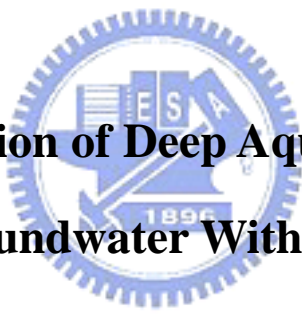


國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

深層含水地層之壓縮行為


**The Consolidation of Deep Aquifer Induced by
Groundwater Withdraw**

研究生：楊秀隆

指導教授：廖志中 博士

潘以文 博士

中華民國九十四年七月

深層含水地層之壓縮行為

The Consolidation of Deep Aquifer Induced by Groundwater Withdraw

研究生：楊秀隆

Student : Hsiou-Long Yang

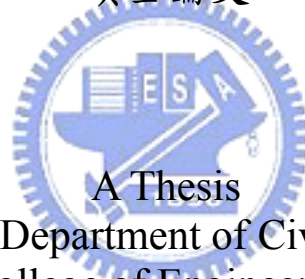
指導教授：廖志中 博士

Advisor : Dr. Jyh-Jong Liao

潘以文 博士

Dr. Yii-Wen Pan

國立交通大學
土木工程系碩士班
碩士論文



Submitted to Department of Civil Engineering
College of Engineering
National Chiao Tung University
in partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of
Master
in
Civil Engineering

July 2005

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十四年七月

深層含水地層之壓縮行為

研究生：楊秀隆

指導教授：廖志中 博士

潘以文 博士

國立交通大學土木工程學系

中文摘要

超抽地下水引起之地層下陷以往多著重於地層中壓縮性較大之阻水層，然而根據現場觀測發現，部份含水層(即砂土層)存在不可忽視之壓縮性，對地層下陷有顯著影響。由於傳統鑽探不易取得不擾動砂性土樣，以擾動試體進行室內試驗所得之壓縮行為亦無法代表地層真實特性。因此本研究以濁水溪沖積扇為例，將現地擾動土樣利用賈降壓密製作室內試驗試體，並於試驗過程中以剪力波元件量測剪力波速，當波速與相對應之地層波速相同時，即視試體已回復現地狀態，再以此試體模擬地下水位升降造成有效應力改變之反覆荷重加載，探討因抽水導致深層含水層之壓縮行為。室內試驗結果也嘗試與現場監測資料比對，驗證室內試驗代表性。

研究結果顯示現地土壤狀況受到沉積方式(顆粒排列狀態)、應力歷史與其它環境因素影響，當試體波速與現地相同時，試體應力狀態略低於理論推估值，因此以波速比對將試體回復現地真實狀態為一可行的方法，但未來試體製作應考慮現地土壤形成過程。此外，本研究亦完成一系列模擬地下水位變化之室內壓縮試驗，結果顯示濁水溪沖積扇之深層含水地層會因週期性反覆荷重產生塑性變形，且彈性行為不明顯，此結果驗證含水層會因地下水位變化產生不可忽視之壓縮量，評估地層下陷時應考慮其影響性。同時研究中也發現當含水層內夾多層薄細料時，將會影響整體排水特性造成土層壓縮與時間有關之壓密沉陷，此與現場監測成果一致，可見室內試驗能良好反應現地深層含水層實際壓縮行為。

關鍵字：地層下陷、壓縮行為、含水層、剪力波速

The Consolidation of Deep Aquifer Induced by Groundwater Withdraw

Student : Hsiou-Long Yang

Advisor : Dr. Jyh-Jong Liao
Dr. Yii-Wen Pan

Department of Civil Engineering
National Chiao Tung University

ABSTRACT

The excessive land subsidence induced by over-pumping of groundwater is usually explained by the consolidation of aquitards. However, some evidence from field measured data has shown that, in some cases, the compression of some aquifer (e.g., sandy layer) may be quite significant. Generally, it is difficult to obtain undisturbed sandy samples in field. Because the results of laboratory experiment using disturbed specimens were unable to express the real characteristic of in-situ layer, this study took the disturbed soils in Choshui River alluvial fan to reconstitute by pluviation and consolidation and try to examine the compressibility of deep aquifer induced by groundwater withdraw. During consolidation, shear wave velocity were measured by bender elements embedded in the upper and bottom plates of the consolidation device. The state of the reconstituted material was examined by its shear wave velocity in order to match the same wave velocity as obtained from in-situ P-S logger tests. After material reconstitution, the specimens were subjected to loading/unloading cycles to simulate that effective stress changes due to the groundwater-level fluctuation. The results of laboratory test were also compared with field data to verify the validity of the laboratory model test.

Experimental results show that the stress state of in-situ layer was

influenced by the soil deposition (e.g., the arrangement of soil particle), stress history and others. These factors cause the stress condition of samples were not consistent with the state in field when shear wave velocity were the same in laboratory and in field. Because the stress state were not consistent, the way that reconstituted specimens were returned to original condition by comparing shear wave velocity is not better. However, it is still acceptable. In the future, the factors should be overcome while preparing the remold specimens for laboratory experiments. A series of laboratory consolidation test for modeling the groundwater-level fluctuation were conducted in this study. The results indicated the deep aquifer of Choshui River alluvial fan was compressed by loading/unloading cycles, and the rebound of sandy layer was not clear as the stress was unloading. These findings show the compression of aquifer due to groundwater-level fluctuation is plastic. Hence, the compressibility of deep aquifer should be considered when estimating the land subsidence. This study also finds the compression of aquifer with thin clayey layers is time-dependent. Similar phenomenon was observed in field. Thus, the laboratory test may explain the land subsidence phenomenon contributed by the compression of deep aquifer.

Key words : land subsidence, consolidation, aquifer, shear wave velocity, thin clayey layers

誌 謝

承蒙指導教授 廖志中博士與 潘以文博士於論文研究期間悉心指導，幫助學生突破研究瓶頸，使本論文得以順利完成，在此致上最誠摯敬意與感謝。口試期間幸蒙 李煜舫博士與 柳志錫博士撥冗審閱本論文並提供許多寶貴意見及建議，使本文更加完善嚴謹，於此表示由衷感謝。

求學期間，承蒙 黃安斌教授、方永壽教授及 單信瑜教授在課堂學識上的指導，致上萬分謝意。

研究期間，受到黃耀道、張振成等博士班學長；木榮、志偉、洋峻、俊宏、証傑、和翰、瑞庭、俊閔等求學夥伴及工研院楊明宗、劉智超、杜富麗、沈振南等研究員給予論文研究上的協助與經驗分享，以此誌謝文表達心中感激之意。

另外特別感謝女友佳欣、「台灣國際創價學會」的大哥、大姐及好友昇達、華茹、華欣、金芳、瑜甄、國誠、致生等，很高興在新竹求學期間有你們的陪伴與鼓勵。

最後，感謝父母對我的栽培與支持，僅以此論文獻給我最親愛的家人。

目 錄

中文摘要.....	i
英文摘要.....	ii
誌 謝.....	iv
目 錄.....	vi
表 目 錄.....	viii
圖 目 錄.....	ix
第一章 緒論	1
1.1 研究動機.....	1
1.2 研究目的.....	2
第二章 文獻回顧	4
2.1 地層下陷基本原理.....	4
2.1.1 有效應力.....	4
2.1.2 滲流壓力.....	5
2.2 含水地層之抽水壓縮行為.....	6
2.2.1 含水層系統介紹.....	6
2.2.2 含水層之壓縮行為.....	10
2.2.3 含水層壓縮原因探討.....	15
2.3 土壤剪力波速量測.....	19
2.3.1 室內剪力波元件試驗(Bender Element Test)	19
2.3.2 現地波速量測方法.....	26
2.3.3 影響剪力波速之因素.....	29
2.4 時間對砂土層之影響.....	32
2.4.1 過去研究回顧.....	32
2.4.2 齡化效應(Aging Effect)	34
第三章 研究方法與設備	39

3.1 現地孔內震波量測.....	39
3.1.1 試驗儀器介紹.....	39
3.1.2 試驗鑽孔要求.....	45
3.1.3 試驗方法.....	48
3.2 室內試驗方法.....	49
3.2.1 試體來源與製作.....	49
3.2.2 單向度壓密試驗.....	50
3.2.3 模擬地下水位改變之壓縮試驗.....	50
3.2.4 剪力波元件試驗(Bender Element Test).....	56
3.3 現地沉陷與水位監測資料蒐集分析.....	62
3.3.1 沉陷監測原理.....	64
3.3.2 地下水位觀測.....	67
第四章 研究結果與討論.....	69
4.1 濁水溪沖積扇概述.....	69
4.1.1 地理環境.....	69
4.1.2 區域地質與水文地質環境.....	69
4.2 現地孔內震波量測結果.....	73
4.2.1 資料分析方法.....	74
4.2.2 波速量測結果.....	76
4.2.3 經驗式與現地波速比較.....	81
4.3 室內試驗結果.....	84
4.3.1 試驗土壤基本物性.....	84
4.3.2 單向度壓密試驗.....	86
4.3.3 室內與現地剪力波速檢核.....	88
4.3.4 反覆荷重壓縮試驗結果.....	91
4.3.5 剪力波速檢核問題.....	94
4.4 現地監測資料分析.....	96
4.4.1 沉陷分析.....	96

4.4.2 地層壓縮與地下水位變化之應力應變關係	102
4.5 數值模擬分析	106
4.6 現地監測成果與室內模型試驗比較	108
第五章 結論與建議	110
5.1 結論	110
5.2 建議	112
參考文獻	114



表 目 錄

表 2-1 孔內震波量測方法比較(李咸亨與吳志明，1990).....	28
表 3-1 波傳時差分析結果.....	64
表 4-1 各深度相同岩性(砂土)波速與有效圍壓一覽表.....	81
表 4-2 試驗土樣附近深度地層物性試驗結果 (摘自工業技術研究院地層下陷井觀測及試驗報告).....	85
表 4-3 單向度壓密試驗結果.....	87
表 4-4 反覆荷重試驗試體初始條件狀態.....	92
表 4-5 數值模擬之假設參數.....	107



圖目錄

圖 1-1 研究流程圖	3
圖 2-1 有效應力概念圖(Bear and Verruijt, 1987).....	5
圖 2-2 滲流壓力概念示意圖(游啟亨, 1986).....	6
圖 2-3 沖積扇地區之多含水層地質系統示意圖	8
圖 2-4 自由含水層與受壓含水層(工研院能資所).....	9
圖 2-5 含水層內抽水示意圖(Kruseman and Ridder, 1991).....	9
圖 2-6 自由含水層內地下水位下降示意圖	12
圖 2-7 砂土層之彈塑性壓縮反應圖(柳志錫, 2004).....	15
圖 2-8 石英砂之顆粒顯微圖與排列方式	16
圖 2-9 桃園觀音地區地下水位歷線圖(工研院, 2003).....	16
圖 2-10 桃園觀音地區地層壓縮變化圖(工研院, 2003).....	17
圖 2-11 扁平狀砂土顆粒壓縮示意圖	18
圖 2-12 乾淨麥寮砂單向度壓密試驗(張嘉偉, 1997).....	19
圖 2-13 壓電陶瓷之連接方式(Dyvik and Madshus, 1985).....	21
圖 2-14 不同試體高度對應之波傳時間(Dyvik and Madshus, 1985).....	21
圖 2-15 不同 R_d 影響因子所致實驗結果(Jovicic et al., 1996)	24
圖 2-16 高嶺土之剪力波傳圖形(Jovicic et al., 1996).....	25
圖 2-17 現地地震波量測示意圖	27
圖 2-18 圓顆粒及具稜角砂土其 V_s 、 G 隨孔隙比與有效圍壓變化圖 (Hardin and Richard, 1963)	30
圖 2-19 天然與人造砂土貫入阻抗比較(Durante and Voronkevich, 1995)	33

圖 2-20 渥太華砂剪力模數與時間關係(Anderson and Stokoe, 1978)	33
圖 2-21 新鮮沉積之砂土與不同環境齡化效應後之顯微鏡圖	37
圖 3-1 受波器與震源(摘自林忠義, 1999)	40
圖 3-2 控制及監測裝置(摘自林忠義, 1999)	41
圖 3-3 絞盤(摘自林忠義, 1999)	41
圖 3-4 受波器(Geophone)示意圖(Ogura, 1988)	43
圖 3-5 震源原理示意圖(Ogura, 1988)	43
圖 3-6 P-S 波量測試驗孔示意圖	46
圖 3-7 懸垂式 P-S 波探測示意圖(Nigbor and Imai, 1994)	47
圖 3-8 潛變儀構造圖	51
圖 3-9 改良壓密試驗儀器	52
圖 3-10 模擬水位變化壓縮試驗流程圖	53
圖 3-11 雲林地區宏崙水位站第三含水層近年水位比較	56
圖 3-12 剪力波元件試驗系統示意圖	57
圖 3-13 剪力波元件尺寸示意圖(參考 Dyvik and Madshus, 1995)	58
圖 3-14 剪力波元件嵌入示意圖(林靜宜, 2003)	59
圖 3-15 (a)上蓋板與(b)下蓋板之剪力波元件	60
圖 3-16 剪力波傳圖形(Viggiani and Atkinson, 1995)	63
圖 3-17 現地監測地點相關位置圖	64
圖 3-18 伸縮儀沉陷計示意圖(李德河, 1996)	65
圖 3-19 鋼管式沉陷監測井示意圖	66
圖 3-20 無線電磁感應環分層式地層下陷監測井示意圖	66

圖 3-21 地下水位觀測井示意圖	68
圖 4-1 濁水溪沖積扇區域地質圖(中央地調所，1999).....	70
圖 4-2 濁水溪沖積扇之水文地質概念分層圖(Liu，2001).....	71
圖 4-3 濁水溪南北兩側地表至深度 300 公尺間之東西向地層剖面圖 (中央地調所，1999).....	73
圖 4-4 現地孔內震波量測圖	74
圖 4-5 懸垂式 P-S 波系統量測結果	75
圖 4-6 50~100 公尺 P-S 波速剖面	77
圖 4-7 100~150 公尺 P-S 波速剖面	77
圖 4-8 150~200 公尺 P-S 波速剖面	78
圖 4-9 200~250 公尺 P-S 波速剖面	78
圖 4-10 各深度波速與地質柱狀剖面比對	80
圖 4-11 相同土壤(砂土) P-S 波速剖面	83
圖 4-12 現地砂土層剪力波速與有效圍壓關係圖	83
圖 4-13 試驗土樣之粒徑分佈曲線	84
圖 4-14 傳統單向度壓密試驗結果曲線	86
圖 4-15 單向度壓密試驗某一階之沉陷與時間關係	87
圖 4-16 剪力波元件試驗波形	89
圖 4-17 剪力波隨壓力變化關係圖	89
圖 4-18 剪力波元件試驗於高壓下之雜訊示意圖	90
圖 4-19 剪力波速與孔隙比關係	91
圖 4-20 模擬地下水位變化之反覆荷重試驗結果	93
圖 4-21 元長國小各沉陷環至地表之壓縮量變化圖	97

圖 4-22 土庫國中各沉陷環至地表之壓縮量變化圖.....	97
圖 4-23 客厝國小各沉陷環至地表之壓縮量變化圖.....	98
圖 4-24 雨量與地層壓縮量關係圖.....	99
圖 4-25 雨量與地下水位變化關係圖.....	99
圖 4-26 元長國小各沉陷環相對井底之累積壓縮量變化圖.....	100
圖 4-27 土庫國中各沉陷環相對井底之累積壓縮量變化圖.....	101
圖 4-28 元長國小含水層二壓縮量與地下水位關係.....	103
圖 4-29 元長國小含水層三壓縮量與地下水位關係.....	103
圖 4-30 元長國小含水層二與含水層三之應力-應變關係.....	104
圖 4-31 數值模擬之模型概念示意圖.....	106
圖 4-32 數值模擬結果示意圖.....	107



第一章 緒論

1.1 研究動機

台灣地區隨著工商業的快速發展、人口遽增，地下水的抽水量逐年增加，然而大量抽取地下水卻也造成地層下陷的嚴重後果。最早因超抽地下水導致地盤下陷之區域發生在台北盆地，近期因翡翠水庫完工，地面水充份供應與地下水獲得有效管制後，地層下陷情況已趨向平緩。西南部沿海地區自古缺乏地面水源，加以養殖漁業興起，自民國 60 年代起即因超抽地下水而導致嚴重地層下陷，目前仍持續下陷中，造成民生及工程上極大的困擾。

由於地層下陷問題日益嚴重，歷年有許多位學者針對超抽地下水引起地層下陷之影響加以研究。傳統上大多認為下陷主要因素在於抽水引發有效應力改變，導致地層中黏性土層(阻水層)之壓密沉陷，因此對於其壓縮性已有相當多之研究與探討。然而根據現場觀測及過去室內試驗卻發現，沿海地層下陷區砂性土層(含水層)同樣存在可壓縮特性，對地層下陷有相當程度貢獻。

為瞭解砂性土層之抽水壓縮特性，作為日後估算地表沉陷量之依據，有必要進行深入探討。另外因地層下陷區淺層含水層水質已不符合需求，未來勢必將朝向更深層之含水層抽水，地層下陷之影響範圍也將深及地表下 200~300 公尺處。對於深層含水地層而言，經過長期沉

積壓密年代已排列成緊密之組構，是否會因地下水位變化導致有效應力改變而產生顯著壓縮，此也為本研究探討的重點。

1.2 研究目的

本研究以濁水溪沖積扇為例，根據現場資料與室內試驗結果探討砂性土壤之壓縮行為。此外過去對於深層砂質土壤很難取得不擾動試體，因此無法掌握其正確孔隙比或含水量等基本物理性質，基於此背景，嘗試以波速檢核方式驗證現場實際情況做為室內試驗之基準，期望能藉此得到良好結果。

本研究之主要目的為：

1. 嘗試以簡單的室內試驗模型比擬現地土層壓縮情況，並利用現地監測資料比對室內試驗模型之代表性。
2. 探討濁水溪沖積平原地區深層含水層因抽水產生之壓縮性，作為日後評估地層下陷之依據。
3. 瞭解深層含水層之壓縮行為，提供未來開發深層地下水之參考。

詳細研究流程如圖 1-1 所示。

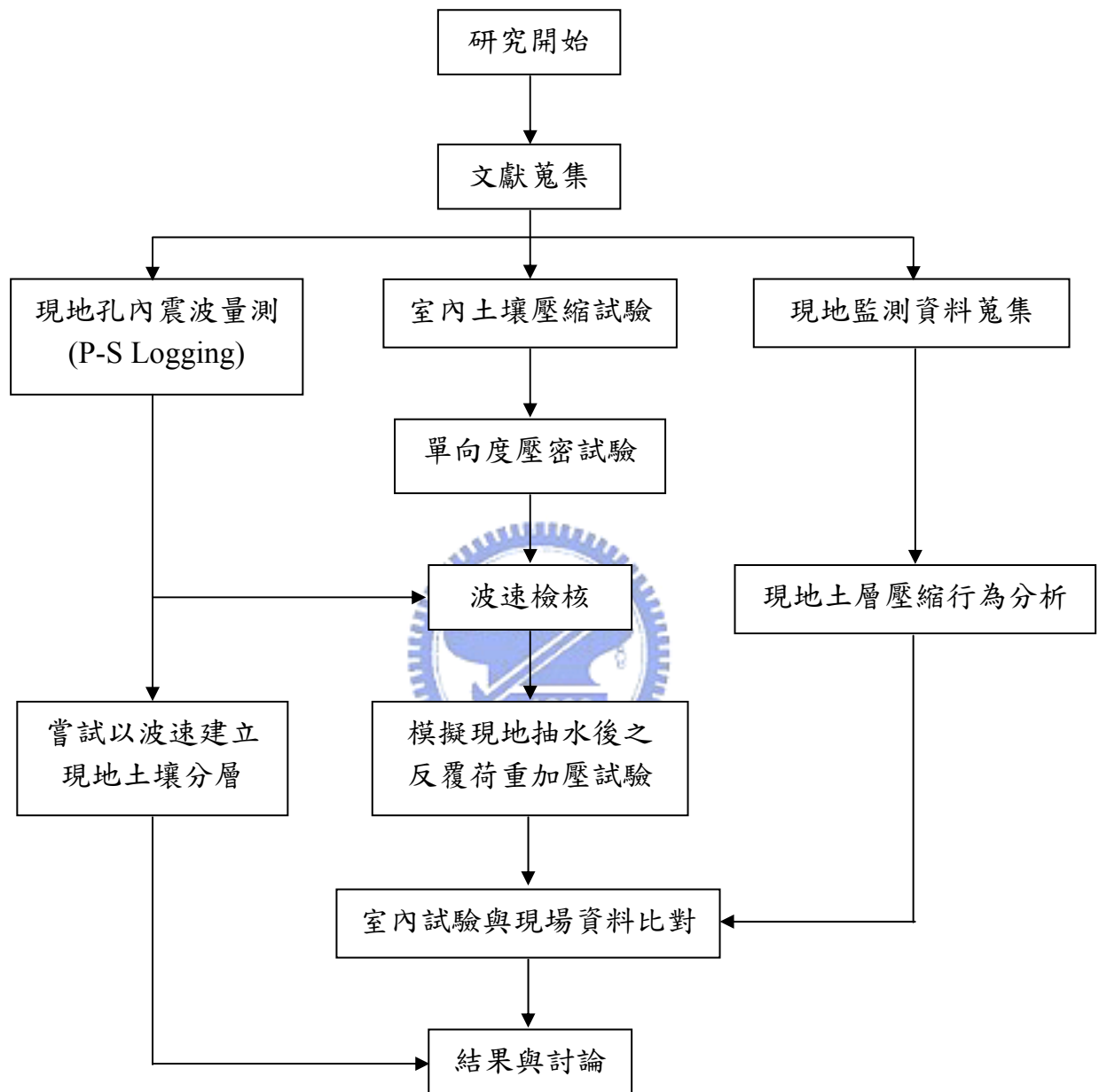


圖 1-1 研究流程圖

第二章 文獻回顧

超抽地下水引起之地層壓縮主要屬於土壤力學之探討範圍，茲將相關原理及柳志錫(2004)之研究整理描述如下。另外本章也將概述目前剪力波速之相關量測方法，繼而討論影響剪力波速結果因素。

2.1 地層下陷基本原理

2.1.1 有效應力

超抽地下水之所以引發地層下陷，主要因地下水位降低使土壤間之有效應力(effective stress)增加而壓縮土壤孔隙所致。如圖 2-1 所示，Terzaghi (1948)考慮飽和土壤受應力的情況，將土壤內力分成兩部份，一部份係由土粒子所承受，包括所有的剪應力(Shear stress)及部份的正向應力(Normal stress)，合稱為有效應力(Effective stress)；另一部份的正向應力由土壤中的孔隙水所承受，形成孔隙水壓力(Pore water pressure)。若僅考慮正向應力，則總應力 σ 、有效壓力 σ' 及孔隙水壓力 u 可表示為：

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2-1)$$

若土壤未飽和時，則有效應力與土壤之飽和度有關，Bishop et al.(1960)將式(2-1)修正為

$$\sigma' = \sigma - u_a + x(u_a - u_w) \quad (2-2)$$

其中 u_a ：孔隙空氣壓力

u_w ：孔隙水壓力

x ：土壤飽和度相關之係數(完全乾燥為 0，完全飽和為 1)

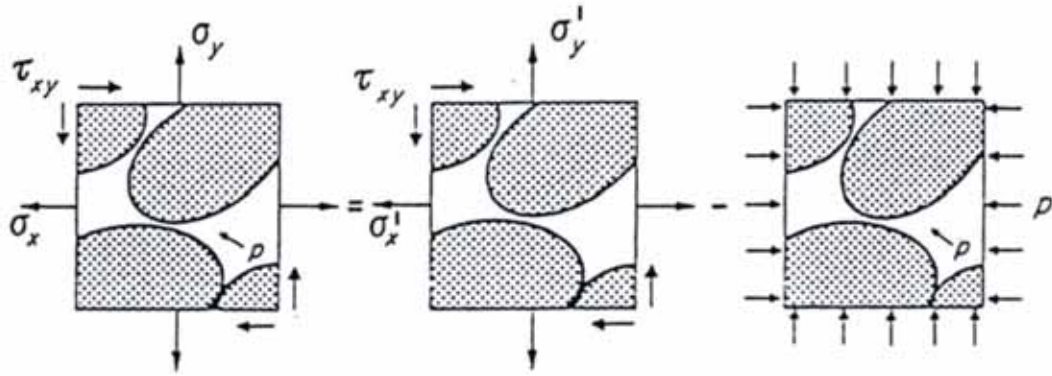


圖 2-1 有效應力概念圖(Bear and Verruijt，1987)

2.1.2 滲流壓力

除了增加土壤的總應力可導致土壤內有效應力的增加外，在總應力不變的條件之下，經由土壤孔隙滲流亦會導致有效壓力的增加，此種有效應力的增量稱為滲流壓力(游啟亨，1986)。茲考慮一厚度 H 的飽和土壤柱體放置於容器中，如圖 2-2(a)所示。圖中左側蓄水池連通土柱底部，其水位與容器水位相同，此時土壤內呈應力穩定狀態，無滲流現象產生。在深度 z 處 ab 面之總應力 σ 、有效壓力 σ' 及孔隙水壓力 u 可表示為：

$$\sigma = H_1 \gamma_w + z \gamma_{sat} \quad (2-3)$$

$$u = (H_1 + z) \gamma_w \quad (2-4)$$

$$\sigma' = z (\gamma_{sat} - \gamma_w) = z \gamma_{sub} \quad (2-5)$$

其中 γ_w ：水單位重

γ_{sat} : 飽和土壤單位重

γ_{sub} : 浸水土壤單位重

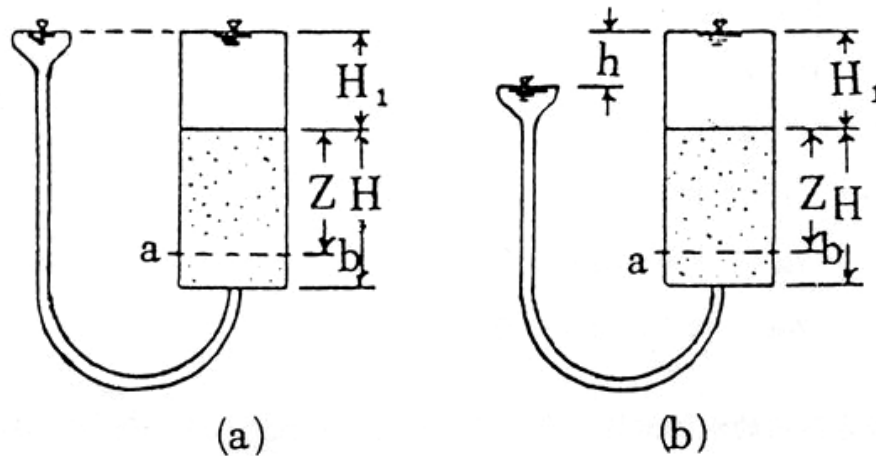


圖 2-2 滲流壓力概念示意圖(游啟亨，1986)

若容器內的水位保持不變，將蓄水池的水位降低 h ，如圖 2-2(b)所示。因土柱上、下水壓力不平衡，土壤內產生向下滲流現象，土柱底部土壤孔隙水壓力改變量(超額孔隙水壓)為 $h \gamma_w$ 。若水流流速水頭可以忽略，則依 Terzaghi(1948)有效應力的觀念，有效應力的改變量為 $h \gamma_w$ 。假設有效應力改變隨著深度有線性比例關係存在，則 ab 處之有效應力等於 $z h \gamma_w / H$ 。故此種經由土壤孔隙滲流而增加之有效壓力，即滲流壓力可表示為：

$$\Delta \sigma' = (h/H)z \gamma_w = iz \gamma_w \quad (2-6)$$

其中 i : 水力坡降，即 $i = h/H$

2.2 含水地層之抽水壓縮行為

2.2.1 含水層系統介紹

地下水之所以可存在地層中，乃地層中有足夠的孔隙存在，其蓄水量多寡與孔隙的大小有關，一般而言年代較新之現代河川沖積層或盆地湖泊沉積層，因地層尚未完全壓密而結構疏鬆，地層較可能具有大的孔隙儲存地下水。這些地層中又以由粗粒土壤(砂或礫石)構成之土層具有較佳之導水能力，形成可豐富儲水之含水層(Aquifer)；另外以細粒土壤(粉土或黏土)為主之地層，則因透水性差而形成阻水層(Aquitard)。

地層中之含水層及阻水層架構受地質沉積環境影響而有很大的差異，在一個沖積扇之扇頂區因為水流淘選作用，地層可能絕大部份由礫石或粗砂組成而形成一個巨大完整之含水層(如濁水溪沖積扇上游)；相反的若在一个古盆地湖泊區域，則地層可能主要由粉土或黏土堆積而形成厚的阻水層(如墨西哥市及台北市)。大部份複雜之地層出現在河川沖積扇之扇尾及海岸地區，這類型之含水地層相當複雜，其重要特徵為地層之變異性很高，對於含水層及阻水層很難純以地層組成(砂土層或黏土層)界定，而必須依據地質沉積原理及其整體水力特性來分類，因此含水層中可能存在許多薄的黏土夾層，或阻水層夾有薄的砂土層。且因為含水層有許多層所以又可稱為複雜多含水層系統(如圖 2-3)。

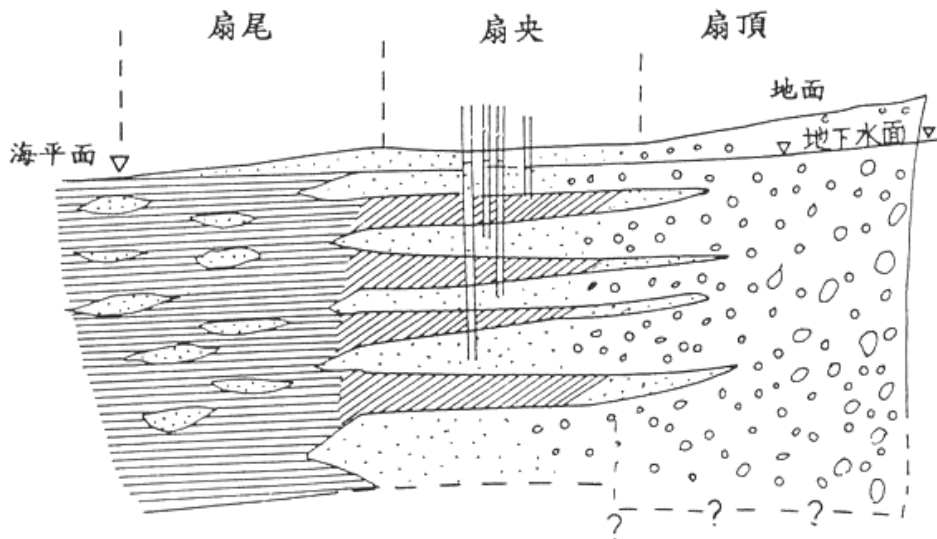


圖 2-3 沖積扇地區之多含水層地質系統示意圖(柳志錫，2004)

就多含水層之架構而言，又可分為”自由含水層 (unconfined aquifer)”與”受壓含水層 (confined aquifer)”。參考圖 2-4，若土壤孔隙與大氣連通稱為自由含水層 (unconfined aquifer)；但若與大氣阻隔，則稱為受壓含水層 (confined aquifer)。圖 2-5(a)為在一均質的受壓含水層內抽水之情形，其依抽水井的構造可分為完全貫穿水井抽水及部份貫穿水井抽水兩種。前者抽水時所引起之地下水流可視為水平流；後者之地下水流狀況較為複雜，在離水井遠端可視為水平流，隨著離水井越近，其在抽水井的底部逐漸有垂直流的產生。在自由含水層內抽水，如圖 2-5(b)所示，其地下水流情形與在受壓含水層之部份貫穿水井抽水類似，其垂直流發生在地下水位洩降錐附近。

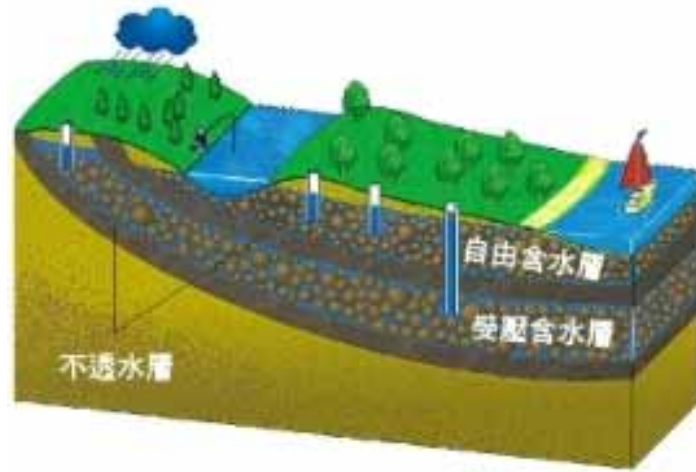


圖 2-4 自由含水層與受壓含水層(工研院能資所)

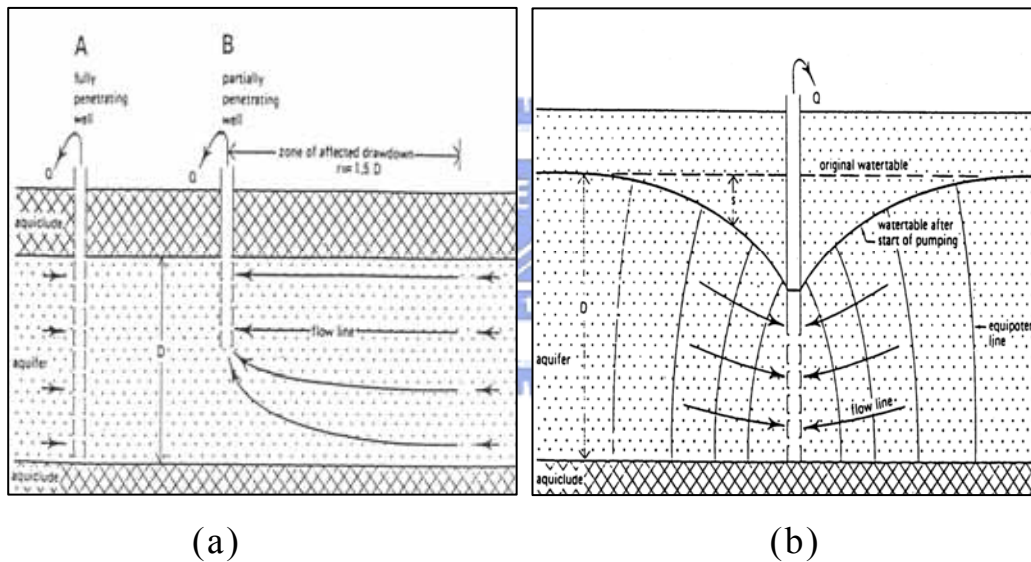


圖 2-5 含水層內抽水示意圖(Kruseman and Ridder, 1991)

在自由含水層內抽水與在受壓含水層內抽水之不同點

Kruseman and Ridder(1991)歸納如下：

1. 受壓含水層在抽水期間皆為飽和狀態，其水位洩降為水壓力的下降，並不是實際地下水位面的降低，而在自由含水層內抽水，則實際降低地下水位面，故部份土壤將由飽和

狀態進入不飽和狀態。

2. 因受壓含水層的抽水為降低其孔隙水壓力，故有滲流壓力的產生，土壤的有效壓力增加，將對含水層具壓縮的作用，而在自由含水層內抽水並無此種現象。
3. 在受壓含水層內之完全貫穿水層抽水，其所形成的地下水流為水平流，並無垂直流的產生，而自由含水層內抽水，其水流將有垂直流產生。

2.2.2 含水層之壓縮行為

在含水層內抽水，造成土體有效應力增加的原因有二，一為孔隙水流動時產生的滲流壓力，另一為地下水位降低使孔隙水壓力降低。首先考慮孔隙水流動時產生的滲流壓力，在受壓含水層中，若為完全貫穿水層抽水，當抽水時將產生水平方向之滲流，其滲流壓力亦為水平方向，將導致含水層水平方向的壓縮，使土壤體積產生變化，但其在垂直方向將形成側向伸張作用，應不導致垂直下陷現象。若在受壓含水層中為部份貫穿水層抽水及自由含水層內抽水，除了水平方向滲流壓力，將導致含水層水平方向的壓縮外，另有部份垂直流產生，可能造成垂直向的壓縮，其量與抽水量及土層性質等因素有關，通常此因素造成之壓縮量不大，可以忽略不計(紀雲曜，1997)。

另考慮地下水位降低使孔隙水壓力降低、有效應力增加部份，以受壓含水層而言，若超抽地下水引致水頭下降 Δh ，Poland and Davis(1969)認為在總壓力不變的情況下，土壤所承受的有效壓力增量為 $\gamma_w \times \Delta h$ 。

但在自由含水層中抽水，如圖 2-6 所示，其初始地下水位為 h_1 ，考慮地下水面下深度 h_2 之土壤元素 A，其總壓力及有效壓力為：

$$\sigma = h_d \times \gamma_d + (h_1 - h_d) \times \gamma_m + h_2 \times \gamma_{sat} \quad (2-7)$$

$$\sigma' = h_1 \times \gamma_d + h_2 \times (\gamma_{sat} - \gamma_w) - T \quad (2-8)$$

其中 γ_d ：乾土單位重。

γ_m ：濕土單位重。

γ_{sat} ：土壤飽和單位重。

T：毛細張力(常可忽略不計)

當水位降低 Δh 後，A 點的總壓力不變，有效壓力為：

$$\sigma' = [h_1 \gamma_d + h_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w)] + \gamma_w \Delta h [(1 + Se)/(1 + e)] \quad (2-9)$$

其中 e ：水位變化範圍土壤孔隙比。

S：水位變化範圍土壤飽和度。

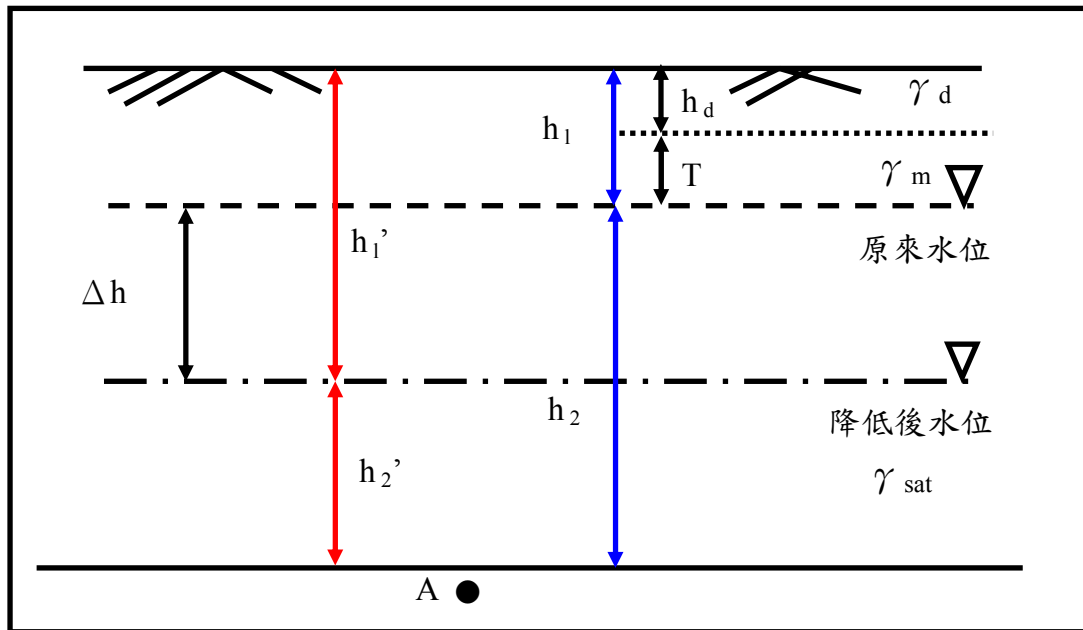


圖 2-6 自由含水層內地下水位下降示意圖

比較式(2-8)與(2-9)，可知對自由含水層而言，當地下水下降後造成水位下土壤有效壓力改變量為 $\gamma_w \times \Delta h [(1+Se)/(1+e)]$ ，土壤由初期的飽和狀態逐漸變為不飽和帶，其飽和度 $S < 1$ ，因此土壤有效壓力改變量會隨著飽和度的逐漸減少而小於 $\gamma_w \times \Delta h$ 。若取 $e = 1, S = 0$ 時，則依 $\gamma_w \times \Delta h [(1+Se)/(1+e)]$ 可知有效壓力增量為 $0.5 \gamma_w \times \Delta h$ 。因此，對自由含水層而言，當地下水下降後造成水位下土壤有效壓力改變量為 $1 \sim 0.5$ 倍之 $\gamma_w \times \Delta h$ 之間。若不考慮土壤不飽和的情形，則其與在受壓含水層中的情形一樣，超抽地下水引致地下水位下降 Δh ，在總壓力不變的情況下，土壤所承受的有效壓力增量為 $\gamma_w \times \Delta h$ 。

含水層主要由砂性土壤組成，又常被稱為砂土層，因其排水性高，地

下水下降所造成之壓縮屬於即時沉陷，且壓縮完成很快，在長久自然沉積之過程中，容易達到密實的狀態，因此其壓縮量對於地層下陷之影響性較不受重視，在既有之相關評估模式中，均將其視為不可壓縮或以彈性變形加以描述。紀雲曜(1997)研究高雄永安地區之地層下陷即假設砂土層為不可壓縮。Shearer(1997)、Hu et al.(2001)、Zhou et al. (2003)在他們研究地層下限模式中則假設砂土層為彈性變形行為。

然而自然界之地質材料成份相當複雜，含水層不見得純由砂土構成，砂土層中亦可能含有細料土壤。林美聆(1995)研究台北盆地之地層下陷時，針對砂土層進行單向度壓密試驗，確認砂土層之壓縮對台北盆地之地層下陷有相當程度之貢獻，不宜忽略。許澤善(1997)亦指出濁水溪沖積扇之砂土層具板狀且成飛絮結構，其性質類似黏土層，因此有很大的壓縮性。黃安斌(2001)以雲林麥寮之粉土細砂進行壓縮性試驗，亦發現在細粒料含量 15%之情況下，相對於石英砂而言有相當高的壓縮性，在單向度壓密的情況下其壓縮指數與低塑性黏土類似，顯示含水層中之砂土層具有不可忽略之壓縮性。

柳志錫(2004)蒐集濁水溪沖積扇沿海地區含水層二之現場壓縮實測數據，並簡單歸納出砂土層壓縮模型。其認為砂土層之變形模式是在地下水位下降過程中，地層呈彈塑性變形，且存在一個水位門檻值，當水位下降超過該門檻值後便進入塑性變形階段，解壓後即留下永久變形量。根據此

一結論，進而建立一數學概念模型，即地層存在一應力降伏點，當地下水位下降引起之有效應力超過降伏點時會出現明顯之塑性變形；若未超過則視為彈性變形，待水位回升後變形即恢復。為了更方便了解，參考圖 2-7，首先將砂土層架構之非彈性壓縮係數定義為 S_{ki} ，並假設一土層之原始厚度為 H ，則在每一應力加載周期後，其非彈性變形方程式如下：

$$\Delta H = S_{ki} \times \Delta h \times H \quad \Delta h > h_y \quad (2-10)$$

$$\Delta H = 0 \quad \Delta h < h_y \quad (2-11)$$

$$h_y = \sigma_y / \gamma_w \quad (2-12)$$

其中 ΔH ：地層變形量

S_{ki} ：非彈性壓縮係數

Δh ：地下水位下降量

h_y ：降伏水頭

σ_y ：降伏應力

由於砂土層的彈性變形在實際的觀測過程中不顯著，為計算方便起見，上述討論之數學模型中忽略彈性反應部份，即當地下水位下降超過降伏水頭 h_y 後，土壤呈現完全塑性變形，在解壓後亦無彈性回脹現象出現。

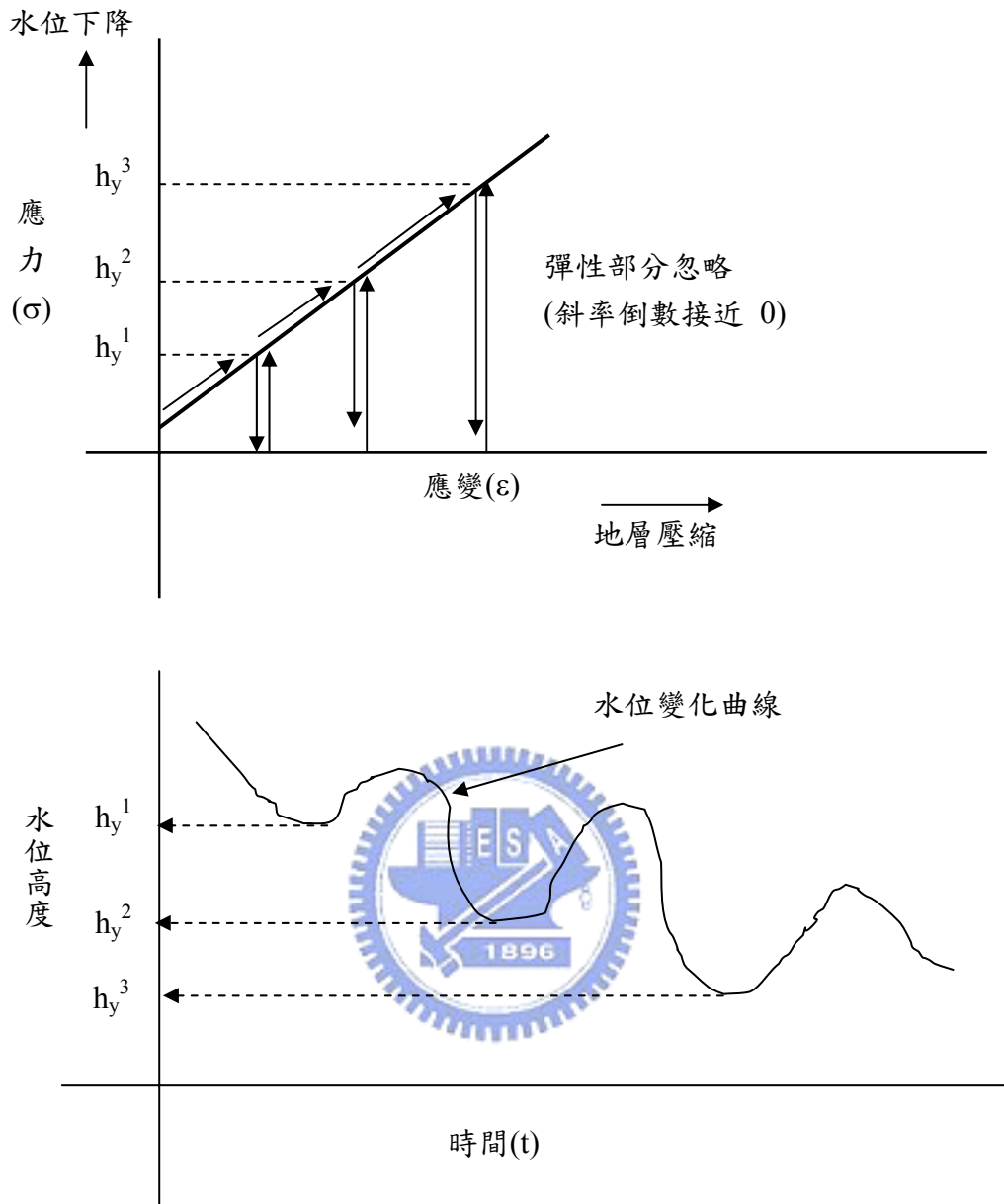


圖 2-7 砂土層之彈塑性壓縮反應圖(柳志錫，2004)

2.2.3 含水層壓縮原因探討

針對含水地層會出現塑性之壓縮特性，推測與砂土之組成及形狀有關。一般砂土沉積物若由石英砂岩風化之岩屑所組成，因這類砂土之形狀較不具方向性，且礦物成份以石英為主，沉積過程中很容易排列成緊密而不可壓縮之組構(圖 2-8)，且石英質地堅

硬不易破壞，因地下水位下降產生之有效應力不可能使其產生塑性變形。如桃園觀音鄉海岸地區，含水層中之砂土即為棕黃色之石英細砂，根據地面水準檢測及分層式地層下陷監測井(位於觀音鄉樹林國小)，雖然當地之地下水位近幾年有大幅下降之現象，但地層卻無明顯壓縮跡象(見圖 2-9 及圖 2-10)，顯示石英質砂構成之地層確實不具壓縮性，而這也是一般相關研究將砂土層視為不可壓縮之可能來源(工研院能資所，2003)。

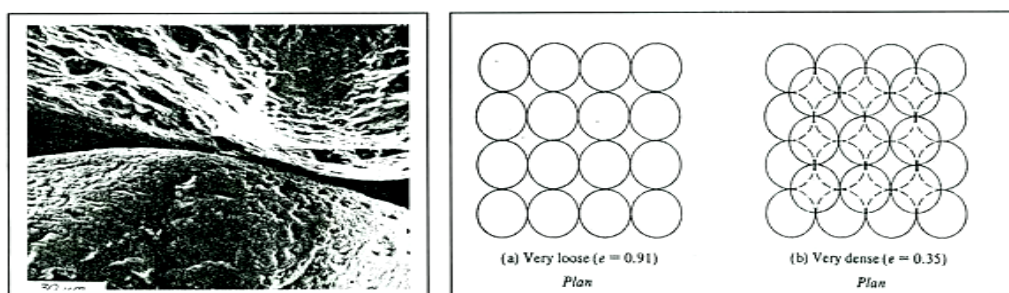


圖 2-8 石英砂之顆粒顯微圖(Terzaghi，1996)與排列方式(Das，1984)

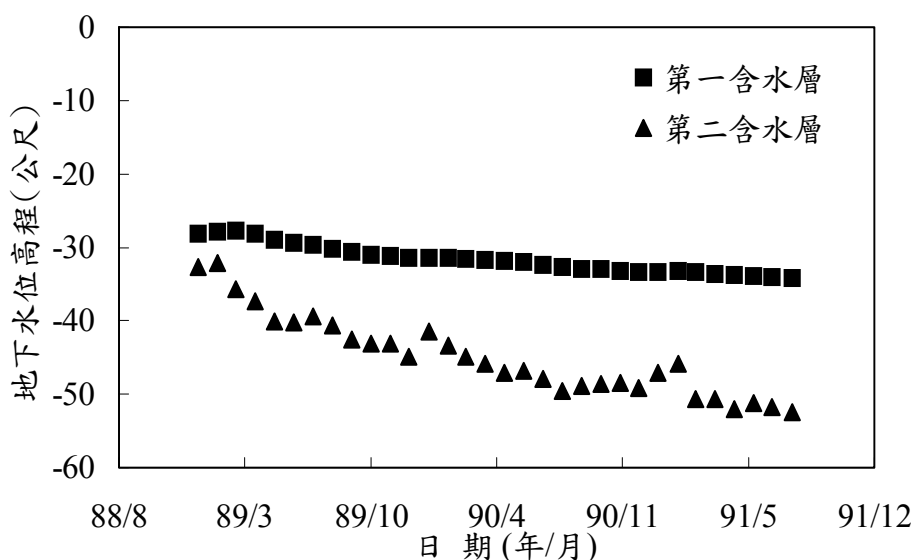


圖 2-9 桃園觀音地區地下水位歷線圖(工研院，2003)

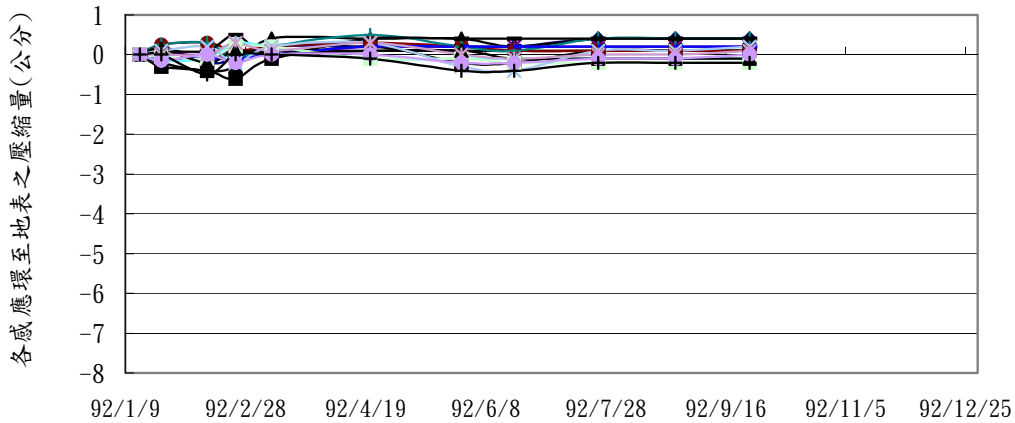


圖 2-10 桃園觀音地區地層壓縮變化圖(工研院，2003)

但台灣西南部沿海地區之砂土層，其沉積物主要為板岩、頁岩及泥岩之風化物，成份為雲母及綠泥石，砂顆粒顏色呈灰黑色，質地脆弱且形狀扁平，且受泥岩懸浮水中之影響，在許多層次會呈現混雜黏土質之泥質砂。對於這類型砂土層會有明顯之地層壓縮反應，歸納可能原因有二：

一是因為砂的形狀扁平，且因沉澱過程受泥岩風化物懸浮其中之影響，使扁平狀顆粒砂在沉澱時易形成卡片屋架構(Card House Structure) (Terzaghi and Mersi, 1996)，雖然顆粒接觸已非常緊密，但受壓時總有朝長軸方向傾倒之潛勢，尤其受地下水在砂土中為水平流之影響，更增加其組構向水平方向傾倒，即在垂直向產生壓縮之潛能(見圖 2-11)。又其為組構之調整，所以水位回升將不會引起回彈，且調整之孔隙率對整體地層而言相當有限，因此地層仍具有好的滲透性。

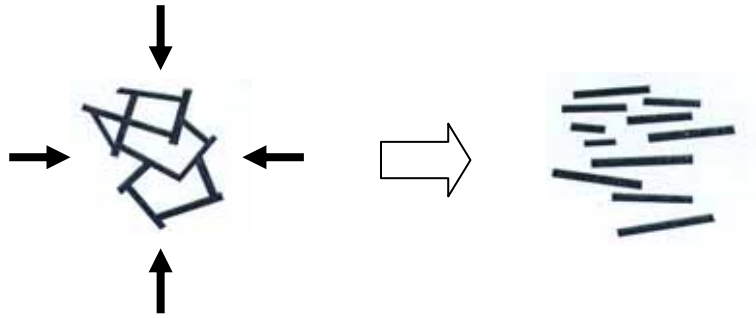


圖 2-11 扁平狀砂土顆粒壓縮示意圖

另外張嘉偉(1997)曾針對乾淨麥寮砂(細粒料含量小於 15%)進行單向度壓密試驗，其壓縮曲線如圖 2-12 所示。由圖中可以看出在相同的加壓條件下，麥寮砂的壓縮性至少是石英砂的五倍，顯然在一般的應力狀態下，尤其是在較低的相對密度下，麥寮砂將會有相當大的體積壓縮。而試驗後也將每組試體以濕篩法進行篩分析，發現細粒料含量增加不過 3%，因此可推論體積壓縮主要是砂土顆粒受壓後重新排列組合的結果。

二為這些砂土層混雜黏土，顆粒間隙充有黏土，因此可視為砂土中夾極薄層黏土之架構，其在壓力增加時，塑性壓縮來自這些薄黏土，而因這些黏土層太薄，不致影響整層之透水性，因此排水性仍屬良好，並可呈現出快速壓縮現象(柳志錫，2004)。

在以往多數之研究中，砂土質地層之壓縮性均被忽略，然而就以上之討論，砂土層壓縮性雖不如黏土層，但若要正確評估地層下陷量，則需同時考慮砂土層之壓縮性，不宜忽略之。

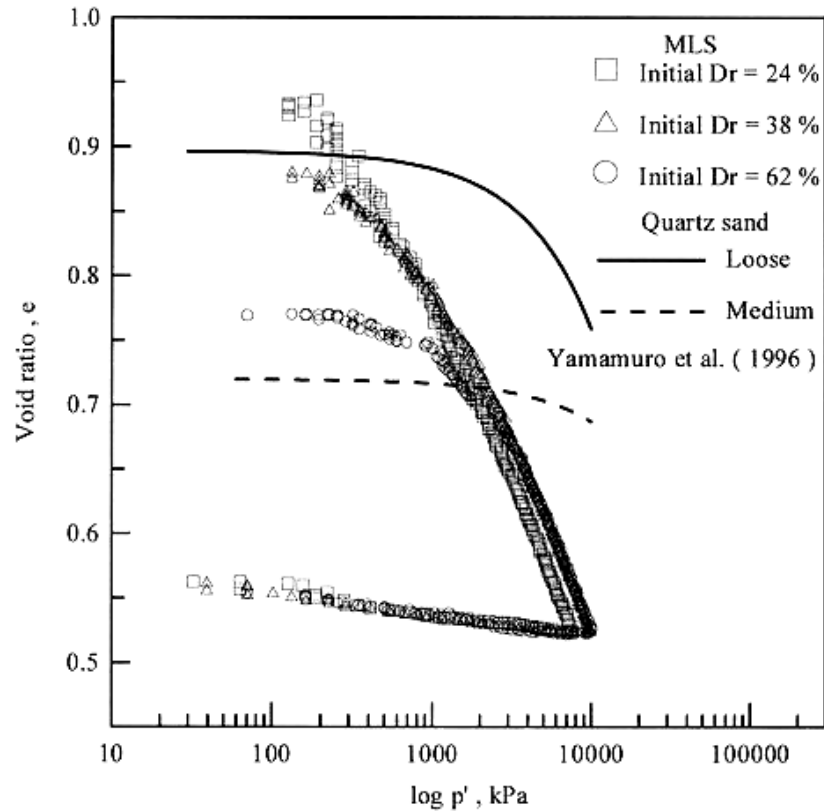


圖 2-12 乾淨麥寮砂單向度壓密試驗(張嘉偉，1997)

2.3 土壤剪力波速量測

本節首先介紹室內剪力波元件(Bender Element)試驗概念，再概述室外波速量測方式，並針對本研究之需求探討適用之方法來求取土壤剪力波速。

2.3.1 室內剪力波元件試驗(Bender Element Test)

室內土壤剪力波速的量測早期由美國德州大學(University of Texas at Austin)利用剪力片(Shear Plate)進行試驗(Shirley, 1978)，其成分以石英或壓電水晶為主。然而隨科技發展，目前以壓電陶瓷材料所組成之剪力波元件(Bender Element)逐漸取代剪力片，因此關於室內剪力波速量測方法多採用一組剪力波元件(Bender Element)進行量測。

壓電陶瓷可分為串聯與並聯兩種連接方式，不同的連接方式會有不同的壓電特性。串聯時機械能轉換為電能之功率是並聯的兩倍，通常用做剪力波試驗之發射端；反之，並聯時電能轉換為機械能的功率是串聯的兩倍，通常用做剪力波試驗之接收端，如圖 2-13。

而利用壓電陶瓷剪力波元素量測剪力波速時，一端以函數產生器激發剪力波，另一端接收剪力波並由示波器上判斷剪力波初達時間，便可推算剪力波速，其計算式如下：

$$V_s = L / t \quad (2-13)$$

其中 V_s ：剪力波速

L ：波傳距離

t ：波傳時間



根據 Dyvik and Madshus(1985)利用不同試體高度對應波傳時間之研究發現(圖 2-14)，當波傳時間為零時，y 軸之截距均為 6mm，即為上下兩個剪力波元件嵌入試體之總長度，故式(2-13)波傳距離 L 應為試體高度減去兩個剪力波元件之突出高度。

另外剪力波元件試驗中，波傳時間判定最為重要。影響波傳時間之判定因素包含了剪力波激發能量、剪力波元件排列方向、激發型式與頻率等，將分述如下：

(1) 剪力波元件排列方向

Dyvik and Madshus(1985)指出剪力波元件發射端及接收端應平行正對

排列，接收端方能激發較大之應變振幅能量，使得輸出訊號較大，容易判別剪力波形。

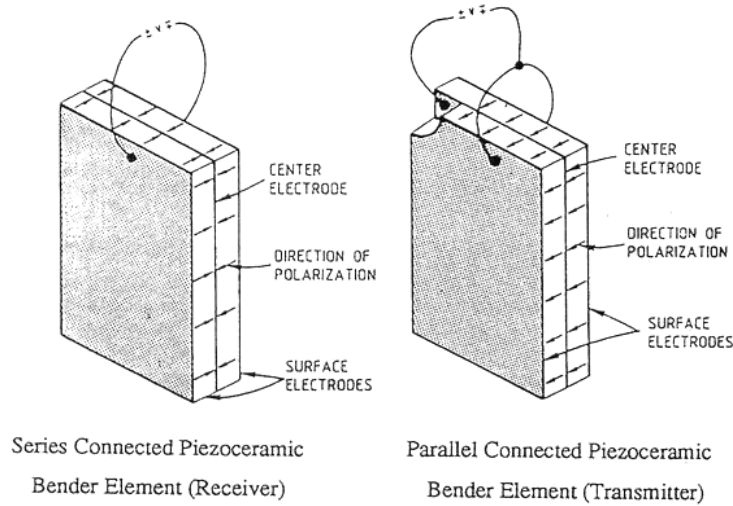


圖 2-13 壓電陶瓷之連接方式(Dyvik and Madshus, 1985)

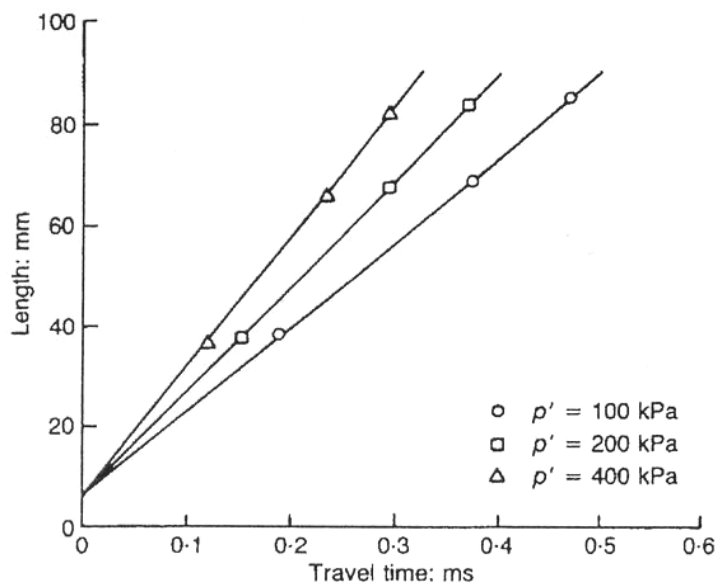


圖 2-14 不同試體高度對應之波傳時間(Dyvik and Madshus, 1985)

(2) 激發能量之選擇

壓電陶瓷在製造的過程或經過極化(Poling)的步驟，極化電壓的大小及

方向便決定壓電材料之特性，因此 Viggiani and Atkinson(1995)指出土壤剪力波元件試驗所使用之激發能量單一振幅不宜超過壓電材料之極化電壓。一般而言，土壤剪力波試驗所使用之壓電材料極化電壓以 10 伏特為主，因此試驗時激發能量不宜超過 10 伏特，否則將會重新極化壓電材料而改變其特性。

(3) 激發型式之選擇及波傳時間之判斷

室內進行剪力波元件試驗一般多採用單一週期波形作為激發型式，激發型式一般有兩種選擇，一為方波，另一者為正弦波，其波傳時間之判斷亦不相同。在說明波形選擇之前，先回顧過去關於波傳鄰域效應(near field effect)影響之文獻，再探討激發波形的選擇所產生之鄰域效應對波傳時間之影響。

Sanches-Saliner(1986)等人發展出在無限域等彈性介質中，由一點源產生橫斷面正弦波波形脈衝，在時間域引致一觀測點位移變化之解析解，其方程式如下：

$$S = \frac{1}{4\pi\rho V_s^2} \Gamma \quad (2-14)$$

$$\Gamma = \frac{1}{d} e^{-i(\omega d/V_s)} + \left(\frac{1}{i \frac{\omega d^2}{V_p}} - \frac{1}{i \frac{\omega^2 d^3}{V_p^2}} \right) e^{-i(\omega d/V_s)} - \left(\frac{V_s}{V_p} \right) \left(\frac{1}{i \frac{\omega d^2}{V_p}} - \frac{1}{i \frac{\omega^2 d^3}{V_p^2}} \right) e^{-i(\omega d/V_p)} \quad (2-15)$$

$$\Gamma = \Gamma_1 + \Gamma_2 - \Gamma_3 \quad (2-16)$$

其中 Γ 及 Γ_2 為剪力波遠域項(far field)

Γ_1 及 Γ_3 為壓縮波鄰域項(near field)

此方程式包括材料阻尼比的影響，其中兩個分量分別對應三項，其代表在橫斷面之位移量，觀察可知 Γ_2 及 Γ_3 之衰減較大，衰減情形可由 R_d 試驗條件因子來控制觀測點所收到的波形形狀：

$$R_d = \frac{d}{\lambda} = \frac{d_f}{V_s} \quad (2-17)$$

其中 d 為波傳遞距離

f 為激發波頻率。

V_s 為材料之剪力波速。

當土壤試體較短即波傳遞距離 d 較小，激發頻率 f 小且試體的剪力波速甚大時(即 R_d 因子較小)，接收波形會在剪力波到達前有偏移的現象，波形的偏離即代表著位移方程式中第三項位移分量以壓縮波(compression wave)的速度傳遞。因壓縮波速度大於剪力波，故效應發生在剪力波之前並干擾實際剪力波波形，此現象稱之為鄰域效應(near filed effect)。

R_d 影響因子，由圖 2-15 分別以 $R_d=1.1$ 及 $R_d=8.1$ 不同狀況比較下可了解，當 R_d 較小時，鄰域效應相當明顯，而當 R_d 相對較大時，鄰域效應的影響較小，因此可知在相同試體高度及相同激發頻率之下，若試體的勁度越大，波速傳遞越快，鄰域效應的影響亦越大。由於鄰域效應的影響，剪力波形受到干擾，常造成到達時間的誤判。參考圖 2-16 中，點 0 至點 1 之間軌跡有偏離的現象，而後波型隨之上揚點才是剪力波到達時間，此即解釋

鄰域效應所造成。

對於波傳時間之判定，當發射波為方波時，Abbiss (1981)認為剪力波到達的時間，應以接收波形之第一反折點為基準。然而方波為正弦波與餘弦波不同頻率之組合，會使接收波形的反轉點受到鄰域效應影響，即使採用高頻波，鄰域效應亦會一直存在。因此根據 Viggiani and Atkinson(1995)對剪力波元件實驗之誤差分析，發現以第一反折點時間計算剪力波速，誤差可能高達 20%。另外胡耀華(1996)之研究也認為使用第一反折點將可能高估剪力波波速。

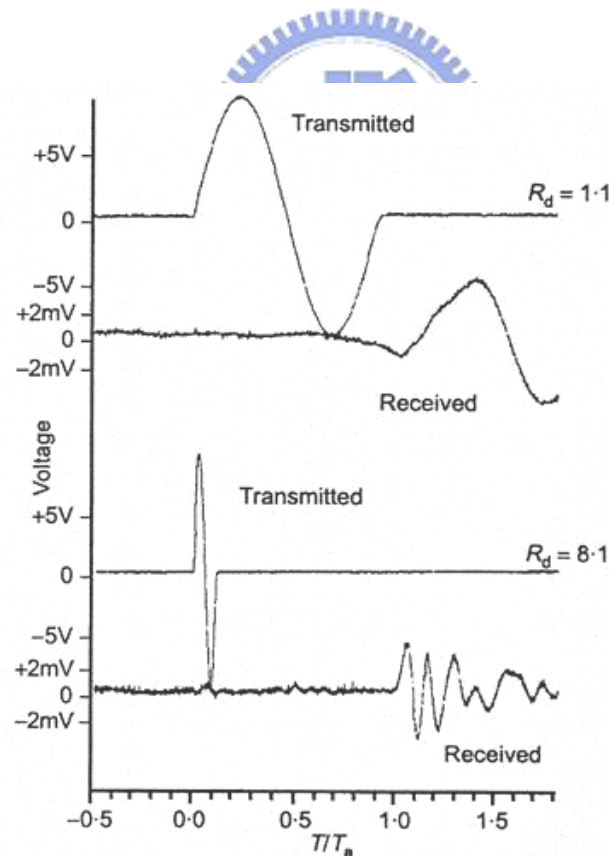


圖 2-15 不同 R_d 影響因子所致實驗結果(Jovicic et al. , 1996)

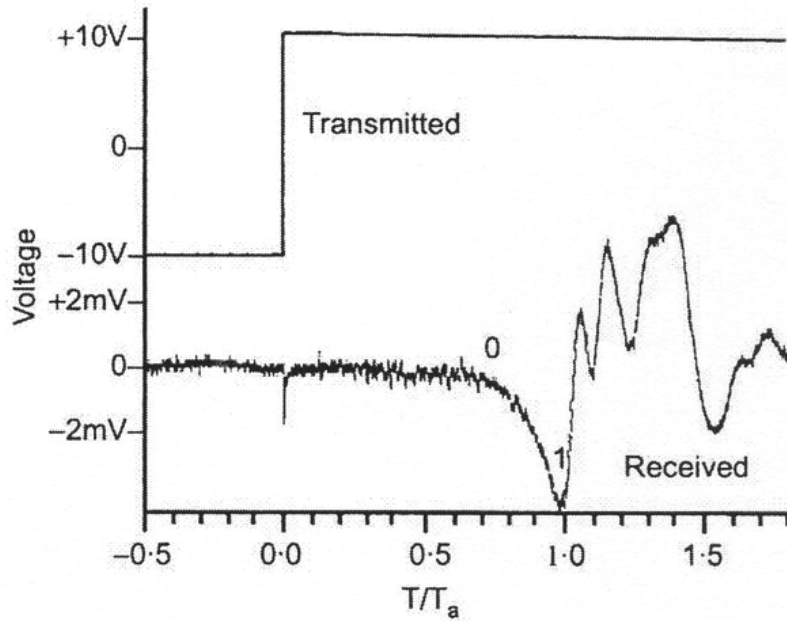


圖 2-16 高嶺土之剪力波傳圖形(Jovicic et al. , 1996)

若以正弦波為激發波形時，根據 Mancuso、Simonelli and Vinale(1989) 所做的研究顯示，其波傳時間以激發波形第一個波峰與接收波形第一個波峰之時間差為較佳之選擇，此法也較不容易受到鄰域效應的影響。

(4) 激發頻率的選擇

Dyvik and Madshus(1985)提出剪力波激發頻率的改變會影響接收波形之振幅大小，當剪力波元件激發頻率與土壤達到共振時，接收波形會產生最大振幅，此時的激發頻率可視為最佳激發頻率。但因為試驗土樣、試體條件狀況不同，故試驗時必須不斷的調整激發頻率，以得到土壤試體之最佳激發頻率。

根據 Mancuso and Vinale(1988)之研究指出彈性波在彈性介質內傳遞時，當發射端與接收端的距離介於 $1/4 \sim 4$ 個波長(λ)時，鄰域效應將會遮蔽

剪力波的到達，影響時間的判斷，因此激發波長應避免落在該區間內。由 $\lambda=V_s/f$ 便可估算激發頻率，再如前所述，視試體的條件狀況調整至最佳激發頻率。

另外 Dyvik and Madshus(1985)建議剪力波元件之發射波宜使用 5~100 Hz 之方波，而 Viggiani and Atkinson(1995)建議若使用正弦波時，頻率應介於 1 kHz~10 kHz 之間，均可避開鄰域效應。

由以上討論得知，為了避開鄰域效應影響，本研究採用正弦波做為激發波形，激發頻率介於 1 kHz~10 kHz 之間，以避免日後波速量測誤差影響試驗結果。

2.3.2 現地波速量測方法



現地波速量測方法一般可分為需要鑽孔與不需要鑽孔兩種，有鑽孔之震測法雖單價較高，但可量測到較精確之波速剖面，再者本研究所採用為需要鑽孔之波速量測，因此以下就需鑽孔之探測法加以說明與比較。

孔內震波量測法以量測體波(Body Wave)為主，一般是在地表或孔內產生震波，並在一定距離外以受波器接收。參考圖2-17，孔內震波量測方法依其震源及受波器之配置又可分為：

1. 跨孔式探測法(Cross-hole Velocity Measurements)
2. 下孔式探測法(Down-hole Velocity Measurements)
3. 上孔式探測法(Up-hole Velocity Measurements)

4. 懸垂式P-S 波探測法(Suspension P-S Logging Measurements)

針對不同種類之量測方法，適用於不同之現場狀況，將上述孔內震波量測方法優缺點整理如表2-1所示。考慮本研究現場施測條件，基於便利、資料分析快速與操作空間之需求，決定採用懸垂式P-S波探測法量測地層下陷區之現地波速情形，詳細儀器構造及施測方法將於第三章說明，在此不多論述。

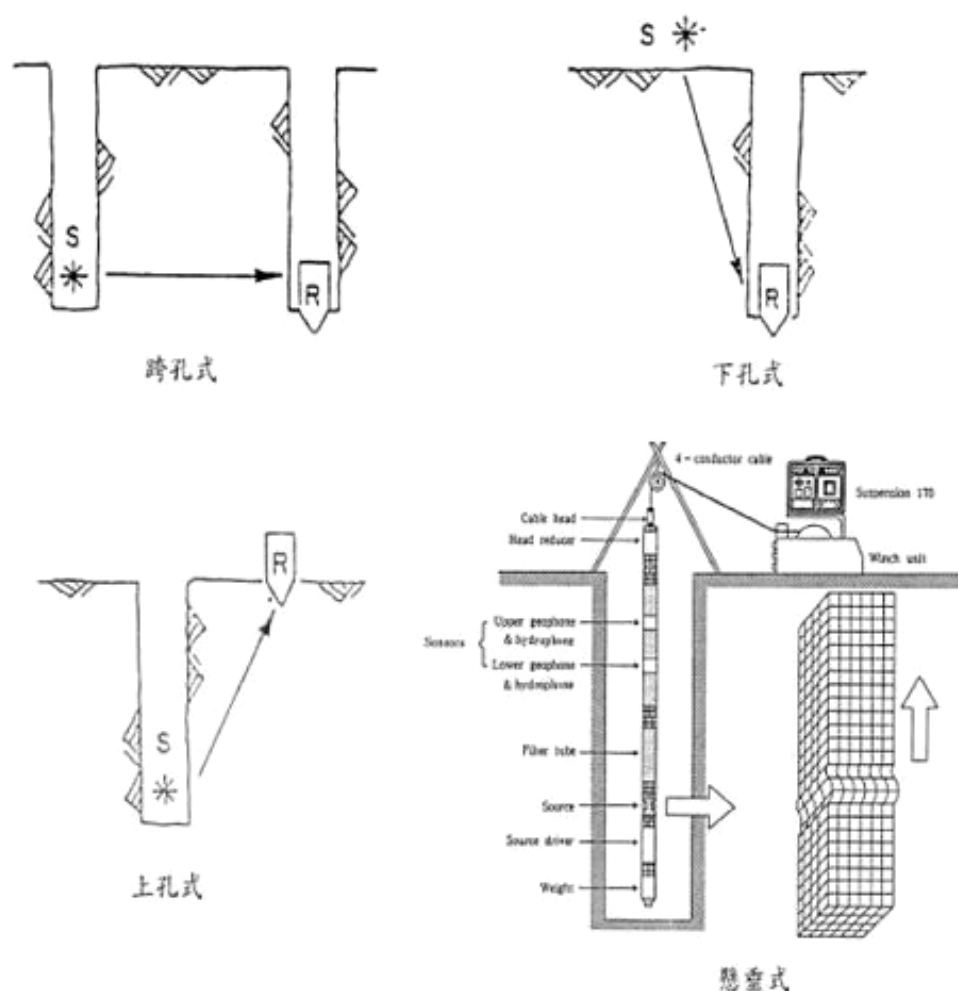


圖 2-17 現地震波量測示意圖(倪勝火和常正之，1990；Ogura，1988)

表 2-1 孔內震波量測方法比較(李咸亨與吳志明，1990)

探 測 法	特 點	缺 點
跨 孔 式	1、價錢高(至少需使用兩鑽孔；使用簡單之孔內震源)。 2、主要產生P波和SV波。 3、任一量測深度，波傳遞路徑保持固定比。 4、下井探測需要更多的操作空間。 5、可使用適當之機械裝置製造正反向之剪力波能。 6、若用塑膠套管，則結果不受套管影響 7、在層狀土層中，靠近量測深度之高速土層容易產生折射現象。	1、在層狀地層中，會有折射現象存在且到達時間將以最快路徑通過較高速地層。 2、此方法不能量測已知地層之平均速度。 3、不能使用於雜訊大之區域。 4、鑽孔垂直向偏差不可太大。
下 孔 式	1、價錢低(僅需使用一鑽孔及簡單地表震源)。 2、主要產生P 和SH 波。 3、波傳路徑沿著鑽孔成直線，且傳遞路徑隨量測深度而增加。 4、容易製造正反向之剪力波震源。 5、所激發之剪力波傳地方向與土層面近乎垂直，因此折射與反射之 V_p 及 V_s 量很小。 6、決定剪力波速為土層之平均剪力波速。 7、探測試驗僅需要小區域操作空間。 8、在雜訊區可藉訊號疊合技巧改善震波品質。	1、訊號雜訊比隨深度增加而減少。 2、不能使用於雜訊大之區域。 3、量測結果受套管影響。
上 孔 式	1、必須使用爆炸當震源	1、現場探測易造成坍孔。 2、量測到的訊號資料無法藉由震波訊號對稱性判定到達時間。
懸 垂 式 P-S 波	1、僅需一鑽孔，且可不需套管。 2、可快速量測及可以量測較深之地層。 3、每隔一公尺可決定正確之速度，最小可量測 20cm 之地層速度。 4、探測試驗僅需要小區域的操作空間。 5、藉由訊號疊合技巧可在雜訊大之區域使用。	1、在不飽和土壤較難量測P波。 2、兩受波器僅相距1 m，波傳遞路徑太短，到達時間誤差較大。 3、試驗孔必須充滿鑽孔液。

2.3.3 影響剪力波速之因素

針對影響剪力波速之因素過去有許多學者利用不同試驗設備進行研究，認為應力條件與土壤組構是影響剪力波速主要兩大因素，其中土壤組構包含孔隙比及顆粒接觸排列方式。茲將各項影響因子分述如下：

(1)有效圍壓

Hardin and Richard(1963)於均向壓密情況下，以乾淨極具稜角之沃太華乾砂進行共振柱試驗，試驗結果如圖 2-18，可知剪力波速受有效圍壓影響，圍壓越大波速越快，但因顆粒形狀不同，將會影響顆粒間的接觸面積。

Hardin and Richard 便針對此兩種不同的砂土進行一系列試驗並迴歸分析，

結果如下：

圓形顆粒， $\sigma_0 \geq 95.8 \text{ kN/m}^2$ ：

$$V_s = (19.7 - 9.06e)\sigma_0^{1/4} \quad (2-18)$$

圓形顆粒， $\sigma_0 < 95.8 \text{ kN/m}^2$ ：

$$V_s = (11.36 - 5.35e)\sigma_0^{3/10} \quad (2-19)$$

具稜角顆粒：

$$V_s = (18.43 - 6.2e)\sigma_0^{1/4} \quad (2-20)$$

其中 V_s 單位為 m/s ， σ_0 為有效圍壓，單位 N/m^2 。

由上式可看出，圓顆粒似乎較易受有效圍壓之影響，當低圍壓時，有效應力對於剪力波速的影響較小，隨著有效圍壓加大，其影響亦隨之增加。

(2) 孔隙比

Hardin and Richard(1963)發現土壤顆粒排列之緊密程度直接影響剪力波之傳遞，土壤越緊密(即 e 值越小)，剪力波速越高；反之，土壤越鬆(e 值越高)，剪力波速越低。

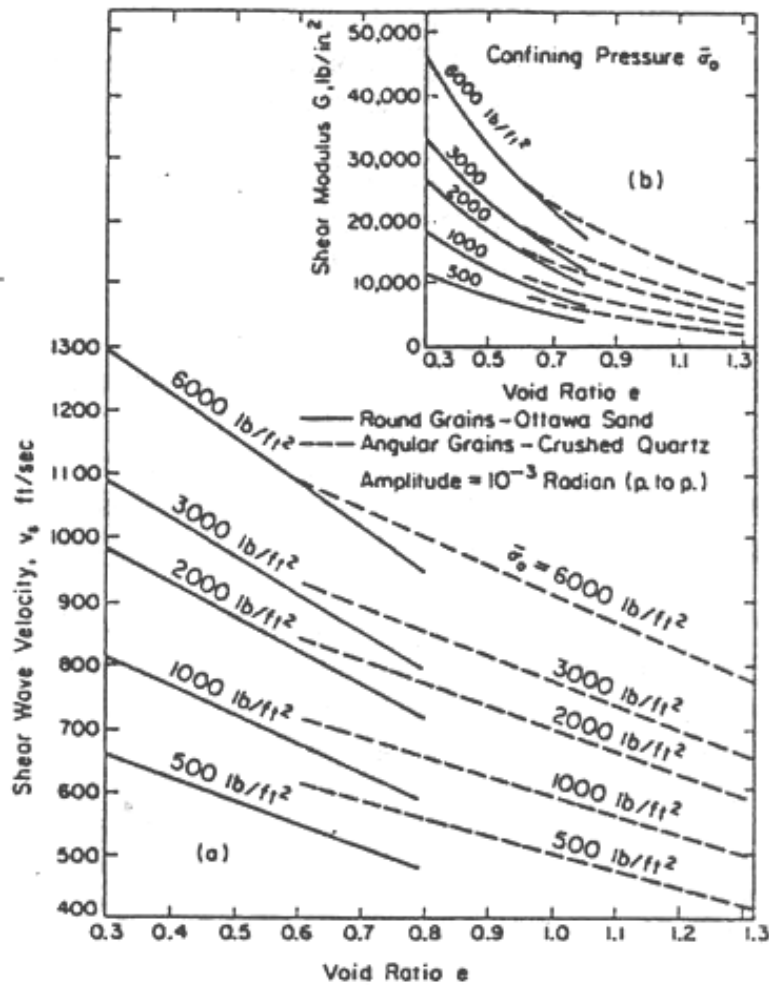


圖 2-18 圓顆粒及具稜角砂土其 V_s 、 G 隨孔隙比與有效圍壓變化圖

(Hardin and Richard, 1963)

(3) 剪應變振幅

剪應變之振幅會隨有效圍壓之大小有所不同，當低微壓時，增加剪應

變振幅會降低剪力波速，當高圍壓時，影響較不大。

(4)主應力比

主應力比 $K = \sigma_1 / \sigma_3$ ，Kuribayashi(1976)在非均向壓密情形，以共振柱試驗研究發現，在 $K > 2.5$ 時， V_s 會隨著 K 之增加而減少(因為過大的 K 值，土壤顆粒結構變化，使得孔隙比 e 值增加，即土壤趨於疏鬆而 V_s 值降低)。剪力波速主要受到剪力波速傳輸行進方向及介質移動方向之圍壓所共同影響。

(5)顆粒形狀與尺寸

雖然顆粒形狀對於剪力波速影響不大，但其影響孔隙比亦間接影響 e 值。顆粒越大在相同的體積之下其顆粒越少，顆粒間接觸面積亦越少，剪力波在顆粒內傳遞的時間較多，經過孔隙之時間相對較少，因此一般認為顆粒較大時波的傳輸速率較快。

(6)含水量

由於剪力波在水中無法傳遞(因為水不受剪)，所以理論上水對於土壤傳遞剪力波之影響並不大。但Hardin and Richard(1963)以飽和及未飽和之渥太華砂進行剪力波速試驗發現，飽和試體可能因為孔隙水的產生，而影響土壤間的結構性，致使剪力波速降低(可能因為水會在土壤表面形成一薄膜，而影響顆粒與顆粒間的鍵結能力，使結構性變弱)。

2.4 時間對砂土層之影響

傳統砂土層不易取得不擾動土樣，因此室內實驗大多採用重模方式製作砂性土壤試體並進行試驗，然而室內試驗所得到砂土之強度往往較現地實際強度小。Durante and Voronkevich(1955)指出人造沖積砂土層夯實至與現地相同密度(即相同孔隙比)時，其貫入阻抗會比現地天然砂土層低，以圖2-19便可明顯的看出差別。另外他們也指出天然狀態下之砂土有著類似黏土之凝聚力(cohesion)存在，經過擾動後便消失，因此室內重模之試體，即使有著和現地相同密度之結構，其強度並不保證一定和現場相同。針對此一性質，在過去曾有許多位學者研究時間對於沖積砂土層強度之影響，並傾向因時間造成土壤組構或質地改變，所以產生室內與現地土壤強度參數有差別。以下將分別述說相關研究及目前歸納可能原因。

2.4.1 過去研究回顧

Afifi and Richart(1973)利用共振柱試驗研究在不同圍束時間下，砂土之剪力模數變化情形。而從實驗結果顯示隨著時間的增加，砂土剪力模數慢慢上升，其幅度為對應每一指數時間(log t)約上升3%。另外Anderson and Stokoe(1978)也利用相同試驗針對粉土、黏土及飽和高嶺土進行共振柱試驗，其結果同樣顯示剪力模數會逐漸上升，其幅度為對應每一指數時間約上升6%~13%。圖2-20是以渥太華砂進行試驗之成果，圖中便可看出在不改變試驗條件下，隨著時間增加，剪力模數會漸漸增大。

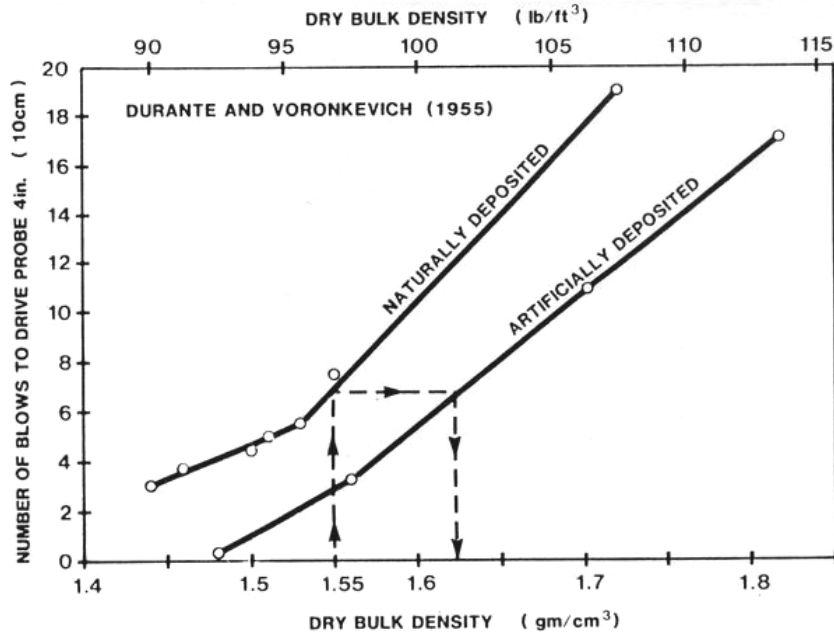


圖 2-19 天然與人造砂土貫入阻抗比較(Durante and Voronkevich, 1995)

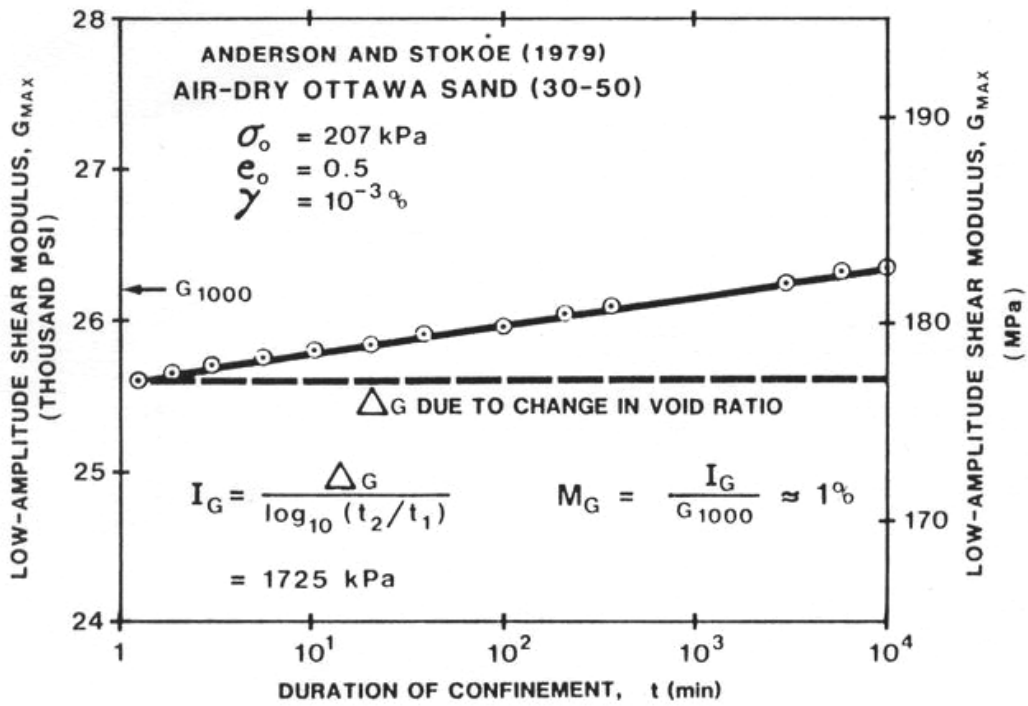


圖 2-20 渥太華砂剪力模數與時間關係(Anderson and Stokoe, 1978)

Lukas(1980)在現地以動態夯實工法將淤泥夯實的情況下，發現在初期夯實完且孔隙水壓消散後，地層之強度只有輕微的增加。然而隨著幾個月的時間過去，其強度較初期增大甚多。

Dudler et al.(1968)曾針對部份飽和乾淨砂與飽和乾淨砂進行貫入阻抗試驗長達六年的時間。其結果顯示在沉積完後，貫入阻抗強度會隨時間穩態的成長，且將在2~3年的時間才會完成。另外他們也指出這種隨時間效應的影響在緊砂或級配良好的砂較強烈，在鬆砂或均質砂中則次之。

Mitchell and Solymar(1984)針對位於奈及利亞(Nigeria)境內奈及河(Niger River)上之土壩進行研究。由於土壩下方之土層相對密度需達到要求，因此採用地層密實改良(利用震炸法、震動夯實法或衝擊夯實法)，並以圓錐貫入阻抗試驗得到其相對密度。然而根據觀測的結果顯示，隨著時間的變化，貫入阻抗越來越強，顯然土層強度隨著時間慢慢增加。因此 Mitchell and Solymar(1984)得到結論認為新鮮沉積之地層以及現場夯實後受到擾動之土層會隨著時間其強度慢慢增加。另外也提出在現地土層中，未擾動前之貫入阻抗較夯實後初期貫入阻抗高。

2.4.2 齡化效應(Aging Effect)

由上述討論可以知道時間對於砂土之影響性，因此對於此一效應稱之為「齡化效應(Aging Effect)」。所謂「齡化效應(Aging Effect)」是指在新鮮沉積或受到擾動之砂土層，隨著時間的慢慢變遷，其孔隙或密度不改變

的情況下，強度會慢慢增加。Durante and Voronkevich(1955)就曾發表在堤岸附近以水力方式填築之砂土層在不改變密度的情況下，其剪力強度會慢慢增加。為了探究為何不改變砂土孔隙與應力情況下，時間增加會影響砂土強度，以下將回顧過去所作之研究。

Mitchell and Solymar(1984)研究砂土層經夯實過後，其貫入阻抗隨時間增加情況，曾提出三點可能之原因：第一可能為震動夯實時，造成飽和砂土層內之孔隙水壓升高，因此隨時間增加孔隙水壓消散使砂土貫入阻抗增加。第二為當使用爆炸夯實法(blasting densification)改善砂土層時，會使得砂土內孔隙充滿氣體，待時間增加氣體消散，貫入阻抗隨即增加。第三則為時間增加使得砂土顆粒與顆粒間孔隙沉澱出鹽類，如二氧化矽、石英或其他不規則結晶體，造成砂土顆粒與顆粒間類似凝聚力作用膠結著，所以強度逐漸增加。最後Mitchell and Solymar(1984)也認為第三點原因，也就是鹽類的結晶沉澱可能為其最主要的原因，但因其太過複雜，故只能以目前的觀測認定之。

Mesri et al.(1990)、Schmertman(1991)與馮道偉(1993)研究中認為砂質地盤密實改良後其貫入阻抗隨時間增加而增加，此種時間效應的合理機制可能原因有二：第一為砂顆粒在二次壓縮歷程中連續重新排列，即使是微量之轉動，亦足以讓砂顆粒之粗糙表面互鎖作用增加及砂顆粒間之幾何干擾度提高，因此砂質土之摩擦阻抗隨時間之增加而增加。第二則是有效水平

應力隨時間增加而增加，因此造成砂顆力互鎖作用增加使得摩擦阻抗增加。另外Schmertman(1991)也提出乾的砂土也會有此種效應產生，不僅僅於飽和砂土。

Joshi et al.(1995)分別採用兩種不同性質砂土並置於三種不同環境下進行室內實驗，其結果發現不論砂土處於乾狀態、浸於蒸餾水或浸於海水中，貫入阻抗均隨時間增加。然而若是只有水的作用產生齡化效應，則浸於蒸餾水與海水之砂土應屬相同，但浸於海水中之砂土最後強度較高。再者經由顯微鏡的觀察(如圖2-21)便可清楚看見砂土顆粒孔隙存在鹽類且包覆整個顆粒。故Joshi et al.(1995)認為齡化效應主要因素在於鹽類的結晶析出而導致。Baxter and Mitchell(2004)以三種不同液體浸泡於鬆砂與緊砂中，並探討時間與剪力模數、導電度、化學礦物的產生以及貫入阻抗之關係。研究結果顯示剪力模數會隨著時間增大，且受到孔隙水溶液性質的影響會有不同結果，導電度也同樣有此趨勢。至於化學礦物的產生與貫入阻抗在此研究中並不明顯，其原因可能為室內試驗無法完全模擬現地情況，且其經歷時間僅118天，較不容易看出變化情形。

綜合以上結論，顯然可以得知新鮮沉積之砂土在不改變孔隙比情況下，其強度會隨時間而增加，造成此現象大致可歸納兩個原因：

第一為力學機制，也就是砂土顆粒在二次壓縮歷程中重新排列，使得砂顆粒表面互鎖作用增加，而導致砂土強度增加(Mesri et al. 1990；

Schmertman 1991；馮道偉 1993)。

第二則為化學機制，也就是砂土孔隙中沉澱結晶出鹽類，使其產生類似黏土之凝聚力效果，因此強度增加(Mitchell and Solymar 1984；Joshi et al. 1995；Baxter and Mitchell 2004)。

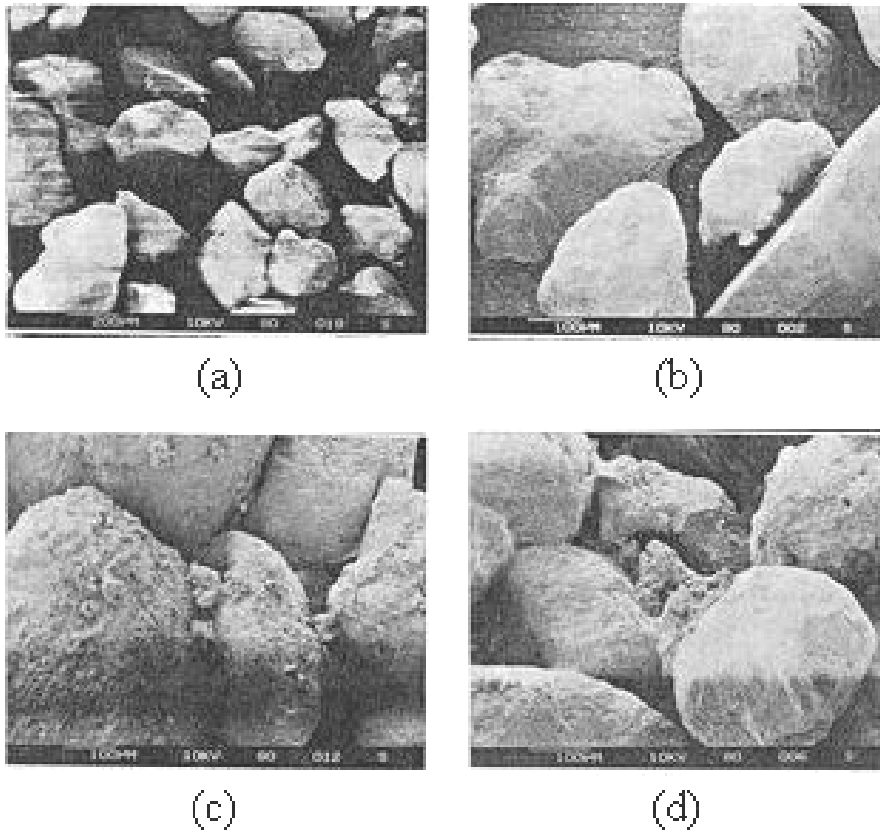


圖 2-21 新鮮沉積之砂土與不同環境齡化效應後之顯微鏡圖

(a)新鮮沉積之砂土(b)乾砂(c)浸於蒸餾水之砂土(d)浸於海水之砂土

(Baxter and Mitchell，2004)

不論真實原因為何，齡化效應對於本研究日後探討砂土層壓縮性時勢必應將其考慮。另外根據Baxter and Mitchell(2004)研究剪力模數會隨時間而增加(亦即土壤剪力波速會隨時間增加)，使得本研究嘗試利用現地剪力波速與室內剪力波速比對之方式有顯著的影響，故日後分析上也需將其考慮之。



第三章 研究方法與設備

本研究構想主要分為三部份，第一部份為現地孔內震波量測試驗 (Suspension P-S Logging)，探討地層下陷區土壤波速狀況，並做為室內試驗之波速量測依據；第二部份針對濁水溪沖積扇之深層含水地層為對象，依據地下水位改變情況施做室內土壤壓縮試驗，試驗土樣以含水層之中細砂或粉質砂為主；第三部份為依據現場沉陷與水位監測資料分析，進而與室內試驗結果做比較。

3.1 現地孔內震波量測

本節內容參考林忠義(1999)碩士論文「鑽探擾動性對軟岩力學性質之影響」，茲將其重點整理如下。



3.1.1 試驗儀器介紹

本研究使用之孔內震波量測系統，屬於懸垂式 P-S 波量測系統，為 1980 年代中期日本 OYO 公司所研發。其主要可分為三個部份，分別為(1)含有震源及受波器之探測管(2)控制震源、增強及儲存訊號之監測裝置(3)絞盤(如圖 3-1、圖 3-2、圖 3-3 所示)。各部份儀器說明如下：



(a)



(b)

圖 3-1 受波器與震源(摘自林忠義，1999)



圖 3-2 控制及監測裝置(摘自林忠義，1999)



圖 3-3 絞盤(摘自林忠義，1999)

3.1.1.1 探測管(Suspension P-S Logging Probe)

懸垂式 P-S 波量測系統所用探測管是結合震源、濾波管和兩組受波器所組成的一體化構造，其可利用水當介質直接懸吊於孔內量測 P 波和 S 波速度，而不需將探測管緊靠於孔壁。

受波器是一種三向度受波器(如圖 3-4 所示)，其構造為兩個可接收水平振動之電磁式感應器及一個可接收垂直振動之電磁式感應器。自然頻率為 28Hz，線圈電阻為 570Ω，頻率特性為 200Hz 到 5kHz(-3dB)，其尺寸為直徑 54mm，兩個受波器連結時長度為 3000mm，重量為 9.2kg(OYO, 1994)。兩組受波器間距 1 公尺，可同時量測 P 波和 S 波的傳遞時間，又此種懸吊式受波器的構造幾乎和水的密度相等，因此即使在水中亦可有效量測 S 波。

震源採用間接振動型式產生，如圖 3-5 所示，它的原理是利用水平螺線線圈及擊槌在孔內液體中產生一壓力波(pressure wave)，經過孔壁轉換成實體波(P 和 S)放射狀的傳播到岩體。當此實體波傳遞到每一個感應器所相對應之孔壁時，在孔內液體中先轉換成壓力波(pressure wave)，再透過受波器接收訊號。依據試驗條件此種螺線管震源所產生的頻率介於 500~5000Hz 之間。

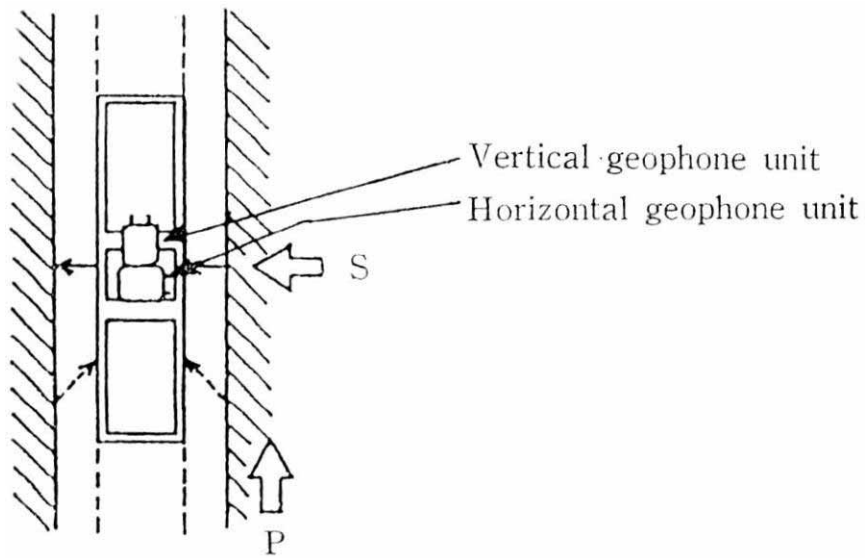


圖 3-4 受波器(Geophone)示意圖(Ogura, 1988)

Structure of the source and
Description of the Generated Wave

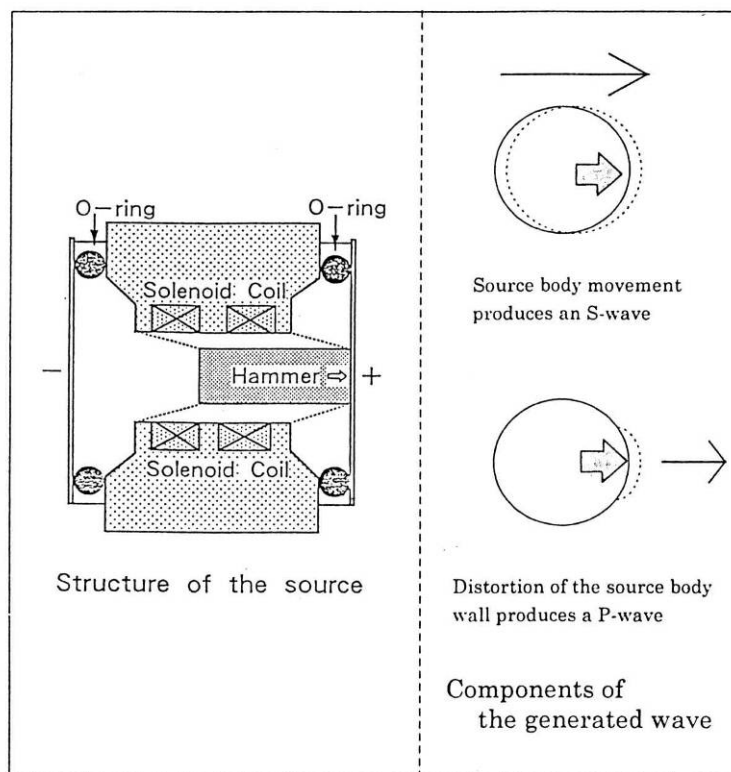


圖 3-5 震源原理示意圖(Ogura, 1988)

3.1.1.2 控制監測裝置(Suspension PS Log 170)

本研究所用之控制監測裝置是 OYO 公司製造的 Suspension PS Log 170，其主要特色如下(OYO，1994)：

1. 尺寸小、重量輕，且包含量測控制、CRT、列印、資料儲存等部份。取樣範圍從 2~200 μ sec，可控制較高的準確量測能力。此外，在不同的取樣速率下可保持個別量取 P 波和 S 波。
2. 接收的頻率帶從 5Hz~20kHz，可配合不同試驗條件調整。
3. 量測控制模式有手動、半自動及自動三種，在手動模式下除了內部的震源外，亦可利用重錘來產生外部訊號。
4. 為使其在較好的雜訊比下獲得資料，其疊加功能最多可 9 次。
5. 半自動與自動模式下可自動控制絞盤上升和下降，減少人為操作誤差。
6. 量測波形資料可同時顯示於螢幕上及列印在感光紙上，並將資料儲存在 3.5-inch 磁片上方便日後進行電腦程式分析。

3.1.1.3 絞盤(Winch)

本研究使用之絞盤是含有 4 蕊導線的鋼索其長度為 350m，最大上升速率每分鐘 20m，且最大荷重為 80kg，其主要特色如下：

1. 利用滑動環來處理 8 個電極。

2. 結合電子的傳遞裝置，且用螺旋狀的路徑使其鋼索有系統的上升。

3.1.2 試驗鑽孔要求

根據 Nigbor and Imai(1994)的研究顯示，此種懸垂式 P-S 波量測方法，可運用在裸孔及有套管之鑽孔。使用在裸孔之條件為不易產生坍塌之堅硬岩層，而使用在有套管之鑽孔時，鋼管套管會產生管波 (Tube Wave) 的問題影響波速的量測，若使用塑膠套管，則管波之影響較小。本研究之試驗場址位於雲林縣客厝國小之地下水位觀測井，使用之套管為市售 3 英吋 PVC 管(外徑 76mm)，符合上述之試驗條件，其外觀如圖 3-6 所示。另外此種懸垂式 P-S 波量測系統不需像其他井測法需將受波器與管壁緊密結合，以水當作試驗時之介質即可。由於當地地下水位約為地下 20m 左右，故施測以地下 50m 為起點至預定深度。圖 3-7 為 P-S 波量測系統之安裝示意圖。



(a) 試驗孔外觀



(b) 試驗孔之孔口

圖 3-6 P-S 波量測試驗孔示意圖

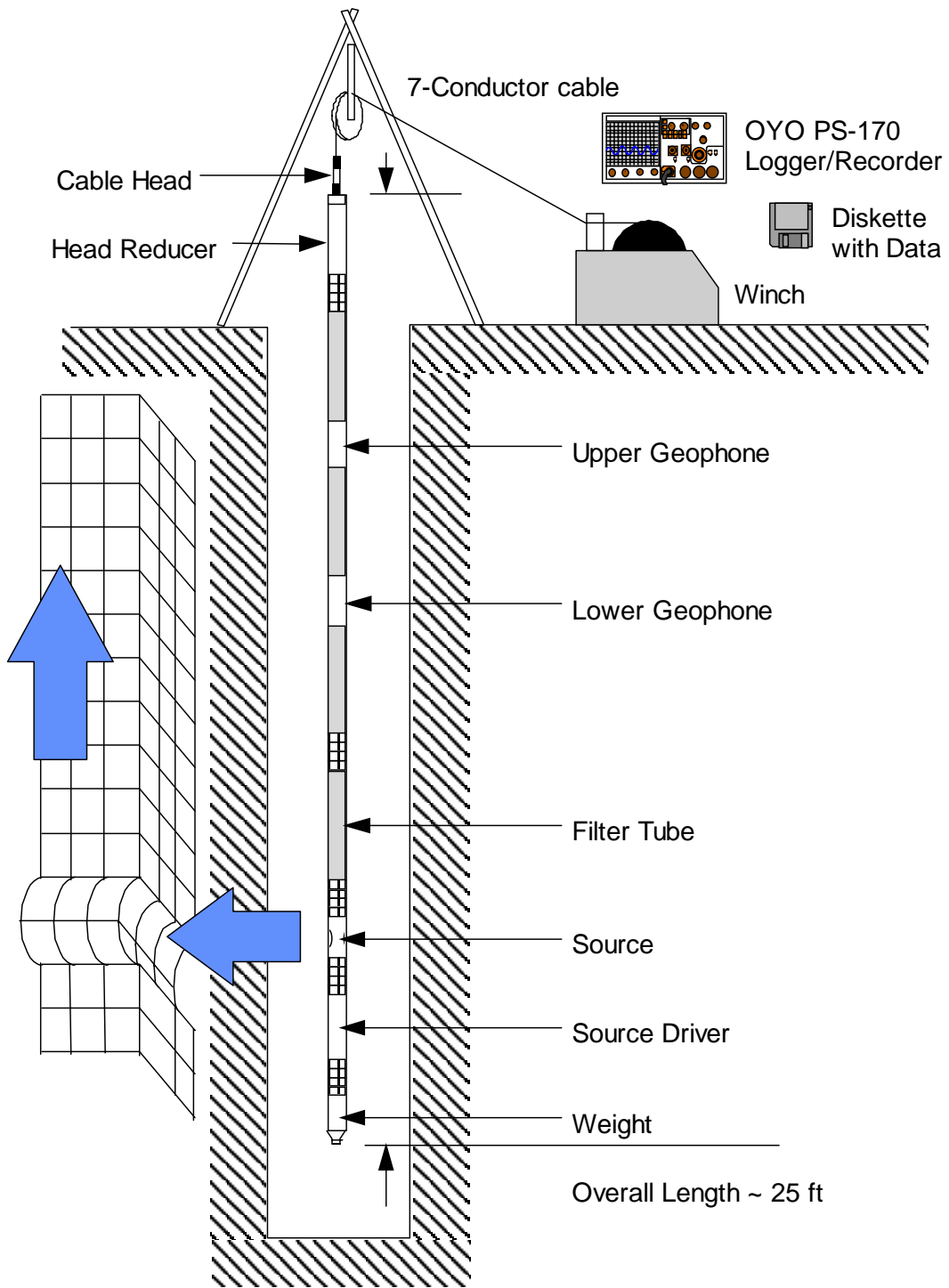


圖 3-7 懸垂式 P-S 波探測示意圖(Nigbor and Imai, 1994)

3.1.3 試驗方法

本試驗在量測之前需先由絞盤控制，透過三腳架之支撐將探測管放入孔內欲量測之深度，並由量測儀器控制面板設定量測模式、量測間距、取樣率、濾波範圍等等，完成各項參數設定後即可展開量測(參數之設定須視試驗條件而定，此為個人經驗判斷，無一定準則)。

施測時，首先震源的電子系統在一個方向激發 SH 波震源，由兩個位於與震源運動軸線平行的水平方向受波器記錄其輸出信號。接著震源於相反方向被激發，並再次記錄這些水平輸出信號，產生一個與先前相反極性的 SH 波。最後在第一個方向再次激發震源，此時受波器接收之波形為垂直受波器之 P 波。此三次不同記錄之波形即代表完成一個深度之波速量測。



另外當每一個震源激發期間需在系統中不同頻道記錄每一個受波器的資料。而本研究所用之 170 型式記錄器有六個頻道(兩個同時記錄頻道)，每一個有 12 bit 1024 個取樣記錄。當六個頻道使用一個共同時間尺度時，可將記錄資料顯示在 CRT 螢幕和由紙卡帶列印出來。為進一步的處理，資料同時儲存在 3.5 英吋磁片上，再配合儀器所附電腦計算軟體，可以快速且準確的得到波速。本研究之試驗成果與分析於第四章將有詳細描述。

3.2 室內試驗方法

3.2.1 試體來源與製作

本研究以濁水溪沖積扇地區為例，因此試驗用土樣來自雲林縣客厝國小地層下陷井之地質鑽探土樣，取樣深度為地表至地底 300m 全取樣，再將欲試驗深度土樣運回實驗室製作試體。

砂質土壤除冰凍土樣外，一般不易取得不擾動試體，深層之地層更不容易取樣，因此室內試驗大多以重模方式製作試體進行試驗。本研究考慮濁水溪沖積平原之地層特性，以水中沉降模擬地層自然沉積現象再單向加載製作試體，其步驟簡單述說如下：

1. 將欲試驗之土樣烘乾，並經由篩分析可得知其粒徑分佈曲線，做為日後沉降完成之時間依據及土壤一般特性。
2. 對試驗土樣進行比重試驗，各做三次取平均，得到比重 G_s ，做為日後推求初始孔隙比之參數。
3. 每次製作試體時取相同重量之土樣，並分數次於欲沉降之金屬模內進行沉降，每一次沉降時間視粒徑大小而定。
4. 於最後一次沉降完成後，將水排除，可得知試體體積，並假設試體飽和度 $S = 100\%$ ，再經式(3-1)求得初始孔隙比，於此完成試體製作。

$$e_o = \frac{G_s V}{W_s} - 1 \quad (3-1)$$

其中 e_0 : 初始孔隙比

G_s : 土樣比重

V : 試體之體積

W_s : 試體土樣之重量

3.2.2 單向度壓密試驗

針對欲試驗之土樣進行傳統單向度壓密試驗，藉以求得壓密沉陷量與壓密完成時間。試驗樣品準備如同 3.2.1 所述，以水中沉降法製作試體，並求得初始孔隙比。試驗之方式參照 ASTM D2435-90 規範，採用之加壓載重增量比(Load Increased Ratio，簡稱 LIR)為 1，即倍數加壓方式，最大加壓載重為 32kg/cm^2 。另外加壓載重至 16kg/cm^2 後，逐階解壓再加壓至最大載重，至此完成單向度壓密試驗，並分析數據。

3.2.3 模擬地下水位改變之壓縮試驗

此部份之試驗目的在探求深層含水地層是否會因抽水導致土壤壓縮產生不可回復之塑性變形，試驗之設備與方式如下：

3.2.3.1 試驗儀器

(1)加壓與資料擷取系統

由於本研究模擬深層地層為主，其加壓範圍不適合以一般土壤壓密儀進行壓密試驗，因此本研究使用岩石潛變儀當作室內壓縮試驗之儀器，其構造如圖3-8，該岩石潛變儀為國內震生機械公司所製造，

極限荷重值達20噸，加載荷重的方式是在槓桿末端處懸掛砝碼，經由兩組10比1之槓桿帶動儀器上的施壓桿下壓至試體上，且傳遞放大大一百倍砝碼重量的荷重。而本研究室內試驗所模擬之土層為地表下200~300公尺之土樣，覆蓋其上之土層荷重約500~800公斤之範圍，故以潛變儀之加載做為壓力來源可以滿足需要之荷載。

至於試驗時之應力與變位則分別以荷重元(Loadcell)及測微計量測，再配合自行撰寫LAVIEW程式做自動擷取，且可依據需要調整擷取資料時程，不需人員記讀，擺脫傳統單向度壓密試驗之煩惱。

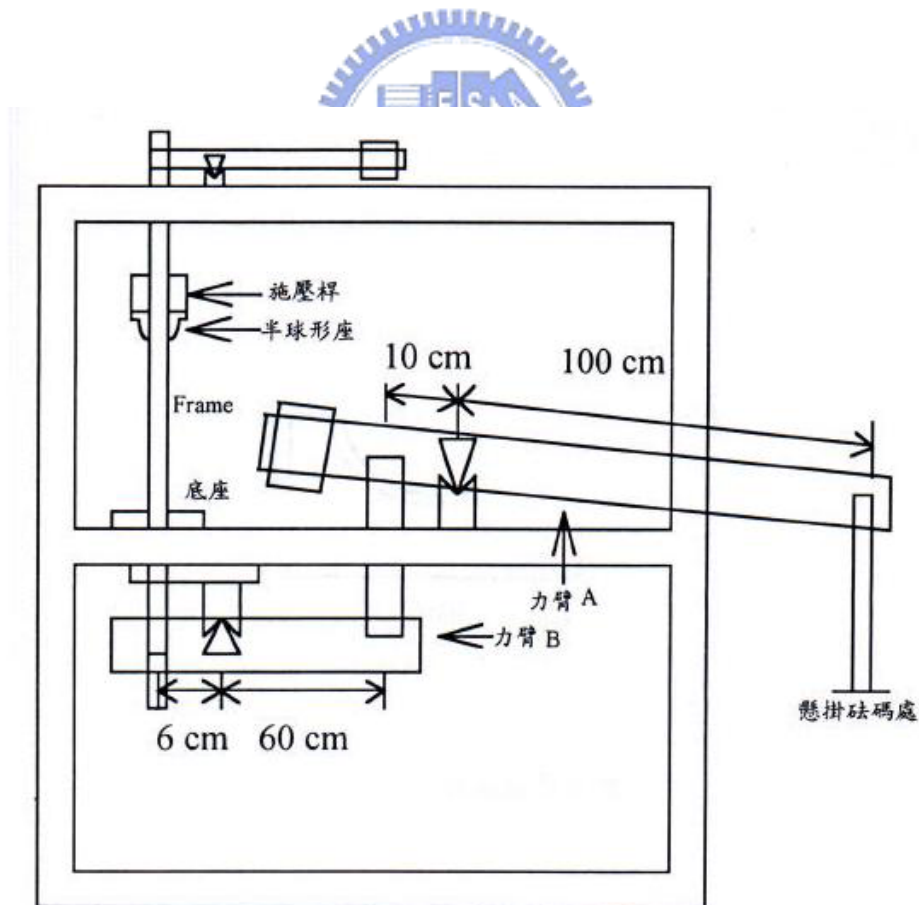


圖 3-8 潛變儀構造圖

(2)改良傳統單向度壓密裝置

傳統單向度壓密試驗儀在試驗時，試體高度僅約2公分，再者本研究之壓縮試驗需量測土壤波速變化，若以傳統單向度壓密試驗裝置進行室內試驗恐無法達到要求，因此試驗前將壓密裝置進行改良。改良之壓密裝置含一中空之圓柱鋼模、下蓋板與上蓋板(圖3-9)，且上下蓋板加裝剪力波元件，可進行土壤剪力波速量測，剪力波元件量測於3.2.4小節將有詳細介紹。中空圓柱鋼模內徑約5.4公分、高度約10公分，可製作較高之試體。



圖 3-9 改良壓密試驗儀器

3.2.3.2 試驗方法

為模擬深層含水層之壓縮行為，首先必須使試驗之土樣回到現地

原始應力狀態，由於現地深層土壤無法得知其真實孔隙比或其它利於估算孔隙比之參數，因此本研究嘗試以波速及應力檢核方式將試驗土樣回復至原始現地狀態，再模擬地下水位改變情況進行壓縮試驗。構想之試驗方法如圖 3-10，並將步驟細節說明如下：

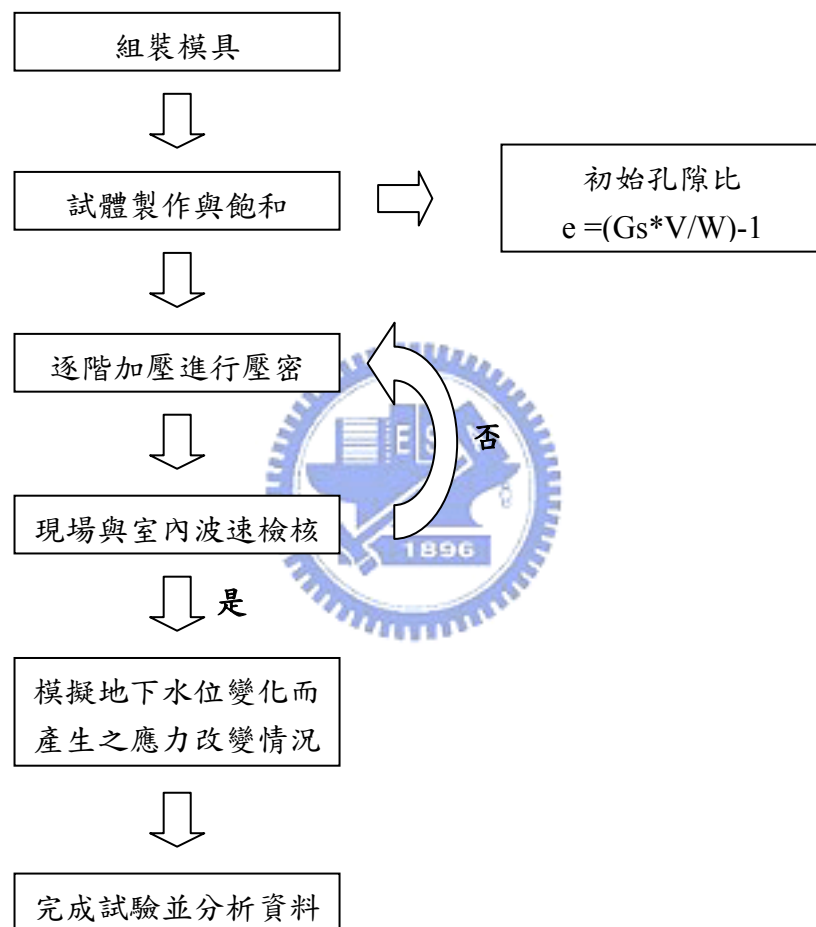


圖 3-10 模擬水位變化壓縮試驗流程圖

(1) 組裝模具與降低摩擦力

模擬水位改變之壓縮試驗其試體高度約 6 公分，相對於一般傳統單向度壓密試驗之試體僅 2 公分而言高出許多，然而因試體高度過

高，試驗初期發現鋼模側壁與土壤顆粒之摩擦力使得應力分佈不均，試體上下應力差值高達 70%，如此便無法如同傳統單向度壓密試驗之假設般忽略其影響。

為了克服側壁摩擦力問題，在組裝模具前於圓柱鋼模內壁塗抹少許潤滑油，並貼上一層保鮮膜，使土壤試體在製作時不會直接與潤滑油接觸。在完成此步驟後，測試若干組試體之應力分佈，結果試體上下應力差值從原先 70% 變為約 5% 左右，顯然此方法可有效降低側壁摩擦力，對於摩擦力之影響應可假設忽略之。

摩擦力問題改善後，便將鋼模與下蓋板組裝進行土壤試體之製作。



(2) 試體製作

試體之製作方式如 3.2.1 所述，每次大約取 200g 之土樣，分五次沉降於組裝之模具內，並量得試體高度求得初始孔隙比。接著將上蓋板放入鋼模內即完成試驗初始條件。

(3) 試體飽和

土樣沉降完成後，為確保試體處於飽和狀態，依據試驗之規範要求，將試體浸泡於水中 24 小時再進行試驗。

(4) 壓密及波速檢核

壓密是本研究嘗試構想令土壤回復原始狀態的重要步驟。壓密的

目的是為了模擬深層土壤的加壓過程，因為土壤的沖積過程中，必然伴隨持續增加的壓密應力。本研究此階段採用之壓密荷重增量比為 1，每一階壓密時間則視其沉陷量穩定後再持續加載下一階應力，直至達到預定之應力。除了壓密之步驟外，並藉剪力波速之比對，判斷土壤是否回復至現地深層下之狀態，因此在壓密過程中，剪力波速的量測也是不可或缺的。量測之根據為每一階載重加壓完成後進行量測，再經由計算可得到當時之剪力波速，經由室內量測得到之波速和現地孔內震波量測得到之波速接近相同時，即假定其應為現地之應力狀態與孔隙比，如此便可進行下一階段之試驗。

(5) 模擬水位改變之反覆應力加壓

現地地下水位改變時會造成有效應力的增加或減少，對於此種情況在室內以反覆加壓荷重模擬水位改變所產生之有效應力。圖 3-11 為雲林地區宏崙水位觀測井之第三含水層近四年地下水位變化情況，由圖中可明顯看出台灣地區冬季少雨，抽水頻繁，地下水位下降快速，而夏季多雨，因此地下水位也得以補注回升。基於此條件，本研究將深層水位變化大致簡化為每六個月之週期升降一次，室內試驗模擬時即採取此種變化情況反覆加載及卸載。然而從圖 3-11 亦可看出深層含水層水位下降及回升之幅度約 4~5 公尺，其有效應力之改變量約 $0.4\sim 0.5\text{kg/cm}^2$ ，若以此小應力之範圍進行加載及卸載，受限於儀

器之限制，太小之變化量恐無法精確得到，其相關之應力-應變關係也無法掌握。因此試驗時將水位之升降幅度提高為 20 公尺，即有效應力變化為 $2\text{kg}/\text{cm}^2$ 。此種情況所反應之現地抽水狀況是當寒冬來臨，養殖漁業將會大量抽水，水位下降量瞬間提高至 15~20 公尺，故試驗時之假設為現地特殊狀況，屬合理之範圍。

另外由於加壓系統屬靜態載重加壓，實際現地抽水造成土層加壓與解壓較類似線性行為，所以在試驗過程中，若需加壓至 $2\text{kg}/\text{cm}^2$ 之應力範圍，則採分階段加壓與解壓，使其與現地狀況相似。

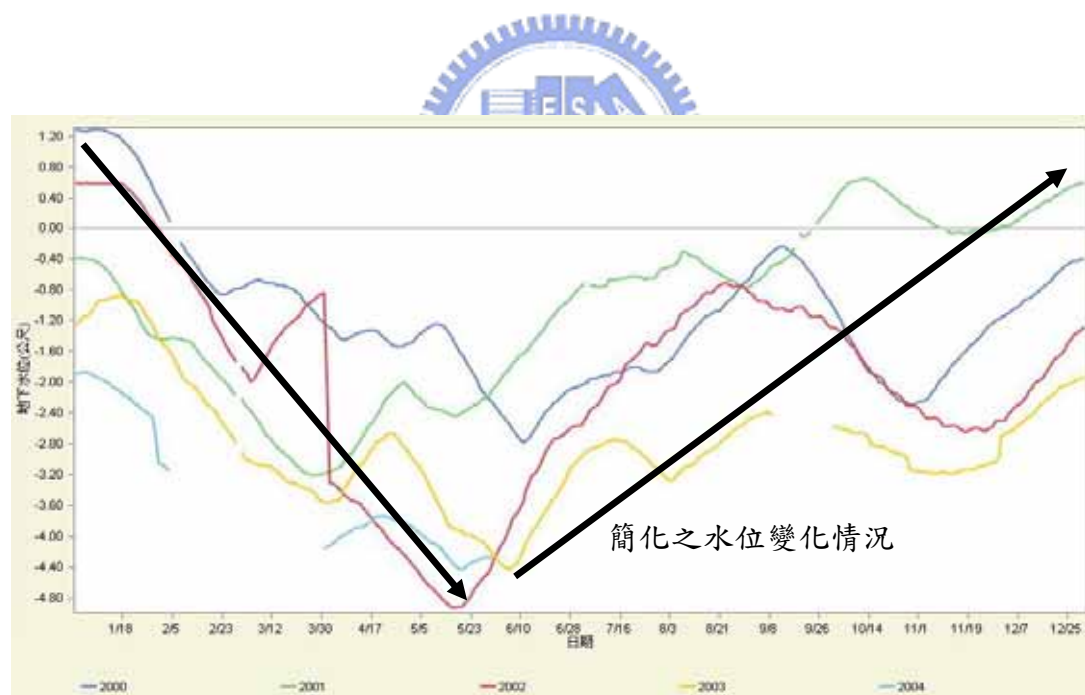


圖 3-11 雲林地區宏崙水位站第三含水層近年水位比較

3.2.4 剪力波元件試驗(Bender Element Test)

為了能在壓縮試驗進行中求得試體的波速變化，並與野外施測數

據比對，因此在試體上下蓋加裝剪力波元件，且以 10V 之電壓極化剪力波元件與 1~10kHz 之正弦波試驗。本研究所使用之設備為國立交通大學土木系土壤實驗室自行組裝之剪力波速量測系統，可突破傳統 NGI(挪威大地工程研究所)剪力波元件試驗之試體高度限制(高度 76mm、直徑 38mm)，滿足一般土壤力學研究需求。圖 3-12 為室內剪力波元件量測系統，各項設備之功能及規格如下。

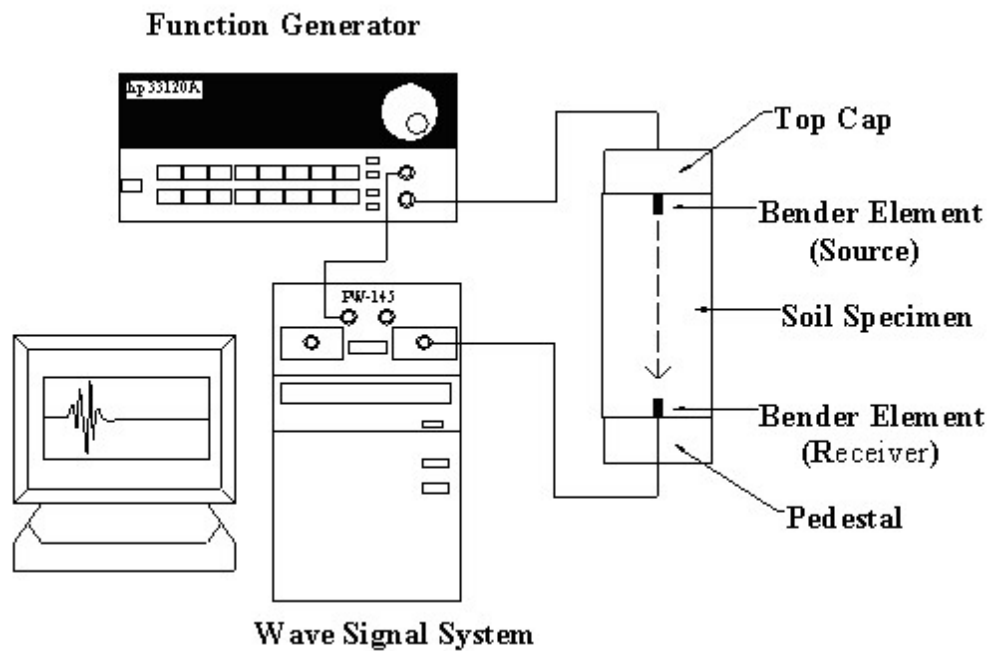


圖 3-12 剪力波元件試驗系統示意圖

3.2.4.1 壓電陶瓷晶片(Piezoelectric Ceramics)

本研究所使用之壓電陶瓷晶片購自美國 PIEZO SYSTEM 公司，型號為 T219-H4CL-303X 與 T220-A4-303Y，尺寸大小 14.5×12×1mm，極化電壓為 10V，尺寸如圖 3-13 所示。製作時將剪力波元件嵌入試

體上下頂蓋中，並使用 Araldite 環氧樹脂(AB 膠)固定於上下頂蓋中，透水石部分則以矽膠填塞，總凸出約 1/4 元件長(約 3mm)。試體上下蓋設計示意圖如圖 3-14 所示，完成後之試驗設備如圖 3-15。

此外 2.3.1.1 曾探討過壓電陶瓷晶片可分為串聯(Series connected)與並聯(Parallel connected)兩種連接方式，不同的連接方式會有不同的壓電特性，串聯時機械能轉換為電能之功率是並聯的兩倍；反之，並聯時電能轉換為機械能的功率是串聯的兩倍。故利用壓電陶瓷晶片剪力波元件量測剪力波速時，上端以並聯型式作為激發端，並以函數產生器(Function Generator)激發波形，由試體底端以串聯型式作為接收端，利用示波器或是其他設備擷取波形，可達到傳送及接收訊號的良好效果。

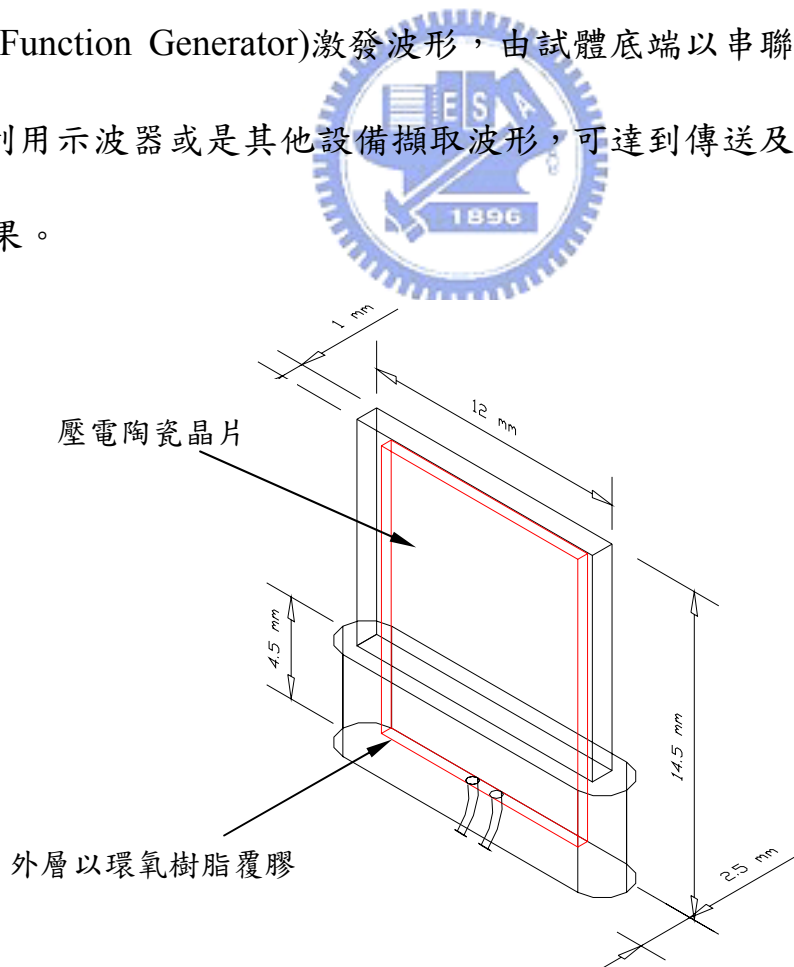
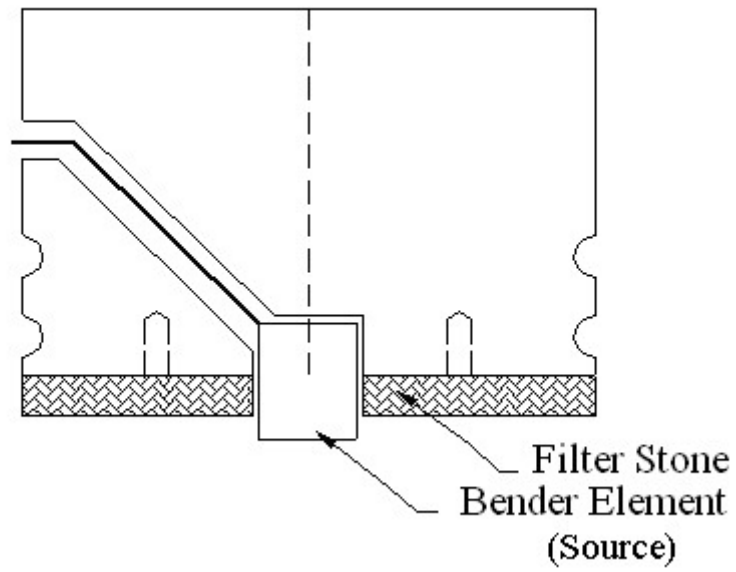
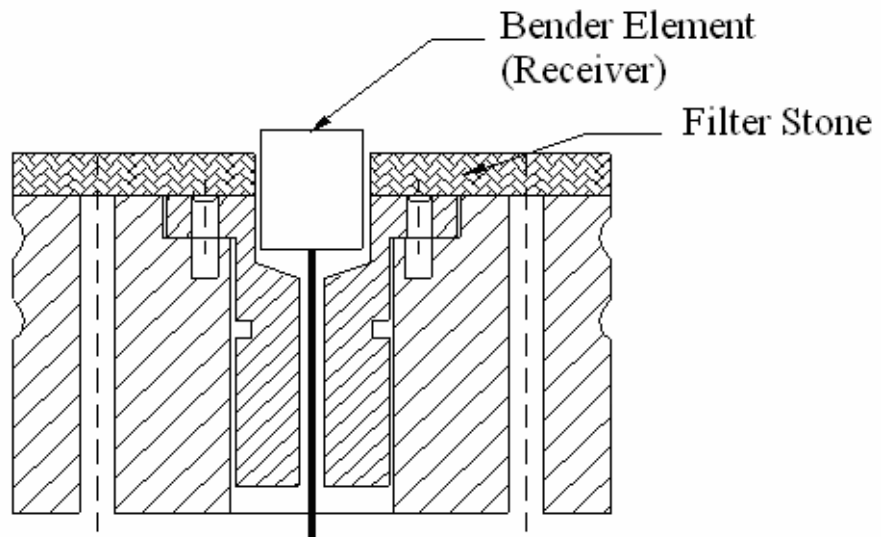


圖 3-13 剪力波元件尺寸示意圖(參考 Dyvik and Madshus, 1995)



(a) 上蓋剪力波元件(激發端)



(b) 底座剪力波元件(接收端)

圖 3-14 剪力波元件嵌入示意圖(林靜宜, 2003)



(a) 上蓋板



(b) 下蓋板

圖 3-15 (a)上蓋板與(b)下蓋板之剪力波元件

3.2.4.2 函數產生器(Function Generator)

主要功能在於產生單一脈衝正弦波，函數產生器輸出電壓予上蓋剪力波元件後將電能轉換為動能，透過土體傳遞剪力波。本試驗所使用之函數產生器是由惠普公司出產，型號為 HP33120A，函數產生器可輸出五種波形：正弦波、方波、三角波、斜波及 Random wave，可由預先定義之五種波型中任選一種使用，或自行撰寫程式設定波形，可輸出單一週期波型或輸出連續波；輸出頻率範圍為 10μ Hz~15MHz；輸出之振幅範圍視目前所選用之波形函數和輸出端而定，本試驗使用正弦波輸出端為 50Ω ，輸出最大振幅為 50mVpp~10Vpp。



3.2.4.3 訊號擷取系統

當上蓋觸發一正弦波後，便採用示波器或電腦接收訊號記錄之，並在電腦上判斷剪力波到達時間。訊號接收系統應至少具有一個接收通道及一個觸發同步信號通道(目的在觸發時間原點)。若使用示波器可透過 RS232 或 GPIB 介面將訊號輸出或直接將結果列印，而本試驗利用電腦配合訊號處理卡及信號輸入盒(功能類似於一般訊號量測之 terminal board)接收試體底座剪力波元件所激發之電壓波形，並且利用軟體同時進行訊號平均運算等功能，最大接收訊號頻率為 25kHz。

3.2.4.3 決定波傳時間

決定波傳時間為室內剪力波元件試驗之關鍵，波傳時間的決定將大大影響剪力波速之值。圖 3-16 為 Viggiani and Atkinson(1995)所做室內剪力波元件量測圖形(其中 ABC 三點構成之曲線為激發端所產生之波形，A'B'C' 則為接收端所接收到的波形)，以 T_a 代表 AA' 兩點之時差，同理 T_b 、 T_c 分別代表 BB' 與 CC' 之時差，並將其結果整理於表 3-1。由表 3-1 可看出三者時差不相同，以往學者研究若以 T_a 作為波傳到達時間將有高估情形，因此 Viggiani and Atkinson(1995)利用兩種不同數值方法解析波傳圖形，並將分析得到波傳時差分別以 T_{cc} 及 T_g 表示(表 3-1)。比較由剪力波形判斷得到之時差與數值分析結果，發現數值分析之時差介於實際波傳圖形判斷之 T_b 與 T_c 之間，由此也可證明以 BB' 或 CC' 之時差做為波傳時間符合數值理論。基於上述結論，本研究採用 BB' 做為決定波傳之時間差推求剪力波速值。

3.3 現地沉陷與水位監測資料蒐集分析

除了室內試驗所得到之參數外，考慮室內試驗模型之代表性，因此加入現地監測資料之蒐集與分析比對。現地監測包含沉陷監測與地下水位監測。水利署於民國 92 年 1 月及 93 年 1 月分別於雲林縣元長鄉元長國小與土庫鎮土庫國中各設置一口 300 公尺之磁感應環分層式地層下陷井，並埋置 26~27 個磁感應環監測不同地層之壓縮過程。

另外台灣高鐵公司於民國92年12月於元長鄉客厝國小亦設置一口同型監測井，埋置21個磁感應環。配合室內試驗所取土樣來源，因此監測之地點也以雲林縣客厝國小內觀測井為主，然而客厝國小內之地層下陷監測井與地下水位觀測井年代較短，分析時恐無法表現出實際現地沉陷與水位趨勢。故將鄰近元長國小、土庫國中等地層下陷監測資料與宏崙、元長水位站之地下水位資料取得分析。相關位置如圖3-17所示。以下將介紹採用之監測方式，對於往後分析說明時，能確認資料之可信度。

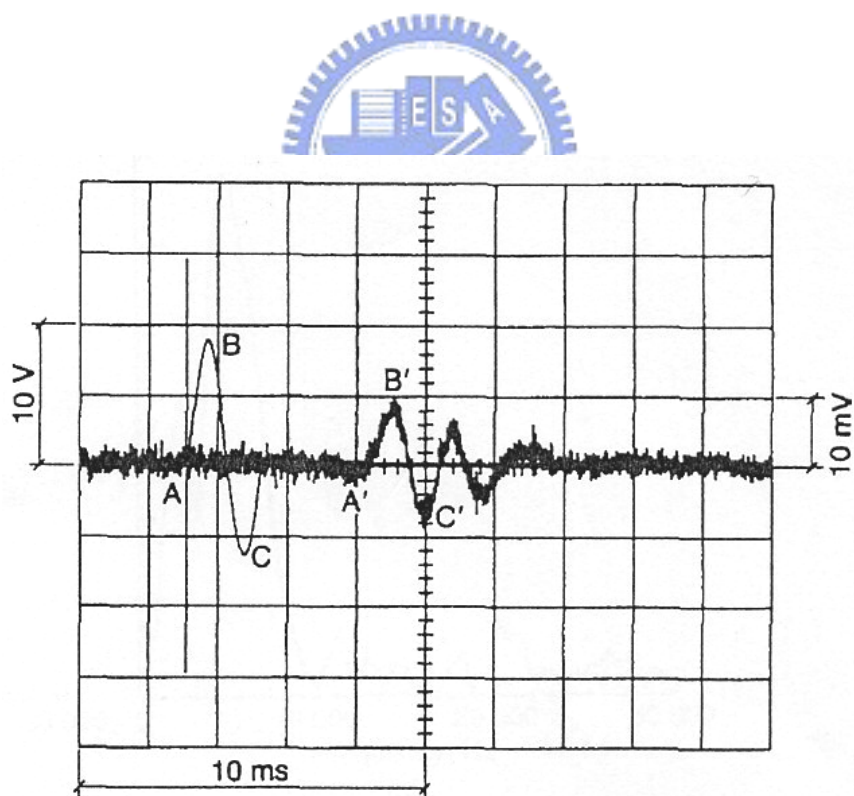


圖 3-16 剪力波傳圖形(Viggiani and Atkinson, 1995)

表 3-1 波傳時差分析結果

分析方式	波傳時差 (ms)	
波傳圖形判別	Ta	0.493
	Tb	0.520
	Tc	0.533
數值方法	Tcc	0.524
	Tg	0.530



圖 3-17 現地監測地點相關位置圖

3.3.1 沉陷監測原理

沉陷監測目的在於獲得地層下陷之變化，以往大多採用地表高程之變化監測，如 GPS、水準測量等，而此法的缺點是無法瞭解地下土

體之壓縮特性。但地下土體之壓縮特性才是評估地層下陷的重要依據，因此現今的沉陷監測除了配合 GPS 技術外，另外也進一步將監測延伸入地下，以觀察不同類型土層之壓縮過程。

國內已有多型之地層壓縮監測井被開發應用於實地之監測，包括伸縮儀式沉陷計(圖 3-18)、鋼管式沉陷監測井(圖 3-19)及無線電磁感應環分層式監測井(圖 3-20)。其中無線電磁感應環分層式監測井定位精度可達 1~5mm，且可相當多層及彈性調整監測層次，適合用於複雜多變之沖積扇地質區地層下陷監測。因此其最廣泛應用於國內西部沿海地區，本研究亦採用此監測井得到之資料分析。

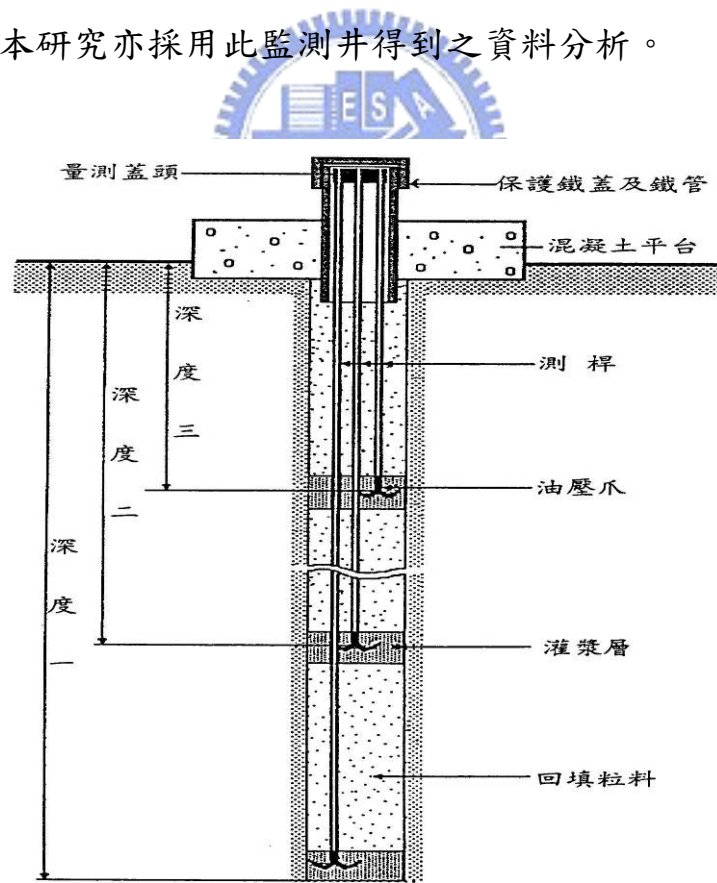


圖 3-18 伸縮儀式沉陷計示意圖(李德河，1996)

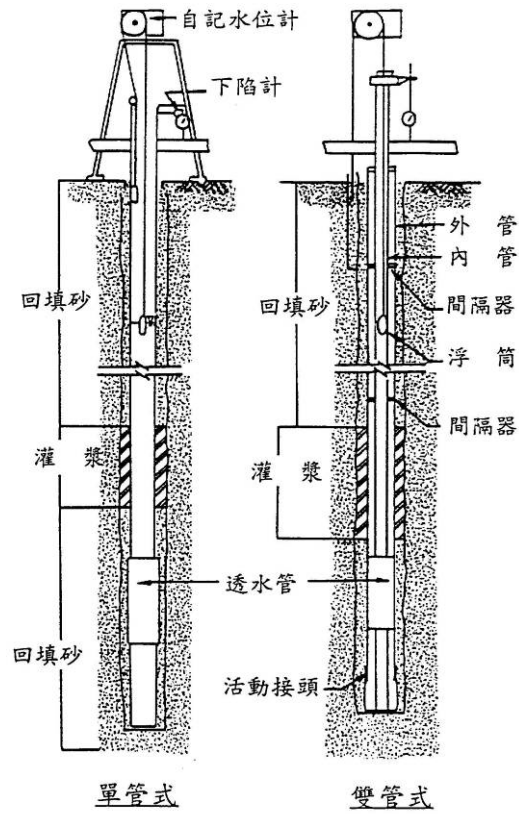


圖 3-19 鋼管式沉陷監測井示意圖

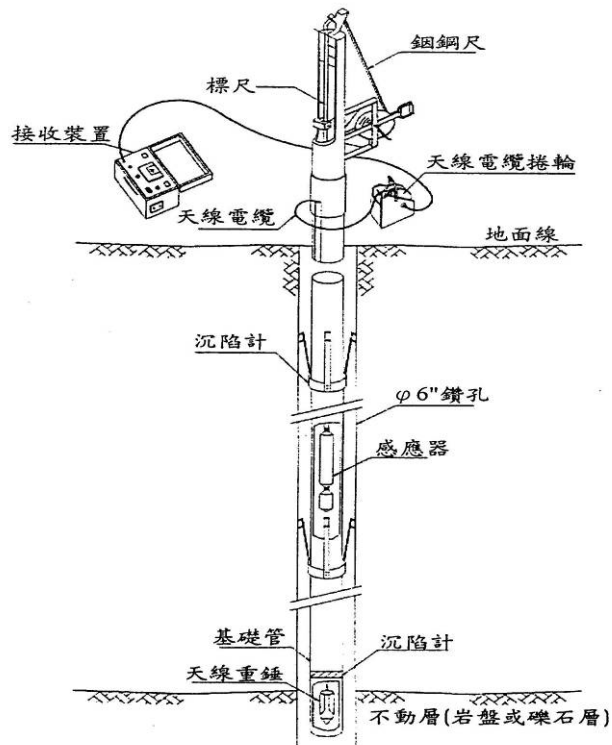


圖 3-20 無線電磁感應環分層式地層下陷監測井示意圖(工研院, 2001)

無線電磁感應環分層式監測井其構造係將磁感應環預先錨定於鑽探井內不同地層深度，再利用無線電波感應偵測設備量測每一感應環距地表之深度，並分析各層次之壓縮量，以瞭解各層次之沉陷情形。而本研究所得之資料來自工研院能資所每個月派遣技術人員至現場量測各地層下陷井之感應環位置，再經由室內計算分析得到沉陷關係。詳細計算結果見第四章。

3.3.2 地下水位觀測

在各地層下陷井附近均設置有地下水位觀測井，經得知地下水位變化，可配合地層下陷井資料分析得到抽水所造成地層下陷的影響。地下水位觀測井在安裝時需於欲觀測之含水層深度安裝切縫式濾水管，上下以皂土封填，防止上部或下部含水層滲入影響觀測之水位，詳細見圖 3-21。

位於客厝國小內之地下水位觀測井採用自計式水壓水位計觀測，利用壓力式感應器將資料記錄於電子記憶體，不需人員至現場量測，可長期觀測水位，一段時間後利用專屬資料讀取器或手提式電腦取得資料，帶回室內將感應水壓換算成需要的水位高程值做更進一步分析。另外本研究部份地下水位資料無法至現場取得，其資料來自經濟部水利署「水文水資源資料管理供應系統」網站 (<http://gweb.wra.gov.tw/wrweb/>)。詳細資料結果見第四章。

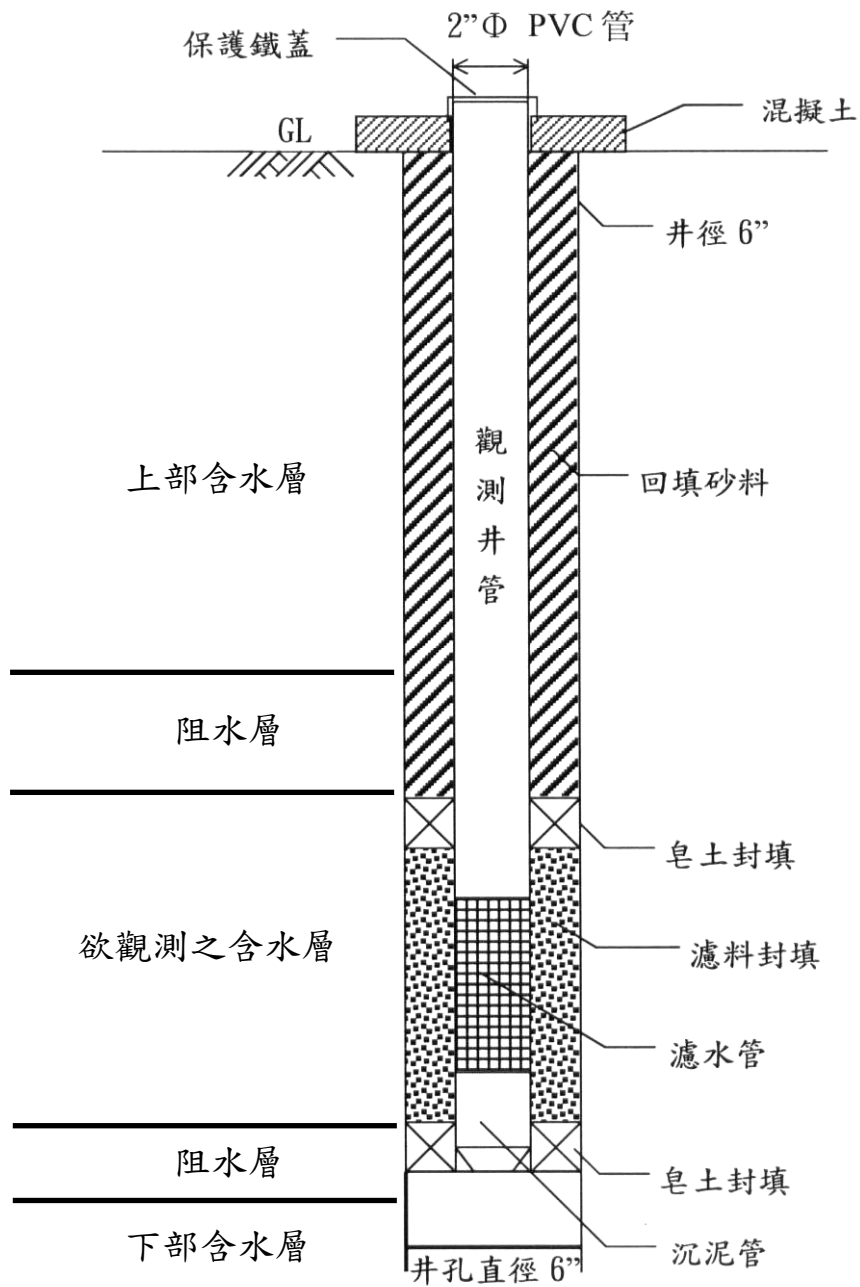


圖 3-21 地下水位觀測井示意圖

第四章 研究結果與討論

本研究以濁水溪沖積扇含水地層為研究對象，將其基本地質資料成果整理如下。另外本章針對本研究各項試驗分析做探討，比較室內試驗及野外施測結果，期能進一步瞭解深層含水地層之壓縮特性。

4.1 濁水溪沖積扇概述

4.1.1 地理環境

濁水溪位於本省中西部，因其水流挾帶泥砂特多，四季混濁而得名。其發源於合歡山主峰與東峰之「佐久間鞍部」，源頭海拔標高約 2880 公尺，最上游為霧社溪，沿北北東間之縱谷而下，全長 186.4 公里，河床平均比降 1/55，流域面積為 3155 平方公里(經濟部水利署中區水資源局)。由於地形陡峻、岩層破碎及降雨豐沛使得侵蝕作用盛行，大量之沖積物堆積於河道、泛濫平原、濱岸與淺海地區，形成廣大沖積扇，稱之為「濁水溪沖積扇」。濁水溪沖積扇北起烏溪，南至北港溪南岸，東以八卦山台地及斗六丘陵山脊線為界，並沿兩丘陵間之隘口向東擴及竹山、名間一帶，西臨台灣海峽，面積約 1800 平方公里，為全台灣最大之沖積扇，同時亦為台灣最豐富的地下水蘊藏區(中央地調所，1999)。

4.1.2 區域地質與水文地質環境

參考圖4-1為濁水溪沖積扇之區域地質圖，地層主要由濁

水溪沖積而成，沉積物來自上游雪山山脈西翼集水區之岩石，岩性包括板岩、變質砂岩、頁岩、砂岩、礫岩、泥岩等。

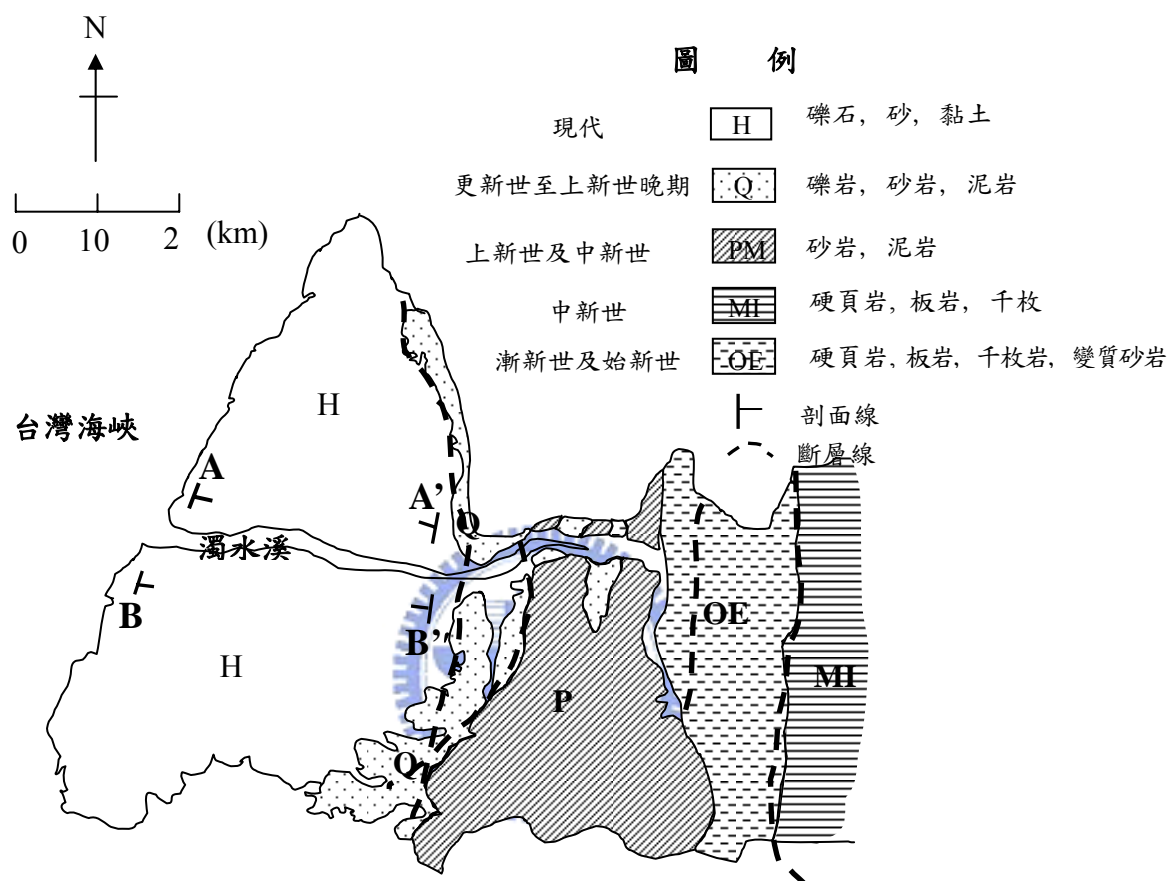


圖 4-1 濁水溪沖積扇區域地質圖(中央地調所，1999)

在沖積架構的形成過程中，溪水夾帶大量上游岩屑順流而下，礫石和粗砂因顆粒較大，主要沉積於扇頂及瓣狀河道之中，形成透水性佳之含水層；但泥和細砂則被搬運至海岸、沼澤、瀉湖、潮間帶或淺海中，形成區域性阻水層。就堆積方式而言，在陸地以河道堆積及泛濫平原方式堆積，在海域則屬於潮間帶、濱岸及淺海堆積；濱海地帶因受海進及

海退交替發生影響，會形成陸相沉積層及海相沉積層犬牙交錯之地層，陸相沉積層透水性較好成為地下水易補注之含水層，海相沉積層則相反，易形成阻水層。濁水溪沖積扇之地層沉積厚度約介於750~3000公尺(Lin et al., 1992)，圖4-2為地表至深度300公尺間之水文地質概念分層圖，可視為由四個阻水層及四個含水層所交互組成之水文地質架構(中央地質調查所，1999；Liu，2001)。

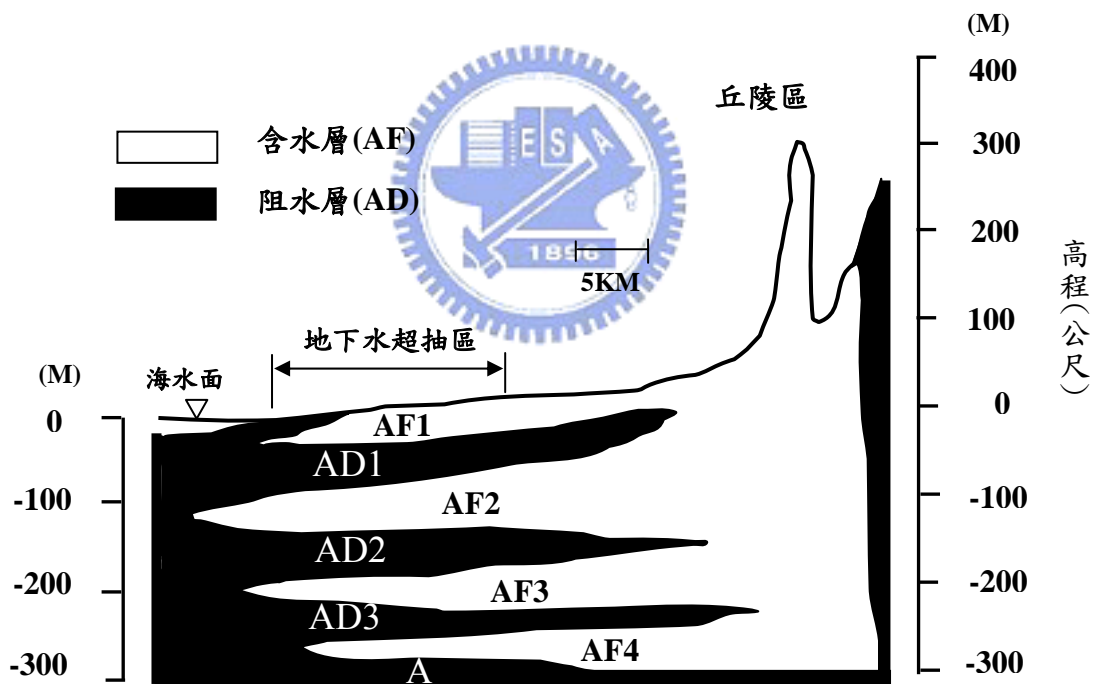



圖 4-2 濁水溪沖積扇之水文地質概念分層圖(Liu，2001)

上述複雜之多含水地層架構，其層次界限劃分是以水文地質特性為依據，根據沉積學原理，參考岩性分析、定年及化石研究、土壤滲透性等資料所定之概念分層，而非真正之

土壤分層。圖 4-3 取濁水溪南北兩側地表至深度 300 公尺間之東西向地質剖面圖(參考圖 4-1 之 A-A'及 B-B'剖面位置)，即知事實上地層組構之複雜性更高，雖然土壤粒徑基本上由東向西遞減，離來源近處以礫石、粗砂為主，至濱海地區則漸變為細砂及黏土材料，但因濁水溪經常改道氾濫，洪氾平原會沉積細砂及黏土並夾雜礫石、粗砂及中砂層形成互層架構，扇央及扇尾地區之層次分佈相當紊亂，部份地區更形成局部化之水文地質系統，因此很難整體評估其實際之地下水流行為。



就地層組成材料而言，濁水溪沖積扇之扇頂部份主要由礫石及粗砂所構成，這些地層具有較高強度及透水性，不僅可壓縮性低，也容易獲得地表水之補注，因此地層下陷的潛能較低。相反的在扇央及扇尾部份，地層沉積物顆粒越來越細，尤其到了沿海地區，地層主要由細砂及黏土構成，屬於相當軟弱之土壤，且其滲透性係數低(低於 $9.9 \times 10^{-7} \text{m/sec}$)，當地下水受到超抽時，地下水位將因補注不及而造成水位降低，進而引起地層壓縮變形，因此濁水溪沖積扇之地層下陷潛能以濱海地區最高。

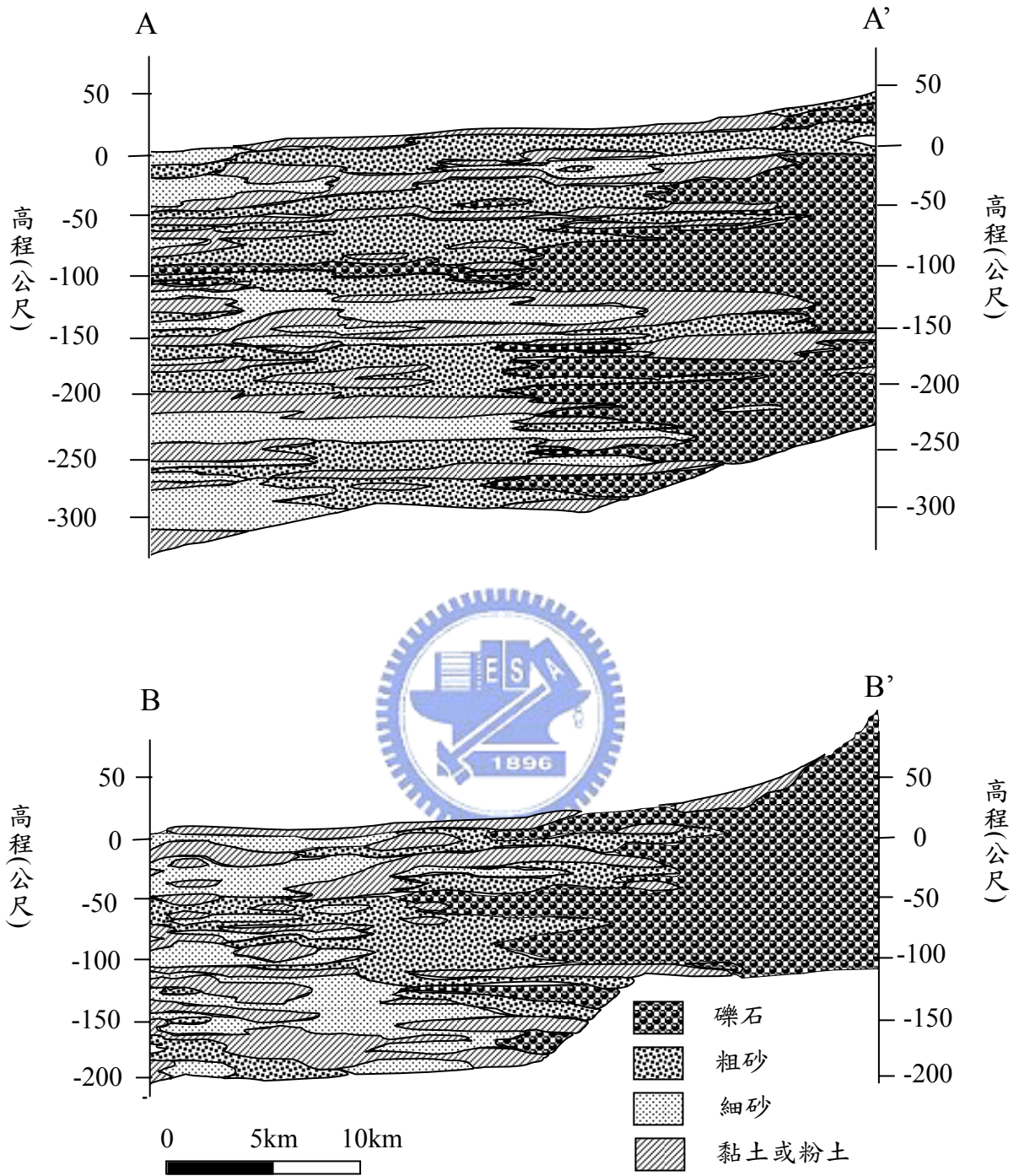


圖 4-3 濁水溪南北兩側地表至深度 300 公尺間之東西向地層剖面圖

(中央地調所，1999)

4.2 現地孔內震波量測結果

本研究使用懸垂式 P-S 波量測系統針對地層下陷區施作 P 波及 S 波量測，試驗場址為雲林縣客厝國小境內之地下水位觀測井(詳細位置參照圖 3-17)。由於研究主要對象以深層地層為主，且淺層接近地表處擾動較大，地下水位面也位於地表下 20 公尺處，因此量測深度自地表下 51 公尺至 250 公尺之間，現地之試驗情形如圖 4-4 所示。



圖 4-4 現地孔內震波量測圖

4.2.1 資料分析方法

施測懸垂式 P-S 波系統量測所得資料如圖 4-5 所示，其中 H1、/H1 為上部受波器接收之剪力波(Shear wave)，且 H1 與 /H1 互為反向之剪力波，而 V1 則為上部受波器接收之壓縮波(Pressure wave)。同理，H2、/H2 為下部受波器接收之剪力波，V2 為下部受波器接收之壓縮

波。

OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 130
HOLE NO. : 0
DEPTH : 104.0 [m]
DATE : 09/05/91 02:49:44 AM
H-SAMPLE RATE: 50 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 5 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 2 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	: X100	X100	X500	X 50	X 50	X 1K
LCF [Hz]	: 100	5	100	100	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 2	2	2	2	2	2

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 2.50 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.25 [mSEC/LINE]

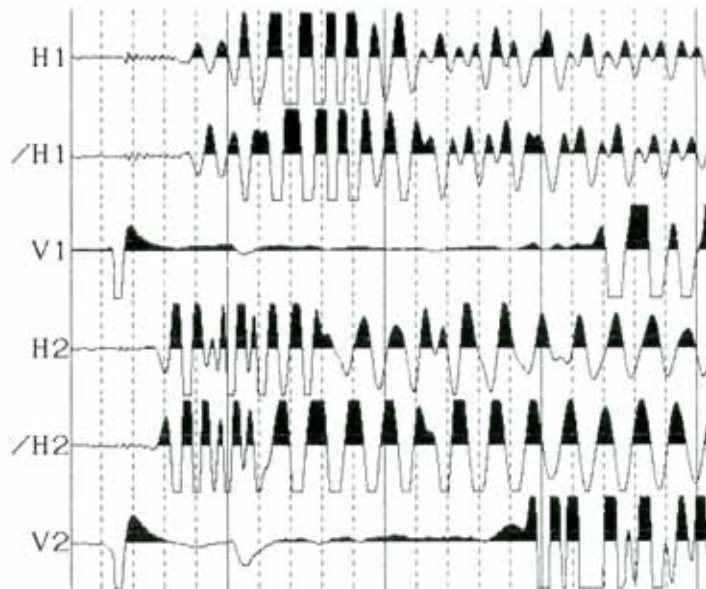


圖 4-5 懸垂式 P-S 波系統量測結果

當 P-S 波量測系統在試驗孔內產生一震源時，首先下部受波器會

經由水接收地層傳來之震波，隨後上部受波器也同樣接收到震波，因此若要計算各深度之波速值可藉上下兩受波器接收之波傳到達時間差 ΔT 與兩受波器之距離 L ，經由式(4-1)便可求得波速值。

$$V = L / \Delta T \quad (4-1)$$

其中 V ：波速，單位為 m/s

L ：受波器間距，其值為 1 公尺

ΔT ：受波器之波傳時間差

4.2.2 波速量測結果

本研究進行孔內震波量測時，每次量測之間距設為 1 公尺，因此量測深度自 51 公尺至 250 公尺共計 200 個資料點，再經式(4-1)計算方式，地層深度相對應之波速剖面如圖 4-6 至圖 4-9。觀察所有震波量測結果，P 波波速介於 1136 m/s ~ 2298 m/s，S 波波速介於 300 m/s ~ 688 m/s，由圖中可看出 P 波和 S 波兩者相對之變化情形類似，且波速大致隨深度越深而波速越大，但在深度 180 公尺~190 公尺處波速明顯變化特別大，對此稍後將有更進一步探討。

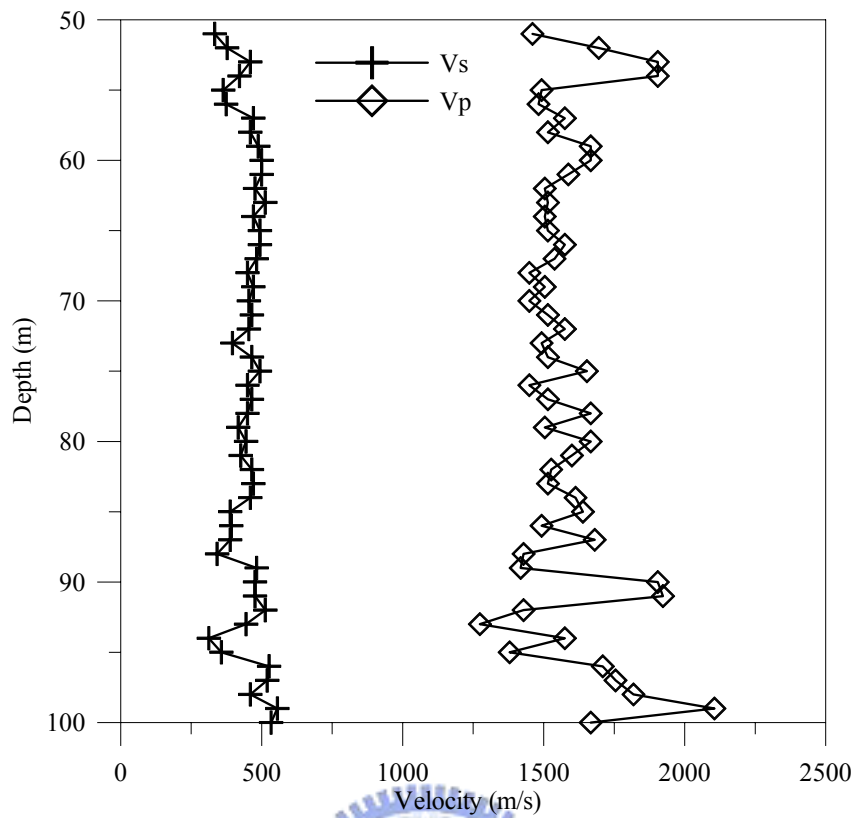


圖 4-6 50~100 公尺 P-S 波速剖面

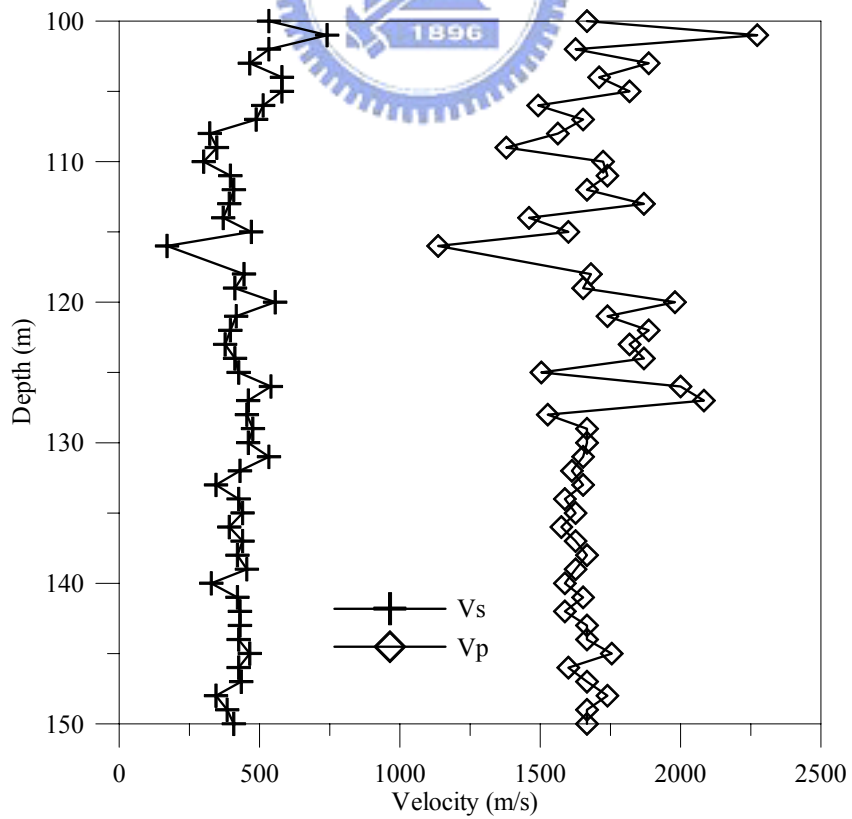


圖 4-7 100~150 公尺 P-S 波速剖面

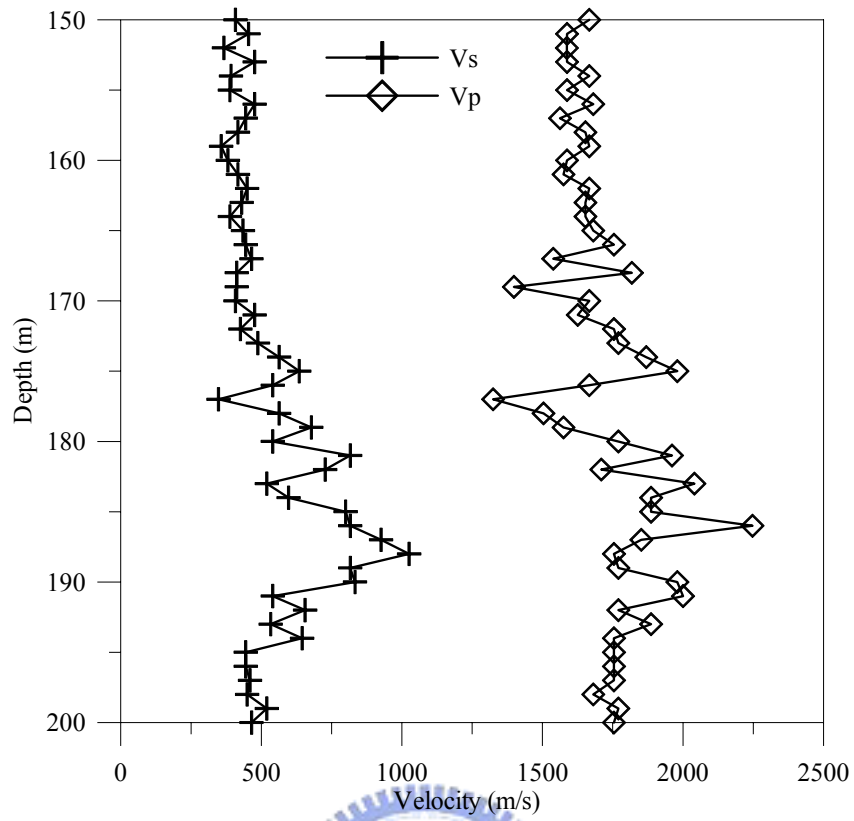


圖 4-8 150~200 公尺 P-S 波速剖面

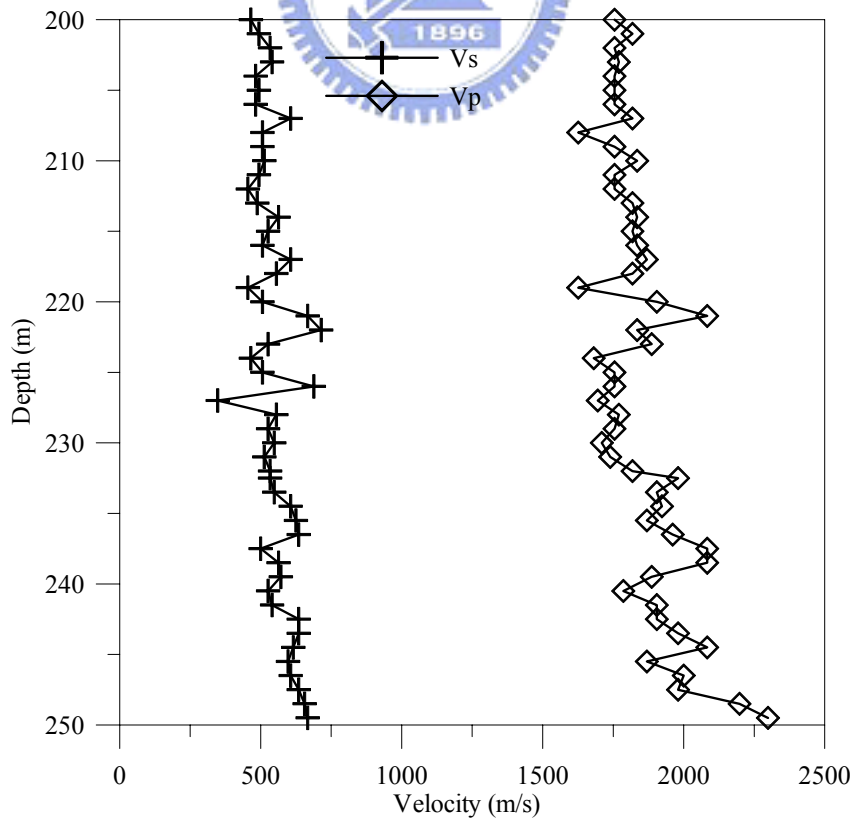


圖 4-9 200~250 公尺 P-S 波速剖面

為了方便說明，將所有波速資料繪於圖 4-10，並與現場地質柱狀圖比較。由波速和地質柱狀圖比較結果，本研究嘗試以波速變化關係建立現地地質土壤分層，然而現地地層變化過於複雜，即使在 1 公尺的間距內，地層變化仍相當大，因此要以震波量測得到之波速結果並無法有效看出其與地層變化之關係。另外在深度 180~190 公尺處波速突然增大情形，以地質柱狀圖來看，該深度夾較厚之礫石層，推測此應為造成波速突然增大的原因。

另外地層波速在深度 110 公尺處上、下呈現兩種不同趨勢發展(圖 4-10)，且上半段之波速後期較下半部初期波速快，造成此現象推測可能與抽水歷程有關。該區早期以抽用淺層之地下水為主，但在出水效能與水質變差後，目前使用之地下水來自第二或第三含水層，甚至第四含水層。因此對於淺層之含水層(即第一含水層)過去長期超抽地下水致使淺層土層之過壓密比相對較高，即土層已壓縮至更緊密狀態，才會使得上部地層波速較深層大。

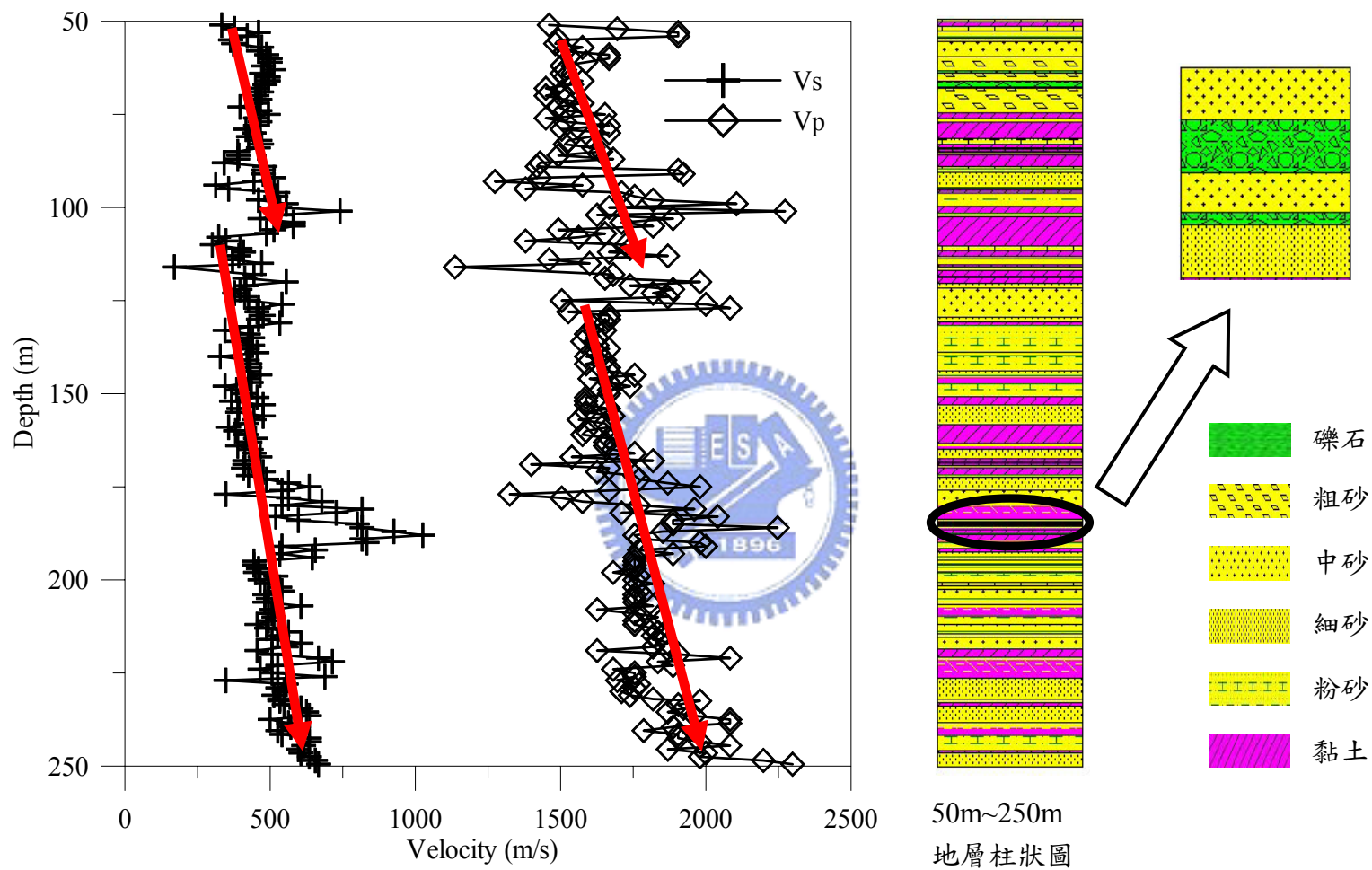


圖 4-10 各深度波速與地質柱狀剖面比對

由以上討論得知兩點：

1. 嘗試以波速建立現地土壤分層之想法受到 Suspension P-S Logging 儀器解析影響，不易明確區別土層性質，且現地土層狀況複雜，很難以波速界定不同土層介面。然而若以本研究施測地點為例，當地層性質狀況改變較大時，波速便呈現明顯不同的結果，因此波速量測之結果可判斷地層變化較大之區域，無法正確掌握地層實際情形。
2. 此次波速量測結果，其波速剖面變化情形可間接驗證淺層含水地層超抽地下水歷史悠久，引發之有效應力使得地層已達到高過壓密比之緊密狀態，波速較高。相對於深地層而言，抽水歷史短，地層仍處於壓密中、輕度過壓密或正常壓密狀態，波速初期較淺層地層小。另外深度 110 公尺分界點之上部地層與下部地層均有隨深度越深而波速越大之發展趨勢。

4.2.3 經驗式與現地波速比較

將 4.1.2 小節得到現地波速結果做更進一步分析，首先將土壤性質均為砂質土壤之波速整理如表 4-1，圖 4-11 則為地層均為砂質土壤之波速剖面。由圖 4-11 可看出波速變化情形無太大差別，隨深度越深波速也越大。另外若假設現地未飽和土壤單位重為 18kN/m^3 ，飽和單位重為 20kN/m^3 ，地下水位面位於地底下 20 公尺處，可推估各深

度砂土層之有效圍壓(見表 4-1)，並將有效圍壓與對應之剪力波速繪於圖 4-12，經迴歸曲線分析發現剪力波速與有效圍壓的 0.23 次方成正比關係。然而 2.3.3 小節曾介紹 Hardin and Richard(1963)以乾淨之沃太華乾砂進行共振柱試驗，以具稜角之砂顆粒而言，試驗結果顯示剪力波速與有效圍壓的 0.25 次方成正比(見式(2-20))。比較現地地震波量測結果，剪力波速與有效圍壓之關係相當接近經驗式(2-20)之結論，顯示現地地震波量測資料具可靠性，日後有助於現地與室內波速比對。

表 4-1 各深度相同土壤(砂土)波速與有效圍壓一覽表

Depth (m)	Vs (m/s)	Vp (m/s)	Poisson's Ratio (ν)	σ_v (kN/m ²)
57.50	450.24	1625.66	0.457	510.11
72.00	457.11	1529.08	0.451	611.72
89.00	415.63	1558.54	0.459	730.85
125.50	441.88	1776.03	0.466	986.63
138.50	417.65	1634.84	0.465	1077.73
149.50	398.04	1664.94	0.469	1154.81
156.00	423.56	1630.01	0.463	1200.36
176.50	544.55	1682.36	0.439	1344.02
200.00	506.18	1768.88	0.455	1508.69
214.00	522.96	1815.23	0.455	1606.80
230.00	508.16	1780.88	0.455	1718.92
237.00	583.47	1967.75	0.450	1767.97
243.50	604.56	1948.44	0.446	1813.52
255.00	581.97	1989.92	0.453	1894.11

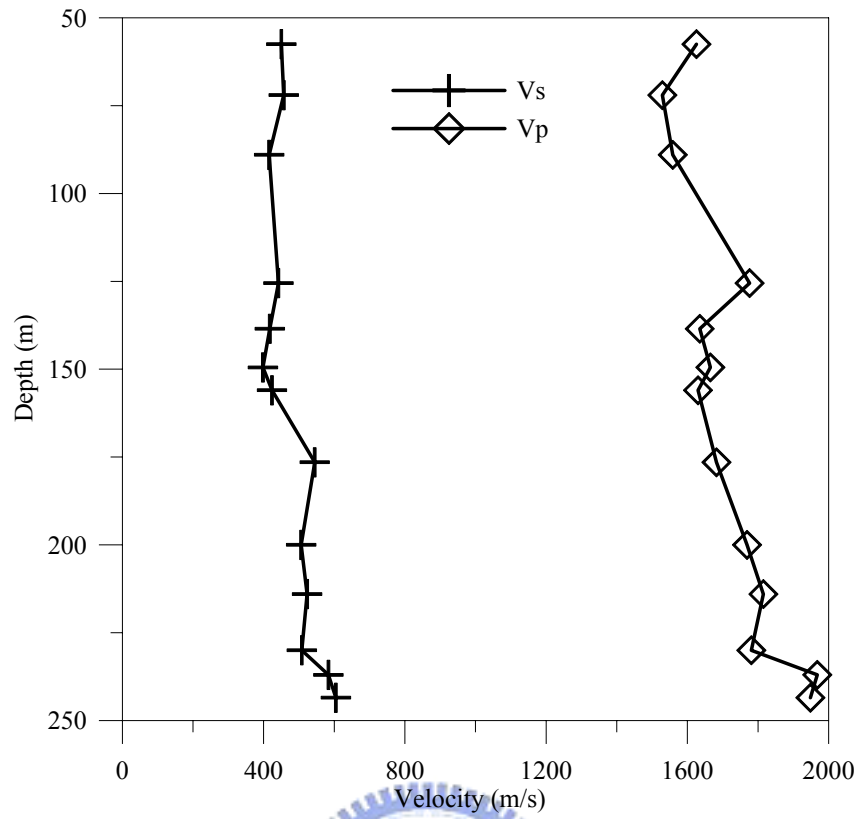


圖 4-11 相同土壤(砂土) P-S 波速剖面

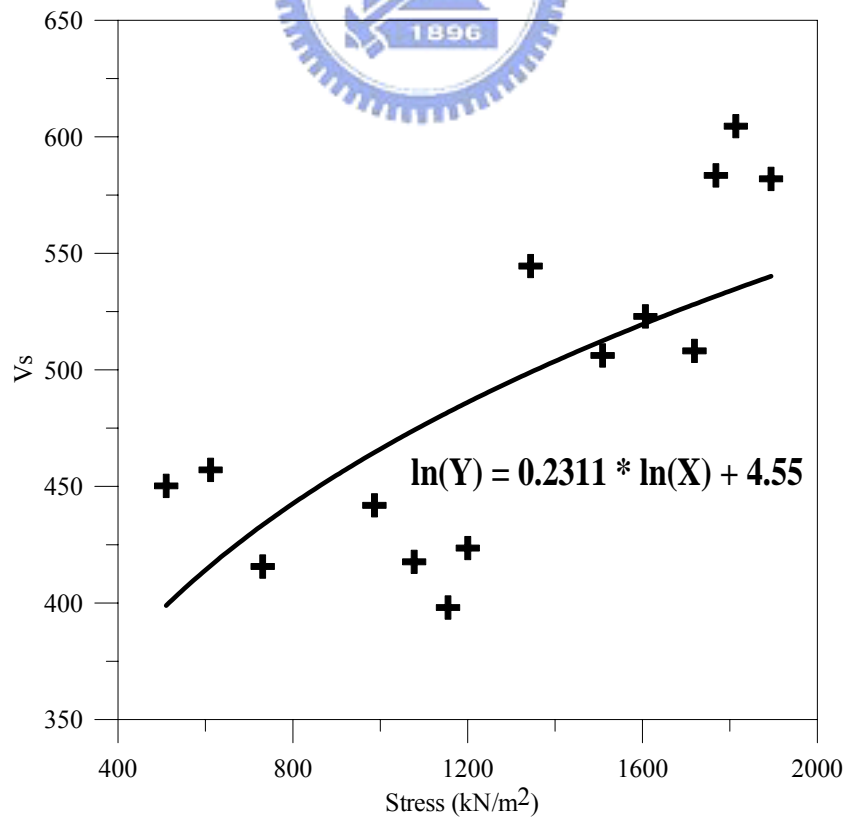


圖 4-12 現地砂土層剪力波速與有效圍壓關係圖

4.3 室內試驗結果

4.3.1 試驗土壤基本物性

室內試驗土壤來自雲林縣客厝國小地層下陷井鑽探土樣，深度約為地下 200~230 公尺之砂質土壤。經由粒徑分析試驗得其粒徑分佈曲線如圖 4-13，細粒料含量約 7%，比重約 2.71，統一土壤分類屬 SP-SM，為粉土質砂。而表 4-2 則為整理自工業技術研究院能資所對相同地點及附近深度土樣之物性試驗結果。

另外若以粒徑分佈曲線所得之各項參數再依經驗公式間接求其透水係數 k ，其值約 $6.084 \times 10^{-3} \sim 9.126 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ ，顯然此類土壤理論上排水性良好，受到外來荷重加載時壓密沉陷應能快速完成。

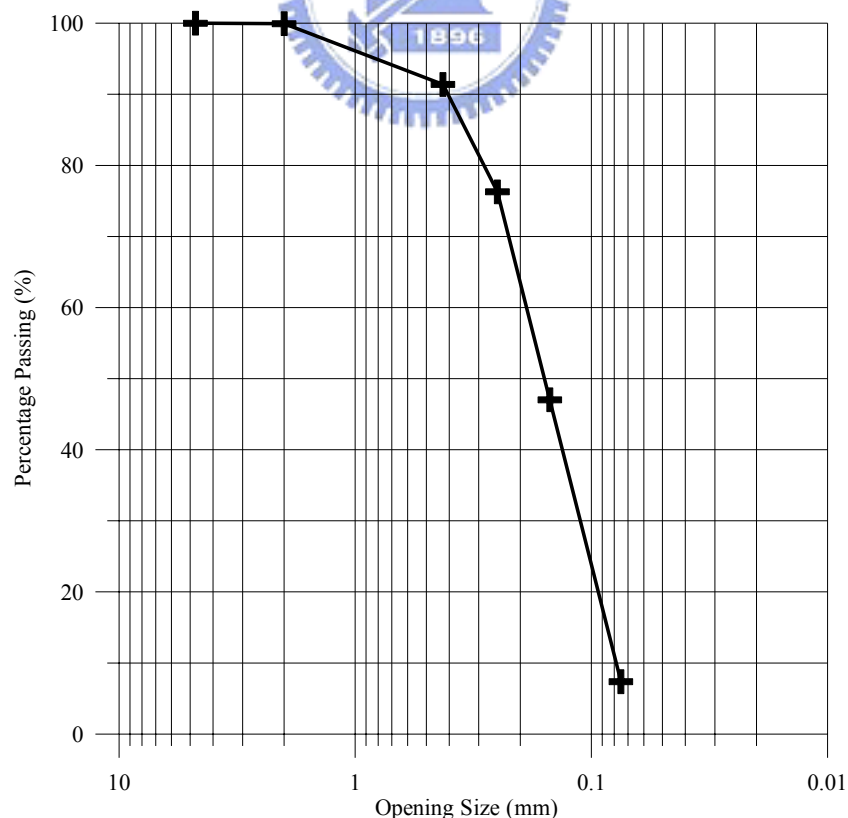


圖 4-13 試驗土樣之粒徑分佈曲線

表 4-2 試驗土樣附近深度地層物性試驗結果(摘自工業技術研究院地層下陷井觀測及試驗報告)

深 度 Depth (m)	分 類 Classif- ication	顆粒分析 Grain Size Analysis			含水量 Water Content ω (%)	阿太堡限度 Atterberg's Limit			比 重 Specific Gravity G_s	分類名稱
		礫石 Gravel %	砂 Sand %	細粒料 Fine Content %		液性限度 Liquid Limit LL%	塑性限度 Plastic Limit PL%	塑性指數 Plastic Index PI%		
214.50-214.70	SM	0	80.6	19.4	17.9	--	--	NP	2.67	粉土質砂
217.40-217.60	SM	0	87.0	13.0	16.3	--	--	NP	2.67	粉土質砂
220.90-221.10	SP-SM	0	89.4	10.6	21.2	--	--	NP	2.68	含粉土之級配不良砂
224.20-224.40	ML	0	0.9	99.1	37.5	33.0	23.8	9.2	2.73	粉土
229.30-229.50	SM	0	79.5	20.5	18.1	--	--	NP	2.69	粉土質砂
234.50-234.70	ML	0	45.4	54.6	20.1	--	--	NP	2.70	砂質粉土
238.20-238.40	SP-SM	0	92.2	7.8	85.0	--	--	NP	2.68	含粉土之級配不良砂
241.80-242.00	SM	0	86.2	13.8	26.6	--	--	NP	2.67	粉土質砂

4.3.2 單向度壓密試驗

針對所採用之土樣也進行傳統單向度壓密試驗，其目的在求得各項相關參數。試驗之試體以水中沉降方式製作，最大加載荷重為 $32\text{kg}/\text{cm}^2$ ，試驗結果如圖 4-14 及表 4-3 所示。由壓密試驗結果顯示，相較於一般石英砂而言，試驗採用之土壤壓縮性高，且解壓後回脹量不大，其壓密曲線類似一般黏土行為，其間不同點僅壓縮變化量較黏土小。但若是以某一階應力加載之沉陷與時間關係來看(圖 4-15)，初期壓縮變形快速，之後隨著時間雖仍不斷的有變形產生，其量相對於初期壓縮量而言較小，顯然進行單向度壓密試驗時，土壤排水性良好，因此推測此類土壤壓縮行為介於典型之砂土與黏土之間。

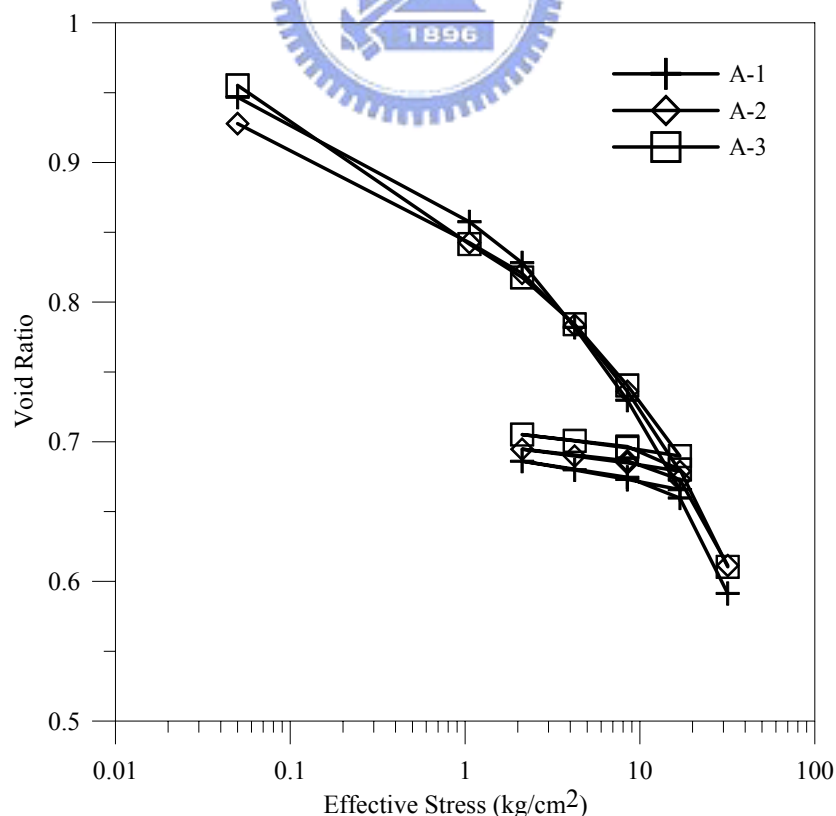


圖 4-14 傳統單向度壓密試驗結果曲線

表 4-3 單向度壓密試驗結果

試驗編號	壓密指數 C_c	回脹指數 C_s
A-1	0.18	0.023
A-2	0.16	0.018
A-3	0.14	0.017

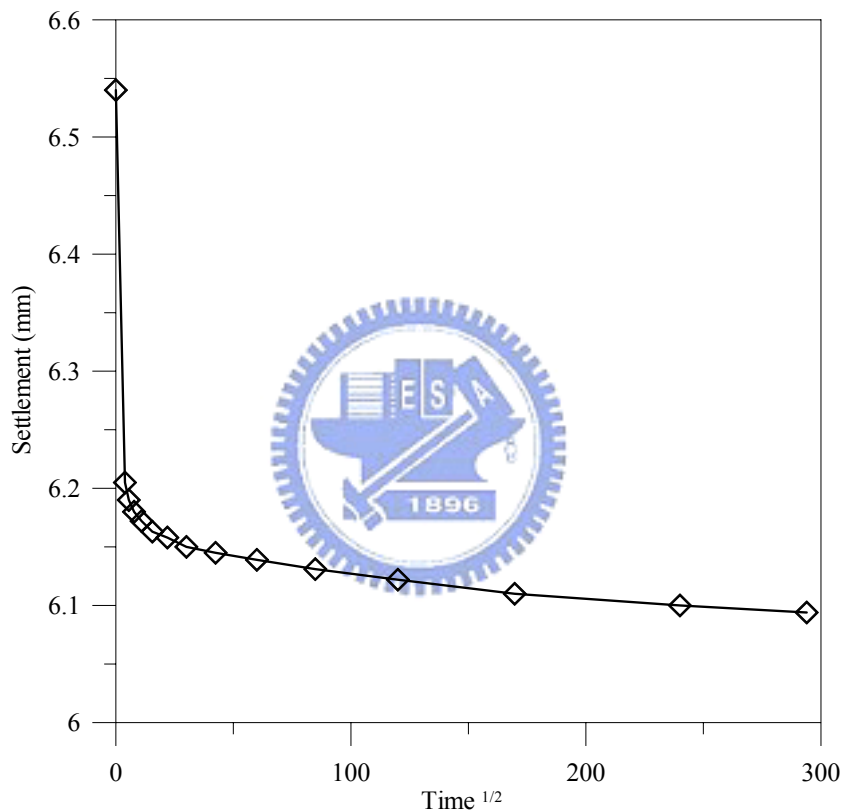


圖 4-15 單向度壓密試驗某一階之沉陷與時間關係

對於任一階應力加載其沉陷會隨時間發展，與典型砂土之壓縮行為有所不同，可能原因在於分層沉降製作試體時，試體組構因沉降速率差異產生一層砂土一層薄黏土之層狀構造，加壓初期雖壓縮快速，但中間之黏土層形成一排水不良之阻隔，使得試體內部砂土層排水受

到遲滯影響以及黏土層也需要時間壓密，因此試驗結果出現隨時間慢慢沉陷情況。另一可能原因為砂土顆粒隨時間重新排列產生不可回復變形，此也可解釋為何當試體卸載後便無法回復，會有塑性變形產生。不論原因為何，上述之沉陷相對於初期壓縮量較小，與厚黏土層比較，仍多少可將試體視為排水良好之土壤組構。

4.3.3 室內與現地剪力波速檢核

室內進行模擬水位變化之壓縮試驗時，須將重模土樣以應力持續加壓至符合現地情況，此時室內與現地剪力波速比對則為判斷是否符合現地情況之重要依據；本研究假設當兩者波速達到相同時，室內重模試體符合現地情況。基於此假設條件，當試體進行壓密時，利用剪力波元件量測試體剪力波速，圖 4-16(其中上半部為激發端之波形，下半部為接收端得到之剪力波形)即為試驗得到圖形。為了方便判讀波傳時差及數據分析，以本研究採用之剪力波元件量測系統可利用電腦擷取波形，再進行後續分析，而圖 4-17 即為針對某次試驗其剪力波隨壓力增大變化情形(圖中十字記號為選擇波形之時間點)。由圖中可看出隨著壓力增大，接收到的剪力波速越來越快，且因壓力大，土壤組構趨於緊密，激發端之剪力波元件振動幅度漸小，接收端所接收之剪力波形振幅也隨之越來越小，此屬合理之現象。

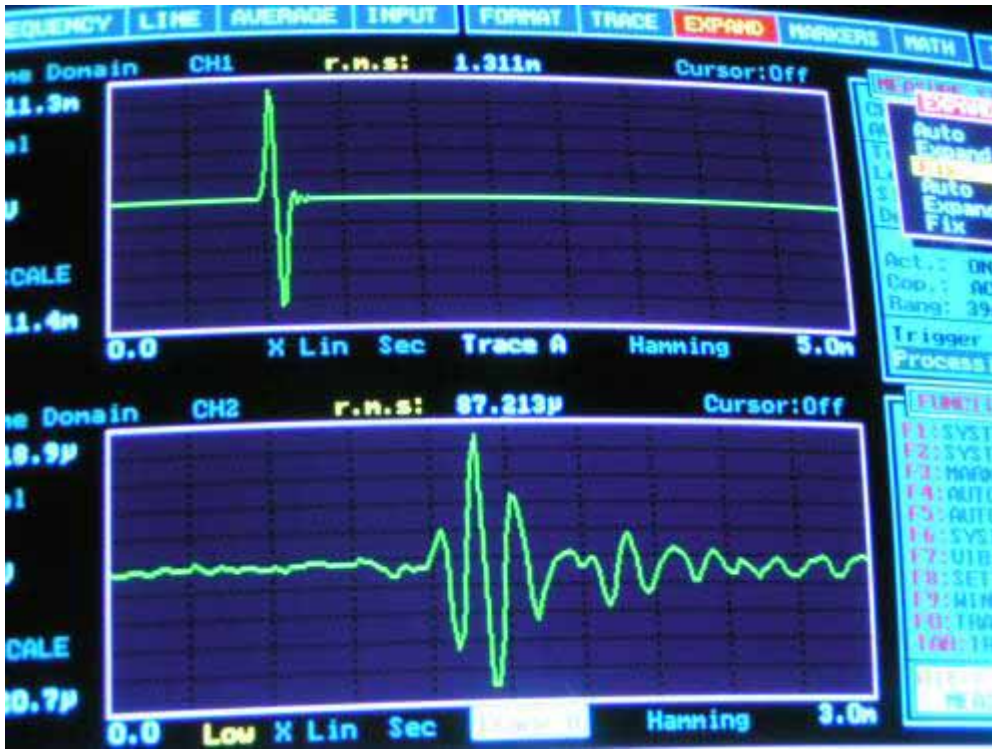


圖 4-16 剪力波元件試驗波形

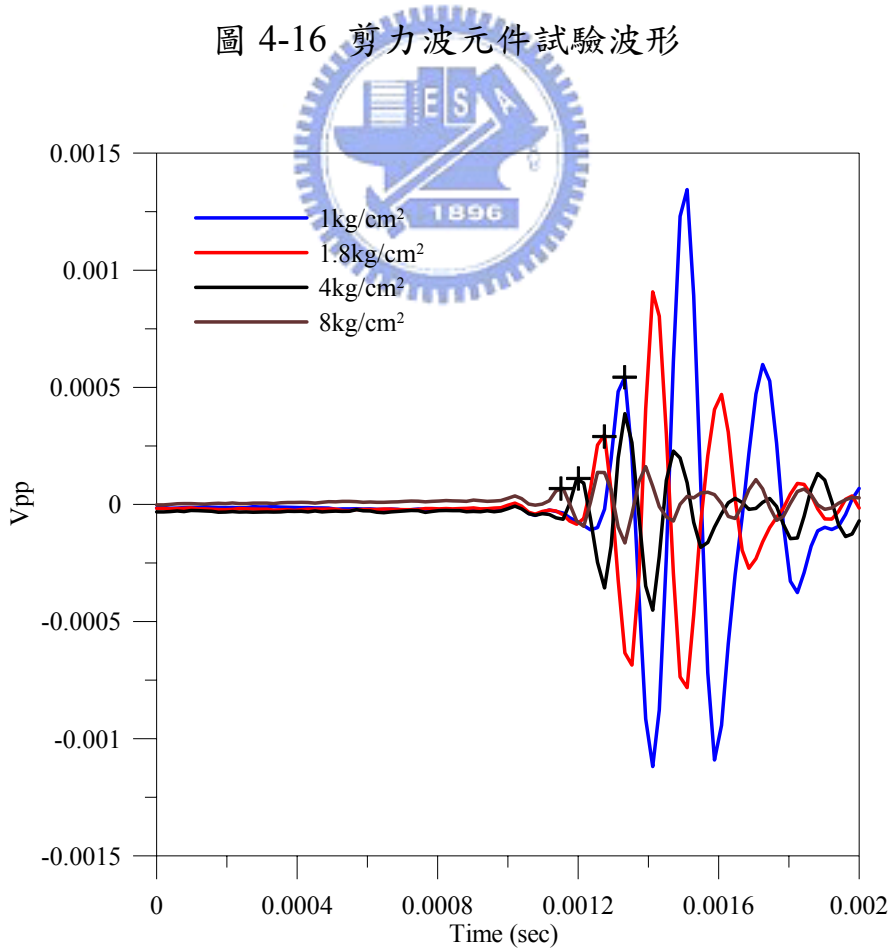


圖 4-17 剪力波隨壓力變化關係圖

然而試驗過程中，因本研究模擬土樣深度位於地底下 200~230 公尺，其有效覆土重高達 $22\sim 24\text{kg/cm}^2$ ，受到量測儀器本身雜訊影響 (見圖 4-18)，當壓力高達 10kg/cm^2 以上時，接收端波形振幅變小使得雜訊干擾波形相對較嚴重，無法正確判斷波傳時差，導致初期計算剪力波速呈現突然增大或突然變小情形。針對此現象，為了依本研究初期之構想與目的，於是利用剪力波速與孔隙比關係迴歸並外插來求得高壓下之剪力波速。圖 4-19 為經由數次剪力波元件試驗所得到孔隙比對應剪力波速情形，經由線性迴歸得到剪力波速與孔隙比之關係式，因此當試驗處於高壓力狀態時，根據孔隙比外插推求試體剪力波速，一旦與現地波速接近時，便可假設類似現地土壤組構。

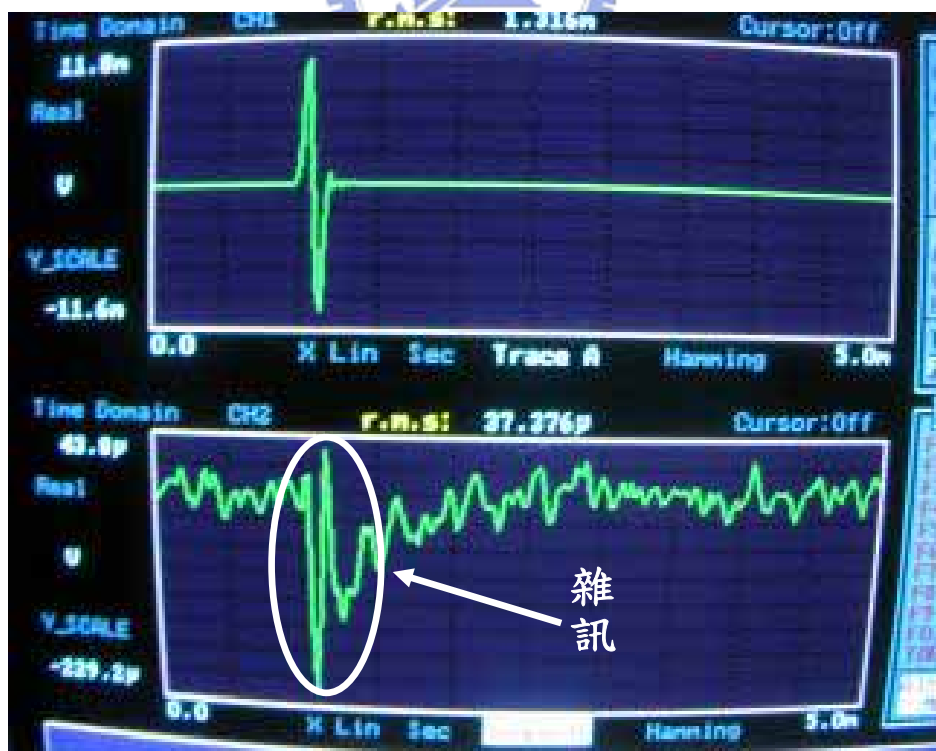


圖 4-18 剪力波元件試驗於高壓下之雜訊示意圖

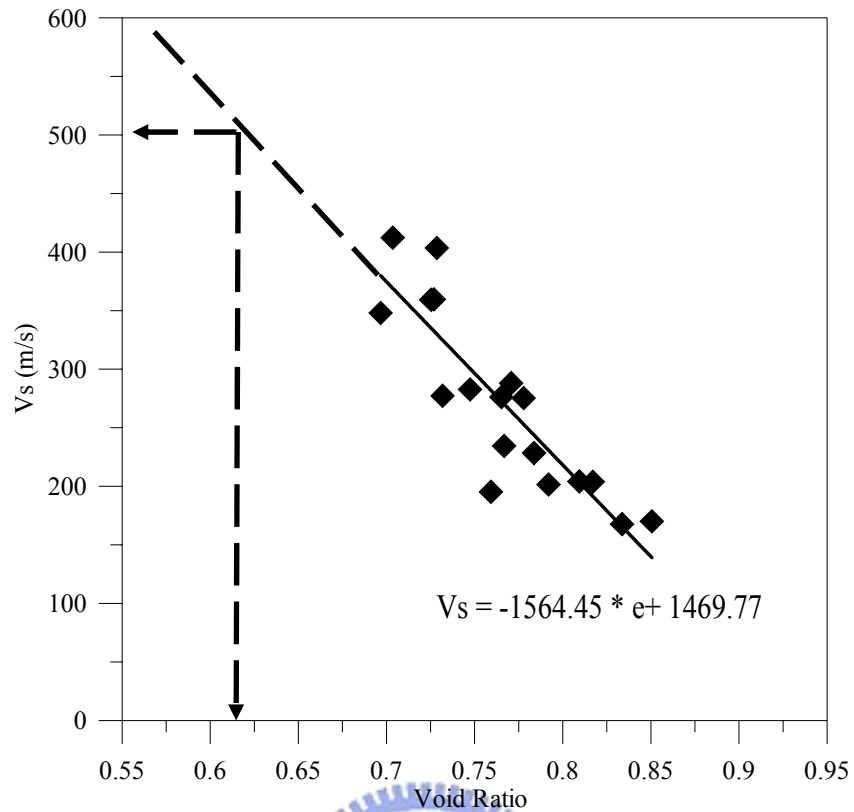


圖 4-19 剪力波速與孔隙比關係

4.3.4 反覆荷重壓縮試驗結果

經由剪力波速檢核並判斷室內土壤試體已達到現地狀態，此時便開始以 2kg/cm^2 為基準施加反覆荷重，模擬現場地下水位升降產生之有效應力變化。在此須說明試驗之時間是以每小時加載 0.5kg/cm^2 ，至最大荷重 2kg/cm^2 後再進行解壓，試驗經三次循環後便停止。

表 4-4 為經由剪力波速比對後試體之各項條件，而圖 4-20 則為經由反覆荷重模擬的結果。以表 4-4 來看，模擬水位變化壓縮試驗之土壤試體所受應力狀態與深度 200 公尺上下之現地土層受力情形約略相等，推估出之剪力波速範圍落在 $500\sim 530\text{m/s}$ 。另外試體孔隙比

約 0.60~0.62 間，與傳統經驗判斷之現地深層土壤孔隙比(約 0.60~0.70) 相似。因此由應力狀態與孔隙比結果顯示剪力波速檢核後，試體之條件和現場土層大致符合。再以模擬後結果來看(圖 4-20)，(1)雖然試體一開始已處在高壓力狀態下，仍會因相對較小壓力反覆作用產生塑性變形，且回脹量不明顯，推測此類土壤因組構改變而壓縮，故解壓後將不會有回彈現象；(2)反覆荷重試驗各施作三次循環，試體均呈現持續壓縮現象，但應變增量呈越來越小趨勢，可推論若持續施作試驗，試體將逐漸達到穩定狀態，與現地壓縮情況類似，地層最終會因壓密完成而不再壓縮，只是時間上無法推測何時可以達到。



表 4-4 反覆荷重試驗試體初始條件狀態

試驗編號	1-1	1-2	1-3	1-4
應力狀態 (kg/cm ²)	20 ~ 21			
孔隙比	0.611	0.615	0.629	0.601
推估波速 (m/s)	513.89	507.63	485.73	529.54
現地推估應力 (kg/cm ²)	22 ~ 24			
現地量測波速 (m/s)	500 ~ 530			

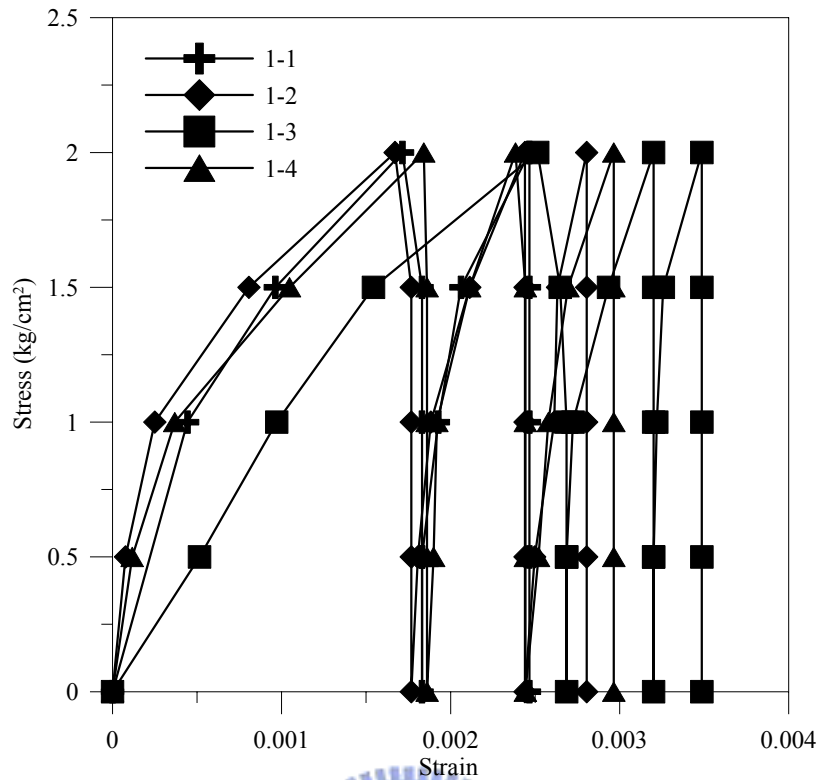


圖 4-20 模擬地下水位變化之反覆荷重試驗結果

觀察圖 4-20 也可發現編號 1-3 其應變量較其它三組大，但初始條件卻無太大差異，檢討原因認為應是壓密試驗之加壓時間所影響。一般在模擬水位變化試驗前，為了確保試體在壓密過程中已壓縮完成，會在最後一階加壓放置二十四小時以上。然而編號 1-3 於最後一階壓密僅放置十二小時便施作模擬水位變化試驗，所以進行反覆荷重試驗前之壓密比相對較低，造成後續應變量較大。而由此結果也可解釋為何現地雖然地下水位下降產生之有效應力相同時，但部份地層可能為壓密中或正常壓密之狀態，因此使得地層壓縮量不相同。

4.3.5 剪力波速檢核問題

由表 4-4 中可得知波速檢核比對後試體各項條件，值得注意的是以本研究模擬之地層深度為 200~230 公尺土壤，若以 4.2.3 小節所假設條件，現地未飽和土壤單位重為 18kN/m^3 ，飽和單位重為 20kN/m^3 ，地下水位面位於地表下 20 公尺處，則覆土壓力推估約 $22\sim 24\text{kg/cm}^2$ 。然而當室內波速達到現地波速狀況時，其壓密階段荷重僅 20kg/cm^2 左右，顯然在初期壓密應力未達到覆土荷重前，波速即相似，此為試驗過程中值得思考之問題。以下將分兩部份探討。

(1) 實際現地應力條件與推估之值相同

現地應力條件若與本研究假設之情況相同時，在 2.3.3 小節曾探討過影響波速的原因，以應力狀態與土壤組構為主要兩大因素，其中土壤組構包含孔隙比及顆粒排列接觸方式。本研究嘗試以波速比對作為試驗方法，在試驗過程中應力條件容易控制在固定之加壓狀態，但土壤組構方面，雖室內利用沉降法製作試體，卻無法完全模擬現地土層沉積情形，因此造成波速相同但應力條件不相同原因。

另外受到齡化效應影響(參考 2.4 節)，在不改變孔隙比情況下，砂土強度會隨時間慢慢增加。而本研究室內試驗以沉降法製作試體後，便快速進行加壓，使得沉陷量大，孔隙比小，若依關係式推求剪力波速，則其值將遠超過現地波速，因此壓力小的情況下剪力波速便

很高。假設考慮時間造成強度增加效應，每一階壓密過程將不會有如此大沉陷量，使得孔隙比不會因小壓力下變小許多，以關係式推估出之剪力波速可以呈現緩慢增加，達到室內壓力與現地狀況相似後，剪力波速也接近現地波速。

(2)實際現地應力條件與推估之值不相同

前述(1)點所討論認為波速相同而應力條件不相同之原因在於土壤組構、齡化效應等因素影響，其是以推估之現地應力與實際現地土層受力相同的假設條件下才成立。然而現地應力狀態並未得知，且推估之值與實驗之值相差範圍小，以推估之應力來比較室內試驗結果僅可參考，並非絕對。另外深層土壤雖沉積年代久遠，也可能處於壓密中，其上覆土壓力並非全為土壤顆粒所承受，部份可能為未消散之超額孔隙水壓，因此土層實際所受到之有效應力較小。若以此觀點來看，則本研究檢核室內與現地剪力波速相同時，或許土壤試體所受應力即為現地實際土層受力情形。

歸納上述(1)、(2)兩點，本研究嘗試利用波速檢核達到室內土壤試體可比擬現地土層實際狀況，但試驗過程中發現影響波速之因素多，且在室內與現地剪力波速比對後，應力條件無法掌握是否為現地真實情況，顯然並非單純如構想中容易達成預期目標。因此若要利用波速比對結果認定已回復現地條件，則須再考慮許多因素，以目前本

研究之方法仍有無法完全掌握之因素需釐清。

4.4 現地監測資料分析

資料分析包含地層壓縮與地下水位變化關係，以下將個別探討其分析結果。

4.4.1 沉陷分析

本研究參考之地層下陷井分別位於雲林縣之元長國小、土庫國中及客厝國小境內(詳細位置參照圖 3-17)。圖 4-21 至圖 4-23 為民國 92 年 1 月至民國 94 年 2 月間三口地陷井各感應環距地表之壓縮量變化圖。由圖 4-21 至圖 4-23 可看出此地區之地層持續壓縮中，元長國小監測井全井地層壓縮量於 94 年 2 月達最大約 20.4 公分，土庫國中監測井則約 12.1 公分。而客厝國小監測井因部份資料缺漏，因此目前僅觀測其沉陷趨勢，不做更進一步分析討論。

另外觀察元長國小與土庫國中兩監測井所得之地層壓縮量可發現地層壓縮主要發生在 1~5 月間，之後地層輕微回脹或壓縮趨於平緩，至 11 月後又持續壓縮。造成此現象原因可能受到氣候影響，6~9 月間正好為台灣地區夏季多雨時刻，地下水不僅可獲得充份補充，民眾對於地下水抽水量不大，地層呈現回脹或壓縮平緩；雨季結束，地下水使用量增加，且無表面水源補充地下水，因此地層再次呈現快速壓縮。

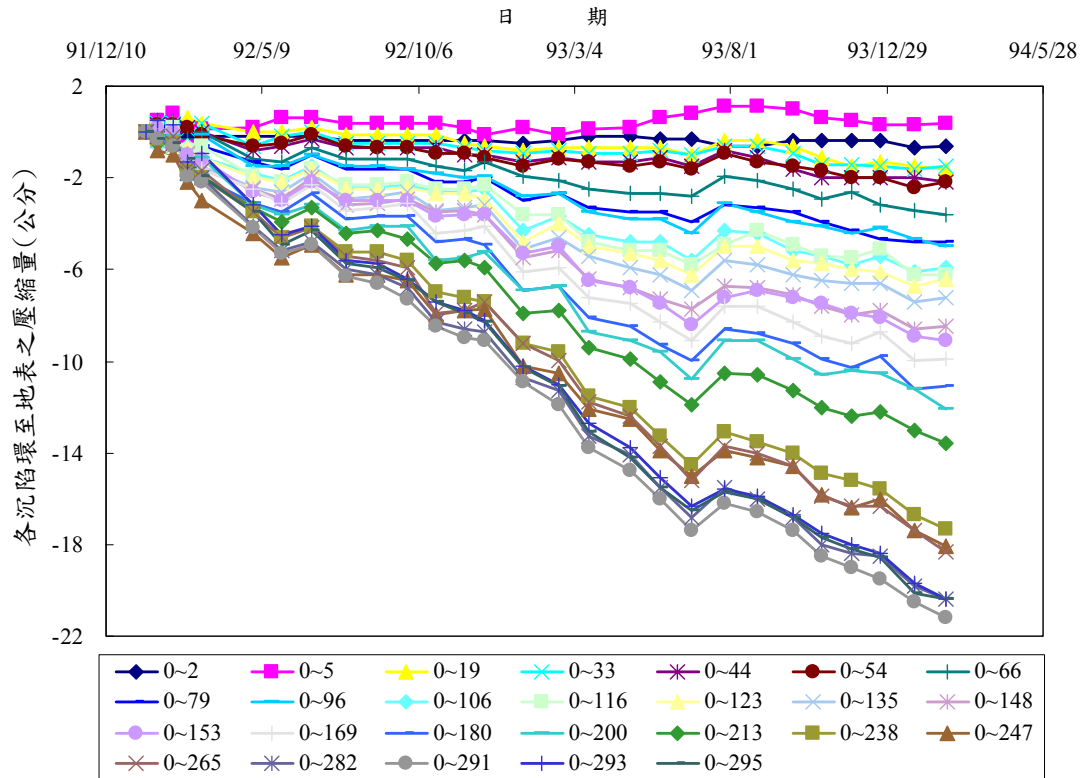


圖 4-21 元長國小各沉陷環至地表之壓縮量變化圖

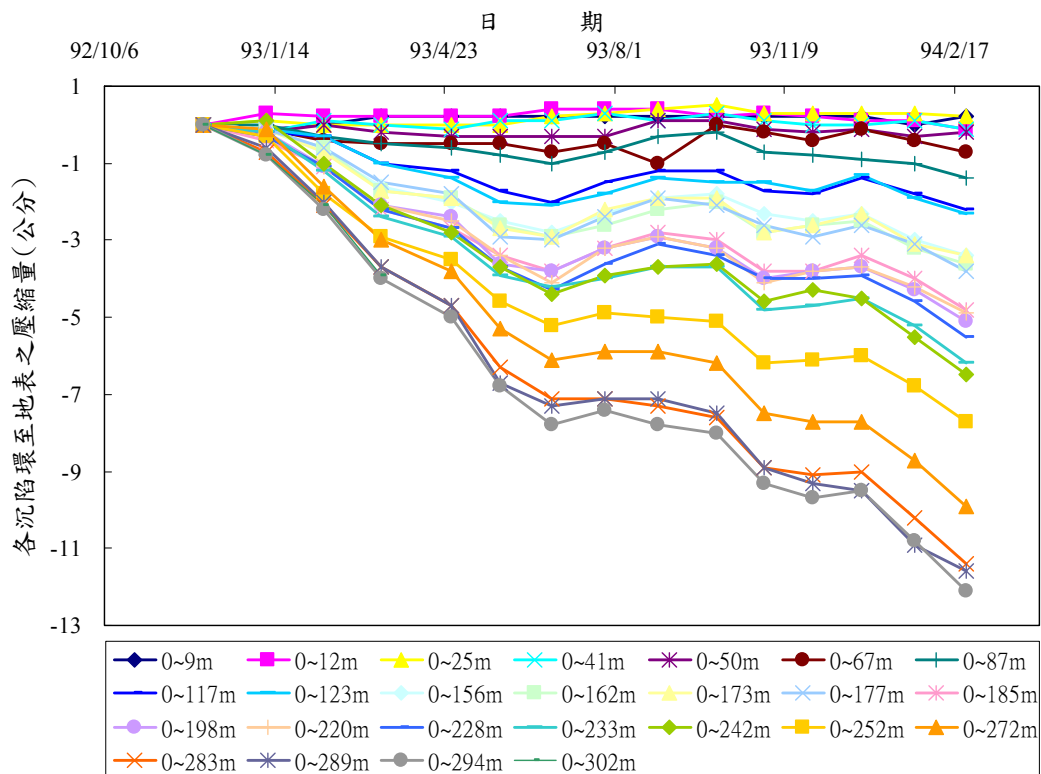


圖 4-22 土庫國中各沉陷環至地表之壓縮量變化圖

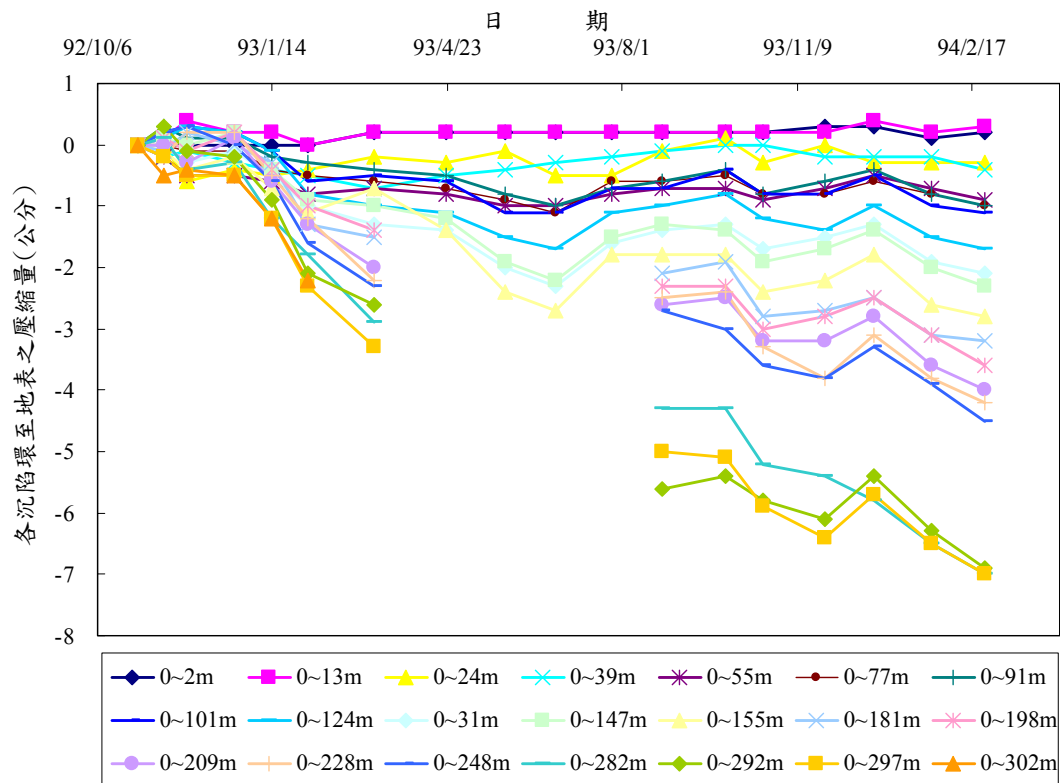


圖 4-23 客厝國小各沉陷環至地表之壓縮量變化圖

尋求驗證此一假設，將該區鄰近之雨量站資料取得並與地層壓縮情況做比較。如圖 4-24 所示，在民國 93 年 6~9 月間降雨日數多且雨量，元長國小與土庫國中兩地層監測井皆顯示地層有回脹情形，若再將雨量與地下水位做比較(見圖 4-25)，也可以看出當雨量豐富時，地下水位明顯回升，地下水位回升進而造成地層回脹或壓縮平緩。經由上述討論可知，雨量對地下水位之影響息息相關，降雨較多時，地下水位短時間內就有升高現象，並進而影響地層壓縮。

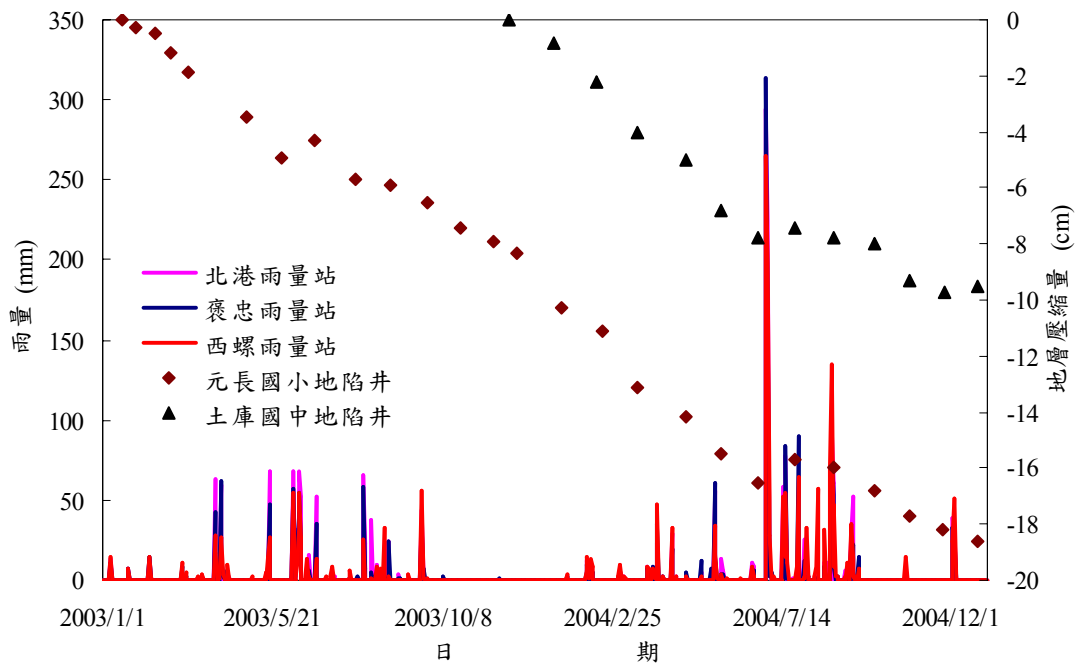


圖 4-24 雨量與地層壓縮量關係圖

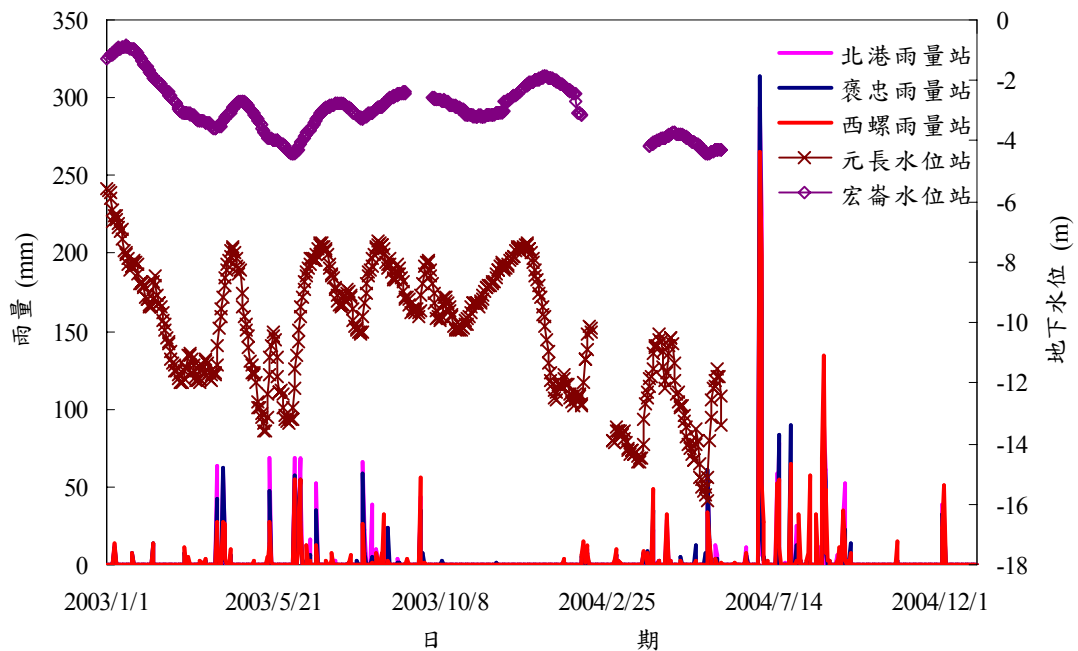


圖 4-25 雨量與地下水位變化關係圖

為了進一步瞭解地層之壓縮層次及分布，以地層下陷井之井底為參考點，各感應環相對於井底之累積壓縮量如圖 4-26 與圖 4-27 所示。圖中可瞭解元長國小與土庫國中兩監測井所觀測得到之地層壓縮特性類似，且元長國小以深度 200 公尺至 250 公尺間為主要壓縮段，土庫國中則以深度 200 公尺至 300 公尺間為主要壓縮段，兩者地層皆以深層土層壓縮為主。

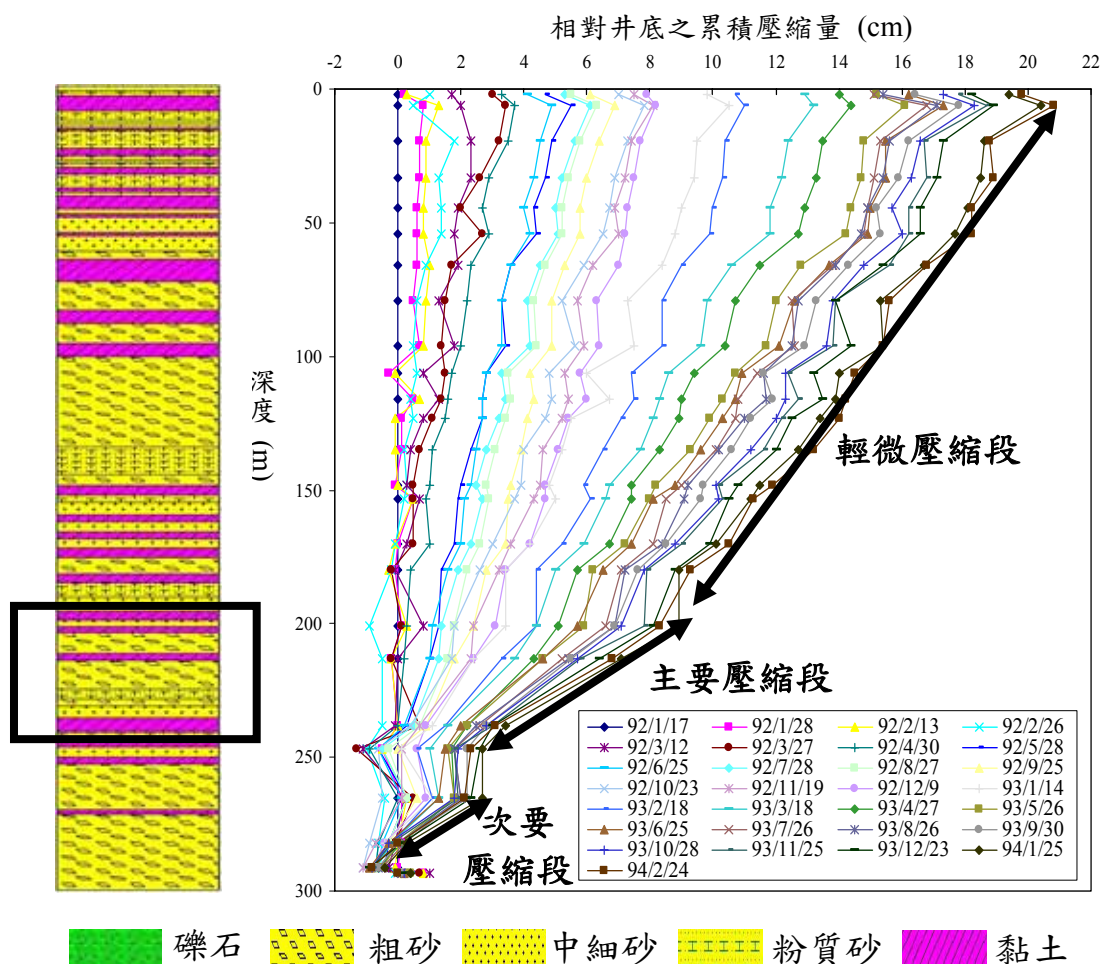


圖 4-26 元長國小各沉陷環相對井底之累積壓縮量變化圖

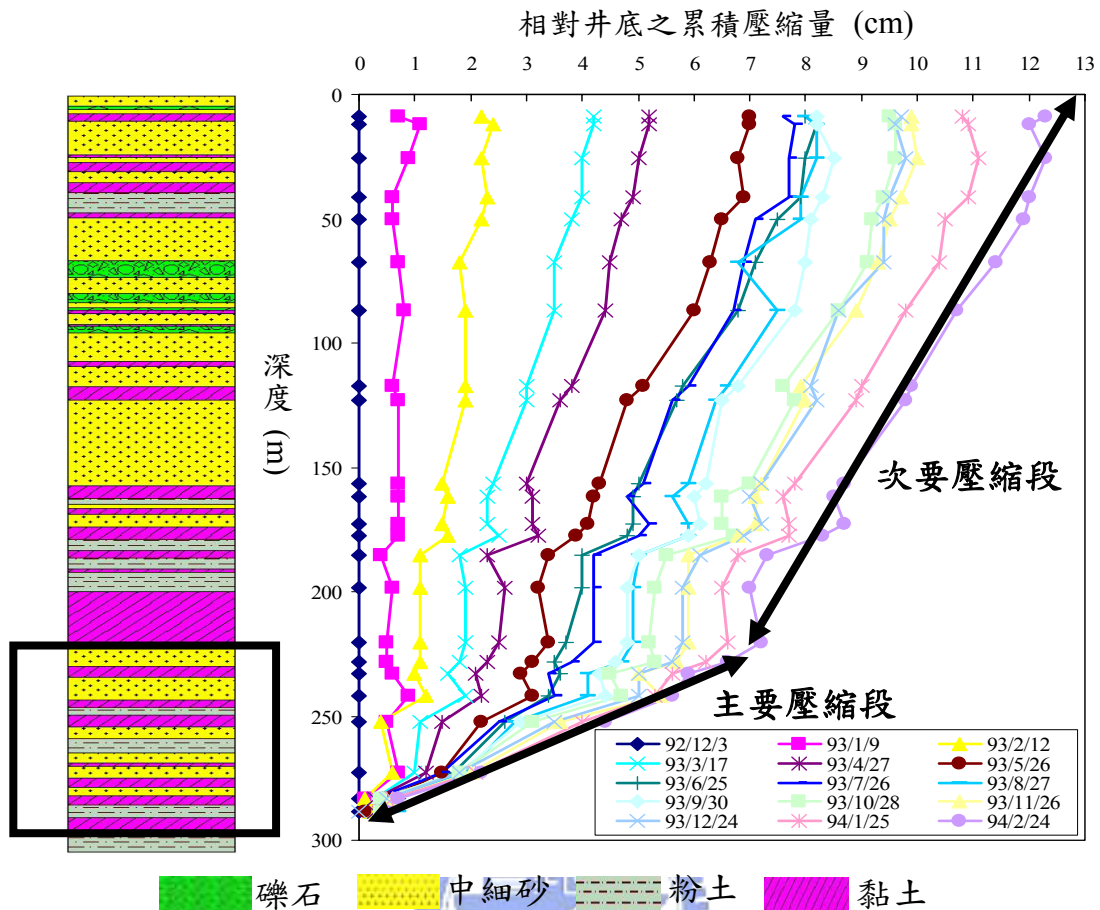


圖 4-27 土庫國中各沉陷環相對井底之累積壓縮量變化圖

再者根據兩監測井之地層柱狀圖觀察，這些壓縮地層組成材料並非由特定土層之壓縮所引起，大多為粉砂、砂及黏土互層為主，此類主壤透水性仍屬良好，含水豐富，一旦抽水導致應力不平衡時便產生壓縮，且又因其透水性佳，即使地下水位升降快速，壓縮也可在短時間內呈現出來，故可推測目前此地區是以深層抽水並已導致顯著深層壓縮現象。另外雖然深層地層經過較長年代沉積固結，仍會因抽水引發少量有效應力變化而壓縮，也可推測現地土層可能在持續壓密中，尚未壓密完成，屬於壓密中(Consolidating)之土層。

4.4.2 地層壓縮與地下水位變化之應力應變關係

針對 4.3.1 小節所討論之地層沉陷分析為就整體地層之壓縮量與地下水位變化關係討論，而本小節將更進一步探討較深之含水地層與地下水位變化關係。考慮監測時間之長短影響數據之可靠性，在此以年代較久之元長國小地層下陷井監測資料為分析對象，尋求找出深層含水層之壓縮特性。

根據中央地質調查所於民國 88 年出版之「濁水溪沖積扇水文地質調查研究報告」顯示，雲林縣元長鄉地區之第二含水層約介於深度 61~156 公尺，第三含水層約介於深度 177~240 公尺，經由元長國小地層下陷井觀測資料可得到第二含水層與第三含水層之個別壓縮變化情況，並配合鄰近地下水位觀測井資料可得到圖 4-28 與圖 4-29 所示各含水層壓縮量對應地下水位變化關係曲線。觀察圖 4-28 與圖 4-29 可發現第二含水層與第三含水層均呈現持續壓縮現象，但第二含水層地下水位回升時，地層明顯有回脹情況，而第三含水層則無明顯變化，甚至地下水位回升時，地層仍快速壓縮中，並無趨於平緩之情況。

若進一步將各含水層之沉陷量變為應變量，地下水位變化以第一點為應力零點，水位下降即代表應力增加，同理，水位上升即為應力下降，因此可得到第二含水層與第三含水層之地層壓縮量對應地下水位變化應力-應變關係圖，其如圖 4-30 所示。由圖 4-30 可看出第二含

水層其地下水位變化造成有效應力改變導致地層壓縮類似彈塑性行為為模式，顯然現場含水層存在塑性變形，與柳志錫(2004)所提出含水地層存在塑性變形理論吻合，而第三含水層則無此現象，地層呈現持續壓縮，屬於壓密中(Consolidating)之地層。

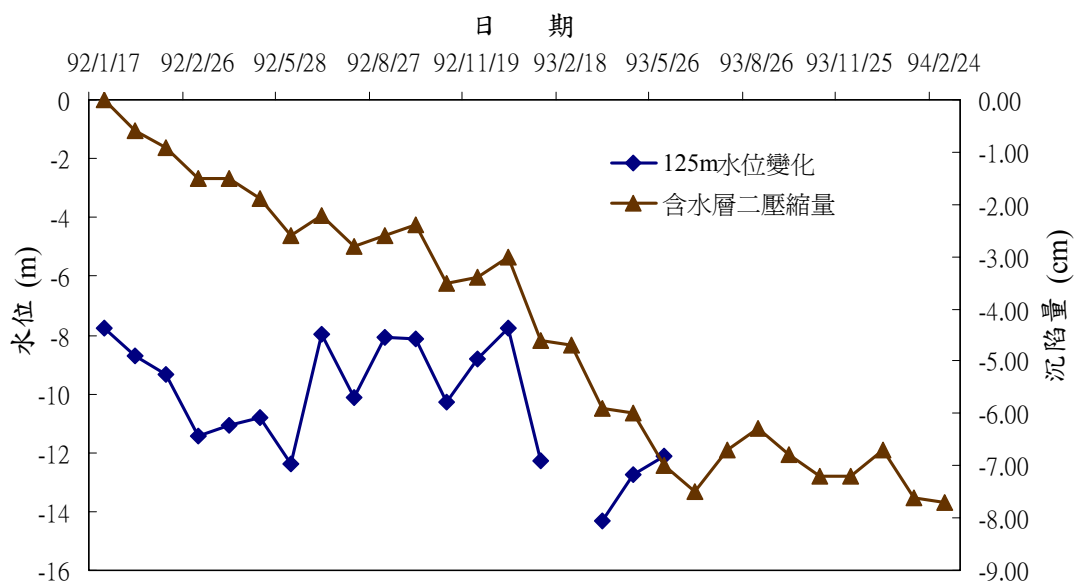


圖 4-28 元長國小含水層二壓縮量與地下水位關係

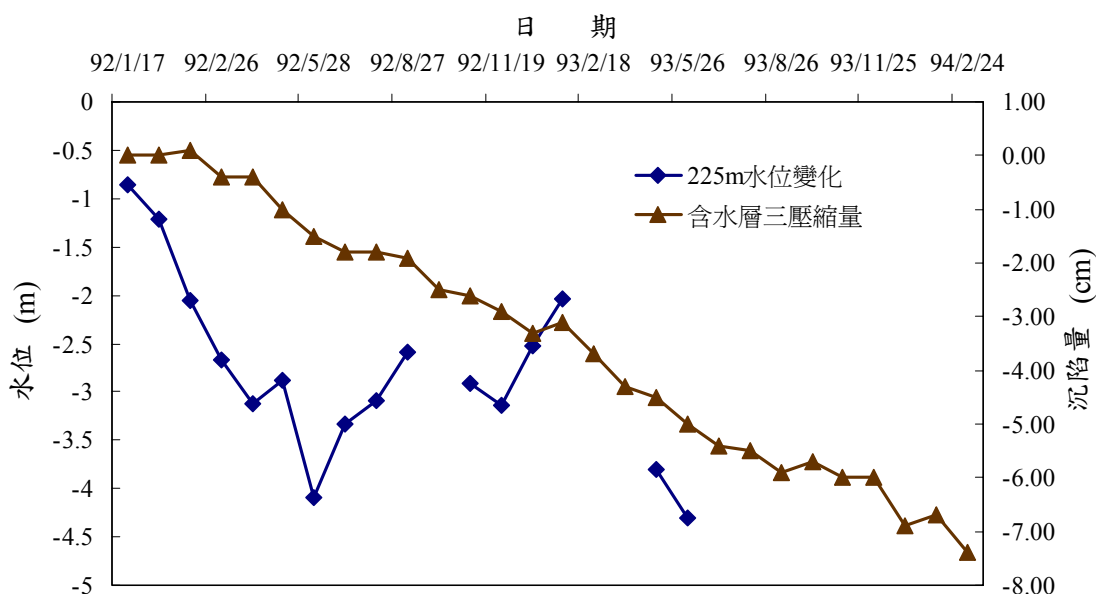


圖 4-29 元長國小含水層三壓縮量與地下水位關係

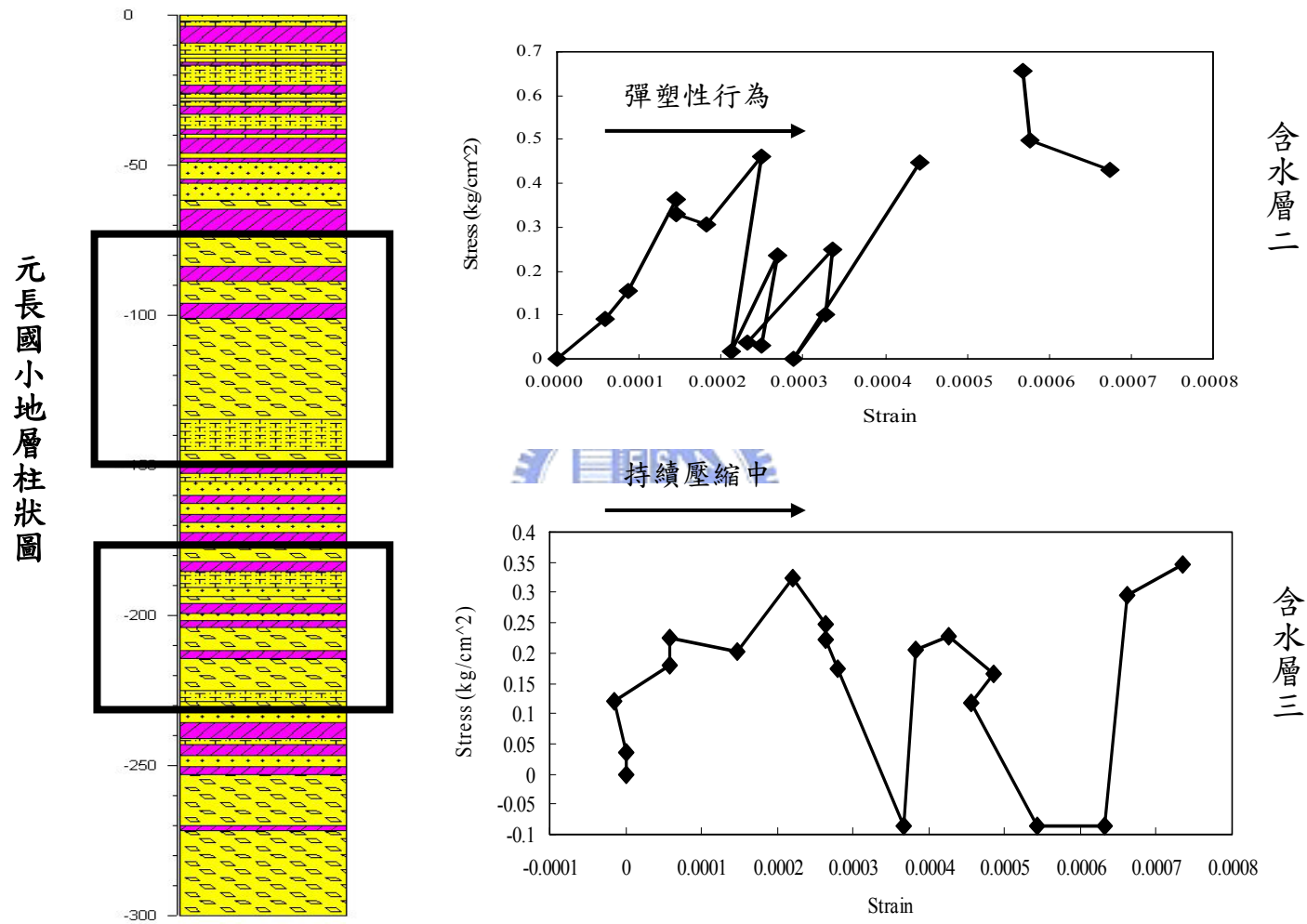


圖 4-30 元長國小含水層二與含水層三之應力-應變關係

探究上述可能原因為地層之組成材料影響，以第二含水層與第三含水層之地層組成材料來看，第二含水層內以砂質土壤為主要，屬透水性良好之地層，在壓縮過程中沉陷快速完成，因此能快速反應出無時間延遲之彈塑性行為。反觀第三含水層之土壤組成材料雖也以砂質土壤為主，但其中間夾雜許多黏土薄層，透水性因此大大降低，壓縮過程中其行為類似黏土之壓密行為，需要時間消散孔隙水壓，因此在短暫之時間無法反應地層之壓縮行為，故地下水位逐漸回升時地層仍持續壓縮。

另一可能造成第二含水層與第三含水層壓縮行為不一致的原因為抽水歷史。第二含水層較早受到密集且過量抽水，因此抽水歷史較悠久，其地層壓縮較趨於穩定，土層能快速反應出彈塑性之壓縮行為。反觀第三含水層抽水歷史較短，抽水造成其內部應力改變時，土層無法趨於穩定，因此目前地層呈現持續壓縮狀態。

根據 4.4.1 與 4.4.2 小節所得結果知道，目前造成地層下陷之壓縮段以深層地層為主，且組成材料以砂、粉砂及黏土互層為主。另外以水文地質概念探討元長地區第二含水層與第三含水層之壓縮性，發現含水層的確存在塑性變形行為，且第三含水層因地層組成材料受到薄黏土層之影響，壓縮會有時間效應的問題，即無法快速完成壓縮，當壓縮未完成時雖地下水位回升，地層仍會持續壓縮。

4.5 數值模擬分析

由室內試驗結果與現地監測資料顯示，砂質土壤內若夾雜黏土細料，且為一層一層之層狀構造時，將會影響本身材料之壓縮性與透水性，因此才會產生雖然為飽和砂土層，但沉陷同樣需要時間慢慢發展，並非瞬間立即壓縮。基於此，本研究利用數值分析程式 CONSOL 驗證理論解是否也同樣有此現象。

在進行模擬之前，首先建立一數值概念模型(如圖 4-31 所示)，以一純砂土壤組構與同厚度砂土層但夾數層薄黏土之三明治型態土層做比較，其土壤各項基本參數列於表 4-5。假設兩概念模型均施加相同載重時，經由 CONSOL 程式計算結果(見圖 4-32)，純砂之組構在瞬間便壓縮完成，但夾薄層細料之砂土層隨時間而沉陷慢慢增加，其壓密完成所需時間大約為純砂狀態之 120 倍，顯然對於薄層細料的影響不可忽視。

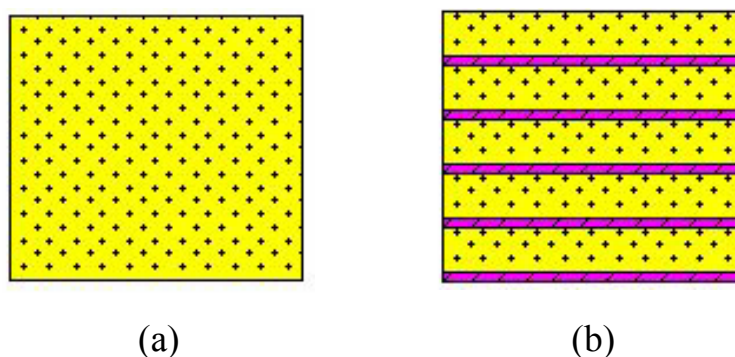


圖 4-31 數值模擬之模型概念示意圖

(a)純砂狀態 (b)砂土夾數層薄黏土

表 4-5 數值模擬之假設參數

性質	砂土	黏土	等值情況
單位重 (kN/m ³)	20.0	18.0	19.0
壓密指數 (Cc)	0.18	0.20	0.19
回脹指數 (Cs)	0.02	0.02	0.02
透水係數 (cm/sec)	3×10^{-3}	2.5×10^{-6}	1.34×10^{-5}

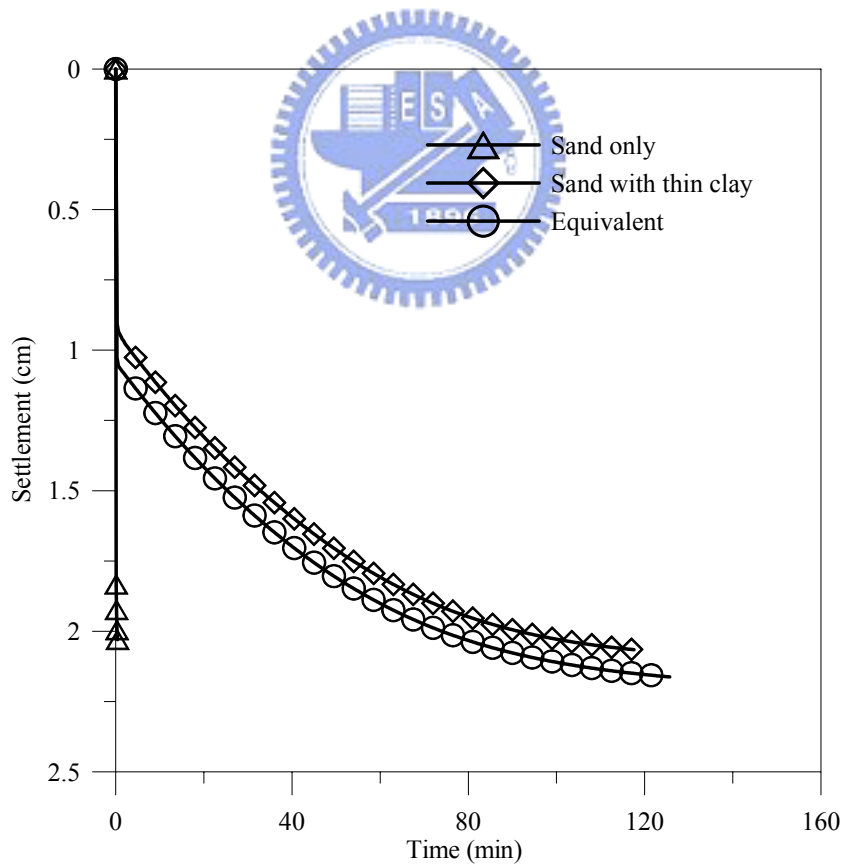


圖 4-32 數值模擬結果示意圖

上述在模擬夾薄層細料砂土組構之壓縮行為時，是分別以各層土壤參數做計算分析，若將其所有參數以一等值係數表示(如透水係數以等值觀念來看)，並視夾薄層細料之土壤組構為均質構造進行數值分析，其結果同樣顯示於圖 4-32。比較個別計算分析之壓縮曲線和等值壓密係數之方式計算壓縮曲線發現其皆呈現相同趨勢，且沉陷量差異不大，可見以兩種不同方式計算具有相似現象，間接再度確認薄層細料的影響性。因此未來在估計含水砂土層之壓縮行為時必須考慮薄層細料，且可利用等值土壤組構計算方式估計時間與沉陷量關係，不可忽視薄黏土層之存在而將其視為一般砂土只呈現立即壓縮特性。

4.6 現地監測成果與室內模型試驗比較

室內模擬深層含水地層之壓縮試驗結果顯示，雖土壤組構在高壓下照理已趨於緊密，但仍因地下水位起伏變化產生微量有效應力改變而繼續壓縮，且當應力解除後無明顯回脹量，可推估實際上壓縮應為土壤顆粒排列再調整引致不可回復沉陷。另外在實驗過程中也發現，含水層內受到薄黏土層影響，壓密沉陷會有時間效應問題，並不是如一般認為砂質土壤受壓後只發生立即壓縮變形。以現地觀測結果來看，含水層受地下水位變化影響，壓密沉陷類似彈塑性行為，且當地層內夾較多薄黏土層時，甚至為持續沉陷壓縮狀況。比較室內試驗與現地監測結果，均有相同發展趨勢，而經由室內試驗得知，若有效應

力改變 $5\text{kg}/\text{cm}^2$ ，可能產生大約 2×10^{-4} 應變量，與現場觀測沉陷對應應變之程度相當，顯然室內模型試驗能良好反應現地實際深含水層壓縮情況。

又根據水文地質報告概估雲林地區第三含水層厚度平均為 50 公尺，則以本研究結果推估，因地下水位升降 5 公尺將產生約 1~3 公分地層壓縮量。未來若持續抽水，第三含水層將會繼續壓縮，可見對於估計地層下陷時，含水層之壓縮量不可忽略。



第五章 結論與建議

本研究以雲林地區濁水溪沖積地層為例，探討深層含水層因抽水引致之壓密沉陷特性與行為。此外因深層砂土層不易取得不擾動土樣，本研究以水中沉降再壓密方式製作試體，利用剪力波速比對檢視土壤試體是否接近現地狀態，並以此試體比擬現地土層進行簡單室內模型試驗，嘗試室內試驗結果能反應現地土層實際壓縮情形，提供未來評估深層含水地層壓縮性之參考。

茲將本研究成果之結論與建議整理如下：

5.1 結論

1. 本研究嘗試利用波速建立現地土壤分層，然而受到懸垂式孔內波速量測系統(Suspension P-S Logging)解析精度影響，較難以波速量測結果細分不同土層界面，但當地層性質變化大時，波速明顯不同，可見此方式原則上較適合辨別地層變化幅度大之區域。此外，現地波速量測結果亦可間接反應出地層下陷區因抽水歷史影響導致土層壓縮緊密程度不相同之特性。
2. 室內單向度壓密試驗顯示濁水溪沖積扇之砂土層具有高度壓縮性，且彈性回脹量不明顯，因此壓縮可能來自土壤顆粒重新排列趨於緊密結果，與張嘉偉(1997)研究雲林麥寮砂結果一致。
3. 現地真實土壤狀況受到沉積方式(顆粒排列狀態)、應力歷史與其

它環境因素影響，室內重模試體之剪力波速與現地相同時，其應力狀態略低於理論推估之值，推測為土壤組構及齡化效應(Aging Effect)影響，因此本研究以波速比對將試體回復現地真實狀態為一可行方法，未來須注意試體製作方法應符合現地土壤形成過程。

4. 模擬地下水位變化之反覆加壓試驗過程中發現，砂土層內若夾薄層細粒料將會影響整體排水特性，使得此類土壤壓密行為介於典型砂土與黏土之間，壓密沉陷隨時間而發展，與現場觀測之現象相同，若以數值模擬分析也得到相同結果。因此驗證薄層細料確實影響砂土層之排水特性，面對此類夾薄層細料之砂土層時，不可將其忽略而視整體為排水快速之砂質土壤。
5. 由室內模擬現場水位變化之反覆荷重模擬試驗得知，深層含水地層會因週期性抽水造成少量有效應力改變而壓縮，且當有效應力降低仍持續壓縮無明顯回脹情形，存在塑性變形。觀看現場監測資料同樣具有此一特性，顯然室內試驗能有效反應現地土層實際壓縮情況，同時由室內試驗結果與現場資料也可驗證柳志錫(2004)認為濁水溪沖積扇砂土層具有不可忽視之塑性壓縮，評估地層下陷時不宜忽略。
6. 現場監測資料分析顯示，目前因抽水造成地層主要壓縮段位於深

度 200~300 公尺間，再觀察第二含水層與第三含水層之地下水位變化與地層壓縮關係，受地質組成材料影響，第二含水層明顯為彈塑性壓縮模式，加壓沉陷，解壓回脹；第三含水層則持續壓縮，亦可推測其為壓密中土壤。因此若抽水狀況持續，未來深層含水層將不斷壓縮影響地表沉陷。

5.2 建議

1. 本研究現地 P-S Logging 波速施測結果顯示，波速曲線明顯有兩不同發展趨勢，對此情形建議可將相同波速之兩不同地層估算應力狀態並推求過壓密比，以過壓密比或許可推求其它相關特性。
2. 室內試驗過程中，因波速量測系統本身雜訊影響，使得高壓下之試體剪力波速必須以間接方式(外插)求得，增加波速比對之不確定性。未來若能改善量測儀器本身限制，則運用波速比對將使試體更接近現地真實情況。
3. 室內試驗土壤試體以上下之雙向排水壓密為主，但實際深層受壓含水層因抽水造成之排水情況以水平方向居多，以室內試驗探討深層含水層之壓縮行為時，除垂直方向外，水平方向也可設計排水路徑，使其更能符合現地抽水壓縮情形。
4. 室內試驗加壓儀器採用機械槓桿原理可輕易產生足夠應力，然而往往也因槓桿之靈敏度不足，模擬水位變化之壓縮試驗須以相對

現地狀況較高之加壓應力，使得評估上會有些差距，若可改善此點，對於室內試驗將有所幫助。

5. 現地監測沉陷及地下水位頻率為每月一次，若能提高監測頻率，即每日監測一次，將可更清楚看出含水層受到薄黏土層影響而有隨時間慢慢沉陷特性。



參考文獻

1. 李咸亨、吳志明，1990，「盆地土壤之動態性質研究(II)~下井探測法與剪力波速迴歸分析之探討」，行政院國家科學委員會，防災科技研究報告 79-04 號，編號 NSC79-0414-P011-01B，pp.5-48.
2. 馮道偉，1993，「密實化砂質土之電子圓錐貫入阻抗行為與檢測時機」，第五屆大地工程研討會論文集，pp.443-446.
3. 中央地質調查所，1999，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報告。
4. 林美聆、王泰典，1995，「台北盆地因超抽地下水導致之地盤下陷研究」，中國土木水利工程學刊，第 7 卷，第 2 期，pp.121~131。
5. 紀雲曜，1997，「高雄縣永安沿海地區沖積層下陷及其潛能評估方法之研究」，國立成功大學土木工程研究所博士論文。
6. 許澤善，1997，「雲林地區地層下陷之預測」，地下水觀測網暨地層下陷防治計畫成果發表會論文集，pp.167-182。
7. 游啟亨，1997，土壤力學理論與應用，大行出版社，台南。
8. 張嘉偉，1997，「圓錐貫入試驗在粉砂中之標定」，國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
9. 林忠義，1999，「鑽探擾動性對軟岩力學性質之影響」，國立交通大學土木工程研究所碩士論文。

10. 黃安斌，2002，「台灣中部地區顆粒性土壤之動態行為以及其液化評估試驗方法之選擇」，台灣中部地區液化潛能評估研討會論文集，經濟部水利處，A-4-A-27。
11. 林靜怡，2003，「細粒料對粉土細砂小應變勁度之影響」，國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
12. 工研院能資所，2003，「台灣地區地層下陷之監測、調查及分析(4/4)」，經濟部水利署。
13. 柳志錫，2004，「複雜含水地層之抽水沉陷行為」，國立交通大學土木工程研究所博士論文。
14. Abbiss, C. P., 1981, "Shear Wave Measurement of the Elasticity of Ground," *Geotechnique*, Vol. 31, No. 1, pp. 94-104.
15. Aderson, D. G. and Stokoe, K. H. II, 1978, "Shear Modulus: A Time-Dependent Soil Property," *Dynamic Geotechnical Testing*, ASTM STP 654, pp.66-90
16. Afifi, S. S., and Richart, F. E., Jr., 1973, "Stress-History Effects on Shear Modulus of Soils," *Soils and Foundations*, Vol. 13, No. 1, pp.77-95.
17. Baxter, D. P., and Mitchell, J. K., 2004, "Experimental Study on the Aging of Sands," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 130, No. 10, pp.1051-1062.
18. Bear, J., and Verruijt A., 1987, "Modeling Groundwater Flow and Pollution," D. Reidel Publishing Co., Holland.
19. Dudler, I. V., Durante, V. A., and Smirnov, C. D., "Experience Gained

in Using the Penetrometer Probe for Soil Investigation in Conjunction with Energy-Related Constructions in the Soviet Union,” INFORM-ENERGO, Moscow, Russia, p.63.

20. Durante, V. A., and Voronkevich, S. D., 1955, “Studies of Sand Densities for Construction Purposes,” Annals of Moscow University, NO. 2, pp.131-137.
21. Dyvik, R. and Madshus, C., 1985, “Laboratory measurement of G_{max} using bender element,” Proc. ASCE Annual Convention: Advance in the art of testing soils under cyclic conditions, Detroit.
22. Hardin, B. O. and Richart, Jr., F. E., 1963, “Elastic Wave Velocity in Granular Soils,” Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 89, pp.33-65.
23. Hu, R. L., Wang, S. J., Lee, C. F., and Li, M. L., 2002, “Characteristics and trends of land subsidence in Tanggu,” Tianjin, China. Bulletin of Engineering Geology and the Environment 61(3): 213-225.
24. Ishihara, K., 1996, “Soil Behavior in Earthquake Geotechnica,” Clarendon press, Oxford.
25. Joshi, R. C., Achari, G., Kaniraj, S. R., and Wijiweera, H., 1995, “Effect of Aging on the Penetration Resistance of Sands,” Journal of Canada Geotechnical, Vol. 32, No. 5, pp.767-782.
26. Jovicic, V., Coop, M. R. and Simic, M., 1996, “Objective Criteria for Determining G_{max} from Bender Element Test,” Geotechnique, Vol. 46, No. 2, pp.357-362.
27. Kruseman, G.P., and Ridder N.A., 1991, “Analysis and Evaluation of Pumping Test Data,” International Institute for Land Reclamation and Improvement, Netherlands.
28. Liu, C. W., Lin, W. S., Shang, C., and Liu, S. H., 2001, “The Effect of Clay Dehydration on Land Subsidence in the Yun-Lin Coastal

Area,” Taiwan Environmental Geology 40(4-5): 518-527

29. Lukas, R. G., 1980, “Densification of Loose Deposits by Pounding,” Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE, Vol. 106, No. GT4, pp.435-446.
30. Mesri, G., Feng, T. W., and Benak, J. M., 1990, “Postdensification Penetration Resistance of Clean Sands,” Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116, No. 7, pp.1095-1115.
31. Mitchell, J. K., and Solymar, Z. V., 1984, “Time-Dependent Strength Gain in Freshly Deposited or Densified Sand,” Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, No. 11, pp.1559-1576.
32. Nigbor, R. L., and Imai, T., 1994, “The Suspension P-S Velocity Logging Method : Geophysical Characterization of Site,” R. D. Woods, ed., A.A. Balkema, Rotterdam, pp.57-61.
33. Ogura, K., 1988, “Applicability for Suspension P-S Logging,” 應用地質年報, No. 10, pp.69-98.
34. Sanches-Salinerio, I., Roesset, J. M., and Stokoe, K. M., 1986, “Analytical Studies of Body Wave Propagation and Attenuation,” Report GR 86-15, University of Texas, Austin.
35. Schmertmann, J. H., 1991, “The mechanical Aging of Soils,” Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, No. 9, pp.1288-1330.
36. Shearer, T. R., 1998, “A Numerical Model to Calculate Land Subsidence Applied au Hangu in China,” Engineering Geology 49, pp.85-93.
37. Shirley, D. J., 1978, “An Improved Shear Wave Transducer,” Journal of the Acoustical Society of American, 63(5) May, pp. 1643-1645.
38. OYO, 1994, “Suspension PS Logging Operation Manual,” OYO corporation.

39. Terzaghi K., and Peck R. B., 1948, "Soil Mechanics in Engineering Practice," New York, John Wiley and Sons, pp.566.
40. Terzaghi, K., Peck, R. B., and Mesri, G., 1996, "Soil Mechanics in Engineering Practice," Third edition, John Wiley and Sons, Inc., pp.549.
41. Thomann, T. G., and Hryciw, R. D., 1990, "Laboratory Measurement of Small Strain Modulus Under K_0 Condition," Geotechnical Testing Journal, Vol. 13, No. 2, pp.97-105.
42. Viggiani, G., and Atkinson, J. H., 1995, "Interpretation of bender element tests," Geotechnique, Vol. 45, No.1, pp.149-154.
43. Zhou, G., Esaki, T., and Mori, J., 2003, "GIS-based spatial and temporal prediction system development for regional land subsidence hazard mitigation," Environmental Geology 44(6): pp.665-678.

