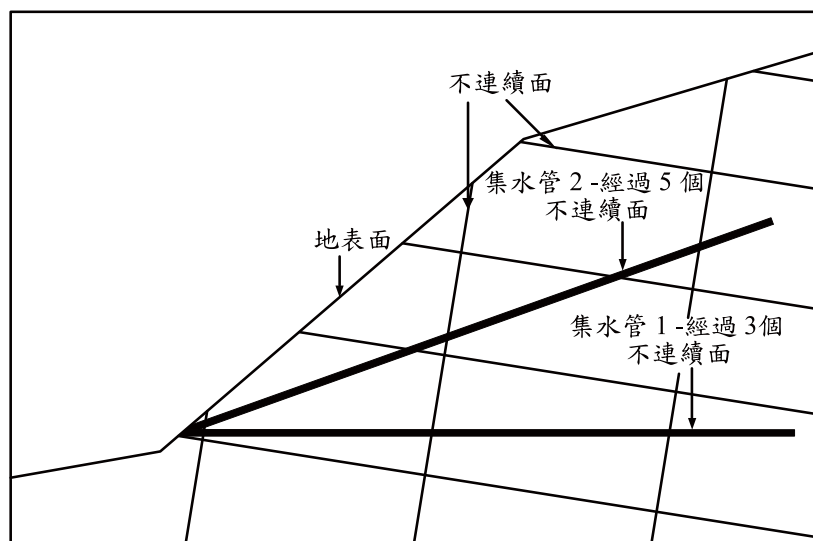


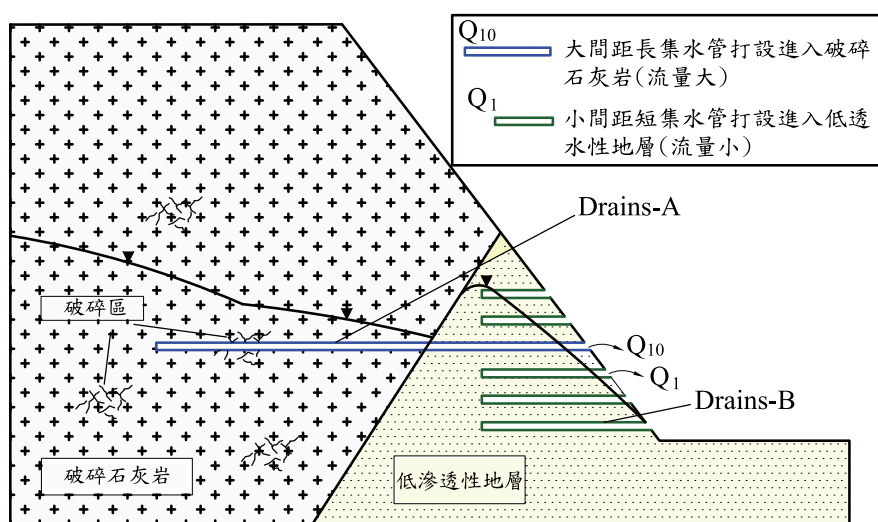
圖 4-8 理論上集水管之打設方向及如何改變其相交之不連續面數目

Cross section of a theoretical slope showing how the number of discontinuities intersected by a drain can vary depending on drain inclination.

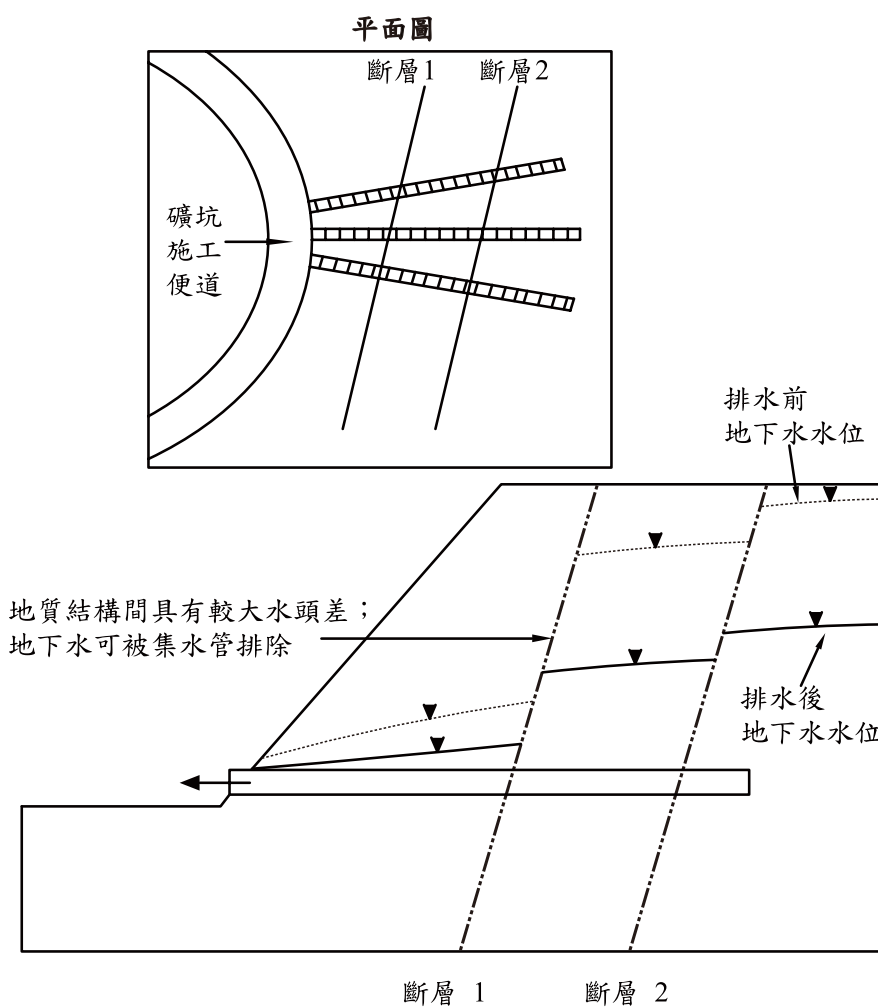
對於排除滯留在開挖坡面後方之透水且隔離之破碎區內之地下水，集水管可採用數量相對較少而長度較長之配置方式，來排除透水性破碎層(permeable fractures)中之地下水。而對於隔離在完整岩層後方區域之透水破碎層中之地下水，此隔離水(compartmentalized water)可能位於坡面內 175 m 以上距離之完整岩層後方，如圖 4-9(a) 所示。實務上，集水管與透水性破碎層之相交情況(或相交數量)，比起集水管之實際配置間距，在設計考量上更為重要。依據構造地質模型，將集水管打設在開放節理及破裂面之法線方向上，將有利於獲得最大之相交數(集水管與不連續面之相交數)。

當地層中岩石(例如頁岩)風化成黏土時，地層將呈現顯著之多孔介質流特性且具低滲透性。對於低滲透性之黏土邊坡(或頁岩邊坡風化而成之黏土邊坡)，集水管可採用數量較多而長度較短之配置方式，來對邊坡進行降壓(降低地下水孔隙水壓)，如圖 4-9(a)所示。在地下水流系統中，由於多孔介質流之特性，因此設計者可預期各集水管之排水量將趨於一致，但其值會偏低(均質粘土邊坡之排水特性)。此外，集水管之配置間距在設計中很重要，其設計值和排水場域地層材料之滲透性息息相關。

對於被遮斷並蓄積在地質構造後方之地下水，可採用集水管來進行排除。一般此地質構造之方向和坡面大約平行(sub-parallel)，如圖 4-9(b)所示。所需之集水管打設數量，依地質構造(大約和坡面平行)之數目、破碎狀態、及特性而定。同時，對於受破碎面影響之地下水，由於其水流型態及特性隨空間有極大變異。因此，設計者可預期各集水管之出水量將會有極大的差異。



(a)



(b)

圖 4-9 集水管打設原則示意圖

Schematic diagram of drain configuration.

當礦區之開挖坑(礦坑)逐漸擴大，開挖坑四周之邊坡逐漸退縮時，打設集水管進行地下排水時，可能會遭遇新的地質類型，如圖 4-9(b)所示。對於礦坑擴挖前，開挖坑四周之初始坡面，若集水管能打設在可能的最低位置，通常可獲得最佳之排水效果。也因為如此，在礦坑擴挖至新的地質類型所在的高程之前，地下排水的工程即可展開。

將集水管打設於坡面趾部區位之排水功能與集水管打設於坡面多個高程區位者，有同樣的效果(Rahardjo et al. ,2002)。當集水管打設於邊坡之下部區域時，上部區域之集水管排水功能即變得不甚重要(Lau and Kenny (1984) and Martin et al. (1994))。理論上，在高水位情況下，集水管打設於邊坡較低高程之趾部，其上方之排水驅動壓力水頭最大，排水效率最高。

4-2-5 管壁開孔 Borehole and Slot

滑動區域內之地下水可透過集水管上的開孔，流入管內收集排出。集水管上有左右兩排狹縫窄孔(slot, 槽型鋸縫)，窄孔之中心位置落在管周長之 $2/3$ 處。因此，左右兩狹縫窄孔之中心位置間之夾角為 120° ，如圖 4-10 所示。狹縫窄孔之寬度(w)通常為 0.25, 0.5, 1.3 mm。表 4-2 為狹縫窄孔在不同寬度情況下之優缺點。

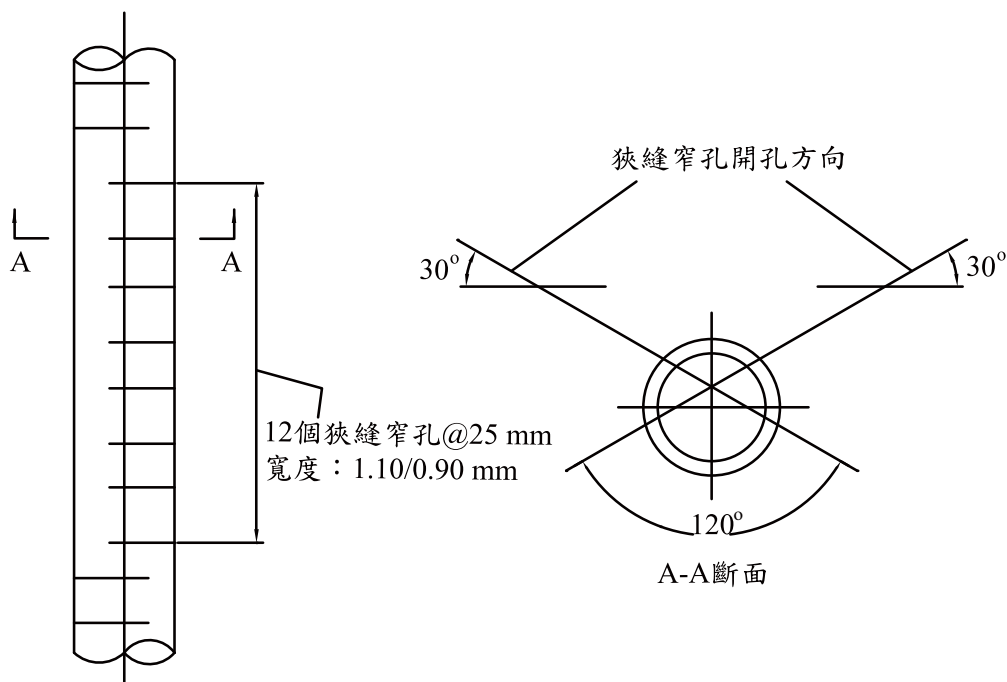


圖 4-10 PVC 集水管狹縫窄孔之開孔細部 (DMR, 1986)

Details of slots in PVC horizontal drains.

表 4-2 三種狹縫窄孔寬度之優缺點

Advantages and disadvantages for three types of slot width.

0.25 mm	集水管較容易淤塞，需要定期清理。通過窄孔的土壤顆粒較少，可使用於細顆粒土壤為主之邊坡區域。
0.50 mm	最為普遍使用。若因時間限制，無法採取邊坡土樣進行實驗且邊坡土體之顆粒尺寸具有高度變異性時，建議參用。
1.30 mm	可使用於粗顆粒之砂質或礫石邊坡，並允許有限之細砂或淤泥在開始阻塞前進入集水管。

根據 Forrester(2001)的理論，通常要求狹縫窄孔寬度 $w < (d_{85}/1.2)$ 。一般而言，圓形開孔較狹縫窄孔少使用，通常要求圓形開孔直徑 $d_h < (d_{85})$ 。

4-2-6 打設長度 Drain Length

集水管需要有足夠之長度以便延伸到滑動面所在區域，使滑動面附近區域能獲得所需之地下水水位洩降量。由於必須將地下水由滑動面鄰近區域予以排除，因此集水管打設時，必須穿過該區域。集水管貫穿潛在滑動面一定長度後，即能有效洩降潛在滑動體內之地下水水位，或排除潛在滑動面上，蓄積於地層破裂面之地下水。集水管打設長度達臨界長度(集水管由坡面起始端即出水口端至潛在滑動面間之長度)後，若再持續延伸增加其長度，則地下水水位之洩降效果(或洩降影響區之範圍)，對潛在滑動面穩定性的提升幫助有限，而額外的施工成本將使工程變得不甚經濟。摘錄過去研究，對橫向集水管設計長度之考量，如表 4-3 所示。依過去施工經驗及記錄，集水打設長度最長可達 100 m，而在特定設計需求下，集水管打設長度可達 300 m(Kleppe, 1984; Abramson et al., 2001; Ho; 2008; Zuyu et al., 2008; Miloslav et al., 2013)。另外，當集水管之打設長度過長時，需注意鑽孔前端可能受重力影響，發生鑽頭及鑽桿因受重力作用而向下彎曲之情形。

典型的集水管直徑約 60~100 mm，且在達到潛在滑動面區域之打設長度約為 60~90 m(集水管之臨界長度)。在集水管打設長度方面，最重要的考量是邊坡內部之水文地質資訊，以及必須降壓之地層目標區所在位置。若在整治工程計畫中，無法確認特定地層排水目標區位時，則應儘可能將集水管之打設長度延伸加長。一般而言，此作法比較有利於爾後之排水功能。較長的集水管一般具有較低比例之管長，會在管內呈現未飽和狀態。所謂管內呈未飽和狀態，乃是集水管落在地下水水位面上方之管段，管內充滿大量空氣而只有少量地下水填充的狀態。較長的集水管通常會獲得較大的驅動水頭及較高數目的岩層破碎區交會點(fracture intersections)，尤其是在岩層破碎區呈垂直分布之情況。Smith and Stafford (1957)建議，集水管在最接近出水口之 6 m 長度範圍內，管身應鍍鋅且不開孔，此作法除了

可減緩集水管之腐蝕速率外，同時可防止植物根系侵入管內造成阻塞。

地下水可能由集水管未飽和管段(地下水水位面以上充氣之管段)再度流出，並進入周圍之岩層破碎帶中。當集水管開始排水，且地下水水位面洩降後，集水管未飽和管段之長度會增加。一個可遵循的經驗法則為：儘量保持集水管未飽和管段(或地下水水位面以上管段)之長度 $(L_d)_{\text{unsat}}$ 小於集水管總長 (L_d) 之 25 %，即 $(L_d)_{\text{unsat}} \leq 25 \% \times (L_d)$ 。較長之集水管比起短集水管有較大之驅動水頭，集水管之排水效率通常隨管長之增加而提升(Read & Beale, 2013)。

表 4-3 橫向集水管設計長度考量

Considerations of installation length for horizontal drains.

Royster (1980)	集水管貫穿滑動面後之向外延伸長度，不得超過 3~5 m。若集水管打設長度明顯超過滑動面，則施工將變得極不經濟且可能造成地下水回滲進入滑動破壞區之情況。
Lau and Kenney (1984)	若集水管貫穿上邊坡之潛在滑動面後，若持續延伸增加打設長度，則地下水水位洩降影響範圍區對潛在滑動面穩定性的提升幫助有限，且無法獲得額外之排水效益。
Nakamura (1988)	若集水管達臨界長度(critical length，集水管出水口端至潛在滑動面之長度)，則縱使持續增加集水管長度，亦無法影響地下水水位之最大洩降量。
Cai et al. (1998)	當集水管達臨界長度後，若持續增加長度，邊坡穩定性安全係數之增量亦會隨之下降。

4-2-7 打設間距 (扇形與平行配置) Drain Spacing

橫向集水管可以採用平行或扇形排列配置，在打設條件相同之情況下，兩種排列配置之最大集水效果(或最大洩降量)並沒有太大差別(Nakamura, 1988)。平行與扇形集水管排列配置，如圖 4-11 所示。

扇形集水管每配置一次，地下水將由多根集水管排出邊坡。由於在坡地內，扇形集水管同時往眾多方向進行打設，因此集水管與過去無法辨識或確認之開放性不連續面以及棲止水層，相交之可能性較高(Mekechuk, 1992; Santi et al., 2003; and Cornforth, 2005)。

橫向集水管設計，一般會於滑動面區域打設多根之集水管以排除地下水，而集水管間應維持一定間距。此集水管設計間距乃在打設過程期間，依據現地排水狀況，經過反覆測試調整才予以決定，即通常在施工現地採用的進場及現地配置(access and site layout) (Crenshaw and Santi, 2004)。橫向集水管設計間距考量，如表 4-4 所示。Smith and Stafford (1957)建議橫向集水管水平間距可採 7.5~30 m 進行配置。對於預期可獲得良好出水量之地層，水平間距可容許小於 7.5 m，但最大水平間距為 30 m。在集水管呈扇形配置之情況，其間距應在集水管與含水層交界區之中間位置來量取，如圖 4-12 所示。集水管應以小角度之

方式打入受拘限含水層，並與之相交且完全穿過含水層。在平行集水管配置間距方面，其間距之量測值比扇形集水管者，相對較具可靠性。另外，若邊坡之地形容許在不同高程打設多階集水管，且各階集水管都可擴伸至含水層區域時，集水管打設通常會呈多階配置之型態。

表 4-4 橫向集水管設計間距考量

Considerations of installation spacing for horizontal drains.

Huculak and Brawner (1961)	高透水性地層區域適用之橫向集水管間距約在 9~12 m；當集水管遭遇到豐富地下水時，可考慮在初始測試階段所打設之任意兩根集水管間，至少再額外補充打設一根集水管。
Hunt (2005)	依據土壤材料性質決定配置集水管間距，透水性較低之細顆粒土壤適合間距為 3~8 m；透水性較高粗顆粒土壤其適合間距為 8~15 m。
Cornforth (2005)	平行集水管垂直打設在滑動面上之間距一般為 1~3 m。由於設計標準缺乏一致性，一般建議採用之間距其範圍值差異大。

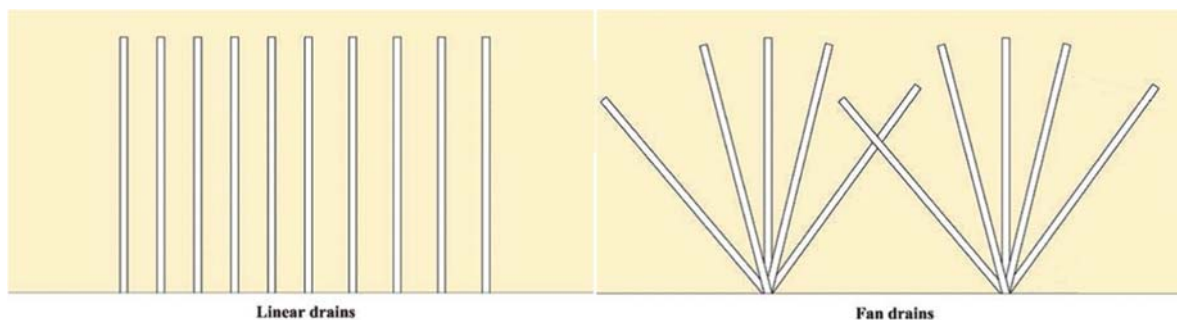


圖 4-11 水平與扇形集水管配置示意

Schematic diagram of parallel(or linear) drains and fan-array drains.

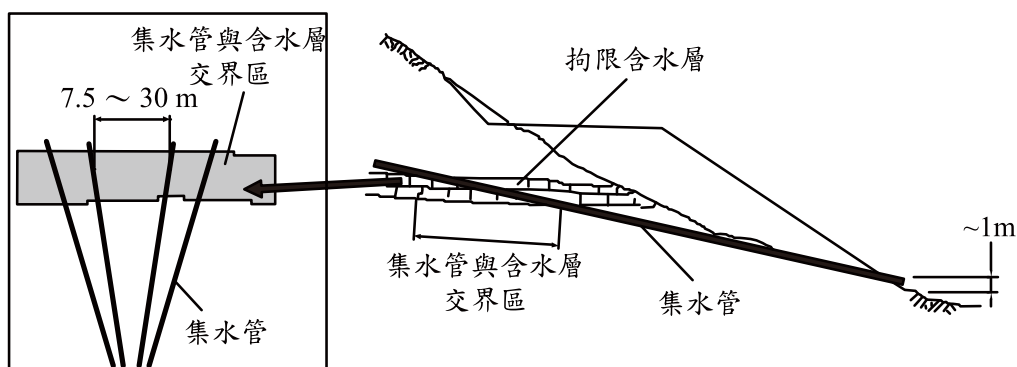


圖 4-12 扇形集水管水平間距之量測方式

Measurement of spacing between horizontal drains of fan-array.

4-2-8 打設方位 Drain Orientation

一般集水管採低打設仰角(集水管向上傾斜)是較佳的設計選擇，此作法不僅會使集水管深入端具有較低高程及較大驅動水頭，並可使集水管坡內深入端(遠端)產生更大之地下水水位洩降，因而提高集水管之地下水水位洩降能力 (Santi et al.,2001a, b)。如果可能，集水管亦可採無仰角的方式進行打設，只要集水管坡內深入端至坡面起始端(出水口端或近端)之間維持正值的水力梯度，即可獲得相同的排水效果。雖然上述原理亦適用於集水管採打設俯角(集水管向下傾斜)的情況，但一般不建議集水管向下傾斜打設。因為此作法有可能導致集水管內之收集水往地層迴流輸送。橫向集水管打設仰角考量，如表 4-5 所示。

集水管垂直鑽入主要地層構造方向之施作方式，將最有可能使集水管與透水破碎區獲得最大相交數目。若集水管直接鑽入邊坡(或集水管垂直邊坡走向)，則貫入未飽和區之可能範圍較小，且可能獲得較高之總體驅動水頭。因此，在初始階段將集水管之打設方向調整為約略垂直於主要含水地層構造，通常會有利於地下水之排除。(Read & Beale, 2013)。

表 4-5 橫向集水管打設仰角考量

Considerations of installation orientation for horizontal drains.

Smith and Stafford(1957); Cornforth,(2005)	為了使橫向集水管維持正值的水力梯度，集水管可從出水口往坡內向上傾斜打設，使滑動面區域之地下水能在高效率的情況下排出。
Cornforth (2005)	縱使橫向集水管打設仰角可達 25°以上，一般集水管打設仰角約維持在 2°~10°。

4-3 集水井 Drainage Well

4-3-1 施設位置 Location of Installation

集水井之主要目的為排除較深層之地下水(例如深度在 30~40 m 之地下水)，並降低地下水水位。集水井施作位置之選擇，應依據水文及地質調查成果，施作於適當位置。其位置之選擇，除了需考慮地下水脈所在區域及地下水流向外，尚需考慮集水井與滑動體(潛在滑動面)之相關位置，以便有效收集深層地下水。一般而言，集水井有三種可能施作位置，如圖 4-13 所示：

- 1.設置於滑動體之外。
- 2.設置於尚未發生滑動之推估滑動體內。
- 3.設置於已發生滑動之滑動體內。

若集水井設置於滑動體之外，因其位於穩定區域，受力情況較為單純，設計深度以儘量能進入較佳地盤 2 m 以上為原則；若設置於推估之滑動體內，其受力應考慮額外之作用力；若不得已設於已產生滑動之滑動體內，則建議井深不得超過滑動面，以避免集水井之井身可能被滑動面相對位移剪壞之情況。同時，因滑動體不均勻變形所產生之各項額外作用力(例如：偏土壓力)，均需納入設計計算考量。

決定集水井施設位置前，原則上需要先掌握滑動體影響範圍及滑動面深度。其次，判釋地下水主要水脈區位及其流動方式，再決定集水管打設位置及長度。若集水管打設長度受限，無法有效進行深層排水時，可考慮採用集水井配合施作。打設於滑動體內之集水管能降低地下水水位，減少滑動體之單位體積重及滑動面上之孔隙水壓，而最終目標在提升滑動體之穩定性。若將集水管或集水井打設於滑動體頭部或頭部上方，則設計施作前需先清楚掌握地下水流向及流路，並配合地表排水之治理，進行坡頂截流與坡面縱橫向排水，以及裂縫填補等表面處理，方能防止地下水進入滑動體。

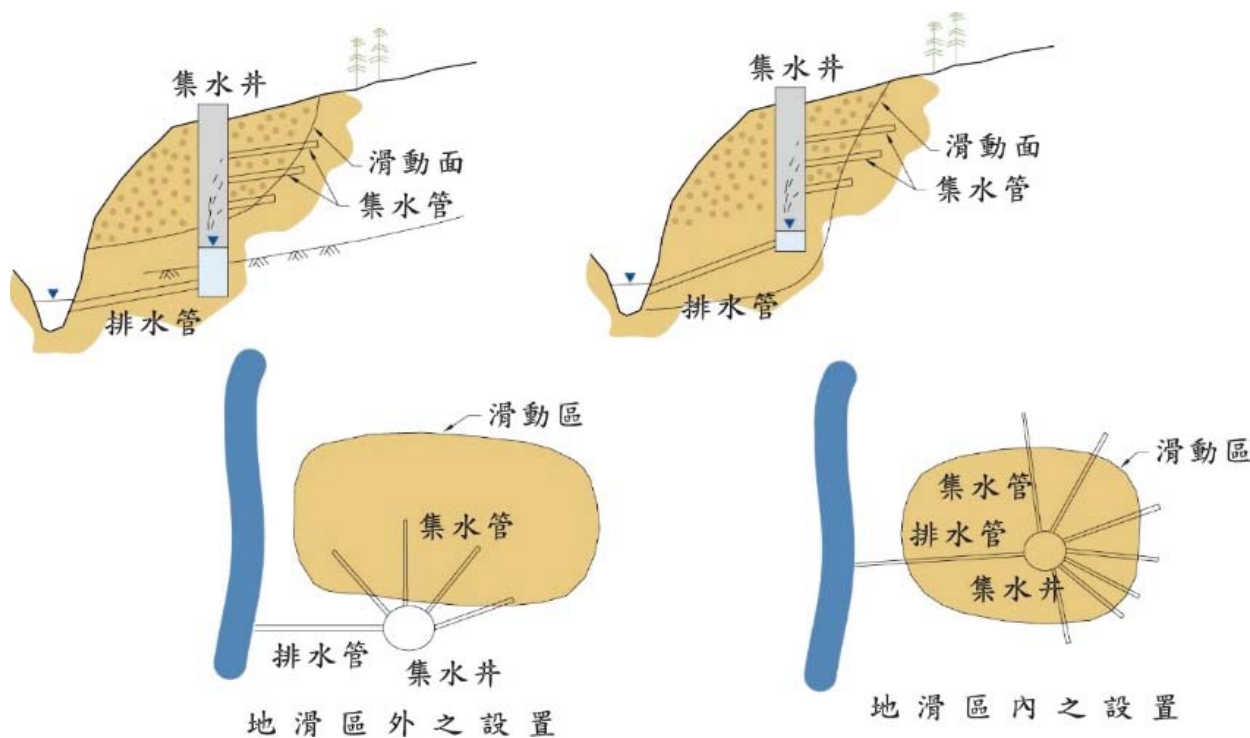


圖 4-13 集水井可能施作位置示意圖(水土保持局，2008)

Illustration of the location of drainage wells installation in slopes.

4-3-2 井筒材質 Liner of Vertical Shaftn

過去集水井大多採用傳統鋼筋混凝土(RC)材料施作為主，施工則採沉箱方式進行。但由於地滑體之地質狀況一般較為複雜，且多處偏遠或運輸不便地區，因而考量施工之便利性，乃發展鋼襯板集水井之施作工法。鋼襯板集水井以重量較輕之鍍鋅鋼襯板來取代傳統 RC 襯砌，其施作方式猶如建築開挖工程常採用之逆打工法，即每挖一個深度階段後，即進行鋼襯板組立。其主要優點除了可利用鋼材質輕强度高之特性外，亦可在偏遠且運輸困難之地區發揮較高之施工效率，如圖 4-14 所示。

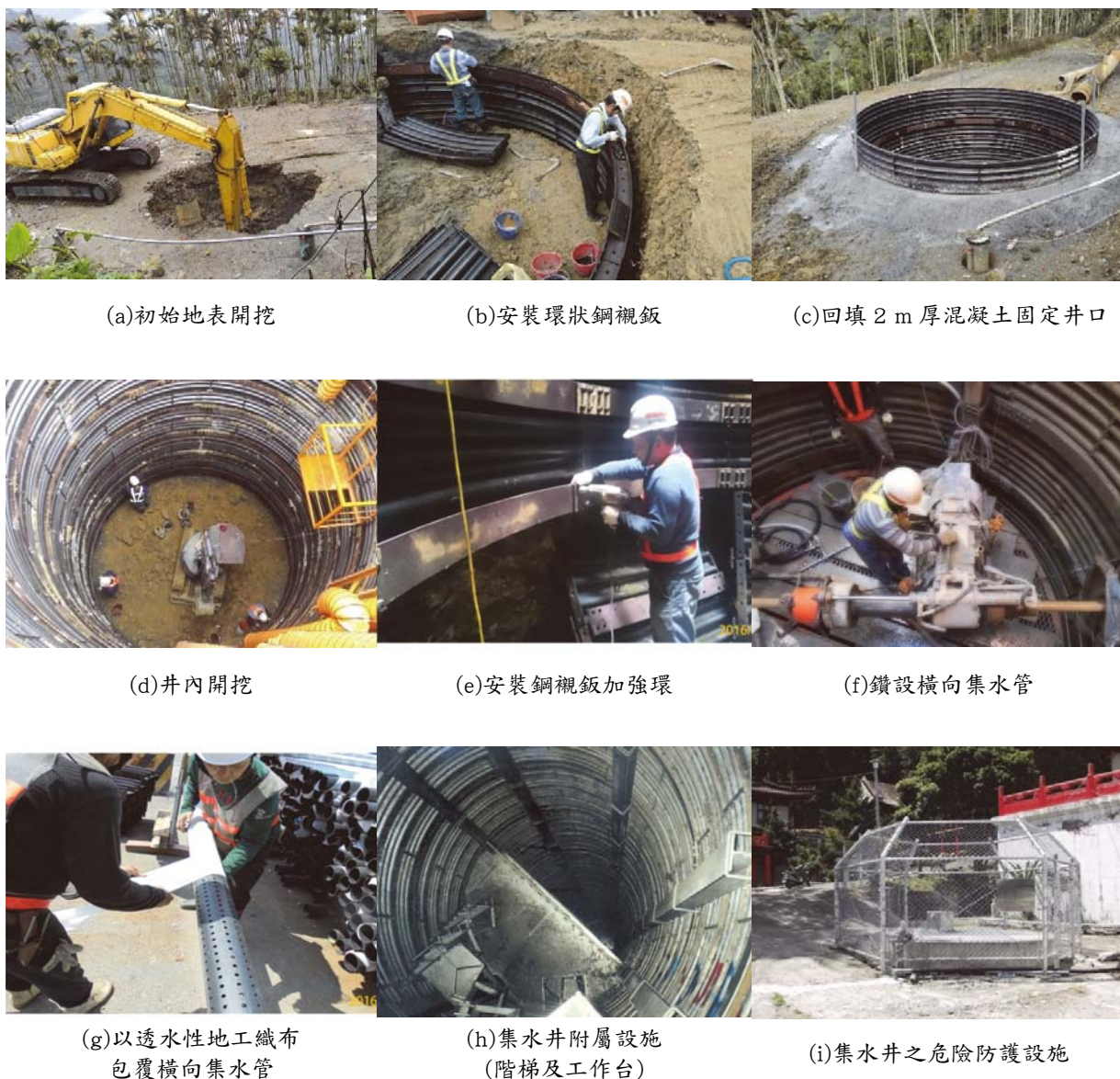


圖 4-14 集水井地下排水工法施工過程(本設計原則整理製作)
Construction sequences of drainage well.

由圖中可知，集水井之附屬設施還包括：永久階梯、臨時工作台、井蓋、圍欄等。階梯在爾後維護清洗集水管時為必需之上下出入井通道，而工作台在進行集水管打設時不可或缺。另外，井蓋及圍欄可防止旅客探視水井，不小心發生墜落危險情事。

4-3-3 井筒口徑 Diameter of Drainage Well

集水井之集水功能，除了可直接透過井筒(shaft)與地層之接觸面進行集水之外，可在集水井內壁不同高程位置，往上邊坡方向鑽設多層次(一般 3~4 層)扇狀排列之集水管(horizontal drains)來進行集水。為了使集水管之鑽設機具，有足夠的施工空間，集水井之口徑不宜太小，最常採用之直徑約為 3.5~5.0 m。同時，在實務上集水井之口徑亦會隨著井深來進行調整。在集水井深度較大的情況，考慮結構體之整體細長比時，集水井之直徑就可能超出上述尺寸範圍。

4-3-4 集水管及聯外排水管之配置 Configuration of Horizontal Drains and Drainage Pipe

在地滑體內之地下水分佈型態受地質構造及地層材料的影響很大，可能由於不透水層之存在，使得地下水呈現不規則非均勻分佈。由於僅依賴井壁與周圍土層接觸面之直接集水，其集水範圍及集水量可能無法符合地下水洩降量之設計要求。因此，有必要在集水井內壁往上邊坡鑽設呈幅射狀排列之集水管，集水管之直徑一般約 5 cm，其鑽設仰角(集水管與水平之交角)一般約 5° ~ 10° 並以重力方式進行集水。

一、集水管之開孔、佈設及材質

集水管之佈置方式應往含有地下水脈之方向進行佈設，若地下水脈均勻分佈，則一般僅佈設一層集水管即可，並建議將此單層集水管，佈設於集水井底部靜水池之上方位置。但對於地下水脈之分佈型態較複雜，且無法完全掌握之情況，則建議集水管採用多層且均勻之方式來進行佈設較為適當。集水管之長度一般需穿過滑動面並往外延伸一段長度，其總長度一般以 50 m 為限。圖 4-15 為集水井之配置側視圖。

理論上，集水管之管壁開孔(槽形鋸縫或圓形開孔)，其孔數越多越好，但在地滑區地層較為複雜之情況，例如：地層之透水性及儲水層分佈不均勻之情況，集水管在收集地下水後，在管內流動之地下水可能在流入集水井之前，又往管外滲漏再次回到地層中。因此，在上述情況下，最適之集水管開孔方式為：僅在儲水層及有地下水脈通過之集水管區段進

行開孔，以便使收集之地下水能有效流入集水井內而不再由集水管外滲回到地層中。此外，另一種開孔方式為：僅於集水管之上半斷面(一般為 120° 之範圍)開孔，而下半斷面則不開孔。因此，收集之地下水可由下半斷面毫無外滲之情況下流入集水井內。

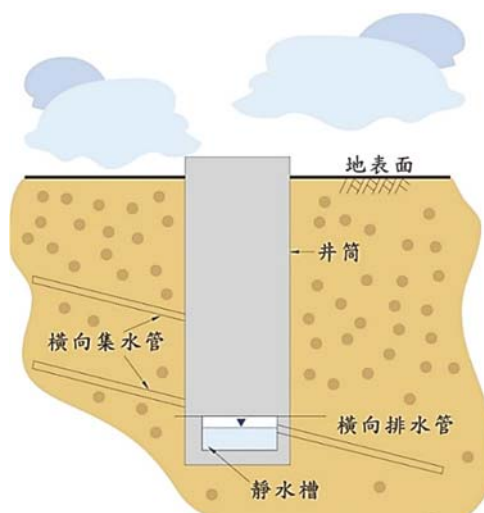


圖 4-15 集水井之配置側視圖(行政院農委會水土保持局，2008)

Cross section of drainage wells.

集水管材質應考慮其抗壓強度、施工性及未來清理阻塞之可行性。其中，HDPE(High Density PolyEster，高密度聚乙烯)網管材料之強度較高，但因需以熱融方式續接，因此在現場需要專業施工。另外，PVC(PolyVinyl Chloride，聚氯乙烯)塑膠管材料之強度較低，但續接方便可採一般施工。最後，PVC-PE 管則可兼顧施工性及強度要求。為防止集水管長期集水而受到細粒土砂之阻塞，在集水管之管壁上被覆不織布過濾層(non-woven geotextile filter)有其必要性。但集水管外覆不織布過濾層，在施工時往往會發生破損。因此，若集水管可採用其他替代方法，來達到過濾土砂的效果，則實務上將變得較為可行。此替代方法可由集水管之開孔方式來考量。一般而言，集水管之開孔方式有圓形鑽孔(borehole)及槽形鋸縫(slot)兩種。若為達到一定之開孔率，又期望能防止小粒徑之土砂進入集水管，則採槽形鋸縫開孔方式可得較佳效果。目前集水管之槽形鋸縫開孔技術，最細之鋸縫寬度尺寸已經可達小於 0.1 mm 之程度。因此，此類型集水管縱使未被覆不織布，亦可達到過濾細顆粒土砂之效果。

二、靜水池聯外排水管

聯外排水管設置於靜水池底部，用來將靜水池內之收集地下水以重力方式排放至下游溪流或安全區域。若由於地形因素之影響，造成聯外排水管長度里程過大，而施工要求品

質不易控制時，可考慮採用多井串聯方式進行多階段排水。亦即多設幾口集水井以便將相鄰集水井之井底聯外排水管進行串聯，如圖 4-16 所示。此作法可先將上邊坡集水井內已收集之地下水，傳輸至下邊坡集水井中後再進行排放。聯外排水管之直徑應視井底靜水池蓄積之集水量而定，一般聯外排水管採用直徑 100 mm 之 PVC 管，以向下俯角 $3^{\circ}\sim 5^{\circ}$ 來施作。聯外排水管設置之最終目的，在將靜水池內所匯集到之地下水，以自然重力作用方式排至安全區之河溝或排水溝。

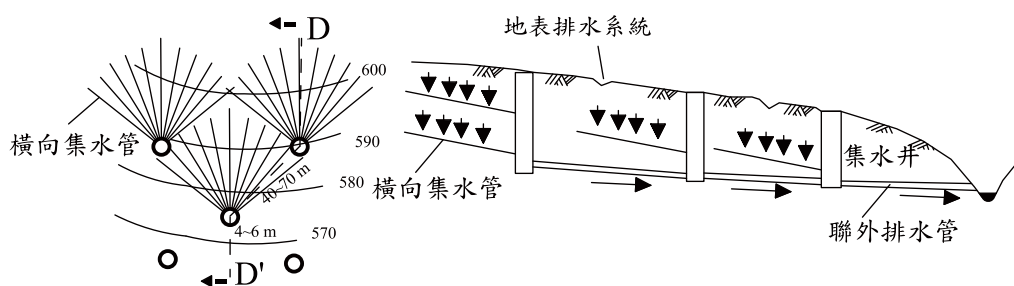


圖 4-16 集水井採用多井串聯方式進行多階段聯外排水

Long distance external drainage of drainage wells thru series connection of drainage pipes at vertical shaft bottom.

4-3-5 鋼襯鈹井筒之結構應力分析

Stress Analysis of Vertical Shaft of Steel Corrugated Sheets

一、適用範圍

本章分析方法適用於承受理論土壓力作用之集水井結構。對於集水井具有特殊尺寸(集水井直徑不在一般的尺寸範圍，如 3.5~5.0 m)、或可能承受特殊土壓力及頂部荷重、以及可能產生大變形之情況時，則必須進行特別之分析方法來進行計算(例如，採用有限元素法或有限差分法等數值分析方法)。

二、土壓作用力之分佈型態

採用日本道路橋示方書第 IV 章下部結構中之沉箱結構分析方法，來進行集水井結構分析。假設集水井承受土壓力為靜止土壓(比採用主動土壓更為保守，其主要用意在考慮地層滑動時可能產生之巨大動態土壓)，且土壓力分佈隨深度增加呈三角形分佈。同時，在深度 15 m 以下之土壓力假設為定值，如圖 4-17 所示。若有地表超載重(ω)作用之情況，土壓力分佈隨深度呈矩形分佈。

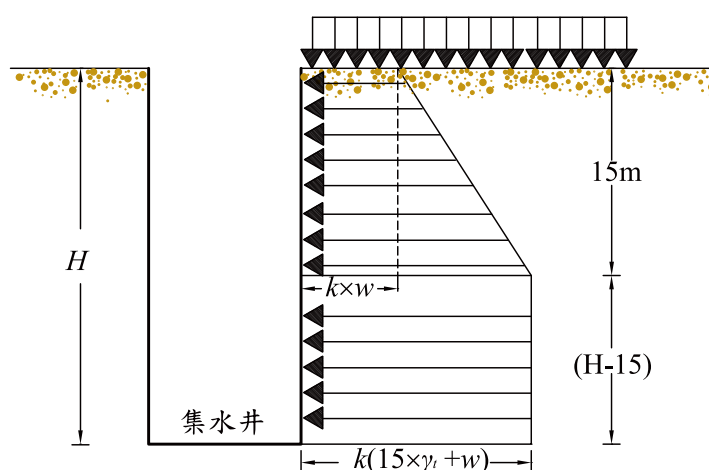


圖 4-17 土壓力分佈圖

Distribution of earth pressure.

靜止土壓力方程式：

1. $H \leq 15\text{ m}$

$$p_h = K_0 (\gamma_t \times H + \omega) \quad (1)$$

2. $H > 15\text{ m}$

$$p_h = K_0 (\gamma_t \times 15 + \omega) \quad (2)$$

其中

p_h = 靜止土壓力(t/m^2)

K_0 = 靜止土壓力係數

ϕ' = 土壤之有效應力摩擦角(當 $\phi=30^\circ$ ， $K_0=0.5$)

γ_t = 土壤濕土單位體積重(t/m^3)

ω = 地表超載荷重(t/m^2)

H = 集水井深度

三、鋼材之斷面性質

鋼襯板一般為規格化之產品，不同生產單位所製造之鋼襯板規格差異不大，如圖 4-18 所示。一般鋼襯板每片之高度為 50 cm，厚度 $T=2.7\sim 7.0\text{ mm}$ 。若鋼襯板之抗彎強度不足以抵抗土壓作用時，則可於上、下兩片鋼襯板間，加裝型鋼製成之加強環以增加其強度，如圖 4-19 所示。圖 4-20 為鋼襯板集水井之結構詳圖。常用鋼襯板及加強環之尺寸及斷面性質，如表 4-6~4-8 所示。



圖 4-18 鋼襯板實體圖
steel corrugated sheets.



圖 4-19 型鋼加強環實體圖
steel hoop for structural reinforcement.

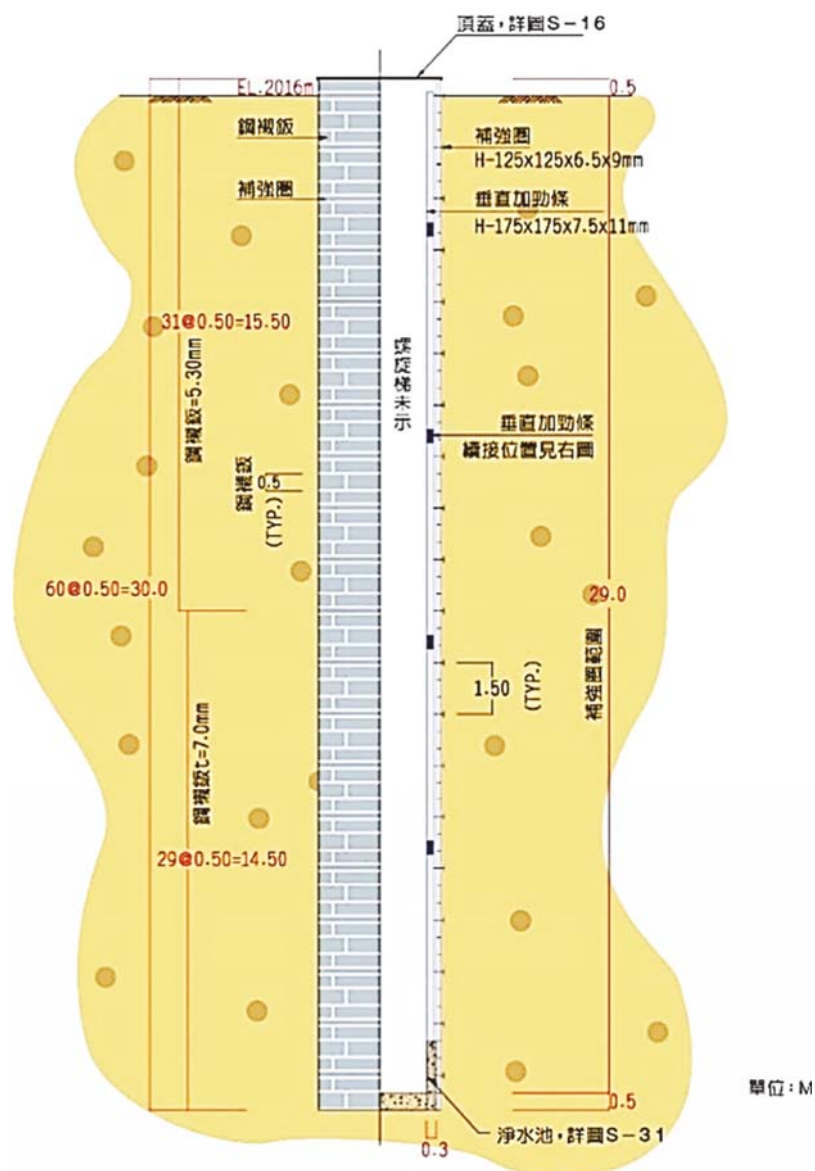


圖 4-20 鋼襯板集水井結構詳圖 (行政院農委會水土保持局, 2008)
Structural detail drawing of drainage wells assemble by steel corrugated sheets.

表 4-6 鋼襯板之斷面性質

Sectional properties of steel corrugated sheets.

板厚 T (mm)	切線長 L (mm)	角度 θ	斷面矩 I (cm ⁴)	斷面係數 Z (cm ³)	斷面積 A (cm ²)
2.7	33.90	54°45'	70.51	22.99	19.88
3.2	33.11	55°07'	83.78	27.15	23.56
4.0	31.82	55°43'	105.2	33.75	29.44
4.5	30.98	56°07'	118.7	37.85	33.11
5.3	22.60	56°48'	140.5	44.37	38.97
6.0	28.33	57°26'	159.7	50.04	44.11
7.0	26.41	58°25'	187.6	58.10	51.44

表 4-7 型鋼加強環之斷面性質

Sectional properties of steel reinforcement hoop (or ring).

標準斷面寸法 (mm)				斷面積 (cm ²)	單位重量 (kg/m)	斷面慣性矩 (cm ⁴)		斷面迴轉半徑 (cm)		斷面係數 (cm ³)	
H×B (高×寬)	t ₁	t ₂	r			I _x	I _y	r _x	r _y	Z _x	Z _y
125×125	6.5	9	10	30.31	23.8	847	293	5.29	3.11	136	47.0
150×150	6.5	9	10	30.31	23.8	847	293	5.29	3.11	136	47.0
175×175	7	10	11	40.14	31.5	1640	563	6.39	3.75	219	75.1
200×200	7.5	11	12	51.21	40.2	2880	984	7.50	4.38	330	112

表 4-8 型鋼加強環之斷面性質及其適用之井桶直徑範圍

Sectional properties of steel reinforcement hoop and its applicability for diameter range of vertical shaft.

集水井直徑	3.5 m ~ 5.0 m	≥ 5.5 m
型鋼加強環	H-125×125×6.5/9	H-150×150×7/10

四、應力分析

(一) 均勻土壓作用狀況：

(1) 挫屈壓力(buckling pressure)

承受均佈荷重之圓管，如圖 4-21 所示，圓管發生挫屈時所承受之壓力稱為極限挫屈壓力 q_u ，其理論值為：

$$q_u = \frac{3E \times I}{r^3} \quad (3)$$

經由試驗結果發現，圓管之挫屈壓力應為(3)式之 3~9 倍。因此，若實際之極限挫屈壓力採用(3)式之 3 倍，且安全係數 $FS= 3.0$ ，則圓管之容許挫屈壓力 q_{allow} 為：

$$q_{allow} = \frac{3 \times q_u}{FS} = \frac{3E \times I}{r^3} \quad (3)$$

E ：鋼襯板材料之彈性模數

I ：鋼襯板與加強環組合後之總慣性矩= $I_L + I_H$

其中 r = 集水井之半徑， I_L 、 I_H 分別為鋼襯板及加強環之慣性矩，下標 L 代表 Liner(襯砌)而 H 代表 Hoop(箍環)。

一般而言，集水井某深度一個完整的鋼襯板圓環，是由七片環片組合而成，整個鋼襯板圓環之環狀勁度可能不均勻，因此建議其容許挫屈壓力 q_{allow} 應再折減為 q_0 ：

$$q_0 = \frac{2E \times I}{r^3} \quad (4)$$

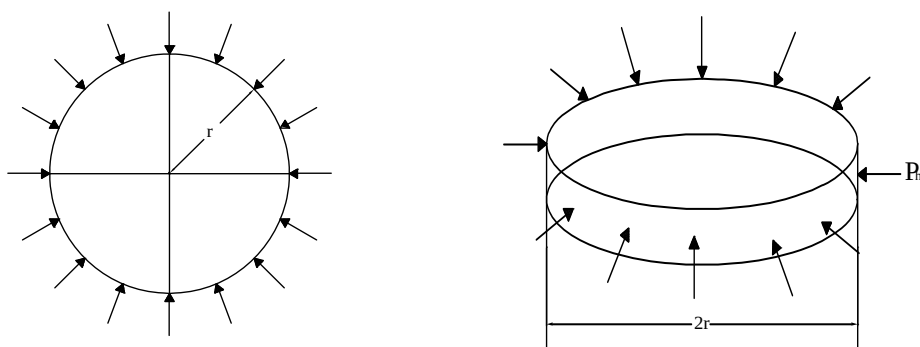


圖 4-21 圓管承受均佈土壓荷重

Circular tube subjected to uniform load of soil pressure.

(2) 撓曲及壓應力(bending and compressive stress)

當一圓管承受徑向均佈土壓荷重時，若其本身存在缺陷而使得環狀勁度不均勻，則圓管受荷重作用時將呈現橢圓狀變形，且在承受荷重後，圓管之變形會擴大，如圖 4-22 之虛線所示。此時在圓管 a 點及 c 點將發生最大彎矩 M_{max} 為：

$$M_{max} = P_h \times r \times \left[\frac{\delta_0}{1 - (P_h / q_k)} \right] \quad (5)$$

δ_0 為 a、c 點之初始變形(一般可為集水井半徑之 1%，即 $\delta_0 = 0.01 \times r$)。另者，圓管在承受側向土壓 P_h 作用時所產生之軸力 N 為：

$$N = P_h \times r \quad (6)$$

集水井鋼襯板在彎矩 M 及軸力 N 作用下，構件產生之壓應力 σ_L 可計算如

下：

$$\sigma_L = \frac{\eta_i \times M}{Z_L} + \frac{\eta_a \times N}{A_L} \leq \sigma_{ca} \quad (7)$$

集水井型鋼加強環在彎矩 M 及軸力 N 作用下，構件產生之壓應力 σ_H 可計算如下：

$$\sigma_H = \frac{(1-\eta_i)M}{Z_H} + \frac{(1-\eta_a)N}{A_H} \leq \sigma_{sa} \quad (8)$$

其中，

η_i =鋼襯板慣性矩與總慣性矩之比值

η_a =鋼襯板截面積與總截面積之比值

A_L =鋼襯板截面積

A_H =加強環截面積

$$\eta_i = \frac{I_L}{I_L + I_H}$$

$$\eta_a = \frac{A_L}{A_L + A_H}$$

計算得之構件壓應力需符合下列強度要求：

$$\sigma_L < \sigma_{ca}$$

$$\sigma_H < \sigma_{sa}$$

I_L 、 I_H ：分別為鋼襯板及加強環之慣性矩

Z_L 、 Z_H ：分別為鋼襯板及加強環之斷面模數

A_L 、 A_H ：分別為鋼襯板及加強環之截面積

σ_{ca} 、 σ_{sa} ：分別為鋼襯板及加強環之容許壓應力

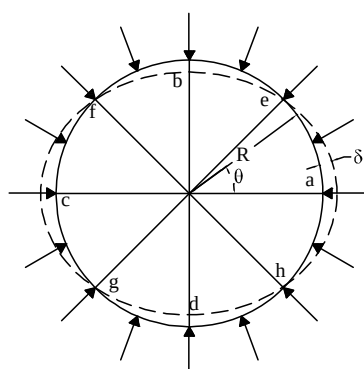


圖 4-22 集水井井身受土壓作用力之變形俯視圖

Plain view of deformed vertical shaft subjected to soil pressure.

(二) 偏土壓狀況：

一般位於坡地滑動區之集水井，其所承受之實際土壓力，並非如上述之均勻土壓力，而實際土壓力之作用狀況，如圖 4-23 所示。土壓力呈不均勻作用之狀態稱之為非均勻偏土壓力 P_e 。一般圓管承受之 P_e 值可達 $10\sim 20\text{ t/m}^2$ 時，會使圓管呈橢圓狀變形。其中，變形量 Δ 可計算如下：

$$\Delta = F_d \times F_k \times \left[\frac{2 \times P_e \times r^4}{E \times I + (0.061 \times k_h \times r^4)} \right] \quad (9)$$

其中

F_d = 考慮土壤發生潛變之相關係數(崩積土 $F_d=1.5$)

F_k = 考慮集水井結構安裝之相關係數=0.1

P_e = 非均勻偏土壓力

r = 集水井半徑

k_h = 徑向(水平)地盤反力係數

$E \times I$ = 集水井之撓曲勁度

對於圓管承受非均勻偏土壓力時，集水井鋼襯板及型鋼加強環在彎矩 M 及軸力 N 作用下，構件產生之壓應力 σ_L 及 σ_H ，可分別採用上述方程式(7)及(8)來進行計算。其中，方程式中 a、c 點之初始變形 δ_o 以 Δ 來取代(即方程式(5)中，設定 $\delta_o=\Delta$)。另外，圓管承受之土壓力 P_{he} =靜止土壓力 P_h +非均勻偏土壓力 P_e 。

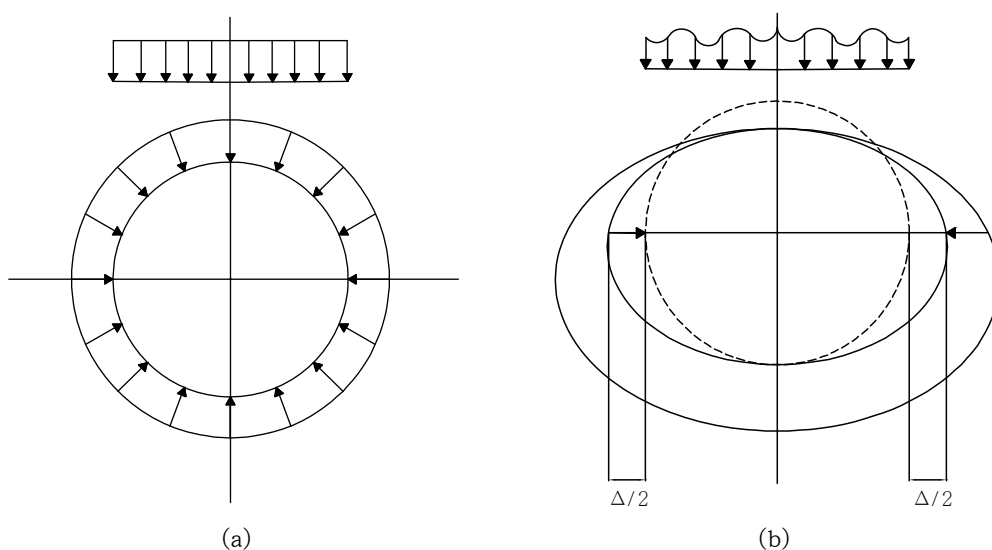


圖 4-23 (a) 均勻土壓與 (b) 非均勻土壓(偏土壓力)示意圖

Schematic diagram of (a) Uniform soil pressure. (b) Uneven soil pressure.

4-3-6 鋼襯鈹井筒之施工規定

Construction Stipulations of Vertical Shaft of Steel Corrugated Sheets

一、鋼材材質規定

- (一) 鋼襯鈹須符合 JIS G3101 SS330 規定。
- (二) H 型鋼及補強材質須符合 JIS G3101 SS400 規定。
- (三) 鋼襯鈹組立用及補強材連接用之螺栓五金須符合 JIS B1180「六角螺栓」及 JIS B1181「六角螺帽」之規定。
- (四) 鋼襯鈹厚度 4.5 mm (包括 4.5 mm) 以下之組立螺栓強度須為 4T (拉力強度 40 kgf/mm²)。
- (五) 鋼襯鈹厚度 5.3 mm 以上組立用及補強材質用之螺栓強度須為 7T (拉力強度 70 kgf/mm²)。
- (六) U 型螺栓須符合 JIS G3101 SS400 規定。

二、表面處理

鋼襯鈹組立五金及其他鋼材須作熱浸鍍鋅表面處理，其中鋼襯鈹須符合 JIS H8641 第二種 HDZ 45 之規定(鍍鋅附著量每面均為 450 g/m² 以上，兩面均需處理)，螺栓、螺帽須符合 JIS H8641 第二種 HDZ 35 之規定。

三、施工要求

- (一) 地表下 2 m 需以明挖方式施工，鋼襯鈹組立完成後以 210 kg/cm² 混凝土回填並固定井身。
- (二) 集水井在開挖期間，若開挖底面有地下水或雨水淤積時，則必須設置集水坑以排水泵排出井外。
- (三) 若地下水無法僅以集水井內抽水方式處理時，承包商必須於井外適當地點設置深井抽水，以進行施工降水。原則上每一集水井設置一口深井，深井位置及深度由承商提出，經監造單位同意後施作。
- (四) 鋼襯鈹安裝後，在開挖壁面與鋼襯鈹間之孔隙，在有引致地表沉陷而造成臨近結構物受損之顧慮時，必須實施背填灌漿。
- (五) 進行集水井開挖時，為保護坑內施工人員安全，須在集水井上面設置保護措施，以防止地面上落石及其他危險物掉落。

- (六) 施工人員昇降，必須使用集水井施工專用安全梯。
- (七) 在集水井頂端四周，必須設置安全扶手及非施工人員勿靠近指示牌，以防止人員掉落
- (八) 在集水井內吊運材料時，為保護坑內施工人員安全，必須設置吊落保護欄及退避處。
- (九) 原則上集水井全部開挖完成後，方進行安裝垂直加勁條。
- (十) 集水井開挖時，必須防止因缺氧所造成之災害。所以在入坑前，須先測定氧氣濃度及沼氣瓦斯，確定安全後再作業。當氧氣濃度在 18 % 以下以及沼氣瓦斯在爆炸界限值 1.5 % 以上時，禁止施工人員入坑。
- (十一) 集水井施工中，必須有足夠的照明及通風設備。

4-3-7 集水管與聯外排水管之施工

Construction of Horizontal Drain and Drainage Pipe

一、材料

- (一) 集水管及排水管採內襯聚乙烯之聚氯乙烯塑膠硬質管(PVC-PE)，需符合 CNS 13746 K3111 之規定，排水管標準管徑 100 mm，集水管標準管徑 50 mm，而集水管體採 240°槽形鋸縫(slot)方式開孔，開孔面積需大於 50 mm²/m。
- (二) 集水管及排水管須合乎 CNS 13747 K61035 抗外壓試驗，當加壓使外徑變形 5 % 時，單位長度集水管承受載重之能力：(1)直徑 $\phi 50$ mm 必須大於 800 kgf/m，(2)直徑 $\phi 100$ mm 必須大於 1000 kgf/m。

二、施工

- (一) 排水管俟開挖至其所在深度位置後進行施作。隨後，再施作淨水池。淨水池完成後，進行背填灌漿工作，接著再施作集水管，集水管完成後需將淨水池清理乾淨。
- (二) 集水管之裝設
 - (1) 鑽孔直徑、深度及位置
 - A. 鑽孔直徑

埋設集水管所需鑽孔之孔徑不得小於設計孔徑。
 - B. 坡度與深度

集水管與水平約成 $5^{\circ}\sim 8^{\circ}$ 之仰角上仰傾斜。

(2) 集水管採 240° 槽形鋸縫(slot)方式開孔，餘 120° 未開孔部份需保持於下半部斷面之方。

(3) 集水管之末端應以塞頭封住。

(三) 排水管之裝設

排水管與水平約成 3° 之俯角下俯傾斜，於施工前應估計排水管露出地表位置。若有地上物應予以適當保護。若有不能破壞之地上物，應作適當之調整。排水管將來不能有堵塞之情事，為阻止鼠類動物進入排水管，在排水管出水口端應以金屬網包裹。

(四) 為鑽設集水管，在鋼襯板之開孔，不可大於套管直徑 5 cm，鋼襯板鑽設完成後應塗防鏽漆。

05

Part Five

第五章

橫向集水管地下排水分析法（解析法）

Groundwater Flow Analysis of Subsurface Drainage System (Analytical Approaches)

5-1 前言

Introduction

5-2 解析法之推導變數及假設

Variables and Assumptions of Analytical Equation

5-3 古典解析法理論排水方程式

Classical (Theoretical) Drainage Equation

5-4 近代解析法實務排水方程式

Determination of Parameters for Analytical Equation

5-5 解析法方程式中採用變數之決定方式

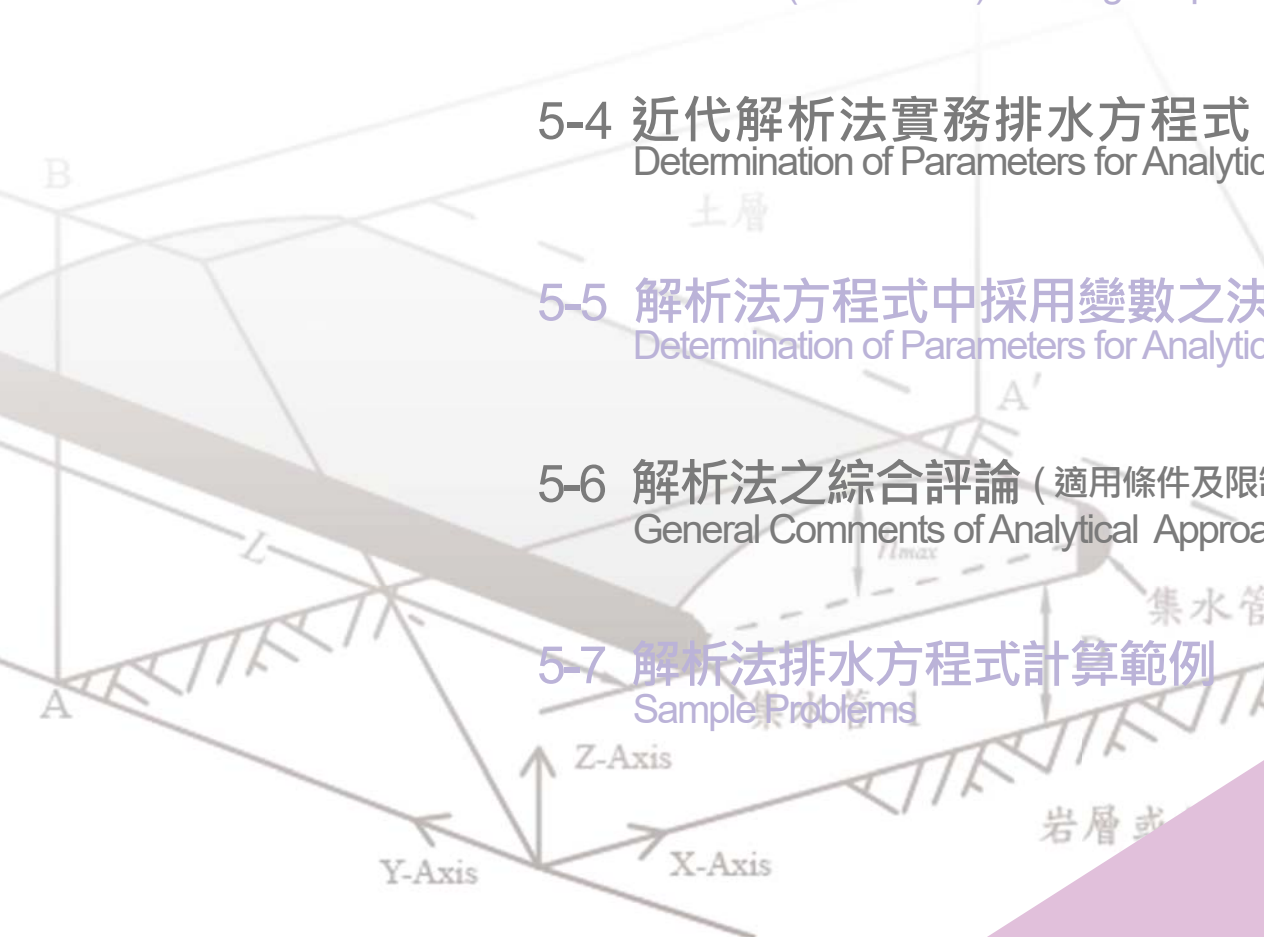
Determination of Parameters for Analytical Equation

5-6 解析法之綜合評論（適用條件及限制）

General Comments of Analytical Approaches (Limitation)

5-7 解析法排水方程式計算範例

Sample Problems



05 Part Five

第五章 橫向集水管地下排水分析法(解析法)

Groundwater Flow Analysis of Subsurface Drainage System
(Analytical Approaches)

5-1 前言 Introduction

橫向集水管地下排水工法之解析分析法(以下簡稱解析法)，可依據其假設條件及應用方式，再分為：古典解析法及近代解析法。古典解析法(1936-1984)主要由農業灌溉相關學術研究發展而來，其主要假設條件為：在無窮延伸之平緩(坡度 $<10\%$)或水平含水層中，打設無限長水平(無仰角)且平行之集水管，來進行集排水行為分析。古典解析法在發展進程中，提供了豐富的原始集水管排水方程式，對爾後近代解析法之創新發展提供了許多有用的資訊。然而，古典解析法，在坡地集水管排水實務應用上有諸多限制。另外，近代解析法(2004-2012)則考慮了坡地之地形特性以及集水管之實際配置狀況，來推導集水管排水方程式。因此，比起古典解析法，近代解析法較適合應用於坡地排水工程實務。

集水管排水方程式，除可用來預測排水場域(drain field)中，任一區位之壓力水頭(或總水頭=位置水頭+壓力水頭)，亦可用來計算坡地排水後之平均地下水水位面，並作為邊坡穩定分析時之洩降地下水水位。此外，工程設計者，可依據足以滿足安全係數要求之地下水水位面，來推估所需之平均集水管打設間距。

雖然解析法求解過程中有多項限制，但仍能為設計者在初期階段，對可能採用的集水管配置，提供量化的評估。因此，解析法並未因使用上受到限制，而喪失其應有價值。

5-2 解析法之推導變數及假設 Variables and Assumptions of Analytical Equation

5-2-1 推導變數 Derivative Variables

橫向集水管地下排水工法之解析法，在推導集水管排水方程式過程中，其主要目標在將集水管特性(直徑、長度及間距)、土壤特性(地層剖面及水力傳導係數)、地下水水位面位置、以及排水過程中之排水率等諸多影響因子予以連結。其中，所涉及之相關推導變數主要包括：集水管間距(S)、集水管長度(L)、集水管補注率(v , recharge rate)、含水層水力傳導係數(K)、集水管至其下方不透水層之深度(D)、集水管至不透水層之當量深度(d ，可由 D

轉換而來)、以及初始地下水水位面高度(H_i)。

5-2-2 基本假設 Fundamental Assumptions

在過去研究文獻中，解析法乃在穩態排水情況下，來推導集水管之排水方程式。其假設為地下水補注率均勻分佈不隨時間改變，且其值等於集水管排水系統之排水率(補注率=排水率)。只要地下水補注率維持與集水管排水率相等，則地下水水位面將維持不變(穩態排水)。在穩態情況下，由於地下水受到超剩降雨(excess rainfall)、超剩灌溉、或向上滲流水之補注，因此地下水水位面呈曲面分佈，且兩根集水管間之中間位置之地下水水位面高程最大，如圖 5-1 所示。

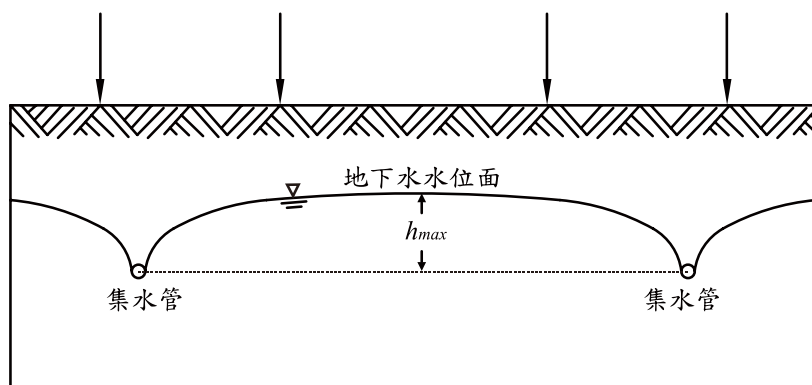


圖 5-1 在穩態降雨、灌溉及向上滲流水補注情況下之橫向集水管洩降地下水水位曲面圖
Groundwater drawdown profile due to subsurface drainage of horizontal drains under steady-state recharge from rainfall, irrigation, or upward seepage.

地下水流入集水管之水流主要假設為二維流。此意謂垂直集水管管斷面上之地下水流皆具有相同的流況，且此假設只在集水管為無限長之情況方能成立。流入集水管之地下水補注率假設為均勻且其分佈型態不隨集水管位置而改變。另外，環繞集水管周圍之地層材料假設為均質且均向。因此，縱使地層可分為兩層或多層不同材料，分析中仍可忽略單一地層中，水力傳導係數可能隨空間變化之事實。

Dupuit-Forchheimer (1863)學說中假設地下水具有相互平行之水平流線，並將二維輻射流(radial flow)簡化為一維水平流(horizontal flow)。事實上，上述水流型態之簡化情況僅發生於集水管下方之不透水層很貼近於集水管底部之情況。Hooghoudt (1940)所提之集水管方程式乃是基於上述假設條件推導求得。若集水管下方之不透水層，並不貼近(或遠離)集水管底部，則集水管周圍之地下水流型態將會是二維輻射流。因此，若將地下水流流入集水管時之二維輻射流(radial flow)簡化為一維水平流(horizontal flow)，則作法上並不符合於現

況。為了解決集水管下方之不透水層未貼近集水管底部之情況，Hooghoudt 引入一虛擬不透水層使其貼近集水管底部，此舉將會降低地下水流入集水管時之總水頭(亦即降低水流之水力坡降)損失，以減緩地下水以一維水平流之型態流入集水管時偏高之流率。經由上述作法之調整，一維水平流即可反應二維輻射流，流路較長水力坡降偏小且流率偏低之特性。

Hooghoudt 方程式主要用來計算農地排水後之地下水水位面。其中，除考慮地下排水系統處於穩定情況外，亦假設 Dupuit-Forchheimer 學說及達西定律有效且成立。另外，並假設在特定打設範圍內之集水管間距 S 呈等距配置，且有一不透水層位於集水管下方一當量深度 d 的位置。Crenshaw and Santi (2004)所提集水管排水方程式之型態即源自於 Hooghoudt 方程式。由於 Dupuit-Forchheimer 之假設條件不能適用於具有打設仰角之集水管及傾斜之不透水層，因此 Cook, Santi 及 Higgins (2012)解析法中之集水管排水方程式，在推導過程中同時考慮水力傳導係數、集水管打設角度(非水平)、以及低滲透性地層(或不透水層)之傾斜角度(仰角，非水平)等三項因素後，再採用修正係數對計算求得之地下水水位面進行調整。上述方程式在使用時也需假設集水管內之水流呈半滿水狀態，且地下水流進入集水管時無流入阻抗(H. P. Ritzen, 1973)。

5-3 古典解析法理論排水方程式 Classical (Theoretical) Drainage Equation

以下章節針對穩態情況下之集水管排水方程式(以下簡稱穩態排水方程式，排水時間 $t=\infty$)及暫態情況下之集水管排水方程式(以下簡稱暫態排水方程式，排水時間 $t=t_i$)進行說明。其中，穩態排水方程式包括：Hooghoudt (1940)及 Ernst (1962)方程式；而暫態排水程式包括：Glover-Dumm (1954, 1960)、De Zeeuw-Hellinga (1958) 及 van Schilfgaarde et al. (1956) 方程式。

5-3-1 Hooghoudt 方程式 (1940) (穩態排水情況) Hooghoudt Equation(1940) (steady-state drainage condition)

Hooghoudt 集水管排水方程式首先於 1940 年推導完成。隨後，經 Donnan(1946)重新整理後，再稱為 Donnan 方程式。Hooghoudt 方程式用以描述：在集水管排水時之地下水滲流情況，如圖 5-2 所示。集水管排水方程式可表示如下：

$$q = \frac{8 \times K_b \times D \times h + 4 \times K_t \times h^2}{S^2}$$

其中，

q = 集水管排水率(m/day)

D = 集水管內之地下水水位高程(m)

S = 集水管之間距(m)

h = 在集水管內之水位高程以上之管外地下水水位高度(m)

K_t = 在集水管高程以上地層之水力傳導係數(m/day)

K_b = 在集水管高程以下地層之水力傳導係數(m/day)

若集水管接近下方之不透水層($D \approx 0$)， $q = \frac{4 \times K_t \times h^2}{S^2}$

若集水管遠離下方之不透水層($D \gg h$)， $q = \frac{8 \times K \times D \times h}{S^2}$

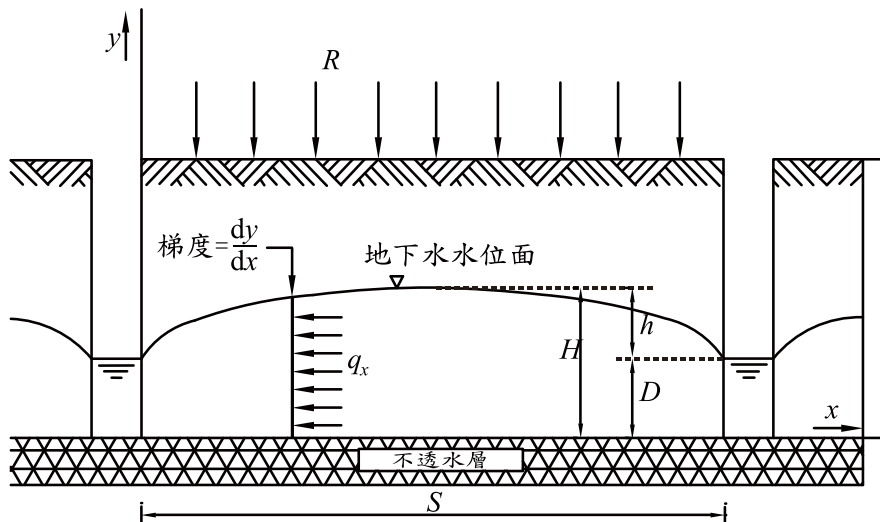


圖 5-2 地下水流排入延伸至不透水層之集水管垂直管壁

Groundwater flows into drainage wells which extended to the impervious layer.

若集水管無法貼近下方之不透水層，則地下水水流之滲流線將往集水管呈輻射收斂之流入狀態，此時之滲流線將不再呈水平滲流線，如圖 5-3(a)所示。地下水以輻射狀滲流線流入集水管時，由於有額外的水頭損失，因此輻射流線(流線長，水力坡降小)之滲流水較水平流線(流線短，水力坡降大)者不易流入集水管。最後，由於具輻射狀滲流線之滲流水較不易流入集水管排出，而造成較高的地下水水位面。因此，為了將二維水平與輻射混合流簡化為一維水平流(地下水較易流入集水管)，Hooghoudt 先假設一虛擬之不透水層位於實際不透水層上方，如圖 5-3(b)所示，如此可減少集水管下方可提供地下水源之含水層厚度，以減緩地下水流入集水管之入流率。爾後，以一假想之小溝渠取代集水管，並使小溝渠之底面正好落於下方的假想不透水層上，再以一較小之虛擬不透水層當量深度(d)，來取代集水管

下方真實不透水層所在之實際深度(D)，如圖 5-3(b)所示。此當量深度(d)可虛擬一較薄之含水土層，並假想透過此較薄土層每單位時間進入小溝槽之滲流量將與實際進入集水管者相同。

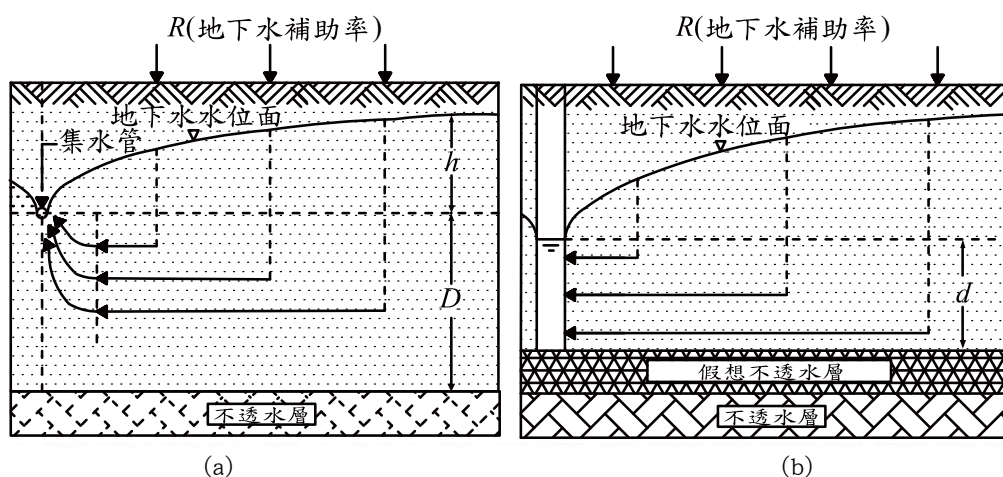


圖 5-3 假想不透水層當量深度 d 之運用概念，用以將 (a) 水平及輻射混合流轉換成 (b) 當量水平流
Application of a fictitious impervious layer located at an equivalent depth (d) beneath horizontal drains to transform (a) a horizontal and radial mix flow into (b) an equivalent horizontal flow.

Wesseling (1973)提議可利用 Hooghoudt 方程式來計算平行配置集水管之間距 S ，其計算公式如下：

$$S = \sqrt{\frac{8h}{R} (K_b \times d + K_t \times h_a)}$$

其中，

h_a = $h/2$ 或集水管高程以上之平均地下水水位面高度(m)

d = 集水管下方假想不透水層所在之當量深度(m)

(此額外增加之假想不透水層，可用來減少集水管下方含水層厚度，並降低一維水平流進入集水管之偏高入滲率)

Moody (1966)建議兩根集水管間之實際理論洩降地下水水位面，大約呈四階拋物線。在農業工程中，研究者有興趣的是兩根集水管間中央位置地下水水位面之最大高度(h)，而此最高地下水水位面，可依 Donnan 方程式來決定。然而，在坡地工程中，用以計算邊坡穩定性時所需之有效合理地下水水位面，才是工程師急切想了解的重要參數。Lew and Graham (1988)建議，可採用集水管高程以上洩降地下水水位面尖峰(最大)高度 h 之 80%，來作為平均有效地下水水位面高度 $h_a (=0.8 \times h)$ ，並運用於邊坡穩定分析中。

Lovell and Youngs(1984)指出，Hooghoudt 之集水管排水方程式，可提供最佳之地下

水水位面分佈計算結果。在地層剖面含有兩層或多層不同土層材料之情況，由於其水力傳導係數各異，可採用 Ernst(1962)方程式進行計算(H. P. Ritzema, 1973)。

5-3-2 Ernst 方程式 (1962) (穩態排水情況) Ernst Equation (1962) (steady-state condition)

Ernst (1956; 1962)集水管排水方程式可運用於任何型態之兩層不同土層材料之地層剖面，且無論兩層材料之界面落於集水管高程上方或下方，方程式皆可有效使用。在兩層次地層剖面中，當上層水力傳導係數(k_t)遠小於下層者(k_b)時，Ernst 方程式在運用上就顯得特別有效用。

Ernst 方程式將流入集水管之地下水量區分為垂直、水平及輻射三個分量，如圖 5-4 所示。地下水流之總水頭 h (或地下水由地層滲流進入集水管之總水頭損失 h)，可為垂直水流(h_v)、水平水流(h_h)及輻射水流(h_r)，個別水頭損失 h_v 、 h_h 及 h_r 之總和即：

$$h = h_v + h_h + h_r$$

其中，

$$h_v = q \left(\frac{D_v}{K_v} \right)$$

$$h_h = q \left(\frac{s^2}{8 \sum (K \times D)_h} \right)$$

$$h_r = q \left(\frac{1}{\pi \times K_r} \ln \frac{a \times D_r}{u} \right)$$

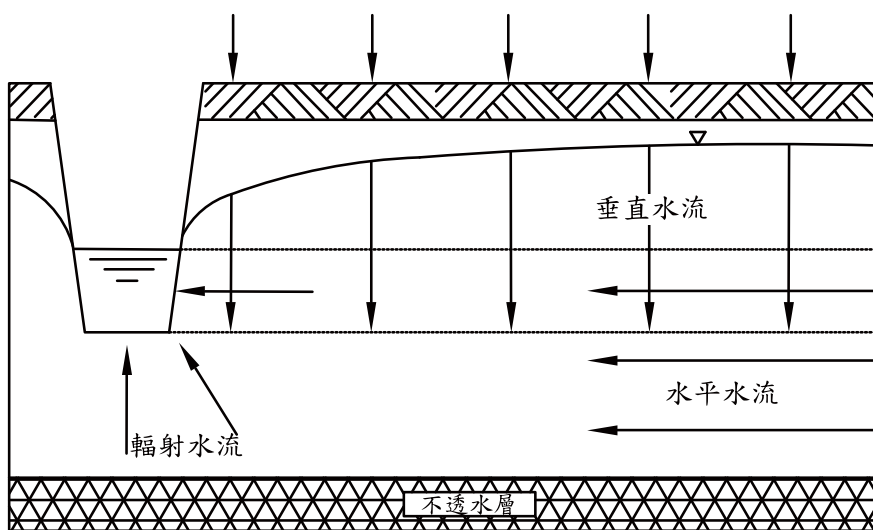


圖 5-4 二維水平及輻射混合流收斂流入集水管之幾何示意(依 Ernst 假設)

Geometrical illustration of a two-dimensional (2-D) horizontal and radial mix flow converges on horizontal drains (based on Ernst's assumption)

綜合上式，地下水由地層流入集水管之總水頭損失 $h(=h_v+h_h+h_r)$ 可由下式計算：

$$h = q \left(\frac{D_v}{K_v} + \frac{S^2}{8 \sum (K \times D)_h} + \frac{1}{\pi K_r} \ln \frac{a \times D_r}{u} \right)$$

其中，

- h = 地下水由地層流入集水管之總水頭損失(m)
(集水管內水位高程以上之水位高度)
- q = 設計排水率(m/day)
- S = 集水管間距(m)
- D_v = 發生垂直水流之地層厚度(m)
- K_v = 垂直水力傳導係數(m/day)
- $\sum (K \times D)_h$ = 發生水平水流之地層傳導係數(m²/day)
- K_r = 輻射水力傳導係數(m/day)
- D_r = 發生輻射水流之地層厚度(m)
- u = 集水管之濕周(=截面積/周長) (m)
- a = 輻射阻抗幾何因子
 - 均質地層剖面： $a=1$
 - 地層為兩層情況，集水管位於下層時： $a=1$
 - 地層為兩層情況，集水管位於上層時： a 值依下、上層水力傳導係數之比值(K_b/K_t)而定
 - $K_b/K_t < 0.1$ ：下層可視為不透水層，此情況可簡化為一均質地層且 $a=1$
 - $0.1 < K_b/K_t < 50$ ： a 值依(K_b/K_t)及(D_b/D_t)之比值而定，如表 5-1 所示
 - $K_b/K_t > 50$ ： $a=4$

表 5-1 依鬆弛法求得之輻射阻抗幾何因子(a) (Van Beers, 1979)

Geometry factor of radial resistance (for radial flow) obtained by the relaxation method

K_b/K_t	D_b/D_t					
	1	2	4	8	16	32
1	2.0	3.0	5.0	9.0	15.0	30.0
2	2.4	3.2	4.6	6.2	8.0	10.0
3	2.6	3.3	4.5	5.5	6.8	8.0
5	2.8	3.5	4.4	4.8	5.6	6.2
10	3.2	3.6	4.2	4.5	4.8	5.0
20	3.6	3.7	4.0	4.2	4.4	4.6
50	3.8	4.0	4.0	4.0	4.2	4.6

(* D_b/D_t = 下層地層厚度/上層地層厚度； K_b/K_t = 下層水力傳導係數/上層水力傳導係數)

在設計集水管打設間距時，可利用排水強度(drainage intensity, DI)來進行設計及評估 (H. P. Ritzenma, 1973)。排水強度越高(DI 越大)，排水系統防止地下水水位面升高之安全係數即越高。排水強度之計算如下式所示：

$$DI = q/h$$

其中，

q = 設計排水率(m/day)

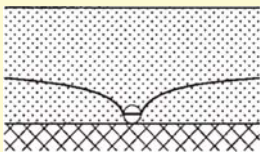
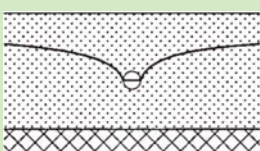
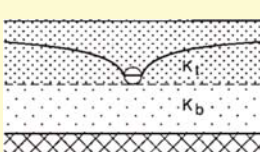
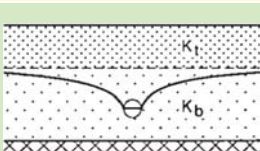
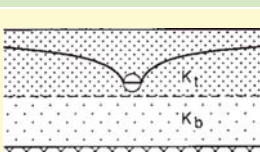
h = 設計所要求之洩降地下水水位面高程(m)

(=集水管內水位高程以上之管外地下水水位高度)

綜合以上章節所述，穩態排水情況之集水管排水方程式及其適用狀況比較，摘錄如表 5-2 所示。

表 5-2 集水管排水方程式及其適用狀況比較

Drainage equations of horizontal drain and comparison for their applicability in different situations.

圖式	圖層剖面	集水管位置	適用理論	集水管排水方程式(穩態排水)
	均質土層	位於土層與不透水層交界面上	Hooghoudt (1940)/ Donnan (1946)	$q = \frac{4K(H^2 - D^2)}{L^2}$
	均質土層	位於不透水層上方之土層	Hooghoudt (1940) with equivalent depth	$q = \frac{8 \times K \times d \times h + 4 \times K \times h^2}{L^2}$
	兩層均質土層	位於兩層土層之交界面上	Hooghoudt (1940)	$q = \frac{8 \times K_b \times d \times h + 4 \times K_t \times h^2}{L^2}$
	兩層均質土層 ($K_t < K_b$)	位於下層土層中	Ernst (1962)	$h = q \left(\frac{D_v}{K_t} + \frac{L^2}{8K_b D_b} + \frac{1}{\pi K_b} \ln \frac{D_r}{u} \right)$
	兩層均質土層 ($K_t > K_b$)	位於上層土層中	Ernst (1962)	$h = q \left(\frac{D_v}{K_t} + \frac{L^2}{8(K_b D_b + K_t D_t)} + \frac{1}{\pi K_t} \ln \frac{a D_r}{u} \right)$

5-3-3 Glover-Dumm 方程式 (1954, 1960) (暫態排水情況) Glover-Dumm Equation (1954, 1960)(transient drainage condition)

Glover-Dumm 方程式 (1954, 1960)可用來計算集水管打設間距 S 及設計排水率 q ，該方程式所採用之初始地下水水位面及邊界條件，如圖 5-5 所示。

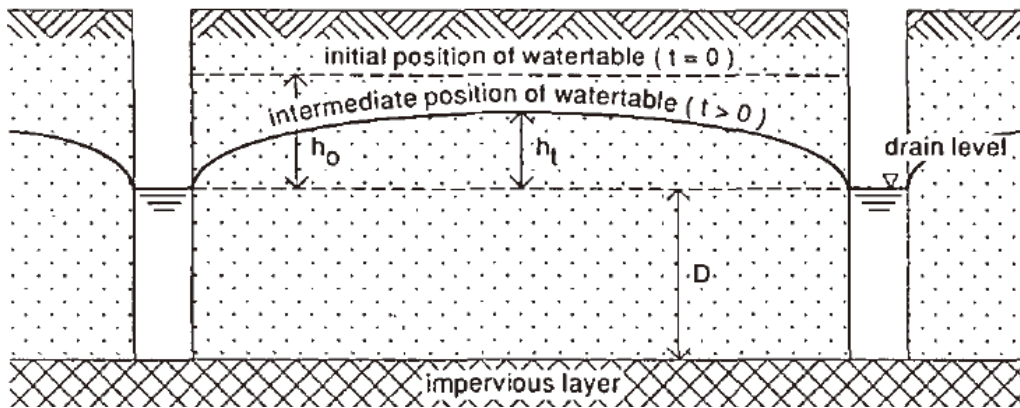


圖 5-5 Glover-Dumm 方程式之初始地下水水位面及邊界條件

Initial groundwater level and boundary conditions for Glover-Dumm equation.

Glover-Dumm 方程式如下：

$$S = \pi \left(\frac{K \times d \times t}{\mu} \right)^{0.5} \left\{ \ln \left[1.16 \left(\frac{h_0}{h_t} \right) \right] \right\}^{-0.5}$$

$$q_t = \frac{2\pi \times K \times d}{S^2} \times h_t$$

其中，

- S = 集水管間距(m)
- K = 地層之水力傳導係數(m/day)
- d = 集水管高程至其下方假想不透水層間之當量深度(m)
- t = 地下水水位面開始洩降之時間(day)
- μ = 可排水孔隙空間(drainable pore space)
- h_0 = 在時間 $T=0$ 時之地下水水位面初始高度(m)
- h_t = 在時間 $T=t$ 時之地下水水位面高度(m)

Glover-Dumm 方程式只考慮地下水流為水平流，而不考慮地下水流向集水管時之輻射流阻抗(水頭損失)，此類阻抗只發生於集水管下方之不透水層遠離集水管之情況。

5-3-4 De Zeeuw-Hellinga 方程式 (1958) (暫態排水情況)

De Zeeuw-Hellinga Equation (1958) (transient drainage condition)

De Zeeuw-Hellinga 方程式 (1958)可用來計算地下水補注率(R)為定值，在時間 $T=t$ 時之地下水水位面高度 h_t ，以及設計排水率 q_t 。若每一期間之地下水補注率(R)假設為定值，則集水管之地下水排水率 q_t 之變化量 Δq_t 與超剩補注率($R-q_t$)呈比例關係，兩者之比例常數可定義為反應因素 α ($=(\Delta q_t)/(R-q_t)$)，De Zeeuw-Hellinga 方程式可表示如下：

$$q_t = q_{t-1} \times e^{-\alpha \Delta t} + R(1 - e^{-\alpha \Delta t})$$

$$h_t = h_{t-1} \times e^{-\alpha \Delta t} + \frac{R}{0.8\mu\alpha} (1 - e^{-\alpha \Delta t})$$

$$\alpha = [\Delta q_t / (R - q_t)] = \frac{\pi^2 \times K \times d}{\mu \times S^2}$$

其中，

- K = 水力傳導係數(m/day)
- d = 集水管高程至下方假想不透水層之當量深度
- μ = 可排水孔隙空間
- S = 集水管間距(m)
- Δt = 時間變化(day)(在 Δt 期間之地下水補注率(R)假設為定值)
- R = 地下水補注率(m/day)

5-3-5 美國墾務局方程式 (1978) (暫態排水情況)

U.S. Bureau of Reclamation (1978) (transient drainage condition)

在水平不透水層上方之水平集水管(無仰角)之暫態排水反應，可利用美國墾務局(1978)及 van Schilfgaarde et al. (1956)提供之方程式進行計算如下：

$$h(t) = \frac{4}{\pi} \times h_o \times \exp\left(-\pi^2 \frac{K}{S_y} \times \frac{h_a}{S^2} \times t\right)$$

其中，

- h_o = 在集水管高程上方之地下水水位面初始高度($T=t=0$ ， $h(t)=h_o$) (m)
- $h(t)$ = 時間 $T=t$ 時在集水管高程上方之地下水水位面高度(m)
- K = 地層之水力傳導係數(m/day)
- S_y = 地層之比出水量(specific yield：可假設為地層之孔隙體積 V_v 對總體積 V 之比值= V_v/V) ($n=V_v/V$ =地層之孔隙率； $S_y \leq n$)
- h_a = 不透水層上方之地下水水位面之初始平均高度= $[D+(h_o/2)]$ (m)
- D = 集水管高程至其下方不透水層所在之深度(m)
- S = 集水管之間距(m)

5-4 近代解析法實務排水方程式 Modern (Practical) Drainage Equation

5-4-1 Cook, Crenshaw and Santi 方程式 (2004, 2012) Cook, Crenshaw and Santi Equation (2004, 2012)

Crenshaw & Santi (2004)根據 Hooghoudt (1940)推導之集水管排水方程式，提出兩根集水管間地下水水位面高度之計算方程式。兩根集水管間之地下水水位面之最大高度 h_{max} 及平均高度 h_{avg} ，如圖 5-6 所示，其計算方程式如下：

$$h_{max} = \left(\sqrt{\frac{v}{K}} \sqrt{\frac{S^2}{4}} \right) - d$$

$$h_{avg} = \left\{ \frac{S^2}{4} \sqrt{\frac{v}{K}} \sin^{-1} \left(\frac{2}{S} \sqrt{\frac{K}{v}} \sqrt{\frac{S^2 v}{4K} - d^2} \right) + \frac{S^2}{8} \sqrt{\frac{v}{K}} \sin \left[2 \left(\sin^{-1} \left(\frac{2}{S} \sqrt{\frac{K}{v}} \sqrt{\frac{S^2 v}{4K} - d^2} \right) \right) \right] \right\} - 2d \sqrt{\frac{K}{v}} \sqrt{\frac{S^2 v}{4K} - d^2} / S$$

$$h_{avg\ estimate} = \left(\pi \frac{S}{8} \sqrt{\frac{v}{K}} \right) - d$$

其中，

h_{max}	=	兩根集水管間地下水水位面之最大高度
h_{avg}	=	兩根集水管間地下水水位面之平均高度
$h_{avg-estimate}$	=	兩根集水管間地下水水位面之估計平均高度
v	=	地下水補注率(地下水進入或離開排水系統之速率)
K	=	地層之水力傳導係數
S	=	集水管間距即兩根集水管間之水平距離
d	=	集水管至下方假想不透水層之當量深度

Hooghoudt 方程式應用於推估兩根集水管間之地下水水位面高度時，乃針對地表補注 (surface recharge) 及半無限集水管 (semi-infinite drain) 作了假設後推導而得。基於此點，乃假設整個排水場域 (drain field) 具有相等的補注率。因此，沿著整個排水場域 (或沿著集水管打設長度方向)，在兩根集水管間之地下水水位面高度之解析解為定值。集水管在邊坡穩定之運用中，兩根集水管間之地下水水位面高度，在往集水管坡面起始端 (近端) 或出水口的方向上會逐漸降低。此乃由於在排水場域中，集水管坡內深入端 (遠端) 有地下水源頭 (上邊坡) 之補注以及集水管之邊界效應 (boundary effects of the drain)，因此有較大量的地下水流

入，並形成較高地下水水位面。由於橫跨整支集水管周圍地層之地下水補率注，一般呈不均等分佈，地下水水位面高度之解析解，只在集水管切點(L_c)的位置(或地下水水位線與集水管之相交點謂之集水管切點)才是正解(Crenshaw & Santi, 2004)。

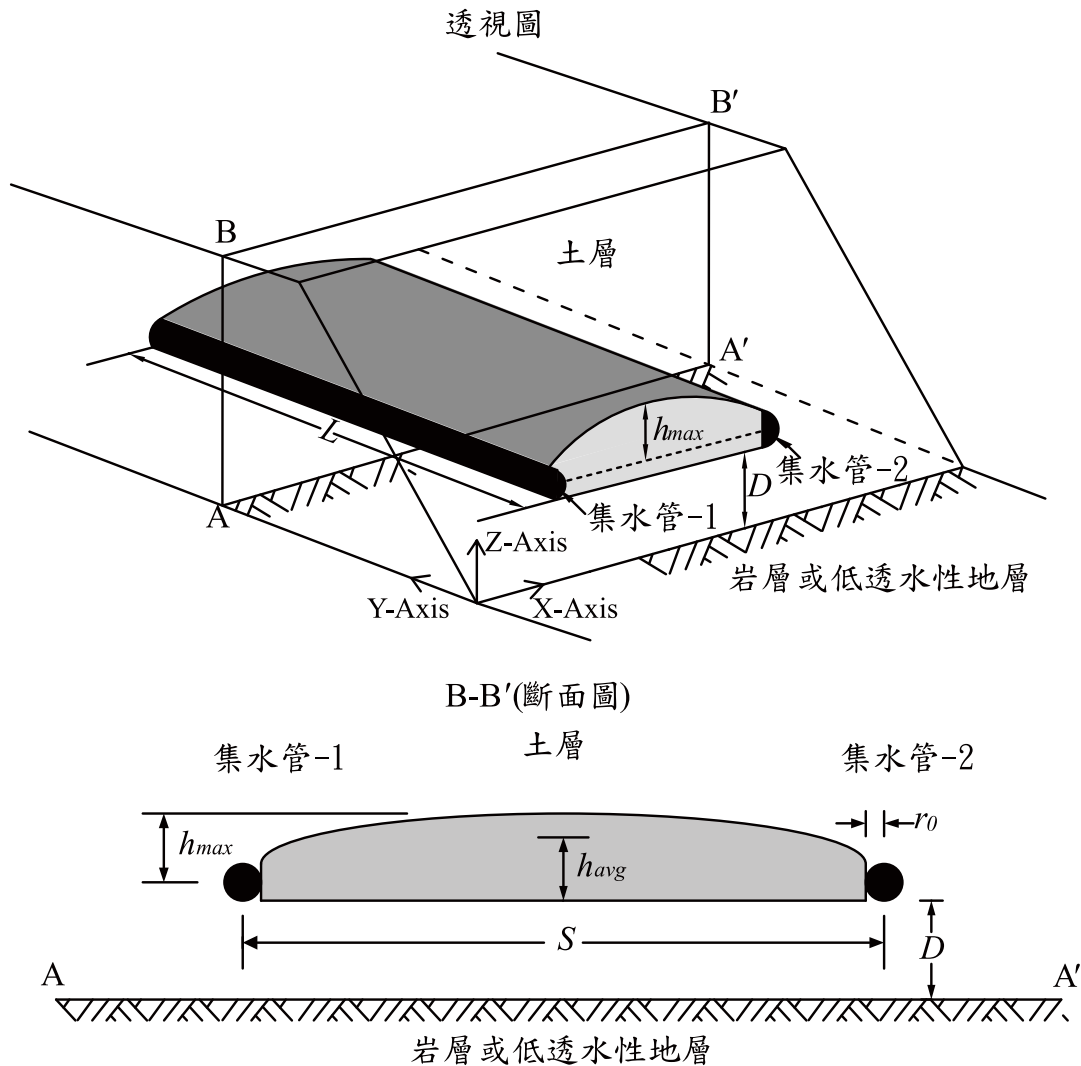


圖 5-6 排水邊坡圖解說明地下水水位面高度 (h_{max} , h_{avg}) 計算所需量測之各項參數。

L = 集水管長度, h_{max} = 兩根集水管間中央位置之最大地下水水位面高度,

h_{avg} = 兩根集水管間之地下水水位面之平均高度, r_0 = 集水管半徑, S = 集水管間距,

D = 集水管下方之低透水層所在之深度 (或集水管與下方低透水層間之現場實際深度距離)

Schematic illustration to explain various measurements of parameters required to compute the groundwater height or piezometric head (h_{max} , h_{avg}) due to subsurface drainage. L =the length of horizontal drain, h_{max} =maximum height of the piezometric surface (or groundwater surface) at the midpoint of two drains, h_{avg} =average height of the piezometric surface along the drain, r_0 =drain radius, S =drain spacing, and D =actual depth of low permeability layer beneath the horizontal drains

依據地下水水位面洩降後之一般形狀，可利用視覺觀察的方式，將地下水水位剖面予以特徵化(Crenshaw & Santi, 2004)。由集水管坡內深入端(遠端)沿著集水管往坡面起始端(近端)或出水口端方向移動時，集水管上方之地下水水位面高度將會逐漸減少為零，此將導致洩降之地下水水位面與集水管形成相切。此相切點(the point of drain contact)又稱為集水管切點(距離出水口端 L_c 的位置)，如圖 5-7 所示。

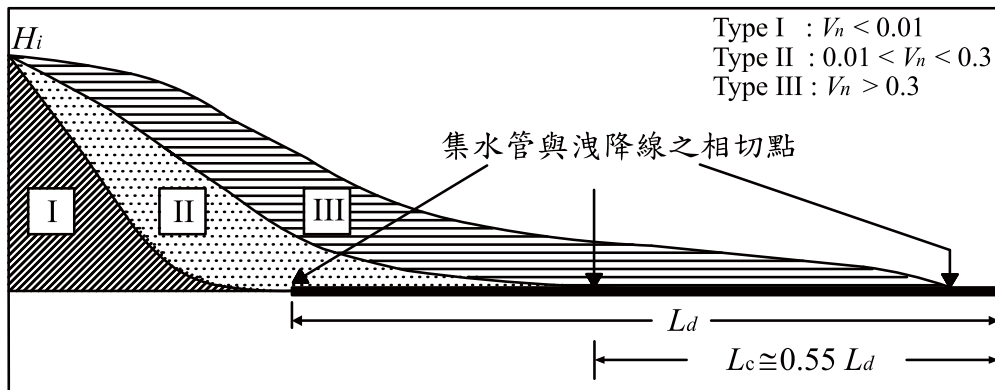


圖 5-7 地下水水位面洩降類型及相對之正規化地下水補注率 ($v_n=v/K$)。

H_i = 地下水水位面初始高， v = 補注率， K = 水力傳導係數

General drawdown types of groundwater table and associated normalized recharge ($v_n=v/K$). H_i =initial height of the groundwater table, v =recharge rate, and K =hydraulic conductivity.

當地下水補注率 v 除以水力傳導係數 K ($v_n=v/K$) 予正規化之後，地下水水位面之洩降型態(Type I、Type II 及 Type III)差異就顯而易見。集水管排水且地下水水位洩降後，每一種洩降型態的地下水水位面分佈，即代表一個正規化補注率(v_n)及集水管切點位置 L_c (the point of drain contact)之範圍值，其洩降型態分類如下：

Type I—在整根集水管上方之地下水水位面高程與集水管高程相一致。集水管切點(L_c)正好落在集水管坡內深入端即遠端處(即 $L_c=L_d$)。當 $v_n < 0.01$ 時(相較於水力傳導係數，在地下水補注率偏低之情況)會形成此類型之洩降地下水水位面。

Type II—在整根集水管上方之地下水水位面高程大於集水管高程所佔之長度範圍，小於 50 %之集水管總長(即 $L_c > 0.55 L_d$)。當 $0.01 < v_n < 0.3$ 時會形成此類型之洩降地下水水位面。

Type III—在整根集水管上方之地下水水位面高程大於集水管高程所佔之長度範圍，大於 50 %之集水管總長(即 $L_c < 0.55 L_d$)，亦即集水管切點(L_c)會落在 $0 \sim 0.55 L_d$ 之間。當 $v_n < 0.3$ 時(相較於水力傳導係數，在地下水補注率偏高之情況)會形成此類之洩降地下水水位面。此類型之洩降地下水水位面，會發生於地下水補注率非常高之情況，此情況在現地不大可能

發生。

一般邊坡較常見之集水管排水洩降地下水水位面之洩降型態，通常屬於 Type II，其排水後之邊坡地下水水位剖面，如圖 5-8 所示。Crenshaw and Santi (2004)指出在集水管坡面起始端(近端)之出水口附近，地下水水位面會緊貼著集水管，但在進入坡內一段距離後即往集水管深入端方向開始發散上升，並趨近於滑動區外之初始地下水水位面(H_i)。地下水水位面開始發散上升之點位，稱為集水管之切點位置，此位置與集水管坡面起始端出口($L_0 = 0$ ft)相隔 L_c 之距離。依據集水管切點位置(L_c)，可將地下水水位洩降劃分為：洩降第 1 區及洩降第 2 區：

地下水水位面洩降第 1 區(Zone-1)：在集水管切點往坡面方向之區段 (Zone-1)，地下水水位面之實際高度將小於解析法求得者(亦即解析法計算求得之地下水水位面高度有偏高之現象)。

地下水水位面洩降第 2 區(Zone-2)：在集水管切點往坡內方向之區段(Zone-2)，地下水水位面之實際高度將大於解析法計算求得者(亦即解析法計算求得之地下水水位面高度有偏低之現象)。

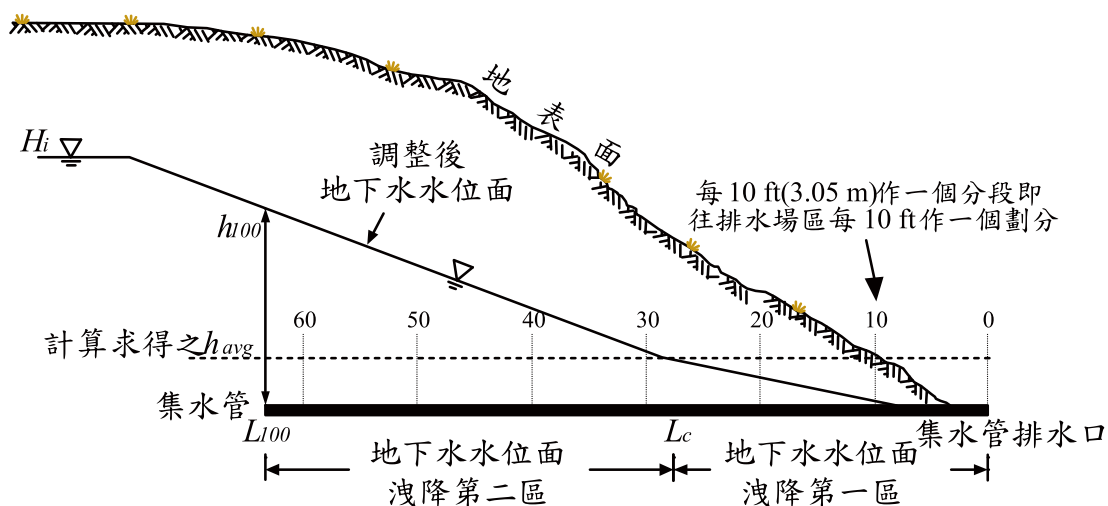


圖 5-8 集水管排水後之地下水水位剖面

Groundwater drawdown profile due to subsurface drainage of horizontal drains

由於橫跨集水管之地下水補注呈不均等分佈，因此需要沿著集水管在每 10 ft(0.305 m) 間隔處之地下水水位面高度，採用補注率修正因素進行修正。計算步驟及方式如下：

1. 依據正規化補注率(normalized recharge, v_n)之範圍值，選定地下水水位面洩降屬於那一種類型(圖 5-7，Type-I, Type-II, Type-III)。

2. 計算集水管切點位置(L_c , the point of drain contact)

採用 v_n 值及圖 5-9(a)，求得一比值 $L_c\%$ 或依公式計算 $L_c\%$ ：

$$L_c\% = -99.642(v_n) + 81.047$$

$$L_c = \frac{L \times L_c\%}{100}$$

其中，

$$L_c\% = L_c \text{ 沿集水管長度 } L \text{ 所佔之百分比} = (L_c/L) \times 100\%$$

$$v_n = \text{正規化補注率}$$

$$L_c = \text{集水管切點位置(集水管切點位置乃由集水管之坡面起始端(出水口端)起算)}$$

3. 計算地下水水位面最大高度(h_{max})及地下水水位面平均高度(h_{avg})

若在集水管切點 L_c 及集水管出水口(L_o)兩個點位之地下水水位面高度視為已知，則此兩點間由 L_c 至 L_o 之地下水水位面高度變化，將以線性遞減的方式來分佈 (Crenshaw and Santi, 2004)。

4. 地下水水位面洩降第 1 區(Zone-1)之地下水水位面高度計算方式如下：

$$h1_i = i \times \frac{h_{avg}}{L_c}$$

其中，

$$h1_i = \text{在洩降第 1 區某特定間隔位置處 } i \text{ (以 } 10 \text{ ft}=3.05 \text{ m 為一個間隔) 之地下水水位面高度(m)}$$

$$i = \text{對於某特定間隔位置處 } i \text{ (} i=10, 20, 30, \dots, 60 \text{ ft) 且 } i < L_c \text{ (即由集水管坡面起始端出水口進入坡內排水場域之距離為 } i \text{ (m) 或 } i \text{ (ft))}$$

$$h_{avg} = \text{跨越排水場域之地下水水位面平均高度(m)}$$

$$L_c = \text{集水管切點位置(m)}$$

地下水水位面洩降第 2 區(Zone 2)之地下水水位高度計算，首先需要決定 h_{100} 值。採用正規化補注率(v_n)及圖 5-9(b)求得一比值 $H_i\%$ ， h_{100} 值可表為未洩降水頭 H_i 之百分比 $H_i\%$ 。地下水水位面洩降第 2 區(Zone 2)之地下水水位面高度計算方式如下：

5. 計算地下水水位高度 h_{100}

採用 v_n 值及圖 5-9(b)，求得一比值 $H_i\%$ 或依公式計算 $H_i\%$ ：

$$H_i\% = 95.509(v_n) + 42.929$$

$$h_{100} = \frac{H_i \times H_i\%}{100}$$

6. 地下水水位面洩降第 2 區(Zone-2)之地下水水位面高度計算方式如下：

$$h_{2i} = (i - L_c) \frac{h_{100} - h_{max}}{L_{100} - L_c} + h_{avg}$$

其中，

$H_i\%$ = 集水管坡內深入端之壓力水頭 $h_d (=h_{100})$ 佔未洩降初始壓力水頭(H_i)之百分比 $= (h_d/H_i) \times 100\%$ 或 $= (h_{100}/H_i) \times 100\%$

v_n = 正規化補注率

H_i = 未洩降初始壓力水頭

h_{2i} = 在洩降第 2 區某特定間隔處 i (以 10 ft=3.05 m 為一個間隔) 之地下水水位面高度(m)

i = 對於某特定間隔處 i ($i=10, 20, 30, \dots, 60$ ft) 且 $i < L_c$ ，即由集水管坡面起始端出水口進入坡內排水場域之距離為 i (m) 或 i (ft)

L_c = 集水管切點位置(m)

h_{100} = 在集水管坡內深入端之地下水水位面高度(m)

h_{max} = 兩根集水管間中央位置之地下水水位面高度(m)

L_{100} = 集水管總長(即集水管坡內深入端所在位置) (m)

h_{avg} = 跨越排水場域之地下水水位面平均高度(m)

為求得較為保守之地下水水位面之高度解答，洩降第 1 區及第 2 區之地下水水位面高度公式： h_{1i} 及 h_{2i} 中，可採用 h_{max} 取代 h_{avg} 來進行計算。

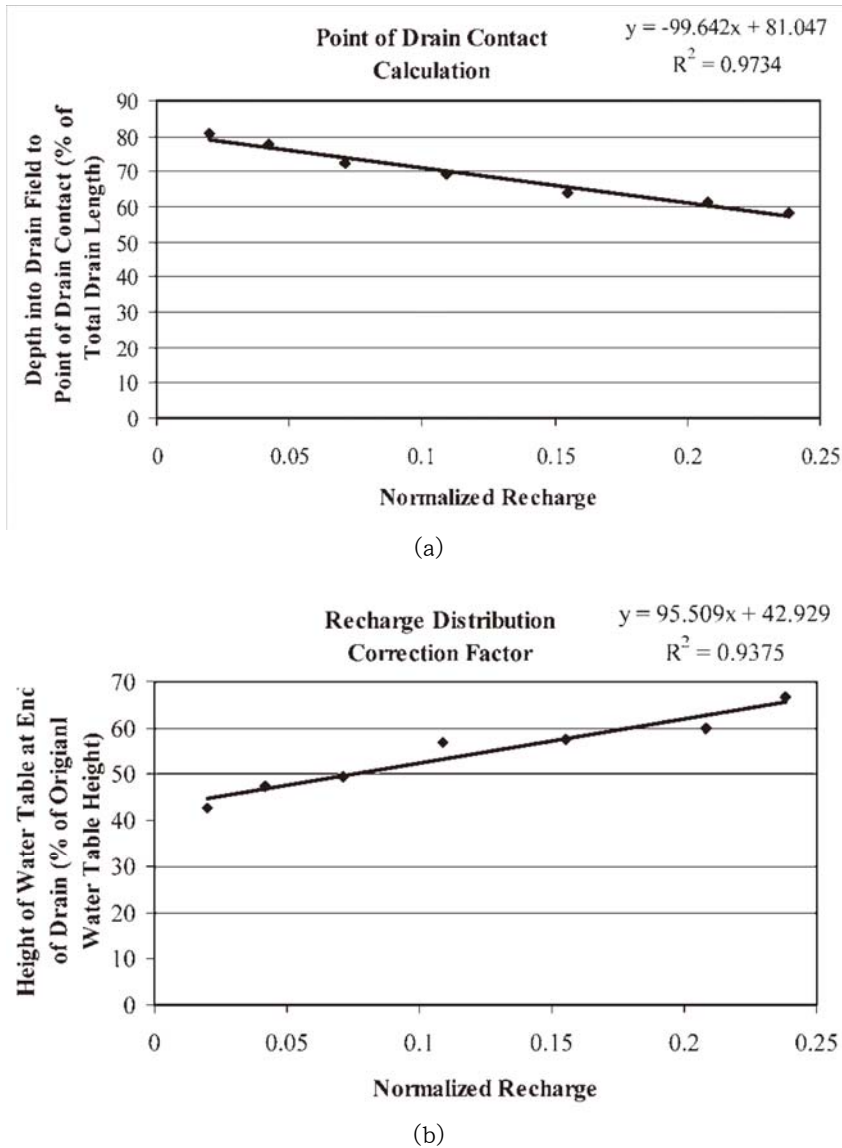


圖 5-9 依電腦模擬求得之圖表 (a) 用以求得集水管切點位置 (L_c) 且其值可表

為集水管總長 (L_{100}) 之百分比 $L_c\%$ (b) 用以求得集水管深入端 (坡內) 之地下水水位面高度 h_{100}

且其值可表為未洩降初始地下水水位面高度 H_i 之百分比 $H_i\%$

(a) Chart used to obtain point of drain contact (L_c) as percentage of total drain length (L_{100}). Plotted values are based on computer modeling. (b) Chart used to obtain height of water table at end of drain (h_{100}) as percentage of initial water table height (H_i).

雖然 Crenshaw and Santi (2004) 提出之集水管排水方程及其計算程序比起過去者，在技術上有些增進。然而，其中並未考慮集水管之打設仰角 α (非水平打設集水管) 或滑動體下方低透水層之傾斜角 ϕ (非水平傾斜地層) 之情況。Cook (2009) 為了考慮集水管及其下方低透水地層之方向變化 (即非水平情況)，乃針對集水管切點位置 (L_c) 作了修正，也同時運用了水頭修正因數 (h_f)。其中，修正之相關參數，如圖 5-10 所示。Cook, Santi & Higgins (2012) 所提之計算程序主要依據 Crenshaw and Santi (2004) 及 Cook (2009) 之研究結果建置而成。

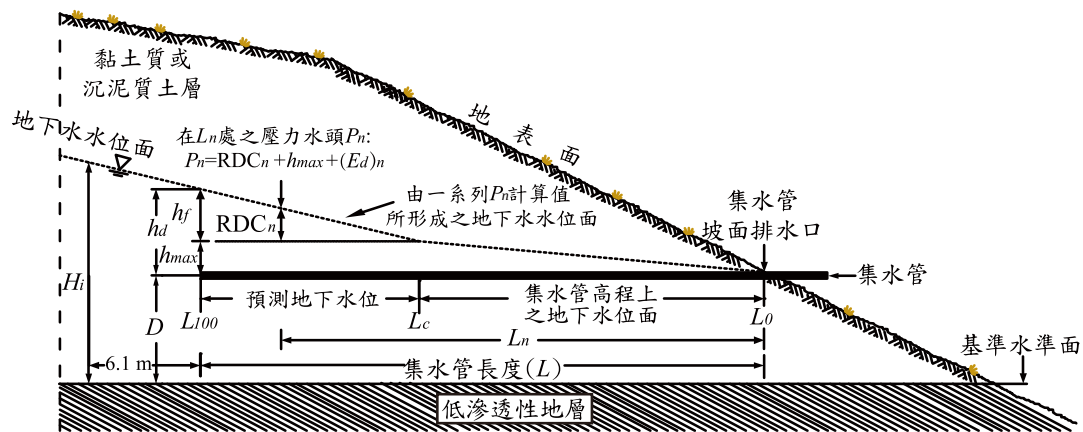


圖 5-10 利用補注率分佈修正計算式 (RDC equation) 求得之邊坡地下水水位面剖面圖
Schematic illustration of groundwater drawdown due to subsurface drainage of horizontal drains showing the piezometric surface estimated using the RDC equation.

Cook, Santi & Higgins (2012)指出若集水管打設仰角 α (elevation angle)等於或大於 5° 則 L_c 值必須修正如下：

$$L_{c\text{corrected}} = L_{cc} = L_c(ft) - (\alpha + \varphi)$$

其中， L_c 單位(ft)， α 及 φ 單位(度)。若集水管打設仰角 α 大於 10° ($\alpha > 10^\circ$)且其下方低透水層傾斜角 φ 等於或大於 5° ($\varphi \geq 5^\circ$)，同時若 $K \geq 9.8 \times 10^{-7}$ m/s (3.2×10^{-6} ft/s)，則計算表內將呈現“條件超出已限定之適用範圍”， L_c 不予計算。

如上述，由於在整個排水場域之地下水補注率呈不均勻分佈，因此有必要採用水頭修正因數 h_f 對 h_{max} 進行調整修正，以便近似求得集水管坡內深入端(L_{100} , the end of the drain)在排水後之壓力水頭 $h_d(=h_{100})$ 。若集水管及/或低透水層之傾斜角等於或大於 5° 時，則水頭修正因數 h_f 值必須修正為 h_{fc} 。最後，修正調整後之水頭修正因數 h_{fc} 之計算如下：

$$h_f = h_d - h_{max}$$

$$h_{f\text{corrected}} = h_{fc} = h_f(ft) \times [1 - M]$$

其中，

- h_f = 水頭修正因數(考慮地下水補注率呈不均勻分佈之修正)
- h_d = 集水管坡內深入端(L_{100} , the end of the drain)或 L_{100} 處之壓力水頭($=h_{100}=h_f+h_{max}$)
- h_{max} = 在集水管切點處(L_c 處)兩根集水管間中央位置，在集水管高程以上之壓力水頭(或地下水水位面高度)
- h_{fc} = 修正調整後之水頭修正因數(考慮集水管及其下方不透水層呈非水平傾斜之修正)
- M = 修正乘數因子(詳見圖 5-16)

RDC(Recharge Distribution Correction)方程式用以考慮整個排水場域中，地下水補注率呈不均勻分佈之情況，以及計算沿著集水管部分區段之近似地下水水位面。在此區段之地下水水位面由 h_{max} (=在 L_c 處兩根集水管中央位置之地下水水位面高度)開始傾斜向上發散提升，地下水水位面經平均後，呈一條直線分佈(Cook, Santi & Higgins, 2012)。當 $L_{cf} < L_n < L$ ，計算時採用集水管縱向地下水洩降剖面上的兩點座標資料，(L_{cf} , 0) 及 (L , h_{fc})，來推求 RDC 方程式，計算式如下：

$$RDC_n = m \times L_n + b$$

$$m = \frac{h_{fc}}{(L - L_{cf})}$$

$$b = h_{fc} - (m \times L)$$

其中，

- RDC_n = 由集水管坡面起始端(或出水口端)算起，距離 L_n 處之 RDC 值
- L_n = 集水管進入坡內之任一長度，此長度大於 L_{cf} 但小於 L ($L_{cf} < L_n < L$)
- L_{cf} = 最終修正後之集水管切點位置(= L_{cc})
- L = 集水管平均長度
- h_{fc} = 修正調整後之水頭修正因數

經過修正後，邊坡之地下水水位面可由下列計算公式求得：

$$P_n = RDC_n + h_{max} + (E_d)_n$$

$$h_p = RDC_p + h_c + E_p$$

$$h_c = \left(\sqrt{\frac{v}{K}} \sqrt{\frac{S^2}{4} - x^2} \right) - d$$

其中，

- P_n = 在 L_n 距離處之壓力水頭
- h_p = 在指定壓力計(Specified piezometer)下之壓力水頭
- n = 下標，代表由集水管坡面起始端(出水口端)算起往坡內移動至第 n 個劃分間隔處
- h_{max} = 在集水管切點處(L_c 處)兩根集水管間中央位置，在集水管高程以上之壓力水頭(或地下水水位面高度)
- $(E_d)_n$ = 第 n 個劃分間隔處之集水管高程
- h_p = 在指定壓力計(specified piezometer)下之壓力水頭
- RDC_p = 在集水管出水口端某特定距離之壓力計 RDC 水頭(= RDC_n)

首先，依據地滑區滑動體之透水情況，採用 Shin(1989)所提出之計算方程式，推估單根集水管之排水率(drainage rate)。隨之，再利用單根集水管排水率，來決定相鄰兩個集水管鑽孔之間距。Shin(1989)所提集水管排水率(單位時間之排水量)方程式如下：

$$Q = \frac{\pi \times K \times L' \times h_0}{2.3 \times \log\left(\sinh \frac{\pi R_0}{2b} / \sinh \frac{\pi r_0}{2b}\right)}$$

其中，

- L' = 集水管有格柵穿孔區段之長度
- h_0 = 地下水平均洩降高度= $(H-d_0)$
- K = 含水層滲透性係數
- b = 含水層厚度
- r_0 = 集水管水平鑽孔半徑
- R_0 = 排水後地下水水位面之洩降影響範圍
- H = 距水平排水鑽孔 R_0 距離處之壓力水頭
- d_0 = 在水平鑽孔之壓力水頭

依據 Shin(1989)方程式，兩相鄰橫向集水鑽孔(horizontal drainage boring)之間距 r ：

$$r = \frac{2b}{\pi} \sinh^{-1} \left[\exp \left\{ \ln \left(\sinh \frac{\pi r_0}{2b} \right) + \frac{\pi \times K \times L'}{Q} \left(h_0 - \frac{h}{2} \right) \right\} \right]$$

其中，

- Q = 過去量得之排水率
- $2r$ = 兩個橫向集水管鑽孔深入端穿孔區段間之平均水平距離
- h = 洩降壓力水頭

橫向集水管總鑽孔數 $N = (C \times R_0 / 2\theta)$ ，其中， $2\theta = \sin^{-1}(r/L)$

5-5 解析法方程式中採用變數之決定方式 Determination of Parameters for Analytical Equation

本章節說明解析法排水方程式中，各項變數之決定方式。

一、集水管至下方不透水層之當量深度(d)

集水管下方不透水層所在之實際深度(D)，可由地滑區之鑽孔柱狀圖或區域地質來判釋

求得。區域地質(reginal geology)乃依一般地質圖(geologic map)及工程地質圖(engineering geology map)而訂定。Luthin(1966)定義不透水層之水力傳導係數只為透水含水層者之 1/10。Hooghoudt(1940)推導了集水管至下方不透水層之當量深度(d)與集水管間距(S)、不透水層實際深度(D)、以及集水管半徑(r_0)之關係，並利用此當量深度來修正或減緩集水管排水時之地下水輻射流被簡化假設為水平流時，所引起之集水管排水率偏高之情況。當量深度(d)之計算式可表示如下：

$$d = \frac{D}{\left[1 + \frac{8D}{\pi S} \times \ln\left(\frac{D}{\pi r_0}\right)\right]}$$

其中，

- d = 排水場域(集水管)至下方低透水層之當量深度
 D = 排水場域(集水管)至下方低透水層之實際深度
 S = 兩根集水管間之平均水平間距
 r_0 = 集水管之半徑

Hooghoudt(1940)所提當量深度(d)之計算成果，如表 5-3 所示

表 5-3 Hooghoudt (1940) 之當量深度 d 值($r_0=0.1$ m, D 及 L 單位為 m)
 Equivalent depth (d) proposed by of Hooghoudt (1940) (for $r_0=0.1$ m, D and L in meter)

L→	5m	7.5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	L→	50m	75	80	85	90	100	150	200	250
D												D									
0.5m	0.47	0.48	0.49	0.49	0.49	0.5	0.5	0.50	0.50	0.50	0.50	0.5m	0.50	0.50	0.50	0.5	0.5	0.50	0.50	0.50	0.50
0.75	0.6	0.65	0.69	0.71	0.73	0.74	0.75	0.75	0.75	0.76	0.76	1	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
1.00	0.67	0.75	0.8	0.86	0.89	0.91	0.93	0.94	0.96	0.96	0.96	2	1.72	1.80	1.82	1.82	1.83	1.85	1.90	1.92	1.94
1.25	0.7	0.82	0.89	1.00	1.05	1.09	1.12	1.13	1.14	1.14	1.15	3	2.29	2.49	2.52	2.54	2.56	2.60	2.72	2.70	2.83
1.50	0.7	0.88	0.97	1.11	1.19	1.25	1.28	1.31	1.34	1.35	1.36	4	2.71	3.04	3.08	3.12	3.16	3.24	3.46	3.58	3.66
1.75	0.7	0.91	1.02	1.20	1.30	1.39	1.45	1.49	1.52	1.55	1.57	5	3.02	3.49	3.55	3.61	3.67	3.78	4.12	4.31	4.43
2.00	0.7	0.91	1.08	1.28	1.41	1.5	1.57	1.62	1.66	1.70	1.72	6	3.23	3.85	3.93	4.00	4.08	4.23	4.70	4.97	5.15
2.25	0.7	0.91	1.13	1.34	1.50	1.69	1.69	1.76	1.81	1.84	1.86	7	3.43	4.14	4.23	4.33	4.42	4.62	5.22	5.57	5.81
2.5	0.7	0.91	1.13	1.38	1.57	1.69	1.79	1.87	1.94	1.99	2.02	8	3.56	4.38	4.49	4.61	4.72	4.95	5.68	6.13	6.43
2.75	0.7	0.91	1.13	1.42	1.63	1.76	1.88	1.98	2.05	2.12	2.18	9	3.66	4.57	4.70	4.82	4.95	5.23	6.09	6.63	7.00
3.00	0.7	0.91	1.13	1.45	1.67	1.83	1.97	2.08	2.16	2.23	2.29	10	3.74	4.74	4.89	5.04	5.18	5.47	6.45	7.09	7.53
3.25	0.7	0.91	1.13	1.48	1.71	1.88	2.04	2.16	2.26	2.35	2.42	12.5	3.74	5.02	5.20	5.38	5.56	5.92	7.20	8.06	8.68
3.50	0.7	0.91	1.13	1.50	1.75	1.93	2.11	2.24	2.35	2.45	2.54	15	3.74	5.20	5.40	5.60	5.80	6.25	7.77	8.84	9.64
3.75	0.7	0.91	1.13	1.52	1.78	1.97	2.17	2.31	2.44	2.54	2.64	17.5	3.74	5.30	5.53	5.76	5.99	6.44	8.20	9.47	10.4
4.00	0.7	0.91	1.13	1.52	1.81	2.02	2.22	2.37	2.51	2.62	2.71	20	3.74	5.30	5.62	5.87	6.12	6.60	8.54	9.97	11.1
4.50	0.7	0.91	1.13	1.52	1.85	2.08	2.31	2.50	2.63	2.76	2.87	25	3.74	5.30	5.74	5.96	6.20	6.79	8.99	10.7	12.1
5.00	0.7	0.91	1.13	1.52	1.88	2.15	2.38	2.58	2.75	2.89	3.02	30	3.74	5.30	5.74	5.96	6.20	6.79	9.27	11.3	12.9
5.50	0.7	0.91	1.13	1.52	1.88	2.20	2.43	2.65	2.84	3.00	3.15	35	3.74	5.30	5.74	5.96	6.20	6.79	9.44	11.6	13.4
6.00	0.7	0.91	1.13	1.52	1.88	2.20	2.48	2.70	2.92	3.09	3.26	40	3.74	5.30	5.74	5.96	6.20	6.79	9.44	11.8	13.8
7.00	0.7	0.91	1.13	1.52	1.88	2.20	2.54	2.81	3.03	3.24	3.43	45	3.74	5.30	5.74	5.96	6.20	6.79	9.44	12.0	13.8
8.00	0.7	0.91	1.13	1.52	1.88	2.20	2.57	2.85	3.13	3.35	3.56	50	3.74	5.30	5.74	5.96	6.20	6.79	9.44	12.1	14.3
9.00	0.7	0.91	1.13	1.52	1.88	2.20	2.57	2.89	3.18	3.43	3.66	60	3.74	5.30	5.74	5.96	6.20	6.79	9.44	12.1	14.6
10.00	0.7	0.91	1.13	1.52	1.88	2.20	2.57	2.89	3.23	3.48	3.74	∞	3.88	5.38	5.76	6.00	6.26	6.82	9.55	12.2	14.7
∞	0.71	0.93	1.14	1.53	1.89	2.24	2.58	2.91	3.24	3.56	3.88										

當 $D > (S/4)$ 時，表 5-3 中之 d 計算值將會成為定值(Prellwitz, 1978)，且不再受到 D 及 S 之影響，如圖 5-13 所示。

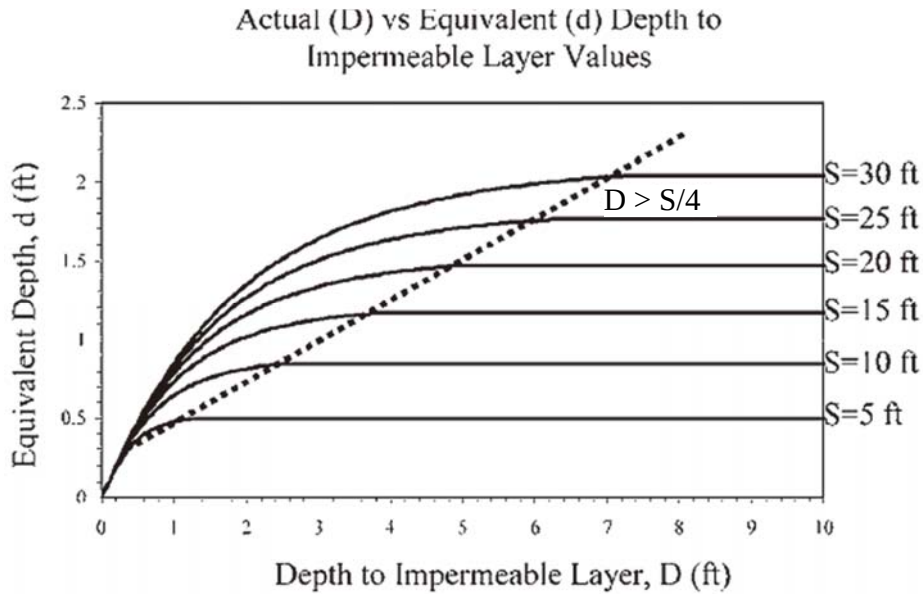


圖 5-13 設計圖表用以決定集水管至下方不透水層之當量深度

S =集水管間距， D =集水管至下方不透水層之實際深度

圖中點線表示 $D=S/4$ 之情況。當 $D > (S/4)$ 時，當量深度(d)為定值

Design chart used to determine the equivalent depth to impermeable layer (d) for rolled wick drains. S =drain spacing and D =actual depth to the impermeable layer. The dashed line is for $D=S/4$; when $D > S/4$, the equivalent depth value (d) is constant.

Van der Molen and Wesseling (1991)所發表之當量深度(d)之試算求解法如下：

$$d = \frac{\frac{\pi L}{8}}{\ln \frac{L}{\pi r_0 + F(x)}} \quad , \quad x = \frac{2\pi D}{L} \quad , \quad r_0 = \frac{u}{\pi} \quad , \quad u = b + 2r_0$$

$$F(x) = 2 \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{4e^{-2nx}}{n(1-e^{-2nx})} \quad \text{for } x > 0.5$$

$$F(x) = \frac{\pi^2}{4x} + \ln \frac{x}{2\pi} \quad \text{for } 1 \times 10^{-6} \leq x \leq 0.5$$

其中，

- L = 集水管(或排水槽溝)間距
- D = 集水管至下方不透水層之實際深度
- r_0 = 集水管半徑
- u = 集水管之濕周
- b = 排水溝渠之深度

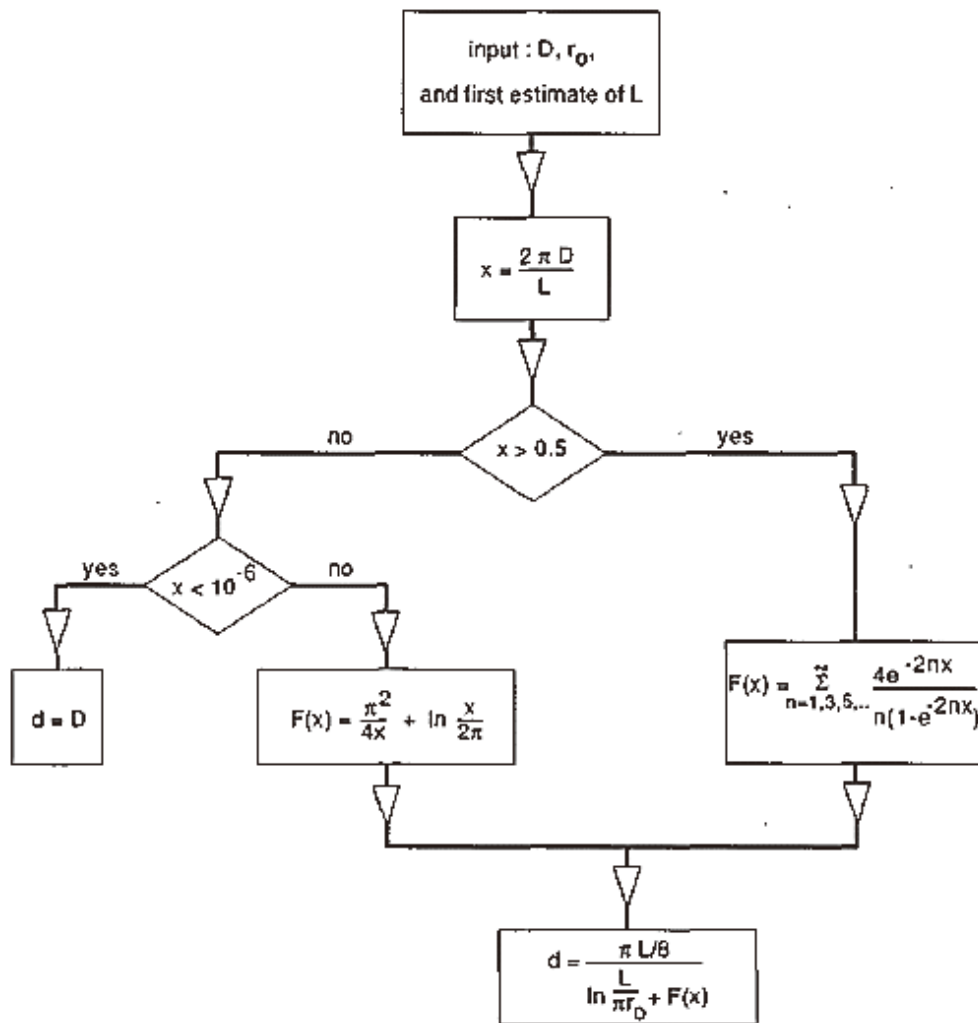


圖 5-14 Hooghout 之當量深度 (d) 之計算流程圖 (Van der Molen and Wesseling, 1991)

Flow chart for the calculation of Hooghoudt's equivalent depth (d)

二、集水管間距 (S)

在集水管間距 (S) 非均等之情況 (S 非為定值)，對於整個排水場域 (drain field) 而言可計算集水管之平均間距 (S_{avg})，作為具代表性之集水管間距值。Crenshaw 及 Santi (2004) 針對扇狀排列之集水管，來評估其間距之不平均性。其中，由集水管起始端 (出水口端) 開始，沿集水管每進入邊坡內一個 3 m (或 10 ft) 進尺，即計算該處之平均集水管間距。此計算方法可用以產生整個邊坡具代表性之集水管平均間距，並可將集水管錯綜複雜之配置型式轉換為等距平行之配置型式。

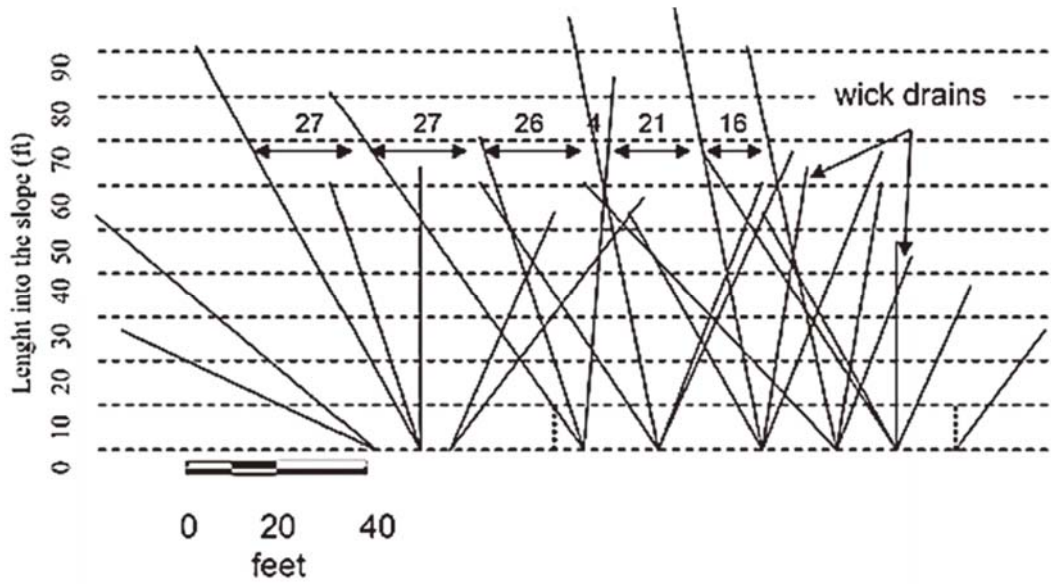


圖 5-15 決定排水場域內扇狀排列集水管之平均間距

Methodology for determining average drain spacing for the drain field. This allows conversion of complex drain layouts to evenly spaced, parallel drain layouts.

由坡面進入邊坡內沿集水管，每個進尺為 10 ft (3.05m)。當進入邊坡內 y (ft)深度處時，可計算該處集水管各種間距之加總 $\Sigma(y)$ ，以及集水管進入排水場域 y (ft)深度處之平均間距 $S_{avg(y)}$ ：

$$S_{avg(y)} = (\Sigma(y)) / n_y$$

其中，

- $S_{avg(y)}$ = 沿集水管進入邊坡內 y (ft)深度處之集水管平均間距
- $\Sigma(y)$ = 在集水管進入邊坡內 y (ft)深度處之各種間距之加總
- y = 在集水管進入邊坡內 y (ft)深度處(在此處進行各種間距加總)
- n_y = 在集水管進入邊坡內 y (ft)深度處共有幾種不同間距

估算整個排水場域之平均集水管間距：

$$S_{avg} = (\Sigma(0) + \Sigma(10) + \dots + \Sigma(y)) / n$$

其中，

- S_{avg} = 沿集水管進入邊坡內不同深度處之各個集水管平均間距之總平均間距
- $\Sigma(y)$ = 在集水管進入坡內 y (ft)深度處之各種間距之加總
- n = 在集水管進入邊坡不同深度處 $y(=0, 10, 20 \text{ ft } \dots)$ 共有幾種不同間距
 $= n_0 + n_{10} + n_{20} + \dots$

Cook et al. (2008a) 建議設計時可採用之初始間距：

1. 於高透水性土層打設集水管時，集水管初始間距可為 8~15 m。
2. 於細顆粒土層打設集水管時，集水管初始間距可為 1~8 m。
3. 依據現地情況，若施工區域含有豐富的地下水，則可增加集水管之打設數量。
4. 採扇狀配置集水管時，需計算集水管之平均間距，使其符合平行配置集水管之間距要求標準。

三、集水管打設長度 (L_d)

若集水管之打設仰角太大($>25^\circ$)，則必須進行修正調整，以反映集水管進入坡內之實際深度(即投影長度)。在打設集水管之前，可依據現場地質構造及滑動面位置，來推估所需之集水管平均長度(L_d)。一般而言，最有效之集水管打設長度，以不超過潛在滑動面 3~5 m 為原則 (Royster 1980)。即集水管臨界長度(集水管到達潛在滑動面之長度)再向外延伸 3~5 m。

四、地下水補注率(v)、正規化地下水補注率(v_n)及總體流率(Q)

地下水補注率(v)為地下水進入排水場域(集水管)之流率，主要以降雨期間之地下水垂直滲透或水平地下水流作為補注來源。地下水補注率($v=Q/A$)，乃將集水管出水口之總體流率($Q, \text{m}^3/\text{day}$)除以集水管之補注影響面積($A=L \times S, \text{m}^2$)來計算求得。總體流率 Q 之估算可直接量測現地集水管之排水率或根據過去相似工程案例之排水率經驗值或記錄值來估算求得。集水管之補注影響面積 A 可將集水管長度 L 乘以整個排水場域之集水管平均間距 S 來計算求得。地下水補注率(v)可採用來間接計算集水管坡內深入端(遠端，the back of the drain)之地下水水位面高度(h_d)。

$$v = \frac{Q}{L \times S} = \frac{Q}{A}, \quad v_n = v/k$$

其中，

- | | | |
|-------|---|--|
| v | = | 地下水補注率(m/day) |
| Q | = | 集水管之單位時間排水量或排水率(m^3/day) |
| L | = | 排水場域中集水管之平均長度(m) |
| S | = | 兩根集水管間之平均水平間距(m) |
| A | = | $L \times S$ ，集水管之補注影響面積(m^2) |
| v_n | = | 正規化地下水補注率($=v/K$) |
| K | = | 含水層水力傳導係數(m/day) |

五、地下水水位面之初始高度 (H_i)

地下水水位面之初始高度應盡可能在接近排水場域後方(集水管排水影響範圍區之外) 20 ft (6.1 m) 的位置取得資料。因為在此位置，地下水水位面高度幾乎不受洩降影響。

六、水力傳導係數 (K)

當地層之水力傳導係數(K)不在 $6.0 \times 10^{-8} \text{ m/s} \sim 9.8 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ 之範圍時(包含粉質砂土 SM、黏質砂土 SC、砂質粉土 ML, 砂質黏土 CL 等)，橫向集水管之排水效果不佳。 K 值偏低時，橫向集水管通常無法維持正常的排水率 (Crenshaw 2003)。 K 值偏高時，穩態排水情況下，地下水水位將洩降至集水管以下高程。

七、集水管至下方不透水層之實際深度 (D)

集水管坡面起始端(出水口)與其下方低透水層之垂直距離，可經由鑽探資料、區域地質圖或工程地質圖來估算。若含水層下方土層之水力傳導係數小於或等於含水層水力傳導係數的十分之一時，則此下方土層可定義為低透水層(Luthin, 1966)。若低透水層呈一角度傾斜，則需沿著集水管深入坡內不同里程位置之橫截面(垂直集水管之假想截面)，來計算集水管至此下方低透水層之實際平均深度(D)。

八、集水管打設仰角 (α)

集水管打設仰角通常介於 2° 至 10° ，但最大打設仰角可達 25° (Cornforth 2005)。Santi et al. (2001a,b)指出較低的打設仰角在實務上更為適宜，因為在集水管坡內深入端可獲得較高之驅動壓力水頭，亦可使集水管坡內深入端之洩降水位更低，因此能提高集水管之地下水水位洩降能力。若集水管打設仰角大於 5° 時，集水管部分區段較易出現乾涸之情況 (Cook 2009)，因而較易造成集水管排水效益不佳且不經濟之情況。

九、低透水層傾角 (ϕ)

非水平(傾斜)之低透水層或不透水層，其傾角(ϕ)可透過鑽探資料、區域地質圖或工程地質圖來估算求得。在計算分析上，大多限制低透水層傾角不得大於($\phi \leq 10^\circ$)。若低透水層傾角 $\phi < 10^\circ$ ，但低透水層與其上方集水管間存在有較大的距離，且低透水層不會與集水管相交，則低透水層傾角可假設為零度 $\phi \approx 0^\circ$ 。

十、修正乘數因子 (M)

修正乘數因子 M 值可依集水管打設仰角(α)、下方低透水層傾角(ϕ)及水力傳導係數(K)之變化，來計算求得，如圖 5-16 所示。

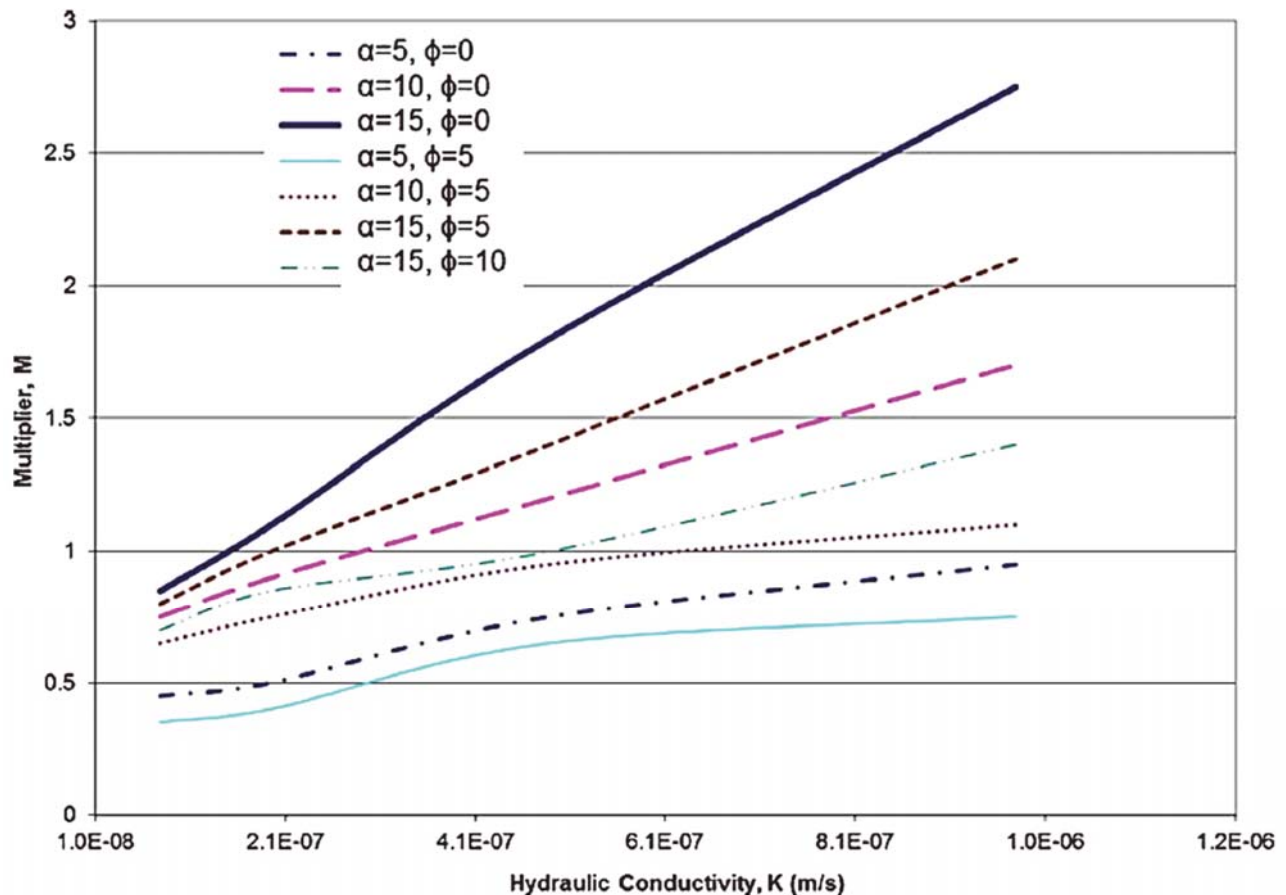


圖 5-16 修正乘數因子用以計算水頭修正因數 h_f (集水管打設仰角 α 及下方低透水層傾角 ϕ 之單位為度)
Multiplier for use with the head correction factor, h_f . The drain inclination is " α " and the low-permeability layer inclination is " ϕ ". Both inclinations should be measured in degrees.

圖 5-16 僅適用於集水管打設仰角 $\alpha < 15^\circ$ 及下方低透水層傾角 $\phi < 10^\circ$ 之情況。使用時建議將集水管打設仰角 α 及下方低透水層傾角 ϕ 以近似 5° 之倍數來表示。

5-6 解析法之綜合評論 (適用條件及限制) General Comments of Analytical Approaches (Limitation)

古典解析方法之計算中，限制集水管與坡面呈正交。由於邊坡工程中，大多採用扇狀配置方式打設橫向集水管，因此古典解析方法僅適用於農業灌溉工程之領域。在暫態情況下，邊坡之集水管排水方程式較難運用來求解。因此，邊坡坡度小於 30 % 時，設計者可將

其假設為平地，並依水平地層之形式來進行設計計算 Greg et al. (2013)。

Cook, Santi, Higgins (2012)之計算方法，在使用上存有一些限制。對於某些特定現場，計算時可能求得負值的壓力水頭。負值壓力水頭表示水頭(地下水水位面)落在集水管高程之下，此將反映兩種趨勢，其一為：當打設在高透水層之集水管其排水達到穩態時(補注率=排水率)，集水管內將轉為乾竭無水之情況。其二為：當集水管打設仰角大於 5° 時，原集水管長度有部分區段將轉為乾竭無水之情況。又當集水管打設仰角大於 10° 時，集水管內乾竭無水的情況可能更侷限於某部分區段。Cook, Santi 及 Higgins (2012)所提之方程式，在集水管打設仰角大於 10° 且含水層有高水力傳導係數($K \geq 9.8 \times 10^{-7} \text{ m/s} = 3.2 \times 10^{-6} \text{ ft/s}$)之情況時，使用上應更加小心謹慎。此外，Cook, Santi 及 Higgins (2012)之計算方法在使用時，假設邊坡之滑動體是由均質土壤材料所組成。若低透水滑動塊體或邊坡內的棲止地下水水位面，處於不排水之情況，則對邊坡塊體排水後之地下水水位面，將有重大影響。對於打設多層集水管之排水效果，Cook, Santi 及 Higgins (2012)所提之方程式尚無法計算。對於此情況，可考慮使用 Tsao, Wang and Chen (2005)所建議之計算方法來處理。

5-7 解析法排水方程式計算範例 Sample Problems

5-7-1 美國印第安納州賈斯珀 (Jasper) 地滑區 (Crenshaw and Santi, 2004) Jasper Landslide, Indiana, USA

本計算案例採用美國印第安納州賈斯珀(Jasper, Indiana)地滑區粉質粘土(CL)自然邊坡之橫向集水管邊坡穩定工程進行說明。2000 年 6 月之整治工程中，共打設 44 根集水管，長度介於 20~100 ft (6.096~30.480 m)。表 5-4 中計算所需之相關變數，仍是根據欲分析之水位洩降剖面附近之地質條件來予以確定，而非採用整個地滑區之地質資料。以下計算之分析面積中，包含了三組扇形配置集水管之排水場域，如圖 5-17 所示。

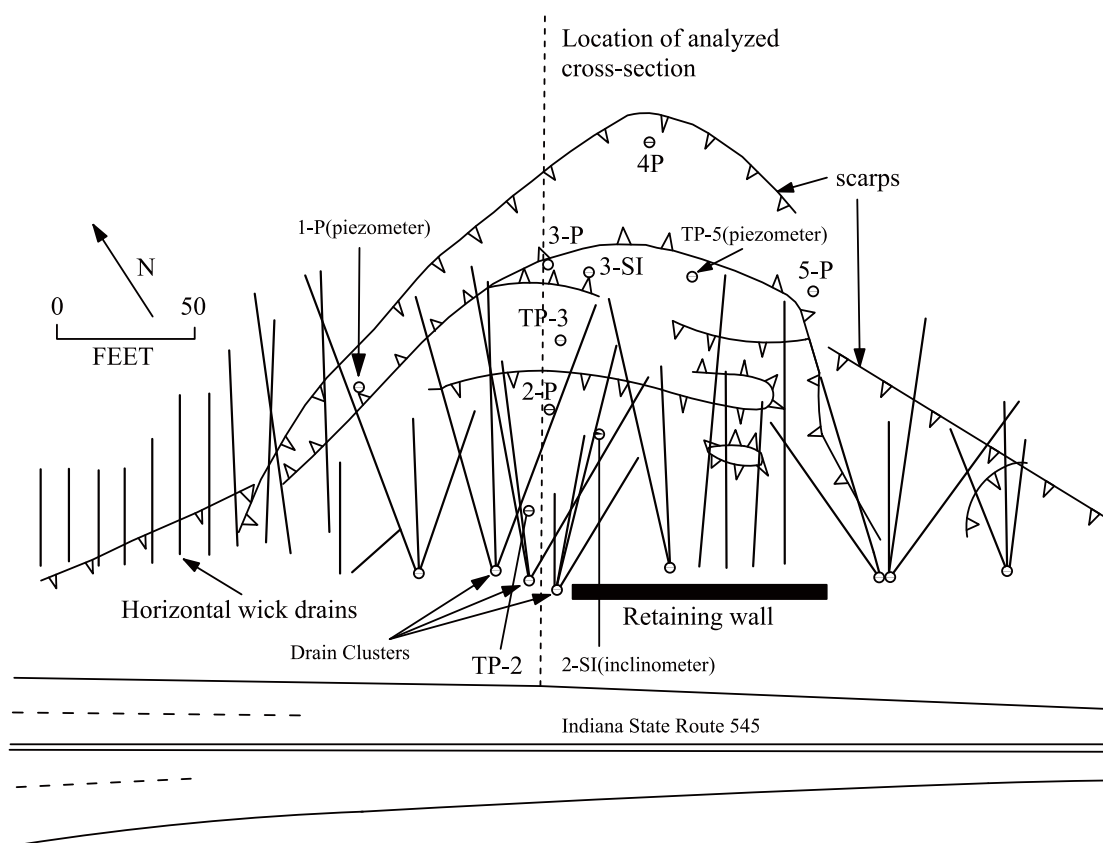


圖 5-17 印第安納州賈斯珀地滑區平面圖 (包含集水管、水位觀測井及集水管排水影響面積)
Site map of Jasper, Indiana (plan view) landslide showing drains, locations of piezometers, and estimated cross-sectional drainage area.

表 5-4 印第安納州賈斯珀地滑區解析法方程式所需之相關變數

Parameters required for analytical equation used to calculate the groundwater level of landslide at Jasper, Indiana, USA.

相關變數	數值	數值來源	說明
水力傳導係數 K (ft/sec)	4×10^{-6}	Coduto, 1999	粉質粘土之典型參考值
體積流率 Q (ft ³ /sec)	2.23×10^{-3}	現場記錄	2000 年 6 月 8 日之平均流率量測值
集水管打設長度 L_d (ft)	90	現地平面圖	集水管平均長度
集水管間距 S (ft)	11.07	現地平面圖	分析剖面排水場域內之集水管平均間距。採用 5-5-1 節中第(二)之計算方式。
集水管之影響面積 A (ft ²)	2400	現地平面圖	集水管之估計影響面積
補注率 v (ft/sec)	9.28×10^{-7}	方程式計算	$v = Q/A$
地下水水位面之初始高度 H_i (ft)	7.1	3-P 水位觀測井	
集水管至下方不透水層之當量深度 d (ft)	0.9	鑽孔柱狀圖及圖 5-13	

1. 計算正規化補注率 v_n 決定地下水水位面之形態及集水管之切點位置 L_c 。

$$v_n = v/k = 9.28 \times 10^{-7} / 4 \times 10^{-6} = 0.232 \quad (0.001 < v_n < 0.3, \text{Type II})$$

$$L_c \% = -99.642(v_n) + 81.047 = -99.642(0.232) + 81.047 = 57.930$$

$$L_c = \frac{L \times L_c \%}{100} = \frac{90 \times 57.930}{100} = 52.13 \text{ (ft)}$$

根據計算結果，此排水場域之地下水水位洩降分析剖面屬於 Type II 洩降型態。集水管切點位置 L_c ，距離坡面起始端(出水口端)52 ft ($L_c=15.85$ m)。2-P 水位觀測井位於集水管切點位置附近；TP-2 ($L_n=21$ ft)及 TP-3 ($L_n=86$ ft)水位觀測井，分別位於地下水水位洩降第 1 區(Zone-1)及洩降第 2 區(Zone-2)。

2. 計算 h_{max} & h_{avg}

$$h_{max} = \left(\sqrt{\frac{v}{K}} \sqrt{\frac{S^2}{4}} \right) - d = \left(\sqrt{\frac{9.28 \times 10^{-7}}{4 \times 10^{-6}}} \times \sqrt{\frac{(11.07)^2}{4}} \right) - 0.9 = 1.766 \text{ ft}$$

$$h_{avg} = \left(\pi \frac{S}{8} \sqrt{\frac{v}{K}} \right) - d = \left(\pi \times \frac{11.07}{8} \times \sqrt{\frac{9.28 \times 10^{-7}}{4 \times 10^{-6}}} \right) - 0.9 = 1.194 \text{ ft}$$

3. 計算水位觀測井之地下水水位

(a) 2-P 水位觀測井

$$h_c = \left(\sqrt{\frac{v}{K}} \sqrt{\frac{S^2}{4} - x^2} \right) - d = \left(\sqrt{\frac{9.28 \times 10^{-7}}{4 \times 10^{-6}}} \times \sqrt{\frac{(11.07)^2}{4} - (4.5)^2} \right) - 0.9 = 0.625 \text{ ft}$$

(b) TP-2 水位觀測井(洩降第 1 區)

$$h1_i = i \times \frac{h_{avg}}{L_c} \quad ; \quad (i = 21 \text{ ft})$$

$$h1_{21} = 21 \times \frac{1.194}{52} = 0.482 \text{ ft}$$

(c) TP-3 水位觀測井(洩降第 2 區)

$$h_{100} = \frac{H_i \times H_i \%}{100} = \frac{7.1 \times 65.087}{100} = 4.621 \text{ ft}$$

$$h2_i = (i - L_c) \frac{h_{100} - h_{max}}{L_{100} - L_c} + h_{avg} \quad ; \quad (i = 86 \text{ ft})$$

$$h2_{86} = (86 - 52) \times \frac{4.621 - 1.766}{90 - 52} + 1.766 = 4.257 \text{ ft}$$

圖 5-18 及表 5-5 為地下水水位面洩降分析剖面上之水位觀測 TP-2，2-P 及 TP-3 之量測及計算水位比較。

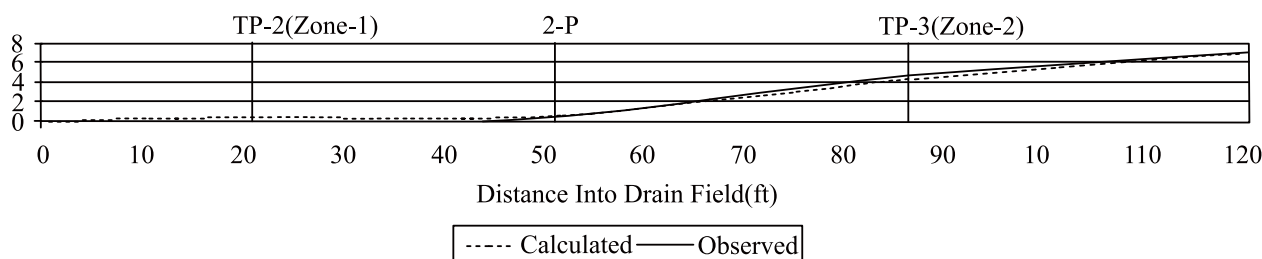


圖 5-18 地下水水位洩降分析剖面上之水位觀測井量測及計算水位高度比較
Comparison between the calculation and observation of groundwater table heights along the analyzed cross section.

表 5-5 地下水水位洩降分析剖面上之水位觀測井量測及計算水位高度比較
Comparisons between observation and computation of groundwater level along the groundwater drawdown profile due to subsurface drainage.

水位觀測井	位置* (ft)	量測水位高度 (ft)	計算水位高度 (ft)
TP-2	21 (i=21) (洩降第 1 區)	0	0.482(稍微高估)
2-P	51 ($\approx L_c=52$) $x=4.5$	0.5	0.652(稍微高估)
TP-3	86 (i=86) (洩降第 2 區)	4.6	4.257(稍微低估)

*由集水管之坡面起始端(出水口端)起算，進入坡內排水場域 i (ft)之深度(1ft $\approx$ 0.3048 m)

5-7-2 Cook, Santi 及 Higgins (2012) 試算表計算範例 Calculation Spreadsheets by Cook, Santi & Higgins (2012)

水力傳導係數 $K=1.6 \times 10^{-7}$ m/s，地下水補注率 $v=9.75 \times 10^{-9}$ m/s，集水管平均長度 $L_d=27$ m，集水管平均間距 $S=5$ m，集水管半徑 $r_o=0.013$ m，集水管打設仰角 $\alpha=10^\circ$ ，低透水層傾角 $\phi=5^\circ$ ，修正乘數因子 $M=0.72$ ，地下水水位面之初始高度 $H_i=5.5$ m，集水管起始端(出水口端)之高程(Elevation of Drain Outlet) $(E_d)_{n=0}=0.61$ m，集水管起始端(出水口)下方低透水層之高程(Elevation of Low-Permeability Layer Below the Drain Outlet) $(E_{lp})_{n=0}=0$ m。
(n =由集水管起坡面始端至坡內深入端之劃分間隔數，本例取 1 m 為一個劃分間隔，集水管長度 27 m。因此， $n=0, 1, 2, 3, \dots, 26, 27$)

1. 計算第 n 個劃分間隔處之集水管高程 $(E_d)_n$ 、低透水層高程 $(E_{lp})_n$ 、集水管至下方不透水層之平均深度 $D_{average}$ 及集水管至下方不透水層之當量深度 d

$$(E_d)_n = (L_n \times \tan \alpha) + (E_d)_{n=0}$$

$$(E_{lp})_n = (L_n \times \tan \phi) + (E_{lp})_{n=0}$$

$$D_n = (E_d)_n - (E_{lp})_n$$

$$D_{average} = D_n / (n+1) = 1.81 \text{ m}$$

$$d = \frac{D}{\left[1 + \frac{8D}{\pi S} \ln \left(\frac{D}{\pi r_0}\right)\right]} = \frac{1.81}{1 + \frac{8 \times 1.81}{\pi \times 5} \times \ln \frac{1.81}{\pi \times 0.013}} = 0.4 \text{ m}$$

$(E_d)_n$ 、 $(E_{lp})_n$ 、以及 D_n 之計算結果，如表 5-6 所示。

2. 計算正規化地下水補注率 v_n

$$v_n = v/k = 9.75 \times 10^{-9} / 1.6 \times 10^{-7} = 0.06$$

3. 計算 h_{max} ， h_d 及 h_{fc}

$$h_{max} = \left(\sqrt{\frac{v}{K}} \sqrt{\frac{S^2}{4}} \right) - d = \left(\sqrt{\frac{9.75 \times 10^{-9}}{1.6 \times 10^{-7}}} \times \sqrt{\frac{5^2}{4}} \right) - 0.4 = 0.21 \text{ m}$$

$$H_i \% = 95.509(v_n) + 42.929 = 95.509(0.06) + 42.929 = 48.75$$

$$h_d = \frac{H_i \times H_i \%}{100} = \frac{48.75 \times 5.5}{100} = 2.68 \text{ m}$$

$$h_f = h_d - h_{max} = 2.68 - 0.21 = 2.47 \text{ m}$$

$$h_{fc} = h_f(ft) \times [1 - M] = 2.47 - 0.72 \times 2.47 = 0.69 \text{ m}$$

4. 計算修正集水管切點位置 L_{cc} (1 m=3.28 ft)

$$L_c \% = -99.642(v_n) + 81.047 = -99.642(0.06) + 81.047 = 74.97$$

$$L_c = \frac{L \times L_c \%}{100} = \frac{74.97 \times 27}{100} = 20.24 \text{ m}$$

$$L_{cc} = L_c(ft) - (\alpha + \phi) = (20.24 \times 3.28 - 10 + 5) / 3.28 = 15.67 \text{ m}$$

5. 推求第 n 個劃分間隔之 RDC_n 方程式及壓力水頭 P_n

$$m = \frac{h_{fc}}{(L - L_{cf})} = \frac{0.69}{27 - 15.67} = 0.06$$

$$b = h_{fc} - (m \times L) = 0.69 - (0.06 \times 27) = -0.96$$

$$RDC_n = m \times L_n + b = 0.06 \times L_n - 0.96$$

RDC_n 之計算結果，如表 5-6 所示。

$$P_n = RDC_n + h_{max} + (E_d)_n = RDC_n + 0.21 + (E_d)_n$$

邊坡進行相鄰集水管間中央位置之地下水水位洩降線、集水管、以及低透水層三個高層剖面，如圖 5-19 所示。

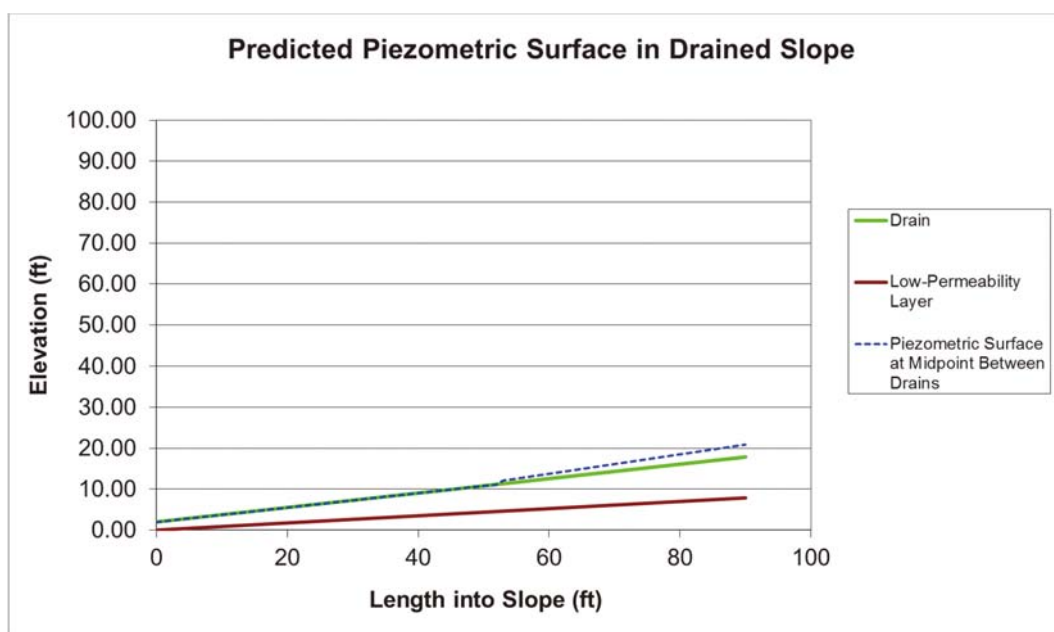


圖 5-19 地下排水後邊坡內之洩降地下水水位預測剖面

Predicted groundwater drawdown due to subsurface drainage of horizontal drains.

表 5-6 地下排水後邊坡內之洩降地下水水位計算結果

Calculation results of groundwater level drawdown after subsurface drainage of slope.

L_n (m)	$(E_d)_n$ (m)	$(E_{lp})_n$ (m)	D (m)	RDC_n (m)	P_n (m)
0	0.61	0.00	0.61	0.00	0.61
1	0.79	0.09	0.70	0.00	0.79
2	0.96	0.17	0.79	0.00	0.96
3	1.14	0.26	0.88	0.00	1.14
4	1.32	0.35	0.97	0.00	1.32
5	1.49	0.44	1.05	0.00	1.49
6	1.67	0.52	1.14	0.00	1.67
7	1.84	0.61	1.23	0.00	1.84
8	2.02	0.70	1.32	0.00	2.02
9	2.20	0.79	1.41	0.00	2.20
10	2.37	0.87	1.50	0.00	2.37
11	2.55	0.96	1.59	0.00	2.55
12	2.73	1.05	1.68	0.00	2.73
13	2.90	1.14	1.76	0.00	2.90
14	3.08	1.22	1.85	0.00	3.08
15	3.25	1.31	1.94	0.00	3.25
16	3.43	1.40	2.03	0.02	3.67
17	3.61	1.49	2.12	0.08	3.90
18	3.78	1.57	2.21	0.14	4.14
19	3.96	1.66	2.30	0.20	4.38
20	4.14	1.75	2.39	0.26	4.62
21	4.31	1.84	2.48	0.32	4.85
22	4.49	1.92	2.56	0.39	5.09
23	4.67	2.01	2.65	0.45	5.33
24	4.84	2.10	2.74	0.51	5.56
25	5.02	2.19	2.83	0.57	5.80
26	5.19	2.27	2.92	0.63	6.04
27	5.37	2.36	3.01	0.69	6.28



06

Part Six

第六章

橫向排水工法各類設計變數之參數研究（數值分析）

Parametric Study for Design Variables of Horizontal Drains (Numerical Analysis)

6-1 虛擬邊坡數值模型

Numerical Model of Fictitious Slope

6-2 橫向集水管及集水井設計變數

Design Variables for Horizontal Drains and Drainage Well

6-3 材料模式參數

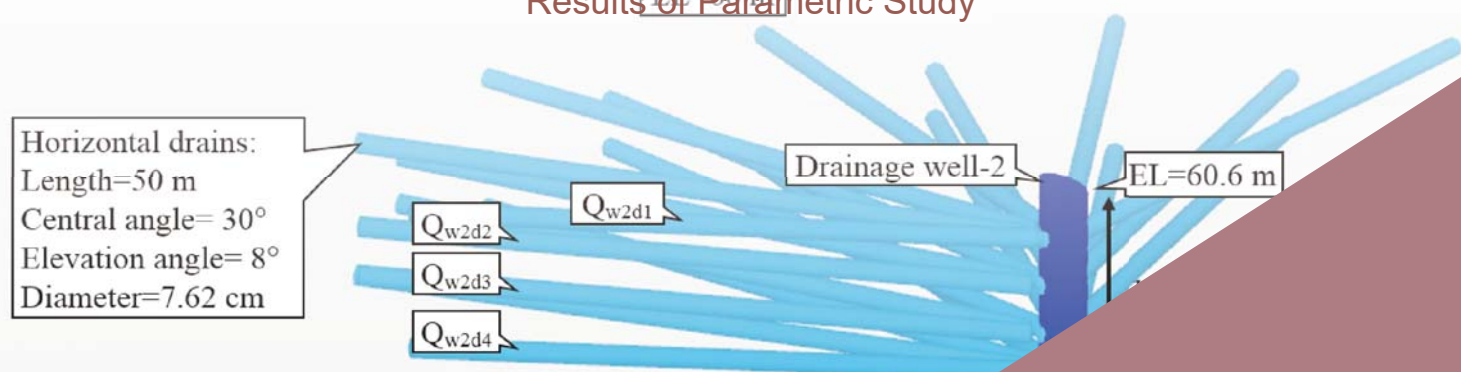
Material Model Parameters

6-4 數值模擬執行

Implementation of numerical simulation

6-5 參數研究成果

Results of Parametric Study



06 Part Six

第六章 橫向排水工法各類設計變數之參數研究 (數值分析)

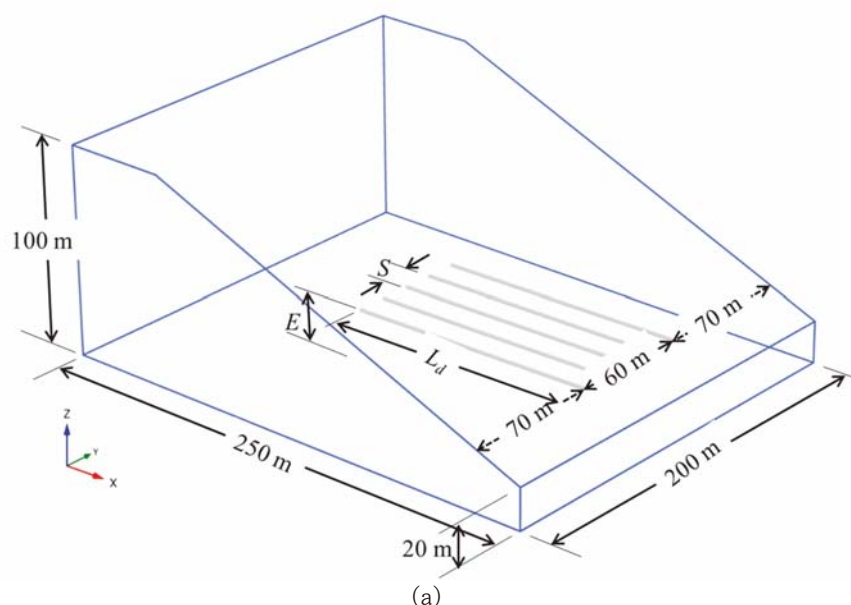
Parametric Study for Design Variables of Horizontal Drains
(Numerical Analysis)

本章節採用特定典型邊坡，分別模擬橫向集水管(分為水平、扇狀)及集水井在不同設計變數條件下之穩態(Steady-state condition)與暫態(Transient condition)排水行為(向冠璋，2017)。

6-1 虛擬邊坡數值模型 Numerical Model of Fictitious Slope

一、幾何模式

依據幼葉林地滑區之研究範圍，採用一規模比例相似之典型邊坡來建立數值模型，並進行地下排水工法各項設計變數之參數研究，如圖 6-1 所示。其中， L_d 、 S 、以及 E 分別為：集水管之打設長度、打設間距、以及打設高程。設定數值模型之 X、Y、Z 邊界範圍(X-邊界=0~250 m、Y-邊界=0~200 m、Z-邊界=0~100 m)，其坡度約為 21.8° (依據台灣山坡地土地可利用限度分類標準屬於四級坡)，橫向集水管施作範圍設定在 Y=70~130 m 之範圍，施作寬度為 60 m，中心位置在 Y=100 m 處，如圖 6-1(a)所示。而數值分析結果之縱橫監測剖面分別為 L-L'及 T-T'剖面，如圖 6-1(b)所示。



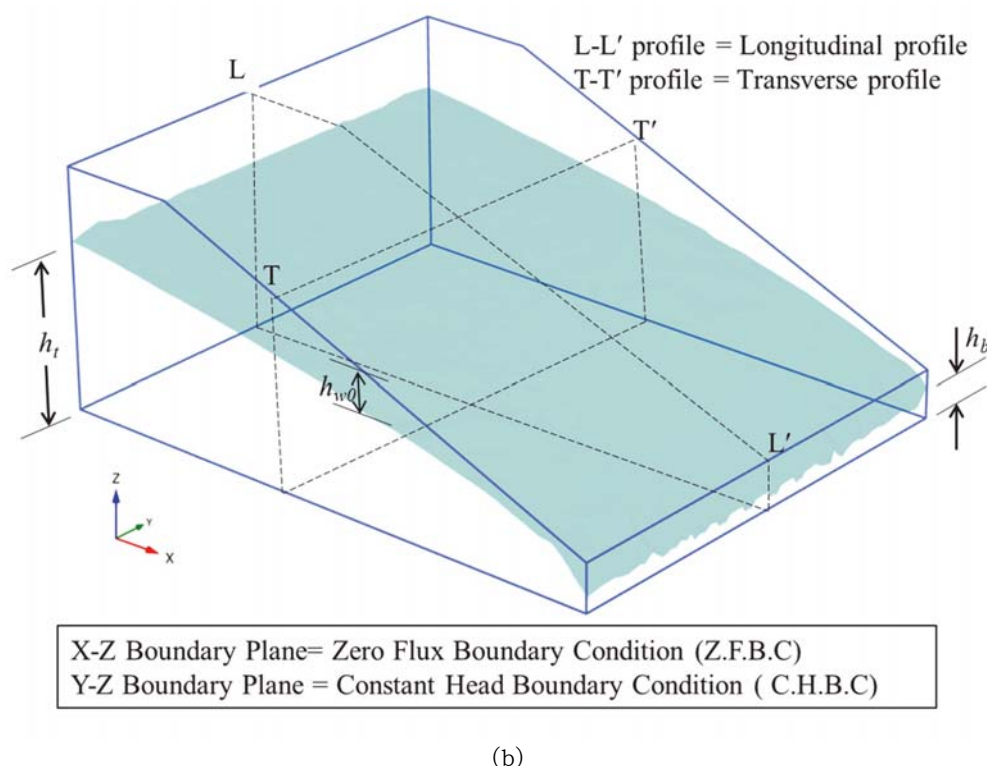


圖 6-1 橫向集水管及集水井參數研究之數值模型 (a) 幾何模式 (b) 地下水邊界條件
Numerical model for parametric study of horizontal drains and drainage wells
(a) 3-D numerical model (b) boundary conditions of groundwater level.

二、位移及水力邊界條件

數值模型四周側面邊界設定為水平位移束制邊界(滾輪邊界, roller boundary), 其水平位移量 $\Delta X=0$ 及 $\Delta Y=0$ 而垂直位移量 $\Delta Z \neq 0$ 。數值模型底面邊界則設定為位移完全束制邊界(鉸接邊界, hinge boundary), 其水平位移量 $\Delta X=0$ 及 $\Delta Y=0$ 且垂直位移量 $\Delta Z=0$ 。

地下水流邊界(Groundwater flow boundary)條件之設定, Y-Z 平面設為開放(open), 其物理意義為此平面上之水力條件為定水頭邊界條件(constant head boundary), X-Z 平面設為封閉(closed), 其物理意義為此平面無地下水流進出之零入流量邊界(Zero flux boundary), 邊坡坡面頂部設為開放(open)、X-Y 平面邊坡底部設為封閉(closed), 其物理意義可比照上述說明。

三、初始地下水水位設定

參數研究之初始地下水水位設定方式為, 將上邊坡 Y-Z 平面上之地下水水位高程設定為 G.W.L=70 m。另外, 將下邊坡 Y-Z 平面上之地下水水位高程設定為 G.W.L=0 m, 如圖 6-2 所示。

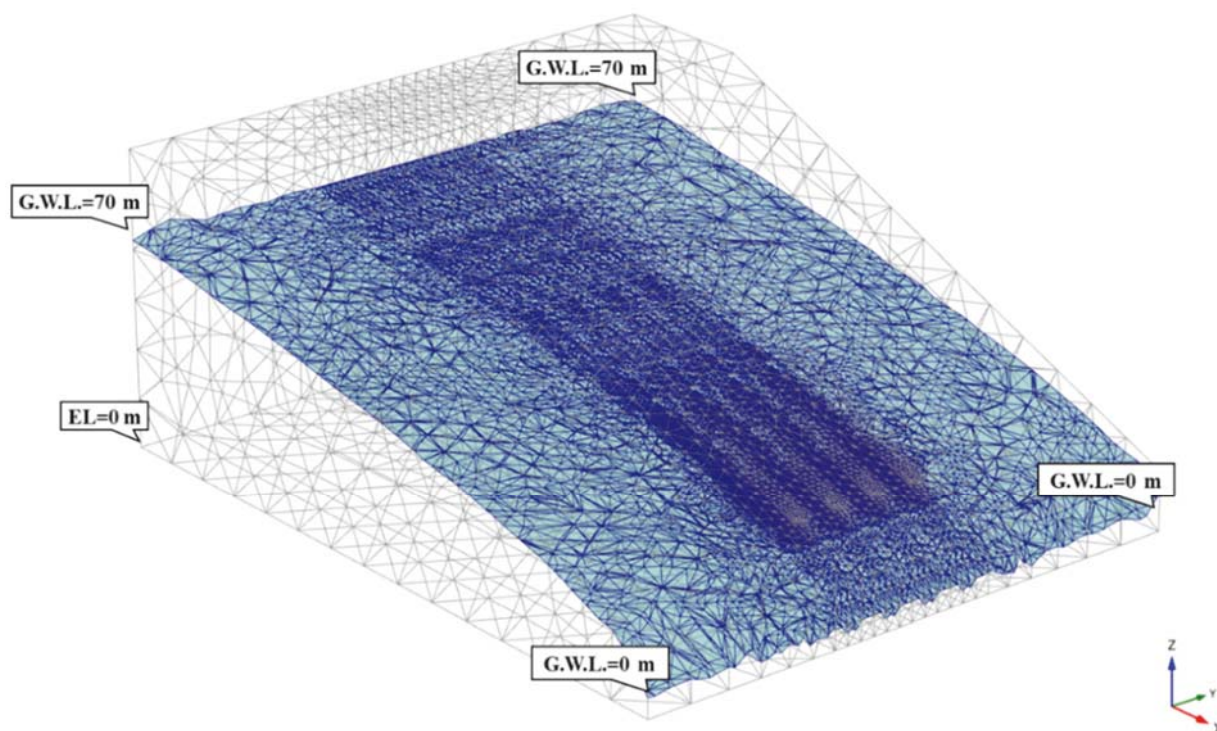


圖 6-2 參數研究數值模型之地下水水位

Initial groundwater level specified for parametric study.

6-2 橫向集水管及集水井設計變數

Design Variables for Horizontal Drains and Drainage Well

平行橫向集水管之設計變數包括:集水管設置高程 E 、集水管打設間距 S 、以及集水管配置長度 L_d (圖 6-1)。而扇狀橫向集水管之設計變數僅以集水管設置高程 E 為主。另外，集水井之設計變數以其施作位置為主。

一、平行橫向集水管

對於集水管設置高程 E ($=30\text{ m}$ 、 40 m 、 50 m 、 60 m)之參數研究，每個高程之集水管共 5 支，如圖 6-3 所示。其中，集水管間距 $S=15\text{ m}$ 、長度 $L_d=100\text{ m}$ 設定為固定值。隨後進行穩態(steady-state condition)排水分析。

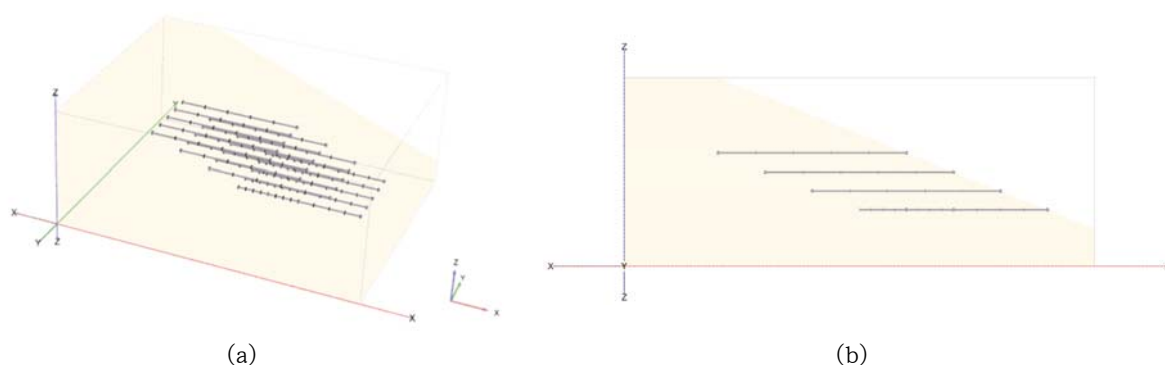


圖 6-3 平行橫向集水管設置高程參數研究之數值模型 (a) 三維立體透視圖 (b) 二維平面側視圖
Numerical model for parametric study on installation elevation of parallel horizontal drains
(a) 3-D perspective view (b) 2-D side view.

為探討集水管間距及長度與排水效益間之關係，乃將集水管設置高程固定為 $E=30\text{ m}$ ，並採用打設間距 $S=3\text{ m}$ 、 5 m 、 10 m 、 15 m ，共 4 組(其相對之集水管根數依序分別為 21 根、13 根、7 根、5 根)，且與集水管長度 L_d 搭配，每組間距 S 皆搭配集水管長度 $L_d=50\text{ m}$ 、 75 m 、 100 m 、 125 m 、 150 m 、 175 m ，共 6 組，集水管間距 S 及長度 L_d 之搭配參數研究計算共有 24 組($4 \times 6=24$)。上述計算中，同時進行暫態(transient condition)與穩態(steady-state condition)排水分析，如圖 6-4 所示。

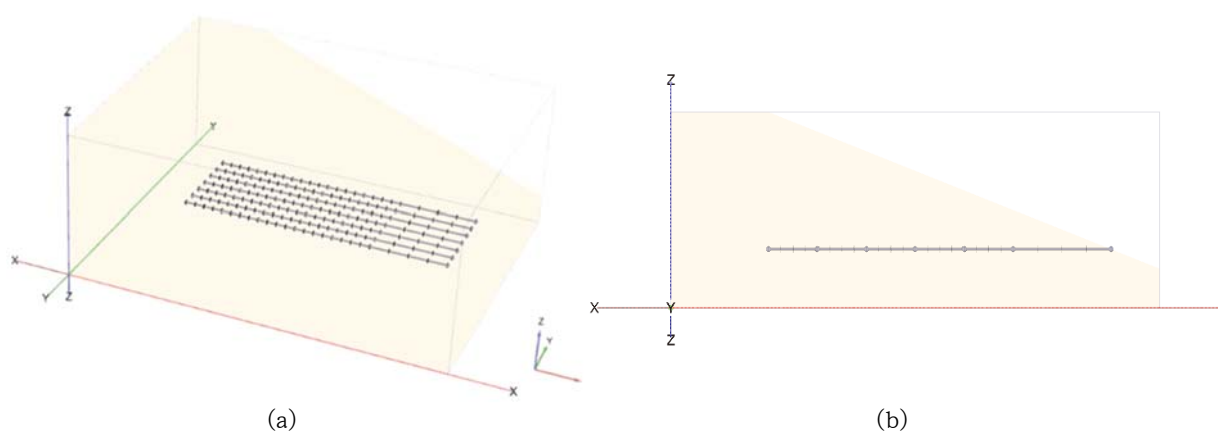


圖 6-4 平行橫向集水管設置間距及長度參數研究之數值模型 (a) 三維立體透視圖 (b) 二維平面側視圖
Numerical model for parametric study on installation spacing and installation length of parallel horizontal drains (a) 3-D perspective view (b) 2-D side view.

二、扇狀橫向集水管

對於集水管設置高程 $E(=30\text{ m}$ 、 40 m 、 50 m 、 $60\text{ m})$ ，每個高程配置集水管 5 根，如圖 6-5 所示。其中，集水管之扇狀角度(fan angle)約為 8.5° 、長度設定為固定值 $L_d=100\text{ m}$ 。扇狀橫向集水管施作範圍與平行橫向集水管相同，限制在 $Y=70 \sim 130\text{ m}$ 之範圍，中心位置

在 $Y=100\text{ m}$ 處。隨後，進行穩態(steady-state condition)排水分析。最後，可比較扇狀與平行橫向集水管排水效果之差異。

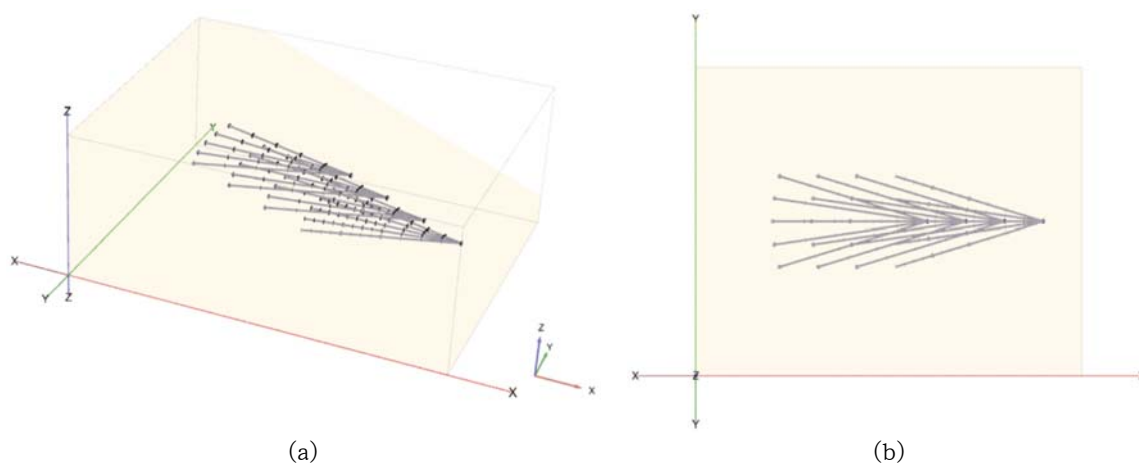


圖 6-5 扇狀橫向集水管設置高程參數研究之數值模型 (a) 三維立體透視圖 (b) 二維平面俯視圖
Numerical model for parametric study on installation elevation of fan-array horizontal drains
(a) 3-D perspective view (b) 2-D side view.

三、集水井

集水井設計變數以其施作位置為主，共有三種施作狀況。分別為：(1)在中邊坡(X -座標= 150 m 、 Y -座標= 100 m 、 Z -座標= 60 m)施作 1 座，(2)下邊坡(X -座標= 200 m 、 Y -座標= 100 m 、 Z -座標= 40 m)施作 1 座，以及(3)中、下邊坡各施作 1 座。其中，集水井直徑為 4 m 、井深為 30 m 、縱向間距每 7.5 m 打設一層集水管，共 4 層，由上而下各層之集水管根數分別為：5、6、5 及 6 根，相鄰集水管之扇狀夾角皆為 30° ，集水管長度設定為固定值 $L_d=100\text{ m}$ ，如圖 6-6 所示。隨後，進行穩態(steady-state condition)排水分析，探討集水井在三種不同施作位置之狀況下，對邊坡排水效果之影響。

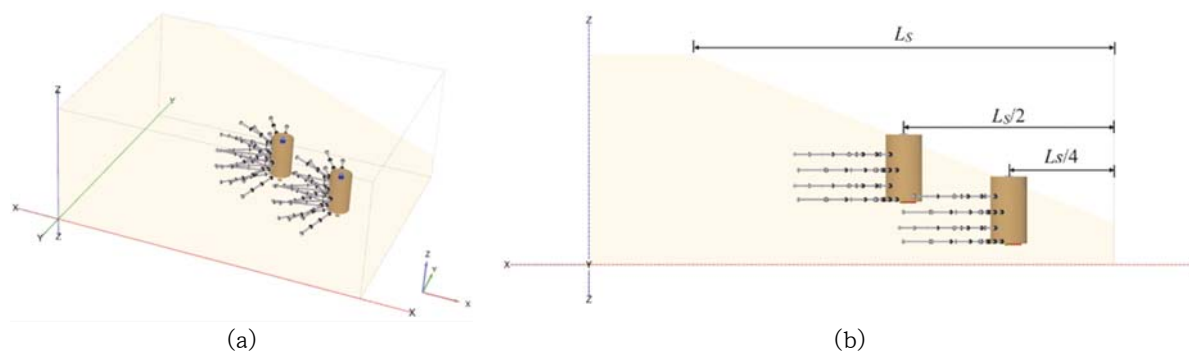


圖 6-6 集水井施作位置參數研究之數值模型 (a) 三維立體透視圖 (b) 二維平面側視圖
Numerical model for parametric study on installation location of drainage well
(a) 3-D perspective view (b) 2-D side view.

6-3 材料模式參數 Material Model Parameters

參數研究中，採用幼葉林地滑區崩積土之莫爾-庫倫土壤模式材料參數來進行分析，如表 6-1 所示。另外，依據幼葉林地滑區集水井處理工程設計圖中之鋼襯板材料規格，決定採用線彈性材料模式，來模擬集水井結構之力學變形行為。

表 6-1 參數研究所採用之土壤模式材料參數

Input of material model parameters of soil strata for parametric study.

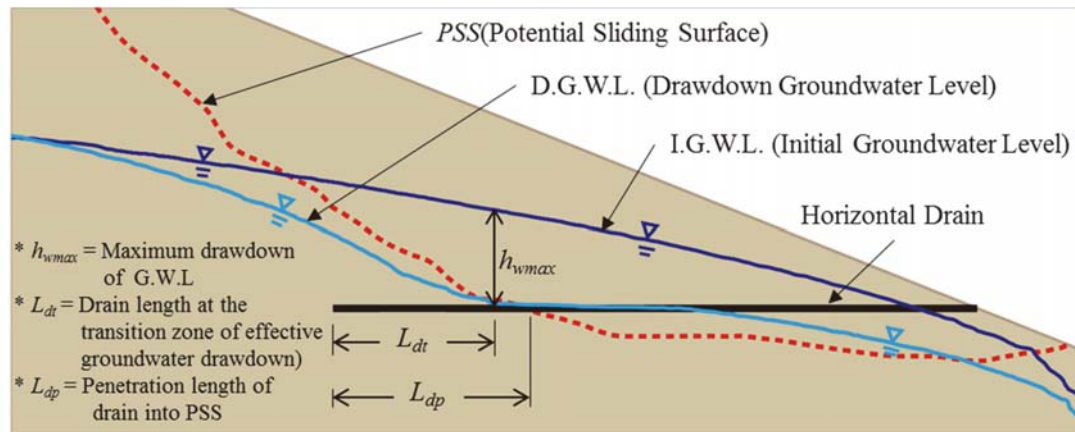
Soil Type	Material Type	γ_{unsat} (γ_{sat}) (kN/m ³)	E' (kN/m ²)	ν'	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ (°)	K_{sat} (m/hr)
Colluvium	drained	20.89 (23.37)	2×10^5	0.30	5.0	28	0	3.6×10^{-3}

6-4 數值模擬執行 Implementation of Numerical Simulation

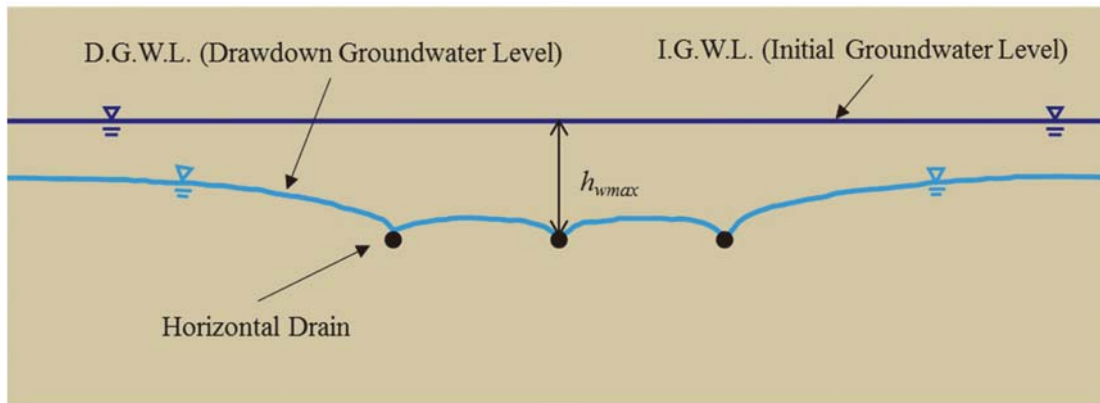
參數研究中之模擬步驟可分三組進行說明。第一組為平行橫向集水管之模擬步驟：平行橫向集水管在不同高程 E 、長度 L_d 、間距 S 之情況下，進行穩態(steady-state condition, $t \rightarrow \infty$)排水分析。另外，在高程 $E=30$ m、長度 $L_d=125$ m 之情況下，採用不同間距 S 進行暫態(transient condition, $t=0 \sim 60$ day)排水分析。第二組為扇狀橫向集水管之模擬步驟：扇狀橫向集水管在不同高程 E 之情況下，進行穩態(steady-state condition, $t \rightarrow \infty$)排水分析。其中，集水管長度設定為固定值 $L_d=100$ m。第三組為集水井之模擬步驟：集水井設置在中邊坡 1 座、下邊坡 1 座、以及中、下邊坡各 1 座，並進行穩態(steady-state condition, $t \rightarrow \infty$)排水分析。

6-5 參數研究成果 Results of Parametric Study

依據橫向集水管(以下簡稱集水管)排列型式(平行或扇狀型式)與集水井施作位置之參數研究結果，可探討邊坡穩定性安全係數 FS (以下簡稱安全係數 FS)、地下水水位最大洩降量 h_{wmax} (以下簡稱最大洩降量 h_{wmax})、洩降漸變區之集水管長度 L_{dt} 位置(以下簡稱漸變區管長 L_{dt})、集水管排水容量等。分析求得之最大洩降量 h_{wmax} 、漸變區管長 L_{dt} 等重要結果之示意，如圖 6-7 所示(參考圖 6-1(b)之 L-L' 及 T-T' 分析結果縱橫監測剖面)。



(a)



(b)

圖 6-7 各項參數研究之數值分析結果縱橫監測剖面圖 (a) 縱剖面 L-L' (b) 橫剖面 T-T'

Cross-sectional profile of numerical analyses for various parametric study

(a) longitudinal L-L' and (b) transverse T-T' profiles.

集水管在排水時，由集水管坡內深入端遠端至地下水水位最大洩降處之水平距離可定義為：有效洩降漸變區之集水管長度 L_{dt} (或簡稱漸變區管長 L_{dt} ，參見圖 6-7(a))。如圖 6-7(a) 所示，漸變區管長 L_{dt} 之大小會影響洩降區(地下水水位洩降前、後間之區域)之範圍。同時， L_{dt} 長度與潛在滑動面間之相對關係(或貫穿潛在滑動面向外延伸之集水管長度 L_{dp})，也會影響地下水水位洩降區對潛在滑動面安全係數之提升效果。理論上， L_{dt} 長度應落在潛在滑動面並向外延伸適宜長度 (即 L_{dt} 長度不適過長)，即可獲得最經濟有效之排水效果。

6-5-1 集水管長度 Drain Length

如圖 6-8 所示，地下排水及邊坡穩定分析結果顯示，集水管施作高程 $E=30$ m，集水管由坡面進入後約 115 m 處(=225 m-110 m)可達潛在滑動面($L_{pss}=115$ m)。其中， L_{pss} = 集水管之臨界打設長度(或集水管進入坡內抵達潛在滑動面之長度)。集水管長度 L_d 與集水管間距 S 之參數研究結果，如圖 6-9 所示。集水管長度 L_d 越長，安全係數 FS 提升效果越佳，但當

$L_d \geq 125$ m 時(即打設長度已超過潛在滑動面, $L_d > L_{pss} = 115$ m), 安全係數 FS 增量將減緩, 其原因為當集水管打設長度超過潛在滑動面後($L_d > L_{pss}$), 若再持續增加集水管長度則其排水效果僅能排除潛在滑動面以外之地下水, 此對邊坡穩定性之提升並無實質上的助益。

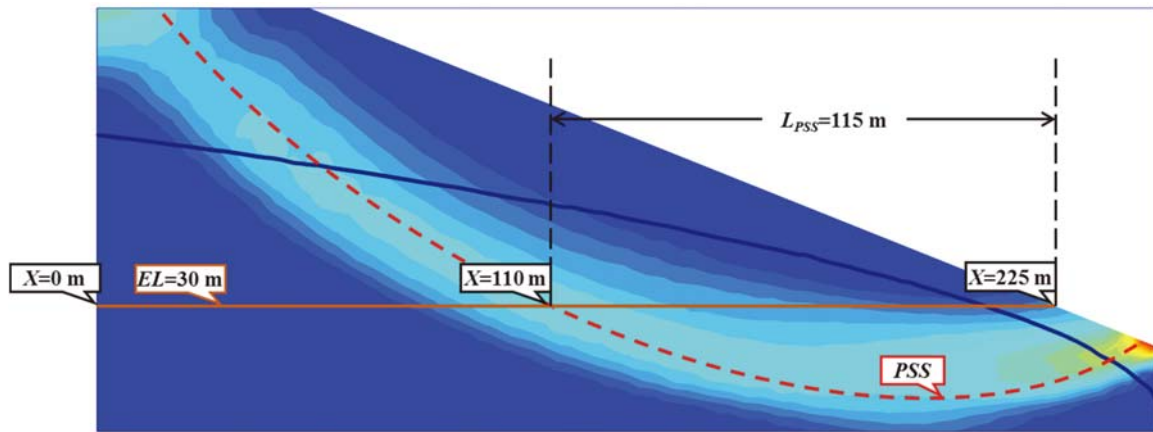


圖 6-8 平行橫向集水管參數研究數值分析之潛在滑動面

Potential sliding surface of numerical analysis for parametric study of parallel horizontal drains

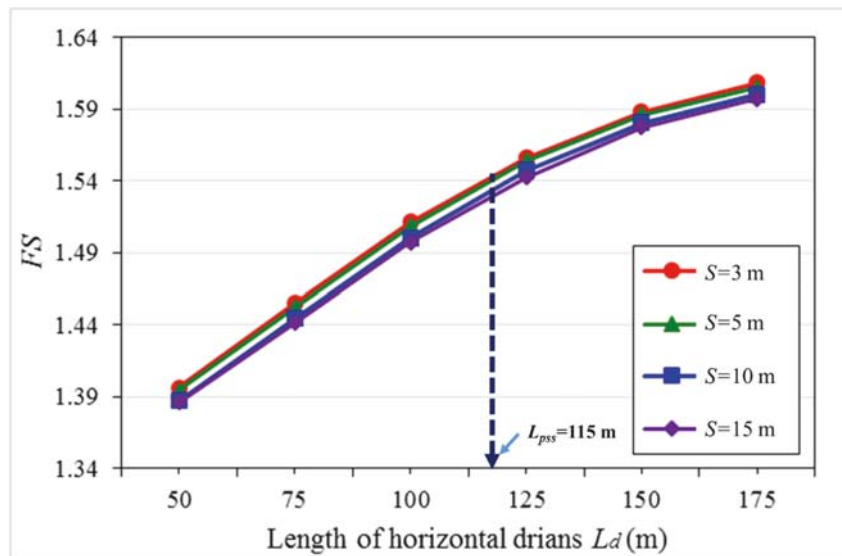


圖 6-9 平行橫向集水管長度及間距對邊坡穩定性安全係數之影響

Influence of installation length and spacing of parallel horizontal drain on the safety factor of slope.

集水管長度 L_d 及間距 S 對地下水水位洩降有不同程度之影響。 h_{wmax} 為地下水水位最大洩降量, 如圖 6-10 所示。當集水管長度 L_d 越長, 除了能貫入邊坡土體內部較深廣區域外, 集水管末端與地下水水位面間之深度距離增大且地下水之驅動壓力水頭越大, 此結果將使集水管排水容量增大, 而地下水位面之最大洩降量 h_{wmax} 亦隨之提高。集水管間距 S 越密, 集水管深入端在有效洩降漸變區之集水管長度 L_{dt} (或簡稱漸變區管長, 參見圖 6-7(a)) 較短, 地下水水位洩降區(地下水水位面洩降前、後間所涵蓋之區域)較大, 亦即最大洩降量 h_{wmax}

越大。而集水管深入端附近之地下水洩降面與集水管之交點位置，即為最大洩降位置。

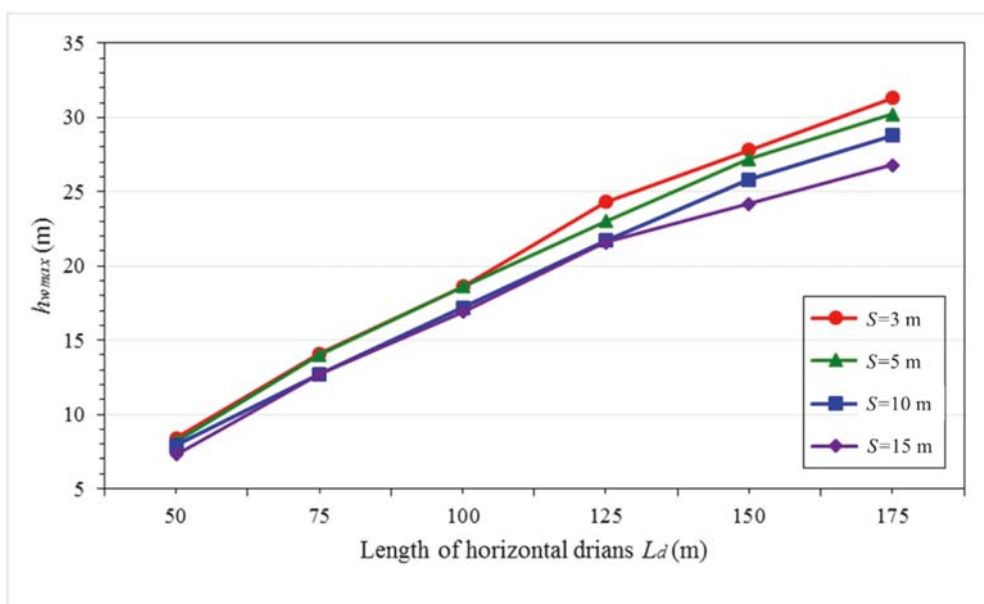


圖 6-10 平行橫向集水管長度及間距與地下水水位最大洩降量之關係

Influence of installation length and spacing of parallel horizontal drains on the maximum groundwater drawdown.

圖 6-11 為典型邊坡中央縱向剖面之地下水水位洩降圖，以間距 $S=10$ m、集水管長度 $L_d=75\sim150$ m 為例，可觀察得知增加集水管長度 L_d 可提高最大洩降量 h_{wmax} 及洩降區範圍（地下水水位面洩降前、後間所涵蓋之範圍）。同時，漸變區管長 L_{dt} 亦隨著集水管長度之增長而增加。

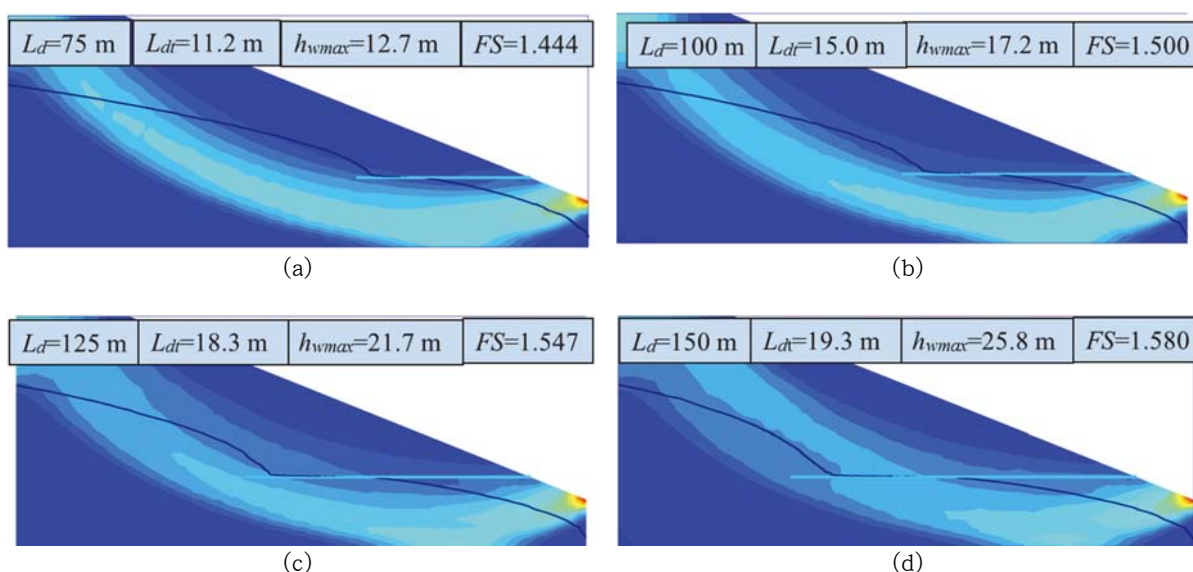


圖 6-11 平行橫向集水管長度對最大洩降量 h_{wmax} 及洩降區範圍之影響 ($S=10$ m)

Influence of installation length of parallel horizontal drains on the maximum groundwater drawdown and the range of drawdown area (for drain spacing $S=10$ m).

集水管在特定間距 S 及長度 L_d 配置情況下之總排水容量 Q ，如圖 6-12 所示。在穩態 (steady-state condition) 情況下，不同配置情況下之集水管總排水容量 Q 會趨於一致，此乃由於集水管在特定 S 及 L_d 配置下，長期 ($t \rightarrow \infty$ day) 排水之必然結果。同時，可得知在穩態情況下，間距 S 對總排水容量 Q 影響極微，但長度 L_d 則影響極大。

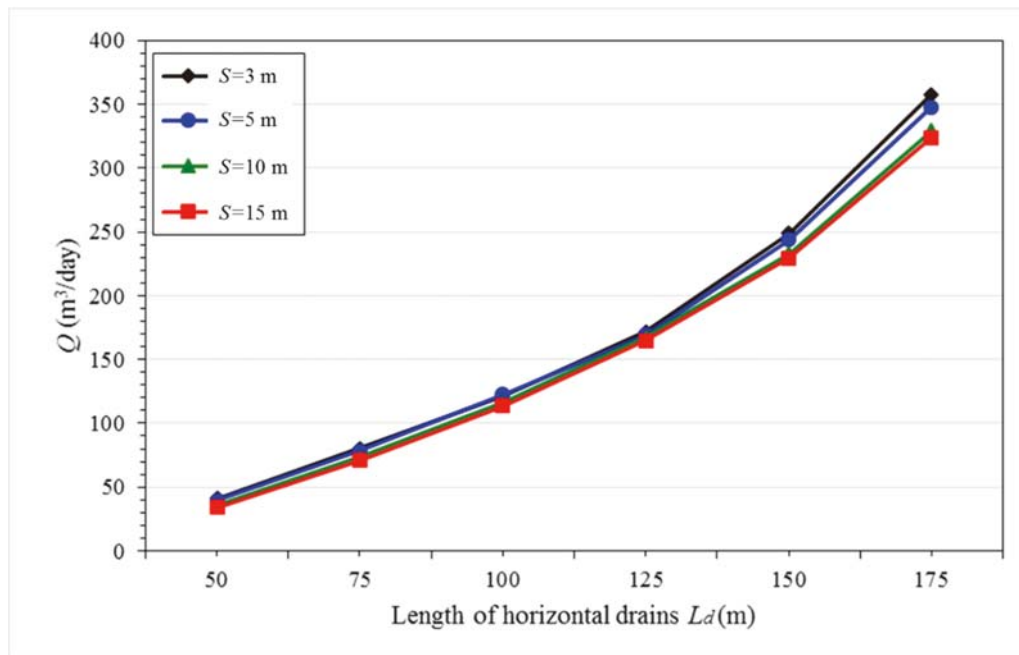
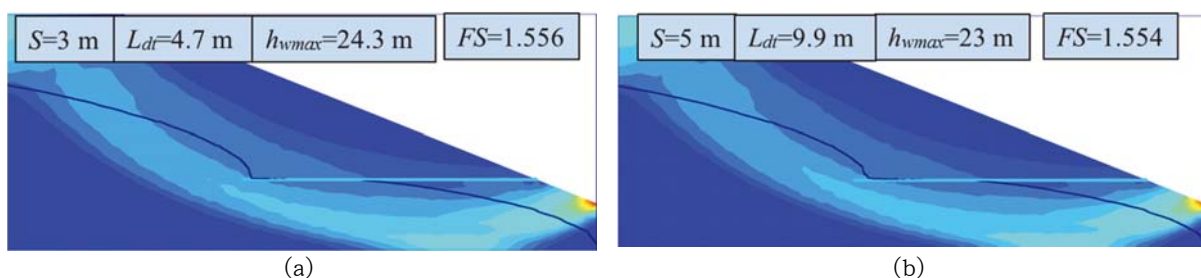


圖 6-12 平行橫向集水管長度及間距與總排水容量 Q 之關係

Influence of installation length and spacing of parallel horizontal drains on the total drainage capacity.

6-5-2 集水管間距 Drain Spacing

以集水管長度 $L_d=125$ m、間距 $S=3\sim 15$ m 為例，圖 6-13 說明集水管配置間距對地下水水位洩降行為之影響。由圖中可知，集水管間距在穩態排水情況下，對地下水水位最大洩降及安全係數之影響，不比集水管長度者來得顯著(與圖 6-11 比較)。因此，依上述計算結果可得下面結論:若要提高地下排水效益，增加集水管管長比減少間距(或增加集水管配置數量)來得經濟有效。



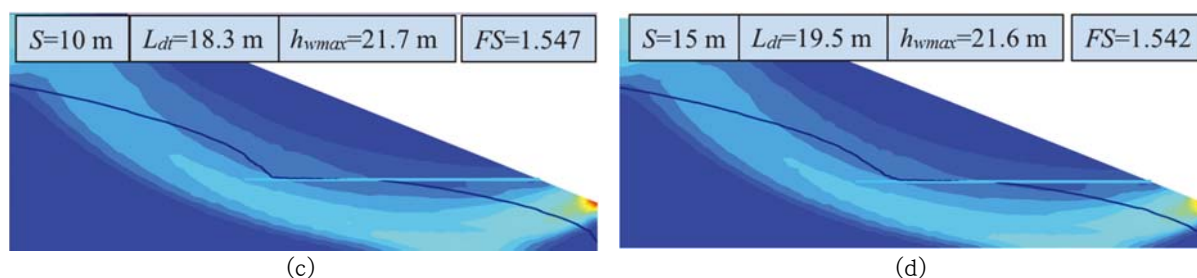


圖 6-13 平行橫向集水管間距對最大洩降量 h_{wmax} 及洩降區範圍之影響 ($L_d=125$ m)

Influence of installation spacing of parallel horizontal drains on maximum groundwater drawdown and range of drawdown area.

將總排水容量 Q 除以集水管總根數，可求得單根集水管之平均排水容量 q ，如圖 6-14 所示。在穩態情況下($t \rightarrow \infty$ day)，由於打設集水管之範圍固定，在集水管間距 S 較大之情況，其配置根數較少。最終，地下排水系統為了在穩態情況下達到一致的排水效果，因此單根集水管之平均排水容量 q 也越大。

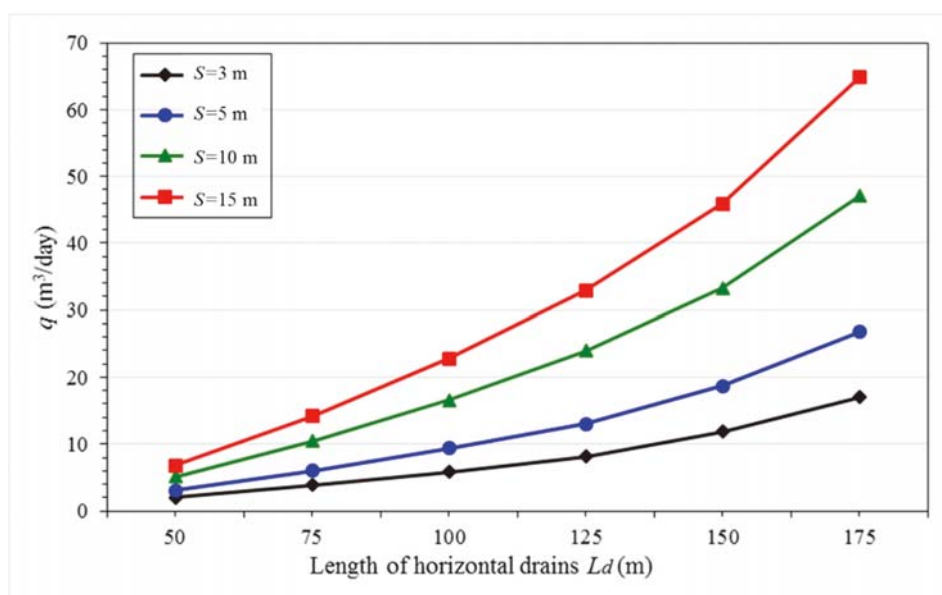


圖 6-14 平行橫向集水管長度及間距與單根集水管平均排水容量 q 之關係

Relationship between the installation length/spacing of parallel horizontal drains and the average drainage capacity of a single drain.

穩態(steady-state condition)排水分析中，在不同集水管間距 S 之情況下，安全係數 FS 並無明顯差異。由於穩態排水分析主要在呈現集水管長期排水($t \rightarrow \infty$)後之結果，因此不同集水管間距 S ，在長期排水後所產生的效果相近，亦即在穩態(steady-state condition)排水情況下，數值分析結果難以表現集水管間距 S 造成之排水效果差異。因此，乃再次採用暫態(transient condition)排水分析，來進行集水管間距 S 之參數研究。

在暫態(transient condition)排水分析中，依在橫向集水管長度 $L_d=125\text{ m}$ 之條件下，配置不同間距 S ，進行 60 天排水並作比較，計算結果，如圖 6-15 所示。由圖可知，在排水 1~5 天內之穩定性安全係數 FS 有明顯差異，如表 6-2 所示。表中摘錄集水管在不同間距 S 下，排水期間 $t=1\sim60\text{ day}$ 之安全係數提升率。在排水期間，橫向集水管間距 S 在排水初期對安全係數提升率之影響較大。而隨著排水時間增長，在排水末期 FS 值之差異會逐漸縮小。因此，若邊坡需要在短時間內達到所設定的安全係數 FS 目標值時，集水管配置間距 S 是重要的考量因子。

表 6-2 水平橫向集水管在排水期間 ($t=0\sim60\text{ days}$) 之安全係數提升率

Promoting rate of safety factor due to subsurface drainage of parallel horizontal drains.

$t\text{ (day)}$	1	2	3	4	5	10	15	30	60
$S\text{ (m)}$	$\Delta FS\text{ (\%)}=\text{Promoting percentage of } FS\text{ (\%)}$								
3	28.7	34.7	36.6	37.5	38.4	39.8	42.6	49.1	57.9
5	26.2	32.7	34.6	35.5	36.9	38.8	41.6	48.6	57.5
10	22.2	29.5	30.9	32.4	33.3	36.7	40.1	46.4	56.5
15	21.3	27.7	29.7	31.2	32.2	35.1	39.1	46.0	55.9

備註： $\Delta FS\text{ (\%)}=[FS(t\rightarrow\infty)-FS(t=1\sim60\text{ day})]\times 100\text{ \%}/[FS(0\text{ day})]$

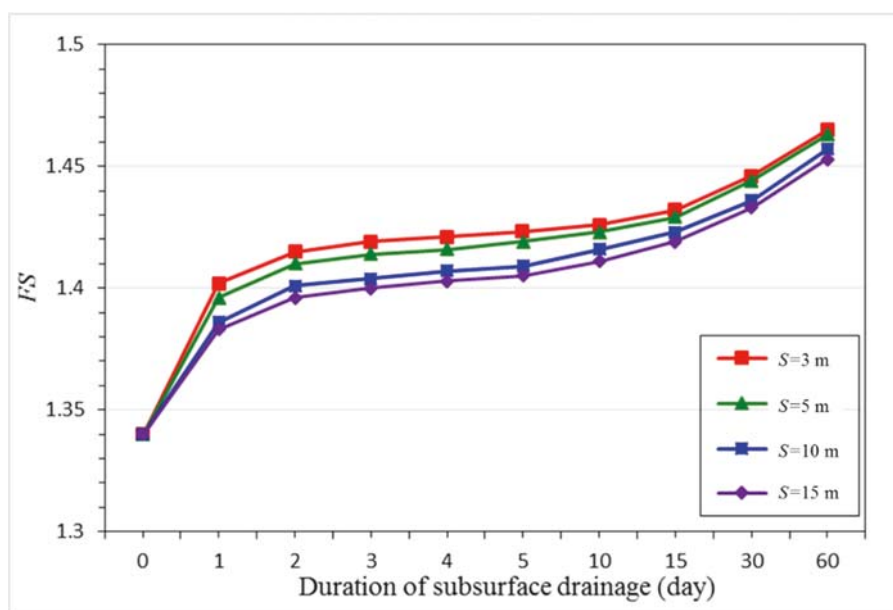


圖 6-15 排水期間橫向集水管間距對邊坡穩定性安全係數之影響

Influence of installation spacing of parallel horizontal drains on the safety factor of slope.

6-5-3 集水管打設高程 Drain Elevation

在穩態排水分析中，橫向集水管之打設高程 E ，對邊坡穩定性安全係數有顯著的影響，如圖 6-16 所示。在打設高程 $E=60$ m 時，橫向集水管較接近初始地下水水位面，排水效率較低，安全係數提升效果較差，其 $FS=1.349$ ；反之，在打設高程 $E=30$ m 的情況下，橫向集水管位於初始地下水水位面下較深處，排水效率較高，安全係數提升效果較佳，其 $FS=1.497$ 。邊坡穩定性安全係數 FS 受集水管打設高程 E 之影響極大。打設高程 E 距離初始地下水水位面越遠(亦即橫向集水管越接近坡趾)，地下排水效率越佳。此乃由於位於初始地下水水位面下較深處之集水管，在排水時具有較高之驅動壓力水頭。因此，對於一段時間的排水而言，其排水效率較高。

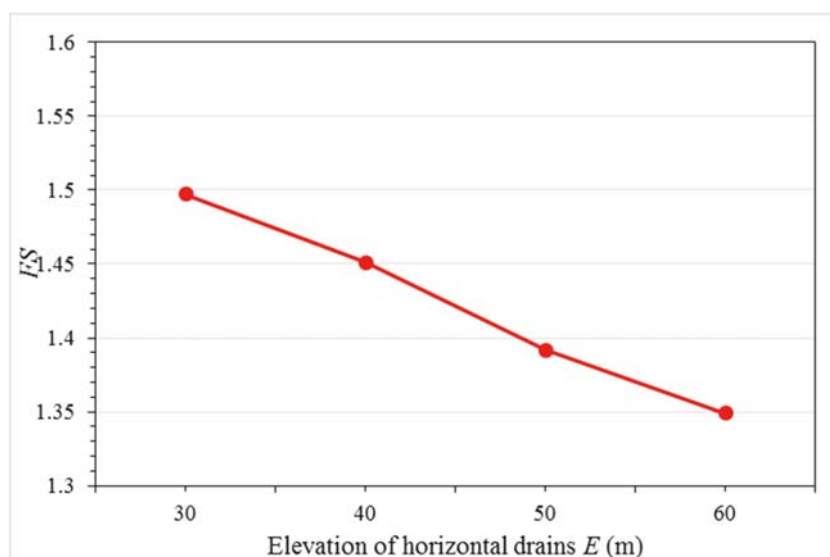


圖 6-16 平行橫向集水管高程對邊坡穩定性之安全係數影響

Influence of installation elevation of parallel horizontal drains on the safety factor of slope.

集水管打設高程 E 對地下水水位最大洩降量 h_{wmax} 也有顯著的影響，如圖 6-17 及 6-18 所示。由於在最小高程($E=30$ m)之集水管，其大部分管身落在地下水水位面之下，且其末端與地下水水位面間之距離最大，排水時之驅動壓力水頭最大，故排水容量及地下水水位最大洩降量皆最大。反之，在最大高程($E=60$ m)之集水管，僅有少部分管身落在地下水水位面之下，且集水管末端與地下水水位面間之距離最小，其排水容量與最大洩降量相對最小。因此，在相同條件下，若集水管配置高程 E 越小、即打設位置越低，則地下水水位洩降量 h_{wmax} 越大。

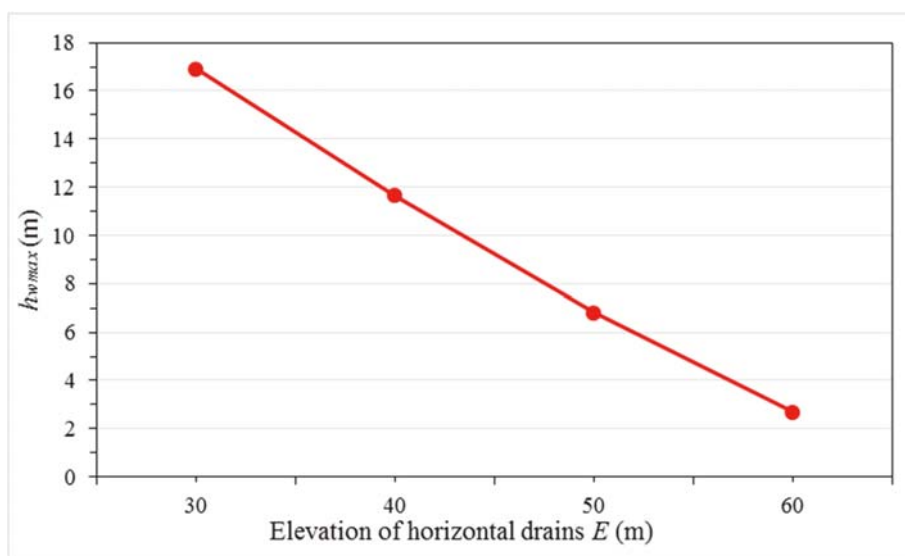


圖 6-17 平行橫向集水管配置高程與地下水水位最大洩降量之關係
Relationship between installation elevation of parallel horizontal drains and maximum groundwater drawdown.

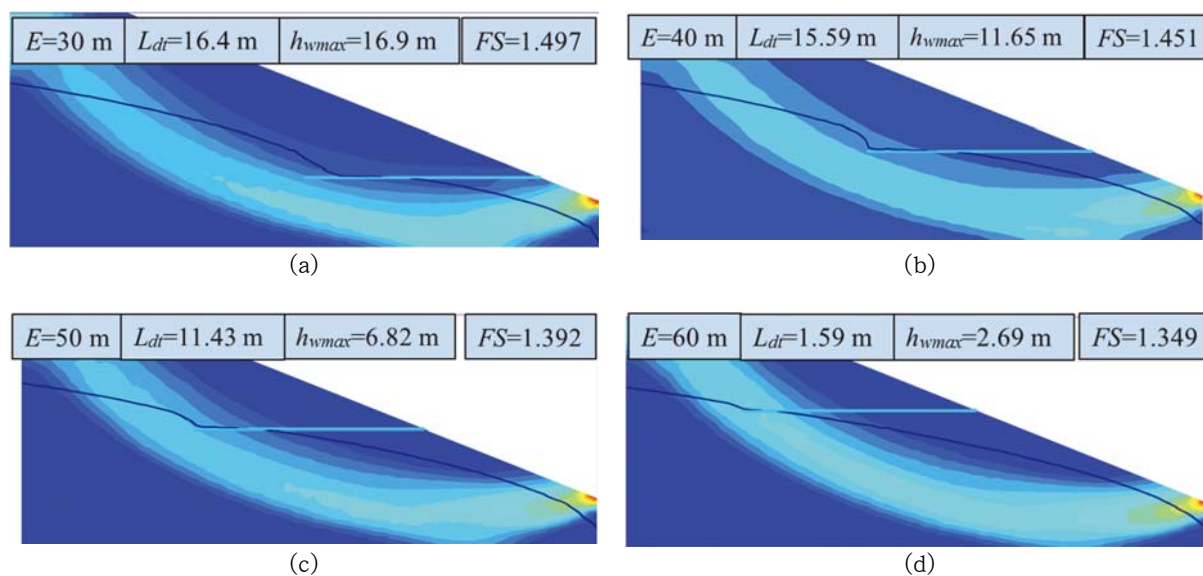


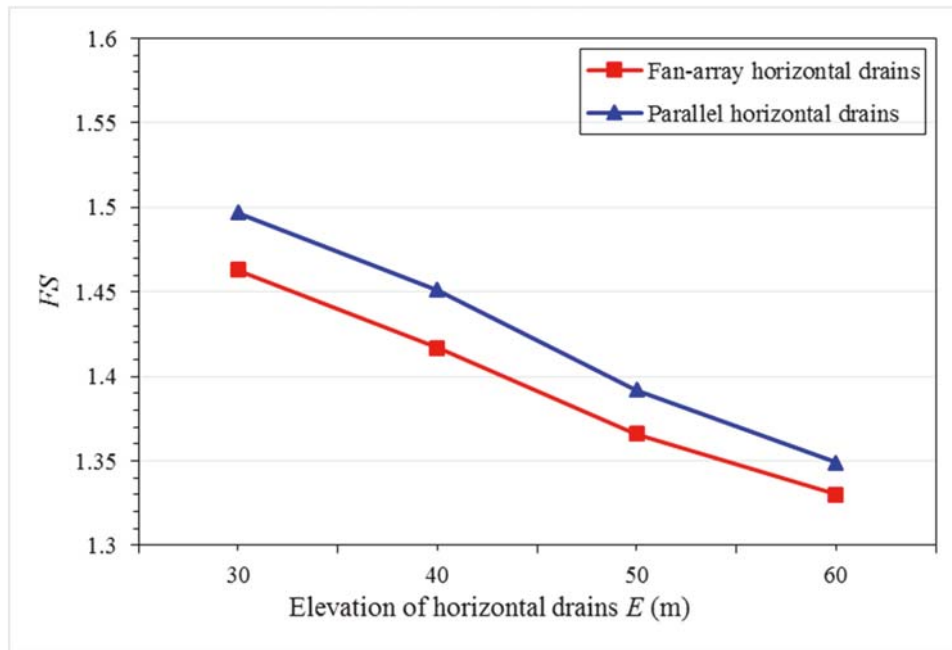
圖 6-18 平行橫向集水管配置高程對最大洩降量 h_{wmax} 及洩降區範圍之影響 ($L_d=100$ m、 $S=15$ m)
Influence of installation elevation of parallel horizontal drains on maximum groundwater drawdown and range of drawdown area.

6-5-4 集水管平行與扇狀打設型式之比較 Comparison of Configuration Pattern

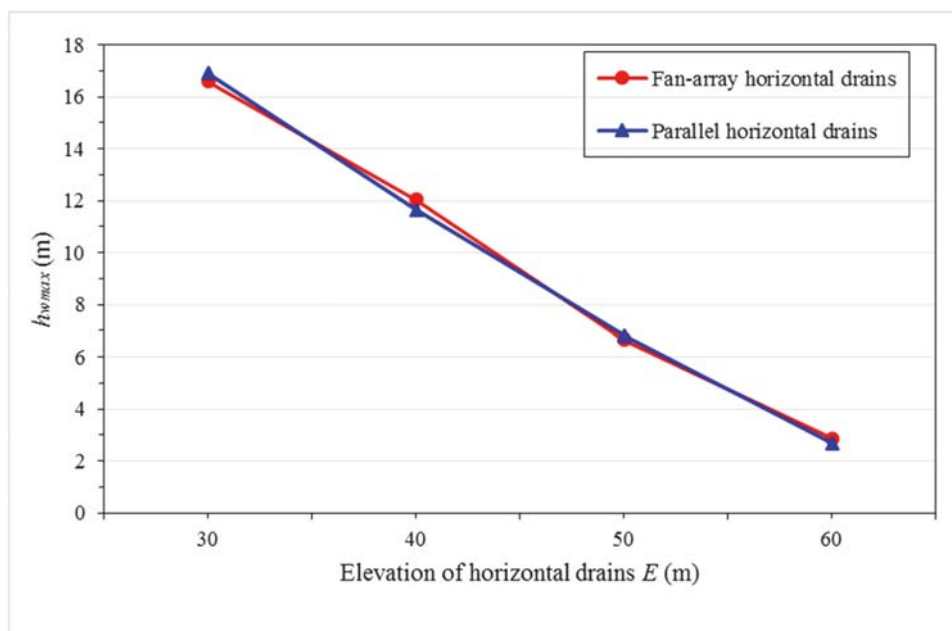
扇狀橫向集水管與平行橫向集水管之排水原理相似，本節只比較穩態條件下，此兩種不同配置型態之集水管，在排水情況下之穩定性安全係數 FS 、地下水水位最大洩降量 h_{wmax} 、以及排水容量 Q 等之差異。

在穩態條件下，扇狀橫向集水管打設在不同高程 E 之模擬結果與平行橫向集水管者作

比較，如圖 6-19 及表 6-3 所示。由於平行橫向集水管所涵蓋之排水區域較扇狀者為大，因此在此在穩態情況下($t \rightarrow \infty$ day)，排水影響範圍也相對較大。最終，平行橫向集水管對邊坡穩定性之改善效果，會比扇狀橫向集水管者微高。比較扇狀及平行橫向集水管之最大洩降量 h_{wmax} 、總排水容量 Q 及單根平均排水容量 q 可知，兩者並無明顯差異，如圖 6-19(b)，及表 6-4 所示。



(a)



(b)

圖 6-19 扇狀及平行橫向集水管之比較 (a) 穩定性安全係數 FS (b) 地下水水位最大洩降量 h_{max}

Comparison of fan-array and parallel horizontal drains (a) factor of safety
(b) maximum groundwater drawdown.

表 6-3 扇狀及平行橫向集水管邊坡排水之安全係數

Comparison of safety factor for drains slope using fan-array and parallel horizontal drains.

Elevation (m)	Fan-array horizontal drains	Parallel horizontal drains
30	1.463	1.497
40	1.417	1.451
50	1.366	1.392
60	1.330	1.349
Without subsurface drainage	1.322	1.340

表 6-4 扇狀及平行橫向集水管之排水容量比較

Comparison of drainage capacity of fan-array and parallel horizontal drains.

Type of horizontal drains	Total discharge capacity Q (m ³ /day)	Average drainage capacity (single drain) q (m ³ /day)
Fan-array	108.66	21.73
Paralle	113.86	22.77

6-5-5 集水井施設位置 Location of Drainage Well

集水井在排水情況下之穩定性安全係數 FS ，如表 6-5 所示。集水井施設在下邊坡區為之 FS 值會比中邊坡者為高。另外，在中、下邊坡同時施設集水井兩座之排水效益，只比在下邊坡施設集水井(一座)者略為提升。由此可知，在理論上，數值分析之集水井施設位置越接近下邊坡區位，即集水管之配置高程越低，其對邊坡之排水效益越顯著。

表 6-5 集水井施設位置對邊坡穩定性安全係數之影響

Influence of installation location of drainage well on safety factor.

集水井配置位置	中邊坡 (單座)	下邊坡 (單座)	中、下邊坡 (雙座)
FS	1.462	1.528	1.573
未施設集水井之安全係數 $FS=1.293$			

集水井不同施設位置造成之最大洩降量 h_{wmax} ，如表 6-6 所示。集水井施設於下邊坡造成之最大洩降量 h_{wmax} 比施設於中邊坡者為大。由於集水井施設位置越往下邊坡移動時，集水井最下層之集水管與地下水水位面間之距離就越遠，排水時集水管上方之驅動壓力水頭越大，因此排水效率較高。若同時於中、下邊坡各施設 1 座集水井，則中邊坡及下邊坡之最大洩降量 (中邊坡 $h_{wmax}=39.2$ m；下邊坡 $h_{wmax}=25.6$ m)，會比只在中邊坡施設單座集水井者(中邊坡 $h_{wmax}=15.5$ m)提高約 2 倍。而會比只在下邊坡施設單座集水井者(下邊坡 $h_{wmax}=$

24.8 m)僅稍微提高。因此，於中、下邊坡同時施設雙座集水井，對中邊坡區域之地下水水位洩降效果最佳但工程耗資也最高。另者，在下邊坡施設單座集水井，雖然對邊坡之最大洩降量無法獲得如雙座集水井之最佳排水效果，但也可達到其 63%($\cong 24.8 \text{ m}/39.2 \text{ m}$)以上的排水效果。集水井不同施設位置所造成之地下水水位洩降，如圖 6-20 所示。

表 6-6 集水井施設位置對地下水水位最大洩降量之影響

Influence of installation location of drainage well on maximum groundwater drawdown.

集水管配置位置	中邊坡 (單座)	下邊坡 (單座)	中、下邊坡(雙座)	
			中邊坡	下邊坡
$h_{wmax} \text{ (m)}$	15.5	24.8	39.2	25.6

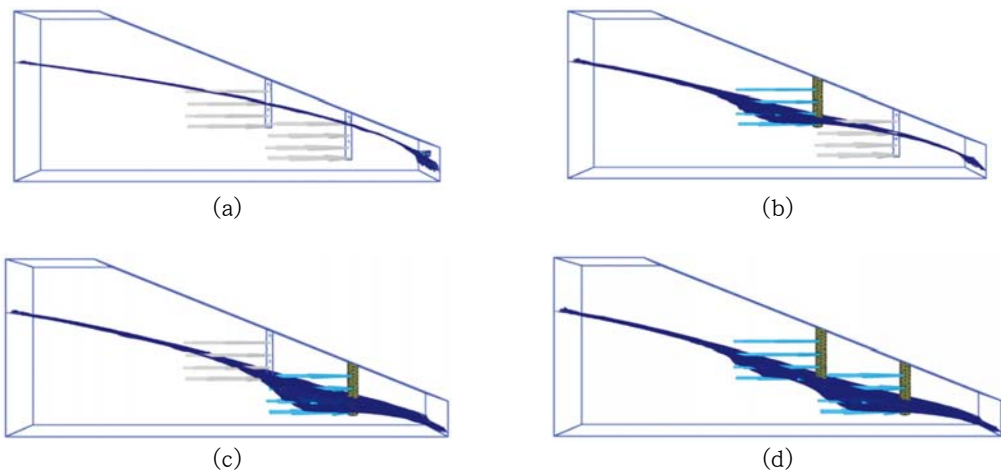


圖 6-20 集水井施設位置對地下水水位洩降之影響

地下水水位面 (a) 初始狀態及在 (b) 中邊坡 (c) 下邊坡 (d) 中、下邊坡施設集水井

Influence of installation location of drainage well on the groundwater drawdown.

集水井在不同施設位置求得之排水容量 $Q \text{ (m}^3\text{/day)}$ ，如表 6-7 所示。事實上，集水井之排水容量乃為各高程集水管排水容量之總和。由表中可知，施設於下邊坡之集水井排水容量，比施設於上邊坡者為高。其主要原因為：位於下邊坡集水井內之集水管，其配置高程較低且與地下水水位面間之距離較遠，其排水時之驅動壓力水頭較大，因此能排除較大量之地下水。另外，由分析結果可知，同時於中、下邊坡各施設 1 座集水井之排水容量，會小於在中邊坡及下邊坡各施設單座集水井之排水容量之總和。其主要原因為，中、下邊坡集水井同時進行地下排水時，中邊坡集水井造成之地下水水位面洩降，將會延伸至下邊坡區域，並影響下邊坡集水井中較上層集水管之排水效果(可能有部分上層集水管出露於地下水水面之上)。

表 6-7 集水井不同施設位置之排水容量之比較

Comparison of drainage capacity for draingage well installed at different locations.

集水井配置位置	中邊坡 (單座)	下邊坡 (單座)	中、下邊坡 (雙座)
Q (m ³ /day)	149.16	189.15	220.78

集水井施設位置，應視現況因地制宜，且理應坐落在含水層主要水脈所在區域。施設於滑動體內之集水井，能降低地下水水位，減少滑動體之單位體積重及滑動面上之孔隙水壓，其最終目標在提升滑動體之穩定性。



Part Seven

橫向集水管地下排水工程 案例解說

Illustration of Case Histories of Subsurface Drainage Remediation

7-1 幼葉林地滑地橫向集水管地下排水 工法之設計與分析（林德貴等，2017）

Design and Analysis of Subsurface Drainages of You-Ye-Lin Landslide (Lin D.G. et al., 2017)

7-2 梨山地滑整治工程

Remediation Work on Li-Shan Landslide (林德貴、朱家勁、蘇苗彬 2017)



07 Part Seven

第七章 橫向集水管地下排水工程案例解說

Illustration of Case Histories of Subsurface Drainage Remediation

7-1 幼葉林地滑地橫向集水管地下排水工法之設計與分析 (林德貴等, 2017) Design and Analysis of Subsurface Drainages of You-Ye-Lin Landslide (Lin D.G. et al., 2017)

幼葉林地滑地區位於嘉義縣梅山鄉瑞里村(人口數約為 700 人)，2008 年 9 月豪雨後發生滑動。目前滑動區內住戶約 20 餘戶，地滑區為農作區約 40 公頃，若持續發生滑動恐對區內居民、農作及重要道路造成威脅。

7-1-1 地理位置 Location

幼葉林地滑區位於嘉義縣梅山鄉東側瑞里村，屬於濁水溪流域支流生毛樹溪集水區內。幼葉林地滑區屬嘉義縣梅山鄉瑞里村行政轄區，內有聯外交通縣道 166 通過，地滑區約 40 公頃，如圖 7-1 所示。

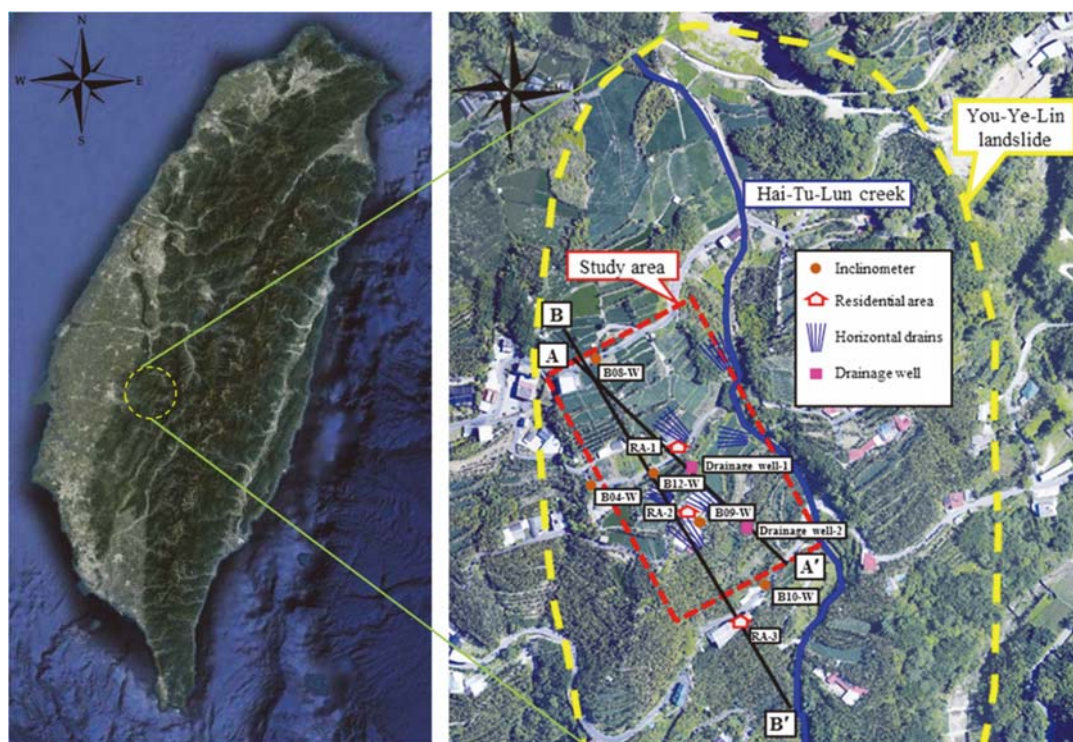


圖 7-1 幼葉林地滑區位置 A-A'剖面為數值分析監測剖面 B-B'剖面為現地量測監測剖面
Location of You-Ye-Lin landslide.

7-1-2 氣候、地形及地質 Climate, Topography and Geology

幼葉林地滑區早晚溫差變化大，年平均相對濕度為 82%，屬山區特殊型氣候。依據中央氣象局嘉義氣象站歷年氣象紀錄及瑞里雨量站(位於地滑區北側坡頂上方處)資料，月均溫在 23.0 °C，平均最高溫度發生在 7 月為 28.5 °C，平均最低溫發生在 1 月為 16.3 °C。降雨時間常發生在梅雨季及夏季，梅雨季為 5 月至 6 月降雨日期皆在 10 日以上，而夏季因熱對流旺盛及颱風影響，平均降雨天數在 8 月可達最高 17.6 日。雨量集中於 5~9 月且分布隨高標而遞增，年雨量在 1776~4306 mm 之間(2003~2016 年之年平均雨量為 3050 mm)，10 月至翌年 3 月為乾旱期。

幼葉林地滑區屬深山區類型之地型特色，高程約介海拔 820 m~1110 m(平均海拔約 1,000 m)，整體地勢主要由北向南傾斜，坡向大部分呈東南走向，平地少且地形起伏大。地滑區坡度多為 3 級坡至 6 級坡，並以 5 級坡所佔比例最高。幼葉林地滑區屬生毛樹溪(Sheng-Mao-Shu creek)集水區，生毛樹溪由地滑區南側通過，因溪谷陡坡面上之溝狀蝕溝發達，坡面容易發生崩塌。同時，由於生毛樹溪之溪床侵蝕刷深及側蝕作用，更使集水區內之邊坡處於不穩定狀態。另者，海土崙溪(Hai-Tu-Lun creek)南北縱向貫穿地滑區，將地滑區分割成東、西兩岸之地形區塊，以海土崙溪東側及西側之山脊線為分界，其溪水向南排入生毛樹溪。因此，在地形考量上，海土崙溪有沖蝕兩岸坡趾，造成邊坡趾部之側向支撐移除，並引發邊坡解壓破壞之可能。此點可由海土崙溪左、右兩岸邊坡，佈滿地滑崩崖及裂隙得到驗證。由於本區海土崙溪之溪床下切甚深，故山坡皆極為陡峻，僅山脊線坡度較緩。同時，166 號縣道(Road No. 166)通過山腹，經常引發邊坡崩塌。幼葉林地滑區的滑動土體，應為基岩上的古崩積層，因豪雨使得崩積土體含水過重，而沿下方的砂岩層面往下邊坡移動形成。整體而言，幼葉林地滑區之岩盤中並無滑動跡象，地滑現象應僅限於崩積層中。

幼葉林地滑區之地層位態約為東北-西南(NE-SW)走向，在地形上構成順向坡。鹿窟斷層呈北-北-東走向，由幼葉林地滑區南側通過，斷層面為向東傾斜之逆斷層，斷面傾角約 50 度。斷層西側出露地層大部份為卓蘭層，幼葉林地滑區在斷層西側。因此，幼葉林地滑區之地層屬上新世卓蘭層，卓蘭層大部分由厚層砂岩與頁岩交互組成砂頁岩互層(Ss/Sh)。

地質鑽探及地質調查成果顯示，地滑區最表層之覆土層及崩積土層(Colluvium)厚度範圍約 8.65~35.8 m，皆是由未膠結的砂、泥、黏土等混合風化岩塊或岩屑構成，且其中之風化岩塊或岩屑排列無固定層理，故其整體力學性質由細顆粒土壤主導。土壤主要可分類為低塑性黏土夾岩塊(CL)、低塑性粉土夾岩塊(ML)、低塑性黏土及粉土夾岩塊(CL~ML)、及粉土質砂夾岩塊(SM)。

頁岩(Sh)位於崩積層之下，呈灰黑色，偶夾薄層粉砂岩。推測幼葉林地滑區之邊坡曾發

生大規模的古崩塌事件，此一崩塌事件即以頁岩層做為滑動基底。因此，檢視地滑區範圍內坡面上之鑽探岩心中，已不見完好的頁岩層，而多已呈剪動破碎狀。

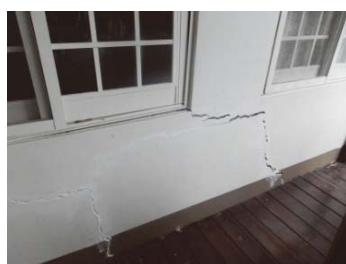
地滑區主要基盤岩層以厚層泥質灰白至灰色砂岩(Ss)為主，由細粒至粉砂質層狀砂岩構成，厚度不明，可能達 25 m 以上。其強度較高，抗侵蝕能力佳，岩體呈塊狀。因此，出露處多隆起成山脊並形成陡峭崖壁，但風化後常呈黃棕色。

7-1-3 颱風季節之地滑災害 Landslide in Typhoon Seasons

過去幾年，幼葉林地滑區內由於地形、地質、水文等因素，加上滲流及不良排水之影響，造成邊坡不穩定而產生地滑現象。尤其在 2009 年莫拉克颱風侵台期間(08/06~08/09)，其最大 24 小時累積雨量達 1080.5 mm (最大時雨量 104.5 mm)，其降雨集中且強度大歷時久，造成幼葉林地滑區區域聯外道路嘉 122 線中斷，地滑區產生許多地表裂隙及大量的坡地崩塌，且多處道路及擋土牆基礎底部土方流失。另外，2015 年 8 月 6 日，中度颱風蘇迪勒(08/06 ~08/09)於相同地區，在 3 日內之累積雨量達 629.0 mm (自設自動化雨量站)。同時，於颱風過後至 9 月 1 日，每日皆持續降雨，並造成縣道 166 多處裂隙及下陷，如圖 7-2 所示。



主要道路出現張力裂隙
Tension crack on main road



民宅出現張力裂隙
Tension crack of buildings



主要道路出現傾倒破壞
Slope failure of main road



滑動破壞使道路沉陷
Road subsidence due to sliding failure of hillside



擋土牆損壞使道路沉陷
Road subsidence due to damage of retaining wall



主要道路旁之擋土牆損壞
Damage of retaining wall beside main road

圖 7-2 幼葉林地滑區歷年災害

Damages in typhoon seasons of past years in You-Ye-Lin landslide.

7-1-4 現地監測 Field Monitoring

根據歷年出現地表裂隙、道路沉陷及監測資料，將幼葉林地滑區內最主要滑動面作為本研究之研究區，此研究區傾斜管及水位觀測井有：B04-W、B08-W、B09-W、B12-W；其餘有住宅區(RA-1、RA-2)、橫向集水管(暫時緊急對策)、集水井。

一、颱風降雨及地下水水位變動

由表 7-1、圖 7-3 颱風期間地下水水位之變化量中可看出監測點水位與降雨之關聯性，另由 YY-B08-W、YY-B09-W、YY-B10-W、YY-B12-W 自計式及自動化水位計可看出其關係，在主要降雨時間後約 4~6 天後水位方逐步上升，且持續約 10~15 天後再下降，由此延遲反應結果看出研究區地層整體透水性並不高，故降雨停止後水分仍保持於坡面中一段時間，此特性對坡面之穩定為一不利之因素，故造成局部坡面於降雨後持續滑動。推斷其因為研究區表層崩積層材料為粉砂質黏土或粉土，透水性不佳；中下段坡面崩積層下夾一層 2.0~4.5 m 厚透水性不佳之頁岩層。此亦反應出研究區幾處高潛勢滑動區，每次降雨後均會伴隨發生滑動，如 YY-B09-W 及 YY-B10-W 二監測孔附近坡面尤其明顯。

根據瑞里雨量站 104/05/24~104/05/28(豪大雨特報)之累積降雨量為 459.5 mm；104/8/6~104/8/13(蘇迪勒颱風)之累積降雨量為 824 mm；而 104/8/14~104/8/26 之累積降雨量為 685 mm；104/9/27~104/9/29(杜鵑颱風)之累積降雨量為 778 mm。而幼葉林有 3 區坡面於 104/05/24~104/05/28(豪大雨特報)及 104/9/27~104/9/29(杜鵑颱風)單獨事件後呈穩定狀態，但於 104/8/6~104/8/13(蘇迪勒颱風)降下 824 mm 累積雨量後再經過 104/8/14 至 104/8/26 累積降雨量 685 mm 時發生明顯位移情形。由上述綜合分析，依本計畫區地形地質之特性，可推估當累積降雨量達 800 mm 以上時，且緊接其後再持續有降雨時，即非常有可能觸發局部地區坡面滑動。

表 7-1 颱風期間地下水水位上升變化量
Groundwater rise in typhoon seasons.

Typhoon	Observational well	Initial groundwater level (m)	Maximum groundwater level (m)	Rise variation (m)
Soudelor (2015/8/6~2015/8/9)	B08-W	-11.60	-7.39	4.21
	B09-W	-34.00	-21.19	12.81
Dujuan (2015/9/27~2015/9/29)	B08-W	-6.88	-6.72	0.16
	B09-W	-35.22	-24.32	10.90
Megi (2016/9/25~2016/9/28)	B08-W	-16.20	-15.00	1.20
	B09-W	malfunction	malfunction	malfunction
	B12-W	-16.90	-12.97	3.97

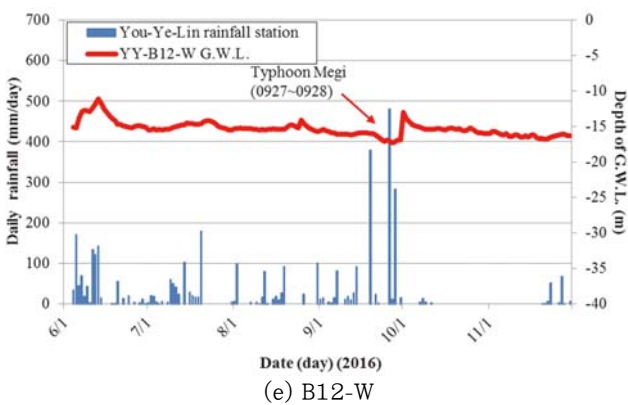
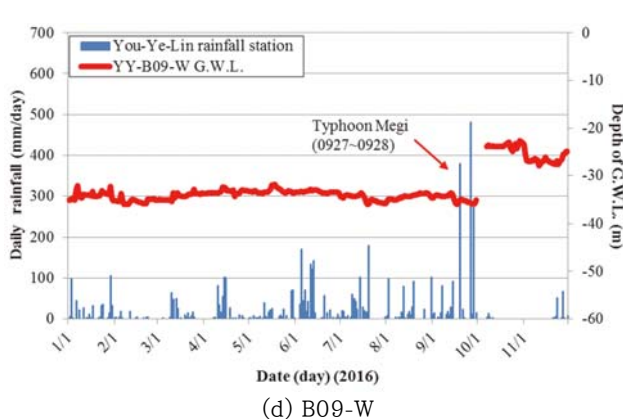
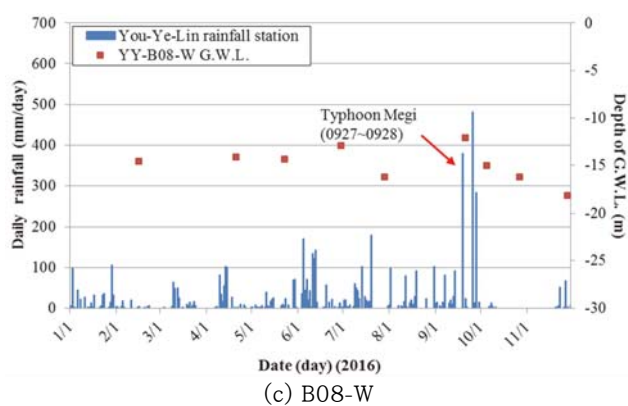
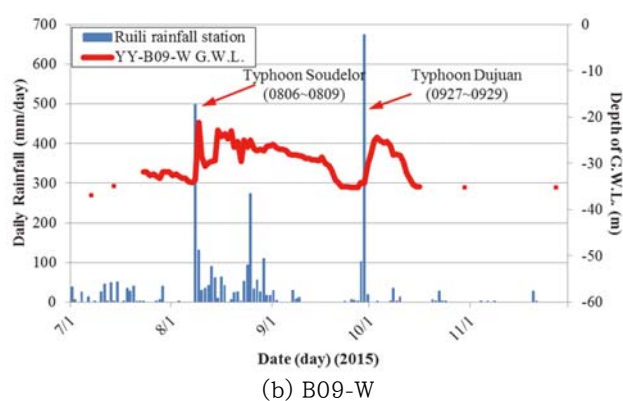
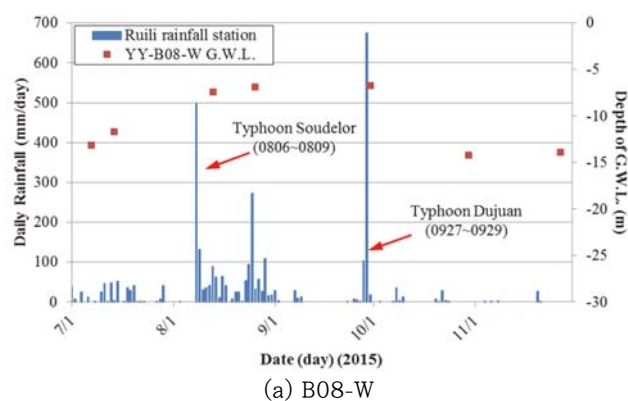


圖 7-3 颱風期間地下水水位之變化量

Monitoring of groundwater level variation and groundwater rise in response to the torrential rainfall during typhoons.

二、颱風降雨及地層位移

研究區地表變位監測結果經比對發現，地表位移方向、傾度管位移方向、與地表及建物裂縫調查所推估坡面滑動方向皆相當一致，滑動方向皆朝東南方向。

2015 年 8 月 6 日中度颱風蘇迪勒侵台期間，研究區 3 孔傾度管 YY-B09-W, YY-B10-W，及 YY-B12-W (or B09-W, B10-W, B12-W) 觀測成果顯示，地層變位量達 40 ~ 63 mm，且滑動方向皆朝東南方向。2016 年 9 月 25 日梅姬颱風(2016/09/25~2016/09/28) 過後，研究區有 1 孔傾度管(YY-B12-W)已剪斷不堪使用。另外，5 孔傾度管觀測成果顯示，地層變位量亦達 73 ~ 140 mm，滑動方向亦朝東南方向。

滑動土體為覆蓋於岩層上方之舊崩基層，因豪雨使崩積土體含水過重，隨之沿平整的頁岩層下滑。將 3 孔傾斜管 YY-B09-W, YY-B10-W 及 YY-B12-W (or B09-W, B10-W, B12-W) 之變位曲線，依比例套匯於相對應之地質剖面圖上，如圖 7-4 所示，可清楚看出滑動面均位於崩積層與薄頁岩層之界面上，特別是有頁岩層出現之區位，發生較大的變位位置分別約為地表下 -36 m、-21 m 及 -12 m。而此薄頁岩層並未出現在整個研究區之地層中，而只出現於研究區中下段坡面之中間區位，推斷可能是古崩積作用時崩落之頁岩塊。亦因此層之存在，造成 B09-W、B10-W 孔位周邊坡面具明顯之活動性。且推估位移時間應為 2015/08/29 ~ 2015/09/02 期間，與既有道路發生明顯裂隙同一期間，即在蘇迪勒颱風(2015/08/06 ~ 2015/08/09) 過後約 24 日。

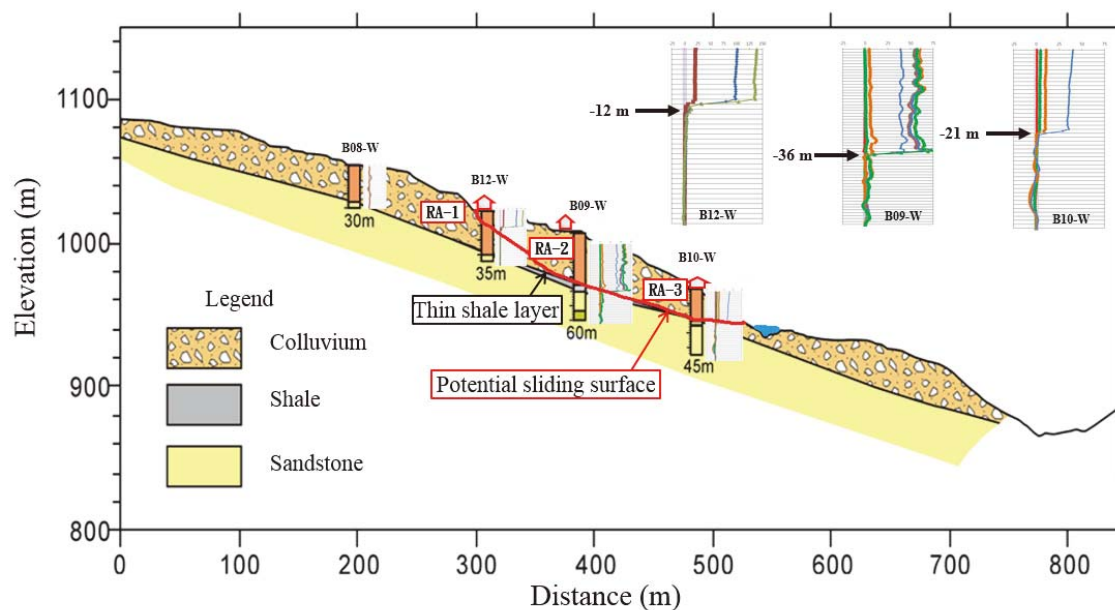


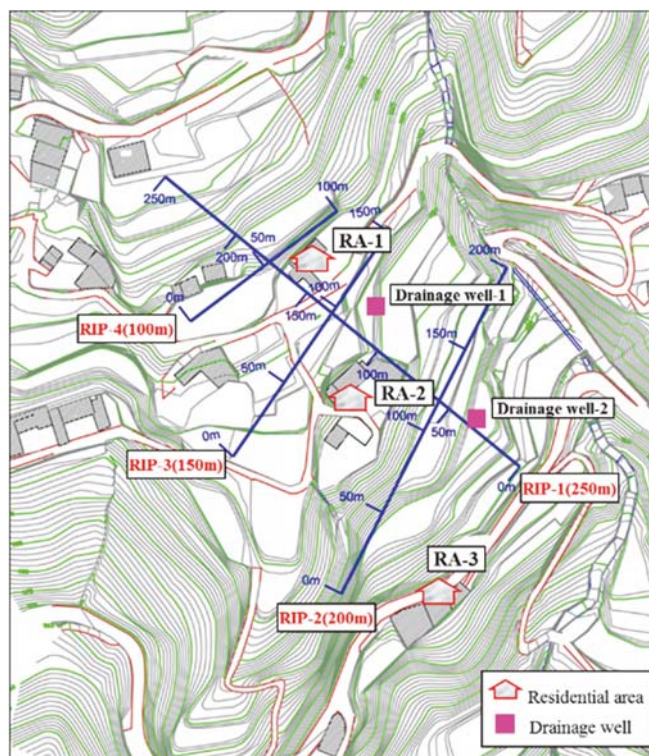
圖 7-4 B-B'剖面之傾斜管觀測資料(蘇迪勒颱風過後)

Estimation of the potential sliding surface based on the observations of inclinometer along B-B' profile. (after typhoon Megi)

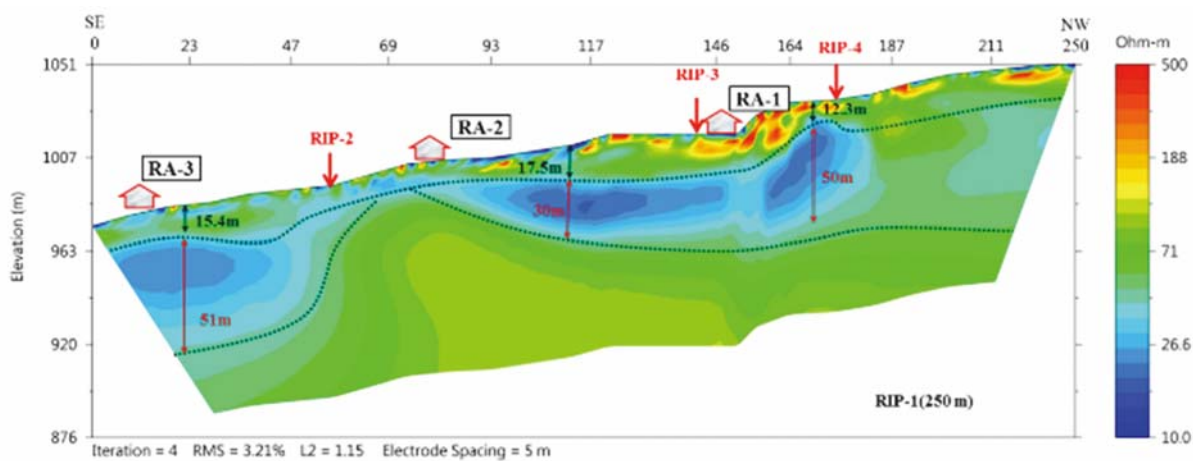
三、地球物理探測-地電阻法

幼葉林地滑區之地電阻測線配置，係考量地滑區可能分布範圍、地下水可能潛在分布區域，以及提供後續整治工法施作位置來決定。圖 7-5(a)於 YY-B09-W、YY-B10-W 孔位所在坡面佈置地電阻探測線，藉由探測結果分析研判地下水流向及流動範圍，了解該區之地下含水層分布及變化。圖 7-5(b)為幼葉林地滑區之地層電阻構造模型(apparent electrical resistivity structural model)。RIP-1 線長度 250 m，為東南向西北佈設之縱向測線。梅姬颱風暴雨前之探測剖面顯示，地滑區之地層大致可區分為崩積層及岩層 2 種電性分層，其中崩積層厚度分布深度範圍大約在 16~23 m 之間。

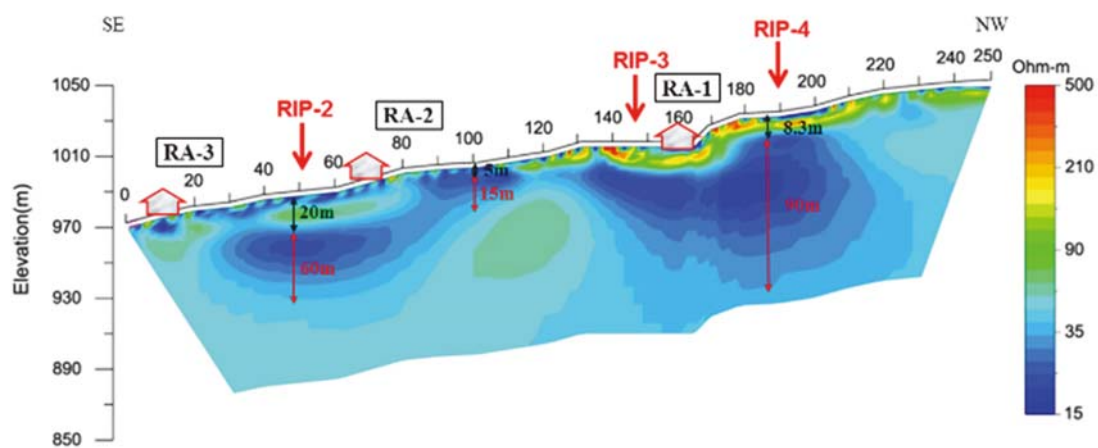
幼葉林地滑區之崩積層或表土層，因受地表人工結構物、地下水及夾有岩塊之影響，其視電阻率分佈較廣 ($\rho_a = 15 \sim 125 \Omega\cdot m$)，而地下水水位面大部份位在崩積層內，深度約在地表下 5.0 ~ 30 m。(clays and saturated silt $\rho_a = 0 \sim 100 \Omega\cdot m$; clayey sand $\rho_a = 200 \sim 500 \Omega\cdot m$)。在確實掌握地下水流徑下，於地滑區上部打設集水井，用以有效快速排出坡體內地下水，降低坡體地下水水位，達到坡體穩定效果。根據地電阻及孔內攝影各項試驗成果，除獲知詹宅 RA-1(YY-B12-W)為滑動塊體之頭部，亦推估得地下含水層約在地表下 17 m，屬較深層地下水脈，故建議於滑動塊體頭部設置集水井，將地下水收集後排出，避免地下水進入滑動範圍。



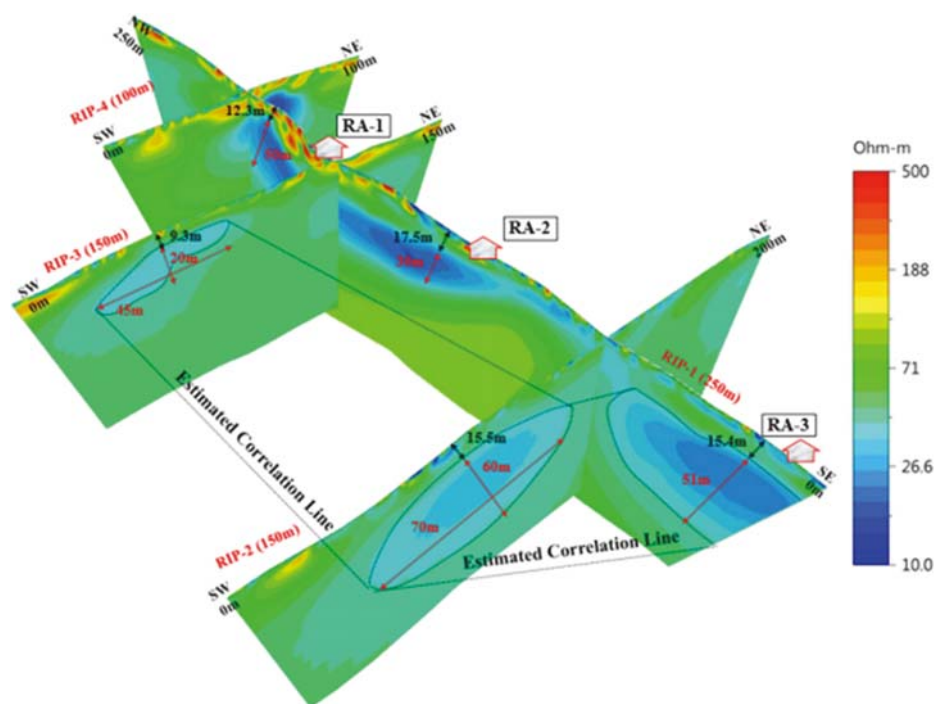
(a)



(b)



(c)



(d)

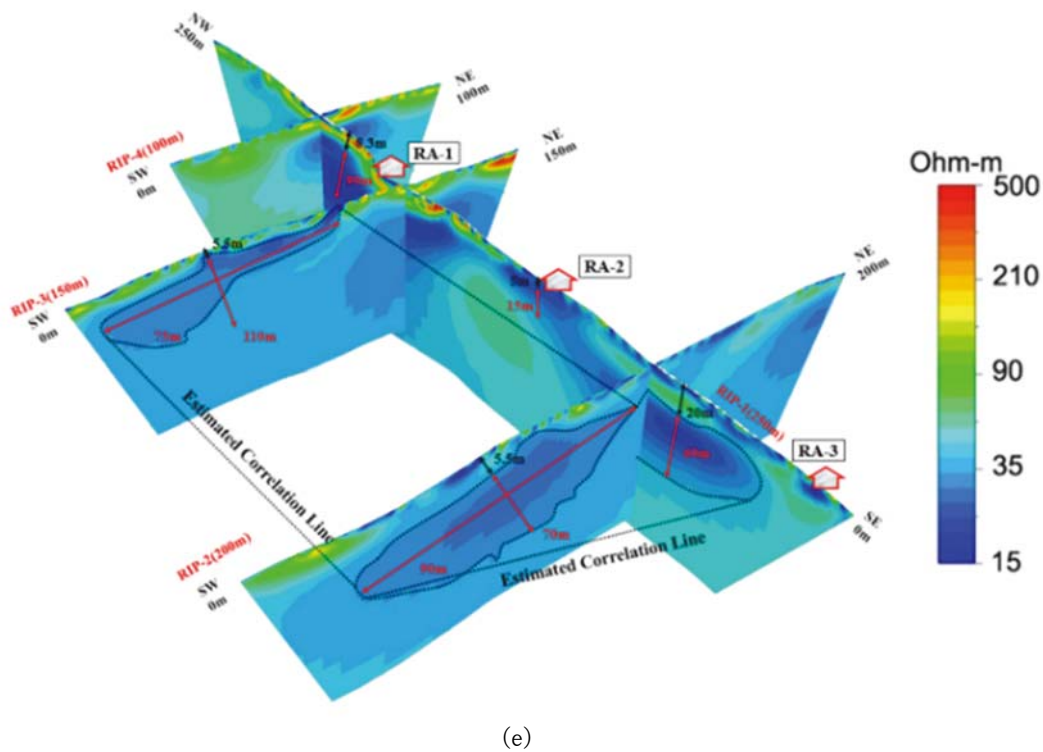


圖 7-5 幼葉林地滑區地電阻資料 (a) 地電阻測線佈設 (b) 2-D (RIP-1) 暴雨前
(c) 2-D (RIP-1) 暴雨後 (d) 3-D 暴雨前 (e) 3-D 暴雨後

Electrical resistivity survey of You-Ye-Lin landslide (a) arrangement of survey line (b) 2-D (RIP-1) before
(c) 2-D (RIP-1) after (d) 3-D (RIP) before (e) 3-D (RIP) after torrential rainfall.

7-1-5 緊急橫向集水管施設 (淺層排水)

Horizontal Drains for Emergent Remediation (Shallow Drainage)

地滑區內地下水水位較高區位打設較淺層之橫向集水管，而現況調查時發現大多數集水管皆能有效排出地下水，降雨事件過後出水量更為顯著，惟長期觀測顯示該區之地下水水位仍高，且現勘亦有新增地表裂縫，為維持整體坡面穩定，快速排除地下水應為治本方法。

地滑區內之下邊坡坡趾區域或擋土結構共設置 5 處臨時橫向集水管(horizontal drains)進行淺層排水，用以排除接近地表之淺層地下水並收集入滲水，藉以提升滑動體之抗剪強度來穩定地滑，並可預防降雨時滲入深層之地下水。橫向集水管的長度為 30 m，水平間距 3.0 m，管徑 12 cm，角度 7.6°，深度及方向則以打到水脈或打至滑動面後方，能將地下水有效導出為原則。橫向集水管工程成效評估方面，靠近 YY-W02 監測孔位位置之橫向集水管之流量約為 8×10^{-6} cms (陳宅下方，YY-H10)，而靠近 YY-W01 水位觀測井之橫向集水管之流量則約為 4.8×10^{-5} cms (詹宅下方，YY-H08)。集水管之流量範圍為： $6.32 \times 10^{-4} \sim 2.11 \times 10^{-6}$ cms。地滑區因有橫向集水管施作，能有效將邊坡淺層水量收集後排出，降低地下水水位約 1~3 m 不等之幅度，對邊坡穩定性能提供相當之助益。因此，幼葉林地滑區之治理，以排除地下含水層之水量，降低地下水水位為主。

地滑區內 5 處設置之橫向集水管(2016 年打設橫向排水管 2500 m)，經現況調查大多有發揮排水功能，對維持地滑區坡面之穩定性有一定之效果。另採用橫向集水管之排水量調查結果，進行 2-D 數值模擬分析顯示，橫向集水管能協助排除地下水，地下水水位能有效降低約 0.89 m(平均)，但在降雨量大的情況下，橫向集水管無法將入滲水完全排除時，仍會有部份雨水滲入地層中。

目前幼葉林地滑區採取之整治構想為，針對海土崙溪上游新生滑動跡象之塊體，先行增設橫向集水管，收集淺層地下水，避免降雨入滲水造成坡面不穩定。根據傾斜管資料及地電阻測得之地下含水量，除獲知詹宅(YY-B12-W)為滑動塊體之頭部外，亦推估得地下含水層約在地表下 17 m，屬較深層地下水脈，故建議於滑動塊體頭部設置集水井，將地下水收集後排出，此工程施作將可避免地下水大量流入滑動範圍區。

7-1-6 集水井配置 (深層排水)

Drainage Well for Long-Term Remediation (Deep Drainage)

幼葉林地滑區地滑區目前規劃打設兩口集水井，其各項設計參數如表 7-2 所示。

表 7-2 幼葉林地滑區集水井設計參數
Design parameters of drainage well for You-Ye-Lin landslide

	Drainage Well-1		Drainage Well-2	
集水井深 (m)	20		16	
集水井直徑(m)	4		4	
集水井井身材料	鋼襯鈹環片		鋼襯鈹環片	
集水管配置高程(m) (距離地表面深度)	第一層	5	第一層	4
	第二層	10	第二層	8
	第三層	15	第三層	12
	第四層	19	第四層	15
集水管配置數量(根)	第一層	6	第一層	6
	第二層	5	第二層	5
	第三層	5	第三層	5
	第四層	6	第四層	6
集水管配置長度 (m)	50		50	
集水管配置仰角 (°)	8°~10°		8°~10°	
集水管扇狀圓心角 (°)	120°、150°		120°、150°	
集水管直徑 (mm)	7.62		7.62	
集水管材料	PVC		PVC	
排水管直徑 (cm)	10		10	
排水管俯角 (°)	8°~10°		8°~10°	
排水管材料	HDPE		HDPE	

7-1-7 滑動邊坡數值模型 Numerical Model of Landslide

一、幾何模型

根據行政院農業委員會水土保持局南投分局(2008)「幼葉林地滑地調查規劃成果報告書」及 2008~2016 年相關報告書，利用幼葉林地滑區研究範圍之現地鑽探及等高線資料可建立三維數值模型，如圖 6-6 所示。三維數值模型之幾何尺寸可設定如下：

數值模型之 X、Y、Z 方向邊界範圍(X-邊界：0~264 m、Y-邊界：0~185 m、Z-邊界：0~133.6 m)。此外，參照行政院農業委員會水土保持局南投分局(2017)幼葉林地滑區集水井處理工程設計圖，可依照集水井設計圖中之各項尺寸將兩座集水井配置在數值模型上。

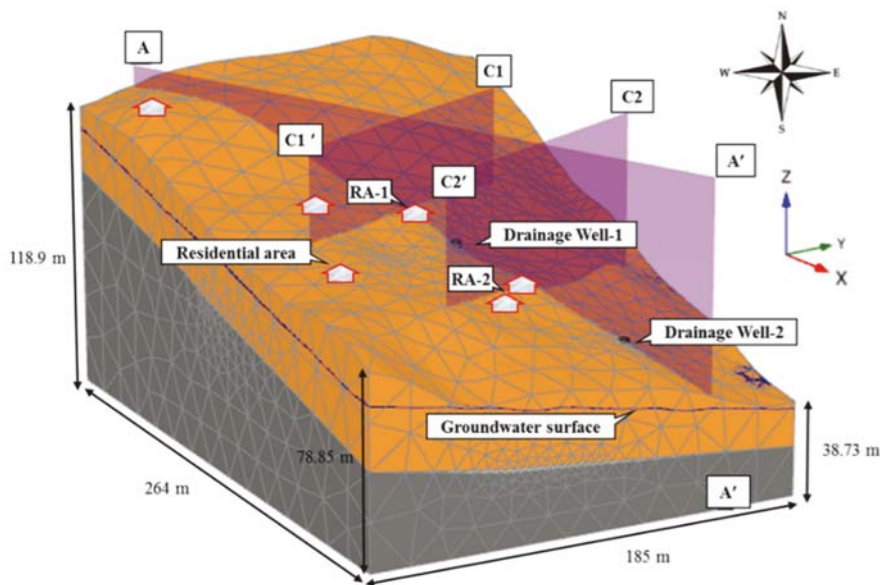


圖 7-6 幼葉林地滑區三維數值模型

Three-dimensional (3-D) numerical model of You-Ye-Lin landslide.

二、邊界條件

如圖 7-6 所示，對於邊坡穩定強度折減分析法，其數值模型四周側面邊界設定為水平位移束制邊界(滾輪邊界 roller boundary)，其水平位移量 $\Delta X=0$ 及 $\Delta Y=0$ 而垂直位移量 $\Delta Z \neq 0$ 。數值模型底面邊界則設定為位移完全束制邊界(鉸接邊界 hinge boundary)，其水平位移量 $\Delta X=0$ 及 $\Delta Y=0$ 且垂直位移量 $\Delta Z=0$ 。

另外，對於穩態及暫態滲流分析，地下水邊界(groundwater flow boundary)條件之設定方式，如圖 7-6 所示。四周側面邊界(即 Y-Z plane、X-Z plane 側面邊界)、以及頂面邊界(即

X-Y plane 頂面邊界)皆設定為開放邊界(open boundary)，其物理意義為這些平面上之水力條件皆為定水頭邊界(constant head boundary)。最後，底部(即 X-Y plane 底面邊界)設定為封閉邊界(closed boundary)，其物理意義為此平面無地下水流進出(zero flux boundary)。

三、初始地下水水位面之計算設定

依據地下水邊界條件之設定，再採用幼葉林地滑區水位觀測井 B12-W 在常時及颱風暴雨期間(取梅姬颱風，2016/09/26~2016/09/28)之地下水水位觀測值，作為計算初始地下水水位時之比對基準。

以崩積土之飽和水力傳導係數 $K_{sat}(=K_s)$ 為 1.0×10^{-4} cm/sec 為例，颱風前水位觀測井 B12-W 之常時水位觀測值為地表下 16.9 m。在程式 Flow conditions 模式中，可隨著地表面邊界之起伏形狀來調整設定數值模型 4 個角隅點之地下水水位高程(G.W.L.，即 z 座標值)，如圖 7-7 所示。隨後，進行穩態滲流分析。經調整設定 4 個角隅點之地下水水位高程，並重複進行穩態滲流分析，直到水位觀測井 B12-W 之暴雨水位計算值與觀測值為地表下 12.9 m 相符合為止。依據上述之計算設定方法，可決定暴雨時之初始地下水水位面，如圖 7-7 所示。同時，由數值模型之西北(上邊坡)到東南(下邊坡)之地下水水位分布，將由地表下 5.0 m 上升至 0.13 m。

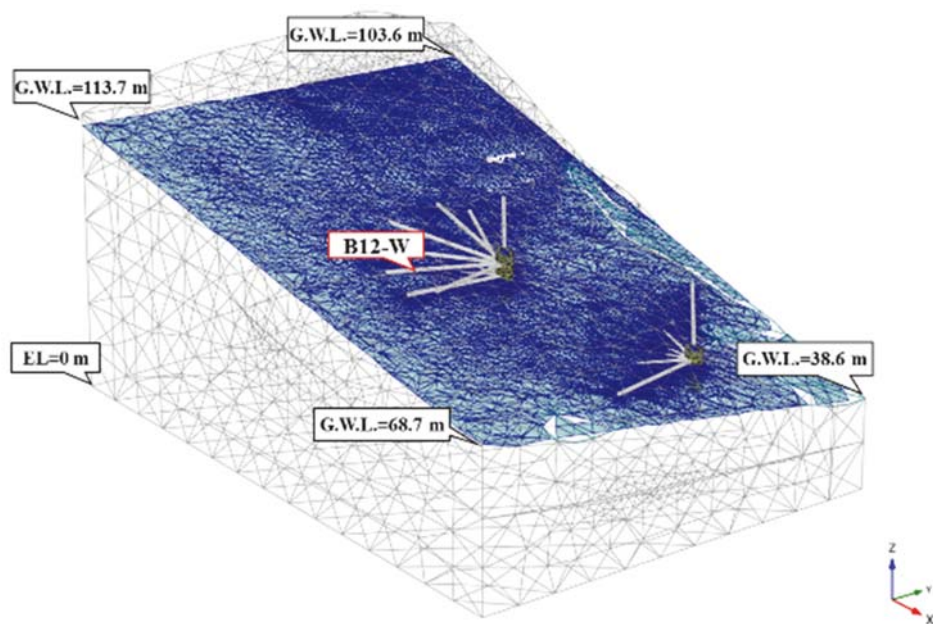


圖 7-7 崩積土 K_{sat} 值為 1.0×10^{-4} cm/s 時計算初始地下水水位面四個角隅之水頭邊界設定

Pressure head boundaries specified at the four corners of numerical model to calculate the initial groundwater surface for $K_{sat}=1.0 \times 10^{-4}$ cm/s($=K_s$) of colluviums.

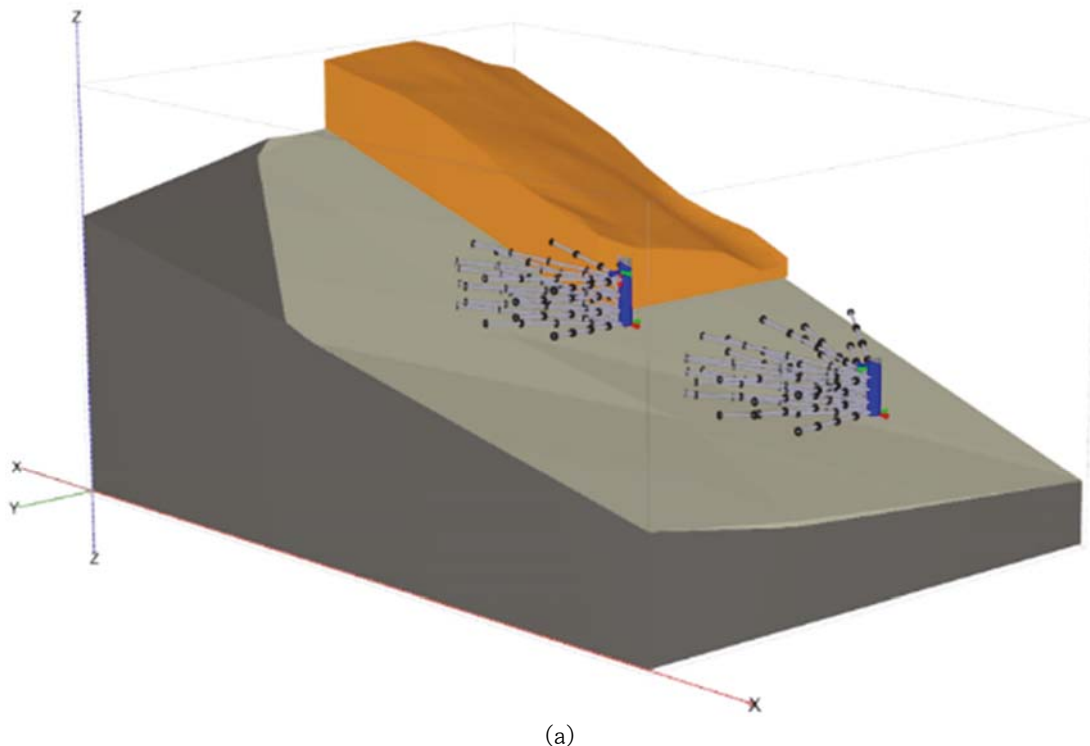
7-1-8 集水井及橫向集水管數值模型

Simulation of Drainage Well (Vertical Shaft with Horizontal Drains)

建立集水井數值模型所需之元素類型，包含集水井之薄殼元素(shell element)、橫向集水管之排水元素(drain element)、以及結構/土壤間之界面元素(interface element)三種元素。

橫向集水管(drain element)在程式中採用「Line Drain 功能」模擬，此功能可在程式上繪製任一直線，且直線之行為模式可分為正常(normal)與真空(vacuum)兩種模式(mode)。Line Drain 沿線上每個節點可設定為壓力水頭 h 。當 Line Drain 沿線上之水壓力(或壓力水頭)計算值降低至所設定值 h 時，集水管將自動停止集水(集水管不再工作)。在程式中，將 Line Drain 設定為正常模式(normal mode)且 h 設定為 0 m，如圖 7-8 所示。

在集水井實際施工中，集水井壁(鋼襯板)與開挖面間之孔隙將進行填充灌漿，以便使集水井壁體能承受較均勻之土壓力，並避免應力集中發生。在實際情況下，地下水將不會直接滲入集水井內。因此，在數值模型中，可在集水井外圍及底面採用界面元素(interface element)並將其設定為不透水，以阻絕地下水由地層直接滲入集水井中，如圖 7-9 所示。



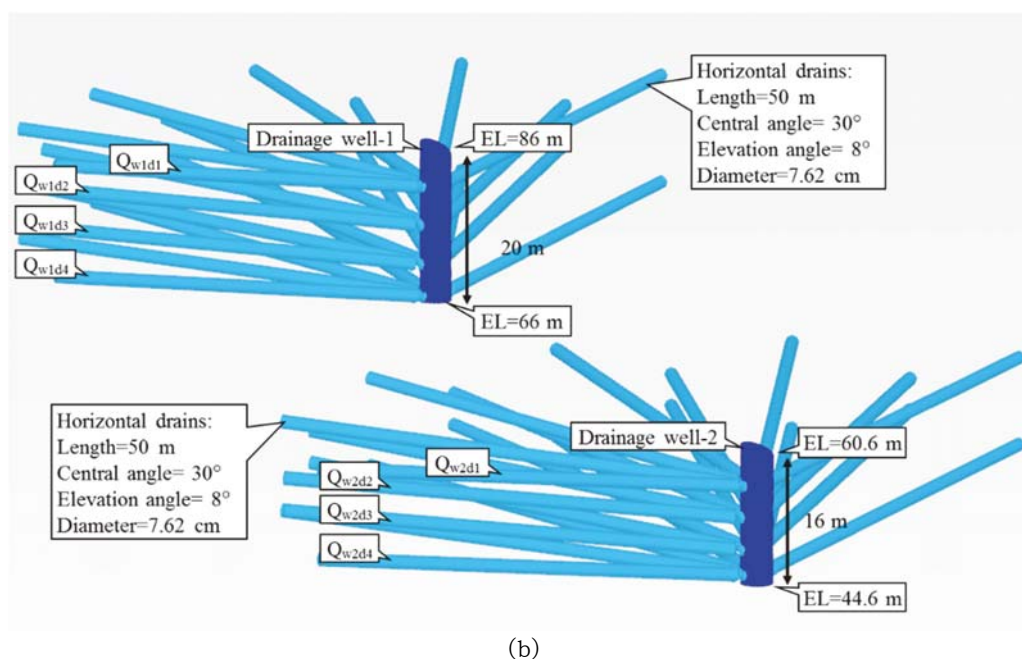


圖 7-8 幼葉林地滑區集水井數值模型 (a) 地滑區現地集水井之數值模型 (b) 集水井數值模型之細部
Numerical model of subsurface drainage system of You-Ye-Lin landslide (a) peel-off view of the inside of the model (b) vertical shaft with horizontal drains

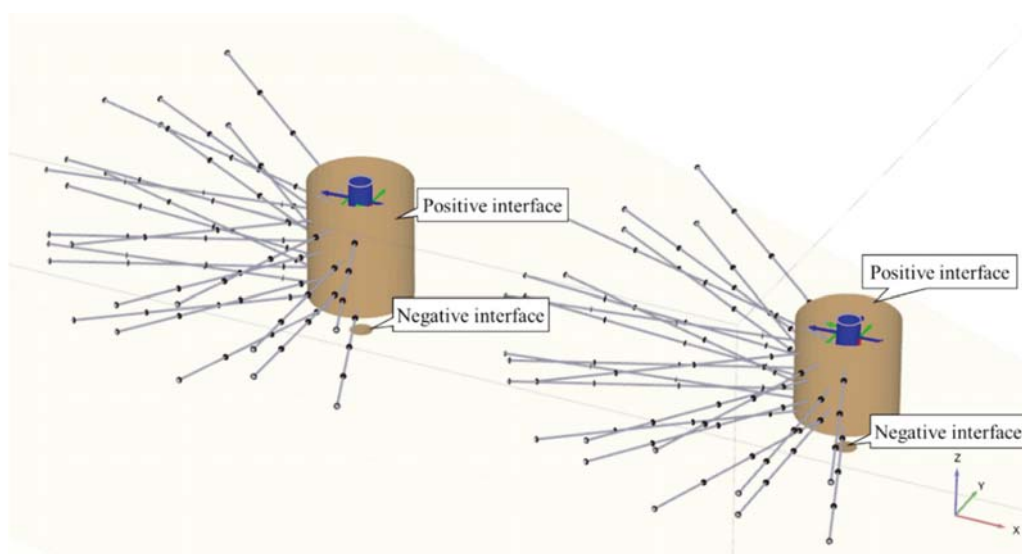


圖 7-9 集水井外圍及底面之界面元素

Interface elements specified at the surface and bottom of drainage wells.

7-1-9 材料模式參數 Material Model Parameters

一、土壤材料參數

依據現場鑽探試驗報告，將土層分為 3 種層次，並採用莫爾-庫倫模式(Mohr-Coulomb model, M-C)進行地層材料之力學行為模擬，其材料參數，如表 7-3 所示。

表 7-3 邊坡穩定分析所需莫爾-庫倫 (MC-model) 材料模式參數

Input Mohr-Coulomb (M-C) material model parameters of soil strata for slope stability analysis.

Soil layer	Soil Type	Material Type	γ_{unsat} (γ_{sat}) (kN/m ³)	E' (kN/m ²)	ν'	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ (°)	Θ_{sat} (%)	K_{sat} (m/hr)
First	Colluvium	drained	20.89 (23.37)	2×10^5	0.30	10.00	28	0	0.525	3.6×10^{-2} ~ 3.6×10^{-4}
Second	Shale	drained	21.88 (23.82)	7×10^5	0.35	39.24	29	0	0.010	3.6×10^{-5}
Third	Sandstone	drained	23.44 (23.84)	7×10^6	0.30	0	35	0	0.370	3.6×10^{-5}

備註：(1) Colluvium 之 K_{sat} 值為 3.6×10^{-2} 、 3.6×10^{-3} 、 3.6×10^{-4} (m/hr)，研究成果只討論 $K_{\text{sat}} = 3.6 \times 10^{-3}$ m/hr。

二、結構材料參數

集水井之井壁、井底採用版元素(Plate)進行模擬，依據幼葉林地滑區處理工程之細部設計圖，以鋼襯板施作集水井之井壁。因此，本研究採用一般常用之結構型鋼材工程性質，作為版元素(Plate element)之材料模式參數，以模擬現場之鋼襯板力學特性，如表 7-4 所示。

表 7-4 邊坡穩定分析所需之集水井鋼襯板之材料模式參數

Input material model parameters of corrugated steel sheet liner for slope stability analysis

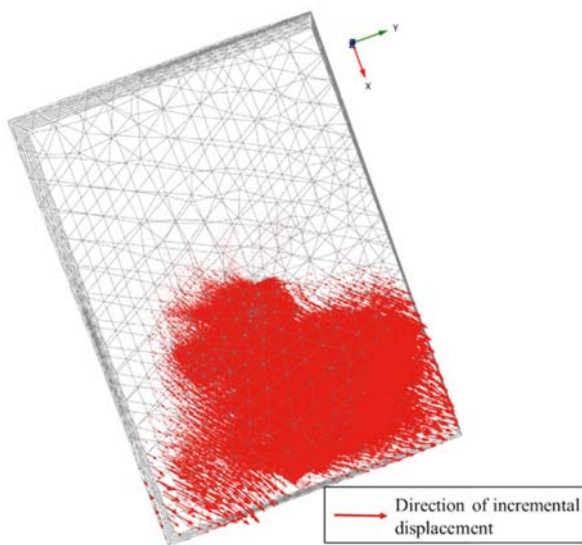
Material behavior	Thickness (m)	γ (kN/m ³)	ν'	E' (GPa)
Linear isotropic	3.2×10^{-3}	77	0.3	200

備註：
 (1) γ = 鋼材單位重 = 77.00 kN/m³ (James M.Gere and Barry J.Goodno, 1972)
 (2) ν' = 鋼材柏松比 = 0.27~0.30 (James M.Gere and Barry J.Goodno, 1972)
 (3) E' = 鋼材楊氏模數 = 200 GPa (Andrew Pytel and Jaan Kiusalaas, 2003)

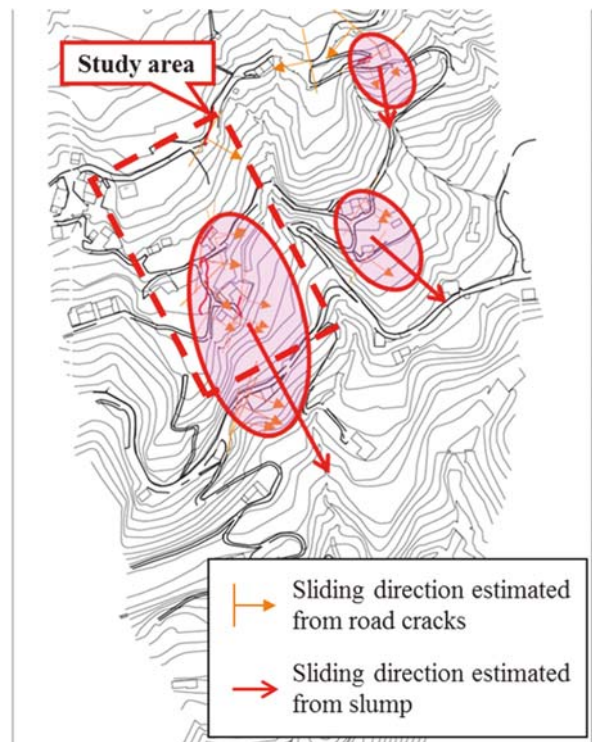
7-1-10 數值模擬驗證 (與現地觀測資料比對) Verification of Numerical Model

如圖 7-10(a)所示，為滑動區位之三維數值模擬結果，箭頭方向朝東南方為總位移增量之方向。比對現地量測結果，如圖 7-10(b)所示，可發現依地層陷落線及地表裂隙推估之土體滑動方向亦朝東南方，此與數值模擬之總位移增量方向一致。另外，以三維數值模擬結果呈現滑動區位，如圖 7-10(c)。由圖中可知，以海土崙溪右岸為界，左側包含了兩座集水井，而左下角有小塊滑動範圍，估計為此區之第二潛在滑動面。再比對現地地表地質調查之滑動範圍，如圖 7-10(d)中所示虛線，可知與模擬滑動區位相近。

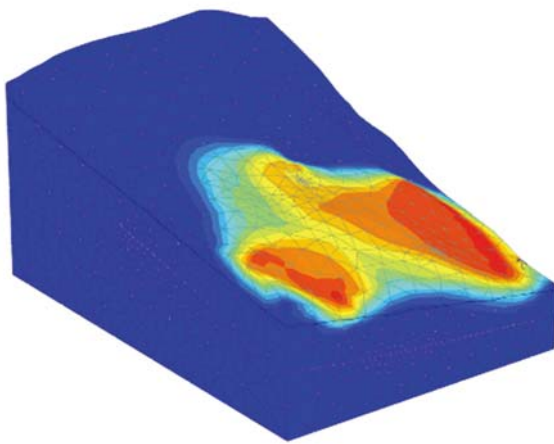
接著，比較二維縱向滑動面(即 B-B'剖面)之分析結果(圖 7-10(e))與量測結果(圖 7-10(f))。由於幼葉林地滑區之數值模型範圍乃依據集水區之條件進行劃定，因此二維縱向滑動面右側邊界範圍受到截斷之限制。事實上，二維數值模型尺寸(圖 7-10(e))，只截取現地幾何尺寸(圖 7-10(f))的一部份。因此，計算求得之二維縱向滑動面延伸至右側邊界時，即無法貫穿右側邊界而只能往上發展(圖 7-10(e))。然而，比較兩者之滑動深度及滑動範圍甚為接近。由上述三維及二維比較結果，可驗證模擬程序之合理性。



(a)



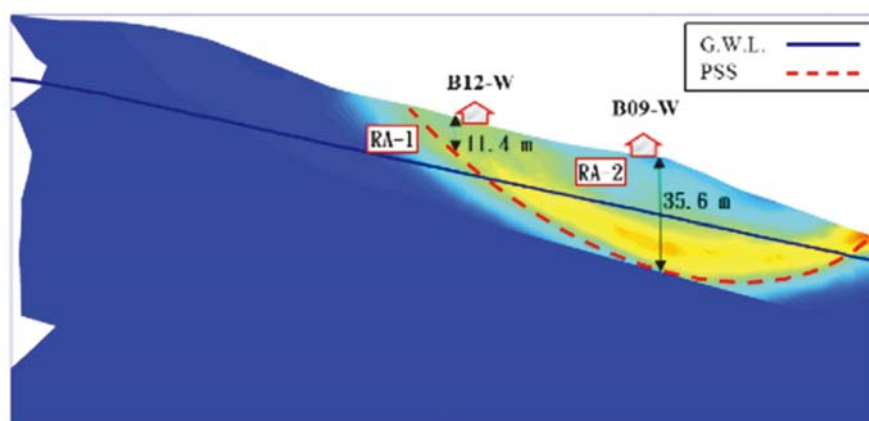
(b)



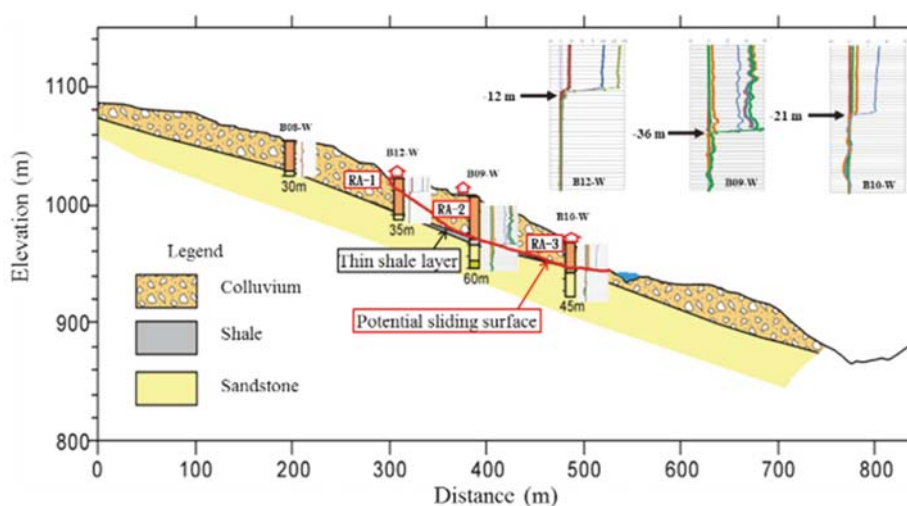
(c)



(d)



(e)



(f)

圖 7-10 滑動區位模擬結果與現地觀測成果之比對驗證 (a) 總位移增量計算方向 (b) 現地位移觀測方向 (c) 計算地表滑動區位 (d) 觀測地表滑動區位 (e) 計算 B-B' 縱向滑動面 (f) 觀測 B-B' 縱向滑動面觀測

Comparison between simulation and observation of potential sliding area for numerical verification (a) total incremental displacement field (b) sliding direction based on surface surveys (c) calculated 3-D potential sliding area (d) observed potential sliding area (e) calculated 2-D potential sliding surface along B-B' profile (f) monitored 2-D potential sliding surface along B'-B profile

7-1-11 滑動區位分析 Analysis of Potential Sliding Surface

以程式呈現幼葉林地滑區計算結果，如圖 7-11 所示。在暴雨水位情況下，集水井排水前，潛在滑動面範圍涵蓋兩座集水井及住宅區(圖 7-11(a-1))。集水井排水 20 天後，潛在滑動面範圍即大幅縮小(圖 7-11(b-1))，此可證明集水井在暴雨條件下之排水效果。在暴雨水位未排水情況下，A-A'剖面之潛在滑動面深度在頁岩層面附近且影響範圍相當大(圖(a-2))。排水後，A-A'剖面已無明顯潛在滑動面(圖(b-2))。

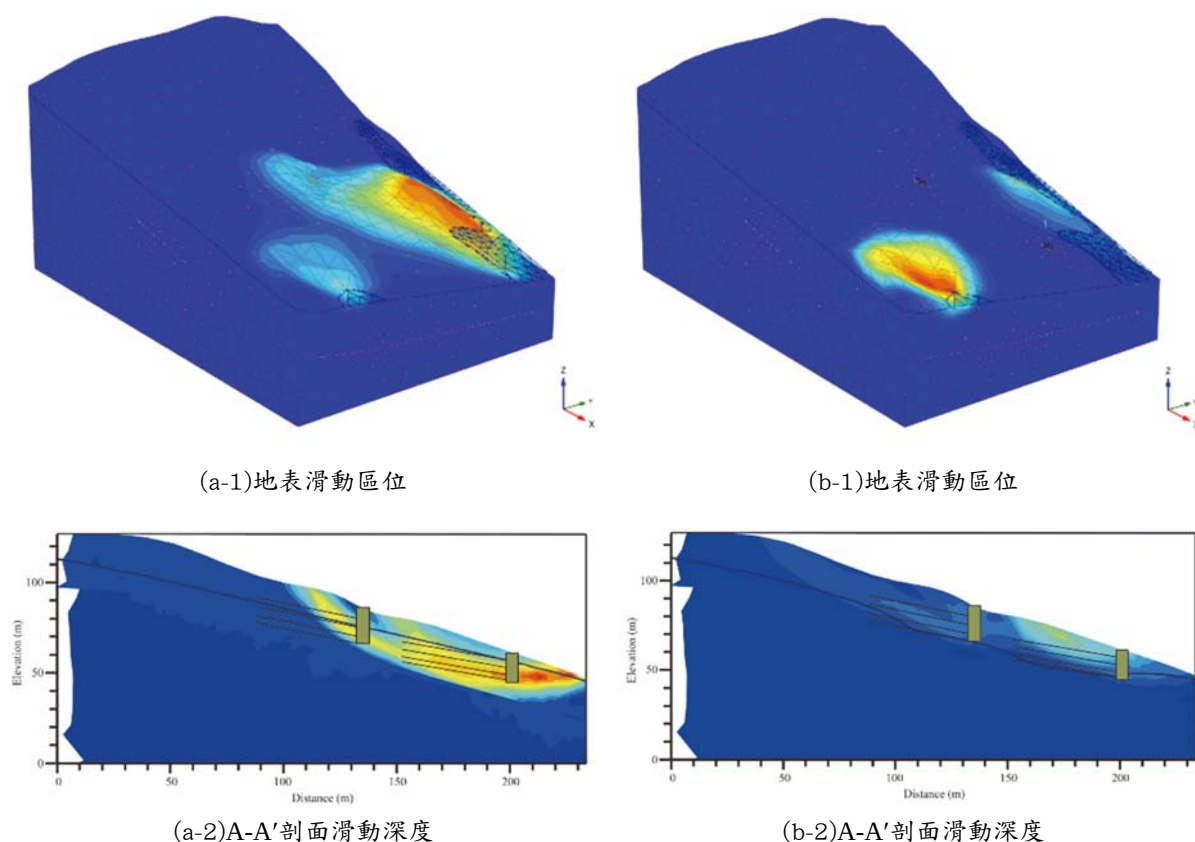


圖 7-11 幼葉林地滑區暴雨水位 (a) 排水前 (b) 排水後之滑動面範圍

Potential sliding area and potential sliding surface along A-A' profile (a) before (b) after subsurface drainage in typhoon season

7-1-12 地下水水位洩降分析 Analysis of Groundwater Drawdown

幼葉林地滑區地下排水計算結果分別以暫態(transient condition)及穩態(steady-state condition)進行討論。

幼葉林地滑區崩積土水力傳導係數採用 $K_{sat}=1.0\times 10^{-4}$ cm/s，暴雨情況 A-A'剖面計算結果，如圖 7-12 所示。由地下水水位洩降線之變化可知，1 號集水井排水後，在第 20 日前之 L_{dt} (=在有效洩降漸變區之集水管長度)已落在潛在滑動面(紅色虛線)之外，且 1 號集水井後方往下邊坡之地下水水位會逐漸回升(洩降無效區)，大約再往下邊坡 20 m，地下水水位才又受 2 號集水井而影響產生洩降(洩降漸變區)。由此可知，為提升滑動土體之排水效率，可將 1 號集水井往下邊坡移動約 24 m，使 L_{dt} 往潛在滑動面處縮短，亦即使洩降有效區落在在潛在滑動面以內，以增加潛在滑動土體之排水容量。此外，配合 1 號集水井往下邊坡移動，2 號集水井也往下邊坡移動約 10.5 m(=24-13.5 m)，此時 2 號集水井之有效洩降區可涵蓋下邊坡坡趾大部分區域，使滑動面更趨穩定。

$h_{w1,max}$ 及 $h_{w2,max}$ 分別為 1 號及 2 號集水井地下水水位之最大洩降量，如表 7-5 所示。以暴雨期間排水 20 天而言，由於 1 號集水井($h_{w1,max}=10.19$ m)位處上邊坡，因此其洩降量小於下邊坡之 2 號集水井($h_{w2,max}=13.00$ m)。此又驗證：位處較低高程之集水管具有較高之排水容量及排水效果。此外，垂直於 A-A'剖面之 C1-C1'剖面(圖 7-6)，暴雨水位在排水 20 日前、後之地下水水位差異，如圖 7-13 所示。其地下水水頭從最大值約 81 m 下降至最小值約 71 m，地下水水頭共下降約 10 m 與表 7-5 水位洩降 10.19 m 相近。

表 7-5 崩積土 $K_{sat}=1.0\times10^{-4}$ cm/s 之暴雨水位洩降

Maximum groundwater drawdown during subsurface drainage in typhoon seasons ($K_s=1.0\times10^{-4}$ cm/sec)

time (day)	1	2	3	4	5	10	20
$h_{w1,max}$ (m)	5.96	7.76	8.59	8.84	8.97	9.85	10.19
$h_{w2,max}$ (m)	7.96	9.40	10.24	10.66	10.93	11.88	13.00

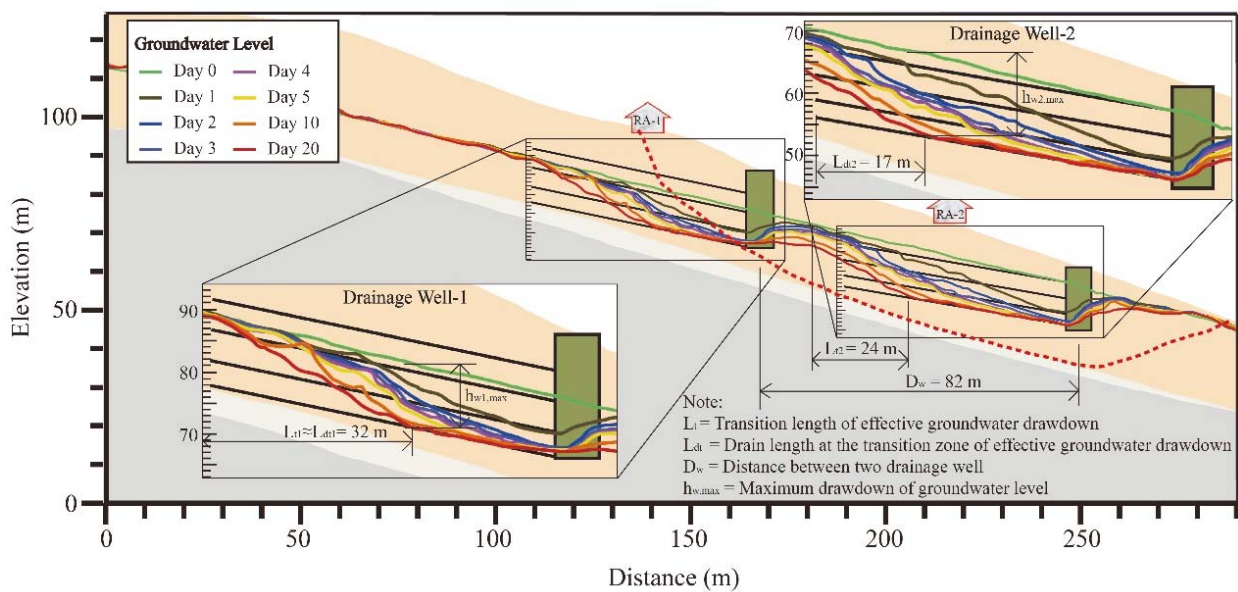


圖 7-12 崩積土 $K_{sat}=1.0\times10^{-4}$ cm/s 在暴雨情況排水後之地下水水位洩降 A-A'剖面示意圖

Longitudinal variation of groundwater level with elapsed time along A-A' profile under subsurface drainage in typhoon season ($K_s=1.0\times10^{-4}$ cm/sec)

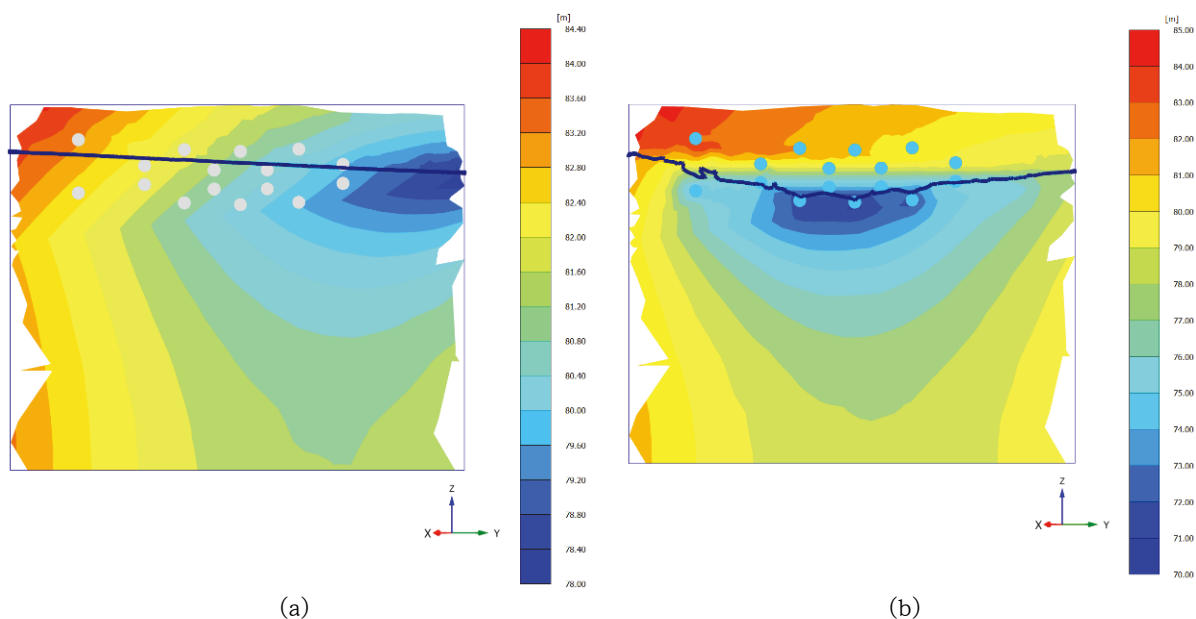


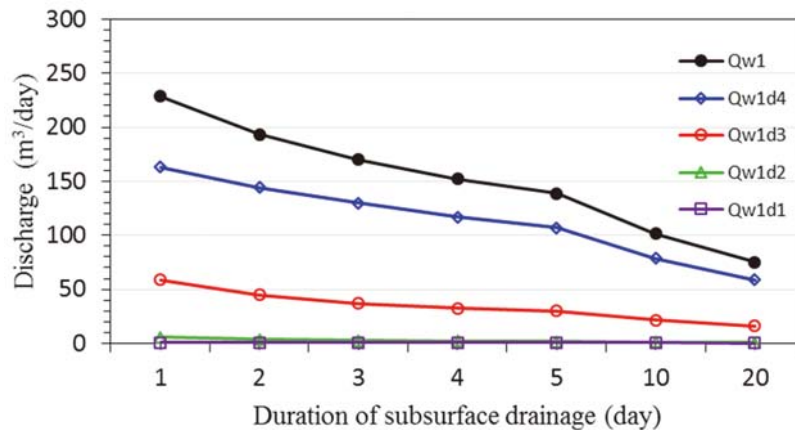
圖 7-13 幼葉林地滑區 C1-C1'剖面之暴雨水位排水前、後 20 日之差異 (a)排水前 (b)排水後

Transverse variation of groundwater level and groundwater head contour of $C1-C1'$ profile which perpendicular to $A-A'$ profile at the maximum groundwater drawdown $h_{w1,max}$ (a) before (b) after 20-day subsurface drainage in typhoon season.

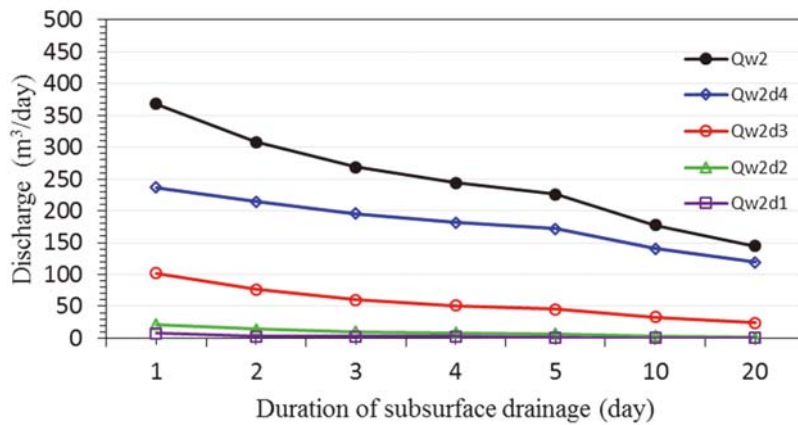
7-1-13 集水井之橫向集水管排水容量分析 Discharge Capacity of Horizontal Drains

本節探討集水井之橫向集水管排水容量，將 1 號集水井代號設為 $w1$ 、排水容量設為 Q ，最上層至最下層之橫向集水管代號設為 $d1$ 、 $d2$ 、 $d3$ 、 $d4$ ，2 號集水井同理比照(例如 2 號集水井第 3 層排水容量為 Q_{w2d3})(參見圖 7-8(b))。

在暴雨水位下，B12-W 水位觀測井顯示地下水水位在地表下 12.97 m，接近 1、2 號集水井之地下水水位分別在地表下 11 m 及 5 m，1 號集水井第 1、2 層集水管(Q_{w1d1} 及 Q_{w1d2})排水效益相對較低，2 號集水井雖然第 2 層集水管(Q_{w2d2})在地下水水位以下，但因為只能排除少量地下水，故同第 1 層集水管類似，排水效益屬於較低之情況，如圖 7-14 及表 7-6 所示。



(B-b-1)



(B-b-2)

圖 7-14 幼葉林地滑區不同崩積土 K_{sat} 之集水井各層集水管之排水容量 (B) 崩積土 $K_{sat}=1.0 \times 10^{-4}$ cm/s
(b) 暴雨水位 (1) 1 號集水井 (2) 2 號集水井

Discharge of horizontal drains installed at different elevations during 20-day subsurface drainage in typhoon season with high G.W.L. (a) drainage well-1 (b) drainage well-2 ($K_s=1.0 \times 10^{-4}$ cm/sec)

表 7-6 集水井之橫向集水管排水容量 (a) 1 號集水井 (b) 2 號集水井

Discharge capacity of horizontal drains (a) drainage well-1 (b) drainage well-2.

(a)

Drainage Duration t (day)	Discharge of Horizontal Drains at Four Elevations Q_i (m³/day) ($i=w1d1 \sim w1d4$)				Total Discharge of Drainage Well-1 Q_{w1} (m³/day) $=\sum Q_i$
	$w1d1$	$w1d2$	$w1d3$	$w1d4$	
1	0.648	5.808	59.016	163.104	228.576
2	0.456	3.864	44.904	144.072	193.296
3	0.456	2.664	37.128	129.576	169.824
4	0.456	2.160	32.616	117.120	152.352
5	0.480	1.896	29.832	106.728	138.936
10	0.624	1.032	21.312	78.648	101.616
20	0.048	0.480	16.008	58.848	75.384

(1 m³/day = 1.157×10^{-5} cms (m³/sec), $w1d1$ = horizontal drains of Well-1 installed at highest elevation $d1$)

(b)

Drainage Duration t (day)	Discharge of Horizontal Drains at Four Elevations Q_i (m ³ /day) ($i= w2d1 \sim w2d4$)				Total Discharge of Drainage Well-2 Q_{w2} (m ³ /day)
	$w2d1$	$w2d2$	$w2d3$	$w2d4$	$=\Sigma Q_i$
1	7.848	21.696	101.760	236.664	367.968
2	2.808	14.592	76.704	214.440	308.544
3	2.424	10.368	60.432	195.696	268.920
4	2.544	8.208	51.456	182.112	244.320
5	1.488	6.984	45.816	171.552	225.840
10	0.384	3.408	32.832	140.736	177.360
20	0.240	1.296	24.264	119.112	144.912

(1 m³/day=1.157×10⁻⁵ cms (m³/sec), $w2d4$ =horizontal drains of Well-2 installed at lowest elevation $d4$)

7-1-14 穩定性提升效益 Promotion of Slope Stability Analysis

以幼葉林地滑區之崩積土 K_{sat} 值為 1.0×10^{-4} m/hr 為例，邊坡穩定性安全係數 $FS(t)$ 在暴雨水位條件下排水 20 天後，可由 1.383 提升至 1.521(水土保持技術規範中，邊坡在常時之最小安全係數要求為 1.5)，所以兩座集水井對現地邊坡穩定性之提升效果非常顯著。 $FS(t)$ 之計算結果，如表 7-7 所示。

表 7-7 地下排水期間之地下水水位洩降及安全係數變化 ($K_s=1.0 \times 10^{-4}$ cm/s)

Variations of groundwater drawdown and factor of safety with elapsed time during subsurface drainage ($K_s=1.0 \times 10^{-4}$ cm/s)

Drainage Duration t (day)	Groundwater Drawdown of B12-W $H_w(t)$ ($t=0 \sim 20$ day) (m)	Groundwater Drawdown Percentage $P_{drawdown}$ (%)	Variation of Factor of Safety $FS(t)$ ($t=0 \sim 20$ day)	Increasing Percentage of Factor of Safety P_{FS} (%)
0 → 1	-12.97 → -15.27	17.73	1.383 → 1.443	4.34
1 → 2	-15.27 → -16.97	30.84	1.443 → 1.479	6.94
2 → 3	-16.97 → -17.47	34.70	1.479 → 1.489	7.66
3 → 4	-17.47 → -18.17	40.09	1.489 → 1.499	8.39
4 → 5	-18.17 → -18.67	43.95	1.499 → 1.501	8.53
9 → 10	-19.97 → -20.07	54.74	1.501 → 1.510	9.18
19 → 20	-20.57 → -20.62	58.98	1.520 → 1.521	9.98

Remarks:

groundwater level measured from ground surface

$P_{drawdown} (\%) = [\Delta H_w(t)] \times 100 \% / H_w(0 \text{ day}) = [H_w(t) - H_w(0 \text{ day})] \times 100 \% / (-12.97)$

$P_{FS} (\%) = [\Delta FS(t)] \times 100 \% / FS(0 \text{ day}) = [FS(t) - FS(0 \text{ day})] \times 100 \% / (1.383)$

7-2 梨山地滑整治工程 Remediation Work on Li-Shan Landslide

梨山地滑區自 1990 年以來每逢降雨期間皆會發生間歇性之土體滑動。臺灣相關政府部門乃於 1995 年至 2002 年期間開始施作地下排水系統以整治穩定邊坡。梨山地滑區整治工程主要目標為藉由地下排水系統之施作(包含集水井及排水廊道)來降低地下水水位，以達到所要求之安全目標。

7-2-1 地理位置 Location

梨山地滑區位於台中市東北約 100 km 的中央山脈中，梨山約在中部橫貫公路之中點，也是中橫公路台 8 線以及其宜蘭支線台 7 甲線之交會點，其重要的地標為梨山賓館，如圖 7-15 所示。



圖 7-15 梨山地滑區全景、上方福壽山農場及梨山賓館

Overlook Li-Shan landslide area northward from Fu-Shou-Shan Farm at the upslope

7-2-2 地形與地質 Topography and Geology

梨山地滑區位於中央山脈西翼，面積約為 230 公頃，由南向北呈倒三角形，如圖 7-16 所示。地勢由南向北遞降，標高 1800~2100 m。地形屬山地及河谷地形，大甲溪由東向西流經地滑區之北緣，梨山地滑區北側受大甲溪切割。梨山地區附近最主要之地質構造為梨山斷層，由梨山地滑區之西側通過。

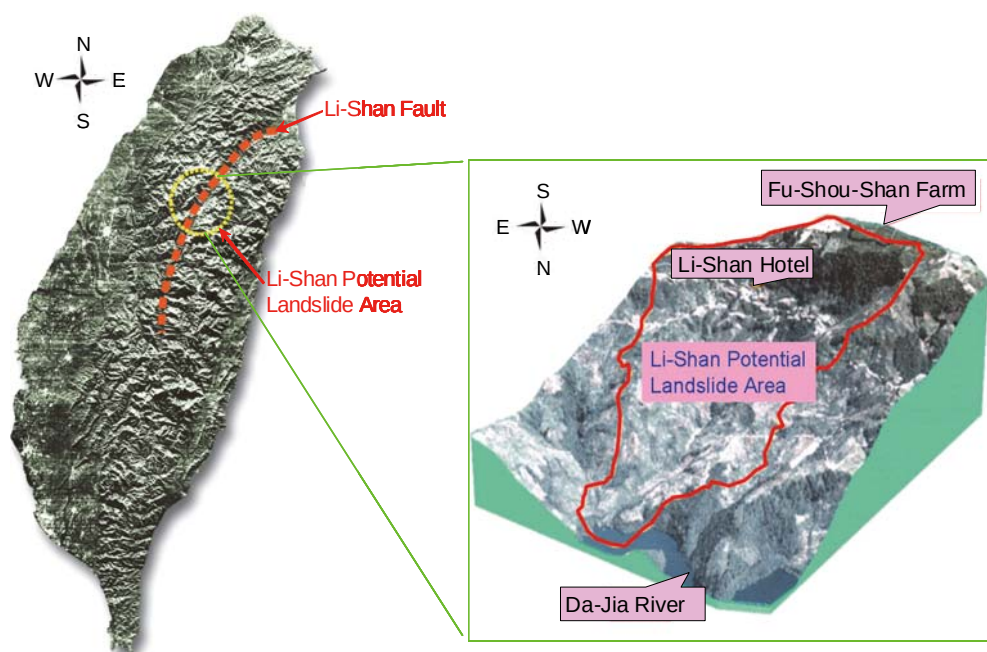


圖 7-16 梨山地滑區地形及地質特徵

Topographic and geological characteristics of Li-Shan landslide located at central Taiwan

梨山地滑區出露之地層為中新世廬山層第三紀亞變質岩。該地層主要由黑至深灰色板岩、千枚岩、硬頁岩和深灰色砂岩互層組成，偶有零星散佈之泥灰岩團塊，劈理發達。本地區之岩層依其風化程度進行分類為：崩積土、高度風化層、中度風化層、低度風化層、及新鮮岩盤五種，並與 ISRM 分類法進行比對，如表 7-8 示，其風化之最大深度約為 63 m。梨山地滑區大致以集水區內之主要河谷為界，由西而東，劃分為西、東南、及東北三地滑區。除東北區具有古地滑區外，大部分之不穩定邊坡具有較淺層之滑動面，其深度距離地表約 9~26 m。根據排水廊道施作之岩心記錄顯示，古地滑區之滑動面距離地表約 40~60 m。梨山地滑區潛在滑動面主要位於風化層底部。滑動體主要由崩積層及高度風化層組成，其主要岩性為結構鬆散、不良級配、低膠結性、低強度及高滲透性之風化板岩、板岩碎片及黏土地層。

表 7-8 梨山地滑區地層特性

Features of soil strata for Li-Shan landslide.

地層名稱	說明	ISRM
1. 崩積層	褐色粉砂、岩石碎片及礫石	VI
2. 高度風化層	材料仍保持岩層原組織的黑色粘土、粉砂或砂質土	V
3. 中度風化層	黑色粒狀(直徑 2~30 mm)碎塊岩心，地表之露頭富含裂隙	III, IV
4. 低度風化層	黑色圓形或片狀(直徑 5~10mm)岩心，地表之露頭為新鮮岩盤	II
5. 新鮮岩盤	黑色柱狀岩心(長度>50 mm, RQD>75)	I

7-2-3 地滑發生機制及主要原因

Mechanism and Main Causes of Landslide

1990 年 4 月 11~15 日之連續豪雨，造成中部橫貫公路，台 7 甲線 (宜蘭支線)，發生大規模地層滑動，致使中橫公路交通全面中斷。此大規模地層滑動範圍，橫寬約 100 m，斜長約 150 m，滑動深度約 20 m，崩塌土石方估算有 300,000 m³，坡度約 20 %。大規模地層滑動也造成梨山著名的地標梨山賓館內部嚴重損壞而暫停使用。此大規模地層滑動主要由降雨期間大量雨水入滲及地層排水設施缺乏所造成。

由圖 7-17 可得知，最大日雨量 155.5 mm 發生於 4 月 19 日，發生頻率為 1.87 年，日雨量並不大；但以 4 月 10~20 日間之累積雨量達 586.0 mm 及 4 月份總累積雨量達 957.5 mm，與歷年者相比較，均為最大值，降雨頻率均超過 50 年。因此，可知持續性降雨之大量入滲雨水，並蓄留在滑動土體內，為誘發該區大規模地層滑動之主要肇因。雨水除了可直接由滑動區內之地表或裂隙滲入地下外，更可沿著滑動區上邊坡向下匯集涵養本區之地下水，增加潛在滑動面上之孔隙水壓，降低土壤有效應力及邊坡穩定性。因此，雨水入滲與地下水水位變動，是造成本區崩積層及風化岩層，發生滑動破壞的主要原因。

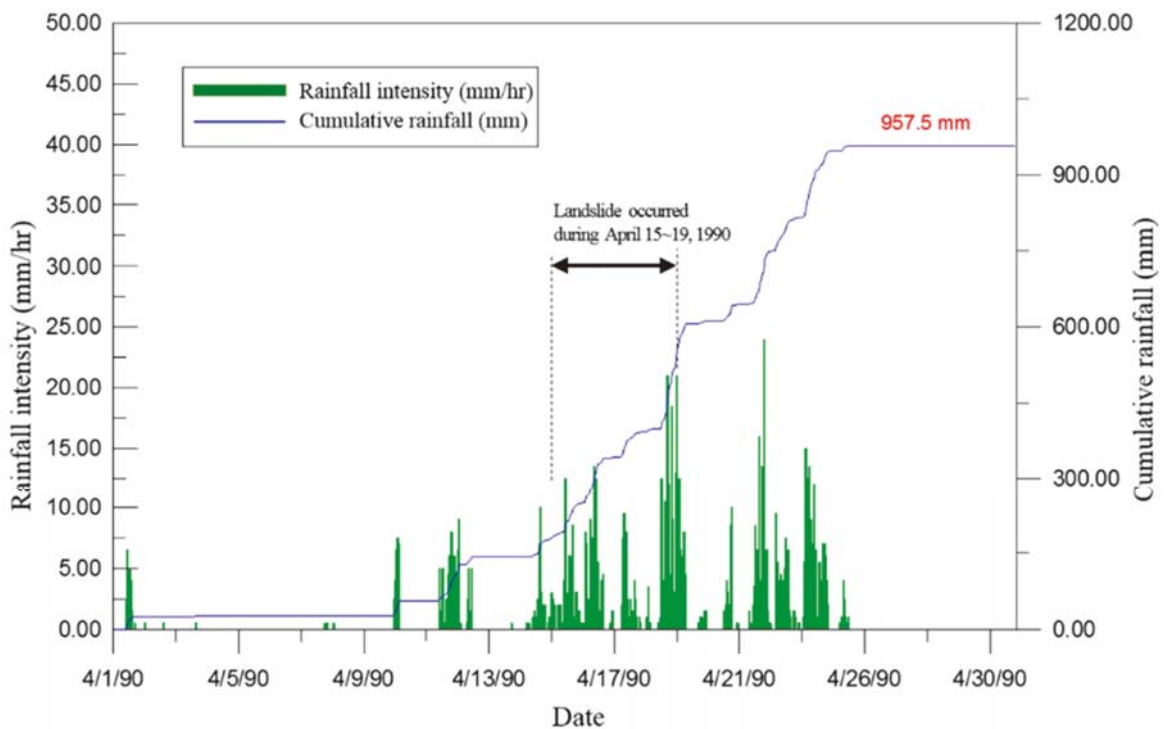


圖 7-17 梨山雨量站 1990 年降雨記錄

Precipitation record of April in 1990 based on Li-Shan rainfall monitoring station

7-2-4 地下排水及整治工程 Subsurface Drainage and Remediation

自 1990 年災害發生後，梨山地區邊坡發生滑動之範圍及規模有持續擴大之趨勢，其潛在滑動面之深度約略在地表下 30~70 m，屬於大面積之坡地深層滑動。因此，政府積極投入救災重建工作，於 1995~2002 年(共 7 年)分年分期執行「梨山地區地層滑動整治計畫」，計畫實際執行經費約為 915,893,000 元(約 9.15 億, billion)，並投注相當多的財力及人力來規劃執行。整治工程主要包含：排水廊道工程、集水井工程、橫向集水管工程及防砂工程等，是國內首件大規模地滑整治工程，如圖 7-18 所示。其中，梨山地滑區主要之整治工程為地下排水系統工程，包括 1995~2000 年施作的 15 座集水井及 1997~2002 年施作的 2 條排水廊道。依據當時設計目標，整治工程需降低地下水水位至少 8.5 m 才能提升滑動體安全係數至 $FS=1.20$ (SWCB, 2003)。此整治工程為台灣第一次執行如此龐大的地層滑動整治計畫，且在過去邊坡整治案例上也是極為罕見的。

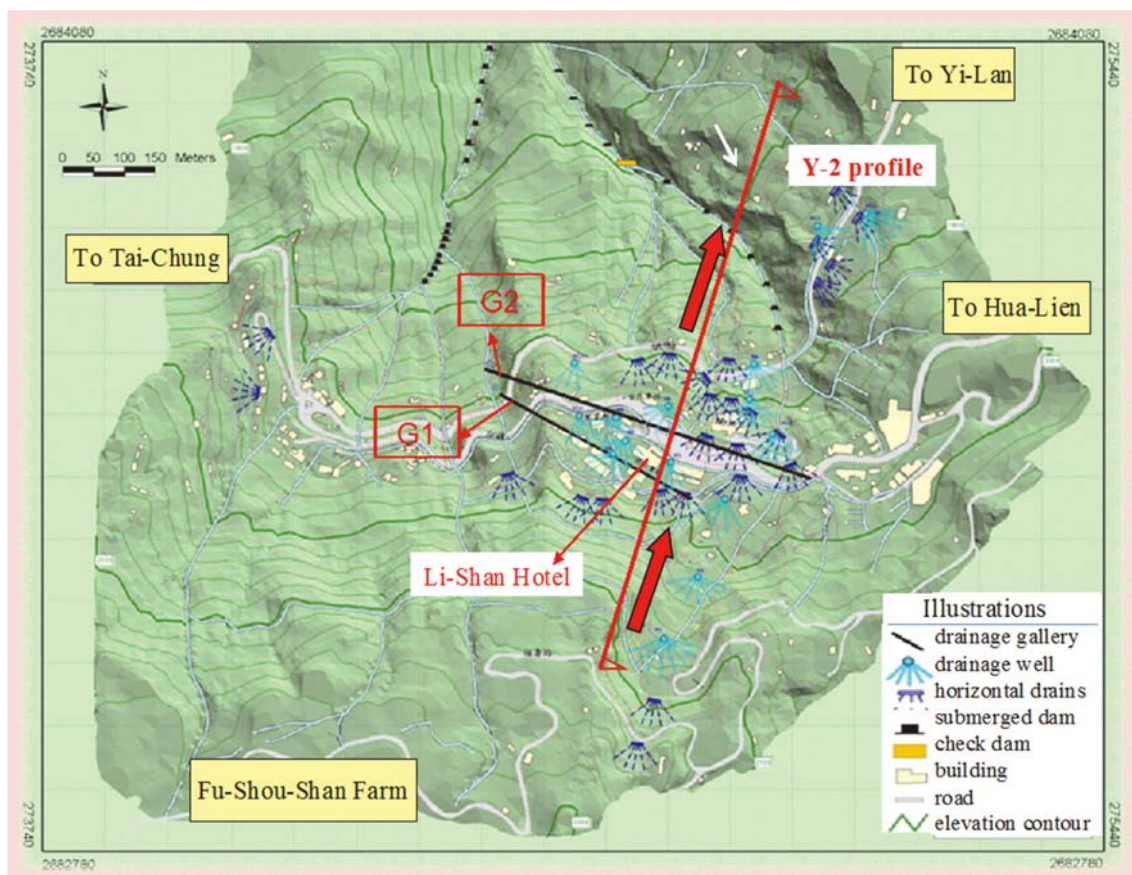
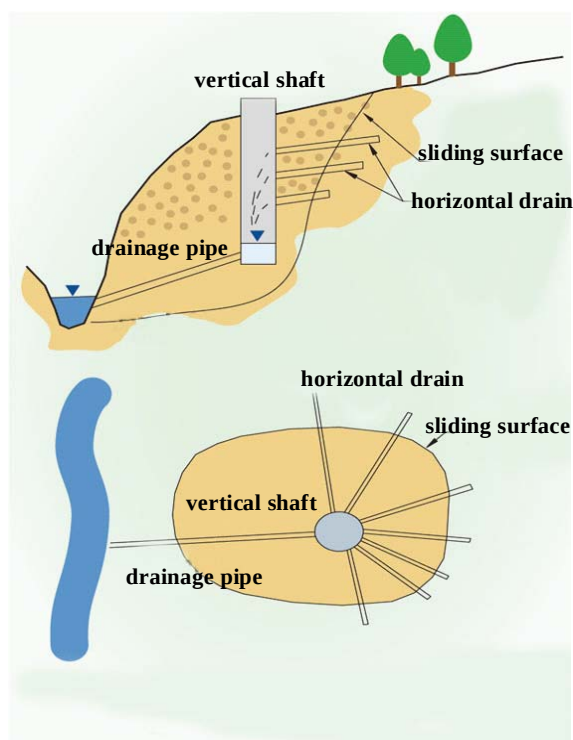


圖 7-18 梨山地滑區下排水及整治工程配置圖

Configurations of subsurface drainages and remediation works in Li-Shan landslide.

一、集水井(井筒及橫向集水管)

梨山地滑區中集水井為排除局限含水層地下水相當有效之方法，其能有效移除深層之地下水，如圖 7-19(a)所示。邊坡土體內大量地下水可由集水井排除，以降低地下水水位。至目前為止，梨山地滑區已設置了 15 座集水井(1995~2000)，如圖 7-19(b)所示。其井筒(vertical shaft)由鍍鋅鋼襯板沿井壁襯砌組合而成，直徑 3.5 m，井深 15~40 m。由集水井內部，分上、中、及下三段，以水平仰角 2° ~ 10° 向上邊坡施鑽 5~10 支，長 40~70 m，直徑 70~100 mm 之橫向集水管(horizontal drains)，以收集排除不同高程之地下水。本研究採用梨山地滑區 Y2 剖面進行地下水滲流及邊坡穩定分析，以評估三處集水井 W-6(20 m)、W-7(25 m)及 W-8(15 m)對於邊坡深層排水後之穩定性提升效果。



(a)



(b)

圖 7-19 (a) 集水井及橫向集水管配置 (b) 鍍鋅鋼襯板集水井及橫向集水管之集排水情形

(a) Configuration of vertical shaft with three-level of horizontal drains (b) vertical shaft assembled by corrugated steel sheets and collecting groundwater through horizontal drains (SWCB, 2003)

二、排水廊道

梨山地滑區設置兩處排水廊道(drainage gallery)，並利用廊道內冠部區域打設近垂直(sub-vertical)向之集水管，來排除特定地層區域之較深層地下水，加速地下水水位之洩降。

此兩處排水廊道之總長為 900 m(G1 排水廊道=350 m(1999~2001 年施作), G2 排水廊道=550 m(1997~2003 年施作)), 通過梨山地滑區東南區之 Y2 剖面, 如圖 7-18 所示。G1 與 G2 排水廊道出口高程分別為 1910 m 及 1865 m, 排水廊道以 1~2 %的坡度由西北往東南方向施作, 並在滑動體下方通過, 如圖 7-20 所示。排水廊道中設有多處集水室(water collection chamber)及扇狀排列近垂直向之集水管, 以降低梨山賓館地層之深層地下水水位。位於潛在滑動面下方之集水管, 能將潛在滑動土體中之地下水, 以重力方式排除。由於梨山地滑區之潛在滑動面位於地下約 30~70 m, 因此排水廊道之設置深度約在地表下 80 m 之新鮮岩盤內, 使排水廊道不受地層滑動之影響而造成破壞。

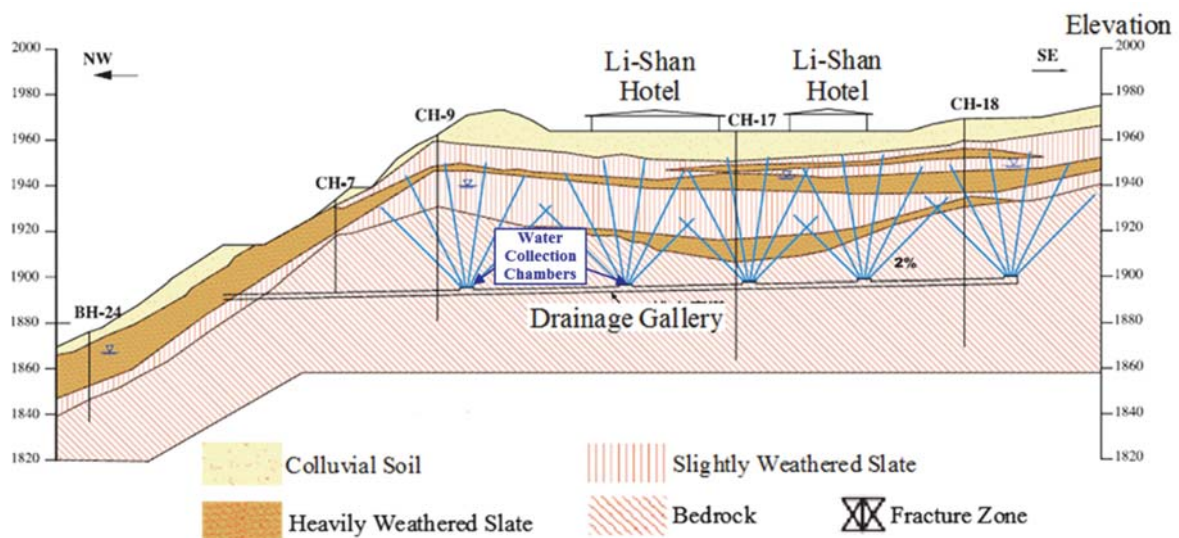


圖 7-20 G1 排水廊道之位置及地質剖面

Geological cross section and location of the drainage gallery (G1-gallery)

排水廊道斷面之上部呈半圓之馬蹄形, 斷面高 2.07 m、寬 2.1 m, 廊道底部鋪設具有水密性之混凝土排水溝, 如圖 7-21 所示。廊道襯板材料選用皺紋鋼襯板。廊道內設置之集水室, 其長 6 m, 擴充開挖斷面高 3 m、寬 3 m; G1 排水廊道設有 5 處集水室, 在每處集水室之冠部向上施鑽集水管 12~24 支, 集水管長 40~60 m 不等, 總長 4,873 m; G2 排水廊道設有 10 處集水室, 集水管總長 10,700 m。根據監測數據顯示, 排水廊道的排水流量 Q 約為 36~90 m^3/hr ($Q_{G1}=60\sim90 \text{ m}^3/\text{hr}$, $Q_{G2}=36\sim60 \text{ m}^3/\text{hr}$)。

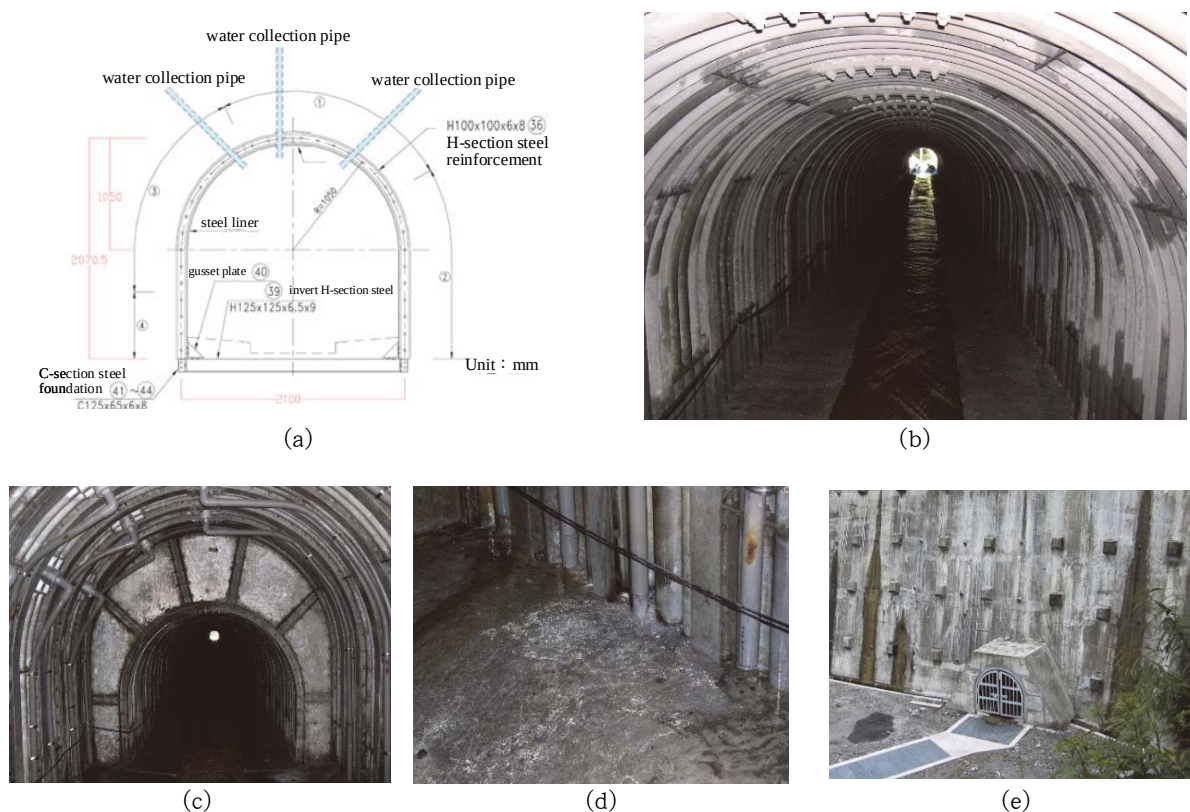


圖 7-21 (a) (b) 排水廊道排水段較小之橫截面(寬×高=2.07 m×2.1 m)配置 (c) 集水室之擴充橫截面(寬×高=3 m×3 m) 及近垂直向配置之集水管 (d) 集水室之集水情形 (e) 排水廊道出口

(a) (b) gallery with a smaller cross sectional layout (width×height=2.07 m×2.1 m) for drainage
 (c) water-collection chamber with enlarged cross section (width×height=3 m×3 m) and sub-vertical drainage boreholes (water collection pipes) (d) groundwater collected in chamber (e) outlet of gallery

7-2-5 梨山地滑區及地下排水之數值模型

Numerical Model of Subsurface Drainage in Li-Shan Landslide

以下採用梨山地滑區東南區 Y2 剖面(圖 7-18)進行數值分析，並使用有限元素法 (FEM, Finite Element Method) 及極限平衡法 (LEM, Limit Equilibrium Method) 進行地下排水整治工法之降雨入滲分析及邊坡穩定分析。利用上述二維數值模式，針對集水井及排水廊道降低地下水水位及提升邊坡穩定性進行量化效益評估，並探討地下水水位變化、地層體積含水量、以及潛在滑動面之穩定性安全係數。

一、初始條件及邊界條件

圖 7-22 中顯示地質剖面及地下排水系統之數值模型。模型之左、右邊界高度分別為：2156 m 及 1768 m，底部邊界長 830 m。Ng, CWW 及 Shi, Q (1998)之數值分析結果，指出降雨前之地下水水位對邊坡之穩定性具有顯著之影響。如圖 7-22(a)所示，數值模型中，CD

地表面邊界設定為降雨入滲邊界、AB 底層邊界設定為關閉之不透水邊界($Q=0$)。另外，根據降雨事件前地下水水位之監測數據，設定 AD 左邊界及 BC 右邊界為固定水頭邊界，水頭高程分別為 $H=2140$ m 及 1750 m。有限元素模型中包含了橫向集水管 H-10 及集水井 W-6、W-7 及 W-8；水位觀測井 B4、B5 及排水廊道 G1、G2 位於 Y2 剖面之位置，如圖 7-22(b)所示。此外，為了使橫向集水管能有效收集大量之降雨入滲水，地下排水系統多設置於滑動體之中邊坡區域處。

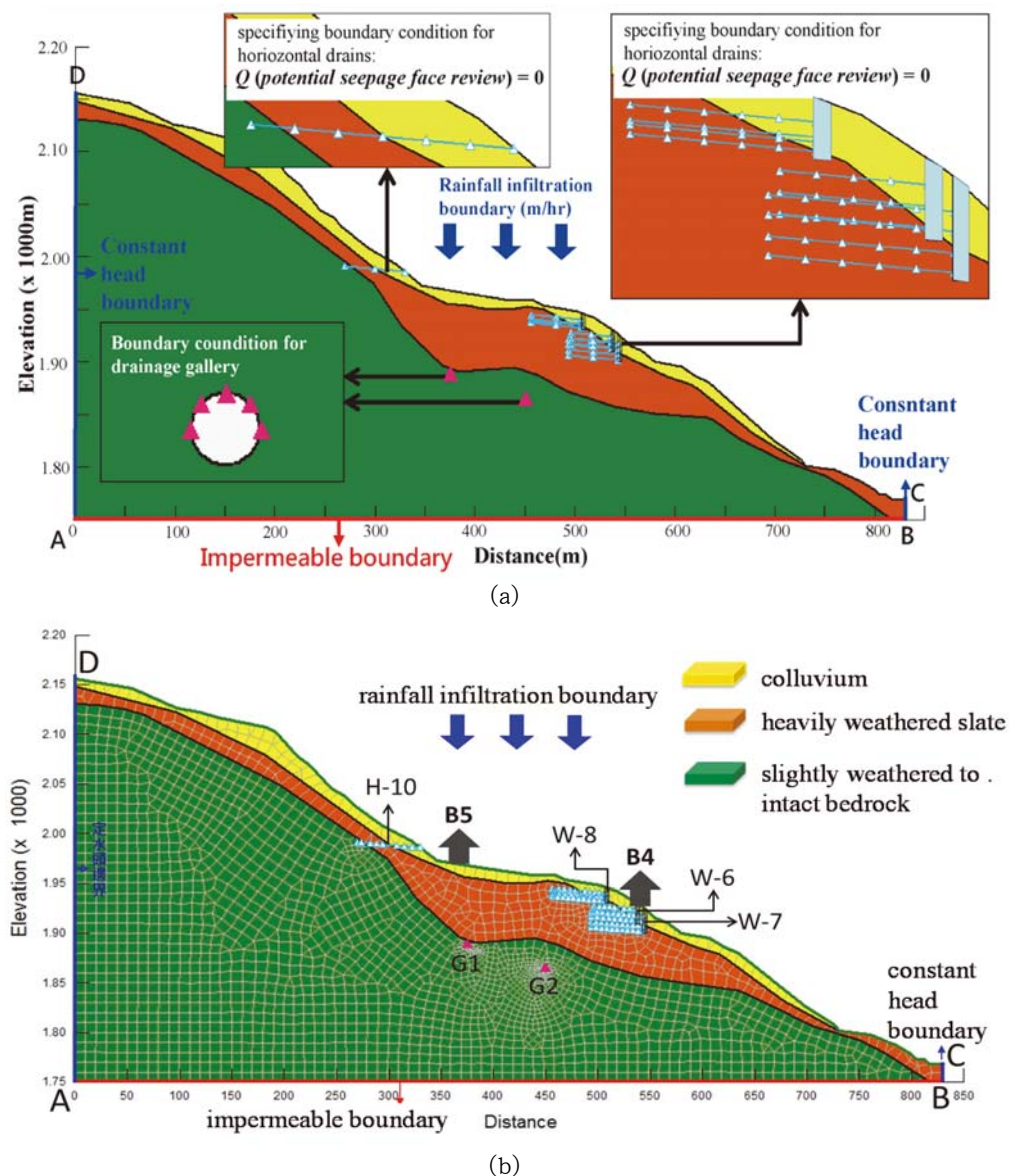


圖 7-22 (a) 地下排水邊界條件 (b) 梨山地滑區 Y2 剖面幾何模型有限元素網格 (包含地質剖面、集水管 H-10、集水井 W-6、W-7 及 W-8、水位觀測井 B4、B5 及排水廊道 G1、G2)

(a) boundary conditions for subsurface drainages (b) finite element mesh of geological cross section with drainage wells of W-6, W-7, W-8, and H-10; observation wells of B4 and B5 and drainage galleries G1, G2 along Y2-profile

二、地下水排水系統數值模擬

數值模型中採用線型(line-type)及點型(point-type)排水邊界，分別模擬梨山地滑區地下排水系統中集水井及排水廊道之集水管。

(一)集水井

本研究將集水井中之每一層橫向集水管邊界條件，設定為線型排水邊界(Q (potential seepage face review) = 0)，亦即當地下水之高程與此排水邊界之高程相同時，即設定流入集水管之流量 $Q=0$ ，如圖 7-22 所示。降雨入滲之水流將經由此邊界條件排出。必須指出，若將此排水邊界條件設成壓力水頭為零 ($h_p = 0$) 之水頭邊界時，則當橫向集水管位於地下水水位上方之不飽和區域 (負壓力水頭， $h_p < 0$) (或地下水水位高程低於橫向集水管高程)，此時集水管將會吸收下方飽和區域 (正壓力水頭， $h_p > 0$) 之地下水。上述設定方式將造成排水狀況 (地下水由下方飽和區被反吸流入上方未飽和區之狀況) 不符合現實之情況。因此，數值模擬中並不採用零水頭邊界 ($h_p = 0$) 之設定方式來模擬集水管之排水行為。

(二)排水廊道

為有效模擬排水廊道之排水功能，乃於排水廊道拱頂設置 5 個集水口 (或集水點)，並將其設定為點型排水邊界，如圖 7-22(a) 所示。數值模型中，點型排水邊界所需輸入之排水量，可經由排水廊道之平均出水量 (G1 廊道 = 1000~1500 l/min = 60~90 m³/hr、G2 廊道 = 600~1000 l/min = 36~60 m³/hr) 量測值來求得。每單位集水室長度之點型排水邊界之排水率 q_G ，可由下式計算：

$$q_G (\text{m}^3 / \text{hr} - \text{m}) = \left(\frac{Q_G}{l_G \times N_G} \right) \div N_C = \left(\frac{Q_G}{L_G} \right) \div N_C$$

其中， N_G =集水室數量 ($N_{G1}=5$ ， $N_{G2}=10$)； l_G =集水室長度 ($l_{G1}=l_{G2}=6 \text{ m}$)； L_G =集水室總長度 ($L_{G1}=6 \times 5=30 \text{ m}$ ， $L_{G2}=6 \times 10=60 \text{ m}$)； N_C =每單位長度集水室中之近垂直向集水管數量 ($N_{C1}=N_{C2}=5$)。本研究於每一個集水室之拱頂平均設置 5 個數值集水點，最後可求得 G1 與 G2 排水廊道集水室中，一個集水點之平均排水率分別為 $q_{G1}=0.5 \text{ m}^3/\text{hr}$ 、 $q_{G2}=0.16 \text{ m}^3/\text{hr}$ 。

(三)數值模式材料參數

颱風降雨事件前，滑動體中地下水水位上方之崩積層及風化板岩層處於不飽和狀

態，分析時需考慮其基質吸力對於滲流及邊坡穩定之影響。另外，土壤水分特性曲線 (SWCC, Soil Water Characteristic Curve) 對於不飽和土體中地下水流動行為及剪力強度具有顯著之影響。過去已有許多研究 (Green and Corey, 1971; van Genuchten, 1980; Kovács, 1981; Arya and Paris, 1981; Fredlund and Xing, 1994; Aubertin et al., 2001) 探討了土壤水分特性曲線 SWCC 之測定方法，且上述研究中大多採用土壤顆粒粒徑分佈曲線及孔隙率、阿太保限度等物理性質來進行推估 SWCC。同時，滲流分析中所需之水力傳導係數曲線 $K(u_w) \sim u_w$ 可由 SWCC 來推得，其中， u_w 為孔隙水壓。本研究中，所有地層之 SWCC，皆採用粒徑分佈曲線來推估求得。此外， $K(u_w) \sim u_w$ 曲線中之飽和水力傳導係數 K_{sat} ，由現地抽水試驗求得。最後，再依據 Fredlund and Xing (1994) 建議之方法，利用 SWCC 曲線及 K_{sat} 測定值來決定各土層之 $K(u_w) \sim u_w$ 曲線。Tsaparas, et al. (2002) 研究中指出，飽和水力傳導係數對於不飽和土壤邊坡滲流形態具有顯著之影響。降雨入滲-滲流分析及邊坡穩定分析使用之數值模式材料參數，如表 7-9 及 7-10 所示。數值分析採用之土壤強度參數 c 及 ϕ 由直接剪力試驗求得。Fredlund et al. (1996) 根據莫爾庫倫破壞準則，發展推導不飽和土壤剪力強度之表示方程式。而表 7-10 中之當量吸力摩擦角 ϕ^b 乃用以考慮基質吸力，對於不飽和土壤剪力強度之貢獻，其數值約為 $10^\circ \sim 15^\circ$ ($=\phi^b \approx \phi/2$)。

表 7-9 降雨滲流分析輸入材料參數 (不飽和模式)

Input material model (unsaturated model) parameters for seepage analysis

土層類型	飽和體積含水量 Θ_{sat} (%)	飽和水力傳導係數 K_{sat} ($\times 10^{-2}$ m/hr)
崩積層	0.281	5.868
強至中度風化板岩	0.206	2.858
弱度風化板岩至新鮮板岩	0.230	4.9×10^{-4}
$\Theta = S \times n$; $\Theta_{sat} = 1 \times n = n$ (S = 飽和度, n = 孔隙率)		

表 7-10 邊坡穩定分析輸入材料參數 (摩爾-庫倫模式)

Input material model (Mohr-Coulomb model) parameters for slope stability analysis

土層類型	單位體積重 γ (kN/m ³)	凝聚力 c' (kPa)	摩擦角 ϕ' (°)	當量吸力摩擦角 ϕ^b (°)
崩積層	17.07	10.79	27	10
強至中度風化板岩	22.56	19.62	28	10
弱度風化板岩至新鮮板岩	27.06	294.3	33	0

(1) γ , c' 及 ϕ' 由現地調查及直剪試驗決定。

(2) 採用修正摩爾庫倫破壞準則 $\tau = [c' + (\sigma_n - u_a) \times \tan \phi' + (u_a - u_w) \times \tan \phi^b]$ 進行邊坡穩定分析。其中， u_a 及 u_w 分別為分別土體之孔隙氣體壓力及孔隙水壓力。

(3) 上述方程式中，當量吸力摩擦角 ϕ^b 為基質吸力對不飽和土壤提供之額外抗剪強度。

三、數值分析執行

本研究採用 Geo-Studio (2012a and 2012b) 程式，沿梨山地滑東南區 Y2 剖面，針對地下排水工法施作前、後，進行降雨入滲及邊坡穩定分析，計算降雨期間之地下水水位、孔隙水壓分佈及安全係數變化。同時，分別採用 1997 年安珀颱風(地下排水施作前)與 2001 年桃芝颱風(地下排水施作後)之降雨資料，進行數值分析。兩個颱風之降雨組體圖如圖 7-23(a)及圖 7-23(b)所示。安珀颱風期間(1997/8/17~1997/8/28)，地下排水整治工作尚未完成；桃芝颱風期間(2001/7/29~2001/7/31) 地下排水整治工作已完成且強降雨極不利於邊坡之穩定性。高強度、長延時之前期降雨，將使得土壤含有適度的含水量，並有促使後續降雨事件引發邊坡破壞之可能性(Sitar, 1992; Tsaparas et al., 2002)。因此，降雨入滲分析中皆將上述兩場颱風之前期降雨納入考量。

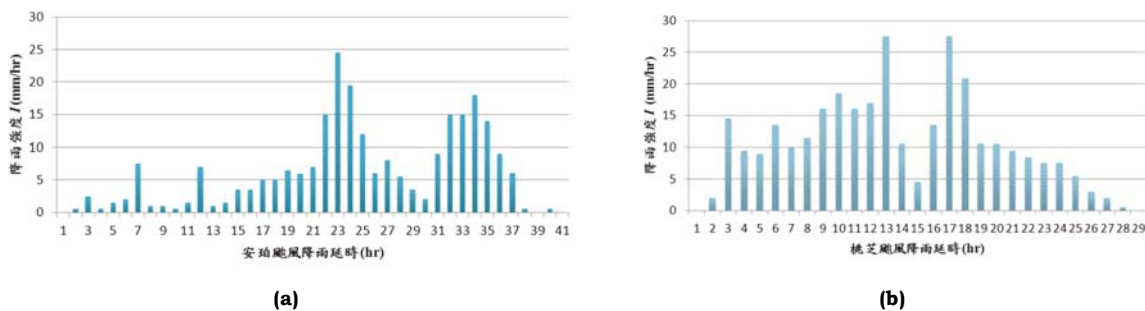
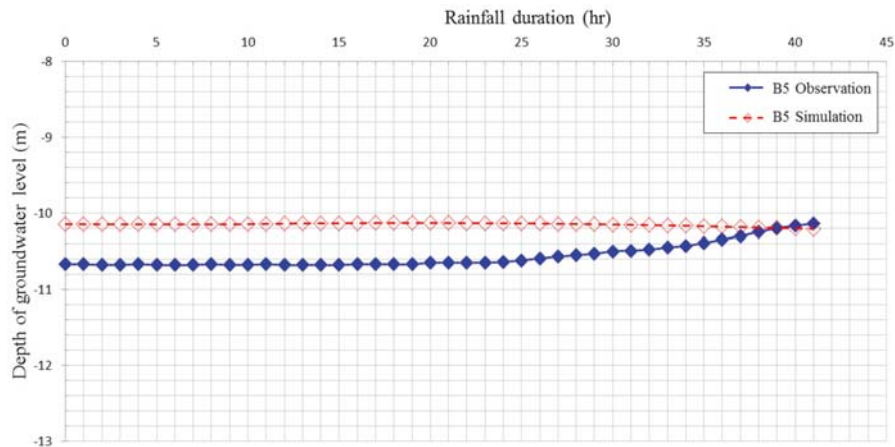


圖 7-23 降雨組體圖 (a) 安珀颱風 (1997/8/28~1997/8/29) (b) 桃芝颱風 (2001/7/29~2001/7/31)
Rainfall hyetograph of (a)Amber Typhoon (1997/8/28~1997/8/29) (b)Toraji Typhoon (2001/7/29~2001/7/31)

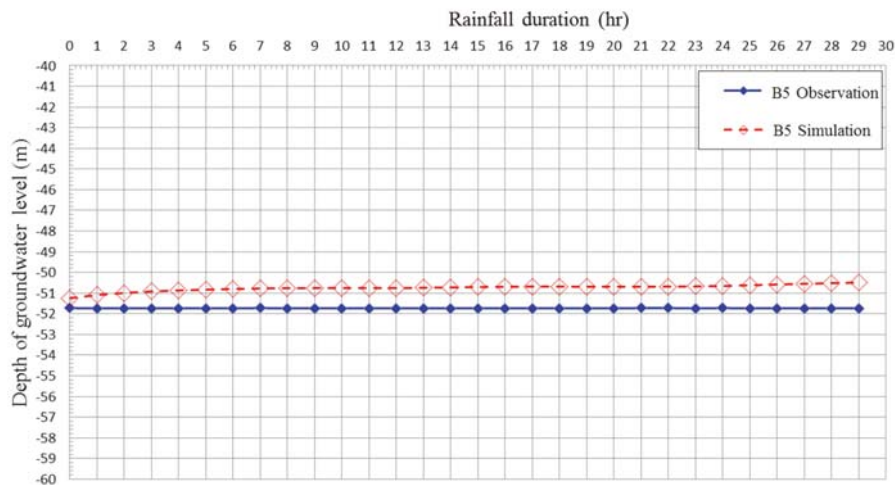
7-2-6 地下排水工法效益評估 Efficiency Evaluation of Subsurface Drainage

一、降雨滲流分析驗證

圖 7-24 為 B5 地下水監測站在降雨期間整治前、後數值模擬之地下水水位變化，模擬值與監測值之差異皆小於 1 m，具有相當之吻合度。B5 監測沿附近滑動體內之地下水水位不隨降雨改變，此可能由於該區之地層為薄崩積層及厚風化板岩層，地層較難蓄積降雨入滲水所致。此外，地下排水工法施作前、後之最大地下水水位模擬值與監測值之差異分別約為 0.5 m 及 0.2 m，此差異與如此大規模滑動範圍相比，屬合理可接受之差異範圍。此差異可能由於二維數值模型，無法確實掌握實際三維水文地質構造所致。



(a)



(b)

圖 7-24 B5 監測站地下水水位模擬值及監測結果比對 (a) 安珀颱風(1997) (b) 桃芝颱風(2001)

Comparison of groundwater level variation between simulations and observations at B5 monitoring station during rainfall of (a)Amber Typhoon (1997), and (b) Toraji Typhoon (2001)

綜合論之，本文提供之數值分析方法，能準確且有效地模擬 B5 監測站降雨期間地下排水工法施作前、後之地下水水位變化。同時，此降雨入滲分析方式，能提供土體內較為真實且可靠之孔隙水壓分佈，以提供後續邊坡穩定分析之所需。

二、地下排水工法整治功效

梨山地下排水工法整治目的主要在於降低滑動體之尖峰地下水水位約 10~30 m (SWCB, 2003)，以及促進強降雨期間地下水水位之快速洩降。由 B5 監測站之觀測結果(圖 7-10)可知，地下排水工法施作後，桃芝颱風期間(2001,最大降雨強度=27 mm/hr；降雨延時 $t=29$ hrs)之地下水水位(約在地表下 50~52 m)，較地下排水工法施作前，安珀颱風期間(1997,最大降雨強度=24 mm/hr；降雨延時 $t=41$ hrs)之地下水水位(約在地表下 10~10.5 m)大幅降低約 40

m。此地下水水位洩降，主要由於中邊坡之地下排水工法(圖 7-22(b))中之 H-10，W-6，W-7 及 W-8)能深入崩積層及風化頁岩層，並有效排除入滲雨水所致。與此同時，藉由調整比對地下水水位模擬值與監測值之吻合度，可反推求得各土層之水力傳導係數函數曲線 $K(u_w) \sim u_w$ 。

排水廊道附近(2001/01 G1 排水廊道完工)，B5 監測站之長期(1997/01~2011/11)地下水水位變化，如圖 7-25 所示。由圖中可知 B5 監測站之孔口高程及 G1 排水廊道設置前、後之地下水水位高程分別為 1968 m、1945 m 及 1917 m。圖中亦顯示，G1 排水廊道完工之後(2001/01 之後)，地下水水位迅速洩降了 28 m (=1945 m-1917 m)。隨之，該監測站之地下水水位在經歷了五場颱風(敏督利颱風、海棠颱風、龍王颱風、鳳凰颱風及莫拉克颱風)後，幾乎維持在穩定持平之未變動狀態。

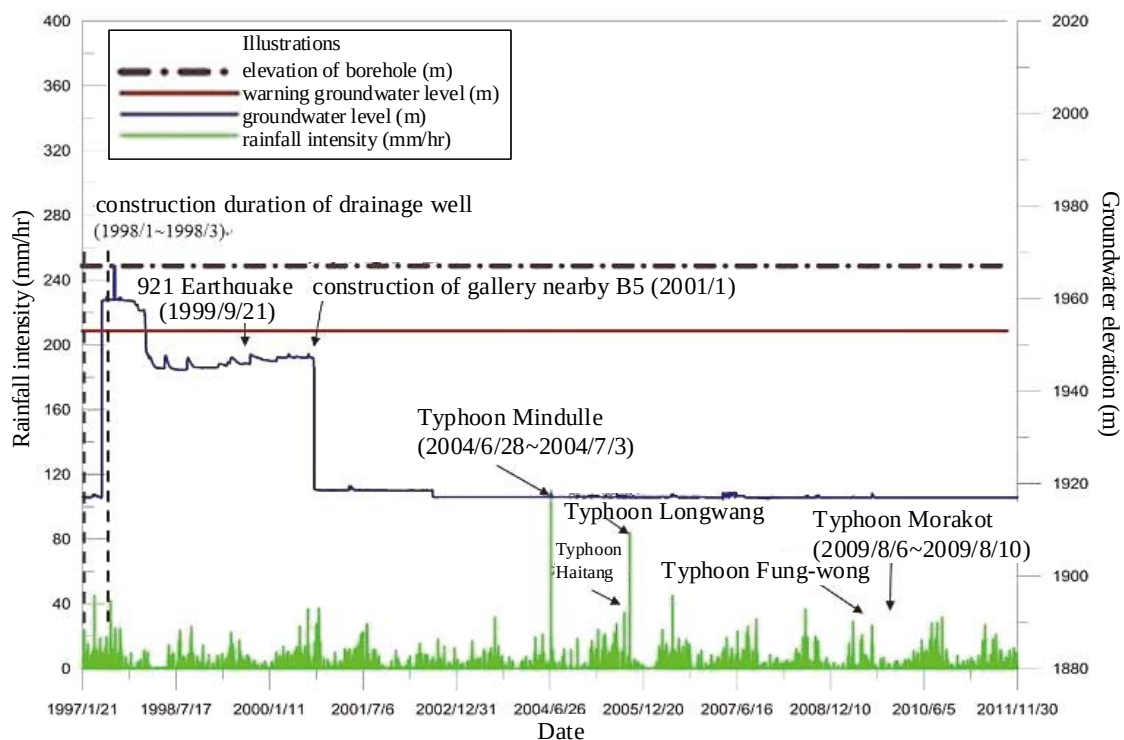
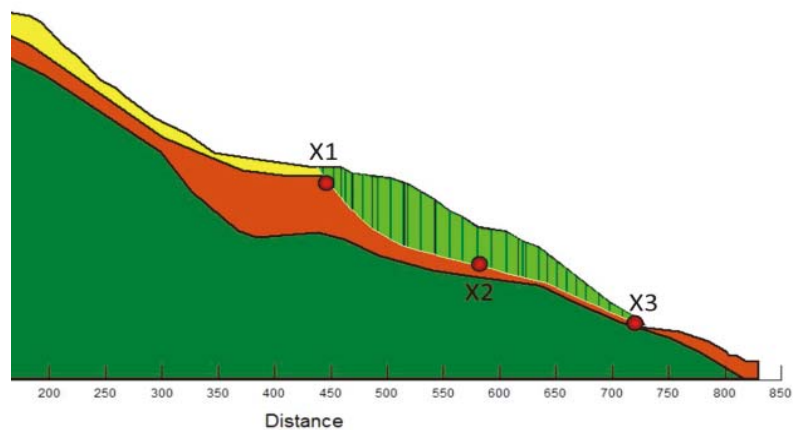


圖 7-25 B5 監測站 1997/01~2011/11 之降雨強度與地下水水位監測值之關係圖

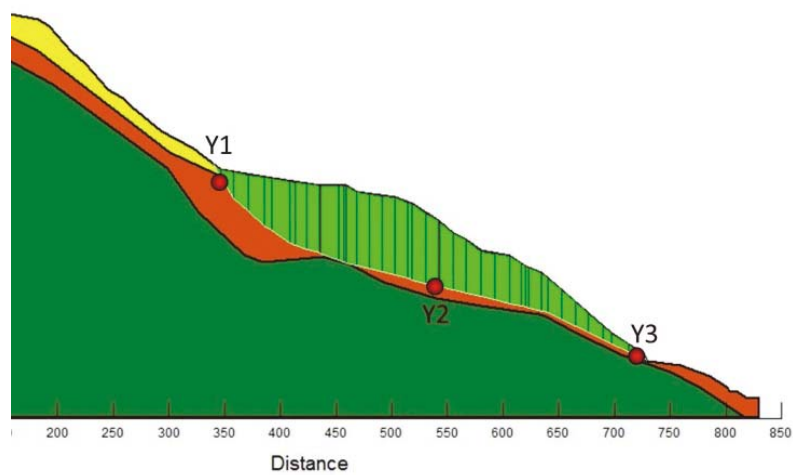
Groundwater levels variation versus rainfall intensities of B5 monitoring station (1997/01~2011/11)

三、地下排水工法施作前、後潛在滑動面之穩定性

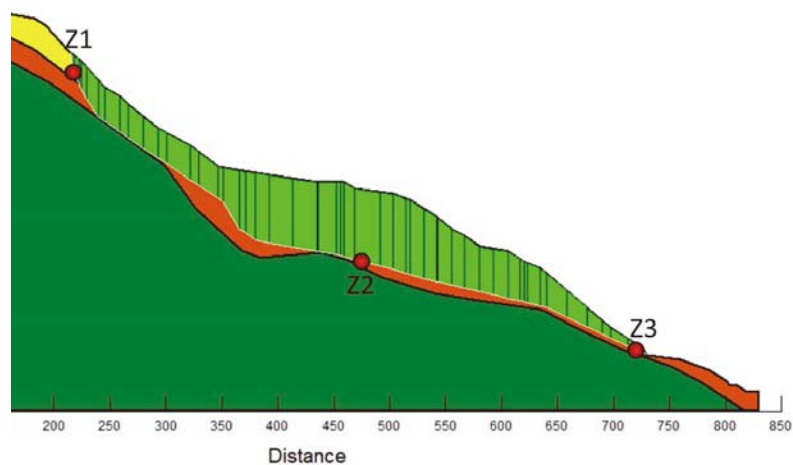
梨山地滑區地下排水整治工法之有效性，可直接藉由評估其施作前、後潛在滑動面上之孔隙水壓分佈，以及對應之穩定性安全係數 FS 值之升降，或間接藉由降雨期間，土層之體積含水量變化來進行評估。配合傾斜儀之量測成果及邊坡穩定分析結果，梨山地滑東南區 Y2 剖面可分為：第一、第二、及第三潛在滑動面，以下簡稱 1^{st} -PSS、 2^{nd} -PSS、及 3^{rd} -PSS，如圖 7-26(a)~(c)所示。潛在滑動面在降雨期間之穩定性可藉由滑動面上監測點位(1^{st} -PSS: X1~X3； 2^{nd} -PSS: Y1~Y3； 3^{rd} -PSS: Z1~Z3)之孔隙水壓變化來進行評估。



(a)



(b)



(c)

圖 7-26 梨山地滑 Y2 剖面孔隙水壓監測點分布位置 (a) 第一潛在滑動面 X1~X3 (b) 第二潛在滑動面 Y1~Y3 (c) 第三潛在滑動面 Z1~Z3

Three Potential Sliding Surfaces (PSS) along Y2-profile in Li-Shan landslide and their corresponding monitoring points (a) X1~X3 for 1st-PSS (b) Y1~Y3 for 2nd-PSS (c) Z1~Z3 for 3rd-PSS

一般情況下，台灣山區自然邊坡之安全係數 FS 僅稍微大於 1。因此，邊坡大約處於臨界穩定狀態($FS = 1.0$)，且對於強降雨及強地震事件較敏感。地下排水工法施作前、後，三個潛在滑動面之穩定性安全係數，如表 7-11 所示。表中顯示，降雨期間，地下排水工法施作後(桃芝颱風，2001)之安全係數 FS ，較地下排水工法施作前(安珀颱風，1997)者為高，且整治後在降雨期間之安全係數降低百分比(%)，會受排水影響而明顯減緩。

表 7-11 地下排水工法施作前、後潛在滑動面之穩定性安全係數

Factors of safety with and without subsurface drainages along potential sliding surfaces

潛在滑動面 (PSS)	穩定性安全係數 FS			
	(1) 地下排水工法施作前		(2) 地下排水工法施作後	
	降雨期間之變化	降低百分比 (%)	降雨期間之變化	降低百分比 (%)
第一潛在滑動面 (1 st -PSS)	1.148→1.096	4.53	1.240→1.228	0.96
第二潛在滑動面 (2 nd -PSS)	1.317→1.263	4.10	1.521→1.512	0.59
第三潛在滑動面 (3 rd -PSS)	1.250→1.210	3.20	1.459→1.452	0.48
(1) 安珀颱風期間 (1997 年，降雨延時 $t=41$ hr) (圖 7-23(a))，地下排水工法尚未完成。				
(2) 桃芝颱風期間 (2001 年，降雨延時 $t=29$ hr) (圖 7-23(b))，地下排水工法已完成。				

由上述分析結果可知，橫向集水管之主要功能在降低地下水水位，以提高邊坡之穩定性，其與 Rahardjo and Leong (2002)之研究結果相符合。Rahardjo (2012)進行橫向集水管之排水數值分析指出，施作橫向集水管之邊坡其穩定性遠較無施作者為高。Santoso et al. (2009)在殘留土邊坡之穩定工法中，針對橫向集水管之長度與間距比(L_d/S_d)進行研究並發現：當 $L_d/S_d = 4 \sim 9$ 時，邊坡之穩定性安全係數 FS 能提升 12~15%。

四、地下排水工法施作前、後第一潛在滑動面之孔隙水壓及其穩定性安全係數 FS

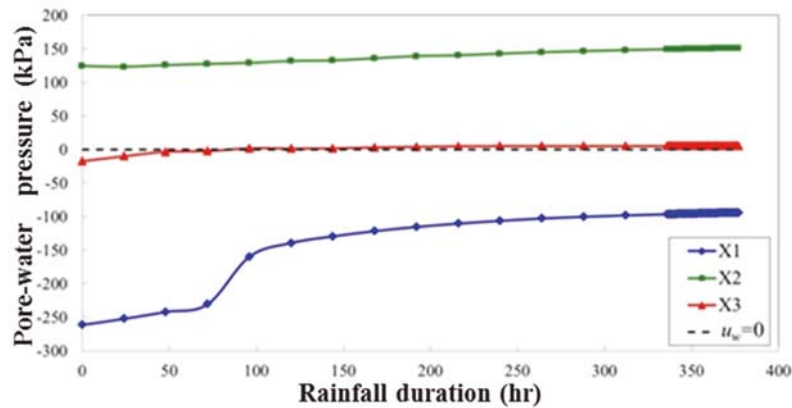
根據數值分析成果，邊坡穩定性安全係數 FS 會受地下水水位與滑動面位置影響。此外，降雨入滲與地下排水系統之相互作用，也會影響地下水水位變化。地下排水工法具有加速排除地下水及減少土體孔隙水壓之效果，並可在強降雨事件發生時，減緩邊坡穩定性之快速惡化。同時，縱然穩定性安全係數會降低但也可維持在一個相當的標準。

由於數值分析中，三個潛在滑動面之計算結果相似，下列僅探討第一潛在滑動面(1st-PSS)之穩定性安全係數(參見圖 7-26(a))及 $X1$ 、 $X2$ 與 $X3$ 之孔隙水壓變化(參見表 7-11)。本研究採用兩個颱風事件：安珀颱風 (1997/8/17~1997/8/28)及桃芝颱風 (2001/7/29~2001/7/31)，對梨山地滑 Y2 剖面進行地下排水工法施作前、後之數值分析。

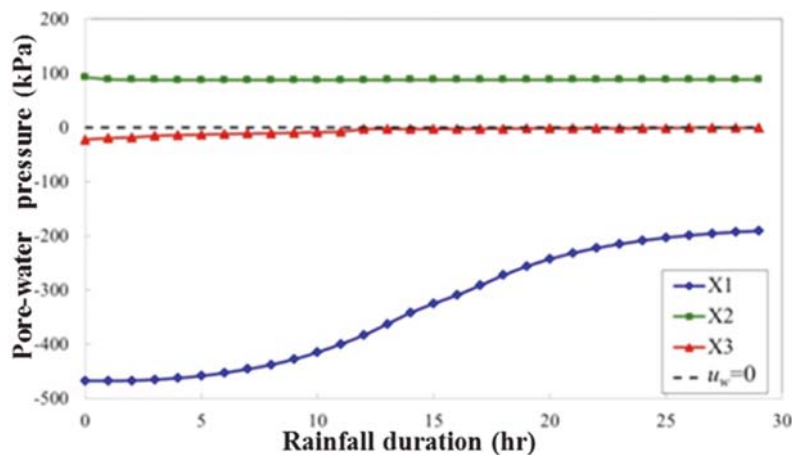
第一潛在滑動面上 $X2$ 孔隙水壓監測點位於 W-6、W-7 及 W-8 集水井之橫向集水管下方，且位於 G2 排水廊道附近，如圖 7-22(b)及圖 7-26(a)所示。此外， $X1$ 孔隙水壓監測點

位於 H1 橫向集水管之下邊坡。降雨期間，地下排水系統將會影響 X1 及 X2 孔隙水壓監測點之滲流行為。另外，X3 孔隙水壓監測點位於坡趾，其上邊坡之地下水水流將匯集於此，因此可用以評估地下排水系統之有效性。第一潛在滑動面上 X1~X3 監測點之孔隙水壓分佈，與滲流分析計算求得之地下水水位變化有顯著關聯性。

地下排水工法施作前(圖 7-27(a))，降雨延時 $t=0$ hr 時，由於 X1 監測點及 X3 監測點位於地下水水位上方未飽和區，因此 X1 監測點($u_w=-261.4$ kPa)及 X3 監測點($u_w=-17.4$ kPa)之初始孔隙水壓(u_w)為負值(基質吸力)。另外，X2 監測點($u_w=124.6$ kPa)位於地下水水位下方，孔隙水壓為正值。地下排水工法施作後(圖 7-27(b))，X1($u_w=-467.5$ kPa)、X2($u_w=92.8$ kPa)及 X3($u_w=-22.3$ kPa)監測點之孔隙水壓普遍較地下排水工法施作前(圖 7-27(a))之孔隙水壓為小。由上述結果可知，地下排水系統在常時非颱風期間仍可發揮其功能。



(a)



(b)

圖 7-27 第一潛在滑動面上之孔隙水壓變化 (a) 地下排水工法施作前安珀颱風期間(1997 年)
(b) 地下排水工法施作後桃芝颱風期間(2001 年)

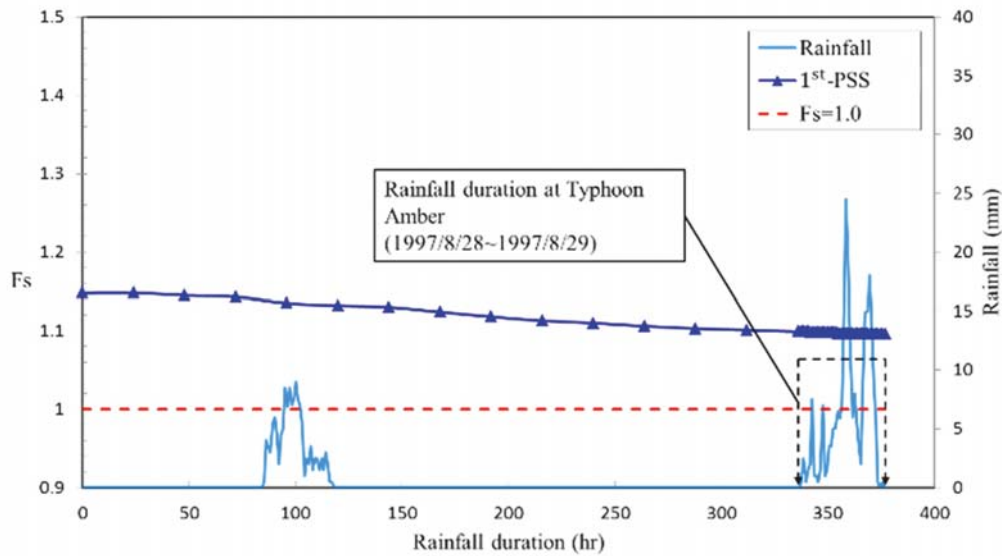
Variation of pore-water pressure of 1st-PSS (a) Amber Typhoon (1997) without remediation
(b) Toraji Typhoon (2001) with remediation

安珀颱風期間(降雨延時 $t > 0$ hr)，地下排水整治工程尚未投入運作，孔隙水壓之變化，如圖 7-27(a)所示。降雨期間，X1 監測點之負孔隙水壓逐漸減少($u_w = -261.4$ kPa $\rightarrow$ -94.1 kPa)，土體中的剪力強度因土壤基質吸力將會損失而逐漸減少。另外，桃芝颱風期間(降雨延時 $t = 0$ hr)，地下排水整治工程已投入運作。雖然 X1 監測點基質吸力仍會逐漸消散($u_w = -467.5$ kPa $\rightarrow$ -190.3 kPa)，但其最終之基質吸力仍高於安珀颱風時之基質吸力($u_w = -190.3$ kPa $\rightarrow$ -94.1 kPa)。上述結果顯示，降雨期間地下排水系統能減緩土體因濕潤基質吸力損失，而造成土體抗剪強度部分喪失之情形，並避免邊坡穩定性發生快速劣化。

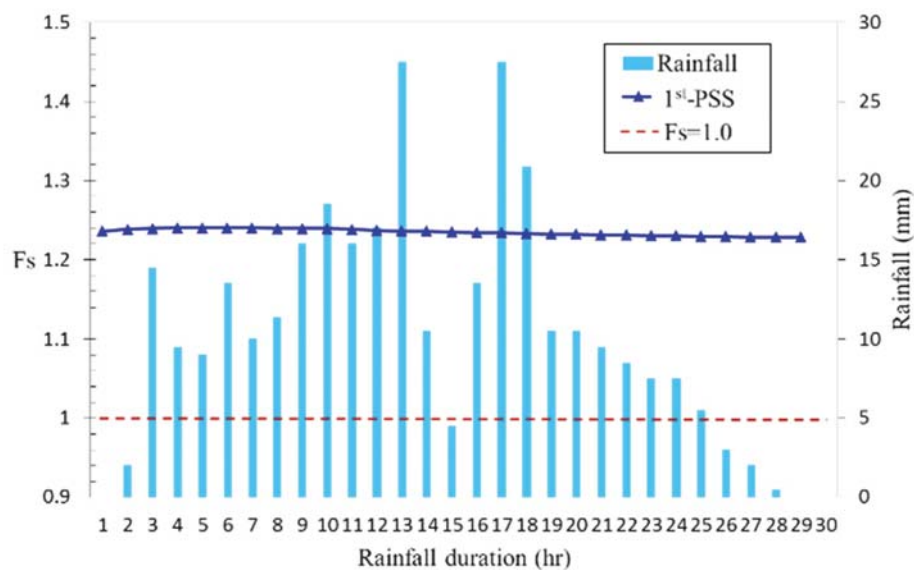
第一潛在滑動面中點，即 X2 監測點，在地下排水工法施作後之孔隙水壓較施作前者為低，且桃芝颱風期間，孔隙水壓幾乎不受降雨入滲之影響，且在地下排水系統運作下孔隙水壓維持穩定且無變化之狀態，如圖 7-27(b)所示。另外，安珀颱風期間，X2 監測點之孔隙水壓會逐漸增加($u_w = 124.6$ kPa $\rightarrow$ 151.4 kPa)，如圖 7-27(a)所示。上述結果說明，地下排水系統能抑制土體內之孔隙水壓快速增加，並使邊坡處於相對穩定之狀態。數值分析結果顯示，第一潛在滑動面之穩定性，主要受到深層地下水流造成之孔隙水壓上升所影響，而地表面之降雨入滲對於邊坡之穩定性影響較小。Ng, CWW 及 Shi, Q (1998)研究中指出，降雨入滲將使土壤中之孔隙水壓上升及基質吸力減少，從而造成滑動面上剪力強度逐漸降低。

第一潛在滑動面之下邊坡崩積層較薄，如圖 7-26(a)所示，地下水流最終趨於流向 X3 孔隙水壓監測點。颱風降雨期間，X3 監測點之基質吸力逐漸減少(安珀颱風期間： $u_w = -17.4$ kPa $\rightarrow$ 0.0 kPa; 桃芝颱風期間： $u_w = -22.3$ kPa $\rightarrow$ 0.0 kPa)。由於 X3 監測點位於潛在滑動面上之地下水出滲位置，因此地下排水整治工程對於 X3 監測點之孔隙水壓影響較小。

綜合論之，蓄積於第一潛在滑動面上之高度/中度風化層中之地下水，以及棲止於中度風化層與崩積層中之地下水，在短時間內能被 G1 及 G2 排水廊道有效排除。由圖 7-22(b)可得知，排水廊道始終位於潛在滑動面下方之新鮮岩盤中。最終，圖 7-27 中孔隙水壓分佈，將用以計算颱風期間之潛在滑動面穩定性安全係數，如圖 7-28 所示。地下排水工法施作前，安珀颱風期間之穩定性安全係數 FS ，將隨時間逐漸減少， FS 之最小值 $= 1.096 (=FS_{min})$ ，如圖 7-28(a)所示。當地下排水工法施作後，穩定性安全係數 FS 較施作前者為高， FS 之最小值 $= 1.228 (=FS_{min})$ ，且幾乎不受桃芝颱風降雨之影響，如圖 7-28(b)所示。上述分析結果說明，地下排水系統能有效攔截降雨入滲之地下水水流，減緩潛在滑動面上孔隙水壓之增加，並使邊坡在降雨期間維持相當之穩定性。



(a)



(b)

圖 7-28 第一潛在滑動面穩定性安全係數變化 (a) 地下排水工法施作前安珀颱風期間 (1997 年)
(b) 地下排水工法施作後桃芝颱風期間 (2001 年)

Variation of factor of safety of 1st-PSS (a) Amber Typhoon (1997/8/28~1997/8/29) without remediation
(b) for Toraji Typhoon (2001/7/29~2001/7/31) with remediation

五、地下排水對於體積含水量之影響

Greco et al. (2010) 指出降雨入滲過程中，現地土壤之體積含水量量測值會平緩上升，但孔隙水壓監測值通常會發生突然且急劇之變化。因此，在預警系統之運用上，監測土壤體積含水量之變化較之監測基質吸力(負孔隙水壓)或正孔隙水壓之變化，來得更有效率。

地下排水工法施作前、後，B4 監測站不同地層深度之體積含水量(θ)變化，如圖 7-29

所示。地下排水工法施作前，安珀颱風期間(1997/8/28~1997/8/29)，B4 監測站地表下 0~30 m 處，體積含水量模擬值隨著深度增加而逐漸下降，且處於未飽和狀態($\Theta < \Theta_{sat}$)。崩積層(地表下 0~16 m)及強至中度風化板岩層(地表下 16~30 m)之飽和體積含水量 Θ_{sat} 分別為 0.281 及 0.206。地表下 30~50 m 處，體積含水量模擬值隨著深度增加而逐漸上升，最終深度 50 m 處之體積含水量達到最大值。當深度大於 50 m 時，所有位於地下水水位以下之地層，其體積含水量皆維持定值($\Theta = \Theta_{sat} = 0.206$)。

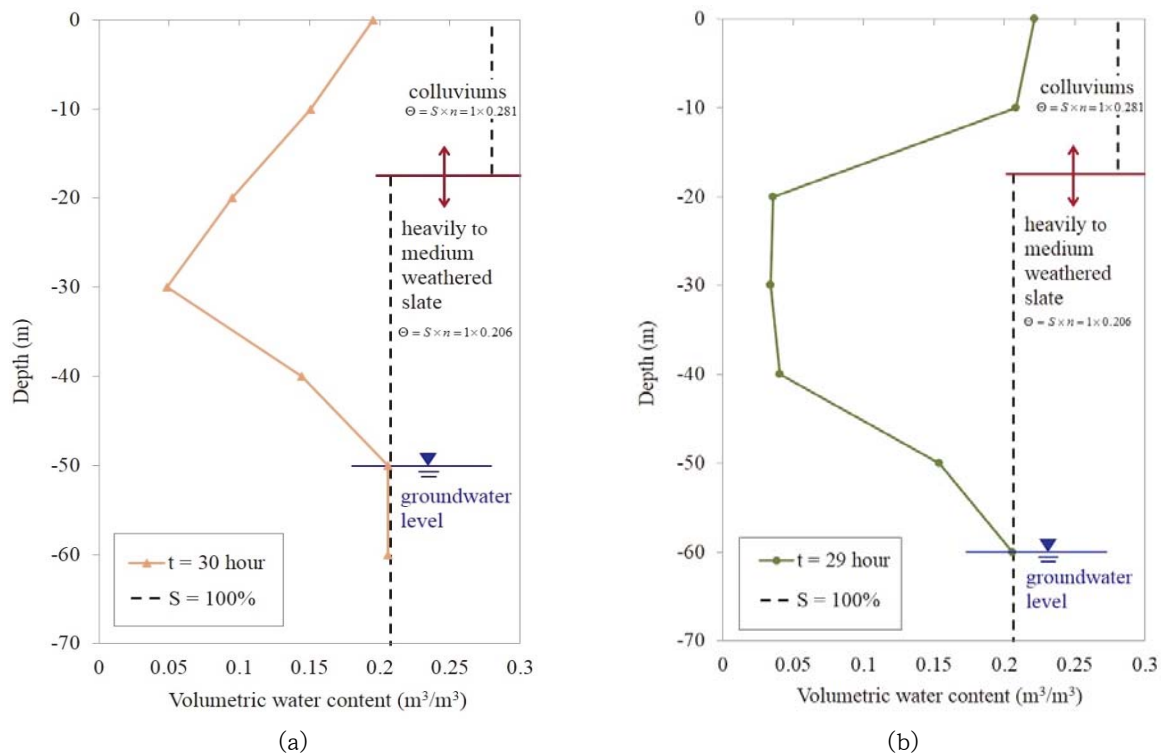


圖 7-29 B4 監測站隨深度變化之體積含水量 (a) 地下排水工法施作前安珀颱風期間(1997 年)
(b) 地下排水工法施作後桃芝颱風期間(2001 年)

Variation of volumetric water content with depth at B4 monitoring station during
(a) Amber Typhoon (1997) without remediation (b) Toraji Typhoon (2001) with remediation

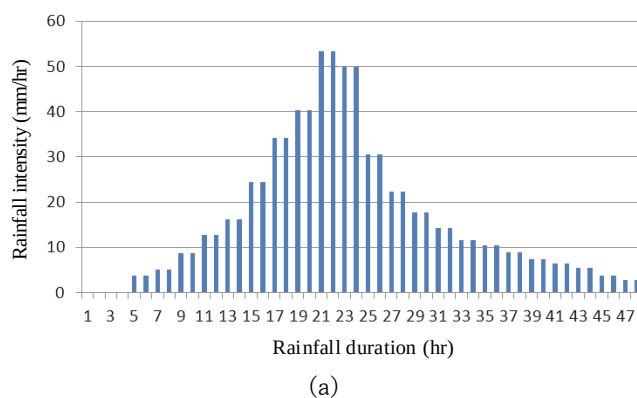
地下排水工法施作後，桃芝颱風期間(2001/7/29~2001/7/31)之地層體積含水量，如圖 7-29(b)所示。地表面下崩積層之體積含水量 Θ 因降雨入滲，而隨時間增加($\Theta=0.188$, $t=5$ hr $\rightarrow\Theta=0.225$, $t=29$ hr)，且 B4 監測站地表下 0~10 m 處體積含水量 Θ 之變化趨勢與地下排水工法施作前相似。隨之，在地表下 10~20 m 範圍內之地層，縱使於地表下 16 m 處，地層由崩積層變化為強至中度風化板岩層，但在此深度範圍之體積含水量仍持續減少至 $\Theta=0.03$ 。綜合論之，地表下 0~20 m 深度範圍之體積含水量，並未大於飽和體積含水量 Θ_{sat} ($\Theta < \Theta_{sat} = 0.281$)。

B4 監測站位於 W-6、W-7 及 W-8 集水井之集排水區域，如圖 7-22(b)所示。於集水井內地表下 20~40 m 之深度範圍，打設 3~4 階之扇狀配置橫向集水管，以收集邊坡滑動區內之地下水。因此，在上述深度範圍之土層體積含水量計算值明顯偏低。另外，地表下 40~60 m 處，因趨於接近地下水水位面，體積含水量會逐漸增加。地下排水工法施作後，地下水水位面($\Theta=\Theta_{sat}=0.206$)會降至地下 60 m 處，此較之地下排水工法施作前之地下水水位面(地下 50 m 處)來的更低。由上述分析結果可驗證，降雨期間橫向集水管能有效降低地下水水位面。

邊坡穩定分析結果顯示，降雨入滲所造成之基質吸力、孔隙水壓及地下水水位面之變化，為影響梨山地滑區邊坡穩定性之主要因子。颱風豪雨期間，梨山地滑區滑動體會吸收大量入滲雨水增加其單位體積重，並降低潛在滑動面之抗剪強度，邊坡因而喪失其既有之穩定性。對於 Y2 剖面地下水水位面下之三個潛在滑動面，地下排水系統能有效提升其穩定性安全係數。根據後續之監測成果，梨山地滑區之地下排水整治工程能有效降低地下水水位，使洩降之地下水水位高程，能滿足預期之穩定性安全係數要求目標值。近年來，現地監測資料顯示，地滑區僅發生小量之潛變位移，而無大規模地滑行為發生。

六、不同重現期距之降雨強度對邊坡穩定之影響

為分析降雨事件對梨山地滑區之影響，並評估已施作地下排水工法之有效性，乃採用台灣中部地區 3 種不同重現期距(25、50、100 年)之 48 小時降雨強度，來進行梨山地滑區 Y2 剖面，地下排水工法施作後之降雨入滲與邊坡穩定分析。分析採用之 3 種不同重現期距之設計降雨組體圖，如圖 7-30 所示。



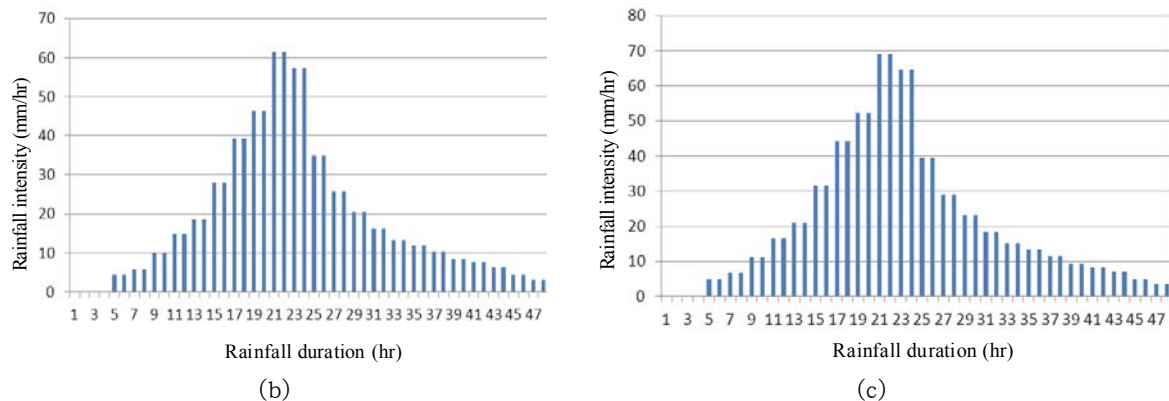


圖 7-30 不同重現期距之最大 48 小時設計降雨組體圖 (a) 25 年 (b) 50 年 (c) 100 年
48-hr design rainfall with return period of (a) 25 (b) 50 (c) 100 years for central Taiwan

根據數值分析結果，3 種不同重現期距(25、50、100 年)之設計降雨對於三個潛在滑動面(圖 7-26)之穩定性安全係數影響不大，如表 7-12 所示，在 48 小時降雨期間三個潛在滑動面之穩定性安全係數 FS 僅稍微降低(第一潛在滑動面： $FS=1.222 \rightarrow 1.220 \rightarrow 1.217$)。同時， FS 值皆大於 1 ($FS \geq 1.217$ 且 $FS > 1.0$)。因此，我們可以推論，梨山地滑區地下排水系統能有效排除長延時、高強度之降雨入滲雨水，並使邊坡維持在相當之穩定狀態。

表 7-12 不同重現期距之 48 小時設計降雨對於三個潛在滑動面之穩定性安全係數
Factors of safety of three potential sliding surfaces for 48 hr rainfall duration
under design rainfalls with different return periods

潛在滑動面 (PSS)	穩定性安全係數 FS		
	25 年重現期距	50 年重現期距	100 年重現期距
第一潛在滑動面 (1^{st} -PSS)	1.222	1.220	1.217
第二潛在滑動面 (2^{nd} -PSS)	1.507	1.505	1.502
第三潛在滑動面 (3^{rd} -PSS)	1.453	1.452	1.450

附錄

參考文獻

References



參考文獻 References

1. 中華顧問工程司 (1999)，「八十五年度坡地災害整治計畫-「梨山地區地層滑動基本設計與補充調查」委託技術服務成果報告」，水土保持局第二工程所委託計畫。
2. 王文能(2016)，「崩塌的地址特性與防災」，中華防災學會出版委員會。
3. 向冠璋 (2017)，「利用三維數值技術分析集水井橫向集水管之控制參數及其對邊坡穩定之影響」，碩士論文，國立中興大學水土保持學系，(指導教授:林德貴老師)。
4. 行政院農業委員會水土保持局 (2003)「梨山地區地層滑動整治計畫圖表與解說彙編」。
5. 行政院農業委員會水土保持局 (2008)「大梨山地區地層滑動整體治理計畫彙編」。
6. 行政院農業委員會水土保持局 (2011)「大梨山地區地滑地監測管理成果彙編」。
7. 行政院農業委員會水土保持局南投分局 (2008)，「幼葉林地滑地調查規劃成果報告書」。
8. 行政院農業委員會水土保持局南投分局 (2013)，「大旗崩場地調查規劃與其他崩塌潛勢區監測管理維護」。
9. 行政院農業委員會水土保持局南投分局 (2014)，「崩塌潛勢區個案調查與保育治理」對策編彙計畫」。
10. 行政院農業委員會水土保持局南投分局 (2015)，「104 年度崩塌潛勢區個案調查與保育治理對策編彙計畫委託技術服務」。
11. 行政院農業委員會水土保持局南投分局 (2016)，「梅山鄉瑞 村，番 鄉公興村，谷鄉和雅村，國姓鄉大旗村等處崩塌潛勢區監測調查計畫」。
12. 行政院農業委員會水土保持局南投分局 (2017)「幼葉林地滑區集水井處理工程設計圖」。
13. 林德貴、王勝賢、張國欽、陳威翔 (2016)，山區林道挖方邊坡背拉式擋土排樁之穩定性參數研究，中華水土保持學報，Vol. 47，No. 3，pp. 135~146。
14. 林德貴、朱家勁、蘇苗斌 (2017)，「大規模地滑區地下排水穩定工法之效益評估性」，106 年度中華水土保持學會年會發表論文(論文競賽獎第一名)。
15. 林德貴、吳正義 (2010)，「降雨期間土砂災害危險潛勢數值分析及評估模式」，地工技術，123 期，pp. 23~38。
16. 林德貴、林永欣、吳正義、游繁結 (2012)，「降雨誘發坡地土砂災害之危險度評估模式」，中華水土保持學報，Vol. 43，No. 2，pp. 139~157。

17. 林德貴、張國欽、蘇苗彬 (2008),「颱風降雨期間梨山地滑區邊坡穩定性之數值評估」, Vol. 39, No. 1, pp. 57~81。
18. 林德貴、陳威翔、王勝賢 (2015),「擋土止滑樁穩定邊坡之力學行為三維數值分析」, 中華水土保持學報, Vol. 46, No. 4, pp. 205~212。
19. 林德貴、黃伯舜、蘇苗彬 (2005),「以數值分析方法再論林肯大郡坡地破壞」, 中華水土保持學報, Vol.36, No. 3, pp. 215~232。
20. 張文瑄 (2013),「九份地滑地在降雨及地震條件下之穩定性評估」, 碩士論文, 國立中興大學水土保持學系, (指導教授:林德貴老師)。
21. 張國欽 (2005),「邊坡在降雨入滲狀況下之穩定性分析與評估」, 碩士論文, 國立中興大學水土保持學系, (指導教授:林德貴老師)。
22. 彭之瑋 (2010),「降雨條件下梨山地滑地穩定工法之有效性評估」, 碩士論文, 國立中興大學水土保持學系, (指導教授:林德貴老師)。
23. 蔡雅如 (2012),「以數值方法評估地下排水工法對邊坡穩定之有效性」, 碩士論文, 國立中興大學水土保持學系, (指導教授:林德貴老師)。
24. 鄧鳳儀 (2005),「地滑地區滲流及地下排水工法對邊坡穩定影響之數值模擬-以梨山地滑區為例」, 碩士論文, 國立中興大學水土保持學系, (指導教授:林德貴老師)。
25. 鄭順隆 (2006),「崩塌地降雨-入滲-滲流機制之數值模擬及穩定性分析」, 碩士論文, 國立中興大學水土保持學系, (指導教授:林德貴老師)。
26. Abramson, Lee W., Lee, Thomas S., Sharma, Sunil & Boyce, Glenn M. (2001). "Slope Stability and Stabilization Methods.", *John Wiley & Sons, Inc.*
27. Cai, F., Ugai, K., Wakai, A., and Li, Q., (1998). "Effects of horizontal drains on slope stability under rainfall by three-dimensional finite element analysis.", *Computers Geotechnics*, 23, 255-275.
28. Chen, Z., Zhang, J., Li, Z., Wu, F. & Ho, K. (2008). "Landslides and Engineered Slopes.", *CRC Press*.
29. Cook D. (2009). "Improvements in horizontal drain design.", Ph.D. thesis, Department of Geology and Geological Engineering, Colorado School of Mines.
30. Cook D., Santi P.M., Higgins J.D. (2008a). "Horizontal landslide drain design: state-of-the-art and suggested improvements.", *Environmental and Engineering Geoscience*, 14(4), 241-250.

31. Cook, Santi, Higgins (2012). "Prediction of piezometric surfaces and drain spacing for horizontal drain design.", *Landslides*, 9(4), 547–556.
32. Cornforth, D. H. (2005). "Landslides in Practice: Investigation, Analysis, and Remedial/Preventative Options in Soils.", *John Wiley & Sons, Inc.*, Hoboken, N.J., 315–327.
33. Crenshaw B.A., Santi P.M. (2004). "Water table profiles in the vicinity of horizontal drains." *Environmental and Engineering Geoscience* 10(3), 191–201.
34. De Zeeuw, J.W., and F. Hellinga (1958). "Neerslag en afvoer." *Landbouwkundig Tijdschrift*. 70, 405-422.
35. Dharmawardene, W. and Weimer, N. (1988). "A case history of the use of horizontal drains to stabilize a landslide in Alberta, Canada." In Bonnard, C. (Editor), *Landslides: Proceedings of the 5th Symposium*, Lausanne, Switzerland, 2, 893–896.
36. Donnan, W.W. (1946). "Model tests of a tile-spacing formula." *Soil Science Society of America Proceedings* 11, 131-136.
37. Dumm, L.D. (1954). "Drain spacing formula." *Agricultural Engineering*, 35, 726-730.
38. Dumm, L.D. (1960). "Validity and use of the transient flow concept in subsurface drainage." *Paper presented at ASAE meeting*, Memphis, December, 4-7.
39. Ernst, L.F. (1956). "Calculation of the steady flow of groundwater in vertical cross-sections." *Netherlands Journal of Agricultural Science* 4, 126-131.
40. Ernst, L.F. 1962. "Grondwaterstromingen in de verzadigde zone en hun berekening bij aanwezigheid van horizontale evenwijdige open leidingen." Versl. Landbouwk. Onderz. 67-15. Pudoc, Wageningen. 189. (In Dutch with English summary).
41. F. J. Moody (1966). "Maximum Two-Phase Vessel Blowdown From Pipes." *J. Heat Transfer*, 88(3), 285-294.
42. Federal Highway Administration (FHWA) (1980). "The Effectiveness of Horizontal Drains: FHWA." Report No. FHWA/CA/TL-80/16, 71.
43. Fellenius, W. (1927). "Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen." (Earth statics calculations with friction and cohesion, assuming cylindrical sliding surfaces.) Berlin: Wilhelm Ernst (in German).

44. Fetter, C.W. (1994). "Applied Hydrology. Third Edition." *Prentice-Hall, Inc.*, New Jersey. 691.
45. Forchheimer, P. (1930). "Hydraulik. 3rd ed." Teubner, Leipzig-Berlin.
46. Forrester, K., (2001). "Subsurface Drainage for Slope Stabilization." *ASCE Press*, American Society of Civil Engineers, Reston,VA, 32 .
47. Giam, S. K., and Donald, I. B., (1988). "Determination of Critical Slip Surfaces for Slopes via Stress-Strain Calculations." *Proceedings of the Fifth Australia-New Zealand Conference on Geomechanics*, Sydney, Australia, 461-464.
48. Greg M. Pohll, Rosemary W.H. Carroll, Donald M. Reeves, Rishi Parashar, Balasingam Muhunthan, Sutharsan Thiyagariah, Tom Badger, Steve Lowell, Kim A. Willoughby (2013). "Design Guidelines for Horizontal Drains used for Slope Stabilization." Washington State Department of Transportation, WA-RD 787.1.
49. Griffiths, D. V., and Lane, P. A., (1999). "Slope Stability Analysis by Finite Elements." *Geotechnique*, London, U.K., 49(3), 387-403.
50. H. P. Ritzema (1973). "Drainage Principles and Applications Second Edition." Wageningen, The Netherlands: International Institute for Land Reclamation and Improvement, ILRI Publication 16.
51. Hoek, E. And Bray, J. W. (1981). "Rock Slope Engineering, 3rd ed." *Institution of Mining and Metallurgy*, E&FN Spon, London, 23.
52. Hooghoudt SB (1940). Bijdragen tot de kennis van eenige natuurkundige grootheden van den grond, 7, Algemeene beschouwing van het probleem van de detail ontwatering en de infiltratie door middle van parallel loopende drains, greppels, slooten, en kanalen. Versl Landbouwkd Onderz 46, 515-707.
53. Huculak, N. A. And Brawner, C. O. (1961). "The use of horizontal drains in landslide stabilization." *Proceedings of the 42nd Annual Canadian Good Roads Conference*, 383-400.
54. Hunt, R. E. (2005). "Geotechnical Engineering Investigation Hand-book, 2nd ed." *Taylor and Francis Group*, Boca Raton, FL, 1066.
55. Hutchinson, J. N. (1977). "Assessment of the effectiveness of corrective measures in relation to geological conditions and types of slope movement." *Bull Inter Assn Eng Geology*, 16, 131-55.

56. J.Bojorque, G. De Roeck, J. Maertens. "Comments on 'Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods' by Y.M. Cheng, T. Lansivaara and W.B. Wei", *Computers and Geotechnics*, 35, 305-308.
57. Jie H. (2015). "Principles and Practices of Ground Improvement." *John Wiley & Sons, Inc.*, Hoboken, New Jersey
58. John Read and Geoff Beale (2013). "Guidelines for evaluating water in pit slope stability." National Library of Australia Cataloguing-in-Publication entry.
59. Kleppe, J. H., and Denby, G. M. (1984). "Design and Performance of Horizontal Drains." International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering.
60. Lau, K. C. And Kenney, T. C. (1984). "Horizontal drains to stabilize clay slopes." *Canadian Geotechnical Journal*, 21(2), 241–249.
61. Lin, D.G., Chen, W.H., Liu, W.T. (2017). "Evaluating the Efficiency of Subsurface Drainages for the Slope Stabilization of Large Landslide." *Proceedings of SEAGS 50th Anniversary Symposium*, September, 14~15, 2017, Bangkok.
62. Lovell, C.J. and E.G. Youngs (1984). "A comparison of steady-state land drainage equations." *Agricultural Water Management*, 9, 1, 1-21.
63. Luthin, J. N. (1966). "Drainage Engineering." *John Wiley & Sons, Inc.*, New York.
64. Marie Leony Pathmanathan (2009). "Numerical Simulation of The Performance of Horizontal Drains For Subsurface Slope Stabilization." Washington State University Department of Civil and Environmental Engineering
65. Matsui, T. and San, K. C., (1992). "Finite Element Slope Stability Analysis by Shear Strength Reduction Technique." *Soils and Foundations*, 32(1), 59-70.
66. Meinzer, O.E. (1923a). "The Occurrence of Groundwater in the United States, with a Discussion on Principles." *U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 489*.
67. Meinzer, O.E. (1923b). "Outline of Groundwater Hydrology with Definitions." *U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 494*.
68. Mekechuk, J., (1992). "Experience with horizontal drains as a means to improve slope stability." *Proceedings of the 45th Canadian Geotechnical Conference*, Toronto, Ontario, 57, 1–7.

69. Miloslav Kopecký, Martin Ondrášik, Darina Antolová, (2013). "Horizontal Drains as Effective Measure For Landslide Remediation." *Studia Geotechnica et Mechanica*, Vol. 35(1).
70. Nakamura, H., 1988, Landslide control works by horizontal drainage works. In Bonnard, C. (Editor), *Landslides: Proceedings of the 5th Symposium: Lausanne, Switzerland-Vol. 2*, pp. 893–896.
71. Nonveiller, E. (1981). "Efficiency of horizontal drains on slope stability." *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Sweden, 3, 495–500.
72. Prellwitz R.W. (1978). "Analysis of parallel drains for highway cut-slope stabilization." In: Humphrey CB (ed) *Proceedings of the sixteenth annual engineering geology and soils engineering symposium*, Idaho Transportation Department, Division of Highways, Boise, 153–180.
73. Martin, R.P., Siu, K.L., & Premchitt, J. (1994). "Performance of Horizontal Drains In Hong Kong", *GEO Special Project Report No. SPR 11194*.
74. Royster, D. L. (1980). "Horizontal Drains and Horizontal Drilling: An Overview: Rock Classifications and Horizontal Drilling and Drainage: Transportation Research Record 783." Transportation Research Board, National Academy of Sciences, Washington, DC, 16–20.
75. Santi, P. M., Crenshaw, B. A., And Elifrits, C. D. (2003). "Demonstration projects using wick drains to stabilize landslides." *Environmental Engineering Geoscience*, 9(4), 339–350.
76. Santi, P. M., Elifrits, C. D., and Liljegren, J. A. (2001a). "Design and Installation of Horizontal Wick Drains for Landslide Stabilization." *Transportation Research Record* 1757, 58–66.
77. Shin, Z.S. (1989). "Landslide Engineering (Theory and Practice)." *Sannkaidou Publishers*, Tokyo (in Japanese).
78. Smith, T. W. and Stafford, G. V. (1957). "Horizontal drains on California highways." *Journal Soil Mechanics Foundations Division*, ASCE, 83(3), 1–26.
79. Tsao T.M., Wang M.K., Chen M.C., Takeuchi Y., Matsuura S., Ochiai H. (2005). "A case study of the pore water pressure fluctuation on the slip surface using horizontal borehole works on drainage well." *Engineering Geology* 78(1-2), 105–118.

80. U.S. Bureau of Reclamation (1978). "Drainage Manual." U.S. Government Printing Office Washington D.C., 285.
81. Van Beers, W.F.J. (1979). "Some nomographs for the calculation of drain spacings. 3rd ed." *ILRI Bulletin* 8, Wageningen, 46.
82. Van der Molen, W.H., and J. Wesseling (1994). "A solution in closed form and a series solution to replace tables for the thickness of the equivalent layer in Hooghoudt's drain spacing formula." *Agricultural Water Management* 19, 1-16.
83. Van Schilfgaarde, J., Kirkham, D., and Frevert, R.K. (1956). "Physical and mathematical theories of tile and ditch drainage and their usefulness in design." *Research Bulletin* 436, Iowa Agricultural Experiment Station.
84. Wesseling, J. (1973). "Subsurface flow into drains. Drainage Principles and Applications Vol. II: Theories of Field Drainage and Watershed Runoff." ILRI, Wageningen, The Netherlands. 16, 2-56.
85. Y. M. Cheng, T. Lansivaara, W. B. Wei (2007). "Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods." *Computers and Geotechnics*, 34, 137-150.
86. Zienkiewicz, O. C., Humpheson, C., and Lewis, R. W. (1975). "Associated and Non-Associated Visco-Plasticity and Plasticity in Soil Mechanics", *Geotechnique*, London, U.K., 25(4), 671-689.

邊坡穩定地下橫向排水工法設計注意原則-理論與實務

發行人：行政院農業委員會水土保持局 南投分局

發行所：行政院農業委員會水土保持局 南投分局

總編輯：林德貴

編修人員：朱家勁、周豐銓、陳威翔、郭哲嘉、黃凱裕、黃郁博、謝倣勳 (以姓氏筆畫為序)

審查委員：王文能、林昭遠、施東榮、張三郎、連惠邦 (以姓氏筆畫為序)

行政統籌：朱家勁、陳威翔 (以姓氏筆畫為序)

美 編：海晴創意行銷有限公司

地址：54044 南投縣南投市復興路 350 號

電話：(049)2231169

編印日期：中華民國 106 年 12 月