

國立交通大學

土木工程學系

碩士論文



顆粒性土壤受反覆載重與永久變形之關係

Effects of repeated loading on permanent strains for

granular soil

研究生：劉軒豪

指導教授：黃安斌 博士

中華民國一〇二年九月

顆粒性土壤受反覆載重與永久變形之關係

Effects of repeated loading on permanent strains for granular soil

研究生：劉軒豪

Student: Liu, Xuan-Hou

指導教授：黃安斌 博士

Advisor: Dr. Huang, An-Bin

國立交通大學
土木工程學系
碩士論文

A Thesis
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

September, 2013
Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國一〇二年九月

顆粒性土壤受反覆載重與永久變形之關係

學生：劉軒豪

指導教授：黃安斌博士

國立交通大學土木工程學系

中文摘要

雲林縣位於台灣中西部，濁水溪沖積扇，且水資源匱乏，因為長期超抽地下水導致地層下陷。為了解其地層下陷的機制，交通大學研究團隊於2012年在雲林縣虎尾鎮光復國小設置100m深的光纖監測井，觀測地層下陷(上浮)與孔隙水壓間的關係。24小時連續讀數紀錄顯示在30至40m深度間孔隙水壓在上午與傍晚有規律性之上下起伏，懷疑此一現象與附近相對應深度水井間歇性抽水行為相關。為確認此一孔隙水壓所造成土層內有效應力重複性起伏是否導致周圍顆粒性土壤累積而永久性應變，利用傍壓儀做反覆加壓減壓試驗，觀察反覆性側向應力、側向應變累積關係。論文敘述敘述本研究之背景，傍壓試驗儀器之修改與現地試驗結果。

關鍵字：顆粒性土壤、土壤勁度、傍壓儀試驗，反覆載重、應變累積

Effects of repeated loading on permanent strains for granular soil

Student : Xuan-Hown Liu

Advisor : Dr. An-Bin Huang

Department of Civil Engineering
National Chiao Tung University

Abstract

Yunlin County is located in Central Western Taiwan, within the alluvial fan of Tsuo Shue river, where surface water resources are limited. Excessive ground water pumping in this region has caused ground subsidence. In order to evaluate the mechanisms of ground subsidence, the research team of National Chiao Tung University installed a 100m deep observation well at Guan Fu elementary school in Hu Wei Township of Yunlin County.

Relationships between pore water pressure and ground subsidence (heaving) were observed using this monitoring system. 24 hour continuous readings showed that the pore water pressure fluctuated repeatedly in the morning and evening at depths between 30 and 40m. It was suspected that this fluctuation of pore water pressure was related to the on-and-off type of ground water pumping from wells nearby. To verify if this repeated effective stress variations induced by pore water pressure fluctuation was responsible for the accumulation of permanent strains, a series of pressuremeter tests (PMT) were performed. Relationships between the PMT repeated loading-unloading and the radial strain accumulation were evaluated. The thesis describes the background of this research, modifications of the PMT device and available test results.

Keywords: granular soil, soil deformability, pressuremeter test, repeated loading, strain accumulation.

致謝

就在這一天，我完成了我的論文。首先感謝吾師 黃安斌教授對學生的悉心教導，培養學生處理事情的態度跟解決事情的能力，這些都可以受用一輩子。口試期間，感謝成功大學張文忠 副教授、建國科技大學許懷後 助理教授，雲林科技大學吳博凱 助理教授於口試提供寶貴的意見與建議使論文更加完善，在此由衷的感謝。

在交大的時間裡感謝方永壽 教授、廖志中 教授、林志平 教授、潘以文 教授及單信瑜 教授，在課業、研究、未來規劃的指導與建議，學生虛心受教。

最後感謝李博、何博在我遇到困難的時候給予的建議。特別是王博一進實驗室就帶我出計畫，讓我學習，口試期間也幫我很多所以特別特別感謝他。

學長信忠、景宇、心宇、秉濬和政憲在我還是學弟的時候給我的磨練和鼓勵，那段實驗室最熱鬧的景象真的很開心很充實那絕對是我最懷念的時光。

一起奮鬥了兩年的同學子賢、韻如、志峰，這段日子辛苦但絕對充實都是我們寶貴的記憶，一起為了未來打拼吧！

還有學弟妹柏穎、怡中、佑頤，接下來換你們當學長姐囉，應該也是辛苦的一段路，看你們的囉！學弟正宇、柏仁、昇旻也要好好的學習，加油！

最後還有一路上遇到的人，助理惠桑、仲倫、念樺，廠商王老闆、加工廠的李老闆、曾老闆等等太多感謝說不完。

謝 謝 大 家 ！

目錄

顆粒性土壤受反覆載重與永久變形之關係.....	II
致謝.....	V
目錄.....	VI
圖目錄.....	VIII
表目錄.....	XI
一、緒論.....	1
1.1. 研究背景、目的.....	1
1.2. 研究動機.....	1
1.2.1. 工研院監測井(300米) 地質柱狀圖與沉陷量	1
1.2.2. 光纖光柵監測井(100米)的水壓、沉陷(上浮)讀數	2
1.2.3. 光纖光柵監測井連續24小時水壓讀數.....	3
1.3. 研究流程.....	9
二、文獻回顧.....	10
2.1. 砂土的壓縮行為	10
2.1.1. 應力狀態.....	10
2.1.2. 顆粒結構.....	10
2.1.3. 顆粒破碎.....	13
2.1.4. MIT-S1 土壤壓縮模式	14
2.2. Shakedown 背景	16
2.2.1. Shakedown 應力行為	18
2.3. 室內反覆三軸實驗.....	21
2.3.1. 應力路徑.....	21
2.3.2. 應變率、反覆加載次數與應變的關係.....	23
2.4. 傍壓儀之定義與原理.....	25
2.5. 傍壓儀之試驗程序.....	25
2.5.1. 應力控制.....	25
2.5.2. 應變控制.....	26
2.5.3. 傍壓儀之試驗結果.....	27
2.5.4. 剪力模數.....	27
2.6. 光纖光柵感測器簡介.....	29
2.6.1. 光纖結構.....	29
2.6.2. 光纖傳輸原理.....	30
2.6.3. 光柵波長飄移量與溫度的關係.....	31
三、實驗儀器介紹與標定.....	41
3.1. 實驗儀器介紹.....	41
3.1.1. 壓力來源與連接管路.....	41

3.1.2. 壓力控制系統.....	41
3.1.3. 傍壓儀本體.....	42
3.2. 光纖光柵式組件.....	42
3.2.1. 光纖光柵壓力計	43
3.2.2. 應變感測器	43
3.3. 實驗儀器標定.....	44
3.3.1. 應變改測器標定	45
3.3.2. 壓力計標定	46
3.3.3. 薄膜勁度標定	46
3.3.4. 系統勁度標定	47
四、試驗規劃與程序	57
4.1. 選址.....	57
4.2. 土壤基本物理性質試驗.....	57
4.2.1. 比重試驗.....	57
4.2.2. 篩分析試驗.....	58
4.2.3. 阿太堡試驗.....	65
4.3. 光纖光柵傍壓儀試驗程序.....	65
4.3.1. 傍壓儀壓力控制程序.....	65
4.3.2. 光纖訊號檢測.....	66
4.3.3. 安全檢查	66
4.4. 交通大學結構大樓反覆載重實驗測試.....	67
4.4.1. 施作深度為 1.3m 的加壓減壓試驗結果.....	67
五、實驗結果與討論	76
5.1. 光纖光柵傍壓儀試驗結果.....	76
5.1.1. 光纖光柵傍壓儀施作深度 13.5m 試驗結果.....	76
5.1.2. 光纖光柵傍壓儀施作深度 16m 試驗結果.....	80
5.1.3. 光纖光柵傍壓儀施作深度 22.5m 試驗結果.....	84
5.1.4. 光纖光柵傍壓儀施作深度 25m 試驗結果.....	87
5.1.5. 光纖光柵傍壓儀施作深度 30m 試驗結果.....	91
5.1.6. 光纖光柵傍壓儀施作深度 35m 試驗結果.....	95
5.1.7. 六組試驗比較圖	99
六、結論與建議	102
6.1. 結論.....	102
6.2. 建議.....	103
參考文獻	104

圖目錄

圖 1.1 虎尾鎮光復國小地質柱狀圖與相對於井底地累計壓縮量(工業技術研究, 2007)	4
圖 1.2 虎尾-光復國小 光纖水壓計讀數(莊子賢, 2011).....	5
圖 1.3 孔隙水壓、深度、時間關係圖, 2012/7/23-2013/07/25	6
圖 1.4 沉陷、深度、時間關係圖, 2012/07/13-21012/07/25	7
圖 1.5 虎尾鎮光復國小光纖監測井 100 米 24 小時水壓讀數(莊子賢, 2011).....	8
圖 1.6 研究流程圖	9
圖 2.1 細料含量變化導致不同土壤結構.....	12
圖 2.2 非凝聚性土壤在不同應力狀態下的壓縮行為(摘自 Pestana and Whittle,1955)	15
圖 2.3 反覆載重下的 Shakedown 行為 (Werkmeister et al. 2001)	20
圖 2.4 最大主應力和最小主應力	22
圖 2.5 應力路徑圖	22
圖 2.6 應變與反覆加載次數的關係圖	24
圖 2.7 應變率與應變的關係圖	24
圖 2.8 剪力模數 (摘自 Wroth, 1982)	36
圖 2.9 典型傍壓儀試驗結果與潛變曲線 (摘自 Mair et al., 1987).....	36
圖 2.10 正割剪力模數 (摘自 Mair and Wood, 1987)	37
圖 2.11 正規化剪力模數遞減曲線 (摘自 Mair and Wood, 1987)	37
圖 2.12 黏土 PI=0% 與 PI=50% 模數遞減曲線 (摘自 Mair and Wood, 1987)	38
圖 2.13 光纖光柵量測原理示意圖 (摘自簡旭君, 2003)	39
圖 2.14 光纖構造(摘自簡旭君, 2003)	40
圖 2.15 跳躍折射率光纖之光傳播圖 (摘自 Hecht, 1987)	40
圖 3.1 現場實驗示意圖	48
圖 3.2 高壓控制箱	48
圖 3.3 低壓調壓閥	49
圖 3.4 傍壓儀本體	49
圖 3.5 中心桿件與簧片示意圖	50
圖 3.6 感應器黏貼完成圖	50
圖 3.7 光纖光柵黏貼在圓形薄板示意圖	51
圖 3.8 低壓力 FBG 壓力計(範圍 0~800kPa)	51
圖 3.9 高壓力 FBG 壓力計(範圍 0~10MPa).....	52
圖 3.10 應變感測器剖面圖	52
圖 3.11 應變感測器示意圖	53

圖 3.12 傍壓儀簧片標定試驗圖	53
圖 3.13 彈簧片標定圖	54
圖 3.14 低壓壓力閥標定圖	54
圖 3.15 高壓壓力閥標定圖	55
圖 3.16 傍壓儀薄膜勁度標定圖	55
圖 3.17 傍壓儀系統標定圖	56
圖 4.1 土壤粒徑分佈圖(交通大學校園內深度 1.3m)	59
圖 4.2 土壤粒徑分佈圖 (17.2~22m)	60
圖 4.3 土壤粒徑分佈圖 (21.2~22m)	61
圖 4.4 土壤粒徑分佈圖 (25.2~26m)	62
圖 4.5 土壤粒徑分佈圖 (30.2~31m)	63
圖 4.6 土壤粒徑分佈圖 (35.2~36m)	64
圖 4.7 濁水溪沖積扇(工研院,2012)	68
圖 4.8 試驗場址雲林縣虎尾鎮-光復國小	69
圖 4.9 現地試驗配置圖	70
圖 4.10 交通大學結構大樓前	71
圖 4.11 施作深度 1.3m 的加壓減壓試驗	71
圖 4.12 放大其迴圈	72
圖 4.13 反覆載重次數與應變關係圖	72
圖 4.14 應變率與應變關係圖	73
圖 4.15 主壓力控制板	74
圖 4.16 三向閥	74
圖 4.17 針閥	75
圖 5.1 施作深度為 13.5m 之加壓減壓試驗	78
圖 5.2 放大 $loop_2$ 加壓減壓迴圈	78
圖 5.3 反覆載重次數與應變關係圖	79
圖 5.4 應變與應變率關係圖	79
圖 5.5 施作深度為 16m 之加壓減壓試驗	81
圖 5.6 放大 $loop_2$ 回圈	81
圖 5.7 放大 $loop_1$ 回圈	82
圖 5.8 反覆載重次數與應變關係圖	82
圖 5.9 應變與應變率關係圖	83
圖 5.10 施作深度為 22.5m 之加壓減壓試驗	85
圖 5.11 放大 $loop_1$ 其回圈	85
圖 5.12 反覆載重次數與應變關係圖	86
圖 5.13 應變率與應變關係圖	86
圖 5.14 施作深度為 25m 之加壓減壓試驗	88
圖 5.15 放大 $loop_2$ 回圈	88

圖 5.16 放大 loop ₁ 迴圈.....	89
圖 5.17 反覆加載次數與應變關係圖	89
圖 5.18 應變率與應變關係圖	90
圖 5.19 施作深度為 30m 之加壓減壓試驗.....	92
圖 5.20 放大 loop ₂ 迴圈.....	92
圖 5.21 放大 loop ₁ 迴圈.....	93
圖 5.22 loop ₁ 、loop ₂ -反覆載重次數與應變關係圖	93
圖 5.23 loop ₁ 、loop ₂ -應變率與應變關係圖	94
圖 5.24 施作深度為 35m 之加壓減壓試驗.....	96
圖 5.25 放大 loop ₂ 迴圈.....	96
圖 5.26 放大 loop ₁ 迴圈.....	97
圖 5.27 loop ₁ 、loop ₂ -反覆載重次數與應變關係圖	97
圖 5.28 loop ₁ 、loop ₂ -應變率與應變關係圖	98
圖 5.29 六組 loop ₂ -反覆載重與應變比較圖	100
圖 5.30 六組 loop ₂ -應變率與應變比較圖	100
圖 5.31 六組 loop ₁ -反覆載重與應變比較圖	101
圖 5.32 六組 loop ₁ -反覆載重與應變比較圖	101



表目錄

表 2.1 傍壓儀試驗步驟比較表 (摘自鄭孟雄, 1999)	34
表 2.2 淨極限壓力 P_L^* 判斷黏土強度經驗法則 (摘自 Baguelin et al., 1978)	35
表 2.3 淨極限壓力 P_L^* 判斷砂土強度經驗法則 (摘自 Baguelin et al., 1978)	35



一、緒論

1.1. 研究背景、目的

雲林縣位在台灣西岸的中南部，北隔濁水溪與彰化縣毗鄰，東以觸口山、阿里山等與南投相接，南以北港溪、倒孔山溪與嘉義縣為界，西臨台灣海峽。雲林縣位雲嘉南平原北端，雲林全境以平原為主，僅東部為斗六丘陵。雲林縣除東側之區重要豐富的地下水資源區。由於長年超抽地下水會導致許多災害，而最嚴重的就是地層下陷，會威脅到高速鐵路等重大的公共工程。

地層下陷傳統觀念會先想到由於黏土層受到壓密產生沉陷，但根據工研院(2007)所作的監測井的資料指出，此區域土層大多為砂土層夾少量黏土層。於是吾人認為這裡的沉陷機制與砂土的壓縮性、以及抽水時造成的反覆載重有密切的關係，並利用光纖光柵式傍壓儀來作一反覆載重的試驗來驗證其關係。

1.2. 研究動機

1.2.1. 工研院監測井(300 米) 地質柱狀圖與沉陷量

工研院(2007)地層下陷監測井(圖 1.1)的資料顯示-X 軸為相對於井底的累計壓縮量(公分)、Y 軸為深度(公尺)由 Y 軸顯示出這裡的土層每年約沉陷 2.5~3.4 公分，應變量為 $4*10^{-4}$ ，屬於小應變的狀況。由左邊地形柱狀圖看出此處土層多為砂礫層，緊夾少量黏土層，沉陷量跟

黏土層受壓密沉陷的關係非常有限。只是非常可惜 300 米的監測井量測到的沉陷讀數卻沒有可以相對應的水壓值，並沒有辦法做一個對照。

1.2.2. 光纖光柵監測井(100 米)的水壓、沉陷(上浮)讀數

莊子賢於 2011 年在虎尾-光復國小設置了深度為一百米的光纖監測井，鑽孔裡 10 米為一個深度各裝置了一個伸張計量測沉陷量以及一個水壓計量測水壓，這樣可以同時觀察水壓與沉陷量之間的關係。

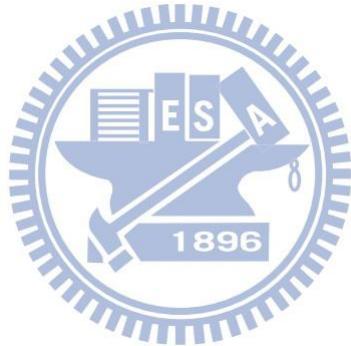
連續 11 個月的水壓讀數(圖 1.2)可看到水壓有降低的狀況，發現確實有抽水的一個情形在，水壓下降相對於有效應力上升並且會造成地層的下陷。



我們把各個深度的孔隙水壓、時間畫個歷時曲線圖來做觀察(圖 1.3)16m、26m 這兩深度的孔隙水壓有下降的趨勢，其餘深度為上升的趨勢。(圖 1.4)為伸張計-X 軸為深度(公尺)、Y 軸為沉陷量(上浮量)將各個深度的沉陷量(上浮量)、時間作歷時曲線，大部份量測到讀值都為上浮量而 16m 發生 0.25mm 的沉陷量、40m 發生 0.5mm 的沉陷量。由圖 1.3 知道 16m 處有效應力上升確實是會發生沉陷量但是 40m 處水壓是增加的趨勢，那為何會發生 0.5mm 的沉陷量且為一百米深度中的最大的沉陷量？

1.2.3. 光纖光柵監測井連續 24 小時水壓讀數

在虎尾鎮-光復國小的光纖光柵監測井裡的水壓計連續24小時讀數記錄發現100米深度中(圖1.4)在深度為26米和36米處每天早上八點和晚上六點會有明顯的抽水現象發現約5KPa以內的水壓降低跟當地居民有很大的關係，將此現象視為一個對土層的一個反覆的加載減載行為。此一現象需利用『Shakedown』觀念來解釋顆粒性土壤受反覆載重產生累積性的永久變形，來驗證40m處的土壤是否因為反覆載重的關係而產生額外的沉陷量。



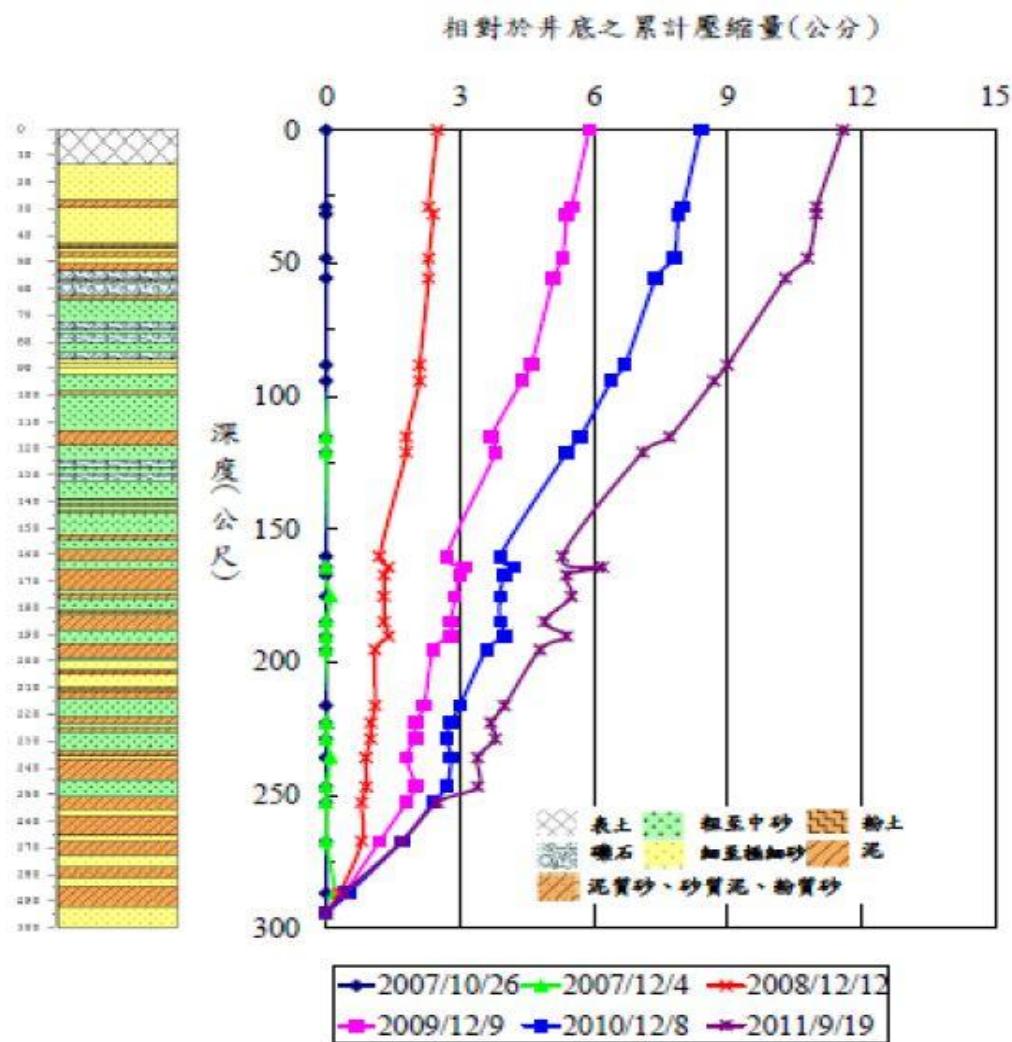


圖 1.1 虎尾鎮光復國小地質柱狀圖與相對於井底地累計壓縮量(工業
技術研究, 2007)

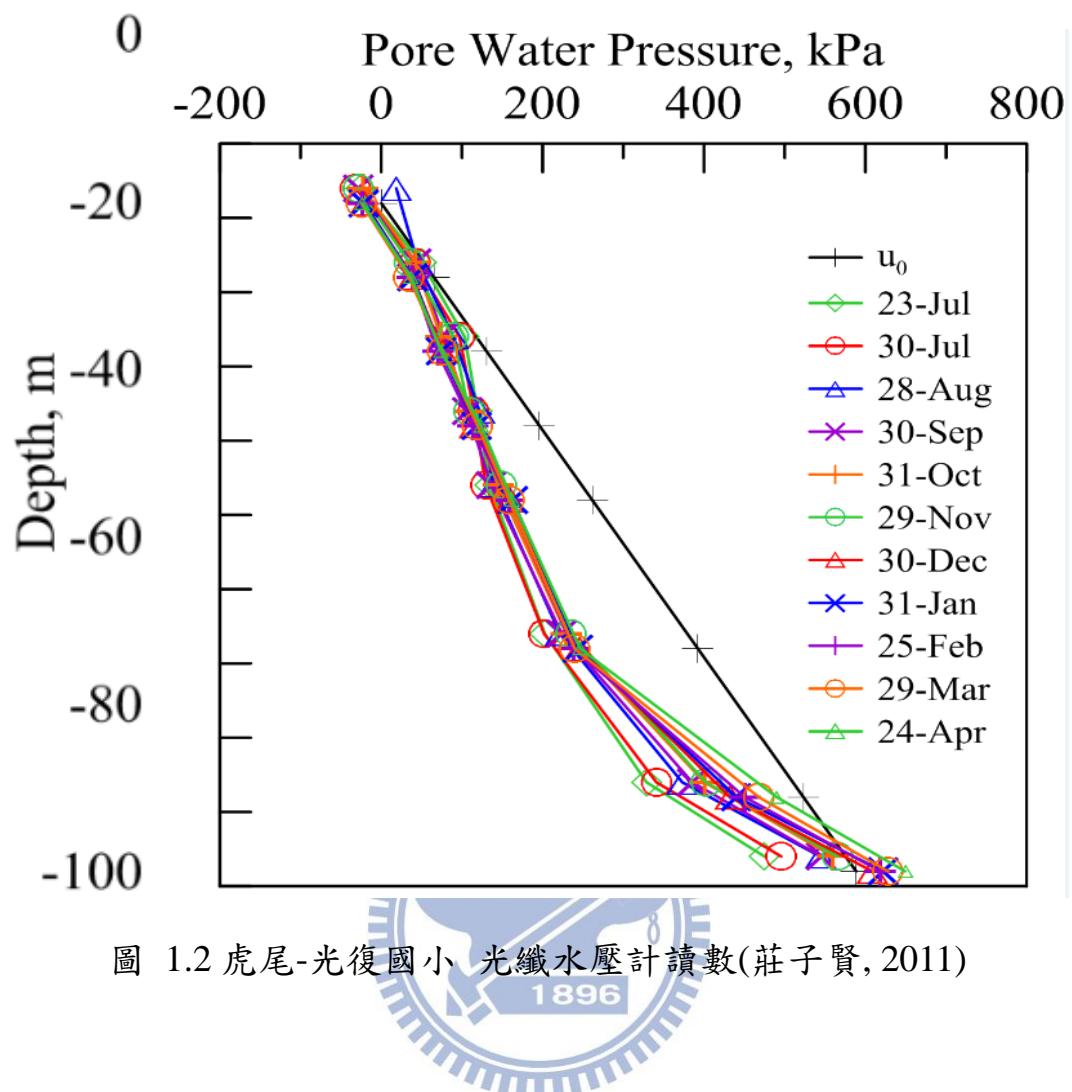


圖 1.2 虎尾-光復國小 光纖水壓計讀數(莊子賢, 2011)

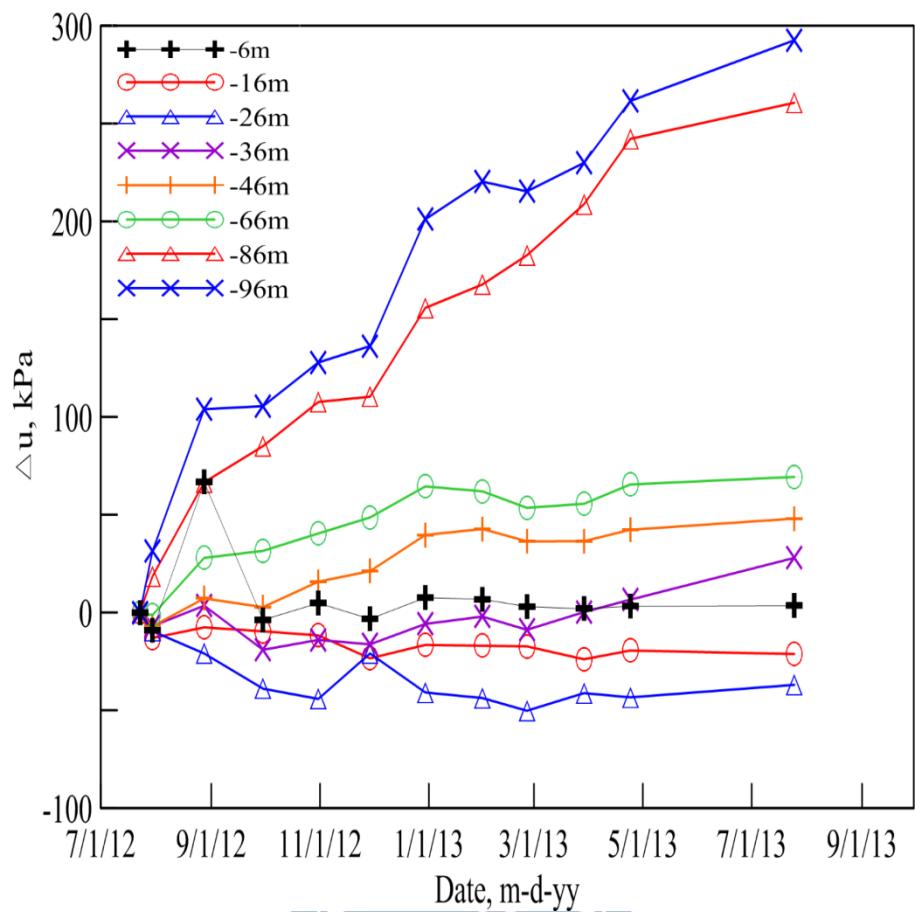


圖 1.3 孔隙水壓、深度、時間關係圖, 2012/7/23-2013/07/25



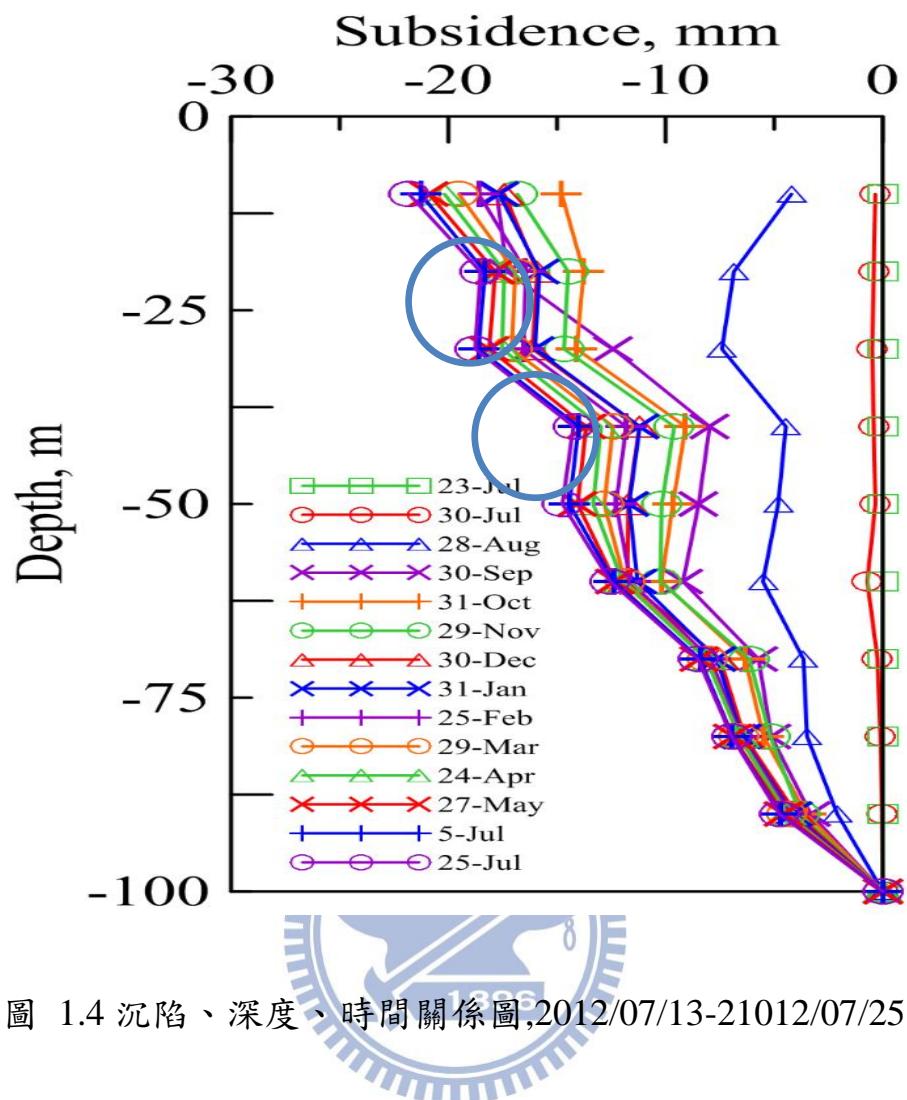


圖 1.4 沉陷、深度、時間關係圖,2012/07/13-2012/07/25

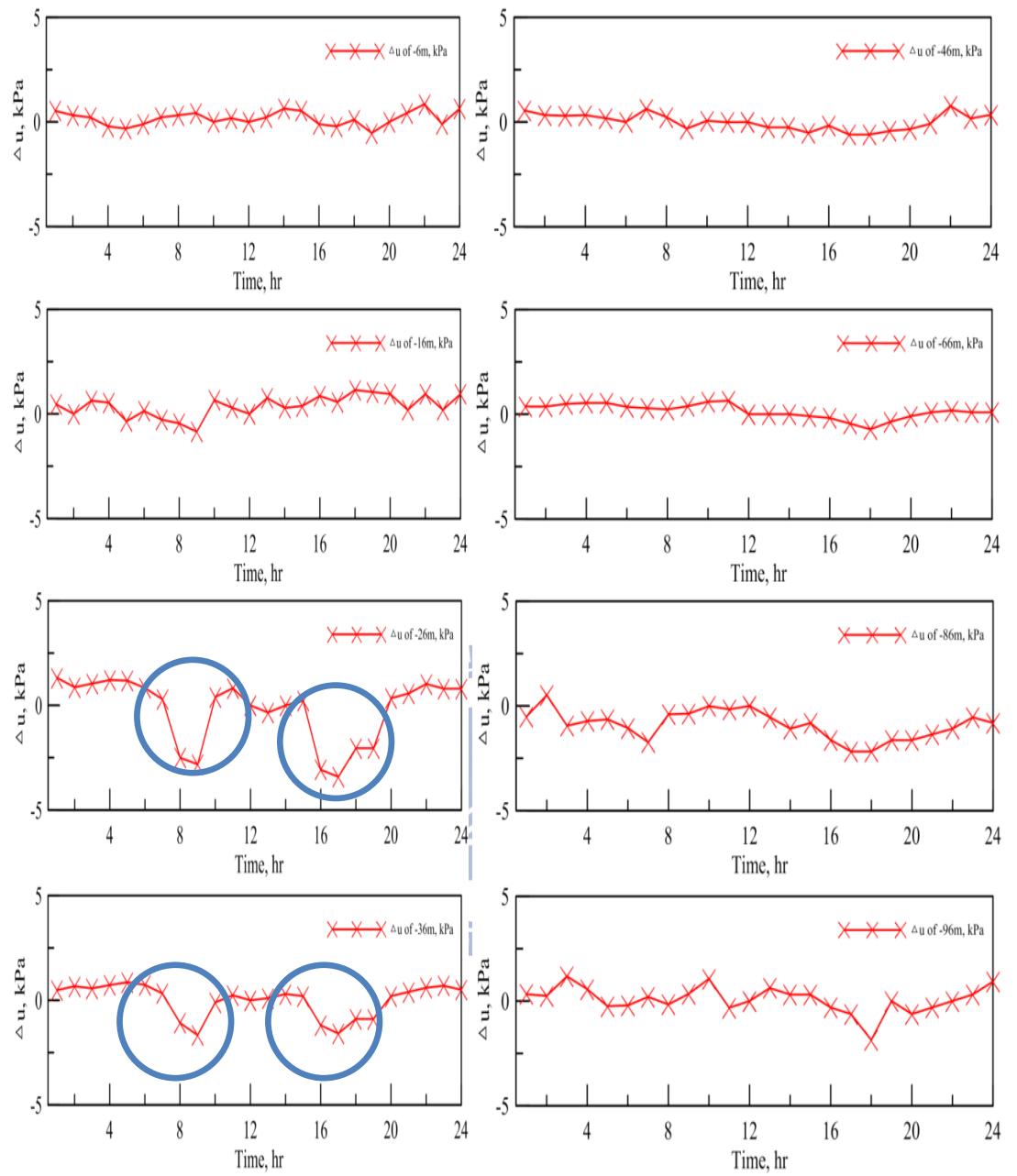


圖 1.5 虎尾鎮光復國小光纖監測井 100 米 24 小時水壓讀數(莊子賢, 2011)

1.3. 研究流程

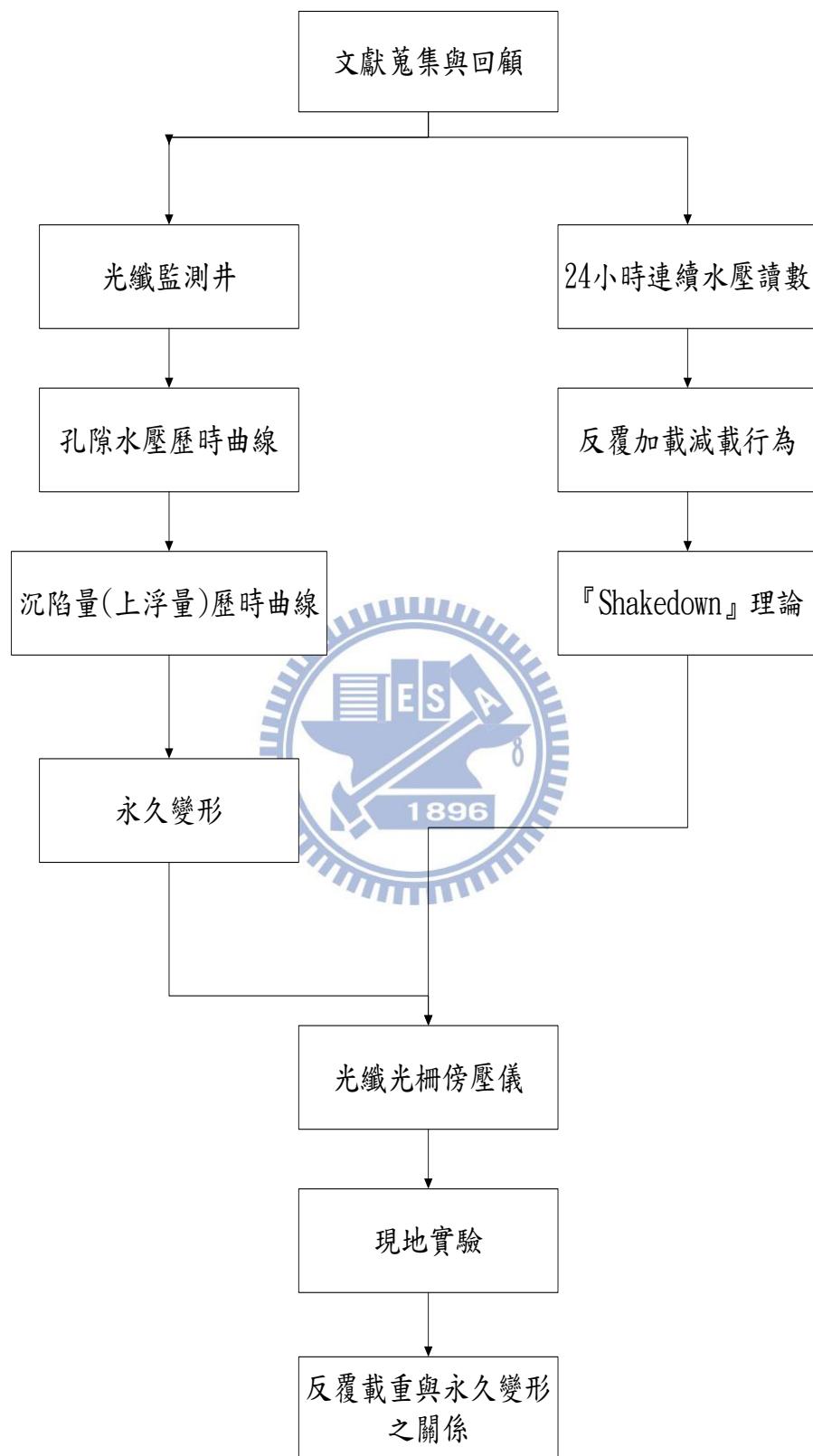


圖 1.6 研究流程圖

二、文獻回顧

2.1. 砂土的壓縮行為

雲林縣虎尾鎮光復國小位於濁水溪沖積扇的扇央，其土層大部份由細砂、粗砂和礫石等組成。需要對砂土的壓縮行為做個研究探討，以下就砂土的靜態壓縮性質(1)應力狀態(2)顆粒結構(3)顆粒破碎(4)MIT-S1 土壤壓縮模式來做介紹。

2.1.1. 應力狀態

砂土在低壓狀態下 ($\sigma_v' < 5 \text{ MPa}$) 主要的壓縮量來自顆粒的移動以及顆粒接觸面上的間隙因應力作用而閉合所致，在此階段土壤顆粒與顆粒之間變得更加緊密 (Zhang et al., 1990)。待壓密應力達中應力狀態時 ($5 \text{ MPa} < \sigma_v' < 25 \text{ MPa}$)，試體大致已達降伏階段，壓縮量開始增加並伴隨著少許的顆粒破碎現象(Pestana and Whittle, 1995; Hagerty et al., 1993; Nakata et al., 2001)。最後當試體進入高壓力狀態 ($25 \text{ MPa} < \sigma_v' < 50 \text{ MPa}$)，試體的壓縮性大幅增加，此現象主要來自顆粒大量破碎的貢獻(Fawad and Chuhan, 2003)。由上述可知砂土在低應力狀態時，壓縮行為深受本身的組構所影響；達中高應力階段時，則顆粒本身的破碎特性主導了砂土的壓縮行為。

2.1.2. 顆粒結構

在粉土細砂中，粗細顆粒間的行為並沒有像黏土的電荷作用與膠

結狀態，砂土的顆粒構造與接觸方式控制其力學行為。由於常用的指標數值相對密度(Dr)與孔隙比 e (Global void ratio) 並沒有考慮到砂土粗細顆粒接觸方式；因此，為了考慮粗細顆粒間的構造與接觸方式，Shen et al. (1977)、Troncoso and Verdugo(1985)與 Kuerbis et al. (1988)等人，提出 e_s (Skeleton Void Ratio) 作為分析粉土細砂的指標數值；Thevanayagam et al. (2000)提出 e_{st} (Intergranular Void Ratio) 來分析粉土細砂。

粉土細砂粗細顆粒的構造與接觸方式可大致分為六類 (Thevanayagam, 1998) 以下針對三種最典型的型式來介紹與探討：

(1)細粒料含量甚小，且細粒料僅充滿於孔隙與粗顆粒之間，沒有與粗顆粒的組織相互結構連結。細顆粒對於力的轉換，只是次要的；粗顆粒在力學行為上扮演著重要的角色。在此種情形下粗細顆粒的直徑大小比，影響著受力時細顆粒是否會僅在孔隙間滑動或提供力學作用；Thevanayagam (1998)指出一般來說 R_d (D/d) 的比值大約要為 6.5 倍以上，細顆粒才能夠在孔隙間自由地滑動。如 (a)所示。

(2)細粒料含量逐漸增加，且細粒料分佈的位置也改變。細料不僅填充粗顆粒之間的孔隙，部分存在於粗顆粒之間的接觸面上，構成粗顆粒—細顆粒—粗顆粒的接觸方式。在此情況下，細粒料會局部的分層或分離粗顆粒，而且當粗細顆粒的 R_d 值夠大，即細顆粒易在孔隙間

滑動，我們稱此細粒料為 Separator，細粒料對於力的轉換是相當不穩定的；因此，砂土的壓縮性提高，強度也會大幅降低。此種型式的顆粒構造，細顆粒對於力的轉換不再僅是次要的，而是扮演影響力作用鍵（Force Chain）的重要因素。如 (b)所示。

(3)細粒料再增加時，粗顆粒逐漸被細顆粒所包圍，砂土的粗顆粒不再互相接觸，而完全是細顆粒與細顆粒間的接觸。在此情況下，力的承受與轉換，主要都是由細顆粒來控制，粗顆粒僅有類似 Reinforcing Elements 的作用。此種型式的顆粒構造，砂土的壓縮性與強度與細顆粒本身特性，有相當大的關係。如 (c)所示。

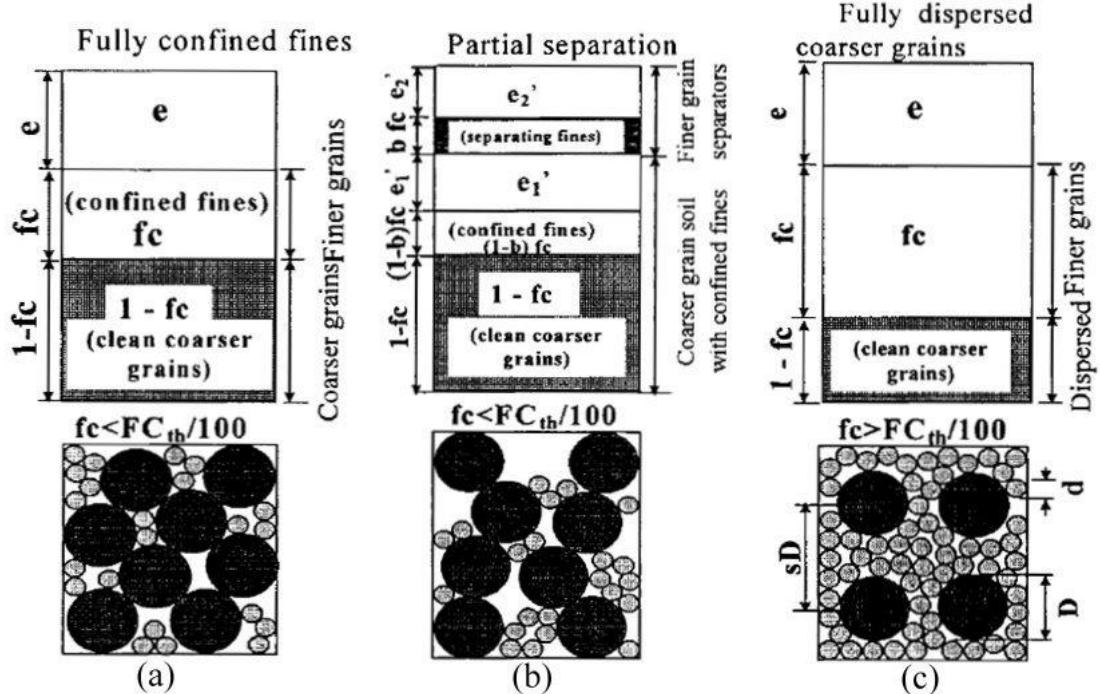
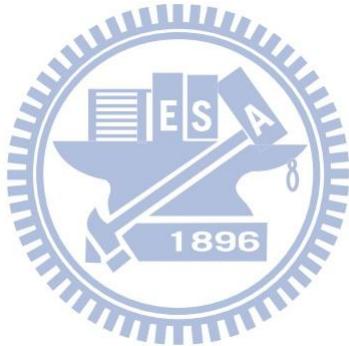


圖 2.1 細料含量變化導致不同土壤結構

2.1.3. 顆粒破碎

砂土的破碎特性主要受到顆粒本身的性質(顆粒大小、顆粒形狀、硬度)、顆粒的組成(孔隙比、級配)與加載型式(應力大小、應力路徑)所影響。一般認為粗顆粒遠比細顆粒容易破碎，因為粗顆粒與粗顆粒的接觸面積少，在力量傳遞的過程中接觸面上容易產生應力集中的現象，導致接觸面上首先發生破碎的現象；反之，細顆粒之間的接觸面積大，應力相對減低許多，所以較不會有顆粒破碎的情形產生(Hardin, 1985)。



2.1.4. MIT-S1 土壤壓縮模式

Pestana and Whittle (1995)針對非凝聚性土壤提出一彈塑性模式(MIT-S1)來描述非線性的壓縮曲線。此壓縮模式包含四個主要參數，並以土壤切線體積模數(Tangent Bulk Modulus, $K = d\sigma'/d\varepsilon$)可表示成孔隙比與有效應力的函數為主要論點，進行壓縮模式的發展。Pestana and Whittle 並認為，非凝聚性的砂土在低應力狀態下($\sigma'_v < 5$ MPa)，壓縮行為主要受到試體初始的孔隙比所影響。但是，隨著應力的增加初始孔隙比的影響逐漸消失，不同初始密度的試體在中高應力狀態下於雙對數的座標軸中，壓縮曲線皆會收斂至同一直線上，該線段稱之極限壓縮曲線(Limiting Compression Curve, LCC)，如圖 2.2 所示。壓縮曲線在進入 LCC 之前，多數的塑性變形來自於顆粒間孔隙的閉合與顆粒相對移動；當壓縮曲線接近 LCC 時，土壤顆粒開始產生破碎並提供大量的壓縮性。

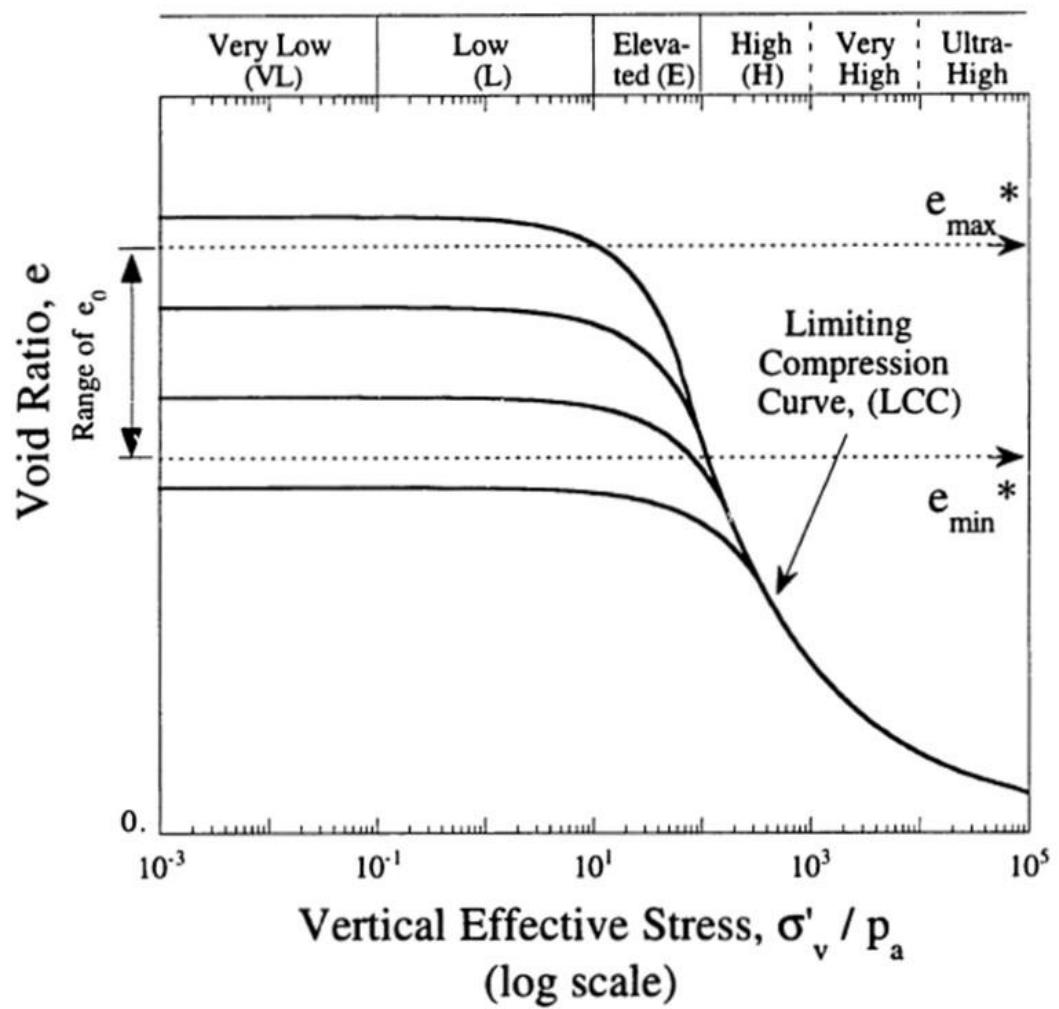


圖 2.2 非凝聚性土壤在不同應力狀態下的壓縮行為(摘自 Pestana and Whittle, 1955)

2.2. Shakedown 背景

早在1936 年，Melan (1936, cited by Sharp 1984) 即已針對彈塑性(elastic-plastic)和隨動硬化(kinematic hardening)材料推導出靜態 shakedown 理論。此後，關於溫度載重、動態載重、非線性幾何的影響及非線性隨動硬化材料性質的影響已陸續被其他學者提出(Belytschko 1972, cited by Sharp 1984)。

Sharp and Boker (1984)是第一個發現且應用Shakedown的概念於鋪面設計，Sharp and Brett(1987)兩人從AASHTO road test 觀察到鋪面有一個Shakedown行為的發生，並將Shakedown的概念應用於鋪面分析。

Shakedown概念的基本假設為結構體在彈性範圍內受一特定範圍的反覆載重並且產生一個可累積的塑性應變，反覆載重的應力範圍稱為Shakedown load，在每個鋪面材料都存在著一個極限應力範圍，Shakedown load與永久變形產生的速率之關係可以劃分出鋪面材料在穩定狀態或者是不穩定狀態。眾多研究在鋪面分析上使用有限元素法為了計算出Shakedown load的上限與下限。

近期 Arnold(2004)；Werkmeister et al.(2001,2005) 於鋪面設計分析上利用反覆三軸實驗進行的廣泛的研究在Shakedown這個概念上，對於不同的鋪面材料受反覆載重其產生塑性應變的速率與應變的關係圖，來劃分穩定與不穩定狀態，通常用Range A、B、C來區分。

Range A-塑性Shakedown範圍，在有限的反覆加載次數下，材料的永久變形速率會非常快地的降低到一個非常小的等級。

Range B-塑性Shakedown範圍與增量崩潰範圍之間(塑性潛變)，永久變形速率會降低到一個非常小接近常數的速度在前幾個反覆載重的迴圈內。

Range C-增量崩潰，永久變形的速率會慢慢的降低或者是突然暴增，但還是會一直累積永久的應變。

Werkmeister(2003)利用永久變形的速率定義 Range A-B之間的界限為 $1*10^{-5}$ Rang B-C之間的界限為 $8*10^{-5}$ 。



2.2.1. Shakedown 應力行為

shakedown 是指結構體在某特定的反覆載重下，所產生的塑性變形會在有限的載重次數後穩定下來，且於安全界限之內，結構體並不會產生破壞。但應力狀態持續增加到某一程度時，塑性變形會隨著載重次數不斷地累積，而呈現不穩定狀態，直至結構體因過大塑性變形而產生破壞為止。shakedown 觀念可描述材料在反覆載重下之行為，其中常見的行為可以圖2.3(Werkmeister et al. 2001)加以說明：

1. 完全彈性行為(purely elastic)：

反覆施加之軸差應力非常小，使得材料未進入到降伏階段。因此，材料呈線性行為，所有的應變完全回復，而沒有任何塑性變形產生，此種反應稱為完全彈性行為。



2. 彈性shakedown 行為(elastic shakedown)：此時反覆施加之軸差應力比完全彈性行為時所施加之軸差應力大，卻比塑性shakedown 行為小，且在最初有限次數的應力-應變循環下材料呈現塑性行為，但塑性變形微小。然而，至最終的反應仍是線彈性行為，沒有進一步塑性變形的增加，為達到shakedown，而此狀態的最大應力水準稱之為「彈性shakedown 界限」，此種反應稱其為彈性shakedown 行為。

3. 塑性shakedown 行為(plastic shakedown)：

此時反覆施加之軸差應力比彈性shakedown 行為所施加之軸差應力大，

較塑性潛變shakedown 行為小。在有限次數的反覆載重下，材料有明顯塑性變形累積，但隨後會達到穩定狀態，並無塑性變形再產生，而呈現出彈性行為，且伴隨遲滯現象，顯示有部分的能量被材料所吸收。此時材料再度達到shakedown，而此狀態下最大的應力水準稱為「塑性shakedown 界限」，該反應謂之塑性shakedown 行為。

4. 塑性潛變shakedown 行為(plastic creep shakedown)：

此時反覆施加之軸差應力比塑性shakedown 行為所施加之軸差應力大，但較增量崩潰行為小。初期行為與塑性shakedown 行為相似，隨載重次數增加材料有明顯塑性變形累積，且每一應力循環皆有遲滯的現象。與塑性shakedown 行為相異於後期，塑性潛變shakedown 行為之塑性變形依舊持續累積，但仍穩定，並不會有突然崩潰的現象發生。此狀態下之最大應力水準稱為「塑性潛變shakedown 界限」，該反應稱之為塑性潛變shakedown 行為。

5. 增量崩潰(incremental collapse or ratcheting)行為：

此時反覆施加之軸差應力相對於上述行為較大，材料明顯的進入降伏區，且塑性變形迅速地累積，材料在數次的反覆載重後即發生破壞。

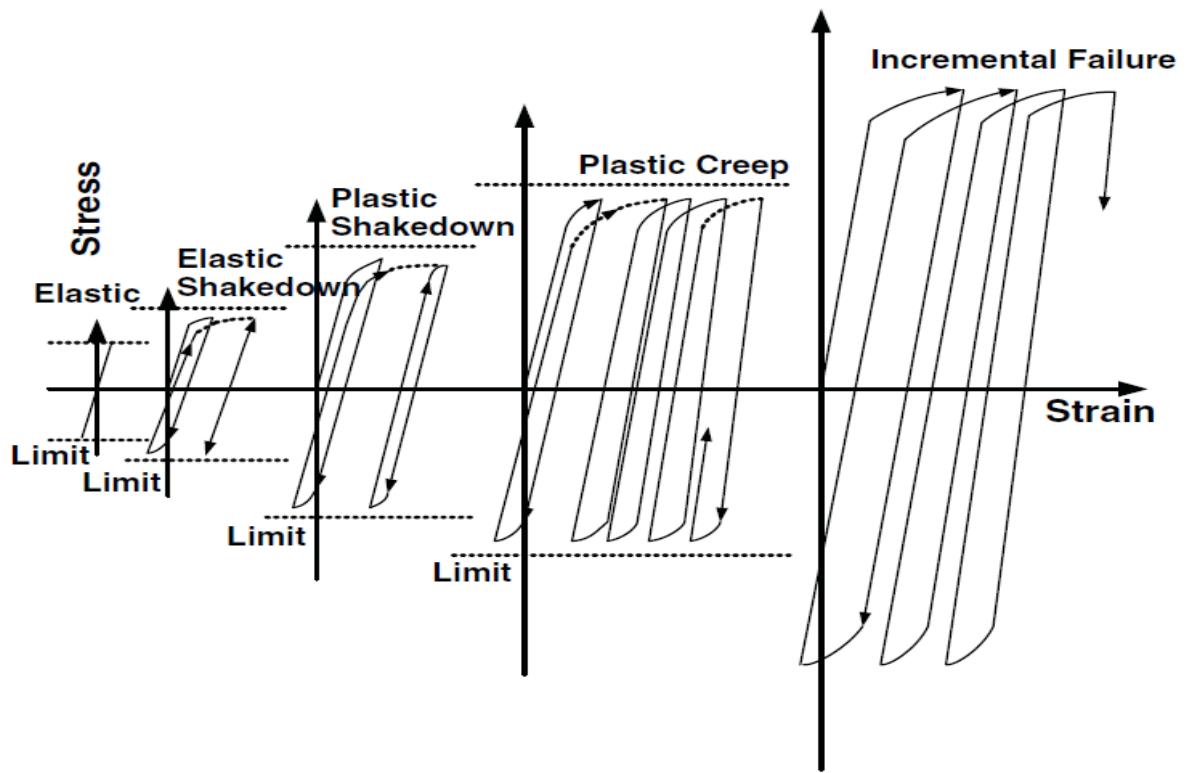


圖 2.3 反覆載重下的 Shakedown 行為 (Werkmeister et al. 2001)

2.3. 室內反覆三軸實驗

Mingjiang Tao (2006)等人對 Crushed Limestone II 做了反覆三軸實驗，模擬『Shakedown』行為，觀察應變與應變率的以及反覆載重次數與應變的關係，以及定義受 Shakedown 行為的顆粒性材料之間的界限。

使用的顆粒性材料為 Crushed Limestone II 含水量為 6.3%、最大乾密度為 22.3KN/m^3 ，粉狀礫石。

2.3.1. 應力路徑

反覆加載實驗分為五個階段，每次加壓減壓的速率為 q/p (q 是軸差應力 $=(\sigma_1 - \sigma_3)$ 、 p 是圍壓 $=(\sigma_1 + 2*\sigma_3)/3$ 、 σ_1 是最大主應力， σ_3 是最小主應力)調整 σ_1 、 σ_3 。以 q/p 的速率反覆加載(圖 2.4)直到 p 到達了極限圍壓之後減載，如此反覆一萬次。

階段一的 $p=78\text{KPa}$, $q=60.1\text{KPa}$, 應力範圍為 60.1KPa 的反覆載重，
階段二的 $p=79\text{KPa}$, $q=108.1\text{KPa}$, 應力範圍為 108.1KPa 的反覆載重，
階段三的 $p=79\text{KPa}$, $q=156.1\text{KPa}$, 應力範圍為 156.1KPa 的反覆載重，
階段四的 $p=77\text{KPa}$, $q=200.1\text{KPa}$, 應力範圍為 200.1KPa 的反覆載重，
階段五的 $p=76\text{KPa}$, $q=229.1\text{KPa}$, 應力範圍為 229.1KPa 的反覆載重，
五個階段各做一萬次的反覆加載。

Loading stage	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	q/p
I	118.1	58.0	0.77
II	151.1	43.0	1.37
III	183.1	27.0	1.98
IV	211.1	11.0	2.58
V	229.1	0.0	3.00

圖 2.4 最大主應力和最小主應力

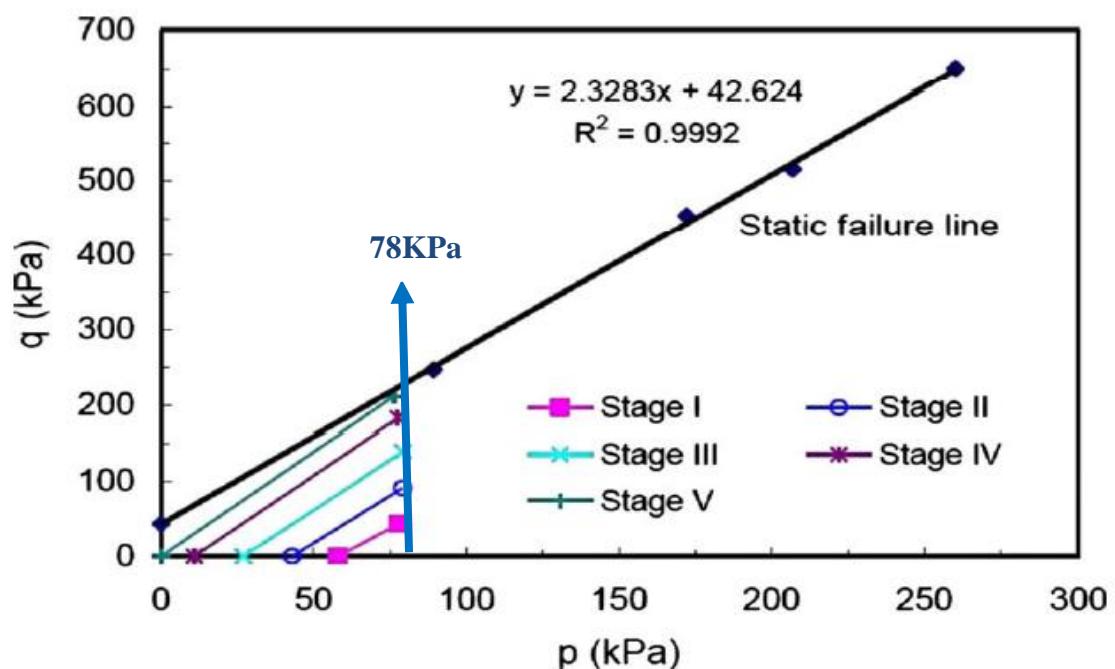


圖 2.5 應力路徑圖

2.3.2. 應變率、反覆加載次數與應變的關係

(圖 2.6)可看出每個階段應變會不斷的累積，且會趨向一個穩定狀態 I 、II 、III 為土體穩定的狀態 IV 、V 則是應變累積的量有突然往上的狀況，第四個階段與第五個階段是結構材料開始破壞的階段。

由此圖可以看到大部分的應變集中在初期的迴圈，達到某個特定的迴圈之後，每次所產生的垂直向永久應變即會越變越小但會逐漸累積。

(圖 2.7)是應變率與應變的關係圖(應變率為每一次的迴圈(loop)所產生的應變相對於前一個迴圈的增量)。應變率會在初期的反覆迴圈到一個非常小的定值此時每次迴圈所增加的應變會是一個非常小的值，但此時應變依然會累積而此時結構材料是在安全界限內不會發生破壞。

I 、II 、III 三個階段都是土體在穩定狀態內 VI 、V 應變率急遽上升表是結構材料已經開始崩潰破壞，這裡依照每次迴圈所產生的應變的分為 Rang A 、B 、C ，AB 都為結構材料穩定狀態時的範圍 C 則為結構開始破壞的範圍(AB 之間的應變率為 $1*10^{-5}$ BC 之間的應變率為 $8*10^{-5}$)。

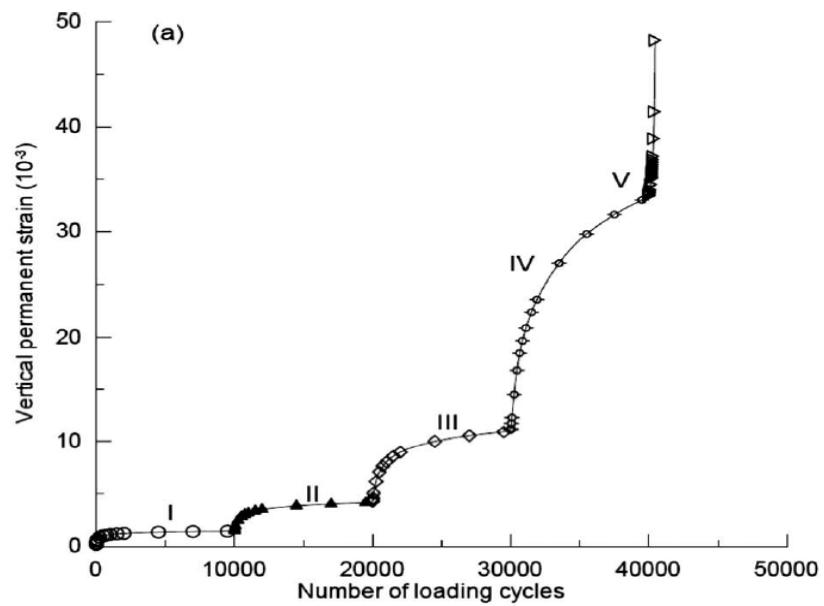


圖 2.6 應變與反覆加載次數的關係圖

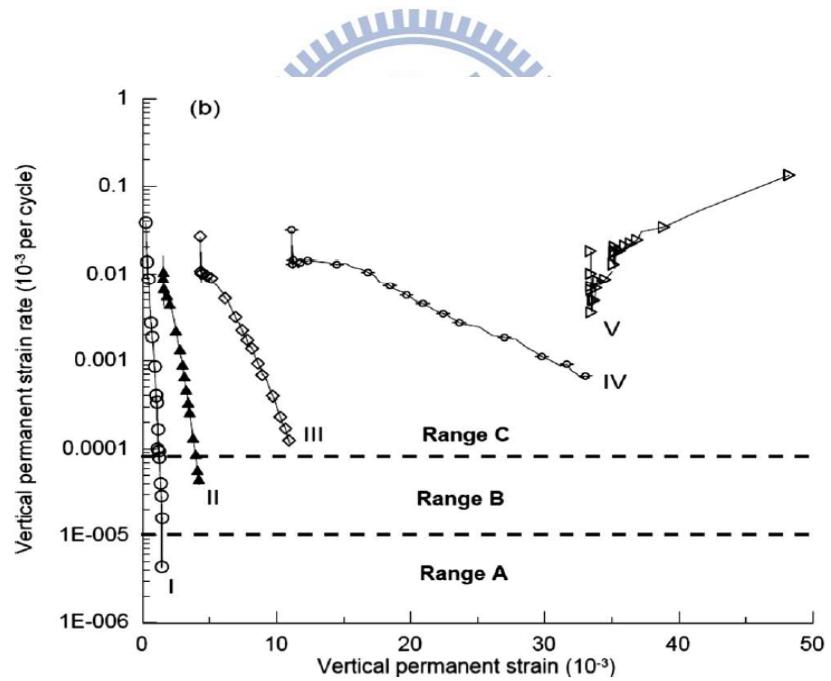


圖 2.7 應變率與應變的關係圖

2.4. 傍壓儀之定義與原理

傍壓儀正式之定義，由 1991 年國際土壤力學與基礎工程協會 (ISSMFE) 所認定，而其正式定義如下 (Mair and Wood, 1987) 傍壓儀就是，在一個圓柱體探管中，藉由一個固定於探管上之可膨脹性的薄膜，向預先鑽好之鑽孔壁均勻施加壓力之儀器。

傍壓儀之設計基本原理為利用高壓鋼瓶提供之高氣壓，強行將氣壓壓入地底探管 (probe) 之薄膜 (membrane) 中，如圖 2.8 所示，藉由薄膜之膨脹，均勻地向鑽孔壁 (borehole wall) 四周施加側向壓力。藉由量測探管中之壓力與體積變化關係，並加上其壓力與體積之修正 (calibration)，進而利用不同土壤屬性之擴孔原理 (theory of expanding cavities) 與修正過之壓力體積變化關係，來推估土層性質參數。

2.5. 傍壓儀之試驗程序

傍壓儀試驗係藉由施加壓力至孔壁使土壤產生變形行為，其施加應力之增量及停滯時間，有不同的學者提出之不同的經驗值。通常依試驗控制條件之不同，分別為應力控制及應變控制兩種，鄭孟雄 (1999) 將各種建議如整理成表 2.1。

2.5.1. 應力控制

最早由 Menard 等人 (1957) 提出最少需有 10 個應力增量，且觀測每一應力增量下之 60 秒內的體積變化，其中 30 秒至 60 秒內體積變化

為土壤之潛變行為，此種方法並已為 ASTM 所建議。實際上因在試驗前並不知道土體之極限強度，而無法於試驗前得知各應力增量之大小，因此利用各土壤之種類及鬆緊程度之不同，以各土壤極限強度經驗值供操作者參考。

Mair and Wood (1987) 則以同樣觀念建議於軟弱粘土時每一應力增量為 15 kPa 、在堅硬粘土及緊密砂土時每一應力增量為 100 kPa 、而於軟弱岩石時每一應力增量為 500 kPa ，每一應力增量下，應保持壓力 2 分鐘。Windle (1987) 針對自鑽式傍壓儀(CSBP)系統則建議採用 1 分鐘。ISRM 針對岩石使用之條件，建議至少要為 5 次以上之應力增量，且如果要求取岩體之勁度時，在每一次解壓前需保持應力 10 分鐘。



2.5.2. 應變控制

使用應變控制時如果土體尚在彈性階段，進行解壓-加壓之步驟時，因為土體之變形量尚小，導致試驗資料點數少，會使試驗成果之解析變為較困難。且在土體降伏應力之臨界值附近，會使應變突然快速增加，如果沒有快速之回饋控制系統，將使土體降伏應力甚難求出。因此通常在土體尚為彈性時，先採用應力控制，等土體降伏後再以應變控制方式進行試驗。

Briaud 等人 (1986) 建議利用應變控制時，每一應變增量為初始體

積之 40 分之 1，且每一應變增量需保持 15 秒，並記錄每一應變增量最終值。

2.5.3. 傍壓儀之試驗結果

如圖 2.9 所示典型傍壓儀試驗之結果圖，當壓力灌入傍壓儀本體使薄膜膨脹，當壓力大到足以克服薄膜本身勁度時，壓力才能傳至孔壁土體，此時壓力為 P_0 ， P_0 為初始孔內應力；其後持續加壓，壓力持續傳遞至土體，此時應力應變曲線會呈現小位移量的擬彈性行為，直至降伏壓力 P_f ，又稱為潛變壓力；當施加壓力大於土壤強度，應力應變曲線呈現塑性行為，直至土壤極限強度 P_L 。Baguelin 等人 (1978) 提出淨極限壓力 P_L^* 的經驗法則，用來判斷黏土與砂土的強度如表 2.2、表 2.3 所示，淨極限壓力 P_L^* 與極限強度 P_L 、初始孔內應力 P_0 以公式 (2-1) 表示。。

$$P_L^* = P_L - P_0 \quad (2-1)$$

傍壓儀試驗得到的應力應變曲線，可以利用加壓減壓試驗分析土體剪力模數，利用擴孔理論、曲線回歸等方法來得到工程參數，本章節將介紹如何建立這些參數。

2.5.4. 剪力模數

剪力模數 G 可以用來評估土壤彈性行為特性，剪應力與剪應變的關係為剪力模數。假設土壤在傍壓儀試驗施作的過程中為彈性行為，

如圖 2.10 所示，便可由應力應變斜率，得到一平均剪力模數 G_{ur} ，以公式 (2-2) 表示，由公式 (2-2) 推導出兩倍的應變大小為剪應變。

$$G_{ur} = \frac{\Delta P}{\Delta \varepsilon} \times 0.5 = \frac{\tau}{\gamma} \dots \dots \dots \quad (2-2)$$

剪力模數 G 可以用來評估土壤彈性行為特性，假設土壤在傍壓儀試驗施作的過程中為彈性行為，如圖 2.11 所示，便可由應力應變斜率，得到一平均剪力模數 G_{ur} ，以公式 (2-2) 表示。

土壤內的剪力模數並非是一個定值，會隨著應變量的增加而減少，如圖 2.10 所示，對加壓減壓試驗的解壓段，進行割線處理，可得一正割剪力模數 G_{sec} 。Wood and Richart (1977) 指出剪力模數會隨應變振幅大小的變化而遞減的特性，故將正割剪力模數與應變關係繪製成關係曲線，此曲線稱為剪力模數遞減曲線。Luna and Jadi (2000) 研究當應變在約 $10^{-3}\%$ 以下，剪力模數約為一定數值，幾乎不會發生改變，如圖 2.12 所示。Vucetic and Dobry (1991) 指出黏土模數遞減曲線，會隨著 PI 的增加而減低衰減速率，如圖 2.12 所示。

2.6. 光纖光柵感測器簡介

光纖光柵感測器近年來被廣泛地應用在許多地方，如工業、軍事、生物、電子、航太、機械、化工、造船、土木等領域，並且有體積小、重量輕、不受電磁波干擾、傳輸損耗低、靈敏度高、安全性高、以及特有的多工性質等優點，而所謂的光纖感測是將物理量的變化如溫度、應變、加速度、位移、壓力等變化，解讀成在光纖內傳輸之光信號的改變。除了溫度之外，大部分的物理量改變皆可以由應變的變化經過適當轉換來獲得。下列各節為對光纖結構、光纖傳輸原理、光纖光柵飄移量與溫度的關係作出介紹。

2.6.1. 光纖結構



光纖光柵(Fiber Bragg Grating, FBG)一般是利用矽玻璃或塑膠製成，藉著與外層(coating)不同的光學性質，在光纖曝光時造成一系列折射率週期性永久的改變，對應折射率週期性改變的間距為 d ，當一寬頻光源進入此一光纖時，除了滿足布拉格條件(Bragg condition)的特定波長 λ_B ，其餘波長都會因為相位差而相消；而當 FBG 受到外力產生應變時，造成原本間距 δ 的改變增加量為 $\Delta\delta$ ，使得該特定波長 λ_B 反射回來一增加量 $\Delta\lambda_B$ ，利用兩者，可以求得應力施加後所引致的應變量大小(Kersey, 1992 ; Meltz, 1989 ; Measures, 2001 ; Othons, 1999 ; Rao, 1998)，圖 2.13 為其量測原理示意圖。

2.6.2. 光纖傳輸原理

光纖一般是由矽玻璃或塑膠製成，中心為折射率較高纖核(Core)其外披覆折射率較低之纖殼(Cladding)所組成如圖 2.14，而光束藉由全反射在光纖中傳播，其最大優點為光能量之損失會因內全反射降至最低。圖 2.15 為一跳躍折射率光纖(Step-index Fiber)，其特色為纖核與纖殼折射率有一明顯的差距，而纖核的折射率大於纖殼，藉著光行進於纖核及纖殼間之介面上來回反彈使得光在光纖中傳遞。

根據史涅爾定律(Snell's law)，當光線由折射率較大介質進入折射率較低介質時，將有部分光線被反射回到原來介質，而部分光線則以另一角度折射進入較低折射率介質當中，其公式為 (2-3) 所示：

$$n_1 \sin \phi_1 = n_2 \sin \phi_2 \quad (2-3)$$

其中 n_1 、 n_2 為入射端與折射端介質折射率

ψ_1 、 ψ_2 為入射角及折射角

當入射角逐漸增大時，折射角也隨之變大，直到折射角等於 90 度時，光線便尋該折射介面傳播，此時入射角即稱為臨界入射角 α_c ，其公式如(2-4)所示：

$$n_1 \sin \alpha_c = n_2 \sin 90^\circ \Rightarrow \alpha_c = \sin^{-1} \left(\frac{n_2}{n_1} \right) \quad (2-4)$$

當入射角持續增大，此時光線將不再產生折射，所有光線將全部反射回原來介質當中，此稱為內全反射(Internal Total Reflection)。光纖

2.6.3. 光柵波長飄移量與溫度的關係

根據文獻，可知布拉格光纖光柵反射波長的飄移量(Wavelength Shift) $\Delta\lambda_B$ 和所受之應變及溫度變化量有關，其關係式如(2-5)：

$$\Delta\lambda_B = 2n\Lambda \left[\left\{ 1 - \left(\frac{n_e^2}{2} \right) \langle p_{12} - \nu(p_{11} - p_{12}) \rangle \right\} \varepsilon + \left(\alpha + \frac{dn_e}{dT} \right) \Delta T \right] \quad (2-5)$$

其中， p_{11} 和 p_{12} 為光纖的應變張量

ν 為光纖之波松比(Possion's Ratio)

ε 為光纖光柵所受之應變

α 為光纖熱膨脹係數(Thermal Expansion Coefficient)

ΔT 為所受之溫度變化量

把(2-26)式作簡化，便可寫成為(2-6)：

$$\frac{\Delta\lambda_B}{\lambda_B} = (1 - p_e) \varepsilon + (\alpha + \zeta) \Delta T = K_\varepsilon \varepsilon + K_T T \quad (2-6)$$

其中， $\zeta = \frac{dn_e}{dT}$ 為光纖熱光係數(Thermal Optical Coefficient)

$p_e = \left(\frac{n_e^2}{2} \right) [p_{12} - \nu(p_{11} - p_{12})]$ 為光彈常數(Photoelastic Constant)

K_ε 為所受應變之敏感係數

K_T 為所受溫度變化量之敏感係數

布拉格光纖光柵在受溫度和應變變化之環境下，其中心反射波長會受其影響而產生中心頻譜位移的現象，以下分別從應變變化和溫度變化加以討論其影響：

1. 波長飄移量與應變之關係

首先將先前(2-7)有關溫度變化 ΔT 設為 0，也就假設系統處於恆溫狀態下，只單純討論應變與波長之關係。其式子簡化如公式(2-7)：

$$\frac{\Delta\lambda_B}{\lambda_B} = (1 - p_e)\varepsilon = K_\varepsilon \varepsilon \quad (2-8)$$

其中， ε 為應變大小

K_ε 為所受應變的敏感係數

$$p_e = \left(\frac{n_e^2}{2} \right) [p_{12} - \nu(p_{11} - p_{12})] \text{ 為光彈常數(Photoelastic constant)}$$

一般物質在平常狀態下，原子間格之間維持一定的排列，彼此之間會有固定的拉引力互相作用，原子間之排列是呈現同向性(Isotropic)。當受外來之外力時，物體形狀會因此而改變。而其原子間排列則呈現非同向性(Anisotropic)，因此折射率也隨之會改變。 $K\varepsilon$ 大約為 0.74，也就是說 $1\mu\varepsilon$ 的拉應變會使得布拉格光纖光柵中心波長往長波長的方向移動，且其飄移量大約為 $1.15\text{pm} \sim 1.2\text{pm}$ 。

2. 波長飄移量與溫度之關係

當光纖光柵受到環境溫度變化，其波長飄移可由(2-8)簡化得知，而得到公式(2-9)：

$$\frac{\Delta\lambda_B}{\lambda_B} = (\alpha + \zeta)\Delta T = K_T T \quad (2-9)$$

其中， ζ 為光纖的熱光係數(Thermal Optical Coefficient)

α 為光纖的熱膨脹係數(Thermal Expansion Coefficient)

K_T 為溫度敏感係數

布拉格波長飄移並非完全線性，在高溫時溫度變化會使波長飄移較為顯著， $\alpha \approx 0.55 \sim 1.1 \times 10^{-6}$ ，而 ζ 從 150°C 的 $6.9 \times 10^{-6}/1^\circ\text{C}$ 變化成 450°C 時的 $9.6 \times 10^{-6}/1^\circ\text{C}$ 。然而在室溫條件下， 1°C 的溫度變化約使得布拉格飄移約 $11.5 \sim 12\text{pm}$ 。



表 2.1 傍壓儀試驗步驟比較表 (摘自鄭孟雄, 1999)

作者	所需應力增量 數目	應力增量 (kPa)	每一增量 時間 (分鐘)	反覆載重 前要求 (分鐘)	控制方式
Menard	10	-	1	-	應力控制
Mair & Wood	-	軟弱粘土	15	-	應力控制
		堅硬粘土	100		
		軟岩	500		
Windle	-	-	1	-	-
ISRM	5	-	-	10	應力控制
Briaud et al.	1/40 Vi	-	0.25	-	應變控制
Clark & Smith	-	-	-	10	應力控制

表 2.2 淨極限壓力 P_L^* 判斷黏土強度經驗法則 (摘自 Baguelin et al., 1978)

P_L^* (kPa)	Description
0~75	Very Soft
75~150	Soft
150~350	Firm
350~800	stiff
800~1600	Very stiff
1600+	Hard

表 2.3 淨極限壓力 P_L^* 判斷砂土強度經驗法則 (摘自 Baguelin et al., 1978)

P_L^* (kPa)	Description
0~200	Very loose
200~500	Loose
500~1500	Medium dense
1500~2500	Dense
2500+	Very dense

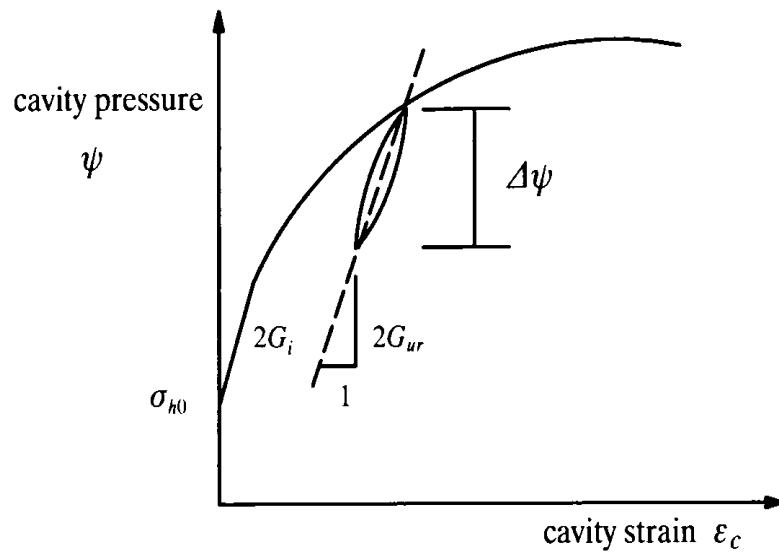


圖 2.8 剪力模數 (摘自 Wroth, 1982)

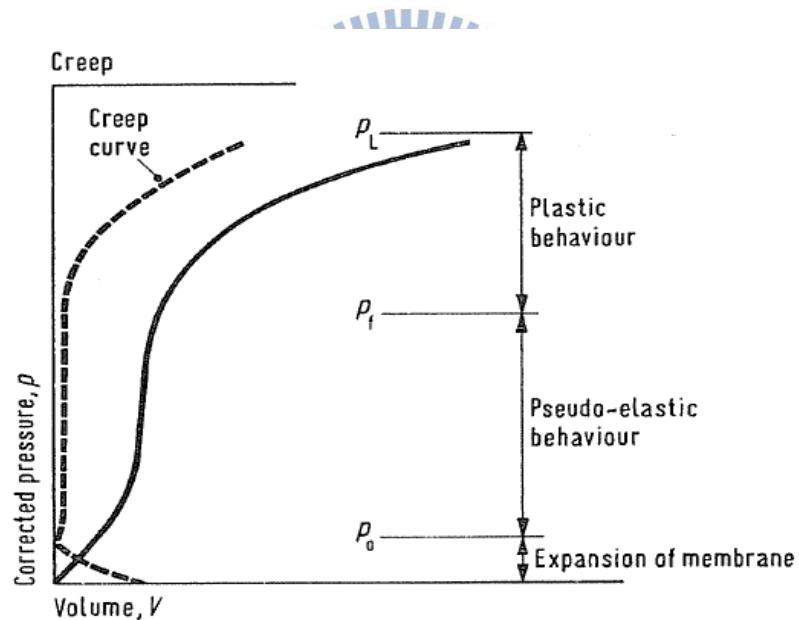


圖 2.9 典型傍壓儀試驗結果與潛變曲線 (摘自 Mair et al., 1987)

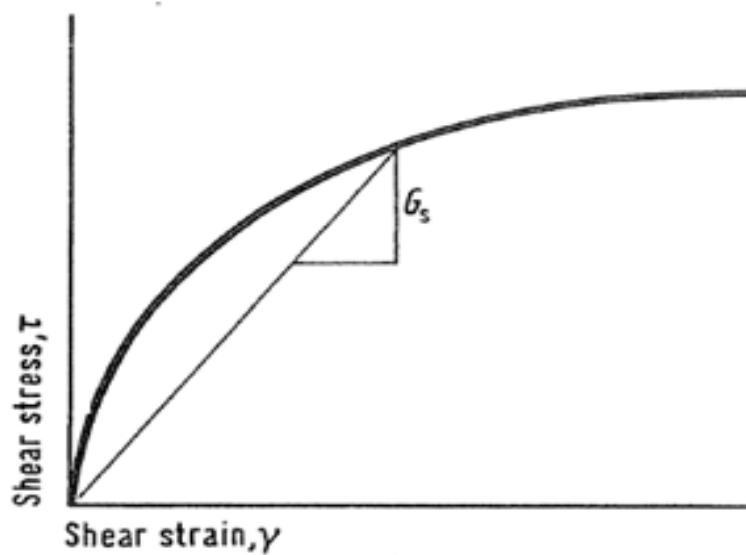


圖 2.10 正割剪力模數 (摘自 Mair and Wood, 1987)

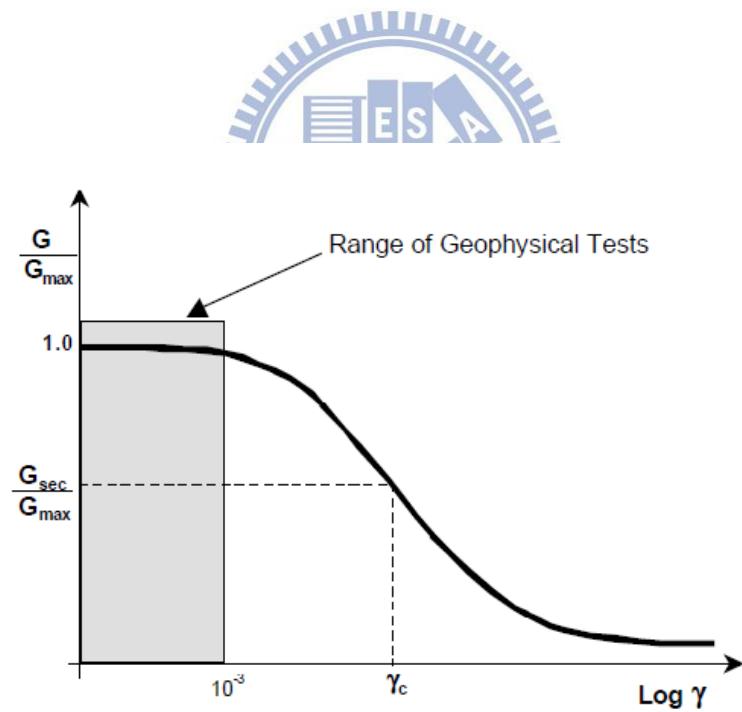


圖 2.11 正規化剪力模數遞減曲線 (摘自 Mair and Wood, 1987)

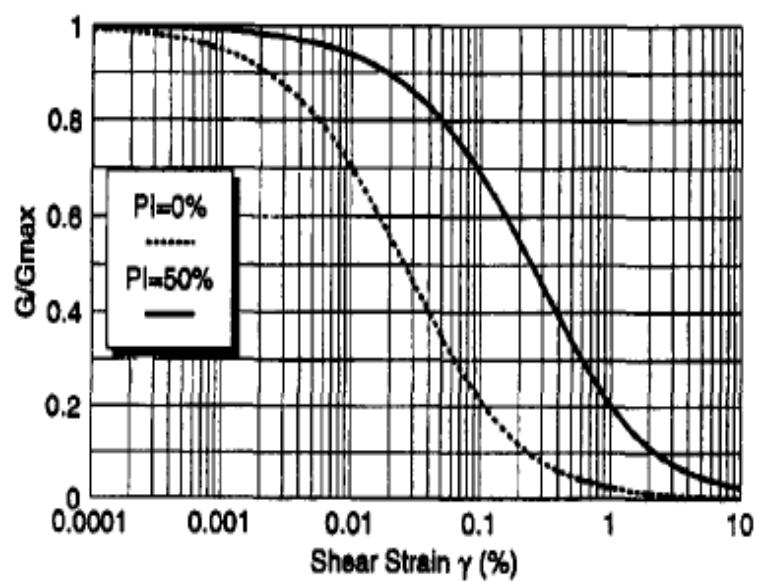
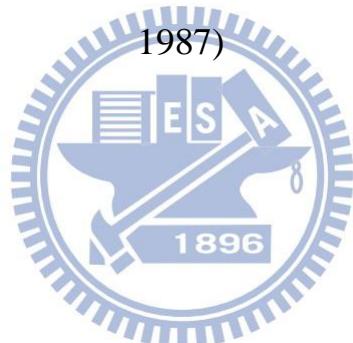


圖 2.12 黏土 PI=0% 與 PI=50% 模數遞減曲線 (摘自 Mair and Wood,



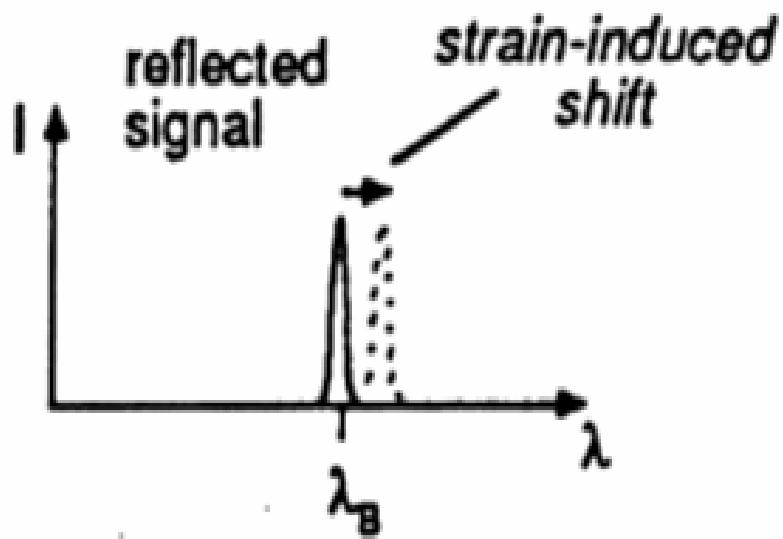
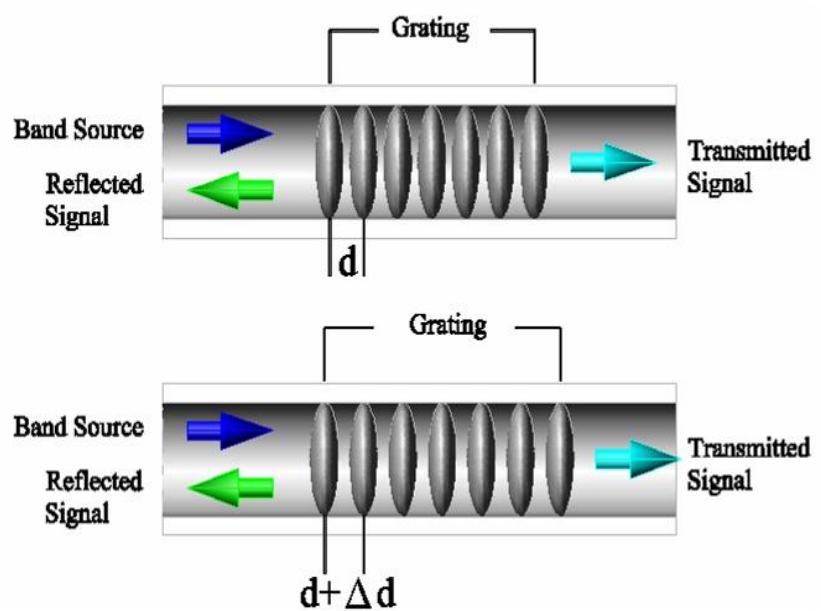
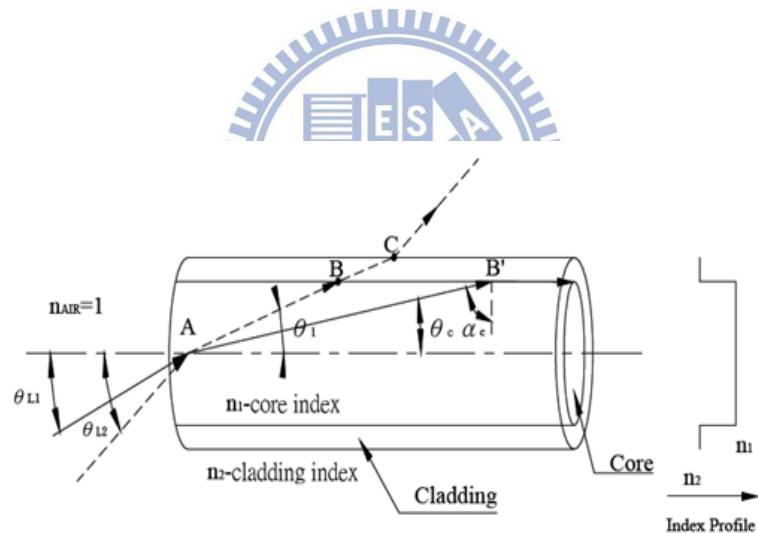


圖 2.13 光纖光柵量測原理示意圖 (摘自簡旭君, 2003)



圖 2.14 光纖構造(摘自簡旭君, 2003)



$n_1 > n_2$

θ_{L1} -Launch Angle that become θ_c

θ_{L2} -Launch Angle-unconfined ray

圖 2.15 跳躍折射率光纖之光傳播圖 (摘自 Hecht, 1987)

三、實驗儀器介紹與標定

3.1. 實驗儀器介紹

本論文使用之傍壓儀構造大體可分為壓力來源及連接管路、控制系統、傍壓儀本體三部份作詳細介紹。圖 3-1 為現場非飽和傍壓儀試驗示意圖。

3.1.1. 壓力來源與連接管路

為使傍壓儀具有足夠之壓力，並考慮到現地試驗的方便性，使用高壓氮氣瓶作為壓力源(一瓶容量約 13 MPa)，足以供傍壓儀試驗者依不同地質條件下進行試驗。將高壓氮氣瓶裝上調壓閥後，需要使用管線連接壓力控制閥與傍壓儀本體，而一般 PVC 管無法承受高壓，不適用於傍壓儀試驗系統內。高壓尼龍管有彈性、耐高壓，採用之材質有尼龍管、銅管及不鏽鋼管，選用高壓尼龍管為連接管路為最好的選擇。

3.1.2. 壓力控制系統

為使各項壓力源之壓力能夠符合試驗所要求之精度，在壓力源與傍壓管間，設有高壓控制箱如圖 3-2 所示，經過高壓管線供給傍壓儀本體較大的壓力，通常是在地質條件為岩石下進行傍壓儀時適用。在高壓控制箱與傍壓儀本體間連接低壓調壓閥如圖 3-3，藉由低壓調壓閥輸出較小的壓力進入傍壓儀本體，非常適合在地質條件為土壤的情況下進行傍壓儀試驗時使用。

3.1.3. 傍壓儀本體

傍壓儀本體全長為 1075 mm，直徑為 76 mm。依結構體主要可分為兩段，本體壓力室長度為 740 mm，其中可膨脹部分長度=410mm。最大允許變形量 20mm，大約等於 27% 之徑向變形量(cavity strain)，如圖 3-3。傍壓儀本體外部包含傍壓管薄膜，內部則有中心桿件。

傍壓儀所用之薄膜，使用現有之 Menard GB Probe 之耐高壓橡皮膜，內含一圈鋼絲，其外徑為 68 mm，長度為 510 mm，厚度為 4.3 mm。為避免採用膠合方式無法拆卸，設計一套裝膜與拆膜的工具，因此設計時須注意，要使傍壓儀管徑大於膜徑。在傍壓儀兩端工牙，並輔以薄殼束環將皮膜逼緊，避免產生漏氣的情形。



傍壓儀本體內部中設有一中空圓桿，由四組應變量測主體所組成，每一組應變量測主體互相正交，在應變量測主體下各有一個長度 55mm，寬度 5mm，厚度 0.5mm 在正反兩面黏有光纖光柵的簧片如圖 3-5。中心桿件置入傍壓管前先將量測應變感測器之簧片鎖上，將簧片鎖上後光纖光柵進行串接，並確保應變感測器放置傍壓儀本體後並不會壓到光纖，減低光纖訊號，才方可完全組裝，組裝完成後如圖 3-6 所示。

3.2. 光纖光柵式組件

本試驗所使用之傍壓儀為鄭孟雄(1999)研製高壓傍壓儀，為了使光纖光柵感測器完全取代電子式感測器，將對儀器構造進行部分進行改

良，改良可分為(1)壓力計(2)應變感測器二個部份，並在下面章節展示改良成果。

3.2.1. 光纖光柵壓力計

考量傍壓儀光纖光柵應變感測器訊號的擷取與現地試驗的方便性，故將電子式壓力計改良成光纖式壓力計，光纖式壓力計之設計則參考高勝傑(2006)研發之光纖光柵壓力計，利用圓形薄板力學理論將光纖光柵黏貼在一邊緣束制之圓形彈性薄板如圖 3-7 所示，當圓形薄板受到拉壓力而產生非均勻之應變分佈時，黏於薄板上的光纖光柵會產生漸變的形式，此時光纖光柵的波長改變量與薄板變形量成正比。

本研究雖然在土壤進行傍壓儀試驗，但為了驗證儀器的可行性，增加試驗的靈敏度與精確度，製作低壓壓力計如圖 3-8 與高壓壓力計如圖 3-9。當於土壤施作傍壓儀試驗時，則以低壓之壓力計的讀數為主，此氣壓計的感測壓力範圍 0~800kPa，可感應最小壓力為 0.01kPa；若於岩石施作傍壓儀試驗，則以高壓之壓力計為主，該壓力計感應範圍為 0~10MPa，可感應 0.1kPa 之壓力變化。

3.2.2. 應變感測器

傍壓儀試驗是藉由施加壓力量取土體變形之試驗儀器，故希望傍壓儀的應變感應器能夠量測到極小的土體變形量。本試驗儀器改良鄭孟雄(1999)傍壓儀應變感測單元，採用徑向變形直接量測之方式，並

在中心桿件設置了之簧片，每間隔 90° 之方向設置一組。完整一組變形量測器包含了線性軸承、軸桿、應變量測主體、彈簧及簧片如圖 3-10 所示。

簧片於受壓側及受張側分別黏貼光纖光柵作為應變計(strain gage)，用對貼的方式消除溫度變化產生波長的飄移。當薄膜受壓力向外擴張時，彈簧利用本身彈力將應變量測主體向外彈出，而簧片亦因滑輪之牽動而向外彈出；當壓力減少時，應變量測主體上的線性軸承沿著軸桿與簧片也順勢返回原位，故在這加減壓一來一回的位移之間，可量測土壤之徑向應變或體積應變。

本設計所使用之厚度 0.4mm 之簧片，簧片之寬度為 10mm。為了避免簧片長期使用生鏽而導致伸展不易，設計之簧片材料選擇不鏽鋼材質。而簧片上所黏貼之裸光纖，為了避免光纖受到擠壓或撞擊造成波長訊號消失，利用空心套管將裸光纖部分穿過，計算好在傍壓儀本體內仍有足夠的空間後，在兩端製作光纖轉接頭，作為波長訊號的輸出來源如圖 3-11 示意圖。

3.3. 實驗儀器標定

傍壓儀之壓力及變形並非直接與土體接觸，而係透過薄膜傳達壓力及利用薄膜內之應變感測器量測徑向變形。因此在試驗前或儀器組裝後，皆需先進行標定以消除可能產生之系統誤差。傍壓儀儀器需要

進行的標定有應變感測器標定、壓力計標定、薄膜勁度標定、系統徑度標定。

3.3.1. 應變改測器標定

本研究係以簧片上黏貼之光纖光柵直接量測徑向應變量，為了解應變量與光柵波長變化量的關係，以及應變感測器是否有線性與重複性，故必需先進行標定。利用光纖光柵作為應變感測器，能夠感測應變靈敏度相當高，在標定進行中稍有晃動或是碰撞，因此標定時利用一特殊設計之標定台，將傍壓儀放置標定台上使其固定，如圖 3-12 所示。標定台上可將傍壓儀上應變感測主體手動微調壓入與放鬆的設計，最後將 LVDT 架在標定台上讀取位移量之讀數，得到各組應變量測器之應變量與光柵波長變化量之關係。

標定開始時利用標定台先將應變感測主體壓入傍壓儀本體內，此時初始位移量為 0mm，並記錄光柵波長之原始讀數，之後應變感測主體每前進 1mm，等待光柵波長穩定後記錄讀數，當位移量達到 7mm 後將應變感測主體壓回，應變感測主體每後退 1mm 記錄一筆讀數。應變感測器來回標定之結果如圖 3-13。

由標定之結果顯示，各組應變量測器相關係數 R^2 均達 0.999 重覆性皆甚佳，顯示應變量測之方式係可行，簧片亦不會產生永久變形。每一應變感測器方向可感應 1pm 約 0.0016mm 之位移量，比起電子式

應變感測器每 1mV 約 0.13mm 之位移量，更能量測到非常小的應變，而傍壓儀之直徑約為 74mm ，當傍壓儀外圍薄膜膨脹時，約可感應之最小應變量為 4.3×10^{-5} 之應變量。

3.3.2. 壓力計標定

為了配合光纖光柵應變感測器，方便擷取傍壓儀試驗過程中應力與應變相關資料，本試驗所用之壓力計為光纖式壓力計。壓力計製作完成後需要驗證壓力與光柵波長變化量的關係是否有重複性與線性，方可為傍壓儀所用。標定開始後先記錄光柵波長初始讀數，過程中以氣壓設備對壓力計施加一定的壓力，待光柵波長讀數穩定後在記錄讀數，加壓至光柵所能承受之容許變形強度後，逐步減少其壓力。考慮到土壤與岩石施作傍壓儀所需要壓力大小不同，為了提高傍壓儀試驗結果的精準度，使用不同厚度金屬薄片製作低壓壓力計與高壓壓力計，並分別進行標定，標定結果如圖 3-14、3-15 所示。

3.3.3. 薄膜勁度標定

當傍壓儀試驗施作時，壓力直接施加於薄膜，但薄膜本身擁有勁度，當施加之壓力大到足以克服薄膜壓力時，壓力才能真實傳至土體。故傍壓儀試驗之結果需要扣除薄膜勁度影響的壓力，最後得到的淨作用力才是土體真實承受的壓力。

因此傍壓儀裝上薄膜後在現地試驗使用前需要進行標定，得到應

力應變轉換公式。標定時將傍壓儀本體直立於地表，並逐漸加壓觀察其變形量，當變形量達到最大容許應變量後即可減壓，最後得到應力應變圖即為標定成果如圖 3-16 所示。

3.3.4. 系統勁度標定

傍壓儀試驗採用直接量測變形量的方式，而量測應變的感測器由彈簧、軸承、應變量測主體、滑輪等所組成，各項材料間難免受到摩擦力之影響，造成在小應變時雖然應變量測主體以感受到變形，但簧片受到摩擦力的影響尚未產生變形，當累積至一定的變形量並克服摩擦力後簧片才會突然變形。

因此為了減低摩擦力造成對傍壓儀試驗結果造成之影響，需要事先進行標定。標定之方法係將傍壓管置入鋼筒中，當傍壓管之薄膜接觸到筒壁時，依試驗之加載速度，進行加載-解壓步驟。當假設鋼筒之勁度大，不產生變形之情況下，原本桿件與簧片之接觸摩擦力，隨著壓力之增大，而被克服產生變位，此時其壓力-變位之斜率即為系統勁度。其標定之成果如圖 3-27 所示。

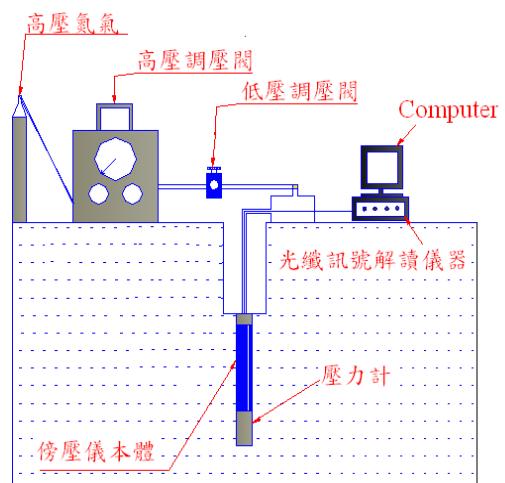


圖 3.1 現場實驗示意圖



圖 3.2 高壓控制箱



圖 3.3 低壓調壓閥



圖 3.4 傍壓儀本體



圖 3.5 中心桿件與簧片示意圖



圖 3.6 感應器黏貼完成圖

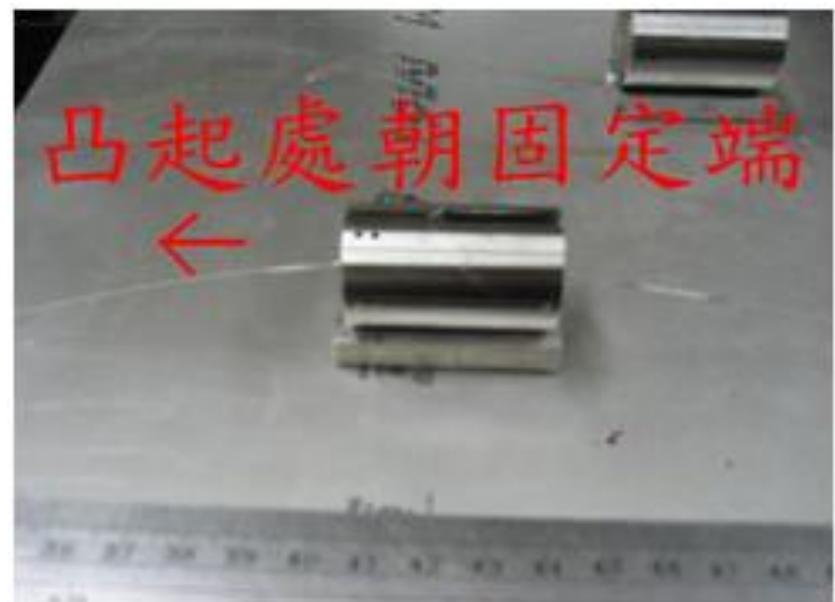


圖 3.7 光纖光柵黏貼在圓形薄板示意圖

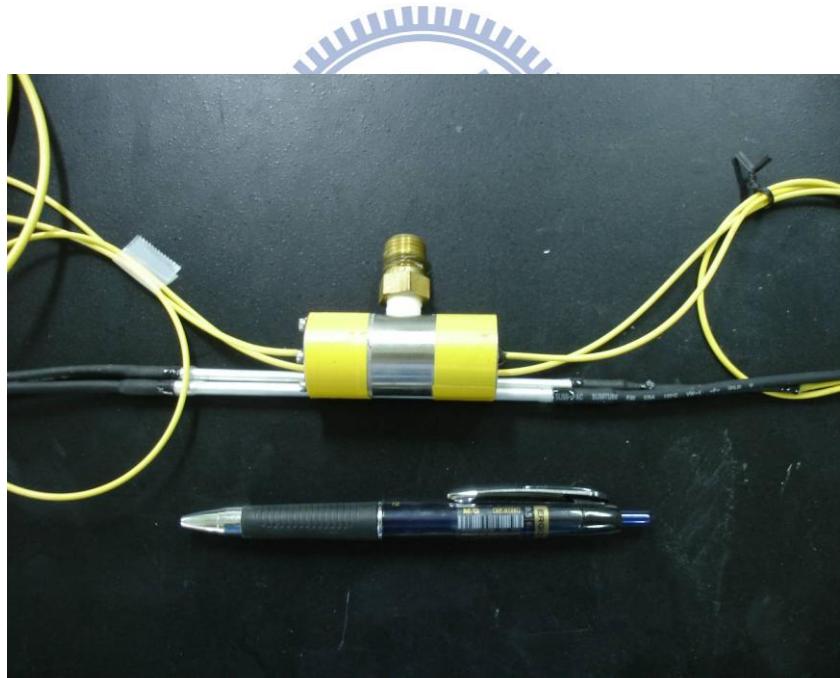


圖 3.8 低壓力 FBG 壓力計(範圍 0~800kPa)

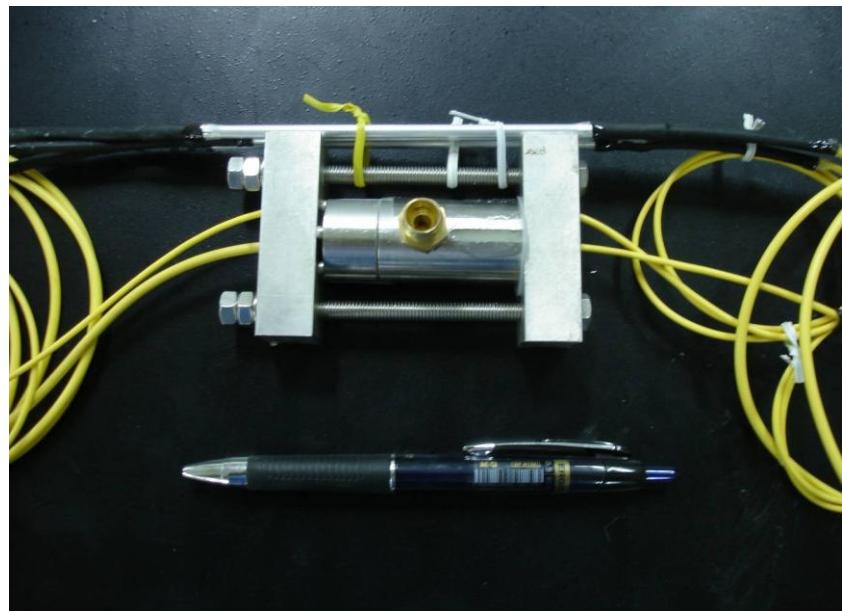


圖 3.9 高壓力 FBG 壓力計(範圍 0~10MPa)

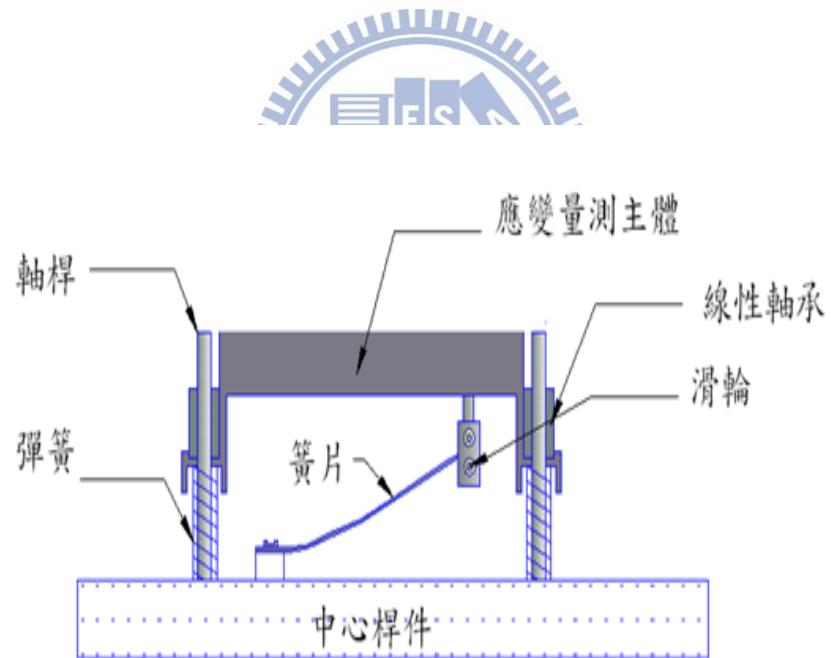


圖 3.10 應變感測器剖面圖

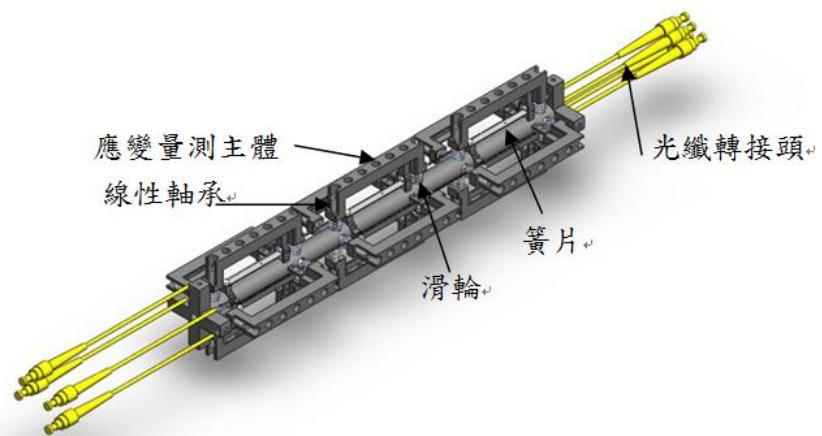


圖 3.11 應變感測器示意圖

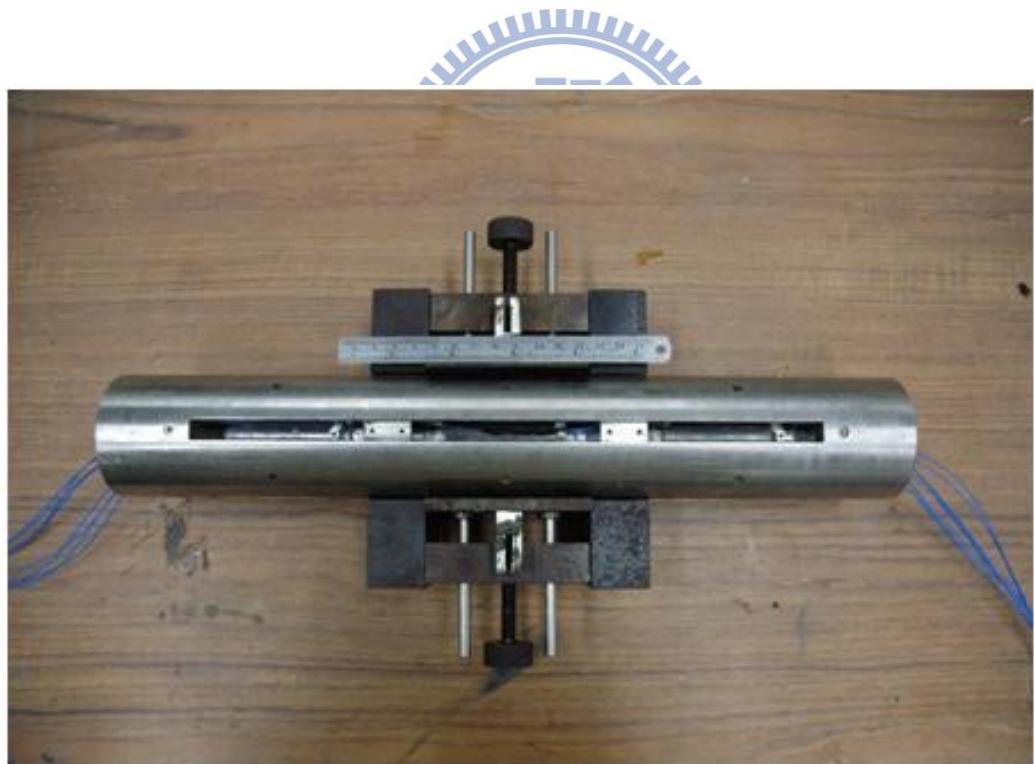


圖 3.12 傍壓儀簧片標定試驗圖

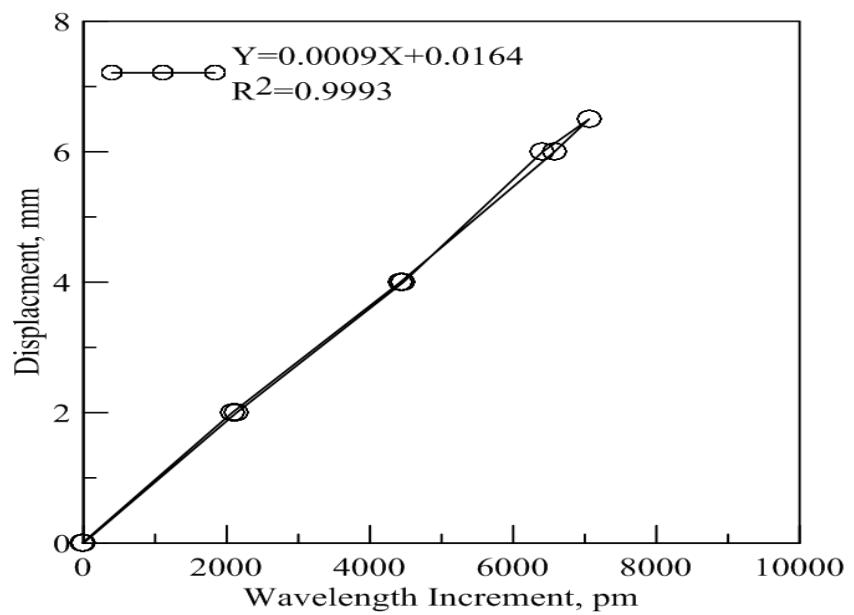


圖 3.13 彈簧片標定圖

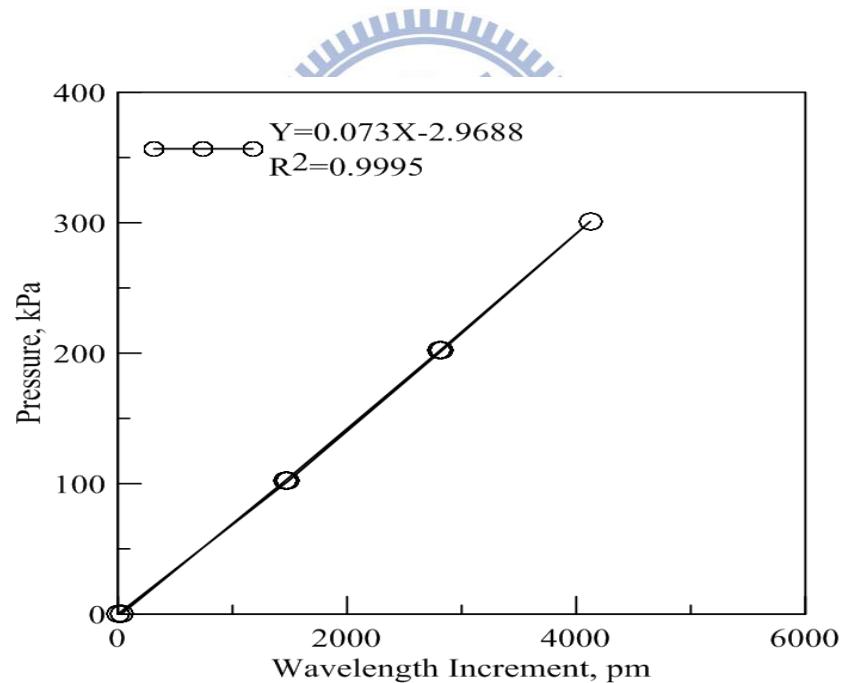


圖 3.14 低壓壓力閥標定圖

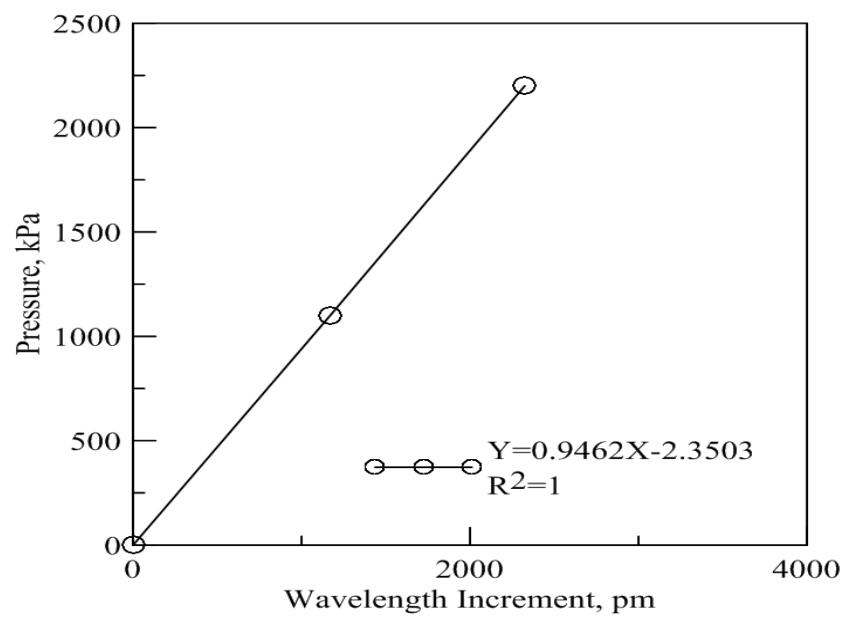


圖 3.15 高壓壓力閥標定圖

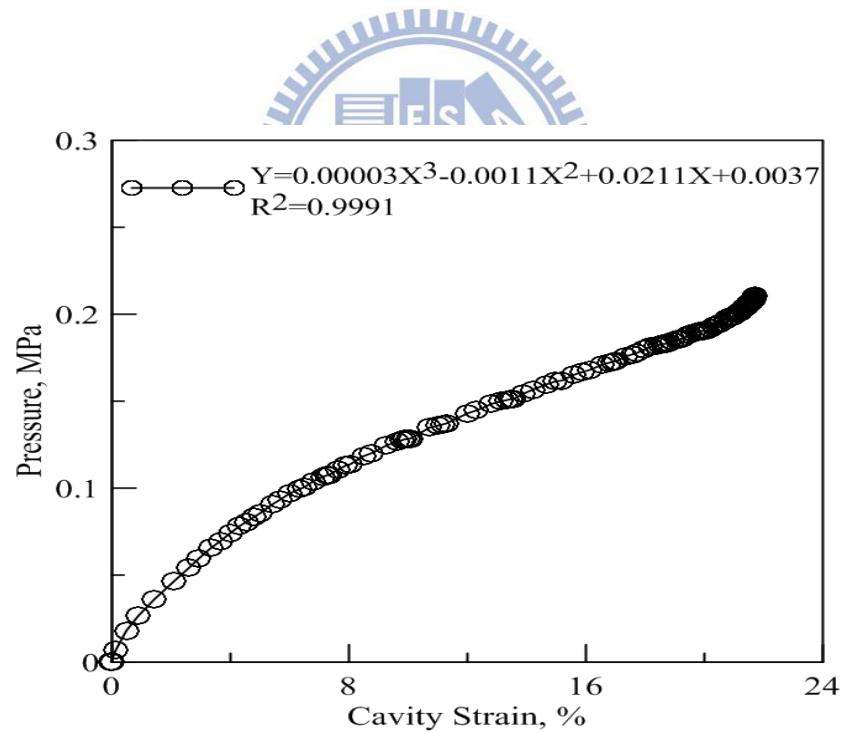


圖 3.16 傍壓儀薄膜勁度標定圖

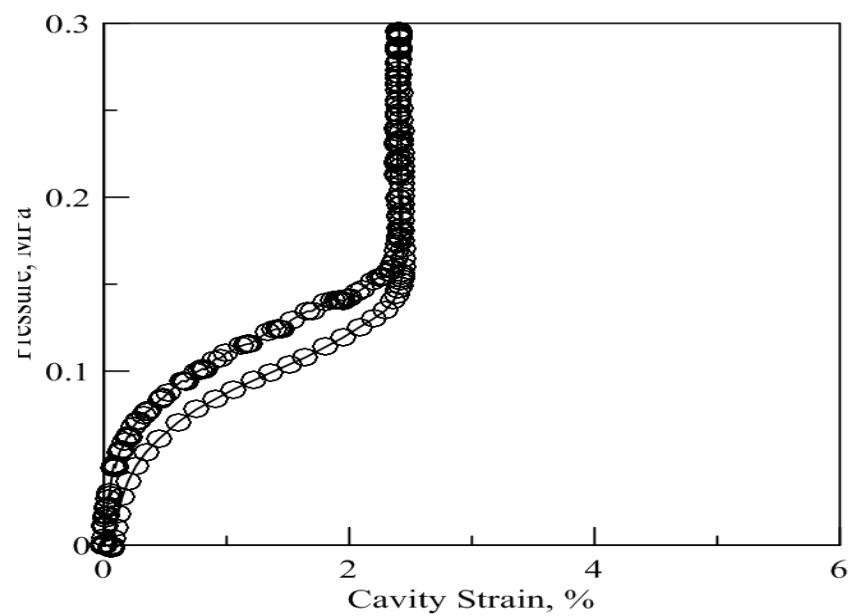


圖 3.17 傍壓儀系統標定圖



四、試驗規劃與程序

4.1. 選址

試驗工址為交通大學結構大樓與雲林縣虎尾鎮-光復國小，交通大學結構大樓為測試實驗儀器和練習試驗程序。

結構大樓使用手動鑽掘器鑽掘至深度為 1.3m 並施作加壓減壓迴圈試驗。

光復國小雇請廠商使用傳統鑽機，配合施作加壓減壓試驗，試驗深度為 10m、15m、20m、25m、30m、35m 六個深度。

4.2. 土壤基本物理性質試驗

對工址取得的土壤作基本物性試驗裡面包含比重試驗、篩分析、比重計試驗，阿太堡試驗。



4.2.1. 比重試驗

比重為土壤力學運算中常常需要利用的數值，是非常重要可以拿來作往後試驗運算的基本參數，定義為土壤單位重與水單位重之比值。試驗場址取得土樣經過實驗求得之比重。此次試驗包含兩個地點，交通大學結構大樓校園內(圖 4.10)以及雲林縣虎尾鎮光復國小校園(圖 4.8)。

交通大學結構大樓校園內利用手動鑽掘器鑽孔深度為 1.3m 施作試驗並把現地土樣拿回實驗室作比重試驗得 $G_s=2.6$ 。雲林縣虎尾鎮-

光復國小則是利用薄管取樣，使用傳統鑽機鑽掘至預定取樣深度，將薄管接上鑽桿後靜壓至土中，在鑽桿頂端進行敲擊，土壤受擠壓被送進薄管中即可完成取樣。最後將薄管取出地面後帶回實驗室，用頂土器將取得土樣頂出。得知六組比重：深度 17.2~22m， $G_s=2.63$ 、深度 20.2~21m， $G_s=2.68$ 、深度 26.2~27m， $G_s=2.64$ 、深度 30.2~31， $G_s=2.65$ 、深度 35.2~36， $G_s=2.65$ 。

4.2.2. 篩分析試驗

篩分析與比重計試驗之結果，可以繪製出土壤粒徑分佈曲線，土壤粒徑分佈曲線可以判斷出土壤為細粒或是粗顆粒的土壤。本試驗
交通大學結構大樓校園前此場址土層為紅黏土及礫石回填層，利用手動鑽掘器將土樣鑽孔並把現地土樣帶回實驗室做篩分析以及比重計分析以及阿太堡知其液性限度、塑性限度。圖 4.1 土壤粒徑分佈曲線顯示，200 號篩通過率大於 50%，依據統一土壤分類法，得知液性限度(LL)、塑性限度(PL)及塑性指數(PI)即可判斷土壤性質。

場址取得之土樣大部分為粗砂、細砂、礫石所組成夾少量黏土層現地利用薄管將現場土樣帶回試驗室做篩分析以及比重計試驗。得知深度 17.2~22m， $C_u=5.66$ ， $C_d=1.41$ ，分類為 SP、深度 21.2~22m， $C_u=8$ ， $C_d=1.44$ ，分類為 SW、深度 26.2~27m， $C_u=2.83$ ， $C_d=0.98$ ，分類 SP、深度 35.2~36m， $C_u=36$ ， $C_d=1.2$ ，分類為 SP。

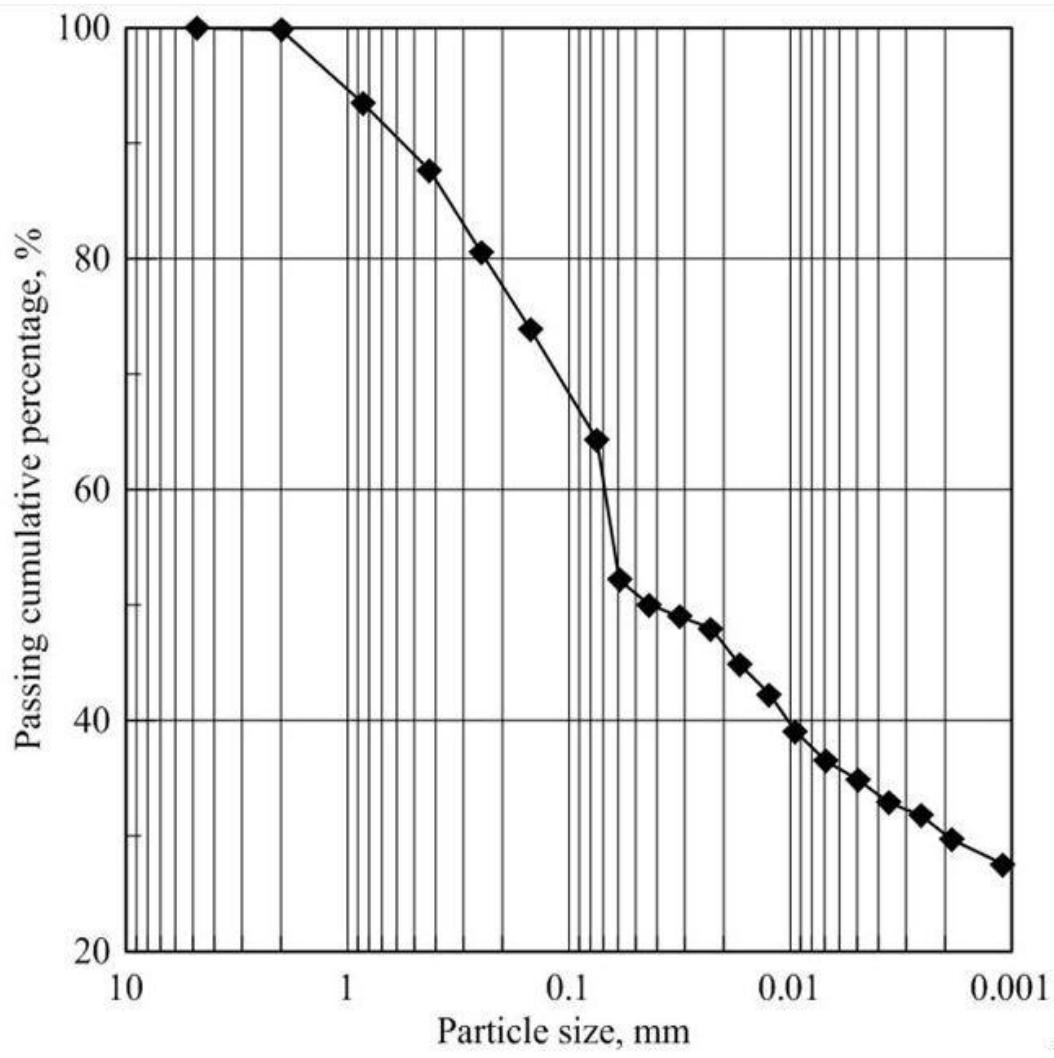


圖 4.1 土壤粒徑分佈圖(交通大學校園內深度 1.3m)

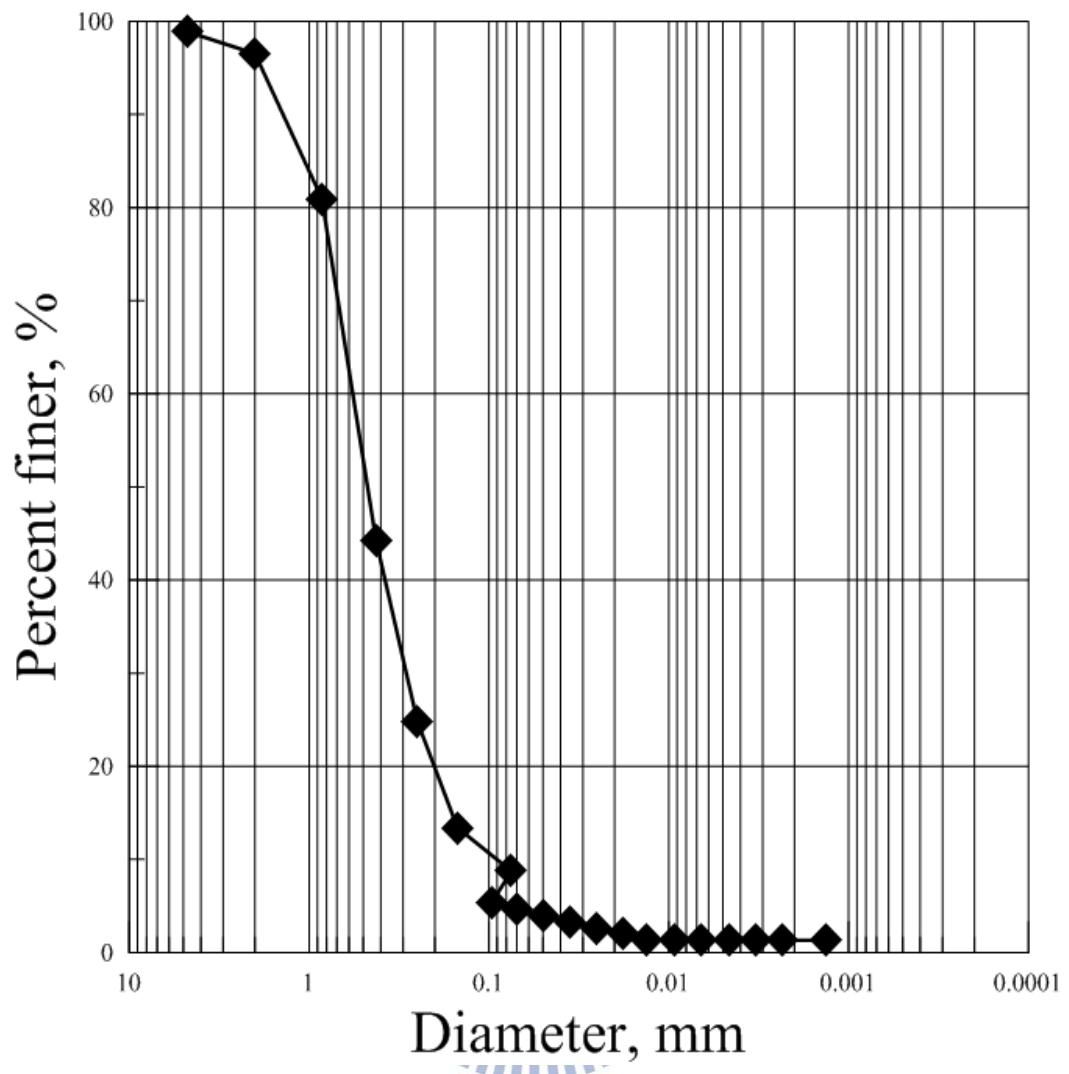


圖 4.2 土壤粒徑分佈圖 (17.2~22m)

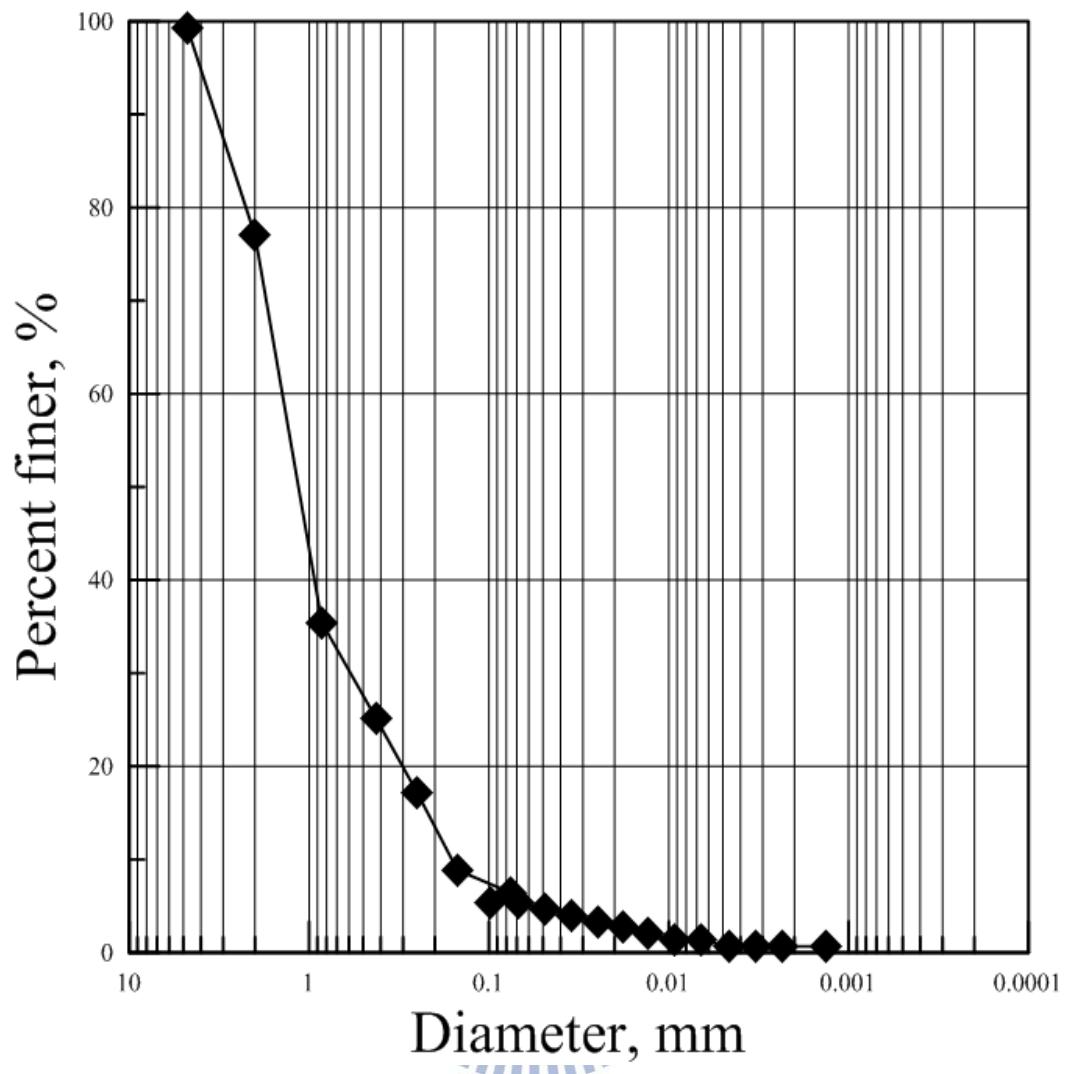


圖 4.3 土壤粒徑分佈圖 (21.2~22m)

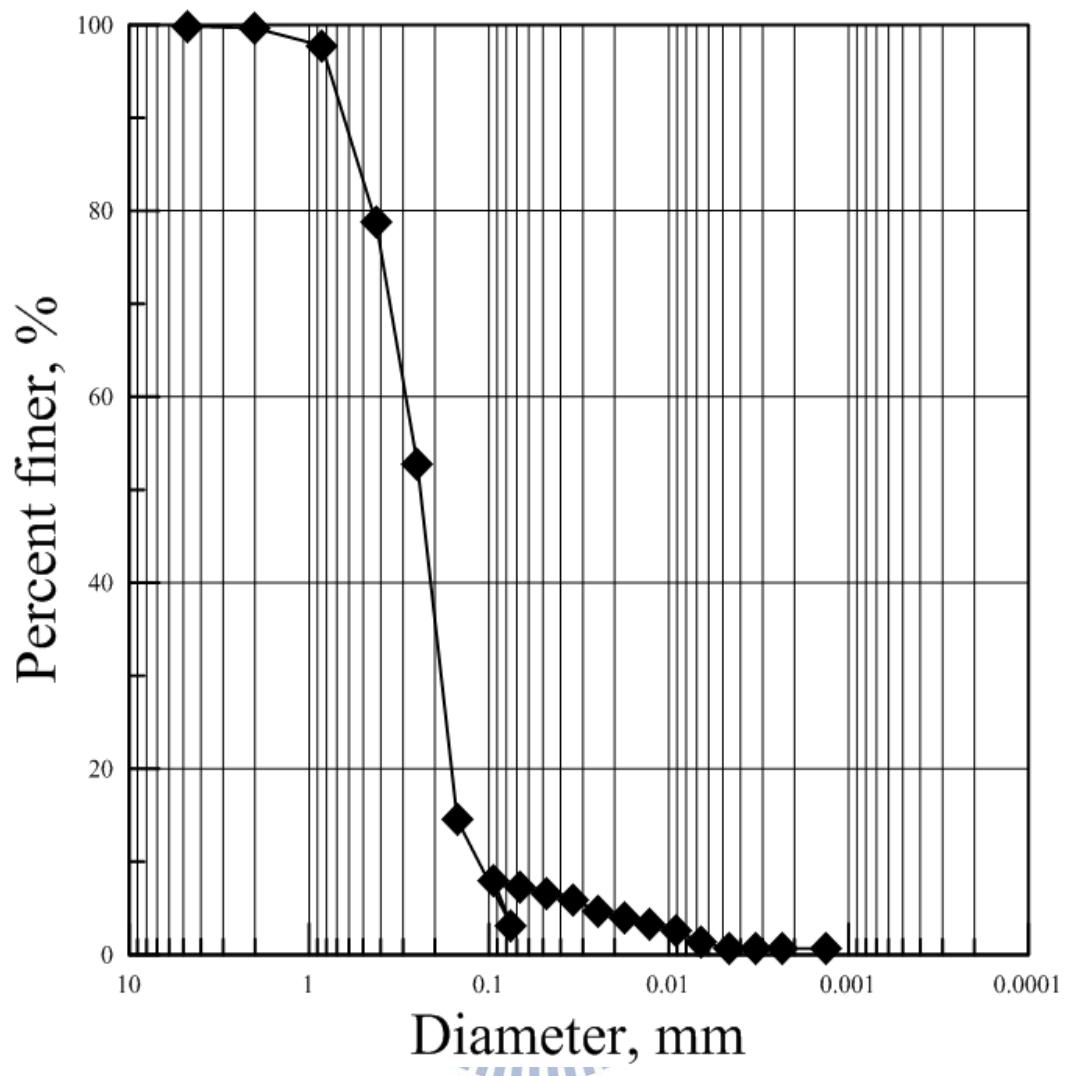


圖 4.4 土壤粒徑分佈圖 (25.2~26m)

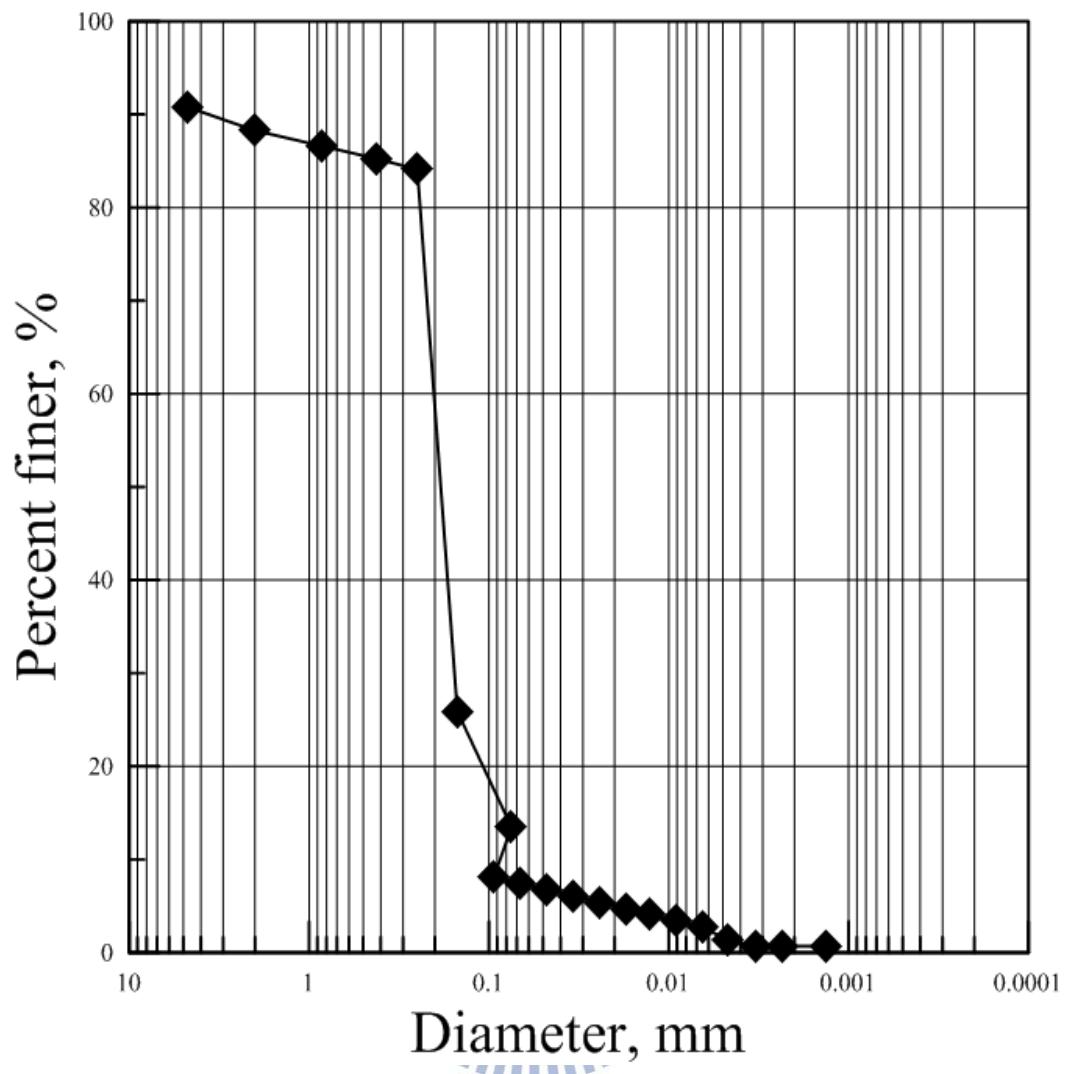


圖 4.5 土壤粒徑分佈圖 (30.2~31m)

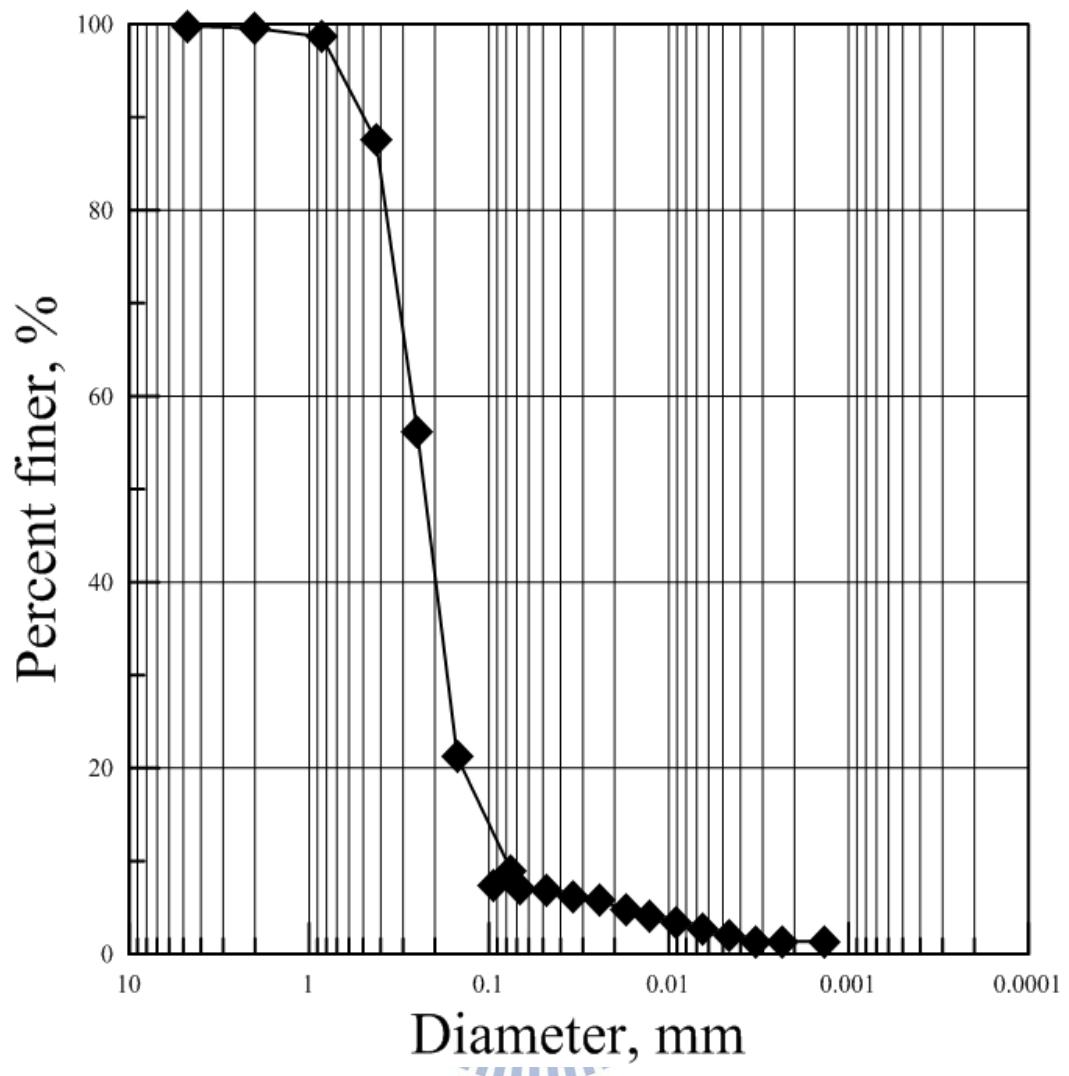


圖 4.6 土壤粒徑分佈圖 (35.2~36m)

4.2.3. 阿太堡試驗

阿太堡試驗之結果，可以得到三個土壤指標性質，分別是液性限度(LL)、塑性限度(PL)及塑性指數(PI)，而液性限度(LL)及塑性限度(PL)為細粒土壤分類的指標。

交通大學結構大樓校園前試驗場址通過40號篩以下的土壤進行阿太堡試驗，試驗結果顯示液性限度(LL)為 37.7%，塑性限度指數(PL)為 27.5%，塑性指數(PI)為 10.2%，依據統一土壤分類法判斷為 CL 低塑性黏土。

雲林縣虎尾鎮光復國小此場址深度 30.2~31m 為黏土經阿太堡試驗得到三個指標性質，液性限度(LL)20%、塑性限度(PL)14%、塑性指數(PI)5.93，經由統一分類法而得為 CL 低塑性黏土。

4.3. 光纖光柵傍壓儀試驗程序

試驗地點為雲林縣虎尾鎮-光復國小(圖 4.7、4.8、4.9)，預計鑽孔深度為 35m，10m 開始每 5m 作一次加壓減壓迴圈試驗，共計六組。

4.3.1. 傍壓儀壓力控制程序

此次傍壓儀試驗為應力控制，藉由施加壓力量測土壤變形行為。試驗開始進行時，首先打開氮氣瓶的氣閥接高壓管線接至高壓調壓閥並將最大輸出調至 1MPa 經由高壓管線接至壓力控制板(圖 4-15)，壓力控制板上有兩個壓力調壓閥，左邊為主壓力閥，由這個氣壓閥進行

主要的壓力施加，右邊為副壓力閥須配合設定的壓力差來施加壓力，這兩個壓力閥利用三向閥(圖 4-16)轉動閥門主壓力閥會往副壓力閥流動達平衡達到洩壓的功能，再轉動閥門一次，主壓力閥會把壓力增加回原來的壓力值達到增壓的功能。一次反覆加載減載，轉動閥門兩次即可以完成。

4.3.2. 光纖訊號檢測

傍壓儀改良後使用光纖光柵作為應變計(strain gage)，與安裝在傍壓儀本體光纖式壓力計光柵串接，利用光纖解讀儀讀取壓力計與應變計光柵的波長。光纖光柵的強度訊號可能因為光纖線曲率過大、光纖接頭不乾淨，使得光纖光柵強度過低，在傍壓儀試驗進行中，光纖光柵強度甚至於有消失的可能。



光纖解讀儀讀取壓力計與應變計光柵的波長，如有光纖光柵強度過低的現象，使用酒精棉片沾濕酒精並擦拭光纖接頭，注意光纖線上是否放置重物或過度彎曲，光纖光柵訊號強度一切檢查無誤後方始進行試驗。

4.3.3. 安全檢查

高壓氮氣瓶為傍壓儀試驗的壓力來源，屬於法定危險物品，搬運、放置動作需要小心，盡量避免產生碰撞，打開氮氣瓶瓶閥後操作人員需要在現場，才可在發生緊急情況時關掉氮氣瓶瓶閥。在試驗場址打

開氮氣瓶壓力閥前需要固定住氮氣瓶，切勿直立放置且無任何固定，以防地震倒下。下一步檢查調壓閥連接之高壓管線接頭是否鎖緊，避免試驗進行中管線漏氣；檢查傍壓儀試驗所使用高壓與低壓調壓閥是否關閉，以免過高的壓力一下湧入傍壓儀本體內，造成儀器損壞或發生爆炸的危險。

4.4. 交通大學結構大樓反覆載重實驗測試

在開始現地實驗前需要對傍壓儀作測試與熟悉控制壓力板作加壓減壓流程故申請在交通大學校區內(圖 4.10)申請作加壓減壓試驗，施作深度為 1.3m。



4.4.1. 施作深度為 1.3m 的加壓減壓試驗結果

此試實驗做了三個迴圈(Loop)我們將其 Loop3=100kPa 觀察反覆載重次數與應變關係(圖 4.11)、應變率與應變關係(圖 4.12)。

反覆載重次數與應變的關係(圖 4.13)發現應變確實有跟著反覆載重次數累積在第 20 個迴圈之後即開始穩定且由於此反覆應力的範圍(100KPa)對此區域土層來說是一個潛變 Shakedown 行為所以每一次加壓減壓即會有一個潛變存在，每次累積的應變約為 0.01%，30 個迴圈共計累計 0.5% 應變量 $\epsilon=0.05$ ，應變率與應變的關係(圖 4.14)可看出穩定之後每次加壓減壓迴圈應變率趨近約為 0.004%。

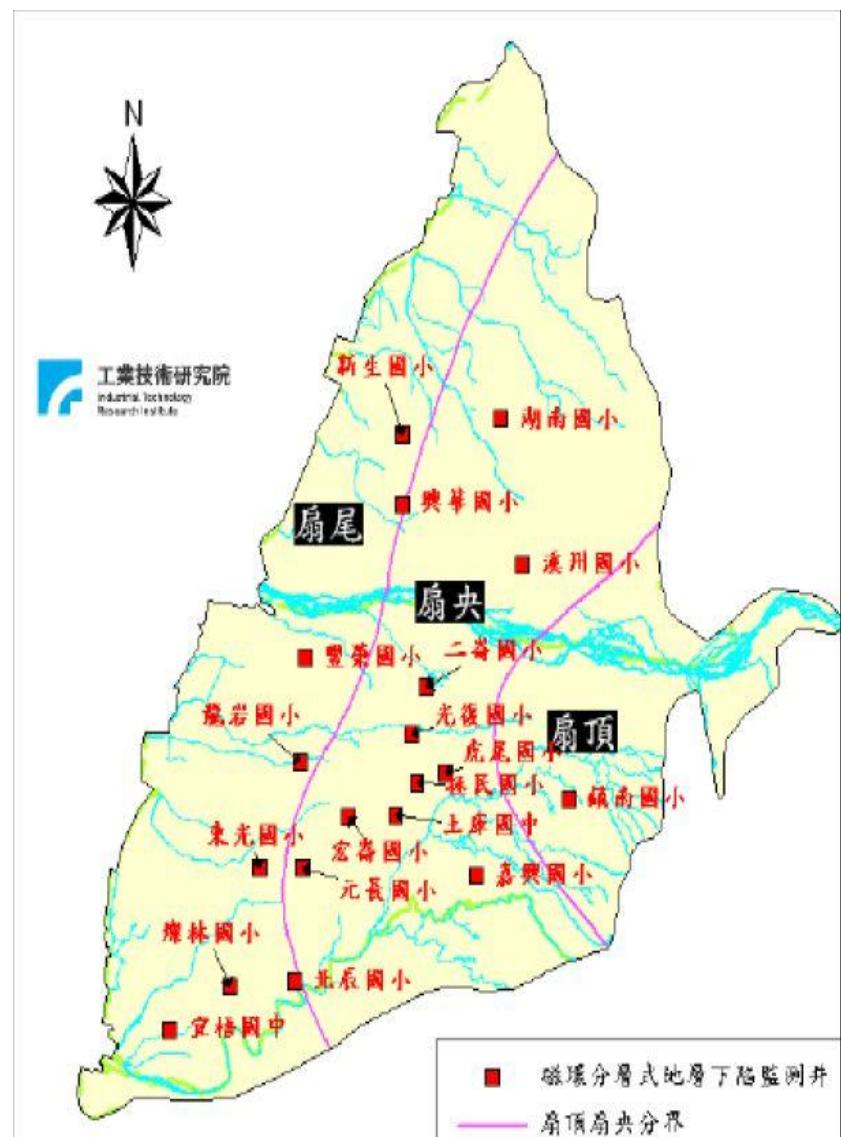


圖 4.7 濁水溪沖積扇(工研院,2012)



圖 4.8 試驗場址雲林縣虎尾鎮-光復國小



圖 4.9 現地試驗配置圖



圖 4.10 交通大學結構大樓前

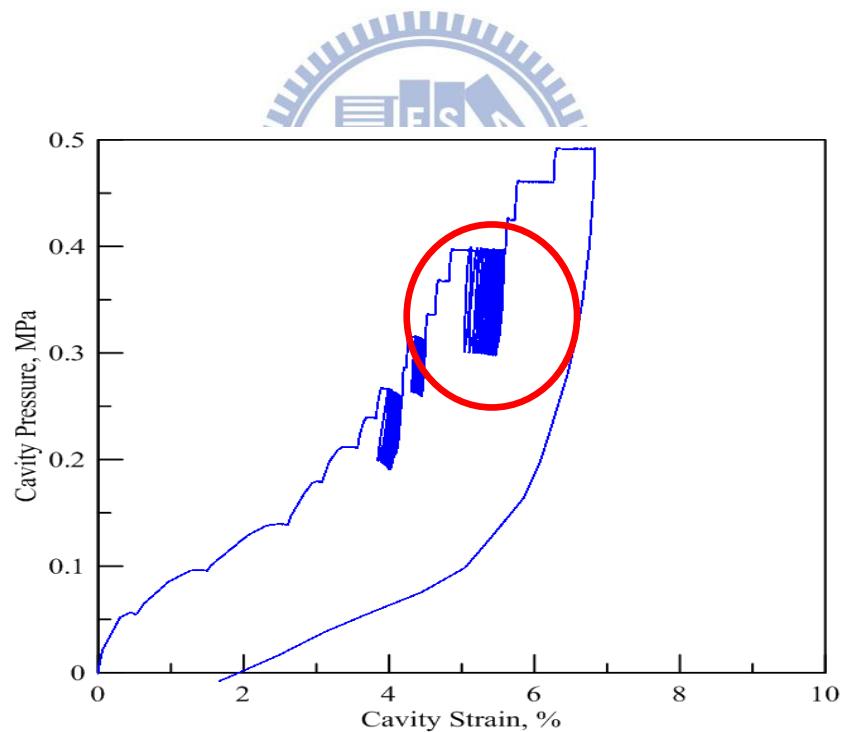


圖 4.11 施作深度 1.3m 的加壓減壓試驗

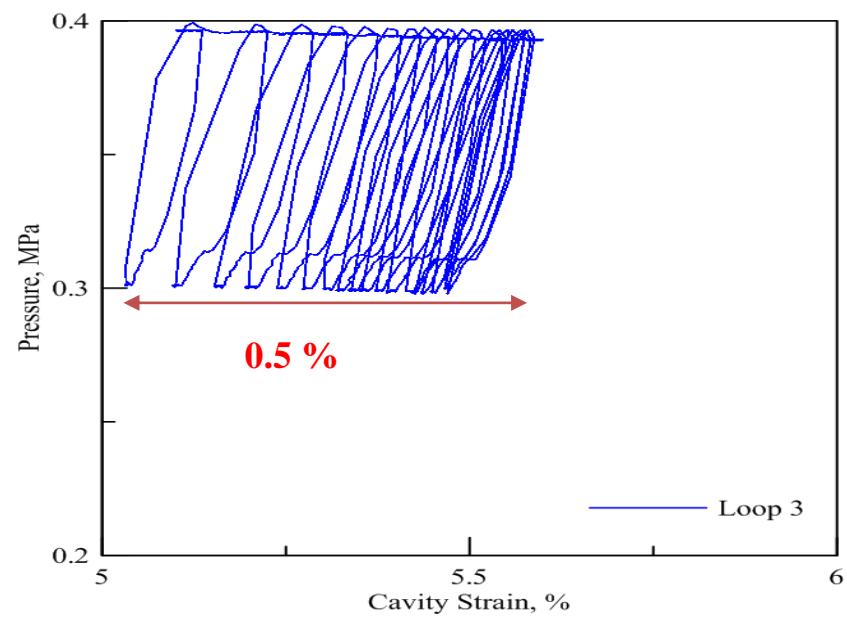


圖 4.12 放大其迴圈

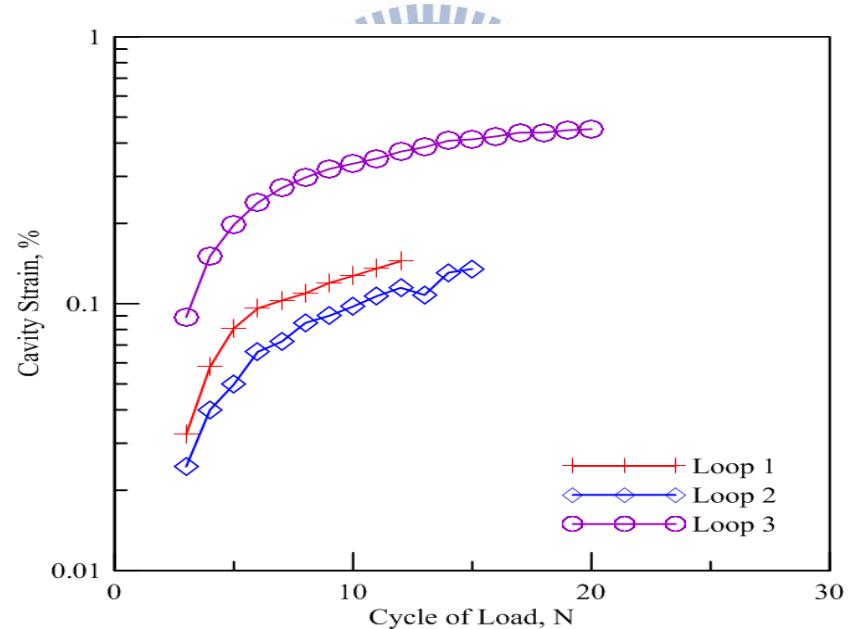


圖 4.13 反覆載重次數與應變關係圖

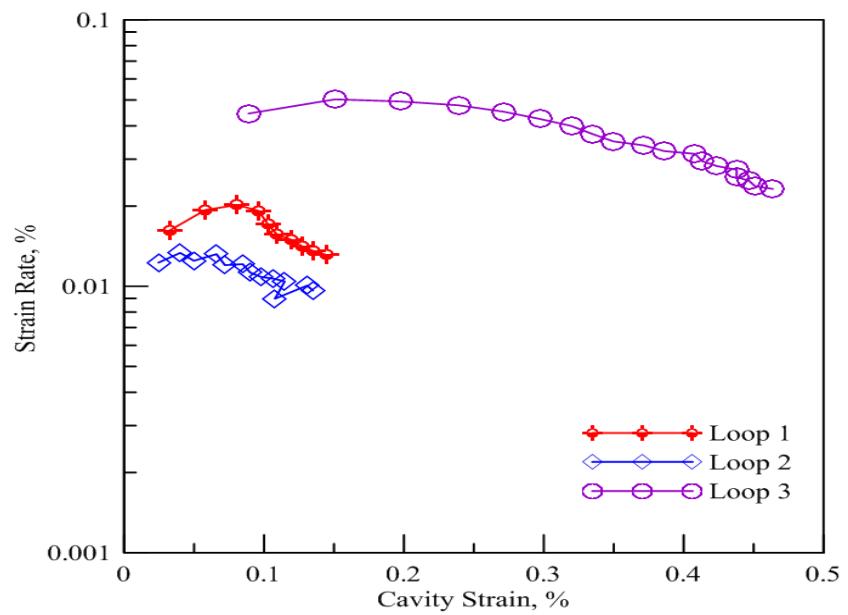
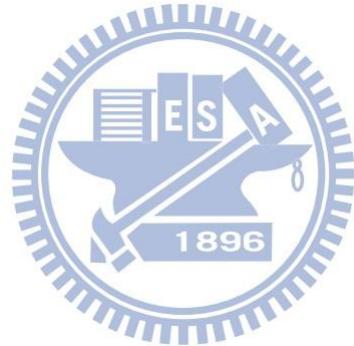


圖 4.14 應變率與應變關係圖



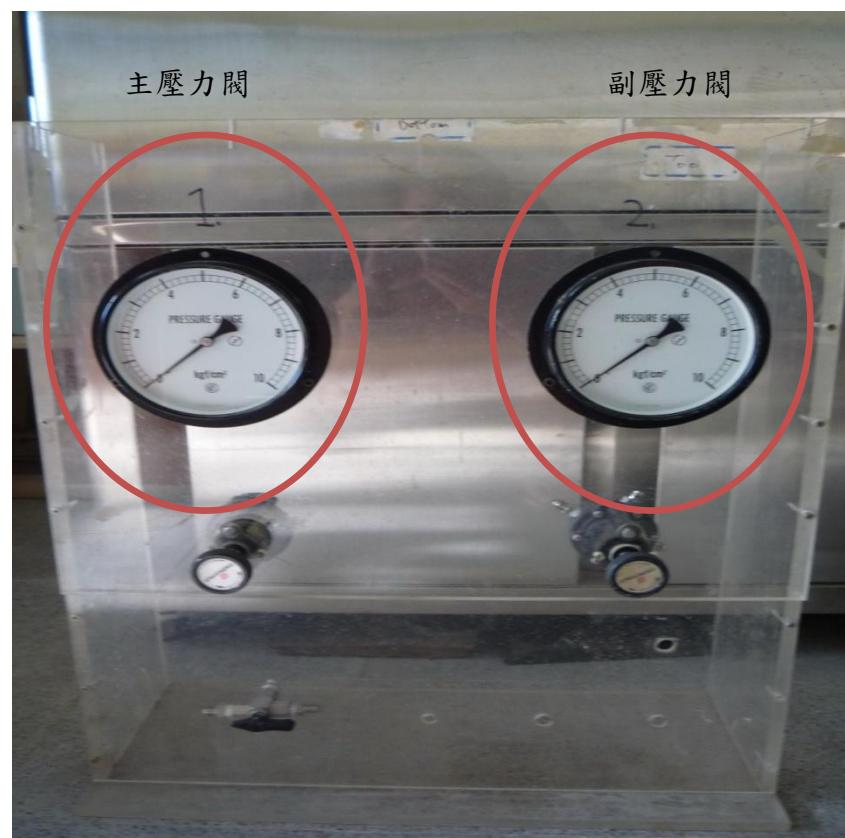


圖 4.15 主壓力控制板

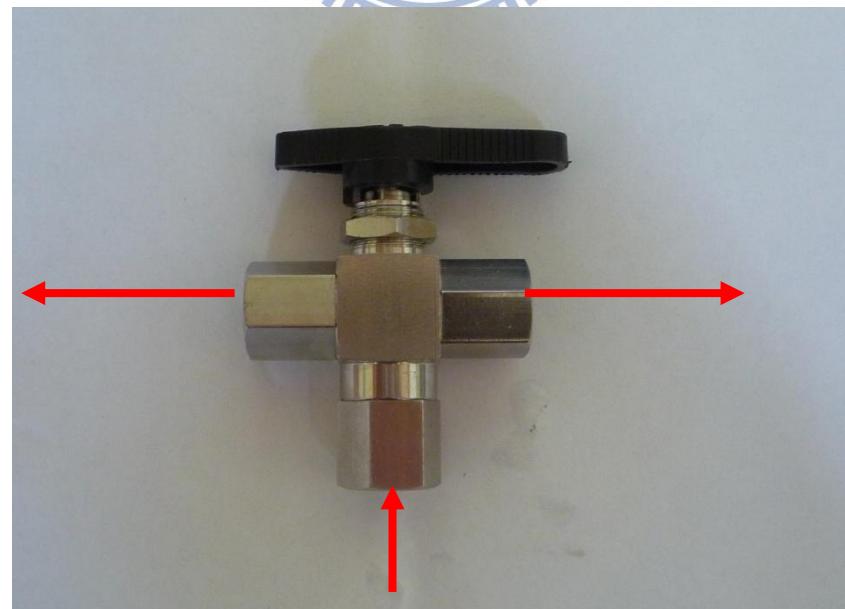


圖 4.16 三向閥



圖 4.17 針閥



五、實驗結果與討論

本章就規劃光纖光柵傍壓儀試驗結果進行討論，傍壓儀施作深度為 10m、15m、20m、25m、30m、35m 共計六種深度且每個深度預計作兩次加壓減壓迴圈，模擬因地下水水位變動使土層受到一個反覆載重的應力條件下土層是否會產生永久應變。

5.1. 光纖光柵傍壓儀試驗結果

本試驗於光復國小所做之加壓減壓試驗得知此區域土層在小應變下的應力應變關係，並觀察 Cavity Strain(鑽孔內的側向應變)與 Strain Rate(每一個加壓減壓迴圈相對於前一個迴圈應變的增量)、Cycle of load, N(加壓減壓迴圈的次數)之關係。

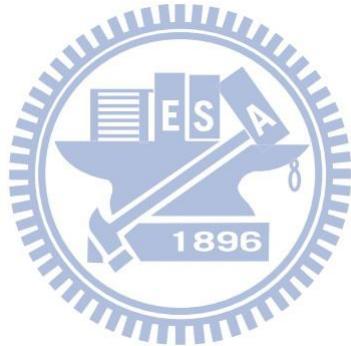
並把每個加壓減壓迴圈的應力應變斜率得一平均剪力模數來評估此土層的彈性行為，並得到現地的土壤勁度。

5.1.1. 光纖光柵傍壓儀施作深度 13.5m 試驗結果

待傍壓儀由鑽孔續接至 13.5m，確定訊號無誤之後，開始以 10kPa 一階加壓到 160kPa 設定壓力差為 30kPa 即將壓力洩至 130kPa 等待一分鐘後再將壓力增至 160kPa，反覆 30 次，此為 $loop_1$ 。

再將壓力增至 280kPa 設定壓力差為 60kPa 之後洩至 220kPa 等待一分鐘後再將壓力增至 280kPa，反覆 30 次，此為 $loop_2$ 。

加壓減壓試驗施作深度為 13.5m(圖 5.1、5.2)，共計有兩個迴圈(Loop)，Loop depth₁ 反覆壓力=30KPa、Gur=2.61MPa，Loop2 反覆壓力=60KPa、Gur=2.59MPa。(圖 5.3)發現應變確實有跟著反覆載重次數累積在第 10 個迴圈之後即到達一個穩定狀態，每次累積的應變約為 0.01%，30 個迴圈共計累計 0.02%(應變 $\varepsilon=2*10^{-4}$)，應變率與應變的關係(圖 5.4)可看出穩定之後每次加壓減壓迴圈應變率趨近約為 0.00006%。



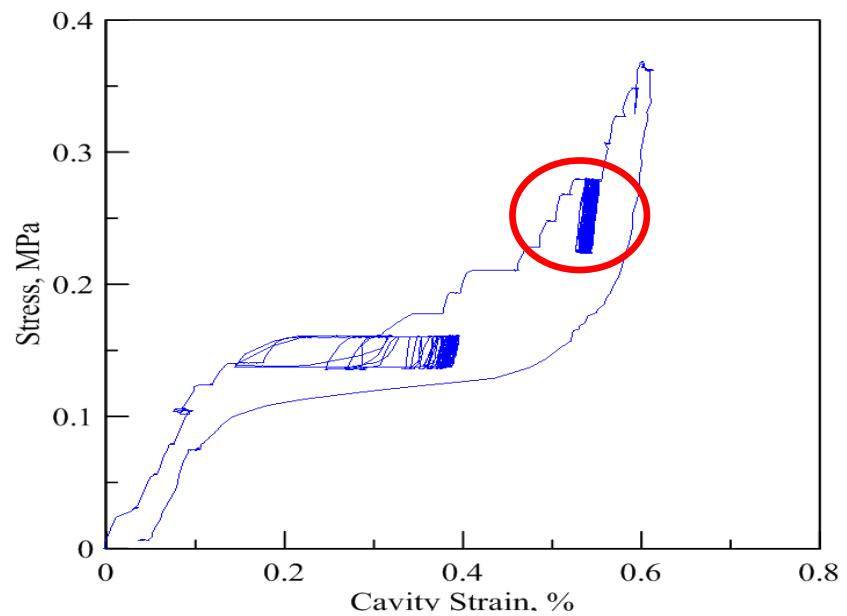


圖 5.1 施作深度為 13.5m 之加壓減壓試驗

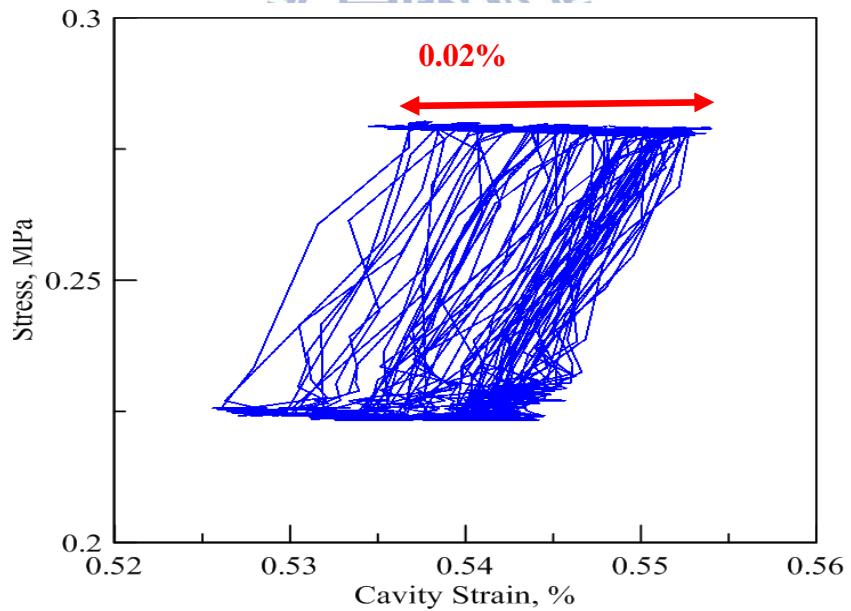


圖 5.2 放大 loop₂ 加壓減壓迴圈

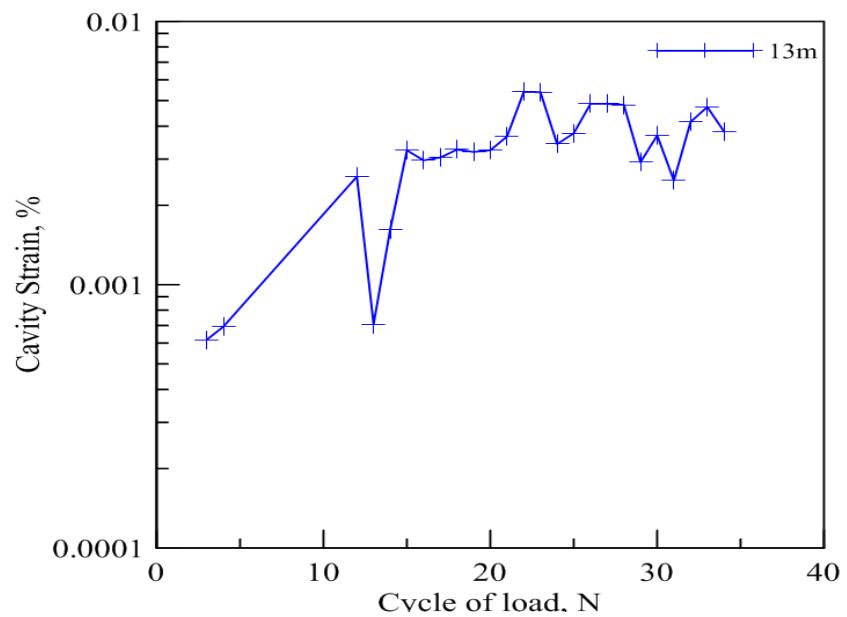


圖 5.3 反覆載重次數與應變關係圖

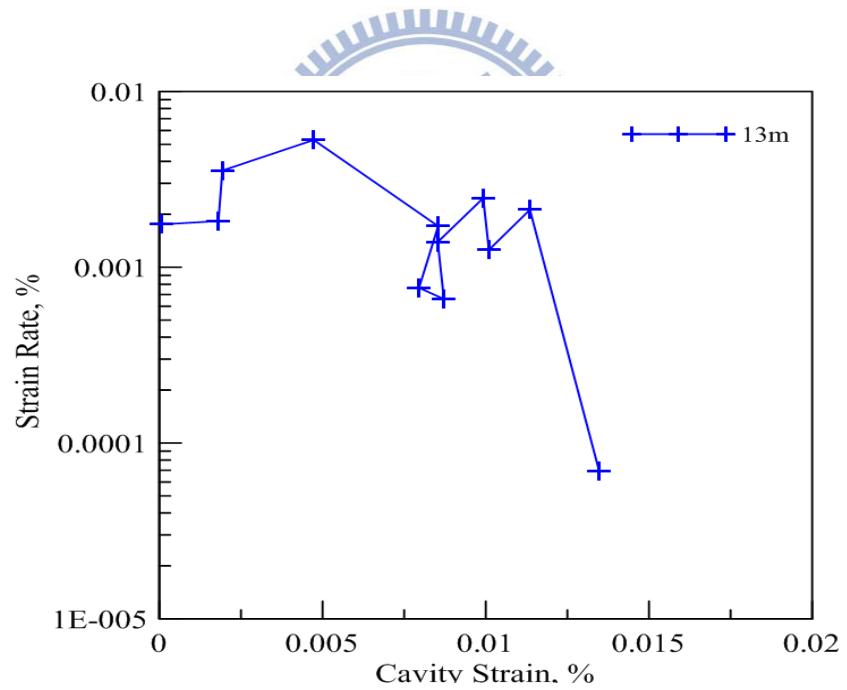


圖 5.4 應變與應變率關係圖

5.1.2. 光纖光柵傍壓儀施作深度 16m 試驗結果

待傍壓儀由鑽孔續接至 16m，確定訊號無誤之後，開始以 10kPa 一階加壓到 160kPa，設定壓力差為 20kPa，即將壓力洩至 140kPa 並等待一分鐘之後再將壓力增至 160kPa，反覆 30 次。此為 $loop_1$ 。

再將壓力往上加至 310kPa 設定壓力差為 60kPa，即將壓力洩至 250kPa 並等待一分鐘之後再將壓力增至 310kPa，反覆 30 次，此為 $loop_2$ 。

加壓減壓試驗施作深度為 16m(圖 5.5、5.6)，共計有兩個迴圈，Loop depth₁ 反覆壓力 =20KPa、Gur=5.11MPa，Loop depth₂ 反覆壓力=60kPa、Gur=1.28MPa。



(圖 5.8)發現 $loop_2$ 應變確實有跟著反覆載重次數累積在第 10 個迴圈之後即到達一個穩定狀態，每次累積的應變約 0.001%，30 回圈總共累積的 0.01%(應變量 $\varepsilon=1*10^{-4}$)， $loop_1$ 在因為應力條件還不大導致應變會有一個回彈的現象，過了 10 個迴圈之後應變有一個上下跳動的反應，可知反覆壓力=20kPa 對於土壤來說不會產生一個永久的累積應變。

(圖 5.9)可看出 $loop_1$ 、 $loop_2$ 的應變率都會慢慢變小且趨近一個定值

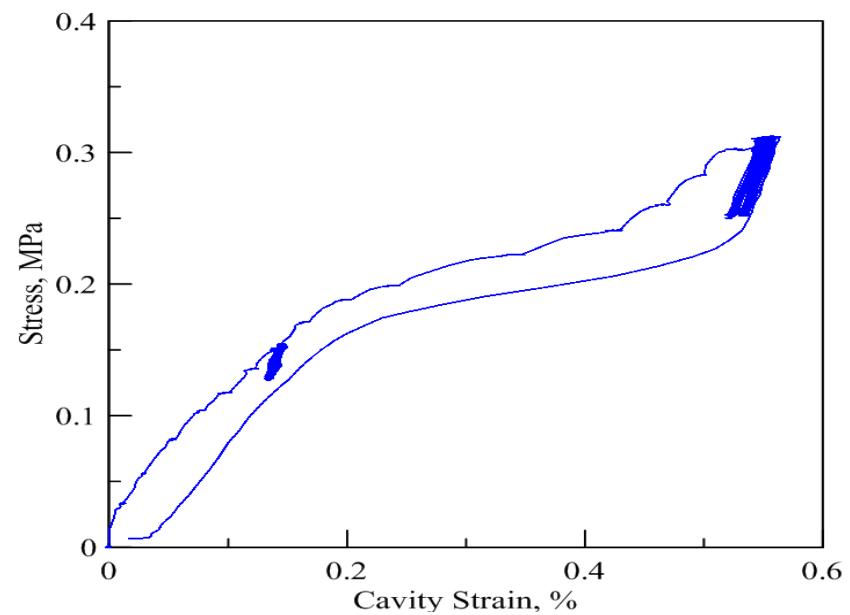


圖 5.5 施作深度為 16m 之加壓減壓試驗

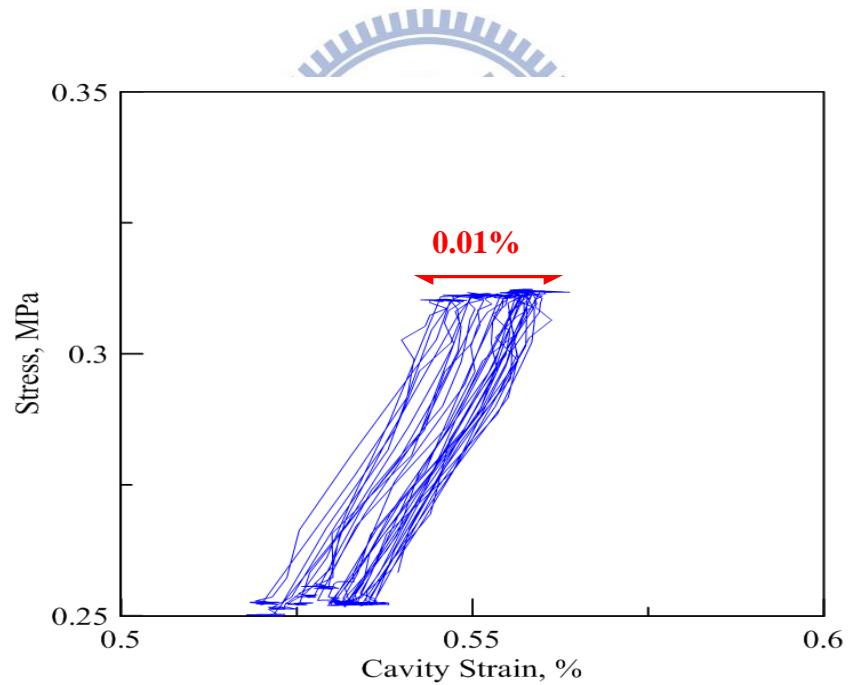


圖 5.6 放大 loop₂迴圈

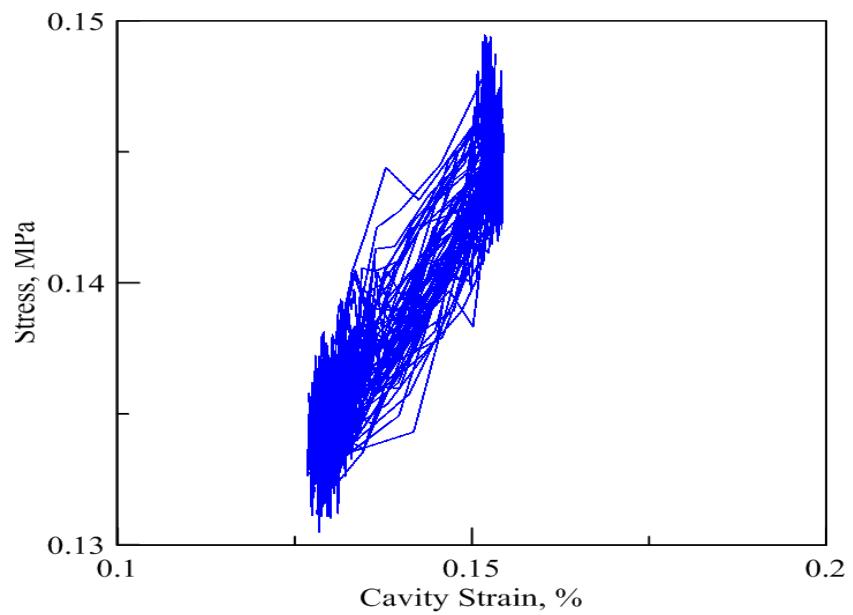


圖 5.7 放大 $loop_1$ 迴圈

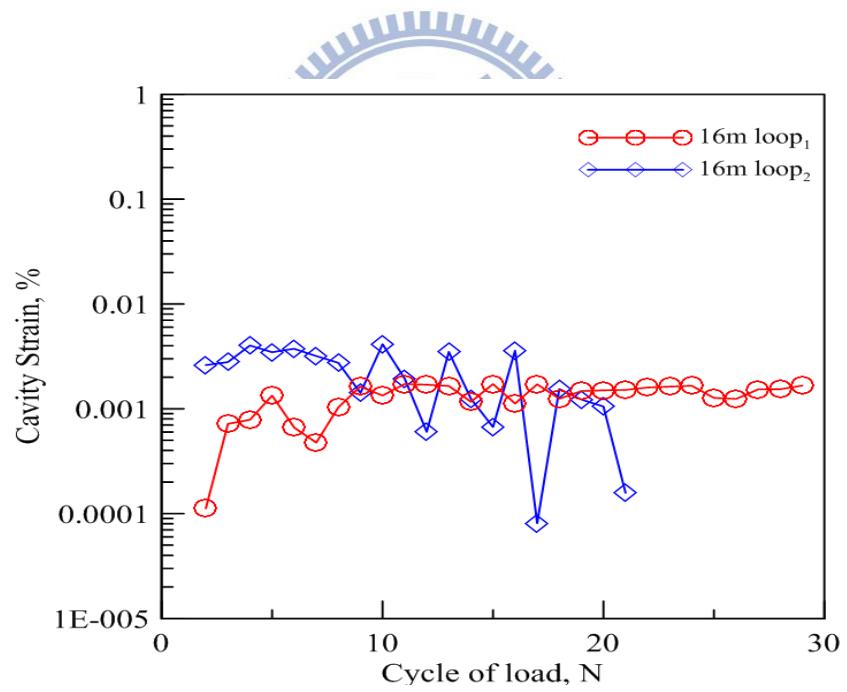


圖 5.8 反覆載重次數與應變關係圖

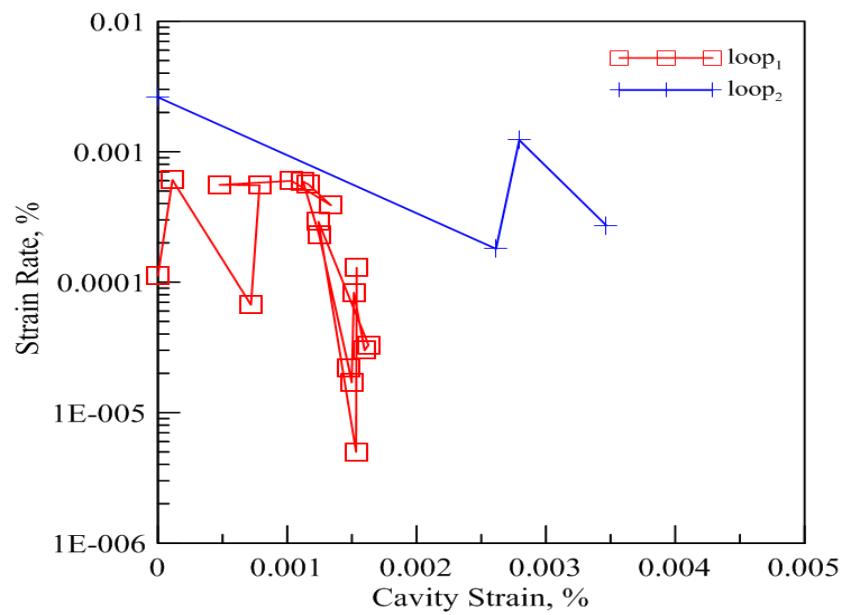
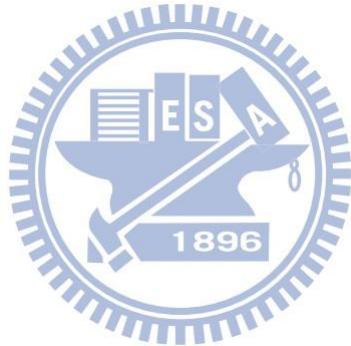


圖 5.9 應變與應變率關係圖



5.1.3. 光纖光柵傍壓儀施作深度 22.5m 試驗結果

待傍壓儀由鑽孔續接至 22.5m，確定訊號無誤之後，開始以 10kPa 一階加壓到 210kPa，設定壓力差為 60kPa，即將壓力洩至 150kPa 並等待一分鐘之後再將壓力增至 210kPa，反覆 30 次。此為 $loop_1$ 。

加壓減壓試驗施作深度為 22.5m(圖 5.10)，預計有兩個迴圈，Loop depth₁ 反覆壓力 = 60KPa、Gur = 0.59MPa，作 Loop₂ 時應變量突然增大而因這個深度已做了兩次都為一樣的情形所以只做了一個迴圈並直接把第一個迴圈設定為較大的反覆應力。

(圖 5.11)發現應變確實有跟著反覆載重次數累積在第 10 個迴圈之後即到達一個穩定狀態，每次增加的應變量約 0.01% 且此深度有應變回彈之現象所以此深度的土層需要更大的反覆載重才會有比較明顯的應變累積，應變率與應變的關係(圖 5.12、5.13)可看出穩定之後每次加壓減壓迴圈應變率趨近約為 0.0008%，且因為應變回彈，應變率也會有一個上下跳動的現象。

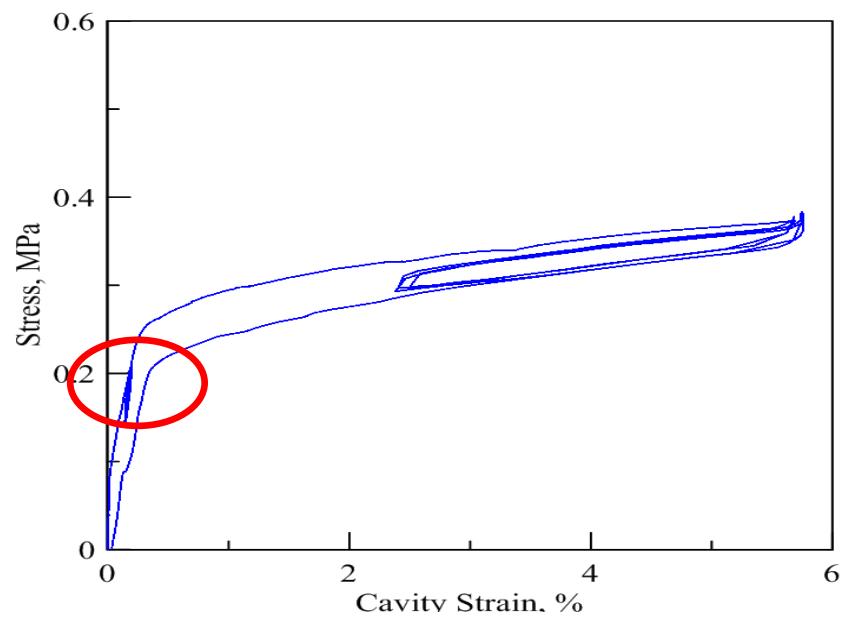


圖 5.10 施作深度為 22.5m 之加壓減壓試驗

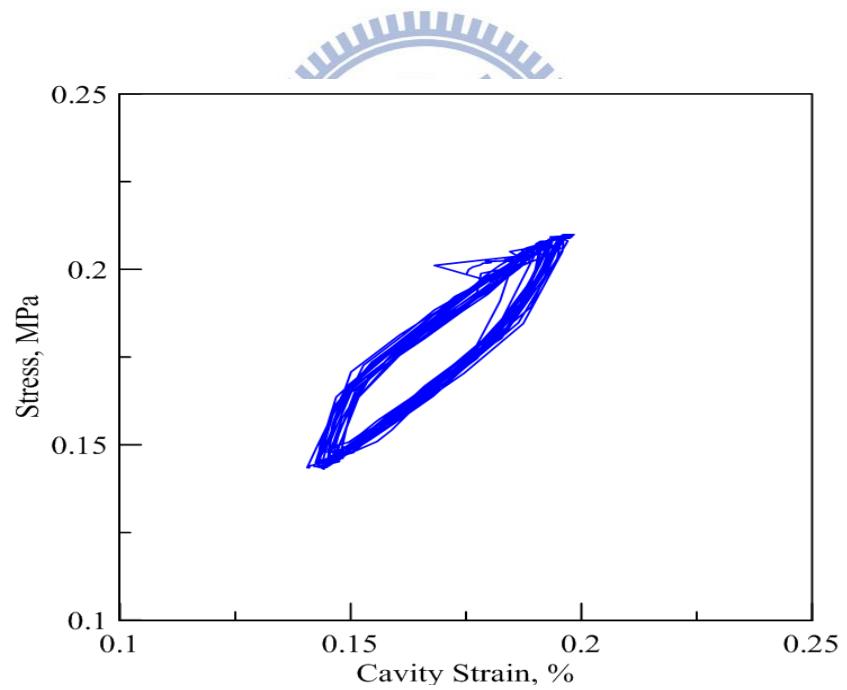


圖 5.11 放大 loop₁ 其迴圈

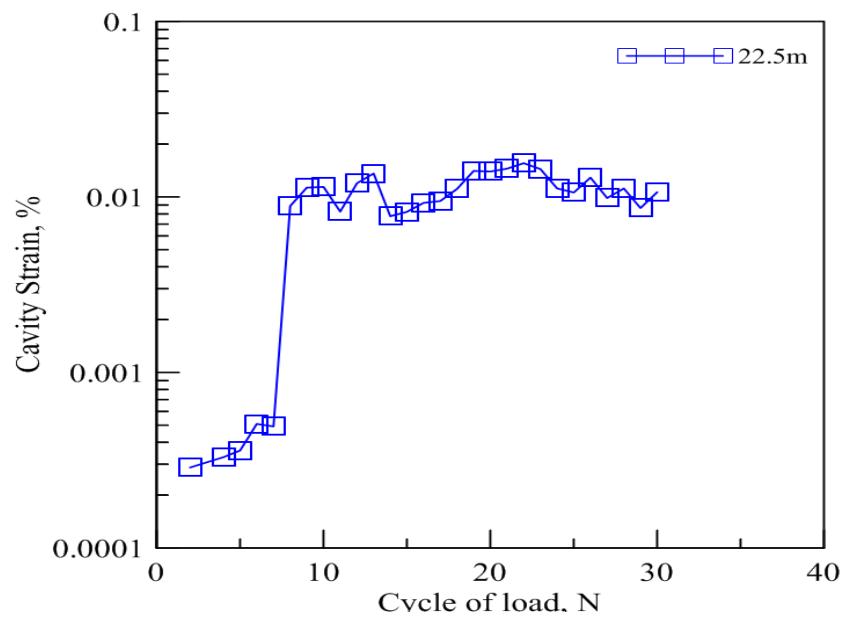


圖 5.12 反覆載重次數與應變關係圖

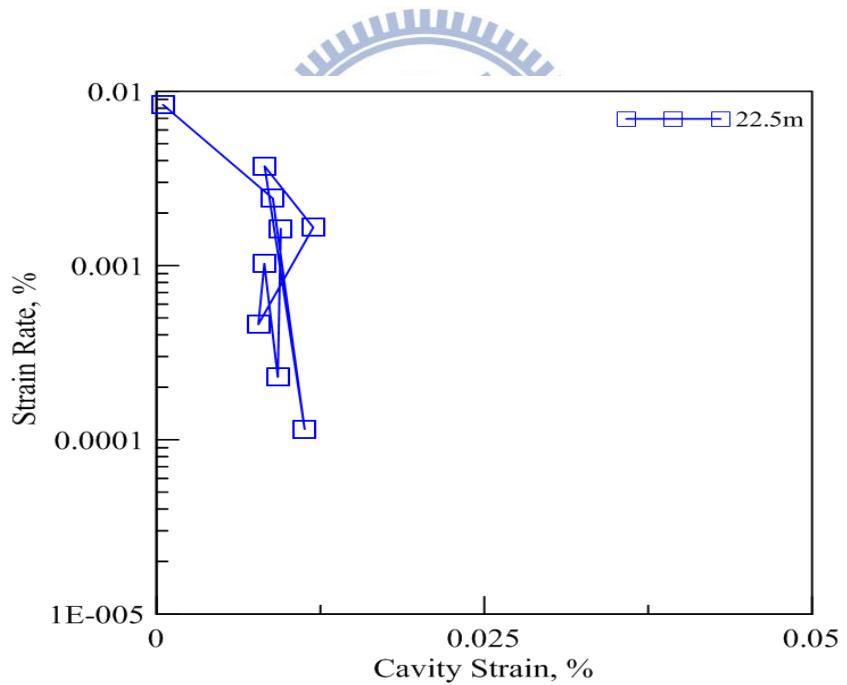


圖 5.13 應變率與應變關係圖

5.1.4. 光纖光柵傍壓儀施作深度 25m 試驗結果

待傍壓儀由鑽孔續接至 25m，確定訊號無誤之後，開始以 10kPa 一階加壓到 150kPa，設定壓力差為 30kPa，即將壓力洩至 120kPa 並等待一分鐘之後再將壓力增至 150kPa，反覆 30 次。此為 $loop_1$ 。

再將壓力往上加至 230kPa 設定壓力差為 60kPa，即將壓力洩至 170kPa 並等待一分鐘之後再將壓力增至 230kPa，反覆 30 次，此為 $loop_2$ 。

加壓減壓試驗施作深度為 25m(圖 5.14)，共計有兩個迴圈 Loop depth₁ = 30kPa, Gur₁ = 1.43MPa、Loop depth₂ = 70kPa, Gur₂ = 0.66 MPa。

(圖 5.17)發現應變確實有跟著反覆載重次數累積在第 10 個迴圈之後即到達一個穩定狀態，每次增加的應變量約 0.005% 且此深度有應變回彈之現象 $loop_1$ 、 $loop_2$ 應變也有一個上下跳動的現象，所以此深度的土層需要更大的反覆載重才會有比較明顯的應變累積。

應變率與應變的關係(圖 5.18)可看出穩定之後每次加壓減壓迴圈應變率會上下跳動但最後會趨近 0.0001%。

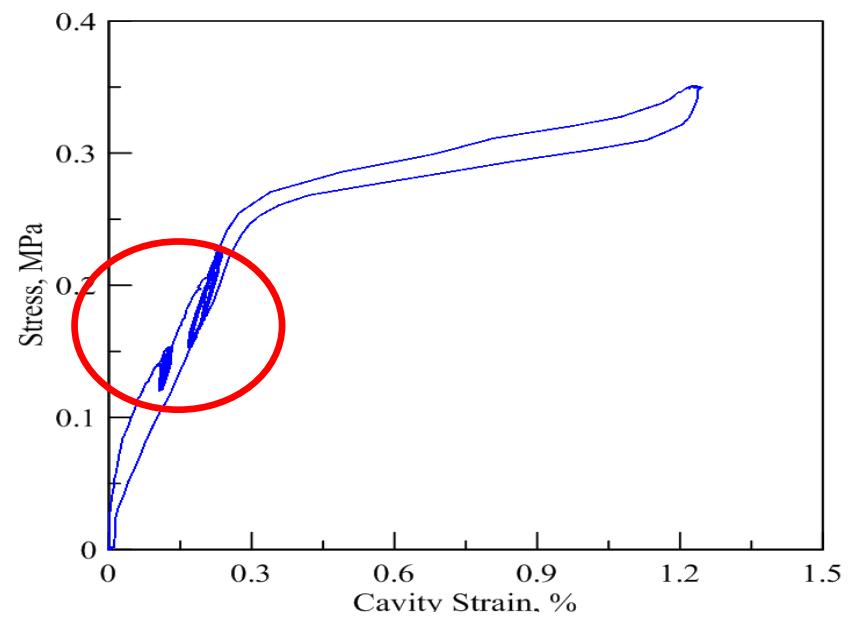


圖 5.14 施作深度為 25m 之加壓減壓試驗

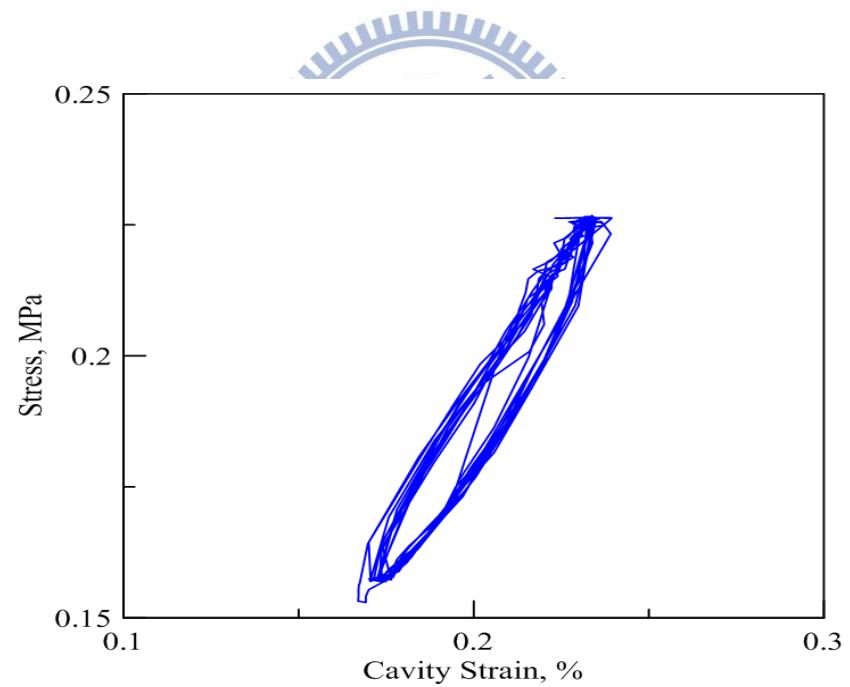


圖 5.15 放大 loop₂ 邊圈

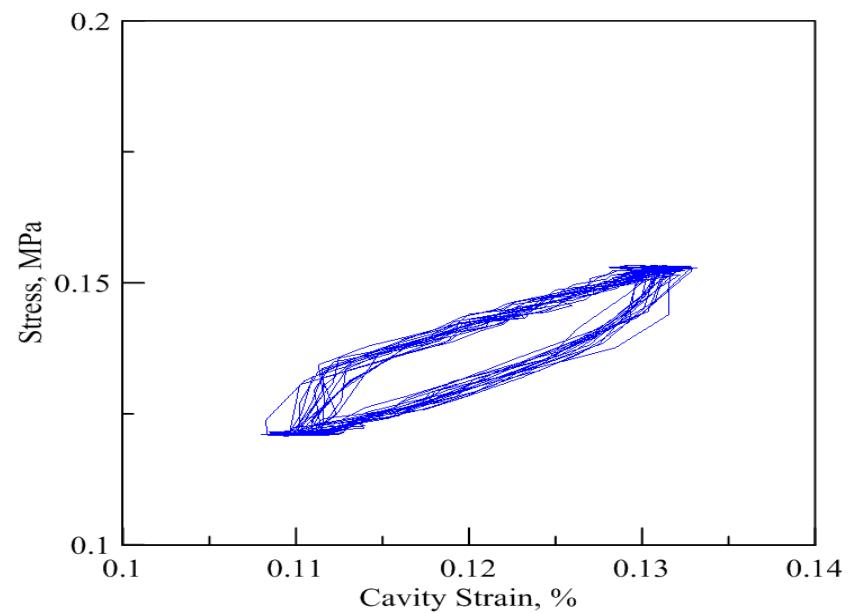


圖 5.16 放大 $loop_1$ 運圈

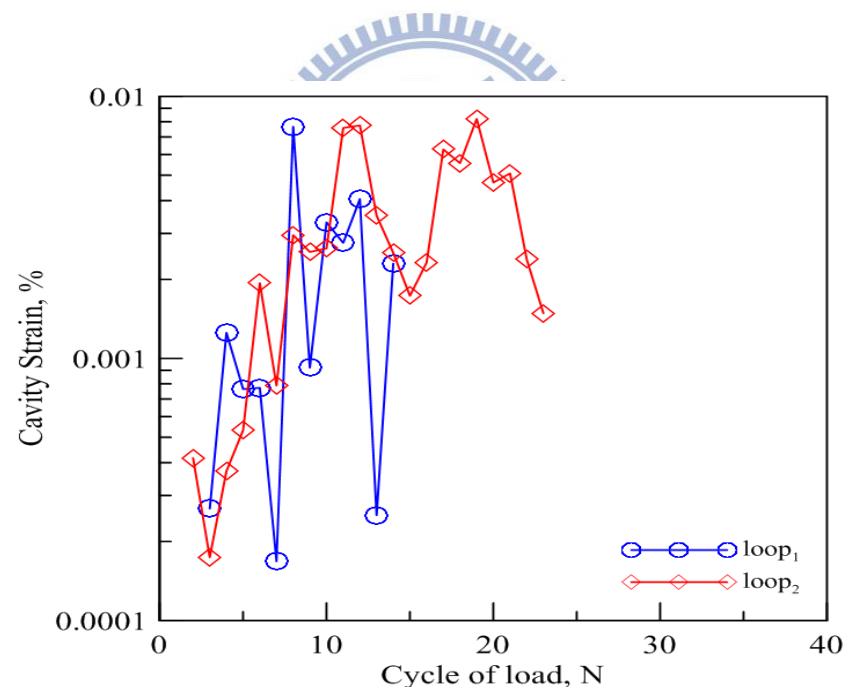


圖 5.17 反覆加載次數與應變關係圖

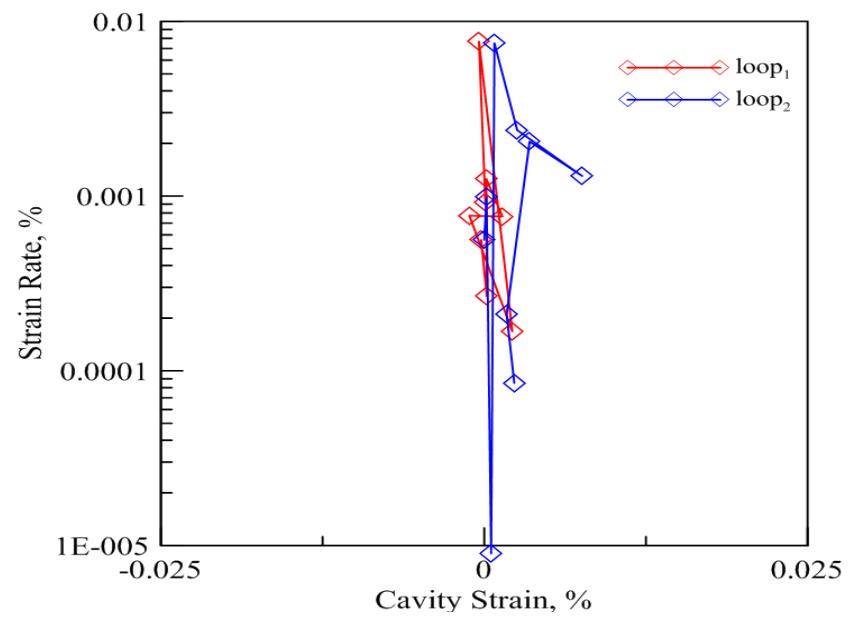
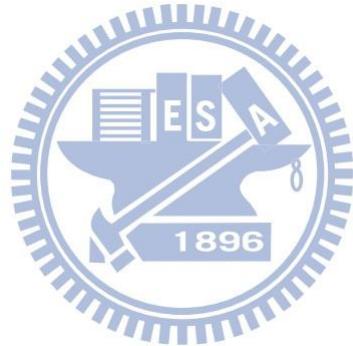


圖 5.18 應變率與應變關係圖



5.1.5. 光纖光柵傍壓儀施作深度 30m 試驗結果

待傍壓儀由鑽孔續接至 30m，確定訊號無誤之後，開始以 10kPa 一階加壓到 150kPa，設定壓力差為 30kPa，即將壓力洩至 120Pa 並等待一分鐘之後再將壓力增至 150kPa，反覆 30 次。此為 $loop_1$ 。再將壓力往上加至 260kPa 設定壓力差為 50kPa，即將壓力洩至 210kPa 並等待一分鐘之後再將壓力增至 260kPa，反覆 30 次，此為 $loop_2$ 。

加壓減壓試驗施作深度為 30m(圖 5.20、5.21)，共計有兩個迴圈 (Loop)，Loop depth₁ 反覆壓力 = 30KPa、Gur = 0.75MPa，Loop depth₂ = 50KPa、Gur = 0.84MPa。



反覆載重次數與應變的關係(圖 5.22)發現應變確實有跟著反覆載重次數累積在第 10 個迴圈之後即到達一個穩定狀態，每次增加的應變量約 0.015%，30 個迴圈之後累積應變達到了 0.02%、 $\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$ 。應變率與應變的關係(圖 5.23)可看出穩定之後每次加壓減壓迴圈應變率的速率趨近約 0.001%。

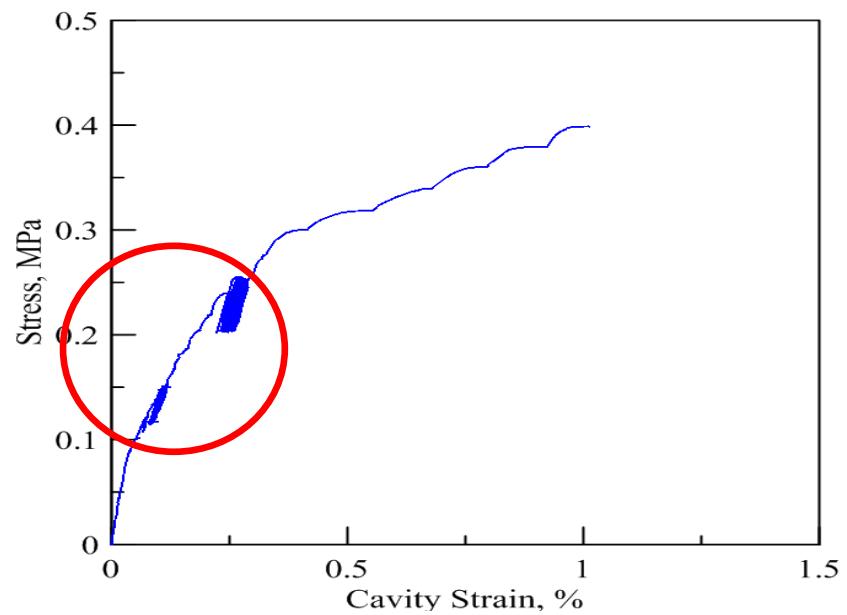


圖 5.19 施作深度為 30m 之加壓減壓試驗

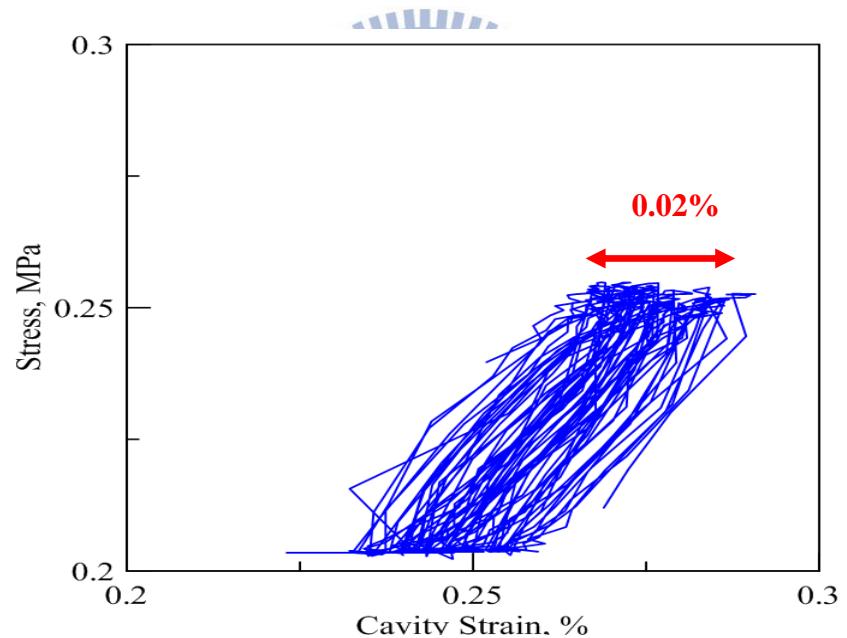


圖 5.20 放大 loop_2 週圈

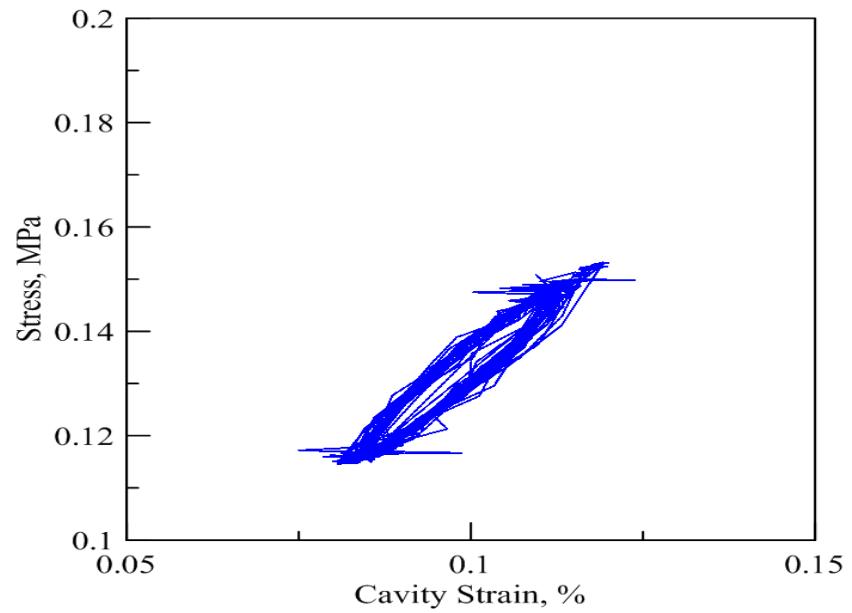


圖 5.21 放大 loop₁ 遷圈

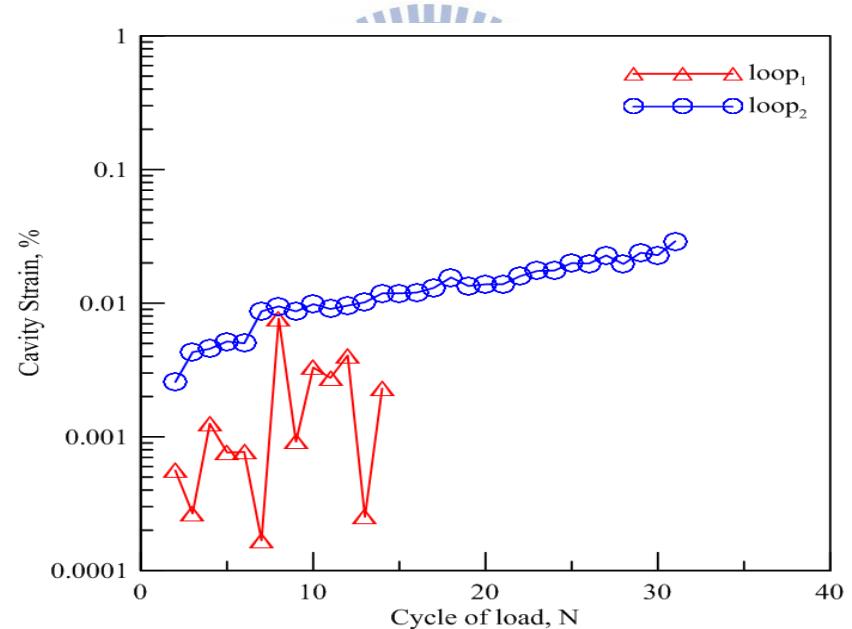


圖 5.22 loop₁、loop₂-反覆載重次數與應變關係圖

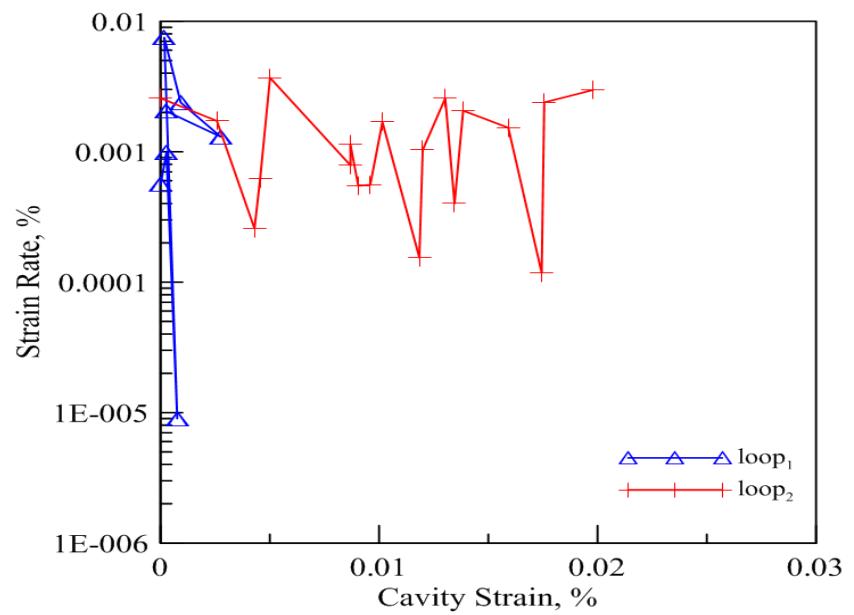
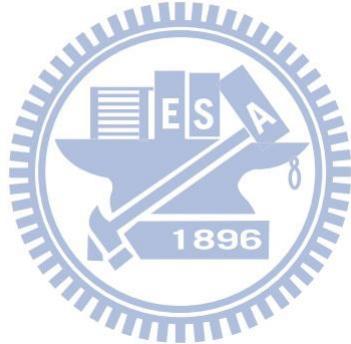


圖 5.23loop₁、loop₂-應變率與應變關係圖



5.1.6. 光纖光柵傍壓儀施作深度 35m 試驗結果

待傍壓儀由鑽孔續接 35m，確定訊號無誤之後，開始以 10kPa 一階加壓到 150kPa，設定壓力差為 20kPa，即將壓力洩至 130Pa 並等待一分鐘之後再將壓力增至 150kPa，反覆 30 次。此為 $loop_1$ 。

再將壓力往上加至 300kPa 設定壓力差為 50kPa，即將壓力洩至 250kPa 並等待一分鐘之後再將壓力增至 300kPa，反覆 30 次，此為 $loop_2$ 。

加壓減壓試驗施作深度為 35m(圖 5.19)，共計有兩個迴圈，Loop depth₁ 反覆壓力 = 20KPa、Gur = 1.97MPa，Loop depth₂ 反覆壓力 = 50kPa、Gur = 1.23MPa。



加壓減壓試驗施作深度為 35m(圖 5.24)，共計有兩個迴圈(Loop)，Loop depth₁ 反覆壓力 = 20KPa、Gur = 1.97MPa，Loop2 = 50KPa、Gur = 1.23MPa。

反覆載重次數與應變的關係(圖 5.27)發現應變確實有跟著反覆載重次數累積在第 10 個迴圈之後即到達一個穩定狀態，每次增加的應變量約 0.01% 且此深度有應變回彈之現象所以此深度的土層需要更大的反覆載重才會有比較明顯的應變累積，應變率與應變的關係(圖 5.28)可看出穩定之後每次加壓減壓迴圈應變率的速率趨近約 0.0001%。

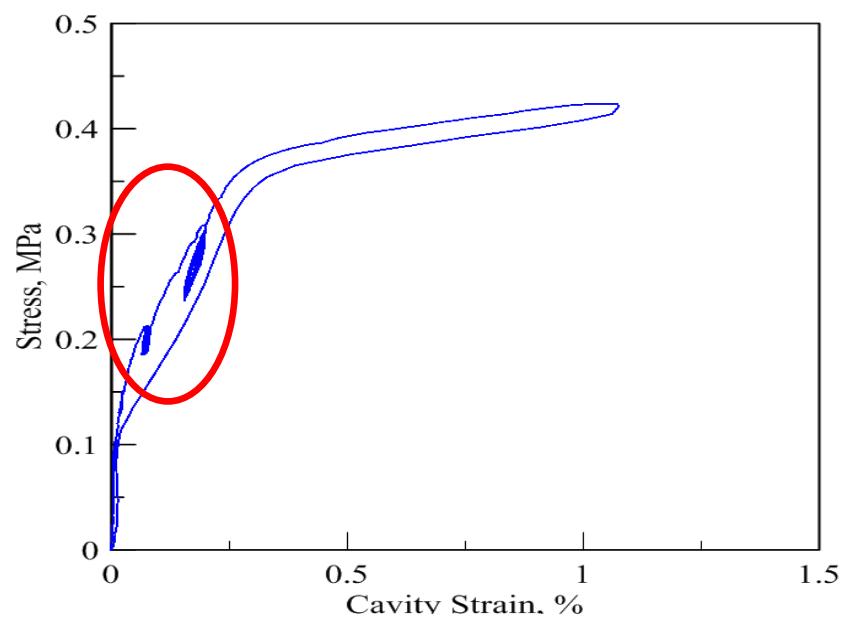


圖 5.24 施作深度為 35m 之加壓減壓試驗

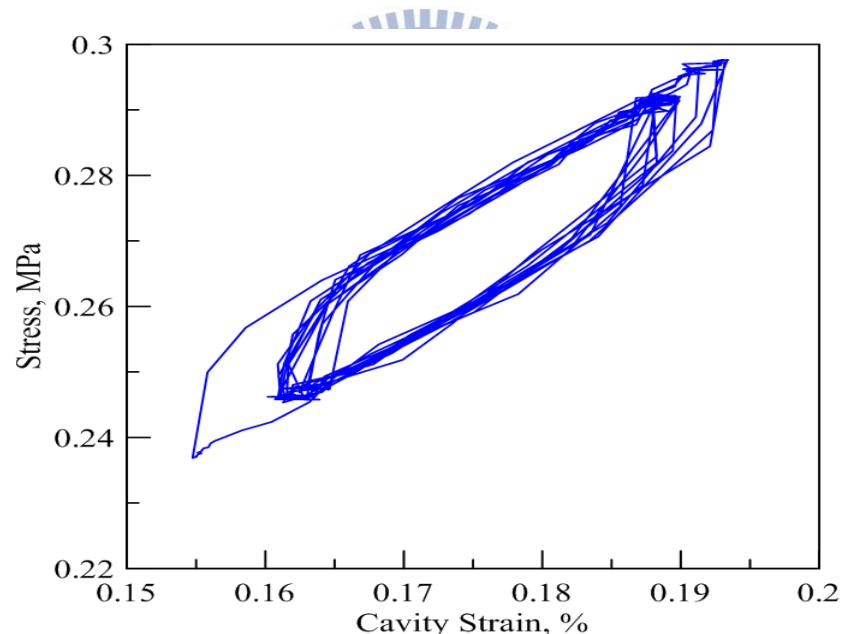


圖 5.25 放大 loop₂ 週圈

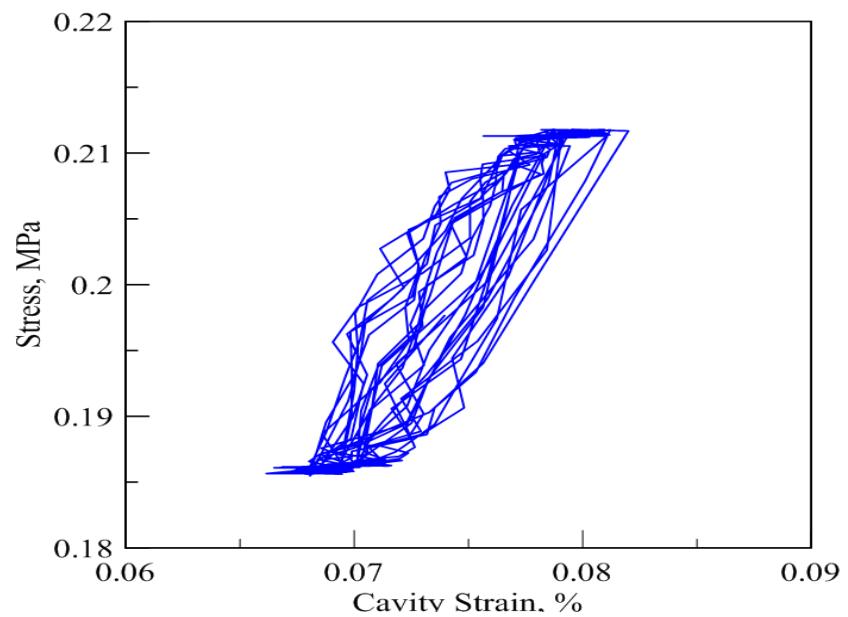


圖 5.26 放大 loop₁ 週圈

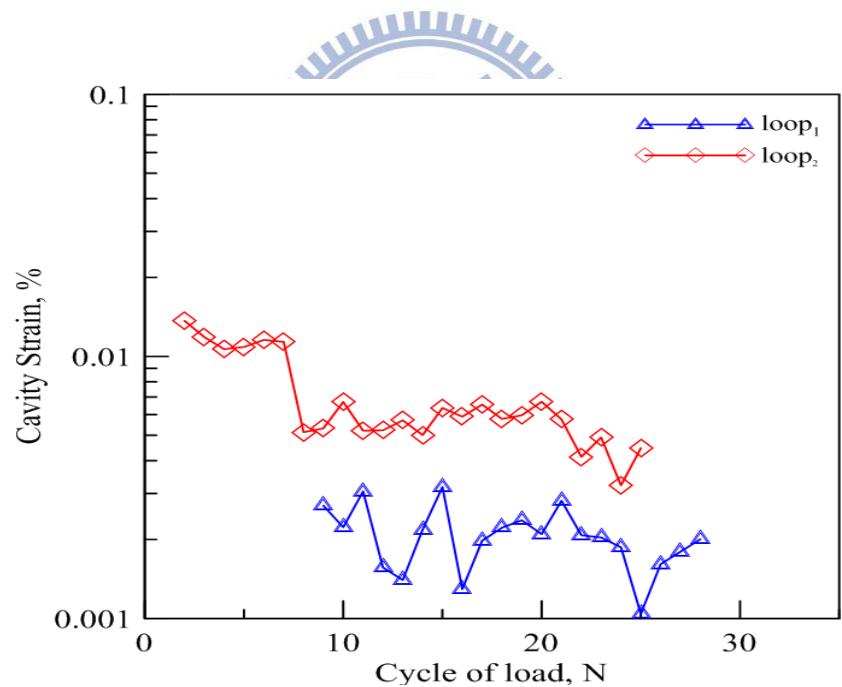


圖 5.27 loop₁、loop₂-反覆載重次數與應變關係圖

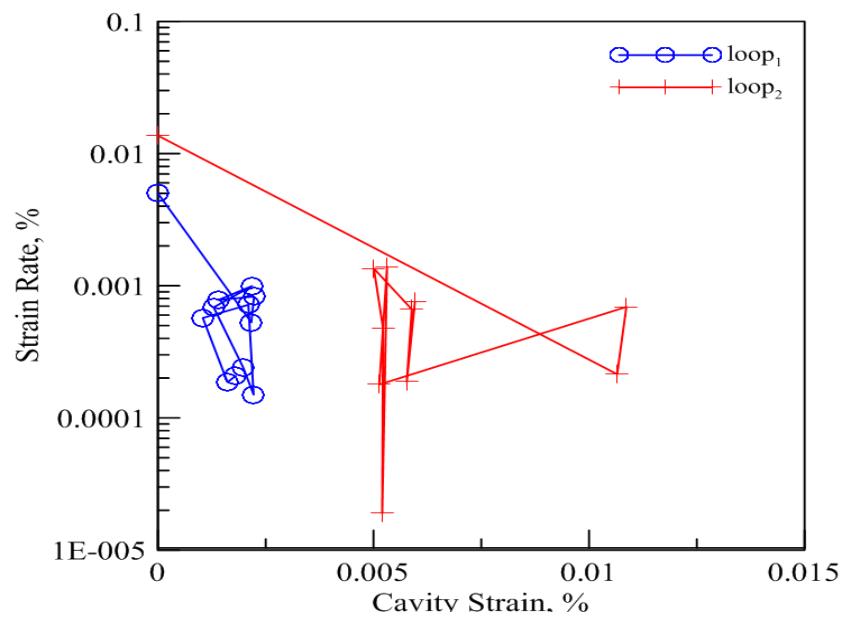
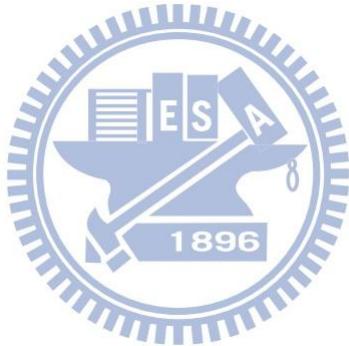


圖 5.28loop₁、loop₂-應變率與應變關係圖



5.1.7. 六組試驗比較圖

由(圖 5.29)為六個深度 $loop_2$ 應變與反覆載重次數的關係可以看到應變在前 10 個迴圈即會達到一個穩定狀態，所增加的應變量會逐漸增加、曲率會慢慢變小但還是會持續累積。

(圖 5.30)為 $loop_2$ 應變率與應變的關係，當 10 個迴圈之後到達一個穩定狀態的時候，其累積的永久應變會慢慢趨向一個非常小的速率的趨勢，每一次反覆加載所產生應變的速率會趨於 0.001%。

由(圖 5.31)為六個深度 $loop_1$ 應變與反覆載重次數的關係可以看到應變在前 10 個迴圈即會達到一個穩定狀態，所增加的應變量會逐漸增加、曲率會慢慢變小但還是會持續累積。

(圖 5.32)為 $loop_1$ 應變率與應變的關係，當 10 個迴圈之後到達一個穩定狀態的時候，其累積的永久應變會慢慢趨向一個非常小的速率的趨勢，每一次反覆加載所產生應變的速率會趨於 0.0001%。

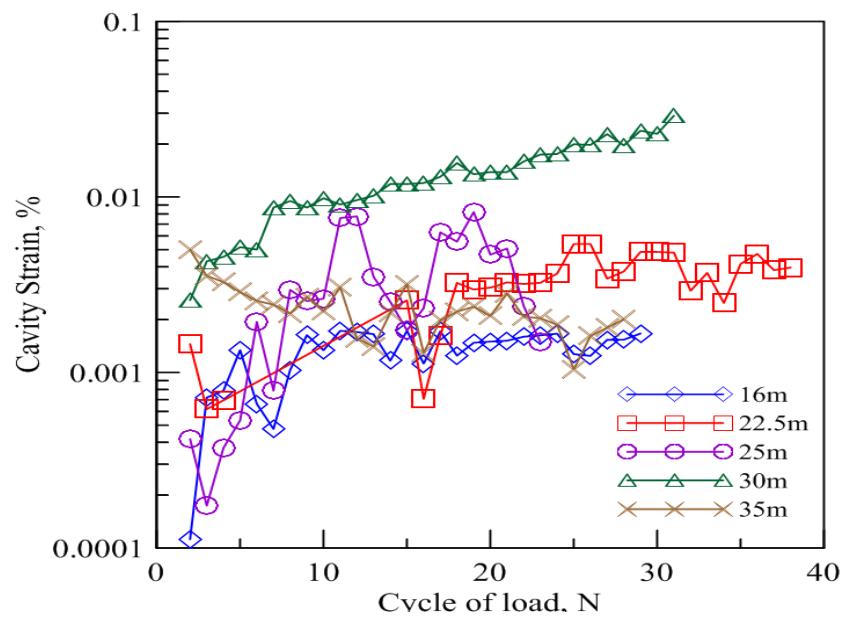


圖 5.29 六組 loop₂-反覆載重與應變比較圖

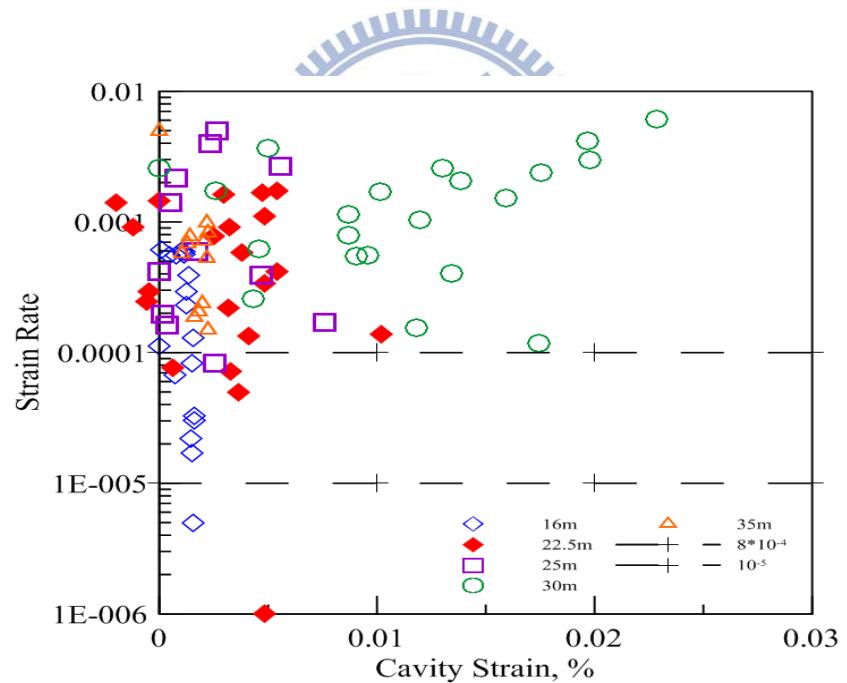


圖 5.30 六組 loop₂-應變率與應變比較圖

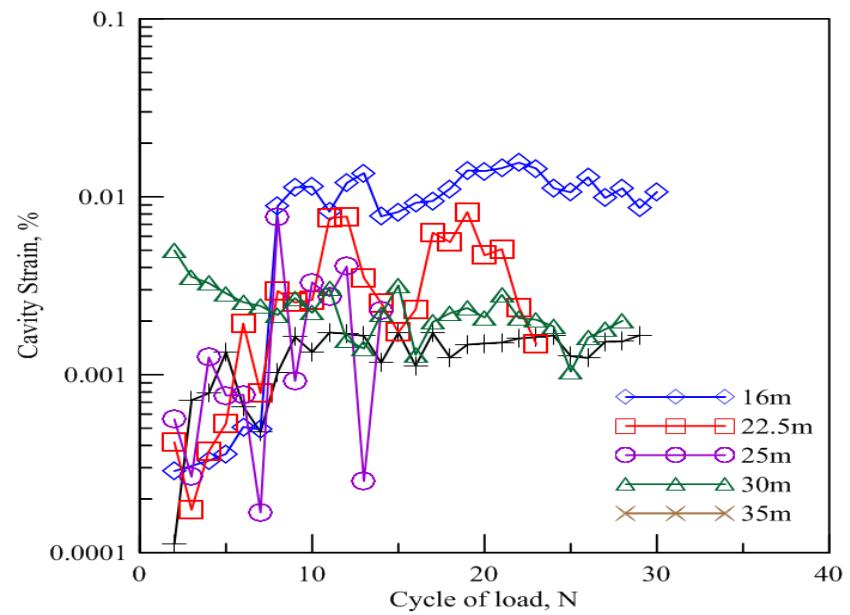


圖 5.31 六組 loop₁-反覆載重與應變比較圖

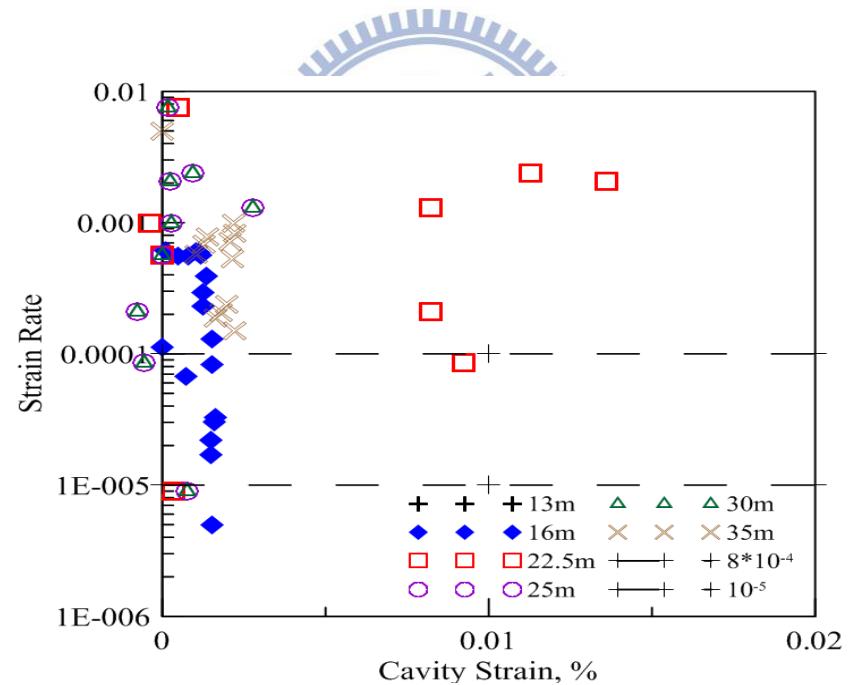


圖 5.32 六組 loop₁-反覆載重與應變比較圖

六、結論與建議

6.1. 結論

1.此區域土層在應力範圍(20~30KPa)、(50~60KPa)的作用下，產生的微量塑性應變會不斷的累積且在 10 個以內的迴圈即會到達一個穩定狀態。

2.應變與應變率的關係圖可以看到 10 個迴圈之後每一個反覆載重都會增加 0.001% 的應變率。

3.13m、16m、30m 在(20~30KPa)、(50~70KPa)的反覆載重的應力條件下，對土層會造成一個累積量 0.01%~0.02% 的累積應變量。
22.5m、25m、30m、35m 在(20~30KPa)、(50~70KPa)的反覆載重的應力條件下，土層則是有一個回彈的現象表示此土層需要更大的反覆載重下才會有累積應變的產生。

4.在(20~30KPa)、(50~60KPa)的應力範圍目的為模擬雲林縣地下水抽取(2~3m)、(5~7m)水頭差且為一個反覆的現地狀況，此次實驗反覆抽水的深度對此土層來說是受 elastic shakedown 狀態，可以看到在 50~60KPa 此種反覆應力條件下發現應變會有一個回彈的現象，表示反覆應力的狀態需要更大才會造成累積應變的現象出現。

6.2. 建議

- 1.此次實驗對總深度35m的土層做一個反覆加載的一個模擬行為，可再往更深的深度下做實驗以期有更多的資料點可觀察其關係。
- 2.反覆應力條件設定抽水深度水頭差為2~3m、5~7m，對於此土層所產生的應變非常的微小，需要更大的反覆應力範圍才能產生累積應變。可以設定抽水深度為10m以上的反覆應力條件，但根據工研院在光復國小所量測到的水頭差上下浮動最高只有2m深度，需要再評估。
- 3.現地實驗是使用氮氣瓶提供氮氣每一次加壓減壓試驗需要用3~4MPa的氣體，現地實驗必須時時注意氮氣的剩量，並提早準備氮氣瓶。
- 4.希望可以得知更多虎尾鎮-光復國小的土層的應力歷史。(土層是否因為長年抽地下水已經受反覆載重達一個穩定狀態)
- 5.要特別注意光纖接頭的保護，在現地實驗中非常容易對光纖接頭造成破壞，或是造成訊號微弱的狀態。

參考文獻

林文森(1998),“軟弱岩石中之傍壓儀試驗”,碩士論文,國立文
通大學土木工程系。

鄭孟雄(1999),“軟岩用高壓傍壓儀研製”,碩士論文,國立交通
大學土木工程系。

林靜怡(2003),“細粒料對粉土細砂小應變勁度之影響”,碩士論
文,國立文通大學土木工程系。

劉全修(2008),“台灣中南部粉土質細砂的壓縮性”,國立交通大
學土木工程學系,碩士論文。

黃秉濬(2009),“非飽和土壤傍壓儀現地試驗”,國立交通大學土木
工程學系,碩士論文。

莊心宇(2009),“麥寮砂正常化應力應變行為研究”,國立交通大學
土木工程學系,碩士論文。



Baustoff. *Sitzungsberichte der Akademie der Wissenschaften in Wien*, Vol. 1, 1936, pp. 45–195.

Belytschko, T. “Plane Stress Shakedown Analysis” by Finite Elements. *International*.

Journal of Mechanical Sciences, Vol. 14, 1972, pp. 619–625

Mingjiang Tao(2010), “Application of Shakedown Theory in Characterizing Traditional and Recycled Pavement Base Materials”.

Melan, E. Theorie Statisch Unbestimmter Systeme aus Ideal-Plastischen.

Mair, R.J. and Wood, D.M., 1987, “Pressuremeter Testing: Methods and Interpretation,” CIRIA Ground Engineering Report, London, England, Butterworths, 160p

Miller, G.A. and Muraleetharan, K.K., 2000, “Interpretation of pressuremeter tests in unsaturated soil,” in Advances in Unsaturated Soils, Geotechnical Special Publication No. 99, Reston: American Society of Civil Engineers, pp. 40-53.

Mancuso, C., Vassallo, R. and d’Onofrio, A., 2002, “Small strain behavior of a silty sand in controlled-suction resonant column- torsional shear tests”. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. No. 39. pp. 22-31.

Menard, L., 1957, “An apparatus for measuring the strength of soil in place,” Thesis, University of Illinois.

Raad, L., D. Weichert, and A. Haidar . “Shakedown and Fatigue of Pavement with Granular Bases”. In *Transportation Research Record* 1227, National Research Council, Washington, D.C., 1989, pp. 159–172.
Li, X. S., Yang, J., and Liu, H. L., 1986 “Differentiation of noisy experimental data for interpretation of nonlinear stress-strain behavior,” *J. Eng. Mech.* 124(7), pp. 705~712.

Shu-Rong Yang and Wei-Hsing Huang(2006), “Permanent Deformation and Critical Stress of Cohesive Soil Under Repeated Loading”.

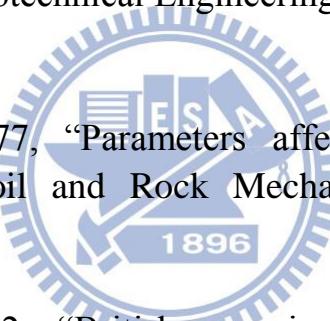
Sharp, W., and J. R. Booker. “Shakedown of Pavements Under Moving”.

Surface Loads. “*Journal of Transportation Engineering*”, Vol. 110, No.1, 1984 pp. 1–14.

Vesic, A.S., 1972, “Expansion of Cavities in an Infinite Soil Mass,” Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 98(3), pp. 265-290 .

Vucetic, M. and Dobrt, R., 1991, “Effect of Soils Plasticity on Cyclic Response,” Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 117 (1), pp. 89-107 .

Woods, R. D., 1977, “Parameters affecting elastic properties.” Dynamic method on Soil and Rock Mechanics, Vol. 1, Karlsruhe, Germany, 37-60.



Worth, C. P., 1982, “British experience with the self-boring Pressuremeter.” Proc. Symp. Pressuremeter and its Marine Applications” pp 143-164.

Yu Wang, and Thomas O.R., 2007, “Interpretation of Secant Shear Modulus Degradation Characteristics from Pressuremeter Tests,” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 133, No. 12, pp. 1556-1566.