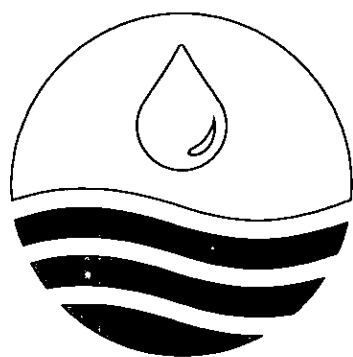


地下水質量傳輸模式之發展與現地試驗研究(1/3)

第一年研究成果報告

The Development of Groundwater Mass
Transport Model and in Situ Experiment(1/3)



經濟部水利署水利規劃試驗所

中華民國九十二年十二月

地下水質量傳輸模式之發展與現地試驗研究(1/3)

第一年研究成果報告

The Development of Groundwater Mass
Transport Model and in Situ Experiment(1/3)

主辦機關：經濟部水利署水利規劃試驗所

執行機關：國立交通大學防災工程研究中心

中華民國九十二年十二月

目 錄

目錄.....	I
圖目錄.....	IV
表目錄.....	VIII
摘要.....	XI
ABSTRACT.....	XIII
結論與建議.....	XV
第一章 前言.....	1
1.1 計畫緣起.....	1
1.2 工作內容.....	2
第二章 地下水流模式與數值方法之評估與選用.....	5
2.1 地下水流計算文獻回顧.....	5
2.2 地下水流模式之評估及選用.....	7
2.3 地下水質量傳輸計算文獻回顧.....	29
2.4 移流及延散數值計算方法之評估及選用.....	31
第三章 地下水質量傳輸模式之建立.....	35
3.1 控制方程式.....	35
3.2 邊界條件.....	37
3.3 水平(垂直積分平均)變量之求解.....	39
3.4 垂直變量之求解.....	39
3.5 三維模式(垂直分層、水平分區)之計算步驟.....	45
3.6 地下水質量傳輸模式之驗證.....	48
第四章 現場試驗.....	56
4.1 校園場址介紹.....	56
4.1.1 校園監測井介紹.....	57

4.1.2 校園場址地質資料.....	71
4.2 研究方法.....	83
4.2.1 抽水試驗.....	83
4.2.2 回水試驗.....	90
4.2.3 微水試驗.....	91
4.3 實驗步驟.....	94
4.3.1 抽水試驗.....	94
4.3.2 回水試驗.....	100
4.3.3 微水試驗.....	102
4.4 工作成果.....	106
4.4.1 土壤物性分析.....	106
4.4.2 抽水試驗與回水試驗.....	106
4.4.2.1 第一次抽水試驗.....	107
4.4.2.2 第二次抽水試驗.....	113
4.4.2.3 第三次抽水試驗.....	118
4.4.2.4 第四次抽水試驗.....	124
4.4.2.5 第五次抽水試驗.....	129
4.4.3 微水試驗.....	137
4.4.4 現地實驗成果彙整.....	145
4.4.5 監測井增設.....	147
第五章 成果檢討及建議下年度計畫綱要.....	152
5.1 成果檢討.....	152
5.2 建議下年度計畫綱要.....	153
參考文獻.....	157
附錄 A 分層三維地下水流模式概述	
附錄 B 有限解析法概述	

附錄 C 抽水試驗定的方法與步驟

附錄 D 期中報告審查意見處理

附錄 E 期末報告審查意見處理

圖目錄

圖 1 總體計畫流程圖	4
圖 2-1 拘限含水層部份貫穿單井抽水測試案例示意圖	8
圖 2-2 座標系統示意圖 (a) MODFLOW, (b)分層三維水流模式	9
圖 2-3 分層三維地下水流模式拘限含水層部分貫穿單井抽水模擬結果	11
圖 2-4 拘限含水層部分貫穿單井抽水垂直方向水位洩降模擬結果比較	12
圖 2-5 拘限含水層部分貫穿單井抽水水平方向水位洩降模擬結果比較	13
圖 2-6 拘限含水層部分貫穿單井抽水水位洩降梯度模擬結果比較	14
圖 2-7 拘限含水層完全貫穿單井抽水案例模擬結果	16
圖 2-8 多含水層系統案例垂向示意圖	17
圖 2-9 多含水層系統案例含水層平均洩降隨時間變化圖	18
圖 2-10 多含水層系統測試案例距井位 10 公尺處垂直方向上洩降隨時間變化圖	19
圖 2-11 多含水層系統測試案例距井位 20 公尺處垂直方向上洩降隨時間變化圖	19
圖 2-12 非拘限含水層部份貫穿單井抽水案例垂向示意圖	20
圖 2-13 非拘限含水層部份貫穿單井抽水案例水平示意圖	20
圖 2-14 非拘限含水層部份貫穿單井抽水案例模擬結果圖(分層三維地下水流模式)	21
圖 2-15 非拘限含水層部份貫穿單井抽水案例模擬結果圖(Dupuit 假設)	22
圖 2-16 不連續土層分布案例垂直示意圖	23
圖 2-17 不連續土層分布案例水平示意圖	24
圖 2-18 不連續土層分布案例模擬結果圖	25
圖 2-19(a) 濁水溪沖積扇地層下陷模擬水平分區網格式示意圖	26
圖 2-19(b) 濁水溪沖積扇地層下陷模擬垂直分層示意圖	27

圖 2-19(c) 濁水溪沖積扇含水一地下水位模擬結果(86/12).....	28
圖 3-1 垂直變量解析解示意圖	42
圖 3-2 三維計算流程圖	45
圖 3-3 移流延散方程式有限解析法等濃度分佈模擬結果.....	49
圖 3-4 移流延散方程式有限解析法濃度分佈模擬結果(沿 $y = 2000$ m 線)	49
圖 3-5 無因次移流擴散方程式有限解析法模擬結果	51
圖 3-6 虛擬分層示意圖	51
圖 3-7 虛擬分層聯立計算與單層解析解對照圖	52
圖 3-8 設計案例土層佈圖	53
圖 3-9 時間與濃度變化圖	53
圖 3-10 濃度在 x-y 方向上的分佈圖	55
圖 3-11 濃度在 x-z 方向上的分佈圖	55
圖 3-12 濃度在 y-z 方向上的分佈圖	55
圖 4-1 雲林科技大學校園場址位置圖	56
圖 4-2 雲林科技大學校園監測井位置圖	57
圖 4-3 校園場址現場配置圖	58
圖 4-4 校園場址監測井二度分帶座標圖	58
圖 4-5 監測井設置示意圖	61
圖 4-6 地下水位背景值監測	71
圖 4-8 USDA 三角圖形.....	76
圖 4-9 斗六地區地質剖面圖	80
圖 4-10 上圖：雲林縣斗六市大潭地區鑽探點，與雲林科技大學校園場址 監測井二度分帶座標圖	
下圖：雲林縣斗六地區國立雲林科技大學校園場址監測井二度分 帶座標圖	

.....	81
圖 4-11 校園地質剖面圖.....	82
圖 4-12 未拘限含水層中水井與洩降錐剖面圖	84
圖 4-13 未拘限含水層部分貫穿井的幾何與符號示意圖	93
圖 4-14 係數 A、B、C 與 L_e/r_w 關係曲線圖	93
圖 4-15 PVC 管結構圖.....	103
圖 4-16 微水試驗示意圖	104
圖 4-17 第一次抽水試驗流量變化圖	107
圖 4-18 第一次抽水試驗各觀測井水位洩降量變化圖	108
圖 4-19 第一次抽水試驗抽水井水位洩降量變化圖	108
圖 4-20 第二次抽水試驗流量變化圖	113
圖 4-21 第二次抽水試驗各觀測井水位洩降量變化圖	114
圖 4-22 第二次抽水試驗抽水井水位洩降量變化圖	114
圖 4-23 第三次抽水試驗流量變化圖	118
圖 4-24 第三次抽水試驗各觀測井水位洩降量變化圖	119
圖 4-25 第三次抽水試驗抽水井水位洩降量變化圖	120
圖 4-26 第四次抽水試驗流量變化圖	124
圖 4-27 第四次抽水試驗各觀測井水位洩降量變化圖	125
圖 4-28 第四次抽水試驗抽水井水位洩降量變化圖	126
圖 4-29 第五次抽水試驗流量變化圖	129
圖 4-30 第五次抽水試驗各觀測井水位洩降量變化圖	130
圖 4-31 第五次抽水試驗抽水井水位洩降量變化圖	131
圖 4-32 BH01 微水試驗水位變化圖.....	139
圖 4-33 BH01 之 $\text{Log}(S_0/S)$ 與 t 之關係圖	139
圖 4-34 BH01C 與 L_e/r_w 關係曲線圖 (Bouwer,1972)	140
圖 4-35 BH03 微水試驗水位變化圖.....	142
圖 4-36 BH03 之 $\text{Log}(S_0/S)$ 與 t 之關係圖	142

圖 4-37 BH05 微水試驗水位變化圖.....	144
圖 4-38 BH05 之 $\text{Log}(S_0/S)$ 與 t 之關係圖.....	145
圖 4-39 監測井施工情形.....	148
圖 4-40 監測井設置示意圖.....	149
圖 5-1 監測井設置示意圖.....	149

表 目 錄

表 2-1 移流延散方程式數值求解方法之比較.....	34
表 3-1 地下水流計算及質量傳輸計算所需輸入資料.....	47
表 4-1 雲林科技大學校園監測井之二度分帶座標及高程資料表.....	60
表 4-2 BH01 監測井構造紀錄表.....	62
表 4-3 BH02 監測井構造紀錄表.....	63
表 4-4 BH03 監測井構造紀錄表.....	64
表 4-5 BH04 監測井構造紀錄表.....	65
表 4-6 BH05 監測井構造紀錄表.....	66
表 4-7 BH06 監測井構造紀錄表.....	67
表 4-8 BH07 監測井構造紀錄表.....	68
表 4-9 BH08 監測井構造紀錄表.....	69
表 4-10 BH09 監測井構造紀錄表.....	70
表 4-11 校園土壤篩分析.....	76
表 4-12 校園土壤比重分析.....	79
表 4-13 抽水試驗日期及沈水泵設置整理表.....	95
表 4-14 Druck 水位計記錄頻率.....	96
表 4-15 Tuber 水位計記錄頻率.....	96
表 4-16 手動式水位計測量頻率.....	96
表 4-17 抽水試驗記錄表-抽水井.....	98
表 4-18 抽水試驗記錄表-觀測井.....	99
表 4-19 回水試驗記錄表.....	101
表 4-20 微水試驗記錄表.....	105
表 4-21 第一次抽水試驗達穩態時各觀測井的洩降量.....	109
表 4-22 第一次抽水試驗穩態分析各觀測井洩降量誤差表.....	110
表 4-23 第一次抽水試驗穩態分析抽水井洩降量誤差表.....	110

表 4-24 第一次抽水試驗之非穩態分析結果	112
表 4-25 第一次抽水試驗各參數	112
表 4-26 第二次抽水試驗達穩態時各觀測井的洩降量	115
表 4-27 第二次抽水試驗穩態分析各觀測井洩降量誤差表	116
表 4-28 第二次抽水試驗穩態分析抽水井洩降量誤差表	116
表 4-29 第二次抽水試驗之非穩態分析結果	117
表 4-30 第二次抽水試驗各參數	118
表 4-31 第三次抽水試驗達穩態時各觀測井的洩降量	120
表 4-32 第三次抽水試驗穩態分析各觀測井洩降量誤差表	121
表 4-33 第三次抽水試驗穩態分析抽水井洩降量誤差表	122
表 4-34 第三次抽水試驗之非穩態分析結果	122
表 4-35 第三次抽水試驗各參數	123
表 4-36 第四次抽水試驗達穩態時各觀測井的洩降量	125
表 4-37 第四次抽水試驗穩態分析各觀測井洩降量誤差表	127
表 4-38 第四次抽水試驗穩態分析抽水井洩降量誤差表	127
表 4-39 第四次抽水試驗之非穩態分析結果	128
表 4-40 第四次抽水試驗各參數	129
表 4-41 第五次抽水試驗達穩態時各觀測井的洩降量	131
表 4-42 第五次抽水試驗穩態分析各觀測井洩降量誤差表	133
表 4-43 第五次抽水試驗穩態分析抽水井洩降量誤差表	134
表 4-44 第五次抽水試驗之非穩態分析結果	135
表 4-45 第五次抽水試驗各參數	135
表 4-46 回水試驗之非穩態分析結果	136
表 4-47 第五次回水試驗各參數	137
表 4-48 微水試驗比較	145
表 4-49 抽水試驗成果比較圖	147
表 4-50 BH10 監測井構造紀錄表	150

摘 要

台灣近年來由於地下水抽用量激增，遠超過地下水補注量，已造成部份地區地層下陷與地下水鹽化。工廠有機溶劑、地下油管與地下油槽破裂造成農地土壤及地下水污染。有鑑於此，環保署依據「土壤及地下水污染整治法」開始徵收土壤及地下水污染整治基金，並著手地下水污染場址整治工作。此外，經濟部水利署(以下簡稱 貴署)辦理「台灣地區地下水觀測網整體計畫」，定期進行地下水水質檢測工作，瞭解地下水水質污染概況。惟目前國內尚無一套由國人自行開發之地下水質量傳輸模式以資應用，因此 貴署爰辦理「地下水質量傳輸模式之發展與現地試驗研究」計畫。

「地下水質量傳輸模式之發展與現地試驗研究」計畫之目的係發展一套由國人自行研發適合大區域及小範圍模擬之多含水層系統地下水質量傳輸模式，並藉由地下水污染傳輸現地試驗，輔以實驗室砂箱試驗，推估台灣本土性地下水及污染物傳輸等相關地質參數。其研究結果可提供 貴署作為管制地下水抽取與整治地下水污染之參考工具。

本計畫主要分為地下水質量傳輸模式之發展與現地試驗研究兩大部分，本計畫分三年逐步實施。各年度之預期成果分別為：

1. 第一年：多含水層系統地下水質量傳輸模式之發展、建立與驗證，並建置一完整地下水流及質量傳輸試驗及監測場址。
2. 第二年：應用第一年發展、建立及驗證完成之多含水層系統地下水質量傳輸模式進行現地模擬，進一步研發具明顯交介面之密度變化多含水層系統地下水質量傳輸模式，以加強地下水質量傳輸之模擬功能。並同時進行現地示蹤劑試驗與砂箱試驗之初步數據

分析。

3. 第三年：應用具明顯交介面之密度變化多含水層系統地下水質量傳輸模式，模擬濁水溪沖積扇海水入侵之情況，並提出台灣本土性地下水流與質量傳輸之相關地質參數模型。

本年度為計畫之第一年，地下水質量傳輸模式發展之工作項目為：(1)評估及選用適合模擬大區域及小範圍之多含水層系統地下水流計算模式，(2)評估及選用能同時準確計算擴散(diffusion)、對流(advection)以及延散(dispersion)等物理現象之數值方法，(3)完成建立適合大區域及小範圍模擬之多含水層系統地下水質量傳輸數值計算模式；現地試驗研究之工作項目為：(1)試驗場址之評估，(2)地下水監測井之設置，(3)土壤物性分析，以及(4)含水層試驗及水文地質參數檢定。

關鍵字：地下水、質量傳輸模式、多含水層系統、數值模式、現地試驗

ABSTRACT

Since recently groundwater pumping discharge has been much greater than recharge in Taiwan, land subsidence and groundwater alkalization in some areas occurred. Besides, industry chemical solution together with the breaking off of underground pipe lines and oil tanks further-more cause groundwater pollution in Taiwan. Because of this, the Environmental Protection Administration (EPA) starts to collect funds and work on groundwater pollution remedy according to "the regulation of soil and groundwater pollutions remedy". Moreover, through the project of "groundwater observation network in Taiwan", Water Resources Agency (WRA) tests the groundwater quality constantly. However, there is still no domestically developed groundwater mass transport model for the use of simulation of groundwater pollution in Taiwan. Therefore, WRA initiates the present research project of "the development of groundwater mass transport model and in situ experiment.

The goals of the above mentioned research project are (a) to develop domestic mass transport models which suit for both large and small areas of multi-layer groundwater, (b) to estimate parameters of groundwater mass transport in Taiwan through in situ and sand box experiments. The results of this research project, hopefully, can provide WRA references of groundwater pumping control and pollution remedy.

The categories of this research project are divided into (a) the development of groundwater mass transport models, and (b) the in situ and sand box experiments. This is a three-year project; the content of works for each year are as follows:

1. The first year: (a) the development and test of a multi-layer groundwater mass transport model, (b) the set-up of the test and observation field of groundwater flow and mass transport.
2. The second year: (a) the application of the first-year model for the simulation of field groundwater mass transport, (b) the development and test of another groundwater mass transport model with sharp interface, (c) the groundwater tracer test, and (d) the preparation of sand box experiment.
3. The third year: (a) the use of the second-year model for the simulation of salt water intrusion, (b) the sand box experiment, (c) parameters of groundwater mass transport in Taiwan.

This is the first year report of the entire three-year project. The accomplished results for both categories are listed in the following.

Model development category: (a) evaluating and choosing a model which is valid for large and small areas of multi-layer groundwater flow computation, (b) evaluating and choosing a mass transport computation method which has the capability to cover diffusion, advection, and dispersion, (c) developing and testing a numerical model which is valid for large and small areas of multi-layer groundwater mass transport.

Experiment category: (a) evaluating the field, (b) drilling observation wells, (c) soil test, (d) performing pumping tests and calibrating the hydrological parameters.

Keyword: *Groundwater, Mass-transport model, Multi-layer groundwater, in situ experiment*

第一章 前言

本章首先說明計畫緣起，再列出本年度之工作項目。

1.1 計畫緣起

台灣近年來由於地下水抽用量激增，遠超過地下水補注量，已造成部份地區地層下陷與地下水鹽化。工廠有機溶劑、地下油管與地下油槽破裂造成農地土壤及地下水污染。有鑑於此，環保署依據「土壤及地下水污染整治法」開始徵收土壤及地下水污染整治基金，並著手地下水污染場址整治工作。此外，經濟部水利署(以下簡稱 貴署)辦理「台灣地區地下水觀測網整體計畫」，定期進行地下水水質檢測工作，瞭解地下水水質污染概況。惟目前國內尚無一套由國人自行開發之地下水質量傳輸模式以資應用，因此 貴署爰辦理「地下水質量傳輸模式之發展與現地試驗研究」計畫，除了發展一套由國人自行研發適合大區域及小範圍之地下水質量傳輸模式外，並進行地下水污染現地試驗，輔以實驗室砂箱試驗，提出台灣本土性地下水流及污染物質量傳輸之相關地質參數。

在地球表面下能用井、地道或排水溝收集者，或能經由滲流或噴泉自然流至地面者稱之為地下水(groundwater)，據估計全球的水有 97%在海洋、冰山及冰河占 2%，其餘 1%才為我們所能使用的水資源，而水資源中有 95%則來自地下水，由此可見，地下水在整個水資源循環中佔有甚大的份量，再加上地下水開發成本低及開採不受時間及空間限制，故地下水是一個十分寶貴的水資源。

但也因工商業的發展、生活水準的提升及農牧業的興起，使得部分的地下水遭受污染，且有日趨惡化之勢。當降雨時，落至地表的水分很快滲入土壤中，在土壤中重新分佈向下移動，部分近地表之水分為植物所吸收或因蒸發而損失，部分水分則向土壤之深層移動，在水量多時則

有可能進入地下水系統，使得地下水位會逐漸上昇。再者，雨水所挾帶的化學物質或污染物亦會隨著降雨滲入土壤之中，停滯於土壤內或進而滲入地下水，嚴重影響到周遭的水質。

由於地下水在遭受到污染之後，會對接觸到該地下水源周遭的居民造成健康上的影響，因此必須進行整治以維護周遭居民的健康福祉。而在進行整治的過程中，所必須考量的因素極廣，包括：場址的地質、水文狀況、污染物特性等。地下水流系統是一個相當複雜的系統，在進行整治時，獲得各個參數相關的資訊越完整越有助於整治的成功率。所以要瞭解地下水流系統複雜的自然現象，以實地觀測最為理想，且對於許多地下水整治所需的參數而言，實地的採樣蒐集可以降低整治計畫中的不確定性。

「地下水質量傳輸模式之發展與現地試驗研究」計畫可分為模式發展與現地試驗研究兩大部分，地下水質量傳輸模式之發展與現地試驗研究之分年主要工作項目與相互支援圖，如圖 1 所示。地下水質量傳輸模式之發展部分，主要目的係發展一套由國人自行研發適合大區域及小範圍模擬之多含水層系統地下水質量傳輸模式，並藉由地下水污染傳輸現地試驗，輔以實驗室砂箱試驗，所推估之台灣本土性地下水及污染物傳輸等相關地質參數，進行現地模擬。本研究所發展之地下水質量傳輸模式除可以作為地下水污染模擬工具外，現地模擬結果亦可以提供 貴署管制地下水抽取與整治地下水污染之參考。

1.2 工作內容

本計畫分三年逐步實施，本年度為計畫之第一年，工作內容如下所述：

地下水質量傳輸模式之發展

1. 評估及選用適合模擬大區域及小範圍之多含水層系統地下水流

- 計算模式。
2. 評估及選用能同時準確計算擴散(diffusion)、對流(advection)以及延散(dispersion)等物理現象之數值方法。
 3. 完成建立適合大區域及小範圍模擬之多含水層系統地下水質量傳輸數值計算模式。

地下水質量傳輸現地試驗研究

1. 試驗場址之評估：利用國立雲林科技大學校園現地進行實驗場址之建立，以做為未來三年野外試驗的場地。
2. 地下水監測井之設置：於場址選定後，將設置監測井用於水文地質分析及污染地下水傳輸研究之現地監測。
3. 土壤物性分析：以試驗場址含水層的土壤物性為分析對象，確實掌握試驗場址含水層的地質特性。
4. 含水層試驗及水文地質參數檢定：於試驗場址進行抽水試驗、微水試驗，以掌握地下水含水層之地質參數。

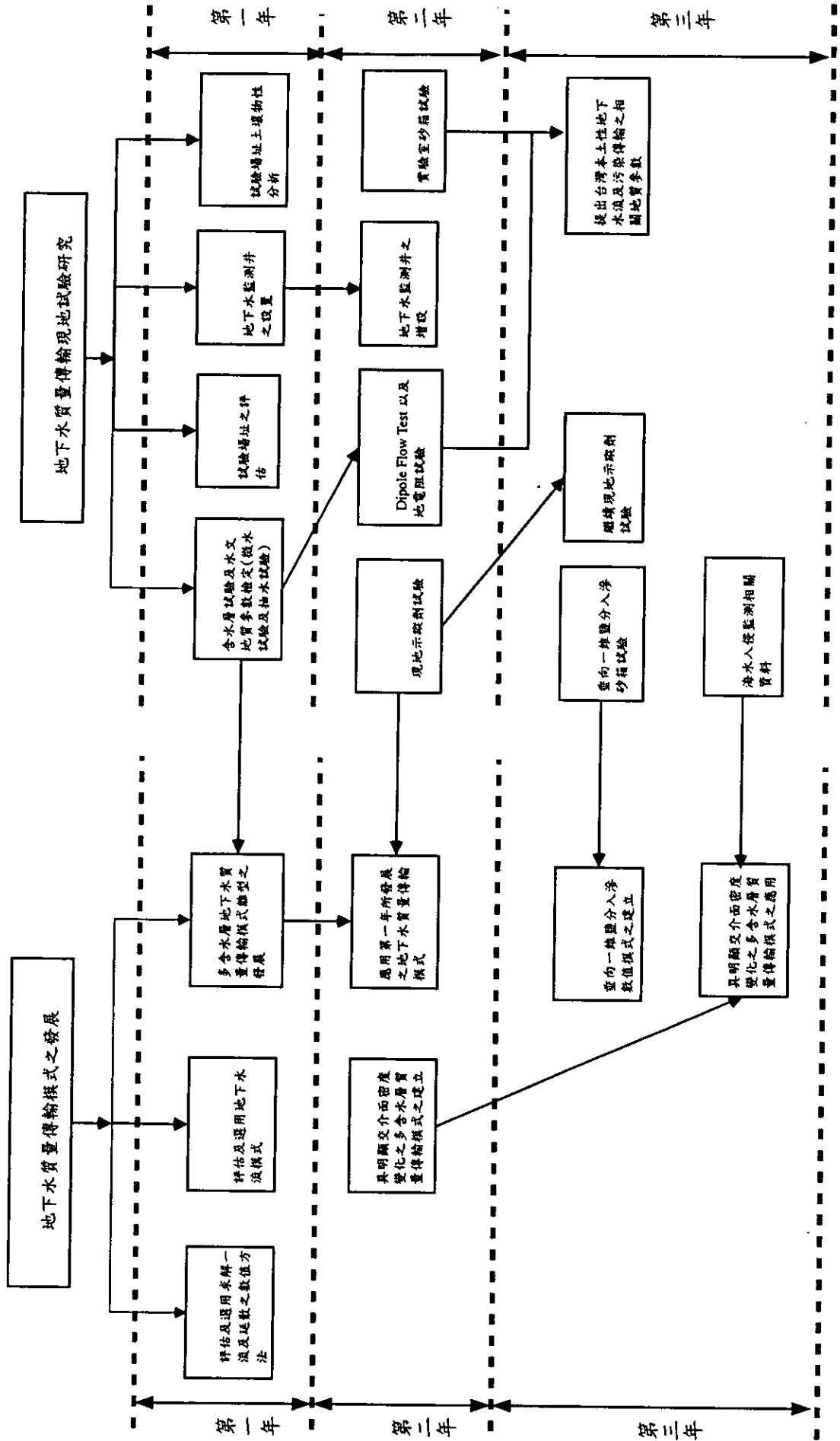


圖 1 總體計劃流程圖

第二章 地下水模式與數值方法之評估及選用

本章分別文獻回顧地下水流計算與地下水質量傳輸計算，再評估及選用地下水流模式以及求解移流與擴散之數值方法，以作為發展地下水質量傳輸模式之用。

2.1 地下水流計算文獻回顧

由於大自然之沉積作用，使得區域性地下水流域通常由一連串導水性質良好之含水層夾雜導水性質差之阻水層所形成，此種層狀系統稱為多含水層系統(multi-aquifers system)。一般而言，多含水層系統之地下水為三維流動狀況，且現今已有許多三維地下水流模式(three-dimensional groundwater model)可供模擬使用，如 FE3DGW(Gupta(1984))、FLOW3D、MODFLOW 與 FEMWATER 等。但是由於區域性地下水流域中，水平方向之延展距離遠大於垂直方向之厚度，且相鄰阻水層與含水層間之導水性質差異甚大，以及考量使用直接三維模擬計算量太大等原因，乃有擬三維水流概念(quasi three-dimensional concept)之提出，也就是將阻水層與含水層中之水流分別假設為垂直流與水平流，而阻水層與含水層再以兩者間之滲流量加以耦合 (Hantush(1960))。如此三維水流控制方程式，於含水層中被簡化為水平二維，而阻水層中則被簡化為垂向一維，將大大的減少計算時間。利用擬三維水流概念模擬多含水層系統之地下水流相當多，如 Berdehoft and Pinder(1970)、Chorley and Frind(1978)、Neumann et al.(1982)與已廣泛被使用之地下水模擬軟體 MODFLOW。此外，對於阻水層與含水層間之滲流量推估法共有兩種，第一種方法為藉由求解阻水層一維垂直水流方程式來估計滲流量，即考慮所謂阻水層之貯蓄效應(aquitard storage effect) (見 Hantush(1960))，另一種方法則為假設滲流量與阻水層相鄰上、下含水層之水頭差(hydraulic head)成正比，也就是忽略阻

水層貯蓄效應(Polubarinov-Kochina(1962))。

Neuman and Witherspon(1969)曾以雙含水層單井抽水之案例，對擬三維與三維水流概念之差異加以探討，並指出當相鄰阻水層與含水層間之滲透率(permeability)相差兩個量階以上，其誤差小於5%。雖然擬三維水流概念對區域性之地下水模擬有不錯之結果，然而對於如抽水井附近以及土層不連續之局部三維水流流況則無法模擬，則必須採用三維水流模式。由上述可知，一套好的地下水流計算方法，需同時適用於區域與局部之地下水模擬。

本研究團隊先後於農委會、水利署、國科會等支助下，進行多年的大區域地下水超抽導致地層下陷計算模式研究，在國立交通大學土木系楊錦釗教授、國立台灣大學土木系黃良雄教授以及國立交通大學防災工程研究中心蔡東霖研究助理教授共同努力下，發展出一套嶄新的地下水流計算模式。模式中提出分層三維水流概念(layered-based three-dimensional concept)，即首先依據土壤之導水性質，將土體作垂直分層或虛擬分層，在假設每個土層之孔隙水壓於垂向深度上皆為二次多項式函數(quadratic polynomial function)分布，引用分層垂向積分(vertical integration)技巧，層與層間之垂直介面邊界，再以孔隙水壓及水流通量連續之條件加以連接，並利用有限解析法(finite analytic method)來建構模式。此外，模式中進一步根據土層導水性質在水平方向之不連續性，對模擬區域作水平區域拆解(domain decomposition)，且區與區間之介面亦以孔隙水壓及水流通量連續之條件加以連接。

本研究團隊所自行研發之地下水流模式，已完成多項測試(蔡東霖，民國87年、民國88年、民國90年)，並應用至屏東平原(黃良雄、楊錦釗，民國88年)與濁水溪沖積扇(黃良雄、楊錦釗，民國87年、民國89年、民國90年、民國91年)等地之實地模擬。此外，本研究團隊所自行研發之地下水流模式(此模式亦具有計算地層下陷之功能)已與地理資訊

系統相互結合。模擬時所需輸入、處理與輸出之資料，如鑽探岩心、地質分層分區、地下水位資料與地層下陷資料等，藉由地理資訊系統之整合，使用者可經由圖形化以及視覺化之使用介面，非常容易地操作及應用該模式。

2.2 地下水流模式之評估及選用

MODFLOW 模式乃是國內外廣泛被使用的地下水流計算模式。MODFLOW 模式中包含兩種計算模組，完全三維水流模組以及擬三維水流模組。由於 MODFLOW 模式之擬三維水流模組，不考慮阻水層貯蓄效應，較無法模擬複雜之地下水流況，所以應使用完全三維水流模組，且完全三維水流模組亦可模擬出擬三維水流之流況。MODFLOW 模式乃是以有限差分法(finite difference method)，且採用塊體中心(block centered)網格形式建構而成，也就是網格元素(element)中之變數值，僅以中心點之值來代表，亦即每個網格元素之變數值僅以單一值來表示，且選擇網格元素之中心點為此代表值所在位置。此與本研究團隊所發展之分層三維地下水流模式比較可清楚發現，分層三維地下水流模式假設變數在垂直方向滿足二次多項式函數分布，而 MODFLOW 模式中，則僅將變數視為一常數。由此可預知，分層三維地下水流模式應較 MODFLOW 準確。本研究利用拘限含水層部分貫穿單井抽水案例，比較兩者之差異性。

均質(homogeneous)且等向(isotropic)之拘限含水層，厚度為 24 公尺，上、下邊界為不透水邊界，有一定抽水量之抽水井部份貫穿此含水層，部份貫穿之情形如圖 2-1 所示。

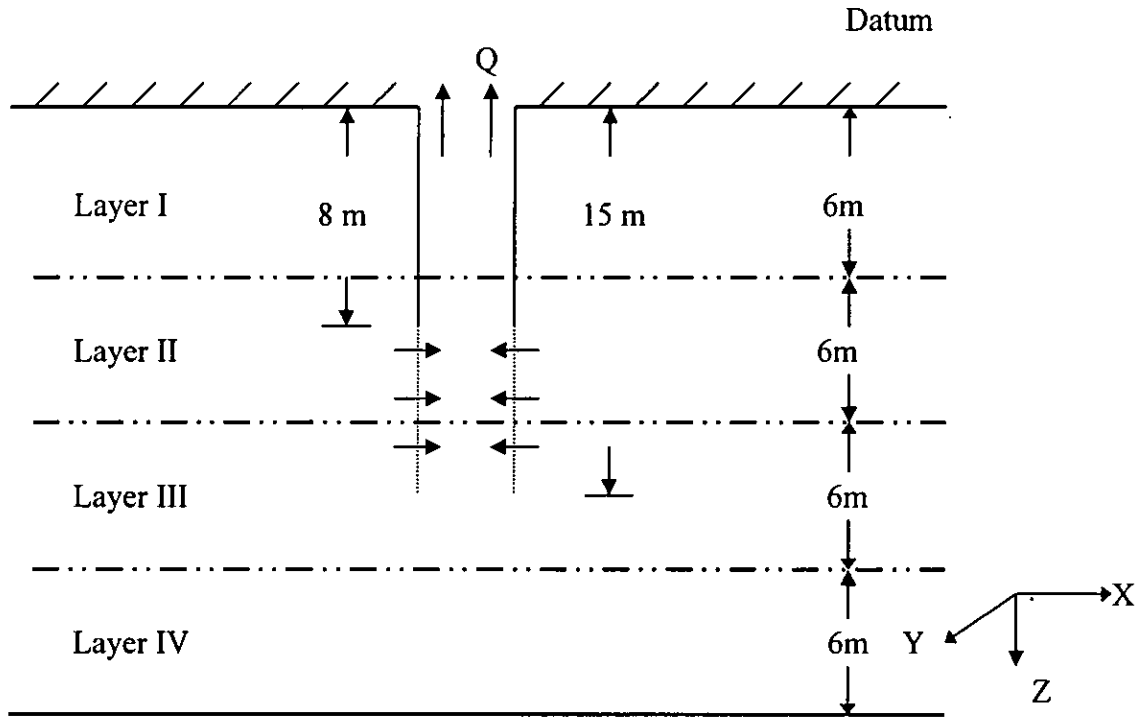


圖 2-1 拘限含水層部份貫穿單井抽水測試案例示意圖

若以土層分為四層為例而言，利用 MODFLOW 模式之概念(即塊體中心(block centered)網格式概念)，通過第二層上邊界與下邊界之水流通量，如圖 2-2(a)所示，可分別表示為

$$q|_{bi+1} = -\frac{2K}{\Delta z_1 + \Delta z_2}(\Phi_2 - \Phi_1) \quad (2.1)$$

$$q|_{bi} = -\frac{2K}{\Delta z_2 + \Delta z_3}(\Phi_3 - \Phi_2) \quad (2.2)$$

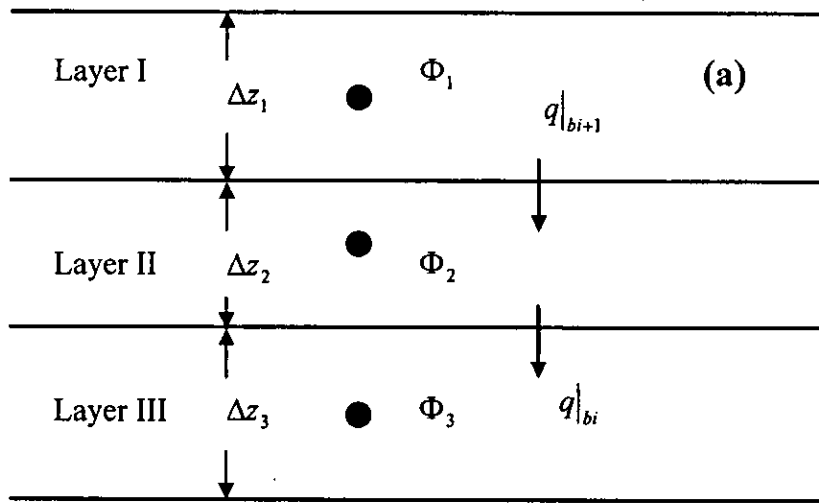


圖 2-2 座標系統示意圖 (a) MODFLOW

其中， K 為水力傳導係數(hydraulic conductivity)， Φ 為水頭(hydraulic head)。 Φ_1 、 Φ_2 以及 Φ_3 分別表示距地表下 3 公尺、9 公尺與 15 公尺之水位值。式(2.1)與式(2.2)等號右邊第一項，在 MODFLOW 模式中，稱為滲流項(leakage term)，即 $VCONT = 2K/(\Delta z_i + \Delta z_{i+1})$ ， $i=1,2$ 。然而，若使用分層三維地下水流概念，則上、下邊界之水流通量，如圖 2-2(b)所示，可表示為

$$q|_{bi+1} = -K \frac{(4\Phi_2|_{bi+1} + 2\Phi_2|_{bi} - 6\bar{\Phi}_2)}{\Delta z_2} \quad (2.3)$$

$$q|_{bi} = -K \frac{(-2\Phi_2|_{bi+1} - 4\Phi_2|_{bi} + 6\bar{\Phi}_2)}{\Delta z_2} \quad (2.4)$$

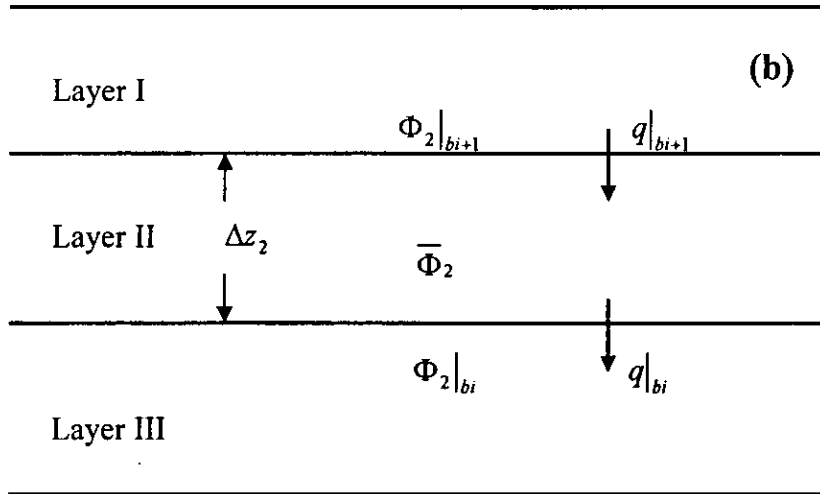


圖 2-2 座標系統示意圖 (b)分層三維水流模式

其中， $\Phi_2|_{bi+1}$ 、 $\Phi_2|_{bi}$ 分別表示第二層土層之上、下邊界水頭值； $\bar{\Phi}_2 = \frac{1}{\Delta z_2} \int_{bi}^{bi+1} \Phi_2 dz$ 表示平均水頭值， Δz_i 表示各層之厚度。相同地，其他三層土層之上、下邊界水流通量亦同理可得，如式(2.3)與式(2.4)所示。此外，模式計算時，層與層間之垂直介面邊界，再以水位與水流通量連續之條件加以連接。式(2.3)與式(2.4)之推導以及介面之連接條件，詳見附錄 A 分層三維地下水流模式概述。

若將土層分別等分為兩層與四層，分層三維水流模式模擬 10 分鐘後在距井位 4.5 公尺與 10 公尺處，垂直方向上之水位洩降(drawdown)分布模擬結果與解析解(Hantush, 1960)之比較，如圖 2-3 所示。

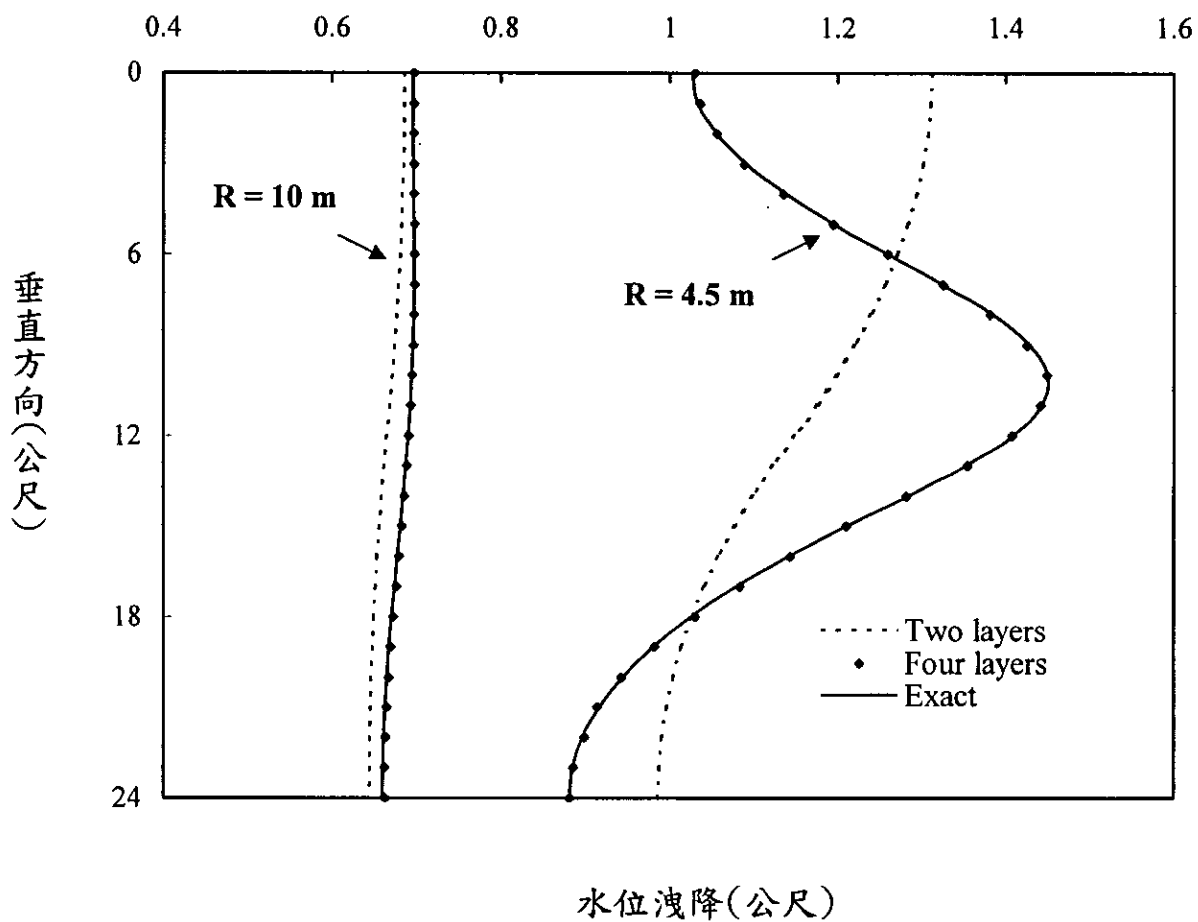


圖 2-3 分層三維地下水流模式拘限含水層部分貫穿單井抽水模擬結果

由圖 2-3 可知，當土層等分為兩層時，距井位 4.5 公尺之模擬結果與解析解有極大之差異，而距井位 10 公尺處之模擬結果則與解析解接近。這是因為距井位 10 公尺處，水位洩降在垂直方向上之變化不大，所以將土層等分為兩層即可得到不錯之模擬結果。然而，由於距井位 4.5 公尺處，水位洩降在垂直方向上之變化極大，所以將土層等分為兩層無法得到正確之結果。但是由圖 2-3 可發現，若土層等分為四層時，分層三維地下水流模式則可完全模擬部分貫穿抽水井所產生之複雜三維水流現象。

若在分層三維地下水流模式中，引用 MODFLOW 模式之塊體中心網格形式概念加以簡化計算，即式(2.1)與式(2.2)所示，則土層等分為四層時之模擬結果，如圖 2-4 所示，因為採用塊狀中心網格形式概念，所以僅能表示出距地表下 3 公尺、9 公尺、15 公尺與 21 公尺之水位洩降值。

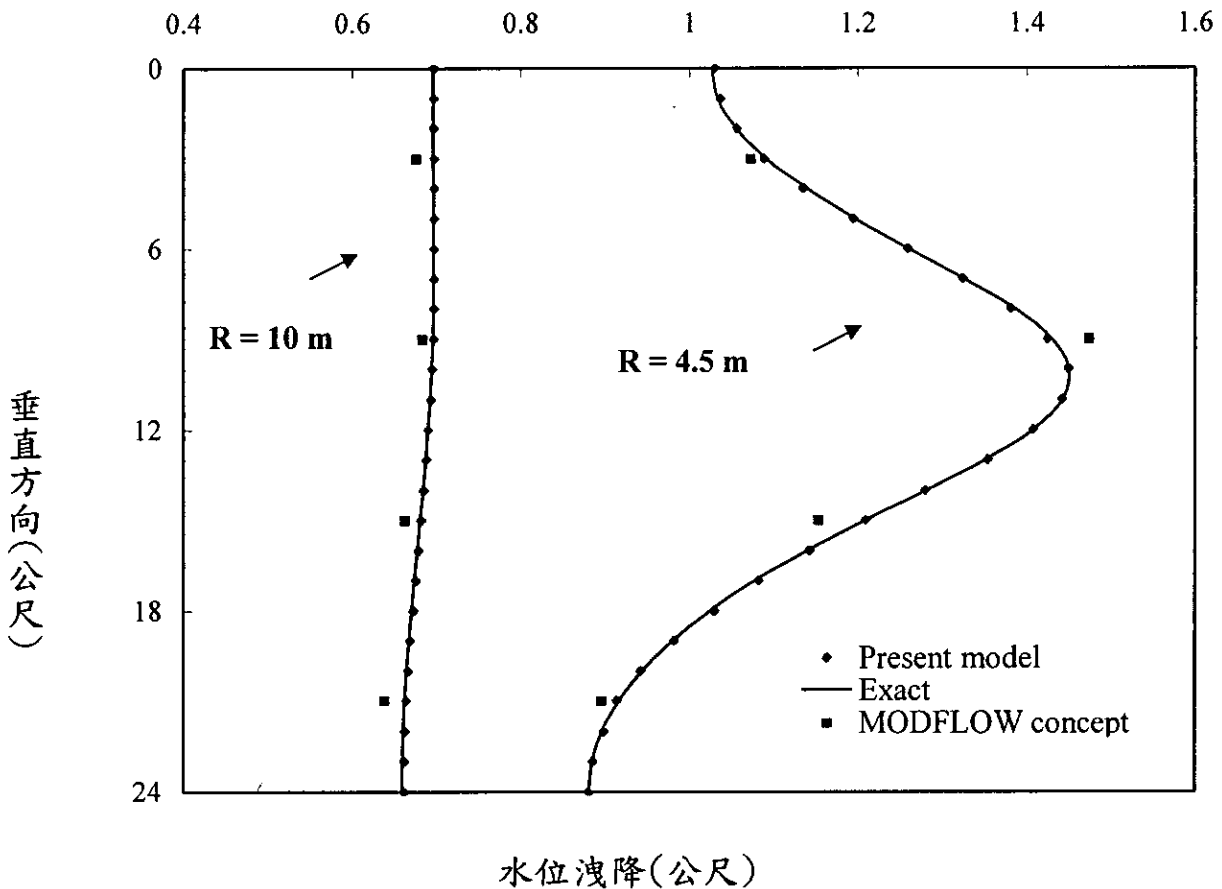


圖 2-4 拘限含水層部分貫穿單井抽水垂直方向水位洩降模擬結果比較

由圖 2-4 可知，模擬結果與解析解有所差異，然而，二次多項式函數分布概念之模擬結果則非常接近解析解。由此可知，分層三維地下水流模式之二次多項式函數分布概念優於 MODFLOW 所使用之塊體中心網格形式概念。為更進一步討論兩者之差異性，圖 2-5 表示垂直距地表下 9 公尺與 15 公尺處下，距不同井位處之水位洩降模擬結果。

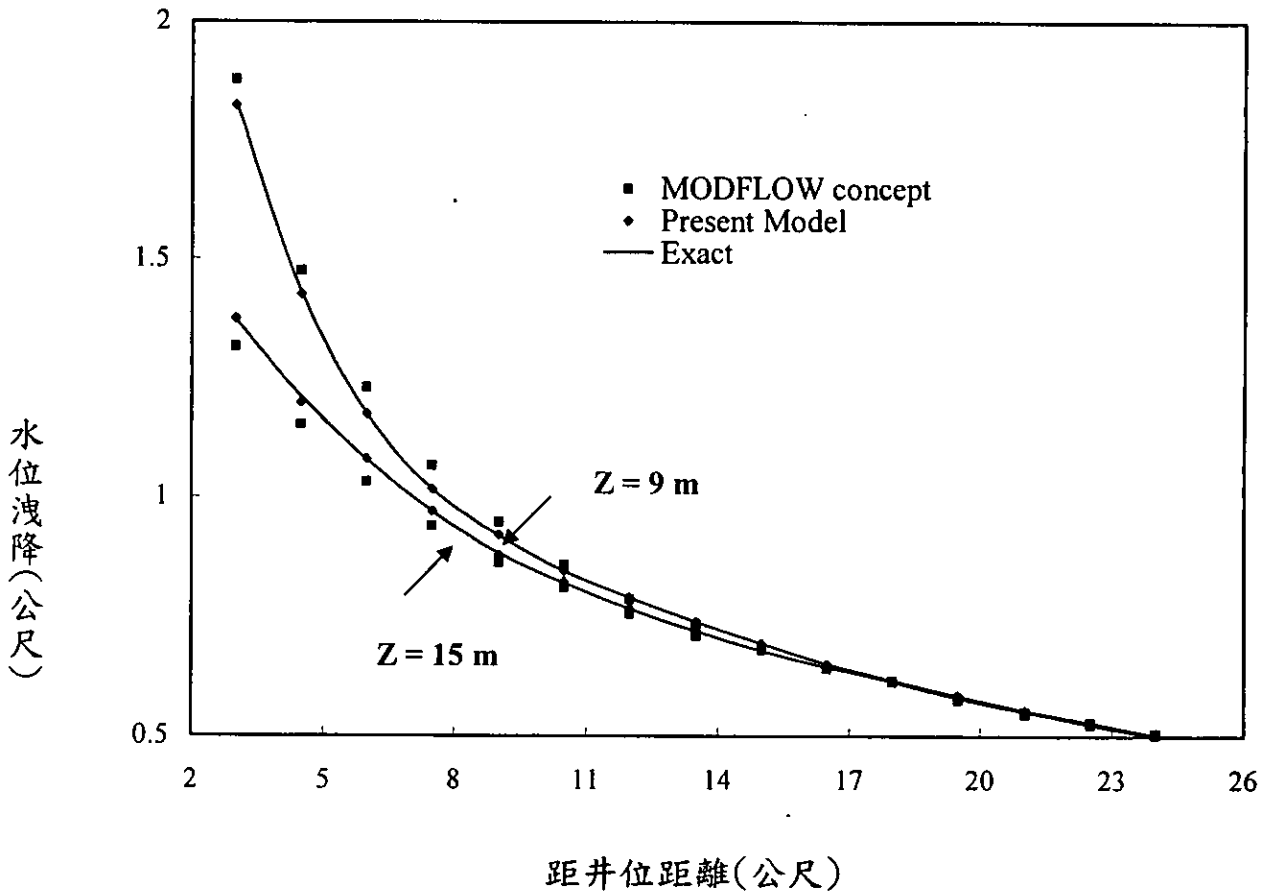


圖 2-5 拘限含水層部分貫穿單井抽水水平方向水位洩降模擬結果比較

另外，垂直距地表下 6 公尺與 18 公尺處，即第一層土層下邊界及第四層土層上邊界，水位洩降梯度模擬結果(可視為地下水流通量)，如圖 2-6 所示。

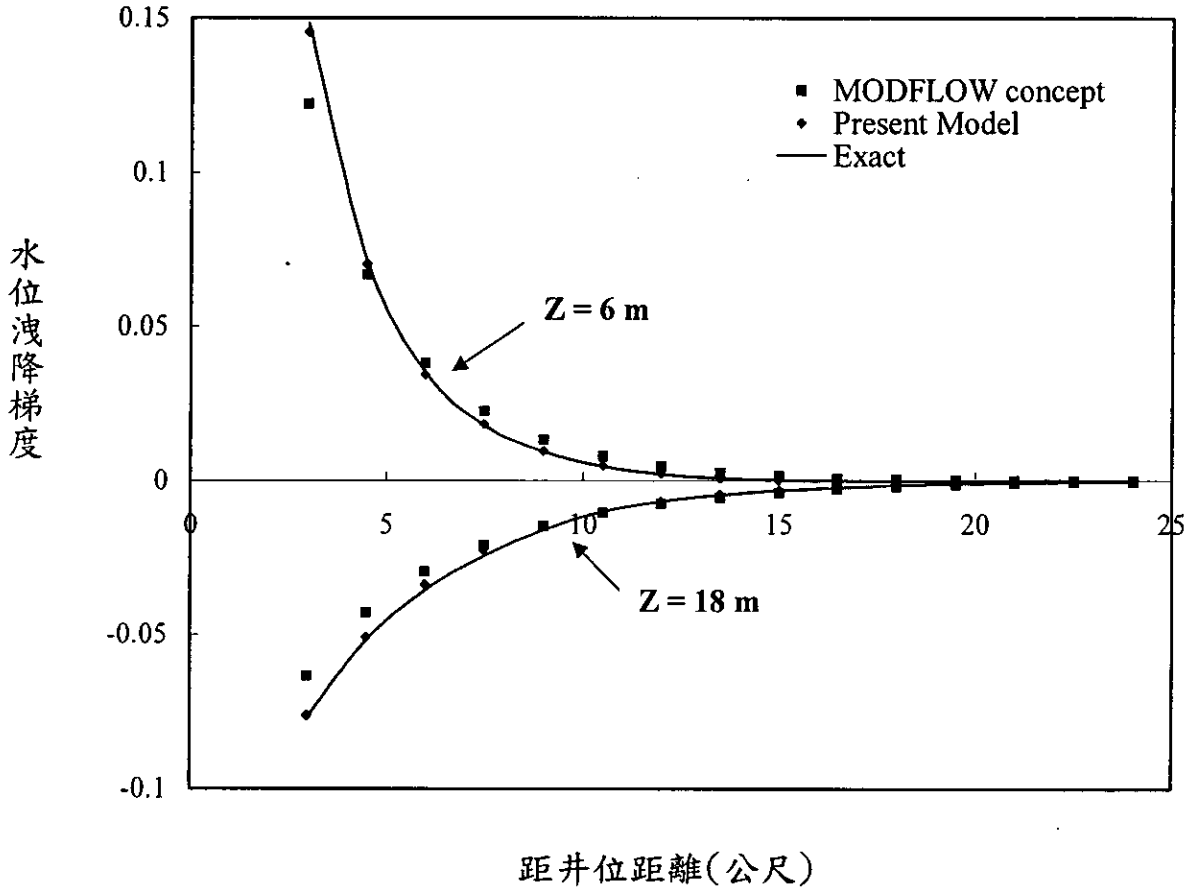


圖 2-6 拘限含水層部分貫穿單井抽水水位洩降梯度模擬結果比較

由圖 2-5 與圖 2-6 可再一次發現，二次多項式函數分布概念之模擬結果與解析解非常近似，塊體中心網格形式概念之模擬結果則與解析解有差異。因此，吾人可清楚知道，分層三維地下水流模式之二次多項式函數分布概念的確優於 MODFLOW 之塊體中心網格形式概念之計算功能。

此外，吾人必須強調，在地下水質量傳輸模擬中，必須先求出地下水流速度，也就是地下水流場狀況，才可進行質量傳輸模擬。上述案例

中，若利用 MODFLOW 模式之塊體中心網格形式概念，僅能得到垂直距地表下 6 公尺、12 公尺及 18 公尺處，即層與層交介面上之水流流速。然而地下水質量傳輸模擬時，為了計算精度與穩定性之考量，常常需要更細的地層分層，也就是分層數大於四層。因此利用四層之水流模擬結果，除僅能得到垂直距地表下 6 公尺、12 公尺及 18 公尺處之地下水流速外，無法推估模擬區域中其他地方之地下水流速。若利用分層三維地下水流模式，由於假設地下水位在垂直方向滿足二次多項式函數分布，則可正確地得到模擬區域各處之地下水流速，已提供質量傳輸模擬使用。

上述已清楚說明，分層三維地下水流模式之二次多項式函數分布概念的確優於 MODFLOW 之塊體中心網格形式概念之計算功能。以下利用拘限含水層完全貫穿單井抽水案例、多含水層系統案例、不連續土層分佈測例以及非拘限含水層部分貫穿單井抽水案例，進一步展示分層三維地下水流模式之功能。

拘限含水層完全貫穿單井抽水測試案例(Theis solution)

4 平方公里之正方形模擬區中有一完全貫穿之抽水井，且含水土層之水力傳導係數 $K = 2.5 \times 10^{-4} \text{ m/sec}$ 、比貯蓄係數 $S_s = 1.0 \times 10^{-5} \text{ 1/m}$ 、含水層厚度 $B = 10 \text{ 公尺}$ 與抽水量 $Q = 0.0314 \text{ m}^3/\text{sec}$ 。模擬時，格網大小為 50 公尺 \times 50 公尺，並假設初始時為穩定狀態且洩降為零，模擬邊界條件給定為洩降解析解，抽水井抽水之效應亦以給定洩降解析解於抽水井旁之網格點的方式處理。模擬結果如圖 2-7 所示，其中無因次時間 $t_d = Kt/S_s R^2$ ，無因次洩降 $S_d = 4\pi KBS/Q$ ， t 表示模擬時間， R 表示距井位之距離， S 為洩降。

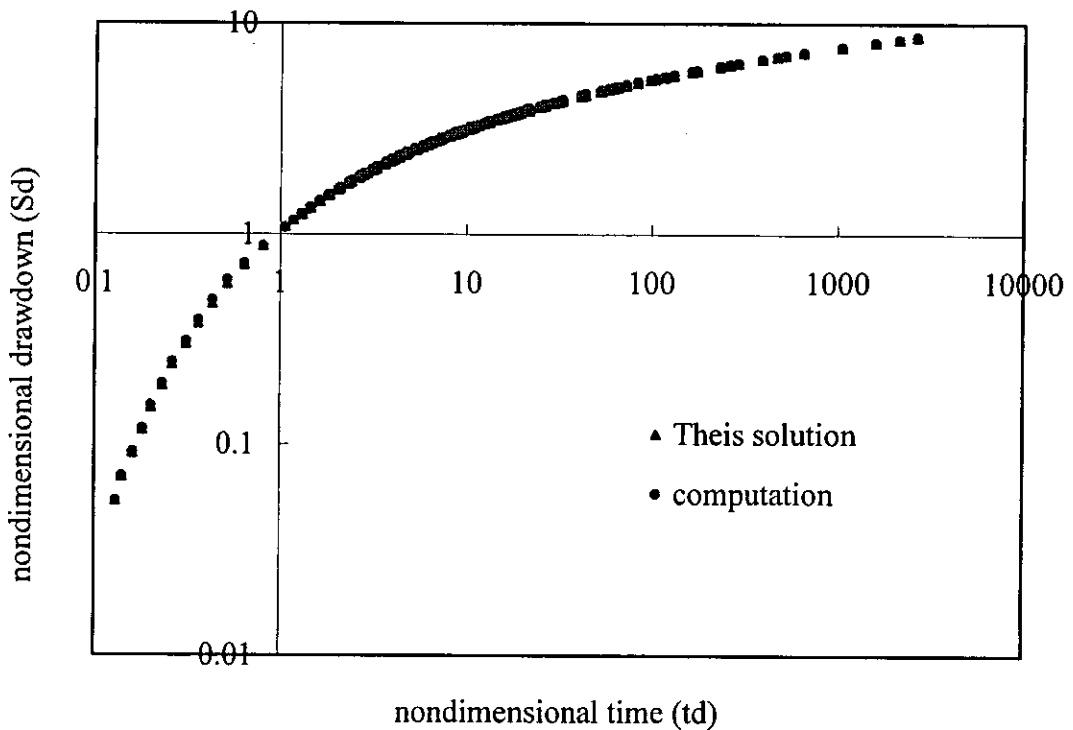


圖 2-7 拘限含水層完全貫穿單井抽水案例模擬結果

模擬結果顯示，含水層之洩降在垂直方向上均相同(即水平流流況)，且由圖 2-7 可知，模擬結果與解析解(Theis, 1935)相吻合。此案例顯示，研究中提出之分層三維水流概念，雖然假設含水層之孔隙水壓分布在垂直深度方向上滿足二次多項式函數關係，但是仍可以自動模擬出洩降在垂直方向為一致之水平流流況。

多含水層系統案例

此案例主要的目的在於藉由簡單三層之多含水層案例，來驗證模式對暫態反應現象以及阻水層貯蓄效應的正確性，並且展示分層三維水流概念可以同時模擬出含水層與阻水層之水流分別為水平流以及阻水為垂直流之擬三維水流情況，此現象通常發生於大區域地下水流。此案例之示意圖如圖 2-8 所示，在兩個阻水層中夾有一含水層之多含水層系統，假設上、下邊界處水頭無變化，且各層之水力傳導係數、比貯蓄係數與厚度分別如圖所示。模擬區域為 800 平方公尺之正方形區域，且區

域中心有一定抽水量為 $1.2566 \text{ m}^3/\text{sec}$ 的抽水井作用於含水層中。模擬時，將上、下層阻水層皆虛擬等分為兩層，水平網格大小為 10 公尺 \times 10 公尺，抽水井之效應以抽水量平均分佈在一個格網中來處理，水平邊界條件給定為洩降解析解(Hantush, 1960)，假設初始時為穩定狀態且洩降為零。

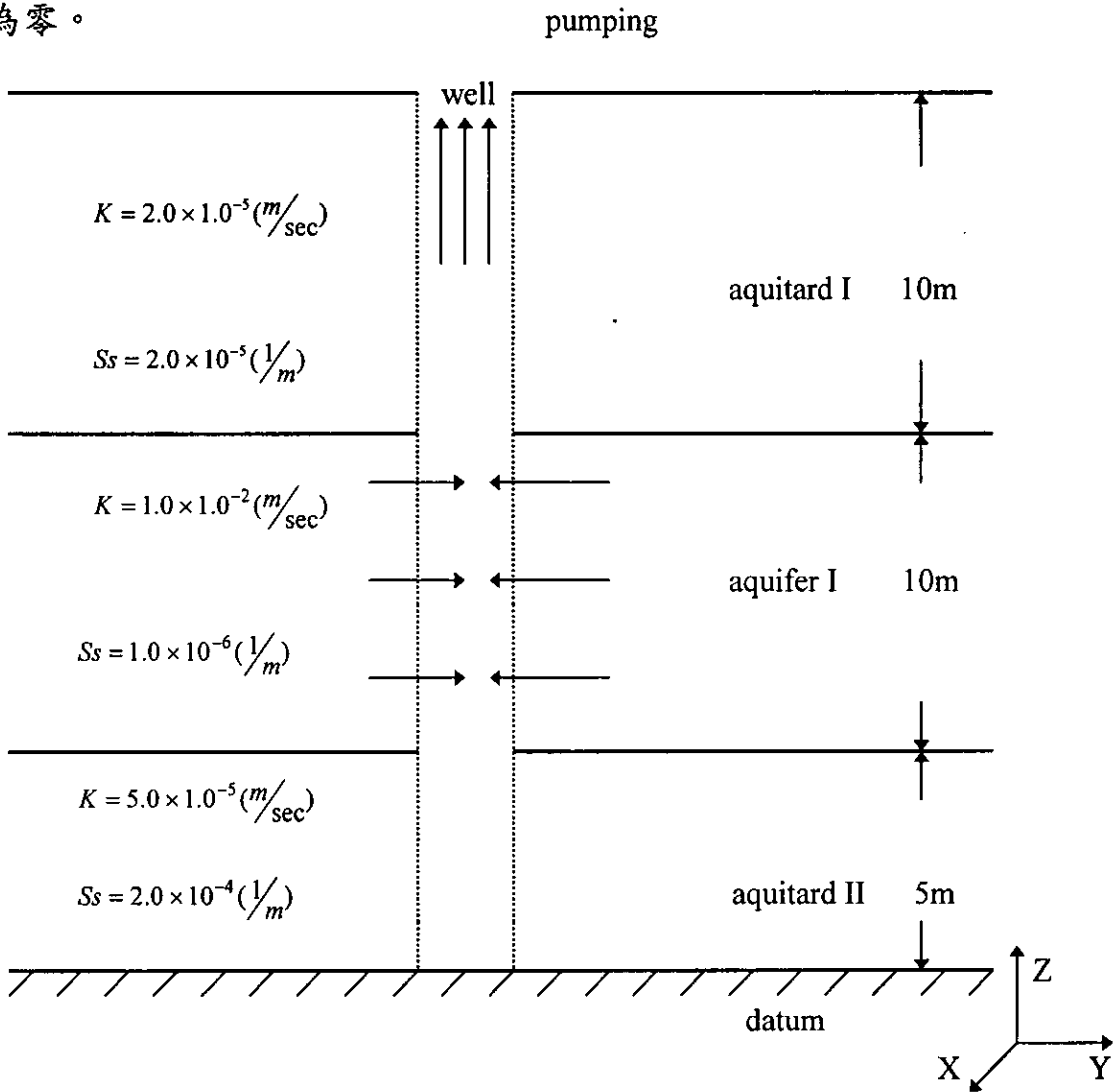


圖 2-8 多含水層系統案例垂向示意圖

模擬結果分別如圖 2-9 至 2-11 所示，圖 2-9 表示含水層中平均洩降隨時間變化之關係，而圖 2-10 與圖 2-11 則分別表示距抽水井 10 公尺與 20 公尺處，含水層與阻水層垂直方向上之洩降隨時間變化關係圖，其中 t^* 表示無因次時間，即 $t^* = S_s B^2 / K t$ ，且 S_s 、 K 與 B 分別為阻水層中之比貯蓄係數、水力傳導係數與土層厚度。

由圖 2-9 可知，模擬之暫態結果合理的介於初始狀態與穩態解析解間，且模擬之穩態解與解析解(Hantush, 1960)相吻合，顯示模式之正確性。且由圖 2-10 與圖 2-11 可知，阻水層中洩降隨時間之變化關係與 Berdehoeft and Pinder(1970)對阻水層貯蓄現象的討論一致，即當 $t^* < 0.1$ 時貯蓄效應尚未貫穿阻水層， $0.1 < t^* < 0.5$ 表示貯蓄效應已貫穿阻水層， $t^* > 0.5$ 時則貯蓄效應已可忽略。此外，雖然假設含水層之孔隙水壓在垂直方向上符合二次形狀函數變化關係，但由圖 2-10 與圖 2-11 中，含水層之洩降在垂直方向上幾乎沒有變化可知，分層三維水流概念的確可以模擬出擬三維水流概念中含水層之水流為水平流之現象，顯示出分層三維水流模式可以模擬區域性地下水流況。

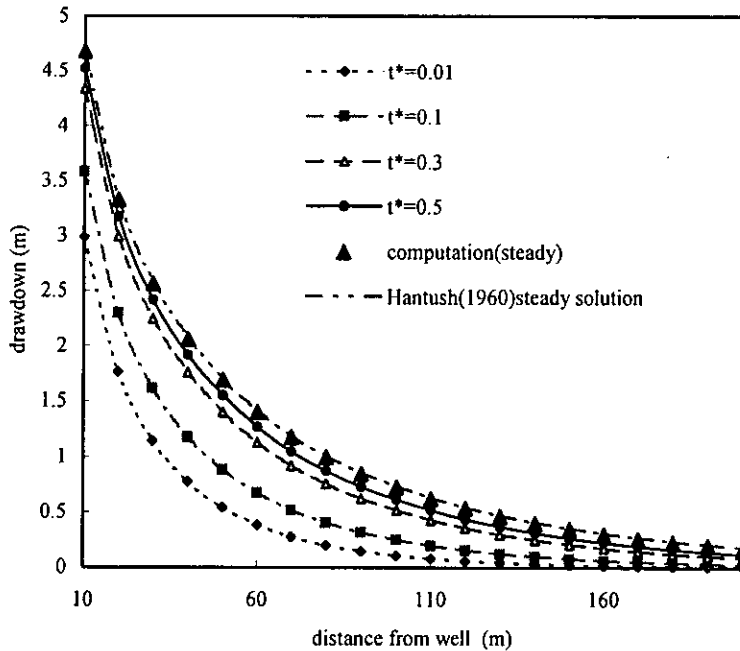


圖2-9 多含水層系統案例含水層平均洩降隨時間變化圖

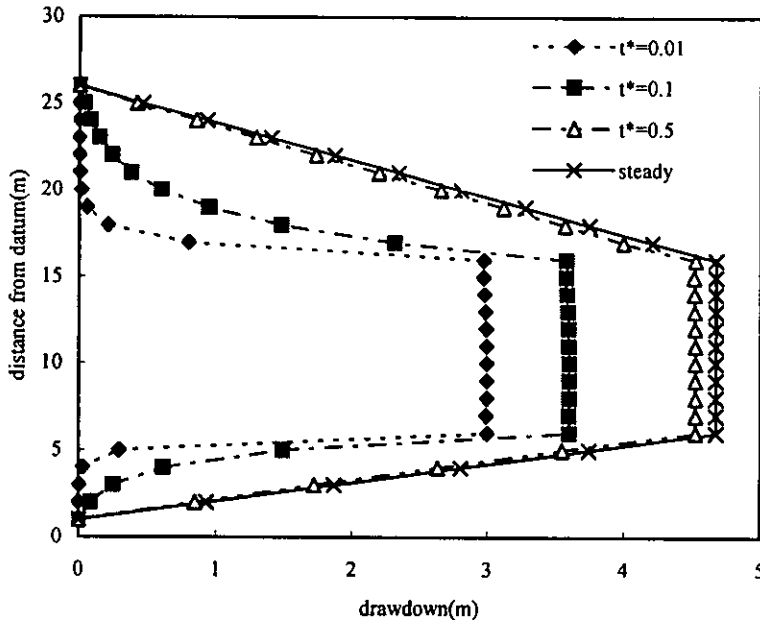


圖2-10 多含水層系統案例距井位10公尺處垂直方向上洩降隨時間變化圖

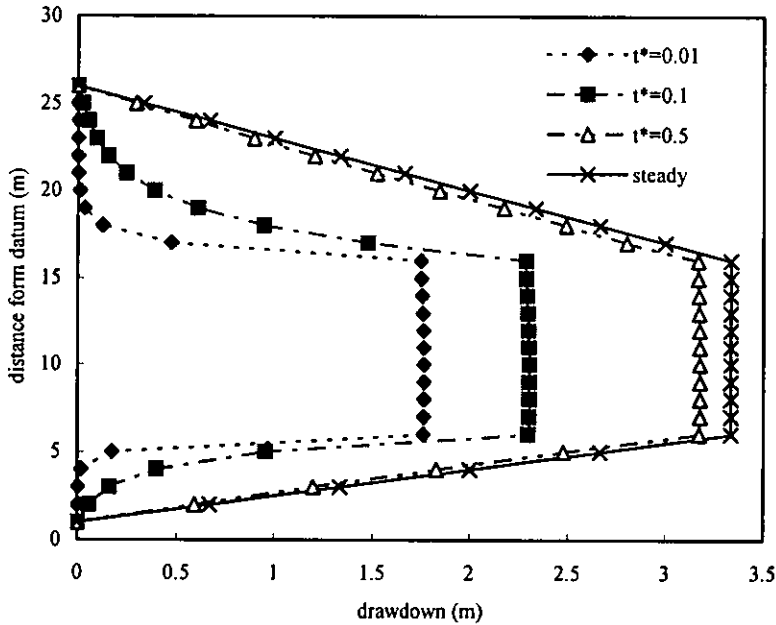


圖2-11 多含水層系統案例距井位20公尺處垂直方向上洩降隨時間變化圖

非拘限含水層部分貫穿單井抽水測試案例

此案例之目的在藉由非拘限含水層部份貫穿單井抽水案例，展示模式可以模擬非拘限含水層之流況，並再一次彰顯分層三維水流概念之特點。在400平方公尺的正方形模擬區域中心有一定抽水量為 $0.005\text{ m}^3/\text{sec}$ 之部分貫穿抽水井，抽水井部份貫穿之情況以及含水層之水力傳導係數、比貯蓄係數與土層厚度，分別如圖2-12與圖2-13所示。

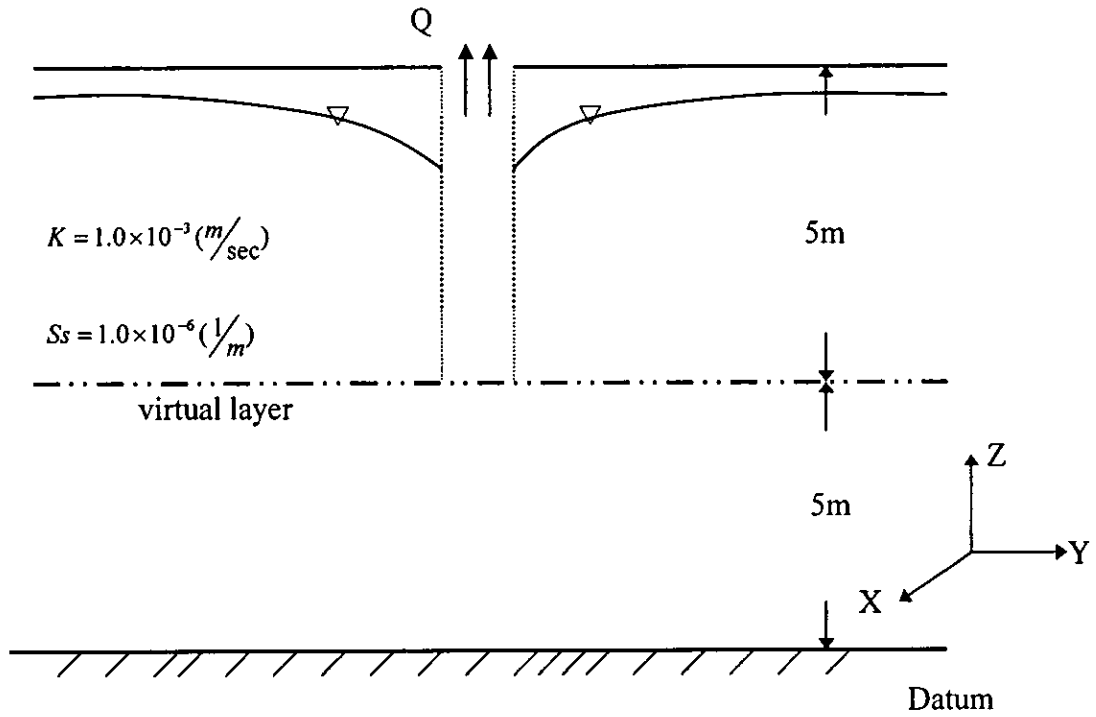


圖 2-12 非拘限含水層部份貫穿單井抽水案例垂直示意圖

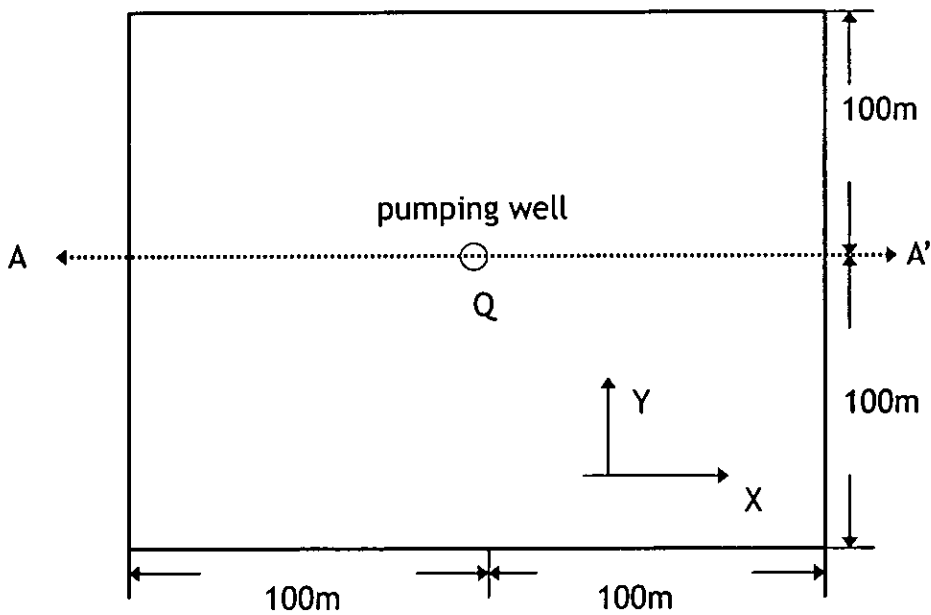


圖 2-13 非拘限含水層部份貫穿單井抽水案例水平示意圖

為了模擬水流流動狀況，將模擬區域垂直虛擬分層為兩層，見圖 2-12 所示。模擬區域邊界條件設定為無水頭變化，並假設初始時為不流

動之穩定狀態且水深為 10 公尺，在格網大小為 $5\text{m} \times 5\text{m}$ ，模擬 10 天後，圖 2-15 中 A-A' 線上垂直剖面之水流流場向量圖如圖 2-14 所示，而圖 2-15 為採用傳統非拘限含水層慣用之 Dupuit 假設的模擬結果。

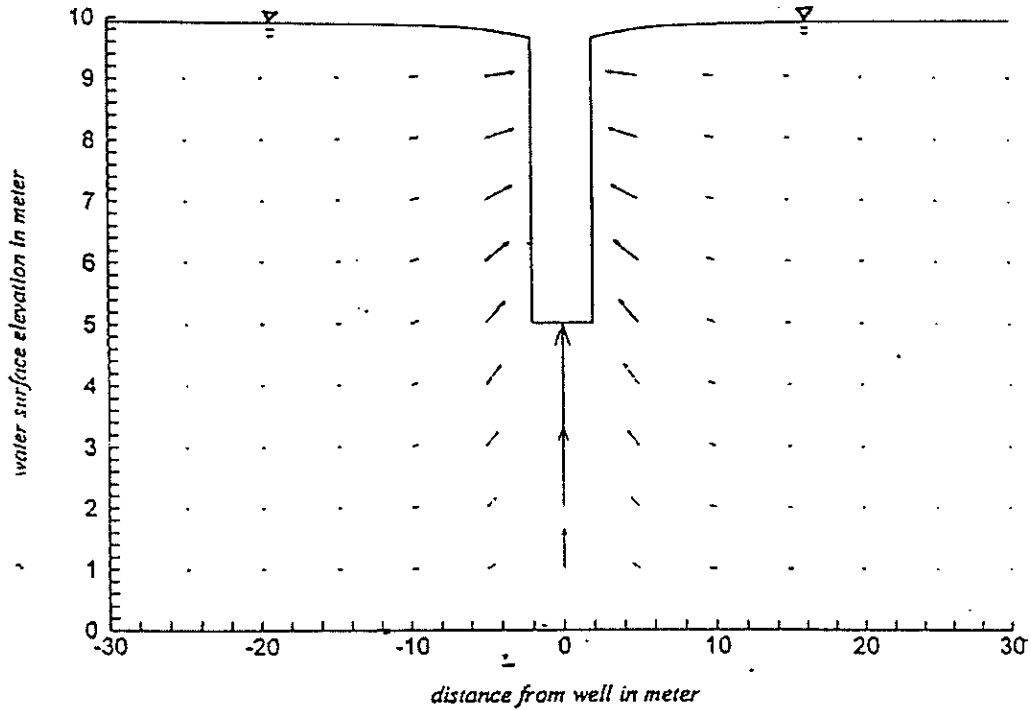


圖 2-14 非拘限含水層部分貫穿單井抽水案例模擬結果圖(分層三維地下水
水流模式)

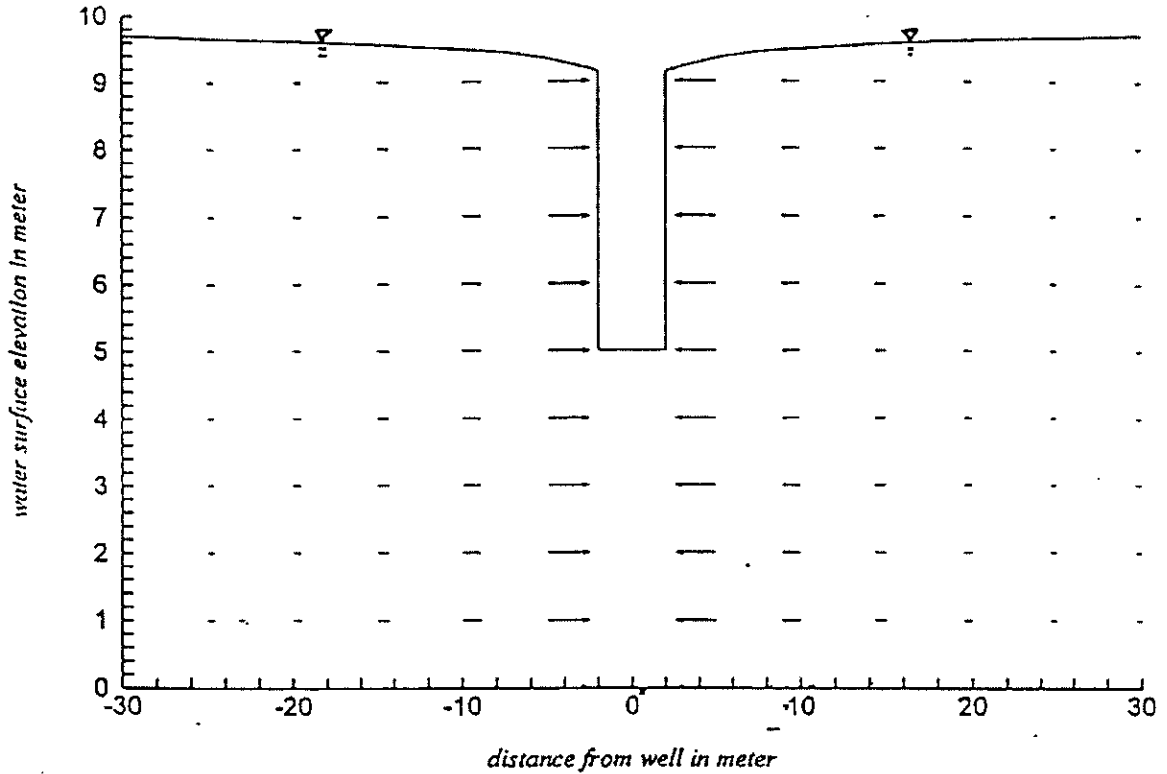


圖 2-15 非拘限含水層部分貫穿單井抽水案例模擬結果圖(Dupuit 假設)

由圖 2-14 與圖 2-15 比較可知，分層三維水流模式確實可以合理地模擬出非拘限含水層抽水井附近流場中之垂直水流分量，而採用傳統非拘限含水層慣用之 Dupuit 假設，則無法合理地模擬。

不連續土層分布測試案例

本案例之目的在於藉由地質分層在水平方向不連續之案例，展現分層三維水流概念對於模擬複雜土層分布之優點。為了處理土層之不連續性，將模擬區域作垂向虛擬分層與水平區域拆解，分別如圖 2-16 與圖 2-17 所示。圖 2-16 與圖 2-17 表示計算時將模擬區域水平拆解為兩個子區域 (Subregion I 與 Subregion II)，且第二子區域 (Subregion II) 之含水層，依據第一子區域 (Subregion I) 土層分佈情況，再垂向虛擬分為三層。於 400 平

方公尺之正方形模擬區域中，假設有一定抽水量為 $0.00075 \text{ m}^3/\text{sec}$ 之抽水井作用於第一子區域之含水層中，其抽水井位置如圖 2-17 所示，且各層各區之水力傳導係數與比貯蓄係數分別如圖 2-16 所示。

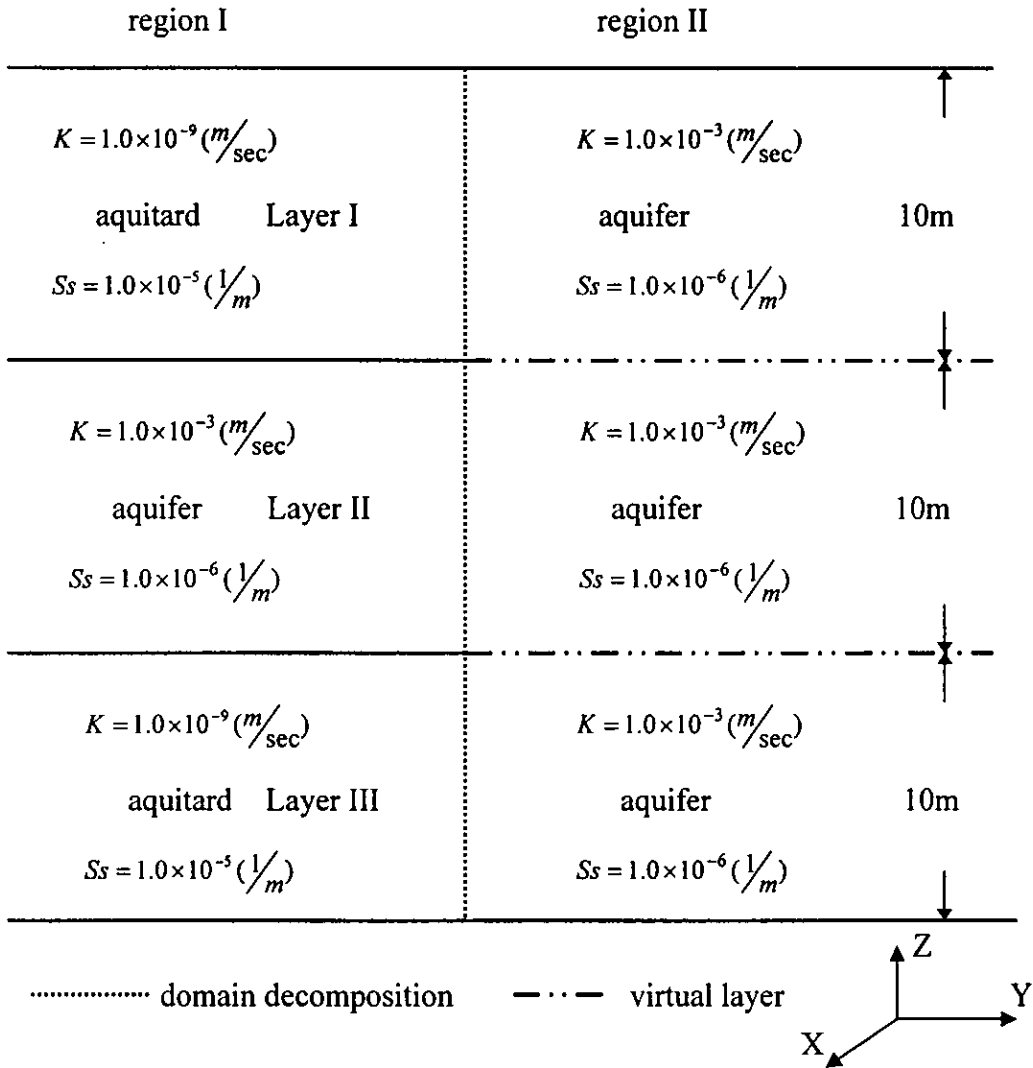


圖 2-16 不連續土層分布案例垂直示意圖

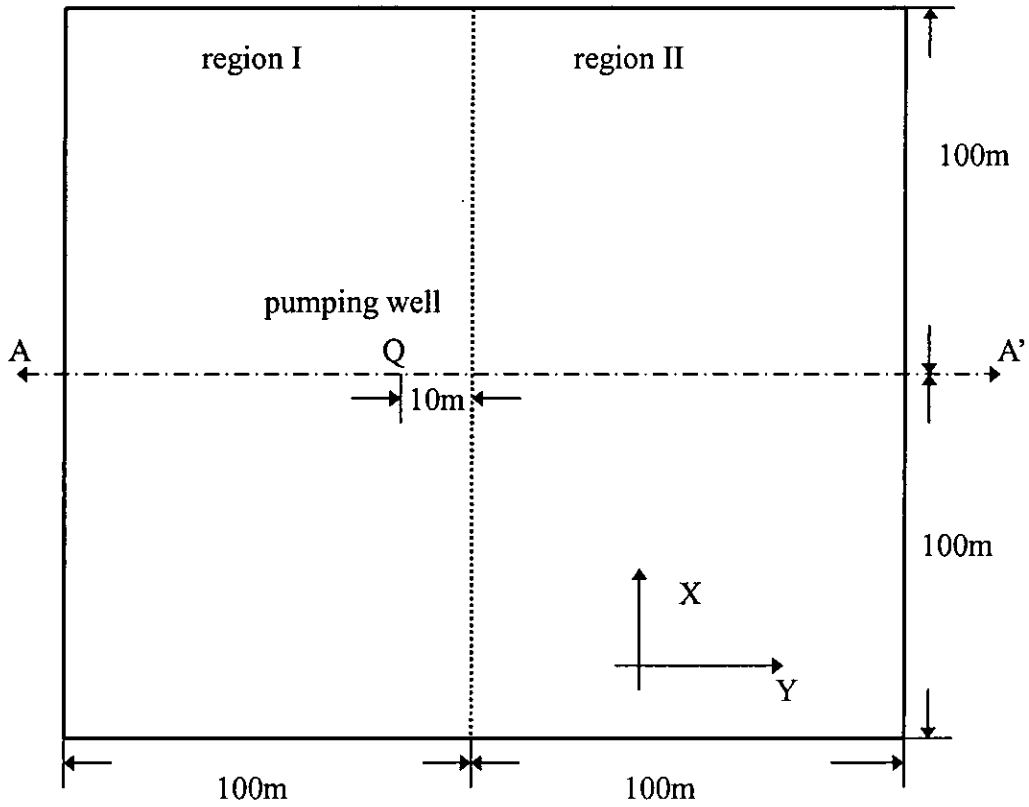


圖 2-17 不連續土層分布案例水平示意圖

模擬時將水平邊界設定為零水頭變化，而上、下邊界皆為零流量邊界。在水平網格為 5 公尺 × 5 公尺，時間間距 $\Delta t = S_s B^2 / K$ ，其中 S_s 、 K 與 B 分別表示含水層中之比貯蓄係數、水力傳導係數與土層厚度，模擬 10 個時間間距後，圖 2-16 中 A-A' 垂直剖面上之水流向量圖如圖 2-18 所示。圖 2-18 顯示，分層三維水流概念的確能模擬如管流中水流流經突縮管之流場現象。此案例展示使用分層三維水流模式，確實可以模擬出不連續土層之局部三維水流現象。

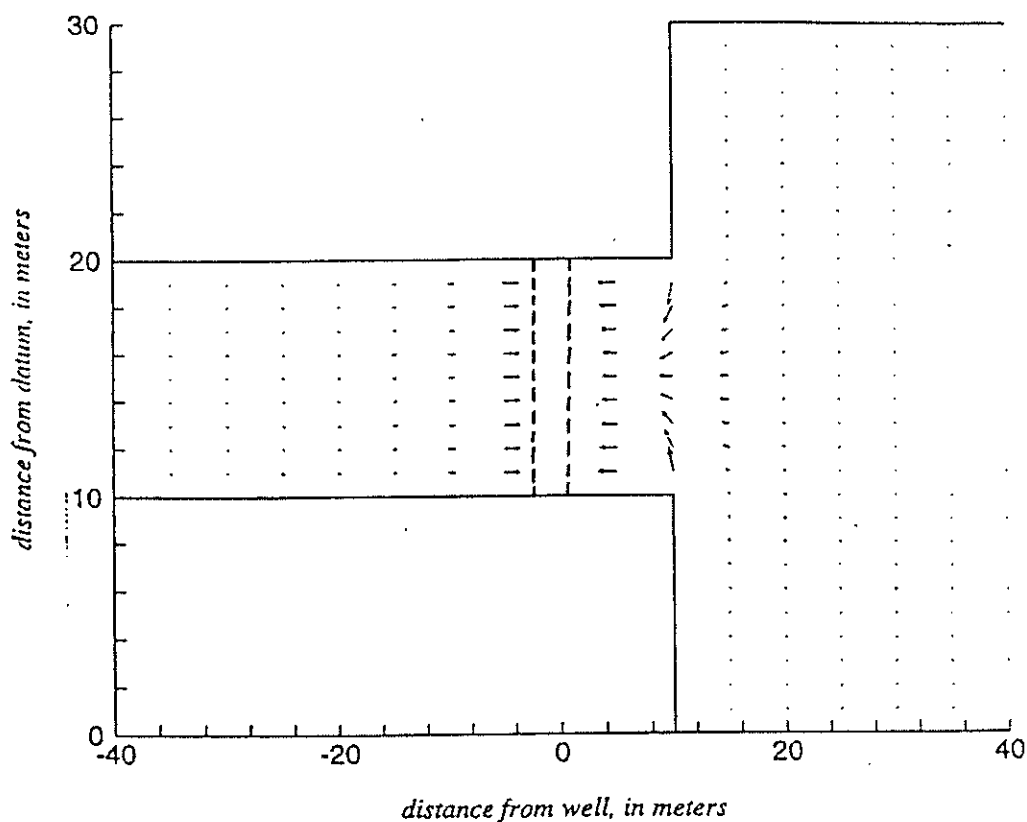


圖 2-18 不連續土層分布案例模擬結果圖

由上述之評估與測試，吾人可清楚知道，分層三維地下水流模式之二次多項式函數分布概念的確優於 MODFLOW 之塊體中心網格形式概念之計算功能。分層三維地下水流模式不但可以精確地模擬小範圍之複雜地下水流，如部分貫穿抽水井附近以及土層不連續之流況，亦可以模擬大區域之地下水流況，如擬三維地下水流(見圖 2-19)。此外，分層三維地下水流模式與 MODFLOW 同樣採用層的概念來建構，所以較 FEMWATER 簡單且有效率。所以，本研究選用本研究團隊所自行研發之分層三維地下水流模式，作為發展地下水質量傳輸之用。分層三維地下水流模式之概述詳見附錄 A。

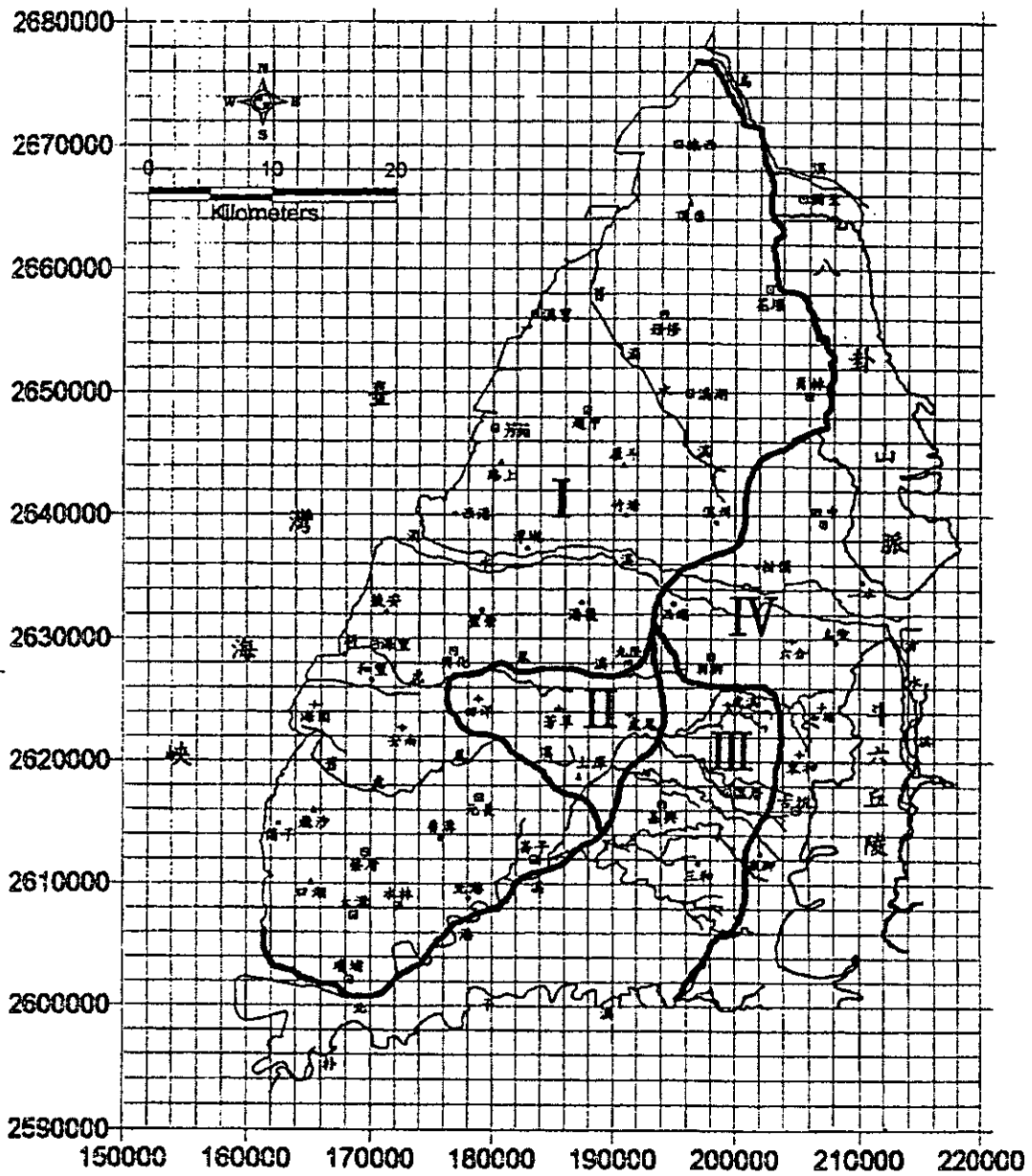


圖 2-19(a) 濁水溪沖積扇地層下陷模擬水平分區網格示意圖

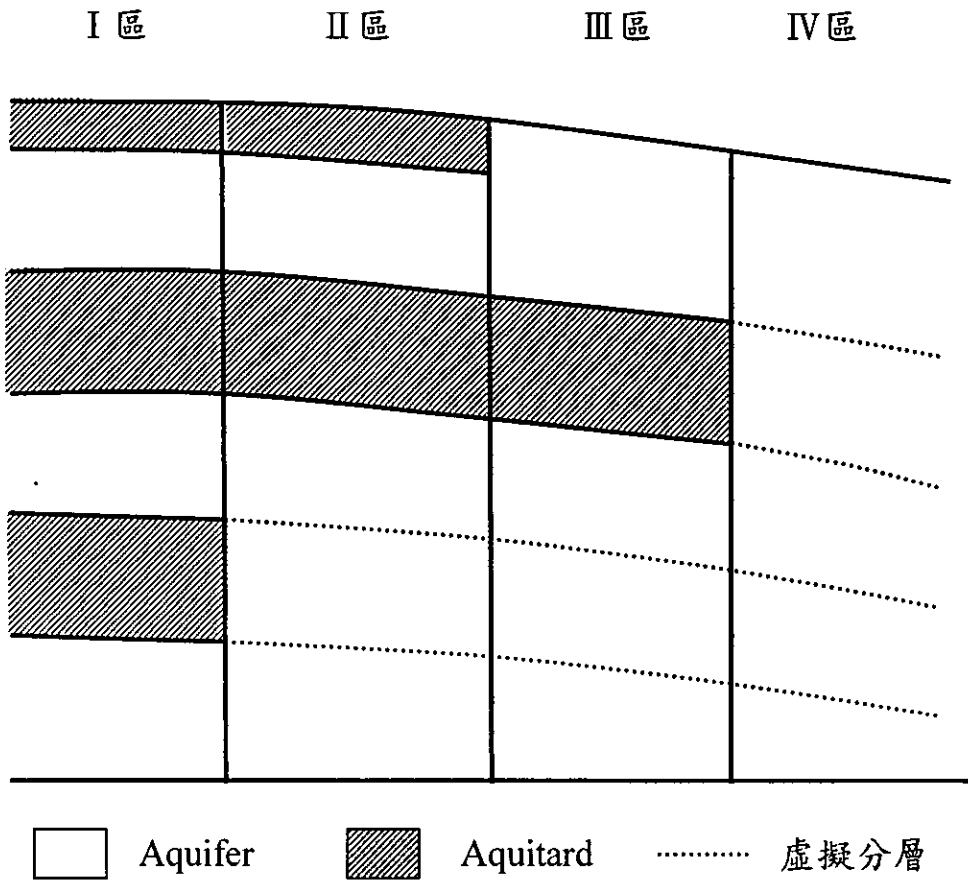


圖 2-19(b) 濁水溪沖積扇地層下陷模擬垂直分層示意圖

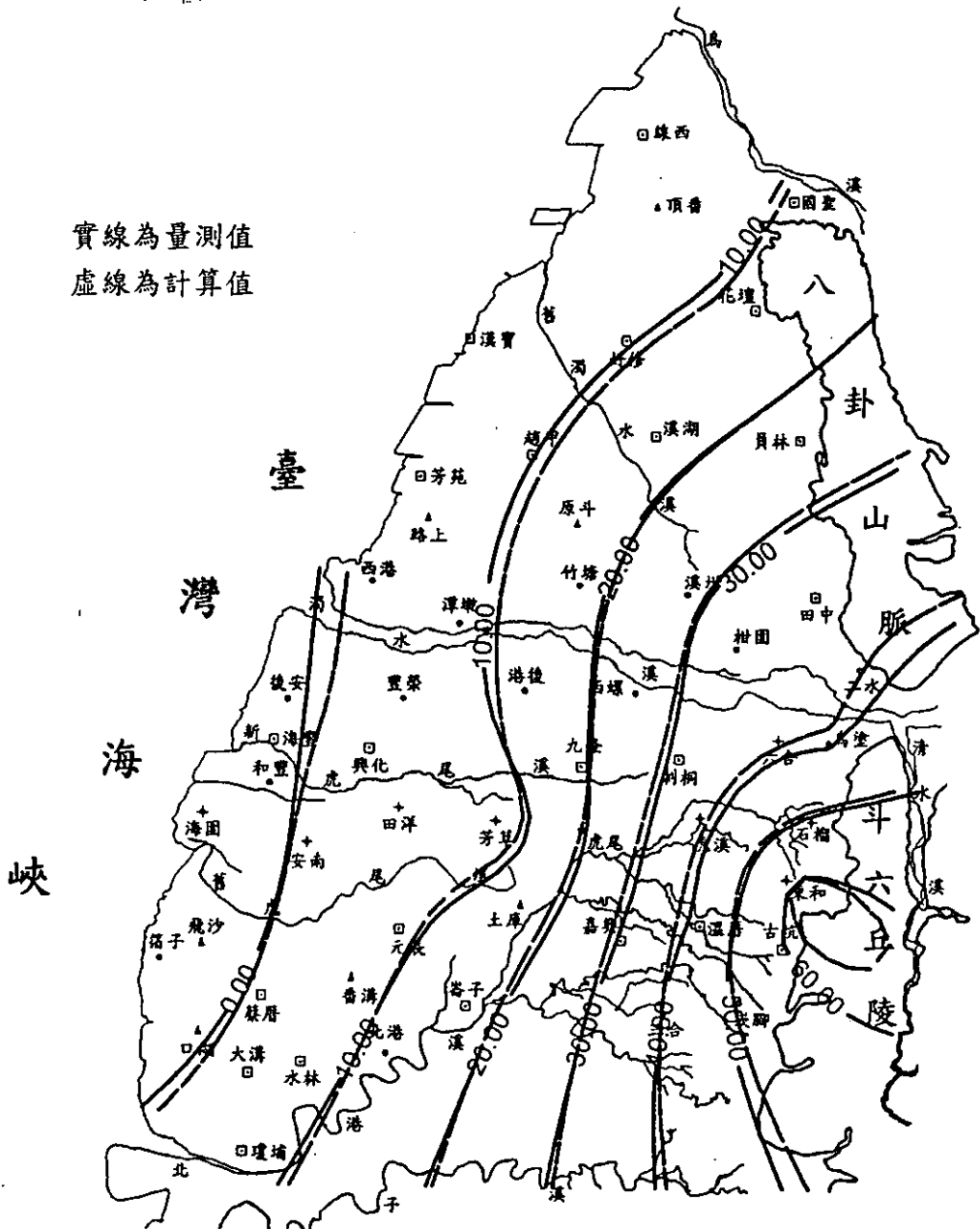


圖 2-19(c)濁水溪沖積扇含水一地下水位模擬結果(86/12)

2.3 地下水質量傳輸計算文獻回顧

地下水質量傳輸方程式(mass transport equation)可表示為

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left(D_{ij} \frac{\partial C}{\partial x_j} \right) - u_i \frac{\partial C}{\partial x_i} + \frac{q_s}{n} C_s + \sum_{k=1}^N R_k \quad i, j = x, y, z \quad (2.5)$$

其中， C 代表污染物之濃度(concentration)。式(2.5)等號右邊第一項表示由濃度梯度產生之分子擴散(molecular diffusion)及流體運動與複雜孔隙結構作用所產生之機械延散(mechanical dispersion) (Freeze and Cherry 1979)， D_{ij} 為延散係數張量(dispersion coefficient tensor)。式(2.5)等號右邊第二項表示污染物由流體流速帶動所產生之移流或對流(advection or convection)現象， u_i 為地下水之流速，可由水流方程式(flow equation)計算水頭(hydraulic head)分布，再由達西定律(Darcy's law)求得。式(2.5)等號右邊第三項為源流項(sink or source)，表示加入水體之污染物量。式(2.5)等號右邊第四項則為化學或生物作用所造成之源流項。

在化學或生物作用所造成之源流項(式(2.5)等號右邊第四項)中，污染物與土壤間之吸附(sorption)與解附(desorption)以及離子交換(ion exchange)等作用，可以引用遲滯因子(R_d , retardation factor)來表示(Zheng and Bennett, 1995)；此外，污染物之放射性衰減(radioactive decay)與生物分解(biodegradation)以及水解(hydrolysis)等不可逆程序(irreversible processes)，則可以應用一階不可逆作用(first-order irreversible reaction)概念來表示(Zheng and Bennett, 1995)。綜合上述，式(2.5)可進一步表示為

$$R_d \frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left(D_{ij} \frac{\partial C}{\partial x_j} \right) - u_i \frac{\partial C}{\partial x_i} + \frac{q_s}{n} C_s - \lambda C \quad i, j = x, y, z \quad (2.6)$$

其中， R_d 為遲滯係數(retardation factor)， λ 為一階比例常數(first-order rate

constant)。

式(2.6)所表示之地下水質量傳輸方程式(mass transport equation)僅考慮一種物質種類(species)之傳輸現象，若同時考慮數種物質時則需耦合求解數個地下水質量傳輸方程式(Yeh and Tripathi, 1989)。另外，污染物依溶水特性，可分為可溶性(miscible)與非溶性(immiscible)兩種。其中非溶性污染物又可分為較水重之非溶性液體(dense non-aqueous phase liquid, DNAPL)與較水輕之非溶性液體(light non-aqueous phase liquid, LNAPL)，模擬非溶性之污染物傳輸則需應用多相流(multi-phase flows)之概念(Parker, 1989)。此外，可溶性污染物傳輸若考慮具密度變化效應時，則可應用於海水入侵等問題，如 Aderson et al. (1988)、Bush(1988)、Voss and Souza(1987)與 Huyakorn et al.(1987)。

本研究地下水質量傳輸計算今年度探討的對象是溶解於水之污染物，而非不溶於水如輕油(LNAPL)或重油(DNAPL)等物質，模擬的範圍則主要針對較大區域之傳輸行為。證諸以往地下水中之砷污染所造成的烏腳病，以及最近非典型肺炎藉由地下水污染的防治與公共衛生問題，均顯示出本研究探討主題的重要性。

一般而言，移流與延散乃是污染物在地下水傳輸中兩種最重要的機制，因此式(2.6)又稱為移流延散方程式(advective-dispersive equation)。式(2.6)可以應用數學解析解(analytic solution)或數值方法(numerical method)求解。因為數學解析解只適用於簡化之問題，所以數值方法已被廣泛地應用於移流延散方程式之求解。移流傳輸機制在數學上屬於雙曲線型(hyperbolic type)偏微分方程式，延散傳輸機制則屬於拋物線型(parabolic type)偏微分方程式。一般而言，尤拉法(Eulerian methods)較適合求解延散作用，拉格蘭奇法(Lagrangian methods)較適合求解移流作用，結合兩者之長處乃有混合尤拉-拉格蘭奇法(mixed Eulerian-Lagrangian methods)之提出。

有限差分法(finite difference method)、有限元素法(finite element method)以及有限解析法(finite analytic method)等屬於尤拉法。利用有限差分法所建構之地下水質量傳輸模式，有如 VS2DT(Healy, 1990)、FTWORK(Faust et al., 1990)與 MT3D(Zheng, 1990)等，利用有限元素法所建構之地下水質量傳輸模式，則有如 SUTRA(Voss, 1984)、FEMWAST(Yeh and Ward, 1981)與 CFEST(Gupta et al, 1987)等。Tsai et. al. (1995)則利用有限解析法求解地下水質量傳輸問題。特性法(method of characteristics)屬於拉格蘭奇法，利用特性法所建構之模式，則有如 MT3D(Zheng, 1990, 1992)。此外，利用混合尤拉-拉格蘭奇法所建構之模式，有如 3DLEWAST(Yeh, 1991)、MOC DENSE(Sanford and Konikow, 1985)與 BIOPLUME II(Rifai et al., 1988)等。

2.4 移流及延散數值求解方法之評估及選用

由上述可知，有限差分法、有限元素法、特性法、以及混合尤拉-拉格蘭奇法(特性法結合有限差分法或有限元素法)乃是常用於求解移流延散方程式之數值方法。已有許多地下水質量傳輸商用模式，應用有限差分法、有限元素法、特性法、以及混合尤拉-拉格蘭奇法建構而成。但是，應用有限解析法計算地下水質量傳輸則一直停留在簡單模擬案例的研究階段，且目前尚未與任何地下水流模式結合，建構出一套地下水質量傳輸模式，並應用於實際現地模擬。有限解析法已被應用於計算流體力學(computational fluid dynamics)多年(Chen et. al., 1981、1987；Chen and Chen, 1984)，可穩定解析複雜之流場，如紊流(turbulence)與分離現象(separation)，乃是此數值方法之特點。有限差分法、有限元素法、有限解析法、特性法以及混合尤拉-拉格蘭奇法列表分析如表 2.1 所示，以下分別闡述各種數值方法之相關特性。

有限差分法乃是以泰勒級數(Taylor series)為理論基礎，有限元素法則

是應用權重殘差法(weighted residual method)發展而成。有限差分法與有限元素法屬於尤拉法(Eulerian method)，一般而言較適合模擬無方向性之延散作用。若求解具有強烈方向性之移流作用，則可能會產生數值震盪(numerical oscillation)，使數值計算不穩定(unstable)。利用上風法(upwinding)技巧，可以大致消除數值震盪問題，但是卻引發額外之數值擴散(numerical diffusion or numerical dissipation)，影響數值計算精度(accuracy)。此外，有限元素法可容易的處理不規則之邊界，但是有限差分法對於不規則邊界問題，需要額外處理或應用格網生成法(grid generation)將不規則模擬區域轉換至規則之區域計算。一般而言，有限差分法較有限元素法更容易建構且容易擴充。

有限解析法亦屬於尤拉法，但是其所引用之理論基礎與有限差分法以及有限元素法截然不同。有限解析法乃利用局部解析解建構而成，因為具有局部解析解之特性，所以有自動上風法之功能，同時適合求解移流及延散作用，且不會產生數值震盪，對於複雜問題之計算具有穩定收斂之特性。有限解析法可以在卡式座標(Cartesian coordinate)下處理不規則邊界問題。此外，有限解析法的精確度較有限差分法佳，建構方式則與有限差分法相同，較有限元素法簡單且容易擴充。

特性法乃是利用特性方程式(characteristics equations)與特性線(characteristics lines)求解之數值方法，較適合於處理具有強烈方向性之移流作用，而較不適合求解延散作用。應用特性法時，必須面臨質點追蹤(particle tracking)以及內差(interpolation)等問題，亦可能產生質量(mass)無法守衡(conservation)以及需有數值穩定限制條件(numerical stability constraints)之缺點。一般而言，對於移流作用之求解，特性法較有限差分法與有限元素法準確，但是其數值之穩定性則較其他兩種數值方法差，尤其是對於複雜流場之模擬，因為如何正確地追蹤質點，乃是困難之問題。

特性法結合有限差分法或有限元素法所發展出之混合尤拉-拉格蘭奇法(mixed Eulerian-Lagrangian methods)，即先利用分割法(method of fractional step)將移流延散方程式拆解為移流與延散兩個獨立之方程式，在分別利用拉格蘭奇法與尤拉法求解。顯而易見的是，此法將較拉格蘭奇法與尤拉法花費更多計算時間，同時也需面臨拉格蘭奇法所遭遇之難題，且可能較無法符合嚴謹之物理與數學理論。

由上述，基於穩定性、簡單性、實用性以及精確度之考量，本研究選擇有限解析法作為計算地下水質量傳輸之數值方法。有限解析法之簡述詳見附錄 B。

表 2-1 移流延散方程式數值求解方法之比較

	有限差分法 (Finite Difference Method)	有限元素法 (Finite Element Method)	有限解析法 (Finite Analytic Method)	特性法 (Method of Characteristics)	混合尤拉-拉格蘭奇法 (Mixed Eulerian-Lagrangian Method)
理論基礎	泰勒級數(Taylor Series)	權重殘差法(Weighted Residual Mehtod)	局部解析解(Local Analytic Soutlion)	特性線與內插 (Characteristics Line and Interpolation)	分割法(method of fractional step)
移流作用之求解	差	差	可	佳	佳
延散作用之求解	佳	佳	佳	差	佳
滿足質量守衡	有	有	有	不一定	不一定
有無穩定限制條件	不一定	不一定	無	有	有
穩定性	可	可	佳	差	差
不規則邊界之處理	差	佳	佳	可	可
建構方式	簡單	較複雜	簡單	複雜	複雜
擴充性	佳	可	佳	差	差

第三章 地下水質量傳輸模式之建立

本章說明地下水質量傳輸模式建立之理論架構，包括控制方程式、邊界條件以及水平二維變量(垂直積分平均)之求解、垂直變量之求解，以及三維模式(垂直分層，水平分區)之求解，最後則是模式之驗證。

3.1 控制方程式

假設延散係數張量 D_{ij} 為對稱(Scheidegger, 1961)並忽略延散係數在空間之變化，且暫不考慮源流項以及一階不可逆作用，則式(2.6)可表示為

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_x \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} + D_z \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} + 2D_{xy} \frac{\partial^2 C}{\partial x \partial y} + 2D_{xz} \frac{\partial^2 C}{\partial x \partial z} + 2D_{yz} \frac{\partial^2 C}{\partial y \partial z} - u_x \frac{\partial C}{\partial x} - u_y \frac{\partial C}{\partial y} - u_z \frac{\partial C}{\partial z} \quad (3.1)$$

為考慮計算的效率與精確度，本研究將地下水流速與污染物濃度皆拆解為垂向積分平均值與垂直變量之和，即 $u = \bar{u} + u'$ 以及 $C = \bar{C} + C'$ ，其中 $\bar{u} = \frac{1}{B} \int_{b_i}^{b_{i+1}} u dz$ 且 $\bar{C} = \frac{1}{B} \int_{b_i}^{b_{i+1}} \Phi dz$ ， $z = b_{i+1}(x, y, t)$ 與 $z = b_i(x, y, t)$ 分別表示上、下邊界， $B = b_{i+1}(x, y, t) - b_i(x, y, t)$ 。

含水層

若假設含水層之水流為水平流，也就是 $u = \bar{u}$ ，則可得 $D_{xz} = D_{yz} = 0$ (Bear, 1979)，因此式(3.1)可變為

$$D_x \frac{\partial^2 (\bar{C} + C)}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 (\bar{C} + C)}{\partial y^2} + D_z \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} + 2D_{xy} \frac{\partial^2 (\bar{C} + C)}{\partial x \partial y} - (\bar{u}_x) \frac{\partial (\bar{C} + C)}{\partial x} - (\bar{u}_y) \frac{\partial (\bar{C} + C)}{\partial y} - \frac{\partial (\bar{C} + C)}{\partial t} = 0 \quad (3.2)$$

將式(3.2)對垂直方向作深度積分，並利用萊布尼茲法則 (Leibniz rule)，

則可得

$$\frac{\partial \bar{C}}{\partial t} - D_x \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial x^2} - D_y \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial y^2} - 2D_{xy} \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial x \partial y} + \bar{u}_x \frac{\partial \bar{C}}{\partial x} + \bar{u}_y \frac{\partial \bar{C}}{\partial y} = \frac{1}{B} \left(D_z \frac{\partial C'}{\partial z} \Big|_{z=B} - D_z \frac{\partial C'}{\partial z} \Big|_{z=0} \right) \quad (3.3)$$

將式(3.2)式減式(3.3)可以得垂直變量方程式

$$\frac{\partial C'}{\partial t} = D_x \frac{\partial^2 C'}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 C'}{\partial y^2} + 2D_{xy} \frac{\partial^2 C'}{\partial x \partial y} + D_z \frac{\partial^2 C'}{\partial z^2} - \bar{u}_x \frac{\partial C'}{\partial x} - \bar{u}_y \frac{\partial C'}{\partial y} - \left(\frac{\partial \bar{C}}{\partial t} - D_x \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial x^2} - D_y \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial y^2} - 2D_{xy} \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial x \partial y} + \bar{u}_x \frac{\partial \bar{C}}{\partial x} + \bar{u}_y \frac{\partial \bar{C}}{\partial y} \right) \quad (3.4)$$

阻水層

若假設阻水層之水流為垂直流且近似一定值，也就是 $u = u_z^0(x, y, t)$ ，

因此 $D_{xz} = D_{yz} = 0$ (Bear, 1979)，式(3.1)可變為

$$D_x \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} + 2D_{xy} \frac{\partial^2 C}{\partial x \partial y} + D_z \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} - u_z^0 \frac{\partial C}{\partial z} - \frac{\partial C}{\partial t} = 0 \quad (3.5)$$

將污染物濃度拆解為垂向積分平均值與垂直變量之和，即

$C = \bar{C} + C'$ ，其中 $\bar{C} = \frac{1}{B} \int_{b_i}^{b_{i+1}} \Phi dz$ ， $z = b_{i+1}(x, y, t)$ 與 $z = b_i(x, y, t)$ 分別表示上、下邊界， $B = b_{i+1}(x, y, t) - b_i(x, y, t)$ 。則式(3.5)可變為

$$D_x \frac{\partial^2 (\bar{C} + C')}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 (\bar{C} + C')}{\partial y^2} + 2D_{xy} \frac{\partial^2 (\bar{C} + C')}{\partial x \partial y} + D_z \frac{\partial^2 C'}{\partial z^2} - u_z^0 \frac{\partial C'}{\partial z} - \frac{\partial (\bar{C} + C')}{\partial t} = 0 \quad (3.6)$$

將式(3.6)對 z 作積分得

$$\frac{\partial \bar{C}}{\partial t} - D_x \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial x^2} - D_y \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial y^2} - 2D_{xy} \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial x \partial y} = \frac{1}{B} \left(D_z \frac{\partial C'}{\partial z} \Big|_{z=b_{i+1}} - D_z \frac{\partial C'}{\partial z} \Big|_{z=b_i} \right) - \frac{u_z^0}{B} (C' \Big|_{z=b_{i+1}} - C' \Big|_{z=b_i}) \quad (3.7)$$

將式(3.6)減式(3.7)得垂直變量方程式為

$$\frac{\partial C'}{\partial t} - D_z \frac{\partial^2 C'}{\partial z^2} = D_x \frac{\partial^2 C'}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 C'}{\partial y^2} + 2D_{xy} \frac{\partial^2 C'}{\partial x \partial y} - u_z' \frac{\partial C'}{\partial z} - \left(\frac{\partial \bar{C}}{\partial t} - D_x \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial x^2} - D_y \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial y^2} - 2D_{xy} \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial x \partial y} \right) \quad (3.8)$$

由上述推導可知，研究中將污染物濃度量拆解為水平(垂直積分平均)值與垂直變量之和，再利用分層垂向積分技巧，將三維地下水質量傳輸方程式，進一步拆解為水平二維的垂直積分平均地下水質量傳輸方程式以及垂向一維的垂直變量地下水質量傳輸方程式，冀能一方面保存三維之特質，另一方面又能提高大範圍求解的效率。

式(3.3)與式(3.4)為含水層地下水質量傳輸計算所使用之控制方程式，式(3.7)與式(3.8)為阻水層所使用之控制方程式。其中式(3.3)與式(3.7)為水平(垂向積分平均)值控制方程式，式(3.4)與式(3.8)則為垂向變量控制方程式。水平(垂直積分平均)地下水質量傳輸可以 3.3 節所述之方法計算，垂向一維的垂直變量地下水質量傳輸則以解析方式求解。由於式(3.3)與式(3.7)右側有垂直變量，而式(3.4)與式(3.8)式右側有垂向積分值，故理論上仍須以疊代法求得最終解。

3.2 邊界條件

邊界條件可分為外部邊界條件(external boundary condition)以及內部邊界條件(internal boundary condition)兩種。外部邊界條件乃是指模擬區域最外圍之邊界而言，通常位於海岸線、河川或山嶺線，垂向的岩盤或地下水面線等。而內部邊界條件則是在模擬區域內，所產之介面邊界而言。以下分別敘述外部邊界條件以及內部邊界條件。

外部邊界條件

外部邊界條件可為定濃度、污染物通量或兩者之線性組合，因此垂向積分平均值與垂向變量之外部邊界條件可分表示為

$$\rho_i \bar{C}_i + \beta_i \frac{\partial \bar{C}_i}{\partial n} = \gamma_i(t) \quad (3.9)$$

$$\rho_i C'_i + \beta \frac{\partial C'_i}{\partial n} = \gamma(t) \quad (3.10)$$

ρ_i, β_i 為已知係數

內部邊界條件

內部邊界條件須同時滿足質量連續以及通量連續。水平方向之內部邊界條件為

$$\bar{C}_1 = \bar{C}_2 \quad (3.11)$$

$$D_1 \frac{\partial \bar{C}_1}{\partial n} = D_2 \frac{\partial \bar{C}_2}{\partial n} \quad (3.12)$$

其中下標 1 與 2 分別表示相鄰邊界不同分層之介質。垂直方向之內部邊界條件可表示為

$$\bar{C}_1 + C'_1 = \bar{C}_2 + C'_2 \quad (3.13)$$

$$D_1 \frac{\partial C'_1}{\partial n} = D_2 \frac{\partial C'_2}{\partial n} \quad (3.14)$$

水平二維(垂直積分平均)的地下水流，及垂向一維的垂直變量地下水流，皆可以利用本研究所選用之分層三維地下水流模式求得，詳見第二章及附錄 A。水平二維(垂直積分平均)的質量傳輸方程式可使用上章節中

所選用之有限解析解求解，見附錄 B，而一維的垂直變量地下水質量傳輸方程式，為考慮效率及精確度吾人則採用解析解方式求解。以下分別說明水平二維(垂直積分平均)的質量傳輸方程式，以及一維的垂直變量地下水質量傳輸方程式以及三維模式(垂直分層，水平分區)之求解。

3.3 水平二維變量(垂直積分平均)之求解

含水層與阻水層之水平二維變量(垂直積分平均)質量傳輸方程式，即式(3.3)與式(3.7)，可進一步表示為

$$\frac{\partial \bar{C}}{\partial t} - D_x \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial x^2} - D_y \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial y^2} - 2D_{xy} \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial x \partial y} + \bar{u}_x \frac{\partial \bar{C}}{\partial x} + \bar{u}_y \frac{\partial \bar{C}}{\partial y} = f_1(C, x, y, t) \quad (3.15)$$

以及

$$\frac{\partial \bar{C}}{\partial t} - D_x \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial x^2} - D_y \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial y^2} - 2D_{xy} \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial x \partial y} = f_2(C, x, y, t) \quad (3.16)$$

其中， f_1 與 f_2 分別為式(3.3)與式(3.7)等號之右邊項，表示上、下邊界處污染物之流通量。

式(3.15)與式(3.16)，乃分別求解含水層與阻水層之污染物濃度水平(垂直積分平均)值，但是其中包含垂直變量值，所以計算時只要將垂直變量值視為前一時刻之值，即可利用上章節中所選用求解移流延散方程式之數值方法來求解。如第二章所述，本研究選用有限解析法求解移流延散方程式。

3.4 垂直變量之求解

含水層

含水層之垂向一維的垂直變量地下水質量傳輸方程式，即式(3.4)，可改寫為

$$\frac{\partial C'}{\partial t} - D_z \frac{\partial^2 C'}{\partial z^2} = \psi(x, y, t) \quad (3.17)$$

其中含水層之 $\psi(x, y, t)$ 可表示為

$$\begin{aligned} \psi(x, y, t) = & D_x \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial y^2} + 2D_{xy} \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial x \partial y} - \bar{u}_x \frac{\partial \bar{C}}{\partial x} - \bar{u}_y \frac{\partial \bar{C}}{\partial y} - \frac{\partial \bar{C}}{\partial t} \\ & + D_x \frac{\partial^2 C'}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 C'}{\partial y^2} + 2D_{xy} \frac{\partial^2 C'}{\partial x \partial y} - \bar{u}_x \frac{\partial C'}{\partial x} - \bar{u}_y \frac{\partial C'}{\partial y} \end{aligned} \quad (3.18)$$

其中 \bar{C} 項將與水平計算值疊代輸入， C' 項將採用上一個時間之值以簡化計算。

阻水層

阻水層之垂向一維的垂直變量地下水質量傳輸方程式，即式(3.8)，亦可改寫為

$$\frac{\partial C'}{\partial t} - D_z \frac{\partial^2 C'}{\partial z^2} = \gamma(x, y, t) \quad (3.19)$$

其中 $\gamma(x, y, t)$ 可表示為

$$\begin{aligned} \gamma(x, y, t) = & D_x \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial y^2} + 2D_{xy} \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial x \partial y} - \frac{\partial \bar{C}}{\partial t} \\ & - u_z^0 \frac{\partial C'}{\partial z} + D_x \frac{\partial^2 C'}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 C'}{\partial y^2} + 2D_{xy} \frac{\partial^2 C'}{\partial x \partial y} \end{aligned} \quad (3.20)$$

其中 \bar{C} 項將與水平計算值疊代輸入， C' 項將採用上一個時間之值以簡化計算。

為使多土層問題得以聯立求解，吾人先作以下之變數轉換，即令

$$t = \alpha T \tau \quad (3.21a)$$

$$z = w \sqrt{\alpha D_z T} \quad (3.21b)$$

$$\Phi_i = C_i / C_0 \quad (3.21c)$$

其中 T 代表模擬時間， $\alpha = B^2 / D_i T$ ，B 為土層厚度， C_0 為濃度常數

則可分別將式(3.17)及式(3.19)可以分別得到相同之式(3.22)

$$\frac{\partial \Phi}{\partial \tau} - \frac{\partial^2 \Phi}{\partial w^2} = P(x, y, \tau) \quad (3.22)$$

其中

在含水層中：

$$P(x, y, \tau) = \alpha T \left(D_x \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial y^2} + 2D_{xy} \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial x \partial y} - \bar{u}_x \frac{\partial \bar{C}}{\partial x} - \bar{u}_y \frac{\partial \bar{C}}{\partial y} - \frac{1}{\alpha_i T} \frac{\partial \bar{C}}{\partial \tau_i} \right) \\ + \alpha T \left(D_x \frac{\partial^2 C'}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 C'}{\partial y^2} + 2D_{xy} \frac{\partial^2 C'}{\partial x \partial y} - \bar{u}_x \frac{\partial C'}{\partial x} - \bar{u}_y \frac{\partial C'}{\partial y} \right) \quad (3.23a)$$

在阻水層中：

$$P(x, y, \tau) = \alpha T \left(D_x \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial y^2} + 2D_{xy} \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial x \partial y} - \frac{1}{\alpha_i T} \frac{\partial \bar{C}}{\partial \tau_i} \right) \\ + \alpha T \left(-u_z^0 \frac{\partial C'}{\partial z} + D_x \frac{\partial^2 C'}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 C'}{\partial y^2} + 2D_{xy} \frac{\partial^2 C'}{\partial x \partial y} \right) \quad (3.23b)$$

以下利用多含水層案例，如圖 3-1 所示，說明垂項一維的垂直變量地下水質量傳輸方程式之解析解求解過程。

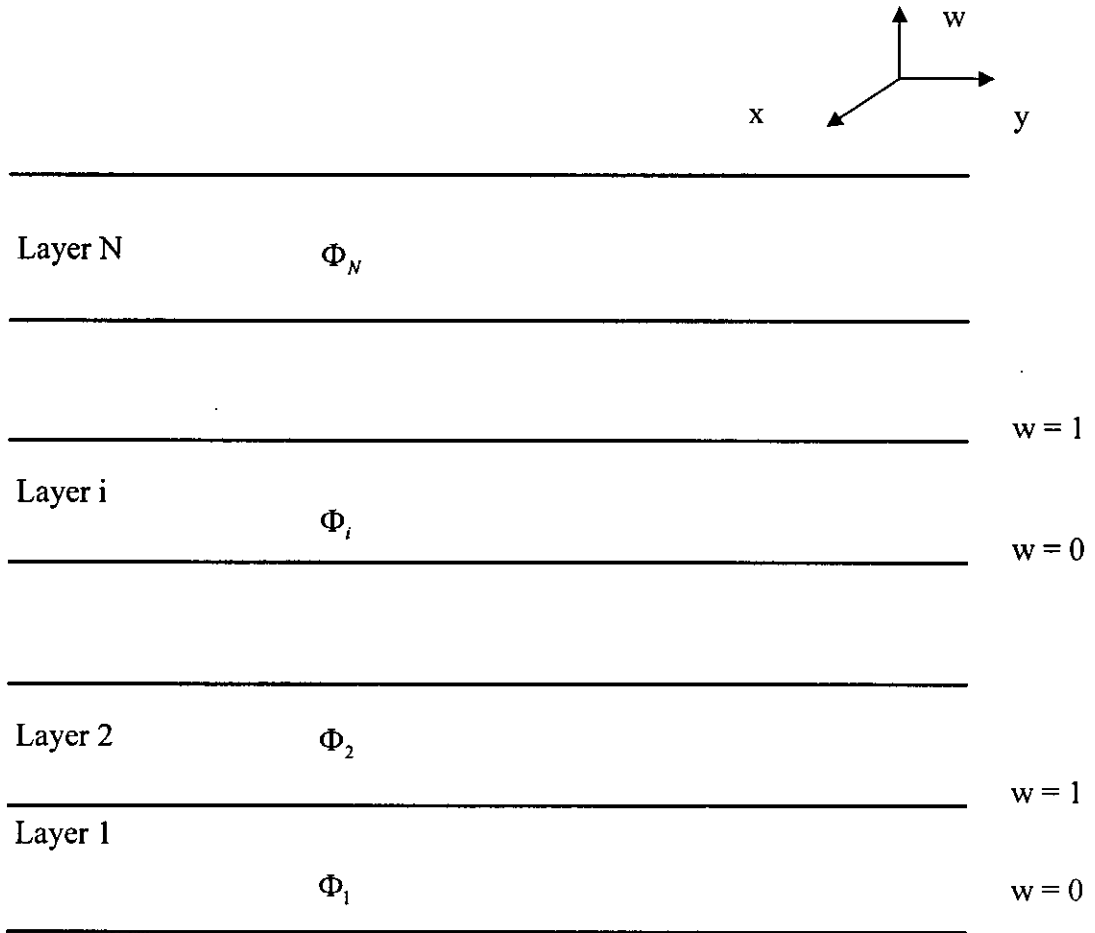


圖 3-1 垂直變量解析解示意圖

第一層

$$\frac{\partial \Phi_1}{\partial \tau} - \frac{\partial^2 \Phi_1}{\partial w^2} = P_0^{(1)}(x, y, \tau) \quad (3.24a)$$

$$\rho_1 \Phi_1(w=0, \tau) + \beta_1 \frac{\partial \Phi_1(w=0, \tau)}{\partial w} = \chi_1(\tau) \quad (3.24b)$$

$$\Phi_1(w=1, \tau) = \Phi_2(w=0, \tau) + \bar{C}_2 - \bar{C}_1 \quad (3.24c)$$

$$\Phi_1(w, \tau=0) = f_1(w) \quad (3.24d)$$

第 i 層

$$\frac{\partial \Phi_i}{\partial \tau} - \frac{\partial^2 \Phi_i}{\partial w^2} = P_0^{(i)}(x, y, \tau) \quad (3.25a)$$

$$\frac{\partial \Phi_i(w=0, \tau)}{\partial w} = \frac{\partial \Phi_{i-1}(w=1, \tau)}{\partial w} \quad (3.25b)$$

$$\Phi_i(w=1, \tau) = \Phi_{i+1}(w=0, \tau) + \bar{C}_{i+1} - \bar{C}_i \quad (3.25c)$$

$$\Phi_i(w, \tau=0) = f_i(w) \quad (3.25d)$$

第 N 層

$$\frac{\partial \Phi_N}{\partial \tau} - \frac{\partial^2 \Phi_N}{\partial w^2} = P_0^{(N)}(x, y, \tau) \quad (3.26a)$$

$$\frac{\partial \Phi_N(w=0, \tau)}{\partial w} = \frac{\partial \Phi_{N-1}(w=1, \tau)}{\partial w} \quad (3.26b)$$

$$\rho_N \Phi_N(w=1, \tau) + \beta_N \frac{\partial \Phi_N(w=1, \tau)}{\partial w} = \gamma_N(\tau) \quad (3.26c)$$

$$\Phi_N(z, t=0) = f_N(z) \quad (3.26d)$$

令 $\Phi = a + v$ 則式(3.24)，式(3.25)，式(3.26)可以表示為

$$\frac{\partial a_1}{\partial \tau} - \frac{\partial^2 a_1}{\partial w^2} = P_0^{(1)}(x, y, \tau)$$

$$\frac{\partial v_1}{\partial \tau} - \frac{\partial^2 v_1}{\partial w^2} = 0$$

$$\frac{\partial a_1(w=0, \tau)}{\partial w} = 0$$

$$\rho_1 v_1(w=0, \tau) + \beta_1 \frac{\partial v_1(w=0, \tau)}{\partial w} = \gamma_1 - \alpha_1 a_1(w=0, \tau)$$

$$a_1(w=1, \tau) = 0$$

$$v_1(w=1, \tau) = v_2(w=0, \tau) + a_2(w=0, \tau) + \bar{C}_2 - \bar{C}_1$$

$$a_1(w, \tau=0) = f_1(w)$$

$$v_1(w, \tau=0) = 0$$

$$\frac{\partial a_i}{\partial \tau} - \frac{\partial^2 a_i}{\partial w^2} = P_0^{(i)}(x, y, \tau)$$

$$\frac{\partial v_i}{\partial \tau} - \frac{\partial^2 v_i}{\partial w^2} = 0$$

$$\frac{\partial a_i(w=0, \tau)}{\partial w} = 0$$

$$\frac{\partial v_i(w=0, \tau)}{\partial w} = \frac{\partial v_{i-1}(w=1, \tau)}{\partial w} + \frac{\partial a_{i-1}(w=1, \tau)}{\partial w}$$

$$a_i(w=1, \tau) = 0$$

$$v_i(w=1, \tau) = v_{i+1}(w=0, \tau) + a_{i+1}(w=0, \tau) + \bar{C}_{i+1} - \bar{C}_i$$

$$a_i(w, \tau=0) = f_i(w)$$

$$v_i(w, \tau=0) = 0$$

$$\frac{\partial a_N}{\partial \tau} - \frac{\partial^2 a_N}{\partial w^2} = P_0^{(N)}(x, y, \tau)$$

$$\frac{\partial v_N}{\partial \tau} - \frac{\partial^2 v_N}{\partial w^2} = 0$$

$$\frac{\partial a_N(w=0, \tau)}{\partial w} = 0$$

$$\frac{\partial v_N(w=0, \tau)}{\partial w} = \frac{\partial v_{N-1}(w=1, \tau)}{\partial w} + \frac{\partial a_{N-1}(w=1, \tau)}{\partial w}$$

$$a_N(w=1, \tau) = 0$$

$$\rho_N v_N(w=1, \tau) + \beta_N \frac{\partial v_N(w=1, \tau)}{\partial w} = \gamma_N - \beta_N \frac{\partial a_N(w=1, \tau)}{\partial w}$$

$$a_N(w, \tau=0) = f_N(w)$$

$$v_N(w, \tau=0) = 0$$

在求解的方法上， a_i 可以特徵方程展開法(eigenfunction expansion)求解，詳請參見(Haberman, 1983)。

$$\begin{aligned}
 a_i(w, \tau) &= \sum_{n=1}^{\infty} A_n(\tau) E_n(w) \\
 &= \sum_{n=1}^{\infty} \left(A_n(0) e^{-\beta_n^2 \tau} + e^{-\beta_n^2 \tau} \int_0^\tau 2 \left(\int_0^1 \cos \beta_n w dw \right) P_0^i(\tau') e^{\beta_n^2 \tau'} d\tau' \right) \cos \beta_n w
 \end{aligned} \tag{3.27}$$

$$A_n(0) = \frac{\int_0^1 f^i(w) \cos \beta_n w dw}{\int_0^1 \cos^2 \beta_n w dw} \tag{3.28}$$

$$A_n(\tau) e^{\lambda \tau} = A_n(0) + \int_0^\tau \int_0^1 P_0^i(\tau') \cos \beta_n w dw e^{\lambda \tau'} d\tau' \tag{3.29}$$

v_i 之求解可以 Duhamel's theorem 求解，詳請參見(Ozisk, 1980)

$$\begin{aligned}
 v_i &= f_1^i(\tau)(w-1) + f_2^i(\tau) + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2f_1^i(\tau)}{\beta_n^2} \cos \beta_n w - 2 \cos \beta_n w e^{-\beta_n^2 \tau} \int_0^{\tau} f_1^i(\tau') e^{\beta_n^2 \tau'} d\tau' \\
 &+ \sum_{n=1}^{\infty} - \left(\frac{2 \sin \beta_n f_2^i(\tau)}{\beta_n} \right) \cos \beta_n w + 2 \beta_n \sin \beta_n \cos \beta_n w e^{-\beta_n^2 \tau} \int_0^{\tau} f_2^i(\tau') e^{\beta_n^2 \tau'} d\tau'
 \end{aligned} \tag{3.30}$$

$$f_1^i(\tau) = \frac{\partial v_{i-1}(w=1, \tau)}{\partial w} + \frac{\partial \bar{a}_{i-1}(w=1, \tau)}{\partial w} \tag{3.31}$$

$$f_2^i(\tau) = v_{i+1}(w=0, \tau) + a_{i+1}(w=0, \tau) + \bar{C}_{i+1} - \bar{C}_i \tag{3.32}$$

將 a_i ， v_i 之解以式(3.21a)與式(3.21c)轉換回來，可得到垂向變量濃度 C' 。

3.5 三維模式(垂直分層、水平分區)之計算步驟

為了計算效率與精確度之考量，本模式將三維計算拆解為水平平均值計算與垂向變量計算，其計算流程圖如圖 3-2 所示

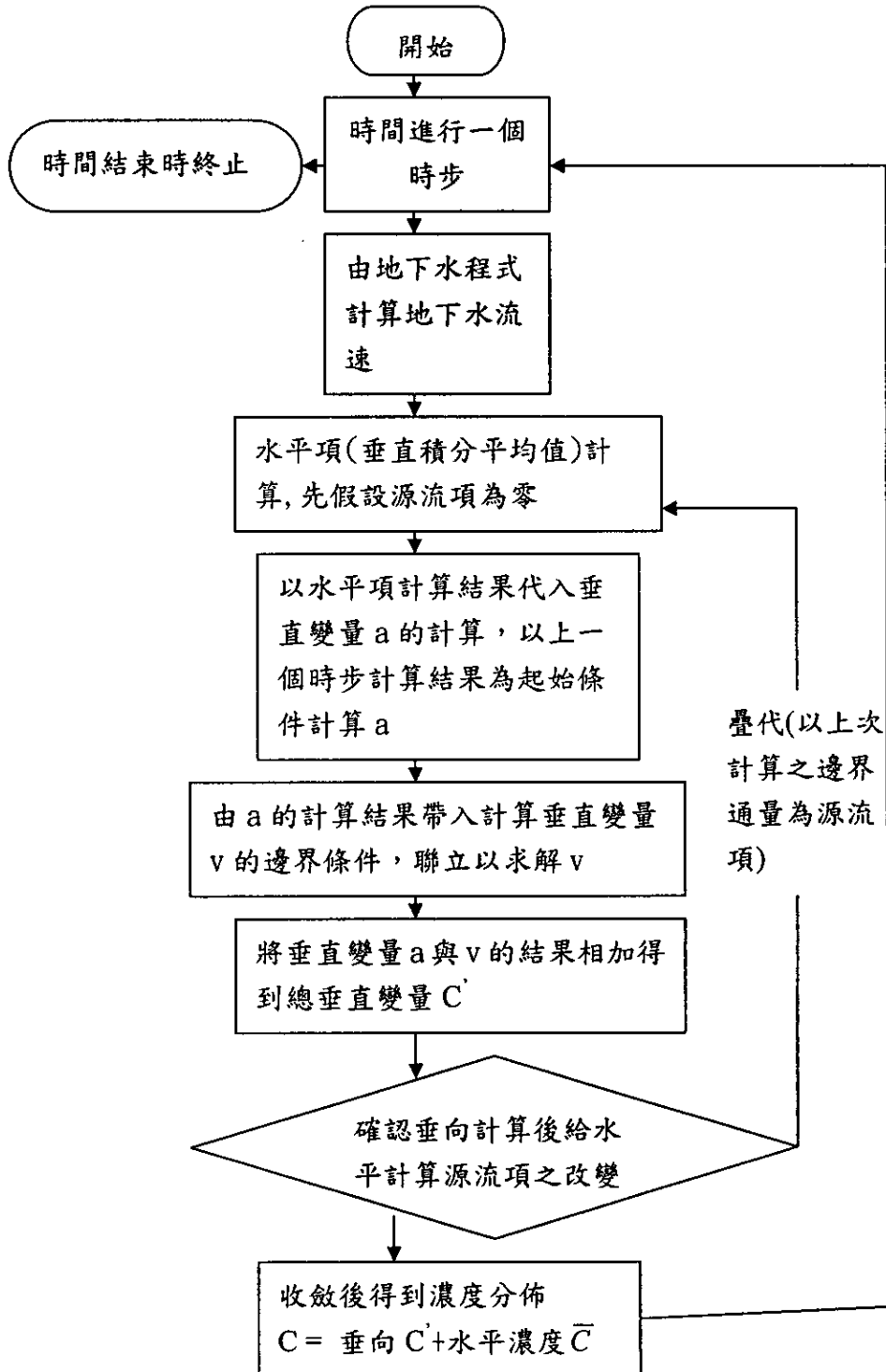


圖 3-2 三維計算流程圖

在計算中，解析解的積分以集合方式取代，集合的項次取到 $N=50$ ， $K=11$ ，其中 K 為每一單層在垂向取的點數(number of node)， N 為模數(mode)，表示的方法如下：

$$a_i(w, \tau) = \sum_{n=1}^N \left(A_n(0) e^{-\beta_n^2 \tau} + e^{-\beta_n^2 \tau} \int_0^1 2 \left(\int_0^1 \cos \beta_n w dw \right) P_0^i(\tau') e^{\beta_n^2 \tau'} d\tau' \right) \cos \beta_n w \quad (3.33)$$

$$A_n(0) = 2 \sum_{k=1}^K f^i(w) \cos \beta_n w_k \Delta w_k \quad (3.34)$$

$$\left(\int_0^1 \cos \beta_n w P_0^i(\tau') dw \right) = \sum_{k=1}^K 2 \cos \beta_n w_k P_0^i(\tau') \Delta w_k \quad (3.35)$$

$$\int_0^1 2 \left(\int_0^1 \cos \beta_n w dw \right) P_0^i(\tau') e^{\beta_n^2 \tau'} d\tau' \quad (3.36)$$

由於在式(3.36)採用數值積分會因為時步過大而在導致積分指數函數時產生過大誤差，為了避免因為數值積分而產生誤差，在計算式(3.36)時將 $P_0^i(\tau')$ 以常數近似，而以解析解進行計算。如此雖可能造成些許誤差，但卻能避免因為直接採用數值積分造成的誤差過大，且能提供足夠精確之模擬結果。

分層地下水計算及質量傳輸模式之關係除如圖 3-2 所示之外，所需之輸入資料如表 3-1 所示。由圖 3-2 即可知地下水流計算及質量傳輸計算之關係。

參數	項目
質量傳輸參數	源流項
	初始濃度 (M)
	延散係數 (D_{ij})
	土層上下邊界條件
	分區邊界條件
流體參數	流體密度 (ρ_w)
	流體壓縮係數 (β)
水文平衡參數	抽水量 (Q)
	分層抽水比例
	水田灌溉入滲量
	旱地降雨入滲量
	河川入滲量
	邊界側流量
	分層地下水位(初始條件)
	水頭邊界條件
模擬設定參數	網格點性質(邊界點、內部點或區與區交界點)
	網格大小 ($\Delta x, \Delta y$)
	時間間距 (Δt)
	地理座標(x, y, z)
	含水層與阻水層厚度 (B)

表 3-1 地下水流計算及質量傳輸計算所需輸入資料

3.6 地下水質量傳輸模式之驗證

水平二維變量(垂向積分平均)計算

式(3.3)中忽略混合延散係數 D_y 、流通量 f_1 以及 y 方向之流速，則可簡化為

$$\frac{\partial \bar{C}}{\partial t} + u_x \frac{\partial \bar{C}}{\partial x} = D_x \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial y^2} \quad (3.37)$$

若邊界條件為

$$\bar{C}(x, y, t) \rightarrow 0 \text{ as } |x| \rightarrow \infty \text{ or } |y| \rightarrow \infty \quad (3.38)$$

且時間為零時，即初始條件，在座標 $(x = x_0, y = y_0)$ 有一質量 M 之污染物，則式(3.18)之解析解為

$$\Phi(x, y, t) = \frac{M}{4\pi(D_x D_y)^{1/2}} \exp\left\{-\frac{[(x-x_0)-Ut]^2}{4D_x t} - \frac{(y-y_0)^2}{4D_y t}\right\} \quad (3.39)$$

為了使模擬初始污染物濃度為 1，將模擬起始時間定為 $t = t_0$ ，且質量為 $M = 4\pi(D_x D_y)^{1/2} t_0$ 。模擬所使用之參數為， $t_0 = 1500$ s、 $U = 1$ m/s、 $D_x = 30$ m²/s、 $D_y = 30$ m²/s、 x 方向以及 y 方向之網格大小為 $\Delta x = \Delta y = 40$ m、時間間距為 $\Delta t = 15$ s 以及 $(x_0, y_0) = (4000 \text{ m}, 2000 \text{ m})$ 。

時間 $t = (t_0 + 600)$ s 時，等污染物濃度模擬結果，如圖 3-3 所示。

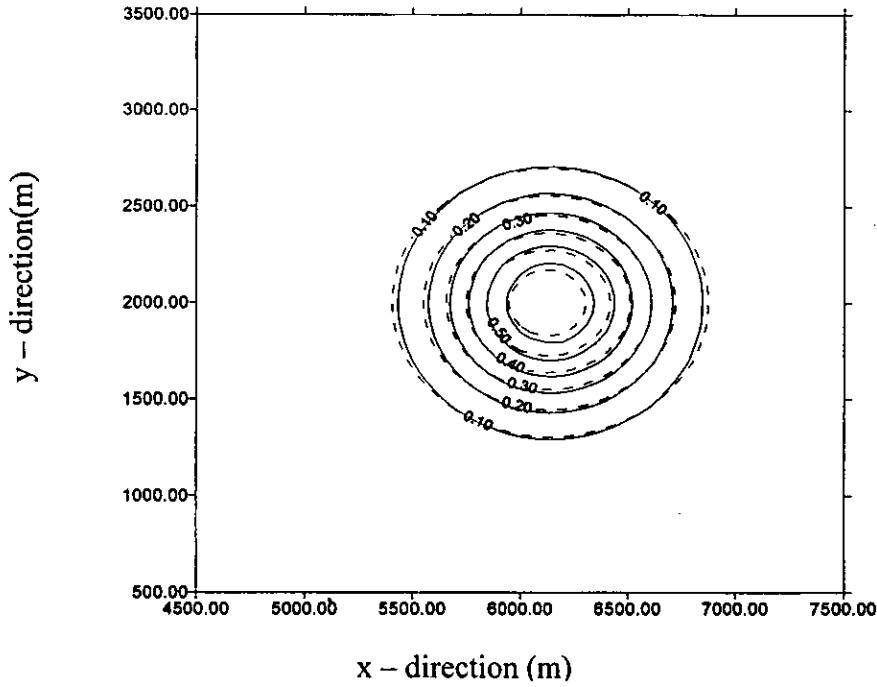


圖 3-3 移流延散方程式有限解析法等濃度分佈模擬結果
(實線為解析解)

沿 $y = 2000$ m 線上不同 x 座標之污染物濃度分布圖，如圖 3.4 所示。

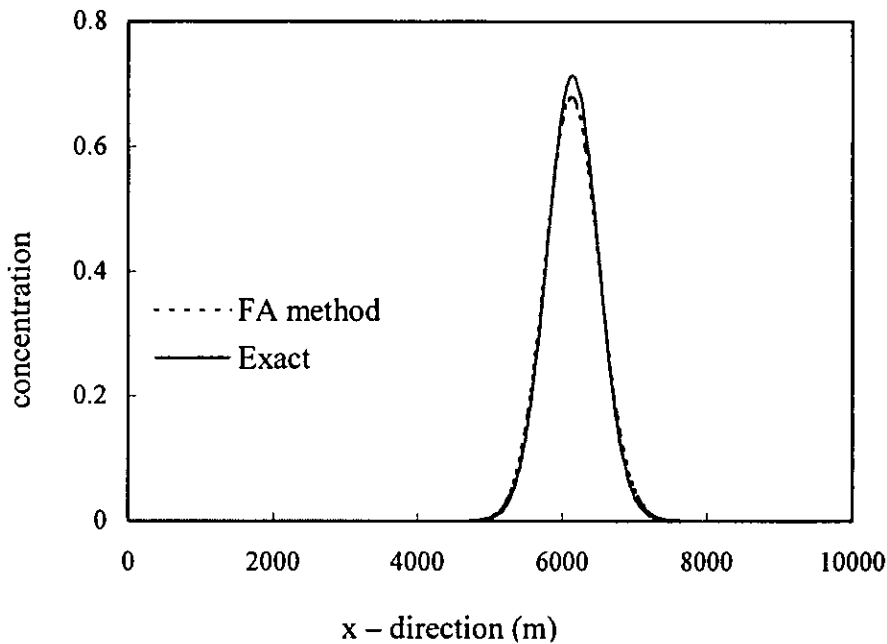


圖 3-4 移流延散方程式有限解析法濃度分佈模擬結果(沿 $y = 2000$ m 線)

由圖 3-3 與圖 3-4 可知，有限解析法可以合理地模擬污染物之傳輸現象。

接下來，進一步應用無因次化移流擴散方程式展示有限解析法。無因次化移流擴散方程式可表示為

$$\frac{\partial \Phi}{\partial t} + \frac{\partial \Phi}{\partial x} + \frac{\partial \Phi}{\partial y} = D \left(\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} \right) \quad (3.40)$$

其中 D 代表雷諾數(Reynold number)之倒數。在初始條件為

$$\Phi(x, y, 0) = \sin(\pi x) + \sin(\pi y) \quad (3.41)$$

以及邊界條件為

$$\begin{aligned} \Phi(0, y, t) &= (\sin(-\pi) + \sin \pi(y-t)) \exp(-D\pi^2 t) \\ \Phi(1, y, t) &= (\sin \pi(1-t) + \sin \pi(y-t)) \exp(-D\pi^2 t) \\ \Phi(x, 0, t) &= (\sin \pi(x-t) + \sin(-\pi)) \exp(-D\pi^2 t) \\ \Phi(x, 1, t) &= (\sin \pi(x-t) + \sin \pi(1-t)) \exp(-D\pi^2 t) \end{aligned} \quad (3.42)$$

則式(3.40)之解析解可表示如下

$$\Phi(x, y, t) = (\sin \pi(x-t) + \sin \pi(y-t)) \exp(-D\pi^2 t) \quad (3.43)$$

模擬所使用之參數為， $D = 0.02$ 、 x 方向以及 y 方向之網格小為 $\Delta x = \Delta y = 0.01$ 、時間間距為 $\Delta t = 0.005$ 。模擬時間為 $t = 1$ 與 $t = 2$ 時， Φ 在 $x = y$ 線上之模擬結果，如圖 3-5 所示。由圖 3-5 可再一次發現，有限解析法可以準確地模擬移流擴散方程式。

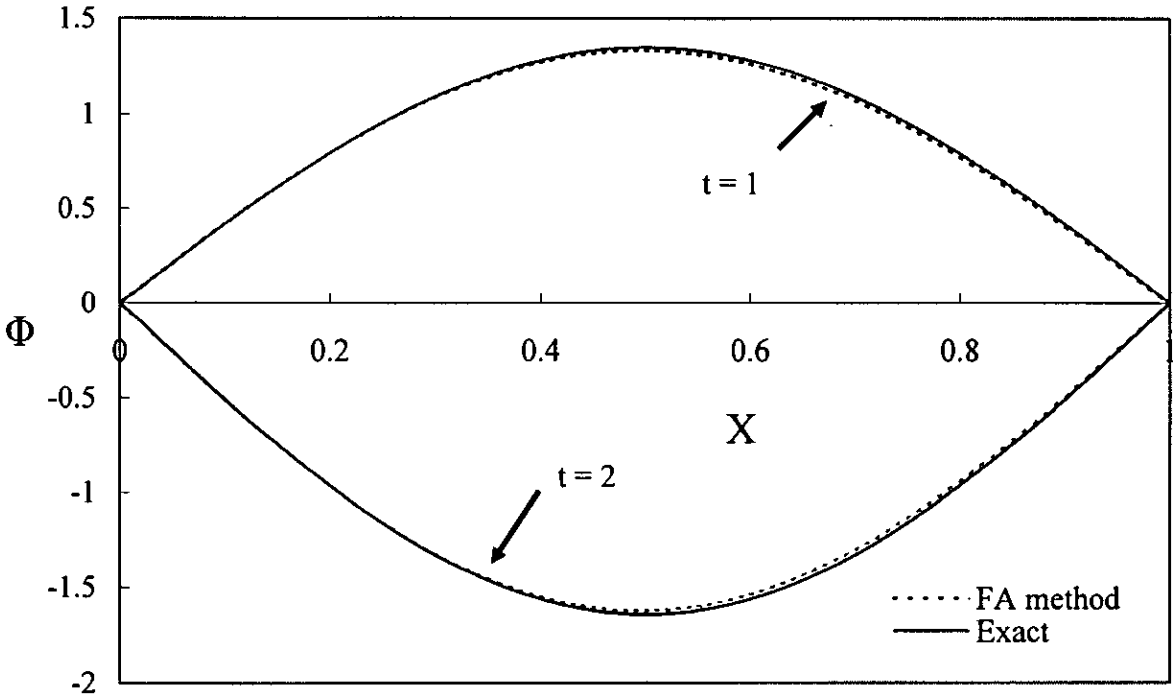


圖 3-5 無因次移流擴散方程式有限解析法在 $x=y$ 之模擬結果

垂向變量傳輸計算

為了驗證含水層之多層垂向一維之變量，即式(3.24)、(3.25)、(3.26)，吾人將以常數邊界常數起始值之一維擴散方程式進行虛擬分層，將單層問題虛擬分為三層，如圖 3-6 所示

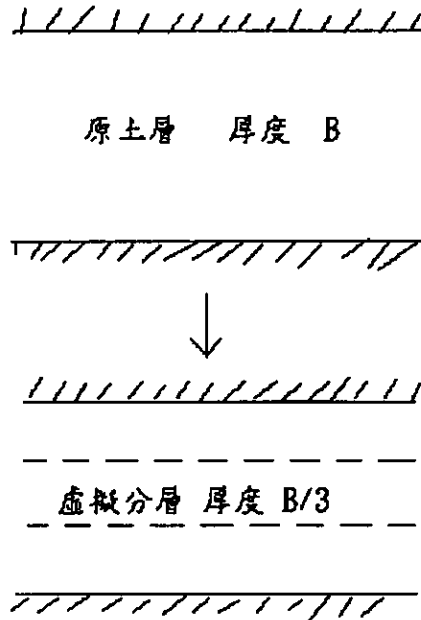


圖 3-6 虛擬分層示意圖

再以得到之多層聯立之一維擴散方程式進行三層聯立計算，最後以單層擴散方程式之解析解予以比對驗證。

單一層之擴散方程式為

$$\frac{\partial C}{\partial t} - D_z \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} = P_0(x, y, t) \quad (3.44a)$$

$$\frac{\partial C(z=0, t)}{\partial z} = f_1 \quad (3.44b)$$

$$C(z=B, t) = f_2 \quad (3.44c)$$

$$C(z, t=0) = f(z) \quad (3.44d)$$

令非均值項 $p_0=0$ ，下邊界 $f_1=0$ ，上邊界 $f_2=90$ ，起始值(背景濃度) $f_w=5$ ，則上式之解析解為(Ozsisik, 1980)

$$C = 90 + \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{170 \times \sin \beta_n}{\beta_n} \right) e^{-\beta_n^2 D_z t} \cos \beta_n w \quad (3.45)$$

令原土層厚度 60 m，擴散係數 $D_z = 0.3 \text{ m}^2/\text{s}$ 。將土層虛擬分為三層，土層厚度分別為 20 m，非均值項 $p_0 = 0$ ，下邊界為不透水邊界，最上層上邊界有濃度 90，起始值(背景濃度) $f_w = 5$ 。

在時間 $t=150\text{s}$ 時，污染物濃度在垂向上之模擬結果，如圖 3-7 所示

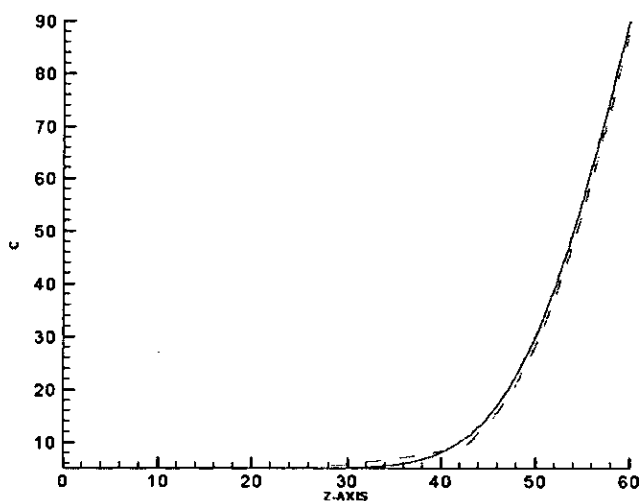


圖 3-7 虛擬分層聯立計算與單層解析解對照圖(實線為解析解)

接下來，探討包含了含水層與阻水層組合的多層非均質問題，如圖 3-8 所示

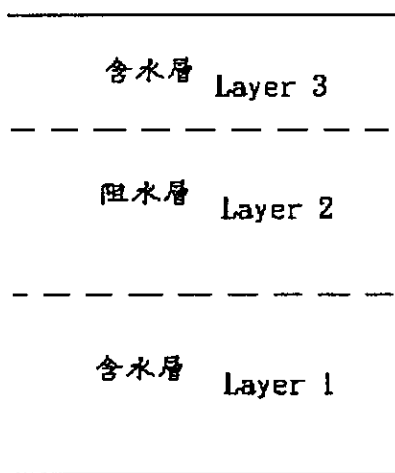


圖 3-8 設計案例土層分佈圖

在設計案例土層厚度分別為 20 m，各層的擴散係數分別為 $D_{z1} = 0.9 \text{ m}^2/\text{s}$ ， $D_{z2} = 0.06 \text{ m}^2/\text{s}$ ， $D_{z3} = 0.6 \text{ m}^2/\text{s}$ ，非均項 $p_0 = 0$ ，下邊界為不透水邊界，最上層上邊界有濃度 90，起始值(背景濃度) $c_w = 5$ ，中間阻水層有 Z 方向流速 $U_z = 0.05 \text{ m/s}$ 。計算結果如圖 3-9 所示。

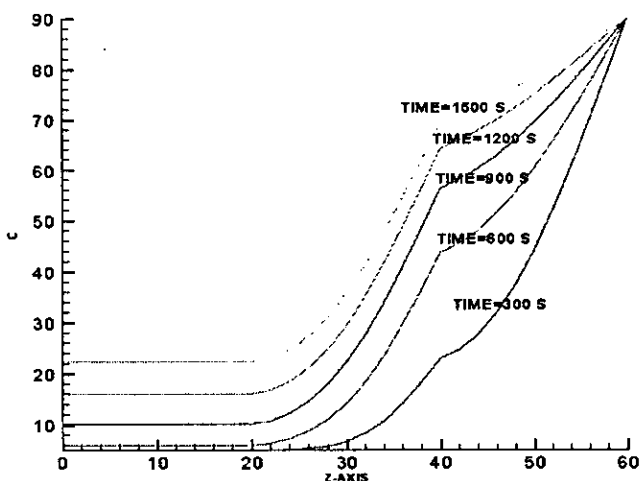


圖 3-9 時間與垂向濃度變化圖

由圖 3-7 與圖 3-9 可知，本模式在垂向變量之計算上可以合理地模擬污染物傳輸之現象。

三維計算之驗證

本模式之目的為進行三維質量傳輸之計算，式(3.1)忽略 D_{xy} 、 D_{xz} 、 D_{yz} 及 u_y 、 u_z ，可表示為

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_x \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} + D_z \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} - u_x \frac{\partial C}{\partial x} \quad (3.46)$$

時間為零時，即初始條件，在座標 $(x = x_0, y = y_0, z = z_0)$ 有一質量 M 之污染物，

水平向邊界條件為

$$\bar{C}(x, y, t) \rightarrow 0 \text{ as } |x| \rightarrow \infty \text{ or } |y| \rightarrow \infty \quad (3.47)$$

垂向邊界條件為

$$\frac{\partial C'(z=0, t)}{\partial z} = 0 \text{ as } z=0 \text{ and } z=B \quad (3.48)$$

解析解為

$$C(x, y, z, t) = \sum_{n=-\infty}^{n=\infty} \frac{M}{8(\pi^3 t^3 D_x D_y D_z)^{1/2}} \exp \left\{ - \left[\frac{[(x-x_0)-Ut]^2}{4D_x t} + \frac{(y-y_0)^2}{4D_y t} + \frac{(z-z_0-nB)^2}{4D_z t} \right] \right\} \quad (9)$$

其驗證方法與垂向一維的驗證方法相同，均將單層均質層虛擬分層為三層，如圖 3-6 所示，將濃度質點起始位置位於土層中心(200m,500m,30m)的地方。為了使模擬初始污染物濃度為 1，將模擬起始時間定為 $t = t_0$ ，且質量為 $M = 8(\pi^3 t_0^3 D_x D_y D_z)^{1/2}$ 。模擬所使用之參數為， $t_0 = 800$ s, $U = 0.4$ m/s, $D_x = 9.4$ m²/s, $D_y = 4.2$ m²/s, $D_z = 1.0$ m²/s, x 方向以及 y 方向之網格大小為 $\Delta x = \Delta y = 30$ m, 水平向模擬距離為 1200m, 土層厚度 $B = 60$ m 共分為三層，每一層的厚度 B' 為 20m, z 方向之網格大小為 2 m, 時間間距為 $\Delta t = 10$ sec, 模擬時間為 100 sec。計算時間 $t = (t_0 + 100s)$ 之演算結果，濃度在 $z = 15$ m, x - y 剖面等濃度線分佈如圖 3-10 所示

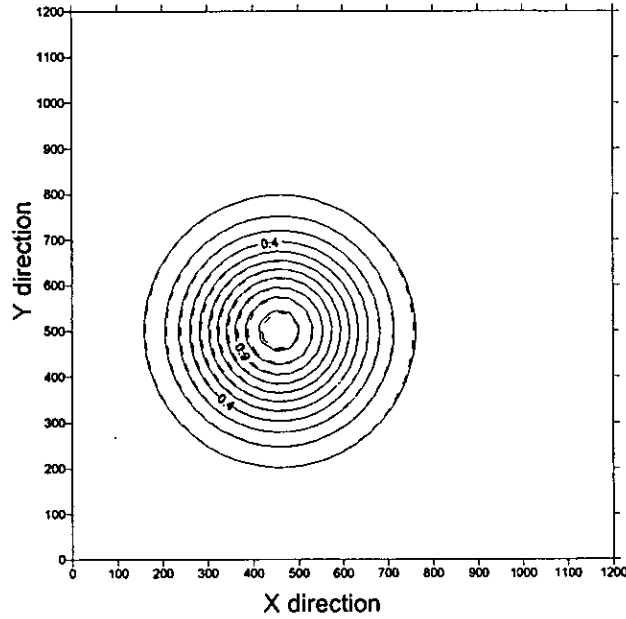


圖 3-10 濃度在 x-y 方向上的分佈圖(實線為解析解)

在同時刻 x-z 剖面上之濃度分佈線如圖 3-11 所示

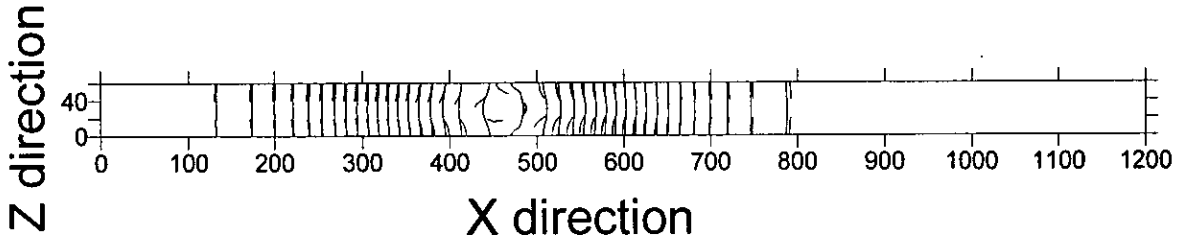


圖 3-11 濃度在 x-z 方向上的分佈圖(實線為解析解)

而濃度在 y-z 剖面上之濃度分佈線如圖 3-12 所示

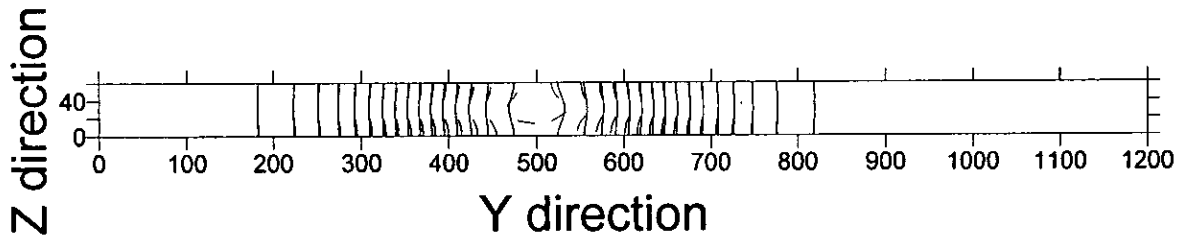


圖 3-12 濃度在 y-z 方向上的分佈圖(實線為解析解)

由圖 3-10、3-11、3-12 可知，本模式可以合理地模擬污染物之三維傳輸現象。

第四章 現場實驗

4.1 校園場址介紹

本研究地下水位監測井場址位於雲林縣斗六市大學路 3 段 123 號雲林科技大學校園中，如圖 4.1 所示。其中，與水利署於濁水溪依「台灣地區地下水觀測網整體計畫」所設立之監測井，較相近的計有虎溪、石榴、溫厝、虎尾、芳草、西螺、九隆、東和、崁腳、古坑、嘉興、舊庄、六合、蔴桐、港後、斗六、坪頂及觸口等 18 口監測井。

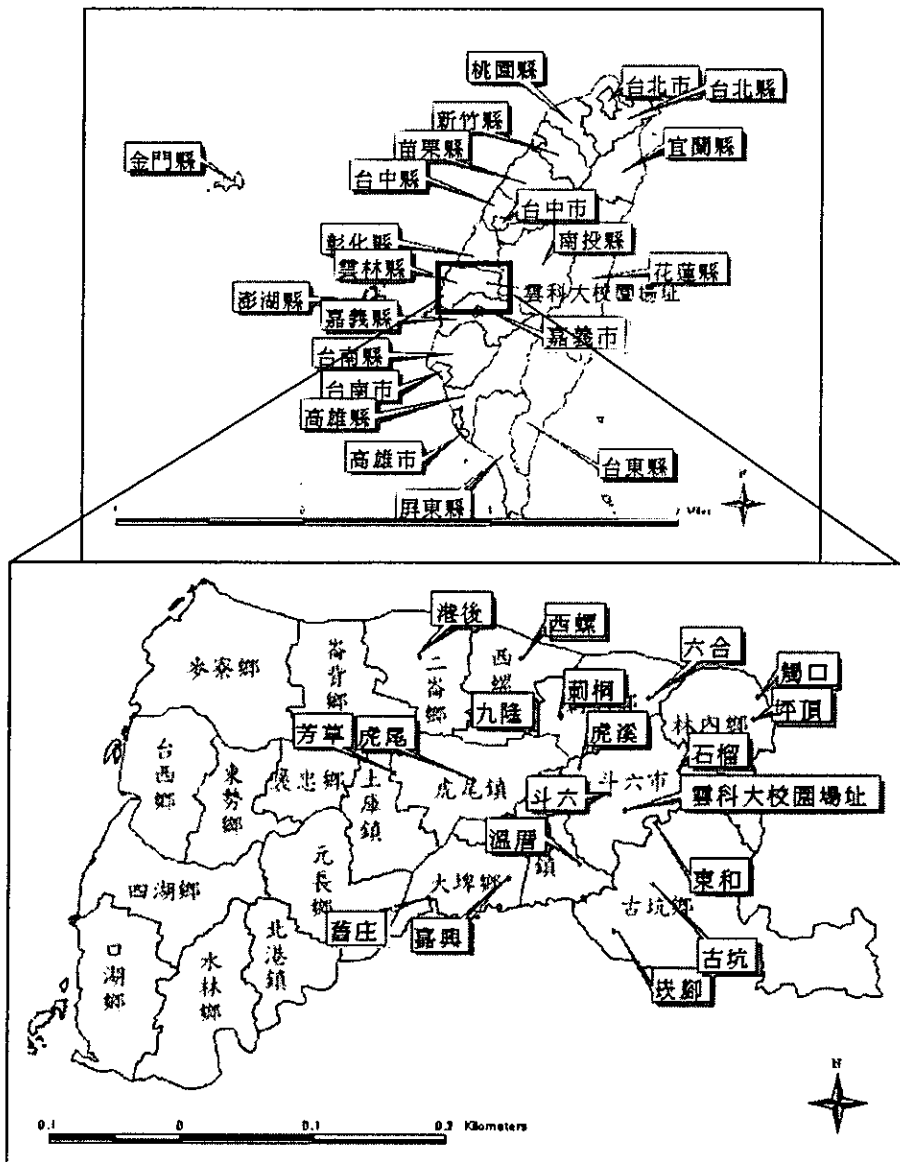


圖 4.1 雲林科技大學校園場址位置圖

此監測井場址所處地勢略呈東北高西北低走向，場址周圍種植大樹，樹高 5~6 米，呈不規則排列，場址北邊正對斗六市大學路，南邊為校區，東邊面對台三線，西邊則為校門口，校園監測井位置圖如圖 4.2 所示。

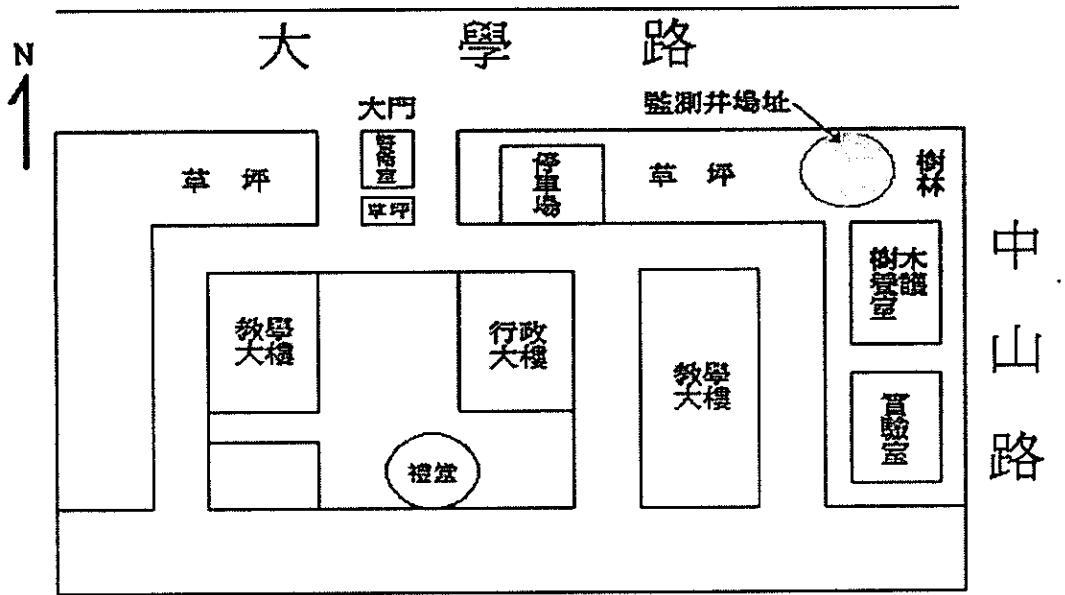


圖 4.2 雲林科技大學校園監測井位置圖

4.1.1 校園監測井介紹

1、校園監測井座標

本研究於校園場址設立九口監測井，大致以井號 BH04 監測井為中心間隔約 4~6 公尺，呈不等距離分佈。更於民國 92 年 9 月增設二口監測井，其配置圖如圖 4.3 所示，而校園場址監測井二度分帶座標圖如圖 4.4 所示。



圖 4.3 校園場址現場配置圖

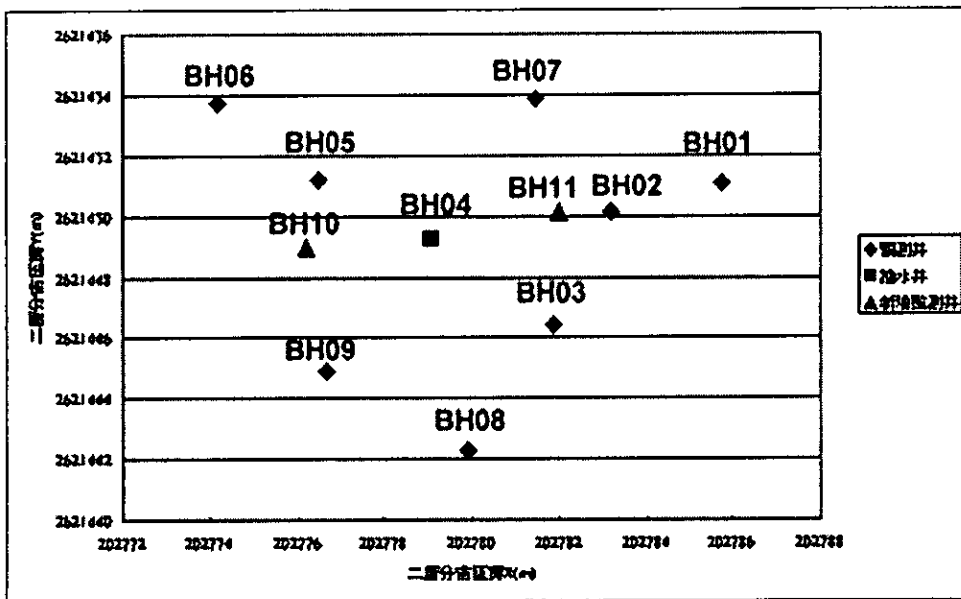


圖 4.4 校園場址監測井二度分帶座標圖

2、校園監測井設置資料

本校園場址監測井乃依據 89.02.15(89)環署水字 0008249 號函【地下水水質監測井設置規範】，使用加拿大 Longyear38 型鑽機以及鑽桿和抽水幫浦等全套附屬設備加以施做。

本校園場址監測井於民國九十年八月設置完成 9 口標準 4 吋監測井，此 9 口監測井從地表下 1.5 公尺為 4 吋井管，從地下 1.5 公尺至地下 20 公尺則為井篩，井管材質為 WC110 規格之高密度聚乙烯(HPDE)，井篩部分開孔(縫)0.02 吋，四列開孔(縫)，開孔(縫)間距為 1/4 吋，施工時以螺旋鑽洗出大於八吋之鑽孔。保護平台長、寬為 100 公分，厚度 15 公分，設有保護警示柱，警示柱為外徑 0.0381 公尺 (1.5 吋)、長 0.5 公尺的鍍鋅鋼管，外漆黑黃相間警示漆。井管附有 MBC 膨脹型井蓋。詳細設置方式如圖 4.5。

監測井設置完成後，測量 9 口監測井的二度分帶座標及高程，9 口監測井井號分別為 BH01、BH02~BH09，各監測井平台高程約介於 48.9 公尺~49.15 公尺之間，井口高程約介於 49.14 公尺至 49.44 公尺之間，其結果如表 4.1 所示，此部份資料亦明示於保護平台之永久性標示牌中，永久性標示牌長 20 公分、寬 15 公分、厚 0.2 公分之不銹鋼板，以 48 細明體同時載明井號、井深、設井日期、井篩深度及長度、設井廠商及管理單位與聯絡電話等。各監測井詳細設置資料如表 4.2 至表 4.10 所示。

表 4.1 雲林科技大學校園監測井之二度分帶座標及高程資料表

座標 井號	橫座標 (公尺)	縱座標 (公尺)	地下水位監 測井平台高 程 (公尺)	地下水位監 測井井口高 程 (公尺)
BH01	202785.755	2621451.036	49.068	49.393
BH02	202783.206	2621450.132	49.148	49.444
BH03	202781.853	2621446.411	48.988	49.249
BH04	202779.080	2621449.209	49.039	49.245
BH05	202776.490	2621451.150	48.914	49.148
BH06	202774.205	2621453.725	48.910	49.139
BH07	202781.455	2621453.871	49.072	49.388
BH08	202779.909	2621442.297	49.073	49.239
BH09	202776.681	2621444.859	49.108	49.366
BH10	202776.200	2621449.000		
BH11	202782.000	2621450.132		

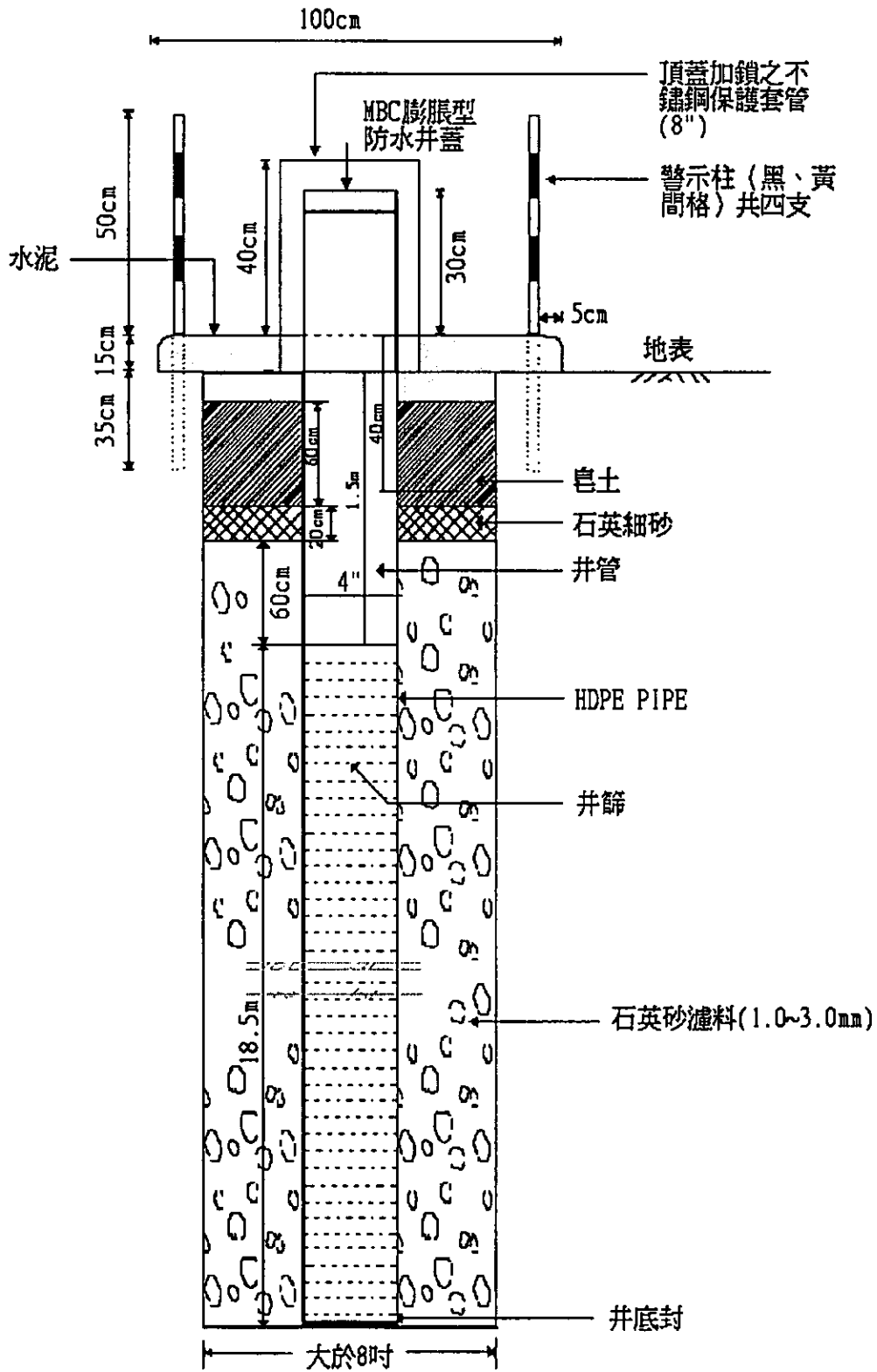


圖 4.5 監測井設置示意圖

表 4.2 BH01 監測井構造紀錄表

設置日期：	2001 年 9 月 12 日	
井 號：	BH01	
井頂高程：	49.068m	
地表高程：		
座 標：	X：202785.755	Y：2621451.036
鑽井方法：	螺旋鑽法	
井孔直徑：	8	in
	至	in
	至	in
井管型式：	HPDE WC110	
井管接頭：	螺紋式接頭	
井篩型式：	HPDE WC110	直徑 4 in
篩孔尺寸：	0.02in	井篩長度 18.5 m
井頂蓋型式：	MBC 膨脹型	
井底封型式：		
濾料型式：	石英砂	
濾料粒徑：	1mm~3mm	
濾料封：	0.9	至 20 m
細砂封：	0.7	至 0.9 m
皂土封：	0.1	至 0.7 m
表層封：	0	至 0.1 m
保護井管：	不銹鋼管	直徑 8 in
完井方法：	日期	
	日期	
	日期	
說 明：		

監測井示意圖

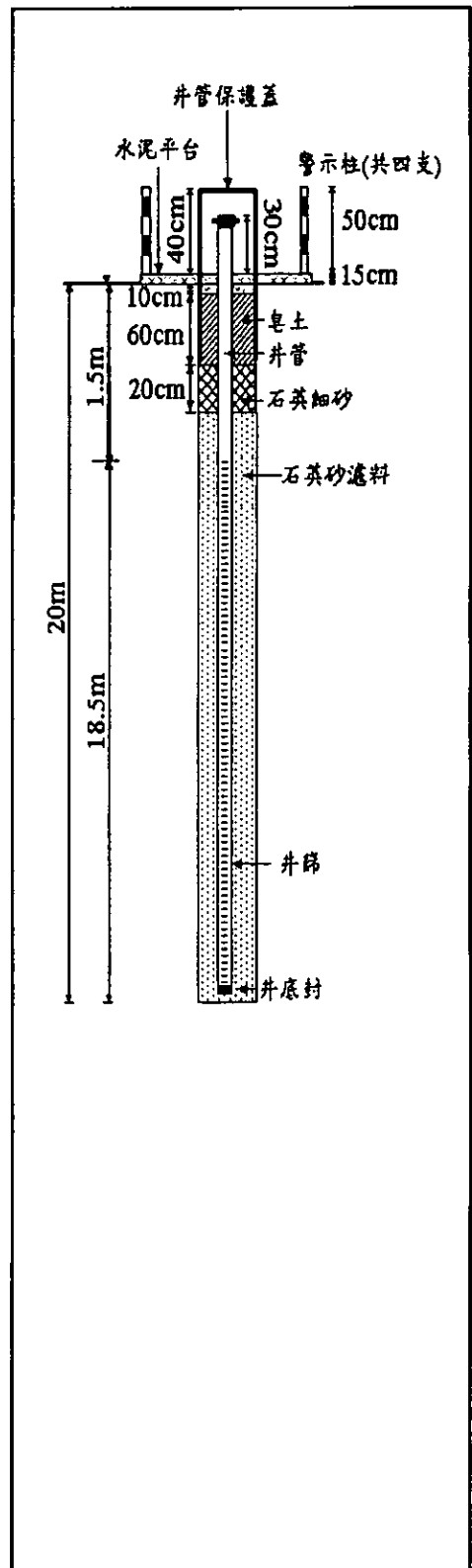


表 4.3 BH02 監測井構造紀錄表

設置日期：	2001 年 9 月 15 日	
井 號：	BH02	
井頂高程：	49.148m	
地表高程：		
座 標：	X：202783.206	Y：2621450.132
鑽井方法：	螺旋鑽法	
井孔直徑：	8	in
	至	in
	至	in
井管型式：	HPDE WC110	
井管接頭：	螺紋式接頭	
井篩型式：	HPDE WC110	直徑 4 in
篩孔尺寸：	0.02in	井篩長度 18.5 m
井頂蓋型式：	MBC 膨脹型	
井底封型式：		
濾料型式：	石英砂	
濾料粒徑：	1mm~3mm	
濾料封：	0.9	至 20 m
細砂封：	0.7	至 0.9 m
皂土封：	0.1	至 0.7 m
表層封：	0	至 0.1 m
保護井管：	不銹鋼管	直徑 8 in
完井方法：	日期	
	日期	
	日期	
說 明：		

監測井示意圖

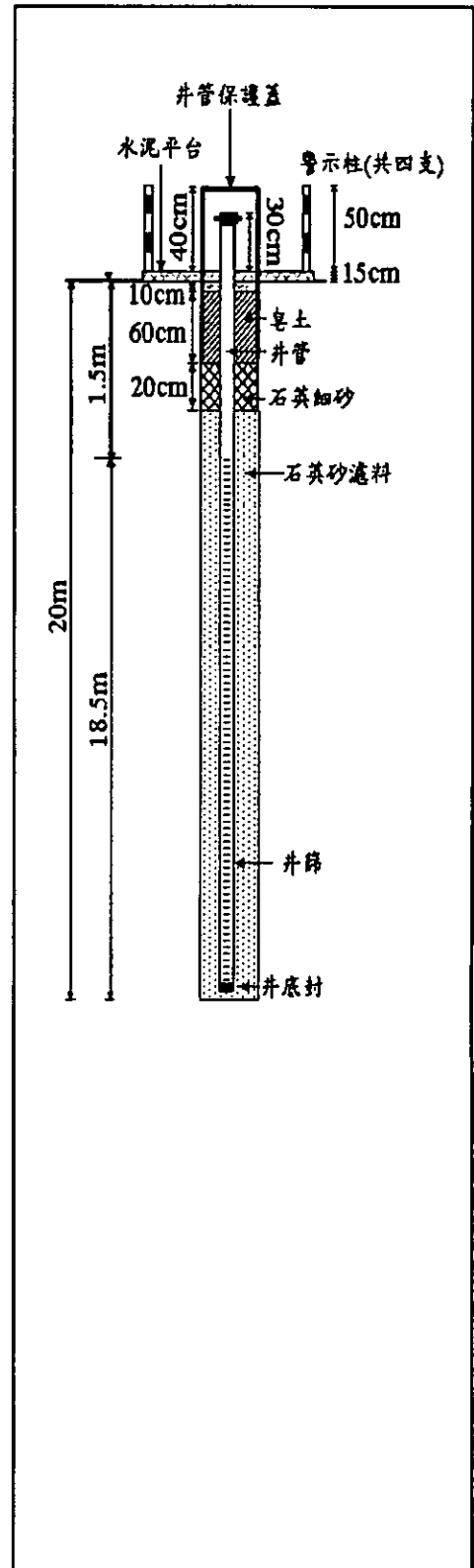


表 4.4 BH03 監測井構造紀錄表

設置日期：	2001 年 9 月 20 日	
井 號：	BH03	
井頂高程：	48.988m	
地表高程：		
座 標：	X : 202781.853	Y : 2621446.411
鑽井方法：	螺旋鑽法	
井孔直徑：	8	in
	至	in
	至	in
井管型式：	HPDE WC110	
井管接頭：	螺紋式接頭	
井篩型式：	HPDE WC110	直徑 4 in
篩孔尺寸：	0.02in	井篩長度 18.5 m
井頂蓋型式：	MBC 膨脹型	
井底封型式：		
濾料型式：	石英砂	
濾料粒徑：	1mm~3mm	
濾料封：	0.9	至 20 m
細砂封：	0.7	至 0.9 m
皂土封：	0.1	至 0.7 m
表層封：	0	至 0.1 m
保護井管：	不銹鋼管	直徑 8 in
完井方法：	日期	
	日期	
	日期	
說 明：		

監測井示意圖

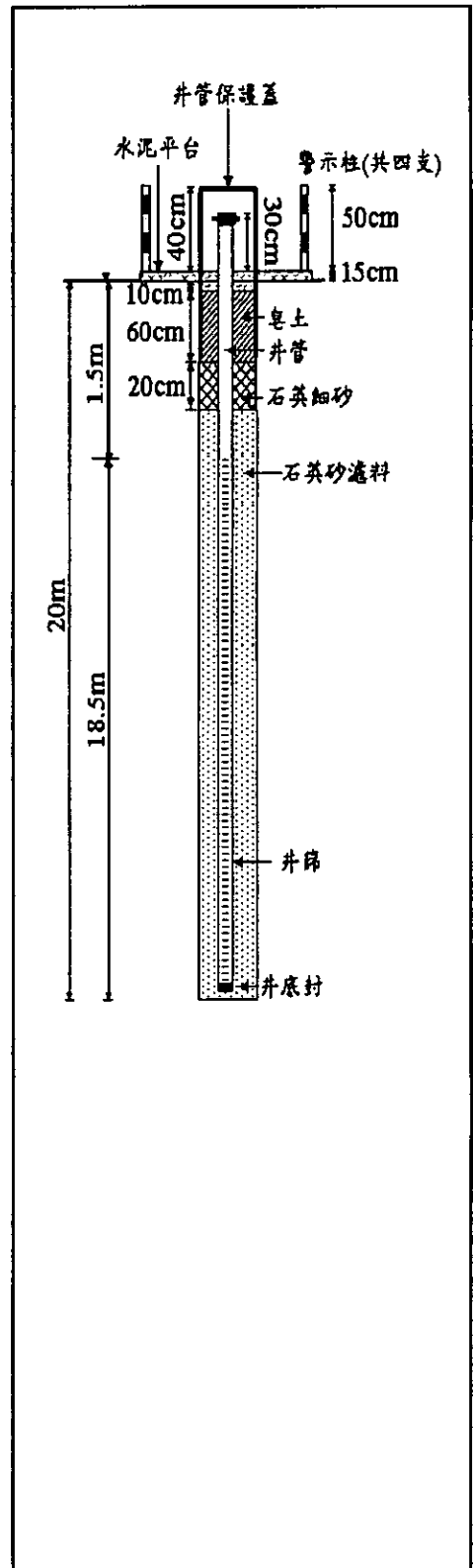


表 4.5 BH04 監測井構造紀錄表

設置日期：	2001 年 9 月 23 日	
井 號：	BH04	
井頂高程：	49.039m	
地表高程：		
座 標：	X：202779.080 Y：2621449.209	
鑽井方法：	螺旋鑽法	
井孔直徑：	8	in
	至	in
	至	in
井管型式：	HPDE WC110	
井管接頭：	螺紋式接頭	
井篩型式：	HPDE WC110	直徑 4 in
篩孔尺寸：	0.02in	井篩長度 18.5 m
井頂蓋型式：	MBC 膨脹型	
井底封型式：		
濾料型式：	石英砂	
濾料粒徑：	1mm~3mm	
濾料封：	0.9	至 20 m
細砂封：	0.7	至 0.9 m
皂土封：	0.1	至 0.7 m
表層封：	0	至 0.1 m
保護井管：	不銹鋼管	直徑 8 in
完井方法：	日期	
	日期	
	日期	
說 明：		

監測井示意圖

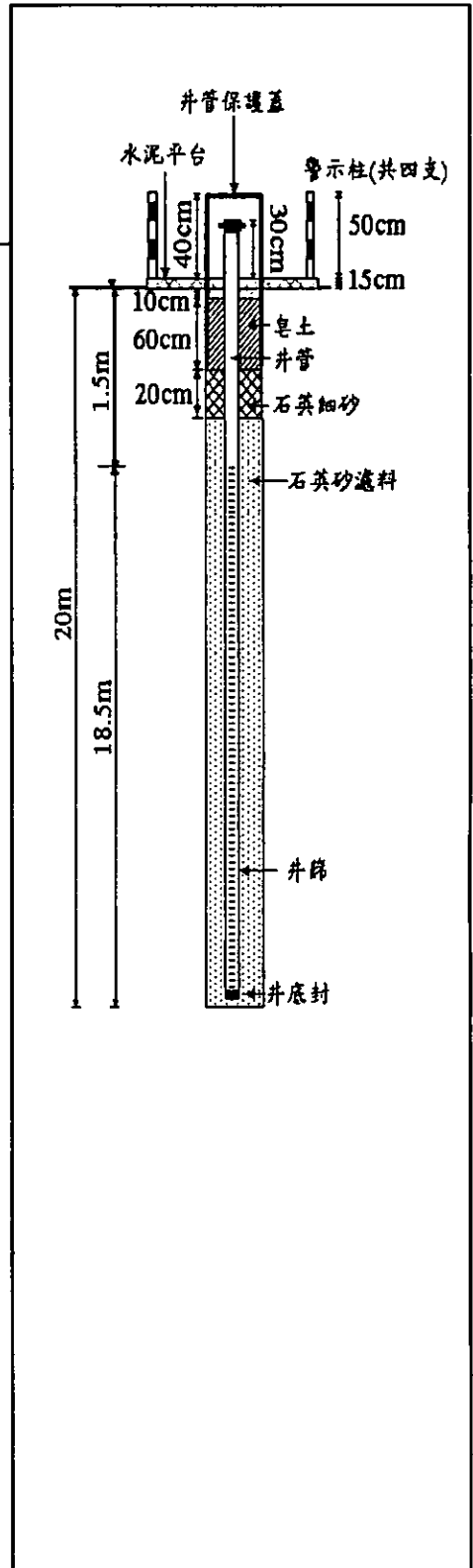


表 4.6 BH05 監測井構造紀錄表

設置日期：	2001 年 9 月 23 日	
井 號：	BH05	
井頂高程：	48.914m	
地表高程：		
座 標：	X：202776.491	Y：2621451.150
鑽井方法：	螺旋鑽法	
井孔直徑：	8	in
	至	in
	至	in
井管型式：	HPDE WC110	
井管接頭：	螺紋式接頭	
井篩型式：	HPDE WC110	直徑 4 in
篩孔尺寸：	0.02in	井篩長度 18.5 m
井頂蓋型式：	MBC 膨脹型	
井底封型式：		
濾料型式：	石英砂	
濾料粒徑：	1mm~3mm	
濾料封：	0.9	至 20 m
細砂封：	0.7	至 0.9 m
皂土封：	0.1	至 0.7 m
表層封：	0	至 0.1 m
保護井管：	不銹鋼管	直徑 8 in
完井方法：	日期	
	日期	
	日期	
說 明：		

監測井示意圖

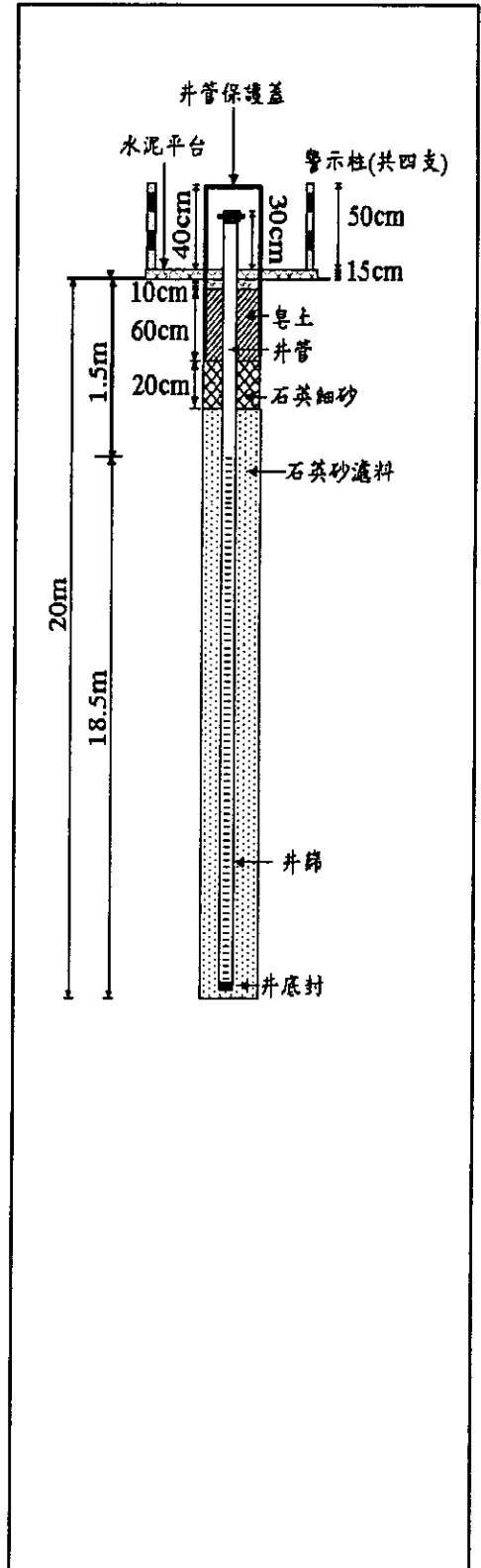


表 4.7 BH06 監測井構造紀錄表

設置日期：	2001 年 9 月 23 日	
井 號：	BH06	
井頂高程：	48.91m	
地表高程：		
座 標：	X : 202774.205	Y : 2621453.725
鑽井方法：	螺旋鑽法	
井孔直徑：	8	in
	至	in
	至	in
井管型式：	HPDE WC110	
井管接頭：	螺紋式接頭	
井篩型式：	HPDE WC110	直徑 4 in
篩孔尺寸：	0.02in	井篩長度 18.5 m
井頂蓋型式：	MBC 膨脹型	
井底封型式：		
濾料型式：	石英砂	
濾料粒徑：	1mm~3mm	
濾料封：	0.9	至 20 m
細砂封：	0.7	至 0.9 m
皂土封：	0.1	至 0.7 m
表層封：	0	至 0.1 m
保護井管：	不銹鋼管	直徑 8 in
完井方法：	日期	
	日期	
	日期	
說 明：		

監測井示意圖

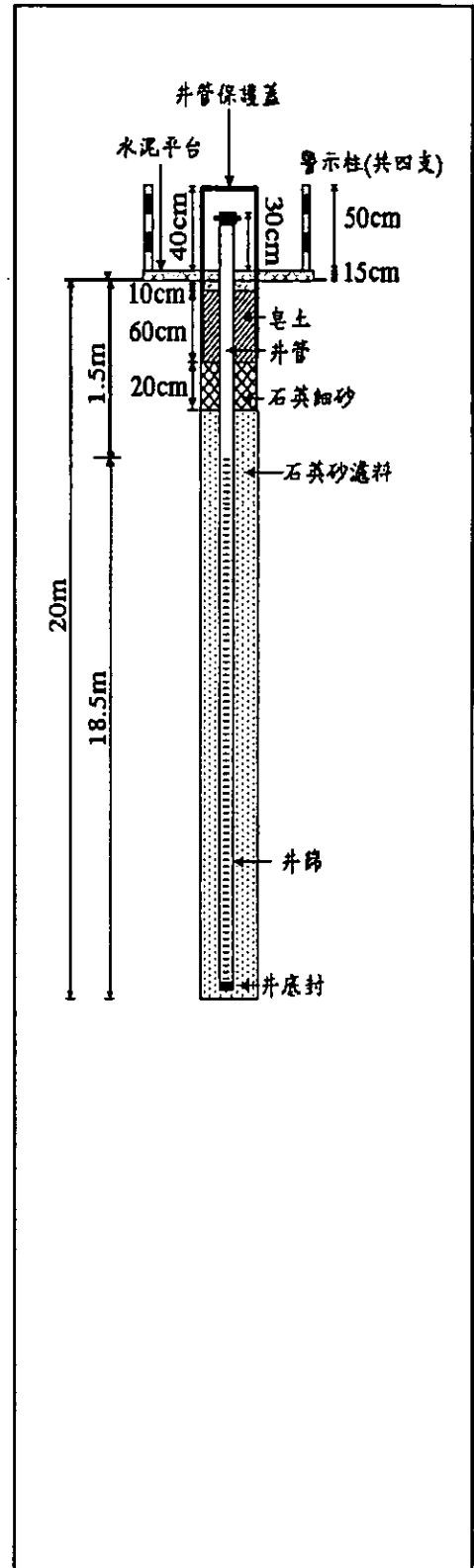


表 4.8 BH07 監測井構造紀錄表

設置日期：	2001 年 9 月 23 日		
井 號：	BH07		
井頂高程：	49.072m		
地表高程：			
座 標：	X：202781.455	Y：2621453.871	
鑽井方法：	螺旋鑽法		
井孔直徑：	8	in	
	至		in
	至		in
井管型式：	HPDE WC110		
井管接頭：	螺紋式接頭		
井篩型式：	HPDE WC110	直徑	4 in
篩孔尺寸：	0.02in	井篩長度	18.5 m
井頂蓋型式：	MBC 膨脹型		
井底封型式：			
濾料型式：	石英砂		
濾料粒徑：	1mm~3mm		
濾料封：	0.9	至	20 m
細砂封：	0.7	至	0.9 m
皂土封：	0.1	至	0.7 m
表層封：	0	至	0.1 m
保護井管：	不銹鋼管	直徑	8 in
完井方法：	日期		
	日期		
	日期		
說 明：			

監測井示意圖

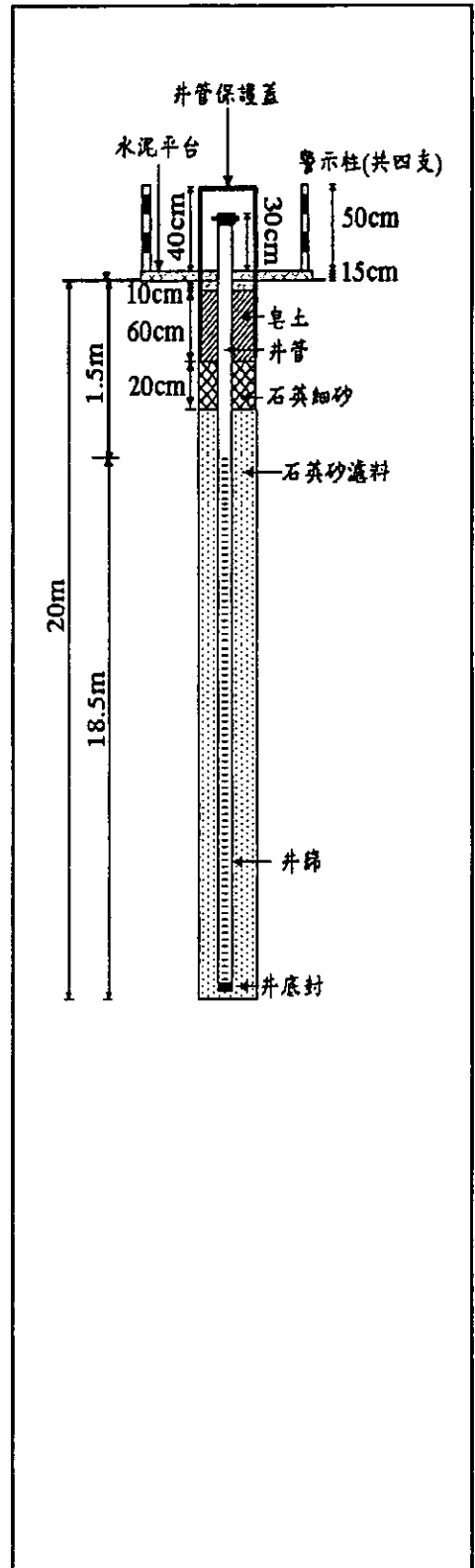


表 4.9 BH08 監測井構造紀錄表

設置日期：	_____
井 號：	BH08
井頂高程：	49.239m
地表高程：	_____
座 標：	X：202779.909 Y：2621442.297
鑽井方法：	螺旋鑽法
井孔直徑：	8 in
	至 _____ in
	至 _____ in
井管型式：	HPDE WC110
井管接頭：	螺紋式接頭
井篩型式：	HPDE WC110 直徑 4 in
篩孔尺寸：	0.02in 井篩長度 18.5 m
井頂蓋型式：	MBC 膨脹型
井底封型式：	_____
濾料型式：	石英砂
濾料粒徑：	1mm~3mm
濾料封：	0.9 至 20 m
細砂封：	0.7 至 0.9 m
皂土封：	0.1 至 0.7 m
表層封：	0 至 0.1 m
保護井管：	不銹鋼管 直徑 8 in
完井方法：	日期 _____
	日期 _____
	日期 _____
說 明：	_____

監測井示意圖

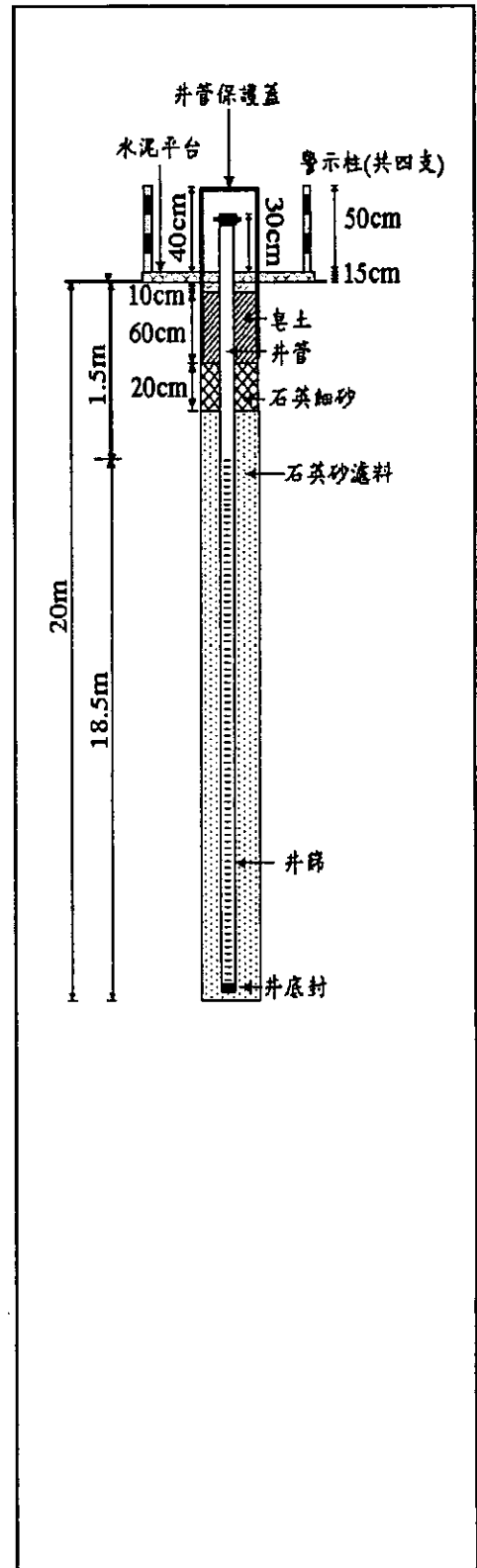
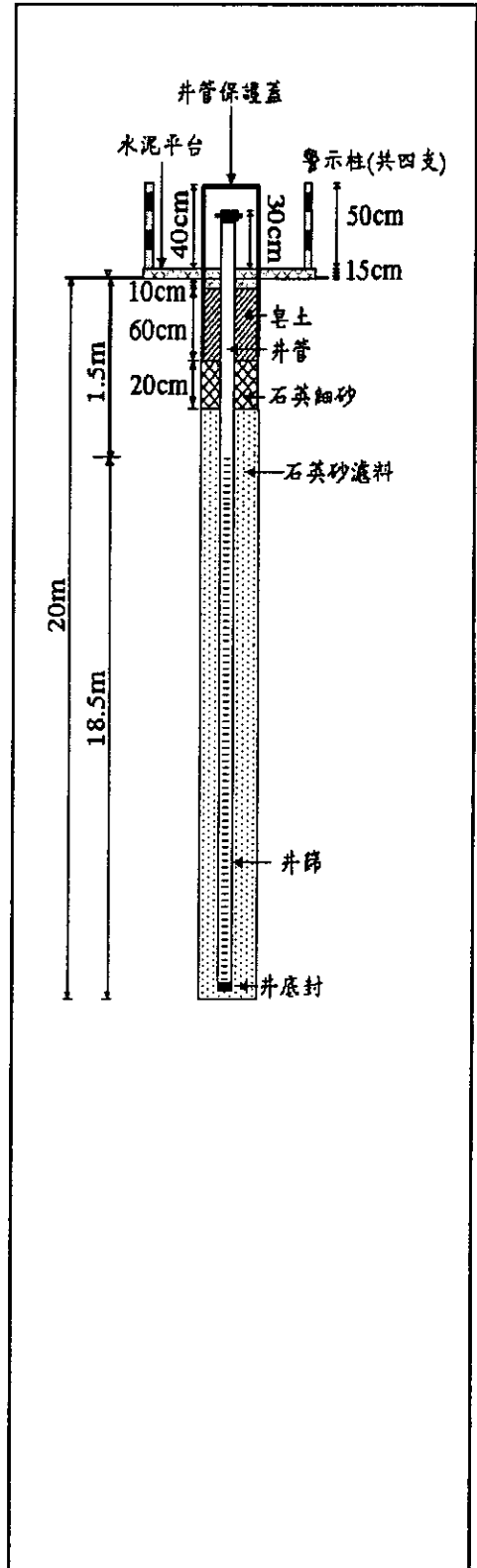


表 4.10 BH09 監測井構造紀錄表

設置日期：	_____
井 號：	BH09
井頂高程：	49.366m
地表高程：	_____
座 標：	X：202776.681 Y：2621444.859
鑽井方法：	螺旋鑽法
井孔直徑：	8 in
	_____ 至 _____ in
	_____ 至 _____ in
井管型式：	HPDE WC110
井管接頭：	螺紋式接頭
井篩型式：	HPDE WC110 直徑 4 in
篩孔尺寸：	0.02in 井篩長度 18.5 m
井頂蓋型式：	MBC 膨脹型
井底封型式：	_____
濾料型式：	石英砂
濾料粒徑：	1mm~3mm
濾料封：	0.9 至 20 m
細砂封：	0.7 至 0.9 m
皂土封：	0.1 至 0.7 m
表層封：	0 至 0.1 m
保護井管：	不銹鋼管 直徑 8 in
完井方法：	_____ 日期 _____
	_____ 日期 _____
	_____ 日期 _____
說 明：	_____

監測井示意圖



3、背景水位

主要在於實際了解本監測井址之背景資料，以避免非能掌握之影響因素出現。因此，本研究團隊於設井完畢後，至試驗前做一段時間之背景監測，如圖 4.6 所示。其中，於 91 年 10 月 3 日至 91 年 12 月 13 日，共二個多月之監測期間，地下水位從 46.769m 降至 46.204m，共降了 56.5cm。主要原因在於此時期為枯水期，所以水位會呈現下降趨勢，且在降雨時，地下水位能有補注情形，是合理現象。但因其變化不大(其為 72 天下降 60 公分，平均下降率為 0.83cm/day)，相較於本研究的抽水試驗，此下降率可以忽略，因此不影響本研究的各類試驗。

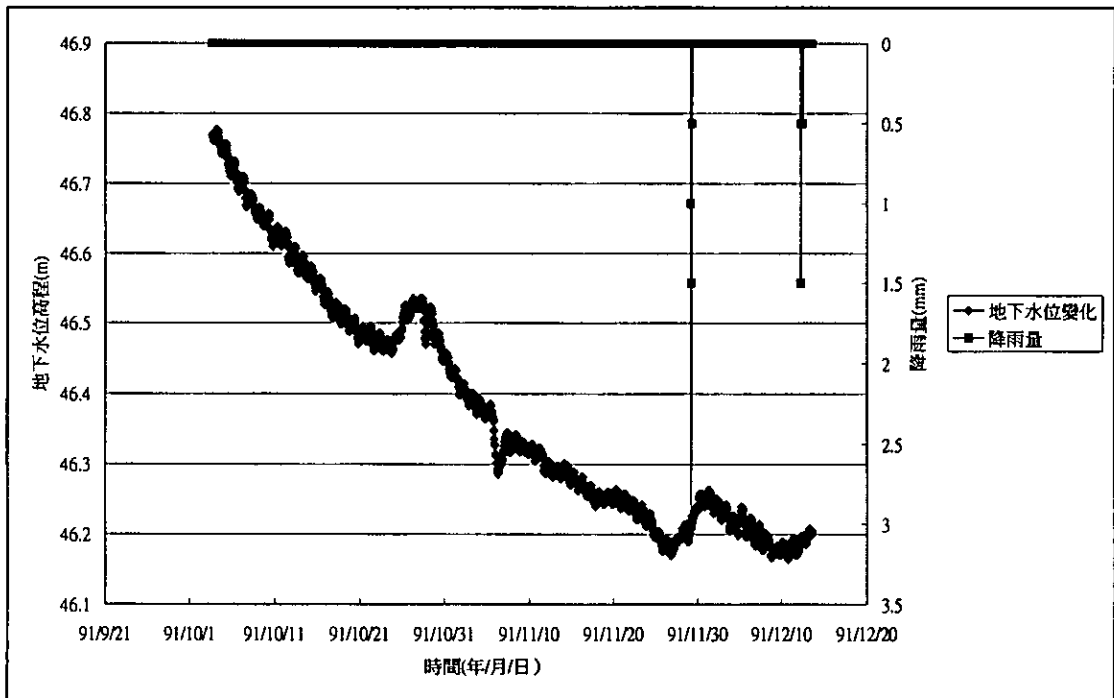


圖 4.6 地下水位背景值監測

4.1.2 校園場址地質資料

1、校園鑽探資料

本校園場址於設井時在 BH01、BH02 兩處，以薄管 (Thin-Wall) 採 ASTM1587 之取樣方式連續取得不擾動土樣，取樣深度為地表下 0~15 公尺，於薄管取樣同時紀錄現地土層之分佈狀況並製作鑽孔柱狀圖。

孔號 BH01 之地質鑽探紀錄顯示，如圖 4.11 所示。地表下深度 0~1.1 公尺為覆蓋層，回填棕灰色黏土含砂、礫石和混泥土塊；地表下深度 1.1~3.4 公尺為棕灰色粉質黏土，其中地表下深度 2.8 公尺夾雜砂質粉土薄層；地表下深度 3.4~6.35 公尺為灰色粉質細砂偶夾砂質粉土薄層；地表下深度 6.35~7.4 公尺為黑灰色粉質黏土含少量有機質；地表下深度 7.4~10.7 公尺為灰色粉質細砂偶夾砂質黏土；地表下深度 10.7~14.6 公尺為灰色粉質黏土；地表下深度 14.6~15.65 公尺為灰色粉質細砂夾砂質粉土。

孔號 BH02 之地質鑽探紀錄顯示，如圖 4.11 所示。地表下深度 0~0.95 公尺為覆蓋層，回填棕灰色黏土含少量砂、礫石和混泥土塊；地表下深度 0.95~3.5 公尺為棕灰色粉質黏土，其中地表下深度 2.75 公尺夾雜砂質粉土薄層；地表下深度 3.5~4.45 公尺為棕灰色粉質細砂偶夾黏土及砂質粉土；地表下深度 4.45~6.4 公尺為灰色夾棕黃色粉質細砂偶夾砂質粉土薄層；地表下深度 6.4~7.5 公尺為灰色粉質黏土含少量有機質；地表下深度 7.5~8.1 公尺為灰色粉質細砂夾砂質粉土薄層；地表下深度 8.1~8.6 公尺為灰色粉質黏土；地表下深度 8.6~9 公尺為灰色粉質黏土含細砂；地表下深度 9~9.75 公尺為灰色粉質細砂夾砂質粉土薄層；地表下深度 11.15~11.5 公尺為灰色粉質細砂夾黏土薄層；地表下深度 11.5~14.4 公尺為灰色粉質黏土；地表下深度 14.4~14.85 公尺為灰色夾黃色黏土；地表下深度 14.85~15.4 公尺為灰色粉質細砂夾砂質粉土。

2、校園土壤基本物性

本研究為了使本研究場址之基本物性資料，更具可信度。因此，另取一孔洞地表至地表下 15.6 公尺之間，取十個採樣點（0~0.1，0.8~1.25，9.25~9.45，9.45~9.65，9.65~9.85，9.85~10.05，14.85~15.05，15.05~15.25，15.25~15.45，15.45~15.65）做比較分析，以提升本研究場址之土壤物性資料的可信度。

(1)粒徑分析—篩分析

決定土顆粒大小及分佈，粒徑大於 0.074mm(#200 號)者(即停留於 200 號篩以上)，採用篩分析。篩往選用美國標準局所規定之篩組，使用尺寸有：

篩 號	10	20	40	100	200
篩網孔徑(mm)	2.00	0.840	0.420	0.149	0.074

a、實驗步驟

- (a)將土樣於烘箱內烘乾。
- (b)將烘乾好的土樣稱重，而後放置在重疊好的篩組中最上面之 10 號篩上，篩組之重疊次序，由上而下依次為 10 號、20 號、60 號、100 號及 200 號篩。上加頂蓋，下附底盤。
- (c)將篩組安置於電動搖篩機上，然後開動使各篩及土粒受歷時 5~15 分鐘的震盪（依每分鐘通過各篩的土壤重量小於全體的 1%而定）
- (d)停止搖篩後，靜置 5 分鐘左右，再用毛刷清出各篩上的土粒，分別稱得各篩上的停留土粒之質量。

b、計算方法

- (a)個別留篩百分率 = $\frac{\text{單一篩中停留土的質量}}{\text{全部乾土質量}} \times 100\%$
- (b)累積留篩百分率 = 所有較粗篩號的個別留篩百分率
- (c)累積過篩百分率 = 100% - 累積留篩百分率

由上述所求得各標準篩之通過百分比及其對應的各標準篩之孔徑，可繪成粒徑分佈曲線(grain-size distribution curve)，如圖 4.7 所示。

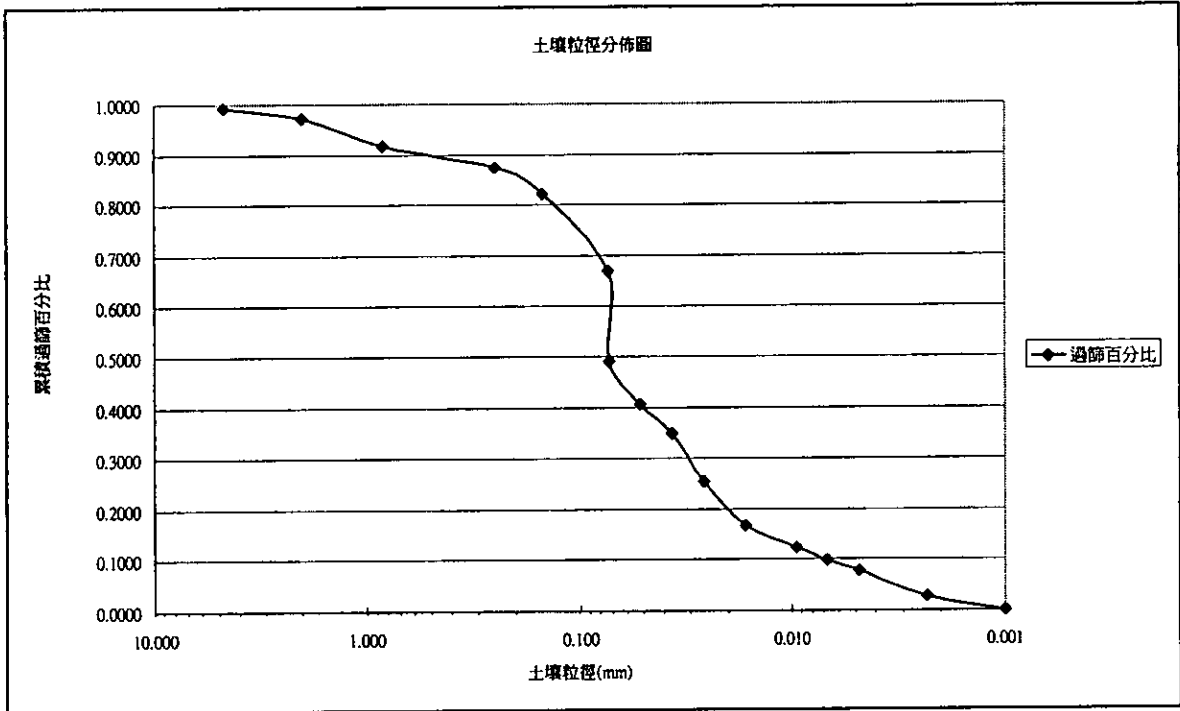


圖 4.7 9.25~9.45 土壤粒徑分佈圖

c、分析方法

D_{10} 在土樣粒徑分佈曲線上，相當於通過百分比為 10% 的土樣粒徑，被定義為有效粒徑； D_{30} 在土樣粒徑分佈曲線上，相當於通過百分比為 30% 的直徑； D_{60} 在土樣粒徑曲線上，相當於通過百分比為 60% 的直徑。

(a) 而均勻係數 $C_u = D_{60}/D_{10}$

(b) 曲率係數 $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$

一般而言，其礫石具有均勻係數約大於 4，而砂石其均勻係數約大於 6，而曲率係數介於 1 與 3 者，我們稱之為優良級配 (well graded) 之土樣。

根據 USDA (美國農務部) 發展的三角圖形組織分類制 (圖 4.8 (Jam J. Tuma and M. Abdel-Hady, 1973)) 進行土壤的分類，此圖是基於 USDA 所定的顆粒大小界限所繪製的：

- (a) 砂-尺寸 直徑 2.0 至 0.05mm
- (b) 沈泥-尺寸 直徑 0.05 至 0.002mm
- (c) 黏土-尺寸 直徑小於 0.002mm

但若土樣中含有土粒尺寸大於 2.0mm (卵石)，則必須扣除其百分比進行修正(胡得欽，1997)。假設其土樣中砂佔 a%、沈泥佔 b%及黏土佔 c%，但若土樣中含有土粒尺寸大於 2.0mm (卵石) 為 N，則必須扣除卵石的百分比進行修正，則修正後其土樣中各組成百分比為

- (a) 砂： $[a/(100-N)]*100\%$
- (b) 沈泥： $[b/(100-N)]*100\%$
- (c) 黏土： $[c/(100-N)]*100\%$

再帶入 USDA (如圖 4.8 所示)的三角圖形求出其土壤的類別，如表 4.11 所示。其中，在 15.6m 的採樣深度中，有效粒徑從 0.0003mm 至 0.149mm 之間，可看出其性質是呈現非均質性的。可看出 0 公尺至 0.1 公尺之間為砂質壤土與鑽探結果不同，可能原因在於表層覆蓋土比較容易受回填活動所影響，而不同。在 0.8 公尺至 1.25 公尺之間為砂土與鑽探結果之覆蓋土，回填棕灰色黏土含砂、礫石和混泥土塊不同，在於回填土本身成份本身較不穩定所致。而較深層部份，在 9.25 公尺至 9.85 之間為砂質壤土，與鑽探結果之灰色粉質細砂夾砂質粉土薄層類似。而 14.85 公尺至 15.05 公尺之間為砂質黏土與地下鑽探結果類似，而後大部份為砂質粉土層。因此本成果與鑽探結果大致相同，故可證明本研究土壤物性結果在深層具有一定之可信度。

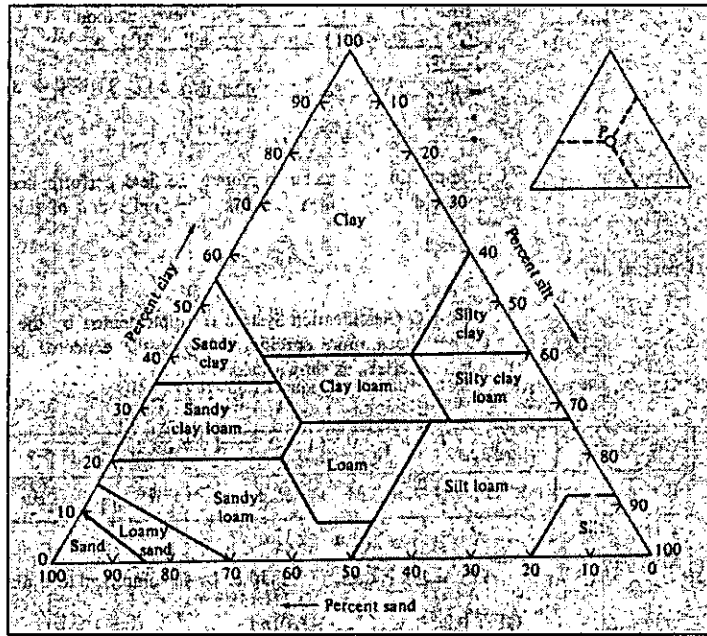


圖 4.8 USDA 三角圖形 (Jam J. Tuma and M. Abdel-Hady, 1973)

表 4.11 校園土壤篩分析

採樣點(m)	有效粒徑(mm)	含砂量(%)	沈泥量(%)	黏土(%)	均勻係數	曲率係數	土樣級配	USDA分類
0-0.1	0.003	50.7	49.3	0	66.7	0.015	不良級配	砂質壤土
0.8-1.25	0.149	100	0	0	1.9	1	優良級配	砂土
9.25-9.45	0.0067	58.2	39	2.8	11	1.8	優良級配	砂質壤土
9.45-9.65	0.0064	57.1	38.9	4	11.6	1.3	優良級配	砂質壤土
9.65-9.85	0.007	48.7	49.2	2.1	10.6	1.2	優良級配	砂質壤土
9.85-10.05	0.007	47.8	50.6	1.6	10.6	1.7	優良級配	沈泥壤土
14.85-15.05	0.0005	52.5	17	30.5	190	0.15	不良級配	砂質黏土
15.05-15.25	0.02	63.7	32.5	3.8	3.7	1.1	優良級配	砂質壤土
15.25-15.45	0.0003	49.3	29.4	21.3	333	0.4	不良級配	壤土
15.45-15.65	0.0261	68.9	30.4	0.7	4.2	0.9	不良級配	砂質壤土

(2) 比重(比重瓶)

土粒比重為土粒單位重與 4°C 水單位重之比。即是

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{W_s}{\gamma_w V_s}$$

式中： G_s = 土壤比重

W_s = 乾土重

$V_s = W_s$ 所對應之土粒體積

$\gamma_w = 4^\circ\text{C}$ 水之單位重

上式中 V_s 不易直接量測取得，需利用阿基米德原理求得其體積。實驗步驟如下：

a、取定量試驗土樣烘乾並秤重得 W_s 。

- b、取土樣於比重瓶中。
- c、用蒸餾水將土樣完全洗入比重瓶中，並加水至二分之一滿。
- d、將比重瓶置於酒精燈上，煮沸 10~15 分鐘，藉以消除土粒間氣泡。
- e、冷卻至室溫，加蒸餾水至某一刻劃，擦乾瓶外表，秤重得 W_1 並記錄水溫 $t^\circ\text{C}$ 。
- f、將瓶內之土清出，洗淨比重瓶，加蒸餾水至同一刻劃，擦乾瓶外表，秤重得 W_2 。
- g、取 $W_3 = W_2 + W_s$ ，則土粒排開同體積水重 W_w 為

$$W_w = W_3 - W_1 = (W_2 + W_s) - W_1$$

$$V_s = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{W_s + W_2 - W_1}{\gamma_w}$$

式中： γ_w = 試驗時溫度 $t^\circ\text{C}$ 之水單位重

令 $G_t = \frac{\gamma_w}{\gamma_w}$ G_t = 溫度修正係數

$$\text{則比重 } G_s = \frac{W_s G_t}{W_s + W_2 - W_1}$$

(3) 孔隙率(石臘封閉法)

主要依據阿基米德原理，可得土粒之真實體積，再與不同溫度下蒸餾水的密度相乘，即為土粒之比重。

a、實驗步驟

- (a) 取一大小能放進量筒，形狀近似正方體，重量約 100g 的原狀土塊，稱出其重量 W 。
- (b) 將所取的濕土塊以細線繫牢後，放入融化的石臘液內，使整個土塊表面完全被石臘液所覆蓋，提出後即形成一層防水薄膜。

- (c)等石臘薄膜冷却凝固後，稱出該土樣之重量 W_1 (等於土重+石臘重)。
- (d)將量筒擦拭乾淨後，放進約等於其容積之 75%~80% 之蒸餾水，並記錄其水面之刻度讀數 R_1 。
- (e)將包著一層石臘薄膜的土樣，放入量筒內，結果引起水面之上升，待水面保持穩定後，記錄其水面之刻度讀數 R_2 。因此，由 R_2-R_1 即可求得試驗土樣的體積 (即被土樣所排開的水之體積)。
- (f)自量筒內取出土樣，用藥刀將其表面的一層石臘全部除去，再將該土樣放入烘箱烘乾，測定土塊 (土樣) 的含水量。另取 20g 左右的土樣為試料，進行比重試驗，求得土粒比重 G_s ，以決定土粒體積 V_s 。

b、分析方法

- (a)由 W_1-W 求得臘薄膜之重量，以 W_p 表示。令石臘比重

$$G_p=0.89, \text{ 則石臘體積 } V_p = \frac{W_p}{G_p * \gamma_w} = \frac{W_p}{\gamma_p}, \gamma_p \text{ 表石臘之單位}$$

重。

- (b)由 R_2-R_1 求得土樣 (土塊+石臘) 之體積 V_t ，而土塊 (土壤本身) 之體積 V ，則可裡 V_t-V_p (即 $R_2-R_1-V_p$) 求得。

- (c)土粒重量 W_s 及土粒體積 V_s ，可依次裡下式計算求得。

$$W_s = \frac{W}{1+W} \qquad V_s = \frac{W_s}{G_s}$$

- (d)孔隙體積 V_v 及各積基本物理性質 $e, n, S_r, \gamma', \gamma_d$ 係由下列各式計算求得 $V_v = V - V_s$

● 孔隙比 $e = \frac{V_v}{V_s}$

- 孔隙率 $n = \frac{V_v}{V} \times 100\%$
- 飽和度 $S_r = \frac{w \times G_s}{e} \times 100\%$
- 統體單位重 $\gamma_t = \frac{W}{V}$
- 乾土單位重 $\gamma_d = \frac{W_s}{V}$

其結果如表 4.12 所示。本研究場址之含水量大約在 16~23%之間，可得土壤含水量變動範圍不大，代表採樣所造成之誤差較小，土樣具有其代表性。而比重方面，本研究場址之比重，分佈在 2.49~2.79 之間，且大部份比重約在 2.49~2.66 之間。孔隙率方面，本研究場址之孔隙率大約在 30~59 之間，變動範圍大，因此代表本研究之土壤性質變化大。

表 4.12 校園土壤比重與孔隙率分析

採樣點(m)	含水量(%)	比重	孔隙率(%)
0~0.1	21.53	2.6	30
9.25~9.45	23	2.52	37
9.45~9.65	16	2.66	56
9.65~9.85	23	2.65	34
9.85~10.05	20	2.67	49
14.85~15.05	16	2.49	47
15.05~15.25	20	2.72	59
15.25~15.45	19	2.61	34
15.45~15.65	20	2.68	46

3、中央地調所鑽探資料

依水利署(1996)「台灣地區地下水觀測網整體計畫」於濁水溪沖積扇所建置的分層觀測井分佈圖和中央地質調查所(1999)針對「濁水溪沖積扇所做之水文地質剖面圖調查」，因此選擇海園至石榴之地質剖面圖，如圖 4.9 所示。位於虎溪及石榴監測井之間，為本研究之研究場質斗六地區地質剖面圖。位於地表下深約 8 公尺內，皆為粉砂、泥及黏土層。第二層約地表下 8 公尺後 14 公尺內，有一層極粗、粗及中砂層。深 14 公尺後至 21

公尺，有可能為粉砂、泥及黏土層或為極粗、粗及中砂層。超過 21 公尺大部份為礫石層，也是地下含水層含水量最多的部份，為濁水溪沖積扇第一含水層。且與鑽探結果大致相符，所以本研究之地質鑽探資料具有一定之可信度。但從巨觀的角度來看，本場址之監測井為部份貫穿井。

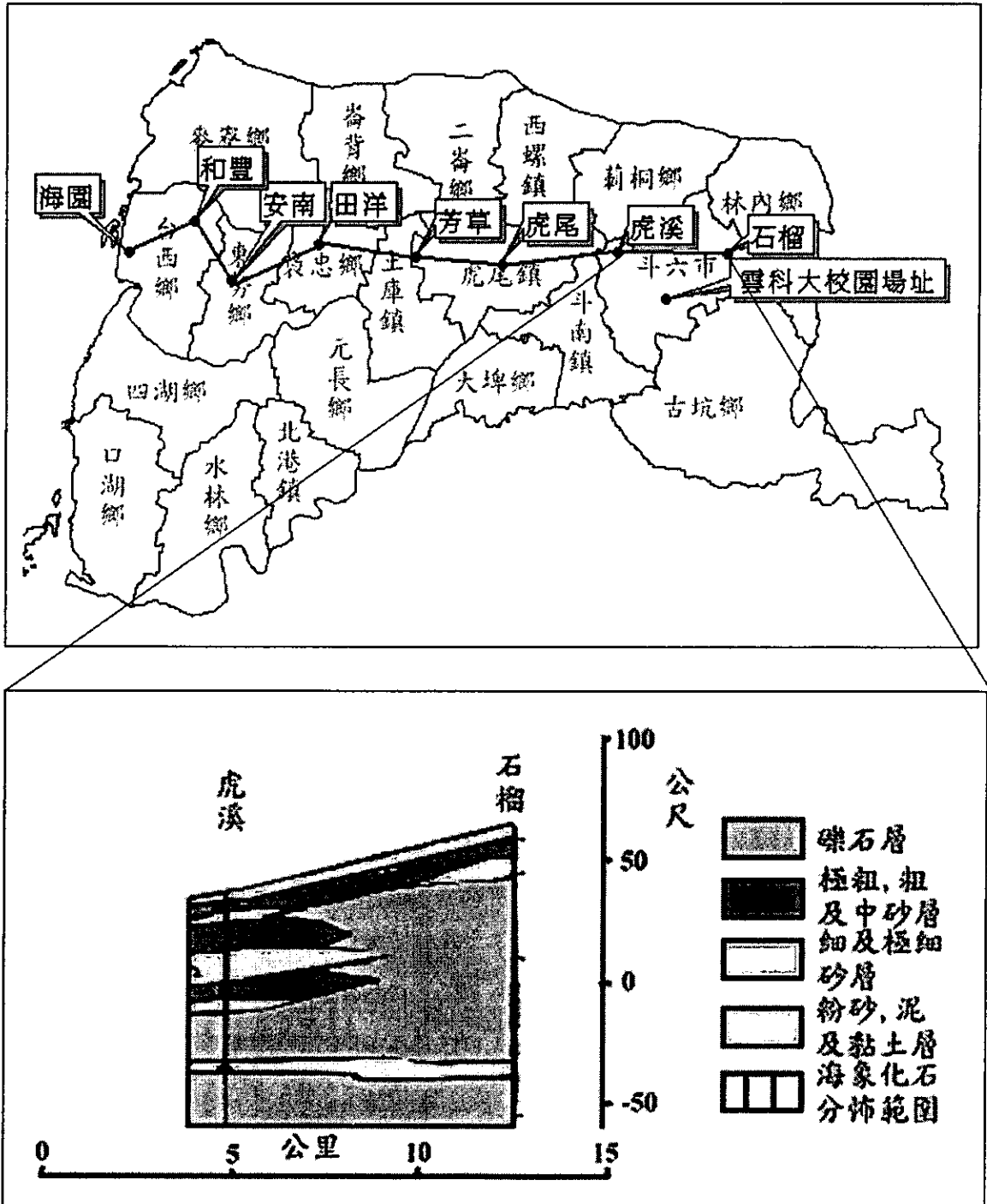


圖 4.9 斗六地區地質剖面圖
 (資料來源：經濟部中央地質調查所，1999)

4、校園地質剖面圖

本監測井場址水文地質資料取自設井時在 BH01、BH02 兩處所做的鑽探資料，鑽探深度為地表下 16 公尺。及 92 年 9 月 30 日增設之 BH10 及 BH11 兩處所做的鑽探資料，鑽探深度為地表下 20 公尺。並參考雲林縣政府之斗六市污水下水道系統地質鑽探報告書，有關斗六市大潭地區污水處理廠鑽探資料，調閱與校園場址鄰近的鑽探座標，鑽探座標如圖 4.10 所示，分別標示為 BH24、BH26 及 BH27，鑽探深度為地表下 12 公尺，以及 CH07、CH08，鑽探深度為地表下 20 公尺。將所有鑽探資料繪成校園場址的地質剖面圖，如圖 4.11 所示，顯示校園場址地面下 3~5 公尺為黏土及砂土混雜，地面下 5 公尺~15 公尺為粉土與砂土混雜，地面下 15 公尺以下間斷出現黏土及砂土混雜或純粹為黏土。以內插方式推測本研究監測井場址之不透水層深度，因黏土與砂土混雜仍具有透水性，故僅黏土層可以假設為含水層之不透水層，由剖面圖分析可知，在微觀的角度下，在地表下 15 公尺出現黏土的情形較明顯，故假設不透水層在地表下 20 公尺處，則監測井深 20 公尺為全部貫穿含水層之水井。

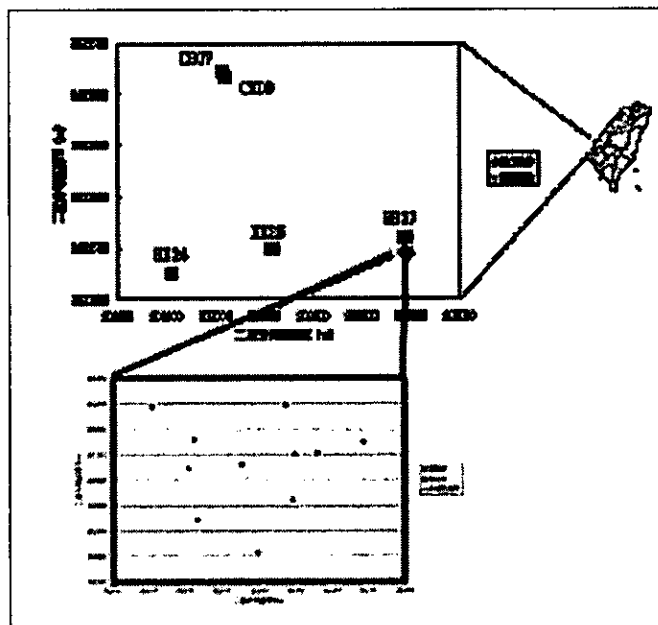


圖 4.10 雲林縣斗六市大潭地區鑽探點，與雲林科技大學校園場址監測井二度分帶座標圖。

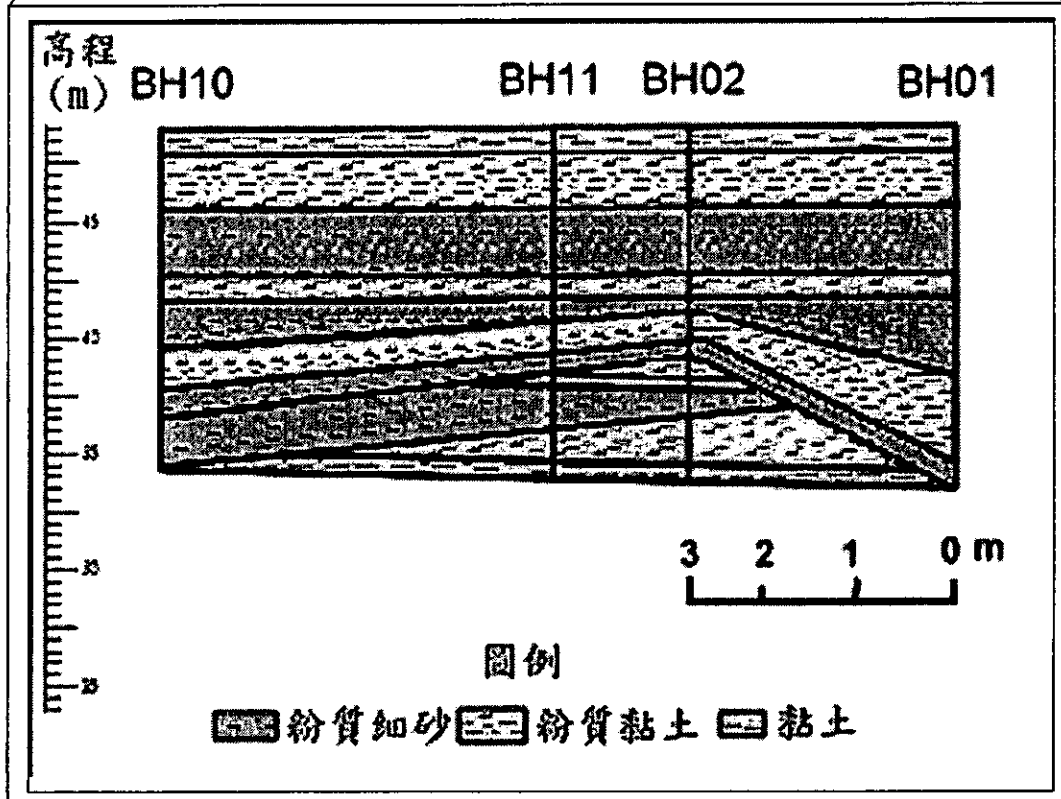
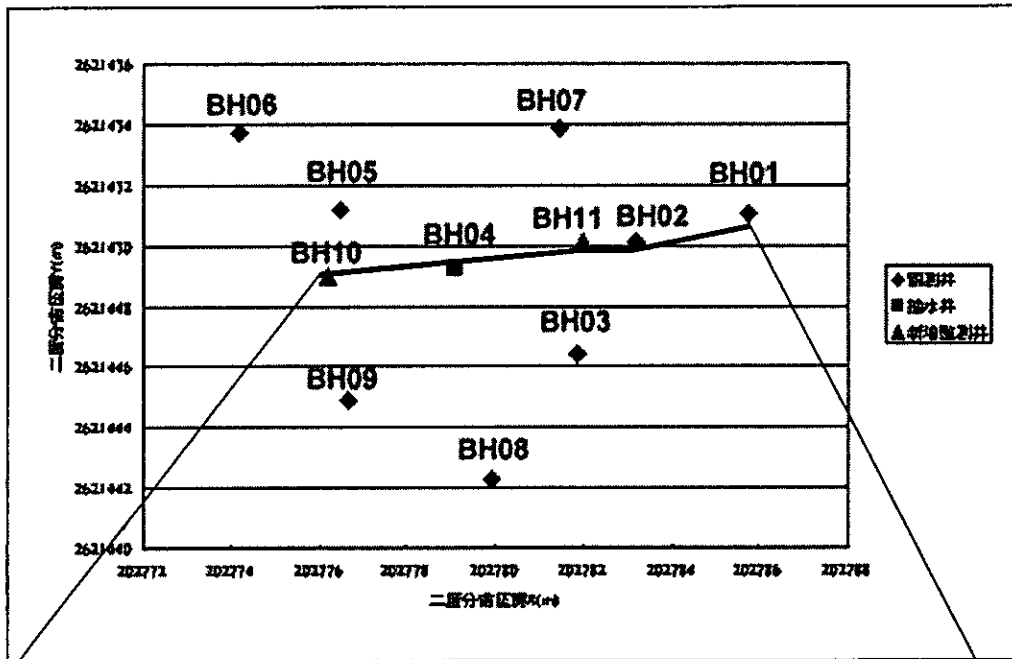


圖 4.11 校園地質剖面圖

4.2 研究方法

本研究主要目的在於含水層試驗及水文地質參數檢定。因此，本年度將進行，現地抽水試驗、回水試驗及微水試驗，以掌握地下含水層內外之水文地質參變化。

4.2.1 抽水試驗

抽水試驗係以恆定的流量方式自抽水井抽水，以形成含水層地下水位下降，並配合鄰近抽水井的觀測井觀測地下水位下降的情形，用以決定含水層的水力特性如飽和水力傳導係數 K 、流通率 T 以及儲水係數 S 。為了測定抽水所反應的地下水位下降的情形，可用現有的水井當作觀測井，若欲觀測抽水試驗地下水位下降的情形與距離的關係，至少需 3 口距離抽水井不同間距的觀測井。Lohman (1972) 就曾提出以距離抽水井為含水層厚度的 1、2 及 4 倍距離之成對觀測井是最佳的排列法。而通常利用抽水試驗資料計算流通率 T 與儲水係數 S 的基本假設為具均質、等向性，且為水平方向無限大的含水層。

抽水試驗結果分析有兩種形式：穩態 (Steady-state) 與非穩態 (Unsteady-state) 的抽水試驗資料分析。以穩態抽水試驗結果而言，抽水需持續足夠長的時間，使觀測井中的水位達到穩定；而非穩態抽水試驗則無長時間的抽水限制，所以非穩態的抽水試驗比穩態抽水試驗更普遍。雖然非穩態的抽水試驗較普遍，但長時間的抽水試驗而達到穩定狀態可以顯示先前未發現的邊界情形，瞭解含水層幾何特性，即穩態的抽水試驗用於分析整個區域的地下水性質及分佈情形，而非穩態抽水試驗用於含水層參數的檢定 (Kruseman and de Ridder, 1990)。

1、穩態分析以最小二乘法求解 R 、 K

本研究以最小二乘法來推求穩態條件下含水層的飽和水力傳導係數及其影響半徑 (Effective radius)。根據 Dupuit (Bear, 1972) 提出均質等向非拘限含水層完全貫穿井之輻射井流 (Radial flow

into completely penetrating wells)的公式為

$$Q = \pi \cdot K (h_R^2 - h_w^2) \frac{1}{\ln(R/r_w)} \quad (4.1)$$

(4.1)式中 Q ：抽水井流量，

K ：飽和水力傳導係數，

h_w ：抽水井半徑 r_w 之水位高度，

h_R ：影響半徑 R 處之水位高度，

r_w ：抽水井半徑，

R ：影響半徑，

如圖 4.12 所示為未拘限含水層中水井與洩降錐剖面圖。

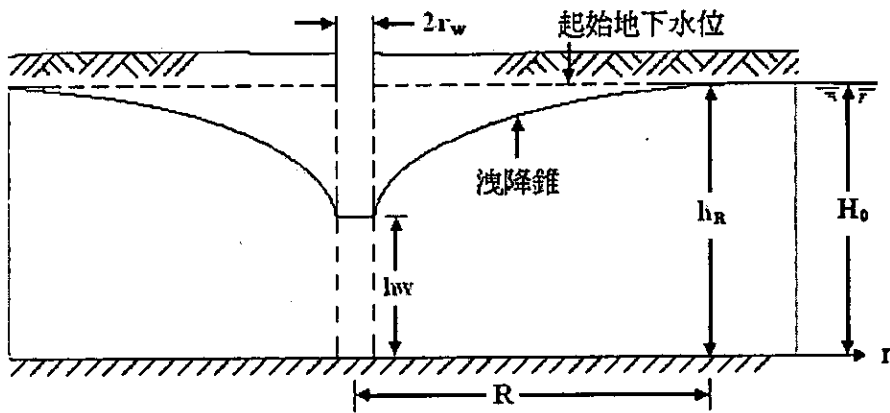


圖 4.12 未拘限含水層中水井與洩降錐剖面圖

Forchheimer (Bear, 1972) 提出完全貫穿井之抽水量與水位公式。即若為單井抽水，基於 Dupuit 假設，計算在距離抽水井 r 處的地下水位洩降公式如下式

$$H_0 - h = \frac{1}{(H_0 + h) \pi K} \frac{Q}{r} \ln\left(\frac{R}{r}\right) \quad (4.2)$$

(4.2)式中 H_0 ：起始含水層厚度，即 H_0 可以視為影響半徑處之含水層地下水位深度。

(4.2)式也可用來計算井內的理論水位洩降為

$$(H_0^2 - h_w^2) = \frac{Q}{\pi K} \ln\left(\frac{R}{r_w}\right) \quad (4.3)$$

利用最小二乘法估算含水層參數，這個方法是基於使理論與實際水位洩降值間的差之平方達到最小。所以，假設 s_i ：理論觀測井水位洩降， r_i ：觀測井到抽水井距離， s_0 ：理論抽水井水位洩降， r_0 ：抽水井有效半徑， \bar{s}_i ：實際（現場量測）觀測井水位洩降， \bar{s}_0 ：實際（現場量測）抽水井水位洩降。因此，理論觀測井水位洩降 s_i 即為(4.2)式的 H_0-h ，所以理論與實際水位洩降間的差可以寫成

$$\begin{aligned}\Delta_i &= s_i - \bar{s}_i \\ &= \frac{1}{(H_0 + h_i)} \frac{Q}{\pi K} \ln\left(\frac{R}{r_i}\right) - \bar{s}_i\end{aligned}\quad (4.4)$$

(4.4)式的平方為

$$\Delta_i^2 = \left\{ \frac{1}{(H_0 + h_i)} \frac{Q}{\pi K} \ln\left(\frac{R}{r_i}\right) - \bar{s}_i \right\}^2 \quad (4.5)$$

本研究於試驗中使用 9 口井（抽水井 1 口及觀測井 8 口），為免抽水井水位洩降量大造成太大誤差，故僅以 8 口觀測井資料 \bar{s}_i 代入(4.5)式後相加整理得下式

$$F(R, K) = \sum_{i=1}^8 \Delta_i^2 = \sum_{i=1}^8 \left\{ \frac{1}{H_0 + h_i} \frac{Q}{\pi K} \ln\left(\frac{R}{r_i}\right) - \bar{s}_i \right\}^2 \quad (4.6)$$

利用最小二乘法理論，為求(4.6)式的方程式達到最小，分別對(4.6)式中的 K 、 R 偏微分得

$$\frac{\partial F}{\partial K} = \sum_{i=1}^8 \frac{-2Q_w}{(H_0 + h_i)\pi K^2} \ln\left(\frac{R}{r_i}\right) \left\{ \frac{1}{(H_0 + h_i)} \frac{Q_w}{\pi K} \ln\left(\frac{R}{r_i}\right) - \bar{s}_i \right\} = 0 \quad (4.7)$$

$$\frac{\partial F}{\partial R} = \sum_{i=1}^8 \frac{2Q_w}{(H_0 + h_i)\pi K R} \left\{ \frac{1}{(H_0 + h_i)} \frac{Q_w}{\pi K} \ln\left(\frac{R}{r_i}\right) - \bar{s}_i \right\} = 0 \quad (4.8)$$

再將(4.7)、(4.8)式化簡得

$$\frac{\partial F}{\partial K} = \frac{\sum_{i=1}^8 \frac{Q}{(H_0 + h_i)^2 \pi} [\ln(\frac{R}{r_i})]^2}{\sum_{i=1}^8 \frac{s_i}{(H_0 + h_i)} \ln(\frac{R}{r_i})} - K = 0 \quad (4.9)$$

$$\frac{\partial F}{\partial R} = \frac{\sum_{i=1}^8 \frac{Q}{(H_0 + h_i)^2 \pi} \ln(\frac{R}{r_i})}{\sum_{i=1}^8 \frac{s_i}{(H_0 + h_i)}} - K = 0 \quad (4.10)$$

解(4.9)、(4.10)式的聯立方程式求得 K 及 R 值。

2、非穩態分析以最小二乘法求解 T、S

在均質等向性受壓含水層之抽水井中以流量 Q 定量抽水，距抽水井 r 處之地下水位洩降，Cooper-Jacob (Kruseman and de Ridder, 1990) 提出

$$s = \frac{Q}{4\pi T} (-0.5772 - \ln \frac{r^2 S}{4Tt}) \quad , \text{當 } u \leq 0.01 \quad (4.11)$$

$$\text{其中 } u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

t：時間

上式可再加以整理

$$\begin{aligned} s &= \frac{Q}{4\pi T} (-0.5772 - \ln \frac{r^2 S}{4Tt}) \\ &= \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{2.25Tt}{r^2 S} \\ &= \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{2.25T}{S} + \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{t}{r^2} \\ &= a + b \ln \frac{t}{r^2} \end{aligned} \quad (4.12)$$

$$\text{其中 } a = \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{2.25T}{S} \quad , \quad b = \frac{Q}{4\pi T} \quad (4.13)$$

由(4.12)式可知，將抽水試驗之水位洩降資料繪成實際水位

洩降 s 對時間 t 之半對數圖，理論上應呈現以 a 為截距、以 $a + b \ln \frac{1}{r^2}$

為斜率之直線，但因為有觀測誤差及環境擾動誤差，故數據常無法呈一直線，李友平(1997)推薦利用最小二乘法推求這種情形下的 a、b 值與水位洩降資料的關係式，可以求得適合之直線方程式。

本研究於試驗中使用 9 口井，為免抽水井水位洩降量大造成太大誤差，故僅以 8 口觀測井資料 \bar{s}_i 代入，依最小平方法之原理，乃是令實際水位洩降與最適直線之殘差平方和為最小，即

$$F(a, b) = \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \Delta_{ij}^2 = \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \left[\bar{s}_{ij} - \left(a + b \ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} \right) \right]^2 \quad (4.14)$$

i：觀測井口數，

j：水位洩降資料筆數，

\bar{s}_{ij} ：i 口觀測井在 j 筆資料的實際水位洩降

r_{ij} ：i 口觀測井距抽水井距離， $r_{ij} = r_i$

t_{ij} ：i 口觀測井在 j 筆資料的時間

因此將(4.14)式對 a、b 做偏微分，並令其為零，可得

$$\frac{\partial F}{\partial a} = -2 \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \left[\bar{s}_{ij} - a - b \ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} \right] = 0 \quad (4.15)$$

$$\frac{\partial F}{\partial b} = -2 \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \left[\bar{s}_{ij} - a - b \ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} \right] \ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} = 0 \quad (4.16)$$

由(4.13)及(4.14)式可化簡成二正規方程式

$$\sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \bar{s}_{ij} = a \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N 1 + b \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} \quad (4.17)$$

$$\sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N s_{ij} \ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} = a \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} + b \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \left(\ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} \right)^2 \quad (4.18)$$

利用 Cramer's rule 可求得式之唯一解

$$a = \frac{1}{D} \begin{vmatrix} \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N s_{ij} & \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} \\ \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N s_{ij} \ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} & \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \left(\ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} \right)^2 \end{vmatrix} \quad (4.19)$$

$$b = \frac{1}{D} \begin{vmatrix} \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N 1 & \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N s_{ij} \\ \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} & \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N s_{ij} \ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} \end{vmatrix} \quad (4.20)$$

$$(4.19)、(4.20) \text{ 式中， } D = \begin{vmatrix} \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N 1 & \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} \\ \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} & \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \left(\ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} \right)^2 \end{vmatrix}$$

再將以最小平方法求出之 a、b 帶回(4.12)式中，則可求得 T 及 S 值。

當含水層為非拘限含水層時，必須在水位洩降量遠小於含水層總洩降量時（即(4.11)式的限制， $u \leq 0.01$ ），本方法方可適用。此外，其中 $T = Kd$ ，K 為飽和水力傳導係數，d 為飽和含水層厚度。

3、以標準曲線法推求 T、S

進行非拘限含水層的抽水試驗時，其初始水位洩降資料受延遲出水（鑽孔內的蓄水（Bore-hole storage））影響小，故初始水位洩降資料可以 Theis 方法估算 T 與 S，Theis 方程式如下

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^{\infty} \frac{e^{-y} dy}{y} = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad (4.21)$$

其中 s：監測井中水位洩降量，

Q：恆定流量，

T ：含水層的流通率 (transmissivity)，

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (4.22)$$

S ：含水層儲水係數，

t ：時間，

$$W(u) = -0.5772 - \ln u + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \frac{u^4}{4 \cdot 4!} + \dots$$

將(4.21)改寫成

$$\log s = \log \frac{Q}{4\pi T} + \log w(u) \quad (4.23)$$

將(4.22)改寫成

$$\log \frac{r^2}{t} = \log \frac{4T}{S} + \log u \quad (4.24)$$

由於一已知試驗的 $\frac{Q}{4\pi T}$ 與 $\frac{4T}{S}$ 都是恆定的，則 $\log s$ 與 $\log r^2/t$ 之間的關係，與 $\log W(u)$ 與 $\log u$ 之間的關係相似。Theis 的疊圖方法是基於此關係，而假設使 s 與 r^2/t 對應， $W(u)$ 與 u 對應，將點繪於雙對數紙上，所得到的兩條曲線形狀相同，但在水平與垂直方向上分別間隔常數 $\frac{Q}{4\pi T}$ 與 $\frac{4T}{S}$ 。使兩條曲線疊合，在疊合曲線上任選一點，得到 s 、 r^2/t 、 u 以及 $W(u)$ 值，帶入方程式(4.21)、(4.22)即可估算出 T 與 S (Kruseman and de Ridder, 1990)。當含水層為非拘限含水層時，必須在水位洩降量遠小於含水層總洩降量時，本方法方可適用，此時 $T=Kd$ ，其中 K 為飽和水力傳導係數， d 為飽和含水層厚度。

4.2.2 回水試驗

當抽水試驗完成，抽水機停止運轉時，觀測井水位會逐漸回升，此時的回升水位稱為殘餘洩降(residual drawdown)，殘餘洩降為抽水前的水位與停止抽水後任一時間的水位之差值，藉由量測監測井殘餘洩降資料，亦可推估水文地質參數，同時也可檢核抽水試驗結果的正確性。因為回水試驗中水位是含水層以恆定流量補助水源而逐漸回升；而抽水試驗以恆定的流量方式自抽水井抽水，以形成含水層地下水位下降，其恆定流量需由使用的抽水設備控制，而這在現場通常是很難控制的，所以回水試驗的殘餘洩降資料可信度會比抽水試驗資料高。

在恆定流量抽水試驗後的殘餘洩降為

$$s' = \frac{Q}{4\pi T} \{W(u) - W(u')\} \quad (4.25)$$

$$\text{其中 } u = \frac{r^2 S}{4Tt}, \quad u' = \frac{r^2 S'}{4Tt'}$$

s' ：殘餘洩降

S' ：回水期間的儲水係數

S ：抽水期間的儲水係數

t' ：自停止抽水後經過時間

t ：自開始抽水經過時間

Q ：回水流量=抽水流量

當 u 和 u' 很小 ($u, u' \leq 0.01$)，則上式可表示為

$$s' = \frac{Q}{4\pi T} \left(\ln \frac{4Tt}{r^2 S} - \ln \frac{4Tt'}{r^2 S'} \right) \quad (4.26)$$

當 $S = S'$ ，(4.26)式可再加以整理

$$s' = \frac{Q}{4\pi T} \left(\ln \frac{4Tt}{r^2 S} - \ln \frac{4Tt'}{r^2 S'} \right)$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{4T}{r^2 S} + \frac{Q}{4\pi T} \ln t - \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{4T}{S'} - \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{t'}{r^2} \\
&= \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{S'}{r^2 S} + \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{tr^2}{t'} \\
&= a + b \ln \frac{t'}{t}
\end{aligned} \tag{4.27}$$

$$\text{其中 } a = \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{S'}{r^2 S}, \quad b = -\frac{Q}{4\pi T}$$

由上式可以發現有 S' 、 S 及 T 三個特定水力參數，本研究為了簡化問題，假設 S' 及 S 兩者相同，如此之下，即可以(4.27)式利用最小二乘法求得 T ，並用以檢核由抽水試驗求得之 T 。

當含水層為非拘限含水層時，必須在水位洩降量遠小於含水層總洩降量時（即(4.11)式的限制， $S=0.15H$ ），本方法方可適用。此外，其中 $T=Kd$ ， K 為飽和水力傳導係數， d 為飽和含水層厚度。另外，還可利用第四章第二節之第(一)點中之第3點之標準曲線法推求 S 、 T 。

4.2.3 微水試驗

微水試驗是由水井中突然移去某固定體積的定量水塊 (Slug)，水位急遽下降後，量測水位回升率，利用水位回升率試驗測定推估飽和含水層區域性水平飽和水力傳導係數。

Bouwer 與 Rice(1976)修正微水試驗，使其方法可應用於全部或部分貫穿井位於均質性、等向性的非拘限含水層中的情形。此方法係以西姆方程式 (Thiem equation) 為依據，假設水井周圍地下水位洩降可忽略不計，與地下水面上無水流。如式(4.28)所示：

$$\ln \frac{S}{S_0} = -\frac{2kL_e}{r_c^2 \ln \frac{R_e}{r_w}} t \tag{4.28}$$

其中 R_e ：試驗之影響半徑 (L)

k ：水力傳導係數(L/T)

r_w ：水井中心與未受擾動含水層之間距離，(即為

設井前之擴孔半徑) (L)

r_c : 井管半徑 (L)

L_e : 水井井篩開孔長度 (L)

S_0 : 初始水位高度 (L)

S_t : 時間 t 時之水位高度 (L)

t : 自 y_0 起算之時間 (T)

圖 4.13 為未拘限含水層部分貫穿井的幾何與符號示意圖。(4.28)式中 R_e 係利用電阻網路類比法試驗不同 r_w 、 L_e 、 L_w 以及 H 值所決定。因其計算繁雜，故 Bouwer 與 Rice(1976)發展經驗式以利計算，

$$\ln \frac{R_e}{r_w} = \frac{1}{\frac{1.1}{\ln(L_w/r_w)} + \frac{A + B \ln[(H - L_w)/r_w]}{(L_e/r_w)}} \quad (4.29)$$

(4.29)式中 A 、 B 為與 L_e/r_w 有關之無因次係數， L_w 為水位面至井篩底部高度 (L)，假若 $H=L_w$ ，即表示水井井篩開孔長度貫穿整個含水層厚度，則(4.30)式中 $\ln[(H-L_w)/r_w]$ 不能計算，故應修正為

$$\ln \frac{R_e}{r_w} = \frac{1}{\frac{1.1}{\ln(L_w/r_w)} + \frac{C}{(L_e/r_w)}} \quad (4.30)$$

(4.30)式中 C 為一無因次係數，乃為 L_e/r_w 之函數。(4.29)、(4.30)式中之 A 、 B 、 C 值將可由 L_e/r_w 之關係查圖 4.14 得之。由量測得到之 y 值對應 t 值點繪於半對數紙 (y 在對數軸上)，將資料點取線性迴歸，由直線斜率可用以求解含水層的水平方向之飽和水力傳導係數。

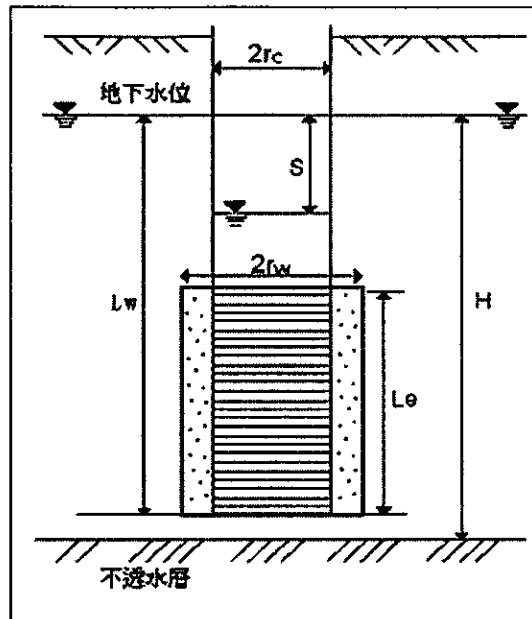


圖 4-13 未拘限含水層部分貫穿井的幾何與符號示意圖 (Bouwer,1972)

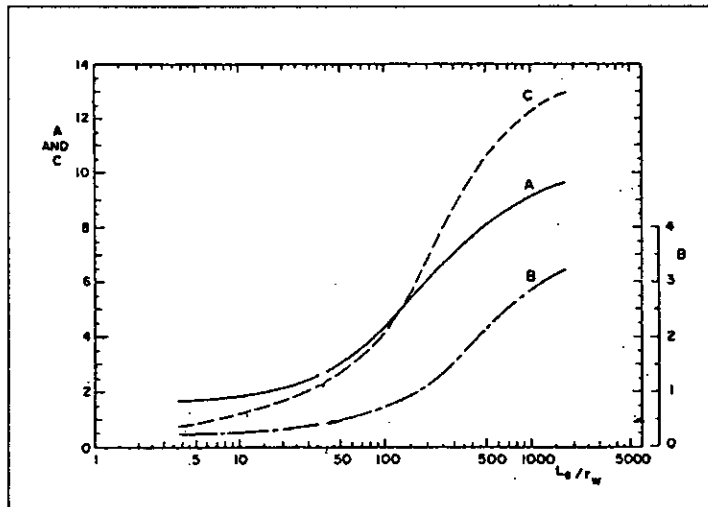


圖 4-14 係數 A、B、C 與 L_e/r_w 關係曲線圖 (Bouwer,1972)

4.3 實驗步驟

本研究主要目的在於含水層試驗及水文地質參數檢定。因此，本年度將進行，現地抽水試驗、回水試驗及微水試驗，以掌握地下含水層內外之水文地質參變化。

4.3.1 抽水試驗

1、儀器架設

抽水試驗中使用變頻式沈水式泵 (model MP1 Grundfos Pumps Corp., Clovis, California) 以下簡稱沈水式泵，如表 4.13 為五次抽水試驗沈水泵的設置深度及流量整理表。而用於記錄水位洩降的儀器為自記式壓力感測器 (自記式水位計) 又分為美國 Druck 所生產的 PDCR-1830 (model PDCR1830, Druck Inc., New Fairfield Connecticut. 以下簡稱 Druck 水位計) 與 Geoguard 所生產的 Tuber (model tuber, GeoPump, Inc., California. 以下簡稱 Tuber 水位計)，各有 4 支 Druck 水位計及 5 支 Tuber 水位計，共 9 支 (以下統稱為自記式水位計)，分別置於編號 BH01、BH06、BH08、BH09 觀測井中距離井口 5.38 公尺深，置於編號 BH04 抽水井距井口 16 公尺深，其餘置於編號 BH02、BH03、BH05、BH07 觀測井中距離井口 8 公尺深。另外，於抽水泵的出水管口連接管徑 2 公分的流量水錶，於抽水泵運作期間監控其流量，在抽水試驗最初半小時內每 10 秒紀錄一次流量水錶讀值，而後隨時間增長而減少紀錄頻率，半小時後至 3 小時內為每 30 分鐘紀錄一次、3 小時後至 12 小時內每小時紀錄一次，12 小時後皆為每 2 小時紀錄一次。而為了確認流量水錶功能正確性，本研究人員在抽水試驗期間記錄流量水錶讀值的同時以量筒量測流量作為輔助校正流量水錶量測流量之用。

而用於記錄水位洩降的自記式水位計，其中 Druck 水位計的紀錄速率如表 4.14 所示為前 6 小時每 2 秒或每分鐘紀錄 1 筆，6 小時後皆為每分鐘紀錄一筆，而 Tuber 水位計的紀錄速率如表

4.15 所示，在最初 765 秒內每秒紀錄一次，而後隨抽水時間增長減少量測頻率，765 秒後至 3315 秒為每 5 秒紀錄一次、3315 秒後至 10965 秒為每 10 秒紀錄一次、10965 秒後至 18615 秒為每 30 秒紀錄一次、18615 秒後至 33915 秒為每 60 秒紀錄一次、33915 秒後至 110415 秒為每 300 秒紀錄一次、110415 秒後至 153000 秒為每 600 秒紀錄一次、153000 秒後皆為 1800 秒紀錄一次。此外，為了確認每組自記式水位計所記錄水位資料的正確性，每組自記式水位計在使用前均於實驗室內進行檢校，確定檢校的檢量線相關係數 (R-squared) 在 0.998 以上，才用於現地的地下水位量測。另外，於現場抽水試驗過程，為了確認自記式水位計的功能正確，本研究人員在抽水試驗期間同時以手動水位計佐以量測地下水位變化情形，以作為抽水試驗抽水試驗過程自記式水位計所紀錄之地下水位資料的輔助校正，如表 4.16 所示之為手動水位計測量頻率，在抽水試驗最初半小時內每 10 秒量測一次，而後隨時間增長而減少量測頻率，半小時後至 3 小時內每 10 分鐘量測一次、3 小時後至 12 小時內每 1 小時量測一次、12 小時後為每 2 小時量測一次。

表 4.13 抽水試驗日期及沈水泵設置整理表

試驗次數	試驗期限	沈水泵置放深度 (m)	沈水泵流量
1	3 天	20	0.195L/s
2	7 天	18	0.189L/s
3	6 天	18	0.176L/s
4	8 天	18	0.173L/s
5	4 天	18	0.09 L/s

表 4.14 Druck 水位計記錄頻率

試驗次數	試驗期限	Druck 水位計記錄速率
1	3 天	前 6 小時每 2 秒記錄 1 筆 6 小時以後每分鐘記錄 1 筆
2	7 天	前 6 小時每 2 秒記錄 1 筆 6 小時以後每分鐘記錄 1 筆
3	6 天	每分鐘記錄 1 筆
4	8 天	前 6 小時每 5 秒記錄 1 筆 6 小時以後每分鐘記錄 1 筆
5	4 天	前 6 小時每秒記錄 1 筆 6 小時以後每分鐘記錄 1 筆

表 4.15 Tuber 水位計記錄頻率

記錄時間 (sec)	記錄頻率
0~765	每 1sec 記錄 1 筆
765~3315	每 5sec 記錄 1 筆
3315~10965	每 10sec 記錄 1 筆
10965~18615	每 30sec 記錄 1 筆
18615~33915	每 60sec 記錄 1 筆
33915~110415	每 300sec 記錄 1 筆
110415~153000	每 600sec 記錄 1 筆
153000~	每 1800sec 記錄 1 筆

表 4.16 手動式水位計測量頻率

記錄時間 (min)	記錄頻率
0~30	每 10sec 記錄 1 筆
30~180	每 10min 記錄 1 筆
180~420	每 60min 記錄 1 筆
420~	每 120min 記錄 1 筆

2、試驗步驟

- (1) 將各自記式水位計依上述深度，依序放入井中以固定架固定，並以電腦設定好記錄頻率及試驗開始時間。
- (2) 將抽水泵預先調整控制箱頻率後置入抽水井（BH04）中，以繩索固定，並將抽水泵出水管引至排水溝，以避免影響實驗。
- (3) 將出水管口接上流量水錶。
- (4) 以手動式水位計量測未抽水前的地下水水位，此為初始水位高。
- (5) 將抽水泵啟動，開始抽水，此為抽水試驗開始時間。
- (6) 依儀器架設所述記錄頻率，記錄流量水錶讀值，記錄表如表 4.17 所示，記錄流量水錶每次流出水量 10 公升所需時間及累計讀值。
- (7) 依儀器架設所述記錄頻率，利用量筒量測抽水泵啟動後的每次流出水量 10 公升所需時間，記錄表如表 4.17 所示。
- (8) 抽水試驗期間以手動式水位計，依照儀器架設所述的量測頻率，於全程量測，記錄表如表 4.17 及表 4.18 所示，記錄量測當時時間及水面距井口高度。
- (9) 試驗結束後將自記式水位計的資料下載以進行分析。

表 4.17 抽水試驗記錄表-抽水井

抽水試驗記錄表-抽水井

頁數：_____

記錄者：_____

場址名稱：_____

場址位置：_____

抽水井編號：_____

抽水井座標：X：_____，Y：_____

試驗開始

日期：_____

時間：_____

井口至水面深度 (S_0): _____

試驗結束

日期：_____

時間：_____

井口至水面深度：_____

抽水機放置 (距井口) 深度 (公尺): _____

平均流量 (公升/秒): _____

備註：

平均流量測量方法 _____

測量儀器 _____

實際時間	自開始抽水後 經過時間(分)	井口至水 面深度(S)	水位變化 量(S_0-S)	流出水量 10 公 升所需時間(秒)		水錶累 計讀值	備註
				量筒量 測方法	流量水 錶方法		

表 4.18 抽水試驗記錄表-觀測井

抽水試驗記錄表-觀測井

頁數：_____

記錄者：_____

場址名稱：_____

場址位置：_____

觀測井編號：_____

觀測井座標：X：_____，Y：_____

試驗開始

日期：

時間：

井口至水面深度 (S_0):

試驗結束

日期：

時間：

井口至水面深度：

備註：

測量儀器 _____

實際時間	自開始抽水後 經過時間(分)	井口至水 面深度(S)	水位變化量 (S_0-S)	備註

4.3.2 回水試驗

當抽水試驗完成，此時不更動於抽水試驗時已架設好的儀器裝置，將自記式水位計所記錄抽水試驗水位資料下載完成，再重新設定自記水位計，其量測頻率仍照儀器架設節所述，設定好自記式水位計即可進行回水試驗，將抽水機關掉，抽水機停止運轉時，觀測井水位會逐漸回升，回水試驗期間仍舊使用手動式水位計同時量測監測井地下水水位，量測頻率也比照儀器架設節所述，而以手動式水位計量測地下水水位，記錄表如表 4.19 所示。

表 4.19 回水試驗記錄表

回水試驗記錄表

頁數：_____

記錄者：_____

場址名稱：_____

場址位置：_____

觀測井編號：_____ 觀測井座標：X：_____，Y：_____

試驗開始

日期：

時間：

井口至水面深度：

試驗結束

日期：

時間：

井口至水面深度：

備註：

測量儀器_____

實際時間	自開始抽水後 經過時間(分)	井口至水 面深度(S)	水位變化量 (S_0-S)	備註

註： S_0 為未抽水前井口至水面深度(m)

4.3.3 微水試驗

1、儀器架設

微水試驗中使用 PVC 管組成瞬間加水器，如圖 4.15 所示。其總體積大約 13.2L，容量為 11.5L。而用於記錄水位洩降的儀器為自記式壓力感測器（自記式水位計）又分為美國 Druck 所生產的 PDCR-1830（model PDCR1830, Druck Inc., New Fairfield Connecticut. 以下簡稱 Druck 水位計）與 Geoguard 所生產的 Tuber（model tuber, GeoPump, Inc., California. 以下簡稱 Tuber 水位計），各有 1 支 Druck 水位計及 1 支 Tuber 水位計，共 2 支（以下統稱為自記式水位計），分別置於 PVC 管內（Druck，深度為 4m）及欲做微水實驗之監測井內（Tuber，深度為 10m），以監測 PVC 管內水位洩降及監測井內之水位洩降是否相同。PVC 管內水面距 PVC 管口深度，則利用下式計算之：

$$h = \frac{(D_1)^2}{[(D_1)^2 - (D_2)^2]}(h_1 - h_0) \quad (4.31)$$

式中，（圖示如 4.16 所示）。

h_1 ：為 PVC 管放置深度(L)。

h_0 ：為監測井初始水面距井口深度(L)。

D_1 ：為監測井內徑(L)。

D_2 ：為 PVC 管外徑(L)。

而用於記錄水位洩降的自記式水位計，其中 Druck 水位計的紀錄速率為每秒記錄 1 筆；Tuber 水位計的紀錄速率，為最初 765 秒內每秒紀錄一次，而後隨抽水時間增長減少量測頻率，765 秒後至 3315 秒為每 5 秒紀錄一次、3315 秒後至 10965 秒為每 10 秒紀錄一次、10965 秒後至 18615 秒為每 30 秒紀錄一次、18615

秒後至 33915 秒為每 60 秒紀錄一次、33915 秒後至 110415 秒為每 300 秒紀錄一次、110415 秒後至 153000 秒為每 600 秒紀錄一次、153000 秒後皆為 1800 秒紀錄一次。此外，為了確認每組自記式水位計所記錄水位資料的正確性，每組自記式水位計在使用前均於實驗室內進行檢校，確定檢校的檢量線相關係數 (R-squared) 在 0.998 以上，才用於現地的地下水位量測。另外，於現場抽水試驗過程，為了確認自記式水位計的功能正確，本研究人員在抽水試驗期間同時以手動水位計佐以量測地下水位變化情形，以作為微水試驗過程自記式水位計所紀錄之地下水位資料的輔助校正。手動水位計測量頻率，在微水試驗最初半小時內每 10 秒量測一次，而後隨時間增長而減少量測頻率，半小時後至 3 小時內每 10 分鐘量測一次。

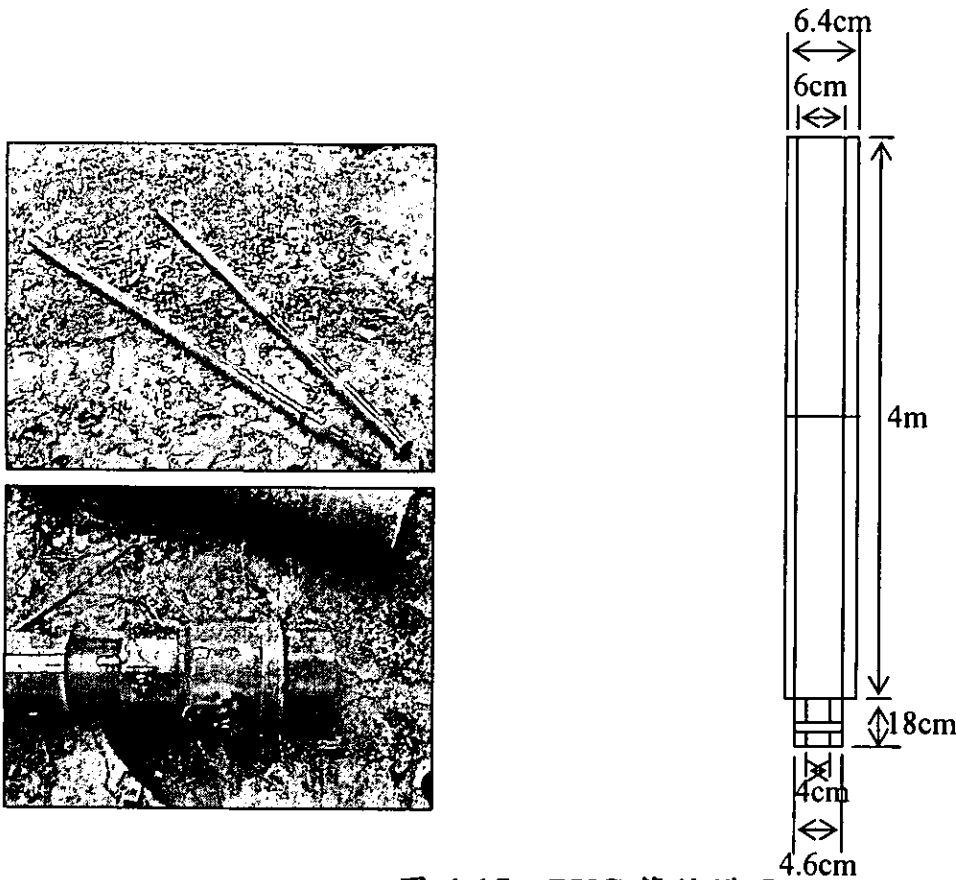


圖 4-15 PVC 管結構圖

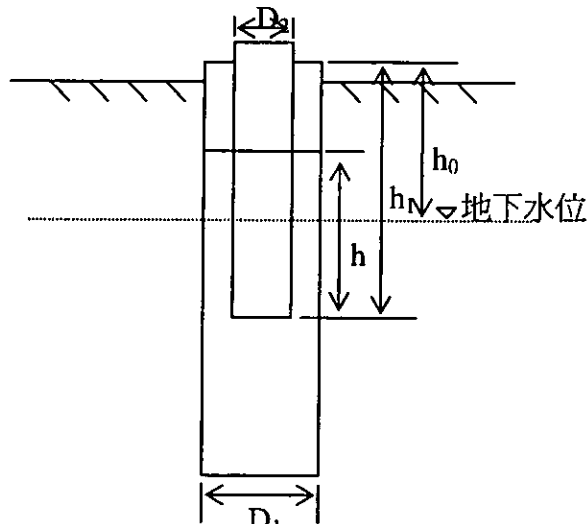


圖 4.16 微水試驗示意圖

2、試驗步驟

- (1) 將各自記式水位計依上述深度，依序放入井中以固定架固定，並以電腦設定好記錄頻率及試驗開始時間。
- (2) 以手動式水位計量測未放置 PVC 管前之地下水水位，此為初始水位高。
- (3) 將 PVC 管注入式(4.31)所計算出之位。
- (4) 將 PVC 管置入欲實驗之監測井中，快速將 PVC 管放至式(4.31)所計算之深度後，瞬間打開 PVC 管之閥門即實驗開始，此為微水實驗開始時間，及瞬間加入水後之水位高(S_0)。再以鐵架固定，避免 PVC 管滑落，影響實驗精度。
- (5) 微水試驗期間以手動式水位計，依照儀器架設所述的量測頻率，於全程量測地下水水位變化，記錄表如表 4.20 所示，記錄量測當時時間、監測井水面距井口高度及 PVC 管內水面距井口高程，用以比較 PVC 管內及監測井之水位高度，如果差異太大表示 PVC 管管閥沒有完全開啟或實驗開始時，PVC 管內及監測井之水位沒有一致造成。
- (6) 試驗結束後將自記式水位計的資料下載以進行分析。

表 4.20 微水試驗記錄表

微水試驗記錄表

頁數：_____

記錄者：_____

場址名稱：_____

場址位置：_____

觀測井編號：_____ 觀測井座標：X：_____，Y：_____

PVC 管放置深度：_____

試驗開始

日期：

時間：

監測井井口至水面深度：

PVC 管井口至水面深度：

試驗結束

日期：

時間：

監測井井口至水面深度：

PVC 管井口至水面深度：

備註：

測量儀器 _____

實際時間	自微水實驗開始後經過時間(分)	監測井井口至水面深度(S_1)	PVC 管井口至水面深度(S_2)	監測井水位變化量(S_0-S_1)	PVC 管水位變化量(S_0-S_2)	備註

註： S_0 為實驗開始前井口至水面深度(m)

4.4 工作成果

本年度主要完成國立雲林科技大學校園現地實驗場址之建立。並建立本研究場址之土壤物性分析、含水層試驗、水文地質參數檢定（包括抽水試驗5次(2次參考資料，3次本研究工作項目)、回水試驗1次及微水試驗3組)及92年9月29、30日增設二口監測井。

4.4.1 土壤物性分析

依第一點之第(二)點之校園場址地質資料顯示，依設井鑽探結果、校園採樣點物性分析、中央地調所鑽探資料及校園地質剖面圖比較得知。本研究場址之地質結構，在地表至地表下1公尺為覆蓋層，大部份為回填沙土，因此土壤結構大多複雜且不具一致性；地表下1公尺至5公尺為黏土及砂土混雜；地表下5公尺至15公尺為粉土與砂土混雜；地表下15公尺以下間斷出現黏土及砂土混雜或純粹為黏土。在地表下15公尺出現黏土的情形較明顯，故假設不透水層在地表下20公尺處，則監測井深20公尺為全部貫穿含水層之水井。

4.4.2 抽水試驗與回水試驗

本研究共完成五次抽水試驗，其中第一次為92年1月27日至92年1月30日，共3天；第二次為92年2月11日至92年2月18日，共7天；第三次為92年5月20日至92年5月26日，共6天；第四次為92年5月30日至92年6月7日，共8天；第五次為92年8月2日至92年8月6日，共4天抽水1天回水。第一次至第二次為本計畫約前本研究團隊先行進行之抽水試驗，但是第三次至第五次則為簽約後完成的抽水試驗。

4.4.2.1 第一次抽水試驗(參考資料)

(1) 穩態分析

將試驗中所量測之流量繪成體積流量率變化圖，如圖 4.17 所示，在抽水初期的流量較不穩定，待抽水 14 小時後流量維持在 0.19 L/s 至 0.20 L/s 之間，平均流量約為 0.196 L/s。

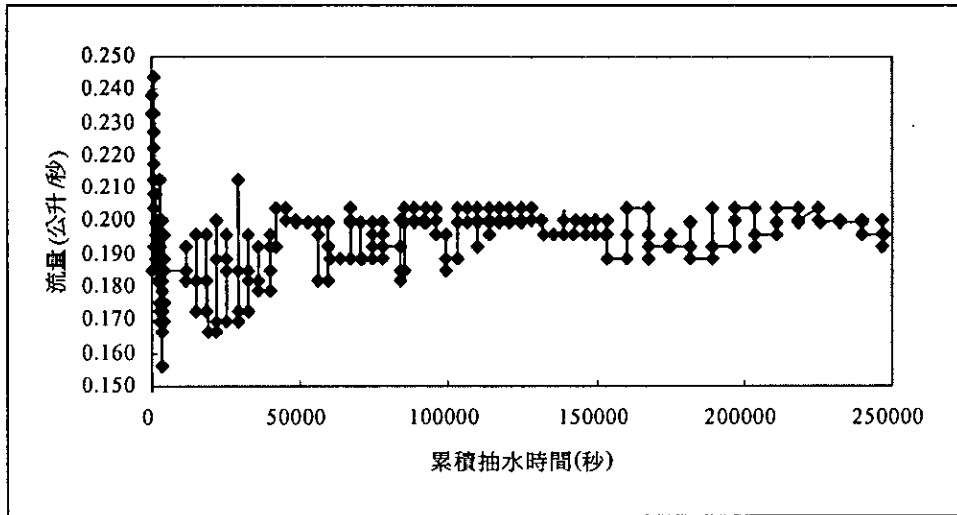


圖 4.17 第一次抽水試驗流量變化圖

將水位計記錄之隨著時間變化的水位洩降量資料整理後，繪成水位洩降量對時間圖，如圖 4.18、4.19 所示，圖 4.18 為觀測井水位洩降量變化圖，圖 4.19 為抽水井水位洩降量變化圖。以穩定狀態試驗而言，抽水需持續足夠長的時間，使觀測井中的水位接近平衡，就理論而言，觀測井水位永遠不會達到平衡，然而，卻可非常接近平衡，當觀測井水位下降量非常小，即可假設其達到平衡 (Kruseman and de Ridder, 1990)。分析本次試驗之最後 5 小時資料中，抽水井水位洩降量約維持在 6.8 公尺至 7.0 公尺，但此變化量在抽水 26 小時後即可達到，即使不可能在此短的時間內達到平衡狀態，但抽水 24 小時與 72 小時後的水位洩降量差異不大，故我們假設經抽水 72 小時以後監測井水位達到平衡，而我們用來進行最小二乘法運

算所用的平衡狀態水位洩降量列於表 4.21 之 \bar{s}_i 欄，另外表 4.21 也列出各觀測井與抽水井的距離 \bar{r}_i ，由整理表發現水位洩降量並非完全隨著抽水井與觀測井間距離變化而增加或減少，理論上在越靠近抽水井的水位洩降越明顯，但 BH05 距離 BH04 最近，其水位洩降量並沒有比其他 8 口觀測井大，而 BH08 距離 BH04 最遠，水位洩降量卻不是所有觀測井中最小的，可見本試驗場址為非均質性。

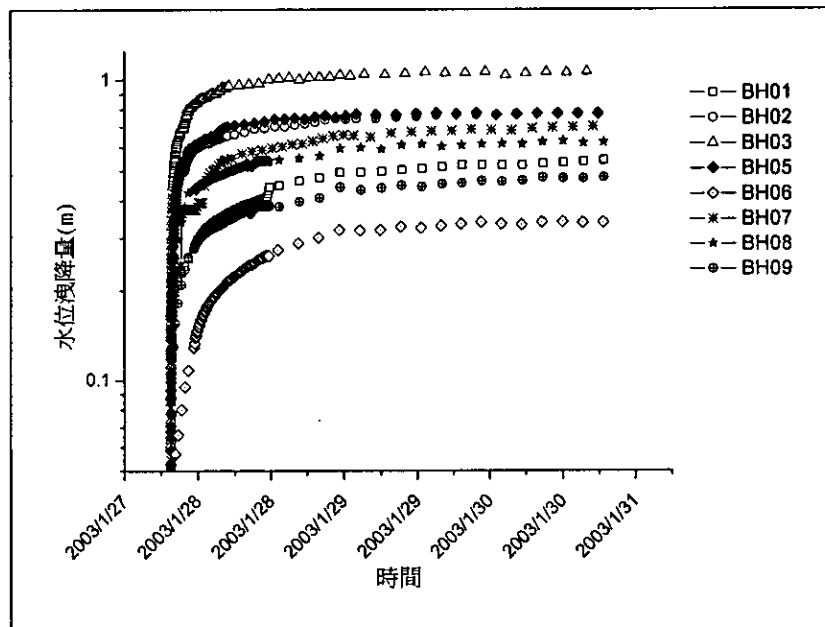


圖 4.18 第一次抽水試驗各觀測井水位洩降量變化圖

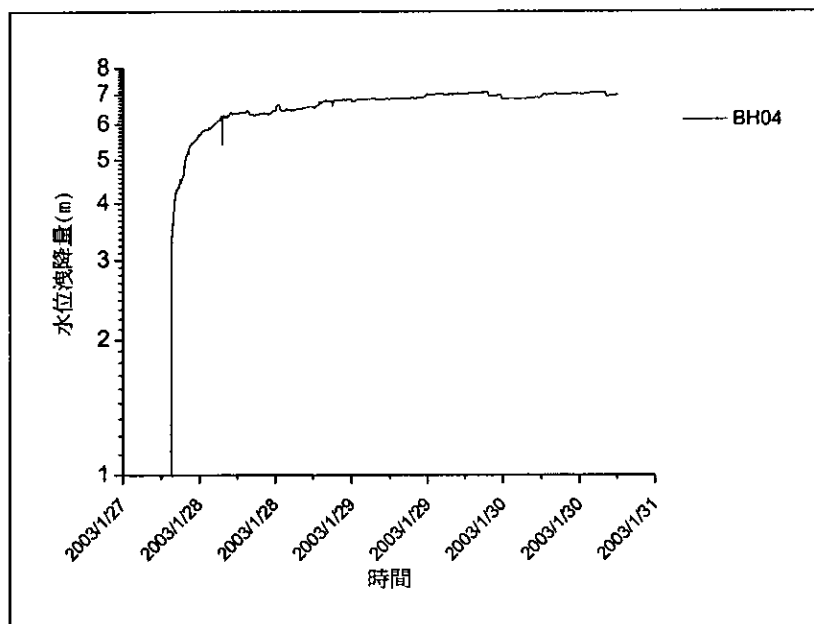


圖 4.19 第一次抽水試驗抽水井水位洩降量變化圖

表 4.21 第一次抽水試驗達穩態時各觀測井的洩降量

	\bar{s}_i (m)	r_i (m)
BH01	0.54	6.92
BH02	0.77	4.22
BH03	1.06	3.94
BH04	7	0.1 (有效半徑)
BH05	0.77	3.24
BH06	0.34	6.65
BH07	0.7	5.23
BH08	0.62	6.96
BH09	0.48	4.97

抽水試驗所得之水位洩降資料即已知條件 (Q 、 H_0 、 \bar{s}_i 、 r_i 、 h)，其中地質剖面圖分析地面下 20 公尺處為不透水層，而此次試驗平均初始井口至水位深度為 3.09 公尺，所以含水層厚度 H_0 為 16.91 公尺，分別代入(4.9)、(4.10)式，解(4.9)、(4.10)式的聯立方程式求得 R 及 K 值為 $R=10.2666$ (m)、 $K=0.0001$ (m/min)及 $R=18.0642$ 、 $K=0.0002$ (m/min)，將兩組解代入(4.5)式驗算，(4.5)式中 Δ_i^2 為理論洩降 s_i 與實際洩降 \bar{s}_i 的差值平方，最小二乘法即是求得理論洩降 s_i 與實際洩降 \bar{s}_i 的差值平方和為最小，表示誤差越小。將觀測井與抽水井驗算結果列於表 5.2、表 5.3，標示為 1、2 的欄位分別為 $R=10.2666$ (m)、 $K=0.0001$ (m/min) 及 $R=18.0642$ (m)、 $K=0.0002$ (m/min) 代入驗算之結果，經計算得第 1 組 $\sum_1^8 \Delta_i^2 = 0.526$ ，而第 2 組 $\sum_1^8 \Delta_i^2 = 0.129$ ，因為最小平方法是基於理論洩降 s_i 與實際洩降 \bar{s}_i 差的平方和為最小，故以第 2 組 $R=18.0642$ (m)、 $K=0.0002$ (m/min) 的解最適當，此結果也顯示以本研究所使用的方法已將可能的各觀測井理論洩降 s_i 與實際洩降 \bar{s}_i 的誤差降到最小，而且 K 值介於粉砂、泥沙標準水力傳導係數值 6×10^{-8} 至 6×10^{-4} (Bear,1972)之間，以現場的地質特性來看是合理的。

表 4.22 第一次抽水試驗穩態分析各觀測井洩降量誤差表

				1	2			
				R=10.2666 (m) K=0.0001 (m/min)	R=18.0642(m) K=0.0002 (m/min)			
	\bar{s}_i (m)	\bar{h}_i (m)	ri(m)	Δi^2 (m)	si(m)	hi(m)	Δi^2 (m)	Δi 誤差(%)
BH01	0.54	16.37	6.92	0.009	0.54	16.37	0.000	0.03
BH02	0.77	16.14	4.23	0.055	0.82	16.09	0.003	6.57
BH03	1.06	15.85	3.94	0.001	0.87	16.04	0.036	22.49
BH05	0.77	16.14	3.24	0.290	0.98	15.93	0.042	21.47
BH06	0.34	16.57	6.65	0.021	0.56	16.35	0.048	39.62
BH07	0.7	16.21	5.23	0.004	0.70	16.21	0.000	0.09
BH08	0.62	16.29	6.96	0.033	0.54	16.37	0.007	15.57
BH09	0.48	16.43	4.97	0.113	0.73	16.18	0.060	34.30
sum=				0.526	sum=		0.129	

註： $\Delta_i = s_i - \bar{s}_i$ ， Δ_i 誤差 = $\frac{s_i - \bar{s}_i}{s_i}$ ， $(H_0^2 - h_i^2) = \frac{Q}{\pi K} \ln\left(\frac{R}{r_i}\right)$ ， $s_i = H_0 - h_i$ ， $H_0 = 16.91$ ，

$Q = 0.012(\text{m}^3/\text{min})$ 。

表 4.23 第一次抽水試驗穩態分析抽水井洩降量誤差表

				1	2			
				R=10.2666 (m) K=0.0001 (m/min)	R=18.0642 K=0.0002 (m/min)			
	\bar{s}_i (m)	\bar{h}_i (m)	ri(m)	Δi^2 (m)	si(m)	hi(m)	Δi^2 (m)	Δi 誤差(%)
BH04	7	9.91	0.10	0.284	3.18	13.73	11.368	120.44

註： $\Delta_i = s_i - \bar{s}_i$ ， Δ_i 誤差 = $\frac{s_i - \bar{s}_i}{s_i}$ ， $(H_0^2 - h_i^2) = \frac{Q}{\pi K} \ln\left(\frac{R}{r_i}\right)$ ， $s_i = H_0 - h_i$ ， $H_0 = 16.91$ ，

$Q = 0.012(\text{m}^3/\text{min})$ 。

(2)非穩態分析

將水位計記錄之隨著時間變化的水位洩降量資料整理後，代入(4.14)、(4.15)式中求得 a、b 值，再將所求得 a、b 值代入(4.16)、(4.17)式即可求得 T、S。將非穩態分析結果整理如表 4.24，所求得的流通率 T 約為 $0.000129\text{m}^2/\text{min}$ 、儲水係數 S 值約為 0.009482，而表 4.24 中 Δ^2 為實際水位洩降量與理論水位洩降量的差值平方，所以 Δ^2 值越小表示誤差越小，而我們分析此次抽水試驗的洩降誤差 Δ^2 等於 0.530093，表示誤差很小，所以所推算出的 S、T 值應相當合理。尤其 K 值為 $0.000457\text{m}/\text{min}$ 介於粉砂、泥沙標準水力傳導係數值 $6 \times 10^{-8} \text{m}/\text{min} \sim 6 \times 10^{-4} \text{m}/\text{min}$ ，與穩態分析結果相近，但與穩態分析結果比較起來，穩態分析的結果誤差較小所以更為恰當。未拘限含水層儲水係數範圍約為 0.01 到 0.3 之間 (Freeze and Cherry, 1979)，而若地質特性屬於較細顆粒，則土壤顆粒空隙會被細顆粒土壤充填，所以儲水係數值會小於等於儲水係數範圍的下限值，若地質特性屬於較粗顆粒則土壤顆粒空隙多，儲水係數值會大於等於儲水係數範圍的下限值，另外，Bear(1972)也提到一般飽和地下水含水層(Sandy phreatic aquifer)的比儲水係數(Specific storativity) S_0 為 10^{-7}cm^{-1} ，而儲水係數 $S=S_0d$ ，其中 d 為含水層厚度，根據經濟部中央地質調查所的台灣地區地下水觀測網第一期計畫中雲林縣古坑鄉的鑽探報告，顯示斗六地區地表下第一層不透水層可能在地表下 120 公尺以下，所以以此估算試驗場址的儲水係數 $S=10^{-7} \times 120 \times 100=0.0012$ ，而本次試驗儲水係數 S 值約為 0.009482，比未拘限含水層儲水係數範圍的下限值(0.01)及以 Bear(1972)提出的標準所估算的值(0.0012)小，我們的 S 值偏小可能是地質特性屬於較細

顆粒，所以本次試驗的 S 值合理。

表 4.24 第一次抽水試驗之非穩態分析結果

a=	0.566353
b=	0.120483
T(m ² /sec)=	0.000129
d(m)=	16.91
K(m/min)=	0.000457
S=	0.009482
△ ² =	0.530093

註：K=T/d，d 為含水層厚度， $T = \frac{Q}{4\pi b}$ ， $S = \frac{2.25T}{e^{\frac{4\pi Ta}{Q}}}$

(3) 結果彙整

利用穩態及非穩態分析後，再將各監測井之分析結果彙整成表 4.25。其中 u 在 0.0001 至 0.009 之間，均小於 0.01，所以其符合假設條件。且每單口井各別非穩態(以 Theis 方法分析)之 k 值(3.84E-7~1.88E-5 m/sec)皆不同，更可證明本研究場址之非均質性。而由本研究最佳化處理，可以知道本研究場址之 k 值大約在 3.33E-6~7.62E-6 m/sec。

表 4.25 第一次抽水試驗各參數

	監測井	BH01	BH02	BH03	BH05	BH06	BH07	BH08	BH09	穩態	非穩態
	u	0.0005	0.005	0.002	0.009	0.009	0.001	0.001	0.0001		
井函數	W(u)	8.00	1.00	2.00	0.80	0.80	2.00	2.00	2.00		
	r ² /t	0.06	0.09	0.05	0.08	0.04	0.01	0.08	0.08		
水位洩降量 (m)	s	0.40	0.10	0.50	0.09	2.00	4.00	2.00	2.00		
井口到水面測度 (m)		3.08	3.29	2.86	3.09	3.42	3.16	2.96	2.98	3.09	
抽水率(m ³ /min)	Q	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012
與抽水井距離(m)	r	6.92	4.22	3.94	3.24	6.65	5.23	6.96	4.97		
儲水係數	S	1.06E-05	3.54E-05	1.02E-05	6.37E-05	5.73E-06	3.18E-06	7.96E-07	7.96E-08		9.48E-03
水力傳導係數(m/s)	K	1.88E-05	9.53E-06	3.72E-06	8.37E-06	3.84E-07	4.73E-07	9.34E-07	9.36E-07	3.33E-06	7.62E-06
含水層厚度(m)	d	16.92	16.71	17.14	16.91	16.58	16.84	17.04	17.02	16.91	16.91
滲透係數(m ² /s)	T=Kd	3.18E-04	1.59E-04	6.37E-05	1.42E-04	6.37E-06	7.96E-06	1.59E-05	1.59E-05	5.64E-05	1.29E-04
平均水力傳導係數 (m/s)	K =	5.40E-06									

4.4.2.2 第二次抽水試驗(參考資料)

(1) 穩態分析

將試驗中所量測之流量繪成體積流量率變化圖，如圖 4.20 所示，在抽水初期的流量較不穩定，待抽水 14 小時後流量維持在 0.15 L/s 至 0.20 L/s 之間，平均流量約為 0.189 L/s。

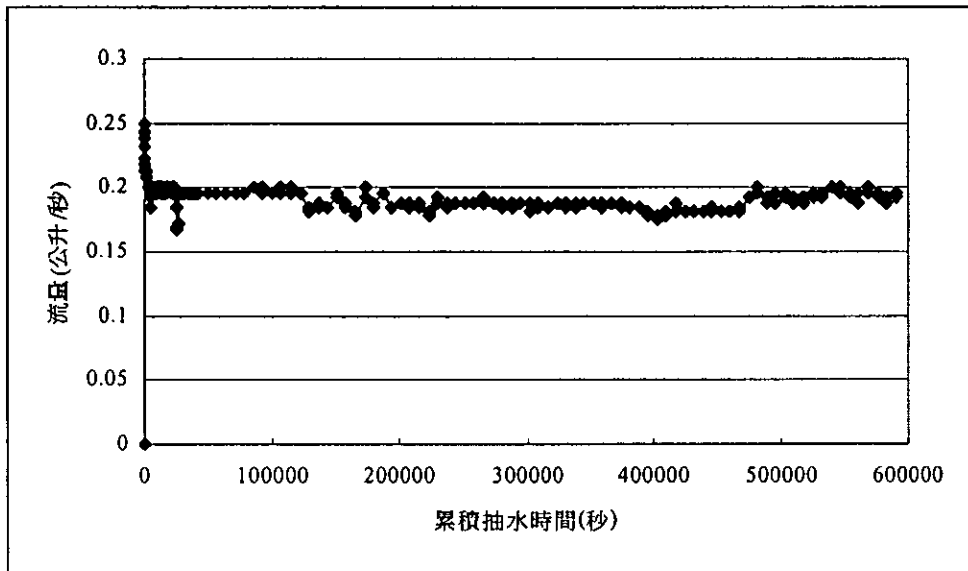


圖 4.20 第二次抽水試驗流量變化圖

將水位計記錄之隨著時間變化的水位洩降量資料整理後，繪成水位洩降量對時間圖，如圖 4.21、4.22 所示，圖 4.21 為觀測井水位洩降量隨時間變化半對數圖，圖 4.22 為抽水井之水位洩降量隨時間變化半對數圖。由圖 4.21、圖 4.22 可看出水位下降量隨時間增長而趨於穩定，在試驗最後 34 小時資料中，抽水井水位洩降量持續維持在 7.6 公尺至 7.8 公尺，故我們假設經抽水 168 小時以後監測井水位達到平衡，而我們用來進行最小平方法運算所用的平衡狀態水位洩降量列於表 4.26 之 \bar{s}_i 欄，另外表 4.26 也列出各觀測井與抽水井的距離，由整理表發現水位洩降量並非完全隨著抽水井與觀測井間距離變化而增加或減少，理論上

在越靠近抽水井的水位洩降越明顯，但 BH05 距離 BH04 最近，其水位洩降量卻沒有特別顯著，其水位洩降量並沒有比其他 8 口觀測井大，而 BH08 距離 BH04 最遠，水位洩降量卻不是所有觀測井中最小的，可見本試驗場址為非均質性，此結論與第一次抽水試驗相同。

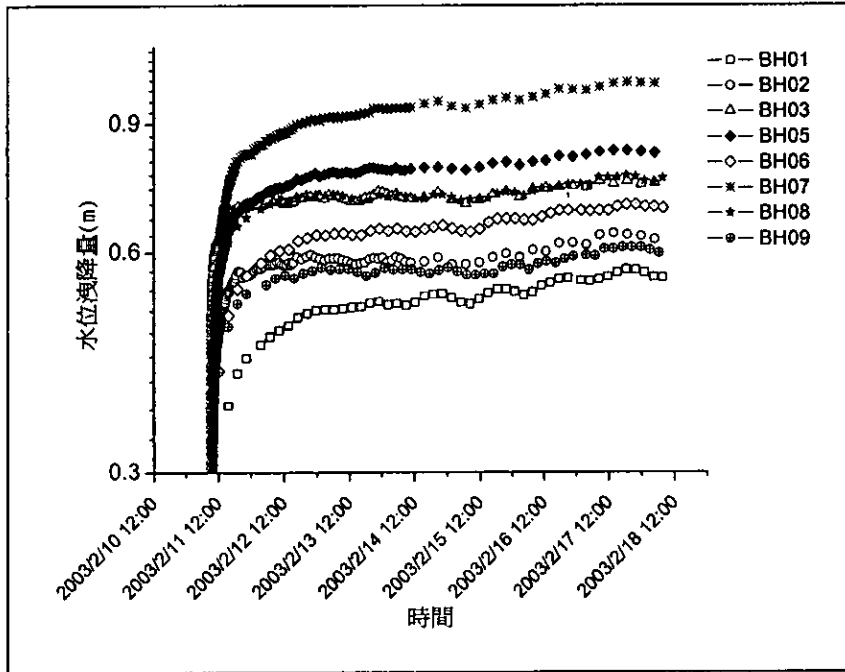


圖 4.21 第二次抽水試驗各觀測井水位洩降量變化圖

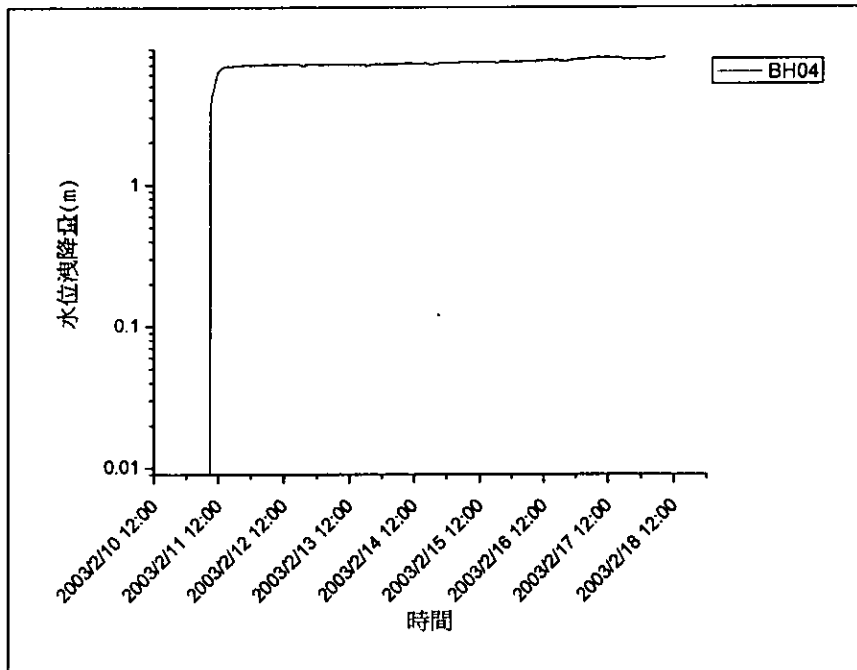


圖 4.22 第二次抽水試驗抽水井水位洩降量變化圖

表 4.26 第二次抽水試驗達穩態時各觀測井的洩降量

	\bar{s}_i (m)	r_i (m)
BH01	0.55	6.92
BH02	0.63	4.22
BH03	0.75	3.94
BH04	7.88	0.1 (有效半徑)
BH05	0.81	3.24
BH06	0.69	6.65
BH07	1.02	5.23
BH08	0.76	6.96
BH09	0.60	4.97

抽水試驗所得之水位洩降資料即已知條件 (Q 、 H_0 、 \bar{s}_i 、 r_i 、 h)，其中地質剖面圖分析地面下 20 公尺處為不透水層，而此次試驗平均初始井口至水位深度為 3.36 公尺，所以含水層厚度 H_0 為 16.64 公尺，分別代入公式(4.9)、(4.10)，求公式(4.9)、(4.10)的聯立方程式的解 K 及 R 值，得 $R=15.6350(\text{m})$ 、 $K=0.0002(\text{m}/\text{min})$ ， $R=23.8141(\text{m})$ 、 $0.0002(\text{m}/\text{min})$ ，及 $R=129.4497(\text{m})$ 、 $K=0.0005(\text{m}/\text{min})$ 。將三組解代入公式(4.5)式驗算，將觀測井與抽水井驗算結果分別列於表 4.27、表 4.28，表中標示為 1、2、3 的欄位分別為 $R=15.6350(\text{m})$ 、 $K=0.0002(\text{m}/\text{min})$ ， $R=23.8141(\text{m})$ 、 $0.0002(\text{m}/\text{min})$ ，及 $R=129.4497(\text{m})$ 、 $K=0.0005(\text{m}/\text{min})$ 代入驗算之結果，經計算第 1 組 $\sum_1^8 \Delta_i^2 = 0.334$ ，第 2 組 $\sum_1^8 \Delta_i^2 = 0.382$ ，而第 3 組 $\sum_1^8 \Delta_i^2 = 0.145$ ，因為最小平方法是基於理論值 s_i 與實際值 \bar{s}_i 差的平方和為最小，故以第 3 組 $R=129.4497(\text{m})$ 、 $K=0.0005(\text{m}/\text{min})$ 的解最適當，且其值介於粉砂、泥沙標準水力傳導係數值 $6 \times 10^{-8} \text{ m}/\text{min} \sim 6 \times 10^{-4} \text{ m}/\text{min}$ 間 (Bear, 1972)，故驗證此次試驗之結果合理。

表 4.27 第二次抽水試驗穩態分析各觀測井洩降量誤差表

				1	2	3			
				R=15.6350(m) K=0.0002(m/min)	R=23.8141(m) K=0.0002 (m/min)	R=129.4497(m) K=0.0005(m/min)			
	\bar{s}_i (m)	\bar{h}_i (m)	ri(m)	Δi^2 (m)	Δi^2 (m)	si(m)	hi(m)	Δi^2 (m)	Δi 誤差(%)
BH01	0.55	16.09	6.92	0.010	0.017	0.65	15.99	0.009	15.16
BH02	0.63	16.01	4.23	0.009	0.106	0.76	15.88	0.016	17.10
BH03	0.75	15.89	3.94	0.000	0.062	0.78	15.86	0.001	3.36
BH05	0.81	15.83	3.24	0.004	0.090	0.82	15.82	0.000	1.32
BH06	0.69	15.95	6.65	0.047	0.000	0.66	15.98	0.001	4.95
BH07	1.02	15.62	5.23	0.166	0.029	0.71	15.93	0.091	43.35
BH08	0.761	15.879	6.96	0.097	0.006	0.65	15.99	0.012	17.63
BH09	0.601	16.039	4.97	0.001	0.070	0.72	15.92	0.014	16.91
sum=				0.334	sum= 0.382	sum= 0.145			

註： $\Delta_i = s_i - \bar{s}_i$ ， Δ_i 誤差 = $\frac{s_i - \bar{s}_i}{s_i}$ ， $(H_0^2 - h_i^2) = \frac{Q}{\pi K} \ln\left(\frac{R}{r_i}\right)$ ， $s_i = H_0 - h_i$ ， $H_0 = 16.64$ ，

$Q = 0.011(\text{m}^3/\text{min})$ 。

表 4.28 第二次抽水試驗穩態分析抽水井洩降量誤差表

				1	2	3			
				R=15.6350(m) K=0.0002(m/min)	R=23.8141(m) K=0.0002 (m/min)	R=129.4497(m) K=0.0005(m/min)			
	\bar{s}_i (m)	\bar{h}_i (m)	ri(m)	Δi^2 (m)	Δi^2 (m)	si(m)	hi(m)	Δi^2 (m)	Δi 誤差(%)
BH04	7.88	8.76	0.10	18.390	15.914	1.64	15.00	34.132	381.77

註： $\Delta_i = s_i - \bar{s}_i$ ， Δ_i 誤差 = $\frac{s_i - \bar{s}_i}{s_i}$ ， $(H_0^2 - h_i^2) = \frac{Q}{\pi K} \ln\left(\frac{R}{r_i}\right)$ ， $s_i = H_0 - h_i$ ， $H_0 = 16.64$ ，

$Q = 0.011(\text{m}^3/\text{min})$ 。

(2)非穩態分析

將水位計記錄之隨著時間變化的水位洩降量資料整理後，依第四章第二節第(二)點之第 2 點中的非穩態分析所述方式所求得的流通率 T 約為 $0.00028\text{m}^2/\text{min}$ 、儲水係數 S 約為 0.000052 ，其結果整理於表 4.29，表 4.29 中洩降誤差 Δ^2 等於 1.952116 ，表示誤差很小，所以所推算出的 S 、 T 值應相當合理。但是其 K 值為 $0.001011\text{m}/\text{min}$ 介於乾淨砂質標準飽和水力傳導係數值 $0.0006 \sim 0.6\text{m}/\text{min}$ 間 (Bear,1972)，與穩態分析結果比較起來，穩態分析的結果誤差較小所以更為恰當。

表 4.29 第二次抽水試驗之非穩態分析結果

a=	0.573047
b=	0.053651
$T(\text{m}^2/\text{sec})=$	0.00028
d(m)=	16.64
$K(\text{m}/\text{min})=$	0.001011
S=	0.000052
$\Delta^2=$	1.956112

註： $K=T/d$ ， d 為含水層厚度， $T=\frac{Q}{4\pi b}$ ， $S=\frac{2.25T}{e^{\frac{4\pi Ta}{Q}}}$

(3)結果彙整

利用穩態及非穩態分析後，再將各監測井之分析結果彙整成表 4.30。其中 u 在 0.0005 至 0.001 之間，均小於 0.01 ，所以其符合假設條件。且每單口井各別非穩態(以 Theis 方法分析)之 k 值($9.01\text{E}-7 \sim 8.91\text{E}-6 \text{m}/\text{sec}$)皆不同，更可證明本研究場址之非均質性。而由本研究最佳化處理，可以知道本研究場址之 k 值大約在 $8.33\text{E}-6 \sim 1.69\text{E}-5 \text{m}/\text{sec}$ 。

表 4.30 第二次抽水試驗各參數

	監測井	BH01	BH02	BH03	BH05	BH06	BH07	BH08	BH09	穩態	非穩態
	u	0.003	0.0003	0.0001	0.0001	0.00005	0.0001	0.0008	0.001		
井函數	W(u)	1	5	5	5	3	7	5	4		
	r^2/t	0.03	0.003	0.001	0.0009	0.1	0.0008	0.006	0.01		
水位洩降量 (m)	s	0.4	5	0.5	0.8	0.5	0.8	0.8	0.5		
井口到水面測度 (m)		3.294	3.804	3.621	3.38	3.323	3.218	3.111	3.139	3.36	
抽水率(m^3/min)	Q	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011
與抽水井距離(m)	r	6.92	4.22	3.94	3.24	6.65	5.23	6.96	4.97		
儲水係數	S	1.46E-05	5.84E-06	5.84E-05	4.05E-05	1.75E-07	6.39E-05	4.87E-05	4.67E-05		5.20E-05
水力傳導係數(m/s)	K	2.18E-06	9.01E-07	8.91E-06	5.49E-06	5.25E-06	7.61E-06	5.40E-06	6.93E-06	8.33E-06	1.69E-05
含水層厚度(m)	d	16.706	16.196	16.379	16.62	16.677	16.782	16.889	16.861	16.64	16.64
滲透係數(m^2/s)	$T=Kd$	3.65E-05	1.46E-05	1.46E-04	9.12E-05	8.76E-05	1.28E-04	9.12E-05	1.17E-04	1.39E-04	2.80E-04
平均水力傳導係數 (m/s): $K=$		5.33E-06									

4.4.2.3 第三次抽水試驗

(1) 穩態分析

將試驗中所量測之流量繪成體積流量率變化圖，如圖 4.23 所示，在抽水初期的流量較不穩定，待抽水 14 小時後流量維持在 0.16 L/s 至 0.18 L/s 之間，平均流量約為 0.176 L/s。

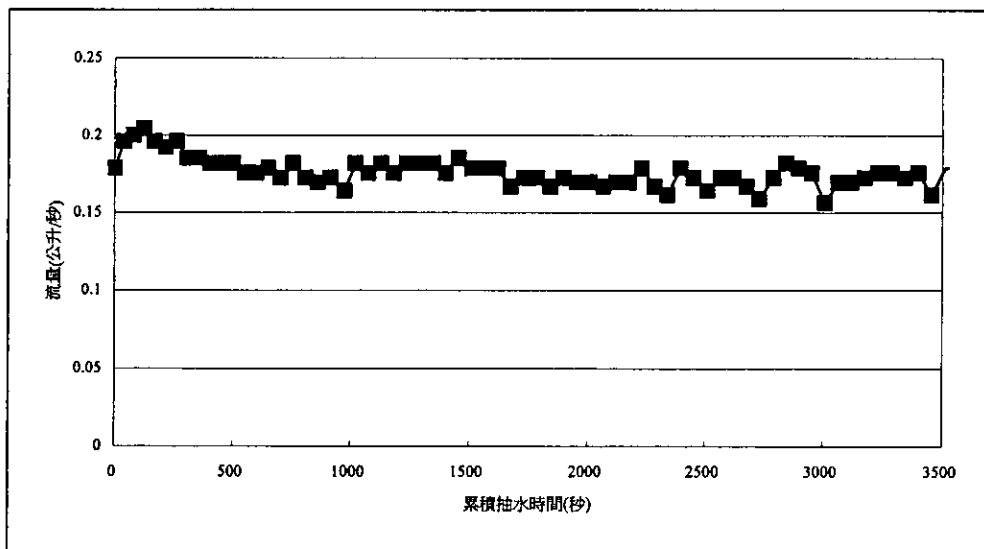


圖 4.23 第三次抽水試驗流量變化圖

將水位計記錄之隨著時間變化的水位洩降量資料整理後，繪成水位洩降量對時間圖，如圖 4.24、圖 4.25 所示，圖 4.24 為觀測井水位洩降量隨時間變化半對數圖，圖 4.25 為抽水井之水位洩降量隨時間變化半對數圖。由圖 4.24、圖 4.25 可看出水位下降量隨時間增長而趨於穩定，分析試

驗最後 5 小時資料中，抽水井水位洩降量持續維持在 7.5 公尺至 7.6 公尺，但此變化量在抽水 12 小時後即可達到，即使不可能在此短的時間內達到平衡狀態，但抽水 12 小時與 122 小時後的水位洩降量差異不大，故我們假設經抽水 168 小時以後監測井水位達到平衡，而我們用來進行最小平方方法運算所用的平衡狀態水位洩降量列於表 4.31 之 \bar{s}_i 欄，另外表 4.31 也列出各觀測井與抽水井的距離，由整理表發現水位洩降量並非完全隨著抽水井與觀測井間距離變化而增加或減少，理論上在越靠近抽水井的水位洩降越明顯，但 BH05 距離 BH04 最近，其水位洩降量卻沒有特別顯著，其水位洩降量並沒有比其他 8 口觀測井大，所以推斷試驗場址為非均質性。

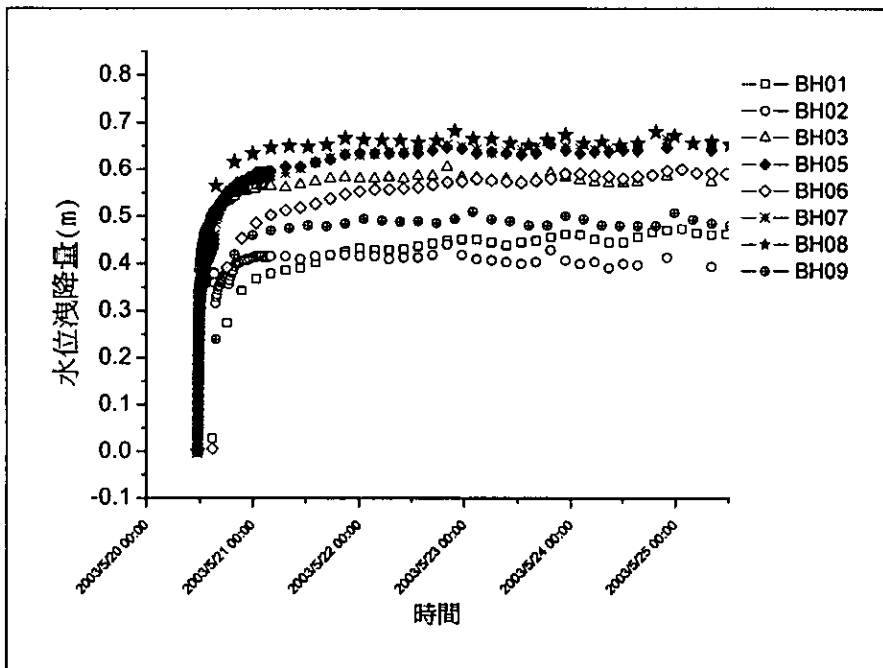


圖 4.24 第三次抽水試驗各觀測井水位洩降量變化圖

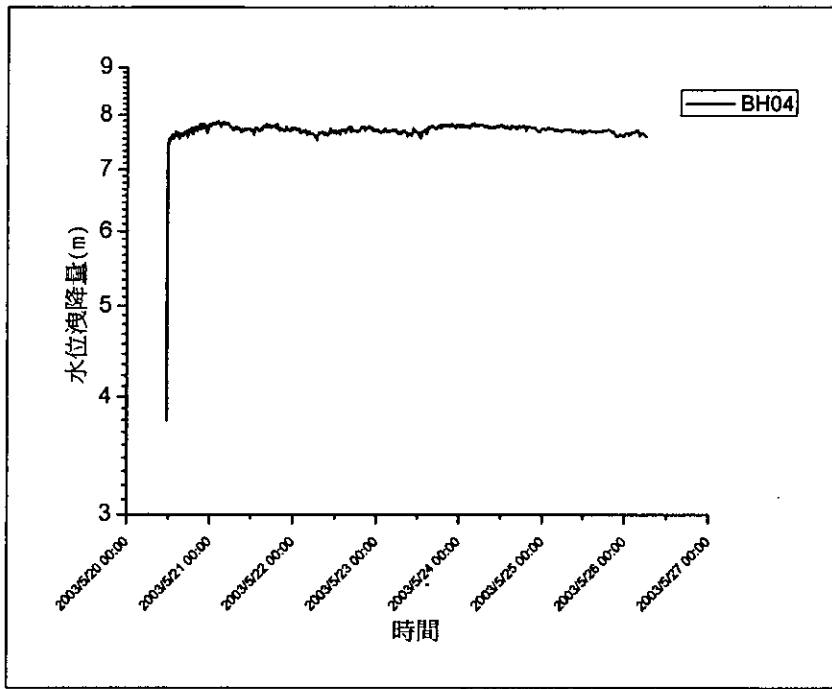


圖 4.25 第三次抽水試驗抽水井水位洩降量變化圖

表 4.31 第三次抽水試驗達穩態時各觀測井的洩降量

	\bar{s}_i (m)	r_i (m)
BH01	0.465	6.92
BH02	0.562	4.22
BH03	0.677	3.94
BH04	7.58	0.1 (有效半徑)
BH05	0.706	3.24
BH06	0.58	6.65
BH07	0.72	5.23
BH08	0.79	6.96
BH09	0.547	4.97

抽水試驗所得之水位洩降資料即已知條件 (Q 、 H_0 、 \bar{s}_i 、 r_i 、 h)，其中地質剖面圖分析地面下 20 公尺處為不透水層，而此次試驗平均初始井口至水位深度為 3.86 公尺，所以含水層厚度 H_0 為 16.14 公尺，分別代入公式(4.9)、(4.10)，求公式(4.9)、(4.10)的聯立方程式的解 K 及 R 值，得 $R=16.9255$ (m)、 $K=0.0002$ (m/min)， $R=24.2302$ (m)、 0.0003 (m/min)，及 $R=129.5331$ (m)、 $K=0.0005$ (m/min)。

將三組解代入 (4.5) 式驗算，將觀測井與抽水井驗算結果分別列於表 4.32、表 4.33，表中標示為 1、2、3 的欄位分別為 $R=16.9255(m)$ 、 $K=0.0002(m/min)$ ， $R=24.2302(m)$ 、 $0.0003(m/min)$ ，及 $R=129.5331(m)$ 、 $K=0.0005(m/min)$ 代入驗算之結果，經計算第 1 組 $\sum_1^8 \Delta_i^2 = 0.206$ ，第 2 組 $\sum_1^8 \Delta_i^2 = 0.159$ ，而第 3 組 $\sum_1^8 \Delta_i^2 = 0.130$ ，故以第 3 組 $R=129.5331(m)$ 、 $K=0.0005(m/min)$ 的解最適當，且其值介於粉砂、泥沙標準水力傳導係數值 $6 \times 10^{-8} m/min \sim 6 \times 10^{-4} m/min$ 間 (Bear,1972)，故驗證此次試驗之結果合理。

表 4.32 第三次抽水試驗穩態分析各觀測井洩降量誤差表

				1	2	3			
				$R=16.9255(m)$ $K=0.0002(m/min)$	$R=24.2302(m)$ $K=0.0003(m/min)$	$R=129.5331(m)$ $K=0.0005(m/min)$			
	\bar{s}_i (m)	\bar{h}_i (m)	$r_i(m)$	Δ_i^2	Δ_i^2	$s_i(m)$	$h_i(m)$	Δ_i^2	Δ_i 誤差(%)
01	0.465	15.675	6.92	0.000	0.001	0.62	15.52	0.024	25.29
02	0.562	15.578	4.23	0.030	0.003	0.73	15.41	0.027	22.97
03	0.677	15.463	3.94	0.010	0.001	0.75	15.39	0.004	9.13
05	0.706	15.434	3.24	0.031	0.000	0.79	15.35	0.006	10.41
06	0.58	15.56	6.65	0.007	0.015	0.63	15.51	0.003	8.11
07	0.72	15.42	5.23	0.009	0.031	0.68	15.46	0.001	5.40
08	0.79	15.35	6.96	0.100	0.120	0.62	15.52	0.027	27.19
09	0.547	15.593	4.97	0.011	0.000	0.69	15.45	0.021	21.23
				sum= 0.197	sum= 0.170	sum=		0.113	

註： $\Delta_i = s_i - \bar{s}_i$ ， Δ_i 誤差 = $\frac{s_i - \bar{s}_i}{s_i}$ ， $(H_0^2 - h_i^2) = \frac{Q}{\pi K} \ln\left(\frac{R}{r_i}\right)$ ， $s_i = H_0 - h_i$ ， $H_0 = 16.14$ ，

$Q = 0.0106(m^3/min)$ 。

表 4.33 第三次抽水試驗穩態分析抽水井洩降量誤差表

				1	2	3			
				R=16.9255(m)	R=24.2302(m)	R=129.5331(m)			
				K=0.0002(m/min)	K=0.0003(m/min)	K=0.0005(m/min)			
	\bar{s}_i (m)	\bar{h}_i (m)	ri(m)	Δi^2	Δi^2	si(m)	hi(m)	Δi^2	Δi 誤差(%)
BH04	7.58	8.56	0.10	16.701	25.890	1.57	14.57	31.680	382.93

註： $\Delta_i = s_i - \bar{s}_i$ ， $\Delta_i \text{誤差} = \frac{s_i - \bar{s}_i}{s_i}$ ， $(H_0^2 - h_i^2) = \frac{Q}{\pi K} \ln\left(\frac{R}{r_i}\right)$ ， $s_i = H_0 - h_i$ ， $H_0 = 16.14$ ，

$Q = 0.0106(\text{m}^3/\text{min})$ 。

(2) 非穩態分析

將水位計記錄之隨著時間變化的水位洩降量資料整理後，依第四章第二節第(二)點之第 2 點的非穩態分析所述方式所求得的流通率 T 約為 $0.000376\text{m}^2/\text{min}$ 、儲水係數 S 約為 0.000004，其結果整理於表 4.34。表 4.34 中洩降誤差 Δ^2 等於零，表示誤差很小，所以所推算出的 S、T 值應相當合理。但是其 K 值為 $0.001356\text{m}/\text{min}$ 介於乾淨砂質標準飽和水力傳導係數值 $0.0006 \sim 0.6\text{m}/\text{min}$ 間 (Bear, 1972)，與穩態分析結果比較起來，非穩態分析的結果誤差較小所以更為恰當。

表 4.34 第三次抽水試驗之非穩態分析結果

a=	0.513171
b=	0.037663
T(m ² /sec)=	0.000376
d(m)=	16.64
K(m/min)=	0.001356
S=	0.000004
Δ^2 =	0

註： $K = T/d$ ，d 為含水層厚度， $T = \frac{Q}{4\pi b}$ ， $S = \frac{2.25T}{e^{\frac{4\pi Ta}{Q}}}$

(3) 結果彙整

利用穩態及非穩態分析後，再將各監測井之分析結果彙整成表 4.35。其中 u 在 0.000008 至 0.002 之間，均小於 0.01，所以其符合假設條件。且每單口井各別非穩態(以 Theis 方法分析)之 k 值($9.11E-8 \sim 1.31E-5$ m/sec)皆不同，更可證明本研究場址之非均質性。而由本研究最佳化處理，可以知道本研究場址之 k 值大約在 $8.33E-6 \sim 2.26E-5$ m/sec。

表 4.35 第三次抽水試驗各參數

	監測井	BH01	BH02	BH03	BH05	BH06	BH07	BH08	BH09	穩態	非穩態
	u	0.0008	0.00005	0.00006	0.000008	0.00005	0.0001	0.0003	0.002		
井函數	$W(u)$	5	7	0.8	7	5	0.6	5	3		
	r^2/t	0.002	0.002	0.001	0.0009	0.08	0.005	0.004	0.02		
水位洩降量 (m)	s	0.5	0.5	8	0.5	0.5	5	0.8	0.5		
井口到水面測度 (m)		3.708	4.405	3.971	3.801	3.765	3.785	3.657	3.63	3.36	
抽水率(m^3/min)	Q	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011
與抽水井距離(m)	r	6.92	4.22	3.94	3.24	6.65	5.23	6.96	4.97		
儲水係數	S	2.34E-04	2.04E-05	3.50E-07	7.27E-06	3.65E-07	1.40E-07	2.74E-05	3.50E-05		4.00E-06
水力傳導係數(m/s)	K	8.96E-06	1.31E-05	9.11E-08	1.26E-05	8.99E-06	1.08E-07	5.58E-06	5.35E-06	8.33E-06	2.26E-05
含水層厚度(m)	d	16.292	15.595	16.029	16.199	16.235	16.215	16.343	16.37	16.64	16.64
滲透係數(m^2/s)	$T=Kd$	1.46E-04	2.04E-04	1.46E-06	2.04E-04	1.46E-04	1.75E-06	9.12E-05	8.76E-05	1.39E-04	3.76E-04
平均水力傳導係數 (m/s)	$K =$	6.85E-06									

4.4.2.4 第四次抽水試驗

(1) 穩態分析

將試驗中所量測之流量繪成體積流量率變化圖，如圖 4.26 所示，在抽水初期的流量較不穩定，待抽水 10 分鐘後流量維持在 0.16 L/s 至 0.18 L/s 之間，平均流量約為 0.174 L/s。

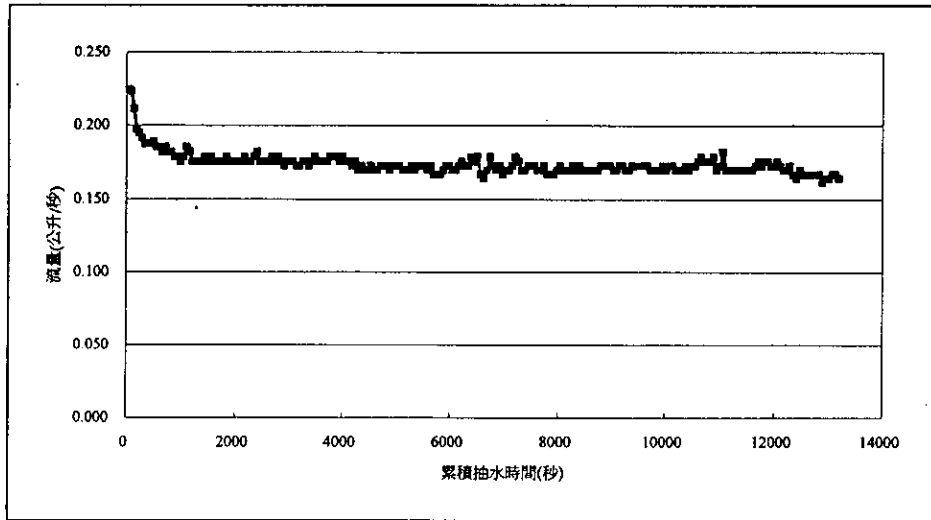


圖 4.26 第四次抽水試驗流量變化圖

將水位計記錄之隨著時間變化的水位洩降量資料整理後，繪成水位洩降量對時間圖，如圖 4.27、圖 4.28 所示，圖 4.27 為觀測井水位洩降量隨時間變化半對數圖，圖 4.28 為抽水井之水位洩降量隨時間變化半對數圖。由圖 4.27、圖 4.28 可看出水位下降量隨時間增長並不似先前三次試驗趨於穩定，反而有增加的趨勢，推斷可能是抽水流量減小而抽水時間增長，使得靠近抽水井近端透水性較差的含水層水位來不及補給，所以水位洩降量突然增加，我們剔除受干擾的資料，假設經抽水 24 小時以後監測井水位達到平衡，而我們用來進行最小平方法運算所用的平衡狀態水位洩降量列於表 4.36 之 \bar{s}_0 欄，另外表 4.36 也列出各觀測井與抽水井的距離，由整理表發現水位洩降量同樣未隨著

抽水井與觀測井間距離變化而增加或減少，BH05 距離 BH04 最近，其水位洩降量卻沒有特別顯著，其水位洩降量並沒有比其他 8 口觀測井大，與前三次抽水試驗結果相似。

表 4-36 第四次抽水試驗達穩態時各觀測井的洩降量

	\bar{s}_i (m)	r_i (m)
BH01	0.62	6.92
BH02	0.72	4.22
BH03	0.78	3.94
BH04	7.58	0.1 (有效半徑)
BH05	0.79	3.24
BH06	0.76	6.65
BH07	0.8	5.23
BH08	0.91	6.96
BH09	0.74	4.97

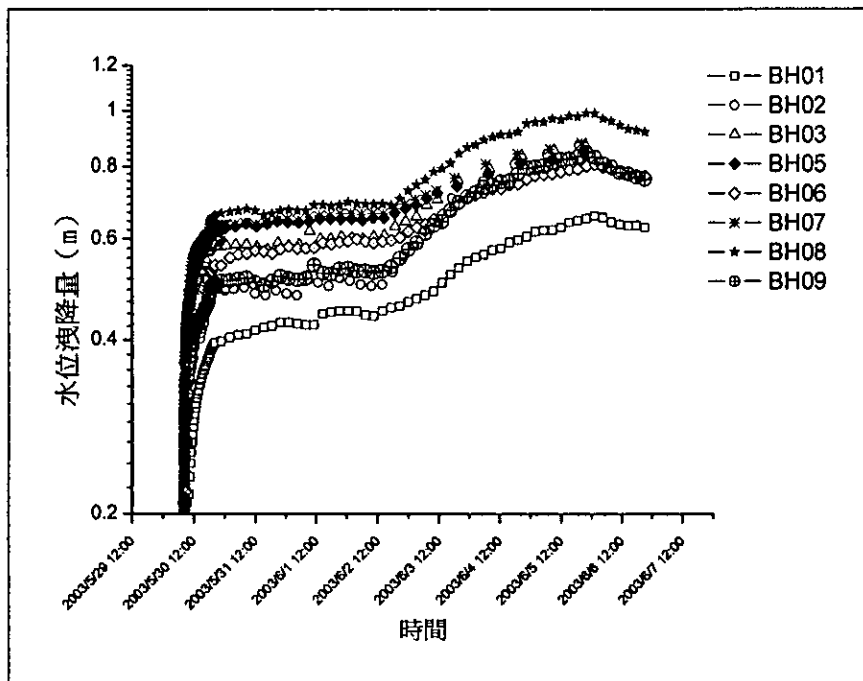


圖 4.27 第四次抽水試驗各觀測井水位洩降量變化圖

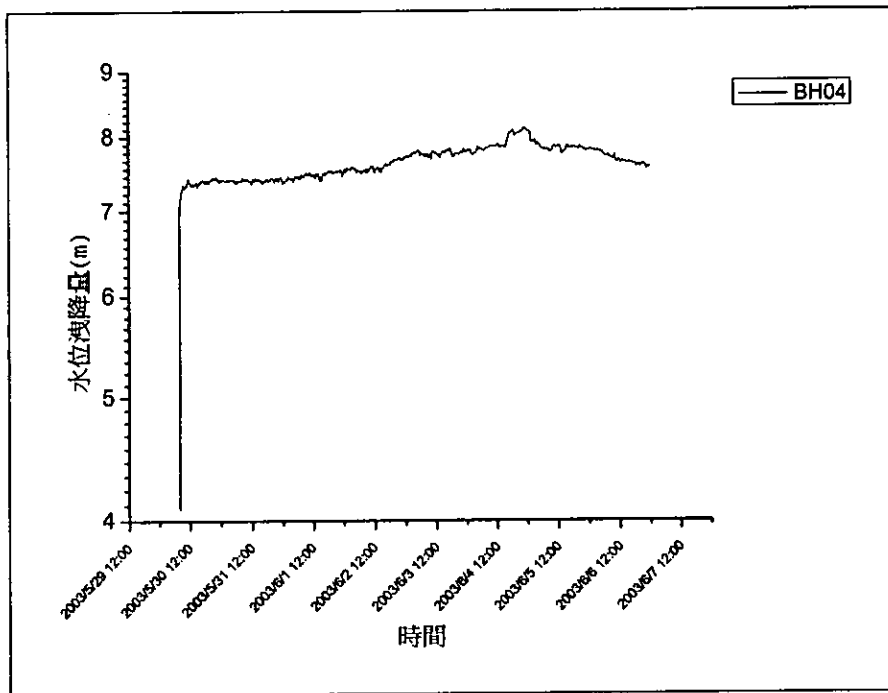


圖 4.28 第四次抽水試驗抽水井水位洩降量變化圖

抽水試驗所得之水位洩降資料即已知條件 (Q 、 H_0 、 \bar{s}_i 、 r_i 、 h)，其中地質剖面圖分析地面下 20 公尺處為不透水層，而此次試驗平均初始井口至水位深度為 3.94 公尺，所以含水層厚度 H_0 為 16.06 公尺，分別代入公式(4.9)、(4.10)，求公式(4.9)、(4.10)的聯立方程式的解 K 及 R 值，得 $R=14.7310(\text{m})$ 、 $K=0.0001(\text{m}/\text{min})$ ， $R=26.1325(\text{m})$ 、 $0.0002(\text{m}/\text{min})$ ，及 $R=131.23(\text{m})$ 、 $K=0.0005(\text{m}/\text{min})$ 。將觀測井與抽水井驗算結果分別列於表 4-37、表 4-38，經計算第 1 組 $\sum_1^8 \Delta_i^2 = 2.963$ ，第 2 組 $\sum_1^8 \Delta_i^2 = 0.816$ ，而第 3 組 $\sum_1^8 \Delta_i^2 = 0.151$ ，故以第 3 組 $R=131.23(\text{m})$ 、 $K=0.0005(\text{m}/\text{min})$ 的解最適當，且其值介於粉砂、泥沙標準水力傳導係數值 $6 \times 10^{-8} \text{m}/\text{min} \sim 6 \times 10^{-4} \text{m}/\text{min}$ 間 (Bear, 1972)，故驗證此次試驗之結果合理。

表 4.37 第四次抽水試驗穩態分析各觀測井洩降量誤差表

				1	2	3			
				R=14.7310(m) K=0.0001(m/min)	R=26.1325(m) K=0.0002(m/min)	R=131.23(m) K=0.0005(m/min)			
	si(m)	hi(m)	ri(m)	$\Delta i^2(m)$	$\Delta i^2(m)$	si(m)	hi(m)	$\Delta i^2(m)$	Δi 誤差(%)
BH01	0.44	15.62	6.92	0.125	0.066	0.62	15.44	0.032	29.17
BH02	0.5	15.56	4.23	0.660	0.209	0.73	15.33	0.049	31.29
BH03	0.6	15.46	3.94	0.626	0.158	0.74	15.32	0.019	19.25
BH05	0.65	15.41	3.24	0.905	0.206	0.79	15.27	0.018	17.27
BH06	0.6	15.46	6.65	0.057	0.015	0.63	15.43	0.001	4.75
BH07	0.66	15.4	5.23	0.188	0.036	0.68	15.38	0.000	3.16
BH08	0.68	15.38	6.96	0.013	0.000	0.62	15.44	0.003	9.69
BH09	0.52	15.54	4.97	0.389	0.125	0.69	15.37	0.029	24.94
				sum= 2.963	sum= 0.816	sum= 0.151			

註： $\Delta_i = s_i - \bar{s}_i$, Δ_i 誤差 = $\frac{s_i - \bar{s}_i}{s_i}$, $(H_0^2 - h_i^2) = \frac{Q}{\pi K} \ln\left(\frac{R}{r_i}\right)$, $s_i = H_0 - h_i$, $H_0 = 16.06$,

$Q = 0.0104(m^3/min)$.

表 4.38 第四次抽水試驗穩態分析抽水井洩降量誤差表

				1	2	3			
				R=16.0590(m) K=0.0001(m/min)	R=25.1695(m) K=0.0002(m/min)	R=119.6840(m) K=0.0004(m/min)			
	si(m)	hi(m)	ri(m)	$\Delta i^2(m)$	$\Delta i^2(m)$	si(m)	hi(m)	$\Delta i^2(m)$	Δi 誤差(%)
BH04	7.53	8.53	0.10	0.608	14.192	1.56	14.50	31.231	381.97

註： $\Delta_i = s_i - \bar{s}_i$, Δ_i 誤差 = $\frac{s_i - \bar{s}_i}{s_i}$, $(H_0^2 - h_i^2) = \frac{Q}{\pi K} \ln\left(\frac{R}{r_i}\right)$, $s_i = H_0 - h_i$, $H_0 = 16.06$,

$Q = 0.0104(m^3/min)$.

(2)非穩態分析

將水位計記錄之隨著時間變化的水位洩降量資料整理後，依第四章第二節第(二)點之第 2 點的非穩態分析所述方式所求得的流通率 T 約為 $0.000159\text{m}^2/\text{min}$ 、儲水係數 S 約為 0.001035 ，其結果整理於表 4.39，表 4.39 中洩降誤差 Δ^2 等於 15.9367 ，與穩態分析結果比較起來，穩態分析的結果誤差較小所以更為恰當。而 S 值為 0.001035 比未拘限含水層儲水係數範圍的下限值(0.01)及以 Bear(1972)提出的標準所估算的值 (0.0012) 小，總括來說，若推估本試驗場址為未拘現含水層，則我們的 S 值偏小可能是地質特性屬於較細顆粒，所以本次試驗的 S 值合理。

表 4.39 第四次抽水試驗之非穩態分析結果

a=	0.582092
b=	0.081693
$T(\text{m}^2/\text{sec})=$	0.000159
d(m)=	16.06
$K(\text{m}/\text{min})=$	0.000593
S=	0.001035
$\Delta^2=$	15.9367

$$\text{註：} K=T/d, d \text{ 為含水層厚度, } T=\frac{Q}{4\pi b}, S=\frac{2.25T}{e^{\frac{4\pi Ta}{Q}}}$$

(3)結果彙整

利用穩態及非穩態分析後，再將各監測井之分析結果彙整成表 4.40。其中 u 在 0.000009 至 0.002 之間，均小於 0.01 ，所以其符合假設條件。且每單口井各別非穩態(以 Theis 方法分析)之 k 值($5.63\text{E}-6 \sim 1.09\text{E}-5 \text{ m}/\text{sec}$)皆不同，更可證明本研究場址之非均質性。而由本研究最佳化處理，可以知道本研究場址之 k 值大約在 $8.33\text{E}-6 \sim 9.88\text{E}-6 \text{ m}/\text{sec}$ 。

表 4.40 第四次抽水試驗各參數

	監測井	BH01	BH02	BH03	BH05	BH06	BH07	BH08	BH09	穩態	非穩態
	u	0.0008	0.00005	0.00005	0.000009	0.0008	0.0001	0.0003	0.002		
井函數	W(u)	5	5	8	6	5	5	6	3		
	r^2/t	0.005	0.009	0.0007	0.002	0.01	0.005	0.008	0.04		
水位洩降量 (m)	s	0.4	0.8	0.8	0.5	0.4	0.5	0.5	0.4		
井口到水面測度 (m)		3.838	4.396	3.99	3.87	3.849	3.918	3.714	3.685	3.94	
抽水率(m^3/min)	Q	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106
與抽水井距離(m)	r	6.92	4.22	3.94	3.24	6.65	5.23	6.96	4.97		
儲水係數	S	1.13E-04	1.95E-06	4.02E-05	3.04E-06	5.63E-05	1.13E-05	2.53E-05	2.11E-05		1.04E-03
水力傳導係數(m/s)	K	1.09E-05	5.63E-06	8.79E-06	1.05E-05	1.09E-05	8.75E-06	1.04E-05	6.47E-06	8.33E-06	9.88E-06
含水層厚度(m)	d	16.162	15.604	16.01	16.13	16.151	16.082	16.286	16.315	16.06	16.06
滲透係數(m^2/s)	$T=Kd$	1.76E-04	8.79E-05	1.41E-04	1.69E-04	1.76E-04	1.41E-04	1.69E-04	1.05E-04	1.34E-04	1.59E-04
平均水力傳導係數 (m/s): $K = 9.03E-06$											

4.4.2.5 第五次抽水試驗

(1) 抽水試驗

a、穩態分析

將試驗中所量測之流量繪成流量變化圖，如圖 4.29 所示，在抽水初期的流量較不穩定，待抽水約 15 分鐘後流量維持在 0.089 L/s 至 0.098 L/s 之間，平均流量約為 0.09 L/s。

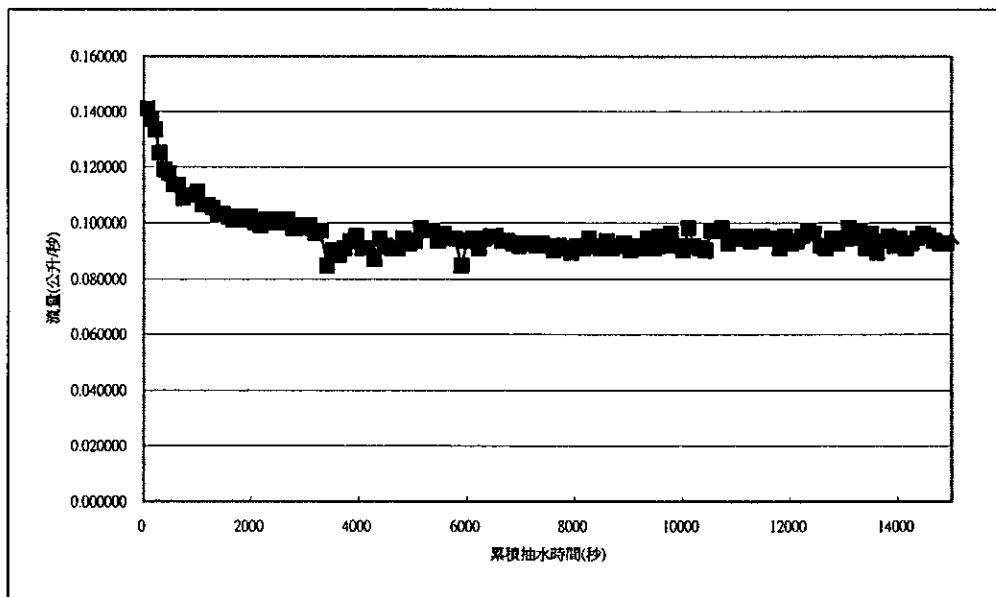


圖 4.29 第五次抽水試驗流量變化圖

將水位計記錄之隨著時間變化的水位洩降量資料整理後，繪成水位洩降量對時間圖，如圖 4.30、圖 4.31 所示，圖 4.30 為觀測井水位洩降量變化圖，圖 4.31 為

抽水井之水位洩降量變化圖。由圖 4.30、圖 4.31 可看出水位下降量在 8 月 3 日至 8 月 4 日間因降雨而有短暫回升，其後隨時間增長有趨於穩定的現象，分析此次抽水試驗最後 5 小時資料中，抽水井水位洩降量約維持在 3.81 公尺至 4.04 公尺，但此變化量在抽水 20 分鐘後即可達到，即使不可能在如此短的時間內達到平衡狀態，但抽水 20 分鐘與 83 小時後的水位洩降量差異不大，故我們假設抽水 83 小時後監測井水位達到平衡，而我們用來進行最小平方法運算所用的平衡狀態水位洩降量列於表 4.41 之 \bar{s}_i 欄，另外表 4.41 也列出各觀測井與抽水井的距離，由整理表發現水位洩降量同樣未隨著抽水井與觀測井間距離變化而增加或減少，BH05 距離 BH04 最近，其水位洩降量卻沒有特別顯著，其水位洩降量並沒有比其他 7 口觀測井大，與前四次抽水試驗結果相似，顯示試驗場址的非均質性。

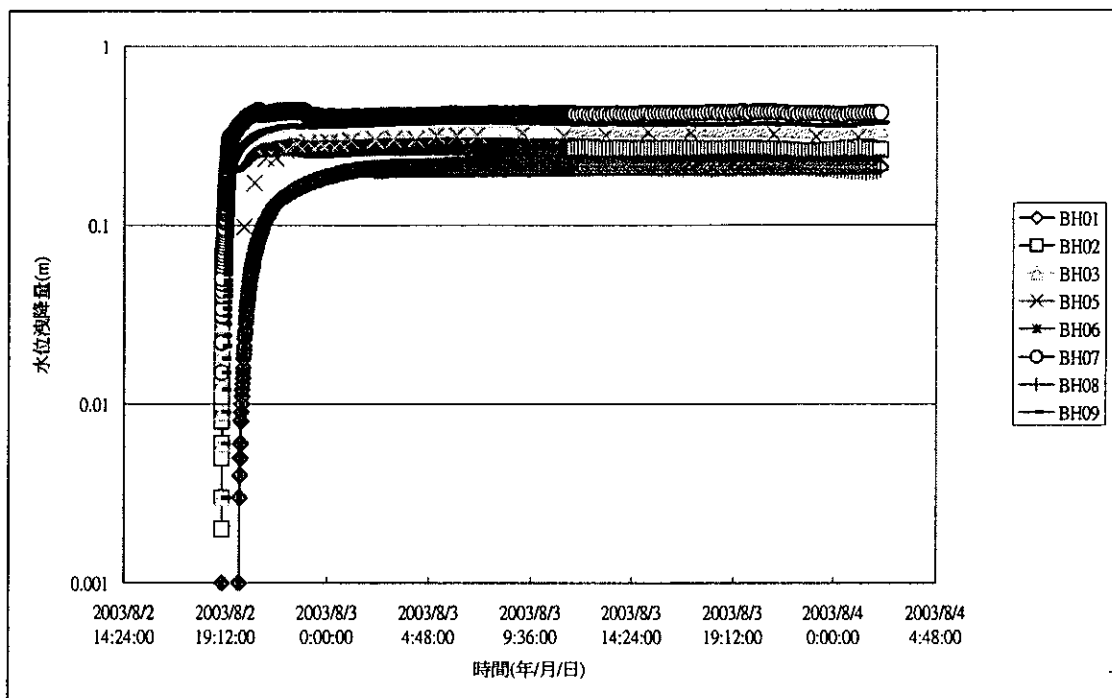


圖 4.30 第五次抽水試驗各觀測井水位洩降量變化圖

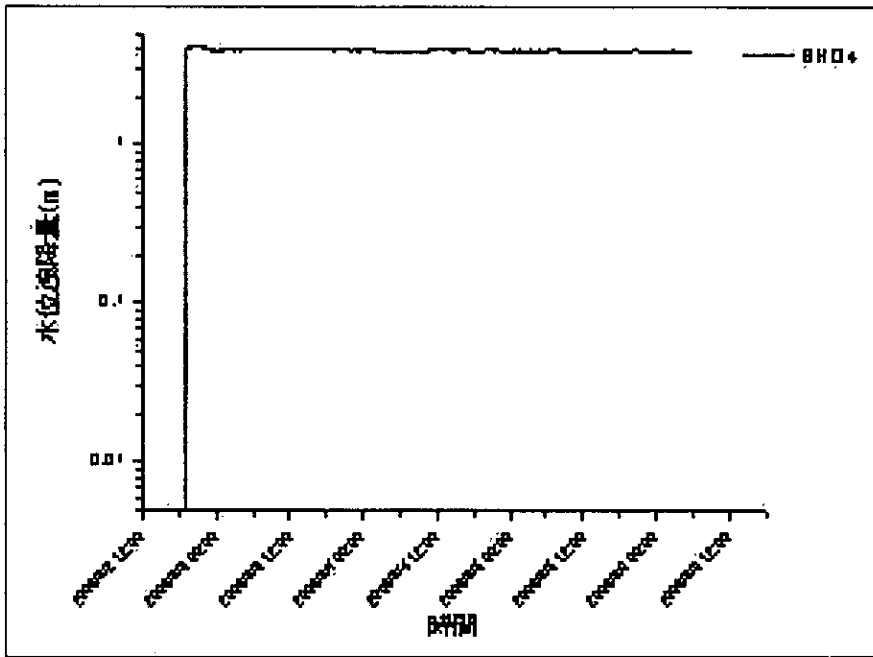


圖 4.31 第五次抽水試驗抽水井水位洩降量變化圖

表 4.41 第五次抽水試驗達穩態時各觀測井的洩降量

	\bar{s}_i (m)	r_i (m)
BH01	0.226	6.92
BH02	0.207	4.22
BH03	0.265	3.94
BH04	3.879	0.1 (有效半徑)
BH05	0.248	3.24
BH06	0.257	6.65
BH07	0.336	5.23
BH08	0.142	6.96
BH09	0.306	4.97

抽水試驗所得之水位洩降資料即已知條件 (Q 、 H_0 、 \bar{s}_i 、 r_i 、 h)，其中地質剖面圖分析地面下 20 公尺處為不透水層，而此次試驗平均初始井口至水面平均深度為 3.44 公尺，所以含水層厚度 H_0 為 16.56 公尺，分別代入公式(4.9)、(4.10)，求公式(4.9)、(4.10)的聯立方程式的解 K 及 R 值，得 $R=8.43(\text{m})$ 、 $K=0.0001(\text{m}/\text{min})$ ， $R=24(\text{m})$ 、 $0.0002(\text{m}/\text{min})$ ，及 $R=50.17(\text{m})$ 、 $K=0.0003(\text{m}/\text{min})$ 。將觀測井與抽水井驗算結果分別列於表 4-42、表 4-43，經計算第 1 組 $\sum_1^8 \Delta_i^2 = 2.444$ ，第 2 組 $\sum_1^8 \Delta_i^2 = 6.445$ ，而第 3 組 $\sum_1^8 \Delta_i^2 = 8.245$ ，故以第 1 組 $R=8.43(\text{m})$ 、 $K=0.0001(\text{m}/\text{min})$ 的解最適當，且其值介於粉砂、泥沙標準水力傳導係數值 $6 \times 10^{-8} \text{m}/\text{min} \sim 6 \times 10^{-4} \text{m}/\text{min}$ 間 (Bear, 1972)，故驗證此次試驗之結果合理。

表 4.42 第五次抽水試驗穩態分析各觀測井洩降量誤差表

				1				2	3		
				R=8.43(m)				R=24(m)	R=50.17(m)		
				K=0.0001(m/min)				K=0.0002(m/min)	K=0.0003(m/min)		
	\bar{s}_i (m)	\bar{h}_i (m)	ri(m)	si(m)	hi(m)	Δi^2 (m)	Δi 誤差(%)	Δi^2 (m)	Δi^2 (m)		
BH01	0.226	16.334	6.92	0.103	16.457	0.015	119.826	0.010	0.015		
BH02	0.207	16.353	4.22	0.363	16.197	0.024	43.020	0.063	0.052		
BH03	0.265	16.295	3.94	0.400	16.160	0.018	33.712	0.044	0.034		
BH05	0.248	16.312	3.24	0.504	16.056	0.066	50.812	0.079	0.055		
BH06	0.257	16.303	6.65	0.124	16.436	0.018	107.901	0.006	0.010		
BH07	0.336	16.224	5.23	0.250	16.310	0.007	34.527	0.004	0.004		
BH08	0.142	16.418	6.96	0.100	16.460	0.149	204.852	0.206	0.170		
BH09	0.306	16.254	4.97	0.277	16.283	2.147	402.442	6.032	7.906		
				sum=	2.444			sum=	6.445	sum=	8.245

註： $\Delta_i = s_i - \bar{s}_i$ ， Δ_i 誤差 = $\frac{s_i - \bar{s}_i}{s_i}$ ， $(H_0^2 - h_i^2) = \frac{Q}{\pi K} \ln\left(\frac{R}{r_i}\right)$ ， $s_i = H_0 - h_i$ ， $H_0 = 16.56$ ， $Q = 0.0054(m^3/min)$ 。

表 4.43 第五次抽水試驗穩態分析抽水井洩降量誤差表

				1				2	3
				R=8.43(m)				R=24(m)	R=50.17(m)
				K=0.0001(m/min)				K=0.0002(m/min)	K=0.0003(m/min)
	\bar{s}_i (m)	\bar{h}_i (m)	ri(m)	si(m)	hi(m)	Δi^2 (m)	Δi 誤差(%)	Δi^2 (m)	Δi^2 (m)
BH05	3.879	12.681	0.1	2.490	14.070	1.930	55.802	5.708	7.636

註： $\Delta_i = s_i - \bar{s}_i$ ， Δ_i 誤差 = $\frac{s_i - \bar{s}_i}{s_i}$ ， $(H_0^2 - h_i^2) = \frac{Q}{\pi K} \ln\left(\frac{R}{r_i}\right)$ ， $s_i = H_0 - h_i$ ， $H_0 = 16.56$ ，
 $Q = 0.0054(\text{m}^3/\text{min})$ 。

b、非穩態分析

將水位計記錄之隨著時間變化的水位洩降量資料整理後，依第四章第二節第(二)點之第2點的非穩態分析所述方式所求得的流通率 T 約為 $0.000085\text{m}^2/\text{min}$ 、儲水係數 S 約為 0.009799，其結果整理於表 4-44，表 4-44 中洩降誤差 Δ^2 等於零，與穩態分析結果比較起來，非穩態分析的結果誤差較小所以更為恰當。而 S 值為 0.009799 比未拘限含水層儲水係數範圍的下限值(0.01)小，若推估本試驗場址為未拘現含水層，則我們的 S 值偏小可能是地質特性屬於較細顆粒，所以本次試驗的 S 值合理。

表 4.44 第五次抽水試驗之非穩態分析結果

a=	0.358327
b=	0.084271
T(m ² /sec)=	0.000085
d(m)=	16.56
K(m/min)=	0.000308
S=	0.009799
△ ² =	0

註：K=T/d，d 為含水層厚度， $T = \frac{Q}{4\pi b}$ ， $S = \frac{2.25T}{e^Q}$

c、結果彙整

利用穩態及非穩態分析後，再將各監測井之分析結果彙整成表 4.45。其中 u 在 0.000008 至 0.002 之間，均小於 0.01，所以其符合假設條件。且每單口井各別非穩態(以 Theis 方法分析)之 k 值(4.22E-6~1.44E-5 m/sec)皆不同，更可證明本研究場址之非均質性。而由本研究最佳化處理，可以知道本研究場址之 k 值大約在 1.67E-6~5.13E-6 m/sec。

表 4.45 第五次抽水試驗各參數

	監測井	BH01	BH02	BH03	BH05	BH06	BH07	BH08	BH09	穩態	非穩態
井函數	u	0.003	0.0004	0.0008	0.00008	0.008	0.0001	0.006	0.002		
	W(u)	1	5	5	7	0.5	5	0.8	3		
	r ² /t	0.003	0.02	0.03	0.001	0.008	0.008	0.008	0.08		
水位洩降量 (m)	s	0.2	0.3	0.4	0.5	0.08	0.5	0.09	0.3		
井口到水面測度 (m)		3.354	3.715	3.446	3.562	3.539	3.449	3.32	3.54	3.44	
抽水率(m ³ /min)	Q	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106
與抽水井距離(m)	r	6.92	4.22	3.94	3.24	6.65	5.23	6.96	4.97		
儲水係數	S	2.81E-04	1.88E-05	1.88E-05	6.30E-05	3.52E-04	7.03E-06	3.75E-04	1.41E-05		9.80E-03
水力傳導係數(m/s)	K	4.22E-06	1.44E-05	1.06E-05	1.20E-05	5.34E-06	8.50E-06	7.50E-06	8.55E-06	1.67E-06	5.13E-06
含水層厚度(m)	d	16.646	16.285	16.554	16.438	16.461	16.551	16.68	16.46	16.56	16.06
滲透係數(m ² /s)	T=Kd	7.03E-05	2.34E-04	1.76E-04	1.97E-04	8.79E-05	1.41E-04	1.25E-04	1.41E-04	2.76E-05	8.24E-05
平均水力傳導係數 (m/s)	K=	8.89E-06									

(2)回水試驗

以回水試驗資料檢核抽水試驗結果的正確性。將水位計記錄回水試驗隨著時間變化的水位洩降量資料整理後，以第四章第(二)節之第 2 點的方法進行非穩態分析，求得 T 值為 0.001496 (m²/sec)，而飽和水力傳導係數為流通率除以含水層厚度，所以求得飽和水力傳導係數 K 值約為 0.005419 m/min，將非穩態分析結果整理於表 4.46，表 4.46 中洩降誤差 Δ^2 等於 4.085796，K 值介於乾淨砂質標準飽和水力傳導係數值 0.0006~0.6m/min 間，而其 K 值與第五次抽水試驗之非穩態分析結果差異大，所以推斷第五次抽水試驗之結果不甚理想，可能原因為抽水機不穩定而造成誤差。

再針對各監測井做分析，得表 4.47。其中，BH05 因實驗器材問題，因此無監測資料。u 在 0.000001 至 0.0011 之間，均小於 0.01，所以其符合假設條件。且每單口井各別非穩態(以 Theis 方法分析)之 k 值(8.5E-6~2.53E-5 m/sec)皆不同，更可證明本研究場址之非均質性。而由本研究最佳化處理，可以知道本研究場址之 k 值大約在 9.03E-5 m/sec。

表 4.46 回水試驗之非穩態分析結果

a=	-0.048333
b=	-0.004788
T(m ² /sec)=	0.001496
d(m)=	16.56
K(m/min)=	0.005419
Δ^2 =	4.085796

註：K = T/d，d 為含水層厚度， $T = -\frac{Q}{4\pi b}$

表 4.47 第五次回水試驗各參數

	監測井	BH01	BH02	BH03	BH05	BH06	BH07	BH08	BH09	回水試驗
	u	0.000001	0.0005	0.001	*	0.0002	0.0001	0.0011111	0.0001	
井函數	W(u)	10	4	2	*	6	8	3	9	
	r ² /t	0.6	0.01	0.01	*	0.3	0.1	0.08	0.3	
水位洩降量 (m)	s	0.5	0.1	0.2	*	0.5	0.5	0.1	0.5	
井口到水面深度 (m)		3.354	3.715	3.446	*	3.539	3.449	3.32	3.54	
抽水率(m ³ /min)	Q	0.0106	0.0106	0.0106	*	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106
與抽水井距離(m)	r	6.92	4.22	3.94	*	6.65	5.23	6.96	4.97	
儲水係數	S	1.88E-09	1.13E-04	5.63E-05	*	4.50E-07	9.00E-07	2.34E-05	3.38E-07	
水力傳導係數(m/s)	K	1.69E-05	3.45E-05	8.50E-06	*	1.03E-05	1.36E-05	2.53E-05	1.54E-05	9.03E-05
含水層厚度(m)	d	16.65	16.29	16.55	*	16.46	16.55	16.68	16.46	16.56
滲透係數(m ² /s)	T=KD	2.81E-04	5.63E-04	1.41E-04	*	1.69E-04	2.25E-04	4.22E-04	2.53E-04	1.50E-03
平均水力傳導係數 (m/s)	K =	1.82E-05								

*代表無監測數據

4.4.3 微水試驗

本研究主要針對 國立雲林科技大學校園監測井場址之九口監測井進行水文地質參數檢定。針對其中 BH01、BH03 及 BH05 之監測井微水試驗，分析如下：

1、BH01

由實驗可得微水試驗 BH01 之水位變化圖，如圖 4.32 所示。當加入 11.08L 之水後，其水位上升(S_0)0.613m。在經過 1000 秒後，其水位回覆至原來水位。再利用其原理公式(4.28)進行分析，因此我們可以先將水位變化 S 跟累積時間 t 換算成 $\text{Log}(S_0/S)$ 與 t 的關係圖，如圖 4.33 所示。由其相關性之迴歸線，可知其斜率為 0.0014，和式(4.28)比較可得：

$$0.0014 = -\frac{2kL_e}{r_c^2 \ln \frac{R_e}{r_w}} \quad (4.31)$$

其中，k 為所求之水力傳導係數，為我們所欲求得的； L_e 為水井井篩開孔長度，BH01 為 18.5m； r_c 為井管半徑，BH01 為 0.0508m； r_w 為水井中心與未受擾動含水層之間距離(即為設井前之擴孔半徑)，BH01 為 0.0762m； R_e 係利用電阻網路類比法試驗不同 r_w 、 L_e 、 L_w 以及 H 值所決定。其中因本研究場址 BH01 為 $H=L_w$ (貫穿井)，所以可以利用式(4.30)，求取

R_e 值。

$$\ln \frac{R_e}{r_w} = \frac{1}{\frac{1.1}{\ln(L_w/r_w)} + \frac{C}{(L_e/r_w)}} \quad (4.32)$$

其中， r_w 為水井中心與未受擾動含水層之間距離（即為設井前之擴孔半徑），BH01 為 0.0762m； L_w 為水井地下水位長度，BH01 為 16.65m； L_e 為水井井篩開孔長度，BH01 為 18.5m； C 可由 L_e/r_w 之關係查圖 4.14 得之。

$$\frac{L_e}{r_w} = \frac{18.5}{0.0762} = 242.78 \quad (4.33)$$

由圖 4.34 可知，其 C 為 7.8。再代回式(4.32)，可得 $\ln(R_e/r_w)$ 。如下所示：

$$\begin{aligned} \ln \frac{R_e}{r_w} &= \frac{1}{\frac{1.1}{\ln(16.65/0.0762)} + \frac{7.8}{(18.5/0.0762)}} \\ \Rightarrow \ln \frac{R_e}{r_w} &= \frac{1}{0.204202713 + 0.032127567} \\ \Rightarrow \ln \frac{R_e}{r_w} &= 4.231366364 \end{aligned}$$

再將 $\ln(R_e/r_w)$ 代回式(4.31)求 k ，所下如下示：

$$\begin{aligned} 0.0014 &= -\frac{2k * 18.5}{(0.0508)^2 * 4.231366364} \\ \Rightarrow k &= -4.13 \times 10^{-7} \text{ m/sec} \\ \Rightarrow k &= -2.48 \times 10^{-5} \text{ m/min} \end{aligned}$$

因此 BH01 之 k 值為 $2.48 \times 10^{-5} \text{ m/min}$ 。且其值介於粉砂、泥沙標準水力傳導係數值 $6 \times 10^{-8} \text{ m/min} \sim 6 \times 10^{-4} \text{ m/min}$ 間

(Bear, 1972)，故驗證此次試驗之結果合理。

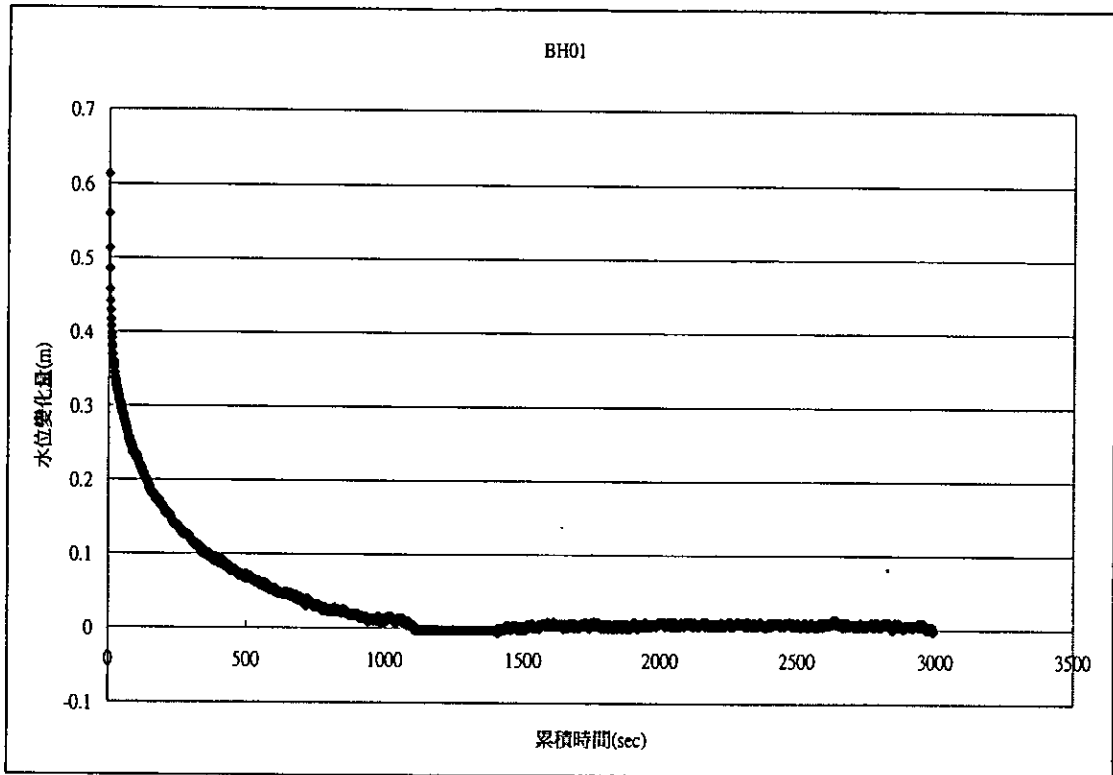


圖 4.32 BH01 微水試驗水位變化圖

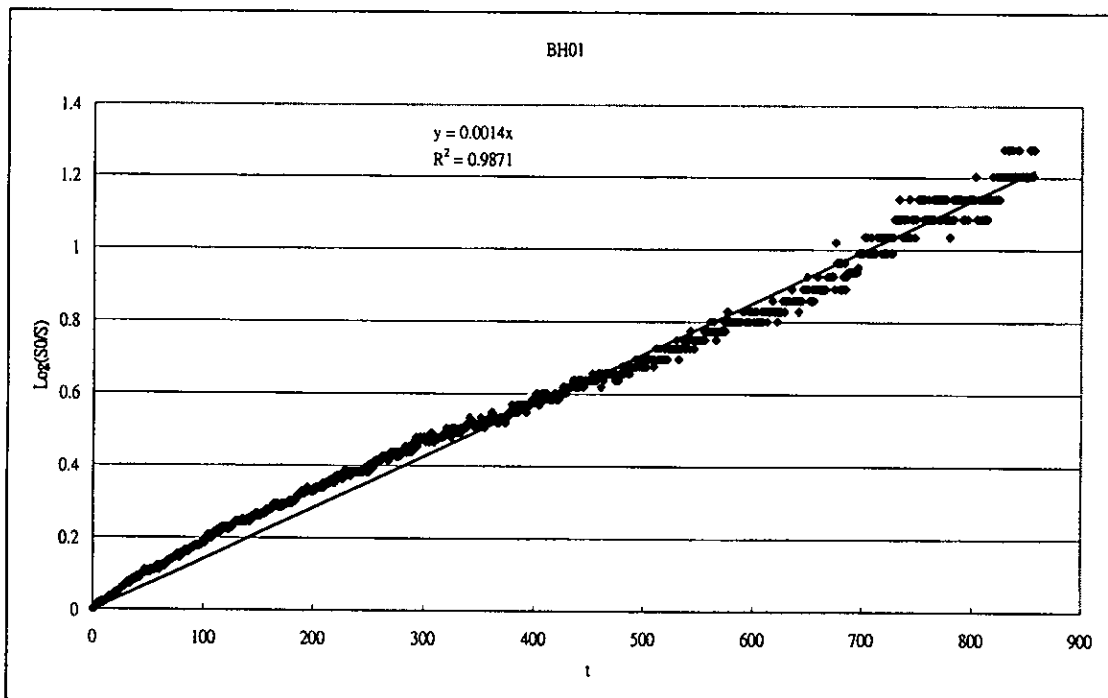


圖 4.33 BH01 之 $\text{Log}(S_0/S)$ 與 t 之關係圖

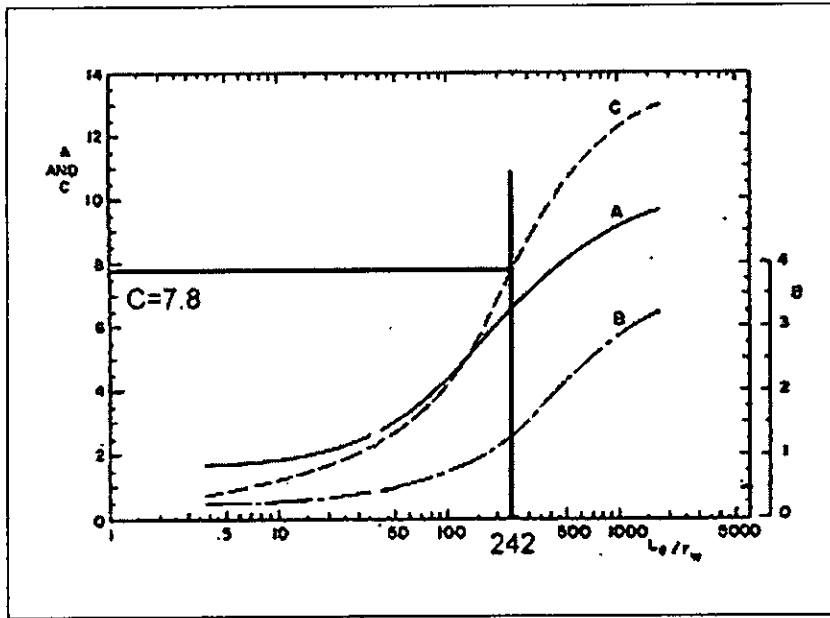


圖 4.34 BH01C 與 L_e/r_w 關係曲線圖 (Bouwer,1972)

2、BH03

由實驗可得微水試驗 BH03 之水位變化圖，如圖 4.35 所示。當加入 11.01L 之水後，其水位上升(S_0)0.499m。在經過 800 秒後，其水位回覆至原來水位。再利用其原理公式(4.28)進行分析，因此我們可以先將水位變化 S 跟累積時間 t 換算成 $\text{Log}(S_0/S)$ 與 t 的關係圖，如圖 4.36 所示。由其相關性之迴歸線，可知其斜率為 0.0015，和式(4.28)比較可得：

$$0.0015 = -\frac{2kL_e}{r_c^2 \ln \frac{R_e}{r_w}} \quad (4.34)$$

其中， k 為所求之水力傳導係數，為我們所欲求得的； L_e 為水井井篩開孔長度，BH03 為 18.5m； r_c 為井管半徑，BH03 為 0.0508m； r_w 為水井中心與未受擾動含水層之間距離(即為設井前之擴孔半徑)，BH03 為 0.0762m； R_e 係利用電阻網路類比法試驗不同 r_w 、 L_e 、 L_w 以及 H 值所決定。其中因本研究場址 BH03 為 $H=L_w$ (貫穿井)，所以可以利用式(4.30)，求取 R_e 值。

$$\ln \frac{R_e}{r_w} = \frac{1}{\frac{1.1}{\ln(L_w/r_w)} + \frac{C}{(L_e/r_w)}} \quad (4.35)$$

其中， r_w 為水井中心與未受擾動含水層之間距離(即為設井前之擴孔半徑)，BH03 為 0.0762m； L_w 為水井地下水位長度，BH03 為 16.6m； L_e 為水井井篩開孔長度，BH03 為 18.5m； C 可由 L_e/r_w 之關係查圖 4.14 得之。

$$\frac{L_e}{r_w} = \frac{18.5}{0.0762} = 242.78$$

由圖 4.34 可知，其 C 為 7.8。再代回式(4.35)，可得 $\ln(R_e/r_w)$ 。如下所示：

$$\begin{aligned} \ln \frac{R_e}{r_w} &= \frac{1}{\frac{1.1}{\ln(16.6/0.0762)} + \frac{7.8}{(18.5/0.0762)}} \\ \Rightarrow \ln \frac{R_e}{r_w} &= \frac{1}{0.204316786 + 0.032127567} \\ \Rightarrow \ln \frac{R_e}{r_w} &= 4.229324943 \end{aligned}$$

再將 $\ln(R_e/r_w)$ 代回式(4.34)求 k ，所下如示：

$$\begin{aligned} 0.0015 &= -\frac{2k \times 18.5}{(0.0508)^2 \times 4.229324943} \\ \Rightarrow k &= -4.42 \times 10^{-7} \text{ m/sec} \\ \Rightarrow k &= -2.65 \times 10^{-5} \text{ m/min} \end{aligned}$$

因此 BH03 之 k 值為 $2.65 \times 10^{-5} \text{ m/min}$ 。且其值介於粉砂、泥沙標準水力傳導係數值 $6 \times 10^{-8} \text{ m/min} \sim 6 \times 10^{-4} \text{ m/min}$ 間

(Bear, 1972)，故驗證此次試驗之結果合理。

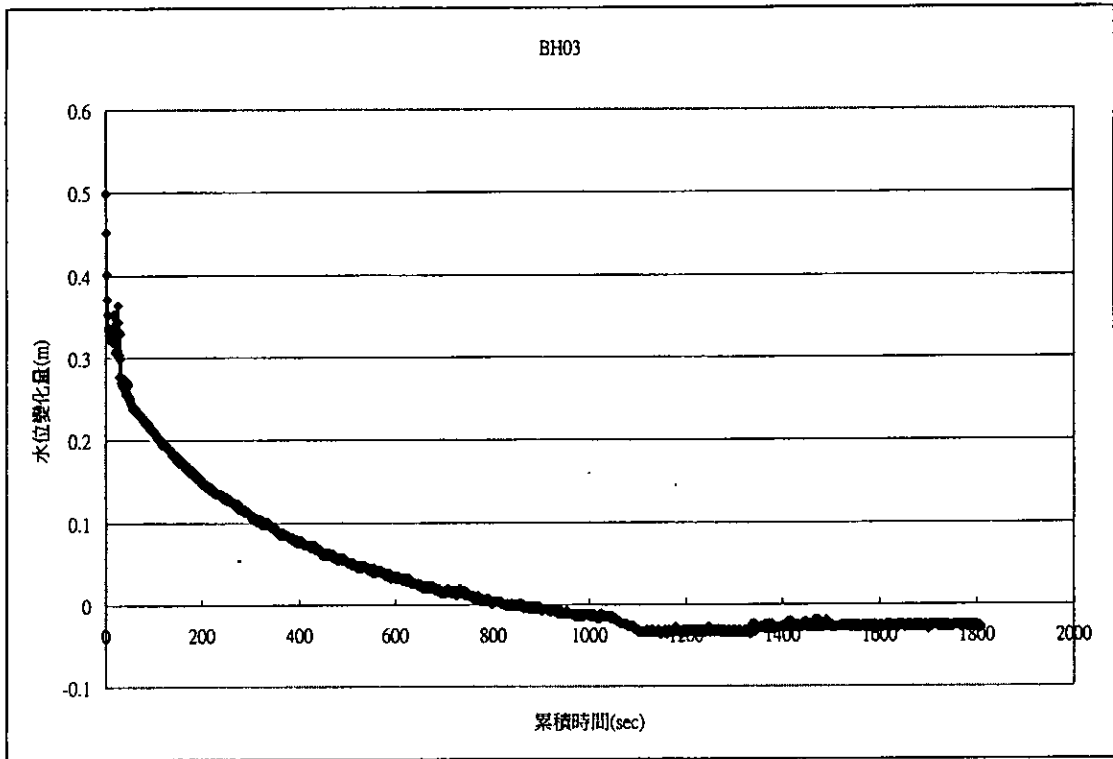


圖 4.35 BH03 微水試驗水位變化圖

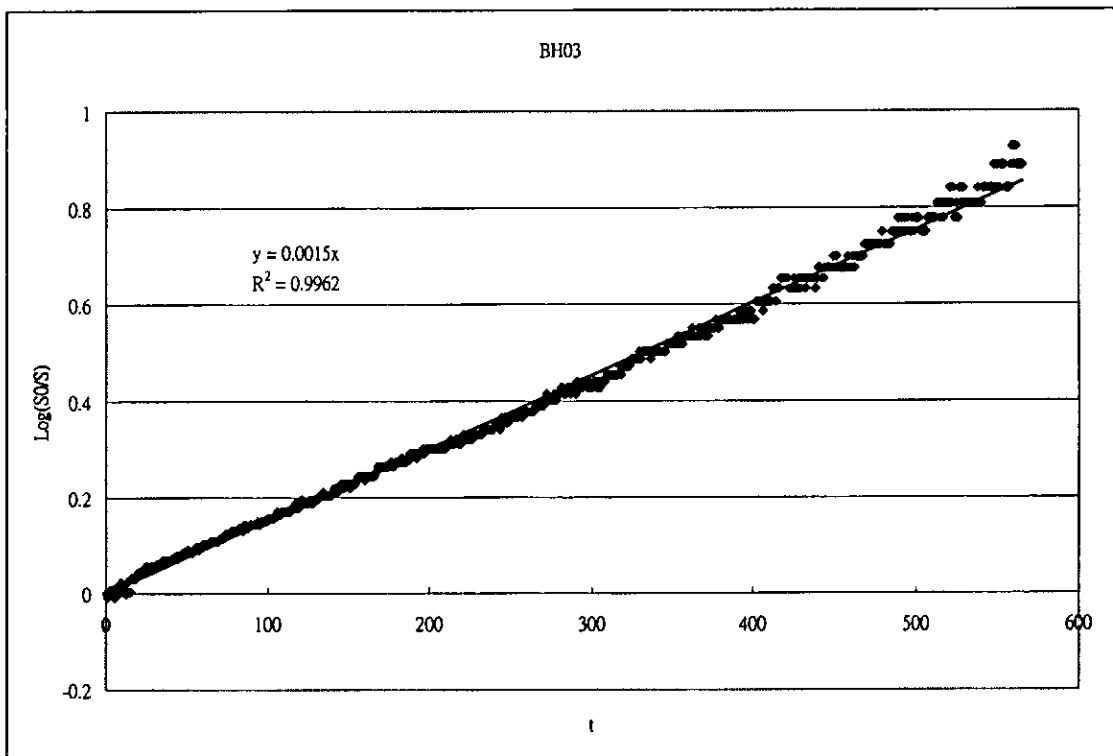


圖 4.36 BH03 之 $\text{Log}(S_0/S)$ 與 t 之關係圖

3、BH05

由實驗可得微水試驗 BH05 之水位變化圖，如圖 4.37 所示。當加入 11.23L 之水後，其水位上升(S_0)0.793m。在經過 800 秒後，其水位回覆至原來水位。再利用其原理公式(4.28)進行分析，因此我們可以先將水位變化 S 跟累積時間 t 換算成 $\text{Log}(S_0/S)$ 與 t 的關係圖，如圖 4.38 所示。由其相關性之迴歸線，可知其斜率為 0.0017，和式(4.28)比較可得：

$$0.0017 = -\frac{2kL_e}{r_c^2 \ln \frac{R_e}{r_w}} \quad (4.36)$$

其中， k 為所求之水力傳導係數，為我們所欲求得的； L_e 為水井井篩開孔長度，BH05 為 18.5m； r_c 為井管半徑，BH05 為 0.0508m； r_w 為水井中心與未受擾動含水層之間距離(即為設井前之擴孔半徑)，BH05 為 0.0762m； R_e 係利用電阻網路類比法試驗不同 r_w 、 L_e 、 L_w 以及 H 值所決定。其中因本研究場址 BH05 為 $H=L_w$ (貫穿井)，所以可以利用式(4.30)，求取 R_e 值。

$$\ln \frac{R_e}{r_w} = \frac{1}{\frac{1.1}{\ln(L_w/r_w)} + \frac{C}{(L_e/r_w)}} \quad (4.37)$$

其中， r_w 為水井中心與未受擾動含水層之間距離(即為設井前之擴孔半徑)，BH05 為 0.0762m； L_w 為水井地下水位長度，BH05 為 16.65m； L_e 為水井井篩開孔長度，BH03 為 18.5m； C 可由 L_e/r_w 之關係查圖 4.14 得之。

$$\frac{L_e}{r_w} = \frac{18.5}{0.0762} = 242.78$$

由圖 4.39 可知，其 C 為 7.8。再代回式(4.37)，可得 $\ln(R_e/r_w)$ 。如下所示：

$$\ln \frac{R_e}{r_w} = \frac{1}{\frac{1.1}{\ln(16.65/0.0762)} + \frac{7.8}{(18.5/0.0762)}}$$

$$\Rightarrow \ln \frac{R_e}{r_w} = \frac{1}{0.204202713 + 0.032127567}$$

$$\Rightarrow \ln \frac{R_e}{r_w} = 4.231366367$$

再將 $\ln(R_e/r_w)$ 代回式(4.36)求 k ，所下如示：

$$0.0015 = -\frac{2k \times 18.5}{(0.0508)^2 \times 4.231366367}$$

$$\Rightarrow k = -4.43 \times 10^{-7} \text{ m/sec}$$

$$\Rightarrow k = -2.66 \times 10^{-5} \text{ m/min}$$

因此 BH05 之 k 值為 $2.66 \times 10^{-5} \text{ m/min}$ 。K 值介於粉砂、泥沙標準水力傳導係數值 6×10^{-8} 至 6×10^{-4} (Bear, 1972) 之間，以現場的地質特性來看是合理的。

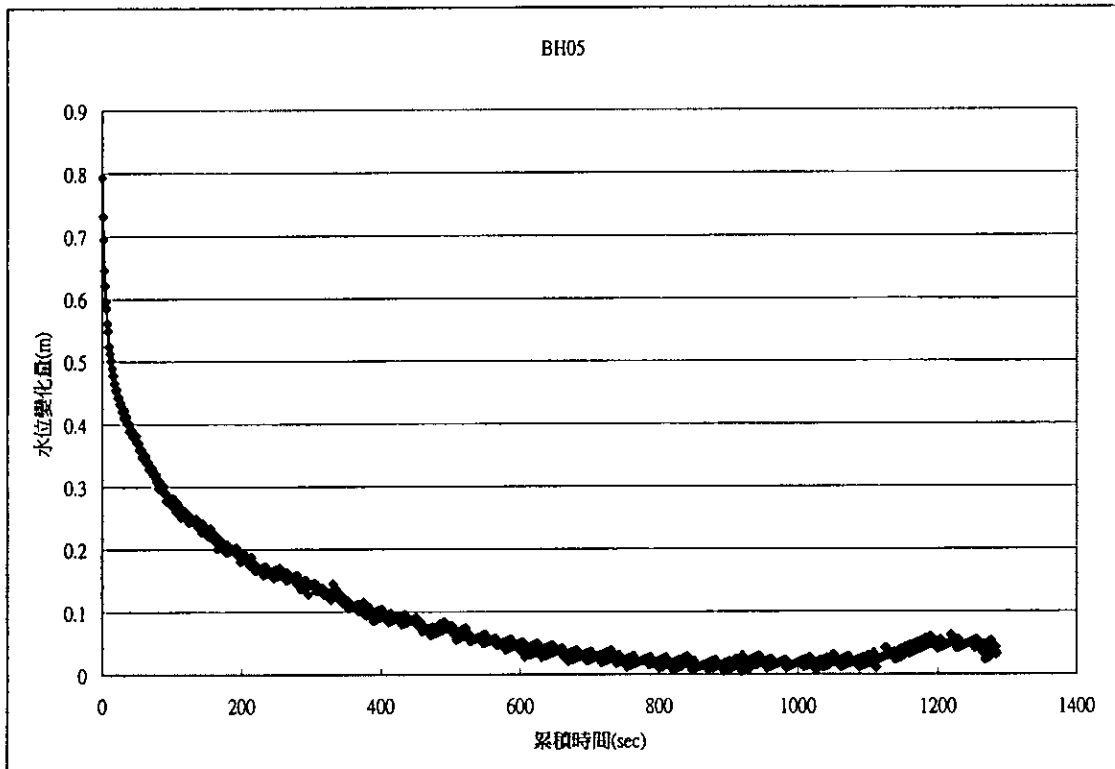


圖 4.37 BH05 微水試驗水位變化圖

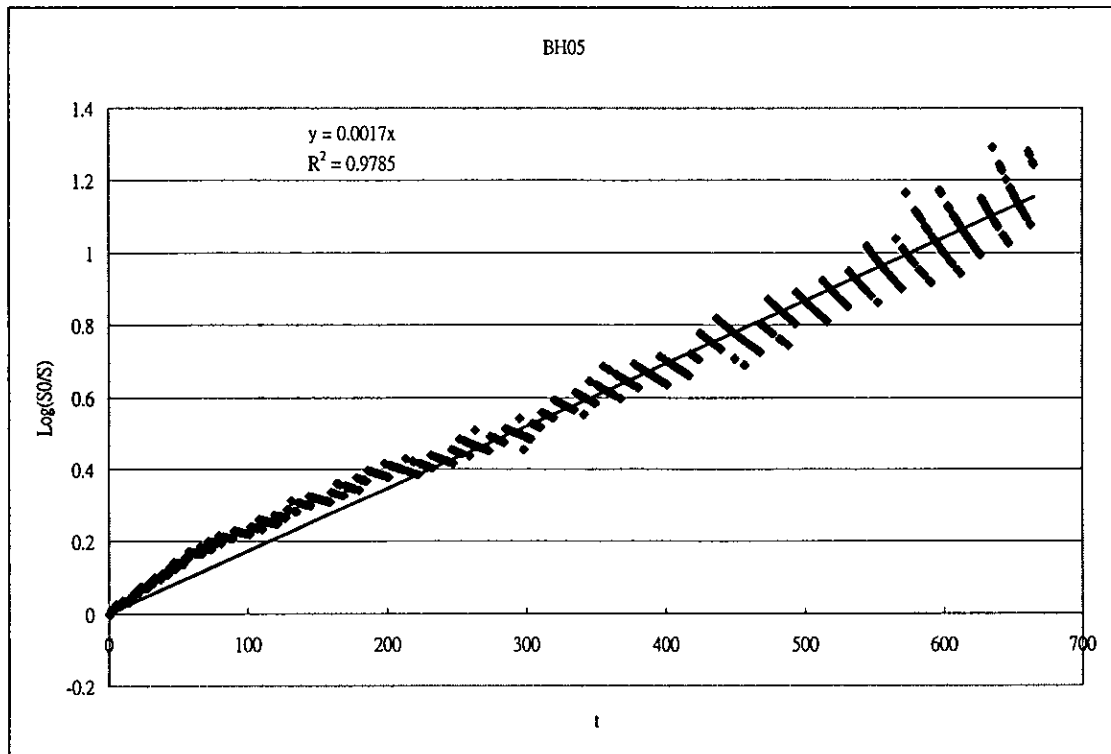


圖 4.38 BH05 之 $\text{Log}(S_0/S)$ 與 t 之關係圖

4、結果彙整

將微水試驗結果彙整，如表 4.48。三口監測井之 k 值變動不大，介於 $4.13\text{E-}7 \sim 4.43\text{E-}7 \text{ m/sec}$ ($2.48\text{E-}5 \sim 2.66\text{E-}5$) 之間，且比抽水試驗所求得之範圍小。但仍介於 1972 年 Bear 所提， K 值介於粉砂、泥沙標準水力傳導係數值 6×10^{-8} 至 $6 \times 10^{-4} \text{ m/min}$ 之間，與本研究土壤物性分析結果相近。

表 4.48 微水試驗比較

	抽水試驗	BH01	BH03	BH05
$k(\text{m/s})$	$3.33\text{E-}6 \sim 2.26\text{E-}5$	$4.13\text{E-}07$	$4.42\text{E-}07$	$4.43\text{E-}07$

4.4.4 現地實驗成果彙整

本研究共完成五次抽水試驗(二次參考資料)及三次微水試驗，所以將其分析結果彙整成表 4.49。本研究五次抽水試驗，流量從最小 0.09 L/sec 到最大 0.196 L/sec ，其流量差異及抽水時間之差異。因此造成每次抽水試驗之影響半徑，從最小只有 8.43 m

到最大 131.23m，使得其水文地質參變動較大(k 值大約在 $3.33E-6 \sim 9.03E-5$ m/sec; S 值大約在 $4.0E-6 \sim 9.8E-3$; T 值大約在 $2.76E-5 \sim 1.5E-3$ m²/sec)。其中第三次及第四次試驗，因流量相近和抽水時間相差不大，使其影響半徑皆大約在 129.53~131.23m，因此可做為重覆試驗比較。由此二次重覆試驗結果可知，其水文地質參數 k 值為 $8.33E-6 \sim 2.26E-5$ m/sec，變動不大; S 值大約在 $4.0E-6 \sim 1.04E-4$ ，主要因為含水層厚度不同所致(第三次抽水試驗含水層厚度為 16.64m；第四次抽水試驗含水層厚度為 16.06，相差 58cm。因此，造成其影響半徑相差 1.7m)；T 值大約在 $1.34E-4 \sim 3.76E-4$ m²/sec，變動不大。所以可以證明本試驗具有相當高之可信度。

水力傳導係數(k)方面，介於 $3.33E-6 \sim 9.03E-5$ m/sec 之間，受影響半徑所影響。當影響半徑越大，其 k 值越大，其中微水試驗皆小於抽水試驗。微水試驗方面，三口監測井之 k 值變動不大，介於 $4.13E-7 \sim 4.43E-7$ m/sec 之間，且比抽水試驗所求得之範圍小。主要因微水試驗之流量非常小，所以其影響半徑非常小，甚至只有一點，所以其 k 值較穩定變化不大。但仍介於 1972 年 Bear 所提，K 值介於粉砂、泥沙標準水力傳導係數值 6×10^{-8} 至 6×10^{-4} m/min 之間，與本研究土壤物性分析結果相近。因此由抽水試驗、微水試驗及土壤物性分析成果，可以判定本研究場址之土壤結構大多為砂質土壤。

而儲水係數(S)方面，介於 $4.00E-6 \sim 9.80E-3$ 之間。而儲水係數變動大，更表示分析範圍內之土壤特性更加複雜，顯示出土壤之非均質性。

表 4.49 抽水試驗成果比較圖

分析方法		抽水率	影響半	儲水係	水力傳導	含水層	滲透係
		(L/s)	徑(m)	數	係數(m/s)	厚度(m)	數(m ² /s)
		Q	R	S	K	d	T=Kd
第一次抽水試驗	抽水穩態	0.196	18.0642		3.33E-06	16.91	5.64E-05
	抽水非穩態	0.196		9.48E-03	7.62E-06	16.91	1.29E-04
第二次抽水試驗	抽水穩態	0.189	129.45		8.33E-06	16.64	1.39E-04
	抽水非穩態	0.189		5.20E-05	1.69E-05	16.64	2.80E-04
第三次抽水試驗	抽水穩態	0.176	129.53		8.33E-06	16.64	1.39E-04
	抽水非穩態	0.176		4.00E-06	2.26E-05	16.64	3.76E-04
第四次抽水試驗	抽水穩態	0.174	131.23		8.33E-06	16.06	1.34E-04
	抽水非穩態	0.174		1.04E-03	9.88E-06	16.06	1.59E-04
第五次抽水試驗	抽水穩態	0.09	8.43		1.67E-06	16.56	2.76E-05
	抽水非穩態	0.09		9.80E-03	5.13E-06	16.56	8.24E-05
	回水				9.03E-05	16.56	1.50E-03
第一次微水試驗					4.13E-07		
第二次微水試驗					4.42E-07		
第三次微水試驗					4.43E-07		

4.4.5 監測井增設

水文地質參數除了受土壤結構之非均質性所影響外，亦受等向性問題之影響。為分析等向性之問題，因此增設以同心圓原理等距不同方向之二口監測井(BH10、BH11)，以分析出各方向之水力傳道係數。

本 2 口監測井乃依據 89.02.15(89)環署水字 0008249 號函【地下水水質監測井設置規範】採 KH-2 油壓式旋轉鑽探機進行現場鑽探及取樣工作，配合 WL60 水幫浦用水洗法清孔施工(如圖 4.39 所示)。在鑽探工作過程中使用 3 套管防止孔壁坍塌，全程採用 3 吋薄管不擾動土樣供試驗之用。薄管取樣以油壓機緩緩下壓，儘量使土壤不受擾動而保持土樣原狀，並加封蠟以防水份蒸發，共鑽取薄管 20 支，共 20m。

本 2 口監測井於民國九十二年九月二十九及三十日設置完成 2

口標準 4 吋監測井，此 2 口監測井從地表到地表下 1.5 公尺為 4 吋井管，從地表下 1.5 公尺至地表 20 公尺則為井篩，井管材質為 schedule 40 規格之高密度聚乙烯(HPDE)，井篩部分開孔（縫）0.02 吋，施工時以螺旋鑽洗出大於 5 吋之鑽孔。保護平台長、寬為 100 公分，厚度 20 公分，設有保護警示柱，警示柱為外徑 0.0381 公尺（1.5 吋）、長 0.5 公尺的鍍鋅鋼管，外漆黑黃相間警示漆。井管附有 MBC 膨脹型井蓋。詳細設置方式如圖 4.40。各監測井詳細設置資料如表 4.50 至表 4.51 所示。

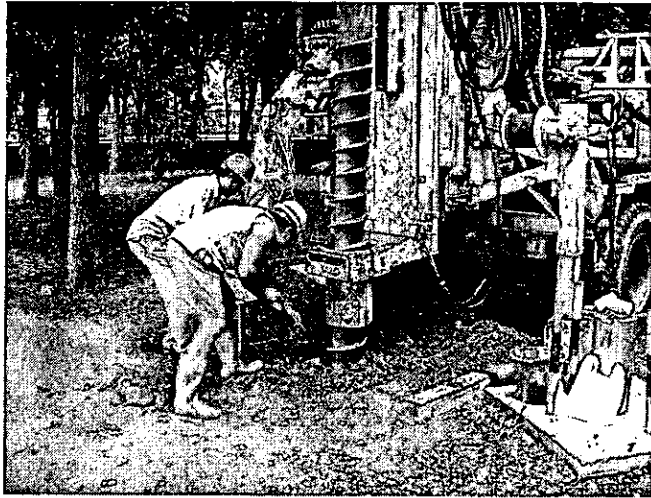


圖 4.39 監測井施工情形

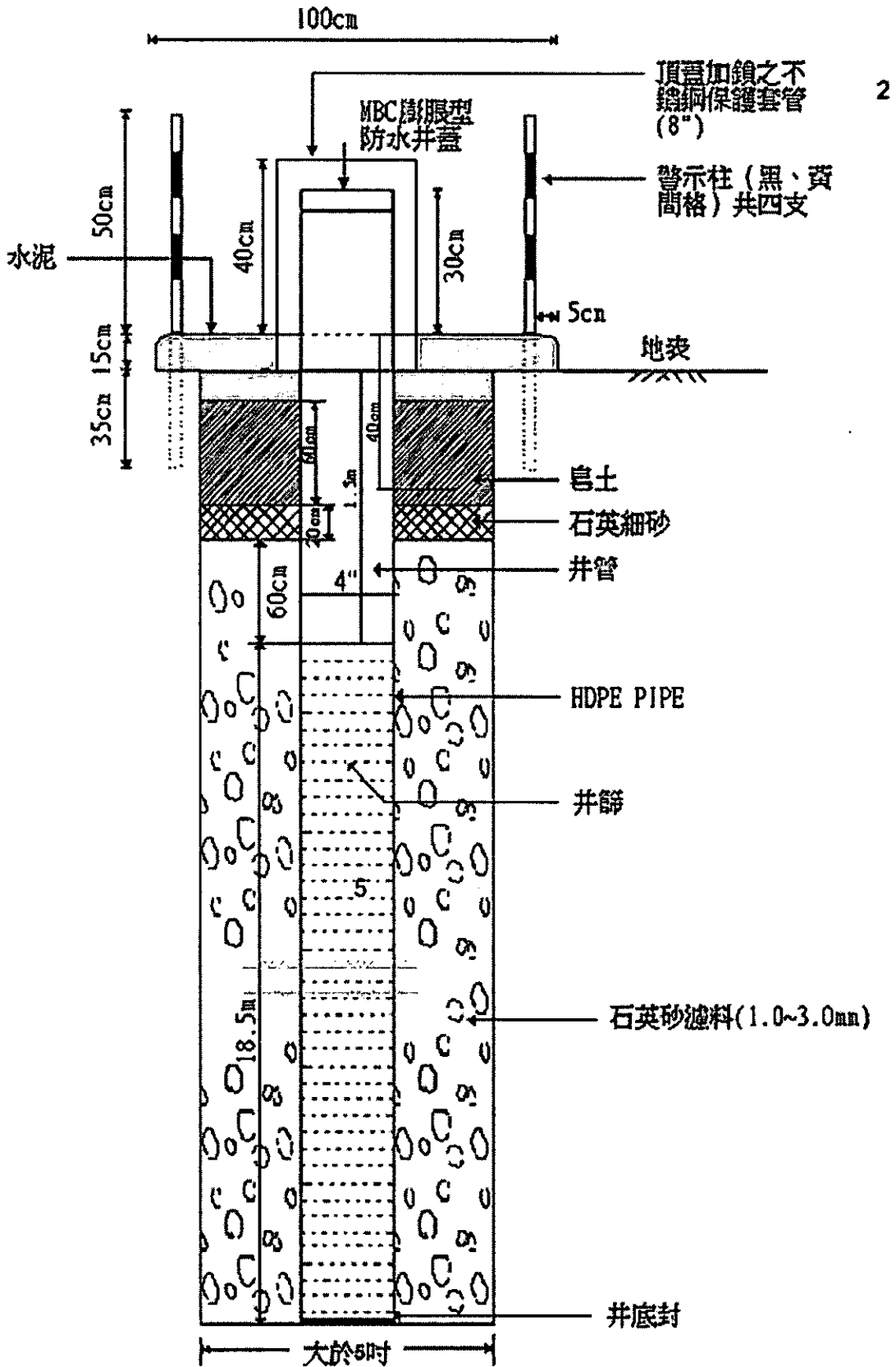


圖 4.40 監測井設置示意圖

表 4.50 BH10 監測井構造紀錄表

設置日期： 2003 年 9 月 29 日

井 號： BH10

井頂高程： _____

地表高程： _____

座 標： X： _____ Y： _____

鑽井方法： 螺旋鑽法

井孔直徑： 8 in
 _____ 至 _____ in
 _____ 至 _____ in

井管型式： PVC schedule40

井管接頭： 螺紋式接頭

井篩型式： PVC schedule40 直徑 4 in

篩孔尺寸： 0.02in 井篩長度 18.5 m

井頂蓋型式： MBC 膨脹型

井底封型式： _____

濾料型式： 石英砂

濾料粒徑： 0.414mm~0.833mm

濾料封： 1.2 至 20 m

細砂封： 1.0 至 1.2 m

皂土封： 0.1 至 1.0 m

表層封： 0 至 0.1 m

保護井管： 不銹鋼管 直徑 8 in

完井方法： _____ 日期 _____
 _____ 日期 _____
 _____ 日期 _____

說 明： _____

監測井示意圖

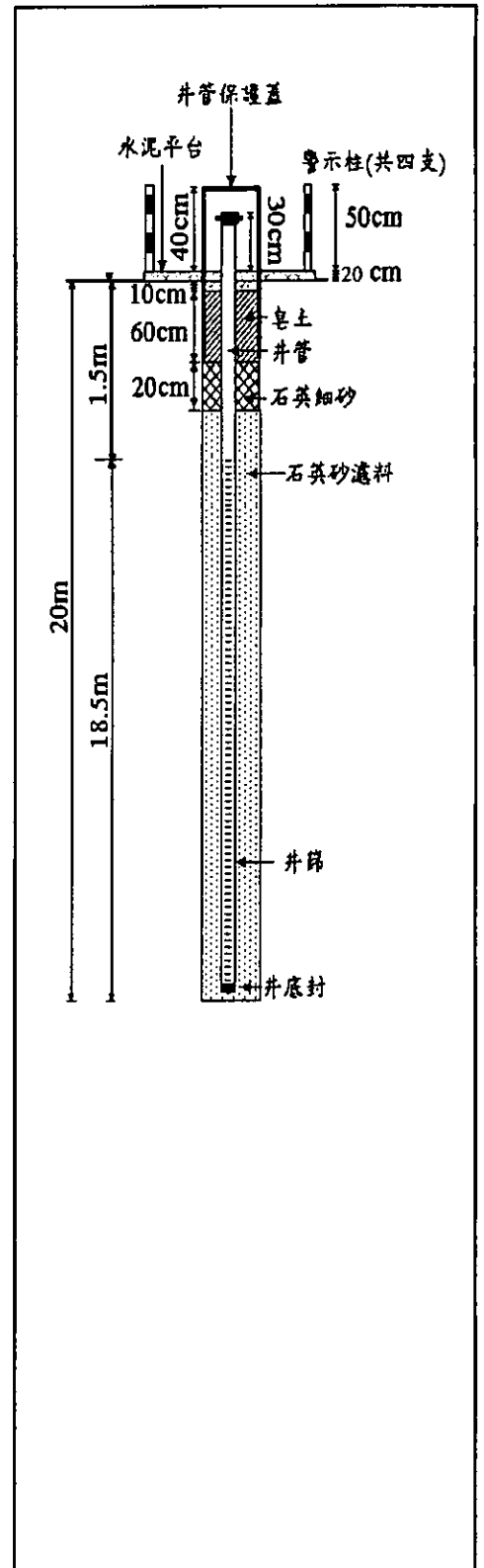
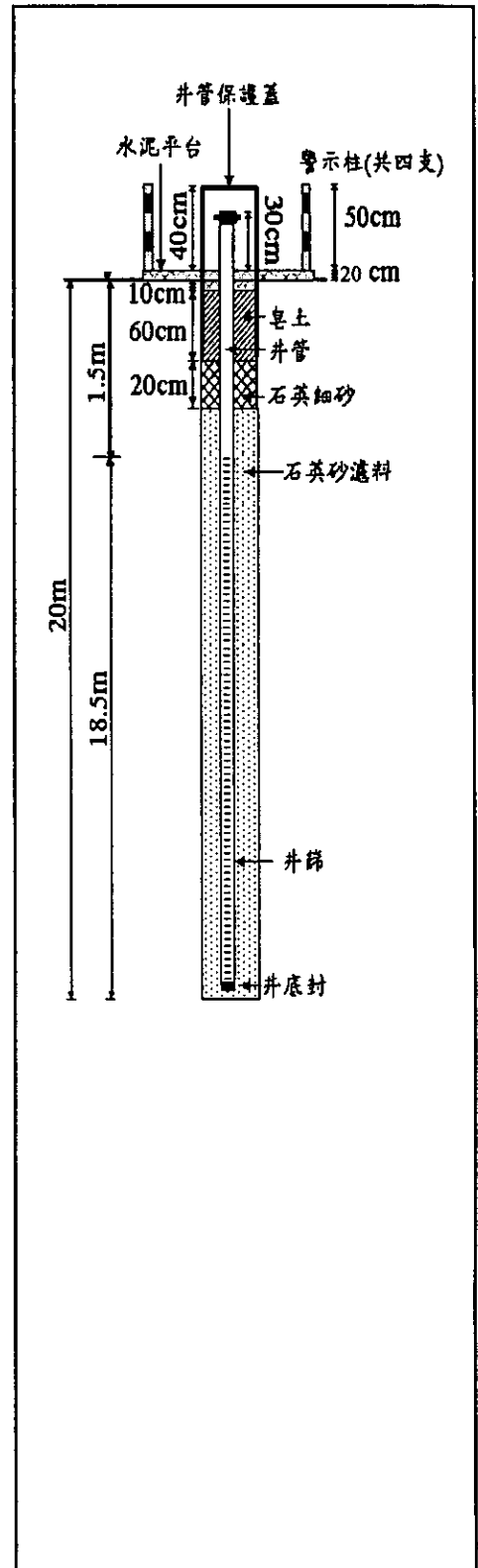


表 4.51 BH11 監測井構造紀錄表

設置日期：	2003 年 9 月 30 日	
井 號：	BH11	
井頂高程：	_____	
地表高程：	_____	
座 標：	X：_____	Y：_____
鑽井方法：	螺旋鑽法	
井孔直徑：	8 _____ in	_____ in
	_____ 至 _____	_____ 至 _____
井管型式：	PVC schedule40	
井管接頭：	螺紋式接頭	
井篩型式：	PVC schedule40 直徑	4 in
篩孔尺寸：	0.02in	井篩長度 18.5 m
井頂蓋型式：	MBC 膨脹型	
井底封型式：	_____	
濾料型式：	石英砂	
濾料粒徑：	0.414mm~0.833mm	
濾料封：	1.2 _____ 至 _____	20 m
細砂封：	1.0 _____ 至 _____	1.2 m
皂土封：	0.1 _____ 至 _____	1.0 m
表層封：	0 _____ 至 _____	0.1 m
保護井管：	不銹鋼管 直徑	8 in
完井方法：	_____ 日期 _____	_____ 日期 _____
	_____ 日期 _____	_____ 日期 _____
說 明：	_____	

監測井示意圖



第五章 成果檢討及建議下年度計畫綱要

5.1 成果檢討

本研究主要分為地下水質量傳輸模式之發展與現地試驗研究兩大部分。本年度為計畫之第一年，地下水質量傳輸模式發展之工作項目為：(1) 評估及選用適合模擬大區域及小範圍之多含水層系統地下水流計算模式，(2) 評估及選用能同時準確計算擴散(diffusion)、對流(advection)以及延散(dispersion)等物理現象之數值方法，(3) 完成建立適合大區域及小範圍模擬之多含水層系統地下水質量傳輸數值計算模式；現地試驗研究之工作項目為：(1)試驗場址之評估，(2) 地下水監測井之設置，(3) 土壤物性分析，以及(4)含水層試驗及水文地質參數檢定。地下水質量傳輸模式之發展與現地試驗研究之成果檢討分別如下所述：

地下水質量傳輸模式之發展

選用本團隊自行發展之分層三維地下水流模式，分層三維地下水流模式所提出之二次多項式函數分布概念的確優於 MODFLOW 模式的塊體中心網格形式概念之計算功能。分層三維地下水流模式不但可以精確地模擬小範圍之複雜地下水流，如部分貫穿抽水井附近以及土層不連續之流況，亦可以模擬大區域之地下水流況，如擬三維地下水流。此外，分層三維地下水流模式與 MODFLOW 同樣採用層的概念來建構，所以較 FEMWATER 簡單且有效率。

此外，選用有限解析法為求解移流與延散作用。有限解析法乃利用局部解析解建構而成，因為具有局部解析解之特性，所以有自動上風法之功能，同時適合移流與延散作用之求解，且不會產生數值震盪，對於複雜問題之計算具有穩定收斂之特性。有限解析法可以在卡式座標 (Cartesian coordinates) 下處理不規則邊界問題，且有限解析法的精確

度較有限差分法佳，建構方式則與有限差分法相同，較有限元素法簡單且容易擴充。

對於三維地下水質量模式之建立，研究中將污染物濃度量拆解為垂直積分平均值與垂直變量之和，再利用分層垂向積分技巧，將三維地下水質量傳輸方程式，進一步拆解為水平二維的垂直積分平均地下水質量傳輸方程式以及垂向一維的垂直變量地下水質量傳輸方程式。水平二維的垂直積分平均地下水質量傳輸方程式，利用本研究中所選用求解移流延散作用之數值方法來求解。至於垂向一維的垂直變量地下水質量傳輸方程式，則利用解析解來求解。模式撰寫與編輯後，利用具有解析解之案例，驗證模式之正確性。

現地試驗研究

1. 本年度主要完成國立雲林科技大學校園現地實驗場址之建立。並建立本研究場址之土壤物性分析、含水層試驗、水文地質參數檢定（包括抽水試驗參考資料 1 次、抽水試驗 4 次、回水試驗 1 次及微水試驗 3 組）及增設二口監測井。
2. 已確定本研究場址於 15.65 公尺內之土壤結構，大致為砂質壤土所組成。
3. 水文地質參數檢定方面，水力傳導係數(k)方面，介於 $3.33E-6 \sim 9.03E-5$ m/sec 之間；儲水係數(S)方面，介於 $4.00E-6 \sim 9.80E-3$ 之間。而水文地質參數變動大之原因，在於抽水時間加長、影響半徑加大，更表示分析範圍內之土壤特性更加複雜，顯示出土壤之非均質性。
4. 依交通大學模擬分層三維地下水流模式模擬所需輸入資料，依本研究結論可得，土壤密度為 2.1~2.3；初始孔隙率為 30~50%；水力傳導係數為 0.002~0.005 m/min；比貯水係數為 $7E-7 \sim 5.8E-4$ m⁻¹。

5.2 建議下年度計畫綱要

地下水質量傳輸模式之發展

第二年計畫工作項目

1. 試驗分析:分析雲林科技大學之抽水試驗結果。
2. 模式之驗證:繼續驗證水平分區，垂直分層之質量傳輸計算功能。
3. 模式之應用：將第一年發展之多含水層系統地下水溶質質量傳輸模式，選擇應用地區(國外實測資料或雲林科技大學之實測資料)做現地模擬，以展示模式之正確性與實用性。
4. 模式之發展:進一步建立具明顯交介面(sharp interface)之密度變化多含水層系統地下水質量傳輸模式，作為海水入侵之模擬工具。

第三年計畫工作項目

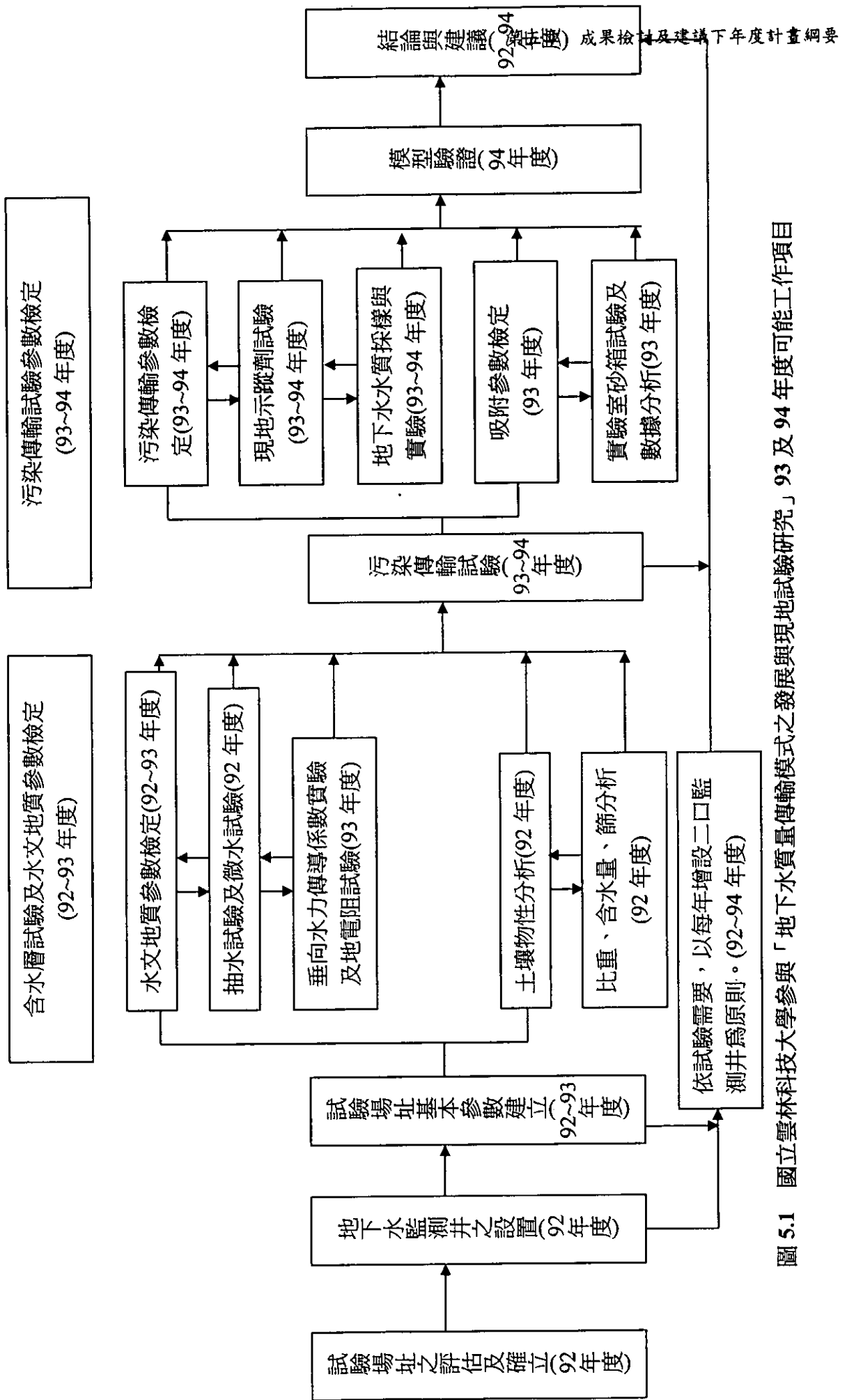
1. 改良模式之應用：選擇濁水溪沖積扇為模擬案例，應用具明顯交介面之密度變多含水層系統地下水質量傳輸模式，模擬海水入侵，模擬結果可提供主管當局整治水資源之用。
2. 鹽分入滲模式之建立：以第一年與第二年所發展之地下水質量傳輸模式為基礎，建立垂向一維鹽分入滲數值模式，以了解沿海地區海水倒灌後，積蓄於地表之鹽分入滲情況。

現地試驗研究

本研究之未來二年規劃進度如圖 5.1 所示。其中下年度計畫綱要如下：

1. 進行現地場址監測井增設，以補第一年監測井不足之處。
2. 執行垂向水力傳導係數實驗及地電阻試驗，以確實掌握地下水含水層內外之地質參數變化，使水文地質參數更趨完整性。
3. 進行污染傳輸參數檢定。其中，將於下年度進行示蹤劑試驗，並於下游處進行抽水，以加大地下水之梯度、增大地下水流速，以加速污染傳輸。再以監測井採樣方式，進行地下水水質採樣分析工作，以確實掌握地下水污染傳輸情形。

4. 利用實驗室砂箱試驗，進行介均質及非均質間的飽和土壤地下水流及污染傳輸實驗。以獲得更多的資料，作為數值模式驗證之用。



參考文獻

1. 黃良雄、楊錦釗，“大區域地下水超引致地層下陷分層計算模式應用(二)-屏東平原”，經濟部水資源局，民國 88 年。
2. 黃良雄、楊錦釗，“大區域地下水超引致地層下陷分層計算模式應用(一)-濁水溪沖積扇”，經濟部水資源局，民國 87 年。
3. 黃良雄、楊錦釗，“地下水超抽導致地層下陷(一)”，經濟部水利處水利規劃試驗所，民國 89 年。
4. 黃良雄、楊錦釗，“地下水超抽導致地層下陷(二)”，經濟部水利處水利規劃試驗所，民國 89 年。
5. 楊錦釗、黃良雄，“海岸地區地陷潛能與危險評估技術(一)”，經濟部水資源局，民國 90 年。
6. 楊錦釗、黃良雄，“海岸地區地陷潛能與危險評估技術(二)”，經濟部水利署，民國 91 年。
7. 蔡東霖，黃良雄，楊錦釗，“修正擬三維概念之地下水模擬”，中國土木水利工程學刊，第十一卷，第四期，819-827，民國 88 年。
8. 蔡東霖，吳俊賢，黃良雄，楊錦釗，“分層分區地層下陷模式”，中國土木水利工程學刊，第十卷，第四期，617-626，民國 87 年。
9. 蔡東霖，“大區域地下水超抽導致地層下陷模式之發展與應用”，國立交通大學博士論文，新竹，民國 90 年。
10. 林晉祥，「土壤力學試驗及其原理」，正言出版社，3 頁-35 頁，1976。
11. 梁昇、黃天福，「地下水文學」，大學書局，台北，台灣，50 頁-51 頁，110 頁-113 頁，1986。
12. 游啟亨，「土壤力學與基礎工程學」，大行出版社，台南縣，1990。
13. 李文勳，「土力試驗及其應用(第四版)」，27 頁，1993。

- 14.李友平，「抽水試驗改良與即時參數鑑定」，國立成功大學水利及海洋工程研究所博士論文，1997。
- 15.彭根隆，「土壤力學（第一版）」，138 頁，1998。
- 16.經濟部水資源局、經濟部中央地質調查所，「台灣地區地下水觀測網第一期計畫濁水溪沖積扇水文地質調查研究總報告附錄」，1999。
- 17.廣鎂工程顧問有限公司，「國立雲林科技大學地下監測井設置及土壤連續採樣工程完工報告」，2001。
- 18.昭凌工程顧問股份有限公司，「斗六市（大潭地區）污水下水道系統地質鑽探補充調查及分析工作報告書」，2002。
- 19.Andersen, P.F., J.W. Mercer, and H.O. White, Jr., 1988, Numerical modeling of salt-water intrusion at Hallandale, Florida, *Ground Water* 26(5), pp. 619-630.
- 20.Bredehoeft, J.D. and G.F. Pinder,(1970) "Digital Analysis of Areal Flow in Multiaquifer Groundwater Systems: A Quasi Three-Dimensional Model", *W.R.R.* 6, pp.883-888。
- 21.Bush, P.W., 1988, Simulation of saltwater movement in the Foridan aquifer system, Hilton Head Island, South Carolina. USGS, Water Supply Paper 2331, 19 p.
- 22.Chen, C. J., Chen, H. C. (1984). "Finite Analytic Numerical Method for Unsteady Two-Dimensional Navier-Stokes Equation", *Journal of Computation Physics*, 53, 209-226.
- 23.Chorley, D. W., and Frind, E. O., (1978) "An Iterative Quasi Three Dimensional Finite Model for Heterogeneous Multi-Aquifer Systems", *W.R.R.* 14, pp.943-952。
- 24.Faust, C.R., P.N. Sims, C.P. Spalding, P.F. Andersen, D.E. Stephenson.

- 1990.FTWORK: *A Three-Dimensional Groundwater Flow and Solute Transport Code*.WRSC-RP-89-1085. Westinghouse Savannah River Company, Aiken, SC.
- 25.Gupta, S. K., Cole, C. R., and Pinder, G. F., (1984) “ A Finite-Element Three-Dimensional Groundwater (FE3DGW) Model for a Multiaquifer System”, W.R.R. 20, PP.553-563 ◦
- 26.Gupta, S.K., C.R. Cole, F.W. Bond, and A.M. Monti. 1987. *Coupled Fluid Energy and Solute Transport (CFEST) Model: Formulation and User's Manual*. BMI/ONWI-660, Office of Nuclear Waste Isolation, Battelle Memorial Institute, Columbus, OH.
- 27.Hantush, M.S.,(1960) “Modification of the theory of Leaky Aquifer”, J. Geophys. Res., 65(11), pp.3713-3725 ◦
- 28.Healy, R.W. 1990. *Simulation of solute Transport in Variably Saturated Porous Media with Supplemental Information of Modifications to the U.S. Geological Survey's Computer Program VS2D*. U.S. Geological Survey Water-Resources Investigations Report 90-4025.
- 29.Neuman, S. P., Preller, C., and Narasimhan, T.N.,(1982) “Adaptive Explicit-Implicit Quasi Three-Dimensional Finite Element Model of Flow and Subsidence in Multiaquifer Systems”, W.R.R.18, pp.1151-1561 ◦
- 30.Neuman, S.P., and Witherspoon, P. A.,(1969) “theory of flow in a confined two-aquifer system”, W.R.R. 5, pp.803-816 ◦
- 31.Parker, J.C., 1989, Multiphase flow and transport in porous media, *Reviews of Geophysics* 27(3), pp311-328.
- 32.Polubarinova-Kochina, P. Ya.,(1962) *The Theory of Groundwater Movement*, pp. 631, Princeton University Press, Princeton. N. J. ◦
- 33.Rifai, J.S., P.B. Bedient, R.C. Borden, and F.F. Haasbeek. 1988.

- BIOPLUME II-*Computer Model of Two-Dimensional Transport under the Influence of Oxygen Limited Biodegradation in Ground Water*. EPA/600/8-88/093a, U.S. Environmental Protection Agency, Ada, OK.
34. Sanford, W.E., and L.F. Konikow. 1985. *A Two-Constituent Solute Transport Model for Ground Water Having Variable Density*. U.S. Geological Survey Water-Resources Investigations Report 85-4279.
35. Tsai, W. F., and Chen. C. J. (1995). "Unsteady finite-analytic method for solute transport in ground-water flow." *J. Engrg. Mech.*, 121, 230-243.
36. Voss, C.I., and W.R. Souza, 1987, Variable density flow and solute transport simulation of regional aquifers containing a narrow freshwater-saltwater transition zone. *Water Resources Research* 23(10), pp. 1851-1866.
37. Yeh, G.T. 1991. *3DLEWASTE: A Hybrid Lagrangian-Eulerian Finite Element Model of Waste Transport through Saturated-Unsaturated Media*. Technical Report, Department of Civil Engineering, Pennsylvania State University, University Park, PA.
38. Yeh, G.T., and V.S. Tripathi. 1989. A critical evaluation of recent developments of hydrogeochemical transport models of reactive multi-chemical components. *Water Resour. Res.*, vol.25, no. 1, pp.93-108.
39. Yeh, G.T., and D.S. Ward. 1980. *FEMWATER: A Finite-Element Model of Water Flow through Saturated-Unsaturated Media*. ORNL-5567, Oak Ridge National Laboratories, Oak Ridge, Tenn.
40. Zheng, C. 1990. *MT3D: A Modular Three-Dimensional Transport Model for Simulation of Advection, Dispersion and Chemical Reactions of Contaminants in Groundwater Systems*. Report to the U.S. Environmental Protection Agency, Ada, OK, 170pp.

41. Zheng, C. 1992. MT3D version 1.8 Documentation and User's Guide. S.S. Papadopoulos & Associates, Inc., Bethesda, MD.
42. Haberman, R. 1985. Elementary Applied Partial Differential Equations with Fourier Series and Boundary Value Problems.
43. Ozisik, M. N. 1980. Heat Conduction.
44. Jacob Bear, Hydraulics of Groundwater, McGraw-Hill, New York, Chap. 4, pp. 61-69, pp.306-311, 1972.
45. Kruseman, G.P., N.A. de Ridder, Analysis and Evaluation of Pumping Test data. Chap.3, pp.56-61, 1990.
46. Monoutchehr Heidari, Allen Moench, Evaluation of unconfined-aquifer parameters from pumping test data by nonlinear least squares. Journal of Hydrology , pp.300-313, 1997.
47. Moench, A.F., Garabedian, S. P., and Denis R. LeBlanc, Estimation of Hydraulic Parameter from an Unconfined Aquifer Test Conducted in a Glacial Outwash Deposit, Cape Cod, Massachusetts. U.S. Geological Survey. pp.1-6, 2001.
48. Shlomo P. Neuman, Gary R. Walter, Harold W. Bentley, John J. Ward, and Don Diego Gonzalez, Determination of Horizontal Aquifer Anisotropy with Three Wells. Ground Water. 22(1), pp.66-72, 1984.

附錄 A 分層三維地下水流模式概述

控制方程式

三維地下水流方程式中若假設土體之體積變化量與流體孔隙水壓成一簡單正比關係，即 $P \propto \nabla \cdot \vec{U}_j$ ，以及土體為非均質等向性，並加入源流項(source term)，則三維地下水流方程式可變為

$$\frac{\partial}{\partial x_j} \left(K \frac{\partial \Phi}{\partial x_j} \right) = Ss \frac{\partial \Phi}{\partial t} + Q(x - x_w, y - y_w, z - z_w) \quad j = 1, 2, 3 \quad (\text{A-1})$$

式中 K 為水力傳導係數(hydraulic conductivity)， Ss 為比貯水係數 (specific storage)， Q 為流源項， $\Phi = \frac{P^e}{\rho_w g}$ 為水頭(hydraulic head)(P^e 為已扣除初始值之變動孔隙水壓)， ρ_w 為流体密度， g 為重力加速度。

本研究採分層垂向積分來建立模式，將(A-1)式作垂向積分可得

$$\int_{b_i(x,y,t)}^{b_{i+1}(x,y,t)} \frac{\partial}{\partial x_j} \left(K \frac{\partial \Phi}{\partial x_j} \right) dz = \int_{b_i(x,y,t)}^{b_{i+1}(x,y,t)} \left(Ss \frac{\partial \Phi}{\partial t} + Q(x - x_w, y - y_w, z - z_w) \right) dz \quad (\text{A-2})$$

式中 $z = b_{i+1}(x, y, t)$ 與 $z = b_i(x, y, t)$ 分別表示土層之上、下邊界函數。研究中不考慮非飽合土體之影響，所以若土層為非拘限含水層(unconfined aquifer)時，則(A-2)式之上邊界則為自由液面(free surface)，其示意圖分別如圖 A.1 與圖 A.2 所示。由萊布尼茲法則(Leibnitz rule)與連鎖律(chain rule)並忽略次要項，即假設土層上、下邊界函數在空間上之變化遠小於土層之厚度或水深，則(A-2)式可變為

$$\begin{aligned} \overline{KB} \frac{\partial^2 \overline{\Phi}}{\partial x^2} + \overline{KB} \frac{\partial^2 \overline{\Phi}}{\partial y^2} + \left[\frac{\partial}{\partial x} (\overline{KB}) \right] \frac{\partial \overline{\Phi}}{\partial x} + \left[\frac{\partial}{\partial y} (\overline{KB}) \right] \frac{\partial \overline{\Phi}}{\partial y} \\ = \overline{S}_s B \frac{\partial \overline{\Phi}}{\partial t} + \overline{K} \left(\frac{\partial \overline{\Phi}}{\partial z} \Big|_{b_i} - \frac{\partial \overline{\Phi}}{\partial z} \Big|_{b_{i+1}} \right) + \overline{Q}(x-x_w, y-y_w) \end{aligned} \quad (A-3)$$

其中 $\overline{K}(x, y)$ 、 $\overline{S}_s(x, y)$ 、 $\overline{\Phi}$ 分別表示垂向積分之平均值，譬如 $\overline{\Phi} = \frac{1}{B} \int_{b_i}^{b_{i+1}} \Phi dz$ ，

$B = b_{i+1}(x, y, t) - b_i(x, y, t)$ 表示土層之厚度或水深。另外， $\overline{K} \frac{\partial \overline{\Phi}}{\partial z} \Big|_{b_{i+1}}$ 與 $\overline{K} \frac{\partial \overline{\Phi}}{\partial z} \Big|_{b_i}$

分別為上、下邊界之水流通量。(A-3)式若應用至非拘限含水層時，則上邊界自由液面需引入運動邊界條件(kinematic boundary condition)與動力邊界條件(dynamic boundary condition)作進一步處理。在不考慮地表入滲量下，自由液面之運動邊界條件可表示為

$$S_y \frac{\partial b_{i+1}}{\partial t} = -\overline{K} \frac{\partial \overline{\Phi}}{\partial z} \Big|_{b_{i+1}} \quad (A-4)$$

其中 $\eta(x, y, t) = B = b_{i+1}(x, y, t) - b_i(x, y, t)$ 表示非拘限含水層之水深。若假設自由液面對時間之變化遠大於下邊界之變化，即 $\frac{\partial b_{i+1}}{\partial t} \gg \frac{\partial b_i}{\partial t}$ ，則(A-4)式可變為

$$S_y \frac{\partial \eta}{\partial t} = -\overline{K} \frac{\partial \overline{\Phi}}{\partial z} \Big|_{b_{i+1}} \quad (A-5)$$

式中 s_y 為比出水係數(specific yield)。此外，由自由液面動力邊界條件，即 $P^o(x, y, b_{i+1}(x, y, t), t) + P^e(x, y, b_{i+1}(x, y, t), t) = 0$ ，在假設初始時為靜水壓分布，即 $P^o(x, y, b_{i+1}(x, y, t)) = \rho_w g(\eta^o(x, y) - \eta(x, y, t))$ ，則可得

$$\eta(x, y, t) = \eta^o(x, y) + \Phi(x, y, b_{i+1}(x, y, t), t) \quad (\text{A-6})$$

式中 η^o 表示初始時非拘限含水層之水深函數。(A-6)式可用於追蹤自由液面之變化。

初始條件

模式中採用增加量為因變數，所以初始條件(initial condition)為零，即

$$\overline{\Phi}(x, y, t = 0) = 0 \quad x, y \in \Omega \quad (\text{A-7})$$

式中 Ω 表示求解之區域。

邊界條件

研究中利用分層垂向積分與水平區域拆解概念建立模式，所以對垂直及水平方向之邊界，皆可再分為自然邊界(natural boundary)與內部介面邊界(interface boundary)兩種。以下分別對垂直與水平之自然邊界條件與內部介面邊界條件加以闡述。

(a) 垂直邊界條件

垂直自然邊界是指模擬區域中最上與最下之邊界而言。若邊界條件

給定為定水頭條件(即 Dirichlet type boundary condition)，則可表示為

$$\Phi|_{boundary} = \Phi^* \quad (A-8)$$

另外，若給定為流量邊界條件(即 Neumann type boundary condition)，則可表示為

$$\left. \frac{\partial \Phi^e}{\partial n} \right|_{boundary} = -q_n \quad (A-9)$$

其中 Φ^* 與 q_n 為給定之已知值。此外，垂直內部介面邊界則是指層與層間之介面邊界，此種介面邊界需同時滿足水流通量連續與孔隙水壓連續之條件，如圖 A.3 所示，其中上標 1 與 2 分別表示相鄰邊界不同分層之介質，向量 \vec{n} 與 \vec{i} 為邊界面之法線向量與切線向量。則層與層間之水流通量連續可表示為

$$q_{rn}^{(1)} = q_{rn}^{(2)} \quad (A-10)$$

也就是

$$K^{(1)} \frac{\partial \Phi^{(1)}}{\partial n} = K^{(2)} \frac{\partial \Phi^{(2)}}{\partial n} \quad (A-11)$$

另外，孔隙水壓連續可表示為

$$\Phi^{(1)} = \Phi^{(2)} \quad (\text{A-12})$$

(b)水平邊界條件

水平自然邊界是指海岸線、河川或山嶺線等模擬區域最外圍之水平邊界而言，而水平內部介面邊界則是指區域經拆解後區與區之介面邊界，如圖 A.4 所示。若水平自然邊界條件給定為定水頭或水流通量，則可分別表示為

$$\bar{\Phi} = \bar{\Phi}_c \quad (\text{A-13})$$

$$\frac{\partial \bar{\Phi}}{\partial n} = -q_m \quad (\text{A-14})$$

其中 $\bar{\Phi}_c$ 與 q_m 為給定值。另外，與垂直內部介面邊界相同，水平內部介面邊界亦需同時滿足孔隙水壓連續及水流通量連續，即

$$K^{(1)} \frac{\partial \bar{\Phi}^{(1)}}{\partial n} = K^{(2)} \frac{\partial \bar{\Phi}^{(2)}}{\partial n} \quad (\text{A-15})$$

$$\bar{\Phi}^{(1)} = \bar{\Phi}^{(2)} \quad (\text{A-16})$$

內插形狀函數

研究中引用分層垂向積分技巧建立模式，為了使層與層間之介面邊界能夠同時滿足孔隙水壓連續與水流通量連續，故假設每個土層之孔隙水壓在垂直方向上為二次多項式函數分布，即

$$\Phi(x, y, z, t) = a(x, y, t) + b(x, y, t)z + c(x, y, t)z^2 \quad (\text{A-17})$$

由(A-17)式可知，傳統擬三維水流概念中，含水層之水流為水平流僅是假設 b 與 c 為零之簡化結果，而阻水層垂直流之孔隙水壓分布函數，也可以用二次多項式函數加以內插趨近(也就是任何函數分布皆可以用多段之二次多項式函數加以趨近)，所以可同時模擬水平流與垂直流。此外，(A-17)式之係數 a ， b 與 c ，可根據上邊界值、下邊界值與分層積分平均值之定義求得，即

$$\Phi|_{b_i} = a \quad (\text{A-18})$$

$$\Phi|_{b_{i+1}} = a + bB + cB^2 \quad (\text{A-19})$$

$$\bar{\Phi} = \frac{1}{B} \int_0^B (a + bz + cz^2) dz \quad (\text{A-20})$$

聯立求解(A-18)式、(A-19)式與(A-20)式可得

$$a = \Phi|_{b_i} \quad (\text{A-21})$$

$$b = \frac{1}{B}(-2\Phi|_{bi+1} - 4\Phi|_{bi} + 6\bar{\Phi}) \quad (A-22)$$

$$c = \frac{1}{B^2}(3\Phi|_{bi+1} + 3\Phi|_{bi} - 6\bar{\Phi}) \quad (A-23)$$

對(A-17)式做垂向微分，則可得上、下邊界之垂方向微分值分別為

$$\left. \frac{\partial \Phi}{\partial z} \right|_{bi+1} = \frac{1}{B}(4\Phi|_{bi+1} + 2\Phi|_{bi} - 6\bar{\Phi}) \quad (A-24)$$

$$\left. \frac{\partial \Phi}{\partial z} \right|_{bi} = \frac{1}{B}(-2\Phi|_{bi+1} - 4\Phi|_{bi} + 6\bar{\Phi}) \quad (A-25)$$

(A-24)式與(A-25)式分別表示含水層上、下邊界之垂方向微分值，可由上、下邊界值以及垂向分層平均值來表示。

總結分層三維地下水流控制方程式

(a) 拘限含水層與阻水層

結合(A-3)式以及(A-24)式與(A-25)式，可得分層三維水流方程式為

$$\frac{\partial^2 \bar{\Phi}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{\Phi}}{\partial y^2} + \left[\frac{1}{KB} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{KB}) \right] \frac{\partial \bar{\Phi}}{\partial x} + \left[\frac{1}{KB} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{KB}) \right] \frac{\partial \bar{\Phi}}{\partial y}$$

$$= \frac{\bar{S}_s}{K} \frac{\partial \bar{\Phi}}{\partial t} + \frac{1}{B^2} (-6\Phi|_{bi+1} - 6\Phi|_{bi} + 12\bar{\Phi}) + \frac{\bar{Q}}{KB} (x - x_w, y - y_w) \quad (A-26)$$

假設土層上、下邊界函數在空間上之變化很小，由(A-24)式與(A-25)式土層上、下邊界之水流通量可分別表示為

$$q_l|_{bi+1} = \frac{\bar{K}}{B} (4\Phi|_{bi+1} + 2\Phi|_{bi} - 6\bar{\Phi}) \quad (A-27)$$

$$q_l|_{bi} = \frac{\bar{K}}{B} (-2\Phi^e|_{bi+1} - 4\Phi^e|_{bi} + 6\bar{\Phi}^e) \quad (A-28)$$

式中 $q_l|_{bi+1}$ 與 $q_l|_{bi}$ 分別表示流入與流出含水層上、下邊界之流量。另外，一維垂向土體位移代數式，若為含水層與阻水層則分別如(A-26)式與(A-27)式所示。

(b)非拘限含水層

由(A-3)式以及(A-24)式，水流方程式可表示為

$$\begin{aligned} & \frac{\partial^2 \bar{\Phi}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{\Phi}}{\partial y^2} + \left[\frac{1}{K\eta} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{K}\eta) \right] \frac{\partial \bar{\Phi}}{\partial x} + \left[\frac{1}{K\eta} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{K}\eta) \right] \frac{\partial \bar{\Phi}}{\partial y} \\ & = \frac{\bar{S}_s}{K} \frac{\partial \bar{\Phi}}{\partial t} + \frac{1}{\eta^2} (-6\Phi|_{bi+1} - 6\Phi|_{bi} + 12\bar{\Phi}) + \frac{\bar{Q}}{K\eta} (x - x_w, y - y_w) \end{aligned} \quad (A-29)$$

上邊界自由液面運動邊界條件可得

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} = \frac{-\bar{K}}{Ss\eta} (4\Phi|_{bi+1} + 2\Phi|_{bi} - 6\bar{\Phi}) \quad (\text{A-30})$$

下邊界水流量可表示為

$$q_l|_{bi} = \frac{\bar{K}}{\eta} (-2\Phi|_{bi+1} - 4\Phi|_{bi} + 6\bar{\Phi}) \quad (\text{A-31})$$

水深 η 可由(A-6)式表示為

$$\eta = \eta^o + \Phi|_{bi+1} \quad (\text{A-32})$$

另外，拘限含水層與阻水層以及非拘限含水層之初始條件、垂直與水平方向之自然邊界條件與內部介面邊界條件則分別如(A-7)式至(A-16)式所示。

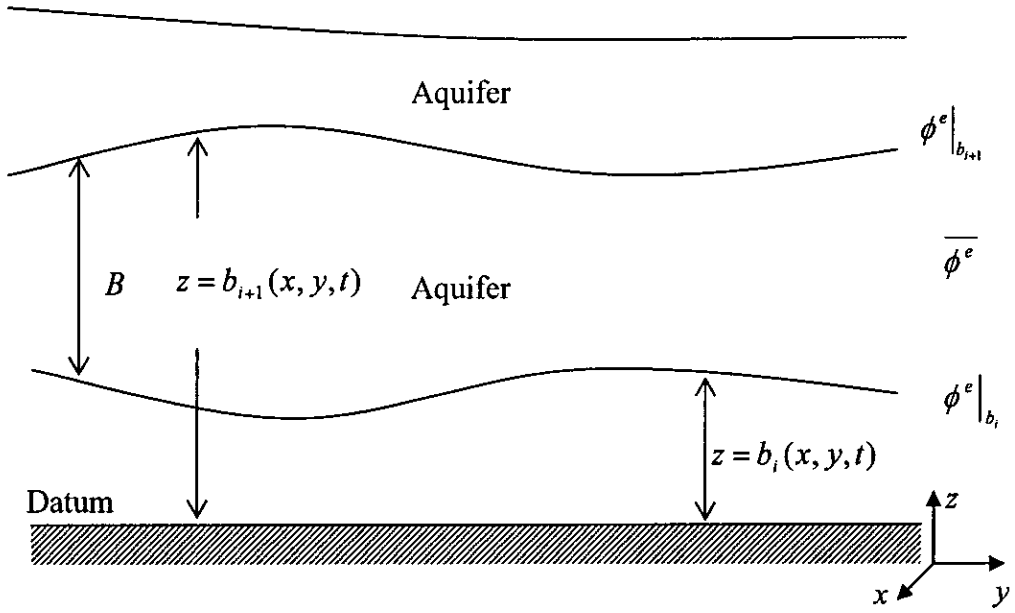


圖 A.1 拘限含水層分層深度積分示意圖

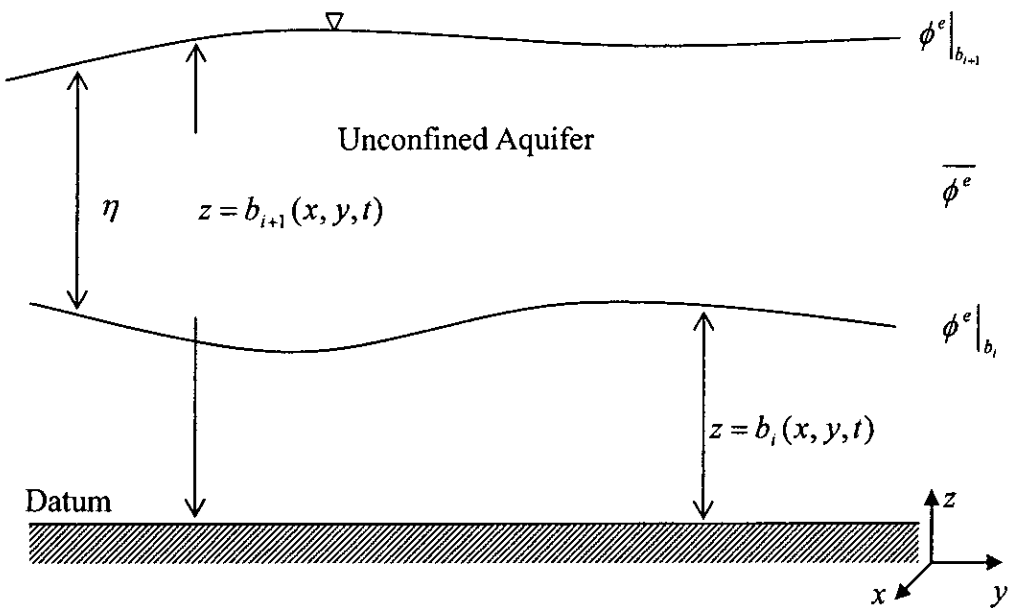


圖 A.2 非拘限含水層分層深度積分示意圖

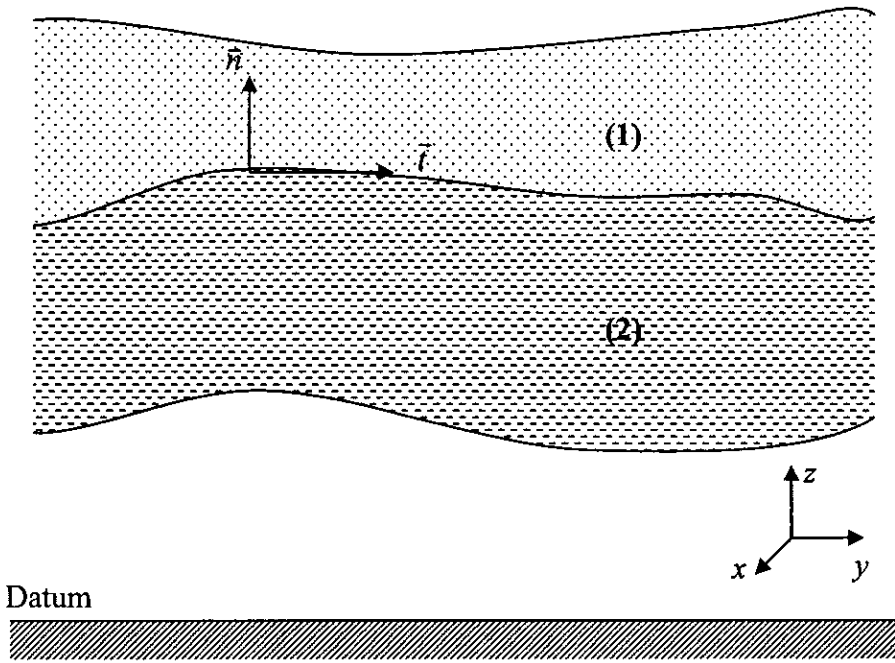


圖 A.3 垂直方向介面物理連接條件示意圖

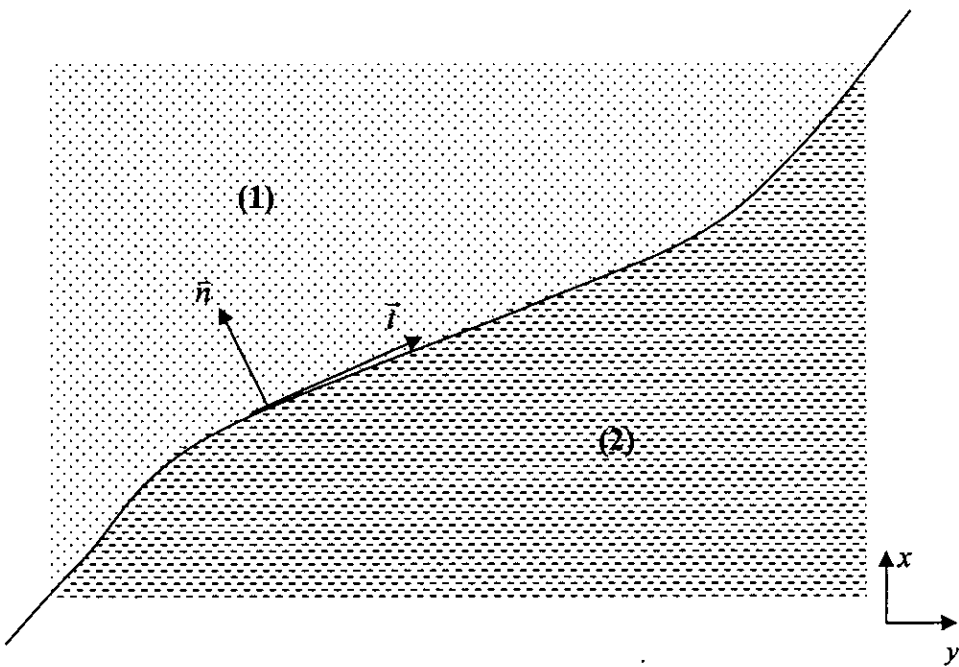


圖 A.4 水平方向介面物理連接條件示意圖

附錄 B 有限解析法概述

二維有限解析法之標準形式為

$$D_{xx} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + D_{yy} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} = R \frac{\partial \Phi}{\partial t} + V_x \frac{\partial \Phi}{\partial x} + V_y \frac{\partial \Phi}{\partial y} + F(x, y, t) \quad (\text{B-1})$$

式中等號左項為延散項(dispersion term)，等號右邊第一項為非恒定項(unsteady term)、第二項為移流項(advection term)、而第三項則為流源項(source term)。若所要求解之偏微分方程式不能符合有限解析法之標準形式(式(B-1))，則必需將不符合之項以差分處理後納入流源項。以下是有限解析法之簡單說明。

首先將式(B-1)於每個計算網格中線性化，即

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + C \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} = 2A \frac{\partial \Phi}{\partial x} + 2BC \frac{\partial \Phi}{\partial y} + G \quad (\text{B-2})$$

式中 $C = \left(\frac{D_{yy}}{D_{xx}} \right)_p$ 、 $A = \frac{1}{2} \left(\frac{V_x}{D_{xx}} \right)_p$ 、 $B = \frac{1}{2} \left(\frac{V_y}{D_{yy}} \right)_p$ 、 $G = R^* \left(\frac{\Phi_p^n - \Phi_p^{n-1}}{\Delta t} \right) + f_p$ 、 $R^* = \left(\frac{R}{D_{xx}} \right)_p$ 與 $f_p = \left(\frac{F(x, y, t)}{D_{xx}} \right)_p$ ， p 表示每個計算方格之中心點，如圖 B.1 所示。若

假設西邊之邊界條件為

$$\Phi_w(y) = \alpha_{0w} + \alpha_{1w}y + \alpha_{2w}(e^{2By} - 1) \quad (\text{B-3})$$

其中

$$\alpha_{0w} = \Phi_{wc}$$

$$\alpha_{1w} = \frac{\Phi_{nw} - \Phi_{sw} - \coth BK(\Phi_{nw} + \Phi_{sw} - 2\Phi_w)}{2K}$$

$$\alpha_{2w} = \frac{\Phi_{nw} + \Phi_{sw} - 2\Phi_w}{4 \sinh^2 BK} \quad (B-4)$$

同理假設北邊之邊界條件：

$$\Phi_n(x) = \alpha_{0n} + \alpha_{1n}x + \alpha_{2n}(e^{2Ax} - 1)$$

$$\alpha_{0n} = \Phi_{nc}$$

$$\alpha_{1n} = \frac{\Phi_{ne} - \Phi_{nw} - \coth Ah(\Phi_{ne} + \Phi_{nw} - 2\Phi_{nc})}{2h}$$

$$\alpha_{2n} = \frac{\Phi_{ne} + \Phi_{nw} - 2\Phi_{nc}}{4 \sinh^2 Ah} \quad (B-5)$$

由式(B-2)與四個邊之邊界條件，其中西邊之邊界條件如式(B-3)式，北邊之邊界條件如式(B-5)，南邊與東邊之邊界條件也同理可得。利用分離變數法可解得每個計算方格之解析解，再將每個計算方格之中心點 p 點表示成與鄰近旁邊八點之關係可得：

$$\Phi_p = \frac{1}{1 + \frac{R^*}{\Delta t} C_p} (C_{ne} \Phi_{ne} + C_{nw} \Phi_{nw} + C_{se} \Phi_{se} + C_{sw} \Phi_{sw} + C_{wc} \Phi_{wc} + C_{ec} \Phi_{ec} + C_{nc} \Phi_{nc} + C_{sc} \Phi_{sc} + \frac{R^*}{\Delta t} C_p \Phi_p^{n-1} - C_p f_p)$$

其中：

$$\begin{aligned} C_{ec} &= EB \cdot e^{-Ah} & C_{ne} &= E \cdot e^{-Ah-Bk} \\ C_{wc} &= EB \cdot e^{Ah} & C_{nw} &= E \cdot e^{Ah-Bk} \\ C_{sc} &= EA \cdot e^{Bk} & C_{se} &= E \cdot e^{-Ah+Bk} \end{aligned}$$

$$C_{nc} = EA \cdot e^{-Bk} \quad C_{sw} = E \cdot e^{Ah+Bk}$$

$$C_p = \frac{1}{2(A^2 + B^2C)} [(C_{nw} + C_{wc} + C_{sw} - C_{ne} - C_{cc} - C_{sc})Ah + (C_{sw} + C_{sc} + C_{se} - C_{nw} - C_{nc} - C_{ne})Bk]$$

$$E = \frac{1}{4 \cosh(Ah) \cosh(Bk)} - E_2 Ah \coth(Ah) - Bk E_2^* \coth(Bk)$$

$$EA = 2Ah \frac{\cosh^2(Ah)}{\sinh(Ah)} E_2$$

$$EB = 2Bk \frac{\cosh^2(Bk)}{\sinh(Bk)} E_2^*$$

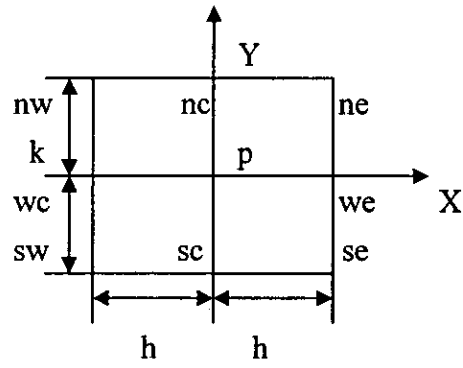
$$E_2^* = \sum_{m=1}^{\infty} \frac{-(-1)^m (\lambda_m k)}{[(Bk)^2 + (\lambda_m^* k)^2]^2 \cosh \mu_m^* h}$$

$$E_2 = \frac{k^2}{Ch^2} E_2^* + \frac{BCh \tanh(Ah) - Ak \tanh(Bk)}{4ABCh^2 \cosh(Ah) \cosh(Bk)}$$

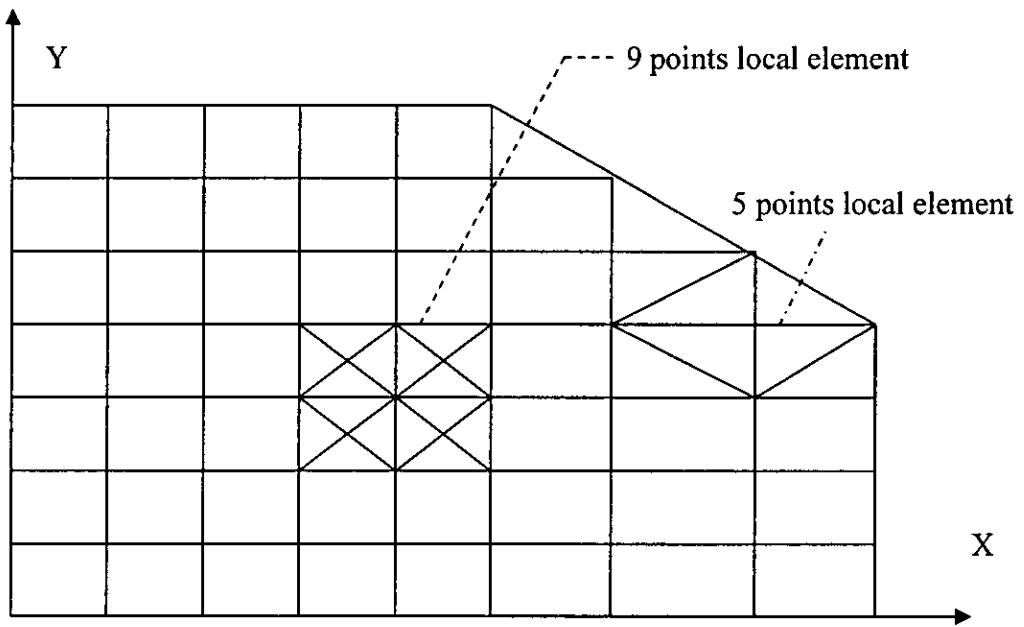
$$\mu_m^* = (A^2 + B^2C + \lambda_m^{*2}C)^{\frac{1}{2}} \quad m=1,2,3\dots$$

$$\lambda_m^* = \frac{(2m-1)\pi}{2k} \quad m=1,2,3\dots \quad (B-6)$$

如此對每一計算格網點建立與其旁邊鄰近八點之關係，就形成一組聯立方程式，再求解此聯立方程式。由此可知有限解析法所形成之係數矩陣形式為九條之帶狀矩陣。



(a)九點局部元素圖



(b)模擬區域示意圖

圖 B.1 有限解析法說明圖

附錄 C 抽水試驗定的方法與步驟

一、檢定原理

抽水試驗係以恆定的流量方式自抽水井抽水，以形成含水層地下水位下降，並配合鄰近抽水井的觀測井觀測地下水位下降的情形，用以決定含水層的水力特性如飽和水力傳導係數 K 、流通率 T 以及儲水係數 S 。為了測定抽水所反應的地下水位下降的情形，可用現有的水井當作觀測井，若欲觀測抽水試驗地下水位下降的情形與距離的關係，至少需 3 口距離抽水井不同間距的觀測井。Lohman (1972) 就曾提出以距離抽水井為含水層厚度的 1、2 及 4 倍距離之成對觀測井是最佳的排列法。而通常利用抽水試驗資料計算流通率 T 與儲水係數 S 的基本假設為具均質、等向性，且為水平方向無限大的含水層。

抽水試驗結果分析有兩種形式：穩態 (Steady-state) 與非穩態 (Unsteady-state) 的抽水試驗資料分析。以穩態抽水試驗結果而言，抽水需持續足夠長的時間，使觀測井中的水位達到穩定；而非穩態抽水試驗則無長時間的抽水限制，所以非穩態的抽水試驗比穩態抽水試驗更普遍。雖然非穩態的抽水試驗較普遍，但長時間的抽水試驗而達到穩定狀態可以顯示先前未發現的邊界情形，瞭解含水層幾何特性，即穩態的抽水試驗用於分析整個區域的地下水性質及分佈情形，而非穩態抽水試驗用於含水層參數的檢定 (Kruseman and de Ridder, 1990)。

1. 穩態分析以最小二乘法求解 R 、 K

本研究以最小二乘法來推求穩態條件下含水層的飽和水力傳導係數及其影響半徑 (Effective radius)。根據 Dupuit (Bear, 1972) 提出均質等向非拘限含水層完全貫穿井之輻射井流 (Radial flow into completely penetrating wells) 的公式為

$$Q = \pi \cdot K (h_R^2 - h_w^2) \frac{1}{\ln(R/r_w)} \quad (1)$$

(1) 式中 Q ：抽水井流量，

K ：飽和水力傳導係數，

- h_w ：抽水井半徑 r_w 之水位高度，
- h_R ：影響半徑 R 處之水位高度，
- r_w ：抽水井半徑，
- R ：影響半徑，

如圖 1 所示為未拘限含水層中水井與洩降錐剖面圖。

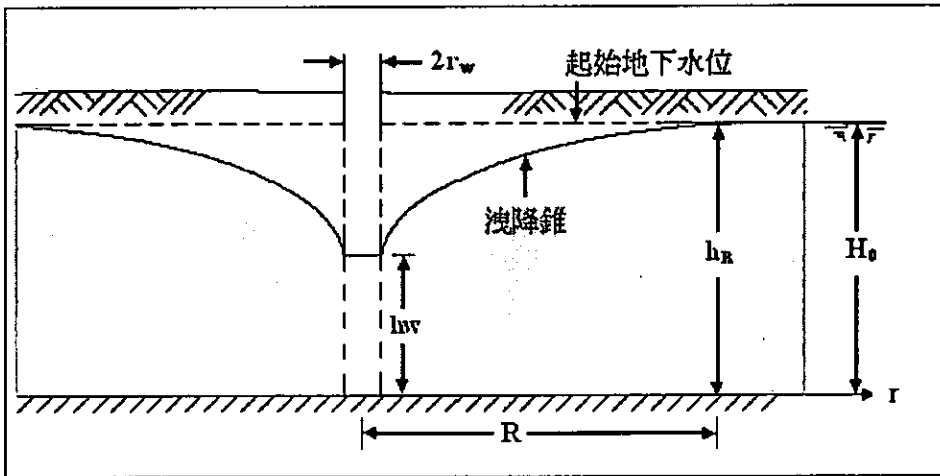


圖 1 拘限含水層中水井與洩降錐剖面圖

Forchheimer (Bear,1972) 提出完全貫穿井之抽水量與水位公式。即若為單井抽水，基於 Dupuit 假設，計算在距離抽水井 r 處的地下水位洩降公式如下式

$$H_0 - h = \frac{1}{(H_0 + h)} \frac{Q}{\pi K} \ln\left(\frac{R}{r}\right) \quad (2)$$

(2)式中 H_0 ：起始含水層厚度，即 H_0 可以視為影響半徑處之含水層地下水位深度。

(2)式也可用來計算井內的理論水位洩降為

$$(H_0^2 - h_w^2) = \frac{Q}{\pi K} \ln\left(\frac{R}{r_w}\right) \quad (3)$$

利用最小二乘法估算含水層參數，這個方法是基於使理論與實際水位洩降值間的差之平方達到最小。所以，假設 s_i ：理論觀測井水位洩降， r_i ：觀測井到抽水井距離， s_0 ：理論抽水井水位洩降， r_0 ：抽水井有效半徑， \bar{s}_i ：實際（現場量測）觀測井水位洩降， \bar{s}_0 ：實際

(現場量測) 抽水井水位洩降。因此，理論觀測井水位洩降 s_i 即為 (2) 式的 H_0-h ，所以理論與實際水位洩降間的差可以寫成

$$\begin{aligned} \Delta_i &= s_i - \bar{s}_i \\ &= \frac{1}{(H_0 + h_i)} \frac{Q}{\pi K} \ln\left(\frac{R}{r_i}\right) - \bar{s}_i \end{aligned} \quad (4)$$

(4) 式的平方為

$$\Delta_i^2 = \left\{ \frac{1}{(H_0 + h_i)} \frac{Q}{\pi K} \ln\left(\frac{R}{r_i}\right) - \bar{s}_i \right\}^2 \quad (5)$$

本研究於試驗中使用 9 口井 (抽水井 1 口及觀測井 8 口)，為免抽水井水位洩降量大造成太大誤差，故僅以 8 口觀測井資料 \bar{s}_i 代入 (5) 式後相加整理得下式

$$F(R, K) = \sum_{i=1}^8 \Delta_i^2 = \sum_{i=1}^8 \left\{ \frac{1}{H_0 + h_i} \frac{Q}{\pi K} \ln\left(\frac{R}{r_i}\right) - \bar{s}_i \right\}^2 \quad (6)$$

利用最小二乘法理論，為求 (6) 式的方程式達到最小，分別對 (6) 式中的 K 、 R 偏微分得

$$\frac{\partial F}{\partial K} = \sum_{i=1}^8 \frac{-2Q_w}{(H_0 + h_i)\pi K^2} \ln\left(\frac{R}{r_i}\right) \left\{ \frac{1}{(H_0 + h_i)} \frac{Q_w}{\pi K} \ln\left(\frac{R}{r_i}\right) - \bar{s}_i \right\} = 0 \quad (7)$$

$$\frac{\partial F}{\partial R} = \sum_{i=1}^8 \frac{2Q_w}{(H_0 + h_i)\pi K R} \left\{ \frac{1}{(H_0 + h_i)} \frac{Q_w}{\pi K} \ln\left(\frac{R}{r_i}\right) - \bar{s}_i \right\} = 0 \quad (8)$$

再將 (7)、(8) 式化簡得

$$\frac{\partial F}{\partial K} = \frac{\sum_{i=1}^8 \frac{Q}{(H_0 + h_i)^2 \pi} \left[\ln\left(\frac{R}{r_i}\right) \right]^2}{\sum_{i=1}^8 \frac{s_i}{(H_0 + h_i)} \ln\left(\frac{R}{r_i}\right)} - K = 0 \quad (9)$$

$$\frac{\partial F}{\partial R} = \frac{\sum_{i=1}^8 \frac{Q}{(H_0 + h_i)^2 \pi} \ln\left(\frac{R}{r_i}\right)}{\sum_{i=1}^8 \frac{s_i}{(H_0 + h_i)}} - K = 0 \quad (10)$$

解(9)、(10)式的聯立方程式求得 K 及 R 值。

2. 非穩態分析以最小二乘法求解 T、S

在均質等向性受壓含水層之抽水井中以流量 Q 定量抽水，距抽水井 r 處之地下水位洩降，Cooper-Jacob (Kruseman and de Ridder, 1990) 提出

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \left(-0.5772 - \ln \frac{r^2 S}{4Tt} \right), \text{ 當 } u \leq 0.01 \quad (11)$$

$$\text{其中 } u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

t：時間

上式可再加以整理

$$\begin{aligned} s &= \frac{Q}{4\pi T} \left(-0.5772 - \ln \frac{r^2 S}{4Tt} \right) \\ &= \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{2.25Tt}{r^2 S} \\ &= \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{2.25T}{S} + \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{t}{r^2} \\ &= a + b \ln \frac{t}{r^2} \end{aligned} \quad (12)$$

$$\text{其中 } a = \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{2.25T}{S}, \quad b = \frac{Q}{4\pi T} \quad (13)$$

由(12)式可知，將抽水試驗之水位洩降資料繪成實際水位洩降 s 對時間 t 之半對數圖，理論上應呈現以 a 為截距、以 $a + b \ln \frac{1}{r^2}$ 為斜率之直線，但因為有觀測誤差及環境擾動誤差，故數據常無法呈一直線，李友平(1997)推薦利用最小二乘法推求這種情形下的 a、b 值與水位洩降資料的關係式，可以求得適合之直線方程式。

本研究於試驗中使用 9 口井，為免抽水井水位洩降量大造成太大誤差，故僅以 8 口觀測井資料 s_{ij} 代入，依最小平方法之原理，乃是令實際水位洩降與最適直線之殘差平方和為最小，即

$$F(a, b) = \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \Delta_{ij}^2 = \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \left[s_{ij} - \left(a + b \ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} \right) \right]^2 \quad (14)$$

i ：觀測井口數，

j ：水位洩降資料筆數，

\bar{s}_{ij} ： i 口觀測井在 j 筆資料的實際水位洩降

r_{ij} ： i 口觀測井距抽水井距離， $r_{ij}=r_i$

t_{ij} ： i 口觀測井在 j 筆資料的時間

因此將(14)式對 a 、 b 做偏微分，並令其為零，可得

$$\frac{\partial F}{\partial a} = -2 \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \left[\bar{s}_{ij} - a - b \ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} \right] = 0 \quad (15)$$

$$\frac{\partial F}{\partial b} = -2 \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \left[\bar{s}_{ij} - a - b \ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} \right] \ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} = 0 \quad (16)$$

由(13)及(14)式可化簡成二正規方程式

$$\sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \bar{s}_{ij} = a \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N 1 + b \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} \quad (17)$$

$$\sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \bar{s}_{ij} \ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} = a \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} + b \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \left(\ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} \right)^2 \quad (18)$$

利用 Cramer's rule 可求得式之唯一解

$$a = \frac{1}{D} \begin{vmatrix} \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \bar{s}_{ij} & \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} \\ \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \bar{s}_{ij} \ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} & \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \left(\ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} \right)^2 \end{vmatrix} \quad (19)$$

$$b = \frac{1}{D} \begin{vmatrix} \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N 1 & \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \bar{s}_{ij} \\ \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} & \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \bar{s}_{ij} \ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} \end{vmatrix} \quad (20)$$

$$(19)、(20)式中，D = \left| \begin{array}{cc} \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N 1 & \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} \\ \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} & \sum_{i=1}^8 \sum_{j=1}^N \left(\ln \frac{t_{ij}}{r_{ij}^2} \right)^2 \end{array} \right|$$

再將以最小平方法求出之 a、b 帶回(12)式中，則可求得 T 及 S 值。

當含水層為非拘限含水層時，必須在水位洩降量遠小於含水層總洩降量時（即（11）式的限制， $u \leq 0.01$ ），本方法方可適用。此外，其中 $T=Kd$ ，K 為飽和水力傳導係數，d 為飽和含水層厚度。

二、實驗方法

1. 儀器架設

抽水試驗中使用變頻式沈水式泵（model MP1 Grundfos Pumps Corp., Clovis, California）以下簡稱沈水式泵。而用於記錄水位洩降的儀器為自記式壓力感測器（自記式水位計）又分為美國 Druck 所生產的 PDCR-1830（model PDCR1830, Druck Inc., New Fairfield Connecticut. 以下簡稱 Druck 水位計）與 Geoguard 所生產的 Tuber（model tuber, GeoPump, Inc., California. 以下簡稱 Tuber 水位計），各有 4 支 Druck 水位計及 5 支 Tuber 水位計，共 9 支（以下統稱為自記式水位計），分別置於編號 BH01、BH06、BH08、BH09 觀測井中距離井口 5.38 公尺深，置於編號 BH04 抽水井距井口 16 公尺深，其餘置於編號 BH02、BH03、BH05、BH07 觀測井中距離井口 8 公尺深。另外，於抽水泵的出水管口連接管徑 2 公分的流量水錶，於抽水泵運作期間監控其流量，在抽水試驗最初半小時內每 10 秒紀錄一次流量水錶讀值，而後隨時間增長而減少紀錄頻率，半小時後至 3 小時內為每 30 分鐘紀錄一次、3 小時後至 12 小時內每小時紀錄一次，12 小時後皆為每 2 小時紀錄一次。而為了確認流量水錶功能正確性，本研究人員在抽水試驗期間記錄流量水錶讀值的同時以量筒量測流量作為輔助校正流量水錶量測流量之用。

而用於記錄水位洩降的自記式水位計，其中 Druck 水位計的紀錄速率為前 6 小時每 2 秒或每分鐘記錄 1 筆，6 小時後皆為每分鐘記錄一筆，而 Tuber 水位計的紀錄速率，在最初 765 秒內每秒紀錄一次，而後隨抽水時間增長減少量測頻率，765 秒後至 3315 秒為每 5 秒紀錄一次、3315 秒後至 10965 秒為每 10 秒紀錄一次、10965 秒後至 18615 秒為每 30 秒紀錄一次、18615 秒後至 33915 秒為每 60 秒紀錄一次、33915 秒後至 110415 秒為每 300 秒紀錄一次、110415 秒後至 153000 秒為每 600 秒紀錄一次、153000 秒後皆為 1800 秒紀錄一次。此外，為了確認每組自記式水位計所記錄水位資料的正確性，每組自記式水位計在使用前均於實驗室內進行檢校，確定檢校的檢量線相關係數 (R-squared) 在 0.998 以上，才用於現地的地下水水位量測。另外，於現場抽水試驗過程，為了確認自記式水位計的功能正確，本研究人員在抽水試驗期間同時以手動水位計佐以量測地下水水位變化情形，以作為抽水試驗抽水試驗過程自記式水位計所紀錄之地下水水位資料的輔助校正，在抽水試驗最初半小時內每 10 秒量測一次，而後隨時間增長而減少量測頻率，半小時後至 3 小時內每 10 分鐘量測一次、3 小時後至 12 小時內每 1 小時量測一次、12 小時後為每 2 小時量測一次。

2. 試驗步驟

- (1) 將各自記式水位計依上述深度，依序放入井中以固定架固定，並以電腦設定好記錄頻率及試驗開始時間。
- (2) 將抽水機預先調整控制箱頻率後置入抽水井 (BH04) 中，以繩索固定，並將抽水機出水管引至排水溝，以避免影響實驗。
- (3) 將出水管口接上流量水錶。
- (4) 以手動式水位計量測未抽水前的地下水水位，此為初始水位高。
- (5) 將抽水機啟動，開始抽水，此為抽水試驗開始時間。
- (6) 依儀器架設所述記錄頻率，記錄流量水錶讀值，記錄表如表 1 所示，記錄流量水錶每次流出水量 10 公升所需時間及累計讀值。
- (7) 依儀器架設所述記錄頻率，利用量筒量測抽水機啟動後的每次流

出水量 10 公升所需時間，記錄表如表 1 所示。

- (8) 抽水試驗期間以手動式水位計依照儀器架設所述的量測頻率，於全程量測，記錄表如表 1 及表 2 所示，記錄量測當時時間及水面距井口高度。
- (9) 試驗結束後將自記式水位計的資料下載以進行分析。

表 1 抽水試驗記錄表-抽水井

抽水試驗記錄表-抽水井

頁數：_____

記錄者：_____

場址名稱：_____

場址位置：_____

抽水井編號：_____

抽水井座標：X：_____，Y：_____

試驗開始

試驗結束

日期：_____

日期：_____

時間：_____

時間：_____

井口至水面深度 (S_0): _____

井口至水面深度：_____

抽水機放置 (距井口) 深度 (公尺): _____

平均流量 (公升/秒): _____

備註：

平均流量測量方法_____

測量儀器_____

實際時間	自開始抽水後 經過時間(分)	井口至水 面深度(S)	水位變化 量(S_0-S)	流出水量 10 公 升所需時間(秒)		水錶累 計讀值	備註
				量筒量 測方法	流量水 錶方法		

三、案例說明

於一試驗場址進行抽水試驗，場址如圖 2 所示。場址內包含八口監測井(BH01、BH02、BH03、BH05、BH06、BH07、BH08 及 BH09)，及一口抽水井(BH04)。此九口井深度皆為 20m 深，貫穿自由含水層(依地質結構，判定本研究場址含水層厚度為 16.06m)，所以為貫穿井。進行 3 天抽水試驗，將結果記錄成表 3。

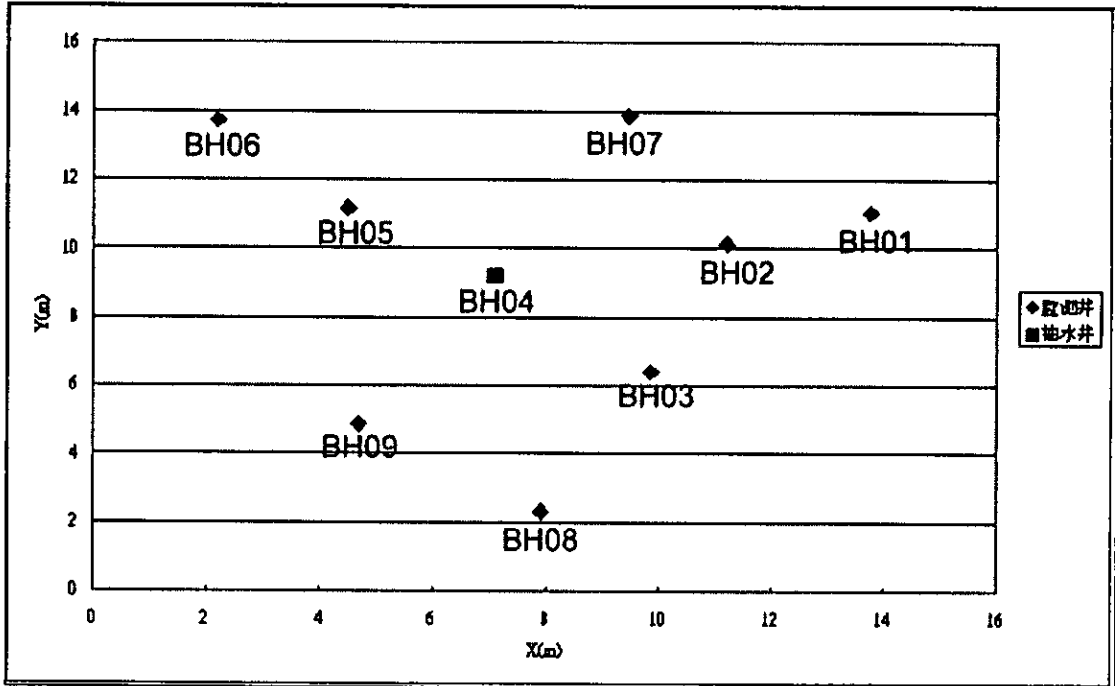


圖 2 試驗場分佈圖

表 1 抽水試驗水位洩降表

試驗累積時間 (min)	BH01 觀測井 洩降量(m)	BH02 觀測井 洩降量(m)	BH03 觀測井 洩降量(m)	BH04 抽水井 洩降量(m)	BH05 觀測井 洩降量(m)	BH06 觀測井 洩降量(m)	BH07 觀測井 洩降量(m)	BH08 觀測井 洩降量(m)	BH09 觀測井 洩降量(m)	抽水量 流量(L/sec)
距抽水井距離	6.920	4.220	3.940	0.000	3.240	6.650	5.230	6.960	4.970	
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1	0.0017	0.0110	0.0430	4.5160	0.0500	0.0052	0.0490	0.0130	0.0078	0.2246
2	0.0017	0.0410	0.0770	5.1850	0.0690	0.0069	0.0840	0.0199	0.0122	0.2233
3	0.0043	0.0610	0.1050	5.6920	0.0880	0.0095	0.1120	0.0294	0.0191	0.2112
4	0.0043	0.0950	0.1300	5.9660	0.1060	0.0138	0.1370	0.0346	0.0243	0.1972
5	0.0060	0.1140	0.1520	6.1780	0.1160	0.0173	0.1580	0.0415	0.0304	0.1948
6	0.0069	0.1350	0.1740	6.4240	0.1310	0.0225	0.1780	0.0484	0.0373	0.1912
7	0.0104	0.1510	0.2020	6.6320	0.1470	0.0277	0.1900	0.0553	0.0425	0.1872
8	0.0138	0.1670	0.2140	6.7570	0.1560	0.0337	0.2170	0.0648	0.0494	0.1874
13	0.0268	0.2070	0.2890	7.0120	0.2250	0.0613	0.2670	0.1114	0.0849	0.1871
18	0.0398	0.2470	0.3370	7.0860	0.2720	0.0880	0.2950	0.1624	0.1230	0.1887
23	0.0528	0.2380	0.3670	7.0800	0.2940	0.1122	0.2920	0.2047	0.1551	0.1852
28	0.0649	0.2470	0.3670	7.1360	0.3030	0.1363	0.2950	0.2436	0.1845	0.1852
33	0.0770	0.2540	0.3830	7.1490	0.3150	0.1596	0.3080	0.2781	0.2087	0.1818
38	0.0882	0.2720	0.3920	7.1770	0.3280	0.1795	0.3230	0.3118	0.2304	0.1852
43	0.0917	0.2790	0.3950	7.1700	0.3430	0.1967	0.3360	0.3429	0.2477	0.1818
48	0.0951	0.2940	0.4080	7.2260	0.3560	0.2148	0.3450	0.3679	0.2633	0.1818
53	0.0986	0.3070	0.4140	7.2390	0.3710	0.2295	0.3540	0.3878	0.2746	0.1786
58	0.1021	0.3160	0.4200	7.2450	0.3810	0.2433	0.3600	0.4059	0.2867	0.1786
63	0.1081	0.3220	0.4270	7.2540	0.3930	0.2562	0.3700	0.4198	0.2962	0.1754
68	0.1150	0.3310	0.4320	7.2640	0.4000	0.2683	0.3790	0.4327	0.3031	0.1786
73	0.1211	0.3350	0.4420	7.2730	0.4150	0.2778	0.3880	0.4440	0.3118	0.1852
78	0.1271	0.3440	0.4450	7.2950	0.4180	0.2882	0.3920	0.4535	0.3179	0.1818
83	0.1349	0.3500	0.4510	7.2950	0.4240	0.2951	0.3950	0.4612	0.3239	0.1754

表 1 抽水試驗水位洩降表(續)

試驗累積時間 (min)	BH01 觀測井 洩降量(m)	BH02 觀測井 洩降量(m)	BH03 觀測井 洩降量(m)	BH04 抽水井 洩降量(m)	BH05 觀測井 洩降量(m)	BH06 觀測井 洩降量(m)	BH07 觀測井 洩降量(m)	BH08 觀測井 洩降量(m)	BH09 觀測井 洩降量(m)	抽水量 流量(L/sec)
88	0.1410	0.3590	0.4610	7.3140	0.4310	0.3037	0.4040	0.4690	0.3291	0.1754
93	0.1479	0.3590	0.4570	7.3380	0.4400	0.3149	0.4130	0.4759	0.3343	0.1754
98	0.1574	0.3690	0.4640	7.3230	0.4490	0.3227	0.4160	0.4828	0.3412	0.1754
103	0.1678	0.3750	0.4640	7.3140	0.4530	0.3287	0.4230	0.4889	0.3447	0.1786
108	0.1799	0.3440	0.4670	7.3070	0.4560	0.3356	0.4260	0.4932	0.3508	0.1754
113	0.1877	0.3410	0.4700	7.2950	0.4590	0.3434	0.4290	0.4975	0.3534	0.1786
118	0.1972	0.3410	0.4700	7.3010	0.4530	0.3477	0.4350	0.5027	0.3568	0.1754
123	0.2050	0.3350	0.4700	7.2980	0.4650	0.3529	0.4410	0.5070	0.3594	0.1754
128	0.2110	0.3440	0.4700	7.3010	0.4680	0.3580	0.4440	0.5113	0.3629	0.1754
133	0.2162	0.3410	0.4770	7.2980	0.4710	0.3641	0.4480	0.5148	0.3663	0.1754
138	0.2214	0.3470	0.4770	7.3170	0.4740	0.3684	0.4510	0.5182	0.3707	0.1786
143	0.2266	0.3470	0.4740	7.3260	0.4810	0.3710	0.4540	0.5225	0.3733	0.1754
148	0.2309	0.3500	0.4770	7.3140	0.4840	0.3779	0.4570	0.5269	0.3767	0.1754
153	0.2353	0.3470	0.4830	7.3290	0.4870	0.3822	0.4630	0.5295	0.3793	0.1754
158	0.2387	0.3500	0.4860	7.3260	0.4900	0.3856	0.4630	0.5320	0.3819	0.1754
163	0.2413	0.3500	0.4930	7.3320	0.4960	0.3891	0.4660	0.5355	0.3828	0.1754
168	0.2465	0.3530	0.4860	7.3450	0.4990	0.3925	0.4690	0.5372	0.3854	0.1786
173	0.2500	0.3530	0.4920	7.3380	0.4990	0.3960	0.4720	0.5390	0.3871	0.1754
178	0.2543	0.3530	0.4920	7.3480	0.4990	0.3986	0.4790	0.5416	0.3880	0.1754
183	0.2560	0.3560	0.4930	7.3140	0.5060	0.4029	0.4790	0.5433	0.3915	0.1786
188	0.2604	0.3560	0.4930	7.3350	0.5030	0.4046	0.4820	0.5467	0.3923	0.1818
193	0.2621	0.3560	0.4950	7.3420	0.5090	0.4081	0.4820	0.5485	0.3941	0.1754
198	0.2655	0.3590	0.4920	7.3820	0.5120	0.4098	0.4880	0.5519	0.3967	0.1754
203	0.2673	0.3590	0.4990	7.3850	0.5120	0.4132	0.4910	0.5528	0.3984	0.1754
208	0.2716	0.3630	0.5020	7.4040	0.5150	0.4158	0.4910	0.5536	0.3993	0.1754

表 1 抽水試驗水位洩降表(續)

213	0.2742	0.3630	0.5020	7.4040	0.5180	0.4176	0.4910	0.5562	0.4018	0.1786
218	0.2768	0.3720	0.5050	7.4070	0.5240	0.4201	0.4940	0.5580	0.4036	0.1754
223	0.2794	0.3690	0.5020	7.4190	0.5210	0.4227	0.4970	0.5597	0.4053	0.1786
228	0.2820	0.3690	0.5050	7.4070	0.5240	0.4236	0.5000	0.5597	0.4070	0.1754
238	0.2854	0.3720	0.5020	7.3820	0.5270	0.4279	0.5090	0.5623	0.4079	0.1724
248	0.2906	0.3840	0.5080	7.3660	0.5240	0.4331	0.5200	0.5657	0.4105	0.1754
258	0.2950	0.3940	0.5080	7.3700	0.5270	0.4357	0.5270	0.5675	0.4122	0.1754
268	0.2993	0.3910	0.5080	7.3570	0.5310	0.4391	0.5330	0.5709	0.4166	0.1754
278	0.3036	0.3970	0.5110	7.3480	0.5340	0.4426	0.5360	0.5744	0.4183	0.1724
288	0.3071	0.4030	0.5150	7.3290	0.5400	0.4460	0.5360	0.5761	0.4192	0.1724
298	0.3097	0.4030	0.5180	7.3290	0.5430	0.4495	0.5420	0.5770	0.4209	0.1754
308	0.3140	0.4060	0.5180	7.3380	0.5430	0.4512	0.5490	0.5796	0.4226	0.1754
318	0.3192	0.4090	0.5180	7.3510	0.5460	0.4546	0.5490	0.5804	0.4252	0.1724
328	0.3209	0.4090	0.5210	7.3350	0.5490	0.4581	0.5520	0.5847	0.4270	0.1754
338	0.3244	0.4120	0.5210	7.3290	0.5460	0.4598	0.5550	0.5856	0.4287	0.1786
348	0.3270	0.4100	0.5210	7.3290	0.5520	0.4633	0.5580	0.5865	0.4304	0.1754
358	0.3304	0.4110	0.5240	7.3290	0.5590	0.4659	0.5580	0.5873	0.4313	0.1754
368	0.3321	0.4120	0.5270	7.3480	0.5560	0.4684	0.5580	0.5891	0.4330	0.1754
378	0.3356	0.4140	0.5270	7.3540	0.5590	0.4702	0.5640	0.5908	0.4339	0.1754
388	0.3382	0.4040	0.5300	7.3660	0.5590	0.4736	0.5670	0.5934	0.4374	0.1786
398	0.3408	0.4070	0.5300	7.3790	0.5620	0.4745	0.5670	0.5951	0.4382	0.1786
408	0.3434	0.4280	0.5330	7.3540	0.5620	0.4762	0.5670	0.5951	0.4382	0.1786
418	0.3443	0.4120	0.5330	7.3730	0.5650	0.4788	0.5710	0.5960	0.4417	0.1754
428	0.3469	0.4250	0.5330	7.3230	0.5620	0.4805	0.5740	0.5994	0.4417	0.1786
438	0.3486	0.4190	0.5370	7.3230	0.5710	0.4831	0.5770	0.6003	0.4425	0.1754

表 1 抽水試驗水位洩降表(續)

試驗累積時間 (min)	BH01 觀測井 洩降量(m)	BH02 觀測井 洩降量(m)	BH03 觀測井 洩降量(m)	BH04 抽水井 洩降量(m)	BH05 觀測井 洩降量(m)	BH06 觀測井 洩降量(m)	BH07 觀測井 洩降量(m)	BH08 觀測井 洩降量(m)	BH09 觀測井 洩降量(m)	抽水量 流量(L/sec)
448	0.3503	0.4240	0.5370	7.3480	0.5680	0.4840	0.5770	0.6011	0.4425	0.1754
458	0.3520	0.4270	0.5400	7.3510	0.5740	0.4866	0.5830	0.6020	0.4451	0.1724
468	0.3546	0.4280	0.5430	7.3570	0.5740	0.4891	0.5830	0.6037	0.4460	0.1754
478	0.3555	0.4250	0.5430	7.3600	0.5740	0.4900	0.5860	0.6046	0.4477	0.1695
488	0.3581	0.4330	0.5460	7.3760	0.5740	0.4935	0.5860	0.6063	0.4503	0.1724
518	0.3642	0.4550	0.5520	7.3700	0.5810	0.5004	0.5890	0.6141	0.4555	0.1695
548	0.3685	0.4770	0.5710	7.4100	0.5870	0.5038	0.5960	0.6150	0.4599	0.1695
578	0.3719	0.4840	0.5740	7.3820	0.5900	0.5090	0.6020	0.6210	0.4668	0.1724
608	0.3789	0.4870	0.5770	7.3630	0.5990	0.5176	0.6080	0.6357	0.4832	0.1695
638	0.3849	0.4870	0.5770	7.3820	0.6050	0.5254	0.6140	0.6452	0.4919	0.1695
668	0.3892	0.4900	0.5770	7.3940	0.6120	0.5314	0.6140	0.6521	0.4971	0.1724
698	0.3936	0.4900	0.5770	7.3760	0.6090	0.5357	0.6170	0.6547	0.4997	0.1695
728	0.3953	0.4930	0.5830	7.3910	0.6150	0.5383	0.6240	0.6582	0.5014	0.1724
758	0.3988	0.4900	0.5830	7.4040	0.6180	0.5426	0.6240	0.6599	0.5023	0.1695
788	0.4013	0.4900	0.5830	7.4190	0.6180	0.5469	0.6270	0.6633	0.5049	0.1695
818	0.4031	0.4870	0.5830	7.4260	0.6150	0.5487	0.6270	0.6642	0.5058	0.1695
848	0.4039	0.4900	0.5830	7.4190	0.6210	0.5521	0.6300	0.6659	0.5066	0.1724
878	0.4048	0.4930	0.5860	7.4100	0.6210	0.5530	0.6300	0.6659	0.5066	0.1695
908	0.4048	0.4900	0.5860	7.4190	0.6270	0.5530	0.6300	0.6668	0.5066	0.1667
938	0.4057	0.4900	0.5830	7.3760	0.6270	0.5564	0.6330	0.6668	0.5075	0.1667
968	0.4065	0.4900	0.5860	7.4100	0.6300	0.5590	0.6330	0.6694	0.5084	0.1724
1028	0.4083	0.4900	0.5830	7.3980	0.6270	0.5607	0.6360	0.6677	0.5058	0.1695
1088	0.4100	0.4930	0.5830	7.3940	0.6300	0.5625	0.6330	0.6685	0.5066	0.1724
1148	0.4100	0.4870	0.5860	7.4190	0.6300	0.5651	0.6360	0.6694	0.5084	0.1724
1208	0.4091	0.4900	0.5830	7.4100	0.6300	0.5659	0.6360	0.6694	0.5075	0.1786

表 1 抽水試驗水位洩降表(續)

試驗累積時間 (min)	BH01 觀測井 洩降量(m)	BH02 觀測井 洩降量(m)	BH03 觀測井 洩降量(m)	BH04 抽水井 洩降量(m)	BH05 觀測井 洩降量(m)	BH06 觀測井 洩降量(m)	BH07 觀測井 洩降量(m)	BH08 觀測井 洩降量(m)	BH09 觀測井 洩降量(m)	抽水量 流量(L/sec)
1268	0.4109	0.4900	0.5960	7.4100	0.6270	0.5659	0.6390	0.6711	0.5084	0.1786
1328	0.4100	0.4900	0.5900	7.4040	0.6370	0.5676	0.6390	0.6728	0.5101	0.1639
1388	0.4117	0.4870	0.5930	7.3790	0.6340	0.5685	0.6390	0.6737	0.5127	0.1786
1448	0.4143	0.4870	0.5930	7.4010	0.6340	0.5702	0.6390	0.6728	0.5118	0.1695
1508	0.4186	0.4900	0.5900	7.3940	0.6340	0.5711	0.6420	0.6737	0.5118	0.1667
1568	0.4195	0.4870	0.5860	7.4070	0.6300	0.5711	0.6390	0.6720	0.5101	0.1695
1628	0.4204	0.4810	0.5800	7.3790	0.6300	0.5720	0.6360	0.6685	0.5058	0.1786
1688	0.4204	0.4780	0.5800	7.3760	0.6270	0.5685	0.6360	0.6659	0.5049	0.1695
1748	0.4212	0.4750	0.5740	7.4040	0.6270	0.5685	0.6360	0.6616	0.5014	0.1724
1808	0.4230	0.4710	0.5770	7.3910	0.6300	0.5659	0.6360	0.6590	0.4971	0.1724
1868	0.4230	0.4710	0.5740	7.4010	0.6240	0.5668	0.6360	0.6590	0.4971	0.1695
1928	0.4238	0.4780	0.5770	7.3510	0.6370	0.5676	0.6390	0.6582	0.4980	0.1667
1988	0.4247	0.4810	0.5800	7.4010	0.6370	0.5711	0.6390	0.6625	0.5006	0.1667
2048	0.4256	0.4840	0.5770	7.4220	0.6340	0.5728	0.6420	0.6633	0.5032	0.1724
2108	0.4290	0.4840	0.5860	7.3940	0.6340	0.5737	0.6450	0.6677	0.5066	0.1695
2168	0.4290	0.4870	0.5860	7.4320	0.6400	0.5754	0.6490	0.6694	0.5101	0.1724
2228	0.4299	0.4900	0.5930	7.3980	0.6400	0.5780	0.6490	0.6737	0.5127	0.1724
2288	0.4308	0.4870	0.5900	7.4350	0.6430	0.5789	0.6450	0.6763	0.5162	0.1695
2348	0.4308	0.4870	0.5900	7.4220	0.6370	0.5806	0.6490	0.6763	0.5153	0.1695
2408	0.4299	0.4810	0.5900	7.3630	0.6370	0.5789	0.6490	0.6754	0.5127	0.1695
2468	0.4290	0.4810	0.5830	7.3730	0.6370	0.5780	0.6490	0.6720	0.5110	0.1724
2528	0.4282	0.4810	0.5860	7.4260	0.6370	0.5789	0.6450	0.6720	0.5110	0.1724
2588	0.4264	0.4780	0.5860	7.4320	0.6400	0.5789	0.6420	0.6720	0.5101	0.1695
2648	0.4247	0.4810	0.5830	7.3940	0.6400	0.5771	0.6490	0.6694	0.5075	0.1724
2708	0.4238	0.4810	0.5800	7.4600	0.6400	0.5780	0.6490	0.6685	0.5075	0.1695

表 1 抽水試驗水位洩降表(續)

試驗累積時間 (min)	BH01 觀測井 洩降量(m)	BH02 觀測井 洩降量(m)	BH03 觀測井 洩降量(m)	BH04 抽水井 洩降量(m)	BH05 觀測井 洩降量(m)	BH06 觀測井 洩降量(m)	BH07 觀測井 洩降量(m)	BH08 觀測井 洩降量(m)	BH09 觀測井 洩降量(m)	抽水量 流量(L/sec)
2768	0.4230	0.4810	0.5860	7.4600	0.6370	0.5780	0.6490	0.6694	0.5084	0.1724
2828	0.4230	0.4810	0.5860	7.4130	0.6370	0.5780	0.6450	0.6720	0.5118	0.1724
2888	0.4264	0.4990	0.5960	7.4500	0.6400	0.5789	0.6520	0.6720	0.5110	0.1724
2948	0.4299	0.5210	0.6110	7.4970	0.6460	0.5806	0.6550	0.6754	0.5170	0.1695
3008	0.4377	0.5210	0.6110	7.4850	0.6520	0.5832	0.6580	0.6901	0.5326	0.1695
3068	0.4437	0.5120	0.6080	7.4940	0.6490	0.5909	0.6580	0.6979	0.5404	0.1695
3128	0.4446	0.5060	0.6050	7.4500	0.6460	0.5918	0.6580	0.6944	0.5361	0.1724
3188	0.4455	0.5030	0.5990	7.4290	0.6460	0.5901	0.6580	0.6884	0.5265	0.1695
3248	0.4463	0.4930	0.6020	7.5000	0.6430	0.5883	0.6580	0.6841	0.5231	0.1724
3308	0.4463	0.4930	0.5930	7.4540	0.6430	0.5883	0.6550	0.6815	0.5205	0.1724
3368	0.4455	0.4960	0.5960	7.4820	0.6460	0.5883	0.6580	0.6815	0.5214	0.1754
3428	0.4489	0.4990	0.5960	7.4910	0.6430	0.5909	0.6580	0.6832	0.5222	0.1754
3488	0.4489	0.5030	0.5990	7.5000	0.6490	0.5909	0.6580	0.6815	0.5222	0.1754
3548	0.4498	0.5060	0.5990	7.5160	0.6490	0.5927	0.6610	0.6849	0.5248	0.1695
3608	0.4489	0.5120	0.6050	7.4940	0.6520	0.5927	0.6610	0.6867	0.5265	0.1818
3668	0.4506	0.5120	0.6050	7.5000	0.6490	0.5952	0.6640	0.6892	0.5309	0.1695
3728	0.4498	0.5120	0.6050	7.5310	0.6520	0.5970	0.6670	0.6910	0.5317	0.1695
3788	0.4489	0.5120	0.6050	7.5410	0.6490	0.5970	0.6640	0.6936	0.5343	0.1695
3848	0.4489	0.5090	0.6050	7.5100	0.6490	0.5978	0.6670	0.6936	0.5343	0.1695
3908	0.4489	0.5060	0.6020	7.5030	0.6490	0.5970	0.6640	0.6944	0.5352	0.1724
3968	0.4481	0.5020	0.6020	7.5440	0.6460	0.5970	0.6610	0.6901	0.5309	0.1724
4028	0.4446	0.4990	0.5990	7.5560	0.6460	0.5961	0.6610	0.6884	0.5283	0.1754
4088	0.4429	0.5020	0.5990	7.5620	0.6460	0.5935	0.6610	0.6867	0.5265	0.1724
4148	0.4411	0.4990	0.6020	7.5470	0.6460	0.5935	0.6610	0.6884	0.5283	0.1724
4208	0.4403	0.4990	0.5960	7.5220	0.6460	0.5918	0.6580	0.6867	0.5265	0.1695

表 1 抽水試驗水位洩降表(續)

試驗累積時間 (min)	BH01 觀測井 洩降量(m)	BH02 觀測井 洩降量(m)	BH03 觀測井 洩降量(m)	BH04 抽水井 洩降量(m)	BH05 觀測井 洩降量(m)	BH06 觀測井 洩降量(m)	BH07 觀測井 洩降量(m)	BH08 觀測井 洩降量(m)	BH09 觀測井 洩降量(m)	抽水量 流量(L/sec)
4268	0.4385	0.4990	0.5960	7.5030	0.6490	0.5927	0.6610	0.6867	0.5274	0.1667
4328	0.4403	0.4990	0.6050	7.5380	0.6520	0.5927	0.6640	0.6858	0.5248	0.1695
4388	0.4437	0.4960	0.6020	7.4970	0.6490	0.5935	0.6640	0.6867	0.5265	0.1667
4448	0.4481	0.5060	0.6050	7.5530	0.6520	0.5927	0.6640	0.6884	0.5265	0.1667
4508	0.4481	0.5020	0.6020	7.5660	0.6550	0.5935	0.6640	0.6841	0.5222	0.1667
4568	0.4506	0.5060	0.6080	7.5000	0.6520	0.5978	0.6670	0.6901	0.5300	0.1639
4628	0.4498	0.4990	0.6020	7.5720	0.6490	0.5978	0.6640	0.6901	0.5300	0.1667
4688	0.4515	0.4990	0.6020	7.5530	0.6520	0.5970	0.6640	0.6867	0.5257	0.1639

將流量變化繪製成流量變化圖，如圖 3 所示。其平均流量約為 0.189L/s。將水位洩降資料繪成抽水井水位洩降量變化圖(圖 4)及觀測井水位洩降量變化圖(圖 5)進行分析。

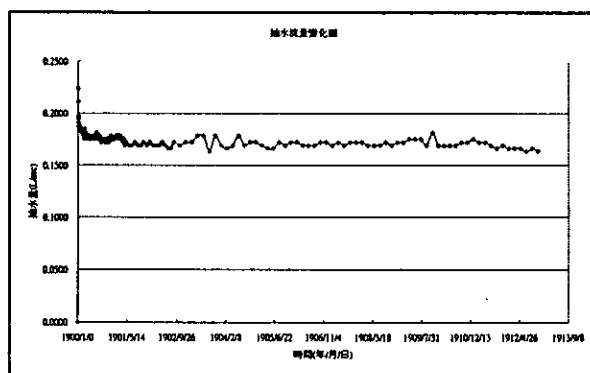


圖 3 抽水試驗流量變化圖

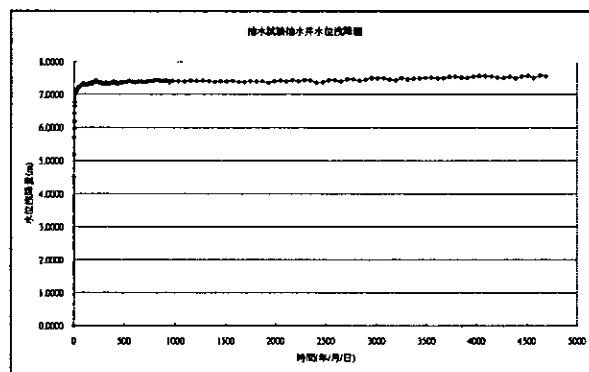


圖 4 抽水井水位洩降量變化圖

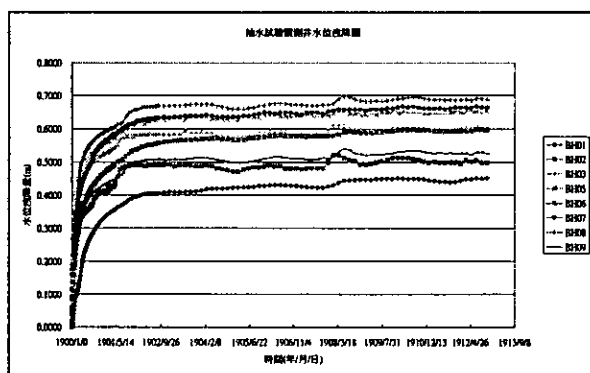


圖 5 觀測井水位洩降量變化圖

1. 穩態分析以最小二乘法求解 R、K

本研團隊利用公式(9)及公式(10)，建立數值模型程式。將本案例分析結果整理成表 2 及表 3 所示。可知誤差最小之第 3 組 R = 129.4497(m)、K = 0.0005(m/min)的解為本研究場址之代表值。

表 2 抽水試驗穩態分析各觀測井洩降量誤差表

				1	2	3			
				R = 15.6350(m) K = 0.0002(m/min)	R = 23.8141(m) K = 0.0002 (m/min)	R = 129.4497(m) K = 0.0005(m/min)			
	\bar{s}_i (m)	\bar{h}_i (m)	r_i (m)	Δi^2 (m)	Δi^2 (m)	s_i (m)	h_i (m)	Δi^2 (m)	Δi 誤差(%)
BH01	0.55	16.09	6.92	0.010	0.017	0.65	15.99	0.009	15.16
BH02	0.63	16.01	4.23	0.009	0.106	0.76	15.88	0.016	17.10
BH03	0.75	15.89	3.94	0.000	0.062	0.78	15.86	0.001	3.36
BH05	0.81	15.83	3.24	0.004	0.090	0.82	15.82	0.000	1.32
BH06	0.69	15.95	6.65	0.047	0.000	0.66	15.98	0.001	4.95
BH07	1.02	15.62	5.23	0.166	0.029	0.71	15.93	0.091	43.35
BH08	0.761	15.879	6.96	0.097	0.006	0.65	15.99	0.012	17.63
BH09	0.601	16.039	4.97	0.001	0.070	0.72	15.92	0.014	16.91
				sum= 0.334	sum= 0.382	sum= 0.145			

註： $\Delta_i = s_i - \bar{s}_i$ ， Δ_i 誤差 = $\frac{s_i - \bar{s}_i}{s_i}$ ， $(H_0^2 - h_i^2) = \frac{Q}{\pi K} \ln\left(\frac{R}{r_i}\right)$ ， $s_i = H_0 - h_i$ ， $H_0 = 16.64$ ，

$Q = 0.011(m^3/min)$ 。

表 3 抽水試驗穩態分析抽水井洩降量誤差表

				1	2	3			
				R=15.6350(m) K=0.0002(m/min)	R=23.8141(m) K=0.0002 (m/min)	R=129.4497(m) K=0.0005(m/min)			
	\bar{s}_i (m)	\bar{h}_i (m)	ri(m)	Δi^2 (m)	Δi^2 (m)	si(m)	hi(m)	Δi^2 (m)	Δi 誤差(%)
BH04	7.88	8.76	0.10	18.390	15.914	1.64	15.00	34.132	381.77

註： $\Delta_i = s_i - \bar{s}_i$ ， Δ_i 誤差 = $\frac{s_i - \bar{s}_i}{s_i}$ ， $(H_0^2 - h_i^2) = \frac{Q}{\pi K} \ln\left(\frac{R}{r_i}\right)$ ， $s_i = H_0 - h_i$ ， $H_0 = 16.64$ ，

$Q = 0.011(\text{m}^3/\text{min})$ 。

2. 非穩態分析以最小二乘法求解 T、S

本研團隊利用公式(17)及公式(18)，建立數值模型程式。將本案例分析結果整理成表 4 所示。可知流通率 T 約為 0.00028m/min、儲水係數 S 約為 0.000052。

表 4 抽水試驗之非穩態分析結果

a=	0.573047
b=	0.053651
T(m ² /sec)=	0.00028
d(m)=	16.64
K(m/min)=	0.001011
S=	0.000052
Δ^2 =	1.956112

註： $K = T/d$ ，d 為含水層厚度， $T = \frac{Q}{4\pi b}$ ， $S = \frac{2.25T}{e^Q}$

附錄 D 期中報告審查意見處理情形

期中報告審查意見	辦理情形
水利署水文技術組李博士友平：	
1. 本計畫包含模式發展及現地試驗兩個子計畫，自本（92）年四月完成簽約以來，已有初步成果，研究團隊之努力，值得肯定。	1. 謝謝審查委員之肯定。
2. 未來兩個子計畫之整合，請研究團隊及早規劃，因模式發展部分是基於非均質異向性之前提下發展，但現地試驗是基於均質等向性之前提下進行試驗，整合上可能會遇到一些問題。	2. 謝謝審查委員之建議。現地試驗資料僅提供作為驗證。
3. 一個新模式的發展，應交代該模式之穩定性及參數網格之敏感度分析，請予補充。	3. 有限解析法為無條件穩定之數值方法，網格間距減小時，有限解析法之精度迅速提高，。
4. 質量傳輸模式忽略了土壤吸附性，但該參數十分重要，建議加入。又土壤吸附性之參數於現地試驗子計畫中應增加試驗，推求 retardation coefficient，以作為明年 tracer test 之準備。亦即打算用哪種 tracer，其對土壤之吸解附性，應開始相關規劃。	4. 將於初步模式發展完成後遵照辦理之。
5. 請加強說明試驗場址之地質架構，另建立試驗井之身分證，即列表說明每口井之井位、地質條件、井節位置、井徑、井深、相片及水井效率等。建議未來雲科大於每口井做 step-drawdown	5. 試驗場址之地質架構已於 4.1.2 節補充說明(p.4-16 至 p.4-24)；試驗井之身分證於表 4-2 至表 4-10(p.4-7 至 p.4-15)中建立；另本研究設置之井非量產井，應無做 step-drawdown test 之需要。本

<p>test, 另周遭用水井及用水型態亦應調查瞭解。</p>	<p>試驗場址，位於雲科大校園內，由於雲科大校園內僅在建校之初曾打了一口抽水井，位置在雲科大南校區的最南邊。而目前本研究場址座落在雲科大的北校區之東北角，其與南校區之抽水井相距超過 500 公尺。此外，雲科大校園內完全無任何抽水井。至於研究場址的正北方及東方分別為四線道的大馬路，過馬路才有鄰居，其中北方為雲林縣警察局，其局內無地下水井；東方的鄰居為民宅，而民宅與研究井場的直線距離遠超過 150 公尺。所以，明顯地在場地週遭 150 公尺範圍內是完全無水井存在。</p>
<p>6. 現地試驗所用方法是在受壓含水層之假設下推出之理論，故應證明現地含水層為受壓。試驗前之靜水位觀測十分重要（至少三天），以證明無鄰井抽水干擾。現地如為非受壓含水層，應以非受壓含水層理論分析。</p>	<p>6. 本研究實驗場址為一非受壓含水層，基於 Dupuit 假設，依 Cooper-Jacob 提出之 $u = r^2 S / 4Tt < 0.01$ 及在觀測井水位洩降值 s 小於 15 % 起始含水層厚度 H（即 $s < 0.15H$）之情況下，本研究所採用的 Cooper-Jacob 方法可適用於均質等向性非受壓含水層之理論分析；靜水觀測已於 4.1.1 節背景水位 (p.4-16) 補充之。</p>
<p>7. Cooper-Jacob 法是 Theis 法基於 $u < 0.01$ 之前提下導出之近似解，故應反向求證所算結果之 u 值確定小於 0.01。</p>	<p>7. 本結果已有驗證確認 $u < 0.01$ 及 $s < 0.15H$，已於表 5-5(p.5-7)、表 5-10(p.5-13)、表 5-15(p.5-18)、表 5-20(p.5-24)、表 5-25(p.5-30) 及表 5-27(p.5-32) 補充之。</p>
<p>8. 建議每口井之洩降資料應增加 Theis 及 cooper-Jacob 法之分析，予以比較。另增加距離洩降分析之比較。</p>	<p>8. Theis 及 Cooper -Jacob 法分析每口井資料，已於表 5-5(p.5-7)、表 5-10(p.5-13)、表 5-15(p.5-18)、表 5-20(p.5-24)、</p>

	<p>表 5-25(p.5-30)及表 5-27(p.5-32)補充之。但是在現地含水層非均質效應下，每口井經上述方法求得之水力參數，一定會都不相同（即每口井求得之K及S均無法相同）。因此，在一小區域內之不同井，出現不同之K及S，明顯地代表現地含水層存在著非均質特性，若採各口井所求得參數之算數平均，其誤差亦不會最小。因此，本研究為使所求得之結果誤差最小，故採用最小二乘法，令觀測值與最適直線的殘差之平方和為最小。</p>
<p>9. 試驗資料之前段水井效應及後段降雨影響干擾之資料不應列入分析。</p>	<p>9. 遵照辦理。</p>
<p>10. 四次試驗結果之第三次、第四次與第一次、第二次結果差異大，請加強說明。尤其第四次洩降曲線很奇怪，請予說明。</p>	<p>10. 已於 5.2.6 節(p.5-32~p.5-33)補充之，因抽水時間加長，影響半徑加大，表示分析範圍內之土壤特性更加複雜，如此結果顯示出土壤之非均質性。</p>
<p>11. 現地試驗之土壤試驗請增加細粒料之比重瓶分析，另增加污染物土壤吸解附試驗。另土壤篩分析應求出 C_u、C_c 值。</p>	<p>11. 土壤物性試驗已針對通過泰勒標準篩第二百號者，採用比重計分析法，於表 4-12(p.4-21)表示，而土壤粒徑分析應求出之均勻係數 (Coefficient of Uniformity) C_u 及曲率係數 (Coefficient of Curvature) C_c 值，於表 4-11(p.4-20)所示；另有關吸附試驗為明年度計劃之工作項目。</p>
<p>12. 抽水量之 Q 每天才 17 立方公尺，似乎太小。</p>	<p>12. 為滿足 $s < 0.15H$ 之條件，故採用較小之抽水量 Q，且若在均質條件下，抽水量 Q 之大小不</p>

<p>13. 污染傳輸參數有很多案例，請增加 Paper review，大區域、小區域為模式及參數之尺度問題，都有文獻可參考。</p>	<p>會影響水力傳導係數 K 值。</p> <p>13. 謝謝指教，將再補充參考文獻。</p>
<p>逢甲大學水利系許教授少華：</p> <p>1. 地質條件未加敘述說明。如由中央地調所資料，再配合現地鑽探資料來加以說明該地是不是一個典型的場地。</p> <p>2. 井深 20 米是否已達為飽和層底下之第一層阻水層？</p> <p>3. 現地是未飽和層，但抽水試驗之含水層特性分析使用拘限層的公式，如 Cooper-Jacob 式。因此，在應用前應先探討合理性與可用性。有現成的抽水試驗軟體，應可加以應用。</p> <p>4. 穩態試驗所得的 R 值意義為何，作何用途？</p>	<p>1. 地質條件資料已於 4.1.2 節補充說明(p. 4-16 至 p. 4-24)，因現地場址位於濁水溪沖積扇，地層縱剖面為非均質含水層，如以中央地調所資料來看，濁水溪沖積扇之含水層厚度將近 100 公尺，若從巨觀的觀點來看，本研究場址的阻水層亦非為一廣大連續之不透水層；若從微觀的觀點來看，現地場址在地表下 15 公尺深即出現較明顯之黏土，基於本研究設置之九口監測井至地下 20 公尺深，並將井底封住，故本實驗將含水層底部視為地表下 20 公尺。</p> <p>2. 同上述之答覆說明。</p> <p>3. 同李博士友平審查意見（六）之答覆說明。</p> <p>4. R 為影響半徑，代表在此半徑範圍內之水力傳導係數 K 值可由求得之有效水力傳導係數表示。</p>

<p>5. 由非穩態抽水試驗分析所得的 T 值與穩態試驗所得的 K 值，可據以估計含水層厚度 b 值，此方式是否可用來評估參數之合理性。</p>	<p>5. 因在未受壓含水層的抽水試驗中，當其 $S < 0.15H$ 時，其分析方式可以用受壓含水層的情形處理。所以，以受壓含水層之 T 的定義 $T=Kb$ 求解 K 值應是合理的。</p>
<p>6. 計畫緣起勿提有機溶劑、地下油管，會誤導方向。</p>	<p>6. 謝謝審查委員之建議。</p>
<p>7. 必須說明計畫期程中本模式發展的具體應用目標。如若要模擬烏腳病源的重金屬砷，則吸附特性與脫附特性等便必須考慮，因此模擬的目標地點與可能的污染源應在計畫期初便加以確定。本計畫期程以不吸附為限制，則分析海水入侵的氯離子應是可以的。本研究除了在期初強調模式的特性可以達到其他模式所不能做到的功能外，也應說明本模式的限制，如是否有河川地下水交互影響的功能等等，以利未來委辦單位使用之認知。</p>	<p>7. 謝謝審查委員之建議，模式之發展最終將加入吸附與脫附之考慮。</p>
<p>8. 本研究先前已接受政府研究補助，水流模擬部分已有相當成果，本計畫期程中的重點是溶解物傳輸的部分，報告中應釐清本階段與先前工作的劃分。研發成果應與現有模式，如 MT3D.... 比較。</p>	<p>8. 本年度為計畫執行之第一年，其主要目的在建立地下水質量傳輸模式雛型，目前暫無法與已發展多年且商用化之程式相互比較。</p>
<p>9. 模式的技術移轉，本人強烈建議應發展使用者介面，並開放網路執行功能，透過密碼控制便可在遠端使用。如此一來發展單位仍負模式管理、更新的責任，而委辦單位可免除人員移轉交接</p>	<p>9. 謝謝審查委員之建議，合約書上並無此工作項目，將與主辦科進一步討論。</p>

<p>的繁瑣。</p> <p>大仁技術學院高助理教授華聲:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 在三維地下水流模擬過程，常常需要輸入適當之邊界條件，才可得到準確之結果，例如河川水與地下水之交換、蒸發散、降雨補注、伏流取水等等，都會影響地下水位及水流之變化。本研究中，附錄 A (P.I35-I-37) 提到垂直與水平之自然邊界條件，均只考慮 Dirichlet 邊界條件及 Neumann 邊界條件，因此，如何將這些自然情況應用到水流模式中，也請加以舉例說明，以證明模式之應用性。 2. 水流模式是否也可模擬在非均質異向性含水層中之水壓變化，請說明。 3. 式 3.1 為地下水質量傳輸方程式，為忽略 sink/sources 項及一階不可逆作用下所得到之結果。因此根據 3.1 式所發展之模式，將來應用性勢必將受到限制，例如無法模擬抽水移除污染物之過程、無法模擬污染源未清除時污染物之濃度分佈、無法模擬污染物因土顆粒吸附而降低污染物濃度之現象，因此建議應以式 2.5 做為控制方程式，建立地下水質量傳輸模式，較為適當。 4. 圖 3-1 及圖 3-2 (P.I-67) 為假設條件下，經解析及數值計算之結果，但圖中顯示圖形並不太 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 本團隊所使用之分層三維水流模式，可將河川水與地下水之交換、蒸發散、降雨補注、伏流取水等等，視為一源流沉流 (source or sink) 項或邊界條件加以處理。 2. 可以。 3. 謝謝委員之指教。本計畫所發展模式原可容許加入 sink/source 項，而所計算者及為背景濃度外之變異量。吸附問題如前述，將在初步模式完成後加入。 4. 圖形顯示並無錯誤。
---	---

<p>一致，請說明理由。</p> <p>5. P.II-3 中，並未說明黏土層之厚度，且該黏土僅位於地表下 15 公尺，因此假設該黏土層為不透水層，是否合理，僅請檢討或補充資料加以證實。</p> <p>6. 在土壤基本物性試驗中，建議先進行土壤分類，再根據分類結果，查詢文獻中對於各土壤分類所對應之水力傳導係數，然後再與本研究中抽水試驗之結果進行比較？</p> <p>7. P.II-15 中，式 30 之符號說明，提到“r：比重計在 $T^{\circ}\text{C}$ 的懸浮液讀數；r_w：比重計在 $T^{\circ}\text{C}$ 的懸浮液讀數”，但在式 30 中並未用到這兩個參數，請重新檢核式 30。</p> <p>8. P.II-20 中，4.1.2 比重試驗與含水量試驗章節中，提到“在試驗場採集各深度之土樣分析結果如表 4-1 所示”，其指定的表 4-1 可能有誤。</p> <p>9. 在 P.II-20 中最後一段，“由比重土壤種類之關係表中（表 4-3 所示），得知本研究土壤中可能為有機質、礦物、凝聚性土壤或非凝聚性土壤成分居多”。其中，表 4-3 應修正為表 4-4，同時表 4-4 中除了有機質土外，其餘項目皆不在表中，請修正或說明。另外表 4-4 中顯示有機質之比重一般小於 2.0，但在表 4-3 中試驗得到之土粒比</p>	<p>5. 同許教授少華審查意見（一）之答覆說明。</p> <p>6. 遵照辦理。</p> <p>7. 謝謝委員之指正，已更正，請參閱期末報告本文。</p> <p>8. 謝謝委員之指正，已更正，請參閱期末報告本文。</p> <p>9. 謝謝委員之指正，已更正，請參閱期末報告本文。</p>
---	--

<p>重中，並未有小於 2.0 的，因此為何認為“土壤中可能為有機質”，請說明。</p>	
<p>10. 本研究採用兩方法分析抽水試驗資料，分別為均質等向非拘限含水層之穩態分析、均質等向性受壓水層之非穩態分析，並根據非穩態分析推估之 S 值，判斷含水層為非拘限或受壓水層，然後推論所使用方法之合理性。因此在四次試驗中，對於含水層之種類都有不同之推論，在第二次及第三次推論含水層為受壓水層，但在第一及第四次試驗認為可能是受壓水層，也可能是非拘限水層。然而四次試驗，所選用之抽水井及觀測井都未改變，且四次抽水量相差也大，因此在地層條件不變之條件下，為何會有不同之推論？如果推論含水層為拘限水層，可否根據地層剖面圖，指出上層不透水層之位置。另外，進行非穩態分析時，含水層厚度 d 是根據洩降後水位而定，因此四次之受壓含水厚度都不一樣（雖然相差不大），是否合理，也僅請再檢核。</p>	<p>10. 分析方法採均質等向性非受壓含水層之穩態與非穩態分析；另本研究未利用試驗結果對含水層之受壓情況做推論，可能報告撰寫未清楚，造成委員誤解，已於期末報告修正文字敘述。</p>
<p>11. 可否利用所開發之三維水流模式及試驗所得之參數，進行小範圍之模擬，並與觀測水位進行比較，以驗證參數之正確性</p>	<p>11. 水流模式仍需仰賴正確的邊界條件及抽水輸出值。</p>
<p>12. 可否採用非拘限非穩態之抽水試驗模式，對於抽水試驗資料，再次進行分析，並討論含</p>	<p>12. 本研究即採用非拘限非穩態之方法進行分析。其中以拘限</p>

<p>水層為非拘限水層之合理性。</p> <p>13.由於本試驗有多口觀測井圍繞在抽水井四週，因此可否由適當之模式，求得異向性之水力傳導係數？</p>	<p>含水層的模式分析非拘限含水層的問題，其必須滿足 $S < 0.15H$ 的條件，一直是本研究分析過程中謹尊的條件，所以應該是合理的。</p> <p>13. 由於本項建議內容非為今年度之計劃內容。所以，未能在本年度內進行。</p>
<p>水規所水源課廖課長培明：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 第二、三年應用模式於濁水溪沖積扇，是否應用觀測網資料於模式中？ 2. 為什麼現地抽水試驗資料為何還要做回歸分析(最小二乘法)。 3. 本計畫合約才開始，為何1月就有開始進行抽水，是否可說明一下。 4. 期末報告目錄請先送本所。 5. 總體計畫架構中，「提出台灣本土性地下水污染傳輸之相關地質參數」請考慮用詞。 6. 評估選用地下水模式，以 FEMWATER 及 MODFLOW 作比較之敘述方式，應加入能用於台灣本土來敘述比較適當。 	<ol style="list-style-type: none"> 1.已於以往地下水流研究中，成功使用過觀測網資料。 2. 同李博士友平審查意見(八)之答覆說明。 3. 已將1月之資料修正為參考資料。 4.與主辦科進一步討論。 5.遵照委員之建議，將修正之。 6.謝謝委員之建議。
<p>水規所大地課彭課長瑞國：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 本年度期末報告封面格式請與本所計畫主辦人聯繫，依本所規定辦理。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 遵照辦理。

<p>2. P.0-1, 謝誌請移除, 並增加中英文摘要。</p> <p>3. P.0-10, 期末報告撰寫請提前至十一月份, 並請於 11 月二十日前將初稿送達本所, 以利辦理審查、定稿與撥款配合事宜。</p> <p>4. 期末報告之編排方式, 請將模式發展與現地試驗整合一致。</p> <p>5. 模式發展部分, 所用案例是否可用雲科大試驗場抽水試驗資料加以驗證。</p> <p>6. 文中所題大區域及小範圍其如何界定? P.I-9 以 800 平方公尺之模擬區域來驗證大區域是否足夠? 將來在試驗上如何運用?</p> <p>7. P.I-13 指的本年度計畫探討之對策是溶解水之污染物, 而非輕油或重油不溶解於水者, 在實務上是否後者較為重要。</p> <p>8. 以西南沿海地區砷污染為例, 政府欲進行整治時, 本計畫成果可提供哪些具體貢獻。</p>	<p>2. 遵照辦理。</p> <p>3. 遵照辦理。</p> <p>4. 謝謝委員之建議。</p> <p>5. 若有堪用之資料, 將進行驗證。</p> <p>6. 就地下水流之流況即可初步界定, 若水流符合擬三維水流現象, 則可視為大區域。反之, 則可視為小範圍。</p> <p>7. 目前已有極大部分污染研究投入 NAPL, 故本研究之目標似已不需與之相同。本研究之方向對區域地下水質及公共衛生將大有裨益。</p> <p>8. 本計畫之成果將可推估整治改變污染源之變異狀態。</p>
<p>本署主辦科：</p> <p>1. P.0-10 預定進度表。沒有實際進度。期末報告十二月才交是否會太慢, 是否會影響驗收期程。</p> <p>2. 本計畫主要目的除發展一套由</p>	<p>1. 遵照主辦科意見, 期末報告於 11 月 20 日前繳交。</p> <p>2. 本研究以一個場置性的研究場</p>

<p>國人自行研發之多含水層系統地下質量傳輸模式，並藉由地下水污染傳輸現地試驗，輔以實驗室砂箱試驗，推估台灣本土性地下水及污染物傳輸等地質參數，但本計畫只有在雲林科技大學進行現地試驗，如何推估台灣本土性地下水及污染物傳輸等相關地質參數？（是否收集本署地下水井監測系統相關地質參數加以分析）（補充模式相關地質參數）。</p>	<p>址，進於現地地下水的污染傳輸試驗，其目的是在以一個場置性現場實驗提供一套實際而且細部的水文地質分析資料供交通大學發展的理論模型做模型驗證。如此，才能確認模型的可用性，之後，再以之前大署已完成的濁水溪水文地質資料做為大區域的資料，進行濁水溪沖積扇之水流及污染傳輸分析之研究及驗證。</p>
<p>3. 現地地質剖面圖 2-4 顯示 3-5m 為黏土及砂土混雜，5-15m 為粉土與砂土混雜，15m 以下間斷出現黏土及砂土混雜或純黏土。基本物性試驗篩分析試驗 D_{10} 只採集 0-10cm 或採用慶鎂工程設井處之地表下 0.8-1.25m 所求的 D_{10}，但抽水井含水層厚度為 20m，則上述 D_{10} 是否具足夠代表性。同樣，比重試驗與含水量試驗採樣深度最深地表下 1.03m，求出的含水量及土粒比重，是否可代表整個含水量。</p>	<p>3. 已於表 4-11 補充(p.4-20)。</p>
<p>4. 建議依地質剖面明顯不同層時，進行採樣試驗是否較好。</p>	<p>4. 已依地質剖面圖，區分不同深度下取十個採樣點（0~0.1，0.8~1.25，9.25~9.45，9.45~9.65，9.65~9.85，9.85~10.05，14.85~15.05，15.05~15.25，15.25~15.45，15.45~15.65 公尺）做比較分析(p.4-17)。</p>
<p>5. 圖 2-3-2-6 所示之 Exact 曲線，似乎是『使用模組』資料之 Curve fitting，尤其是圖 2-5exact 曲線非平滑曲線相當令人存</p>	<p>5.</p>

<p>疑。</p> <p>6. 報告書編輯方式，請將目前二大部分整合為一體。</p> <p>7. 今後每一期報告書中，請將以前的審查意見列表於附錄。</p> <p>8. 請將各章節有關之圖或表，隨插於文章之後以利參考。</p> <p>9. 現場試驗尚有多樣未完成，請把握時效。</p> <p>10. 是否逐年技術轉移，請說明。</p> <p>11. 「分層」可否先定義，如在何情況下須分層，阻水層多厚才可以分層或含水層多厚才可分層。</p> <p>12. 報告中強調本研究案之目的，要發展一套由研究團隊自行研發，適合大區域及小範圍模擬之多含水層系統地下水質量傳輸模式，並藉由現地試驗及砂箱試驗，推估台灣本土性地下水及污染傳輸等相關地質參數。然而本計畫卻只挑選雲科大校園中，深僅 20 公尺之非拘限含水層水井進行現地試驗，其所獲得之參數足以滿足貴研究團隊驗證所研發之多含水層系統地下水質量傳輸模式之需求？又僅以一地點所獲取之參數，足以作為推估本土性相關地質參數嗎？</p>	<p>6. 謝謝建議。</p> <p>7. 附於附錄二。</p> <p>8. 謝謝建議</p> <p>9. 已依合約規定內容完成各項工作。</p> <p>10. 合約中並無此工作項目。</p> <p>11. 分層可根據地質調查所提出之地層分布，此外，模式中亦可再將土層作虛擬分層。</p> <p>12. 同主辦科意見 2 的處理情形之答覆。</p>
---	--

附錄 E 期末報告審查意見處理情形

期末報告審查意見	辦理情形
<p>國立成功大學資源系李教授振誥：</p> <p>1. 本計畫以有限解析法來評估地下水之流動與傳輸，與過去一般利用有限差分法、有限元素法、特性法等不同，值得嘉許，特別此法對分析垂直分層與水平分區有獨到之處。</p> <p>2. 如何應用上述方法於分析現場實驗並加以擬合，請再說明應用程序。</p> <p>3. 影響半徑為穩流狀態下之產物，以非穩定流來分析時，常用狀態不同(透水係數、時間因素)而有不同值，如何決定試驗場址有效影響半徑，請說明。</p> <p>4. 本計畫所提井流公式均假設水平地質與均質地質地層，目前試驗廠址之地層是否水平或均質均未知，如何以此類公式去擬合抽水試驗資料或微水試驗資</p>	<p>1. 謝謝委員之肯定。</p> <p>2. 模式與現場實驗之銜接請參見圖 1。在後續實際模擬案例時將詳述其應用程序與過程。</p> <p>3. 影響半徑只有在穩態時才會出現，其分析方法於第四章第二節之第(一)點抽水試驗中以穩態分析求解 R 值中說明；而於非穩態分析時，並無法分析出影響半徑。</p> <p>4. 本研究場址為非均質含水層，其主要證明是，每一口井以 Theis 解析其 K 及 S 值，所得結果顯示每九口井的 K 及 S 均不同，換言之若場址為均質含水層，其每一口井的 K 及 S 應相同，為何實際分析結果出現不相同的情形？顯然現地場址為非均質場址。所以，本</p>

<p>料，而後說明「距離抽水井越遠，K 值越大，而證明場址具非均質性」請在說明。亦即均質性假設來說明非均質性地質之流程。</p>	<p>研究遂以分析結果推論本場址為非均質含水層。至於，文中所提「距離抽水井越遠，K 值越大，而證明場址具非均質性」這是本研究團隊的筆誤，已修正。請詳見第四章第四節之第(二)點相關內容。</p>
<p>5. 現場試驗資料以最小二乘法擬合，是否會因抽水前期資料過少而影響其精確度，而後期資料過多而變成穩定流之最小二乘法。</p>	<p>5. 本研究團隊在資料擷取上，非常小心。其中抽水試驗前期自記式水位計的記錄方式為前 10 分鐘平均每兩秒一筆資料；前 1 小時到 3 小時為每 10 秒鐘一筆資料；前 3 小時到 5 小時為每 30 秒鐘一筆資料；前 5 小時到 10 小時為每 60 秒鐘一筆資料；前 10 小時到 30 小時為每 300 秒一筆資料，前 30 小時到 45 小時為每 10 分鐘一筆資料；之後為 30 分鐘一筆資料。所以，本研究在現場試驗時，已將前期資料儘最大可能的方式擷取，應該不會有資料不足而後期資料過多的情形。</p>
<p>逢甲大學水利系許教授少華： 1. MODFLOW 有許多長處，如使用者介面以及許多附屬的 package 可處理河川、湖泊、排水、蒸發...等之外加的實際模擬時會遭遇的條件。報告中之比較乃針對其 solver 部分的缺失，此應在文中說明，勿誤導本模式將可取而代之的想</p>	<p>1. 謝謝委員之指教，修正報告書中之用語已強調“計算功能”。</p>

<p>法。</p> <p>2. 測試質量傳輸的模擬時，應使用污染團不斷旋轉時可維持多久不會有明顯的數值 Decay？</p> <p>3. 所模擬的質量傳輸 case，Δt 使用 10 秒，乃很小的，是否應採對實際上與網格大小所需的可用最大 Δt。否則長期（多年）模擬將有困難。</p> <p>4. 若雲科的數據來不及，可考慮國外已有的實驗，如美國麻省 Cape Cod 的數據（教科書上可找得到其出處）。</p> <p>5. 傳輸部分應與 MT3D 比較。</p> <p>現地實驗部分：</p> <p>1. 既然現地觀測井的不均洩降顯示地質非均質特性明顯，則應考慮現場地質數據的精細度是否夠精細到可作為模式部份的驗證？若夠則應給出三維地質圖層？</p> <p>2. 數據須夠作 calibration 以及 verification。</p>	<p>2. 謝謝委員之指點，此屬於水平二維有限解析法之測試範圍，過去已有相關之研究（參見蔡惠峰博士之研究）。</p> <p>3. 使用小 Δt 之目的為表現濃度分布之變化，實際應用時應考慮 Δt 與 Δx、Δy 之相對關係。依據過去模擬地層下陷之經驗，研究團隊有信心可以模擬實際時間與空間之狀況。</p> <p>4. 謝謝委員之提示與指教。</p> <p>5. 本模式尚在研發階段，將在模式發展較為完整後再進行比較。</p> <p>1. 本研究場址目前有四口監測井有地質分析資料，因此目前能出二維地質圖層。但本研究將於明年度做垂向水文地質參數檢定及地電阻分析將可補充三維圖層條件。此外，只要明年試驗結果，應可提供一套 stochastic 模型係三維模式使用。</p> <p>2. (1). 本研究在數據 calibration 方面，是以手動式的量測去校正自試式的數據。</p>
---	--

<p>3. 現場的邊界條件是否有待交代？</p> <p>4. 穩定實驗是否有達到穩定？抽水井是否有完全貫穿？皆應交代。</p> <p>5. 針對現場的抽水試驗，本人建議下一年度可聘請台糖鑽井專家（已退休的李主任等人皆可）作為本計畫的評審委員。</p>	<p>(2). 在驗證方面，則以同一抽水井進行五次抽水試驗的重覆試驗做 verification。成果均相當穩合。</p> <p>3. Theis 無限域。</p> <p>4. 於第四章第一節之第(二)點校園場址地質資料中，以巨觀的角度上看(中央地質調查所之地質圖)，本研究場址為部份貫穿井；以微觀的角度上看(以校園地質剖面圖)，本研究場址為貫穿井。</p> <p>5. 謝謝委員指教，將於明年度辦理。</p>
<p>大仁技術學院高助理教授華聲:</p> <p>1. 請增加擴散係數與速度之比例，以驗證模式之正確性。</p> <p>2. 基本土壤試驗為包含孔隙率，但結論提到孔隙率，請說明孔隙率如何分析。</p> <p>3. 抽水試驗結果為平均值，但模式為三維模式，請說明將來模式如何</p>	<p>1. 謝謝委員之指教。自然界中地下水流速並不快，且本研究之驗證已至 Peclect Number 大於 1，相信已可模擬自然界之流況。</p> <p>2. 已於第四章第一節之第(二)點校園場址地質資料中之校園土壤基本物性做補充。</p> <p>3. 試驗結果與模式之參數使用關</p>

<p>應用這些資料。</p>	<p>係請參見圖 1。</p>
<p>水利署水文技術組李博士友平：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 本計畫本年度之工作項目均圓滿達成，感謝研究團隊之努力。 2. 模式發展部分，本年度重點在於「地下水質量傳輸模式之建立」，於 P49 中應用 Okubo and Carter (1965) 解析解驗證本模式，而解析解與數值解比較仍有誤差，其誤差來源為何？又解析解可用來描述，發展數值模式的原因與優點，請予補充。 3. 現地試驗部份，所用方法是否可描述自由含水層的遲滯出水現象。另請確認場址水井是否為部分貫穿。 4. 請將摘要的內容調到前言，而摘要內容強調本年度之成果。 	<p>1. 謝謝審查委員之肯定。</p> <p>2. 報告初稿中的案例引用了錯誤的邊界條件，已於簡報中提出正確的驗證結果，也將於期末報告中更正驗證案例與結果。而更正後的案例已可合理模擬污染物質量傳輸現象。</p> <p>3. (1). 本試驗確實出現遲滯出水現象，但因遲滯出水之水文參數檢定模型過於複雜，因此暫不考慮。 (2). 水井貫穿部份同許教授少華之第 4 問題回答。</p> <p>4. 遵照辦理。</p>
<p>水規所水源課廖課長培明：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 請說明如何選用與評估地下水模式(例如它適合台灣哪些的地文條件...) 2. 抽水試驗數據有違常理，請查明 	<p>1. 謝謝委員之指教。已於期末報告中補充計算之輸入條件(見表 3-1)，且已加入一應用實例(見圖 2-19)。</p> <p>2. 遠距離之觀測井之 k 值較大之現象，並無有違常理，因本研究場</p>

<p>其原因。</p> <p>3.請說明多建置兩口井的參數資料和先前九口井參數資料的比較。</p> <p>4.請增加一章節說明抽水試驗和微水試驗檢定的方法、步驟，並列舉一案例來加以說明。</p>	<p>址之地質本身具有非均質性現象，所以呈現出各實驗結果。</p> <p>3. 因所增設之兩口監測井為 12 月上旬才完成驗收，因此暫無資料。但將於明年度做試驗比較。</p> <p>4. 詳見附錄。</p>
<p>水規所大地課彭課長瑞國：</p> <p>1.報告封面格式請洽本所主辦人員。</p> <p>2.請增列英文摘要（整合中文摘要及結論與建議）。</p> <p>3.第二章之分層三維地下水流模式及第三章地下水質量傳輸模式之開發，雖有研討及評估，但兩者如何結合應用部分稍嫌不足，建議增加一章可能案例模擬演練。</p> <p>4.建議增加 2 章對本年度計畫成果加以檢討及明年度計畫應如何推展（包括模式之研發及現地試驗之配合）提出具體之工作項</p>	<p>1. 遵照辦理。</p> <p>2. 遵照辦理。</p> <p>3.謝謝委員之指教。已於報告中補充地下水流計算及質量傳輸計算之輸入條件(見表 3-1)，參見表 3-1 及圖 3-1 之流程圖，即可了解第二章及第三章之銜接關係。</p> <p>4. 成果檢討請參見報告書之”結論與建議”及第五章。未來具體之工作項目請參見第五章。</p>

<p>目。</p> <p>5. 報告修正稿請於一週內修正完妥，函送本所。</p>	<p>5. 遵照辦理。</p>
<p>本署主辦科徐世定先生：</p> <p>1. 摘要內容需加強，把整個實作過程濃縮起來，做簡單條列式的摘要。</p> <p>2. 結論與建議撰寫成條列式。</p> <p>3. 報告格式、封面、顏色需跟範例相同。</p> <p>4. 圖 4-3 是否能加上井的編號？</p> <p>5. P73 圖 4-10 地質坡面斷面的位置圖，請附上它的平面位置圖，以方便對照它的斷面位置。</p> <p>6. 請修改 P68 的累積留篩百分率的解釋。</p> <p>7. 請修改 P69 比重試驗的過程。</p> <p>8. P72 圖 4-8 的內容不清楚，請加以改善。並請加上一平面圖來作</p>	<p>1. 遵照辦理。</p> <p>2. 遵照辦理。</p> <p>3. 遵照辦理。</p> <p>4. 已修正於第四章第一節之第一點校園監測井介紹。</p> <p>5. 已於第四章第一節之第二點校園場址地質資料之校園地質剖面圖補充。</p> <p>6. 已於第四章第一節之第二點校園場址地質資料之校園校園土壤基本物性分析的粒徑分析試驗補充。</p> <p>7. 已於第四章第一節之第二點校園場址地質資料之校園校園土壤基本物性分析的比重試驗補充。</p> <p>8. 已於第四章第一節之第二點校園場址地質資料之中央地調所鑽探資料補充修改。</p>

<p>為對照。</p> <p>9.請附上本署濁水溪平原建置的監測井跟試驗場附近監測井的地理位置圖。</p> <p>10.由於本計畫校園監測井地質資料不確性因素太多，而由目前試驗資料研判地層層次也很複雜，因此建議該場址再作詳細地質調查，以全面掌握該場址的地質資料以利後續試驗工作之運用（是否可做出柱狀圖）。</p> <p>11.請修改會議意見處理中報告內容有關的章節對照。P98 5月20日~5月25日共4日請修改。</p> <p>12.下年度的計畫綱要請具體說明。</p>	<p>9. 已於第四章第一節校園場址介紹中補充。</p> <p>10. 已於第四章第一節之第(二)點校園場址地質資料之校園地質剖面圖補充。</p> <p>11. 遵照辦理。</p> <p>12. 已於第五章補充說明。</p>
--	--

書名：地下水質量傳輸模式之發展與現地試驗研究(1/3)第一年研究成果報告
著者：經濟部水利署水利規劃試驗所
出版機關：經濟部水利署水利規劃試驗所
地址：台中縣霧峰鄉吉峰村中正路 1340 號
網址：<http://www.wrap.gov.tw/> 經濟部網址：<http://www.moea.gov.tw>
電話：(04)23304788
出版年月：民國 92 年 12 月
版次：第一版
工本費：550 元
展售處：同出版機關

GPN：1009204883