

國立交通大學

土木工程研究所

博士論文

台灣中西部粉土質砂土液化行為分析

Cyclic Behavior Analysis of a Silty Sand
in Central Western Taiwan

研究生：黃耀道

指導教授：黃安斌 博士

中華民國九十六年六月

台灣中西部粉土質砂土液化行為分析

Cyclic Behavior Analysis of a Silty Sand in Central Western Taiwan

研究生：黃耀道

Student : Yao-Tao Huang

指導教授：黃安斌 博士

Advisor : Dr. An-Bin Huang

國立交通大學

土木工程研究所

博士論文



A Dissertation

Submitted to Institute of Civil Engineering

College of Engineering

National Chiao Tung University

in Partial Fulfillment of the Requirements

for the Degree of

Doctor of Philosophy

in Civil Engineering

June, 2007

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十六年六月

國立交通大學

博碩士論文全文電子檔著作權授權書

(提供授權人裝訂於紙本論文書名頁之次頁用)

本授權書所授權之學位論文，為本人於國立交通大學土木工程系所
大地工程 組，95 學年度第 二 學期取得博士學位之論文。

論文題目：台灣中西部粉土質砂土液化行為分析
指導教授：黃安斌

■ 同意

本人茲將本著作，以非專屬、無償授權國立交通大學與台灣聯合大學系統圖書館：基於推動讀者間「資源共享、互惠合作」之理念，與回饋社會與學術研究之目的，國立交通大學及台灣聯合大學系統圖書館得不限地域、時間與次數，以紙本、光碟或數位化等各種方法收錄、重製與利用；於著作權法合理使用範圍內，讀者得進行線上檢索、閱覽、下載或列印。

論文全文上載網路公開之範圍及時間：

本校及台灣聯合大學系統區域網路	<input checked="" type="checkbox"/> 立即公開
校外網際網路	<input checked="" type="checkbox"/> 立即公開

■ 全文電子檔送交國家圖書館

授權人：黃耀道

親筆簽名： 黃耀道

中華民國 96 年 06 月 20 日

國立交通大學

博碩士紙本論文著作權授權書

(提供授權人裝訂於全文電子檔授權書之次頁用)

本授權書所授權之學位論文，為本人於國立交通大學土木工程系所
大地工程 組，95 學年度第 三 學期取得博士學位之論文。

論文題目：台灣中西部粉土質砂土液化行為分析
指導教授：黃安斌

■ 同意

本人茲將本著作，以非專屬、無償授權國立交通大學，基於推動讀者間「資源共享、互惠合作」之理念，與回饋社會與學術研究之目的，國立交通大學圖書館得以紙本收錄、重製與利用；於著作權法合理使用範圍內，讀者得進行閱覽或列印。

本論文為本人向經濟部智慧局申請專利(未申請者本條款請不予理會)的附件之一，申請文號為：_____，請將論文延至____年____月____日再公開。

授權人：黃耀道

親筆簽名：_____ 

中華民國 96 年 06 月 20 日

博碩士論文電子檔案上網授權書

(提供授權人裝訂於紙本論文本校授權書之後)

ID:GT009016815

本授權書所授權之論文為授權人在國立交通大學土木工程系所 95 學年度第三學期取得博士學位之論文。

論文題目：台灣中西部粉土質砂土液化行為分析

指導教授：黃安斌

茲同意將授權人擁有著作權之上列論文全文（含摘要），非專屬、無償授權國家圖書館，不限地域、時間與次數，以微縮、光碟或其他各種數位化方式將上列論文重製，並得將數位化之上列論文及論文電子檔以上載網路方式，提供讀者基於個人非營利性質之線上檢索、閱覽、下載或列印。

※ 讀者基於非營利性質之線上檢索、閱覽、下載或列印上列論文，應依著作權法相關規定辦理。

授權人：黃耀道

親筆簽名： 黃耀道

民國 96 年 06 月 20 日

台灣中西部粉土質砂土液化行為分析

學生：黃耀道

指導教授：黃安斌

國立交通大學土木工程研究所博士班

摘要

台灣中西部地表有厚層之粉土質細砂，在 1999 年集集地震時發生廣泛之液化行為。現有簡易法(simplified procedure)液化潛能評估是以乾淨砂做為基準，對於含有細粒料（通過 200 號篩之材料）之砂土，需依據細料含量(fines content, FC)做修正。使用簡易法程序為此區域粉土質細砂做液化潛能評估常因 FC 修正與現地試驗方法之選擇而產生不同之結論。唯 FC 對室內試驗所得砂土不排水強度的影響至今尚未有明確的定論，砂土中所含細料對現地試驗結果之影響所知更為有限。FC 的修正在簡易法中之必要性與正確性並無嚴謹之驗證。麥寮砂與員林砂都是台灣中西部具有代表性之砂土。作者使用交通大學過去十數年對麥寮砂所做一系列圓錐貫入(CPT)標定與動靜態三軸試驗結果，做有系統之分析比對。就麥寮砂而言，其剪力波速 (V_s) 與反覆阻抗比 (CRR) 會隨 FC 之增加而降低，FC 對 V_s -CRR 關係並無明顯之影響。在簡易法架構下使用 V_s 做液化潛能評估時，其 FC 修正之必要性遠不如現有方法所述明顯。在 FC 為 0 與 15% 時，CPT 可視為排水行為，圓錐貫入阻抗 (q_c) 與 CRR 間之關係無明顯差異。當 FC 達到 30% 而 CPT 成為部分排水狀況時， q_c -CRR 關係才有明顯改變。此發現說明 q_c -CRR 關係主要受 CPT 貫入時土層之排水性所影響，而非細料含量本身。唯以上結論是根據重模試體

所做試驗而得，研究指出天然砂土受其組構之影響，與重模試體行為有明顯差異。為驗證先前發現是否適用於天然砂土，作者研發使用 Laval sampler 在原地溫度情況下於粉土細砂中取樣，然後在地表加以冰凍保存與室內試體準備及試驗程序之技術。Laval sample 與地表冰凍之成本遠低於將土壤於地層內冰凍然後取樣程序。使用此一技術，作者在員林試驗站取得一系列 Laval sample，並在現場進行 CPT 及剪力波速量測。使用 Laval sample 進行室內動靜態三軸試驗，並使用 bender element 為三軸試體進行剪力波速量測。此系列試驗結果首先驗證 Laval sample 低擾動之特性，其 V_s 與 CRR 值明顯高於相同狀態下重模試體所得之結果。與麥寮砂相同，員林砂之 V_s 與 CRR 會隨細料之增加而降低。天然及重模員林砂土之 V_s -CRR 關係與麥寮砂類似，也不受細料含量影響。Laval sample 所量得 CRR 與現地 q_c 之關係其趨勢與麥寮砂重模試體所得結果類似。但天然員林砂內之 CPT 似乎需要在更高細料含量下才顯現部分排水之行為。此一現象可能受天然沖積砂土中存在許多乾淨砂所組成之排水薄層影響，使得 CPT 所激發之孔隙水壓極易消散。因此在天然沖積土中 CPT 即使在 FC 極高的情況下也可能是排水的行為，而 q_c -CRR 關係之修正必須依靠現地砂土透水性量測之結果來做決定。可能使用之透水性量測方法可以包括 CPT 孔隙水壓消散試驗。

關鍵字：砂土、細料含量、反覆阻抗比、Laval sample、液化潛能、圓錐貫入試驗、剪力波速

Cyclic Behavior Analysis of a Silty Sand in Central Western Taiwan

Student : Yao-Tao Huang

Advisor : An-Bin Huang

Institute of Civil Engineering
National Chiao Tung University

ABSTRACT

Central Western Taiwan is covered by a thick deposit of alluvial silty fine sand. The Chi Chi earthquake of 1999 triggered extensive soil liquefaction in this area. The simplified procedure commonly used for liquefaction potential assessment starts by considering the granular material as clean sand. For sand with fines (particles passing #200 sieve), an adjustment for the fines content (FC) is required. The back analysis of liquefaction potential using the simplified procedure for the silty sand in this region often results in different conclusions because of the fines content adjustment and in situ test method used for the analysis. There has been no consensus as to how the fines affect the undrained shear strength of silty sands. The knowledge on how fines affect the in situ test results is even more limited. The need and accuracy of FC adjustment in the simplified procedure have not been rigorously verified. Mai Liao sand and Yuan Lin sand can both be considered as typical sand in Central Western Taiwan. The author compiled results from a series of cone penetration tests (CPT) in a calibration chamber and monotonic/cyclic triaxial tests on Mai Liao sand (MLS) and made systematic analyses. For MLS the shear wave velocity (V_s) and cyclic resistance ratio (CRR) decrease with FC. FC does not have a significant effect on the V_s -CRR correlation. Under the framework of simplified procedure there does not appear to be a need for FC adjustment. For FC of 0 and 15%, CPT can be viewed as drained test, and there was no obvious difference in the correlation between cone tip resistance (q_c) and CRR as FC changed from 0 to 15%. As FC reached 30%, CPT becomes partially

drained, and the effect on q_c -CRR correlation becomes significant. This finding shows that it is the drainage conditions not FC itself that affect the q_c -CRR correlation. The above conclusion was made entirely from tests on remolded specimens. Research has indicated that due to discrepancies in soil fabrics, there can be significant differences in the behavior between natural and remolded soil specimens. The author used a modified Laval sampler to retrieve undisturbed silty sand samples under ambient temperature and preserved samples by freezing above ground. Techniques of cutting frozen Laval samples and thawing soil specimens in triaxial were developed. The cost of taking Laval sample and freezing above ground is much lower than ground freezing and coring. With this new procedure, the author took a series of Laval samples, performed CPT and field shear wave velocity measurements at a test site in Yuan Lin. Monotonic/cyclic triaxial tests with shear wave velocity measurements using bender elements were conducted on specimens trimmed from the Laval samples. The quality of the Laval samples was verified first. The V_s and CRR values from Laval samples were significantly higher than those of remolded specimens with the same density and stress states. Similar to MLS, the V_s and CRR decrease with FC for Yuan Lin sand (YLS). FC had no effect on the V_s -CRR correlation for both natural and remolded YLS. However, the FC had to be much higher what was learned from MLS for CPT in natural YLS to be partially drained. For CPT in natural alluvial soil, the drainage conditions are strongly influenced by the possible existence of thin layers of clean sand. The effects of drainage during CPT due to these thin permeable layers may not have a direct relationship with the fines content of the silty sand mass. In order to account for the drainage effects, the CPT pore pressure dissipation test may be used as a basis for the q_c -CRR correlation adjustments.

Keywords : sand, fines content, cyclic resistance ratio, Laval sample, liquefaction potential, cone penetration test, shear wave velocity

誌 謝

本論文承蒙吾師黃安斌教授在研究領域上的悉心指導與研究方向的明確導引以及在大地工程專業知識上的傳授，使得論文得以順利完成，在此謹向恩師致上最誠摯之敬意與謝意。文稿初定復蒙本系潘以文教授、廖志中教授與林志平教授以及台灣大學翁作新教授、台灣營建研究院李維峰博士與暨南大學張文忠助理教授於畢業口試時的剴切指導並提出寶貴之見解，使本論文得以更臻完備，於此敬表謝忱。

除了感謝老師與口試委員之外，也要對「黃門家族」的學長許懷後博士、蔡明道碩士、林靜怡碩士、郭毓真碩士與戴源昱學弟等人表達最誠摯的感謝。不論在實驗儀器的組裝及操作、數據的分析與比較、論文的撰寫與討論等方面，學長與研究伙伴們都曾給予作者諸多的協助與指導；同時要感謝何輔仁先生對於研究初始階段的熱心指教，尤其是實驗室儀器方面的各項協助；也要感謝交大防災中心前研究助理林智勇先生與黃朝聰先生在員林試驗站現地試驗時所提供的協助與支援；另外也要感謝中央地質調查所郭莉莉小姐協助作者完成員林砂與麥寮砂之 X 光繞射試驗；更要感謝博士生何彥德與李瑞庭兩位朝夕與共的支持伙伴，因為有你們的「革命情感」，才能克服諸般艱難度過難以數計的晨昏。除此之外，大地組多位學弟也都是我在學業與研究工作上最密切的伙伴，在此一併致上最誠心的謝意。

這本論文的完成最該感謝的是家人，由於母親的殷殷期盼與姊姊的關懷鼓勵以及哥哥和弟弟的堅定支持，作者才能激發勇往向前的動力；最後要感謝的是幾年來妻子對家庭的全力付出以及全心照顧兩個年幼兒子，使作者能夠專心的從事研究，也因為妻子的扶持與鼓勵，本論文才得以誕生。最後將這本博士論文獻給來不及看到作者畢業的父親，願他在天之靈能分享這份榮耀與喜悅。

目 錄

中文摘要	i
英文摘要	iii
誌 謝	v
目 錄	vi
表 目 錄	x
圖 目 錄	xii
符號說明	xviii
一、背景	1
1.1 前言	1
1.2 土壤液化潛能評估	4
1.2.1 簡易法評估土壤液化潛能	4
1.2.2 現地取樣與室內試驗評估土壤液化潛能	22
1.3 粉土質砂土強度之影響因素	25
1.3.1 顆粒組構對砂土強度的影響	25
1.3.2 細料含量對砂土強度的影響	31
1.4 麥寮砂之室內試驗研究	38
1.4.1 麥寮砂之基本物理性質	38
1.4.2 麥寮砂之力學行為	47

1.4.3 麥寮砂之室內剪力波速度量測.....	63
1.4.4 CPT 在麥寮砂中之室內標定.....	66
1.5 非擾動砂土試體取樣.....	81
1.6 背景結語.....	83
二、研究目的與方法.....	88
2.1 研究目的.....	88
2.2 研究方法.....	90
三、員林試驗站之現地試驗與取樣.....	92
3.1 員林試驗站之現地試驗規劃與取樣配置.....	92
3.2 員林民安宮試驗站之非擾動取樣.....	96
3.3 員林砂之基本物理性質.....	108
3.4 員林試驗站之現地試驗結果與分析.....	122
3.4.1 SPT、SCPTU 試驗與土壤行為種類指數 I_c	122
3.4.2 員林試驗站表面波震測試驗分析.....	128
3.4.3 員林試驗站簡易法液化潛能分析.....	131
四、員林砂之室內試驗.....	135
4.1 試體準備.....	135
4.1.1 冰凍 Laval 試體準備.....	135
4.1.2 非冰凍 Laval 試體準備.....	140

4.1.3 重模試體準備	145
4.2 試驗設備	149
4.2.1 動態三軸試驗設備	149
4.2.2 靜態三軸試驗設備	156
4.2.3 剪力波速量測設備	160
4.3 試驗方法與程序	169
4.3.1 冰凍 Laval 試體之試驗	169
4.3.2 非冰凍 Laval 試體之試驗	177
4.3.3 重模試體之試驗	179
4.4 冰凍與解凍程序對 Laval 試體品質之影響	181
4.5 剪力波速量測方法	187
五、結果分析與討論	195
5.1 麥寮砂室內試驗結果分析	195
5.1.1 麥寮砂 CRR 、 q_c 與 V_s 關係之標定	195
5.1.2 麥寮砂細料含量對 CRR 、 q_c 與 V_s 關係之影響	197
5.2 員林砂試驗結果分析	203
5.2.1 員林砂不排水剪力強度	203
5.2.2 員林砂之抗液化強度	210
5.2.3 員林砂之剪力波速	225

5.2.4 員林砂細料含量對現地試驗砂土強度之影響.....	227
5.2.5 員林砂細料含量對實驗室試驗砂土強度之影響.....	233
5.3 員林砂 CRR 、 q_c 與 V_s 之分析比較.....	235
5.3.1 員林砂 CRR 與 q_c 之分析比較.....	235
5.3.2 員林砂 CRR 與 V_s 之分析比較.....	239
5.3.3 液化潛能評估成果與討論.....	243
六、結論與建議.....	247
參考文獻.....	251
學術簡歷.....	262



表 目 錄

表 1-1 各種現地試驗評估液化阻抗之優缺點比較	7
表 1-2 SPT 試驗 N 值修正係數	9
表 1-3 反覆阻抗比修正係數 C_r	24
表 1-4 重模試體製作方式之比較	27
表 1-5 文獻中有關細料含量對於抗液化強度的影響	34
表 1-6 麥寮砂與其他砂土基本性質之比較	41
表 1-7 麥寮砂礦物成分含量百分比	44
表 1-8 試體內含水量與細料含量分布	49
表 1-9 麥寮砂的經驗常數.....	73
表 3-1 員林砂 Laval 試體之物理特性	112
表 3-2 麥寮砂與員林砂之基本物理特性	113
表 3-3 員林砂礦物成分含量百分比	120
表 3-4 員林試驗站現地試驗方法之抗液化安全係數	134
表 4-1 動態三軸試驗量測系統規格表	155
表 4-2 靜態三軸試驗量測系統規格表	159
表 4-3 員林砂試體冰凍/解凍之孔隙水體積膨脹率	185
表 5-1 員林砂試體之特性.....	206
表 5-2 動態三軸試驗規劃與試驗結果	213

表 5-3 員林砂孔隙水壓參數與壓密係數 223

表 5-4 各種液化潛能評估方法之安全係數比較表 245



圖目錄

圖 1-1 地震期間土層剪應力之歷時曲線	6
圖 1-2 $(N_1)_{60}$ 與 CSR 關係圖	12
圖 1-3 不同細料含量之液化潛能臨界曲線圖	15
圖 1-4 乾淨砂與各種含細料砂土層 I_c 所界定出的 CRR 關係圖	17
圖 1-5 乾淨砂各種 V_{sl} -CRR 建議曲線比較圖	20
圖 1-6 含細料砂土 V_{sl} -CRR 關係圖	21
圖 1-7 不同試體製作方法之顆粒組構	30
圖 1-8 細料含量對砂土顆粒的影響	37
圖 1-9 麥寮砂之粒徑分布曲線	40
圖 1-10(a) 粗顆粒麥寮砂之 X 光繞射分析圖	42
圖 1-10(b) 細顆粒麥寮砂之 X 光繞射分析圖	43
圖 1-11 麥寮砂電子顯微	45
圖 1-12 麥寮砂細料含量與最大和最小孔隙比之關係	46
圖 1-13 單向度壓縮曲線	51
圖 1-14 麥寮砂之等向壓密曲線	52
圖 1-15(a) 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	54
圖 1-15(b) 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.....	55
圖 1-15(c) 麥寮砂三軸試驗有效應力路徑.....	56
圖 1-16 麥寮砂三軸試驗之臨界狀態.....	57
圖 1-17 麥寮砂與 N_c 之關係.....	60
圖 1-18 $\sigma_d/2\sigma'_c$ 與狀態參數之關係.....	61
圖 1-19 試體準備方法對 $\sigma_d/2\sigma'_c$ 之影響.....	62
圖 1-20 典型的剪力波圖形.....	64
圖 1-21 麥寮砂孔隙比與剪力波速之關係.....	65
圖 1-22 可用飽和試體之標度槽概念圖.....	67
圖 1-23 乾燥與飽和試體 CPT 試驗結果之比較.....	70
圖 1-24 麥寮砂、Ticino、Quiou 與 Da Nang 砂孔隙比與 $q_{c,N}$ 的關係.....	71
圖 1-25 試驗數據與經驗公式之對比.....	74
圖 1-26 q_c 與細料含量之關係.....	76
圖 1-27 K_c 與 I_c 之關係.....	79
圖 1-28 麥寮砂之 I_c 與細料含量關係.....	80
圖 2-1 研究架構與試驗流程圖.....	91
圖 3-1 員林民安宮試驗站孔位分布.....	94
圖 3-2 Laval sampler 取樣位置及數量分布圖.....	95
圖 3-3 Laval sampler 示意圖.....	97

圖 3-4 Laval 試體現地取樣圖	98
圖 3-5 Laval sampler 於土層中之取樣程序.....	99
圖 3-6 Laval 試體之地表冰凍程序	102
圖 3-7 取自 Berthierville 地區冰凍土壤含水量分布圖	103
圖 3-8 取自 Baise St-Paul 地區冰凍土壤含水量分布圖.....	104
圖 3-9(a) LS-1-3 試體底部孔隙水排出量、溫度與時間之關係	105
圖 3-9(b) LS-2-3 試體底部孔隙水排出量、溫度與時間之關係	106
圖 3-9(c) LS-3-3 試體底部孔隙水排出量、溫度與時間之關係	107
圖 3-10 員林砂 LS 試體之粒徑分布曲線.....	111
圖 3-11(a) $FC=18\%$ 粗顆粒員林砂之 X 光繞射分析圖	114
圖 3-11(b) $FC=18\%$ 細顆粒員林砂之 X 光繞射分析圖	115
圖 3-12(a) $FC=43\%$ 粗顆粒員林砂之 X 光繞射分析圖	116
圖 3-12(b) $FC=43\%$ 細顆粒員林砂之 X 光繞射分析圖	117
圖 3-13(a) $FC=89\%$ 粗顆粒員林砂之 X 光繞射分析圖	118
圖 3-13(b) $FC=89\%$ 細顆粒員林砂之 X 光繞射分析圖	119
圖 3-14 員林砂之電子顯微 (SEM) 照片	121
圖 3-15 員林民安宮試驗站 SPT 試驗結果	124
圖 3-16 SPT 試體含水量與 Chinese criteria 之比較.....	125
圖 3-17 員林民安宮試驗站 SCPTU 試驗結果.....	126

圖 3-18 麥寮砂及員林砂 I_c 與細料含量之關係	127
圖 3-19 員林試驗站 V_{sl} 量測結果.....	130
圖 3-20 員林民安宮簡易法液化潛能分析結果	133
圖 4-1 冰凍 Laval 試體之大型切割	137
圖 4-2 排渣鑽管及鑽取後之冰凍試體	138
圖 4-3 裁切完成之冰凍試體	139
圖 4-4 非冰凍 Laval 臘封試體	141
圖 4-5 切割後之非冰凍 Laval 試體 ($FC = 89\%$).....	142
圖 4-6(a) 裁切完成之非冰凍 Laval 試體 ($FC = 43\%$)	143
圖 4-6(b) 裁切完成之非冰凍 Laval 試體 ($FC = 89\%$).....	144
圖 4-7 水中沉降法製作高細料含量粉土質砂土之重模試體	148
圖 4-8 動態三軸試驗設備示意圖.....	153
圖 4-9 馬達驅動控制系統示意圖	154
圖 4-10 靜態三軸試驗設備示意圖	158
圖 4-11 剪力波量測試驗示意圖	163
圖 4-12 壓電陶瓷晶片剪力波元件尺寸	164
圖 4-13 試體頂蓋剪力波元件（發射端）嵌入示意圖	165
圖 4-14 試體底座剪力波元件（接收端）嵌入示意圖	166
圖 4-15 試體底座接收端剪力波元件設備	167

圖 4-16 剪力波元件試驗訊號接收圖	168
圖 4-17 三軸室外殼環繞乾冰避免底座管線結冰	171
圖 4-18 三軸室圍壓水溫度.....	172
圖 4-19 動態三軸試驗之應力、應變、孔隙水壓與應力路徑圖	175
圖 4-20 不同地震規模之震源距離與等效反覆應力次數關係圖	176
圖 4-21 Laval 冰凍試體解凍之軸向應變圖.....	186
圖 4-22 各種激發頻率所產生之剪力波波形	191
圖 4-23 不同有效圍壓之剪力波速度量測	194
圖 5-1 麥寮砂 $CRR - q_{cIN}$ 與 Stark and Olson 法之比較	200
圖 5-2 麥寮砂之 $CRR - q_{cIN}$ 與 Robertson and Wride 法之比較.....	201
圖 5-3 麥寮砂之 CRR 與 V_{sl} 關係圖.....	202
圖 5-4 員林砂三軸壓縮試驗結果	207
圖 5-5 員林砂三軸試驗有效應力路徑	208
圖 5-6 員林砂不同細料含量試體之礦物成分百分比	209
圖 5-7 員林砂三軸動態試驗結果	215
圖 5-8(a) $FC=18\%$ 員林砂動態試驗結果之比較	216
圖 5-8(b) $FC=43\%$ 員林砂動態試驗結果之比較	217
圖 5-8(c) $FC=89\%$ 員林砂動態試驗結果之比較	218
圖 5-9 動態強度修正係數 K_o 與有效圍壓關係圖.....	222

圖 5-10 液化後排水量與根號時間關係圖	224
圖 5-11 各種細料含量試體之剪力波速量測值	226
圖 5-12 細料含量與 SPT 試驗之 $(N_1)_{60}$ 比值關係圖	228
圖 5-13 細料含量與 CPT 試驗之 q_{cIN} 比值關係圖	230
圖 5-14 細料含量與現地試驗 V_{sI} 比值關係圖	232
圖 5-15 細料含量與室內試驗 CRR, V_{sI} 比值關係圖	234
圖 5-16 非擾動 LS 試體液化臨界曲線	237
圖 5-17 各種 I_c 土壤與 LS 試體抗液化強度之比較	238
圖 5-18 各種剪力波速量測方法之 V_{sI}	241
圖 5-19 $CRR-V_{sI}$ 抗液化臨界曲線	242
圖 5-20 各種液化潛能評估法之安全係數	246

符號說明

a_{max} ：地表最大加速度

AP：氣落法 (air pluviation)

B：試體飽和度

BPT：貝克錘貫入試驗 (Becker penetration test)

C_0, C_1, C_2, C_3 ：CPT 在麥察砂中之室內標定經驗常數

C_B ：鑽孔直徑之修正係數

C_c ：土壤均勻係數 (coefficient of uniformity)

C_E ：打擊能量 60% 修正係數

Cl：綠泥石 (clinochlore)

CL：低塑性黏土

C_N ：有效覆土壓力修正係數

CPT：圓錐貫入試驗 (cone penetration test)

C_r ：反覆阻抗比修正係數

C_R ：鑽桿長度之修正係數

CRR：反覆阻抗比 (cyclic resistance ratio)

$CRR_{7.5}$ ：地震規模 $M_w=7.5$ 之反覆阻抗比

CSR：反覆應力比 (cyclic stress ratio)

C_u ：土壤曲率係數 (coefficient of curvature)



$C_{v, oed}$: 單向度壓密試驗之壓密係數

$C_{v, tx}$: 三軸壓密試驗之壓密係數

D : 試體直徑

D_{50} : 粗顆粒砂土之平均粒徑尺寸

d_{50} : 通過 #200 篩細顆粒砂土之平均粒徑尺寸

DD : 乾質落 (dry deposition)

D_r : 相對密度

D_{r0} : 初始相對密度

e : 孔隙比

e_{50} : $D_r=50\%$ 之孔隙比

e_c : 壓密後孔隙比

e_{max} : 最大孔隙比

e_{min} : 最小孔隙比

e_s : 粗顆粒架構孔隙比 (intergranular void ratio)

e_f : 細顆粒架構孔隙比 (interfine void ratio)

ER : 標準貫入試驗之打擊能量

F : 正常化摩擦比 (normalized friction ratio)

FC : 細料含量 (fines content)

FC_{th} : 細料含量門檻值 (threshold of fines content)



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

f_s ：摩擦套筒阻抗

Fs：長石 (feldspar)

FS：安全因子 (factor of safety)

G：剪力模數

G_{max} ：最大剪力模數

G_s ：比重

H_0 ：試體高度

I_c ：土壤行為型態指數 (soil behavior type index)

K：側向土壓力係數

K_0 ：靜止側向土壓力係數

K_c ：土壤顆粒性質修正因子

K_σ ：砂土動態強度修正係數

LL：液性限度 (liquid limit)

LS：Laval 試體 (Laval samples)

LVDT：線性變異差轉換器 (linear variable differential transformer)

ML：低塑性粉土

MLS：麥寮砂

M_s ：靜態三軸試驗之應力路徑斜率



MSASW：表面波震測分析 (multi-station analysis of surface wave)

MSF：地震規模放大因子 (magnitude scaling factor)

Mt：白雲母 (muscovite)

MT：濕夯法 (moist tamping)

MV：濕震法 (moist vibration)

M_w ：地震規模 (moment magnitude)

n ：應力指數 (stress exponent)

N_I ：打擊次數 N_m 經有效覆土壓力修正值 ($N_I = C_N N_m$)

$(N_I)_{60}$ ：經修正後之打擊次數

$(N_I)_{60,cs}$ ：乾淨砂等值打擊次數 (equivalent clean-sand value)

N_{60} ：打擊次數 N_m 經打擊能量 60% 修正值 ($N_{60} = C_E N_m$)

na ：剪力波速修正之 σ_a 指數

nb ：剪力波速修正之 σ_b 指數

N_c ：動態三軸試驗之反覆荷重次數

N_{eq} ：等效反覆荷重次數 (number of equivalent uniform stress cycles)

N_m ：標準貫入試驗之打擊次數

p' ：平均有效應力 ($= (\sigma'_v + 2\sigma'_h)/3$)

P_a ：大氣壓力 (98 kPa)

P_{a2} ：大氣壓力 (0.098 MPa)

PI：塑性指數 (plasticity index)

PL：塑性限度 (plastic limit)

q ：軸差應力 ($=\sigma'_v - \sigma'_h$)

Q：CPT 之正常化貫入阻抗 (normalized CPT penetration resistance)

q_c ：圓錐貫入試驗之錐尖阻抗

q_{cl} ：經有效覆土壓力修正後之錐尖阻抗

$q_{c,N}$ ：正常化之錐尖阻抗 (normalized cone resistance)

q_{cIN} ：對有效覆土壓力及大氣壓力做修正及正常化之錐尖阻抗

$(q_{cIN})_{cs}$ ：經細料含量修正之乾淨砂錐尖阻抗

Q_T ：對垂直應力正常化之錐尖阻抗 ($= (q_c - \sigma_{vo}) / \sigma'_{vo}$)

Qz：石英 (quartz)

SC：黏土質砂

SCPTU：震測水壓式圓錐貫入試驗 (seismic piezocone test)

SD：泥漿沉降法 (slurry deposition)

SEM：電子顯微照像

SM：粉土質砂

SP：級配不良砂土

SPT：標準貫入試驗 (standard penetration test)

t_0 ：剪力波初達時間

u ：超額孔隙水壓 (excess pore pressure)

u_2 ：錐尖後方位置所量得之超額孔隙水壓

V ：試體體積

V_s ：剪力波速 (shear-wave velocity)

V_{sl} ：經有效覆土壓力修正之剪力波速

V_{sl}^* ：修正後剪力波速之上限值

w ：含水量

W ：試體重量

WS ：水中沉降法 (water sedimentation)

W_w ：孔隙水重量

YLS ：員林砂

z ：地表下深度 (以公尺計算)

α, β ：乾淨砂等值打擊次數之修正係數

γ ：剪應變

γ_d ：應力折減係數

γ_{sat} ：試體飽和單位重

γ_u ：超額孔隙水壓比

τ_{av} ：平均水平剪應力

τ_L ：現地土壤液化之剪應力



ρ : 質量密度

σ_0 : 總平均應力 ($\sigma_0 = (\sigma_v + 2\sigma_h)/3$)

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

σ_a : 剪力波傳遞方向上之主應力

σ_b : 土壤顆粒震動方向之主應力

σ'_c : 三軸試驗之有效圍壓

σ_d : 動態三軸試驗之軸差應力 (deviator stress)

σ'_v : 現地垂直有效覆土壓力

σ_{v0} : 垂直覆土壓力

σ'_{v0} : 有效垂直覆土壓力

ΔH_{\max} : 冰凍 Laval 試體解凍時之最大沉陷量

ϵ_{\max} : 冰凍 Laval 試體解凍時之最大應變

ϕ'_{crit} : 臨界狀態下之排水摩擦角

ϕ'_s : 砂土顆粒間摩擦角

$\left(\frac{\tau_L}{\sigma'_v}\right)_{field}$: 現地土壤之剪應力比

$\left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}\right)_{triaxial}$: 動態三軸試驗之反覆應力比



一、背景

1.1 前言

台灣中西部平原之砂土層在集集地震期間發生廣泛的液化，地震後對於此一區域土壤液化潛能之評估曾進行許多相關的研究。中西部平原地區多為沖積砂土層，對於此一地區進行土壤液化潛能評估時，常以現地試驗的結果根據簡易法 (Simplified Method) 程序做評估，而簡易法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。所以細料含量 (Fines Content, FC = 細粒料重量佔砂土總重量之百分比值) 的多寡對砂土抗液化強度的評估便顯得非常重要。

簡易法土壤液化潛能評估程序以及細料含量修正的方法主要是根據現地試驗結果與估算地震事件在觀測地點所產生最大地表加速度與土壤是否有液化現象之觀察而決定，而少有其他直接試驗證據或理論根據來佐證。

關於砂土所含細料如何影響土層的現地試驗結果，如標準貫入試驗 (Standard Penetration Test, SPT)、圓錐貫入試驗 (Cone Penetration Test, CPT) 以及剪力波速 (Shear Wave Velocity, V_s) 量測，目前相關之研究仍非常有限。由於含細料砂土試體取得困難，傳統砂土非擾動取樣的方法既耗時又昂貴，一般實驗室仍都以重模試體進行單元試體試驗 (element tests)，但因採用重模的方式準備試體，試體本身就已存在顆粒組構以及

細料含量的影響。當砂土試體中含有細料時，會牽涉顆粒分離的問題而更加複雜，所以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。因此，細料含量對砂土不排水剪力強度以及抗液化強度的影響至今尚未有明確的定論。

國立交通大學 (NCTU) 研究團隊在過去十數年間曾針對台灣中西部地區土壤，從取樣技術、現場試驗、室內試驗與現地試驗標定，乃至於分析方法進行一系列之研究，其主要目的是希望能夠增進對此一區域粉土質砂土工程特性之了解，同時能夠針對這些特性提出適用於此砂土之試驗/分析的方法，並建立一完整之粉土細砂土壤行為資料庫。

基於 NCTU 研究團隊過去十幾年的研究基礎與成果，作者研發實用型粉土細砂非擾動取樣與室內試驗之技術、進行一系列之現地試驗，然後整合先前所累積及新增加之試驗結果，針對此區域粉土質砂土液化潛能分析方法做評估。論文組成共分為六章。第一章「背景」，主要說明本研究的源起並闡述與粉土質砂土液化行為相關的研究結果，包括麥寮砂之室內試驗研究以及介紹粉土質砂土的 CPT 室內標定試驗，在本章的最後部分介紹全篇論文的組織架構；第二章「研究目的與方法」，說明本研究之目的與所使用之試驗方法；第三章「員林試驗站之現地試驗與取樣」，主要描述現地試驗的規劃與取樣配置以及現地試驗的研究項目，文中對於 Laval sampler 非擾動試體取樣有詳細的介紹與說明，並且將現

地試驗的結果與分析做一充分的闡述；第四章「員林砂之室內試驗」，本章首先說明員林砂的試體準備，這部分包括冰凍 Laval 試體、未冰凍 Laval 試體與各種不同製作方式的重模試體準備，其次介紹試驗所需的相關試驗設備，主要硬體包括動/靜態三軸試驗儀器、剪力波速量測設備以及資料擷取所需的各項設備，接著說明各種不同試體的試驗方法及程序；第五章「結果分析與討論」，內容包括麥寮砂室內試驗所得參數 $CRR-q_c-V_s$ 間的相互關係，以及員林砂室內試驗與現地試驗的研究結果，並說明各項試驗成果所表達的意涵以及闡述員林砂 $CRR-q_c-V_s$ 間的相互影響關係，最後對員林試驗站進行液化潛能分析並對分析成果加以討論；第六章「結論與建議」，綜整全篇論文並列舉簡明扼要之結論，說明細料含量對台灣中西部粉土質砂土的影響並且提出粉土質砂土液化行為的重要研究成果與所蘊含的工程意義，最後對未來研究方向與應用方式提出具體的建議。

論文中有關麥寮砂與員林砂之 X 光繞射試驗結果收錄於附錄 A；員林砂室內動態三軸試驗與剪力波速量測結果及圖形彙整於附錄 B。為精簡論文篇幅，上述附錄之檔案均以光碟儲存方式併同論文保存。

1.2 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承受之動態剪應力 (需求面)，利用現地試驗結果來推估土壤之抗液化強度 (供給面)，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。以下針對簡易法之基本原理做一敘述。

1.2.1 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 (如圖 1-1) 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：

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

$$\gamma_d = 1.0 - 0.00765z \quad \text{當 } z \leq 9.15 \text{ 公尺} \quad (1-2a)$$

$$\gamma_d = 1.174 - 0.0267z \quad \text{當 } 9.15 \leq z \leq 23 \text{ 公尺} \quad (1-2b)$$

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) 以及剪力波速 (Shear-Wave Velocity, V_s) 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。對於大顆粒土壤 (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，前人提出大型動態貫入試驗之觀念，例如貝克錘貫入試驗 (Becker Penetration Test, BPT)。以上四種不同試驗方法之主要優缺點比較如表 1-1 所列。本研究主要探討粉土質砂土之液化行為，對適用於粗顆粒土層液化潛能評估法之 BPT 試驗則不加以贅述，以下將探討 SPT、CPT 以及 V_s 等三種現地試驗法如何評估土壤液化潛能。

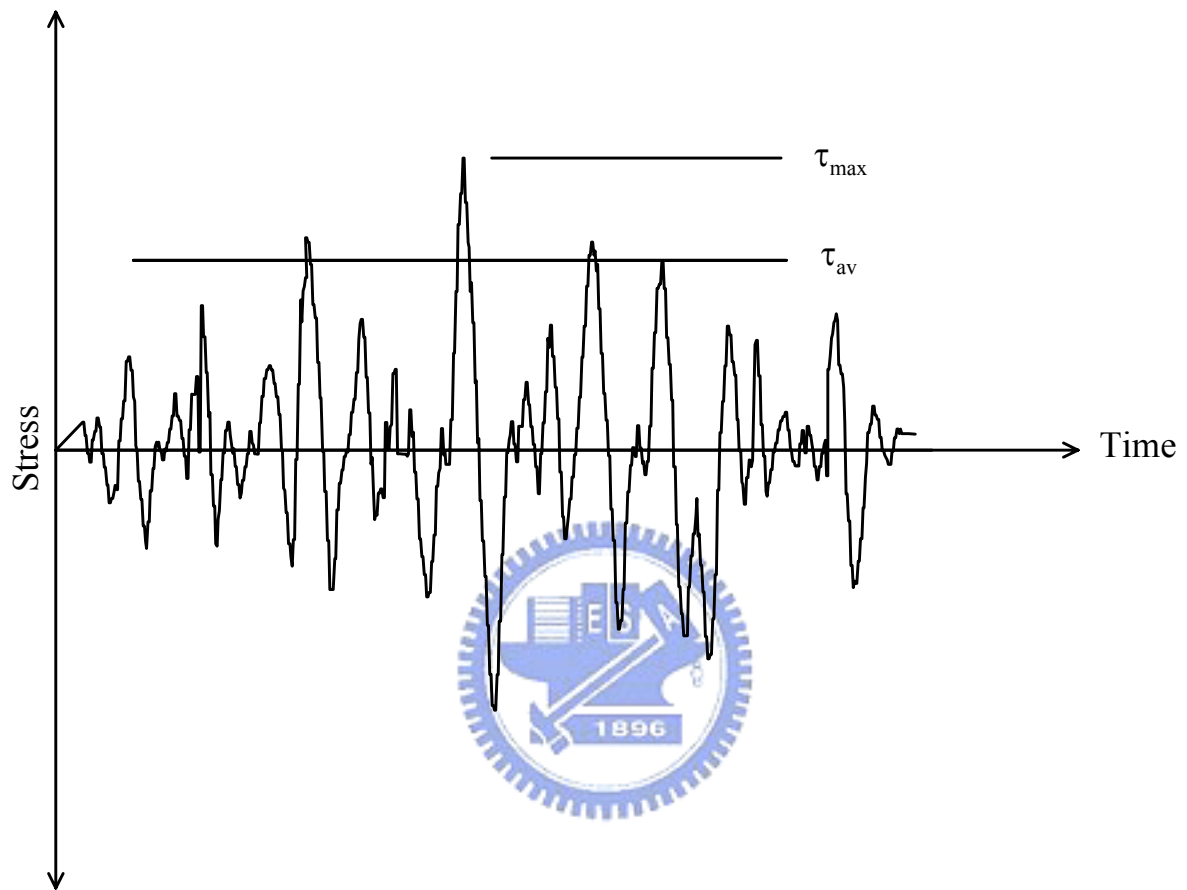


圖 1-1 地震期間土層剪應力之歷時曲線 (Seed and Idriss, 1971)

表 1-1 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	豐富	豐富	有限	稀少
應力-應變關係對試驗之影響	部分排水，大應變	排水，大應變	小應變	部分排水，大應變
品質控制與重覆性	差至佳	極佳	佳	差
土層變異性之辨別	密集取樣較佳	極佳	普通	普通
建議使用之土層類型	非礫石	非礫石	皆可	以礫石為主
試體獲得	可	否	否	否
量測指標或工程性質	量測指標	量測指標	工程性質	量測指標

1.SPT 液化潛能評估

SPT 試驗已經累積非常豐富的經驗資料，所以目前被廣泛的運用於土壤液化潛能評估。Seed et al. (1983) 提出 SPT 試驗所量測的打擊次數 N_m 值必須經過有效覆土壓力 σ'_{v0} 的修正，得到相當於 σ'_{v0} 為 1 大氣壓力 ($p_a=98\text{kPa}$) 之打擊次數 N_1 ，如式 1-3 所示。

$$N_1 = C_N \times N_m = \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \times N_m \quad (1-3)$$

Seed et al. (1985) 提出打擊次數 N_m 值除了有效覆土壓力修正外，必須考慮打擊能量的修正，以相當於自由落擊 (free-fall) 打擊能量 60% 的打擊次數 N_{60} ，來決定土壤之抗液化強度， N_{60} 之計算如下，

$$N_{60} = C_E \times N_m = \frac{(ER)}{60\%} \times N_m \quad (1-4)$$

其中 ER ：SPT 擊錘打擊能量與自由落擊能量之比值

C_E ：能量修正係數

除了有效覆土壓力以及打擊能量修正之外，Skempton (1986) 建議 N_m 值也必須對鑽孔直徑與鑽桿長度做合理的修正，修正係數值如表 1-2 所列。所以現地 SPT 試驗所量得的 N_m 值，經上述各種因素修正後成為

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R \quad (1-5)$$

其中 C_N ：有效覆土壓力修正係數

C_B ：鑽孔直徑修正係數

C_R ：鑽桿長度修正係數

表 1-2 SPT 試驗 N 值修正係數 (摘自 Skempton, 1986)

修正因素	設備變數	修正係數	修正值
覆土壓力	—	C_N	$\left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}\right)^{0.5} \leq 1.7$
能量比	甜圈錘 Donut hammer	C_E	0.5-1.0
	安全錘 Safety hammer	C_E	0.7-1.2
	自動揚程甜圈錘 Automatic-trip Donut-type hammer	C_E	0.8-1.3
鑽孔直徑	65-115 mm	C_B	1.0
	150 mm	C_B	1.05
	200 mm	C_B	1.15
鑽桿長度	<3 m	C_R	0.75
	3-4 m	C_R	0.8
	4-6 m	C_R	0.85
	6-10 m	C_R	0.95
	10-30 m	C_R	1.0

Seed et al. (1985) 觀察泛美、日本及中國等地區曾因地震產生或未產生液化現象，依據各種不同細料含量土層的修正後標準貫入阻抗 (corrected standard penetration resistance) $(N_1)_{60}$ ，並且以 Seed and Idriss (1971) 所提出之式 (1-1) 計算反覆應力比 CSR 而建立圖 1-2 的液化潛能關係圖。

上述之修正後標準貫入阻抗 $(N_1)_{60}$ ，一般而言都是得自含有各種不同細料含量的土層，而簡易法架構下 SPT 液化潛能評估法是以乾淨砂做為評估的基準，然後依據細料含量的多寡對 $(N_1)_{60}$ 做修正，Youd and Idriss (1997) 提出的修正式如下，

$$(N_1)_{60,cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (1-6)$$

上式中係數 α 之計算方法如下，

$$\alpha = 0 \quad \text{若 } FC \leq 5\% \quad (1-7a)$$

$$\alpha = \exp[1.76 - (190 / FC^2)] \quad \text{若 } 5\% < FC < 35\% \quad (1-7b)$$

$$\alpha = 5.0 \quad \text{若 } FC \geq 35\% \quad (1-7c)$$

而係數 β 之決定則是根據下式

$$\beta = 1.0 \quad \text{若 } FC \leq 5\% \quad (1-8a)$$

$$\beta = [0.99 + (FC^{1.5} / 1000)] \quad \text{若 } 5\% < FC < 35\% \quad (1-8b)$$

$$\beta = 1.2 \quad \text{若 } FC \geq 35\% \quad (1-8c)$$

從上述關係式可計算乾淨砂等值打擊次數 (equivalent clean-sand value)

$(N_1)_{60,cs}$ ，然後再依據式(1-9)計算土層於地震規模 $M_w=7.5$ 之反覆阻抗比

$$CRR_{7.5} = \frac{a + cx + ex^2 + gx^3}{1 + bx + dx^2 + fx^3 + hx^4} \quad (1-9)$$

上式中 $a=0.048$ ， $b=-0.1248$ ， $c=-0.004721$ ， $d=0.009578$ ， $e=0.0006136$ ， $f=-0.0003285$ ， $g=-0.00001673$ ， $h=0.000003714$ 。公式中 x 為乾淨砂等值打擊次數 $(N_1)_{60,cs}$ ，其上限值為 30，如超過 30 則認為不會液化。

最後以 Seed and Idriss (1971) 所提出的公式(1-1)計算地震所產生的反覆應力比 (CSR)，如此可依公式(1-10)計算土層的抗液化安全係數，(1-10)式中 MSF 為地震規模放大因子 (Magnitude Scaling Factor)，由式(1-11)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。

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \times MSF \quad (1-10)$$

$$MSF = 10^{2.24} / M_w^{2.56} \quad (1-11)$$

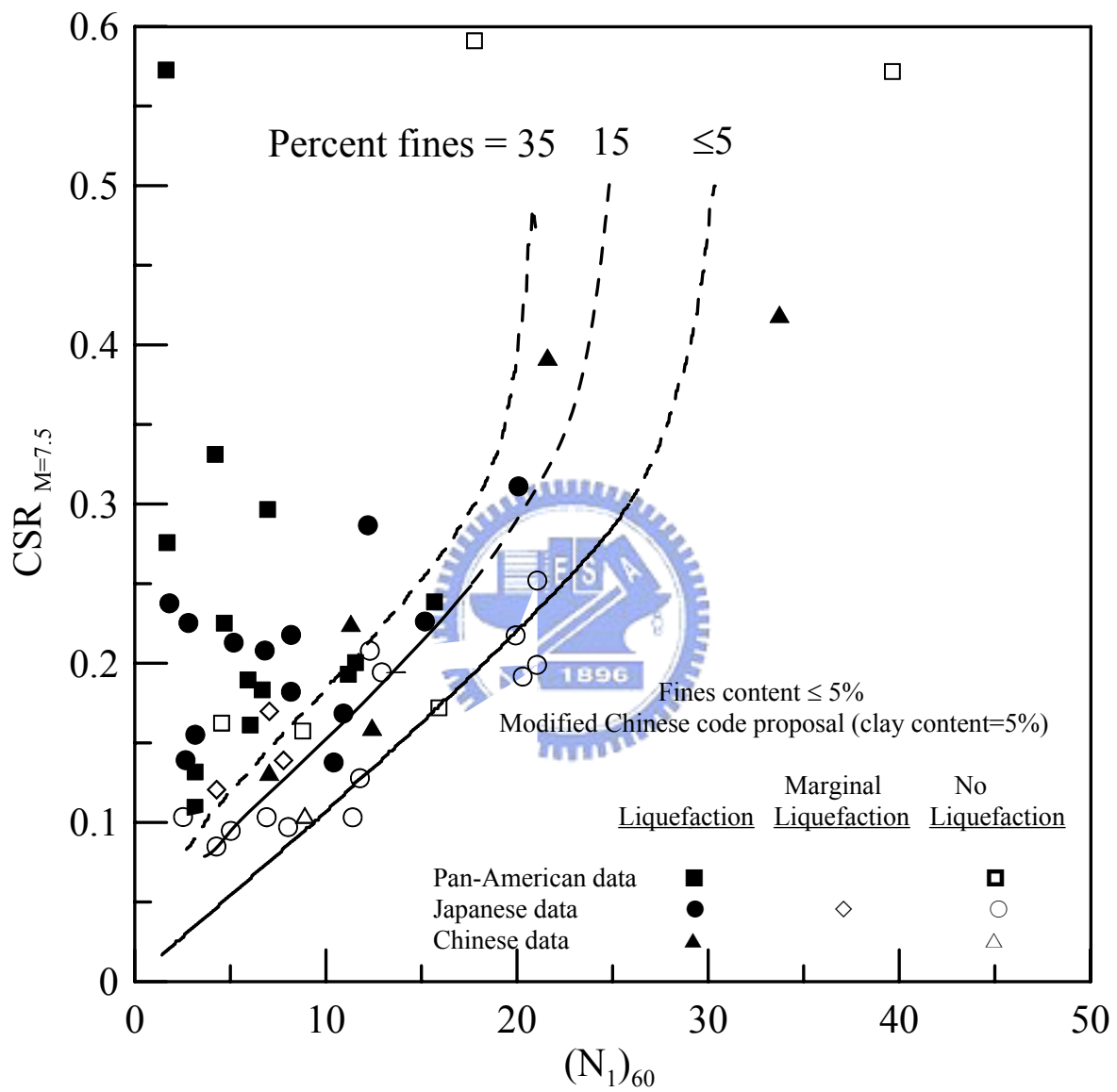


圖 1-2 $(N_1)_{60}$ 與 CSR 關係圖 (Seed et al., 1985)

2.CPT 液化潛能評估

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：

$$q_{c1} = q_c \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \quad (1-12)$$

同時以地震發生後，現地有無液化現象發生，並以 Seed and Idriss (1971) 所提出式(1-1)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 $(N_1)_{60}$ 對式(1-1) 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常化之 q_{c1N} ，如式 1-13，並繪製乾淨砂液化潛能評估之臨界曲線。

$$q_{c1N} = \left(\frac{q_c}{p_{a2}} \right) \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \quad (1-13)$$

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，以現地量測 CPT 方法以及依式(1-1)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。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 1-3 所示。

- 乾淨砂 (clean sand) $0.25 < D_{50} \text{ (mm)} < 2.0$ ， $FC \leq 5\%$ ；
- 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 試驗結果之正常化貫入阻抗 (normalized CPT penetration resistance, Q) 以及正常化摩擦比 (normalized friction ratio, F) 界定出含細料砂土層之土壤行為型態指數 I_c (soil behavior type index)，依據 I_c 值的大小計算土壤顆粒性質修正因子 K_c ，由式(1-14)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 $(q_{c1N})_{cs}$ 。

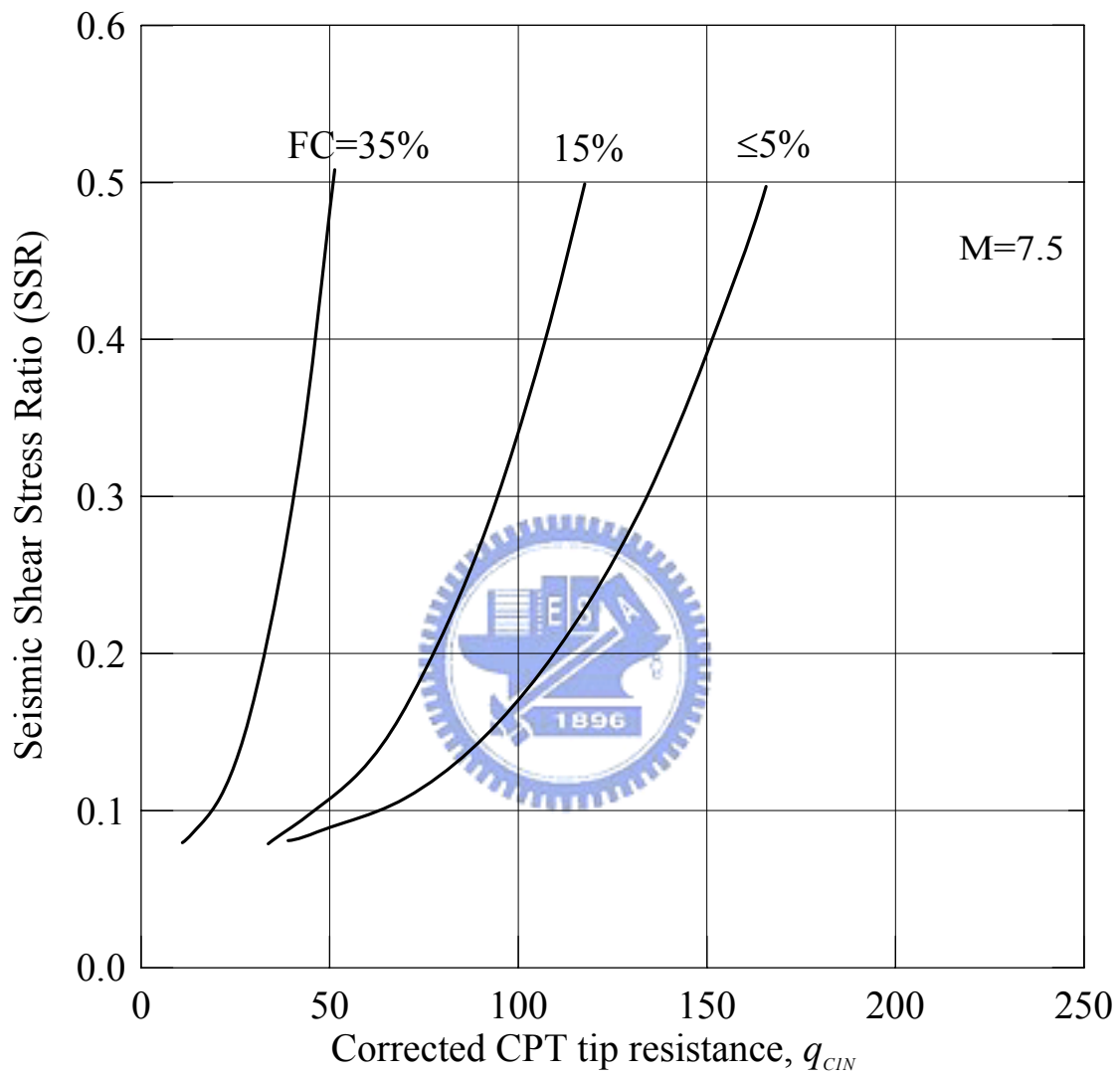


圖 1-3 不同細料含量之液化潛能臨界曲線圖 (Stark and Olson, 1995)

$$(q_{c1N})_{cs} = (K_c)(q_{c1N}) \quad (1-14)$$

最後由式(1-15)計算出含細料砂土層的反覆阻抗比 CRR 。

$$CRR_{7.5} = 0.833 [(q_{c1N})_{cs} / 1000] + 0.05 \quad \text{當 } (q_{c1N})_{cs} < 50 \quad (1-15a)$$

$$CRR_{7.5} = 93 [(q_{c1N})_{cs} / 1000]^3 + 0.08 \quad \text{當 } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160 \quad (1-15b)$$

依式(1-10)可計算安全係數，如果 FS 小於 1，則含細料砂土層達到液化。圖 1-4 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。

3. V_s 液化潛能評估

現地試驗評估土壤液化潛能的方法除 SPT 與 CPT 外，另一個方法是剪力波速 V_s 量測，剪力波速量測具備以下的各項優點，所以經常被運

用於土壤液化潛能評估：

- 在無法進行取樣的地區，剪力波速仍然可以進行量測。
- 在無法貫穿的土層，剪力波速也可以進行量測。
- 除現地可量測剪力波速外，於實驗室也可量測小試體的剪力波速，藉此可以比較兩者間的異同。
- 剪力波速量測具有快速性與方便性，可於短時間內做大範圍的量測。
- 剪力波速量測為非破壞性量測。

剪力波速量測雖具備上述的優點，可是如同 CPT 試驗，仍然無法取得土樣進行土壤分類。

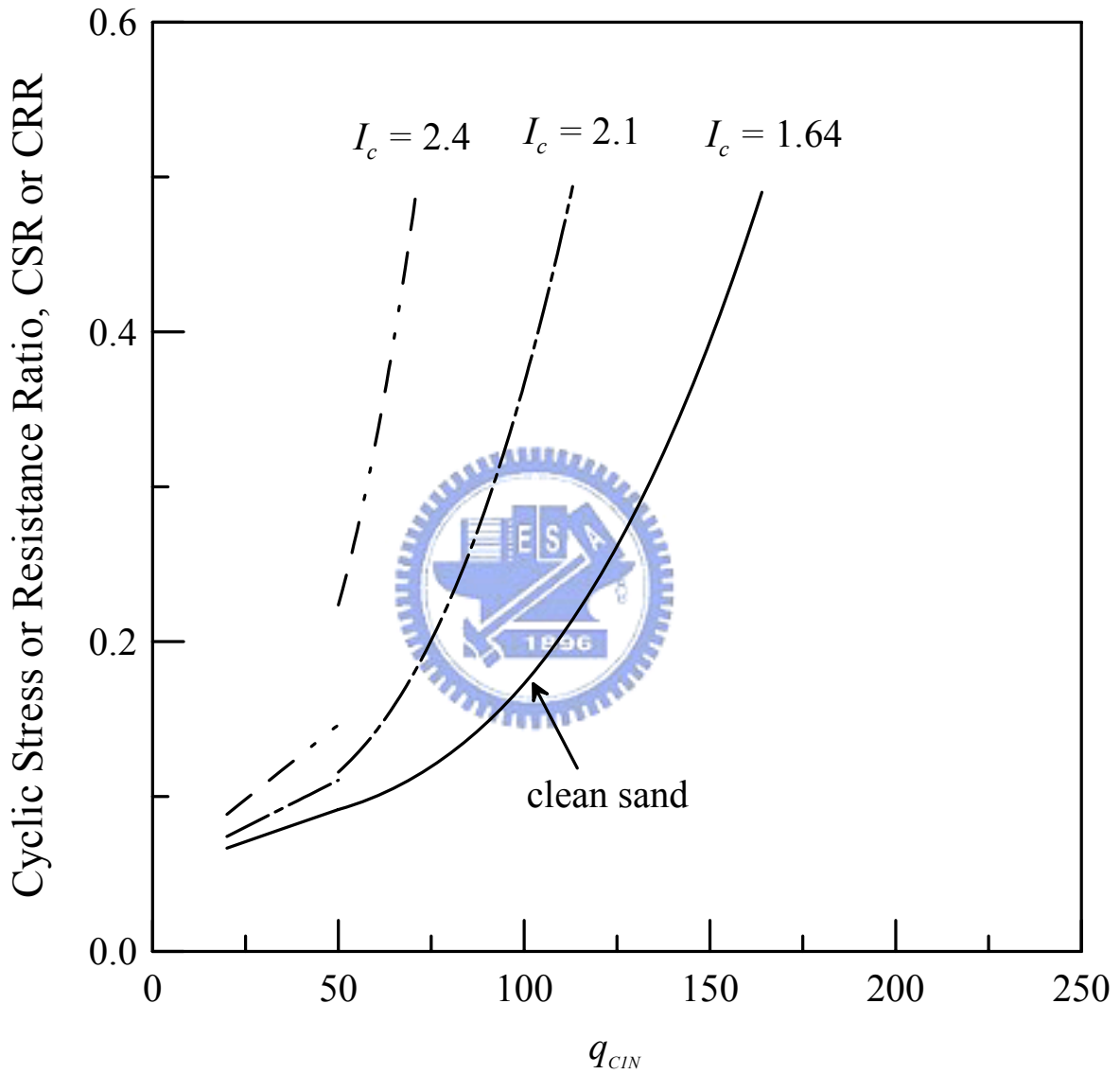


圖 1-4 乾淨砂與各種含細料砂土層 I_c 所界定出的 CRR 關係圖

(Robertson and Wride, 1998)

以下將探討剪力波速運用在土壤液化潛能評估的發展，至於剪力波速的量測方法將於 4.5 節詳述。

過去 20 幾年來已經有許多剪力波速 V_s 與土壤液化關係的研究，這些研究包括現場觀察[e.g., Stokoe and Nazarian (1985), Robertson et al. (1992), Kayen et al. (1992), Andrus and Stokoe (1997)]; 貫入法- V_s 的關係[e.g., Seed et al. (1983), Lodge (1994)]; 解析研究[e.g., Bierschwale and Stokoe (1984), Stokoe et al. (1988b)]; 實驗室試驗[e.g., Dobry et al. (1981), De Alba et al. (1984), Tokimatsu and Uchida (1990)]。這些研究中除了 Tokimatsu and Uchida (1990) 使用動態三軸試驗結果計算乾淨砂 ($FC < 10\%$) 反覆阻抗比 CRR 外，其他研究都依循式(1-1)計算反覆應力比 CSR 。而 V_{sl} 則是經有效覆土壓力的修正 (Robertson et al., 1992) ，

$$V_{sl} = V_s \left(\frac{p_a}{\sigma_{v0}} \right)^{0.25} \quad (1-16)$$

Tokimatsu and Uchida (1990) , Kayen et al. (1992) , Robertson et al. (1992) , Lodge (1994) , Andrus and Stokoe (1997) 與 Andrus and Stokoe (2000) 等曾分別對乾淨砂提出如圖 1-5 之土壤液化潛能評估 V_{sl} - CRR 臨界曲線，其中 Andrus and Stokoe (1997) 曾建議

$$CRR = a \left(\frac{V_{sl}}{100} \right)^2 + b \left(\frac{1}{V_{sl}^* - V_{sl}} - \frac{1}{V_{sl}^*} \right) MSF \quad (1-17)$$

式中 $a = 0.022$, $b = 2.8$ 。 V_{sl}^* 為 V_{sl} 的上限，介於 200~215m/s 之間（依細料含量而定）。

$$V_{sl}^* = 215 \text{ m/s} \quad \text{若 } FC \leq 5\% \quad (1-18a)$$

$$V_{sl}^* = 215 - 0.5(FC - 5) \text{ m/s} \quad \text{若 } 5\% < FC < 35\% \quad (1-18b)$$

$$V_{sl}^* = 200 \text{ m/s} \quad \text{若 } FC \geq 35\% \quad (1-18c)$$

地震規模放大因子 MSF 的大小是依據 Youd et al. (1997) 所建議公式(如式 1-19) 計算，而指數 n 值的大小則介於 -2.56 (NCEER, 1996) 至 -3.3 (Andrus and Stokoe, 1997) 之間：

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5} \right)^n \quad (1-19)$$

若以集集地震 $M_w = 7.6$ 計算，則 $0.957 \leq MSF \leq 0.967$ 。

Idriss (1999) 建議依地震矩規模大小計算放大因子 MSF ，如式 1-20：

$$MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M_w}{4}\right) - 0.06 \quad \text{當 } M_w > 5.2 \quad (1-20a)$$

$$MSF = 1.82 \quad \text{當 } M_w \leq 5.2 \quad (1-20b)$$

Andrus and Stokoe (2000) 曾以 225 個地震案例觀察是否因地震而發生液化現象，並將所觀察的土層依細料含量分為三大類，第一類砂土其 $FC \leq 5\%$ ；第二類砂土其 FC 介於 6 - 34% 之間；第三類砂土其平均 $FC \geq 35\%$ 。並將現地所量測的剪力波速 V_s 依據式 1-16 之有效覆土壓力修正成為 V_{sl} 。反覆應力比 CSR 之計算除了依式 1-1 外，並參照 Youd et al. (1997) 所建議的放大因子 (MSF) 將不同地震規模修正為 $M_w = 7.5$ 。圖 1-6 顯示對不同細料含量砂土以剪力波速對 CRR 所建立之液化臨界曲線。

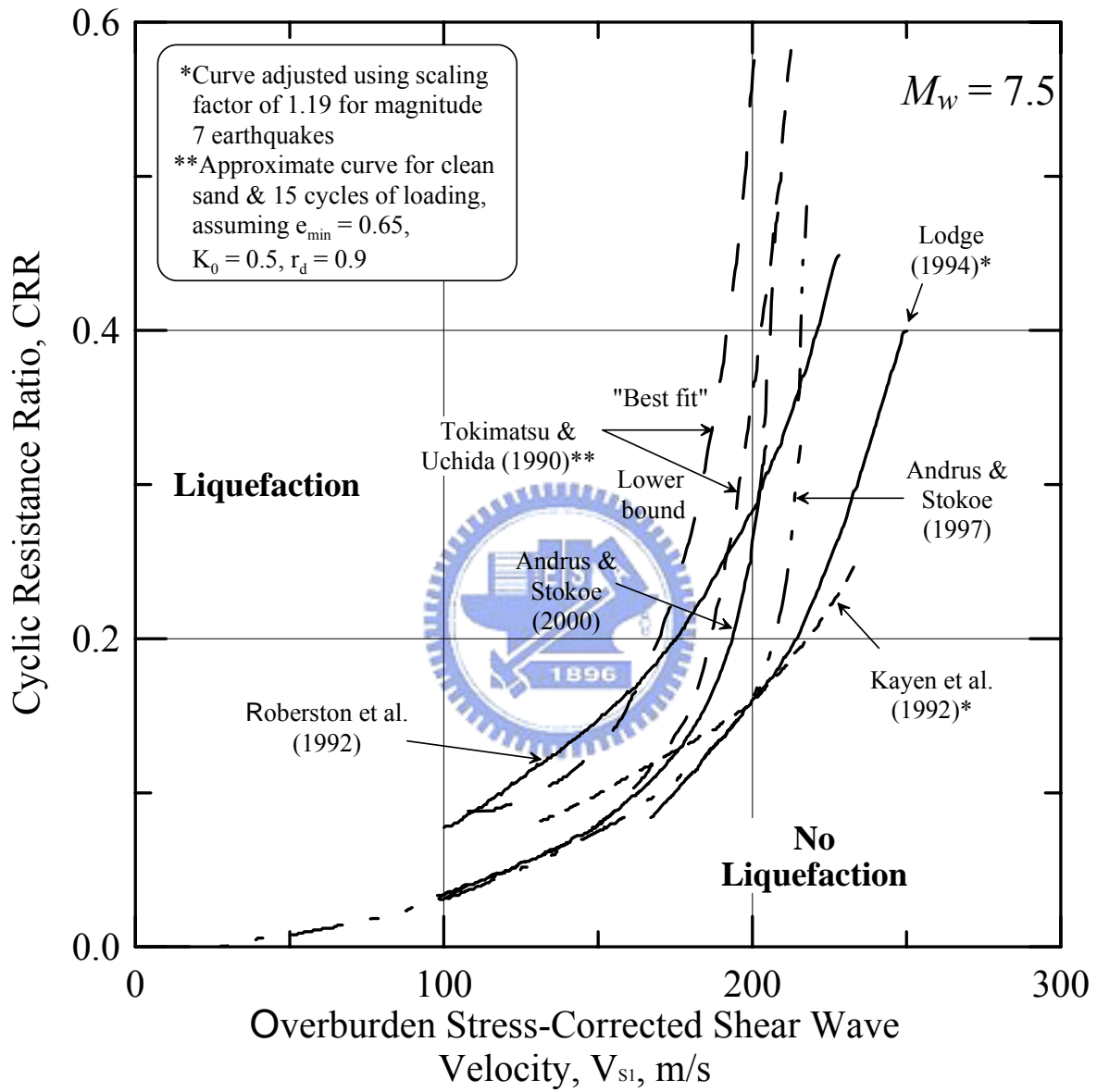


圖 1-5 乾淨砂各種 V_{sl} -CRR 建議曲線比較圖 (Andrus and Stokoe, 2000)

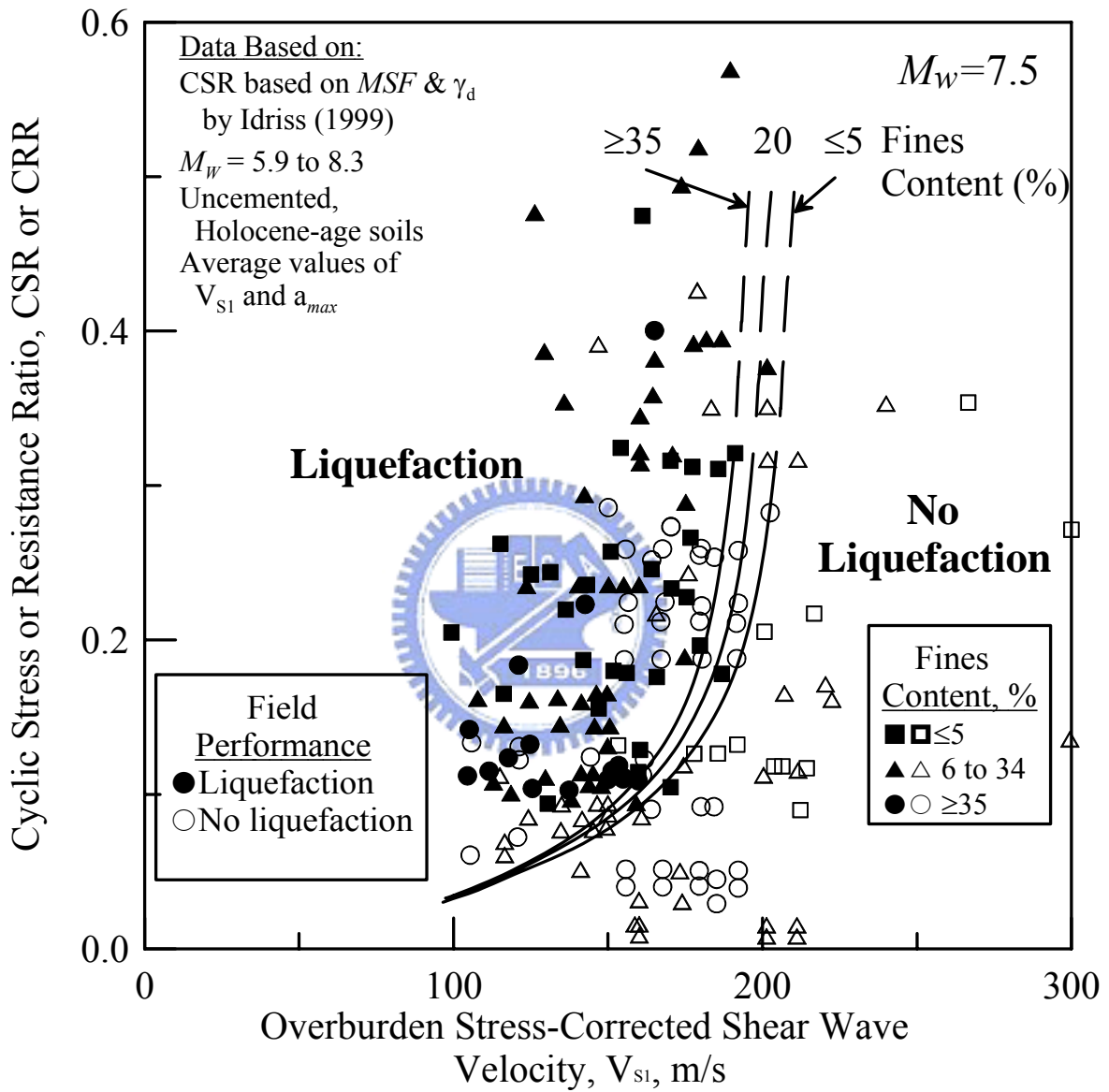


圖 1-6 含細料砂土 V_{s1} -CRR 關係圖 (Andrus and Stokoe, 2000)

1.2.2 現地取樣與室內試驗評估土壤液化潛能

在砂土中取非擾動試體然後進行動態三軸試驗是簡易法以外另一種可以用來決定土壤抗液化強度之方法。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。

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 ($K \neq 1$) 之反覆應力比與反覆單剪試驗或動態三軸試驗 ($K=1$) 所得動態應力比可用式(1-21)與式(1-22)之關係式來表示。

$$\left(\frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_c}\right)_{field} = 0.9 \times (CRR)_{SS} = 0.9 \times C_r \times (CRR)_{tx} \quad (1-21)$$

$$(CRR)_{tx} = \left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}\right) \quad (1-22)$$

當靜止土壓力係數 $K=1$ (實驗室試驗) 時反覆阻抗比修正係數 C_r 介於 1.0 與 1.15 之間。若 $K \neq 1$ (現地) 時，則 C_r 必須依據土壤的摩擦角 (ϕ_s')，估算現地正常壓密情況下之靜止土壓力係數 $K (=1-\sin(\phi_s'))$ 。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 1-3 所示。若以土壤摩擦角 $\phi_s'=31.6^\circ$ ，則 $K=0.47$ 。因此，Finn et al. (1971) 以及 Castro (1975) 所建議公式的 C_r 計算值非常接近 0.75。

表 1-3 反覆阻抗比修正係數 C_r

Reference	Equation	$K=0.4$	$K=0.47$ ($\phi_s'=31.6^\circ$)	$K=1.0$
Finn et al. (1971)	$C_r = (1+K)/2$	0.70	0.74	1.00
Seed and peacock (1971)	Varies	0.55-0.72	0.55-0.72	1.00
Castro (1975)	$C_r = 2(1+2K)/3\sqrt{3}$	0.69	0.75	1.15
Seed (1979)	$C_r = (1+2K)/3$	0.60	0.65	1.00

1.3 粉土質砂土強度之影響因素

影響粉土質砂土強度的因素包括顆粒組構、細料含量、塑性指數、礦物成分、形成年代、膠結程度、顆粒大小與形狀等。其中顆粒組構以及細料含量對砂土動/靜態強度的影響已有許多相關文獻的探討。

1.3.1 顆粒組構對砂土強度的影響

由於現地非擾動砂土取樣相當困難，室內重模砂土試體製作方式就顯得較為容易。不同的試體製作方式，各有其優缺點，必須依照砂土的特性、儀器的種類或模擬現地土壤的狀態等條件而決定試體的準備方式。根據 Tatsuoka et al. (1986)、Ishihara (1993)、Amini et al. (2000) 以及 Yamamuro and Wood (2004) 等文獻記載，可以整理出曾經使用過重模試體的製作方式如下：

- 乾置法 (Dry Deposition, DD) 和氣落法 (Air Pluviation, AP)：

乾置法是將乾的砂土置於漏斗內，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透水排氣 (flush)，然後加壓飽和。當排氣與加壓飽和時，需加以注意與記錄體積之變化，以求得試體的初始緊密度 (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，高度的大小取決於所要求之緊密度。

- 濕夯法 (Moist Tamping, MT) 和濕震法 (Wet Vibration, WV) :

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；經夯實之緊密試體因含有少量水分造成負孔隙水壓，導致試體本身能夠自立，通入二氧化碳後進行排氣，然後加壓飽和，排氣與加壓飽和時，需加以注意與記錄體積之變化，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，而是利用試體本身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，可利用木槌於模具外輕敲，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，利用木槌在模具外輕敲，以達到要求之緊密度。

表 1-4 為上述六種試體製作方式之簡略比較。

表 1-4 重模試體製作方式之比較 (修改自蔡明道, 2002)

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

1. 顆粒組構對不排水剪力強度的影響

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。

Zlatovic and Ishihara (1997) 分別以 Lagunillas 砂質粉土 (DD、MT 與 WS 法)、Dagupan 粉土質砂土 (DD 與 MT 法) 以及 Tia Juana 粉土質砂土 (DD 與 WS 法) 的重模試體進行不排水剪力試驗，結果在相同的孔隙比與有效圍壓條件下，疏鬆砂土不論何種試體準備方式其尖峰剪力強度 (peak strength) 均相似，但超越尖峰剪力強度後之殘餘強度 (residual strength) 則顯示 $WS > DD > MT$ 法。

Yamamuro and Wood (2004) 曾以 Nevada 50/200 砂土在相同的非塑性細料含量 $FC=20\%$ ，以及相同的孔隙比進行試驗，發現水中沉降法 (WS) 呈現膨脹性行為或較為穩定，其剪力強度較大；反之，乾置法 (DD) 則呈現壓縮性行為或較為不穩定，所以剪力強度較小。Yamamuro and Wood (2004) 對試驗所使用之砂土進行顯微照相，觀察土壤顆粒組構間的關係並以微觀的觀點對顆粒組構加以探討，圖 1-7(a) 表示 WS 法所形成的顆粒組構型態，由於 WS 法試體製作方式使得粗顆粒與粗顆粒間得以接觸 (large-to-large, L-L)，所以試體在受剪後能夠呈現較為穩定的反應，而且也展現出較大的剪力強度；然而，由 DD 法所製作之試體製作方式卻使

得粗顆粒與粗顆粒分離，其間夾雜細顆粒與孔隙，顆粒間的接觸方式如圖 1-7(b)所示，因為大小顆粒接觸 (large-small-large, L-S-L)以及孔隙的關係，所以試體在受剪後呈現較不穩定的反應，其剪力強度也較小。

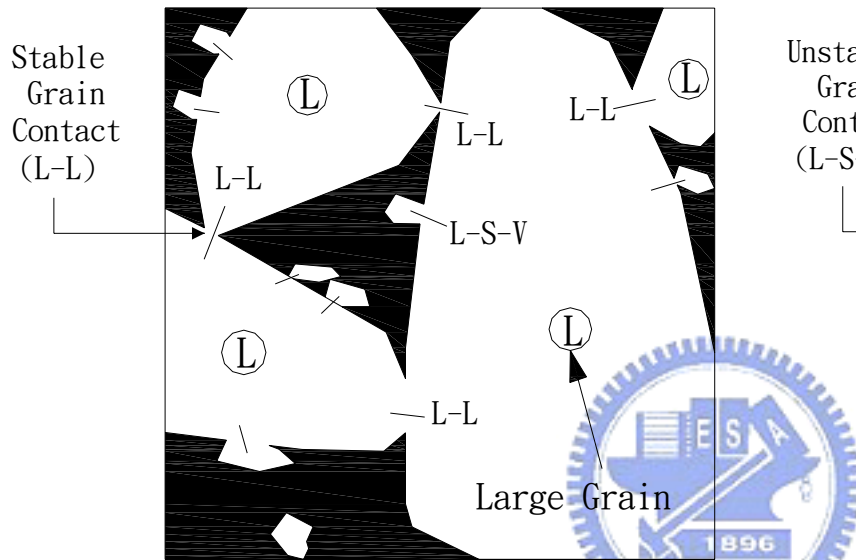
2. 顆粒組構對砂土抗液化強度的影響

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。

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。

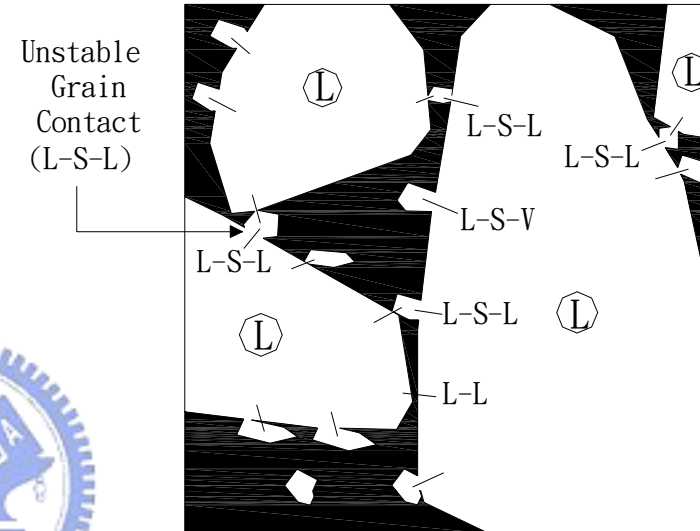
Amini et al. (2000) 使用 Ottawa 20-30 砂混合低塑性細料製作各種不同細料含量的均勻 (Uniform) 試體和分層 (Layered) 試體，並且以各種不同有效圍壓進行動態三軸試驗，結果顯示兩種方法所製作的試體其抗液化強度差別並不大，其中以濕夯法方式來代表均勻排列的試體，以水中沉降法方式代表分層排列的試體。

Corresponding Particle Structure



Theorized that stable behavior is due in part to a greater presence of large-to-large(L-L) grain contacts

Corresponding Particle Structure



Theorized that temporary liquefaction may result from a significant presence of large-small-large(L-S-L) grain contacts as undrained shearing begins

(a) 水中沉降法 (WS) 試體顆粒組構

(b) 乾置法 (DD) 試體顆粒組構

圖 1-7 不同試體製作方法之顆粒組構 (Yamamuro and Wood, 2004)

1.3.2 細料含量對砂土強度的影響

1. 細料含量對不排水剪力強度的影響

文獻中有關細料含量對不排水剪力強度的影響，都是以重模方式準備試體。Vaid (1994) 採用 Brenda 20/200 砂土，以乾置法 (Dry Funnel Deposition, DFD) 與泥漿沉降法 (Slurry Deposition, SD) 準備試體，分別將細料含量為 0、4、7.5、13.3 與 22.3 % 之試體進行單向載重不排水剪力試驗，結果顯示砂土強度會隨著細料含量的增加而增加。

Lade and Yamamuro (1997) 採用 Nevada 50/200 砂土，以乾置法 (DFD) 準備試體，分別將細料含量為 0、10、20、30 與 50 % 之試體進行不排水剪力試驗，結果試體不排水剪力強度卻會隨著細料含量的增加而降低。



2. 細料含量對砂土抗液化強度的影響

有關土壤抗液化強度的研究中，以往許多學者均以乾淨砂做為研究的材料，並且以重模方式準備試體 (Seed et al., 1985; Ishihara, 1985; Seed and De Alba, 1986; Robertson and Wride, 1998)。然而自然界沉積土層中，大部分均含有細粒料。因此，上述研究並無法反映土壤的真實行為，況且其試體準備均以重模方式製作，試體本身就已存在砂土組構的影響。

有部分學者針對各種不同細料含量，研究其對土壤抗液化強度的影響 (Troncoso, 1990; Vaid, 1994; Koester, 1994)，由於所使用之土壤礦物

成分、顆粒形狀、粒徑分布、緊密程度(孔隙比(global void ratio)，粗顆粒孔隙比(intergranular void ratio)，細顆粒孔隙比(interfine void ratio)與相對密度(relative density))、土壤塑性以及試體製作方法等諸多因素的影響，所以相關文獻中有關細粒料含量對砂土強度的影響並至今仍沒有明確的定論。

有些研究者認為砂土細料含量 (FC) 增加，其反覆阻抗比 (CRR) 減小 (Troncoso, 1990 ; Singh, 1996 ; Lade and Yamamuro , 1997 ; Hsiao et al., 2004) ; 部分學者認為砂土細料含量增加，其反覆阻抗比增加 (Vaid, 1994 ; Amini and Qi, 2000) ; 而另外有部分學者提出砂土細料含量門檻值 (FC_{th}) 的建議，認為細料含量小於 FC_{th} ，細料含量增加時，其 CRR 減小，但當細料含量高於 FC_{th} ，細料含量增加時，其 CRR 反而增加 (Koester, 1994 ; Thevanayagam et al., 2000 ; Polito and Martin, 2001 ; Xenaki and Athanasopoulos, 2003) 。相關文獻中有關細料含量對抗液化強度的影響整理如表 1-5 。

Thevanayagam et al. (2000) 以 OS55 砂土與碾碎的砂土細料 (crushed silica fines) 為研究材料，針對不同細料含量 ($FC=0,15,25,60\%$) 研究細料含量對粉土質砂土動態強度的影響，結果顯示砂土動態強度會因細料的改變而影響其強度。Thevanayagam et al. (2000) 以圖 1-8 (case 1 至 case 4) 說明細料如何影響著砂土的動態強度。圖中案例一 (case1) 當

細料含量極少時，大量粗顆粒之間彼此相互接觸，少量細料被粗顆粒完全束制，對砂土的力學機制而言，此時細料僅能扮演填充孔隙的角色，所以當細料含量極少的時候，砂土由粗顆粒接觸所展現的動態強度較大。當細料含量逐漸增加後如圖中案例二與案例三 (case2 與 case3)，案例二之細料仍有部份扮演填充孔隙的作用，但已有部份細料成為分隔細料 (separating fines) 開始對粗顆粒產生支撐作用，案例三則顯示粗顆粒砂土之孔隙比逐漸增加後，細料便開始成為控制土壤應力-應變的主因。當細料大量增加後 (如案例四)，細料能有效的區隔粗顆粒，使其完全分散 (fully dispersed) 而無法接觸，因此細料開始扮演主導砂土力學機制的重要角色，然而此時粗顆粒對砂土的影響已經開始消失，所以當細料含量增加後，砂土的動態強度必然會受到影響。

表 1-5 文獻中有關細料含量對於抗液化強度的影響

FC 對 CRR 的影響	研究者	土壤性質	試體準備方式	相關影響因素
FC 增加，CRR 減小	Troncoso (1990)	Tailing silty sands FC=0,15%	N.A.	e=0.85，有效圍壓 100kPa，比較智利(Chile)中部乾淨礦渣砂之 CRR 為 FC=15%礦渣粉土砂之 2 倍。
	Singh (1996)	Flint Shot No.4 sand Pasadena,CA silt FC=10,20,30,100%	Moist tamping (w=7-12%)	1.以相同的 Dr=50%比較 2.FC>60%,sand grains 於 silt fines 中無法產生顆粒接觸應力,因此完全由細料控制試體行為 3.所以 CRR 隨 FC 增加而減少。
	Lade and Yamamuro (1997)	Nevada 50/200 sand, FC=0,10,20,30% Nevada 50/80sand, FC=0,10,20,30,50% Ottawa 50/200 sand, FC=0%,10,20,30,50% Ottawa F-95 sand, FC=0%,10%	DFD (dry funnel deposition)	孔隙比相似，有效圍壓 25kPa 條件下相互比較
	Hsiao et al. (2004)	Ottawa sands， ($C_u=1.18, C_c=.02$) with Kaohsiung river fines, FC=0,5,15,20%	wet tamping (w=8%)	以相同 e_s (skeleton void ratio) 條件下比較

		Kaohsiung river sands, ($C_u=2.5, C_c=1.0$) $FC=0,5,15,25\%$		
<i>FC</i> 增加, <i>CRR</i> 增加	Vaid (1994)	Brenda 20/200 sand Brenda silt 0-22.3%	DFD (dry funnel deposition) SD (slurry deposition)	1. 以相同 e_s (skeleton void ratio) 條件下比較 $FC=0, 4, 7.5, 13.3, 22.3\%$ 2. 因 $FC>15\%$, 所以不採用 ASTM 之相對密度(即 global void ratio)做比較。
	Amini and Qi (2000)	Ottawa 20-30 sands with 10,30,40,50% silt (local construction sites- District of Columbia, Washington, D.C. L.L.=20 PI=3	moist tamping $w=6-7\%$ (uniform soil condition) wet pluviation (layered soil condition)	有效圍壓 50, 100,250kPa $Dr=34-44\%$ $e_c=0.68-0.75$ 以 moist tamping 與 wet pluviation 製作方式之試體所得之液化阻抗 <i>CRR</i> 並無明顯差異。
	Koester (1994)	parent sand : M : medium sand F : fine sand W : well-graded sand low-plasticity silt(Vicksburg Mississippi loess) plastic clay (Vicksburg Mississippi "buckshot") $FC=5,12.5,20,30,45,60\%$	moist tamping $w=7.5\%$	<i>CRR</i> 於 $FC=24\%-30\%$ 之間最低。 有效圍壓 103.4kPa(15psi),206.8kPa(30psi) $e_{50}=0.782$ (post consolidation void ratio corresponding to parent sand $Dr=50\%$)

$FC < FC_{th}$ FC 增加, CRR 減小 $FC > FC_{th}$ FC 增加, CRR 增加	Thevanayagam et al. (2000)	OS55 sand (from US Silica Company, Illinois) crushed silica fines ($FC=0,15,25,60\%$)	Dry air deposition moist tamping	相同孔隙比 e (global void ratio), 其 CSR 隨 FC 增加而減 小, 當 FC 超過 FC_{th} 時, 隨 FC 增加而增加 CSR 。 $FC < FC_{th}$, 以相同 e_s (intergranular void ratio) 比較 $FC > FC_{th}$, 以相同 e_f (interfine void ratio) 比較
	Polito and Martin (2001)	Monterey No. 0/30 sand ($FC=0,5,10,15,20,25,35,50,100\%$), $e=0.68$ Yatesville sand, $e=0.76$ Yatesville silt	moist tamping (saturation=50%)	$D_{50}=0.43\text{mm}$, Subangular shape to subrounded shape (Monterey No. 0/30 sand) $D_{50}=0.18\text{mm}$, Subangular to subrounded shape (Yatesville sand) $D_{50}=0.03\text{mm}$, nonplastic (Yatesville silt)
	Xenaki and Athanasopoulos (2003)	natural sand (Shinias-Marathon, Greece) $w=18.5\%$ $G_s=2.69$ $\gamma = 1.61-19.7\text{kN/m}^3$ $FC=55\%$ (natural sand) $PI=0$ Reconstituted specimen $FC=0,10,30,42,55,100\%$	N.A.	sand $D_{50}=0.12\text{mm}$ silt $D_{50}=0.02\text{mm}$ 有效圍壓 200kPa 孔隙比 $e=0.62-0.69$ (global void ratio) $FC_{th} \doteq 44\%$

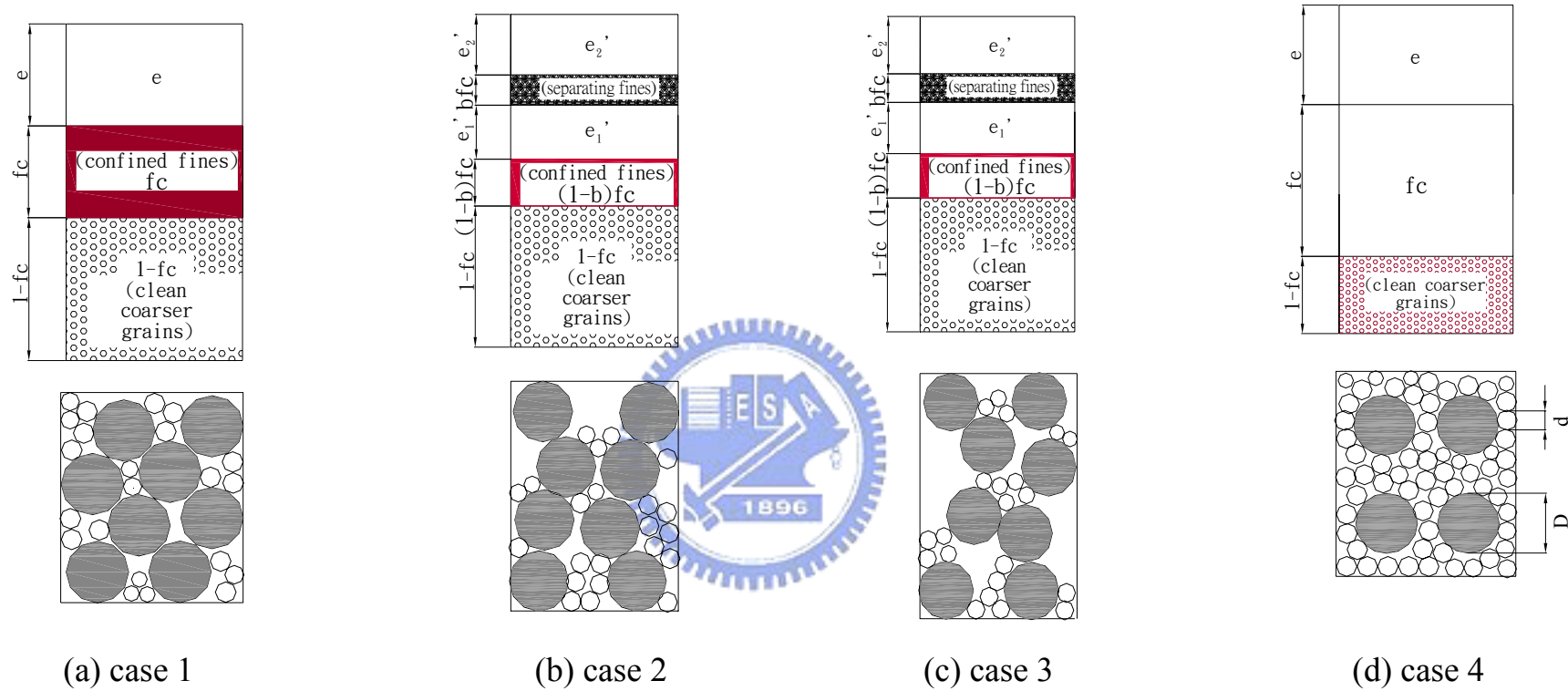


圖 1-8 細料含量對砂土顆粒的影響 (Thevanayagam et al., 2000)

1.4 麥寮砂之室內試驗研究

由於現地不擾動砂土試體取得相當困難，一般都以重模試體進行室內試驗，但因採用重模的方式準備試體，試體本身就已存在顆粒組構與細料含量的問題。為了解顆粒組構與細料含量對砂土強度的影響，有必要對粉土質砂土強度進行一系列的室內標定試驗。標定試驗所使用之粉土質砂土取材自麥寮砂，源自雲林縣麥寮鄉台塑企業之六輕氣電一區工地，使用挖土機在地表共取得約 20 噸之土樣，取回之土樣在砂石處理工廠中先行過篩以除去土樣中之大石塊與其他大體積之雜物，過篩之土壤再以高溫加以乾燥。歷經張嘉偉 (1997)、許鈞程 (1999)、王統立 (2000)、蔡明道 (2002) 以及郭毓真 (2004) 等人的相繼研究，已經對麥寮砂的室內試驗研究建立充分的資料庫，相關的研究成果綜整如下。

1.4.1 麥寮砂之基本物理性質

麥寮砂土之天然細料含量 (Fines Content, FC) 約為 15%，其粒徑分布曲線如圖 1-9 所示。細料之定義為通過 200 號篩 (孔徑 0.074 mm) 之土壤顆粒。表 1-6 將麥寮砂與其他文獻中常見砂土包括 Quiou、Toyoura 與 Ticino 砂之基本性質做一比較。麥寮砂通過 200 號篩砂土之液性限度 (LL) 為 32，塑性限度 (PL) 為 24，塑性指數 (PI) 為 8。根據土壤統一分類法可將現場取回之麥寮砂分類為 SM 或 SP。圖 1-10(a)與圖 1-10(b) 分別顯示麥寮砂粗顆粒與細顆粒砂土之 X 光繞射分析結果，X 光繞射試

驗之相關數據如附錄 A-1 及 A-2，其礦物成分除石英 (quartz) 外還含有白雲母 (muscovite)、綠泥石 (clinochlore) 和長石 (Feldspar)。表 1-7 為麥寮砂粗顆粒與細顆粒砂土之礦物成分含量百分比，粗顆粒砂土中石英佔礦物含量之 72%；而細顆粒砂土中石英佔礦物含量之 39%。圖 1-11 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 1-12 彙整麥寮砂不同細料含量時之最大與最小孔隙比 (e_{\max} 與 e_{\min})，本圖顯示在細料含量超過 50% 以上， e_{\max} 與 e_{\min} 都明顯變大。最小孔隙比(最大乾密度)是根據 ASTM D4253 方法 1A，使用標準 152.4 mm 內徑之夯模(總體積 = 2830 cm³)，對夯模內之乾砂施加 14 kPa 正向壓力，然後使用電磁振動器以 60 Hz 之頻率振動 8 分鐘。最大孔隙比(最小乾密度)是根據 ASTM : D4254 方法 C，使用 2000 毫升 (ml) 之刻度量杯，將 1000 公克 (g) 之乾砂放入量杯然後將杯口塞緊，最鬆情況下乾砂之體積是以快速反轉量杯後乾砂之高度來決定。但是 ASTM 標準只適用於細料含量低於 15% 之砂土，同時因為麥寮砂之高壓縮性，相對密度只能用來做試體架設時初期緊密度指標之用。

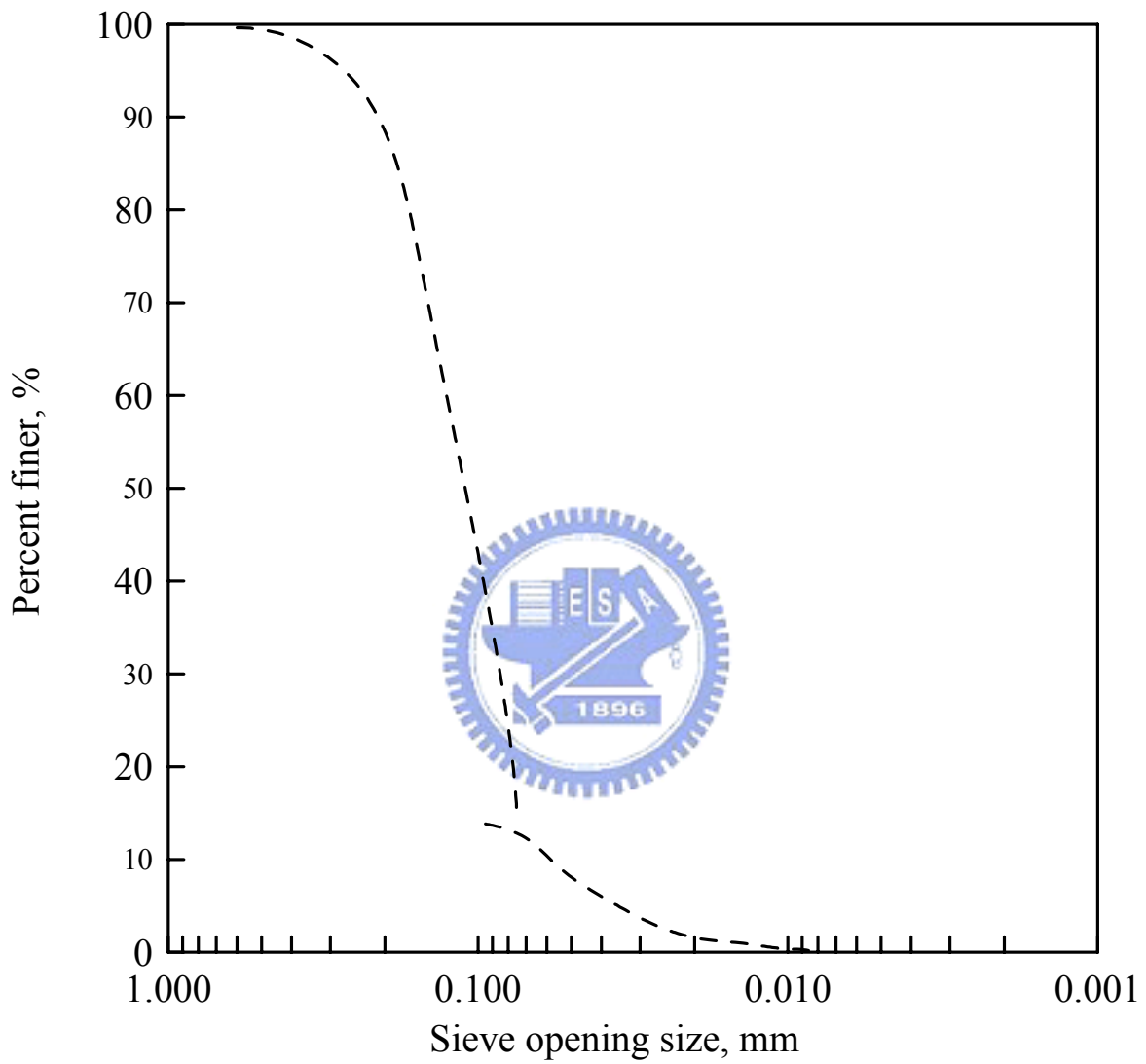


圖 1-9 麥寮砂之粒徑分布曲線 (張嘉偉, 1997)

表 1-6 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)

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

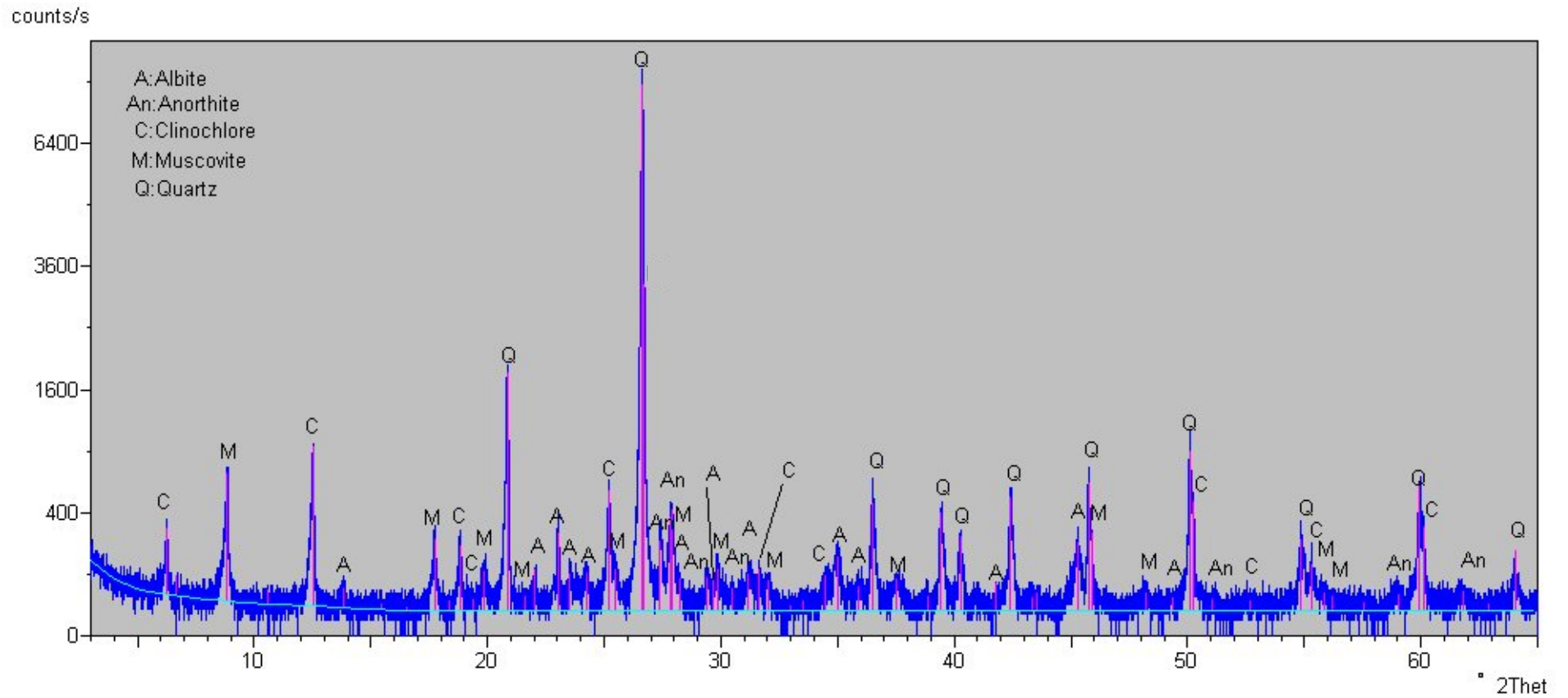


圖 1-10(a) 粗顆粒麥寮砂之 X 光繞射分析圖

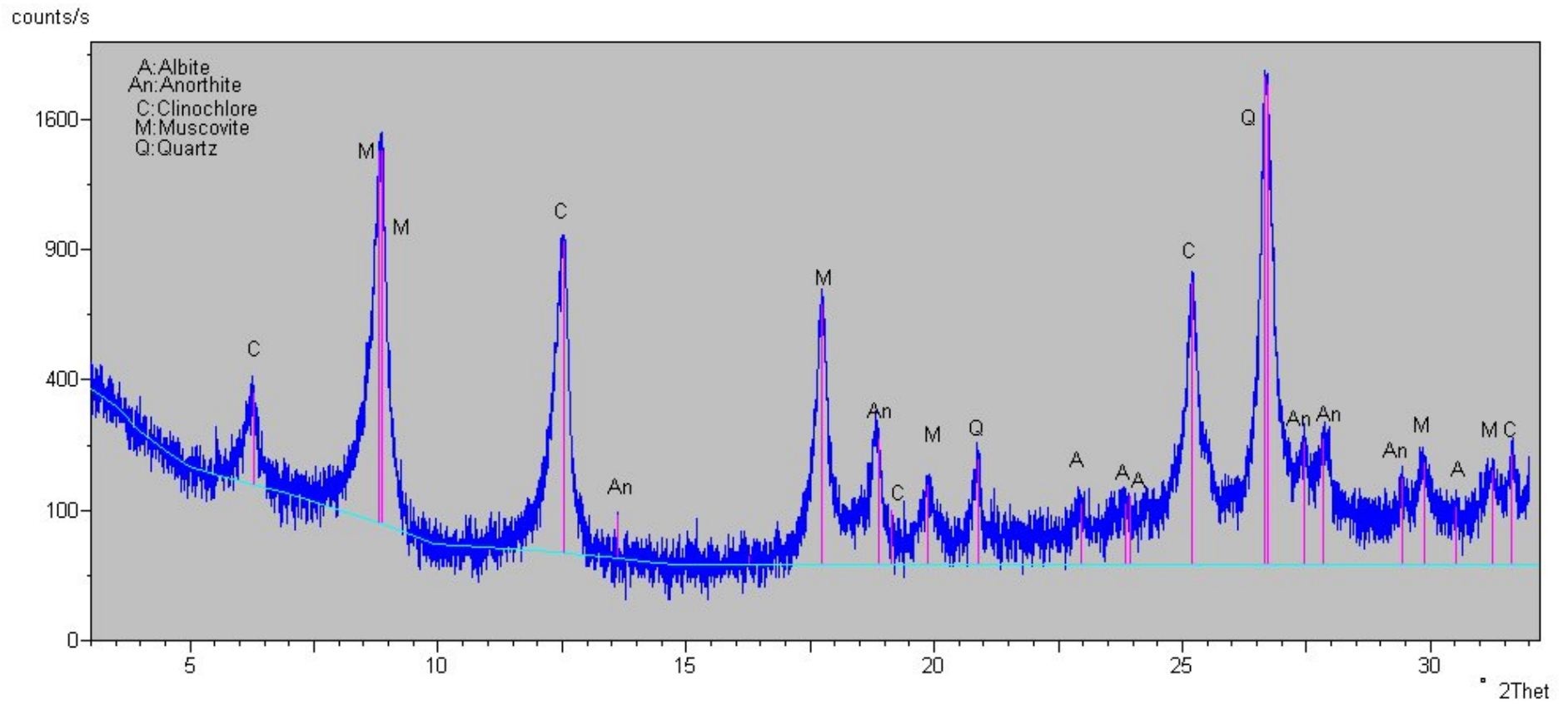
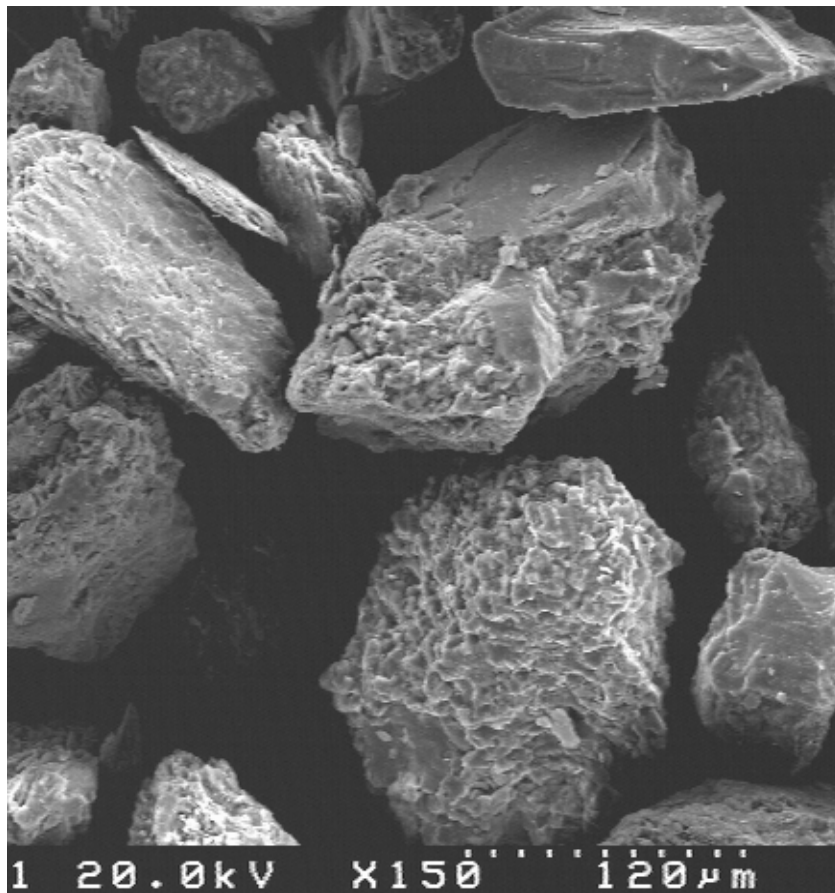


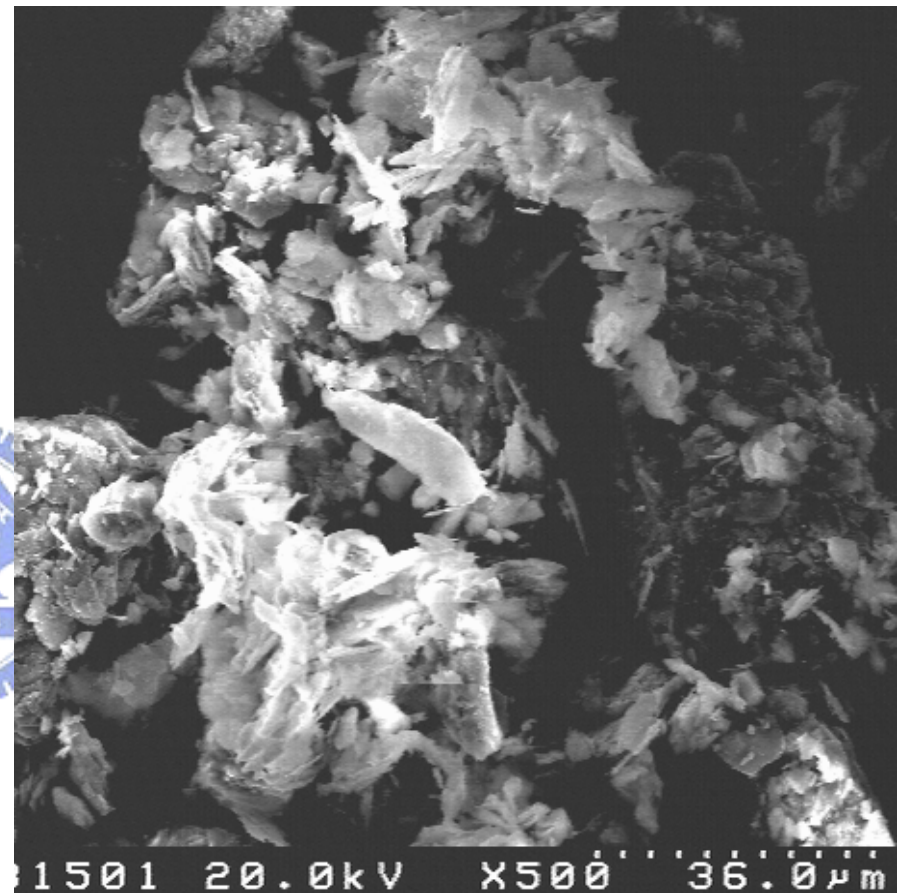
圖 1-10(b) 細顆粒麥寮砂之 X 光繞射分析圖

表 1-7 麥寮砂礦物成分含量百分比

Mineral	Coarse, %	Fine, %
Quartz	72.06	38.85
Muscovite	11.82	26.27
Clinochlore	7.41	27.90
Feldspar	8.70	6.90



粗顆粒放大150倍（粒徑 $>0.074\text{mm}$ ）



細顆粒放大500倍（粒徑 $<0.074\text{mm}$ ）

圖 1-11 麥寮砂電子顯微（SEM）照片（王統立, 2000）

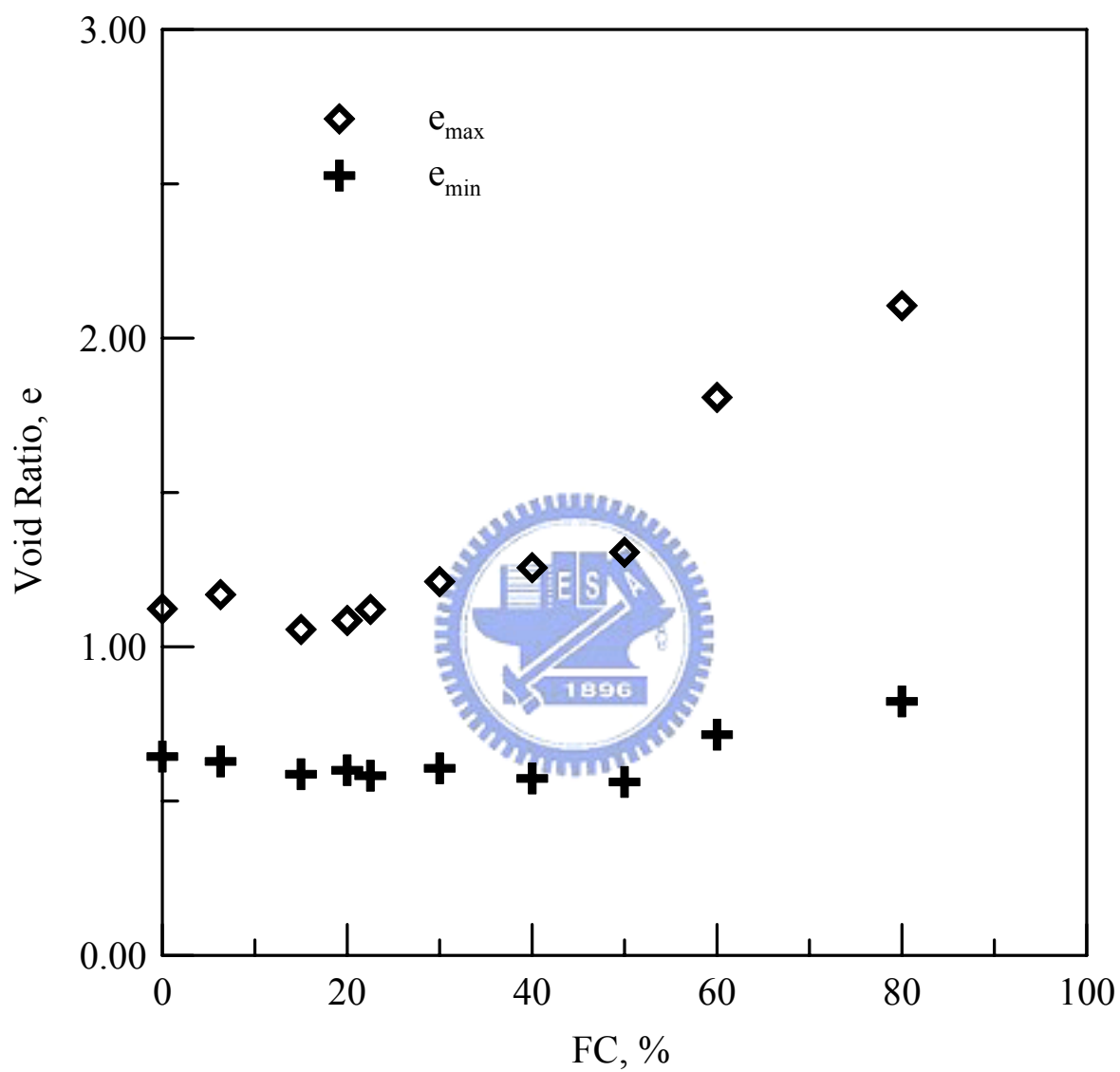


圖 1-12 麥寮砂細料含量與最大和最小孔隙比之關係 (王統立, 2000)

1.4.2 麥寮砂之力學行為


1. 重模試體之準備

重模砂土試體準備的方法可以明顯的影響試體之組構、應力-應變行為以及動/靜態強度 (Ishihara, 1993 ; Yamamuro and Wood, 2004)。Ishihara (1993) 指出使用濕夯 (Moist Tamping, MT) 法所製作砂土試體緊密度之範圍最廣，而水中沈降法 (Water Sedimentation, WS) 範圍最小。Been et al. (1991) 及 Ishihara (1993) 認為試體準備方法應該不會對砂土臨界曲線之特性有明顯之影響。Ishihara (1993), Vaid et al. (1999) 以及 Høeg et al. (2000) 都指出 MT 不能夠製造出均勻而具有天然河流沈積性砂土應力應變行為之試體。然而針對台灣中西部砂土之試驗結果並非如此，其詳細內容說明如下。



使用 $FC=0$ 、15、30 及 50% 之麥寮砂進行一系列之等向壓密與單向三軸壓縮試驗來檢驗各種準備方法所得試體之品質，比較濕夯法 (Moist Tamping, MT)、水中沈降法 (Water Sedimentation, WS) 與乾置法 (Dry Deposition, DD) 三種方法所得試體之均勻性與對動態三軸試驗結果之影響。首先將烘乾搗碎之麥寮砂以 #200 篩過濾，將粗、細料分離，然後再依所需 FC 將粗、細料混合均勻。MT 三軸試體 (50mm 直徑，100mm 高) 分 5 層，在 8% 含水量下放入橡皮膜內輕夯至所需緊密度；DD 試體製作是將混合均勻之砂土使用漏斗以極低的落差灑入橡皮膜內；WS 試體製作

方法與 DD 類似，但砂土是穿過一層除氣水灑入試體。製作完成試體然後排氣 (flush)，施加反水壓並飽和，飽和完成後施加 100kPa 之有效圍壓，然後解壓將試體從三軸室中取出，橫向切割成五等分，以 1 至 5 從上而下編號。每一切片均做含水量試驗並以水篩法決定其細料含量，表 1-8 顯示各切片層細料含量(FC)與含水量(w)之變化與高程無明顯之關係，顯示三種製作方法所得試體都無細料分離的現象。在 $FC = 30\%$ 的情況下，WS 方法所得試體其均勻性最低，而 DD 製作之試體均勻性最高，但無論如何所有試體含水量之變異係數 (Coefficient of Variation) 都在 5% 以內，低於含水量之量測誤差範圍。



因為 MT 法之實用性以及可以製作較大範圍 e 值之試體，並考慮使用 MT 法製作之麥察砂試體並沒有明顯如 Ishihara (1993), Vaid et al. (1999) 以及 Høeg et al. (2000) 所述之缺點，所以麥察砂的室內試驗所引用之動/靜態三軸試驗大都使用 MT 法製作。MT 試體可以自立，所以無須在試體架設時使用真空泵浦，試體飽和前先以 CO_2 通氣，然後使用除氣水從試體底部流入而對透水石與試體排氣，使用 300 kPa 反水壓飽和試體，所有三軸試體之 B 值都在 0.95 以上。麥察砂壓縮性非常高，在試體飽和與施加圍壓後其 e 值改變極明顯，因此在壓密試體過程中記錄孔隙水之進出量。在壓密或壓密不排水三軸試驗完成後使用整個試體做含水量試驗來決定最終 e 值，再根據孔隙水進出量之紀錄來回算各壓密階段之 e 值。

表 1-8 試體內含水量與細料含量分布 (郭毓真, 2004)

MT										
目標 <i>FC</i>	D_{ro}	e	FC/w	第一層	第二層	第三層	第四層	第五層	平均	標準差
0	70	0.82	<i>FC</i>	3.90	4.25	2.39	3.99	1.63	3.23	1.15
			<i>w</i>	30.56	30.49	30.09	30.84	30.97	30.59	0.34
15	50	0.82	<i>FC</i>	17.54	16.04	15.95	16.67	17.10	16.66	0.68
			<i>w</i>	30.59	30.51	30.46	30.63	30.65	30.57	0.08
30	65	0.77	<i>FC</i>	30.07	31.45	31.67	30.11	29.44	30.55	0.96
			<i>w</i>	28.56	28.49	29.87	27.38	28.93	28.65	0.90
50	50	0.71	<i>FC</i>	51.46	51.15	50.79	50.85	51.31	51.11	0.29
			<i>w</i>	26.82	26.56	26.12	26.13	26.79	26.48	0.34
WS										
30	65	0.76	<i>FC</i>	31.63	26.38	27.94	28.47	28.53	28.59	1.91
			<i>w</i>	26.24	28.43	27.39	30.00	28.82	28.18	1.43
DD										
30	65	0.69	<i>FC</i>	28.68	27.47	29.28	27.97	28.00	28.28	0.71
			<i>w</i>	25.46	26.30	25.76	25.73	24.71	25.59	0.58

2. 麥寮砂之壓縮性

砂土，尤其是石英砂，在靜載重作用下，其壓縮性相對於黏土而言通常是很低，而石英砂壓縮行為的發生，主要導因於砂土顆粒的破碎。圖 1-13 顯示細料含量 15% 麥寮砂單向壓密試驗結果所得孔隙比 (e) 與有效垂直壓力 (σ'_v) 之關係以及其與石英砂試驗結果 (Yamamuro et al., 1996) 之比較。麥寮砂壓密試體是使用乾置法製作，根據圖 1-13，垂直壓力在 500 與 5000 kPa 之間時，疏鬆 ($D_r=30\%$) 麥寮砂之壓縮量約為石英砂之 5 倍；中等緊密 ($D_r=50\%$) 麥寮砂之壓縮量則為石英砂的 13 倍。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。

此外也針對麥寮砂進行一系列之等向壓密試驗，所有試體使用 MT 法製作。圖 1-14 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，圖中也標示 e_{\min} 與 e_{\max} 。一般而言麥寮砂之壓縮性隨細料含量之增加而增加，但卻隨緊密度之增加而減小。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} 。因為其高壓縮性，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。

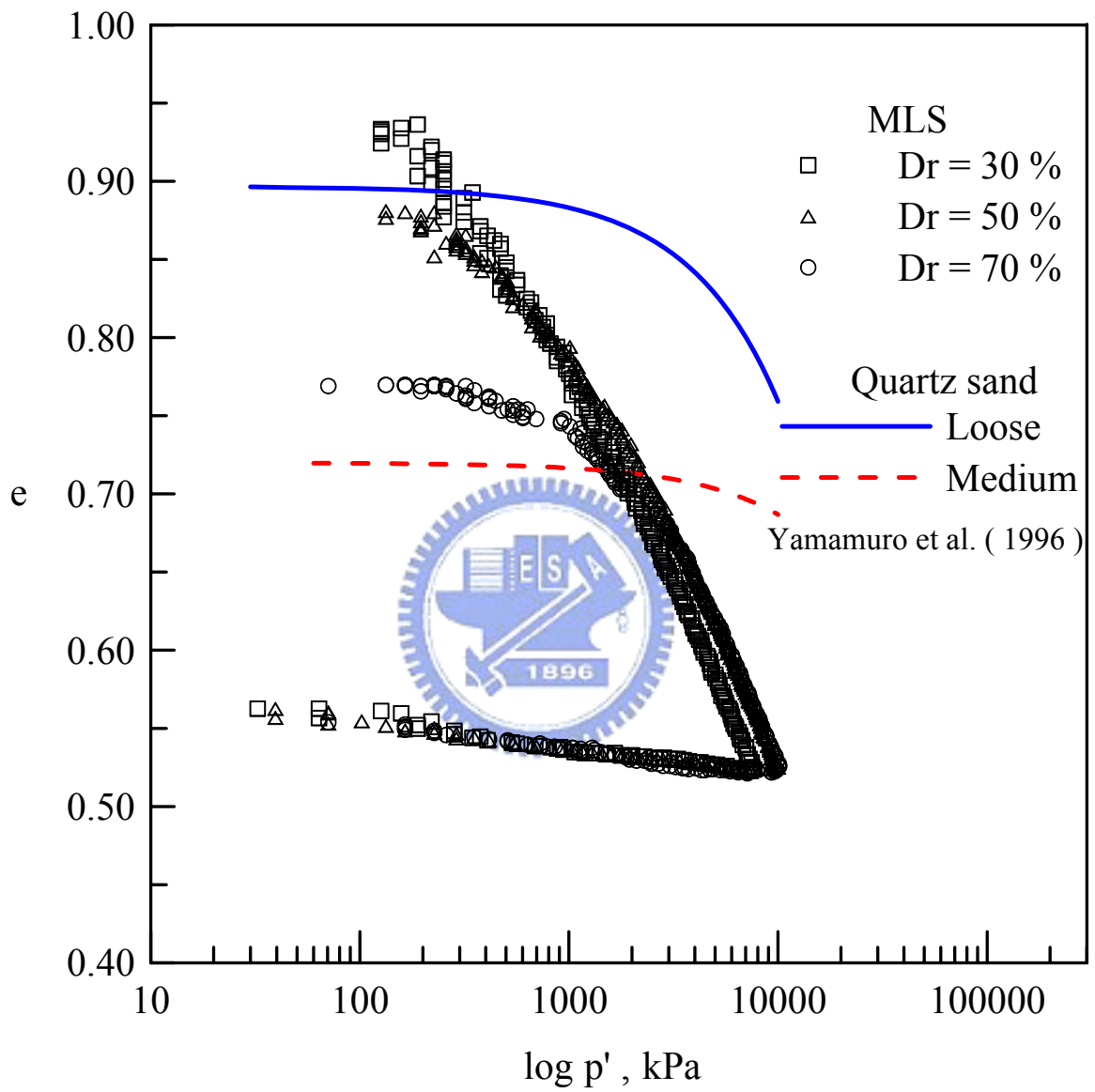


圖 1-13 單向度壓縮曲線 ($e-\log\sigma'_v$ curves) (張嘉偉, 1997)

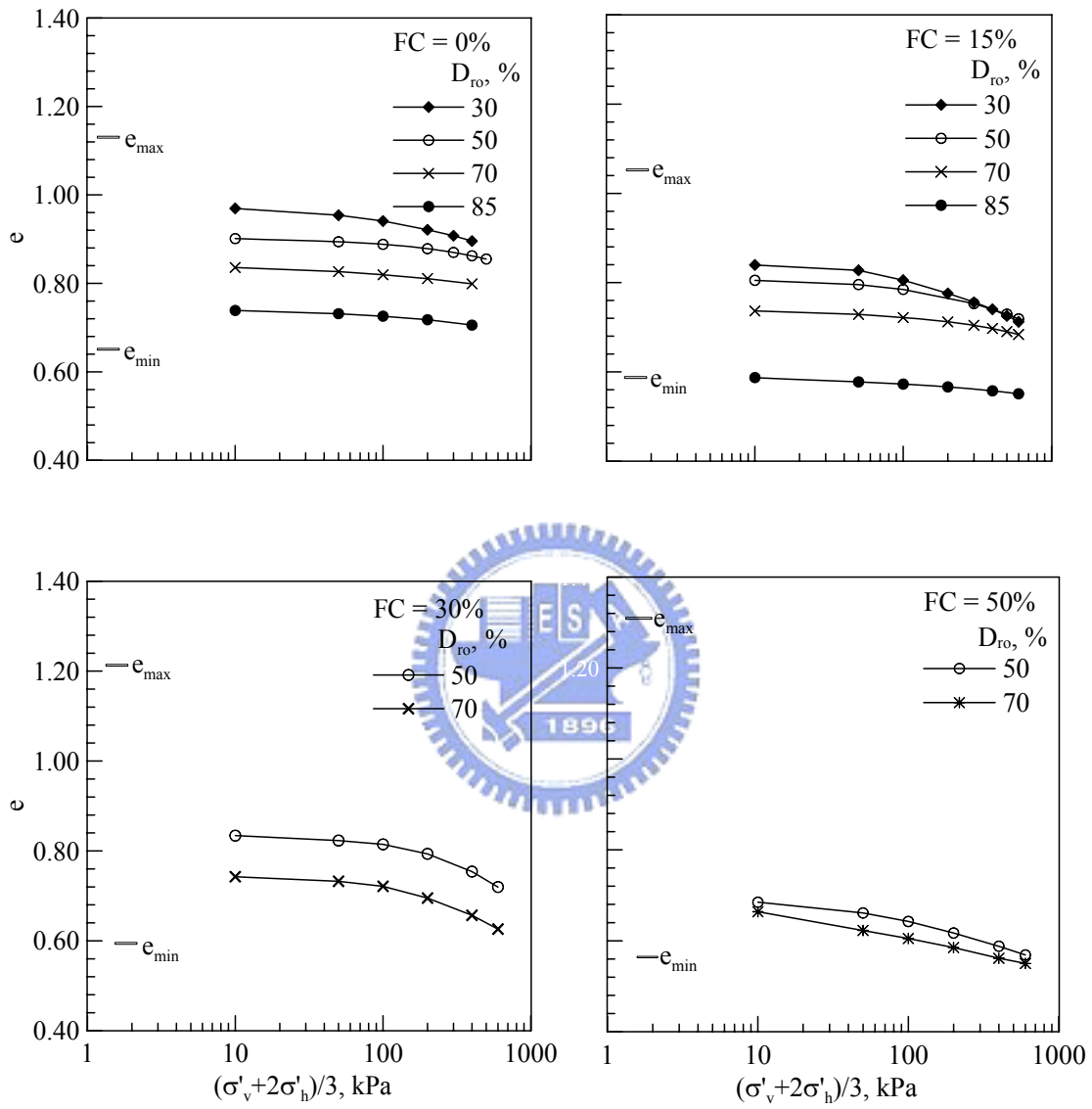


圖 1-14 麥寮砂之等向壓密曲線 (蔡明道, 2002)

3. 麥寮砂之強度與剪脹性

圖 1-15 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，全部試體採用前述 MT 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。圖 1-15 所示之結果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，應變軟化之現象隨 FC 增加變得更加明顯。圖 1-15(c) 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

$$M_s = \frac{6 \sin \phi'_s}{(3 - \sin \phi'_s)} \quad (1-23)$$

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 1-16 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。

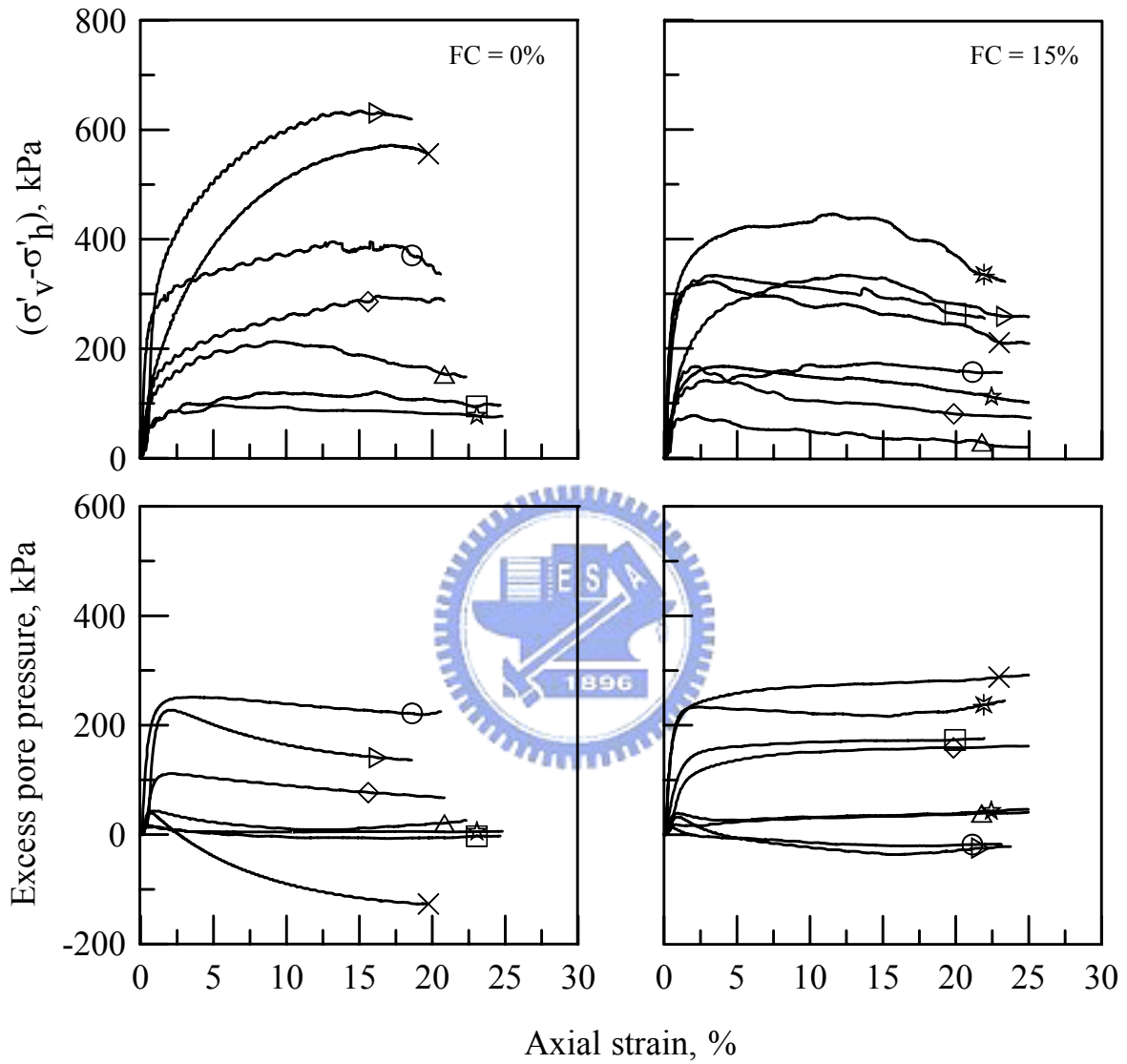


圖 1-15(a) 麥寮砂 $FC = 0$ 與 15% 三軸試驗應力、應變與超額孔隙水壓之相互關係 (蔡明道, 2002)

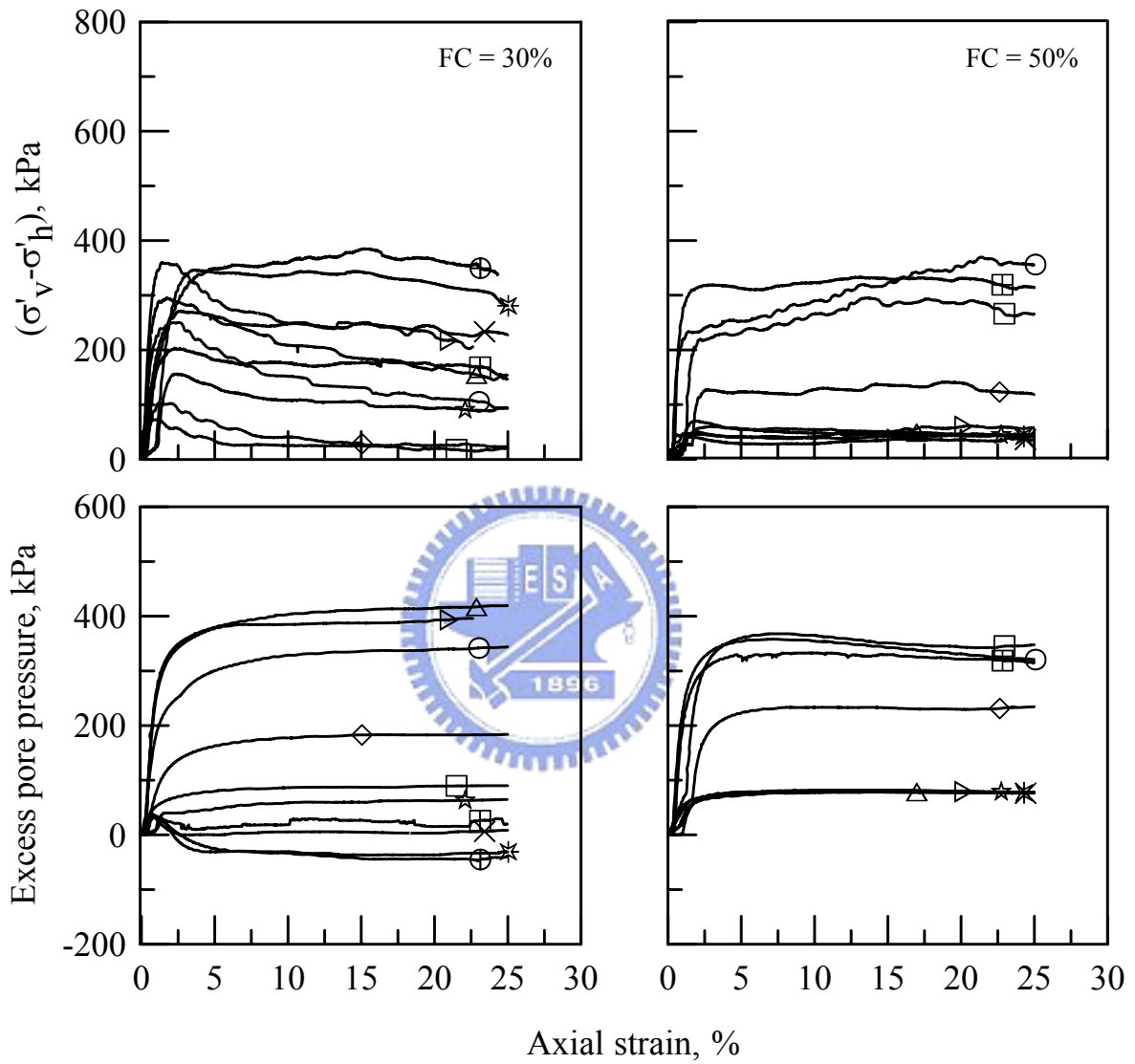


圖 1-15(b) 麥寮砂 FC=30 與 50%三軸試驗應力、應變與超額孔隙水壓之相互關係 (蔡明道, 2002)

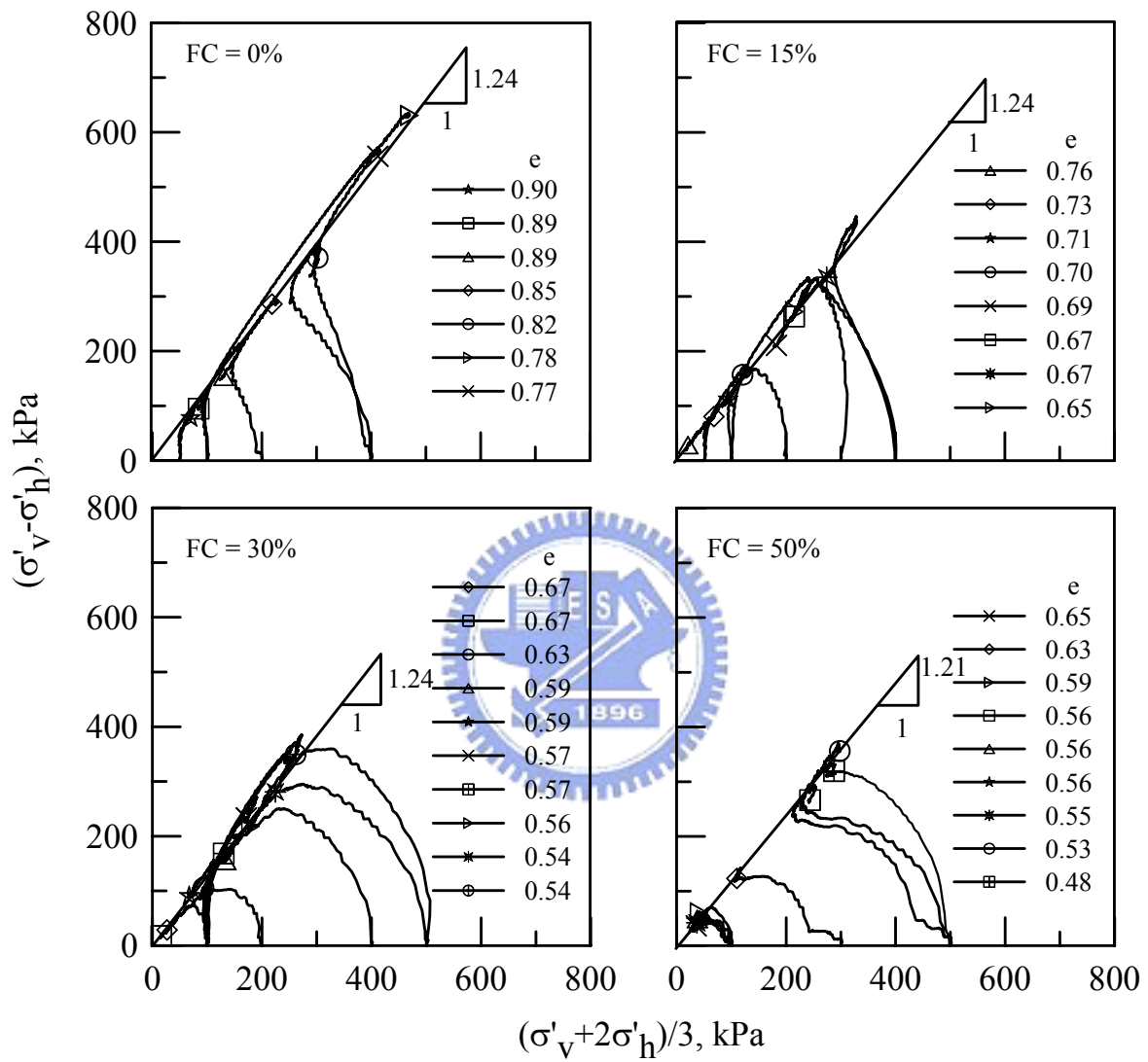


圖 1-15(c) 麥寮砂三軸試驗有效應力路徑 (蔡明道, 2002)

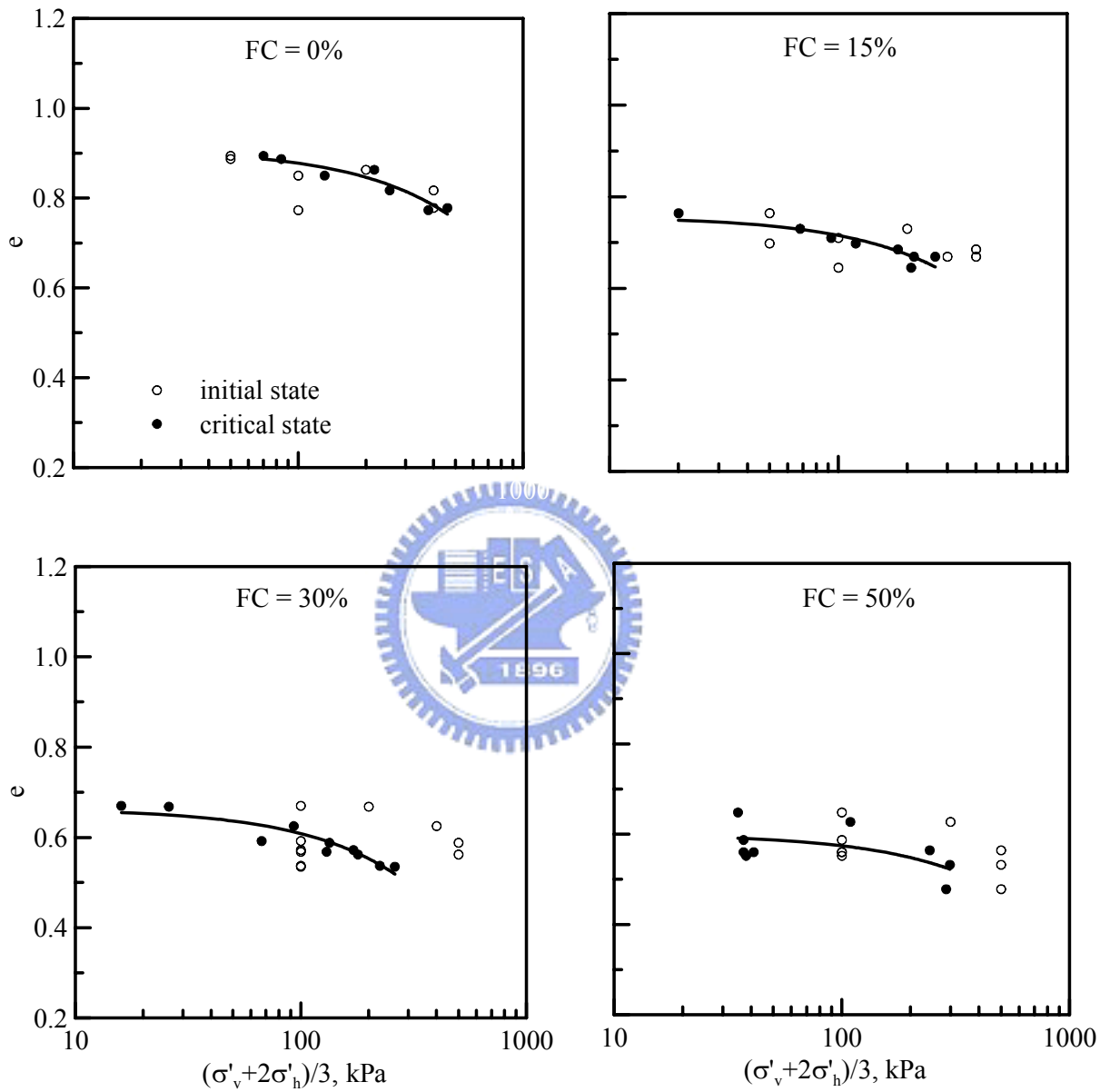


圖 1-16 麥寮砂三軸試驗之臨界狀態 (蔡明道, 2002)

4. 麥寮砂之動態強度

麥寮砂之反覆阻抗比 CRR 是由氣壓式應力控制之動態三軸試驗所決定。首先對飽和之 MT 重模試體在有效圍壓 σ'_c 下壓密，然後施加頻率 0.1 Hz 之反覆軸差應力 σ_d 。 CRR 之定義是以 20 次反覆受載(N_c)而正負極端軸向應變達 5% 所對應之 $\sigma_d/2\sigma'_c$ 。因為簡易法液化潛能分析中都將試驗結果以 100kPa 之覆土壓力作正常化，所以動態三軸試驗都是在 $\sigma'_c=100\text{kPa}$ 情況下進行以便於後續分析之用。 FC 限於 0、15 與 30%。圖 1-17 展示這些動態三軸試驗所得 $\sigma_d/2\sigma'_c$ 與 N_c 之關係。為了比較細料含量對 CRR 之影響，嘗試儘量在相同之 e 值下改變細料含量來進行動態三軸試驗。但受麥寮砂隨細料含量而明顯增加之壓縮性，最後以 $e=0.80$ ($FC=30\%$ 能夠達到之最大 e 值)以及 $e=0.73$ ($FC=0\%$ 能夠達到之最小 e 值)來進行試驗。根據圖 1-17，在此兩個 e 值下， CRR 都隨 FC 之增高而下降。因此，推論當 e 在 0.73 與 0.80 之間時，仍然會有類似之現象。

如果將圖 1-17 中所展示之 CRR 與每一試體之狀態參數 (state parameter) 對應，其結果將如圖 1-18 所示。圖中直線與數據間之關係係數 (coefficient of correlation) 為 0.81。根據此一關係可用狀態參數來對麥寮砂在 $FC=0$ 至 30% 間之 CRR 做初步估算，此關係有理論之根據，因為狀態參數與砂土之剪脹性有關。狀態參數為土壤初始狀態孔隙比與臨界狀態孔隙比之差值，負值表示土壤具有剪脹性，正值表示具有壓縮性。

針對試體準備方法對麥寮砂動態行為之影響，選取 $FC = 30\%$ 之麥寮砂進行動態三軸試驗與試體剪力波速量測（方法如 1.4.3 單元所述）。除原有 MT 試體之外，增加以 WS 與 DD 法，製作 $e = 0.73$ 之試體然後進行試驗。結果如圖 1-19 所示，以 MT 法製作試體之動態強度最高，DD 法所得試體之動態強度最低。此一結果與 Vaid et al. (1999) 以及 Høeg et al. (2000) 認為 MT 試體強度最低之結論並不吻合。此外 V_s 之量測結果也以 MT 試體最高而 DD 試體最低。



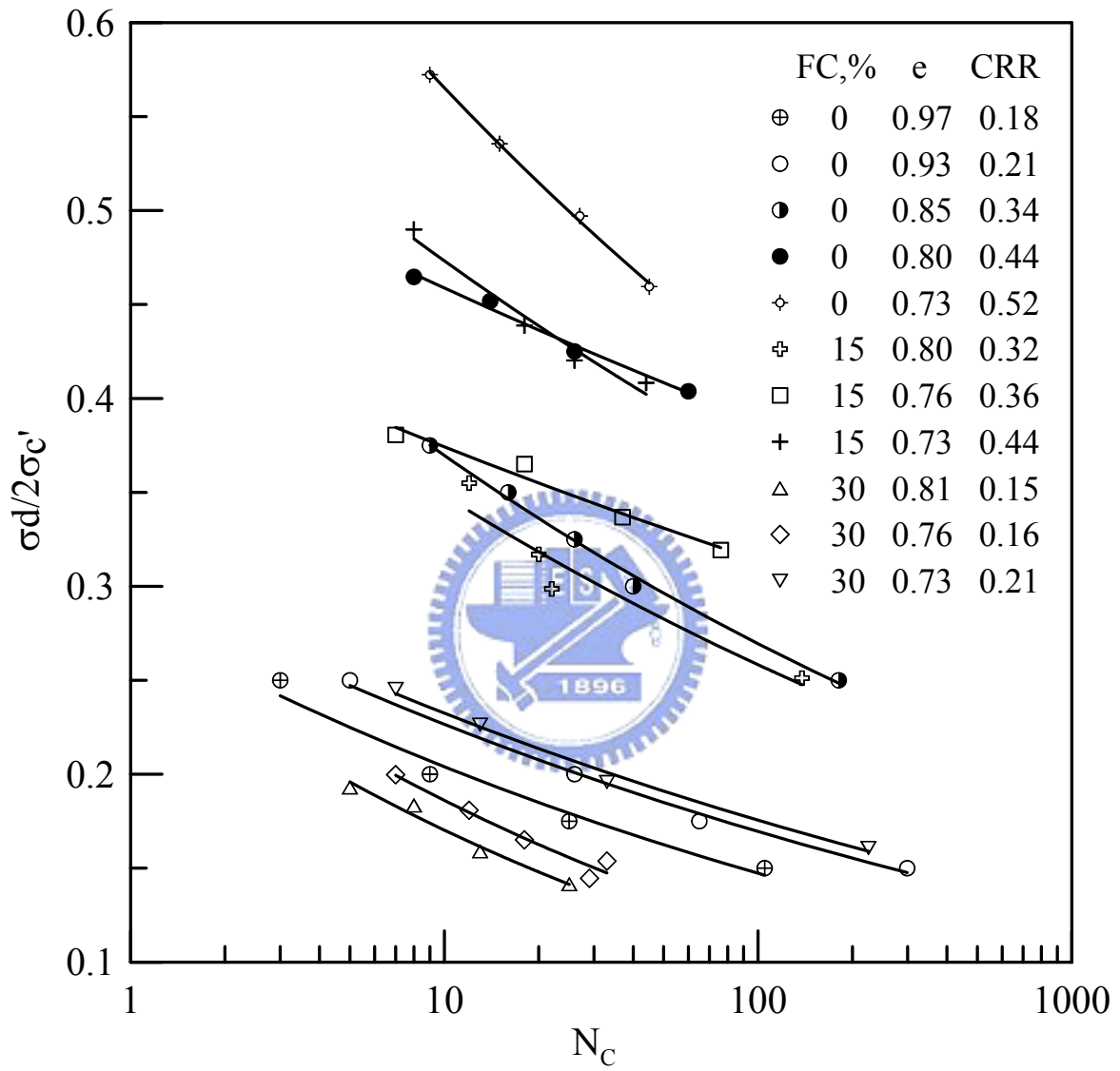


圖 1-17 麥寮砂與 N_c 之關係 (郭毓真, 2004)

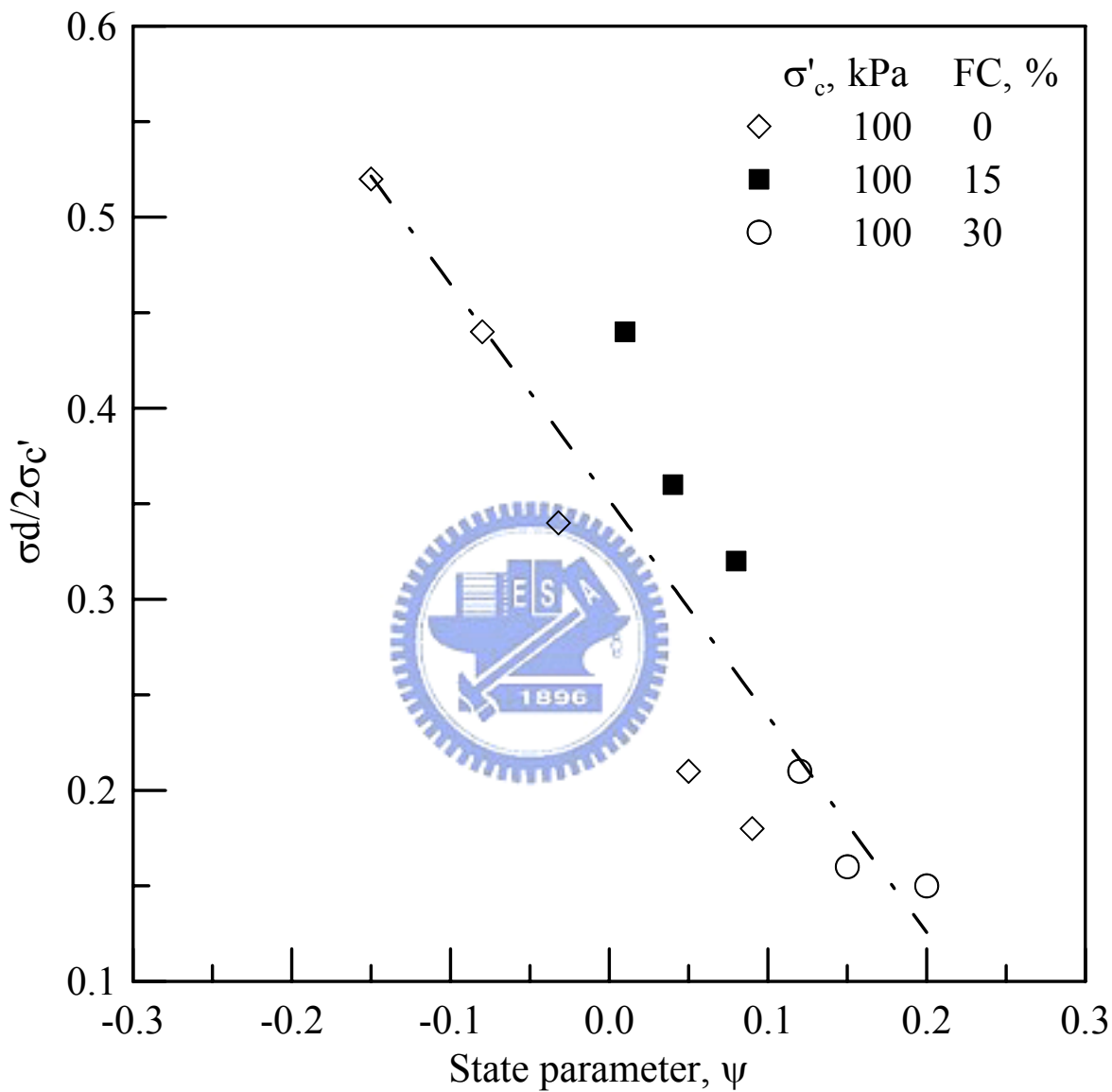


圖 1-18 $\sigma_d/2\sigma'_c$ 與狀態參數之關係 (黃安斌等, 2005)

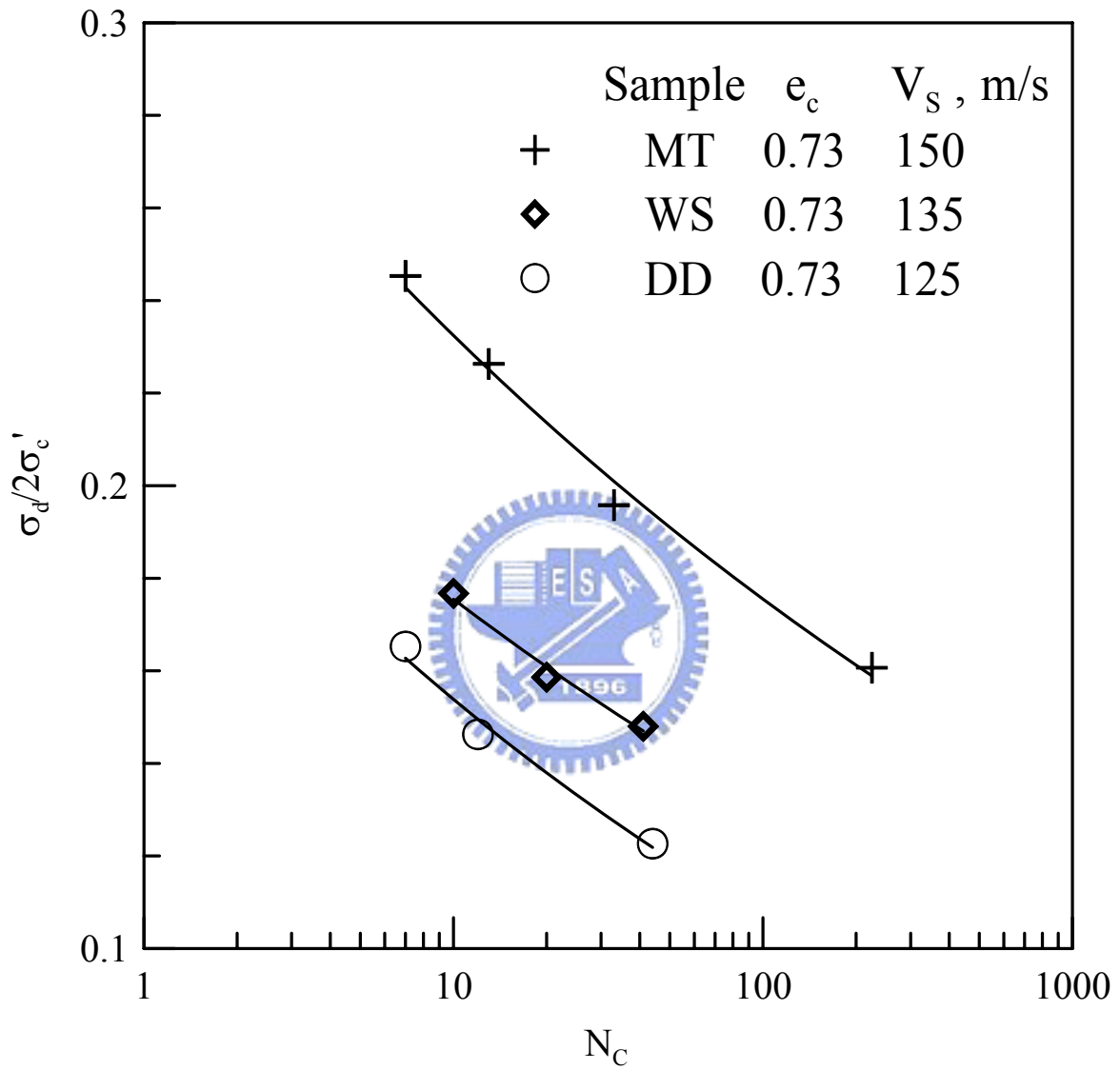


圖 1-19 試體準備方法對 $\sigma_d/2\sigma'_c$ 之影響 (郭毓真, 2004)

1.4.3 麥寮砂之室內剪力波速量測

於三軸室試體頂蓋與底座上加裝如 Dyvik and Madshus (1985) 所述之 bender element，來針對三軸試體在壓密完成後動態受剪前，做剪力波速量測。試驗時使用 10 伏特 (Volts) 之激發電壓使頂蓋之 bender element 產生 6 至 8 kHz 之單一正弦波，然後使用示波器連接底座 bender element 來記錄震波之到達時間。圖 1-20 顯示一典型接收端所輸出電壓之歷時曲線。震波到達時間之選取採用 Kawaguchi et al. (2001) 所建議之程序，如圖 1-20 之 C 點所示。剪力波速計算所需之波傳導距離是根據兩片 bender element 頂端之間距，圖 1-21 顯示根據現有麥寮砂試驗所得 e 與 V_s 之關係。根據圖 1-21，在類似 e 值下 V_s 隨 FC 遞減。根據 Hardin and Richart (1963) 所建議之架構， V_s 與 e 可建立以下之關係：

$$V_s = (a - 44.6e)(\sigma'_c)^{0.25} \quad (1-24)$$

上式中 $a = 91, 85$ 及 79 分別當 $FC = 0, 15$ 及 30% ， V_s 之單位是 m/s 而 σ'_c 是 kPa。公式(1-24)與麥寮砂試驗數據之相關係數在 $FC = 0, 15$ 及 30% 時分別為 $0.93, 0.79$ 與 0.97 。根據 Hardin and Richart (1963) 在類似之狀態下，Ottawa 砂之 V_s 最少比圖 1-21 中所示結果大 30% 以上。當麥寮砂之細料含量由 0 增加至 30% 時， V_s 有明顯之下降，這說明麥寮砂之細料在小應變情況下比粗顆粒柔軟。

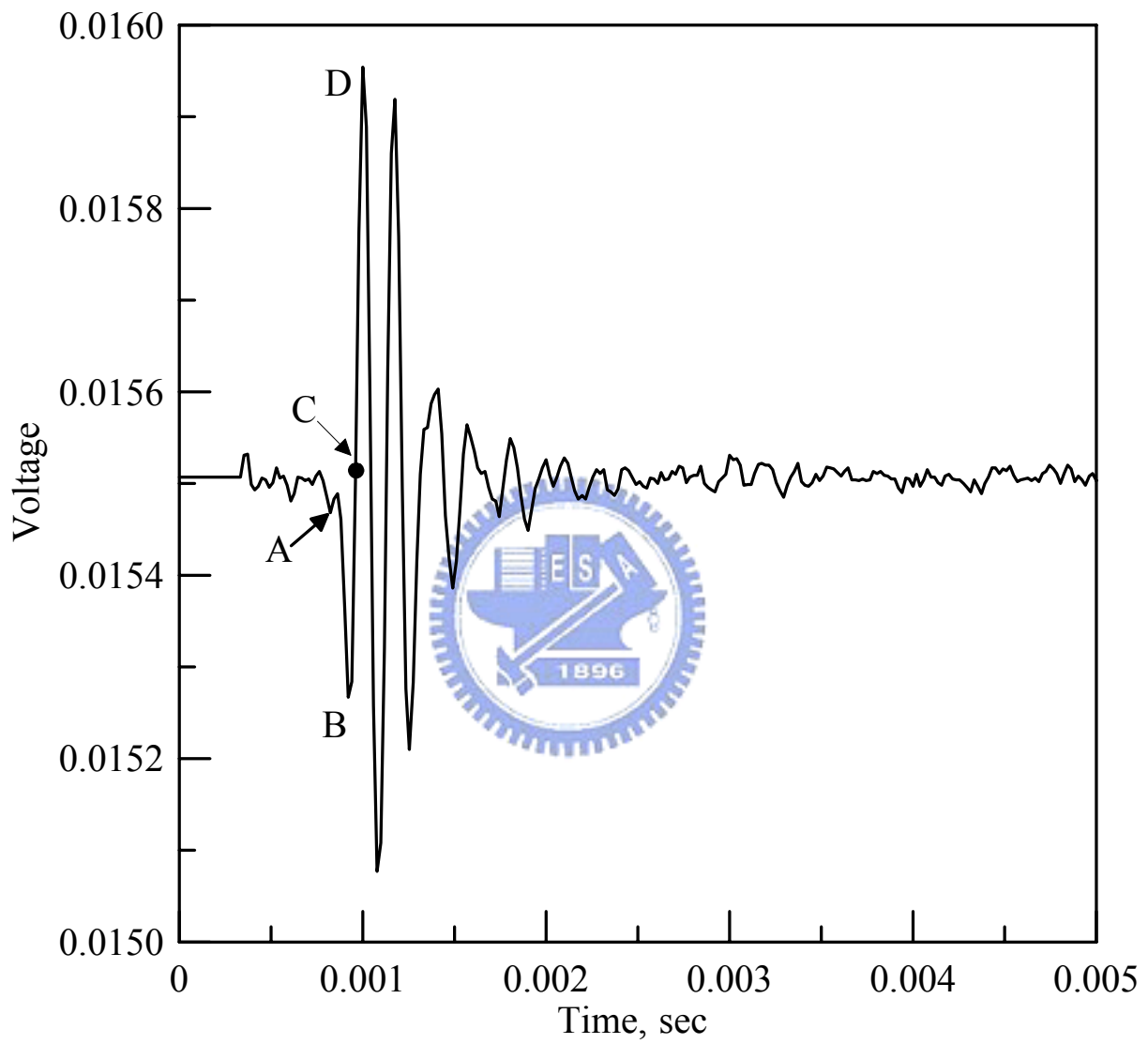


圖 1-20 典型的剪力波圖形

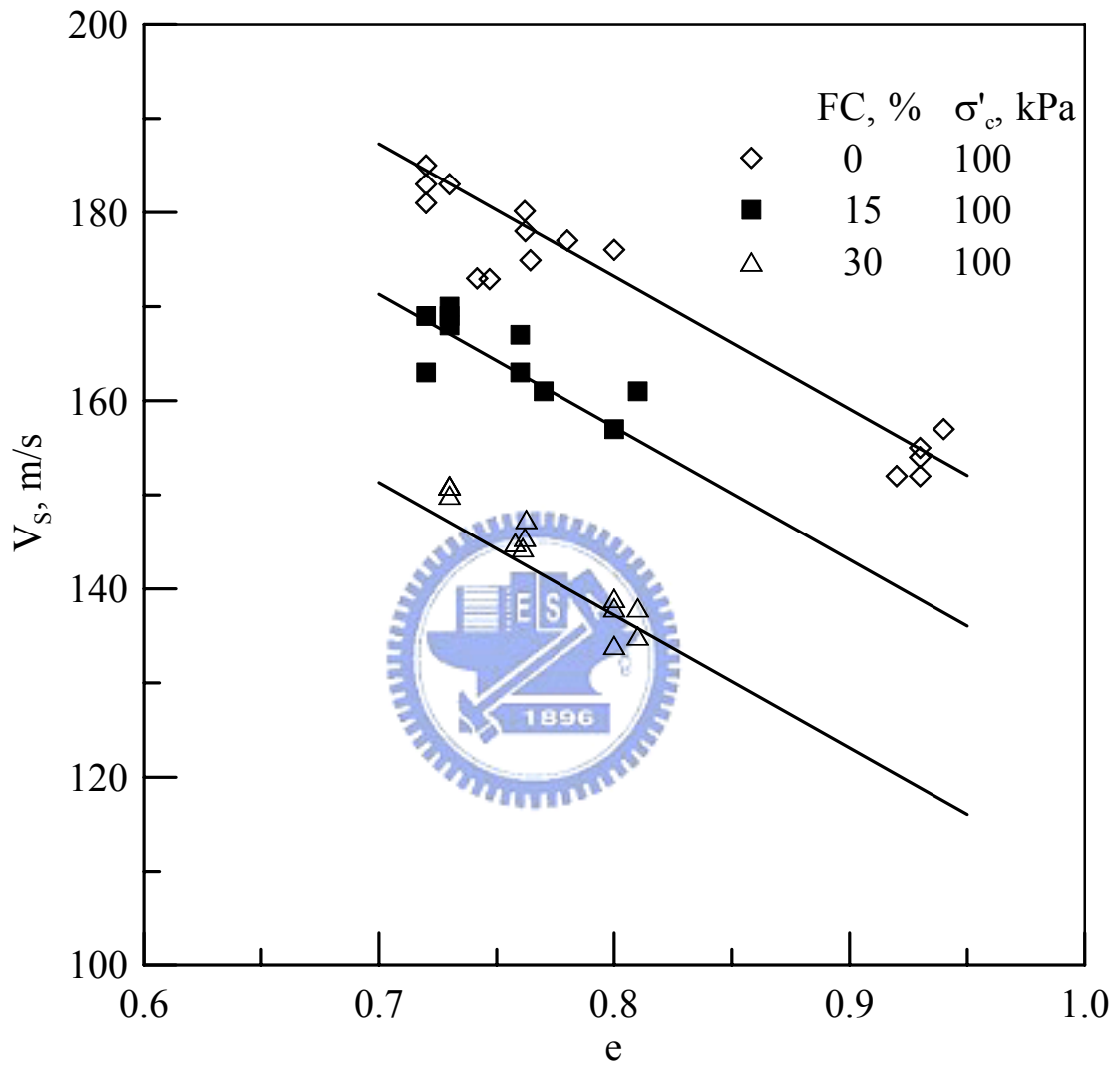


圖 1-21 麥寮砂孔隙比與剪力波速之關係 (黃安斌等, 2005)

1.4.4 CPT 在麥寮砂中之室內標定

因為麥寮砂之高壓縮性，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 之影響等都必須確認，才能有效的使用 CPT 結果，無論其目的是決定靜態之剪力強度參數或抗液化強度。圖 1-22 顯示麥寮砂室內標定所使用標度槽之概念圖，系統之設計乃是延續早期在從事飽和黏土中做標度試驗之觀念 (Huang et al., 1991)。標度槽為圓柱形，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度試體之飽和。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。

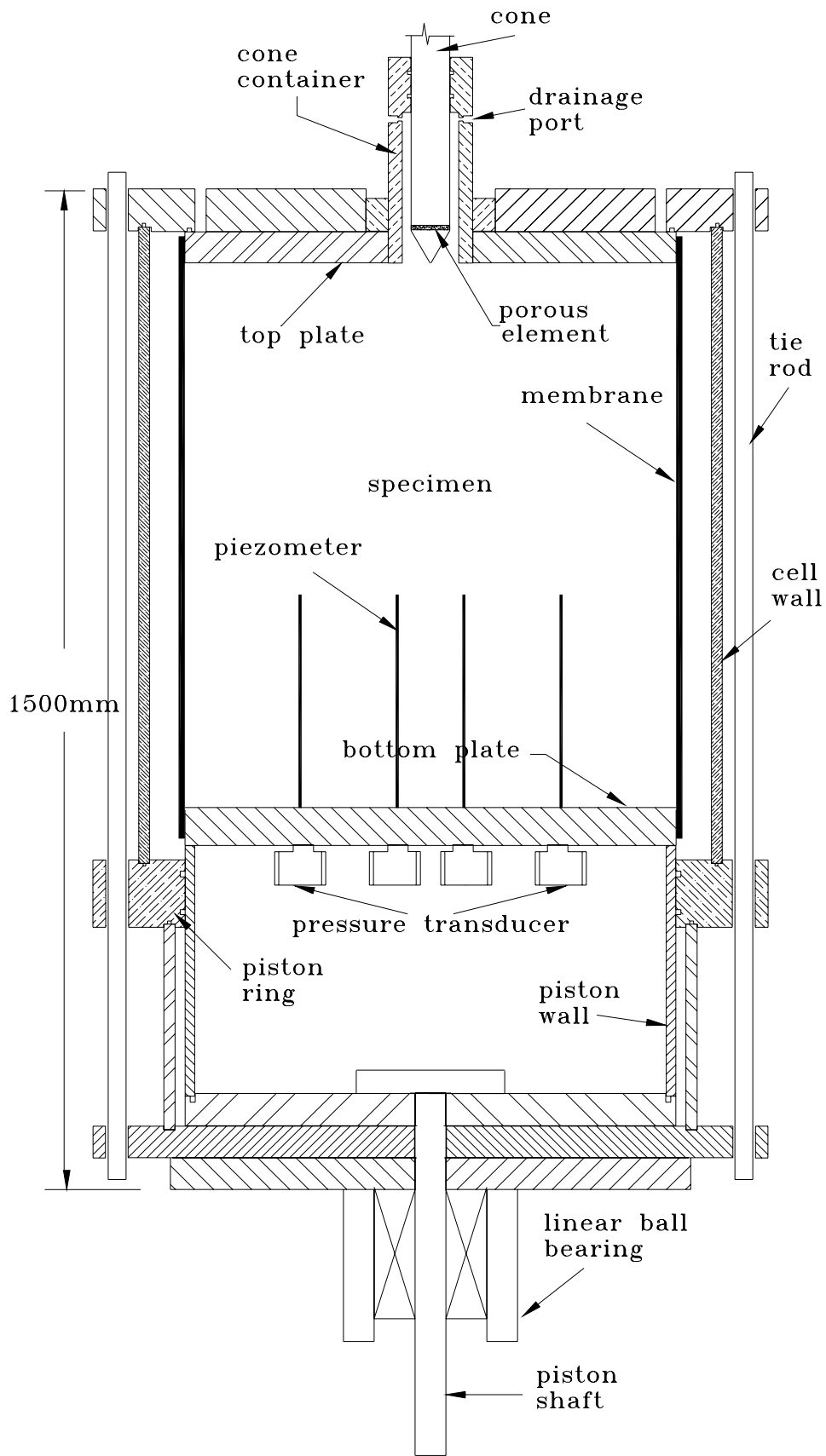


圖 1-22 可用飽和試體之標度槽概念圖 (Huang et al., 1991)

麥寮砂之 CPT 標度試驗共有 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 ($D_{ro}=50\%\sim 85\%$)， 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 、砂土試體壓密後之孔隙比 (e_c)。 $FC=0$ 與 15% 之標度試體使用 DD 法製作， $FC=30$ 與 50% 之標度試體使用 MT 法製作。CPT 標度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 標度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。



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還成立則需要確認。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 1-23 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_c 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_c 平均值是飽和試體之 2.7 倍，而當 $FC=50\%$ 時乾燥試體內 q_c 平均值為飽和試體之 3.7 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_c 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) 提出正常化錐尖阻抗 (normalized cone resistance, $q_{c,N}$) 的概念：

$$q_{c,N} = (q_c - \sigma_0) / \sigma'_0 \quad (1-25)$$

其中

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

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

圖 1-24 是麥寮砂以及 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。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。因此可以推估較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。

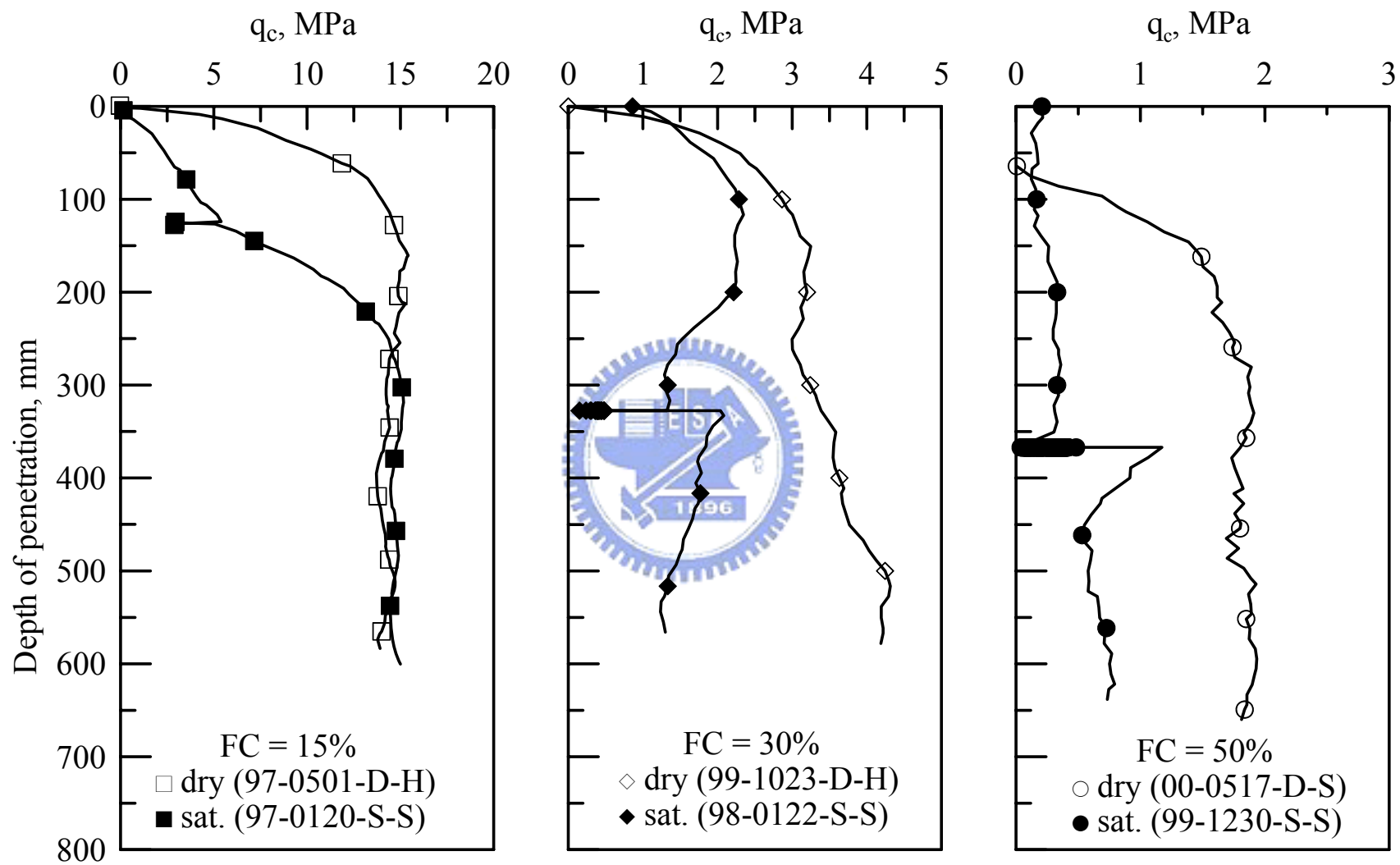


圖 1-23 乾燥與飽和試體 CPT 試驗結果之比較 (黃安斌等, 2005)

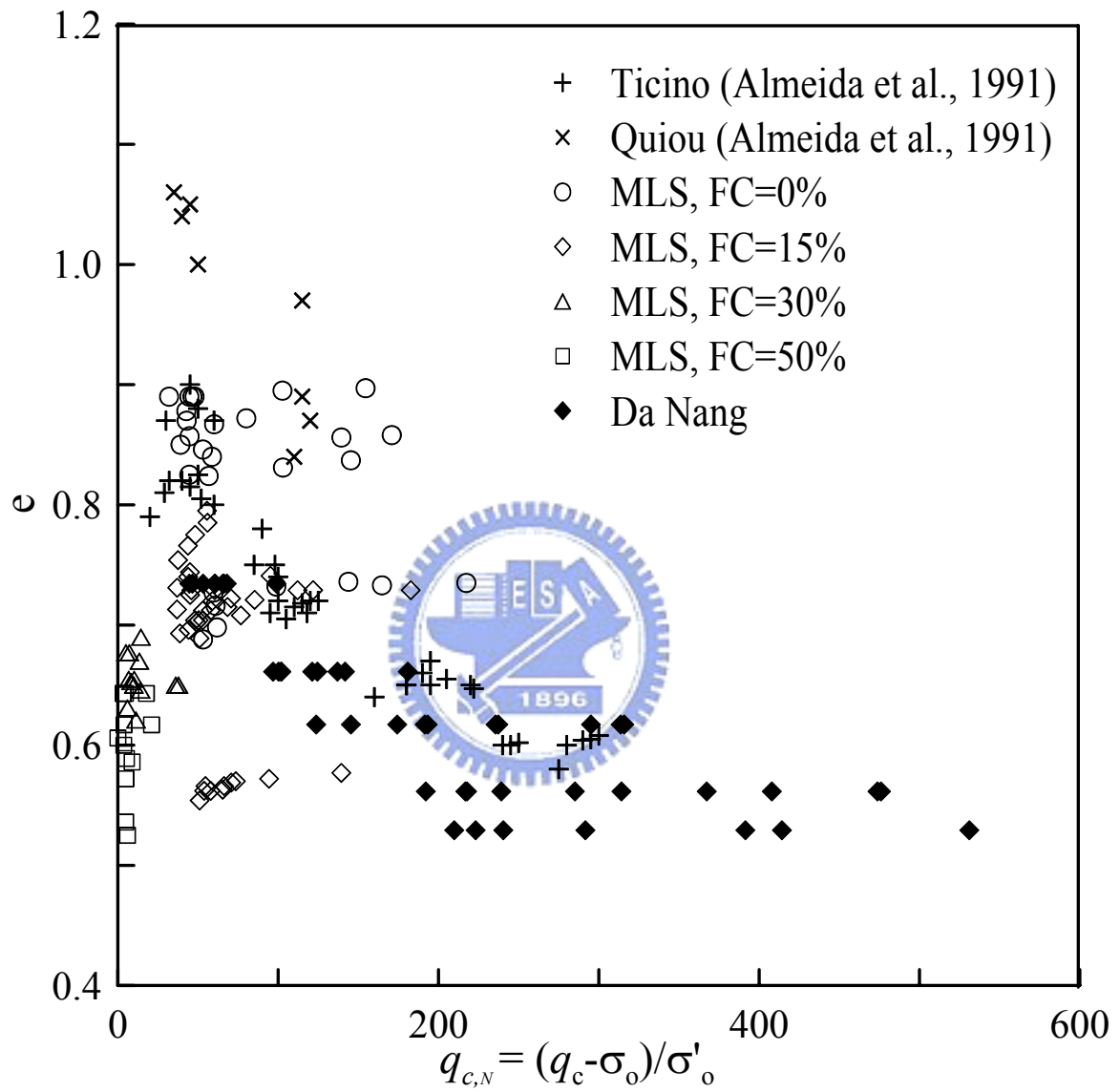


圖 1-24 麥寮砂、Ticino、Quiou 與 Da Nang 砂孔隙比與 $q_{c,N}$ 的關係
(黃安斌等, 2005)

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(1-26)

$$\frac{q_c}{P_{a2}} = C_0 \times \left[\frac{\sigma'_v}{P_a} \right]^{C_1} \times \left[\frac{\sigma'_h}{P_a} \right]^{C_2} \times \exp[C_3 \times e] \quad (1-26)$$

其中

P_a = 與 σ'_v 同單位之大氣壓力

P_{a2} = 與 q_c 同單位之大氣壓力

e = 試體壓密後之孔隙比

C_0, C_1, C_2, C_3 = 經驗常數

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。表 1-9 顯示不同細料含量情況下所得 q_c ，使用公式 (1-26) 做最佳化而得之經驗參數以及其相關係數。 $FC=50\%$ 之麥寮砂所做標度試驗有限，所以沒有做經驗常數計算。圖 1-25 顯示 CPT 標度試驗數據與經驗公式之對比，將公式(1-26)重組成

$$C_0 \times [K]^{C_2} \times \exp[C_3 \times e] = \left[\frac{q_c}{P_{a2}} \right] \left[\frac{P_a}{\sigma'_v} \right]^{C_1+C_2} \quad (1-27)$$

表 1-9 麥寮砂的經驗常數 (黃安斌等, 2005)

$FC, \%$	C_0	C_1	C_2	C_3	相關係數, 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

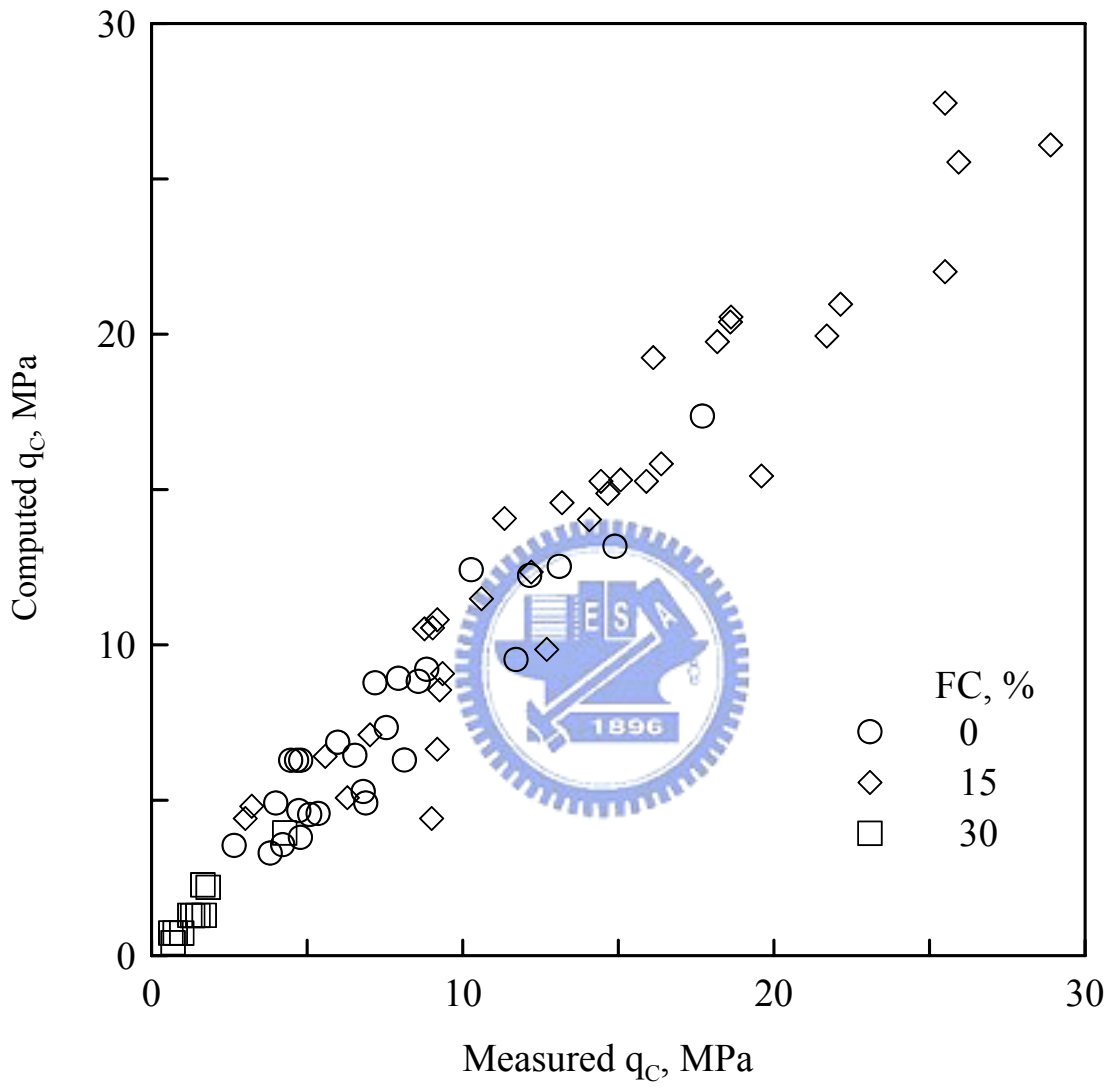


圖 1-25 試驗數據與經驗公式之對比 (黃安斌等, 2005)

設定 $n = (C_1 + C_2)$ ，公式(1-26) 就相當於對 σ'_v 做正常化之 q_c (Youd et al., 2001) 通常稱之為 q_{cIN} ，而 n 就是應力指數 (stress exponent) 或

$$q_{cIN} = C_0 [K]^{C_2} \exp[C_3 e] = \left[\frac{q_c}{p_{a2}} \left[\frac{p_a}{\sigma'_v} \right] \right]^{C_1 + C_2} \quad (1-28)$$

表 1-9 顯示當 FC 從 0 % 增加至 30% 時， n 或 $(C_1 + C_2)$ 也從 0.45 增加到 0.79，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寮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 變成非排水狀態，使得 q_c 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_c 之影響會逐漸消失。圖 1-26 根據公式(1-26)之推算以圖解的方式來解釋前述麥寮砂中 q_c 、圍壓與 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_c ($q_c (FC=15\%)$) 比 $FC = 0\%$ 時之 q_c ($q_c (FC=0\%)$) 低，但此差別隨 σ'_{vo}/p_a 之增加逐漸消失。

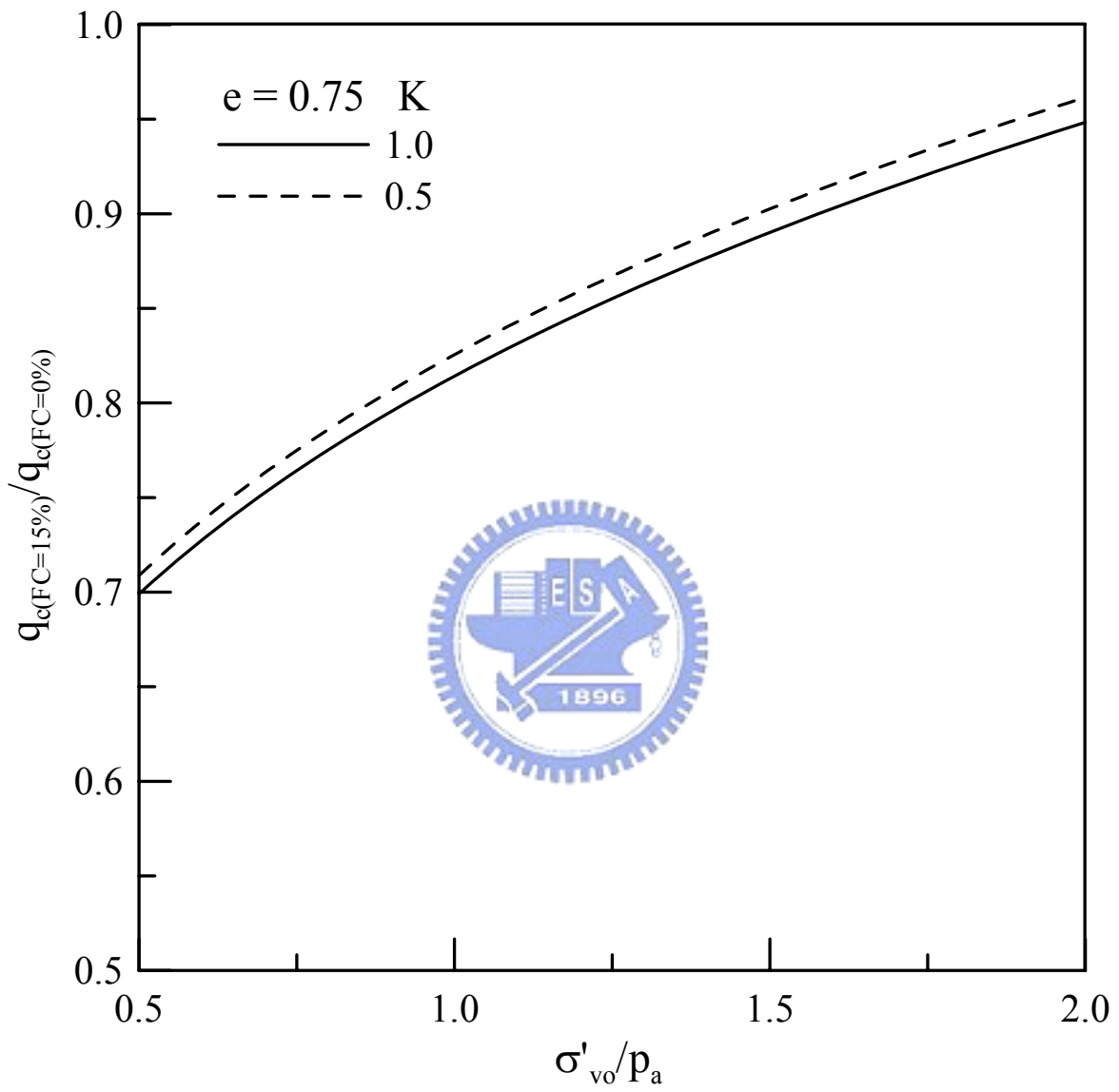


圖 1-26 q_c 與細料含量之關係 (黃安斌等, 2005)

由於台灣中西部砂土大多含有細料，在使用簡易法做液化潛能分析時常需做細料含量修正。現有 SPT、CPT 與 V_s 法對於細料含量修正程度上之差異常是使用不同現地試驗方法得到不同液化潛能分析結果之主要原因。SPT 由於有取樣，其細料含量可以從試體物性試驗得知，但 CPT 與 V_s 法必須間接的根據經驗法則推估。例如 CPT 法常用 Robertson (1990) 所提土壤行為種類指數 (soil behavior type index) I_c 來估算細料含量，而

$$I_c = \left[(3.47 - \log Q_T)^2 + (\log F_r + 1.22)^2 \right]^{0.5} \quad (1-29)$$

其中

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

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

I_c 與 FC 之經驗關係為 ($FC < 50\%$)

$$FC (\%) = 1.75I_c^3 - 3.7 \quad (1-30)$$

使用 CPT 與 Robertson and Wride (1998) 評估液化潛能時將 q_{cIN} 乘以 K_c 來估算對等乾淨砂之 q_{cIN} (equivalent clean sand q_{cIN} 或 $(q_{cIN})_{cs}$) 來考慮細料之影響，

$$(q_{cIN})_{cs} = K_c \cdot q_{cIN} \quad (1-31)$$

K_c 與 I_c 間有一 4 次方之關係式：

$$K_c = -0.403I_c^4 + 5.581I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 \quad \text{當 } I_c > 1.64 \quad (1-32)$$

$$K_c = 1.0 \quad \text{當 } I_c \leq 1.64 \quad (1-33)$$

或如圖 1-27 所示，分析結果對細料含量估計之靈敏度非常高。圖 1-28 顯示麥寮砂 CPT 標定試驗結果所得 I_c 與直接從標度槽試體所量得細料含量之比較，麥寮砂室內 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。



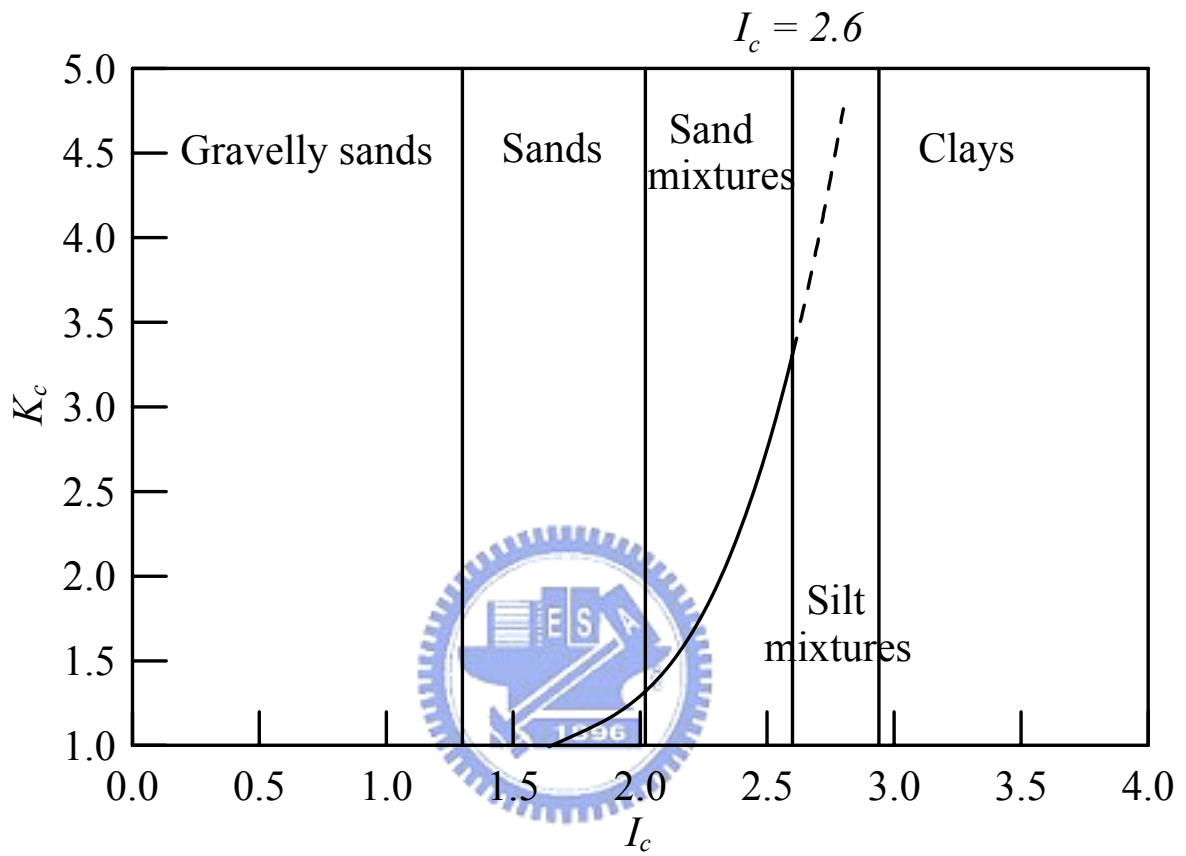


圖 1-27 K_c 與 I_c 之關係 (Youd et al., 2001)

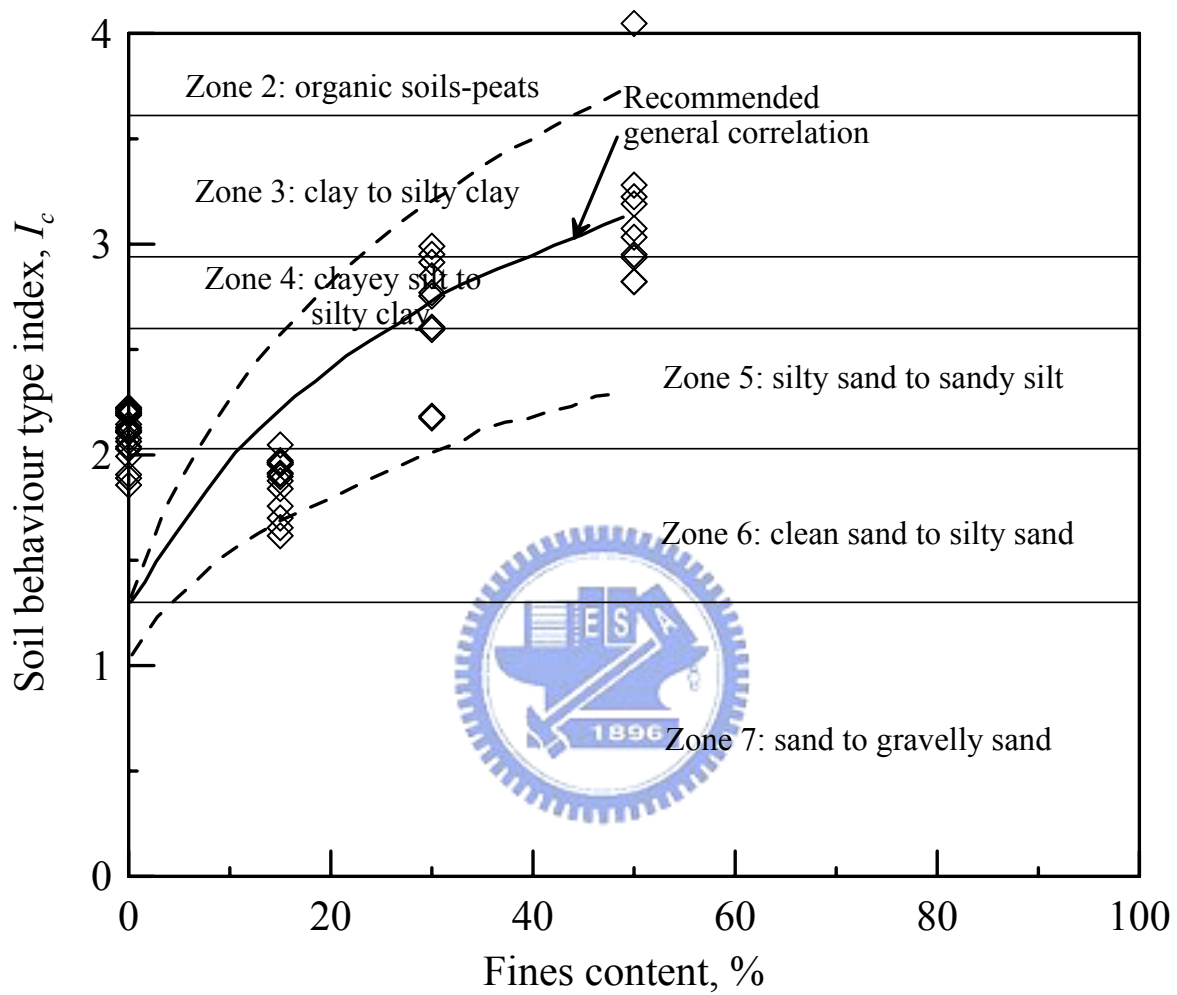


圖 1-28 麥寮砂之 I_c 與細料含量關係 (黃安斌等, 2005)

1.5 非擾動砂土試體取樣

文獻中有關疏鬆砂土之非擾動取樣是以現地冰凍法 (In-Situ Ground Freezing) 為主。現地冰凍法必須於現地埋設冷凍管與溫度感測器，冷凍管導入冷媒進入地層循環，將周圍土壤之孔隙水冷凝成冰，然後以類似岩心取樣之方法將冰凍土壤取出

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，非常耗時而且不符經際效益，所以很少在實際工程案例中被使用。

Hofmann et al. (2000) 執行 Canadian Liquefaction Experiment (CANLEX) 計畫時，採用現地冰凍取樣，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。

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礦渣試體。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。

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。(Laval sampler 之非擾動取樣將於 3.2 節詳述)

1.6 背景結語

由於非擾動砂土試體取得相當困難，傳統砂土非擾動取樣的方法耗時而且昂貴，所以一般實驗室都以重模試體進行試驗。因採用重模的方式準備試體，試體本身就已存在顆粒組構以及細料含量的影響。

就顆粒組構對砂土剪力強度而言，Zlatovic and Ishihara (1997) 認為在相同的孔隙比與有效圍壓條件下，疏鬆砂土不論何種試體準備方式其尖峰剪力強度 (peak strength) 均相似，但超越尖峰剪力強度後之殘餘強度 (residual strength) 則顯示 $WS > DD > MT$ 法；Yamamuro and Wood (2004) 以 Nevada 50/200 砂土在相同的非塑性細料含量 $FC=20\%$ ，以及相同的孔隙比進行試驗，發現水中沉降法的試體剪力強度大於乾置法試體。就顆粒組構對砂土抗液化強度而言，Tatsuoka et al. (1986) 認為濕震法強度最高，水中沉降法次之，而氣落法強度最低；而 Amini et al. (2000) 則認為濕夯法與水中沉降法這兩種方法所製作的試體其抗液化強度差別並不大。

就細料含量對砂土剪力強度而言，Vaid (1994) 認為砂土強度會隨著細料含量的增加而增加；但是 Lade and Yamamuro (1997) 卻認為砂土強度卻會隨著細料含量的增加而降低，兩者的結論是相反的。至於細料含量對砂土抗液化強度的影響更是眾說紛紜，至今尚未有明確的定論，推究其最主要原因是因為採用重模試體來進行試驗所致。

在簡易法架構下評估土壤液化潛能都是以 Seed and Idriss (1971) 所提出之公式 (式 1-1) 計算土層的反覆應力比 (CSR)，然後依據經驗公式以及現地試驗的結果，以乾淨砂做為評估的基準計算其反覆阻抗比 CRR 。

- SPT-SI (Seed and Idriss, 1971) 法雖然將標準貫入試驗所量測的 N_m 值做了一些必要的修正，然而對於含細料土層的液化潛能評估都是以乾淨砂的基礎做分析，往往會使分析的結果過於保守而不切實際。
- CPT-RW (Robertson and Wride, 1998) 法以圓錐貫入試驗結果界定出含細料砂土層之土壤行為型態指數 I_c ，依據各土層不同的 I_c 值計算其 CRR 。當 $I_c \leq 1.64$ 時為乾淨砂，以及當土層細料增加至 $I_c = 2.1$ 時， CRR 與 q_{cIN} 尚能界定出連續的關係曲線，但當 I_c 增加至 2.4 或更大時， CRR 與 q_{cIN} 間已無法界定出連續的關係曲線，如圖 1-4 所示，其間非連續部分的 CRR 計算便顯得相當困難。再者，CPT 試驗受許多因素所影響，諸如：砂土密度、組構、膠結、年代、應力狀態、應力歷史、細料含量以及礦物成分等等，若僅以單一 I_c 值而欲代表所有影響因素，顯然不盡合理。
- V_s -AS (Andrus and Stokoe, 2000) 法以剪力波速 V_{sl} 評估土層液化潛能，使用不同的剪力波速量測方法，對同一土層而言可能會得到不同的量測結果。此外不同細料含量砂土的剪力波速分布範圍介於 100 至

210 m/s 之間，其最大與最小值的改變量約 2 倍，但所對應之 CSR 介於 0.03 至 0.5 之間，其改變量約 17 倍，兩者相差非常大，此一現象遠不如 SPT 與 CPT 理想。因此，使用 V_s 做液化潛能評估時，任何局部土層之變化或試驗誤差都可能對結論造成明顯的差異。

相較於簡易法，Ishihara (1985) 與 Yoshimi et al. (1994) 等學者以現地取樣與室內試驗的方法評估土壤液化潛能，此一方法似乎是較佳的評估法，原因在於現地取樣的砂土是非擾動的試體 (Ishihara (1985) 採用的試體為重模試體)，而且室內動態三軸試驗所得到的是土壤本身的反覆阻抗比 CRR ，而不是根據經驗公式所得的計算值。然而 Ishihara (1985) 以及 Yoshimi et al. (1994) 等人的研究成果僅止於乾淨砂，並沒有涵蓋細料含量的部分。

如欲釐清細料含量究竟對砂土不排水剪力強度以及抗液化強度的影響，免除因試體製作方式不同而造成顆粒組構的影響，並且使用實驗室量測所得砂土 CRR 做為評估液化潛能的依據，惟有取得細料含量不同的非擾動試體，進行動/靜態不排水剪力試驗才能達成。

由於各種細料含量不同的非擾動試體取得非常困難，所以一般仍都以重模試體進行室內單元試驗，但因採用重模的方式準備試體，試體本身就已存在顆粒組構與細料含量的問題。為了解顆粒組構與細料含量對砂土強度的影響，過去十幾年來，NCTU 研究團隊針對粉土質砂土強度進



行一系列的室內標定試驗，標定試驗所使用之粉土質砂土為麥寮砂。歷經張嘉偉 (1997)、許鈞程 (1999)、王統立 (2000)、蔡明道 (2002) 以及郭毓真 (2004) 等人的相繼投入研究，已經對麥寮砂的室內試驗研究建立了充分的資料庫，相關的研究成果包括麥寮砂的基本物理性質、力學行為、剪力波速以及 CPT 室內標定等等，這些過去的研究成果與既有的試驗數據，提供了後續台灣中西部粉土質砂土液化潛能研究的豐富參考資料。

相較於麥寮砂室內試驗研究使用重模試體的便利性，非擾動砂土試體的取樣可以說是一種艱鉅的挑戰。Yoshimi et al. (1994)、Hofmann et al. (2000) 研究證實現地冰凍法在冷凍過程中如果土體的排水不受阻礙，就可以比傳統薄管取樣法更有效的取得高品質非擾動試體。但是現地冰凍法耗時且不符經濟效益，所以無法廣泛的運用在工程案例上。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。除了不擾動試體取樣，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，避免試體在運送過程中被擾動，以確保 Laval sampler 砂土試體的品質。

雖然可以使用 Laval sampler 於現地取得高品質的非擾動砂土試體運

回實驗室進行試驗，然而由於 Laval sampler 所能取得數量有限，並無法大量獲得非擾動試體。至於砂土的室內單元試驗，因所需試體數量龐大，一般實驗室仍須以重模試體進行一系列的標定試驗，雖然所使用的是重模試體，可能會存有顆粒組構的差異，但是各種不同的試體準備方法以及細料含量，所得到的重模試體試驗結果，在對照不擾動試體試驗結果的分析與比較，重模試體仍然具有高度的參考價值。



二、研究目的與方法

2.1 研究目的

以往曾有許多學者投入有關粉土質砂土力學行為以及評估其液化潛能的研究，對於粉土質砂土細料含量究竟如何影響其力學行為，截至目前為止仍未有明確的定論，最主要的原因為這些研究都採用重模試體進行單元試驗所造成。

過去 NCTU 研究團隊曾針對麥寮粉土細砂進行室內標定試驗以及動/靜態力學行為的研究，結果顯示麥寮砂具有高度的壓縮性，而且其壓縮性隨砂土細料含量增加而增加，但隨緊密度的增加而減少；在相同之 e 值下改變砂土細料含量所進行的動態三軸試驗結果，其 CRR 都隨細料含量之增加而下降；剪力波速 V_s 在相同之 e 值下，也會隨砂土細料含量之增加而下降；室內標定所得 I_c 與砂土細料含量之關係並不如 Robertson and Wride (1998) 所述，有明顯而一致之趨勢。

上述的研究結果雖然可以提供做為粉土質砂土工程應用時的重要參考，但這些研究成果仍然脫離不了重模試體的影響。雖然以重模試體對粉土質砂土強度進行室內標定試驗，可以提供上述可靠的參考依據，但重模試體的製作方式，試體本身就已存在顆粒組構的問題。因此，欲探究粉土質砂土的特性以及砂土細料含量對強度的影響，最有效的方法是採用不擾動試體直接進行試驗，如此可以避免許多與試體製作相關的問題。

題。為取得非擾動試體，本研究選定員林試驗站，具液化潛能之砂土為目標，運用 Laval sampler 取樣技術，於現地取得不同細料含量之高品質非擾動試體送回實驗室進行動/靜態不排水三軸試驗，並輔以 Laval sampler 之重模試體對照進行試驗，期能確定顆粒組構與細料含量對土壤強度的影響。

除了取得非擾動試體外，同時於現地實施一系列標準貫入試驗 (standard penetration test, SPT)、震測水壓式圓錐貫入試驗 (seismic piezocone penetration test, SCPTU)、表面波震測試驗 (multi-station analysis of surface wave, MSASW) 與懸吊式孔內波速量測 (PS Logging) 試驗。希望在現有的簡易法液化潛能評估方法之外，嘗試以創新的現地試驗/取樣技術取得高品質之粉土細砂試體進行一系列的室內試驗，期望能對台灣中西部粉土質砂土提供另一液化潛能分析方法之選擇。

剪力波速量測對於土壤性質而言實為一既快速又有效而且不具破壞性之評估方法，可運用於土壤抗液化潛能評估。但目前仍是以現地剪力波速量測結果根據簡易法的之程序做液化潛能評估。本研究除了在現地實施各種不同方法的外，並利用 bender element 於實驗室對各種不同細料含量之非擾動 Laval 試體實施剪力波速量測，同時對該試體進行不排水動態三軸試驗，以獲得砂土真實的 V_s 以及反覆阻抗比 CRR 。另外輔以 Laval 重模試體進行對照試驗，希望藉由試驗的成果建立不同細料含量土壤之

抗液化臨界曲線。

2.2 研究方法

為完成上述研究目的並探究粉土質砂土的力學行為以及抗液化強度，本研究搜集並參考過去 NCTU 研究團隊有關麥寮砂所做的室內標定試驗以及動/靜態力學行為的研究數據，用來檢驗現有簡易法液化潛能評估方法在此粉土質砂土中之適用性。另外也特別選定在集集地震期間曾經發生液化現象之員林試驗站砂土層為目標，在該地區實施一系列的現地試驗/取樣，並將現地所取得之高品質非擾動試體，必要時將試體在地表冰凍，然後送回實驗室進行土壤的物理及力學性質試驗。最後將試驗所得數據與麥寮砂以及前人之研究成果，做有系統的比較與分析，為台灣中西部粉土質砂土抗液化強度以及其與圓錐貫入試驗及剪力波速間之相互關係做一標定。本論文的研究架構、研究方法、現地試驗/取樣作業流程、室內試驗以及成果分析與討論等項目，如圖 2-1 所示。

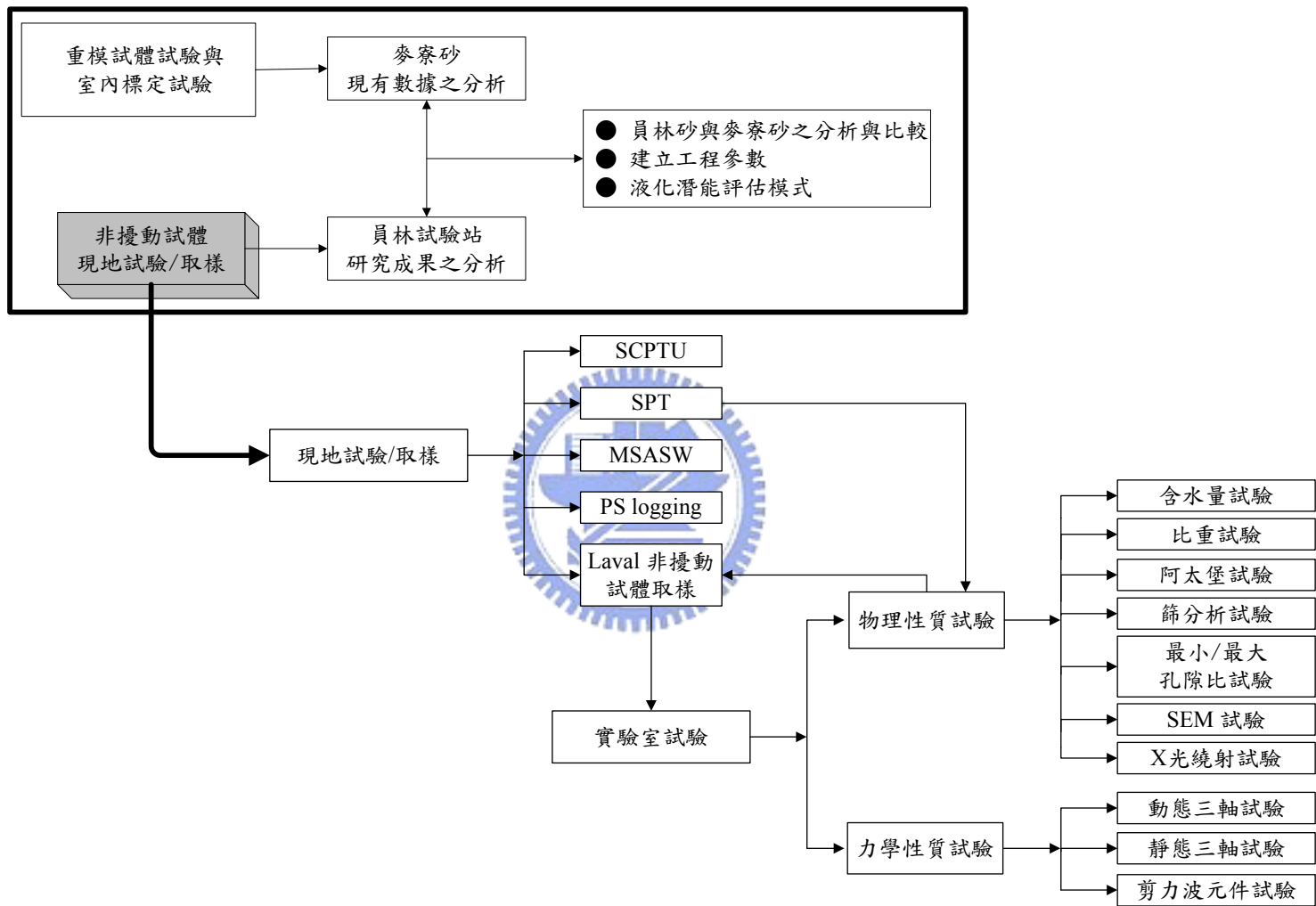


圖 2-1 研究架構與試驗流程圖

三、員林試驗站之現地試驗與取樣

砂土重模試體試驗無法避免不能完全代表現地土壤行為之缺失，為了能夠有效彙整試驗數據累積經驗，本研究在彰化縣員林鎮崙雅里之民安宮前空地設立試驗站，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)。根據 Wang et al. (2002) 所提之地表加速度遞減曲線，本試驗場集集地震時之地表水平加速度估計為 0.19g。

3.1 員林試驗站之現地試驗規劃與取樣配置

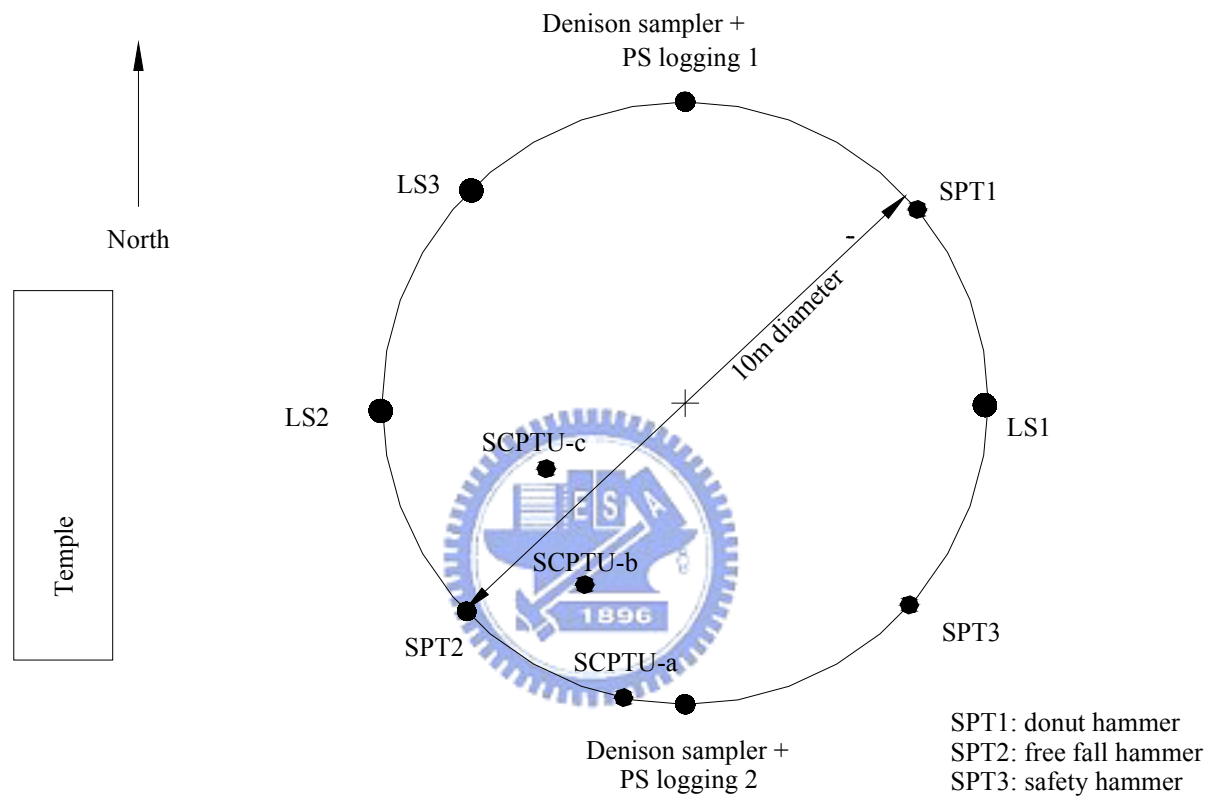
員林試驗站之現地試驗包括 SPT、SCPTU、MSASW 與懸吊式孔內波速量測 (PS Logging) 試驗，除上述各項試驗外，並於現地進行 Laval sampler 取樣。所有試驗與取樣都在直徑 10 公尺之圓周內進行，其分布如圖 3-1 所示。

SPT 試驗可得到試驗站各土層之 N 值，三孔 SPT 分別使用傳統 donut (SPT1)、free fall (SPT2)、以及 safety hammer (SPT3)，貫入深度也都達 20 公尺深；SCPTU 主要在獲得現地各土層之錐尖阻抗 q_c 及剪力波速 V_s ，現地實施三孔 SCPTU 試驗 (SCPTU-a、b 及 c)，貫入深度皆達 20 公尺深；表面波震測試驗之施測利用 24 個 4.5 Hz 速度型受波器，以受波器間隔 1

公尺的方式收錄重錘敲擊產生之震波，第一個受波器與震源的距離為 15 公尺，SCPTU 試驗之三個試驗孔涵蓋於測線中間；懸吊式孔內波速量測（PS Logging）試驗可獲得現地各土層之剪力波速，本試驗共進行兩孔，分別為 PS Logging 1 與 PS Logging 2，兩孔深度均達 15 公尺。

除了上述各種現地試驗，本研究為獲得非擾動試體以進行室內剪力波速及動態強度量測，於現地進行 Laval sampler 取樣，取樣前由 SPT 試驗結果研判各土層之土壤特性與細料含量，為獲取不同細料含量之試體，每個取樣孔都分別於三種不同深度取樣，三孔 Laval sampler 取樣深度均為 12 公尺深度以內，取樣位置及數量分布如圖 3-2 所示。





Groundwater table: 2.6m

SPT: standard penetration test

SCPTU: seismic cone penetration test with pore pressure

LS: Laval sampling

圖 3-1 員林民安宮試驗站孔位分布

G.L.	BH-LS-01	BH-LS-02	BH-LS-03
-1m			
-2m			
-3m	FC=43% ↓ 3.32 to 3.80m, silty sand	3.51 to 4.05m, silty sand	
-4m	16cm 16cm 16cm	18cm 18cm 18cm	3.62 to 4.13m, silty sand 17cm 17cm 17cm
-5m			FC=89% ↓
-6m	6.05 to 6.29m, silt 12cm 12cm		5.90 to 6.41m, silt 17cm 17cm 17cm
-7m			
-8m			
-9m		9.00 to 9.46m, clay	
-10m		18cm 16cm 12cm	
-11m	10.80 to 11.25m, sand * 45cm	10.85 to 11.73m, sand * 52cm	FC=18% ↓ 10.98 to 11.40m, sand * 42cm
-12m			

* : samples were frozen with dry ice

圖 3-2 Laval sampler 取樣位置及數量分布圖

3.2 員林民安宮試驗站之非擾動取樣

以往砂土之非擾動取樣方法如 1.5 節所述，是以現地冰凍法為主，Hofmann et al. (2000) 將液態氮送入地層循環，將周圍土壤之孔隙水冷凝成冰，然後以類似岩心取樣之方法將冰凍土壤取出，此一方法極為耗時並且昂貴，很少在實際工程案例中使用。Konrad et al. (1995) 是第一個使用 Laval sampler，於常溫下成功的在低細料含量砂土中取樣。Laval sampler (圖 3-3) 是 La Rochelle et al. (1981) 原先為高靈敏性軟弱黏土取樣而設計，可取 200 mm 直徑與 600 mm 高之非擾動試體，圖 3-4 為 Laval sampler 取樣之實況圖。Laval 取樣設備包含一組至少 4 噸推力以及 60 公分衝程的油壓鑽探設備，取樣孔在洗孔的同時注入皂土液 (bentonite mud) 以穩定孔壁土壤。取樣器在洗孔時將頭蓋閥 (head valve) 開啟，使沖鑽之泥漿得以順利流經取樣器而流至鑽孔壁內，當取樣管抵達鑽孔底部時 (圖 3-5a)，取樣管保持固定而取樣器則放鬆並以連續推力貫入土層，當取樣器的頂部距試體上部約 50mm 時 (圖 3-5b)，則關閉取樣器內之頭蓋閥，使試體保持於真空狀態，此時擴孔沖洗之泥漿不再流經取樣管，而是藉由壓力透過取樣管與擴孔管 (overcoring tube) 之間隙流向鑽桿 B.Q. 纜線噴出取樣器之外，擴孔沖洗的動作直至擴孔管沖洗至取樣試體以下 20 mm (圖 3-5c)，此時將擴孔管拉至地表面 (圖 3-5d)，然後用力將試體扭轉 90 度，並且緩緩地將試體取出鑽孔外 (圖 3-5e)，以避免碰撞或擾動試體。

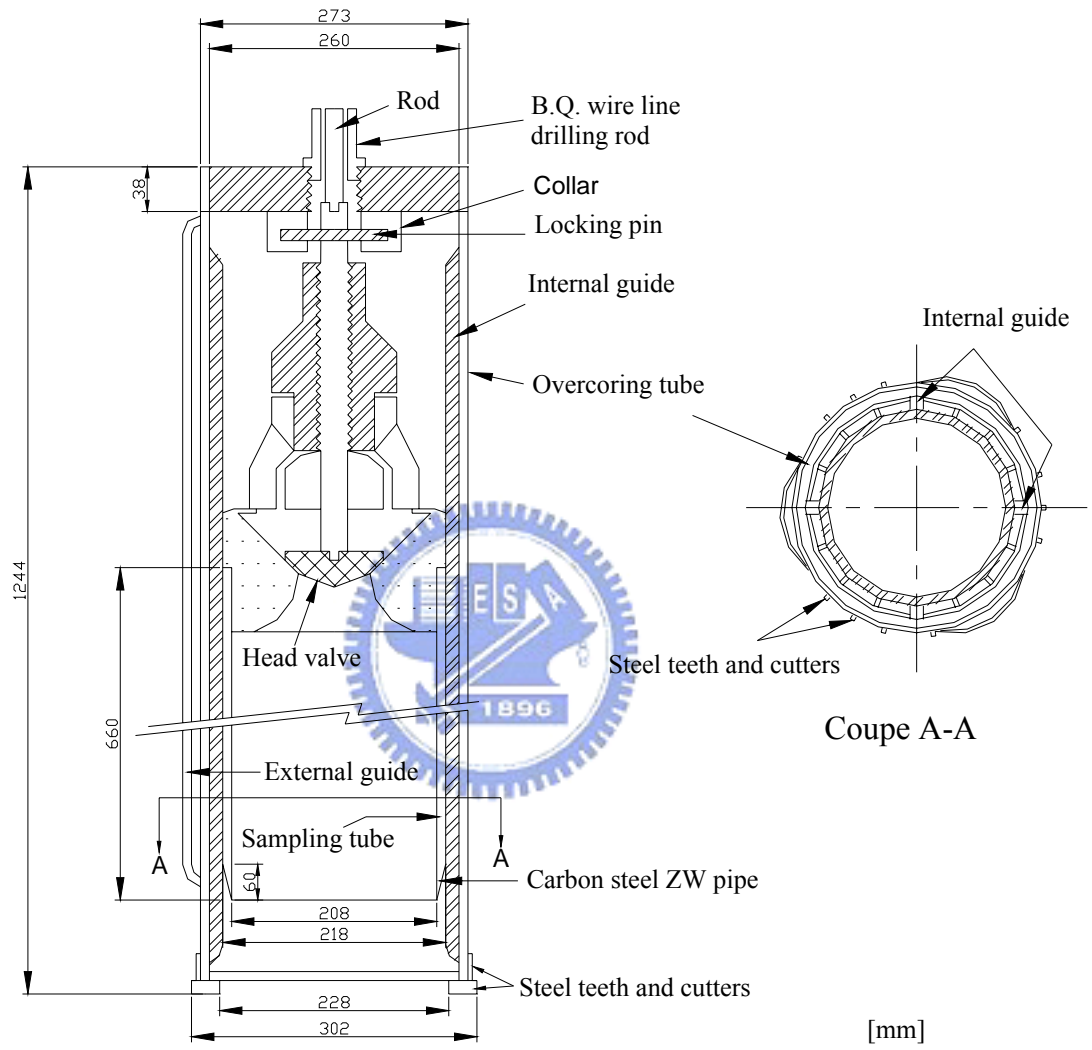


圖 3-3 Laval sampler 示意圖 (La Rochelle et al., 1981)



圖 3-4 Laval 試體現地取樣圖

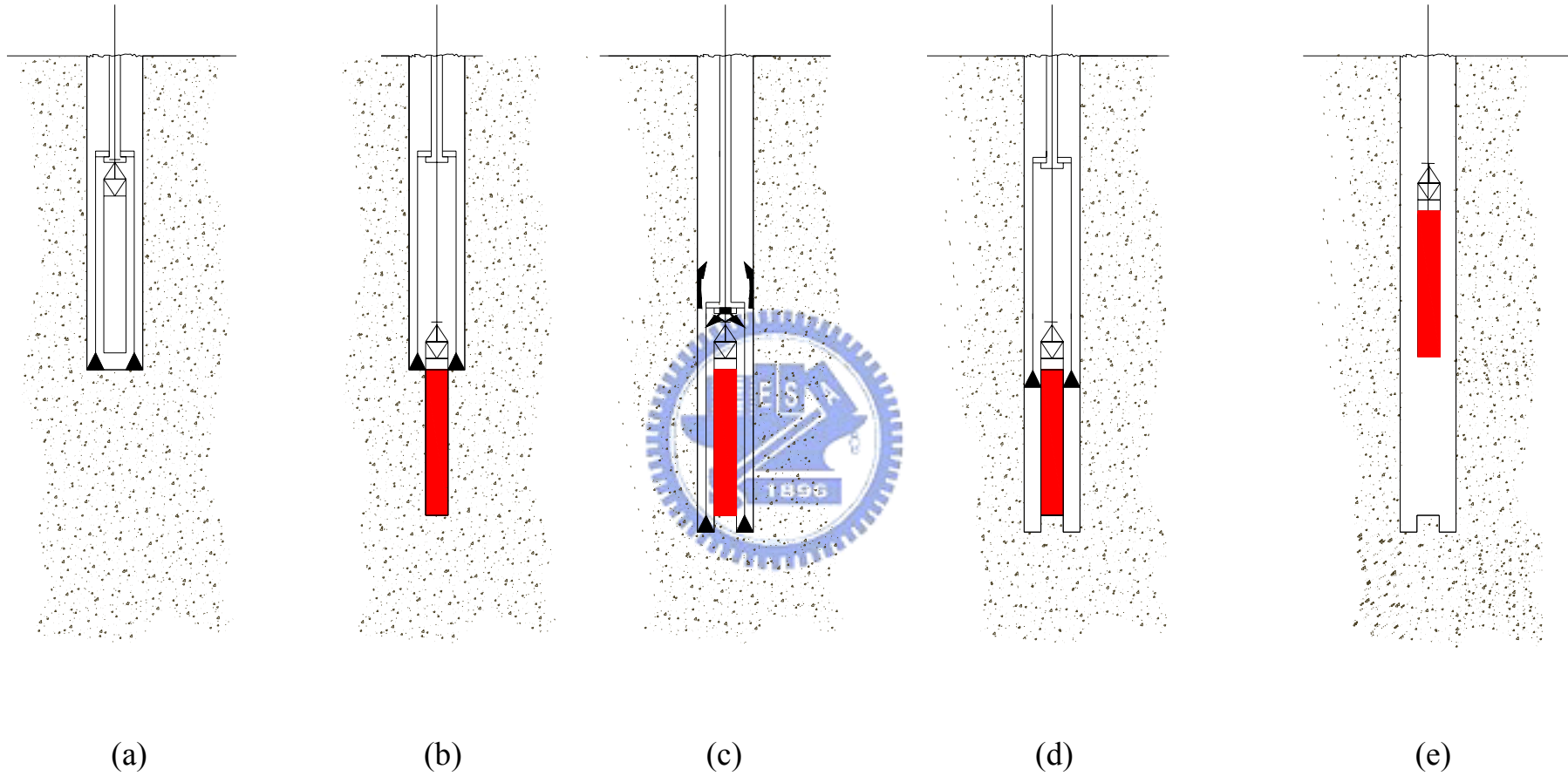


圖 3-5 Laval sampler 於土層中之取樣程序 (Konrad et al., 1995)

除了取樣，Konrad et al. (1995) 也提出了 Laval sampler 砂土試體在地表使用乾冰 (-80°C) 從試體頂部/底部緩慢冰凍 (圖 3-6) 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。

Konrad et al (1995) 成功地運用 Laval sampler 於加拿大魁北克 (Quebec) 兩處工址 Berthieville 與 Baie Saint-Paul 獲得地下 6 公尺深的 Laval 試體，長度分別為 460 mm 及 440 mm，但僅對試體進行含水量試驗分析。其中取樣自 Berthieville 採用乾冰 (-80°C) 由上而下逐次冷凍，完成冰凍需時約 8 小時，其 $FC=15\%$ ，平均粒徑 0.08 mm， $C_u=1.15$ ，取試體中各 5 公分高之冰凍試體 3 個做含水量試驗，其中心 100 cm^2 內之平均含水量為 33.3%，其邊緣平均含水量由上而下分別為 31.7%、32.8% 及 35.2%，其含水量不論中央或周圍，上層或下層，其結果都相當接近，如圖 3-7 所示。另一試體取樣自 Baie Saint-Paul 採用液態氮 (-196°C) 實施冰凍，將試體底部浸泡於液態氮中，冰凍的方向是由下往上，完成冰凍需時少於 3 小時，其 $FC=10\%$ ，平均粒徑 0.15 mm， $C_u=2.15$ ，取試體中各 5 cm 高之冰凍試體 4 個及 2.5 cm 高試體一個，分別進行含水量試驗分析，試驗結果顯示於圖 3-8，其中心 100 cm^2 內之平均含水量為 26.7%，其邊緣平均含水量由上而下分別為 27.7%、28.3%、28.0%、27.8% 及 26.15%，其含水量不論中央或周圍，上層或下層，其結果也都相當一致。

本研究為獲得員林民安宮試驗站之疏鬆砂土，於現地鑽孔（圖 3-1 中之 LS1 至 LS3）做 Laval sample (LS)取樣，在每一鑽孔中取三個 LS 試體（如圖 3-2）。根據 SPT 裂管試體之物理試驗結果，初步判斷這三個試體之細料含量應該分別在 20%、50%與 90%左右。圖 3-9(a)至圖 3-9(c)分別顯示 LS1、LS2 與 LS3 三個鑽孔在地表下 11 公尺附近深度所取出之 LS 試體，在地面冰凍過程中，試體底部所量測之溫度變化及排出孔隙水與時間的相互關係。直徑 200 mm，高度分別為 450、520 及 420 mm 之 LS 試體，冰凍時間約 14、17 及 9 小時後（所需時間依試體大小而定），試體底部之溫度已降至 0°C 以下，而試體底部所排出之水量也不再增加，最終排出之孔隙水分別為 502、453 及 180 cc。

現地所取得之 LS 試體共有 9 個（每一孔各取 3 個 LS 試體），其中細料含量較低（*FC* 約為 18%）的三個試體 LS-1-3、LS-2-3 及 LS-3-3 試體在取出地表後立刻以乾冰冰凍，各孔其他兩個試體受高細料含量影響黏著性較高，只將試體以等高度切成 2 至 3 等份，臘封後運送至實驗室。冰凍試體抵達實驗室後儲存於冰凍櫃內，臘封試體則儲存於密封之塑膠箱內，為防止試體含水量之降低，密封塑膠箱底裝水，試體則以木架支撐使其高出水面。

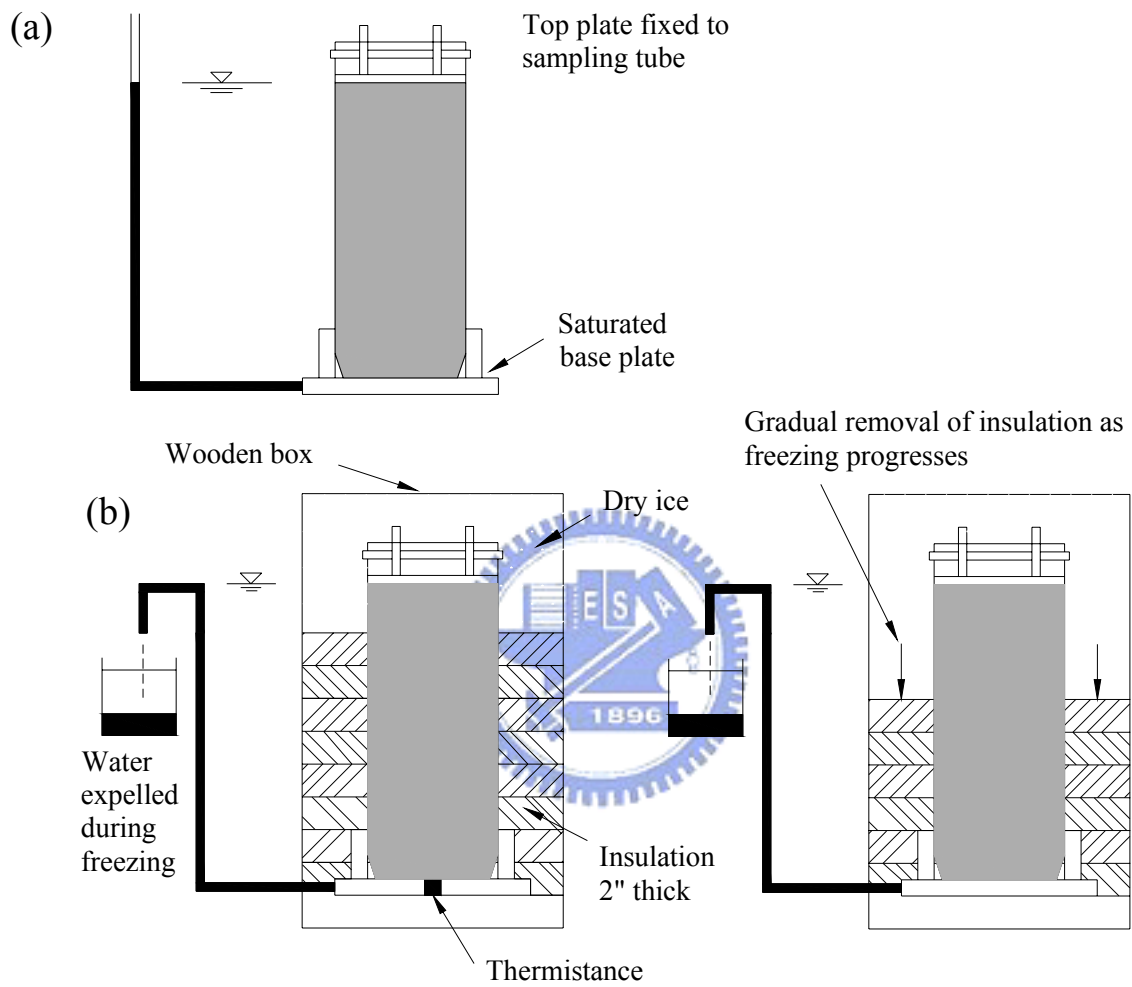


圖 3-6 Laval 試體之地表冰凍程序 (Konrad et al., 1995)

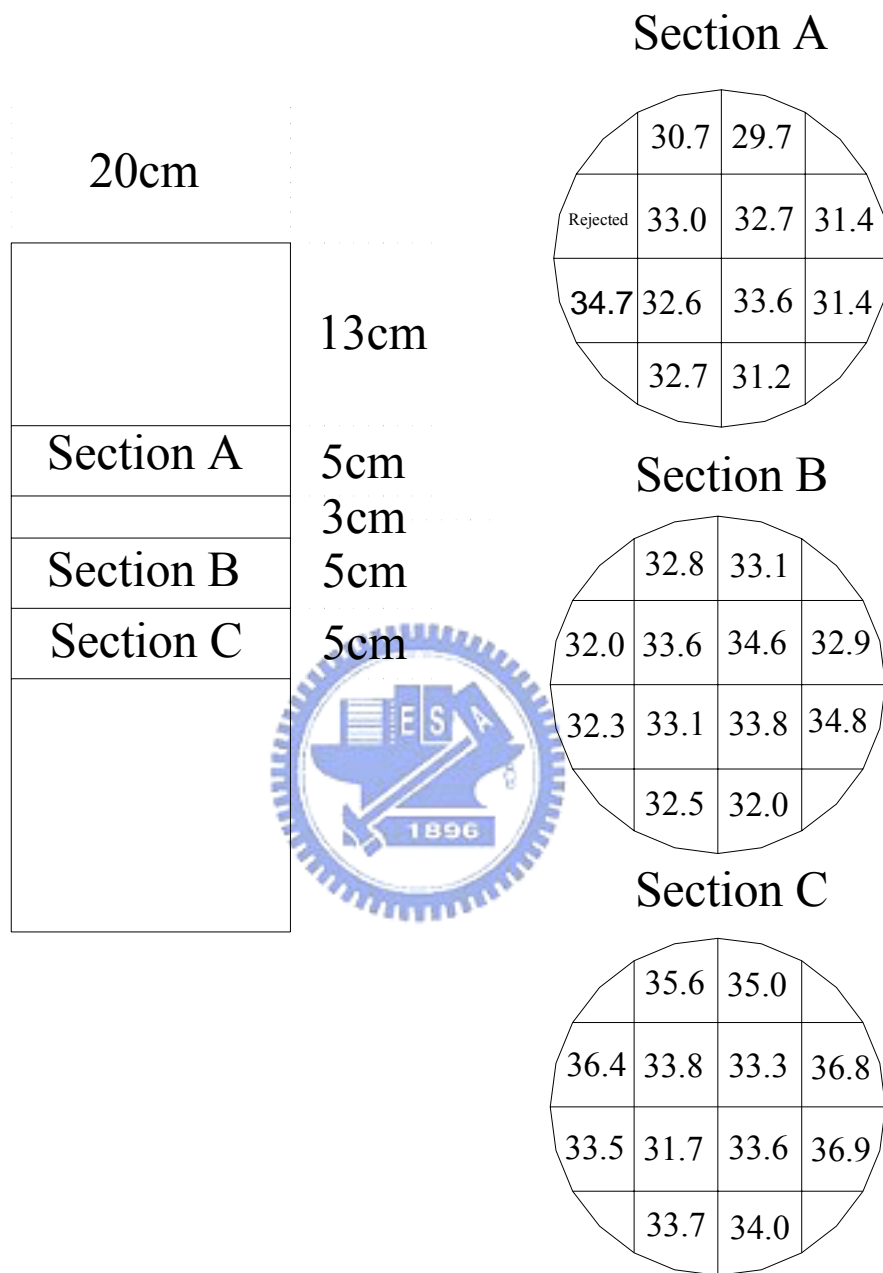


圖 3-7 取自 Berthierville 地區冰凍土壤含水量分布圖
(Konrad et al., 1995)

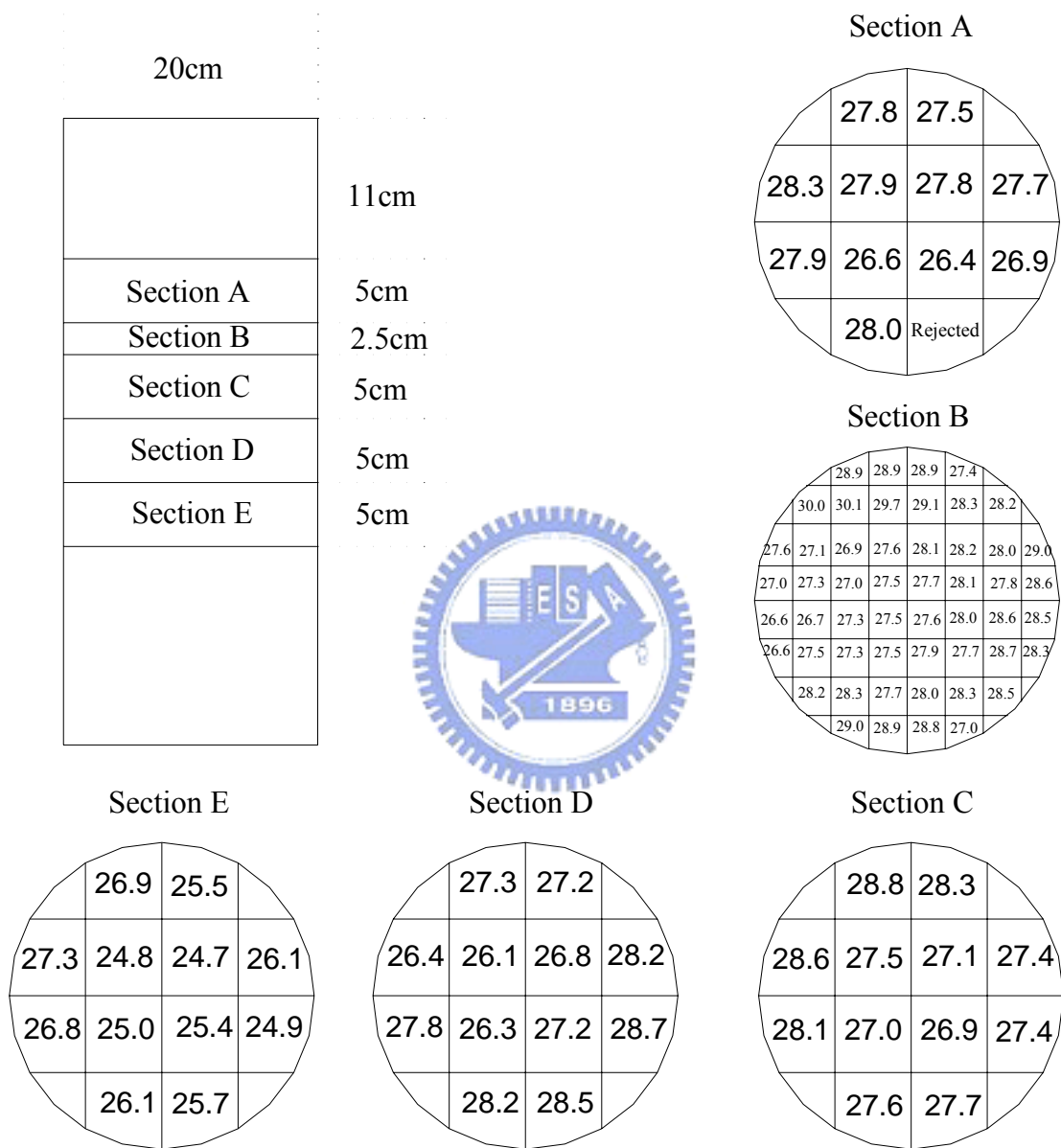


圖 3-8 取自 Baise St-Paul 地區冰凍土壤含水量分布圖
(Konrad et al., 1995)

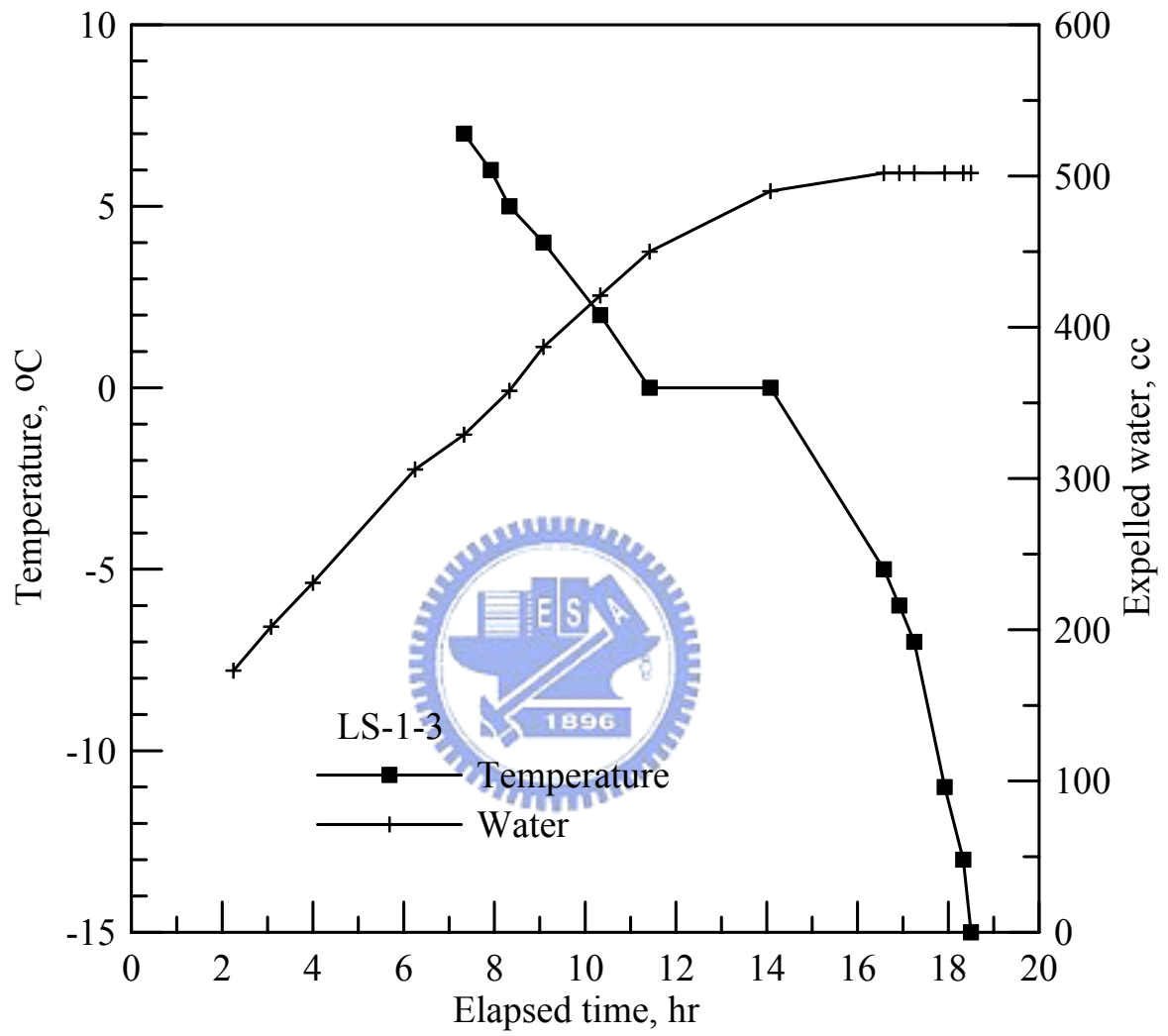


圖 3-9(a) LS-1-3 試體底部孔隙水排出量、溫度與時間之關係

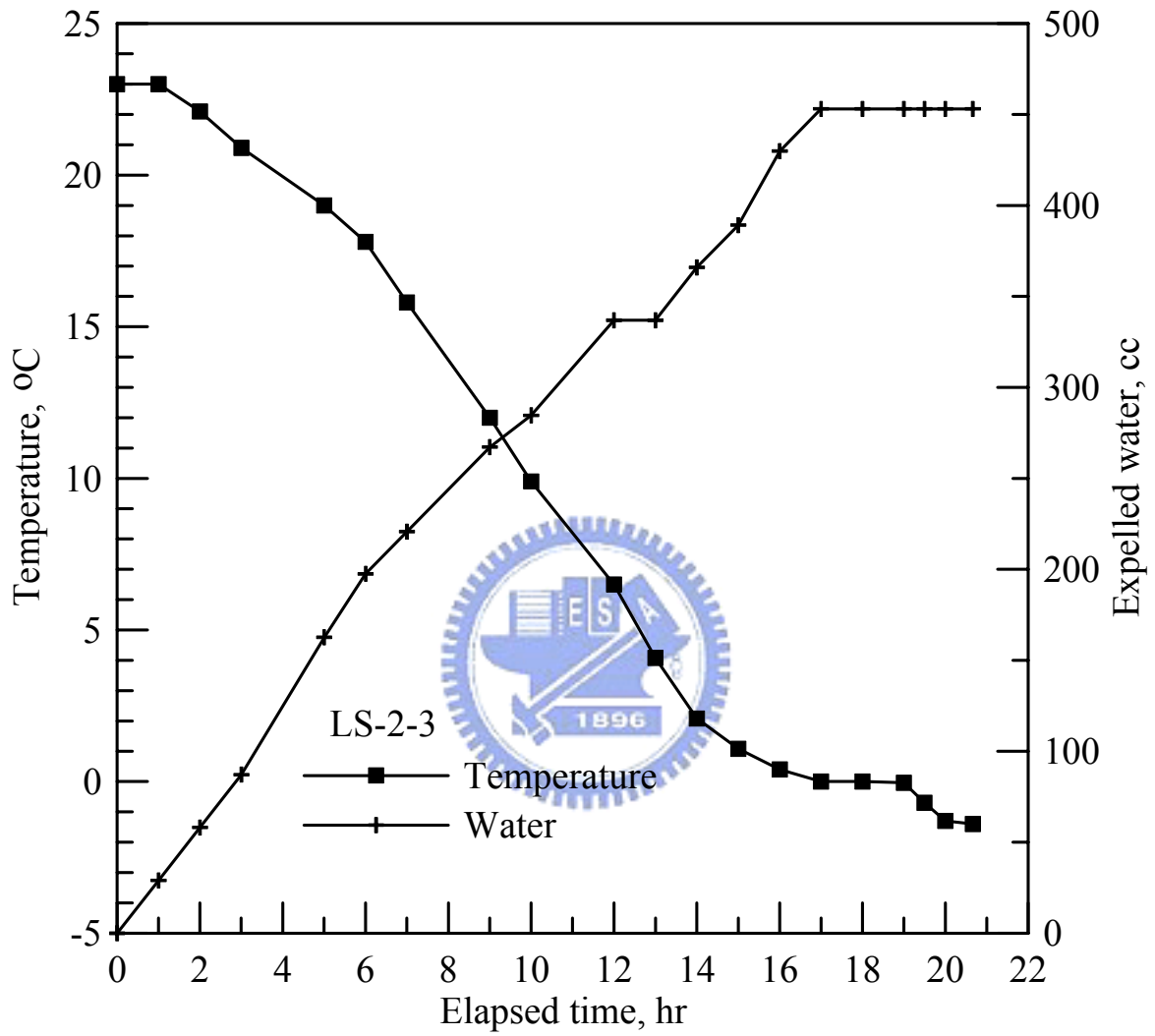


圖 3-9(b) LS-2-3 試體底部孔隙水排出量、溫度與時間之關係

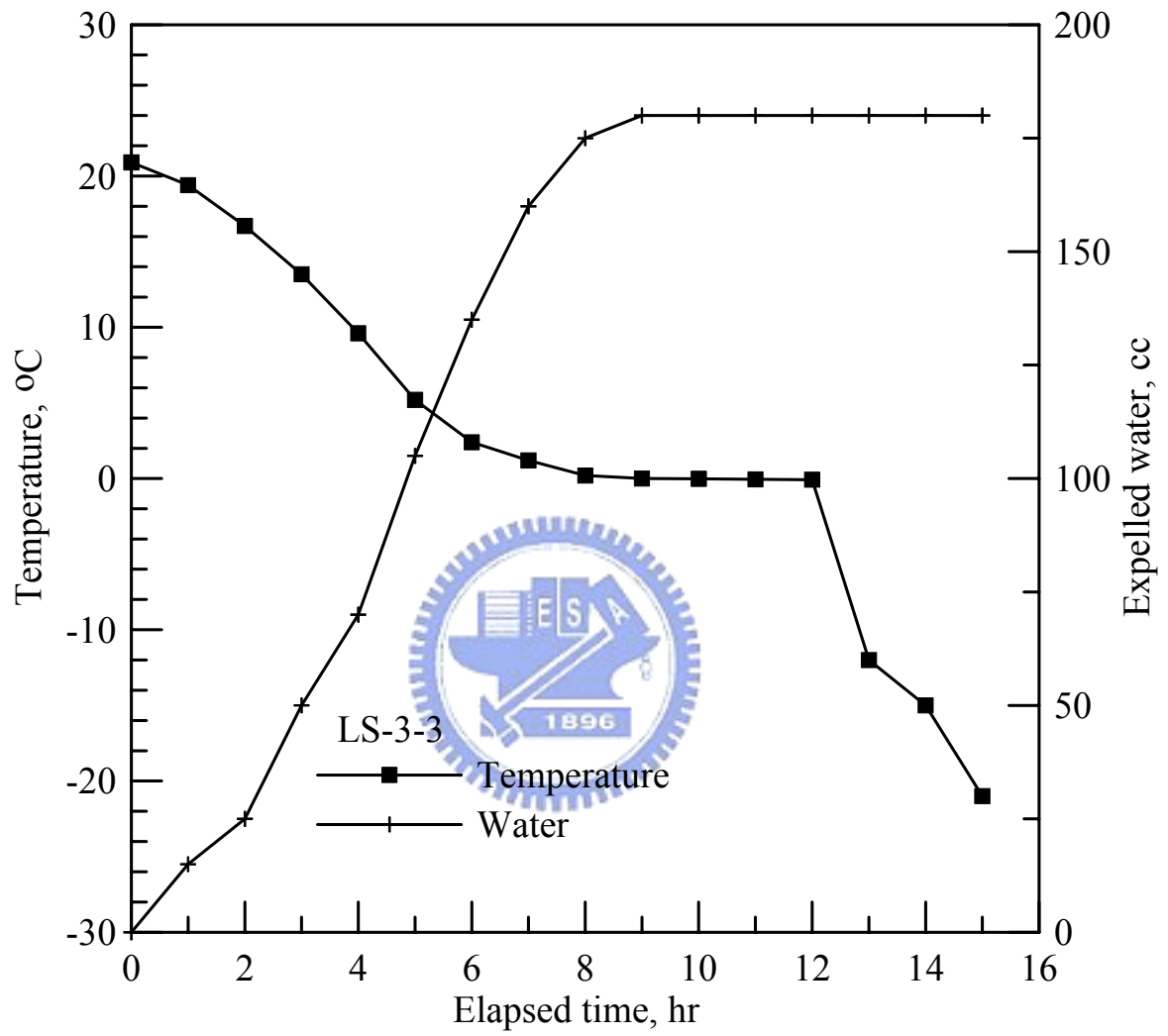
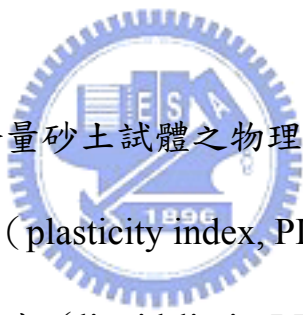


圖 3-9(c) LS-3-3 試體底部孔隙水排出量、溫度與時間之關係

3.3 員林砂之基本物理性質

員林民安宮試驗站所取得砂土只有鑽孔取樣而無大量之挖土取樣，員林砂 (YLS) 三種 Laval 試體 (圖 3-2 中之 LS-3-3、LS-1-1 與 LS-3-2) 天然細料含量(fines content, FC) 分別為 18%、43%與 89%，其粒徑分布曲線與麥寮砂之比較如圖 3-10 所示，細料之定義為通過 200 號篩 (孔徑 0.074 mm) 之土壤顆粒。員林試驗站地下水位為地表下 2.6 公尺，由 PS Logging 1 孔位中深度 2 公尺及 12 公尺處所取得薄管取樣試體進行單位重試驗，試體的不飽和單位重為 1.50 g/cm^3 ，地下水位以下飽和單位重為 1.90 g/cm^3 。



員林砂各種不同細料含量砂土試體之物理特性如表 3-1 所列，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 $D_{50}=0.246 \text{ mm}$ ，細粒料平均粒徑 $d_{50}=0.034 \text{ mm}$ ，粗細土壤顆粒之粒徑比為 7.24。員林砂 $FC=18\%$ 、 43% 與 89% 之均勻係數 (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。

表 3-2 為麥寮砂與員林砂之物理特性比較，麥寮砂之粗細土壤顆粒之粒徑比為 2.49，均勻係數為 2.13 小於 4，曲率係數為 1.08 介於 1 至 3 之

間，所以為均勻土壤 (poorly graded)，根據土壤統一分類法可將麥寮砂分類為 SM。

員林砂之地質背景與麥寮砂相似，所以其組成礦物成分也與麥寮砂相似，主要含有石英 (quartz)、白雲母 (muscovite)、綠泥石 (clinochlore) 和長石 (Feldspar)。圖 3-11 至圖 3-13 分別顯示 $FC=18\%$ 、 43% 及 89% 員林砂粗顆粒 X 光粉末繞射分析 (x-ray powder defraction analysis) 與細顆粒 X 光黏土礦物繞射分析 (x-ray clay mineral defraction analysis) 之試驗結果，X 光繞射試驗之相關數據收錄於附錄 A-3 至 A-8 (論文所附之光碟中)。根據 X 光繞射分析所得之礦物結晶角度 (即附錄 A 表格之第 5 欄位 -2θ)，參考土壤與岩石粉末繞射形態之主要線形表 (Chen, 1977)，可於圖上標示出各尖峰波形之礦物名稱；再依據附錄 A 表格第 16 欄位 Total area (總面積) 計算各主要礦物的成分百分比，此礦物成分百分比是以權重的方式計算，所以此法僅為半定量的估算法，藉以了解各礦物成分的組成配比。以員林砂 $FC = 18\%$ 粗顆粒為例，由圖 3-11(a) 之主要線形，判斷主要組成礦物白雲母、綠泥石、石英與長石的個別總面積 (total area) 分別為第 6、8、25 與 29 列的數據，因此所有面積總和為 37860，以此面積總和分別除各礦物的個別總面積，即可得到各組成礦物的百分比，以本例中之石英而言，其礦物之百分比約為 74.68%。表 3-3 為員林砂各種不同細料含量砂土試體之礦物成分含量估算百分比，由表中數據

可知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。

圖 3-14 顯示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)。不同細料含量之員林砂最大與最小孔隙比(e_{\max} 與 e_{\min})如表 3-1 所示，數據顯示在細料含量低於 43%時， e_{\max} 與 e_{\min} 無明顯變化，但當細料含量高達 89%時， e_{\max} 與 e_{\min} 明顯變大。最小孔隙比 e_{\min} (最大乾密度)是根據 ASTM : D4253-1A 方法，使用標準 152.4 mm 內徑之夯模(總體積 = 2830 cm³)，首先對夯模內之乾砂施加 14 kPa 正向壓力，然後使用電磁振動器以 60 Hz 之頻率振動 8 分鐘；最大孔隙比 e_{\max} (最小乾密度)是依據 ASTM : D4254-C 方法，使用 2000 毫升 (ml) 之刻度量杯，將 1000 公克 (g) 之乾砂放入量杯然後將杯口塞緊，最鬆情況下乾砂之體積是以快速反轉量杯後乾砂之高度來決定。

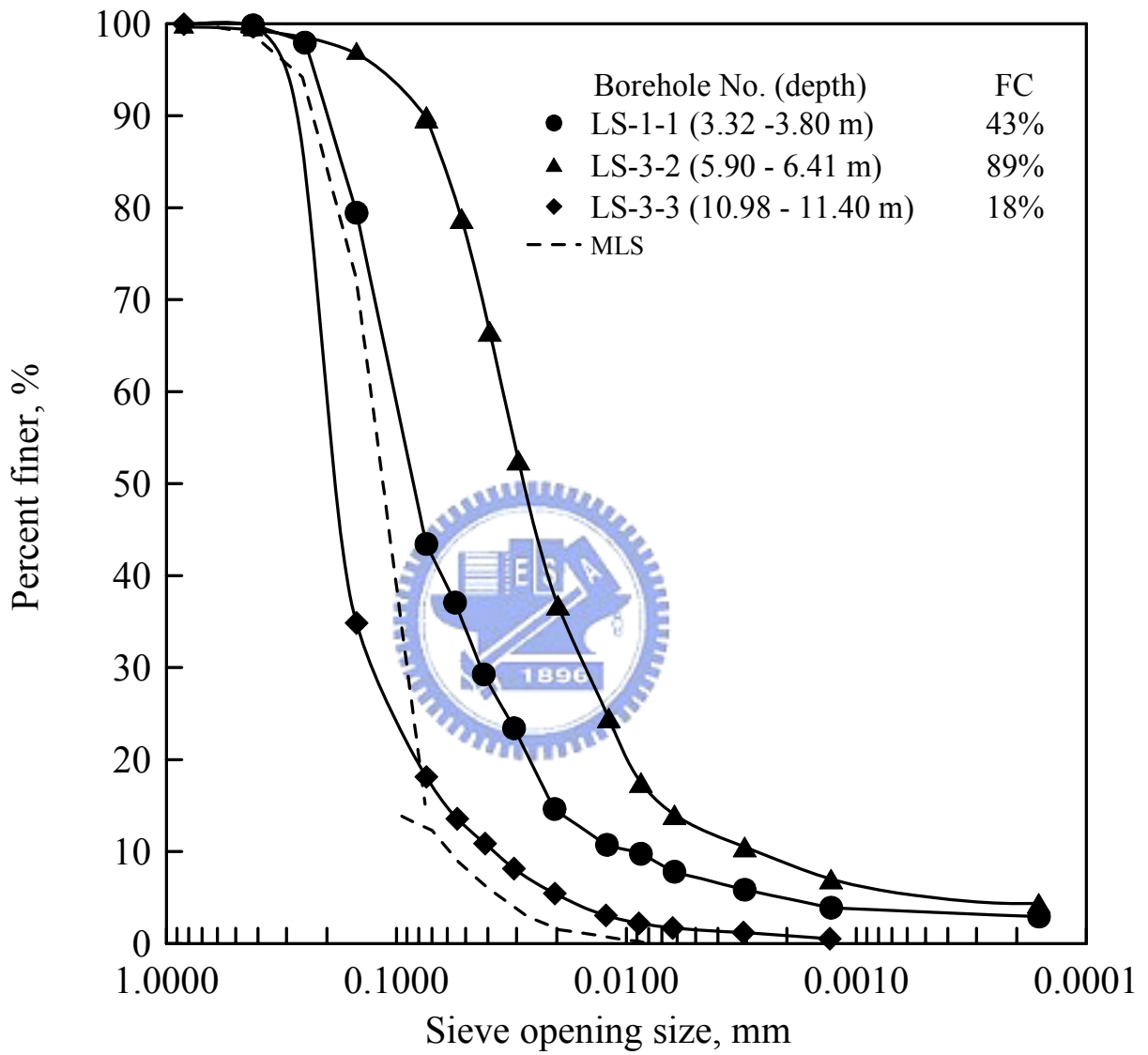


圖 3-10 員林砂 LS 試體之粒徑分布曲線

表 3-1 員林砂 Laval 試體之物理特性

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 3-2 麥寮砂與員林砂之基本物理特性

Sand	MLS				YLS		
$FC, \%$	0	15	30	50	18	43	89
e_{\min}	0.646	0.589	0.593	0.564	0.853	0.858	1.012
e_{\max}	1.125	1.058	1.213	1.308	1.285	1.269	1.692
G_s	2.69-2.71				2.72	2.73	2.75
L.L., %	32				25	21	31
P.L., %	24				14	14	19
C_u	2.13				5.51	11.56	13.46
C_c	1.08				2.24	1.98	2.47
D_{50}, mm	0.195				0.246		
d_{50}, mm	0.048				0.034		
D_{50}/d_{50}	2.49				7.24		

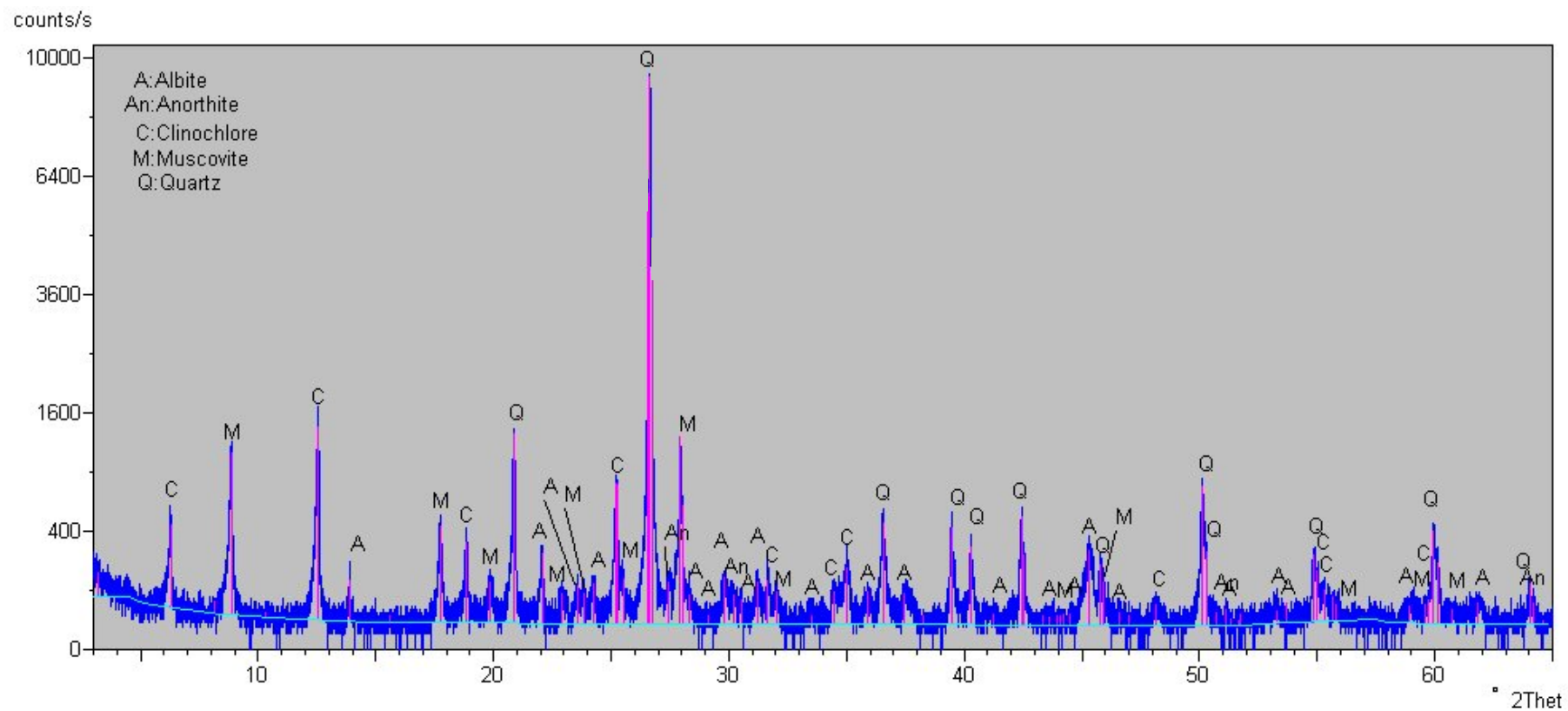


圖 3-11(a) $FC=18\%$ 粗顆粒員林砂之 X 光繞射分析圖

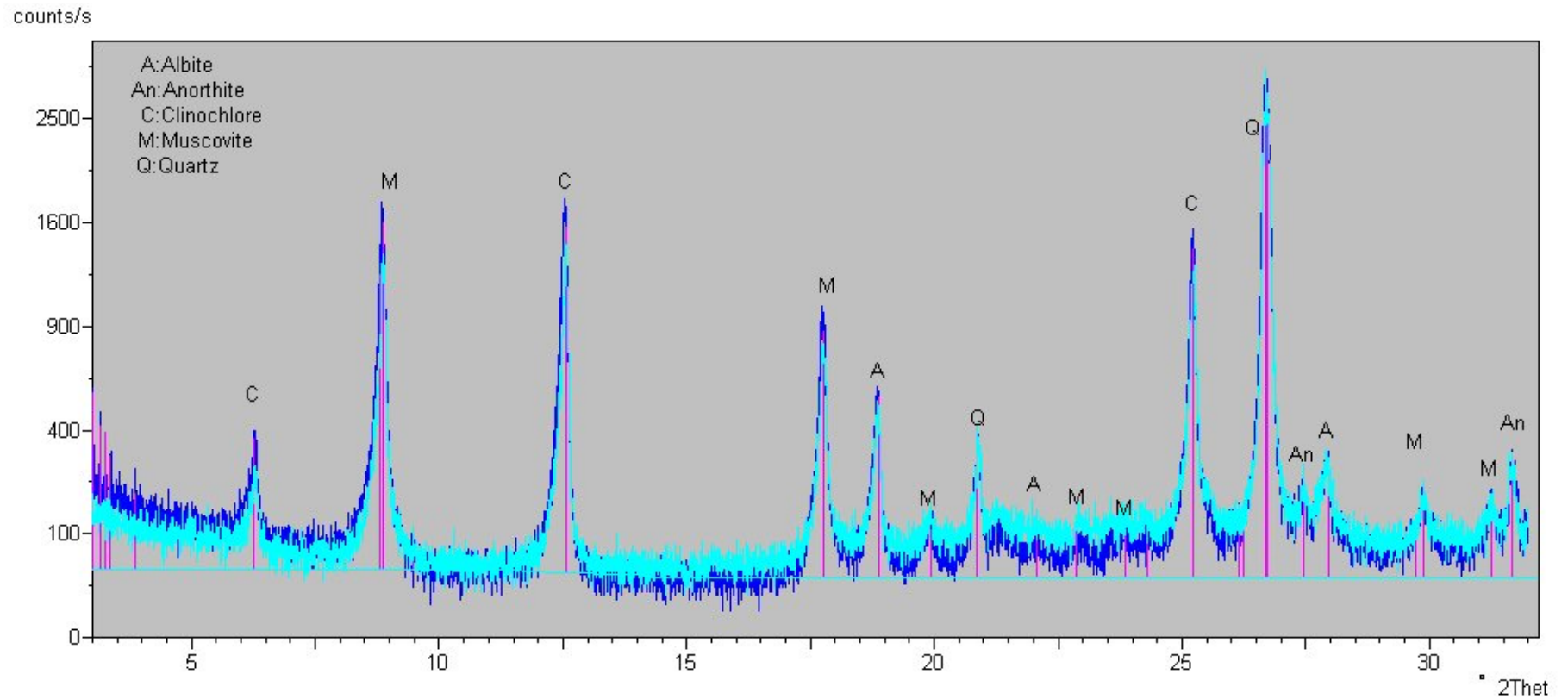


圖 3-11(b) $FC=18\%$ 細顆粒員林砂之 X 光繞射分析圖

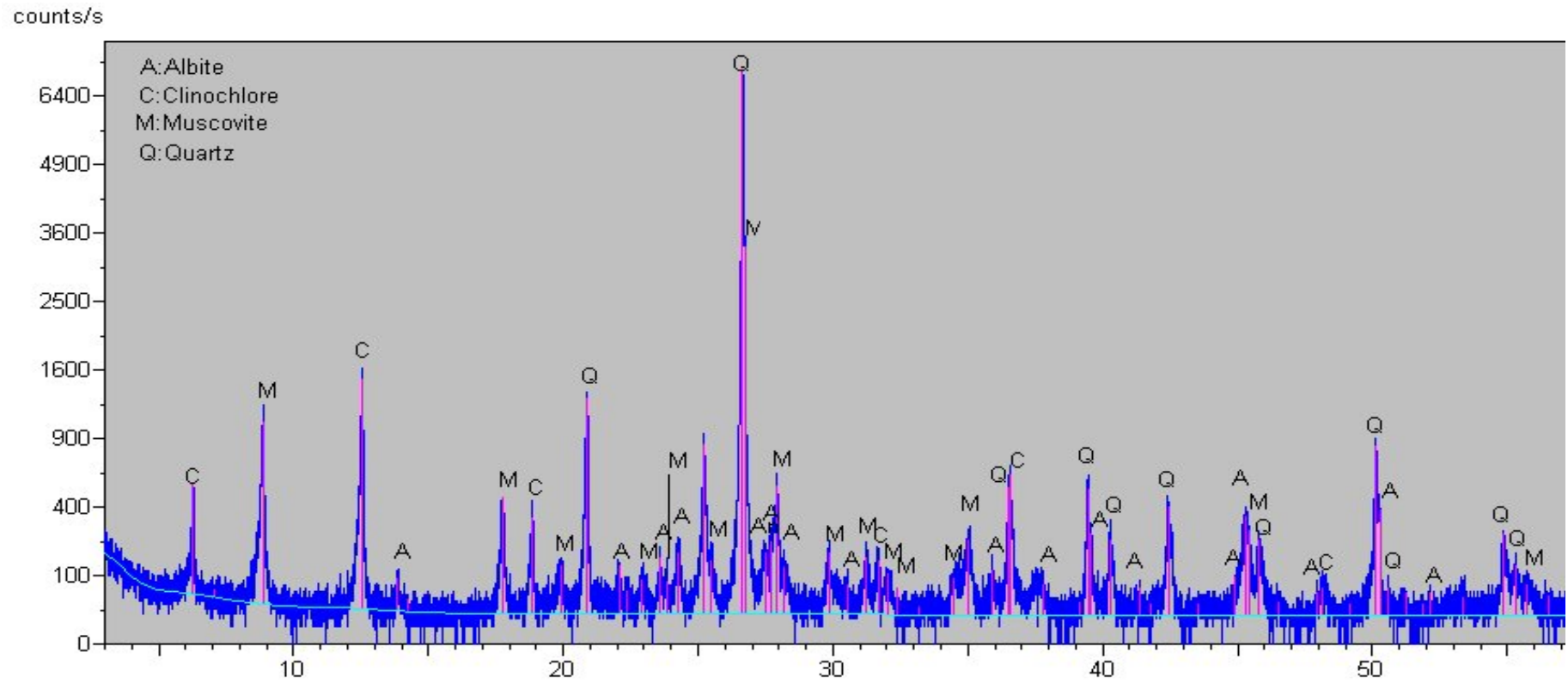


圖 3-12(a) $FC=43\%$ 粗顆粒員林砂之 X 光繞射分析圖

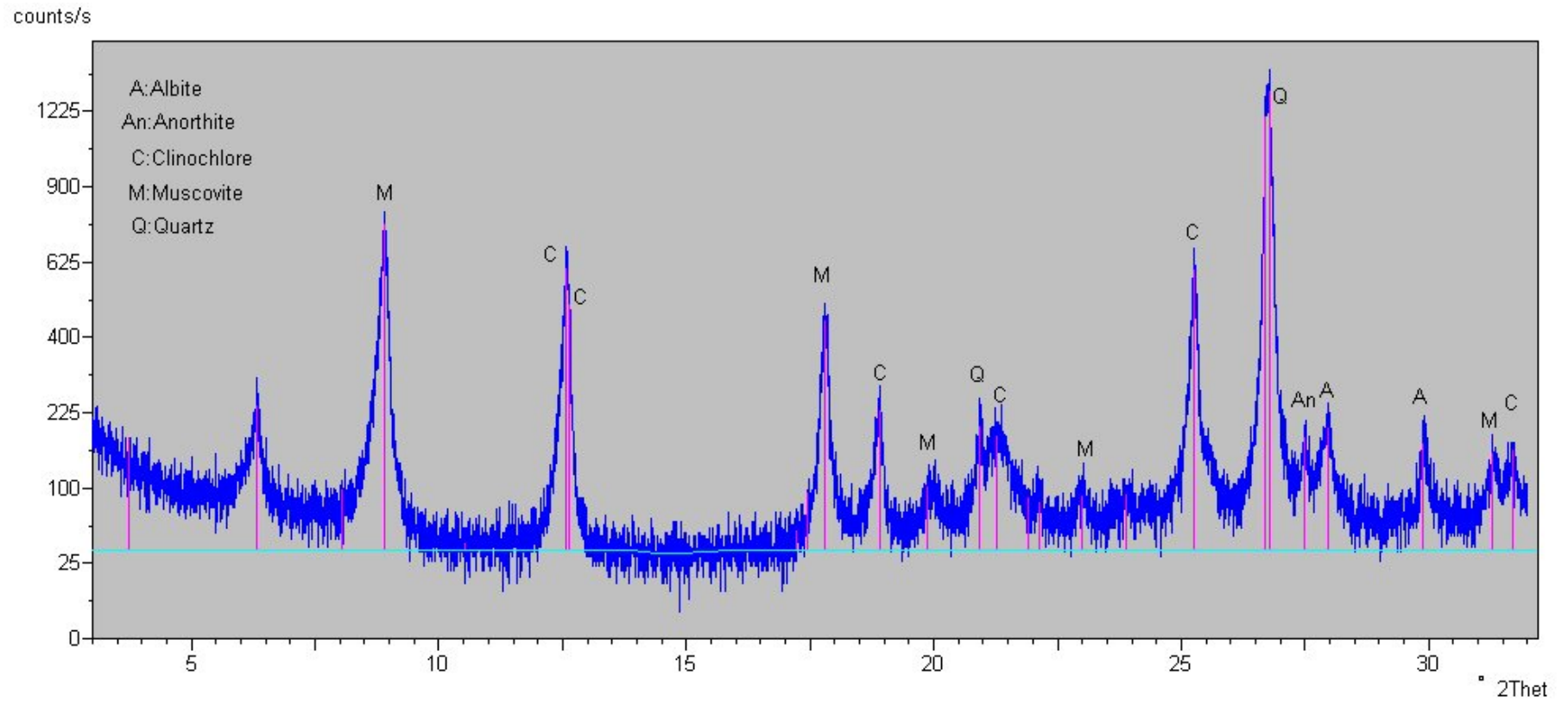


圖 3-12(b) $FC=43\%$ 細顆粒員林砂之 X 光繞射分析圖

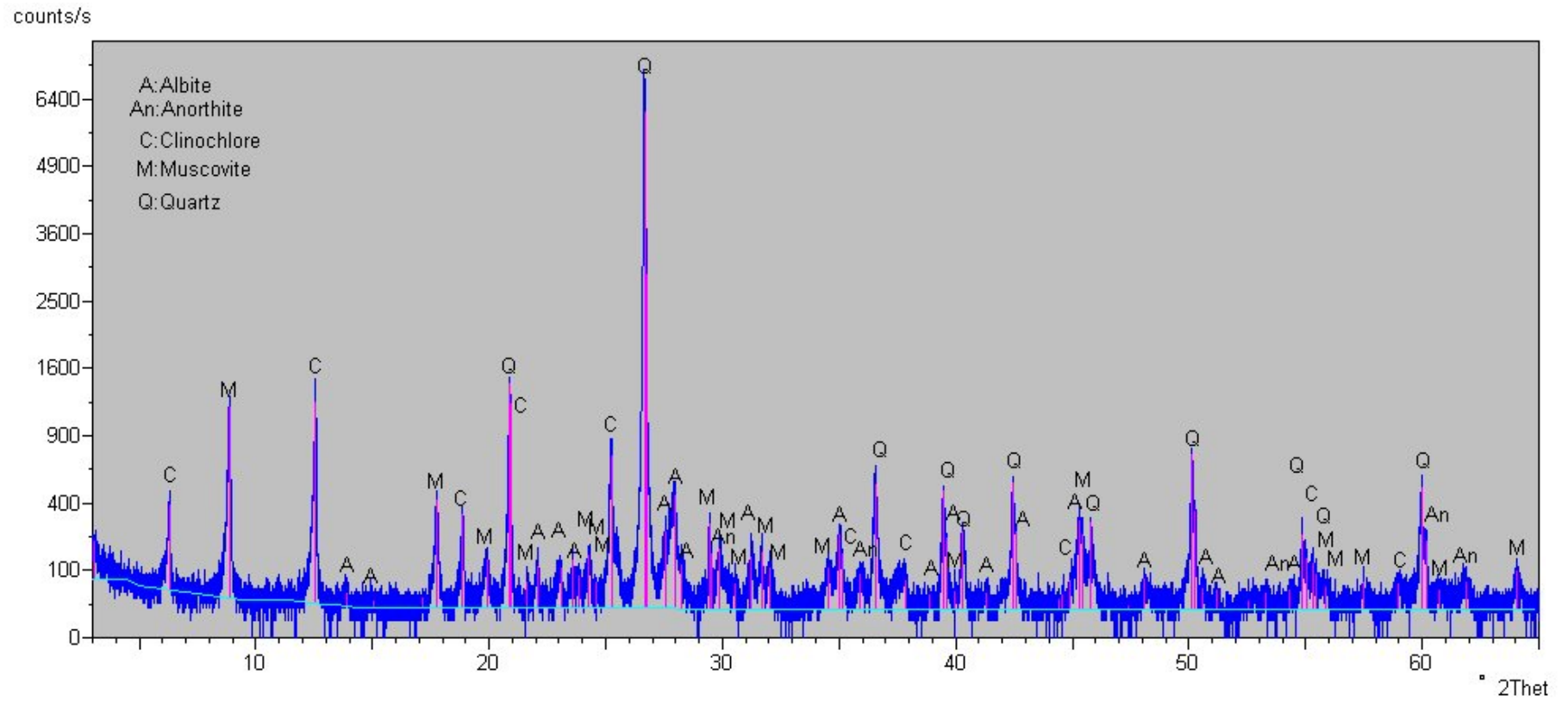


圖 3-13(a) $FC=89\%$ 粗顆粒員林砂之 X 光繞射分析圖

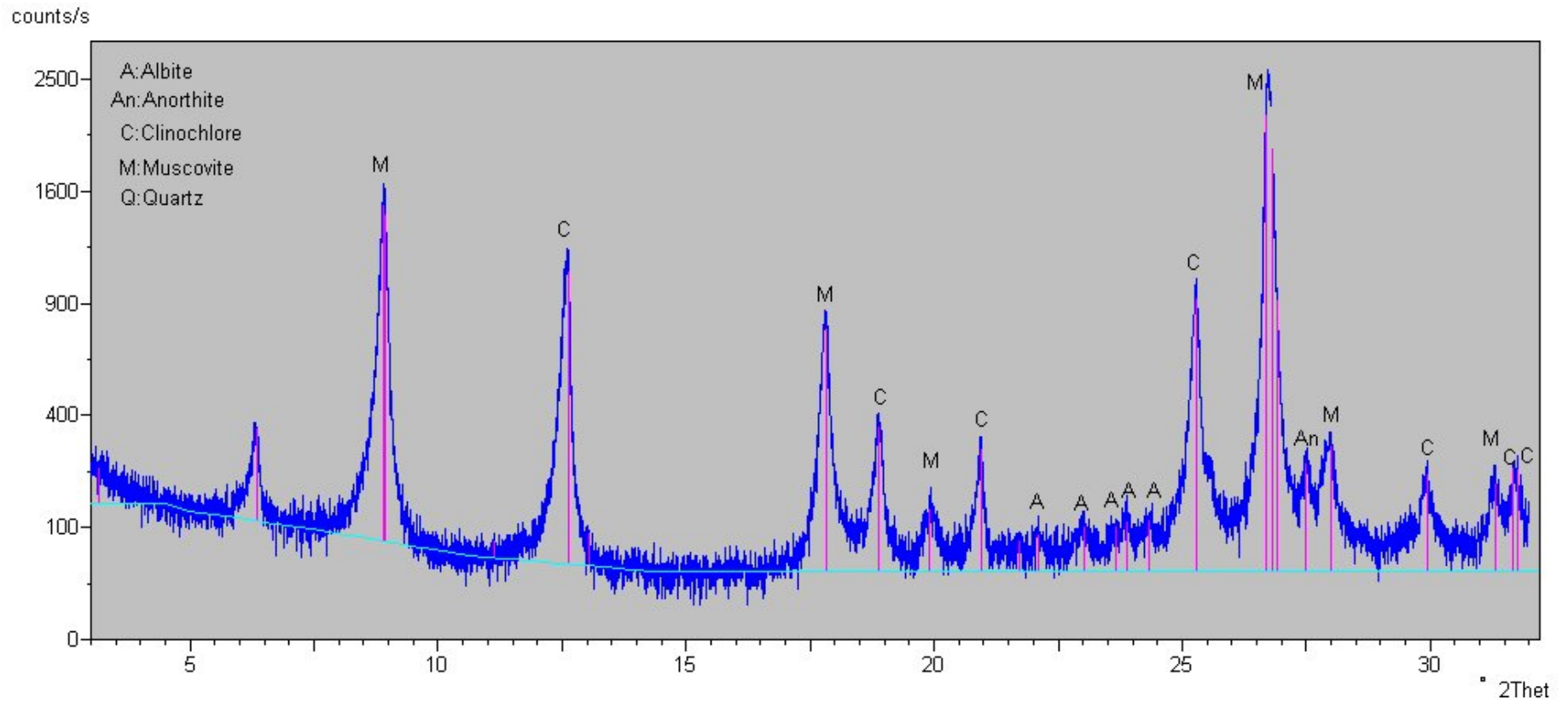
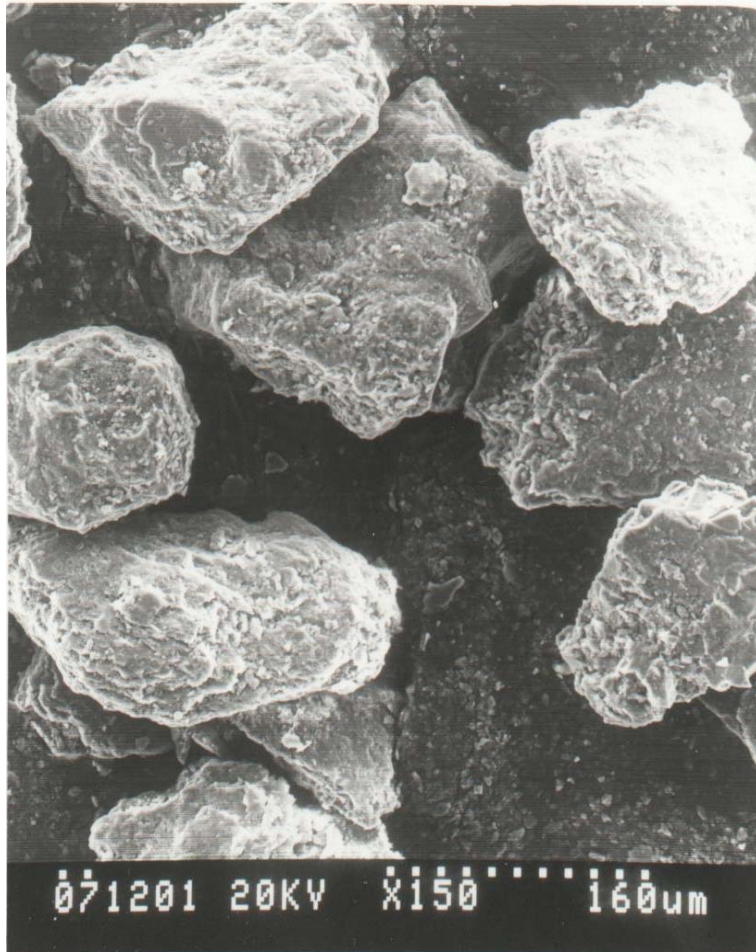


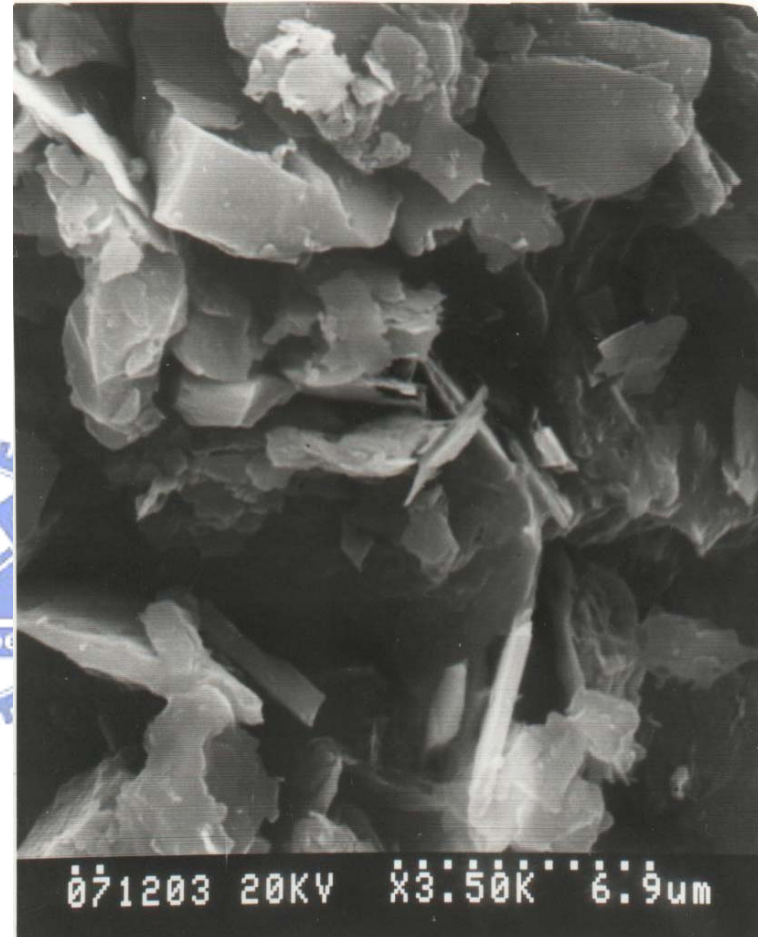
圖 3-13(b) $FC=89\%$ 細顆粒員林砂之 X 光繞射分析圖

表 3-3 員林砂礦物成分含量百分比

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



粗顆粒放大150倍（粒徑 $>0.074\text{mm}$ ）



細顆粒放大3500倍（粒徑 $<0.074\text{mm}$ ）

圖 3-14 員林砂之電子顯微（SEM）照片

3.4 員林試驗站之現地試驗結果與分析

本研究於員林民安宮試驗站進行一系列之現地試驗，試驗項目包括 SPT、SCPTU、MSASW 試驗與懸吊式孔內波速量測 (PS Logging) 試驗。所有試驗在直徑 10 公尺之圓周內進行，其分布如圖 3-1 所示。

3.4.1 SPT、SCPTU 試驗與土壤行為種類指數 I_c

SPT 試驗結果展示於圖 3-15，SPT 能量檢測之方法使用力量平方法 (F^2 法) 進行，蔡錦松等人 (2001) 已對三種擊錘之規格與力量平方能量檢測方法做詳細之敘述。SPT 試驗指出在 8 公尺分度以內都有 N 值低於 10 之土層，許多 SPT 試體之物理試驗都顯示其天然含水量 (w) 高於液性限度 (liquid limit, LL)，土壤之塑性指數 (plasticity index, PI) 在 15 以下，而大部分在 10 左右，深度 10 公尺以內大部分試體之細料(通過#200 篩之材料)含量大部分都高於 50%。SPT 試體所做含水量與 Chinese criteria (Perlea, 2000) 之比較 (如圖 3-16) 顯示這些試體之天然含水量大多高於其液性限度，屬於靈敏性高且具有液化潛能 (potentially liquefiable) 之土壤。

圖 3-17 顯示試驗站所得三組 SCPTU 試驗結果，試驗地點之礫石土回填層厚度約為 1 公尺，回填層以下至 8 公尺深度之錐尖阻抗與袖套摩擦均偏低，屬於疏鬆之砂性土壤。深度 8 公尺至 9.4 公尺為夾砂層之細顆粒土壤。深度 9.4 公尺至 12.3 公尺屬於略為疏鬆之砂性土壤。深度 12.4

公尺至 17.7 公尺為偶夾砂性土壤之細顆粒土壤。深度 17.7 公尺至 20 公尺主要為偶夾粉土或黏土之砂性土層。

圖 3-18 顯示員林砂之 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。同一圖中也包括麥寮砂 CPT 標定試驗結果所得 I_c 與直接從標度槽試體所量得細料含量之比較（如圖 1-28）。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。就以麥寮砂與員林砂而言，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。



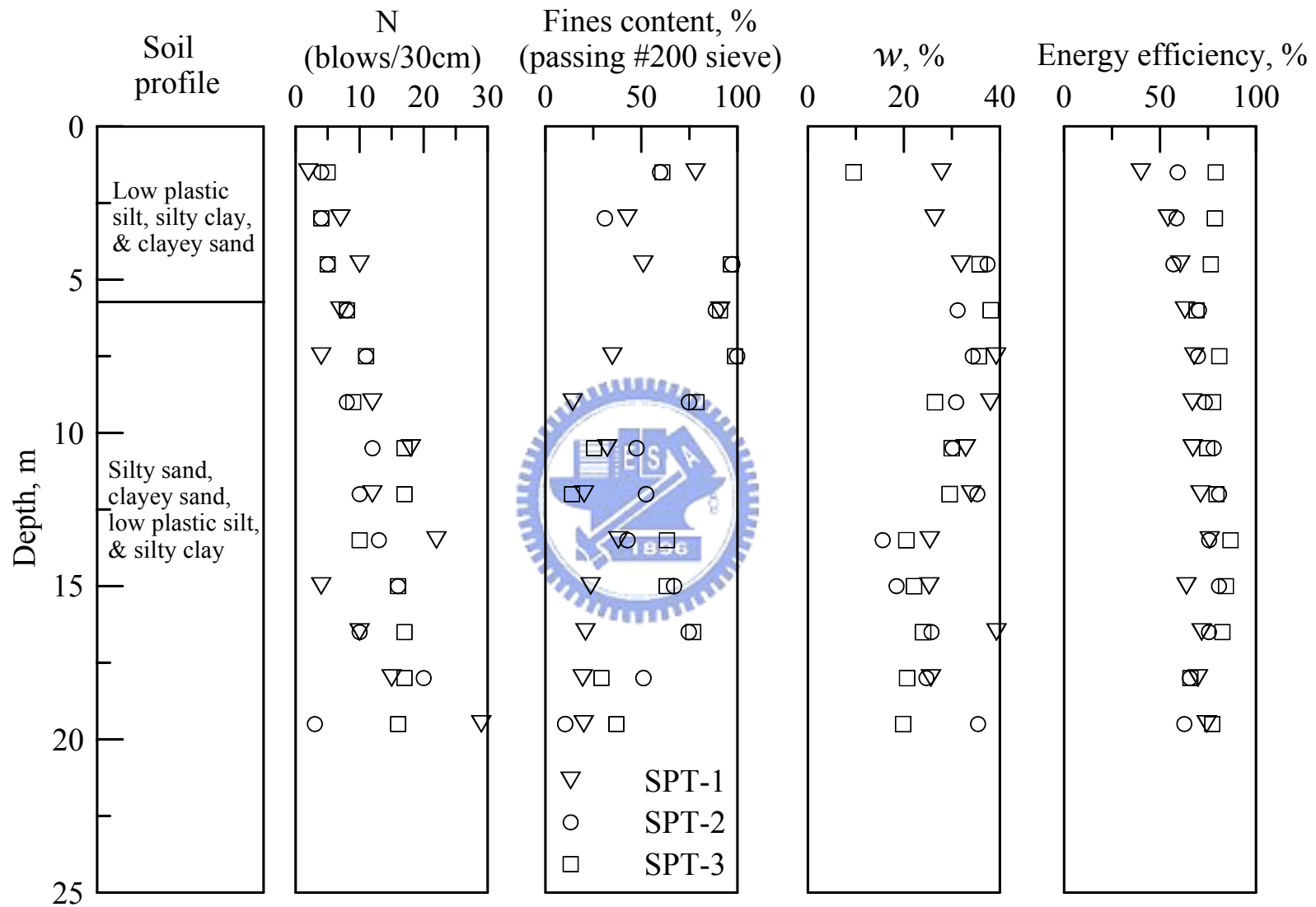


圖 3-15 員林民安宮試驗站 SPT 試驗結果

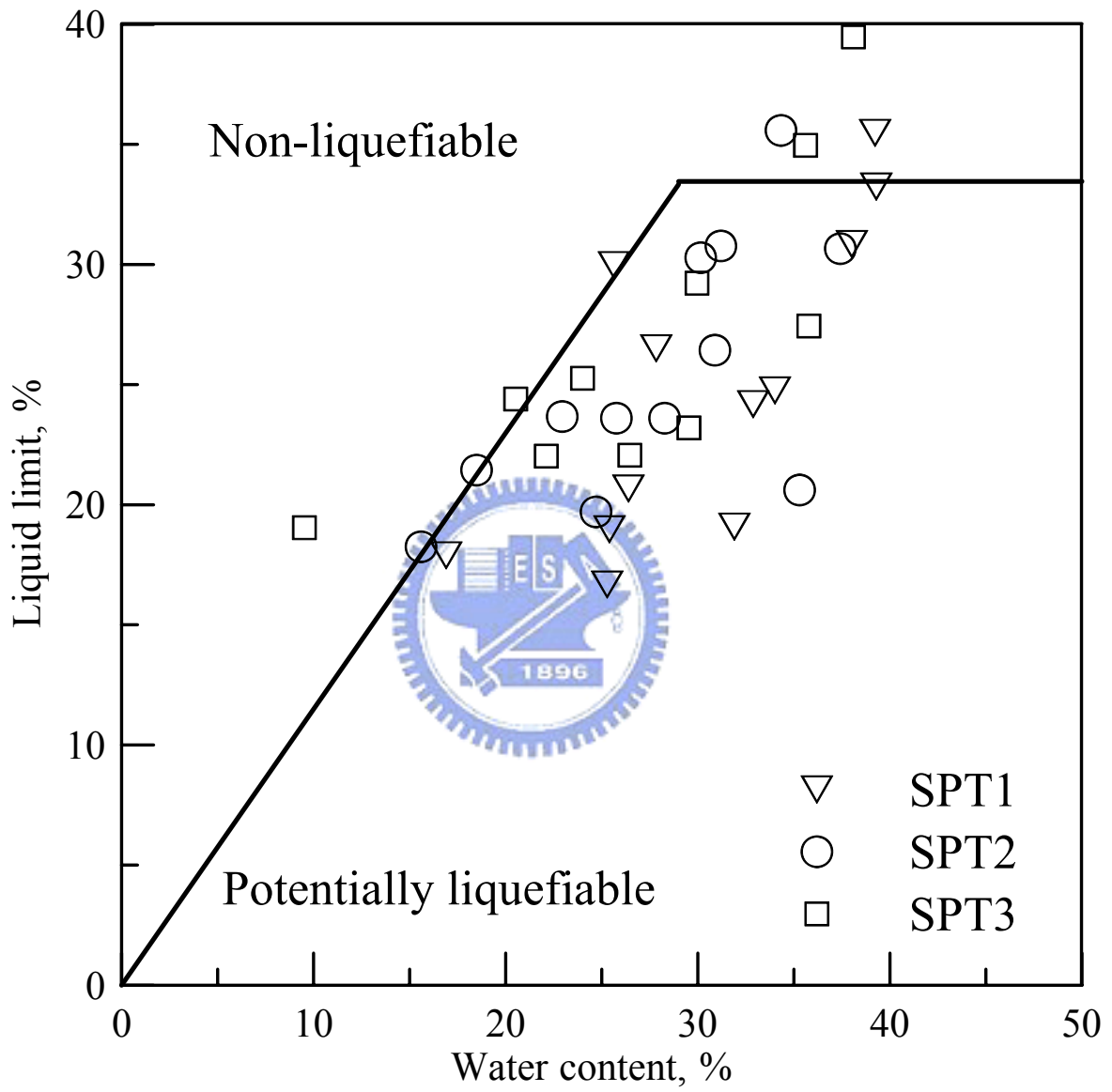


圖 3-16 SPT 試體含水量與 Chinese criteria 之比較

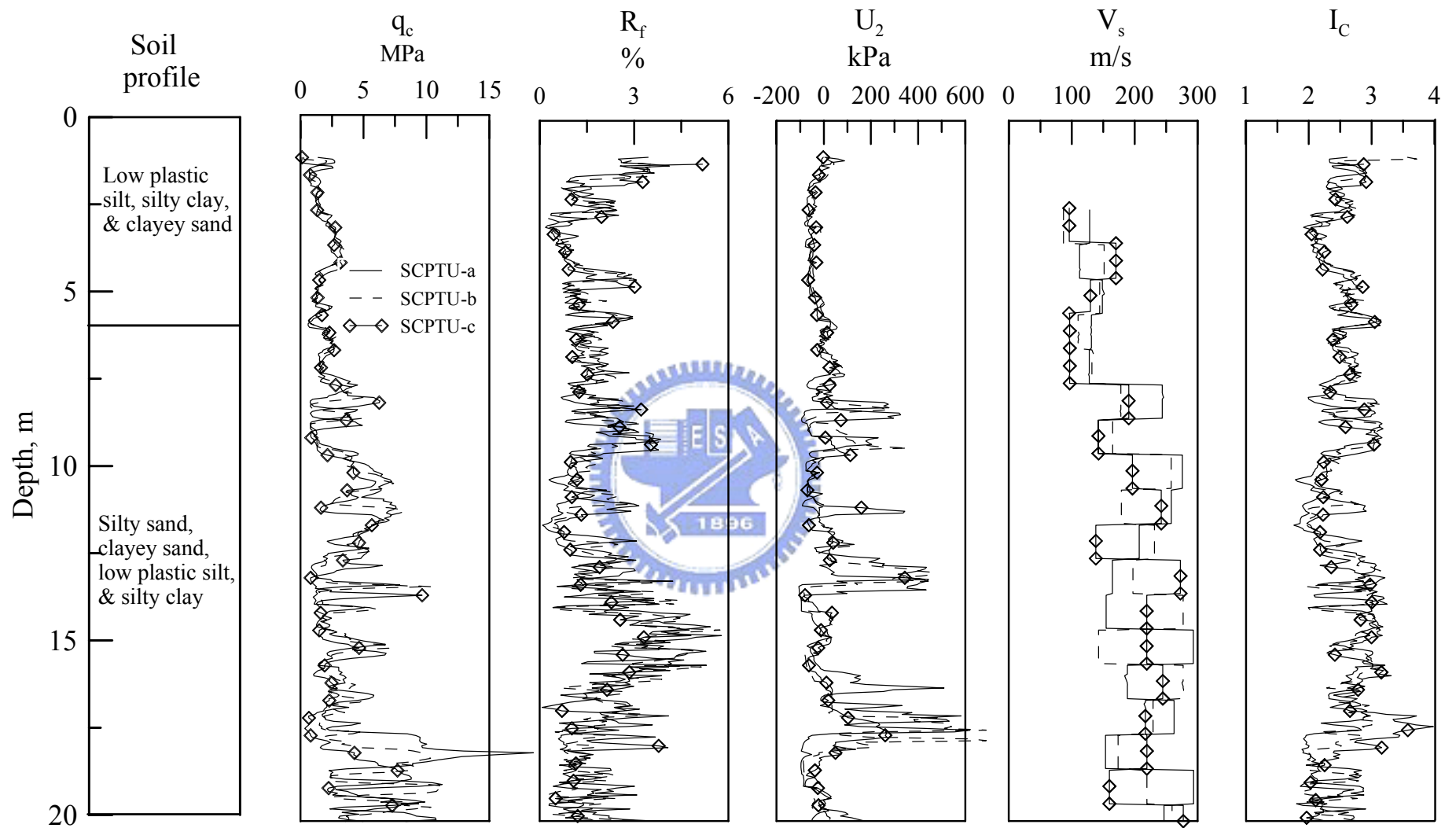


圖 3-17 員林民安宮試驗站 SCPTU 試驗結果

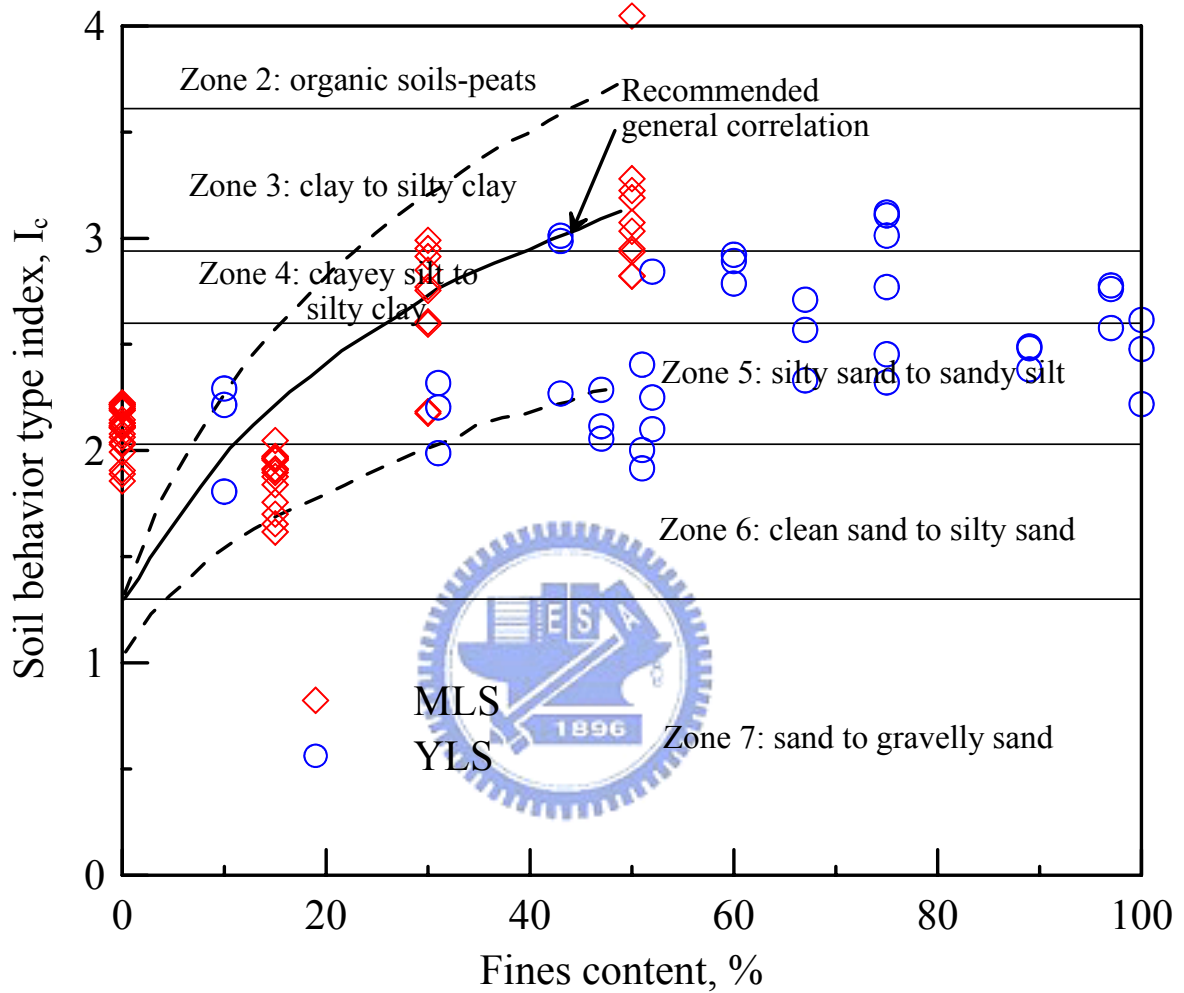


圖 3-18 麥察砂及員林砂 I_c 與細料含量之關係

3.4.2 員林試驗站表面波震測試驗分析

表面波震測法屬於非破壞性，具有快速、低成本以及可大範圍調查等優點。因此，在工址調查初期，可利用表面波震測試驗進行大範圍之剪力波速 V_s 量測，並以剪力波速初步評估工址之液化潛能分布，做為規劃後續鑽探或其他現地試驗之參考依據。此外，在含礫石砂土層中，傳統 SPT 與 CPT 方法可能無法適用，可利用非破壞性之表面波震測試驗有效輔助調查。

表面波震測法是利用表面波頻散特性量測剪力波速隨深度變化之剖面，從早期的表面波譜法（Spectral Analysis of Surface Wave, SASW）(Nazarian and Stokoe, 1984)，到近期發展的多頻道表面波法（Multi-Station Analysis of Surface Wave, MSASW）（Lin and Chang, 2004; Lin et al., 2004）。表面波之施測由雙頻道改進為多頻道訊號接收，單一測線可涵蓋較大之深度範圍及提供高度的贅餘資料以利分析；表面波頻散曲線分析也由相位角分析演進為波場轉換分析，可辨識雜訊與高次模態表面波之影響，顯著提高表面波施測之便利性與正確性。利用多頻道表面波施測快速之特性，有系統的移動測線及重複施測可估計剪力波速之二維分布，Lin et al. (2004) 成功利用表面波剪力波速影像技術及 Andrus and Stokoe (2000) 方法評估液化潛能之空間二維分布。

多頻道表面波震測法之施測是利用 24 個 4.5Hz 速度型受波器，以受

波器間隔 1 公尺的方式收錄重錘敲擊產生之震波，第一個受波器與震源的距離為 15 公尺，在測線中間位置亦涵蓋了三組間隔約為 2 公尺的 SCPTU 試驗孔，此外，在測線週邊地區也有兩組 PS Logging 試驗。上述相關試驗所量測之 V_s 針對一個大氣壓力及有效覆土壓力做正常化如式 (1-16)，其所得之正常化剪力波速 V_{sl} 如圖 3-19 所示， V_{sl} 之使用是便於與 Laval sample (LS) 之室內剪力波速量測 (5.2.3 單元) 結果比較。

表面波震測試驗結果為其測線長度 23 公尺內之 V_{sl} 平均值，就整體而言，表面波震測法所得到之 V_{sl} 與 SCPTU 之結果趨勢吻合。SCPTU 剪力波速量測主要的不確定性在於初達波之辨識，雖然三組 SCPTU 試驗孔位相隔在 5 公尺以內，其結果顯示卻有很大的變異性。



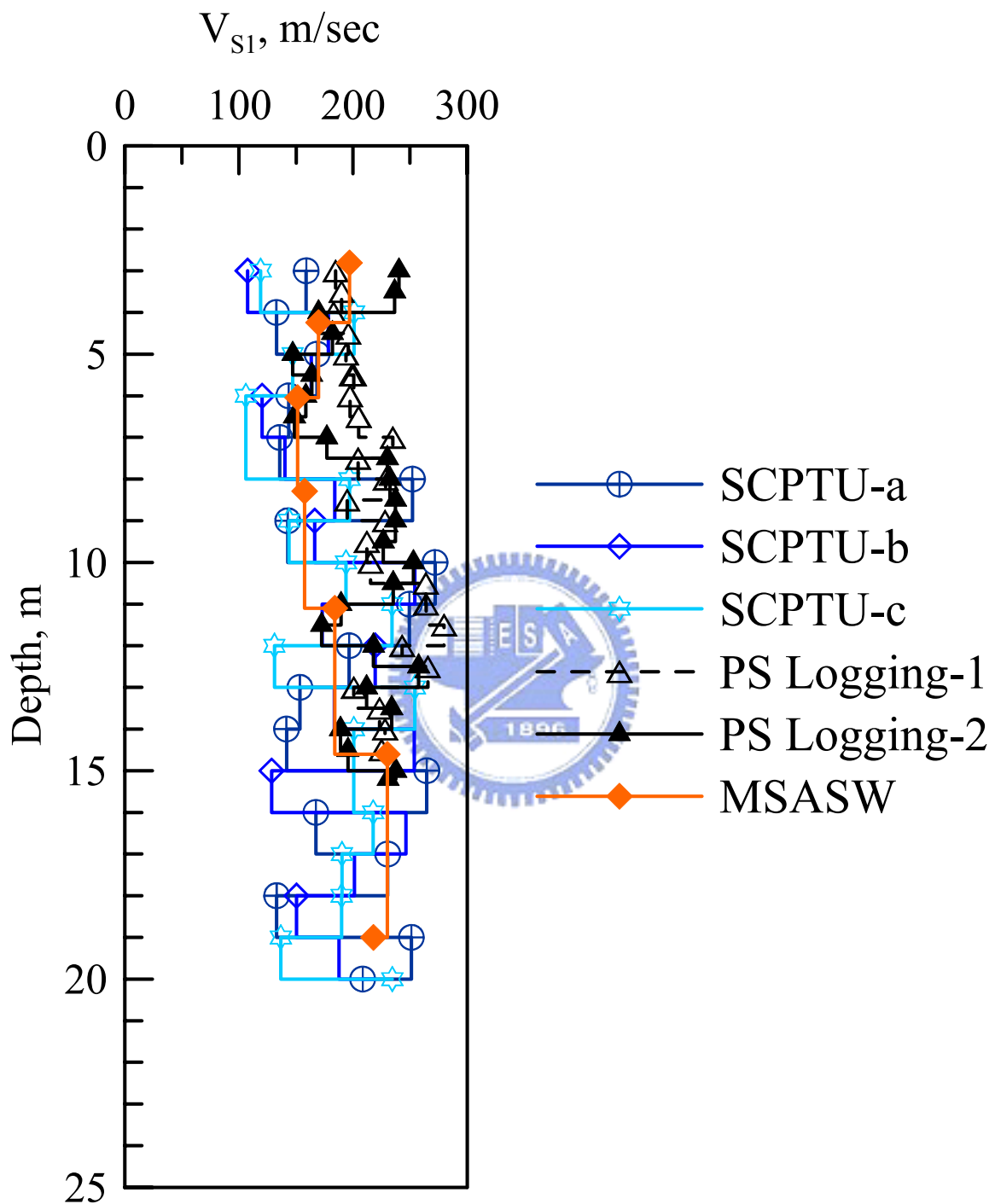


圖 3-19 員林試驗站 V_{s1} 量測結果

3.4.3 員林試驗站簡易法液化潛能分析

員林民安宮試驗站所做液化潛能分析使用 Wang et al. (2002) 所提之地表加速度遞減曲線，試驗站集集地震時之地表水平加速度估計為 0.19g。根據 Youd et al. (2001) 所建議之簡易法，利用在當地所測得之 N 、 q_c 以及三種方法（SCPTU、PS Logging 與 MSASW）所量得之 V_s 值進行土層液化潛能分析。SPT 分析使用 Seed and Idriss (1971) 方法，CPT 分析則根據 Robertson and Wride (1998) 之建議，而 V_s 之使用則考慮 Andrus and Stokoe (2000) 方法。所有分析都依照原方法與 Youd et al. (2001) 之修改建議，針對有效覆土壓力、打擊能量效率、細料含量做修正以及正常化等等。分析所得之抗液化安全係數（Factor of Safety, FS）與深度之關係如圖 3-20 所示，當 $FS > 2$ 時將 FS 設定為 2。使用 q_c 與 V_s 值所得結果其抗液化安全係數 FS 有相當大部分小於 1（液化），而 SPT 結果則大多大於 1（不液化）。由圖知相同土層之抗液化安全係數 FS 值會依試驗方法之不同而有明顯之差異，例如以地表下 3.5 公尺土層為例，以 SCPTU 試驗所得之 q_c 結果研判該土層會液化，若以 PS Logging 的剪力波速試驗結果則不會液化，而以 SPT 試驗結果研判則可能液化或可能不會液化。員林試驗站三種不同土層之現地試驗方法所得的抗液化安全係數比較如表 3-4 所列。

在使用現有簡易法做液化潛能分析過程中最關鍵而靈敏之參數是細

料含量修正，此修正是導致 FS 會因為使用不同現地試驗結果而會產生明顯差異之主要原因。台灣中西部地表砂土大部分含有細料，如麥寮砂或員林砂。根據前人之研究心得，若要提出一有效之論證，應該使用非擾動試體進行試驗，並直接與現地試驗結果做比較。基於此一邏輯，本研究在員林民安宮試驗站使用 Laval sampler 進行非擾動取樣（如 3.2 節），並使用這些試體做室內之 V_s 與動態強度之量測，配合員林民安宮試驗站之現地試驗結果，以及麥寮砂之 CPT 標定和重模試體之 V_s 與動態強度量測來對台灣中西部地表砂土，在簡易法架構下對土壤液化潛能分析之正確性做一獨立之評估。



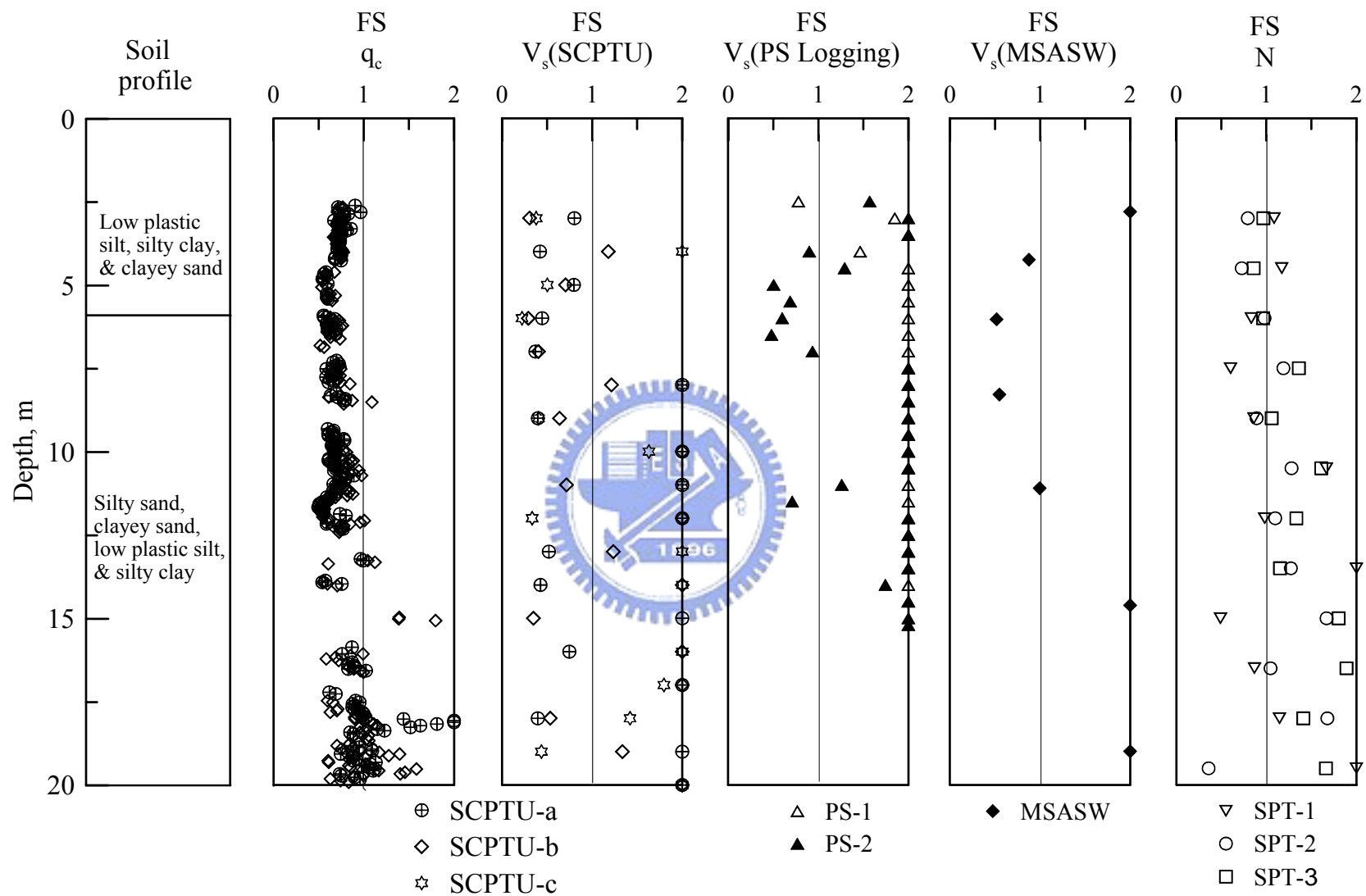


圖 3-20 員林民安宮簡易法液化潛能分析結果

表 3-4 員林試驗站現地試驗方法之抗液化安全係數

試驗項目	SPT-N			CPT- q_c			剪力波速 V_s						
	SPT-1	SPT-2	SPT-3	CPT-a	CPT-b	CPT-c	V_s cpt-a	V_s cpt-b	V_s cpt-c	MSASW	PS-1	PS-2	
深度 公尺													
2.8-3.5	1.09	0.79	0.97	0.74	0.70	0.69	0.80	0.30	0.38	2.00	1.79	2.00	
6.0	0.83	0.98	0.97	0.67	0.66	0.56	0.44	0.29	0.22	0.52	2.00	0.60	
10.5-11.3	1.67	1.28	1.61	0.64	0.81	0.85	2.00	0.72	2.00	1.00	2.00	1.26	

四、員林砂之室內試驗

4.1 試體準備

室內試驗之試體準備方式區分為冰凍 Laval 試體、非冰凍 Laval 試體以及重模試體等三類。重模試體是依據 Laval 試體試驗後之砂土重新製作而成，採用的重模方法分別為濕夯法 (Moist Tamping, MT) 與水中沉降法 (Water Sedimentation, WS)。各種不同的試體準備方法分述如下。

4.1.1 冰凍 Laval 試體準備

對於低細料含量 ($FC=18\%$) 土層 (先以 SPT 劈管試體篩分析所得)，於員林試驗站在常溫狀況下以 Laval sampler 取樣後，在地表以乾冰低溫冰存，在冰凍的情況下運送至實驗室以免試體解凍或擾動，至實驗室後須立刻放入冷凍庫以 -10°C 之低溫冰存。Laval sampler 所取樣之試體直徑為 200 mm，高度概為 500 mm，但實驗室之三軸室直徑僅為 70 mm，高度 140 mm，所以必須對現地所取得之冰凍 Laval 試體進行切割與鑽取。

首先利用大型鋸條切割機 (band saw) 將冰凍 Laval 試體切割成二或三大段 (視試體長度而定)，切割運送過程中試體周圍須放置乾冰保持低溫以免試體解凍而產生擾動，試體切割情況如圖 4-1 所示。接著將切割完成之試體進行鑽取工作，每段試體均可分鑽成 4 個圓柱試體。在鑽取過程中，預先在特製木箱中澆置液態氮 (-196°C) 以製造極低溫之冷溫場，然後將 Laval 冰凍試體放入木箱中，再放入適量的乾冰保持低溫以免試體

解凍，乾冰因為不易融化，因此也兼具固定試體的功用，將鑽機定位後開始鑽取試體。在鑽取過程中最重要的工作是使試體能夠順利排渣，否則將使試體被攪爛而產生脖縮現象（necking），因此本研究發展出一排渣鑽管如圖 4-2，於低溫環境下，可成功地鑽取直徑 70 mm 之冰凍圓柱試體。鑽取冰凍試體的技巧在於鑽切第一個試體時，必須沿著 Laval 試體的外緣開始切割，俟切入深度到達距試體底部約 1 cm 處，即將鑽管緩緩拔出試體外（避免完全鑽切試體底部後，圓柱試體會附著於鑽管內壁而無法取出），然後再以扁鑽鑿切試體底部，使圓柱試體與 Laval 冰凍試體分離，將所取得之圓柱試體再放入冷凍庫中冰存。待冰存一段時間後，再將冰凍圓柱試體之上下兩端裁切成長度 140 mm，試體裁切前先以保麗龍箱放入乾冰製造冷溫場，以避免試體因融化而擾動試體。切割完成後，在試體頂部與底部中央各鑿刻一深度 3.5 mm、寬度 1.5 mm 以及長度 13 mm 之凹槽，以使得試體可以與裝有 bender element 之三軸頂蓋及底座相榫合。冰凍試體的裁切及鑿刻全程都以乾冰維持試體在冰凍的情況下進行，製作完成之冰凍圓柱試體如圖 4-3 所示，最後將冰凍試體迅速放回冷凍庫冰存，待實驗進行時再取出使用。



圖 4-1 冰凍 Laval 試體之大型切割



圖 4-2 排渣鑽管及鑽取後之冰凍試體



圖 4-3 裁切完成之冰凍試體

4.1.2 非冰凍 Laval 試體準備

細料含量較高 ($FC = 43\%$ 或 89%) 之 Laval sampler 取樣試體，因黏著性較高之緣故，只將原約 500 mm 之試體以等高度切割成 3 份，以 3 層保鮮模包裹臘封後（圖 4-4），運送至實驗室儲存於密封之塑膠箱內，塑膠箱內裝水，以防止試體含水量降低。

將臘封之試體以線鋸及刀片切割成四個等份（圖 4-5），因試體細料含量及黏著性較高，可以使用手工方式將試體修切成直徑 70 mm，高度 140 mm 之圓柱試體，修切過程中必須特別注意試體上下之定心與定平，以免造成試體歪斜，並在試體頂部與底部中央各鑿刻一深度 3.5 mm、寬度 1.5 mm 與長度 13 mm 之凹槽，以使得試體可以與裝有 bender element 之三軸頂蓋及底座密合。 $FC = 43\%$ 與 $FC = 89\%$ 之非冰凍 Laval 試體裁切完成後，分別如圖 4-6(a) 及圖 4-6(b) 所示。



圖 4-4 非冰凍 Laval 臘封試體



圖 4-5 切割後之非冰凍 Laval 試體 ($FC = 89\%$)



圖 4-6(a) 裁切完成之非冰凍 Laval 試體 ($FC = 43\%$)

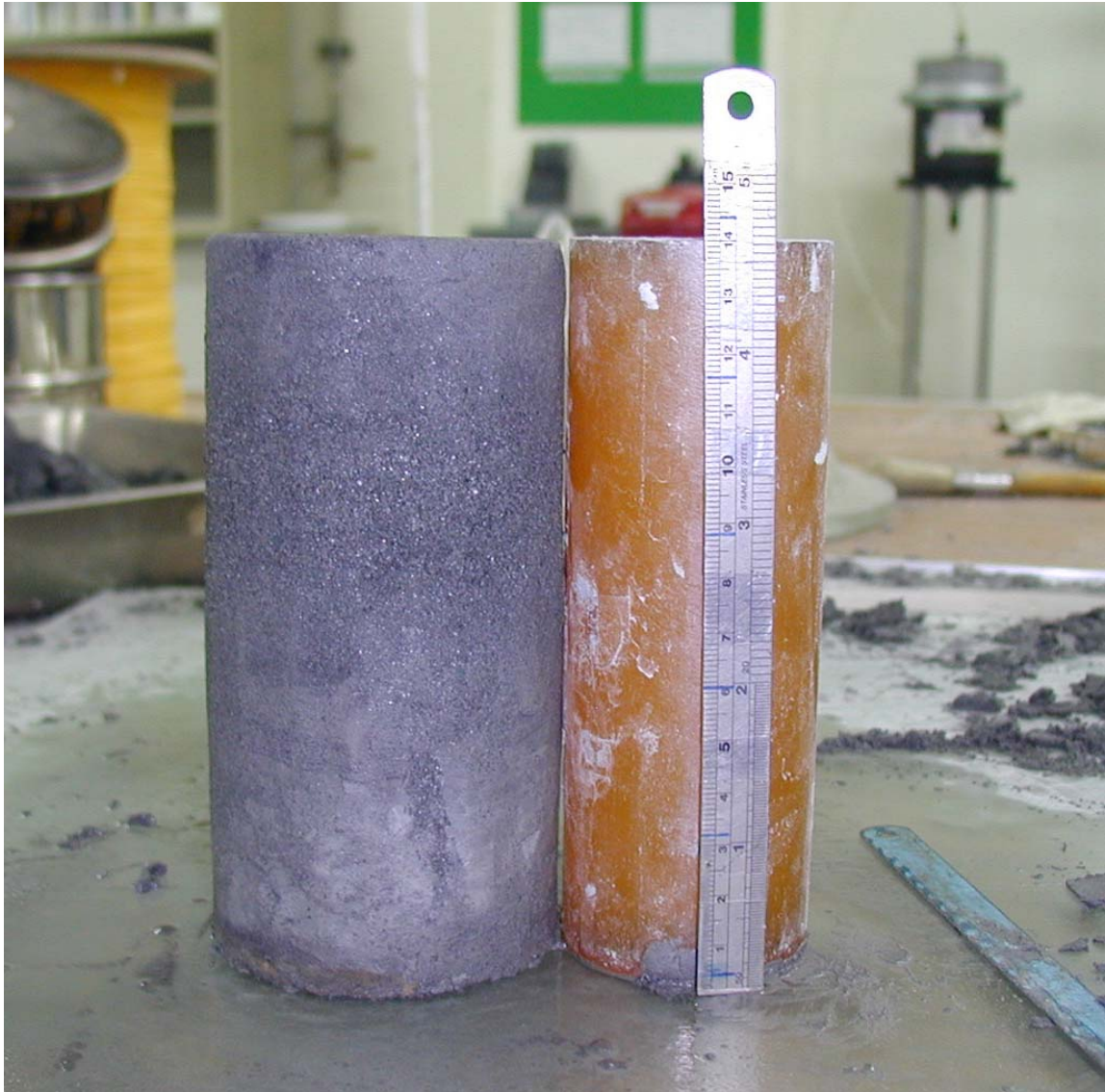


圖 4-6(b) 裁切完成之非冰凍 Laval 試體 ($FC = 89\%$)

4.1.3 重模試體準備

本研究之重模試體製作方式主要以濕夯法 (MT) 及水中沉降法 (WS) 兩種為主，是根據 Laval 試體試驗後砂土重新製作試體。

1. 濕夯法 (MT)

濕夯法主要的考量點在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，試體的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，試體本身由於毛細現象，所以具有自立性，可以避免抽氣時之試體體積收縮，濕夯法試體製作方式較為簡易。其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) 將乾砂加入少量水分後均勻拌合，再利用控制分層之高度與砂土之重量，進而達到所要求之試體初始孔隙比。本研究採用拌合含水量為 8%，並分五層夯實之。
- (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。

2.水中沉降法 (WS)

水中沉降法之試體製作方式較濕夯法困難，因試體容易產生粗細顆粒分離之不均勻情形，但此法較能適切的展現粉土細砂之沖積土層形成方式，所以本研究採用水中沉降法製作三軸重模試體。細料含量 $FC=18\%$ 之重模試體因細料含量少排水較容易，可使用分裂模直接在三軸儀底座上製作，其製作及架設流程方式如下。

(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，澆注除氣水於試體模中，開始製作試體。

(2)水中沉降法是利用控制分層之高度與乾砂之重量，進而達到要求之試體初始孔隙比，試體區分五層製作，使用漏斗將每層乾砂經由除氣水逐漸沉澱，漏斗底部與水面的距離保持約 1 至 3mm，每層試體沉降時輕敲模具以達到所需之孔隙比，待除氣水澄清時，再放置次一層所需之乾砂並敲打模具。

(3)試體製作完畢後，待頂層積水排放殆盡時，關閉排水閥門，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，使試體密閉。接著打開排水閥門排水，試體會因為排水而產生些許負壓，所以拆除分裂模後，試體能夠保持自立而不需抽氣，最後套上三軸室壓克力外罩。

至於高細料含量 $FC=43\%$ 及 89% 之重模試體，因渠等之排水不易，無法直接於三軸儀底座上製作，所以利用薄管分五層製作（圖 4-7），待製作完成後，再放置於三軸室進行試驗。





圖 4-7 水中沉降法製作高細料含量粉土質砂土之重模試體

4.2 試驗設備

4.2.1 動態三軸試驗設備

動態三軸試驗裝置之主要功能是進行軸向應力控制之反覆荷重三軸試驗，以決定試體受反覆荷重情況下之 CRR 。本試驗採用 $NCTU$ 大地工程實驗室自行研發 (黃安斌, 1998) 之動態三軸試驗設備，相關設備包含三軸室、反覆荷重加載系統、軸壓控制系統、氣壓及水壓控制系統、量測設備及訊號擷取系統等六項。

1. 三軸室

圖 4-8 為動態三軸試驗設備設計示意圖，用以安裝土壤試體進行試驗，試體直徑為 70 mm，高度 140 mm；試體頂蓋及底座皆有一透水石，並各嵌入一剪力波元件 (bender element)，用以傳送及接收剪力波，將於 5.2.3 單元詳述。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。剪力波元件線路及輸氣管線連接至三軸室上方外，所有輸水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) 架設於三軸室內並固定於試體頂部，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，內部含有 3 個大小不同之氣囊 (bellofram)，可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；試驗系統採用之步進/伺服馬達外覆一金屬罩，並垂直施力予三軸室荷重桿，三軸室之荷重桿與馬達之間以螺紋接合，便可進行上拉下壓反覆式三軸試驗。

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 100 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 4-8 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接合，便可進行上下反覆式三軸試驗。

3. 軸壓控制系統

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 4-9 所示，可由程式控制馬達伺服應力及方向；進行應力回饋控制試驗時，由於馬達卡本身便具有微處理器，由電腦傳送訊息至馬達卡後，馬達卡本身便可進行回饋計算。因此，若在同一台電腦同時進行馬達控制及試驗資料記錄，對於記錄的速度並不會有何任影響。

4. 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體所需之圍壓，反水壓部分亦使用手動式調壓閥施壓於除氣水桶，利用高壓塑膠管路，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 。

5. 量測設備

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外，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。

軸向荷重量測使用沉水式荷重元 (load cell) ，將之置於三軸室頂部 (如圖 4-8) ，此荷重元可用於量測軸向荷重達 5kN (500kg_f 或 1100 lb) ，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 4-1 所示。

6. 訊號擷取系統

本試驗於施加反覆荷重時，主要量測 load cell、LVDT 及兩個 pressure transducer (圍壓及反水壓) 之變化值。因此，各量測元件感應器 (sensor) 所量測到的電壓值所輸出的類比訊號透過 AD 卡轉換為數位訊號傳輸至電腦，配合 LabVIEW 程式，可即時處理 load cell 所傳回之訊號做應力伺服控制，同時並記錄所有感應器之訊號。



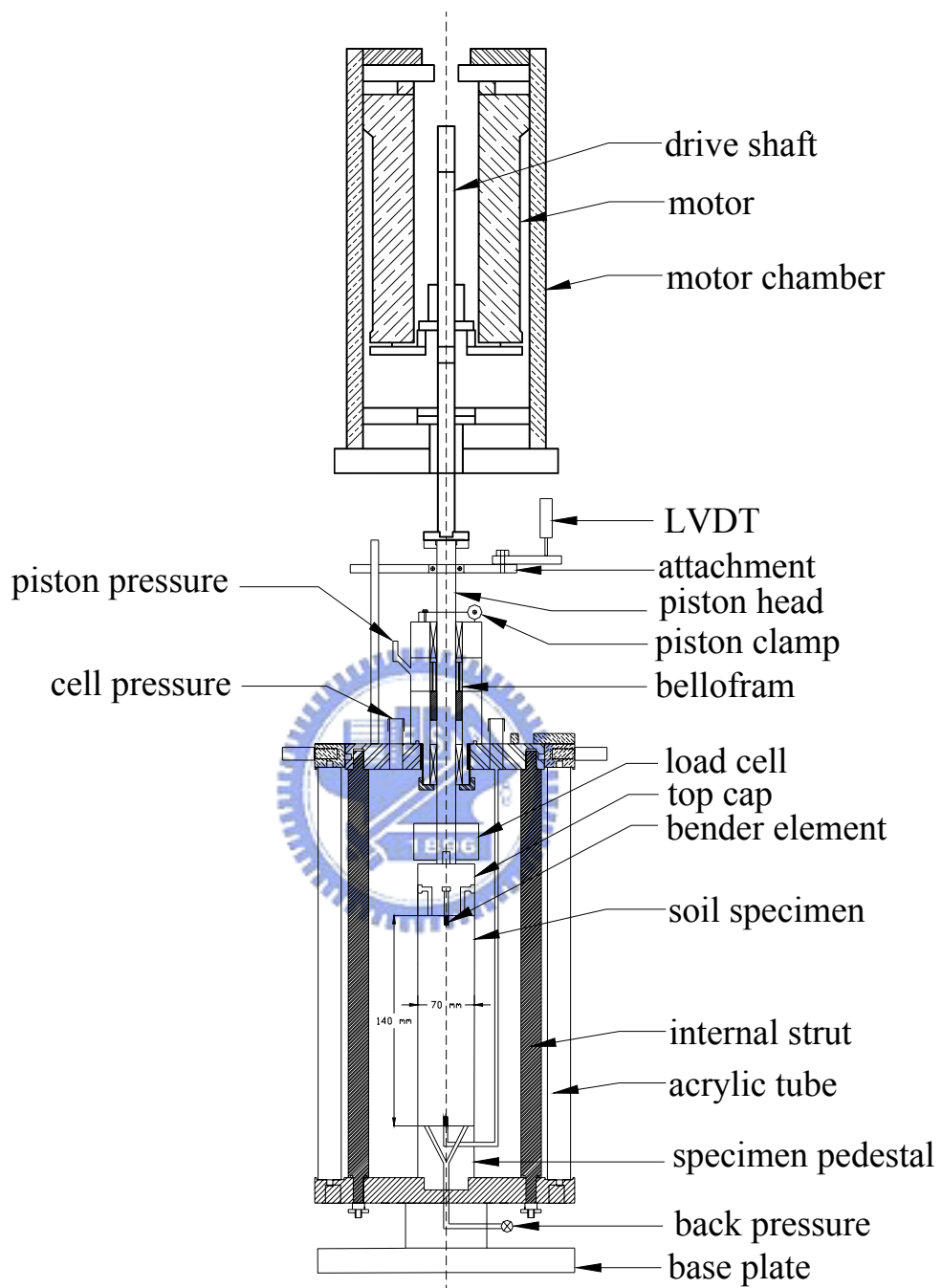


圖 4-8 動態三軸試驗設備示意圖

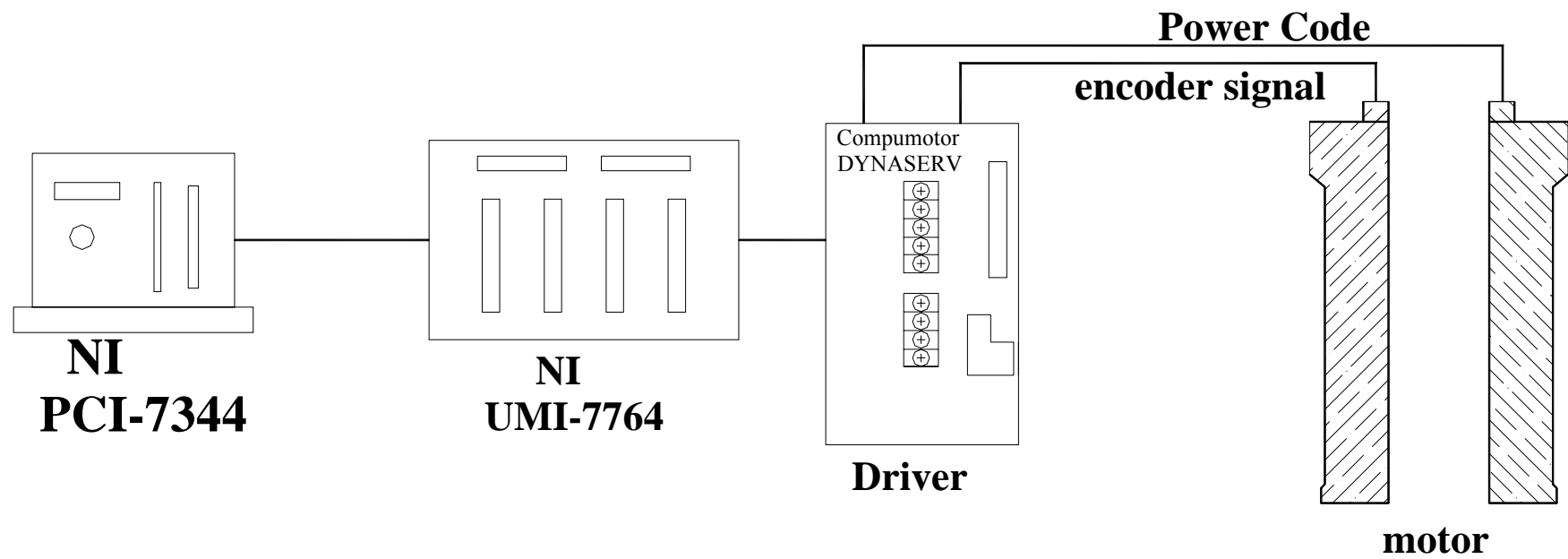


圖 4-9 馬達驅動控制系統示意圖 (林靜怡, 2003)

表 4-1 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

4.2.2 靜態三軸試驗設備

靜態三軸試驗裝置之主要功能是進行軸向應變控制之垂直荷重試驗，以決定試體受壓之不排水剪力強度，本試驗所採用之靜態三軸試驗設備包含三軸室、垂直荷重加載系統、氣壓及水壓控制系統、量測設備及訊號擷取系統等五項。

1. 三軸室

圖 4-10 為靜態三軸試驗設備示意圖，用以安裝土壤試體進行試驗，試體直徑為 70mm，高度 140mm，試體頂蓋及底座皆有一透水石。三軸試驗設備以壓克力外罩所組成，並以不銹鋼內支撐與三軸室下部緊密結合。輸氣管線連接至三軸室上方外，所有輸水管線皆連接至三軸室底部圓盤。為量測試體所承載之軸向力，將荷重元 (load cell) 架設於三軸室內試體之頂部。

2. 垂直荷重加載系統

試驗加載系統係採用 Wykeham Farrance 之荷重支架 (load frame)，底部配備一具最大壓力 100kN 之壓縮試驗機 (stepless compression test machine)，提供軸向壓縮速率精度可達 0.0001mm/min，可調整快速或慢速加壓，所以適合施做需精確控制應變速率之靜態三軸試驗。

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/cm²。利用手

動式調壓閥提供試體所需之圍壓，反水壓部分亦使用手動式調壓閥施壓於除氣水桶，利用高壓塑膠管路，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 。

4. 量測設備

本試驗量測設備包含軸向荷重、軸向應變、圍壓及超額孔隙水壓。軸向荷重量測使用荷重元 (load cell)，將之置於三軸室內試體之頂部 (圖 4-10) 此荷重元可用於量測軸向荷重達 5kN；軸向應變之量測同樣使用 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 4-2 所示。



5. 訊號擷取系統

本試驗以應變控制方式施加軸向荷重時，主要量測 load cell、LVDT 及兩個 pressure transducer (圍壓及反水壓) 之變化值。因此，各量測元件感應器 (sensor) 所量測到的電壓值所輸出的類比訊號透過 AD 卡轉換為數位訊號傳輸至電腦，配合 LabVIEW 程式，可即時處理並記錄試驗所獲得之訊號。

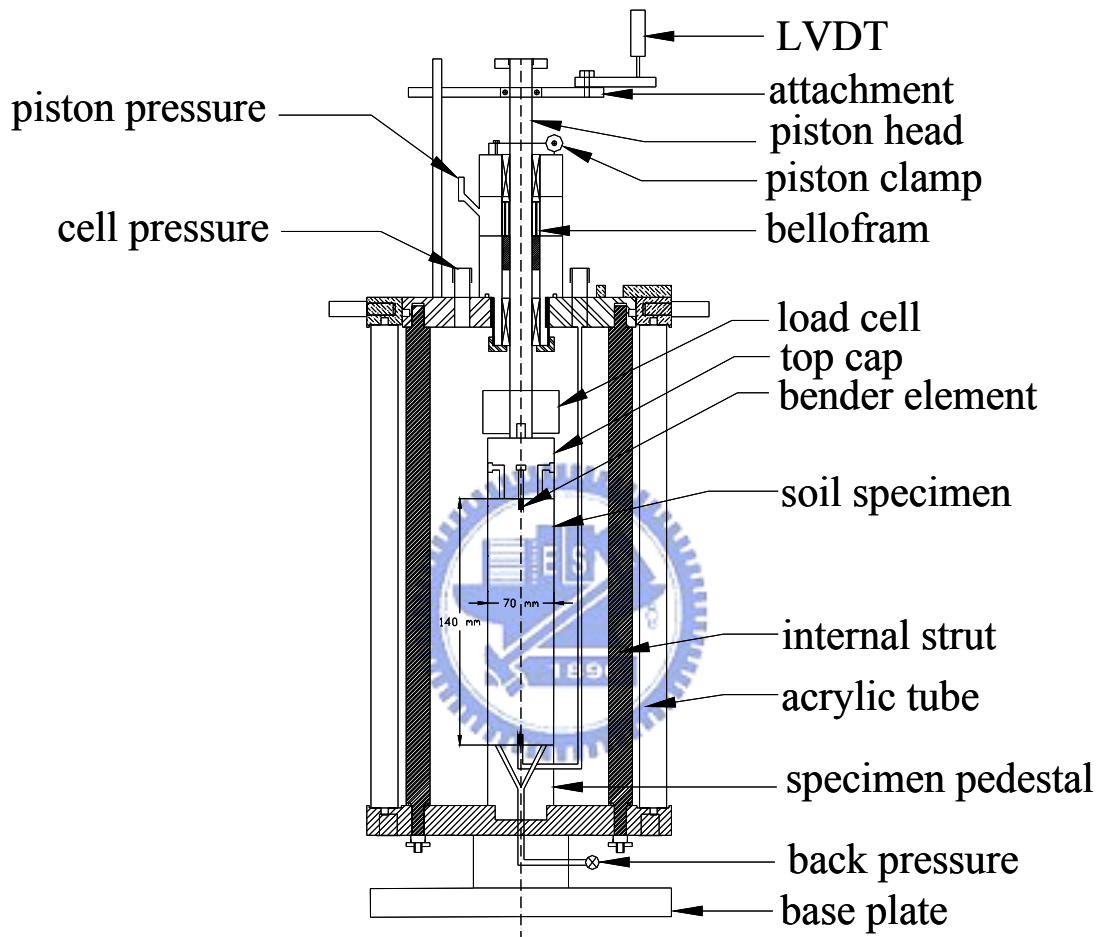


圖 4-10 靜態三軸試驗設備示意圖

表 4-2 靜態三軸試驗量測系統規格表

感應器	量測範圍	解析度
LVDT	50 mm	0.01 mm
荷重元	5kN	0.1N
水壓計	700 kPa	0.01 kPa

4.2.3 剪力波速量測設備

剪力波元件試驗 (bender element test) 已於國外發展二十餘年，國內近年來也有相關之研究與應用，如蔡榮燦 (1999)、謝祥暉 (2001) 及林靜怡 (2003) 等人，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。

本研究所使用之設備係自行組裝之剪力波速量測系統，可突破 NGI 傳統剪力波元件試驗之試體高度限制 (高度 76mm、直徑 38mm)，試驗可量測之試體高度為 140 mm，可對乾砂及飽和砂土進行試驗，突破以往試驗設備之限制，可滿足一般土壤力學之研究需求，圖 4-11 為剪力波量測系統之示意圖，各項元件之功能及規格如下。

1. 壓電陶瓷晶片 (piezoelectric ceramics)

目前國內外三軸室內剪力波量測試驗，多採用壓電陶瓷晶片，本研究所使用之壓電陶瓷晶片為構自 GEONOR A/S 公司，型號 A-118，尺寸大小為 14.5×12×1mm，極化電壓為 10V，尺寸如圖 4-12 所示，將 bender element 嵌入三軸室試體上下頂蓋中，並使用 Araldite 環氧樹脂 (AB 膠) 固定於三軸室上下頂蓋中，透水石部分則以矽膠填塞，總凸出約 1/4 元件長 (約 3mm)，試體上下蓋設計示意圖如圖 4-13 及圖 4-14 所示，完成後之試驗設備如圖 4-15。

目前國外試驗所使用之剪力波元件，其材料多以聚水晶陶瓷

(polycrystalline ceramics) 代替傳統所使用之天然水晶體，除了具天然壓電晶體之壓電特性之外，亦可製作成任何所需要之尺寸，並且較不易受含水量及大氣狀況所影響。

壓電特性指當材料受到一機械外力作用時，將會產生相對於機械力大小之電壓。同樣地，當材料受到一電壓作用時，會產生相對於此電壓大小的形狀改變，由此可知壓電現象產生的原因為壓電材料受到電壓作用會產生膨脹或收縮的行為，而壓電陶瓷晶片在製作時的極化方向決定了未來受一特定電壓方向作用下的變形方向，壓電陶瓷晶片可在不同方向上表現出壓電特性，故可表現出各種振動模式。

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

2. 函數產生器

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、斜波及任意波（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 $50\ \Omega$ ，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且記錄之，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 4-16 所示。

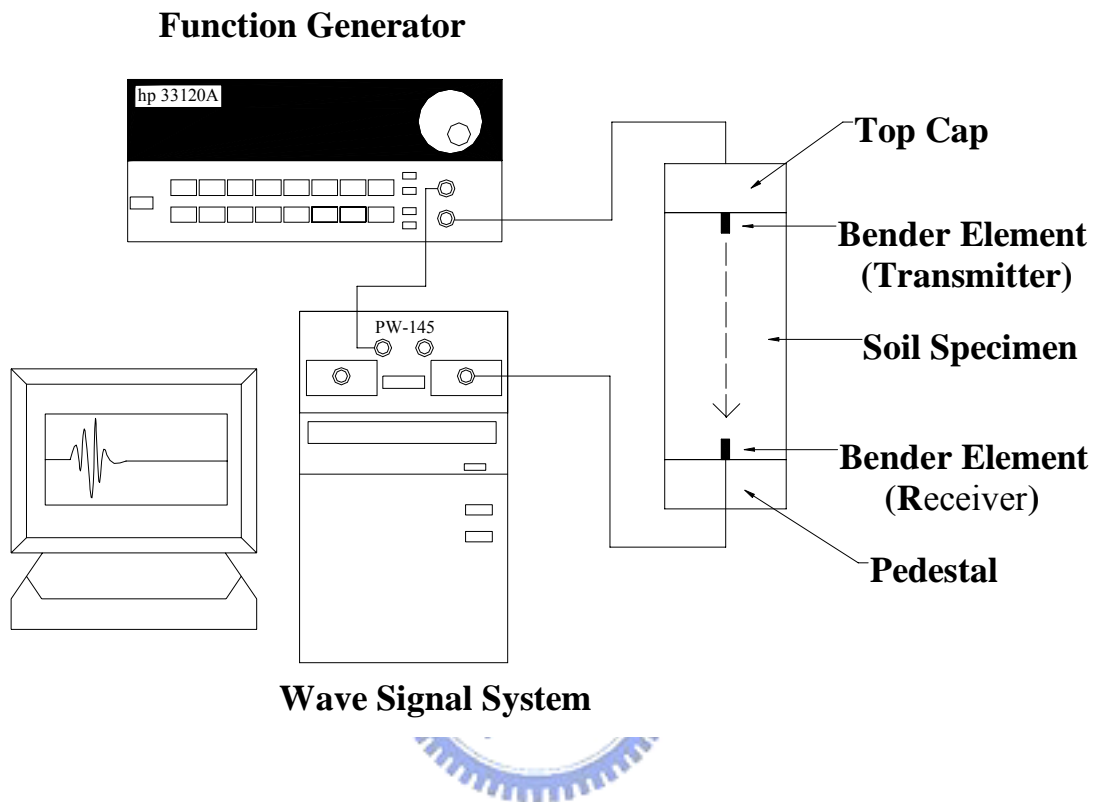


圖 4-11 剪力波量測試驗示意圖 (林靜怡, 2003)

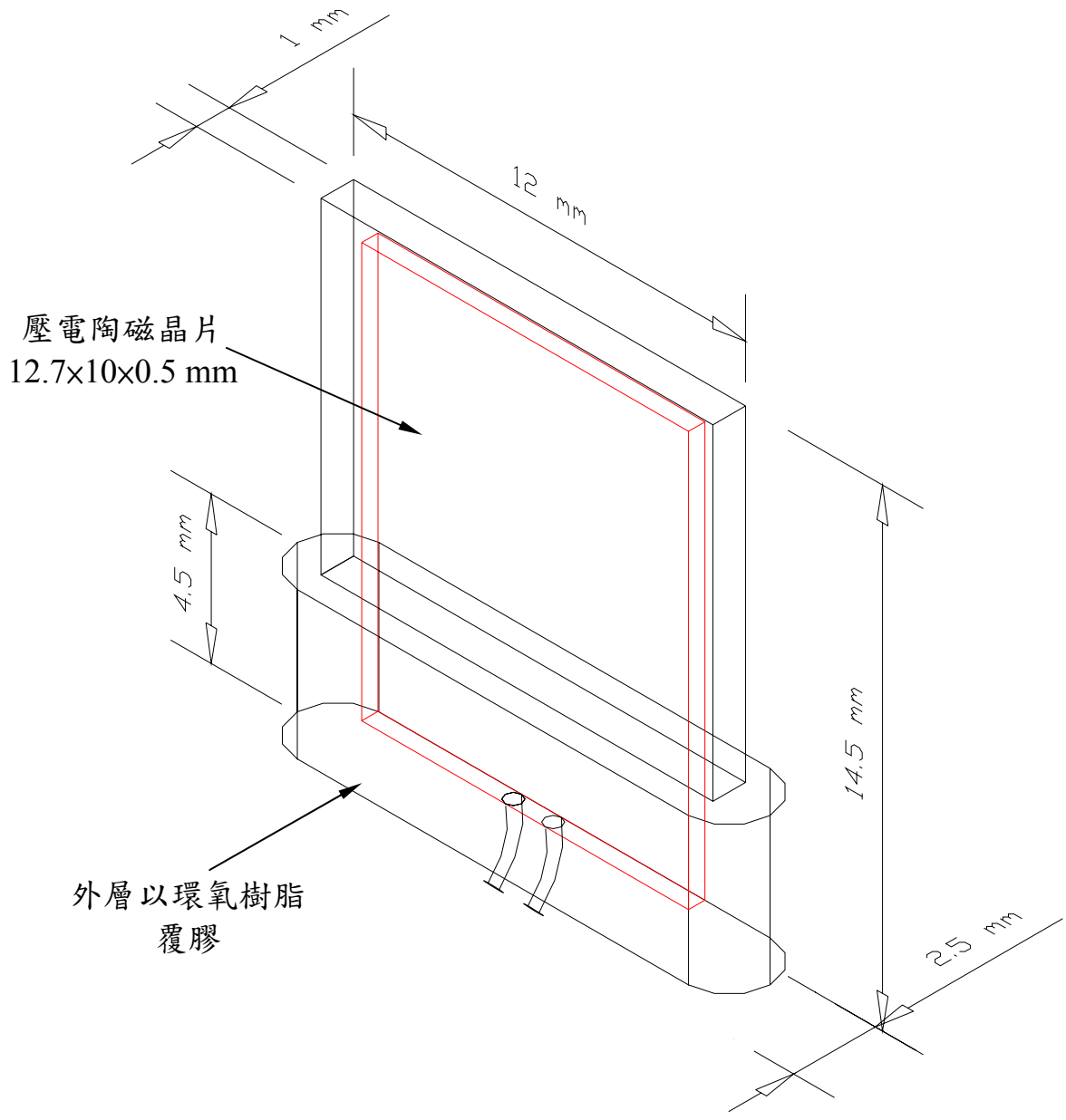


圖 4-12 壓電陶瓷晶片剪力波元件尺寸 (林靜怡, 2003)

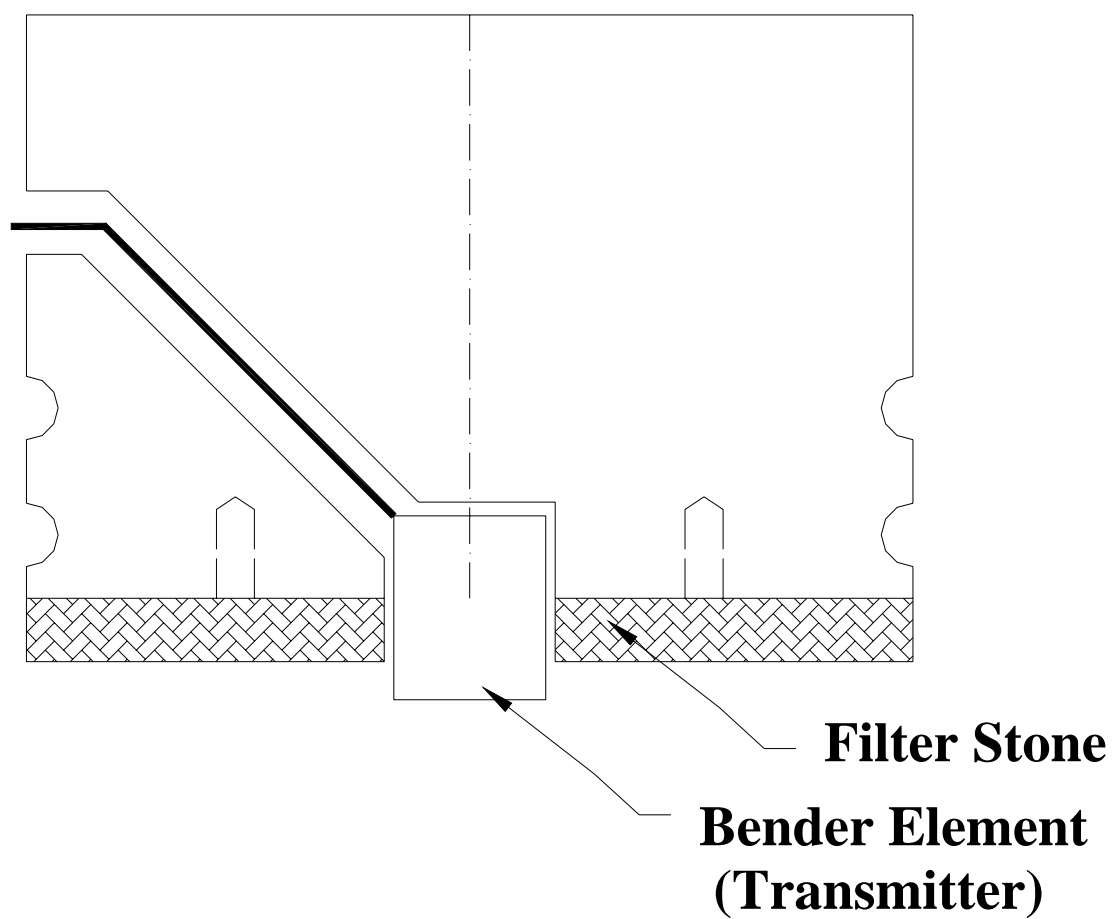


圖 4-13 試體頂蓋剪力波元件（發射端）嵌入示意圖（林靜怡, 2003）

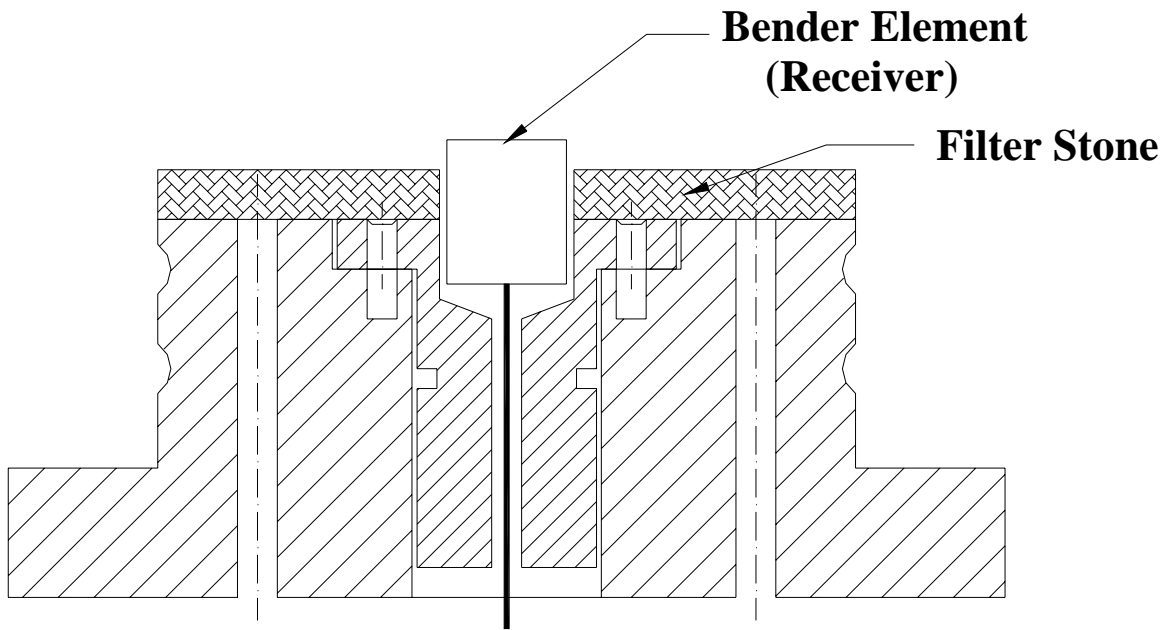


圖 4-14 試體底座剪力波元件（接收端）嵌入示意圖 (林靜怡, 2003)

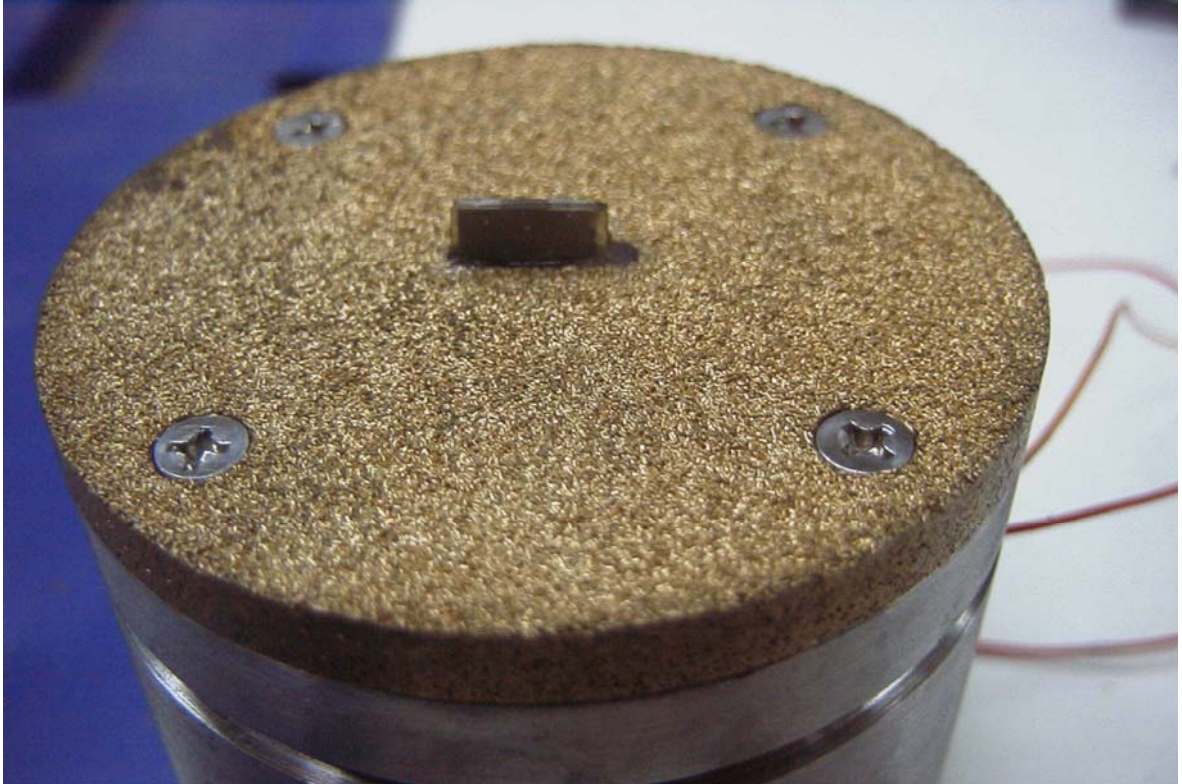


圖 4-15 試體底座接收端剪力波元件設備

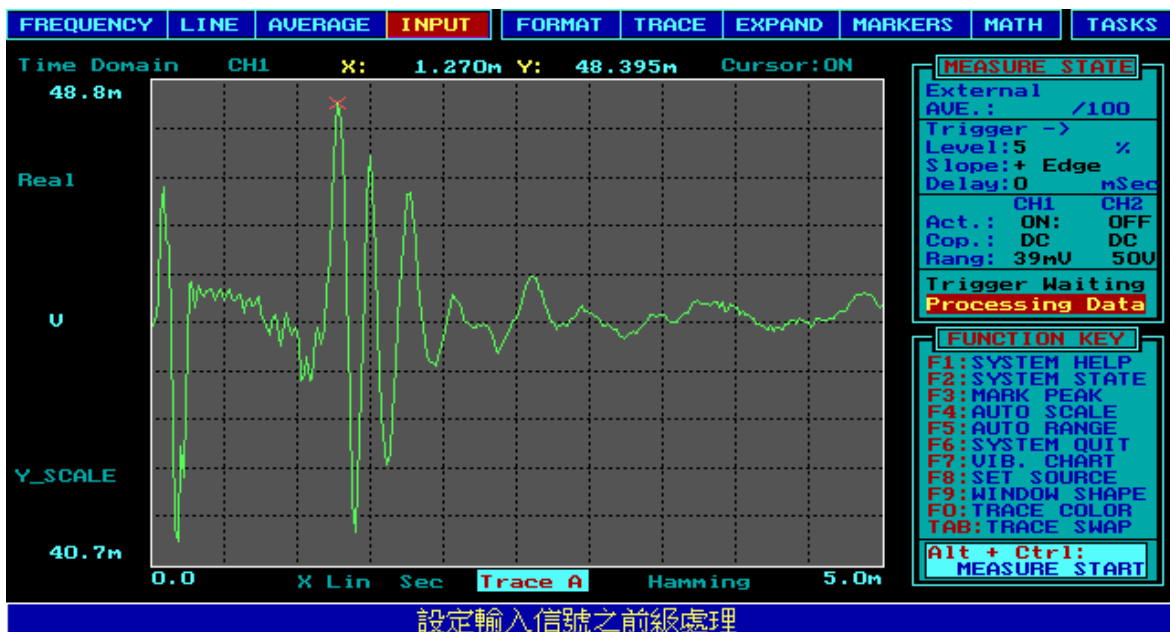


圖 4-16 剪力波元件試驗訊號接收圖

4.3 試驗方法與程序

4.3.1 冰凍 Laval 試體之試驗

1. 試體解凍

經裁切完成之冰凍 Laval 圓柱試體欲進行三軸試驗時，須先行於三軸室中進行解凍，試體解凍的困難度高於冰凍過程，概因解凍過程中若溫度控制不良將導致試體急速解凍並造成孔隙水產生體積收縮，而改變其原有顆粒組構，造成試體的擾動。為避免此一現象，試體在架設前將橡膠模與濾紙冰凍，並備妥適量之冰水（可放入適量之乾冰），準備注入三軸室內做為圍壓水。試體架設時先以乾冰放置於三軸室底盤上以及上蓋的透水石上（將支架與上蓋倒放於地上），達到降溫的效果，待試體架設完成後，留置少許乾冰於三軸室內（不可放置過多，以免施加圍壓後乾冰持續溶解而產生氣壓），如此可將三軸室內之圍壓冰水降溫至 5°C 左右。Laval 試體解凍方式根據 Hofmann et al. (2000) 所建議之程序解凍，對試體施加 20kPa 之圍壓，三軸室維持 5°C 之低溫，以反水壓 10kPa，溫度 8 至 10°C 冰水對試體實施排氣（flush）作用，其目的在使冰凍試體持續處於低溫環境下達到緩速解凍的效果，以避免試體因快速解凍而產生擾動。在解凍的過程中，低溫之排氣冰水可慢慢溶解冰凍試體中之孔隙冰塊，而不至於使冰塊迅速溶解產生試體體積壓縮，才能確保試體的解凍品質。

在試驗過程中以 5°C 且保持 20kPa 的圍壓水配合 8-10°C 保持 10kPa 之排氣 (flush) 冰水作用，在大約 2 小時的解凍過程中監測試體軸向之變形以及由於水體積收縮所吸入之水量，數據顯示試體解凍之軸向變形在 1.0mm 以內。

在整個冰凍試體的解凍過程中，最主要的關鍵因素在於如何確保三軸室圍壓水的水溫保持 5°C 左右 (接近水的最小體積溫度 4°C)，在本實驗中採用乾冰環繞於三軸室外殼 (如圖 4-17)，使三軸室中之冰水能持續保持 5°C 左右 (如圖 4-18)。此一低溫環境的設置方式，主要目的是避免三軸室底座以及鄰近管線 (銅管與高壓塑膠管) 因低溫結冰而無法達到排氣 (flush) 的效果，所以三軸室低溫環境的設計對整個解凍過程是非常重要的。



2. 試體飽和及壓密

解凍後之試體進行不排水三軸反覆荷重試驗，在試驗加載前必須將試體先行排氣、飽和與壓密。試體飽和之反水壓為 600kPa，B check 值均達 0.95 以上，試體飽和後，分階段施加 25、50、及 100kPa 之有效圍壓進行等向壓密 (isotropic consolidation)，待每一階段壓密完成後 (超額孔隙水壓消散完畢) 使用 bender element 在三軸室內做剪力波速量測，以獲得上述三種不同有效圍壓之剪力波速 V_s ，最後當有效圍壓 $\sigma'_c=100\text{kPa}$ 時，再實施反覆荷重試驗。

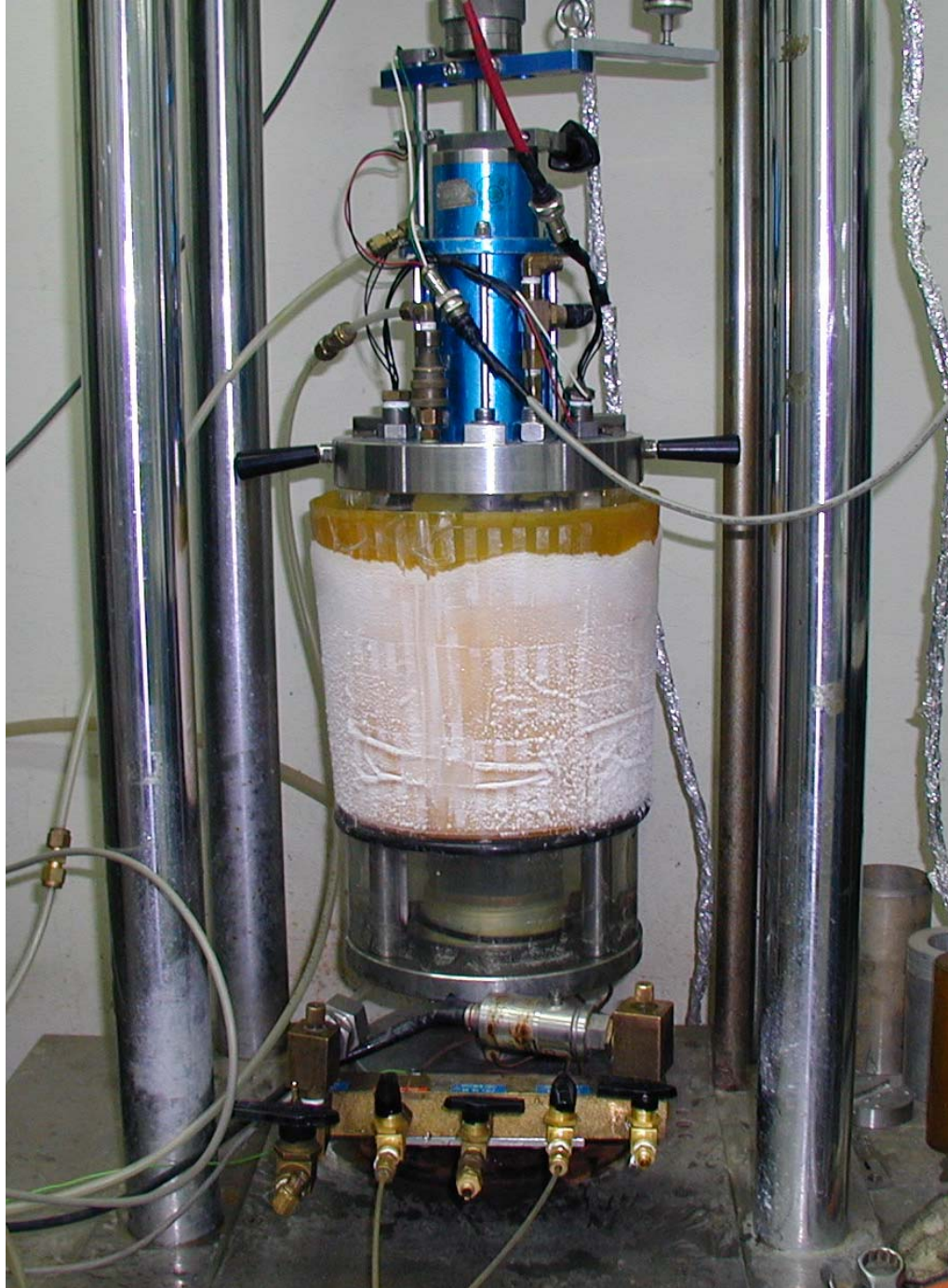


圖 4-17 三軸室外殼環繞乾冰避免底座管線結冰



圖 4-18 三軸室圍壓水溫度

3.動態三軸試驗

動態三軸試驗之目的在求取冰凍試體的抗液化強度即反覆阻抗比 CRR ，本研究使用應力伺服控制之儀器進行試驗，對試體施加如圖 4-19(a) 之正弦波 (sinusoidal wave) 反覆荷重，應力之頻率為 0.1Hz，試驗全程記錄其軸向應變 (圖 4-19(b)) 及超額孔隙水壓 (圖 4-19(c))。圖 4-19(d) 為冰凍土壤動態三軸試驗之應力路徑圖。將不同試體施加相對之反覆荷重 σ_d ，並記錄其液化發生時之反覆受載次數 N_c 值，可繪製 CRR 對 N_c 之關係圖。

Liu et al. (2001) 以 1935 至 1999 年全球所發生的地震資料庫，其中涵蓋 107 個地震事件以及 1528 筆紀錄，這些地震的規模 (moment magnitude, M_w) 範圍自 4.7 至 7.6，各地距震央距離 (epicentral distance) 從 0 至 200 公里不等，並利用實驗室的單剪試驗 (simple shear test) 與動態三軸試驗 (cyclic triaxial test) 之 $CSR-N$ 結果進行迴歸分析。此分析是以尖峰加速度(加速度 a_x 與 a_y 向量合之最大值)的 0.65 倍 ($0.65 a_{max}$) 為振幅的平均反覆應力次數所進行的迴歸 ($N=2/3N_{lab}+1/3N_{field}$)，可將距震源一定距離的任意規模的不規則地震波透過迴歸分析的結果，得到等效的規則反覆應力次數 N 。因此可依據地震規模的大小以及距離震源的遠近而得到不規則地震波形的等效反覆應力次數 N_{eq} ，如圖 4-20 所示。

員林砂動態三軸試驗 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。

4.靜態三軸試驗

如同動態三軸試驗程序，冰凍 Laval 試體須先進行解凍、排氣、飽和及壓密等程序。待解凍及排氣程序完成後，對試體進行飽和，試體飽和之反水壓為 600kPa，所有試體之 B 值均達 0.95 以上，在 $\sigma'_c=100\text{kPa}$ 條件下進行等向壓密，壓密完成後實施不排水壓縮試驗，以求取試體的剪力強度。壓縮試驗採用應變控制方式，壓縮速率為 0.25 mm/min，試驗全程記錄其軸向應力、軸向應變及超額孔隙水壓之變化。靜態三軸試驗完成時，量測試體破壞後壓密排水體積，並計算其壓密後孔隙比 e_c 值，做為試驗結果分析比較的參考依據。

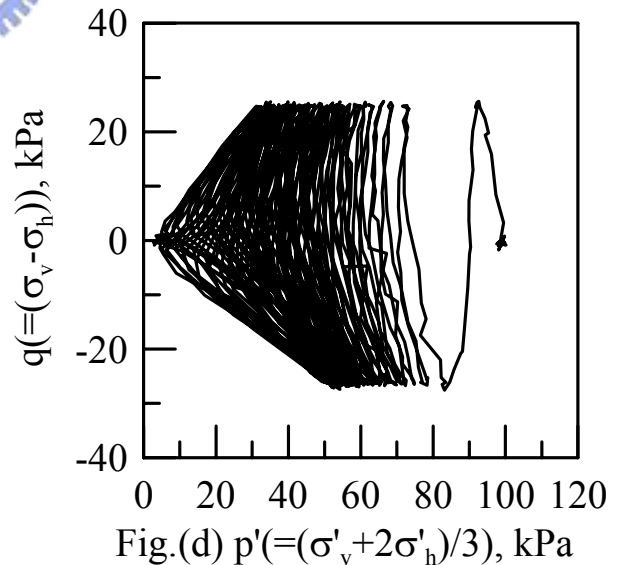
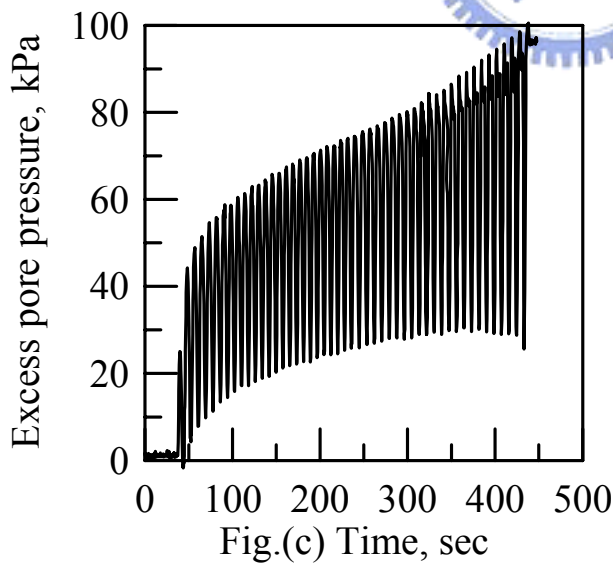
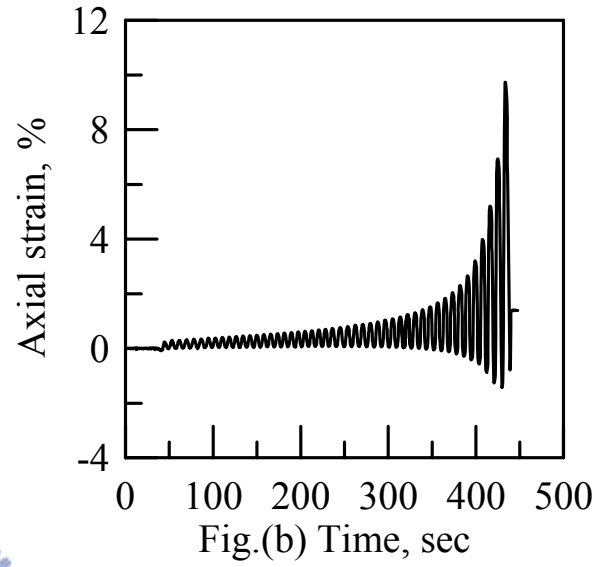
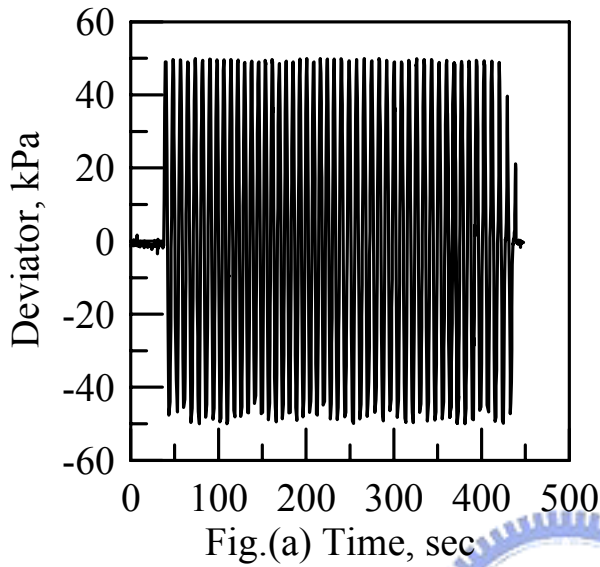


圖 4-19 動態三軸試驗之應力、應變、孔隙水壓與應力路徑圖

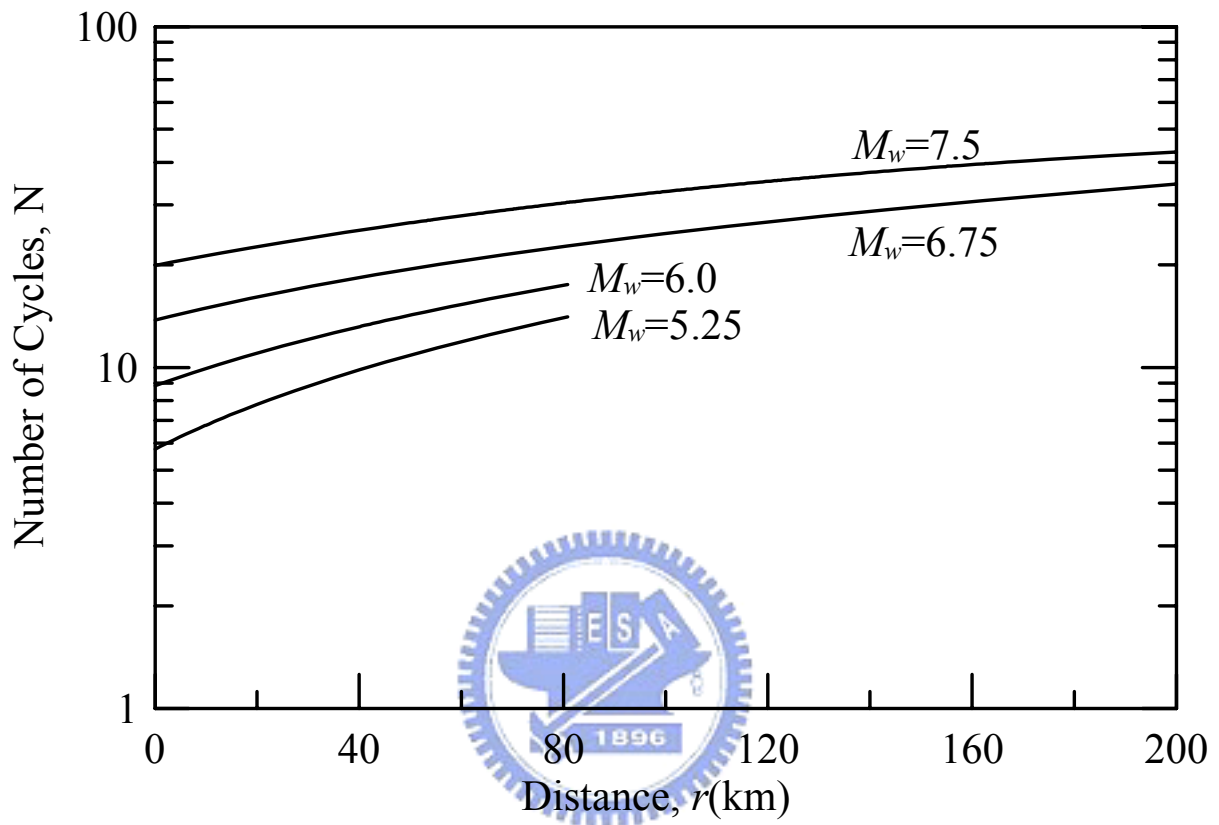


圖 4-20 不同地震規模之震源距離與等效反覆應力次數關係圖

(修改自 Liu et al. 2001)

4.3.2 非冰凍 Laval 試體之試驗

細料含量較高之非冰凍 Laval 試體，因黏著性較高，所以裁切完成後，試體直接置於三軸室底座上，不須施加圍壓或抽氣，試體便可以保持自立。待試體架設於三軸室完成後，對試體施加 10kPa 之圍壓，並以 5kPa 之反水壓對試體進行排氣。

1. 試體飽和及壓密

非冰凍 Laval 試體排氣程序完成後，在進行不排水三軸反覆荷重試驗前必須將試體先行飽和，試體飽和之反水壓仍為 600kPa，所有試體之 B 值均達 0.95 以上，試體飽和後，分階段施加 25、50、及 100kPa 之有效圍壓進行等向壓密，待每一階段壓密完成後（超額孔隙水壓消散完畢）使用 bender element 在三軸室內做剪力波速量測，可獲得不同有效圍壓之剪力波速 V_s ，最後當有效圍壓 100kPa 時，再實施反覆荷重試驗。

2. 動態三軸試驗

非冰凍 Laval 試體動態三軸試驗之目的如同冰凍試體，也是求取試體的抗液化強度即 CRR 。應力施加方式仍採用伺服控制之儀器進行試驗，對試體施加正弦波之反覆荷重，應力之頻率亦為 0.1Hz，試驗全程同樣記錄其軸向應變及超額孔隙水壓。將不同試體施加相對應之反覆荷重 σ_d ，並記錄其液化發生時之反覆受載(N_c)值，便可繪製 CRR 對 N_c 之關係圖。動態三軸試驗 CRR 之決定仍以 20 次反覆受載(N_c)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，並計算其孔隙比 e_c 值，做為相關試驗結果分析的依據。

3.靜態三軸試驗

非冰凍 Laval 試體須先進行排氣、飽和及壓密等試驗程序。待排氣完成後，對試體進行飽和，試體飽和之反水壓為 600kPa，所有試體之 B 值均達 0.95 以上，在 $\sigma'_c=100\text{kPa}$ 條件下進行等向壓密，壓密完成後實施不排水壓縮試驗，以求取試體的剪力強度。壓縮試驗仍採用應變控制方式，壓縮速率同樣為 0.25 mm/min，試驗全程記錄其軸向應力、軸向應變及超額孔隙水壓之變化。靜態三軸試驗完成時，量測試體破壞後壓密排水體積，並計算其孔隙比 e_c 值，做為試驗結果分析比較的依據。



4.3.3 重模試體之試驗

相同細料含量 LS 試體在試驗完成後將試體混合均勻，以濕夯法 (MT) 與水中沉降法 (WS) 製作孔隙比與 LS 試體類似之重模試體進行對照比較試驗。但本研究之非擾動 LS 試體 e 值相當高，當 $FC > 18\%$ 細料含量較高時，MT 與 WS 重模試體即使在最鬆的情況下其 e 值仍然遠低於 LS 試體。

1. 重模試體飽和及壓密

MT 與 WS 重模試體準備方式如 4.1.3 單元之內容所述，MT 試體製作完成後使用 CO_2 在 $\sigma'_c = 10\text{kPa}$ 下循環以增加試體飽和之效率，而 WS 試體在試體製作過程中已具備相當程度之飽和，所以不須使用 CO_2 增加試體之飽和。接著對試體進行排氣程序，在進行三軸試驗前必須將試體先行飽和，試體飽和之反水壓仍為 600kPa ，所有試體之 B 值均達 0.95 以上，試體飽和後，分階段施加 25、50 及 100kPa 之有效圍壓進行等向壓密，待每一階段壓密完成後（超額孔隙水壓消散完畢）使用 bender element 在三軸室內做剪力波速量測，可獲得不同有效圍壓之剪力波速 V_s ，最後當有效圍壓 100kPa 時，再實施不排水三軸反覆荷重試驗。

2. 動態三軸試驗

MT 與 WS 試體動態三軸試驗之目的是比較重模試體與 LS 試體之抗液化強度即 CRR 。應力施加方式仍採用伺服控制之儀器進行試驗，對試

體施加正弦波之反覆荷重，應力之頻率亦為 0.1Hz，試驗全程同樣記錄其軸向應變及超額孔隙水壓之變化。將不同試體施加相對應之反覆荷重 σ_d ，並記錄其液化發生時之反覆受載次數(N_c)值，可繪製 CRR 對 N_c 之關係圖。動態三軸試驗 CRR 之決定仍以 20 次反覆受載(N_c)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，並計算其孔隙比 e_c 值。

3. 靜態三軸試驗

MT 與 WS 試體進行三軸壓縮試驗前，試體須先進行排氣、飽和及壓密等試驗程序。MT 試體實施排氣程序前，仍以 CO_2 在 $\sigma'_c=10\text{kPa}$ 下循環以增加試體飽和之效率。待排氣完成後，對試體進行飽和，試體飽和之反水壓仍為 600kPa，所有試體之 B 值均達 0.95 以上，在 $\sigma'_c=100\text{kPa}$ 條件下進行等向壓密，再對試體實施不排水壓縮試驗，以求取試體的剪力強度。壓縮試驗仍採用應變控制方式，壓縮速率同樣為 0.25mm/min，試驗全程記錄其軸向應力、軸向應變及超額孔隙水壓。靜態三軸試驗完成時，量測試體破壞後壓密排水體積，並計算其孔隙比 e_c 值。

4.4. 冰凍與解凍程序對 Laval 試體品質之影響

傳統對砂土或粉土質砂土之取樣都會造成試體相當大的擾動，而現地冰凍取樣方法不僅耗時而且成本也高，一般在工程上很少被採用。Konrad et al. (1995) 曾於常溫下成功的在低細料含量砂土中運用 Laval sampler 取樣，經由試體含水量試驗比較，證明冰凍 Laval 試體之取樣品質相當良好。

本研究採用 Laval sampler 於員林試驗站進行 Laval 試體取樣，首先由 SPT 試驗結果研判低細料含量砂土層位置，然後進行取樣，在常溫 25°C 左右之溫度狀況下，取出 Laval 試體於現地立即實施冰凍作業。由圖 3-2 可知三個 LS 鑽孔分別在地下 11m 深度左右所取出之試體大小及取樣位置，圖 3-9(a)至圖 3-9(c)顯示 LS 試體冰凍過程中，試體底部所量得之溫度變化以及排出孔隙水與時間的關係，圖中顯示冰凍約數小時後，試體底部之溫度降至 0°C 以下，而試體底部所排出之水量也不再增加。

於現地相同砂土層所取出之 SPT 劈裂管試體，由物理性質試驗結果可得試體含水量約為 32.95%，飽和單位重 $\gamma_{\text{sat}}=1.90 \text{ g/cm}^3$ 。因此直徑 200 mm 之三個冰凍 LS 試體(LS-1-3、LS-2-3 及 LS-3-3)之總重量可依式(4-1)計算，而由相同砂土層之含水量可估算冰凍 Laval 試體之孔隙水重量，並可由 LS 試體冰凍過程所量測之排出孔隙水量與 LS 試體孔隙水重量之關係得到冰凍 LS 試體孔隙水之體積膨脹率。

$$W=V\times\gamma_{\text{sat}}=(\pi\times D^2/4)\times H\times\gamma_{\text{sat}} \quad (4-1)$$

表 4-3 顯示員林砂試體冰凍/解凍之孔隙水體積膨脹率，三個冰凍 LS 試體之孔隙水體積膨脹率分別為 7.54%、5.89%及 2.90%，其平均膨脹率為 5.44%，與孔隙水從常溫（約 25°C）降至 0°C 所牽涉之體積膨脹量 5% 相當接近。

實驗室三軸動態試驗之冰凍 Laval 試體經裁切後，其直徑為 70 mm 高度 140 mm，所以估算其試體總重量約為 1024g，孔隙水重量可藉由動態三軸試驗後之排水量反算試體含水量而分別求得各個試體的孔隙水量。冰凍 Laval 試體經解凍程序，試體之孔隙冰水會產生體積收縮，所以解凍時，冰凍 Laval 試體會吸收水分以補充試體因解凍收縮所產生之空隙。實驗室三軸室之冰凍 Laval 試體實際吸水量分別為 18.3、20.7、15.5 與 22.8 g，所以其解凍時之吸水率分別為 7.02%、8.12%與 8.81%，平均吸水率為 7.98%。此試驗結果與孔隙水平均膨脹率 5.44%相當接近，其間所產生之些微差異 2.54%，很可能是因解凍時三軸室的圍壓只有 20kPa，而現地的有效圍壓約高達 115kPa (地表下 11 公尺左右)，所以試體可能會吸收較多的水分，此外實驗量測所造成之誤差也有可能造成上述的差異。

三軸室之冰凍 Laval 試體除了量測吸水量，在解凍過程中也量測試體的軸向壓縮，圖 4-21 展示 LS-3-3 冰凍試體其解凍時間與軸向應變之關係，冰凍試體經過約 115 分鐘之解凍時間後，試體之軸向應變趨於穩定

約為 0.96% (沉陷量約為 1.35mm, 此一軸向應變小於 1%, 對整個試體的解凍過程而言, 如此微小的應變是合理的而且是可以被接受的。

Laval 試體的解凍, 除了上述含水量量測與軸向變形的驗證外, 也可以使用剪力波速來評估試體的解凍品質。員林試驗站現地所進行的剪力波速量測結果, 地表下 11 公尺處, 與 Laval 冰凍試體取樣位置相同深度的 SCPTU-c、PS Logging 2 與 MSASW 之修正後剪力波速 V_{sl} (對有效覆土壓力修正) 分別為 182、180 與 163 m/s, 平均剪力波速為 175 m/s; Laval 冰凍試體於實驗室解凍後, 在等向有效圍壓 100kPa 的狀況下所量到的剪力波速 V_{sl} 為 160.7m/s, 所以現地與實驗室 V_{sl} 的折減對現地土層而言約為 8.2%。Høeg et al. (2000) 以 SGI 取樣器所取得之非擾動試體對照重模試體 (MT 法製作), 量測其剪力波速得到最大剪力模數 G_{max} , 研究結果顯示重模試體之 G_{max} 比非擾動試體減少 20-30%, 所以其重模試體剪力波速比非擾動試體減少 12-20%。由於 Laval 冰凍試體解凍之剪力波速折減率 8.2%, 低於 Høeg et al. (2000) 對擾動試體所量測的折減值, 因此可以證實 Laval 冰凍試體的解凍過程是屬於低度擾動的。

由上述對 Laval 試體現地冰凍與實驗室解凍程序所做的討論, 可以知道不論冰凍或解凍作用, Laval 試體的排水率與吸水率都接近孔隙水由室溫(25°C)至冰點(0°C)的膨脹率 5%; 另外三軸試體長達 115 分鐘的解凍過程中, 其軸向應變僅小於 1%; 除此之外, 員林試驗站各種現地剪力波速

量測方法所量得的 V_{sl} 比較 Laval 冰凍試體於實驗室解凍後的剪力波速，其折減率為 8.2%，小於 Høeg et al. (2000) 所建議的折減率 12-20%。綜合試體含水量、軸向變形以及剪力波速的變化結果，得以證明 Laval sampler 取樣所獲得之冰凍試體，其解凍品質是相當良好的。



表 4-3 員林砂試體冰凍/解凍之孔隙水體積膨脹率

員林砂試體 冰凍/解凍	現地 LS 試體冰凍				實驗室三軸試體解凍				
試體編號	LS-1-3	LS-2-3	LS-3-3	mean	LS-3-3 FR-60	LS-3-3 FR-50	LS-3-3 FR-40	LS-3-3 FR-30	mean
取樣位置, m	-10.80~ -11.25	-10.85~ -11.37	-10.98~ -11.40		-10.98~ -11.40	-10.98~ -11.40	-10.98~ -11.40	-10.98~ -11.40	
試體含水量, %	32.95*	32.95*	32.95*	32.95*	34.45	34.14	N.A.	33.84	34.14
LS 試體高度, mm	450	520	420	463					
LS 試體冰凍 排水量, cc	502	453	180	378	—	—	—	—	—
三軸試體解凍 吸水量, cc	—	—	—	—	-18.3	-20.7	-15.5	-22.8	-25.77
試體總重量, g	26861	31039	25070	27657	1024	1024	1024	1024	1024
孔隙水量, cc	6657	7693	6213	6854	261	254	N.A.	259	258
孔隙水 體積膨脹率, %	7.54	5.89	2.90	5.44	-7.02	-8.12	N.A.	-8.81	-7.98

*員林試驗站三個 SPT 試驗孔與 LS 試體取樣孔同深度含水量之平均值。

飽和單位重 $\gamma_{\text{sat}}=1.90 \text{ g/cm}^3$ 。

LS 試體直徑 $\phi_{\text{LS}}=200 \text{ mm}$ ；三軸試體直徑 $\phi_{\text{tx}}=70 \text{ mm}$ ，高度 140 mm。

孔隙水體積冰凍排水膨脹率為正、解凍吸水率為負。

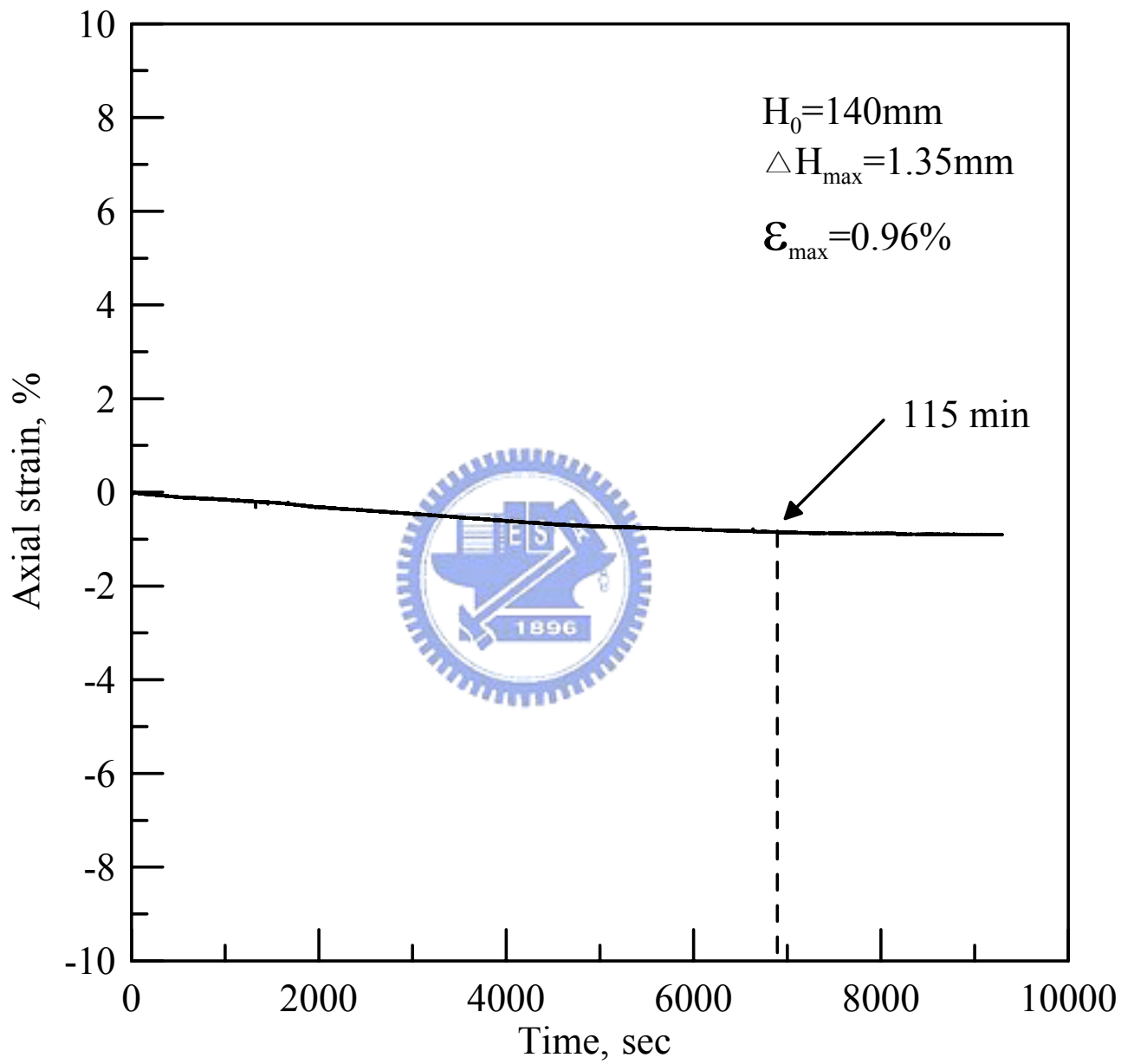


圖 4-21 Laval 冰凍試體解凍之軸向應變圖

4.5 剪力波速量測方法

剪力波速量測方法分為現地以及實驗室土壤剪力波速量測。主要運用在現地難以實施鑽孔進行 SPT 試驗，或無法完成 CPT 試驗，或現地無法取得非擾動土樣時，剪力波速量測照樣可以進行。

現地剪力波速量測方法包括跨孔法（cross hole）、下孔法（downhole）、震動錐貫入法（seismic cone penetration）、懸吊式法（suspension logger）以及表面波分析法（multi-station analysis of surface wave, MSASW）等。而實驗室土壤剪力波速量測最早是由美國德州奧斯汀大學（University of Texas at Austin）所發展，以石英或壓電水晶為剪力片（shear plate）進行試驗（Shirley, 1978）。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，壓電陶瓷可分為串聯（series connect）與並聯（parallel connect）兩種連接方式。不同的連接方式具有不同的壓電特性，並聯時電能轉換為機械能的功率是串聯的兩倍；反之串聯時由機械能轉換為電能之功率是並聯的兩倍。所以利用壓電陶瓷進行剪力波速量測時，上端以並聯方式由函數產生器激發剪力波，下端以串聯方式接收剪力波並由示波器或電腦上研判剪力波初達時間，據此可推算剪力波速，其量測試驗示意圖如同圖 4-11 所示。

典型剪力波元件試驗之剪力波圖形如同圖 1-20 所示，依據該圖形可研判剪力波由試體頂部傳遞至底部所需時間（travel time） t_0 ，可由

$$V_s = \frac{d}{t_0} \quad (4-2)$$

計算出試體之剪力波速 V_s ， d 為試體高度， t_0 為初達時間，其中以 t_0 之判斷最為重要。根據 Kawaguchi et al. (2001) 之研究建議採用圖 1-20 中 C 點較為合理，Kawaguchi et al. (2001) 嘗試以不同高度之長、短試體量測其剪力波速，根據 ABCD 點的初達時間推算剪力波速 V_s ，然後依式 (4-3)

$$G = \rho \times V_s^2 \quad (4-3)$$

計算剪力模數 G 值，研究結果發現以之 C 點當成初達時間 t_0 時，長短試體之剪力模數相同，所以建議以 C 點為剪力波初達時間點。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元件排列方向、激發能量、激發型式與激發頻率等。關於諸項因素之研究，國內外已有諸多相關探討，分述如下：

1. 剪力波元件排列方向

Dyvik and Madshus (1985) 指出剪力波元件發射端及接收端應平行正對排列，接收端方能激發較大之應變振幅能量，使得輸出訊號較大。

2. 激發能量之選擇

壓電陶瓷在製造的過程經過極化（Polarization）的步驟，極化電壓的大小及方向便決定壓電材料之特性，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。

3. 激發型式之選擇

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。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。基於上述的說明，所以本試驗以單一週期正弦波作為激發波形。

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。本研究之激發電壓為 10 伏特，分別由 1 至 10 kHz 之正弦波，可滿足一般土壤力學之研究需求。對剪力波進行測試，其最大振幅發生於 6kHz，如圖 4-22 所示，亦即 bender element 與土壤產生共振之激發頻率為 6kHz。



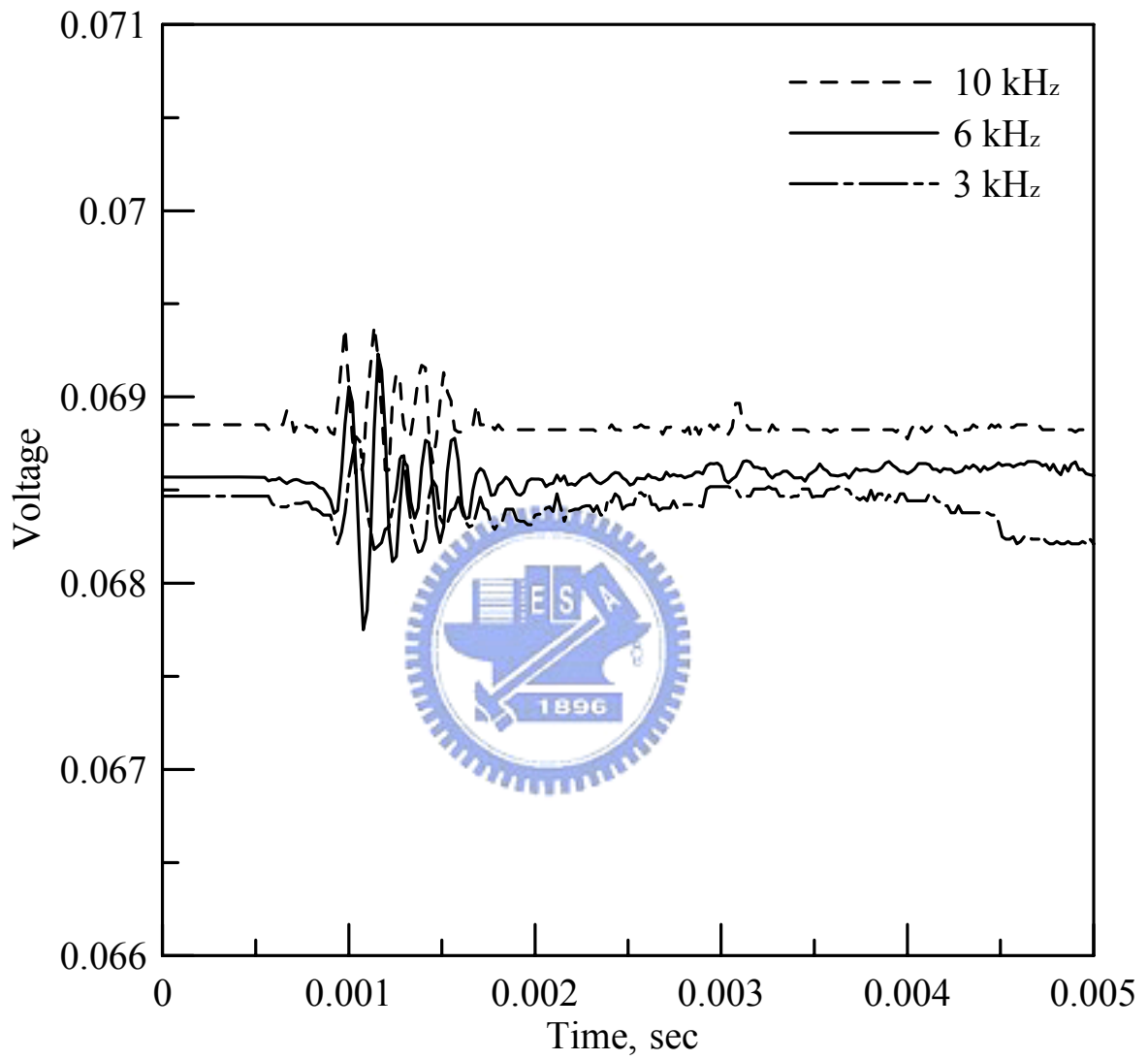


圖 4-22 各種激發頻率所產生之剪力波波形

過去有許多學者利用不同試驗設備研究土壤剪力波速之影響因子，相關影響因子的研究結果分述如下：

1.有效圍壓

Hardin and Richart (1963) 於等向壓密情況下，以乾淨圓形顆粒及極具稜角之渥太華乾砂 (Ottawa sand) 進行共振柱設備試驗，結果顯示剪力波速受有效圍壓影響，圍壓越大波速越快，其初始剪力模數亦越大。但因顆粒形狀不同，將會影響顆粒間的接觸面積，Hardin and Richard (1963) 便針對此兩種不同的砂土所進行的一系列試驗做剪力波速迴歸分析，結果如下：

圓形顆粒， $\sigma_0 > 96\text{kPa}$ ：

$$V_s = (170 - 78.2e)\sigma_0^{1/4} \quad (4-4)$$

圓形顆粒， $\sigma_0 < 96\text{kPa}$ ：

$$V_s = (119 - 56.0e)\sigma_0^{3/10} \quad (4-5)$$

具稜角顆粒：

$$V_s = (159 - 53.5e)\sigma_0^{1/4} \quad (4-6)$$

其中 V_s 單位為 ft/sec ， σ_0 單位為 psf 。

由上述公式可知圓顆粒似乎較易受有效圍壓之影響，在低圍壓時，有效應力對於剪力波速的影響較小，隨著有效圍壓加大，其影響亦隨之增加。本研究之 bender element 試驗對 LS 非擾動試體、MT 以及 WS 重模

試體均分別以有效圍壓 25、50 及 100kPa 對壓密完成之試體在進行動態三軸試驗之前實施剪力波速量測，圖 4-23 展示受不同有效圍壓試體之剪力波速量測結果，當有效圍壓愈大時其初達時間愈快，亦即剪力波速 V_s 愈大，與 Hardin and Richart (1963) 之研究結果相符。

2. 孔隙比

Hardin and Richart (1963) 發現土壤顆粒排列之緊密程度直接影響剪力波之傳遞，剪力波速會隨孔隙比增加而降低。

3. 應力比

Kuribayashi et al. (1975) 在非等向壓密情形，以共振柱試驗討論最大與最小主應力之應力比(stress ratio, $\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$)，對 G_{max} 之影響，發現當應力比大於 2.5 時， V_s 會隨著應力比之增加而減少（因為過大的應力比，土壤顆粒結構變化，使得孔隙比 e 值增加，即土壤趨於疏鬆，所以 V_s 值降低）。

4. 顆粒尺寸

Hardin and Richart (1963) 認為顆粒越大在相同的體積之下，其顆粒間接觸面積也越少，剪力波在顆粒內傳遞的機會較多，因經過孔隙而產生延遲 (delay) 的時間相對縮減，所以一般認為顆粒較大時波的傳輸速率較快。

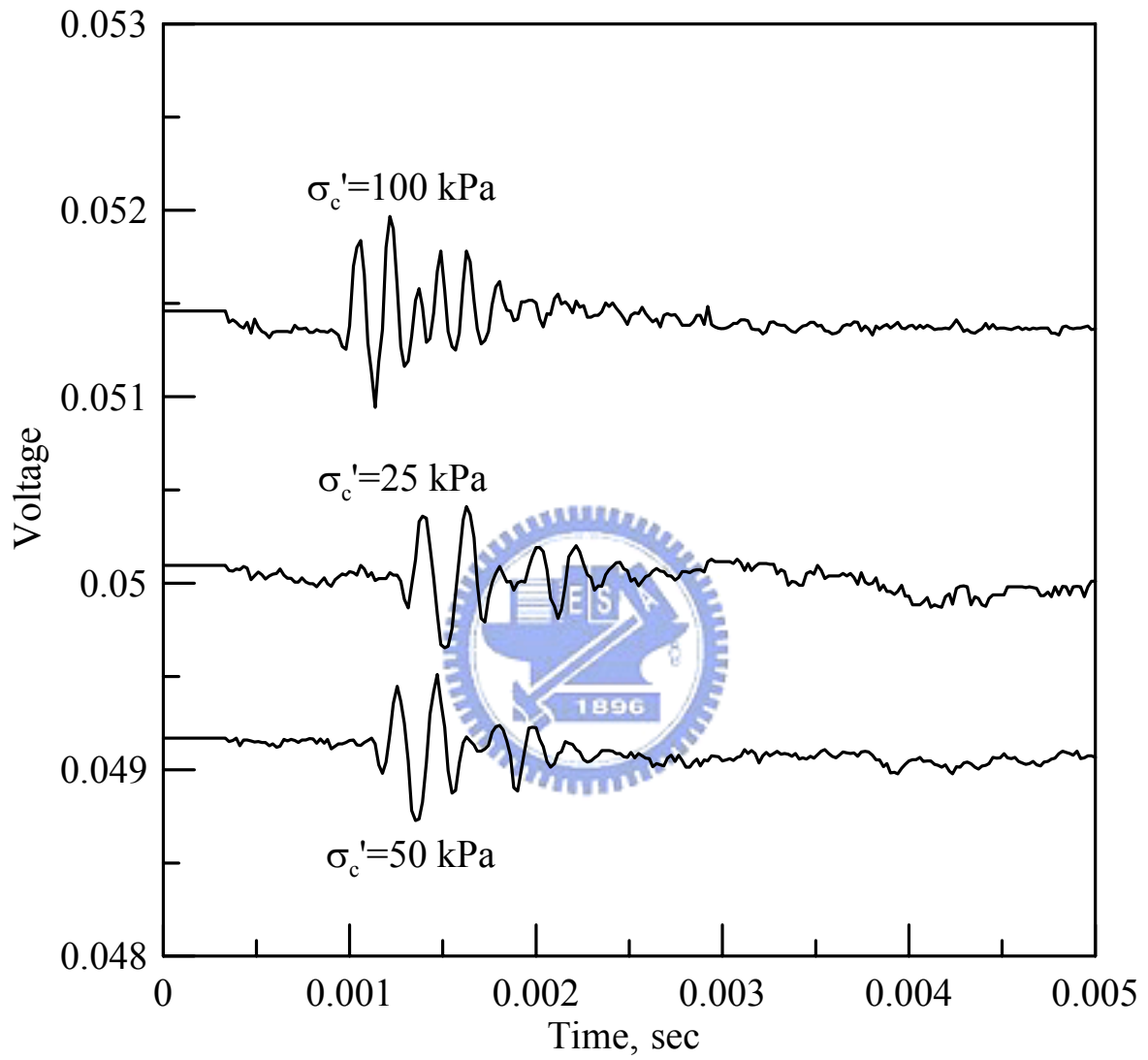


圖 4-23 不同有效圍壓之剪力波速量測

五、結果分析與討論

過去 NCTU 研究團隊利用麥寮砂所進行的室內標定及相關試驗，所得的工程參數與試驗數據提供本論文豐富的取材資料，本論文藉由麥寮砂現有的數據，透過數據整理、分析與比較，建立了麥寮砂液化潛能評估的模式。由於麥寮砂的試體取材自重模方式準備的試體，先天條件上就會受到砂土顆粒組構的作用而影響其分析結果；基於此一問題，本論文以具有液化潛能的員林試驗站為目標，於現地進行一系列的現地試驗並取得不同細料含量的非擾動 LS 試體送回實驗室實施室內動/靜態三軸試驗。



本章將麥寮砂的數據結合前人的研究成果以及員林試驗站現地與室內試驗的所有試驗成果做系統的分析與比較，討論細料含量對台灣中西部粉土質砂土的影響，同時探討 CRR 、 q_c 與 V_s 之相互關係，最後運用這些研究成果對員林試驗站做液化潛能評估，藉以釐清細料含量對粉土質砂土的影響並建立此一區域的液化潛能評估模式。

5.1 麥寮砂室內試驗結果分析

5.1.1 麥寮砂 CRR 、 q_c 與 V_s 關係之標定

麥寮砂室內試驗之相關研究，包括基本物理性質、不排水單向載重壓縮剪力強度、動態強度、剪力波速以及室內 CPT 標定試驗等內容，已於本論文第一章做詳細說明。這些研究內容是過去十幾年來，歷經 NCTU

研究團隊幾位研究生相繼投入所得之研究成果。而本論文僅就麥寮砂室內試驗之研究結果及相關數據做進一步的分析、比較與討論。經分析及比較麥寮砂之 CPT 室內標定試驗結果 (94 組標定試驗數據)，迴歸分析如式(1-26)，所推導之貫入阻抗值 q_c ，可依據迴歸結果推估麥寮砂各種不同細料含量、孔隙比大小以及應力條件之 q_c 。

為利於分析及比較 CRR 、 q_{cIN} 與 V_{sl} 之相互關係，研究團隊曾運用 $FC=0\%$ ， 15% 與 30% 之麥寮砂，有效圍壓 100kPa ， $K=1$ 情況下，以不同孔隙比試體進行動態三軸試驗以及剪力波速量測。

與動態三軸試驗結果 CRR 所對應之 q_c 是考慮在有效垂直應力 $(\sigma'_v)100\text{kPa}$ ，相同孔隙比(e)情況下，正常壓密砂土中之 CPT 所得結果。如第一章所述，麥寮砂的摩擦角為 $\phi_s^* = 31.6^\circ$ ，估計正常壓密麥寮砂靜止土壓力係數 K 為 $0.47 (=1 - \sin(\phi_s^*))$ 。將三軸試驗所用之 e 值， $\sigma'_v = 100\text{kPa}$ ， $K=0.47$ 代入公式(1-27)中來計算與動態三軸試驗所對應之 q_c ，並依式(1-28) 計算 q_{cIN} 。

由於麥寮砂的動態三軸試驗 CRR 值是在 $K=1$ 情況下之室內動態三軸試驗所得，如欲推估現地正常壓密 $K=0.47$ 情況下動態強度時，則必須依式 1-21 對 CRR 值做應力模式與應力比(K)影響之修正 ($C_r=0.75$)。將修正後的 CRR 與 q_{cIN} 所對應之關係比較 Stark and Olson (1995) 或 Robertson and Wride (1998) 可分別得到如圖 5-1 與圖 5-2。

麥寮砂 CRR 與 V_{sl} 關係中，實驗室所量測之剪力波速是在有效圍壓 100kPa， $K=1$ 情況下的量測值，所以剪力波速 V_{sl} 為動態三軸試驗前所量測之 V_s 經有效覆土壓力 (100kPa) 之修正所得(如式 1-16)。如欲推估現地正常壓密 $K=0.47$ 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，Stokoe et al. (1985) 建議以式(5-1)對 V_s 做合理的修正

$$V_s = C_1 \sigma_a^{na} \sigma_b^{nb} \quad (5-1)$$

其中 C_1 是常數 (constant)， $na = 0.11$ ， $nb = 0.11$ ，以剪力波傳遞方向上之主應力 $\sigma_a = 100\text{kPa}$ ，以及土壤顆粒震動方向之主應力 $\sigma_b = 47\text{ kpa} (=0.47 \times \sigma_a)$ 代入上式可得到修正係數為 0.92。將修正後之 CRR 與 V_{sl} 對照比較 Andrus and Stokoe (2000) 之研究結果，如圖 5-3 所示，

5.1.2 麥寮砂細料含量對 CRR 、 q_c 與 V_s 關係之影響

圖 5-1 與圖 5-2 顯示在使用 q_c 做為土壤液化潛能評估時，就麥寮砂而言，低細料含量砂土 ($FC \leq 15\%$)，其 CRR 與 q_c 之關係點都落在 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 1-28 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。

麥寮砂 CRR 與 q_c 關係之明顯差異發生在當 $FC=30\%$ ，此時 CPT 已非排水試驗，而 q_c 受孔隙水壓影響而大量降低。基於上述之分析結果顯示，使用 CPT 做液化潛能評估時，其主要影響在於砂土是否排水，而非在於細料本身。麥寮砂試驗結果指出，CPT 在排水的情況下，細料多寡對 CRR 與 q_c 關係之影響應該是一致或類似的，而不隨細料含量而有明顯之改變。但是當砂土中細料高到足以使得 CPT 變成非排水試驗，此時 q_c 受孔隙水壓影響而大量降低，所以 CRR 與 q_c 關係也隨之明顯改變。

麥寮砂之 CRR 與 V_{sl} 關係以及其與 Andrus and Stokoe (2000) 研究結果之比較，如圖 5-3 所示。Huang et al. (2004) 研究發現麥寮砂因為具有高度壓縮性及易碎性，而且由於細料含量的影響，所以其剪力波速與 CRR 都較乾淨砂低；而且由於其 CRR 的減小效應不如剪力波速大，因此其 CRR 與 V_s 的關係點往往會落在 Andrus and Stokoe (2000) 所建議曲線的左邊。受礦物含量之影響，麥寮砂之 V_{sl} 值明顯低於乾淨之石英砂，因此採用 Andrus and Stokoe (2000) 之液化潛能評估法對麥寮砂而言，往往會造成過於保守的結果。此外，相較於其他液化潛能評估方法，使用 V_{sl} 做液化潛能評估有另一重要缺點，就麥寮砂室內剪力波速量測之結果大多在 120 與 180 m/s 之間，其改變量約 0.67 倍，但所對應之 CRR 卻在 0.1 與 0.5

之間，其改變量約 5 倍之多，此一現象遠不如使用 SPT 或 CPT 方法理想。所以使用 V_s 做液化潛能評估時，任何局部土層之變化或試驗誤差都可能對結論造成明顯之差異。

然而剪力波速 V_s 在動態三軸試驗前所做之量測，因為應變量極小，與排水狀況無關，圖 5-3 顯示麥寮砂不論細料含量多寡，其 CRR 與 V_{sl} 之關係並無明顯的差異，而且其 CRR 與 V_{sl} 之趨勢也顯得相當一致，所以在使用 V_{sl} 做液化潛能評估時，毋須對麥寮砂做細料含量的修正。

上述有關麥寮砂 CRR 、 q_c 與 V_s 關係之討論，在高細料含量時 ($FC>30\%$)，CPT 試驗變成部分排水行為，因此造成孔隙水壓的明顯改變，致使 q_c 大量降低，而影響 CRR 與 q_c 之關係，所以在使用麥寮砂 CPT 做液化潛能評估，於高細料含量時 ($FC>30\%$) 才必須對細料含量做修正。然而，由於麥寮砂室內 CPT 試驗、動態三軸試驗以及剪力波速量測，都是使用重模試體進行相關試驗及量測。因此，針對麥寮砂 CRR 、 q_c 與 V_s 之關係，是否有必要對細料含量做修正，則有待進一步使用非擾動試體的試驗結果做一確認。

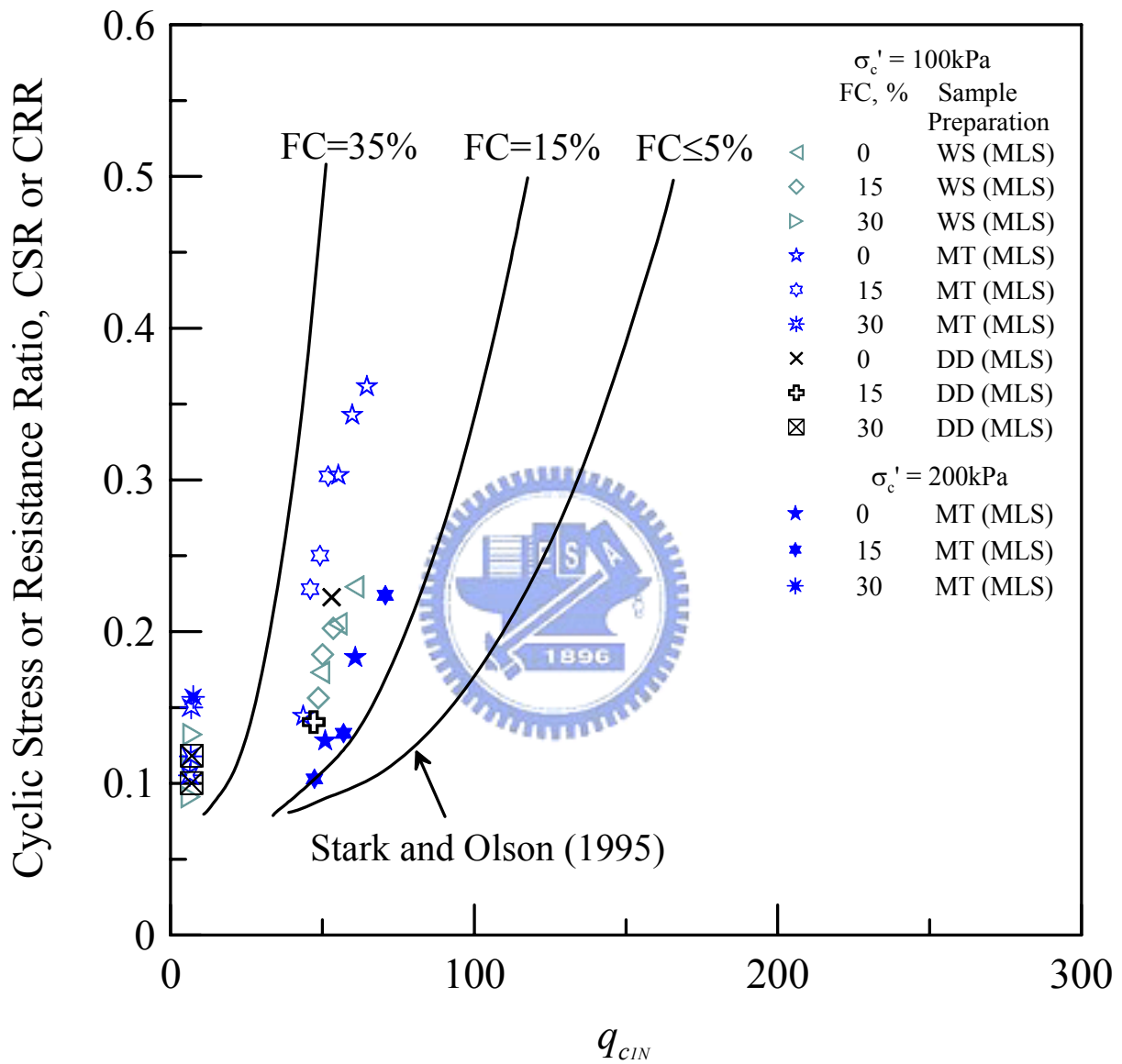


圖 5-1 麥寮砂 $CRR - q_{cIN}$ 與 Stark and Olson 法之比較

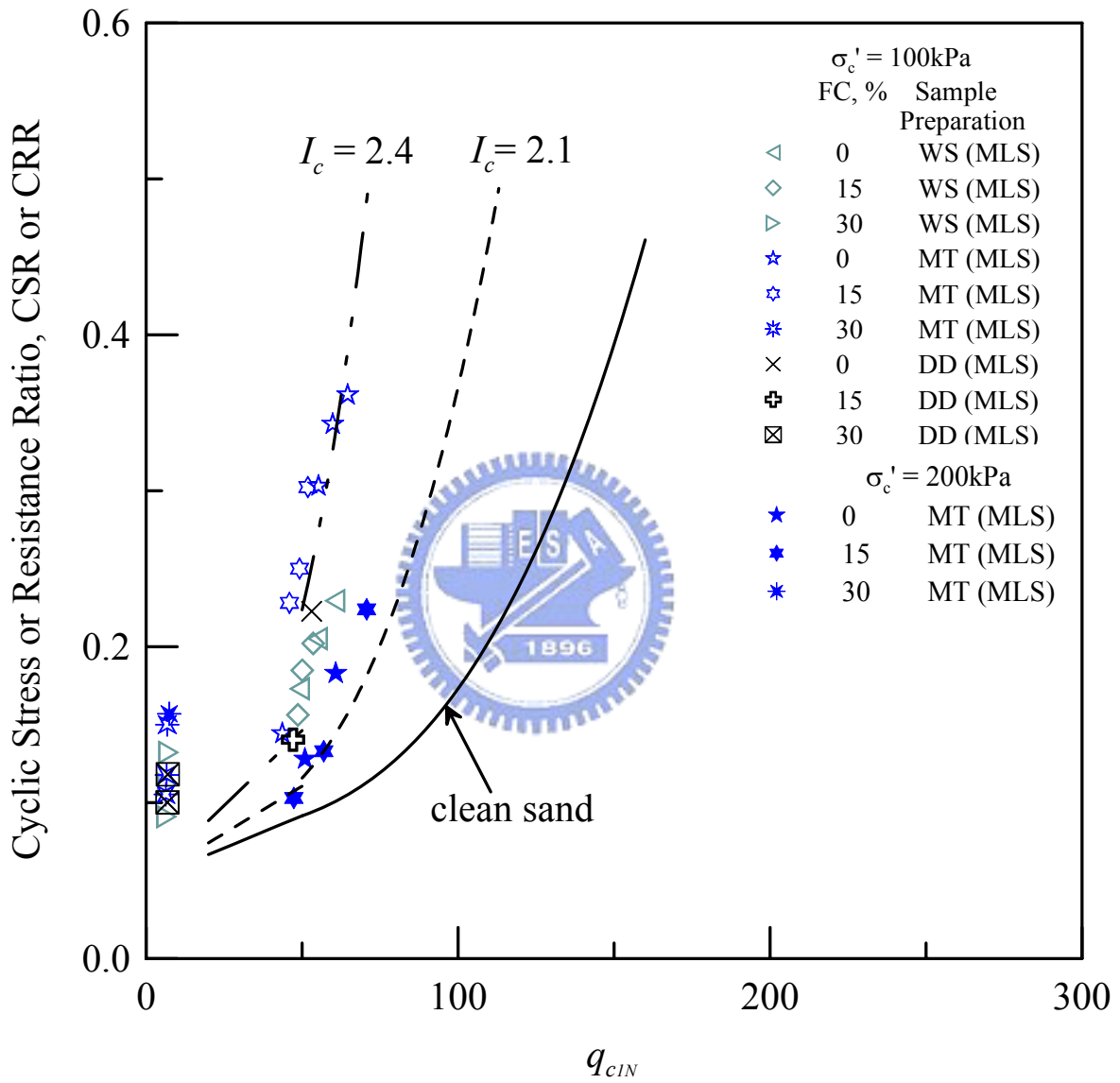


圖 5-2 麥寮砂之 $CRR - q_{c1N}$ 與 Robertson and Wride 法之比較

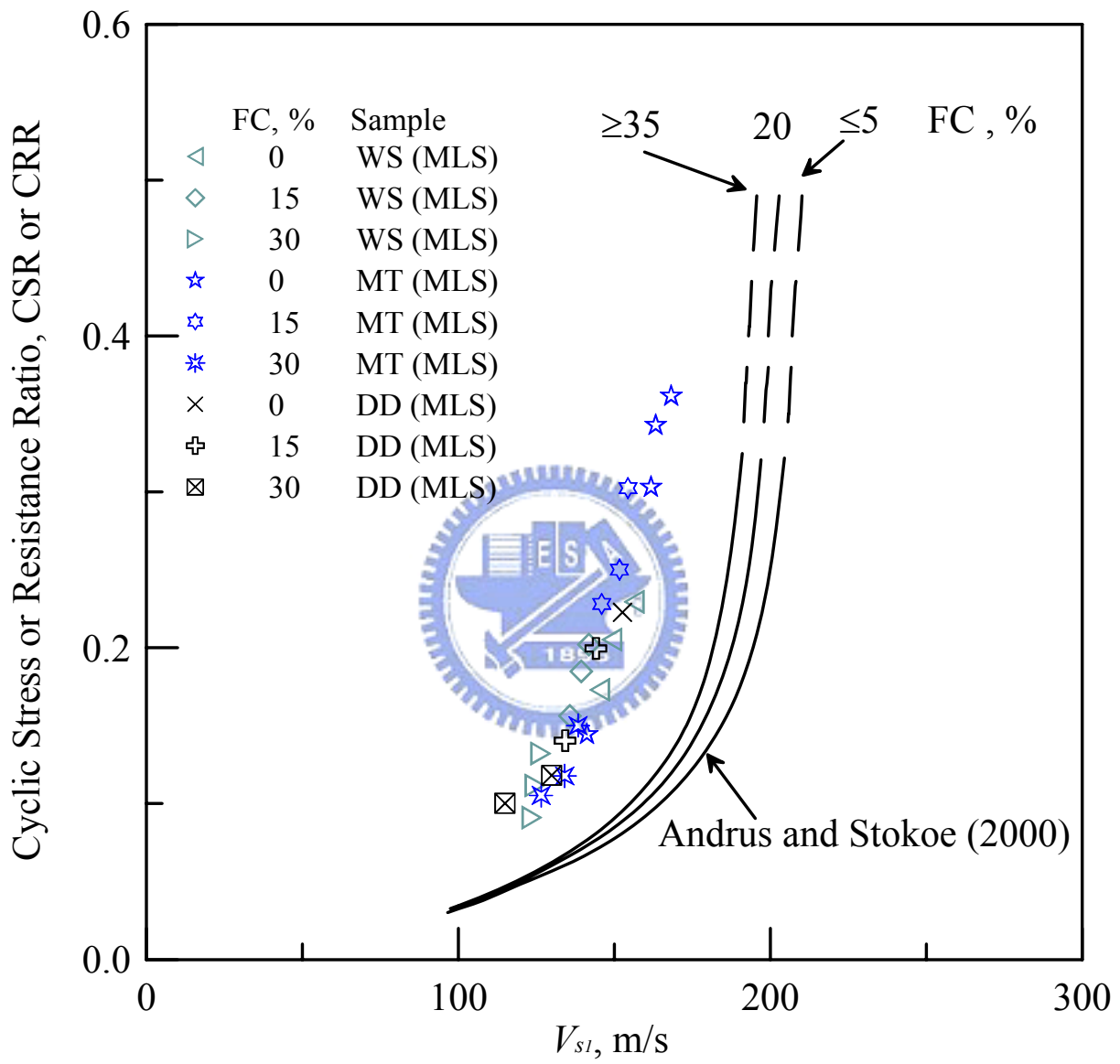


圖 5-3 麥寮砂之 CRR 與 V_{sl} 關係圖

5.2 員林砂試驗結果分析

5.2.1 員林砂不排水剪力強度

員林砂之靜態三軸不排水壓縮試驗共完成 9 個試體，包括不同試體準備方法以及不同細料含量之試體，這些員林砂試體的特性如表 5-1 所列。

由於 LS 試體之含水量都高於其液性限度，WS 以及 MT 重模試體無法重複 LS 試體之 e 值而大多明顯低於 LS 試體，也就是在相同細料含量下比 LS 試體更緊密，然而重模試體即使是在比較緊密的情況下，其 WS 及 MT 重模試體之強度及剪力波速仍然低於非擾動之 LS 試體，顯示員林砂具有高度的靈敏性 (sensitivity)。圖 5-4 顯示 LS 試體與使用 WS 以及 MT 方法製作重模試體之三軸等向壓密不排水壓縮試驗結果，LS 非擾動試體不論細料含量多寡，其最大軸差應力 (peak deviator stress) 明顯高於 WS 以及 MT 重模試體，而重模試體中又以 MT 試體之最大軸差應力最低。

圖 5-4 也顯示所有員林砂試體都具有壓縮性 (contraction) 之行為，在受剪過程中產生正向之超額孔隙水壓。一般石英砂在 100kPa 如此低有效圍壓，除非在極低之相對密度下，很少有產生壓縮現象 (Lee and Seed, 1967)，然而試驗結果卻顯示所有員林砂試體卻有正向超額孔隙水壓之產生，可以得知員林砂具備明顯的壓縮性。

圖 5-5 展示員林砂三軸壓縮試驗有效應力路徑，由圖中所有 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 $M_s = 1.28$ ，而 $M_s (= 6\sin\phi'_s/(3-\sin\phi'_s))$ 所對應之砂土顆粒間摩擦角(ϕ'_s) 為 32° 。此 ϕ'_s 不因 FC 而有明顯改變之現象反應，員林砂無論粗或細粒料，其顆粒間之摩擦角 (intergranular friction angle) 應是類似的。

在相同的試體製作方法條件下，細料含量較少之試體其強度高於細料含量較高者，也就是細料含量愈少，其剪力強度愈大。因為員林砂不論細料含量多寡，其粗顆粒砂土礦物主要為石英、白雲母、綠泥石、長石等，其中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。詳細礦物成分含量百分比如表 3-3。若以 $FC=18\%$ 試體而言，其礦物含量分別為：

$$Qz = 82\% \times 74.68 + 18\% \times 34.32 = 67.42\% \quad (5-2a)$$

$$Mt = 82\% \times 6.12 + 18\% \times 30.86 = 10.57\% \quad (5-2b)$$

$$Cl = 82\% \times 15.67 + 18\% \times 29.67 = 18.19\% \quad (5-2c)$$

$$Fs = 82\% \times 3.53 + 18\% \times 5.15 = 3.82\% \quad (5-2d)$$

同理可得 $FC=43\%$

$$Qz = 57\% \times 73.39 + 43\% \times 30.24 = 54.84\% \quad (5-3a)$$

$$Mt = 57\% \times 13.34 + 43\% \times 45.41 = 27.13\% \quad (5-3b)$$

$$Cl=57\% \times 7.04 + 43\% \times 14.78 = 10.37\% \quad (5-3c)$$

$$Fs=57\% \times 6.24 + 43\% \times 9.57 = 7.67\% \quad (5-3d)$$

同理也可得 $FC=89\%$

$$Qz=11\% \times 81.44 + 89\% \times 35.77 = 40.79\% \quad (5-4a)$$

$$Mt=11\% \times 6.84 + 89\% \times 40.05 = 36.40\% \quad (5-4b)$$

$$Cl=11\% \times 6.22 + 89\% \times 17.07 = 15.88\% \quad (5-4c)$$

$$Fs=11\% \times 5.49 + 89\% \times 7.12 = 6.94\% \quad (5-4d)$$

圖 5-6 顯示 $FC=18\%$ 試體其石英含量佔試體總重量 67.42%，超過一半以上，而白雲母含量卻只有 10.57%； $FC=43\%$ 試體其石英含量雖佔試體總重量 54.84%，也超過一半以上，但白雲母含量卻佔有 27.13%； $FC=89\%$ 試體之石英含量降至試體總重量 40.79%，而白雲母含量卻增加至 36.40%，超過試體總重的三分之一。所以員林砂土試體中石英含量隨著細料含量增加而減少；反觀白雲母含量卻隨著細料含量的增加而增加。細料含量較少的 $FC=18\%$ 試體，石英礦物成分所佔比例較高，且由於其強度遠高於其他礦物，所以剪力強度高於其他細料含量的試體；而隨著細料含量的增加，石英礦物成分比例減少，試體中白雲母含量相對的隨著增加，所以砂土的剪力強度隨著細料含量的增加而減少。

表 5-1 員林砂試體之特性

Depth, m	Borehole	FC, %	PL, %	LL, %	C_u	C_c	w , %	Sample	e_{min}	e_{max}	e_c	D_r , %	V_s , m/s
3.32-3.80	LS-1-1	43	14	21	5.51	2.24	33.47	LS	0.858	1.269	0.940	80.05	154.9
								WS	0.858	1.269	0.845	103.16	142.1
								MT	0.858	1.269	0.860	99.51	128.9
5.90-6.41	LS-3-2	89	19	31	11.56	1.98	31.48	LS	1.012	1.692	0.965	106.91	141.5
								WS	1.012	1.692	0.775	134.85	138.1
								MT	1.012	1.692	0.805	130.44	133.1
10.98-11.40	LS-3-3	18	14	25	13.46	2.47	29.11* 34.14**	LS	0.853	1.285	0.925	83.33	160.7
								WS	0.853	1.285	0.905	87.96	158.9
								MT	0.853	1.285	0.925	83.33	158.1

*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

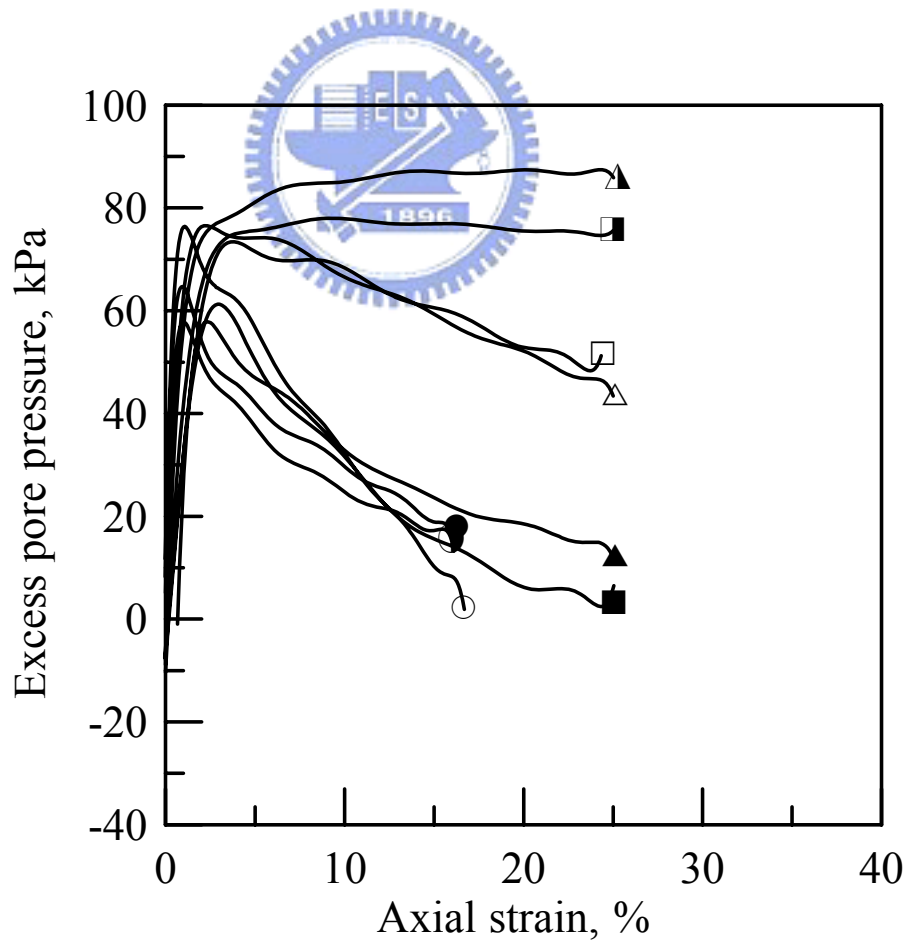
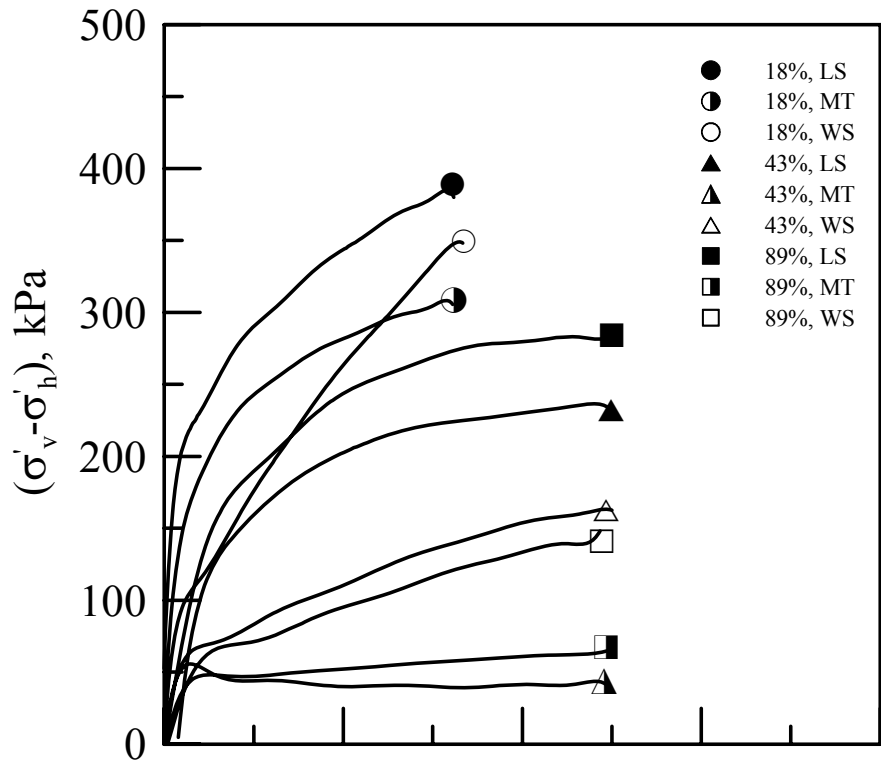


圖 5-4 員林砂三軸壓縮試驗結果

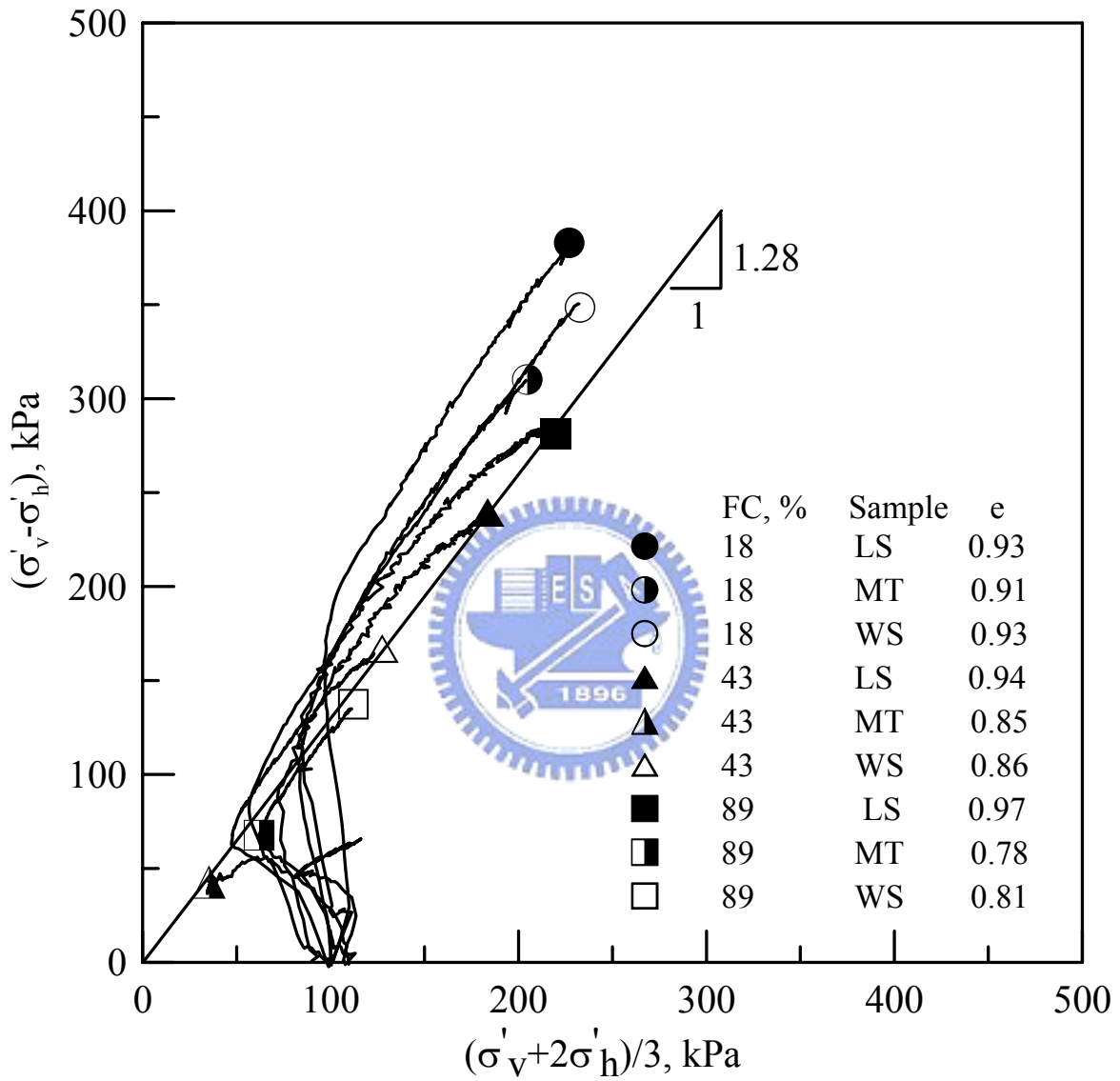


圖 5-5 員林砂三軸試驗有效應力路徑

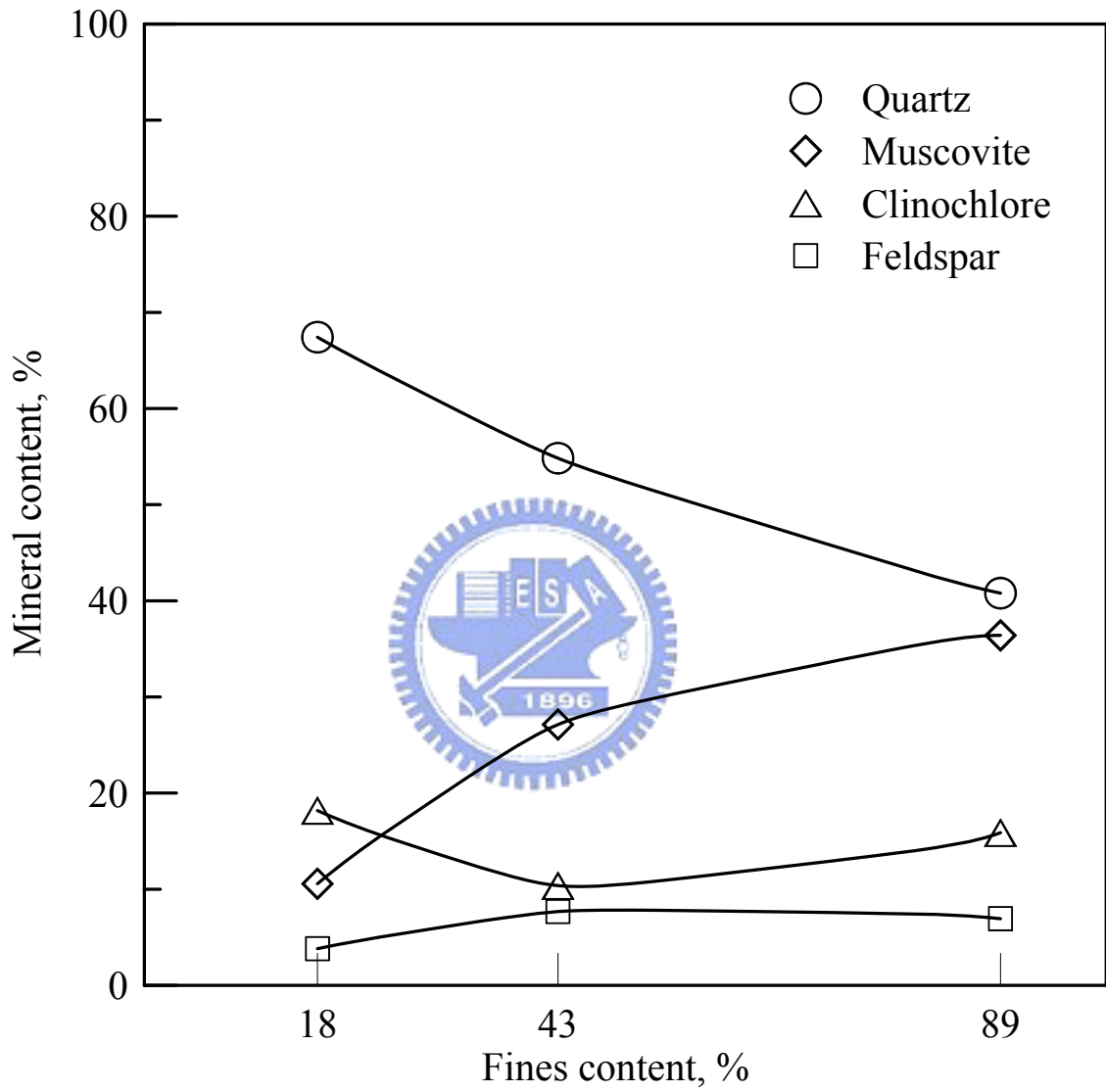


圖 5-6 員林砂不同細料含量試體之礦物成分百分比

5.2.2 員林砂之抗液化強度

三軸反覆荷重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 1 為指標。本研究之三軸反覆荷重試驗，施加應力之頻率為 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 $\frac{\sigma_d}{2\sigma_c}$ 。

為研究試體製作方法、細料含量以及有效圍壓 (K_σ) 對砂土抗液化強度的影響，本研究於實驗室進行一系列的動態三軸試驗與剪力波速量測 (共計 48 組試體)，試驗規劃與試驗結果如表 5-2 所列，動態三軸試驗與剪力波速量測成果圖整理如附錄 B (附於論文光碟內)。為達上述研究目的，試體製作方法除使用現地取回之非擾動 LS 試體進行試驗外，並在 LS 試體三軸試驗完成後將試體打散對照使用 MT 與 WS 方法製作重模試體；各種製作方式之試體都使用 $FC=18、43$ 及 89% 等三種不同細料含量；另外細料含量 $FC=18\%$ ，以 MT 方法製作之重模試體分別施加 100、120、150 與 200kPa 之有效圍壓，其他試體則都施加 100kPa 之有效圍壓。

1. 試體製作方法對砂土抗液化強度的影響

由圖 5-7 得知非擾動 LS 試體之動態強度明顯高於重模試體，即使在許多情況下重模試體之 e 值低於非擾動 LS 試體。以 MT 方法製作之重模

試體在低細料含量 $FC=18\%$ 時其動態強度高於 WS 試體，而且兩者間的差值相當大，但此一趨勢在高細料含量 $FC=43$ 與 89% 則相反，然而高細料含量 WS 以及 MT 方法的動態強度相當接近。MT 重模試體低細料含量 $FC=18\%$ 時其動態強度高於 WS 試體，這些現象與前述之圖 1-19 (郭毓真, 2004) 麥寮砂動態試驗結果 ($FC \leq 30\%$) 類似，同時也與 Ishihara (1993); Høeg et al. (2000); Vaid et al. (1999) 等人認為 MT 試體強度最低之結論相異。

2. 細料含量對砂土抗液化強度的影響

圖 5-8 展示一系列 LS 與使用 WS 法製作之重模員林砂試體，在三種細料含量下其動態試驗紀錄。當 LS 試體 $FC = 18\%$ (圖 5-8a) 時其動態受載行為類似砂土之液化，其應變增大比較集中在最後幾個受載週期，應變增加至正負極端軸向應變 5% 時其超額孔隙水壓 (Δu) 也約略同時到達 $\sigma'_c (=100\text{kPa})$ 。但是當 $FC=89\%$ (圖 5-8c) 時其動態行為已是類似黏土之動態軟化，軸向應變之增加是漸進式，當正負極端軸向應變達到 5% 時其 Δu 仍然低於 σ'_c 。 $FC=43\%$ (圖 5-8b) 試體之行為則介於以上兩者之間。全部員林砂動態試驗結果 CRR 與反覆荷重次數 (number of cycles, N_c) 如圖 5-7 所示，其中包括非擾動 LS 試體以及使用 MT 與 WS 方法所製作之重模試體。結果顯示員林砂動態強度隨細料含量之增加而降低，與單向壓縮試驗類似。此現象也吻合員林砂礦物的組成成分結果，員林砂低細

料含量 ($FC=18\%$) 試體主要成分為堅硬的石英，而高細料含量 ($FC=43$ 、 89%) 試體主要成分為軟弱的白雲母。就砂土的動態性質而言，Ishihara (1993) 認為塑性指數 PI 值低於 10 時，不會影響砂土的 CRR ，而員林砂 $FC=18$ 、 43 、 89% 之 PI 值分別為 11、7 及 12，所以塑性指數 PI 值對員林砂的動態強度影響是非常微小的。所以員林砂的動態強度受細料含量的影響是非常明顯的。



表 5-2 動態三軸試驗規劃與試驗結果

Specimen No.	N_L	CSR_{tx}	$N_{eq}=20, CRR_{M7.5}$	V_s (m/s)	V_{s1}	Wsqueeze(C.C.)	e_c	water content, %	$W_{n,ave}$	absorption, c.c.	B-check
Laval Frozen, FC=18%											
LS03-FR-60	12	0.300	0.286	159.27	160.66	23.35	0.934	34.45	34.14	18.30	0.99
LS03-FR-50	59	0.250		161.85		23.35	0.925	34.14		20.70	1.00
LS03-FR-40	227	0.200		159.27		N.A.	N.A.	N.A.		15.50	0.95
LS03-FR-30	945	0.150		162.24		20.80	0.917	33.84		22.80	0.95
Water-Sdimentation, FC=18%											
LS03-WS-50	7	0.225	0.195	157.11	158.92	15.00	0.900	33.09	33.24		0.99
LS03-WS-45	19	0.200		159.09		17.40	0.902	33.30			0.98
LS03-WS-40	48	0.175		158.73		15.30	0.895	33.04			0.98
LS03-WS-35	82	0.150		160.74		19.90	0.909	33.53			0.99
Moist-Tamping, FC=18%, effective stress=100kpa											
LS03-MT ₁₀₀ -55	14	0.275	0.259	154.36	158.14	19.60	0.927	34.19	34.11		1.00
LS03-MT ₁₀₀ -50	26	0.250		159.09		13.00	0.919	33.90			0.98
LS03-MT ₁₀₀ -45	52	0.225		159.27		19.80	0.924	34.09			0.99
LS03-MT ₁₀₀ -40	152	0.200		159.82		17.65	0.928	34.24			0.99
Moist-Tamping, FC=18%, effective stress=120kpa											
LS03-MT ₁₂₀ -60	12	0.250	0.237	167.46	162.29	26.00	0.926	34.18	33.98		0.99
LS03-MT ₁₂₀ -55	30	0.229		170.73		23.50	0.922	34.03			0.98
LS03-MT ₁₂₀ -50	58	0.208		170.52		19.10	0.920	33.96			0.98
LS03-MT ₁₂₀ -45	172	0.188		170.73		23.30	0.914	33.74			0.98
Moist-Tamping, FC=18%, effective stress=150kpa											
LS03-MT ₁₅₀ -70	13	0.233	0.223	177.66	163.17	22.05	0.930	34.30	33.83		0.97
LS03-MT ₁₅₀ -65	27	0.217		185.92		25.30	0.927	33.40			0.97
LS03-MT ₁₅₀ -60	47	0.200		180.41		18.75	0.915	33.75			0.98
LS03-MT ₁₅₀ -55	135	0.183		178.34		23.80	0.918	33.88			1.00
Moist-Tamping, FC=18%, effective stress=200kpa											
LS03-MT ₂₀₀ -85	12	0.213	0.201	192.84	161.57	23.70	0.915	33.70	33.84		0.98
LS03-MT ₂₀₀ -80	20	0.200		194.90		24.80	0.912	33.60			0.95
LS03-MT ₂₀₀ -70	62	0.175		188.68		25.00	0.919	33.90			1.00
LS03-MT ₂₀₀ -65	130	0.163		N.A.		23.70	0.926	34.16			0.99

表5-2 動態三軸試驗規劃與試驗結果 (續)

Specimen No.	N _L	CSR _x	N _{eq} =20,CRR _{M7.5}	V _s (m/s)	V _{s1}	Wsqueeze(C.C.)	e _c	water content, %	w _{n,ave}	absorption, c.c.	B-check
Laval Non-Frozen, FC=43%											
LS01-NF-58	9	0.290	0.256	153.68	154.88	20.00	0.922	33.76	34.29		0.98
LS01-NF-54	13	0.270		154.18		17.45	0.962	35.23		0.98	
LS01-NF-50	25	0.250		155.65		20.20	0.934	34.22		0.99	
LS01-NF-40	111	0.200		156.00		19.00	0.927	33.94		0.99	
Water Sedimentation, FC=43%											
LS01-WS-40	3	0.200	0.150	140.99	142.09	27.00	0.864	31.60	30.57		1.00
LS01-WS-34	7	0.170		143.15		23.50	0.815	29.80		0.98	
LS01-WS-30	32	0.150		143.15		18.90	0.795	29.12		1.00	
LS01-WS-25	44	0.125		141.06		28.60	0.867	31.76		1.00	
Moist-Tamping, FC=43%											
LS01-MT-35	3	0.175	0.120	135.00	134.36	30.50	0.846	30.99	31.40		0.99
LS01-MT-30	7	0.150		N.A.		30.00	0.880	32.24		0.99	
LS01-MT-25	22	0.125		N.A.		39.00	0.859	31.45		0.98	
LS01-MT-20	43	0.100		133.71		37.70	0.844	30.90		1.00	
Laval Non-Frozen, FC=89%											
LS03-NF-48	25	0.240	0.248	141.05	141.47	N.A.	N.A.	N.A.	34.73		0.98
LS03-NF-45	41	0.225		N.A.		17.40	0.937	34.08		0.99	
LS03-NF-40	83	0.200		144.20		19.80	0.989	35.95		0.95	
LS03-NF-35	222	0.175		139.17		22.60	0.940	34.17		0.99	
Water Sedimentation, FC=89%											
LS03-WS-35	6	0.175	0.139	140.99	138.10	26.70	0.769	28.00	28.18		1.00
LS03-WS-30	13	0.150		137.12		28.00	0.777	28.24		1.00	
LS03-WS-25	32	0.125		135.27		31.30	0.782	28.42		1.00	
LS03-WS-20	135	0.100		139.03		29.20	0.771	28.05		1.00	
Moist-Tamping, FC=89%											
LS03-MT-30	6	0.150	0.116	131.70	133.05	31.50	0.818	29.75	29.09		0.98
LS03-MT-25	15	0.125		137.12		33.40	0.797	28.99		0.98	
LS03-MT-20	36	0.100		129.93		33.40	0.795	28.92		0.97	
LS03-MT-16	145	0.080		133.46		28.70	0.789	28.70		1.00	

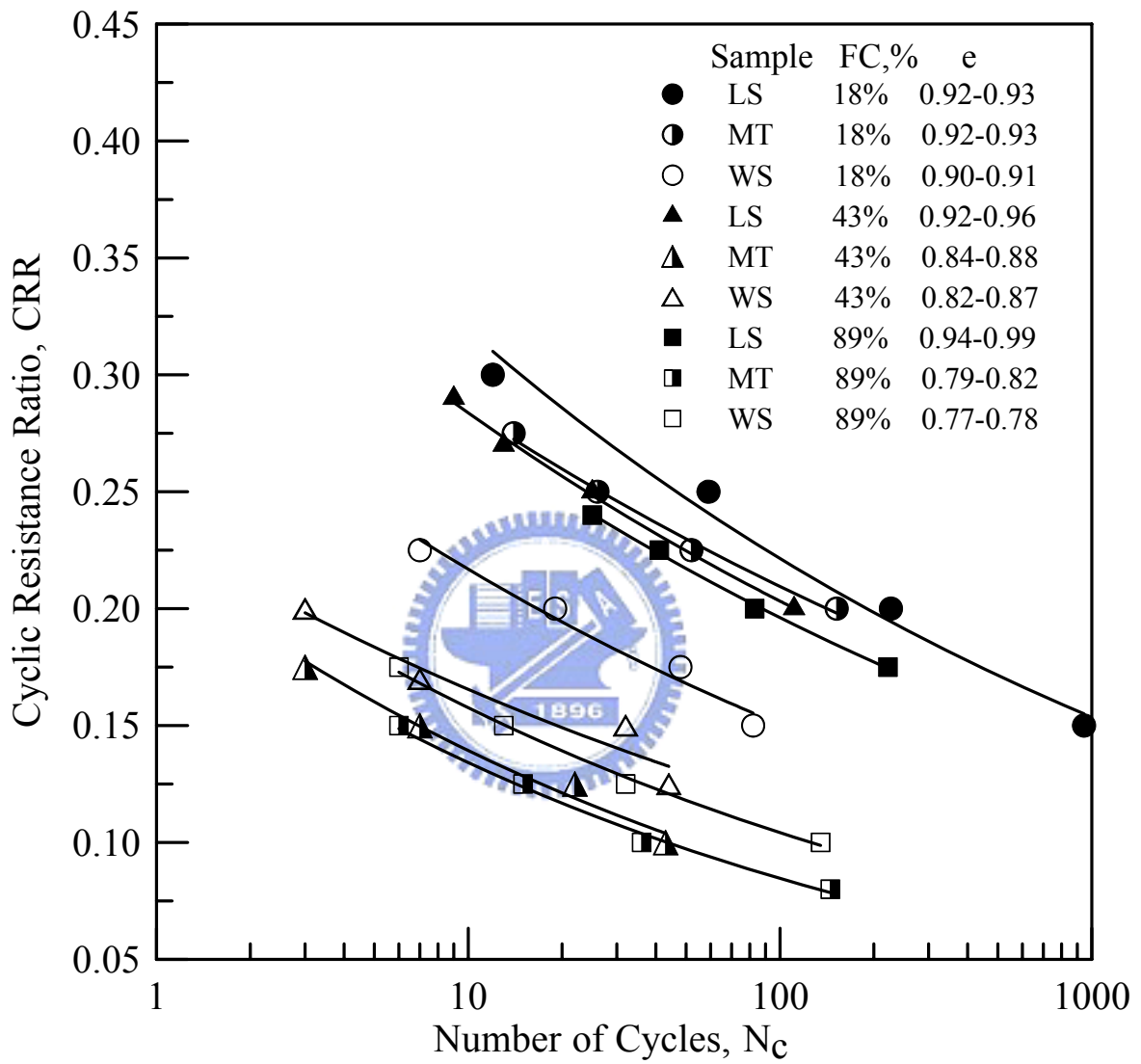


圖 5-7 員林砂三軸動態試驗結果

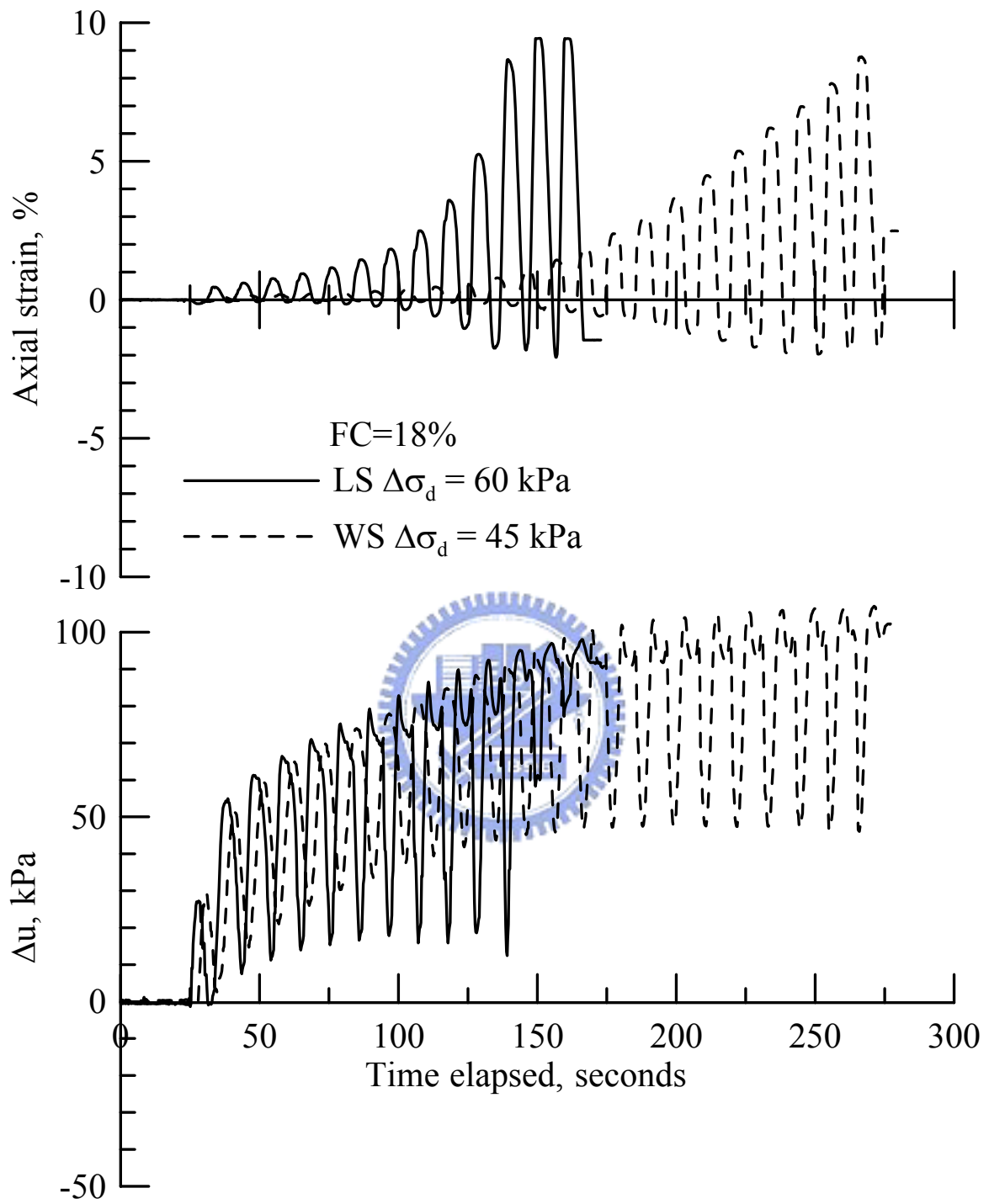


圖 5-8(a) $FC=18\%$ 員林砂動態試驗結果之比較

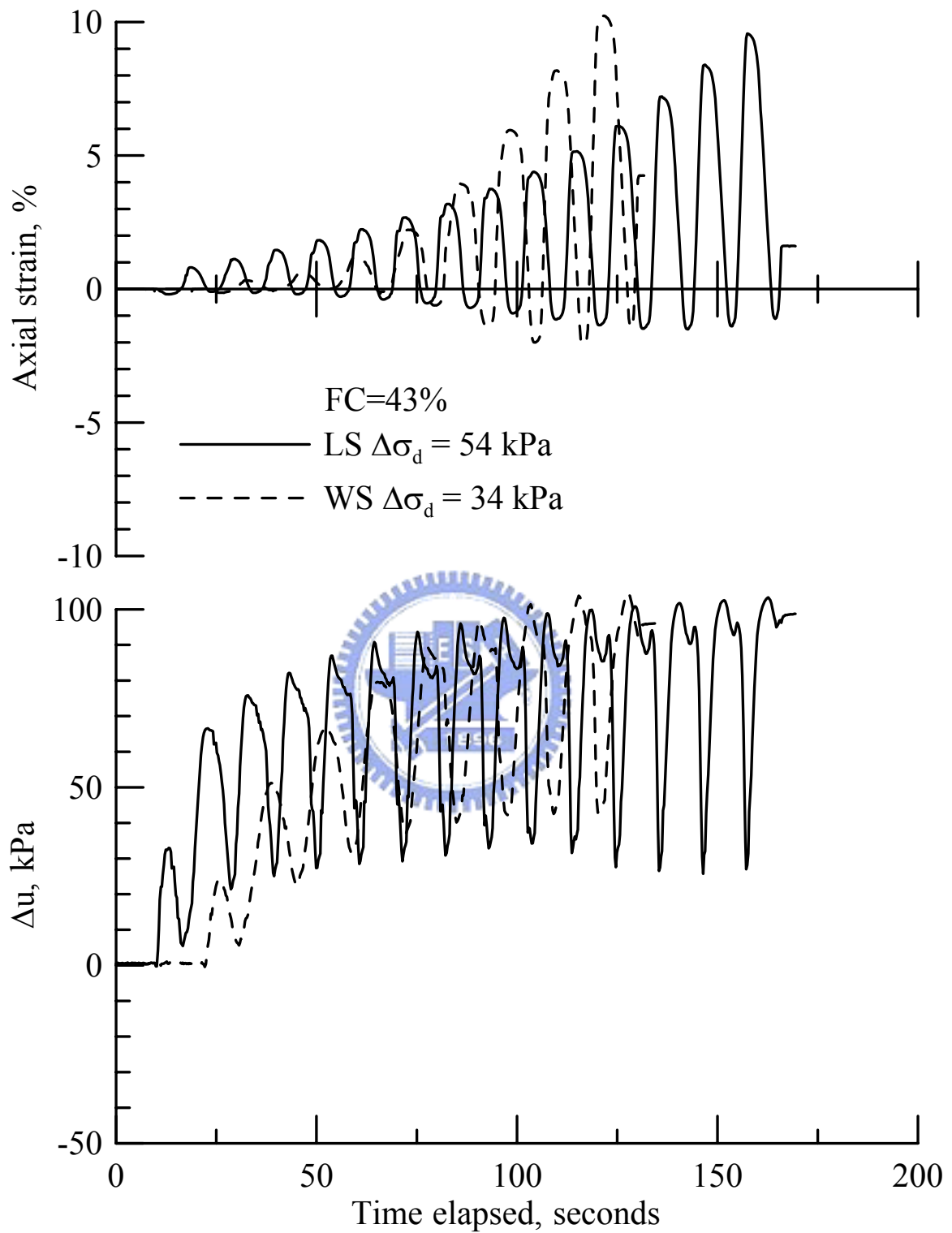


圖 5-8(b) $FC=43\%$ 員林砂動態試驗結果之比較

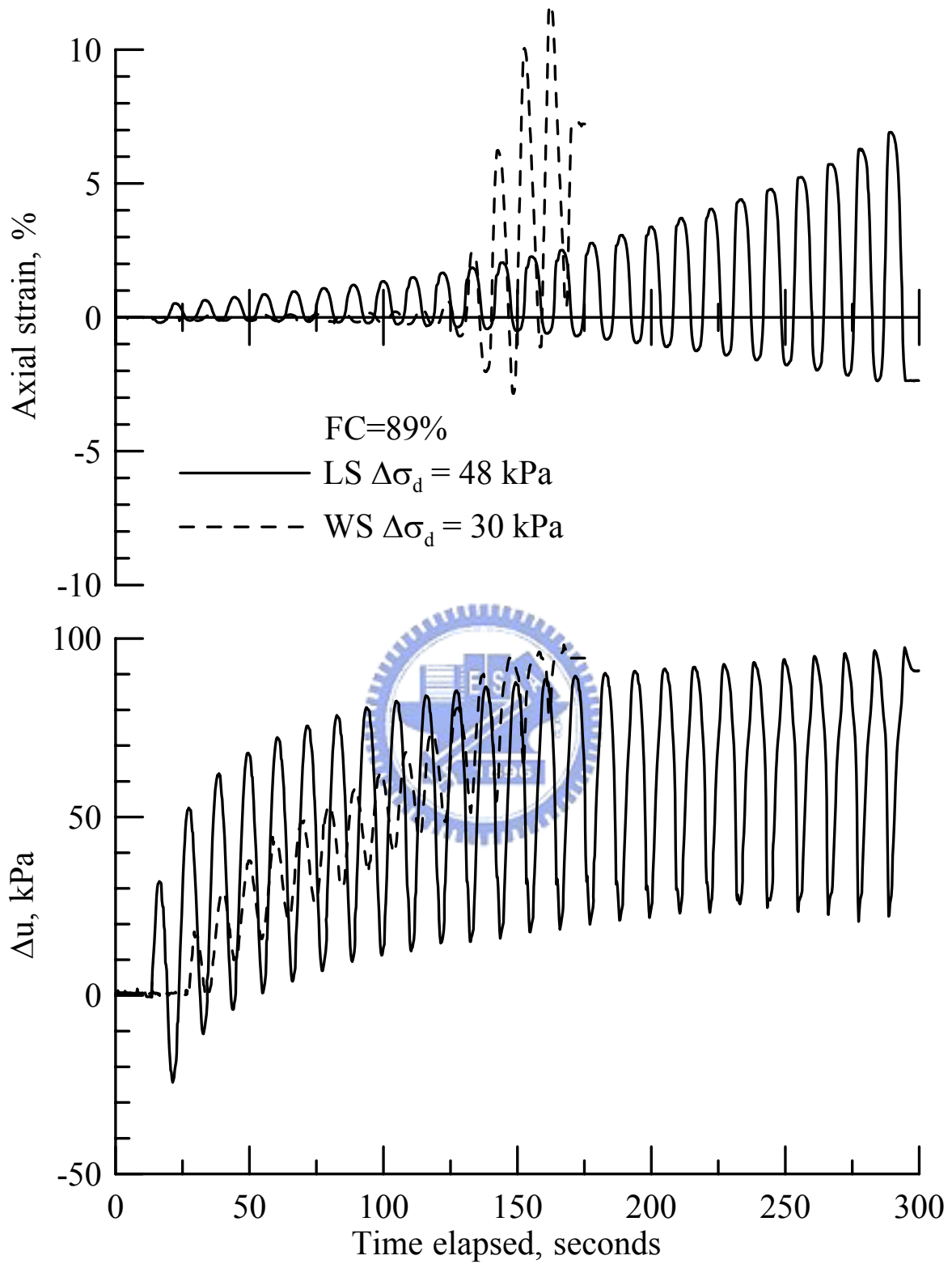


圖 5-8(c) $FC=89\%$ 員林砂動態試驗結果之比較

3.有效圍壓對砂土抗液化強度的影響

實驗室動態三軸試驗結果指出當圍壓增加時，則試體的抗液化強度也會隨著增加（但 CRR 則會相對減少），然而圍壓與抗液化強度的增加趨勢為非線性之關係。Seed (1983) 曾以修正係數 K_σ 說明 CRR 與有效圍壓之間的非線性關係，Seed (1983) 所發展的原始 K_σ 修正曲線是以砂土在高圍壓（大於 100kPa）狀況下之反覆荷重三軸試驗的 CRR 與相同條件下而圍壓為 100kPa 之 CRR 的比值。其他研究調查者也在修正曲線上增加一些數據點並提出修訂 K_σ 的建議，使 K_σ 修正係數能夠在工程上發揮實用性，例如 Seed and Harder (1990) 增加乾淨砂的試驗結果繪製 K_σ 曲線。Hynes and Olsen (1999) 擴大整理和分析相關的數據點，推導出 K_σ 的計算公式（如式 5-5）

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right)^{(f-1)} \quad (5-5)$$

上式中之 σ'_v ：有效覆土壓力， P_a ：一大氣壓（98kPa）， f 指數為土層條件的函數，視土層相對密度、應力歷史、沉積時間以及過壓密比等狀況而定。NCEER (1997) 與會學者建議 f 的大小值如圖 5-9 所示，當相對密度介於 40%-60% 時， $f=0.7-0.8$ ；當相對密度介於 60%-80% 時， $f=0.6-0.7$ 。

實驗室重模試體的製作方法中，以 MT 方法最具有方便性與快速性，為研究有效圍壓對砂土動態強度的影響，本研究以 $FC=18\%$ 之 LS 砂土並

採用 MT 方法製作所需之重模試體，試體的孔隙比控制與 LS 試體相同為 0.92 (相對密度 $D_r=83\%$)，試體飽和後分別施加 100、120、150 與 200kPa 之有效圍壓進行壓密，三軸反覆荷重施加應力之頻率亦為 0.1Hz，試驗結果如圖 5-9。圖中顯示員林砂相對密度 $D_r=83\%$ ($e=0.92$) 之 K_σ 與 Hynes and Olsen (1999) 所建議相對密度 $D_r \geq 80\%$ ($f=0.6$) 的 K_σ 曲線非常接近，但麥寮砂無論緊密砂土 ($D_r=73\%$) 或中等緊密砂土 ($D_r=51\%$ 或 54%) 其 K_σ 值較偏離 Hynes and Olsen (1999) 所建議之曲線。

砂土動態強度修正係數 K_σ 定義為有效圍壓之 CRR 與 100kPa 有效圍壓之 CRR 的比值，如式 (5-6) 所示，即

$$K_\sigma = \frac{CRR_{\sigma'_c}}{CRR_{\sigma'_c=100}} \quad (5-6)$$

以 MT 方法製作之重模試體之 K_σ 隨有效圍壓的增加而遞減，當有效圍壓由 100kPa 增加至 200kPa 時， K_σ 也由 1 降至 0.776，MT 重模試體所得之 K_σ 遞減曲線方程式為式(5-7)

$$K_\sigma = 1.3353 \times 10^{-5} \sigma'_c{}^2 - 0.0062 \sigma'_c + 1.4761 \quad (5-7)$$

4. 試體液化後之壓密行為

LS 試體與 MT 以及 WS 重模試體受反覆荷重作用達到液化後，量測其壓密排水體積。Rowe (1959) 認為單向度壓密其有效圍壓較三軸壓密小，導致孔隙水壓較易消散，所以其壓密係數大於三軸壓密試驗所得之壓密係數，兩者間之關係如式(5-8) 所示。

$$\frac{C_{v, oed}}{C_{v, tx}} = \frac{1}{1 - [B(1 - A)(1 - K)]} \quad (5-8)$$

其中 A, B 為 Skempton 孔隙水壓參數, $K = 1 - \sin \phi'$ (正常壓密砂土) 為靜止土壓力係數。員林砂靜態三軸試驗結果其 B 值為 0.95, 砂土有效內摩擦角 $\phi' = 32^\circ$, 依據圖 5-4 員林砂三軸壓縮試驗結果, 可計算出 $A = \frac{\Delta \mu}{\Delta \sigma}$, 其結果如表 5-3 所列, 不擾動 LS 試體不論細料含量多寡其壓密係數 $C_{v, oed}$ 均約為三軸壓密 $C_{v, tx}$ 的 2 倍。

試體液化後排水體積與根號時間關係如圖 5-10 所示。細料含量 $FC = 18\%$ 與 43% 試體之 t_{90} 相當接近而且都小於 30 秒, 排水速率相當快, 其壓密係數 C_v 介於 $1.65 \sim 6.90 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{sec}$ 。而高細料含量 $FC = 89\%$ 試體之 t_{90} 相對顯得較大, 其壓密係數為 $1.52 \sim 1.79 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{sec}$, 比 $FC = 18\%$ 或 43% 試體的壓密係數約低一階 (order), 所以試體的排水較為緩慢。壓密係數 C_v 與滲透係數 k 成正比關係, 所以高細料含量試體之滲透性小於低細料含量試體。

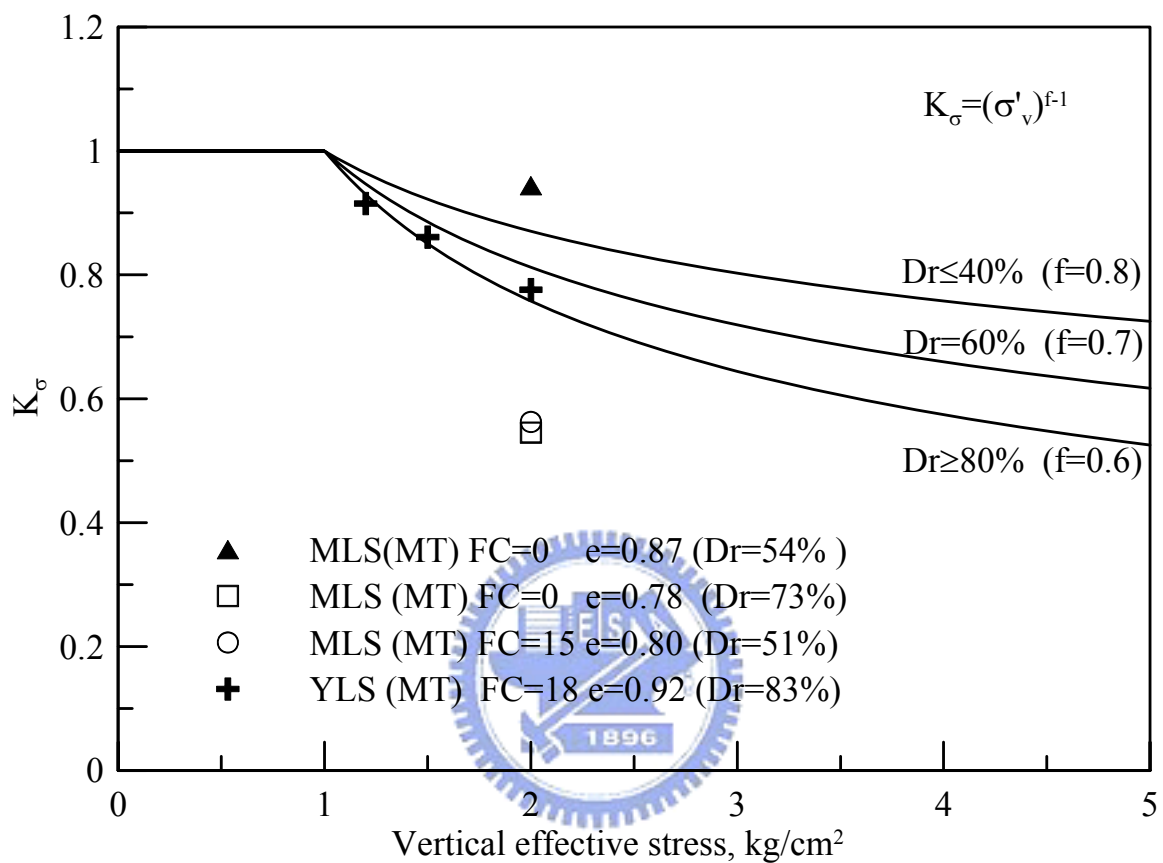


圖 5-9 動態強度修正係數 K_σ 與有效圍壓關係圖

表 5-3 員林砂孔隙水壓參數與壓密係數

Sample	FC,%	t_{90} ,sec	e_c	σ_d ,kPa	$\Delta \mu$,kPa	B	A	K	$C_{v,oad}/C_{v,tx}$	$C_{v,tx}$ (m ² /sec)	$C_{v,oad}$ (m ² /sec)
LS	18	20	0.925	389	18.3	0.95	0.050	0.449	1.990	2.08E-04	4.13E-04
WS	18	16	0.909	348	2.6	0.95	0.008	0.449	2.080	2.60E-04	5.40E-04
MT	18	12	0.928	306	14	0.95	0.048	0.449	1.993	3.46E-04	6.90E-04
LS	43	29	0.922	235	12	0.95	0.054	0.449	1.981	1.43E-04	2.84E-04
WS	43	16	0.815	162	43	0.95	0.279	0.449	1.606	2.60E-04	4.17E-04
MT	43	16	0.846	43	86	0.95	2.105	0.449	0.633	2.60E-04	1.65E-04
LS	89	480	0.937	282	3.4	0.95	0.013	0.449	2.07	8.66E-06	1.79E-05
WS	89	406	0.771	143	51	0.95	0.375	0.449	1.486	1.02E-05	1.52E-05
MT	89	240	0.789	65	76	0.95	1.231	0.449	0.892	1.73E-05	1.54E-05

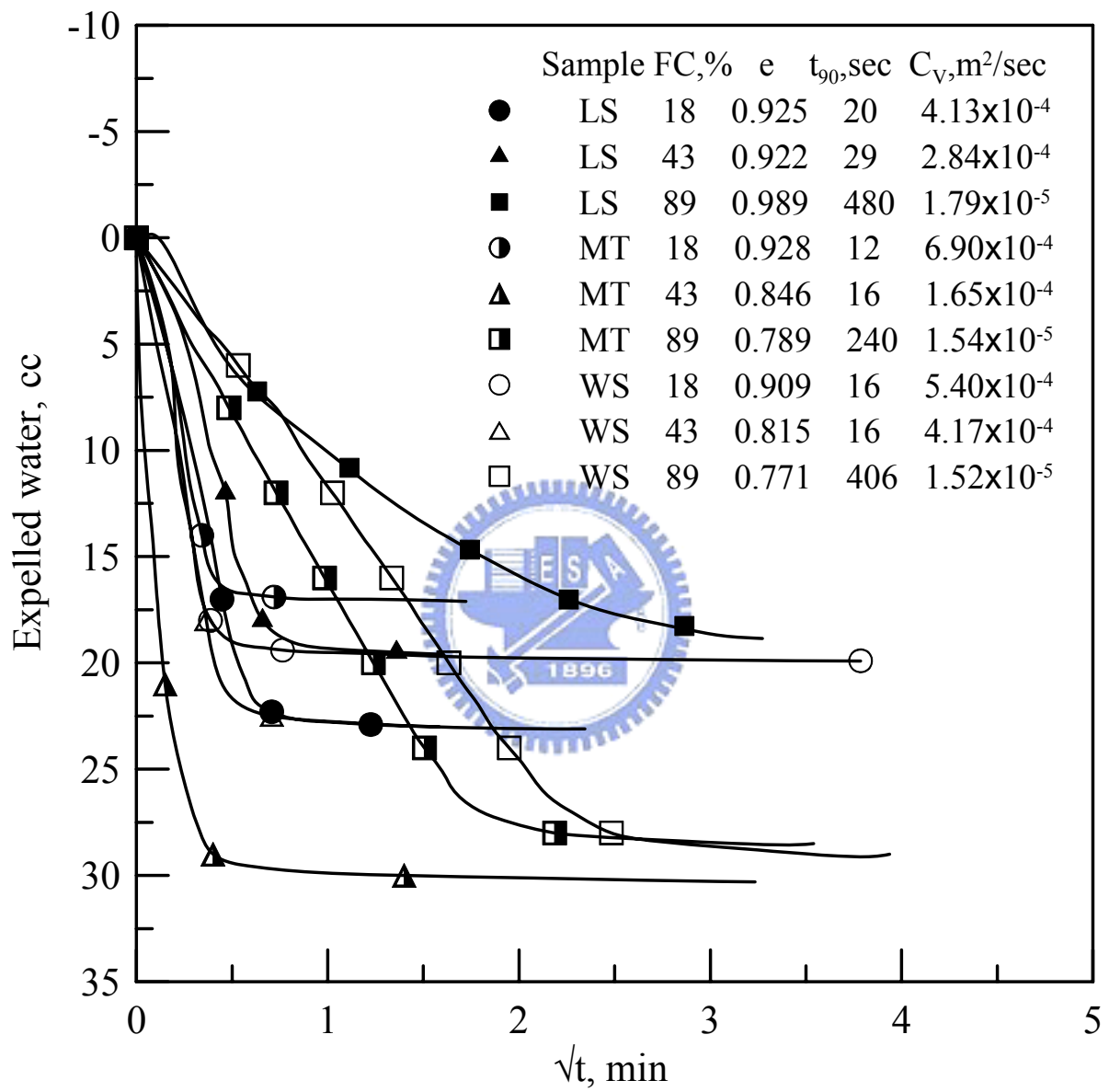


圖 5-10 液化後排水量與根號時間關係圖

5.2.3 員林砂之剪力波速

剪力波元件試驗 (bender element test) 如 4.5 節所述，其用途為量測土壤剪力波速以進行土壤抗液化強度評估。本研究所使用之設備為自行組裝之 bender element 剪力波速量測系統，可量測之試體高度 140mm、直徑 70mm 對乾砂或飽和砂土均可進行剪力波速量測。本試驗使用之激發電壓為 10 伏特，可使用由 1 至 10 kHz 之正弦波，對員林砂進行剪力波測試，其最大振幅發生於 6kHz。

本研究各種試體剪力波速 V_s 量測結果顯示如圖 5-11，低細料含量試體之剪力波速大於高細料含量試體，其趨勢與砂土反覆阻抗比的結果相同。在相同的細料含量 $FC=18\%$ 時，不論 LS 試體、MT 或 WS 重模試體，其剪力波速都相當接近；而細料含量 $FC=43\%$ 或 $FC=89\%$ 時，LS 試體之剪力波速大於 MT 或 WS 重模試體，其中又以 MT 試體之剪力波速最小，此一趨勢也與砂土反覆阻抗比的結果相同。所以低細料含量員林砂的剪力波速愈大，其反覆阻抗比也愈高。

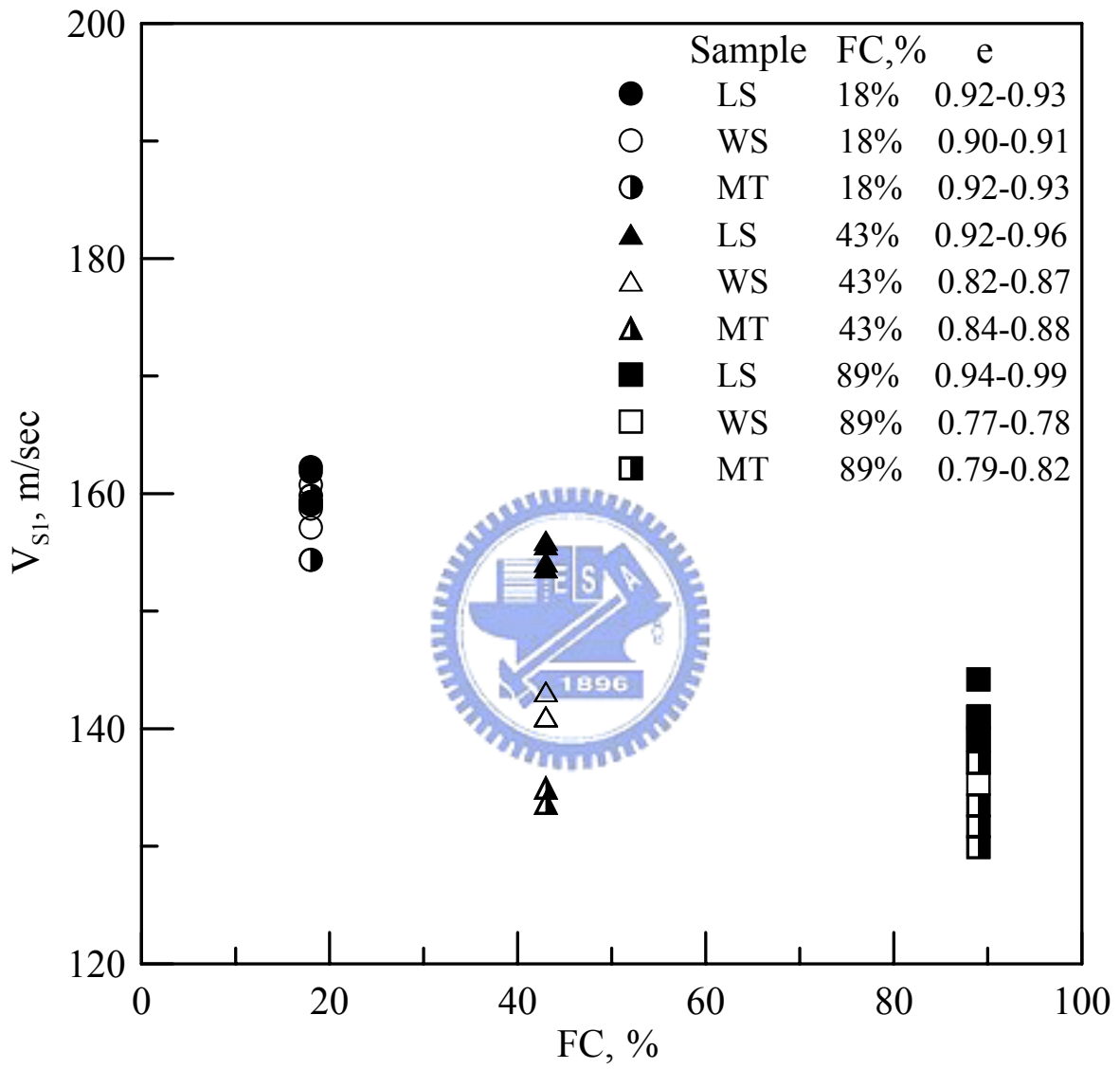


圖 5-11 各種細料含量試體之剪力波速量測值

5.2.4 員林砂細料含量對現地試驗砂土強度之影響

細料含量究竟對砂土強度的影響為何？過去雖經許多學者的研究，然而都因試驗方法的不同或因試體取得的差異，截至目前為止，尚無一明確的定論。在員林試驗站所得三組細料含量 ($FC = 18, 43$ 與 89%) 之 Laval 試體其孔隙比都非常接近 (e 在 0.92 至 0.99 之間)。因此，若將與此三組 Laval sample 所對應深度之現地試驗結果，經過有效覆土壓力之修正後加以比較，當反應類似緊密度下此三種細料含量對這些現地試驗結果之影響。此一分析結果如下：

1. SPT - $(N_1)_{60}$

員林現地試驗站三孔標準貫入試驗 SPT1、SPT2 與 SPT3 之 $(N_1)_{60}$ 都是以各孔位細料含量 18% (深度 10.5m) 為基底，分別得出不同深度 (3.5 及 6.0m) 之 43% 及 89% 土層的 $(N_1)_{60}$ 比值。圖 5-12 顯示三個 SPT 孔位不同細料含量對 $FC=18\%$ 之 $(N_1)_{60}$ 所對應之比值，圖中細料含量 18% 至 43% 之 $(N_1)_{60}$ 比值明顯地隨細料含量增加而減少，其遞減斜率概為 2.64 ；而 43% 至 89% 之比值除 SPT1，其他兩孔卻都隨著細料含量的增加而增加。

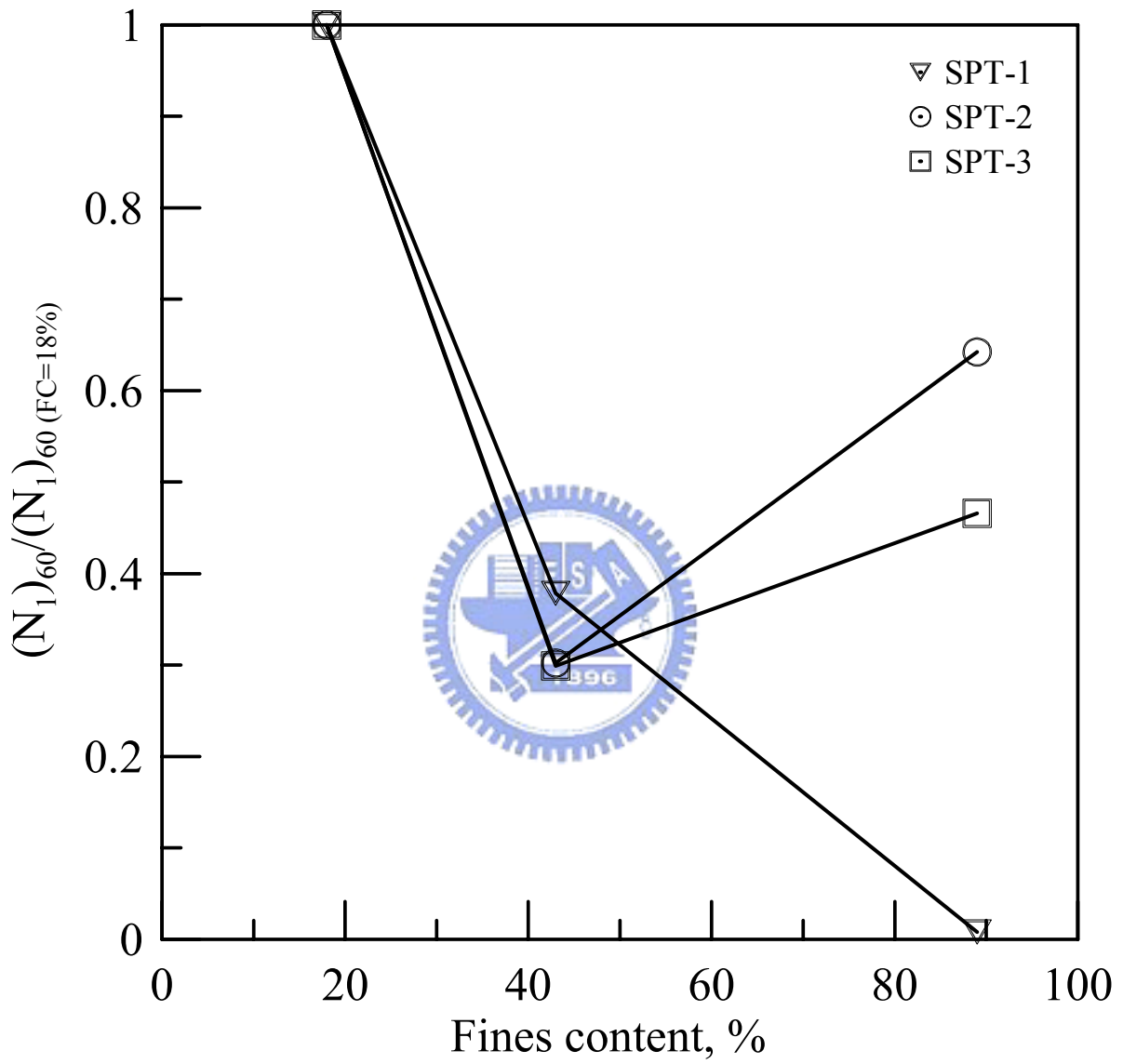


圖 5-12 細料含量與 SPT 試驗之 $(N_1)_{60}$ 比值關係圖

2.CPT – q_{c1N}

由於 CPT 試驗方法並無法像 SPT 試驗可取得現地土層不同深度的試體進行細料含量的試驗，所以其細料含量是以試驗站不同深度所取得 LS 試體之細料含量為準，LS 試體分別取自地表下 3.5、6.0 及 11.3 公尺處，其細料含量分別為 43%、89%與 18%。比較各試驗孔所得的 q_{c1N} 與細料含量關係，其中 q_{c1N} 比值是以各孔土層中細料含量 18%(深度 11.3m)之 q_{c1N} 為基底，分別得出土層不同細料含量(深度)的 q_{c1N} 比值。圖 5-13 顯示三個 CPT 孔位不同細料含量所對應之 q_{c1N} 比值，圖中三個試驗孔之 q_{c1N} 比值均明顯地隨細料含量增加而減少其強度。三孔 SCPTU 之細料含量 $FC=18\%$ 至 43% 之間的 q_{c1N} 比值遞減斜率分別為 1.26、1.47 與 1.12；至於 $FC=43\%$ 至 89% 之間的 q_{c1N} 比值遞減斜率則分別為 0.55、0.44 與 0.56。顯示員林砂在低細料含量時，其強度隨細料含量之增加而減少的效應會比高細料含量砂土明顯。

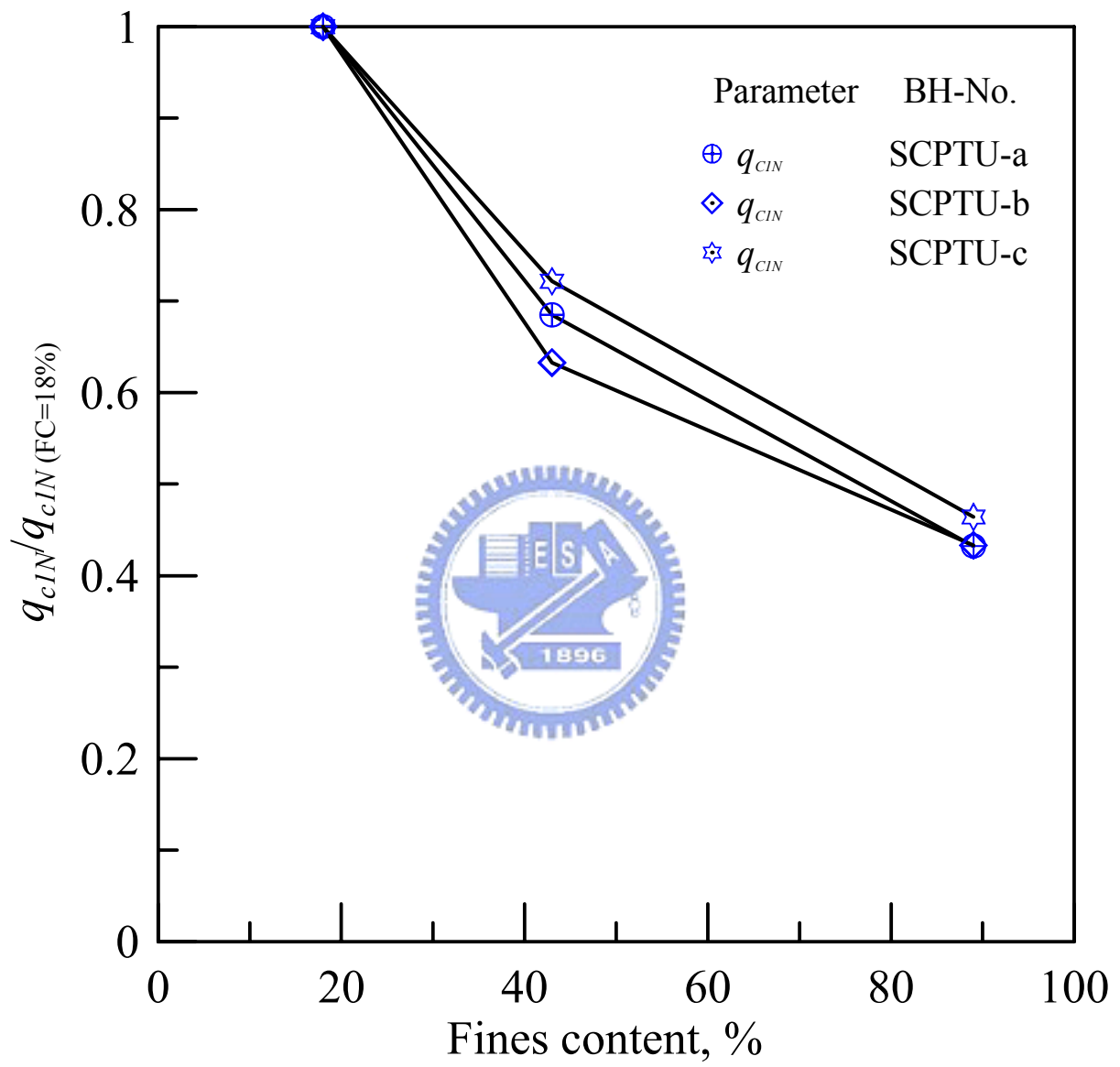


圖 5-13 細料含量與 CPT 試驗之 q_{cIN} 比值關係圖

3. 剪力波速— V_{sl}

員林試驗站除了於現地實施 SPT 及 SCPTU 試驗外，另外也進行了兩孔 PS Logging 試驗，此外也完成 MSASW 的現地試驗，上述這些試驗方法除 SPT 外，均可獲得現地各土層的剪力波速。然而由於各試驗方法並無法像 SPT 試驗可取得不同土層深度的細料含量，所以其細料含量同樣是以試驗站不同深度所取得 LS 試體之細料含量為準，於地表下 3.5、6.0 及 11.3 公尺處，其細料含量分別為 43%、89%與 18%。比較各試驗方法所得的 V_{sl} 與細料含量關係，其中 V_{sl} 比值是以各孔位中 $FC=18\%$ 之 V_{sl} 為基底，分別得出土層不同深度的 V_{sl} 比值。圖 5-14 顯示各種方法與不同細料含量(深度)所對應之 V_{sl} 比值。圖中顯示三個 SCPTU 試驗孔之 V_{sl} 比值均明顯地隨細料含量增加而減少其強度，惟 SCPTU-b 於高細料含量($FC=89\%$)時，其 V_{sl} 比值會隨細料含量之增加而稍微增加其強度；至於 PS Logging 試驗量測所得 V_{sl} 比值與細料含量關係並不如 SCPTU 試驗的一致性，PS Logging1 其趨勢類似 SCPTU-b 孔位， V_{sl} 比值隨細料含量增加而減少，但在高細料含量 ($FC=89\%$) 時，其 V_{sl} 比值會隨細料含量之增加而稍微增加其強度；圖 5-14 中也顯示 MSASW 法與 PS Logging2 所得的 V_{sl} 比值在 $FC<43\%$ 時，會隨細料含量增加而增加，但在 $FC>43\%$ 時，其 V_{sl} 比值卻會隨細料含量增加而減少，此趨勢完全不同於其他方法所得的結果。

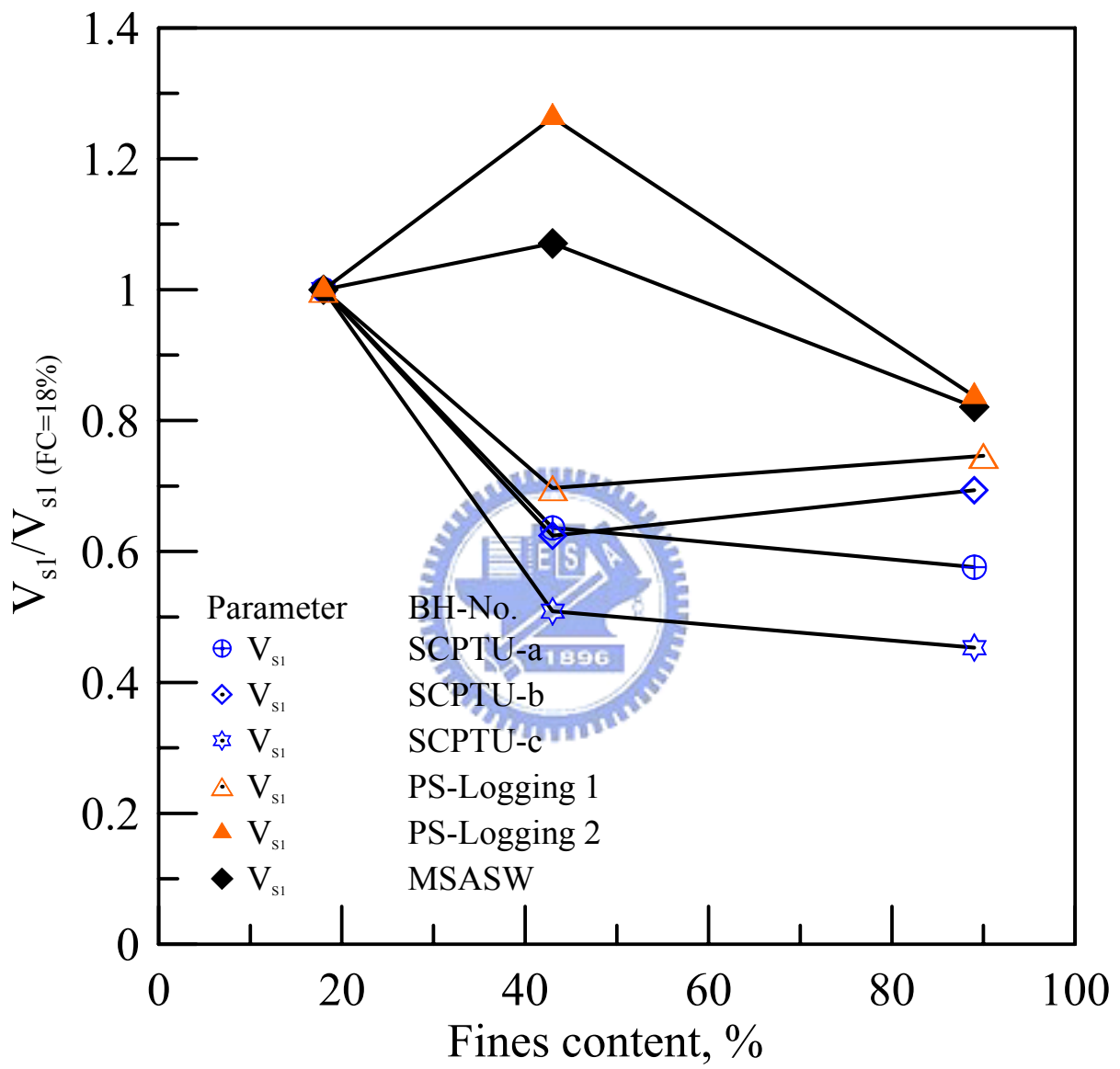


圖 5-14 細料含量與現地試驗 V_{s1} 比值關係圖

5.2.5 員林砂細料含量對實驗室試驗砂土強度之影響

取自員林試驗站地表下不同深度 3.5、6.0 及 11.3 公尺處之 LS 試體，其細料含量分別為 43%、89%與 18%，以現地所取得的不擾動 LS 試體及其重模試體進行實驗室動態三軸試驗及剪力波速量測。比較 LS 試體及其重模試體所得之反覆阻抗比(CRR)、剪力波速(V_{sl})以及尖峰軸差應力 $(\sigma_v-\sigma_h)_{peak}$ 對照細料含量關係，其中 CRR 、 V_{sl} 及 $(\sigma_v-\sigma_h)_{peak}$ 之比值是以各種不同試體準備方式所得之動態三軸試驗 CRR 、剪力波速 V_{sl} 及 $(\sigma_v-\sigma_h)_{peak}$ 最大值，亦即細料含量 $FC=18\%$ 之值為基底，分別得出不擾動 LS 試體與重模試體之比值。圖 5-15 顯示不同細料含量所對應之 CRR 、 V_{sl} 及 $(\sigma_v-\sigma_h)_{peak}$ 比值，由圖中之試驗結果可知，不擾動 LS 試體或其重模試體(包括 MT 與 WS 試體)，其 CRR 、 V_{sl} 及 $(\sigma_v-\sigma_h)_{peak}$ 比值均明顯地隨細料含量增加而減少其強度，尤其在低細料含量時其遞減效應更為明顯。

綜合上述各種現地試驗以及實驗室試驗所得的比較結果，或許有少數試驗結果存在些許的差異，但這些差異極可能是現地土層性質條件的變化抑或試驗誤差所導致的結果，但就整體趨勢而言，可以合理的推論土層細料含量確實會影響土壤的強度，其強度會隨細料含量的增加而減少，而且隨著細料含量的持續增加，其強度並不會出現逆轉增加的現象，亦即無 Koester (1994) 所描述之細料門檻值(FC_{th})的問題存在，所以細料含量門檻值並非完全適用於所有粉土質砂土。

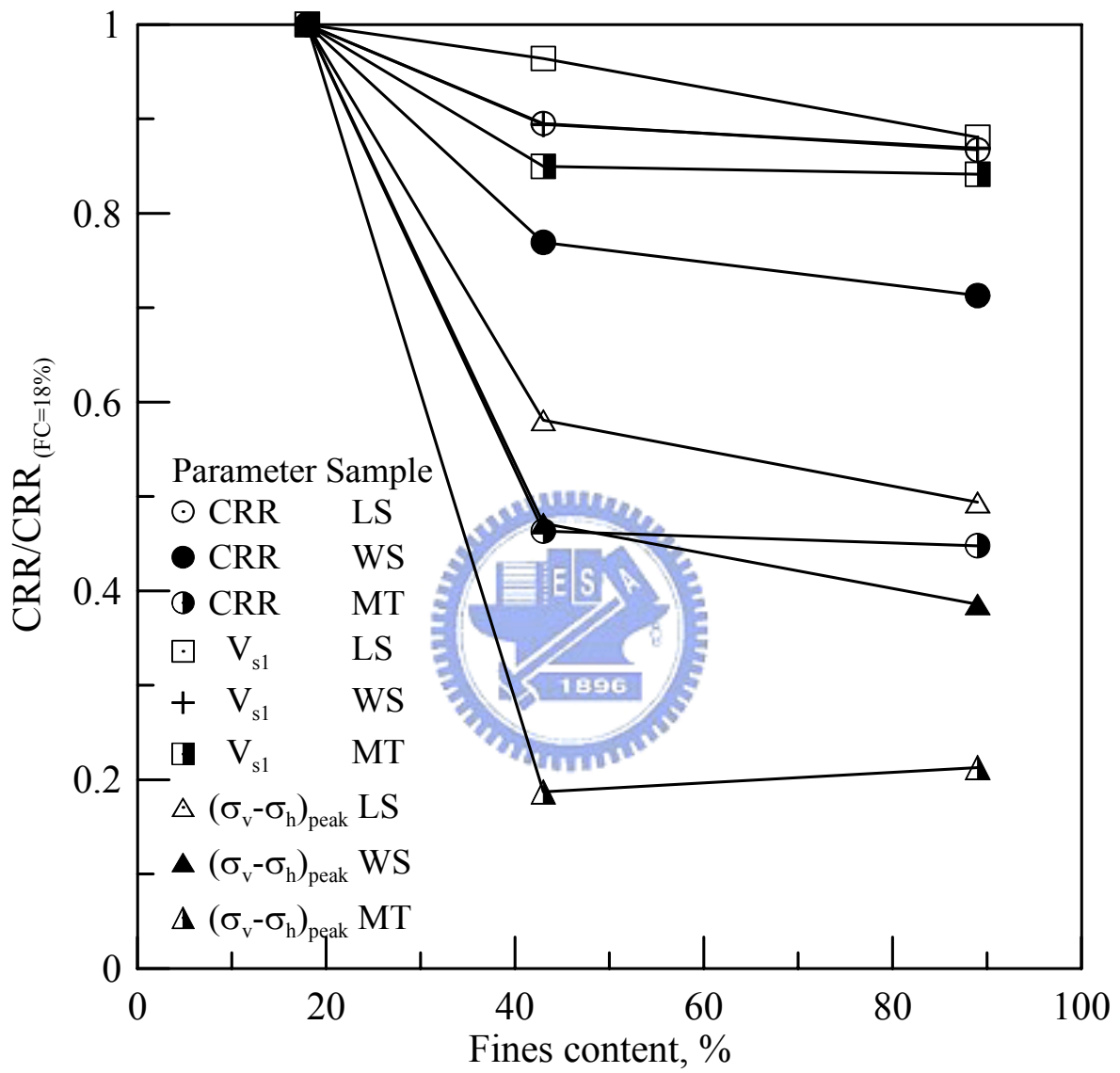


圖 5-15 細料含量與室內試驗 CRR ， V_{s1} 比值關係圖

5.3 員林砂 CRR 、 q_c 與 V_s 之分析比較

員林試驗站之現地試驗項目包括標準貫入試驗(SPT)、震測水壓式圓錐貫入試驗(SCPTU)、懸吊式孔內波速量測 (PS Logging) 試驗與表面波震測試驗 (MSASW)，各種試驗位置分布如圖 3-1。除上述各項試驗外，並於現地進行 Laval sampler 取樣，然後送回實驗室進行一系列的動/靜態三軸試驗和物理性質試驗。不論現地或實驗室的各項試驗，其主要目的在獲得員林地區粉土質砂土的 CRR 、 q_c 和 V_s 值。

現地 SCPTU 試驗可得到各土層的 CPT 錐尖阻抗值 q_c 以及剪力波速 V_s ，PS Logging 與 MSASW 試驗可獲得各土層的剪力波速 V_s 。而實驗室的試驗則可以得到員林粉土質砂土的 CRR 值以及剪力波速 V_s 。現地三孔 SCPTU 試驗與 Laval 試體取樣深度同為地表下 3.5m、6.0 m 與 11.3m 的錐尖阻抗值 q_c 經覆土壓力修正及正常化之後，其平均值分別為 42.18、27.51 與 62.24，同深度之 Laval 試體細料含量 FC 各為 43%、89% 與 18%。

5.3.1 員林砂 CRR 與 q_c 之分析比較

非擾動 LS 試體反覆三軸試驗結果所得的 CRR 值 (經公式 1-21 修正後)，對照同深度現地 SCPTU 試驗的錐尖阻抗值 q_c 值經有效覆土壓力修正以及正常化後之 q_{cIN} ，可得到圖 5-16，圖中除非擾動 LS 試體外，也比較麥寮砂重模試體反覆三軸試驗結果，同時參照 Stark and Olson (1995) 所建議含細料砂土的液化臨界曲線。

由圖 5-16 可以得知麥寮砂在低細料含量 ($FC=30\%$) 時，其 $CRR-q_{cIN}$ 關係受部分排水之影響，會明顯向左移動。員林砂 LS 試體之細料含量涵蓋之範圍在 18% 至 89% 之間，如果細料含量對員林砂有類似之影響，在細料含量 43% 與 89% 情況下，其 $CRR-q_{cIN}$ 關係點應落在麥寮砂細料含量 30% 關係點之左方。但員林砂現場所得 $CRR-q_{cIN}$ 關係受細料含量之影響並不如麥寮砂以重模試體所得結果來的明顯。

Robertson and Wride (1998) 所界定出之含細料砂土層土壤行為型態指數 I_c ，並依據土壤顆粒性質計算砂土之錐尖阻抗 q_{cIN} ，並進一步計算出 CRR 值，圖 5-17 展示不同 I_c 值的抗液化強度臨界曲線。若與麥寮砂室內標定所得的抗液化強度比較，麥寮砂在低細料含量時，其結果都幾乎位於 I_c 值 2.1 至 2.4 之間，較高細料含量 ($FC=30\%$) 則位於 $I_c > 2.4$ 曲線左側。

比較員林砂現地 SCPTU 試驗所得 q_{cIN} 對應實驗室不同細料 LS 試體之抗液化強度 CRR 臨界曲線，員林砂的 $FC=18\%$ 液化臨界曲線與 I_c 值 2.2 相當類似； $FC=43\%$ 與 I_c 值 2.4 的臨界曲線非常類似；至於 $FC=89\%$ 則非常接近 I_c 值 2.6 的臨界曲線。而 Robertson and Wride (1998) 認為 I_c 值超過 2.6 時 (或 $FC \geq 35\%$ 時)，土壤不會發生液化，顯見此一論證並不適用於員林粉質砂土。

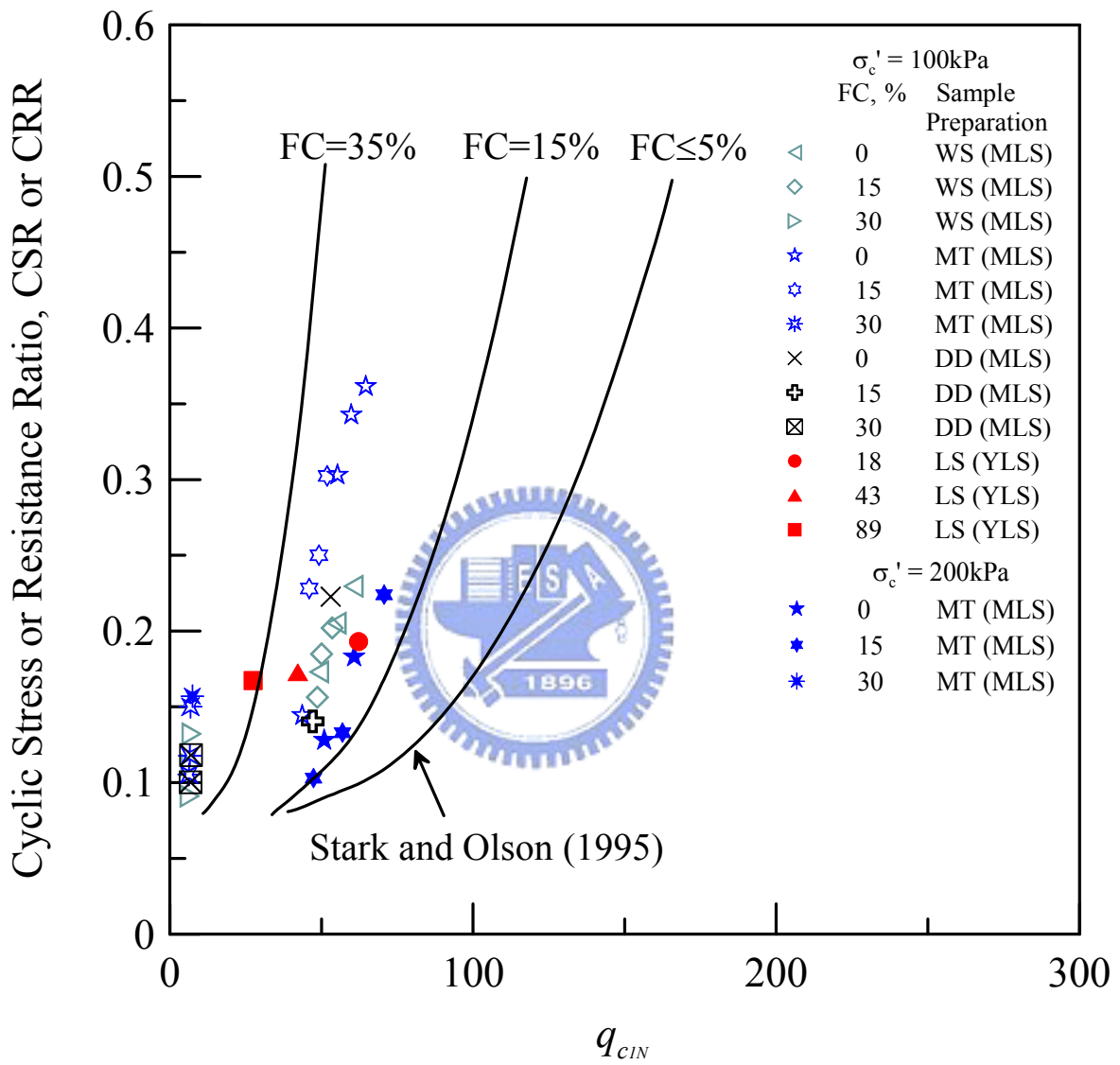


圖 5-16 非擾動 LS 試體液化臨界曲線

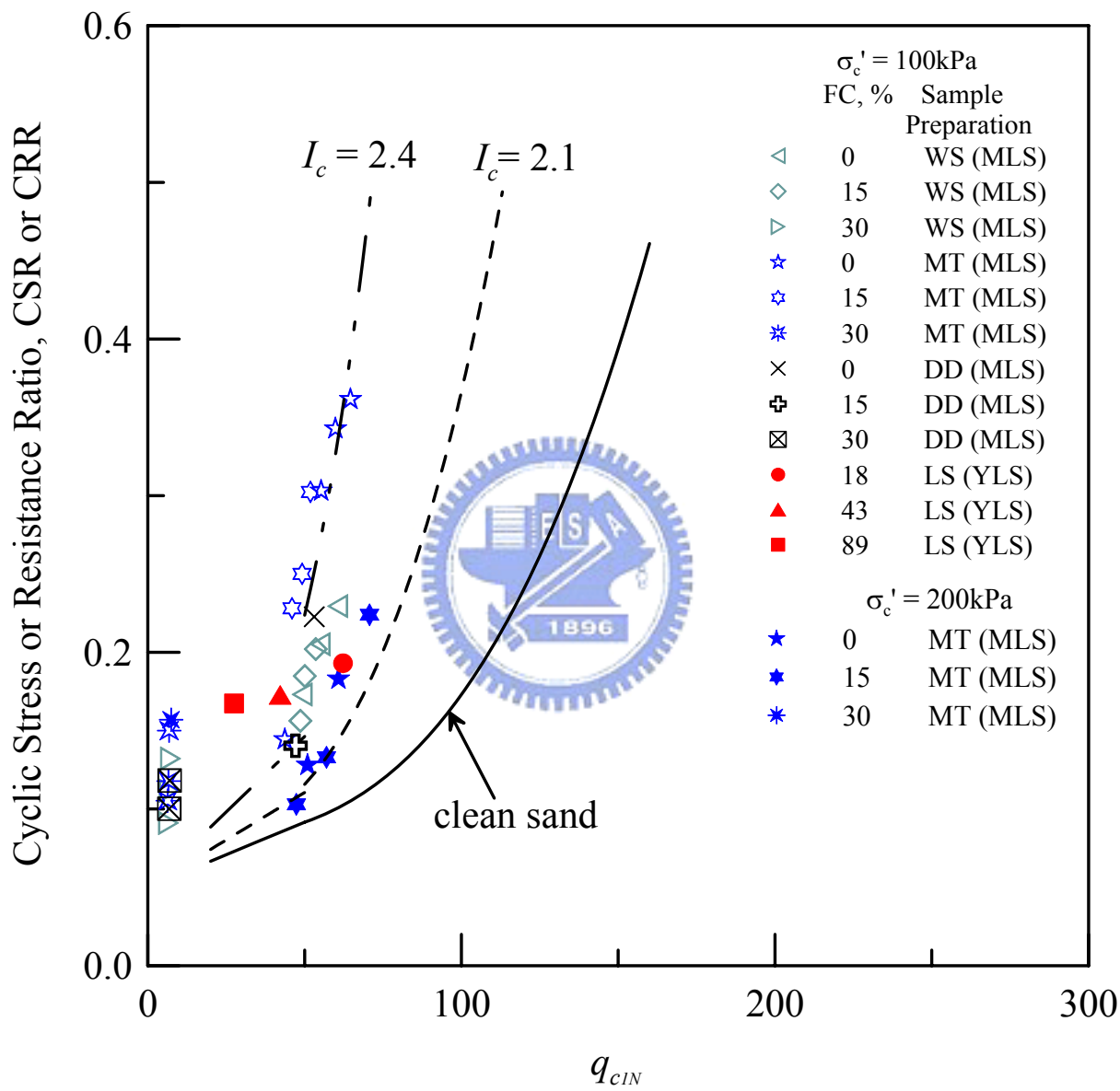


圖 5-17 各種 I_c 土壤與 LS 試體抗液化強度之比較

5.3.2 員林砂 CRR 與 V_s 之分析比較

員林試驗站所進行的現地剪力波速 V_s 量測方法有 SCPTU、PS Logging 以及 MSASW 等三種方法，而由現地取回的 LS 試體則在實驗室完成剪力波速 V_s 量測。

圖 5-18 展示各種不同量測方法所得剪力波速經有效覆土壓力修正後之 V_{sl} 。SCPTU 方法所得到的 V_{sl} 分布範圍較廣，相較之下 PS Logging 所測得之剪力波速高於其他方法，MSASW 在 6m 及 11m 深度的剪力波速與 LS 所量測的值相似，但在淺層 (<5m) 或較深層 (>15m) 所量到的值卻相對偏高。實驗室 LS 試體所量測 V_{sl} 介於 140 至 160 m/sec 之間，隨細料含量的增加而略為降低其剪力波速。

實驗室所量測之剪力波速是在有效圍壓 98kPa， $K=1$ 情況下的量測值，所以推估員林試驗站現地 $K=0.47$ 情況下之剪力波速，必須對實驗室量測所得之剪力波速做應力比(K)影響之修正。仍然依據 Stokoe et al. (1985) 所建議之公式(如式 5-1) 對 V_s 做合理的修正，將 $\sigma_1=100\text{kPa}$ ， $\sigma_2=47\text{kPa}$ 代式 5-1 中，可得到修正係數為 0.92。將修正後之 CRR 與 V_{sl} 關係對照比較 Andrus and Stokoe (2000) 之研究結果，如圖 5-19 所示，

圖 5-19 顯示實驗室動態三軸試驗 CRR 值與量測員林砂 LS 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 (如式 5-9) 相互對照比較。

$$CRR = a\left(\frac{V_{S1}}{100}\right)^2 + b\left(\frac{1}{V_{S1}^* - V_{S1}} - \frac{1}{V_{S1}^*}\right)MSF \quad (5-9)$$

NCEER workshop (1998) 建議乾淨砂 V_{S1}^* 的上限為 210m/s，而 Ohta and Goto (1978) 建議全新紀 (Holocene) 砂土的上限為 195m/s，Sykora (1987) 也建議全新紀含細料非塑性砂土的上限為 195m/s。本研究之員林粉土質砂土為全新紀 (Holocene) 砂土，PI 值 < 12，所以使用 195m/s 為剪力波速的上限 V_{S1}^* 。

依據員林砂 LS 試體以及麥寮砂室內剪力波速量測所得結果，可以界定出抗液化曲線，其曲線關係如圖 5-19，依據此關係圖可推導出 CRR 的估算式，如式(5-10)，式中之係數 $a=0.005$ 取代 Andrus and Stokoe (2000) 所建議之 0.022，且以 $b=7.5$ 取代原有的係數 2.8。

$$CRR = 0.005\left(\frac{V_{S1}}{100}\right)^2 + 7.5\left(\frac{1}{195 - V_{S1}} - \frac{1}{195}\right)MSF \quad (5-10)$$

依據試驗結果所建立之抗液化臨界曲線中，不同細料含量 LS 試體剪力波速 V_{s1} 量測結果自 141 至 161 m/s，比例範圍僅 1.14 倍，而在相同的 CRR 條件下 q_{c1N} 的範圍自 22 至 71，比例範圍達 3.23 倍。因此， CRR - V_{s1} 抗液化臨界曲線並無法像 CRR - q_{c1N} 一般，能對細料含量砂土提供較為明確的區別。儘管如此，透過實驗室數據所得到的「建議的抗液化臨界曲線」(proposed curve)如圖 5-19 虛線部分， CRR - V_{s1} 對於砂土的抗液化強度仍能提供為研判的參考。

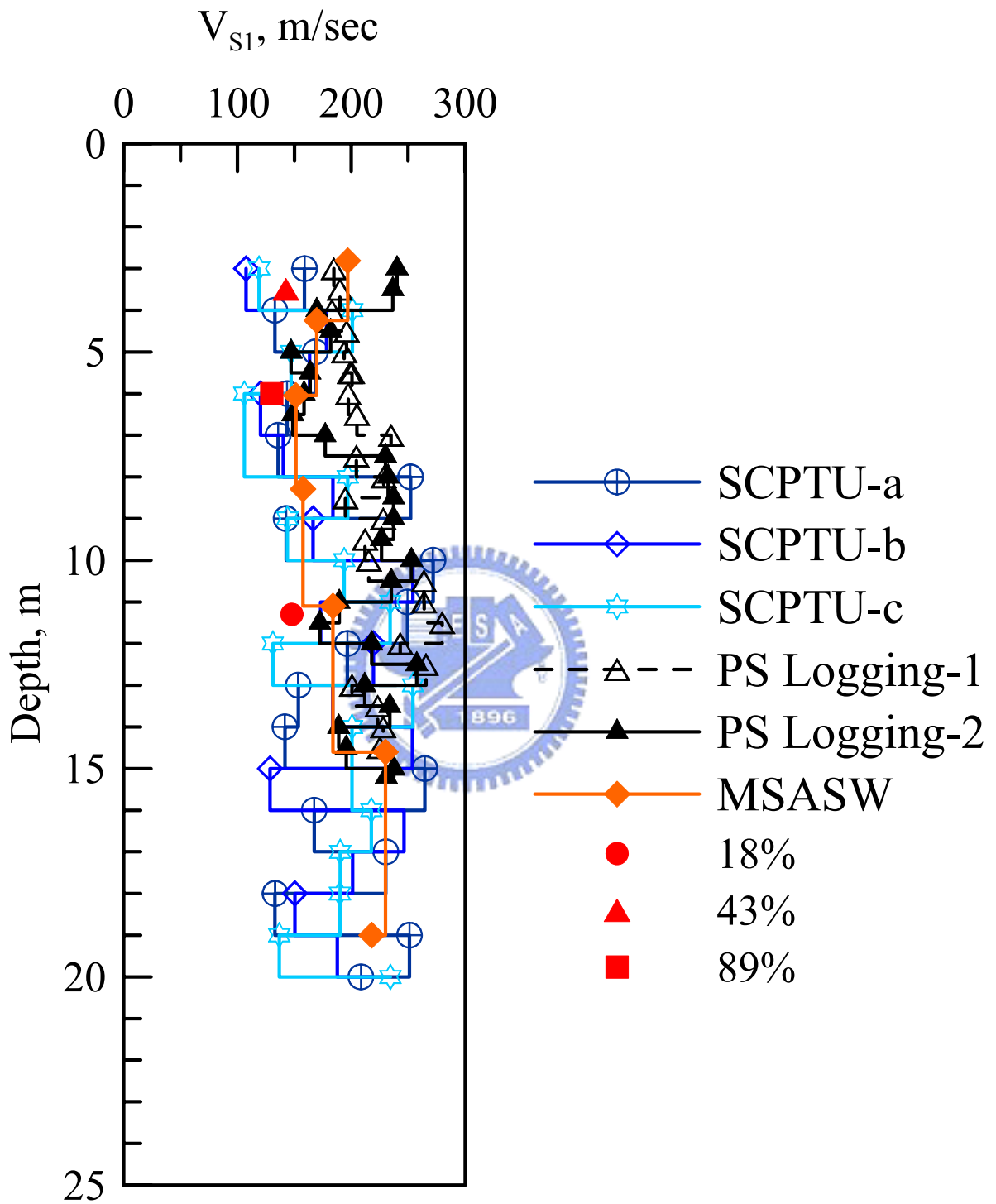


圖 5-18 各種剪力波速量測方法之 V_{s1}

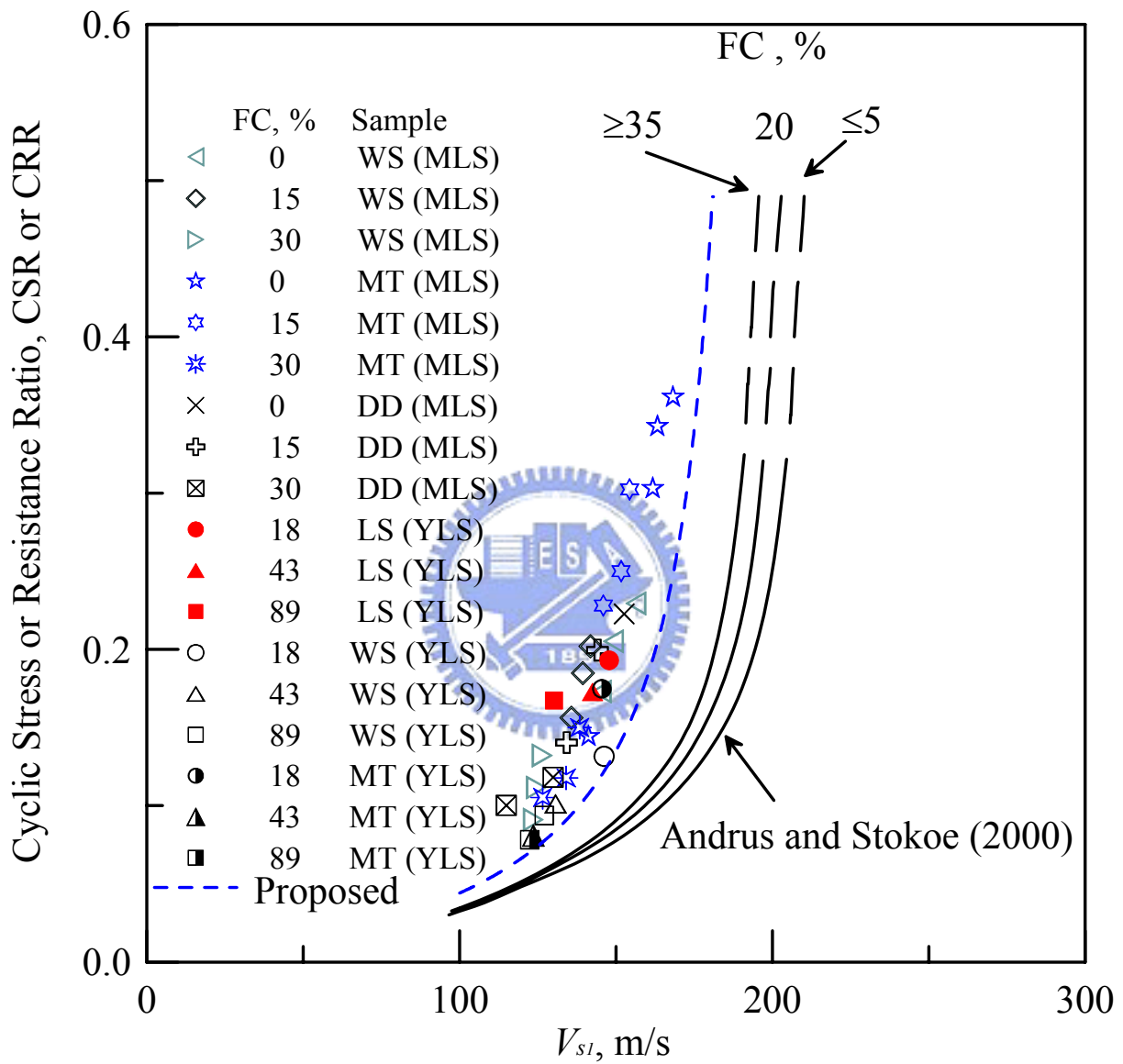


圖 5-19 $CRR-V_{s1}$ 抗液化臨界曲線

5.3.3 液化潛能評估成果與討論

運用簡易法以及現地取樣與室內試驗評估法對員林試驗站土層所進行的液化潛能評估成果綜整如表 5-4，結合非擾動 LS 試體取樣深度以及各種現地與實驗室試驗方法所得之抗液化安全係數 FS 的對照比較結果如圖 5-20。

在簡易法架構下，運用現地試驗方法對各土層所進行的液化潛能評估結果顯示，以 SPT 試驗結果對各土層進行評估，其安全係數 FS 均高於 CPT 方法所評估的結果，在淺層 (2.8-3.5m) 其 FS 小於 LS 試體，但在較深層 (10.5-11.3m) 其 FS 卻大於 LS 試體，所以 SPT 方法於淺層會低估現地土層的抗液化強度，而於深層反而會高估其抗液化強度；若使用 CPT 方法，其安全係數 FS 卻會小於其他方法所評估的結果，此外以 CPT 試驗所量測的剪力波速 V_s 對各土層進行評估，其安全係數 FS 也都偏小，顯示以 CPT 的現地試驗方法對現地進行液化潛能評估往往會過於低估現地土層的抗液化強度而顯得過於保守；如果以 MSASW 方法所量得的剪力波速進行評估，深度在 6 至 11 公尺間（如同圖 5-18）之土層剪力波速相當接近 LS 試體，所以其評估結果在地下 11.3 公尺處的 FS 比較接近以非擾動 LS 試體所評估的結果；若以 PS Logging 試驗所量得的剪力波速進行評估，兩孔在深度 6 公尺處所得到的評估結果卻是相反的，而且在 3.5 及 11.3 公尺處之 FS 均遠大於 LS 試體所評估的結果，所以 PS Logging

方法可能不是理想的液化潛能評估方法，各種評估方法所獲的安全係數分布情形如圖 5-20 所示。

簡易法架構下，運用各種現地試驗方法對土層所進行的液化潛能評估結果顯示，即使在同一地點且同一土層，如果使用不同的評估方法往往會得到不同的評估結果，其安全係數 FS 可能小於 1 或大於 1，如圖 5-20 所示的各種評估方法所得到的安全係數 FS 分布情形，亦即土層可能會液化或不會產生液化，所以工程師並無法完全藉由簡易法研判現地土層是否會發生液化現象而產生困擾。

為解決這樣的問題，現地取樣與室內試驗評估法似乎可以提供工程師另一個評估方法的選擇，然而就現地取樣與室內試驗評估法而言，重模試體不論 MT 或 WS 試體對試驗站各土層的液化潛能評估結果，其安全係數 FS 都比非擾動的 LS 試體小，顯示重模試體較非擾動 LS 試體要趨於保守。換言之，若以一般實驗室重模試體的試驗結果評估土層的液化潛能，這樣的評估結果往往會低估現地土層的抗液化強度。因此，現地取樣與室內試驗方法若使用一般實驗室經常採用的重模試體進行試驗，則其評估的結果往往會過於保守。因此，惟有使用非擾動試體的試驗結果對現地土層進行液化潛能評估才能合理的反應出現地土層的抗液化強度。

表 5-4 各種液化潛能評估方法之安全係數比較表

評估方法	現地取樣與室內試驗評估法			簡易法											
	現地取樣/重模試體			SPT 試驗			CPT 試驗			剪力波速 V_s 量測					
土層深度公尺	LS	MT	WS	SPT-1	SPT-2	SPT-3	CPT-a	CPT-b	CPT-c	V_s -cpt-a	V_s -cpt-b	V_s -cpt-c	MSASW	PS-1	PS-2
2.8-3.5	1.17	0.55	0.68	1.09	0.79	0.97	0.74	0.70	0.69	0.80	0.30	0.38	2.00	1.79	2.00
6.0	0.92	0.43	0.52	0.83	0.98	0.97	0.67	0.66	0.56	0.44	0.29	0.22	0.52	2.00	0.60
10.5-11.3	0.99	0.90	0.68	1.67	1.28	1.61	0.64	0.81	0.85	2.00	0.72	2.00	1.00	2.00	1.26

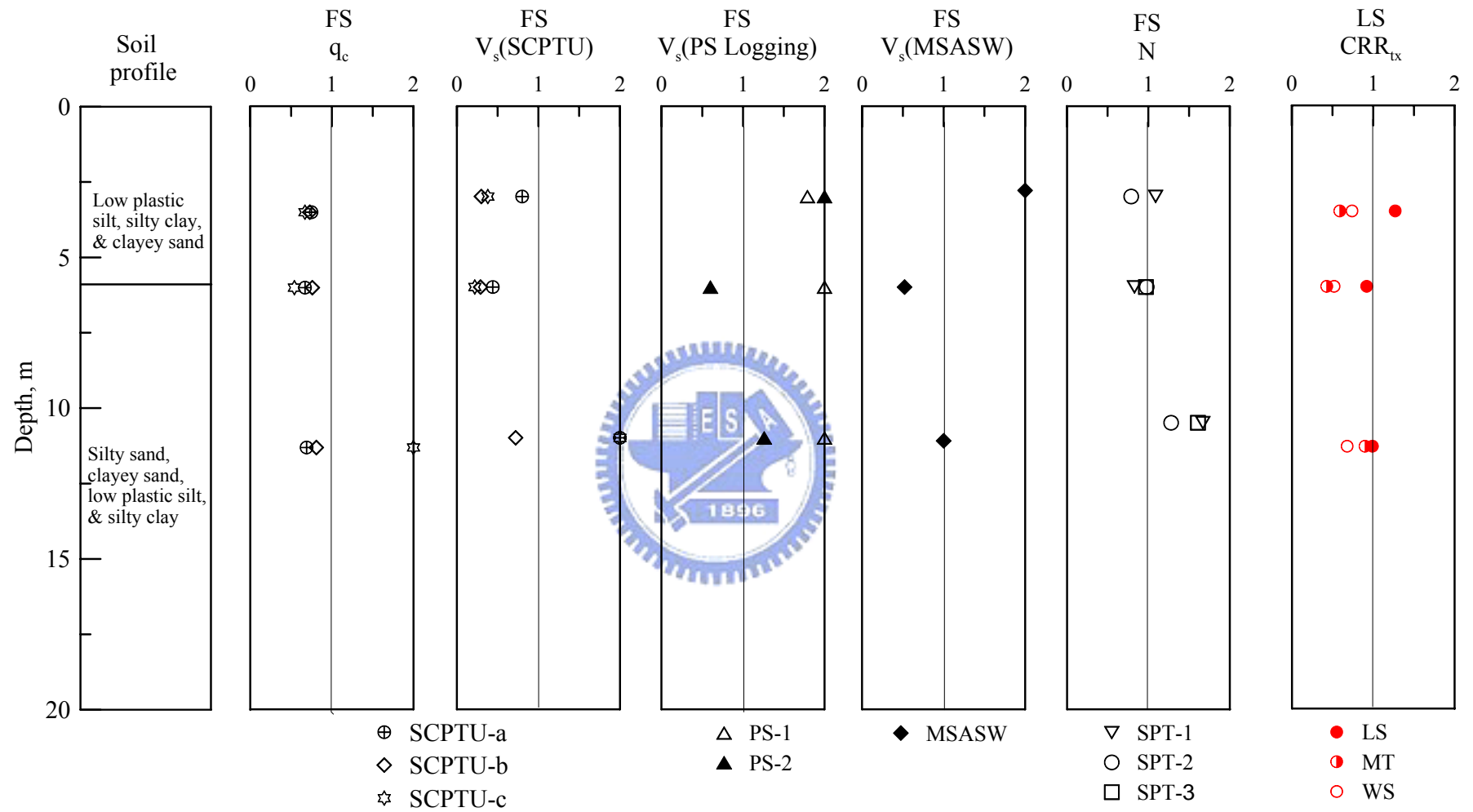


圖 5-20 各種液化潛能評估法之安全係數

六、結論與建議

本研究以直接的試驗數據評估細料對砂土動/靜態行為之影響，這些直接的試驗數據最主要是來自員林砂之非擾動試體取樣與試驗，並參考前人對麥寮砂所做的 CPT 標定試驗。這些試驗結果對現有簡易法砂土液化潛能分析方法提出不同的見解，至少就麥寮砂與員林砂等台灣中西部沖積土層而言確是如此，而這些見解包括：

- 台灣中西部具有代表性之麥寮砂與員林砂所含大量雲母礦物，於剪力作用下缺乏膨脹性，所以其動/靜態力學性質與剪力波速均與先前研究所使用之石英砂有明顯之差異。
- 如果使用 CPT- q_c 做液化潛能分析，其細料含量修正只有在影響到 CPT 之排水性時（亦即高細料含量 $FC > 30\%$ ，不易排水時）才會有修正的需要。但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。因此天然沖積土壤，其細料含量與 CPT 排水性之間可能沒有明顯之關係。
- 部分現有研究報告顯示在相同的細料含量條件下，濕夯法(MT)試體的動/靜態強度小於水中沉降法(WS)試體。但本研究的結果卻顯示員林砂低細料含量 ($FC=18\%$) 的 MT 重模試體其抗液化強度高於 WS 試體；但高細料含量的 ($FC=43\%$ 及 $FC=89\%$) MT 重模試體其抗液化強度卻低於 WS 試體，所以員林砂重模試體之動/靜態強度並無特定的

趨勢。

- 非擾動 LS 試體之 CRR 、 V_{sl} 及 $(\sigma_v - \sigma_h)_{peak}$ 恆高於相同細料含量的重模砂土，不論 MT 試體或 WS 試體，即使在重模試體孔隙比小於 LS 試體的情況下，其強度仍小於非擾動 LS 試體。因此，若使用重模砂土的抗液化強度做為液化潛能評估，其分析結果可能過於保守。
- 就麥寮砂與員林砂而言，細料含量確實會影響土壤的強度，不論非擾動或擾動試體，其不排水強度會隨細料含量的增加而減少，而且隨著細料含量的持續增加，其強度並不會出現逆轉增加的現象，亦即無所謂細料門檻值(FC_{th})的問題存在，所以細料含量門檻值並非完全適用於所有粉土質砂土。
- 員林砂 CRR 、 V_{sl} 及 $(\sigma_v - \sigma_h)_{peak}$ 等力學性質，雖然會隨細料含量的增加而減少，但不擾動 LS 試體強度的遞減效應並不如 MT 試體或 WS 試體的效果明顯。因此，若使用重模試體的試驗結果對粉土質砂土性質做比較時，可能會誇大細料含量之影響。
- 剪力波速 V_{sl} 與 CRR 之關係雖然會隨細料含量的變化而有些微的差異，但其差異並不如 q_{cIN} 與 CRR 的關係明顯。而且依據剪力波速量測結果所建立之抗液化臨界曲線，明確的顯示員林砂及麥寮砂不同細料含量試體的剪力波速有著明確而且相當一致的趨勢，這也顯示高細料含量 ($FC > 30\%$) 麥寮砂均勻重模試體其 CRR 、 V_s 關係也不需要針對

細料含量做任何的修正。

簡易法架構下，運用各種現地試驗方法對土層所進行的液化潛能評估結果顯示，即使在同一地點且同一土層，如果使用不同的評估方法往往會造成不同的評估結果，即土層可能會液化或不會產生液化。為解決這樣的問題，現地取樣與室內試驗評估法似乎可以提供另一個評估方法的選擇，然而現地取樣與室內試驗方法若使用一般實驗室經常採用的重模試體進行試驗，則其評估的結果往往會趨於保守。所以唯有使用非擾動試體的試驗結果對現地土層進行液化潛能評估才能真實且合理的反應出現地土層的抗液化強度。

本研究在試驗/取樣技術上有所創新，嘗試以現地取樣對室內試驗評估法，對台灣中西部粉土質砂土之液化潛能進行評估，並將這些研究的心得與成果，提供做為未來此區域合理的土壤液化潛能評估參考。因此，本研究做以下之建議：

- CPT 試驗時應該做孔隙水壓消散試驗，在累積相當經驗之後考慮是否使用 t_{50} 做為細料修正之指標，而非使用 I_c 值做為細料修正的依據；況且使用非擾動的員林砂 LS 試體已證實即使是高細料含量砂土，仍然可能存在低細料之夾層，如此將會有效的增加其排水性，而減低了細料對砂土抗液化強度的影響。
- 沖積土內夾雜高透水性砂土層對土壤現地試驗以及液化潛能評估之

影響，其最主要因素為是否排水而非細料含量。而自然沖積的現地土層即使其細料含量很高，其透水砂土層仍能達到排水效果，而增加其剪力強度，這個觀點是重模試體所無法取代的，所以使用重模試體所得到的研究結果來評估現地的液化潛能，往往會趨於保守而低估了現地土層的抗液化能力。

- 由於重模試體存在諸多明顯的缺點，如欲取得大地工程的土壤設計參數，非擾動試體便顯得格外的重要。若以適切的工程技術，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，細料含量高於 43%之粉土質砂土毋需現地冰凍即能取得非擾動的高品質試體。
- 本系列之研究指出，如果使用類似 Laval sampler 在常溫下也可以取得高品質之粉土細砂試體。因此，就台灣中西部粉土質砂土而言，簡易法可能並非唯一實用之液化潛能評估方法。如果能夠將國內常用之取樣方法加以改良，並使用地表逐漸冰凍之方法保存砂土試體，此取樣與室內試驗方法可以變得更具有競爭力，成為另一液化潛能分析方法之選擇。

参考文献

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. IDRISSE, 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, 2000;126(11):1015-1025.

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., 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.

Been, K., Jefferies, M.G., and Hachey, J., 1991, "The Critical State of Sand," *Geotechnique*, 41(3):365-381.

Bierschwale, J.G., and Stokoe, K.H., II, 1984, "Analytical evaluation of liquefaction potential of sands subjected to the 1981 Westmorland earthquake," *Geotech. Engrg. Report 95-663*, University of Texas, Austin, Tex.

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.

Castro, G., 1975, "Liquefaction and cyclic mobility of sands," Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.101, GT6, pp.551-569.

Chen, P.Y., 1977, "Table of key lines in X-ray powder diffraction patterns of minerals in clays and associated rocks," Department of National Resources Geological Survey Occasional Paper 21, Printed by authority of the state of Indiana Bloomington, Indiana.

De Alba, P., Baldwin, K., Janoo, V., Roe, G., and Celikkol, B., 1984, "Elastic-wave velocities and liquefaction potential," Geotech. Testing J., 7(2), pp.7-87.

Dobry, R., Stokoe, K.H., II, Ladd, R.S., and Youd, T.L., 1981, "Liquefaction susceptibility from S-wave velocity," Proc., ASCE, Nat. Convention, In Situ Tests to Evaluate Liquefaction Susceptibility, ASCE, New York.

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

Finn, W.D.L., Ledbetter, R.H., and Wu, G., 1994, "Liquefaction in silty soils: Design and analysis," Ground Failures Under Seismic Conditions. Geotechnical Special Publication, No.44, ASCE, pp.51-76.

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.

Hardin, B.O., and Richart, F.E., 1963, "Elastic Wave Velocities in Granular Soils," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.89, No.SM1, pp.33-65.

Høeg, K., Dyvik, R., and Sandbaekken, G., 2000, "Strength of Undisturbed versus Reconstituted Silt and Silty Sand Specimens," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.126, No.7, pp.606-617.

Hofmann, B.A., Sego, 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.

Hsiao, D.H., Wu, S.E., Lee, C.C., Cho, E.V. and Lin W.F., 2004, "A Study on Fines Content Affect the Static and Dynamic Resistances Based on Inter-granular Void Ratio," *Journal of Engineering Technology and Education*, Vol.1, No.2, pp.117-130.

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, A.B., and Ma, M.Y., 1994, "An Analytical Study of Cone Penetration Tests in Granular Material," *Canadian Geotechnical Journal*, to show in February.

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, 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.

Hynes, M.E., and Olsen, R.S., 1999, "Influence of confining stress on liquefaction resistance," Proc., Int. Workshop on Phys. And Mech. of Soil Liquefaction, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp.145-152.

Idriss, I.M., 1999, "Presentation notes: An update of the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential," Proc., TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction Anal. Publ. No. FHWARD-99-165, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Ishihara, K., and Watanabe, T., 1976, "Sand liquefaction through volume decrease potential," *Soils and Foundations*, Vol.16, No.4, pp.61-70.

Ishihara, K., 1985, "Satibility of natural deposits during earthquakes," Proc. of the 11th Inter. Conf. on SMFE, San Fransico, Vol.1, pp.221-254.

Ishihara, K., and Koseki, J., 1989, "Discussion on cyclic shear strength of

finer-containing sands,” Earthquake geotechnical engineering, Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech., Rio de Janeiro, 101-106.

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

Iwasaki, T., Arakawa, T., and Tokida, K., 1982, “Simplified Procedures for Assessing Soil Liquefaction during Earthquakes,” *Soils Dynamics and Earthquake Engineering Conference*, Southampton, pp.925-939.

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 Coutinho, 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.

Koester, J.P., 1994, “The Influence of fine type and content on cyclic strength,” *Grain Failures Under Seismic Conditions*, Geotechnical Special Publication, No.44, ASCE, pp.17-33.

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.

Kuerbis, R., Negussey, D., and Vaid, V.P., 1988, “Effect of gradation and fines content on the undrained response of sand,” *Proceedings, Hydraulic Fill Structures*, Fort Collins. U.S.A., pp.330-345.

Kuribayashi, E., Iwasaki, T. and Tatsuoka, F., 1975, “Effects of stress-strain conditions on dynamic properties of sands,” *Proceedings of Japanese Society of Civil Engineers*, No. 242, pp.105-114.

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.

Lade, P.V., and Yamamuro, J.A., 1997, "Effects of non-plastic fines on static liquefaction of sands," Canadian Geotechnical Journal, Vol.34, No.6, pp.918-928

Lee, K.L., and Seed, H.B., 1967, "Drained Strength Characteristics of Sands," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.93, No.SM6, pp.117-141.

Lin, C.P., Chang, C.C., and Chang, T.S., 2004, "The Use of MSASW Method in the Assessment of Soil Liquefaction Potential," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.24/9-10, pp.689-698.

Lin, C.P., and Chang, T.S., 2004, "Multi-station analysis of surface wave dispersion," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.24/11, pp. 877-886.

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, 2001;127(12):1017-1026.

Lodge, A.L., 1994, "Shear wave velocity measurements for 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.

Nazarian, S., and Stokoe, K.H. II, 1984, "In situ shear wave velocities from spectral analysis of surface waves," Proceedings of 8th Conference on Earthquake Engineering, San Francisco; Vol.3. pp.38-45.

Ohta, Y., and Goto, N., 1978, "Physical Background of the Statistically Obtained S-Wave Velocity Equation in Terms of Soil Indexes," Butsuri-Tanko (Geophys. Exploration), Tokyo, 31(1), 8-17 (in Japanese).

Olsen, R.S., and Malone, P.G., 1988, "Soil Classification and Site Characterization Using the Cone Penetration Test," Proceedings, Penetration Testing 1988, De Ruiters Balkema, Rotterdam, ISOPT-I, Orlando, Florida. Edited by De Ruiters, Balkema, Rotterdam, Vol.2, pp.887-893.

Perlea, V.G., 2000, "Liquefaction of cohesive soils," Soil Dynamics and

Liquefaction 2000, ASCE Geotechnical Special Publication, No.107, 58-76.

Polito, C.P., 1999, "The effects on nonplastic and plastic fines on the liquefaction of sandy sands," Ph.D. Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Va.

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., 1990, "Soil classification using CPT," Can. Geotech. J., Ottawa, 27(1), pp.151-158.

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.

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.

Rowe, P.W., 1959, "Measurement of the Coefficient of Consolidation of Lacustrine Clay," Geotechnique, 9(3), pp.107-118

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., Idriss, I.M., Makdisi, F.I., and Banerjee, N., 1975, "Representation of Irregular Stress Time History by Equivalent Uniform Stress Series in Liquefaction Analyses," EERC 75-29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

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., 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., Idriss, I.M. and Arango, I., 1983, "Evaluation of liquefaction potential using field performance data," Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.109, No.3, pp.458-482.

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., 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, 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, 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.

Shen, C.K., Vrymoed, J.L., and Uyeno, C.K., 1977, "The effects of fines on liquefaction of sands," Proc., 9th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg. Vol.2, pp.381-385.

Shibata, T. and Teeparaska, 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.

Singh, S., 1996, "Liquefaction characteristics of silts," *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol.14, No.1, pp.1-19.

Skempton, A.K., 1986, "Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging, and overconsolidation," *Geotechnique London*, 36(3), pp.425-447.

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., II, Lee, S.H.H. and Knox, D.P., 1985, "Shear Moduli Measurement under the Triaxial Stresses," *Advances in the Art of Testing Soil under Cyclic Condition*, ASCE, New York, pp.166-185.

Stokoe, K.H., II, and Nazarian, S., 1985, "Use of Rayleigh waves in liquefaction studies," *Measurement and use of wave velocity for evaluating dynamic soil properties*, R.D. Woods, ed., ASCE, New York, pp.1-17.

Stokoe, K.H., II, Roësset, J.M., Bierschwale, J.G. and Aouad, M., 1988, "Liquefaction potential of sands from shear wave velocity," *Proc., 9th World Conf. on Earthquake Engrg.*, Vol.III, pp.213-218.

Sykora, D.W., 1987, "Creation of a Data Base of Seismic Shear Wave Velocities for Correlation Analysis," *Geotech. Lab. Miscellaneous Paper GL-87-26*, U.S. Army Engineering Waterway Experiment Station. Vicksburg, Miss.

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.

Thevanayagam, S., 1998, "Effects of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.124, No.6, June, ASCE, 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 Publicatin*, Vol.107, Aug5-Aug8, ASCE, pp.77-91.

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.

Tokimatsu, K. and Uchida, A., 1990, "Correlation between liquefaction resistance and shear velocity," *Soils and Found.*, Tokyo, Vol.30, No.2, pp.33-42.

Troncoso, J.H., 1986, "Critical State of Tailing Silty Sands for Earthquake Loadings," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.5, No.3, pp.248-252.

Vaid, V.P., 1994, "Liquefaction of silty soils," *Ground Failures Under Seismic Conditions*, Geotechnical Special Publication, No.44, ASCE, pp.1-16.

Vaid, Y. P., Sivathayalan, S., and Stedman, D., 1999, "Influence of Specimen-reconstituting Method on the Undrained Response of Sand," *Geotechnical Testing Journal*, Vol.22, No.3, pp.187-196.

Viggiani, G. and Atkinson, J. H., 1995, "Interpretation of bender element tests," *Geotechnique*, Vol.45, No.1, pp.149-154.

Wang G.Q., Zhou X.Y., Zhang P.Z., and Igel H., 2002, "Characteristics of amplitude and duration for near fault strong ground motion from the 1999 Chi-Chi, Taiwan earthquake," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp.73-96.

Wroth, C.P., 1984, "The interpretation of in situ soil test," 24th Rankine Lecture, *Geotechnique*, Vol.34, No.4, pp.449-489.

Xenaki, V.C., and Athanasopoulos, G.A., 2003, "Liquefaction resistance of sand-silt mixtures : an experimental investigation of the effect of fines," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23 (2003), pp.183-194.

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., and Idriss, I.M., eds., 1997, *Proceeding NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, Nat. Ctr. For Earthquake Engineering Res. State University of New York at Buffalo.

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.

Zlatovic, S., and Ishihara, K., 1997, "Normalized behavior of very loose non-plastic soil: Effects of fabric," Soils and Foundation, Tokyo, Vol.37, No.4, pp.47-56.

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系, 碩士論文。

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系, 碩士論文。

黃安斌, 1998, "多功能土壤試驗儀," 中華民國專利, 新型第 131130 號, 專利權人行政院國家科學委員會, 專利期間 86 年 11 月 1 日至 95 年 9 月 28 日。

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," 土工技術, 第 103 期, 第 5-30 頁。

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系, 碩士論文。

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。

蔡榮燦, 1999, "砂土組構及傳波速度," 國立中央大學土木工程學系, 碩士論文。

蔡錦松,劉衍志,周立德,劉福鎮, 2001, “標準貫入試驗與能量檢測,” 地工技術, 第 83 期, 第 5-12 頁。

謝祥暉, 2001, “回填土壤剪力波特性和抗液化強度相關性之研究,” 國立海洋大學河海工程學系, 碩士論文。



學術簡歷

黃耀道 1965 年出生於嘉義市，1983 年嘉義中學畢業後即進入中正理工學院土木系，歷經四年軍事洗禮及軍官養成教育，於 1987 年畢業獲學士學位；1993 年獲中正理工學院軍事工程研究所碩士學位；2001 年考取國立交通大學土木工程研究所博士班。攻讀碩士學位期間，以加勁土壤直接剪力行為之探討為研究主題。就讀博士班期間，對於 921 大地震所造成之土壤液化現象有高度的研究興趣，因此以「台灣中西部粉土質砂土液化行為分析」為博士論文題目。博士班研究期間所發表之相關論文如下：

A.期刊論文

1. 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, pp.733-743.
2. 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, (Accepted, to be published in August 2007.)
3. Huang, A.B., Huang, Y.T., Tai, Y.Y., Ho, F.J., and Chang J.M. (2007), “Quadruple LVDT Local Rotational Displacement Measurement in Torsional Shear Tests,” *Geomechanics and Geoengineering*, (Accepted, March 2007.)

B.研討會論文

1. Huang, A.B., and Huang, Y.T. (2004), “Laboratory and Field Calibration on the Use of Vs and qc to Assess Liquefaction Potential of a Silty Sand,” 2004 Taiwan-Japan Joint Workshop on Geotechnical Hazards from Large Earthquake and Heavy Rainfall, Taipei, Taiwan, November 13-15, 2004.

2. Huang, A.B., and Huang, Y.T. (2005), “Static and cyclic behavior of a silty sand according to tests on undisturbed samples,” International Workshop on Modern Trends in Geomechanics, Vienna, Austria, June 27-29, 2005.
3. 黃耀道、郭毓真、黃安斌、鄭孟雄 (2003), ”細料含量對 CPT 液化潛能評估之影響”, 中華民國第十屆大地工程學術研討會, 中華民國 92 年.
4. 黃耀道、黃安斌 (2005), “不擾動粉土質砂土之液化行為分析”, 中華民國第十一屆大地工程學術研討會, 中華民國 94 年.

