

國立交通大學
土木工程學系碩士班
碩士論文



麥寮砂應力歷史正常化行為之量測
Measurement of stress history normalized behavior of MLS

研究生：朱瑞陽

指導教授：黃安斌 博士

中華民國九十八年九月

麥寮砂應力歷史正常化行為之量測

Measurement of stress history normalized behavior of MLS

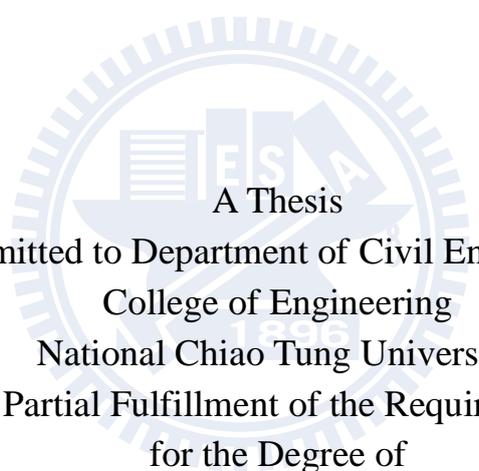
研究生：朱瑞陽

Student: Jui-Yang Chu

指導教授：黃安斌 博士

Advisor: Dr.An-Bin Huang

國立交通大學
土木工程學系碩士班
碩士論文



A Thesis
Submitted to Department of Civil Engineering
College of Engineering
National Chiao Tung University
In Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of
Master
in
Civil Engineering

September 2009
Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十八年九月

麥寮砂應力歷史正常化行為之量測

學生：朱瑞陽

指導教授：黃安斌 博士

國立交通大學土木工程學系碩士班

中文摘要

過去研究曾針對員林粉土質砂進行動態三軸試驗，發現隨著細料含量 (Fines content, FC) 的增加，其動態行為由類似砂土轉變為類似黏土的行為；並使用 Laval Sampler 取得非擾動員林砂試體，與重模試體進行比較，結果顯示非擾動試體之細料含量對反覆阻抗比 (Cyclic Resistance Ratio, CRR) 與剪力波速 (Shear wave velocity, V_s) 的影響，遠小於重模試體，因此提出應力歷史會影響粉土質砂強度之假設。為驗證此假設，作者製作過壓密麥寮砂重模試體進行靜態及動態三軸試驗，試驗結果顯示過壓密試體的臨界狀態之軸差應力與 CRR 皆高於正常壓密試體，且 $FC < 30\%$ 時，其應力-應變關係在除以有效圍壓後，存在正常化行為 (Normalized behavior)。壓密試驗顯示麥寮砂在細料含量為 50% 時，表現出介於砂土與黏土之間的過渡性行為。另一方面，作者利用不排水靜態三軸試驗，製作麥寮砂臨界狀態曲線 (Critical State Line, CSL)，使用狀態參數 (State parameter, Ψ) 觀念作比較基礎，結果顯示麥寮砂之 $CRR-\Psi$ 與 $V_s-\Psi$ 關係都存在著清楚的相關性。

關鍵字：應力歷史、類砂土-黏土行為、正常化行為、狀態參數 (Ψ)、過壓密比 (OCR)

Measurement of stress history normalized behavior of MLS

Student: Jui-Yang Chu

Advisor: Dr.:An-Bin Huang

Department of Civil Engineering
National Chiao Tung University

Abstract

Cyclic triaxial tests on Yuan Lin silty sands have indicated that as the fines content (FC) increases, the cyclic behavior of Yuan Lin sand gradually changed from sand-like to clay-like. Tests on natural Yuan Lin sand retrieved by Laval sampler showed that the effects of FC on cyclic resistance ratio (CRR) and shear wave velocity (V_s) are significantly less than those obtained from tests using the reconstituted specimens. It was thus hypothesized that the effects of fines were also age or stress history dependent. The author performed a series of monotonic and cyclic triaxial tests on reconstituted Mai Liao Sand specimens under overconsolidated state to verify the above hypothesis. Results from monotonic triaxial tests on over consolidated specimens with $FC < 30\%$ showed higher deviator stress at critical state than those sheared under normally consolidated condition and similar void ratios. The stress-strain relationship from these over consolidated specimens did show a normalized behavior, where the relationships between deviator stress divided by the respective confining stress and axial strain tend to collapse into a narrow range. As the FC reached 50%, the consolidation curves showed a transitional behavior between sand and clay. Based on this series of tests, the author was able to establish the critical state lines and determine the state parameters (Ψ) for the specimens tested. Results showed that for Mai Liao Sand, both normally and over consolidated specimens shared consistent and unique $CRR - \Psi$ and $V_s - \Psi$ correlations when $FC < 30\%$.

Keywords: Stress history 、 Sand-like or Clay-like behavior 、 Normalized behavior 、 State parameter 、 OCR

誌謝

感謝指導教授 黃安斌博士於研究上悉心的指導與教誨，使論文順利完成，謹致上誠摯的感激與謝意。感謝成功大學 張文忠博士、台灣科技大學 李維峰博士、建國科技大學 許懷後博士於論文口試期間費心審閱，並惠賜許多寶貴建議，在此表示深摯的謝意。

求學期間最要感謝的是家人，謝謝老爸、老媽、奶奶、大哥與小弟，你們給我最大的支持與鼓勵，讓我沒有半途而廢，勇敢走過這兩年的日子。

謝謝實驗室學長何博士、李博士平日不厭其煩的指導；謝謝大學長營長專程來新竹熬夜指導實驗；謝謝師父叮嚀、全修與重錡，帶著我從修儀器開始，使我在實驗與生活上皆有所成長，特別感謝啦啦熊重錡老大的照顧，也祝福全修與學姐百年好合！謝謝好學長小田、智仁、阿德、誠哥，好同學意婷、彥琅、阿政、郭大少、彭彭、哲毅、森哥、棟哥、泉哥、碩哥、峯哥與薰姐；好學弟儒錚、卓民、培旻、信忠、古大、心宇。特別感謝濬哥與佳諺，沒有你們，就不會有開心的結構生活。謝謝思傑這一年來的照顧與扶持，也祝福你接下來的日子更順利、順心。另外特別感謝機械碩士阿鍾滿滿的友情打氣，讓我更有向前走的動力。

最後，謝謝新竹，給我六年滿滿的回憶！

朱瑞陽

中華民國九十八年九月

目錄

中文摘要	i
英文摘要	ii
誌謝	iii
目錄	iv
圖目錄	viii
表目錄	xi
符號表	xii
第一章 前言	1
1.1 研究動機與目的	1
1.2 研究流程	2
1.3 論文內容概述	4
第二章 研究背景	5
2.1 液化	5
2.1.1 液化之定義	5
2.1.2 液化之機制	5
2.1.3 液化之現象	8
2.2 土壤液化潛能評估	8
2.2.1 簡易法評估土壤液化潛能	8
2.2.2 現地取樣與室內試驗評估土壤液化潛能	12
2.3 CPT 液化潛能評估	15
2.4 重模試體製作方式	21
2.5 影響粉土質砂土抗液化強度之因素	22
2.5.1 顆粒組構對砂土抗液化強度的影響	22

2.5.2	細料含量對砂土抗液化強度的影響	23
2.6	室內剪力波速量測	26
2.6.1	剪力波元件排列方向	29
2.6.2	激發能量之選擇	29
2.6.3	激發型式之選擇及波傳時間之判斷	29
2.6.4	激發頻率之選擇	35
2.7	臨界土壤力學概述	36
2.7.1	臨界狀態與穩定狀態	36
2.7.2	狀態參數	36
2.7.3	臨界狀態曲線的獨特性	37
2.7.4	液化強度與狀態參數	39
2.7.5	Q_p 與狀態參數	39
2.8	類砂土／類黏土行為	42
2.9	應力歷史對土壤強度的影響	45
2.9.1	震動歷史對液化強度的影響	45
2.9.2	推測液化強度隨震動歷史提昇的原因	45
2.9.3	時間對砂土強度的影響	48
2.10	SHANSEP 觀念概述	53
2.11	麥寮砂之基本性質	56
2.11.1	麥寮砂之來源	56
2.11.2	麥寮砂之基本物理性質	56
2.11.2	麥寮砂之壓縮性	62
2.11.3	麥寮砂之強度與剪脹性	66
2.11.4	麥寮砂的臨界狀態曲線	66

第三章 研究方法.....	71
3.1 動態三軸儀.....	71
3.1.1 三軸室.....	71
3.1.2 反覆荷重加載系統.....	73
3.1.3 氣壓與水壓控制系統.....	73
3.1.4 量測系統.....	75
3.1.5 訊號擷取系統.....	75
3.1.6 剪力波速量測系統.....	77
3.2 靜態三軸儀.....	78
3.3 麥寮砂重模試體之試驗步驟.....	80
3.3.1 試體之準備.....	80
3.3.2 試體之架設.....	81
3.3.3 試體之排氣.....	82
3.3.4 試體之飽和.....	82
3.3.5 試體之壓密.....	82
3.3.6 剪力波速量測.....	83
3.3.7 動態三軸試驗.....	85
3.3.8 靜態三軸試驗.....	85
3.4 單向度壓密試驗.....	86
3.4.1 試驗設備.....	86
3.4.2 試驗程序.....	86
第四章 試驗結果.....	89
4.1 OC 靜態三軸試驗結果.....	89
4.1.1 OC-CSL 製作.....	89

4.1.2 OC 靜態三軸正常化行為	96
4.1.3 應力路徑	96
4.2 OC 動態三軸試驗結果	105
4.2.1 從動態三軸試驗觀察類黏土行為	115
4.3 前期預剪對動態強度的影響	122
4.4 以狀態參數觀念比較數據	125
4.4.1 剪力波速與狀態參數比較	125
4.4.2 CRR 與狀態參數之比較	128
4.4.3 CRR 與剪力波速	128
4.4.4 Q_p 與狀態參數之比較	131
4.4.3 CRR 與 Q_p 之關係	131
4.5 單向度壓密試驗	141
第五章 結論與建議	148
5.1 結論	148
5.2 建議	149
參考文獻	151

圖目錄

圖 1.1 研究架構流程圖	3
圖 2.1 液化示意圖	7
圖 2.2 不同細料含量之液化潛能臨界曲線圖	19
圖 2.3 乾淨砂與各種含細料砂土層 I_c 所界定出的 CRR 關係圖	20
圖 2.4 剪力波元件連接方式	27
圖 2.5 剪力波量測試驗示意圖	28
圖 2.6 不同 R_d 影響因子所致試驗結果	32
圖 2.7 高嶺土，以方波為激發源	33
圖 2.8 不同時間到達點下試體長度對剪力模數 (G) 的影響	34
圖 2.9 狀態參數定義	38
圖 2.10 乾淨砂 CRR- ψ 關係	40
圖 2.11 乾淨砂 Q_p - ψ 關係	41
圖 2.12 凝聚性土壤液化潛能評估方法	43
圖 2.13 類砂土/類黏土行為與 PI 之關係	44
圖 2.14 應力歷史對液化強度影響	46
圖 2.15 應力歷史對液化強度影響	47
圖 2.16 二次壓密使得預壓密壓力增加	49
圖 2.17 平板載重試驗中時間影響砂土強度	50
圖 2.18 現地土壤的預壓密行為	51
圖 2.19 員林砂細料含量與室內試驗 CRR、Vs 比值關係圖	52
圖 2.20 正常壓密黏土之應力正常化行為	54
圖 2.21 黏土正常化強度與過壓密比之關係	55
圖 2.22 麥寮砂之粒徑曲線	58
圖 2.23 麥寮砂之電子顯微 (SEM) 照片	60
圖 2.24 麥寮砂細粒料含量與最大和最小孔隙比之關係圖	61
圖 2.25 單向度壓縮曲線	63
圖 2.26 MLS, KHS 與石英砂壓縮曲線之比較	64
圖 2.27 麥寮砂之等向壓密曲線	65
圖 2.28 麥寮砂 $FC=0$ 與 15% 三軸試驗應力、應變與超額孔隙水壓相互關係	67
圖 2.29 麥寮砂 $FC=30$ 與 50% 三軸試驗應力、應變與超額孔隙水壓相互關係	68
圖 2.30 麥寮砂三軸試驗有效應力路徑	69
圖 2.31 麥寮砂臨界狀態曲線	70
圖 3.1 三軸試驗設備設計示意圖	72
圖 3.2 馬達驅動控制系統示意圖	74

圖 3.3 剪力波元件試驗訊號接收程式	79
圖 3.4 典型剪力波速量測結果	84
圖 3.5 單向度壓密試驗儀器	88
圖 4.1 過壓密麥寮砂之臨界狀態曲線	92
圖 4.2 FC=0% 過壓密與正常壓密之臨界狀態曲線比較	93
圖 4.3 FC=15% 過壓密與正常壓密之臨界狀態曲線比較	94
圖 4.4 FC=30% 過壓密與正常壓密之臨界狀態曲線比較	95
圖 4.5 FC=0%MLS, q 及超額孔隙水壓與軸向應變關係	98
圖 4.6 FC=0%MLS, p'-q 圖之比較	99
圖 4.7 FC=15%MLS, q 及超額孔隙水壓與軸向應變關係	100
圖 4.8 FC=15%MLS, p'-q 圖之比較	101
圖 4.9 FC=30%MLS, q 及超額孔隙水壓與軸向應變關係	102
圖 4.10 FC=30%MLS, p'-q 圖之比較	103
圖 4.11 OC 試體臨界狀態點回歸比較	104
圖 4.12 OC 試體動態三軸試驗結果 (FC=0%)	111
圖 4.13 OC 試體動態三軸試驗結果 (FC=15%)	112
圖 4.14 OC 試體動態三軸試驗結果 (FC=30%)	113
圖 4.15 麥寮砂細料含量與 CRR 比值關係圖	114
圖 4.16 FC=0%之 p'-q 圖	116
圖 4.17 FC=15%之 p'-q 圖	117
圖 4.18 FC=30%之 p'-q 圖	118
圖 4.19 FC=0%NC 與 OC 麥寮砂動態三軸試驗, 超額孔隙水壓與軸向應變關係圖	119
圖 4.20 FC=15%NC 與 OC 麥寮砂動態三軸試驗, 超額孔隙水壓與軸向應變關係圖	120
圖 4.21 FC=30%NC 與 OC 麥寮砂動態三軸試驗, 超額孔隙水壓與軸向應變關係圖	121
圖 4.22 動態三軸前期預剪排出水量 (a) 與孔隙比變化 (b)	123
圖 4.23 前期預剪對麥寮砂動態強度之影響 (FC=30%)	124
圖 4.24 麥寮砂 $V_s - \Psi$ 之關係圖	126
圖 4.25 麥寮砂 $V_{s1} - \Psi$ 之關係圖	127
圖 4.26 CRR- Ψ 關係圖	129
圖 4.27 CRR 與剪力波速關係圖	130
圖 4.28 麥寮砂 Q_p 與 Ψ 之關係圖	138
圖 4.29 麥寮砂與其他乾淨砂之 $Q_p - \Psi$ 關係圖	139
圖 4.30 CRR - Q_p 關係圖	140
圖 4.31 $e - \log \sigma'_v$ 圖	143
圖 4.32 $e - \log \sigma'_v$ 圖 (FC=0%)	144
圖 4.33 $e - \log \sigma'_v$ 圖 (FC=30%)	144

圖 4.34 $e-\log\sigma'_v$ 圖 (FC=50%)	145
圖 4.35 $e-\log\sigma'_v$ 圖 (FC=80%)	145
圖 4.36 $e-\log\sigma'_v$ 圖 (FC=100%)	146
圖 4.37 C_c 值與細料含量關係圖	147
圖 4.38 C_a/C_c 與細料含量關係圖	147



表目錄

表 2.1 各種現地試驗評估液化阻抗之優缺點比較	11
表 2.2 反覆阻抗比修正係數 CR.....	14
表 2.3 麥寮砂與其他砂土基本性質之比較.....	59
表 3.1 動態三軸試驗量測系統規格表.....	76
表 4.1 靜態三軸試驗記錄表.....	90
表 4.1 靜態三軸試驗記錄表 (續)	91
表 4.2 動態三軸試驗記錄表	106
表 4.3 麥寮砂 CPT 試驗紀錄表	133



符號表

- C_c ：壓縮指數 (compression index)
- C_{α} ：二次壓縮指數 (secondary compression index)
- CRR：反覆阻抗比 (Cyclic Resistance Ratio)
- CSR：反覆應力比 (Cyclic Stress Ratio)
- CSL：臨界狀態曲線 (critical state line)
- CU：壓密不排水三軸試驗
- D_r ：相對密度 (relative density)
- e ：孔隙比 (current void ratio)
- e_0 ：初始孔隙比 (initial void ratio)
- e_c ：壓密完成後之孔係比
- e_{ss} ：相同平均有效應力下，CSL 的孔隙比。
- FC：細料含量 (fines content)
- K_0 ：靜止土壓力係數 (earth pressure at rest)
- LL：液性限度 (Liquid Limit)
- LS：Laval Sample
- MLS：麥寮砂 (Mai Liao Sand)
- NCL：正常壓密曲線 (normal consolidation line)
- OCR：過壓密比 (overconsolidation ratio)
- p' ：等向有效應力 (isotropic effective stress)
- p'_{ss} ：相同孔隙比對應至 CSL 上的等向有效應力
- p_a ：一大氣壓力值
- PI：塑性指數 (Plastic Index)
- Q_p ：對平均應力正規化的錐尖阻抗

V_s ：剪力波速 (shear wave velocity)

σ'_h ：水平向有效應力

σ'_p ：單向度壓密的預壓密壓力

σ'_v ：垂直向的有效應力

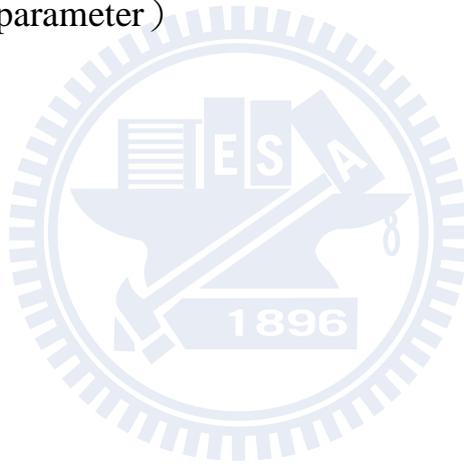
ϕ' ：有效摩擦角 (effective friction angle)

ϕ'_{crit} ：臨界有效摩擦角

γ ：應變速率 (strain rate)

ε ：應變量 (strain)

ψ ：狀態參數 (state parameter)



第一章 前言

1.1 研究動機與目的

從 1980 年代以來，評估土壤液化潛能的方法主要使用的是中國法則 (Chinese criteria)，針對砂土與黏土進行分析。此規則主要是 Wang (1979) 蒐集中國各地場址在強震後的液化資料，觀察出的結果。Seed and Idriss (1982) 將中國準則修改歸納為：小於 $5\mu\text{m}$ 的土壤顆粒少於 5%，液性限度 (Liquid limit, LL) 小於 35%，且含水量 (ω_c) 大於 $0.9LL$ 時，此時黏土土壤具有液化之潛能。

而 Boulanger & Idriss (2006) 的研究中針對粉土質砂進行分析，發現在不排水的動態試驗下，塑性指數 (Plastic index, PI) 於特定小範圍中，存在轉換的過渡行為，從類砂土行為 (Sand-like behavior) 到類黏土行為 (Clay-like behavior)，反覆受剪時的破壞形式分別為應變軟化 (Strain softening) 與流動破壞 (Flow failure) 在動三軸試驗中，當正負極端軸向應變達到 5% 時類砂土之液化，其有效平均圍壓 ($p' = (\sigma'_v + 2\sigma'_h)/3$ ，其中 σ'_v = 有效垂直應力， σ'_h = 有效橫向應力) 接近 0，而類黏土之液化其 p' 則明顯大於 0。

過去研究指出，乾淨砂強度不易受應力歷史影響，黏土則反之。研究將細粒料定義為通過 200 號篩之材料，對員林粉質砂試驗發現隨著細料含量 (Fines Content, FC) 增加，其動態行為由類砂土行為轉變為類黏土行為 (黃安斌等, 2005)。

麥寮砂屬粉土質砂，與員林砂有類似的行為。在相同的孔隙比下，CRR 隨著細料含量的增加而降低。但麥寮砂的壓縮性隨著細料含量增加，使得

不容易在不同細料含量的試體之間選擇共同的孔隙比。因此本研究利用狀態參數 (State parameter, ψ) 作為比較的基礎。狀態參數屬於臨界土壤力學的觀念，同時考慮了孔隙比與有效圍壓，使用上較為直觀、周全。

另一部份，重模試體的行為仍然與天然試體有著顯著的差異。Huang et al. (2007) 利用員林砂的天然試體 (Laval Sample, LS) 及其重模試體進行動態三軸試驗與剪力波速量測，結果發現細料含量對兩項數據的影響，Laval Sample 遠小於重模試體，顯示對員林砂而言，使用重模試體會明顯高估細料含量對動態強度與剪力波速的影響。此現象是否由時間或應力歷史影響，值得探討。

Yoshimi et al. (1994) 將乾淨砂加入百分之五的高嶺土，預先進行一萬次的小振幅剪動，發現其動態強度遠比原始的重模試體高出約一倍，而如此的預先剪動是否能代表應力歷史或時間的影響，仍有待探討。

作者亦使用麥寮砂進行過壓密試體 (OC) 的動態三軸試驗，與正常壓密試體 (NC) 比較，結果顯示過壓密比 (Over Consolidation Ratio, OCR) 對 CRR 的影響隨著細料含量的增加變得更明顯。

論文嘗試整合過去動態三軸試驗與 CPT 標度試驗結果與狀態參數的關係，並加入過壓密動態、靜態三軸試驗，與其狀態參數比較，分析其結果。

1.2 研究流程

研究架構流程圖如圖 1.1，從資料蒐集開始，分為兩部分：過去數據整理與室內試驗。

過去數據整理：彙集分析麥寮砂 CPT 標度槽與與動態三軸資料，利用臨界狀態曲線決定狀態參數 (ψ)，繪製 CRR 及 Q_p (CPT 標度試驗中，對平均有效應力作正規化之錐尖阻抗值) 與 ψ 之關係。

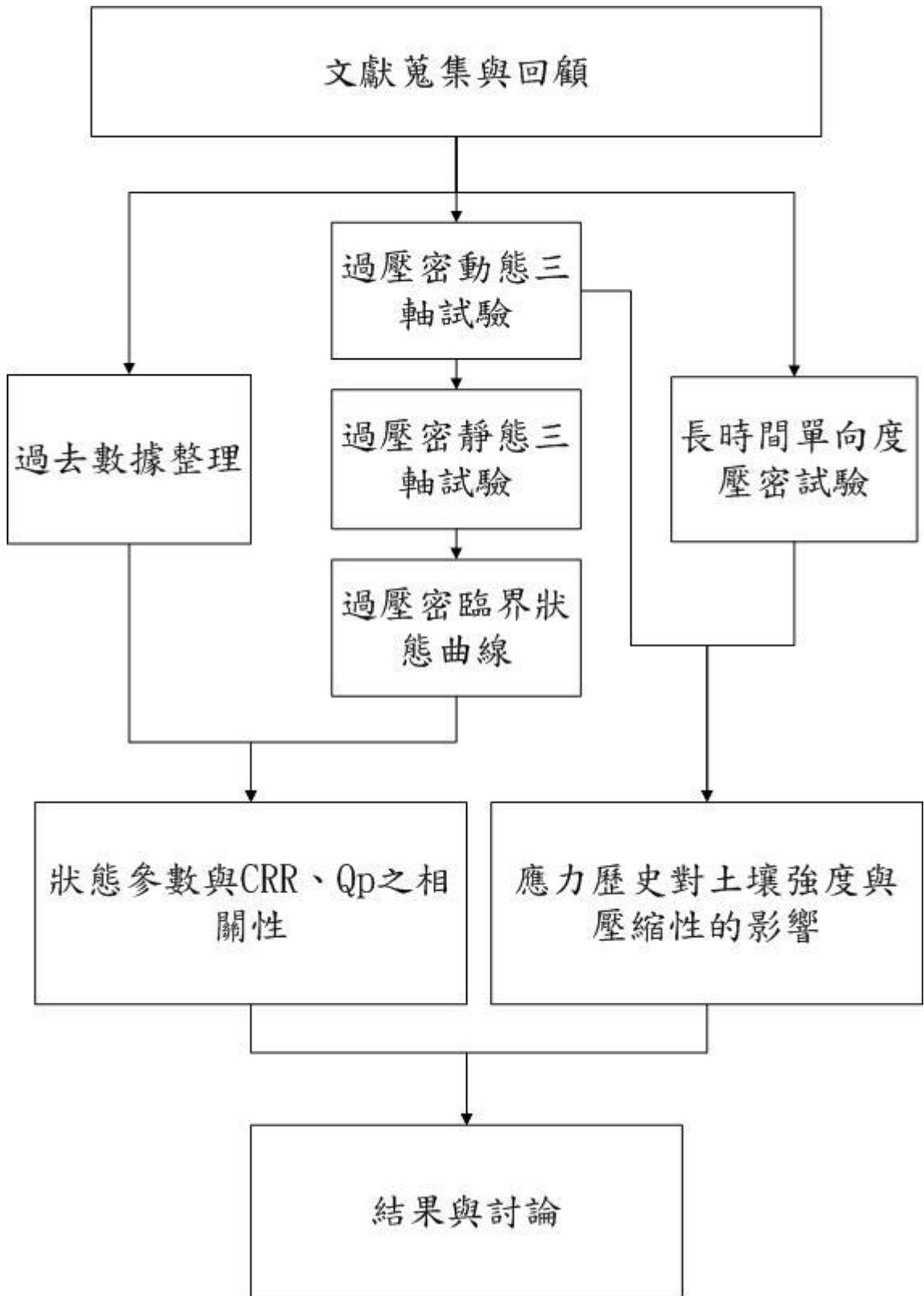


圖 1.1 研究架構流程圖

室內試驗：由於過去的麥寮砂數據多為正常壓密試驗，因此本研究主要針對進行過壓密試體的製作。首先利用靜態三軸試驗，分別以細料含量0%、15%與30%製作過壓密麥寮砂的臨界狀態曲線，同時進行過壓密動態三軸試驗，如此便可以取得過壓密之CRR、剪力波速（Shear wave velocity, V_s ）與 ψ 之關係，並將其加入過去數據中比較與分析。另外搭配長時間單向度壓密試驗，以細料含量區分為0%、30%、50%、80%與100%五個試體進行壓密，期間控制其溫度穩定，第一階段加壓至100kPa後靜置50天後再加載至1MPa，再靜置60天，觀察時間對於壓縮性的影響。

1.3 論文內容概述

本論文內容如下：

第一章：研究動機、目的與論文內容。

第二章：回顧液化行為、評估方法，重模試體製作方法、細料含量的影響與剪力波速量測方法，以及臨界土壤力學的定義與應用、應力歷史所扮演的角色，最後是交大團隊近年對於麥寮砂行為的研究。

第三章：本章介紹試驗規劃與試驗儀器原理、架設流程作介紹。

第四章：建立過壓密麥寮砂之臨界狀態曲線、過壓密麥寮砂之動態試驗結果，觀察CRR、 V_s 、 Q_p 之間的關係。

第五章：結論與建議。

第二章 研究背景

本章先就液化行為、評估方法進行介紹，接著回顧細料含量的影響、重模試體製作方法與剪力波速量測方法，以及臨界土壤力學的定義與應用、應力歷史所扮演的角色，最後是交大團隊近年來對於麥寮砂行為的研究。

2.1 液化

液化一詞 (Liquefaction) 最早是由 Terzaghi 於 1925 年提出，指砂土在不排水的狀態下，受到單向或反覆的擾動後，因土壤體積變化與孔隙水壓的累積而變成稠狀的現象。

2.1.1 液化之定義

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

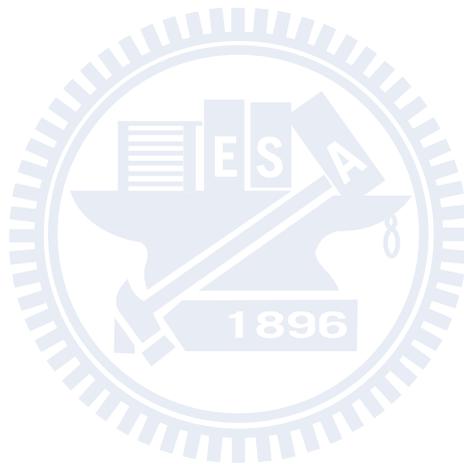
- (1) 液化：當土壤在承受靜態或反覆加載後，超額孔隙水壓使有效應力降低，進而造成持續變形、狀似液態之現象，稱為液化。
- (2) 初始液化：當土壤在承受反覆荷重時，孔隙水壓等於圍壓時之狀態，稱為初始液化或百分之百孔隙水壓比。

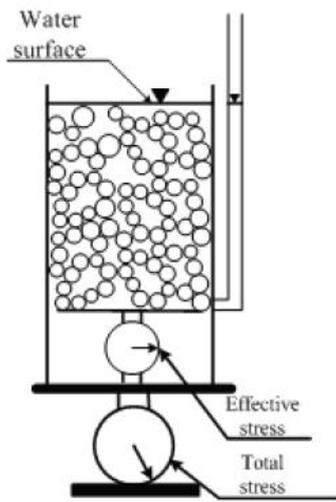
2.1.2 液化之機制

當地震發生時，震波中的剪力波傳至土壤，對其施以反覆加載，土壤在此時會有趨於緊密之排列，且欲將孔隙內之水份排出；但由於有時土壤無法將孔隙水快速排除，以致土壤顆粒間的應力由孔隙水承受，當孔隙水壓

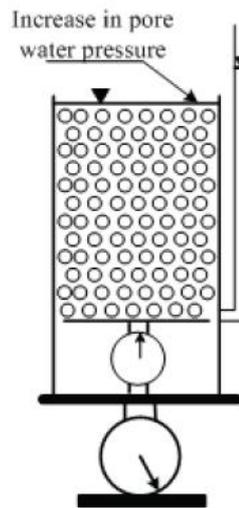
激發速率大於消散速率時，便產生超額孔隙水壓。而超額孔隙水壓等於或接近有效應力時，土壤顆粒於水中呈懸浮狀如液體一般，此時土壤之強度會降低且常伴有相當大的變形，即為一般所謂之液化現象。

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

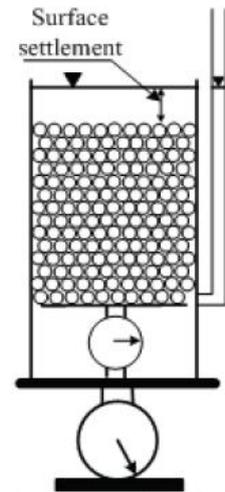




(a) 未受反復剪應力之原狀土層狀態



(b) 液化之土層狀態



(c) 液化行為發生後之土層狀態

圖 2.1 液化示意圖
(After Ishihara, 1985)

2.1.3 液化之現象

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

- (1) 流動液化：當土體受靜力或反覆作用力時，由於超額孔隙水壓的上升，使其有效圍壓幾乎等於零，而造成土體在很低的殘餘強度下持續變形；此種液化大多發生在高孔隙比狀態的土體或較大的圍壓所致，即土體處於壓縮性的狀態下所發生。
- (2) 反覆流動：當土體受反覆作用力，在產生百分之百的孔隙水壓時，只有發生有限的變形，而且土體仍可承受一定程度的作用力；此種類型大多發生在低孔隙比的狀態或反覆作用力較小時，即土體具有膨脹性。

2.2 土壤液化潛能評估

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

2.2.1 簡易法評估土壤液化潛能

根據 Seed and Idriss (1971) 的研究顯示，在簡易法的架構下，地震波

對土層所產生之影響是以一平均剪應力來代表。此剪應力與土層內有效垂直覆土應力之比值稱為反覆應力比 (Cyclic Stress Ratio, CSR)。兩人對 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：

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

當 $z \leq 9.15$ 公尺

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

當 $9.15 \leq z \leq 23$ 公尺

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

其中 τ_{av} ：平均水平剪應力

σ_{v0} ：垂直覆土應力

σ'_{v0} ：有效垂直覆土應力

γ_d ：應力折減係數

z ：深度，以公尺計算

簡易法根據現地試驗結果，例如標準貫入試驗 (Standard Penetration Test, SPT)、圓錐貫入試驗 (Cone Penetration Test, CPT)、剪力波速 (Shear-Wave Velocity, Vs) 以及貝克錘貫入試驗 (Becker Penetration Test, BPT) 等方法，配合現場土壤液化現象觀察所得之經驗關係來做為液化潛能評估之基準。其中 SPT 及 CPT 目前已有大量的經驗資料值，所以被廣泛的運用於土壤液化潛能評估；剪力波速量測具備快速性與方便性，可於短時間內做大範圍的量測，而且為非破壞性量測，所以也經常被運用在土壤液化潛能評估。

BPT 用於大顆粒土壤（如卵石層或礫石層）之液化潛能評估，為抵銷顆粒尺寸之影響，所提出之大型動態貫入試驗之觀念。以上四種不同試驗方法之主要優缺點比較如表 2.1 所列。



表 2.1 各種現地試驗評估液化阻抗之優缺點比較

(Youd et al., 2001)

比較項目	試驗方法			
	SPT	CPT	V_s	BPT
過去在液化地點所做之量測	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



2.2.2 現地取樣與室內試驗評估土壤液化潛能

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

Ishihara (1985) 於現地實施 CPT 試驗，並取得現地乾淨砂 ($FC \leq 10\%$) 送回實驗室進行重模試體動態三軸試驗。將現地 CPT 試驗所得 q_{cl} ，結合室內體動態三軸試驗所得之 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。其指出依現地取樣與室內試驗結果所建立的乾淨砂液化臨界曲線相當吻合 Tokimatsu and Yoshimi (1983) 以簡易法所記錄是否發生液化的許多案例，同時也指出高密度的緊砂，冰凍試體的 CRR 值高於薄管試體；反之，低密度的鬆砂，冰凍試體的 CRR 值低於薄管試體。

由於室內試驗情況與現地存有差異，再者現地土層之實際應力狀況十分複雜，為使室內試驗能模擬現地情況需進行修正，CRR 之修正方式，依 Pyke et al. (1975) 的研究，認為地震的產生來自多方向，比實驗室單方向的反覆式單剪試驗 (Cyclic simple shear tests) 或反覆式動態三軸試驗 (Cyclic

triaxial tests) 較易激發超額孔隙水壓，加速土壤的液化。Seed et al.(1978) 建議現地土層在多方向地震時所感受之反覆應力比 $(\tau_{cyc}/\sigma'_c)_{field}$ 應較實驗室反覆式單剪試驗要少 10%，而現地 ($K_o \neq 1$) 之反覆應力比與反覆單剪試驗或動態三軸試驗 ($K_o=1$) 所得動態應力比可用式 (2-4) 與式 (2-5) 之關係式來表示。

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

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

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

表 2.2 反覆阻抗比修正係數 C_r

(修改自 Kramer, 1996)

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

2.3 CPT 液化潛能評估

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

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

- CPT 試驗程序比 SPT 較容易而且較為經濟。
- 試驗過程較為標準化。
- 試驗結果具有較高的重複性。
- 可提供土層貫入紀錄的連續資料。
- 能清楚描述土層的變異位置。

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

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

同時以地震發生後，現地有無液化現象發生，並以 Seed and Idriss (1971) 所提出公式 (2-1) 之反覆應力比，繪製出乾淨砂或粉土質砂之液化臨界曲線。Seed and De Alba (1986) 也曾依據 Seed et al. (1985) 所提出的乾淨砂 SPT $(N_1)_{60}$ 對公式 (2-1) CSR 的液化臨界曲線，同樣以土壤顆粒大小 D_{50}

為基準，將 $(N_1)_{60}$ 轉換為 CPT 之錐尖阻抗值 q_c 而得到有效覆土壓力修正及正規化之 q_{c1N} ，如公式 (2-7)，並繪製乾淨砂液化潛能評估之臨界曲線。

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

其中 $p_{a2} = 0.098\text{MPa}$ ，1 大氣壓。

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

Stark and Olson (1995) 針對 180 個現場液化及非液化案例，並於現地施作 CPT 再依公式 (2.1) 計算 CSR 值，繪製出土壤液化臨界曲線，其中乾淨砂有 45 個案例。Stark and Olson (1995) 將現地土壤以顆粒大小 D_{50} 分為三類，繪製出含細料砂土之液化臨界曲線如圖 2.2 所示。

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

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 試驗結果之正規化貫入阻抗 (Normalized CPT penetration resistance, Q_T) 以及正規化摩擦比 (Normalized friction ratio, F_r)，提出土壤型態指數 (Soil behavior type index) I_c 來估算細料含量，而

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

其中

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

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

I_c 與 FC 之經驗關係為 (FC < 50%)

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

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

當 $I_c > 1.64$

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

當 $I_c \leq 1.64$

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

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

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

最後由式 (2-13) 或 (2-14) 計算出含細料砂土層的反覆阻抗比 CRR。

當 $(q_{cIN})_{cs} < 50$

$$CRR_{7.5} = 0.833 [(q_{c1N})_{cs} / 1000] + 0.05 \dots\dots\dots (2-13)$$

當 $50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160$

$$CRR_{7.5} = 93 [(q_{c1N})_{cs} / 1000]^3 + 0.08 \dots\dots\dots (2-14)$$

以 Seed and Idriss (1971) 所提出的公式 (2.1) 計算地震所產生的 CSR，如此可依公式 (2-15) 計算土層的抗液化安全係數，(2-15) 式中 MSF 為地震規模放大因子 (Magnitude Scaling Factor)，由式 (2-16) 來決定。若 $FS < 1$ ，則表示土壤會產生液化；若 $FS > 1$ ，則表示土壤不會因地震產生液化現象。

圖 2.3 顯示乾淨砂與不同細料砂土層 I_c 所界定出的 CRR 關係曲線。

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

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

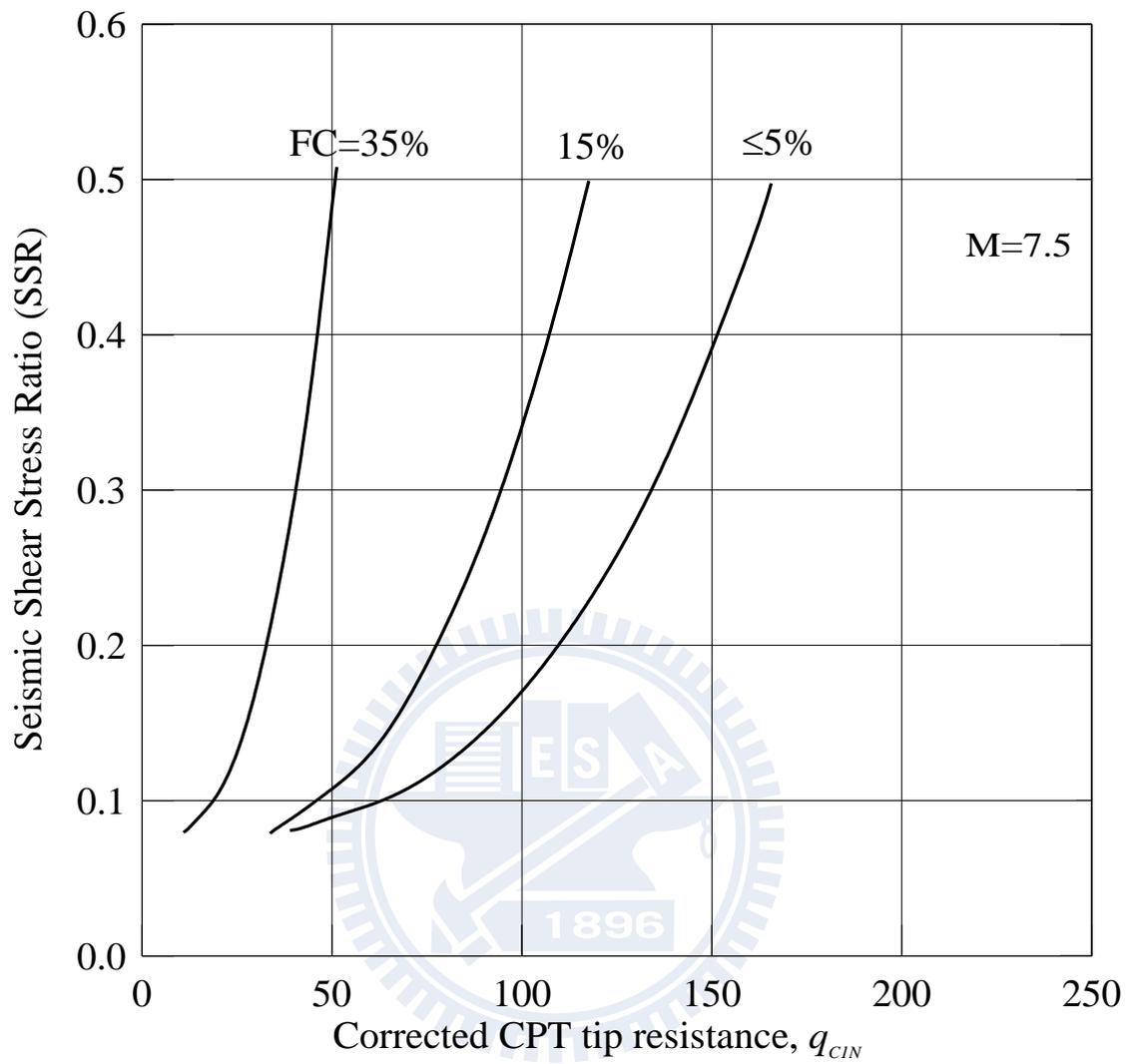


圖 2.2 不同細料含量之液化潛能臨界曲線圖

(Stark and Olson, 1995)

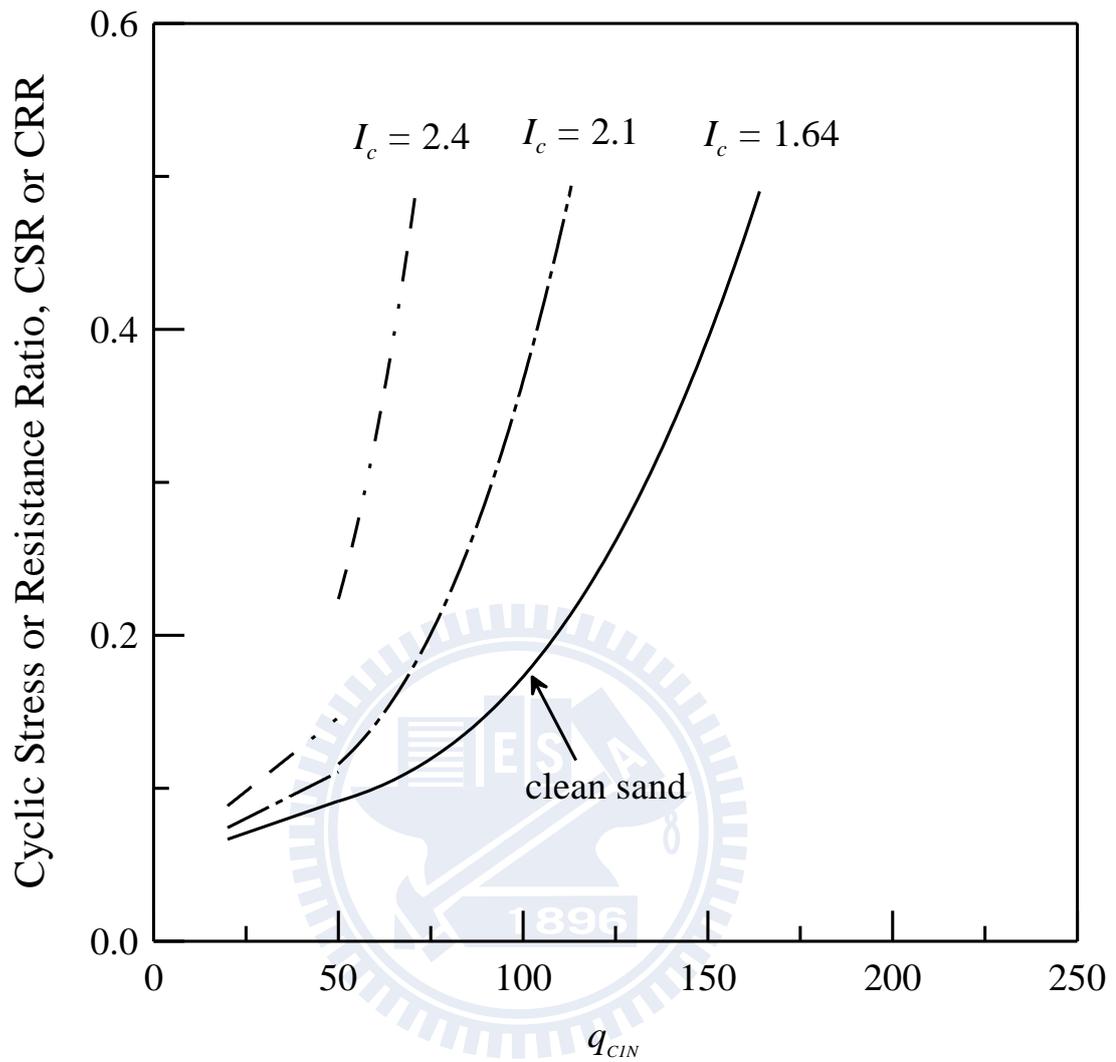


圖 2.3 乾淨砂與各種含細料砂土層 I_c 所界定出的 CRR 關係圖

(Robertson and Wride, 1998)

2.4 重模試體製作方式

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

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

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

水中沉降法 (Water Sedimentation, WS) 和泥漿沉降法 (Slurry Deposition, SD)：水中沉降法是先將除氣水置於模具內，利用漏斗將乾的砂土分層經由

除氣水逐漸沉澱，每層視試體情況靜置 20 min~24 hr，等到水澄清為止，需注意漏斗底部與水面的距離不應太大，保持約 1~3 mm，可利用橡膠鎚於模具外輕敲，以達到要求之緊密度；泥漿沉降法和水中沉降法最大不同處，在於泥漿沉降法不分層製作試體，一次將土樣置於容器中加除氣水混合，當試體充分混合後，將容器放入模具內並迅速將容器抽出，僅留下試體於模具內，利用橡膠鎚在模具外輕敲，以達到要求之緊密度。

2.5 影響粉土質砂土抗液化強度之因素

影響粉土質砂土抗液化強度的因素甚多，包括顆粒組構、顆粒大小與形狀、礦物成分、形成年代、膠結程度、細料含量、細粒塑性指數、平均有效應力等。本節將分別討論顆粒組構與細料含量對砂土抗液化強度的影響。

2.5.1 顆粒組構對砂土抗液化強度的影響

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

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

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

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

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

2.5.2 細料含量對砂土抗液化強度的影響

在過去室內液化研究中，大多專注於乾淨砂方面，然而自然界的砂土大多具有細粒料；根據現地液化研究指出 (Seed et al., 1983; Seed, 1987; Seed and Harder, 1990)，具有細粒料的砂土其液化行為與乾淨砂略有不同，因此近年來許多學者針對於具有細粒料的砂土做了研究，關於抗液化強度其細粒料含量的影響結論不盡相同，主要以下三種之結論，一共分為抗液化強度隨細料含量減小、增加與強度先降低再增加等三派。

造成細粒料含量影響結論的不同之因素整理如下：

- 1、砂土粗細顆粒大小：主要以砂土顆粒構造的觀點來探討，假設 D 為粗顆粒直徑， d 為細顆粒直徑，一般來說在細粒料含量低時， D/d 比值越大，代表細粒料越容易在粗顆粒構成的孔隙中滾動，則試體結構較為鬆散；相反的在細粒料含量高時，試體行為由細粒料控制。

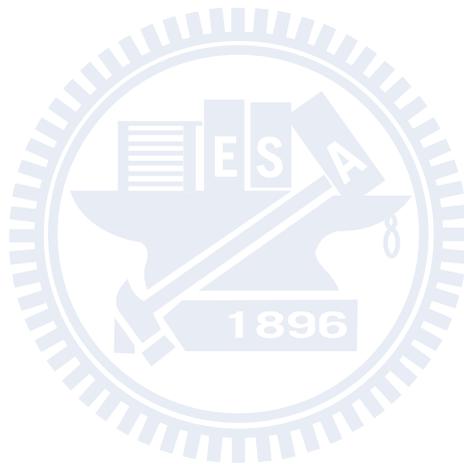
Thevanayagam (1998) 指出 D/d 約大於 6.5 倍時，細顆粒才能夠自由地在粗顆粒構成的孔隙中滾動；若細顆粒於低細粒料含量中，能夠輕易滾動，則砂土的強度會有明顯的降低。

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

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

4、分析方法的不同：分析細粒料含量的影響時，不同的細粒料含量之試體需要有相同的指標數值作為依據，不同的指標數值，常常會有不同的結論，由於具有細粒料的砂土，其顆粒構造與不具細粒料的乾淨砂有所不同，因此，除了傳統分析乾淨砂力學行為的指標指數外，學者們也以砂土顆粒結構的觀點，進而提出不同之指標數值，如相對密度、孔隙比 e (Global void ratio)、 e_s (Skeleton void ratio)、 e_{st} (Intergranular void ratio) 與 V_d (體積減少

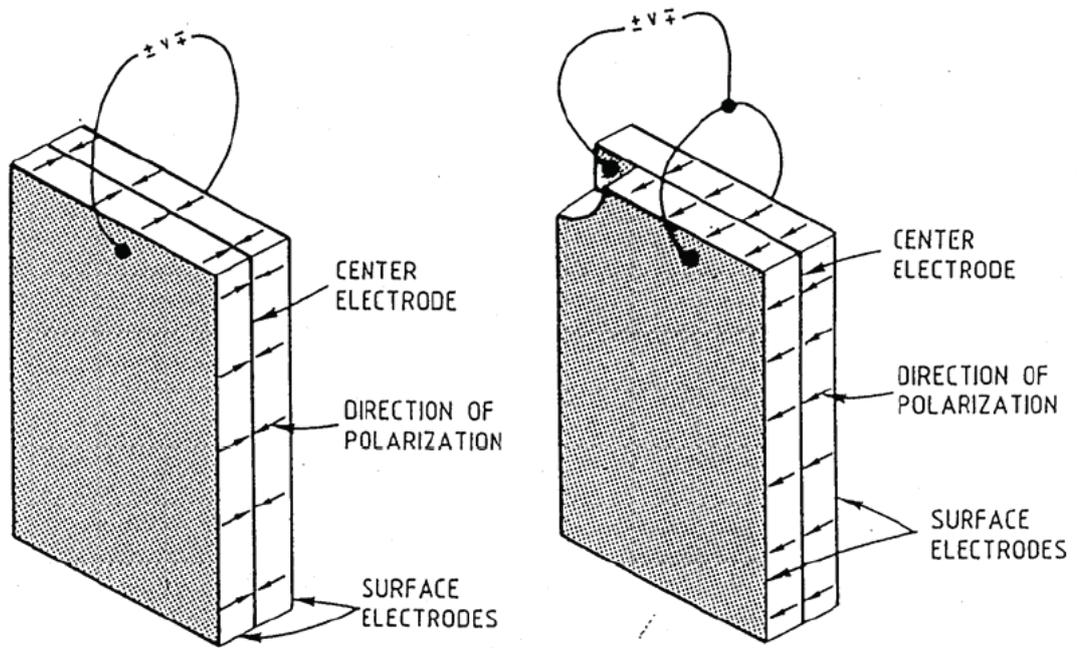
潛能) 等；Polito et al. (2001) 曾對相對密度、 e 以及 e_s 來進行分析，提出此三種分析方式皆無法將細粒料含量的影響完全獨立，僅在特定的相對密度、孔隙比或細粒料含量範圍下，才能夠將細粒料含量獨立。



2.6 室內剪力波速量測

美國德州大學 (University of Texas at Austin) 利用剪力片 (Shear plate) (Shirley, 1978) 進行土壤剪力波速的傳送與接收之室內試驗，剪力片以石英或壓電水晶為主要元件，然而，拜現代科技之賜，目前以壓電陶瓷材料所組成之剪力波元件 (Bender element) 逐漸取代剪力片；目前關於剪力波速室內量測方法多採用一組剪力波元件進行剪力波速的量測；壓電陶瓷可分為串聯 (Series connect) 與並聯 (Parallel connect) 兩種連接方式，如圖 2.4，不同的連接方式會有不同的壓電特性，串聯時機械能轉換為電能之功率是並聯的兩倍；反之，並聯時電能轉換為機械能的功率是串聯的兩倍，故利用壓電陶瓷剪力波元素量測剪力波速時，一端以波形產生器 (Function generator) 激發剪力波，另一端接收剪力波並由示波器 (Oscilloscope) 或電腦上判斷剪力波初達時間，便可推算剪力波速，如圖 2.5 所示。

剪力波元件試驗中，波傳時間判定最為重要。影響波傳時間之判定因素包含了剪力波激發能量、剪力波元件排列方向及激發型式與頻率等，關於諸項因素之研究，國內外已有諸多研究，將分述如下：



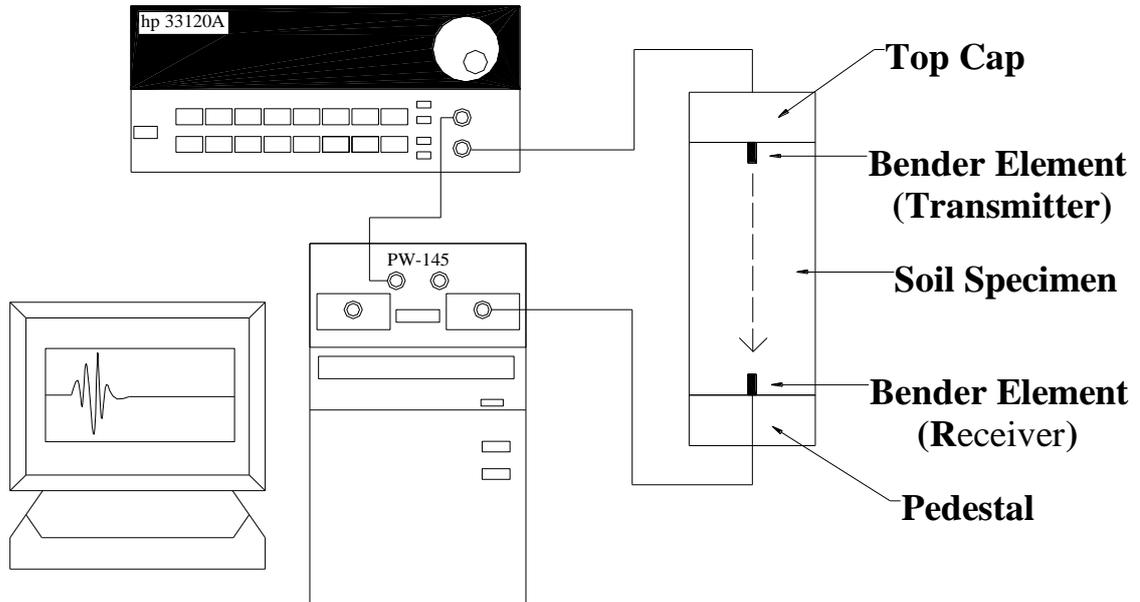
(a) 串聯式

(b) 並聯式

圖 2.4 剪力波元件連接方式

(Dyvik and Madshus, 1985)

Function Generator



Wave Signal System

圖 2.5 剪力波量測試驗示意圖

(林靜怡, 2003)

2.6.1 剪力波元件排列方向

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

2.6.2 激發能量之選擇

壓電陶瓷在製造的過程經過極化 (poling) 的步驟，極化電壓的大小及方向便決定壓電材料之特性，因此 Viggiani and Atkinson (1995) 指出土壤剪力波元件試驗所使用之激發電壓單一振幅不宜超過壓電材料之極化電壓，一般而言，土壤剪力波試驗所使用之壓電材料極化電壓以 10 伏特為主，因此試驗時激發電壓不宜超過 10 伏特，否則將會重新極化壓電材料而改變其特性，故本試驗採用之激發電壓為 10 伏特。

2.6.3 激發型式之選擇及波傳時間之判斷

室內進行剪力波元件試驗一般多採用單一週期波形作為激發型式，激發型式一般有兩種選擇，一為方波，另一者為正弦波，其波傳時間之判斷亦不相同。

在說明波形選擇之前，先回顧過去關於波傳鄰域效應 (Near field effect) 的影響之文獻，再一併探討激發波形的選擇所產生之鄰域效應對波傳時間之影響。

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

解，而其衰減情形可由 R_d 試驗條件因子來控制觀測點所收到的波形形狀：

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

其中，

d = 波傳遞距離

λ = 激發波長

f = 激發波頻率

V_s = 材料之剪力波速

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

R_d 影響因子，由圖 2.6 分別以 $R_d=1.1$ 及 $R_d=8.1$ 不同狀況下比較可了解，當 R_d 較小時，鄰域效應相當明顯，而當 R_d 相對較大時，鄰域效應的影響較小，因此可知在相同試體高度及相同激發頻率之下，若試體的勁度越大，波速傳遞越快，鄰域效應的影響亦越大。

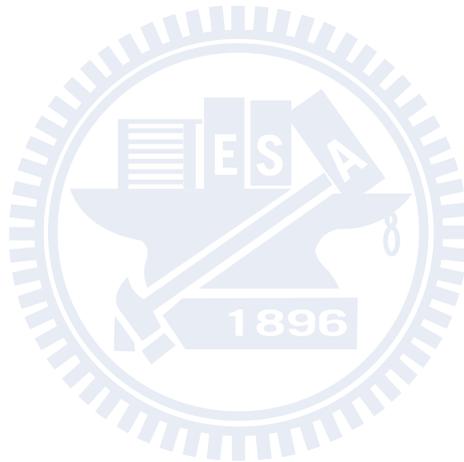
如圖 2.7 中，點 0 至點 1 之間初始軌跡會有偏離的現象（及解釋鄰域效應所造成），而後波型隨之上揚點才是剪力波到達時間，因此常常造成到達時間的誤判。

發射波為方波時，方波波傳時間之判定，是由輸入示波器觸發頻道之激發波形起始點與接收頻道接收波形反轉點之時間差，Abbiss (1981) 認為剪力波到達的時間，應以接收波形之第一反折點為基準，由於方波為正弦波與餘弦波不同頻率之組合，會使接收波形的反轉點受到鄰域效應影響，即

使採用高頻波，鄰域效應亦會一直存在。若以正弦波為激發波形時，其波傳時間判斷，是由輸入示波器觸發頻道之激發波形波峰與接收頻道接收波形波峰之時間差，較不容易受到鄰域效應的影響。

Kawaguchi et al. (2001) 以不同試體長度 (0.65cm 及 2.76cm) 進行試驗，接收波形如圖 2.8 (a) 所示，圖上 A、B、C 及 D 點為不同判斷時間到達點，由圖 2.8 (b) 可了解若以 C 點判斷為時間到達點，則試體由波速所換算的剪力模數不會受到試體長度的影響。

基於上述的說明，因此本試驗以單一週期正弦波作為激發波形，並以 Kawaguchi et al. (2001) 所提出由圖 2.8 (a) 中 C 點判斷為剪力波到達時間點。



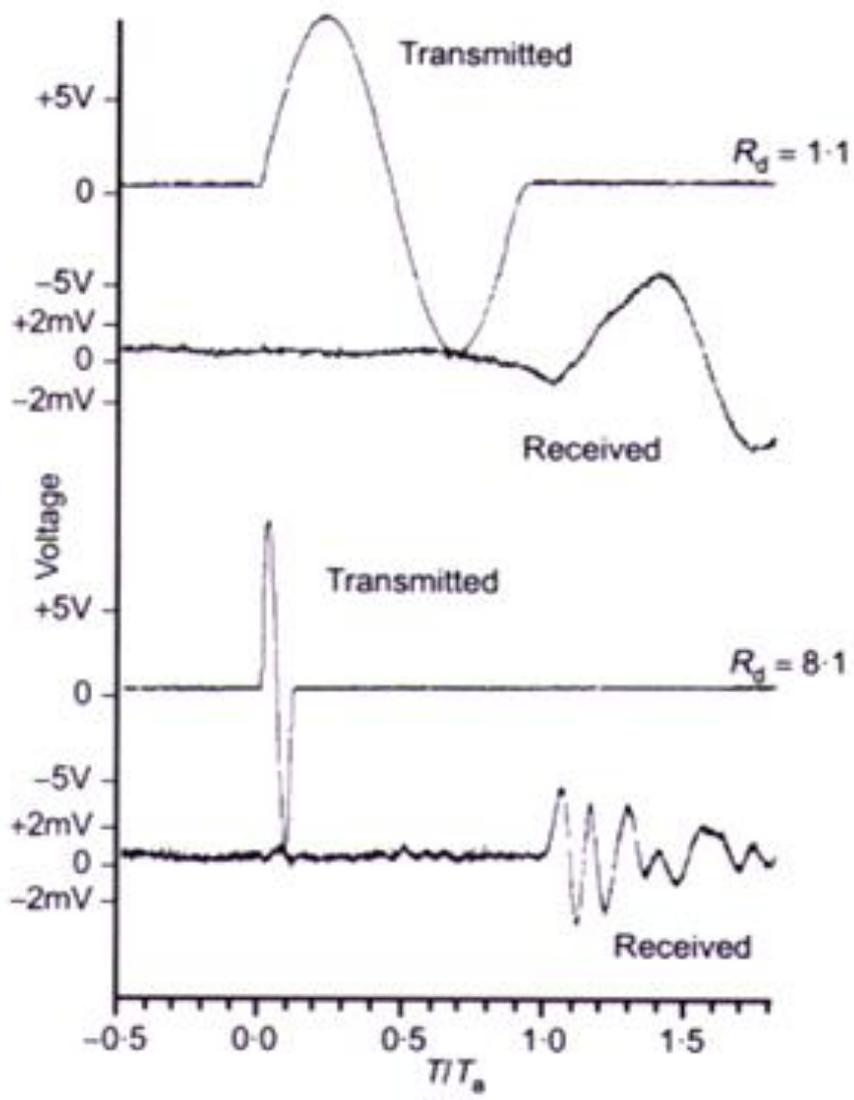


圖 2.6 不同 R_d 影響因子所致試驗結果

(Jovicic et al., 1996)

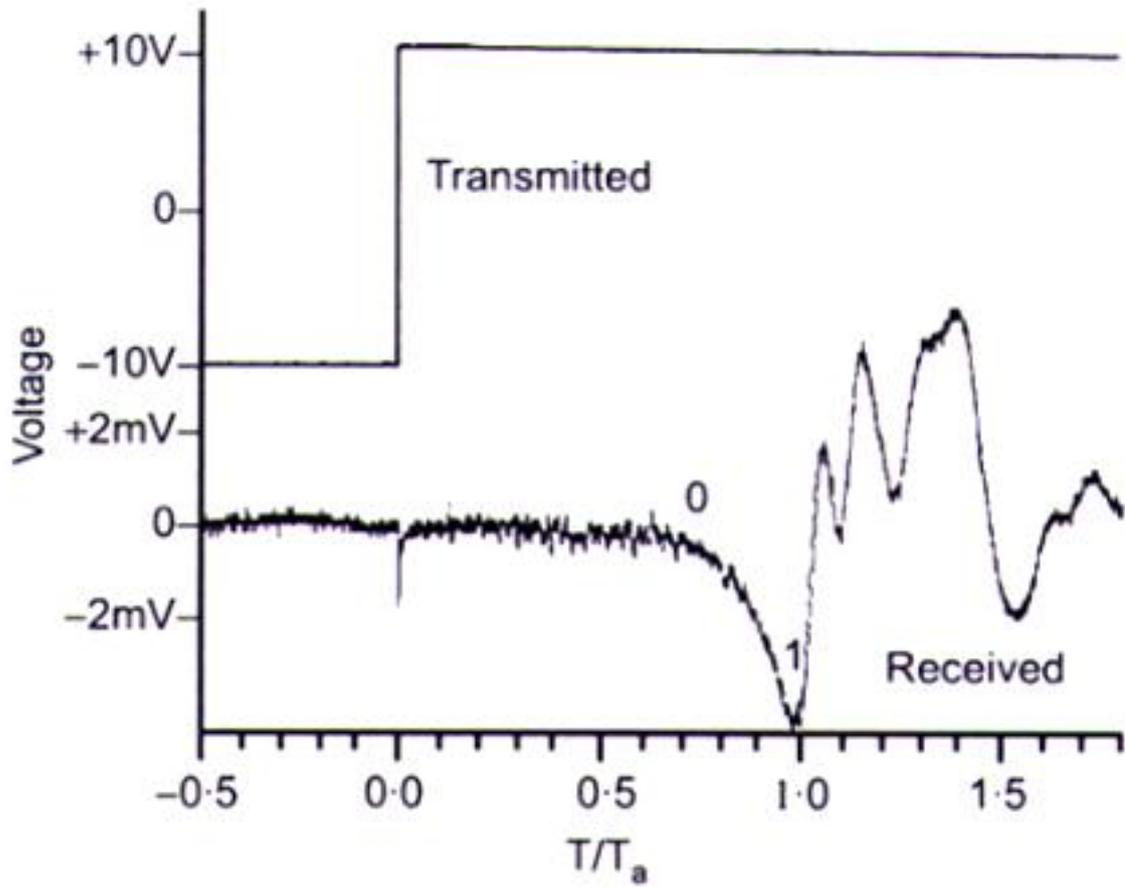


圖 2.7 高嶺土，以方波為激發源

(Jovicic et al., 1996)

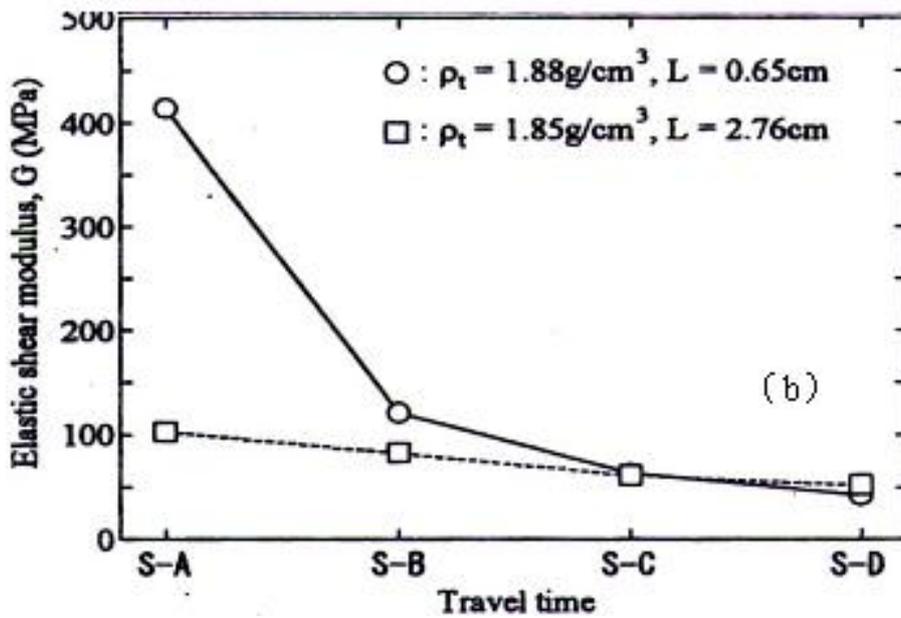
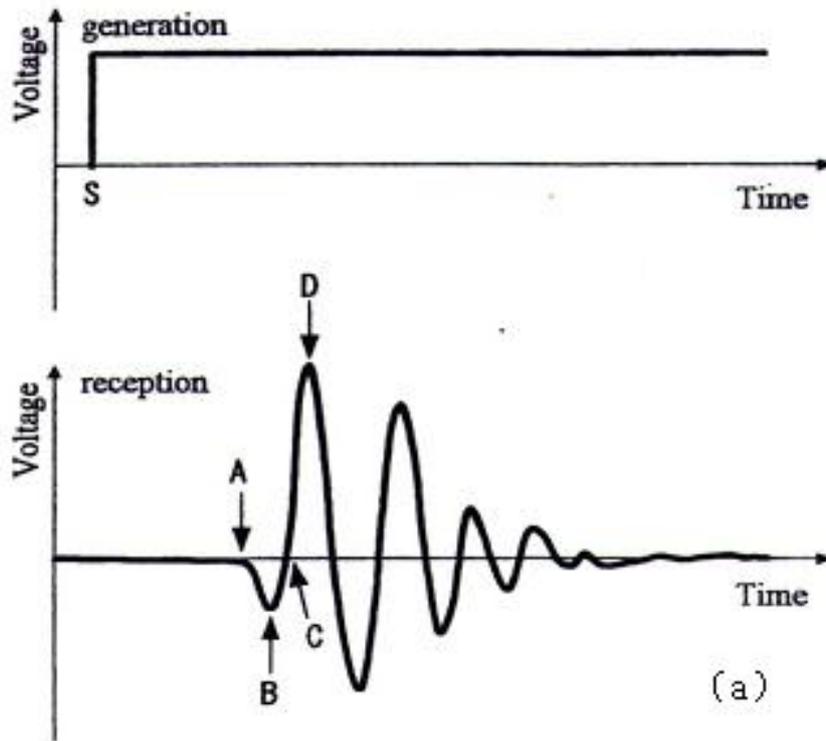


圖 2.8 不同時間到達點下試體長度對剪力模數 (G) 的影響

(Kawaguchi et al., 2001)

2.6.4 激發頻率之選擇

Dyvik and Madshus (1985) 提出剪力波激發頻率的改變會影響接收波形之振幅大小，當剪力波元件激發頻率與土壤達到共振時，接收波形會產生最大振幅，此時的激發頻率可視為最佳激發頻率，但因為試驗土樣、試體條件狀況不同，故試驗時必須不斷的調整激發頻率，以得到土壤試體之最佳激發頻率。Dyvik and Madshus (1985) 建議剪力波元件之發射波宜使用 5~100Hz 之方波，而 Viggiani and Atkinson (1995) 建議若使用正弦波時，頻率應介於 1kHz~10kHz 之間，均可避開鄰域效應。

根據黃耀道 (2007) 對剪力波進行測試，本研究所使用之剪力波元件在 6kHz 時與土壤會有最大之振幅。因此本研使用 6kHz 單一週期正弦波作為激發波形，而判斷剪力波到達時間點 Kawaguchi et al. (2001) 所提出由圖 2.8(a) 中 C 點作為初達波到達之時間點。

2.7 臨界土壤力學概述

2.7.1 臨界狀態與穩定狀態

臨界土壤力學 (Critical state soil mechanics, CSSM) 是一種有用的觀念框架來說明土壤的行為。核心概念是土壤受剪到一個極限狀態 (Critical state, CS) 時，存在獨特的有效應力與孔隙比關係，而與應力歷史或應力路徑無關。

臨界狀態的觀念最早可以追溯到 1936 年，當年 Casagrande 利用剪力盒分別對鬆砂與緊砂進行試驗，發現兩者皆收斂到相似的孔隙比，他將之稱作臨界孔隙比 (Critical void ratio)。而臨界狀態接著由 Roscoe et al. (1958) 定義，指在排水、應變控制的三軸試驗中，試體的體積變化與軸差應力都達到一個極限穩定狀態，其軸應變量大於 20%。而由於試驗方法的不同，也產生了“穩定狀態” (Steady state, SS) 的名詞，是利用不排水與應力控制的三軸試驗所得到的結果。而由文獻也可得知，CS 與 SS 基本上是相同的 (Been et al., 1991; Verdugo & Ishihara, 1996; Riemer & Seed, 1997; Li & Wang, 1998)。而考慮兩者相同的情況下，我們將 Critical state 作為單一的用詞。

2.7.2 狀態參數

狀態參數 (State parameter, ψ)，指透過一系列三軸試驗得到 CSL 後，在一指定的平均有效應力下，試體的孔隙比與 CSL 的差值。如圖 2.9 所示。

以符號表示：

$$\psi = e_0 - e_{ss} \dots\dots\dots (2-18)$$

ψ = state parameter

e_0 = 現有孔隙比

e_{ss} = 相同平均有效應力下，CSL 的孔隙比。

狀態參數若大於零，則表示土壤在受剪後將會收縮（排水狀態），或是產生正的超額孔隙水壓（不排水狀態）；小於零則反之。因此狀態參數是判斷試體材料為膨脹或收縮性的理想指標。

2.7.3 臨界狀態曲線的獨特性

內稟性質（Intrinsic properties、本徵性質）指的是材料本身不會隨著狀態或邊界條件而改變的特性，並可明顯地量測到。例如：粒徑分佈、顆粒形狀、礦物性質與臨界狀態曲線等等。內稟性質決定了描述臨界狀態曲線的參數，因此成就了它的獨特性。

過去的研究也證明了相同種類的試體，受到剪動後，最後都會收斂到同一條 CSL 上，而無視其初始狀態。（Been et al., 1991; Ishihara, 1993; Verdugo & Ishihara, 1996; Riemer & Seed, 1997）但其中比較有爭議的是試體準備方法（Sample preparation method, SPM）的影響，針對這點，Ishihara 等人（Ishihara, 1993; Zolotovic & Ishihara, 1997）使用了溼夯法與乾置法，結果得到一樣的 CSL，指出土壤在初期的顆粒結構等等的狀態，都會在受到巨大的剪應變後被抹除。

然而 Been & Jefferies（1985）在觀察到，低塑性細料是會影響臨界狀態曲線的。相關的研究更是在近年來持續進行（Lade & Yamamuro, 1997; Thevanayagam, 1998; Ni et al., 2004）。

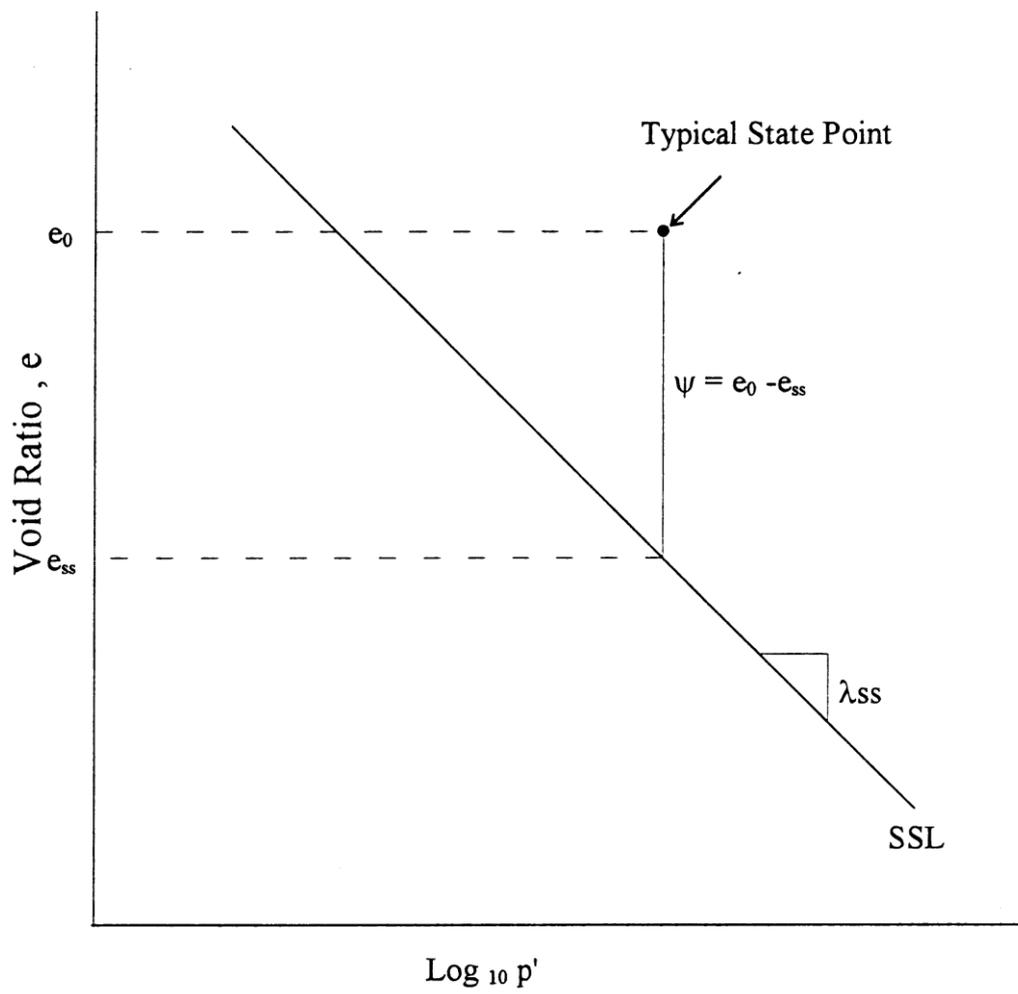


圖 2.9 狀態參數定義
(Been & Jefferies, 1985)

2.7.4 液化強度與狀態參數

Been & Jefferies 在 2000 年觀察數種乾淨砂在 CRR 與 ψ 之間的關係，發現 ψ 值降低時，CRR 有上升的趨勢，兩者相關性如圖 2.10。而 ψ 分佈的位置幾乎都小於零，也就是說其材料多屬膨脹性，或在不排水狀態下剪動時產生負值超額孔隙水壓。

2.7.5 Q_p 與狀態參數

利用 CPT 試驗取得狀態參數的方法在 1980 年代就已由 Been 等人所提出 (Been et al., 1986; Been et al., 1987)，正規化錐尖阻抗值 Q_p 定義為：

$$Q_p = \frac{(q_t - p_0)}{p_0'} \dots\dots\dots (2-19)$$

q_t = 經過不等面積修正後的錐尖阻抗

p_0 = 總應力

p_0' = 平均有效應力

而 Q_p 與 ψ 的關係亦由 Jefferies & Been 於 2006 年提出：如圖 2.11，同樣針對 13 種不同的砂土材料，首先提出每種材料在 $Q_p - \psi$ 關係中，都可以找到一個最佳回歸公式：

$$Q_p = k \times \exp(-m\psi) \dots\dots\dots (2-20)$$

其中參數 k 、 m 與材料種類有關。

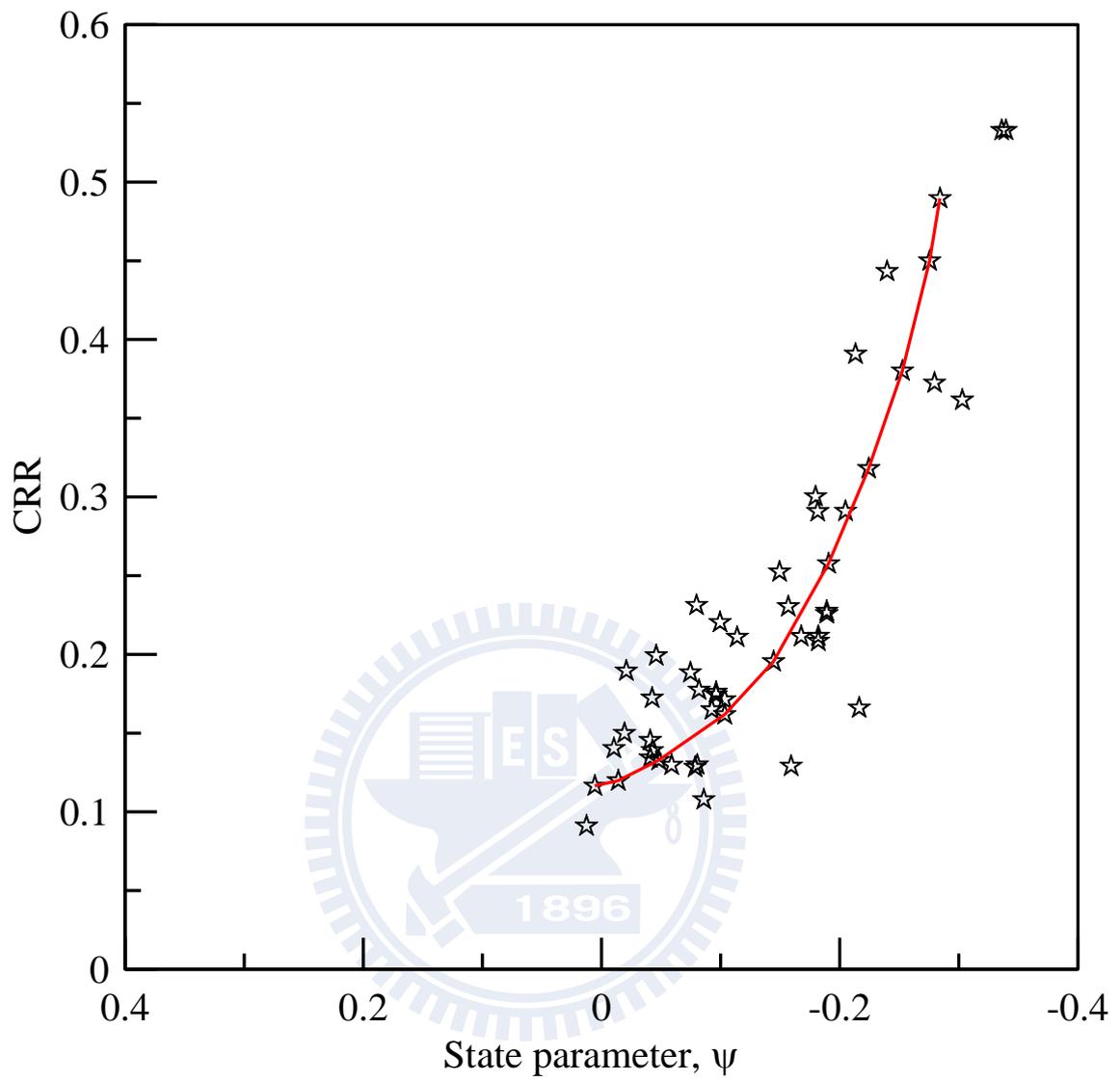


圖 2.10 乾淨砂 CRR— ψ 關係

(Jefferies & Been, 2006)

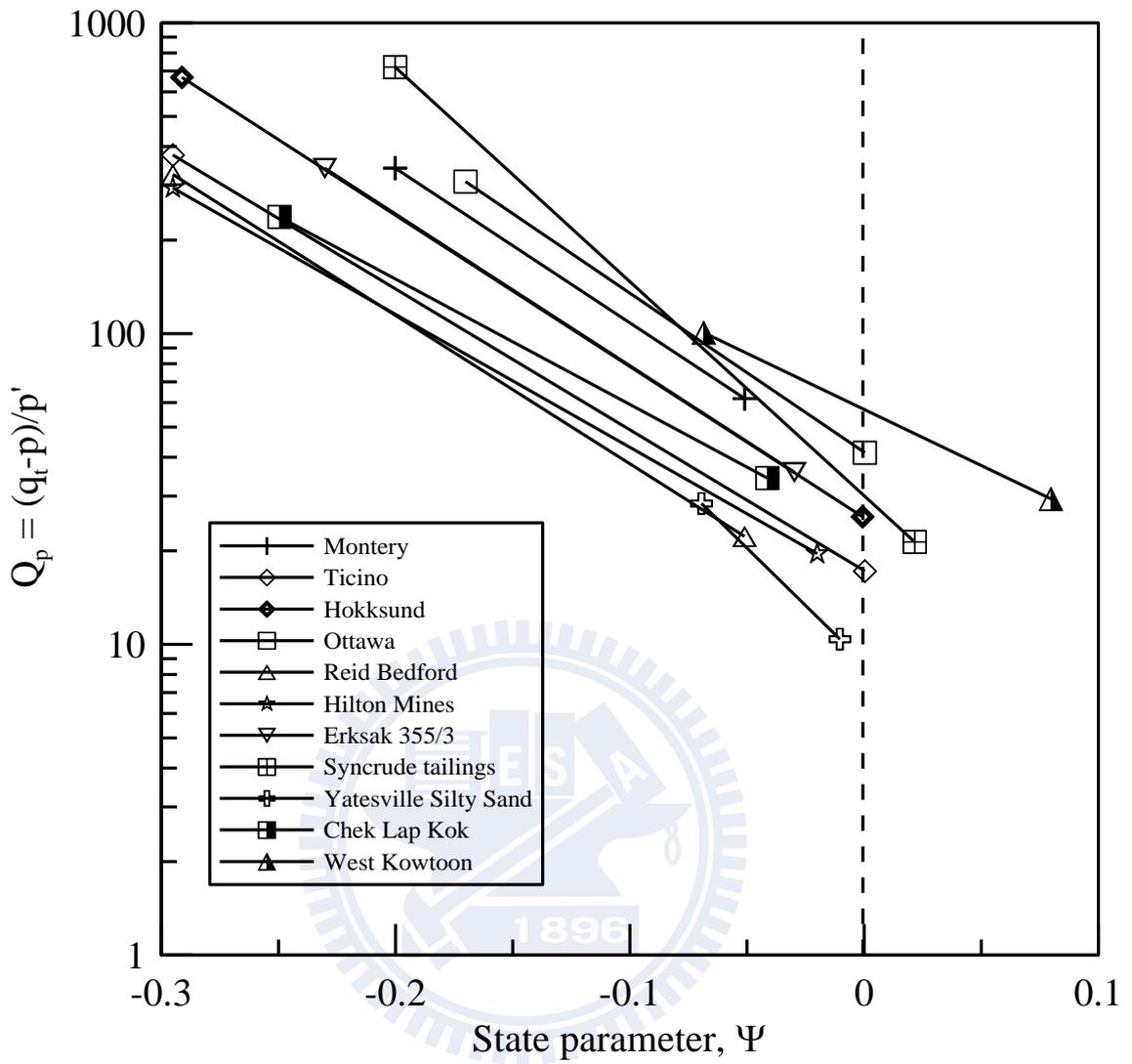


圖 2.11 乾淨砂 $Q_p - \psi$ 關係

(Jefferies & Been, 2006)

2.8 類砂土／類黏土行為

從 1980 年代以來，評估土壤液化潛能的方法主要使用的是中國法則 (Chinese Criteria)，針對砂土與黏土進行分析。此規則主要是 Wang (1979) 蒐集中國各地場址在強震後的液化資料，觀察出的結果。Seed and Idriss (1982) 將中國準則修改歸納為：小於 $5\mu\text{m}$ 的土壤顆粒小於 5%， $LL < 35\%$ ，且 $\omega_c > 0.9LL$ 時，此時黏土土壤具有液化之潛能。而 Bray et al. (2004) 觀察 1999 年 Kocaeli 地震的 12 個場址，顯示 $PI < 12$ 且 $\omega_c > 0.85LL$ 時，砂土容易在受震動後液化；而 $12 < PI < 20$ 、 $\omega_c > 0.8LL$ 時，則明顯不易液化但仍有機會形成反覆流動 (Cyclic mobility)。

2006 年由 Bray & Sancio (2006) 提出對含有塑性細料土壤液化潛能評估的建議，如圖 2.12，考慮土壤含水量與塑性指數，而不參考粒徑分佈。含有細料砂土在反覆受載的情況下，液化行為呈現應變軟化而非流動破壞 (Boulanger & Idriss, 2006)。流動破壞屬於類砂土行為 (Sand-like)：試體在動態三軸試驗中，正負軸向應變到達 5% 液化時，平均有效圍壓 p' 接近 0，而類黏土 (Clay-like) 之 p' 則明顯 > 0 。圖 2.13 則是兩人提出土壤塑性指數與類砂土/類黏土液化行為之關係，顯示兩者之間存在一過度區塊，提供轉換的可能。黃安斌等 (2005) 利用 Laval 取樣法取得員林砂之非擾動試體，進行動態三軸試驗，顯示在細料含量從 18% 增加到 89% 的情況下，液化行為由類砂土轉為類黏土。

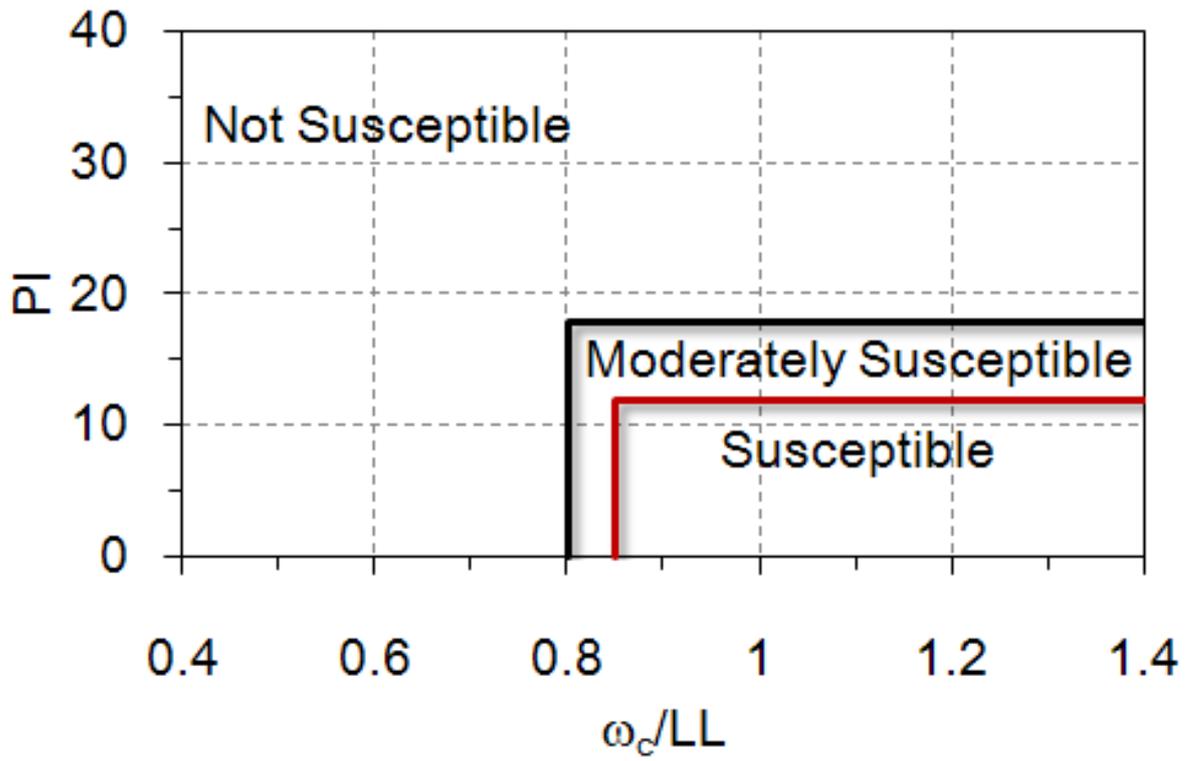


圖 2.12 凝聚性土壤液化潛能評估方法
(Bray & Sancio, 2006)

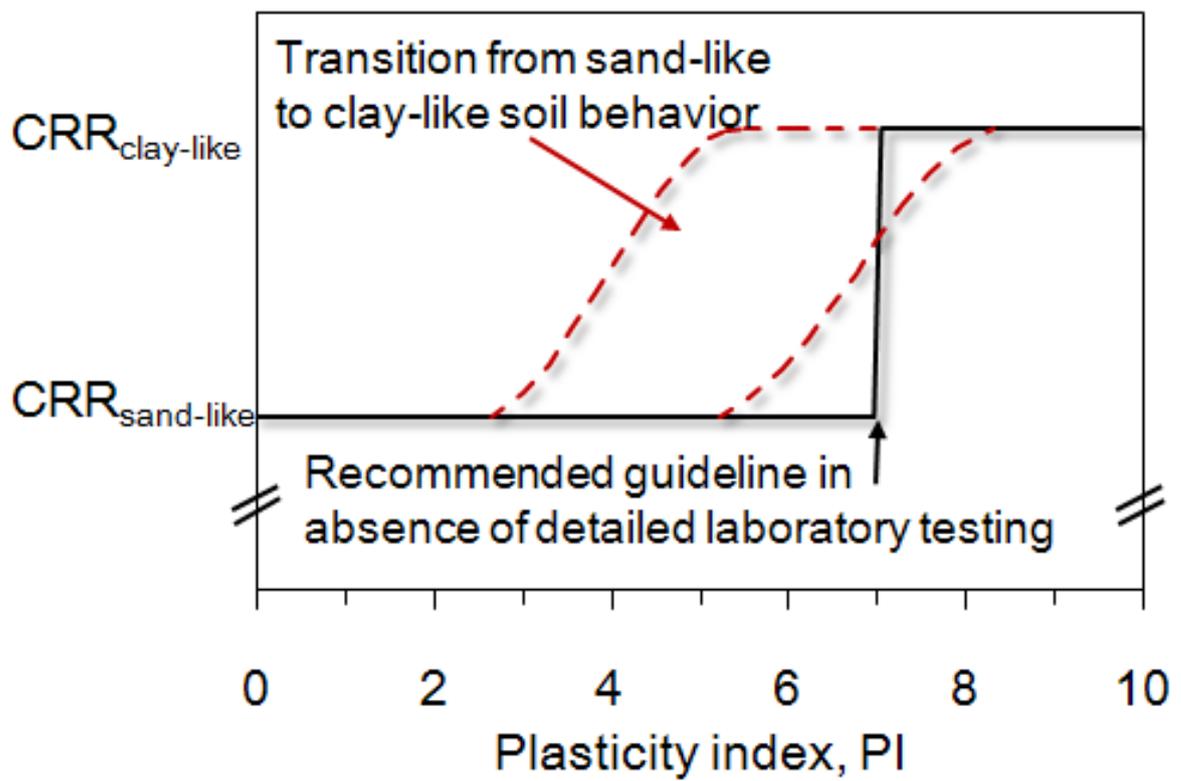


圖 2.13 類砂土/類黏土行為與 PI 之關係
(Boulanger & Idriss, 2006)

2.9 應力歷史對土壤強度的影響。

2.9.1 震動歷史對液化強度的影響

由過去的文獻可以瞭解應力歷史會影響液化強度。Seed et al. (1975) 利用大型震動台 (Shaking table) 進行試驗，先施加五次相當於地震規模為 5 的小震動，發現其液化強度大幅提昇約 45%，如圖 2.14 所示。

Yoshimi et al. (1994) 對試體施加預先震動的方式則是控制軸向應變小於 0.1%，以 0.2Hz 反覆施加 10,000 次小幅度震動，可從圖 2.15 中看出抗液化強度都有明顯的提昇。另外利用 Toyoura Sand (日本典型乾淨砂之一) 加入 5% 高嶺土模擬粉土質砂，強度同樣增加 (Yoshimi & Goto, 1996)。

2.9.2 推測液化強度隨震動歷史提昇的原因

推測液化強度隨震動歷史增加的原因，主要分為：

- 1、 試體側向壓力比 K_0 隨震動歷史增加 (Youd, 1975; Pyke, 1973)。
- 2、 試體體積改變使得土壤結構產生變化。

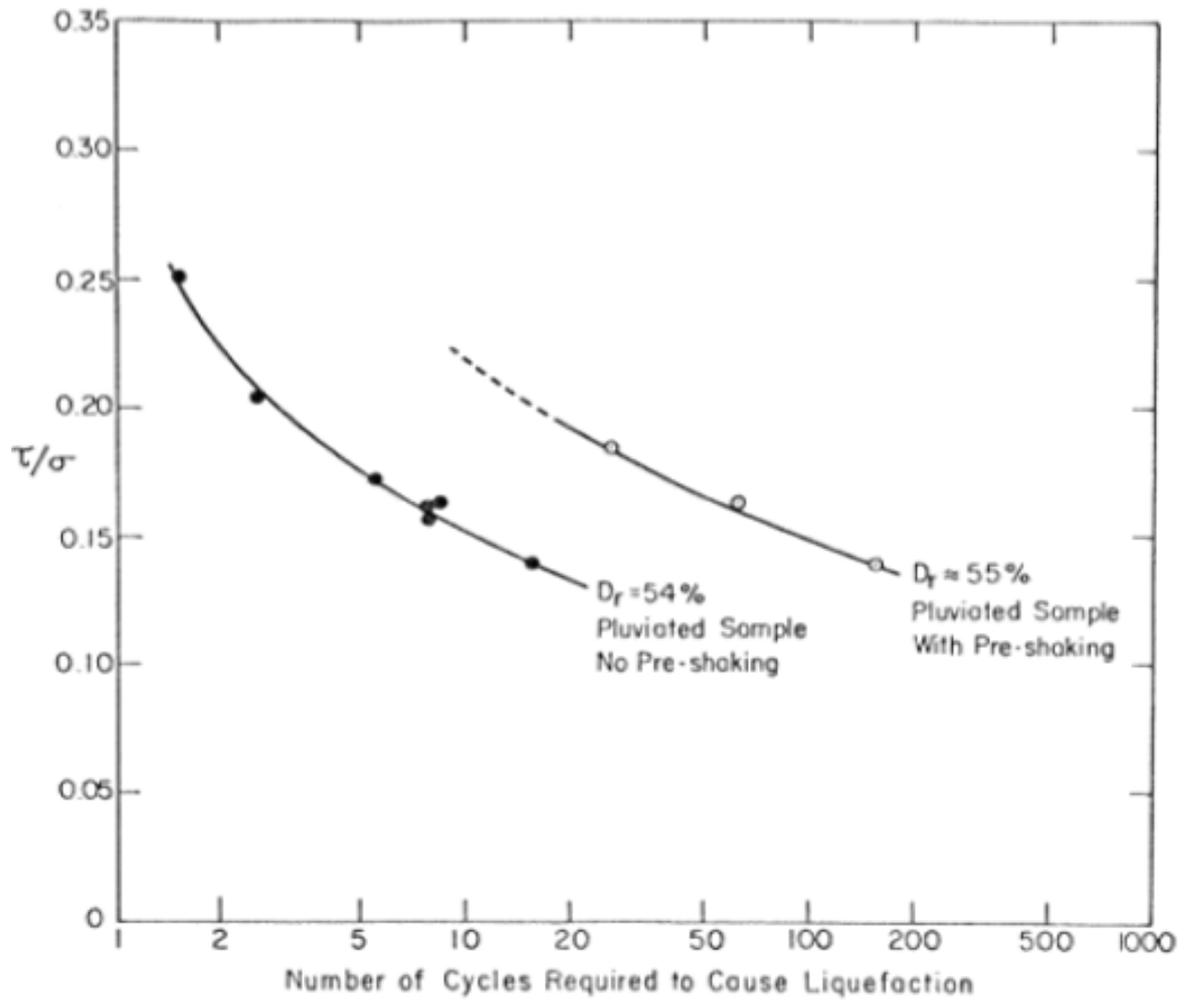
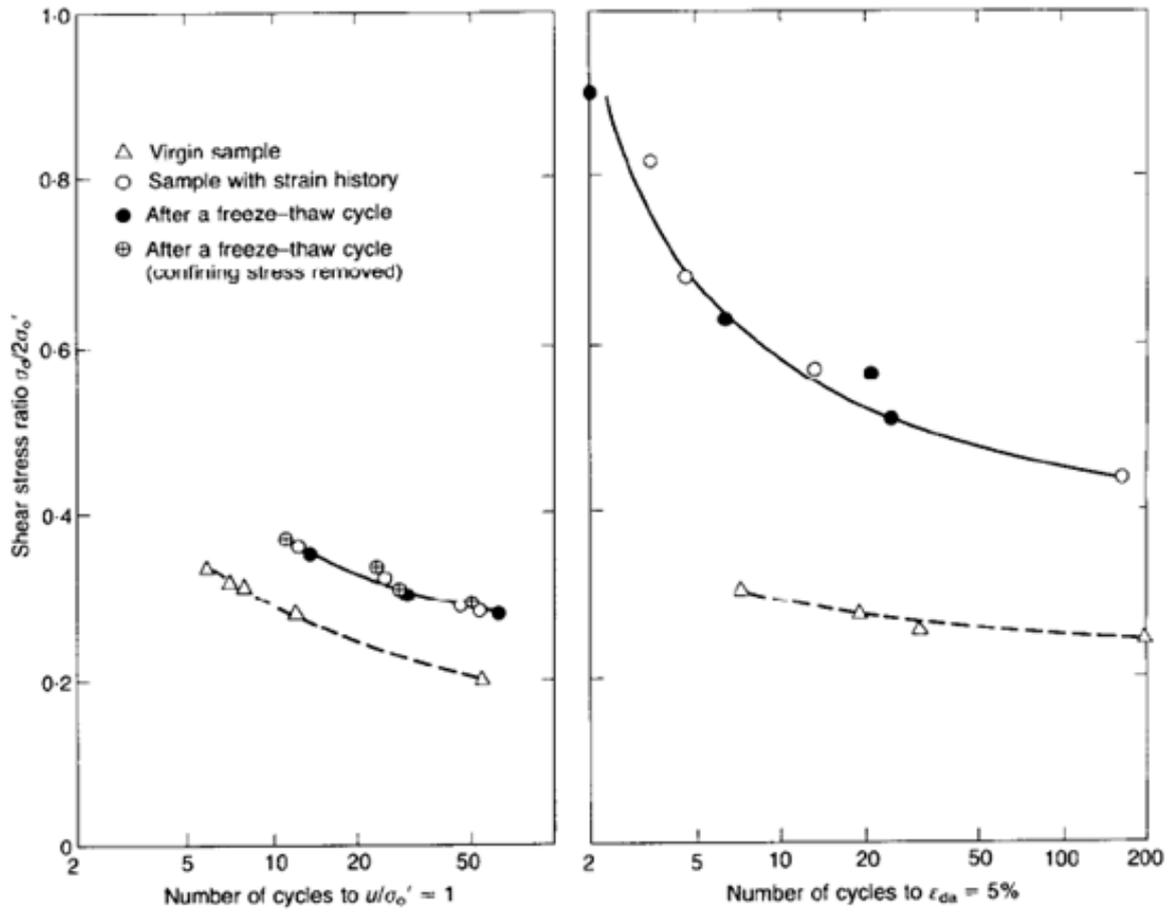


圖 2.14 應力歷史對液化強度影響

(Seed et al., 1975)



(左) Adapted from Singh et al. (1982), $D_r=48\%$

(右) After Goto & Nishio (1988), $D_r=90\%$

圖 2.15 應力歷史對液化強度影響

(Yoshimi et al., 1994)

2.9.3 時間對砂土強度的影響

Leonards (1972) 利用單向度壓密試驗加至特定壓力後，靜置 100 天進行二次壓密，隨後解壓、再加壓，發現壓密曲線脫離了預估的路線，而增加了 40% 左右的預壓密壓力 (圖 2.16)。

而圖 2.17 則是 Schmertmann (1991) 使用平板載重儀對乾淨石英砂進行加載，在加壓至 325lb 左右時停止 844 分鐘，再加載後同樣明顯地發現壓密曲線平移到了 350lb 處才開始向下轉折，說明了時間對砂土強度的作用 (Aging effects)。

另一個好的佐證由 Eide & Holmberg (1972) 提出，如圖 2.18，他們對不同深度取得的試體進行三軸試驗與單向度壓密試驗，可以發現其強度皆比其深度的覆土壓力來的大，也就是其 OCR 皆大於 1，說明了 Aging 所產生的預壓密行為。

黃耀道 (2007) 利用 Laval Sampler 取樣器取得員林砂的非擾動試體，進行室內試驗得到細料含量與抗液化強度與剪力波速的關係，由圖 2.19 可以看出細料含量 43% 與 89% 的 CRR 與 V_s 值對 18% 進行正常化後，非擾動試體強度降低的趨勢遠比室內使用的水中沈降法與濕夯法來得小，證明了現地試體的性質是室內試驗無法仿製的。

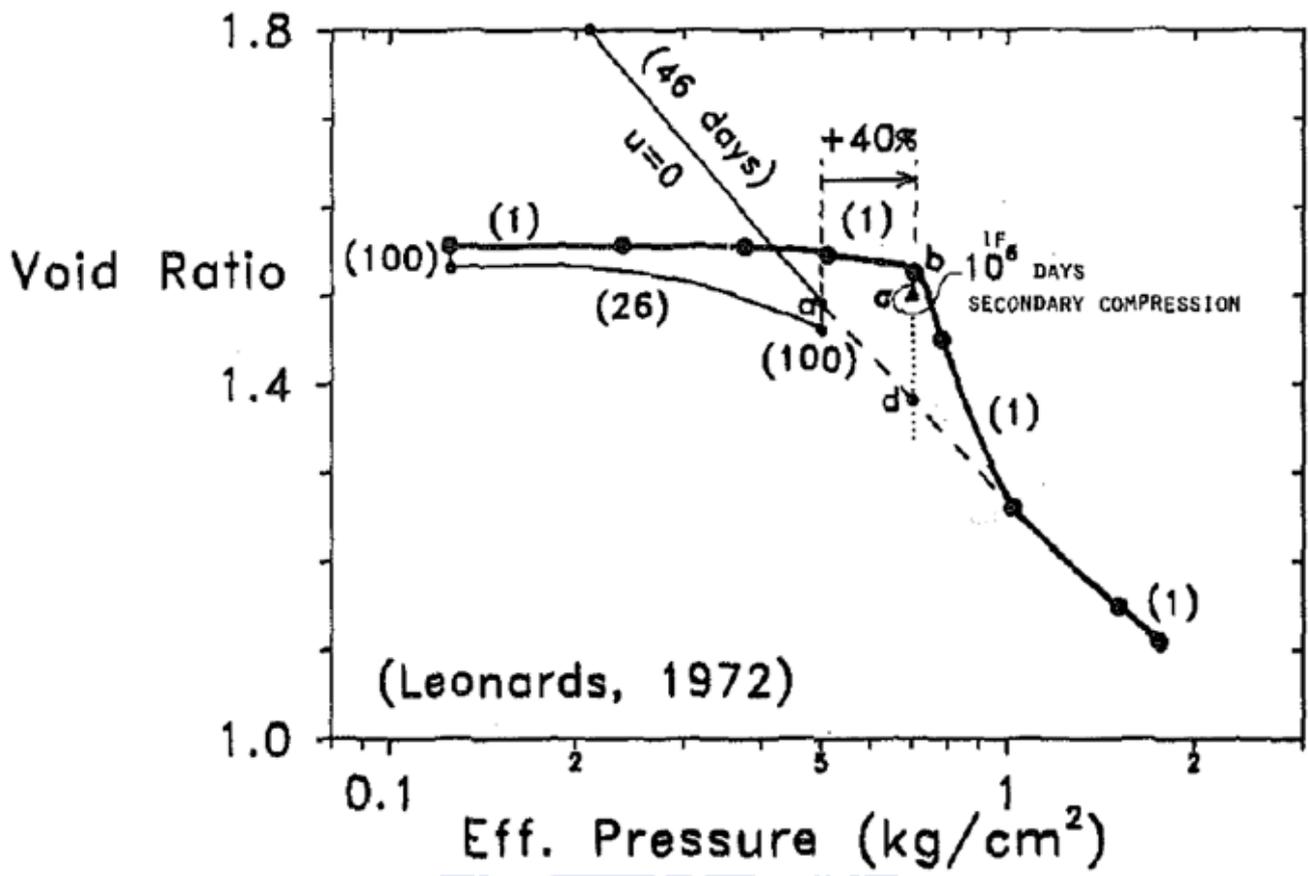


圖 2.16 二次壓密使得預壓密壓力增加
(Leonards, 1972)

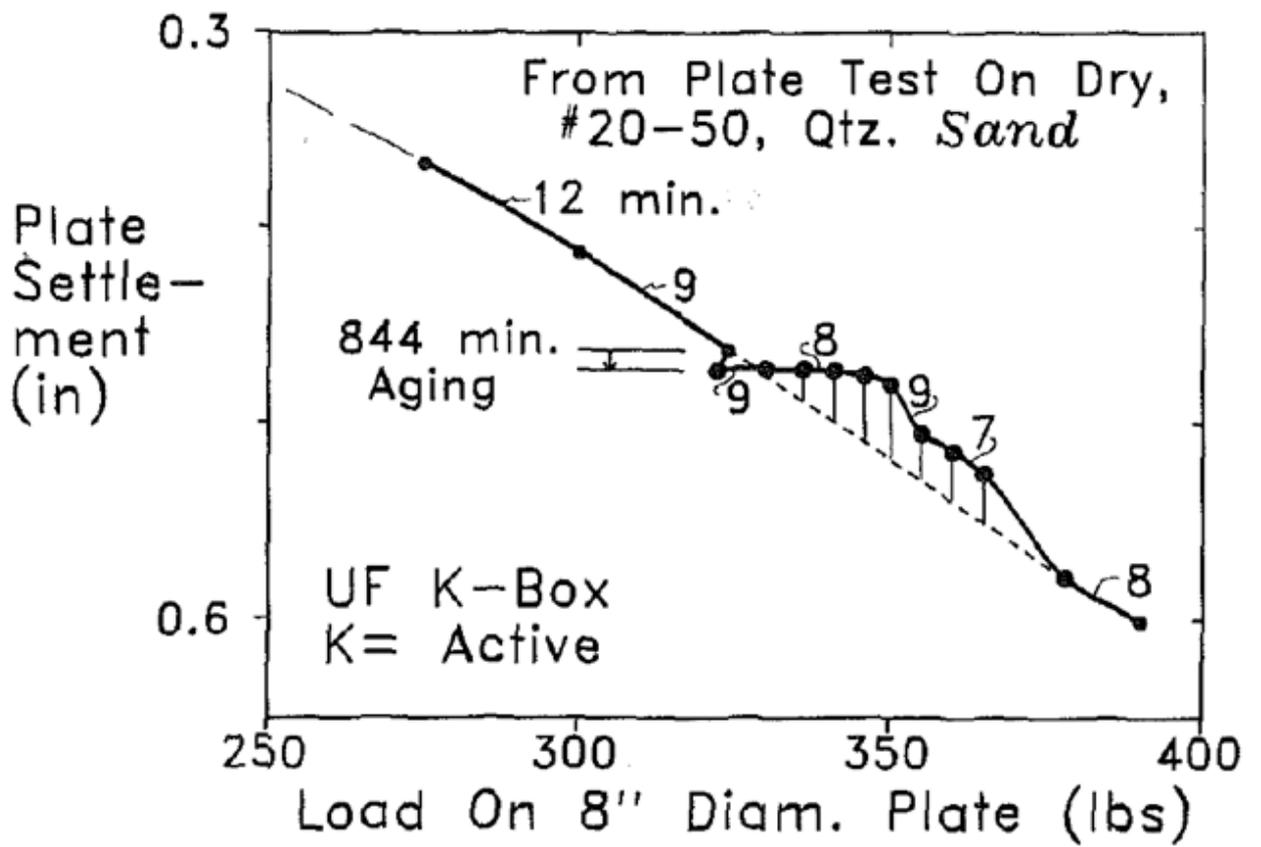


圖 2.17 平板載重試驗中時間影響砂土強度

(Schmertmann, 1991)

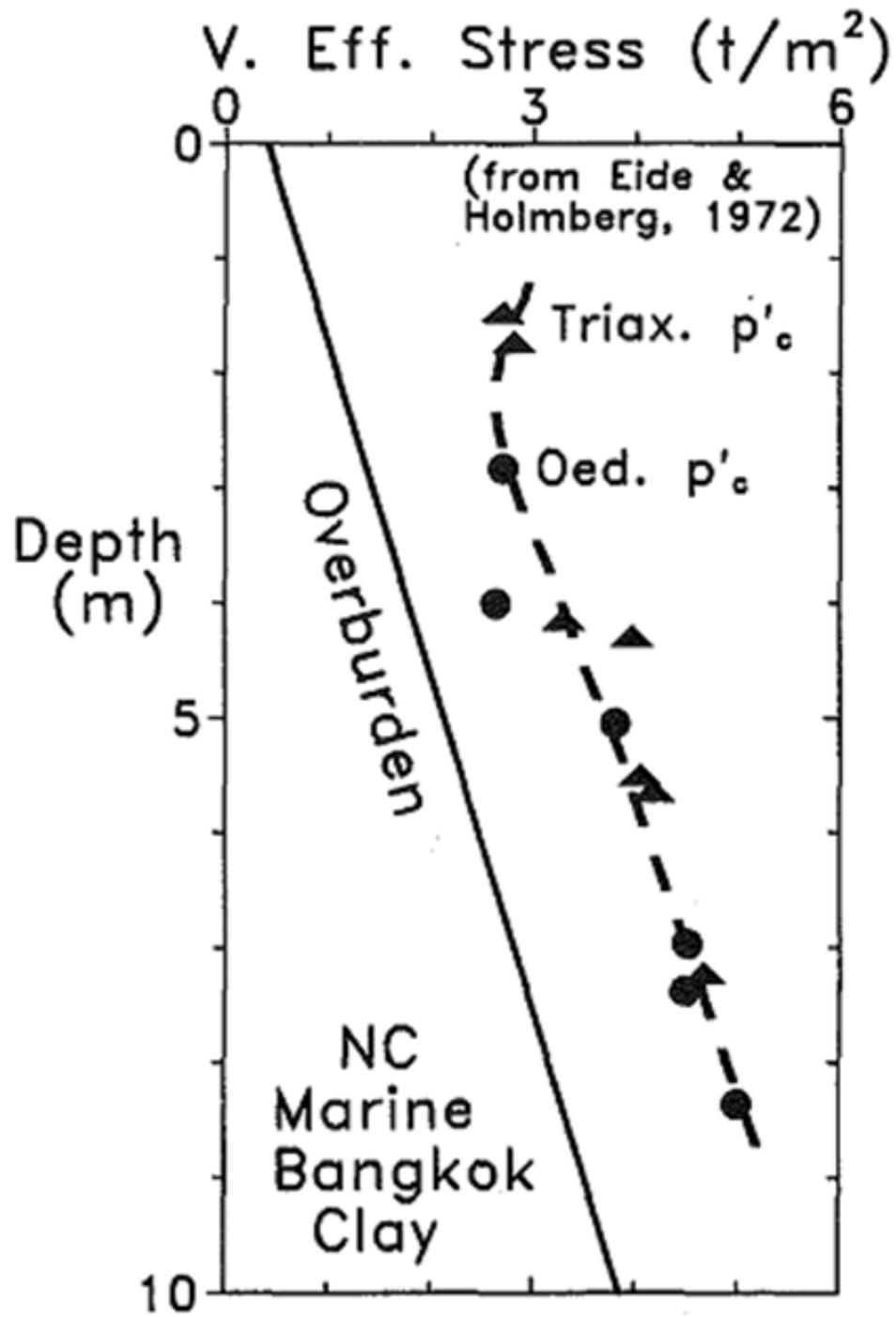


圖 2.18 現地土壤的預壓密行為

(Eide & Holmberg, 1972)

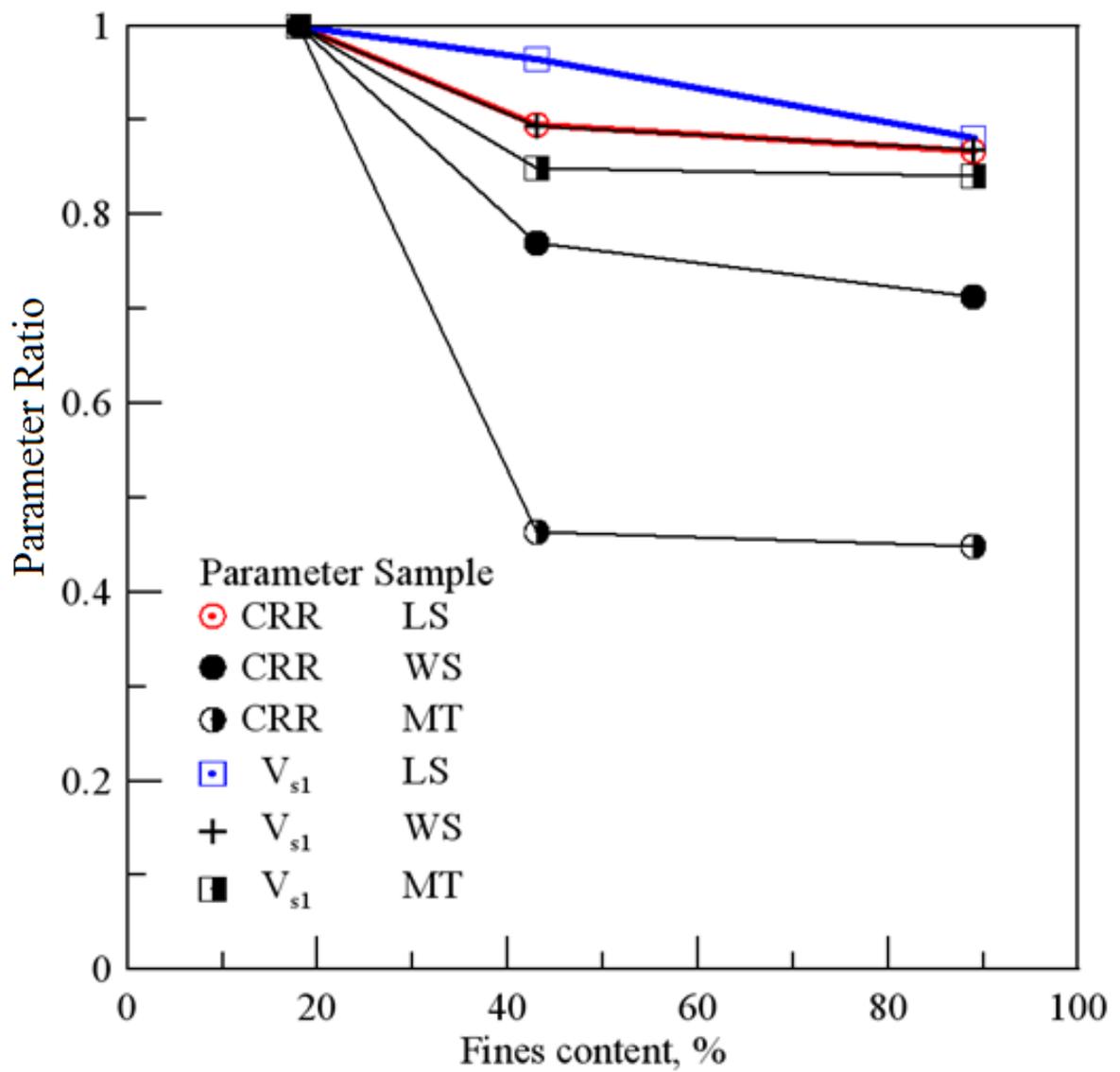


圖 2.19 員林砂細料含量與室內試驗 CRR、Vs 比值關係圖

(黃耀道, 2007)

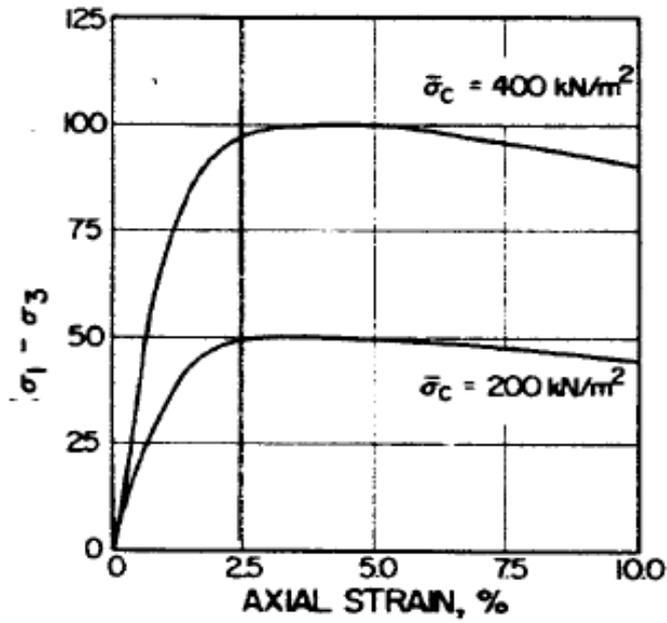
2.10 SHANSEP 觀念概述

SHANSEP (Stress History and Normalized Soil Engineering Property) 觀念由 Ladd (1974) 提出，在觀察了黏土的行為，進行試驗後，發現相同過壓密比 (OCR) 的黏土，將其應力強度對壓密壓力作正常化的處理，得到相近的應力應變關係曲線，如圖 2.20。圖中使用正常壓密黏土，將應力應變曲線分別除上有效壓密壓力之後，兩曲線幾乎重合，說明了黏土的正常化行為。

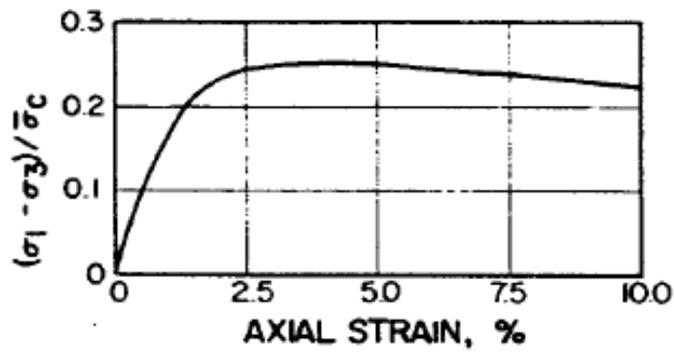
另外 Ladd 對五種黏土在室內以 K_0 壓密不排水單剪進行試驗，發現其正常化強度隨著 OCR 增加，而對大部分的黏土而言，其走勢大致在一相近的區域，如圖 2.21。他建議可將此關係表示為：

$$\frac{\left(\frac{S_u}{\sigma_{vc}}\right)_{OC}}{\left(\frac{S_u}{\sigma_{vc}}\right)_{NC}} = OCR^m \dots\dots\dots (2-21)$$

其中 m 值隨著 OCR 變化，因此若已知分母與 m 值，變可以求得不同 OCR 下飽和黏土之不排水剪力強度。



(a) TRIAXIAL COMPRESSION TEST DATA FOR $\bar{\sigma}_c = 200$ AND 400 kN/m^2



(b) NORMALIZED PLOT OF TRIAXIAL TEST DATA

圖 2.20 正常壓密黏土之應力正常化行為

(Ladd & Foott, 1974)

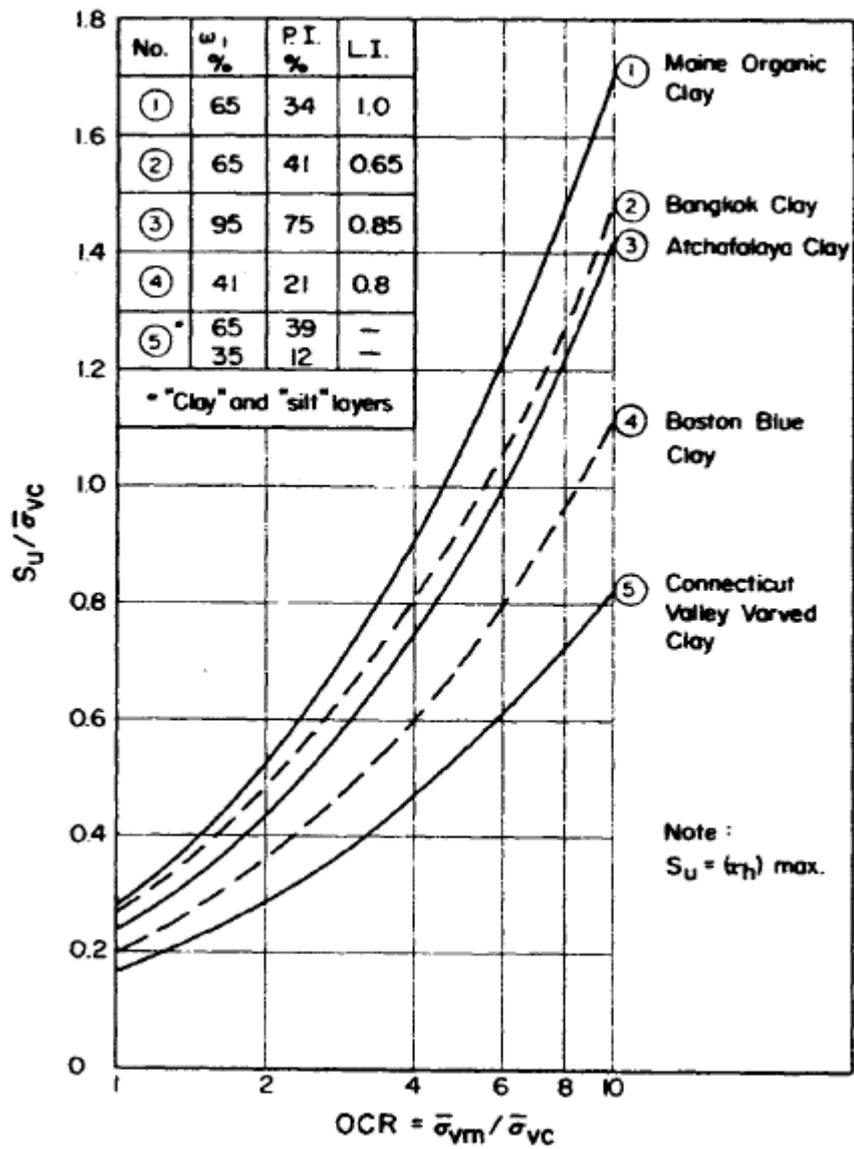


圖 2.21 黏土正常化強度與過壓密比之關係

(Ladd et al., 1977)

2.11 麥寮砂之基本性質

交大研究團隊針對麥寮粉土細砂所作的研究已十年有餘、累積了相當的成果，本論文主要摘自張嘉偉（1997）、蔡明道（2002）與郭毓真（2004）論文，作為研究的分析基礎。

2.11.1 麥寮砂之來源

本研究使用之砂土取自台塑六輕氣電一區的工地，簡稱為麥寮砂(MLS)。台塑六輕位於台灣西海岸之雲林縣麥寮鄉；台灣西海岸的砂土大多為灰黑色的細顆粒粉土或細砂，主要是因為其來源多由中央山脈受雨水沖刷而沉積海岸；雨水沖刷的過程中，夾帶台灣西部含量甚豐的灰黑色頁岩與泥岩，而這兩種成份屬於較軟弱易碎的岩石，便成為麥寮砂的重要特性。取土的地點位於六輕填土區內，而砂土來自於附近海床，以水力填土的方式填築，再加以動力夯實。由上述得知麥寮砂並不存在非擾動試體，故麥寮砂皆做為重模試體之使用。

2.11.2 麥寮砂之基本物理性質

由現場取回的麥寮砂土之天然細料含量約為15%，其粒徑分佈曲線如圖2.22所示。細料之定義為通過200號篩（孔徑 0.074 mm）之土壤顆粒。表2.4將麥寮砂(MLS)與其他文獻中常見砂土包括Quiou(QuS)、Toyoura(QS)、與Ticino(TS)砂之基本性質做一比較。MLS通過 200 號篩之材料之液性限度(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MLS分類為SM或SP。X光繞射分析結果顯示麥寮砂之礦物成分除石英(quartz)外還含有白雲母(muscovite)和綠泥石

(chlorite)。圖2.23顯示MLS細料與砂顆粒的電子顯微 (SEM) 照片，顆粒形狀多為次角、薄片形 (sub-angular and flaky)。圖2.24彙整MLS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% 以後， 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)。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 (最小乾密度) 是根據ASTM D4254方法C，使用2000cc 之刻度量杯。將1000 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，同時因為下述MLS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。所有數據之分析都將根據孔隙比。

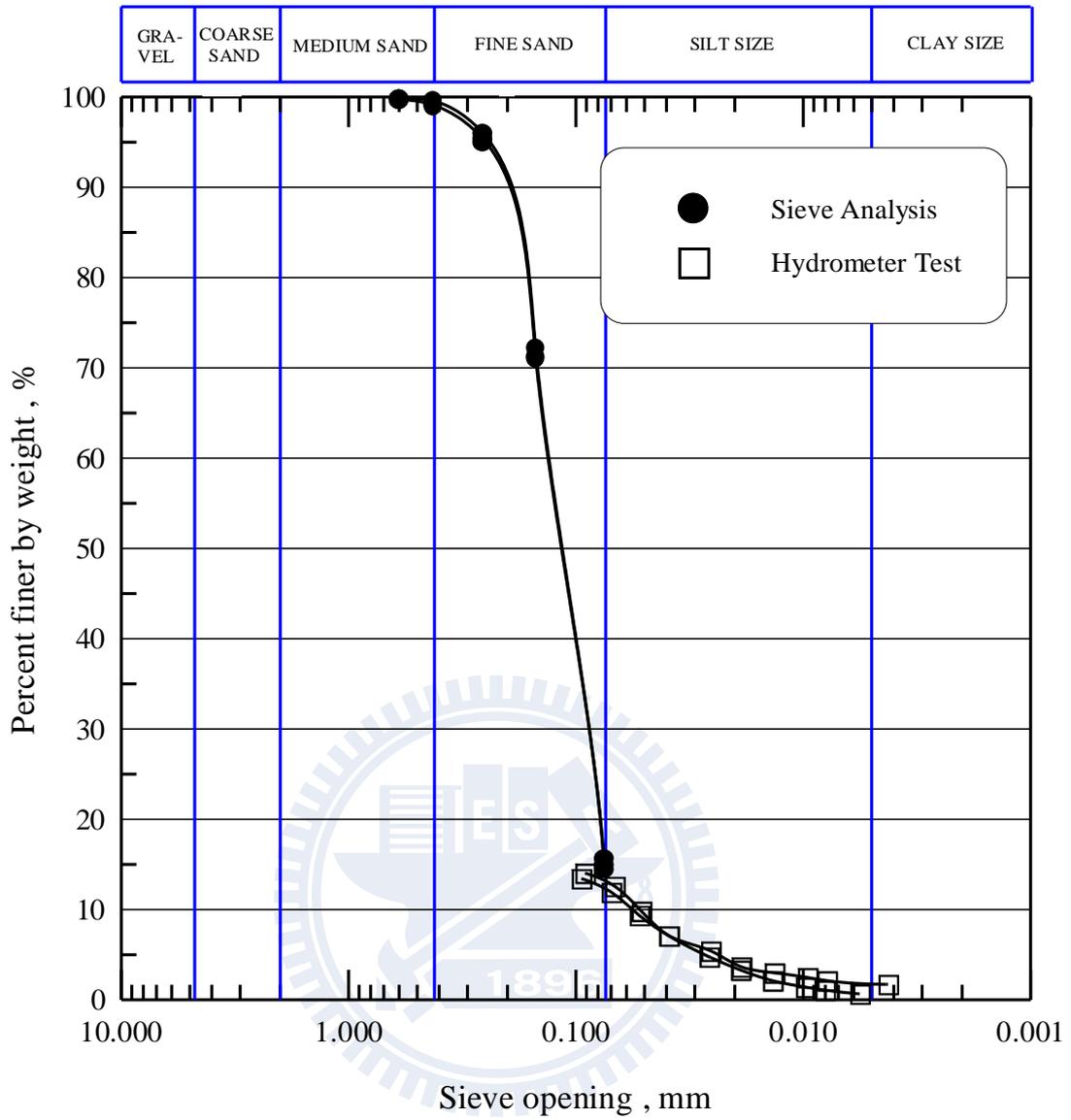


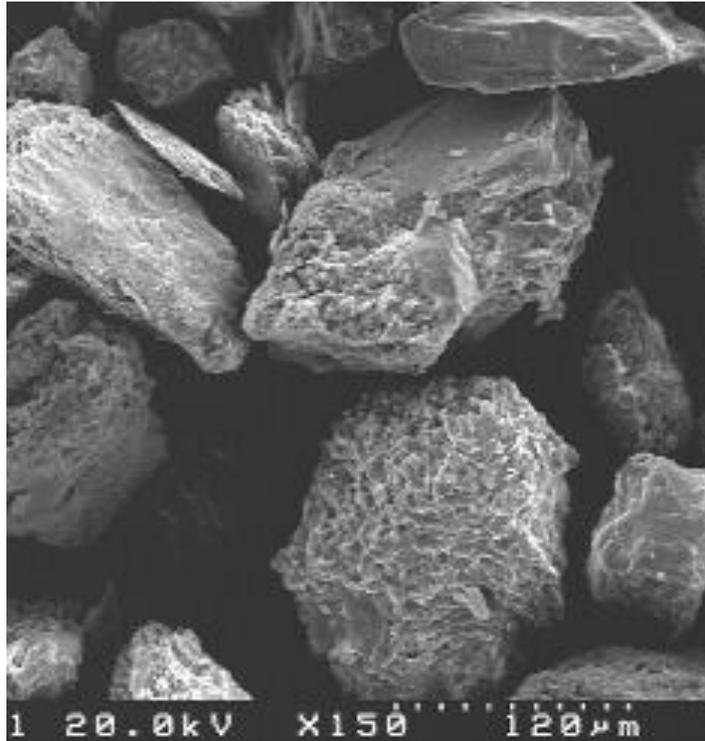
圖 2.22 麥寮砂之粒徑曲線

(張嘉偉, 1997)

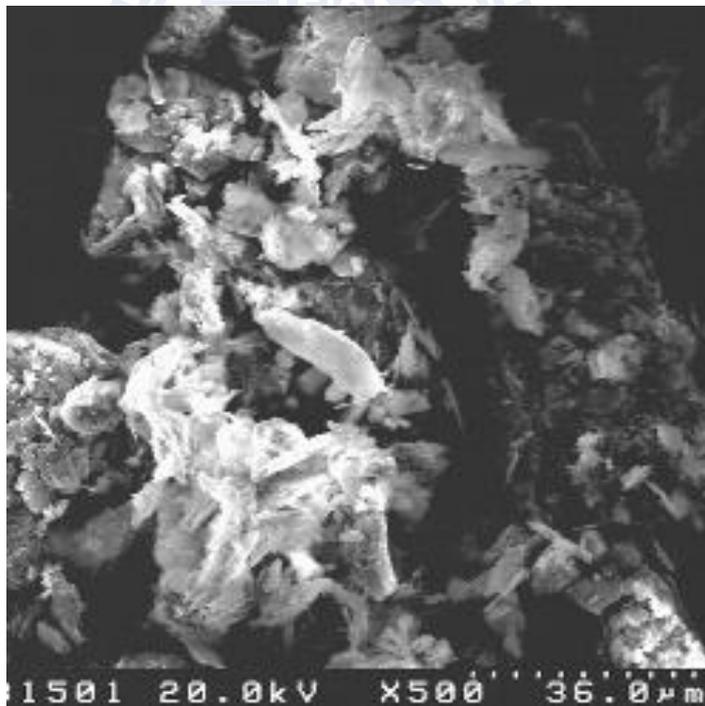
表 2.3 麥寮砂與其他砂土基本性質之比較 (根據 Almeida et al.,1991 ; Fioravante et al., 1991 ; Borden, 1992)。

性質	麥寮砂 (MLS)	Quiou 砂	Toyoura 砂	Ticino 砂
組成礦物	白雲母 (muscovite) 綠泥石(chlorite) 石英(quartz)	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} '	31.6	-	30.92	-

φ_{crit}' = 臨界狀態下之排水摩擦角



粗顆粒 (粒徑 > 0.074mm)



細顆粒 (粒徑 < 0.074mm)

圖 2.23 麥寮砂之電子顯微 (SEM) 照片

(王統立, 2000)

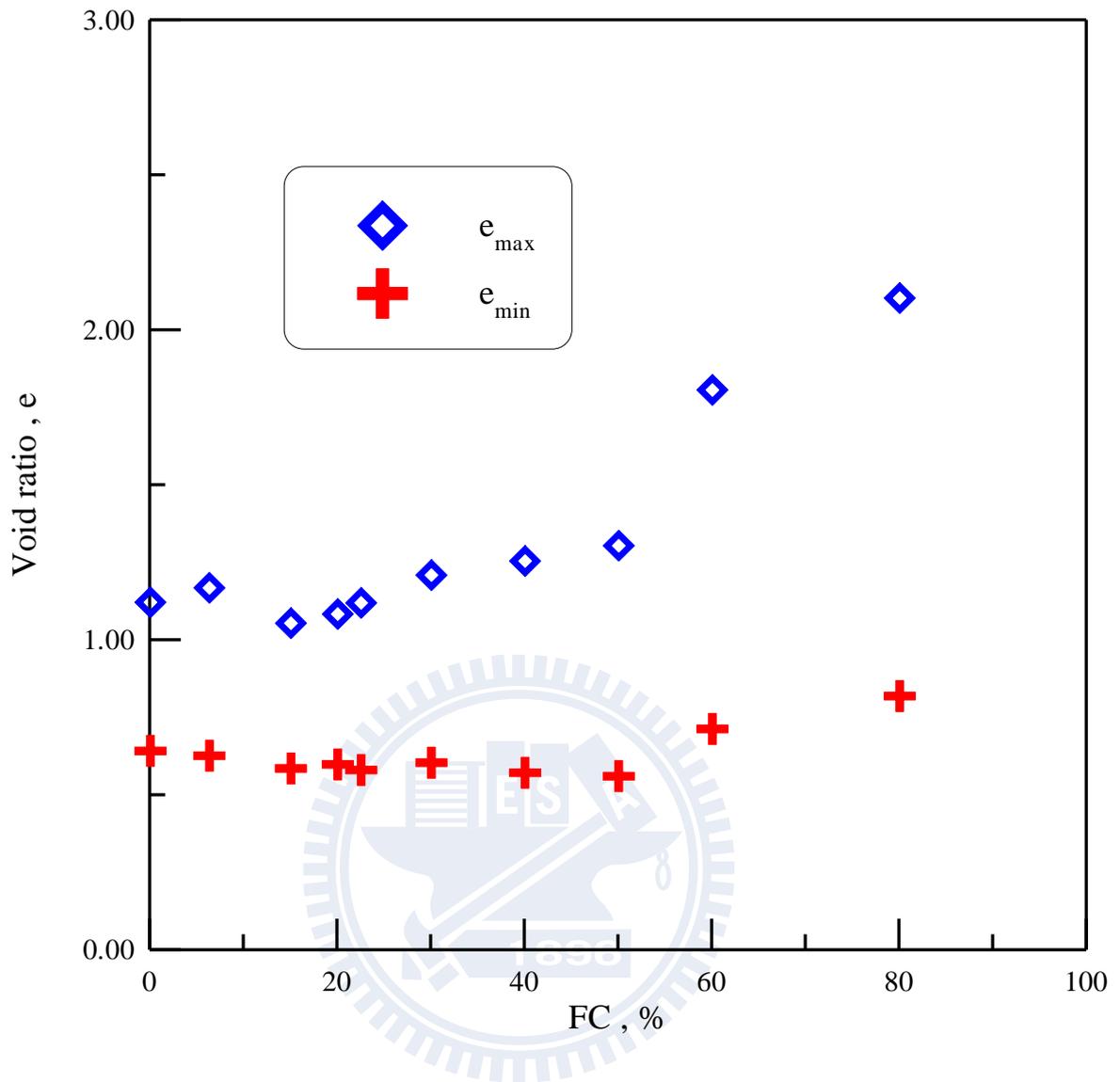


圖 2.24 麥寮砂細粒料含量與最大和最小孔隙比之關係圖

(王統立, 2000)

2.11.2 麥寮砂之壓縮性

壓縮性行為的發生，主要是因為砂土顆粒的破碎，而一般砂土，尤其是石英砂在靜載重下，其壓縮性通常是相當低的。本研究主要藉由過去交通大學所進行之單向度壓密試驗與三軸壓縮試驗的結果，來了解細料含量對麥寮粉土細砂的壓縮性的影響。

張嘉偉（1997）曾針對麥寮乾淨砂（FC <5%）進行單向壓密度試驗，單向度壓縮曲線如圖 2.25 所示；在相同的加壓條件下，麥寮砂的壓縮性至少是石英砂的五倍，這結果表示在一般的應力狀態下，尤其是在較低的相對密度下，麥寮砂將會有相當大的體積壓縮量。因此，相較於一般砂土，尤其對石英砂而言，麥寮砂具有高度之壓縮性。

劉全修（2008）比較無細料含量，重模 MLS 與 KHS 試體在壓密試驗前後所做粒徑分佈試驗結果，顯示即使承受 1MPa 壓密壓力之後，其細料含量並未增加。MLS 與 KHS 試體之壓密行為，大多屬於土壤顆粒之重組與顆粒本身彎曲變形而非顆粒之壓碎，如圖 2.26。

蔡明道（2002）針對麥寮砂進行一系列等向壓密試驗，圖 2.27 顯示麥寮砂在 FC = 0、15、30 與 50%（初始相對密度（ D_{ro} ）30% 至 70% 之間）在反水壓下所做三軸等向壓密試驗所得之 e 與有效平均圍壓（ $(\sigma'_v + 2\sigma'_h)/3$ ）間之關係曲線，當麥寮砂為 FC < 5% 與 FC = 15% 時，三軸壓密試體初始相對密度 $D_{ro} = 30\%$ 、50% 與 70% 之壓縮曲線有明顯差異；當 FC 到達 50% 時，試體之除氣飽和程序即足以將試體壓密，以致於不同 D_{ro} 所得壓密曲線幾乎是一樣的。在許多情況下壓密後之 e 值已低於 e_{min} 。因為麥寮砂之高壓縮性，室內試驗使用壓密後之孔隙比才有意義。

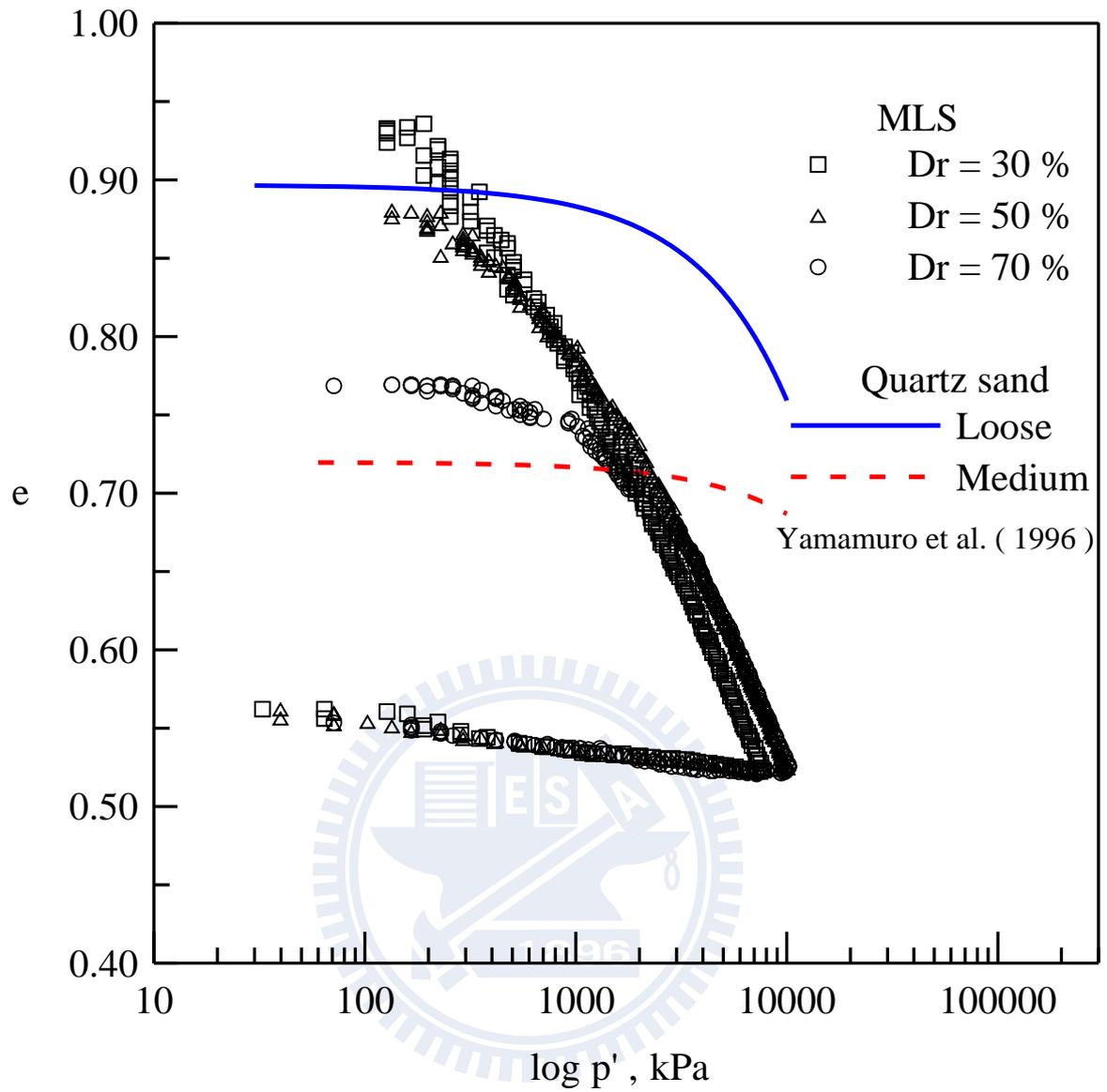


圖 2.25 單向度壓縮曲線

(張嘉偉, 1997)

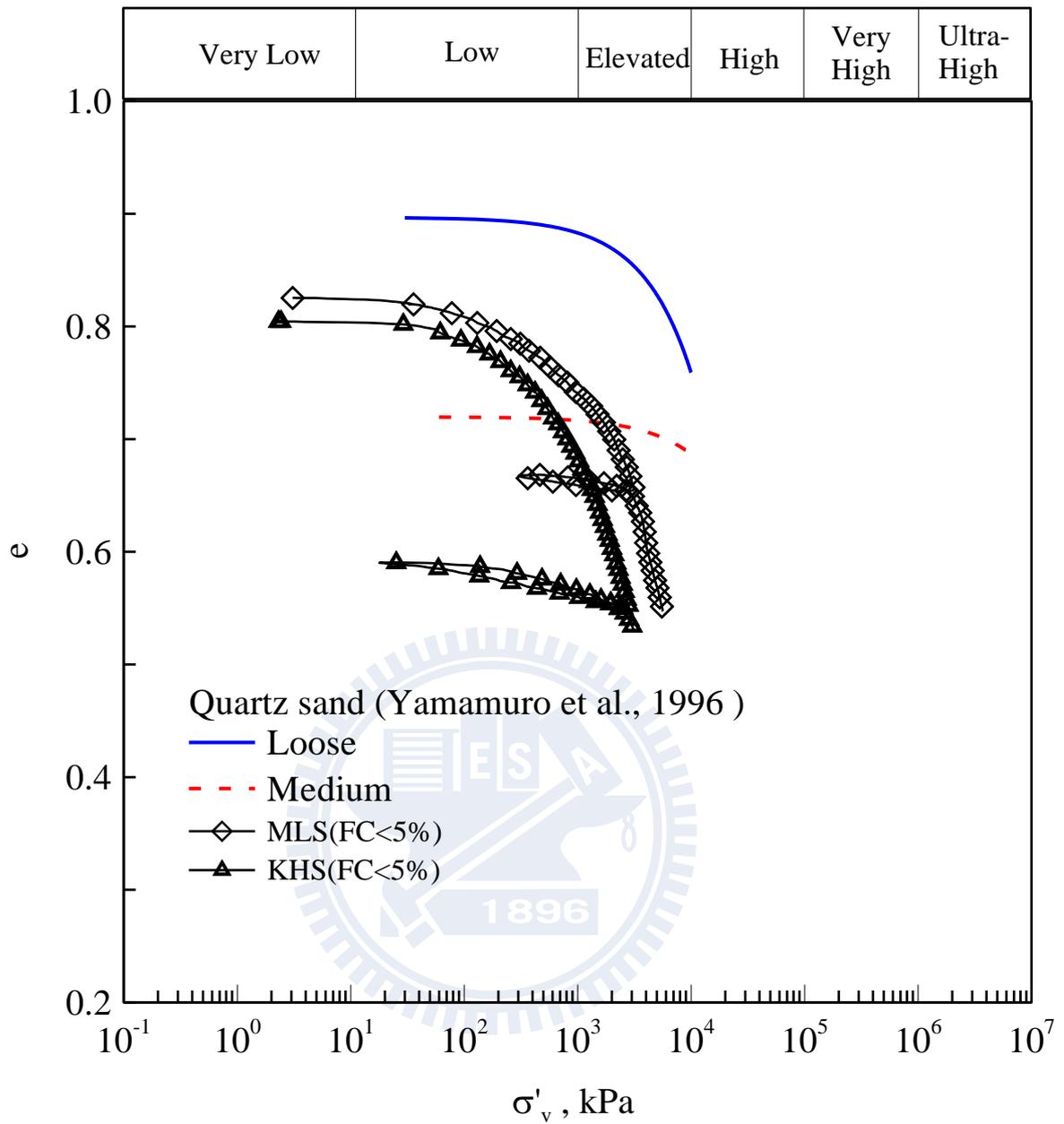


圖 2.26 MLS，KHS 與石英砂壓縮曲線之比較

(劉全修, 2008)

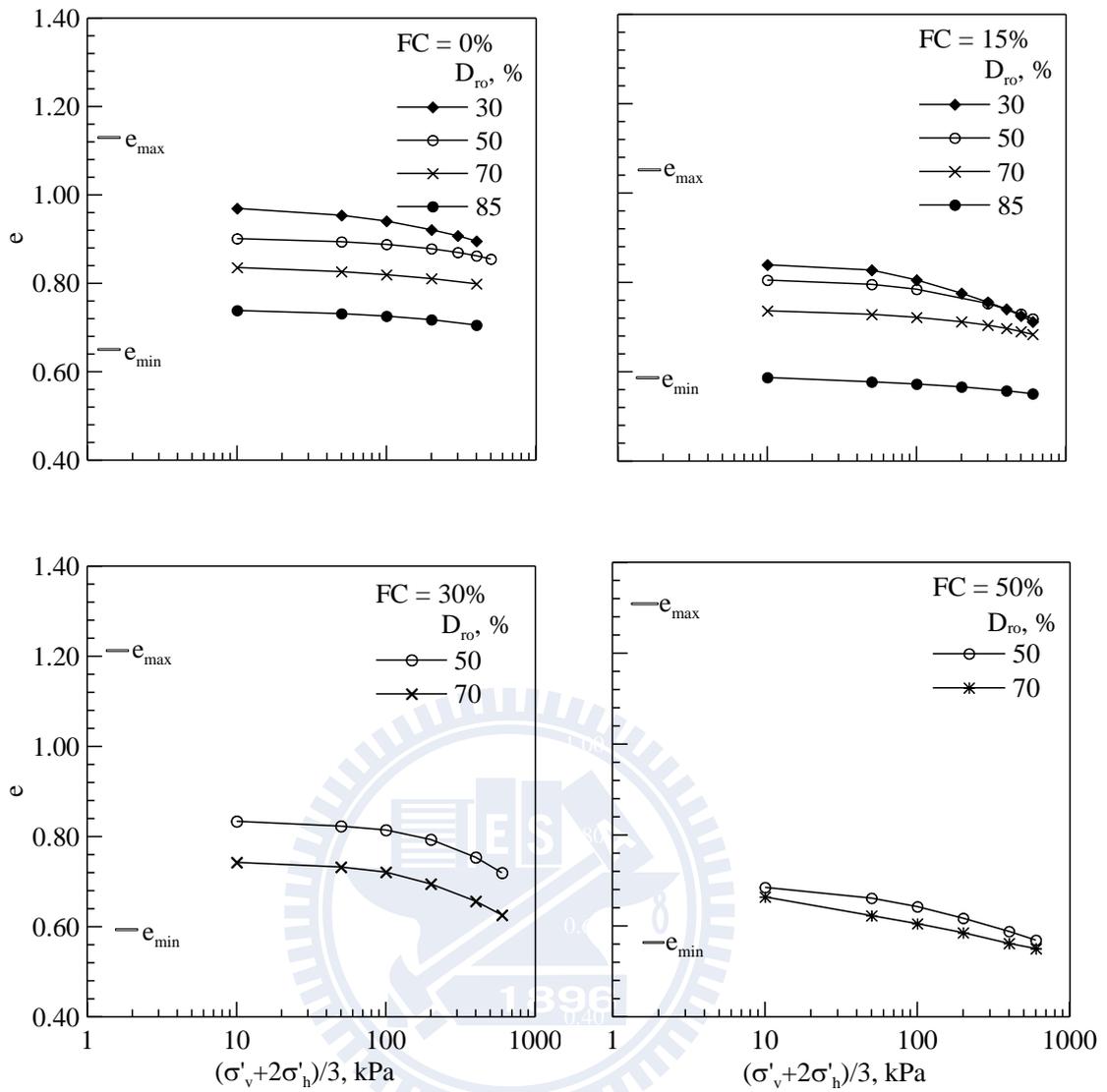


圖 2.27 麥寮砂之等向壓密曲線

(蔡明道, 2002)

2.11.3 麥寮砂之強度與剪脹性

圖 2.28 與圖 2.29 展示一系列麥寮砂等向壓密不排水軸向壓縮三軸試驗結果，包括應力、應變、超額孔隙水壓與有效應力路徑，全部重模試體皆採用前述 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。即使是高緊密度的麥寮砂試體也極少展現剪脹性 (負超額孔隙水壓) 之行為，而應變軟化之現象隨 FC 增加變得更加明顯。圖 2.30 中所有 p' ($=(\sigma'_v+2\sigma'_h)/3$) 與 q ($=(\sigma'_v-\sigma'_h)/2$) 關係之臨界狀態點以直線趨近，此直線之斜率 $M_s = 1.21 - 1.24$ ，而

$$M_s = \frac{6 \sin \phi'_s}{(3 - \sin \phi'_s)} \dots\dots\dots(2-21)$$

所對應之砂土顆粒間摩擦角 (ψ'_s) 為 30.2° 至 30.9° ，此 ψ'_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。

2.11.4 麥寮砂的臨界狀態曲線

蔡明道在 2002 年針對 NC 麥寮砂，製作了不同系料含量 CSL，結果如圖 2.31。將三軸試驗得到的臨界狀態點連結起來趨近為 CSL，隨著有效圍壓的增加而緩慢下凹而沒有明顯的折點。值得注意的是當時也進行了 FC=50% 的試驗，結果並無法回歸出 CSL：在相同的孔隙比下，低圍壓與高圍壓的臨界狀態強度相差甚大，表示此時麥寮砂的剪脹性已經不受有效圍壓與孔隙比所控制。

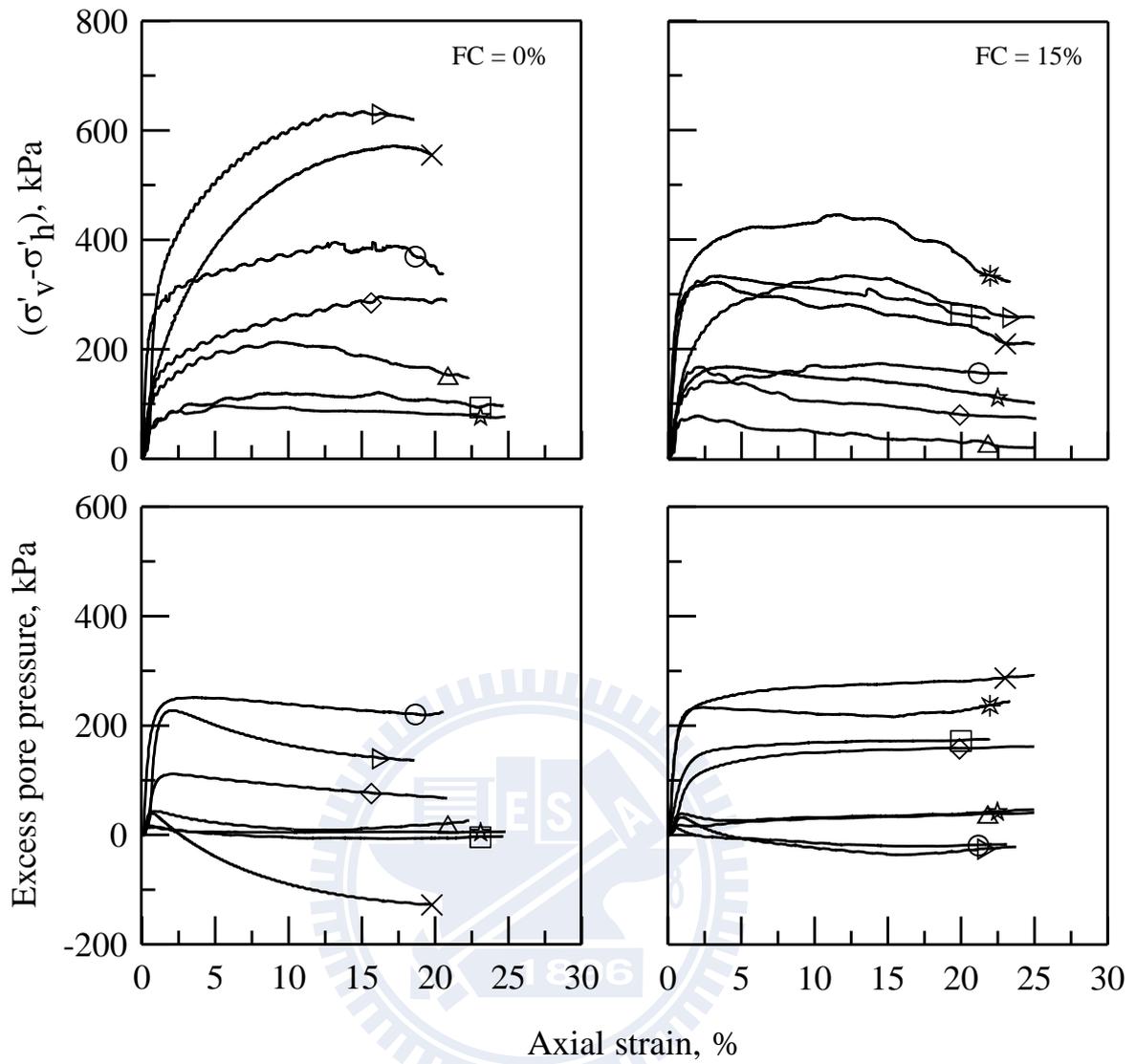


圖 2.28 麥寮砂 FC = 0 與 15% 三軸試驗應力、應變與超額孔隙水壓相互關係

(蔡明道, 2002)

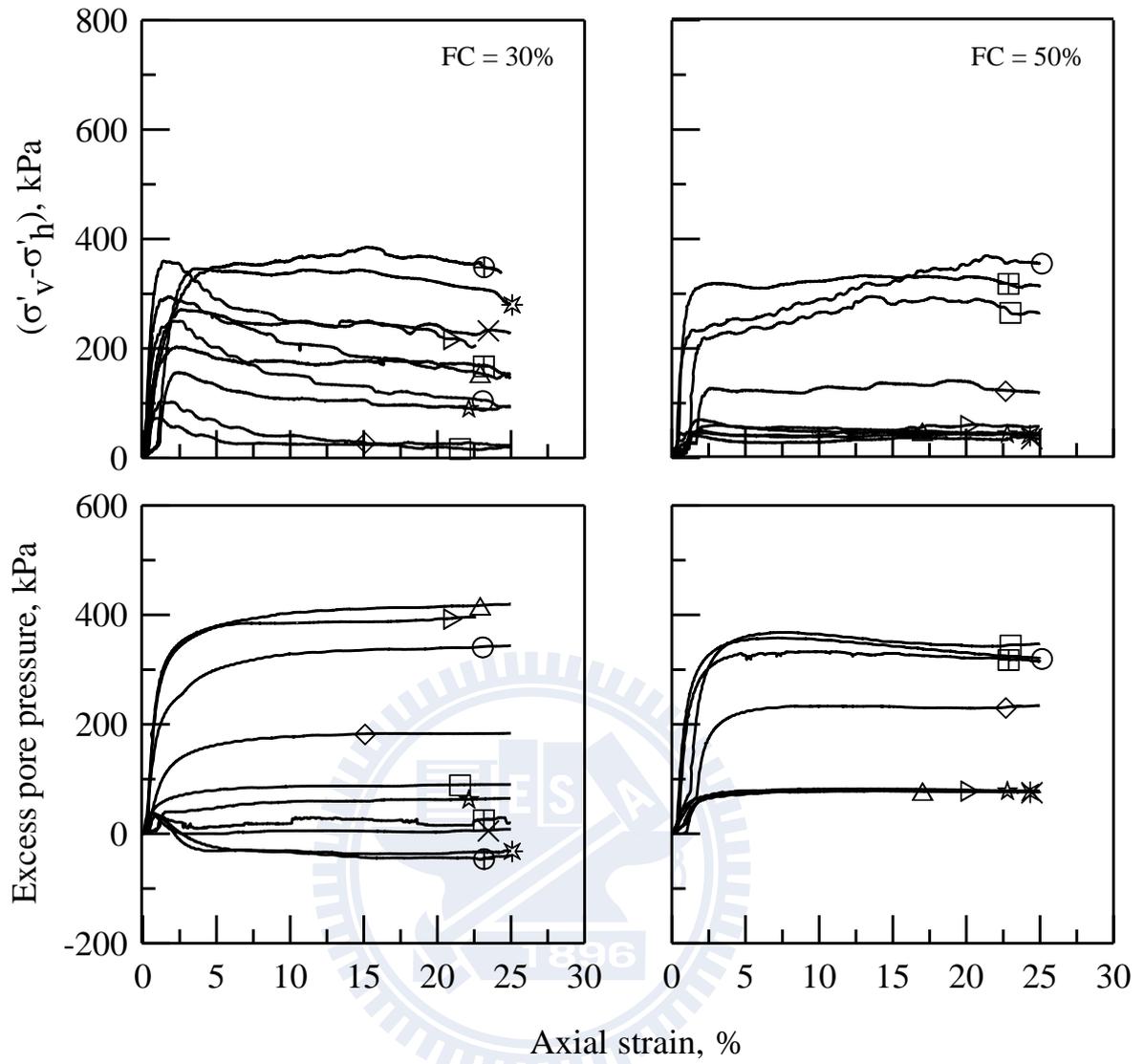


圖 2.29 麥寮砂 FC=30 與 50% 三軸試驗應力、應變與超額孔隙水壓相互關係

(蔡明道, 2002)

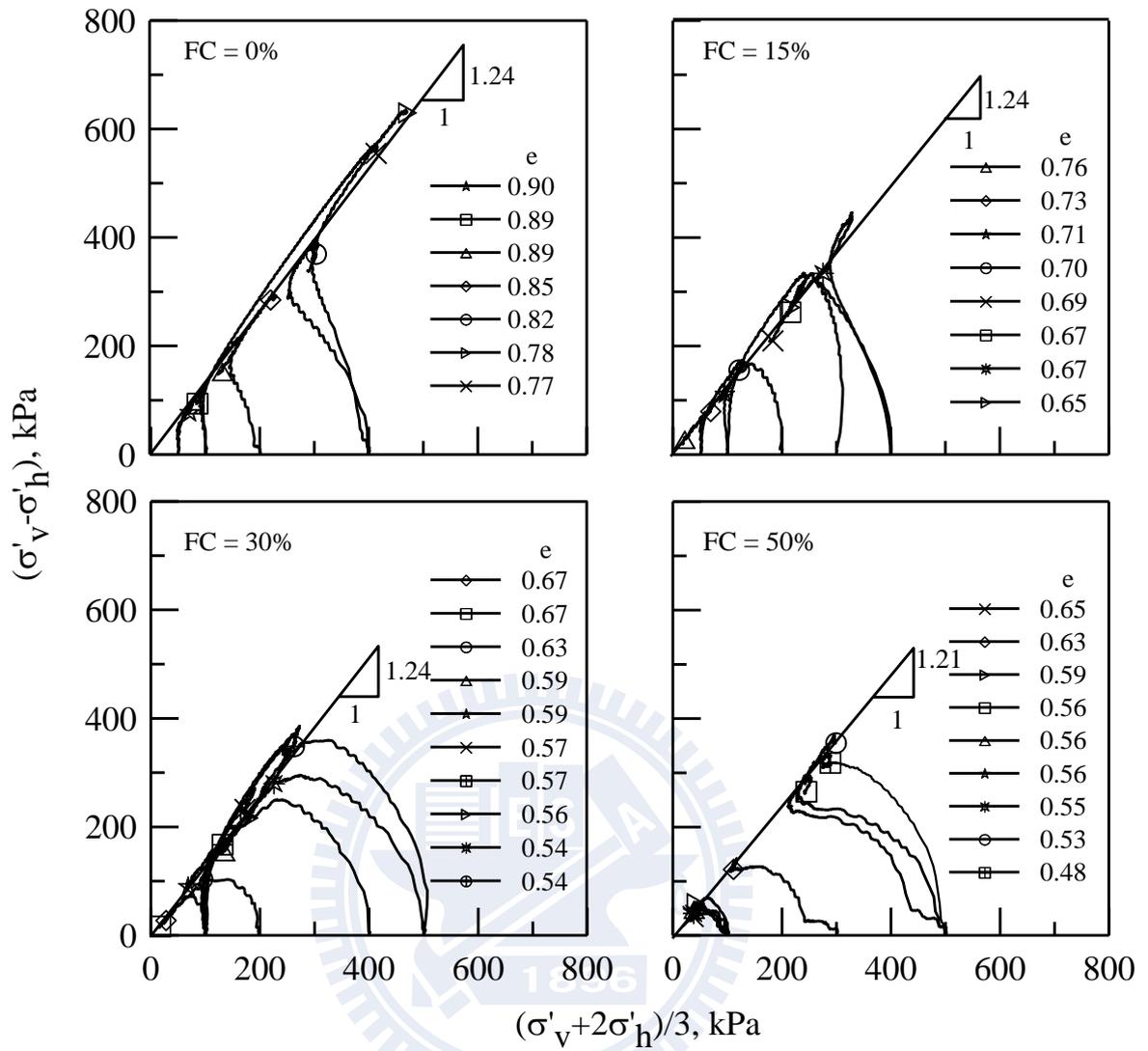


圖 2.30 麥寮砂三軸試驗有效應力路徑

(蔡明道, 2002)

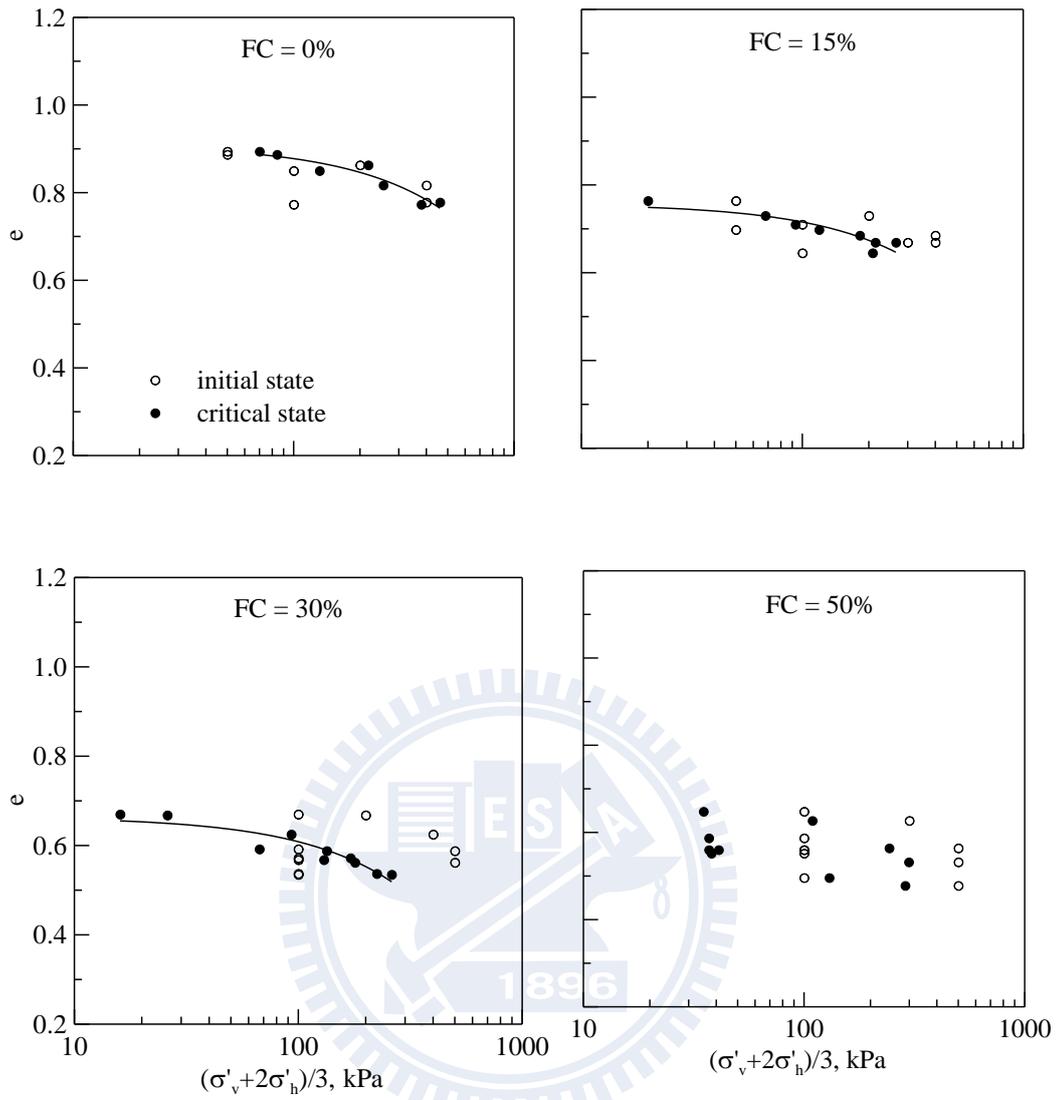


圖 2.31 麥寮砂臨界狀態曲線

(蔡明道, 2002)

第三章 研究方法

本章主要介紹室內試驗的儀器與方法，分別有動態、靜態三軸試驗與單向度壓密試驗，至於整理過去的數據則於下一章與實驗結果一併呈現。

3.1 動態三軸儀

以下介紹三軸室設備、反覆荷重加載系統、反覆荷重控制系統、氣壓及水壓控制系統、量測設備及訊號擷取系統。

3.1.1 三軸室

圖 3.1 為此三軸試驗設備設計示意圖，土壤試體直徑為 70mm，高度 140mm；試體頂蓋及底座各放置一銅製透水石，並嵌入一對剪力波元件（Bender element）來量測剪力波速。

荷重元（Load Cell）屬於沉水式，設置於三軸室內之試體頂蓋上方，如此便可直接取得試體所受荷重，而消除了軸桿摩擦力所造成的誤差。

三軸室上方設有一氣壓缸（Double bellofram piston），內部含有 3 個大小不同之氣囊（Bellofram），可利用獨立氣壓控制垂直應力，使軸桿保持平衡與穩定。

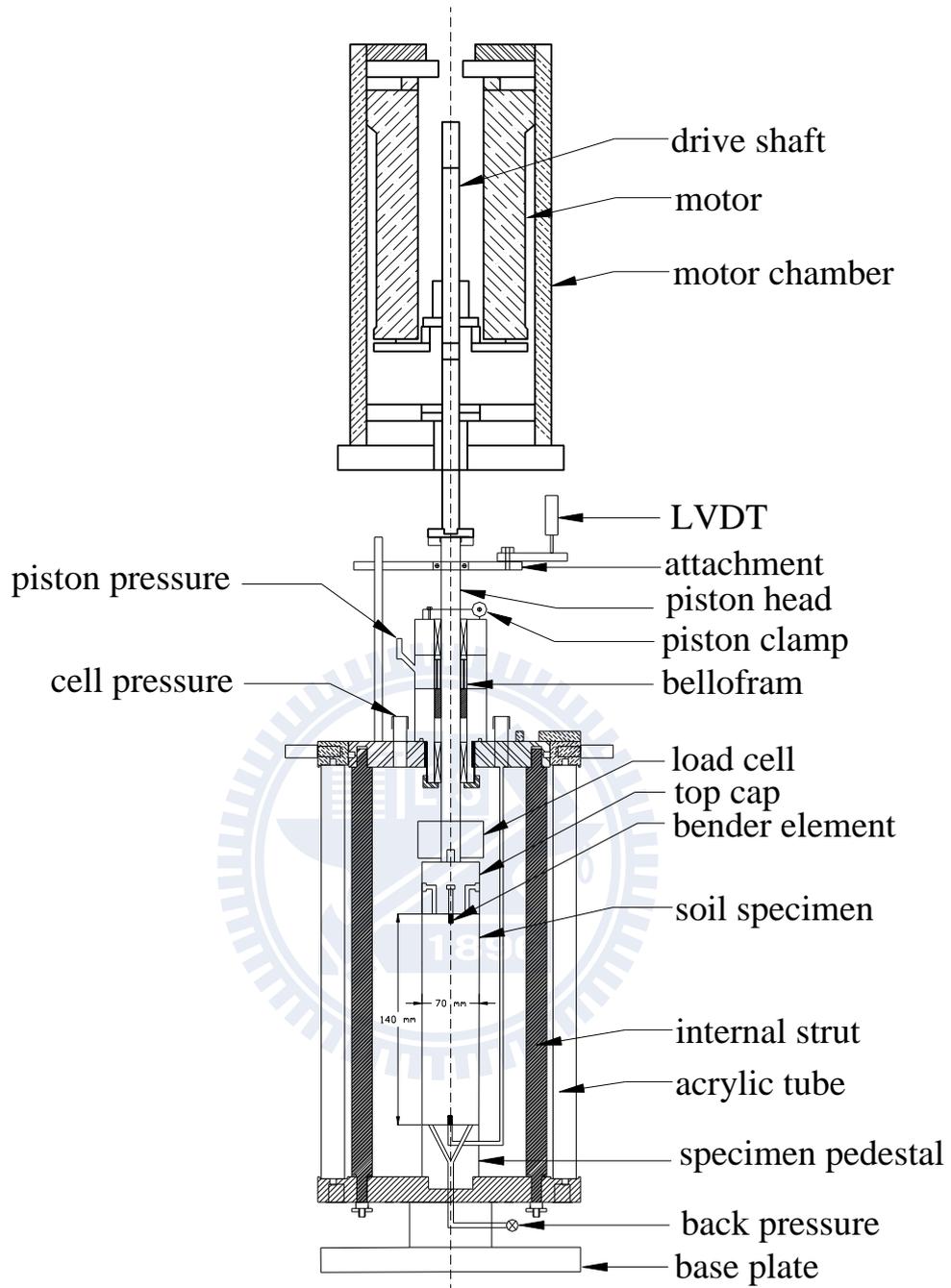


圖 3.1 三軸試驗設備設計示意圖

3.1.2 反覆荷重加載系統

加載系統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，藉由調整 Jumper 來切換兩者。最大特色是解析度為每轉 614400 步。由於解析度高，因此無論是應變控制下的步速或應力控制的軸差力大小，都可以精準地控制。

反覆加載系統透過 PID 回饋程式來控制試體所受的軸差應力，程式藉由接收 Load cell 的讀數來控制馬達轉動的幅度與方向，如此反覆回饋循環。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旋轉，馬達驅動控制系統示意圖之人機操作介面如圖 3.2 所示。

3.1.3 氣壓與水壓控制系統

空壓機為提供試驗所需壓力之來源，壓力上限為 10 kg/cm^2 。利用手動式調壓閥提供試體所需之圍壓，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 。

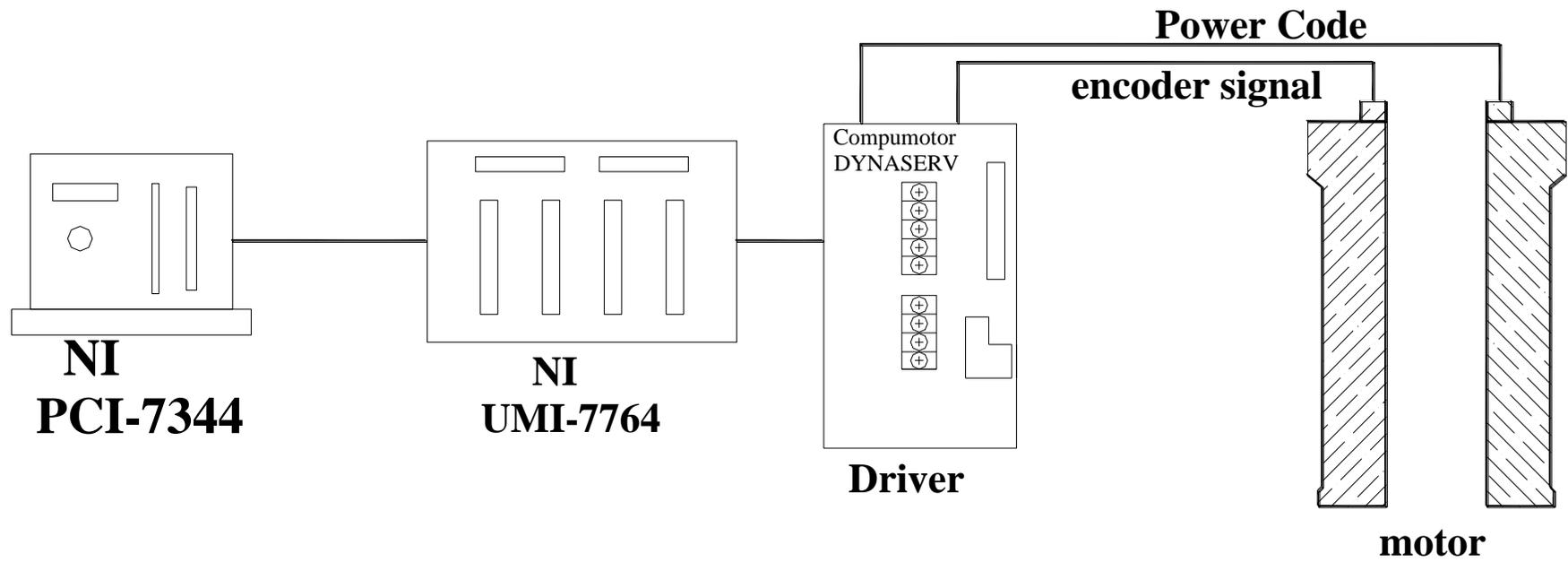


圖 3.2 馬達驅動控制系統示意圖

(林靜怡, 2003)

3.1.4 量測系統

本試驗量測設備具備軸向荷重、軸向應變、圍壓及超額孔隙水壓與剪力波元件 (Bender element)。

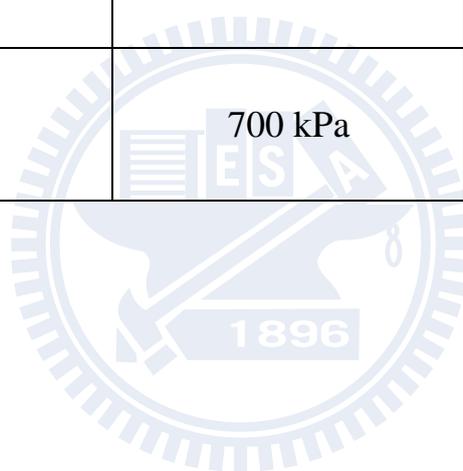
軸向荷重量測使用沉水式荷重元 (Load cell) 可用量測達 5kN，其內部充滿除氣油，下方有一栓塞，當任何力量作用於荷重元，便會使栓塞向上移動並引發荷重元內產生等量的油壓，如此荷重元將只反應軸差應力，而不會被圍壓所影響；軸向應變之量測使用 Linear Variable Differential Transformer (LVDT)，可量測 50mm 之變形；圍壓及孔隙水壓量測採用可耐壓 700kPa 水壓計 (Pressure transducer)，試驗所使用各項量測設備之規格如表 3.1 所示。

3.1.5 訊號擷取系統

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

表 3.1 動態三軸試驗量測系統規格表

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



3.1.6 剪力波速量測系統

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

(1) 壓電陶瓷晶片 (Piezoelectric ceramics)

本研究所使用之設備為自行組裝之剪力波速量測系統，試驗可量測之試體高度為 15 公分，可對乾砂及飽和砂土進行試驗，可滿足一般土壤力學之研究需求。將 Bender element 嵌入三軸室試體上下頂蓋中，先使用熱固膠固定於金屬管線接頭上，再鎖緊於三軸室上下頂蓋中，總凸出約 1/4 元件長(約 3mm)。

(2) 波形產生器 (Function generator)

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

(3) 訊號擷取系統

當上蓋觸發一正弦波後，便採用示波器或電腦接收訊號，並記錄之，並在電腦上判斷剪力波到達時間；訊號接收系統應至少具有一個接收通道 (Channel) 及一個觸發同步信號通道 (目的在觸發時間原點)，若使用示波器可透過 RS232 或 GPIB 介面將訊號輸出或直接將結果列印，而本試驗利用電腦配合訊號處理卡及信號輸入盒 (功能類似於一般訊號量測之 Terminal board) 接收試體底座剪力波元件所激發之電壓波形，並且利用軟體同時進行訊號平均運算等功能，最大接收訊號頻率為 25kHz。訊號接收軟體如圖 3.3 所示。

3.2 靜態三軸儀

靜態三軸儀的量測、擷取系統皆與動態三軸儀相同，最大的差別是靜態三軸是應變控制，將馬達設定成步進模式，而剪動完成後的應變量則是利用馬達所走的步數來換算。

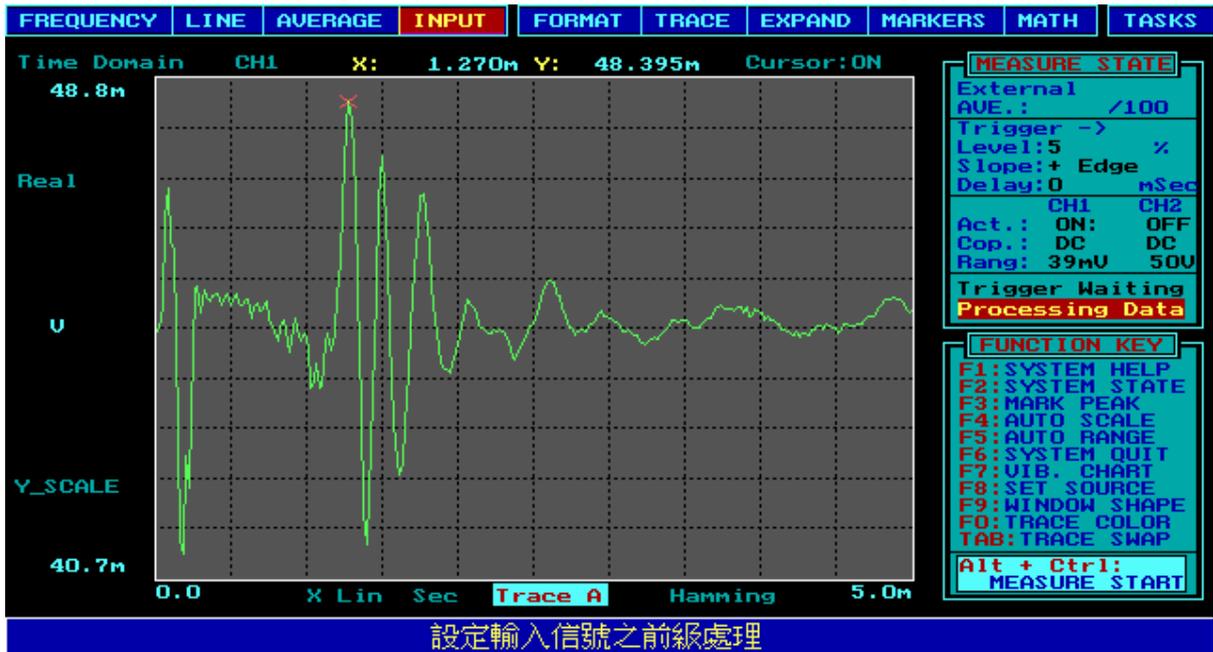


圖 3.3 剪力波元件試驗訊號接收程式



3.3 麥寮砂重模試體之試驗步驟

麥寮砂重模試體三軸試驗完整之試驗步驟如下：

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

詳細步驟說明如下。

3.3.1 試體之準備

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

3.3.2 試體之架設

本試驗之試體製作以濕夯法 (Moist tamping, MT) 進行。濕夯法是將砂土事先混合除氣水，使其含水量約 8%，然後分五層將砂土置入模具內，每層利用夯錘夯實至要求之緊密度，試體本身能夠自立；在含細料麥寮砂為試體時，主要考量於粉土細砂三軸重模試體製作過程中，除了考慮避免試體粗細顆粒分離外，試體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，試體本身也具自立性試體製作及架設流程大致如下。

- (1) 首先將試體製作分裂模置於三軸試體底座上，套上橡皮膜後抽氣，使橡皮膜緊附在模具上，放入底層濾紙後開始製作試體。
- (2) 濕夯法之過程首先將乾砂加入少量水分後均勻拌合之，再利用控制分層之高度與砂土之重量，利用乾密度控制，進而達到要求之試體初始相對密度。本研究採用拌合含水量約 8%，分五層夯實之。乾置法之過程將乾砂不加水拌合均勻，同樣控制分層高度與砂土之重量，利用乾密度控制，達到要求之試體初始相對密度。
- (3) 試體製作完畢後安裝上層濾紙，將三軸室之內支撐固定後，放下荷重桿輕觸試體後固定荷重桿，再結合上蓋與橡皮膜，使試體在加載之前不產生任何軸向應變，最後拆除模具，再套上三軸室壓克力外罩。

3.3.3 試體之排氣

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

3.3.4 試體之飽和

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

3.3.5 試體之壓密

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

測量試體之剪力波速並紀錄壓密過程中試體所排出水量。

過壓密試體製作

過壓密試體製作只有在程序上與上述正常壓密試體有些許不同：設定好過壓密比（OCR, over consolidation ratio）與剪動時之有效圍壓 p' ，則最大預壓密壓力即為 p' 乘以 OCR。例如 OCR=4、 $p'=100\text{kPa}$ ，便調整圍壓、反水壓至 600kPa 與 200kPa，此時有效壓密壓力為 400kPa，檢查壓密完成後，將兩者調至 300kPa 及 400kPa，有效圍壓 100kPa（等向壓密），即完成 OCR=4 之過壓密試體。

3.3.6 剪力波速量測

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

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

典型訊號結果如圖 3.4 所示，並以 Kawaguchi et al. (2001) 方法判斷剪力波傳遞時間。

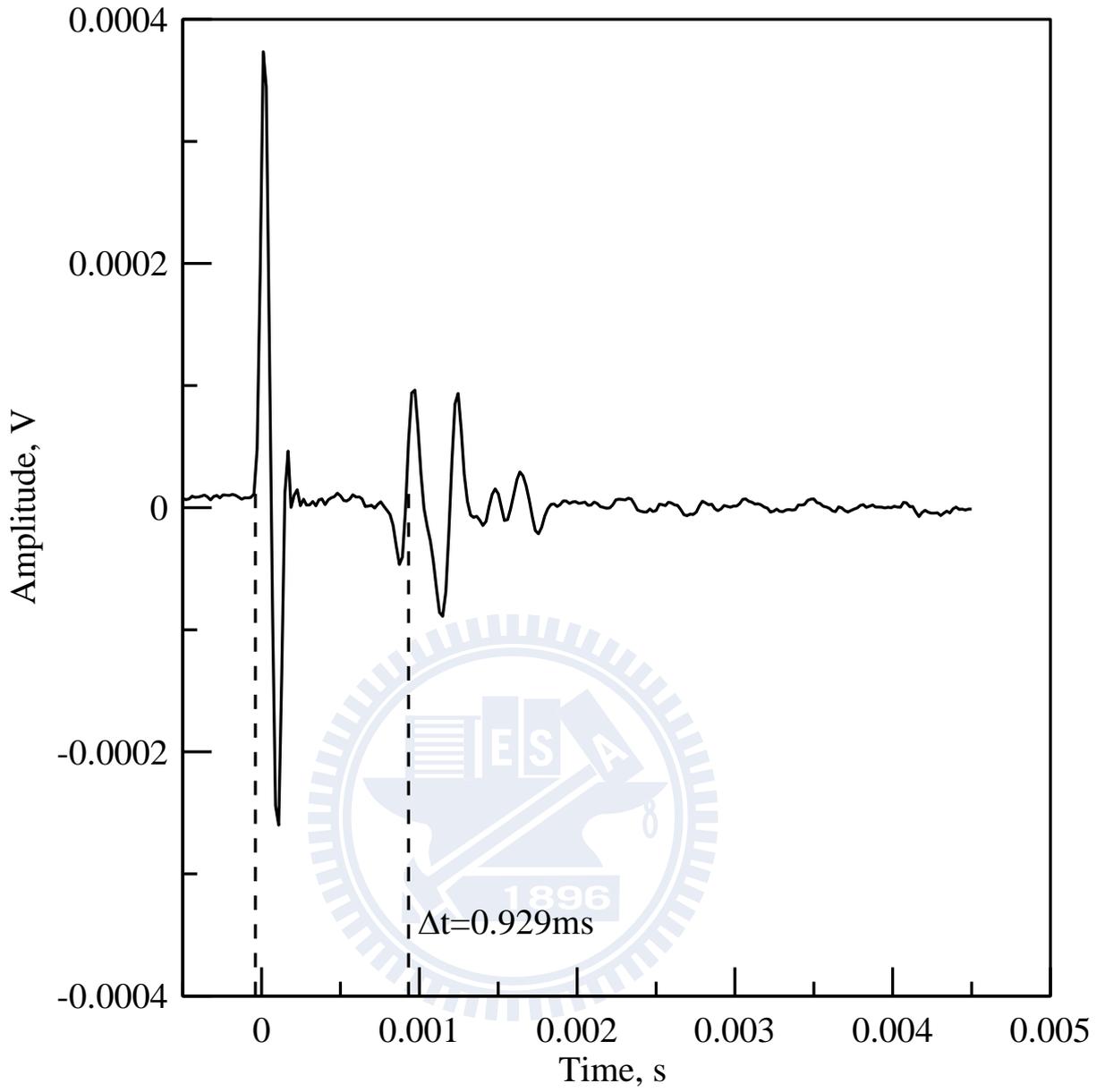


圖 3.4 典型剪力波速量測結果

3.3.7 動態三軸試驗

移動三軸室之軸向加載桿與馬達栓槽軸桿對正，控制伺服馬達移動栓槽軸，使得兩桿件輕輕碰觸，然後將 piston 之壓力慢慢卸除，使三軸軸向壓力轉換至伺服馬達，在轉換過程中須軸向荷重在正負 2kPa 之內；調整伺服馬達加載力之大小，啟動擷取系統紀錄數據，並啟動加載按鈕進行反覆動力三軸試驗，反覆動力三軸試驗頻率約為 0.1Hz。

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

3.3.8 靜態三軸試驗

首先同樣控制栓槽軸與儀器加載軸輕觸後鎖緊，開啟馬達控制程式與擷取程式，設定好步進速率後便關閉水閥，開始不排水剪動。剪動速率控制在三小時應變達 25% 的速度。本研究所使用之重模試體的高度皆為 15cm，故選定速率 0.21mm/min 對試體進行不排水剪動。

3.4 單向度壓密試驗

3.4.1 試驗設備

加載系統

使用傳統單向度壓密儀器，如圖 3.5，其使用砝碼懸吊於力臂上加壓，放大倍數為 7.6 倍。

溫度控制與紀錄

溫度控制部份使用 YSC-GX36 經濟型 PID 溫度控制器，加熱基本 400°C，最大可達 1200°C，精準度為 0.1°C。紀錄部份使用日本 T&D corporation 公司製造的 Thermo Recorder，型號為 TR-71U，準確度為正負 0.3°C 以內，分為兩個 channel，每個 channel 可以紀錄 8000 筆資料。

水循環系統的利用是為了保持溫度的穩度，首先將各壓密儀的壓克力外罩打洞用蛇管串接，頭部由 Tank 內的沉水式馬達注水，尾部排水形成循環。

位移量測

利用測微計 (Dial Gauge) 人工量測垂直位移量，精準度為 0.2mm。

3.4.2 試驗程序

單向度壓密試驗的試體架設程序主要可分為下述幾項：

- (1) 先將透水石安置於壓密儀的底座上，經由底座貫入除氣水使透水石達到飽和。待透水石飽和之後再將濾紙以及壓密環依序擺設至透水石上。

將事先預估好的土樣依濕夯法的程序，將直徑 63mm、高度 20mm 的壓密環內均勻填滿試驗土樣，待夯實完成之後再將濾紙以及透水石依序放置於試體上方。

- (2) 將頂蓋放至透水石上後，調整反力架位置輕觸頂蓋，加水靜置一天達飽和。完成後調整放大桿保持水平，開始放上第一顆砝碼，開啟碼表，紀錄時間與位移。等位移穩定不再增加後，繼續放上下一砝碼加載。
- (3) 加載至 100kPa 後靜置 50 天，並在期間持續紀錄位移及時間，查看溫度與水循環是否正常。
- (4) 50 天完成後繼續加載，但此處要注意的是一開始的加載間距不可以太大，否則無法得到突出的預壓密壓力。接著加至 1000kPa 後同樣靜置 50 天，紀錄位移與時間，並保持系統穩定。
- (5) 量測壓密完成後的試體飽和重量以及烘乾後的重量，推估試體壓密前後的孔隙比。



圖 3.5 單向度壓密試驗儀器

第四章 試驗結果

在本章節中，過壓密試體將以 OC 試體、正常壓密試體以 NC 試體表示。

4.1 OC 靜態三軸試驗結果

4.1.1 OC-CSL 製作

OC 靜態三軸試驗主要是為了建立臨界狀態曲線，施作 FC=0、15 與 30 %三組等向壓密不排水 (CIU) 三軸試驗。試驗結果展示於表 4.1。臨界狀態曲線結果如圖 4.1 所示。OC 麥寮砂的壓縮性隨著細料含量的增加而上升。而比較各細料含量的 NC 與 OC 的臨界狀態曲線，如圖 4.2、圖 4.3 與圖 4.4，可知在同樣壓密後孔隙比 e_c 下，OC 試體的 p' 值明顯較大，因此整條曲線會在 NC 試體的上方。另外，臨界狀態皆位在初始狀態的右方，即 p' 增加，表示 OC 試體在受剪過程中，孔隙水壓呈現負值，屬於剪脹性。

而這裡值得探討的是 CSL 的獨特性。不同細料含量的試體因結構、塑性與壓縮性皆不同，可以視為不同的土壤，因此得到不同的 CSL 並不意外。但例如過壓密這種應力歷史的因素並不會影響土壤最後到達相同的 critical state，換句話說，NC 與 OC 在理論上應該存在著相同的 CSL。但實驗結果顯示並非如此，仍值得進一步探討。

表 4.1 靜態三軸試驗記錄表

No.	SPM	FC(%)	OCR	σ'_c (kPa)	final P' (kPa)	e_c	Vs (m/s)
20090830	MT	0	4	125	378	0.83	-
20090831	MT	0	4	50	138	0.89	-
20090908	MT	0	4	25	59	0.92	144.8
20090927	MT	0	4	100	296	0.86	-
20090930	MT	0	4	100	255	0.88	-
20091021-2	MT	0	4	25	212.1	0.90	-
20090825	MT	15	4	76	242	0.76	-
20090826	MT	15	4	125	359.2	0.71	188.9
20090827	MT	15	4	149	156	0.76	-
20090908	MT	15	4	25	61	0.83	-
20090917-1	MT	15	4	50	112	0.81	136.8
20090917-2	MT	15	4	100	319	0.72	-
20091023-1	MT	15	4	75	106.1	0.86	-
20090822	MT	30	4	44.1	81.9	0.77	181.3
20090901	MT	30	4	125	171.7	0.72	-
20090902	MT	30	4	75	99.6	0.74	-
20090904	MT	30	4	82	215	0.70	-
20090907	MT	30	4	27	33	0.80	-

表 4.1 靜態三軸試驗記錄表 (續)

20091001	MT	30	4	100	240.8	0.75	-
20091021-1	MT	30	4	50	106.3	0.75	-
20091023-2	MT	30	4	50	156.1	0.77	-



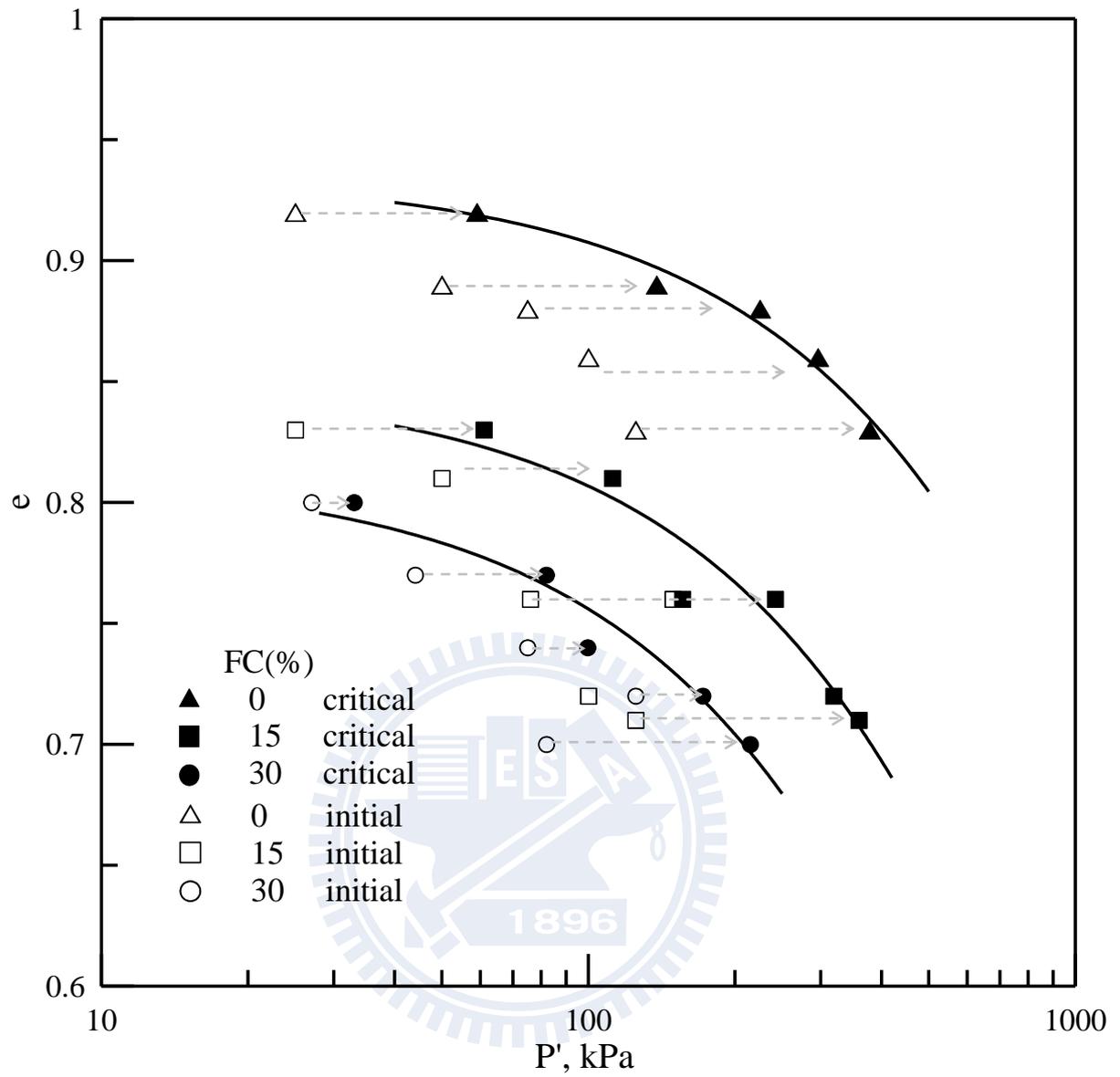


圖 4.1 過壓密麥寮砂之臨界狀態曲線

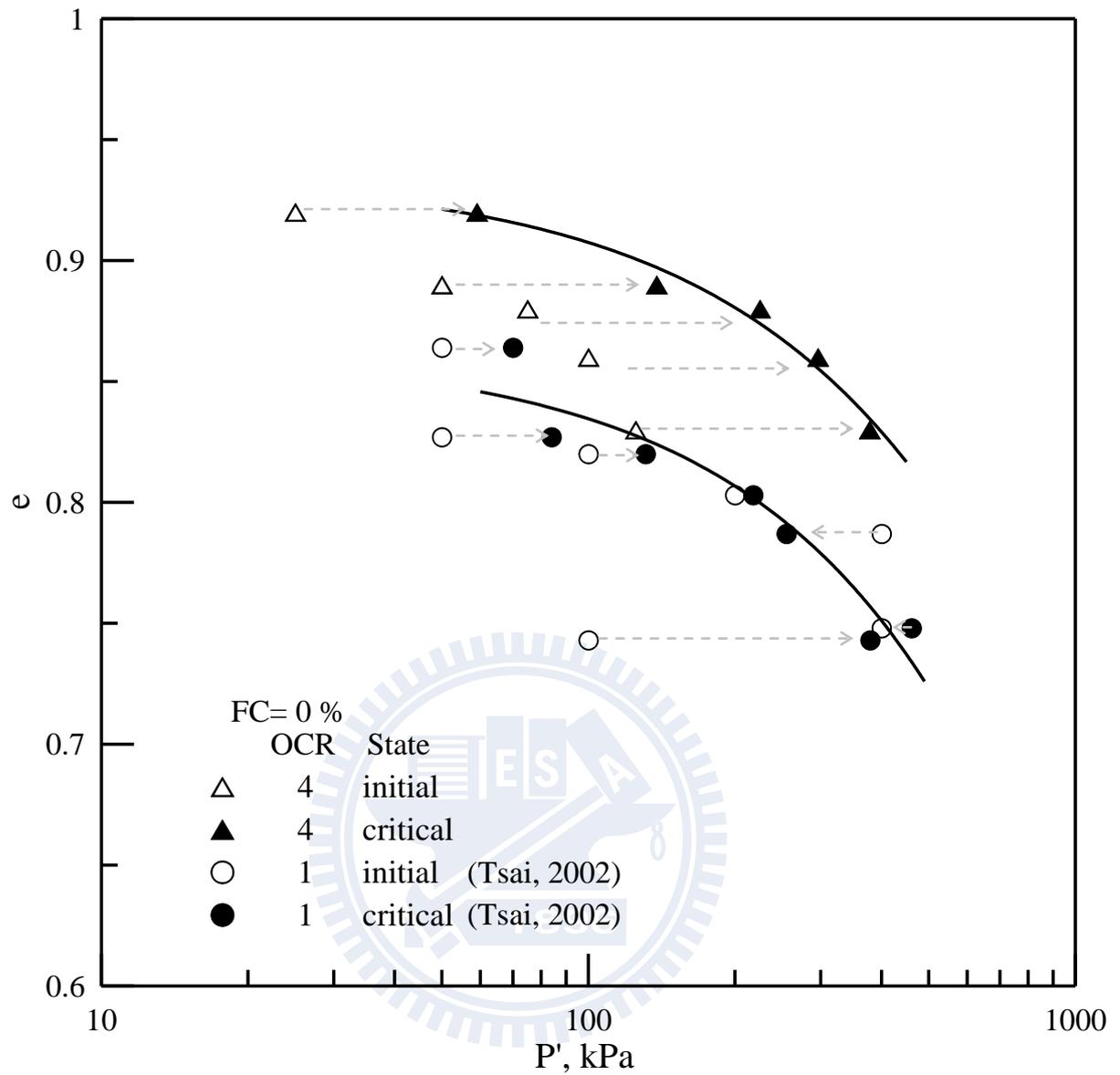


圖 4.2 FC=0% 過壓密與正常壓密之臨界狀態曲線比較

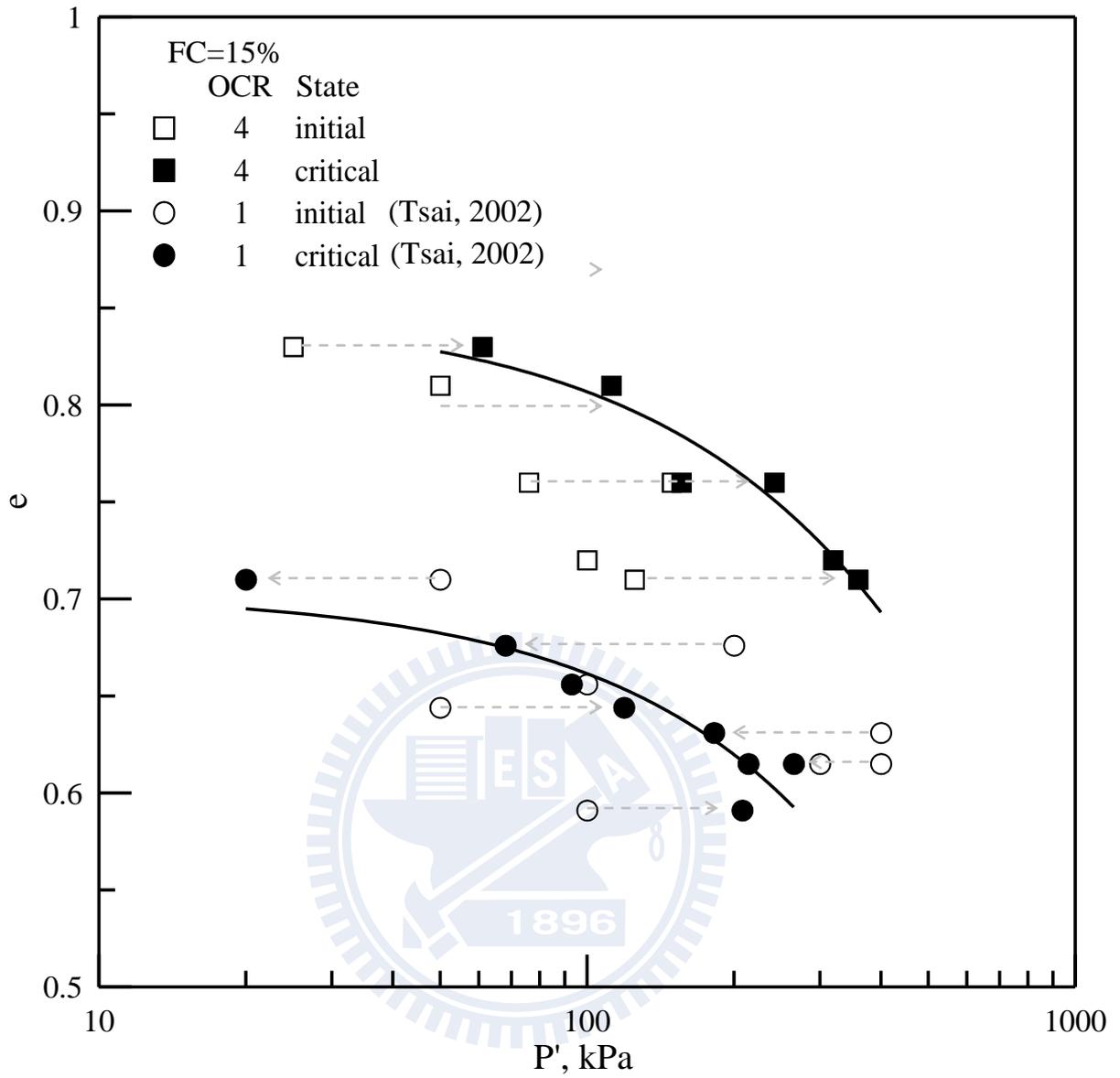


圖 4.3 FC=15% 過壓密與正常壓密之臨界狀態曲線比較

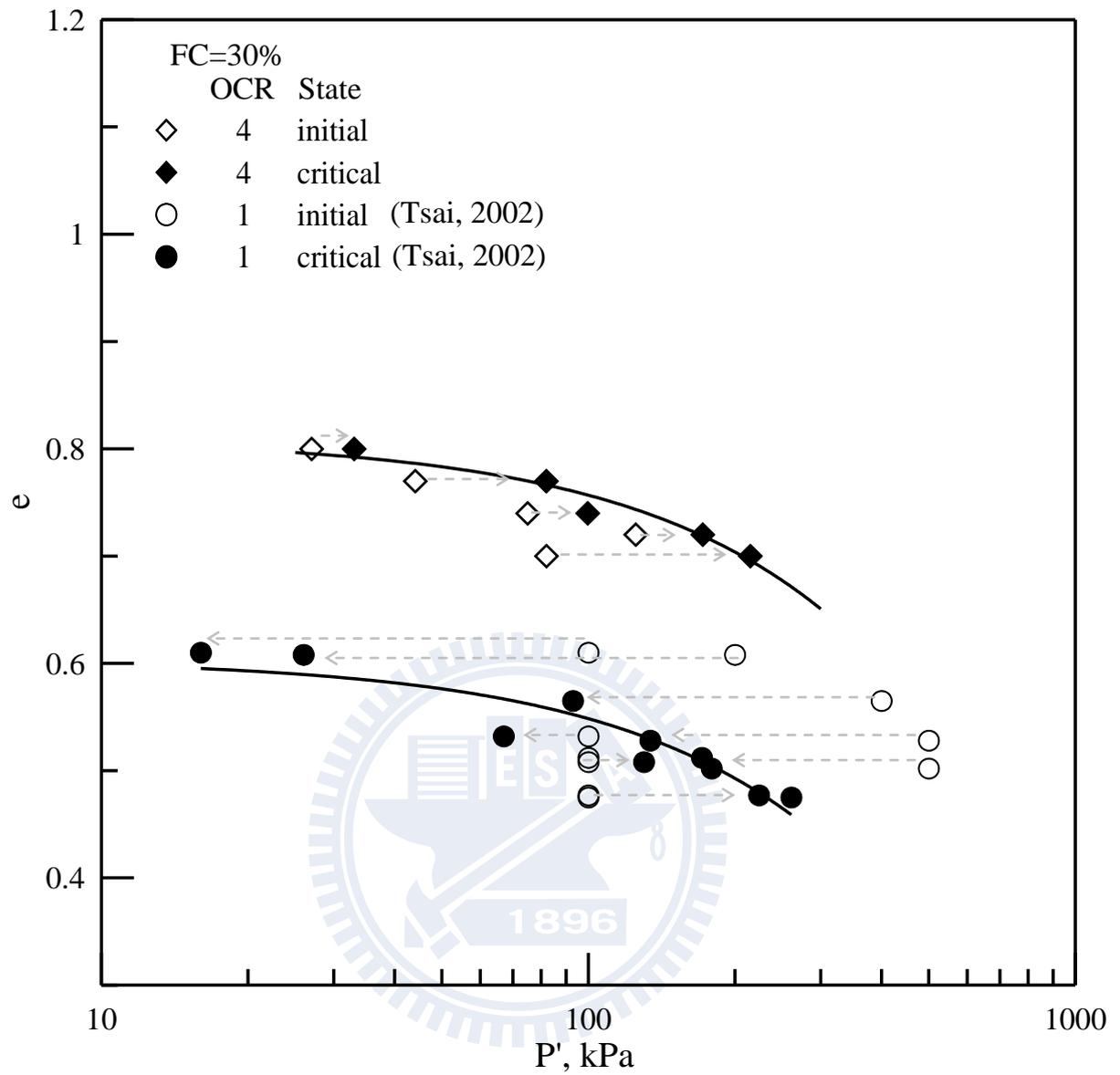


圖 4.4 FC=30% 過壓密與正常壓密之臨界狀態曲線比較

4.1.2 OC 靜態三軸正常化行為

靜態三軸試驗中，NC 與 OC 之正常化之軸差應力、超額孔隙水壓對應軸向應變以及 p' - q 關係展示於圖 4.5 至圖 4.10。

利用 SHANSEP 觀念，這裡將試體的軸差應力除以其壓密後之有效圍壓，進行正常化，以 $FC=0\%$ 為例，由圖 4.5 中可以看出， q/σ'_c 的值，OC 試體約介於 1.0~2.0 之間，NC 試體則介於 0.3~0.7，兩者各自存在一個明顯的區帶； $FC=15\%$ ，OC 試體之 q/σ'_c 在 1.5~3.0 之間，NC 試體為 0.3~0.8；至於 $FC=30\%$ 亦可以看出 OC 與 NC 試體之 q/σ'_c 曲線分佈於兩個不同的區帶，說明了麥寮砂在強度上有著類似黏土的正常化行為。

至於超額孔隙水壓的部份，NC 試體在剪動初期便快速累積大量的超額孔隙水壓數百 kPa 不等，然後便趨緩，不再增加。而 OC 試體則是在剪動初期短暫為正，之後便緩慢的降為負值，多半不超過負 100kPa。

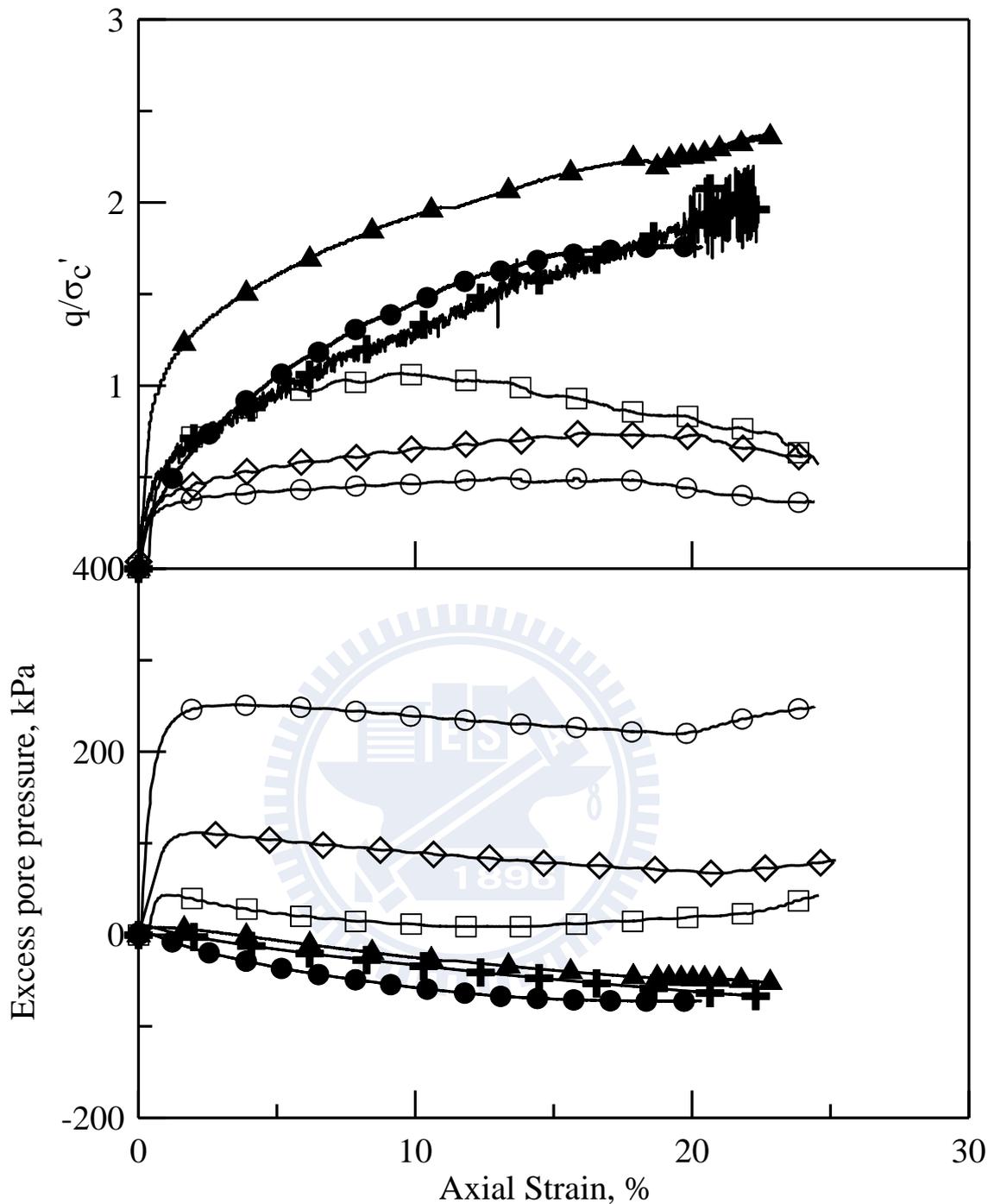
4.1.3 應力路徑

而觀察圖 4.6、圖 4.8 與圖 4.10 的 p' - q 關係，NC 試體由於孔隙水壓的激發，使得應力路徑圖形先向原點彎曲後，再向右上升。而 OC 試體之路徑則從開始便向右方移動，先左彎至 phase transformation (p' 為最小值) 的情況則是寥寥可數。

另外將應變量 20% 時之 (p', q) 值標於 p' - q 圖上，如圖 4.11，可發現不

同細料含量的臨界點彼此有著相當高的相關性， R^2 值高達 0.989。





	FC= 0%	OCR	e_c	σ_c'
—◇—	N011005	1	0.803	200
—○—	N011008	1	0.787	400
—□—	N011009	1	0.820	100
—▲—	20090830	4	0.830	125
—+—	20090831	4	0.890	50
—●—	20091021-2	4	0.900	25

圖 4.5 FC=0%MLS， q 及超額孔隙水壓與軸向應變關係

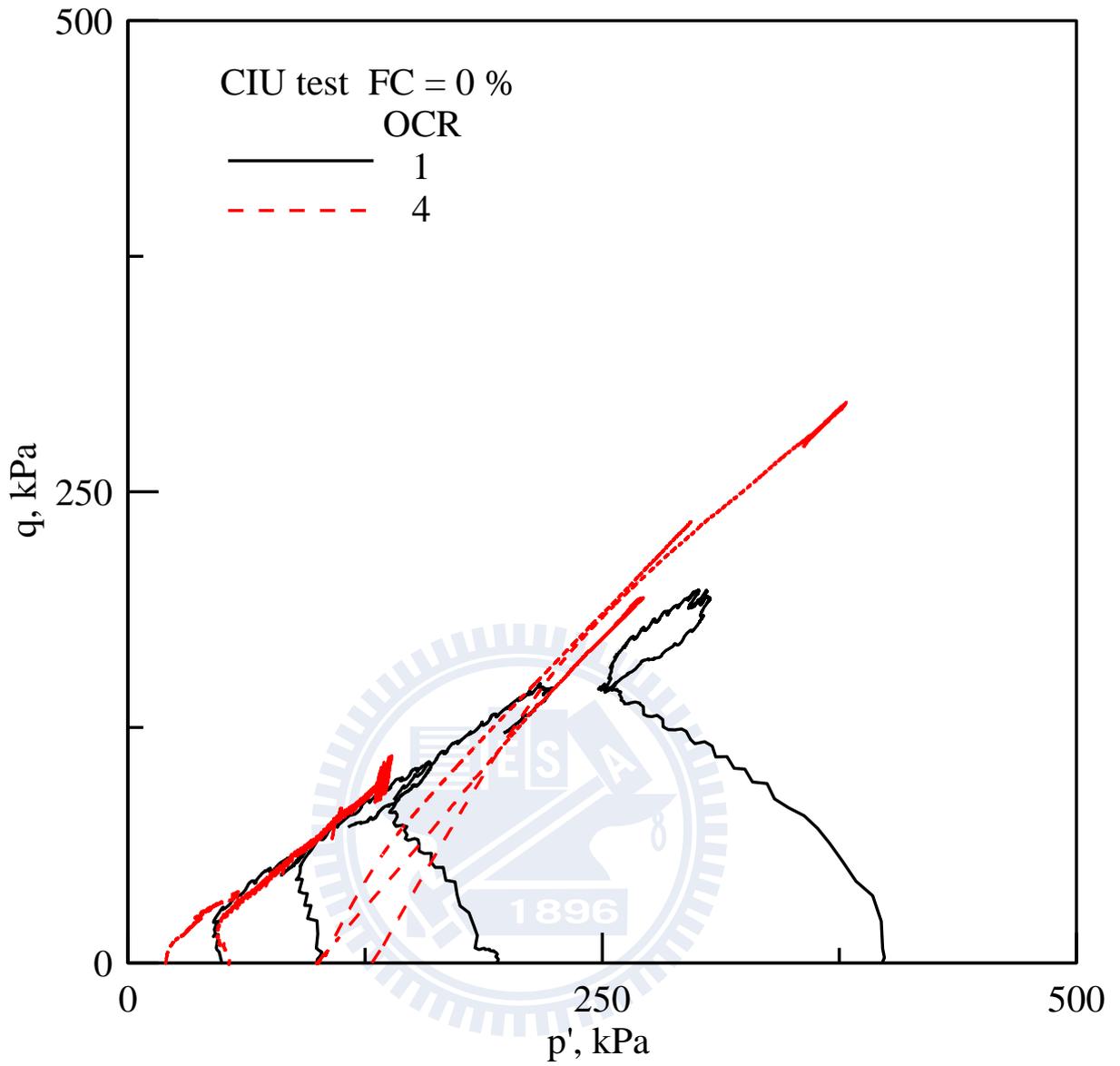
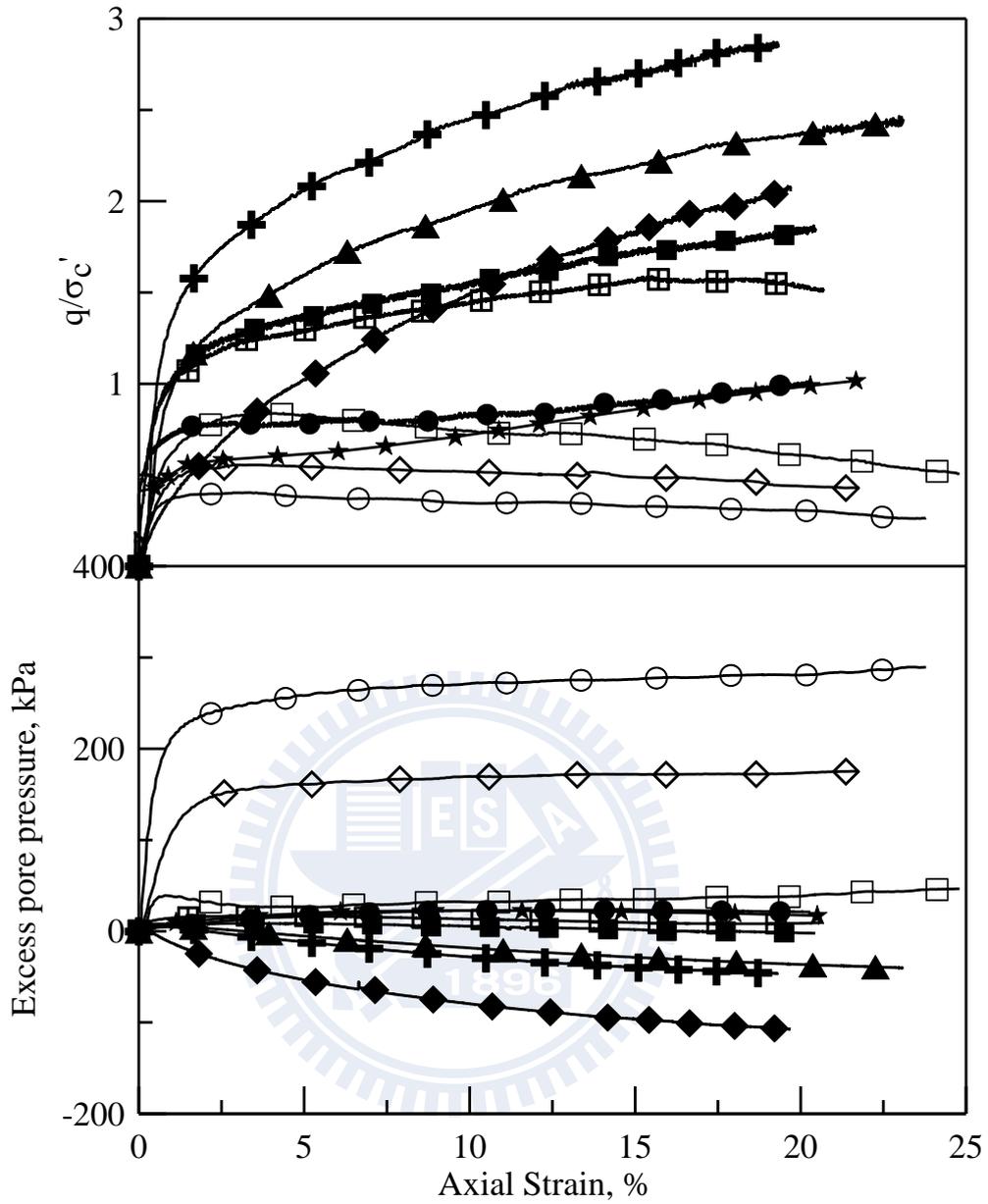


圖 4.6 FC=0%MLS，p'-q 圖之比較



	FC=15%	OCR	e_c	σ'_c
◇	N010906	1	0.615	300
○	N011220	1	0.631	400
□	N011222	1	0.656	100
▲	20090825	4	0.760	76
+	20090826	4	0.710	125
◆	20090908	4	0.830	25
●	20091023-1	4	0.860	75
★	20091027	4	0.850	75
⊠	20091103	4	0.850	100
■	20091104	4	0.900	75

圖 4.7 FC=15%MLS， q 及超額孔隙水壓與軸向應變關係

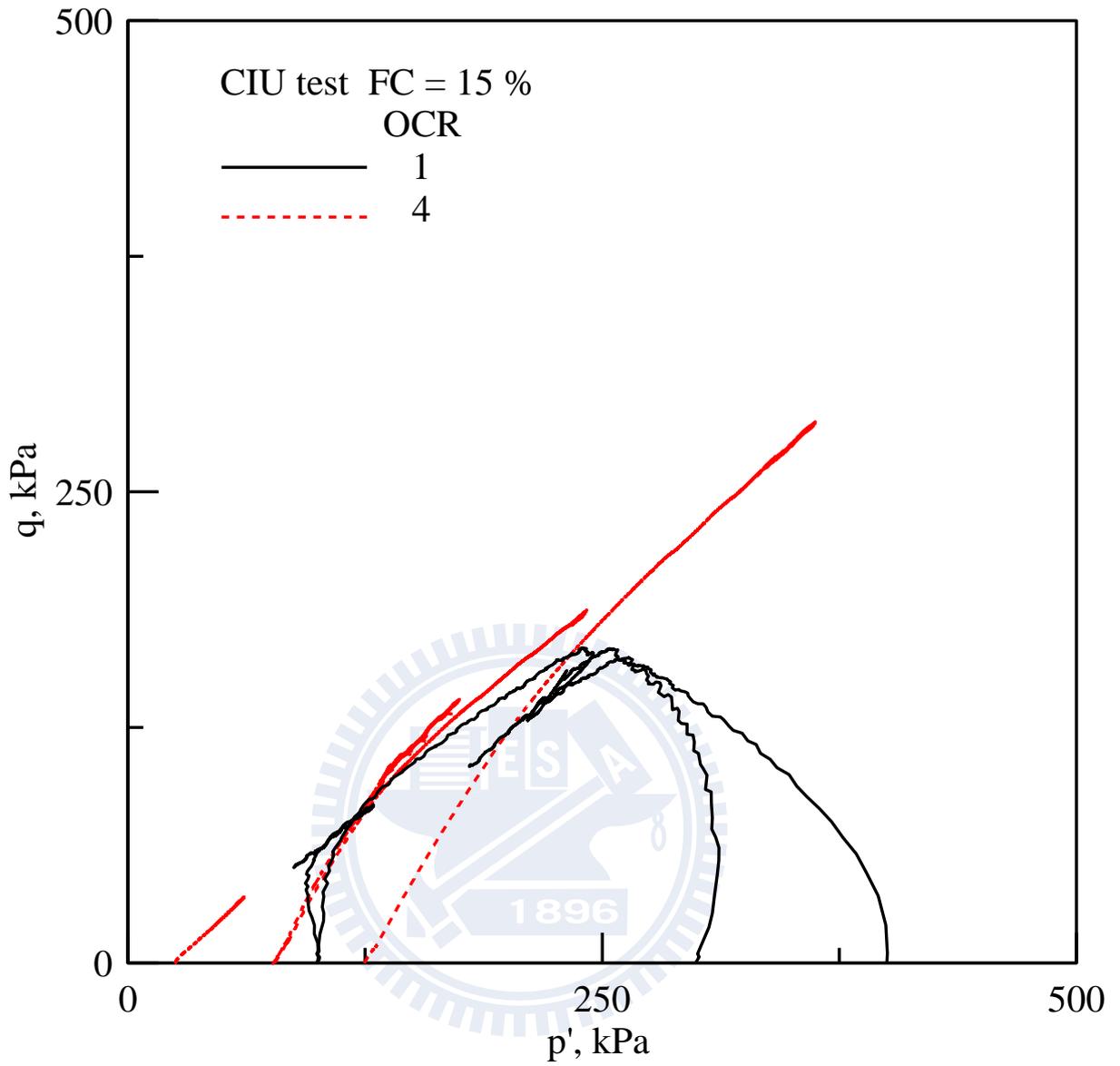


圖 4.8 FC=15%MLS， p' - q 圖之比較

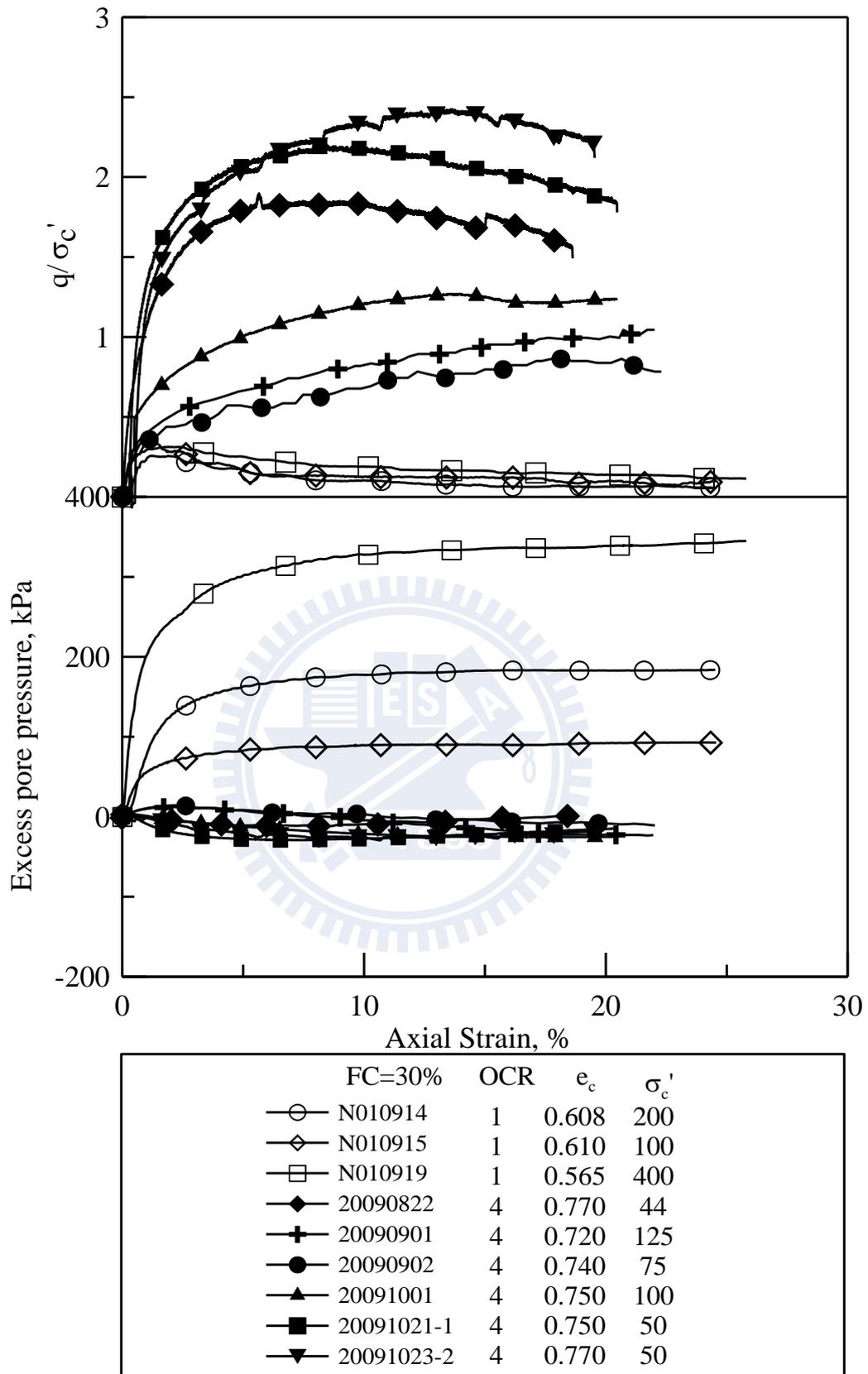


圖 4.9 FC=30%MLS， q 及超額孔隙水壓與軸向應變關係

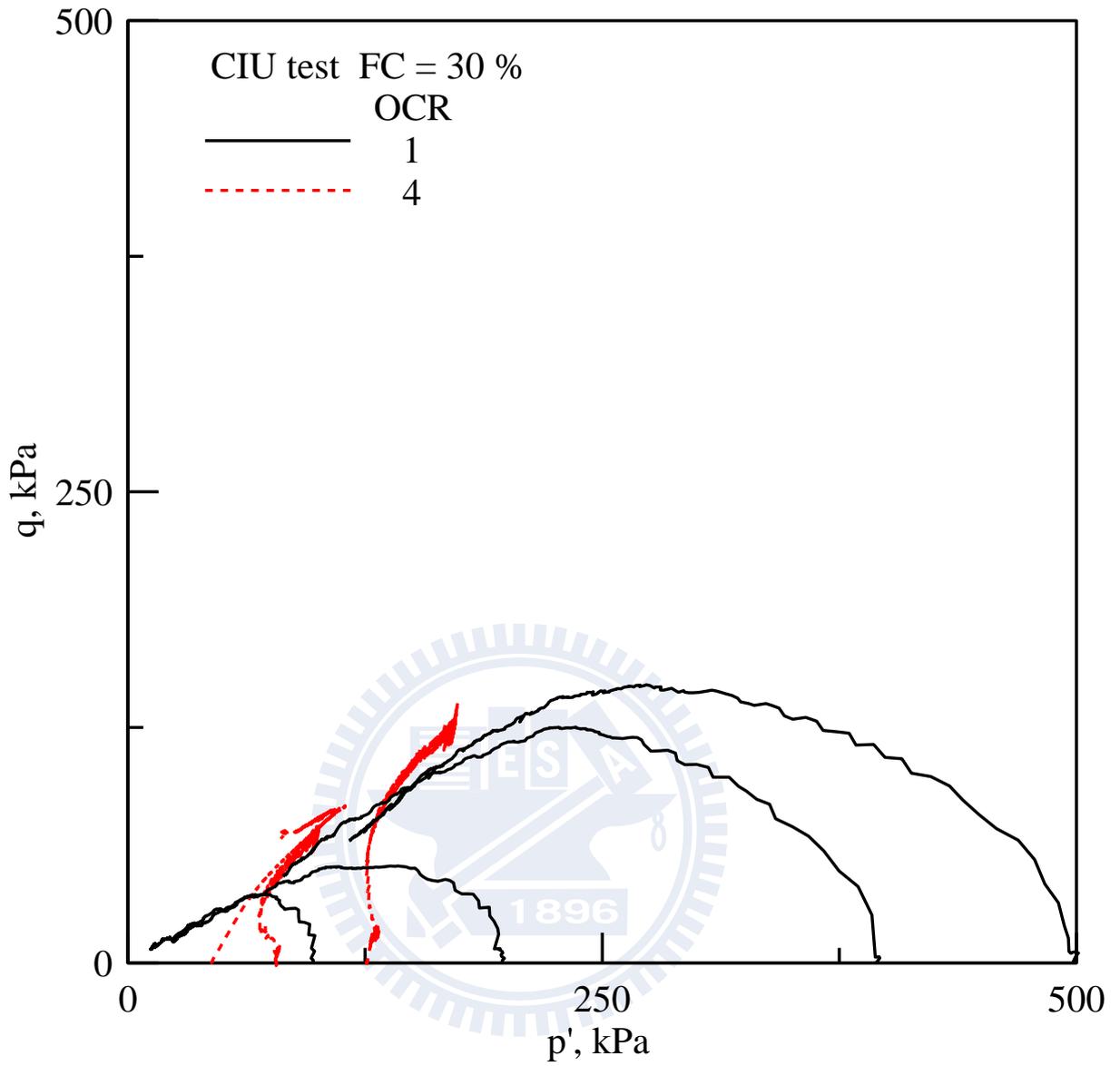


圖 4.10 FC=30%MLS， p' - q 圖之比較

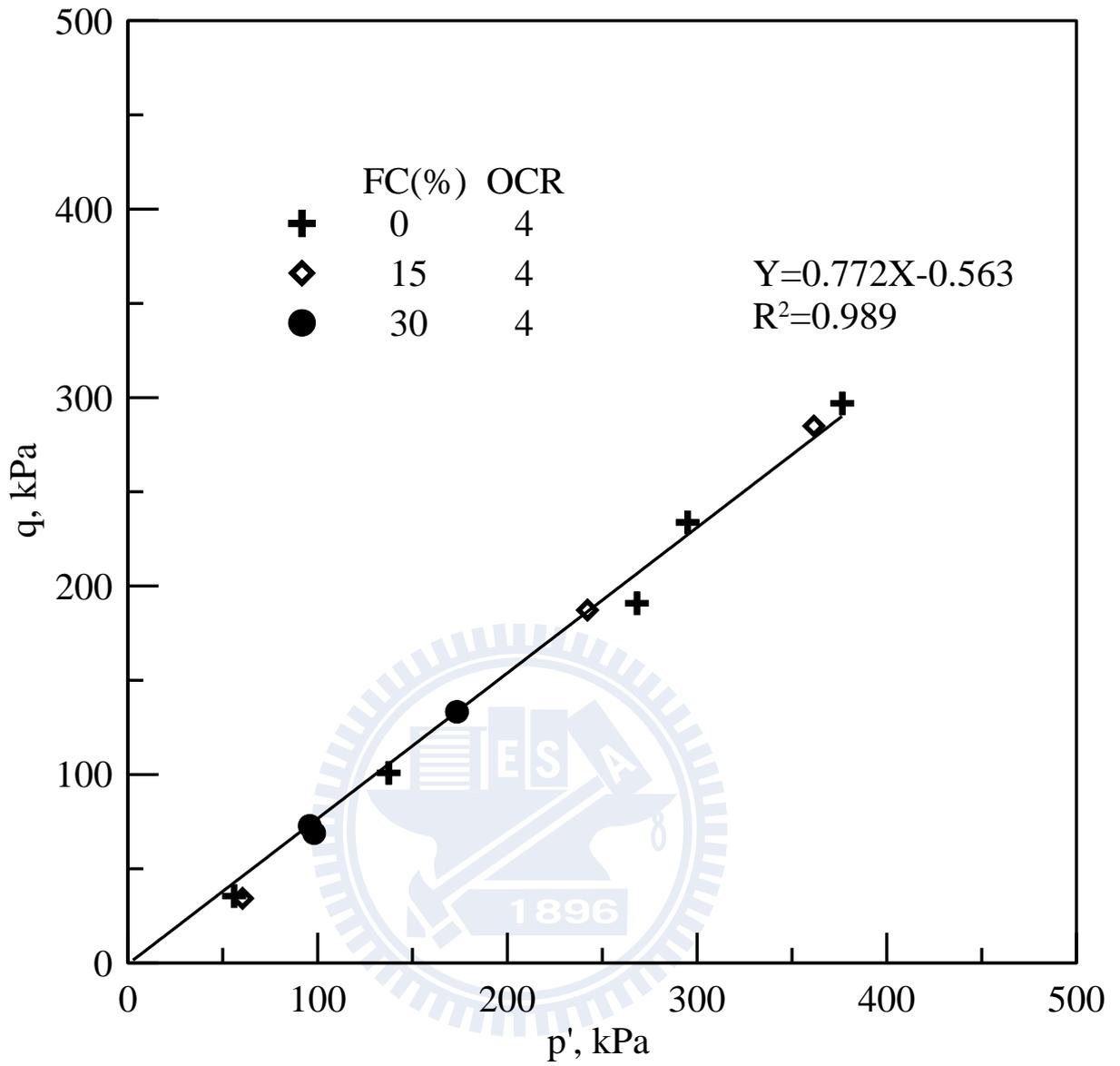


圖 4.11 OC 試體臨界狀態點回歸比較

4.2 OC 動態三軸試驗結果

過壓密動態三軸試驗成果列於表 4.2 中，且將郭毓真（2004）與戴源昱（2007）數據一併列出。配合靜態三軸試驗，同樣針對上述三種細料含量進行試驗，結果如圖 4.12、圖 4.13 與圖 4.14，分別對應 FC=0%、15%與 30%。可以看出孔隙比接近的情況下，OC 試體動態強度明顯高出 NC 試體，而其中以 FC=30%增加幅度最大。又比較細料含量與動態強度的比值，在圖 4.15 表示，孔隙比皆為 0.80，作法參考圖 2.19 中員林砂細料含量與 CRR、Vs 比值關係，以 FC=0%為基準。可以看出其強度增加的幅度，是隨著細料含量增加的。



表 4.2 動態三軸試驗記錄表

NO.	SPM	FC (%)	OCR	p'_0 (kPa)	p'_f (kPa)	CRR	N_c	e_c	V_s (m/s)	Ψ
6-28*	MT	0	1	100	4.8	0.40	60	0.78	176.7	-0.05
7-4*	MT	0	1	100	0	0.45	14	0.80	175.8	-0.03
7-5*	MT	0	1	100	0	0.46	8	0.80	-	-0.03
C9701	MT	0	4	100	0	0.45	39	0.82	201.1	-0.09
C9702	MT	0	4	100	0	0.52	3	0.82	203.4	-0.09
C9703	MT	0	4	100	9.5	0.49	9	0.81	199.7	-0.10
C9902	MT	0	4	80	4.9	0.44	8	0.94	172.5	0.03
C9903	MT	0	4	80	17.8	0.40	30	0.95	165.1	0.04
C9904	MT	0	4	80	21.0	0.38	78	0.93	166.8	0.02
6-8*	MT	15	1	100	0	0.35	12	0.80	-	0.14
6-17*	MT	15	1	100	0	0.25	138	0.81	160.8	0.14
6-27*	MT	15	1	100	0	0.32	20	0.80	156.5	0.13
C9603	MT	15	4	100	9.0	0.25	339	0.85	155.2	0.02
C9604	MT	15	4	100	8.5	0.36	19	0.85	178.6	0.02
C9605	MT	15	4	100	5.0	0.30	84	0.83	-	0.00
C9707	MT	15	4	100	3.2	0.45	102	0.81	138.9	-0.02
C9804	MT	15	4	100	0	0.40	161	0.81	180.0	-0.02
C9805	MT	15	4	100	0	0.52	15	0.81	192.6	-0.02
C8603	MT	30	1	100	15.8	0.14	8	0.80	163.1	0.251
C8605	MT	30	1	100	25.3	0.12	10	0.81	147.2	0.261
C8606	MT	30	1	100	12.3	0.10	37	0.81	145.3	0.261

表 4.2 動態三軸試驗紀錄表 (續)

NO.	SPM	FC (%)	OCR	p'_0 (kPa)	p'_f (kPa)	CRR	N_c	e_c	V_s (m/s)	Ψ
C8607	MT	30	1	100	20.2	0.09	67	0.78	135.6	0.231
C8608	MT	30	1	100	35.3	0.12	13	0.8	141.4	0.251
C9503	MT	30	4	100	19.3	0.3	21	0.78	172.9	0.025
C9504	MT	30	4	100	4.2	0.26	192	0.78	156.8	0.025
C9601	MT	30	4	100	25.8	0.35	11	0.8	-	0.045
C9602	MT	30	4	100	8.3	0.28	53	0.8	174.5	0.045
C9905	MT	30	4	80	0	0.25	109	0.83	155.2	0.064
C9906	MT	30	4	80	2.5	0.28	35	0.83	128.8	0.064
C9907	MT	30	4	80	26.6	0.3	10	0.83	141.7	0.064
416#	DD	<5	-	100	-	0.29	36	0.764	170.69	
417#	DD	<5	-	100	-	0.35	15	0.777	187.24	
418#	DD	<5	-	100	-	0.26	92	0.776	175.63	
408#	DD	<5	-	100	-	0.25	42	0.815	167.97	
426#	DD	<5	-	100	-	0.3	3	0.816	170.41	
430#	DD	<5	-	100	-	0.23	85	0.8	172.74	
402#	DD	<5	-	100	-	0.275	3	0.861	162.63	
403#	DD	<5	-	100	-	0.24	20	0.847	156.66	
406#	DD	<5	-	100	-	0.21	57	0.85	-	
407#	DD	<5	-	100	-	0.185	138	0.845	156.67	
427#	DD	<5	-	100	-	0.25	8	0.844	170.44	

表 4.2 動態三軸試驗紀錄表 (續)

NO.	SPM	FC (%)	OCR	p'_o (kPa)	p'_f (kPa)	CRR	N_c	e_c	V_s (m/s)
12-4*	DD	15	-	100	-	0.3271	8	0.715	157.42
12-5*	DD	15	-	100	-	0.2925	16	0.721	154.38
12-8*	DD	15	-	100	-	0.2822	27	0.724	157.98
12-1*	DD	15	-	100	-	0.2547	5	0.777	146.2
12-2*	DD	15	-	100	-	0.2109	13	0.794	145.64
12-3*	DD	15	-	100	-	0.1958	26	0.785	145.8
423#	DD	15	-	100	-	0.225	7	0.856	133.2
425#	DD	15	-	100	-	0.19	29	0.853	138.05
0425-1#	DD	15	-	100	-	0.15	66	0.838	144.86
702#	WT	30	-	100	-	0.205	93	0.635	181.49
0702-1#	WT	30	-	100	-	0.25	8	0.638	181.28
703#	WT	30	-	100	-	0.235	12	0.63	177.96
629#	WT	30	-	100	-	0.15	95	0.658	172.7
630#	WT	30	-	100	-	0.185	28	0.66	175.42
701#	WT	30	-	100	-	0.215	9	0.653	167.63
10-11*	WT	30	-	100	-	0.1997	7	0.762	147.08
10-22*	WT	30	-	100	-	0.1808	12	0.761	144.68
10-24*	WT	30	-	100	-	0.1538	33	0.761	145.58
616#	WT	50	-	100	-	0.11	28	0.656	154.01
617#	WT	50	-	100	-	0.13	8	0.664	146.43
623#	WT	50	-	100	-	0.1	30	0.666	155.86

表 4.2 動態三軸試驗紀錄表 (續)

NO.	SPM	FC (%)	OCR	p'_o (kPa)	p'_f (kPa)	CRR	N_c	e_c	V_s (m/s)
717#	WT	50	-	100	-	0.15	38	0.626	174.34
718#	WT	50	-	100	-	0.17	11	0.628	162.19
719#	WT	50	-	100	-	0.135	54	0.625	156.57
712#	DD	<5	-	150	-	0.333	8	0.787	174.51
713#	DD	<5	-	150	-	0.29	14	0.779	193.27
714#	DD	<5	-	150	-	0.28	26	0.779	175.51
0714-1#	DD	15	-	150	-	0.2	18	0.767	167.47
715#	DD	15	-	150	-	0.187	54	0.775	175.3
0715-1#	DD	15	-	150	-	0.223	7	0.773	176.11
0502-1#	DD	<5	-	200	-	0.275	15	0.784	210.06
0503-1#	DD	<5	-	200	-	0.24	44	0.773	218.11
504#	DD	<5	-	200	-	0.35	3	0.77	219.88
501#	DD	<5	-	200	-	0.25	3	0.831	206.18
0501-1#	DD	<5	-	200	-	0.2	27	0.821	190.84
502#	DD	<5	-	200	-	0.175	328	0.838	194.07
508#	DD	<5	-	200	-	0.22	5	0.876	198.46
0508-1#	DD	<5	-	200	-	0.2	9	0.873	200.3
511#	DD	<5	-	200	-	0.195	15	0.862	195.84
514#	DD	<5	-	200	-	0.16	45	0.862	201.75
522#	DD	15	-	200	-	0.24	7	0.653	204.66
0522-1#	DD	15	-	200	-	0.215	14	0.648	196.68

表 4.2 動態三軸試驗紀錄表 (續)

NO.	SPM	FC (%)	OCR	p'_o (kPa)	p'_f (kPa)	CRR	N_c	e_c	V_s (m/s)
523#	DD	15	-	200	-	0.205	19	0.654	195.11
0523-1#	DD	15	-	200	-	0.18	42	0.647	198.95
0517-1#	DD	15	-	200	-	0.23	5	0.709	195.36
518#	DD	15	-	200	-	0.225	9	0.718	195.29
520#	DD	15	-	200	-	0.215	17	0.704	201.96
521#	DD	15	-	200	-	0.18	47	0.714	198.8
515#	DD	15	-	200	-	0.205	19	0.787	182.38
0515-1#	DD	15	-	200	-	0.16	80	0.774	192.22
516#	DD	15	-	200	-	0.225	5	0.774	178.51
524#	WT	30	-	200	-	0.17	10	0.638	206.3
525#	WT	30	-	200	-	0.155	40	0.644	206.9
528#	WT	30	-	200	-	0.145	69	0.638	199.33
704#	WT	30	-	200	-	0.15	15	0.67	195.57
705#	WT	30	-	200	-	0.17	8	0.667	202.21
708#	WT	30	-	200	-	0.14	45	0.669	201.94
603#	WT	30	-	200	-	0.17	2	0.706	180.61
604#	WT	30	-	200	-	0.15	11	0.703	186.62
605#	WT	30	-	200	-	0.13	36	0.703	177
529#	WT	30	-	200	-	0.15	8	0.732	186.95
530#	WT	30	-	200	-	0.14	18	0.741	186.54
531#	WT	30	-	200	-	0.13	18	0.734	189.23
601#	WT	30	-	200	-	0.12	67	0.741	192.94

*註：郭毓真 (2004) #註：戴源昱 (2007)

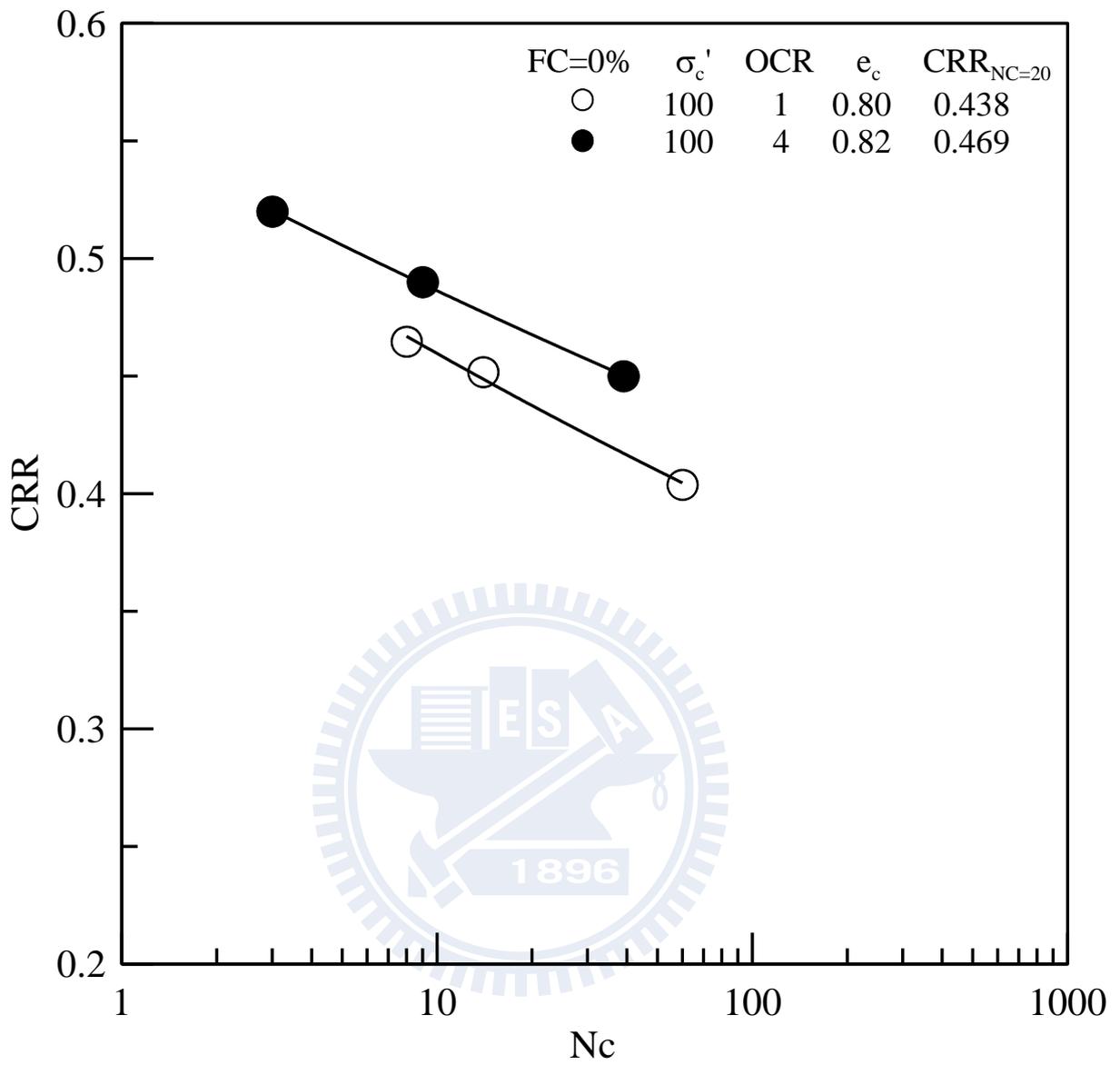


圖 4.12 OC 試體動態三軸試驗結果 (FC=0%)

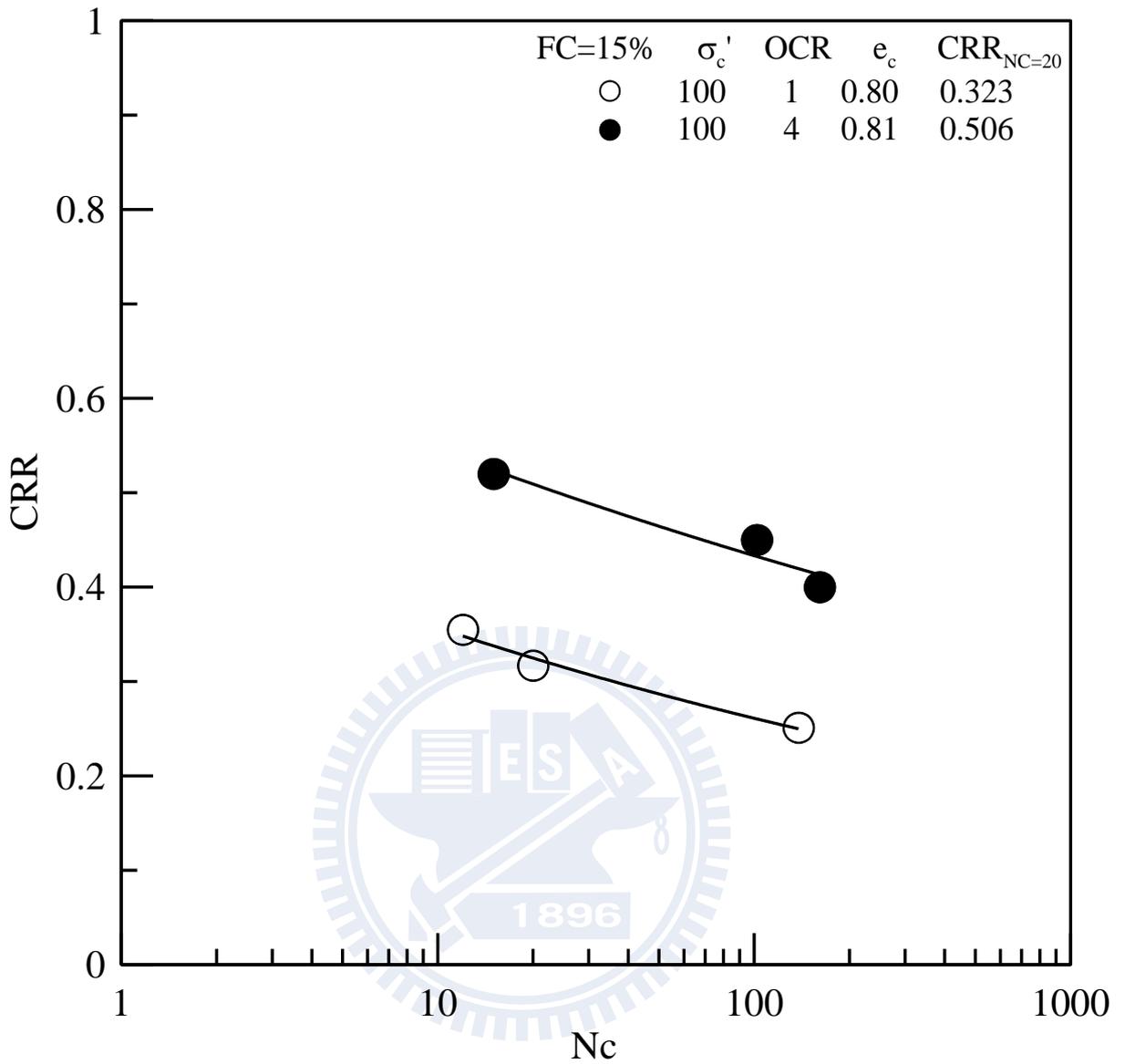


圖 4.13 OC 試體動態三軸試驗結果 (FC=15%)

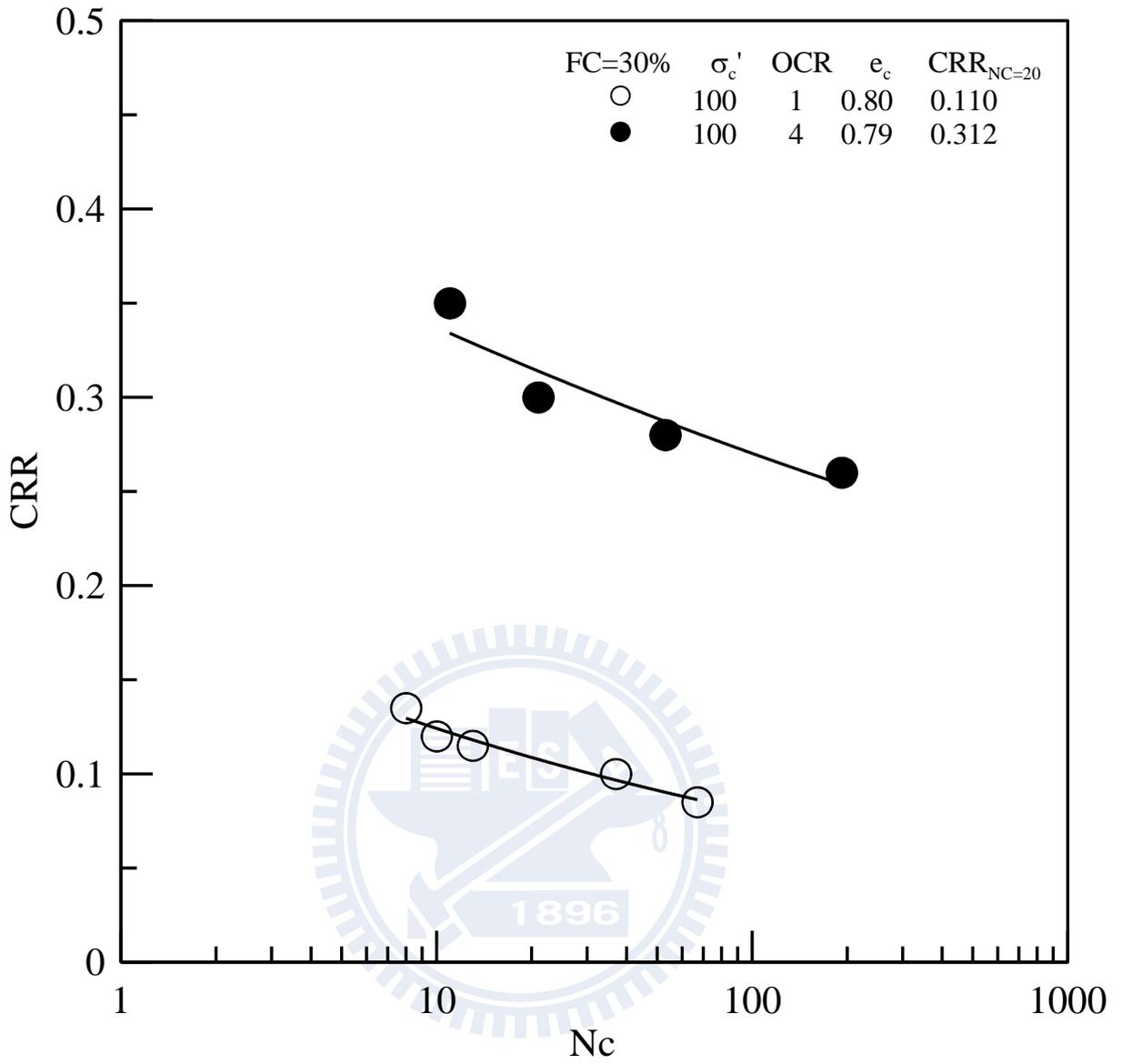


圖 4.14 OC 試體動態三軸試驗結果 (FC=30%)

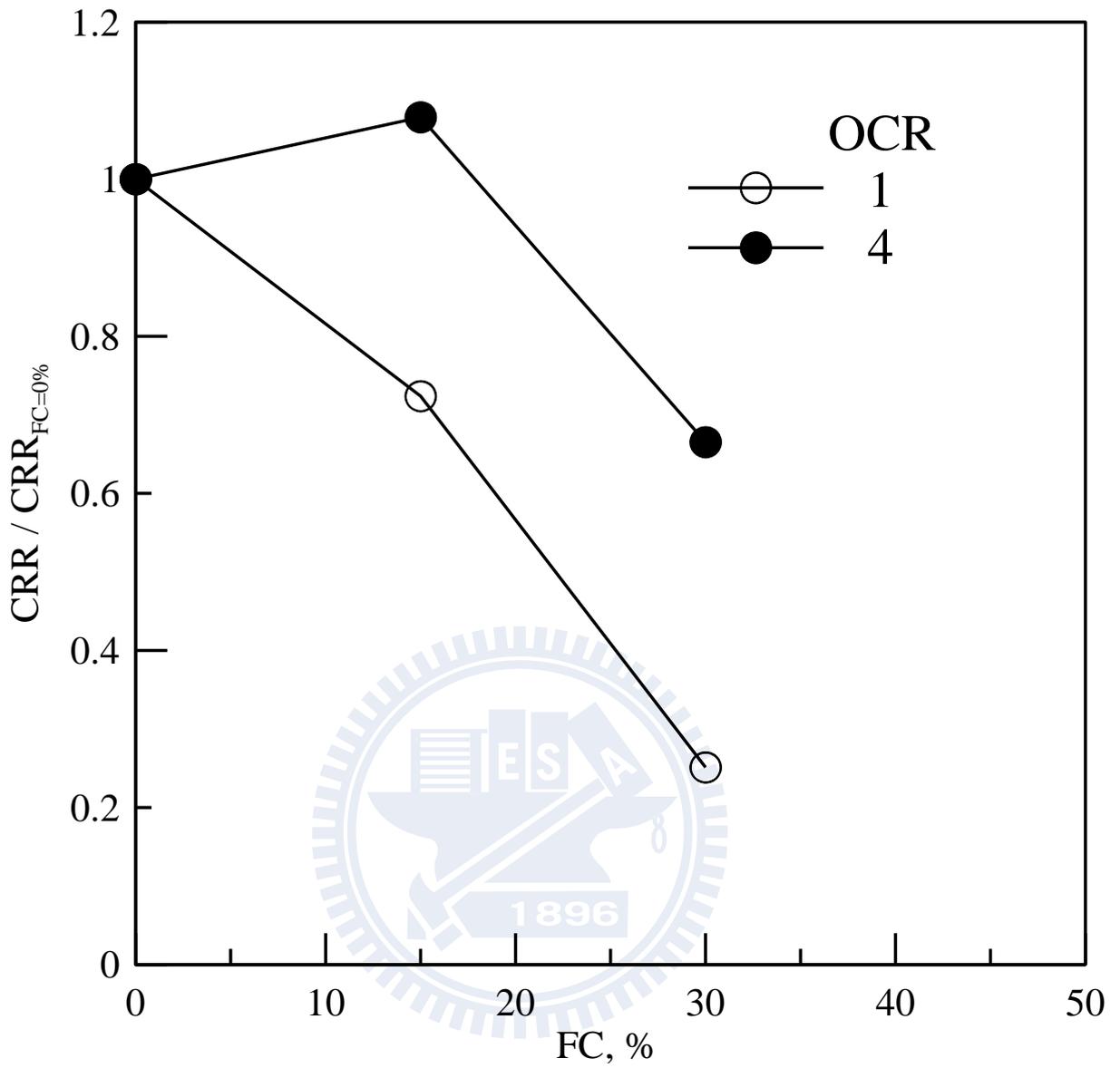


圖 4.15 麥寮砂細料含量與 CRR 比值關係圖

4.2.1 從動態三軸試驗觀察類黏土行為

麥寮砂的類黏土行為可以用動態三軸試驗的結果來解釋：試體受往復剪動過程中，軸向應變已經達到 5%，但孔隙水壓並沒有完全激發，使得平均有效應力 p' 仍然大於零，視為類黏土行為。各細料含量之 $p'-q$ 比較圖為圖 4.16、圖 4.17 與圖 4.18，表 4.2 中則列出 p'_f 為試體破壞時之有效應力，可以看出，NC 部份，FC=0% 與 15% 孔隙水壓皆激發至 100%，使得 $p'=0$ ，但 FC=30% 的 p'_f 值卻有 10 ~ 30kPa 不等；至於 OC 部份，FC=0% 為 4.9~21kPa、FC=15% 為 0~9kPa，而 FC=30% 之 p'_f 值則介於 0~25kPa，雖然大部分的 OC 試體有 p'_f 大於零的情況，但仍無法觀察出特定的趨勢而得出結論。但可以肯定的是，麥寮砂存在著類黏土的行為。

另一方面從軸向應變與孔隙水壓的變化來觀察，如圖 4.19、圖 4.20 與圖 4.21，應變部份，作者施作的 OC 動態三軸試驗多屬於拉伸破壞趨勢（軸向應變小於零），與郭毓真（2004）略為不同。觀察孔隙水壓變化則可以發現無論細料含量多寡，OC 試體皆會在剪動初期呈現負值超額孔隙水壓，正負震盪，而震盪幅度隨著細料含量的增加而縮減，此現象與靜態三軸結果相似，皆有明顯的負值孔隙水壓產生，說明了 OC 試體的剪脹性。

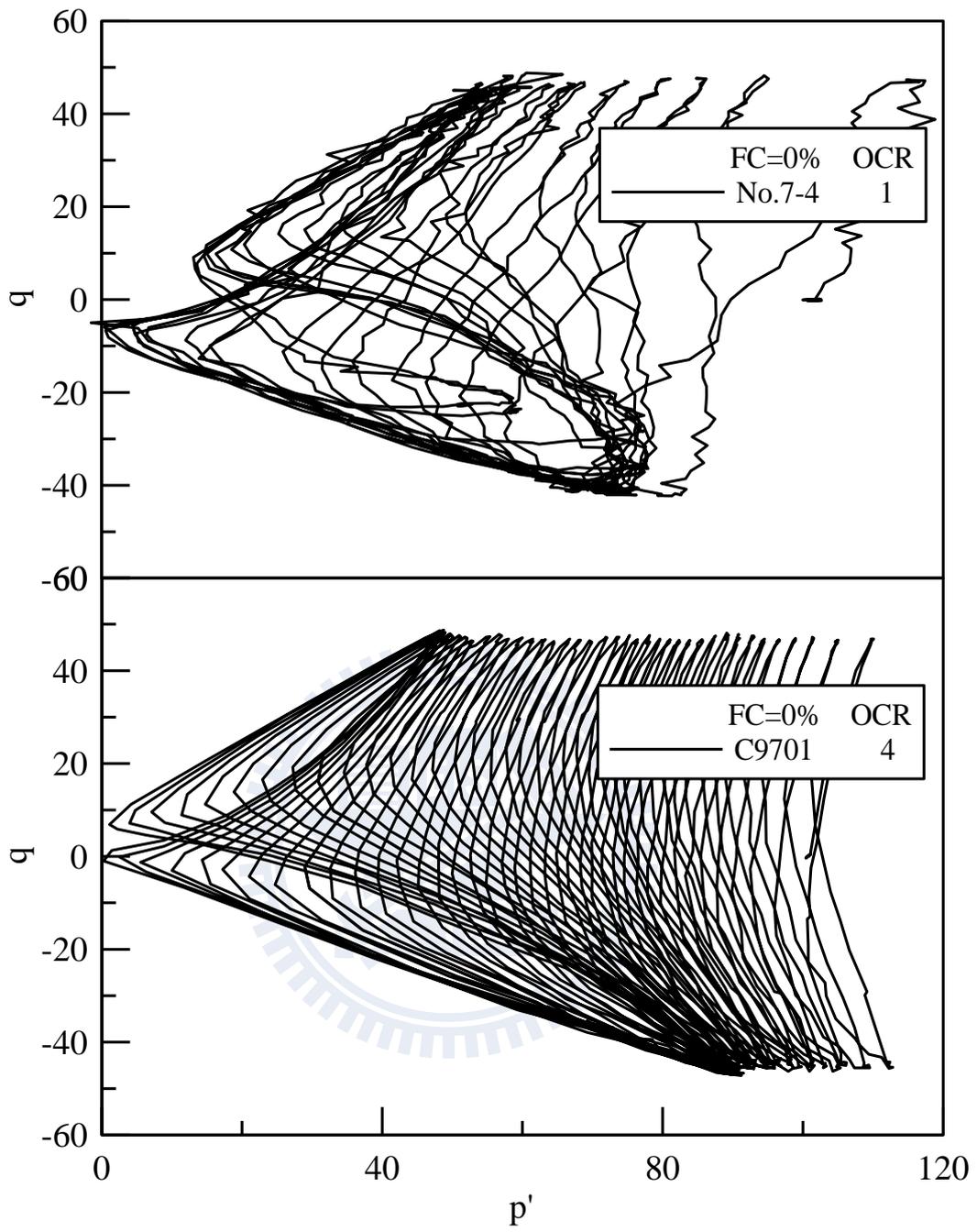


圖 4.16 $FC=0\%$ 之 p' - q 圖

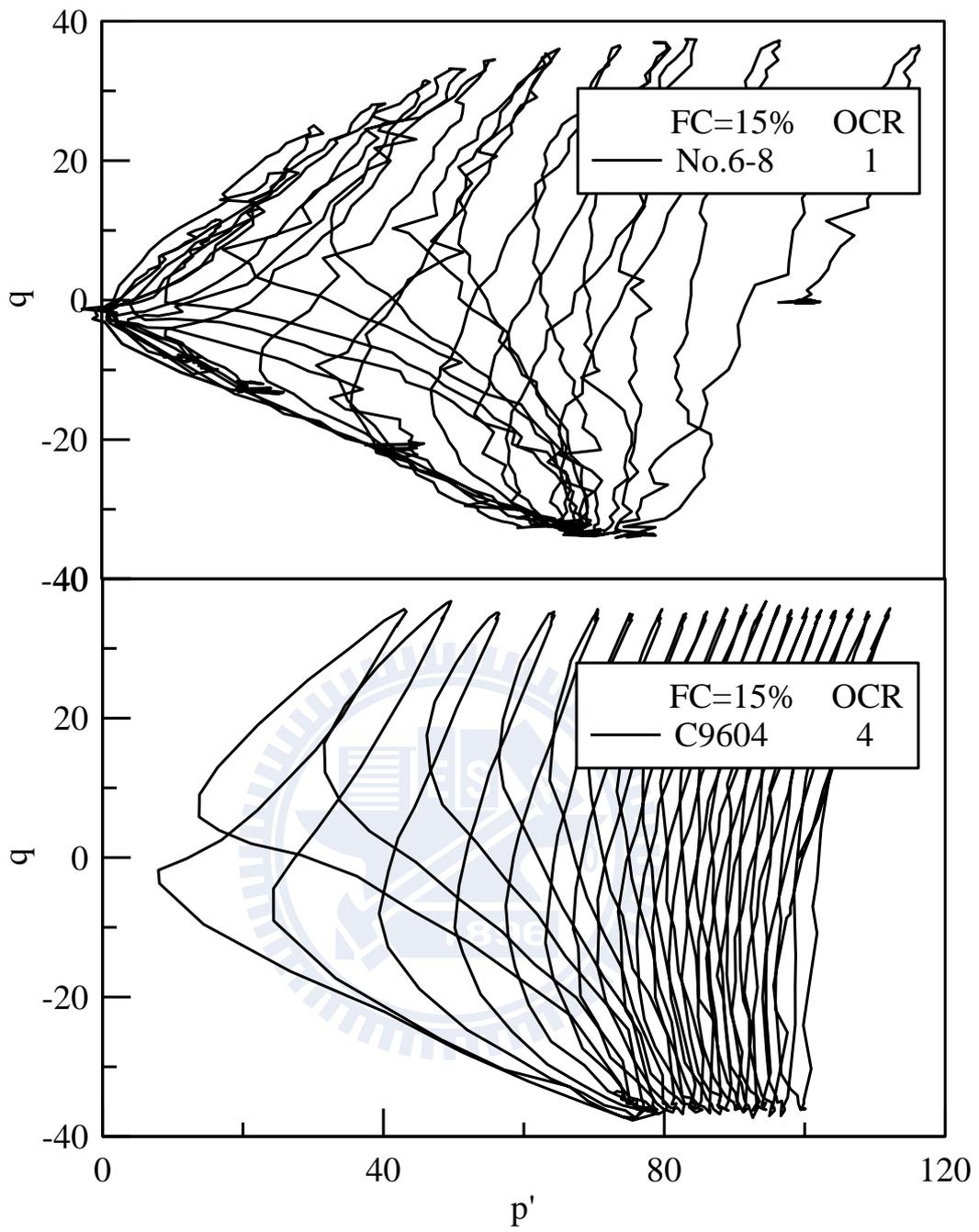


圖 4.17 FC=15%之 p' - q 圖

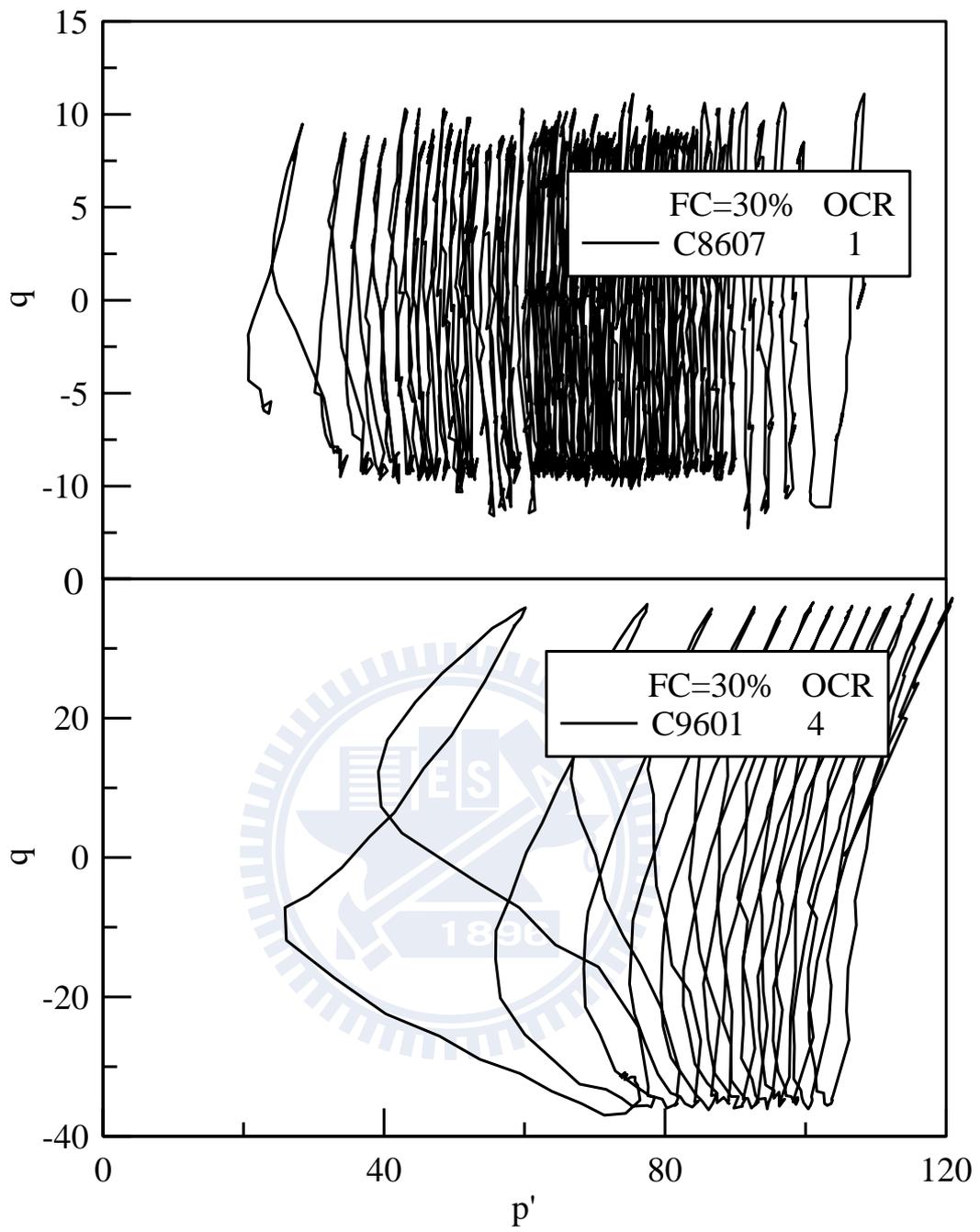


圖 4.18 FC=30%之 p' - q 圖

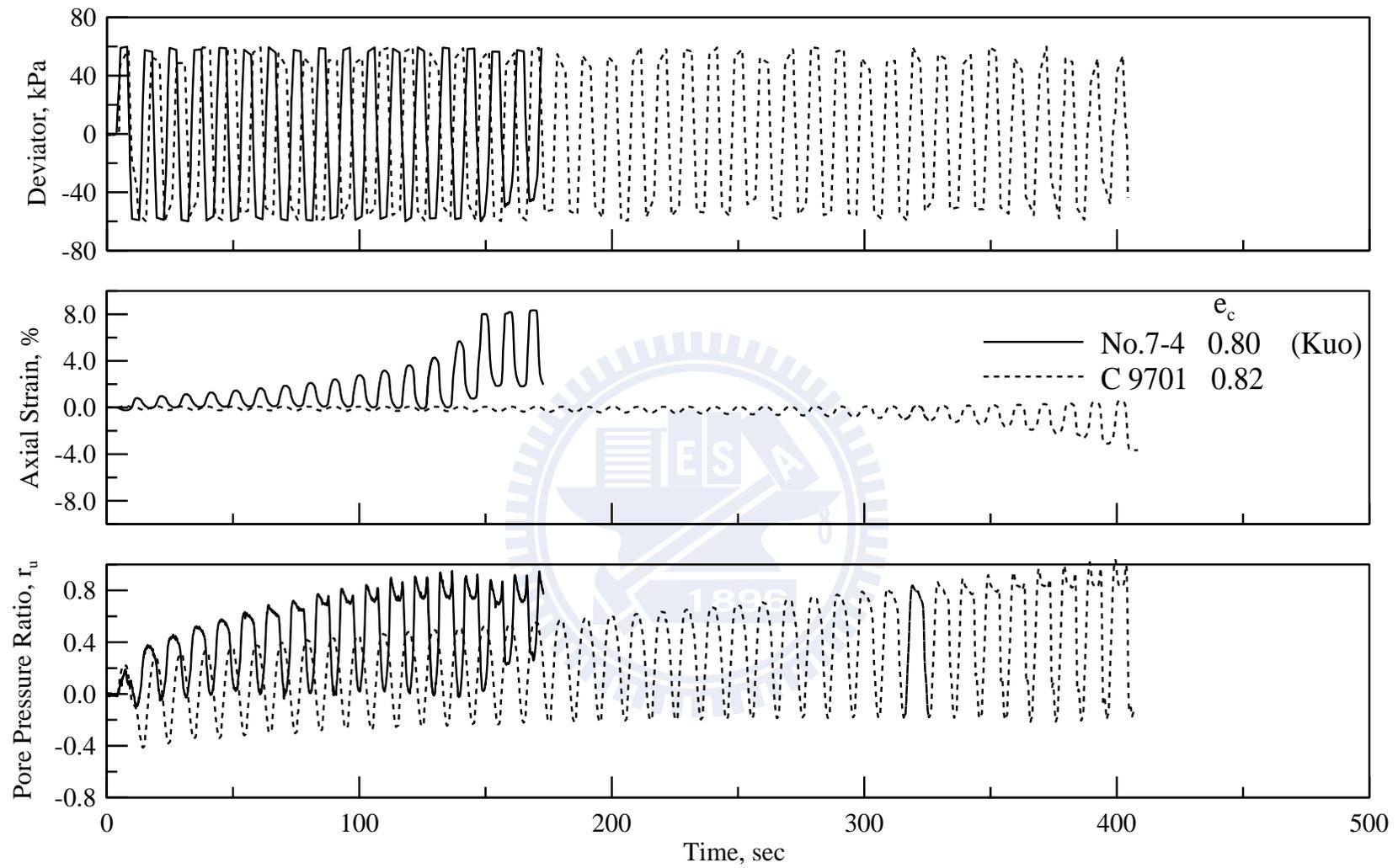


圖 4.19 FC=0%NC 與 OC 麥寮砂動態三軸試驗，超額孔隙水壓與軸向應變關係圖

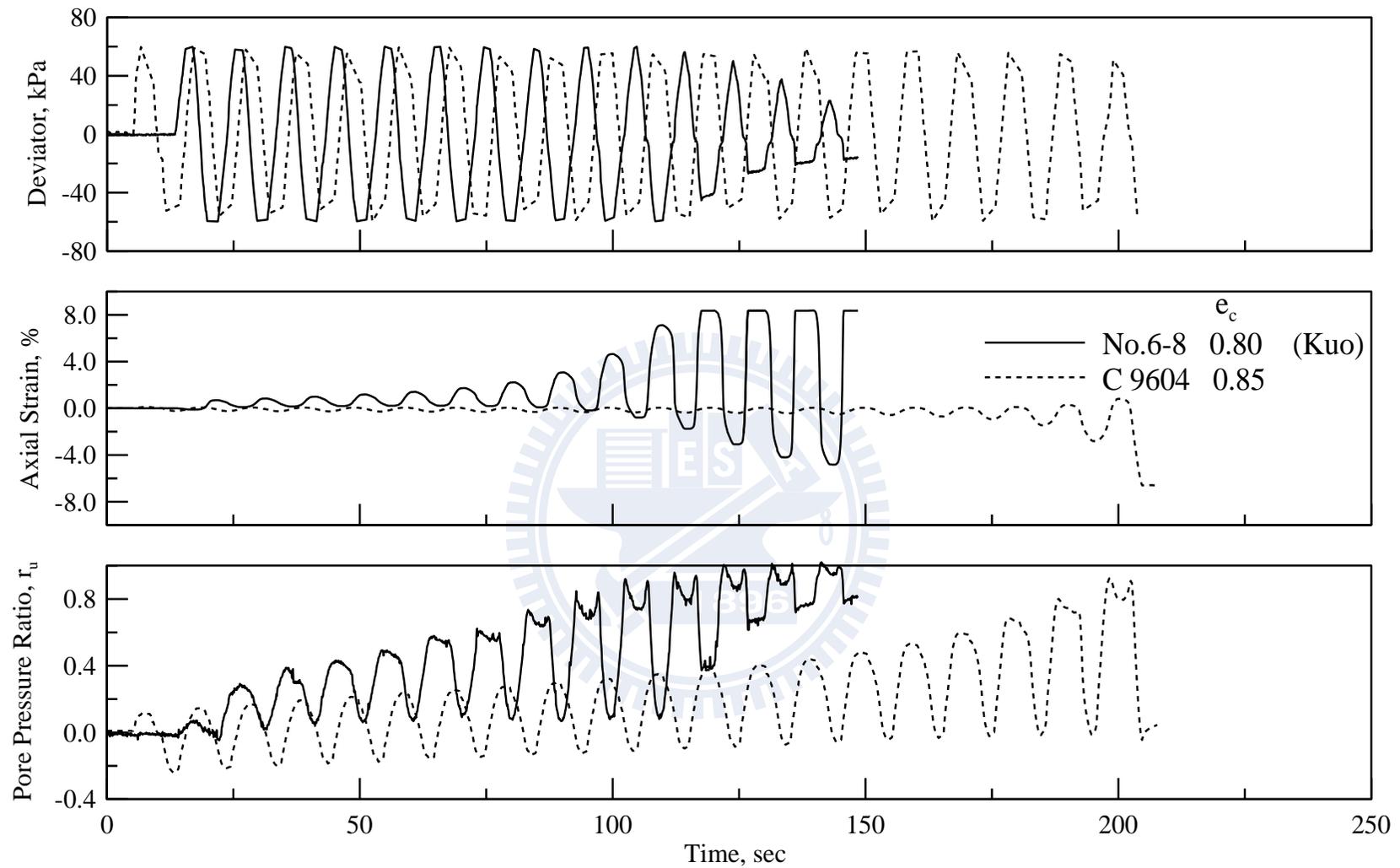


圖 4.20 FC=15%NC 與 OC 麥寮砂動態三軸試驗，超額孔隙水壓與軸向應變關係圖

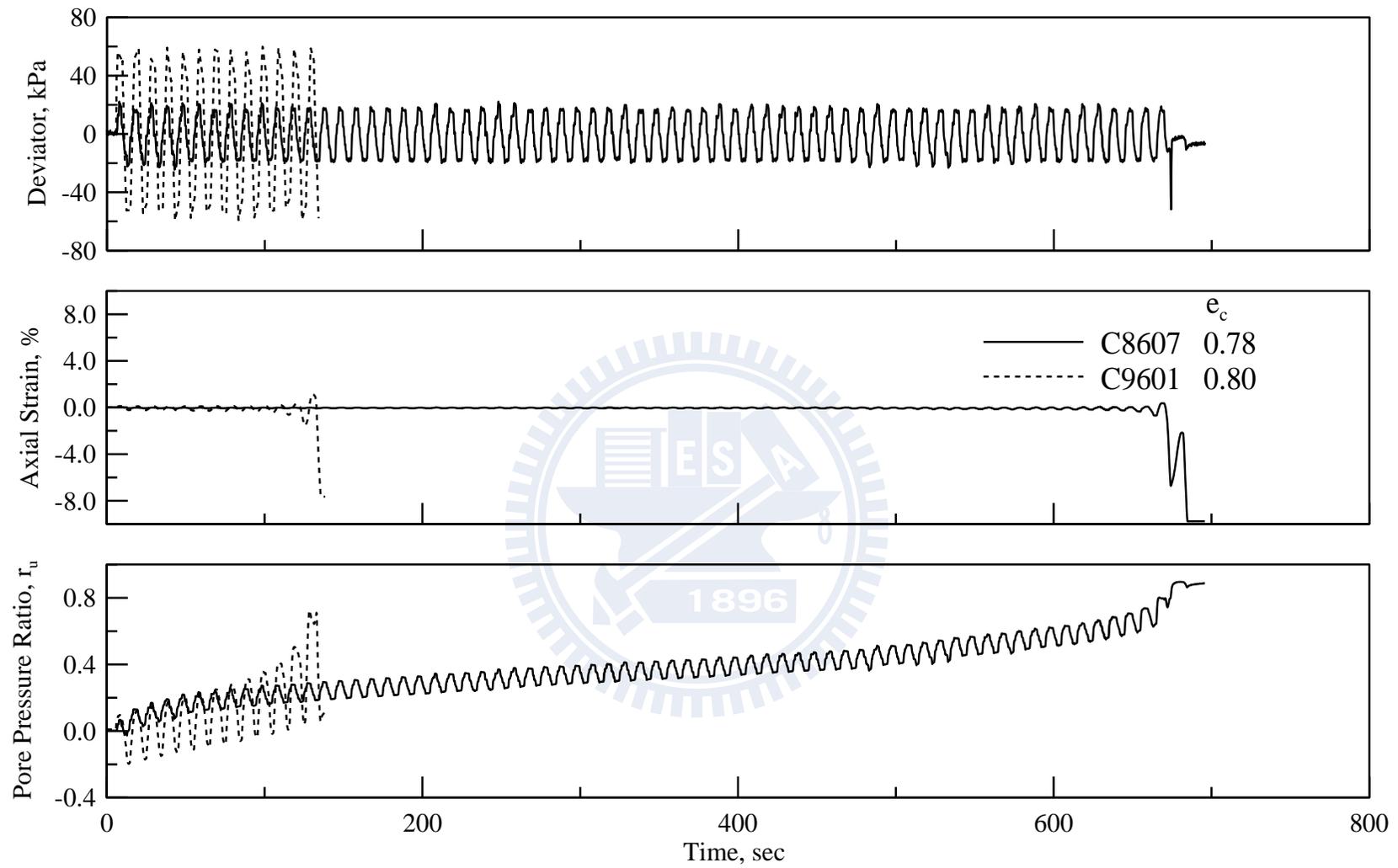
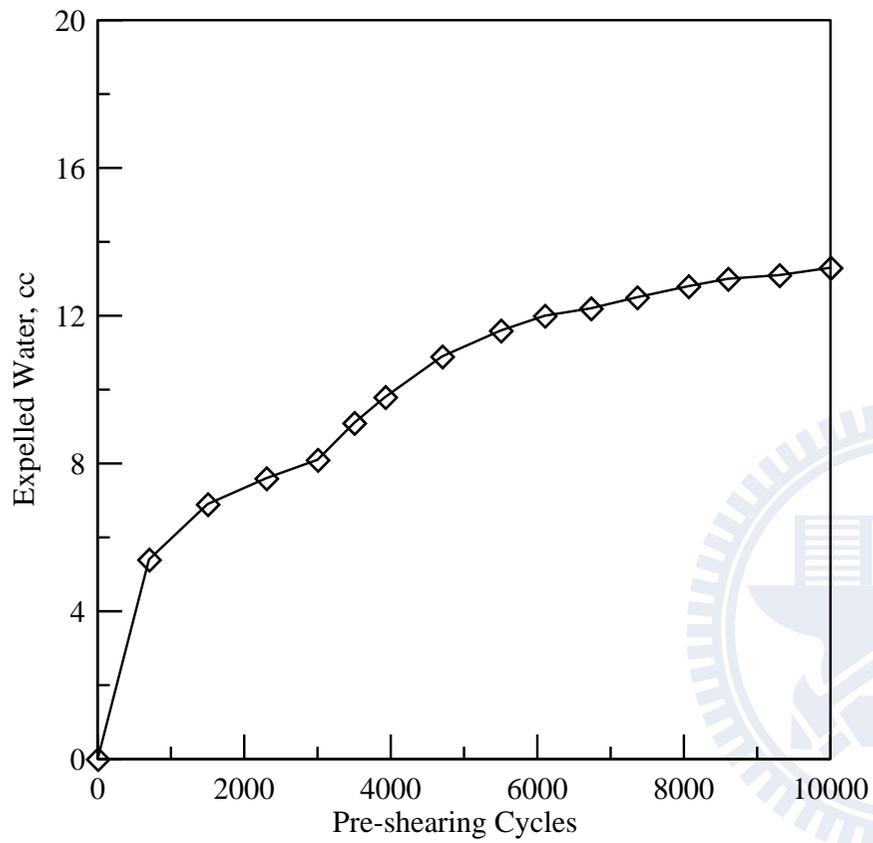


圖 4.21 FC=30%NC 與 OC 麥寮砂動態三軸試驗，超額孔隙水壓與軸向應變關係圖

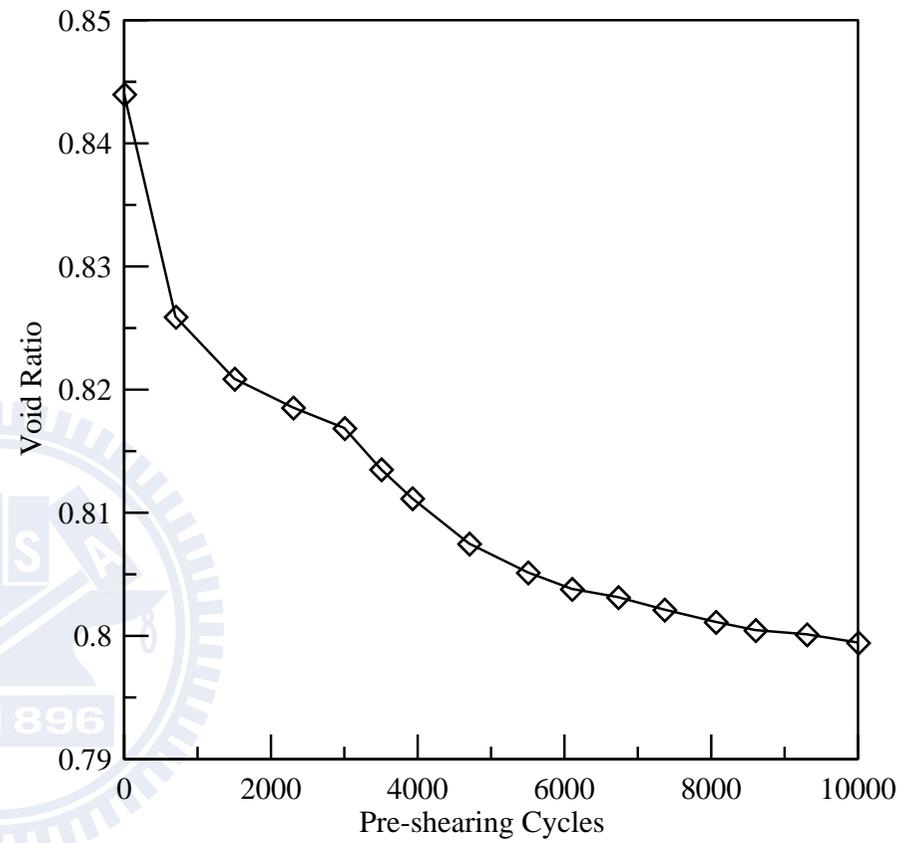
4.3 前期預剪對動態強度的影響

作者也嘗試使用前期預剪(pre-shearing)的動作來模擬應力歷史的影響。與 Yoshimi 等人相同的作法，圖 4.22 展示在 10,000 次的剪動中，排出水量在初期迅速累積到後來趨緩，相反的孔隙比則是在前半段有著明顯的下降。將經過預剪的試體孔隙比控制到與一般的 NC 試體相同進行動態三軸試驗，以 FC=30% 為例，其動態強度約有 60% 的提昇，如圖 4.23。





(a)



(b)

圖 4.22 動態三軸前期預剪排出水量 (a) 與孔隙比變化 (b)

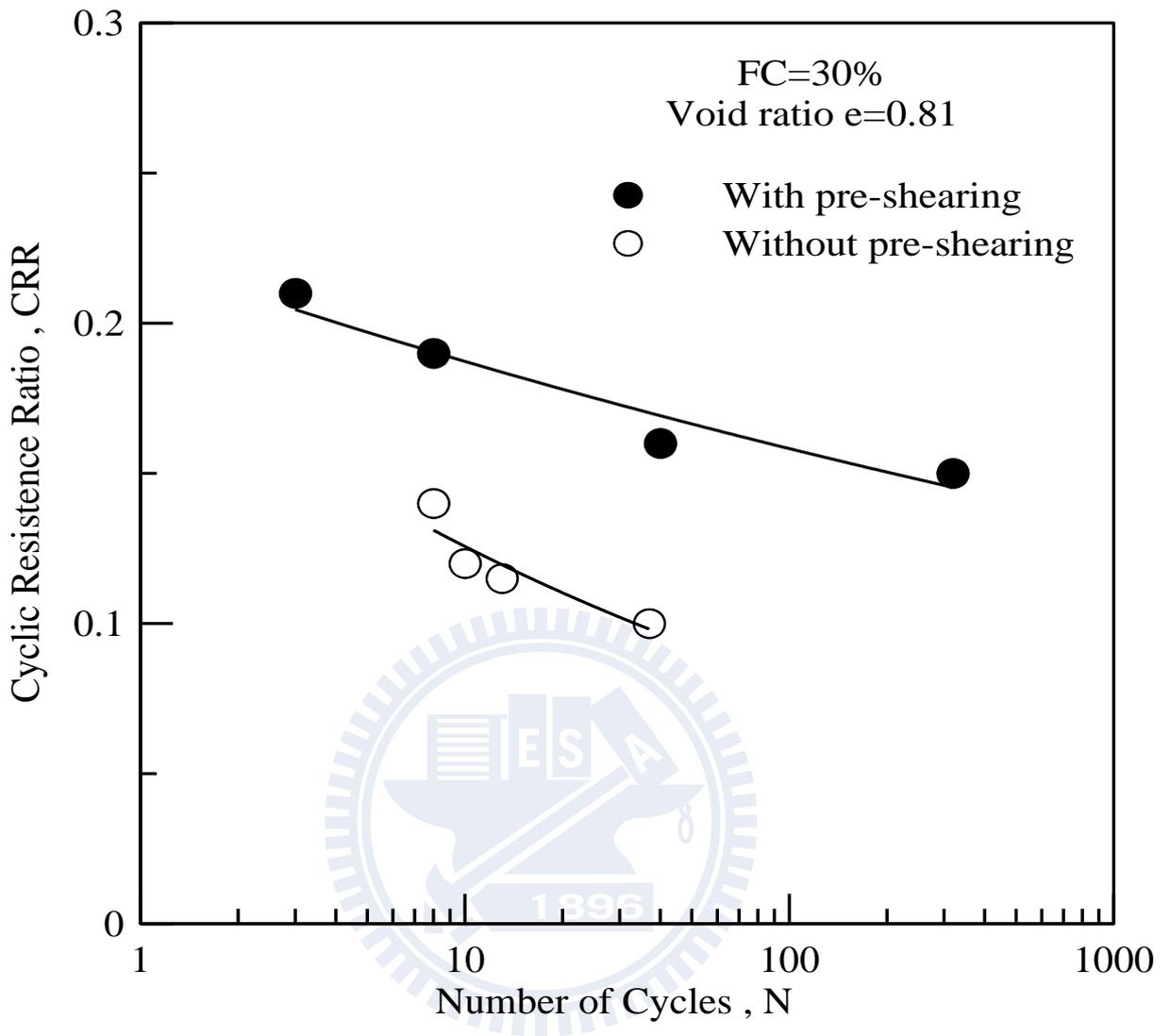


圖 4.23 前期預剪對麥寮砂動態強度之影響 (FC=30%)

4.4 以狀態參數觀念比較數據

4.4.1 剪力波速與狀態參數比較

為了更完整的比較剪力波速 V_s 與狀態參數 Ψ ，除了表 4.1 與表 4.2 的資料外以外，本節加入過去在動態三軸試驗中取得的剪力波速數據一起比較，繪製成 $V_s - \Psi$ 與 $V_{s1} - \Psi$ 之關係圖。而靜態三軸試驗因使用兩台靜態三軸儀同時進行試驗，其中一台沒有剪力波速量測元件，因此無法提供數據。

V_{s1} 是經有效覆土壓力(100kPa)的修正 (Robertson et al., 1992) 所得，如 (4-1) 式。

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25} \dots\dots\dots (4-1)$$

其中 $p_a = 1 \text{ atm}$ (一大氣壓), kPa

σ'_{v0} = 有效附土壓力，單位同為 kPa

使用 V_{s1} 的理由是想利用 (4-1) 式將不同圍壓下的剪力波速與 100kPa 底下的剪力波速來作比較。由於本研究進行試驗之有效圍壓多為 100kPa，只有部份靜三軸試驗是使用 100kPa 以外的初始圍壓，因此 $V_s - \Psi$ 與 $V_{s1} - \Psi$ 兩者之關係差異不大，分別為圖 4.24 與圖 4.25。將 NC 與 OC 試體的數據一起看，剪力波速與狀態參數大致成一線性關係，狀態參數越小 (試體孔隙比越小，試體越緊)，剪力波速越快，正常壓密試體與過壓密試體在這方面並無不同。整體來看，剪力波速與狀態參數的相關性十分良好。

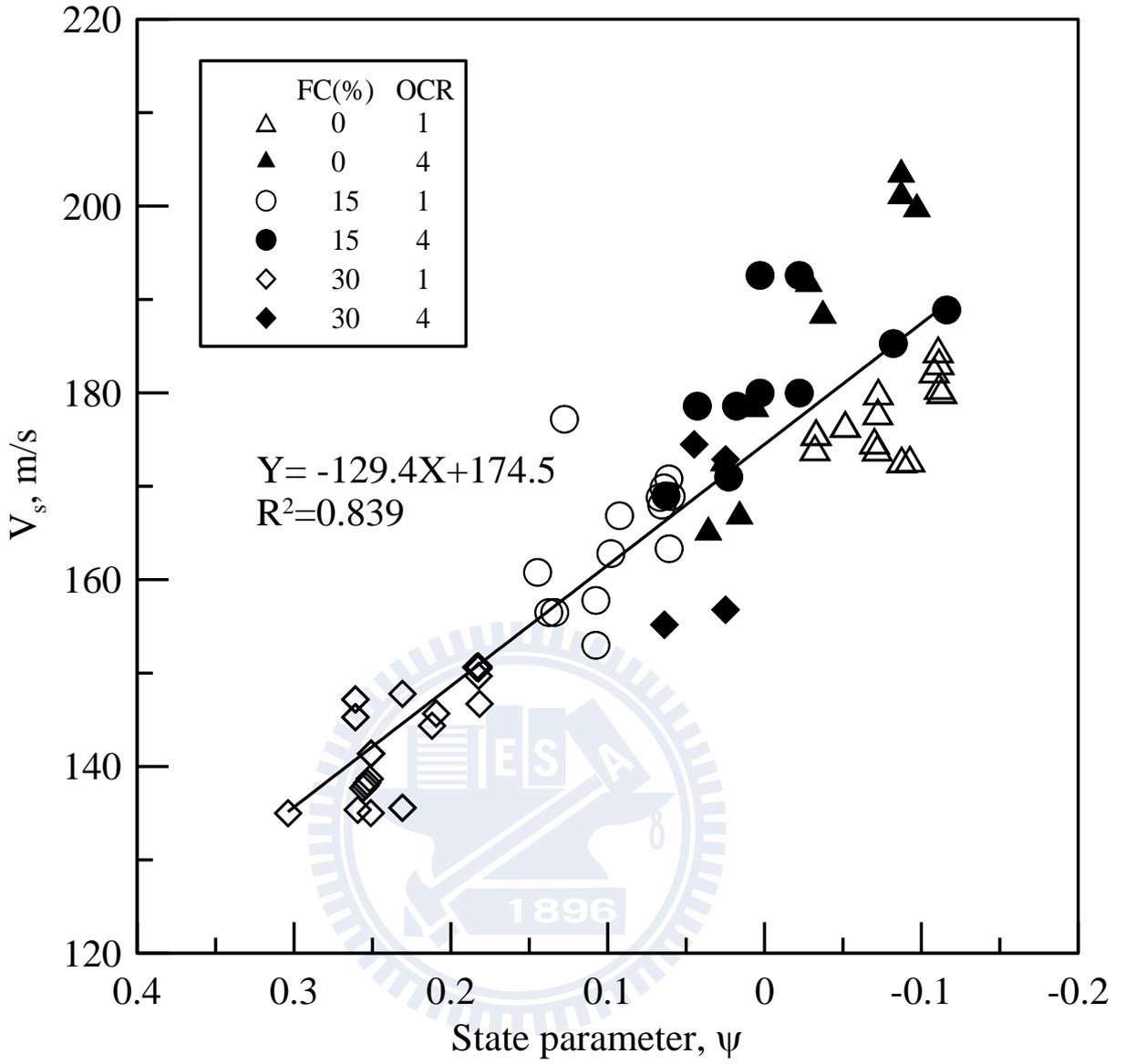


圖 4.24 麥寮砂 $V_s - \Psi$ 之關係圖

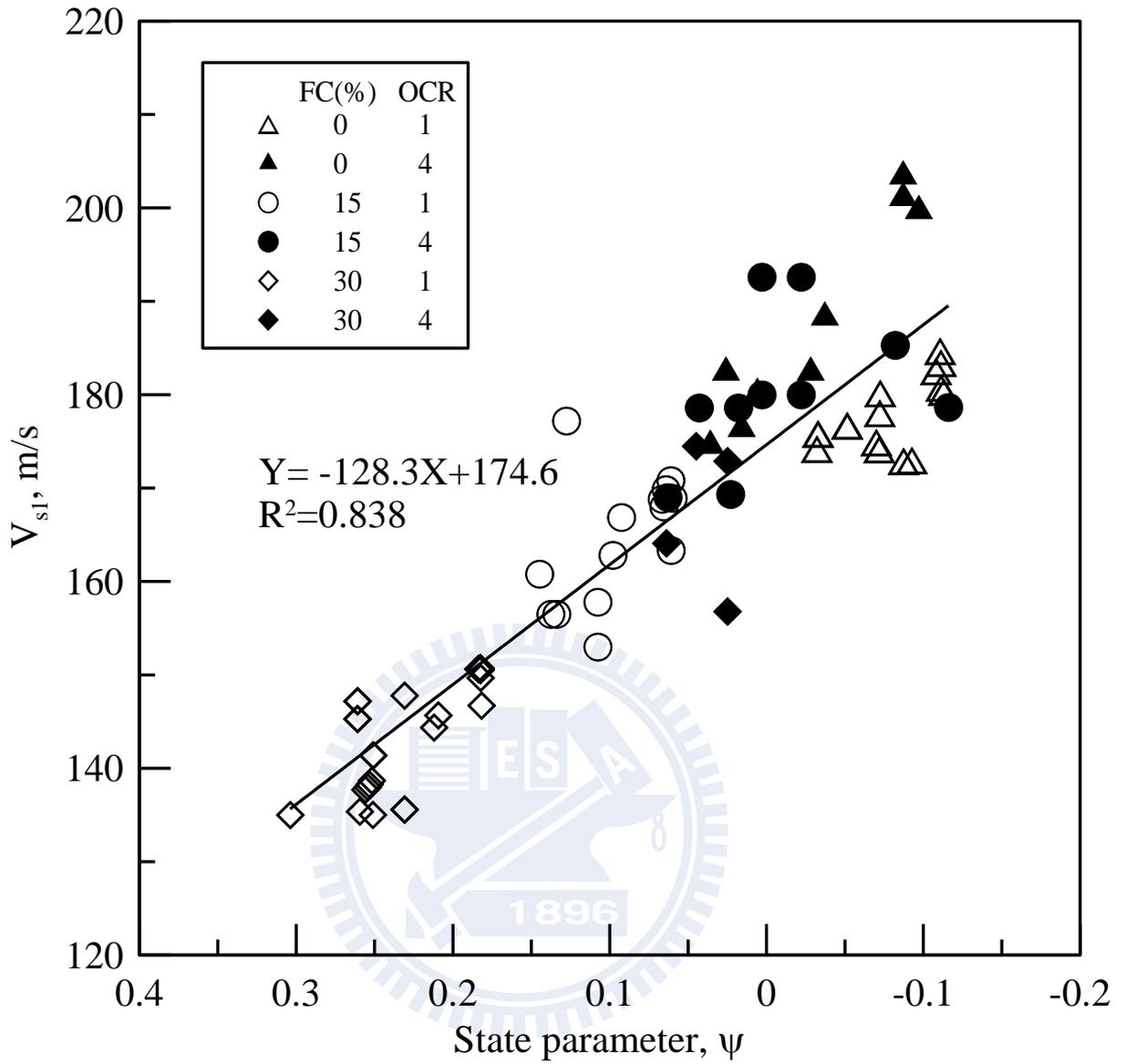


圖 4.25 麥寮砂 V_{s1} - Ψ 之關係圖

4.4.2 CRR 與狀態參數之比較

圖 4.26 分別針對 Jefferies & Been (2006) 的乾淨砂數據以及麥寮砂繪製 CRR- Ψ 關係圖，分別取回歸後得到關係式：

Clean sand (Jefferies & Been, 2006)：

$$\text{CRR} = 0.118\exp(-4.21\Psi) \dots\dots\dots (4-2)$$

MLS：

$$\text{CRR} = 0.334\exp(-4.48\Psi) \dots\dots\dots (4-3)$$

圖 4.26 中 Jefferies & Been 的乾淨砂數據皆大於零，屬於膨脹性；而麥寮砂則分佈於 0.2~-0.1 之間，可以看出 OC 與 NC 麥寮砂的數據點混雜在一起，似乎沒有必要分開比較，這裡直接將 NC 與 OC 麥寮砂一起畫一條回歸線，而其散亂的程度甚至還比 Jefferies & Been 的乾淨砂數據來得小。

4.4.3 CRR 與剪力波速

將圖 4.24 與圖 4.25 中的 $V_s - \Psi$ 與 $V_{s1} - \Psi$ 的關係式代入 4-3 式中，便可轉換為 CRR 對應剪力波速的方程式，表示在圖 4.27 中。同時直接將動態三軸試驗中得到的 CRR 與剪力波速放入圖中，其數據點也是圍繞著方程式的曲線， R^2 為 0.822。顯示無論是經由狀態參數轉換，或是直接使用三軸試驗中的數據來觀察 CRR 與剪力波速之間的關係，兩種方式的相關性並不差。

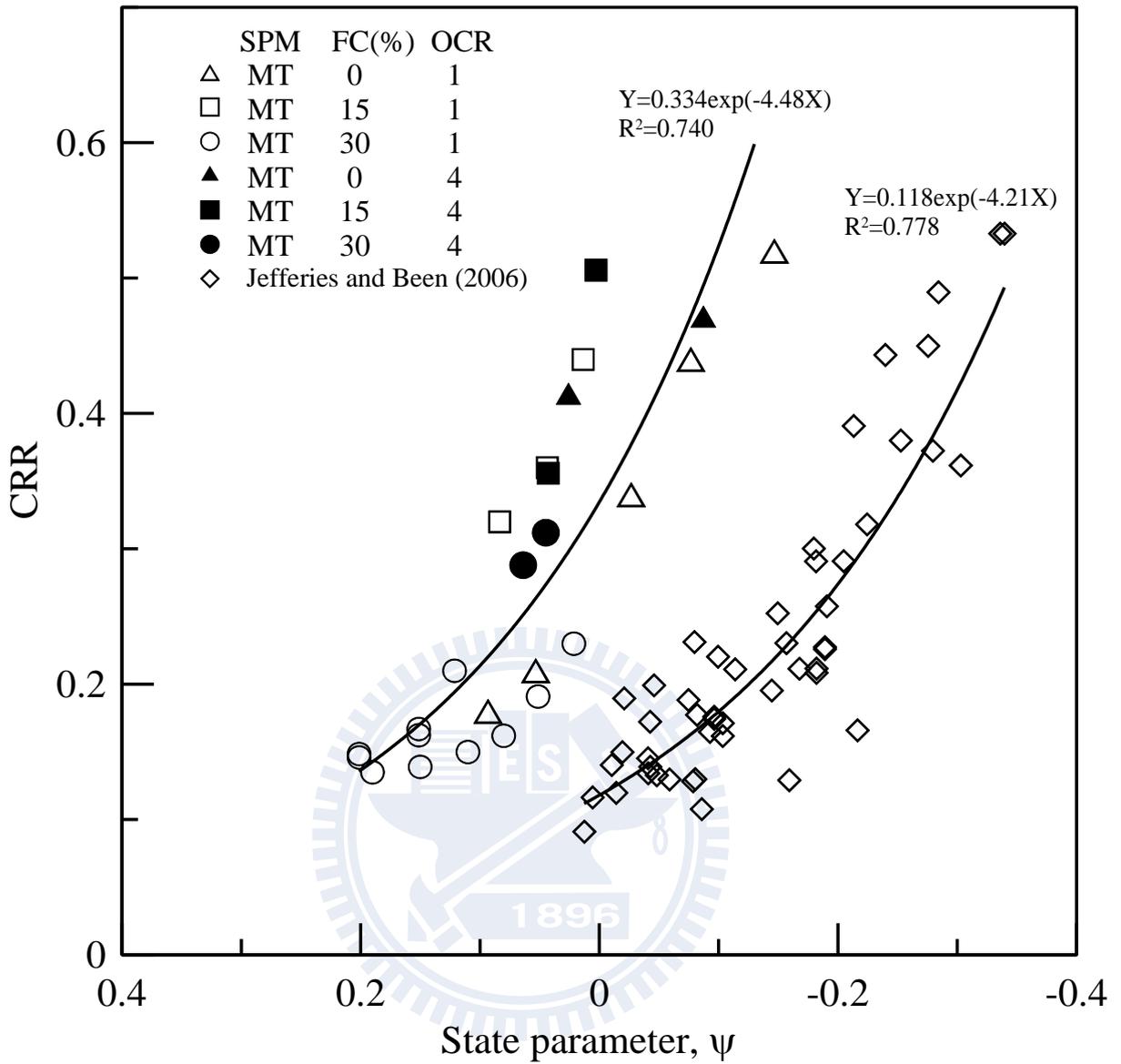


圖 4.26 CRR- Ψ 關係圖

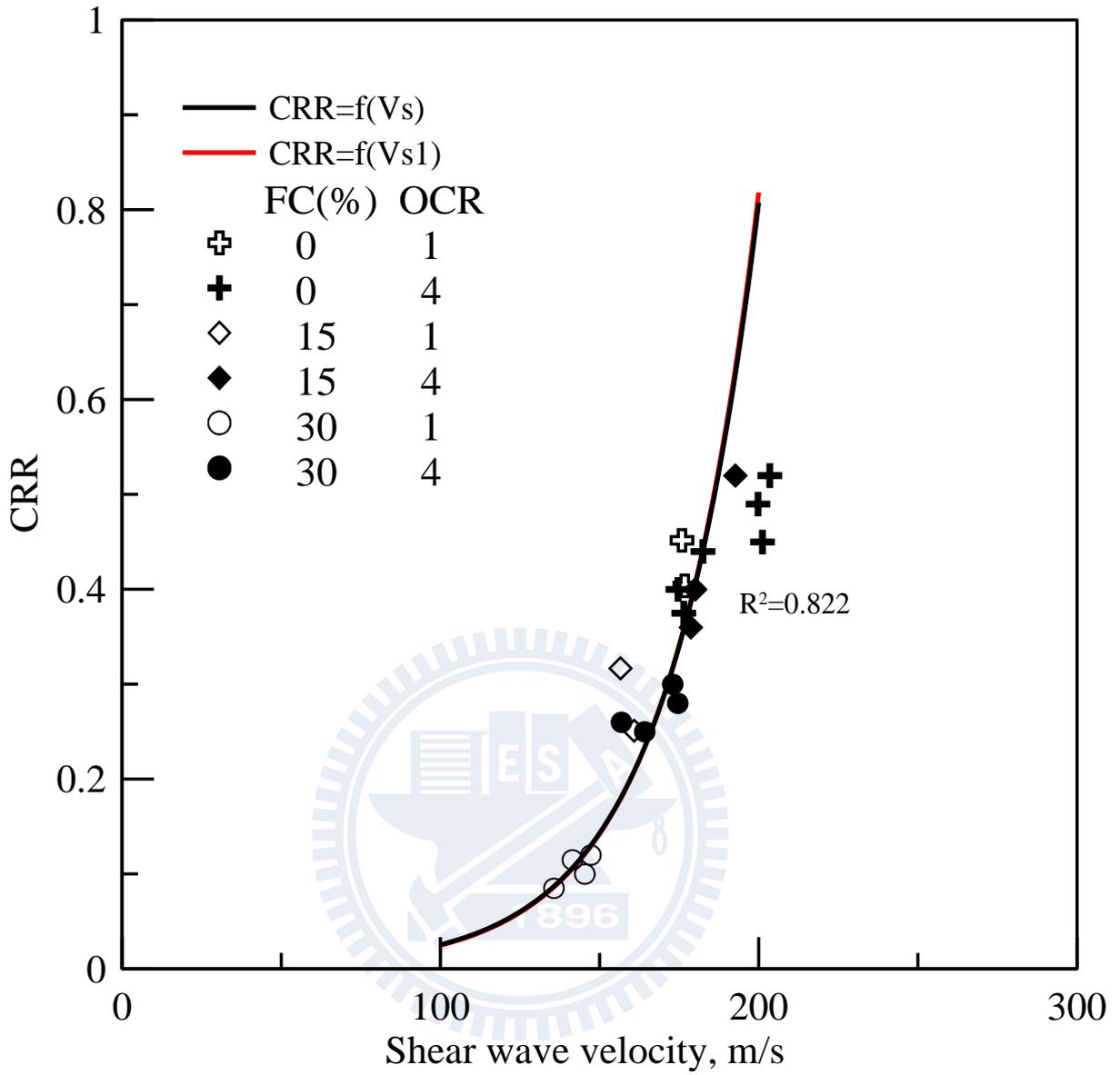


圖 4.27 CRR 與剪力波速關係圖

4.4.4 Q_p 與狀態參數之比較

表 4.3 整理過去麥寮砂之 CPT 數據 (Huang, 2007)，使用之 Q_p 值可以回顧第二章 2.7.5 小節，如 (2-19) 式：

$$Q_p = \frac{(q_t - p_0)}{p_0'} \dots\dots\dots (2-19)$$

又繪製 $Q_p - \Psi$ ，可以得到如 (2-20) 式的關係：

$$Q_p = k \times \exp(-m\Psi) \dots\dots\dots (2-20)$$

如圖 4.28，麥寮砂在不同細料中有著不同的 k 、 m 值。圖 4.29 將麥寮砂與 Jefferies & Been 的乾淨砂數據一起比較，麥寮砂 FC=0%、15% 之斜率較平緩，FC=30% 的趨勢與乾淨砂較相近。但整體而言，圖 4.28 中三種細料各自的相關性都很差，而且斜率太平緩， Ψ 值必須要大幅的變化，才能使 Q_p 產生增減。因此在這裡來看，狀態參數似乎並不適合來觀察 Q_p 。

4.4.3 CRR 與 Q_p 之關係

綜合前面兩個小節，作者利用 (2-20) 式取得麥寮砂以及某幾種乾淨砂的 $\Psi=f(Q_p)$ ，分別帶入 (4-2) 與 (4-3) 式，便可建立 CRR- Q_p 關係圖，如圖 4.30。麥寮砂的趨勢與乾淨砂十分不同，CRR 隨著 Q_p 快速上升，而乾淨砂卻過於平緩。圖中所加入的 Robertson & Wride(1998) 與戴源昱(2007) 的數據，皆是以一大氣壓與地下水位位於地表的修正之後，將原有數據轉換為 Q_p 。而這裡可以看到戴源昱的數據點大致與麥寮砂的趨勢線吻合，說

明 CRR 與 Q_p 之間的關係仍有一定的穩定性。

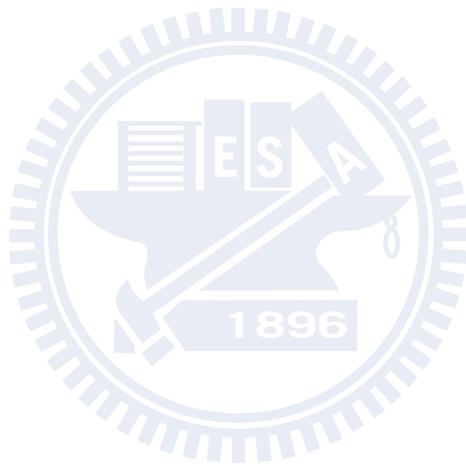


表 4.3 麥寮砂 CPT 試驗紀錄表

Test No.	FC %	D _{ro} %	K	σ'_v kPa	e	q _T	f _s kPa	ΔU_2 kPa	t ₅₀ , min	p' kPa	Ψ	P kPa	Q _p kPa
97-1113-D-S	0	50	0.5	49	0.872	2.65	13.2	0	--	32.67	-0.027	32.67	80.12
97-1114-D-S	0	50	0.5	98.1	0.867	3.99	35	0	--	65.4	-0.022	65.40	60.01
97-1115-D-S	0	50	0.5	196.2	0.857	5.98	61.2	0	--	130.8	-0.011	130.80	44.72
98-0505-D-S	0	50	1	98.1	0.89	4.66	50	0	--	98.1	0.012	98.10	46.50
98-0507-D-S	0	50	1	98.1	0.89	4.79	56	0	--	98.1	0.012	98.10	47.83
98-0510-D-H	0	50	1	98.1	0.89	4.47	**	0	--	98.1	0.012	98.10	44.57
97-1002-D-S	0	50	1	49	0.895	5.08	48.8	0	--	49	0.002	49.00	102.67
97-1110-D-S	0	50	1	24.5	0.897	3.81	18.6	0	--	24.5	-0.005	24.50	154.51
97-1111-D-S	0	50	1	196.2	0.878	8.57	101.9	0	--	196.2	0.03	196.20	42.68
99-1120-S-S	0	50	1	98.1	0.89	3.32	10.9	-30	--	98.1	0.012	68.10	32.84
97-1220-D-S	0	50	2	98.1	0.87	7.18	108.9	0	--	163.5	0.013	163.50	42.91
97-1229-D-S	0	50	2	196.2	0.85	13.1	334.6	0	--	327	0.044	327.00	39.06
97-1030-D-H	0	70	0.5	49	0.837	4.78	**	0	--	32.67	-0.062	32.67	145.33
97-1101-D-H	0	70	0.5	98.1	0.831	6.8	**	0	--	65.4	-0.058	65.40	102.98
97-1108-D-H	0	70	0.5	196.2	0.824	7.54	97.4	0	--	130.8	-0.044	130.80	56.65
97-1020-D-H	0	70	1	49	0.856	6.88	**	0	--	49	-0.037	49.00	139.41

表 4.3 麥寮砂 CPT 試驗紀錄表 (續)

Test No.	FC %	D _{ro} %	K	σ'_v kPa	e	q _T	f _s kPa	ΔU_2 kPa	t ₅₀ , min	p' kPa	Ψ	P kPa	Q _p kPa
97-1027-D-H	0	70	1	24.5	0.858	4.21	28	0	--	24.5	-0.044	24.50	170.84
97-1023-D-H	0	70	1	196.2	0.84	11.71	**	0	--	196.2	-0.008	196.20	58.68
97-1219-D-H	0	70	2	98.1	0.846	8.84	128.5	0	--	163.5	-0.011	163.50	53.07
97-1223-D-H	0	70	2	196.2	0.825	14.89	316.3	0	--	327	0.019	327.00	44.54
97-1204-D-H	0	85	0.5	49	0.736	4.73	42.7	0	--	32.67	-0.163	32.67	143.80
97-1208-D-H	0	85	0.5	98.1	0.732	6.53	77.2	0	--	65.4	-0.157	65.40	98.85
97-1129-D-H	0	85	0.5	196.2	0.727	7.93	109.2	0	--	130.8	-0.141	130.80	59.63
97-1117-D-H	0	85	1	24.5	0.735	5.35	52.6	0	--	24.5	-0.167	24.50	217.37
97-1118-D-H	0	85	1	49	0.733	8.12	120	0	--	49	-0.16	49.00	164.71
97-1230-D-H	0	85	1	196.2	0.716	12.15	265	0	--	196.2	-0.132	196.20	60.93
99-1216-D-H	0	85	2	98.1	0.698	10.27	184.1	0	--	163.5	-0.159	163.50	61.81
97-1222-D-H	0	85	2	196.2	0.688	17.7	426.4	0	--	327	-0.118	327.00	53.13
97-0331-D-H	15	50	1	196.2	0.766	8.77	33.2	0	--	196.2	0.09	196.20	43.70
97-0327-D-H	15	50	1	294.3	0.754	11.34	40.1	0	--	294.3	0.12	294.30	37.53
97-0417-D-H	15	50	1	98.1	0.785	5.58	**	0	--	98.1	0.068	98.10	55.88

表 4.3 麥寮砂 CPT 試驗紀錄表 (續)

Test No.	FC %	D _{ro} %	K	σ'_v kPa	e	q _T	f _s kPa	ΔU_2 kPa	t ₅₀ , min	p' kPa	Ψ	P kPa	Q _p kPa
97-0611-D-H	15	50	2	98.1	0.795	9.26	**	0	--	163.5	0.078	163.50	55.64
97-0612-D-H	15	50	2	196.2	0.74	14.66	**	0	--	327	0.12	327.00	43.83
97-0227-D-H	15	70	1	49	0.729	9	65	0	--	49	-0.008	49.00	182.67
97-0213-D-H	15	70	1	49	0.729	3.01	**	0	--	49	-0.008	49.00	60.43
97-0217-D-H	15	70	1	98.1	0.722	7.02	**	0	--	98.1	0.005	98.10	70.56
97-0213a-D-H	15	70	1	196.2	0.712	10.6	72.1	0	--	196.2	0.036	196.20	53.03
97-0217a-D-H	15	70	1	294.3	0.704	15.9	**	0	--	294.3	0.07	294.30	53.03
97-0501-D-H	15	70	1	294.3	0.704	14.44	104.1	0	--	294.3	0.07	294.30	48.07
96-1111-S-S	15	70	1	49	0.729	6.12	50	-24.88	--	49	-0.008	24.12	123.90
96-1127-S-S	15	70	1	49	0.729	5.66	44.4	-10.01	--	49	-0.008	38.99	114.51
96-1106-S-S	15	70	1	98.1	0.721	8.52	85.2	-58.01	--	98.1	0.004	40.09	85.85
96-1206-S-S	15	70	1	147.1	0.715	10.27	85.6	-48	--	147.1	0.013	99.10	68.82
96-1230-S-S	15	70	1	196.2	0.712	11.61	2.92	-51.44	--	196.2	0.036	144.76	58.17
97-0120-S-S	15	70	1	294.3	0.704	14.91	10.6	-242.85	0.05	294.3	0.07	51.45	49.66
97-0304-D-H	15	70	2	98.1	0.708	12.7	96.8	0	--	163.5	0.02	163.50	76.68
97-0305-D-H	15	70	2	196.2	0.702	16.38	**	0	--	327	0.082	327.00	49.09

表 4.3 麥寮砂 CPT 試驗紀錄表 (續)

Test No.	FC %	D _{ro} %	K	σ'_v kPa	e	q _T	f _s kPa	ΔU_2 kPa	t ₅₀ , min	p' kPa	Ψ	P kPa	Q _p kPa
97-0515-D-H	15	85	1	294.3	0.562	16.12	**	0	--	294.3	-0.072	294.30	53.77
97-0520-D-H	15	85	1	196.2	0.566	13.19	**	0	--	196.2	-0.11	196.20	66.23
97-0523-D-H	15	85	1	98.1	0.572	9.35	**	0	--	98.1	-0.145	98.10	94.31
97-0605-D-H	15	85	2	98.1	0.57	12.2	**	0	--	163.5	-0.118	163.50	73.62
97-0610-D-H	15	85	2	196.2	0.566	18.18	**	0	--	327	-0.054	327.00	54.60
97-0710-D-H	15	50	0.5	98.1	0.775	3.22	**	0	--	65.4	0.044	65.40	48.24
97-0723-D-H	15	50	0.5	294.3	0.744	9.03	**	0	--	196.2	0.068	196.20	45.02
97-0724-D-H	15	70	0.5	294.3	0.729	9.18	**	0	--	196.2	0.053	196.20	45.79
97-0725-D-H	15	70	0.5	98.1	0.741	6.29	**	0	--	65.4	0.01	65.40	95.18
97-0805-D-H	15	85	0.5	294.3	0.569	14.07	**	0	--	196.2	-0.107	196.20	70.71
97-0806-D-H	15	85	0.5	98.1	0.577	9.18	**	0	--	65.4	-0.154	65.40	139.37
97-0708-D-H	15	50	0.5	490.3	0.725	15.07	**	0	--	326.9	0.105	326.87	45.10
97-0807-D-H	15	85	0.5	490.3	0.563	21.7	**	0	--	326.9	-0.057	326.87	65.39
97-0811-D-H	15	70	0.5	490.3	0.72	19.6	**	0	--	326.9	0.1	326.87	58.96
98-0528-S-S	30	50	0.5	49	0.69	0.83	**	15	0.26	32.67	0.044	42.67	24.41
98-0423-S-S	30	50	0.5	98.1	0.677	0.94	1.1	90	0.3	65.4	0.049	125.40	13.37

表 4.3 麥寮砂 CPT 試驗紀錄表 (續)

Test No.	FC %	D _{ro} %	K	σ'_v kPa	e	q _T	f _s kPa	ΔU_2 kPa	t ₅₀ , min	p' kPa	Ψ	P kPa	Q _p kPa
99-1217-S-S	30	50	0.5	98.1	0.677	0.79	2.6	82	--	65.4	0.049	120.07	11.08
98-0409-S-S	30	50	0.5	196.2	0.655	1.87	25.2	90	0.54	130.8	0.064	190.80	13.30
99-1210-S-S	30	50	0.5	196.2	0.655	1.4	4	75.96	--	130.8	0.064	181.44	9.70
98-0312-S-S	30	50	1	49	0.67	1.18	**	150	0.44	49	0.032	199.00	23.08
98-0122-S-S	30	50	1	98.1	0.65	1.51	15.1	107.3	0.16	98.1	0.041	205.40	14.39
98-0305-S-S	30	50	1	196.2	0.631	1.87	16.3	169.9	0.45	196.2	0.076	366.10	8.53
99-1023-D-H	30	50	1	98.1	0.65	3.64	23.85	0	--	98.1	0.041	98.10	36.10
99-1107-D-S	30	50	1	98.1	0.65	3.81	26.13	0	--	98.1	0.041	98.10	37.84
98-0324-S-S	30	50	2	98.1	0.653	2.05	15.92	194.2	--	163.5	0.081	487.17	11.54
98-0329-S-S	30	50	2	196.2	0.621	4.48	81.27	129.72	0.39	327	0.129	543.20	12.70
98-0125-S-S	30	70	1	98.1	0.646	1.49	**	0	--	98.1	0.037	98.10	14.19
Test No.: year-number- <u>S</u> aturated (<u>D</u> ry)													
<u>S</u> tandard (<u>H</u> alf-size) cone													
**: Sleeve friction reading not recorded													

(修改自 Huang, 2007)

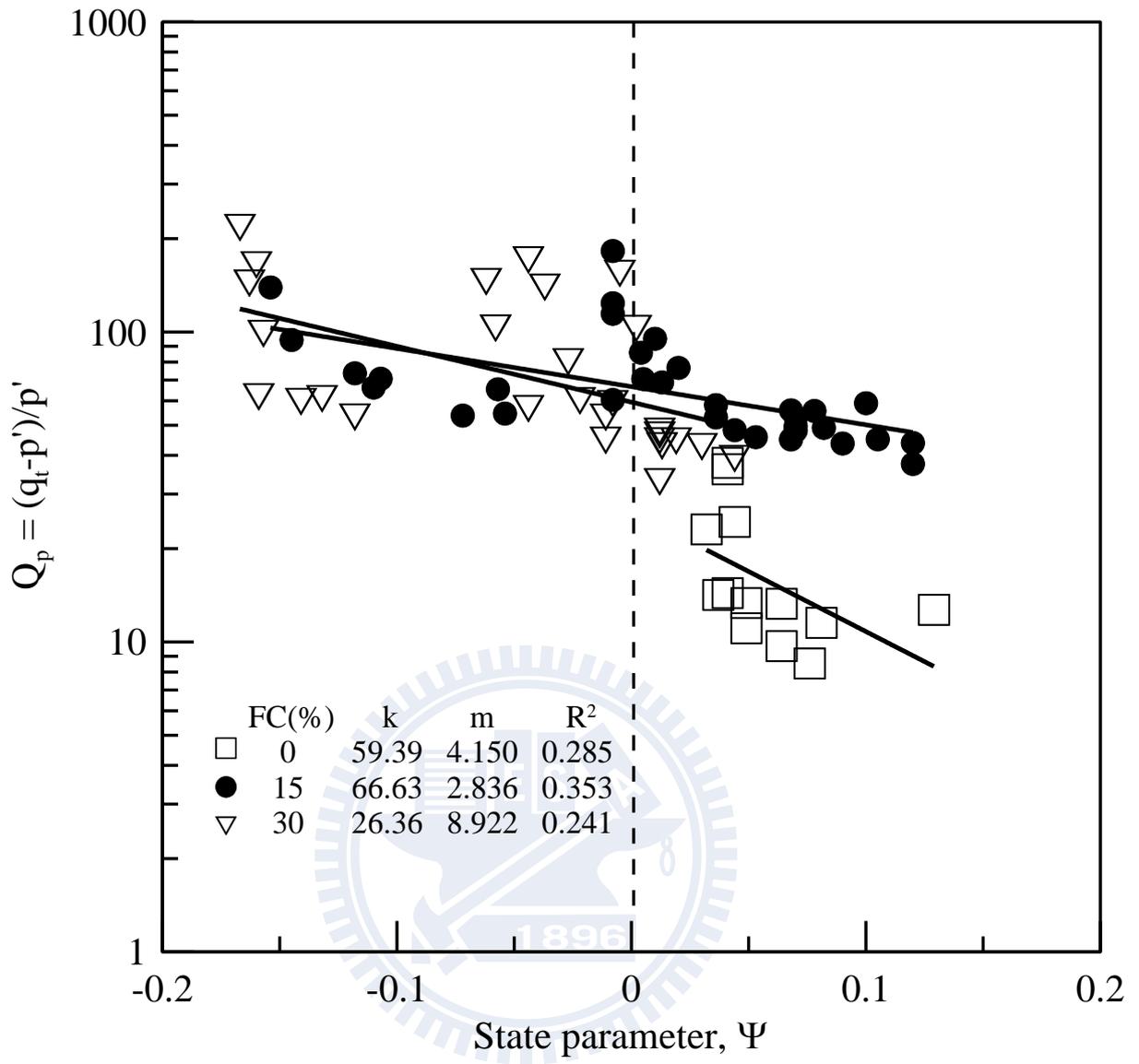


圖 4.28 麥察砂 Q_p 與 Ψ 之關係圖

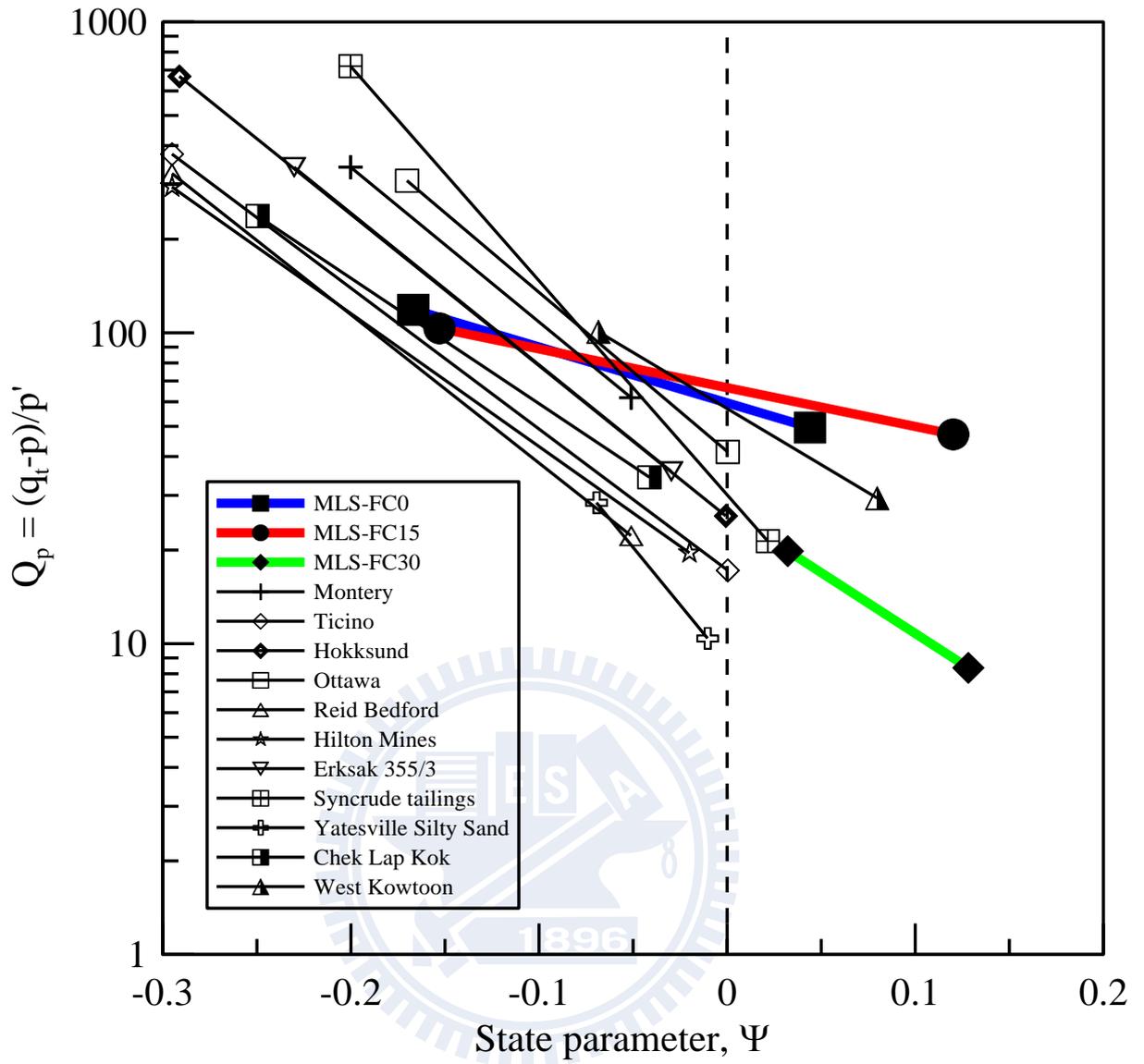


圖 4.29 麥寮砂與其他乾淨砂之 $Q_p - \Psi$ 關係圖

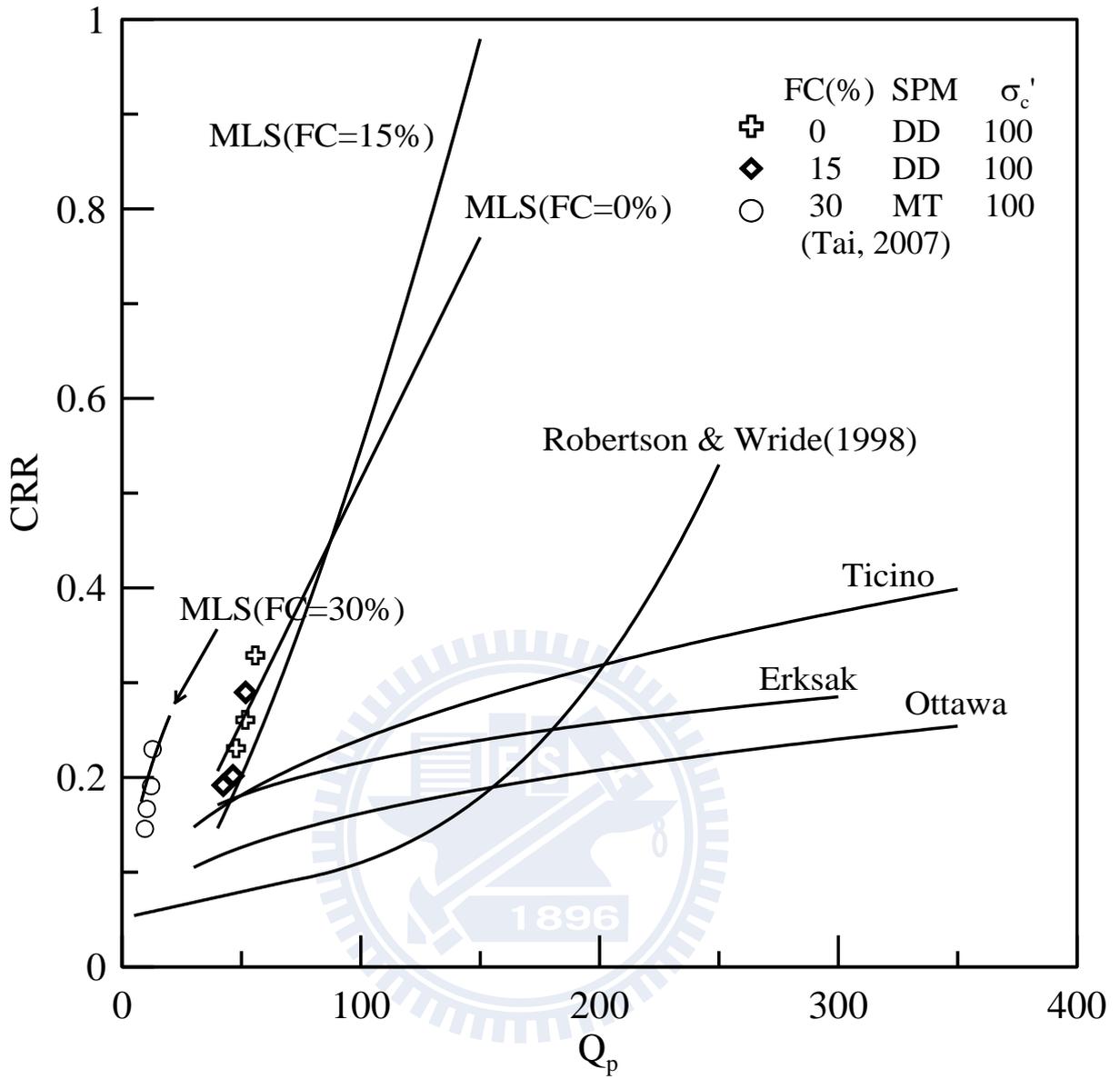


圖 4.30 CRR - Q_p 關係圖

4.5 單向度壓密試驗

施作單向度壓密試驗主要目的在瞭解麥寮砂的壓縮性與二次壓密行為，觀察時間是否對其強度有影響。繪製孔隙比 e_c 與垂直有效應力 $\log \sigma_v'$ 及時間 $\log t$ 之關係，計算壓縮指數 C_c (Compression Index) 與二次壓密指數 C_α 。 C_α/C_c 法由 Mesri & Godlewski (1977) 提出，主要用來分析二次壓密沉陷，包含室內單向度壓密試驗與現地試驗。在這之後，Mesri & Castro (1987) 統計各個種類的材料之 C_α/C_c 值：

大多數無機黏土： $C_\alpha/C_c = 0.04 \pm 0.01$

有機高塑性黏土： $C_\alpha/C_c = 0.05 \pm 0.01$

本試驗同時對 0、30、50、80 與 100% 五種細料含量試體進行試驗，分為兩階段加壓，分別為 100kPa 與 1000kPa，因此各試體皆取得兩組 C_α/C_c 值。

圖 4.31 至圖 4.36 為本試驗之 $e - \log p'$ 圖，可以看出 FC=0%、30% 的預壓密壓力沒有明顯的變化，但 FC=50% 增加了 50%，而 FC=80% 也增加了 35%。

圖 4.37 為比較劉全修 (2008) 利用 CRS 等速率壓密儀取得之 C_c 值，排除 FC=50% 第二次加載的 C_c 值較大外，其隨著細料含量增加的趨勢亦不明顯。

圖 4.38 則顯示 C_α/C_c 值有隨著細料含量增加而降低的趨勢，而其值則

是比較接近 Mesri 所提出的無機軟弱黏土。



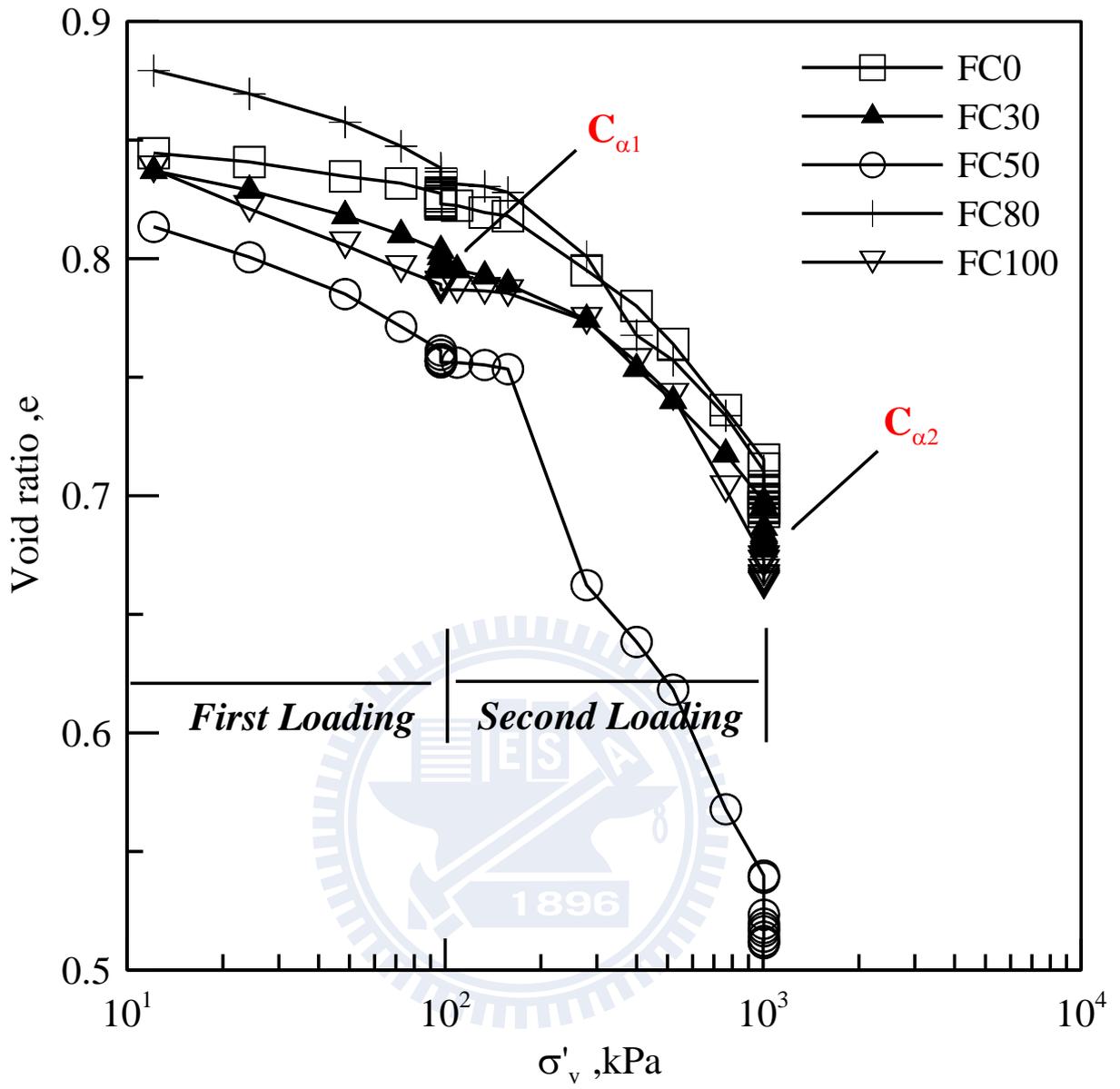


圖 4.31 $e - \log \sigma'_v$ 圖

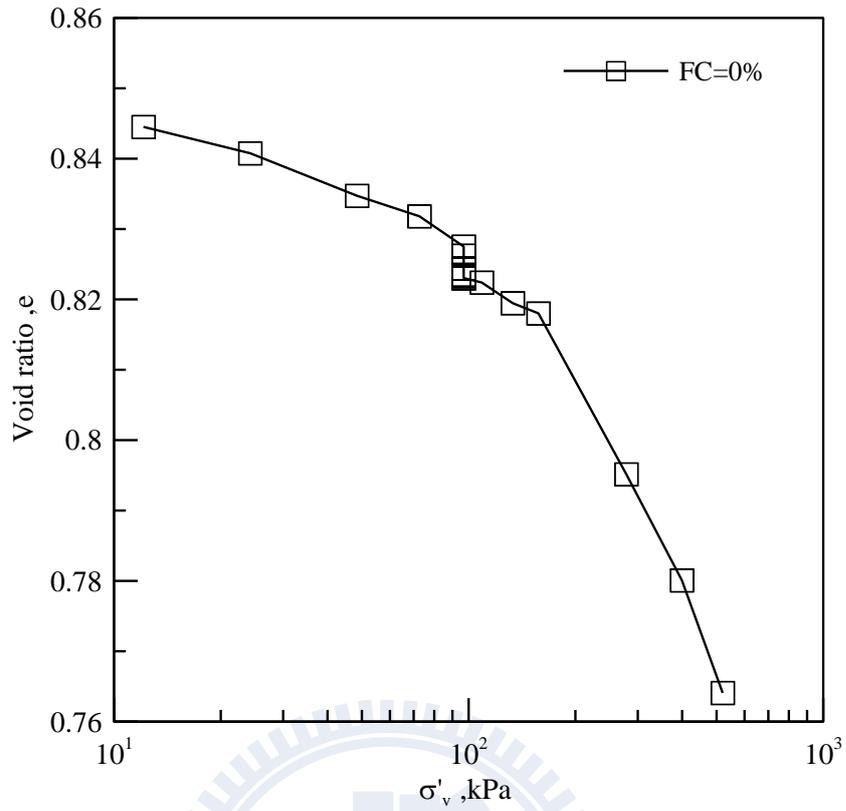


圖 4.32 $e - \log \sigma'_v$ 圖 (FC=0%)

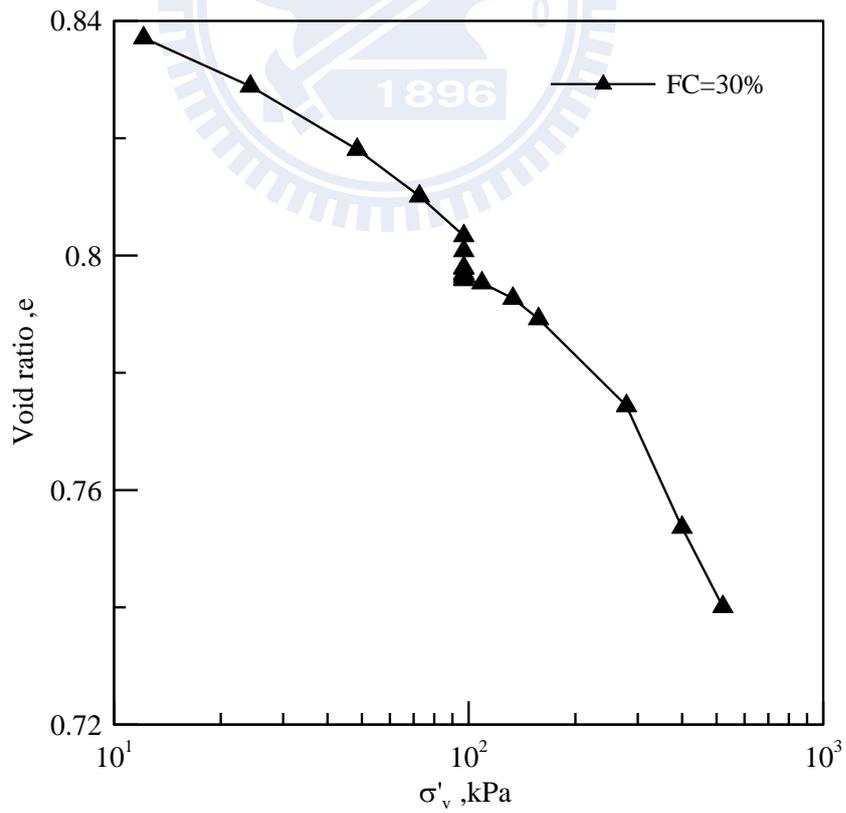


圖 4.33 $e - \log \sigma'_v$ 圖 (FC=30%)

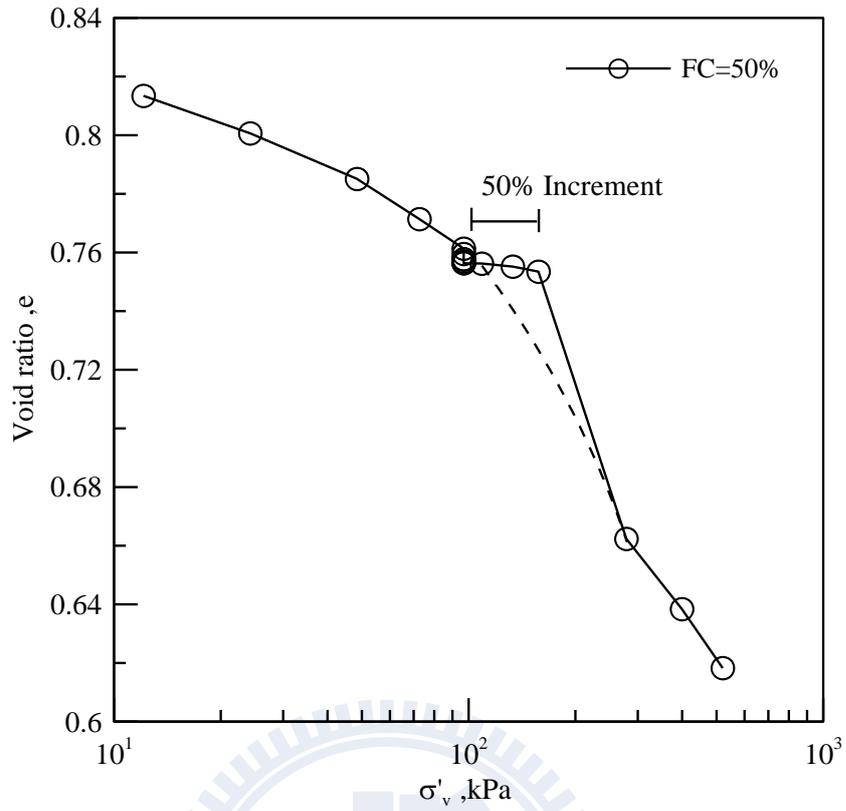


圖 4.34 $e - \log \sigma'_v$ 圖 (FC=50%)

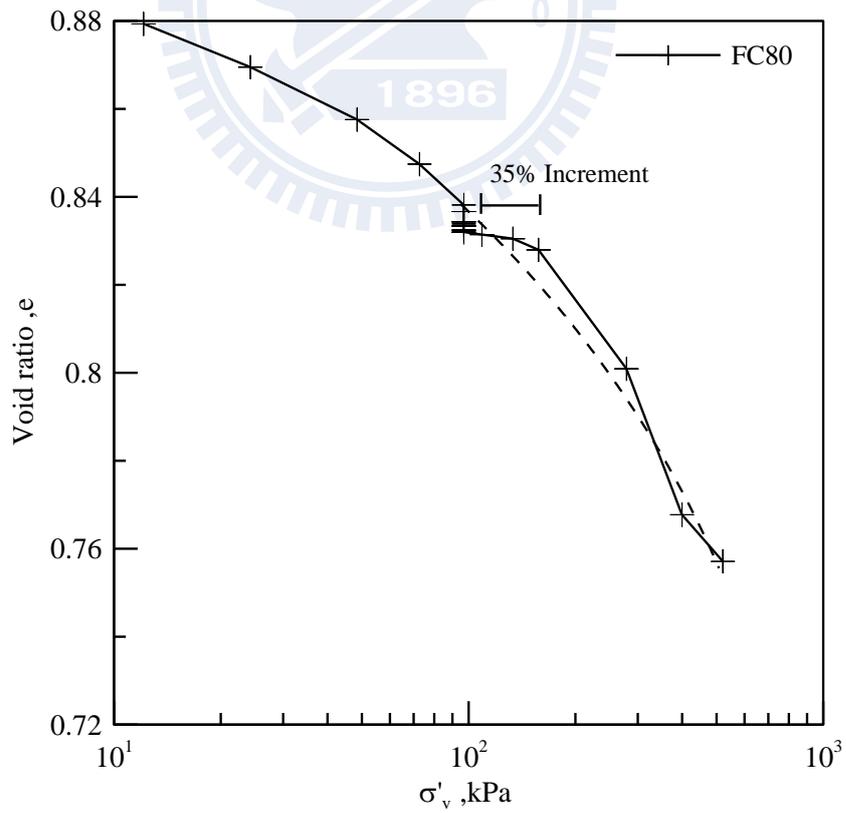


圖 4.35 $e - \log \sigma'_v$ 圖 (FC=80%)

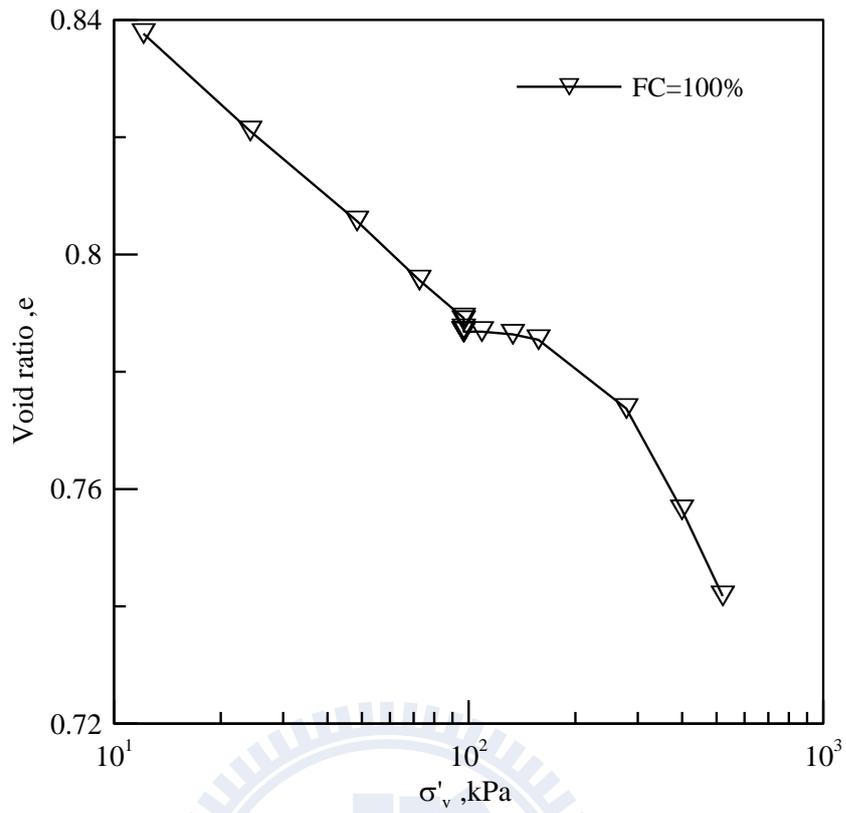


圖 4.36 $e - \log \sigma'_v$ 圖 (FC=100%)

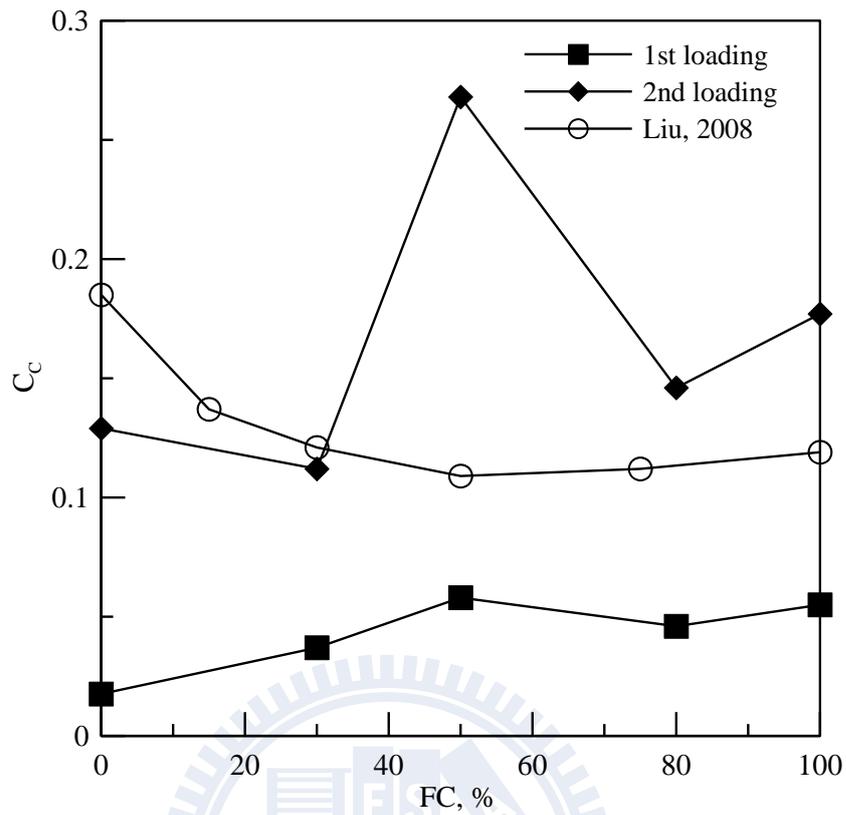


圖 4.37 C_c 值與細料含量關係圖

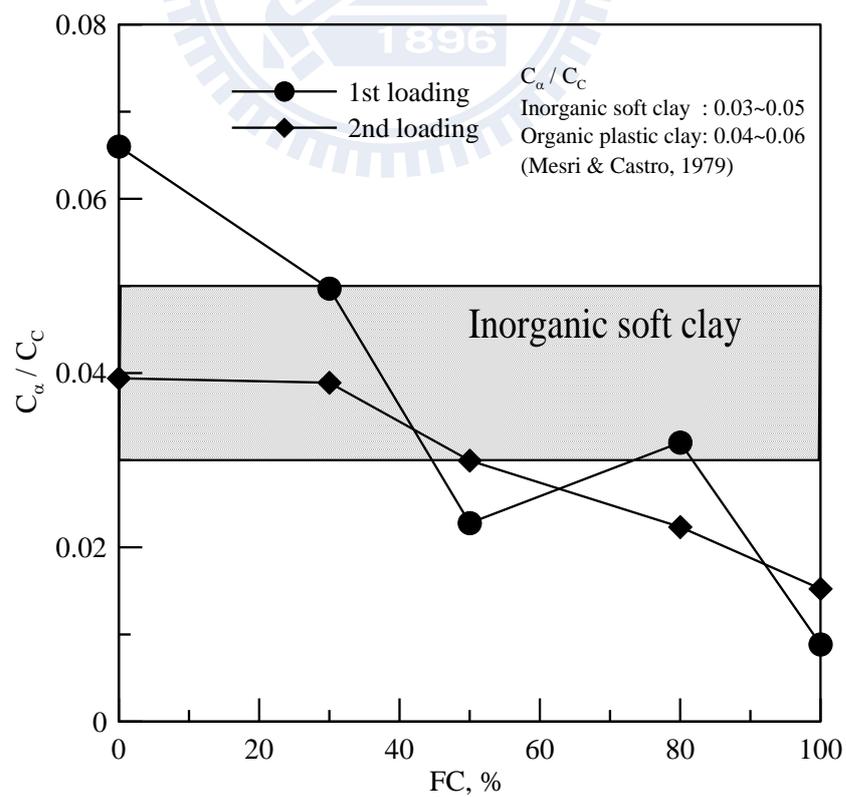


圖 4.38 C_a/C_c 與細料含量關係圖

第五章 結論與建議

5.1 結論

1. OC 麥寮砂臨界狀態曲線較 NC 麥寮砂向上平移，兩者並不相同，並無法解釋臨界狀態曲線並不受應力歷史影響的獨特性。
2. 透過 SHANSEP 觀念觀察麥寮砂，發現細料含量為 0%、15% 與 30% 皆存在應力的正常化行為，OC 試體的 q/σ'_c 值約高出 NC 試體 3 至 4 倍，且各自存在特定的區帶，顯示利用正常化行為推測剪力強度的方式也適用於屬於粉土細砂之一的麥寮砂。
3. 動態強度明顯由 OC 試體高於 NC 試體，且強度提昇的幅度隨著細料含量增加。最高增幅甚至可以超過 300%。
4. 過壓密動態三軸試驗中，同樣有負值超額孔隙水壓的產生，並發現 p'_f 大於零的現象，說明了其液化行為屬於應變軟化，為類黏土行為。但在某些正常壓密試體上也同樣發現 p'_f 大於零的現象，這裡無法看出 p'_f 值與細料含量之間有明顯的趨勢存在。
5. 將 OC 與 NC 擺在一起時， $V_s - \Psi$ 或是 $V_{s1} - \Psi$ 的相關度都非常高。另外 CRR 與剪力波速之間的關係，無論是經由狀態參數轉換，或是直接使用三軸試驗中的數據來觀察，在這裡看來兩者的關聯性並不差。
6. 試驗結果顯示 Q_p 與狀態參數之間的相關性太差 ($R^2=0.24\sim 0.35$)，所以

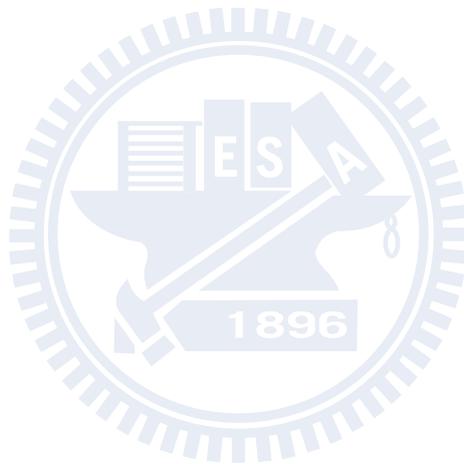
狀態參數並不適用於 Q_p 的觀察上。

7. 利用長時間單向度壓密試驗對麥寮砂施加類似應力歷史的長置中，FC=50%與 80%的預壓密壓力都有顯著增加，而 FC=0%與 30%則無，此現象或許說明了 FC=50%的麥寮砂正好介於粗顆粒控制與細料控制之間的過渡性行為 (Transitional behavior)，如同過去 FC=50%之麥寮砂不存在單一的臨界狀態曲線。

5.2 建議

1. NC 與 OC 試體存在不同的臨界狀態曲線，作者提出幾項後續的試驗方式以供參考：
 - (1) 進行 NC 試體臨界狀態曲線的重複性試驗，驗證試驗程序的確定性。
 - (2) 使用排水三軸試驗製作 OC 試體臨界狀態曲線，與不排水三軸試驗所得的結果進行比較與驗證。
2. 根據結論第四點，動態三軸試驗中尚無法觀察出 p'_f 與細料含量之間的關係，因此建議應增加數據量，並可以嘗試改變、有效圍壓、緊密度，甚至是高細料含量 (FC>50%)，觀察在動態試驗中，是否也會觀察到麥寮砂的過渡性行為。

3. 單向度壓密試驗中，預壓密壓力的增加並沒有隨著細料含量上升，反而是 FC=50% 增加最多，推測也是因為其過渡性行為造成的結果。建議後續可以多針對細料含量 40%~60% 的中細料含量試體進行試驗，以釐清此過渡範圍中麥寮砂的行為。



參考文獻

- Abbiss, C. P., 1981, "Shear Wave Measurement of the Elasticity of Ground," *Geotechnique*, Vol.31, No.1, pp.94-104.
- Almeida, M.S.S., Jamiolkowski, M., and Peterson, R.W., 1991, "Preliminary Results of CPT tests in Calcareous Quiou Sand," *Proceedings of the International Symposium on Calibration Chamber Testing*, Potsdam, New York, 1991, pp.41-53, Elsevier.
- Amini, F., and Qi, G.Z., 2000, "Liquefaction testing of stratified silty sands," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.126, No.3, pp.208-217.
- Been, K., and Jefferies, M.G., (1985), "A State Parameter for Sand" , *Geotechnique*, Vol.35, pp.99-112.
- Been, K., Crooks, J.H., Becker, D.E., and Jefferies, M.G., 1986, "The Cone Penetration Test in Sands: Part I. State Parameter Interpretation A State Parameter," *Geotechnique*, Vol.35, No.2, pp.239-249.
- Been, K., Jefferies, M.G., 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.
- 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.
- Boulanger, R.W. & Idriss, I.M. 2006. "Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 132(11):1413-1426.

- Bray, J.D. & Sancio, R.B. 2006. "Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 132(9), pp.1165-1177.
- Castro, G., 1975, "Liquefaction and cyclic mobility of sands," *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.101, GT6*, pp.551-569.
- Dyvik, R., and Madshus, C., 1985, "Laboratory measurement of G_{max} using bender element," *Proc. ASCE Annual Convention: Advance in the art of testing soils under cyclic conditions, Detroit*, pp.186-196.
- Eide, O., and Holmberg, S. (1972). "Test fills to failure on the soft Bangkok clay." *Performance of earth and earth supported structures. ASCE, Purdue Univ., Lafayette, Ind., I(1)*, 163.
- Finn, W.D.L., Pickering, D.J., and Bransby, P.L., 1971, "Sand liquefaction in triaxial and simple shear tests," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.97, No.SM4*, pp.639-659
- Fioravante, V., Jamiolkowski, M., Tanizawa, F., and Tatzuoka, F., 1991, "Results of CPT's in Toyoura Quartz sand," *Proceedings of the International Symposium on Calibration Chamber Testing*," Potsdam, New York, 1991, pp.135-146, Elsevier.
- Goto, S. & Nishio, S. (1988). "Influence of freeze thaw history on undrained cyclic strength of sandy soils(in Japanese)." *Proceedings of symposium on undrained cyclic tests on soils*, pp.149-154. TokyoL Japanese Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- Huang, A.B., and Huang, Y.T., 2007, "Undisturbed Sampling and Laboratory Shearing Tests on a Sand with Various Fines Content," *Soils and Foundations, Vol47, No.4*, pp.771-781.
- Ishihara, K., 1993, "Liquefaction and flow failure during earthquakes," *Geotechnique* 43, No.3, pp.351-415.
- Jefferies, M.G. & Been., K., 2006, *Soil liquefaction – A critical state approach*. Taylor & Francis, 479p.

- Jovicic , V., Coop, M.R., and Simic, M., 1996, “Objective criteria for determining G_{max} from bender element tests,” Technical note. *Géotechnique*, 46, pp.357-362.
- 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.
- Kramer, S. L., 1996, “Geotechnical Earthquake Engineering,” Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- Ladd, C. C. and R. Foott, 1974, “New Design Procedure for Stability of Soft Clays,” *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol 100, No.GT7, pp. 763-786.
- Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F., and Poulos, H.G., 1977, “Stress-Deformation and Strength Characteristics,” Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol.2, pp.421-497.
- Lade, P.V. and Yamamuro, J.A., 1997, “Effects of non-plastic fines on static liquefaction of sands,” *Canadian Geotechnical Journal*, 34, 6, pp.918-928.
- Leonards, G. A. (1972). “General discussion of Session III, ASCE Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Purdue Univ., Lafayette, Ind., III, 169-173.
- Li, X.-S., and Wang, Z.-L., 1998, “Linear representation of steady state line for sand,” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 124, 12, pp.1215-1217.
- Mesri, G., and Godlewski, P.M., 1977, “Time and Stress-Compressibility Interrelationship,” *Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 103, No. 5, pp. 417-430.*

- 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.
- Ni, Q., Tan, T.S., Dasari, G.R. and Hight, D.W., 2004, "Contribution of fines to the compressive strength of mixed soils," *Géotechnique* 54, No.9, pp561-569.
- Polito, C. P., and MartinII, 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.M., "Settlement and Liquefaction of Sands under Multi-Directional Loading," Ph.D. Dissertation , University of California, Berkeley.
- 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.
- Riemer , M.F., and Seed, R.B., 1997, "Factors affecting apparent position of steady-state line," *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 123, pp.281-288.
- Robertson, P.K., and Campanella, R.G., 1985, "Liquefaction potential of sands using the CPT," *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.111, GT3, pp.384-403.
- Robertson, P.K., and Wride, C.E., 1998, "Evaluating Cyclic Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.35, pp.442-459.
- Robertson, P.K., Woeller, D.J., and Finn, W.D.L., 1992, "Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential under cyclic loading," *Can. Geotech. J.*, Ottawa, Vol.29, pp.686-695.
- Roscoe, K., Schofield, A.N., and Wroth, C.P., 1958, "On the yielding of soils." *Géotechnique*, 8, 1, pp.22-53.

- Sanches-Salinerio, I., Roesset, J.M., and Stokoe, K.M., 1986, "Analytical Studies of Body Wave Propagation and Attenuation," Report GR 86-15, University of Texas, Austin.
- Schemertmann, J. H., 1991, "The mechanics aging of soils." *J. Geotech.Eng.*, 117(9), 1288-1330.
- 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., Mori, K., Chan, C.K., 1975, "Influence of Seismic History on the Liquefaction Characteristics of Sands", Report No. EERC-75/25, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, California.
- 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., and Idriss, I.M., 1982, "Ground Motions and Soil Liquefaction during Earthquakes," Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California.
- Seed, H.B., Idriss, I.M., and Arango, I., 1983, "Evaluating of liquefaction potential using field performance data," *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.109, No.3, pp.458-482.
- 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, H.B., 1987, "Design problems in soil liquefaction," Journal of Geotechnical Engineering, vol.113, pp.827-845.

Seed, R.B., and Harder, L.F., 1990, "SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength," Proceedings of the B. Seed Memorial Symposium, Vol., 2, pp.351-376.

Shibata, T. and Teparaska, W., 1988, "Evaluation of liquefaction potentials of soils using cone penetration tests," Soils and Fdns., Vol.28, No.2, pp.49-60.

Shirley, D.J., 1978, "An Improved Shear Wave Transducer," Journal of the Acoustical Society of American, Vol.63, No.5, May, pp.1643-1645.

Singh, S., Seed, H.B., and Chan, C.K., 1982, "Undisturbed sampling of saturated sands by freezing," Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol.108, No.2, pp.247-264.

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.

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*, ASCE, Vol.124, No.6, June, pp.479-490.
- Thevanayagam, S., Fiorillo, M., and Liang, J., 2000, "Effects of non-plastic fines on undrained cyclic strength of silty sands," *Geotechnical Special Publicatin*, Vol.107, Aug5-Aug8, ASCE, pp.77-91.
- Thevanayagam, S., and Mohan, S., 2000, "Intergranular state variables and stress-strain behaviour of silty sands," *Geotechnique*, Vol 50, No.1, pp.1-23.
- 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.
- Verdugo, R., and Ishihara, K., 1996, "The steady state of sandy soils," *Soils and Foundations*, Vol.36, No.2, pp.81-91.
- Viggiani, G. and Atkinson, J. H., 1995, "Interpretation of bender element tests," *Géotechnique*, Vol.45, No.1, pp.149-154.
- Wang, W.S., 1979, "Some Findings in Soil Liquefaction," *Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute*, Beijing.
- 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.
- Youd, T.L., and Craven, T.N., 1975, "Lateral Stress in Sands During Cyclic Loading," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 101, No. 2, February 1975, pp. 217-221.
- Yoshimi, Y., Tokimatsu, K., and Ohara, J., 1994, "In situ liquefaction resistance of clean sands over a wide density range," *Géotechnique* 44, No.3, pp.479-494.

Yoshimi, Y., and Goto, S., 1996, "Liquefaction resistance of silty sand based on in situ frozen samples," *Géotechnique* 46, No.1, pp.153-156.

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 nonplastic soil : Effects of fabric." *Soils and Foundation*, Tokyo, 37(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學系, 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學系, 碩士論文。

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

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

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

張嘉偉, 1997, “圓錐貫入試驗在粉砂中之標定,” 國立交通大學土木工程學系, 碩士論文。

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。

戴源昱, 2007, “台灣西南部粉土質細砂 CRR 與 q_c 關係之標定,” 國立交通大學土木工程學系, 碩士論文。

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