

行政院國家科學委員會補助專題研究計畫 成果報告
 期中進度報告

粉土細砂非擾動取樣技術之研發與室內力學性質之量測

計畫類別： 個別型計畫 整合型計畫

計畫編號：94-2211-E-009-043、95-2221-E-009-202、96-2221-E-009-005
執行期間：96 年 8 月 1 日至 97 年 7 月 31 日

計畫主持人：黃安斌

共同主持人：

計畫參與人員：黃耀道、黃俞傑、洪若安、戴源昱、劉全修、朱瑞陽

成果報告類型(依經費核定清單規定繳交)： 精簡報告 完整報告

本成果報告包括以下應繳交之附件：

- 赴國外出差或研習心得報告一份
- 赴大陸地區出差或研習心得報告一份
- 出席國際學術會議心得報告及發表之論文各一份
- 國際合作研究計畫國外研究報告書一份

處理方式：除產學合作研究計畫、提升產業技術及人才培育研究計畫、
列管計畫及下列情形者外，得立即公開查詢
 涉及專利或其他智慧財產權， 一年 二年後可公開查詢

執行單位：國立交通大學

中 華 民 國 97 年 9 月 15 日

中文摘要

台灣西部平原在台中以南、台北盆地、東部之宜蘭及花蓮，皆有厚層含粉土之砂性土壤，在此等土壤上進行的土木工程已不計其數，包括重大之公共工程建設例如捷運系統、高速公路以及高速鐵路等。國內外大地工程界對於粉土質砂土之研究都屬有限。根據主持人近期國科會所贊助之研究指出，如果使用現有簡易法對台灣粉土細砂做土液化潛能分析其結果將隨不同之現地試驗方法而有明顯之差異。主持人使用Laval sampler可以在不需要事先冰凍的情況下於粉土或粉土細砂中取得高品質之非擾動性試體，其成本遠低於傳統砂土冰凍取樣。交通大學之研究也顯示，台灣西海岸地層之下陷，其中非常重要之原因是粉土或粉土細砂受地下水下降，有效應力增加而導致之壓密而來。而部分公共工程結構已受此地層移動之影響發生明顯之下陷而威脅其安全。這些現象之發生其主要原因大約可以歸納為：台灣粉土細砂受地質背景以及礦物含量之影響其壓縮性 (compressibility) 遠高於課本或研究論文中常見均勻級配而乾淨之石英砂 (uniformly graded clean quartz sand)，同時台灣粉土細砂顆粒大多成扁平狀而且脆弱，其易碎性 (crushability) 也很高。因此如果要有效的解釋台灣粉土細砂之現地或室內試驗結果必須首先能夠掌握這些地質背景乃至於顆粒特性對於其工程性質之影響。因為粉土性砂質土壤在台灣之普遍性以及其對大地工程設計之重要性，此研究計畫將過去之研究成果擴展至動態行為以外之領域，提出適用於台灣粉土性砂質土壤而實用之大地工程探勘技術以及決定大地工程設計參數之方法。

關鍵詞：粉土質砂土、非擾動取樣、室內試驗、現地試驗

Abstract

Thick layers of silty sand can often be found in the Western coastal plains from south of Taichung, Taipei basin, Yilang and Hualien on the east coast of Taiwan. There have been countless civil engineering projects conducted in or on this type of soil deposit. The projects include infrastructures such as the rapid transit systems, highways and the high speed rail system. Knowledge on the mechanical behavior of silty sand has been limited. Previous NSC funded research performed by the investigator has indicated serious inconsistencies can occur when applying the simplified method in liquefaction potential assessment for the silty sand typically found in Central Western Taiwan. The investigator has used the Laval sampler to retrieve high quality silty sand samples under ambient temperature. The cost of Laval sampling is substantially lower than that of conventional freeze sampling. Other research conducted at NCTU showed that a significant part of the ground subsidence in the coastal plains in Taiwan was caused by the consolidation of the silty sand layers. Some of the important infrastructures have either been affected or can potentially be affected by this ground subsidence. The main reason for these phenomena may well be due to the geological background and mineral contents of the silty sand in this region. The silty sand is significantly more compressible in comparison with the uniformly graded clean sand typically reported in textbooks or research papers. The sand grains are platy and contain relatively weak minerals. As a result, the silty sand in this region is also significantly more crushable. In order to properly interpret the field or laboratory test results, it is imperative to capture these characteristics of the silty sand. Because of the popularity of the silty sand in Taiwan and the importance to understand the engineering behavior of this soil deposit, the PI joined with other four researchers and formed a research team to pursue this collaborative project. This research seeks to extent beyond the dynamic properties of the silty sand as accomplished in earlier studies conducted by the principle investigator. The objective of this research project is to develop undisturbed sampling techniques under ambient temperature that are compatible with the local industry and perform a series of laboratory tests.

KEYWORDS : silty sand, undisturbed sampling, in-situ test

目錄

中文摘要	i
英文摘要	ii
目錄	iv
圖目錄	vii
表目錄	xi
第一章 前言	1
1.1 研究動機與目的	1
1.2 研究流程	2
1.3 報告內容概述	2
第二章 研究背景	5
2.1 液化	5
2.1.1 液化之定義	5
2.1.2 液化之機制	5
2.1.3 液化之現象	6
2.2 土壤液化潛能評估	7
2.2.1 簡易法評估土壤液化潛能	7
2.2.2 現地取樣與室內試驗評估土壤液化潛能	8
2.3 CPT 液化潛能評估	10
2.4 影響粉土質砂土抗液化強度之因素	13
2.4.1 顆粒組構對砂土抗液化強度的影響	14
2.4.2 細料含量對砂土抗液化強度的影響	14
2.5 重模試體製作方式	16
2.6 剪力波速量測	17
2.6.1 剪力波元件排列方向	18
2.6.2 激發能量之選擇	18
2.6.3 激發型式之選擇及波傳時間之判斷	19
2.6.4 激發頻率之選擇	20
2.7 麥寮砂之性質	21
2.7.1 麥寮粉土細砂之來源	21
2.7.2 麥寮砂基本物理性質	22
2.7.3 麥寮砂之壓縮性	22
2.7.4 麥寮砂之強度與剪脹性	23

2.7.5 CPT 在麥寮砂中之室內標定	24
2.8 非擾動砂土試體取樣	29
第三章 研究方法與規劃	67
3.1 試驗規劃	67
3.2 動態三軸試驗設備	67
3.2.1 三軸室	68
3.2.2 反覆荷重加載系統	68
3.2.3 反覆荷重控制系統	68
3.2.3 氣壓與水壓控制系統	69
3.2.4 量測系統	69
3.2.5 訊號擷取系統	69
3.2.6 剪力波速量測系統	69
3.3 麥寮砂重模試體之試驗步驟	70
3.3.1 試體之準備	71
3.3.2 試體之架設	71
3.3.3 試體之排氣	71
3.3.4 試體之飽和	72
3.3.5 試體之壓密	72
3.3.6 剪力波速量測	72
3.3.7 動態三軸試驗	72
3.4 粉土質砂之低擾動取樣	73
3.4.1 Gel Push 活塞取樣器	73
3.4.2 Gel Push 活塞取樣程序	74
3.5 低擾動三軸試體之準備	74
3.5.1 試體之準備	74
3.5.2 試體之架設	75
3.5.3 試體之排氣	75
第四章 麥寮砂動態三軸試驗結果	95
4.1 反覆動態三軸試驗結果	95
4.2 麥寮砂 CRR、 q_{tIN} 與狀態參數之關係	95
4.3 麥寮砂 CRR 與 q_{tIN} 相關性之建立	96
4.4 麥寮砂剪力波速量測結果	96
4.4.1 麥寮砂剪力波速對應力修正	97
4.4.2 剪力波傳遞時間判斷造成之影響	97

4.4.3 麥寮砂 CRR 與 V_{S1} 關係	98
第五章 現地驗證	134
5.1 員林試驗場	134
5.1.1 員林砂基本性質	134
5.1.2 員林砂 Laval 試體動態強度	135
5.2 高雄試驗場	135
5.2.1 高雄砂低擾動取樣	136
5.2.2 高雄砂基本物性	136
5.2.3 高雄砂動態三軸試驗結果	136
5.2.4 低擾動試體品質判定	137
5.3 現地試驗	137
5.3.1 CPT 試驗	137
5.3.2 CPT 孔隙水壓消散試驗	138
5.3.3 慢速 CPT 試驗	138
5.4 現地 CRR 與 q_{tIN} 、 V_{S1} 之建立	139
第六章 結論與建議	179
6.1 結論	179
6.2 建議	181
參考文獻	183
附錄一：出席國際學術會議心得報告及發表論文	

圖目錄

圖 1.1 研究架構流程圖	4
圖 2.1 液化示意圖 (Ishihara, 1985)	44
圖 2.2 不同細料含量之液化潛能臨界曲線圖 (Stark and Olson, 1995).....	45
圖 2.3 乾淨砂與各種含細料砂土層 I_c 所界定出的 CRR 關係圖.....	46
圖 2.4 剪力波元件連接方式 (Dyvik and Madshus, 1985)	47
圖 2.5 剪力波量測試驗示意圖 (林靜怡, 2003)	48
圖 2.6 剪力波傳送及接收訊號結果 (Ling and Greening, 2001)	48
圖 2.7 不同 R_d 影響因子所致試驗結果 (Jovicic et al., 1996)	49
圖 2.8 高嶺土, 以方波為激發源 (Jovicic et al., 1996)	49
圖 2.9 不同時間到達點下試體長度對剪力模數 (G) 的影響	50
圖 2.10 麥寮砂之粒徑分布曲線 (張嘉偉, 1997)	51
圖 2.11 麥寮砂電子顯微 (SEM) 照片 (王統立, 2000)	52
圖 2.12 麥寮砂細粒料含量與最大及最小孔隙比 (e_{max} 和 e_{min}) 之關係	53
圖 2.14 麥寮砂之等向壓密曲線 (蔡明道, 2002)	55
圖 2.15 麥寮砂 $FC = 0$ 與 15% 三軸試驗應力、應變與超額孔隙水壓之相互關係....	56
圖 2.16 麥寮砂 $FC = 30$ 與 50% 三軸試驗應力、應變與超額孔隙水壓之相互關係....	57
圖 2.17 麥寮砂三軸試驗有效應力路徑 (蔡明道, 2002)	58
圖 2.18 麥寮砂三軸試驗之臨界狀態 (蔡明道, 2002)	59
圖 2.19 可飽和試體之標定槽概念圖 (Huang et al., 1991)	60
圖 2.20 錐尖前後方受力面差距之修正	61
圖 2.21 乾燥與飽和試體 CPT 試驗結果之比較.....	62
圖 2.22 麥寮砂、Ticino、Quiou 與 Da Nang 砂孔隙比與 $q_{c,N}$ 的關係	63
圖 2.23 試驗數據與經驗公式之對比	64
圖 2.24 q_t 與細料含量在不同垂直應力下之關係.....	65

圖 2.25 麥寮砂之 I_c 與細料含量關係.....	66
圖 3.1 試驗流程圖	77
圖 3.2 CPT 試驗有效圍壓與壓密後孔隙比關係圖	78
圖 3.3 狀態參數的定義 (Been and Jefferies, 1985)	79
圖 3.4 三軸試驗設備設計示意圖	80
圖 3.5 馬達驅動控制系統示意圖 (林靜怡, 2003).....	81
圖 3.6 NI USB-6215 訊號擷取卡	82
圖 3.7 自製剪力波量測元件圖	83
圖 3.8 激發端剪力波元件設備	84
圖 3.9 剪力波元件試驗訊號接收程式	85
圖 3.10 典型剪力波速量測結果	86
圖 3.12 Gel Push 活塞取樣程序.....	88
圖 3.13 將薄管置於氣壓式頂土器上	89
圖 3.14 不銹鋼圓形切割環	90
圖 3.15 修正試體直徑	91
圖 3.16 sample holder 外觀.....	92
圖 3.17 試體進入 sampler holder	93
圖 3.18 使用 sample holder 保護試體.....	94
圖 4.1 時間對軸差應力、軸向應變、超額孔隙水壓比關係圖	111
圖 4.2 p' 與軸差應力、軸向應變與軸差應力關係圖	112
圖 4.3 剪力波傳遞時間圖	113
圖 4.4 動態三軸試驗結果 ($\sigma'_c=100\text{kPa}$)	114
圖 4.5 動態三軸試驗結果 ($\sigma'_c=200\text{kPa}$)	115
圖 4.6 動態三軸試驗與標定試驗條件關係圖	116
圖 4.7 麥寮砂 CRR 與狀態參數之關係 (K=1)	117
圖 4.8 麥寮砂 CRR 與狀態參數之關係 (K=0.5)	118

圖 4.9 排水行為下麥寮砂 q_{tIN} 與狀態參數之關係 (K=1)	119
圖 4.10 排水行為下麥寮砂 q_{tIN} 與狀態參數之關係 (K=0.5)	120
圖 4.11 麥寮砂 CRR- q_{tIN} 與 Stark and Olson 法之比較.....	121
圖 4.12 麥寮砂 CRR- q_{tIN} 與 Robertson and Wride 法之比較	122
圖 4.13 麥寮砂排水行為下液化臨界線	123
圖 4.14 麥寮砂剪力波速量測結果	124
圖 4.15 FC=15% 剪力波速與孔隙比在不同應力條件之關係.....	125
圖 4.16 FC=30% 剪力波速與孔隙比在不同應力條件之關係.....	126
圖 4.17 剪力波到達時間判斷圖	127
圖 4.18 CRR 與 V_{sI} 關係圖與郭毓真 (2004) 之比較 (100kPa)	128
圖 4.19 CRR 與 V_{sI} 關係圖與郭毓真 (2004) 之比較 (200kPa)	129
圖 4.20 麥寮砂 CRR 與 V_{sI} 關係圖 (FC<5%、FC=15%)	130
圖 4.21 麥寮砂之 CRR 與 V_{sI} 關係圖	131
圖 4.22 Kawaguchi et al. (2001) C 點-CRR 與 V_{sI} 之關係	132
圖 4.23 Kawaguchi et al. (2001) A 點-CRR 與 V_{sI} 之關係	133
圖 5.1 員林砂 LS 試體之粒徑分布曲線 (黃耀道, 2007)	153
圖 5.2 員林砂電子顯微 (SEM) 照片 (黃耀道, 2007)	154
圖 5.3 員林砂非擾動試體動態三軸試驗結果 (修改自黃耀道, 2007)	155
圖 5.4 員林 Laval 試體 FC = 43%.....	156
圖 5.5 員林 Laval 試體 FC = 89% (黃耀道, 2007)	157
圖 5.6 O1 車站基地位置示意圖 (摘自高雄捷運公司網站)	158
圖 5.7 取樣位置示意圖	158
圖 5.8 取樣管上方以保麗龍塞緊	159
圖 5.9 高雄砂動態三軸試驗粒徑分佈曲線	160
圖 5.10 高雄砂電子顯微 (SEM) 照片	161
圖 5.11 動態三軸試驗結果	162

圖 5.12 現地 SCPTU 與動態三軸試體剪力波速比較.....	163
圖 5.13 員林場址 CPT 試驗結果.....	164
圖 5.14 高雄場址 CPT 試驗結果.....	165
圖 5.15 現地試驗與室內標定試驗 q_t 比較.....	166
圖 5.16 員林場址 CPT 孔隙水壓消散試驗結果 (3.5m~7.5m)	167
圖 5.17 員林場址 CPT 孔隙水壓消散試驗結果 (8.5m~12.5m)	168
圖 5.18 高雄場址 CPT 孔隙水壓消散試驗結果 (9.5m~15m)	169
圖 5.19 高雄場址 CPT 孔隙水壓消散試驗結果 (16m~20.5m)	170
圖 5.20 高雄場址 CPT 孔隙水壓消散試驗結果 (21.5m~25.5m)	171
圖 5.21 細料含量與 t_{50} 之關係.....	172
圖 5.22 員林場址慢速 CPT 試驗與標準 CPT 試驗結果	173
圖 5.23 高雄場址慢速 CPT 試驗與標準 CPT 試驗結果	174
圖 5.24 麥寮砂、員林砂與高雄砂 I_c 與細料含量之關係.....	175
圖 5.25 低擾動試體與 Stark and Olsen 液化臨界線比較.....	176
圖 5.26 台灣西南部粉土質細砂排水行為下液化臨界線	177
圖 5.27 麥寮砂、員林砂與高雄砂 $CRR-V_{sl}$ 液化臨界曲線.....	178

表目錄

表 2.1 各種現地試驗評估液化阻抗之優缺點比較(Youd et al., 2001)	31
表 2.2 反覆阻抗比修正係數 C_r (修改自 Kramer, 1996)	32
表 2.3 細粒料含量對於抗液化強度與穩定狀態強度的影響	34
表 2.4 三軸試體製作方式之比較 (黃耀道, 2007).....	35
表 2.5 麥寮砂與其他砂土基本性質之比較	37
表 2.6 不同細粒料含量下最大與最小乾單位重 (張嘉偉, 1997)	38
表 2.7 CPT 試驗結果表 (修改自張嘉偉, 1997; 許鈞程, 1999; 王統立, 2000)	39
表 2.8 麥寮砂 CPT 的經驗常數.....	43
表 3.1 動態三軸試驗量測系統規格表	76
表 4.1 動態三軸試驗結果記錄表	100
表 4.2 麥寮砂反覆動態三軸試驗控制參數與結果	101
表 4.3 麥寮砂不同應力條件剪力波速結果	108
表 5.1 員林砂 Laval 試體之物理特性 (黃耀道, 2007)	140
表 5.2 員林砂礦物成分含量百分比 (黃耀道, 2007)	142
表 5.3 員林砂動態三軸試驗結果 (修改自黃耀道, 2007)	144
表 5.4 高雄砂取樣資料	145
表 5.5 高雄砂基本物理性質	146
表 5.6 高雄砂粒徑尺寸	147
表 5.7 高雄砂粗顆粒組成礦物成分含量	148
表 5.8 高雄砂細顆粒組成礦物成分含量	148
表 5.9 動態三軸試體物理性質結果	149
表 5.10 動態三軸試驗結果	150
表 5.11 員林場址各深度 t_{50}	151
表 5.12 高雄場址各深度 t_{50}	152

第一章 前言

1.1 研究動機與目的

台灣西南部多為沖積平原地表蘊涵極厚的粉土質細砂層，在此等土壤上進行的土木工程已不計其數，包括重大之公共工程建設例如捷運系統、高速公路以及高速鐵路等。砂土行為受地質背景、級配以及礦物含量之間影響，粉土質細砂其工程特性與文獻中所述均勻級配之乾淨石英砂有明顯的差異。但過去國內外有關的研究中，少有使用台灣粉土質砂土作為試驗對象，對於其工程上的行為認知十分缺乏。

在土壤液化潛能評估中，簡易法 (Simplified Procedure) 是以乾淨砂做為評估基準，然後依照細粒料 (通過 200 號篩之材料) 含量做修正。對於台灣西南部具有高細料含量 (Fines Content, FC = 細粒料重量佔砂土總重量之百分比值) 之砂土在進行簡易法土壤液化潛能評估分析時，進行細粒含量之修正便顯得非常重要。而簡易法土壤液化潛能評估之細料含量修正的方法是由人為判斷依經驗進行修正，少有其他直接試驗證據或理論根據來佐證。Youd et al. (2001) 指出若土壤液化潛能評估要進行細粒含量修正需要工程上的判斷與注意，黃安斌等人 (2005) 使用室內標定槽進行圓錐貫入試驗 (cone penetration test, CPT) 所得之錐尖阻抗 (q_c)，進行液化潛能分析細料含量修正只有在影響到 CPT 之排水性時才會有明顯之需要。

到目前為止的研究結果都顯示重模試體並不能足以代表非擾動粉土質砂土的力學行為。以同為西南部粉土質砂員林砂為例，其不擾動之試體之含水量高於液性限度，重模試體無法複製現地土壤之緊密度。因此若要了解台灣西南部粉土質砂土液化行為，必須使用非擾動試體才有代表性。傳統非擾動砂土取樣如現地冰凍方法耗時且昂貴，黃耀道 (2007) 在員林地區使用 Laval sampler 在常溫下取得高品質之粉土質砂土試體並配合地表逐漸冰凍方法保存試體，可以大量降低取樣費用，但使用 Laval sampler 需聘用國外技師配合大型鑽機進行施作其便利性還是受到影響；本研究使用台灣營建研究院與日本基礎地盤株式會社共同研發之 Gel Push 活塞取樣器進行取樣，Gel Push 活塞取樣器可與台灣一般常用之鑽機配合使用，國內技師也可直接進行取樣施作，期望以更為經濟之取樣方法取得低擾動高品質試體進行室內試驗。

由於土壤液化潛能評估之細料含量修正至今尚未有明確定論且需人為判定，因此本研究嘗試使用土壤之排水特性來取代細粒含量修正，以一系列室內試驗與現地驗證建立台灣西南部排水行為下粉土質砂土抗液化強度 (Cyclic Resistance Ratio, CRR) 與 q_c 之土壤液化臨界曲線。

1.2 研究流程

本研究流程主分為現有資料蒐集、麥寮砂重模試體動態三軸試驗、現地驗證等三部分，內容詳述如下，研究架構流程圖如圖 1.1 所示。本文在後述之 CPTU 錐尖阻抗都經過孔隙水壓修正成為 q_t 值

資料蒐集：彙集分析麥寮砂 CPT 標定槽與動態三軸試驗資料、員林砂現地試驗與動態三軸相關數據，以確定麥寮砂重模試體動態三軸試驗所需要之控制條件。

麥寮砂重模試體動態三軸試驗：由於非擾動砂土試體取得相當困難，一般常以重模試體進行試驗。但因重模方法不同會造成土壤動態強度不同，因此必需製作與 CPT 標定槽試驗相同之重模方法試體進行動態三軸試驗與 CPT 標定槽試驗結果比對才具有代表性；在麥寮砂重模試體動態三軸試驗中 FC=0% 與 FC=15% 使用乾置法製作試體、FC=30% 與 FC=50% 使用濕夯法製作，並控制所需之孔隙比，進行動態三軸試驗，得到土壤抗液化強度。由重模麥寮砂動態三軸試驗結果與蒐集 CPT 標定槽試驗結果，建立重模試體 CRR- q_t 相關性。

現地驗證：由於重模試體並不能足以代表非擾動粉土質砂土的力學行為。因此必需進行現地試驗與現地取樣，以驗證由一系列麥寮砂重模試體所提出結論之正確性。現地驗證場址分別為員林與高雄兩個場址；員林試驗場址黃耀道(2007)已在此進行取樣，因此本研究在此地點僅進行 Slow CPT 試驗（貫入速度 1mm/sec）與孔隙水壓消散試驗。高雄試驗場址進行現地試驗與現地取樣，現地試驗包括震測孔隙水壓感測之圓錐貫入試驗 (seismic piezo-cone penetration test, SCPTU) 與 Slow CPT 試驗；現地取樣為進行低擾動 Gel Push 取樣，取得高品質低擾動試體後於實驗室進行物理性質試驗（比重試驗、阿太堡試驗、粒徑分析試驗、電子顯微試驗及礦物含量分析）與力學性質試驗（動態三軸試驗與剪力波速試驗），以低擾動試體進行動態三軸試驗得到足以代表現地土層之土壤抗液化強度。由現地 CPTU 試驗 q_t 與低擾動試體動態三軸試驗 CRR，建立現地 CRR- q_t 相關性

最後經由重模試體所得之 CRR- q_t 與現地試體 CRR- q_t 之結果提出適合台灣西南部粉土質細砂之 CRR- q_t 液化臨界曲線。

1.3 報告內容概述

本報告內容如下：

第一章：研究動機與目的、研究流程及報告內容。

第二章：本章先就液化的定義、機制與現象作簡單之描述，並討論土壤液化潛能評估之方法，接著討論回顧與整理前人有關細粒料含量對於砂土之影響最後

回顧麥寮砂相關特性之研究。

第三章：本章先就試驗規劃與試驗儀器之架設、試體製作、試驗流程及方法做介紹，最後對 Gel Push 取樣器與取樣過程，Gel Push 取樣試體於試驗室進行動態三軸試驗之準備與過程作詳細之描述。

第四章：麥寮砂重模試體動態三軸試驗結果與討論

第五章：員林與高雄兩場址現地 CPTU 試驗，與高雄砂低擾動取樣試驗結果。

第六章：結論與建議，針對本研究之試驗結果定下結論，並提出後續研究方向之建議。

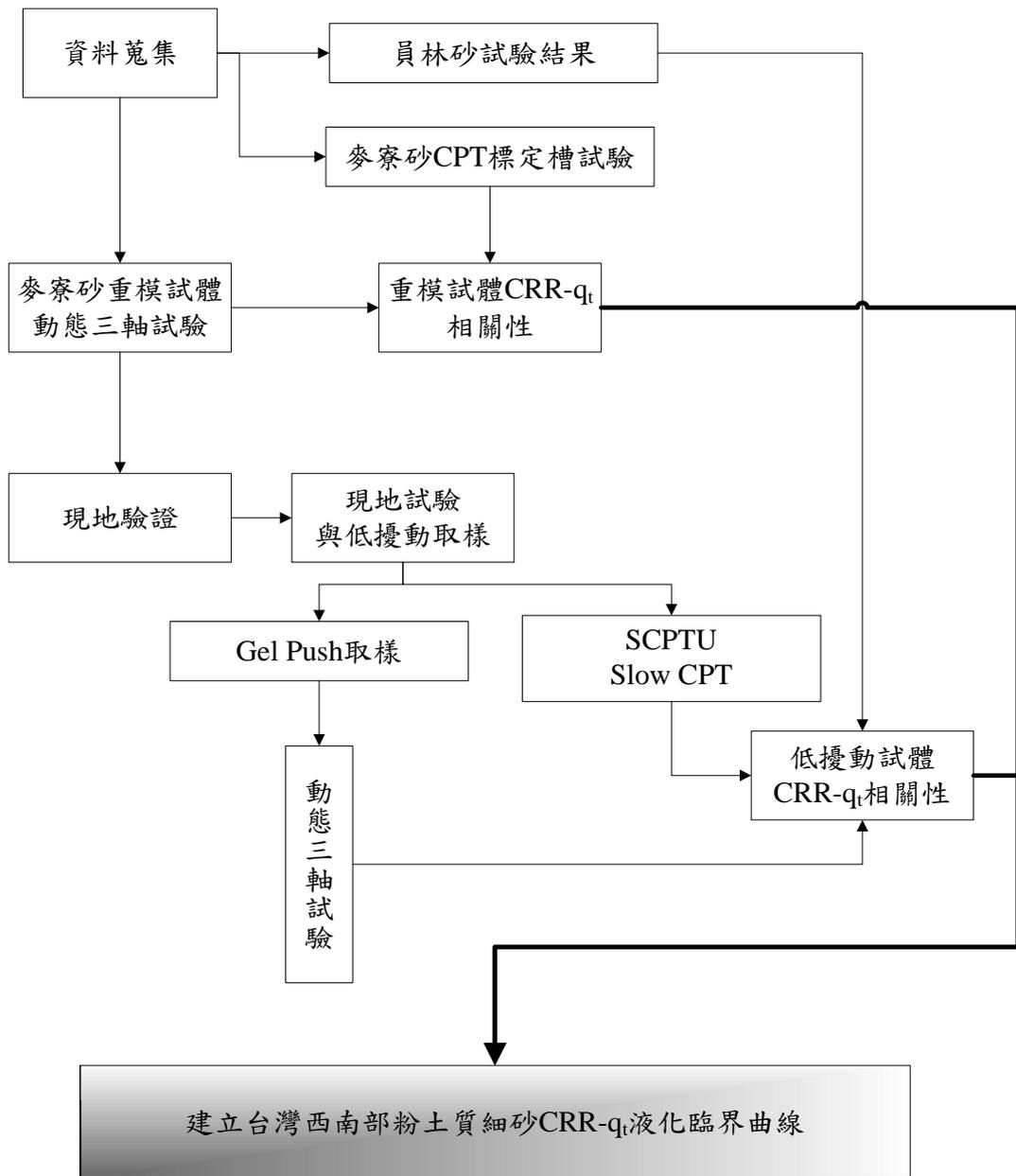


圖 1.1 研究架構流程圖

第二章 研究背景

本章先就液化的定義、機制與現象作簡單之描述，並討論土壤液化潛能評估之方法，接著討論回顧與整理前人有關細粒料含量對於砂土之影響與麥寮砂相關特性之研究。

2.1 液化

液化 (Liquefaction) 最早是由 Terzaghi 於 1925 年所提出，主要是說明砂土在不排水的狀態下，受到單向或反覆的擾動後，因為土壤體積變化與孔隙水壓的累積而變成稠狀的現象；而最早的液化行為研究是 1920 年 Hazen 對於加州 Calaveras Dam 的破壞現象之研究。

2.1.1 液化之定義

根據 1978 年美國 ASCE 大地工程土壤動力委員會對液化 (Liquefaction) 與初始液化 (Initial Liquefaction) 的定義如下：

- 1、液化：當土壤在承受靜態或反覆荷重後，由於超額孔隙水壓使其有效應力降低，進而造成持續變形，如液態之行為，稱為液化。
- 2、初始液化：當土壤在承受反覆荷重時，孔隙水壓等於圍壓時之狀態，稱為初始液化或百分之百孔隙水壓比。

2.1.2 液化之機制

當地震發生時，震波中的剪力波傳至土壤，對其施以反覆剪動力，土壤在此反覆荷重下會有趨於緊密之排列，且欲將孔隙內之水份排出；由於地震波之剪力波週期甚短，有時無法將土壤的孔隙水壓快速排除，導致土壤顆粒間的應力由孔隙水承受，當孔隙水壓激發之速率大於孔隙水壓消散之速率時，產生超額孔隙水壓，當超額孔隙水壓等於或接近有效應力時，土壤顆粒於水中呈懸浮狀如液體一般，此時土壤之強度會降低且常伴有相當大的變形，即為一般所謂之液化現象。

Ishihara (1985) 提出砂土液化示意圖：圖 2.1a 為地震前飽和鬆砂之情況；圖 2.1b 為地震力作用時飽和鬆砂產生超額孔隙水壓，當其值足以改變原砂土結構時，砂土顆粒就會呈現懸浮狀；圖 2.1c 為地震力作用後，超額孔隙水壓逐漸消散，在消散的過程中砂土的顆粒重新排列，使其較原結構更為緊密，因而地表會有沉陷發生。

2.1.3 液化之現象

液化現象依其變形量大小又可分為流動液化(flow liquefaction)與反覆流動(cyclic mobility)。

- 1、流動液化：當土體受靜力或反覆作用力時，由於超額孔隙水壓的上升，使其有效圍壓幾乎等於零，而造成土體在很低的殘餘強度下持續變形；此種液化大多發生在高孔隙比狀態的土體或較大的圍壓所致，即土體處於壓縮性的狀態下所發生。

2、反覆流動：當土體受反覆作用力，在產生百分之百的孔隙水壓時，只有發生有限的變形，而且土體仍可承受一定程度的作用力；此種類型大多發生在低孔隙比的狀態或反覆作用力較小時，即土體具有膨脹性。

2.2 土壤液化潛能評估

目前工程上最常被用以評估土壤液化潛能之方法為 Seed and Idriss (1971) 所發展的簡易法 (Simplified Procedure)。此一方法根據工址之最大地表加速度來推估土壤所受到之動態剪應力，並利用現地試驗結果來推估土壤之抗液化強度，然後綜合以上兩個參數來決定工址土層抗液化之安全係數。土壤之抗液化強度也可以經由現地取樣，然後進行動態土壤單元試驗來量測，但因砂土非擾動取樣費用昂貴而少有使用。

2.2.1 簡易法評估土壤液化潛能

根據 Seed and Idriss (1971) 的研究顯示，在簡易法的架構下，地震波對土層所產生之影響是以一平均剪應力來代表。此剪應力與土層內有效垂直覆土應力之比值稱為反覆應力比 (Cyclic Stress Ratio, CSR)。Seed and Idriss (1971) 對 CSR 與地震時所產生之地表最大加速度 a_{\max} 提出以下之關係：

$$CSR = \left(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} \right) = 0.65 \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \gamma_d \dots\dots\dots(2-1)$$

當 $z \leq 9.15$ 公尺

$$\gamma_d = 1.0 - 0.00765z \dots\dots\dots(2-2)$$

當 $9.15 \leq z \leq 23$ 公尺

$$\gamma_d = 1.174 - 0.0267z \dots\dots\dots(2-3)$$

其中 τ_{av} : 平均水平剪應力

σ_{v0} : 垂直覆土應力

σ'_{v0} : 有效垂直覆土應力

γ_d : 應力折減係數

z : 深度, 以公尺計算

簡易法根據現地試驗結果, 例如標準貫入試驗 (Standard Penetration Test, SPT)、圓錐貫入試驗 (Cone Penetration Test, CPT)、剪力波速 (Shear-Wave Velocity, Vs) 以及貝克錘貫入試驗 (Becker Penetration Test, BPT) 等方法, 配合現場土壤液化現象觀察所得之經驗關係來做為液化潛能評估之基準。其中 SPT 及 CPT 目前已有大量的經驗資料值, 所以被廣泛的運用於土壤液化潛能評估; 剪力波速量測具備快速性與方便性, 可於短時間內做大範圍的量測, 而且為非破壞性量測, 所以也經常被運用在土壤液化潛能評估。BPT 用於大顆粒土壤 (如卵石層或礫石層) 之液化潛能評估, 為抵銷顆粒尺寸之影響, 所提出之大型動態貫入試驗之觀念。以上四種不同試驗方法之主要優缺點比較如表 2.1 所列。

2.2.2 現地取樣與室內試驗評估土壤液化潛能

此法於現地取得非擾動砂土試體然後進行動態三軸試驗, 結合現地施作之 SPT 或 CPT 試驗結果, 評估土壤液化潛能。

Ishihara (1985) 於現地實施 CPT 試驗, 並取得現地乾淨砂 ($FC \leq 10\%$) 送回實驗室進行

重模試體動態三軸試驗。將現地 CPT 試驗所得 q_{cl} ，結合室內體動態三軸試驗所得之反覆阻抗比 CRR 決定乾淨砂的液化臨界曲線，但其方法只有乾淨砂，並未包括含細料砂土的臨界曲線，而且 CRR 的決定並不是以非擾動試體的動態三軸試驗，而是使用重模試體進行試驗所得。除此之外，並無現地是否產生液化現象的觀察紀錄做為相互的比較或對照。

Yoshimi et al. (1994) 曾以現地冰凍法在日本境內 6 處工址成功取得乾淨砂之非擾動冰凍試體，同時也取得未冰凍的薄管試體，然後將所有試體送回實驗室進行動態三軸試驗，此外並於每一工址實施 SPT 試驗。根據現地 SPT 之 $(N_1)_{60}$ 與室內動態三軸試驗之 CRR (經修正後)，建立乾淨砂之液化臨界曲線，Yoshimi et al. (1994) 對 CRR 之修正是依據 Seed (1979) 所建議的公式。Yoshimi et al. (1994) 指出依現地取樣與室內試驗結果所建立的乾淨砂液化臨界曲線相當吻合 Tokimatsu and Yoshimi (1983) 以簡易法所記錄是否發生液化的許多案例，同時也指出高密度的緊砂，冰凍試體的 CRR 值高於薄管試體；反之，低密度的鬆砂，冰凍試體的 CRR 值低於薄管試體。

由於室內試驗情況與現地存有差異，再者現地土層之實際應力狀況十分複雜，為使室內試驗能模擬現地情況需進行修正，室內動態三軸試驗反覆阻抗比 CRR 之修正方式，依 Pyke et al. (1975) 的研究，認為地震的產生來自多方向，比實驗室單方向的反覆式單剪試驗 (cyclic simple shear tests) 或反覆式動態三軸試驗 (cyclic triaxial tests) 較易激發超額孔隙水壓，加速土壤的液化。Seed et al. (1978) 建議現地土層在多方向地震時所感受之反覆應力比 $(\tau_{cyc}/\sigma'_c)_{field}$ 應較實驗室反覆式單剪試驗要少 10%，而現地 ($K_o \neq 1$) 之反覆應力比與反覆單剪試驗或動態三軸試驗 ($K_o=1$) 所得動態應力比可用式(2.4)與式

(2.5)之關係式來表示。

$$\left(\frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_c} \right)_{field} = 0.9 \times (CRR)_{SS} = 0.9 \times C_r \times (CRR)_{tx} \dots\dots\dots(2-4)$$

$$(CRR)_{tx} = \left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c} \right) \dots\dots\dots(2-5)$$

當靜止土壓力係數 $K_o=1$ 時反覆阻抗比修正係數 C_r 介於 1.0 與 1.15 之間。若 $K_o=0.4$ 時，則 C_r 依據 Finn et al. (1971)、Seed and Peacock (1971)、Castro (1975)、Seed (1979) 等人所分別提出的經驗公式，可估算其反覆阻抗比修正係數 C_r ，其結果如表 2.2 所示。本研究採用 Castro (1975)所提出之結果 $C_r=1.15$ ，當 $K=1$ 時 CRR_{field} 與 CRR_{tx} 之間的修正係數為 1.035，其值非常接近 1，故本研究所得之 CRR_{tx} 在 $K=1$ 時不修正。若 $K=0.5$ CRR_{field} 與 CRR_{tx} 之間的修正係數為 0.69。

2.3 CPT 液化潛能評估

CPT 液化潛能評估早期是直接將 CPT- q_c 與 SPT-N 值直接進行轉換，直至 1988 年 Shibata and Teparaska 重新蒐集各國液化之 CPT 案例，建立起 CPT- q_c 液化臨界曲線。

CPT (Cone Penetration Test) 運用於液化潛能評估時，除了無法取得土樣進行土壤分類外，它比 SPT 提供更多的優點。這些優點包括：

CPT 試驗程序比 SPT 較容易而且較為經濟。

試驗過程較為標準化。

試驗結果具有較高的重複性。

可提供土層貫入紀錄的連續資料。

能清楚描述土層的變異位置。

Robertson and Campanella (1985) 依據 Seed et al. (1984) 所得的現地大量 SPT 試驗值，以土壤顆粒大小 D_{50} 為基準換算 CPT 之錐尖阻抗值 q_c ，以此 q_c 值經有效覆土壓力 σ'_{v0} 修正後 ($p_a=98\text{kPa}$ ，1 大氣壓) 得出 q_{c1} 值如下：

$$q_{c1} = q_c \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \dots\dots\dots(2-6)$$

同時以地震發生後，現地有無液化現象發生，並以 Seed and Idriss (1971) 所提出公式(2.1) 之反覆應力比，繪製出乾淨砂或粉土質砂之液化臨界曲線。Seed and De Alba (1986) 也曾依據 Seed et al. (1985) 所提出的乾淨砂 SPT $(N_1)_{60}$ 對公式(2.1) CSR 的液化臨界曲線，同樣以土壤顆粒大小 D_{50} 為基準，將 $(N_1)_{60}$ 轉換為 CPT 之錐尖阻抗值 q_c 而得到有效覆土壓力修正及正規化之 q_{c1N} ，如公式 2.7，並繪製乾淨砂液化潛能評估之臨界曲線。

$$q_{c1N} = \left(\frac{q_c}{p_{a2}} \right) \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \dots\dots\dots(2-7)$$

其中 $p_{a2} = 0.098\text{MPa}$ ，1 大氣壓。

Shibata and Teparaska (1988) 以 125 個現地液化及非液化案例，依歷次地震規模大小計算其 CSR 值，而以土壤顆粒大小 D_{50} 大於 0.25mm 為乾淨砂，小於 0.25mm 為細料砂土。依據砂土的顆粒大小，界定出乾淨砂及含細料砂土之液化臨界曲線。

Stark and Olson (1995) 針對 180 個現場液化及非液化案例，並於現地施作 CPT 再依公式(2.1)計算 CSR 值，繪製出土壤液化臨界曲線，其中乾淨砂 ($FC < 5\%$) 有 45 個案例。Stark

and Olson (1995)將現地土壤以顆粒大小 D_{50} 分為三類，繪製出含細料砂土之液化臨界曲線如圖 2.2 所示。

乾淨砂 (clean sand) $0.25 < D_{50}$ (mm) < 2.0 , $FC \leq 5\%$;

粉土質砂 (silty sand) $0.1 < D_{50} \leq 0.25$, $5\% < FC < 35\%$;

粉土質砂至砂質粉土 (silty sand to sandy silt) $D_{50} < 0.1$, $FC \geq 35\%$ 。

Robertson and Wride (1998) 運用 CPT 試驗結果之正規化貫入阻抗(normalized CPT penetration resistance, Q_T) 以及正規化摩擦比 (normalized friction ratio, F_r)，提土壤型態指數(soil behavior type index) I_c 來估算細料含量，而

$$I_c = \left[(3.47 - \log Q_T)^2 + (\log F_r + 1.22)^2 \right]^{0.5} \dots\dots\dots(2-8)$$

其中

Q_T = 對垂直應力正規化的錐尖阻抗(= $(q_c - \sigma_{vo})/\sigma'_{vo}$)

F_r = 對垂直應力正規化的摩擦比(= $[f_s/(q_c - \sigma_{vo})] \times 100\%$)

I_c 與 FC 之經驗關係為 ($FC < 50\%$)

$$FC (\%) = 1.75I_c^3 - 3.7 \dots\dots\dots(2-9)$$

依據 I_c 值的大小計算土壤顆粒性質修正因子 K_c ， K_c 與 I_c 間有一 4 次方之關係式：

當 $I_c > 1.64$

$$K_c = -0.403I_c^4 + 5.581I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 \dots\dots\dots(2-10)$$

當 $I_c \leq 1.64$

$$K_c = 1.0 \dots\dots\dots(2-11)$$

由式(2-12)將含細料砂土層之錐尖阻抗 q_{c1N} 修正成乾淨砂之錐尖阻抗(q_{c1N})_{cs}。

$$(q_{cIN})_{cs} = K_c \cdot q_{cIN} \dots\dots\dots(2-12)$$

最後由式(2-13)或(2-14)計算出含細料砂土層的反覆阻抗比 CRR。

當 $(q_{cIN})_{cs} < 50$

$$CRR_{7.5} = 0.833 [(q_{cIN})_{cs} / 1000] + 0.05 \dots\dots\dots(2-13)$$

當 $50 \leq (q_{cIN})_{cs} < 160$

$$CRR_{7.5} = 93 [(q_{cIN})_{cs} / 1000]^3 + 0.08 \dots\dots\dots(2-14)$$

以 Seed and Idriss (1971) 所提出的公式(2.1)計算地震所產生的反覆應力比 (CSR)，如此可依公式(2-15)計算土層的抗液化安全係數，(2-15)式中 MSF 為地震規模放大因子 (Magnitude Scaling Factor)，由式(2-16)來決定。若 $FS < 1$ ，則表示土壤會產生液化；若 $FS > 1$ ，則表示土壤不會因地震產生液化現象。圖 2.3 顯示乾淨砂與不同細料砂土層 I_c 所界定出的 CRR 關係曲線。

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \times MSF \dots\dots\dots(2-15)$$

$$MSF = 10^{2.24} / M_w^{2.56} \dots\dots\dots(2-16)$$

2.4 影響粉土質砂土抗液化強度之因素

影響粉土質砂土抗液化強度的因素甚多，包括顆粒組構、顆粒大小與形狀、礦物成分、

形成年代、膠結程度、細料含量、細粒塑性指數、平均有效應力等。本節將分別討論顆粒組構與細粒含量對砂土抗液化強度的影響。

2.4.1 顆粒組構對砂土抗液化強度的影響

由以往學者們的研究得知，不同的重模試體製作方式，所量得強度會略有不同，主要原因是不同的重模試體製作方式，其砂土組構並不完全相同所致，三軸重模試體製作方式詳述於 2.5 節。

Mulilis et al. (1977) 曾採用 Monterey No.0 砂，分別以濕夯法與氣落法進行動態三軸試驗，結果顯示在相同的有效圍壓以及相對密度狀況下，濕夯法的抗液化強度高於氣落法。

Tatsuoka et al. (1986) 研究結果指出氣落法、濕夯法、濕震法和水中沉降法等四種方法所製作之試體有不同的抗液化強度，其中以濕震法強度最高，其次依序為濕夯法及水中沉降法，而以氣落法強度最低。

Amini et al. (2000) 使用 Ottawa 20-30 砂混合低塑性細料製作各種不同細料含量的均勻 (Uniform) 試體和分層 (Layered) 試體，並且以各種不同有效圍壓進行動態三軸試驗，結果顯示兩種方法所製作的試體其抗液化強度差別並不大，其中以濕夯法方式來代表均勻排列的試體，以水中沉降法方式代表分層排列的試體。

Yamamuro and Wood (2004) 曾以相同的 Nevada 砂、相同的細粒料含量 20% 以及相同的孔隙比來施作試驗，發現水中沉降法製做之試體呈現膨脹性行為，故不容易液化；反之，以乾置法製做之試體則呈現壓縮性行為，容易產生液化行為。

2.4.2 細料含量對砂土抗液化強度的影響

在過去室內液化研究中，大多專注於乾淨砂方面，然而自然界的砂土大多具有細粒料；根據現地液化研究指出（Seed et al., 1983；Seed, 1987；Seed and Harder, 1990），具有細粒料的砂土其液化行為與乾淨砂略有不同，因此近年來許多學者針對於具有細粒料的砂土做了研究，關於抗液化強度其細粒料含量的影響結論不盡相同，主要以下三種之結論，整理如表 2.3 所示。

造成細粒料含量影響結論的不同之因素整理如下：

1、砂土粗細顆粒大小：主要以砂土顆粒構造的觀點來探討，假設 D 為粗顆粒直徑， d 為細顆粒直徑，一般來說在細粒料含量低時， D/d 比值越大，代表細粒料越容易在粗顆粒構成的孔隙中滾動，則試體結構較為鬆散；相反的在細粒料含量高時，試體行為由細粒料控制。Thevanayagam (1998) 指出 D/d 約大於 6.5 倍時，細顆粒才能夠自由地在粗顆粒構成的孔隙中滾動；若細顆粒於低細粒料含量中，能夠輕易滾動，則砂土的強度會有明顯的降低。

2、細粒料之塑性指數 PI 值：一般而言，當細粒料的 PI 值越大時，其抗液化強度也會越大，含細粒料砂土在強度或壓縮性等行為上，隨著細粒料的含量增加而呈現 U 字型的趨勢，細粒料的 PI 值也會影響 U 字型的轉折點；在 Thevanayagam (2000) 提到非塑性 (non-plastic) 的細粒料，其轉折點約在細粒料含量 20%~30% 之間，具塑性的細粒料之砂土轉折點則約在細粒料含量 20% 內。

3、砂土礦物成分：細粒料的礦物成分影響 PI 值，若具有黏土礦物，則其 PI 值較大；具有石英礦物的砂土，其壓縮性低於具有雲母等軟弱礦物之砂土，其強度高於具有雲母等軟弱礦物之砂土。

4、分析方法的相同：分析細粒料含量的影響時，不同的細粒料含量之試體需要有相同的指標數值作為依據，不同的指標數值，常常會有不同的結論，由於具有細粒料的砂土，其顆粒構造與不具細粒料的乾淨砂土（clean sand）有所不同，因此，除了傳統分析乾淨砂力學行為的指標指數外，學者們也以砂土顆粒結構的觀點，進而提出不同之指標數值，如相對密度、孔隙比 e （Global void ratio）、 e_s （Skeleton void ratio）、 e_{st} （Intergranular void ratio）與 V_d （體積減少潛能）等；Polito et al.（2001）曾對相對密度、 e 以及 e_s 來進行分析，提出此三種分析方式皆無法將細粒料含量的影響完全獨立，僅在特定的相對密度、孔隙比或細粒料含量範圍下，才能夠將細粒料含量獨立。

2.5 重模試體製作方式

在三軸試驗中，由於現地不擾動砂土取樣相當困難，因此，試驗室內重模砂土試體製作方式就顯得格外重要。不同的製作方式，有其優缺點，必須依照砂土的特性、儀器的種類或模擬現地土樣的狀態條件等，來選擇試體的準備方式。根據 Tatsuoka et al.（1986）和 Ishihara（1993），可以整理出試體的製作方式如下：

Dry deposition, DD（乾置法）和 Air pluviation（氣落法）：乾置法是將乾的砂土至於漏斗內，等速拉起漏斗將砂土落至模內，並且注意漏斗底部與砂層頂部接觸，敲擊模具外圍，以得到所要求之緊密度；接著用 10~20kPa 真空吸力使試體保持自立，通入二氧化碳後進行排氣（Flush），然後加壓飽和。另外在加壓飽和時，需加以注意與紀錄體積之變化，以求得試體真正的初始緊密度（壓密前）。氣落法和乾置法不同處，在於漏斗底部與砂層頂部保持著某一定高度，高度的大小取決於要求之緊密度。

Wet tamping, WT (濕夯法) 和 Wet vibration (濕震法): 濕夯法是將砂土事先混合除氣水, 使其含水量約 8%, 然後分層將砂土置入模具內, 每層利用夯錘夯實至要求之緊密度; 試體本身能夠自立, 通入二氧化碳後進行排氣, 然後加壓飽和, 飽和時, 需加以注意與紀錄體積之變化, 以求得試體真正的初始緊密度 (壓密前)。濕震法與濕夯法最大不同處, 在於夯實試體的方式, 濕震法不是直接夯實試體, 而是利用試體的自重與震動模具外圍的方式, 以達到要求之緊密度, 其混合砂土的含水量可以比濕夯法大一些。

水中沉降法 (Water Sedimentation, WS) 和泥漿沉降法 (Slurry Deposition, SD): 水中沉降法是先將除氣水置於模具內, 利用漏斗將乾的砂土分層經由除氣水逐漸沉澱, 每層視試體情況靜置 20 min~24 hr, 等到水澄清為止, 需注意漏斗底部與水面的距離不應太大, 保持約 1~3 mm, 可利用橡膠鎚於模具外輕敲, 以達到要求之緊密度; 泥漿沉降法和水中沉降法最大不同處, 在於泥漿沉降法不分層製作試體, 一次將土樣置於容器中加除氣水混合, 當試體充分混合後, 將容器放入模具內並迅速將容器抽出, 僅留下試體於模具內, 利用橡膠鎚在模具外輕敲, 以達到要求之緊密度。表 2.4 為上述六種試體製作方式之簡略比較。

2.6 剪力波速量測

美國德州大學 (University of Texas at Austin) 利用剪力片 (Shear Plate) (Shirley, 1978) 進行土壤剪力波速的傳送與接收之室內試驗, 剪力片以石英或壓電水晶為主要元件, 然而, 拜現代科技之賜, 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; 目前關於剪力波速室內量測方法多採用一組剪力波元件 (Bender

Element) 進行剪力波速的量測；壓電陶瓷可分為串聯 (series connect) 與並聯 (parallel connect) 兩種連接方式，如圖 2.4，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，故利用壓電陶瓷剪力波元素量測剪力波速時，一端以波形產生器 (Function Generator) 激發剪力波，另一端接收剪力波並由示波器 (oscilloscope) 或電腦上判斷剪力波初達時間，便可推算剪力波速，如圖 2.5 所示，詳細試驗方法將於第三章中說明。剪力波試驗結果如圖 2.6 所示，由剪力波元件試驗資料判斷初達時間並計算剪力波速。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及激發型式與頻率等，關於諸項因素之研究，國內外已有諸多研究，將分述如下：

2.6.1 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。

2.6.2 激發能量之選擇

壓電陶瓷在製造的過程經過極化 (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電壓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，因此試驗時激發電壓不宜超過 10 伏特，否則將會重新極

化壓電材料而改變其特性，故本試驗採用之激發電壓為 10 伏特。

2.6.3 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) 的影響之文獻，再一併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-Salinerio et al. (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，而其衰減情形可由 R_d 試驗條件因子來控制觀測點所收到的波形形狀：

$$R_d = \frac{d}{\lambda} = \frac{df}{V_s} \dots\dots\dots(2-17)$$

其中，

d = 波傳遞距離

λ = 激發波長

f = 激發波頻率

V_s = 材料之剪力波速

當土壤試體較短即波傳距離 d 較小，激發頻率 f 小且試體的剪力波速甚大時，即表示 R_d 因子較小時，接收波形在初達時，會在剪力波未到達前有偏移的現象；因壓縮波速度大於剪力波，因此會發生在剪力波之前，並且干擾實際剪力波波形，此現象稱之為鄰域效

應。

R_d 影響因子，由圖 2.7 分別以 $R_d=1.1$ 及 $R_d=8.1$ 不同狀況下比較可了解，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。如圖 2.8 中，點 0 至點 1 之間初始軌跡會有偏離的現象（及解釋鄰域效應所造成），而後波型隨之上揚點才是剪力波到達時間，因此常常造成到達時間的誤判。

發射波為方波時，方波波傳時間之判定，是由輸入示波器觸發頻道之激發波形起始點與接收頻道接收波形反轉點之時間差，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，由於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。若以正弦波為激發波形時，其波傳時間判斷，是由輸入示波器觸發頻道之激發波形波峰與接收頻道接收波形波峰之時間差，較不容易受到鄰域效應的影響。

Kawaguchi et al. (2001) 以不同試體長度 (0.65cm 及 2.76cm) 進行試驗，接收波形如圖 2.9(a) 所示，圖上 A、B、C 及 D 點為不同判斷時間到達點，由圖 2.9(b) 可了解若以 C 點判斷為時間到達點，則試體由波速所換算的剪力模數不會受到試體長度的影響。

基於上述的說明，因此本試驗以單一週期正弦波作為激發波形，並以 Kawaguchi et al. (2001) 所提出由圖 2.9(a) 中 C 點判斷為剪力波到達時間點。

2.6.4 激發頻率之選擇

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

根據黃耀道 (2007) 對剪力波進行測試，本研究所使用之剪力波元件在 6kHz 時與土壤會有最大之振幅。因此本研使用 6kHz 單一週期正弦波作為激發波形，而判斷剪力波到達時間點 Kawaguchi et al. (2001) 所提出由圖 2.9(a) 中 C 點作為初達波到達之時間點。

2.7 麥寮砂之性質

本節主要概述之交通大學所做關於麥寮粉土細砂基本性質之研究，摘自張嘉偉 (1997)、許鈞程 (1999)、王統立 (2000)、蔡明道 (2002) 及郭毓真 (2004) 之論文，其目的是藉由了解麥寮粉土細砂之基本性質，作為本報告試驗之分析基礎。

2.7.1 麥寮粉土細砂之來源

當中央山脈受雨水沖刷而沉積海岸，在沖刷過程中，會夾帶台灣西部地區含量豐富屬較軟弱破碎之岩石—黑色頁岩及泥岩，致使台灣西海岸地區之細顆粒粉土或細砂多呈灰黑色，成為台灣西部地區砂土重要之特性。而本研究主要使用之砂土取自於台灣西海岸雲林麥寮台塑六輕氣電一區工地之麥寮粉土細砂，簡稱為麥寮砂 (Mai Liao Sand, MLS)，砂土主要來自於附近的海床，採用水利填土方式填築，再以動力夯實之。

2.7.2 麥寮砂基本物理性質

張嘉偉 (1997) 以天然麥寮砂 (FC = 15%) 所進行之基本物性試驗包括：比重、粒徑分析及不同細粒料含量下之最大與小乾密度和 X 光繞射分析等。本研究之細粒料定義為通過 200 號篩 (孔徑 0.074mm) 之材料。天然麥寮砂之塑性指數 (PI 值) 小於 5，屬於非塑性，分類為粉土質砂 (silty sand)。

比重與粒徑分析皆依據 ASTM 之標準程序進行試驗，天然麥寮砂之比重為 2.69，麥寮乾淨砂 (FC < 5%) 之比重為 2.61；圖 2.10 顯示天然麥寮砂之粒徑分佈曲線，根據統一土壤分類法 (USCS) 可分類為 SM 或 SP。

表 2.5 是麥寮砂 (MLS)、Quiou 砂 (QuS)、Toyoura 砂 (QS)、與 Ticino 砂 (TS) 的基本性質。表 2.6 是不同細粒料含量的比重、最大乾單位重與最小乾單位重之表格。圖 2.11 顯示麥寮砂粗顆粒與細顆粒砂土的電子顯微 (SEM) 照片，顆粒形狀多為次角、薄片形 (sub-angular and flaky)。圖 2.12 是不同細粒料含量實之最大孔隙比與最小孔隙比的關係圖。砂土之最大孔隙比 e_{max} 和最小孔隙比 e_{min} 受土壤顆粒之級配和形狀所影響，也受試驗方法之不同產生誤差 (Travenas and La Rochelle, 1972)，因為細粒料含量之影響，使得 MLS、QuS 的 e_{max} 和 e_{min} 較 QS、TS 略大，又 MLS 之級配較 QuS 為佳，故其 e_{max} 和 e_{min} 較 QuS 小。

2.7.3 麥寮砂之壓縮性

壓縮性行為的發生，主要是因為砂土顆粒的破碎，而一般砂土，尤其是石英砂在靜載重下，其壓縮性通常是相當低的。本研究主要藉由過去交通大學所進行之單向度壓密試驗

與三軸壓縮試驗的結果，來了解細粒料含量對麥寮粉土細砂的壓縮性的影響。

張嘉偉（1997）曾針對麥寮乾淨砂（FC <5%）進行單向壓密度試驗，單向度壓縮曲線如圖 2.13 所示；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，這結果表示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量。因此，相較於一般砂土，尤其對石英砂而言，麥寮砂具有高度之壓縮性。

蔡明道（2002）針對麥寮砂進行一系列之等向壓密試驗，圖 2.14 顯示麥寮砂在 FC = 0、15、30 與 50%（初始相對密度（ D_{ro} ）30% 至 70% 之間）在反水壓下所做三軸等向壓密試驗所得之 e 與有效平均圍壓 $(\sigma'_v + 2\sigma'_h)/3$ 間之關係曲線，當麥寮砂細料含量(Fines content, FC)為 FC<5% 與 FC=15% 時，三軸壓密試體初始相對密度(Initial relative density) D_{ro} =30%、50% 與 70% 之壓縮曲線有明顯的差異；然而，當 FC 到達 50% 時，試體之除氣飽和程序即足以將試體壓密，以致於不同 D_{ro} 所得壓密曲線幾乎是一樣的。在許多情況下壓密後之 e 值已低於 e_{min} 。因為麥寮砂之高壓縮性，室內試驗所使用麥寮砂試體之孔隙比必須使用其壓密後之數值才有意義。

2.7.4 麥寮砂之強度與剪脹性

圖 2.16 與圖 2.17 展示一系列麥寮砂等向壓密不排水軸向壓縮三軸試驗結果，包括應力、應變、超額孔隙水壓與有效應力路徑，全部重模試體皆採用前述 WT 方法製作，FC = 0, 15, 30 與 50%，試體之緊密度從鬆至緊，軸向壓縮應變量達 20% 以上使得試體受剪儘量趨近於臨界狀態（critical state）(Been et al., 1991)，每一試驗所認定之臨界狀態點使用一符號加註。由圖 2.16 與圖 2.17 顯示即使是高緊密度的麥寮砂試體也極少展現剪脹性

(負超額孔隙水壓)之行為，而應變軟化之現象隨 FC 增加變得更加明顯。圖 2.17 中所有 p' ($= (\sigma'_v + 2\sigma'_h)/3$) 與 q ($= (\sigma'_v - \sigma'_h)$) 關係之臨界狀態點以直線趨近，此直線之斜率 $M_s = 1.21 - 1.24$ ，而

$$M_s = \frac{6 \sin \phi'_s}{(3 - \sin \phi'_s)} \dots\dots\dots(2-18)$$

所對應之砂土顆粒間摩擦角(ϕ'_s) 為 30.2° 至 30.9° ，此 ϕ'_s 不因 FC 而有明顯改變之現象，反應麥寮砂無論粗或細粒料其顆粒間之摩擦角 (intergranular friction angle) 應是類似的。圖 2.18 是根據三軸試驗所得臨界狀態點連接而成之臨界狀態曲線(孔隙比與有效平均圍壓之關係， $e-p'$)，麥寮砂之臨界狀態曲線隨 p' 緩慢下曲而無明顯折點。當 $FC = 50\%$ 時其臨界狀態下 $e-p'$ 之關係已無法使用一曲線來表示或建立一臨界狀態曲線，表示此時麥寮砂之剪脹性已不只受有效圍壓與孔隙比之控制。

2.7.5 CPT 在麥寮砂中之室內標定

因為麥寮砂之遠高於石英砂之壓縮性，使得傳統為石英砂所建立之經驗法則是否適用於麥寮砂中所做 CPT 結果之解釋，以及細料含量對 CPT 之影響等都必須重新確認，才能正確的使用 CPT 結果以決定靜態之剪力強度參數或抗液化強度。麥寮砂室內標定所使用標定槽之概念圖如圖 2.19 所示，其系統設計是延續早期在飽和黏土中做標定試驗之觀念 (Huang et al., 1991)。標定槽為一圓柱形，能夠容納直徑 525mm，高度在 762mm 至 813mm 之間的試體。圓錐貫入儀安置在試體上方之密閉容器內便於圓錐濾材與標定試體之飽和。試體之上下方各有多孔透水塑膠 (porous plastic) 和不織布將水與砂土隔離，

使用不織布之目的是為防止細砂粒阻塞透水塑膠，影響其透水性，其功用類似三軸試驗之濾紙。試體之上蓋板與底盤各有兩個排水閥，以便於試體飽和以及排水之控制。

麥寮砂之 CPT 標定試驗共有 94 組，細料含量 (FC) 分成四種；FC = 0、15、30 與 50%，考慮乾燥或飽和砂土試體製作完成未受圍壓前之初始相對密度 ($D_{r0} = 50\% \sim 85\%$)，垂直應力 σ'_v (50~490 kPa) 以及根據水平應力 (σ'_h) 與 σ'_v 之比值 ($K_0 = 0.5 \sim 2$) 而決定之 σ'_h ，並由壓密的體積變化求得砂土試體壓密後之孔隙比 (e_c)。FC = 0 與 15% 之標定試體使用乾置法製作，FC = 30 與 50% 之標定試體使用濕夯法製作。CPT 標定試驗之結果包括錐尖阻抗 (q_c)、摩擦套筒阻抗 (f_s)、以及錐尖後方位置所量得之超額孔隙水壓 (u_2)。試驗貫入速度控制在 20 mm/sec 左右，貫入深度在 700mm 以內。對於 CPT 標定試驗結果分析之重點在於如何利用試驗結果，建立經驗法則來決定麥寮砂之相對密度，以及其細料含量。這些參數在使用 CPT 評估液化潛能時，都是重要之考慮因素。

水壓貫入儀因為在錐尖後方有透水石的關係，使得錐尖前後方之受力面有差距，在貫入時所產生的孔隙水壓會抵消一部份之錐尖阻抗，如圖 2.20 所示。所以真正的錐尖阻抗要比直接量得之 q_c 要高。Baligh et al. (1981) 和 Campanella et al. (1982) 提出以下修正的方法：

$$q_t = q_c + u (1-a) \dots\dots\dots(2-19)$$

其中：

q_t ：修正後之錐尖阻抗

u ：錐尖後方透水石量得之孔隙水壓

a ：圖 2.20 所示之面積比

由於在標定試驗 FC=30%與 FC=50%之試體中會加以約 300kPa 之回水壓藉以加快飽和等待時間，因此有在 FC=30%與 FC=50%進行水壓修正之必要；而標定試驗中 FC=0%與 FC=15%時大都使用乾燥試體，因此其 q_c 與 q_t 相同，而在 FC=30%與 FC=50%時飽和試體之 q_c 與 q_t 差異約 8%左右。本文中後述之 CPTU 錐尖阻抗都經過孔隙水壓修正成為 q_t 值

在飽和之乾淨砂中（細料含量小於 5%）使用標準圓錐貫入儀做 CPT，因為其高排水性可考慮為排水試驗，但是當細料含量增加時此假設是否成立則需要確認。在本系列試驗中分別在 FC=15%、30%、與 50%情況下之乾燥與飽和麥寮砂試體中做圓錐貫入試驗。圖 2.21 展示這些試驗結果之比較，當 FC=15%時乾燥和飽和試體內的貫入結果當 q_t 到達穩定後之平均值相差在 5%以內。但是當 FC=30%時乾燥試體內 q_t 平均值是飽和試體之 2.7 倍，而當 FC=50%時乾燥試體內 q_t 平均值為飽和試體之 2.2 倍。因此，當 FC 高於 30%時 CPT 即不可再視為排水試驗，此時 CPT 貫入之速度與貫入儀之大小都會影響 q_t 值。

為了分析孔隙比與圍壓對 q_c 的影響，Been et al. (1986, 1987) 與 Wroth (1984) 提出正規化錐尖阻抗 (normalized cone resistance, $q_{c,N}$) 的概念：

$$q_{c,N} = (q_c - \sigma_0) / \sigma'_0 \dots\dots\dots(2-20)$$

其中

$$\sigma_0 = \text{總平均應力 } (\sigma_0 = (\sigma_v + 2\sigma_h) / 3)$$

$$\sigma'_0 = \text{總平均有效應力 } (\sigma'_0 = (\sigma'_v + 2\sigma'_h) / 3)$$

麥寮砂與 Almeida et al. (1991) 所提出 Ticino 和 Quiou 以及 Da Nang (Huang and Hsu, 2004)

砂孔隙比與 $q_{c,N}$ 的關係圖如圖 2.22 所示。麥寮砂與 Quiou (貝殼砂) 砂同屬易碎性之砂土，在相同的 $q_{c,N}$ 情況下，FC=0% 的孔隙比明顯地大於 FC=15、30 和 50%，在相同孔隙比和應力狀態下，FC=0% 的 $q_{c,N}$ 值會比 FC=15、30、50% 的砂來得大。Ticino 與 Da Nang 砂是高剪脹性的石英砂，其孔隙比和其相對應之 $q_{c,N}$ 變化的範圍都較麥寮砂大許多。因此不易從低剪脹性土壤例如麥寮砂之現地 CPT 試驗資料判斷砂土之緊密程度。將 Fioravante et al. (1991) 對 Toyoura 石英砂 CPT 結果提出之經驗模式稍加修改成式 (2-21)

$$\frac{q_t}{P_{a2}} = C_0 \times \left[\frac{\sigma'_v}{P_a} \right]^{C_1} \times \left[\frac{\sigma'_h}{P_a} \right]^{C_2} \times \exp[C_3 \times e_c] \dots\dots\dots(2-21)$$

其中

P_a =與 σ'_v 同單位之大氣壓力

P_{a2} =與 q_t 同單位之大氣壓力

e_c = 試體壓密後之孔隙比

C_0, C_1, C_2, C_3 = 經驗常數

表 2.7 為 CPT 標定試驗之結果。本系列之試驗指出，如果要達到理想之相關係數，每一種細料含量都需要使用不同之經驗參數。也因為如此，在分析麥寮砂內 CPT 結果時必須單獨的確定其細料含量。將 FC=0、15、及 30 % 麥寮砂之標定試驗結果以同樣的經驗模式，分別為每一種細料含量迴歸 (regression) 出經驗常數。使用公式 (2-21) 分別對不同細料含量做最佳化而得之經驗參數以及其相關係數結果如表 2.8。因 FC=50% 之麥寮砂所做標定試驗有限，所以沒有做經驗常數計算。圖 2.23 顯示 CPT 標定試驗數據與

經驗公式之對比，將公式(2-21)重組成

$$C_0 \times [K]^{C_2} \times \exp[C_3 \times e_c] = \left[\frac{q_t}{P_{a2}} \right] \left[\frac{P_a}{\sigma'_v} \right]^{C_1+C_2} \dots\dots\dots(2-22)$$

假設 $n = (C_1 + C_2)$ ，而 n 就是應力指數 (stress exponent)，公式(2-22) 就相當於對 σ'_v 做正規化之 q_c 通常稱之為 q_{c1N} (Robertson and Wride, 1998)；本研在為了方便和 Stark and Olson (1995)與 Robertson and Wride (1998) 進行比較，因此假設學者所提出之 q_{c1N} 等於 q_{t1N} 。

$$q_{c1N} = q_{t1N} = C_0 \times [K]^{C_2} \times \exp[C_3 \times e_c] \dots\dots\dots(2-23)$$

表 2.8 顯示當 FC 從 0 % 增加至 30% 時， n 或 $(C_1 + C_2)$ 也從 0.45 增加到 0.67，此一趨勢與 Olsen and Malone (1988) 之研究結果一致。 C_0 與 C_3 之絕對值隨 FC 之增加而遞減，顯示在相同應力狀態下，當細料含量增加時麥察砂之壓縮性也隨之增加（剪脹性較小）此一現象導致砂土之圓錐貫入阻抗減小。當 FC 達到 30%，CPT 變成部份排水狀態，使得 q_t 以及 C_0 與 C_3 之絕對值又明顯下降。但是由於 n 隨 FC 增加，所以當 σ'_v 增加時前述 FC 對 q_t 之影響會逐漸消失。圖 2.24 根據公式(2-21)之推算以圖解的方式來解釋前述麥察砂中 q_t 、有效垂直應力與 FC 之相互關係。在相同之 e 、 σ'_{vo}/p_a 與 K_0 情況下，FC = 15% 時之 q_t ($q_t(FC=15\%)$) 比 FC = 0% 時之 q_t ($q_t(FC=0\%)$) 低，但此差別隨 σ'_{vo}/p_a 之增加逐漸消失。

圖 2.25 顯示麥察砂 CPT 標定試驗結果所得 I_c 與直接從標定槽試體所量得細料含量之比較，麥察砂室內 CPT 標定之 I_c 與細料含量之關係與 Robertson and Wride (1998) 所述並無一致性，其 I_c 大多介於 2 與 3 之間只隨 FC 做約略的增加。

2.8 非擾動砂土試體取樣

現有砂土中非擾動試體取樣大約可分為三種。一種為以鑽機配合取樣器直接採樣。第二種為將冷凍管埋設於地盤之中，藉由液態氮或冷凍液的循環，將地層中之孔隙水凍結後再以鑽機配合各種取樣器取樣，此方法為最常使用。第三種為以先將土樣以鑽機配合取樣器從地層中取出後，馬上將土樣冷凍後放入冰櫃中冷藏。將試體冰凍可避免於鑽掘取樣、搬運以及架設試驗時擾動試體。

Yoshimi et al. (1994) 曾以現地冰凍法在日本的 6 處工址成功取得乾淨砂之非擾動冰凍試體，然後將試體送回實驗室進行動態三軸試驗。每一工址為取得直徑 610mm 冰凍試體，必須冰凍 800mm 直徑之土體，需要使用液態氮 (-196°C) 30 小時或低溫 (-30°C) 氯化鈣滷水 (calcium chloride brine) 12 天的冷凍時間才能夠完成取樣。此法需耗費大量液態氮或氯化鈣滷水並且需要長時間作業，非常耗時而且不符實際效益，所以很少在實際工程案例中被使用。

Hofmann et al. (2000) 以現地冰凍取樣，選定取樣目標為地下 27 至 37 公尺處，結果使半徑 1 公尺砂土柱冰凍需消耗 $90,000\text{m}^3$ 液態氮，作業時間長達 384 小時 (16 天)。本法與上述方法類似，同樣需耗費大量液態氮與長時間作業，所以也很少被採用。

Konrad et al. (1995) 是第一位使用 Laval sampler 於常溫下將低細料含量砂土成功取樣者，Laval sampler 是 La Rochelle et al. (1981) 原先為高靈敏性軟弱黏土取樣而設計，可取直徑 200 mm 與長度 600 mm 之高品質非擾動試體。除了取樣，Konrad et al. (1995) 也提出了 Laval sampler 砂土試體於常溫下，在地表使用乾冰從試體頂部/底部緩慢冰凍的程序來保存試體，以避免試體在運送過程中被擾動。在冰凍的過程中因溫度降低而膨脹

之孔隙水從底部/頂部排出，如此可以避免對試體產生擾動。

Høeg et al. (2000) 嘗試使用直徑 50mm SGI (Swedish Geotechnical Institute) 活塞取樣器，在常溫下於天然粉土中成功的取得薄管試體。以及使用直徑 73mm，管壁厚 1mm，管長 260mm 的薄管，在地表 2.5m 下開挖孔內以手壓貫入的方法成功的取得粉土細砂礫渣試體。當企圖以直徑 95mm NGI (Norwegian Geotechnical Institute) 活塞取樣器取樣時，都無法成功取得薄管試體，即使在緊鄰地下水位面上的毛細負壓力土層中，仍無法取得試體。SGI 活塞取樣器所取得的試體在貫入取樣時，於貫切器附近會有些許的擾動，而且試體載運回實驗室的過程中也會有部分的擾動，甚至試體擠出的過程也會造成試體更為緊密，但這些擾動與重模試體的擾動情形相比較，Høeg et al. (2000) 仍認為 SGI 活塞取樣器所取得的試體是非擾動的。

表 2.1 各種現地試驗評估液化阻抗之優缺點比較(Youd et al., 2001)

比較項目	試驗方法			
	SPT	CPT	V _s	BPT
過去在液化地點所做之量測 應力-應變關係對試驗之影響 品質控制與重覆性 土層變異性之辨別 建議使用之土層類型 試體獲得 量測指標或工程性質	豐富 部分排水，大應變 差至佳 密集取樣較佳 非礫石 可 量測指標	豐富 排水，大應變 極佳 極佳 非礫石 否 量測指標	有限 小應變 佳 普通 皆可 否 工程性質	稀少 部分排水，大應變 差 普通 以礫石為主 否 量測指標

表 2.2 反覆阻抗比修正係數 C_r (修改自 Kramer, 1996)

Reference	Equation	$K_o=0.4$	$K_o=1.0$
Finn et al. (1971)	$C_r = (1 + K_o)/2$	0.7	1.00
Seed and Peacock(1971)	Varies	0.55~0.72	1.0
Castro (1975)	$C_r = 2(1 + 2K_o)/3\sqrt{3}$	0.69	1.15
Seed (1979)	$C_r = (1 + 2K_o)/3$	0.6	1.00

表 2.3 細粒料含量對於抗液化強度與穩定狀態強度的影響

(蔡明道, 2001)

當 FC 增加，強度減小	Chang(1990), Chameau and Sutterer (1994), Vaid(1994), Koester(1994), Singh(1994), Finn et al.(1994), Zlatovic and Ishihara(1997), Lade and Yamamuro(1997) 等人
當 FC 增加，強度增大	Chang et al.(1982), Dezfulian(1982), Amini and Qi(2000) 等人
當 FC 增加，強度減至最小後再隨 FC 增加而增加	Law and Ling(1992), Koester(1994), Thevanayagam(1998), Thevanayagam et al.(2000), Polito et al.(2001) 等人

表 2.4 三軸試體製作方式之比較 (黃耀道, 2007)

試體製作方式	乾置法	氣落法	濕夯法	濕震法	水中沉降法	泥漿沉降法
製作時間	快	快	快	快	慢	慢
試體狀態	乾	乾	半濕	半濕	全濕	全濕
試體特性	粗細均勻	粗細不均勻	粗細均勻	粗細均勻	粗細不均勻	粗細不均勻
分層製作	需分層	可不分層	需分層	可不分層	需分層	可不分層
緊密控制方式	敲打模具	實落高度	夯實控制	敲打模具	敲打模具	敲打模具
緊密度範圍	中	中-高	低-中-高	低-中-高	中	中
排氣的程序	需要	需要	需要	需要	不需要	不需要
試體自立方式	抽氣自立	抽氣自立	試體可自立	試體可自立	試體可自立	試體可自立

製作的技術性	簡易	簡易	簡易	普通	技術性高	技術性高
--------	----	----	----	----	------	------

表 2.5 麥寮砂與其他砂土基本性質之比較

(Almeida et al., 1991 ; Fioravante et al., 1991 ; Borden, 1992 ; 張嘉偉, 1997)

性質	麥寮砂	Quiou 砂	Toyoura 砂	Ticino 砂
組成礦物	石英(quartz) 白雲母(muscovite) 綠泥石(clinocllore) 長石(Feldspar)	碳酸鈣(CaCO ₃) 石英(quartz)	長石(feldspar) 石英(quartz)	矽 (silica) 石英(quartz)
D_{50} , mm	0.125	0.72	0.16	0.53
D_{10} , mm	0.065	0.14	0.13	0.36
C_u	2.15	3	1.46	1.58
細料含量, %	15	4~20	0	0
比重	2.69	2.71	2.64	2.69
顆粒形狀	次角形 (sub-angular) 薄片形 (flaky)	次角形 (sub-angular)	次角形 (sub-angular)	次角形 (sub-angular) 角形 (angular)
e_{max}	1.058	1.281	0.977	0.931
e_{min}	0.589	0.831	0.605	0.579
ϕ'_{crit}	31.60	-	30.92	-

ϕ'_{crit} = 臨界狀態下之排水摩擦角

表 2.6 不同細粒料含量下最大與最小乾單位重 (張嘉偉, 1997)

細料含量 %	最大乾單位重 kN/m ³	最小乾單位重 kN/m ³	比重
0	15.559	12.047	2.61
6.3	16.128	12.106	2.68
15	16.608	12.822	2.69
20	16.353	12.547	2.67
22.5	16.412	12.243	2.65
30	16.480	11.968	2.70
40	16.883	11.772	2.71
50	17.001	11.517	2.71
60	15.490	9.457	---
80	14.587	8.554	---

表 2.7 CPT 試驗結果表 (修改自張嘉偉, 1997; 許鈞程, 1999; 王統立, 2000)

Test No.	FC %	D _{ro} %	K	σ'_v kPa	e_c	q_t MPa	f_s kPa	ΔU_2 kPa	t_{50} min
97-1113-D-S	<5	50	0.5	49.0	0.872	2.65	13.2	--	--
97-1114-D-S	<5	50	0.5	98.1	0.867	3.99	35	--	--
97-1115-D-S	<5	50	0.5	196.2	0.857	5.98	61.2	--	--
98-0505-D-S	<5	50	1	98.1	0.89	4.66	50.0	--	--
98-0507-D-S	<5	50	1	98.1	0.89	4.79	56.0	--	--
98-0510-D-H	<5	50	1	98.1	0.89	4.47	**	--	--
97-1002-D-S	<5	50	1	49.0	0.895	5.08	48.8	--	--
97-1110-D-S	<5	50	1	24.5	0.897	3.81	18.6	--	--
97-1111-D-S	<5	50	1	196.2	0.878	8.57	101.9	--	--
99-1120-S-S	<5	50	1	98.1	0.89	3.32	10.9	-30.0	--
97-1220-D-S	<5	50	2	98.1	0.87	7.18	108.9	--	--
97-1229-D-S	<5	50	2	196.2	0.85	13.10	334.6	--	--
97-1030-D-H	<5	70	0.5	49.0	0.837	4.78	**	--	--
97-1101-D-H	<5	70	0.5	98.1	0.831	6.80	**	--	--
97-1108-D-H	<5	70	0.5	196.2	0.824	7.54	97.4	--	--
97-1020-D-H	<5	70	1	49.0	0.856	6.88	**	--	--
97-1027-D-H	<5	70	1	24.5	0.858	4.21	28	--	--
97-1023-D-H	<5	70	1	196.2	0.84	11.71	**	--	--
97-1219-D-H	<5	70	2	98.1	0.846	8.84	128.5	--	--
97-1223-D-H	<5	70	2	196.2	0.825	14.89	316.3	--	--
97-1204-D-H	<5	85	0.5	49.0	0.736	4.73	42.7	--	--
97-1208-D-H	<5	85	0.5	98.1	0.732	6.53	77.2	--	--
97-1129-D-H	<5	85	0.5	196.2	0.727	7.93	109.2	--	--
97-1117-D-H	<5	85	1	24.5	0.735	5.35	52.6	--	--
97-1118-D-H	<5	85	1	49.0	0.733	8.12	120	--	--
97-1230-D-H	<5	85	1	196.2	0.716	12.15	265.0	--	--
99-1216-D-H	<5	85	2	98.1	0.698	10.27	184.1	--	--
97-1222-D-H	<5	85	2	196.2	0.688	17.70	426.4	--	--
97-0331-D-H	15	50	1	196.2	0.766	8.77	33.2	--	--
97-0327-D-H	15	50	1	294.3	0.754	11.34	40.1	--	--

97-0415-D-H	15	50	1	490.3	0.731	18.62	163.8	--	--
97-0417-D-H	15	50	1	98.1	0.785	5.58	**	--	--
97-0611-D-H	15	50	2	98.1	0.795	9.26	**	--	--
97-0612-D-H	15	50	2	196.2	0.74	14.66	**	--	--
Test No.	FC %	D _{ro} %	K	σ'_v kPa	e_c	q_t MPa	f_s kPa	ΔU_2 kPa	t_{50} min
97-0613-D-H	15	50	2	294.3	0.713	18.60	**	--	--
97-0227a-D-H	15	70	1	49.0	0.729	9.00	65.0	--	--
97-0213-D-H	15	70	1	49.0	0.729	3.01	**	--	--
97-0217-D-H	15	70	1	98.1	0.722	7.02	**	--	--
97-0213a-D-H	15	70	1	196.2	0.712	10.60	72.1	--	--
97-0217a-D-H	15	70	1	294.3	0.704	15.90	**	--	--
97-0501-D-H	15	70	1	294.3	0.704	14.44	104.1	--	--
97-0227-D-H	15	70	1	490.3	0.689	25.50	155.0	--	--
96-1111-S-S	15	70	1	49.0	0.729	6.12	50.0	-24.88	--
96-1127-S-S	15	70	1	49.0	0.729	5.66	44.4	-10.01	--
96-1106-S-S	15	70	1	98.1	0.721	8.52	85.2	-58.01	--
96-1206-S-S	15	70	1	147.1	0.715	10.27	85.6	-48.0	--
96-1230-S-S	15	70	1	196.2	0.712	11.61	2.92	-51.44	--
97-0120-S-S	15	70	1	294.3	0.704	14.91	10.6	-242.85	0.05
97-0304-D-H	15	70	2	98.1	0.708	12.70	96.8	--	--
97-0305-D-H	15	70	2	196.2	0.702	16.38	**	--	--
97-0304a-D-H	15	70	2	294.3	0.696	22.14	281	--	--
97-0305a-D-H	15	70	2	392.3	0.693	25.94	**	--	--
97-0515-D-H	15	85	1	294.3	0.562	16.12	**	--	--
97-0518-D-H	15	85	1	490.3	0.554	25.50	**	--	--
97-0520-D-H	15	85	1	196.2	0.566	13.19	**	--	--
97-0523-D-H	15	85	1	98.1	0.572	9.35	**	--	--
97-0605-D-H	15	85	2	98.1	0.57	12.20	**	--	--
97-0608-D-H	15	85	2	294.3	0.562	28.89	**	--	--
97-0610-D-H	15	85	2	196.2	0.566	18.18	**	--	--
97-0708-D-H	15	50	0.5	490.3	0.725	15.07	**	--	--
97-0710-D-H	15	50	0.5	98.1	0.775	3.22	**	--	--
97-0723-D-H	15	50	0.5	294.3	0.744	9.03	**	--	--

97-0724-D-H	15	70	0.5	294.3	0.729	9.18	**	--	--
97-0725-D-H	15	70	0.5	98.1	0.741	6.29	**	--	--
97-0805-D-H	15	85	0.5	294.3	0.569	14.07	**	--	--
97-0806-D-H	15	85	0.5	98.1	0.577	9.18	**	--	--
97-0807-D-H	15	85	0.5	490.3	0.563	21.70	**	--	--
97-0811-D-H	15	70	0.5	490.3	0.72	19.60	**	--	--
98-0528-S-S	30	50	0.5	49.0	0.69	0.83	**	15.0	0.26
98-0423-S-S	30	50	0.5	98.1	0.677	0.94	1.1	90.0	0.30
Test No.	FC %	D _{ro} %	K	σ'_v kPa	e_c	q_t MPa	f_s kPa	ΔU_2 kPa	t_{50} min
99-1217-S-S	30	50	0.5	98.1	0.677	0.79	2.6	82.0	--
98-0409-S-S	30	50	0.5	196.2	0.655	1.87	25.2	90.0	0.54
99-1210-S-S	30	50	0.5	196.2	0.655	1.40	4	75.96	--
98-0312-S-S	30	50	1	49.0	0.67	1.18	**	150.0	0.44
98-0122-S-S	30	50	1	98.1	0.65	1.51	15.1	107.3	0.16
98-0305-S-S	30	50	1	196.2	0.631	1.87	16.3	169.9	0.45
99-1023-D-H	30	50	1	98.1	0.65	3.64	23.85	--	--
99-1107-D-S	30	50	1	98.1	0.65	3.81	26.13	--	--
98-0324-S-S	30	50	2	98.1	0.653	2.05	15.92	194.2	--
98-0329-S-S	30	50	2	196.2	0.621	4.48	81.27	129.72	0.39
98-0125-S-S	30	70	1	98.1	0.646	1.49	**	--	--
00-0517-D-S	50	50	1	98.1	0.643	1.84	21.86	--	--
00-0513-D-S	50	50	1	196.2	0.617	4.32	78.85	--	--
99-1224-S-S	50	50	1	98.1	0.643	0.99	5.36	107.94	--
99-1230-S-S	50	50	1	98.1	0.643	0.79	12.23	53.0	4.97
00-0114-S-S	50	50	1	98.1	0.643	0.86	15.90	100.0	10.76
00-0118-S-S	50	50	1	196.2	0.617	1.40	**	143.04	16.24
00-0219-S-S	50	50	1	294.3	0.6	1.96	25.97	249.68	4.16
00-0310-S-S	50	50	1	392.4	0.589	3.03	49.92	181.25	3.61
00-0225-S-S	50	50	1.5	98.1	0.525	1.60	22.07	129.03	--
00-0324-S-S	50	70	1	196.2	0.586	2.37	30.37	110.0	3.72
00-0330-S-S	50	70	1	98.1	0.606	0.55	12.49	129.72	1.56
00-0420-S-S	50	70	1	294.3	0.572	2.28	35.28	179.73	3.42
00-0413-S-S	50	70	1.5	98.1	0.536	1.39	24.62	111.56	7.72

Test No.: year-number-Saturated (Dry) – Standard (Half-size) cone

** : sleeve friction reading not recorded

表 2.8 麥寮砂 CPT 的經驗常數

FC, %	C_0	C_1	C_2	C_3	相關係數, ρ
<5	382	0.03	0.42	-2.02	0.94
15	238	0.21	0.43	-1.61	0.96
30	55	0.03	0.64	-1.92	0.95

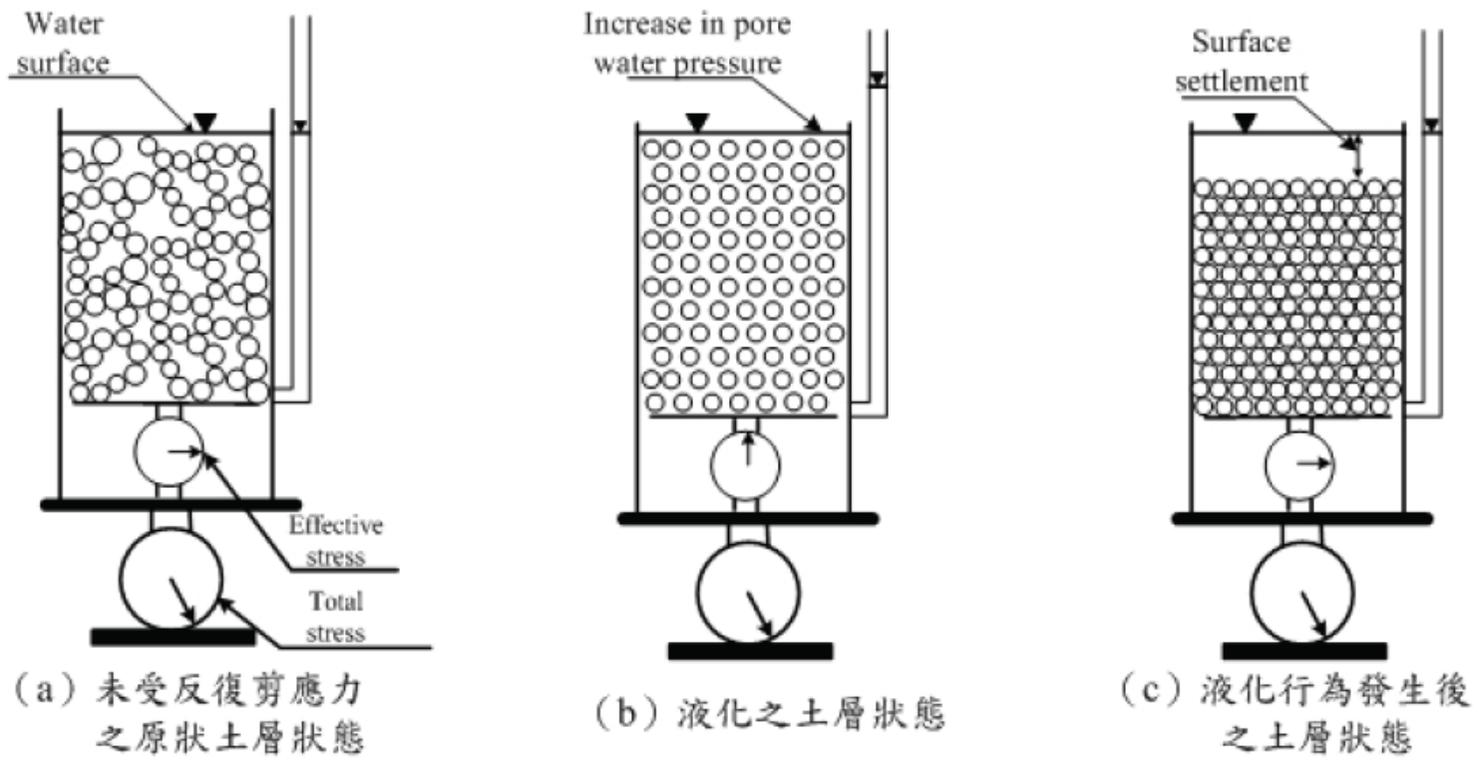


圖 2.1 液化示意圖 (Ishihara, 1985)

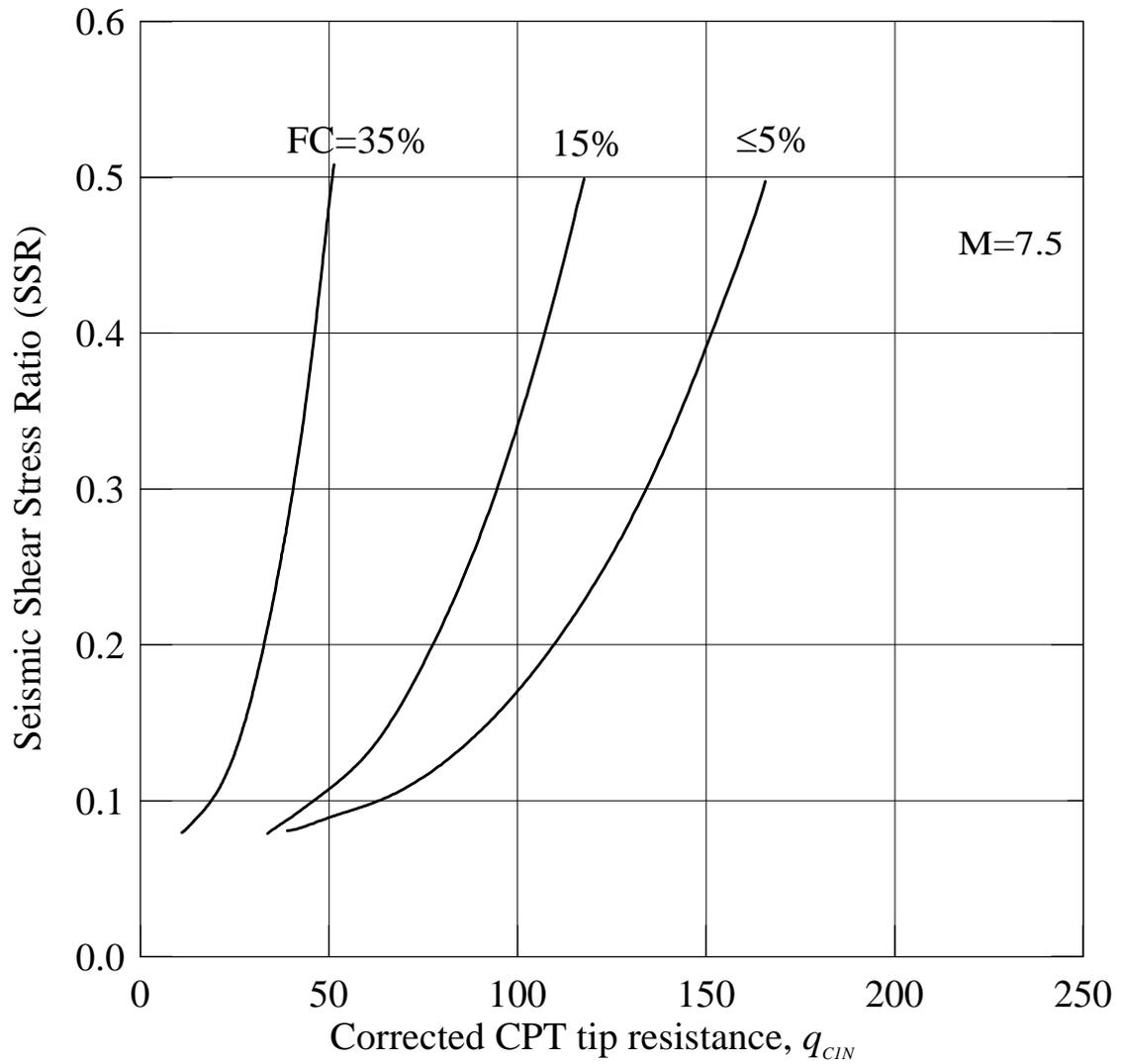


圖 2.2 不同細料含量之液化潛能臨界曲線圖 (Stark and Olson, 1995)

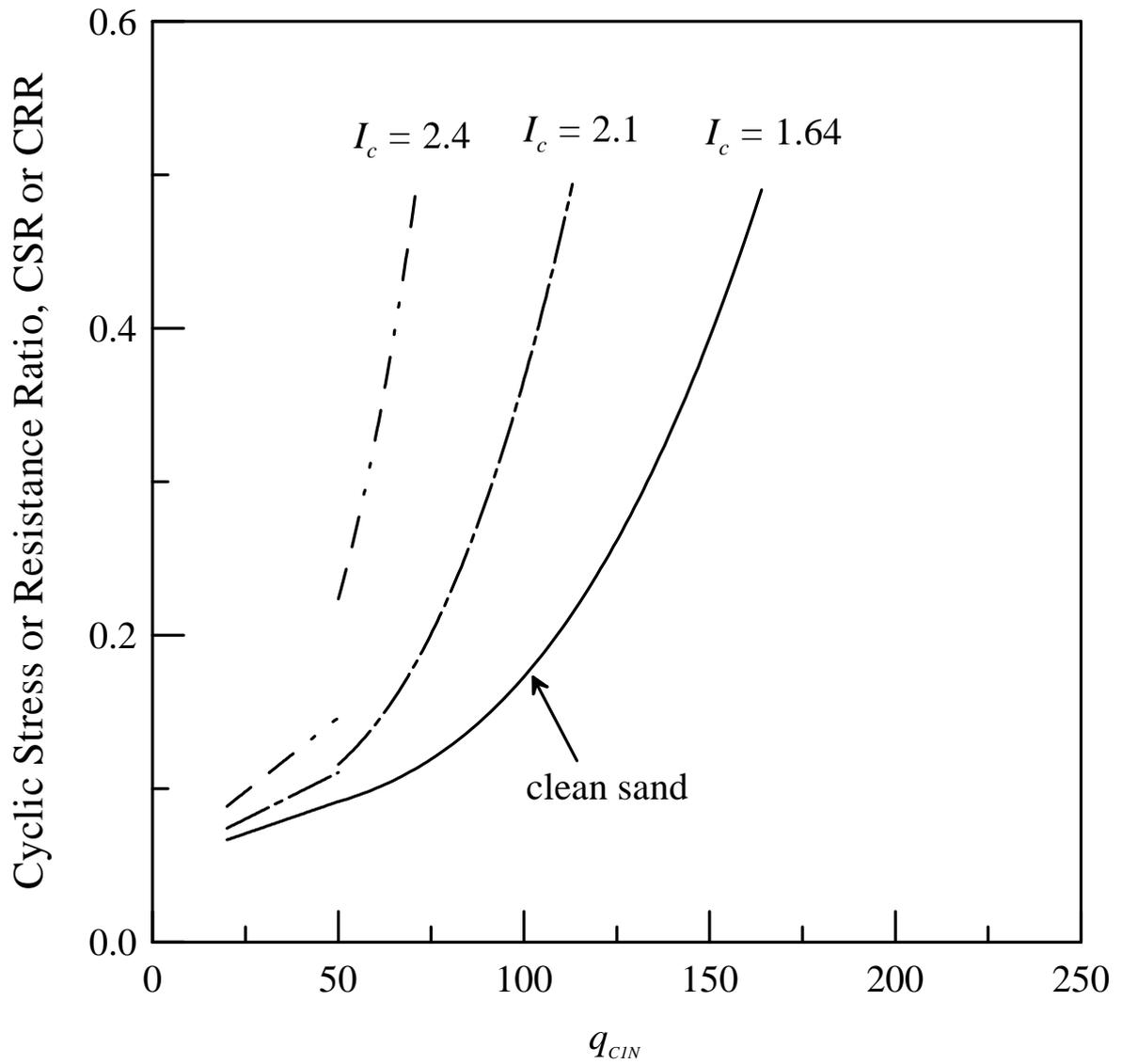
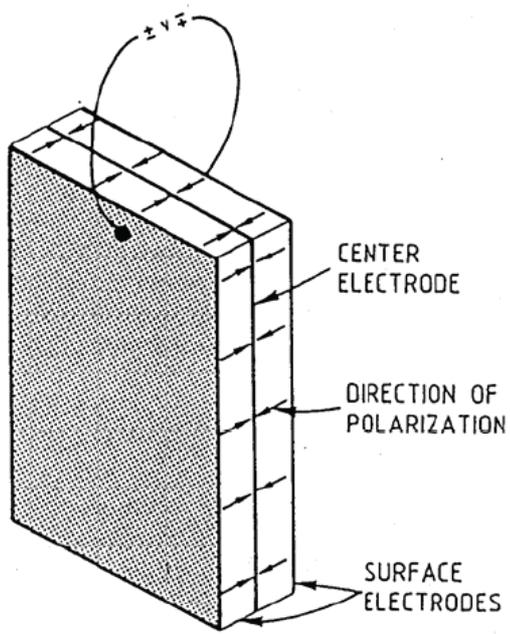
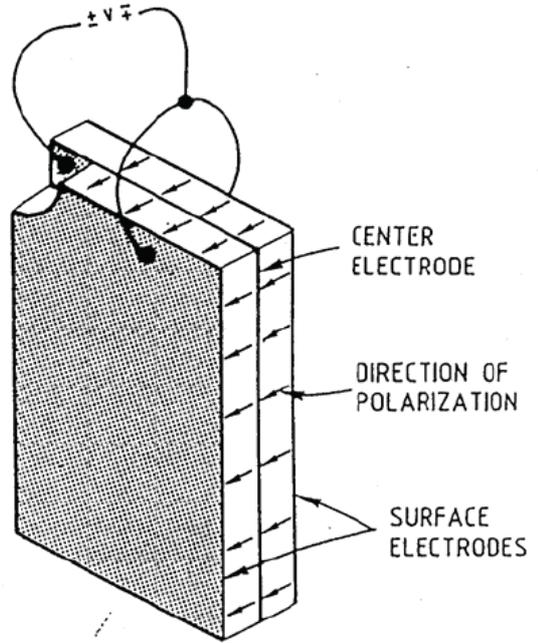


圖 2.3 乾淨砂與各種含細料砂土層 I_c 所界定出的 CRR 關係圖

(Robertson and Wride, 1998)



(a) 串聯式



(b) 並聯式

圖 2.4 剪力波元件連接方式 (Dyvik and Madshus, 1985)

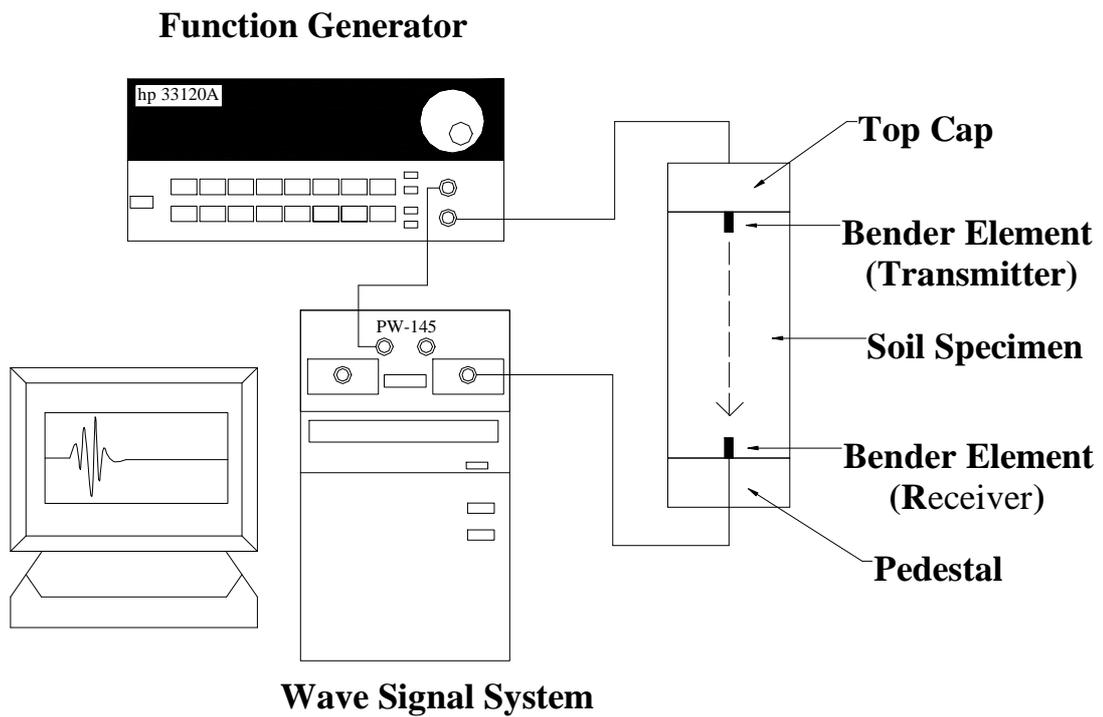


圖 2.5 剪力波量測試驗示意圖 (林靜怡, 2003)

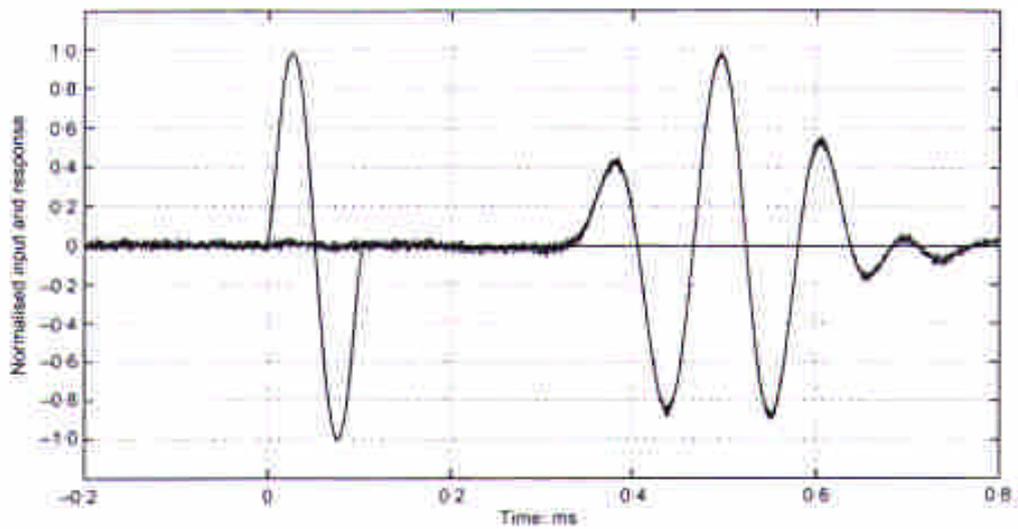


圖 2.6 剪力波傳送及接收訊號結果 (Ling and Greening, 2001)

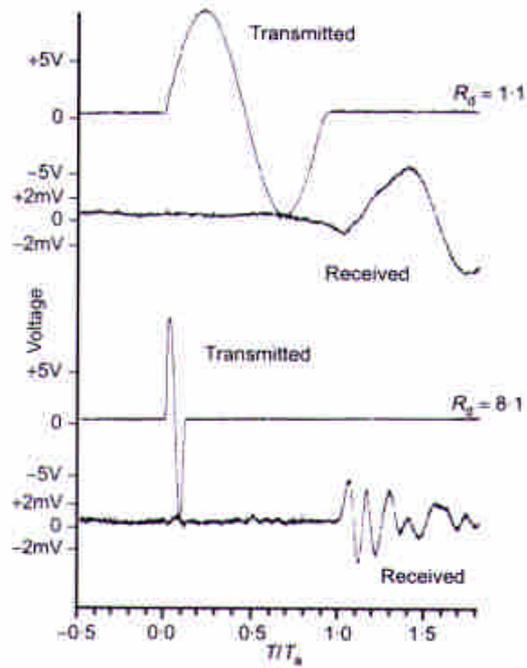


圖 2.7 不同 R_d 影響因子所致試驗結果 (Jovicic et al., 1996)

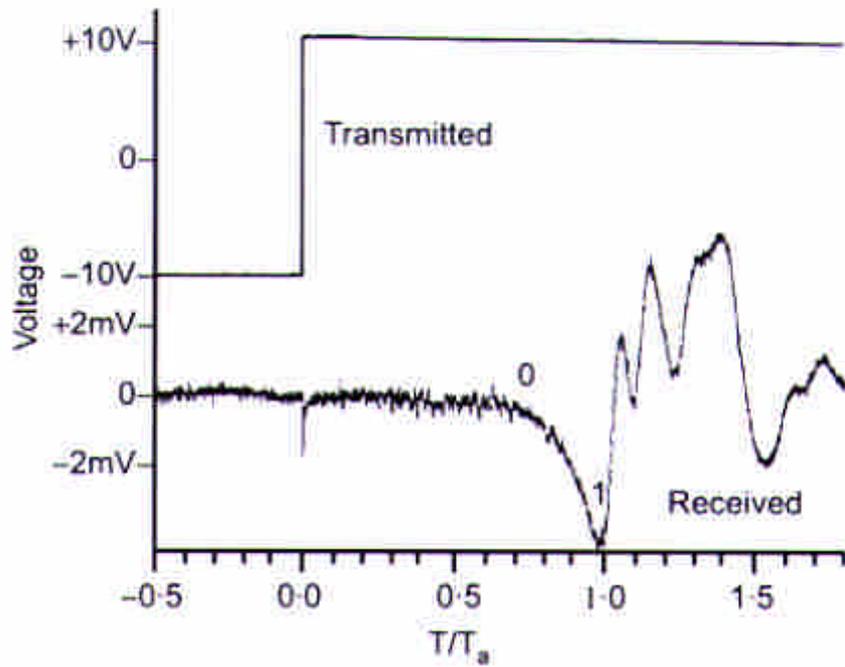


圖 2.8 高嶺土，以方波為激發源 (Jovicic et al., 1996)

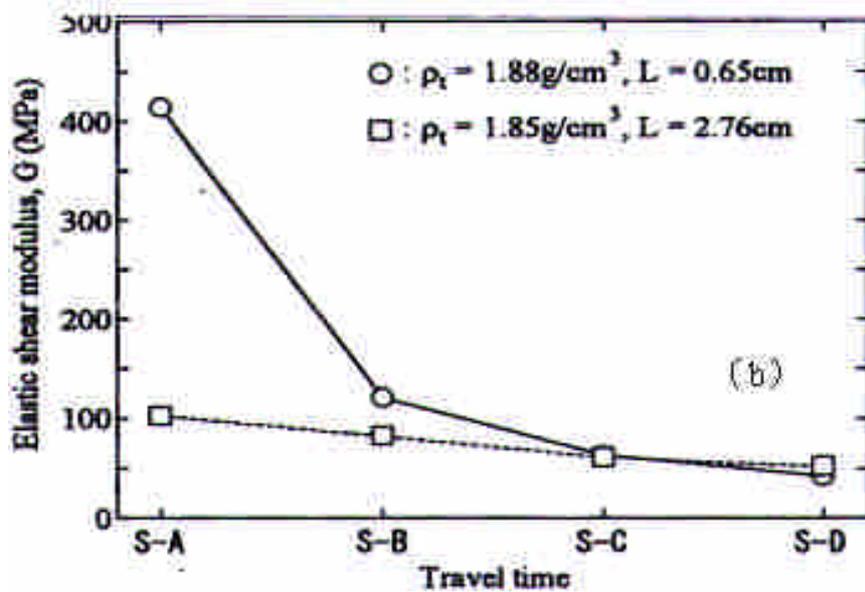
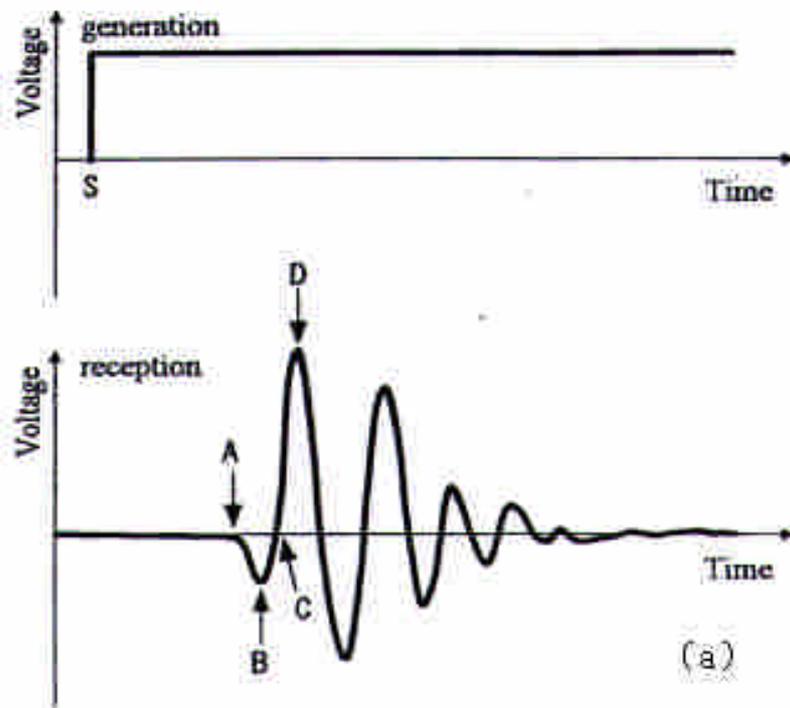


圖 2.9 不同時間到達點下試體長度對剪力模數 (G) 的影響
(Kawaguchi et al., 2001)

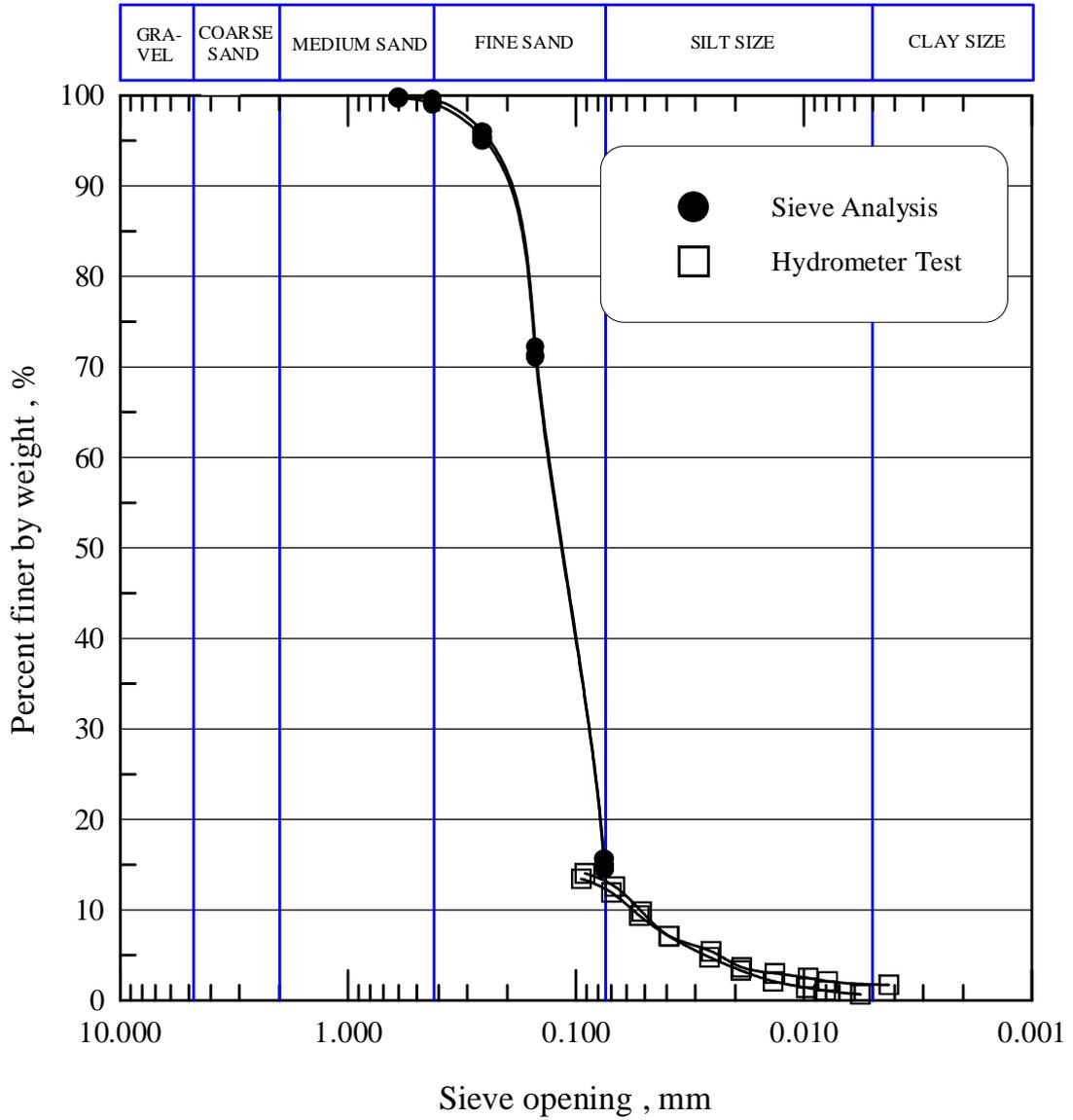
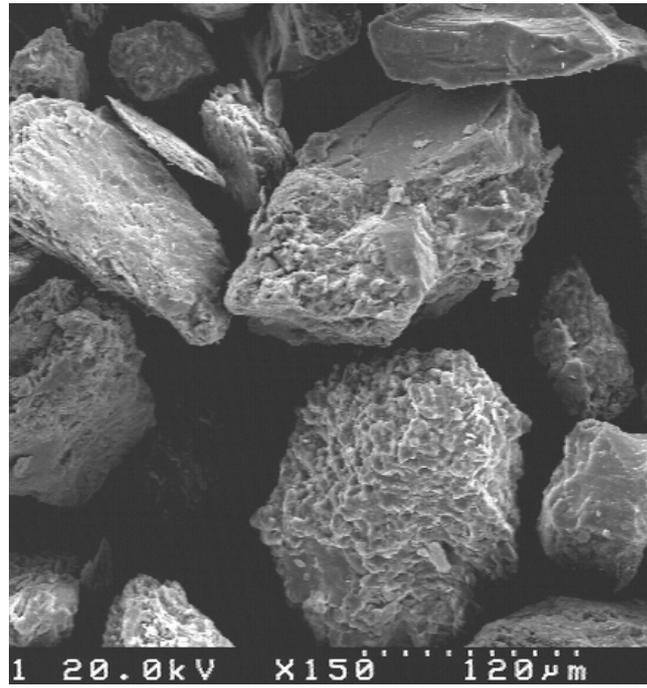
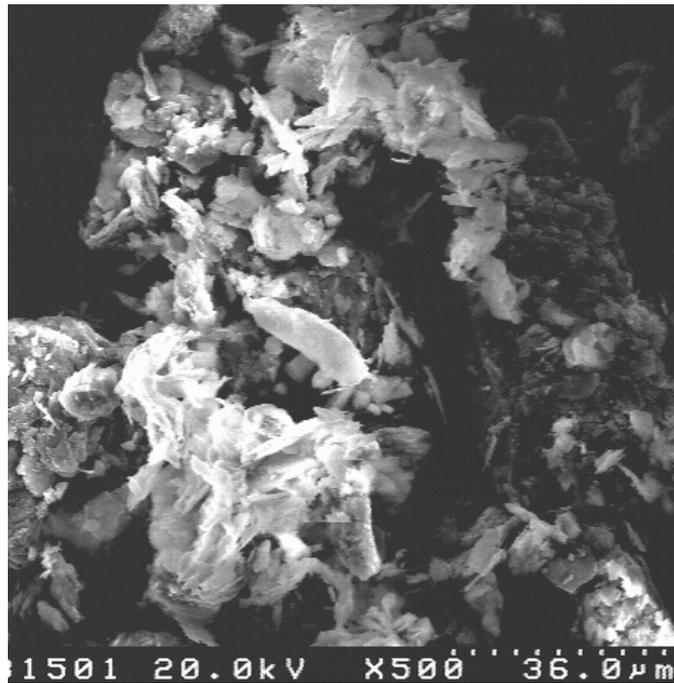


圖 2.10 麥寮砂之粒徑分布曲線 (張嘉偉, 1997)



粗顆粒放大 150 倍 (粒徑 > 0.074mm)



細顆粒放大 500 倍 (粒徑 < 0.074mm)

圖 2.11 麥寮砂電子顯微 (SEM) 照片 (王統立, 2000)

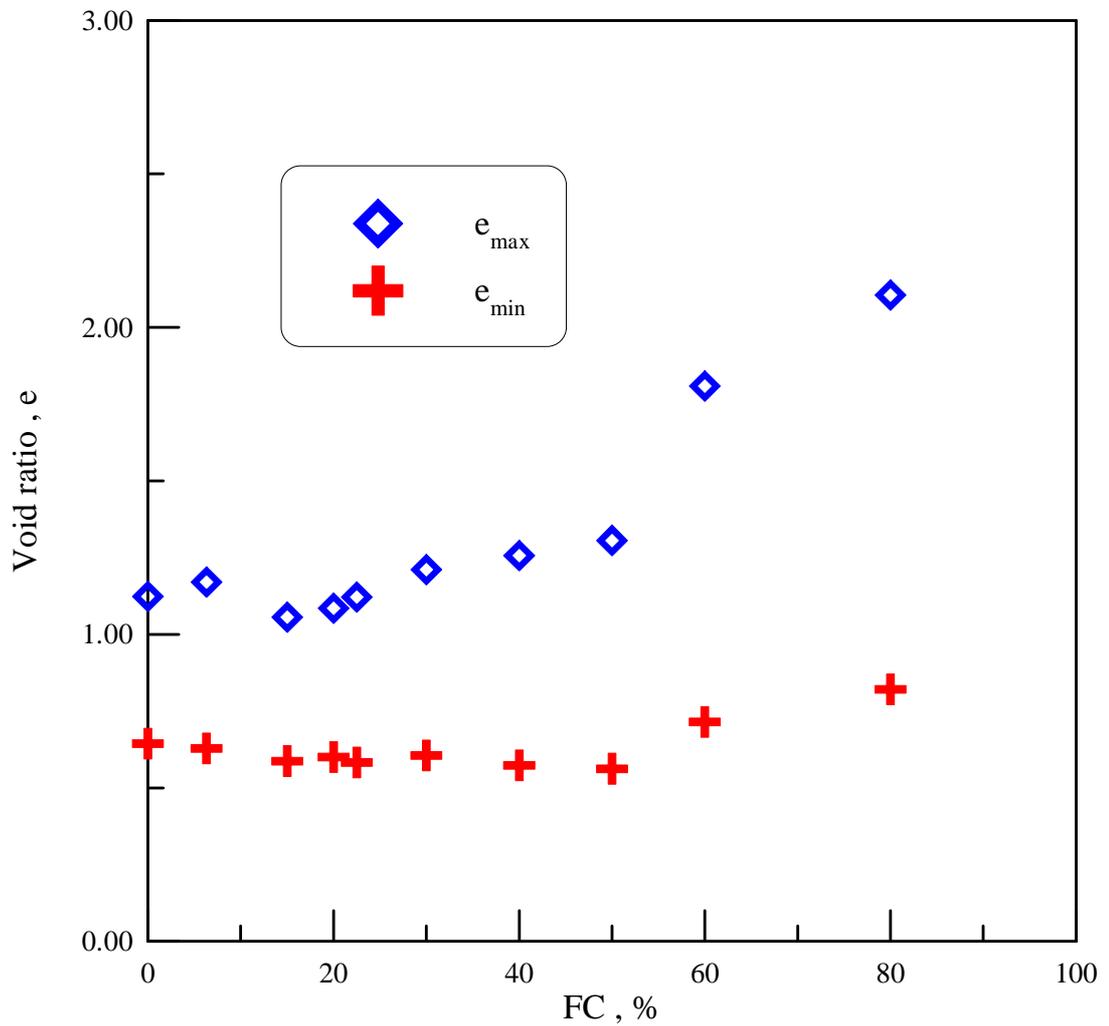


圖 2.12 麥寮砂細粒料含量與最大及最小孔隙比 (e_{max} 和 e_{min}) 之關係
(王統立, 2000)

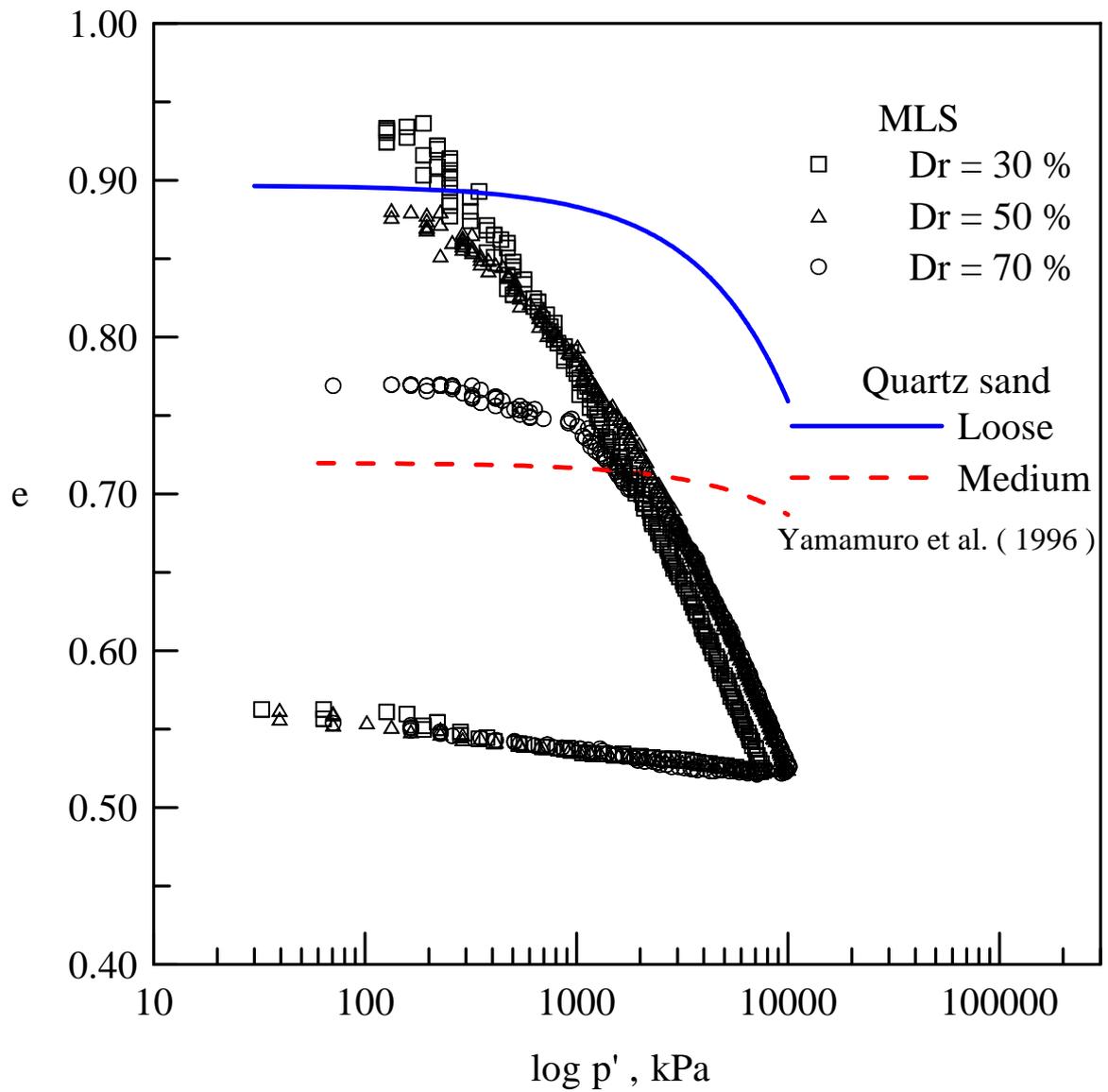


圖 2.13 單向度壓縮曲線 (張嘉偉, 1997)

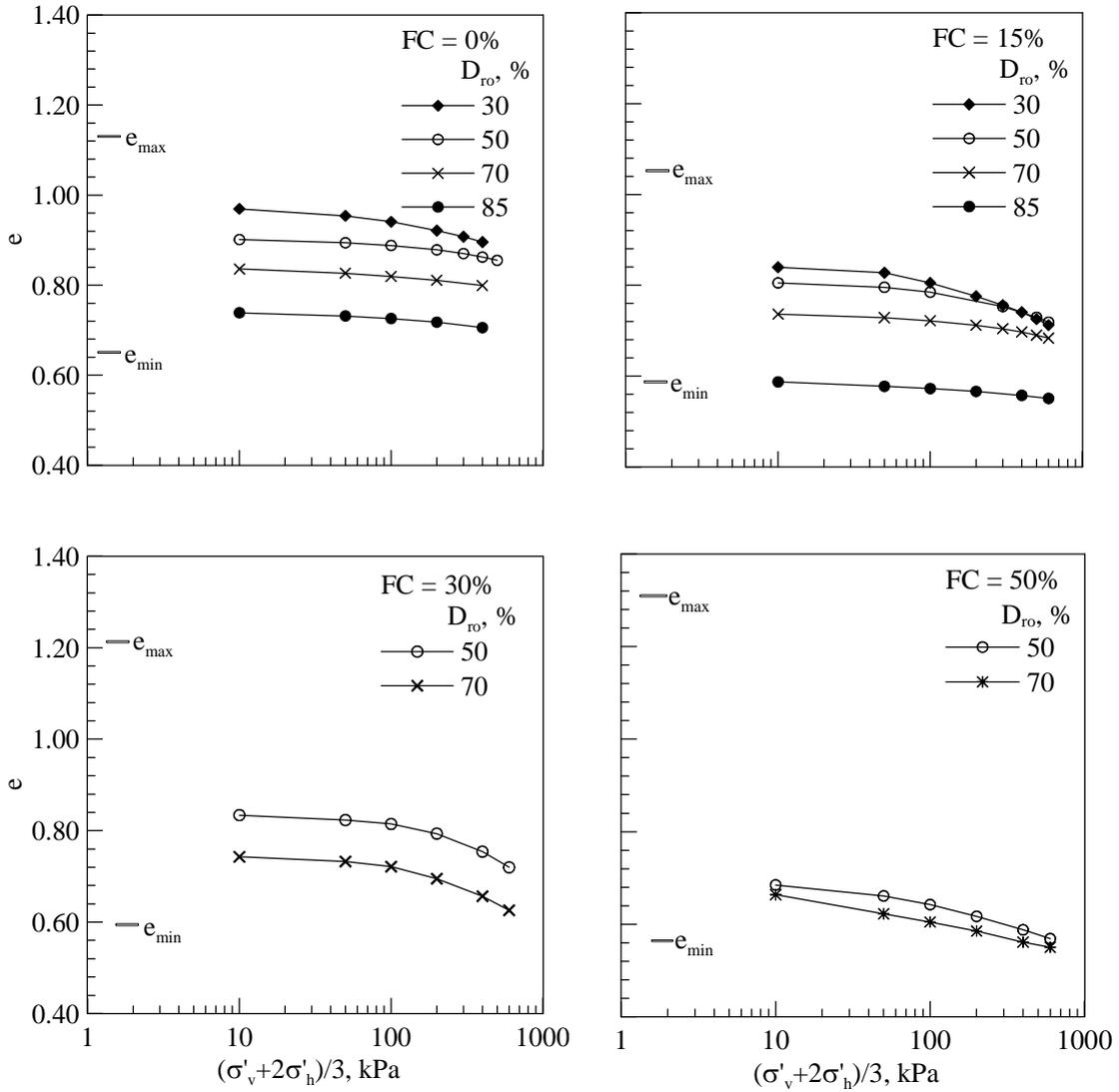


圖 2.14 麥寮砂之等向壓密曲線 (蔡明道, 2002)

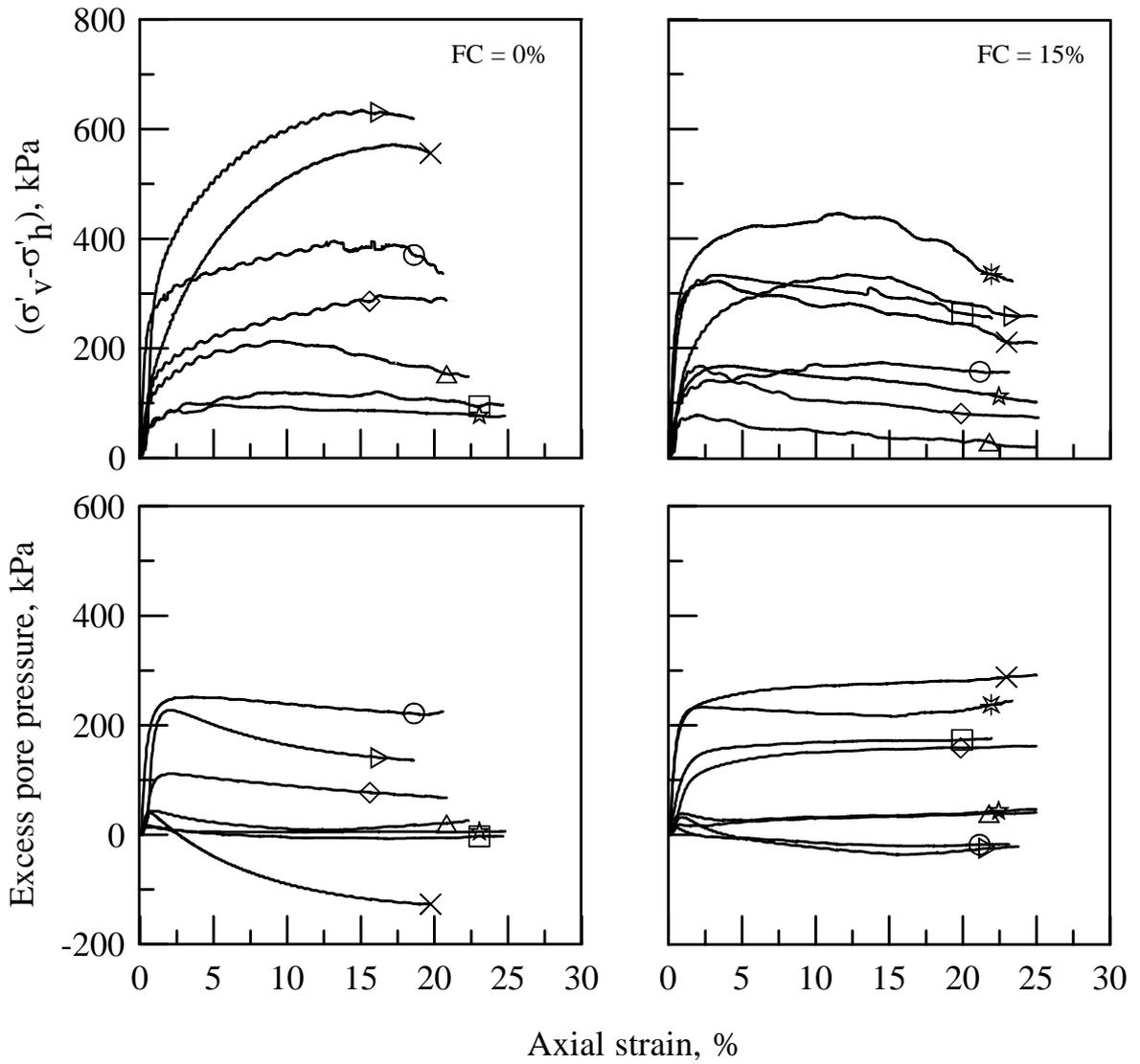


圖 2.15 麥寮砂 FC = 0 與 15% 三軸試驗應力、應變與超額孔隙水壓之相互關係 (蔡明道, 2002)

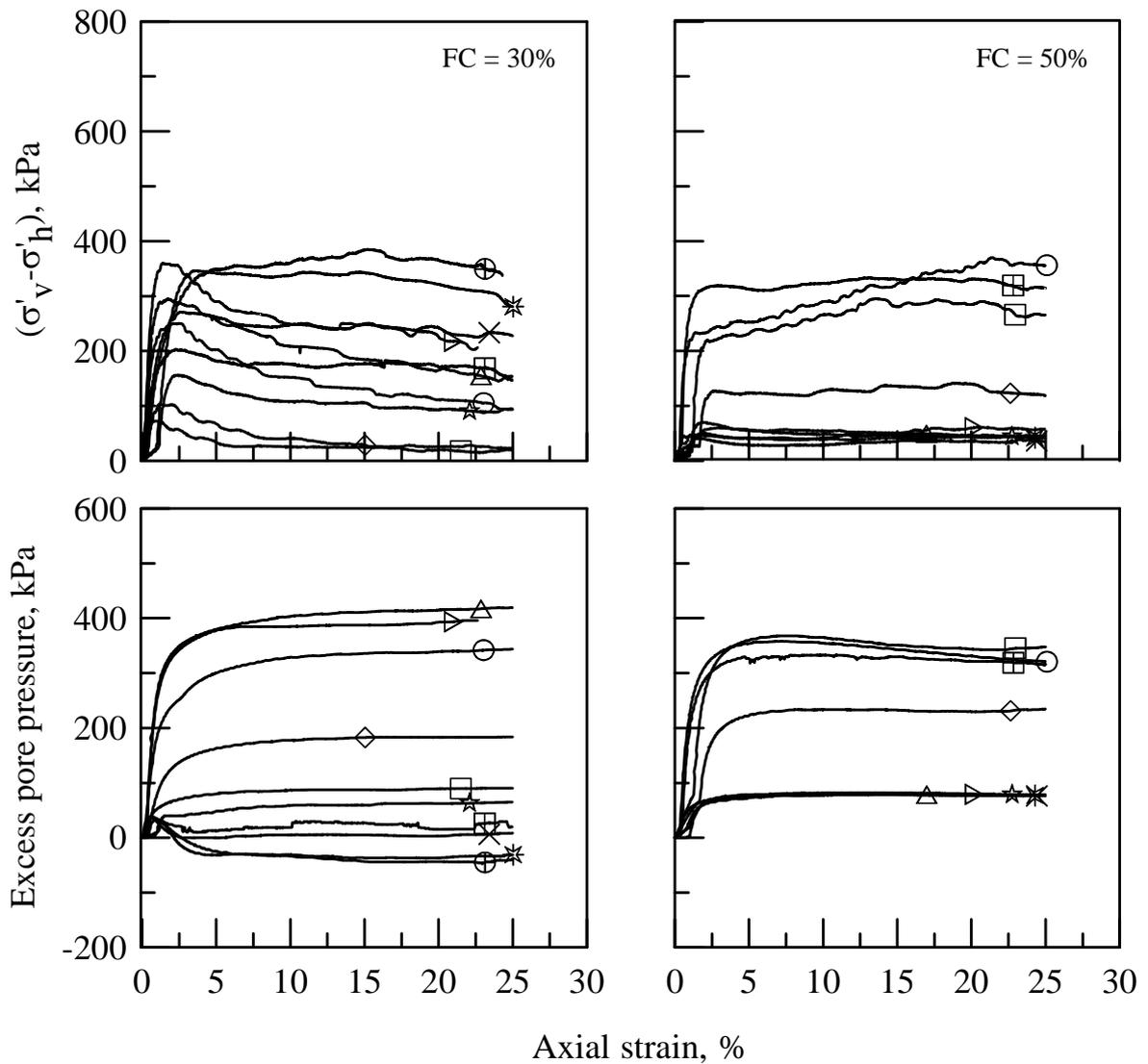


圖 2.16 麥寮砂 FC=30 與 50% 三軸試驗應力、應變與超額孔隙水壓之相互關係 (蔡明道, 2002)

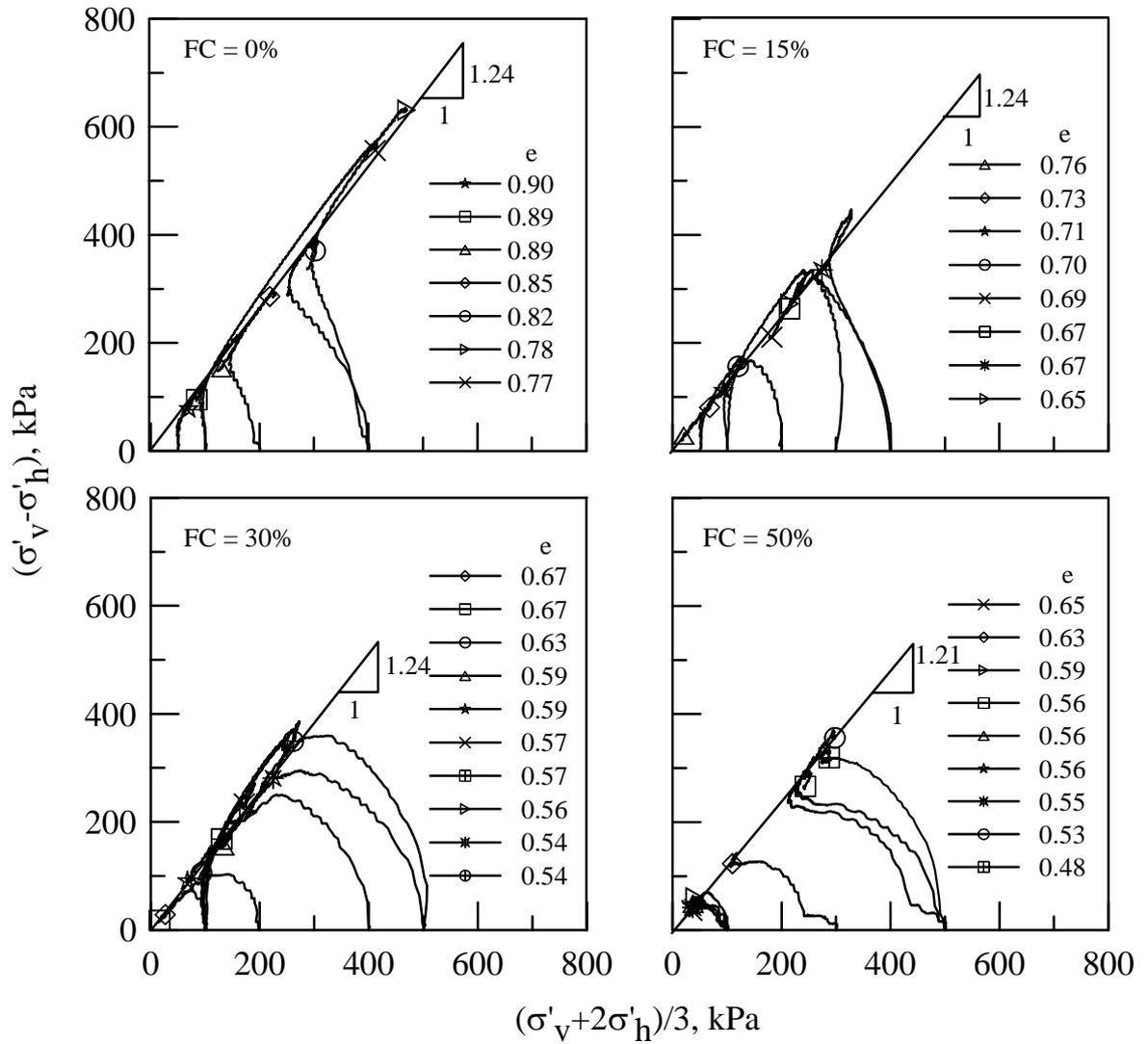


圖 2.17 麥寮砂三軸試驗有效應力路徑 (蔡明道, 2002)

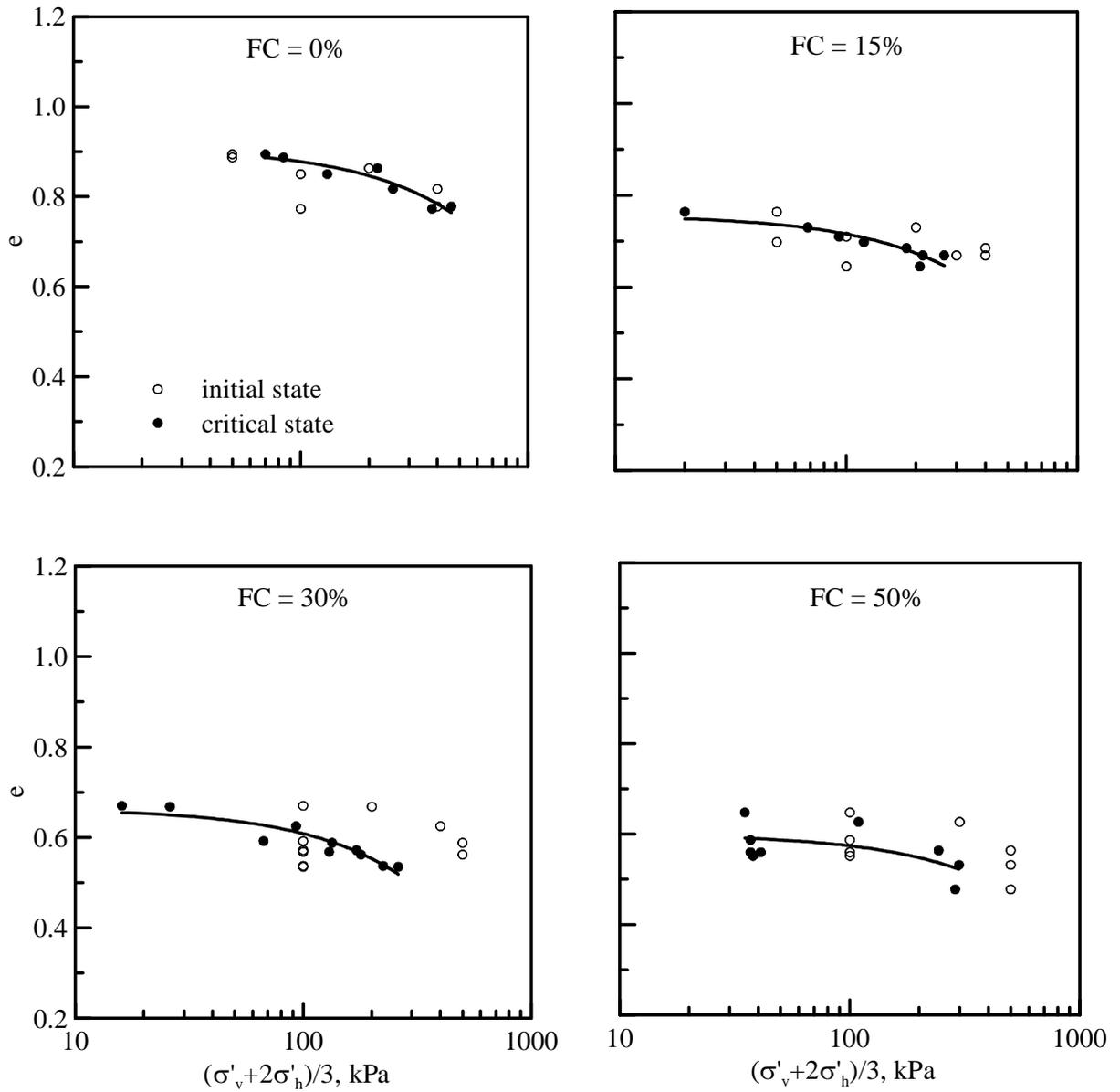


圖 2.18 麥寮砂三軸試驗之臨界狀態 (蔡明道, 2002)

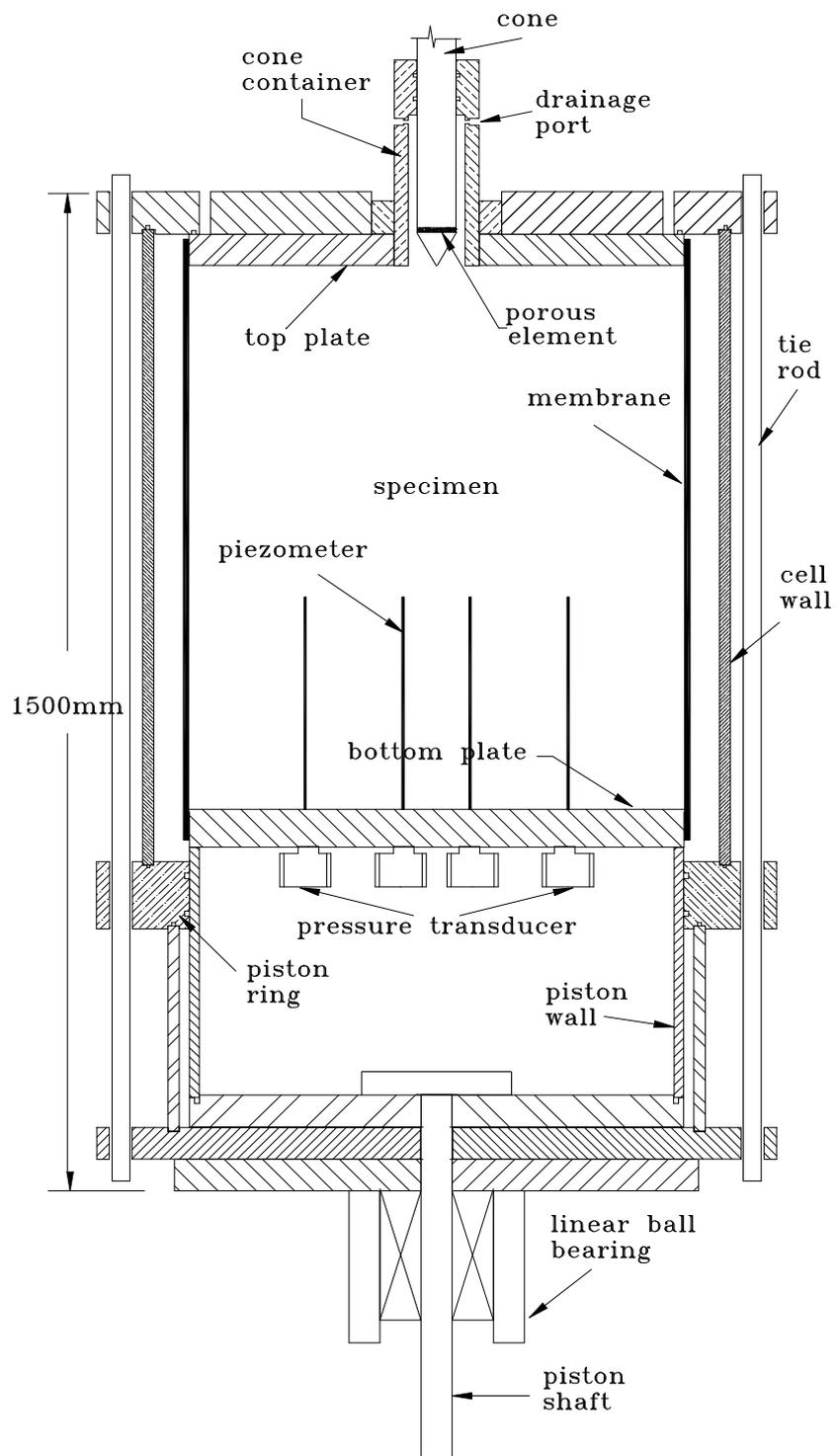
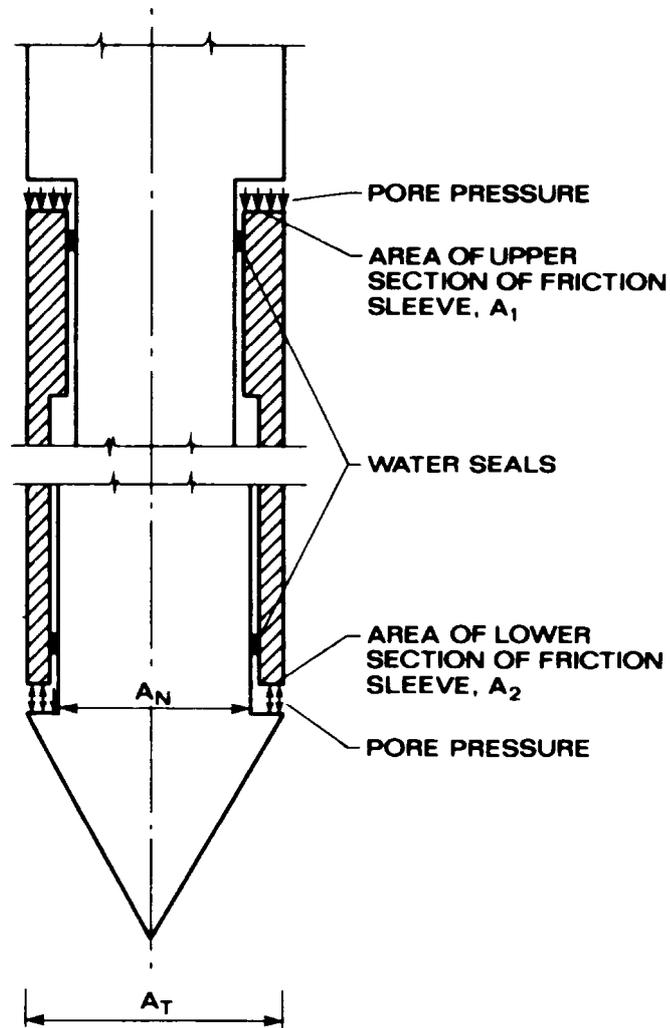


圖 2.19 可飽和試體之標定槽概念圖 (Huang et al., 1991)



NET AREA RATIO, $a = \frac{A_N}{A_T}$

FRICITION SLEEVE UNEQUAL END AREA,
 $A_1 \neq A_2$

圖 2.20 錐尖前後方受力面差距之修正

(Campanella and Robertson, 1988)

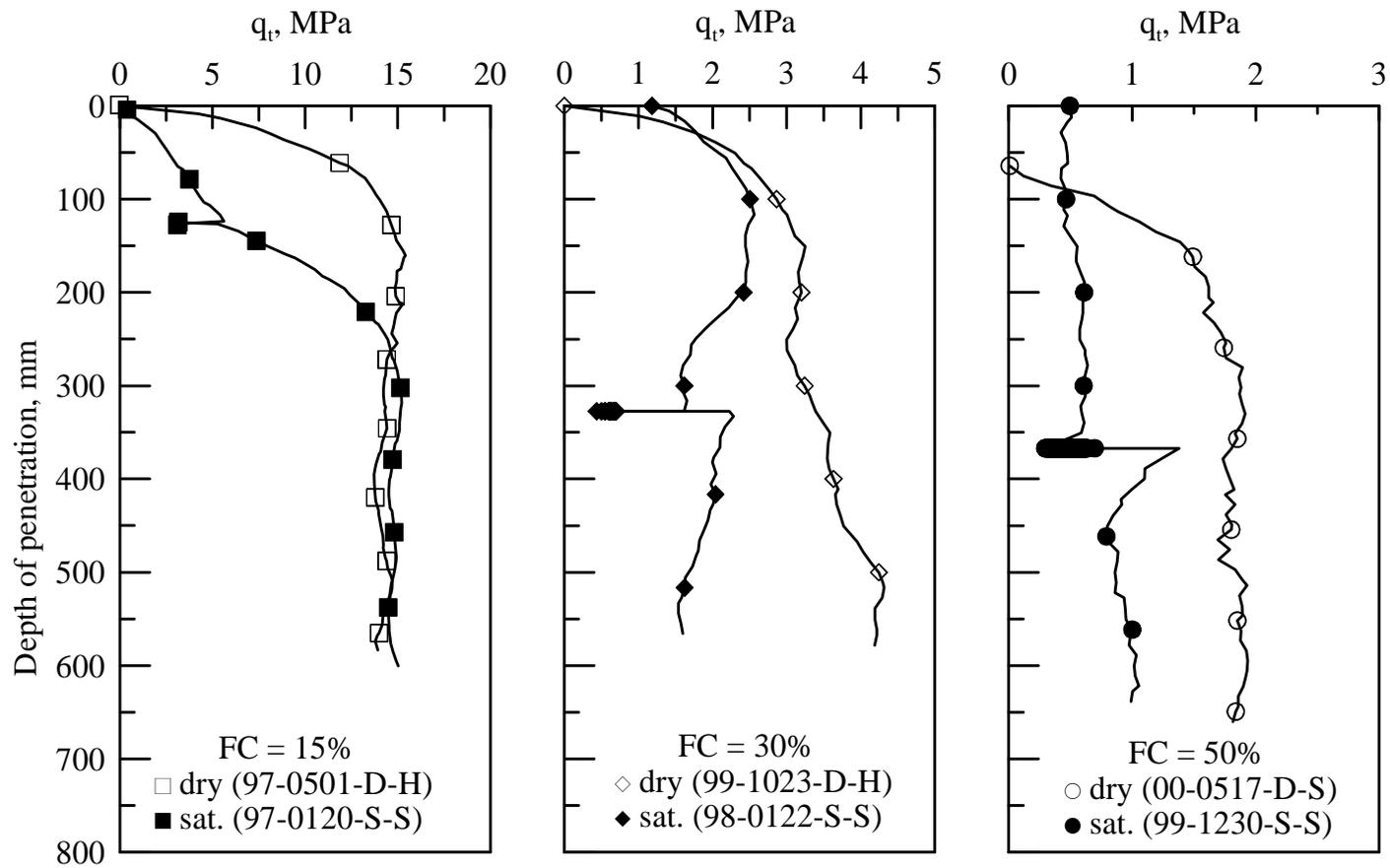


圖 2.21 乾燥與飽和試體 CPT 試驗結果之比較

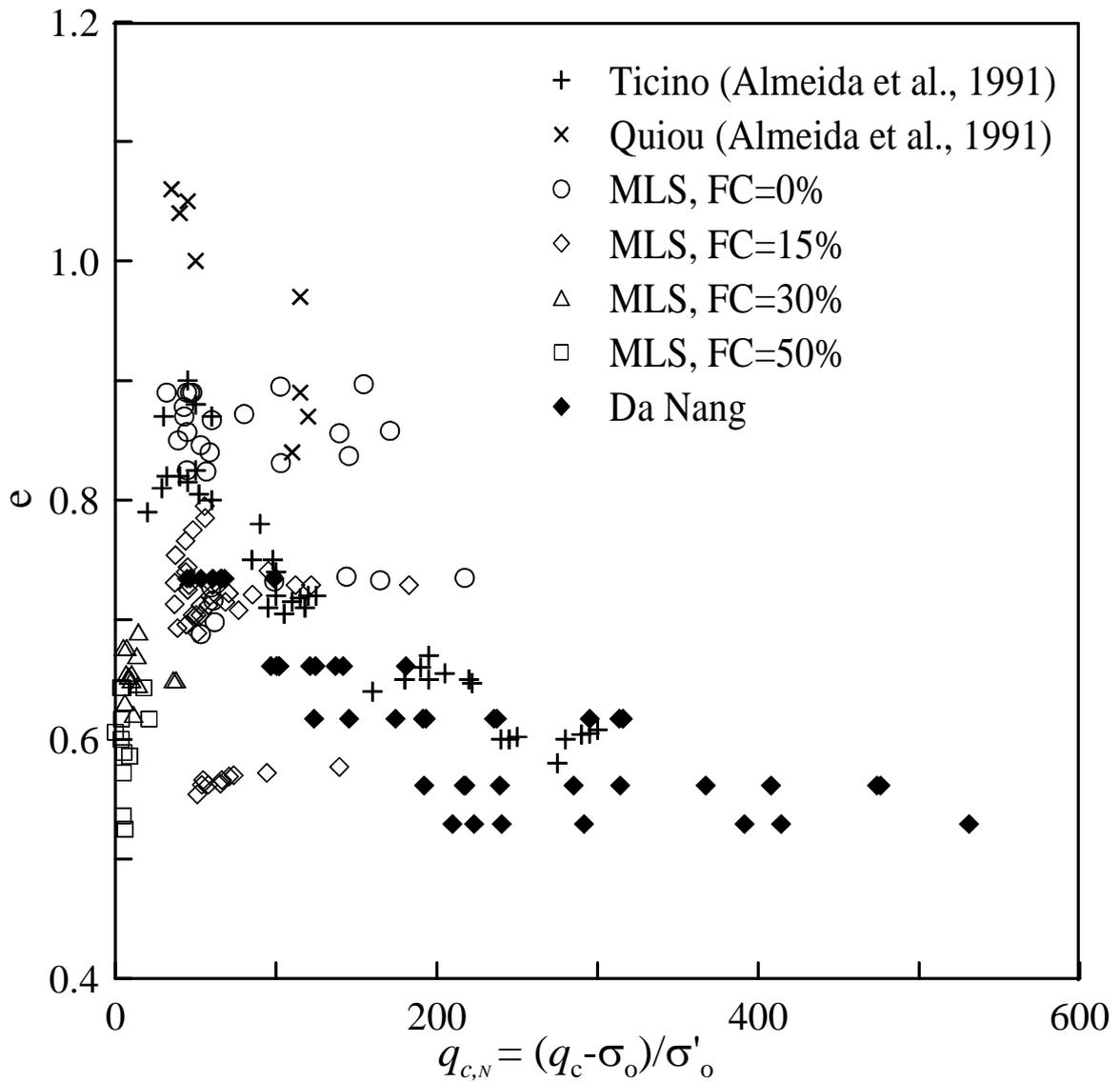


圖 2.22 麥寮砂、Ticino、Quiou 與 Da Nang 砂孔隙比與 $q_{c,N}$ 的關係
(Huang and Hsu, 2004)

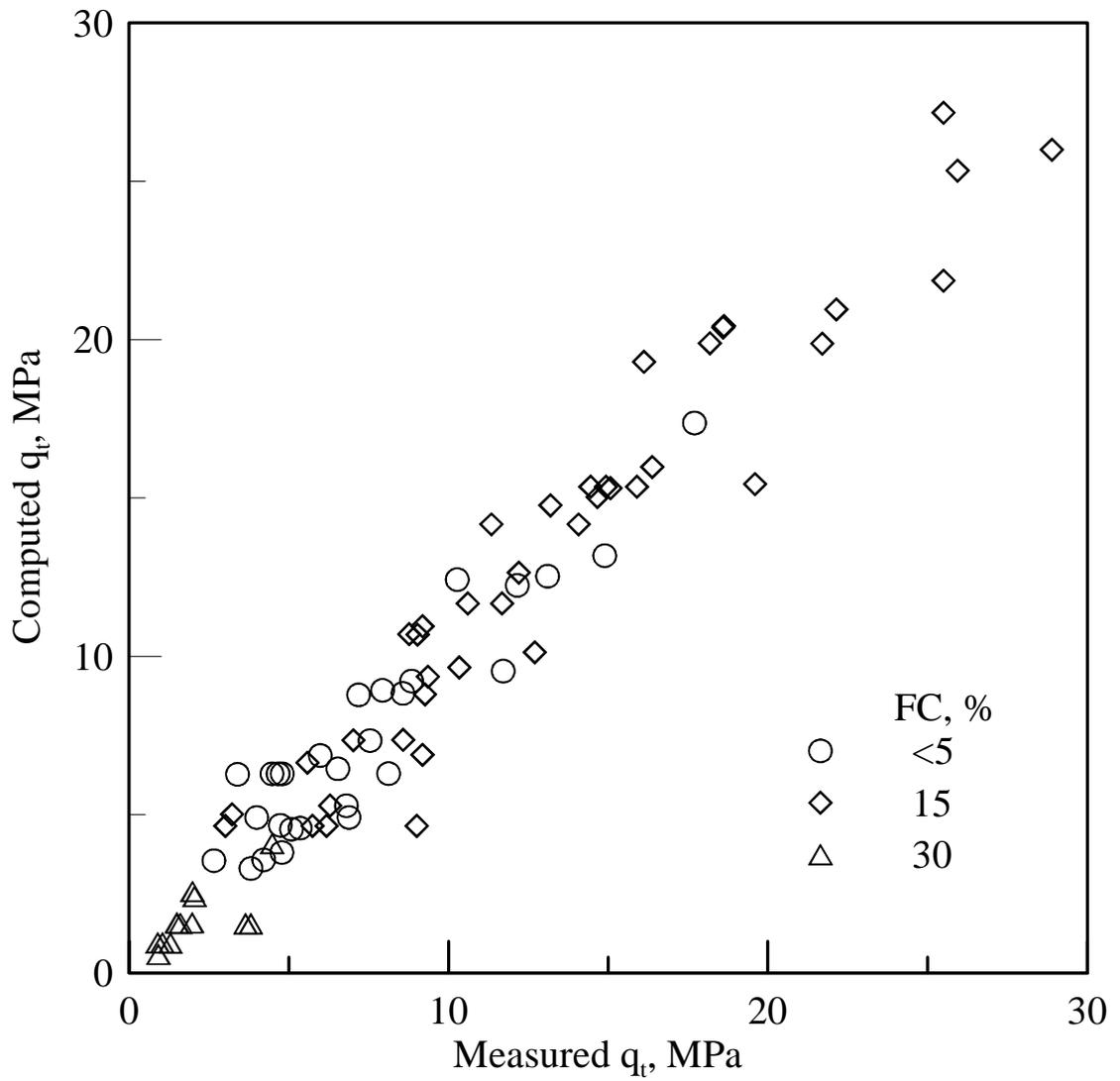


圖 2.23 試驗數據與經驗公式之對比

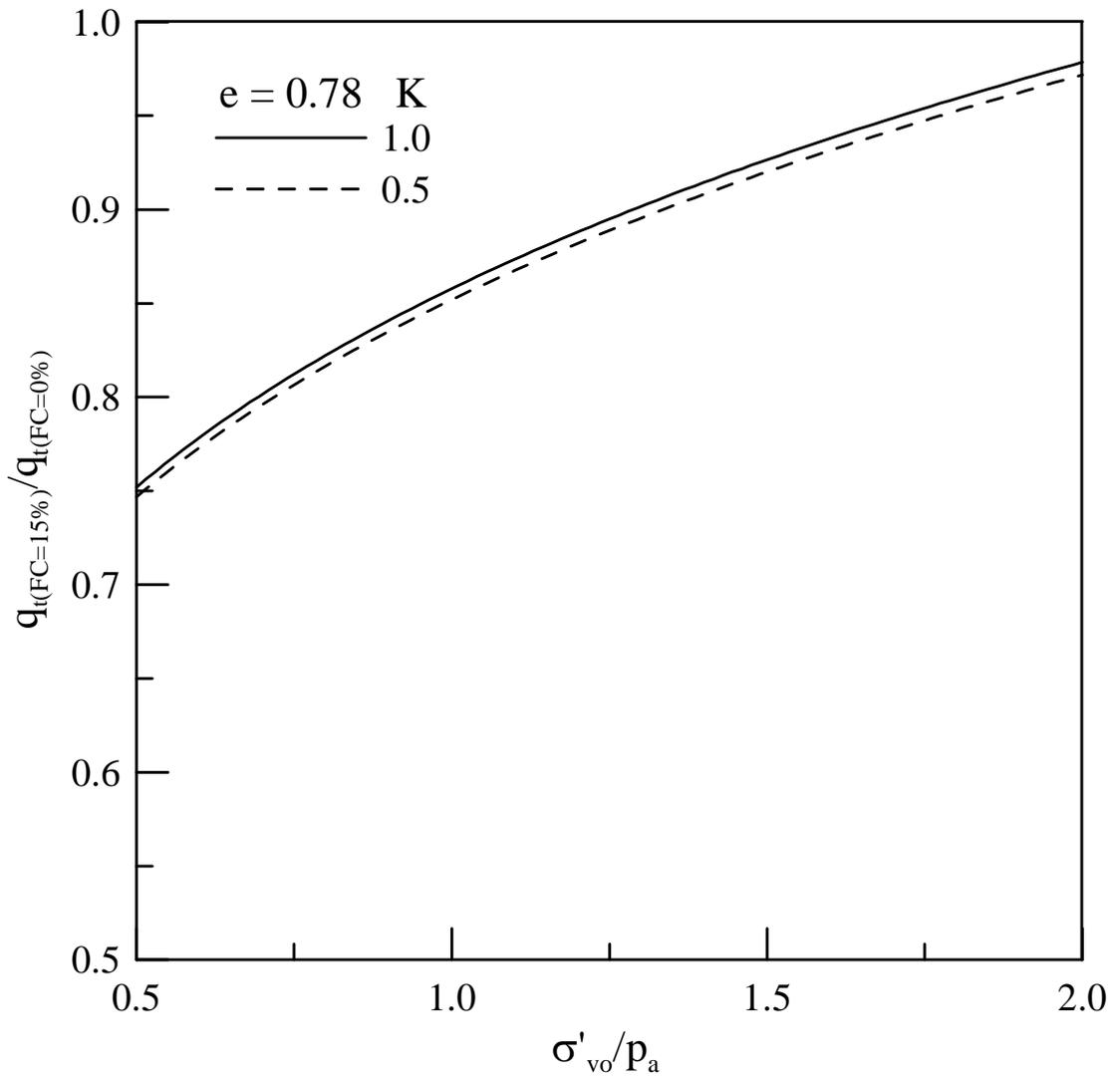


圖 2.24 q_t 與細料含量在不同垂直應力下之關係

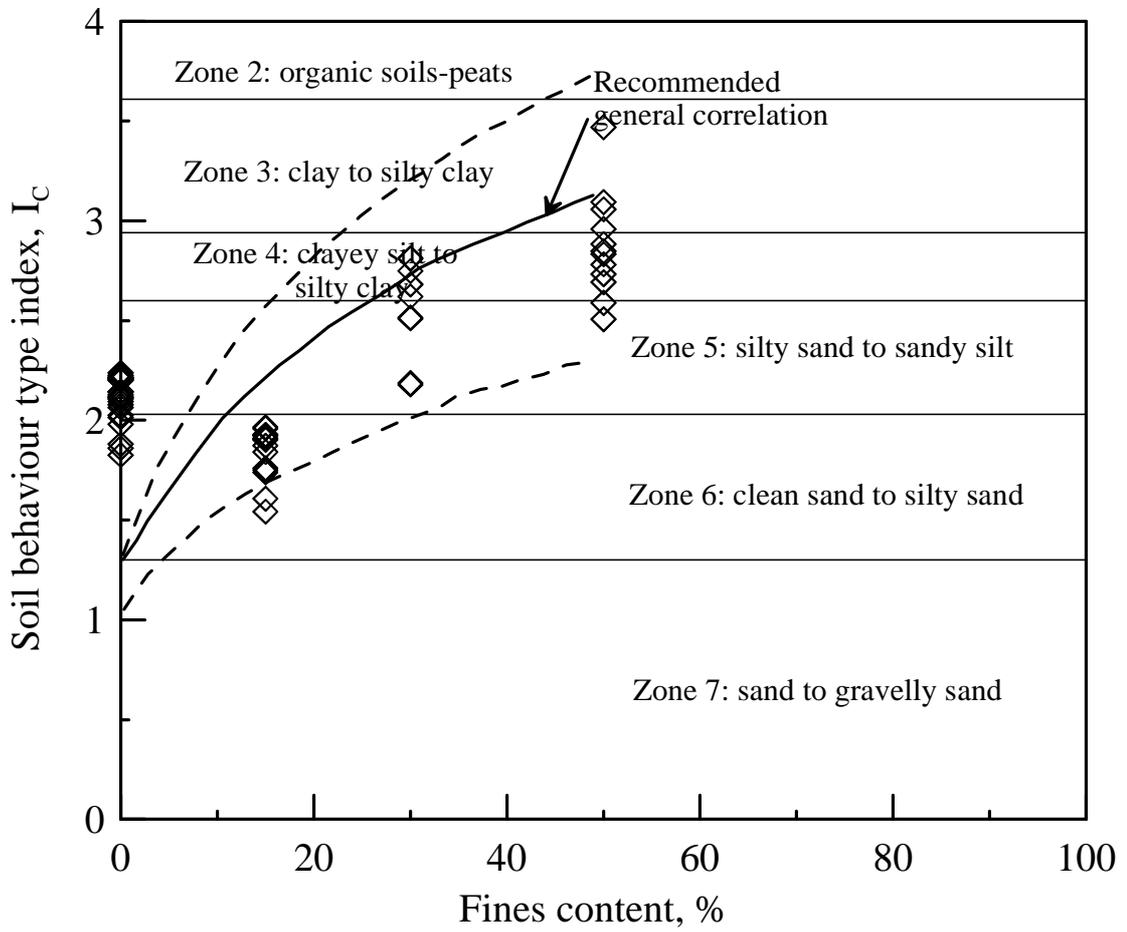


圖 2.25 麥寮砂之 I_c 與細料含量關係

第三章 研究方法與規劃

本章先就本研究之試驗規劃進行說明，並對動態三軸試驗設備作詳細介紹，接著敘述麥寮砂重模試體動態三軸試驗方法與流程，最後對 Gel Push 取樣器與取樣過程，Gel Push 取樣試體於試驗室進行動態三軸試驗之準備與過程作詳細之描述。

3.1 試驗規劃

本研究主要分為麥寮砂重模試體動態三軸試驗、現地試驗與低擾動度取樣，試驗流程圖如圖 3.1。

重模方法不同會造成土壤動態強度不同，因此本研究在動態三軸重模試體製作方面上與張嘉偉（1997）、許鈞程（1999）、王統立（2000）的 CPT 試驗製作方法相同，圖 3.2 為 CPT 試驗不同細料含量有效圍壓與壓密後孔隙比關係圖；本研究之動態三軸重模試體在 $FC < 5\%$ 與 $FC = 15\%$ 使用乾置法， $FC = 30\%$ 與 $FC = 50\%$ 使用濕夯法，並控制試體的孔隙比與有效圍壓使其條件與 CPT 試驗相似，以得到具有代表性在不同細粒料含量下土壤抗液化強度。再來配合 CPT 試驗所得之參數，求得不同細粒料含量與不同孔隙比下之 q_t 值，繪出 $CRR-q_t$ 與 CRR 對 V_s 之土壤液化邊界曲線；並利用蔡明道（2002）不同細粒料含量之穩定狀態線，討論狀態參數（state parameter, ψ ）（Been and Jefferies, 1985）與抗液化強度之關係。狀態參數之定義為相同 p' 值時，試體加載前孔隙比 e_0 與穩定狀態孔隙比 e_{ss} 之差值，即 $\psi = e_0 - e_{ss}$ ，如圖 3.3。

由於重模試體並不能足以代表非擾動粉土質砂土的力學行為。因此有必要進行現地試驗與現地取樣，來驗證重模試體之正確性。現地驗證場址分別為員林與高雄兩個場址；員林試驗場址黃耀道(2007)已在此進行取樣，因此本研究在此地點僅施作 Slow CPT 試驗與 SCPTU 並進行孔隙水壓消散試驗。高雄試驗場址進行現地試驗與現地取樣，現地試驗進行 SCPTU 與 Slow CPT 試驗，得到圓錐貫入試驗之錐尖阻抗值；現地取樣為進行低擾動 Gel Push 取樣，取得高品質低擾動試體後於實驗室進行物理性質試驗與力學性質試驗，以低擾動試體進行動態三軸試驗得到足以代表現地土層之土壤抗液化強度。建立現地試體 $CRR-q_t$ 相關性，並驗證重模試體之正確性。

3.2 動態三軸試驗設備

以下將描述關於三軸室設備、反覆荷重加載系統、反覆荷重控制系統、氣壓及水壓控制

系統、量測設備及訊號擷取系統。

3.2.1 三軸室

圖 3.4 為此三軸試驗設備設計示意圖，土壤試體直徑為 70mm，高度 140mm；試體頂蓋及底座皆放置一銅製透水材料，並各嵌入一對剪力波元件 (Bender Element)，用以激發及接收剪力波，詳述於 3.2.6 節。三軸試驗設備主要以不銹鋼內支撐與三軸室下部緊密結合，並以壓克力外罩所組成。除了剪力波元件線路連接至三軸室上方外，所有水氣管線皆連接至三軸室底部，再匯集至一簡單的配接盤。

為了量測試體真實所承載之軸向力，將荷重元 (Load Cell) 架設於三軸室內部土壤試體頂部，可消除因加壓桿摩擦阻力所造成之誤差。

三軸室上端並裝有一氣壓缸 (Double Bellofram Piston)，內部含有 3 個大小不同之氣囊 (bellofram)，此即可獨立控制垂直應力，使加壓荷重桿受圍壓作用時，保持加壓荷重桿之平衡與穩定。

3.2.2 反覆荷重加載系統

反覆式應力試驗加載系統均採用一具高解析度及高扭力電磁感應驅動馬達，即俗稱之步進/伺服馬達 (Dynaserv DR 1100E)。馬達重量達 26 kg，最大扭力為 110 N-m，最大軸向抗壓為 4087 kg，最大軸向抗拉為 2044kg，此馬達解析度為每轉 614400 步。可由步進的數目或伺服應力的大小控制旋轉的方向與速度乃至於試體受力之大小與變形速率，所以相當適合施做需精確控制反覆荷重之應力試驗。

進行三軸試驗時，需將步進/伺馬服達結合高精密度滾珠螺桿 (ball screw) (THK BIF 2005) 及栓槽軸 (THK LBF 25T)，使馬達的旋轉動能轉變為線性動能。其線性運動組合原理如圖 3.4 上部所示，滾珠螺桿固定於馬達圓盤上，滾珠螺桿再與栓槽軸結合，並將栓槽軸固定於馬達外罩底盤，依此順序將各元件結合，若將三軸室荷重桿與栓槽軸之間以螺紋接合，便可進行上下反覆式三軸試驗。

3.2.3 反覆荷重控制系統

試驗垂直向反覆荷重加載主要由馬達所產生，透過撰寫 LabView 程式使馬達卡 (NI PCI-7344) 傳送數位訊號至 terminal board (NI UMI-7764)，再將訊號傳輸至馬達驅動器驅使馬達產生旋轉動能，馬達驅動控制系統示意圖之人機操作介面如圖 3.5 所示，可由程式控制馬達伺服應力及方向。

3.2.3 氣壓與水壓控制系統

空壓機為提供試驗所需壓力之來源，壓力上限為 10 kg/cm^2 。利用手動式調壓閥提供試驗所需之圍壓，反水壓部分亦使用手動式調壓閥施壓於除氣水桶，利用塑膠管路，將水壓施加於試體內部；壓力表可顯示圍壓及反水壓之大小，精度為 0.2 kg/cm^2 。

3.2.4 量測系統

本試驗量測設備，除一般三軸試驗所量測之軸向荷重、軸向應變、圍壓及超額孔隙水壓。另外於三軸上下底蓋內部嵌入一組剪力波元件 (bender element)，其目的在於量測試體之剪力波速大小，詳述於 3.2.6 節。

軸向荷重量測使用沉水式荷重元 (load cell)，將其置於三軸室頂部 (如圖 3.4)，此荷重元可用於量測軸向荷重達 5kN 此荷重元內部充滿除氣油，在其下方有一栓塞，當任何力量作用於荷重元，便會使栓塞向上移動並引發荷重元內產生等量的油壓，如此荷重元將只反應軸差應力，而不會被圍壓所影響；軸向應變之量測使用 Linear Variable Differential Transformer (LVDT)，可量測 50mm 之變形；圍壓及孔隙水壓量測採用可耐壓 700kPa 水壓計 (pressure transducer)，試驗所使用各項量測設備之規格如表 3.1 所示。

3.2.5 訊號擷取系統

本試驗於施加反覆荷重時，主要量測 load cell (軸向荷重)、LVDT (軸向位移) 及兩個水壓計 (圍壓及反水壓) 之變化值。本研究使用美商國家儀器公司所製造之 NI USB-6215 擷取卡如圖 3.6，將類比訊號轉為數位訊號傳回電腦，再配合 Labview 程式進行即時試驗資料變化、處理和紀錄。

3.2.6 剪力波速量測系統

剪力波元件試驗，已於國外發展二十餘年，國內近年來亦有許多相關之研究與應用，利用剪力波元件試驗量測土體之剪力波速，進行土壤抗液化強度或評估土層之動態參數等研究。剪力波速量測系統可分為以下幾個部分：

1、壓電陶瓷晶片 (Piezoelectric Ceramics)

本研究所使用之設備為自行組裝之剪力波速量測系統，試驗可量測之試體高度為 15 公

分，可對乾砂及飽和砂土進行試驗，可滿足一般土壤力學之研究需求。將 Bender Element 嵌入三軸室試體上下頂蓋中，先使用熱固膠固定於金屬管線接頭上如圖 3.7，再鎖緊於三軸室上下頂蓋中，總凸出約 1/4 元件長（約 3mm），完成後之試驗設備如圖 3.8。

2、波形產生器（Function Generator）

主要功能在於產生單一週期正弦波，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 $10\mu\text{Hz}\sim 15\text{MHz}$ ；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 $50\text{mVpp}\sim 10\text{Vpp}$ 。

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，並記錄之，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（channel）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 。訊號接收軟體如圖 3.9 所示。

3.3 麥寮砂重模試體之試驗步驟

麥寮砂重模試體動態三軸試驗完整之試驗步驟如下：

- (1) 試體材料之準備。
- (2) 試體之架設。
- (3) 試體之排氣。
- (4) 試體之飽和。
- (5) 試體之壓密。
- (6) 剪力波速量測。
- (7) 動態三軸試驗。

詳細步驟說明如下。

3.3.1 試體之準備

天然麥寮砂之細粒料含量約為 15%，本試驗所採用的細粒料含量分別為<5%、15%、30%與 50%之麥寮砂。在試驗前先將麥寮砂的粗細顆粒分離，粗顆粒定義為 200 號篩（0.074mm）以上，細顆粒定義為通過 200 號篩之顆粒；粗顆粒利用濕篩法過濾，烘乾後再進行篩分析試驗，確定其通過 200 號篩之重量小於 5%，即細粒料含量小於 5%，才可稱為麥寮砂之乾淨砂，細粒料則是採通過 200 號篩之顆粒，並平時就保存於烘箱中，避免其受潮，造成其重量的改變而產生誤差。

3.3.2 試體之架設

本試驗之試體製作方式以濕夯法（wet tamping）及乾置法(Dry deposition)兩種試體製作方法，乾置法是將乾的砂土至於漏斗內，等速拉起漏斗將砂土落至模內，敲擊模具外圍，以得到所要求之緊密度，接著用 10~20kPa 真空吸力使試體保持自立；使用乾置法主要是考量其試體製作較方便省時，故在 $FC<5\%$ 和 $FC=15\%$ 時作為試體製作方式；而 $FC=30\%$ 和 $FC=50\%$ 是使用濕夯法作為試體製作之方式，濕夯法是將砂土事先混合除氣水，使其含水量約 8%，然後分層將砂土置入模具內，每層利用夯錘夯實至要求之緊密度，試體本身能夠自立；在含細料麥寮砂為試體時，主要考量於粉土細砂三軸重模試體製作過程中，除了考慮避免試體粗細顆粒分離外，試體自立方式也是相當重要，因此若採用濕夯法可以避免粗細顆粒分離，試體本身也具自立性，亦可以避免抽氣時之試體體積縮小之誤差，試體製作及架設流程大致如下。

1、首先將試體製作分裂模置於三軸試體底座上，套上橡皮膜後抽氣，使橡皮膜緊附在模具上，放入底層濾紙後開始製作試體。

2、濕夯法之過程首先將乾砂加入少量水分後均勻拌合之，再利用控制分層之高度與砂土之重量，利用乾密度控制，進而達到要求之試體初始相對密度。本研究採用拌合含水量約 8%，分五層夯實之。乾置法之過程將乾砂不加水拌合均勻，同樣控制分層高度與砂土之重量，利用乾密度控制，達到要求之試體初始相對密度。

3、試體製作完畢後安裝上層濾紙，將三軸室之內支撐固定後，放下荷重桿輕觸試體後固定荷重桿，再結合上蓋與橡皮膜，使試體在加載之前不產生任何軸向應變，最後拆除模具，再套上三軸室壓克力外罩。

3.3.3 試體之排氣

將三軸室組裝完成後，給予圍壓約為 10~20kPa，使試體能夠自立，連接通入二氧化碳 (CO₂) 之管線，以置換試體內部之空氣，通入壓力為約 5kPa，通入時間約為 30~45 分鐘；通入二氧化碳後，由試體底部注入除氣水 (deaired water)，使空氣由試體上方排出，直到試體內部充滿除氣水為止。

3.3.4 試體之飽和

排氣完成後，進行試體之飽和。將試體上下接通水管線，緩慢施加反水壓直至所需之壓力為止，本研究所施加之反水壓約為 300kPa。施加反水壓後之飽和時間約 12 小時左右，進行 B-check 動作，以判定試體是否達到飽和，B 值於 0.95 以上即可進行壓密。

3.3.5 試體之壓密

飽和完畢後即可進行壓密試驗。並將壓密過程中試體排出之水量集中至體積變化儀。等待超額孔隙水壓消散完畢之後，壓密即完成。判斷壓密完成之方法，以體積變化儀之水量不再變化，並將試體進水閥關閉，若孔隙水壓沒有增加之趨勢，即為壓密完成，可進行下一階段之試驗步驟。若體積變化儀之水量已不再變化，將進水閥關閉後，孔隙水壓仍然不斷上升，即有可能為試體漏水，若有此現象則試驗應當重新施作。試體壓密完成後，測量試體之剪力波速並紀錄壓密過程中試體所排出水量。

3.3.6 剪力波速量測

當壓密完成後，則進行剪力波速量測，一端以並聯型式為激發端，並以波形產生器調制激發波形，另一端以串連型式作為接收端，連接到電腦顯示，由波形判斷剪力波抵達時間並計算剪力波速。

首先調整函數產生器之各項設定值，使激發電壓振幅為 10 伏特，頻率為 6kHz，採用單一週期正弦波；施作剪力波速量測試驗時，使之產生單一週期正弦波，重複此動作 5~10 次，使軟體進行疊加運算消除雜訊，並記錄存檔。

典型訊號結果如圖 3.10 所示，並以 Kawaguchi et al. (2001) 方法判斷剪力波傳遞時間。

3.3.7 動態三軸試驗

移動三軸室之軸向加載桿與馬達栓槽軸桿對正，控制伺服馬達移動栓槽軸，使得兩桿件輕輕碰觸，然後將三軸軸向壓力轉換至伺服馬達，在轉換過程中須軸向荷重在正負 2kPa 之內；調整伺服馬達加載力之大小，啟動擷取系統紀錄數據，並啟動加載按鈕進行反覆

動力三軸試驗，反覆動力三軸試驗頻率約為 0.1Hz。
CRR 之決定以地震距規模 (moment magnitude) $M_w=7.5$ ，等效反覆荷重次數 (Number of equivalent uniform stress cycles) $N_{eq} = 20$ (Liu et al., 2001)，所對應之反覆應力比 $\sigma_d/2\sigma'_c$ 。動態三軸試驗 CRR 之決定以 $N = 20$ 次反覆受載，而正負極端軸向應變達 5% 所對應之 $\sigma_d/2\sigma'_c$ 。動態三軸試驗完成時，量測試體液化後壓密排水體積，並計算其壓密後孔隙比 e_c 值，做為相關試驗結果分析的參考依據。

3.4 粉土質砂之低擾動取樣

一般粉土質砂土實驗室試驗都以重模試體進行，因採用重模的方式準備試體，試體本身就存在細料以及顆粒組構的影響，不同重模方法所製作的試體在相同的條件下進行試驗，仍會造成不同的試驗結果，根據 Høeg et al. (2000) 之研究，必須使用非擾動試體才能確實掌握含有細粒料砂土之力學行為。因此要了解現地土壤之力學特性需使用擾動度低之試體才具代表性。

傳統活塞取樣器貫入於砂性土層時會因為土壤與貫入管壁摩擦力太大造成難以貫入問題。當貫入完成後取樣器向上提升時，土樣下端面會因為切除與產生真空壓力造成土樣擾動或流失。Laval Sampler 之成功乃是應為其取樣過程使用旋轉切削的方法將取樣管貫入土中。本研究使用台灣營建研究院與日本基礎地盤株式會社(KISO-JIBAN)共同開發之 Gel Push 取樣器；Gel Push 活塞取樣器改善傳統活塞取樣器缺點，可使用活塞貫入的方法取得低擾動粉土質砂土試體 (李維峰等人, 2006)，以下分別介紹 Gel Push 活塞取樣器與取樣程序。

3.4.1 Gel Push 活塞取樣器

Tanaka et al. (1996、2000)嘗試使用多種方式於黏土中做低擾動度取樣，其結果指出使用 Japanese piston sampler (JPS)所得之試體品質與 Laval sampler 類似。JPS 採用 Osterberg 取樣器之觀念，使用鑽機之水泵來貫入取樣管。而 Gel Push 活塞取樣器是由酒井運雄先生改良 JPS 而來。

Gel Push 取樣管為長 1m 直徑 75mm，與原 JPS 最大不同點為貫入時可以在試體收納管內部注入潤滑劑並於貫入管前端裝上可向上關閉之鋸狀收集器；潤滑劑在貫入過程中會由試體收納管內部流至貫入管外壁如圖 3.11(a)，當取樣器貫入預定深度後，貫入管前端

鋸狀收集器可向上關閉如圖 3.11(b)，以防止土壤試體下落。本取樣器之優點包括：一、加入潤滑劑可減少試體收納管內壁與土樣摩擦造成土樣壓縮之問題。二、加入潤滑劑可減少貫入管外壁與土層之摩擦造成貫入困難之問題。三、於貫入完成後啟動鋸狀收集器以切斷試樣前端並封閉試樣器的下端部，消除試樣下端面的撕碎而引起的試樣擾動以及吊起取樣器時下部的真空造成試體擾動與下落。

3.4.2 Gel Push 活塞取樣程序

採用 Gel Push 活塞取樣器取樣時，先將外層套管打入預定深度，將套管內土壤清出，而後垂墜下此土壤取樣器如圖 3.12(a)，本取樣器分為外管與貫入管兩層管壁，藉由外管內之液壓將貫入管押入土層中如圖 3.12(b)，由於貫入管前端開口擁有尖銳之切削刀刃，配合試體收納管內潤滑劑之擠入，可減少土壤與管壁間之摩擦力；當取樣器貫入預定深度後，貫入管前端鋸狀收集器可向上關閉，將現地取樣緊抓於貫入管內，防止土樣下落，如圖 3.12(c)所示；最後緩慢地取出鑽孔如圖 3.12(d)，以避免碰撞擾動試體。

3.5 低擾動三軸試體之準備

Gel Push 取得之現地試體與重模試體之步驟僅在試體準備、試體架設與試體排氣等步驟有所差異，其餘現地試體與重模試體試驗步驟皆相同，因此本節僅介紹現地試體之準備、試體之架設與試體之排氣，其它步驟請參閱 3.3 節

3.5.1 試體之準備

由於取樣之薄管直徑為 75mm，但三軸試體直徑僅 70mm，長 150mm，因此必須對取樣的土壤試體進行修剪和切割。首先將薄管架設於氣壓式頂土器上，如圖 3.13，使用直徑為 70mm，如圖 3.14 所示之不銹鋼圓形切割環將試體直徑修剪為 70mm。架設完成後通入氣壓使軸桿緩慢向上提升，將土壤頂出，使試體通過不銹鋼圓形切割環為直徑 70mm 高度 140mm 之圓柱試體，如圖 3.15 所示。

現地試驗土壤大多為無凝聚力之砂土，因此本研究參考 Dharma & Sanin (2006) 製作一適合本研究砂土試體之 sampler holder，使土壤試體離開取樣管後保護試體。sample holder 之設計為在金屬模具內加入一層海綿，如圖 3.16；將橡皮膜套入 sampler holder 後抽真空壓力使海綿壓縮，讓試體得以進入 sampler holder，如圖 3.17，當試體進入 sampler holder 後放釋放真空壓力，利用海綿回脹力給試體一微小側向圍束力保護試體，如圖 3.18，以減少試體在移動時與架設於動態三軸室上因震動和人為而造成試體變形擾動。至此試體

準備完成。

3.5.2 試體之架設

將透水石放置在三軸儀器之上、下座，並把濾紙剪一細縫使 bender element 足以通過並置於三軸儀器下座之透水石上，再將上述準備完成之試體平整放置於三軸儀器下座上，並於試體上方放置濾紙。將三軸室內支撐即試體上蓋等上部構造固定後，將橡膠膜上下固定於三軸儀器並注意橡膠膜是否平整，若有皺折容易造成空隙。橡皮膜安裝完畢後，將 sample holder 取下。將需安裝之管線連接完成，並把壓克力三軸外罩安置後鎖緊，並將外部管線連接完畢，至此步驟為儀器架設完成。

3.5.3 試體之排氣

將三軸室組裝完成後，給予圍壓約為 10~20kPa，使試體能夠自立，由試體底部注入除氣水 (deaired water)，使空氣由試體上方排出，直到試體內部充滿除氣水為止。試體飽和、試體壓密、剪力波速量測與動態三軸試驗步驟請參閱 3.3 節。

表 3.1 動態三軸試驗量測系統規格表

感應器	量測範圍	解析度
剪力波元件	---	$\gamma < 10^{-4}\%$
LVDT	50 mm	0.01 mm
沉水式荷重元	5 kN	0.1N
水壓計	700 kPa	0.01 kPa

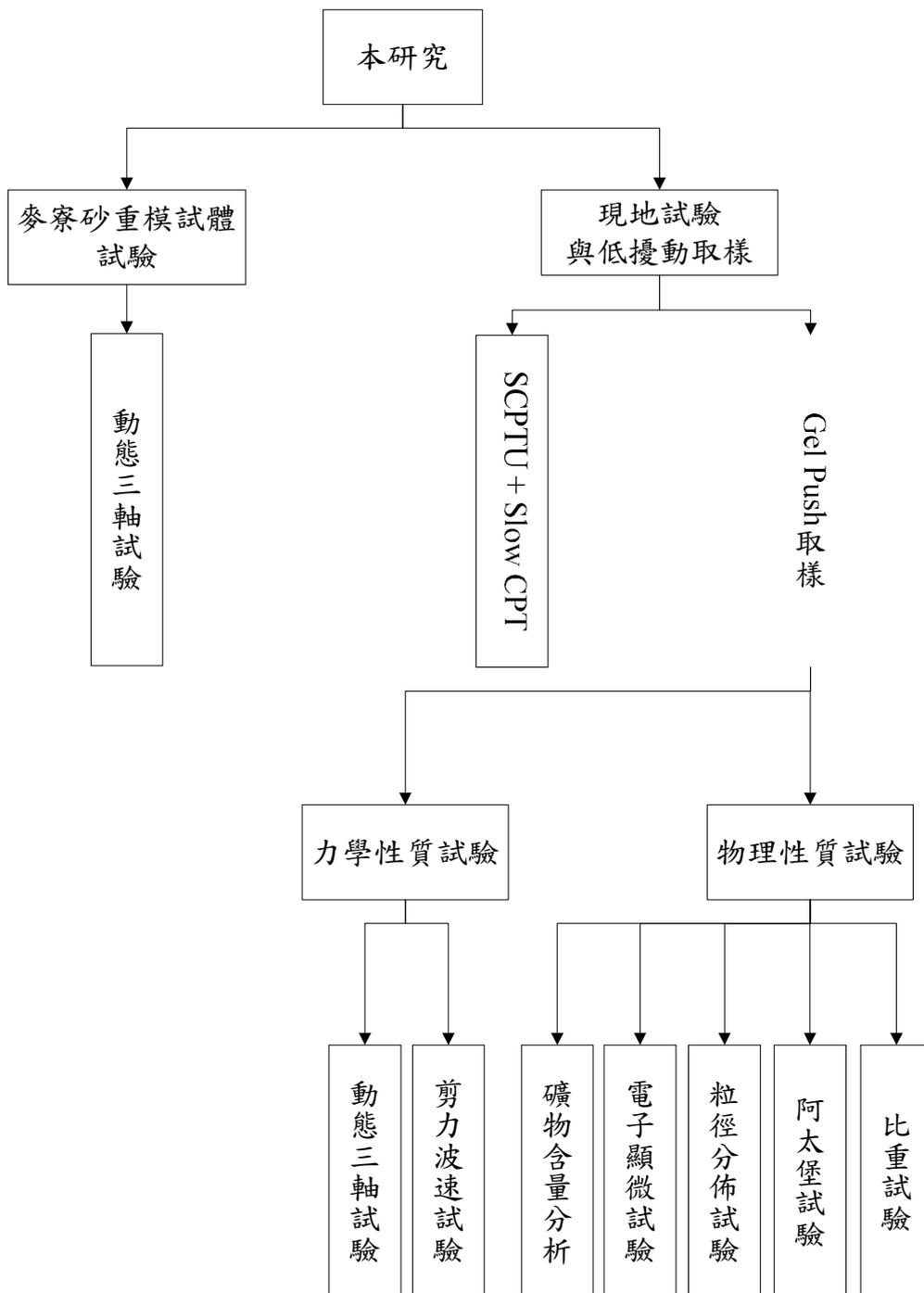


圖 3.1 試驗流程圖

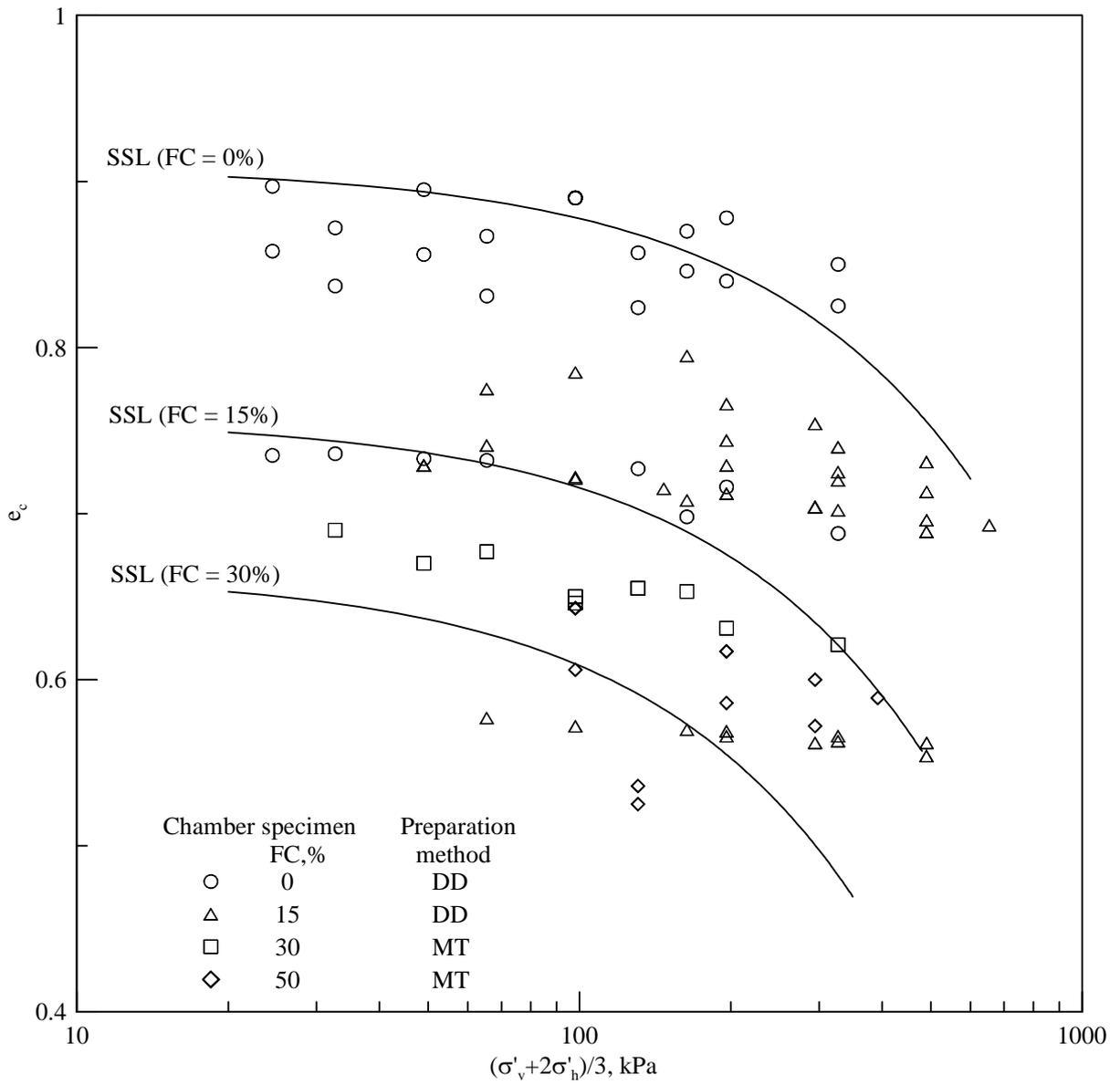


圖 3.2 CPT 試驗有效圍壓與壓密後孔隙比關係圖

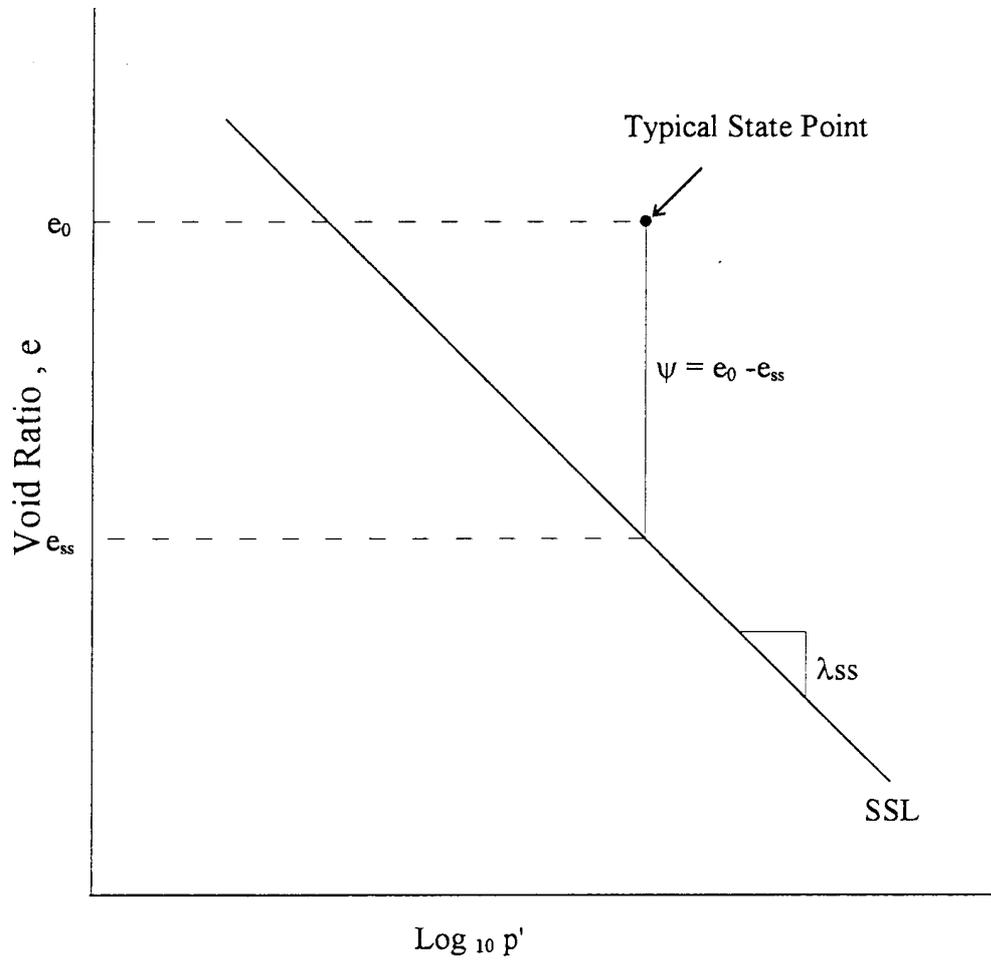


圖 3.3 狀態參數的定義 (Been and Jefferies, 1985)

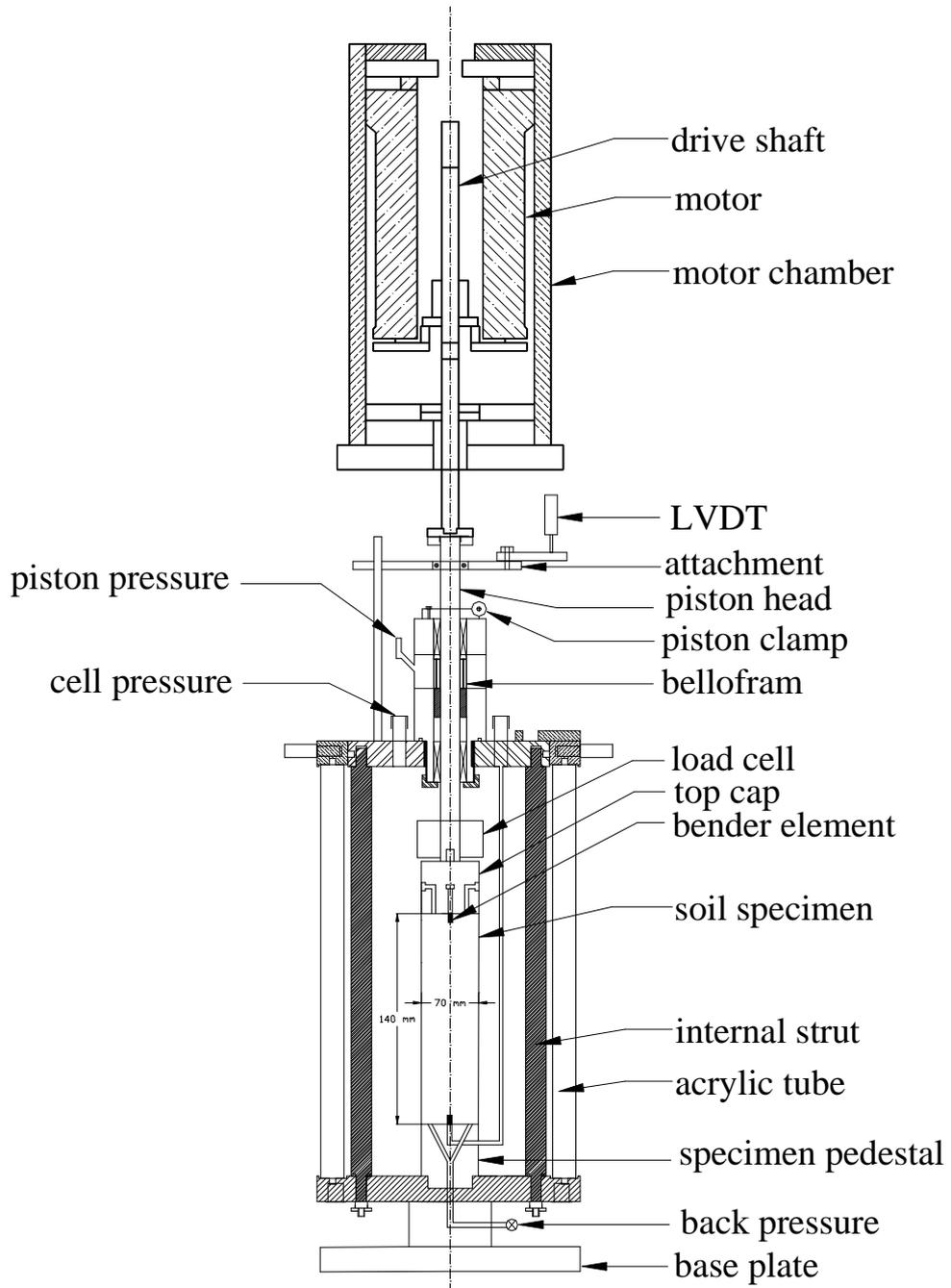


圖 3.4 三軸試驗設備設計示意圖

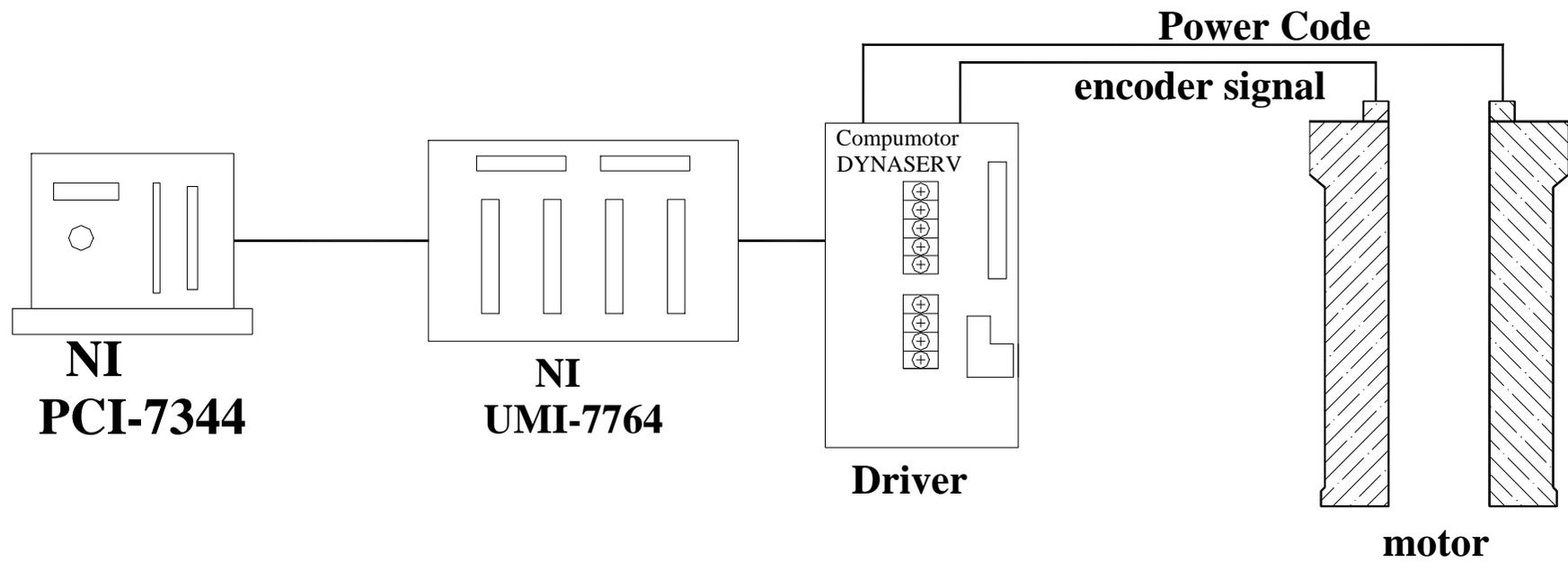


圖 3.5 馬達驅動控制系統示意圖 (林靜怡, 2003)

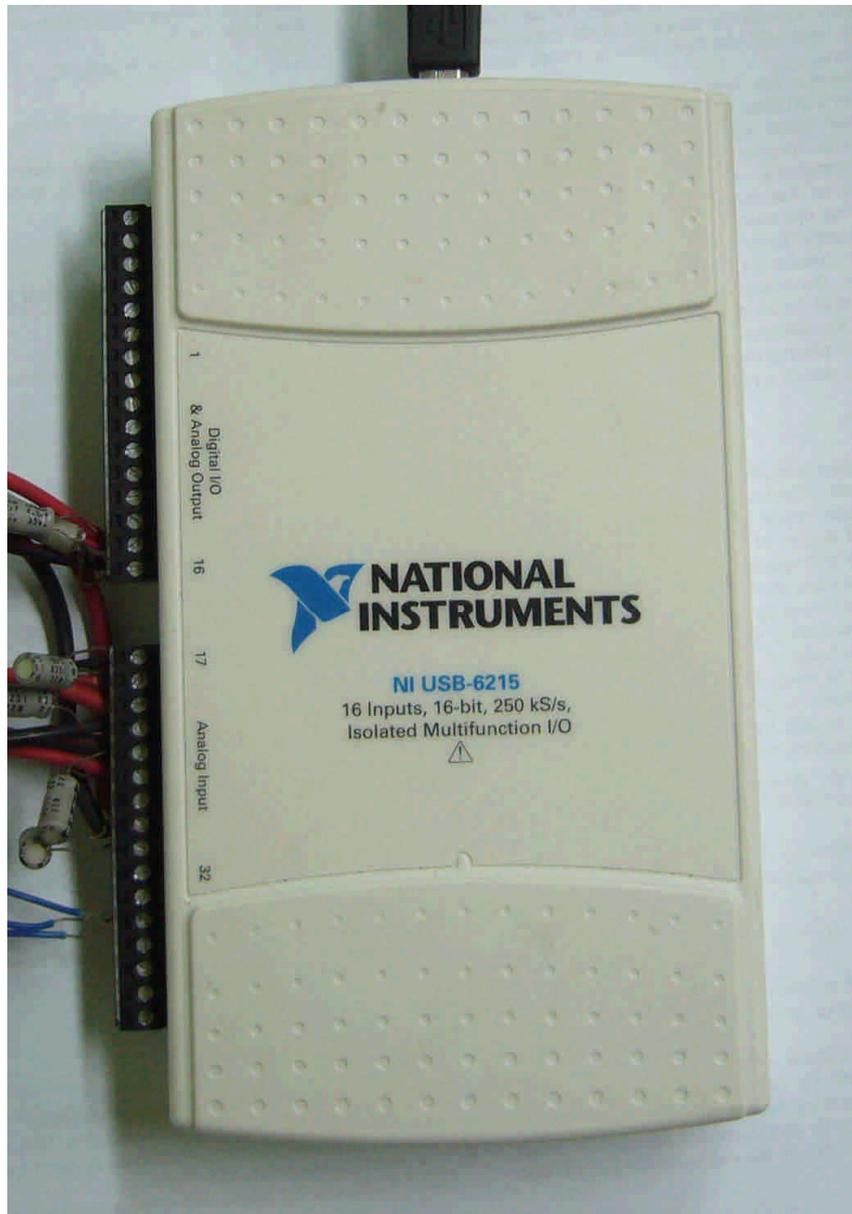


圖 3.6 NI USB-6215 訊號擷取卡

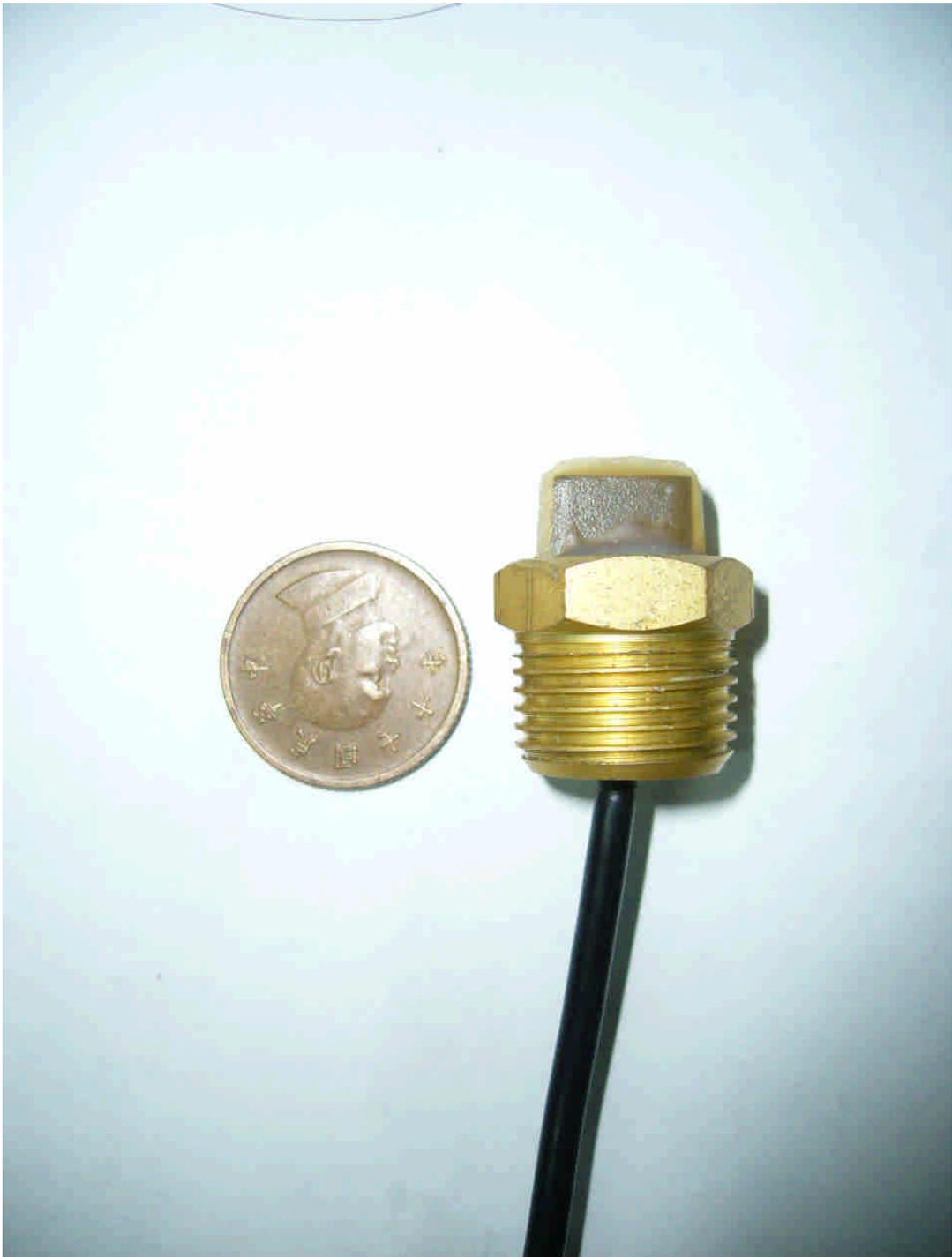


圖 3.7 自製剪力波量測元件圖



圖 3.8 激發端剪力波元件設備

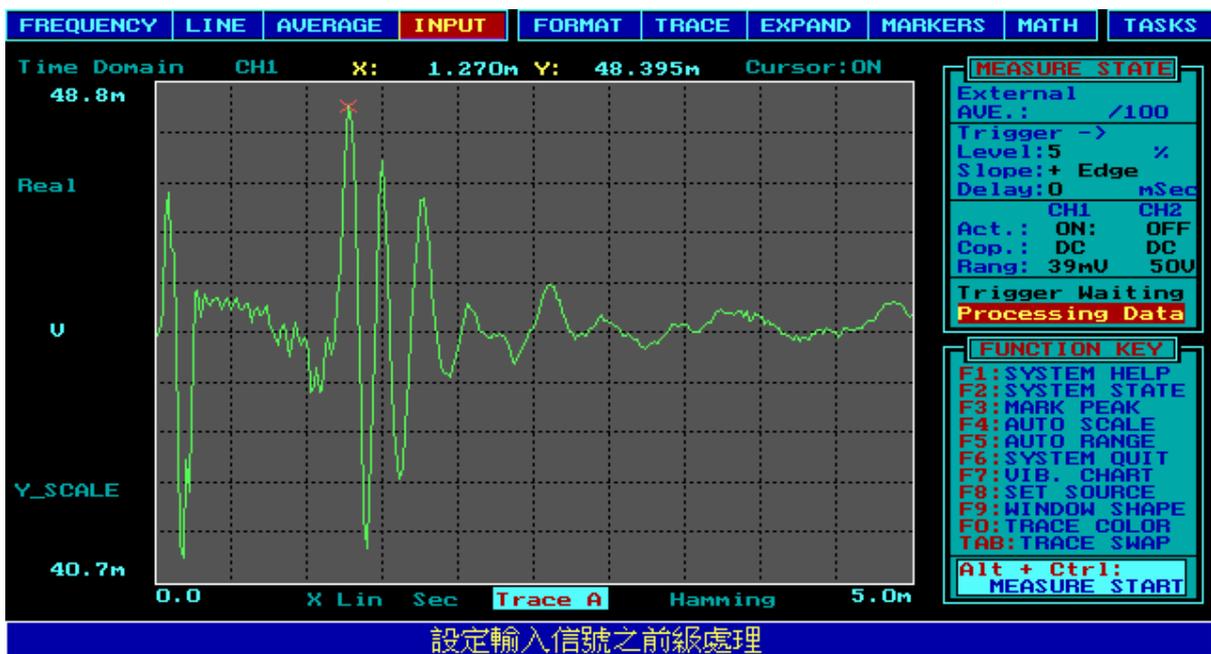


圖 3.9 剪力波元件試驗訊號接收程式

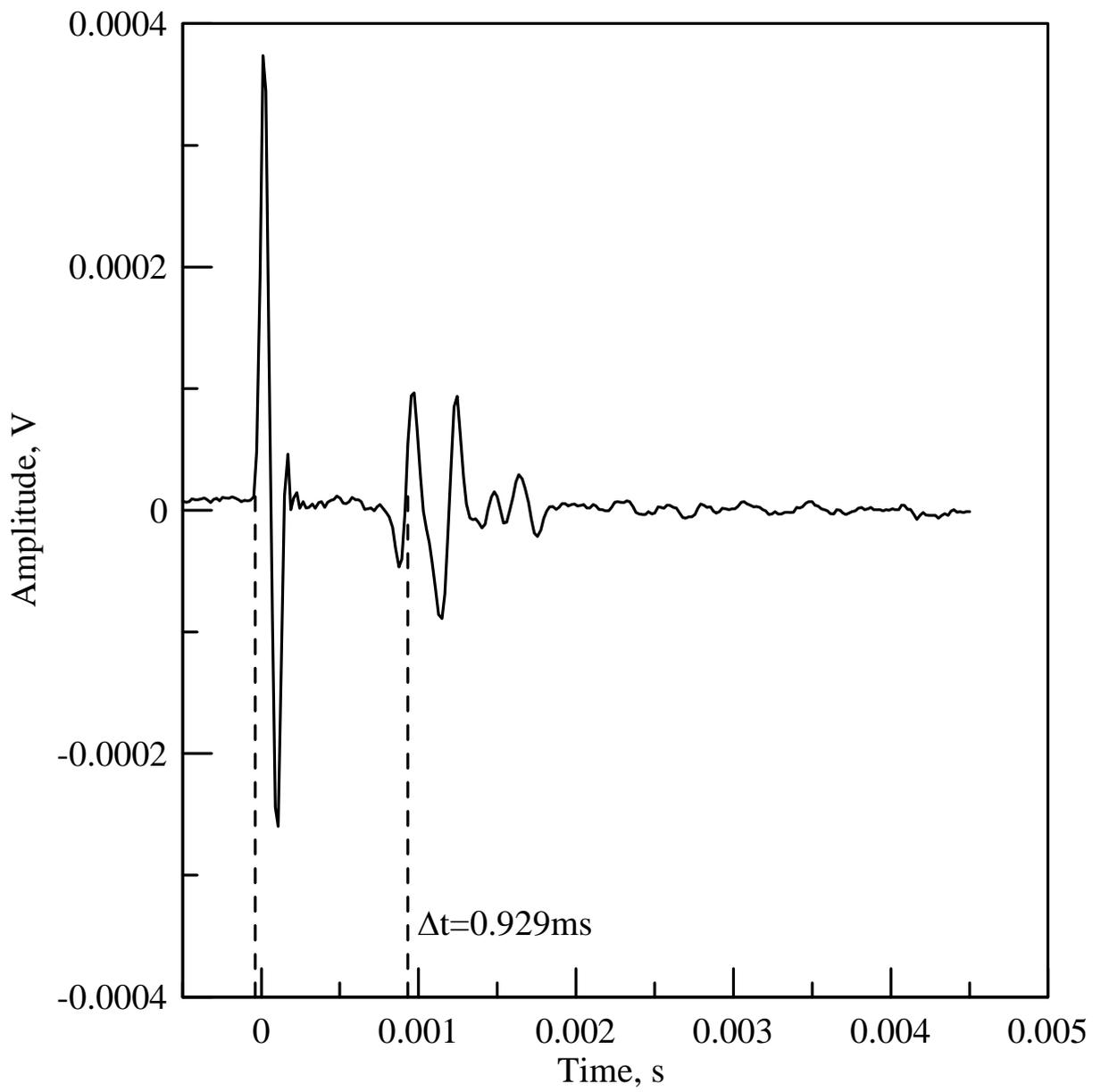


圖 3.10 典型剪力波速量測結果

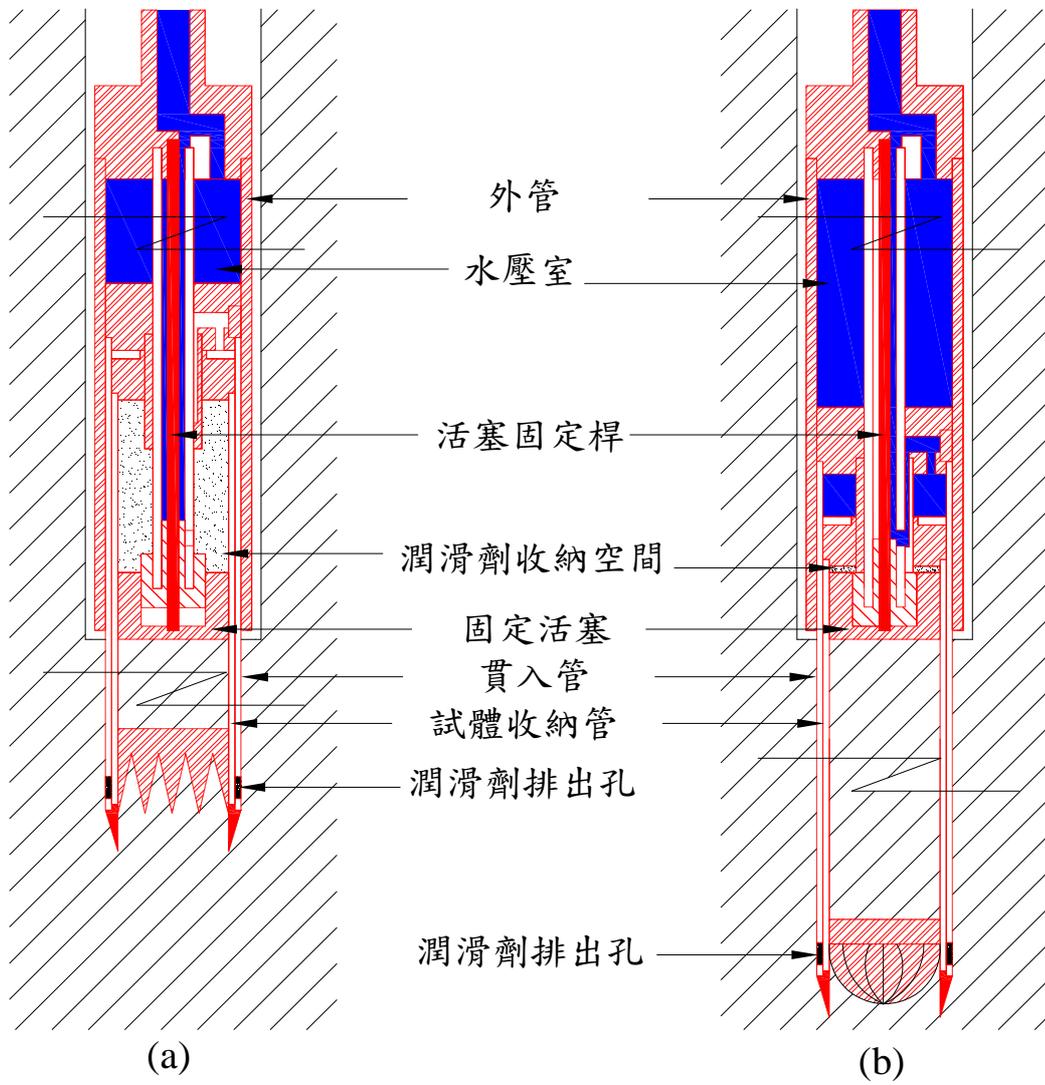


圖 3.11 Gel Push 活塞取樣器示意圖 (改繪李維峰等人, 2006)

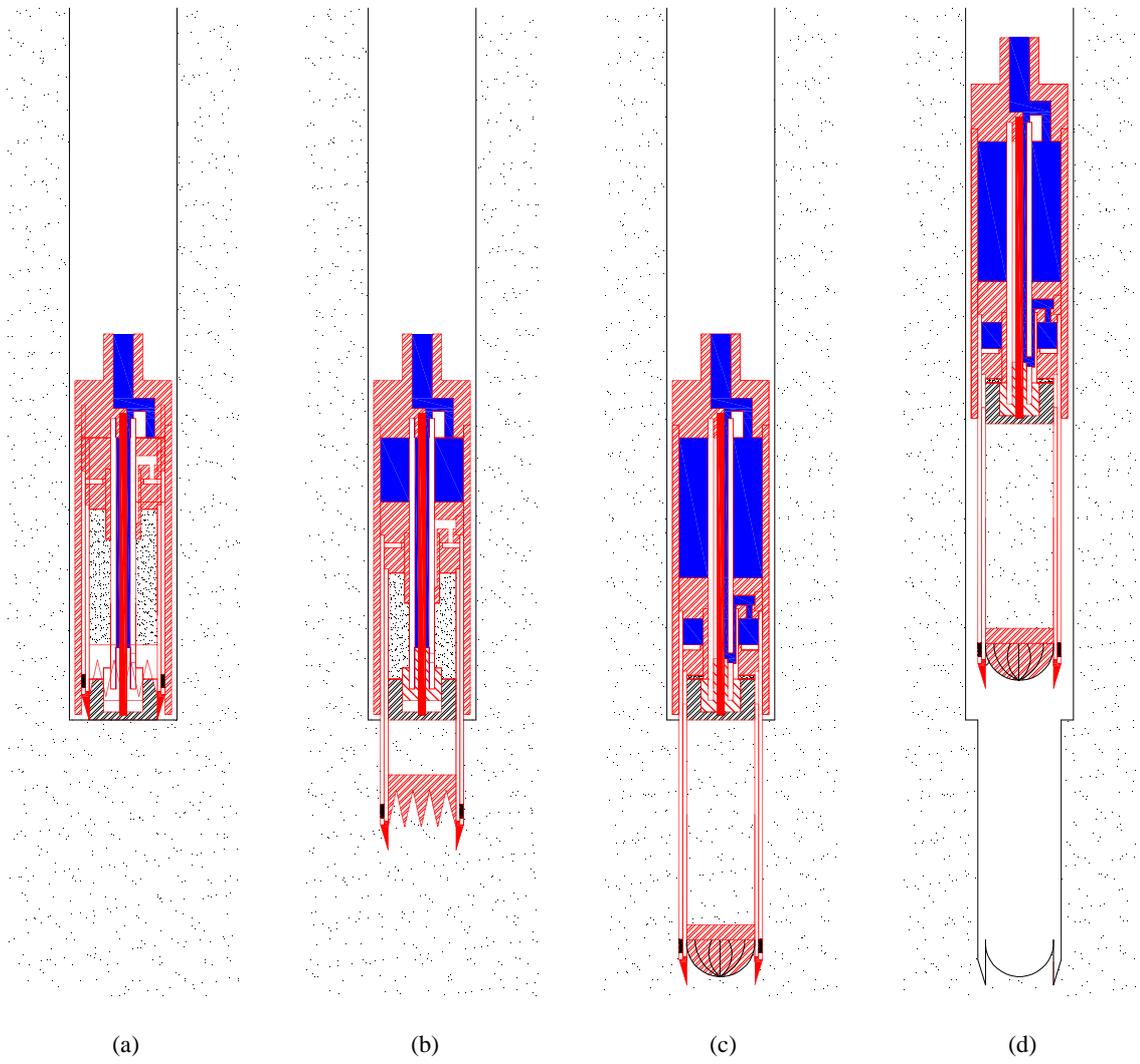


圖 3.12 Gel Push 活塞取樣程序



圖 3.13 將薄管置於氣壓式頂土器上



圖 3.14 不銹鋼圓形切割環



圖 3.15 修正試體直徑



圖 3.16 sample holder 外觀



圖 3.17 試體進入 sampler holder



圖 3.18 使用 sample holder 保護試體

第四章 麥寮砂動態三軸試驗結果

反覆荷重三軸試驗主要目的在求取砂土的抗液化強度即反覆阻抗比 CRR ，砂土之液化以軸向應變超過 5% 或超額孔隙水壓比 γ_u 達到 0.95 為指標。在施作反覆動力三軸試驗時，電腦分別擷取軸差應力 σ_d 、軸向變形以及孔隙水壓之讀數，本研究每一試驗典型記錄如表 4.1；圖 4.1 分別為時間對軸差應力 σ_d 、時間對軸向應變與時間對超額孔隙水壓；圖 4.2 為 $p' = (\sigma'_v + 2\sigma'_h)/3$ 與軸差應力與軸向應變與軸差圖；圖 4.3 為剪力波傳遞時間圖。

4.1 反覆動態三軸試驗結果

本研究施作一系列之反覆動力三軸試驗，其試驗結果如表 4.2 所示 $FC < 5\%$ 與 $FC = 15\%$ 使用乾置法、 $FC = 30\%$ 與 $FC = 50\%$ 使用濕夯法，圖 4.4、圖 4.5 將試驗所得之數據總整，以地震規模 7.5 ($N=20$) 來定義其抗液化強度 CRR ，其中試驗之有效圍壓分別為 100kPa 與 200kPa。圖 4.6 是麥寮砂動態三軸試驗與標定試驗孔隙比與 $p' = (\sigma'_v + 2\sigma'_h)/3$ 關係圖，不同細料之動態三軸試驗孔隙比與 $p' = (\sigma'_v + 2\sigma'_h)/3$ 皆與在標定試驗範圍內，由動態三軸得到之 CRR 與使用公式 (2-23) 所得到 q_{t1N} 建立出 $CRR-q_{t1N}$ 之關係具有代表性。

4.2 麥寮砂 CRR 、 q_{t1N} 與狀態參數之關係

利用蔡明道 (2002) 所作之不同細粒料含量之穩定狀態線，如圖 2.18，可繪出 CRR 對狀態參數 (state parameter, ψ) 之圖 4.7，因狀態參數本身已經有考慮到不同細粒料含量與不同有效圍壓之影響，所以就狀態參數對於抗液化強度 CRR 而言，可看出 CRR 與狀態參數間呈現一線性關係，公式 (4-1)，其相關係數 R^2 為 0.745。若將 CRR 利用公式 (2-4) 進行應力修正成 $K=0.5$ 情況下，其 CRR 對狀態參數如圖 4.8，其線性關係如公式 (4-2) 當 $K=1$ $-0.15 \leq \Psi \leq 0.2$

$$CRR = -0.5009 * \psi + 0.2298 \dots\dots\dots(4-1)$$

當 $K=0.5$ $-0.15 \leq \Psi \leq 0.2$

$$CRR = -0.3456 * \psi + 0.1586 \dots\dots\dots(4-2)$$

由於麥寮砂在 $FC=30\%$ 時 CPT 已部份排水試驗， q_t 受排水性之影響而大量降低，因此在建立麥寮砂 q_{t1N} 與狀態參數之關係，需分別考慮排水行為 ($FC < 5\%$ 、 $FC = 15\%$) 下與部份排水行為下 q_{t1N} 與狀態參數之關係圖，本研究僅排水行為下 q_{t1N} 與狀態參數之關係。利用 (2-23) 公式與蔡明道 (2002) 分別建立 $K=1$ 、 $K=0.5$ 之 q_{t1N} 與狀態參數之關係，

如圖 4.9 與圖 4.10。由圖 4.9 發 q_{t1N} 與狀態參數之關係並不如 CRR 與狀態參數相關性來的高，其相關性 R^2 僅有 0.574，其原因與 q_t 值對剪脹性之關係不敏感有關，當 $K=1$ 、 $K=0.5$ 時 q_{t1N} 與狀態參數之關係分別如公式 (4-3) 與公式 (4-4)；

當 $K=1$ $-0.12 \leq \Psi \leq 0.14$

$$q_{t1N} = -69.6642 * \Psi + 72.7765 \dots\dots\dots(4-3)$$

當 $K=0.5$ $-0.12 \leq \Psi \leq 0.14$

$$q_{t1N} = -69.6642 * \Psi + 72.7765 \dots\dots\dots(4-4)$$

4.3 麥寮砂 CRR 與 q_{t1N} 相關性之建立

由於麥寮砂的動態三軸試驗 CRR 值是在 $K=1$ 情況下所得，若要推估現地正常壓密情況下動態強度時，則必須依公式 2-4 對 CRR 值做應力模式與應力比(K)影響之修正，假設現地為 $K=0.5$ 並依 Castro (1975)所提出之結果進行修正 CRR_{field} 與 CRR_{tx} 之間的修正係數為 0.69。由公式 (2-23) 可經由孔隙比來推算出不同細料含量試體的圓錐貫入阻抗值 q_{t1N} 與 CRR 所對應之關係比較 Stark and Olson (1995) 或 Robertson and Wride (1998) 可分別得到如圖 4.11 與圖 4.12。

就麥寮砂而言，在細料含量小於 15% 時 (排水行為下)，其 CRR 與 q_c 之關係點大都落在 Stark and Olson (1995) 所建議 $FC=15$ 與 35% 界線之間，並不隨 FC 之改變而有明顯之差別；就 Robertson and Wride (1998) 之方法架構而言，大部分麥寮砂低細料含量砂土之 CRR 與 q_c 關係點都落在 I_c 等於 2.1 與 2.4 之間，此現象與圖 2.25 所示 FC 與 I_c 間關係，並沒有如 Robertson and Wride (1998) 建議之關係是一致的。因此，低細料含量麥寮砂其細料修正之必要性遠不如 Stark and Olson (1995) 或 Robertson and Wride (1998) 這些方法所建議。

由於麥寮砂其細料修正之必要不如 Stark and Olson (1995) 或 Robertson and Wride (1998)，因此本研究由公式 (4-1) 與 (4-3)、(4-2) 與 (4-4) 利用狀態參數分別建立 $K=0.5$ 與 $K=1$ 之排水行為下液化臨界線，如圖 4.13。

4.4 麥寮砂剪力波速量測結果

麥寮砂剪力波速量測結果如圖 4.14 所示，不同細料含量下剪力波速隨孔隙比減少而上升，有效圍壓改變對剪力波速較孔隙比影響大， $FC<5\%$ 與 $FC=30\%$ 在有效圍壓 100kPa

與 200kPa 時其剪力波速回歸線都呈平行分佈，只有 FC=15% 剪力波速回歸線斜率與其它細料含量有明顯不同。

4.4.1 麥寮砂剪力波速對應力修正

由於實驗室所量測之剪力波速通常是在等相壓密 (K=1) 情況下的量測值，因此若需推估現地正常壓密 K=0.5 情況下之剪力波速時，必須對試驗所得之剪力波速做應力比(K)影響之修正，本研究分別以不同垂直應力與水平應力條件下量測剪力波速，藉以了解不同細料含量下應力條件改變造成剪力波速之變化，表 4.3 為一系列不同應力條件下剪力波速量測之結果，圖 4.15 與圖 4.16 分別為 FC=15% 與 FC=30% 剪力波速對孔隙比在不同應力條件下之關係。由圖 4.15 與 4.16 發現在不同應力條件下剪力波速回歸線也都略呈平行線，FC=15% 在不同垂直應力下其 K=0.5 與 K=1 之剪力波速比值介於 0.915~0.938，當 FC=30% 時 K=0.5 與 K=1 剪力波速比值是 0.905~0.94 間。其平均比值約為 0.925; Stokoe and Santamarina (2000) 述敘剪力波速波傳方向與質點運動方向與其主應力有如公式 (4-5) 之關係

$$V_s = C_s \sqrt{F(e)} \left(\frac{\sigma'_a}{P_a} \right)^{na} \left(\frac{\sigma'_b}{P_a} \right)^{nb} \dots\dots\dots(4-5)$$

C_s ：土壤礦物常數

$F(e)$ ：孔隙比函數

σ'_a ：剪力波傳遞方向之有效應力

σ'_b ：土壤顆粒震動方向之有效應力

P_a ：1 大氣壓，與 σ'_a 、 σ'_b 同單位

$na = nb = 0.125$

因此若將 C_s 與 $F(e)$ 設為定值，剪力波傳遞方向上之有效應力 $\sigma'_a = 100\text{kPa}$ ，以及土壤顆粒震動方向之有效應力 $\sigma'_b = 50\text{ kpa} (=0.5 \times \sigma'_a)$ ，可得 K=0.5 與 K=1 之應力修正係數為 0.917，與本研究由試驗結果所得應力修正係數 0.925 相當接近。

因此本研究在實驗室 K=1 條件下推估現地正常壓密 K=0.5 情況下之剪力波速時將乘上修正係數 0.925 進行修正。

4.4.2 剪力波傳遞時間判斷造成之影響

本研究使用 Kawaguchi et al. (2001) 之研究建議採用圖 2.9 中 C 點做為剪力波到達之時間點，圖 4.17 為剪力波量測之結果，剪力波傳遞時間判斷對剪力波速計算有很大影響，

麥寮砂剪力波速若是由圖 4.17 中之 A 點為剪力波到達時間點，將比使用 C 點做為剪力波到達時間所計算出剪力波速快 7%~12%。

4.4.3 麥寮砂 CRR 與 V_{sI} 關係

麥寮砂 CRR 與 V_{sI} 關係中，其中 V_{sI} 則是經有效覆土壓力(100kPa)的修正 (Robertson et al., 1992) 所得，如公式 (4-6)

$$V_{sI} = V_s \left(\frac{P_a}{\sigma_{v0}} \right)^{0.25} \dots\dots\dots (4-6)$$

將本研究在沒有任何修正下 CRR- V_{sI} 與郭毓真 (2004) 結果比較，如圖 4.18，發現在有效圍壓 100kPa 時，FC<5% 與 FC=15% 乾置法有與郭毓真 (2004) 一致趨勢，但 FC=30% 與 FC=50% 濕夯法結果與郭毓真 (2004) 有明顯差異，本研究所量測之剪力波速較快。在圍壓 200kPa 時，如圖 4.19，發現 CRR 與 V_{sI} 都明落在郭毓真 (2004) 試驗結果右邊，在表示在高圍壓麥寮砂下會趨近 Andrus and Stokoe (2000) 所提出液化臨界線。若是僅考慮有效圍壓 100kPa 且 FC<5% 與 FC=15% 時，如圖 4.20，發現 CRR 與 V_{sI} 的關係點雖然會落在 Andrus and Stokoe (2000) 所建議曲線的左邊，但在不同試體製做方法下 CRR 與 V_{sI} 之趨勢相當一致，且結果如 Andrus and Stokoe (2000) 所述當細料含量增加時，CRR 與 V_{sI} 關係會隨細料含量而向左移動。

將現地應力修正前後之 CRR 與 V_{sI} 對照比較 Andrus and Stokoe (2000) 之研究結果，如圖 4.21 所示。受礦物含量之影響，麥寮砂之 V_{sI} 值低於乾淨之石英砂因此其 CRR 與 V_{sI} 的關係點往往會落在 Andrus and Stokoe (2000) 所建議曲線的左邊。本研究在有效圍壓 200kPa 時細料含量之修正不如 Andrus and Stokoe (2000) 所建議，其 CRR 與 V_{sI} 之關係並無明顯的差異，而且其 CRR 與 V_{sI} 之趨勢也顯得相當一致。

進一步討論剪力波速時間點之判斷之影響，圖 4.22 與圖 4.23 分別為使用 Kawaguchi et al. (2001) 判斷剪力波到時間 C 點與 A 點所建立 CRR 與 V_{sI} 之關係，由於判斷剪力波到達時間之差異，造成剪力波速度影響約 10%，而麥寮砂 V_{sI} 量測結果約 125m/s~165m/s，因此使用剪力波速進行液化潛能評估時，判斷剪力波到達時間之方法會造成很大之影響。Lee and Santamarina (2005) 判斷哪一個才是剪力波到達的時間與試驗之配置、應用與激發訊號有關；至今之研究使用 bender element 進行土壤剪力波速量測，並沒有一個判斷準則。因此訂定一剪力波傳遞時間判斷準則，有其必要性。

表 4.1 動態三軸試驗結果記錄表

Specimen No.	0523	Axial strain %	Ratio of compression amplitude to extension amplitude, P_C/P_E	Deviator Stress σ_d , kPa	Number of Cycles N_c
Back Pressure u_b , kPa	300	$DA \leq 1\%$	0.99	82	-
Preconsolidation stress σ'_c , kPa	200	$DA = 1\%$	0.99	82	15.3
Effective Confining Pressure σ'_0 , kPa	200	$DA = 2\%$	0.99	82	16.8
Wave Form	sinusoidal	$DA = 5\%$	0.99	82	18.9
Wave Frequency f , Hz	0.11	$DA = 10\%$	-	-	-
Cyclic Resistance Ratio $\sigma_d/2\sigma'_0$	0.205	Number of Cycle when $\Delta u/\sigma'_0$ reach 95%, N_{u95}		16.6	

表 4.2 麥寮砂反覆動態三軸試驗控制參數與結果

Specimen No.	FC, %	Perparation method	σ'_c , kPa	CRR	N_c	e_c	V_s , m/sec
0416	<5	DD	100	0.29	36	0.764	170.69
0417	<5	DD	100	0.35	15	0.777	187.24
0418	<5	DD	100	0.26	92	0.776	175.63
0408	<5	DD	100	0.25	42	0.815	167.97
0426	<5	DD	100	0.3	3	0.816	170.41
0430	<5	DD	100	0.23	85	0.800	172.74
0402	<5	DD	100	0.275	3	0.861	162.63
0403	<5	DD	100	0.24	20	0.847	156.66
0406	<5	DD	100	0.21	57	0.850	-
0407	<5	DD	100	0.185	138	0.845	156.67
0427	<5	DD	100	0.25	8	0.844	170.44
12-4*	15	DD	100	0.3271	8	0.715	157.42
12-5*	15	DD	100	0.2925	16	0.721	154.38
12-8*	15	DD	100	0.2822	27	0.724	157.98
12-1*	15	DD	100	0.2547	5	0.777	146.20
12-2*	15	DD	100	0.2109	13	0.794	145.64
12-3*	15	DD	100	0.1958	26	0.785	145.80

0423	15	DD	100	0.225	7	0.856	133.20
0425	15	DD	100	0.19	29	0.853	138.05
0425-1	15	DD	100	0.15	66	0.838	144.86

表 4.2 麥寮砂反覆動態三軸試驗控制參數與結果 (續)

Specimen No.	FC, %	Perparation method	σ'_c , kPa	CRR	N_c	e_c	V_s , m/sec
0702	30	WT	100	0.205	93	0.635	181.49
0702-1	30	WT	100	0.25	8	0.638	181.28
0703	30	WT	100	0.235	12	0.630	177.96
0629	30	WT	100	0.15	95	0.658	172.70
0630	30	WT	100	0.185	28	0.660	175.42
0701	30	WT	100	0.215	9	0.653	167.63
10-11*	30	WT	100	0.1997	7	0.762	147.08
10-22*	30	WT	100	0.1808	12	0.761	144.68
10-24*	30	WT	100	0.1538	33	0.761	145.58
0616	50	WT	100	0.11	28	0.656	154.01
0617	50	WT	100	0.13	8	0.664	146.43
0623	50	WT	100	0.1	30	0.666	155.86
0717	50	WT	100	0.15	38	0.626	174.34
0718	50	WT	100	0.17	11	0.628	162.19
0719	50	WT	100	0.135	54	0.625	156.57
0712	<5	DD	150	0.333	8	0.787	174.51

0713	<5	DD	150	0.290	14	0.779	193.27
0714	<5	DD	150	0.280	26	0.779	175.51
0714-1	15	DD	150	0.2	18	0.767	167.47
0715	15	DD	150	0.187	54	0.775	175.30

表 4.2 麥寮砂反覆動態三軸試驗控制參數與結果 (續)

Specimen No.	FC, %	Perparation method	σ'_c , kPa	CRR	N_c	e_c	V_s , m/sec
0715-1	15	DD	150	0.223	7	0.773	176.11
0502-1	<5	DD	200	0.275	15	0.784	210.06
0503-1	<5	DD	200	0.24	44	0.773	218.11
0504	<5	DD	200	0.35	3	0.770	219.88
0501	<5	DD	200	0.25	3	0.831	206.18
0501-1	<5	DD	200	0.2	27	0.821	190.84
0502	<5	DD	200	0.175	328	0.838	194.07
0508	<5	DD	200	0.22	5	0.876	198.46
0508-1	<5	DD	200	0.2	9	0.873	200.30
0511	<5	DD	200	0.195	15	0.862	195.84
0514	<5	DD	200	0.16	45	0.862	201.75
0522	15	DD	200	0.24	7	0.653	204.66
0522-1	15	DD	200	0.215	14	0.648	196.68
0523	15	DD	200	0.205	19	0.654	195.11
0523-1	15	DD	200	0.18	42	0.647	198.95
0517-1	15	DD	200	0.23	5	0.709	195.36

0518	15	DD	200	0.225	9	0.718	195.29
0520	15	DD	200	0.215	17	0.704	201.96
0521	15	DD	200	0.18	47	0.714	198.80
0515	15	DD	200	0.205	19	0.787	182.38

表 4.2 麥寮砂反覆動態三軸試驗控制參數與結果 (續)

Specimen No.	FC, %	Perparation method	σ'_c , kPa	CRR	N_c	e_c	V_s , m/sec
0515-1	15	DD	200	0.16	80	0.774	192.22
0516	15	DD	200	0.225	5	0.774	178.51
0524	30	WT	200	0.17	10	0.638	206.30
0525	30	WT	200	0.155	40	0.644	206.90
0528	30	WT	200	0.145	69	0.638	199.33
0704	30	WT	200	0.15	15	0.670	195.57
0705	30	WT	200	0.17	8	0.667	202.21
0708	30	WT	200	0.14	45	0.669	201.94
0603	30	WT	200	0.17	2	0.706	180.61
0604	30	WT	200	0.15	11	0.703	186.62
0605	30	WT	200	0.13	36	0.703	177.00
0529	30	WT	200	0.15	8	0.732	186.95
0530	30	WT	200	0.14	18	0.741	186.54
0531	30	WT	200	0.13	18	0.734	189.23
0601	30	WT	200	0.12	67	0.741	192.94

*郭毓真 (2004) 數據

表 4.3 麥寮砂不同應力條件剪力波速結果

No.	e_c	FC	σ'_v , kPa	σ'_h , kPa	K	Vs, m/s
060511	-	<5	100	50	0.5	202.83
060512	-	<5	100	100	1	213.98
060513	-	<5	200	100	0.5	221.34
060514	-	<5	200	200	1	230.68
060611	0.919	<5	100	50	0.5	139.09
060612	0.913	<5	100	100	1	151.93
060613	0.903	<5	200	100	0.5	171.58
060614	0.895	<5	200	200	1	187.57
060621	0.859	<5	100	50	0.5	142.83
060622	0.855	<5	100	100	1	158.57
060623	0.847	<5	200	100	0.5	175.05
060624	0.841	<5	200	200	1	191.90
060631	0.797	15	100	50	0.5	127.59
060632	0.789	15	100	100	1	142.00
060633	0.776	15	200	100	0.5	158.06
060634	0.766	15	200	200	1	172.55
060711	0.750	15	100	50	0.5	132.48
060712	0.743	15	100	100	1	137.93
060713	0.732	15	200	100	0.5	159.08
060714	0.723	15	200	200	1	173.74
060721	0.731	15	100	50	0.5	132.49
060722	0.725	15	100	100	1	144.55
060723	0.717	15	200	100	0.5	163.64
060724	0.706	15	200	200	1	177.43
070801	0.699	30	100	50	0.5	154.85
070802	0.693	30	100	100	1	163.65
070803	0.687	30	200	100	0.5	187.84
070804	0.669	30	200	200	1	201.94
051701	0.69	30	100	50	0.5	160.88
051702	0.66	30	100	100	1	172.82
051703	0.65	30	200	100	0.5	192.49
051704	0.64	30	200	200	1	206.21
052901	0.792	30	100	50	0.5	131.03

052902	0.773	30	100	100	1	143.66
052903	0.753	30	200	100	0.5	164.77
052904	0.732	30	200	200	1	186.95

表 4.3 麥寮砂不同應力條件剪力波速結果 (續)

No.	e_c	FC	σ'_v , kPa	σ'_h , kPa	K	V_s , m/s
053001	0.797	30	100	50	0.5	134.45
053002	0.774	30	100	100	1	146.60
053003	0.756	30	200	100	0.5	166.03
053004	0.741	30	200	200	1	186.54
053101	0.775	30	100	50	0.5	136.72
053102	0.763	30	100	100	1	149.18
053103	0.749	30	200	100	0.5	166.92
053104	0.734	30	200	200	1	189.23
060101	0.796	30	100	50	0.5	141.68
060102	0.786	30	100	100	1	153.52
060103	0.771	30	200	100	0.5	167.31
060104	0.741	30	200	200	1	192.94
060301	0.751	30	100	50	0.5	136.51
060302	0.742	30	100	100	1	149.00
060303	0.730	30	200	100	0.5	167.01
060304	0.706	30	200	200	1	180.61

Specimen No.	FC, %	σ'_c , kPa	CRR	$N_{c_{DA=5\%}}$	e_c
0523	15	200	0.205	19	0.654

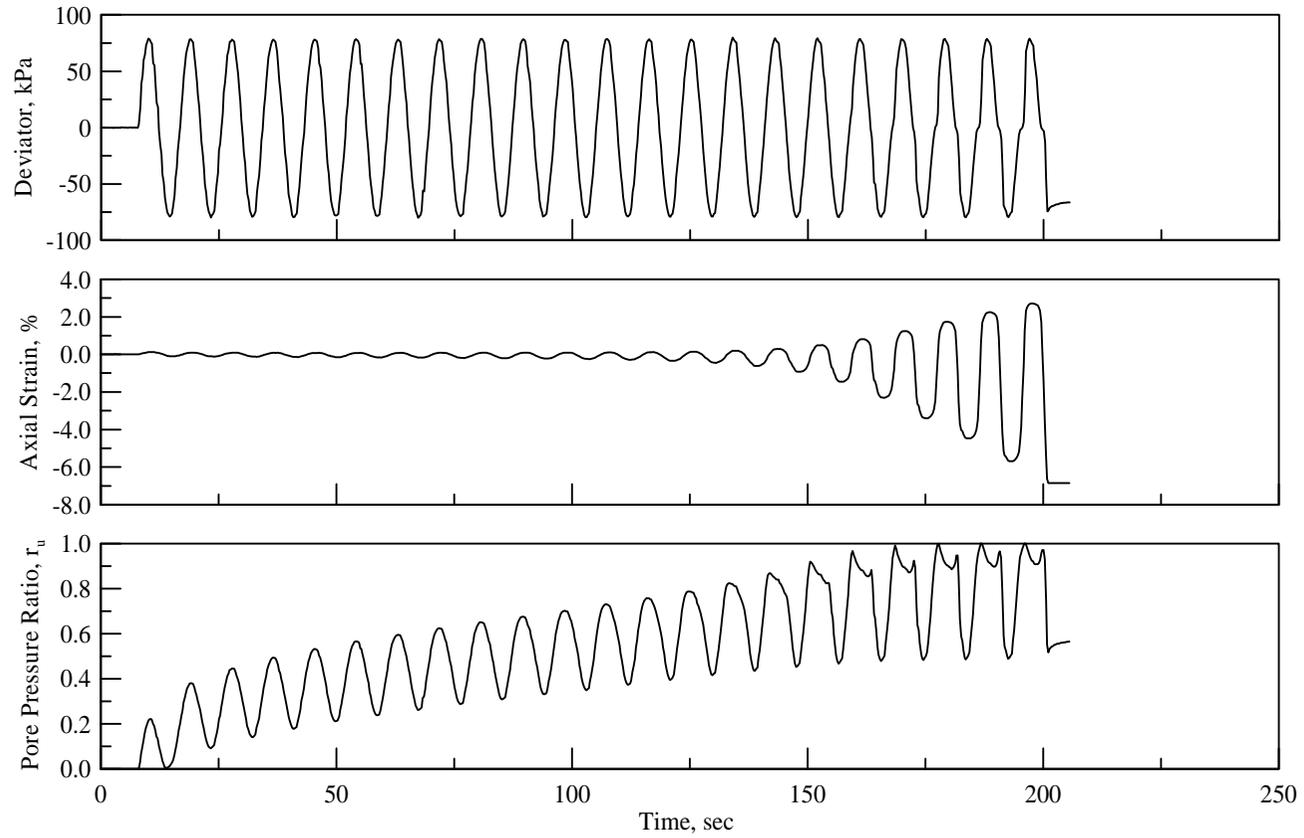


圖 4.1 時間對軸差應力、軸向應變、超額孔隙水壓比關係圖

Specimen No.	FC, %	σ'_c , kPa	CRR	$N_{c_{DA=5\%}}$	e_c
0523	15	200	0.205	19	0.654

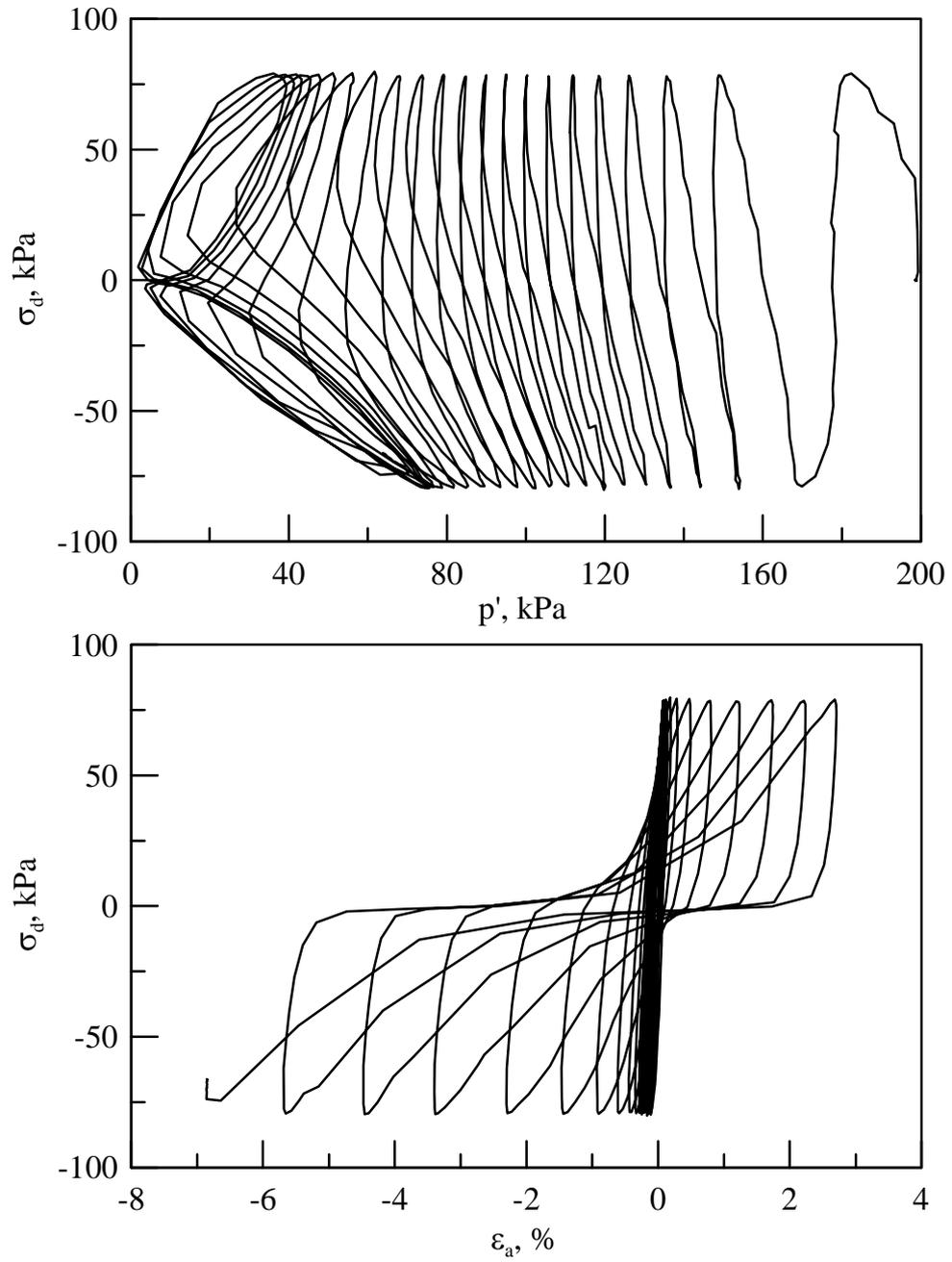


圖 4.2 p' 與軸差應力、軸向應變與軸差應力關係圖

Specimen No.	σ'_c kN/m ²	Δt ms	Specimen height,mm	Bender Element length,mm	Vs m/s
0523	200	0.677	138.42	6.33	195.11

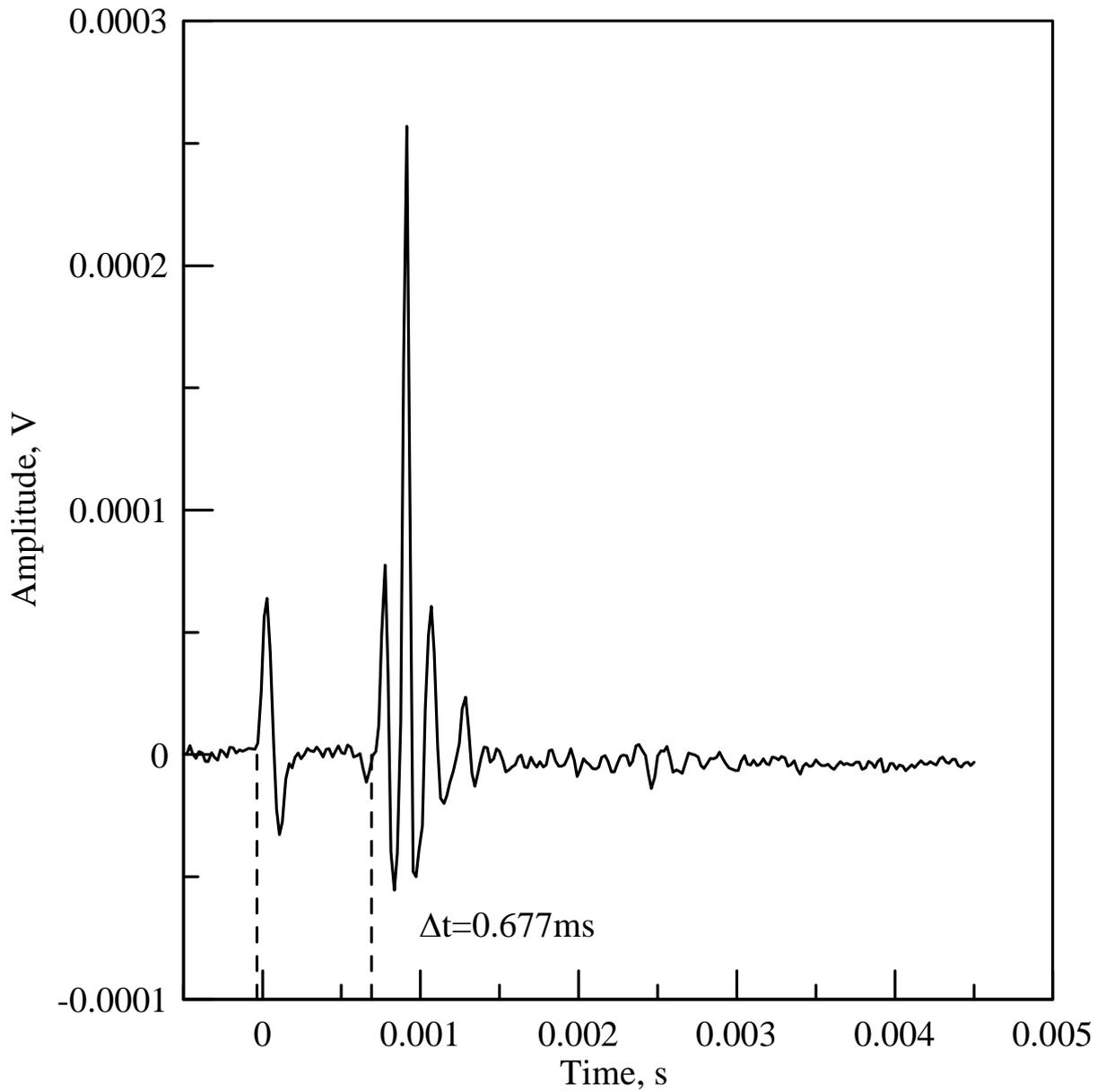


圖 4.3 剪力波傳遞時間圖

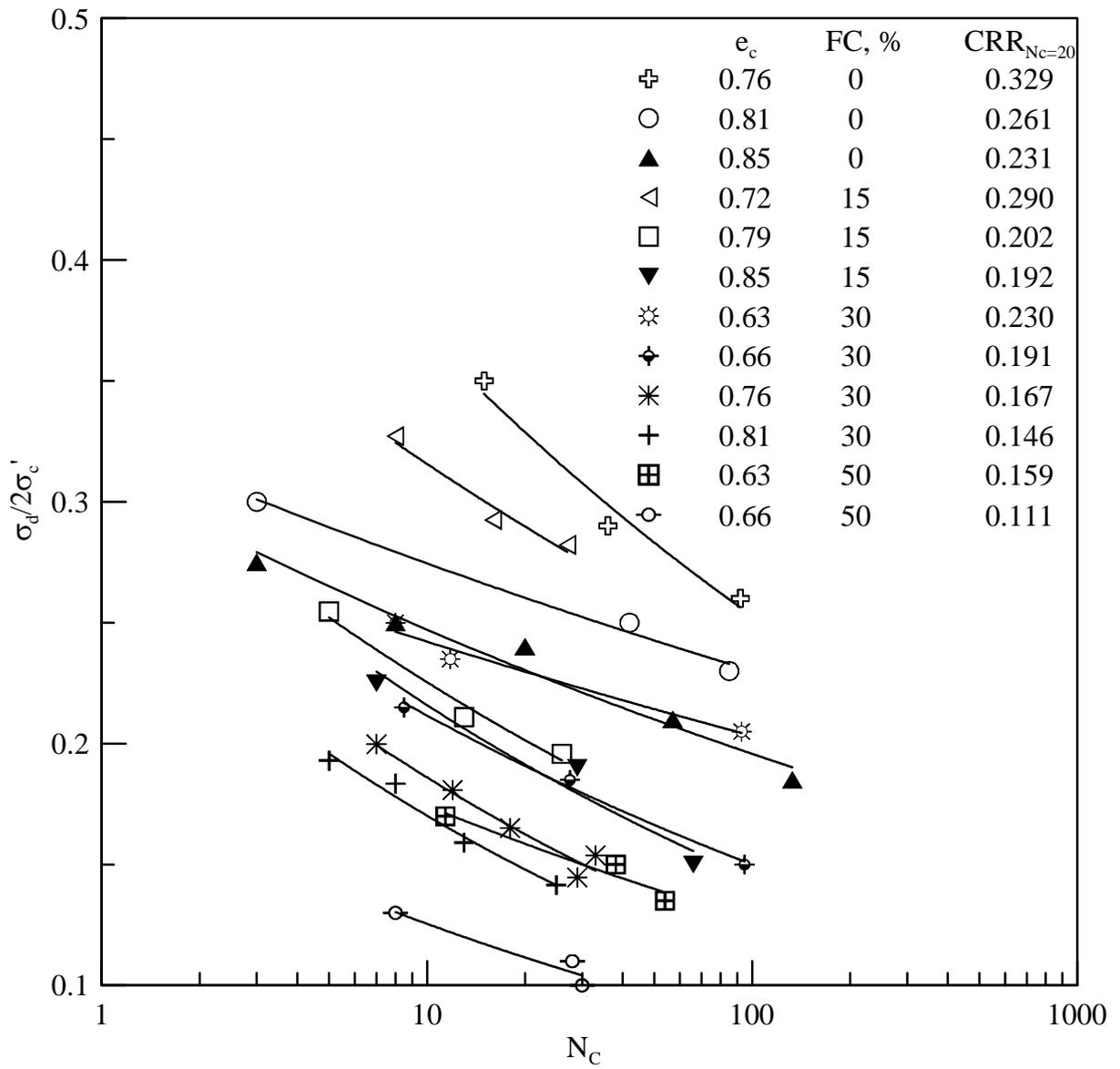


圖 4.4 動態三軸試驗結果 ($\sigma'_c=100\text{kPa}$)

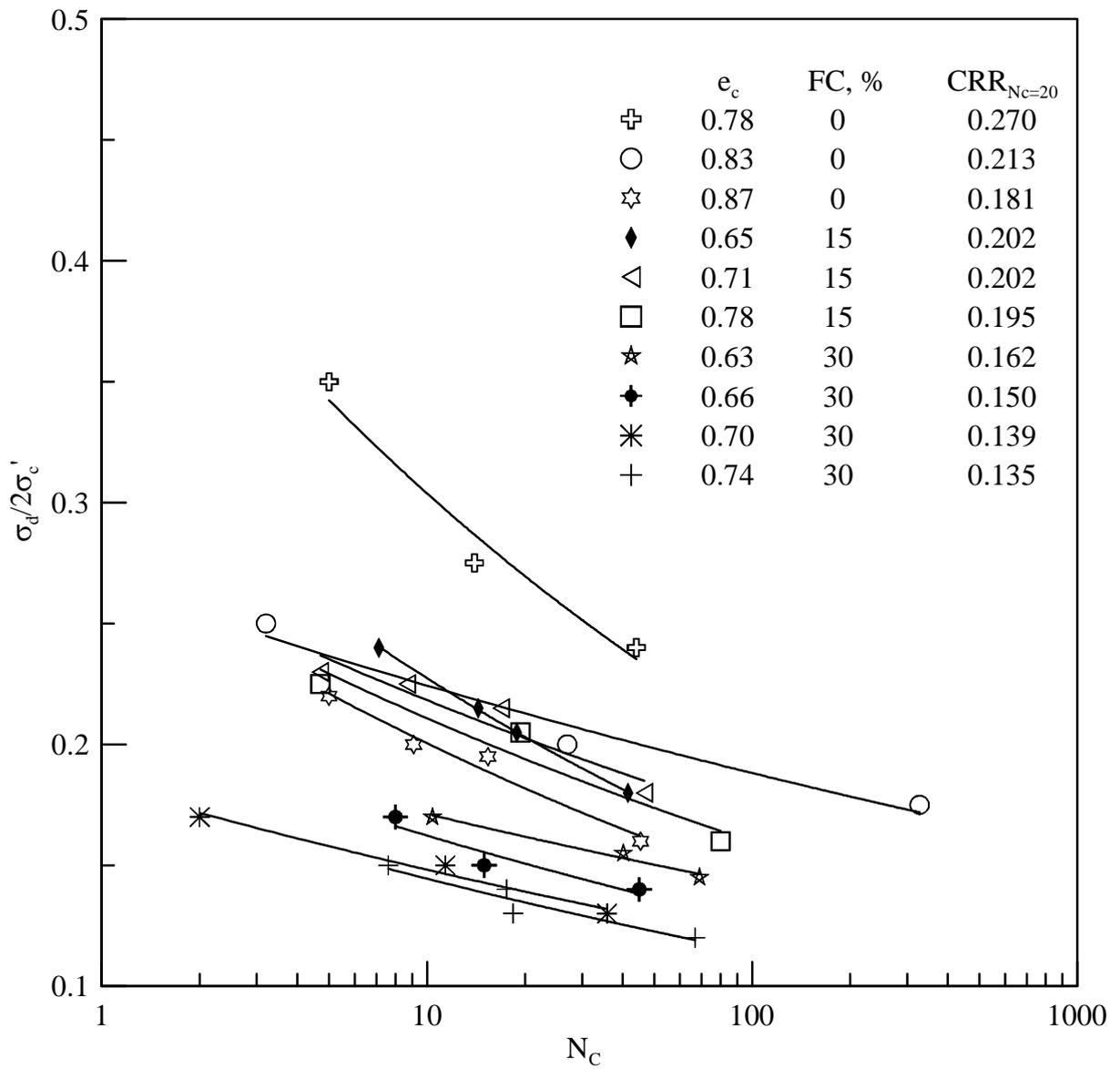


圖 4.5 動態三軸試驗結果 ($\sigma'_c=200\text{kPa}$)

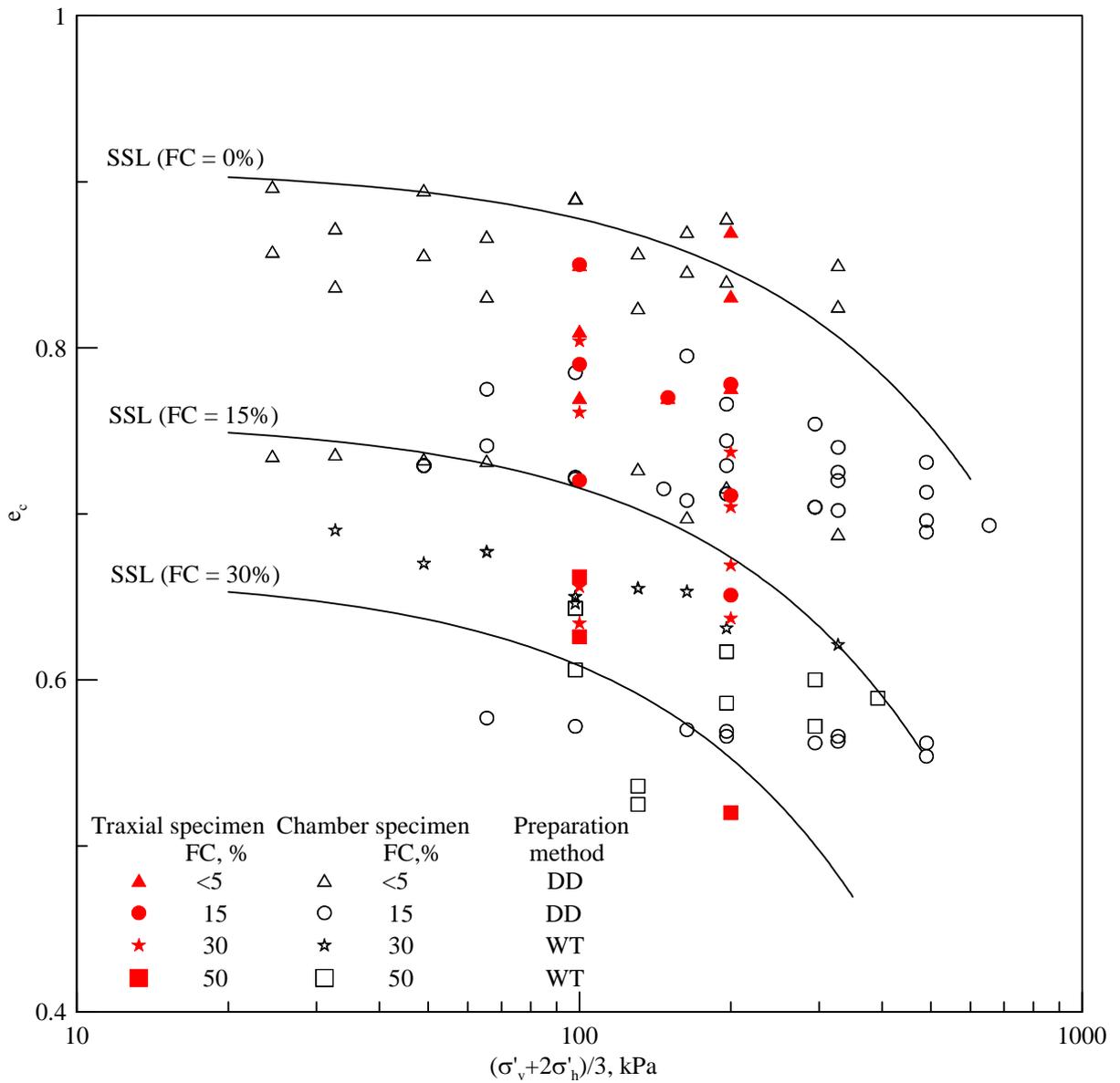


圖 4.6 動態三軸試驗與標定試驗條件關係圖

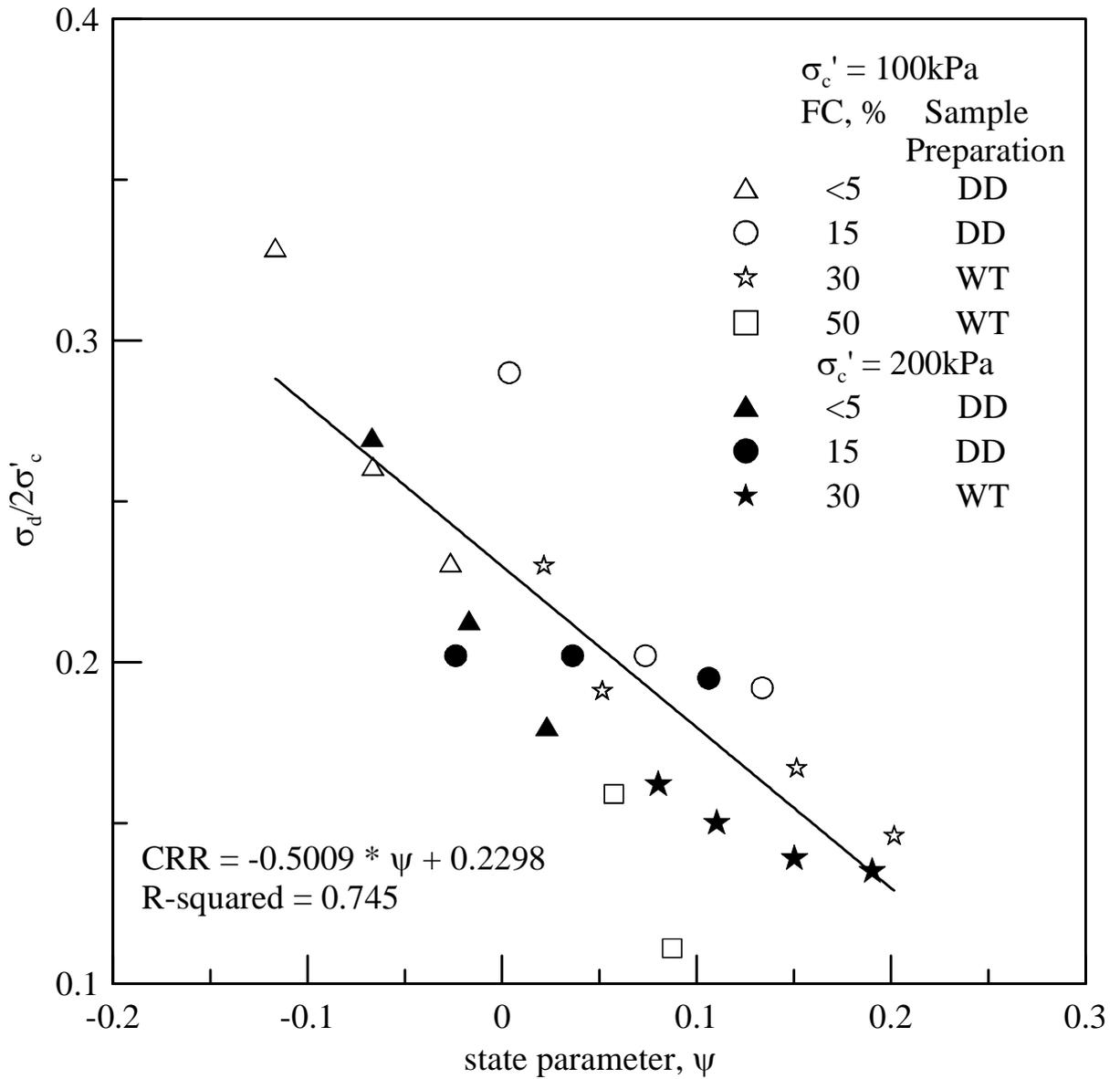


圖 4.7 麥寮砂 CRR 與狀態參數之關係 (K=1)

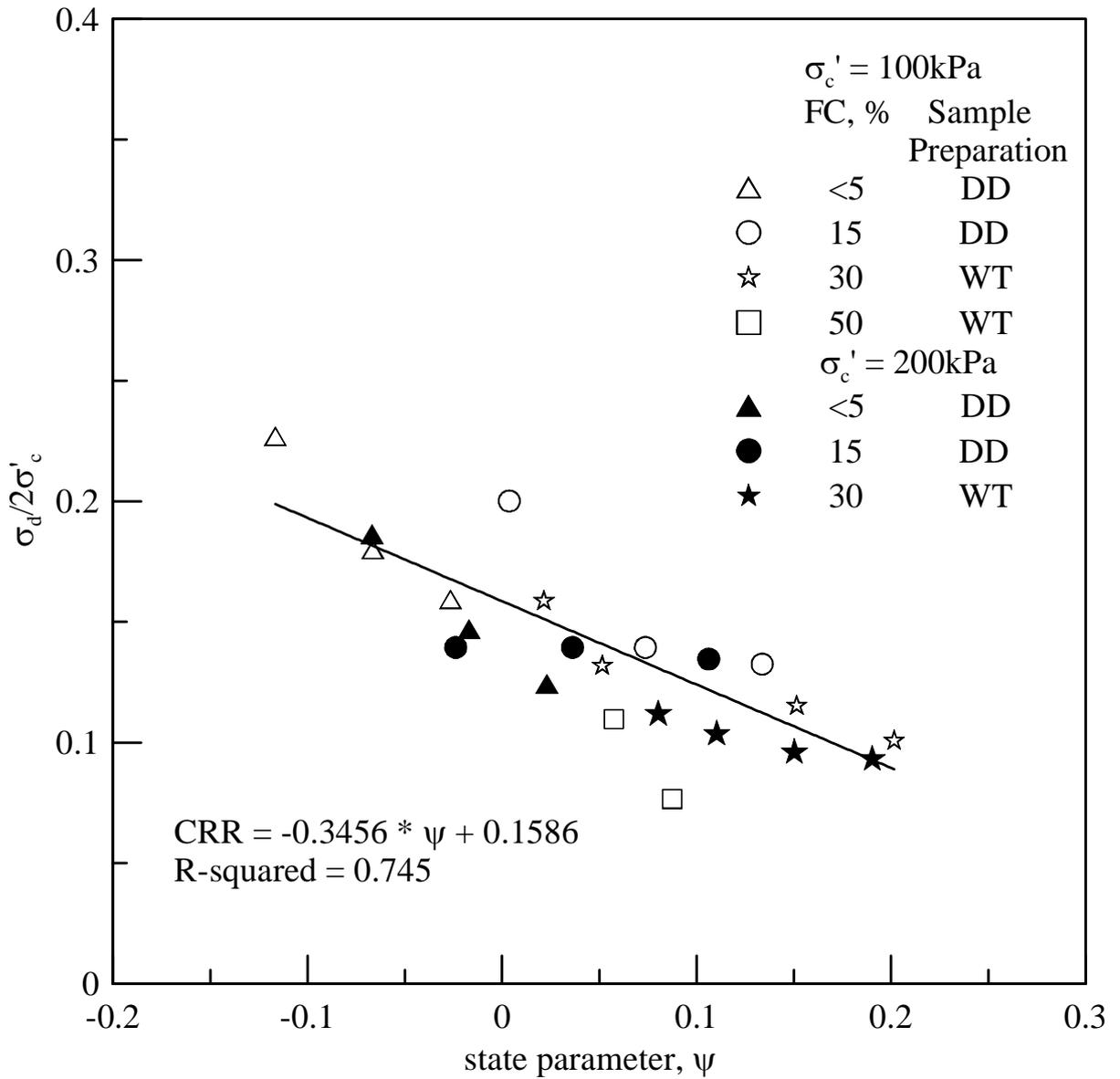


圖 4.8 麥寮砂 CRR 與狀態參數之關係 (K=0.5)

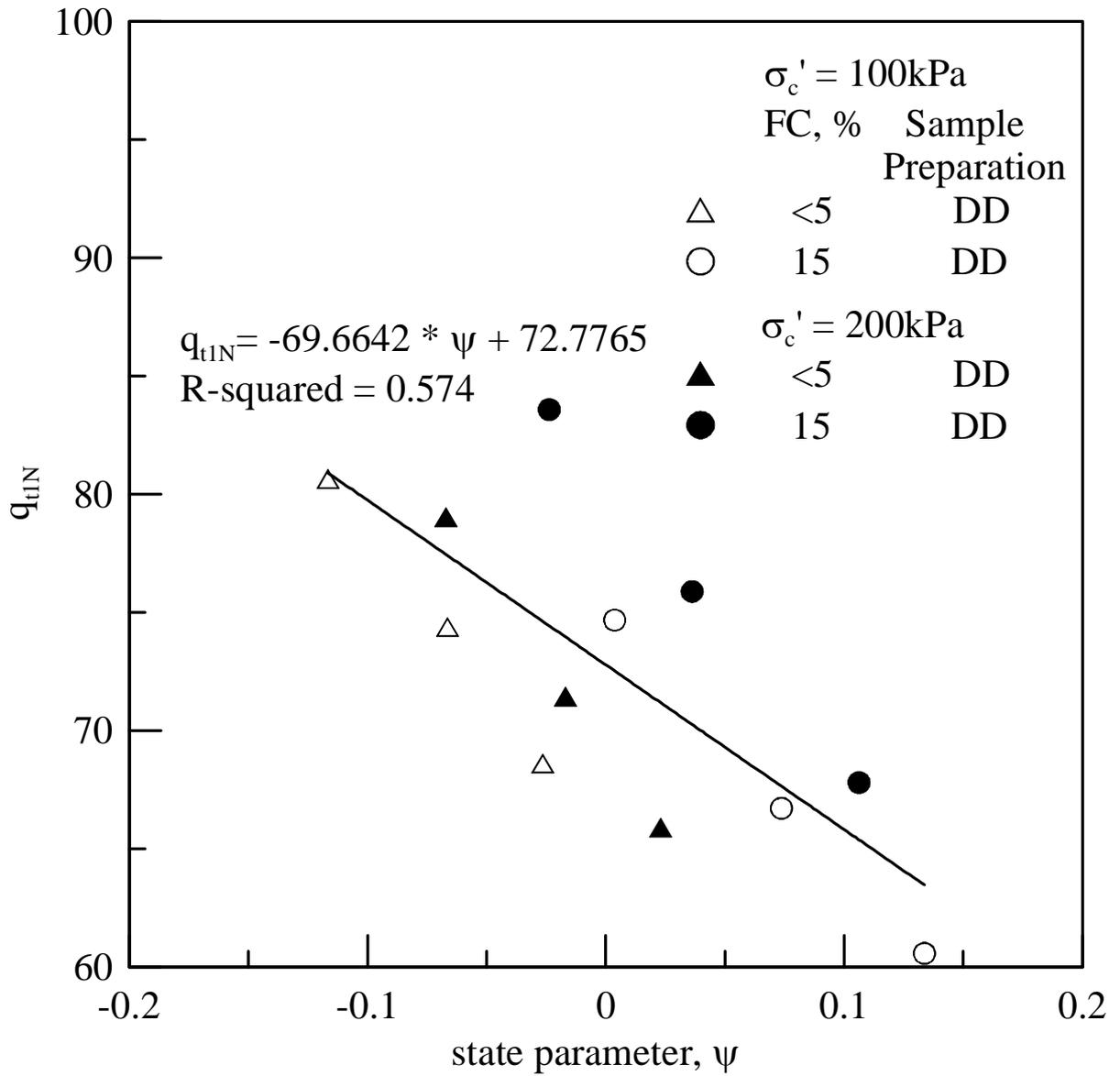


圖 4.9 排水行為下麥寮砂 q_{t1N} 與狀態參數之關係 (K=1)

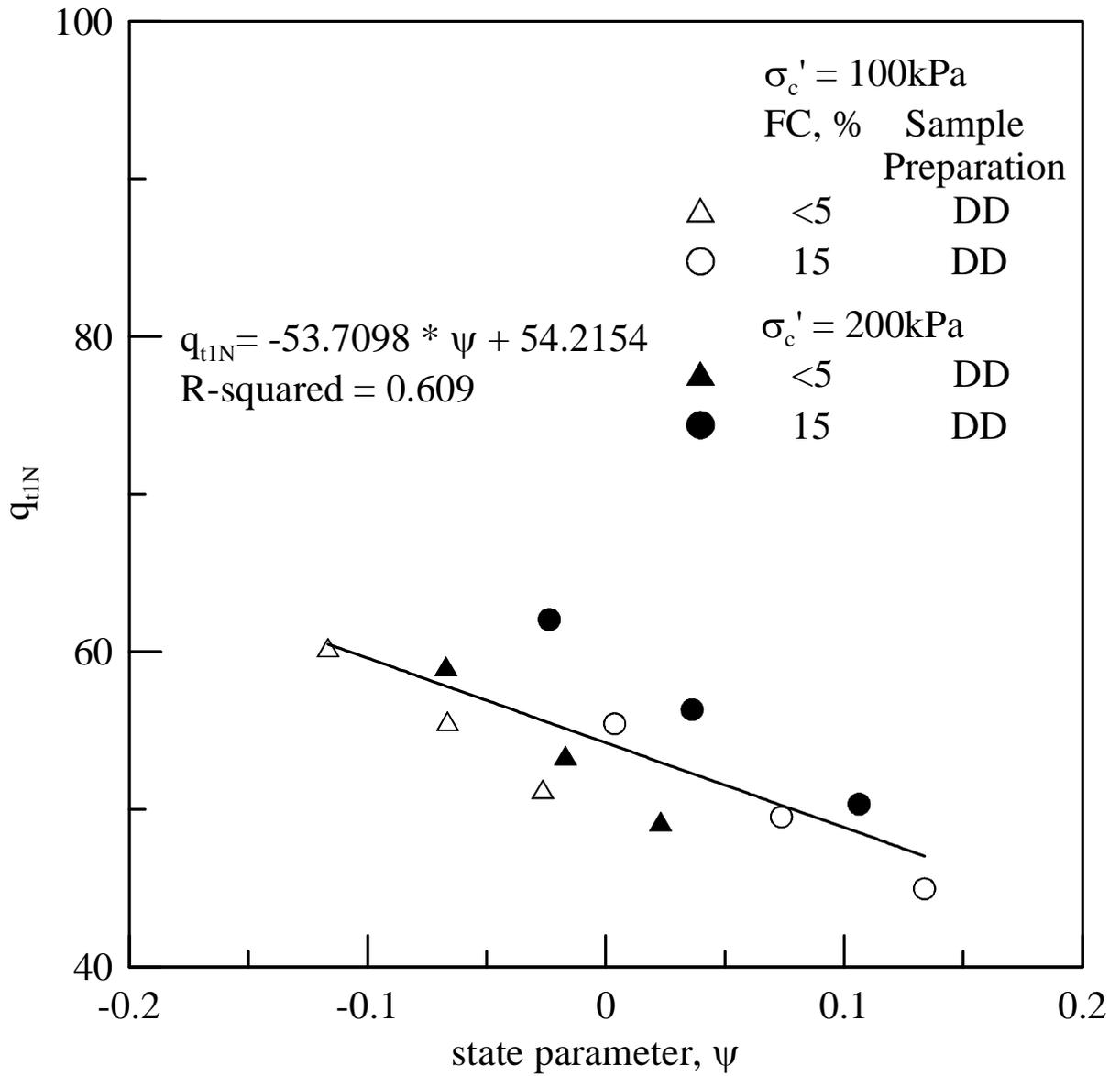


圖 4.10 排水行為下麥寮砂 q_{tIN} 與狀態參數之關係 (K=0.5)

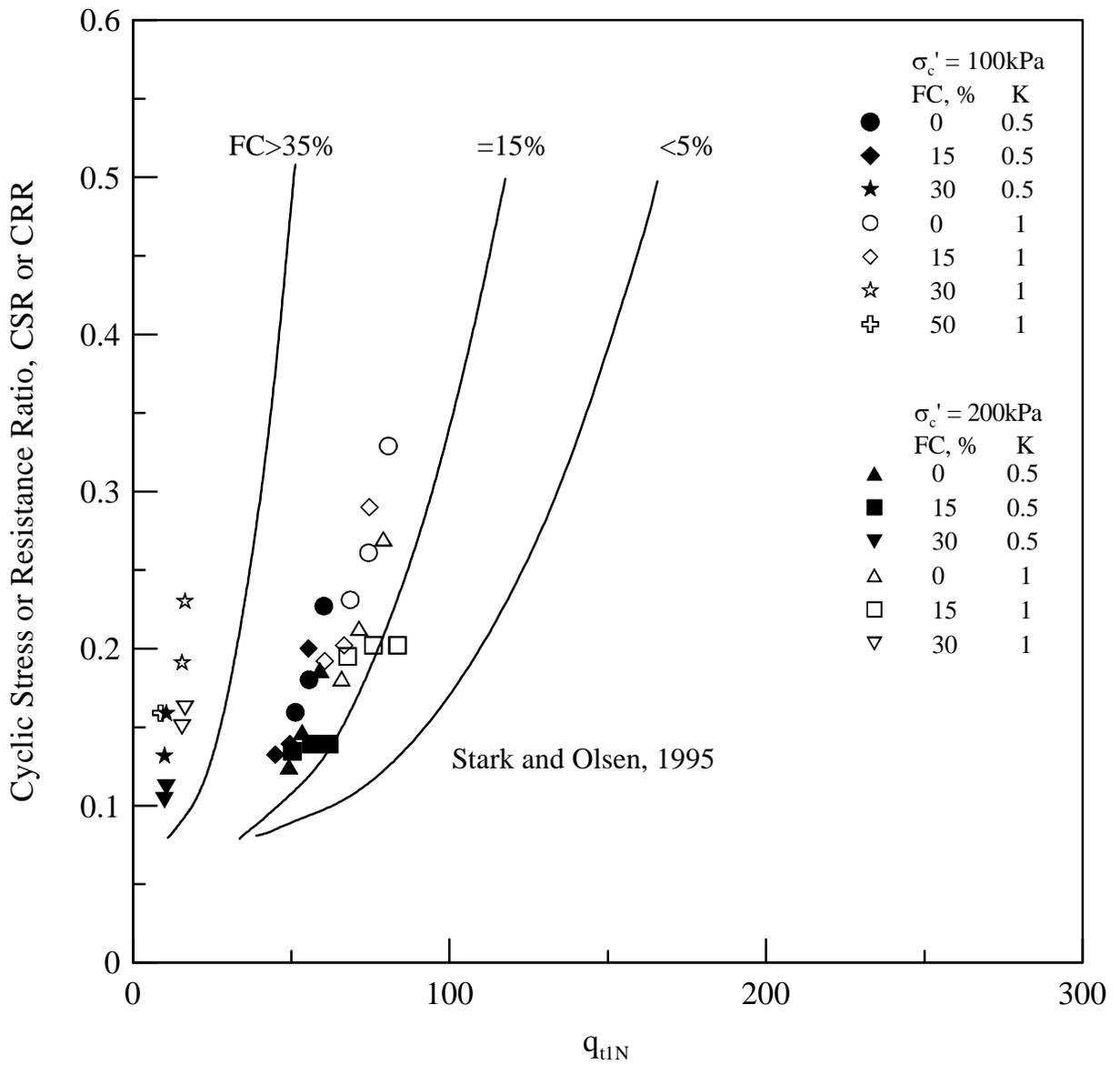


圖 4.11 麥寮砂 CRR- q_{tIN} 與 Stark and Olson 法之比較

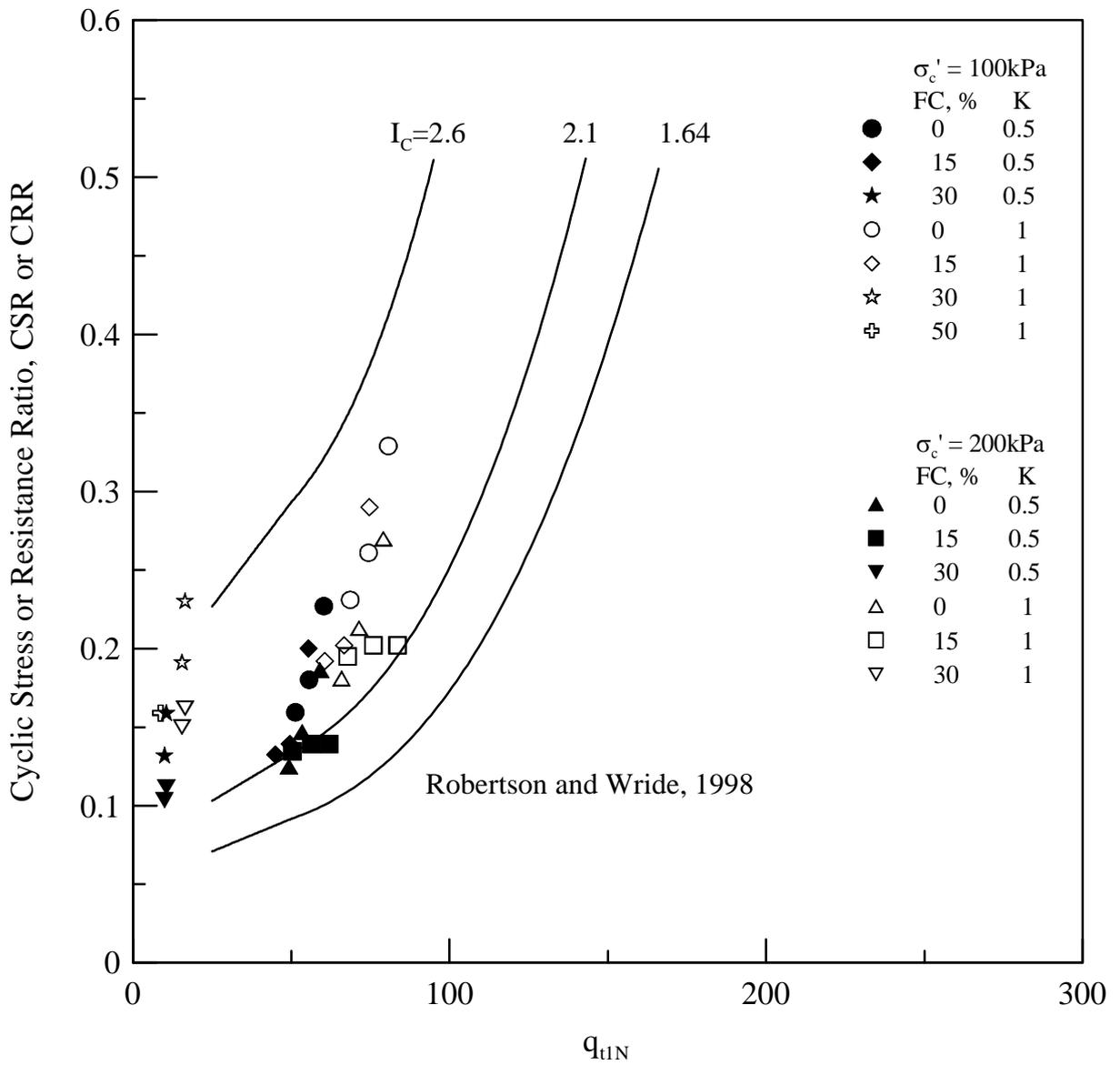


圖 4.12 麥寮砂 CRR- q_{t1N} 與 Robertson and Wride 法之比較

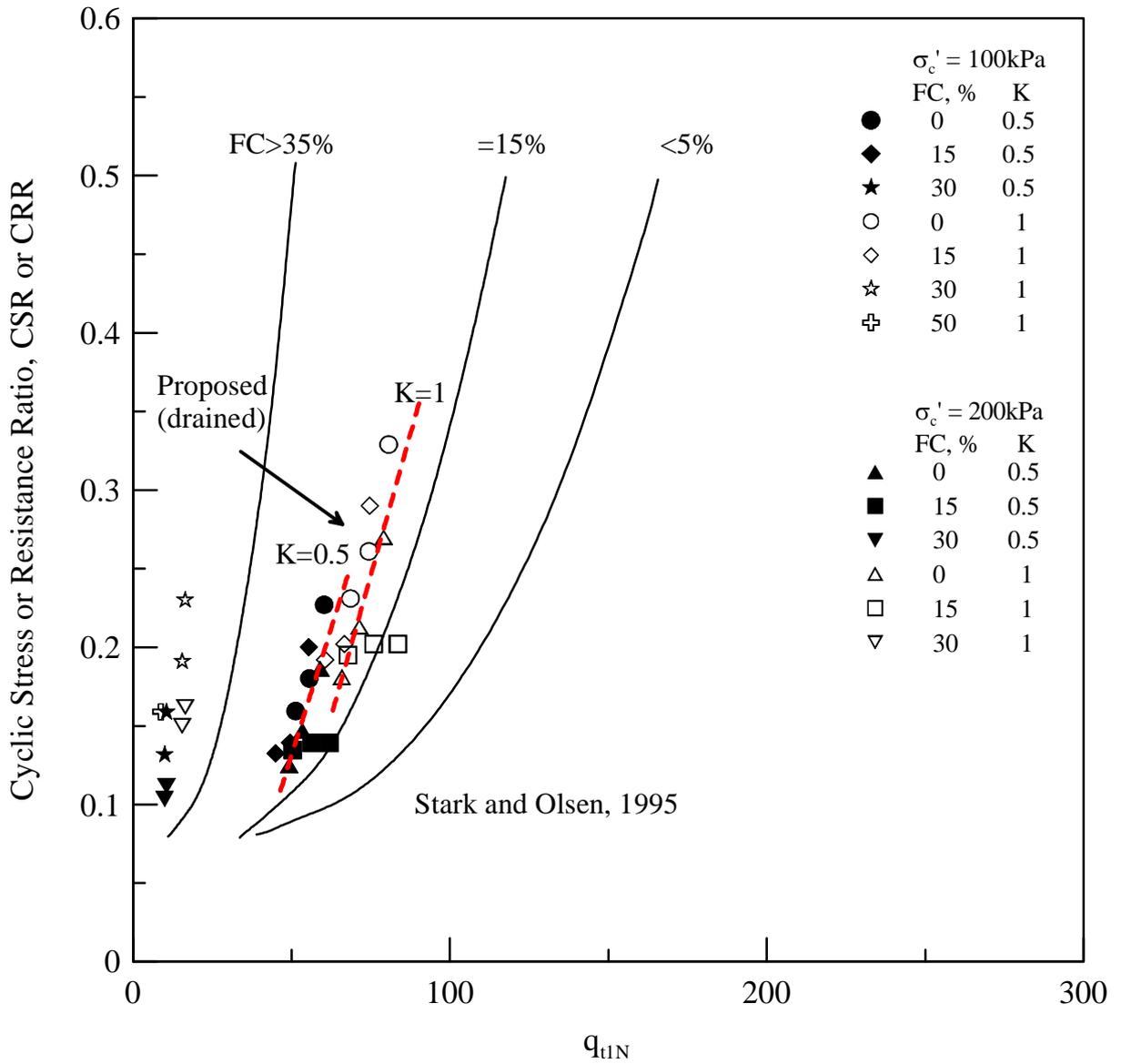


圖 4.13 麥寮砂排水行為下液化臨界線

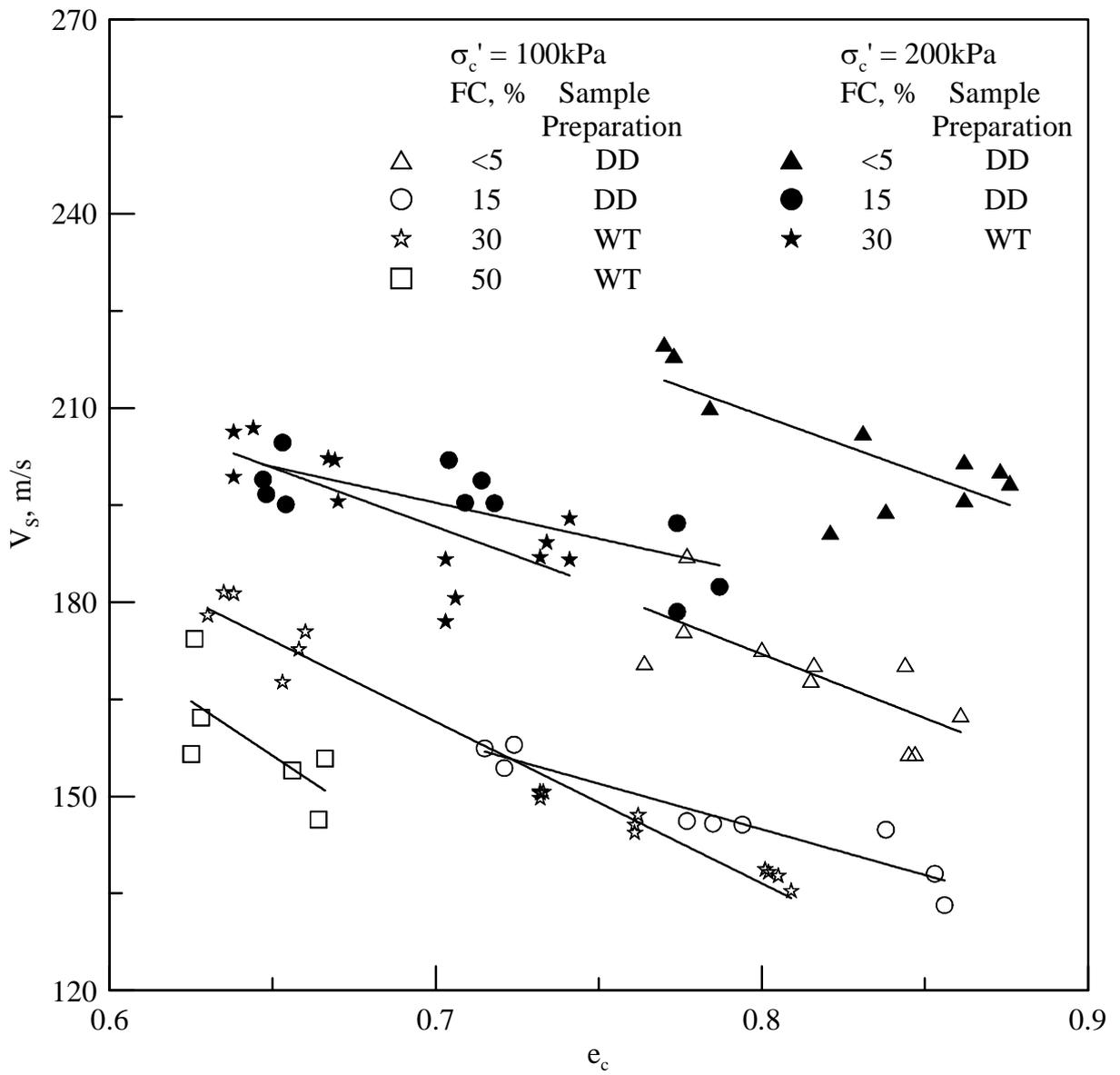


圖 4.14 麥寮砂剪力波速量測結果

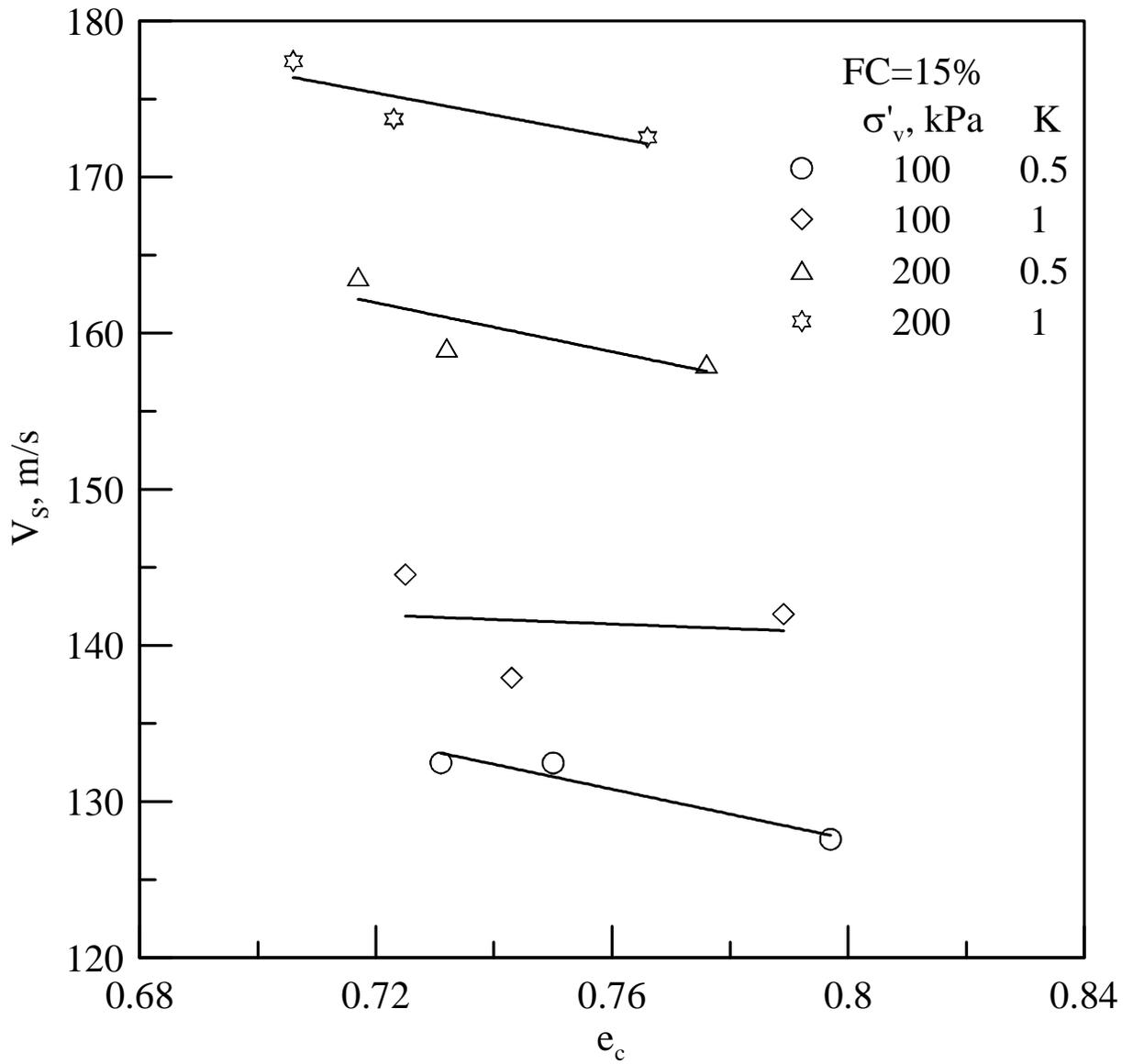


圖 4.15 FC=15% 剪力波速與孔隙比在不同應力條件之關係

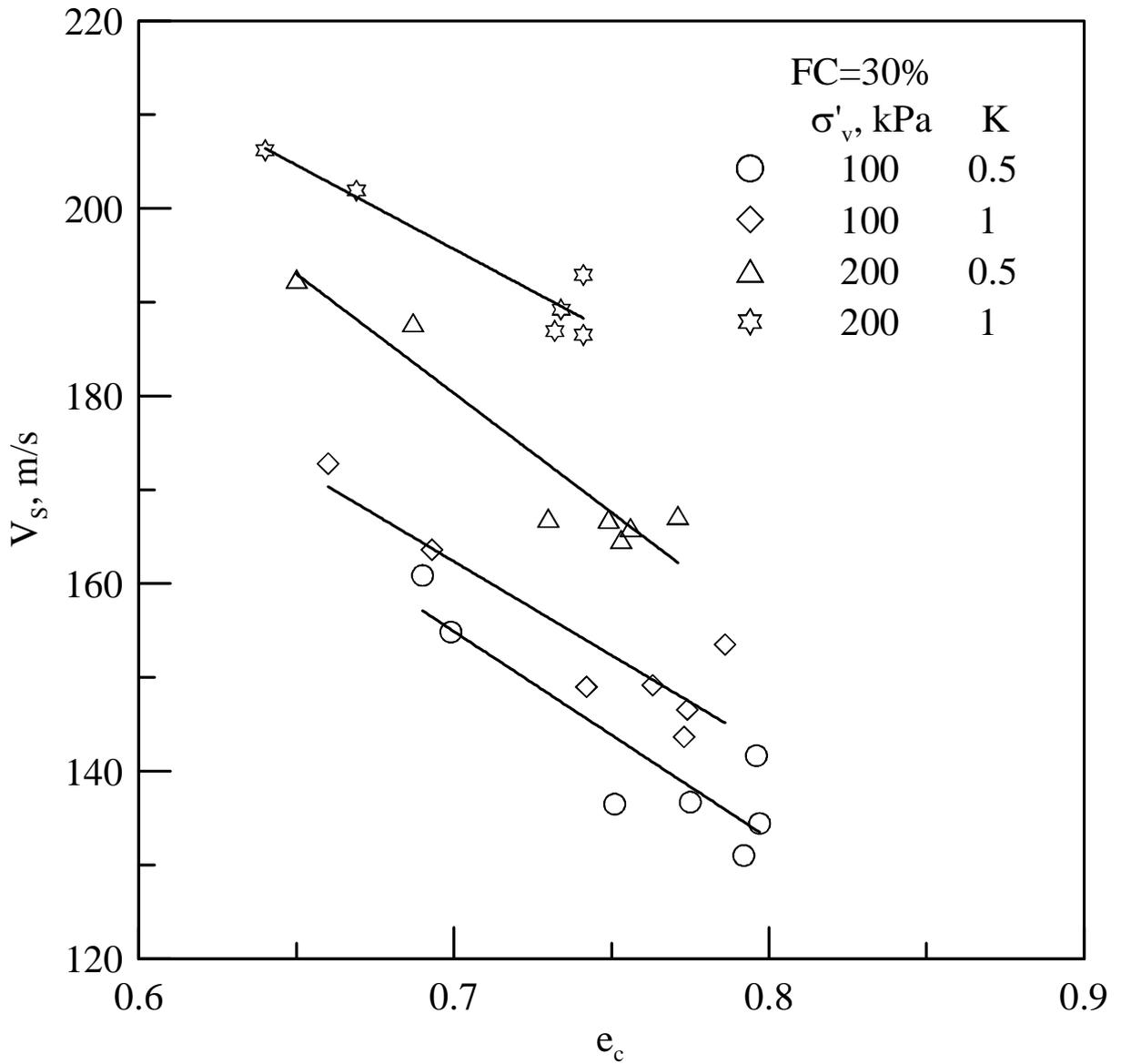


圖 4.16 FC=30% 剪力波速與孔隙比在不同應力條件之關係

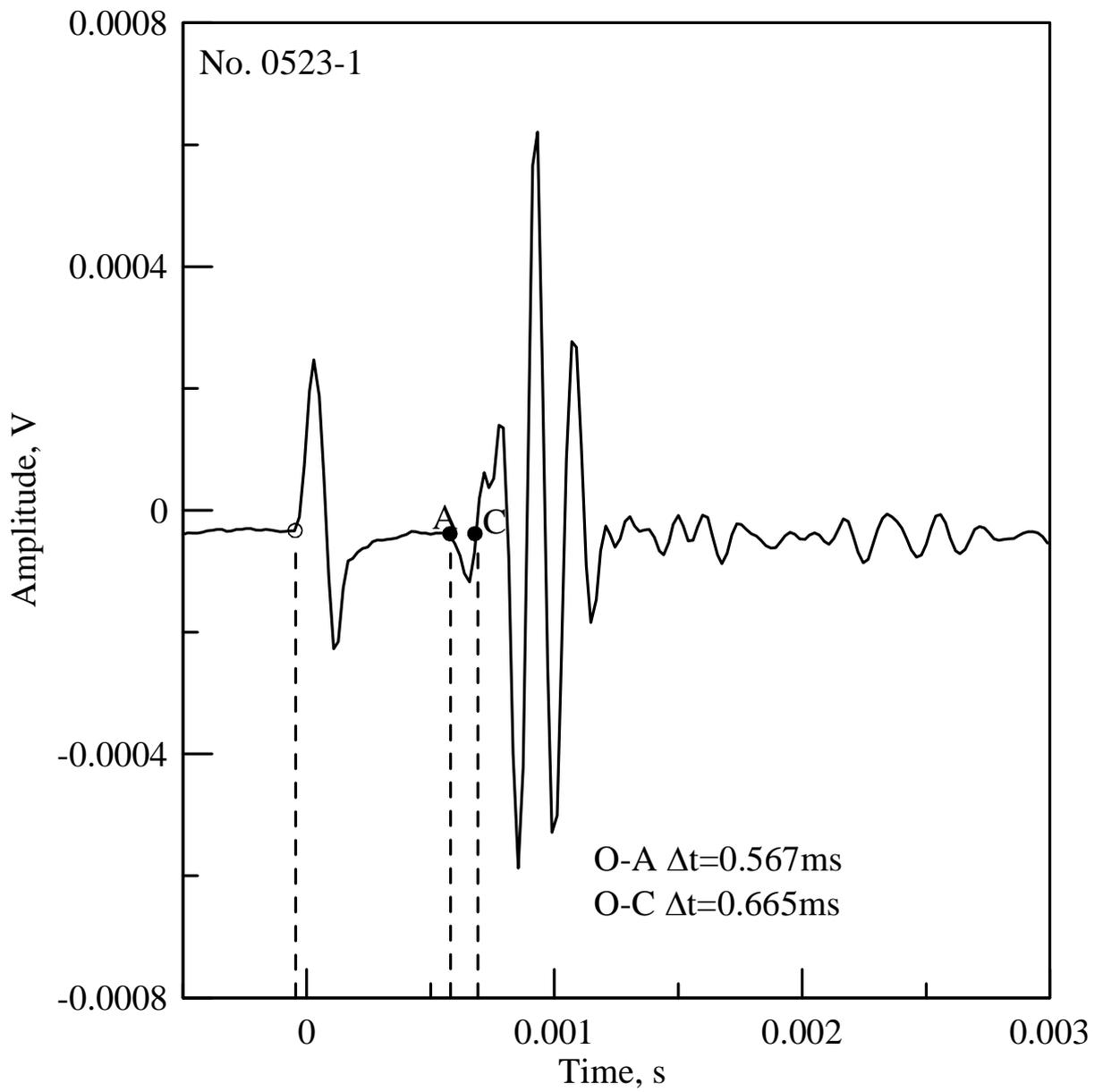
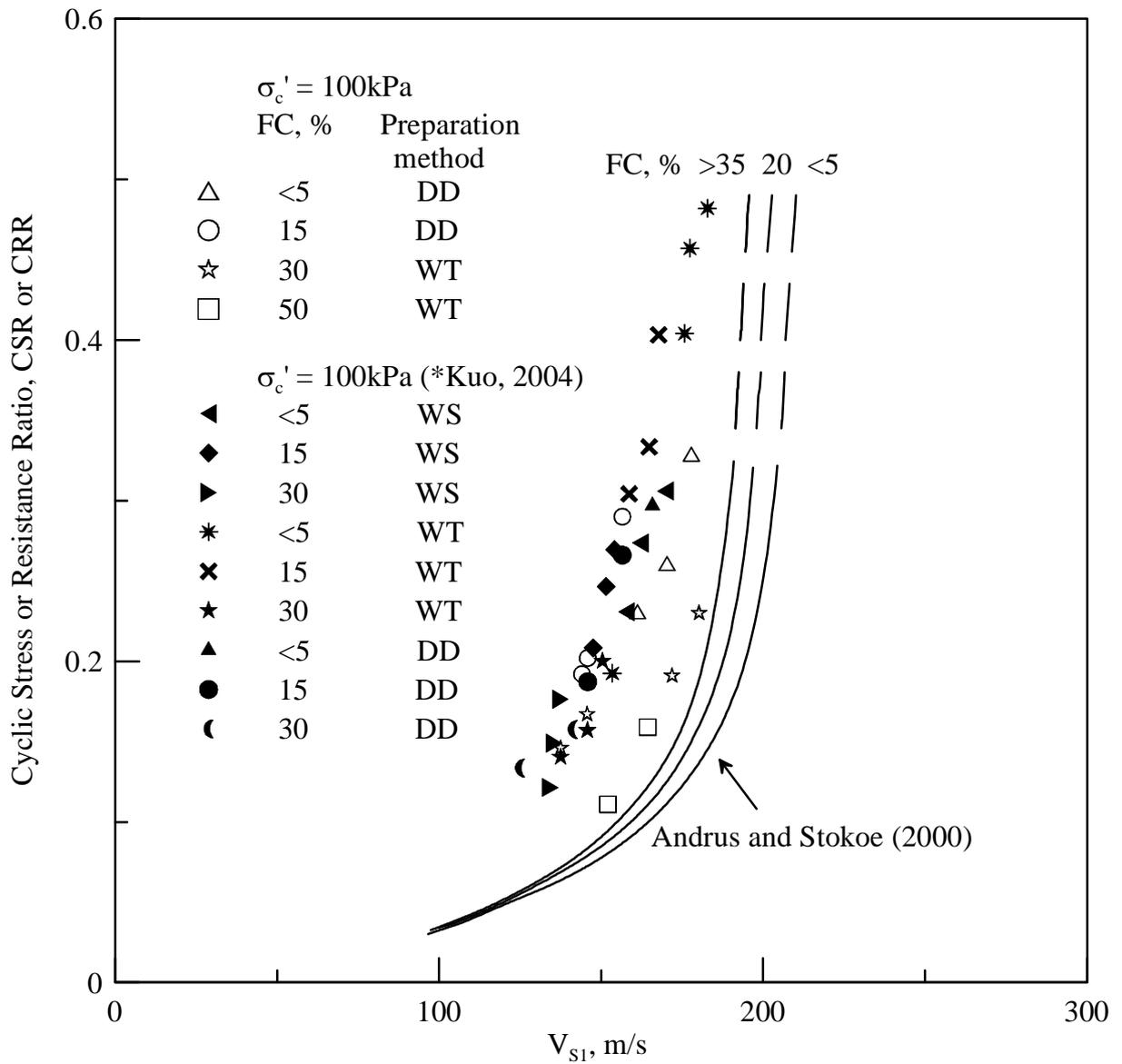
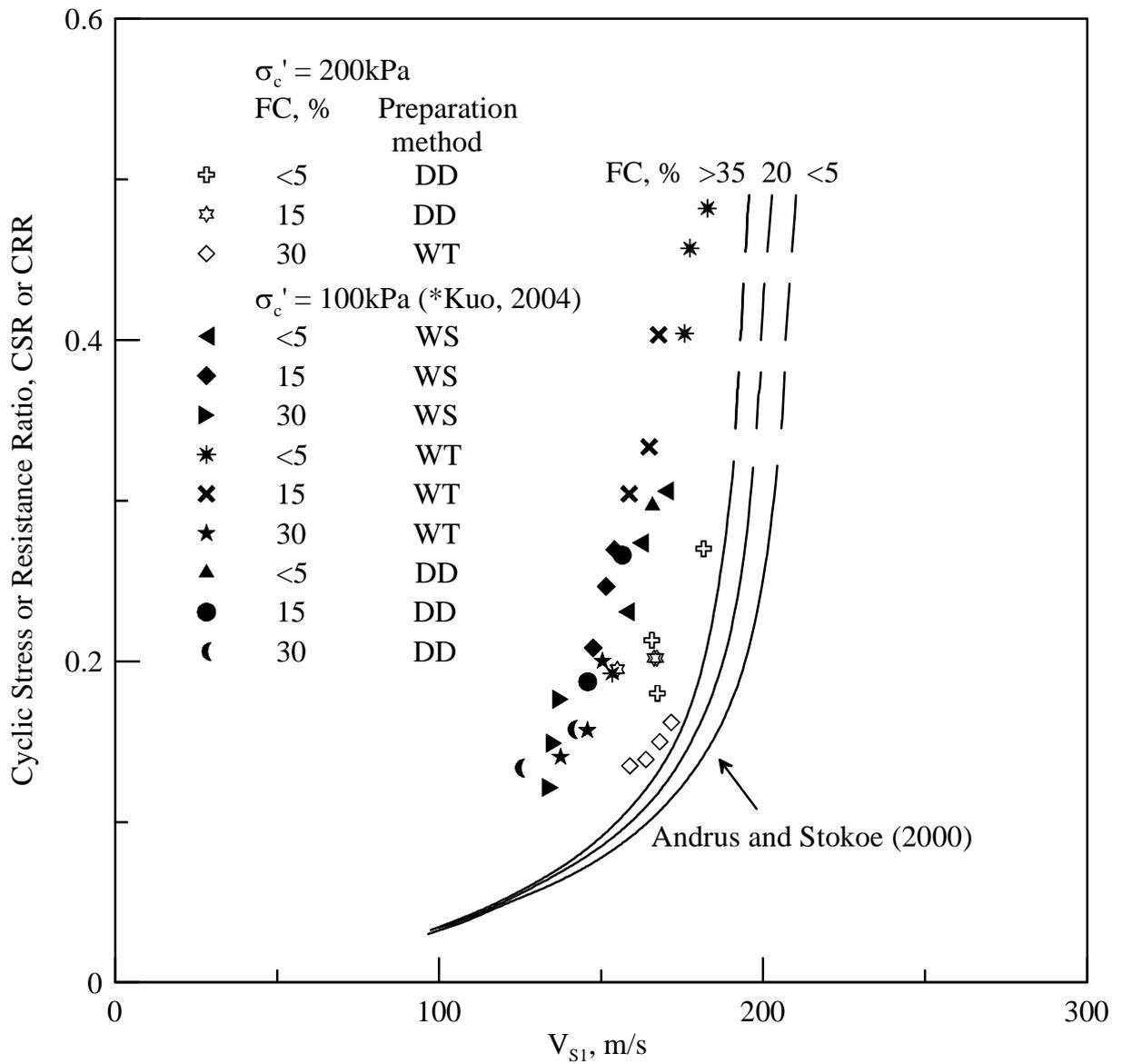


圖 4.17 剪力波到達時間判斷圖



*Kuo, 2004 為郭毓真, 2004

圖 4.18 CRR 與 V_{s1} 關係圖與郭毓真 (2004) 之比較 (100kPa)



*Kuo, 2004 為郭毓真, 2004

圖 4.19 CRR 與 V_{s1} 關係圖與郭毓真 (2004) 之比較 (200kPa)

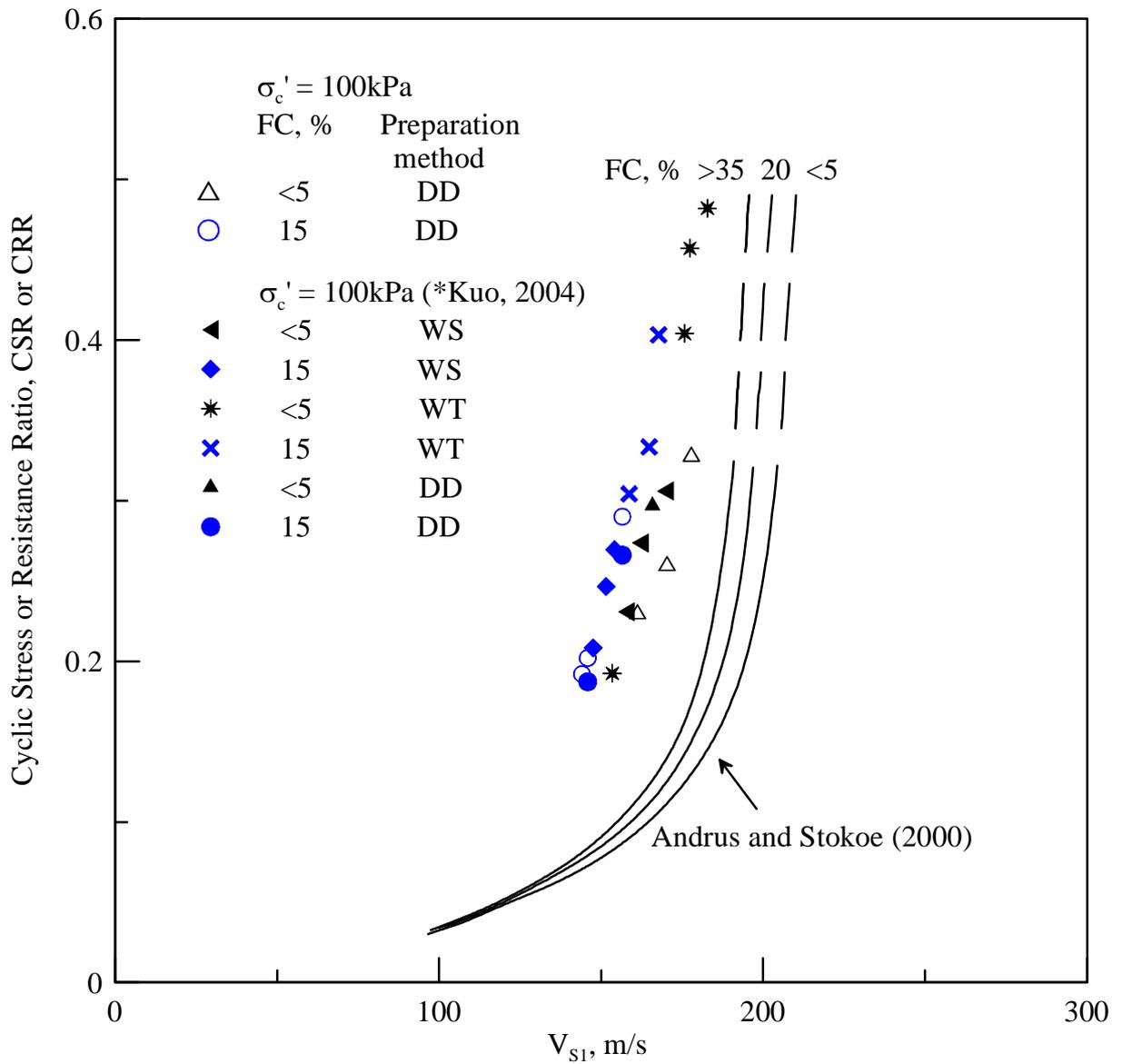


圖 4.20 麥寮砂 CRR 與 V_{s1} 關係圖 (FC<5%、FC=15%)

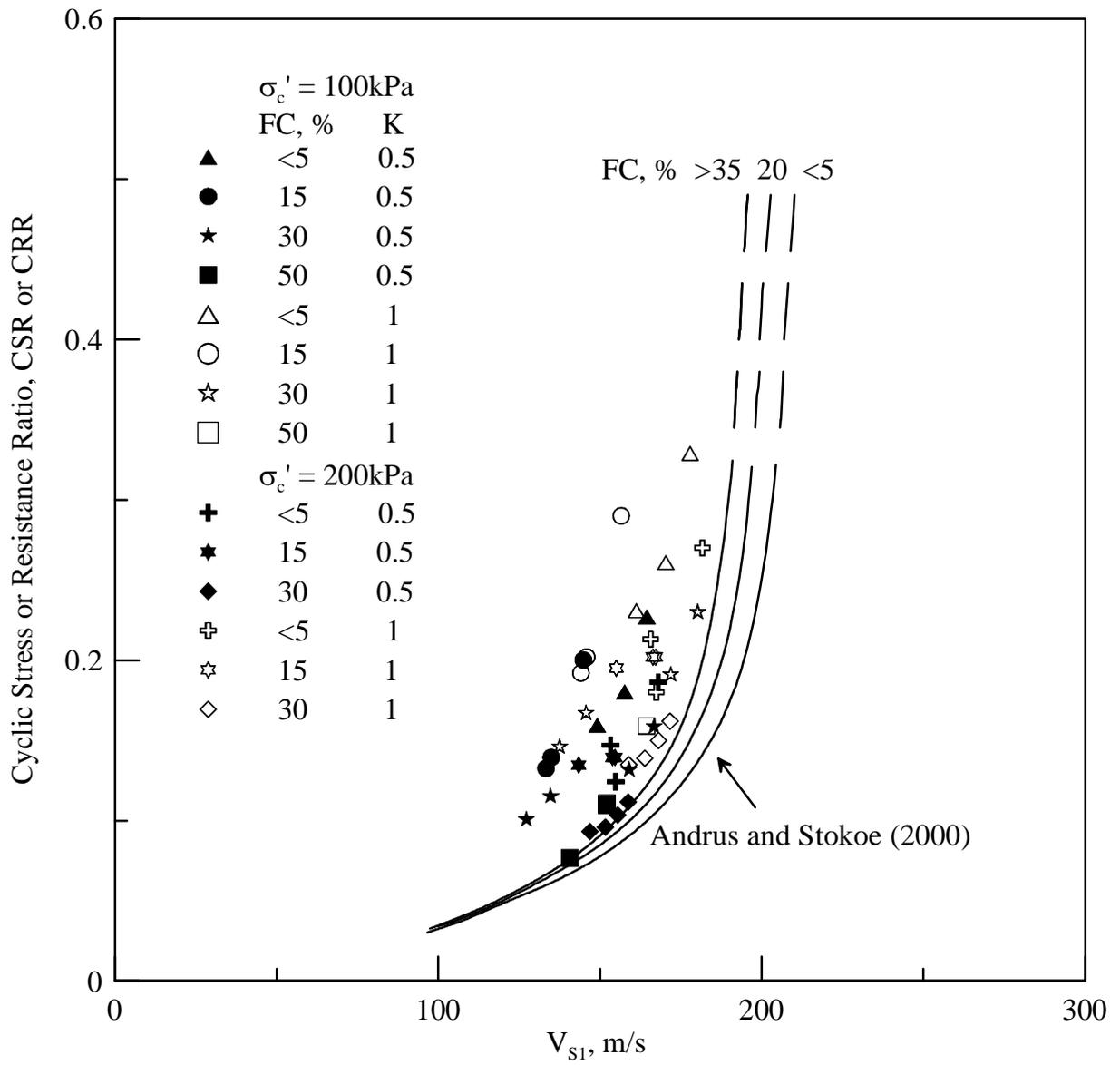


圖 4.21 麥寮砂之 CRR 與 V_{s1} 關係圖

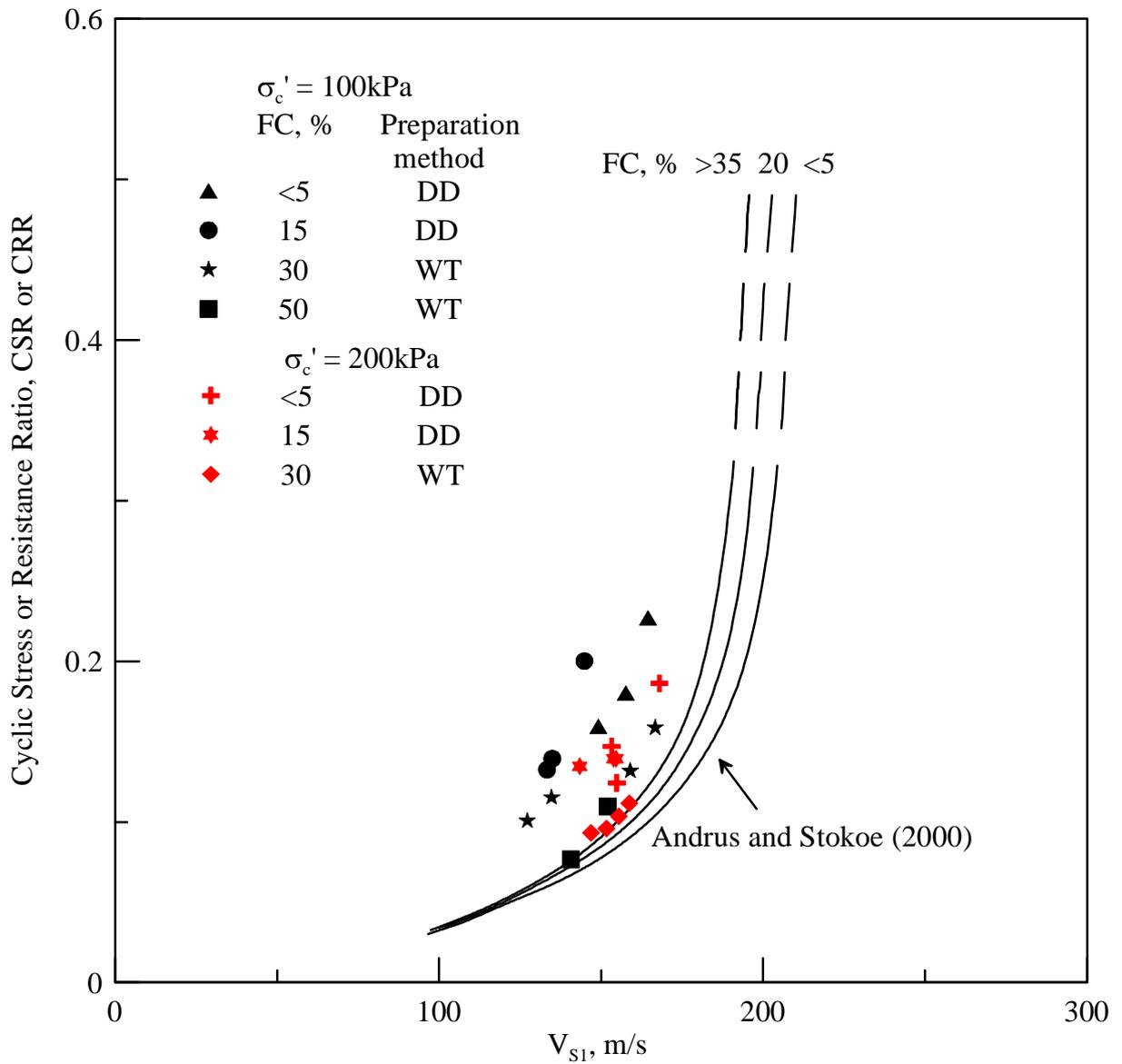


圖 4.22 Kawaguchi et al. (2001) C 點-CRR 與 V_{s1} 之關係

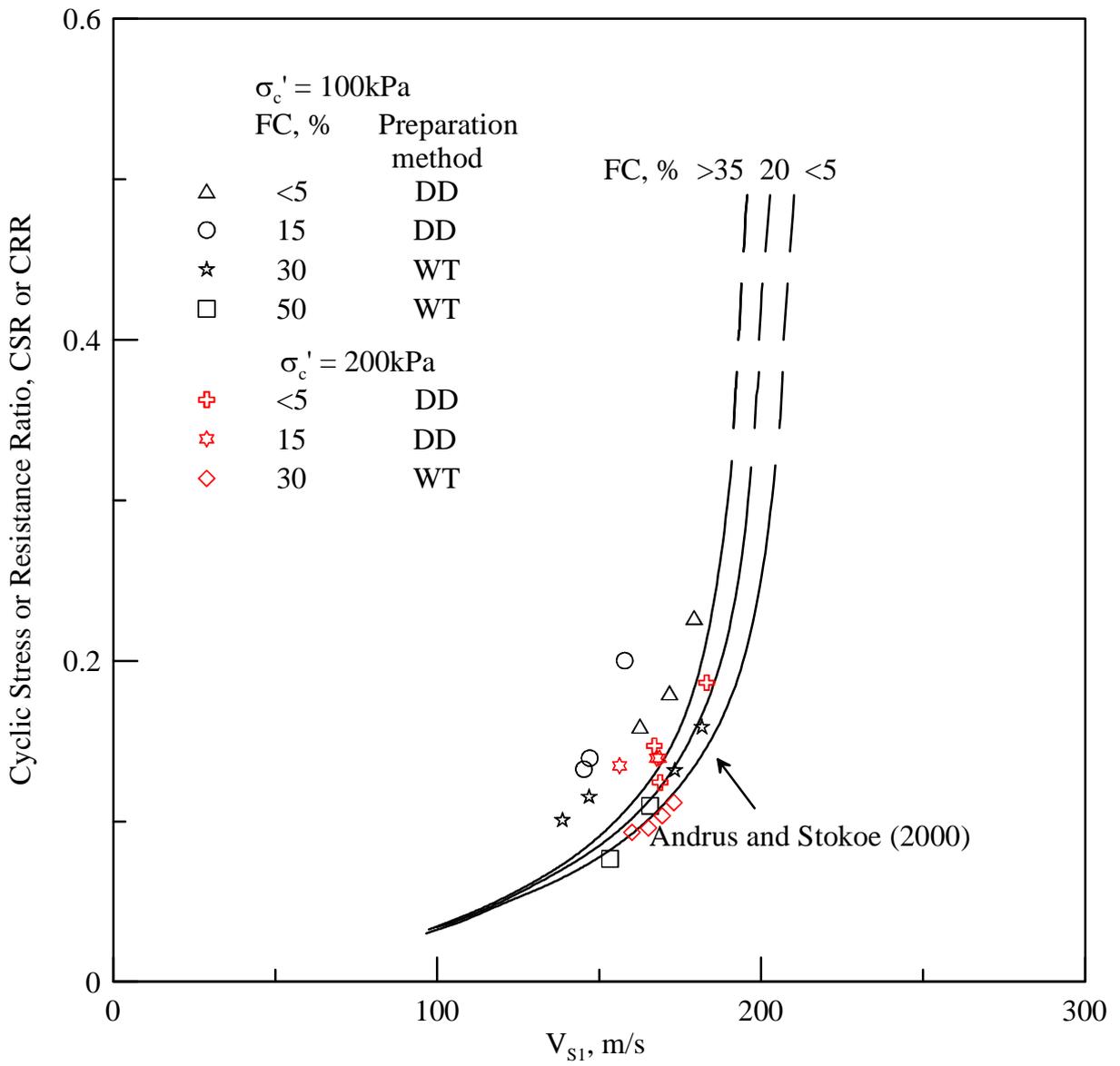


圖 4.23 Kawaguchi et al. (2001) A 點-CRR 與 V_{s1} 之關係

第五章 現地驗證

麥寮砂 $FC > 30\%$ 時在標定槽內 CPT 試驗已經部份排水行為， q_t 大幅降低與排水行為下之 q_t 明顯不同。本研究由一系列室內標定試驗訂出麥寮砂於排水行為下液化臨界線，但台灣西南部多屬沖積平原並蘊涵極厚的粉土質細砂層，因此在高細料含量下的現地，室內標定試驗所提出之排水行為的液化臨界線是否適用，還需要現地試驗來驗證。因此本研究在現地施做一系列試驗期望找出細料含量與排水性之關係，並進行排水行為下 CPT 試驗，驗證室內標定試驗所提出之排水行為的液化臨界線。

本章主要分為現地試驗與低擾動取樣試體試驗結果。本章先就員林與高雄兩試驗場址進行介紹，並詳述各試驗場址砂土基性質與動態強度，接著由現地試驗所得結果與低擾動取樣試體建立出 CRR 與 q_{tIN} 之相關性。並與第四章所得結果進行比對，最後提出一適合台灣西南部粉土質砂土液化臨界線，以供工程上使用。

5.1 員林試驗場

員林砂試驗場詳細內容於 Huang et al. (2004) 與黃耀道 (2007) 有詳細之介紹，本節主要概述員林粉土細砂基本性質之研究，其目的是了解員林粉土細砂之基本性質，作為本研究現地試驗之分析基礎。

員林試驗場位於彰化縣員林鎮崙雅里之民安宮前空地，進行一系列之現地試驗以及砂土取樣研究。此區域在集集地震期間曾發生明顯之土壤液化現象，可以根據此一背景來檢驗液化潛能分析方法之有效性。此一地區地下水位約為 2.6m，地表 20 公尺內之土層大多是粉土細砂(SM)，非凝聚性(ML)或低凝聚性(CL-ML)粉土以及低凝聚性砂土(SC)。

5.1.1 員林砂基本性質

員林砂 (YLS) 三種 Laval 試體天然細料含量(fines content, FC) 分別為 18%、43% 與 89%，基本性質如表 5.1，其粒徑分布曲線與麥寮砂之比較如圖 5.1 所示，通過 200 號篩細粒料之塑性指數 (plasticity index, PI) 都在 15 以下，員林砂之天然含水量均高於其液性限度 (liquid limit, LL)，其粗顆粒砂土平均粒徑 $D_{50} = 0.246$ mm，細粒料平均粒徑 $d_{50} = 0.034$ mm，粗細土壤顆粒之粒徑比為 7.24。員林砂 $FC = 18\%$ 、43% 與 89% 之比重介於 2.71~2.75，均勻係數 (coefficient of uniformity) 均大於 4，曲率係數 (coefficient of curvature) 也都介於 1 至 3 之間，所以為級配良好 (well graded) 土壤，根據土壤統一分類法可將員林砂分類為 SM-SC 或 CL。

員林砂不論細料含量多寡，其粗顆粒砂土礦物石英含量均超過一半，組成百分比都在 70% 以上；細顆粒員林砂則以白雲母居多，含量均在三分之一左右甚至超過，組成百分比都在 30% 以上，其不同細料礦物含量如表 5.2。

圖 5.2 為員林砂粗顆粒與細料之電子顯微 (SEM) 照片，顆粒形狀與麥寮砂相似，多為

次角、薄片形 (sub-angular and flaky)

5.1.2 貝林砂 Laval 試體動態強度

本研究為建立現地 CRR 與 q_{LIN} 之關係，因此僅考慮使用 Laval 非擾動取樣之試體所得動態三軸試驗結果。非擾動取樣試體之動態三軸試驗結果如表 5.3 與圖 5.3。圖 5.4 與圖 5.5 分別為 FC=43% 與 FC=89% 動態三軸試驗試體。

5.2 高雄試驗場

高雄試驗場位於高雄捷運 O1 車站工址內，高雄捷運 O1 車站位於高雄市臨海二路，介於麗雄街至鼓山一路之間，如圖 5.6 所示。根據富國公司「O1 車站補充地質鑽探工作報告書」地層分佈狀況與特性變化如下：

第一層：回填層；平均分佈於地表下 0.0m~1.3m，主要為瀝青鋪面及其下回填之砂土與礫石級配。

第二層：粉土質砂夾粉土質粘土層；平均分佈於地表下 1.3m~4.9m 之間，主要為粉土質砂與砂質粉土，局部地區夾粉土質粘土、貝殼，SPT-N 值約 1-6，屬於極鬆散至鬆散砂質土質。

第三層：粉土質粘土層；平均分佈於地表下 4.9m~10.2m 之間，主要為粉土質粘土，夾粉土質砂與貝殼屑，SPT-N 值約 1~5，屬極軟弱粘性土層，其土壤自然含水量 ω_n 約介於 22~35%，平均約為 28%，液性限度 (LL) 約介於 24~42%，塑性指數 (PI) 約介於 6~21%，依據統一土壤分類法大部分屬於 CL、ML 及 CL-ML。本層平均厚度約 5.3m，於 O1 車站東側即鼓山一路附近厚度減薄至少於 2m。

第四層：粉土質砂層；平均分佈於地下 10.2m~22.9m 之間，主要為粉土質砂，SPT-N 值約 3~19，屬極鬆散至中等密實砂質土層。根據富國公司「O1 車站補充地質鑽探工作報告書」第三階段調查，本層可再區分為二次層，即於地表下 15m~16m 以上主要為粉土質粗中細砂夾細礫石與貝殼屑，而其下則為粉土質細砂夾粘土質與砂質粉土薄層。

第五層：粘土質粉土層；平均分佈於地表下 22.9m~30.3m 之間，主要為粘土質粉土、砂質粉土或兩者之互層，SPT-N 值約為 5~25，屬中度稠密至極稠密粉土層。本層土壤自然含水量 ω_n 約介於 20~36%，平均約為 28%，液性限度 (LL) 約介於 27~37%，塑性指數 (PI) 約介於 6~16%，依據統一土壤分類法大部分屬於 ML 及 CL-ML。

第六層：粉土質粘土層；平均分佈於地表下 30.3m 以下，主要為粉土質粘土，SPT-N 值約為 5~13，屬中度稠密至極稠密粘性土層。本層土壤自然含水量 ω_n 約介於 19~33%，平均約為 29%，液性限度 (LL) 約介於 26~41%，塑性指數 (PI) 約介於 6~19%，依據統一土壤分類法大部分屬於 CL 及 CL-ML。

第七層：珊瑚礁岩碎屑層；僅發現於 O1 站體西側區域，約分佈於地表下 26.5m~36.8m 以下，主要為珊瑚礁岩碎屑，石灰岩塊屑與粉土質粘土、粉土質砂，SPT-N 值約 5~13，為鬆散至中等密實碎屑層。

5.2.1 高雄砂低擾動取樣

本研究主要了解台灣西南部粉土質細砂之特性，因此於高雄捷運 O1 地下 10m 至 25m 以低擾動度 Gel Push 活塞取樣器進行連續取樣，取樣位置示意圖如圖 5.7，在取樣完成試管上方以保麗龍塞緊，如圖 5.8，避免試體在運送過程中造成擾動。試體運送至交通大學高等大地力學實驗室進行相關之室內試驗，其取樣資料如表 5.4。

5.2.2 高雄砂基本物性

高雄砂比重介於 2.64~2.75。根據土壤統一分類法高雄砂多為 SM 或 SP-SM，高雄砂細料含量介於 3~61% 之間，高雄砂基本物理性質如表 5.5，表 5.6 為高雄砂顆粒尺寸特性，圖 5.9 為動態三軸試驗試體粒徑分佈曲線。

礦物含量成分分析與電子顯微之目的為了解土壤之礦物種類組成、土壤顆粒形狀及其礦物含量比例，藉此了解土壤之礦物組成與工程特性之關係。本研究將試體 1-4、1-5-2、1-9-5、1-11-3、1-11-5、1-15-2 共六組之土壤進行礦物含量成分分析。土壤顆粒直徑大於 0.074mm 之粗顆粒以偏光顯微鏡法進行礦物含量成分分析，其分析結果如表 5.7；土壤顆粒直徑小於 0.074mm 之細顆粒粉末以 X-光繞射法進行含量分析，其分析結果如表 5.8。本研究之粗顆粒組成礦物成分百分比大小依序為板岩、石英或粉砂岩、砂岩或方解石、多晶石英、長石、化石、燧石及其他等礦物，而且板岩含量均超過一半，組成百分比都在 60% 以上。細顆粒之組成礦物成以伊來石、綠泥石、石英與長石所組成，試體 1-9-5、1-11-3、1-11-5 與 1-15-2 之細顆粒主要是由伊來石和綠泥石所組成，其二者占組成百分比 70% 以上。

本研究電子顯微鏡觀察所用土壤皆未曾進行於力學試驗，僅以篩分析方法將粗、細顆粒分開以便於電子顯微鏡觀察。因此砂土顆粒並未受到力學試驗之影響而造成顆粒變形或破損，應較能代表現地土壤顆粒形狀。圖 5.10 為高雄砂粗顆粒與細料的電子顯微照片，顯示其顆粒形狀多為次角、薄片形 (sub-angular and flaky)，此一現象反應砂土中所含之板岩顆粒。

5.2.3 高雄砂動態三軸試驗結果

由第三章詳述低擾動試體試驗步驟進行試驗，本系列試體取自於 1-4、1-10、1-11、1-15 之土壤試管，共進行四組試驗。試體之物理性質試驗結果列於表 5.9。由統一土壤分類法本試驗之試體多屬於 SM (粉土質砂)，除 1-10 之土壤為 ML，1-4-5 與 1-15-2 之土壤分類為 SP-SM，1-15-4 與 1-15-5 土壤分類為 SP。

本試驗判定試體達到液化之條件，為試體軸向應變之雙倍振幅(double amplitude)到達 5% 或超額孔隙水壓比達 0.95。其試驗結果整理如表 5.10 所示，而圖 5.11 係將試驗所得之數據總整，以地震距規模 (moment magnitude) $M_w=7.5$ ，等效反覆荷重次數 (Number of equivalent uniform stress cycles) $N_{eq}=20$ ，所對應之反覆應力比 $\sigma_d/2\sigma'_c$ ，來定義其抗液化強度。

本試驗之有效壓密應力加至現地覆土應力，且各土層之孔隙比及細粒料含量皆不同因此無法進行各土層間之抗液化強度比較；由試驗結果發現當細料含量愈高土壤抗液化強度有愈高之趨勢，是因為本試驗有效壓密應力加至現地覆土應力，所以當有效圍壓愈大造成土壤抗液化強度愈低之因素 (K_σ) (Youd et al., 2001)。地表下 12.70m~13.50m 其抗液化強度約為 0.277、18.70m~20.50m 其抗液化強度約為 0.278~0.300、23.70m~24.50m 其抗液化強度約為 0.254

5.2.4 低擾動試體品質判定

三軸試驗於壓密完成後使用剪力波速量測元件(Bender element)進行試體波速量測，由 Bender element 測得三軸試體剪力波速與現地 SCPTU 所得之剪力波速比較如圖 5.12；而由圖 5.12 發現地表下 12.8m~13.2m 土層所取樣之土壤於室內所得之剪力波速與現地量測較大，表示此深度土樣受擾動影響程度較大，而其它深度之土壤室內所得之剪力波速與現地量測較為相近，差距約為 10%，表示試體在取樣與運送及試體架設過程中擾動極小，因此本試驗結果有相當代表性。

5.3 現地試驗

從麥寮砂室內一系列標定試驗結果發現，麥寮砂 CRR 與 q_t 關係之明顯差異發生在當 $FC=30\%$ ，如圖 4.11，是由於在 $FC=30\%$ 時 CPT 已部份排水情況， q_t 受孔隙水壓影響而大量降低。因此本研究在現地進行一系列 CPT 孔隙水壓消散試驗，了解現地排水特性；並施做慢速 CPT (貫入速度為每秒 1mm)，使 CPT 試驗是在排水情況下完成，了解現地在高細料含量下 q_t 值與排水情況之關係。

5.3.1 CPT 試驗

圖 5.13 與圖 5.14 分別為員林與高雄試驗場址 CPT 貫入試驗記錄。由圖 5.13 與圖 5.14 發現在框選處有不連續面產生，造成其原因為做施做孔隙水壓消散試驗時軸向不再加載而造成 q_t 下降，於孔隙水壓消散試驗完成後再貫入 q_t 馬上反應現地土壤強度值，因此產生不連續面。

一般工程上 CPT 試驗為貫入 5cm 記錄一次，本研究探討孔隙水壓消散後再貫入 q_t 之變化，因此於現地 CPT 試驗時，調整為貫入 1cm 記錄一次，如此才能看出孔隙水壓消散完成後貫入瞬間 q_t 值之變化。

由動態水壓改變發現，現地孔隙水壓值於孔隙水壓消散完成後再貫入時超額孔隙水壓消散非常快，孔隙水壓不易累積。

將員林場址 3m~7m 處與高雄場址 18m~22m 與麥寮砂標定試驗資料重繪如圖 5.15，發現現地所量測之 q_t 值不論細料含量多寡，其孔隙水壓消散前後瞬間 q_t 值都相當接近，不如室內標定試驗在細料含量大於 30% 時 q_t 值在進行孔隙水壓消散試驗前後瞬間差異明

顯。其原因為室內標定試驗試製做非常均勻，在 $FC=30\%$ 時標準的貫入速度已經為部份排水行為，貫入時造成孔隙水壓累積無法消散造成水壓力上升，有效應力降低，施做孔隙水壓消散試驗後，於貫入瞬間孔隙水壓尚未累積，因此其 q_t 值明顯變大，隨後又因貫入造成孔隙水壓累積，所以量測到 q_t 值隨深度增加而緩慢減少。而天然沖積土壤受其內所夾雜之砂土層影響，即使在高細料含量情況下，亦有相當高之排水性，所以現地孔隙水壓消散迅速不易造成孔隙水壓累積，因此現地於孔隙水壓消散前後瞬間 q_t 值無明顯差異。

5.3.2 CPT 孔隙水壓消散試驗

本研究 CPT 孔隙水壓消散試驗為深度 1m 進行一次試驗，其施做過程為貫入至指定深度後，等待孔隙水壓消散完成（回復至靜水壓力），再進行 CPT 貫入試驗；孔隙水壓消散試驗時間依土層排水性不同而有所差異，在員林與高雄兩場址所施做的孔隙水壓消散試驗時間約為 6 分鐘至 30 分鐘。

圖 5.16~圖 5.20 分別為員林場址與高雄場址 CPT 試驗孔隙水壓消散試驗結果，表 5.11、表 5.12 分別為員林與高雄各深度孔隙水壓消散 50% 的時間 (t_{50}) 與土壤細料含量，圖 5.21 麥寮砂、員林砂與高雄砂細料含量與 t_{50} 之關係圖。此兩場現地多為砂土，因此在 CPT 在貫入過程中產生負孔隙水壓，所以孔隙水壓消散試驗，大多由是較低之水壓力回復至較高靜水壓力。由圖 5.21 發現員林與高雄現地孔隙水壓消散時間 (t_{50}) 與細料含量並無明顯之關連性。

造成其上述原因也是天然沖積土壤含有夾雜之砂土層，即使在高細料含量情況下，其排水性亦相當良好，使現地試驗孔隙水壓容易從微小排水層消散。因此天然沖積土壤，其細料含量與 CPT 排水性之間沒有明顯之關係。

5.3.3 慢速 CPT 試驗

標準 CPT 試驗，貫入速度為 20mm/sec，本研究為了讓 CPT 試驗是在一排水情況下完成，因此貫入速度改為 1mm/sec，使 CPT 試驗在緩慢貫入過程中現地孔隙水壓得以消散完成，本研究稱之為慢速 CPT 試驗 (Slow CPT)。

慢速 CPT 試驗，因貫入速度緩慢非常費時，因此本研究僅在有進行低擾動取樣深度進行慢速 CPT 試驗，以建立排水行為下之 CRR 與 q_{tIN} 之關係。

員林場址慢速 CPT 試驗與標準 CPT 試驗比較結果如圖 5.22，進行慢速 CPT 之深度為 3.2m~7m 與 10m~12m，在慢速 CPT 試驗下其孔隙水壓值與靜水壓力相近，除深度 5.6m 外，表示在進行慢速 CPT 試驗過程中一排水的情況；在深度 5.6m 處此區細料含量約 89%，既使慢速 CPT 試驗中也會激發正孔隙水壓無法消散。

高雄場址慢速 CPT 試驗與標準 CPT 試驗比較結果如圖 5.23，於地表下 10m~25m 進行慢速 CPT 試驗，在地表下 17m~19m 與 24.5m~25m 孔隙水壓跳動明顯，其餘深度孔隙水壓皆與靜水壓非常接近。深度 17~19m 處此區細料含量約介於 15%~61%，為砂土與黏土互層，因此造成孔隙水壓跳動明顯。高雄砂因多屬板岩礦物顆粒粒徑較大其透水性良好，

因此在標準速度貫入下，皆產生負孔隙水壓。

由兩試驗場之結果分別比較其標準貫入速度與慢貫入速度 q_t 值，發現無論為細料含量多寡標準貫入速度與慢貫入速度 q_t 值皆無明顯差異。造成此結果是因天然沖積土壤具有高度之排水性，因此於員林與高雄試驗場址之 CPT 試驗無論貫入速度快慢，CPT 試驗皆類似排水行為， q_t 值無明顯影響。

5.4 現地 CRR 與 q_{t1N} 、 V_{S1} 之建立

圖 5.24 顯示員林砂與高雄砂之 I_c 與細料含量關係，其 I_c 值即是根據此一系列之 SCPTU 試驗結果，而員林砂所對應之細料含量是根據 SPT 裂管取樣器在相同深度取得試體之粒徑分析試驗結果，高雄砂所對應之細料含量是根據 Gel Push 取樣器在相同深度取得試體之粒徑分析試驗結果。同一圖中也包括麥寮砂 CPT 標定試驗結果所得 I_c 與直接從標定槽試體所量得細料含量之比較（如圖 2.25）。現地試驗與室內標定試驗結果都指出，此兩種台灣中西部粉土質砂土之 I_c 與細料含量之關係與 Robertson and Wride (1998) 所述並無一致性。就以麥寮砂、員林砂與高雄砂而言，無論細料含量多寡，其 I_c 值都在 2 與 3 之間只隨 FC 做約略的增加

低擾動員林砂與高雄砂試體動態三軸試驗結果所得的 CRR 值（經公式 2-4 修正後），對照同深度現地 SCPTU 試驗的錐尖阻抗值 q_c ，先經孔隙水壓修正為 q_t ，再經有效覆土壓力修正以及正規化後之 q_{t1N} ，可得到圖 5.25，圖中同時參照 Stark and Olson (1995) 所建議含細料砂土的液化臨界曲線。

圖 5.26 為本研究利用重模麥寮砂、低擾動員林砂與高雄砂所訂定出適合台灣西南部粉土質細砂於排水行為下之液化臨界線。

圖 5.27 為實驗室動態三軸試驗 CRR 值與量測員林砂 LS 試體高雄砂 GP 試體以及麥寮砂所得剪力波速的關係，並與 Andrus and Stokoe (2000) 建議的抗液化臨界曲線相互對照比較。發現員林砂與高雄砂試體 V_{S1} 值隨細料增加而降低，但不如 Andrus and Stokoe (2000) 所建議細料修正。

表 5.1 員林砂 Laval 試體之物理特性 (黃耀道, 2007)

FC %	PL %	LL %	G_s	w %	C_u	C_c	Group symbol	Origin		e_{min}	e_{max}
								Borehole	Depth, m		
43	14	21	2.73	33.47	13.46	2.47	SM-SC	LS-1-1	3.32-3.80	0.858	1.269
89	19	31	2.75	31.48	11.56	1.98	CL	LS-3-2	5.90-6.41	1.012	1.692
18	14	25	2.71	29.11* 34.14**	5.51	2.24	SC	LS-3-3	10.98-11.40	0.853	1.285

*以冰凍土壤直接量測含水量

**動態三軸試驗後由反算法求出之含水量

表 5.2 員林砂礦物成分含量百分比 (黃耀道, 2007)

Mineral	<i>FC = 18%</i>		<i>FC = 43%</i>		<i>FC = 89%</i>	
	Coarse, %	Fine, %	Coarse, %	Fine, %	Coarse, %	Fine, %
Quartz	74.68	34.32	73.39	30.24	81.44	35.77
Muscovite	6.12	30.86	13.34	45.41	6.84	40.05
Clinochlore	15.67	29.67	7.04	14.78	6.22	17.07

Feldspar	3.53	5.15	6.24	9.57	5.49	7.12
----------	------	------	------	------	------	------

表 5.3 員林砂動態三軸試驗結果 (修改自黃耀道, 2007)

Specimen No.	N_L	CSR_{tx}	$N_{eq}=20, CRR_{M7.5}$	V_s (m/s)	V_{sl}	e_c	water content, %	$W_{n,ave}$	absorption c.c.
Laval Frozen, FC=18%									
LS03-FR-60	12	0.300	0.286	159.27	160.66	0.934	34.45	34.14	18.30
LS03-FR-50	59	0.250		161.85		0.925	34.14		20.70
LS03-FR-40	227	0.200		159.27		N.A.	N.A.		15.50
LS03-FR-30	945	0.150		162.24		0.917	33.84		22.80
Laval Non-Frozen, FC=43%									
LS01-NF-58	9	0.290	0.256	153.68	154.88	0.922	33.76	34.29	
LS01-NF-54	13	0.270		154.18		0.962	35.23		
LS01-NF-50	25	0.250		155.65		0.934	34.22		
LS01-NF-40	111	0.200		156.00		0.927	33.94		
Laval Non-Frozen, FC=89%									
LS03-NF-48	25	0.240	0.248	141.05	141.47	N.A.	N.A.	34.73	
LS03-NF-45	41	0.225		N.A.		0.937	34.08		
LS03-NF-40	83	0.200		144.20		0.989	35.95		
LS03-NF-35	222	0.175		139.17		0.940	34.17		

表 5.4 高雄砂取樣資料

Date	Tube number	Sampling	Sampling length(CM)	Actual depth (M)	Note
2006/8/12	1-1	GP75S	55	10.00-10.55	
2006/8/13	1-2	GP75S	77	10.70-11.47	
2006/8/13	1-3	GP75S	52	11.70-12.22	
2006/8/14	1-4	GP75S	86	12.70-13.56	切為 5 段試體，其中 3 個提供日本實驗
2006/8/14	1-5	GP75S	76	13.70-14.46	
2006/8/14	1-6	T	44	14.70-15.14	
2006/8/15	1-7	GP75S	84	15.70-16.54	切成 2 段試體提供日本實驗
2006/8/15	1-8	T	56	16.70-17.26	
2006/8/16	1-9	GP75S	83	17.70-18.53	
2006/8/16	1-10	GP75S	87	18.70-19.57	切成 5 段試體提供日本實驗
2006/8/17	1-11	GP75S	89	19.70-20.59	
2006/8/17	1-12	GP75S	89	20.70-21.59	取樣時忘記放薄管
2006/8/17	1-13	GP75S	88	21.70-22.58	切成 2 段試體提供日本實驗
2006/8/18	1-14	GP75S	89	22.70-23.59	
2006/8/18	1-15	GP75S	88	23.70-24.58	
2006/8/19	1-16	100D	45	24.70-25.15	

2006/8/19	1-17	100D	81	25.70-26.51	
-----------	------	------	----	-------------	--

表 5.5 高雄砂基本物理性質

Tuber number	Depth (m)	Soil classification	ρ_t (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	Gs	w (%)	e_c	I _p	e_{max}	e_{min}	D _r (%)
No. 1-1	10.00~10.50	SP-SM	-	1.943	2.74	-	0.67	-	-	-	-
No. 1-4	12.70~13.50	SM	1.914	1.488	2.736	29	0.84	-	1.4	0.79	92
No. 1-7	15.70~16.50	SP-SM	-	-	-	-	-	-	-	-	-
No. 1-9	17.70~18.50	SM	1.868	1.415	2.657	32	0.87	-	-	-	-
No. 1-10	18.70-19.50	ML	1.902	1.443	2.733	22	0.89	1.4	-	-	-
No. 1-11	19.70~20.50	SM	1.864	1.412	2.697	32	0.85	-	-	-	-
No. 1-13	21.70~22.50	SP-SM	1.902	1.443	2.733	32	0.89	-	1.36	0.78	78
No. 1-15	23.70~24.50	SM	1.902	1.498	2.735	27	0.73	-	-	-	-

表 5.6 高雄砂粒徑尺寸

Tuber number	Depth (m)	Soil classification	Gravel	Sand	Silt	Clay	D _{max} (m)	D ₅₀ (m)	Uc	FC (%)	Cc
			2-75mm (%)	0.075-2mm (%)	0.005-0.075mm (%)	less than 0.075mm (%)					
No. 1-1	10.00~10.50	SP-SM	0	95.13	4.87		0.85	0.299	3.6	4.87	-
No. 1-4	12.70~13.50	SM	0.31	92.1	7.59		2	0.287	3.7	7.59	-
No. 1-7	15.70~16.50	SP-SM	1.22	90.67	8.11		2	0.378	2.7	8.11	-
No. 1-9	17.70~18.50	SM	0	79.69	19.18	1.13	0.85	0.144	2.8	20.31	1.13
No. 1-10*	18.70~19.50	ML	0	38.5	54.8	5.7	0.85	0.075	4.4	60.5	5.7
No. 1-11	19.70~20.50	SM	0	80.18	19.29	0.53	0.85	0.115	2.3	19.82	0.53
No. 1-13	21.70~22.50	SP-SM	1.94	91.38	6.68		2	0.204	2.8	6.68	-
No. 1-15	23.70~24.50	SM	0	95.11	4.89		0.85	0.311	2.5	4.89	-

*日本試驗室所得數據

表 5.7 高雄砂粗顆粒組成礦物成分含量

礦物重量百分比,%										
編號	板岩	粉砂岩	砂岩	石英	方解石	多晶石英	長石	化石	燧石	其他
1-4	73.62	19.44	3.47	2.78	0.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1-5-2	82.93	16.46	0.00	0.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1-9-5	64.95	11.34	0.00	21.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.06
1-11-3	63.87	5.81	1.29	27.10	0.65	0.00	0.65	0.00	0.65	0.00
1-11-5	61.64	12.33	3.42	18.49	2.05	0.68	0.68	0.68	0.00	0.00
1-15-2	83.69	10.64	0.00	5.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

表 5.8 高雄砂細顆粒組成礦物成分含量

礦物重量百分比,%				
編號	伊來石	綠泥石	石英	長石
1-4	29.62	22.36	32.25	15.77
1-5-2	37.09	26.19	25.15	11.56
1-9-5	64.98	25.17	5.74	4.11
1-11-3	65.72	24.13	5.23	4.92
1-11-5	60.64	25.29	8.40	5.66
1-15-2	47.62	24.64	18.23	9.51

表 5.9 動態三軸試體物理性質結果

Specimen No.	Sampling Depth, m	G _s	e _c	PI, %	FC, %	D ₅₀ , mm	USCS
1-4-2*	12.70~13.50	2.736	0.815	NP	27.3	-	SM
1-4-4*		2.736	0.877	NP	27.3	-	SM
1-4-5		2.700	0.847	NP	7.56	0.288	SP-SM
1-10-3*	18.70~19.50	2.733	0.892	1.4	60.5	0.0746	ML
1-10-4*		2.733	0.880				
1-10-5*		2.733	0.879				
1-11-1	19.70~20.50	2.687	0.848	NP	18.6	0.123	SM
1-11-2		2.693	0.847	NP	20.31	0.115	SM
1-11-3		2.71	0.858	NP	25.54	0.107	SM
1-15-2	23.70~24.50	2.750	0.675	NP	6.04	0.479	SP-SM
1-15-4		2.744	0.766	NP	4.26	0.299	SP
1-15-5		2.700	0.762	NP	4.38	0.305	SP

*日本試驗室所得到數據

表 5.10 動態三軸試驗結果

Specimen No.	Sampling Depth, m	FC, %	σ'_c , kPa	CRR	N_c	e_c	PI	V_s , m/sec
1-4-2*	12.70~13.50	27.3	127.5	0.230	117.4	0.815	NP	173
1-4-4*			127.5	0.356	3.5	0.877	NP	177
1-4-5		7.56	150	0.2	132	0.847	NP	-
1-10-3*	18.70~19.50	60.5	176.5	0.301	11	0.892	1.4	178
1-10-4*			176.5	0.327	30.8	0.880		-
1-10-5*			176.5	0.372	2	0.879		162
1-11-1	19.70~20.50	18.6	176	0.2	336.5	0.848	NP	180.93
1-11-2		20.31	176	0.3	9.5	0.847	NP	186.80
1-11-3		20.54	176	0.25	56.1	0.858	NP	195.14
1-15-2	23.70~24.50	6.04	220	0.2	57.1	0.675	NP	208.79
1-15-4		4.26	220	0.3	7	0.766	NP	204.57
1-15-5		4.38	220	0.25	33	0.762	NP	232.54

*日本試驗室所得數據

表 5.11 員林場址各深度 t_{50}

Depth, m	FC, %	t_{50} , min
3.5	43*	0.50
4.5	51	0.33
5.5	88.79	0.07
6.5	89*	0.26
7.5	34.9	0.08
8.5	74.84	1.40
9.5	14.3	0.34
10.5	18*	0.33
11.5	20.2	0.38
12.5	52.43	0.84

*Laval 試體所得之 FC

其餘深度 FC 由 SPT 劈管取樣試體所得

表 5.12 高雄場址各深度 t_{50}

Depth, m	FC, %	t_{50} , min
9.5	-	0.03
11.9	21	0.04
14	7	0.07
14.2	7	0.11
15	-	0.06
16	8	0.04
17	35	0.07
18.5	27	0.14
19.5	60.5	0.12
20.5	21	0.11
21.5	8	0.20
22.5	-	0.13
23.5	20	0.17
24.5	5	0.54
25.5	-	0.99

FC 由 Gel Push 取樣試體所得

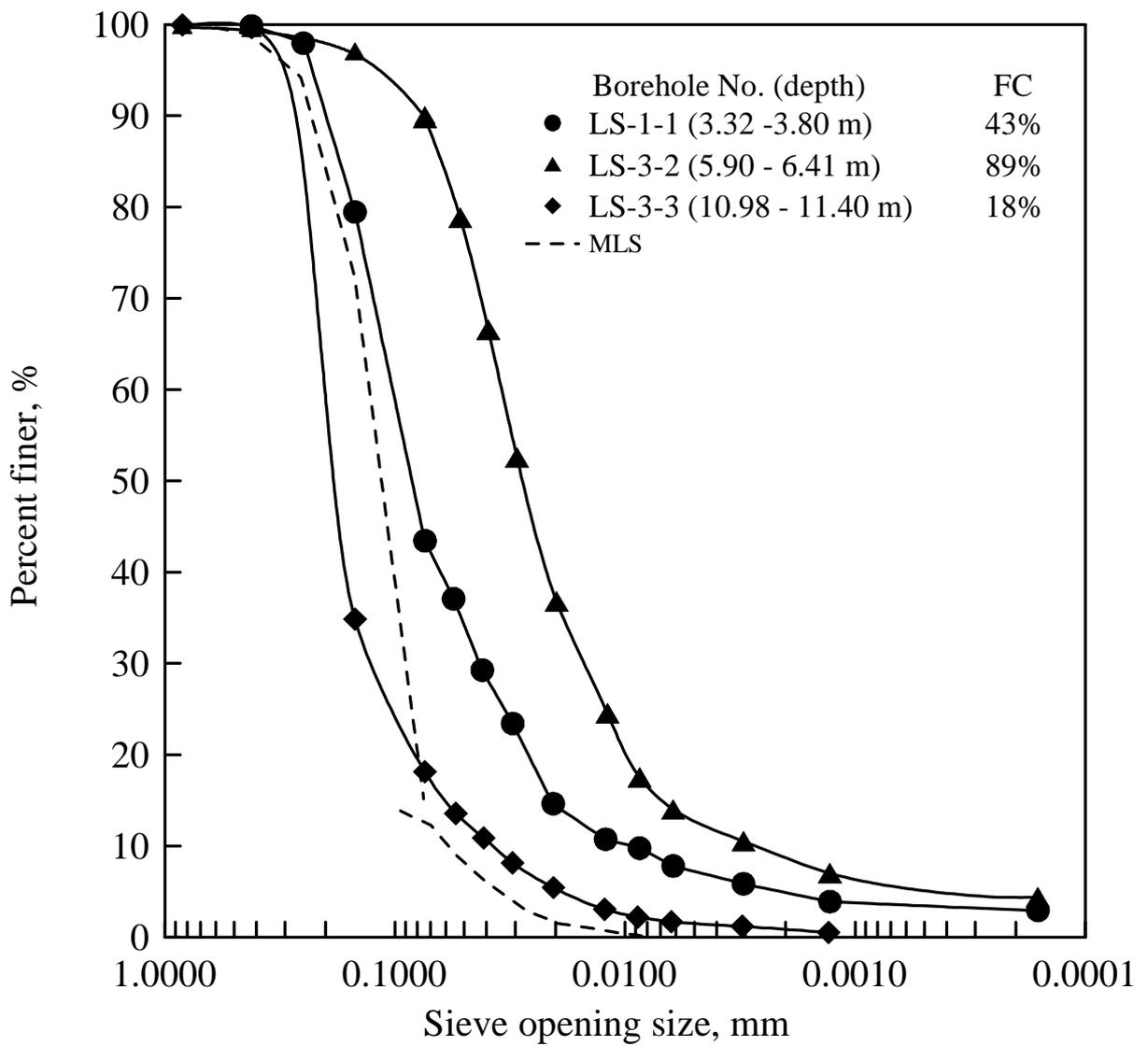
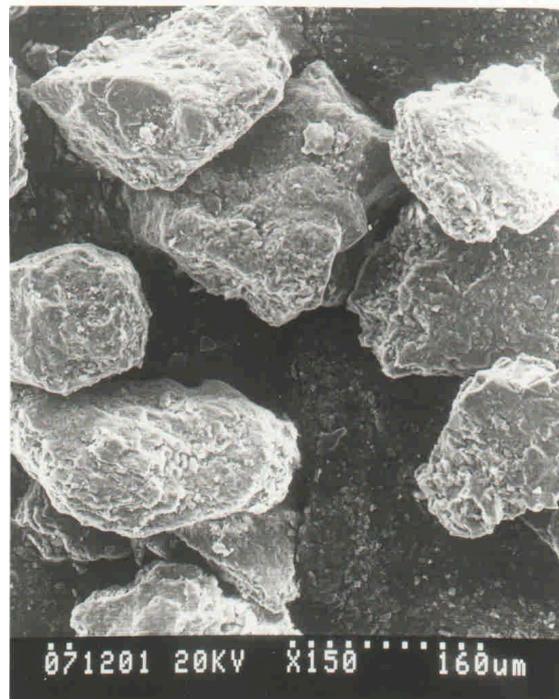
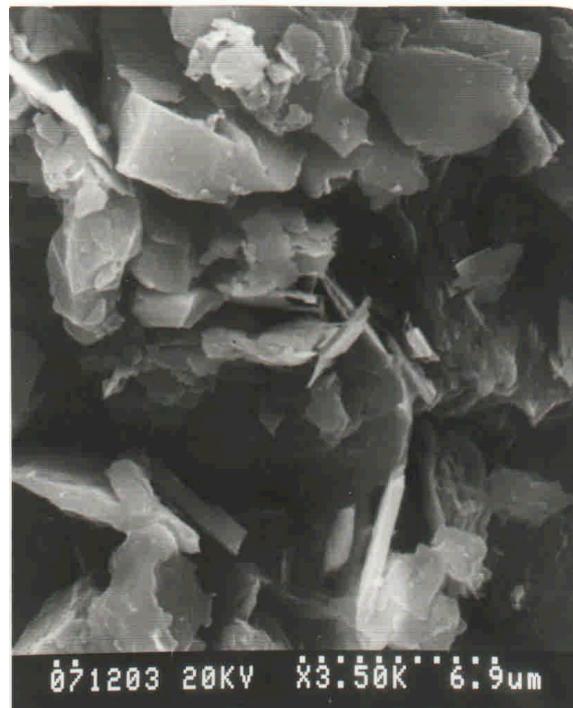


圖 5.1 員林砂 LS 試體之粒徑分布曲線 (黃耀道, 2007)



粗顆粒放大 150 倍 (粒徑 > 0.074mm)



細顆粒放大 3500 倍 (粒徑 < 0.074mm)

圖 5.2 員林砂電子顯微 (SEM) 照片 (黃耀道, 2007)

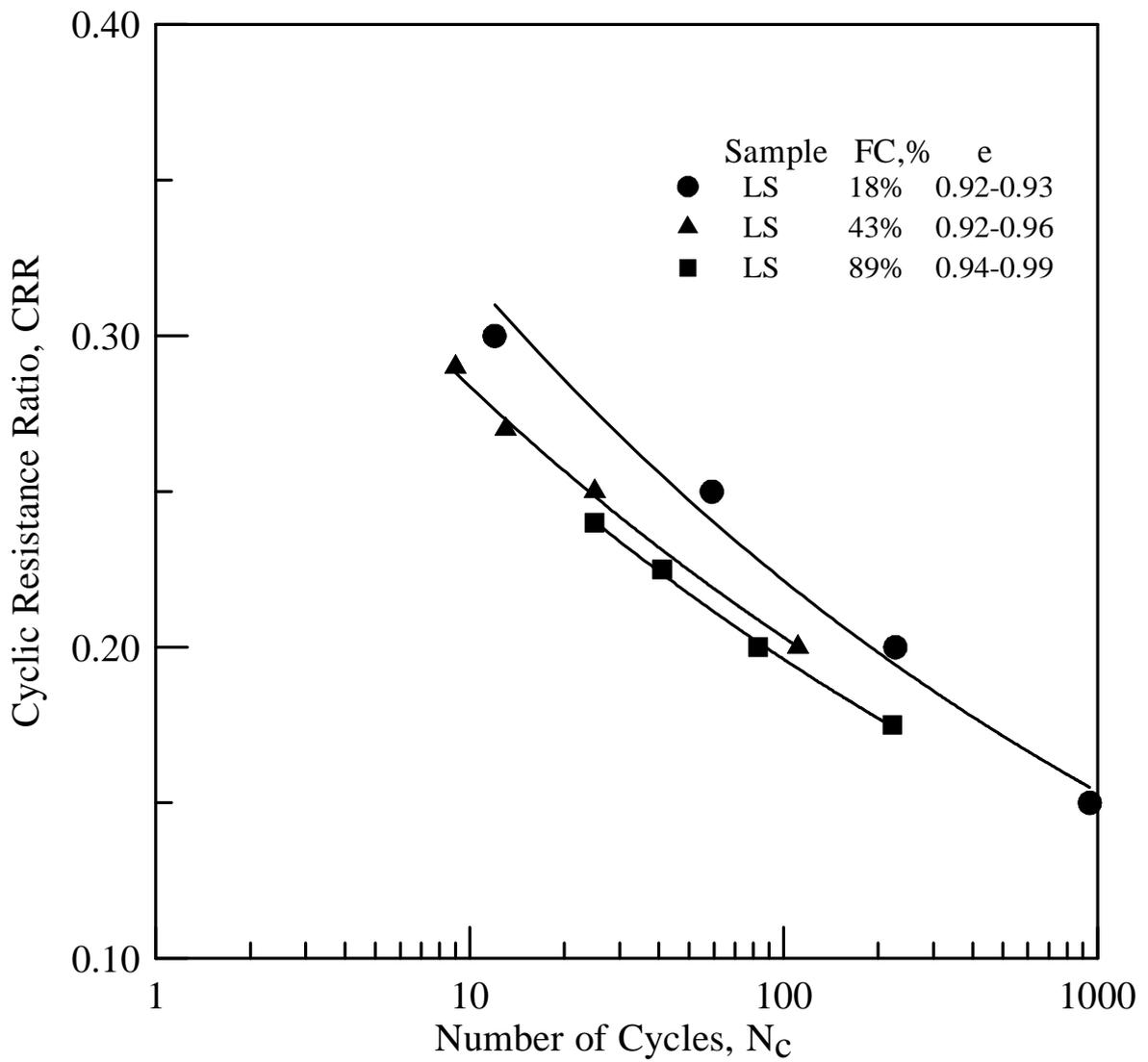


圖 5.3 員林砂非擾動試體動態三軸試驗結果 (修改自黃耀道, 2007)



圖 5.4 員林 Laval 試體 FC = 43%

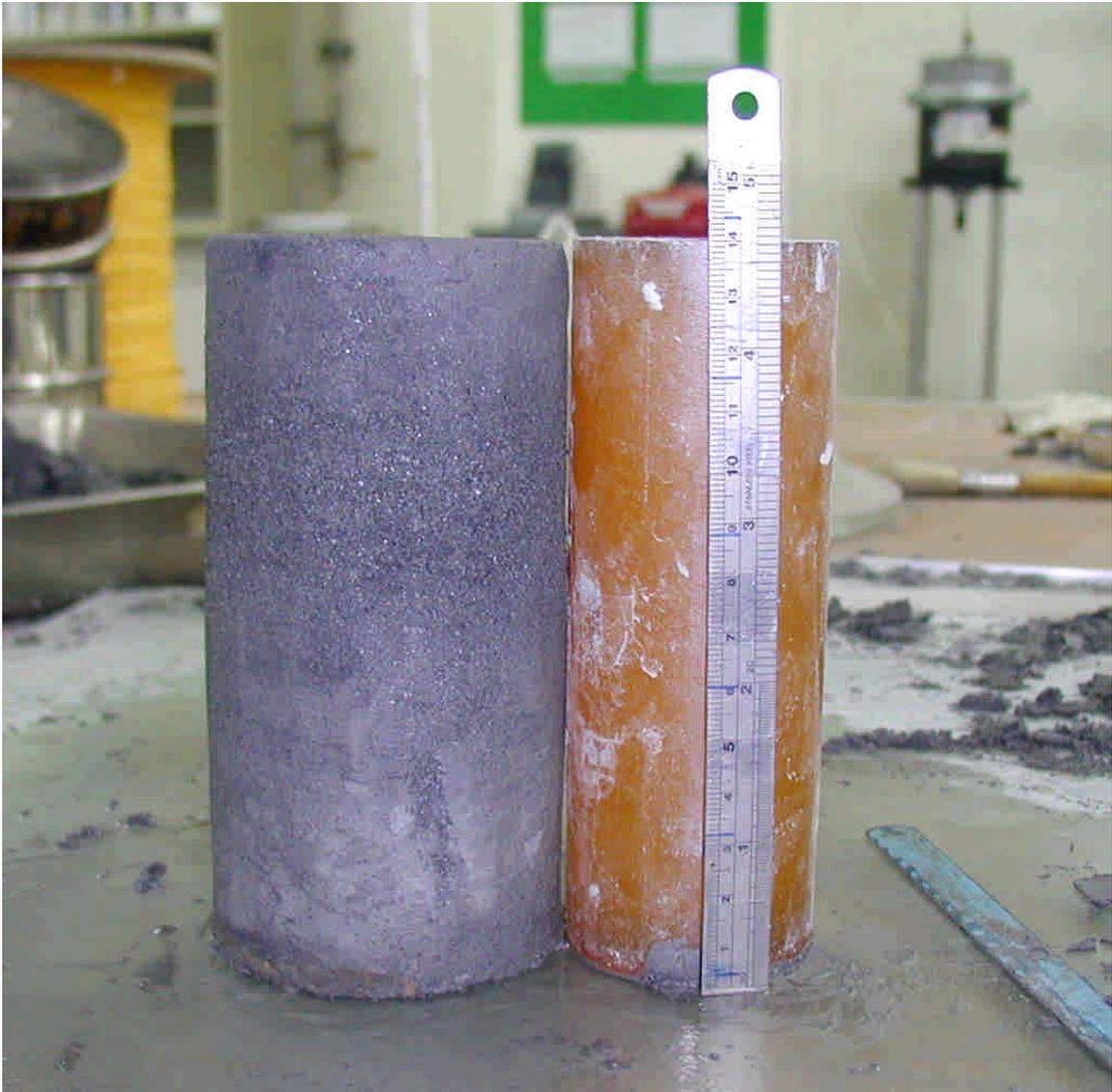


圖 5.5 員林 Laval 試體 $FC = 89\%$ (黃耀道, 2007)



圖 5.6 O1 車站基地位置示意圖 (摘自高雄捷運公司網站)



圖 5.7 取樣位置示意圖



圖 5.8 取樣管上方以保麗龍塞緊

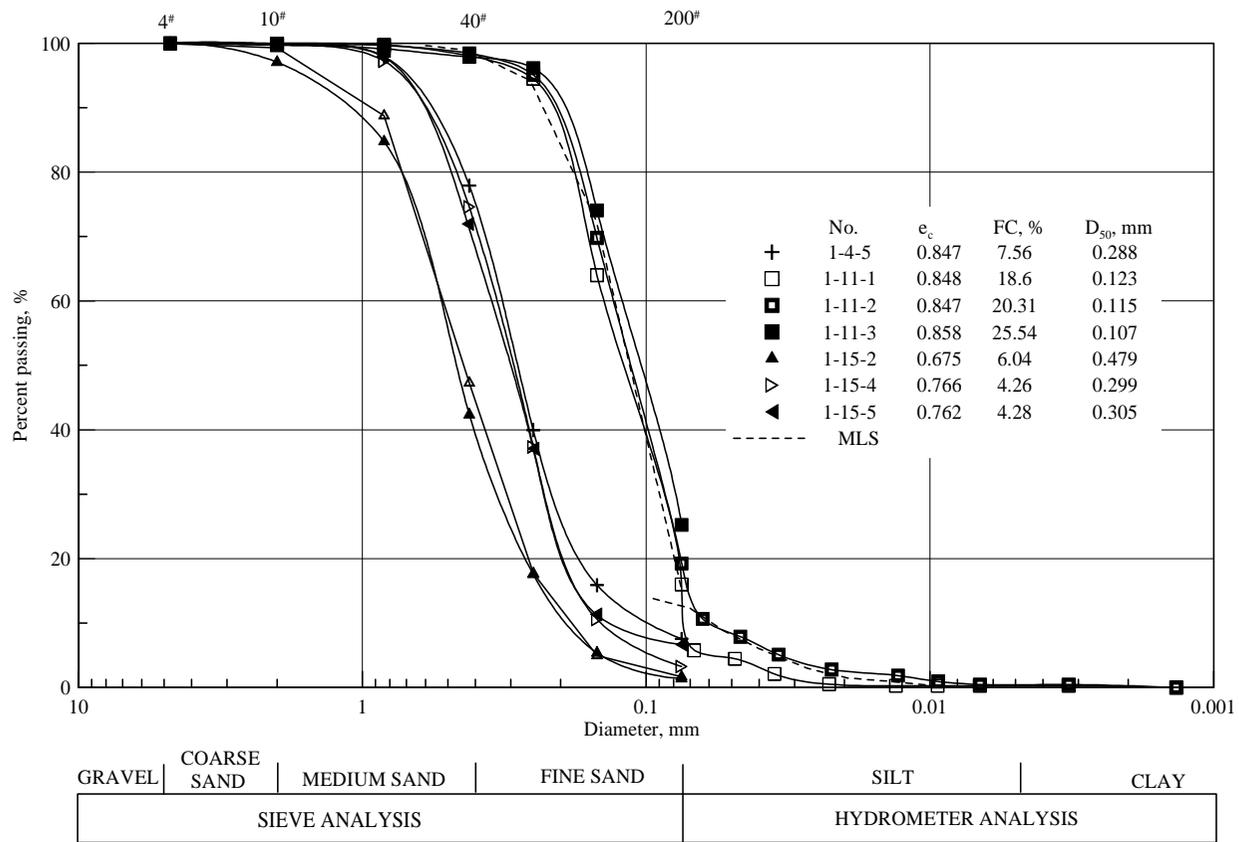
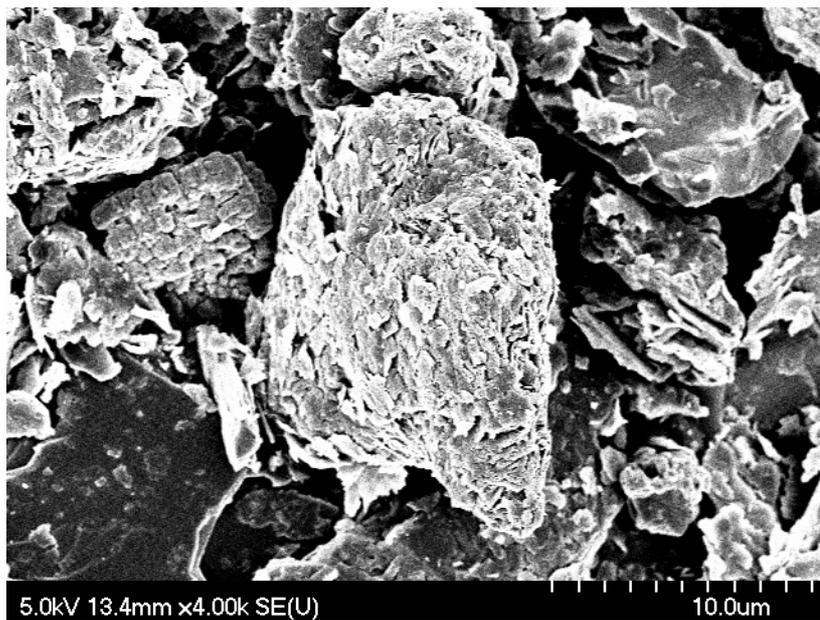


圖 5.9 高雄砂動態三軸試驗粒徑分佈曲線



粗顆粒放大 100 倍 (粒徑 > 0.074mm)



細顆粒放大 4000 倍 (粒徑 < 0.074mm)

圖 5.10 高雄砂電子顯微 (SEM) 照片

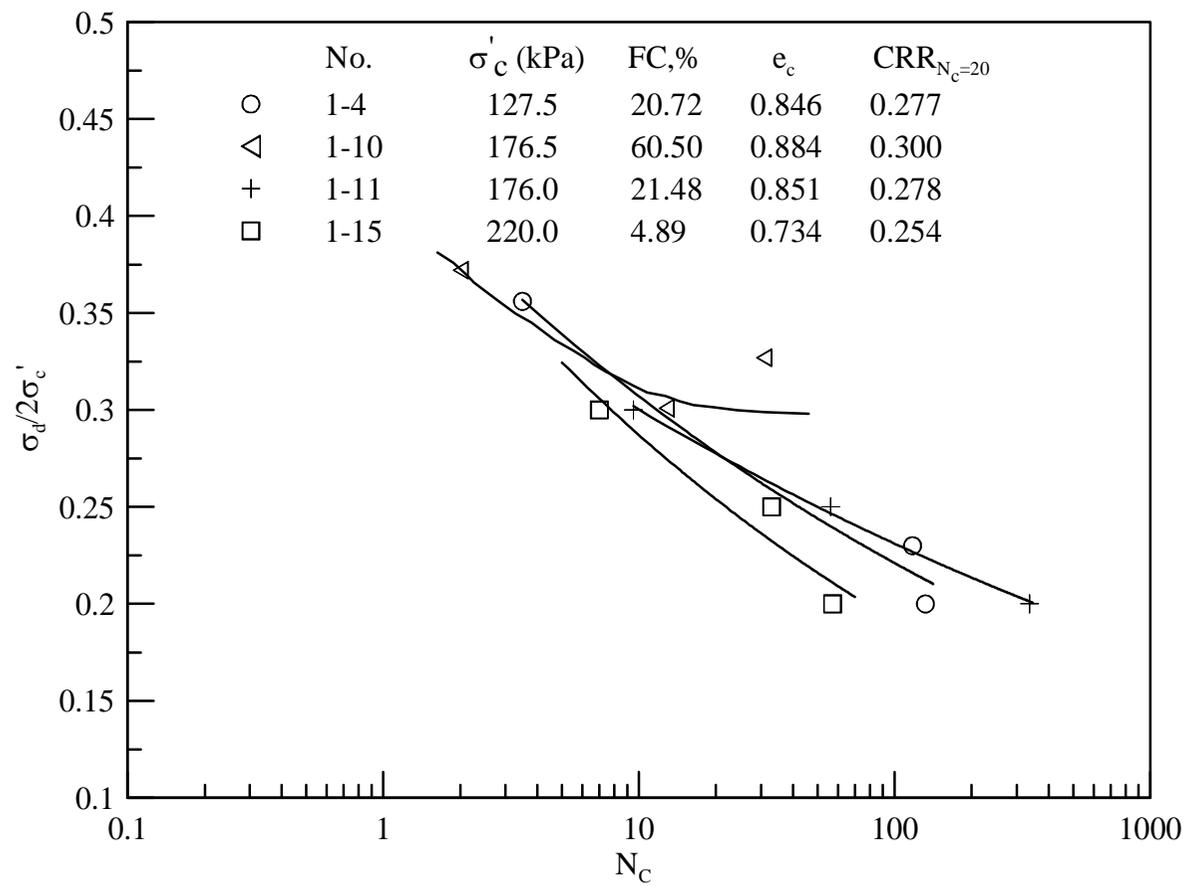


圖 5.11 動態三軸試驗結果

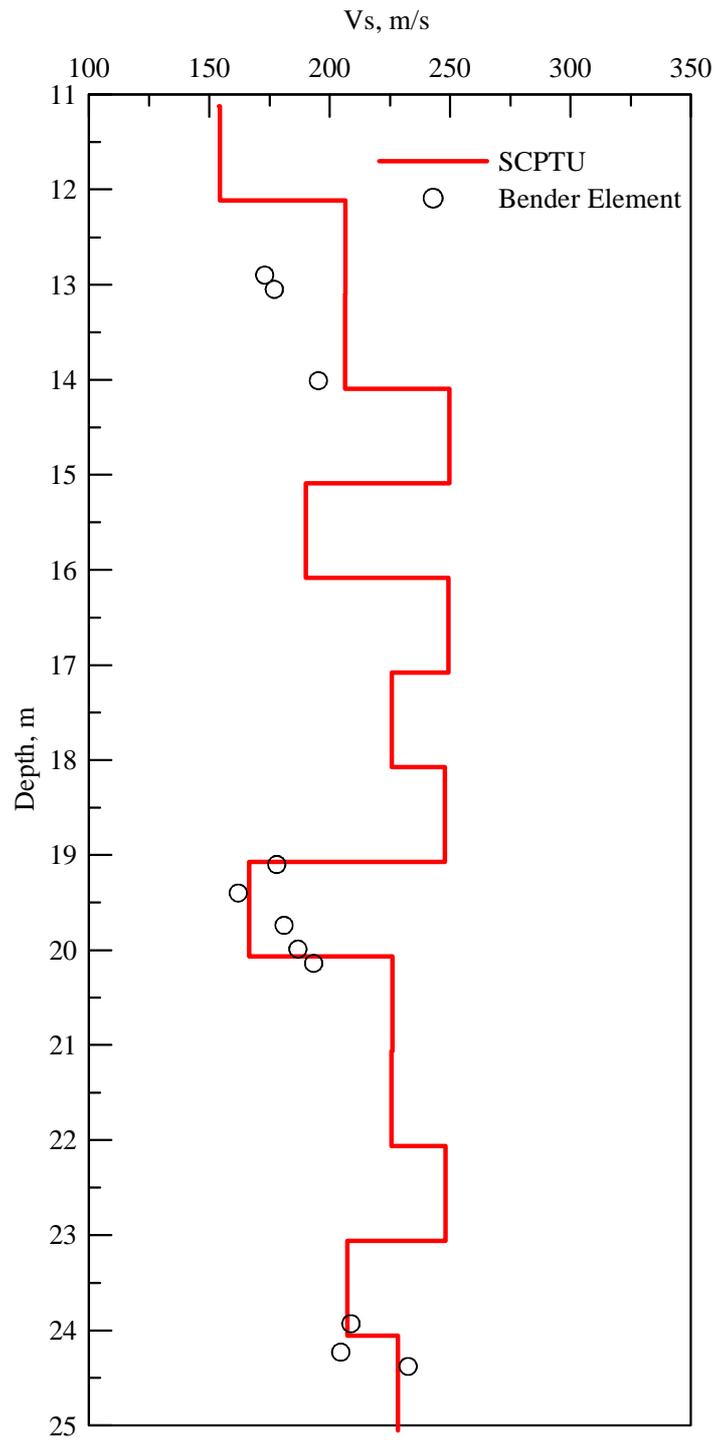


圖 5.12 現地 SCPTU 與動態三軸試體剪力波速比較

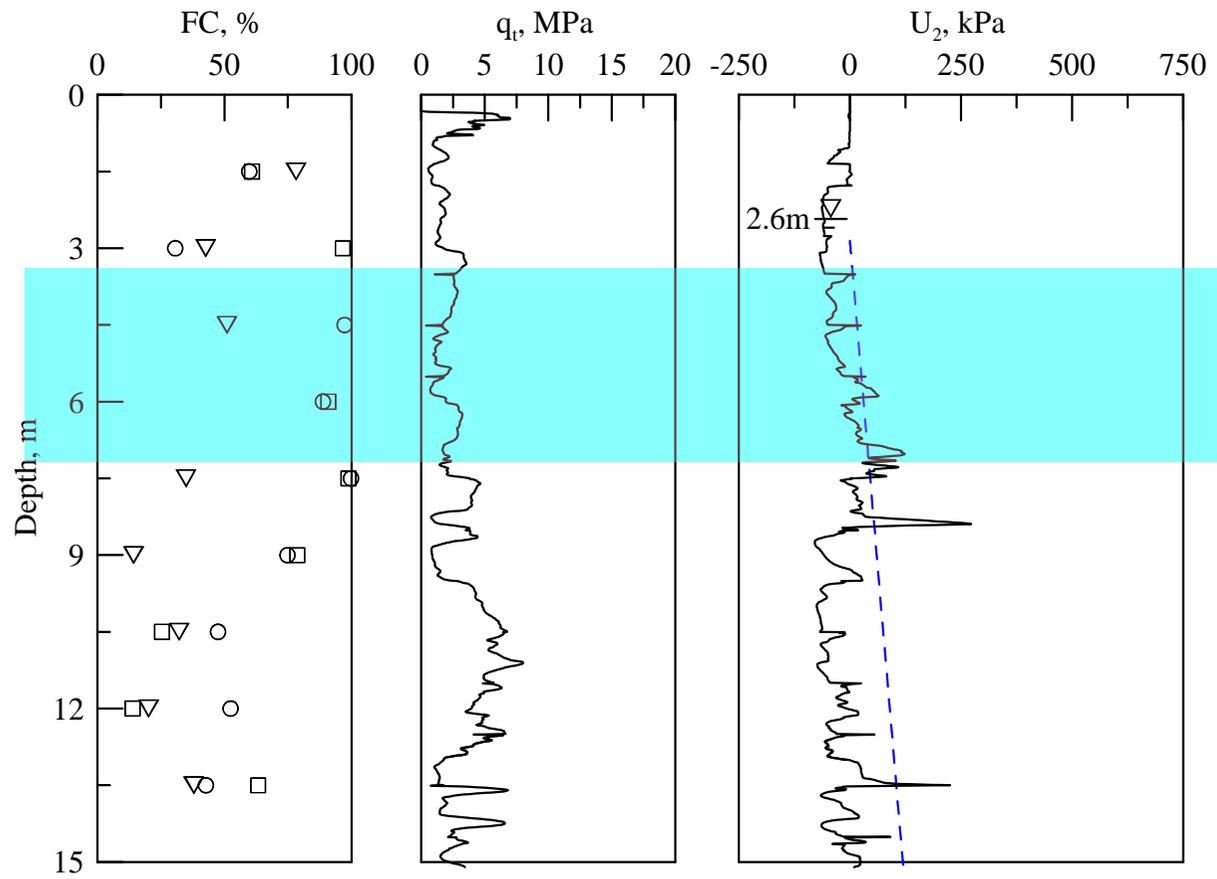


圖 5.13 員林場址 CPT 試驗結果

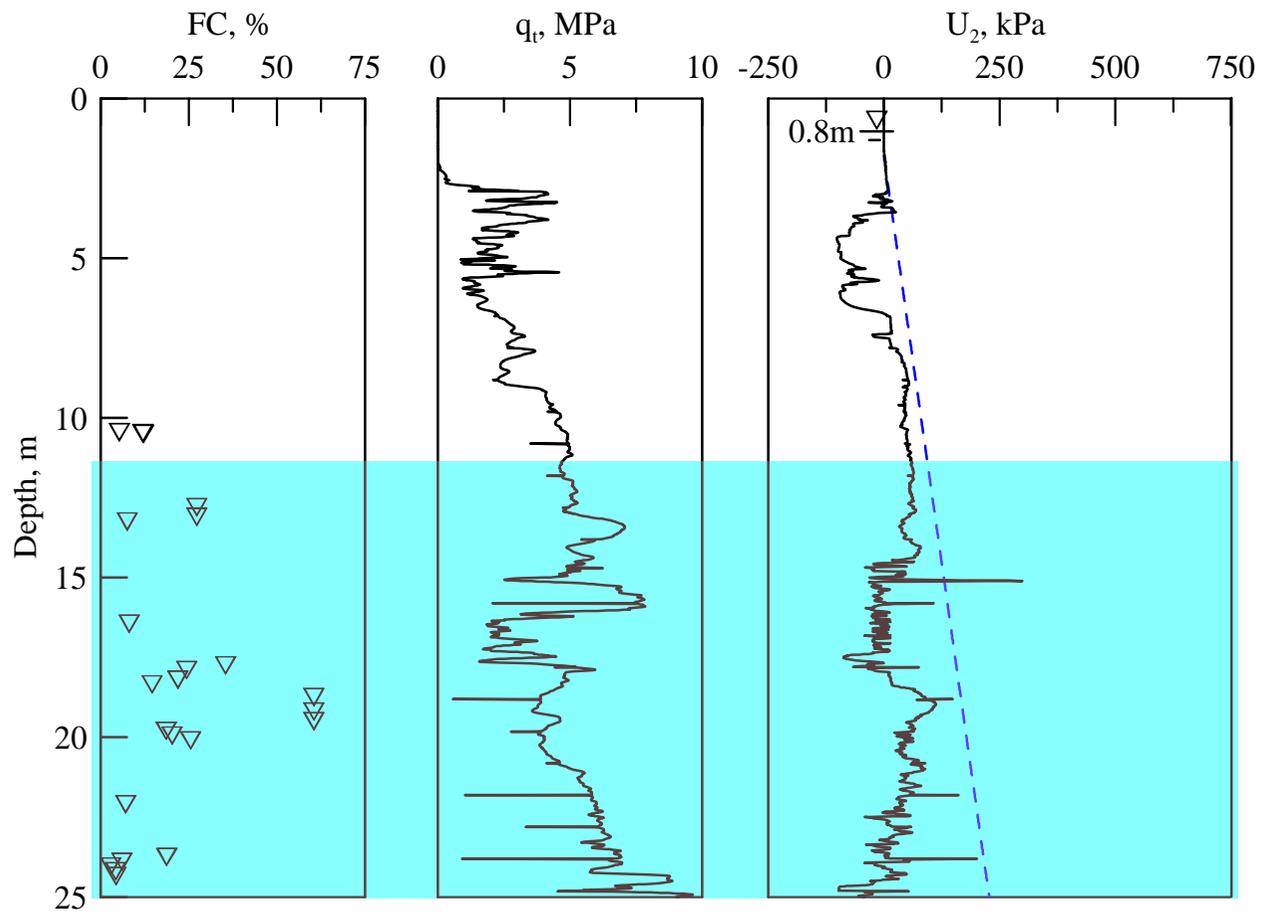


圖 5.14 高雄場址 CPT 試驗結果

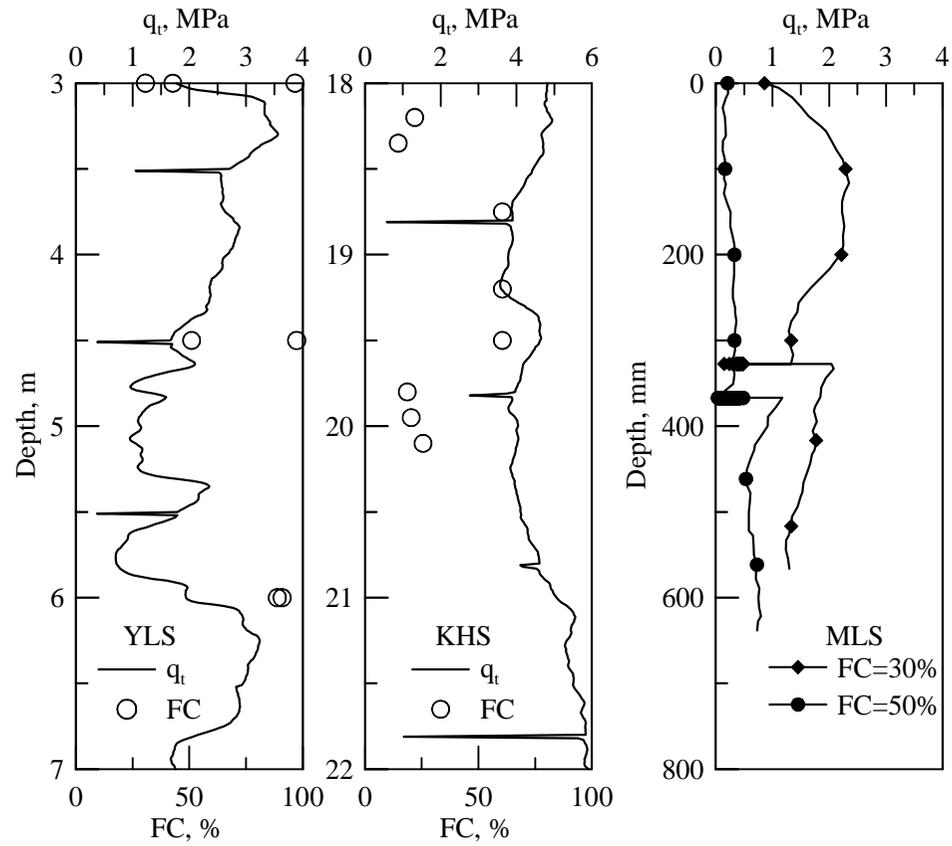


圖 5.15 現地試驗與室內標定試驗 q_t 比較

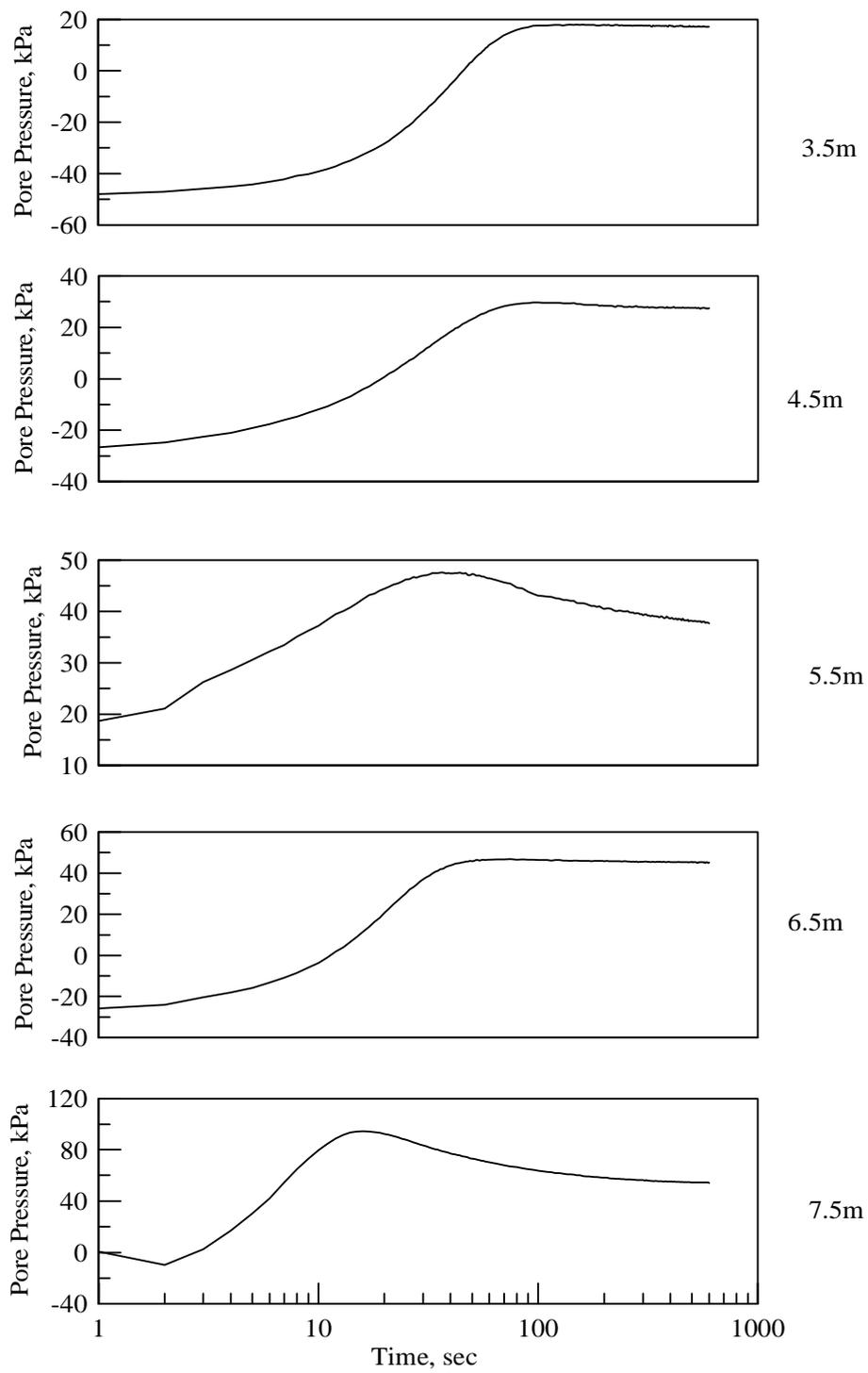


圖 5.16 員林場址 CPT 孔隙水壓消散試驗結果 (3.5m~7.5m)

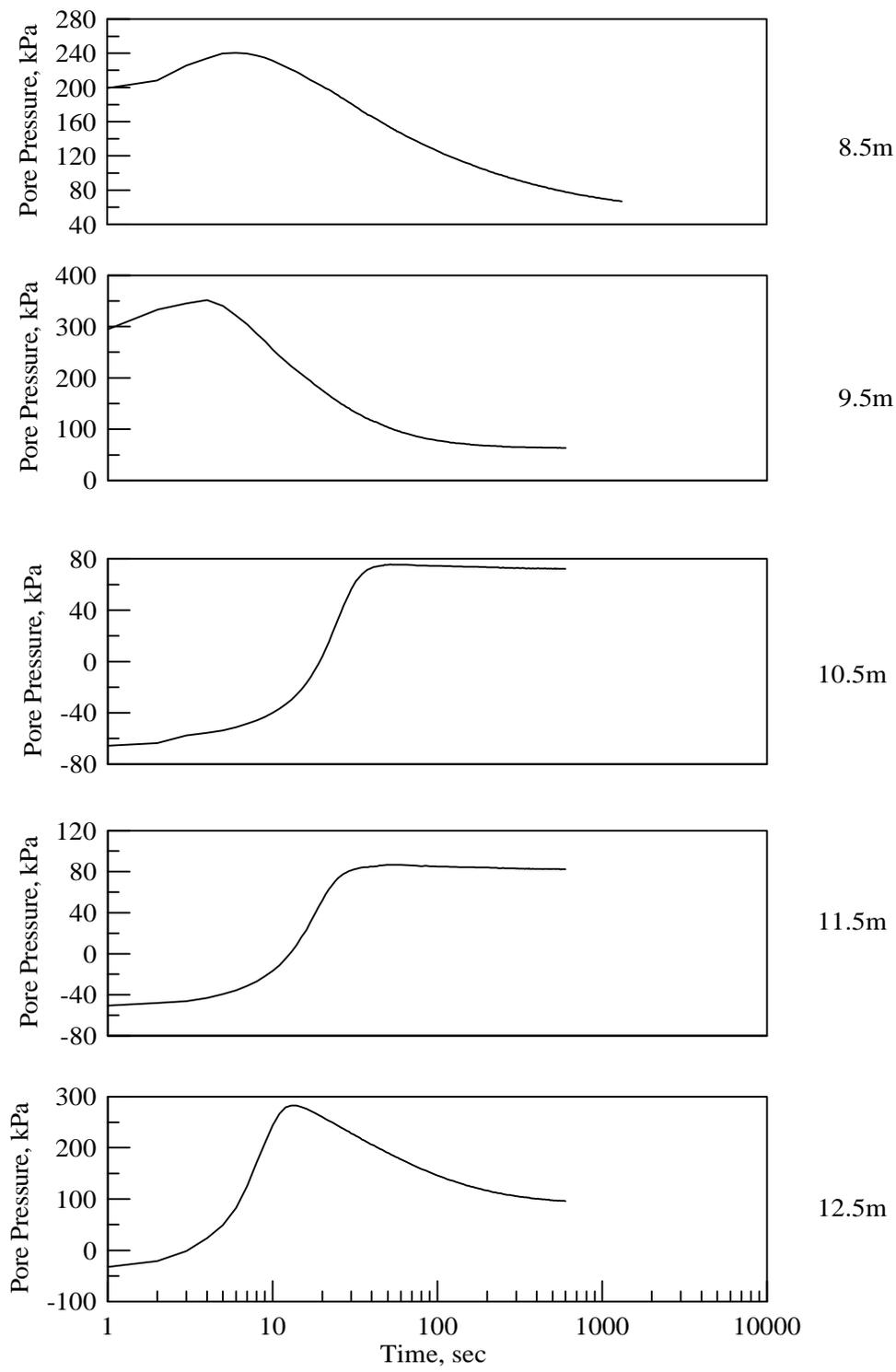


圖 5.17 員林場址 CPT 孔隙水壓消散試驗結果 (8.5m~12.5m)

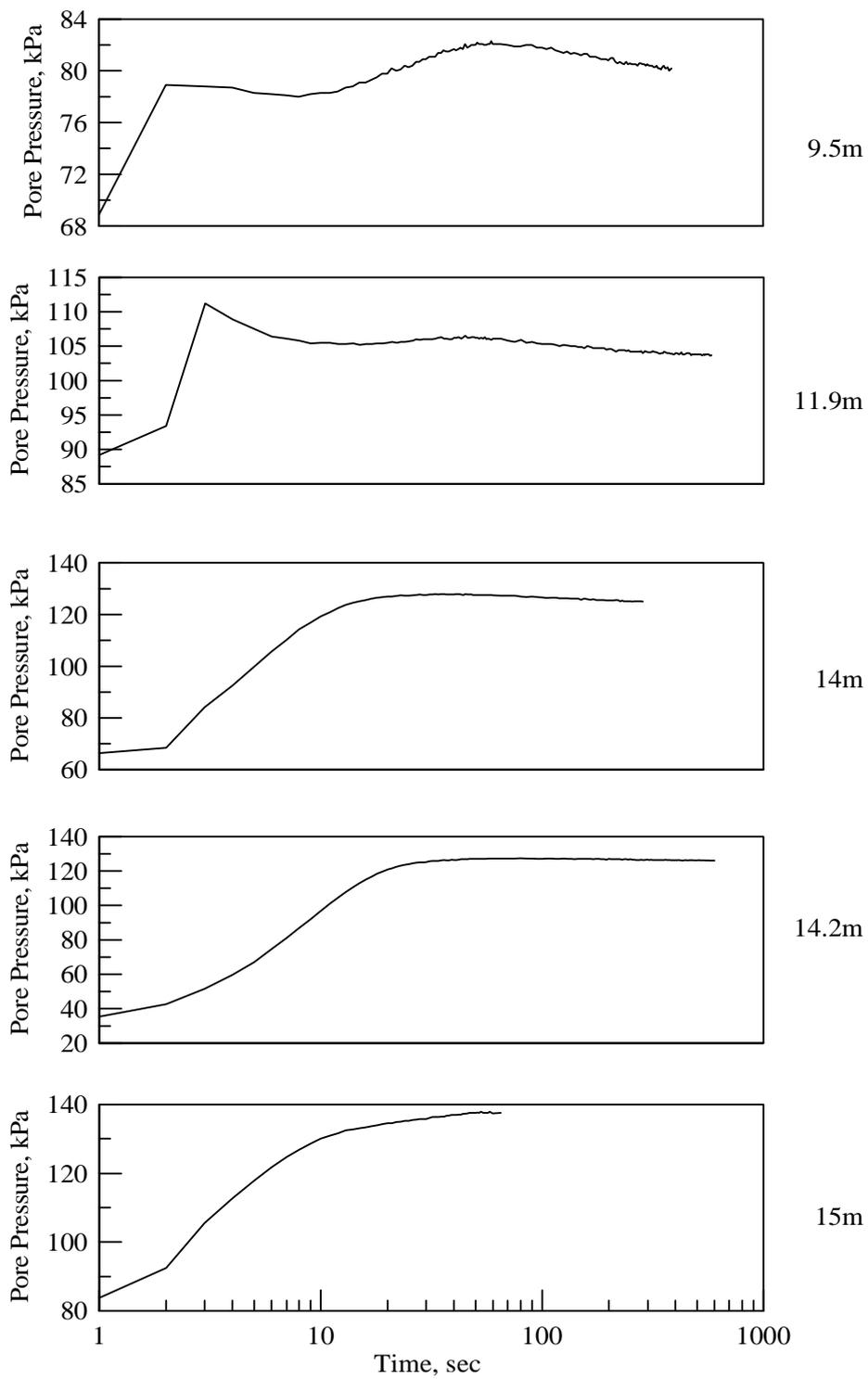


圖 5.18 高雄場址 CPT 孔隙水壓消散試驗結果 (9.5m~15m)

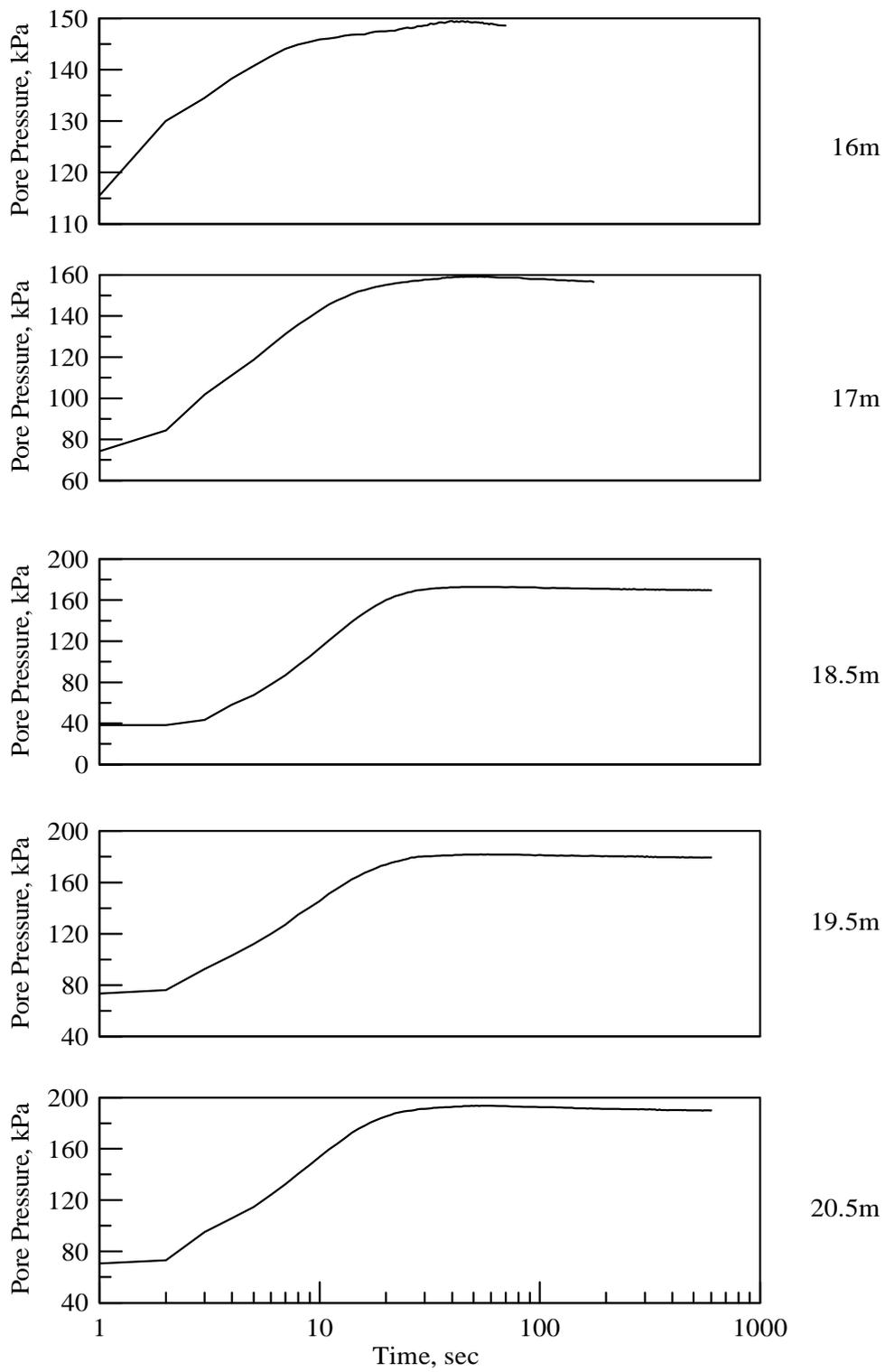


圖 5.19 高雄場址 CPT 孔隙水壓消散試驗結果 (16m~20.5m)

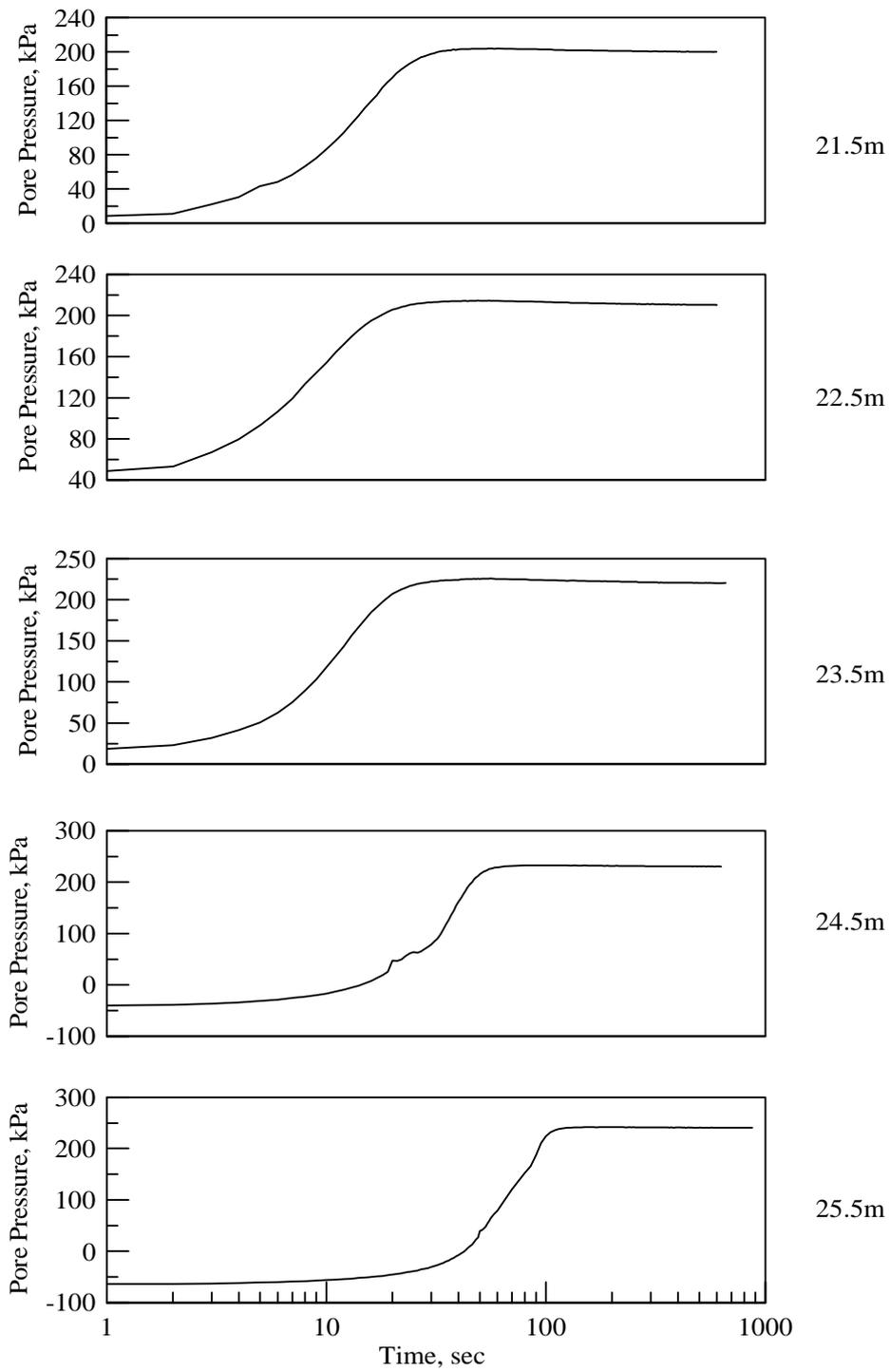


圖 5.20 高雄場址 CPT 孔隙水壓消散試驗結果 (21.5m~25.5m)

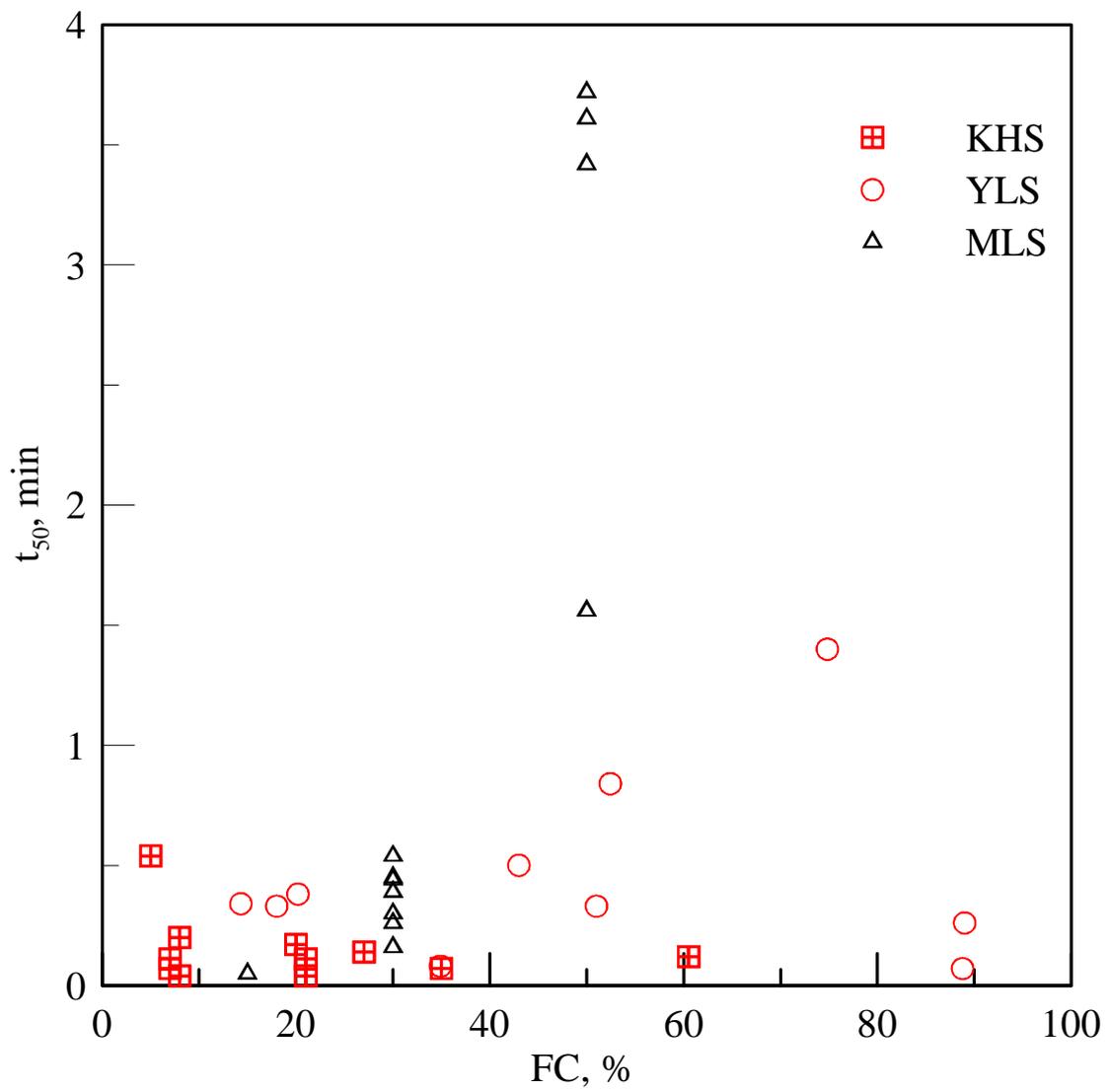


圖 5.21 細料含量與 t_{50} 之關係

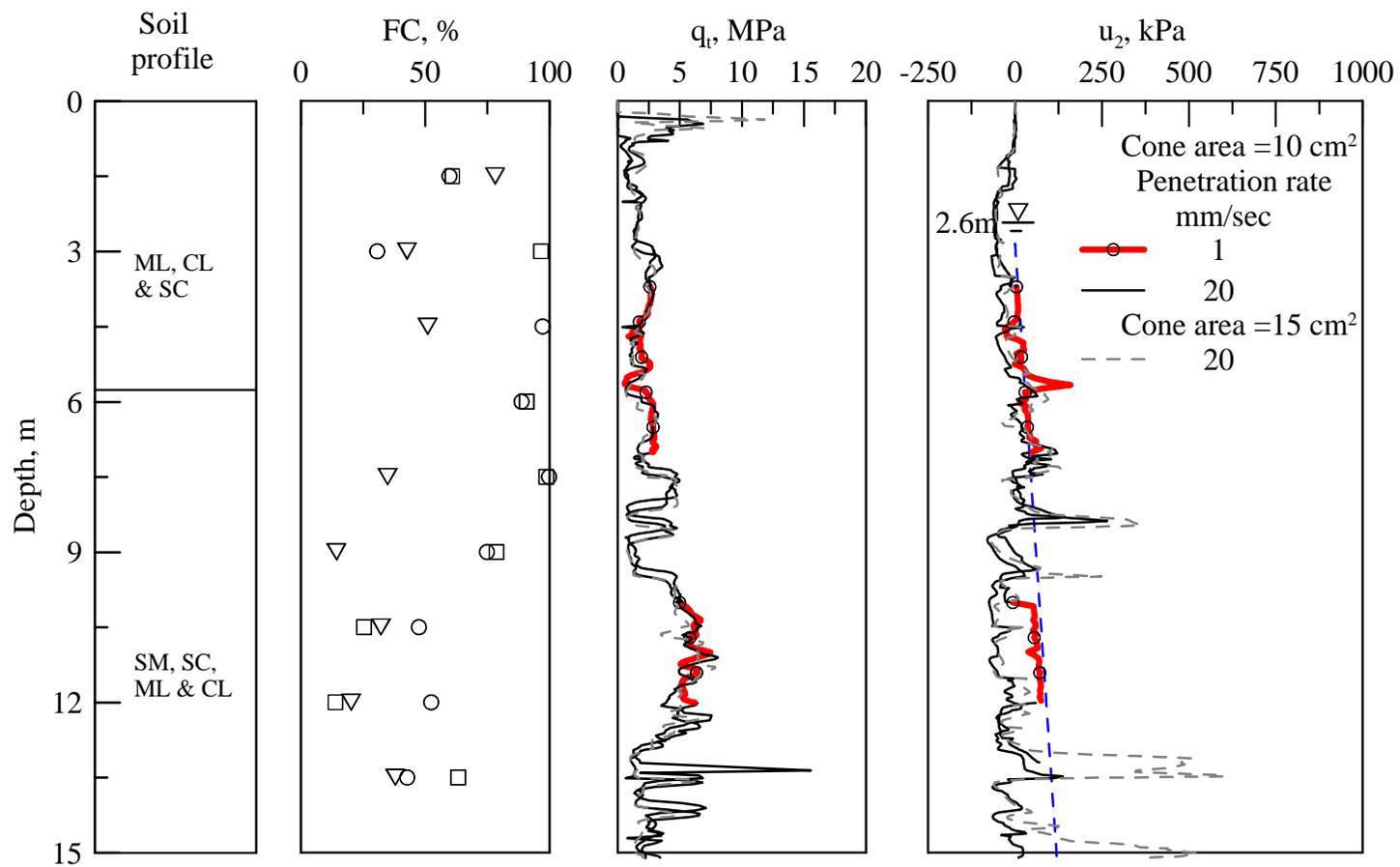


圖 5.22 員林場址慢速 CPT 試驗與標準 CPT 試驗結果

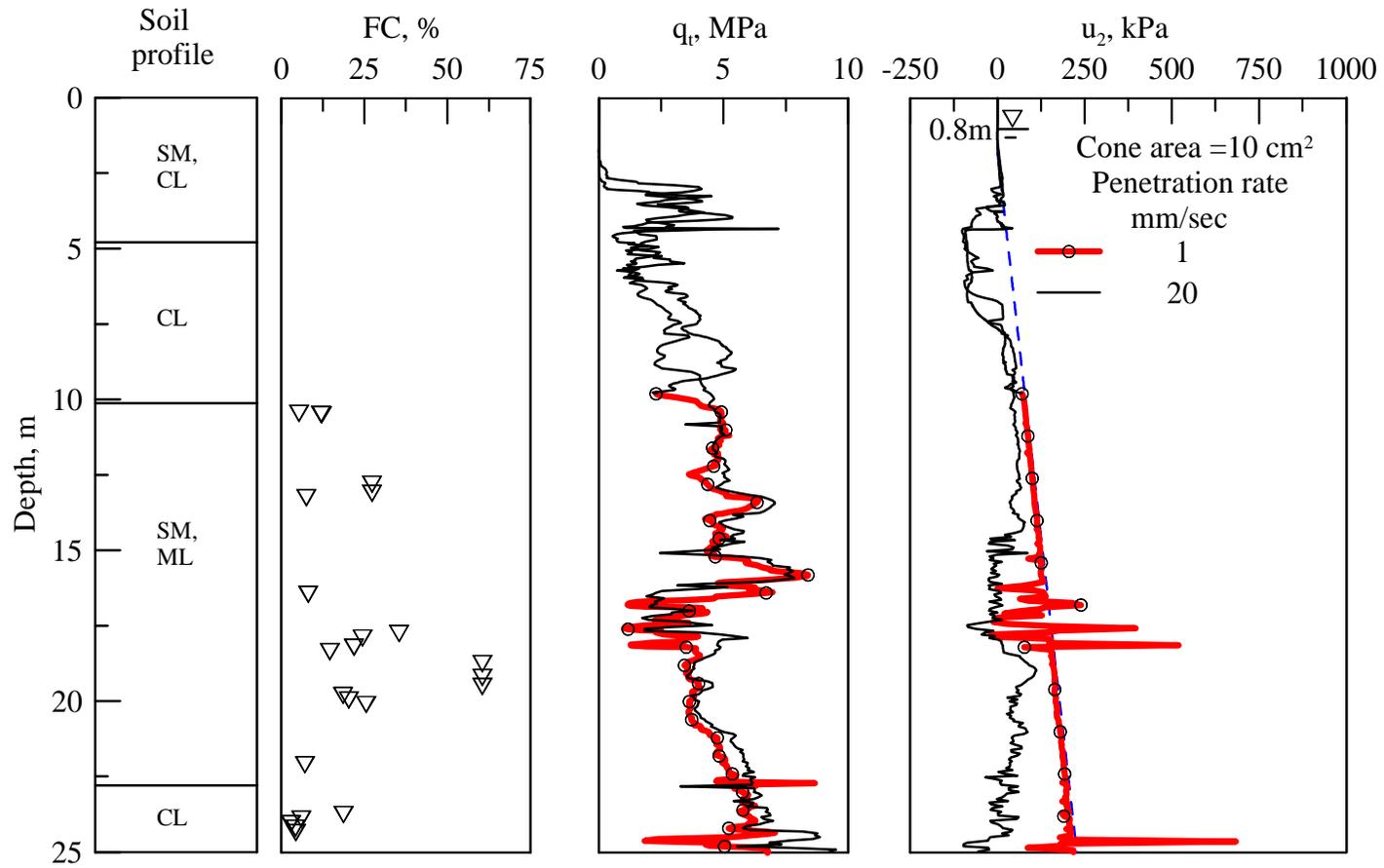


圖 5.23 高雄場址慢速 CPT 試驗與標準 CPT 試驗結果

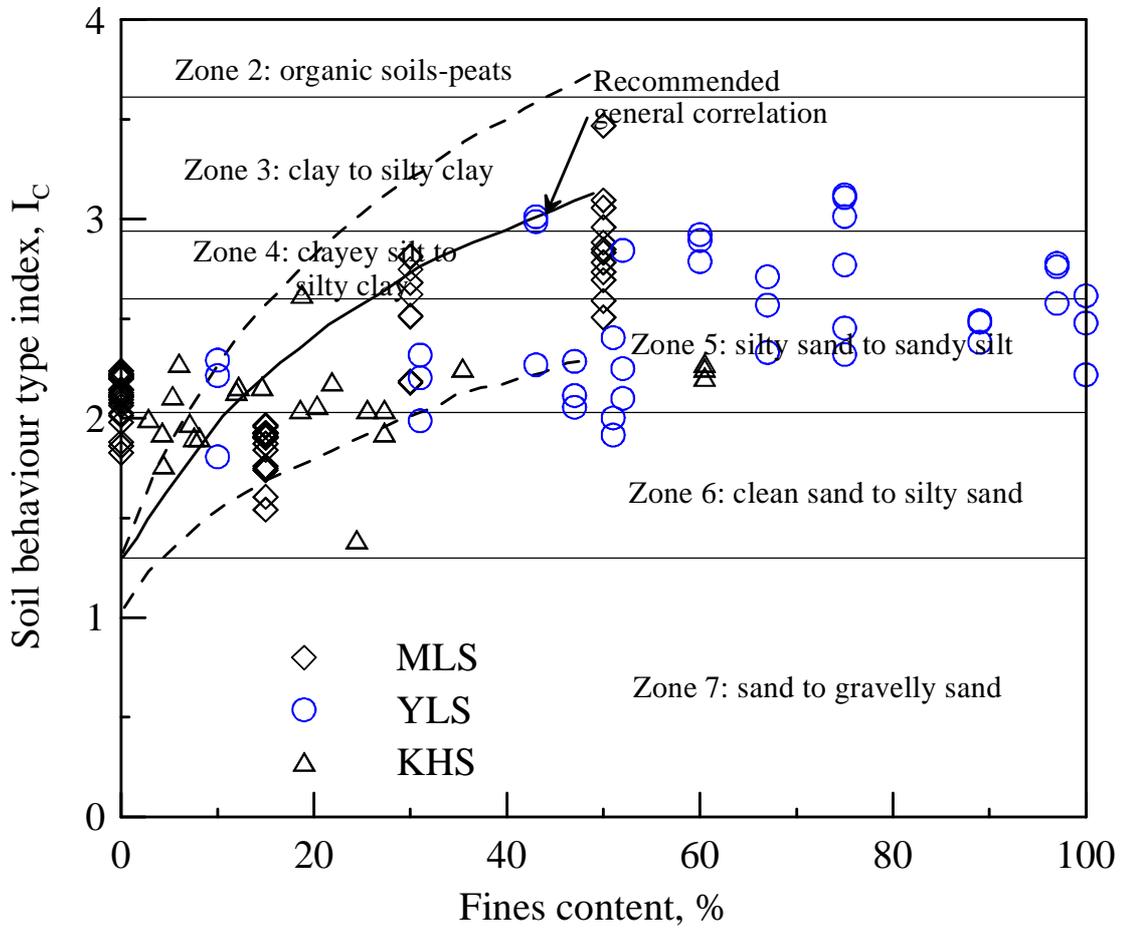


圖 5.24 麥寮砂、員林砂與高雄砂 I_c 與細料含量之關係

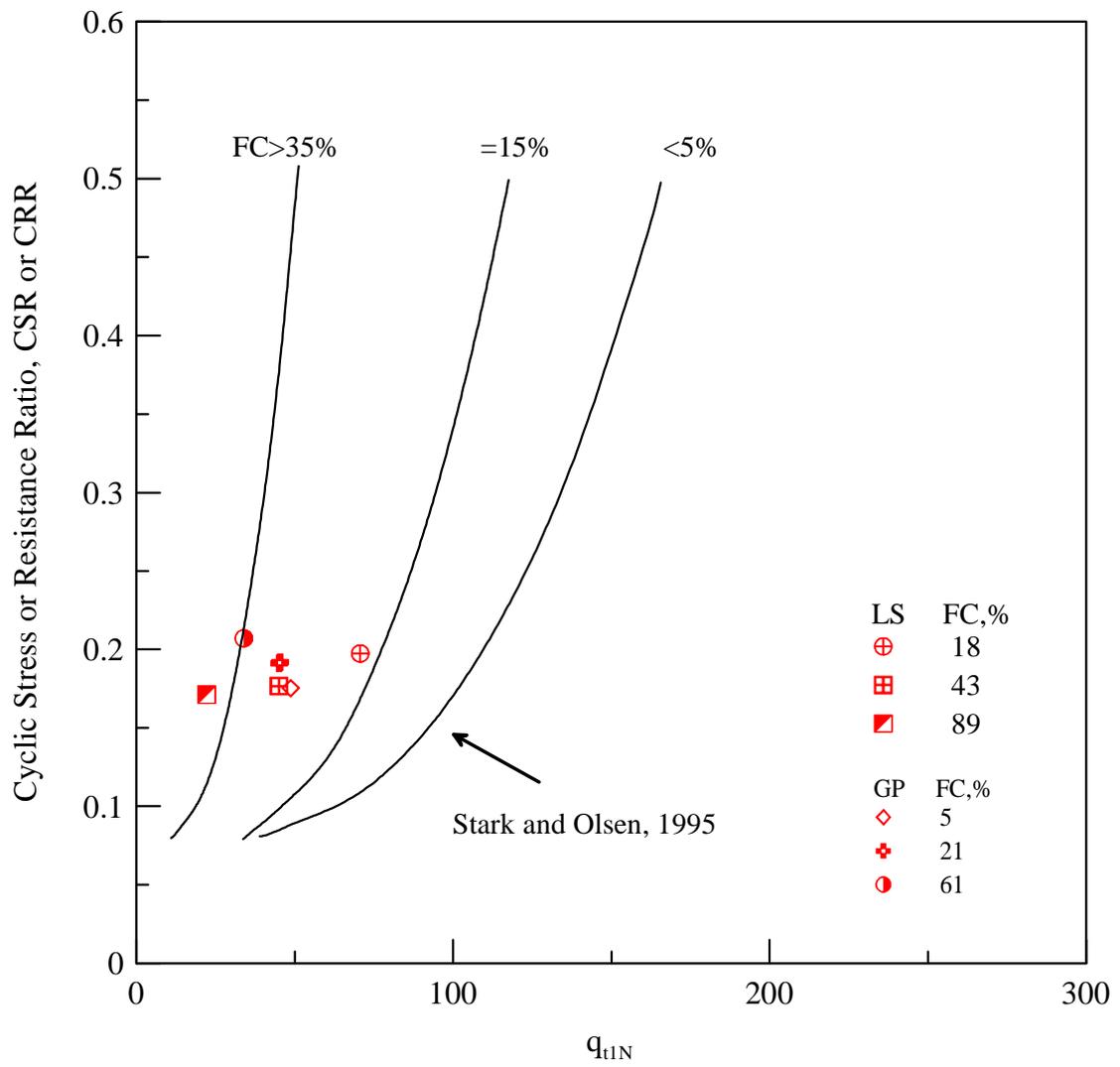


圖 5.25 低擾動試體與 Stark and Olsen 液化臨界線比較

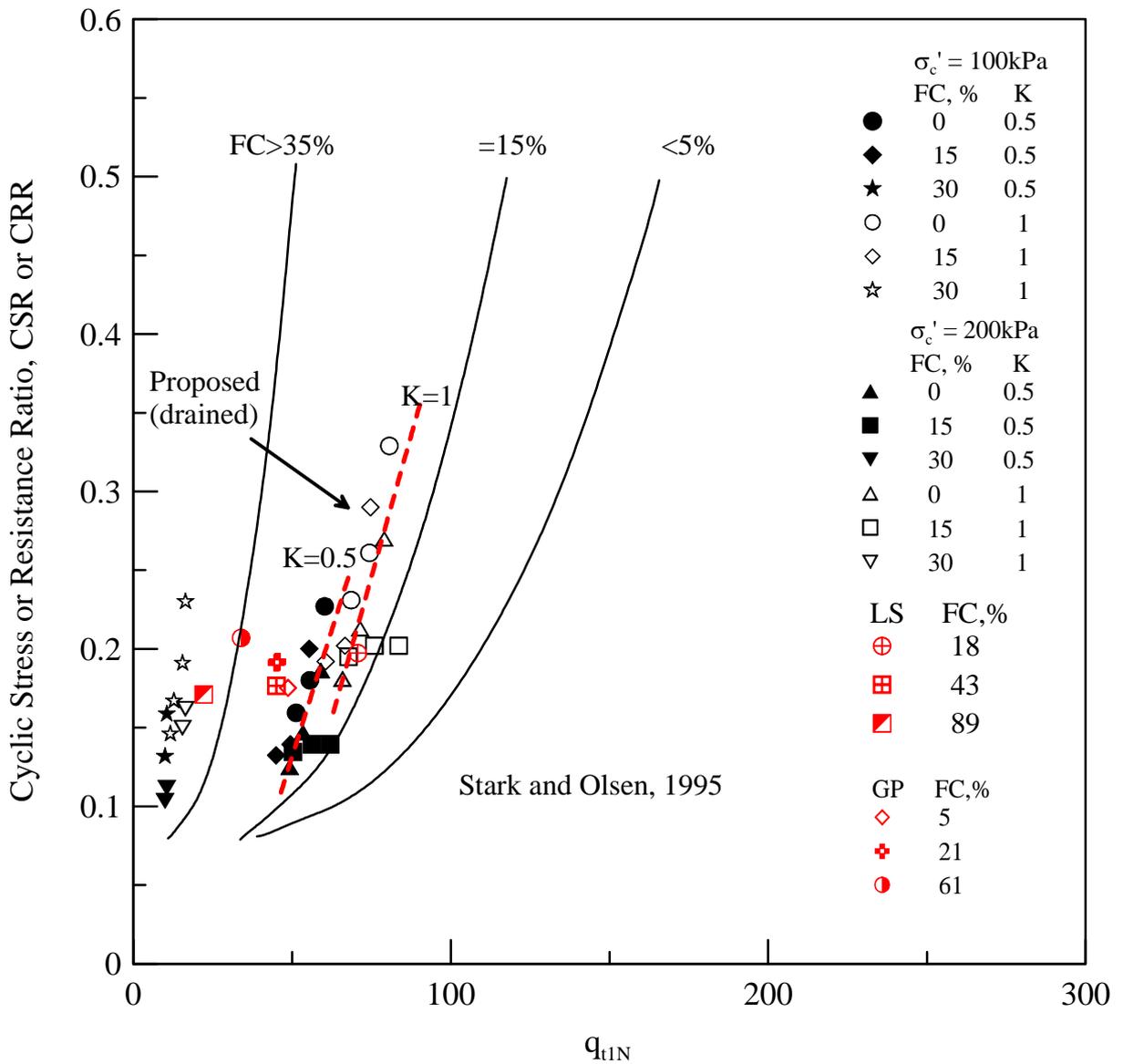


圖 5.26 台灣西南部粉土質細砂排水行為下液化臨界線

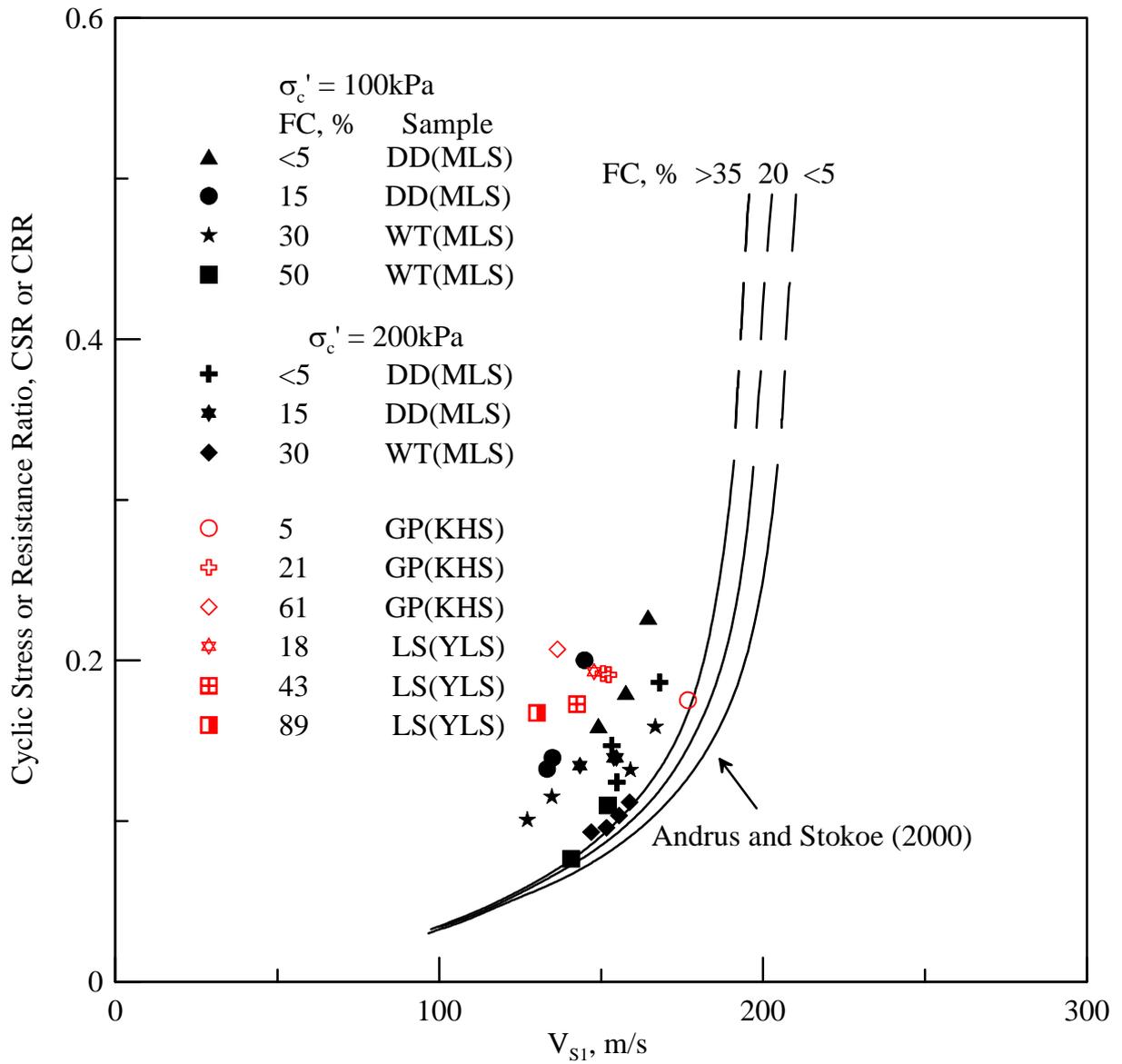


圖 5.27 麥寮砂、員林砂與高雄砂 $CRR-V_{s1}$ 液化臨界曲線

第六章 結論與建議

6.1 結論

本研究根據所收集現有及增加之麥寮砂室內試驗結果建立 $CRR-q_t$ 之關係；並於員林與高雄試驗場進行一系列 CPT 試驗，使用低擾動取樣方法取得高品質試體進行動態三軸試驗，希望能確實了解台灣西南部粉土質砂 CRR 與 q_c 之相關性。以下為試驗結果：

要了解現地工程的土壤設計參數，低擾動試體取得顯得格外的重要。若以 Gel Push 取樣技術，即使在地下水位以下，不需使用開挖或現地冰凍的方法，仍然可以取得高品質的粉土質砂土試體，而且也可以大量的降低其費用。以本研究而言，細料含量約為 5% 之粉土質砂土毋需現地冰凍即能取得低擾動的高品質試體。

Gel Push 試體頂出取樣管後使用 sample holder 保護可以減少試體架設過程中擾動。

本研究使用 Gel Push 活塞取樣器於常溫下取得高品質之粉土細砂試體，使得此取樣與室內試驗方法可以變得更經濟，成為簡易法外另一液化潛能分析方法之選擇。

本研究利用狀態參數做建立 CRR 與 q_{tIN} 之關係，雖然狀態參數對 q_{tIN} 關係並不好 R^2 僅 0.57 左右，但本研究完全以試驗為依據建立排水行為下液化臨界線，跳脫以往由人為判斷與經驗建立液化臨界線之方法。

CPT- q_c 進行液化潛能評估 Stark and Olsen (1995) 與 Robertson and Wride (1998) 以細料含量進行修正之液化臨界線並不適用於台灣西南部粉土質砂土；黃安斌 (2005) CPT- q_c 只在影響其排水特性時才需進行修正，但員林與高雄現地試驗結果發現，現地 CPT 試驗多為排水行為，而造成此結果是因為天然沖積土壤夾雜砂土層。

現地 CPT 孔隙水壓消散試驗，發現細料含量與排水性並無明顯之關係；標準貫入速度 CPT 試驗與慢速 CPT 試驗結果發現其 q_t 無明顯差異，造成上述之原因為天然沖積土壤受其內所夾雜之砂土層影響，即使在高細料含量情況下，亦有相當高之排水性。因此於高雄試驗場與員林試驗場不論其貫入速度 CPT 試驗皆類似排水行為。天然沖積土壤受其內所夾雜之砂土層影響，其細料含量與 CPT 排水性之間沒有一致而明顯之關係。

由員林與高雄現地驗證結果，本研究所提出排水行為下之液化臨界線，可適用於台灣西南部粉土質細砂。於現地進行慢速 CPT 試驗確認現地土

壤之排水情況，只確定 CPT 於貫入過程中為排水行為即可使用本研究所提出液化臨界線。

6.2 建議

1. 對於低擾動試體品質之驗證目前僅以剪力波速做為判斷之依據，剪力波速之不確定性與變異性又非常大，往後能使用其它非破壞性檢測之方法在試驗前驗證試體之品質。
2. 麥寮砂標定試驗常被質疑試體準備方法之不同會造成 q_t 值之不同，期望能在 $FC < 5\%$ 與 $FC = 15\%$ 之試體使用濕夯法來與乾置法比對，驗證試體準法方法所造成之影響。
3. 現地試驗天然沖積土壤在高細料含量之土層中常夾細微排水層，因此在重模試體之準備，應嘗試製作在高細料含量中夾雜粗砂層，並重新進行土壤力學試驗，以模擬台灣典型天然沖積土壤。

4. 麥寮砂剪力波速量測在 $FC=15\%$ 時，其孔隙比與波速之關係明顯與其它細料含量不同，本研究並沒有深入探討其原因，往後在有足夠數據下探討其原因。
5. 本研究在高雄砂動態三軸試體是將有效圍壓加至垂直覆土應力，往後在有足夠之土樣下，因求得有效圍力對抗液化強度 (K_σ) 之影響。
6. 受天然沖積土層之高度排水性，員林與高雄現地試驗發現粉土質砂土細料含量至 60% 以上才有修正之必要；往後應於多處現地進行試驗，以訂定出適合台灣西南部粉土質砂土細料含量修正之液化臨界線。
7. 台灣粉土質細砂之力學行為與國外石英砂所試驗結果有明顯之差異，期望能有後續之研究對於台灣粉土質細砂之力學行為做更詳細之探討，並建立適合台灣粉土質細砂之準則與規範，使工程上可有依據之準則。

參考文獻

- Abbiss, C. P., 1981, "Shear Wave Measurement of the Elasticity of Ground," *Geotechnique*, Vol.31, No.1, pp.94-104.
- Almeida, M.S.S., Jamiolkowski, M., and Peterson, R.W., 1991, "Preliminary Results of CPT tests in Calcareous Quiou Sand," *Proceedings of the International Symposium on Calibration Chamber Testing*, Potsdam, New York, 1991, pp.41-53, Elsevier.
- Amini, F., and Qi, G.Z., 2000, "Liquefaction testing of stratified silty sands," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.126, No.3, pp.208-217.
- Andrus, R.D., and Stokoe, K.H., II, 1997, "Liquefaction resistance based on shear wave velocity," *Proc. NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, Tech. Rep. NCEER-97-0022, T.L. Youd and I.M. Idriss, eds., National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, pp.89-128.
- Andrus, R.D., and Stokoe, K.H., II, 2000, "Liquefaction Resistance of Soils from Shear-wave Velocity," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.126 No.11, pp.1015-1025.

- Baligh, M.M., Azzouz, A.S., and Wissa, A.Z.E., (1981) , "The Piezocone Penetrometer" , ASCE Geotechnical Engineering Division, Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, St. Louis, pp.247-263.
- Been, K., and Jefferies, M.G., (1985) , "A State Parameter for Sand" , Geotechnique, Vol.35, pp.99-112.
- Been, K., Crooks, J.H., Becker, D.E., and Jefferies, M.G., 1986, "The Cone Penetration Test in Sands: Part I. State Parameter Interpretation A State Parameter," Geotechnique, Vol.35, No.2, pp.239-249.
- Been, K., Jefferies, M.G., and Hachey, J., 1991, "The Critical State of Sand," Geotechnique, 41(3):365-381.
- Been, K., Jefferies, M.G., J.H.A., and Rothenburg, L., 1987, "The Cone Penetration Test in Sands: Part II. General Inference of State," Geotechnique, Vol.37, No.3, pp.285-299.
- Borden, R.H., 1992, " Boundary Displacement Induced by DMT Penetration, " Proceedings of the International Symposium on Calibration Chamber Testing, Potsdam, New York, 1991, pp.101-18, Elsevier.

- Campanella, R.G., Gillespie, D., and Robertson, P.K., (1982) , "Pore Pressures during Cone Penetration Testing" , Proceedings, 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT II, pp.507-512.
- Castro, G., 1975, "Liquefaction and cyclic mobility of sands," Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.101, GT6, pp.551-569.
- Dharma, D., & Sanin, M.V., 2006, "New sample holder for the preparation of undisturbed fined-grained soil specimens for laboratory element testing," Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol.29, No.3, GTJ12699.
- Dyvik, R., and Madshus, C., 1985, "Laboratory measurement of Gmax using bender element," Proc. ASCE Annual Convention: Advance in the art of testing soils under cyclic conditions, Detroit, pp.186-196.
- Finn, W.D.L., Pickering, D.J., and Bransby, P.L., 1971, "Sand liquefaction in triaxial and simple shear tests," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.97, No.SM4, pp.639-659
- Fioravante, V., Jamiolkowski, M., Tanizawa, F., and Tatzuoka, F., 1991, "Results of CPT's in Toyoura Quartz sand," Proceedings of the International Symposium on Calibration Chamber Testing," Potsdam, New York, 1991, pp.135-146, Elsevier.

- Høeg, K., Dyvik, R., and Sandbaekken, G., 2000, "Strength of Undisturbed versus Reconstituted Silt and Silty Sand Specimens," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.126, No.7, pp.606-617.
- Hofmann, B.A., Segoo, D.C., and Robertson, P.K., 2000, "In Situ Ground Freezing to Obtain Undisturbed Samples of Loose Sand," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.126, No.11, pp.979-989.
- Huang, A.B., and Hsu, H.H., 2004, "Advanced Calibration Chambers for Cone Penetration Testing in Cohesionless Soils," Keynote Lecture, Proceedings, ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Porto, Portugal, Vol.1, pp.147-167.
- Huang, A.B., Holtz, R.D., and Chameau, J.L., 1991, "A Laboratory Study of Pressuremeter Tests in Clays," *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.117, pp.1549-1567.
- Huang, Y.T., Huang, A.B., Kuo, Y.C., and Tsai, M.D., 2004, "A laboratory study on the undrained strength of a silty sand from Central Western Taiwan," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.24, No.9-10, pp.733-743.
- Ishihara, K., 1985, "Stability of natural deposits during earthquakes," Proc. of the 11th Inter. Conf. on SMFE, San Francisco, Vol.1, pp.221-254.

Ishihara, K., 1993, "Liquefaction and flow failure during earthquakes," *Geotechnique* 43, No.3, pp.351-415.

Kawaguchi, T., Mitachi, T., and Shibuya, S., 2001, "Evaluation of Shear Wave Travel Time in Laboratory Bender Element Test," *Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Vol.1*, pp.155-158.

Kayen, R.E., Mitchell, J.K., Seed, R. B., Lodge, A., Nishio, S., and Countinho, R., 1992, "Evaluation of SPT-,CPT-, and shear wave-based methods for liquefaction potential assessment using Loma Prieta data," *Proc. 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Des. of Lifeline Fac. and Countermeasures for Soil Liquefaction, Tech. Rep. NCEER-92-0019*, M. Hamada and T.D. O'Rourke, eds., Vol.1, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, 177-204.

Konrad, J.-M., St-Laurent, S., Gilbert, F., and Leroueil, S., 1995, "Sand Sampling below the Water Table Using the 200mm Diameter Laval Sampler," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.32, pp.1079-1086.

Kramer, S. L., 1996, "Geotechnical Earthquake Engineering," Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.

- La Rochelle, P., Sarrailh, J., Tavenas, F., Roy, and Laroueil, S., 1981, "Causes of Sampling Disturbance and Design of a New Sampler for Sensitive Soils," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.18, No.1, pp.52-66.
- Lee, J.S., and Santamarina, J.C., 2005, "Bender Elements: Performance and Signal Interpretation," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.131, No.9, pp.1063-1070.
- Liu, A.H., Stewart, J.P., Abrahamson, N.A., and Moriwaki, Y., 2001, "Equivalent Number of Uniform Stress Cycles for Soil Liquefaction Analysis," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.127, No.12, pp.1017-1026.
- Lodge, A.L., 1994, "Shear wave velocity measurements forit subsurface characterization," Ph. D. Dissertation, University of California, Berkeley, California.
- Mulilis, J.P., Seed, H.B., Chan, C.K., Mitchell, J.K. and Arulanandan, K., 1977, "Effects of sample preparation on sand liquefaction," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.103, GT2, pp.91-108.
- Olsen, R.S., and Malone, P.G., 1988, "Soil Classification and Site Characterization Using the Cone Penetration Test," *Proceedings, Penetration Testing 1988*, De Ruiter Balkema, Rotterdam, ISOPT-I, Orlando, Florida. Edited by De Ruiter, Balkema, Rotterdam, Vol.2, pp.887-893.

- Polito, C.P., and Martin, II, J.R., 2001, "Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, May 2001, pp.408-415.
- Pyke, R., Seed, H.B., and Chan, C.K., 1975, "Settlement of Sands under Multi-directional Loading," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.101, No.GT4, pp.379-398.
- Robertson, P.K., and Campanella, R.G., 1985, "Liquefaction potential of sands using the CPT," *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.111, GT3, pp.384-403.
- Robertson, P.K., and Wride, C.E., 1998, "Evaluating Cyclic Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.35, pp.442-459.
- Robertson, P.K., Woeller, D.J., and Finn, W.D.L., 1992, "Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential under cyclic loading," *Can. Geotech. J., Ottawa*, Vol.29, pp.686-695.
- Sanches-Salinero, I., Roesset, J.M., and Stokoe, K.M., 1986, "Analytical Studies of Body Wave Propagation and Attenuation," Report GR 86-15, University of Texas, Austion.

- Seed, H.B., 1979, "Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes," *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.105, GT2*, pp.201-255.
- Seed, H.B., 1983, "Earthquake-resistant design of earth dam," *Proc., Symp. Seismic Des. of Earth Dams and Caverns, ASCE, New York*, pp.41-46.
- Seed, H.B., and De Alba, P., 1986, "Use of SPT and CPT Tests for Evaluating the Liquefaction Resistance of Sands," *Proceedings of the ASCE Specialty Conference In-Situ'86: Use of In-Situ Tests in Geotechnical Engineering, Blacksburg*, pp.281-302.
- Seed, H.B., and Idriss, I.M., 1971, "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential," *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.97, No.SM9*, pp.249-274.
- Seed, H.B., and Peacock, W.H., 1971, "Test procedure for measuring soil liquefaction characteristics," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.97, No.SM8*, pp.1099-1119.
- Seed, H.B., Pyke, R.M., and Martin, G.R., 1978, "Effects of multidirectional shaking on pore pressure development in sands," *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.104, GT1*, pp.27-44.

- Seed, H.B., Tokimatsu, K., and Harder, L.F., 1984, "The influence of SPT procedures in evaluating soil liquefaction resistance," report UCB/EERC-84-15, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F., and Chung, R.M., 1985, "The Influence of SPT Procedures, in Soil Liquefaction Resistance Evaluation," Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.111, No.2, pp.1425-1445.
- Seed, R.B., and Harder, L.F., 1990, "SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength," Proceedings of the B. Seed Memorial Symposium, Vol., 2, pp.351-376.
- Shibata, T. and Teparaska, W., 1988, "Evaluation of liquefaction potentials of soils using cone penetration tests," Soils and Fdns., Vol.28, No.2, pp.49-60.
- Shirley, D.J., 1978, "An Improved Shear Wave Transducer," Journal of the Acoustical Society of American, Vol.63, No.5, May, pp.1643-1645.
- Stark, T.D., and Olson S.M., 1995, "Liquefaction Resistance Using CPT and Field Case Histories," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.121, No.12, pp.856-869.
- Stokoe, K.H. and Santamarina, J.C., 2000, "Seismic-wave-based testing in Geotechnical Engineering," GeoEng 2000, Melbourne, Australia, November, pp. 1490-1536

- Tanaka, H., 2000, "Sample quality of cohesive soils: lessons from three sites, Ariake, Bothkennar and Drammen." *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 4, pp. 57–74.
- Tanaka, H., Sharma, P., Tsuchida, T. and Tanaka, M., 1996, "Comparative study on sample quality using several types of samplers," *Soils and Foundations*, Vol. 36, No. 2, pp. 57-68.
- Tatsuoka, F., Ochi, K., Fujii, S., and Okamoto, M., 1986, "Cyclic undrained triaxial and torsional shear strength of sands for different sample preparation methods," *Soils and Foundations*, Vol.26, No.3, pp.23-41.
- Tevenas, F., and La Rochelle, P. (1972) "Accuracy of relative density measurements." *Geotechnique*, Vol. 22, No. 4, pp. 549-562.
- Thevanayagam, S., 1998, "Effects of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.124, No.6, June, pp.479-490.
- Thevanayagam, S., Fiorillo, M., and Liang, J., 2000, "Effects of non-plastic fines on undrained cyclic strength of silty sands," *Geotechnical Special Publication*, Vol.107, Aug5-Aug8, ASCE, pp.77-91.

- Tokimatsu, K. and Uchida, A., 1990, "Correlation between liquefaction resistance and shear velocity," *Soils and Found.*, Tokyo, Vol.30, No.2, pp.33-42.
- Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y., 1983, "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-values and fines content," *Soils and Foundations* 23, No.4, pp.56-74.
- Viggiani, G. and Atkinson, J. H., 1995, "Interpretation of bender element tests," *Geotechnique*, Vol.45, No.1, pp.149-154.
- Wroth, C.P., 1984, "The interpretation of in situ soil test," 24th Rankine Lecture, *Geotechnique*, Vol.34, No.4, pp.449-489.
- Yamamuro, J.A., and Wood, F.M., 2004, "Effect of depositional method on the undrained behavior and microstructure of sand with silt," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.24, No.9-10, pp.751-760.
- Yoshimi, Y., Tokimatsu, K., and Ohara, J., 1994, "In situ liquefaction resistance of clean sands over a wide density range," *Geotechnique* 44, No.3, pp.479-494.
- Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder Jr., L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, W.F., III, Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B., and Stokoe, K.H., II, 2001, "Liquefaction Resistance of Soils :

Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils,” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.127, No.10, pp.817-833.

王統立, 2000, “高細料含量粉土細砂中 CPT 之標定試驗,” 國立交通大學土木工程學系, 碩士論文。

李維峰,王淳謹,梅興泰,簡臣又, 2006, “不擾動取樣器 中日開發問世,” 營建知訊, 第 287 期, 第 38-45 頁。

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學系, 碩士論文。

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學系, 碩士論文。

許鈞程, 1999, “細料含量對圓錐貫入試驗之影響,” 國立交通大學土木工程學系, 碩士論文。

郭毓真, 2004, “細粒料含量對麥寮砂動態行為之影響,” 國立交通大學土木工程學系, 碩士論文。

黃安斌,林志平,紀雲曜,古志生,蔡錦松,李德河,林炳森, 2005, “台灣中西部粉土細砂液化行為分析,” 地工技術, 第 103 期, 第 5-30 頁。

黃耀道, 2007, “台灣中西部粉土質砂土液化行為分析,” 國立交通大學土木工程學系, 博

士論文

蔡明道, 2002, “細粒料含量對粉土細砂不排水強度之影響,” 國立交通大學土木工程學系,

碩士論文。

高雄捷運股份有限公司網站 <http://www.krtco.com.tw>

附錄一

出席國際學術會議心得報告及發表論文

行政院國家科學委員會補助國內專家學者出席國際學術會議報告

報告人姓名	黃安斌	服務機構 及職稱	國立交通大學土木工程學系教授
時間 會議 地點	2005年9月11日至 2005年9月16日	本會核定 補助文號	NSC94-2211-E-009-043
會議 名稱	(中文)第十六屆國際土壤力學與大地工程會議 (英文) 16 th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering		
發表 論文 題目	(中文)台灣中西部粉土質砂液化潛能分析 (英文) Assessment of Liquefaction Potential for a Silty Sand in Central Western Taiwan		
<p>一、參加會議經過</p> <p>會議於2005年9月12至16日舉行五天。本人於9月11日抵達日本大阪9月16日返國。與會期間以 Oral presentation 方式發表 Assessment of Liquefaction Potential for a Silty Sand in Central Western Taiwan 論文。</p> <p>二、與會心得</p> <p>收集國際間近來在大地工程研究方面之資訊，展示交通大學研究之成果，本次會議收穫豐盛。</p> <p>三、考察參觀活動(無是項活動者省略)</p> <p>四、建議</p> <p>五、攜回資料名稱及內容</p> <p>會議論文集一份，廠商資料多份。</p> <p>六、其他</p>			

Assessment of liquefaction potential for a silty sand in central western Taiwan

A.B. Huang, Y.T. Huang & F.J. Ho

Department of Civil Engineering, National Chiao Tung University, Hsin Chu, TAIWAN

ABSTRACT: The Chi Chi earthquake of September 21, 1999 triggered extensive soil liquefaction in silty sand deposits in Central Western Taiwan. The post Chi Chi earthquake studies indicated that the fines content adjustments according to the simplified procedure could cause rather inconsistent results amongst various assessment methods. The authors performed a series of cone penetration chamber calibration tests and cyclic triaxial tests on remolded Mai Liao Sand (MLS) specimens, with various fines contents and densities. The triaxial cell was equipped with bender elements and shear wave velocity (V_s) was measured prior to the cyclic shearing test. With these data, the authors were able to calibrate the correlations among CRR, cone tip resistance (q_c) and V_s for MLS. A test site was developed in Yuan Lin County where standard penetration test (SPT), seismic piezocone and field V_s measurements were performed and low disturbance silty sand samples using a Laval sampler were taken. A series of cyclic triaxial tests were conducted on the Laval samples with V_s measurements using bender elements. These field and laboratory test results were used to validate the correlations among CRR, q_c and V_s from calibration tests and the simplified procedure typically used in liquefaction potential assessment. This paper describes the laboratory calibration tests on MLS, results from Yuan Lin test site studies and discusses their implications in the assessment of liquefaction potential for the silty sand in this region.

RÉSUMÉ: Le tremblement de terre de Chi Chi du 21 Septembre, 1999 a déclenché considérablement la liquéfaction du sable à l'ouest centrale de Taïwan. L'étude de la poste de tremblement de terre de Chi Chi a indiquée que avec les ajustements de contenu fin d'après la procédure existée peuvent causer plutôt les résultats inconsistants parmi les méthodes de l'évaluation variée. Les études existées n'ont pas conduit à consensus comme si les fins peuvent augmenter ou diminuer la résistance cyclique de sable. Les auteurs exécutent une série d'essai de CPT et les essais triaxiales sur l'échantillon de sable de Mai Liao (MLS), avec les densités et contenus fins variés. L cellule triaxiale a équipée avec les éléments centreuses et V_s a mesurée pour tous les échantillons MLS antérieur à l'essai de cisaillement cyclique. Avec les données, les auteurs ont été capable de calibrer les corrétions parmi CRR, q_c et V_s pour MLS. Une entroit d'essai a développée à la région de Yuan Lin ou SPT, la piezocone seismique et la mesure de terrain V_s ont été exécutés et l'échantillon de sable peu perturbé utilisant une échantillon de Laval sont faites. Une série des essais triaxiales cycliques ont été conduit à l'échantillon de Laval avec les mesures V_s utilisant les éléments centreuses. Les résultats des essais de laboratoire et de terrain ont été utilisés à valider les corrétions parmi CRR, q_c et V_s par les essais calibrés. Cette article décrit les essais calibrés de la laboratoire sur le MLS, les résultats des études de terrin de Yuan Lin et discut les implications sur l'évaluation de la liquéfaction potentielle pour le sable dans cette région.

1 INTRODUCTION

Field test results such as the N value from standard penetration test (SPT), cone tip resistance (q_c) from cone penetration test (CPT) or shear wave velocity (V_s) have been used to assess the liquefaction potential for sand under the framework of simplified procedure (Youd et al., 2001). The simplified procedure uses an empirical correlation between the cyclic resistance ratio (CRR) and the field test results according to field observations. These CRR correlations basically provide a clean sand base curve and a suggested procedure to account for fines content for sands with fines. The effects of plastic or non-plastic fines on the behavior of sand have been a subject of geotechnical research for many decades. These research activities however, have mostly been limited to cyclic shearing tests on soil samples in laboratory. The laboratory studies have not lead to a consensus as to whether fines can increase or decrease the undrained strength or cyclic resistance of sand as described by Polito (1999). On the other hand, systematic studies on the effects of fines on N, q_c or V_s have rarely been reported. With these drawbacks, Youd et al. (2001) emphasized that the CRR corrections based on fines contents should be used with engineering judgment and caution.

The Chi Chi earthquake ($M_w = 7.6$) triggered extensive soil liquefaction in Central Western Taiwan. The sand deposit in this region often had significant amounts of fines. When per-

forming back analysis of sand liquefaction potential in this region, the selection of field test method, its CRR correlation and the associated fines content corrections could lead to significantly different results (Huang et al., 2003). It would thus seem desirable to study as to how the fines affect the correlations between the field test results and CRR at least in this region. Mai Liao Sand (MLS) and Yuan Lin Sand (YLS) are typical silty fine sand found in Central Western Taiwan. These sands were used as the subject of the field and laboratory experiments.

2 GEOLOGICAL ORIGIN AND PHYSICAL PROPERTIES OF MLS AND YLS

The origin of both MLS and YLS was the central mountain range that lied on the east side of Taiwan. Weathered sedimentary and metamorphic rocks on steep slopes were eroded by rainfall and transported by rapidly flowing streams before deposition on the west plain, to a thickness of several hundred meters. The process of transportation ground the fractured rock into sand and silt particles. Fig. 1 shows grain size distribution curves of MLS and YLS samples taken from the field. MLS and YLS both had significant amounts of muscovite and chlorite, in addition to quartz. The minimum void ratios (e_{min}) and maximum void ratios (e_{max}) with the fines contents (FC) to be described in this paper, specific gravity (G_s), liquid and plastic

limits (L.L. and P.L.) of particles passing No. 200 sieve of MLS and YLS are summarized in Table 1.

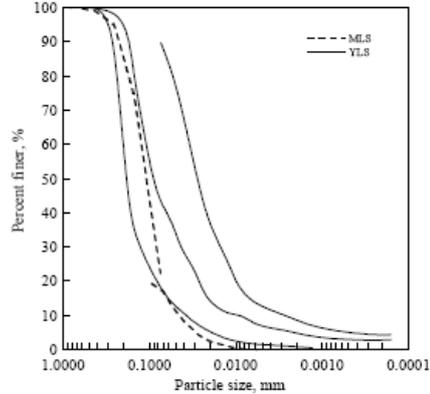


Figure 1. Grain size distribution curves of MLS and YLS.

Table 1. Physical properties of MLS and YLS.

Sand	MLS					YLS	
FC, %	0	15	30	50	18	43	89
e_{min}	0.65	0.59	0.59	0.56	0.85	0.86	1.01
e_{max}	1.13	1.06	1.21	1.31	1.29	1.27	1.69
G_s	2.69 - 2.71		2.72		2.73	2.75	
L.L., %	32					21 - 40	
P.L., %	24					8 - 28	

3 LABORATORY CPT CALIBRATION IN MLS

A series of 94 CPT calibration tests were performed in MLS. Four levels of fines contents, FC (0%, 15%, 30% and 50%), three initial relative densities, D_{r0} (50%, 70% and 85%), three levels of effective vertical stress, σ'_v (100, 200 and 300 kPa), and three types of effective horizontal stress, σ'_h to σ'_v ratios, K (= 0.5, 1 and 2) were applied with a few exceptions. The D_{r0} was limited to 50% for CPT in specimens with FC=30%. Most of the K values were 1 for CPT in specimens with FC=50%, while D_{r0} varied from 50% to 70%. The chamber specimen prepared by dry deposition (DD) method had a diameter of 525 mm diameter and a height of 760-815 mm. The chamber was designed to provide constant stress lateral boundary conditions only. Details of the chamber design and its capabilities are referred to Huang et al. (1999).

A comparison of cone tip resistance (q_c) from CPT performed in dry and saturated specimens with fines contents of 15, 30 and 50% are presented in Fig. 2. When FC = 15%, the q_c in dry and saturated specimens agreed within 5%, after reaching a penetration depth of 300mm. We can conclude that CPT performed in MLS with fines contents less than 15% may be considered a drained test. Thus, all tests with FC=0% were conducted in dry specimens. When FC = 30%, q_c in a dry specimen could be more than twice the value as in a saturated specimen. When FC = 50%, the q_c in a dry specimen was over three times that in a saturated specimen. It is apparent that as fines content exceeded 30%, the CPT could no longer be considered a drained test. The equation proposed by Fioravante et al. (1991) was used as a framework to establish an empirical equation for the interpretation of CPT in MLS as

$$\frac{q_c}{P_{a2}} = C_0 \times \left[\frac{\sigma'_v}{P_a} \right]^{C_1} \times \left[\frac{\sigma'_h}{P_a} \right]^{C_2} \times \exp[C_3 \times e] \quad (1)$$

where

- P_a = one atmosphere in the same units as σ'_v
- P_{a2} = one atmosphere in the same units as q_c
- e = void ratio after specimen consolidation

C_0 , C_1 , C_2 , and C_3 are coefficients to be determined by matching Eq (1) to the CPT data through a regression analysis. Table 2 summarizes the coefficients derived from the regression analysis. A separate set of coefficients was computed for the CPT in specimens with different fines contents. The minimum coefficient of correlation (ρ) between the test values and those computed by Eq (1) is 0.93 as shown in Table 2.

Rearranging Eq (1) so that,

$$C_0 \times [K]^{C_2} \times \exp[C_3 \times e_c] = \left[\frac{q_c}{P_{a2}} \right] \left[\frac{P_a}{\sigma'_v} \right]^{C_1+C_2} = q_{cIN} \quad (2)$$

where q_{cIN} is the q_c normalized to σ'_v of 100 kPa. C_0 is much larger than C_1 , suggesting that σ'_h is a more significant contributing factor to q_c than σ'_v . Table 2 shows that the stress exponent (n) or $(C_1 + C_2)$ increased from 0.45 to 0.80 as the fines contents changed from 0 to 50%. This trend is consistent with that reported by Olsen and Malone (1988). The absolute values of C_0 and C_3 decrease with the fines content. This phenomenon is consistent with the fact that as the fines content increases, the sand becomes less dilatant (or more compressible), and thus offers less resistance to cone penetration. In the case when fines content reached 30%, the cone penetration became partially drained and the cone penetration induced pore pressure was significant enough to result in much reduced tip resistance.

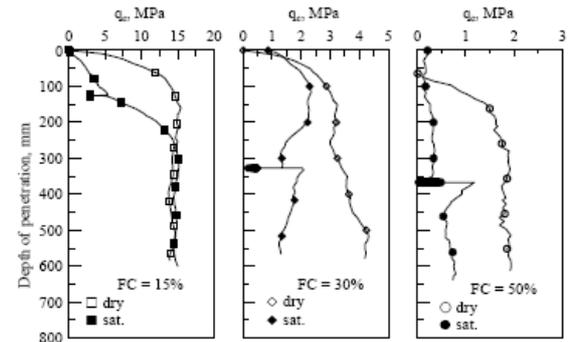


Figure 2. CPT in MLS with different fines contents.

Table 2. Coefficients of Eq (1).

FC, %	C_0	C_1	C_2	C_3	ρ
0	383	0.03	0.42	-2.02	0.94
15	236	0.23	0.44	-1.63	0.96
30	26	0.02	0.77	-1.04	0.95
50	316	0.69	0.11	-6.05	0.93

4 LAVAL SAMPLING AND FIELD TESTS IN YLS

Konrad et al. (1995) reported their success in obtaining undisturbed silty sand samples from below the ground water table without freezing. A 200mm diameter and 500 high sample could be obtained with the Laval Sampler. In order to prevent soil structure damage during transportation for sand with low fines content, Konrad et al. (1995) developed a method to freeze the Laval sample (LS) above ground. The soil, while remained in the sampling tube, was gradually frozen from top of the sample using dry ice, in approximately 24 hours. Bottom drainage was provided to release pore water due to volume expansion during freezing.

The LS along with a series of in situ tests that included SPT, seismic piezocone, and P-S logging were performed at a test site in Yuan Lin Township of Chang Hua County. The boreholes and test locations were distributed within a diameter of 10m. Fig. 3 describes the soil profiles obtained from these series of

sampling in situ tests. Properties of the Laval samples are shown in Table 3.

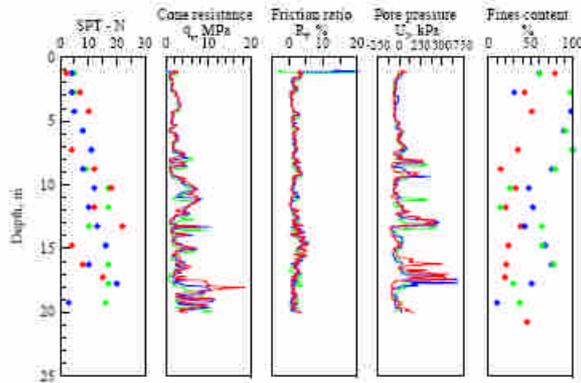


Figure 3. Profiles of test results at the Yuan Lin test site

Table 3. Summary of Laval samples.

Bore hole	LS-1			LS-2			LS-3		
Dep. m	3.3	6.1	10.8	3.5	9.0	10.9	3.6	5.9	11.0
	3.8	6.6	11.3	4.1	9.5	11.4	4.1	6.4	11.4
FC, %	43	91	20	31	75	48	43	89	18
L.L.	21	40	25	24	26	22	21	31	25
P.L.	14	28	14	12	16	8	14	19	14

5 LABORATORY MEASUREMENTS OF CRR AND V_s

The CRR were measured using stress controlled cyclic triaxial tests where the soil specimen was consolidated under an isotropic effective confining stress σ'_c and then subjected to a cyclic deviator stress, σ_d in axial direction. Specimens used included undisturbed Laval samples from Yuan Lin and MLS samples reconstituted by moist tamping (MT). The CRR measurements were conducted with $\sigma'_c = 100$ and 200 kPa, where we have the most interest in soil liquefaction potential assessment. CRR is defined as the $\sigma_d/2\sigma'_c$, that produces an axial strain of 5% in double amplitude in 15 cycles (N_c) of uniform load application. A back pressure of 300 kPa was used in all the cyclic triaxial tests. The top cap and pedestal of the triaxial cells were equipped with bender elements. The shear wave velocity, V_s was measured using the bender elements, prior to the cyclic triaxial test. Because of the high compressibility of MLS and YLS, the e value after soil consolidation was used in analyzing the test data.

Upon cyclic triaxial test on undisturbed LS, the sample was dismantled to make reconstituted specimens. For the YLS, reconstituted specimens were made following the MT and water sedimentation (WS) methods. Fig. 4 depicts the cyclic triaxial test results on YLS. The increase of fines content had a tendency to lower the CRR. Available data indicated that undisturbed LS had higher CRR than those of reconstituted specimens. Specimens prepared by MT had higher CRR than those prepared by WS.

The MLS was first sieved through a #200 sieve to separate the fines. The coarse and fine particles were then blended to obtain the desired fines content. The test specimens were created following the MT method. FC of 0, 15 and 30% were used in the cyclic triaxial tests on MLS. The shear velocity was measured using the bender elements in this series of cyclic triaxial tests. Figs. 5 and 6 depict the cyclic triaxial test results on reconstituted MLS. For a given e , the CRR decreased with

fines contents as in the case of YLS. Additional tests on MLS reported by Huang et al. (2004) showed that specimens prepared by MT had higher CRR than those in turn by WS and DD. The available tests on MLS indicated that for a given e , the CRR was significantly lower as σ'_c increased from 100 to 200 kPa.

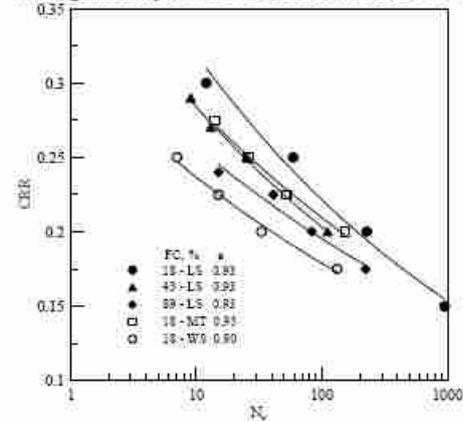


Figure 4. Cyclic resistance of undisturbed YLS.

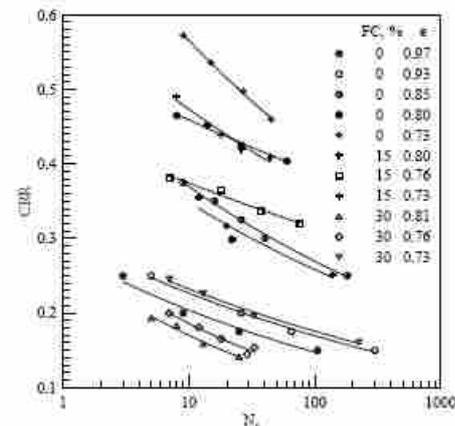


Figure 5. Cyclic resistance of reconstituted MLS under σ'_c of 100 kPa.

6 RELATIONSHIPS AMONG CRR, q_{c1N} AND V_s

The laboratory measured q_c and/or V_s values obtained in MLS and YLS were smaller in comparison with those in reconstituted clean, quartz dry sand samples under the same states (Huang et al., 1999; and Huang et al., 2004). These lower values are most likely related to the relatively soft and crushable nature of YLS and MLS, and the effects of fines. For the combinations of FC, e and $\sigma'_c = \sigma'_h = 100$ and 200 kPa, the corresponding q_{c1N} in MLS was computed according to Eq. (2). The CRR values from Figs. 5 and 6, and additional data of cyclic triaxial tests on reconstituted MLS prepared by WS and DD methods reported in Huang et al. (2004) were used to establish the CRR- q_{c1N} and CRR- V_s as shown in Figs. 7 and 8. The triaxial and CPT calibration tests both indicated that under a given density and stress condition, the CRR and q_{c1N} were lower, as FC increased from 0 to 15%. The decrease of CRR from triaxial tests was however, more significant than q_{c1N} as FC increased from 0 to 15%. As a result, the q_{c1N} was only slightly smaller for a given CRR as FC increased from 0 to 15%, this difference is much less significant than that reported by Stark and Olson (1995). Also, for a given CRR, the corresponding q_{c1N} appears to be lower than suggested by Stark and Olson (1995). As FC increased to 30%, q_{c1N} became much smaller. For the limited CRR values from tests on undisturbed YLS Laval samples, the corresponding q_{c1N} were chosen from the field measurements as shown in Fig. 3, at con-

parable depths where the LS were taken. The results from tests in MLS and YLS both indicated a rather similar CRR- q_{c1N} correlation until fines content exceeded 30%.

The establishment of the relationship between CRR and V_{s1} was straight forward as they both were measured in the same specimen. Fig. 8 shows a plot of CRR versus V_{s1} (V_{s1} normalized to σ'_v of 100 kPa) and their comparison with the correlations proposed by Andrus and Stokoe (2000). For a given CRR, the V_{s1} value from laboratory tests on MLS and YLS specimens were generally smaller than those suggested by Andrus and Stokoe (2000). Unlike CPT however, there was no significant differences in the CRR- V_{s1} correlation as FC increased from 0 to 30%.

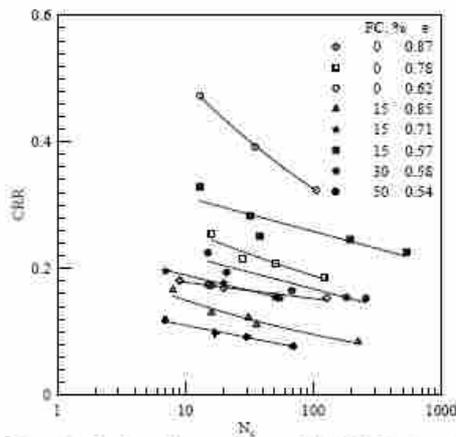


Figure 6. Cyclic resistance of reconstituted MLS under σ'_v of 200 kPa.

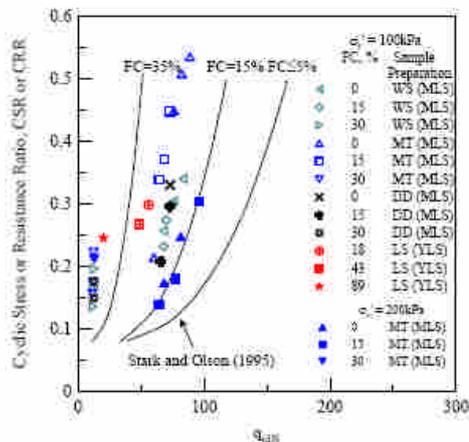


Figure 7. Correlation between CRR and q_{c1N} .

7 CONCLUDING REMARKS

The available data showed that the CRR- q_{c1N} and CRR- V_{s1} correlations developed from the laboratory/field tests on MLS and YLS consistently fell to the left of those proposed by Stark and Olson (1995) and Andrus and Stokoe (2000), respectively. This discrepancy may be due to differences in soil grain characteristics and conservatism rightfully applied in those correlations by Stark and Olson (1995) and Andrus and Stokoe (2000).

Neither CPT nor field shear wave velocity measurement involve soil sampling. Unless soil samples were taken, the amount of fines content would have to be estimated or inferred from empirical soil classification methods in the case of CPT. The amount of adjustment in q_{c1N} or V_{s1} can be very sensitive to fines content according to the commonly used simplified procedures. The high sensitivity coupled with uncertainties in the es-

timination of fines contents may well be the reasons for inconsistent results in assessing the liquefaction potential in Central Western Taiwan when applying different assessment methods. The data presented in this paper do not support the idea of fines content adjustment in its conventional sense. The fines content and its q_{c1N} adjustment becomes important only when the fines start affecting the drainage condition in CPT. The test data also indicate that there seems to be no need to distinguish the CRR- V_{s1} correlations according to fines content, at least for MLS and YLS.

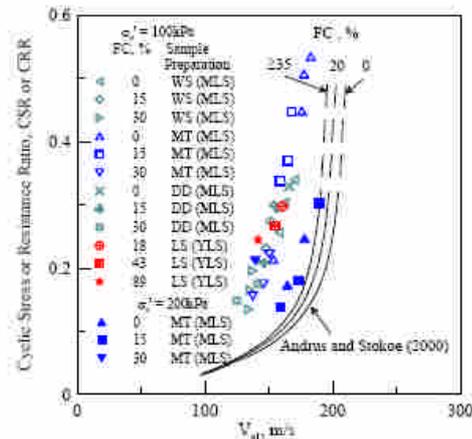


Figure 8. Correlation between CRR and V_{s1} .

8 REFERENCES

- Andrus, R.D., and Stokoe, K.H., II, 2000, "Liquefaction Resistance of Soils from Shear-Wave Velocity," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.126, No.11, pp.1015-1025.
- Fioravante, V., Jamiolkowski, M., Tanizawa, F., and Tatzuoka, F., 1991, "Results of CPT's in Toyoura Quartz Sand," *Proceedings of the International Symposium on Calibration Chamber Testing*, Potsdam, New York, 1991, pp.135-146, Elsevier.
- Huang, A.B., Hsu, H.H., Chang, J.W., 1999, "The Behavior of a Compressible Silty Fine Sand," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.36, No.1, pp.88-101.
- Huang, A.B., Lee, D.H., Lin, P.S., Tsai, J.S., Lin, C.P., Chi, Y.Y., Ku, C.S., Chen, J.W., Juang, C.H. and Liou, Y.J., 2003, "Lessons Learned from the Post Chi Chi EQ Geotechnical Explorations in Central Western Taiwan," *Proceedings, 12th Pan American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Cambridge, Massachusetts, edited by Culligan et al., Vol.1, pp.245-252.
- Huang, Y.T., Huang, A.B., Kuo, Y.C., and Tsai, M.D., 2004, "A laboratory Study on the Undrained Strength of a Silty Sand from Central Western Taiwan," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.24, No.9-10, pp.733-743.
- Konrad, J.M., St-Laurent, S., Gilbert, F., and Leroueil, S., 1995, "Sand Sampling below the Water Table using the 200 mm Diameter Laval Sampler," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 32, pp.1079-1086.
- Olsen, R.S., and Malone, P.G., 1988, "Soil Classification and Site Characterization Using the Cone Penetration Test," *Proceedings, Penetration Testing 1988*, De Ruiter Balkema, Rotterdam, ISOPT-1, Orlando, Florida. Edited by De Ruiter, Balkema, Rotterdam, Vol.2, pp.887-893.
- Polito, C.P., 1999, "The Effects of Nonplastic and Plastic Fines on the Liquefaction of Sandy Soils," Ph.D. Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia.
- Stark, T.D., and Olson, S.M., 1995, "Liquefaction Resistance Using CPT and Field Case Histories," *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.121, No.12, pp. 856-869.
- Youd, T.L., et al., 2001, "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.127, No.10, pp.817-833.

出席國際學術會議報告

計畫編號 NSC 95-2221-E-009-202

計畫名稱粉土細砂非擾動取樣技術之研發與室內力學性質之量測(2/3)

出國人員姓名

服務機關及職稱

黃安斌，國立交通大學土木工程學系教授

會議時間地點奧地利維也納以及美國華盛頓州之西雅圖

會議名稱

European Geosciences Union 2007 (EGU2007) (維也納)

Robert D. Holtz Symposium (西雅圖)

發表論文題目

Monitoring of the Hungtsaiping Landslide of Nantou, Taiwan (維也納)

Correlations among q_c , V_s and Cyclic Resistance of a Silty Sand According to Laboratory and Field Measurements (西雅圖)

一、參加會議經過

由於必須參與兩個時間連續之會議，受時間與經費之限制決定採購環球機票。此機票之限制是必須有 10 天的旅程，並在歐洲停留兩點，每點停留時間超過 24 小時。本人於台灣時間 2007 年 4 月 13 日啟程，於維也納當地時間 4 月 14 日早上抵達會議地點。4 月 16 日下午 14:45 至 15:00 於 NH3.03 “Multidisciplinary monitoring, characterization and early warning projects on large landslides” session 中作專題演講。4 月 17 日上午赴荷蘭

Amsterdam 停留一天以符合飛機票之要求，於 4 月 18 日啟程經 Washington D.C.於當天晚

間抵達美國華盛頓州之西雅圖市。本人於 4 月 21 日受美國華盛頓州西雅圖土木工程師學會邀請於為期一天之 Robert D. Holtz Symposium 發表演講，主題為”Correlations among c, q, s, V and Cyclic Resistance of a Silty Sand According to Laboratory and Field Measurements”。4 月 23 日返國。

二、與會心得

同時被邀請在 Robert D. Holtz Symposium 發表演講之講員包括 Clyde Baker, Milton Harr, Raymond Krizek, 與 Michele Jamiolkowski 等四位美國國家院士。其中 Raymond Krizek 之演講為 2007 年度美國之 Terzaghi Lecture。能與以上講員共同演講是極高之榮譽。兩項會議都圓滿達成任務，並收集國際間近來在相關研究方面之資訊，收穫豐盛。

Correlations among q_c , V_s and Cyclic Resistance of a Silty Sand According to Laboratory and Field Measurements

An-Bin Huang¹, Yuan-Yu Tai²

¹ Professor, ² Graduate Research Assistant, Department of Civil Engineering,
National Chao Tung University, Hsin Chu, Taiwan 30050

ABSTRACT

To ascertain the effects of low to medium plastic fines on liquefaction potential assessment, under the framework of simplified procedure, the authors performed a series of laboratory and field calibration tests in silty sand from Central Western Taiwan. The laboratory tests included cone penetration tests (CPT) in a calibration chamber and cyclic triaxial tests on reconstituted Mai Liao Sand specimens. Seismic CPT and low disturbance soil samples were taken using Laval sampler at a test site in Yuan Lin. Cyclic triaxial tests were conducted on the low disturbance soil samples. The triaxial cell was equipped with bender elements to measure shear wave velocity (V_s) of the soil specimens. With these data, the correlations among cyclic resistance ratio, cone tip resistance, V_s and fines contents for the tested silty sand can be readily evaluated. This paper describes the results of these laboratory and field calibration tests and discusses their implications in the assessment of liquefaction potential for the silty sand in this region.

Key Words: liquefaction, sand, cone penetration test, shear wave velocity, fines content.

1. INTRODUCTION

The Chi Chi earthquake of September 21, 1999 triggered extensive soil liquefaction in Central Western Taiwan. The assessment of soil liquefaction potential in this region, when applying the simplified procedure, often involved significant amounts of fines content adjustments. The post Chi Chi earthquake studies showed that the fines content adjustment could cause rather inconsistent results amongst various assessment methods (Huang et al., 2003). The simplified liquefaction potential assessment involves the use of a correlation between cyclic resistance ratio (CRR) and field test results such as N value from standard penetration test (SPT), cone tip resistance (q_c) from cone penetration test (CPT) or shear wave velocity (V_s). Essentially all of the available correlations have been derived empirically based on field observations (Youd et al., 2001). These correlations provide a clean sand base curve and a suggested procedure to account for fines content (FC) for sands that contain various amounts of fines (particles passing #200 sieve). There appears to be a general consensus that, for a given field test value, the corresponding CRR increases with fines content, regardless of what field test method is chosen. On the other hand, systematic studies on the effects of fines on SPT, CPT or V_s have rarely been reported. Little is known as to why there is a need for the field test value adjustment due to

finer content. The authors performed a series of cone penetration chamber calibration tests and cyclic triaxial tests on reconstituted Mai Liao Sand (MLS) specimens, with various fines contents and densities. Mai Liao is located on the western shore of Taiwan. The triaxial cell was equipped with bender elements and shear wave velocity (V_s) was measured prior to the cyclic shearing test. A test site was developed in Yuan Lin County where standard penetration test (SPT), seismic piezocone and field V_s measurements were performed and low disturbance silty sand samples taken using a Laval sampler. Yuan Lin is situated at approximately 20km northwest of Mai Liao. A series of cyclic triaxial tests were conducted on the natural Yuan Lin Sand (YLS) specimens with V_s measurements using bender elements. The laboratory tests allow the correlations among CRR, q_c , V_s and fines contents and how sample disturbance plays a role in these correlations be evaluated.

2. GEOLOGICAL ORIGIN AND PHYSICAL PROPERTIES OF MLS and YLS

The origin of both MLS and YLS was the central mountain range that lied on the east side of Taiwan. Weathered sedimentary and metamorphic rocks on steep slopes were eroded by rainfall and transported by rapidly flowing streams before deposition on the west plain, to a thickness of several hundred meters. The process of transportation ground the fractured rock into sand and silt particles. **Figure 1** shows grain size distribution curves of MLS and YLS samples taken from the field. MLS and YLS both had significant amounts of relatively soft muscovite and chlorite, in addition to quartz. The muscovite contents are much more significant in fines than the coarse material. More details on the geological background of MLS and YLS, their grain characteristics and mineral contents can be found in Huang et al. (2004) and Huang and Huang (2007).

3. LABORATORY CPT CALIBRATION IN MLS

A series of 94 CPT calibration tests were performed in MLS. The sand was sieved through a #200 sieve to separate the sand from silt sized particles. The coarse and fine materials were then blended together to form specimens with the desired fines content. Four levels of fines contents, FC (0%, 15%, 30% and 50%), three initial relative densities, D_{ro} (50%, 70% and 85%), three levels of effective vertical stress, σ'_v (100, 200 and 300 kPa), and three types of effective horizontal stress, σ'_h to σ'_v ratios, K (= 0.5, 1 and 2) were applied with a few exceptions. The D_{ro} was limited to 50% for CPT in specimens with FC=30%. Most of the K values were 1 for

CPT in specimens with FC=50%, while D_{r0} varied from 50% to 70%. The basic properties of the MLS, along with the minimum void ratio (e_{min}) and maximum void ratio (e_{max}) for MLS with various fines contents are shown in Table 1.

The medium sized chamber, as schematically shown in Figure 2 was designed to provide constant stress lateral boundary conditions only. The chamber system allows the specimen be saturated under a back pressure and perform CPT calibration tests. All specimens had a diameter of 525 mm diameter and a height of 760-815 mm. Details of the chamber design and its capabilities are referred to Huang et al. (1999). The chamber specimens were prepared by dry deposition (DD) method.

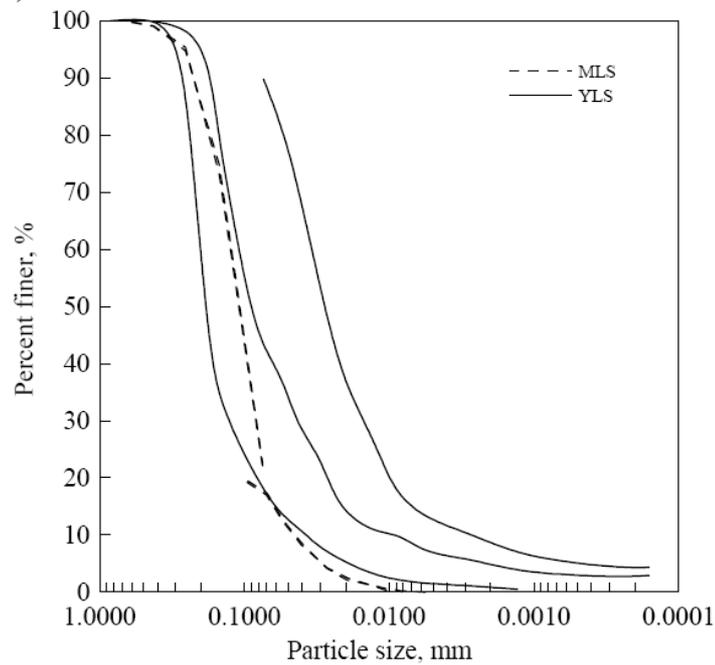


Figure 1. Grain size distribution curves of MLS and YLS.

Table 1. Physical properties of MLS.

FC, %	0	15	30	50
e_{min}	0.65	0.59	0.59	0.56
e_{max}	1.13	1.06	1.21	1.31
G_s	2.69 – 2.71			
L.L., %	32			
P.L., %	24			

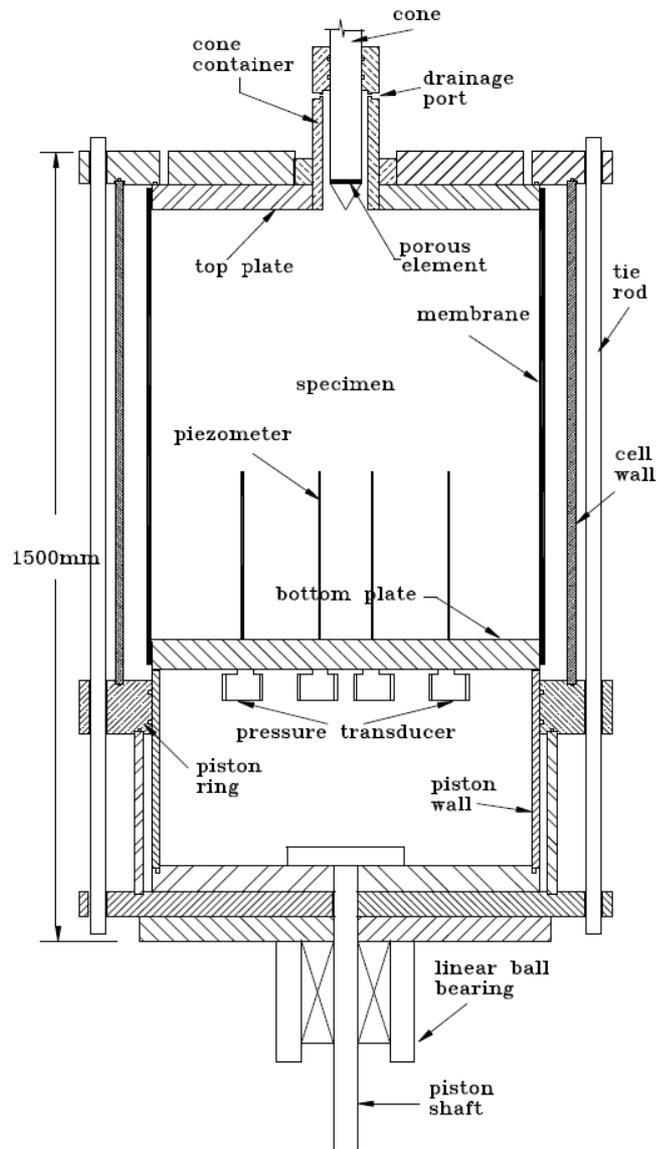


Figure 2. The medium sized calibration chamber.

A comparison of q_c from CPT performed in dry and saturated specimens with fines contents of 15, 30 and 50% are presented in Figure 3. When FC = 15%, the q_c in dry and saturated specimens agreed within 5%, after reaching a penetration depth of 300mm. We can conclude that CPT performed in MLS with fines contents less than 15% may be considered a drained test. Thus, all tests with FC=0% were conducted in dry specimens. When FC = 30%, q_c in a dry specimen could be more than twice the value as in a saturated specimen. When FC = 50%, the q_c in a dry specimen was over three times that in a saturated specimen. It is apparent that as fines content exceeded 30%, the CPT could no longer be considered a drained test. The equation proposed by Fioravante et al. (1991) was used as a framework to establish an empirical

equation for the interpretation of CPT in MLS as

$$\frac{q_c}{P_{a2}} = C_0 \times \left[\frac{\sigma'_v}{P_a} \right]^{C_1} \times \left[\frac{\sigma'_h}{P_a} \right]^{C_2} \times \exp[C_3 \times e] \quad (1)$$

where

- P_a = one atmosphere in the same units as σ'_v
 P_{a2} = one atmosphere in the same units as q_c
 e = void ratio after specimen consolidation

C_0 , C_1 , C_2 , and C_3 are coefficients to be determined by matching Eq (1) to the CPT data through a regression analysis. **Table 2** summarizes the coefficients derived from the regression analysis. A separate set of coefficients was computed for the CPT in specimens with different fines contents. The minimum coefficient of correlation (ρ) between the test values and those computed by Eq (1) is 0.93 as shown in **Table 2**. Rearranging Eq (1) so that,

$$C_0 \times [K]^{C_2} \times \exp[C_3 \times e] = \left[\frac{q_c}{P_{a2}} \left[\frac{P_a}{\sigma'_v} \right]^{C_1+C_2} \right] = q_{c1N} \quad (2)$$

where q_{c1N} is the q_c normalized to σ'_v of 100 kPa. C_0 is much larger than C_1 , suggesting that σ'_h is a more significant contributing factor to q_c than σ'_v . **Table 2** shows that the stress exponent (n) or ($C_1 + C_2$) increased from 0.45 to 0.80 as the fines contents changed from 0 to 50%. This trend is consistent with that reported by Olsen and Malone (1988). The absolute values of C_0 and C_3 decrease with the fines content. This phenomenon is consistent with the fact that as the fines content increases, the sand becomes less dilatant (or more compressible), and thus offers less resistance to cone penetration. In the case when fines content reached 30%, the cone penetration became partially drained and the cone penetration induced pore pressure was significant enough to result in much reduced tip resistance.

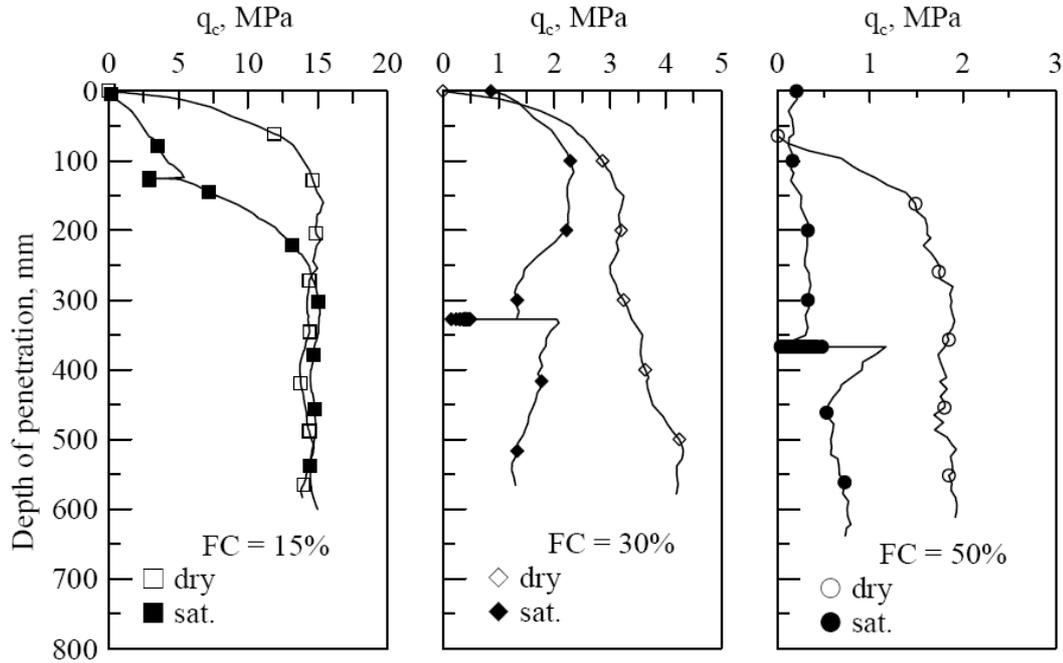


Figure 3. CPT in MLS with different fines contents.

Table 2. Coefficients of Eq (1).

FC, %	C_0	C_1	C_2	C_3	ρ
0	383	0.03	0.42	-2.02	0.94
15	236	0.23	0.44	-1.63	0.96
30	26	0.02	0.77	-1.04	0.95
50	316	0.69	0.11	-6.05	0.93

4. LAVAL SAMPLING AND FIELD TESTS IN YLS

Konrad et al. (1995) reported their success in obtaining undisturbed sand samples from below the ground water table under its ambient temperature. A 200mm diameter and 500 high sample could be obtained with the Laval Sampler. In order to prevent soil structure damage during transportation for sand with low fines content, Konrad et al. (1995) developed a method to freeze the Laval sample (LS) above ground. The soil, while remained in the sampling tube, was gradually frozen from top of the sample using dry ice, in approximately 24 hours. Bottom drainage was provided to release pore water due to volume expansion during freezing.

The LS along with a series of in situ tests that included SPT, seismic piezocone (SCPTU), spectrum analysis of surface waves (SASW) and P-S logging were performed at a test site in Yuan Lin. The boreholes and test locations were distributed within a diameter of 10m. Figure 4 describes the soil profiles obtained from these series of sampling/in situ tests. The

big cone CPT) at a regular penetration rate of 20 mm/sec. The results are also included in [Figure 4](#). The aim of big cone was to create a less drained CPT so that the effects of drainage could be enlarged by comparing results between slow and big cone CPT. The available u_2 from the slow CPT matched u_0 well in most part of the slow CPT and the corresponding q_c values from all three types of CPT did not reveal significant differences. The evidence seemed to indicate that all three types of CPT in these depth levels were close to a drained condition and thus had similar q_c . An important exception in u_2 profile was at depths close to 6m where u_2 from the slow CPT was still much higher than u_0 at the same depth and the higher u_2 coupled with a sharp drop in q_c . It is thus expected that all three types of CPT were partially drained at this depth level. The change in cone size and or penetration rate was not sufficient enough to cause significant effects on q_c . A review of [Table 3](#) would show that the fines contents close to 6m depth ranged from 89 to 91%.

5 LABORATORY MEASUREMENTS OF CRR AND V_s

Cyclic triaxial tests were performed on reconstituted MLS and YLS specimens and undisturbed Laval samples (LS) from Yuan Lin. The MLS was first sieved through a #200 sieve to separate the fines from the coarse material. The coarse and fine particles were then blended together to obtain the desired fines content. FC of 0, 15 and 30% were used in the cyclic triaxial tests on MLS. Methods used to create reconstituted MLS specimens included moist tamping (MT), dry deposition (DD) and water sedimentation (WS). The procedure of these specimen preparation methods are described in Huang et al. (2004). Details on the procedure in preparing frozen LS specimens for cyclic triaxial tests are referred to Huang and Huang (2007). After triaxial tests, the LS specimens were dismantled and remixed into reconstituted specimens by MT and WS methods, for additional tests. The CRR were measured using stress controlled cyclic triaxial tests where the soil specimen was consolidated under an isotropic effective confining stress σ'_c and then subjected to a cyclic deviator stress, σ_d in axial direction. CRR is defined as the $\sigma_d / 2\sigma'_c$ that produces an axial strain of 5% in double amplitude in 20 cycles (N) of uniform load application. A back pressure of 300 kPa was used in all the cyclic triaxial tests. Because of the high compressibility of MLS and YLS, the e value after soil consolidation was used in analyzing the test data. All CRR measurements were conducted with σ'_c of 100 and 200kPa where we have the most interest in liquefaction potential assessment. The top cap and pedestal of the triaxial cells were equipped with bender elements to measure the shear wave velocity, V_s of the specimen prior to the cyclic triaxial test. For comparison and correlation with CRR, V_s is normalized to σ'_v of 100 kPa as described by Andrus and Stokoe (2000) so that,

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.25} \quad (3)$$

Results of the cyclic triaxial tests on MLS prepared by DD method under σ'_c of 100 kPa

are shown in Figure 5. Figure 6 shows a typical comparison among CRR of MLS for specimens prepared by three different methods where CRR of MT method has the highest value and DD the minimum. The comparison in V_s measurements follows the same trend as shown in Figure 6. The CRR of MLS specimens prepared by DD method under σ'_c of 200 kPa are depicted in Figure 7.

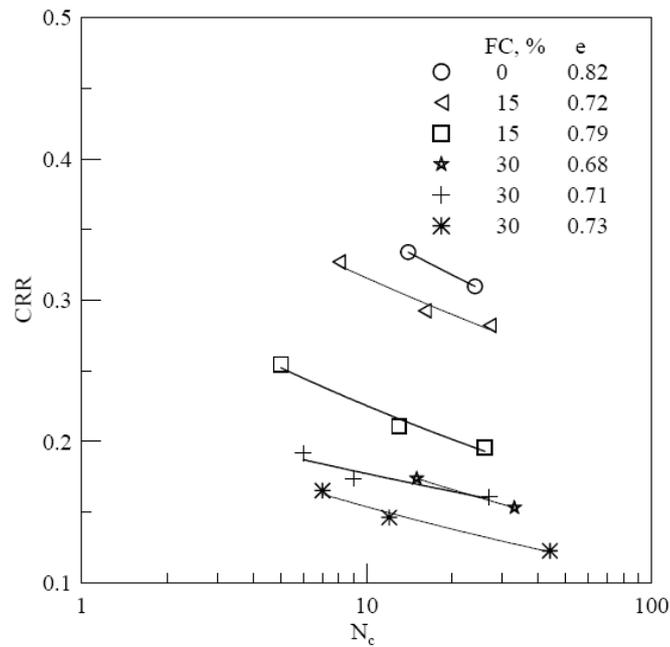


Figure 5. CRR of DD reconstituted MLS under σ'_c of 100 kPa.

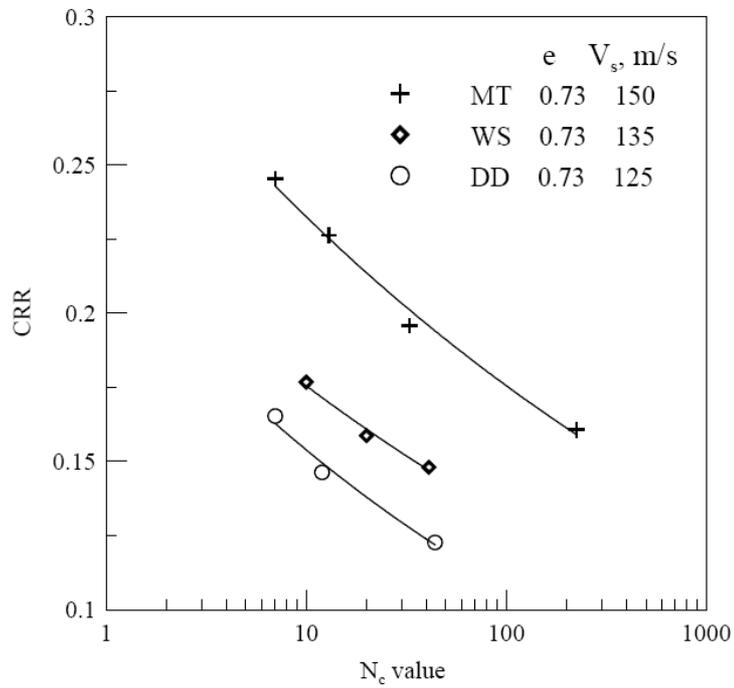


Figure 6. Comparison of CRR and V_s of MLS with FC = 30% under σ'_c of 100 kPa.

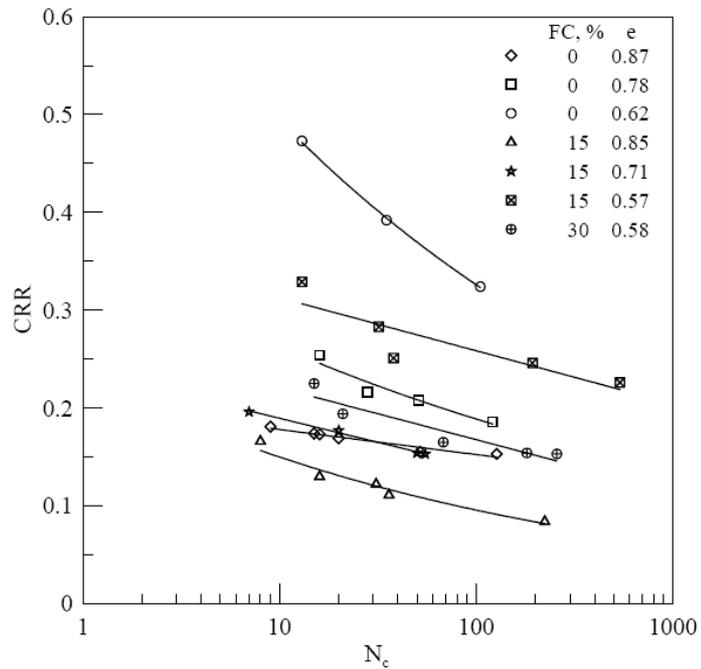


Figure 7. CRR of DD reconstituted MLS under σ'_c of 200 kPa.

Table 4 shows the LS specimens used in the cyclic triaxial tests. A comparison of the V_{s1} from laboratory LS specimens and those obtained in the field is demonstrated in Figure 8. The

laboratory values fall within the range of field measurements reflects the low level of disturbance of the LS specimens. **Figure 9** shows the bender element V_s measurements in LS and reconstituted YLS specimens under an effective confining stress (σ'_c) of 100 kPa. As in the case of CRR, V_s decreases with FC. Clearly, the V_s in the reconstituted specimens are significantly lower than those of the LS specimens even when the reconstituted specimens had much lower void ratios, regardless of the preparation method. The V_s values of both MLS and YLS are significantly lower than those of clean quartz sand under similar density and stress states applied in the tests described herein. **Figure 10** depicts the available cyclic triaxial test results on YLS. For LS specimens with very similar void ratios, the increase of fines content had a tendency to lower the CRR. Available data indicated that undisturbed LS had higher CRR than those of reconstituted specimens, again even when in many cases the reconstituted specimens had lower void ratios. Specimens prepared by MT had higher CRR than those prepared by WS.

Table 4. Physical properties of the selected Laval samples

Borehole	Sample No.	Depth, m	Gs	FC, %	Sample	e_{min}	e_{max}
LS-1	1	3.32-3.80	2.73	43	LS	0.86	1.27
					WS		
					MT		
LS-3	2	5.90-6.41	2.75	89	LS	1.01	1.69
					WS		
					MT		
LS-3	3	10.98-11.40	2.71	18	LS	0.85	1.29
					WS		
					MT		

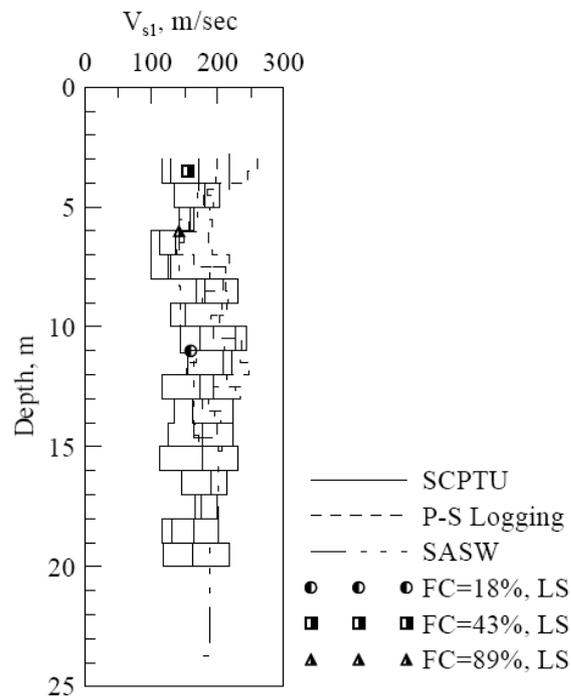


Figure 8. Laboratory versus field V_s measurements

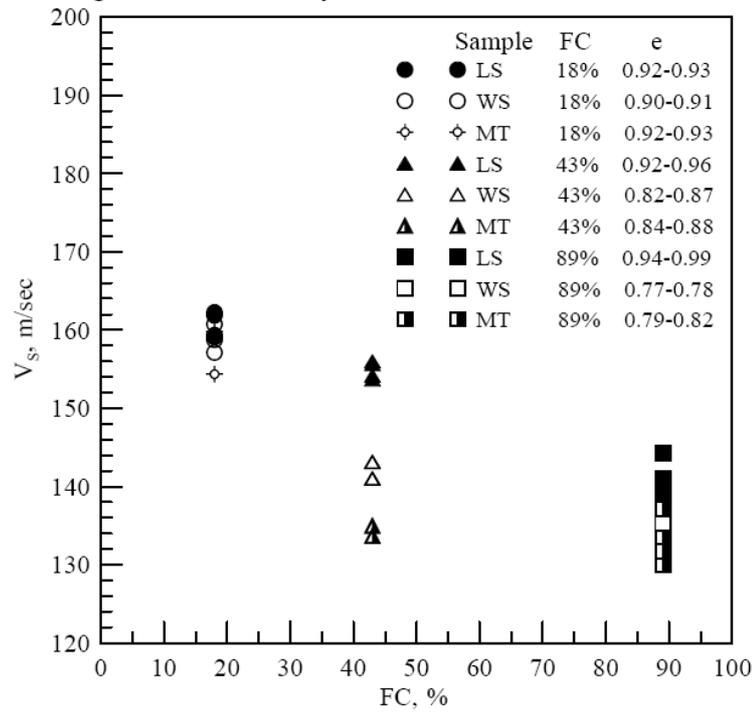


Figure 9. Comparison of V_s measurements of YLS specimens

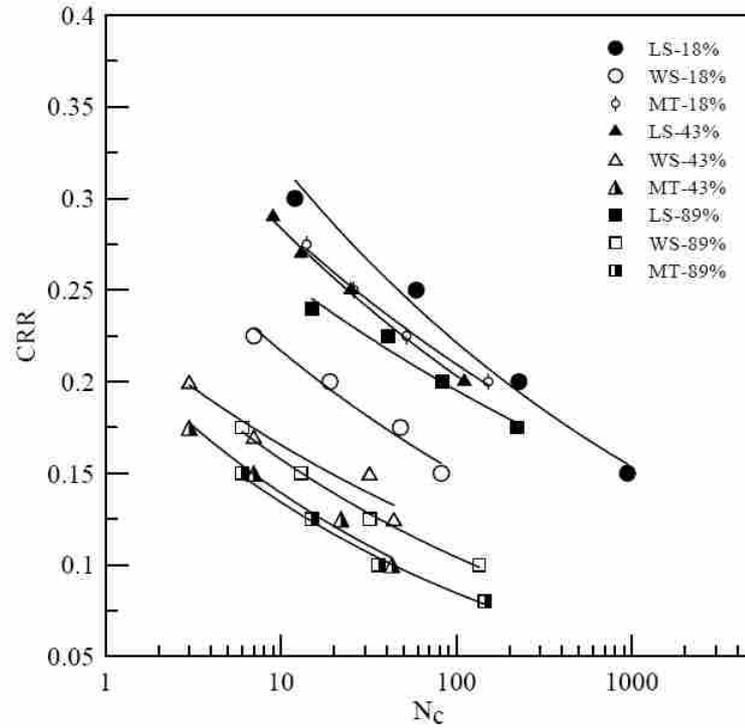


Figure 10. CRR of YLS specimens under σ'_c of 100 kPa.

6. RELATIONSHIPS AMONG CRR, q_c AND V_s

To establish the CRR- q_c correlation according to Robertson and Wride (1998), the q_{c1N} from calibration tests is adjusted to an equivalent clean sand value, $(q_{c1N})_{cs}$ using a fines content adjustment factor, K_C as

$$(q_{c1N})_{cs} = K_C q_{c1N} \quad (4)$$

K_C increases with the a soil behavior index, I_C that is computed according to normalized cone tip resistance, Q and sleeve friction, f_s as

$$I_C = \left[(3.47 - \log Q)^2 + (\log F + 1.22)^2 \right]^{0.5} \quad (5)$$

where

$$Q = \left(\frac{q_c - \sigma_v}{P_{a2}} \right) \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^n$$

$$F = \left[f_s / (q_c - \sigma_v) \right] 100$$

I_C relates to soil classification and increases with fines content. When I_C exceeds 2.6, the

sand is considered not liquefiable. The relevant data of I_c and FC from CPT in Yuan Lin test site and MLS calibration tests are plotted in Figure 11 with reference to the correlation suggested by Robertson and Wride (1998). For MLS the I_c was calculated using $n = (C_1 + C_2)$ according to values shown in Table 2. For YLS, the I_c was determined assuming $n = 0.5$. The field and laboratory data do not show a consistent correlation between FC and I_c as depicted in Figure 11.

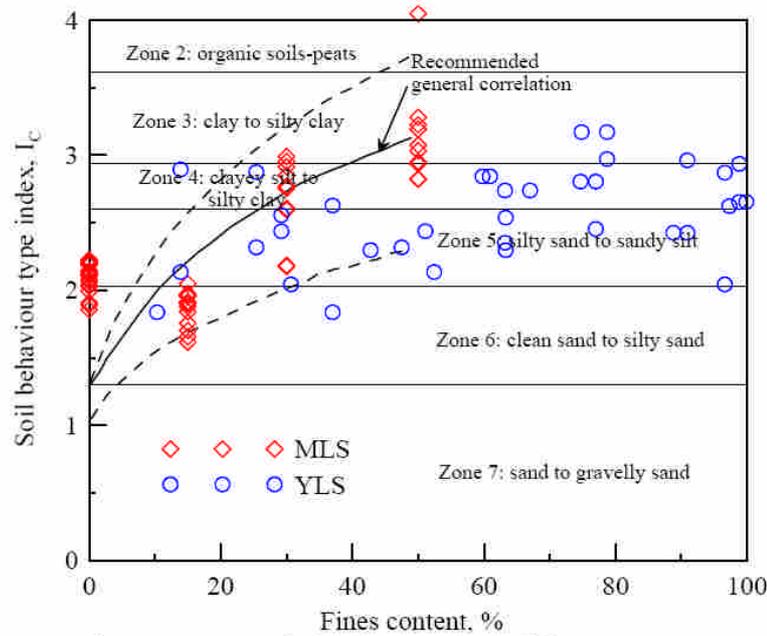


Figure 11. Correlation between I_c and fines contents

6.1 Correlations according to laboratory tests

The cyclic triaxial tests were conducted on isotropically consolidated specimens. For the expected field cyclic resistance ratio (CRR_{field}), the CRR was corrected according to a procedure suggested by Ishihara (1996) as

$$CRR_{field} = CRR(1+2k/3) \quad (6)$$

The available data set allows $CRR_{field}-q_{c1N}$ correlations be established under $K = 0.5$ and 1 . For the combinations of FC, e and confining stresses related to the CRR, the corresponding q_{c1N} from calibration tests in MLS was computed according to Eq (2), consider $K = 0.5$ and 1 . It should be noted that since the CPT calibration tests were conducted in specimens prepared by DD method, only the CRR from specimens prepared by DD method were used to correlate with CPT. The available CRR values were plotted against the computed q_{c1N} in Figure 12 using the

Robertson and Wride (1998) correlation as a reference. For the given density and stress states, the $CRR_{field}-q_{c1N}$ data points clustered in a rather narrow range, as FC increased from 0 to 15%. There is no indication of any consistent trend of data points that correspond to FC=15% falling either to the left or right of those with FC=0%. As FC increased to 30%, q_{c1N} became much smaller. As shown in Figure 3, the CPT was drained when FC=0 and 15%, drastic reduction in q_{c1N} was apparently resulted from the partial drainage effects during CPT as FC reached 30%. The above result seems to indicate that if there is a need of fines content adjustment, it should be more directly related to drainage conditions in CPT than fines content itself.

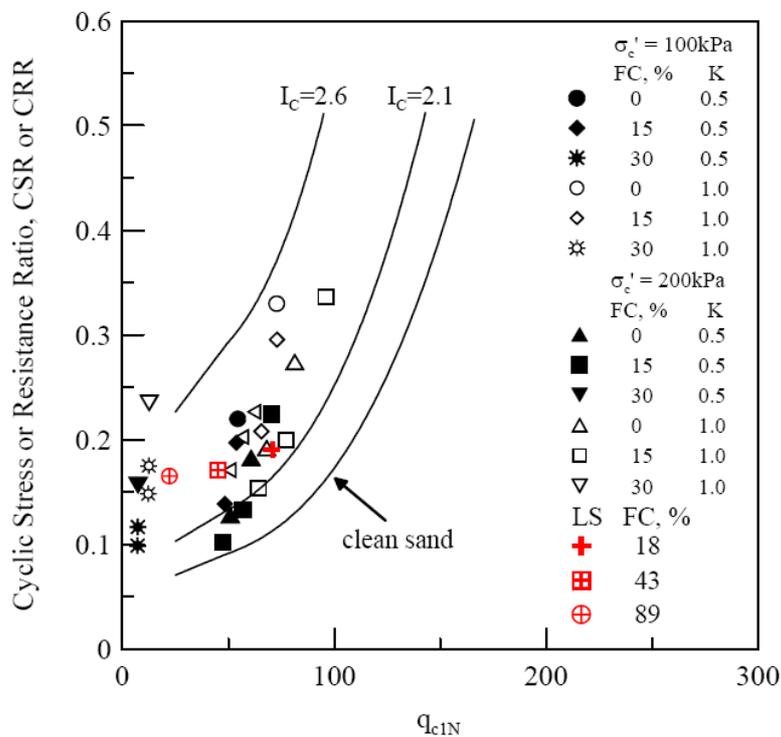


Figure 12. CRR versus q_{c1N} , based on laboratory and field data.

The establishment of the relationship between CRR and V_s was straight forward as they both were measured in the same specimen. As all V_s measurements were conducted on triaxial specimens isotropically consolidated to 100kPa, thus $K=1$ and $CRR_{field} = CRR$. Figure 13 shows a plot of CRR versus V_{s1} and their comparison with the correlations proposed by Andrus and Stokoe (2000). For a given CRR, the V_{s1} value from bender element test on MLS was generally smaller than those suggested by Andrus and Stokoe (2000). Unlike CPT however,

there was no significant differences in the $CRR-V_{sI}$ correlation as FC changes from 0 to 30%.

6.2 Correlations according to field CPT and undisturbed samples

It may be argued that there is a difference in soil structure and aging effects between the laboratory prepared, reconstituted specimens and natural soil deposit in the field. A field verification on the $CRR_{\text{field}}-q_{cIN}$ correlations originated from reconstituted specimens would be desirable. For the limited CRR values from tests on undisturbed YLS Laval samples, the corresponding q_{cIN} were chosen from the field measurements shown in [Figure 3](#), at comparable depths where the LS were taken. By coincidence, all selected CPT were performed in soil with a rather narrow range of void ratios from 0.92 to 0.99, according to laboratory measurements on Laval samples (see [Figure 9](#)). There was a steady decrease in q_{cIN} as FC increased from 18 to 89%. The CRR_{field} values were computed using Equation (6) assuming a K_o of 0.5. The YLS $CRR_{\text{field}}-q_{cIN}$ data points were added to [Figure 12](#). As discussed earlier, among the three sets of field CPT in YLS, the q_c corresponds to FC of 18 and 43% may be considered results from drained CPT. For FC of 18 and 43%, the YLS data fell within the range of $CRR_{\text{field}}-q_{cIN}$ data points according to drained CPT in MLS. As in the case of MLS, the YLS data moved out of the range of drained data points as fines content reached 89%. However, the drainage effect for the field YLS data was not nearly as significant as in the case of laboratory CPT in MLS. It is possible that natural, alluvial silty sand contains randomly distributed thin and permeable clean sand layers. Thus, CPT in the field is likely to be more “drained” than that in laboratory calibration tests in an artificial and uniformly mixed silty sand.

The correlation between CRR and V_{sI} of tests on natural and reconstituted YLS specimens followed the same procedure used for tests on MLS. As all V_s measurements were conducted on triaxial specimens isotropically ($K=1$) consolidated to 100kPa, $CRR_{\text{field}} = CRR$. The $CRR-V_{sI}$ data points from tests on YLS are included in [Figure 13](#). The results from YLS are consistent with those of MLS in that the data points are confined within a narrow range with no clear trend as the fines contents changed for a wide range of 18 to 89%. No clear distinction on the $CRR-V_{sI}$ correlation could be made between the data points of undisturbed and reconstituted specimens.

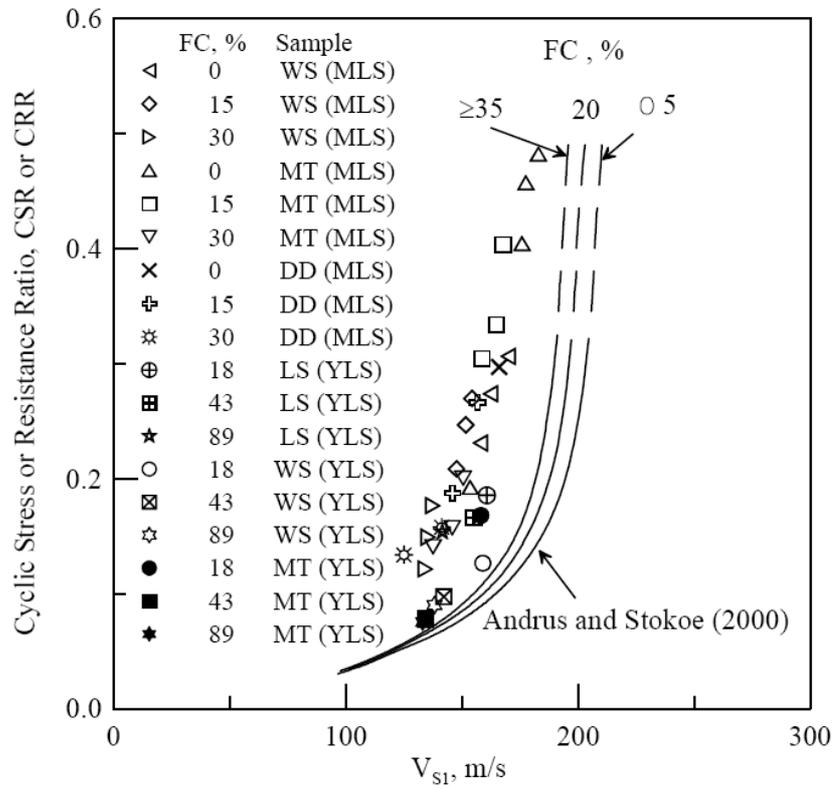


Figure 13. Correlation between CRR and V_{sl} under σ'_c of 100 kPa.

7. CONCLUDING REMARKS

The basic principle in simplified liquefaction potential assessment is to infer CRR of a soil deposit based on field tests obtained in soil with the same stress and density states. To justify the fines content adjustment in a CRR-field test value correlation there should be evidence first indicating the significance in the effects of fines and a consistent trend as to how the fines affect this correlation. CRR is an undrained strength value regardless of fines content. The cyclic loading imposed on soil deposit during an earthquake is under a high strain rate. It is justifiable to perform undrained cyclic triaxial tests to simulate the earthquake loading conditions, regardless of the fines content of its specimen. The q_c values reflect the resistance of the sand/silt mixture imposed on the cone tip under the field conditions. The drainage conditions in field CPT cannot be controlled. As fines content increases, the CPT changed from a drained to partially drained process. The laboratory and field CPT data reported herein have indicated that the change in drainage conditions has significant and consistent effects on the CRR- q_{c1N} correlation. A few thin and permeable layers in the field can disrupt the drainage conditions in an otherwise uniformly mixed sand/silt deposit. The position and distribution of

drainage layers cannot be readily predicted by CPT. The potential error in the relationship between fines content and I_C and the random nature of drainage conditions in the field can cause significant errors in the use of CRR- q_{cIN} correlation such as that suggested by Robertson and Wride (1998), at least for YLS and MLS. If CPT is to be used in liquefaction potential assessment, it is preferable to make drainage adjustment rather than fines content adjustment.

The strain level involved in shear wave velocity measurement is small and the drainage condition is irrelevant. If the study on CRR- q_{cIN} correlation is an indication of the importance of drainage effects, it is not surprising that no significant or consistent effects of fines contents could be identified on the CRR- V_{sI} correlation, according to the available test data reported herein. For the YLS and MLS, the CRR- V_{sI} correlation proposed by Andrus and Stokoe (2000) is too conservative.

8. REFERENCES

1. Andrus, R.D., and Stokoe, K.H., II, 2000. "Liquefaction Resistance of Soils from Shear-Wave Velocity," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.126, No.11, pp.1015-1025.
2. Fioravante, V., Jamiolkowski, M., Tanizawa, F., and Tatzuoka, F., 1991. "Results of CPT's in Toyoura Quartz Sand," *Proceedings of the International Symposium on Calibration Chamber Testing*, Potsdam, New York, 1991, pp135-146, Elsevier.
3. Huang, A.B., Hsu, H.H., Chang, J.W., 1999. "The Behavior of a Compressible Silty Fine Sand," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.36, No.1, pp.88-101.
4. Huang, A.B., Lee, D.H., Lin, P.S., Tsai, J.S., Lin, C.P., Chi, Y.Y., Ku, C.S., Chen, J.W., Juang C.H. and Liou, Y.J., 2003. "Lessons Learned from the Post Chi Chi EQ Geotechnical Explorations in Central Western Taiwan," *Proceedings, 12th Pan American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Cambridge, Massachusetts, edited by Culligan et al., Vol.1, pp.245-252.
5. Huang, Y.T, Huang, A.B., Kuo, Y.C., and Tsai, M.D., 2004. "A laboratory Study on the Undrained Strength of a Silty Sand from Central Western Taiwan," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.24, No.9-10, pp.733-743.
6. Huang, A.B., and Huang, Y.T., 2007. "Undisturbed Sampling and Laboratory Shearing Tests on a Sand with Various Fines Contents," *Soils and Foundations*, Vol.47, No.4 (to be published).

7. Ishihara, K., 1996. "Soil Behavior in Earthquake Geotechnics," Clarendon Press, Oxford, UK, 350p.
8. Konrad, J.M., St-Laurent, S. Gilbert, F., and Leroueil, S., 1995. "Sand Sampling below the Water Table using the 200 mm Diameter Laval Sampler." Canadian Geotechnical Journal, Vol. 32, pp.1079-1086.
9. Olsen, R.S., and Malone, P.G., 1988. "Soil Classification and Site Characterization Using the Cone Penetration Test," Proceedings, Penetration Testing 1988, De Ruyter Balkema, Rotterdam, ISOPT-I, Orlando, Florida. Edited by De Ruyter, Balkema, Rotterdam, Vol.2, pp.887-893.
10. Robertson, P.K., and Wride, C.E., 1998. "Evaluating Cyclic Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test," Canadian Geotechnical Journal, Vol.35, pp.442-459.
11. Youd, T.L., et al., 2001. "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.127, No.10, pp.817-833.

行政院國家科學委員會補助國內專家學者出席國際學術會議報告

2007 年 10 月 29 日

報告人姓名	黃安斌	服務機構 及職稱	國立交通大學土木工程學系教授
時間 會議 地點	2007 年 10 月 18 日至 2007 年 10 月 19 日	本會核定 補助文號	
會議 名稱	(中文) 第二屆地質(岩土)工程光電傳感監測國際研討會 (英文) The 2 nd International Workshop on Opto-electronic Sensor-based Monitoring in Geo-engineering		
發表 論文 題目	(中文)光纖光柵位移與壓力感測器之研發 (英文) Development of Optic Fiber Bragg Grating Displacement and Pressure Sensors		
<p>七、參加會議經過</p> <p>本人於 10 月 17 日與博士生何彥德共同搭機前往中國南京參加會議，19 日上午發表”Development of Optic Fiber Bragg Grating Displacement and Pressure Sensors”論文口頭報告。10 月 19 日離開南京返台，於當天抵達台灣。何彥德繼續私人訪問，參觀位於深圳之研究單位與光纖感測元件製造廠商，於 10 月 25 日返台。</p> <p>。</p> <p>八、與會心得</p> <p>收集國際間近來在大地力學光纖監測研究方面之資訊，展示交通大學研究之成果，本次會議收穫豐盛。</p> <p>九、考察參觀活動(無是項活動者省略)</p> <p>十、建議</p> <p>十一、 攜回資料名稱及內容</p> <p>會議論文集一份，廠商資料多份。</p> <p>十二、 其他</p>			

Development of Optic Fiber Bragg Grating Displacement and Pressure Sensors

An-Bin Huang, Yen-Te Ho and Jui-Ting Lee

Department of Civil Engineering, National Chiao-Tung University, Hsinchu, Taiwan, China
** email: abhuang@mail.nctu.edu.tw, ytho.2004@seed.net.tw, ruiting.cv92g@nctu.edu.tw*

ABSTRACT: Displacement and groundwater are important elements in slope stability monitoring. If automated, these readings can be used as a basis to predict potential slope failure and dispatch early warning messages. Electrical sensors capable of detecting ground displacement and monitoring groundwater pressure have been available for decades. With the help of computer based data logging system, they too can be automated and fulfill similar functions. The electrical sensors are mostly non-distributive in nature and are prone to electromagnetic interference. It can be rather impractical if the electrical sensors are used on a long term basis and/or deployed massively. Optical fiber sensors generally have the advantages of small size, immune to electromagnetic interference and being able to transmit signal in long distance. The optical Fiber Bragg Grating (FBG) is one of the many available fiber optic sensor technologies. The authors used FBG as a sensing medium and developed a ground displacement monitoring device referred to as the FBG Segmented Deflectometer (FBG-SD) and an FBG piezometer system. Taking advantage of the partially distributive nature of FBG, these sensors can be readily installed in a series to measure the profile of ground displacement and groundwater pressure distribution in the field. The paper describes the design principles, laboratory calibration and field installation of these FBG sensors.

KEYWORDS: Fiber Bragg Grating, ground displacement monitoring, pressure sensor.

1 前言

量測地層位移與水壓變化在土木工程的安全監測上是很重要的，傳統監測地層的變化常使用測傾儀 (Inclinometer) 來量測傾斜管之側向位移量，測傾儀是由 Green and Mickelsen (1988) 在 1952 年研發出來之地層側向位移感測器，今天它已經是最普遍使用在地層位移量測上的監測工具。其原理是藉由手動的方式將一測傾探管 (inclinometer probe, IP) 放入預埋之傾斜管內來量測 IP 與重力方向之相對偏斜角，並由電纜線將訊號傳輸到地表，再經由簡單計算得到位移量，現有 IP 之傾斜角解析度約為 (H:V) 1:25000 (Mickelsen, 1996)。近來也有可長期植入傾斜管內做自動化監測之植入式測傾探管 (inplace inclinometer probe, IPI) 之研發。但是 IPI 為電子式感測器，在現地使用上具有受潮易損壞、易受電磁波干擾、易受雷擊破壞與不容易做成多點式量測的缺點。

光纖感測技術具有許多傳統電子感應技術沒有的優點，包括具有體積小、傳遞資訊不受電磁波干擾與可以在同一光纖上做多點分佈式的監測等優點，除此之外光纖主要構成材料為矽，不易氧化，故可以很容易在光纖表面進行加工，增加其抗水性與抗化學性，使其長期埋在地下或水中不受腐蝕，延長使用年限。所以近十年已研發出數種光纖壓力感測器 (Dong et al., 2005; Kashyap, 1999; Kojima et al., 2003; Liu et al., 2000; Xu et al., 1993; Zhao et al., 2004)，而光纖光柵 (Fiber Bragg Grating, FBG) 正是其中一種最常用在量測壓力的感測元件，一般 FBG 壓力感測器可以依量測光柵週期分佈形式分為兩種類型，一種為等週期式光纖光柵感測器 (Uniform Fiber Bragg Grating Sensor)，是量測壓力變化所造成之光柵中心波長漂移量 (Heo et al., 2005; Kashyap, 1999; Kojima et al., 2003; Liu et al., 2000; Rao, 1994; Xu et al., 1996; Zhang et al., 2001)。作者使用光纖光柵 (Fiber Bragg Grating, FBG) 作為感測元件，發展出能感測地層變形分佈的光纖感測器。另一種為 FBG

水壓計，此水壓計具有體積小、重複性高與可多點串連之特性。

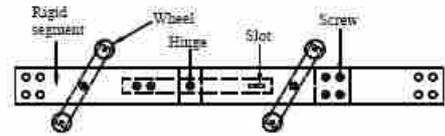
本文介紹此兩種感測器之基本設計原理室內確定界果與在現地使用之狀況。

2 光纖光柵偏斜儀

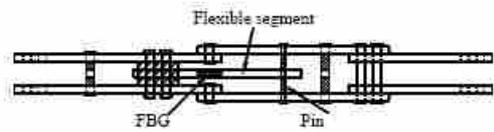
作者研發出光纖光柵偏斜儀(Fiber Bragg Grating Segmented Deflectometer, FBG-SD)來量測局部地層位移，將其量測原理、材料測試、實驗室與現地應用結果分別說明如下。

2.1 FBG-SD 結構與原理

FBG-SD 是由兩端剛性鋁片加上中間一節柔性塑膠材料所組成，將 FBG 貼覆在塑膠管上來量測塑膠管表面因彎曲而產生之應變量，當兩端剛性鋁片相對旋轉時會造成柔性材料之彎曲，藉由塑膠管上彎曲之應變量可以決定兩剛性段間之夾角，其示意與實體如圖 1 所示。在應變感測元件兩端加裝鋁片，可以將兩端剛性材料所受到的應力傳到中間柔性材料上，這種設計原理對中間塑膠管會有應變集中的現象，也就會有將應變放大的效果，這對於精度的提昇會有很大的幫助。在應變感測元件兩端加裝鋁片剛性材料構成節理 (Segment) 之部分，節理又分量測節理 (Measurement segment) 與延伸節理 (Extension segment) 兩部分。量測節理上裝有滾輪支架 (Wheel stud)，其大小與形狀與傳統測傾管 (Inclinometer casing) 及其內部之凹槽相匹配，藉由彈簧 (Spring) 之拉力來保持支架與測傾管凹槽之密合。延伸節理為一硬體，沒有任何自由度，其目的為根據量測需要來伸長或縮短量測節理間之距離。量測節理內安裝一個軸承，其與監測管方向垂直，其目的在於限制量測節理只能以橫向軸承為中心旋轉而增加結果分析之可靠度。塑膠管之一端以雙螺絲固定於量測節理內，在量測節理刻畫出一長方形溝槽，其主要作用是在大幅減少軸向力所造成的誤差，將一支鋼性桿件穿過量測節理與塑膠管垂直連接，如此一來，外力會藉由量測節理傳送到塑膠管上對 FBG 造成彎曲應變。FBG-SD 組裝是以量測節理與延伸節理交互連接而形成，連結完成之偏斜儀隨即放入測傾管中 (圖 2)，測傾管因地層滑動或被監測結構體變形而發生扭曲的時候，放在傾斜管中的 FBG-SD 經由光纖量測塑膠管彎曲變化量，計算並累積 FBG-SD 因地層移動而造成之彎曲角度，再根據此角度之變化來計算地層移動量。



(a) FBG-SD 俯視圖



(b) FBG-SD 側視圖



(c) FBG-SD 實體圖

圖 1. FBG-SD(a) 俯視圖 (b) 側視圖 (c) 實體圖

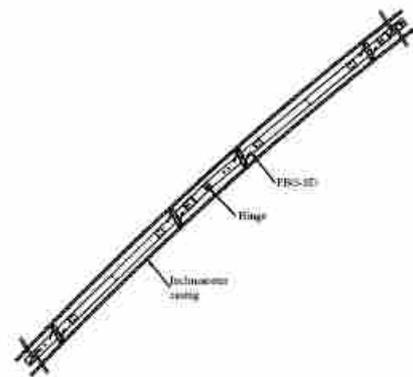


圖 2 FBG-SD 連結量測示意圖 (Ho et al., 2006)

光纖光柵對於外力與溫度所造成的應變非常敏感，故如何降低溫度對感測器的影響是一件非常重要的事。作者將 2 個 FBG 以 180 度之方向對貼於塑膠管棒之兩側，當 PC 受外力彎曲時，一邊 FBG 受拉伸長，一邊 FBG 受壓縮短，但所受溫度之影響是相同的，故其受外力與溫度之應變量分別如公式(1)與(2)所示，藉由公式(1)與公式(2)之相減可消除溫度之影響，如公式(3)所示。

$$\epsilon_{B1} = \epsilon_T + \epsilon_M \quad (1)$$

$$\epsilon_{B2} = \epsilon_T - \epsilon_M \quad (2)$$

ε_M = FBG-SD 彎曲所造成 FBG 在 PC 棒軸向的應變量

ε_T = 溫度變化對 FBG 所造成的應變量

$$\varepsilon_{B1} - \varepsilon_{B2} = 2\varepsilon_M \text{ 或}$$

$$\varepsilon_M = \frac{1}{2}(\varepsilon_{B1} - \varepsilon_{B2}) \quad (3)$$

依據上述原理製作出 FBG-SD，並在室溫下對單一根 FBG-SD 進行標定，其靈敏度約為 FBG 1pm 波長漂移量對應 0.001 度角度變化量(圖 3)。

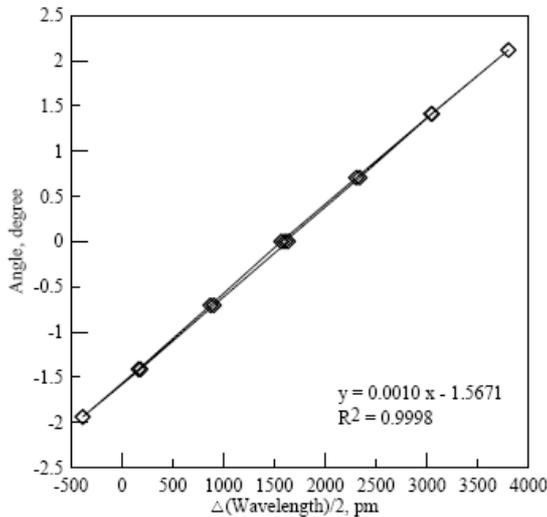


圖 3 單一根 FBG-SD 標定結果

2.2 酸鹼測試與溫度標定

不同的現地具有不同酸鹼值的地下水，而感測器需能適應不同的環境以發揮其量測功能。作者先對感測基材塑膠管進行吸水率測試，吸水率高對塑膠來說，容易有軟化之行為發生，故選定吸水率較低之塑膠基材相當重要。作者所做之吸水率試驗，是將 4 個直徑為 12 mm、長 30mm 之塑膠管圓柱，放置於玻璃燒杯中，然後倒入純水將塑膠管圓柱完全覆蓋，總共實驗時間為 14 天，每日進行 PC 圓柱面乾內飽和之秤重，紀錄平均重量改變率 ($\Delta W/W_0$, %)，其吸水率約為 0.5%，其試驗結果如圖 4 所示。接著依據相同實驗過程，將 PC 圓柱放置於鹽酸(HCL, PH=2)之酸性溶液與氫氧化鈉 (NaOH, PH=11) 之鹼性溶液中，並記錄其重量改變率，其結果顯示兩者吸水率皆約為 0.5%(圖 5 與圖 6)，且塑膠管表面並無明顯粗糙痕跡。由上述實驗結果可知塑膠管具有低吸水率與良好之抗酸鹼性。接著作者將組裝完成之 FBG-SD 放入恆濕恆溫箱中，進行 0 至 40 度的溫度標定，實驗結果顯示在 FBG-SD 上受拉邊與受壓

邊的 FBG 具有一致性的應變變化(圖 7)。

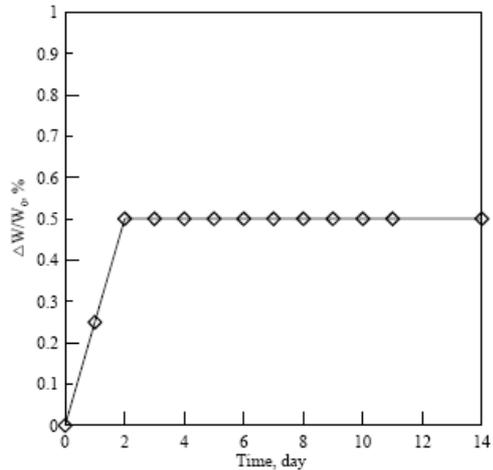


圖 4 PC 置入水中重量變化圖

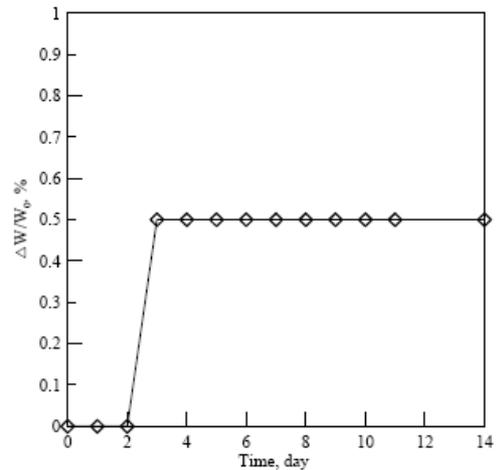


圖 5 PC 置入 HCl 中重量變化圖

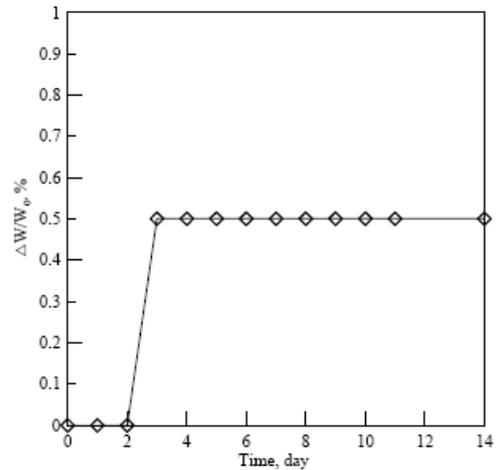


圖 6 PC 置入 NaOH 中重量變化圖

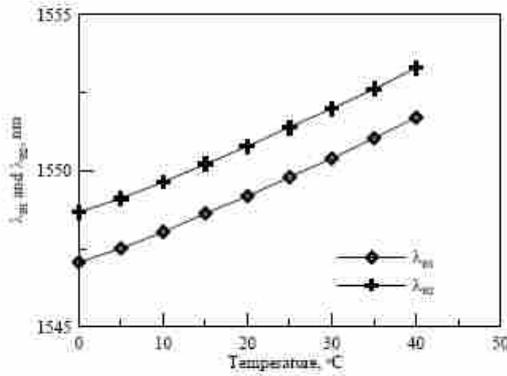


圖 7 FBG-SD 溫度標定結果 (Ho et al., 2006)

2.3 FBG-SD 室內 9 米傾斜管標定與現地深開挖量測

作者將 FBG-SD 放入 9 米長之傾斜管內進行標定實驗, 首先將二組 9 米長的傾斜管架設在同一剛性支柱上, 用特製鋼架將二組 9 米測傾管連接在一起, 使得這二組測傾管在實驗時具有相同之位移量, 然後將 8 組長度為 1 米之 FBG-SD 串接在一起, 放入外側 9 米之傾斜管內, 而後推動傾斜管, 並以傳統測傾儀量測內側傾斜管的位移量, 將其結果與 FBG-SD 做一比較分析, 其實驗結果如圖 8 所示

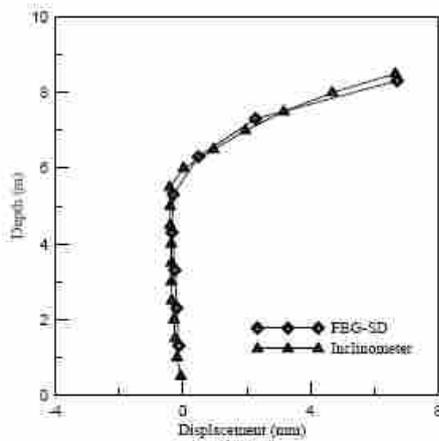


圖 8 FBG-SD 室內九米傾斜管標定結果

作者將 FBG-SD 放置於深開挖現場進行連續壁側向位移量測, 此地下結構主要採用明挖工法, 連續壁厚度為 1.2 米, 開挖施度為 8.1 米, 分為三階段開挖, 並以水平鋼樑支撐連續壁, 將 11 組 FBG-SD (圖 9) 裝設於 14 米深之傾斜管內 (圖 10), 並在距離 FBG-SD 裝設孔旁約 1m 處另外裝設一組深度一樣之

傾斜管, 使用傳統測傾儀來量測, 以作為對照比較用。圖 11 為第三階段開挖時 FBG-SD 讀數與測傾儀讀數結果之比較值, 具有相當之一致性。



圖 9 現地組裝完成後之 FBG-SD

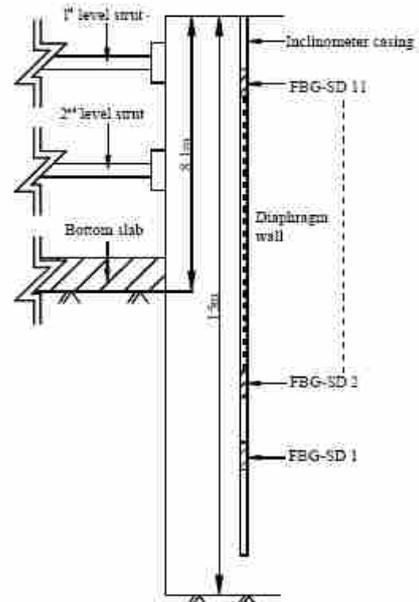


圖 10 FBG-SD 安裝位置示意圖 (Ho et al., 2006)

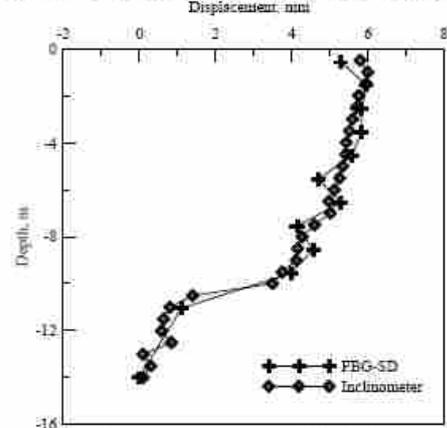


圖 11 第三階段開挖時 FBG-SD 與測傾儀讀數結果

3 光纖光柵水壓計

作者使用 FBG 作為感測元件來製作光纖水壓計。本節主要是敘述作者使用 FBG 設計 FBG 水壓計說明如下。

3.1 拉伸式光纖水壓計

FBG 水壓計是以圓柱型中空鋼材為外殼，內部含有一 FBG 與金屬薄片，其內部結構與實體如圖 12 所示，此感測器的設計原理採用 FBG 波長與壓力間之關係來設計。FBG 之一端固定於壓力計下方，此部分視為固定不動點，而另一端則黏著於一彈性金屬膜上，當壓力計內部壓力改變時金屬膜隨之變形，因此 FBG 所感受的應變也隨之變化。在彈性金屬膜的線彈性範圍內，此設計的 FBG 波長做等週期式之變化，因此 FBG 波峰值與壓力有一線性關係。但此一設計無法隔離溫度改變對 FBG 波峰值之影響，因此必須加入一 FBG 感應溫度變化。作者使用直徑 20mm、厚度 0.4mm 之不銹鋼薄片製作拉伸式 FBG 水壓計，並對其進行標定，實驗結果顯示其精度約為 1 μ m 波長偏移量對應 0.145kPa 的壓力變化(圖 13)。作者將水壓計放入恆溫恆濕箱中，對其進行不同溫度與壓力的標定，並使用另一 FBG 消除溫度的影響，其結果顯示拉伸式 FBG 具有良好的線性與重複性(圖 14)。

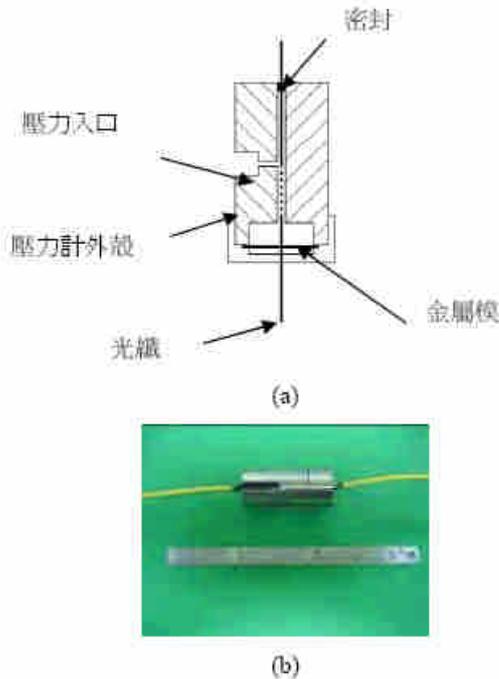


圖 12 FBG 水壓計結構(a)示意圖 (b)實體圖

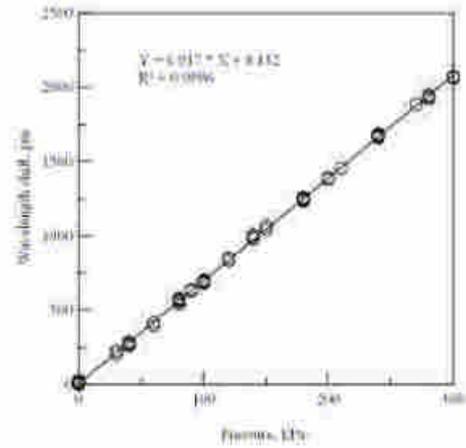


圖 13 拉伸式 FBG 水壓計標定結果

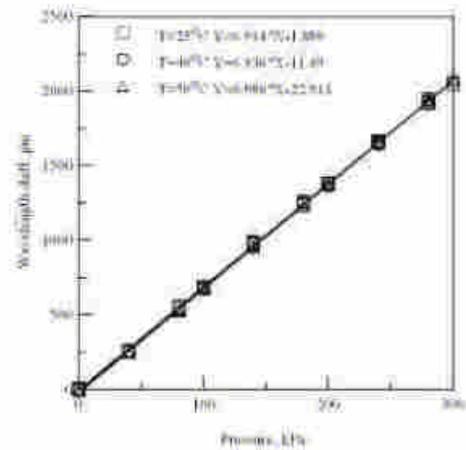


圖 14 拉伸式 FBG 水壓計溫度標定圖

3.1 FBG 水壓計在阿里山邊坡之安裝

利用 FBG 部分分佈功能之優點，同一條光纖可以連接一系列之 FBG 水壓計，這是傳統開口式水位計或電子式水壓計所無法做到的。圖 15 展示在同一鑽孔內安裝多個 FBG 水壓計與傳統在單一 80mm 直徑鑽孔內只能安裝兩個水位/水壓計之比較示意圖。作者在台灣阿里山五灣仔監測路段，安裝一系列之 FBG-SD 地層位移感測與水壓監測系統。於一 40m 深鑽孔內之底部置入 20m 之 FBG-SD，其現場安裝情形如圖 16 所示。在另一 40m 深鑽孔內之底部置入 5 個 FBG 水壓計，FBG 水壓計以 5m 間隔固定在一外徑 25mm 之 PVC 套管內，PVC 管接頭向內徑突出，因此整個 PVC 管外部沒有突出部分。FBG 水壓計量測部分之 PVC 管切有槽溝以便於透水，如圖 17

所示。FBG 水壓計與有槽溝部分之 PVC 管外圍以 non-woven geotextile 以及礫石回填，其餘部分使用白皂土粒做封層。

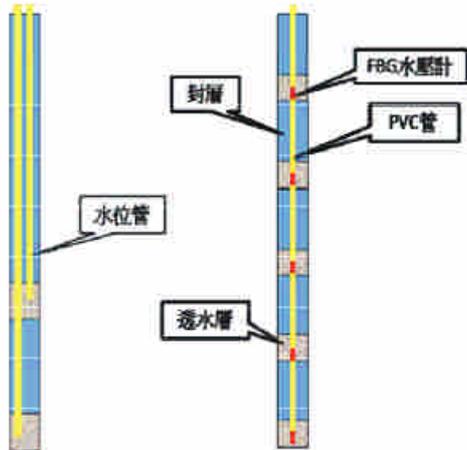


圖 15 串接多個 FBG 水壓計與傳統水位管之比較



圖 16 FBG-SD 在阿里山五灣仔之安裝

4 結論

使用 FBG 做為應變感測器，依據此原理可以設計出許多適用於岩土工程現場監測之感測器。本文所述之兩種感測器，其設計原理都很簡單。依據作者之經驗，FBG 感測器之製作與現場安裝在於 FBG 佈設之規劃以及光纖之保護。理論上，FBG 訊號之解讀都可以經由電腦之使用而達自動化之目的，但岩土工程環境大多惡劣，一般電腦與 FBG 解讀系統在此惡劣環境下是否可以長期而穩定發揮其功能還需要時間與經驗之佐證。



(a)置入 PVC 套管之 FBG 水壓計



(b)現場封裝完成之 FBG 水壓計



(b)FBG 水壓計置入鑽孔

圖 17 FBG 水壓計在阿里山五灣仔之安裝

REFERENCES:

- [1] Dong, X., Shum, P., Yang, X., Lim, M. F., and Chan, C. C., 2005, "Bandwidth-tunable filter and spacing-tunable comb filter with chirped-fiber Bragg gratings", *Optics Communications*, Vol. 259, Issue. 2, pp. 645-648.
- [2] Green, G.E., and Mickelsen, P.E., 1988, "Deformation Measurements with inclinometers", *Transportation Research Record 1169*, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp.1-15.
- [3] Heo, J. S., Chung, J. H., and Lee, J. J., 2005, "Tactile sensor arrays using fiber Bragg grating sensors", *Sensors & actuators. Part A, Physical*, Vol. 126, Issue. 2, pp. 312-327.
- [4] Ho, Y.T., Huang, A.B., and Lee, J.T. (2006), "Development of a fiber Bragg grating sensed ground movement monitoring system," *Journal of Measurement Science and Technology*, Institute of Physics Publishing, Vol.16, pp.1733-1740.
- [5] Ho, Y.T., Huang, A.B., and Lee, J.T. (2007), "Development of A Chirped/Differential Optical Fiber Bragg Grating Pressure Sensor," *Journal of Measurement Science and Technology*, Institute of Physics Publishing, under review.
- [6] Kashyap, R., 1999, "Fiber Bragg gratings," Academic Press, San Diego, 458p.
- [7] Kojima, S., Hishida, Y., Fukuchi, K., and Hongo, A., 2003, "Opt-