

國立交通大學
土木工程研究所

碩士論文

小應變中空扭剪試驗局部變形監測

Rotational Displacement Measurement in Hollow
Cylinder Simple Shear Tests

研究生：張竣閔

指導教授：黃安斌博士

中華民國九十四年七月

小應變中空扭剪試驗局部變形監測
Rotational Displacement Measurement in Hollow
Cylinder Simple Shear Tests

研究生：張竣閔

Student : Jun-Min Chang

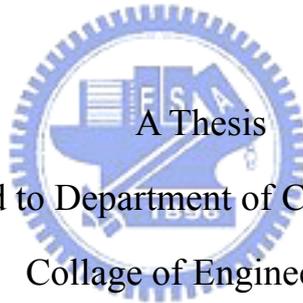
指導教授：黃安斌 博士

Advisor : Dr. An-Bin Huang

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文



Submitted to Department of Civil Engineering
Collage of Engineering

National Chiao Tung University

In Partial Fulfillment of the Requirements

For the Degree of

Master of Science

In

Civil Engineering

June 2005

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十四年七月

小應變中空扭剪試驗局部變形監測

研究生：張竣閔

指導教授：黃安斌 博士

國立交通大學土木工程學系

摘要

土壤單元力學試驗時應該使用試體內局部之變形監測，此一觀念已被國際間大地工程界廣為接受。但現有局部變形監測之技術大多適用於線型移動監測，例如量測三軸試驗中試體軸向之變形，對於例如中空扭剪試驗中試體扭轉量測之技術非常有限。

本研究目的是研發能夠做局部應變量測之中空扭剪試驗儀器，以此研發完成之中空扭剪試驗設備配合剪力波元件剪力波速量測，針對不同細粒料含量之麥寮砂，進行一系列應變控制往復式不排水中空扭剪試驗以驗證本試驗系統之功能並藉以瞭解在中低應變範圍情況下麥寮砂剪力模數、阻尼比、孔隙水壓與應變之關係以及此關係受細料含量之影響。

關鍵詞：局部應變、中空扭剪、剪力波元件、細料含量、剪力模數、阻尼比。

Rotational Displacement Measurement in Hollow Cylinder Simple Shear Tests

Student: Jun-Min Chang

Advisor: Dr. An-Bin Huang

Department of Civil Engineering
National Chiao Tung University

Abstract



The concept of using local displacement measurement for soil element testing has been well accepted by the international geotechnical engineering community. The available techniques however, are mostly developed for monitoring linear displacement such as the axial deformation in a triaxial test. Methods to provide local rotational displacement measurement in a hollow cylinder torsional simple shear test are rare. The main objective of this research is to develop a practical method to monitor the specimen rotational displacement locally, in a hollow cylinder torsional simple shear test. Coupled with bender element, the new technique was used in a series of cyclic tests on a silty sand with various fines contents. The effects of fines contents on the correlations among shear modulus, damping ratio, pore pressure development and shear strain were then studied based on these tests.

Keywords: local strain, hollow cylinder Torsional torsional simple shear test, bender element, fines content, shear modulus, damping ratio.

誌 謝

本研究承蒙恩師 黃安斌博士於在學期間悉心指導，並且啟發學生之治學態度，亦師亦友的指導與鼓勵，使本論文得以順利完成，謹致上誠摯的感激與十二萬分的謝意。感謝亞新工程顧問 秦中天博士、中興工程顧問 陳錦清經理及建國科技大學 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。

研究期間深深感受到週遭親朋好友無怨無悔的支持，首先在此感謝父母親在精神上的支持，輔仁學長在研究方式及實驗儀器方面的指導與協助，及黃耀道學長對於許多實驗上的問題給予很多的幫助，並感謝林靜宜學姊及郭毓真學姊耐心的指導。感謝大地組的所有同學們在學業及生活上彼此切磋與關懷。

最後感謝父母親養育栽培之恩及所有關心及支持我的人，在此致上我最真誠的謝意！



張竣閔

謹誌

中華民國九十四年七月

目錄

表目錄	VII
圖目錄	VIII
第一章 前言	1
1.1 研究背景	1
1.2 研究目的	1
1.3 研究方法	2
1.4 論文內容概述	4
第二章 文獻回顧	5
2.1 微至小應變下之應力應變關係量測	5
2.1.1 共振柱試驗 (<i>Resonant column test</i>)	5
2.1.2 往復式三軸試驗 (<i>Cycle triaxial test</i>)	6
2.1.3 往復式直接單剪試驗 (<i>Cycle direct simple shear test</i>)	7
2.1.4 往復式扭剪試驗 (<i>Cyclic torsional shear test</i>)	7
2.2 剪力波速與初始剪力模數	8
2.2.1 剪力波元件試驗 (<i>Bender Element Test</i>)	8
2.2.2 影響剪力波速之因素	12
2.2.3 剪力波速量測試體的異向性	14
2.3 剪力模數和阻尼比與剪應變之關係	14
2.3.1 剪力模數隨應變之衰減	17
2.3.2 阻尼比	19
2.3.3 階段性試驗 (<i>staged test</i>)	24
2.3.4 孔隙水壓激發與門鑑應變	27
2.4 應變量測方式	29
2.4.1 <i>Hall effect</i>	30
2.4.2 <i>Inclinometer Level Systems</i> (軸向)	30

2.4.3 Proximity Transducers	31
2.4.4 Local Deformation Transducer.....	32
2.4.5 Inclinator Level Systems(扭轉).....	32
第三章 試驗設備與方法	57
3.1 試驗規劃流程	57
3.2 麥寮粉土細砂之基本性質	60
3.2.1 麥寮粉土細砂之來源.....	60
3.2.2 基本物理性質	60
3.2.3 壓縮性	61
3.3 中空扭剪試驗設備	63
3.3.1 三軸室	63
3.3.2 水平扭剪及控制系統.....	64
3.3.3 氣壓與水壓控制系統.....	65
3.3.4 剪力波量測系統.....	65
3.3.5 局部應變量測.....	68
3.3.6 軸向荷重及水壓之量測.....	69
3.3.7 訊號擷取系統.....	70
3.4 局部應變量測方法及標定	70
3.4.1 設備介紹.....	70
3.4.2 量測原理	71
3.4.3 裝置標定.....	74
3.4.4 反覆扭動測試.....	75
3.4.5 局部剪應變量測計算.....	75
3.5 試驗方法	76
3.5.1 試體材料之準備.....	77
3.5.2 試體之製作.....	78

3.5.3 試體之飽和	79
3.5.4 三軸室之壓密	80
3.5.5 剪力波元件試驗	80
3.5.6 往復式小應變中空扭剪試驗	81
第四章 試驗結果與討論	118
4.1 試驗內容與控制參數	118
4.1.1 重複性試驗	118
4.1.2 麥寮砂中空扭剪三軸試驗	119
4.1.3 沃太華砂中空扭剪三軸試驗	119
4.2 往復式微小應變中空扭剪試驗結果	119
4.2.1 試驗結果	120
4.2.2 結果分析	121
4.2.3 孔隙比之影響	123
4.2.4 細粒料含量之影響	124
4.2.5 孔隙水壓激發與剪力模數遞減之關係	124
4.3 剪力波元件試驗結果	126
第五章 結論與建議	176
5.1 結論	176
5.2 建議	177
參考文獻	179

表目錄

表 3-1 試驗參數概述	58
表 3-2 天然麥寮砂 (MLS)、Quiou 砂 (QuS)、Toyura 砂 (QS)、 與 Ticino 砂 (TS) 的基本性質 (摘自 Almeida et al., 1991 ; Fioravante et al., 1991 ; Borden, 1991)	83
表 3-3 量測系統規格表	69
表 3-4 麥寮乾淨砂之比重試驗結果 (張嘉偉, 1997)	84
表 3-5 麥寮乾淨砂之液性限度試驗結果 (張嘉偉, 1997)	84
表 3-6 麥寮乾淨砂之塑性限度試驗結果 (張嘉偉, 1997)	85
表 4-1 麥寮砂往復式微小應變中空扭剪三軸試驗控制參數與結果	128
表 4-2 沃太華砂基本物性	129



圖目錄

圖 1-1	研究流程圖	3
圖 2-1	剪力波傳送及接收訊號結果 (LING AND GREENING, 2001) .	34
圖 2-2	不同RD影響因子所致試驗結果 (JOVICIC ET AL., 1996)	34
圖 2-3	高嶺土，以方波為激發源 (JOVICIC ET AL., 1996)	35
圖 2-4	不同時間到達點下試體長度對剪力模數 (G) 影響	36
	(KAWAGUCHI ET AL., 2001)	36
圖 2-5	圓顆粒及具稜角砂土其 V_s 及 G ，隨孔隙比及有效圍壓變化圖 (HARDIN AND RICHART, 1963)	37
圖 2-6	關於黏土 G_{max} 隨孔隙比變化研究資料之整理 (BARROS, 1994)	38
圖 2-7	不同方向剪力波速量測結果	39
圖 2-8	三方向剪力波速量測	40
圖 2-9	土壤理想化應變量定義 (ATKINSON AND SALLFORS, 1991) .	41
圖 2-10	共振柱試驗設備 (ISHIHARA, 1996)	41
圖 2-11	往復式三軸試驗設備 (KOKUSHO, 1982)	42
圖 2-12	往復式直接單剪試驗設備 (ISHIHARA, 1996)	43
圖 2-13	扭剪試驗設備 (ISHIHARA, 1996)	43
圖 2-14	對應剪力模數與阻尼係數之計算	44
圖 2-15	骨幹曲線 (BACKBONE CURVE) (LUNA AND JADI, 2000) ...	44
圖 2-16	模數衰減曲線 (MODULUS REDUCTION CURVE) (LUNA AND JADI, 2000)	45
圖 2-17	比較砂土 G/G_{max} — 不同研究成果之比較 (BARROS, 1994) .	46
圖 2-18	TOYOURA SAND 以共振柱試驗及扭剪試驗所得之 G/G_{max} 衰減 曲線 (IWASAKI ET AL., 1978)	47
圖 2-21	砂土阻尼比遞增曲線 (SEED AND IDRIS, 1970)	49

圖 2-22	有效圍壓對砂土阻尼比之影響 (KOKUSHO, 1980)	50
圖 2-23	比較不同學者關於有效圍壓對阻尼比影響之研究 (BARROS, 1994)	50
圖 2-24	不同砂土 $n(\gamma)$ 隨剪應變變化之結果 (TATSUOKA ET AL., 1978)	51
圖 2-25	不同應變振幅下阻尼比隨塑性指數之變化 (KOKUSO ET AL., 1982)	51
圖 2-26	正常壓密黏土阻尼比隨塑性指數之變化 (VUCETIC AND DORBY, 1991)	52
圖 2-27	MONTEREY NO.0 砂階段性試驗對阻尼比之影響 (CANALES, 1980)	52
圖 2-28	INCLINOMETER LEVEL SYSTEMS -ELECTROLEVEL TYPE(JARDINE ET AL. 1984, 1985A, 1985B)	53
圖 2-29	非接觸式趨近儀(PROXIMITY TRANSDUCERS)	53
圖 2-30	微應變三軸試驗使用PROXIMITOR設備量測試體局部應變(林靜宜, 2003)	54
圖 2-31	LOCAL DEFORMATION TRANSDUCER(TATSUOKA, 1988)	54
圖 2-32	TRIANGULAR PIN-TYPED LDTs FOR HOLLOW CYLINDRICAL SPECIMEN(PLDTs)(NGUYEN ET AL., 2001)	55
圖 2-33	TRIANGULAR PIN-TYPED LDTs變位計算(NALIN ET AL., 2004)	55
圖 2-34(A)	局部扭轉應變量測方式—INCLINOMETER LEVEL SYSTEMS 示意圖	56
圖 2-34(B)	局部扭轉應變量測方式—INCLINOMETER LEVEL SYSTEMS 排水狀況	58
	試驗全程皆不排水。	58
圖 3-1	試驗規劃流程圖	59
圖 3-39	局部應變量測示意圖	72
圖 3-2	天然麥寮粉土細砂之粒徑分佈曲線 (張嘉偉, 1997)	86
圖 3-3	麥寮砂細粒料含量與最大及最小孔隙比 (E_{MAX} 和 E_{MIN}) 之關係	

.....	87
(王統立, 2000)	87
圖 3-4 麥寮乾淨砂 (FC < 5%) 單向度壓密試驗 (張嘉偉, 1997)	88
.....	88
圖 3-5 麥寮乾淨砂 (FC < 5%) 之三軸壓密曲線 (蔡明道, 2002)	89
.....	89
圖 3-6 麥寮砂細粒料含量 15%之三軸壓密曲線 (蔡明道, 2002)	90
圖 3-7 麥寮砂細粒料含量 30%及 50%之三軸壓密曲線 (蔡明道, 2002)	91
.....	91
圖 3-8 中空扭剪三軸試驗設備	92
圖 3-9 中空扭剪三軸室與控制系統	92
圖 3-10 中空扭剪三軸室與控制系統詳細設備示意圖	93
圖 3-11 馬達驅動控制系統及擷取流程示意圖	94
圖 3-12 馬達LABVIEW控制程式	94
圖 3-13 氣壓與水壓控制面板	95
圖 3-14 剪力波元件試驗系統示意圖	96
圖 3-15 壓電陶瓷晶片剪力波元件尺寸	96
圖 3-16 試體底座接收端剪力波元件設備	97
圖 3-17 剪力波元件試驗訊號接收程式	97
圖 3-18(A) 局部應變量測裝置	98
圖 3-18(B) 局部應變量測裝置	98
圖 3-19 扭力計	99
圖 3-20 訊號擷取設備—訊號放大器與電表	99
圖 3-21 訊號擷取設備—DAQ擷取卡	100
圖 3-22B LABVIEW訊號擷取程式 2	101
圖 3-23 LVDT單獨標定	101
圖 3-24(A) LVDT單獨標定結果	102

圖 3-24(B) LVDT單獨標定結果	103
圖 3-25 LVDT扭轉量標定	104
圖 3-26 LVDT垂直方向標定	105
圖 3-27 LVDT側向位移標定.....	106
圖 3-28 扭轉方向變位示意圖	107
圖 3-29 垂直方向變位示意圖	107
圖 3-30 膨脹方向變位示意圖	108
圖 3-31 轉動測試結果-局部量測與外部量測比較.....	109
圖 3-32 轉動測試結果-不同方向之比較	110
圖 3-33 轉動測試結果-不同轉動振幅之比較.....	111
圖 3-34 轉動測試-起始位置偏移	112
圖 3-35 局部剪應變計算測試	113
圖 3-36 應力應變阻滯圈-內部局部量測應變.....	114
圖 3-37 應力應變阻滯圈-外部量測應變	115
圖 3-38 對應剪力模數與阻尼係數之計算.....	116
圖 3-40 整體LVDT量測設備架設完成示意圖	116
圖 3-41 LVDT與支架尺寸樣式圖	117
圖 4-1(A) 麥寮乾淨砂微小應變中空扭剪三軸試驗之重複性試驗— 剪力模數與剪應變之關係圖(試體以乾夯法製作).....	130
圖 4-1(B) 麥寮乾淨砂微小應變中空扭剪三軸試驗之重複性試驗— 剪力模數與剪應變之關係圖(試體以濕夯法製作).....	131
圖 4-2(A) 麥寮乾淨砂微小應變中空扭剪三軸試驗之重複性試驗— 剪力模數比及阻尼比與剪應變之關係圖(試體以乾夯法製作).....	132
圖 4-2(B) 麥寮乾淨砂微小應變中空扭剪三軸試驗之重複性試驗— 剪力模數比及阻尼比與剪應變之關係圖(試體以濕夯法製作).....	133
圖 4-3(A) 麥寮乾淨砂微小應變中空扭剪三軸試驗之重複性試驗— 超額孔隙水壓比與剪應變之關係圖(試體以乾夯法製作).....	134

圖 4-3(B) 麥寮乾淨砂微小應變中空扭剪三軸試驗之重複性試驗—超額孔隙水壓比與剪應變之關係圖(試體以濕夯法製作).....	135
圖 4-4 沃太華砂微小應變中空扭剪三軸試驗之重複性試驗—剪力模數及阻尼比與剪應變之關係圖.....	136
圖 4-5 沃太華砂微小應變中空扭剪三軸試驗之重複性試驗—超額孔隙水壓比與剪應變之關係圖.....	137
圖 4-6 往復式微小應變中空扭剪三軸試驗結果 (FC < 5%)	138
圖 4-7(A) 往復式微小應變中空扭剪三軸試驗剪應力應變關係.....	139
(FC = 15%, $E_c=0.8$, $\Gamma=10^{-3}\%$)	139
圖 4-7(B) 往復式微小應變中空扭剪三軸試驗剪應力應變關係.....	140
(FC = 15%, $E_c=0.8$, $\Gamma=10^{-2}\%$)	140
圖 4-7(C) 往復式微小應變中空扭剪三軸試驗剪應力應變關係.....	141
(FC = 15%, $E_c=0.8$, $\Gamma=10^{-1}\%$)	141
圖 4-7(D) 往復式微小應變中空扭剪三軸試驗剪應力應變關係.....	142
(FC = 15%, $E_c=0.8$, $\Gamma=2*10^{-1}\%$)	142
圖 4-8(A) 剪力模數(G)隨剪應變變化之情形 (FC < 5%) (試體以乾夯法製作).....	143
圖 4-8(B) 剪力模數(G)隨剪應變變化之情形 (FC < 5%) (試體以濕夯法製作).....	144
圖 4-9 剪力模數(G)隨剪應變變化之情形 (FC = 15%)	145
圖 4-10 剪力模數(G)隨剪應變變化之情形 (FC = 30%)	146
圖 4-11 剪力模數(G)隨剪應變變化之情形 (FC = 50%)	147
圖 4-12(A) 阻尼比(h)隨剪應變變化之情形 (FC < 5%) (試體以乾夯法製作).....	148
圖 4-12(B) 阻尼比(h)隨剪應變變化之情形 (FC < 5%) (試體以濕夯法製作).....	149
圖 4-13 阻尼比(h)隨剪應變變化之情形 (FC = 15%)	150
圖 4-14 阻尼比(h)隨剪應變變化之情形 (FC = 30%)	151

圖 4-15	阻尼比(h)隨剪應變變化之情形 (FC = 50%)	152
圖 4-16(A)	正規化剪力模數 $\left(\frac{G_{eq}}{G_{max}}\right)$ 與剪應變之關係 (FC < 5%) (試體以乾夯法製作)	153
圖 4-16(B)	正規化剪力模數 $\left(\frac{G_{eq}}{G_{max}}\right)$ 與剪應變之關係 (FC < 5%) (試體以濕夯法製作)	154
圖 4-17	正規化剪力模數 $\left(\frac{G_{eq}}{G_{max}}\right)$ 與剪應變之關係 (FC = 15%)	155
圖 4-18	正規化剪力模數 $\left(\frac{G_{eq}}{G_{max}}\right)$ 與剪應變之關係 (FC = 30%)	156
圖 4-19	正規化剪力模數 $\left(\frac{G_{eq}}{G_{max}}\right)$ 與剪應變之關係 (FC = 50%)	157
圖 4-20	不同孔隙比下, K_2 參數與剪應變之關係 (FC < 5%)	158
圖 4-21	不同孔隙比下, K_2 參數與剪應變之關係 (FC = 15%)	159
圖 4-22	不同細料含量下, K_2 參數與剪應變之關係 ($E_c=0.8$)	160
圖 4-23	以初始有效圍壓及試體有效應力計算 K_2 參數與剪應變之關係 (FC < 5%)	161
圖 4-24	以初始有效圍壓及試體有效應力計算 K_2 參數與剪應變之關係 (FC = 15%)	162
圖 4-25	以初始有效圍壓及試體有效應力計算 K_2 參數與剪應變之關係	163
圖 4-26	以初始有效圍壓及試體有效應力計算 K_2 參數與剪應變之關係 (FC = 50%)	164
圖 4-27	相同孔隙比不同細料含量, 正規化剪力模數 $\left(\frac{G_{eq}}{G_{max}}\right)$ 與剪應變之關係 ($E_c=0.8$)	165
圖 4-28	相同孔隙比不同細料含量, 阻尼比(h)隨剪應變變化之情形 ($E_c=0.8$)	166

圖 4-29(A)不同孔隙比乾淨麥寮砂，孔隙水壓比隨剪應變變化之情形 (試體以乾夯法製作).....	167
圖 4-29(B)不同孔隙比乾淨麥寮砂，孔隙水壓比隨剪應變變化之情形 (試體以濕夯法製作).....	168
圖 4-30 相同孔隙比不同細料含量，孔隙水壓比隨剪應變變化之情形 ($E_c=0.8$)	169
圖 3-31 孔隙水壓比隨剪應變變化之情形(DOBRY ET AL.,1982).....	170
圖 4-32 剪力模數遞減與孔隙水壓激發量之比較	171
圖 4-33 剪力模數遞減與孔隙水壓激發量之比較(剪應變大於門鑑應 變值約 0.01%).....	172
圖 4-34 初始剪力模數 (G_{MAX}) 與孔隙比之關係 (有效圍壓 100KPA)	173
圖 4-35 剪力波元件試驗與反覆三軸試驗剪力之方向	174
圖 4-36 比較剪力波元件試驗與往復式中空扭剪試驗之 G_{MAX} 值	175



第一章 前言

1.1 研究背景

土壤在承受靜態力與動態力時的力學特性各有不同。動態力是單指除重力外，尚需考慮慣性力的影響，故所要探討的應變範圍較靜力狀況為廣。舉凡基礎分析、地下開挖分析與動力反應分析等結果，皆與土壤組成律息息相關，然而傳統的大地工程之土壤材料特性探討皆著重於材料於較大應變 ($>1\%$) 或極限強度行為時，僅適用於應力產生劇烈變化處，對於遠離外力作用處之地盤變位則有高估現象，乃因為其假設土壤材料在彈性階段其應力應變關係為線性關係所致。實際上，即使土壤在較小的應變下，其應力應變關係就呈非線性。

在過去的四十年來，關於乾淨砂 (clean) 在小應變下土壤勁度衰減之行為已有相當的認知，而對於非塑性細粒料 (nonplastic silt) 含量的影響對於小應變下變形行為所知有限，過去研究皆著重於細粒料含量對砂土靜態或動態強度的影響。本研究延續交通大學過去數年所進行關於台灣中西部粉土細砂工程行為之現地探勘取樣與試驗研究。

1.2 研究目的

本論文使用雲林麥寮之台塑六輕工地之天然麥寮粉土細砂土簡稱為麥寮砂 (Mai Liao Sand, MLS) 施做試驗：麥寮砂為台灣西海岸典型之低塑性粉土細砂，來自於中央山脈受雨水沖刷，並於過程中夾

帶甚豐富的軟弱黑色頁岩及泥岩，因而具有相當大的壓縮性。

本論文之目的是研發能夠做局部應變 (local strain) 量測之中空扭剪試驗儀器，以此研發完成之中空扭剪試驗設備配合 bender element 剪力波速量測，針對不同細粒料含量之麥寮砂，進行一系列應變控制往復式不排水中空扭剪試驗以驗證本試驗系統之功能並藉以瞭解在中低應變範圍情況下麥寮砂勁度、阻尼比 (damping ratio)、孔隙水壓與應變之關係以及此關係受細料含量之影響。

1.3 研究方法

本研究首先將一現有之中空扭剪試驗裝置加以改裝與更新並研發使用兩組 LVDT 量測之方式為試體做局部扭轉位移量測，可反應在扭剪時之局部剪應變並避免隨扭動產生的試體剪脹及軸向變形所產生之誤差。中空試體之頂蓋與底座加裝剪力波元件 (bender element) 以便於對試體進行剪力波速量測。

試驗試體之製作首先將麥寮砂以 200 號篩將粗料 (停留在 200 號篩上之材料) 與細料 (通過 200 號篩上之材料) 分離。再以細料與粗料以重量比 0、15、30 及 50% 混合，每一顆試體在進行加壓剪動前，先進行剪力波元件試驗量測試體剪力波速，決定試體初始或最大剪力模數，並利用局部小應變量測試驗，針對單一試體做多階段式應變控

制往復式扭剪試驗，流程圖如圖 1-1。

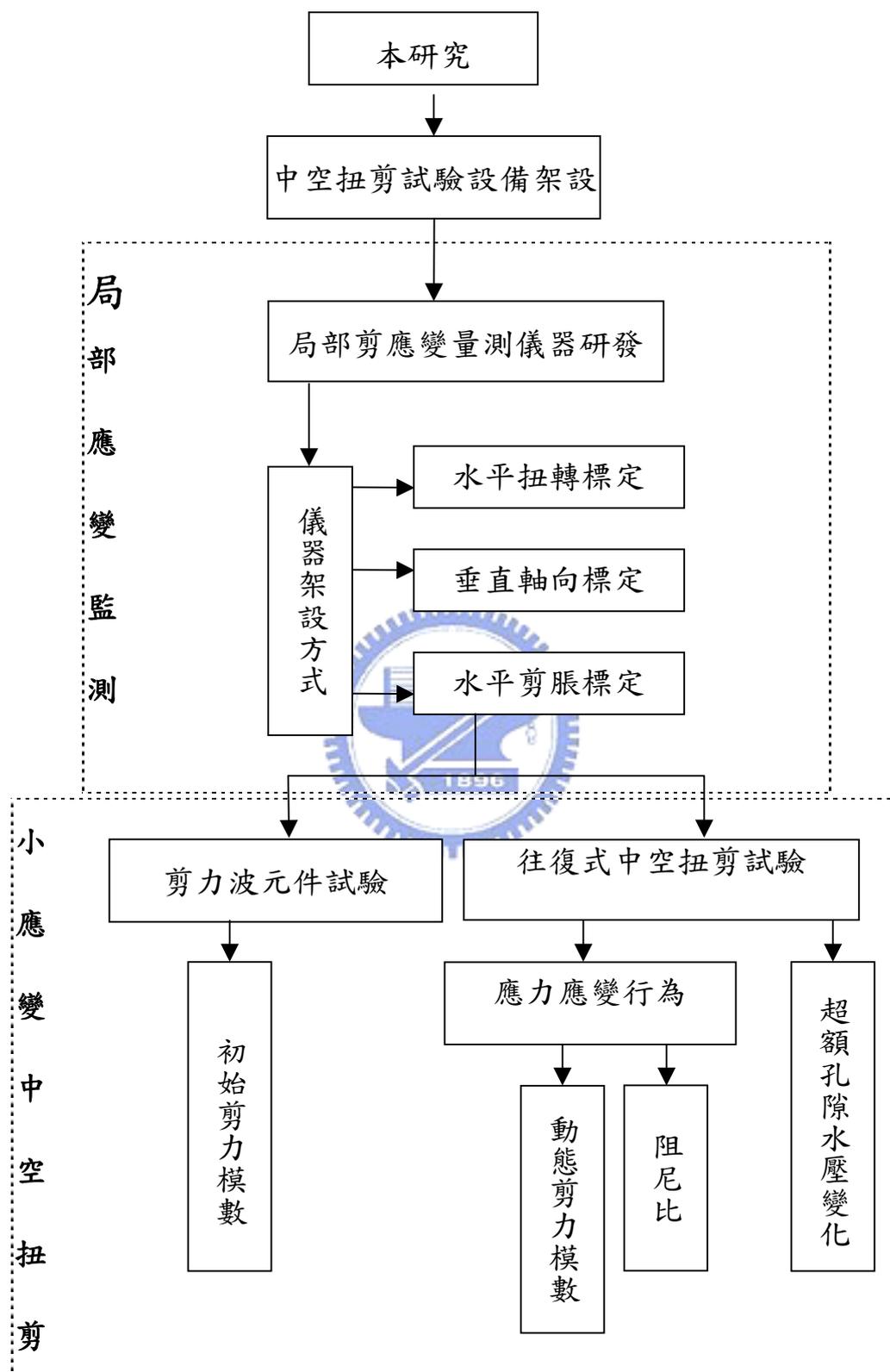


圖 1-1 研究流程圖

1.4 論文內容概述

本論文內容如下：

第一章：研究動機與目的、研究方法及論文內容。

第二章：文獻回顧，本章主要分為微小應變三軸試驗、局部應變量測及砂土模數衰減及阻尼比的影響因素這三部分做以往文獻之回顧。

第三章：試驗設備及方法，本章首先介紹試驗用砂-麥寮砂的基本性質，並介紹試驗儀器設備、試體製作、儀器架設方式及試驗流程及方法，再敘述改良後局部應變量測方式及原理。

第四章：試驗結果與討論，主要以剪力波元件試驗及中空扭剪試驗結果所得之結果對於不同相對密度、細料比之試體模數衰減、阻尼比及水壓激發之差異做探討。

第五章：結論與建議，針對本研究之試驗結果定下結論，並提出後續研究方向之建議。

第二章 文獻回顧

本章主要分為四部份，首先敘述三軸試驗微小應變量測方法，介紹室內剪力波速量測來求得初始剪力模數，再進一步之探討土壤材料微小應變下剪力模數衰減、阻尼比遞增及孔隙水激發對剪應變之關係，最後再列舉現有扭剪試驗局部應變量測設備及方式。

2.1 微至小應變下之應力應變關係量測

Atkinson and Sallors (1991)將應變量做三種範圍的定義，如圖 2-9 所示，分類如下：

微應變 (very small strain)：指剪應變小於 $10^{-3}\%$ 。小應變 (small strain)：剪應變範圍介於 $10^{-3}\%$ 及 1% 之間。

大應變 (large strain)：剪應變範圍大於 1% 。

本論文所探討之剪應變約為 $10^{-4}\%$ ~ 1% 之間，所以涵蓋微應變至小應變之範圍。

2.1.1 共振柱試驗 (Resonant column test)

根據 Kokusho (1980)，日本學者 Iida (1938, 1940) 在 1930 年代末期即已發展出以共振柱試驗來量測土壤動態行為之技術。美國密西根大學 Richart 教授所領導之研究團隊也在 1960 年代初期開始發表一系列關於土壤共振柱試驗之論文 (Hardin and Richart, 1963；Hall and Richart, 1963；

Hardin, 1965 ; Hardin and Black, 1966, 1968, 1969 ; Drnevich and Richart, 1970)。

這些試驗通常使用電磁 (electromagnetic) 的原理作為動力，對土壤試體施加軸向或扭轉之振動，並根據彈性力學理論來解釋結果。而電磁振動所能產生之位移有限，同時當剪應變大於 $10^{-2}\%$ 時已完全脫離線彈性之行為

共振柱試驗常用來量測小應變下的土壤勁度，試體可分為實心或空心兩種試體，置於三軸室中施加軸向應力，控制荷重頻率及振幅大小，給以一脈衝荷重，一般初始給予相當小的荷重頻率逐漸增加直到應變量達到最大值，經由量測頻率、振幅可求得剪力模數，儀器裝置如圖 2-10。

2.1.2 往復式三軸試驗 (Cycle triaxial test)

三軸壓縮試驗為一般室內試驗量測土壤強度之方法，結合往復式載重則能量測到土壤之動態參數，試驗儀器如圖 2-11 所示。試體在三軸室中受到圍壓的圍束，再施加軸差應力 (Deviator Stress)，加載方式為應力控制和應變控制兩種。應力控制一般採用氣壓或水壓控制力量加載，而應變控制則用油壓伺服或機械伺服控制應變量，經常採用 1Hz 加載。往復式三軸試驗的優點為能採等向或非等向壓密方式，受往復載重時之起始應力路徑不同。經量測應力應變變化可求得剪力模數 (Shear Modulus) 及阻尼比 (Damping Ratio)，為精確量測到應力應變的變化，避免因上蓋或下座的誤差影響及應變量誤差，研究學者建議應變量量測精度需達 0.01%，甚至採

用局部應變量測其精密度更高達 0.0001% (Goto et al., 1991)。

2.1.3 往復式直接單剪試驗 (Cycle direct simple shear test)

往復式直接簡單剪力試驗比往復式三軸試驗更能模擬地震發生的應力狀況，為一理想之評估土壤液化的試驗。其試體為一短圓柱狀置於一固定邊界或橡皮膜中，施加固定正向力，在經由側向往復載重，量測橫向位移及應力，模擬地震發生時的S波。為使S波在試體中傳遞均勻，試體大小有所限制其直徑與高度比需大於 8:1。另外，在傳統的試驗儀器中僅能控制 K_0 狀態，目前已研發出能控制圍壓之試驗儀器，更能接近土壤在地底下受到地震力的情況，試驗設備如圖 2-12。

2.1.4 往復式扭剪試驗 (Cyclic torsional shear test)

有別於往復式三軸試驗及往復式直接簡單剪力試驗，往復式扭剪試驗能使土壤在主應力軸方向下受到平面扭剪，且能測量較廣的應變範圍土壤勁度及阻尼比。早期由 Ishihara and Li (1972) 發展出實心圓柱體的扭剪試驗，Dobry et al. (1985) 進一步採用應變控制往復的扭剪力量，更能有效的量出砂性土壤的液化行為，設備如圖 2-13 所示。

除以上室內試驗之外，還有一些模型試驗如震動台試驗(shaking table test)、離心機試驗(centrifuge test)。將縮小尺寸的試驗模型置於儀器上，模擬受地震力的狀況，均能求得土壤的動態參數。

2.2 剪力波速與初始剪力模數

土壤的初始剪力模數 (G_{\max} or G_0) 對各種大地工程結構物設計而言是一項相當重要的參數，而土壤的剪力模數與剪力波速相關，因此可由量測土壤剪力波速決定土壤初始剪力模數。本節列舉學者針對剪力波速之各種影響因子所做探討，以及所提出之經驗公式。

2.2.1 剪力波元件試驗 (Bender Element Test)

土壤中剪力波速的傳送與接收室內試驗早期由美國德州大學 (University of Texas at Austin) 所發明，乃利用剪力片 (Shear Plate) (Shirley, 1978) 進行試驗，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，所以目前關於剪力波速室內量測方法多採用一組剪力波元件 (Bender Element) 進行剪力波速的量測；壓電陶瓷可分為串聯與並聯兩種連接方式，不同的連接方式會有不同的壓電特性，串聯時機械能轉換為電能之功率是並聯的兩倍；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件量測剪力波速時，一端以函數產生器激發剪力波，另一端接收剪力波並由示波器上判斷剪力波初達時間，便可推算剪力波速，詳細試驗方法將於第四章中說明。剪力波元件試驗最大的剪應變約等於於或小於 $10^{-3}\%$ (Dyvik and Madshus, 1985)，因此試驗在微應變下便可決定初始剪力模數 G_0 。

剪力波試驗結果如圖 2-1 所示，由剪力波元件試驗資料判斷初達時間並計算剪力波速後，便可依下式計算出始剪力模數 G_{\max} 。

$$G_{\max} = \frac{\rho}{V_s^2} = \frac{\rho}{(L/t)^2} \quad (2.1)$$

其中，

ρ = 試體質量密度。

L = 有效長度，為試體長度扣除剪力波元件凸出上下頂蓋的長度。

T = 為波傳時間。

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，已有諸多研究，將分述如下：

2.2.1.1 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。

2.2.1.2 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，否則將會重新極化壓電材料而改變其特性。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 伏特主，故本試驗採用之激發電壓為 10 伏特。

2.2.1.3 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。

由於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。

如圖 2-3 中，點 0 至點 1 之間初始軌跡會有偏離的現象（及解釋臨域效應所造成），而後波形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，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 2-4(a)所示，圖上 A、B、C 及 D 點為不同判斷時間到達點，由圖 2-4(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，並以圖 2-4(a)中 C 點判斷為剪力波到達時間點。

2.2.1.4 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。

根據 Mancuso and Vinale (1988) 之研究指出彈性波在彈性介質內傳遞時，當發射端與接收端的距離介於 $1/4 \sim 4$ 個波長(λ)時，鄰域效應將會遮蔽剪力波的到達，影響時間的判斷，因此激發波長應避免落在該區間內。由 $\lambda = V_s / f$ 便可估算激發頻率，再如前所述，視不同試體條件調整至最佳激發頻率。

Dyvik 與 Madshus (1985) 建議剪力波元件之發射波宜使用 5~100Hz 之方波，而 Viggiani 與 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。

2.2.2 影響剪力波速之因素

過去有許多學者利用不同試驗設備研究土壤剪力波速之影響因子，分述於後。

2.2.2.1 有效圍壓

Hardin and Richart (1963) 於等向壓密情況下，以乾淨極具稜角之沃太華乾砂 (dry Ottawa sand) 進行共振柱設備試驗，試驗結果如圖 2-5，結果顯示剪力波速受有效圍壓影響，圍壓越大波速越快，其初始剪力模數亦越大；但因顆粒形狀不同，將會影響顆粒間的接觸面積；Hardin and Richard 便針對此兩種不同的砂土所進行的一系列試驗做剪力波速迴歸分析，結果如下：

圓形顆粒， $\sigma_0 > 96\text{kPa}$ ：

$$V_s = (170 - 78.2e)\sigma_0^{1/4} \quad (2.2)$$

圓形顆粒， $\sigma_0 < 96\text{kPa}$ ：

$$V_s = (119 - 56.0e)\sigma_0^{3/10} \quad (2.3)$$

具稜角顆粒：

$$V_s = (159 - 53.5e)\sigma_0^{1/4} \quad (2.4)$$

其中 V_s 單位為 ft/sec， σ_0 為有效圍壓，單位為 psf。

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

2.2.2.2 孔隙比

Hardin and Richart (1963) 發現土壤顆粒排列之緊密程度直接影響剪力波之傳遞，剪力波速會隨孔隙比增加而降低，因此間接影響初始剪力模數 G_{max} 。Barros (1994) 整理 60~80 年代，關於砂土與黏土初始剪力模數隨孔隙比變化之相關研究，由與麥寮砂之土壤性質較接近軟弱黏土，僅展示 Barros 對黏土相關研究所整理之結果，如圖 2-6 所示。

2.2.2.3 剪應變振幅

剪應變振幅的影響會隨有效圍壓之大小而有所不同，在低圍壓時，增加剪應變振幅會降低剪力波速，當高圍壓時，影響較不大。Iwasaki and Tatsuoka (1977) 研究在三種不同應變 ($10^{-4}\%$ to $10^{-2}\%$) 所得之 G_{max} ，當其應變為 $10^{-4}\%$ 時 G_{max} 較高，Kokusho (1980) 以剪應變為 $10^{-4}\%$ 進行試驗亦相當的接近 Iwasaki 的試驗結果，而 Hardin 採用較大的應變 ($5 \times 10^{-3}\%$) 進行試驗，因此 Hardin 低估 G_{max} 值。

2.2.2.4 顆粒尺寸

具稜角之顆粒之 G_{max} 較圓顆粒大，但是其差異不大 (Hardin and Richart, 1963) 雖然顆粒形狀對於 G_{max} 影響不大，但其影響孔隙比亦間接影響 e 值。

顆粒越大在相同的體積下其顆粒數量越少，因此顆粒間接觸面積亦越少，因經過孔隙而 delay 時間相對較少，剪力波在顆粒內傳遞的時間較快，因此一般認為顆粒較大時波的傳輸速率較快；然而，Edil and Luh (1978) 指出顆粒尺寸及分佈對於乾淨砂的 G_{max} 影響不大，只對孔隙比有影響，對於小於 200 號篩 (0.074mm) 的顆粒，其 G_{max} 的影響由均勻係數及細粒料含量所影響。

2.2.3 剪力波速量測試體的異向性

Kuwano and Jardine (2002) 將試體做三方向 (S_{vh} , S_{hh} , and S_{hv}) 剪力波速量測，如圖 2-7 所示。圖 2-8 為試體在受三方向相同圍壓下之剪力波速結果，以 Ham River 砂為試體，在均向壓力下，此兩方向 (V_{hv} and V_{vh}) 應該會相似，在同向性連續土體下，但是結果顯示在多組試驗下此兩方向波速皆有固定的差距。

2.3 剪力模數和阻尼比與剪應變之關係

土壤之動態性質，主要包括土壤之剪力模數 (G) 與阻尼比 (h)，與剪應變有密切之關係。

Woods (1977) 及 Richart (1977) 指出剪力模數為隨應變振幅大小而遞減變化之特性，Luna and Jadi, (2000) 研究當剪應變在門檻應變下 (約 $10^{-3}\%$) 時剪力模數約為一定值，可利用彈性理論計算土壤之力學反應，且此時大

部份土壤之動態剪力行為均屬於線性，而當土壤在應變範圍 $10^{-1}\%$ 時，土壤之動態剪力行為開始變成部份非線性，至於土壤在較大應變範圍 $10^{-1}\%$ 至 5% 時，土壤之動態剪力行為仍然為非線性，但卻開始產生塑性行為，甚至達到不穩定之破壞狀態。

土壤經由反覆載重所量測到位移及軸差應力可經計算後得剪應力剪應變行為，如圖 2-14 所示，由圖中得知土壤之剪應力與剪應變關係乃呈阻滯圈(hysteresis Loop)之型式，而土壤之剪力模數 (shear modulus, G) 及阻尼比(damping ratio, h)即可由此關係中求得，其中土壤之剪力模數可分為正切剪力模數(G_{tan})及正割剪力模數(G_{sec})兩種，正切剪力模數即為阻滯圈任意點之切線斜率，而正割剪力模數即為阻滯圈兩端點之割線斜率，根據 Toki et al. (1995) 指出目前土壤剪力模數都採用正割模數，如圖 2-14 所示：

$$G_{eq} = \frac{\tau_{SA}}{\gamma_{SA}} \quad (2.5)$$

SA 指的是單向振幅 (single amplitude)，也就是往復應變最大應變幅度 (從極限壓力到極限張力) 之一半。阻尼比 (damping ratio, h) 之計算為：

$$h = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W_1 + W_2} \quad (2.6)$$

其中 ΔW 、 W_1 、與 W_2 之定義如圖 2-14 所示。

土壤之等值線粘彈性行為，即不同反覆剪應變振幅之阻滯圈端點軌跡線，稱之為骨幹曲線 (backbone curve)，如圖 2-15 所示；其中通過原點(反

覆剪應變振幅為 0) 之正割剪力模數，即為初始剪力模數 (G_0) 或最大剪力模數 (G_{\max})，故在最大反覆剪應變振幅時，剪力模數比 (modulus ratio, G/G_{\max}) 將小於 1。完整之剪力模數與剪應變之關係，即不同模數比與剪應變之關係曲線，稱之為剪力模數衰減曲線 (modulus degradation curve)，如圖 2-16 所示；此曲線乃由室內試驗中求得，亦即由骨幹曲線中推求出剪力模數遞減曲線，其中剪力模數比均小於等於 1 且隨著剪應變之增加而減小，故可由剪應變之範圍中求得等值線性之剪力模數大小。同時土壤之剪力模數與模數比受各種土壤參數所影響，將於其後敘述。

由於土壤的剪力模數會受有效圍壓及孔隙比相互影響，因此 Seed and Idriss (1970) 回歸分析乾淨砂眾多研究試驗資料，提出一剪力模數與有效圍壓相關公式：

$$G = 1000K_2(\sigma'_m)^{0.5} \quad (2.7)$$

其中， σ'_m 為有效圍壓，單位為 psf。

剪應變 $\gamma = 10^{-4}\%$ 對應之 K_2 值稱為 $(K_2)_{\max}$ 參數，Seed and Idriss 指出砂土隨著相對密度 ($Dr = 30\% \sim Dr = 90\%$) 變化，其 $(K_2)_{\max}$ 範圍約 30~70，因為式 3.10 已忽略有效圍壓的影響，因此便可由 K_2 參數了解孔隙比的影響，對於乾淨砂而言，在相同的孔隙比下，隨著有效圍壓的變化， K_2 近似於一常數值，是一項相當好的分析方法。但對於具壓縮性土壤，可能因為有效圍壓而改變孔隙比，致使剪力模數與有效圍壓並非一常數值。

2.3.1 剪力模數隨應變之衰減

下列幾種可能影響剪力模數隨應變衰減的因素：

1. 有效壓力
2. 孔隙比

2.3.1.1 有效壓力

Barros (1994) 指出在 1970 年代，便發現有效圍壓對於 G 及 G_{\max} 有不同之影響 (Silver and Seed, 1971; Hardin and Drnevich, 1972a)，當有效圍壓減小，模數衰減曲線便會向左偏移，表示其遞減速率較快。

Shibata and Soelarno (1975) 進行試驗歸納出剪力模數比與剪應變及有效圍壓之關係：


$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + 1000 \left(\frac{\gamma}{\sigma_0^{0.5}} \right)} \quad (2.8)$$

其中 σ_0 ：單位為 kg/cm^2 。

γ ：單位為徑度。

Sherif and Ishibashi (1976) 以四種砂進行扭剪試驗，以第二個 cycle 時剪力模數比在不同剪應變範圍與有效圍壓關係如下：

當 $\gamma > 0.03\%$ 時

$$\frac{G}{G_{\max}} = 0.025 \gamma^{-0.6} (\sigma_0)^{0.35} \quad (2.9)$$

當 $\gamma < 0.03\%$ 時

$$\frac{G}{G_{\max}} = (\sigma_0)^{11.67\gamma} (0.205)^{\gamma/0.03} \quad (2.10)$$

其中 G 及 σ_0 單位為 psi， γ 單位為百分比。

Iwasaki (1978) 以乾淨砂進行共振柱試驗，將第 10 個 cycle 所得剪力模數比與有效圍壓之關係如下：

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{K(\gamma)}{K_0} \sigma_0^{n(\gamma)-n_0} \quad (2.11)$$

其中 σ_0 ：單位為 kg/cm^2 ， $K(\gamma)$ 及 $n(\gamma)$ 為剪應變函數，Khouri (1984)

指出剪應變函數公式可如下估算：

$$\frac{K(\gamma)}{K} = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000102}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\} \quad (2.12)$$

及

$$n(\gamma) - n_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \quad (2.13)$$

其中 σ_0 ：單位為 kg/cm^2 。

Barros (1994) 針對以上多項研究經驗公式將剪應變及有效圍壓以數值代入，以圖 2-17 整理並評論如下：

Edil and Luh (1978) 也許不適用，因為其對於 $\frac{G}{G_{\max}}$ 之預估值太高。

Seed and Idriss (1970) 之經驗公式較適用於較低的有效圍壓。Sherif and

Ishibashi (1976) 所歸納出的經驗公式所得剪力模數衰減曲線之形狀與他人

不。Khouri (1984)、Iwasaki et al. (1978) 及 Shibata and Soeloarno (1975)

剪力模數的差異最大為 G_{\max} 的 20% 在某一個應變階段之下。

2.3.1.2 孔隙比

Iwasaki 等人於 1978 年以不同孔隙比之 Toyoura sand 在有效圍壓 100kPa 下進行共振柱及扭剪試驗，其結果如圖 2-18 所示，可以發現對於砂土而言， e 值得改變並不會影響剪力模數衰減特性。

2.3.2 阻尼比

土壤在微應變之外並不是完全的彈性，故在反覆載重狀況下，非彈性的行為將致使能量的消散。材料在受到反覆載重下能量的消散有此種現象，應力-應變曲線並非唯一的函數型式展現，但都出自於遲滯迴圈（hysteretic loop），如圖 2-14 所示。因為當材料在受到反覆載重時，遲滯圈中的解壓路徑必須在加載路徑下，介於兩路徑間的面積即與能量消散有關，能量的消散通常是以名詞阻尼來表示。這些名詞一般是被能量消散的物理現象所支持，一般也都選用一個較簡潔的數學方式來表示，以提供數值分析之用。

一般皆使用共振柱試驗及反覆試驗（扭剪、單剪及三軸）決定阻尼比。有許多的阻尼比可由共振柱試驗獲得，三個方法如下：觀察自由震盪下的衰減、反應曲線的寬度（width of response curve）、穩定狀態的震動方法（steady-state method）等。因為前兩種方法目前較少使用，本試驗採用穩定狀態方法，其計算方式在前文中已提及，在此便不多做敘述

幾種影響阻尼比大小之因素：

1. 剪應變振幅
2. 有效圍壓
3. 塑性指數
4. 孔隙比
5. 砂土顆粒特性

2.3.2.1 剪應變振幅

在主要關於砂土阻尼比特性研究學者 Hall and Richart (1963) 及 Hardin (1965) 指出阻尼比會隨著剪應變的增加而增加。

Seed and Idriss (1970) 指出砂土的阻尼比隨剪應變變化區間如圖 2-21 所示。此外，根據 Seed et al. (1986) 礫石的阻尼比與這些砂的阻尼比非常類似，且可以用圖 2-21 來估算。我們可以由圖上顯而易見實際上當剪應變增加至門檻應變 (threshold strain) 值約 0.001% 後阻尼比便隨著剪應變增加而增加。當阻尼比在門檻應變值之下時是常數，一般稱為 h_{\min} 。

2.3.2.2 有效圍壓

自 1960 年代起，第一位使用共振柱研究砂土阻尼比的學者 Hall and Richart (1963) 及 Hardin (1965)，便了解阻尼比—應變曲線會隨有效圍壓而變化。傳統的試驗結果如圖 2-22 所示。由圖上可知隨著有效圍壓增加阻

尼比會隨之變小。

Hardin 首先提出乾淨乾砂阻尼比隨有效圍壓及剪應變變化的相關公式，如下：

$$h = 4.5\gamma^{0.2}\sigma_0^{-0.5} \quad (2.14)$$

其中， σ_0 單位為 psf； γ ，此公式建議使用於 10⁻²% 或是更小的應變。

Sherif et al. (1977) 以沃太華乾砂進行反覆扭剪試驗，建議阻尼比可以下列公式估算：

$$h = (50 - 0.6\sigma_0)\gamma^{0.3} \quad (2.15)$$

其中， h 及 γ 單位為百分比， σ_0 單位為 psi。

Edil and Luh (1978) 以共振柱設備進行一系列試驗，其考慮反覆載重次數及有效圍壓、孔隙比及剪應變之影響，提出下式以估算阻尼比：

$$h = (1.131 - 0.453 \log N) \left[0.88 + 6592\gamma e^{1/2} - 0.28\gamma^{1/3} \left(\frac{\sigma_0}{98.07} \right)^3 - 73.55\gamma\sigma_0^{1/2} \right] \quad (2.16)$$

其中， h 單位為百分比， N 為反覆載重次數， σ_0 單位為 kPa， γ 單位為弧度。

Saxena and Reddy (1989) 以 Monterey No. 0 砂進行共振柱試驗，將試驗結果推導出計算阻尼比的公式如下：

$$h = 9.22 \left(\frac{\sigma_0}{P_a} \right)^{-0.38} \gamma^{0.33} \quad (2.17)$$

其中， P_a 為大氣壓其單位與有效應力相同， h 及 γ 以百分

Tasuoka et al.(1978)以 Toyoura sand 進行試驗推導出下列阻尼比公式：

$$h = K(\gamma)\sigma_0^{n(\gamma)} \quad (2.18)$$

此指數 $n(\gamma)$ 是隨著剪應變而變化，其變化的趨勢如圖 2-24 所示，由圖上可以看出，在剪應變達到 10^{-4} 時此指數便開始增加，在剪應變達到 10^{-2} 時，此指數會趨近於 0。這結果與Hardin and Drnevich (1972b)及Yamashita et al. (1984) 相符，其指出有效圍壓對於 h 的影響並不大，主要是由剪應變所影響。

2.3.2.3 塑性指數

有少部分的文獻指出塑性指數對於阻尼比的影響比較小。Erguvanli (1977) 首度提出塑性指數的影響，他指出若增加塑性指數，則將使阻尼比連續增加。圖 2-25 由 Kokusho et al. (1982) 研究以不同塑性指數使用五種應變振幅對阻尼比的影響。由此張圖可以看出對於高塑性土壤而言在較大應變時阻尼比的增量並不比砂土或是塑性指數較低的土壤大，即使兩者在相同應變下有相同的阻尼比。同樣的可以看出，相當高塑性指數土壤其阻尼比會較中度塑性指數土壤為高。

近來，Vucetic and Dobry (1991) 整理眾多關於黏土阻尼比的文獻，結果如圖 2-26 所示阻尼比隨剪應變及塑性指數變化的情形。可以注意的是，其結果反而是阻尼比隨塑性指數的增加而減少。再與Kokusho的試驗結果比

較，當剪應變為 $10^{-2}\%$ 時，塑性指數對阻尼比影響之趨勢相當。

因此由上述兩位學者 (Kokusho et al., 1982 ; Vucetic and Dobry, 1991) 之研究可發現，在相當小的應變下，塑性指數與阻尼比的關係並不明顯，但在較大應變即可清楚的觀察到，當 PI 值越大 h_{\max} 會越小。

2.3.2.4 孔隙比

Hardin and Drnevich (1972) 指出孔隙比為影響阻尼比重要的因素之一，隨著孔隙比的增加，阻尼比會下降，表示土壤在比較鬆的狀況下，其阻尼比會比較小，反之則較大。

但是，孔隙比的影響可用 Edil and Luh (1978) 所導出的公式，對於砂土而言可得到相反的結果，孔隙比越高其阻尼比亦越大；Kokusho 亦指出當孔隙比增加時，阻尼比亦會有些許的增加。

至於其他的研究，如 Silver and Seed (1971)，Sherif and Ishibashi (1976)，Tatsuoka et al. (1978) 及 Saxena and Reddy (1989) 研究中指出砂土的阻尼比與剪應變之間的關係的確是受到孔隙比的影響。

至於研究黏土孔隙比的影響結果不太一致，Kim and Novak (1981) 以 Canadian 黏土進行共振柱試驗，發現阻尼比會隨著孔隙比的增加而減少，然而，一旦孔隙比超過 0.6，則阻尼比又會隨著孔隙比之增加而增加。Vucetic and Dobry (1991) 的研究結果指出黏土的阻尼比會隨著孔隙比之增加而減

少，如同 Hardina and Drnevich 之研究結果，但 Vucetic and Dobry 對此現象的解釋傾向於黏土塑性指數的影響。

2.3.2.5 砂土顆粒特性

有部分文獻研究土壤顆粒特性對於阻尼比的影響。Sherif et al. (1977) 導出砂土阻尼比顆粒特性影響因子，在式 3.29 中，F 稱為土壤分佈及球狀影響因子，其定義如下所示：

$$F = \frac{1}{\Psi^2 C_g} \quad (2.19)$$

其中，

Ψ ：土壤球度，定義為 S'/S 。

C_g ：土壤分佈係數，定義為 $\frac{(D_{30})^2}{(D_{10} \times D_{60})}$ 。

S' ：相同土壤顆粒相同體積球狀表面積。

S ：土壤的實際表面積。

上式說明阻尼比隨著球度及分佈係數的減少而增加。

另一方面 Tatsuoka et al. (1978) 觀察試驗結果發現乾淨砂的阻尼比會較現地具細粒料之土壤略高。最後 Edil and Luh 也曾指出，最小阻尼比 h_{\min} 與土壤顆粒及表面組織有關。

2.3.3 階段性試驗 (staged test)

階段性試驗是目前獲得剪力模數及阻尼比隨應變振幅及有效圍壓變化

最受歡迎的試驗方法。試驗方法如下：1. 試體第一個所受到反覆載重為最低的應變值，通常是進行不排水的試驗。2. 如前文所述，對砂土而言在試驗停止後允許試體排水以消散超額孔隙水壓。3. 結束排水並關閉閥門，試體再受較大應變階段載重。4. 在連續漸增的大應變振幅下此動作重複 5~6 次。試驗完成後，再增加有效圍壓以獲得剪力模數及阻尼比。

但是這項試驗技術有幾個問題點存在：應變增量的選擇對於試體模數的影響是多少？試體受到之前有效圍壓高應變振幅之後，對於後來增加的有效圍壓所得到的模數其影響有多少？若以砂土進行不排水試驗，有效應力對於模數衰減有何影響？這些問題將在其後針對砂土排水及不排水狀況討論。



2.3.3.1 排水試驗

在過去許多學者基於砂土透水性高，因此研究剪力模數及阻尼比隨剪應變衰減試驗，是採用一相同試體以排水狀況進行不同有效圍壓試驗。

Caneles (1980) 以 Monterey No.0 砂進行共振柱試驗，研究一相同試體在前一有效圍壓下受大應變後對下一階段有效圍壓剪力模數及阻尼比的影響。

砂土試體在先前若受到較大應變振幅的載重，對於下一階的有效圍壓，其所獲得之剪力模數會較大，此原因可以解釋為因為當試體受到較大

的應變振幅後，將激發較多的超額孔隙水壓，若是打開閥門使試體排水，則排出的水量較多，消散較多超額孔隙水壓，試體孔隙比變小，相較於其他受較小應變振幅的試體而言是比較緊的，因此可以理解，當其再以一較高有效圍壓進行試驗，試體的勁度會比較高。基於上述的結果，Canales建議剪應變低於 $1 \times 10^{-2}\%$ 左右（若一個試體欲採取多圍壓的模數衰減試驗），但若是試驗需觀察至 1% 應變則較不適用。

2.3.3.2 不排水試驗

早期提出對不排水試驗進行多階段試驗的學者包括 Silver and Park (1975)，他們使用往復式三軸試驗設備進行試驗，以三種試體進行試驗分別為：1. 砂進行開閥壓密試驗 2. 原始飽和試體不排水試驗 3. 多階段飽和試體不排水試驗。結果如圖 2-19 所示研究發現在 0.1% 之後，原始試體 (virgin specimen) 和已進行多階段載重試驗之試體，其結果有顯著之不同，試驗中可以發現對於原始試體與多階段試體比較之下，以相同試驗載重次數進行試驗，原始試體的超額孔隙水壓激發較多。而圖 2-19 為增加載重次數至 300 cycle，結果可發現因原始試體及經多階段試驗試體激發較高的超額孔隙水壓而使試體剪力模數衰減弱化之趨勢幾乎相同。根據這兩個學者的說法，乾砂排水試體，初始飽和不排水試體及多階段飽和不排水試體，在同一有效應力下，其模數理論上應當相等。

Silver and Park (1975) 及 Canales (1980) 學者針對階段性試驗對砂土

阻尼比的影響進行討論，結果如下。

Silver and Park (1975) 比較乾砂試體原始及階段性試驗對阻尼比試驗之結果發現原始試體的阻尼比會隨反覆載重次數的增加而減少，對於階段性試驗的試體而言，阻尼比隨反覆載重次數變化幾乎為定值。Silver and Park 亦提出，乾砂及飽和不排水初始試體及階段性載重試體在第 10 個循環載重時之阻尼比，以試驗技術的不同的影響而言，其結果的差異相當小。

Canales (1980) 使用共振柱試驗觀察試體在前一較低圍壓下受到較大剪應變振幅後，再施以較大的圍壓，並觀察其阻尼比的變化。圖 2-27 為 Monterey 砂在有效圍壓 45psi 下阻尼比與剪應變關係圖，在先前這兩個試體皆承受有效圍壓 7.25、14.5 及 21.75 進行試驗。試體 6 在每一階段有效圍壓皆承受高達 0.2% 的剪應變，而試體 4 在每一階段的圍壓中剪應變都不超過 0.001%。

2.3.4 孔隙水壓激發與門檻應變

在大地工程研究中土壤強度係取決於土壤有效應力，而有效應力是由總應力扣除超額孔隙水壓推導而得，因此孔隙水壓之激發對於瞭解土壤受剪殘餘強度扮演重要的角色。過去研究指出從土壤行為應力應變之關係，土壤在極小應變($10^{-4}\%$)下呈現線彈性行為，而當應變增至 $10^{-4}\sim 10^{-3}\%$ 時，其行為模式成為非線性但彈性行為；若應變持續增大則有塑性行為。實驗亦證明不排水試驗下存在著門檻應變值，當應變量小於此門檻時，超額孔

隙水壓維持一穩定值，此時試體受往復剪應力後之殘餘水壓與初始水壓差異極微而視為不變，而大於門檻應變時，會產生不可回復的孔隙水壓增量。

砂土進行不排水試驗原因之一是要了解體積門檻應變 γ_{vt} (volume threshold strain)。在 1970 年代，Drenvich and Richart (1970); Yound (1972) and Pyke (1973) 以乾砂進行往復式三軸試驗，試驗結果指出體積門檻應變約為 $10^{-2}\%$ ，而 Pyke and Silver (1975) 及 Dobry and Ladd (1980) 以飽和砂土進行應變控制試驗，亦有類似的結果；當剪應變大於 γ_{vt} 後便會開始激發超額孔隙水壓，致使有效應力降低。Dobry et al. (1982) 以往復式三軸設備以 Monterey No. 0 砂進行應變控制試驗，觀察最大剪力模數 G_{max} 及小應變下剪力模數隨剪應變變化及超額孔隙水壓的反應，發現其門檻應變值在有效圍壓 500-2000psf 之間時約為 $1.1 \times 10^{-2}\%$ ，而剪力模數的衰減亦與超額孔隙水壓的反應有一致的結果，當應變範圍超過門檻應變值後，將會激發超額孔隙水壓，同時，剪力模數會開始遞減。Dobry et al. (1982) 指出 γ_t 與顆粒 size 有關，因此 Dobry 以一離散單元 (distinct element) 進行數值模擬分析，指出砂土之門檻應變約 $10^{-2}\%$ 。綜觀過去學者的發現雖然其試體的相對密度不同，但其所得到之門檻應變約 $10^{-2}\%$ 。

Vucetic (1994) 綜合歸納各家實驗結果進一步將門檻應變細分為線性門檻應變值與剪力體積門檻應變值。於線性門檻應變下土壤成線彈性行為，而超過了剪力體積門檻值後，塑性應變出現，導致不可回復之超額孔隙水

壓激發與累積。

2.4 應變量測方式

傳統的量測三軸試體的變形量測，一般在三軸室外面量測，將會引起應變量測上的誤差。主要因為兩個原因。第一，試驗設備材料的影響，如荷重元、透水石、底板的潤滑及濾紙等都會在受到壓力下而壓縮或轉動。第二，因為試體端部與試驗儀器間的接觸並非如此的平滑或有間隙，bedding error 就會發生。第一項的誤差是可以經由仔細適當的標定及修正試驗設備以增加勁度，而第二項誤差卻非常困難的去克服。因此唯一獲得正確應變的方法是在距離試體端部較遠的地方量測，以在試體中央三分之一的部分為最佳。之前有許多研究者有研究出相當多了方法量測局部應變。但試驗儀器多是昂貴或是難以履行。

局部應變量測方式常用的方法有好幾種，由量測的部分不同，可分為量測軸向應變與扭轉應變兩種。首先常用量測軸向應變量之設備方式有以下幾種：

1. Hall effect
2. Inclinator Level Systems
3. Proximity Transducers
4. Local Deformation Transducer

量測扭轉應變量之設備方式有以下幾種：

1. Inclinator Level Systems

2.Triangular Pin-typed LDTs

2.4.1 Hall effect

這一項技術是第一次展現量測局部應變設備，相當容易架設而且便宜，而且不用特別的訊號處理設備，但其會受到電子干擾影響量測精度，增加量測範圍會相對史的精度變小。可量測軸向應變及徑向應變。

局部應變的量測設備使用 Hall effect。通常來說 Hall effect 感應器以 DC 激發，並且在某一特定範圍內流場密度大小以 DC 線性輸出，目前有許多商業產品供使用，Hall effect 運用在 Surrey 大學土壤力學試驗室去控制 Ko 壓密試驗控制橫向應變。

2.4.2 Inclinometer Level Systems(軸向)

根據 Cooke and Price (1974)提出用來監控樁垂直變形的技術，英國 Imperial College 發展應用於三軸室內部應變量測，此設備由 Burland and Symes 於 1982 年第一次提出。分為 Electrolevel type (Jardine et al. 1984, 1985a, 1985b) 和 Pendulum type (Ackerly et al. 1987)兩種類型。此項設備使用容易可精確量測出小應變，又可用於大變形或破壞之後，不需特別的訊號處理設備，在正常室內環境能長時間穩定，價格便宜且可沉入水中。

Electrolevel 是由一盒密封容器裝入電解液，三支共面的電極浸入電解液中，由中央電極與旁邊電極的電阻差異來判斷傾斜程度以獲得土體變形

量，設備圖如圖 2-28 所示。；Pendulum Type 是將電極用應變計替代，其將一重錘懸掛在一貼有應變片之鋼片上，將重錘浸在油裡以提供阻尼，用鋼片的擺動變形來判斷土體之變形量。

此設備會產生誤差量，因其量測方式是靠水平面來判斷傾斜度以換算變形量，故如在大變形時，試體如產生 barreling 則得到之結果會有誤差。

2.4.3 Proximity Transducers

此設備量測方式是利用渦電流原理的冷次定律，經由通電線圈離目標金屬物 (target) 位移所產生的磁場變化，而改變電流大小，因此不同的目標金屬量測會有不同的電流變化，得到與目標物之間的距離，以求出試體應變量。可用來量測試體軸向、徑向變位。設備圖如圖 2-39 所示。

Kokusho 認為往復式三軸試驗操作簡便且廣為使用，但過去因其載重與軸向應變之量度受限於機械裝置造成之摩擦阻抗，因而無法在小應變情況下為試體提供可靠之應力應變量測。為改善此缺陷，Kokusho (1980) 提出改良往復式三軸試驗之方法，運用解析度極高之非接觸式趨近儀

(non-contact proximator)，於三軸室內直接量測試體上頂蓋之位移變化做極小應變之量測，並配合三軸室外所安裝之傳統位移監測系統 (LVDT) 做大應變之量測。林靜宜(2003)微應變三軸試驗使用 proximator 設備量測試體局部應變，將目標金屬 (target) 打孔，將鋼針 (fixing pin) 插入試體內約 15mm，使目標金屬固定在試體表面，再以高強度速乾型矽利康封膠，使其

量測到為試體本身之位移，設備如圖 2-30 所示。

2.4.4 Local Deformation Transducer

Local deformation transducer (LDT)被發展由Tatsuoka et al. (1988,1990)。最近Goto et al.(1991)發展提供精確度到軸向應變量 $10^{-4}\%$ 。可用來量測試體軸向應變及扭剪應變(PLDTs)。

其設備是以一長條金屬薄片上面裝設應變片行成 Wheatstone bridge。將長條金屬片接觸在試體上下兩端以自身的彈力維持平衡，接觸在 pseudo-hinged 並固定在試體周圍兩測，量測試體軸向變形，設備如圖 2-31 所示。此設備擁有高解析度和使用方便價格低廉等優點，但其得出的訊號屬非線性需特殊的訊號處理，其應變範圍僅能到達 1.5mm，另外，端點上之 hinge 如用針固定於土體，可能會因鐵條之彈力產額外的應力，可能會對土體產生不好的影響。

2.4.5 Inclinator Level Systems(扭轉)

此設備量測方式同樣利用傾斜儀，以圖 2-34(a)所示之架設方式，以支架傾斜帶動傾斜儀量測傾角，得出試體之局部轉動角來換算剪應變，此向量測方式同樣也會受試體膨脹變形而產生誤差，試體尺寸需要較大才可明顯感測出傾斜量已量得數值。圖 2-34(b)為架設於試體之儀器。

2.4.6 Triangular Pin-typed LDTs

Nguyen et al. 於 2001 年發展 Triangular Pin-typed LDTs，用來量測中空

圓柱試體的局部轉動量，設備如圖 2-32 所示。其各方向變位換算方式，如圖 2-33 所示，在受剪前三角點的位置座標分別為 $O(R_0, 0, 0)$, $A(R_0, \theta_0, 0)$, $B(R_0, 0, Z_0)$ ，試體受剪後三方向座標改變為 $O'(R_0 + \Delta R, 0, 0)$, $A'(R_0 + \Delta R, \theta_0, 0)$, $B'(R_0 + \Delta R, \Delta \theta, Z_0 + \Delta Z)$ 。其三方向變形可用下面三公式算出：

$$\Delta R_0 = R_0 (\overline{O'A'} / \overline{OA} - 1) \quad (2-20)$$

$$\Delta \theta = \theta_0 / 2 - \arcsin e \{ [\overline{A'B'}^2 - \overline{O'B'}^2] / [4R_0^2 \sin(\theta_0 / 2)] \} \quad (2-21)$$

$$\Delta Z = [\overline{O'B'}^2 - 2R_0^2 (1 - \cos \Delta \theta)]^{0.5} - Z_0 \quad (2-22)$$



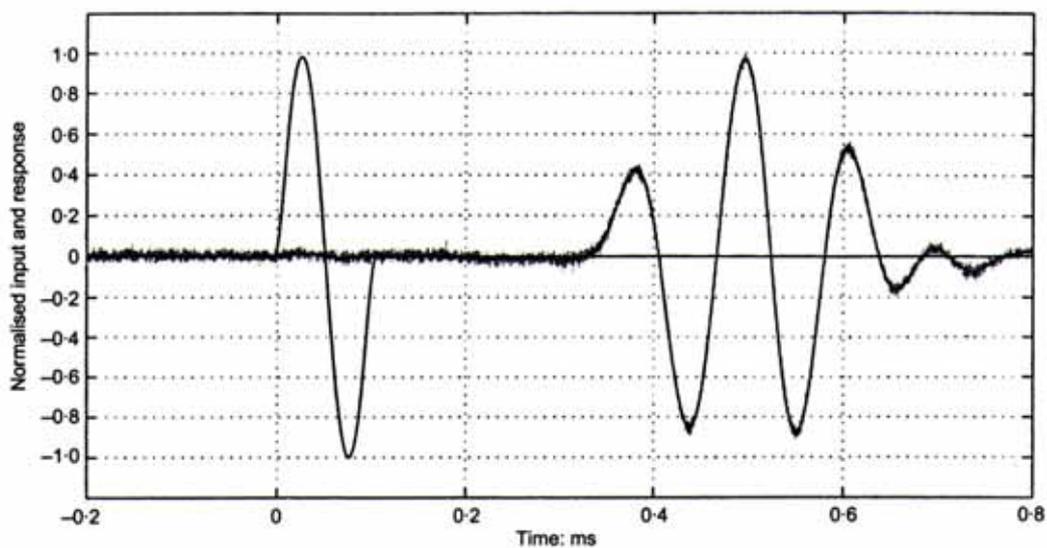


圖 2-1 剪力波傳送及接收訊號結果 (Ling and Greening, 2001)

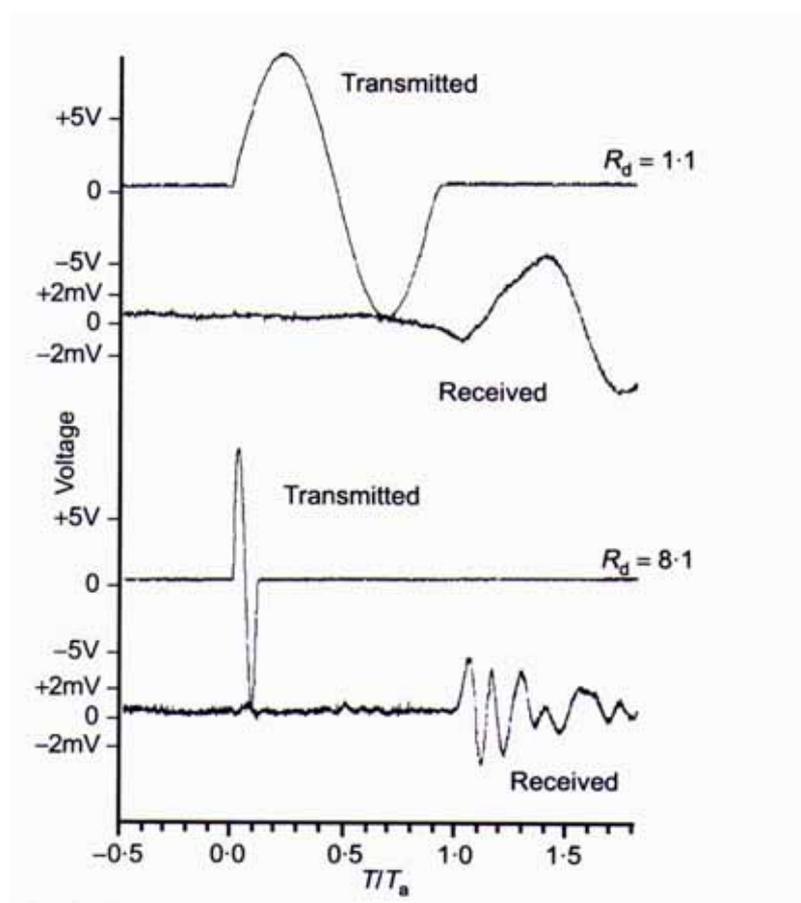


圖 2-2 不同 R_d 影響因子所致試驗結果 (Jovicic et al., 1996)

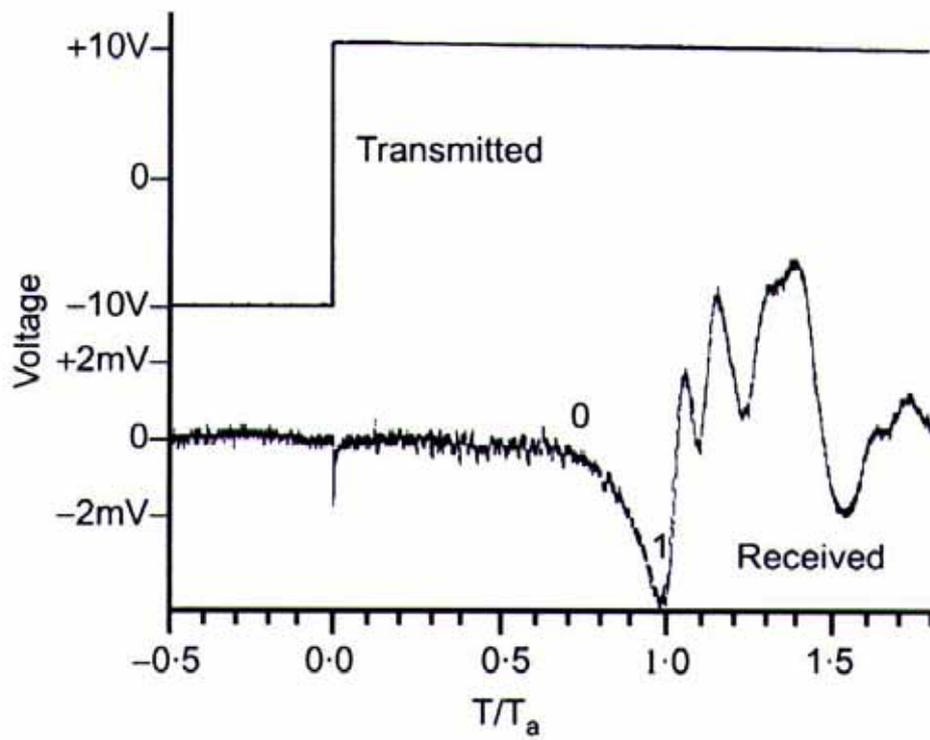


圖 2-3 高嶺土，以方波為激發源 (Jovicic et al., 1996)

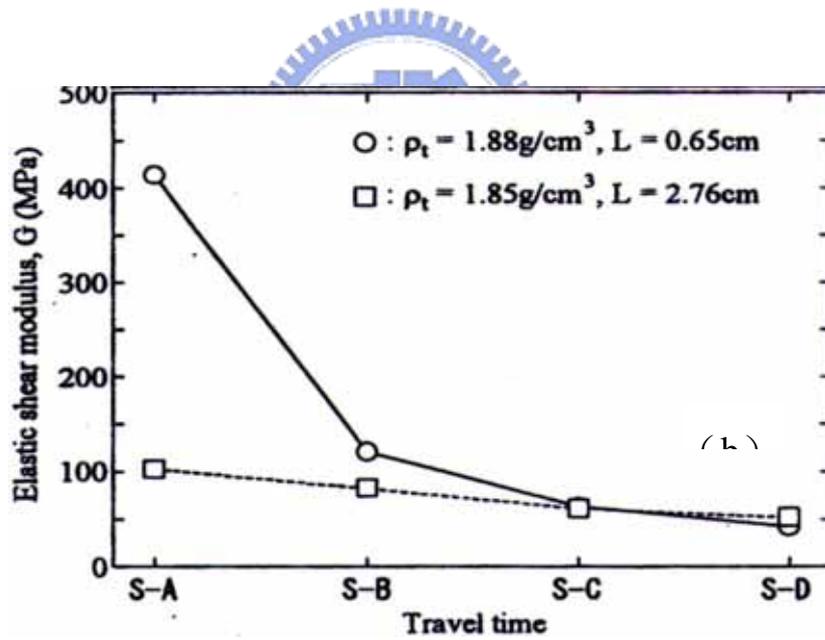
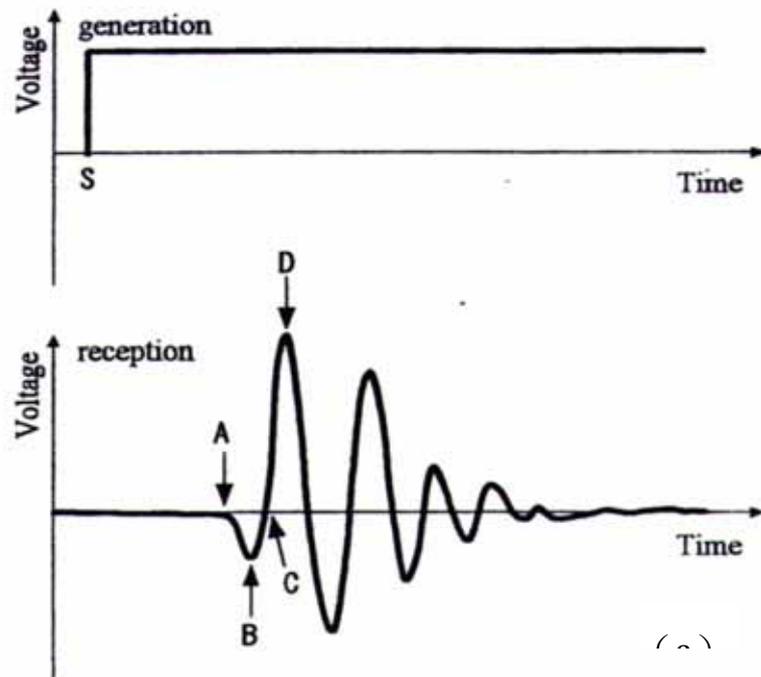


圖 2-4 不同時間到達點下試體長度對剪力模數 (G) 影響
(Kawaguchi et al., 2001)

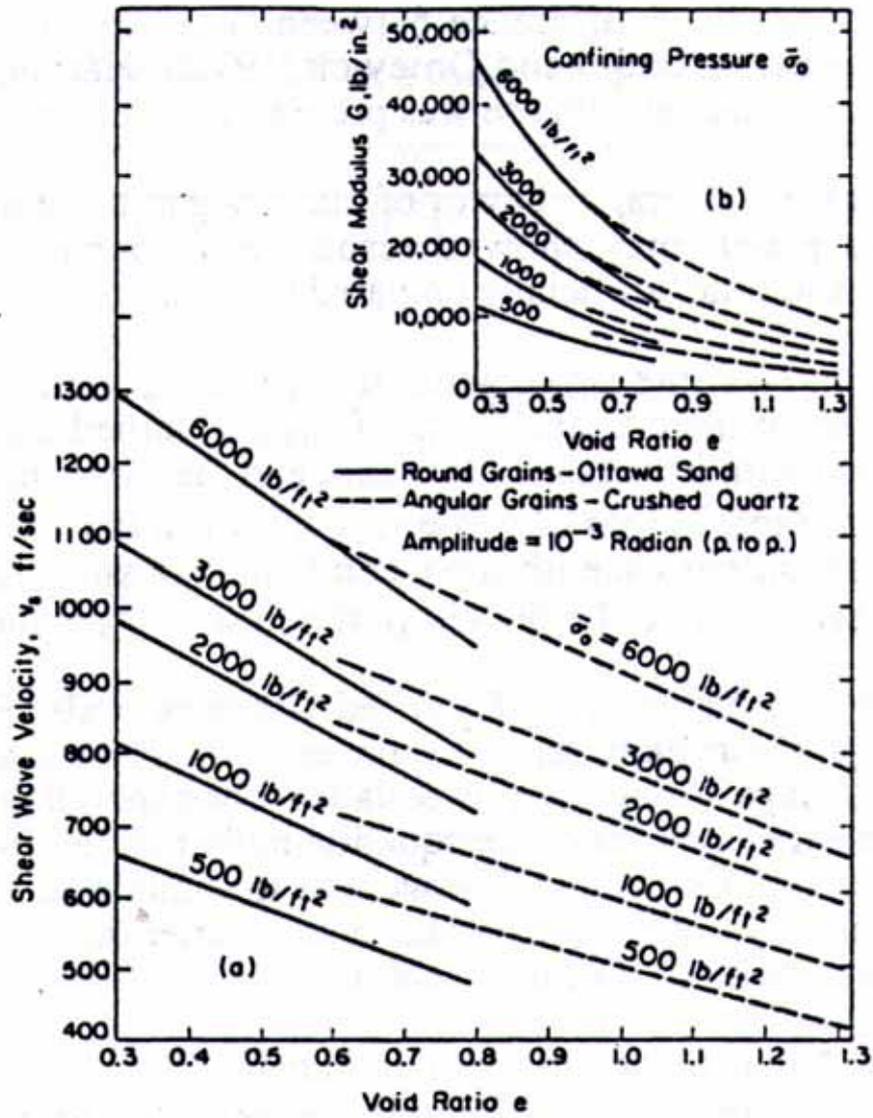


圖 2-5 圓顆粒及具稜角砂土其 V_s 及 G ，隨孔隙比及有效圍壓變化圖 (Hardin and Richart, 1963)

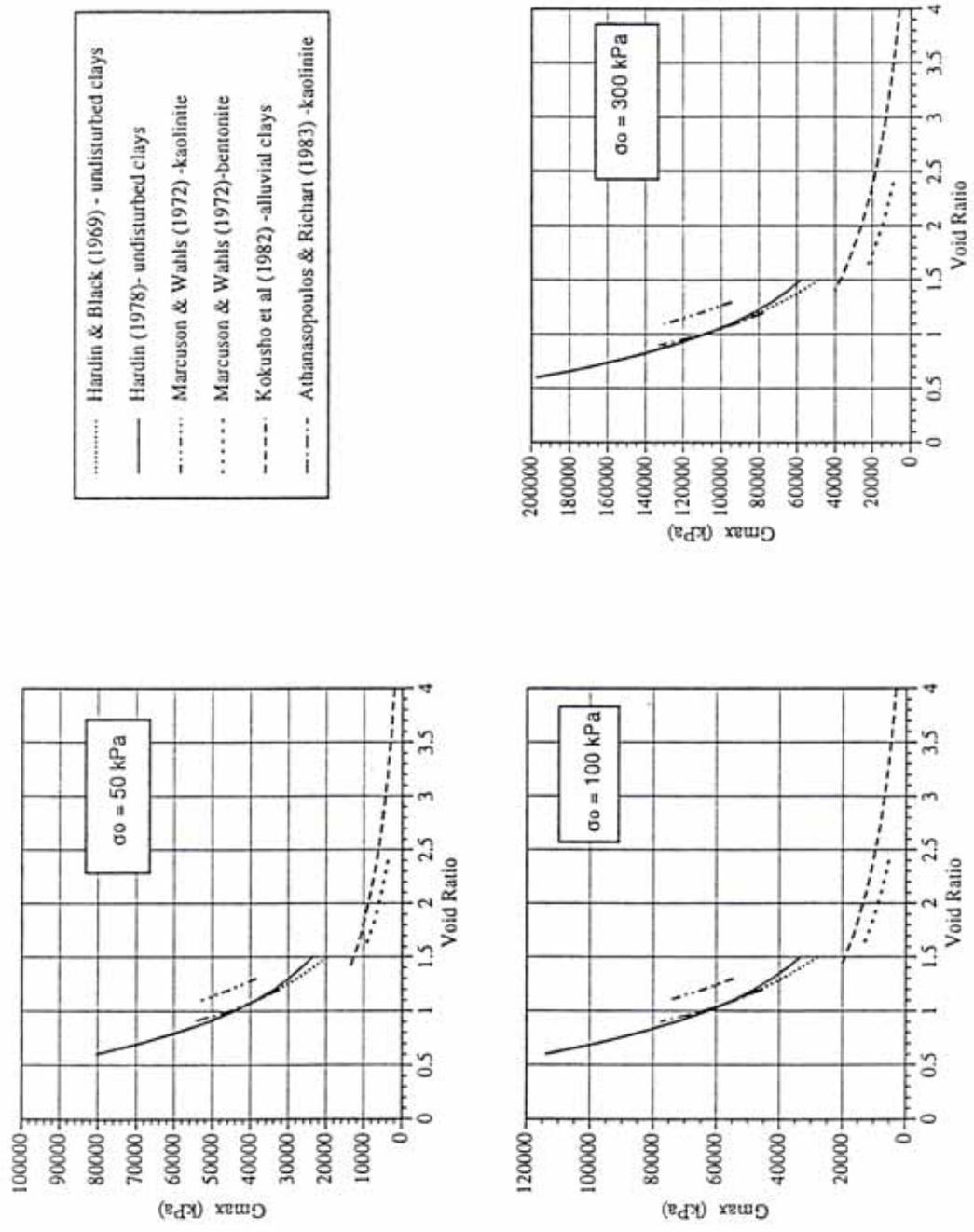


圖 2-6 關於黏土 G_{max} 隨孔隙比變化研究資料之整理 (Barros, 1994)

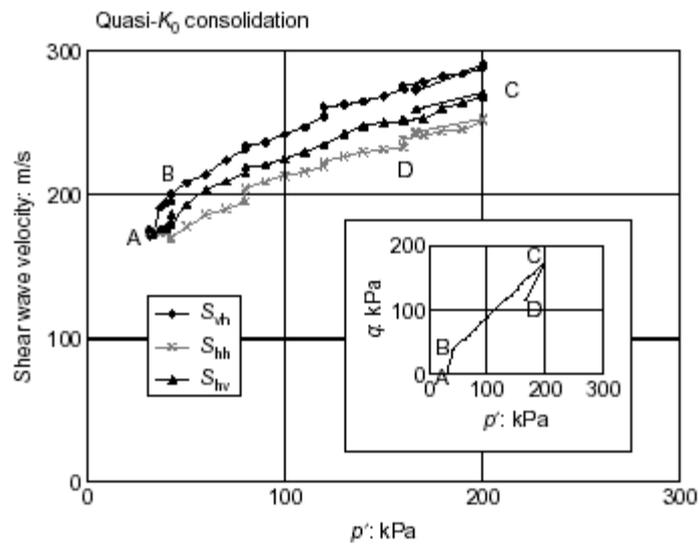
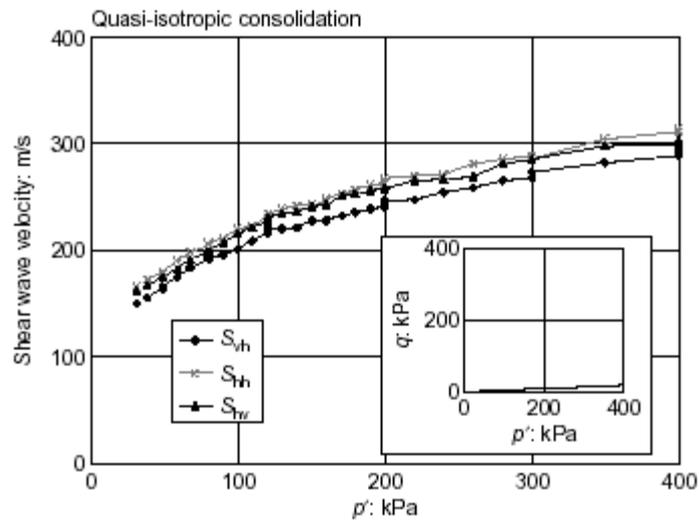


Fig. 4. Shear wave velocities measured in dense Ham River sand samples

圖 2-7 不同方向剪力波速度量測結果

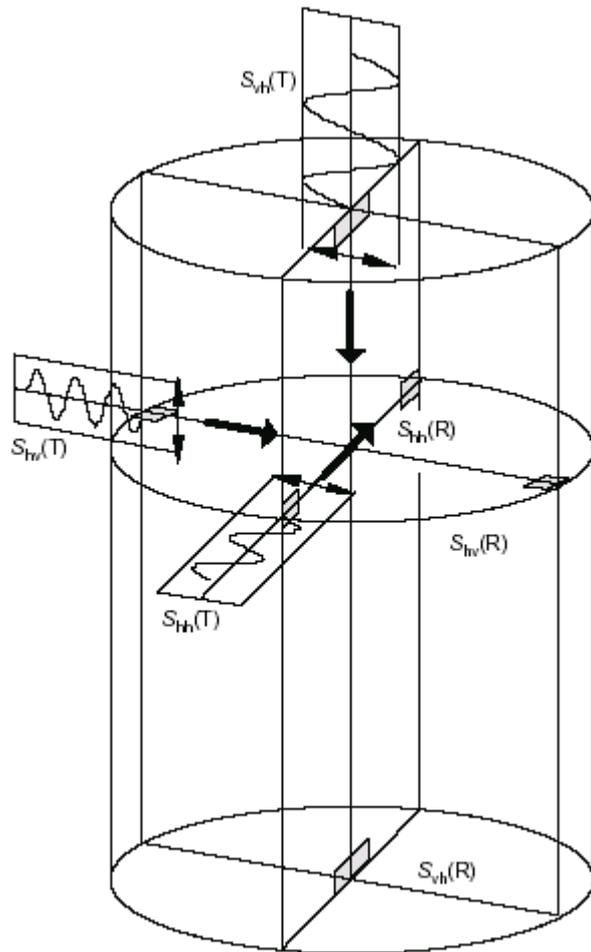


Fig. 2. Arrangement of bender elements in the triaxial sample

圖 2-8 三方向剪力波速量測

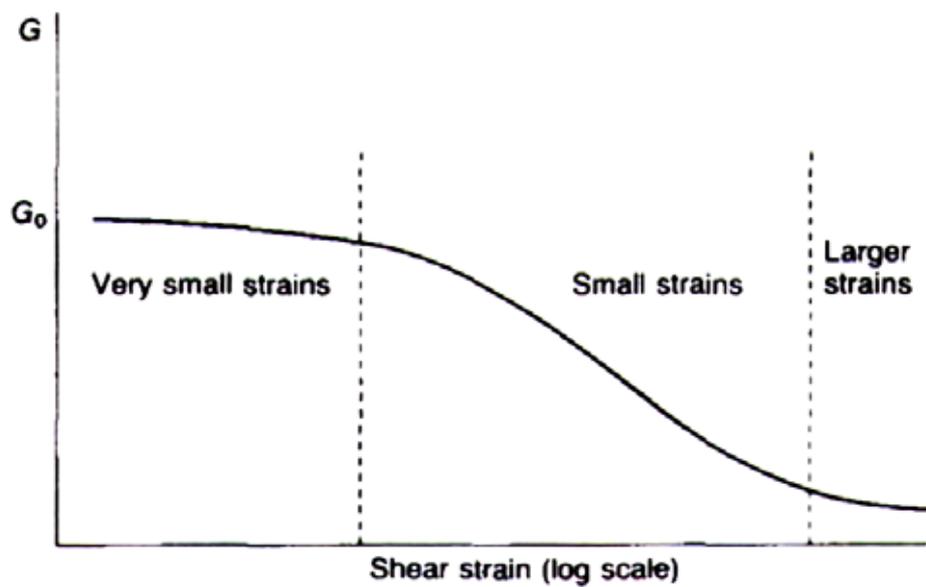


圖 2-9 土壤理想化應變量定義 (Atkinson and Sallfors, 1991)

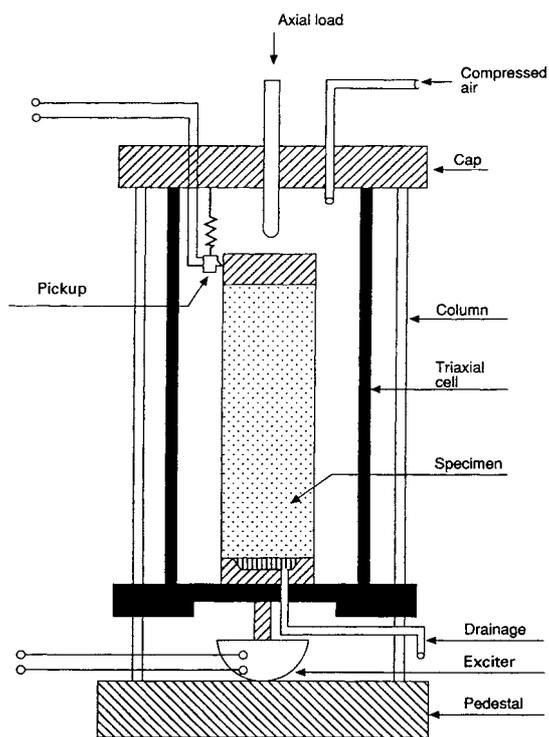


圖 2-10 共振柱試驗設備 (Ishihara, 1996)

TRIAXIAL TEST APPARATUS

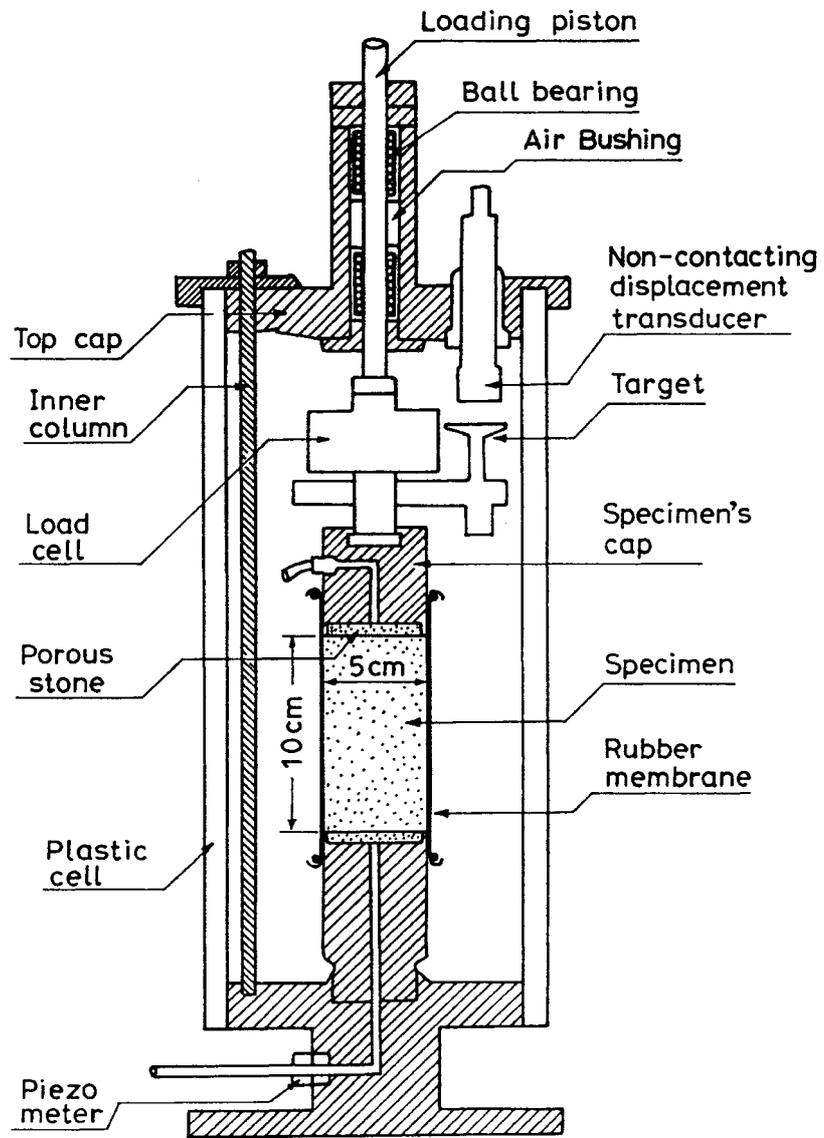


圖 2-11 往復式三軸試驗設備 (Kokusho, 1982)

CYCLIC LOAD TESTING OF SOILS

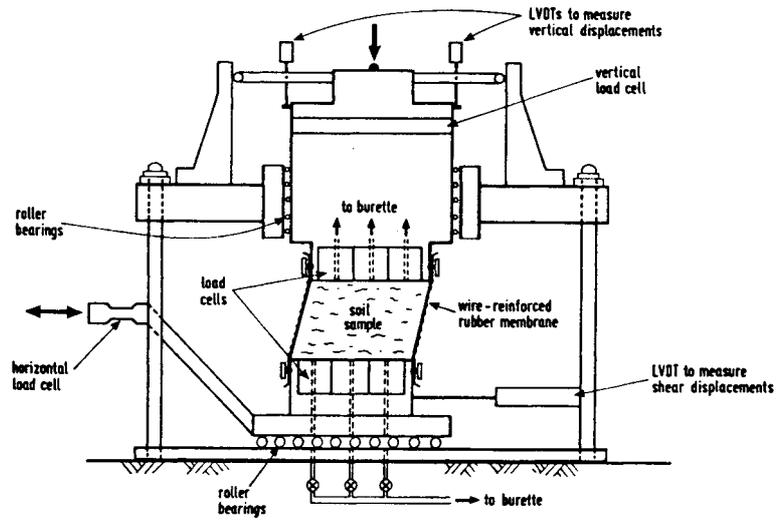


圖 2-12 往復式直接單剪試驗設備 (Ishihara, 1996)

TORSIONAL SHEAR TEST APPARATUS

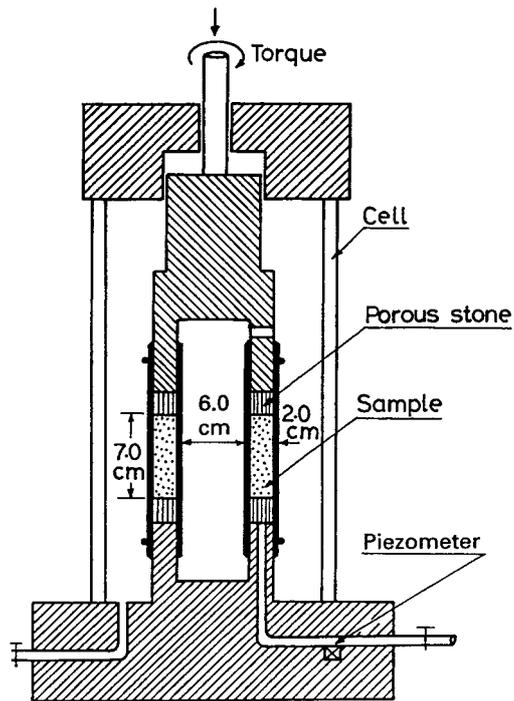


圖 2-13 扭剪試驗設備 (Ishihara, 1996)

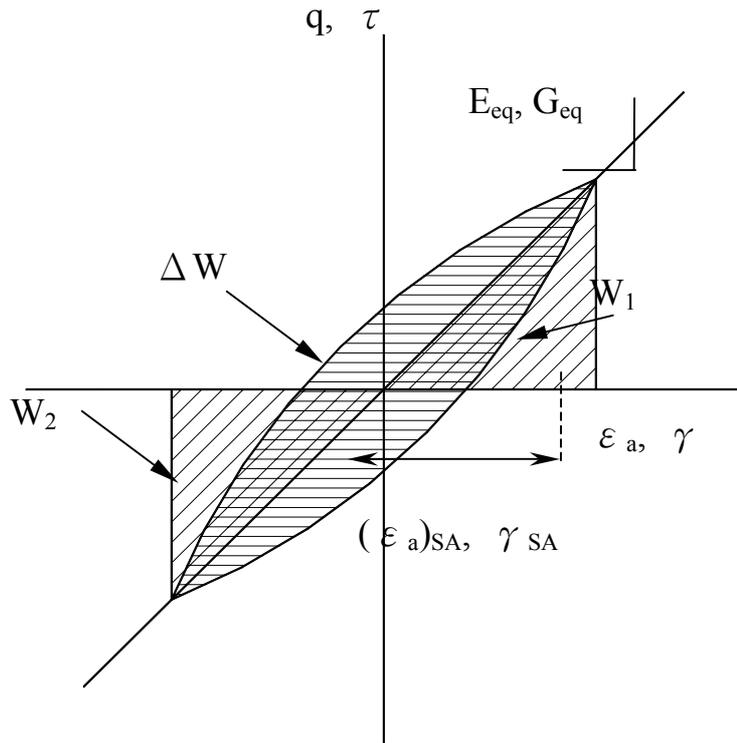


圖 2-14 對應剪力模數與阻尼係數之計算

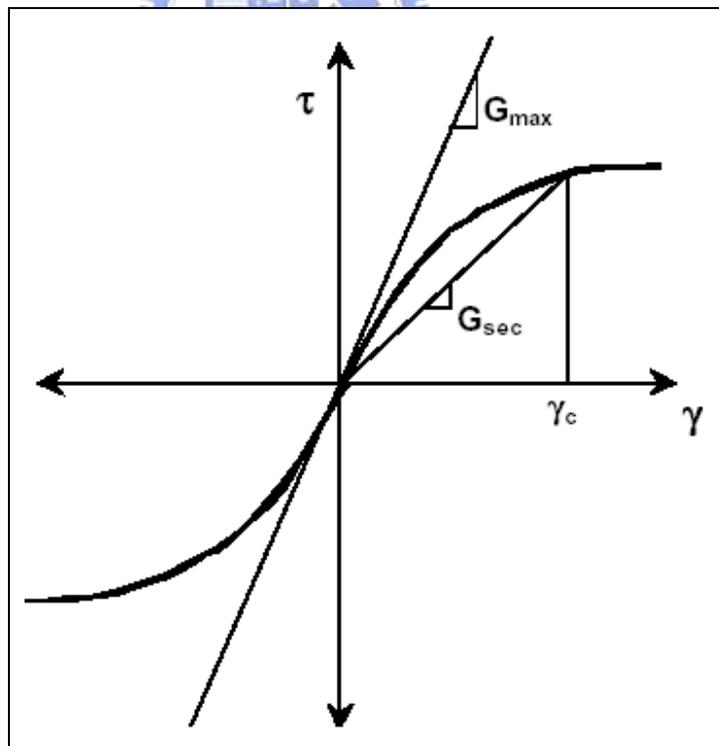


圖 2-15 骨幹曲線 (Backbone Curve) (Luna and Jadi, 2000)

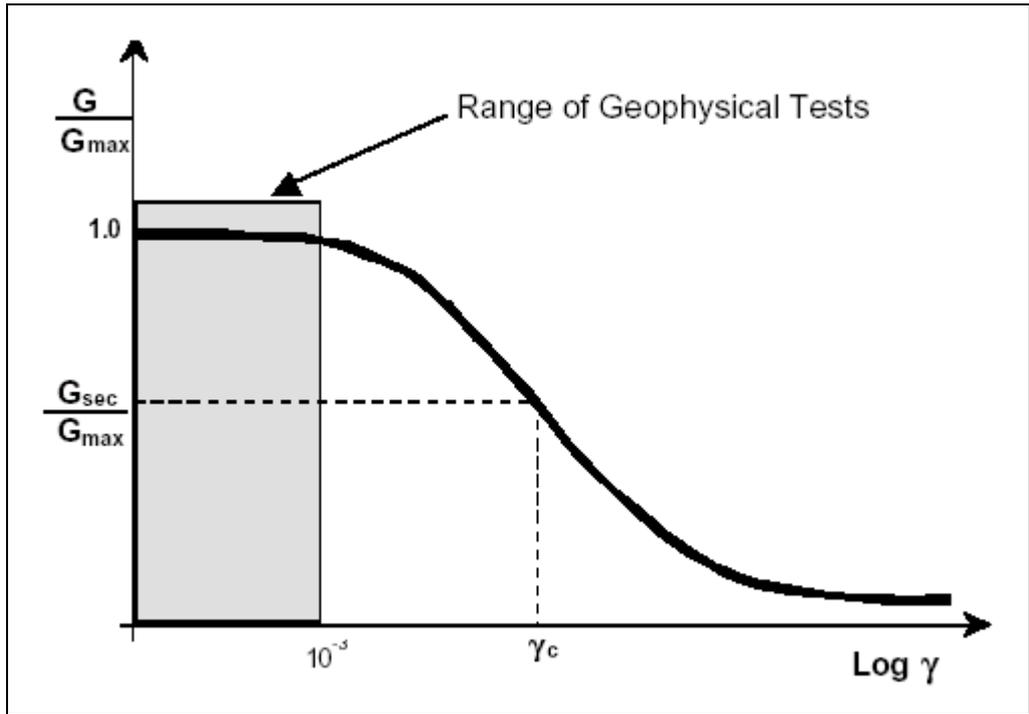


圖 2-16 模數衰減曲線 (Modulus Reduction Curve) (Luna and Jodi, 2000)



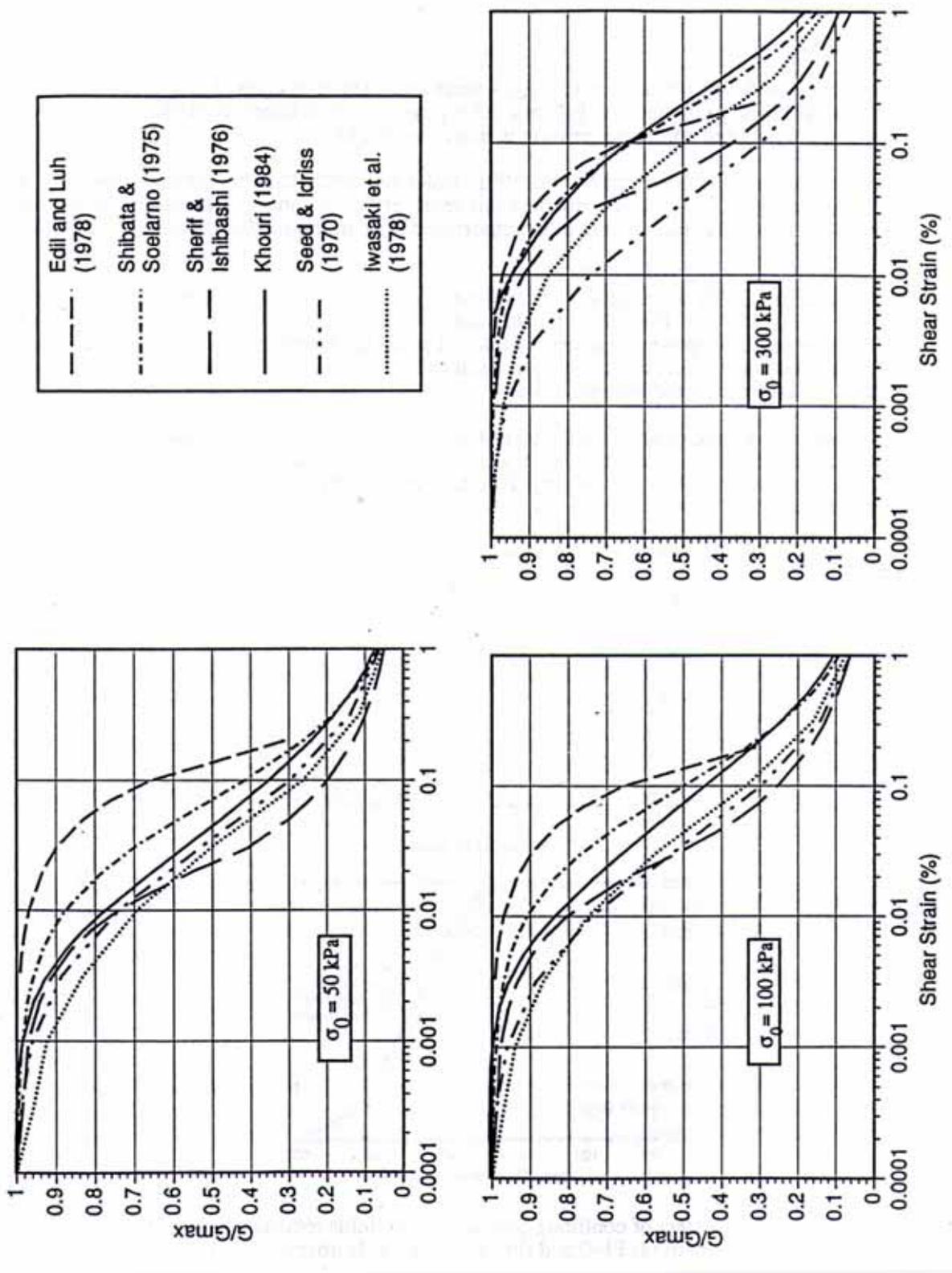


圖 2-17 比較砂土 G/G_{max} — 不同研究成果之比較 (Barros, 1994)

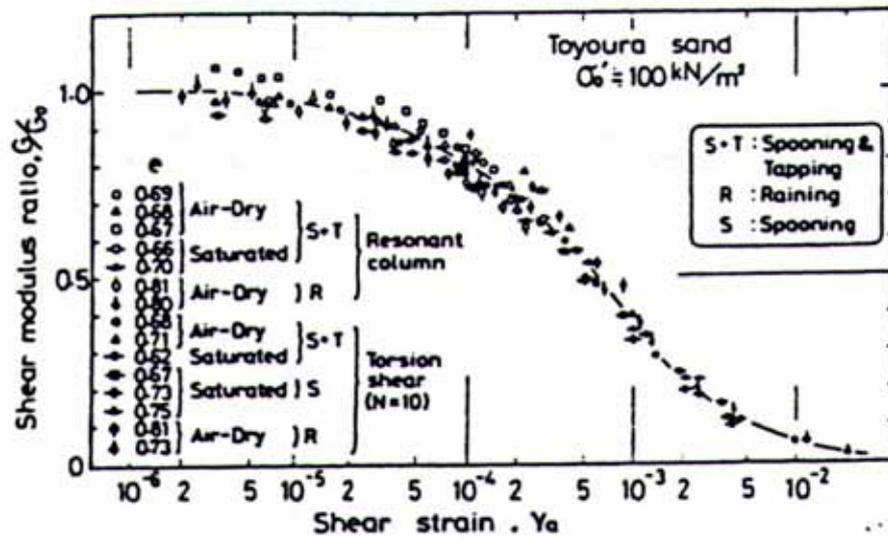


圖 2-18 Toyoura sand 以共振柱試驗及扭剪試驗所得之 G/G_{\max} 衰減曲線 (Iwasaki et al., 1978)



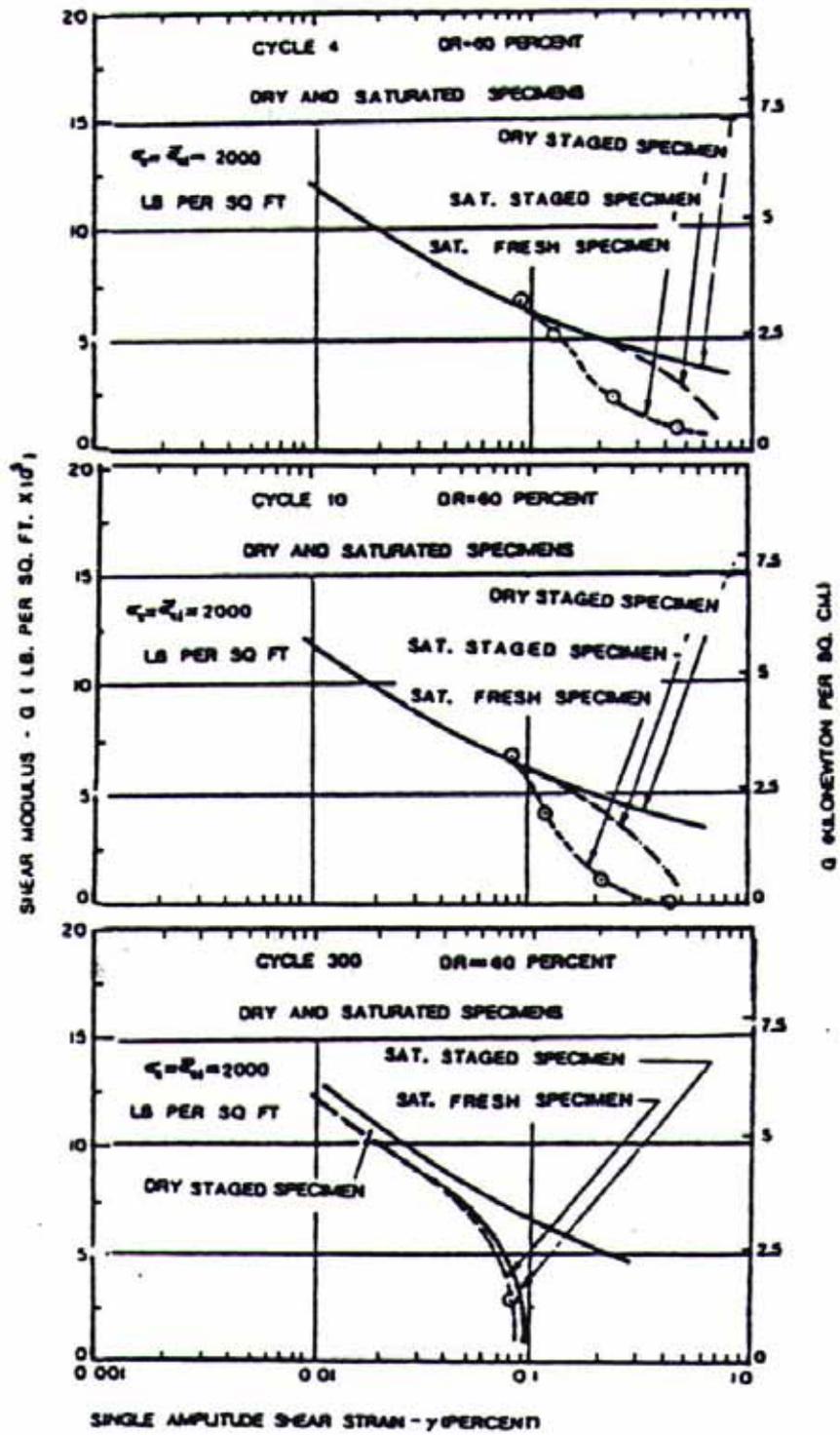


圖 2-19(a)(b)(c) 在不排水狀況下，經不同載重次數後初始試體及已進行階段性試驗試體剪力模數衰減曲線之比較 (Silver and Park, 1975)

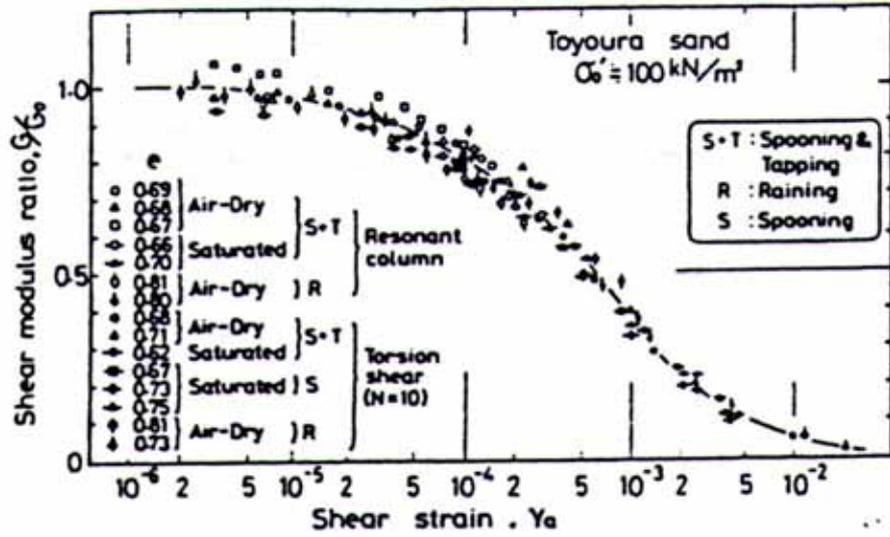


圖 2-20 Toyoura sand 以共振柱試驗及扭剪試驗所得之 G/G_{max} 衰減曲線 (Iwasaki et al., 1978)

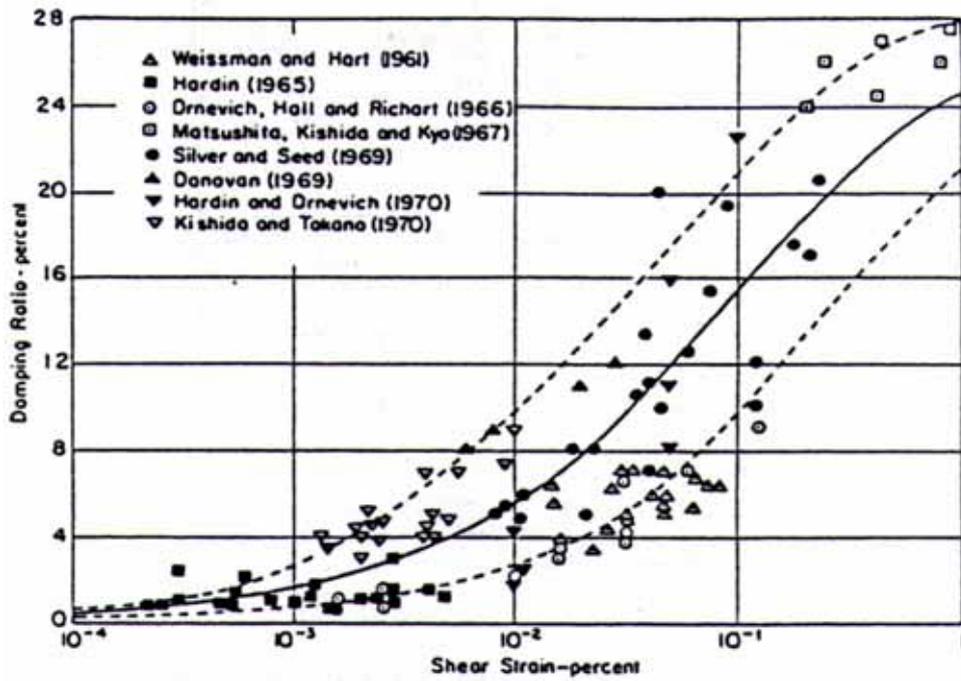


圖 2-21 砂土阻尼比遞增曲線 (Seed and Idriss, 1970)

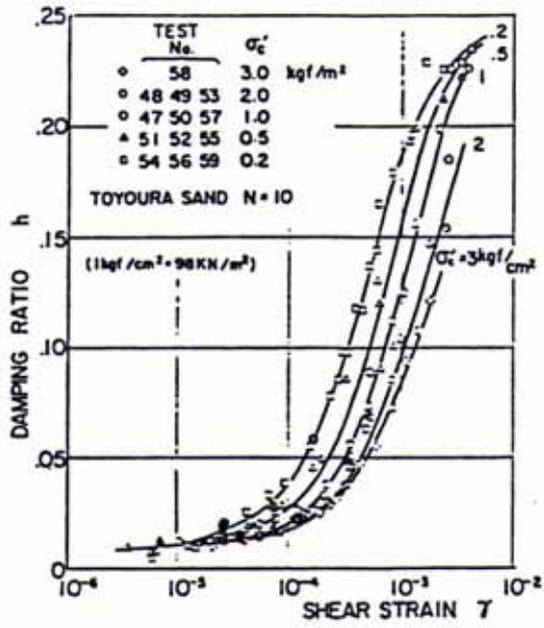


圖 2-22 有效圍壓對砂土阻尼比之影響 (Kokusho, 1980)

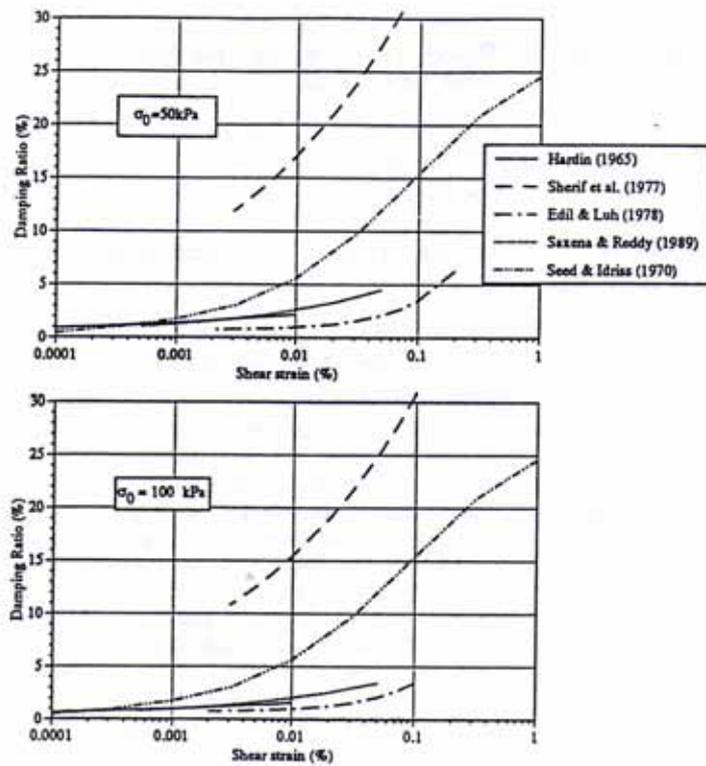


圖 2-23 比較不同學者關於有效圍壓對阻尼比影響之研究 (Barros, 1994)

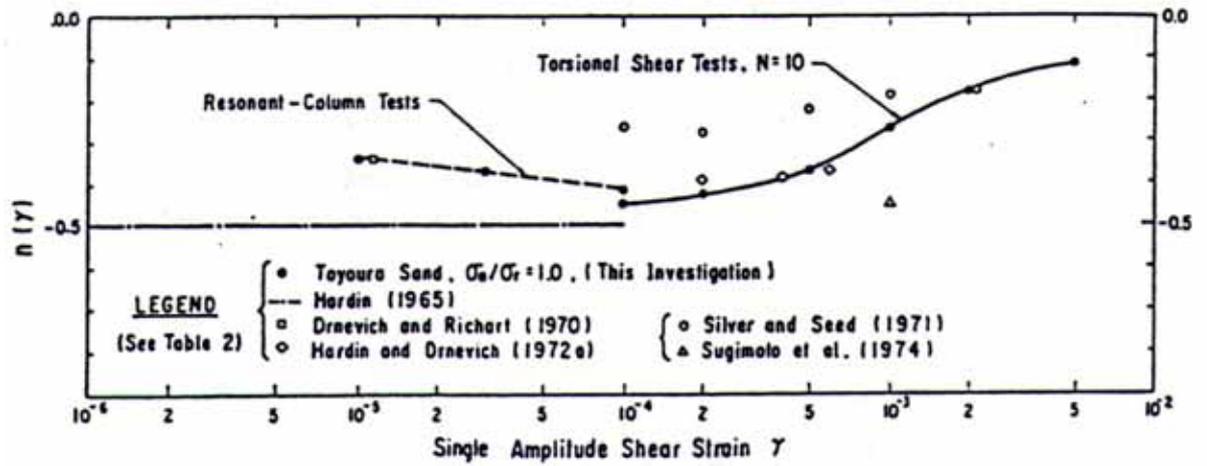


圖 2-24 不同砂土 $n(\gamma)$ 隨剪應變變化之結果 (Tatsuoka et al., 1978)

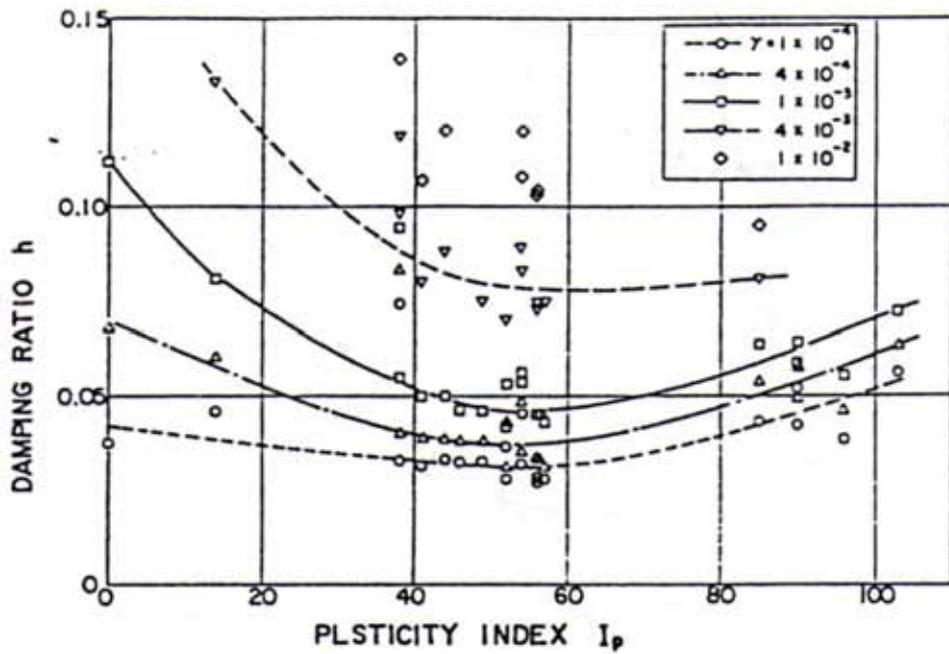


圖 2-25 不同應變振幅下阻尼比隨塑性指數之變化 (Kokuso et al., 1982)

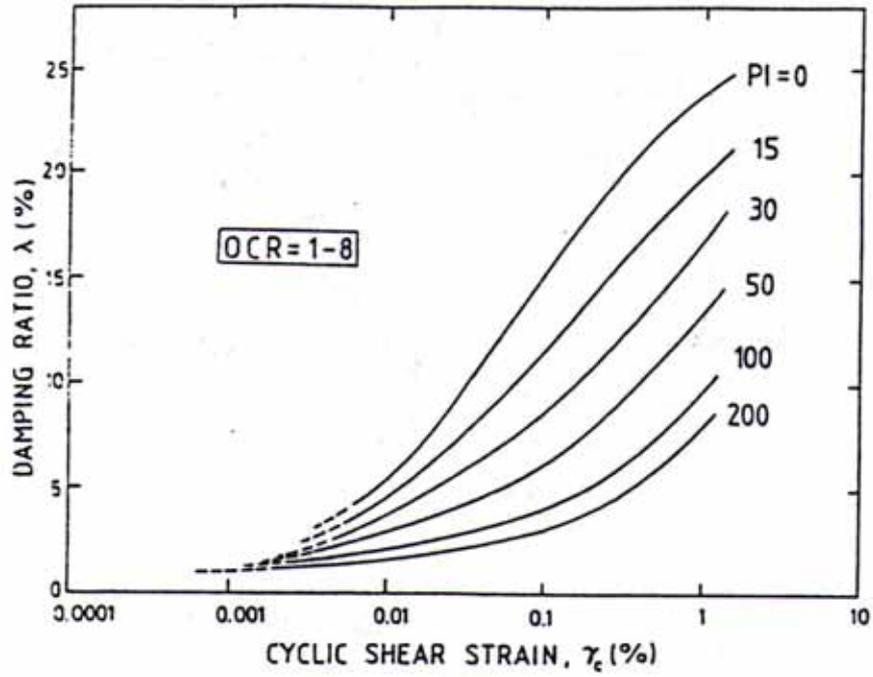


圖 2-26 正常壓密黏土阻尼比隨塑性指數之變化 (Vucetic and Dorby, 1991)

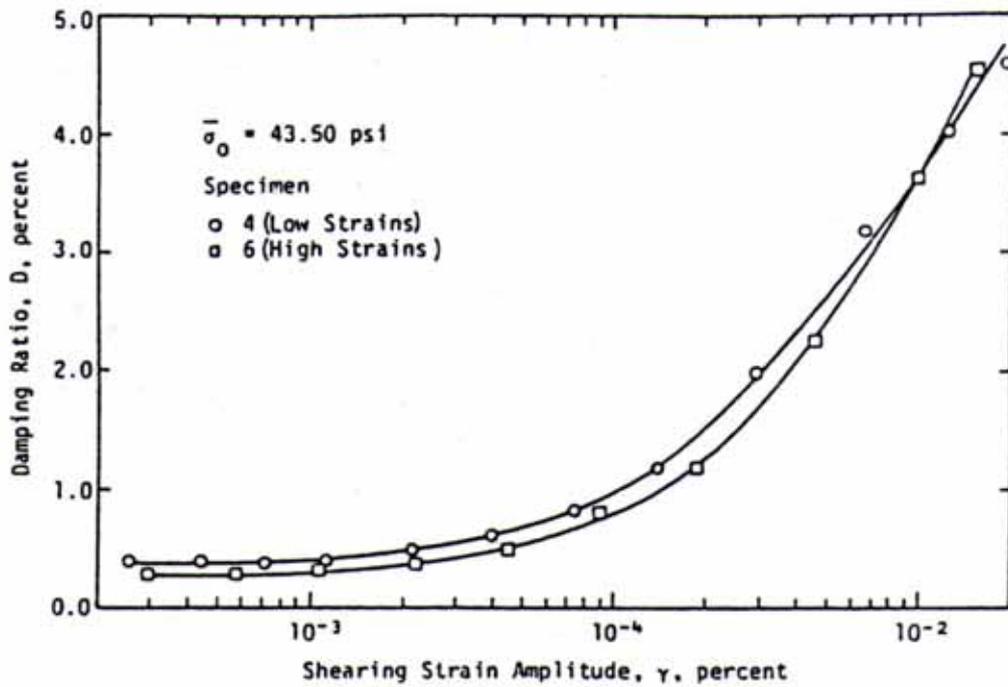


圖 2-27 Monterey No.0 砂階段性試驗對阻尼比之影響 (Canales, 1980)

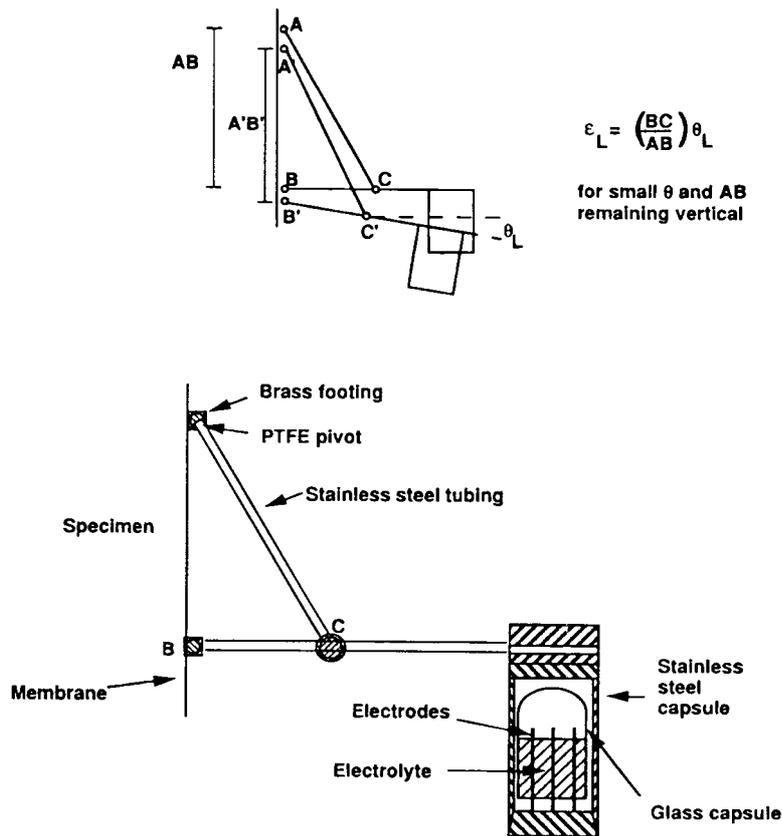


FIG. 8—Operating principle of inclinometer level (electrolevel) (after Jardine et al. 1984).

圖 2-28 Inclinometer Level Systems -Electrolevel type(Jardine et al. 1984, 1985a, 1985b)

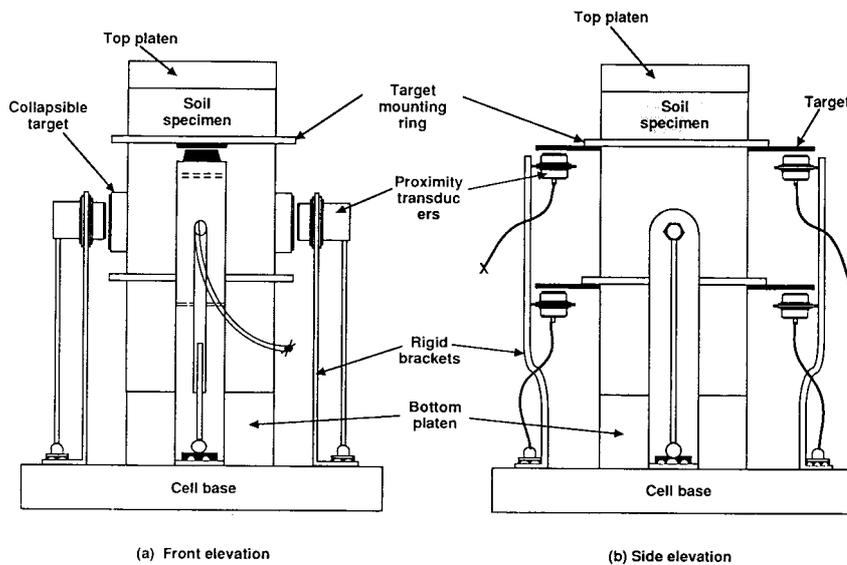


FIG. 14—Arrangement of proximity transducers for deformation measurement (after Hird and Yung 1989).

圖 2-29 非接觸式趨近儀(Proximity Transducers)



圖 2-30 微應變三軸試驗使用 proximator 設備量測試體局部應變(林靜宜, 2003)

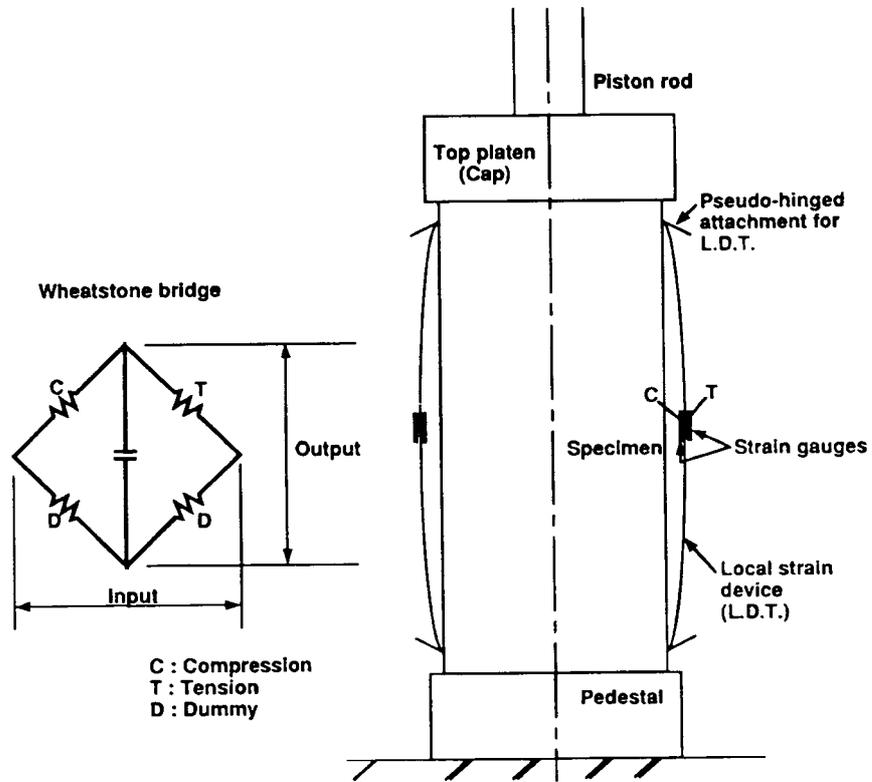


FIG. 12—Local deformation transducer (after Tatsuoka 1988).

圖 2-31 Local Deformation Transducer(Tatsuoka, 1988)

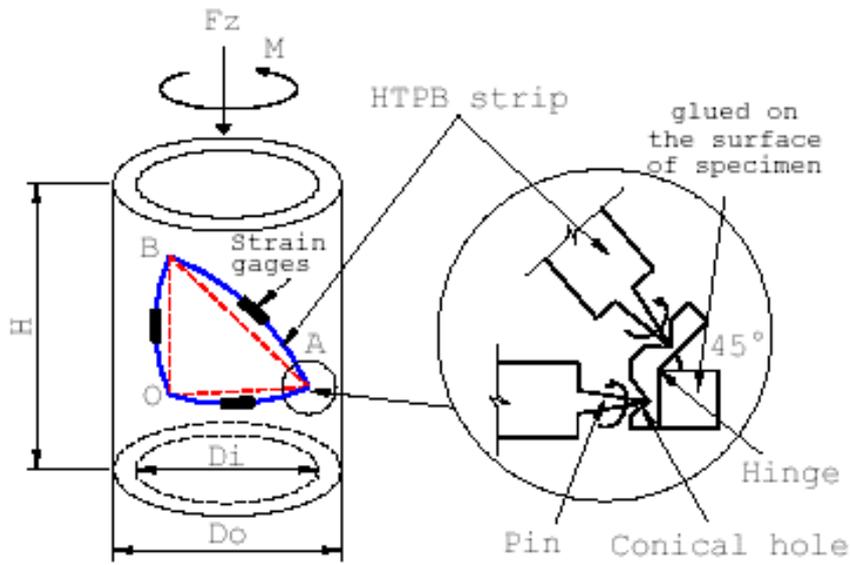


圖 2-32 Triangular Pin-typed LDTs for Hollow Cylindrical Specimen(PLDTs)(Nguyen et al., 2001)

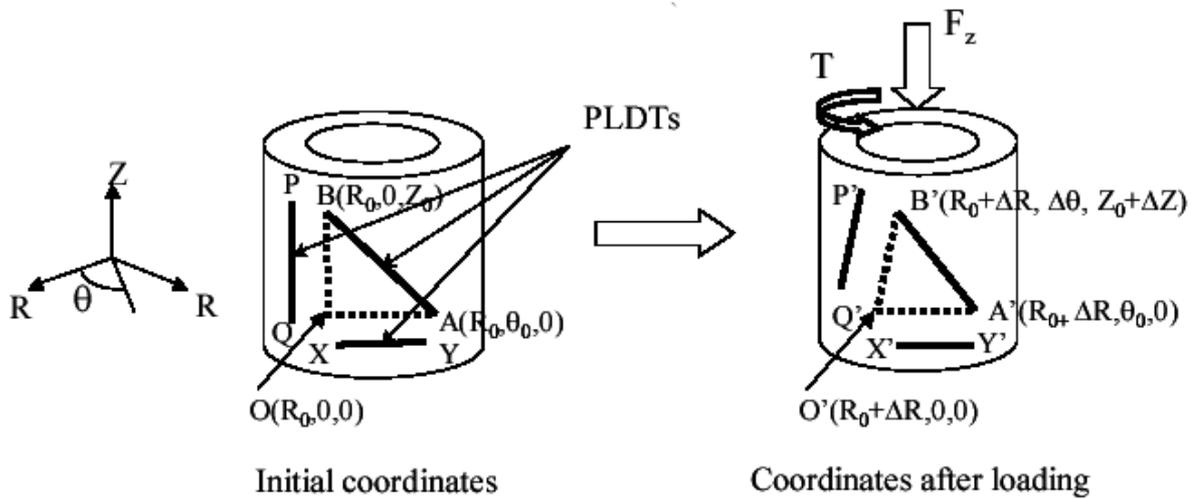


圖 2-33 Triangular Pin-typed LDTs 變位計算(Nalin et al., 2004)

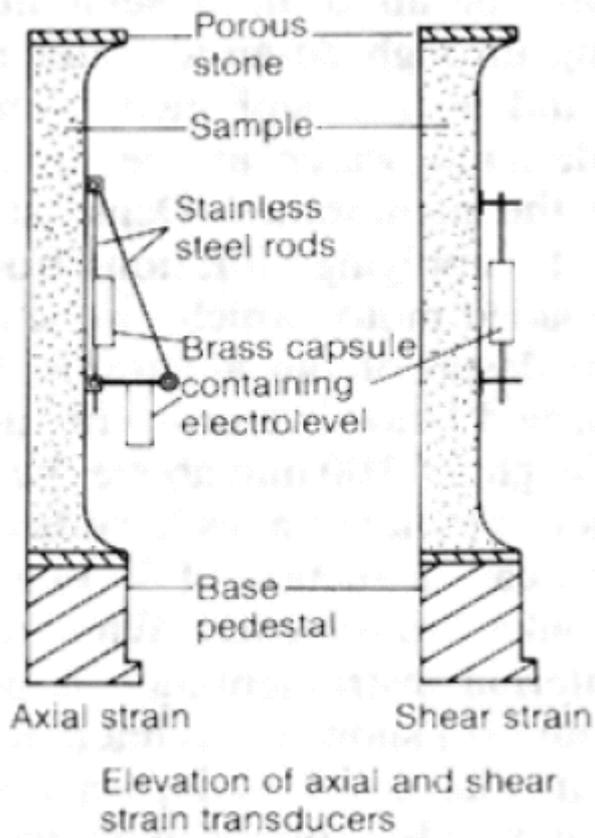


圖 2-34(a) 局部扭轉應變量測方式—Inclinometer Level Systems 示意圖

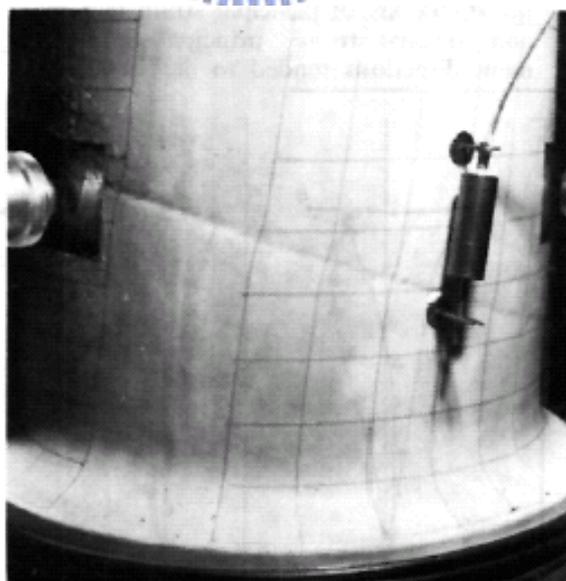


圖 2-34(b) 局部扭轉應變量測方式—Inclinometer Level Systems

第三章 試驗設備與方法

3.1 試驗規劃流程

本系列試驗以不同細料之麥寮砂，藉以步進馬達傳動之應變控制往復式中空扭剪試驗設備，求得細料含量對於麥寮砂勁度之影響。關於土壤動態受載之勁度，主要以土壤之動態模數與土壤之阻尼係數代表。試驗結果以割線模數（secant modulus）或阻尼係數隨應變之關係來表示。

共振柱試驗僅能運用在應變量範圍介於 10^{-4} - $10^{-2}\%$ 之間，但當應變大於 $10^{-2}\%$ 時必須依賴其他之動態試驗方法。故以往由於實驗方法與監測儀器精密密度之限制，需先由共振柱試驗求得小應變範圍下之土壤動態參數後再由另一試體運用其他往復式三軸、直剪或扭剪試驗求得應變量較大範圍下之土壤動態性質，如此不但需要許多昂貴之試驗設備而且所得模數和阻尼係數與應變之關係曲線常在試驗方法更換之處發生不連續的現象。因此使用單一試體在所需之大應變範圍下以同樣之受剪模式來進行動態性質試驗，可以避免前述之問題並可改進試驗之品質

本研究主要利用前研究生何輔仁所研發的局部剪應變量測設備加以改良，架設在中空圓柱試體，以量測在反覆扭剪情況下其試體局部應變行為，配合扭力計所得之應力，求得砂土在反覆受剪情況下之應力應變行為，砂土在不同應變階段時之剪力模數及阻尼比，並紀錄孔隙水壓激發量，估算出砂土開始激發水壓時之體積門鑑應變。試驗試體以麥寮砂為主，再以不

同細粒料含量與麥寮乾淨砂之混合，以探討細粒料含量對於麥寮砂動態特性參數之影響，試驗流程如圖 3-1 所示。試驗規劃包含剪力波元件試驗 (Bender Element Test) 及往復式中空扭剪三軸壓密不排水試驗，控制試體之初始相對密度(Dr_0)，以求得不同細粒料對麥寮粉土細砂剪力模數衰減及阻尼比遞增趨勢之影響。試驗參數概述如表 3.1 所示。

表 3-1 試驗參數概述

試驗種類	應變階段	排水狀況	試體製作方法
Dr_0 分為 50%、70% 和 85%	$10^{-3}\%$ ~ $0^{-2}\%$: 3 階	試驗全程皆不排水。	乾夯(乾淨砂) 濕夯(含細料)
FC 分為 <5%、15%、30% 和 50%	$10^{-2}\%$ ~ $10^{-1}\%$: 3 階		
	$10^{-1}\%$ ~1% : 3 階		

Dr_0 : 初始相對密度 FC : 細料含量(通過#200 篩為細料)



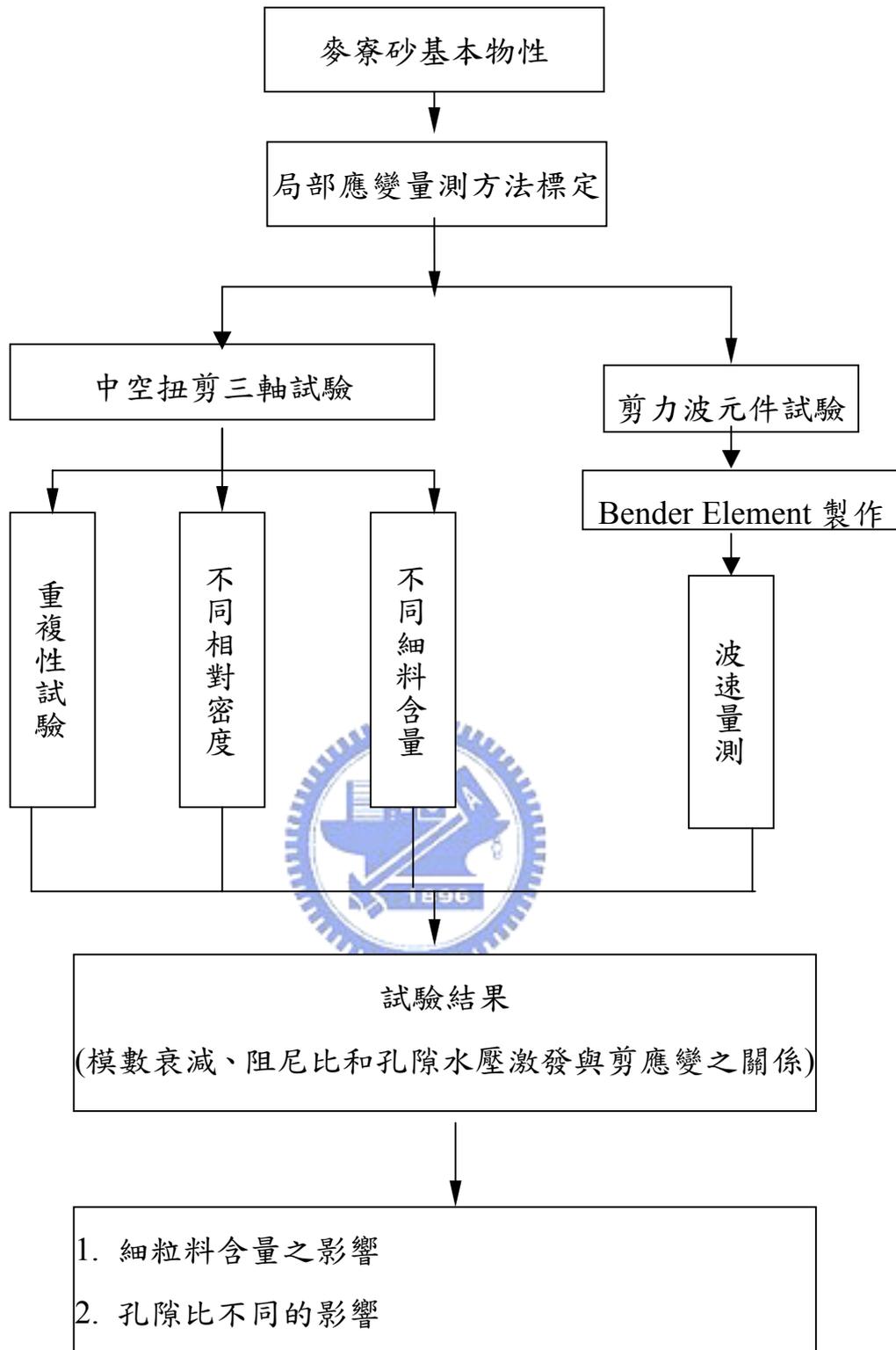


圖 3-1 試驗規劃流程圖

3.2 麥寮粉土細砂之基本性質

本節主要概述之前交通大學所做關於麥寮粉土細砂基本性質之研究，摘自張嘉偉（1997）、王統立（2000）及蔡明道（2002）之論文，其目的是藉由了解本論文之標的物—麥寮粉土細砂之基本性質，並進行物性試驗之檢核，作為本論文試驗之分析基礎。

3.2.1 麥寮粉土細砂之來源

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

3.2.2 基本物理性質

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

比重與粒徑分析皆依據 ASTM 之標準程序進行試驗，天然麥寮砂之比重為 2.69，麥寮乾淨砂（FC < 5%）之比重為 2.61；圖 3-2 顯示天然麥寮砂

之粒徑分佈曲線，根據統一土壤分類法（USCS）可分類為 SM 或 SP。

表 3-3 不同細粒料含量下最大與最小乾密度（張嘉偉, 1997）

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

表 3-2 是麥寮砂（MLS）、Quiou砂（QuS）、Toyoura砂（QS）、與Ticino砂（TS）的基本性質。表 3-3 是不同細粒料含量的比重、最大乾密度與最小乾密度及最大孔隙比與最小孔隙比之表格。圖 3-3 是不同細粒料含量實之最大孔隙比與最小孔隙比的關係圖。砂土之最大孔隙比 e_{max} 和最小孔隙比 e_{min} 受土壤顆粒之級配和形狀所影響，也受試驗方法之不同產生誤差

（Travenas and La Rochelle, 1972），因為細粒料含量之影響，使得MLS、QuS的 e_{max} 和 e_{min} 較QS、TS略大，又MLS之級配較QuS為佳，故其 e_{max} 和 e_{min} 較QuS小。

3.2.3 壓縮性

壓縮性行為的發生，主要是因為砂土顆粒的破碎，而一般砂土，尤其

是石英砂在靜載重下，其壓縮性通常是相當低的。本研究主要藉由過去交通大學所進行之單向度壓密試驗與三軸壓縮試驗的結果，來了解細粒料含量對麥寮粉土細砂的壓縮性的影響。

張嘉偉（1997）曾針對乾麥寮乾淨砂（FC <5%）進行單向壓密度試驗，單向度壓縮曲線如圖 3-4 所示，單向度壓縮指數 C_c 約 0.29；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。張嘉偉在完成單向壓密試驗後，將試體以濕篩法進行篩分析，發現細粒料含量增加不過 3%，因此可以推論麥寮砂體積壓縮主要是因為砂土顆粒受壓後重新排列的結果。



蔡明道（2002）以不同細粒料含量之麥寮砂進行等向或非等向三軸壓密試驗，壓密曲線如圖 3-5、圖 3-6 及圖 3-7。由圖可知，當麥寮砂細料含量(Fines content, FC)為FC<5%與FC=15%時，三軸壓密試體初始相對密度(Initial relative density) $Dr_0=30\%$ 、 50% 與 70% 之壓縮曲線有明顯的差異；然而，當細粒料含量為 30%及 50%時，初始相對密度的改變對於其壓密曲線而言，並沒有相當大的差別，於試驗的過程中發現Flush的階段與飽和的階段中體積就有明顯的壓縮，其主要的原因為三軸試體因細粒料的滑動致使體積的變化。

3.3 中空扭剪試驗設備

本論文所述中空扭剪裝置之主要功能是進行應變控制扭剪試驗，以局部量測應變設備量測其微小應變情況下之扭轉變形量，應變範圍在 $10^{-3}\%$ 至 1% 間之往復扭剪情況下之剪力模數與阻尼比。試驗設備配置全圖如圖 3-8 所示，三軸室與控制系統示意圖如圖 3-9 所示；以下將描述關於三軸室設備、軸壓加載及扭剪控制系統、氣壓及水壓控制系統、量測設備及訊號擷取系統。

3.3.1 三軸室

圖 3-10 為此三軸室與控制系統詳細設備示意圖，中空圓柱試體外直徑為 100mm，內直徑為 600mm，高度 155mm；試體頂蓋及底座在透水石上各嵌入剪力波元件 (bender element)，用以傳送及接收剪力波，將於其後敘述。三軸試驗設備主要以不銹鋼內支撐與三軸室下部緊密結合，並以壓克力外罩所組成。剪力波元件線路、沉水式 LVDT 線路及扭力計線路連接至三軸室上方外，所有水氣管線皆連接至三軸室底部，再匯集至配接盤。

三軸室內部架設兩組共四個可調式支架在兩根不銹鋼內支撐上，其上裝置四個沉水式 LVDT，如圖 3-18 所示，目的在於直接量測試體之扭動位移；為了量測試體真實所承受之扭力，將扭力計固定於試體上蓋之上，如圖 3-19 所示，可消除在試體外受扭時產生的摩擦阻力所造成之誤差。

試驗系統採用步進/伺服馬達，直接轉動三軸室荷重桿，三軸室之荷重

桿與馬達之間以數根螺絲接合並鎖緊，便可進行水平左右的扭剪往復式三軸試驗。

3.3.2 水平扭剪及控制系統

水平扭剪系統

往復式扭剪三軸試驗趨動系統採用一具高解析度及高扭力電磁感應驅動馬達，即俗稱的步進/伺服馬達 (Dynaserv DR 1100E60)，**圖 3-11** 為馬達系統示意圖。馬達之最大扭力為 100 N-m，此馬達解析度為每轉 614400 步。可由步進的數目、旋轉的方向與速度來控制馬達於試體受力之方向與扭動速率。



往復試驗之最大頻率由馬達性能決定，而馬達極限轉動速度為每秒一轉 (rps)，但因為此試驗設備以進行微應變試驗主，一般其應變振幅大約介於 0.0005%~1%，剪動頻率約 0.005Hz~0.1Hz 之間 (Toki et al., 1995)，所以馬達性能足以提供試驗之所需。

扭剪控制系統

試驗垂直向加載主要由馬達所產生，透過撰寫 LabView 程式使馬達卡 (NI PCI-7344) 傳送數位訊號至 terminal board (NI UMI-7764)，再將訊號傳輸至馬達驅動器驅使馬達產生旋轉動能，馬達控制程式之人機操作介面如 **圖 3-12** 所示，可由程式控制馬達行走步數、方向及速度；進行應變回饋控制試驗時，由於馬達卡本身便具有微處理器，由電腦傳送訊息至馬達

卡後，馬達卡本身便可進行回饋計算，因此若在同一台電腦同時進行馬達控制及試驗資料記錄，對於紀錄的速度並不會有何任影響。

3.3.3 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 3-13 氣壓與水壓控制面板。

3.3.4 剪力波量測系統

本試驗量測設備，除一般三軸試驗所量測之軸向荷重、軸向應變、圍壓及超額孔隙水壓外，另外於三軸上下底蓋上嵌入剪力波元件（Bender Element），目的在於量測試體剪力波速。

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，如陳瑞禾（1996）、胡耀華（1996）、尤致偉（1997）、黃香燕（1998）、卓彥百（1999）、蔡榮燦（1999）、邱建銘（2000）、謝祥暉（2001）等人，利用剪力波元件試驗量測土體之剪力波速，進行土壤抗液化強度或評估土層之動態參數等研究。

土壤的初始剪力模數（ G_0 ）或最大剪力模數（ G_{\max} ）是一項相當重要的參數對於各種大地工程結構物設計而言，而土壤的剪力模數又與剪力波速相關。過去在試驗室多採用共振度柱試驗獲得 G_{\max} ，此試驗需要特殊之

設備以提供扭力或是使試體產生共振，因而有學者提出利用剪力片直接量測試體之剪力波速 (Shirley, 1978)。量測土壤剪力波速提供了量測土壤勁度相當方便的方法，在早期的試驗當中，土壤中剪力波速的傳送與接收多利用剪力片 (shear plate) 或是剪力波元件 (Bender Element)。剪力波元件試驗最大的剪應變約等於或小於 $10^{-4}\%$ (Dyvik and Madshus, 1985)，因此試驗在微應變下便可決定初始剪力模數 G_0 。

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，圖 3-14 為剪力波量測系統之示意圖，各項元件之功能及規格如下。



壓電陶瓷晶片 (Piezoelectric Ceramics)

目前國內外三軸室內剪力波量測試驗，多採用壓電陶瓷晶片；本研究所使用之壓電陶瓷晶片為構自 GEONOR A/S 公司，型號 A-118，尺寸大小為 $14.5 \times 12 \times 1$ mm，極化電壓為 10V，尺寸如圖 3-15 所示，將 Bender Element 嵌入三軸室試體上下頂蓋中，並使用 Araldite 環氧樹脂 (AB 膠) 固定於三軸室上下頂蓋中，透水石部分則以矽膠填塞，總凸出約 1/4 元件長 (約 3mm)，完成後之試驗設備如圖 3-16。

壓電陶瓷晶片可分為串聯 (Series connected) 與並聯 (Parallel connected)

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

函數產生器（Function Generator）

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

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，而本事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 3-17 所示。

3.3.5 局部應變量測

試驗主要量測扭動局部小應變，主要利用兩組沉水式 LVDT 量測方式，以兩支 LVDT 為一組，中間以棉線連接在 LVDT 中間感應桿頂部，LVDT 上方各一滑輪始連接線轉為橫向，LVDT 底部接上法碼，靠重力始相對位置不動，連接線中間一金屬片將鋼針 (fixing pin) 插入試體內約 15mm 使目標金屬固定在試體表面，再以高強度速乾型矽利康封膠，使其量測到為試體本身之位移，設備如圖 3-18 所示。兩組 LVDT 量測器分別架設於試體上下兩處離上下蓋距離各約 15mm 之位置，兩金屬片相距 125mm，可由兩組量測器所量測到之相對扭動量計算試體中段局部剪應變。其計算方法如下：

$$\gamma = \frac{2\theta(R_o^3 - R_i^3)}{3L(R_o^2 - R_i^2)} \quad (3-1)$$

$$\theta = \frac{S_1 - S_2}{L} \quad (3-2)$$

其中

L =兩組 LVDT 距離

Θ =扭轉角

S_1, S_2 =上下LVDT讀到之扭動量

其量測範圍為 2mm，解析度在 $0.1 \mu\text{m}$ (10^{-4}mm) 以下，輸出電壓為 -12~12V，一支LVDT包含一個放大器 (amplifier) 和電纜線 (cable)。量測方式利用中間感應桿上下位移產生的電阻改變，而改變電壓大小。

3.3.6 軸向荷重及水壓之量測

軸向荷重量測使用沉水式荷重元 (Load cell) (Maywood 49030) 將之置於三軸室底部，此荷重元可用於量測軸向荷重達 4kN，此荷重元內部充滿除氣油，在其上方有一栓塞，當任何力量作用於荷重元，便會使栓塞向下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。圍壓及孔隙水壓量測採用可耐壓 1400kPa 水壓計 (Pressure Transducer)。各項量測設備之規格如表 3-3 所示。

表 3-3 量測系統規格表

感應器	量測範圍	解析度
剪力波元件	--	$\gamma < 10^{-4}\%$
沉水式LVDT	2 mm	10^{-4} mm
沉水式荷重元	4 kN	0.01N
水壓計	700 kPa	0.2 kPa
壓差計	100kPa	0.05kPa
扭力計	20N-m	0.004M-m

3.3.7 訊號擷取系統

本實驗之量測設備包含四個沈水式 LVDT、兩個傳統 LVDT、一個 Load cell、扭力計、水壓計及壓差計，共十個 channel，因此使用 NI-DAQ PCI-6035E5 之擷取卡，配合 CP-68LP 將設備的類比訊號轉為數位訊號傳回電腦之擷取卡，再配合 Labview 程式進行即時試驗資料變化、處理和紀錄。

訊號擷取設備、NI-DAQ 卡及訊號擷取程式，分別如圖 3-20、圖 3-21 及圖 3-22 所示。控制擷取流程圖如圖 3-11 所示。

3.4 局部應變量測方法及標定

為量測在微小應變必須要以直接測量的試體局部的應變量，使用架測三軸室外的量測裝置會由介面間產生的誤差量影響實際的轉動量，特別是在微小應變的範圍底下影響最大。因此唯一獲得正確應變的方法是在距離試體端部較遠的地方量測，以在試體中央三分之一的部分為最佳。之前有許多研究者有研究出相當多了方法量測局部應變。但試驗儀器多是昂貴或是難以履行。

本論文係以自行研發局部應變量測裝置來量測中空扭剪試驗的局部剪應變，配合扭力計的讀數，求得試體在反覆扭剪時之應力應變行為。

3.4.1 設備介紹

量測裝置主要是由兩組共四支的 LVDT 所組成，其整體裝設樣式如圖

3-18 所示，架設方法如上一節所述；此處指的 LVDT 屬於沉水式的 LVDT 可在水中量測，在 LVDT 中央穿過一感應桿，下方固定法碼，上方處與一棉線相接，LVDT 以支架固定於三軸室內支撐上，連接棉線要選用無延展性避免因棉線拉長而產生誤差，棉線往上繞過一滑輪使線成水平方向在與另一端 LVDT 感應桿相接，棉線中心固定一金屬片，長約 1cm，寬約 0.5cm，金屬片平面有弧度與試體相合，上方開三個小洞供大頭針插入固定於試體上，圖 3-40 為整體 LVDT 量測設備架設完成示意圖，圖 3-41 為 LVDT 及支架尺寸樣式圖。

再裝設 LVDT 時有幾點要注意，首先，棉線從 LVDT 到金屬片一端要完全呈一平行面，維持金屬片變位量能夠完全傳遞到 LVDT 使之上下移動。其次，在裝置金屬片位置時，要控制左右線段到兩側滑輪的長度皆相同，且兩側滑輪高度要相同。

3.4.2 量測原理

為量測試體的局部剪應變，將此裝置分為上下兩組，上方為量測試體受馬達轉動時扣除上蓋與土體介面間的滑動而實際的轉動量；下方為控制不動點，與上方轉動讀數相減可得在此上下兩位置之間的局部轉動量。

量測轉動量的方法是以兩個 LVDT 相連棉線中央的金屬片變位量推求。在試體受扭剪時，金屬片會因土體受剪而產生轉動變位、垂直向的沉陷變位和側向的膨脹變位三方向的變位，三方向的示意圖如圖 3-28、圖 3-29

及圖 3-30 所示，故 LVDT 所量到的讀數包括了此三種方向的影響，並非僅是轉動量的讀數而已。但如果將左右兩個 LVDT 的讀數求平均，就可消除垂直和側向的變位，因為此兩方向的變位皆對於兩 LVDT 讀數為方向相反大小相同，所以可由兩讀數的平均值抵銷。

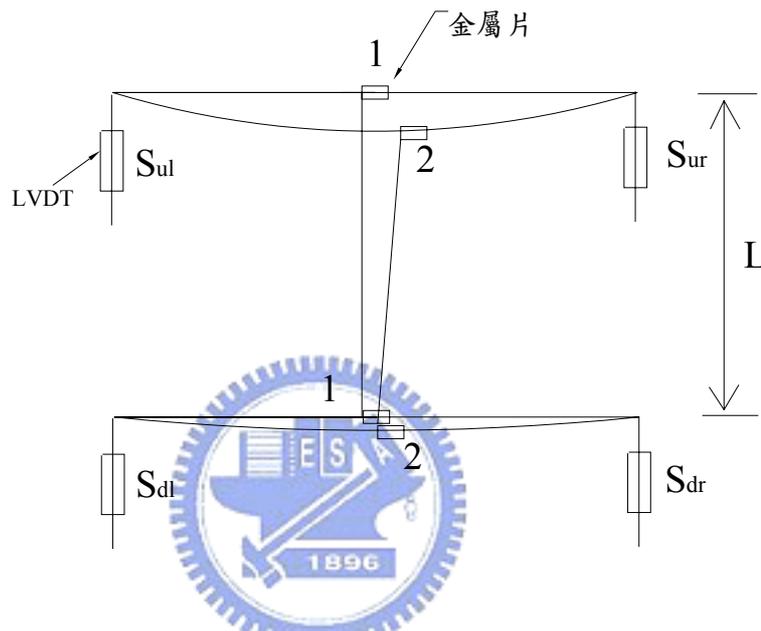


圖 3-39 局部應變量測示意圖

圖 3-39 為量測示意圖，由圖上可知在試體受扭剪後，金屬片位置由 1 變動到 2， S_{ul} 及 S_{ur} 分別代表上方左邊及右邊的 LVDT 之位移量； S_{dl} 及 S_{dr} 則為下方左邊及右邊的 LVDT 之位移量，假設上下兩片金屬片相距為 L 。由上一段敘述可知，當試體轉動時，各 LVDT 之位移量分別如下列所述：

$$S_{ul} = S_u + R_u + H_u \quad (3-3)$$

$$S_{ur} = -S_u + R_u + H_u \quad (3-4)$$

$$S_{dl} = S_d + R_d + H_d \quad (3-5)$$

$$S_{dr} = -S_d + R_d + H_d \quad (3-6)$$

其中， S_u 、 S_d 為上方及下方之轉動量

R_u 、 R_d 為上方及下方之膨脹量

H_u 、 H_d 為上方及下方之下沉量

如將 S_{ul} 與 S_{ur} 相減，則可將膨脹量及下沉量兩方向變位相抵銷。故由下列公式求得上下方之分別轉動量為：

$$\frac{S_{ul} - S_{ur}}{2} = S_u \quad (3-7)$$

$$\frac{S_{dl} - S_{dr}}{2} = S_d \quad (3-8)$$

由上下兩轉動量 S_{ul} 和 S_{ur} ，可推算出試體在兩片金屬片範圍內之轉動角為：

$$\theta = \frac{S_u - S_d}{L} \quad (3-9)$$

其中， L 為上下兩片金屬片之距離

則可由以下公式得出試體之局部剪應變為：

$$\gamma = \frac{2\theta(R_o^3 - R_i^3)}{3L(R_o^2 - R_i^2)} \quad (3-10)$$

其中， R_o 為中空圓柱試體之外半徑

R_i 為中空圓柱試體之內半徑

3.4.3 裝置標定

在整體量測裝置的標定前，需先就單獨 LVDT 做個別的位移標定，如圖 3-23 所示，四支 LVDT 單獨標定結果如圖 3-24 所示。將兩支 LVDT 為一組裝置完成，分別以三方向(轉動、膨脹及垂直)單獨標定：

扭轉方向：為控制目標物不會產生側向膨脹變位，故將金屬片固定在上蓋處；在將荷重桿固定使其不能上下移動，控制目標物不產生垂直位移；啟動步進馬達轉動上蓋，使目標物產生轉動位移，標定 LVDT 裝置的在單獨轉動方向移動時的讀數變化。標定結果如圖 3-25 所示，標定結果左右兩支 LVDT 讀數相同方向相反，下圖為兩讀數之相差值，可看出讀數相當一置，其讀數也就是目標物之轉動位移量。



垂直方向：同樣為控制目標物不膨脹，將金屬片固定於上蓋處；在不轉動上蓋的情況下將荷重桿控制位移慢慢往下移動，標定 LVDT 裝置在單獨垂直方向移動的讀數變化。標定結果如圖 3-26 所示，標定結果左右兩支 LVDT 讀數維持一置的變化量，將兩讀數相減讀數為零，故可以代表沒有轉動的位移。

膨脹方向：將裝置好的 LVDT 的中央金屬片往側向頂一位移量，標定期受膨脹位移時的讀數變化。標定結果如圖 3-27 所示，標定結果可發現兩支 LVDT 仍維持一置的變化量，相差為零代表沒有轉動位移量。

3.4.4 反覆扭動測試

將一組 LVDT 裝置完成，中央金屬片固定上蓋之上使目標物不產生側向位移，鎖荷重桿固定目標物不產生上下位移。以步進馬達做固定振幅之反覆扭動，量測左右兩 LVDT 讀數，結果如圖 3-31 所示，圖中為上圖為兩 LVDT 讀數，下圖為量測外部變形的 LVDT 讀數，由結果可看出在極微小的變形下使用外部量測之設備是不合適的。圖 3-32 為扭動方向為正轉及反轉的結果，兩轉動方式結果差異不大。圖 3-33 為不同扭動振幅之結果。再裝設金屬片時，應盡量將之固定於兩支 LVDT 連接線之中心位置，以量測較正確的轉動位移，圖 3-34 為以不同起始位置之下轉動測試，其結果可看出在微小偏移量下其轉動讀數仍不受影響，在較大偏移量下其讀數將受金屬片與左右 LVDT 之距離不同而產生量測誤差，故在每階應變扭動後，要控制起始點為固定同一個位置。

3.4.5 局部剪應變量測計算

裝設兩組 LVDT 量測儀器於試體上下兩處，由上下兩目標點的轉動位移量，以估算中空圓柱試體在上下兩目標物之間的局部扭動量，再換算為局部剪應變並配合扭力計量得之剪應力，獲得砂土試體動態性質。

圖 3-35 為局部剪應變量測之換算方式，第一個圖為上下兩組 LVDT 共四支的量測位移量，分為上方左邊、上方右邊、下方左邊和下方右邊共四個讀數；第二個圖為上方兩讀數平均值及下方兩讀數平均值，分別代表上

下兩目標物之轉動位移量；將兩目標物位移量相減既為目標物之間部分的局部轉動量，再換算成局部剪應變，詳細換算公式如上一節所介紹，第三個圖為換算後之局部剪應變及所對應之剪應力值。圖 3-36 為量測到之應力應變阻滯圈，由割線斜率得出在剪應變階段為 $1.13 \times 10^{-1}\%$ 時剪力模數為 7.4MPa 阻尼比為 7.53%，詳細計算方式如上一節所介紹。

圖 3-37 為外部量測轉動應變之阻滯圈，從圖形中明顯可看出在反覆扭轉時的反轉處並無清楚的尖端，原因可能是由於在反轉處馬達扭轉位移並未完全傳遞到試體，因介面空隙滑動等因素影響，使得是替並未完全配合馬達轉動，故量得之應力與外部量測之轉動量並無法有較精準的配合，導致如圖中所示之情形，其算得之剪力模數為 5.77MPa，與內部量測之結果有些許差異，而最大差異是阻尼比由 7.53% 增大到 25.03%。

由之前之結果可看出，在量測反覆扭動試體之剪應變時，應使用量測試體實際轉動位移之內部量測設備，才能清楚繪出正確的應力應變阻滯圈，求得試體真實剪力模數與阻尼比。由四支 LVDT 裝置設備來量測試體上下兩處之轉動位移，以求得此間距之局部剪應變，減少其他因素干擾，才能正確的配合剪應力變化。

3.5 試驗方法

本試驗依據 Toki et al. (1995) 之建議，使用同一試體來決定所需應變範

圍內之剪力模數與阻尼比，並在試驗前，先進行剪力波元件試驗，以求得試體初始剪力模數，以了解 G 隨剪應變歷史而變化之情形，詳細試驗方法將於其後描述。

完整之試驗步驟如下：

1. 試體材料之準備。
2. 中空圓柱試體之製作。
3. 試體之飽和。
4. 試體之壓密。
5. 剪力波元件試驗量測試體剪力波速。
6. 進行第一階應變之扭剪。
7. 重覆步驟 6 直至試體液化（有效應力為零）後停止試驗。
8. 進行試體之含水量試驗，以後算法估算試體壓密後之孔隙比。

詳細步驟說明如下。

3.5.1 試體材料之準備

本試驗主要為混合細粒料及麥寮乾淨砂所製作之試體，細粒料含量為小於 5%、15%、30% 及 50%，由於過去王統立（2000）曾針對高細粒料含量（ $FC = 30\%$ 及 50% ）進行標度槽試驗，因此，本試驗便利用王統立之試驗土樣再進行粗細顆粒料之分離，以獲得較多之細粒料。本試驗粗顆粒之定義為遺留在 200 號篩（ 0.074mm ）上之土樣，細粒料則為通過 200 號篩

之材料。先將高細粒料含量之麥寮砂以乾篩法過篩得到細粒料後，再將殘留於 200 號篩上之土樣以濕篩法進行粗細顆粒的分離，烘乾後的粗顆粒仍需進行篩分析試驗，確定其通過 200 號篩之含量小於 5%後，即細粒料含量小於 5%，才可視為麥寮砂之乾淨砂。

3.5.2 試體之製作

本試驗之試體製作方式以濕夯法 (wet tamping) 及乾夯法 (Dry deposition) 兩種試體製作方法，乾夯法是將乾的砂土至於漏斗內，等速拉起漏斗將砂土落至模內，敲擊模具外圍，以得到所要求之緊密度，接著用 10~20kPa 真空吸力使試體保持自立；使用乾夯法主要是考量其試體製作較方便省時，故在乾淨麥寮砂和無細料之石英砂為試體時作為試體製作方式；而濕夯法是將砂土事先混合除氣水，使其含水量約 8%，然後分層將砂土置入模具內，每層利用夯錘夯實至要求之緊密度，試體本身能夠自立；在含細料麥寮砂為試體時，主要考量於粉土細砂三軸重模試體製作過程中，除了考慮避免試體粗細顆粒分離外，試體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，亦可以避免抽氣時之試體體積縮小之誤差，試體製作及架設流程大致如下。

1. 首先將橡皮膜 (內膜) 固定在下蓋內測，試體製作之分裂模 (內膜) 置於三軸試體底座上撐開橡皮膜 (內膜)，套上橡皮膜 (外膜) 裝置分裂膜 (外膜) 後抽氣，使橡皮膜緊附在分裂模上，放上濾紙後開始

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。

乾夯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，將試體上蓋及水管線連接，將三軸室之內支撐固定。再裝設內部沉水式 LVDT 量測系統，首先將 LVDT 之支架固定於設定位置，將兩頭棉線連接固定，中間金屬片以鋼針透過金屬物預先打穿之孔洞，刺穿橡皮膜後插入試體內部約 15mm，再以速乾型高強度矽膠封膠以避免漏氣待矽膠乾固後，調整 LVDT 使其獨數皆歸為零，最後再套上三軸室壓克力外罩，並將三軸室荷重桿與馬達下方之拴槽軸接合，使試體在飽和和壓密過程時提供上部壓力固定試體軸向壓力。

3.5.3 試體之飽和

將三軸室組裝完成後，給予圍壓約 10~20kPa，使試體能夠自立，連通二氧化碳 (CO₂) 之管線，置換試體內部之空氣，通入氣壓約 5kPa，通入時間約 15 分鐘。通完二氧化碳後，由試體底部徐徐注入除氣水 (deaired

water)，待試體內部充滿除氣水為止，再接通上下試體入水管線，以每階 25kPa 緩慢施加反水壓，上方軸向壓力也需緩慢施加，直至所需之壓力為止。

3.5.4 三軸室之壓密

施加反水壓後之飽和時間約 12 小時左右，將試體進水閥門關閉，並進行 B-check，以判定試體是否到達飽和，B 值要求應達 0.95 以上，方能進行壓密。確定試體飽和後，將壓力加至所需之值後打開進水閥門進行壓密；並且將壓密時試體排出之水量集中至體積變化儀，以估計壓密後試體之緊密度。判斷壓密完成之方法，以體積變化儀之水量不再變化，並將試體進水閥門關閉，若孔隙水壓沒有增加之趨勢，即為壓密完成，即可進行下一階段之試驗步驟。再進行下一步驟前，可將進水閥門關閉約 10 分鐘，以孔隙水壓是否持續上升作為判斷試體漏水之依據，若發現試體漏水則試驗應當重新施做。

3.5.5 剪力波元件試驗

1. 首先調整函數產生器之各項設定值，激發電壓振幅為 10 伏特，頻率暫時設定為 6kHz，採用單一週期正弦波，並將函數產生器之同步信號端與電腦上訊號接收盒之觸發端（trigger）連接，其功能在於提供電腦判斷時間原點之信號。連接函數產生器之輸出端與三軸試體上蓋之激發端剪力波元件。
2. 開啟電腦，進入訊號接收軟體，設定接收時間範圍為 5ms，接收端

為 channel 1，並且設定軟體進行訊號疊加平均運算。將電腦之訊號接收盒 channel 1 與三軸試體底座接收端之剪力波元件連接。

3. 關閉進水閥門，按下函數產生器 signal 鍵，使之產生單一週期正弦波，重複此動作約 5~10 次，使軟體進行疊加運算，並記錄存檔；調整激發頻率，使接收端之電壓產生最大振幅，表示該激發頻率最接近試體之自然共振頻率。
4. 由剪力波元件試驗資料判斷初達時間並計算剪力波速後，便可依下式計算出始剪力模數 G_{\max} ，判斷時間之方法如第二章所述。

$$G_{\max} = \frac{\rho}{V_s^2} = \frac{\rho}{(L/t)^2} \quad (3.11)$$

其中，

ρ = 試體質量密度。

L = 有效長度，為試體長度扣除剪力波元件凸出上下頂蓋的長度。

T = 波傳時間。

3.5.6 往復式小應變中空扭剪試驗

Kokusho (1982) 針對黏土進行試驗，基於黏土之滲透性較低，其採用不排水試驗；由於本研究試驗試體摻有細粒料，其滲透性較低，因此皆採用不排水狀況進行試驗，受剪過程如下：

1. 首先設定馬達加載速率為 0.025Hz 之速率往復受載 10 次。再量測剪力波速後，啟動訊號擷取系統後，便開始對試體進行扭剪。
2. 當 10 次往復式載重結束，馬達停止運行。每一應變範圍（如 $10^{-3}\% \sim 10^{-2}\%$ ）約進行三至四次之往復式扭剪，直至試體產生液化現象為止（有效應力為零）。
3. 試體之剪力模數及阻尼比係根據往復受載達穩定狀況下（約為第 4~8 個 cycle 下）所得之應力應變阻滯圈(stress-strain hysteretic loop) 計算，可依第三章所述之下式計算試體之剪應變、剪力模數及阻尼

比：

$$G_{eq} = \frac{\tau_{SA}}{\gamma_{SA}} \quad (3-12)$$

$$h = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W_1 + W_2} \quad (3-13)$$

其中， ΔW 、 W_1 、與 W_2 之定義如圖 3-40 所示



表 3-2 天然麥寮砂 (MLS)、Quiou 砂 (QuS)、Toyura 砂 (QS)、與 Ticino 砂 (TS) 的基本性質 (摘自 Almeida et al., 1991; Fioravante et al., 1991; Borden, 1991)

性質	麥寮砂 (MLS)	Quiou 砂 (QuS)	Toyura 砂 (QS)	Ticino 砂 (TS)
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°	-	-	-

表 3-4 麥寮乾淨砂之比重試驗結果 (張嘉偉, 1997)

組別	1	2	3	4	平均值
乾土重(W_s) g	25.5	22.8	31.68	56.04	
瓶+水重(W_a) g	335.85	153.42	156.5	670.22	
瓶+土+水重(W_b) g	351.67	167.63	176.24	704.89	
瓶重(W_f) g	86.8	54.17	56.88	171.99	
比重 G_s	2.634	2.654	2.653	2.622	

表 3-5 麥寮乾淨砂之液性限度試驗結果 (張嘉偉, 1997)

組別	1	2	3	4	5
打擊次數, N	19	24	26	28	22
皿重, g	1.57	1.59	1.32	1.31	1.28
皿+土+水重, g	7.12	9.53	5.83	10.98	8.5
皿+土重, g	5.73	7.6	4.74	8.69	6.74
含水量, %	33.41	32.11	31.87	31.02	32.23
25 下對應之 LL, %	31.32				

表 3-6 麥寮乾淨砂之塑性限度試驗結果 (張嘉偉, 1997)

組別	1	2	3	4	5
皿重, g	1.28	1.29	1.59	1.6	1.3
皿+土+水重, g	2.34	2.08	2.83	2.89	3.19
皿+土重, g	2.14	1.94	2.58	2.69	2.82
含水量, %	23.25	21.53	25.25	18.34	24.34
平均之塑限 PL, %	22.54				



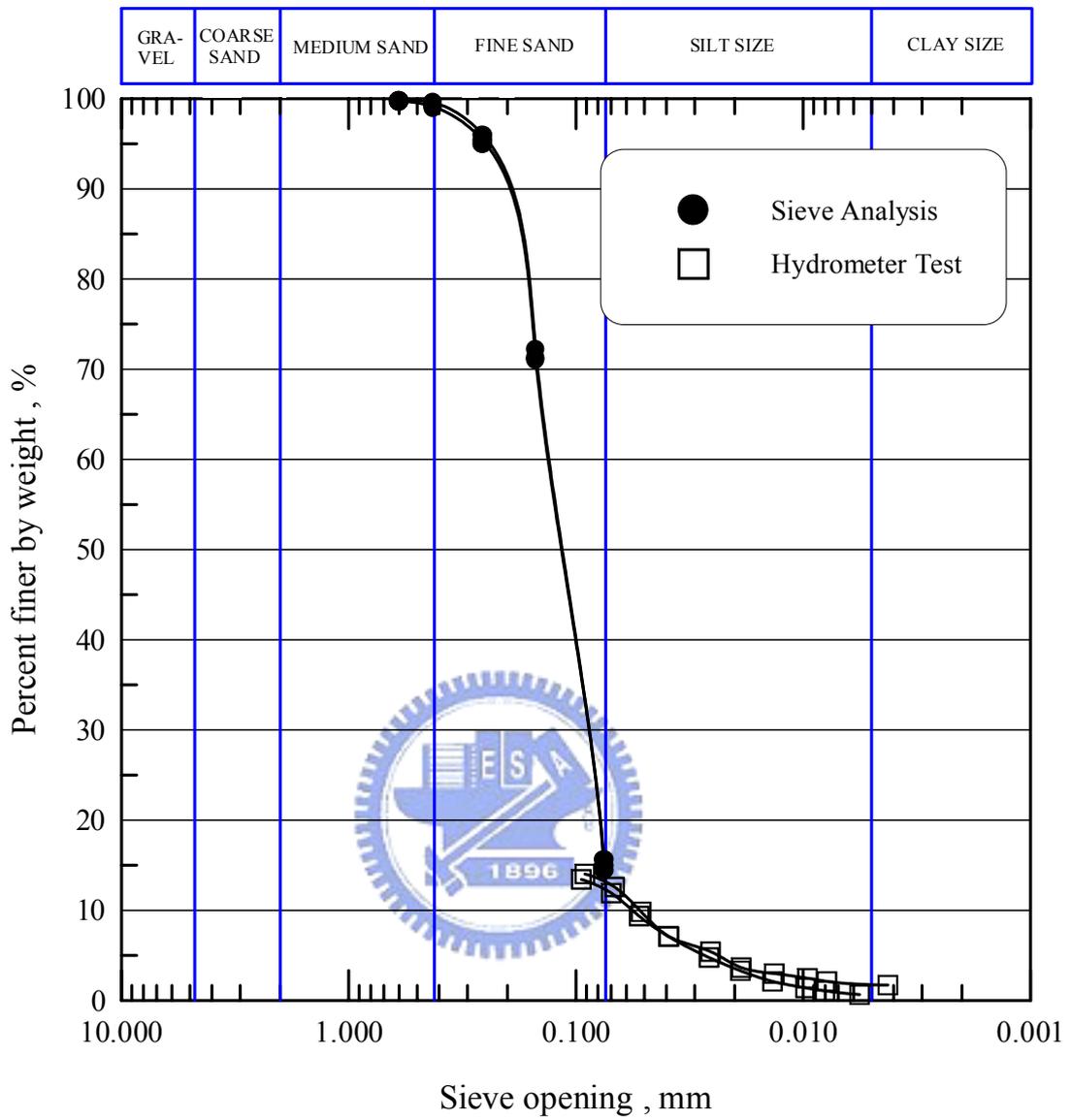


圖 3-2 天然麥寮粉土細砂之粒徑分佈曲線 (張嘉偉, 1997)

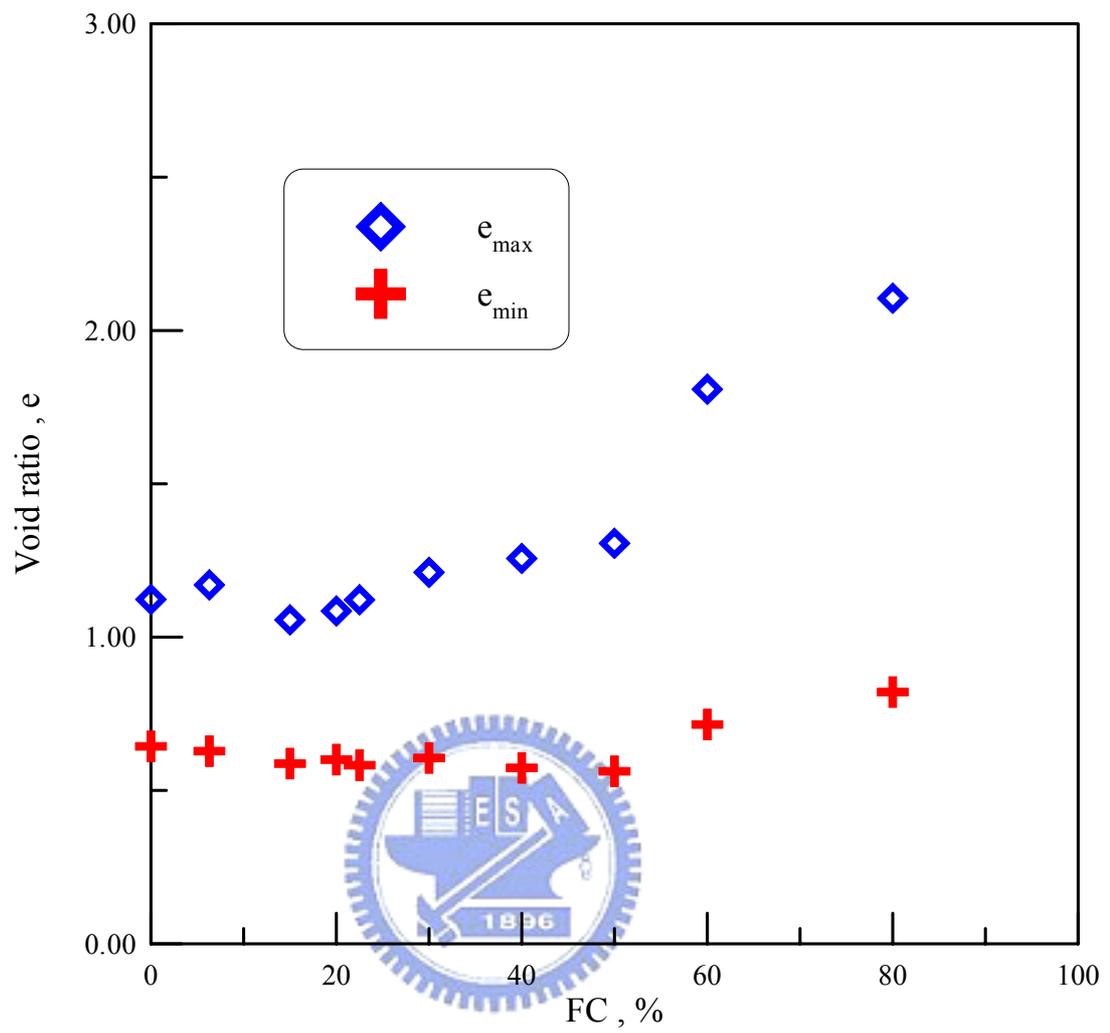


圖 3-3 麥寮砂細粒料含量與最大及最小孔隙比 (e_{max} 和 e_{min}) 之關係
(王統立, 2000)

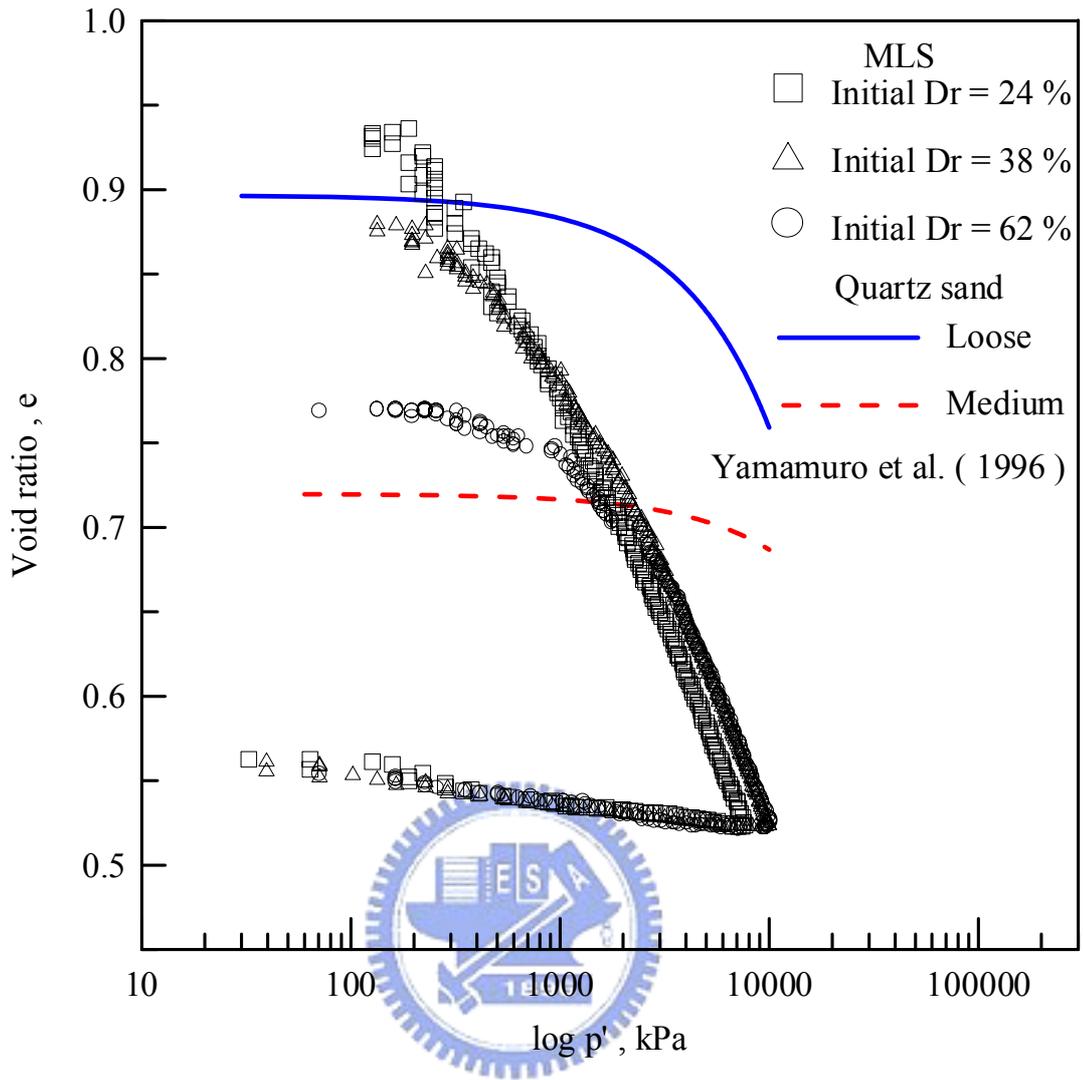


圖 3-4 麥寮乾淨砂 (FC < 5%) 單向度壓密試驗 (張嘉偉, 1997)

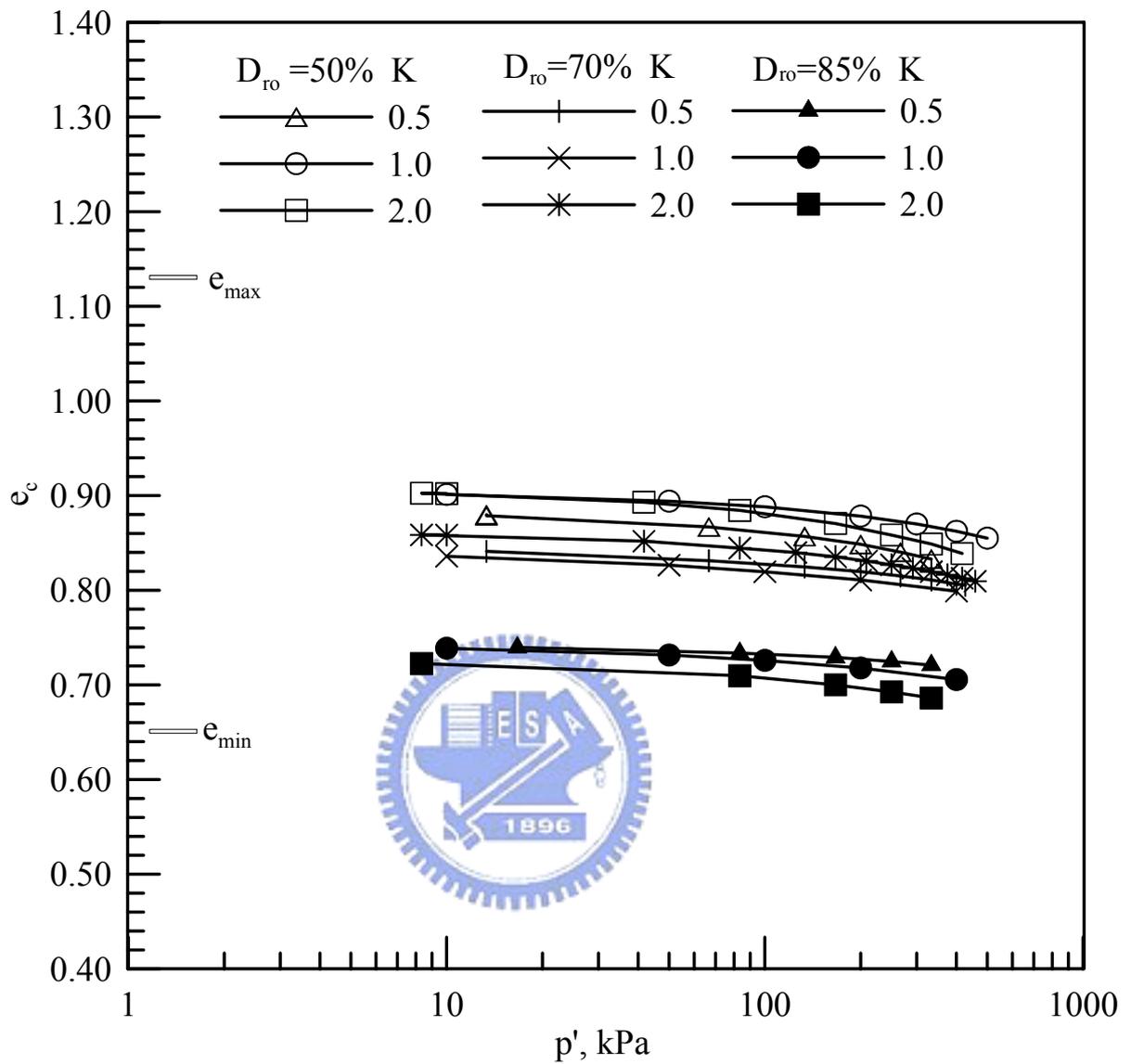


圖 3-5 麥寮乾淨砂 ($FC < 5\%$) 之三軸壓密曲線 (蔡明道, 2002)

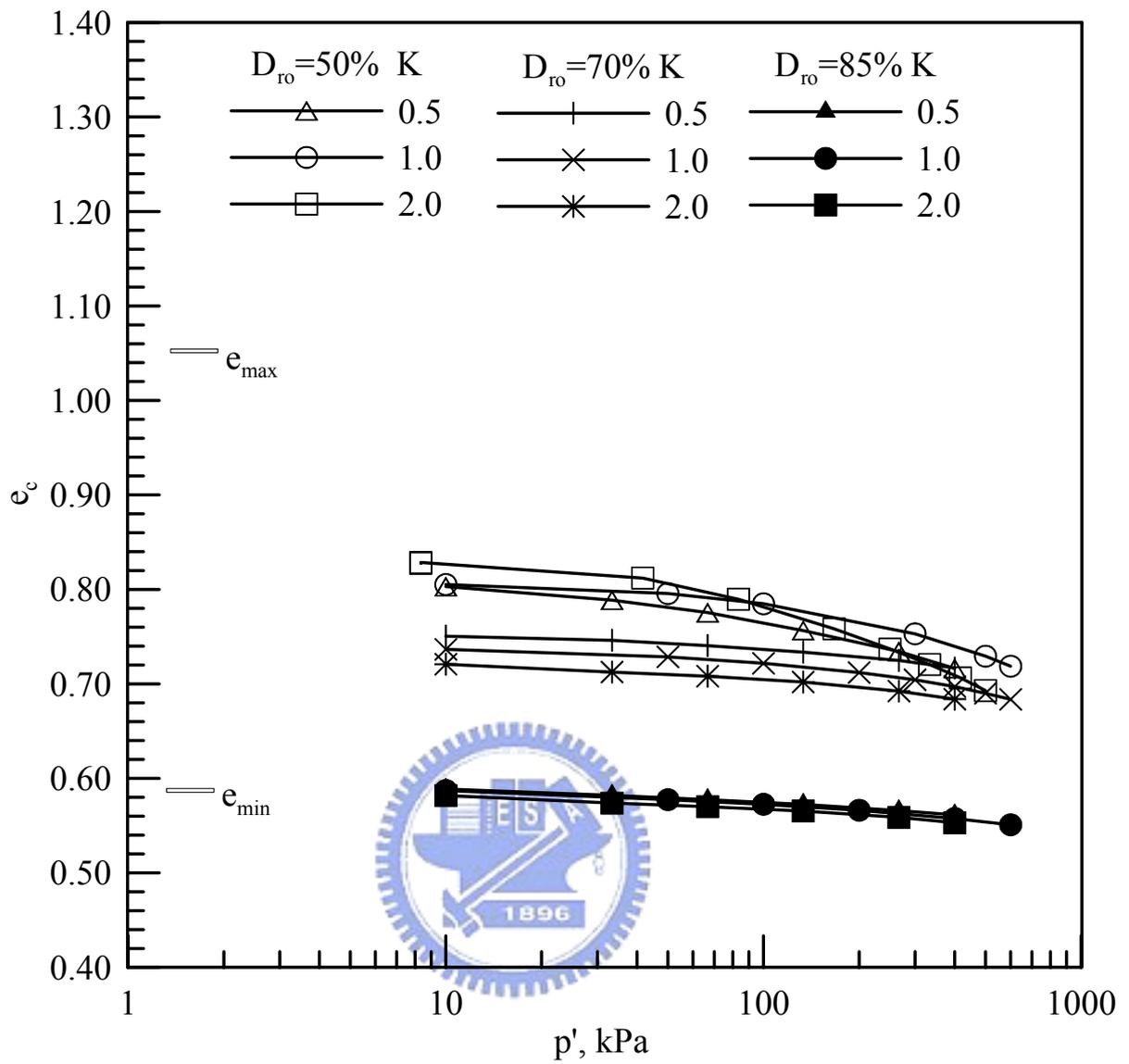


圖 3-6 麥寮砂細粒料含量 15%之三軸壓密曲線 (蔡明道, 2002)

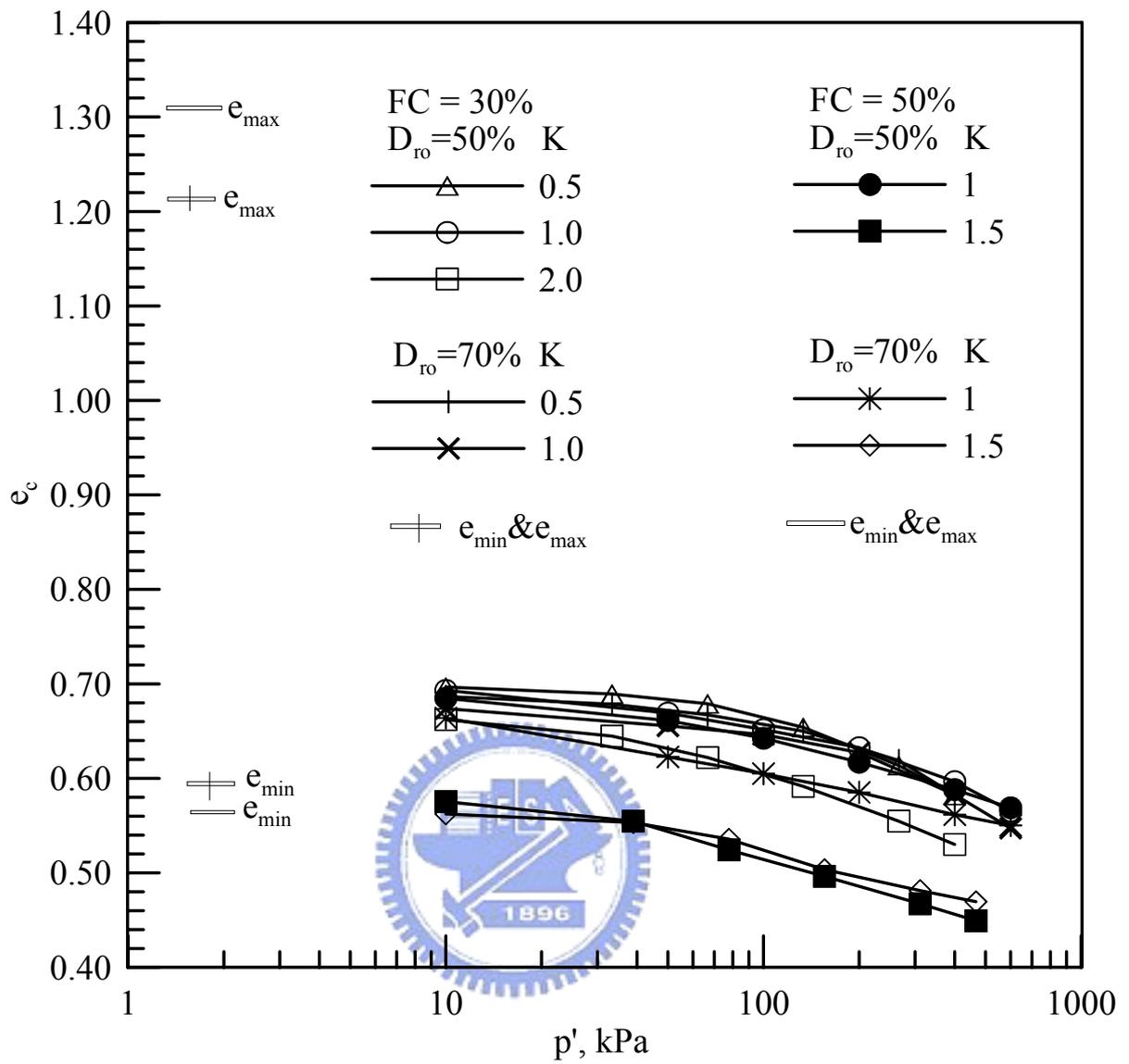


圖 3-7 麥寮砂細粒料含量 30%及 50%之三軸壓密曲線 (蔡明道, 2002)



圖 3-8 中空扭剪三軸試驗設備

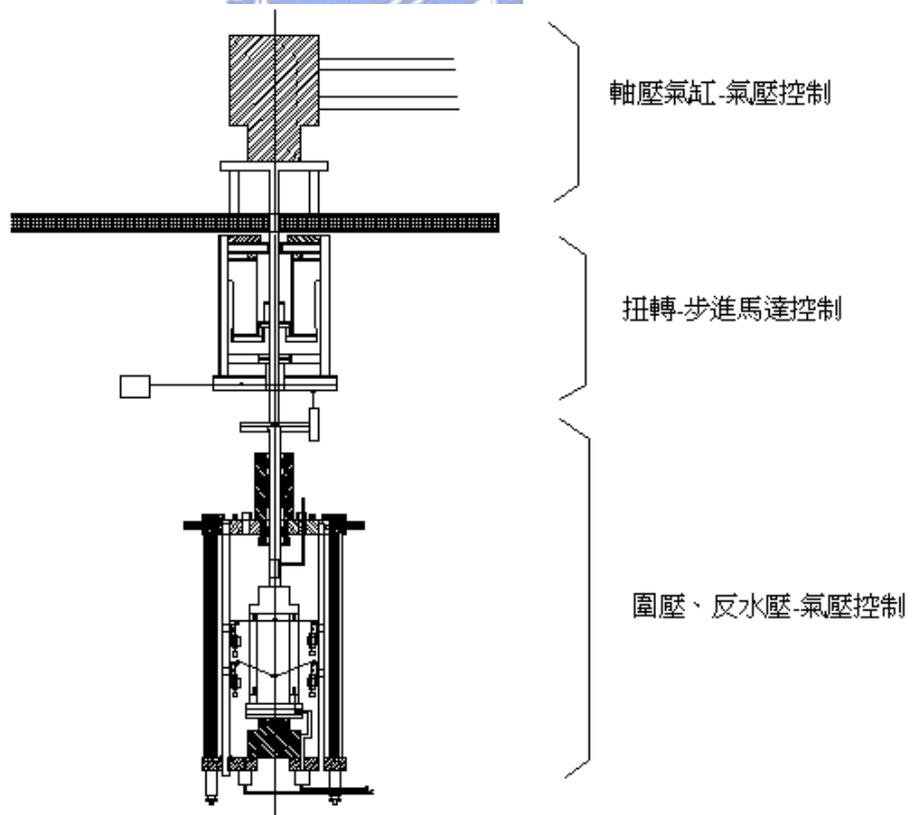


圖 3-9 中空扭剪三軸室與控制系統

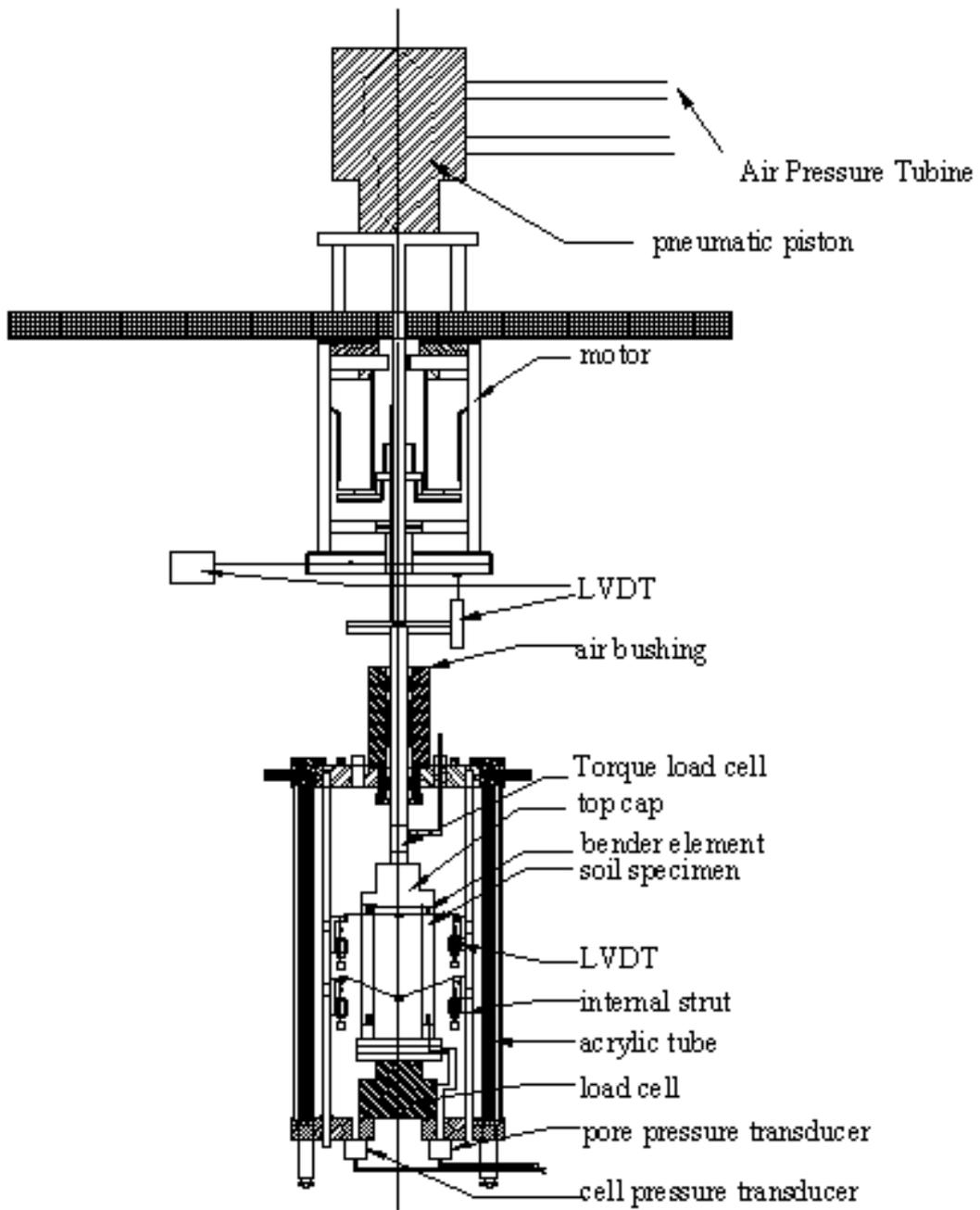


圖 3-10 中空扭剪三軸室與控制系統詳細設備示意圖

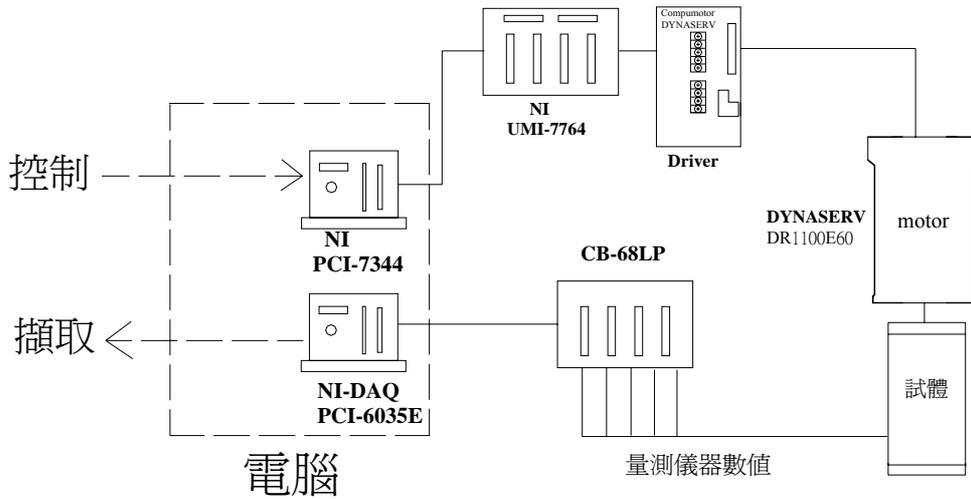


圖 3-11 馬達驅動控制系統及擷取流程示意圖

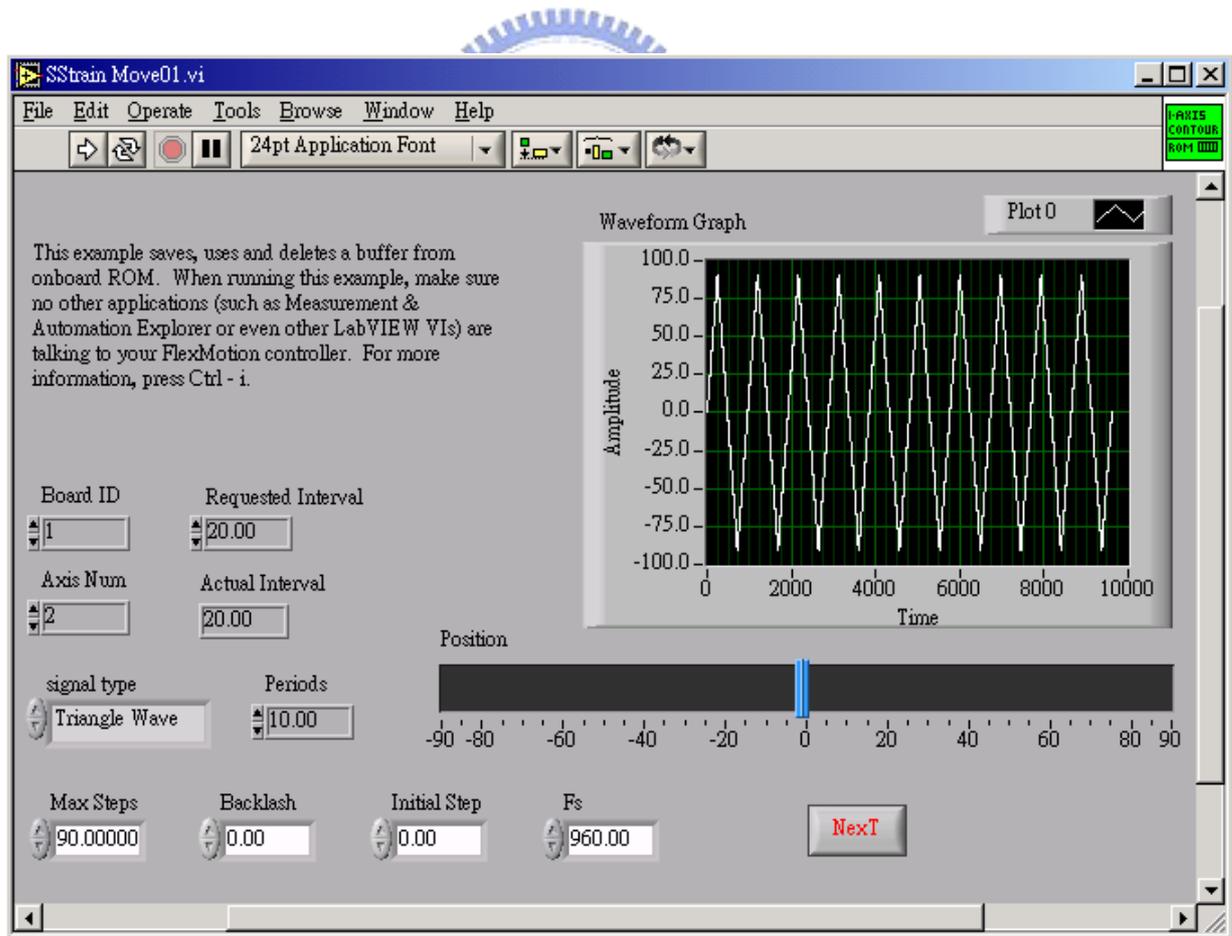


圖 3-12 馬達 LabVIEW 控制程式



圖 3-13 氣壓與水壓控制面板

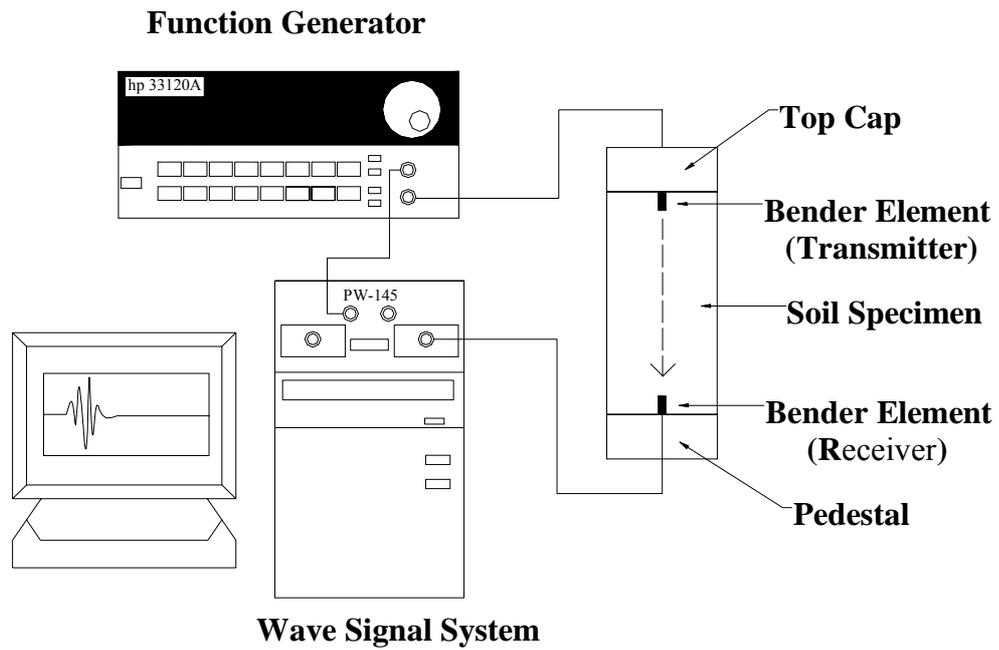


圖 3-14 剪力波元件試驗系統示意圖

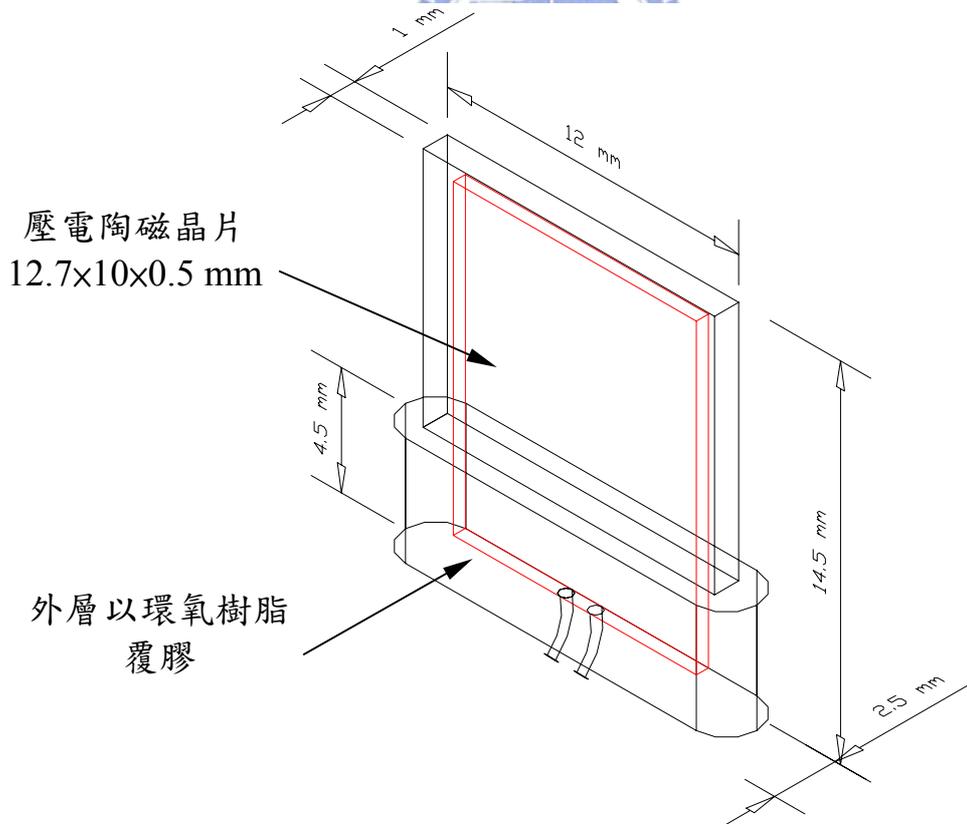


圖 3-15 壓電陶瓷晶片剪力波元件尺寸



圖 3-16 試體底座接收端剪力波元件設備

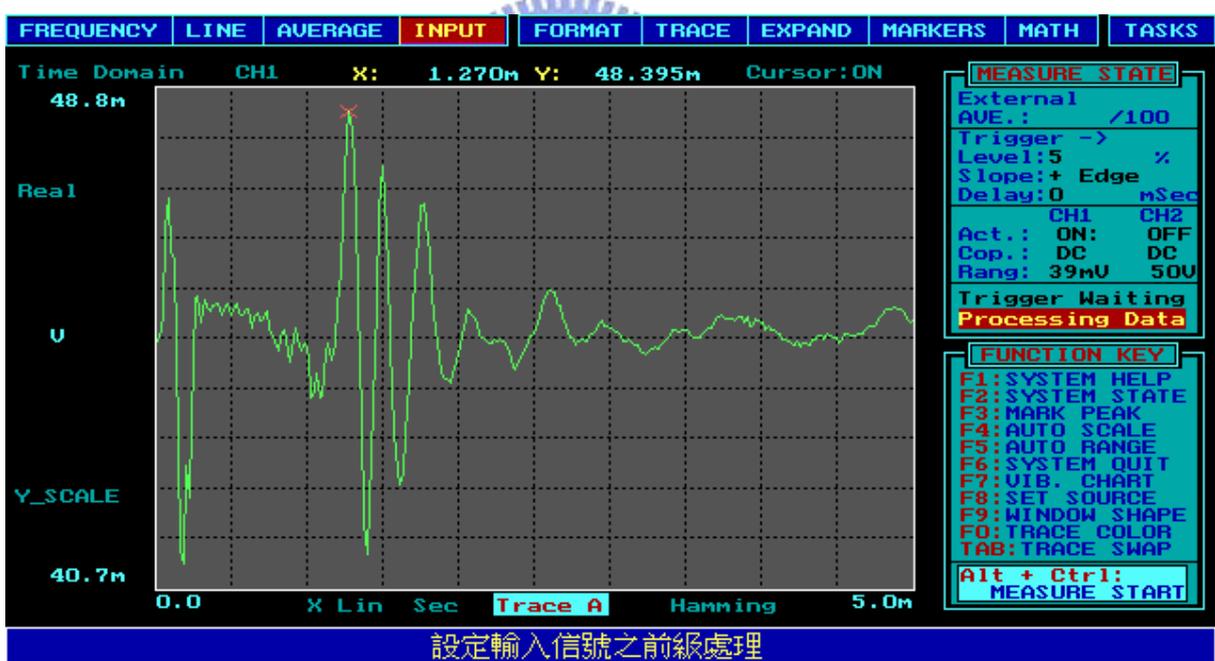


圖 3-17 剪力波元件試驗訊號接收程式



圖 3-18(a) 局部應變量測裝置



圖 3-18(b) 局部應變量測裝置



圖 3-19 扭力計



圖 3-20 訊號擷取設備—訊號放大器與電表



圖 3-21 訊號擷取設備—DAQ 擷取卡

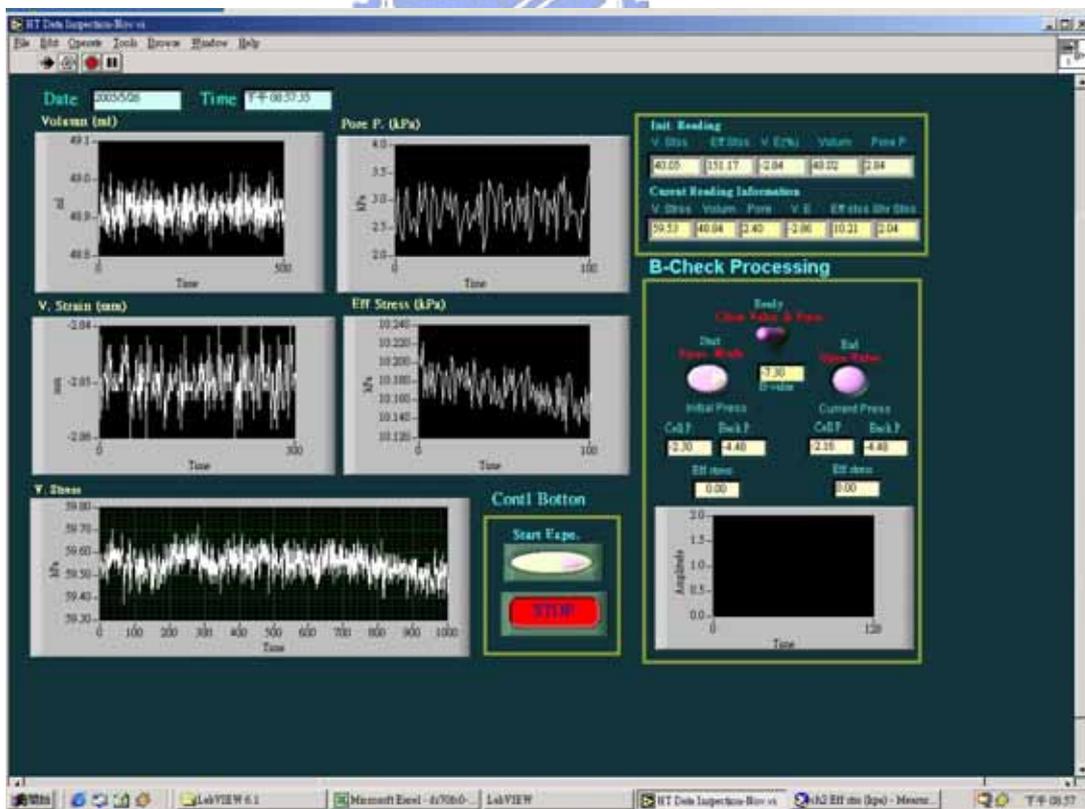


圖 3-22a LabVIEW 訊號擷取程式 1

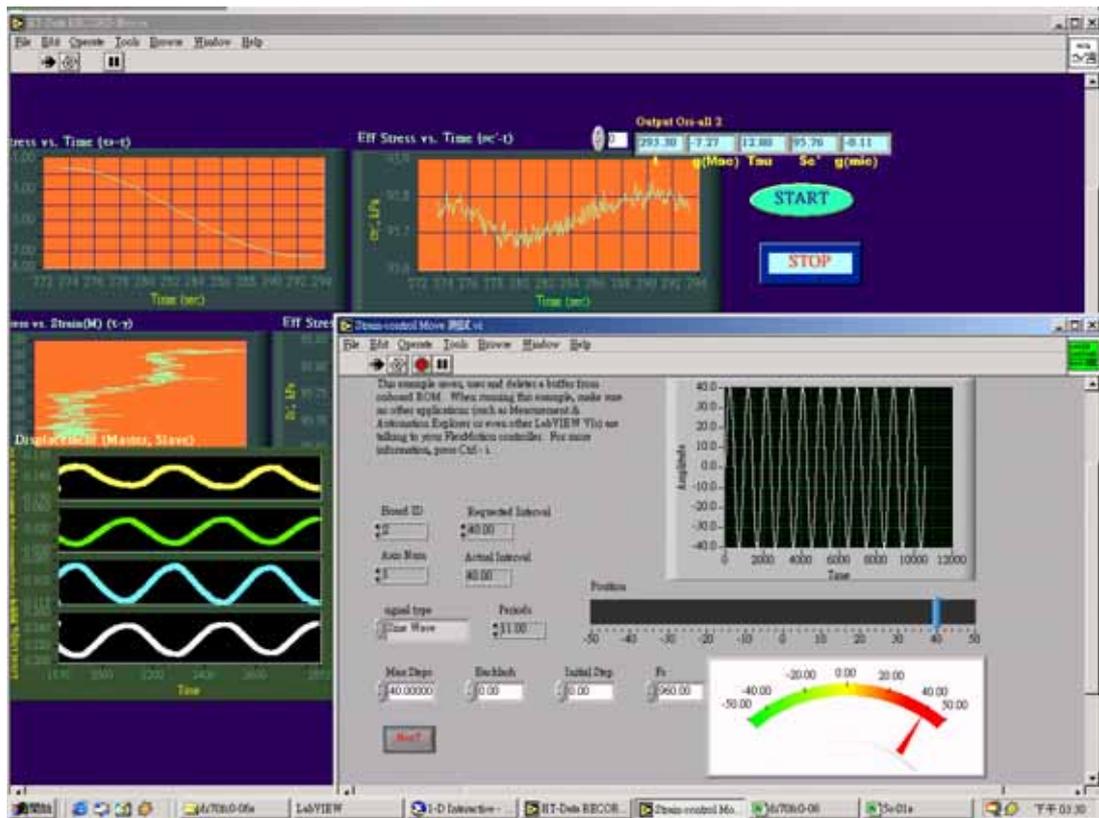


圖 3-22b LabVIEW 訊號擷取程式 2



圖 3-23 LVDT 單獨標定

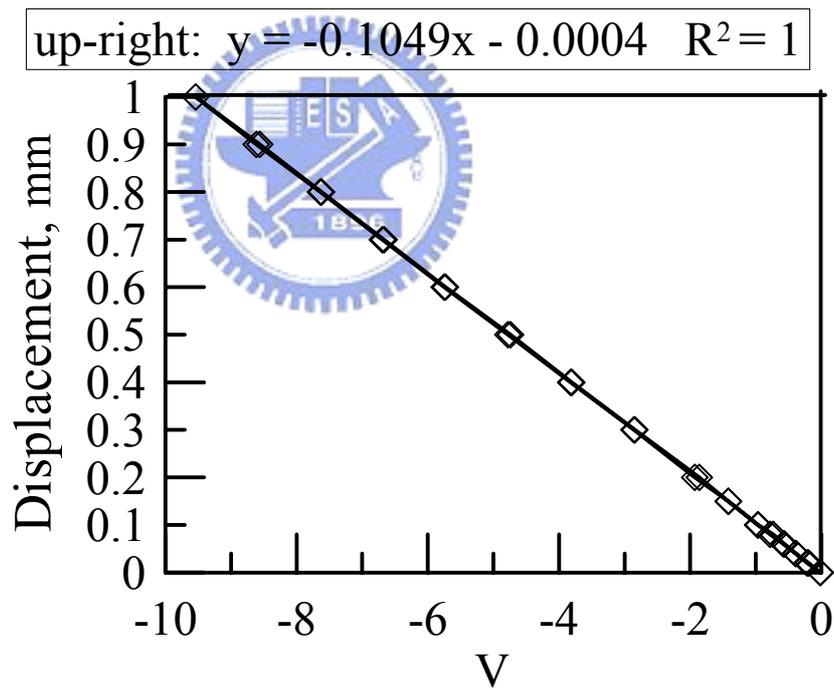
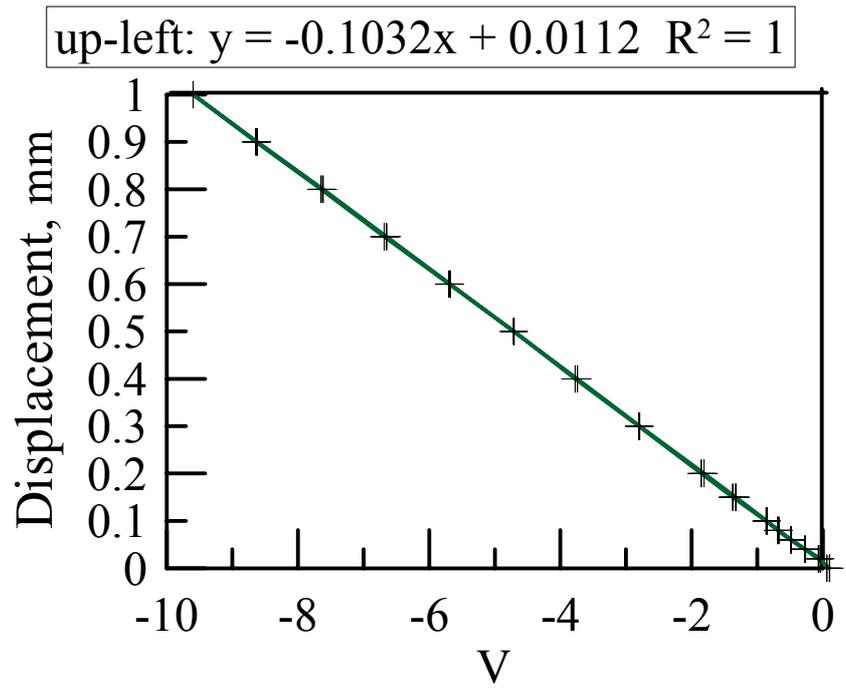
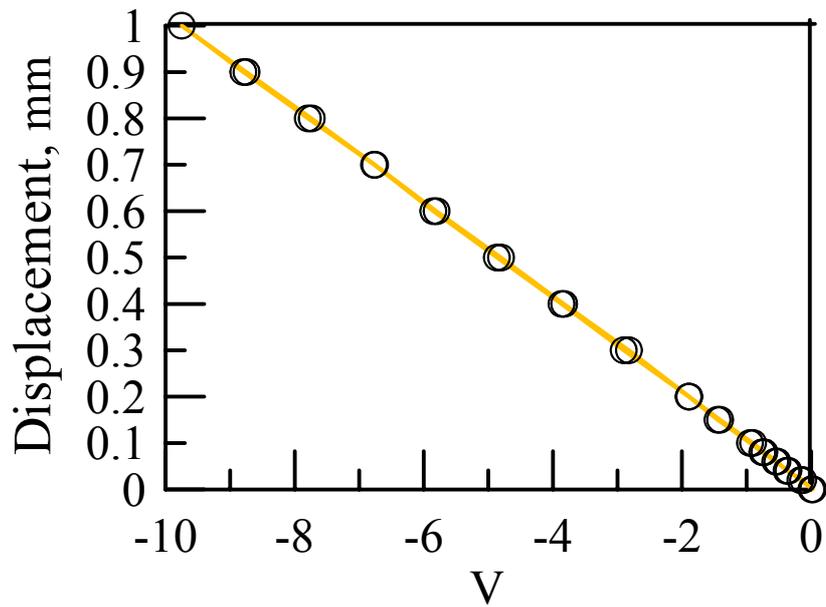


圖 3-24(a) LVDT 單獨標定結果

down-right: $y = -0.1023x + 0.0047$ $R^2 = 0.9999$



down-left: $y = -0.1024x + 0.0141$ $R^2 = 0.9998$

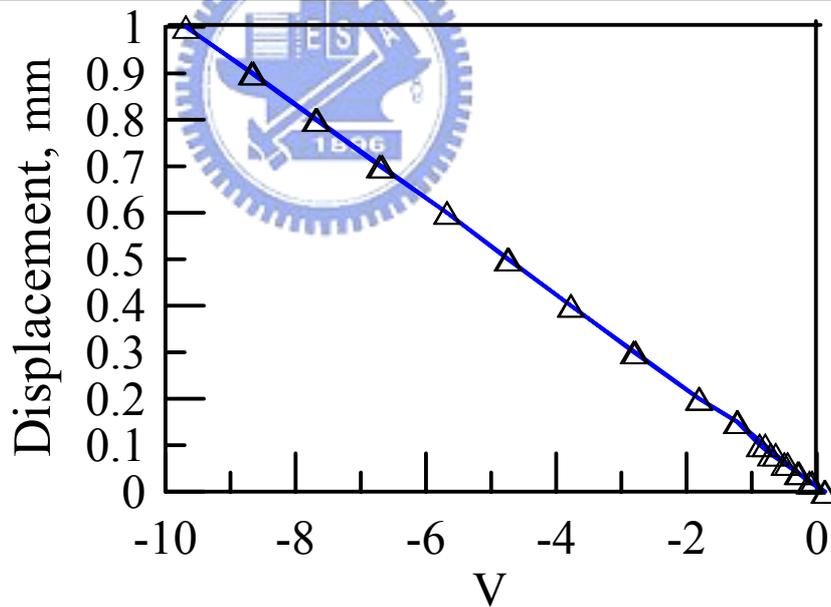


圖 3-24(b) LVDT 單獨標定結果

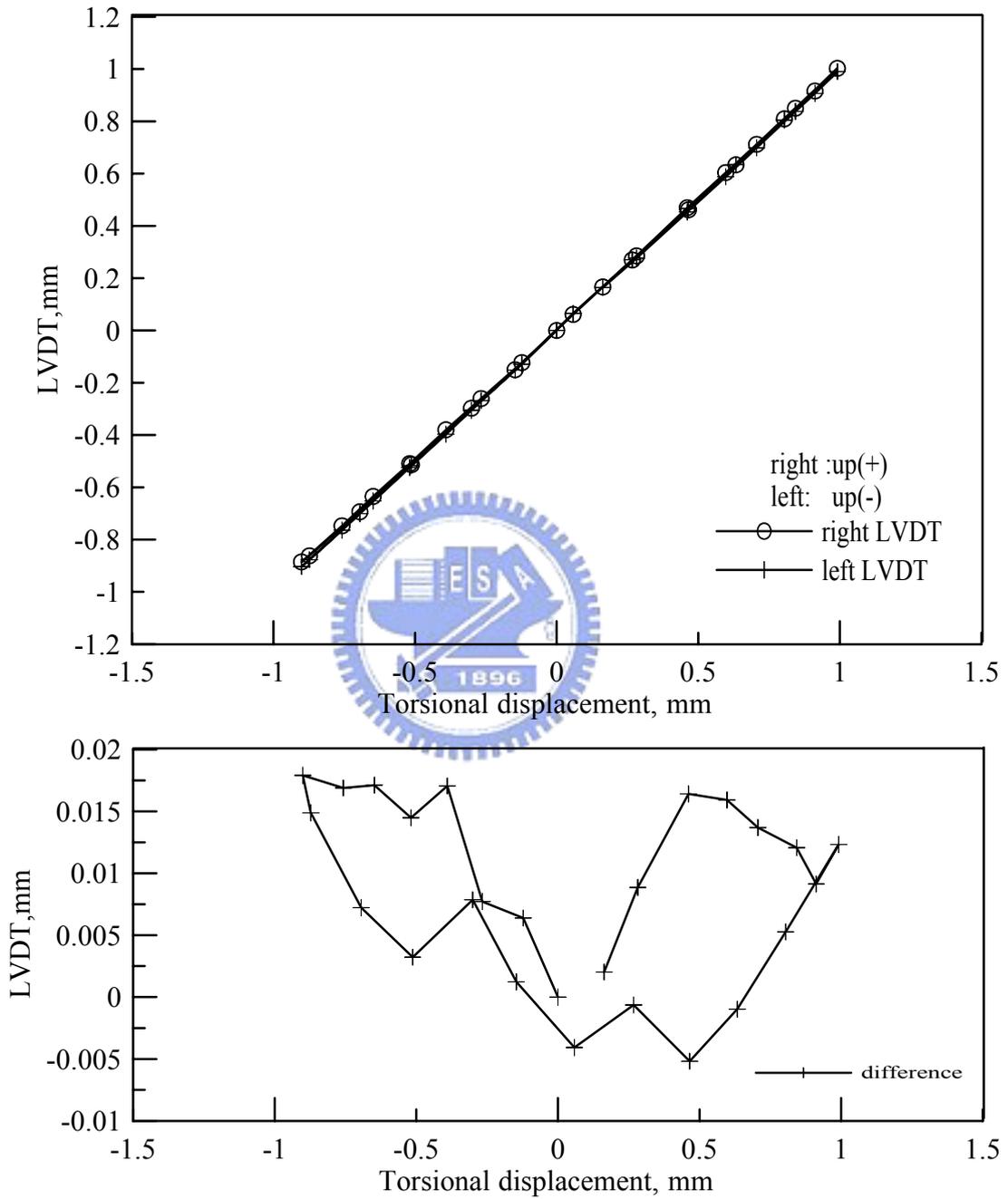


圖 3-25 LVDT 扭轉量標定

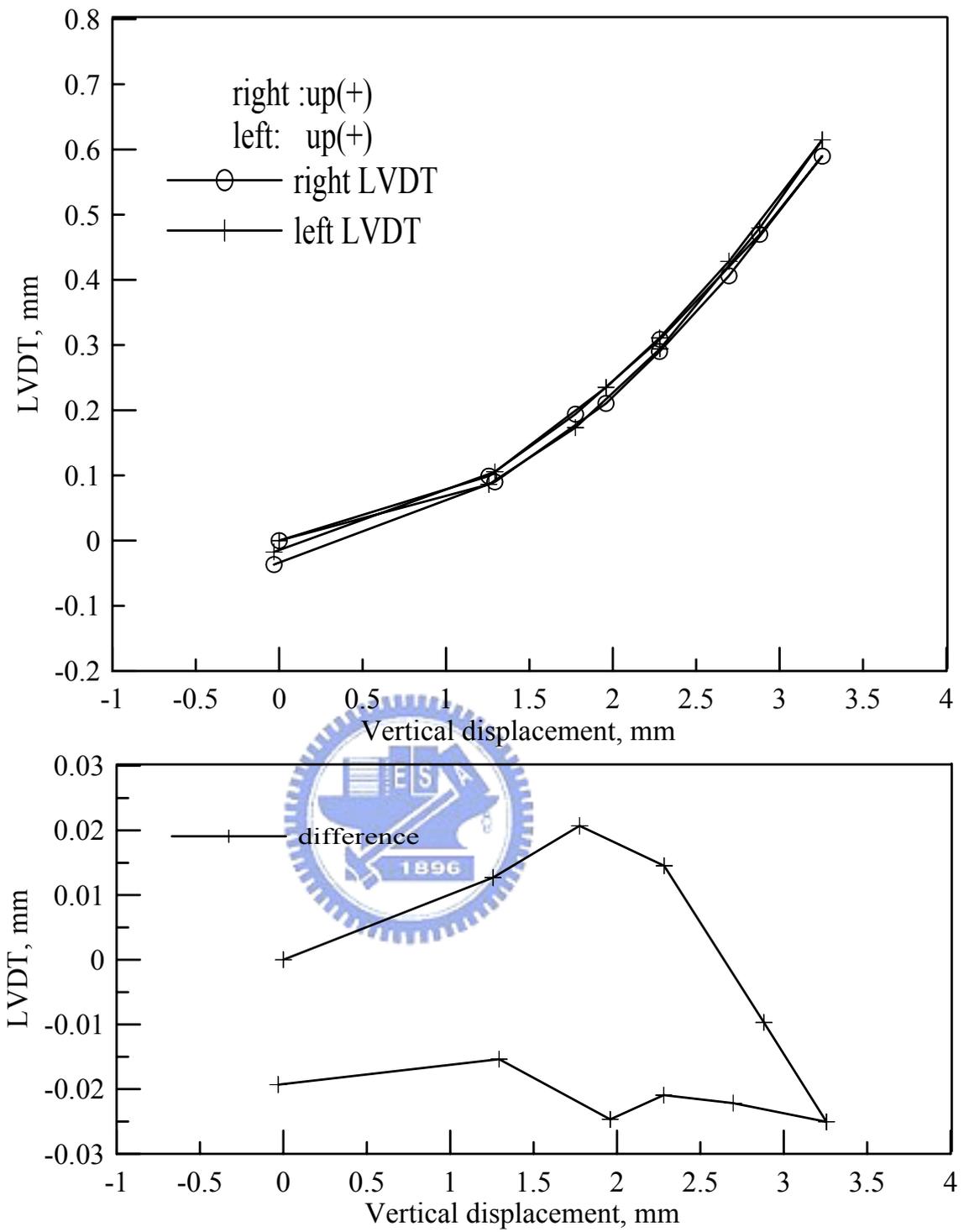


圖 3-26 LVDT 垂直方向標定

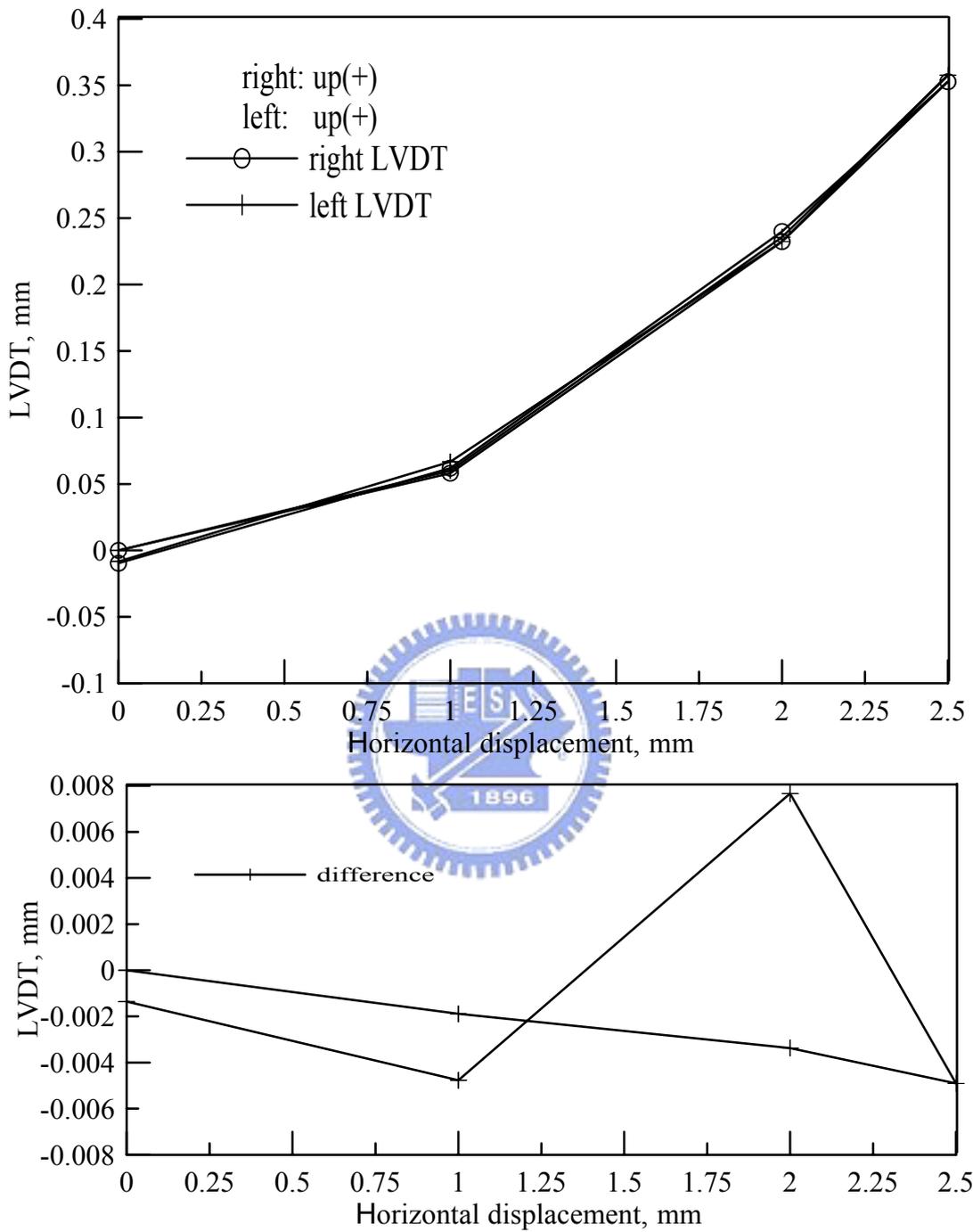


圖 3-27 LVDT 側向位移標定

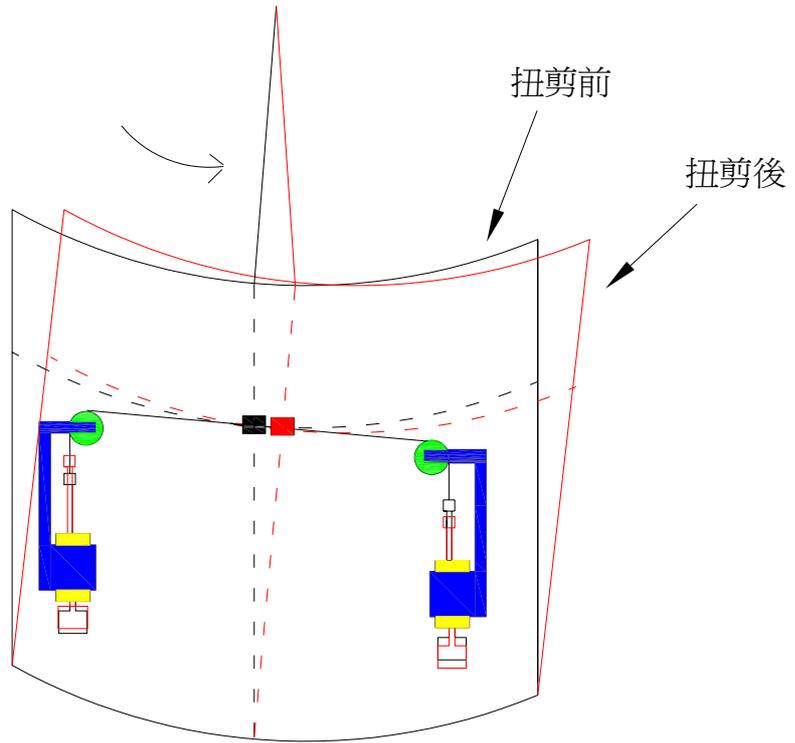


圖 3-28 扭轉方向變位示意圖

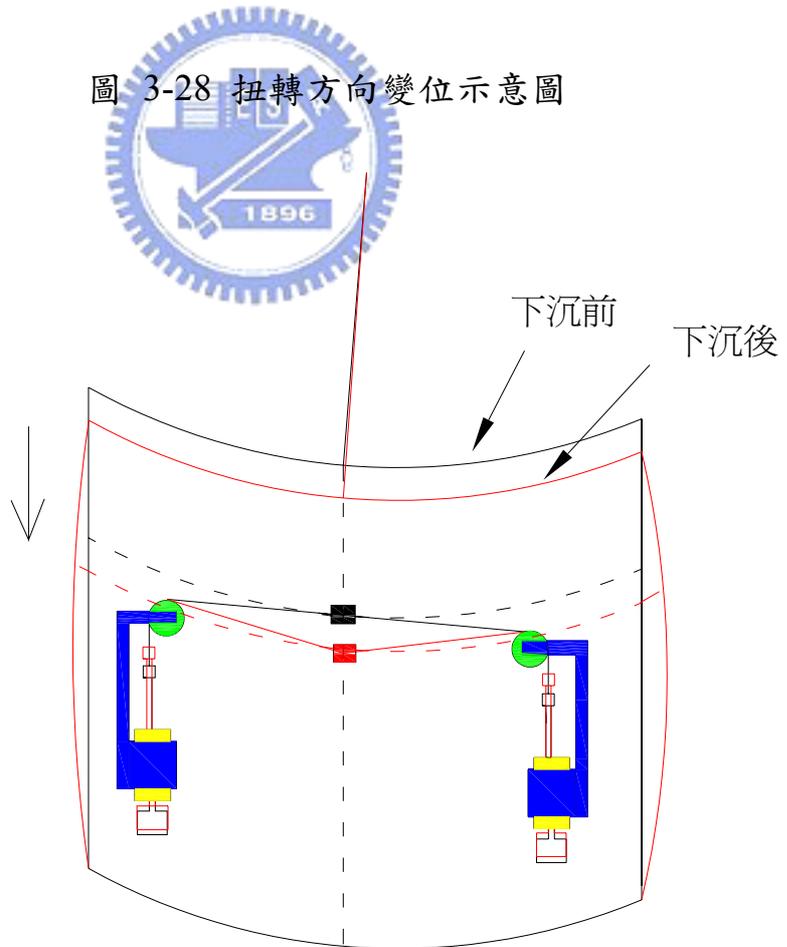


圖 3-29 垂直方向變位示意圖

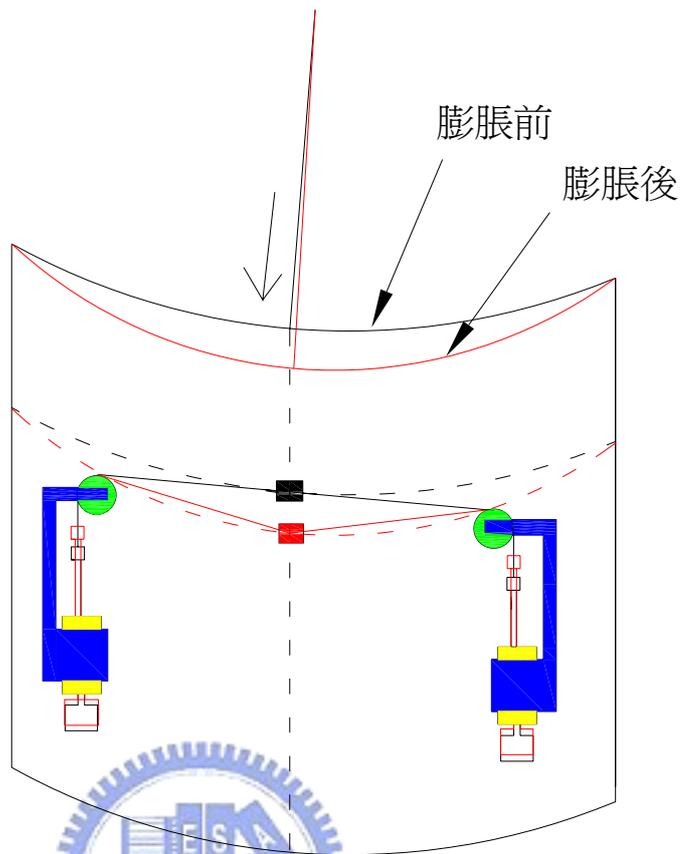


圖 3-30 膨脹方向變位示意圖

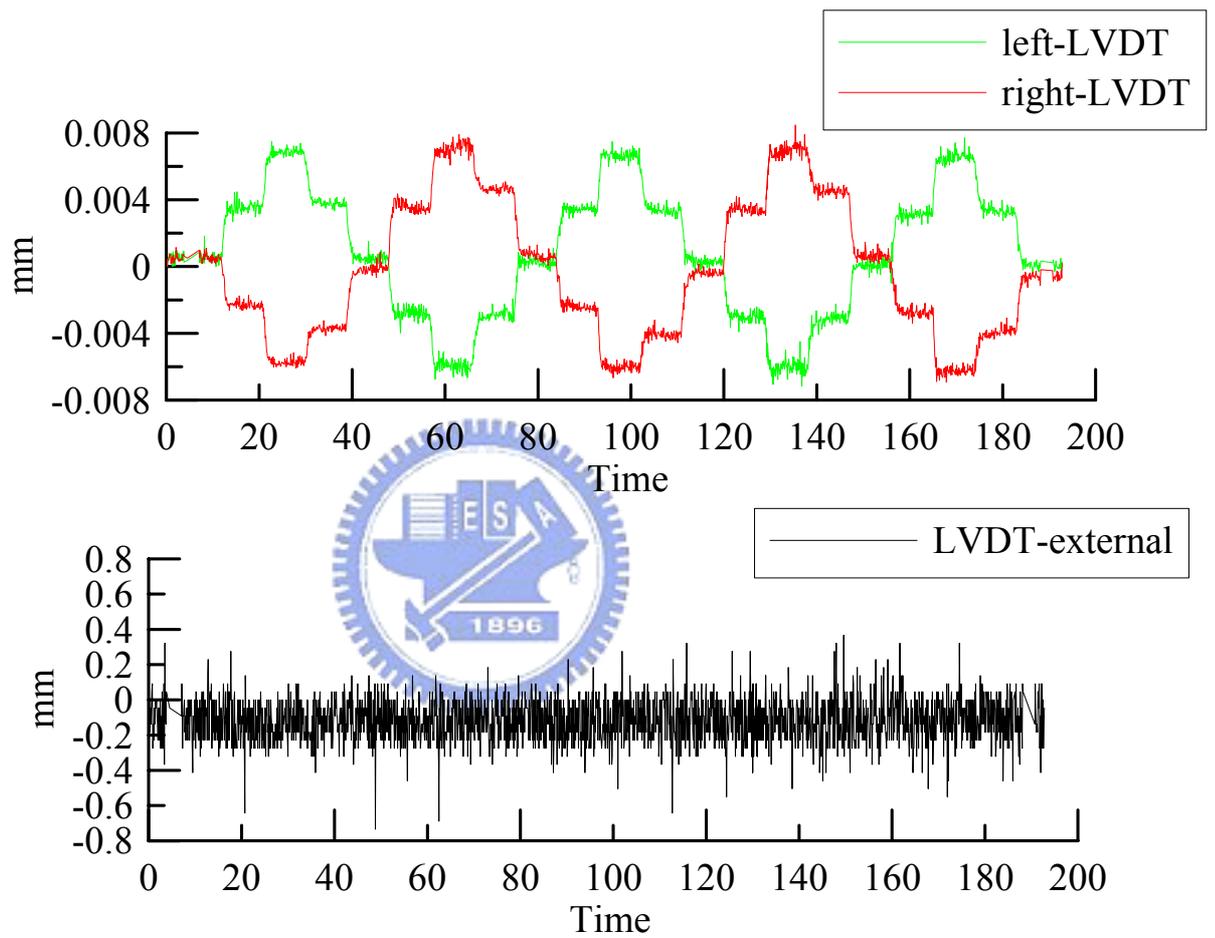


圖 3-31 轉動測試結果-局部量測與外部量測比較

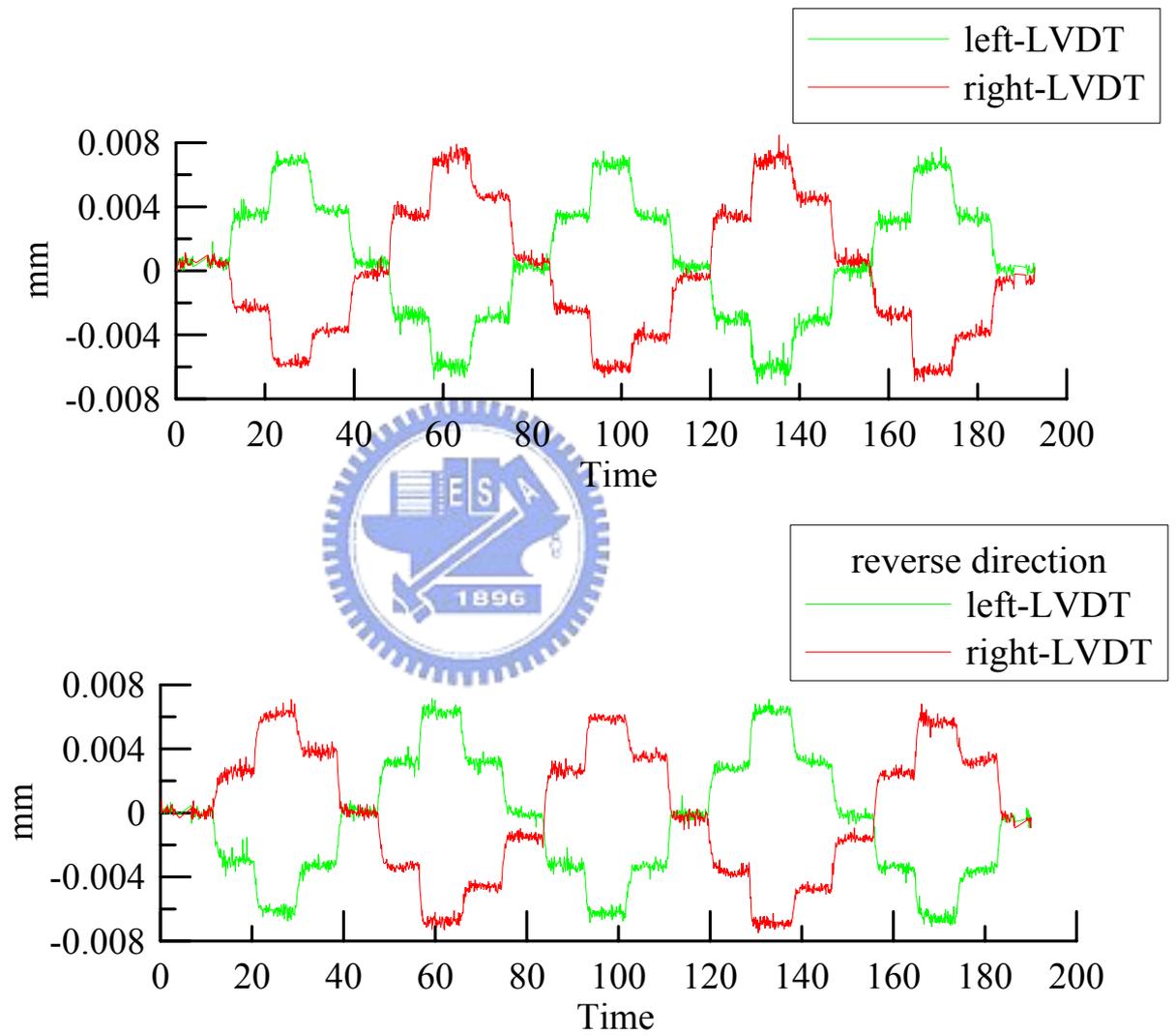


圖 3-32 轉動測試結果-不同方向之比較

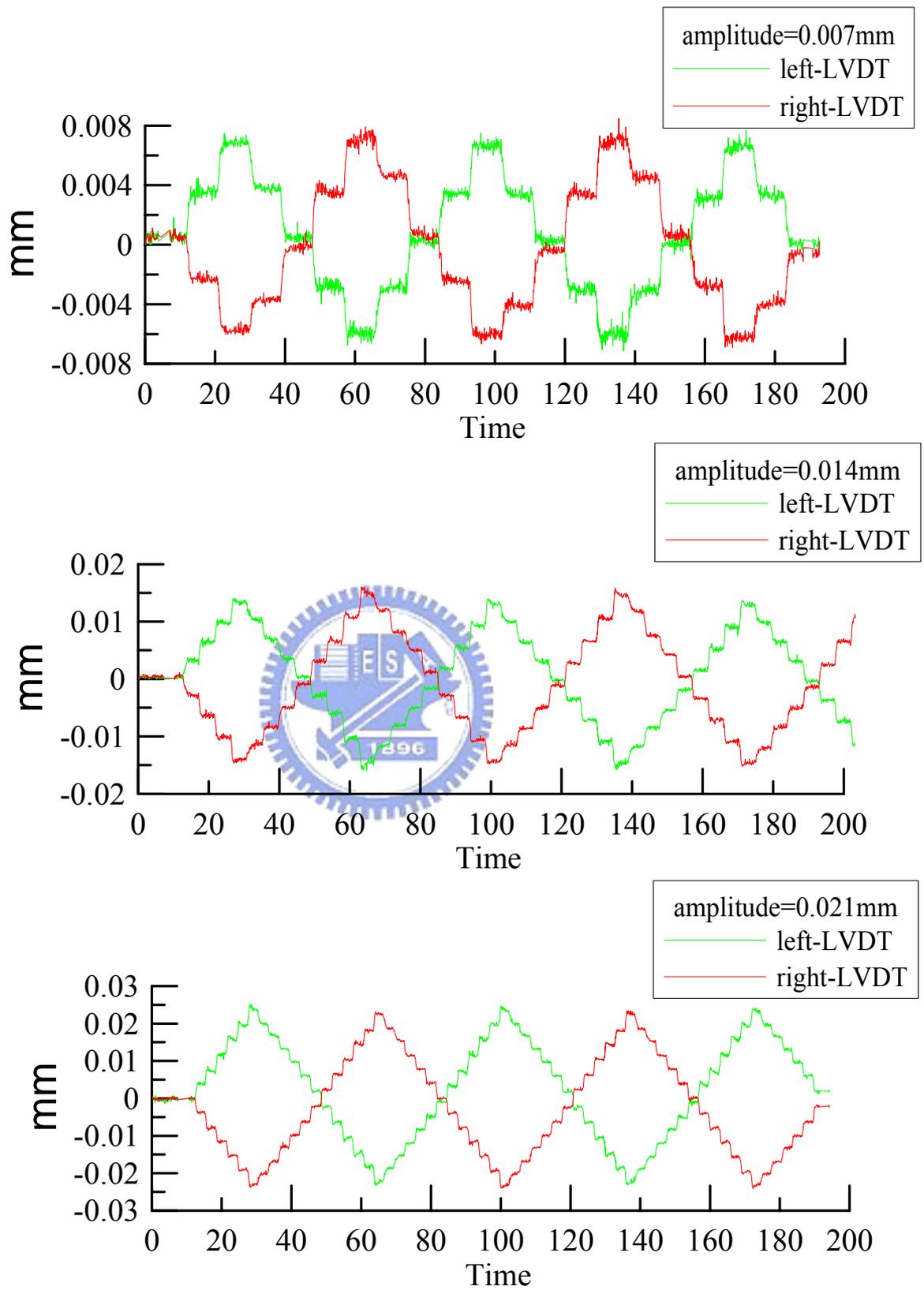


圖 3-33 轉動測試結果-不同轉動振幅之比較

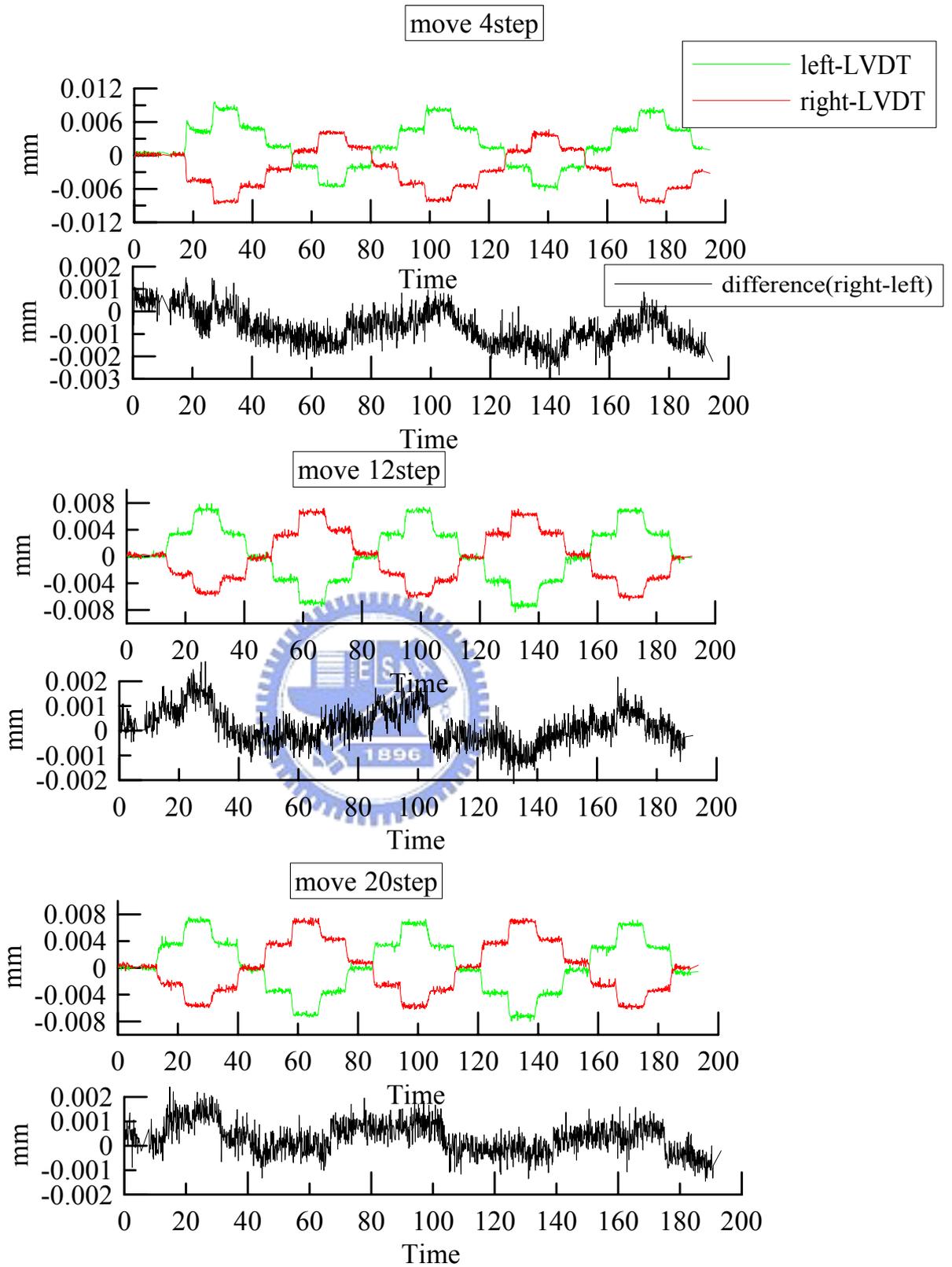


圖 3-34 轉動測試-起始位置偏移

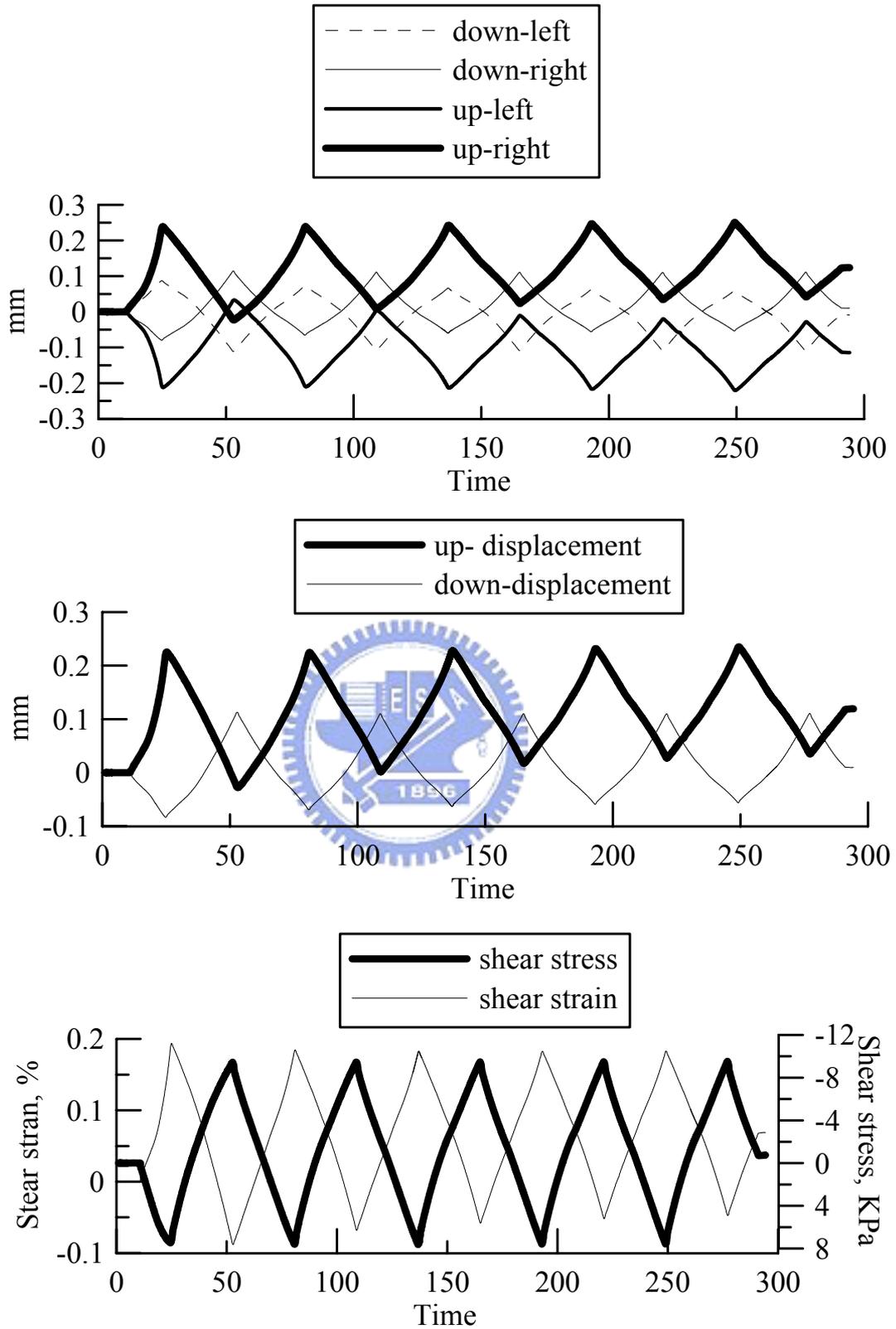


圖 3-35 局部剪應變計算測試

MLS $G_{eq} = 7.4\text{MPa}$ shear strain = $1.14\text{e-}3$ $h=7.53\%$

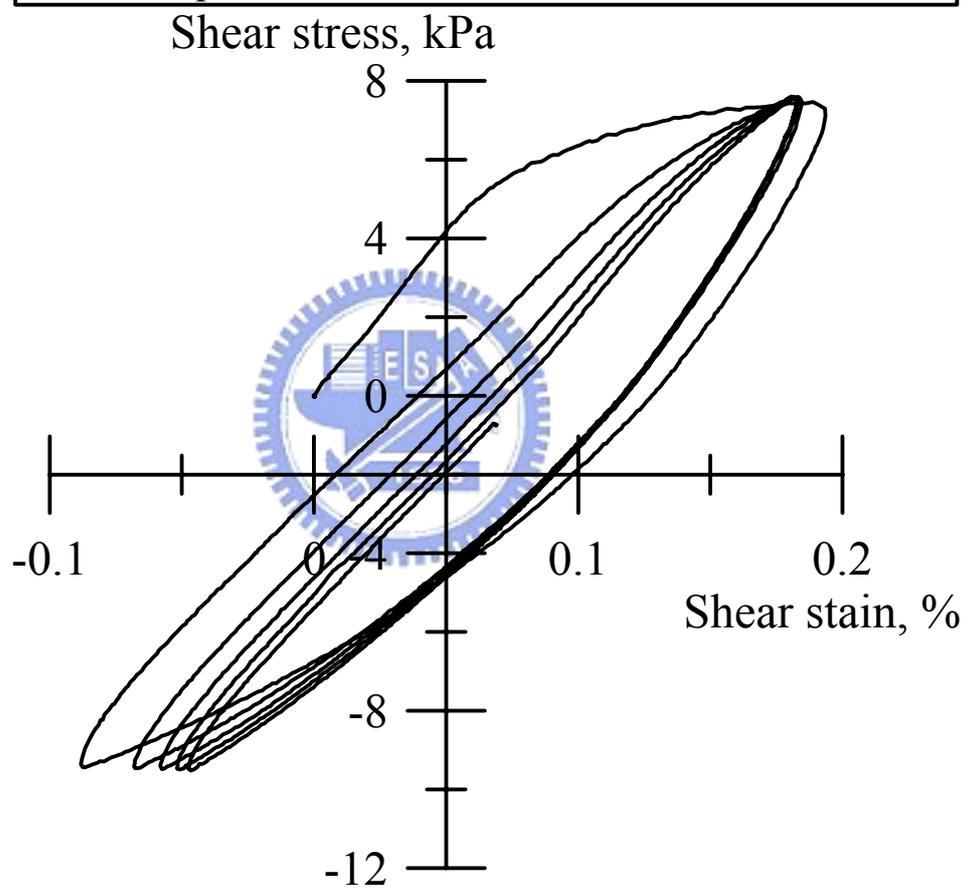


圖 3-36 應力應變阻滯圈-內部局部量測應變

MLS $G_{eq} = 5.77\text{MPa}$ shear strain = $1.11\text{e-}3$ $h=25.03\%$

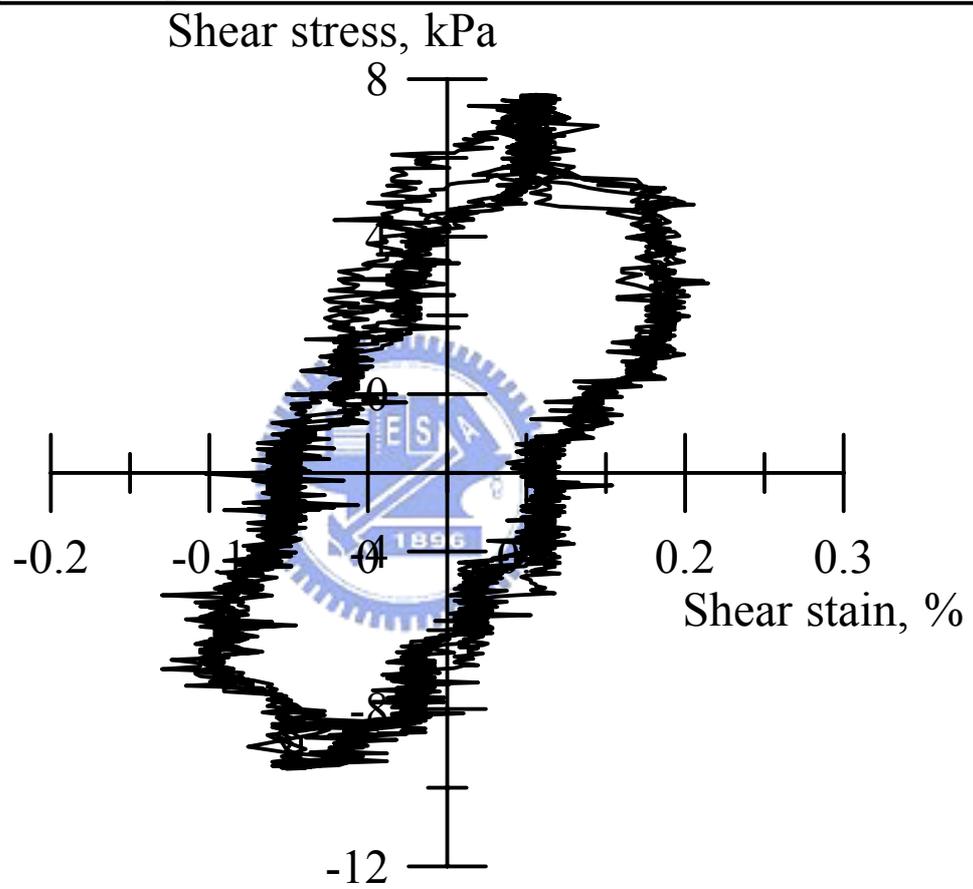


圖 3-37 應力應變阻滯圈-外部量測應變

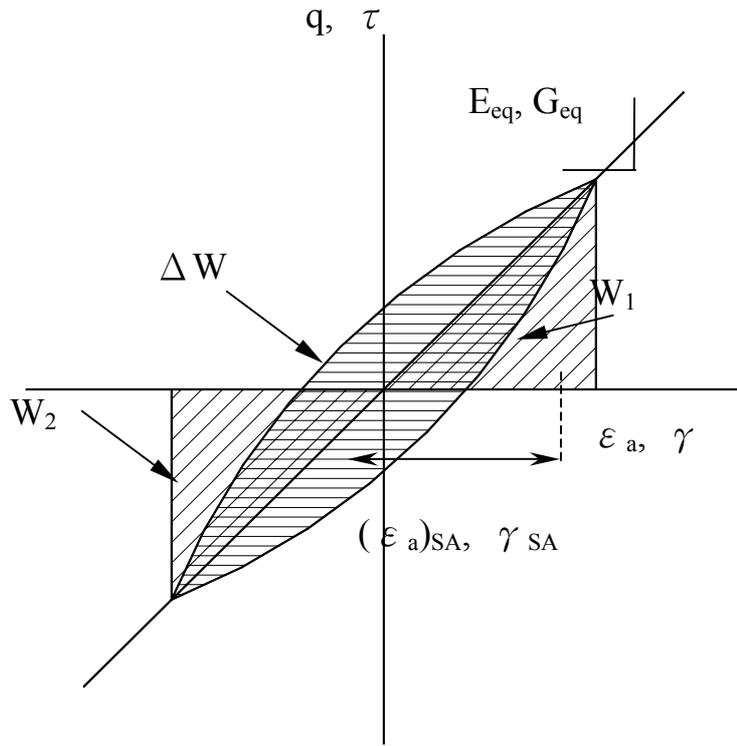


圖 3-38 對應剪力模數與阻尼係數之計算

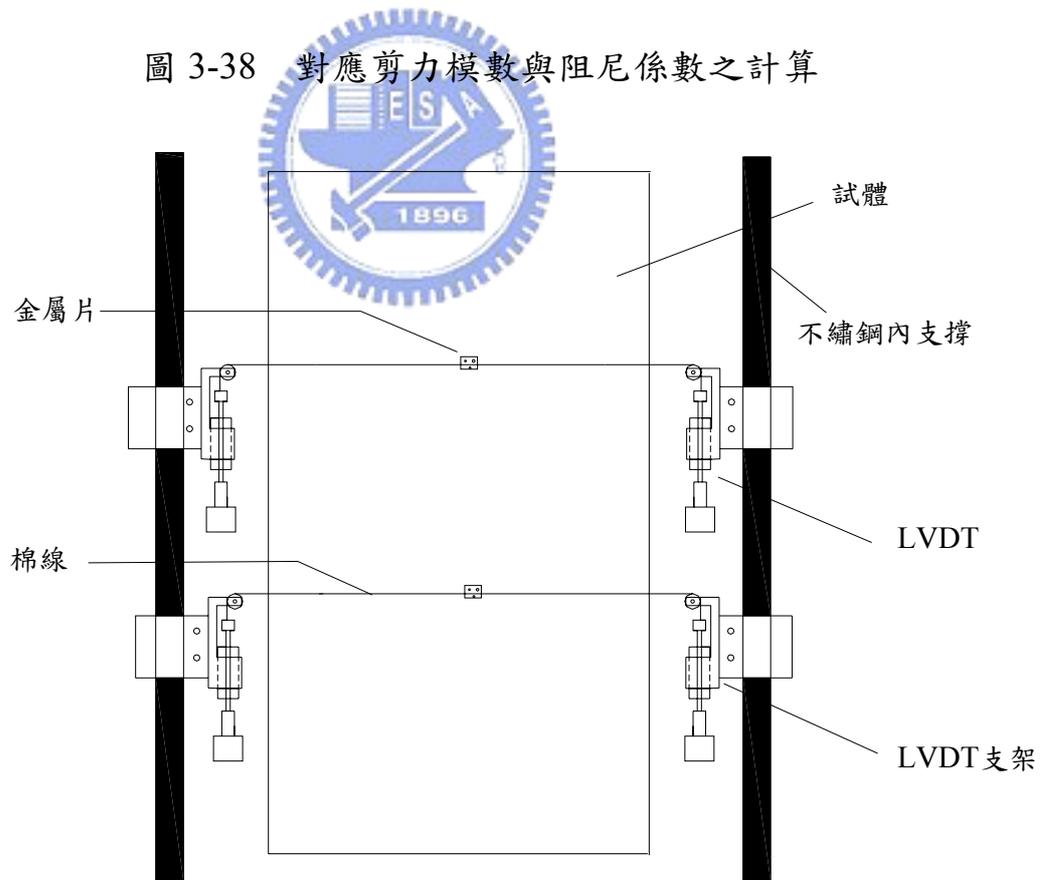


圖 3-40 整體 LVDT 量測設備架設完成示意圖

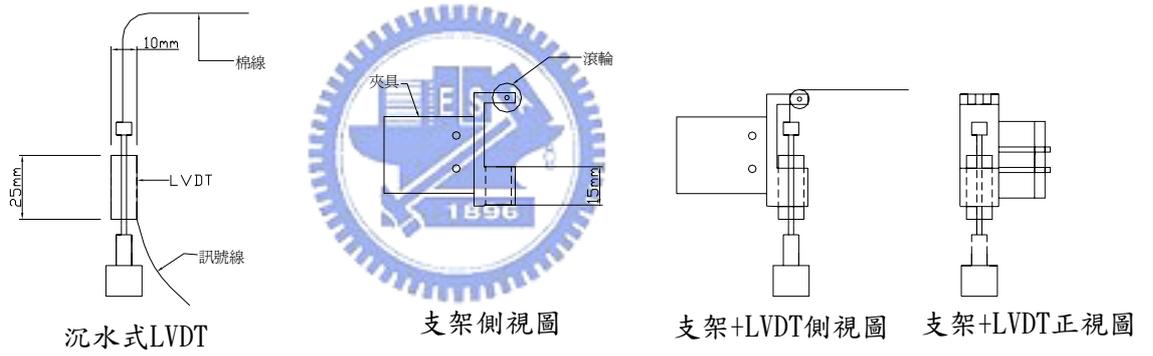


圖 3-41 LVDT 與支架尺寸樣式圖

第四章 試驗結果與討論

4.1 試驗內容與控制參數

一般而言，多階段往復式微小應變三軸試驗多採用 10~20 階段次數應變漸增加載階段進行試驗 (Toki, 1995)。本研究主要進行不排水試驗，每一“order”應變範圍 (如 $10^{-3}\%$ ~ $10^{-2}\%$) 採用 3~4 個階段漸增加載 (如 $1 \times 10^{-3}\%$ 、 $2 \times 10^{-3}\%$ 、 $4 \times 10^{-3}\%$ 及 $8 \times 10^{-3}\%$)，每一階段採 10 個 cycle，直至試體達到液化為止 (超額孔隙水壓增量需接近有效圍壓)，應變範圍為 $10^{-3}\%$ ~ 1% ，總共約進行 9~12 個加載階段，於每個應變階段下所得到之應力應變阻滯圈，求得麥寮砂之割線剪力模數及阻尼比，進而了解隨應變漸增剪力模數衰減及阻尼比遞增之情形。



4.1.1 重複性試驗

為了解試驗設備與程序之可靠性，首先進行麥寮砂往復式微小應變中空扭剪三軸試驗的重複性試驗；採用細粒料含量小於 5% 的麥寮乾淨砂 (FC < 5%)，控制試體初始相對密度 Dr_0 ，使壓密後孔隙比 e_c 約為 0.83，等向壓密應力為 98.1kPa，**圖 4-1** 為重複性試驗剪力模數隨剪應變變化之結果；以剪應變 $\gamma = 10^{-4}\%$ 所對應之初始剪力模數 (G_{\max}) 作為正規化之依據所求得之正規化剪力模數比 (normalized shear modulus) 結果如 **圖 4-2**，圖中虛線為 Seed and Idriss 歸納以前試驗結果所得之模數遞減與阻尼比之範圍；**圖 4-3** 為重複性試驗超額孔隙水壓比 (超額孔隙水壓/有效圍壓) 隨剪應變激發

之結果；當剪應變約為 $10^{-3}\%$ 至 $10^{-2}\%$ 時，正規化剪力模數皆由 0.95 至 0.9，阻尼比之範圍約為 3% 左右，可發現其趨勢相當一致，由此推論該往復式微小應變試驗設備及程序具有良好之重複性。

4.1.2 麥寮砂中空扭剪三軸試驗

表 4-1 為麥寮砂往復式微小應變中空扭剪三軸試驗的控制參數與結果。以細粒料含量 (FC) 分別為 < 5%、15%、30% 及 50%，控制壓密後孔隙比 e_c 為 0.75、0.8 及 0.9，進行等向壓密至有效圍壓 98.1kPa，並探討細粒料含量對剪力模數及阻尼比之影響。

4.1.3 沃太華砂中空扭剪三軸試驗

本研究除了以高壓縮性的麥寮砂為試驗砂以外，也以石英砂沃太華砂來做動態三軸試驗，因麥寮砂壓縮性比石英砂高五倍，故為比較壓縮性對其模數衰減與水壓激發的影響有何差異性。表 4-2 為沃太華砂之基本物理性質，試驗控制參數與結果於表 4-1 所示。正規化之依據所求得之正規化剪力模數比 (normalized shear modulus) 結果如圖 4-4；圖 4-5 為超額孔隙水壓比隨剪應變激發之結果。

4.2 往復式微小應變中空扭剪試驗結果

在第二章文獻回顧中曾提及，剪力模數衰減及阻尼比會受到剪應變、有效圍壓、孔隙比等因素影響，但會因為土壤種類之不同，上述影響因子也有不同程度之影響。張嘉偉 (1997) 指出壓縮性砂土，如MLS，其機制

與軟弱黏土較相似，特別是當細粒料含量越高時；因此本節首先將討論不同分析方法的適用性，再探討壓密後孔隙比 (e_c) 及細粒料含量 (FC) 對麥寮砂之剪力模數衰減趨勢之影響。

4.2.1 試驗結果

圖 4-6 為 FC < 5% 往復式微小應變中空扭剪試驗所量測位移量及軸差應力經計算轉換為局部剪應變、剪應力及超額孔隙水壓隨時間之變化情形 (maximum shear strain = $1.8 \times 10^{-2}\%$)，該試驗結果應力正值為試體受順時針轉動，若為負值則表試體受逆時針轉動，激發正值為超額孔戲水壓。此圖顯示超額孔隙水壓在此應變範圍下隨著往復受載次數增加而累積，另外當載重方向改變時，應力及應變的反轉相當連續，表示此馬達驅動系統沒有背隙問題。試體在受反覆轉動時應變量會漸漸向單一方向，通常是初始轉動方向偏移，由於馬達在迴轉時與試體接觸面之抓著力不足，產生無法精準的將試體扭轉至原始位置，故產生應變有些許的偏移量。

圖 4-7(a) 至圖 4-7(d) 為 FC < 5% 由微應變 ($10^{-4}\%$) 至小應變 ($10^{-1}\%$) 階段下剪應力剪應變關係圖，由這一系列圖示可知隨著應變漸漸增加，土壤由於接近線性之應力應變關係逐漸變成非線性的行為，而材料受到反覆扭剪下能量的消散呈現遲滯迴圈現象 (hysteretic loop)，應變越大其遲滯圈面積亦越大。可以注意圖 4-7(d) 中由於超額孔隙水壓增加，致使試體有效應力降低，因此遲滯圈會越來越小。

圖 4-8 至圖 4-11 分別為麥寮砂細粒料 $FC < 5\%$ 、 $FC = 15\%$ 、 $FC = 30\%$ 及 $FC = 50\%$ ，以壓密後孔隙比 $e_c = 0.8$ 下試驗所得剪力模數 (G_{eq}) 隨剪應變 (γ) 變化之曲線 (modulus degradation curve)，曲線中最小應變 ($10^{-4}\%$) 所對應之初始剪力模數，由剪力波元件試驗量測剪力波速後經計算所得。其衰減曲線約在剪應變 $\gamma = 10^{-3}\% \sim 10^{-2}\%$ 間開始慢慢遞減，進入非線性範圍；因為試驗以不排水狀況進行，當剪應變 $\gamma = 10^{-2}\%$ 左右時，由於應力應變行為進入塑性範圍，超額孔隙水壓漸漸累積，有效應力開始下降。

圖 4-12、圖 4-13、圖 4-14 及圖 4-15 為麥寮砂細粒料 $FC < 5\%$ 、 $FC = 15\%$ 、 $FC = 30\%$ 及 $FC = 50\%$ 之阻尼比隨剪應變變化之趨勢。由於在 $\gamma < 10^{-3}\%$ 其應力應變阻滯圈 (stress-strain hysteretic loop) 相當線性，阻滯圈面積增量甚小。與 Seed and Idriss (1970) 以砂土進行試驗結果做比較。

4.2.2 結果分析

以 $\gamma = 10^{-4}\%$ 所對應之初始剪力模數 (G_{max}) 與對等剪力模數 (G_{eq}) 之比值 $\frac{G_{eq}}{G_{max}}$ (正規化剪力模數比, normalized shear modulus) 進行試驗結果分析。對於乾淨砂而言，壓密後之孔隙比改變不大，有效圍壓對於剪力模數衰減速率之影響相當清楚；而孔隙比對黏土之應力應變行為之影響反而較大，因此砂或黏土相當適合使用剪力模數比進行所有試驗結果分析比較。

具壓縮性之無塑性麥寮砂細粒料含量 $FC < 5\%$ 、 $FC = 15\%$ 及 $FC = 30\%$

之剪力模數比如圖 4-16~圖 4-19 所示，兩條虛線為 Seed and Idriss (1970) 所提出的剪力模數衰減區帶。當 $FC < 5\%$ ，可以觀察到當孔隙比較大，試體較鬆時，模數遞減較些許的快；孔隙比減小，試體趨於較緊密狀況，模數遞減較慢，但整體遞減趨勢仍差異不大。麥寮砂同時會受有效圍壓、孔隙比及細料含量等因素影響相互影響，因此在做 G_{eq}/G_{max} 分析時需要控制其他影響因素，才能比較探討相同土壤性質於單一狀況下（固定孔隙比或細料含量）的影響。

K_2 參數為 Seed and Idriss (1970) 以乾淨砂眾多研究文獻經回歸分析所得之參數，因此較適用於分析乾淨砂有效圍壓及孔隙比之影響，因此可以了解對於乾淨砂而言，不論有效圍壓的改變為何， K_2 參數近似於一定值。

圖 4-20、圖 4-21 及圖 4-22 為麥寮砂不同孔隙比及細粒料含量下， K_2 參數的變化；由圖上很明顯的可以觀察到，當 $FC < 5\%$ 時，在相同剪應變下， K_2 值的改變量並不大，約 16~19 左右 ($Dr_0 = 50\% \sim 85\%$)，而 Seed and Idriss (1970) 乾淨砂之 $(K_2)_{max}$ 值約 30~70 之間 ($Dr_0 = 30\% \sim 90\%$)，可知麥寮砂所得到之剪力模數較乾淨砂低，孔隙比較小 K_2 值也比較小。

圖 4-23 及圖 4-26 為 K_2 隨剪應變變化之情形，但此兩張圖計算不同之 K_2 值，圓形實心符號為所有剪力模數皆以初始有效圍壓計算 K_2 值，在此稱為 $(K_2)_{ic}$ ；圓形空心符號將剪力模數以有效應力帶入公式中計算 K_2 值在此稱為

$(K_2)_{ec}$ ，三角形符號則為試體孔隙水壓比的變化；可以觀察到兩種不同計算方法所得到之 K_2 值皆大約於 $10^{-2}\%$ 開始分歧， $(K_2)_{ec}$ 在此分歧點後會大於 $(K_2)_{ic}$ 。乃因該應變為體積門檻應變值（volumetric cyclic threshold shear strain, γ_{tv} ），一旦應變大於 γ_{tv} 後，開始激發超額孔隙水壓，有效應力開始改變，若採用不排水試驗便可發現 $(K_2)_{ic}$ 及 $(K_2)_{ec}$ 在體積門檻應變值 γ_{tv} 後的不同，若是採用排水試驗，在 γ_{tv} 試體會趨於緊密，因此排水所得之剪力模數會較高。

4.2.3 孔隙比之影響

由圖 4-20 及 4-21 不同細粒料含量之結果可以發現，在相同的有效圍壓下，孔隙比的改變並不會對 K_2 參數有太大的影響；試體的緊密程度只會對 K_2 值初始值得大小有影響，對衰減程度位置差異不大。圖 4-16 及圖 4-17 為相同細料含量，不同孔隙比，正規化剪力模數 $\left(\frac{G_{eq}}{G_{max}}\right)$ 與剪應變之關係，顯示試體緊密程度對於模數遞減及阻尼比的趨勢並沒有明顯的影響，其結果符合 Iwasaki et al.(1978)認為砂土之孔隙比並不會影響剪力模數衰減特性。

圖 4-12 及圖 4-13 為阻尼比(h)隨剪應變變化之情形，可看出不同孔隙比對於阻尼比之影響並不大，較鬆軟的試體其阻尼比有些許較大但不明顯。Kim and Novak 與 Vucetic and Dobry 兩組學者皆認為黏土阻尼比會隨孔隙比增加而減小，其中 Vucetic and Dobry 認為其主要是受塑性指數 PI 所影

響，塑性增加導致阻尼比變小。麥寮砂屬非塑性粉土細砂，不會因塑性改變而影響阻尼比，故麥寮砂之結果較符合 Kokusho 認為的砂土孔隙比增加阻尼比會有些許的增加。

4.2.4 細粒料含量之影響

有效圍壓 100kPa 下，細粒料含量 $FC < 5\%$ 、 15% 、 30% 和 50% 以壓密後相同的 e_c (Global void ratio) 比較之結果，由圖 4-22 及圖 4-27 皆可以得知，在近似的 e_c 之下，很明顯可以見得，細料含量低之 K_2 參數衰減曲線或正規化剪力模數衰減曲線在細料高之衰減曲線上方，表示細料含量較低之試體勁度 (剪力模數) 較較高細料之試體為高在同一應變程度下，且當細粒料含量越多，因為細粒料之影響，致使孔隙水壓激發速率較快，影響有效應力遞減速率，因此模數衰減速率較快。由圖 4-30 可以得知，細料較高試體孔隙水壓激發較快，門鑑應變值也較小。

圖 4-28 為不同細料含量，阻尼比 (h) 隨剪應變變化之情形，

4.2.5 孔隙水壓激發與剪力模數遞減之關係

對照圖 4-27 及圖 4-30，不同細料含量模數遞減趨勢與孔隙水壓激發量，可看出水壓在超過門鑑應變 γ_v (約為 $10^{-2}\%$)，本論文以孔隙水壓比超過 0.02 時之剪應變定為體積門鑑應變 γ_v ，由圖 4-30 可得，細料 $FC < 5\%$ 時，門鑑應變 γ_v 為 $10^{-2}\%$ ；細料 $FC = 15\%$ 時，門鑑應變 γ_v 為 $7 \cdot 10^{-3}\%$ ；細料 $FC = 30\%$ 時，門鑑應變 γ_v 為 $5.5 \cdot 10^{-3}\%$ ；細料 $FC = 50\%$ 時，門鑑應變 γ_v 為 $6 \cdot 10^{-3}\%$ 。

整體麥寮砂的門鑑應變 γ_w 範圍為 $5\sim 10*10^{-3}\%$ ，細料含量多，門鑑值愈低，故孔隙水壓激發愈快。

由圖 4-29 可知，麥寮砂不同孔隙比對於水壓激發隨應變關係影響不大，但仍可看出孔隙愈大則門鑑值則愈低，代表試體較鬆時水壓較容易激發，由圖 4-16 也可看出，試體愈鬆模數衰減也較為快，因為試體較鬆時孔隙水也較易激發。對照 Dobry et al.(1982) 以往復式三軸設備以 Monterey No. 0 砂進行試驗之結果比較，如圖 4-31 所示，其水壓激發也會因試體緊密度不同而改變，較鬆則容易激發孔隙水壓；由圖可見麥寮砂之孔隙水壓比較偏高，原因可能是麥寮砂排水較不易導致水壓激發較為快速。Dobry 之試驗結果差異性很大，而麥寮砂的差異性較小，主要原因在於麥寮砂在受壓密後之孔隙比差異範圍有限，故水壓激發快慢關係較不明顯。

Vucetic(1994)把門鑑應變分為兩種，線性門鑑應變及剪力體積門鑑值。前者為試體在線彈性範圍內之應變值；後者為土體受反覆受剪後，產生不可回復之水壓激發量。圖 4-32 為剪力模數遞減與孔隙水壓激發量之比較，由圖上可知水壓激發會使模數遞減。在初始較小剪應變階段，還未到達體積門鑑應變值，模數仍會隨應變增加而遞減，但此時還未激發超孔隙水壓，故此時之模數遞減並未受有效壓力改變而影響，在應變量超過線性門鑑應變值而未達門鑑應變值之前，模數仍會隨應變增加而減小，只要是由於土體在漸漸脫離線彈性階段，應變量約為 $10^{-4}\sim 10^{-3}\%$ 左右，應力應變行

為會因試體顆粒間能量傳遞產生阻滯現象而產生阻滯圈，可計算此階段之阻尼比 h_{min} 。

Seed and Idriss認為應變未達門鑑應變值時，阻尼比為一常數值，通過門鑑值後會隨應變量而增加。Edil and Luh認為 h_{min} 和土壤顆粒及表面組織有關。圖 4-12 為相同孔隙比阻尼比(h)隨剪應變變化之情形，由圖中可看出麥寮乾淨砂之 h_{min} 約為 2%(應變階段 $10^{-3} \sim 10^{-2}\%$);圖 4-28 為不同細料含量阻尼比(h)隨剪應變變化之情形，從圖中可看出不同細料之 h_{min} 範圍約為 2~4%，細料愈高 h_{min} 也隨之變大。

圖 4-33 為應變量超過門鑑應變水壓開始激發後之剪力模數遞減與孔隙水壓激發量之比較，可看出隨著水壓激發量增加，模數也呈線性減小，可見此階段之模數遞減主要是受到有效應力減小所影響。

4.3 剪力波元件試驗結果

不同影響因子對於剪力模數之影響於前幾章討論過，至於剪力波元件試驗所得到之初始剪力模數 G_{max} ，諸多因子的影響與前述行為相同，因此不再贅述。

第二章中曾提及，初始剪力模數會受有效圍壓的影響，本研究以剪力波元件試驗所得之 G_{max} 隨孔隙比之變化，與 Barros (1994) 整理過去黏土研究結果，共同繪製於圖 4-34，可明顯的觀察到麥寮砂之初始剪力模數較低，

若將 Kokusho et al. (1982) 關於沉積黏土 (alluvial clays) 的研究延伸，會發現麥寮砂與其結果相當接近，都屬較軟弱之土壤。圖 4-34 中文獻所採用之有效圍壓為 300kPa，本研究使用有效圍壓為 100kPa。

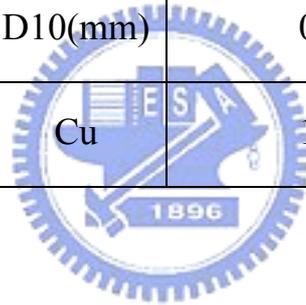
圖 4-36 為比較剪力波元件試驗與往復式中空扭剪試驗 G_{max} 之結果，圖中直線為剪力波試驗與反覆三軸試驗之 G_{max} 為相同之情況，由圖可知結果多位於該直線下方，其可能原因有二，一是因為剪力波元件試驗之剪應變可能因小於反覆扭剪應變最小值，本實驗最小應變值為 $5\sim 10 \times 10^{-4}\%$ ，因此其所得之 G_{max} 較往復式三軸試驗結果高。其二可能是土體異向性導致兩試驗結果的差異性，由圖 4-35 所表示為剪力波元件試驗所得之剪力波速 S_{vr} 為波傳向垂直方向由徑向來回振動，而反覆三軸之扭動剪力 S_{vt} 為以環向來回剪動方向，此兩剪力方向會因土體的異向性而產生差異性，剪力 S_{vr} 因直接受外部施加圍壓壓密；而 S_{vt} 則是受類似 K_0 壓縮方式壓密，其結果應會比 S_{vr} 之結果較小，故剪力波元件試驗之 G_{max} 較反覆中空扭剪試驗來得大，此差異性從結果圖 4-36 可看出，在沃太華砂較明顯，而麥寮砂影響不大。

表 4-1 麥寮砂往復式微小應變中空扭剪三軸試驗控制參數與結果

試驗日期	試驗編號	FC%	σ'_c (kPa)	e_c	V_s (m/sec)	G_{max} (MPa)	G_{eq} (MPa)	G_{eq}/G_{max} range	h	$\gamma, \%$
94/5/23	e083fc0-04e	<5	100	0.833	148.8	41.62	38.36~2.36	0.92~0.057	0.013~0.22	0.0015~0.52
94/5/24	e083fc0-05e	<5	100	0.836	145.87	39.99	39.38~1.19	0.98~0.03	0.012~0.22	0.00097~0.716
94/5/26	e083fc0-06e	<5	100	0.898	147.3	41.23	39.15~0.61	0.95~0.015	0~0.25	0.0012~0.85
94/6/8	e09fc0-01e	<5	100	0.939	143.76	37.91	36.43~0.63	0.96~0.016	0.072~0.22	0.0012~0.815
94/6/15	e075fc0-01e	<5	100	0.762	150.18	42.73	42.46~1.31	0.99~0.03	0~0.21	0.0011~0.84
94/6/28	e08fc0-01e	<5	100	0.814	146.46	41.77	40.91~0.54	0.98~0.013	0~0.20	0.0012~2.17
94/7/7	e09fc0-02e	<5	100	0.883	142.32	38.25	38.25~0.15	0.95~0.004	0~0.23	0.0013~0.56
94/7/24	e09fc0-03e	<5	100	0.888	147.2	40.89	37.29~6015	0.91~0.15	0.99~18.46	0.0013~0.206
94/7/27	e09fc0-04e	<5	100	0.89	151.52	42.41	37.83~2.64	0.89~0.06	2.29~22.89	0.0011~0.33
94/7/20	e095fc0-02e	<5	100	0.961	143.27	37.03	34.67~1.04	0.93~0.028	2.79~20.3	0.0009~0.44
94/7/26	e082fc0-02e	<5	100	0.829	158.95	47.61	43.41~0.61	0.91~0.012	2.47~20.3	0.0011~0.85
94/6/17	e08fc15-01e	15	100	0.803	144.62	40.55	39.96~0.85	0.98~0.021	0~0.26	0.0011~0.53
94/6/20	e07fc15-01e	15	100	0.704	150.59	44.58	44.59~0.65	1~0.015	0.078~0.22	0.0008~0.427
94/6/24	e08fc30-01e	30	100	0.798	137.91	36.98	35.97~1.08	0.97~0.029	0~0.19	0.00099~0.34
94/6/27	e08fc50-01e	50	100	0.757	142.55	39.63	37.09~1.23	0.94~0.031	0~0.22	0.00097~0.31
94/6/6	e06ottwa-01e	-	100	0.597	200.69	81.81	52.37~0.78	0.64~0.009	0.06~0.28	0.00089~1.13
94/6/12	e06ottwa-02e	-	100	0.609	203.54	84.15	48.11~0.86	0.57~0.01	0~0.29	0.0011~0.89
94/6/14	e06ottwa-03e	-	100	0.619	195.28	77.46	51.41~0.68	0.65~0.0086	0~0.29	0.001~0.92

表 4-2 沃太華砂基本物性

Mineral	Quartz
Shape	Rounded
e_{max}	0.76
e_{min}	0.50
Gs	2.65
D60(mm)	0.36
D10(mm)	0.23
Cu	1.56



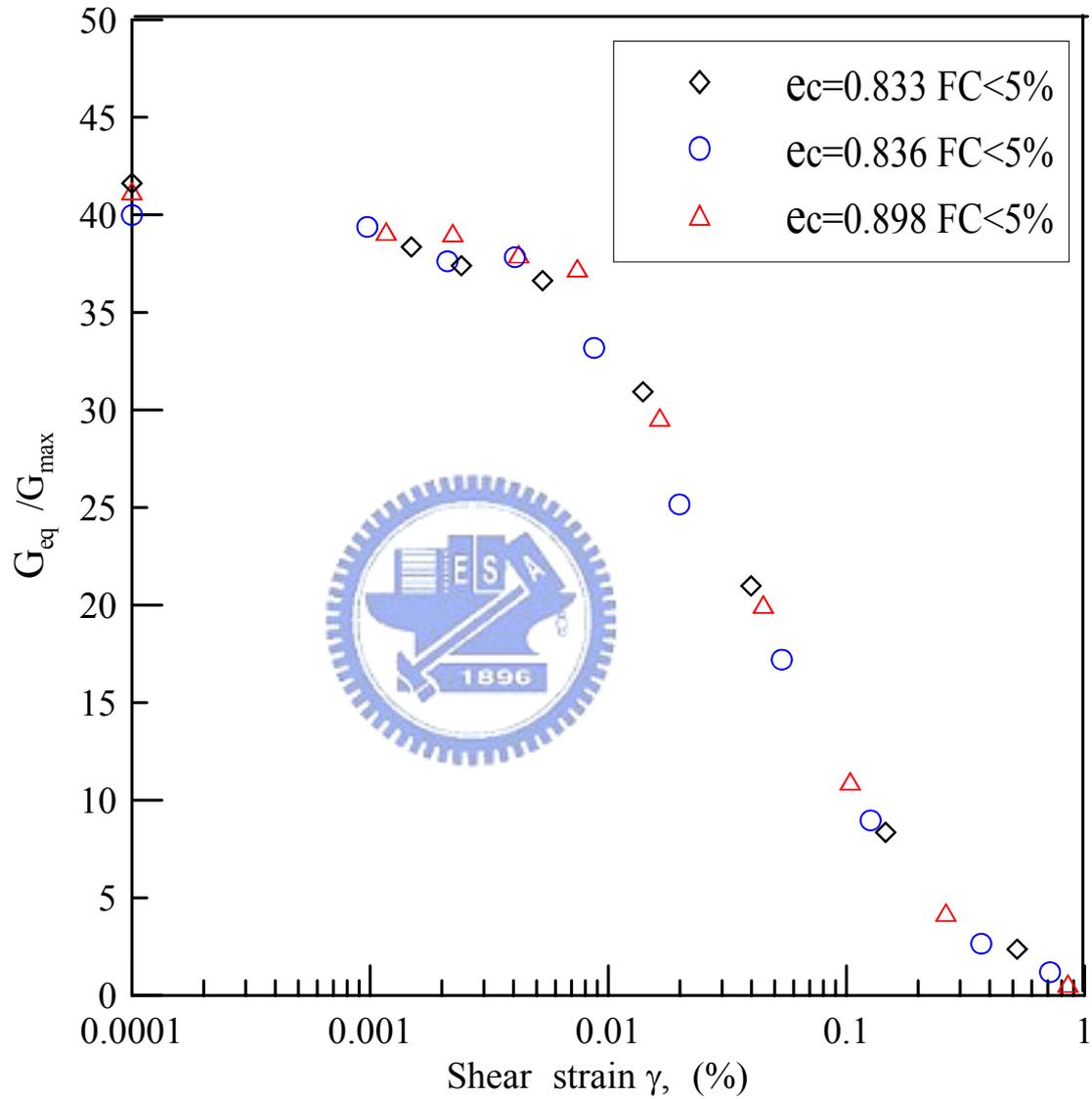


圖 4-1(a) 麥寮乾淨砂微小應變中空扭剪三軸試驗之重複性試驗—剪力模數與剪應變之關係圖(試體以乾夯法製作)

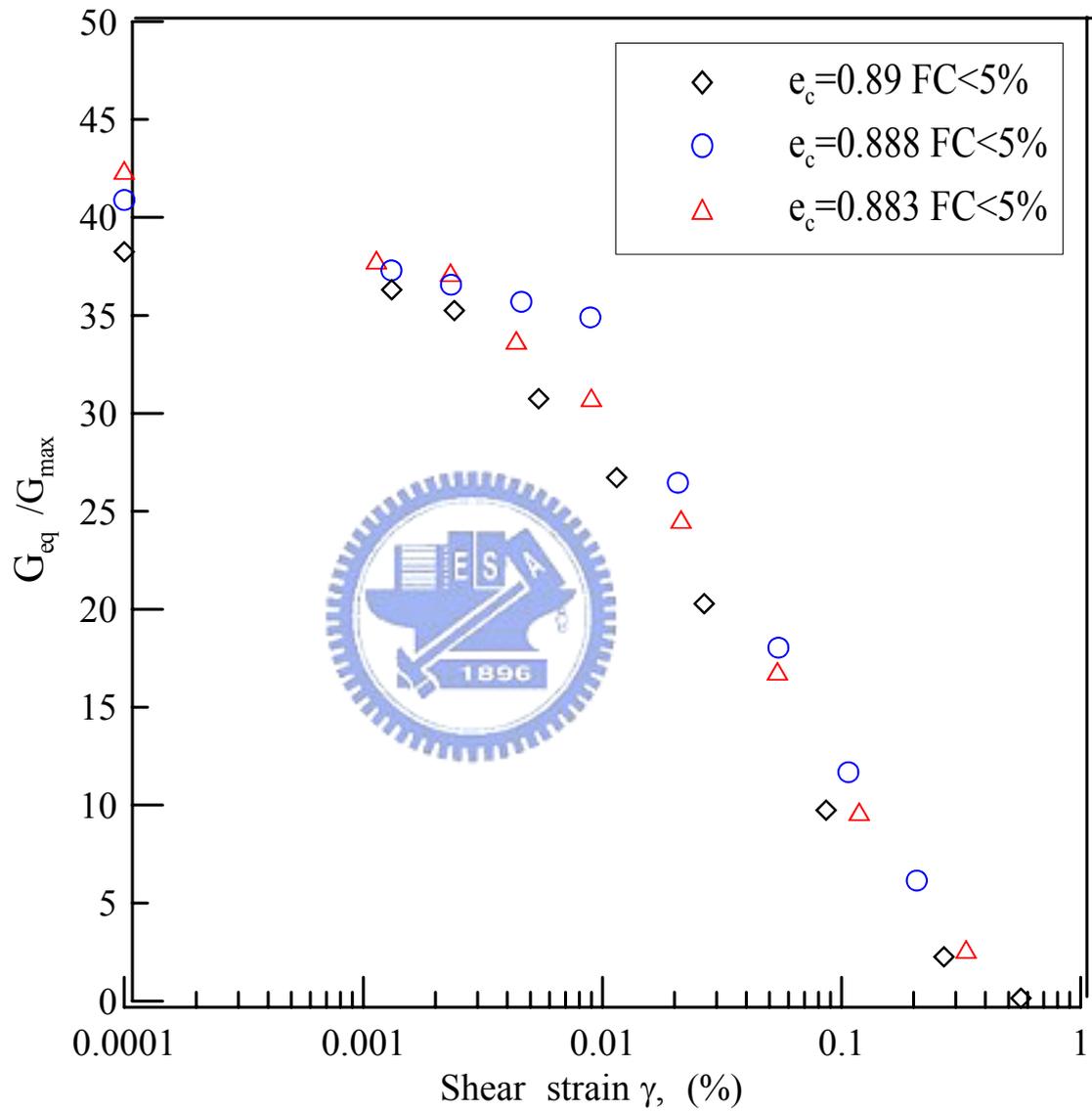


圖 4-1(b) 麥寮乾淨砂微小應變中空扭剪三軸試驗之重複性試驗—剪力模數與剪應變之關係圖(試體以濕夯法製作)

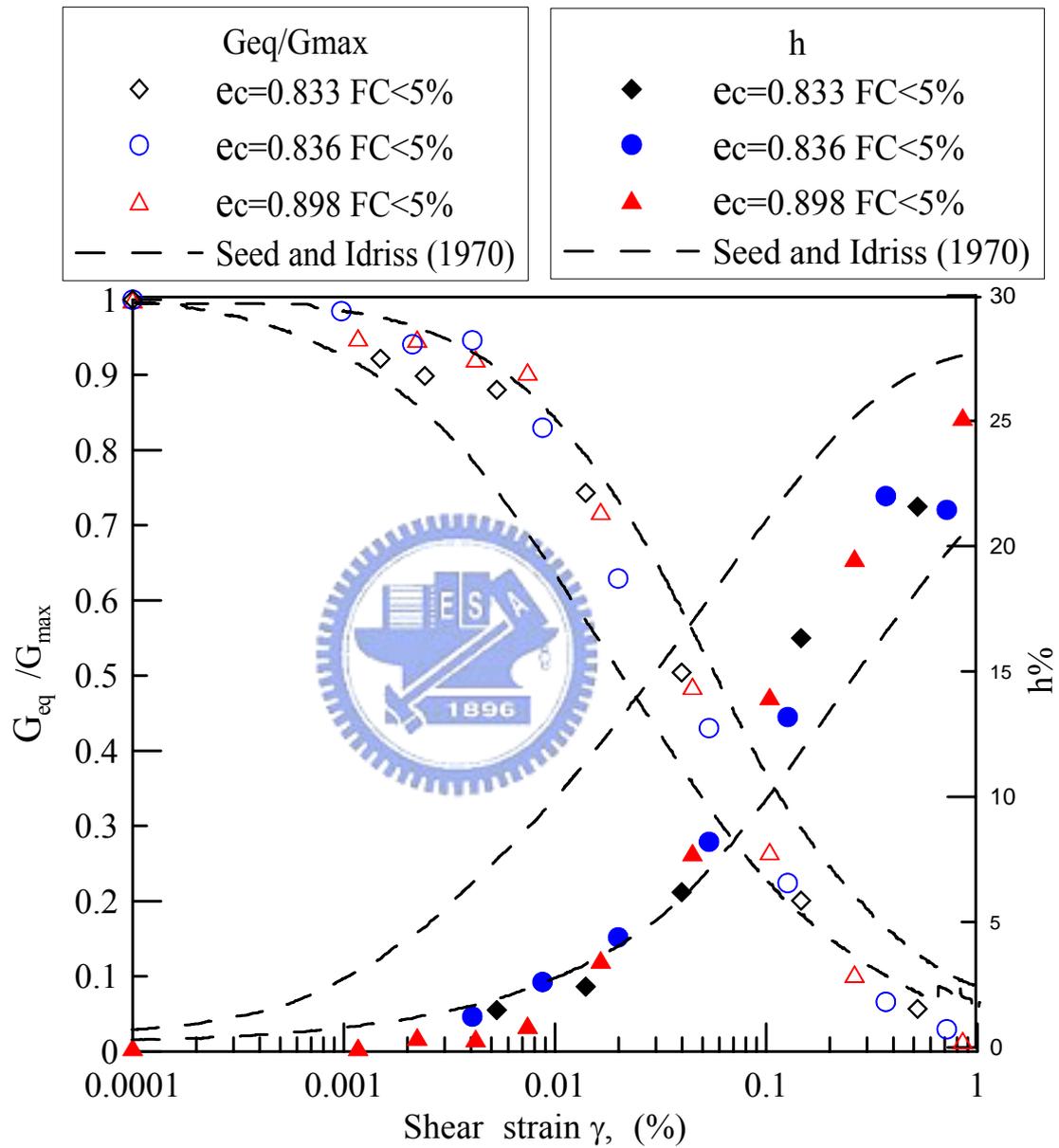


圖 4-2(a) 麥寮乾淨砂微小應變中空扭剪三軸試驗之重複性試驗—剪力模數比及阻尼比與剪應變之關係圖(試體以乾夯法製作)

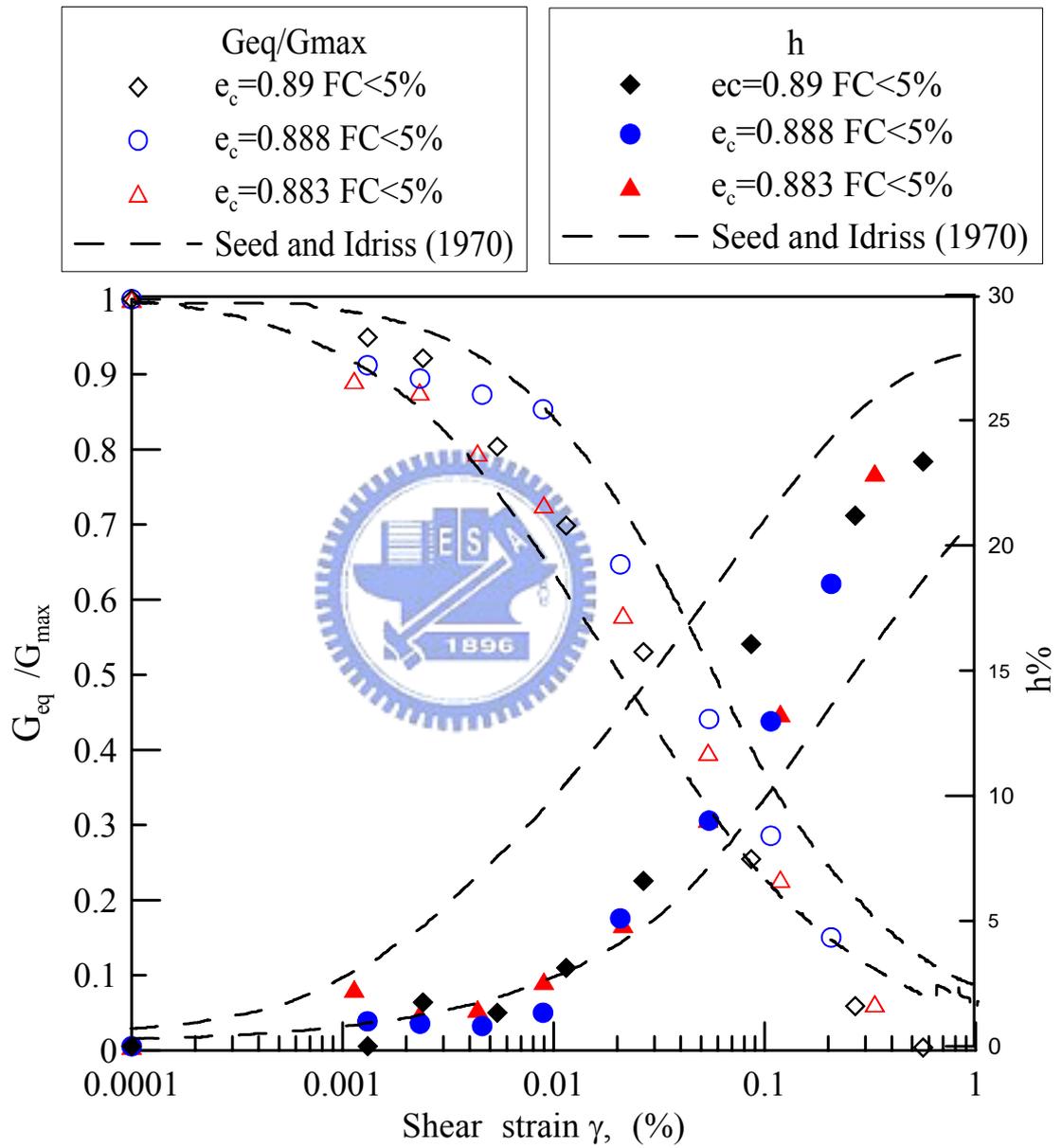


圖 4-2(b) 麥寮乾淨砂微小應變中空扭剪三軸試驗之重複性試驗—剪力模數比及阻尼比與剪應變之關係圖(試體以濕夯法製作)

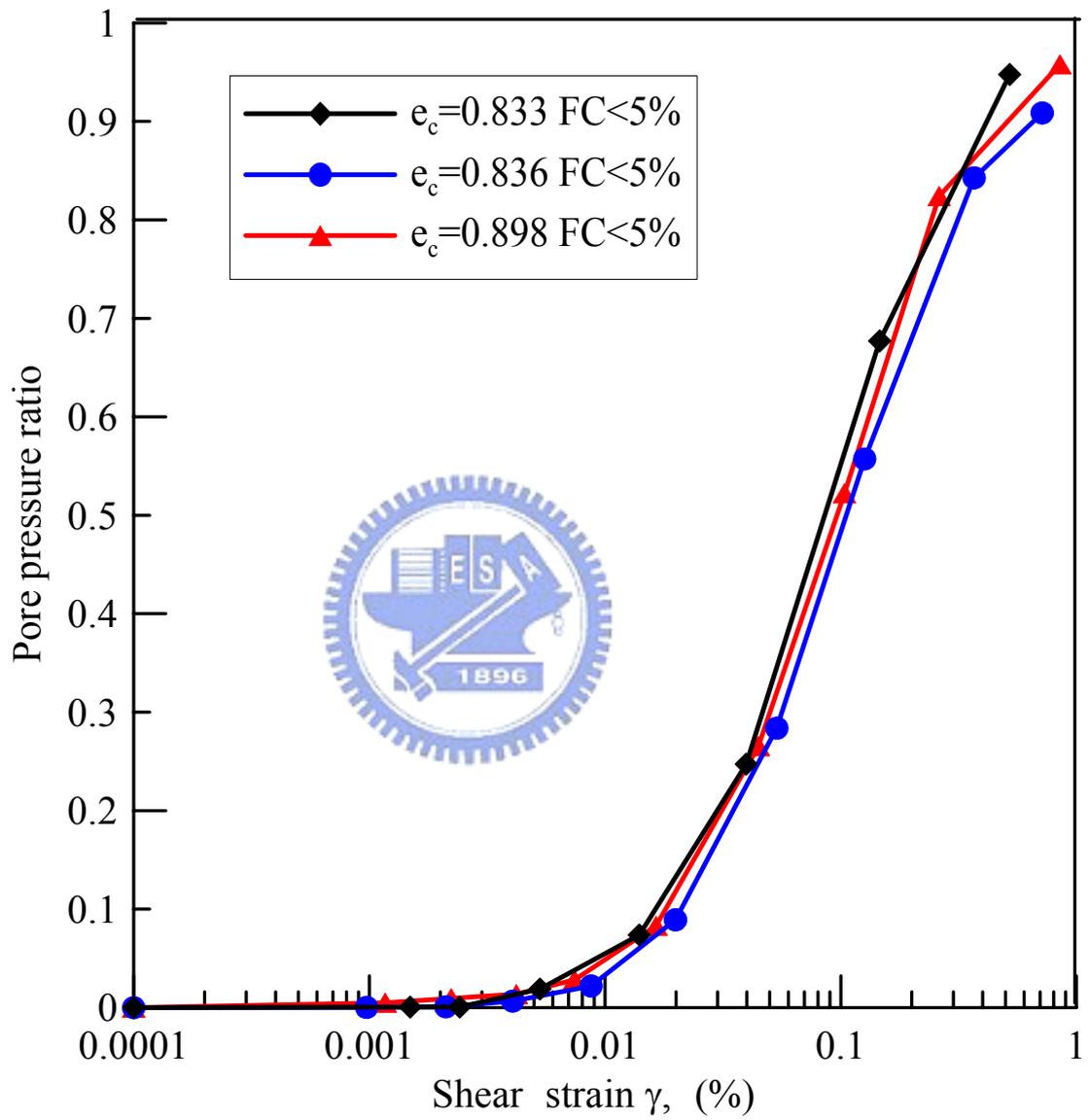


圖 4-3(a) 麥寮乾淨砂微小應變中空扭剪三軸試驗之重複性試驗—超額孔隙水壓比與剪應變之關係圖(試體以乾夯法製作)

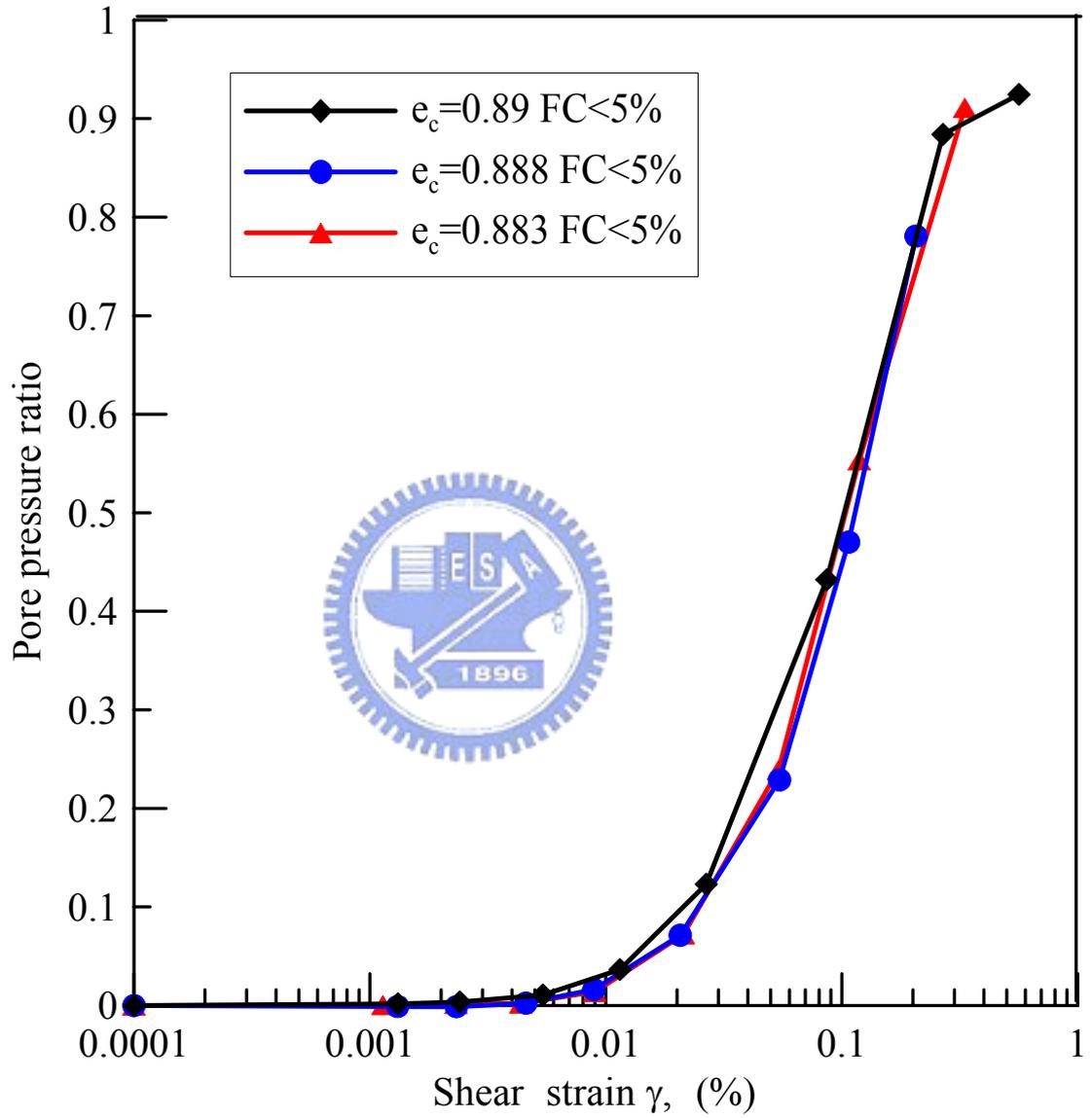


圖 4-3(b) 麥寮乾淨砂微小應變中空扭剪三軸試驗之重複性試驗—超額孔隙水壓比與剪應變之關係圖(試體以濕夯法製作)

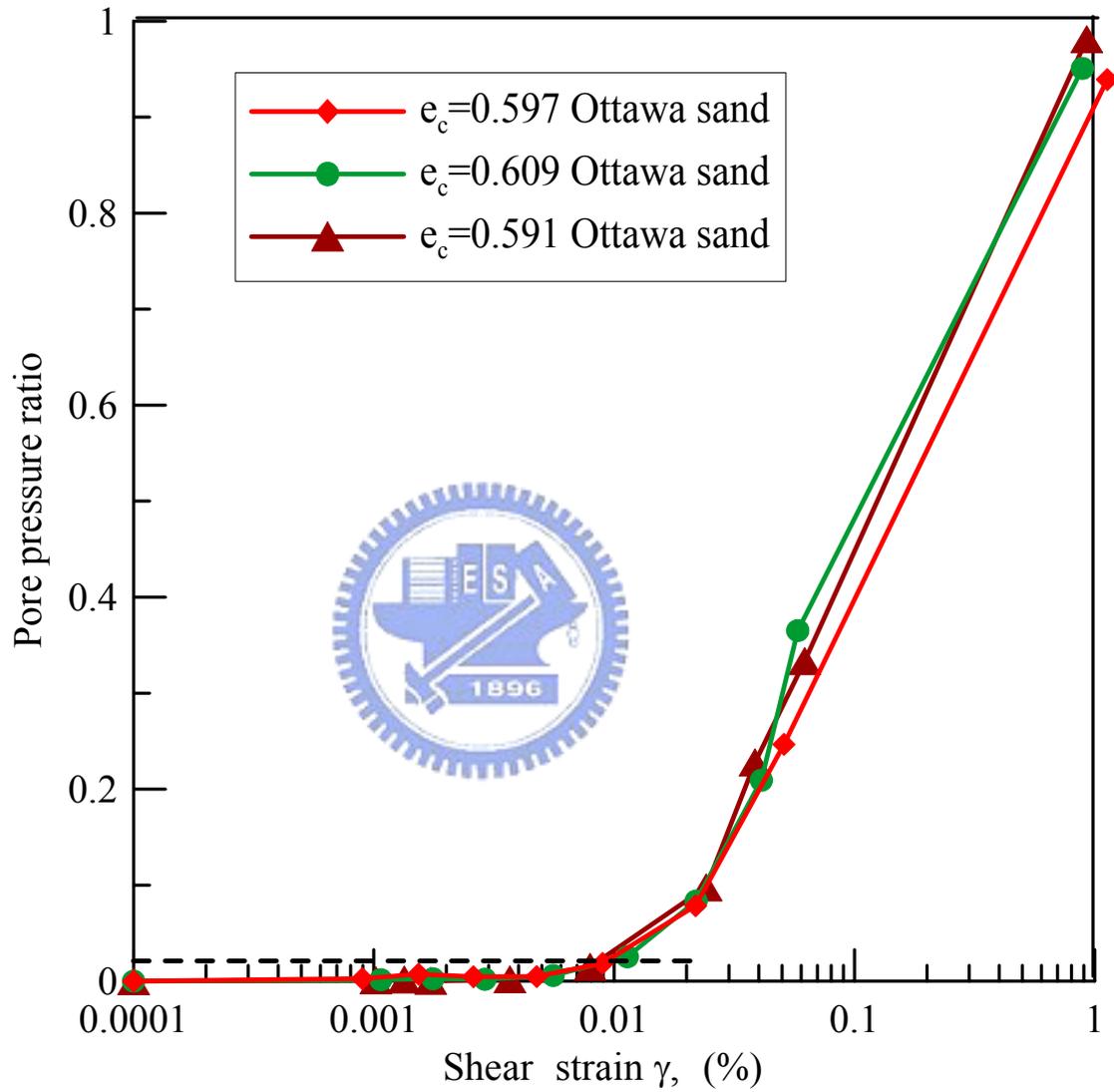


圖 4-5 沃太華砂微小應變中空扭剪三軸試驗之重複性試驗—超額孔隙水壓比與剪應變之關係圖

Mailiau Sand Shear Strain = $1.8 \times 10^{-2}\%$

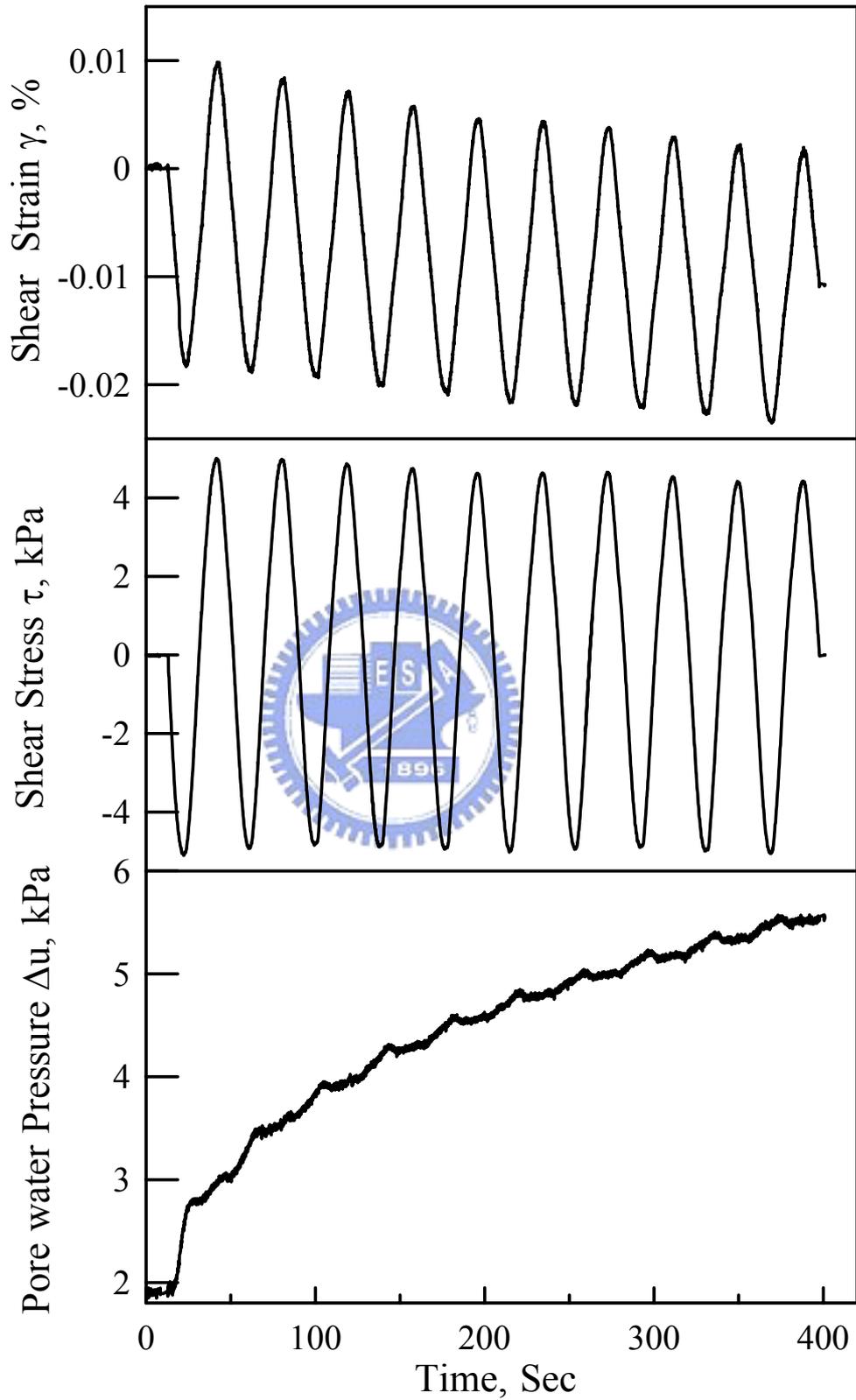


圖 4-6 往復式微小應變中空扭剪三軸試驗結果 (FC < 5%)

MLS	FC=15%	$e_c = 0.8$
Confining Pressure = 400 kPa	Back Pressure = 300 kPa	
Geq = 39.96MPa shear strain = 1.06e-3%		

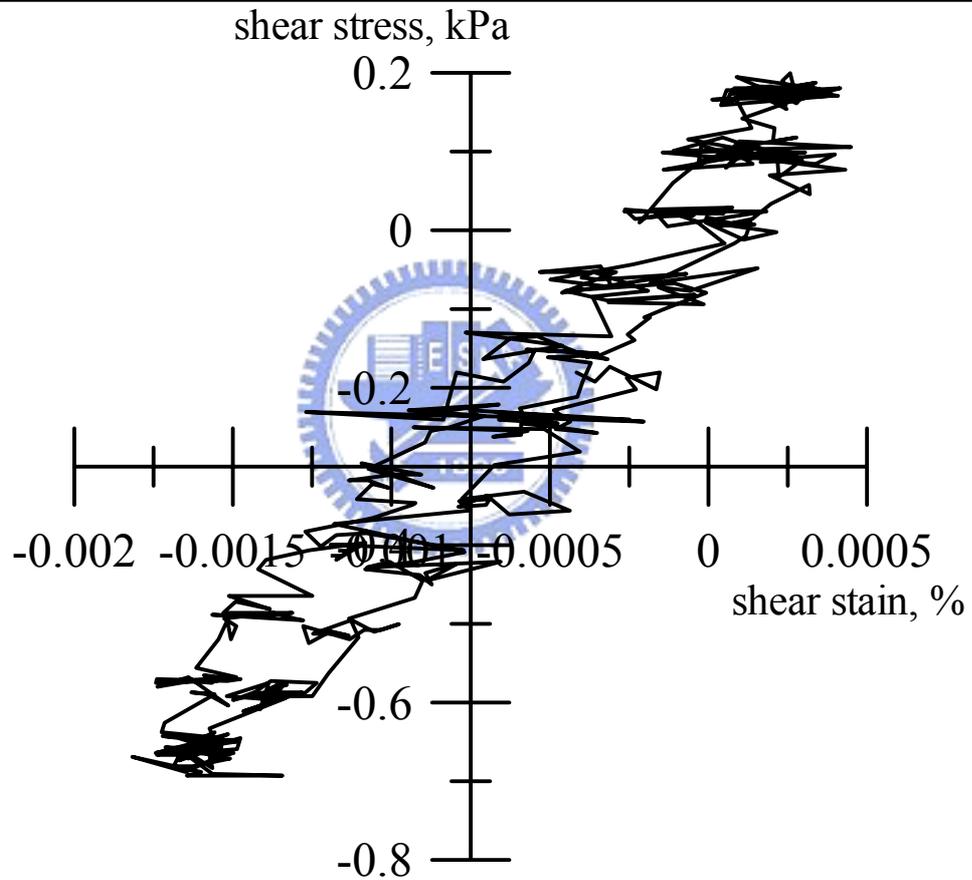


圖 4-7(a) 往復式微小應變中空扭剪三軸試驗剪應力應變關係
 (FC = 15% , $e_c=0.8$, $\gamma = 10^{-3}\%$)

MLS FC=15% $e_c = 0.8$
 Confining Pressure = 400 kPa Back Pressure = 300 kPa
 Geq = 26.79MPa shear strain = 1.07e-2%

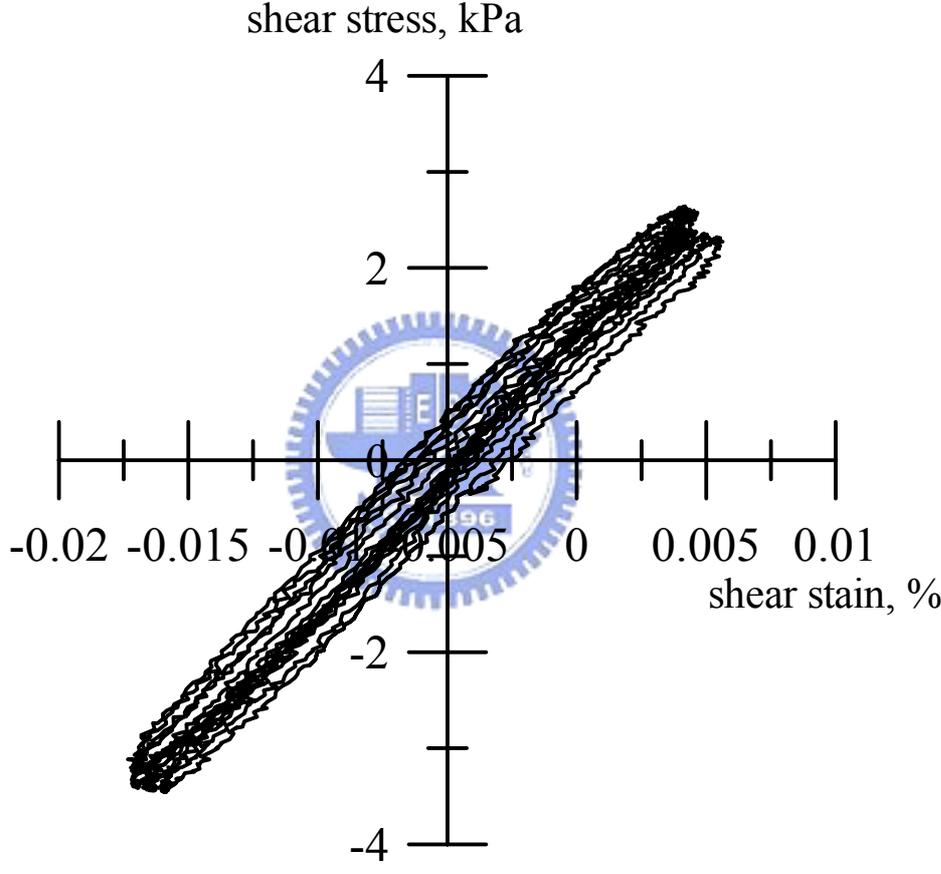


圖 4-7(b) 往復式微小應變中空扭剪三軸試驗剪應力應變關係
 (FC = 15% , $e_c=0.8$, $\gamma = 10^{-2}\%$)

MLS	FC=15%	$e_c = 0.8$
Confining Pressure = 400 kPa		Back Pressure = 300 kPa
Geq = 10.41MPa		shear strain = 8.67e-2%

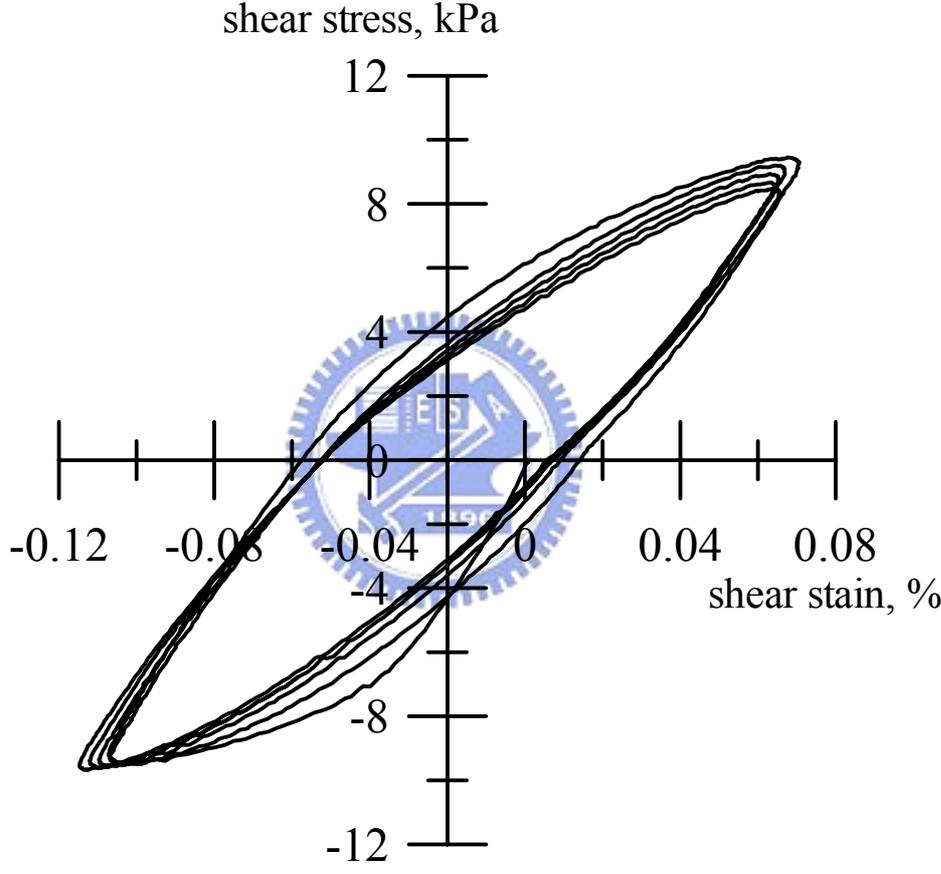


圖 4-7(c) 往復式微小應變中空扭剪三軸試驗剪應力應變關係
 (FC = 15% , $e_c=0.8$, $\gamma = 10^{-1}\%$)

MLS	FC=15%	$e_c = 0.8$
Confining Pressure = 400 kPa		Back Pressure = 300 kPa
Geq = 3.83MPa shear strain = 2.37e-1%		

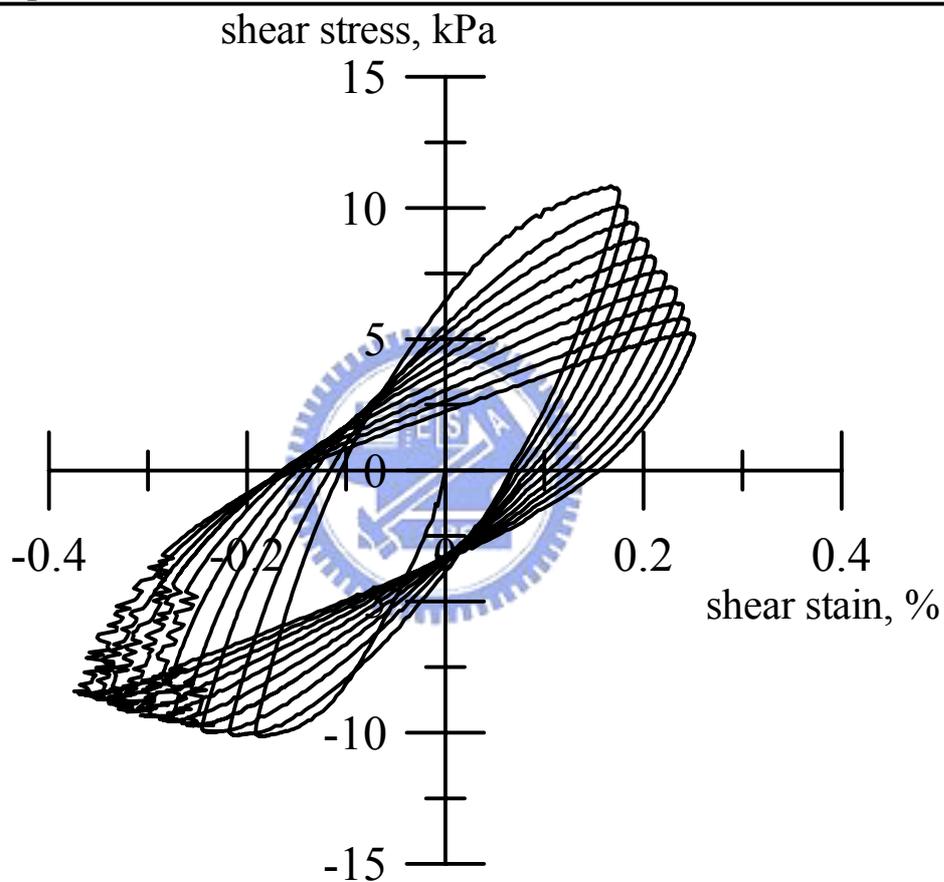


圖 4-7(d) 往復式微小應變中空扭剪三軸試驗剪應力應變關係
 (FC = 15% , $e_c=0.8$, $\gamma = 2*10^{-1}\%$)

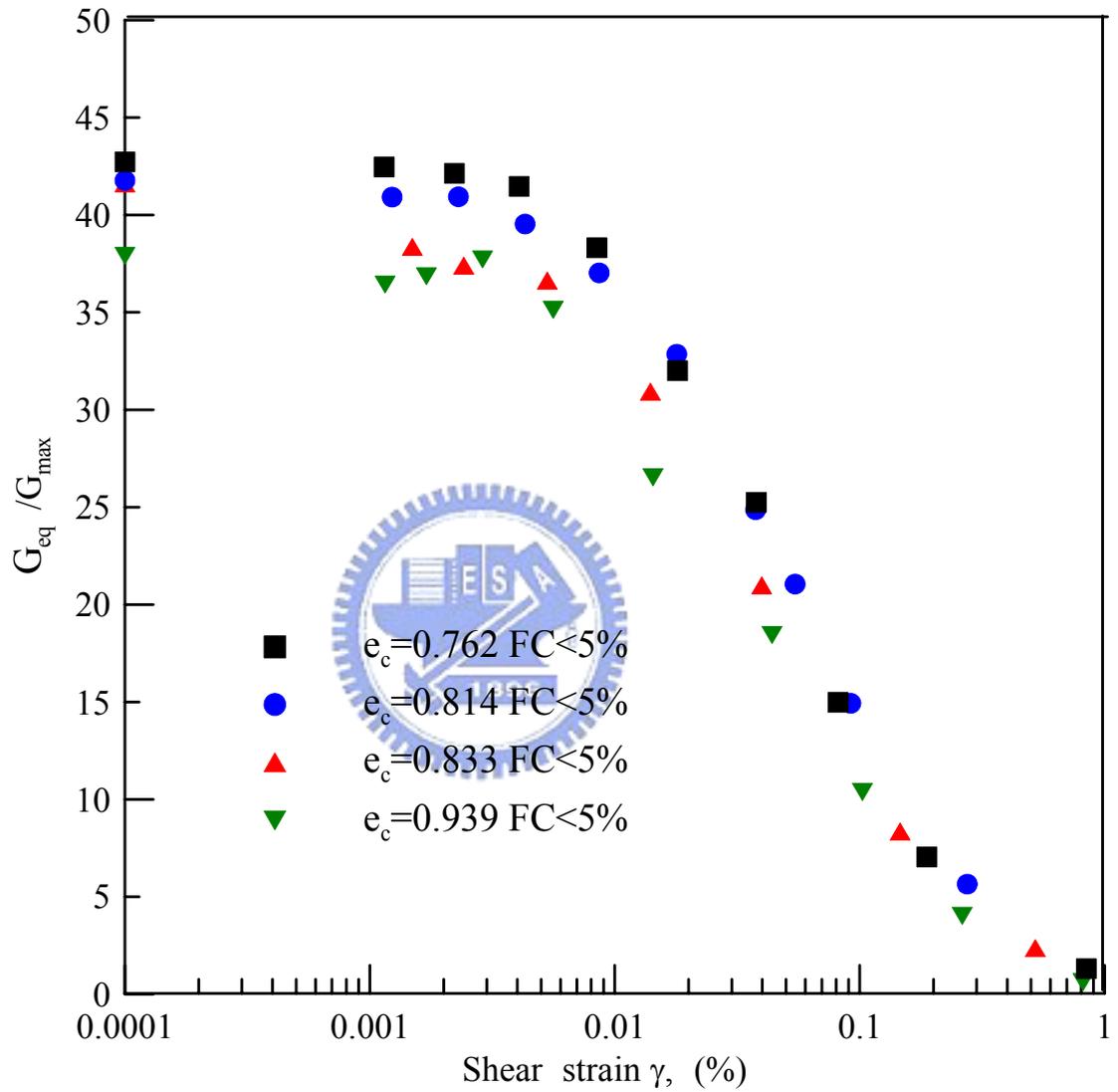


圖 4-8(a) 剪力模數(G)隨剪應變變化之情形 ($FC < 5\%$) (試體以乾夯法製作)

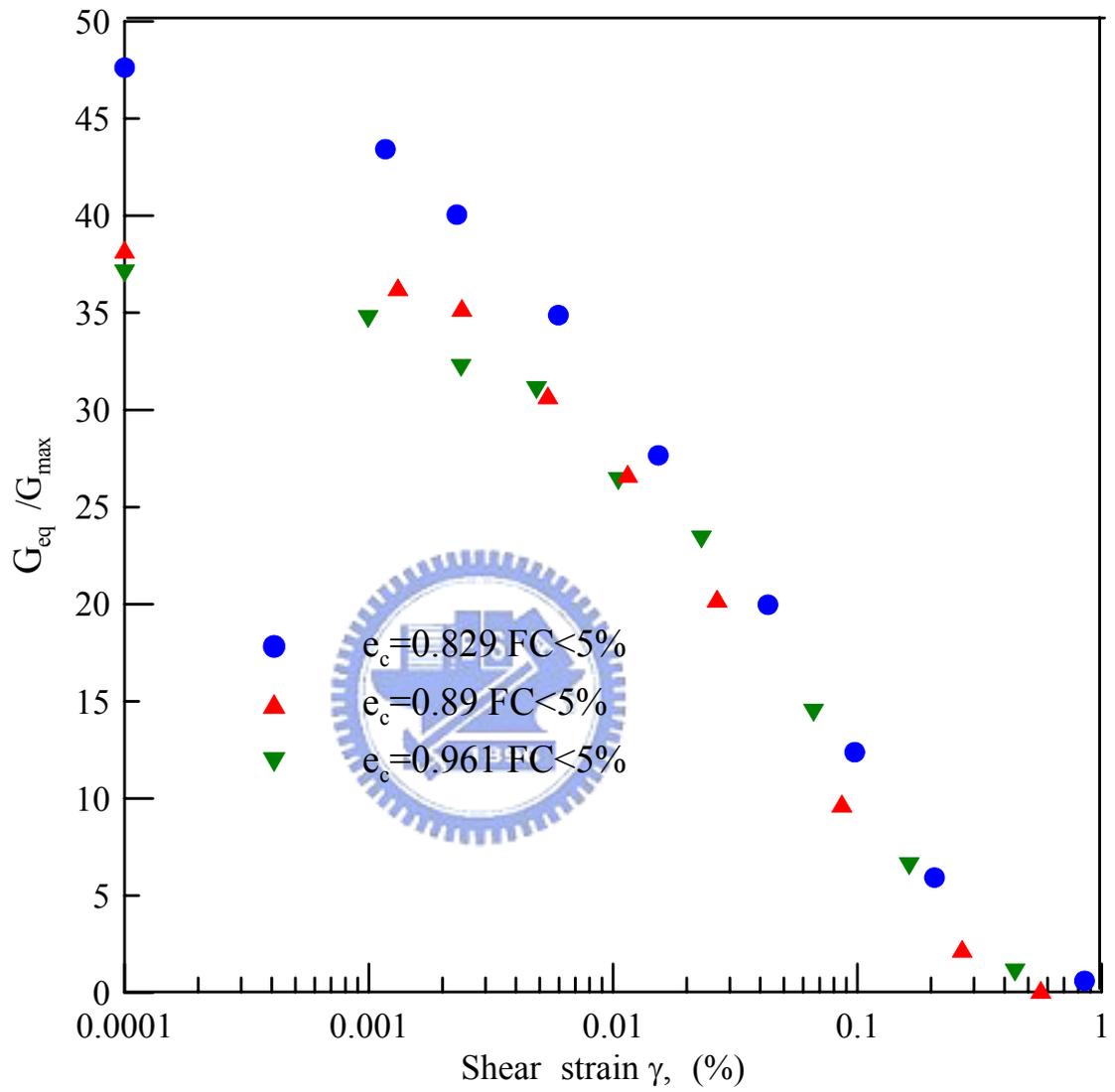


圖 4-8(b) 剪力模數(G)隨剪應變變化之情形 (FC < 5%) (試體以濕夯法製作)

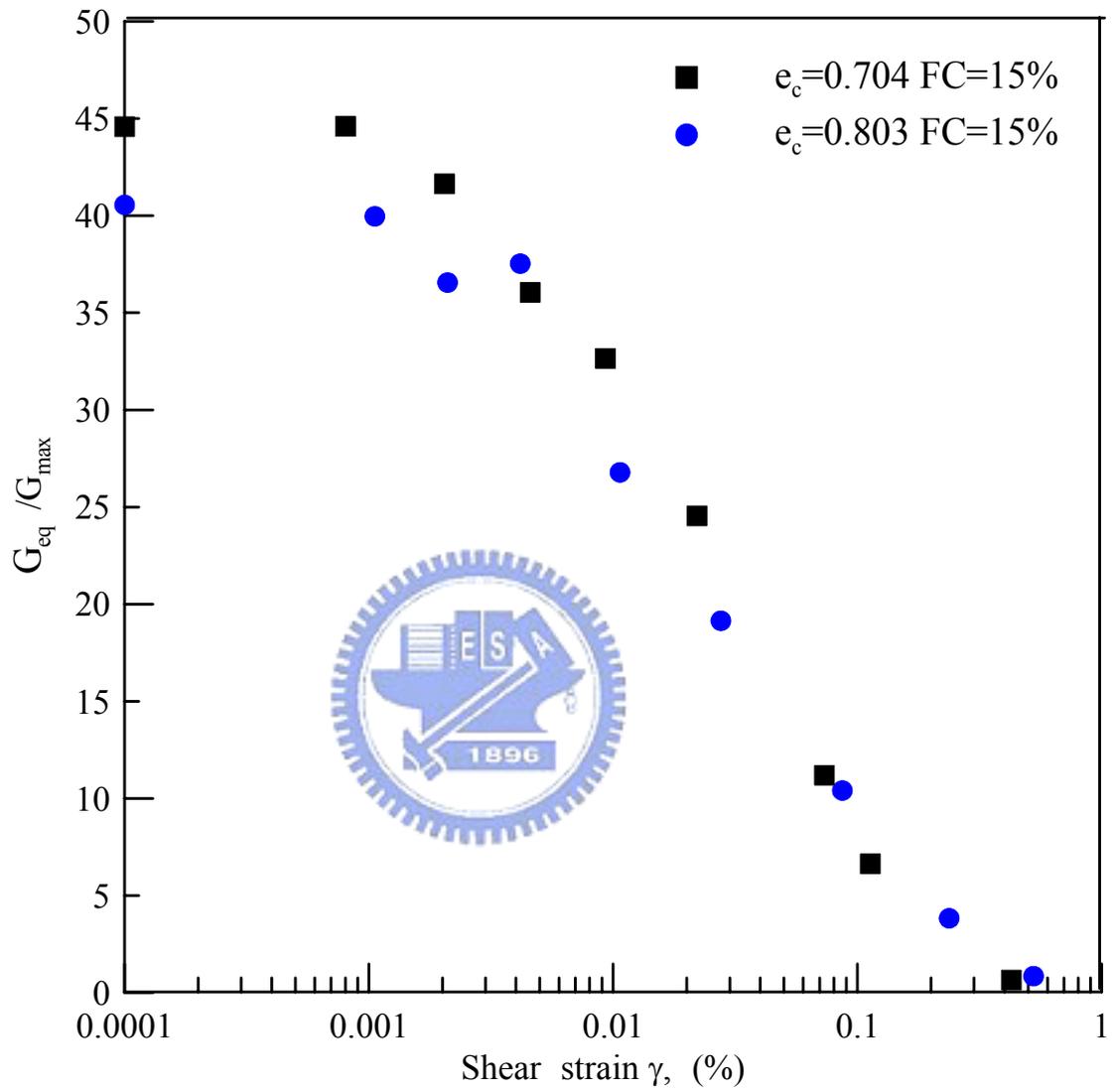


圖 4-9 剪力模數(G)隨剪應變變化之情形 (FC = 15%)

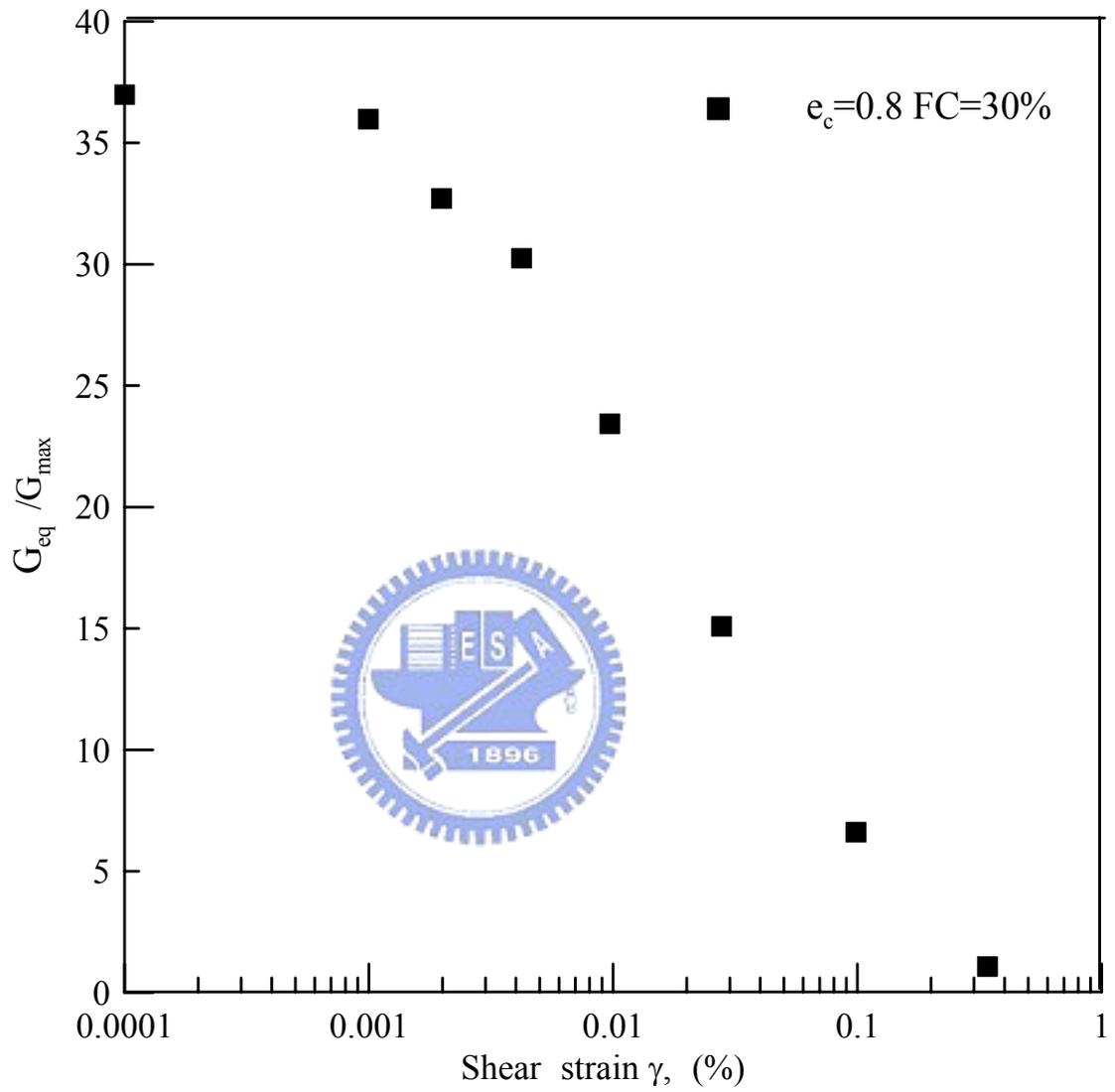


圖 4-10 剪力模數(G)隨剪應變變化之情形 (FC = 30%)

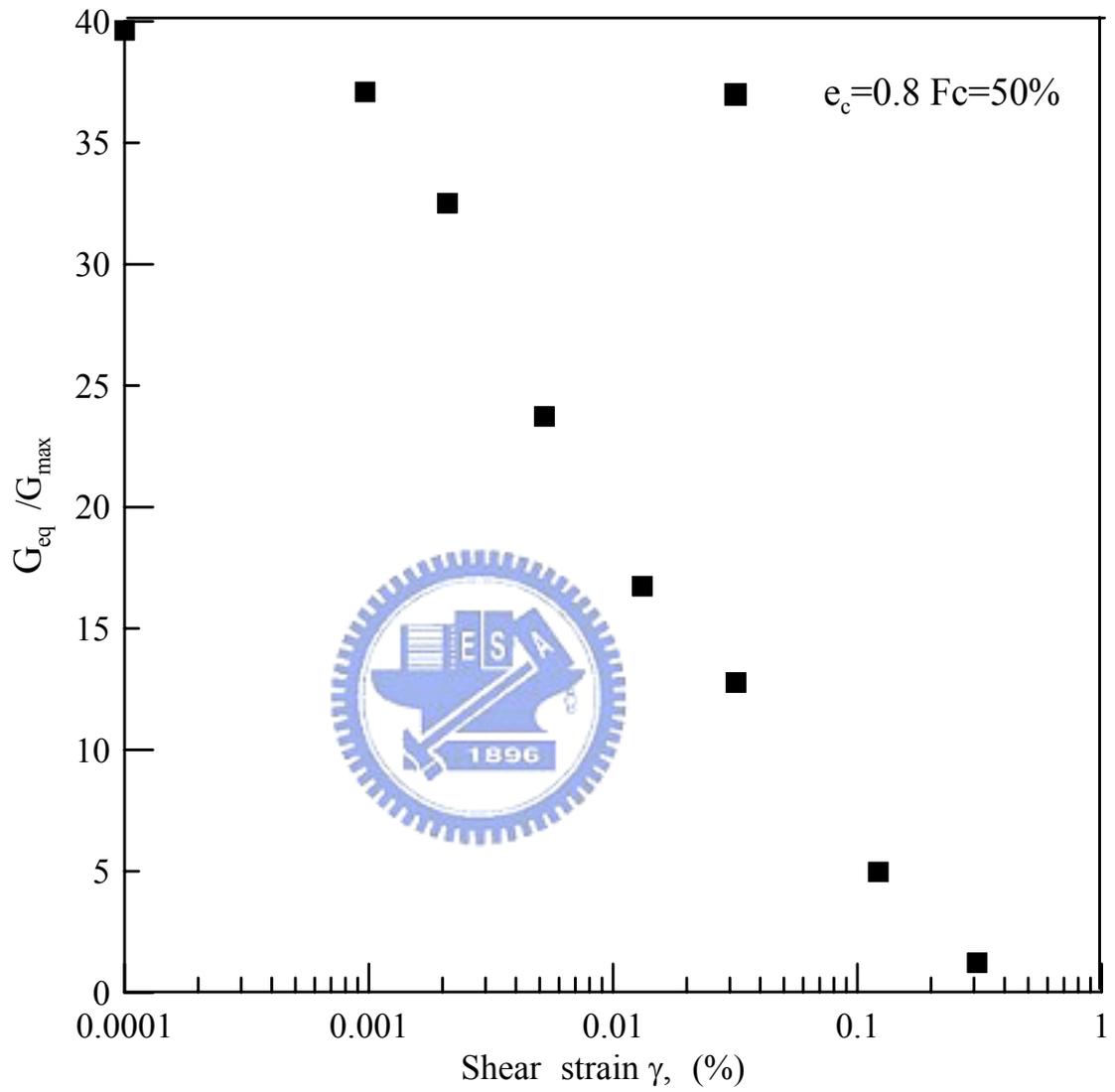


圖 4-11 剪力模數(G)隨剪應變變化之情形 ($FC = 50\%$)

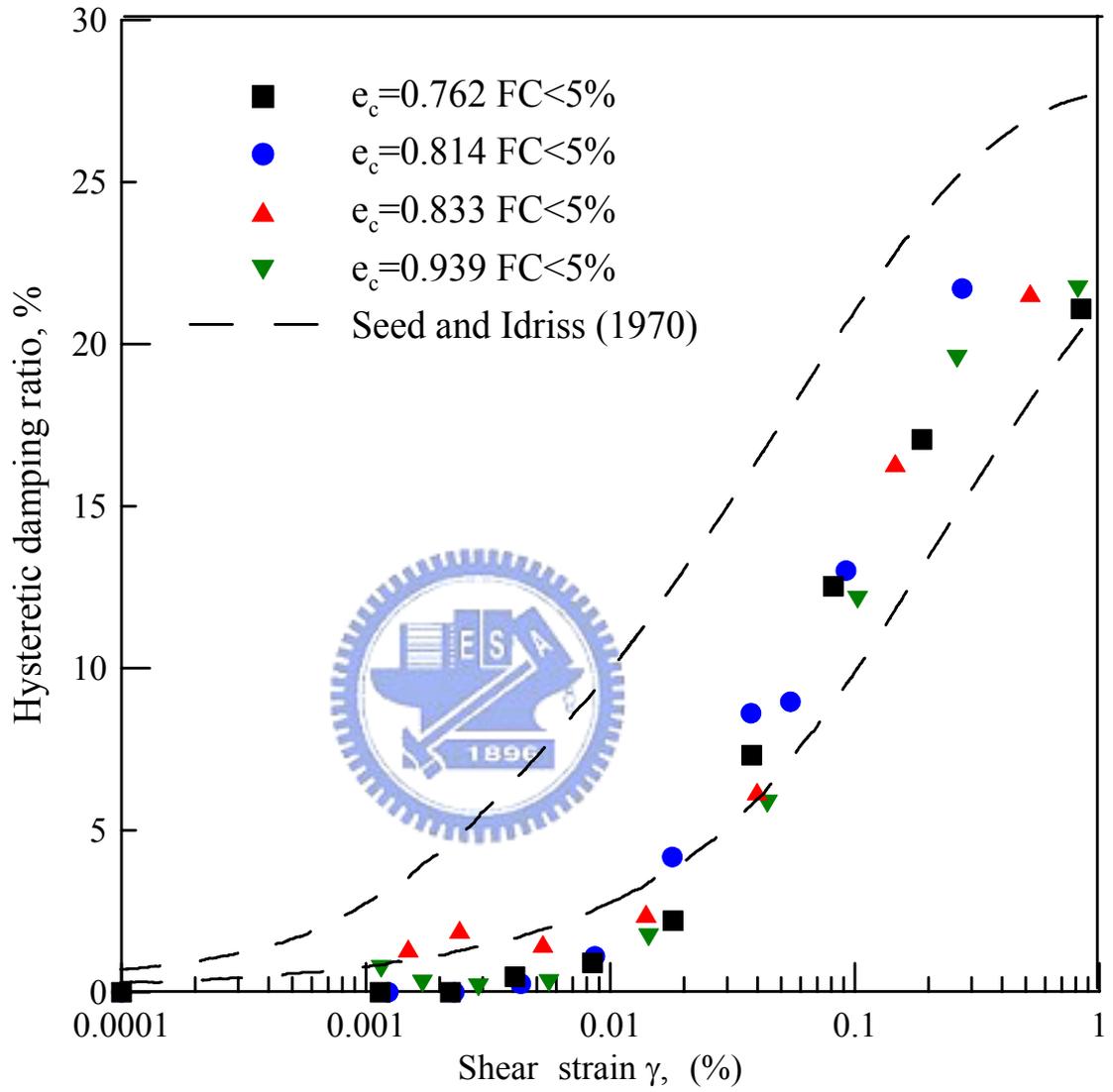


圖 4-12(a) 阻尼比(h)隨剪應變變化之情形 (FC < 5%) (試體以乾夯法製作)

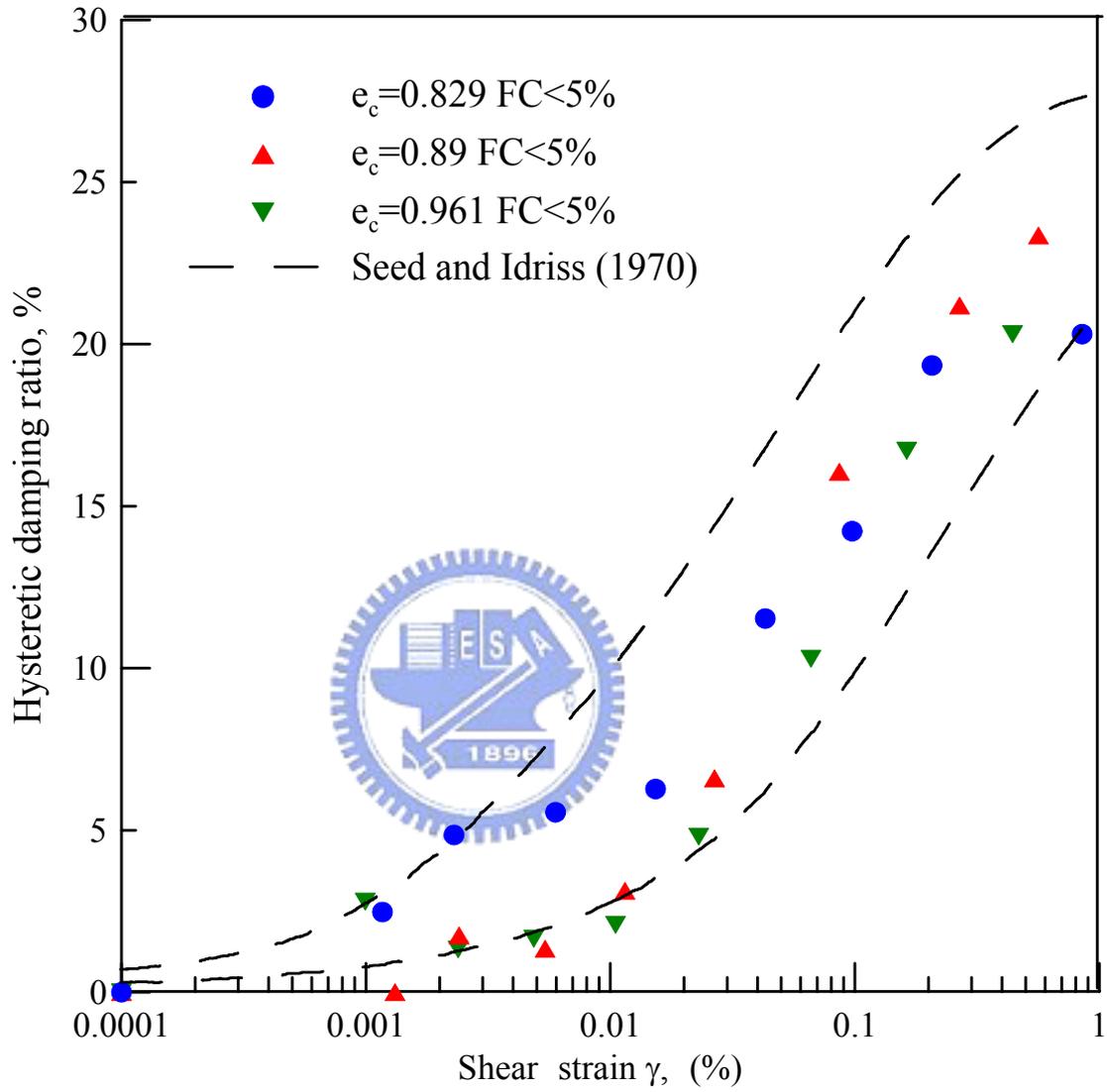


圖 4-12(b) 阻尼比(h)隨剪應變變化之情形 (FC < 5%) (試體以濕夯法製作)

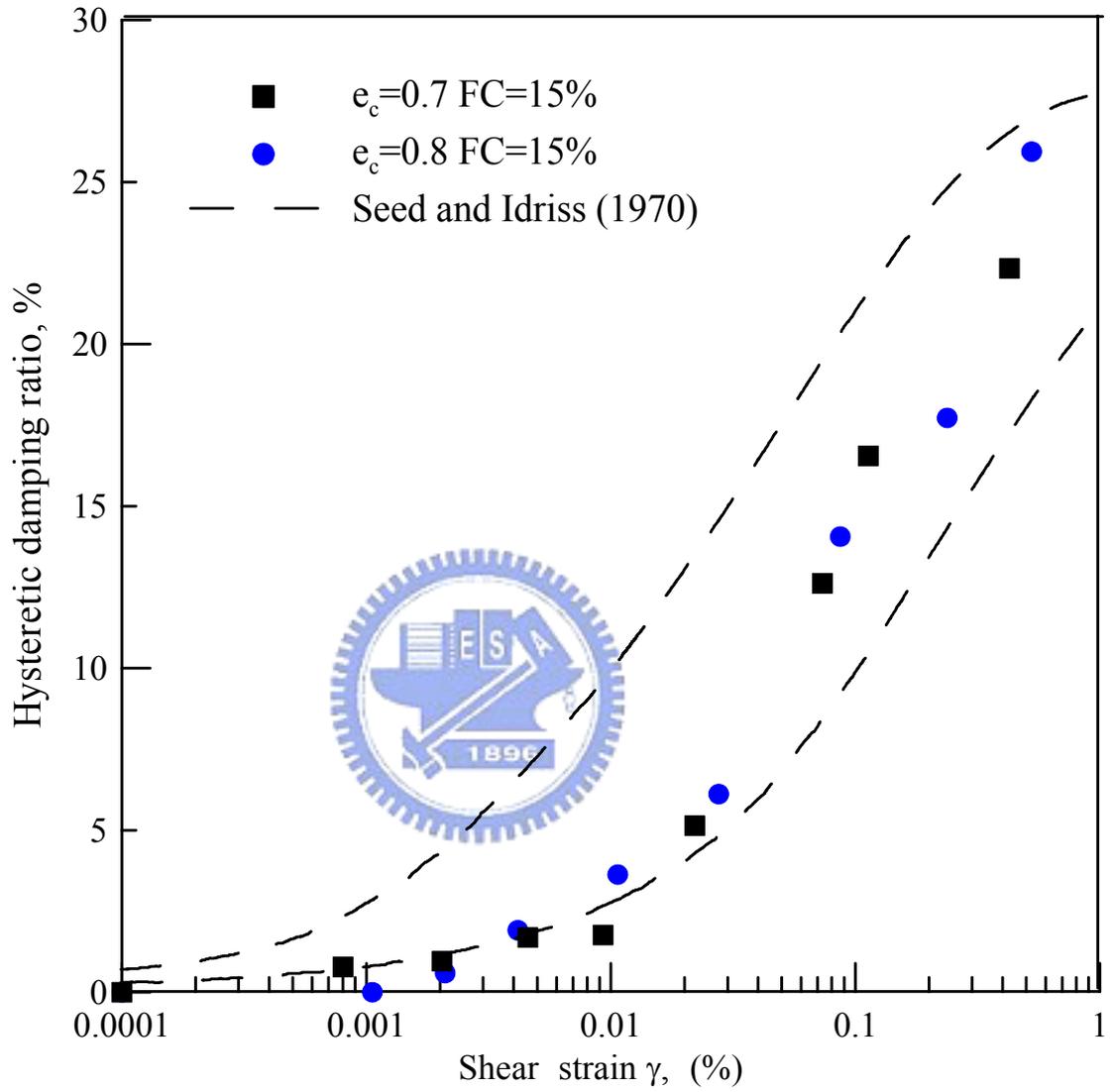


圖 4-13 阻尼比(h)隨剪應變變化之情形 (FC = 15%)

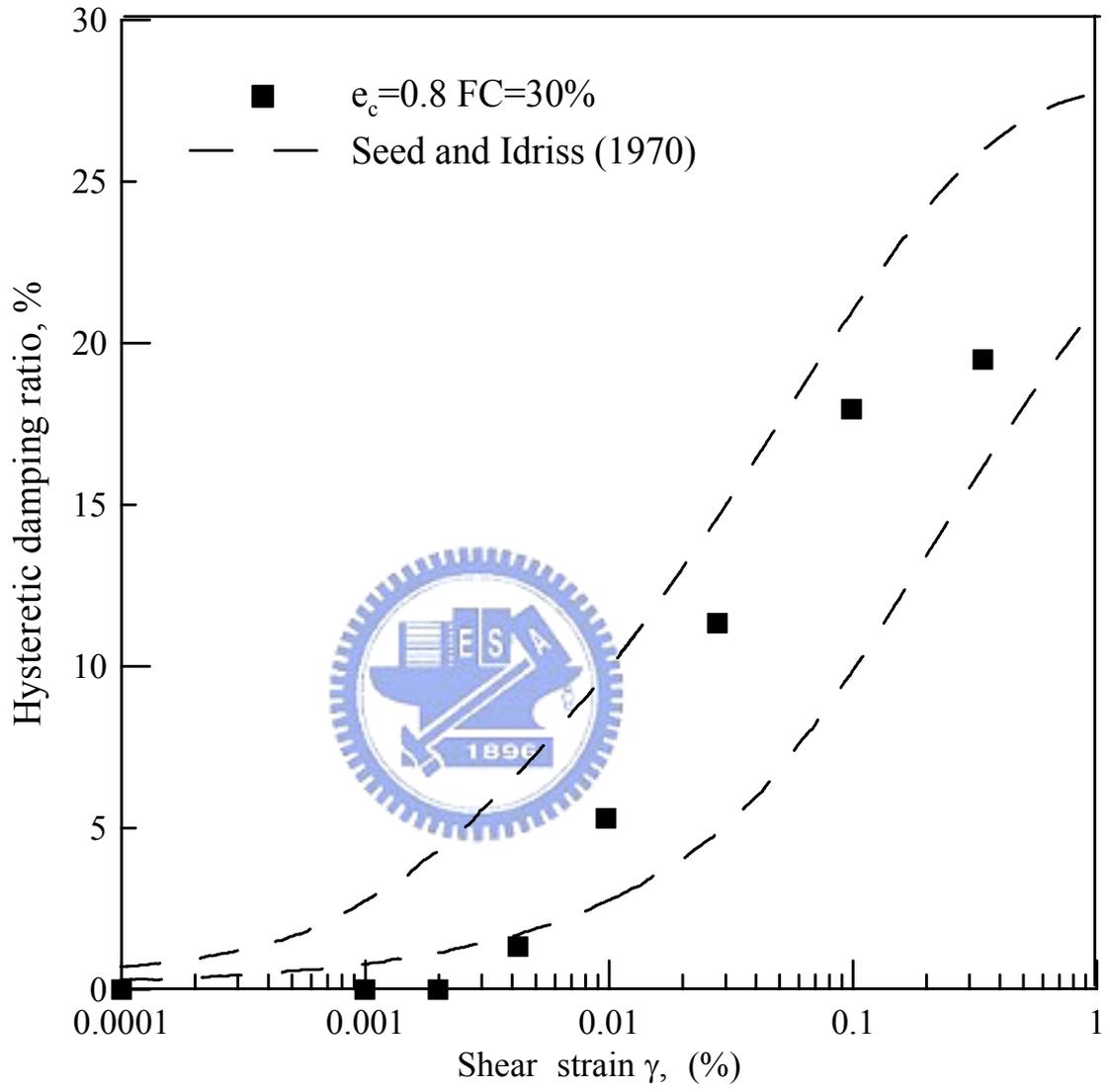


圖 4-14 阻尼比(h)隨剪應變變化之情形 (FC = 30%)

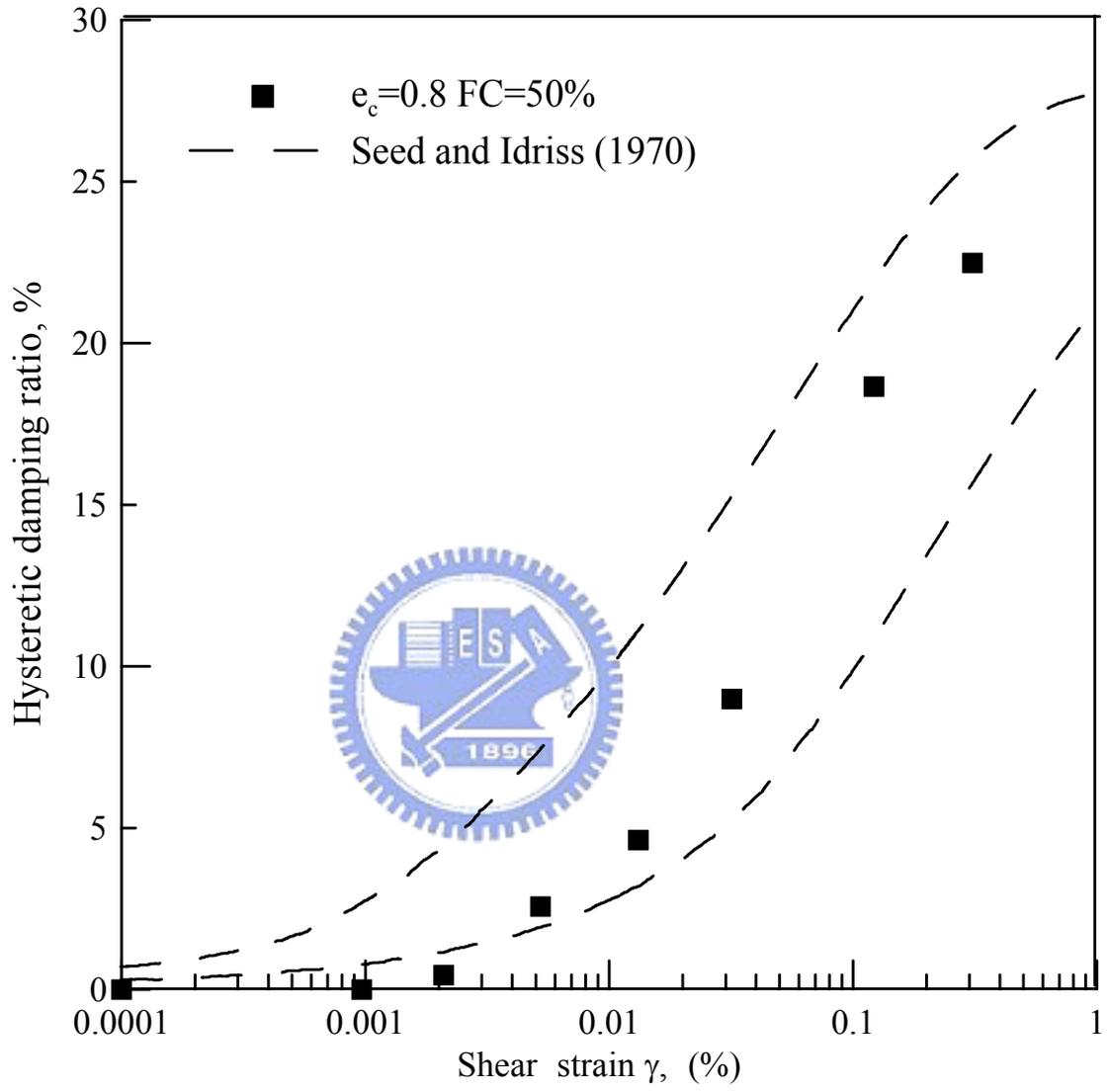


圖 4-15 阻尼比(h)隨剪應變變化之情形 (FC = 50%)

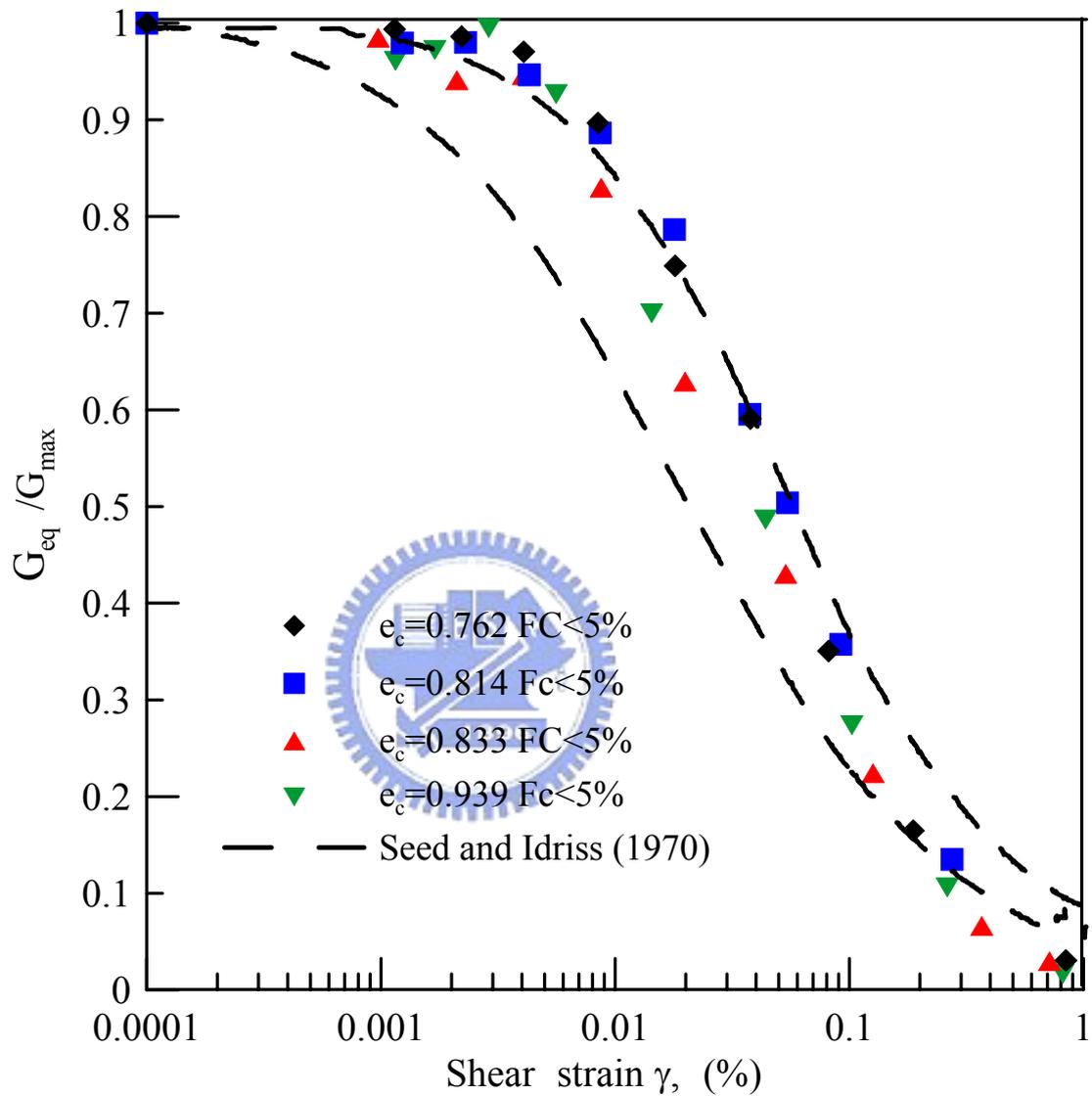


圖 4-16(a) 正規化剪力模數 $\left(\frac{G_{eq}}{G_{max}}\right)$ 與剪應變之關係 (FC < 5%) (試體以乾夯法製作)

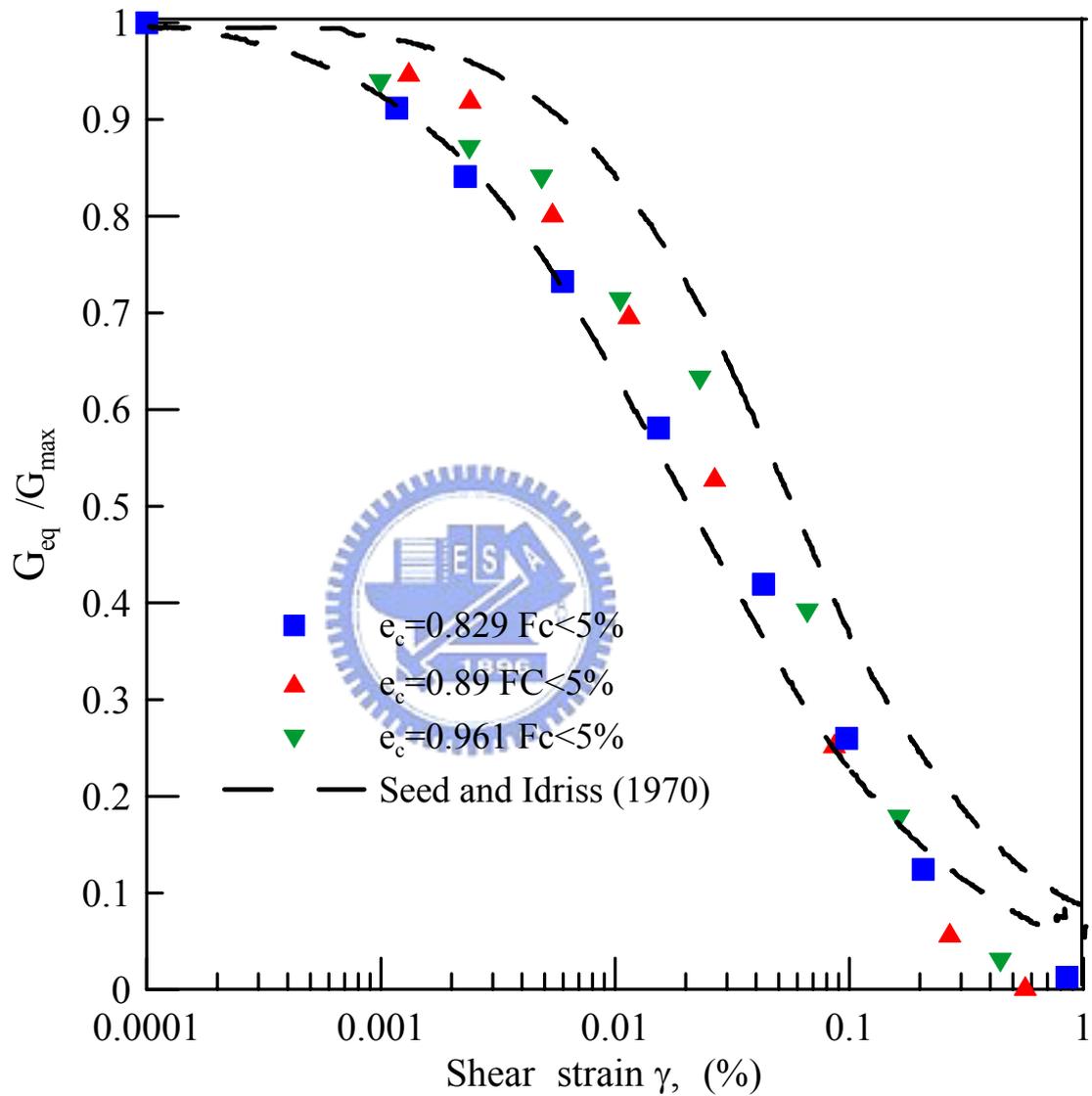


圖 4-16(b) 正規化剪力模數 $\left(\frac{G_{eq}}{G_{max}}\right)$ 與剪應變之關係 ($FC < 5\%$) (試體以濕夯法製作)

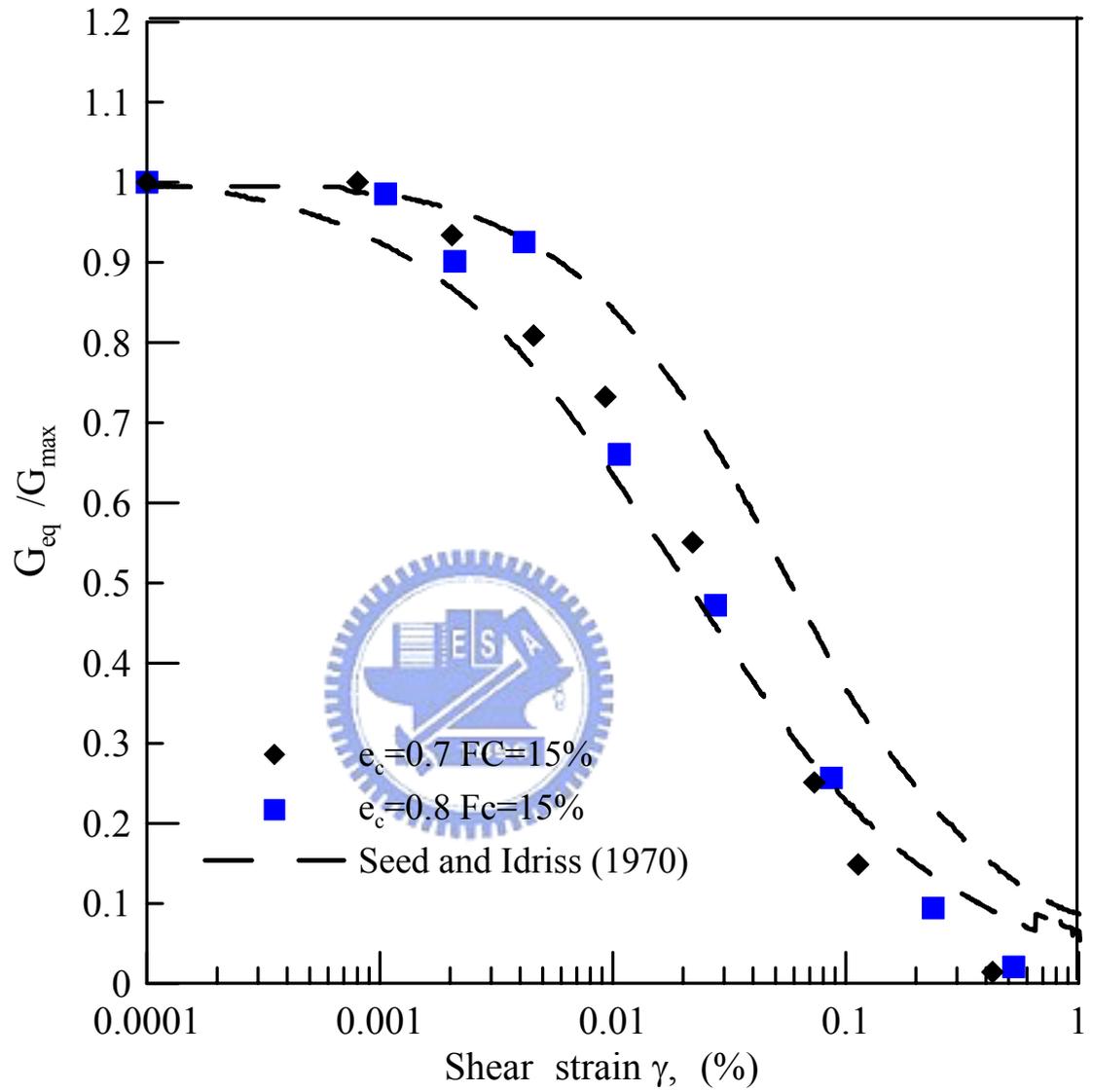


圖 4-17 正規化剪力模數 $\left(\frac{G_{eq}}{G_{max}}\right)$ 與剪應變之關係 (FC = 15%)

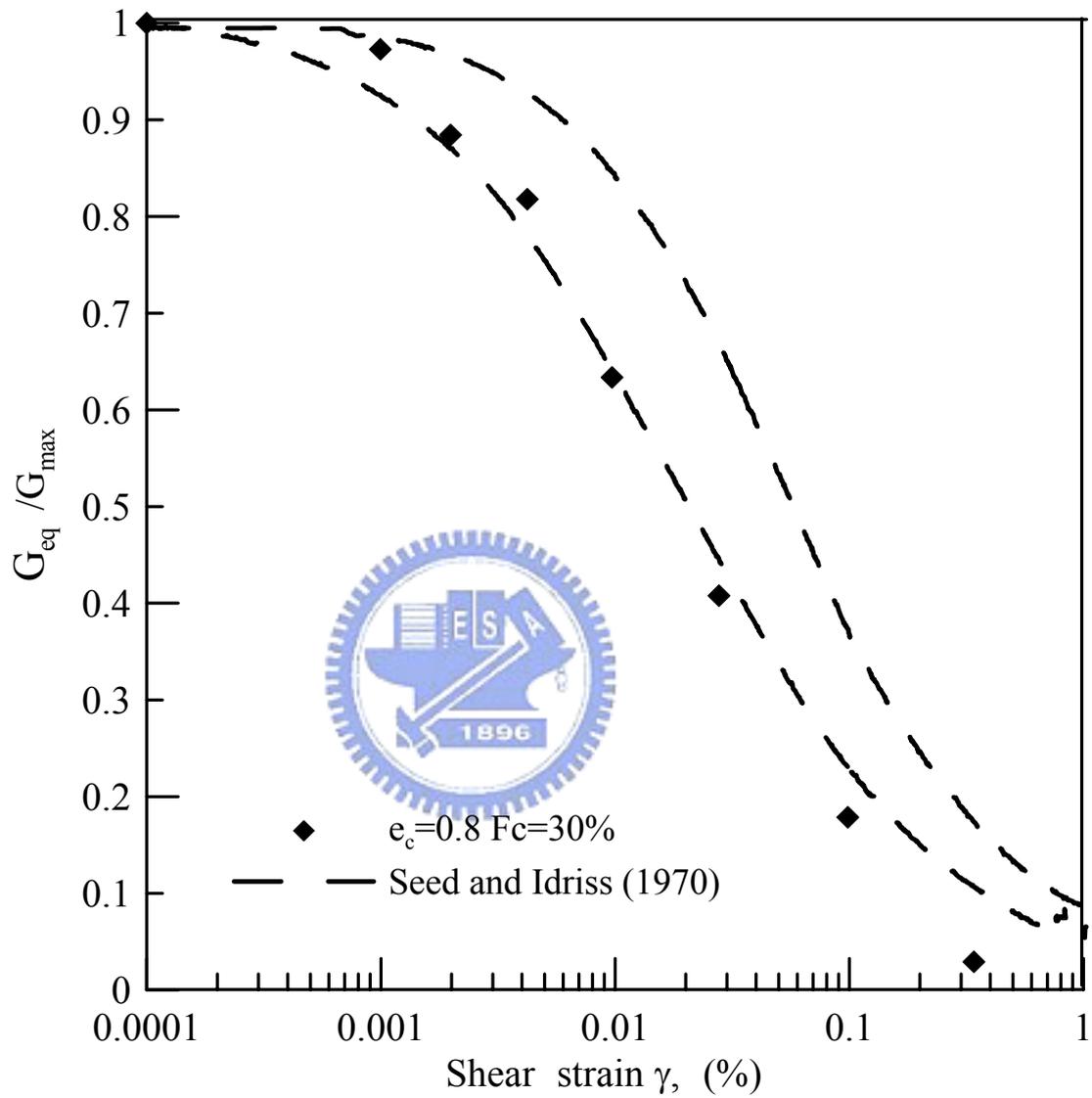


圖 4-18 正規化剪力模數 $\left(\frac{G_{eq}}{G_{max}}\right)$ 與剪應變之關係 (FC = 30%)

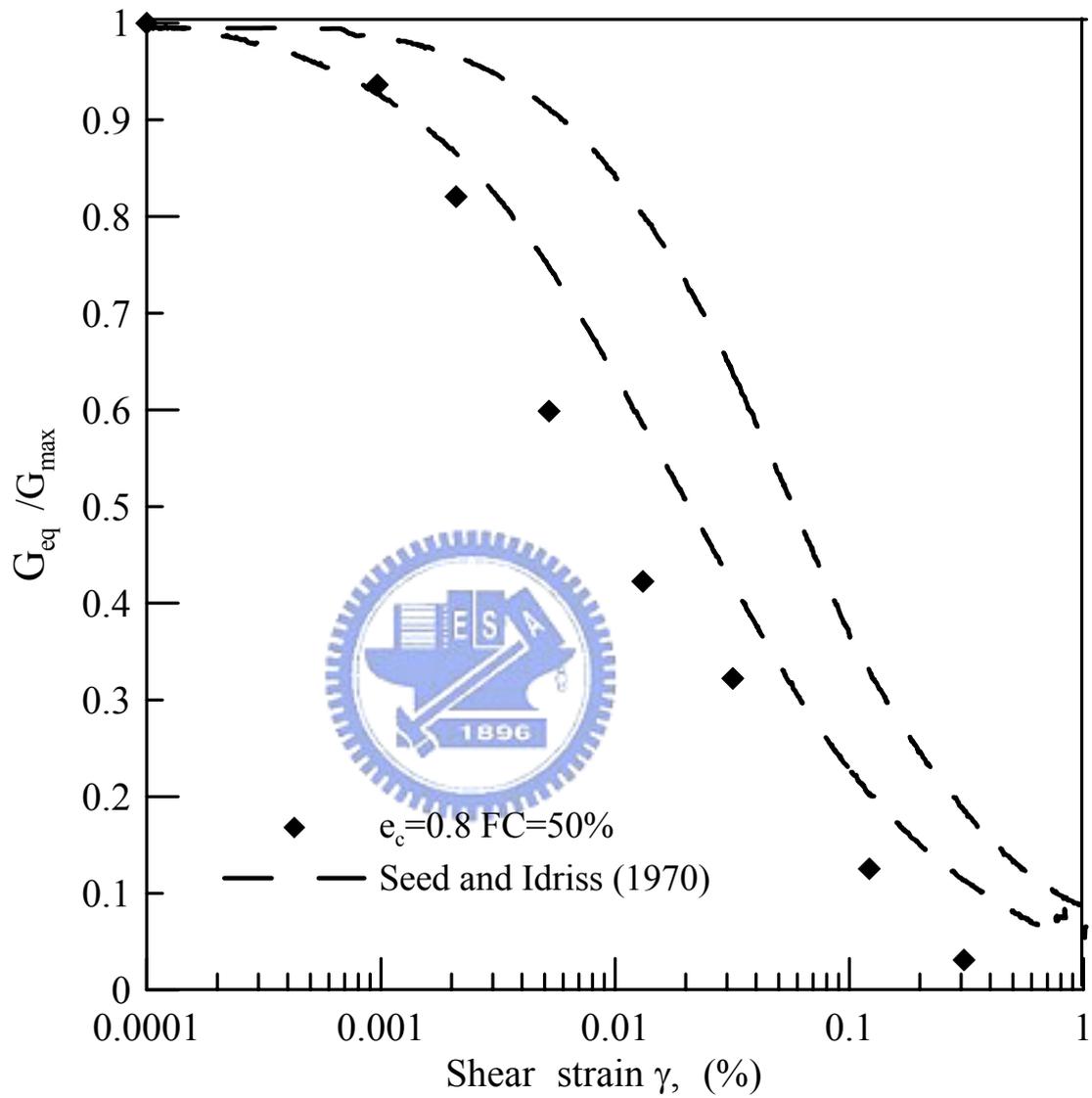


圖 4-19 正規化剪力模數 $\left(\frac{G_{eq}}{G_{max}}\right)$ 與剪應變之關係 (FC = 50%)

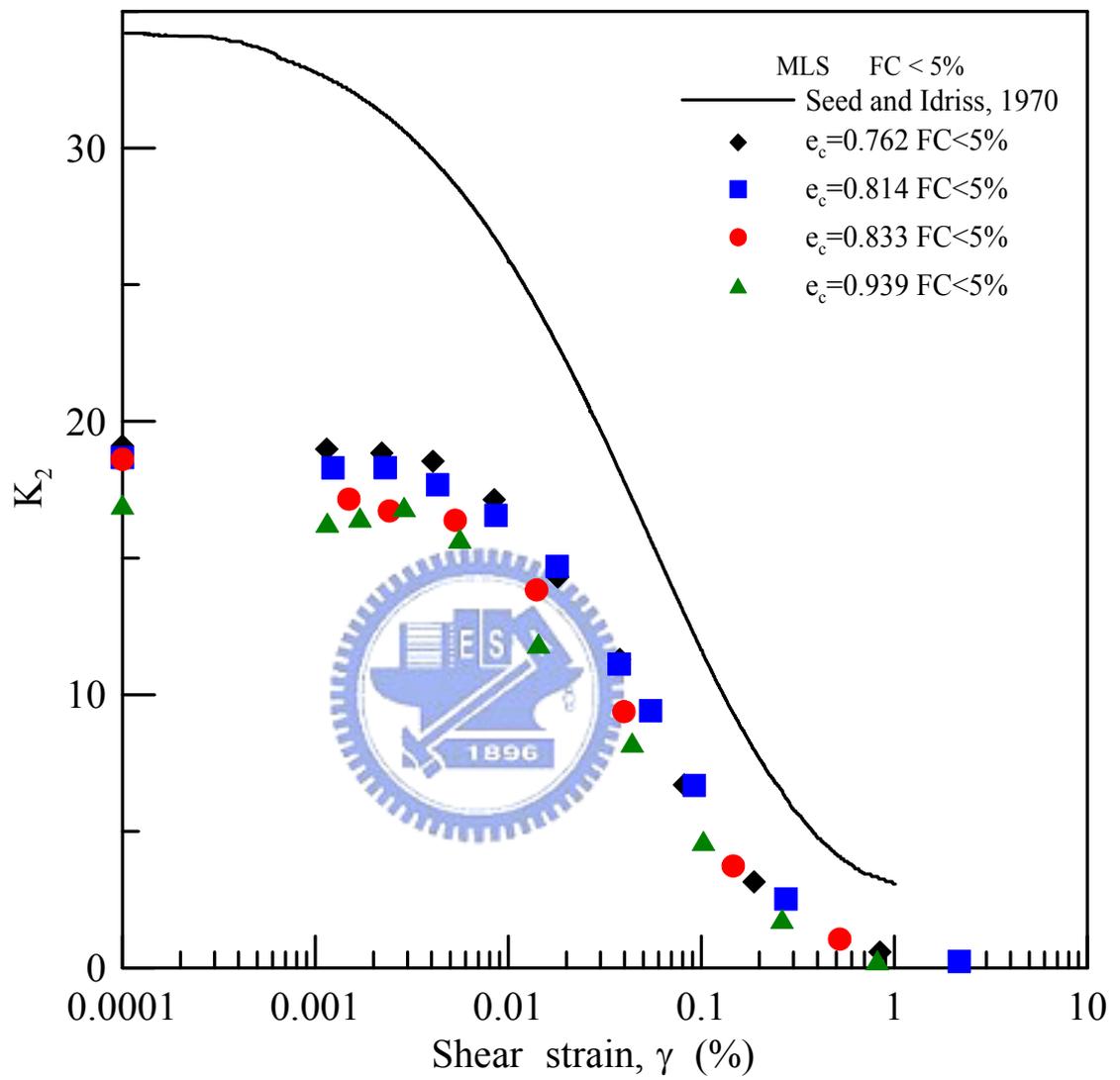


圖 4-20 不同孔隙比下， K_2 參數與剪應變之關係 (FC < 5%)

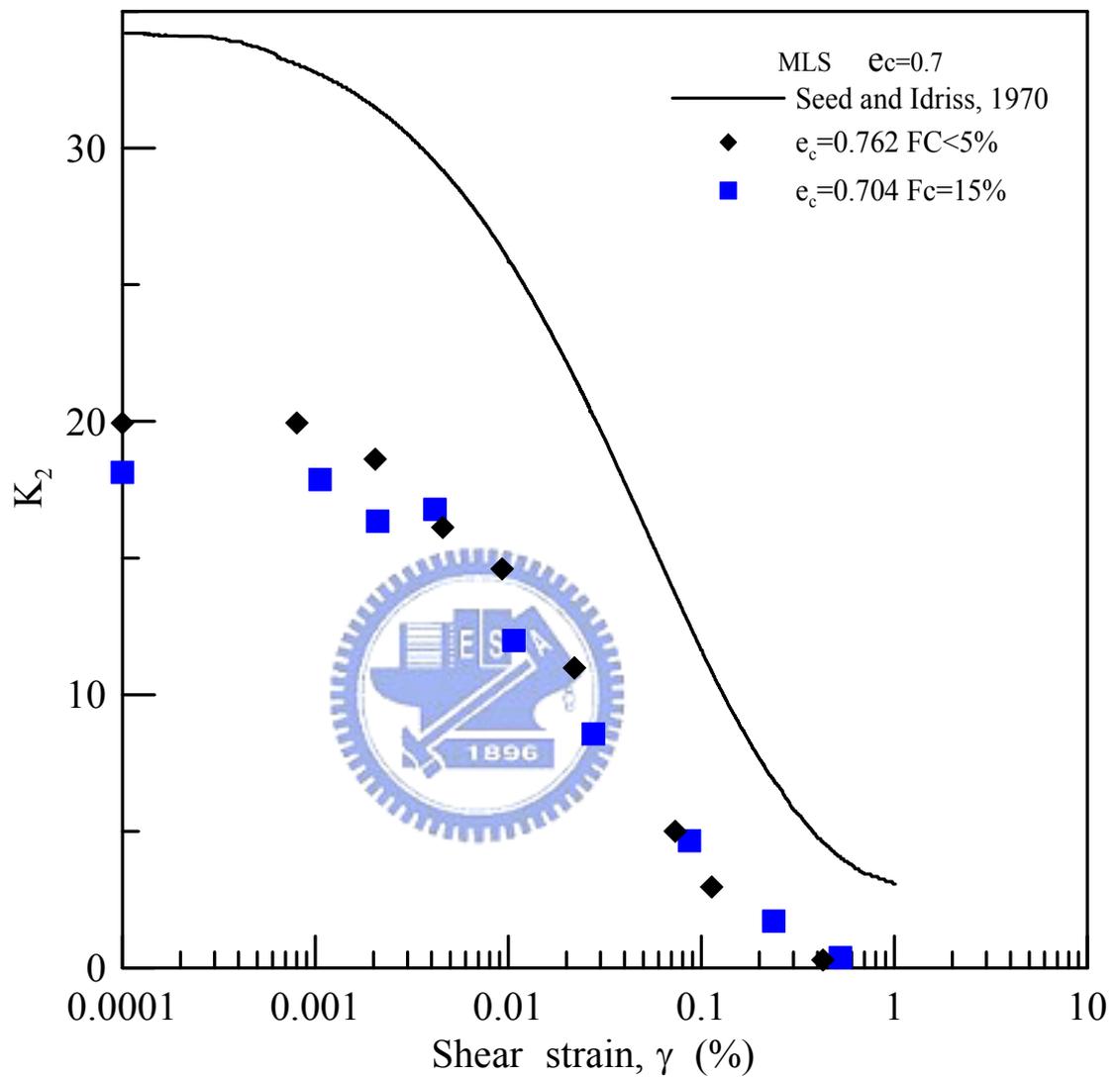


圖 4-21 不同孔隙比下， K_2 參數與剪應變之關係 (FC=15%)

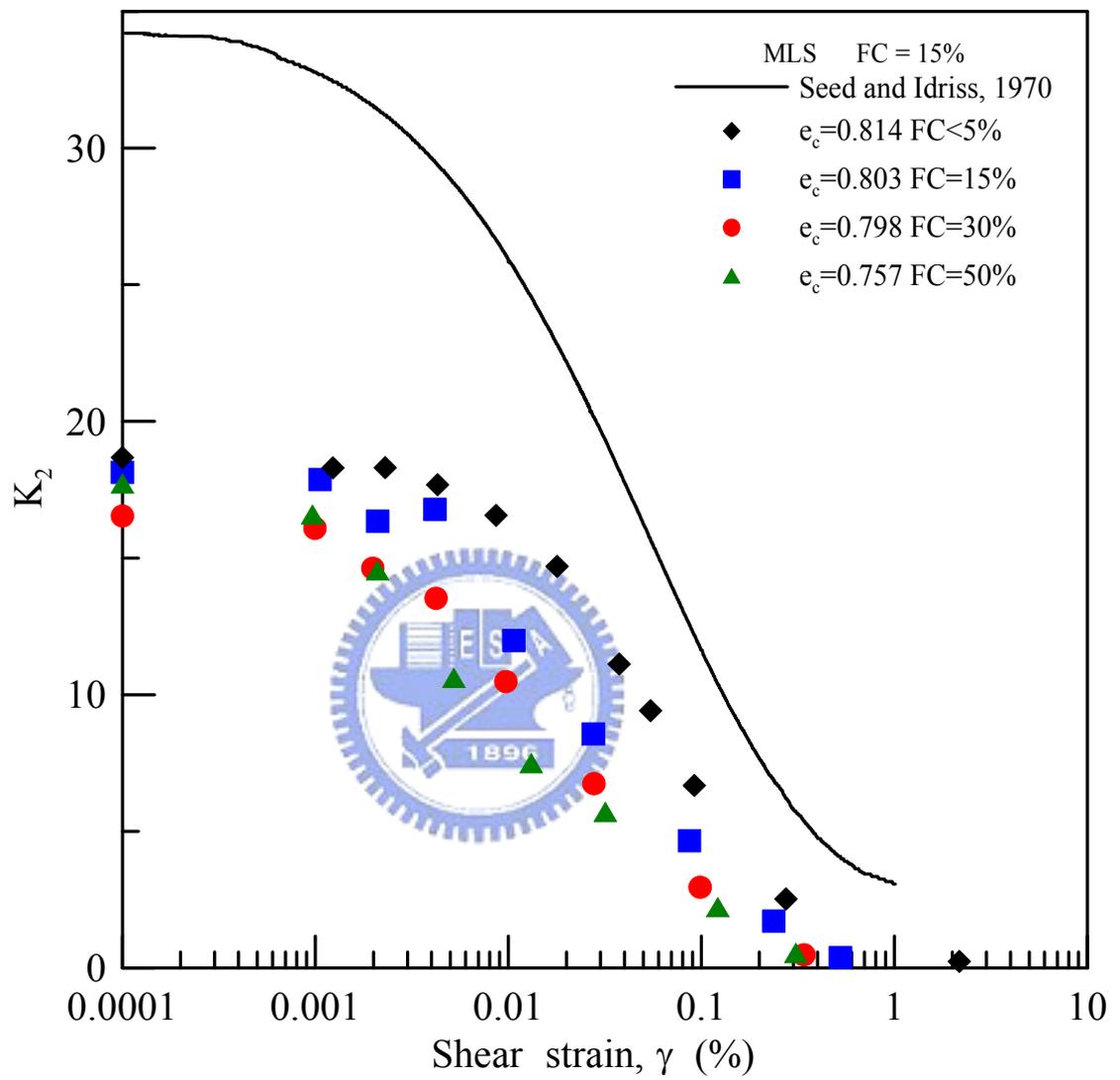


圖 4-22 不同細料含量下， K_2 參數與剪應變之關係 ($e_c=0.8$)

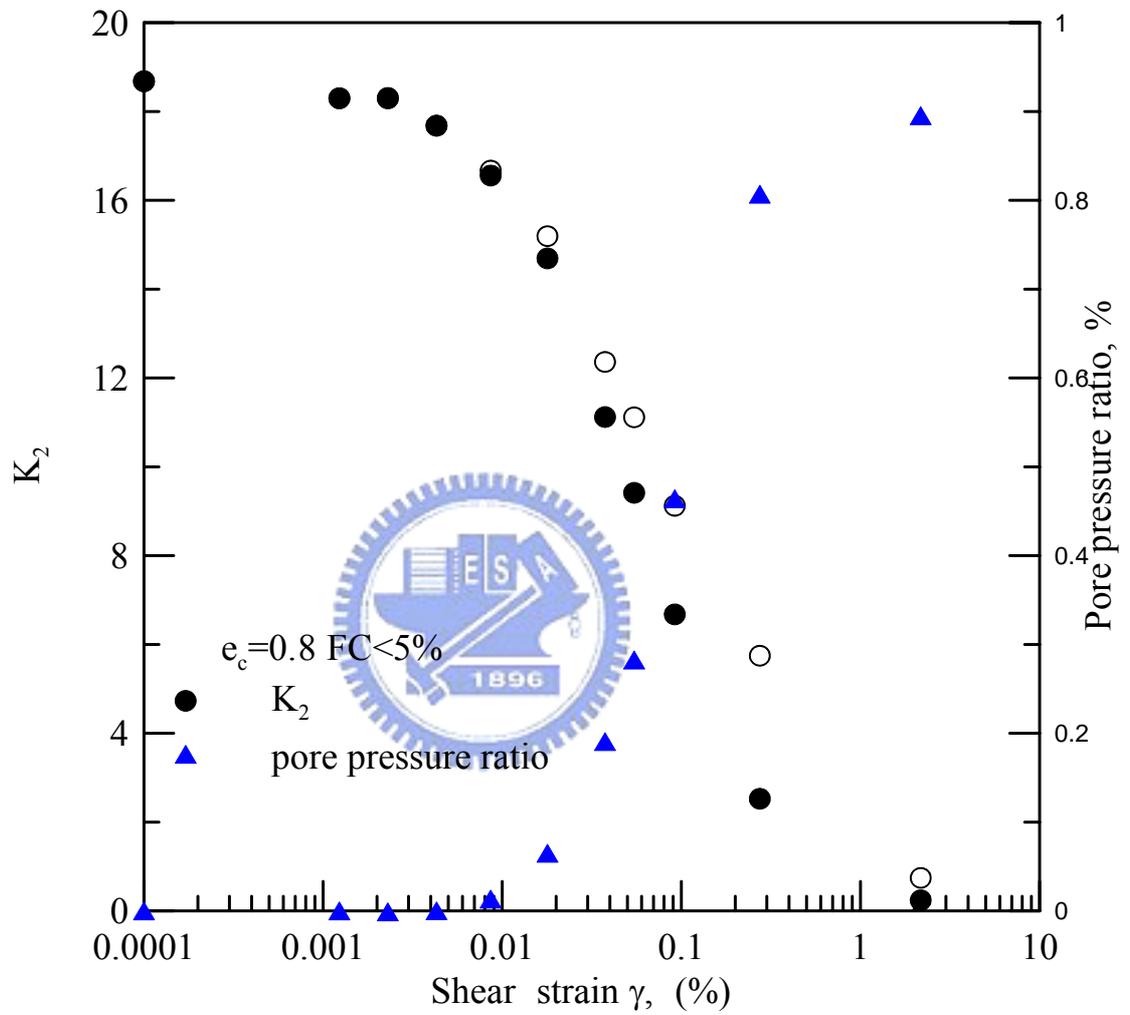


圖 4-23 以初始有效圍壓及試體有效應力計算 K_2 參數與剪應變之關係 ($FC < 5\%$)

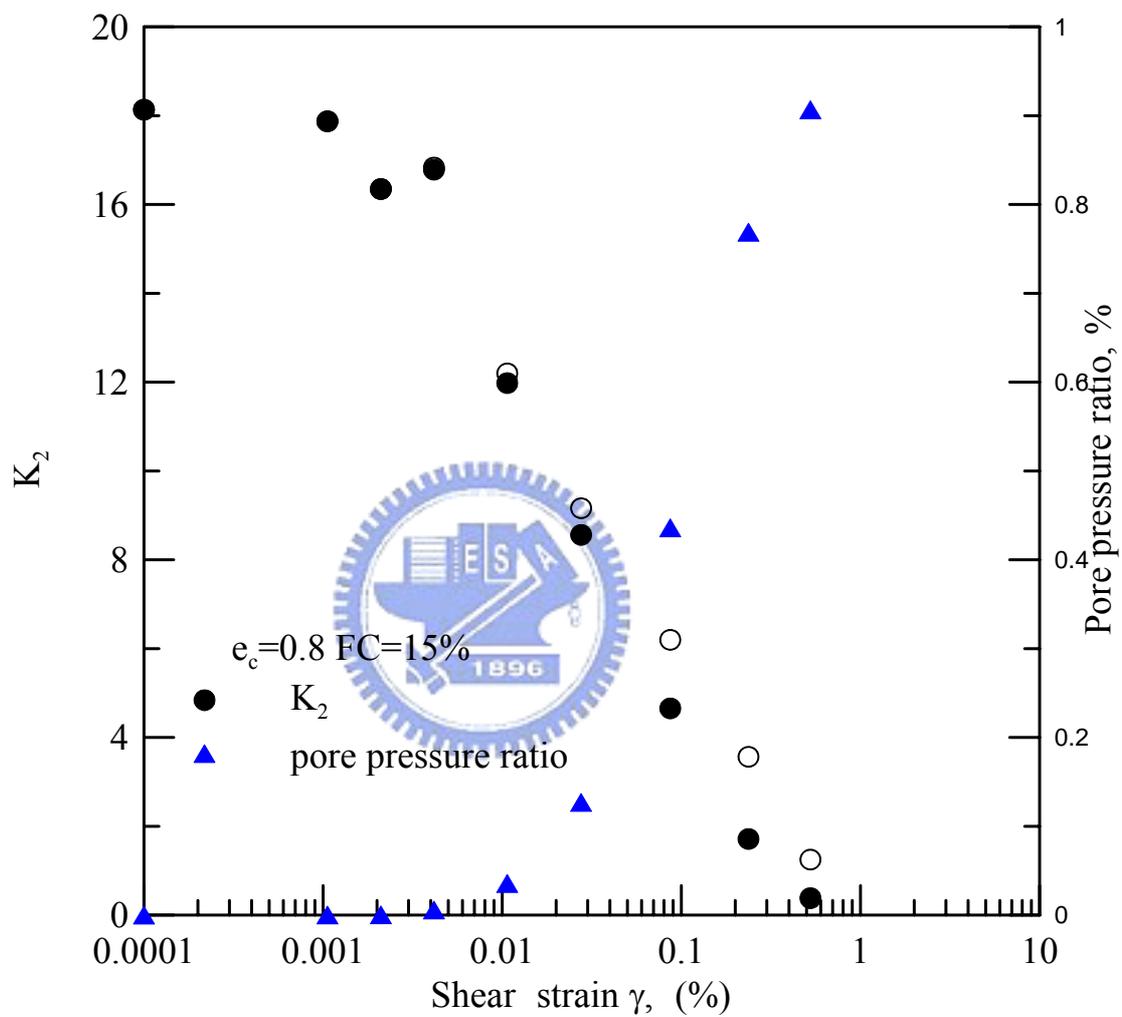


圖 4-24 以初始有效圍壓及試體有效應力計算 K_2 參數與剪應變之關係 (FC = 15%)

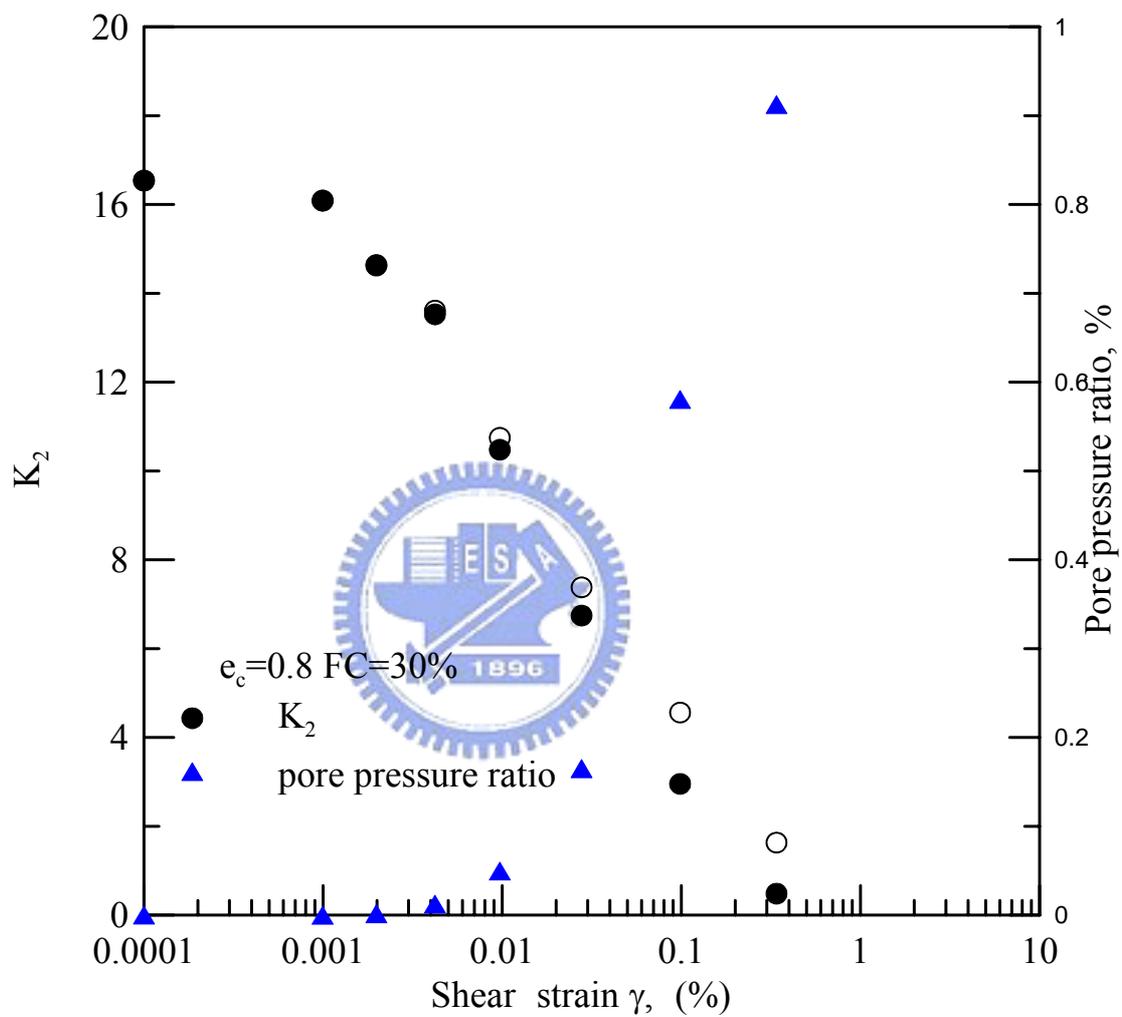


圖 4-25 以初始有效圍壓及試體有效應力計算 K_2 參數與剪應變之關係

(FC = 30%)

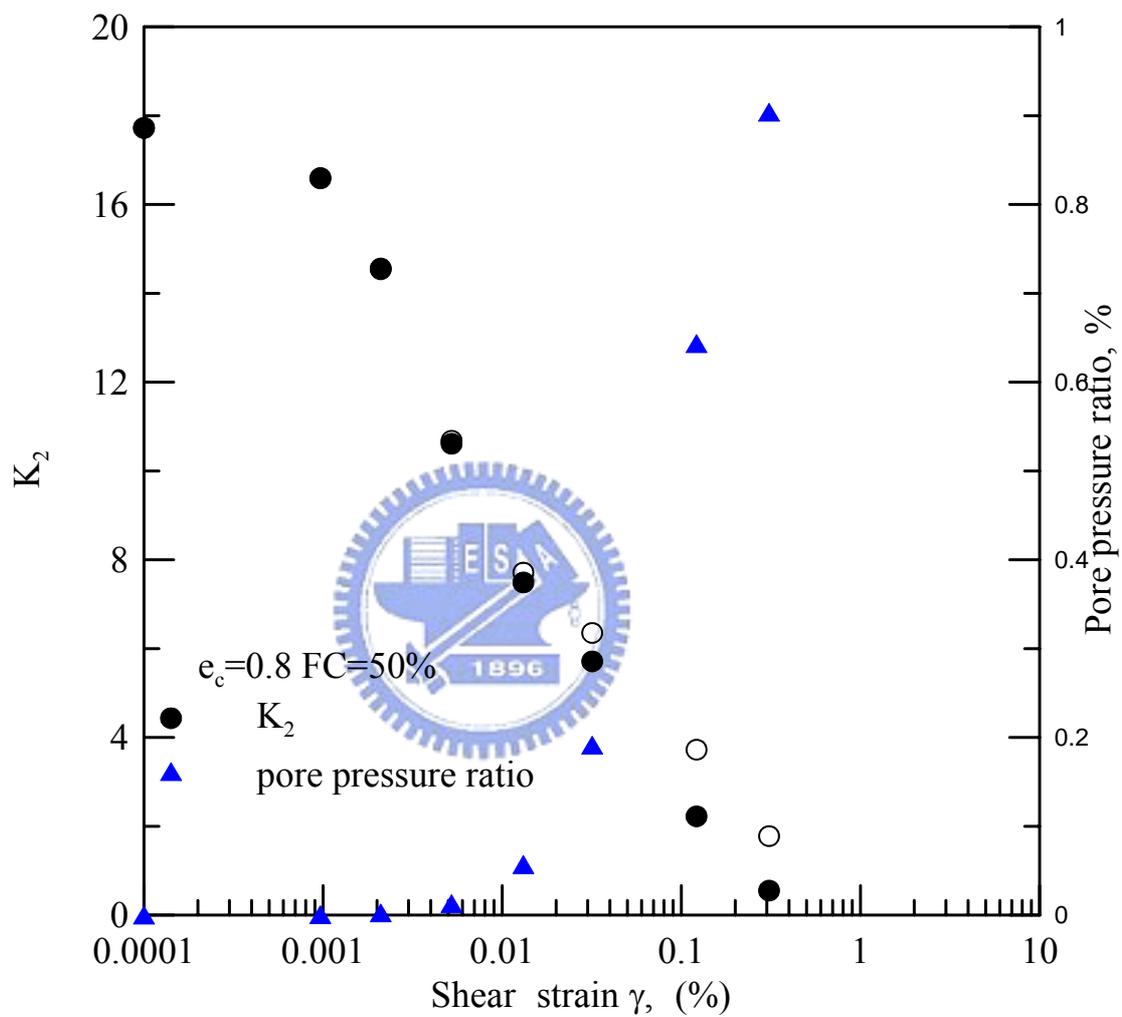


圖 4-26 以初始有效圍壓及試體有效應力計算 K_2 參數與剪應變之關係 (FC = 50%)

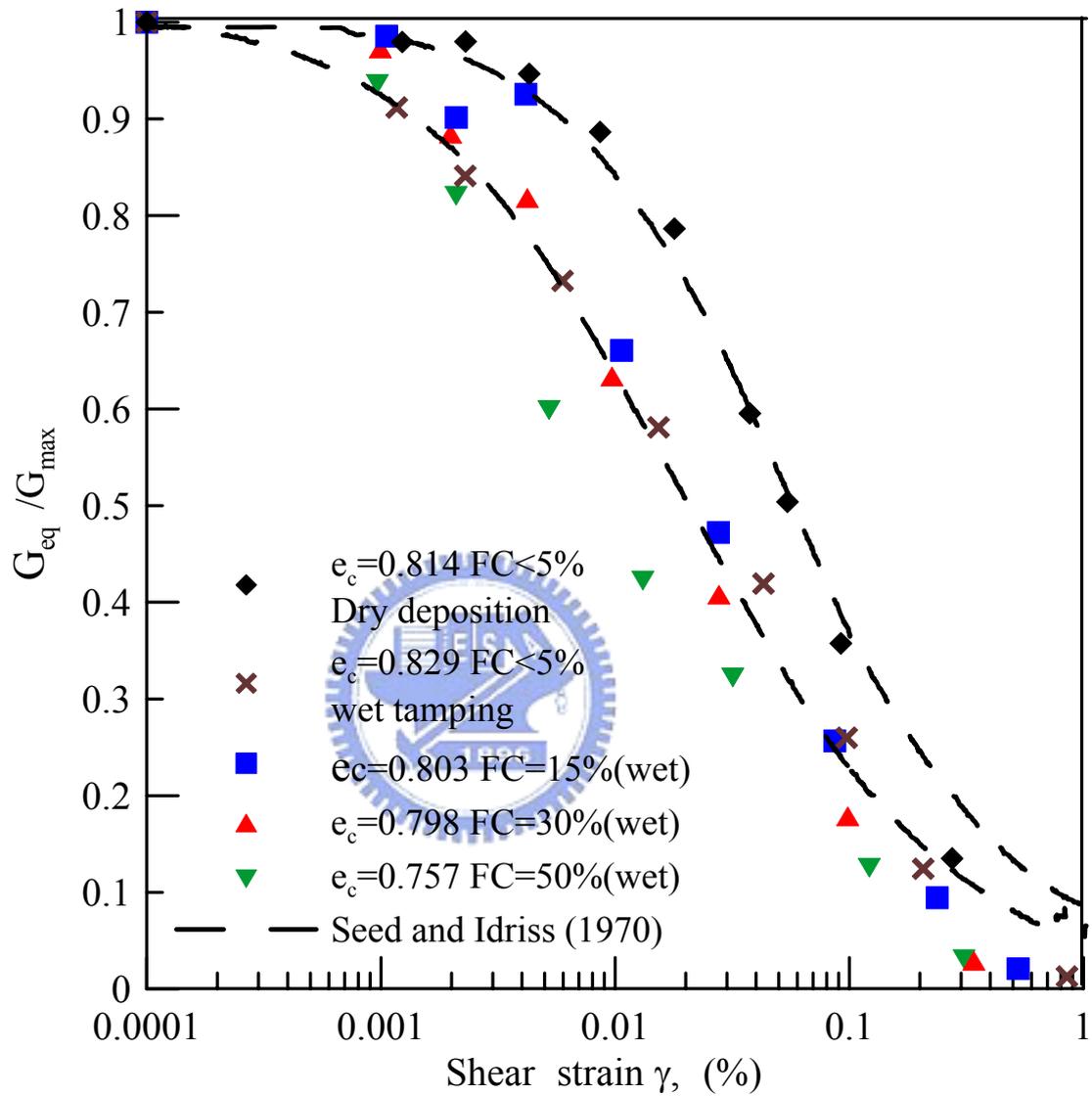


圖 4-27 相同孔隙比不同細料含量，正規化剪力模數 $\left(\frac{G_{eq}}{G_{max}}\right)$ 與剪應變之關係 ($e_c=0.8$)

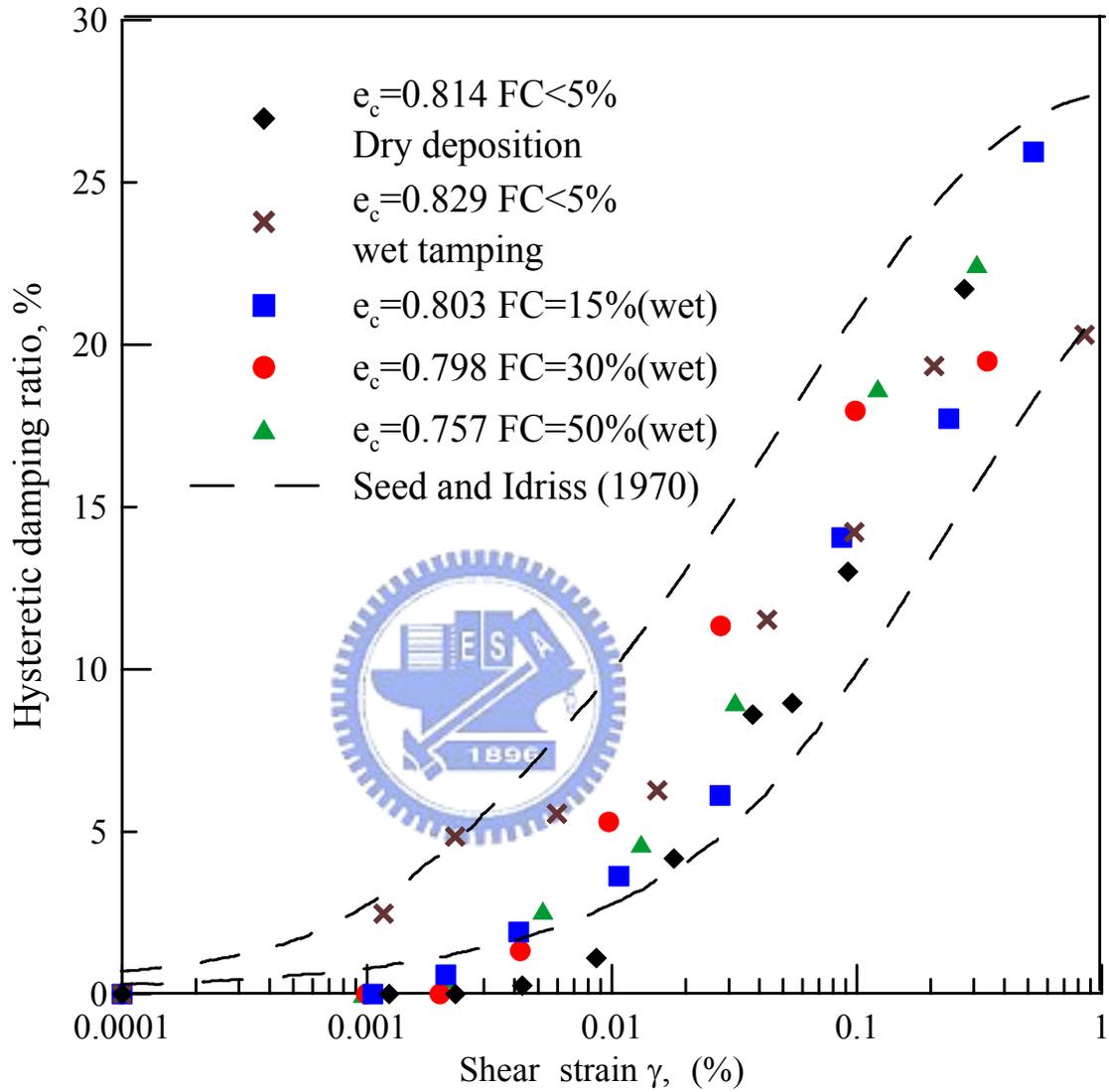


圖 4-28 相同孔隙比不同細料含量，阻尼比(h)隨剪應變變化之情形 ($e_c=0.8$)

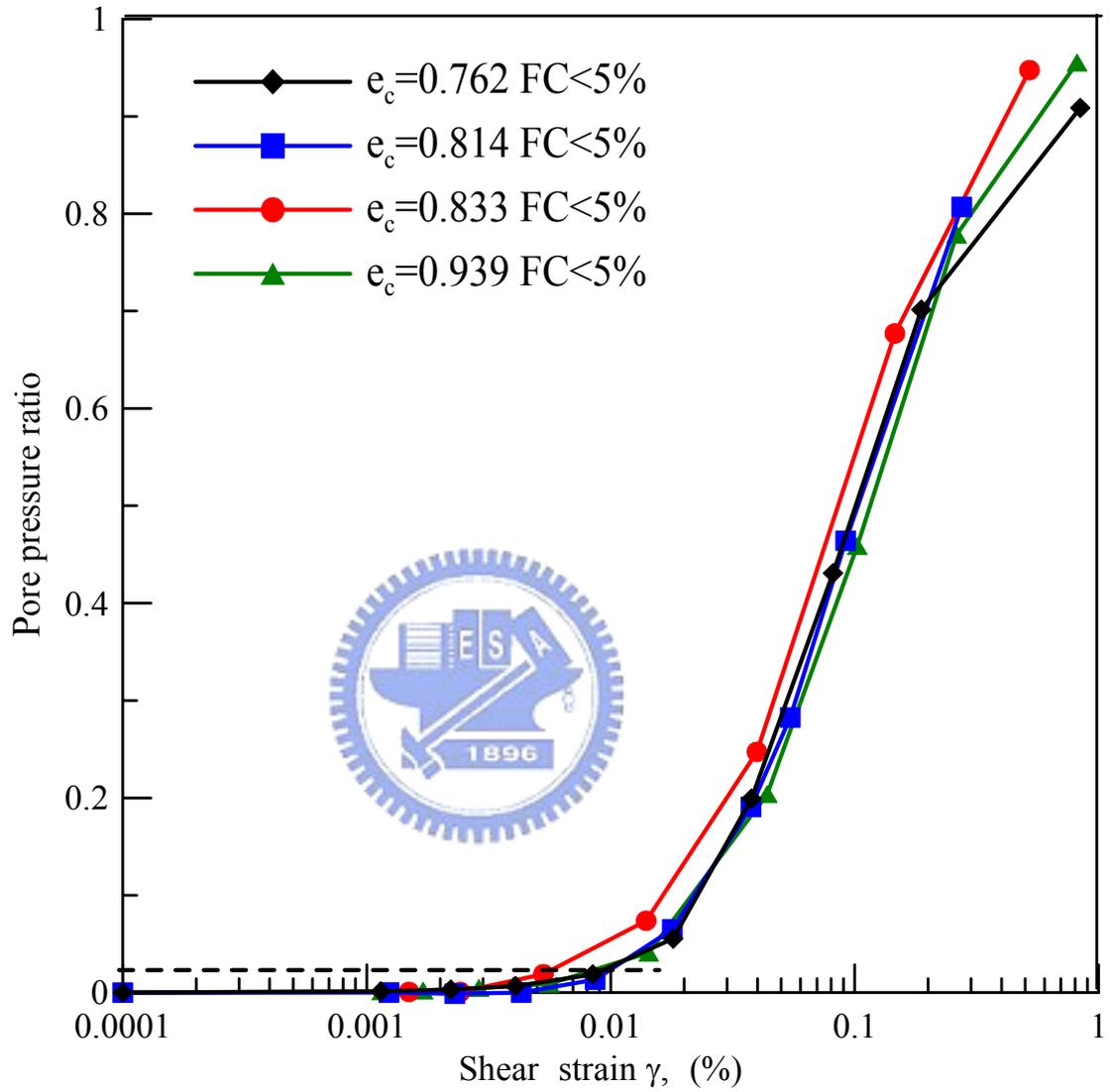


圖 4-29(a)不同孔隙比乾淨麥寮砂，孔隙水壓比隨剪應變變化之情形
(試體以乾夯法製作)

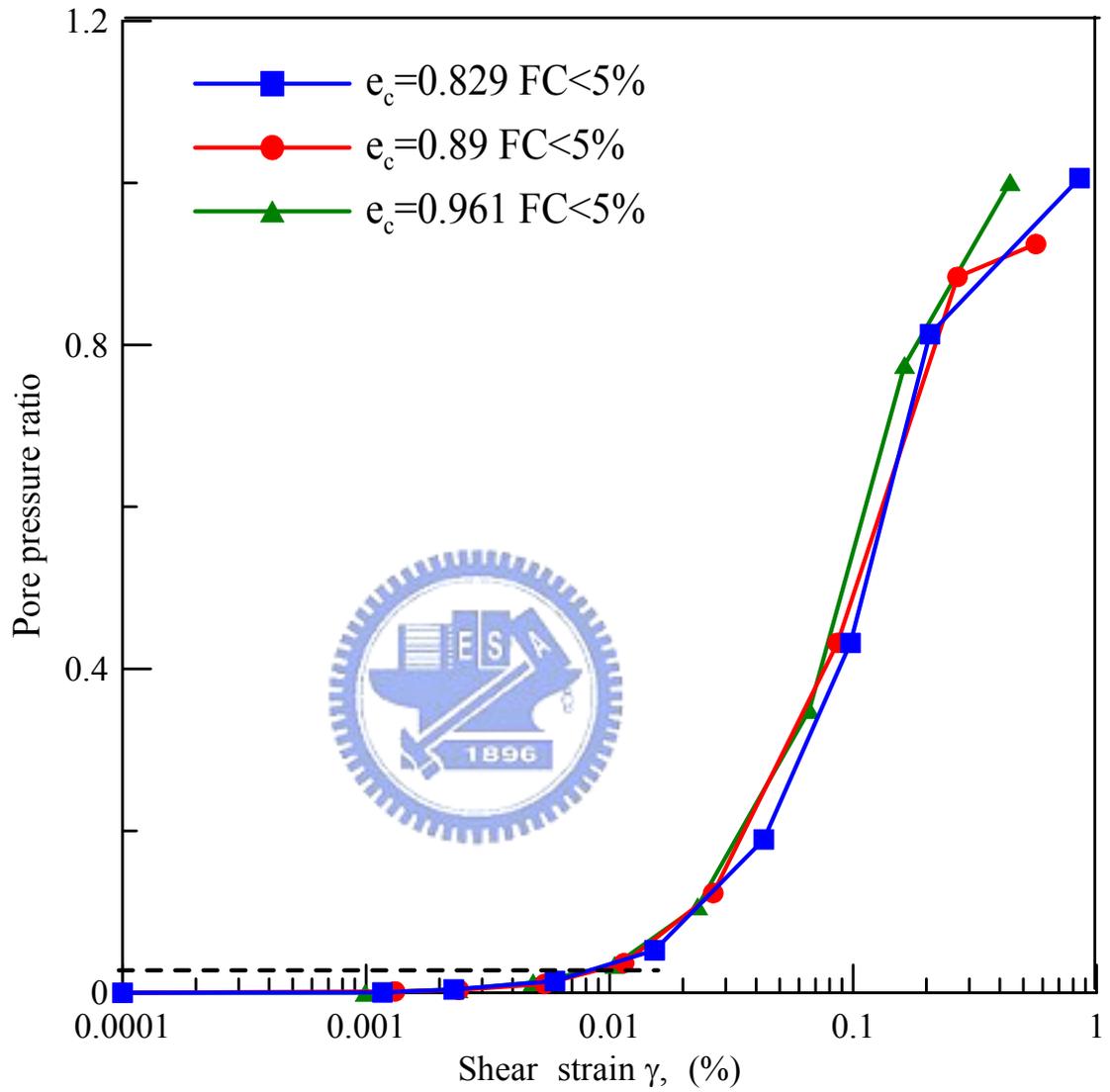


圖 4-29(b)不同孔隙比乾淨麥寮砂，孔隙水壓比隨剪應變變化之情形
(試體以濕夯法製作)

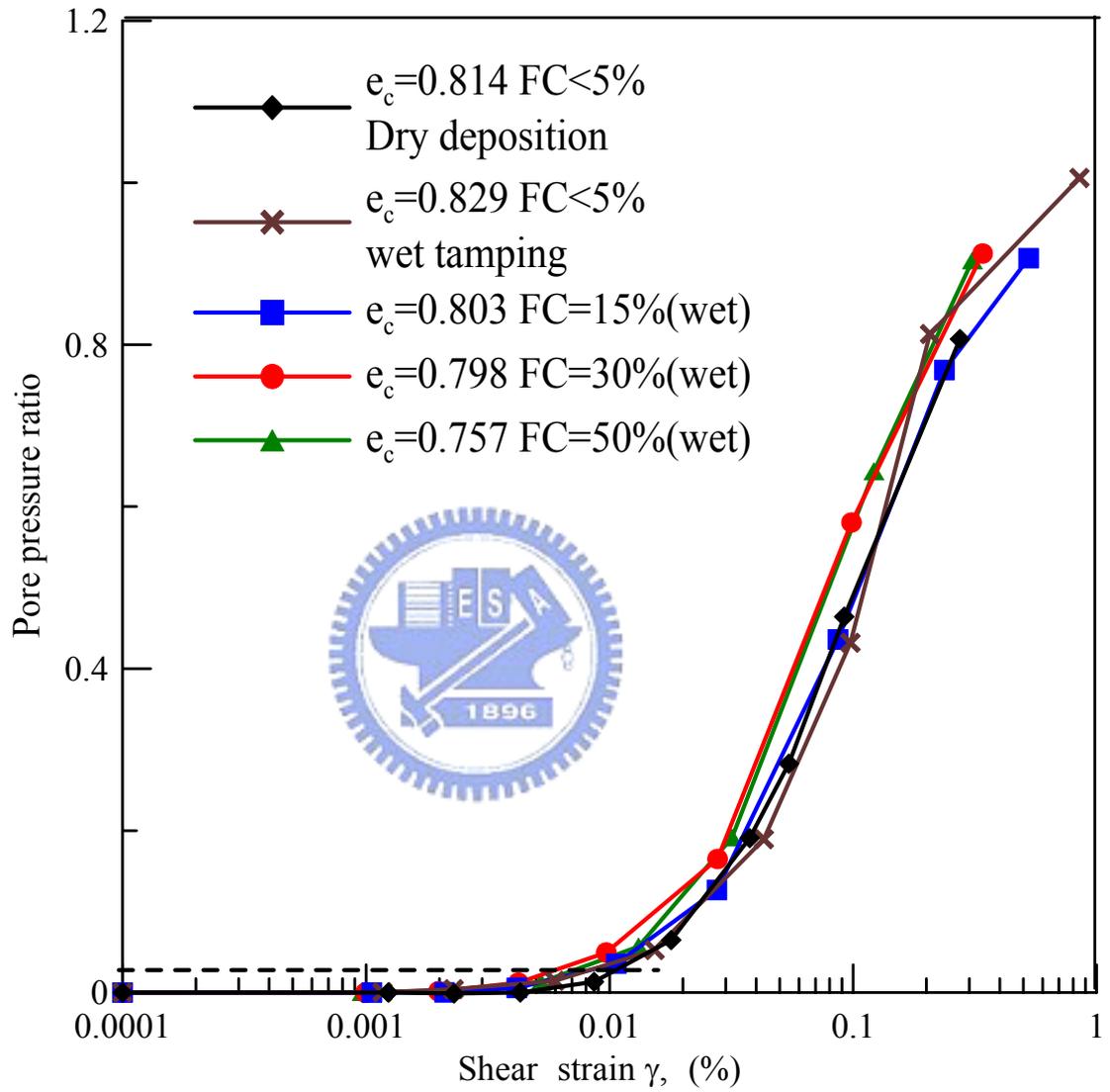


圖 4-30 相同孔隙比不同細料含量，孔隙水壓比隨剪應變變化之情形 ($e_c=0.8$)

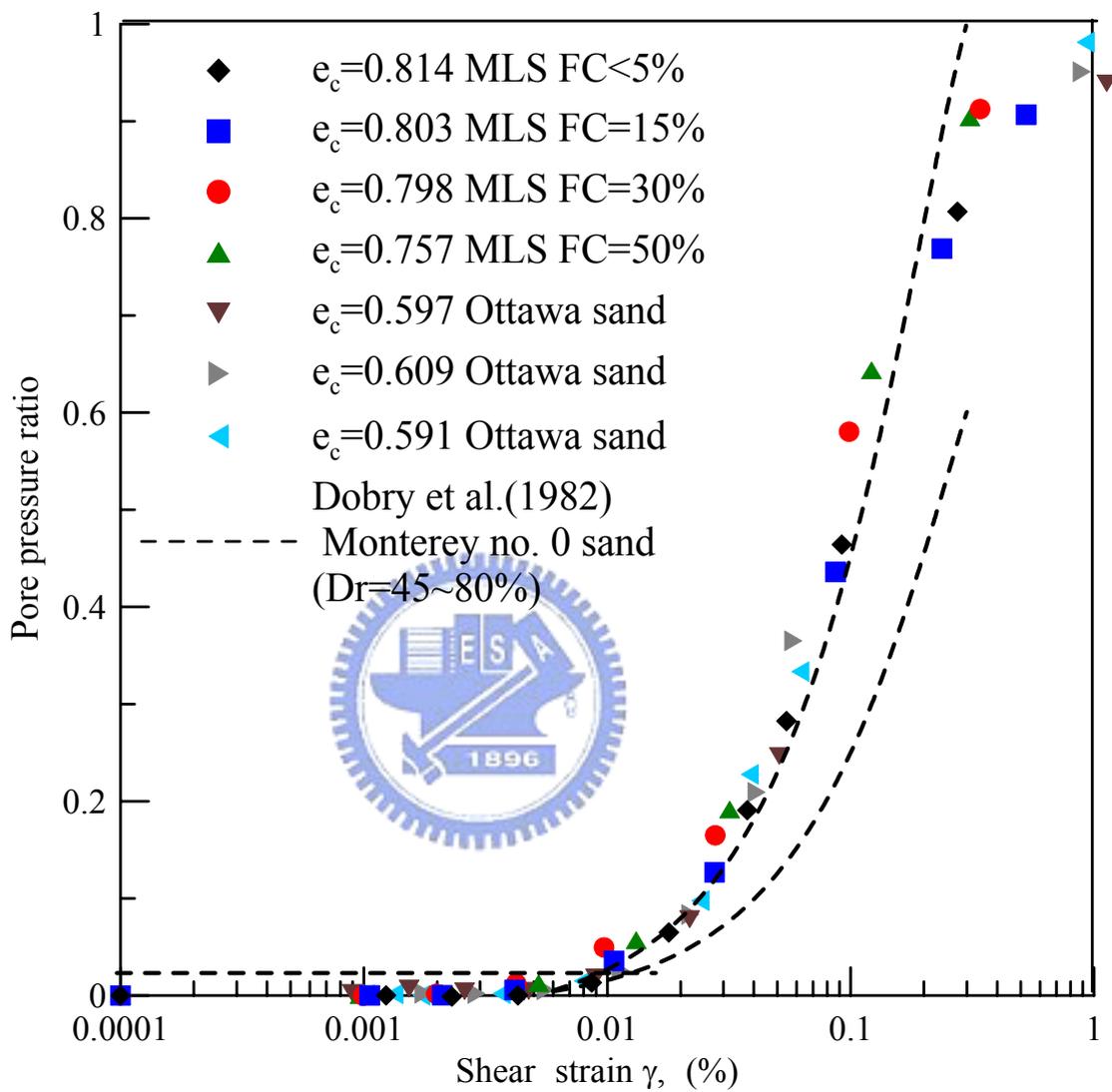


圖 3-31 孔隙水壓比隨剪應變變化之情形(Dobry et al.,1982)

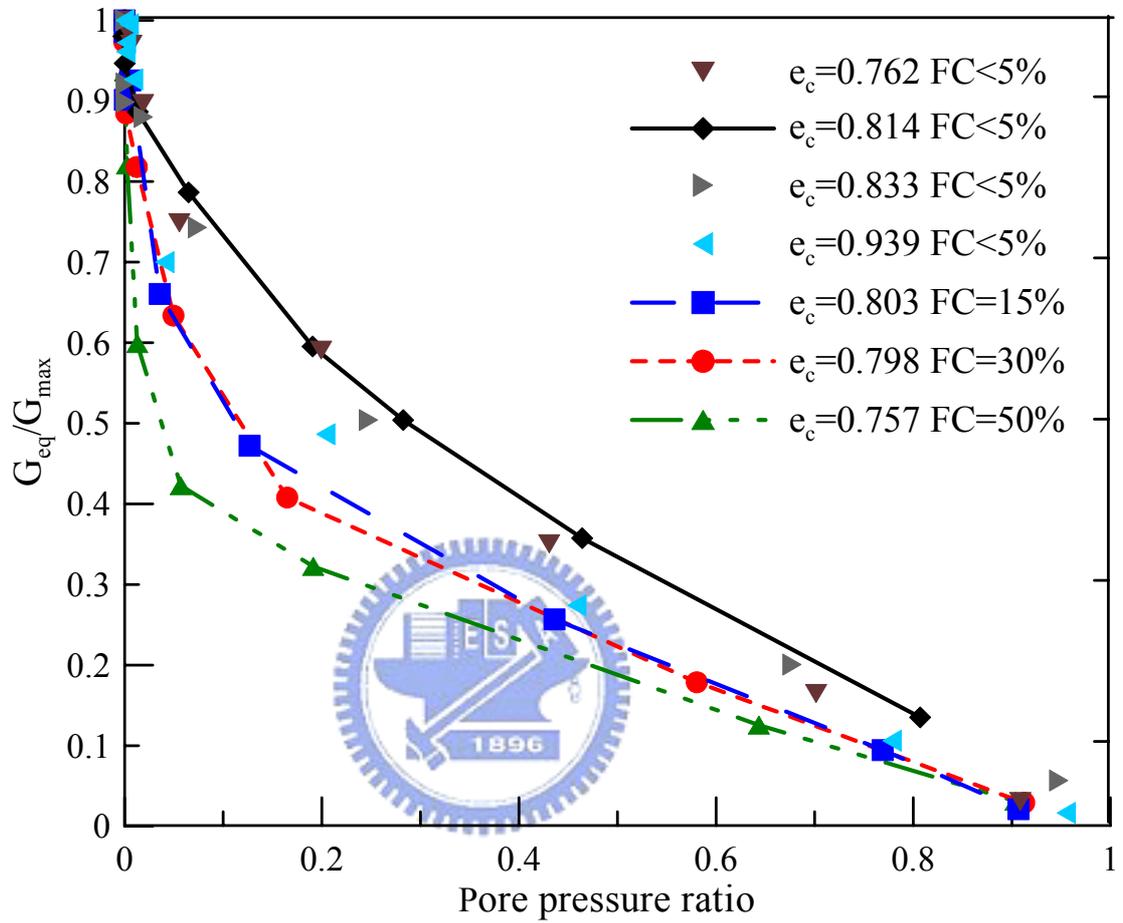


圖 4-32 剪力模數遞減與孔隙水壓激發量之比較

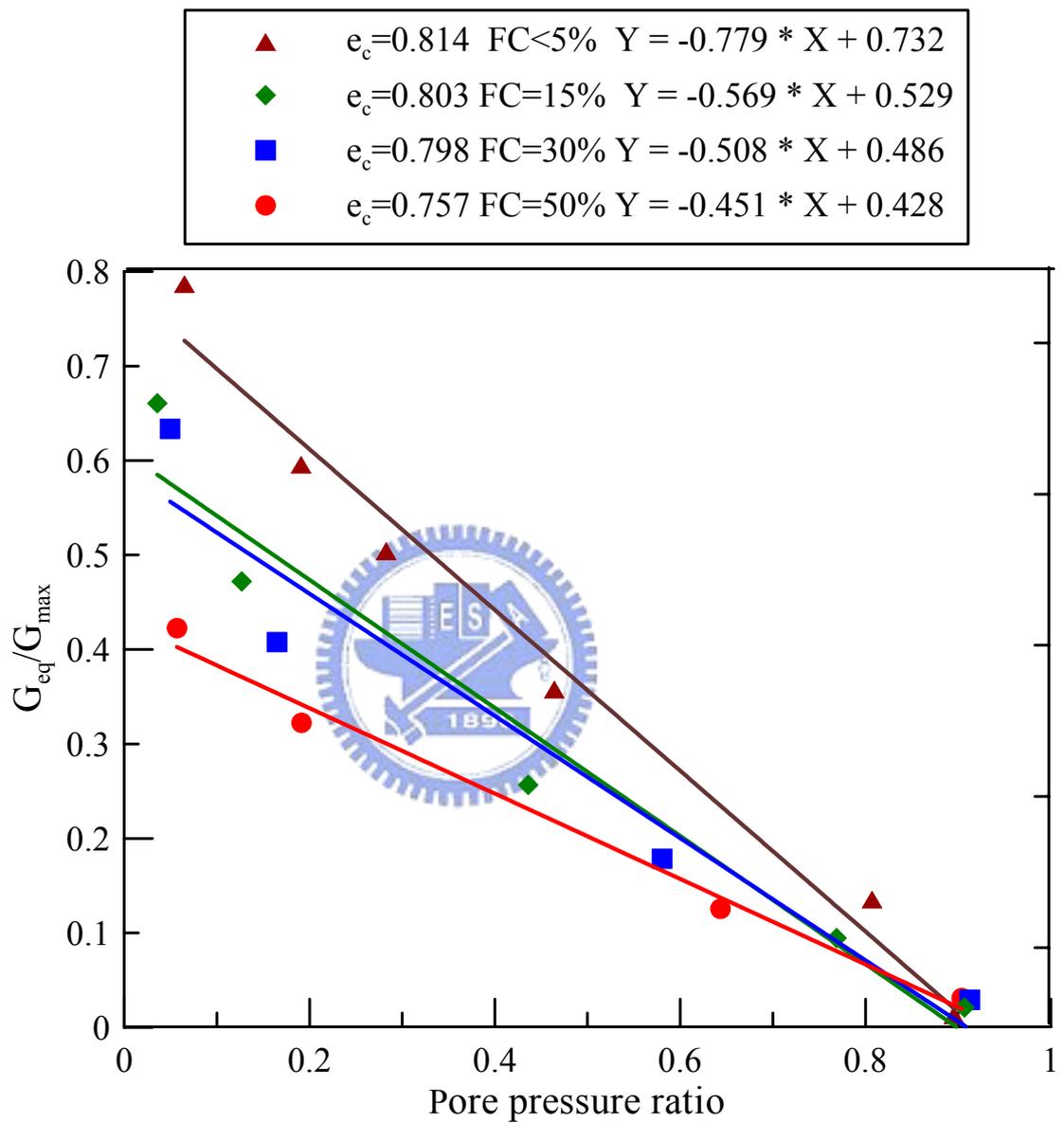


圖 4-33 剪力模數遞減與孔隙水壓激發量之比較(剪應變大於門鑑應變值約 0.01%)

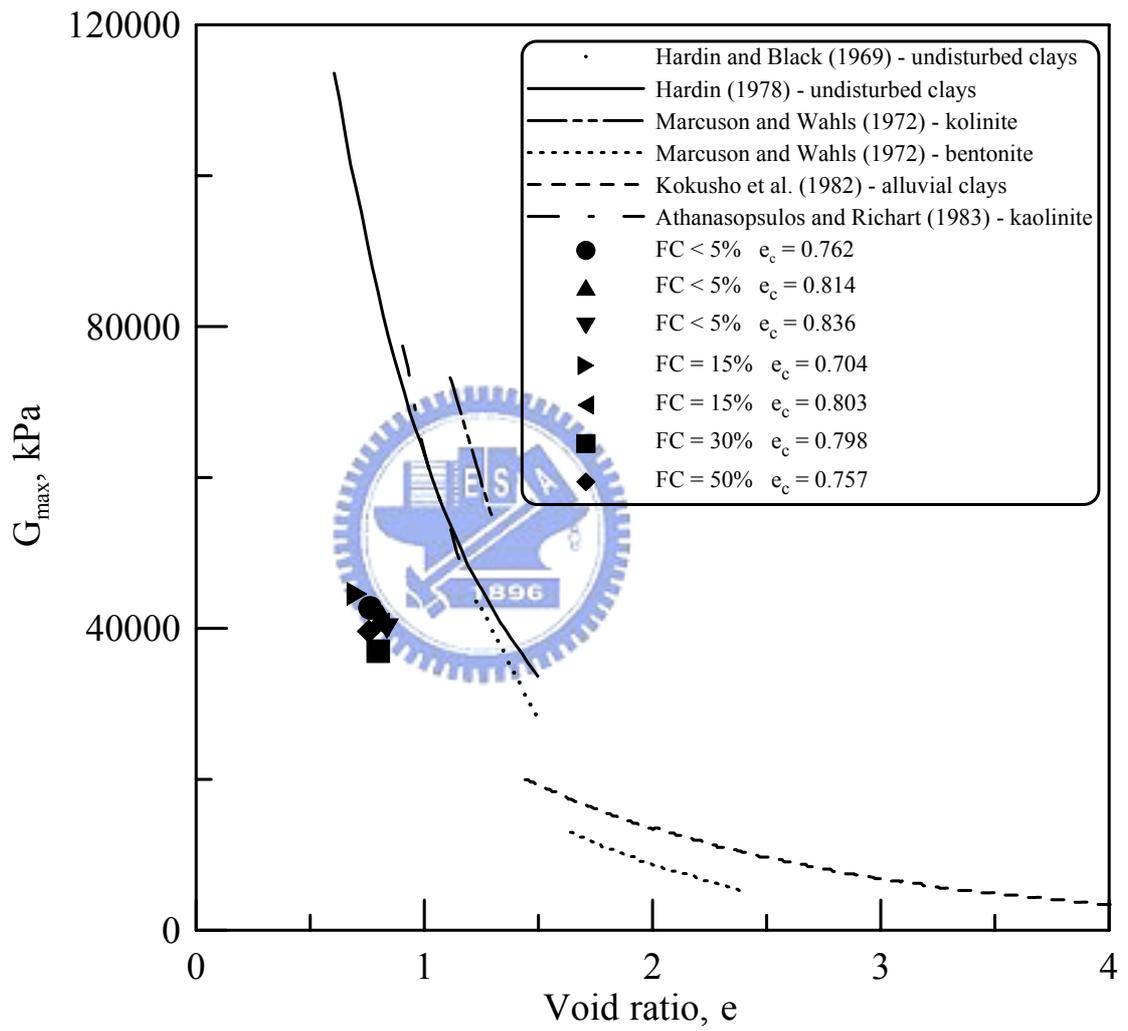


圖 4-34 初始剪力模數 (G_{max}) 與孔隙比之關係 (有效圍壓 100kPa)

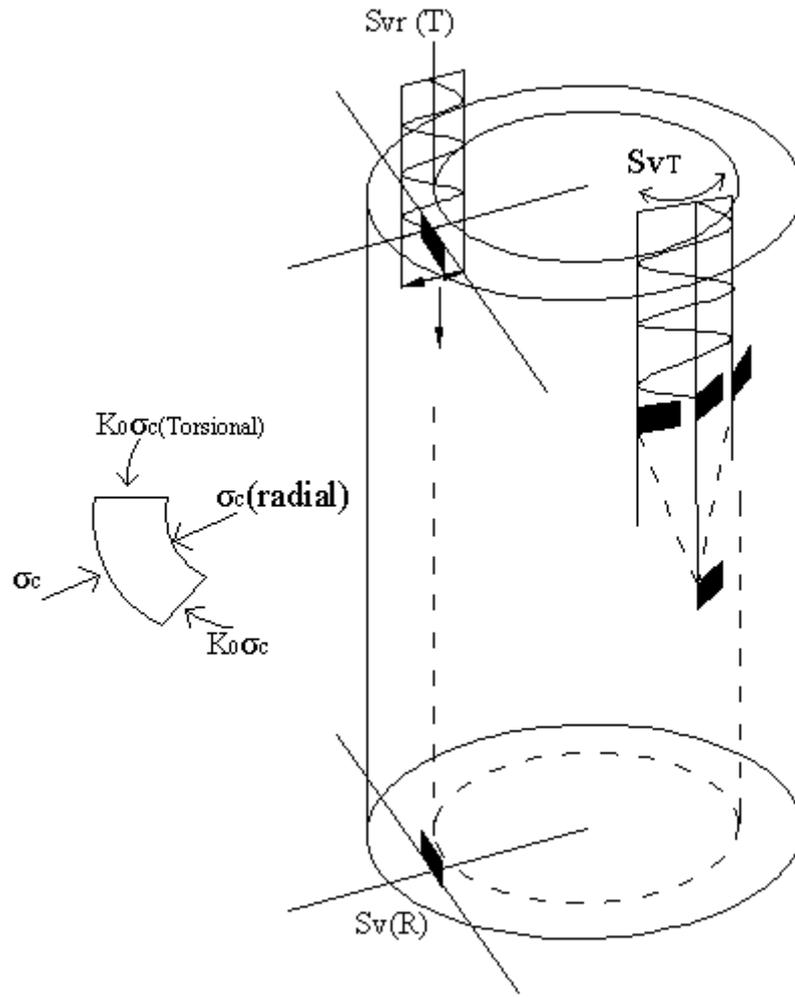


圖 4-35 剪力波元件試驗與反覆三軸試驗剪力之方向

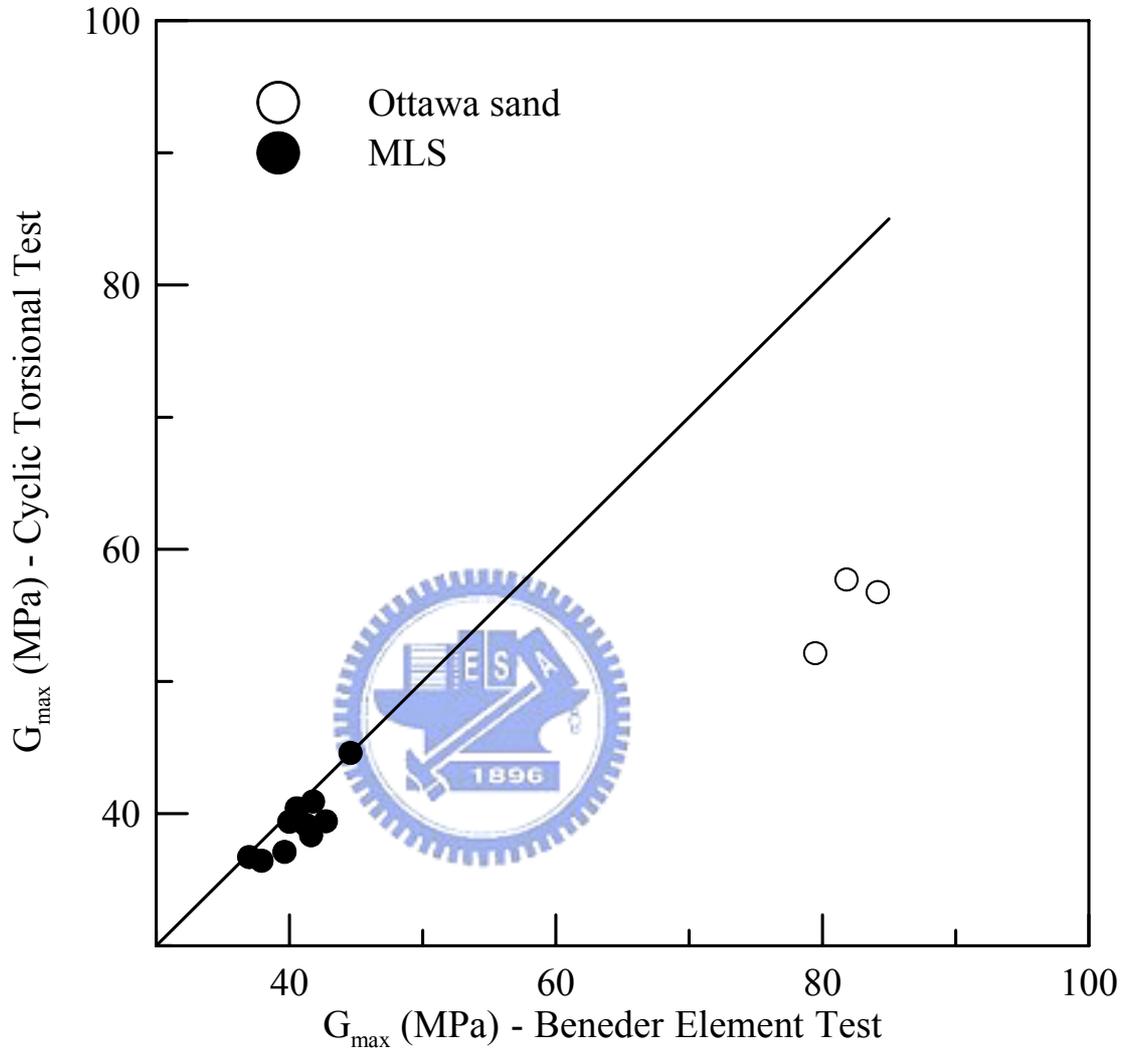


圖 4-36 比較剪力波元件試驗與往復式中空扭剪試驗之 G_{max} 值

第五章 結論與建議

5.1 結論

本研究主要為研發局部應變監測方式，以簡單便利的量測儀器，又能克服試體扭剪時所發生的膨脹及下沉影響轉動量的量測。進而再針對非塑性麥寮粉土細砂，改變不同細粒料含量（ $FC < 5\%$ 、 $FC = 15\%$ 、 $FC = 30\%$ 與 $FC = 50\%$ ），進行一系列的往復式微小應變中空扭剪試驗，並且配合剪力波元件試驗，求得其剪力模數與阻尼比隨剪應變關係，進而探討細粒料含量對低塑性麥寮粉土細砂之影響。以下是本研究所做之幾點結論：

1. 由上下各四支 LVDT 所組成的量測方式的確可量測出試體局部剪應變；由各方向標定結果可知，本方式可以抵銷膨脹及下沉的影響，精準的量得剪應變，又有器材便宜及架設方式簡便的優點。
2. 在應力應變阻滯圈中，可知在剪應變 $\gamma = 10^{-3}\%$ 前呈線彈性，當應變量增加至 $10^{-3}\%$ 以上未至門鑑應變時，應力應變行為為非線性彈性，試體孔隙水壓尚未激發，但模數有些許遞減；剪應變 $\gamma = 10^{-2}\%$ 時，以達體積門鑑應變值，有效應力開始降低，應變越大，土壤能量消散越多，其遲滯圈面積亦越大，遲滯現象開始發生；由於超額孔隙水壓增加，致使試體有效應力降低，因此遲滯圈會來越小直至液化為止。

3. 因本研究所得之阻尼初期比較 Seed and Idriss (1970) 所歸納分析之阻尼比分佈區間帶來的小，可能是與麥寮砂本身顆粒排列有關；到大應變範圍孔隙水壓激發後，由於試驗過程以不排水狀況進行動態試驗，可能造成阻尼比較高。
4. 相同細粒料，在相同有效圍壓下，隨孔隙比增加而正規化剪力模數趨勢差異性不大，孔隙比的影響較不明顯。而在相同孔隙比下，細料含量愈高則模數遞減愈趨快速，水壓也激發愈快，阻尼比在相同應變時也較為大，可能是排水不良導致阻尼變大。

5.2 建議

1. 在量測初始剪力模數所用之剪力波元件，本試驗是以平行轉動方向裝設，如考慮土體的異向性應在垂直轉動方向再裝設一組剪力波元件來量測另一方向之初始剪力模數。
2. 本研究的微小應變往復式中空扭剪三軸試驗為室內重模試體。真實地狀況取樣試體與室內重模試體有相當的差異，如沉積方式（顆粒排列狀態）、應力歷史或其他環境因素等；因此，使用現地取樣之冰凍試體可更準確得到真實的動態參數。
3. 試驗結果顯示阻尼比在初期並不相當規律，可能是由於量測應變之 LVDT 解析度不夠，雜訊之影響造成此原因，需要有更進一步的研究與探討。

4. 由於細粒料含量較高時 (FC = 30%及 FC = 50%) 不易製作孔隙比較高之三軸試驗重模試體，致使無法比較相同孔隙比在同一有效圍壓下，所有細粒料含量對比對剪力模數的影響，僅能比較單一孔隙比的細粒料含量之影響；因此可以試著改變三軸試體製作方式來得到較高孔隙比之重模試體。



參考文獻

- Abbiss, C. P. (1981) "Shear Wave Measurement of the Elasticity of Ground,"
Geotechnique, Vol. 31, No. 1, pp. 94-104.
- Ackerly, S. K., Hellings, J. E., and Jardine, R. J., 1987, "discussion on 'A New device
for Measuring Local Axial Strains on Triaxial Specimens'," Geotechnique, Vol. 37,
No. 3, pp. 413-417
- Atkinson, J. K. and Sallfors, G. (1991) "Experimental Determination of Soil
Properties," Proceedings of the 10th ECSMFE, Florence 3, pp. 915-956
- Barros, J. M. C. (1994) "Factors Affecting Dynamic Properties of Soil." Ph.D. thesis,
University of Michigan.
- Canales, A. R. (1980) "Measurement Techniques and Test Related Variables in
Resonant Column Testing." Ph. D. thesis, The University of Texas at Austin, 240p.
- Cooke, R. W. and Price, G., 1974, "Horizontal Inclinometers for the Measurement of
Vertical Displacement in the Soil around Experimental Foundations," Field
Instrumentation in Geotechnical Engineering, Butterworths, London, pp. 112-125
- Dobry, R. and Ladd, R. (1980) Discussion to "Soil Liquefaction and Cyclic Mobility
Evaluation for Level Ground During Earthquake," by H. B. Seed and
"Liquefaction Potential: Science versus Practice," by R. B. Peck, Journal of the
Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, GT. 6, June, pp. 720-724
- Dobry, R., Ladd, R. S., Yokel, F. Y., Chung, R. M. and Powell, D. (1982) "Prediction
of Pore Water Pressure Building and Liquefaction of Sand During Earthquake by
the Cyclic Strain Method." National Bureau of Standards, Building Science 138,
Washington, D. C., April.
- Drnevich, V. P. and Richart, F. E., Jr. (1970) "Dynamic Prestraining of Dry Sand,"
Journal of the SMFD, ASCE, 96, SM2, March, pp. 453-469.
- Dyvik, R. and Madshus, C. (1985) "Laboratory measurement of Gmax using bender
element." Proc. ASCE Annual Convention: Advance in the art of testing soils
under cyclic conditions, Detroit.
- Edil, T. B. and Luh, G. H. (1978) "Dynamic Modulus and Damping Relationship for
Sands." Proc. of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty
Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamic, Pasadena, California,
V. I, pp. 393-409.

- Erguvanli, A. (1977) "The Influence of Mineralogical Composition on the Damping Capacity of Cohesive Soils." Proc. of the Sixth World Conf. on Earthquake Engineering, N. Delhi, Vol. III, PP.2394.
- Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kim, Y.S. and Sato, T., A Simple Gauge for Local Small Strain Measurement in the Laboratory. Soils and Foundations, 31-1, 1991, pp 169-180.
- Hall, J. R., Jr. and Richart, F. E., Jr. (1963) "Dissipation of Elastic Wave Energy in Granular Soils." J. Soil Mech. and Found. Div. Proc. ASCE, Vol. 89, No.SM6, Nov., pp. 27-56.
- Hardin, B. O. (1965) "Dynamic Versus Static Shear Modulus for Dry Sand." Materials Research and Standards, ASTM, Vol. 5, No. 5, May, pp. 232-235.
- Hardin, B. O. (1965) "The Nature of Damping in Sands." J. Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE, Vol. 91, No. SM1, Jan., pp. 63-97.
- Hardin, B. O. and Black, W. L. (1966) "Sand Stiffness Under Various Triaxial Stresses" J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 92, No. SM2, March, pp. 27-42.
- Hardin, B. O. and Black, W. L. (1968) "Vibration Modulus of Normally Consolidated Clays" J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 94, No. SM2, Mar., pp. 353-369.
- Hardin, B. O. and Black, W. L. (1969) Closure to "Vibration Modulus of Normally Consolidated Clays" J. Soil Mech. And Found. Div., ASCE, Vol. 95, No. SM6, pp. 1531-1537.
- Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. (1972a) "Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and Parameter Effects," J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 98, No. SM6, 1972, pp. 603-624.
- Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. (1972b) "Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves." J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 98, No. SM7, July, pp. 667-692.
- Hardin, B. O. and Richart, F. E., Jr. (1963) "Elastic Wave Velocity in Granular Soils." Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Vol. 89, No. SM6, pp. 27-56.
- Iwasaki, T. and Tatsuoka, F. (1977) "Effects of Grain Size and Grading on Dynamic Shear Moduli of Sands." Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 17, No. 3, pp. 19-35.

- Iwasaki, T., Tasuoka, F. and Takagi, Y. (1978) "Shear Modulus of Sands under Cyclic Torsional Shear Loading." *Soil and Foundations, JSSMFE*, Vol. 18, No. 1, pp. 39-56.
- Jardine, R. J., Symes, M. J., and Burland, J. B., 1984, "the Measurement of Soil Stiffness in the Triaxial Apparatus," *Geotechnique*, Vol. 34, No. 3, pp. 323-340.
- Jardine, R. J., Fourie, A., Maswoswe, J., and Burland, J. B., 1985a, "Field and Laboratory Measurements of soil Stiffness," *Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 2*, Balkema, Rotterdam, pp. 511-514.
- Jardine, R. J., Brooks, N. J., and Smith, P.R., 1985b, "The Use of Electrolevel Transducers for Strain Measurements in Triaxial Tests On Weak Rock," *International Journal of Rock Mechanics, Mineral Science, and Geomechanics Abstracts Vol. 22, No. 5*, pp. 331-337.
- Kuwano, R and Jardine, R. J. (2002) "On the applicability of cross-anisotropic elasticity to granular materials at very small strains" *Geotechnique*, Vol. 52, No. 10, pp.727-749
- Khouri, N. Q. (1984) "Dynamic Properties of Soils." Master Thesis, Department of Civil Engineering, Syracuse University.
- Kim, T. C. and Novak, M. (1981) "Dynamic Properties of Some Cohesive Soils of Ontario", *Canadian Geotechn. Journal*, 18, pp. 371-389.
- Kokusho, T., (1980) "Cyclic Triaxial Test of Dynamic Soil Properties for Wide Strain Range," *Soils and Foundations*, Vol.20, No.2, pp.45-60.
- Kokusho, T., Yoshida, Y. and Esashi, Y. (1982) "Dynamic Properties of Soft Clay For Wide Strain Range." *Soil and Foundations*, Vol. 22, No. 4, pp. 1-18.
- Luna, R. and Jadi, H. (2000) "Determination of Dynamic Soil Properties Using Geophysical Methods", *Geophysics 2000*, St. Louis, Missouri, December 15, 2000.
- Nguyen HongNam, Takeshi Sato and Junichi Koseki, (2001) "Development of Triangular Pin-typed LDTs for Hollow Cylindrical Specimen" University of Tokyo
- Park, T. K. and Silver, M. L. (1975) "Dynamic Triaxial and Simple Shear Behavior of Sand." *J. Geotechn. Eng. Div., Proc. ASCE*, Vol. 101, No. GT6, pp. 513-529.
- Pyke, R. M. (1973) "Settlement and Liquefaction of Sand under Multi-Directional

Loading,” Ph.D. Dissertation, University of California, Berkeley.

Richart, F. E., Jr. (1977) “Dynamic Stress-Strain Relationships for Soils.” Chap. 1 of “Soil Dynamics and Its Application to Foundation Engineering.” by Y. Koshimi, F. E. Richart, Jr., S. Prakash, D. D. Barkan and A. Ilyichev, Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. (Tokio), Vol. 2, pp. 605-612.

Saxena, S. K. and Reddy, K. R. (1989) “Dynamic Moduli and Damping Ratio for Monterey No.0 Sand By Resonant Column Tests.” Soil and Foundations, JSSMFE, Vol. 29, No. 2, June, pp. 37-51.

Scholey, G. K. Frost, J. D., Lo Presti, D. F., and Jamiolkowski, M., “A Review of Instrumentation for Measuring Small Strains During Triaxial Testing of Soil Specimens,” Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 18, No. 2, June 1995, PP. 137-156.

Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1970) “Soil Moduli and damping factors for dynamic response analyses.” Report No. EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California.

Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M. and Tokimatsu, K. (1986) “Moduli and Damping Factor for Dynamic Analysis of Cohesionless Soils.” J. Geotechn. Eng. Div., ASCE, Vol. 112, No. 11, November, pp. 1016-1032.

Sherif, M. A. and Ishibashi, I. (1976) “Dynamic Shear Moduli for Dry Sands.” J. Geotechn. Eng. Div., ASCE, Vol. 102, No. GT11, Nov., pp. 1171-1184.

Sherif, M. A., Ishibashi, I. and Gaddah, A. H. (1977) “Damping Ratio of Dry Sands.” J. Geotechn. Eng. Div., ASCE, Vol. 103, No. GT7, July, pp. 743-756.

Shibata, T. and Soelarno, D.S. (1975) “Stress Strain Characteristic of Sand Under Cyclic Loading.” Proc. Japanese Society of Civ. Engrg., 239, pp.57-65.

Shirley, D. J. (1978) “An Improved Shear Wave Transducer,” Journal of the Acoustical Society of American, 63(5) May, pp. 1643-1645.

Silver, M. L. and Park, T. K. (1975) “Testing Procedure Effects on Dynamic Soil Behavior.” Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT10, October, pp. 1061-1083.

Silver, M. L. and Seed, H. B. (1971) “Deformation Characteristic of Sand Under Cyclic Loading.” J. Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE, Vol. 97, No. SM8, August, pp. 1081-1098.

- Tatsuoka, F., Iwasaki, T. and Takagi, Y. (1978) "Hysteretic Damping of Sands Under Cyclic Loading and Its Relation to Shear Moduli." *Soils and Foundations*, JSSMFE, Vol. 18, No. 2, June, pp. 23-40.
- Tatsuoka, F., 1988, "Some Recent Developments in Triaxial Testing Systems for Cohesionless Soils," *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, ASTM STP 977, R. T. Donaghe, R. C. Chaney, and M. L. Silver, Eds., American Society For Testing and Materials, Philadelphia, pp. 7-67.
- Tatsuoka, F., Shibuya, S., Goto, S., Sato, T., and Kong, X. J., 1990, "Discussion on 'The Use of Hall Effect Semiconductors in Geotechnical Instrumentation,'" *Geotechnical Testing Journal*, GTODJ, Vol. 13, No. 1, pp. 63-67.
- Viggiani, G. and Atkinson, J. H. (1995) "Interpretation of bender element tests." *Geotechnique*, Vol. 45, No.1, pp.149-154.
- Viggiani, G. and Atkinson, J. H. (1995) "Stiffness of Fine-Grained soil at Very Small Strain." *Geotechnique*, Vol. 45, No.2, pp.249-265.
- Vucetic, M. and Dobry, R. (1991) "Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response." *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 117(1); pp. 89-107.
- Woods, R. D. (1977) "Parameters affecting elastic properties." *Dynamic method on Soil and Rock Mechanics*, Vol. 1, Karlsruhe, Germany, 37-60.
- Yamashita, J., Majima, M. and Nagataki, Y. (1984) "Dynamic Properties of Saturated Sand Under Cyclic Loading Conditions (Modeling os Shear Stress – Strain Relations) VIII World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, Vol. III, pp. 79-86.
- 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，161p.
- 林靜怡 (2003) "細粒料對粉土細砂小應變勁度之影響" 國立交通大學土木工程系，碩士論文。