

行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告

土石流災害防治之研究(II)

(以南投示範區陳有蘭溪為對象)

-子計畫：以激發孔隙水壓之方式引致破壞

計畫類別： 個別型計畫 整合型計畫

計畫編號：NSC 89-2625-Z-002-019

執行期間：中華民國 88 年 8 月 1 日至 89 年 10 月 31 日

整合型計畫：總計畫主持人：陳榮河

子計畫主持人：陳榮河

處理方式： 可立即對外提供參考

一年後可對外提供參考

二年後可對外提供參考

(必要時，本會得展延發表時限)

執行單位：國立台灣大學土木工程學系(所)

中華民國八十九年七月

摘要

土石流的發生機制與土石材料之力學性質有著十分密切的關係，本研究係針對陳有蘭流域之神木村與豐丘村兩地之堆積土樣進行力學性質之研究；研究方法採用等重量替代法模擬現地之級配曲線，並對模擬之試樣進行均向壓密不排水三軸試驗以及現地應力路徑試驗（剪應力固定，有效圍壓減少），期望藉由不同試驗結果之比較，能對土石材料之基本力學性質及破壞行為有更進一步的瞭解。

兩種試驗之結果均顯示神木土樣之內摩擦角隨最大粒徑之增大而降低，而豐丘土樣之內摩擦角則隨最大粒徑之增大而提高。此外，現地應力路徑試驗結果顯示，神木土樣於低圍壓下產生兩階段破壞行為，即於排水狀態下緩慢變形，接著於不排水狀態下發生破壞；豐丘土樣則屬於體積膨脹之破壞型態，造成此兩試坑土樣產生截然不同之破壞型態的可能原因為顆粒組構的差異所致。此外，神木土樣於初始破壞發生時及破壞後之體積變化量（吸水量）均遠低於豐丘土樣，這些特性可能影響引發土石流之水文條件。

另外，以兩地區試驗所得之強度參數進行穩定分析，結果顯示除了逕流會降低邊坡之穩定性外，若考慮土壤凝聚力，將大幅提昇邊坡之穩定性。然而，由試驗過程中發現，土體內部之細粒料可能產生軟化或流失之現象，而影響土體凝聚力之來源，故進行穩定分析時，土體凝聚力是否列入考慮，應端視現地狀況謹慎評估之。

關鍵詞：土石流、強度、現地應力路徑

Abstract

The initiation condition of debris flow is related to mechanical properties of soil materials. Soils were from Shern-Muh and Feng-Chiou within Chen-Yeou-Lan River basin, and the “weight replacement method” was used to simulate field particle-size distribution curves. The isotropic consolidation undrain triaxial (CIU) test and field stress path (FSP) test with 152.4mm diameter by 304.8mm height specimens were conducted in order to know the engineering properties and liquefied behavior of soils.

Both two type tests showed that the friction angle of Shern-Muh soil increased with maximum particle size decreased, and the friction angle of Feng-Chiou soil increased with maximum particle size increased. The difference in test results may be related to the particle packing of soils.

FSP test showed that, under low confining pressure, the soil from Shern-Muh existed a two stage failure process which consists of an initial slow displacement under drained conditions followed by a rapid undrained failure; the failure of soil from Feng-Chiou was in a form of bulging. Besides this, test results also showed that volume change in Shern-Muh specimens was much less than that of Feng-Chiou specimens. It may affect the conditions of initiation of debris flows.

Stability analysis showed that the factor of safety of slopes decreased if seepage flow occurred, and increased if the cohesion of soils was considered in the analysis. Nevertheless, by observing the tests, the fines in the specimens could soften or lose that may affect the cohesive strength of soils.

Keywords: Debris flows, strength, Field stress path

目錄

摘要	I
Abstract	II
目錄	III
表目錄	VI
圖目錄	VIII
照片目錄	X III
第一章 序論	1
1.1 前言	1
1.2 研究動機、目的與方法	1
1.3 研究內容	2
第二章 前人研究	3
2.1 土石流簡介	3
2.1.1 土石流之定義與特徵	3
2.1.2 土石流類型	5
2.1.3 土石流之發生型態	6
2.1.4 土石流發生之影響因子	8
2.2 礫石材料之複合結構型態	10
2.3 顆粒性土壤受剪行為研究	13
2.4 土石流臨界發生公式	15
2.4.1 臨界發生公式比較	15
2.4.2 Takahashi 之理論公式	17

第三章 研究區域概述與土石材料特性	21
3.1 研究區域概況.....	21
3.2 土石材料特性.....	23
第四章 實驗理念之建立	25
4.1 激發反水壓觀念.....	25
4.1.1 降雨對土石流發生之影響.....	25
4.1.2 地下水湧升對土石流之影響.....	26
4.1.3 現地應力路徑三軸試驗觀念簡介.....	28
4.2 Boussinesq 方程式.....	29
4.3 反水壓激發速率計算.....	32
第五章 試驗內容與方法	35
5.1 模擬現地級配之方法及模擬材料最大粒徑之選擇.....	35
5.1.1 模擬現地級配之方法.....	35
5.1.2 模擬材料最大粒徑之選擇.....	37
5.2 試驗規畫及進行項目.....	38
5.2.1 均向壓密不排水三軸試驗.....	39
5.2.2 現地應力路徑三軸試驗.....	41
第六章 試驗結果與討論	43
6.1 均向壓密不排水三軸試驗結果.....	43
6.1.1 圍壓的影響.....	43
6.1.2 級配的影響.....	46
6.2 現地應力路徑三軸試驗結果.....	49
6.2.1 圍壓的影響.....	49
6.2.2 級配的影響.....	51
6.3 試驗結果綜合討論.....	53
6.3.1 強度參數 c 、 ϕ 之討論.....	53
6.3.2 影響因子之探討.....	56

6.3.3 土石流化現象之探討	58
6.3.4 穩定分析.....	62
第七章 結論與建議	67
7.1 結論	67
7.2 建議	70
參考文獻	72

表目錄

表 2.1	土石流臨界發生公式	80
表 2.2	土石流臨界發生公式使用參數說明	85
表 2.3	有地表逕流發生時土石流臨界公式之比較結果	86
表 2.4	地下水位與堆積面齊平時土石流臨界公式之比較結果	86
表 2.5	地下水位位於堆積面以下時土石流臨界公式之比較結果	87
表 3.1	明坑採樣結果[1]	88
表 3.2	粒徑曲線分析結果[1]	88
表 3.3	相對密度試驗結果[1]	89
表 3.4	大型直剪試驗結果[1]	89
表 3.5	三軸壓密透水試驗結果[1]	90
表 4.1	各受災集水區之集流時間[13]	91
表 4.2	出水溪及豐丘集水區基本資料[16][24]	91
表 4.3	逕流係數 C 值選擇參考表[2]	92
表 4.4	坡度分級表[2]	92
表 4.5	坡度對照表[2]	93
表 4.6	雨量站控制範圍與受災集水區[13]	94
表 4.7	各雨量站降雨強度公式[13]	94
表 4.8	賀伯颱風期間各雨量站分析表[13]	95
表 4.9	各集水區最大逕流量	95
表 5.1	神木、豐丘兩試坑之模擬級配曲線分析結果[1]	96
表 6.1	CIU 試驗試體壓密前、壓密後狀態一覽表	97
表 6.2	CIU 試驗結果	98
表 6.3	FSP 試驗試體壓密前、壓密後狀態一覽表	99
表 6.4	FSP 試驗結果	100

表 6.5	FSP 及 CIU 試驗結果一覽表	101
表 6.6	兩試坑現地推估狀況一覽表	102
表 6.7	土石流發生之探討	102
表 6.8	土石流穩定分析結果（分別考慮凝聚力之影響）	103
表 6.9	土石流穩定分析結果（考慮不同粒徑大小之影響）	104

圖目錄

圖 2.1	土石流流速分佈斷面圖	105
圖 2.2	溪床坡度與可能發生之土石現象	105
圖 2.3	土石流流動之縱橫斷面圖	106
圖 2.4	土石流流動狀態及各波段之粒群示意圖	106
圖 2.5	土石流堆積部示意圖	107
圖 2.6	天然土石壩潰決之三種型態	108
圖 2.7	土石流之發育過程	108
圖 2.8	不同學者迴歸之臨界降雨線	109
圖 2.9	堆積土層之六種剪應力分佈狀態	109
圖 2.10	土壤之複合結構型態	110
圖 2.11	泥流/土石流之結構型態	110
圖 2.12	穩定狀態示意圖	111
圖 3.1	陳有蘭溪流域地理位置	112
圖 3.2	陳有蘭溪流域地質圖	113
圖 3.3	陳有蘭溪地質構造分佈	114
圖 3.4	陳有蘭溪流域沖積扇及階地分佈	115
圖 3.5	現地粒徑分佈曲線	116
圖 4.1	路堤內部之孔隙水壓量測記錄	117
圖 4.2	路堤邊坡破壞前之水壓記錄	117
圖 4.3	San Francisco Bay 土石流災害記錄	118

圖 4.4	現地應力路徑試驗示意圖	119
圖 4.5	非拘限含水層水位變動情形	120
圖 4.6	陳有蘭溪流域各雨量站與受災地區之概略位置圖	121
圖 5.1	源頭部與堆積部現地粒徑分佈曲	122
圖 5.2	摩擦角與試體尺寸、顆粒粒徑比值之關係	122
圖 5.3	等重量替代法模擬神木級配曲線示意圖	123
圖 5.4	等重量替模擬豐丘級配曲線示意圖	124
圖 5.5	試驗流程圖	125
圖 5.6	神木、豐丘兩地溪谷之縱剖面圖	126
圖 6.1	神木試坑土樣於 CIU 試驗中之軸向應力應變關係曲線 ($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)	127
圖 6.2	豐丘試坑土樣於 CIU 試驗中之軸向應力應變關係曲線 ($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)	128
圖 6.3	神木試坑土樣於 CIU 試驗中之孔隙水壓變化曲線圖 ($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)	129
圖 6.4	豐丘試坑土樣於 CIU 試驗中之孔隙水壓變化曲線圖 ($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)	130
圖 6.5	神木試坑土樣於 CIU 試驗中之應力路徑圖 ($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)	131
圖 6.6	豐丘試坑土樣於 CIU 試驗中之應力路徑圖 ($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)	132
圖 6.7	Bandind sand 於相同孔隙比，不同圍壓下之 CIU 試驗結果 ...	133
圖 6.8	Bandind sand 於不同孔隙比，相同圍壓下之 CIU 試驗結果 ...	134

圖 6.9 神木試坑土樣於 CIU 試驗中之破壞包絡線 ($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)	135
圖 6.10 豐丘試坑土樣於 CIU 試驗中之破壞包絡線 ($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)	136
圖 6.11 神木試坑於兩種不同級配下之 CIU 試驗結果 ($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$ 以及 $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)	137
圖 6.12 豐丘試坑於兩種不同級配下之 CIU 試驗結果 ($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$ 以及 $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)	138
圖 6.13 豐丘試坑土樣於 FSP 試驗中之軸向應變與時間關係圖 ($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)	139
圖 6.14 豐丘試坑土樣於 FSP 試驗中之體積應變與時間關係圖 ($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)	140
圖 6.15 豐丘試坑土樣於 FSP 試驗中之孔隙水壓與時間關係圖 ($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)	141
圖 6.16 豐丘試坑土樣於 FSP 試驗中之剪應變與時間關係圖 ($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)	142
圖 6.17 神木試坑土樣於 FSP 試驗中之軸向應變與時間關係圖 ($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)	143
圖 6.18 神木試坑土樣於 FSP 試驗中之體積應變與時間關係圖 ($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)	144
圖 6.19 神木試坑土樣於 FSP 試驗中之孔隙水壓與時間關係圖 ($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)	145
圖 6.20 神木試坑土樣於 FSP 試驗中之剪應變與時間關係圖	

	($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)	146
圖 6.21	豐丘試坑土樣於兩種不同級配下之 FSP 試驗結果	
	($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$ 以及 $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)	147
圖 6.22	神木試坑土樣於兩種不同級配下之 FSP 試驗結果	
	($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$ 以及 $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)	148
圖 6.23	神木、豐丘兩試坑土樣之 FSP 試驗結果	
	($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$)	149
圖 6.24	神木、豐丘兩試坑土樣之 FSP 試驗結果	
	($D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)	150
圖 6.25	豐丘試坑土樣於 FSP 試驗中之剪應變率與時間關係圖	
	($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)	151
圖 6.26	神木試坑土樣於 FSP 試驗中之剪應變率與時間關係圖	
	($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)	152
圖 6.27	神木試坑土樣於 FSP 試驗中之破壞包絡線	
	($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)	153
圖 6.28	豐丘試坑土樣於 FSP 試驗中之破壞包絡線	
	($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)	154
圖 6.29	San Francisco Bay 土石流發生區域不擾動土樣之試驗結果.....	155
圖 6.30	對於不同礫石含量、不同礫石尺寸之無圍壓縮試驗結果.....	156
圖 6.31	神木、豐丘兩試坑土樣之 FSP 試驗結果	
	($D_{max} = 25.4\text{mm}$, 初始有效圍壓 19.6 kPa)	157
圖 6.32	顆粒結構瓦解示意圖	158
圖 6.33	神木試坑土樣之 FSP 試驗結果	

($D_{\max} = 25.4\text{mm}$ ，初始有效圍壓 19.6 kPa) 159

照片目錄

照片 3.1 神木、豐丘兩試坑礫石比較示意圖	160
照片 5.1 CIU 試驗架構示意圖	161
照片 5.2 FSP 試驗架構示意圖	162
照片 6.1 試體組裝完成	163
照片 6.2 試驗結束後之試體	163
照片 6.3 試體受輕微擾動產生部份扭曲、沈陷.....	164
照片 6.4 變形加劇形成流體化現象.....	164

第一章 緒論

1.1 前言

土石流是一種發生速度極快，破壞力極強的土砂災害。民國八十五年賀伯颱風帶來暴雨，造成南投縣新中橫公路沿線發生嚴重之土石流災害，且在經過媒體大幅報導後，國人得以親眼目睹土石流種種令人驚心動魄的畫面，其強大的破壞力讓世人驚懼大自然反撲力量的可怕，自此土石流災害引起社會各界的高度重視。

1.2 研究動機、目的與方法

在土石流之防治工作上，首重土石流發生機制之瞭解，然土石流之成因複雜，至今仍未有定論。本研究之目的即是希望藉由對模擬材料進行相關試驗，以探討土石流之誘發情形，進而更加瞭解土石流破壞的原因及過程。

構成土石流之基本因素包括鬆散之土石材料，適當之地形，及充足的水分供應。根據許多調查指出，神木及豐丘兩地區均因地質構造運動發達，導致岩質破碎，足以提供豐富之土石材料，且兩地地形亦十分陡峭，對於土石流之形成頗有助益，唯對於充足水分供應這條件上需再加以釐清。民國八十五年的賀伯颱風的確為南投縣帶來空前之降雨量，然而據相關研究[10]指出，出水溪在颱風來襲時，並無傳出重大災情，卻在風災第三天起陸陸續續發生大小規模不等之土石流，且土石流發生時之日降雨量

甚至低於 30 公釐，這與一般土石流發生之臨界降雨量的認知有明顯的出入。因此，供應出水溪土石流之豐富水體，可能是不同於暴雨的另一種形式，即風災期間之降雨可能儲存累積而飽含於土體內部，導致當地地下水位上升。一般認為降雨垂直入滲為激發土體孔隙水壓進而誘發土石流的主因，然而根據 Sitar 等人 (1990) 之研究發現，地下水由破碎底岩湧升亦為激發孔隙水壓之可能途徑，因此出水溪之土石流災害也可能是由地下水湧升激發水壓所引起；而豐丘地區由於其地質破碎，降雨亦極有可能充分入滲並累積於破碎底岩中，進而激發水壓，引起土石流；故本研究針對神木及豐丘兩地所採集之堆積土石材料，並引進 Brand (1981) 所提出之現地應力路徑觀念進行相關試驗，期望藉由試驗過程瞭解激發孔隙水壓對誘發土石流之影響，並探討土石流初動部發生時之力學特性及破壞行為，希望能藉此研究對土石流災害有更進一步的瞭解而防患未然。

1.3 研究內容

論文內容主要分成七章：第一章為緒論，說明研究動機、目的與方法；第二章為前人研究部份，回顧土石流之相關研究，包括土石流之分類、特性、發生條件與試驗相關研究等；第三章說明研究區域，即陳有蘭河流域概況，並簡述神木、豐丘兩地土石材料之特性等；第四章說明試驗理念之由來。第五章說明本研究的相關試驗項目、內容，並針對試驗儀器設備，試體準備方法與試驗步驟、控制因素等作一說明。第六章敘述試驗結果，並對結果進行分析與討論；第七章則綜合本文之研究過程與結果，作出結論與建議。

第二章 前人研究

本章將前人之研究結果作一整理回顧，主要分為四部份，第一部份針對土石流做一概念性之介紹，諸如土石流之特性、類型及發生條件等。第二部份介紹礫石材料之複合結構型態。第三部份介紹顆粒性土壤之受剪行為。第四部份簡介土石流之臨界發生公式。

2.1 土石流簡介

2.1.1 土石流之定義與特徵

土石流乃土石與泥水混合成流體，具備高度流動性，沿坡地或河谷快速移動之土砂災害。經許多研究顯示，地質與地形為影響其發生之基本因素，豪雨與足夠之土砂來源則為促成土石流發生之最大誘因。由於其成因複雜，且觀察不易，故綜合水土保持手冊（1992）、張立憲（1985）、詹錢登（1997）、小橋澄治、土屋昭彥（間接取自[3]）、Johnson and Rodine（1984）、Takahashi（1978）、Vadine（1985）以及 Varnes（1958）之研究及觀察，整理歸納土石流之特性如下：

- (1) 土石流是濕流（wet flow）的一種，內含豐沛的水分，其搬運的型態為高濃度之集合搬運，與表土侵蝕及溪床侵蝕之個別搬運不同。
- (2) 土石流的組成材料中顆粒粒徑受地質及風化程度不同的影響，分佈十分廣泛，粒徑大小自數公尺至 0.01 mm 以下都有。
- (3) 土石流表面之流速明顯高於其平均流速，顯示土石流具有表面快而底面慢之流速分佈特性，如圖 2.1 所示。

- (4) 因土石流具有高含水量，又常發生在陡坡上，故流動快速（礫石型約 3 m/sec~10 m/sec、泥流型約 2 m/sec~20 m/sec），常沿溪谷沖下並留下鋸齒狀或 V 型沖刷痕跡。
- (5) 一般土石流的過程包括發生部、流動部與堆積部；土石流發生部之溪床坡度大約在 15°~30°之間，流動部之坡度約在 6°~15°之間，淤積部之坡度則在 3°~6°間；坡度大於 40°以上之溪床堆積物則可能以崩落之型態移動。當坡度低於 3°以下，土石流運動近乎停止；土石流與溪床坡度之關係如圖 2.2。
- (6) 土石流大多由岩塊、礫石、流木與泥砂等混合而成，其前端部分常有巨大礫石集中現象，呈旋轉且隆昇狀之流動；觀察流動時之橫斷面形狀，前端部分呈中央隆起，在後續部分則呈中央凹下之形狀，如圖 2.3。
- (7) 由於組成粒徑非常不均勻，土石流流動時大多呈不穩定狀態，有陣流現象；當前端部分受阻而停止時，其後續部分因慣性而壅高，隨著壓力之加大迫使前端再次流動，因此常呈間歇性流動狀態，並於前端形成顯著波段，如圖 2.3、圖 2.4。
- (8) 流動時有明顯的直進性，於通過溪谷、彎道，或遇到障礙物時不易繞流或轉向，因而產生強大的衝擊作用或爬高現象。
- (9) 土石流沿陡坡運動其流速每秒可達數公尺甚至數十公尺；在緩坡地帶又會迅速淤積，因此土石流常於溪谷出口處（坡度緩、寬度大之地點）形成扇狀堆積地。如圖 2.5(a)所示，可看出堆積部前端之粒徑較大，而中央及尾部之粒徑較小。
- (10) 土石流堆積區前端部份的礫石呈規則排列，縱斷面上之粗礫石長軸方向與流下方向約呈 45 度角，甚具規則性。平面上，前端部份皆為礫石所組成，夾雜少量顆粒較細的砂礫，如圖 2.5(b)。

2.1.2 土石流類型

土石流之分類方法眾多，例如按地質地貌特徵來分類，可概分為河谷型土石流及山坡型土石流；如按組成物質，可概分為泥流、水石流（礫石型土石流）以及一般型土石流。本節將以往學者分類之結果，概略敘述如下：

1. 張石角（1983）

張石角（1983）觀察台灣土石流，根據其發生機制分為兩類：

- (1) 山谷土石流型：堆積在山谷中之深厚未固結土石，由於豪雨帶來之強大逕流與沖蝕作用而形成。特徵是含水量高，可能在 60%以上，故運動極為快速。
- (2) 地滑土石流型：發生於邊坡，由山崩或地滑產生。當滑動面位於風化層內，或風化層下淺處發生地滑現象時，易引發土石流。

2. 謝正倫（1991）

謝正倫（1991）綜合以往之研究及現場觀測結果，認為土石流的組成材料中，土石之粒徑分佈受地質、風化程度等之影響，分佈範圍十分廣泛。而依組成材料之粒徑分佈，可將土石流概分如下：

- (1) 礫石型土石流：0.1 mm 以下細粒料之含量在 10%以下者。
- (2) 泥流型土石流：0.1 mm 以下微粒料之含量在 50%以上者。
- (3) 一般型土石流：細粒料含量在 10%~50%之間者。

3. 山口伊佐夫 (1985)

山口伊佐夫 (1985) 依土石流發生的因素，可概分為以下數類：

- (1) 黏土礦物生成地帶的土石流；黏土礦物具吸水性、膨潤性，具有容易流狀化的性質，易因降雨等激發作用誘使土石流發生。
- (2) 來自風化細粒土堆積的土石流；當堆積土體之孔隙率較大時，因長期降雨使孔隙水壓異常上升，使土體摩擦係數降低而引發土石流。
- (3) 因溪流壅高形成的土石流；豪雨時山腹或溪谷兩岸發生崩塌堆成天然土壩，堵塞溪流使溪床水位壅高，使土壩發生崩潰而引發土石流。
- (4) 因火山活動或火山堆積物所產生之土石流；火山活動可能導致積雪溶解、火山湖潰決；而火山堆積物由於孔隙率大，易因降雨激發水壓，進而誘發土石流。

2.1.3 土石流之發生型態

土石流之發生型態和堆積土體的狀況、水分供給情形等許多因素有關，可謂十分複雜；此外，由於土石流發生快速，且一般多發生於偏遠之山區，故現場之觀測資料得來不易。茲將前人觀察之結果，概略敘述於下；

1. Takahashi (1991)

高橋認為天然土石壩破壞引發之三種土石流，如圖 2.6 所示。

- (1) 如圖 2.6(a) 所示，壩體本身滲透性低，剪力强度高，當水位壅高速度較土體之滲流速度快時，將使蓄水位升高並產生溢流現象，並沖蝕壩體表面。溢流初期，因土體內部尚未飽和，故沖蝕速度慢，但當

土體逐漸飽和後，將加快沖蝕的速度。

(2)如圖 2.6(b) 所示，壩體具有較高之滲透性，且土石強度低於圖 2.6(a) 之情況，且壩後水位之上升與水之滲流同時升高，當達到臨界水位時，因剪力強度不足，壩體內部發生滑動。滑動初期，由於崩落之土體尚未完全飽和，而堆積在坡趾，未能形成土石流，一旦潰壩後，大量水體釋放，並越過崩塌之壩體表面及堆積於坡趾之崩落土石，將形成大型土石流。

(3)如圖 2.6(c) 所示，壩體之滲透性非常高，使滲流遠達壩之下游面，造成壩趾處土體軟弱而破壞，並向上延伸。當破壞面延伸至壩後水位面時，因水體之推移力，將促使未滑動部份發生破壞，造成水體大量釋出。當後退式破壞後之坡度仍夠陡的話，瞬時釋放的蓄水將引發土石流。

2. Johnson and Rodine (1984)

Johnson and Rodine (1984) 綜合土石流災害現場之觀察心得，提出土石流發生過程之示意圖，如圖 2.7 中 (a)-(f) 圖所示：

- (1)流槽中一處於極限平衡之濕潤土體，沿一剪力破壞面產生滑動，初始破壞發生 (圖 2.7(a))。
- (2)滑動土體產生漸進式破壞，部份土塊於滑動中旋轉、膨脹、相互推擠並與水混合，向下滑動 (圖 2.7(b))。
- (3)於滑動和顆粒重組 (remoulding) 之過程中，土體變得相當軟弱，以致於後續土體越過前方之鼻口部 (snout)，流動開始發生 (圖 2.7(c))。
- (4)當大部份土石歷經旋轉、滑動、互相推擠之過程，土體開始流動 (圖 2.7(d))。

(5)流動中之土石侵蝕流槽中之疏鬆堆積物及流槽兩側之土石，並與之混合向下流動（圖 2.7(e)）。

(6)土石流可能因脫水而停頓，直至後方水體越過鼻口部與之混合，並濕潤流道，則土石可再度向下流動（圖 2.7(f)）。

2.1.4 土石流發生之影響因子

影響土石流發生之因子眾多，其中最基本，同時也最重要的當屬坡度、土石材料以及水分供給等三項，而集水區環境以及土石材料之粒徑分佈亦與土石流之發生關係密切；以下茲將學者們對上述各影響因子之研究結果歸納整理如下；

1. 坡度

為促使土石流動，必須有足夠之推移力產生；推移力來自外力之作用，因此欲產生土石流，其溪床坡度必須有一定之範圍。根據張立憲（1985）之研究指出，若溪床坡度小於 15° ，則無法產生較大之推移力促使土石流動；若溪床太陡，如坡度大於 40° ，則因細粒料易在水中形成懸浮載（suspension load），則不易混合成泥狀而產生土石流。另外，根據謝正倫（1993）對花蓮縣與台東縣土石流之調查，發現危險溪流之溪床坡度大多集中於 $10^\circ\sim 25^\circ$ 間，而以 $15^\circ\sim 20^\circ$ 間之坡度為最多，而平均坡度在 5° 以下及 35° 以上之溪谷，幾乎不存在土石流之發生例。山口伊佐夫（1985）則指出土石流發生之地形坡度約在 $18^\circ\sim 20^\circ$

以上。

2. 豐富之鬆散土石材料

土石流的鬆散土石來源主要取決於流域之地質特徵。在地質構造複雜、斷層褶皺發達、地震多、邊坡穩定性差、岩層破碎或山崩地滑多的地區，能為土石流提供豐富的鬆散土石。除此之外，人類之活動亦為土石材料來源之一，例如，山坡地之不當利用與開發、森林之濫砍濫伐或工程棄土之處理不當等，均能提供大量的鬆散土石。

3. 環境水文

豐富之水份不僅是土石流體之重要組成成分，更是激發土石流動之直接條件。根據游繁結(1990)之調查結果指出，當日雨量大於 200mm 即有發生土石流之可能，而山口伊佐夫 (1985) 則指出：連續雨量達 60mm，不論是長、短時間之降雨，皆具有發生土石流的危險性。降雨尖峰的發生時間與土石流同時發生的情況相當多，然絕大部份的土石流約在降雨尖峰後 2-3 小時之間發生。另外，Keefer 等人(間接取自[59])整合 Caine、Cannon & Ellen、Wiezorek 等人所收集土石流之降雨資料，以迴歸分析方法求出發生土石流之臨界降雨條件，如圖 2.8 所示，發現對於不同地區，激發土石流所需之降雨條件亦不同。

而在土石流發生與集水區面積之關係上，依謝正倫 (1991) 調查花蓮縣土石流發生情形，結果顯示土石流發生頻繁的地區，其坡度大於 10° 以上之集水區面積皆大於 5 公頃以上，故將此 5 公頃做為土石流發生之最小有效集水面積。集水面積小於 5 公頃之地區則被認為是土

石流不敏感地區。

4. 粒徑分佈

溪床堆積物之粒徑分佈應有一定範圍，方能產生土石流。游繁結（1996）認為堆積層顆粒大小之垂直分佈亦與土石流發生有關，上粗下細較上細下粗容易發生，而發生之型態也有不同。Rodine 及 Johnson（間接取自[3]）則指出土石流整體之強度決定於細顆粒與泥漿（slurry）混合物之強度，含適當之黏土為發生土石流之必要條件。

范正成（1996）研究土石流發生之控制因子，發現土壤孔隙比代表地下水流動之容易程度，因此細粒料愈少（小於 200 號篩）則也較易發生土石流。山口伊佐夫（1985）則指出黏土顆粒之存在與否與土石流之發生有密切關係。

2.2 礫石材料之複合結構型態

礫石材料之複合結構依照其內部大顆粒和細顆粒（或膠結物，binder）間之相對含量、膠結方式與沈積順序、方式而產生不同的結構型態。這些膠結物可能為黏土或其他岩體風化後之碎屑物，當膠結物為黏土時，可能因歷經擠壓過程，或乾燥的情形下而表現出高強度行為，但亦容易因遇水而弱化；當膠結物為岩石風化碎屑時，則不易因遇水而弱化。Sowers（1979）研究複合土壤之結構型態，按粗細顆粒所佔比例，沈積方式之不同，將所產生之結構型態分為三類：

1. 母質結構 (matrix structure)

當細顆粒之含量為粗顆粒含量之兩倍以上時，則土體結構之型態宛如粗顆粒散佈在細顆粒之間，形成所謂之母質結構。當細顆粒為黏土時，則整體結構之型態類似凝聚性土壤結構，且其性質亦與凝聚性土壤相似，如圖 2.10(a)。

而當粗顆粒之含量為細顆粒含量之兩倍以上時，則形成一類似骨架之結構 (skeletal structure)；由粗細顆粒所處位置分類，可區分為兩種型態：接觸結合結構 (contact-bound structure) 與孔隙結合結構 (void-bound structure)，茲分述如下：

2. 接觸結合結構

此種結構之形成可由粗細顆粒同時沈積，當細顆粒如黏土附著在粗顆粒接觸點之間，形成隔離作用，因上部載重持續增加而壓縮，使整體結構變得相當穩固；此結構一般經由粗細顆粒混合後，因壓密作用而形成。基本上此種架構在膠結物未弱化時呈現穩定、不可壓縮且能抵抗震動作用。當整體架構為疏鬆時，膠結物可能因遇水弱化而流失，則粗顆粒之間因失去支持可能使得整體架構崩潰，但當整體架構為緊密時，則可能只產生部份強度弱化及沈陷。如圖 2.10(b)。

3. 孔隙結合結構

此種結構之形成是由粗顆粒先行沈積接觸，而細顆粒再接著沈積填充粗顆粒間之孔隙。此種架構通常強度較高，壓縮性低且不因水之介入而產生強度弱化現象，本結構之孔隙比一般介於 0.3~0.5 之間，有可能低至 0.2，如圖 2.10(c)。此種型態之性質與接觸結合構造相似，

但因其係粗顆粒互相接觸，故不因水份侵入而產生沈陷或強度降低現象。

另依 Vallejo (1989) 對泥流、土石流之研究，發現土石流從初始發生到流動過程之間，具有不同之結構型態，按其分類，可概分為三個階段：

1. 顆粒支撐結構 (grain or solid phase supported structure)：

在土石流初始發生階段，顆粒體積濃度大於 0.8，其運動型態類似剛體滑動，其強度主要由塊體之摩擦力提供，及小部份由液態 (fluid phase) 細料之不排水剪力強度提供。結構型態如圖 2.11(a)所示。

2. 顆粒—母質支撐結構 (grain-matrix supported structure)：

此時之結構型態介於剛體及流體之間，顆粒體積濃度約介於 0.55 ~ 0.8 之間。此結構型態發生在土體流動一段距離後，塊體中的部份土體和水流混合成流態，此時強度部份由塊體之摩擦力提供，部份來自於流體之不排水剪力強度，即強度由固態顆粒及液態細料共同提供。結構型態如圖 2.11(b)所示。

3. 母質支撐結構 (matrix supported structure)：

此階段發生在土石流已流動一相當長之距離後，此時固態塊體減少，大部份和水混合成流體，顆粒和顆粒間之接觸摩擦力消失，強度完全由液態細料之不排水剪力強度所提供；顆粒體積濃度小於 0.55。結構型態如圖 2.11(c)所示。

當大部份塊體和水混合成流態，則整體之含水量增加，導致不排水剪

力強度上升。同時流體內之細粒料濃度增加，將使整體單位重上升，並使塊體之浸水單位重下降。而由流體所提供之浮力將使流場中之粗顆粒彼此分離而漂浮 (afloat)。

2.3 顆粒性土壤受剪行為研究

礫石與砂土同為顆粒性土壤，有關砂性土壤受剪行為，已有相當多的研究，在此介紹砂土受剪時之行為以解釋礫石土之受剪行為。

1. 顆粒結構瓦解 (particle structure collapse)

Alarcon (1988) 提出顆粒結構瓦解的觀念，此觀念可以有系統地解釋砂土受不排水剪力時之行為反應。砂土受剪時所表現出之應變軟化現象顯示收縮性砂土結構處於一不穩定狀態 (metastable)；於瓦解之砂土骨架中，極小的剪應變便足以使顆粒重新排列，並且喪失與相鄰顆粒間之接觸點。在不排水受剪下，這個現象將導致荷重瞬間由砂土骨架轉移至水，使孔隙水壓急劇增加；對收縮性砂土而言，砂土之強度明顯地降低並在短時間內持續擴大變形。減緩加載速率並不能避免此現象產生，僅能降低此一效應。在變形的過程中，砂土顆粒排列達到一穩定狀態之指向 (steady-state orientation)，此後維持變形所需之剪應力便保持一定值。顆粒結構瓦解的觀念，說明收縮性砂土試體在不排水受剪時，孔隙水壓之激發不只與體積變化趨勢有關，且與顆粒結構瓦解有關，且當材料本身行為較偏向脆性材料，則顆粒瓦解傾向越高，其所激發孔隙水壓將愈大。換言之，顆粒愈趨於光滑、圓形，與顆粒愈細、級配愈均勻下，則顆粒排列突然變化的傾向愈高，即顆粒

瓦解趨勢愈高。

2. 穩定狀態觀念 (steady state concept)

Poulos (1981) 首先提出砂土之穩定狀態的觀念。砂土變形之穩定狀態，乃砂土於受剪過程中，顆粒重新組合排列，而在固定體積、固定正應力、固定剪應力，以及固定速率下，發生持續變形的狀態，如圖 2.12(a)-(c) 所示。此穩定狀態唯有在所有的顆粒皆已完全重組並重新定位 (reorientation) 方能達到之穩定狀態，並且顆粒處於一流動結構。若停止試體之應變，則試體不再位於變形之穩定狀態。

Alarcon (1988) 研究砂土之不排水單壓強度時，提出對收縮性砂土而言，其強度先升後降達一殘餘強度，此時砂土結構之狀態類似流態 (flow deformation)，而此殘餘強度稱之穩定狀態強度 (steady state strength)。此穩定狀態強度顯示砂土之應變軟化行為，並只與砂土之顆粒特性及孔隙比有關。

3. 相位轉換狀態 (phase transformation state)

砂土受剪之變形行為，乃為砂土顆粒重新排列組合的現象。砂土沈積過程中，砂顆粒間形成各種大小不同的孔隙。砂土受剪初期，因顆粒填充較大的孔隙使得體積收縮，隨著剪應力的增加，顆粒因而爬升，使體積膨脹，同時亦產生新的孔隙。砂土受不排水剪力作用時，上述孔隙之瓦解造成體積收縮的趨勢，致使孔隙水壓上升，而新孔隙之形成造成體積膨脹的趨勢，則致使孔隙水壓下降。

Ishihara 等人 (1975) 認為，相位轉換狀態代表的意義為，試體開

始膨脹或者是孔隙水壓開始下降之點，亦即試體於受剪過程，體積由收縮變為膨脹之轉換點；若為不排水試驗，則為孔隙水壓變化率為零之點，此時孔隙水壓開始下降，軸差應力則傾向增加。

綜合上述研究，可發現：

- (1) 砂土受剪時之體積變化或孔隙水壓變化，乃因砂土顆粒組構的改變所引起。
- (2) 體積收縮、膨脹或孔隙水壓的上升、下降，砂土顆粒組構均處於非穩定狀態。體積不變或孔隙水壓不變時，砂顆粒組構方處於穩定狀態。

2.4 土石流臨界發生公式

2.4.1 臨界發生公式比較

預測土石流發生為土石流防治工作之首要重點，具土石流潛在發生危險的溪流才有設置警戒系統或阻擋、疏導工程的必要，因此對於土石流臨界發生公式之推導一直為國內外學著所重視。然有關土石流臨界發生公式之推導極多，且根據之觀念及所使用之參數互異，然而大抵皆採無限邊坡極限平衡法之型態。茲參考何敏龍（1997）整理各學者之研究結果及連惠邦等（1996）所提九種較為常見之臨界公式，歸納整理於表 2.1，相關參數則列於表 2.2。由於各公式各有不同適用情形，不易進行比較，故將水位情形概分為有地表逕流產生、地下水位與堆積面齊平及地下水位位於堆積層面下三種情形，分別討論如下：

1. 有地表逕流產生

如表 2.3 所示，考慮地表逕流產生之公式者計有高橋、江永哲、林炳森、黃宏斌、陳榮河以及連惠邦等六者；在不考慮土壤凝聚力 ($c=0$) 之情況下，除黃宏斌之公式外，其餘各公式均將逕流視為施加於土體之一推移力，且在忽略逕流流速對土體之影響下，各公式之推導結果是一致的。黃宏斌式因忽略地表逕流對土體之推移力，故公式推導結果和地下水位與堆積面齊平時相同。

2. 地下水位與堆積面齊平

如表 2.4 所示，當地下水位與堆積面齊平時，高橋、Sidle、林炳森與黃宏斌四者均與齊藤式同。江永哲式則於凝聚性 $c=0$ 時，會與齊藤式同。而游繁結式則需在 $n=1$ 之條件下才會與齊藤式同，但 $n=1$ 時 (n 為孔隙率)，代表所有土體均被孔隙所填滿，已無任何土體存在，不合乎實際狀況。陳榮河式則於無凝聚性土壤，假設破壞面發生於堆積層底部時和齊藤式同。連惠邦式則在凝聚力 $c=0$ ，考慮滲流方向平行坡面之條件下和齊藤式同。

3. 地下水位位於堆積層面以下

如表 2.5 所示，各公式之差異較大，其中 Sidle 之公式中有考慮含水量 ω ，當考量地下水位上方土體之含水量 $\omega=0$ 時，Sidle 式與江永哲式相同。

2.4.2 Takahashi 之理論公式

由於各土石流臨界發生公式於假設之條件及參數互異，因此本節僅介

紹在日本已廣受採用之 Takahashi 理論公式。

土石流之發生必須有足夠的水，以提供土體孔隙的飽和及與土石充分混合進而產生流動現象；Takahashi (1978) 認為地表逕流 (surface water flow) 的產生為土石流發生之一重要因素，因此提出如下之理論以建立土石流發生臨界公式：

1. 基本理論假設

(1) 堆積之土石材料為一無限長之均勻土層，顆粒組成疏鬆，土層深度為 D ，不考慮土壤的凝聚力，坡面與水平面夾 θ 角。

(2) 有平行地表之逕流產生，逕流深度 h_0 ，當逕流形成時土層已達飽和。

(3) 土層內滲流方向與坡面平行，孔隙內無超額孔隙水壓存在。

2. 初始破壞之臨界條件

若 τ_s 為驅動土體運動之剪力， τ_L 為土體之抵抗力，則 τ_s 與 τ_L 之相對關係可建立如圖 2.9 之六種關係，其中(a)、(b)、(c)三種情況是不考慮土壤之凝聚力，而(d)、(e)、(f)三種情況則是考慮土壤之凝聚力，由於基本假設忽略土壤之凝聚力，且當土層非常厚時，(b)與(c)兩種情形是相同的，故以下將就圖 2.9 中之(a)、(c)兩種情況加以討論：

依照應力平衡關係，可以推得土層表面以下距離為 a 處之推移剪應力 τ_s ：

$$\tan \theta_2 \geq \frac{C(G_s - 1)\gamma_w}{C(G_s - 1)\gamma_w + \gamma_w} \tan \phi \quad (2-3a)$$

$$\text{或} \quad \tan \theta_2 \geq \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}} \tan \phi \quad (2-3b)$$

其中， θ_2 為土石流發生之最大坡角。

B. $d\tau_s/da < d\tau_L/da$

當上式成立時（即圖 2.9(c)中之情況），可由式（2-1）及式（2-2）推得在小於 a_L 範圍內土層產生運動之條件：

$$\tan \theta < \frac{C(G_s - 1)\gamma_w}{C(G_s - 1)\gamma_w + \gamma_w} \tan \phi \quad (2-4)$$

此外 Takahashi 認為，若可移動之之堆積土層厚度小於顆粒粒徑（ $a_L < d$ ），則逕流只會造成表面顆粒之個別運動，即一般河床載（bed load transportation），故其提出產生塊體運動之臨界條件，如下所示

$$\tan \theta_1 \geq \frac{C(G_s - 1)\gamma_w}{C(G_s - 1)\gamma_w + \gamma_w(1 + \frac{h_0}{d})} \tan \phi \quad (2-5a)$$

$$\text{或} \quad \tan \theta_1 \geq \frac{\gamma'}{\gamma_{sat} + \gamma_w(\frac{h_0}{d})} \tan \phi \quad (2-5b)$$

一般而言，土石流產生時，運動中之固體顆粒應均勻分佈在流體中，因此必須有一定厚度的土層加入運動，亦即 $a_L \geq \kappa * h_0$ ，其中 κ 值由試驗決定，大約為 0.7，因此可將式（2-5）改寫成

$$\tan \theta_1 \geq \frac{C(G_S - 1)\gamma_w}{C(G_S - 1)\gamma_w + \gamma_w(1 + \kappa^{-1})} \tan \phi \quad (2-6a)$$

$$\text{或 } \tan \theta_1 \geq \frac{\gamma'}{\gamma_{sat} + \gamma_w \kappa^{-1}} \tan \phi \quad (2-6b)$$

其中， θ_1 即代表發生土石流之最小坡角。

綜合以上討論，會形成土石流之可能坡度範圍為 $\theta_1 < \theta < \theta_2$ 。當 $\theta > \theta_2$ 時，堆積土層將形成剛體般整體滑動而非土石流流動，崩落之泥砂可能堆積於下游坡度較緩處（ $\theta_1 < \theta < \theta_2$ ），其後若有逕流經此崩積層，亦可能引發土石流。而當堆積層坡度 θ 小於 θ_1 時，可能成為不成熟之土石流或土石不發生破壞。

第三章 研究區域概述與土石材料特性

土石流的發生需要適當的環境因素，因此，本章針對研究區之陳有蘭溪流域，簡述其地質地形概況，以瞭解當地之環境。其次選擇災害頻仍的神木與豐丘兩地，將從現地採樣所得之土石材料於 3.2 節對其特性作一介紹。

3.1 研究區域概況

陳有蘭溪流域之地理位置如圖 3.1 所示，流域面積約 450 平方公里。在地質上，以陳有蘭溪（即陳有蘭溪斷層之位置）為界劃分，其東側為已變質的古第三紀地層，其出露之變質岩屬新高層或與其相當之地層，岩性主要為硬頁岩、板岩、變質砂岩和石英岩等變質岩；西側為未變質的新第三紀沈積岩，各地層由老至新分別為南港層、南莊層及屬於桂竹林層之關刀山砂岩段、十六份頁岩段與大窩砂岩段，岩性則以砂、頁岩或砂頁岩互層為主（林慶偉，1996）。流域之地層分佈示於圖 3.2。

流域內地質構造發達，大致可區分為三個主要系統，如圖 3.3 所示，(1) 西北-東南走向之陳有蘭溪斷層及其分支，如沙里仙溪斷層與東埔斷層；(2) 北北東-南南西走向之和社背斜及其東之同富向斜；(3) 西北-東南走向之神木斷層、十八折坑斷層與兒玉斷層；本區岩體由於受到斷層及摺皺作用伴生之破裂面所切割，因此異常破碎；並經過風化、侵蝕、搬運及堆積等過程後，於溪谷較寬且較緩的地方常形成大量未固結與膠結之第四紀或現代沖積層，包括泥、砂、礫石等，堆積狀態皆屬鬆散（林慶偉，1996）。

陳有蘭溪發源於玉山北坡，匯集沿線支流，向北於水里附近注入濁水溪主流，全長約 42 公里，集水區內最高點為標高 3952 公尺的玉山主峰，最低點為與濁水溪本流合流點，標高約 310 公尺，平均河床坡度為 6.75%，而高差大、坡降陡則為其地形上之主要特色（周憲德，1999）。

就河谷地形的發育而言，陳有蘭溪主流及十八重溪等主要支流均已達到中年期，即堆積作用遠較侵蝕作用盛行，沖積扇及河階台地均相當發達，如圖 3.4 所示。其中，陳有蘭溪之沖積扇是屬於河谷沖積扇的類型，並且為台灣本島河谷沖積扇最為發達的河川之一；河谷沖積扇發達表示該河川沖刷量大，且隱含了地質變動快速的意義(李錫堤，1996)。

由崩塌地與水系的關係來看，可以發現陳有蘭溪的崩塌地主要有「向源侵蝕型」及「河岸侵蝕型」兩類。賀伯風災之前，陳有蘭溪流域 51 個崩塌地中，向源侵蝕型崩塌地佔絕大部份；賀伯風災之後，崩塌地增加為 251 個，新增者多以河岸侵蝕型的崩塌地為主，且其規模較多較小；崩塌地發達是河川沖刷量大的一項主要原因，同時也隱含了地質變動頻繁導致山坡不穩定之意義（李錫堤，1996）。

本研究選擇陳有蘭溪流域上災害頻仍之神木與豐丘為研究地點，試驗地概況略述於下：

1. 神木地區

神木村位於出水溪流域內；出水溪為陳有蘭溪上游支流和社溪之東側支流，河谷走向在樟樹神木以上為北偏西 45°，樟樹神木以下受山脈影響而改變方向，形成兩個近乎 120°左右之彎曲河道。該區域集水區面積約 8.61 平方公里，地形高程從崩塌頂點 2300 公尺處降至神木國小 1165 公尺，集水區周圍由數座高山包圍，呈一窪地地勢（陳宏宇，1999）。地質上分區，上游屬南莊層，由不同砂岩、深灰色頁岩組成，

砂岩為主要岩性。下游為南港層，多石英質砂岩、深灰色頁岩或粉砂岩。現場岩塊嚴重破碎，到處可見大量岩塊、礫石堆積於溪床及其兩岸。

2. 豐丘地區

豐丘地區曾於民國 74 及 75 年連續兩年發生土石流災害，而民國 85 年賀伯颱風於本區再次引發土石流，使本區成為賀伯風災期間，陳有蘭溪流域內土石堆積最多的災區。該區集水區面積為 1.74 平方公里，海拔自標高 2200m 急降至標高 600m 之豐丘國小附近，高差變化大，平均坡度 28° （游繁結等，1987）。該區屬十八重溪層之地質，主要為黑色板岩夾雜變質砂岩，另亦有白冷層之白色石英質砂岩、緻密砂岩和深灰色硬頁岩。本區因有斷層通過，斷層作用造成了鄰近地區的地層之剪力節理發達，以致地質破碎嚴重，地表多為破碎砂礫岩塊等堆積而成，組織鬆散且膠結不良（周憲德，1999）。

3.2 土石材料特性

丁伯欣（1999）針對陳有蘭溪流域內土石流災害嚴重之神木及豐丘兩地，於現場進行土石篩分析，並將所採集之土樣帶回試驗室進行土石材料之基本物理性質分析，並且依照等重量替代法之觀念模擬現地級配曲線，進行一系列土壤之相對密度試驗、大型直接剪力試驗以及透水試驗。茲將丁伯欣（1999）對神木與豐丘兩地明坑採樣，配合室內基本物理性質之試驗結果，整理於下：

表 3.1 為明坑採樣結果，表 3.2 為針對兩試坑所做的粒徑曲線分析結

果，圖 3.5 為神木與豐丘兩試坑之粒徑分佈曲線。採樣結果顯示：

- (1)兩試坑土樣均為無塑性土。
- (2)在顆粒形狀上，兩試坑之土石均為次角形至次圓形，而豐丘礫石呈角狀者多於神木，且其顆粒粗糙度亦高於神木礫石，如照片 3.1 所示。
- (3)由現地粒徑分佈曲線配合阿太堡限度試驗結果，依統一土壤分類法分類，神木土樣為 GP—GM，豐丘土樣為 GP；兩試坑均為以礫石為主體的土壤類型。
- (4)由現地粒徑分佈曲線得知神木試坑礫石含量為 58%，豐丘試坑為 72%；而通過 200 號篩之細粒料含量，神木試坑為 8%，豐丘為 3%。

丁伯欣（1999）對神木及豐丘兩地之土石材料，針對三種不同之最大粒徑，38.1 mm（1.5"）、25.4 mm（1.0"）、12.7 mm（0.5"），分別實施相對密度試驗以及大型直剪試驗，藉以瞭解不同模擬級配曲線之模擬材料的緊密程度及其力學特性；相對密度試驗及大型直剪試驗結果分示於表 3.3 與表 3.4；另外針對兩種不同最大粒徑 25.4 mm（1.0"）、12.7 mm（0.5"），進行三軸透水試驗，試驗結果示於表 3.5。

由相對密度試驗結果顯示，神木土石之級配不論最大粒徑為何，皆屬於中等緊密狀態；豐丘試坑最大粒徑 38.1 mm、25.4 mm、12.7 mm 之級配，相對應之緊密程度分別為疏鬆、中等緊密、緊密。

另由三軸透水試驗結果顯示，神木及豐丘兩試坑土樣之透水係數（k）並不隨著有效圍壓之增加及最大粒徑的改變有太大的變化；均屬中度透水性之材料。

第四章 實驗理念之建立

本章將介紹土石流破壞模式之現地應力路徑觀念，並藉由理論方程式配合現地地形資料及降雨資料以定出室內試驗施加反水壓的速率。

4.1 激發反水壓觀念

4.1.1 降雨對土石流發生之影響

一般認為暴雨期間降雨之垂直入滲，是造成土體內部孔隙水壓及滲流力增加，進而導致邊坡破壞的主因，如 Atkinson 等人 (1985) 調查英國高速公路路堤之邊坡破壞發現，約 10% 的路段曾發生邊坡滑動破壞。圖 4.1 顯示填築路堤時所埋置之水壓計記錄及 9 年後之記錄，由圖 4.1 中可發現於深層部位所量得之正孔隙水壓大部份已消散，然而淺層部位之負孔隙水壓卻無太大變化。圖 4.2 為路堤發生邊坡滑動前之水壓量測記錄，在深度 1.5 m 以內之區域，孔隙水壓均呈正值，隨著深度增加，孔隙水壓又恢復至負值。主要的滑動面約發生在深度 1.2m 之處且平行坡面，而現地之水壓記錄值顯示滑動發生後之水壓值約升高 1kPa，故 Atkinson 等人推斷路堤表層所發生之淺層邊坡滑動應是由孔隙水壓激發所造成。此外，Zhu and Anderson (1998) 於調查夏威夷 Honolulu 郊區 Pauoa Ridge 之邊坡滑動及土石流危險區發現，現地之地下水位深度約 150 m，因此接近地表土體之飽和現象應是由季節性降雨產生之棲止水體所造成。Pitts and Cy (間接取自 [59]) 在研究新加坡之殘餘土壤 (residual soils) 時，亦發現在暴雨期間，部份土體達到飽和，且由土體內部量測到正值之孔隙水壓。

部份學者如 Brand (1981), Brenner 等人 (1985) 進一步研究發現，因降雨導致土體內孔隙水壓增加，使土體內部之有效應力以及剪力強度降低，進而引發邊坡破壞；而又有學者如 Sitar 等人 (1992), Johnson & Sitar (1990)，認為土體內之孔隙水壓突然上升，是導致土體不穩定轉變成土石流的重要因素。

4.1.2 地下水湧升對土石流之影響

傳統上認為促使土體孔隙水壓升高的主要原因為雨水的垂直入滲，然而對於表面風化的崩積土層，表層常因植生良好而不易透水 (洪如江, 1991)。Sidle (間接取自 [59]) 由美國 Oregon 到 Alaska 東南部的海岸山脈，可能發生土石流區域處之孔隙水壓記錄與雨量資料研判，發現孔隙水壓激發速率很快，且所測得之水壓值隨著坡地地形之特徵而改變，故其研判水壓的激發並不能完全以降雨之垂直入滲造成來解釋，同時 Sidle 由其眾多研究案例推斷，破壞發生時之水壓值須超過其靜水壓力，為大部份邊坡破壞之必要因素。

Johnson & Sitar (1990) 於 San Francisco Bay 地區調查土石流災害，由發生土石流鄰近處所量得之水壓記錄，如圖 4.3(b)所示，暴雨期間土體內有正的孔隙水壓被激發，且在深度為 120 cm 處所量之水壓值一開始均低於深度為 75 cm 及 30 cm 所量之水壓。而於第一次發生土石流的暴雨期間，深度 120 cm 處之水壓有突然被激發的現象，待暴雨結束後，又回復至低於深度為 75 cm 及 30 cm 處之水壓。當下場暴雨來臨時，又有相同的情形產生。此外，觀察當地之地質剖面圖，如圖 4.3(a)所示，位於崩積土層下

的岩層是相當破碎的，且 Sitar 等人於災後現場發現許多發生土石流之處，於數天甚至數個禮拜之後，仍有相當多的水從其出露的破碎底岩中滲出，因此推論被激發的水壓並不單純由降雨入滲所引起，而是由於上坡處之降雨累積於破碎底岩而激發水壓。

地形構造亦對引發土石流有影響，Johnson & Sitar (1990) 發現土石流常產生於山谷的凹陷處 (convex-concave 之交接處)，因為此處較易累積水量使孔隙水壓上升造成土體的不穩定。如圖 4.3 所示，孔號 3 所處位置正是一地形上之凹陷處，雖然此處並未發生土石流，但由其水壓記錄可發現，凹陷地形對於其上的土體的確提供了更多讓水聚積，使孔隙水壓上升的機會，因此提高了發生土石流的可能性。Zaslavsky & Siniai (間接取自 [59]) 以數值分析研究底岩構造對土石流發生的影響，發現降雨將導致位於地形凹陷處之土體呈現飽和現象，進而激發孔隙水壓。

洪如江 (1996) 調查出水溪之土石流堆積物，發現其粗粒料 (包括巨石) 表面接附著泥膜，而其他溪流之土石流堆積物之粗粒料表面頗為潔淨，故其認為出水溪之土石流可能是由溪床上湧之水體所推動。林慶偉 (1996) 調查和社地區之崩塌地指出，在砂頁岩互層之岩性中，砂岩常為良好之透水層，而頁岩則為不透水層，因而在砂頁岩界面易形成一高孔隙水壓之界面，故岩體之強度於此界面上將達到最低，而易於產生滑動；而和社至神木村一帶之崩塌即多屬於此類。豐丘地區亦因有斷層通過，斷層作用造成了其鄰近地區的地層剪力節理發達，以致地質破碎嚴重，若暴雨帶來豐沛雨量，有可能蓄積於地下之破碎岩層而激發水壓，進而引發土石流。

4.1.3 現地應力路徑三軸試驗觀念簡介

土體內之孔隙水壓突然上升，是導致土體不穩定，轉變成土石流的重要因素；Brand (1981) 首先提出現地應力路徑之觀念，其認為許多暴雨地區之邊坡災害，大部份的災害是起因於降雨入滲至未飽和的土體，致使土體內部產生正值孔隙水壓力，同時降低土體之有效應力及剪力強度，直至邊坡上之土體不再處於平衡穩定狀態，而產生滑動現象；於此種破壞模式下，在不考慮土體因降雨入滲所導致土體單位重改變之情形下，土體由降雨入滲激發水壓至破壞而產生滑動之過程中，其所承受之正應力及剪應力大致相等，即破壞主要由孔隙水壓的激發，導致有效應力降低所致，而非由剪應力增加所致。現地應力路徑如圖 4.4 所示。

關於本研究之區域，神木及豐丘兩村，其土石流之發生機制至今尚未明朗，雖然目前不能確切指出此兩地區之土石流發生原因，是單純由於降雨激發水壓，或是由地下水湧升激發水壓所引起，抑或是有其他的因素介入，然綜觀現地之調查報告及降雨資料均顯示，賀伯颱風所帶來的豐沛雨量與這兩地區之土石流災害有絕對直接的關係，故本研究沿續 Sitar 等人的觀點，認為土石流的發生是因土體內孔隙水壓被激發致使有效應力降低，進而產生破壞，並以此觀點對神木、豐丘兩地區之土樣進行相關試驗，藉以瞭解激發孔隙水壓對土石流發生之影響，以及此兩地區土樣於這種破壞模式下之行為。

4.2 Boussinesq 方程式

本節將介紹 Boussinesq 方程式，透過該方程式以求得室內試驗施加反水壓之速率。圖 4.5(a) 示一非拘限含水層內水流變動情形， N 為外來水源（可能為天然降雨等）。茲取向下流動取為正，並假設：

(1) 地下含水層為均勻性

(2) 地下含水層為等向性

對於一單位土體（如圖 4.5(b)），其流入、流出之水量計算如下：

$$\begin{aligned} & \delta t \left\{ \delta y \left[Q'_x \left(x - \frac{\delta x}{2}, y \right) - Q'_x \left(x + \frac{\delta x}{2}, y \right) \right] \right. \\ & \quad \left. + \delta x \left[Q'_y \left(x, y - \frac{\delta y}{2} \right) - Q'_y \left(x, y + \frac{\delta y}{2} \right) \right] + N(\delta x \delta y) \right\} \\ & = S(\delta x \delta y)[h(t + \delta t) - h(t)] \end{aligned} \quad (3-1)$$

式中

Q'_x ：x 方向單位長度內之水流量

Q'_y ：y 方向單位長度內之水流量

δx ：x 方向單位寬

δy ：y 方向單位寬

N ：入滲強度

δt ：單位時間增量

$h(t)$ ：單位時間內水位高

S ：儲存係數 (storativity) 或是比流率 (specific yield, S_y)

$$S_y = \frac{W_y}{V} \times 100\%$$

其中，

W_y ：排出水之體積

V ：土體之總體積

由

$$Q_x' = k_x \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right) h \quad (3-2)$$

$$Q_y' = k_y \left(\frac{\partial h}{\partial y} \right) h \quad (3-3)$$

k_x ：x 方向滲透係數

k_y ：y 方向滲透係數

$\frac{\partial h}{\partial x}$ ：x 方向水力坡降

$\frac{\partial h}{\partial y}$ ：y 方向水力坡降

h ：水位高

將上式同除以 $\delta x \delta y \delta t$ 並使 $\delta x, \delta y, \delta t$ 趨近於零，整理上式得

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x h \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y h \frac{\partial h}{\partial y} \right) + N = S \left(\frac{\partial h}{\partial t} \right) \quad (3-4)$$

$\frac{\partial h}{\partial t}$ ：單位時間內之水位變化

對一均質土壤 $k_x = k_y$ ，整理上式得

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(h \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{N}{k} = \frac{S}{k} \left(\frac{\partial h}{\partial t} \right) \quad (3-5)$$

茲假設一無限寬廣地域，土體於完全飽和狀態下，水流經 x、y 方向導

致的水位增量很小而忽略不計，即 $\frac{\partial h}{\partial x} \cong 0, \frac{\partial h}{\partial y} \cong 0$ ，水位面之改變係由垂直向之水流入滲所致，故整理上式得，

$$N = S \frac{\partial h}{\partial t} = (1 - \alpha)I \quad (3-6)$$

N ：降雨入滲強度 (mm/hr)

I ：降雨強度 (mm/hr)

α ：入滲折減係數

重新整理 (3-6) 式，可得

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{N}{S} = \frac{(1 - \alpha)I}{S} \quad (3-7)$$

假設降雨完全流入 ($\alpha = 0$)，並考慮土體內因孔隙、表面張力作用導致的儲存作用，則

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{I}{S} \quad (3-8)$$

又因為孔隙水壓 u ：

$$u = \gamma_w h \quad (3-9)$$

式中， γ_w ：水單位重

所以
$$\frac{\partial u}{\partial t} = \gamma_w \frac{\partial h}{\partial t} = \gamma_w \frac{I}{S} \quad (3-10)$$

由上式即可得到單位時間內之水壓激發速率，而式(3-5)即為伯西尼斯克方程式(Boussinesq equation)。

4.3 反水壓激發速率計算

段錦浩等人(1997)調查陳有蘭河流域之整治工作，並針對土砂災害較為嚴重之六個區域(南平坑、郡坑口、二部坑、三部坑、豐丘及出水溪)分別進行研究；並計算各個受災集水區之集流時間示於表 4.1。陳宏宇(1999)調查出水溪上游土石流之地質特性；游繁結、陳重光(1987、1988)調查豐丘之土石流災害，茲將其資料統整於表 4.2。

1. 集流時間 (t_c) 計算

集流時間之計算採用水土保持手冊(1992)中的 Rziha 公式：

$$t_c = \frac{L}{20 \left(\frac{H}{L} \right)^{0.6}} \quad (3-11)$$

式中

t_c ：集流時間 (sec)

L ：集水區主流長度 (m)

H ：集水區高程差 (m)

2. 降雨強度 (I) 計算

降雨強度則依照水土保持技術規範第 23 條來推求：

$$\frac{I_t^T}{I_{60}^{25}} = (G + H * \text{Log}T) \frac{A}{(t + B)^C} \quad (3-12)$$

$$I_{60}^{25} = \left(\frac{P}{25.29 + 0.094P} \right)^2 \quad (3-13)$$

式中

T ：重現期距 (yr)

t ：降雨延時 (min)，採用集流時間 (t_c)

P ：年平均降雨量 (mm)

I_t^T ：重現期距 T 年，降雨延時 t 分鐘之降雨強度 (mm/hr)

I_{60}^{25} ：重現期距 25 年，降雨延時 60 分鐘之降雨強度 (mm/hr)

A 、 B 、 C 、 G 、 H ：係數，可由水土保持技術規範 (1996) 中查得

3. 逕流係數與逕流量

(a) 逕流係數

根據段錦浩、游繁結等人 (1997) 調查豐丘及出水溪集水區之結果，豐丘集水區全區地勢極為陡峭，平均坡度以六級坡為主，約佔整個集水區面積之 75%；出水溪集水區之地勢亦相當陡峭，平均坡度亦以六級坡為主。另參考水土保持技術規範，選定兩集水區之逕流係數為 0.9。逕流係數 C 值之選擇示於表 4.3，坡度分級表及對照表示於表 4.4 及表 4.5。

(b) 逕流量

逕流量之計算，採用合理化公式，進行逕流量之推估。

$$Q = \frac{1}{360} CIA \quad (3-14)$$

其中，

Q ：推估逕流量 (m^3/sec)

C ：逕流係數

I ：降雨強度 (mm/hr)

A ：集水區面積 (ha)

經合理化公式計算，得到各集水區之最大逕流量，示於表 4.9。

參考段錦浩等人 (1997) 之研究報告，由於受災地點皆無雨量站之設置，故選用徐昇氏多邊形法 (Thiessen polygons method) 將中央氣象局所屬的阿里山雨量站，以及陳有蘭溪流域內五個雨量站，龍神橋、西巒、內茅埔、望鄉及東埔所控制的範圍約略劃分出來，落於某一雨量站控制範圍內的受災集水區，即引用此雨量站的降雨強度公式，用以推求降雨強度。經劃分後各個受災集水區分別由各相應之雨量站來代表，示於表 4.6；各雨量站之降雨強度公式則整理於表 4.7；相關地理位置示於圖 4.6。

有鑑於民國八十五年七月三十一日至八月一日間賀伯颱風帶來狂風暴雨侵襲臺灣本島，造成南投縣新中橫公路沿線空前的土砂災害及造成多人傷亡。本研究擬引用此次暴雨資料進行分析試驗用，降雨資料示於表 4.8。

4. 反水壓激發速率

由 $\frac{\partial u}{\partial t} = \gamma_w \frac{I}{S}$ ，取 $S = 0.02$ (一般 $S = 0.02 \sim 0.3$)，可求得反水壓激發速率，

$$\text{神木：} \frac{\partial u}{\partial t} = 0.0285 \text{ kPa / sec}$$

$$\text{豐丘：} \frac{\partial u}{\partial t} = 0.0188 \text{ kPa / sec}$$

此即為實驗之反水壓施加速率。

第五章 試驗內容與方法

為探討土石流發生時之力學特性，本研究選擇土石流災害頻繁的神木與豐丘兩地之堆積材料，進行相關之室內力學試驗，期望能對現地堆積材料之力學特性及土石流發生時之力學機制能有更進一步地認識；本章內容包括說明模擬現地級配之方法，試驗材料最大粒徑之選擇，以及土石材料之準備方式。再針對試驗規畫內容，有關均向壓密不排水三軸試驗、現地應力路徑三軸試驗之儀器設備、試驗步驟，及試驗控制條件等作一敘述。

5.1 模擬現地級配之方法及模擬材料最大粒徑之選擇

5.1.1 模擬現地級配之方法

Johnson 等（間接取自[46]）調查美國加利福尼亞州之土石流，分別在源頭部與堆積部採樣，結果發現土石材料在源頭部與堆積部之粒徑分佈曲線近似，如圖 5.1，故其認為土石流在傳輸過程中，粒徑分佈的改變影響很小。

土石流堆積材料之粒徑大小分佈十分廣泛，從數公尺至 0.01 mm 以下之細粒料都有，而室內實驗往往由於儀器的限制，使試樣無法包含與現場同樣尺度之土石。因此，如何在實驗室內以較佳的方式模擬現地級配情形，使得到之結果能與現地材料之性質相近，實為重要之課題。

模擬現地材料級配的方法一般有三種，包括：

1. 剝除法（scalping of larger size particles）

2. 平行級配法 (parallel transfer of gradation curve)
3. 等重量替代法 (weight replacement method)

以下分就各法之特點加以介紹：

1. 剝除法

其觀念即在於將現地級配曲線在某尺寸以上之顆粒剝除，以所欲選擇的最大粒徑以下之材料實施室內試驗。此法隨最大粒徑選擇之不同，其粗細顆粒比例亦隨之改變，故試驗上針對此項變因無法做有效控制，且隨最大粒徑的選擇漸小，小顆粒部份材料的比例漸增，將影響整體材料之力學性質。

2. 平行級配法

平行級配法乃以現地級配曲線為基礎，在粒徑分佈曲線圖上，平行移至試樣所需最大粒徑之級配曲線。此法最大的優點為可辦到與現地完全相似（均勻係數 C_u 、曲率係數 C_d ）的級配曲線來從事室內模擬，但細料比例卻也隨之提高甚多；而隨最大粒徑選擇愈小，細料所佔之比例愈大。

3. 等重量替代法

此法之精神在於不改變現地粗粒料含量（#4 以上）與細粒料含量（#4 以下），僅將大顆粒部份以等重量的較小顆粒替代，而為求模擬曲線與現地級配曲線近似，粗粒料部份以平滑曲線模擬。此法之優點為，若粗粒料部份僅是顆粒大小有所改變，則模擬材料整體之比重、孔隙率應與現地土樣相當，在工程性質上應會和現地級配之土樣表現一致。

丁伯欣 (1999) 針對豐丘與神木兩地之堆積材料依統一土壤分類法進行分類，並分別以上述三種模擬現地級配之方法對豐丘及神木兩地之土樣進行分析比較，結果發現，以等重量替代法來模擬最不偏離現地級配之特性。本研究使用之試驗材料皆沿用丁伯欣於民國 87 年 11 月間所採集之土樣進行試驗，其中，神木土樣之採樣位置位於萬年神木北方約 150 公尺處，即出水溪左岸，而豐丘土樣之採樣位置則位於豐丘一號橋下溪床約 200 公尺處。因而在模擬現地級配之方法上，參照丁伯欣之分析結果，選擇等重量替代法，以適切模擬現地材料之性質。

5.1.2 模擬材料最大粒徑之選擇

在模擬材料最大粒徑之選擇方面，Zeller 與 Wullimann (1957)，以大型三軸試驗結果指出，試體尺寸與最大粒徑之比值若大於 5，即不影響強度。Schultze (1957) 亦認為試體尺寸與最大粒徑之比值應高於 5。Dvorak (1957) 和 Neiderhoff (1940) (間接取自[62]) 指出為避免扭曲試驗結果，在三軸壓縮試驗中最大顆粒粒徑不得超過試體直徑之 15%~20%。Marsal (1969) 亦指出，若試體尺寸與最大粒徑之比值大於 6，則尺寸效應對強度影響漸減，而當比值大於 10 時，則尺寸效應之影響已不復見，如圖 5.2 所示，縮小試體尺寸或降低上述比值進行試驗，均將使試驗值偏高。

由於本試驗三軸室之試體尺寸為 152.4 mm× 304.8 mm (6.0" × 12.0")，故採取 Marsal (1969) 之建議，選定兩種不同之最大粒徑 25.4 mm (1.0")、12.7 mm (0.5") 進行試驗，以避免尺寸效應對試驗結果產生影響。若計算試體尺寸與最大粒徑之比值，分別為 6.0 及 12.0。圖 5.3 和

圖 5.4 分別為神木與豐丘試坑，利用等重量替代法所求得之試驗室模擬級配曲線，表 5.1 為曲線分析結果。由表 5.1 中可知，級配之均勻係數隨最大粒徑之增加而增加，亦即所選擇之最大粒徑愈大，模擬級配條件將愈接近現地級配條件。

5.2 試驗規畫及進行項目

本節主要在說明剪力強度試驗之規畫情形與進行項目，試驗規畫如圖 5.5 所示，並說明如后：

1. 均向壓密不排水三軸試驗

為瞭解模擬材料之基本力學性質與變形特性，本研究採用等重量替代法，針對兩處明坑，兩種不同最大粒徑 25.4 mm (1.0")、12.7 mm (0.5") 之模擬材料，進行均向壓密不排水三軸試驗（以下簡稱 CIU 試驗），試體尺寸為 152.4 mm × 304.8 mm (6.0" × 12.0")。

2. 現地應力路徑三軸試驗

本試驗模式不同於以往一般的三軸試驗，其主要觀念為：以激發孔隙水壓之方式，導致土體的破壞。由於現地土體所處應力狀態常常非理想中的均向受力態，故本試驗將藉由非等向壓密，嘗試使模擬材料回復至類似現地土體的受力狀態。本試驗之目的便是希望透過不同的試驗方式，觀察土體的破壞行為，進而對模擬材料之力學性質及破壞機制有更進一步的認識。本研究採用等重量替代法，針對兩處明坑，兩種不同最大粒徑 25.4 mm (1.0")、12.7 mm (0.5") 之模擬材料，

進行現地應力路徑三軸試驗（以下簡稱 FSP 試驗），試體尺寸為 152.4 mm× 304.8 mm (6.0" × 12.0")。

5.2.1 均向壓密不排水三軸試驗

本節主要介紹均向壓密不排水三軸試驗所使用儀器及設備，以及重模試體準備方式與試驗控制條件，敘述如后；

1. 試驗儀器

均向壓密不排水三軸試驗示意圖如照片 5.1 所示，其中包括下列諸項目：

- (1) 壓力機：採用英國 Wykeham Farrance 生產之壓力機，加壓最大值可達十噸，為應變控制；施加速率範圍為 59.99 mm / min ~ 0.0001 mm / min 之間，為齒輪控制式。
- (2) 三軸室：採用英國 Wykeham Farrance 生產之三軸室，含底盤及加勁透明外罩，試體尺寸為 152.4 mm× 304.8 mm (6.0" × 12.0")。
- (3) 壓力控制系統：屬氣壓傳動水壓系統，藉由氣壓調節閥，使得氣水轉換瓶中的氣囊膨脹或收縮，以維持預定施加的壓力。
- (4) 量測系統：
 - i. 軸差應力量測：採用美國 Interface 所生產之壓力衡盒(load cell)，最大容許力 3000 lb。
 - ii. 孔隙水壓力量測：採用電子水壓感應子，裝置於下反水壓出口端，容許壓力 35 kg/cm²，精度達 0.001 kg/cm²。
 - iii. 體積變化量測：採用英國 Wykeham Farrance 公司生產之雙向式體積變化儀，外接 LVDT 量測體積變化量，最大容積為 100ml。

算所得，剪動速率約為 0.508 mm / min，並於受剪過程中不允許其排水。

5.2.2 現地應力路徑三軸試驗

本節主要介紹現地應力路徑三軸試驗所使用儀器、設備，以及操作方法等，敘述如后。

1. 試驗儀器

本試驗所使用之重要元件與均向壓密不排水三軸試驗所用設備大體上相同，唯本試驗需進行非等向壓密步驟，故另外設計一加载框架，框架上裝置一由美國 Soil Engineering Equipment Co. 所生產之氣動加壓設備，可於試驗過程中施加固定荷重，藉由施加固定荷重，經加壓軸桿傳遞壓力至試體，以模擬現地土體所受之非等向應力，如照片 5.2 所示。

2. 主應力比 K_C 之決定

主應力比 K_C (principal stress ratio , $K_C = \frac{\sigma_1'}{\sigma_3'}$) 之決定，參考 Anderson & Sitar (1995) 之建議，約等於邊坡坡度之 1/10，但有鑑於某些陡坡坡度高達 40°~50°，若選擇其坡度之 1/10 為主應力比 (4~5)，可能會使試體在壓密過程中，因軸差應力過高，產生類似剪動行為而突然破壞；為預防這種情況發生，建議選取 K_C 為 2.5。依據游繁結 (1997) 調查神木與豐丘兩地區因賀伯風災所導致之土石流災害，其發生部之平均坡度分別為 29.3°與 27.4°，如圖 5.6 所示，故本試驗依

照 Anderson & Sitar (1995) 之建議，選取主應力比 K_C 為 2.5。

3. 試體製作與試驗步驟

(1) 試體製作

本試驗之試體製作方式同均向壓密不排水三軸試驗之試體製作方法。

(2) 試驗步驟

試體飽和過程與均向壓密不排水三軸試驗相同。於飽和後進行均向三軸壓密，待均向壓密完成後，進行軸向加淨荷重壓密。施加淨荷重之方式為分 10 階加壓，每次施加總淨荷重之 1/10，加載過程中允許試體充分排水，待所激發之超額孔隙水壓完全消散後，再施加下一階段的淨荷重，重複以上步驟至加滿總淨荷重。試體於壓密完成後，關閉上反水壓閘門，打開下反水壓閘門，由下閘門增加反水壓方式以模擬孔隙水壓激發情形。反水壓增加速率參照 4.3 節之計算結果。

第六章 試驗結果與討論

本章係分別對於均向壓密不排水三軸試驗及現地應力路徑三軸試驗之試驗結果，逐一進行探討，並藉由試驗觀察所得，對土石材料流體化現象之可能機制作一討論；最後將試驗所得強度參數代入穩定分析中，對現地堆積土體之穩定性進行評估。

6.1 均向壓密不排水三軸試驗結果

本節主要在探討不同級配條件下之模擬材料於不同圍壓下之力學行為，包括軸向應力應變曲線、應力路徑及孔隙水壓激發情形，藉以瞭解土石材料之基本力學性質。參考表 6.1，豐丘試坑試體對於最大粒徑 25.4 mm 及 12.7 mm 兩級配於壓密前之相對密度值分別為 58%、77%，分別屬於中等緊密與緊密態，而在壓密完成後，其相對密度隨壓密應力之不同更有高達 90% 以上者，為一非常緊密狀態；而神木試坑試體對於最大粒徑 25.4 mm 及 12.7 mm 兩級配於壓密前後之相對密度值分別從 42%、48% 提高至 50%~70% 間，介於中等緊密至緊密間。均向壓密不排水三軸試驗結果則整理於表 6.2，並討論如下；

6.1.1 圍壓的影響

(1) 應力應變關係

- i. 神木及豐丘兩處不同土樣試驗結果，由軸差應力對軸向應變之關係，如圖 6.1 與 6.2，無論何種級配形式，其軸差應力均隨圍壓之

增加而增加。

- ii. 神木土樣之試驗中，如圖 6.1，不論何種級配，其軸差應力均在軸向應變達 1% 之前達一轉折點，接著軸差應力持續攀升，表現出部份應變硬化 (strain-hardening) 行為，直到試體產生大變形時 (軸向應變約達 17%)，此種趨勢均未停止。在最大粒徑 12.7 mm 之級配中，不論圍壓為何，軸差應力在經過轉折點之後均表現出爬升之行為；在最大粒徑 25.4 mm 之級配中，於較小圍壓 (49.0 kPa, 98.1 kPa) 之狀態下，軸差應力於經過轉折點後，爬升行為較不明顯，而是呈緩緩增加，且漸漸趨向一穩定值；而在高圍壓 (196.1 kPa) 狀態下，軸差應力則是呈明顯爬升之現象，這是因為圍壓提高，使試體趨向較緊密的狀態，於受剪過程中表現出部份膨脹行為。
- iii. 豐丘土樣之試驗中，如圖 6.2，不論何種級配，其軸差應力之轉折點亦在軸向應變達 1% 之前發生，接著軸差應力持續升高，呈應變硬化之現象。

(2) 孔隙水壓激發情形

- i. 神木及豐丘兩處不同土樣試驗結果，由孔隙水壓對軸向應變之關係，如圖 6.3 與圖 6.4，無論何種級配形式，所激發孔隙水壓之大小均隨圍壓之增加而增加。
- ii. 神木土樣之試驗當中，如圖 6.3，其孔隙水壓變化曲線約略在應力應變曲線的轉折處達一穩定值，這顯示試體漸趨穩定變形，尤

其在最大粒徑 25.4 mm 之級配，於較小圍壓 (49.0 kPa, 98.1 kPa) 狀態下的兩試體，其應力應變曲線及孔隙水壓在轉折點後均趨於一常值，試體漸趨穩定狀態 (steady state) 之趨勢。

- iii. 豐丘土樣之試驗中，如圖 6.4，初始圍壓愈大者，其所激發之孔隙水壓值愈高，且達相位轉換狀態所須之軸向應變愈大；而在相位轉換點後，其應力應變曲線明顯的轉折爬升，即使在大變形時，亦不見試體有應變軟化 (strain-softening) 之跡象，而無法達到穩定變形之狀態。

(3) 應力路徑圖

- i. 神木及豐丘兩處不同土樣試驗結果，其應力路徑如圖 6.5 與圖 6.6 所示，不同圍壓，不同級配形式之試體最後破壞包絡線仍趨於一致。若將此試驗結果與 Mohamad 及 Dobry (1986) 藉由 Castro (1969) 之試驗資料 (圖 6.7) 作對照，比較相同孔隙率之 Bandind 砂在不同圍壓作用下，試體編號 1、2、3 分別表現出收縮、部份收縮及膨脹三種不同力學行為，其破壞包絡線最終仍趨於一致之結果相同。
- ii. 將神木及豐丘之試驗結果與 Castro 之試驗資料 (圖 6.8) 做比對，在相同圍壓下，可發現神木試坑試體所表現出之行為較接近 Castro 試驗資料中之 2 號試體，呈現部份收縮、部份膨脹之行為，而豐丘土樣則較接近 5 號試體，表現出較明顯的膨脹趨勢。同時由兩試坑之應力路徑圖中可得各曲線均有一明顯之轉折點 (elbow)，將此轉折點對應至孔隙水壓變化圖中，約略是孔隙水

壓曲線之相位轉換點。

綜合以上試驗結果，軸差應力約在孔隙水壓的相位轉換點（或曲線斜率之變換點）處發生轉折；因在應力應變曲線中無明顯之尖峰值，故依照 ASTM D4767-88 中之建議，取軸向應變 15% 時之應力態繪製莫爾圓，示於圖 6.9、圖 6.10。

6.1.2 級配的影響

(1) 應力應變關係

- i. 由神木及豐丘兩試坑土樣所得之軸差應力對軸向應變關係圖中（圖 6.11(a)與圖 6.12(a)），可發現在圍壓相同下，隨著最大粒徑之增大，其應力應變曲線有較多之鋸齒狀產生，此狀況於豐丘土樣中尤甚。究其原因，當最大粒徑愈大時，試體之級配為一較優良之級配，故在剪動過程中，顆粒間傾向於排列至較穩定之位置，顆粒間互相滾動，爬升作用較顯著所致。
- ii. 神木試坑現地採樣結果顯示其礫石含量為 58%，細料（#200 以下）含量為 8%，孔隙比為 0.45，研判其土體之結構型態較接近 Sowers（1979）所分類之接觸結合結構；當包裹粗顆粒之細粒料遇水軟化、流失時，將降低整體之強度，並產生沈陷現象。如圖 6.11(a)所示，最大粒徑 12.7 mm 之級配（虛線者）的應力應變曲線在經過轉折點後呈緩緩爬升之趨勢，而最大粒徑 25.4 mm 之級配（實線者）於低圍壓下（49.0 kPa、98.1 kPa）其應力應變曲線

經轉折點後，延續相當長的一段平緩區，表現出部份收縮行為，強度幾乎沒有上升之趨勢，整體行為近似穩定變形狀態，這是因為在最大粒徑 25.4 mm 時，試體內部大小顆粒之分佈較為均勻，因此顆粒於受剪過程中較易進入一穩定之位置，因而提高試體達穩定變形狀態之機會。

- iii. 豐丘試坑現地採樣結果顯示其礫石含量為 72%，細料含量為 3%，孔隙比為 0.51，故研判其結構型態較接近孔隙結合結構，屬於壓縮性較小，不因水之介入而產生強度弱化之性質。如圖 6.12(a)所示，豐丘土樣對於不同之級配，其應力應變曲線均呈應變硬化行為。觀察其應力應變曲線，最大粒徑 12.7 mm 之級配(虛線者)，其應力應變曲線經轉折點後便快速攀升，而最大粒徑 25.4 mm 之級配(實線者)，其應力應變曲線經轉折點後，有稍趨平緩再轉折爬升的現象，這是因為隨著最大粒徑之提高，試體在受剪過程中，小顆粒經顆粒重新排列而填充於大顆粒間孔隙之機會增加，造成試體內部顆粒結構均勻性提高，顆粒重組趨勢較為明顯，故在此時強度並未明顯的增加，反映在曲線經轉折點後較平緩的一段；而最大粒徑 12.7 mm 之試體，較接近均勻級配，顆粒於受剪過程中重組之趨勢較不明顯，故應力應變曲線經轉折點後便快速爬升。

(2) 孔隙水壓激發情形

- i. 觀察神木土樣之孔隙水壓與軸向應變關係圖(圖 6.11(b))，神木土樣於兩種級配下，其孔隙水壓變化曲線均表現出類似行為。對於最大粒徑 12.7mm 之級配而言(虛線者)，其孔隙水壓曲線於經

過曲線斜率變換點後呈微幅下降，表現出些許之膨脹行為；而最大粒徑 25.4 mm 之級配（實線者）於曲線斜率變換點後則保持一定值，若與其應力應變曲線相對照，試體於孔隙水壓曲線斜率變換點後接近穩定變形狀態。

- ii. 觀察豐丘土樣之孔隙水壓與軸向應變關係圖（圖 6.12(b)），豐丘土樣於兩種級配下，其孔隙水壓變化曲線於受剪過程初期均因體積傾向壓縮而激發孔隙水壓，而在通過相位轉換點後，因顆粒之爬升、滾動，使體積傾向膨脹，導致孔隙水壓下降，軸差應力增加。豐丘土樣於最大粒徑 12.7 mm 與 25.4 mm 兩種級配相位轉換點之位置，約略與其對應之應變硬化轉折點同位置，唯最大粒徑 12.7 mm 之水壓變化曲線（虛線者）於相位轉換點後下降幅度較明顯，這是因為其相對密度較高，顆粒排列較緊密，故於受剪過程中剪漲行為較為顯著所致。

(3) 應力路徑圖

- i. 神木土樣最大粒徑 25.4 mm 及 12.7 mm 兩種級配依照統一土壤分類法（USCS）分類均為 GW-GM，而其應力路徑圖均表現出部份收縮之行為，且最後破壞包絡線之位置仍趨於一致（圖 6.5）。
- ii. 豐丘土樣最大粒徑 25.4 mm 及 12.7 mm 兩種級配依照統一土壤分類法分類均為 GP。豐丘土樣之應力路徑圖，如圖 6.6 所示，對於不同圍壓、不同級配曲線之試體破壞包絡線亦趨於一致。
- iii. 參考表 6.1，由相對密度之變化來看，豐丘試體普遍處於一較緊密之狀態，這可用以說明其受剪時所表現出較顯著之膨脹傾向，

如強度攀升快速、孔隙水壓下降幅度大等；而神木試坑因其相對密度較低，故表現出部份收縮之行為。

6.2 現地應力路徑三軸試驗結果

現地應力路徑係模擬現地土體於正應力及剪應力維持不變之情形下，以激發水壓降低有效應力，使土體產生破壞之歷程，試驗分析結果敘述於后：

6.2.1 圍壓的影響

(1) 豐丘土樣試驗結果

- i. 豐丘試體於施加反水壓所引致之時間與軸向應變關係示於圖 6.13；由軸向應變圖可知，隨著圍壓的增大，試體發生軸向變形之時間延長，這代表圍壓的增高，將提高試體的強度，同時提高試體抑制變形的能力；而隨著孔隙水壓不斷的激發，試體之軸向變形從應變發生初期之緩慢變形，逐漸增加變形之速率，最後發生劇烈變形之現象；同樣之情形亦發生在試體體積變化上，試體之體積變化情形（負值代表體積膨脹）則示於圖 6.14，孔隙水壓激發情形示於圖 6.15。
- ii. 由現地應力路徑三軸試驗可觀察到試體剪應變之變化情形，而剪應變係控制試體強度與變形之要素，故將豐丘試坑試體於施加反水壓所引致之時間與剪應變關係示於圖 6.16。由各圖中顯示：

- A. 欲發生相同之剪應變時，較大圍壓之試體所需變形時間較長，即此時試體之強度較高，顯示圍壓的增加確實會提高試體抑制變形之能力，並提高其強度。
- B. 試體於激發孔隙水壓初期，剪應變量變化平緩，並有線性增加趨勢，隨著水壓持續激發，至變形量達某一程度時，試體之剪應變有突然驟增之現象。

(2) 神木土樣試驗結果

- i. 神木試體於施加反水壓所引致之時間與軸向應變關係示於圖 6.17；由軸向應變圖可知，圍壓的增加，將提高試體強度及抑制變形之能力，使發生劇烈變形之時間延後；在最大粒徑 12.7 mm、有效圍壓 19.6 kPa；以及最大粒徑 25.4 mm、有效圍壓 19.6 kPa、39.2 kPa 之三個試體中，試體之軸向應變曲線產生兩次轉折，即試體在水壓激發一段時間後，軸向發生第一次顯著變形，接著變形漸趨緩和，隨著水壓持續激發，接著軸向發生第二次劇烈變形而破壞。
- ii. 神木試體於施加反水壓所引致之時間與體積應變關係示於圖 6.18；由體積應變圖可知，除了最大粒徑 12.7 mm，有效圍壓 78.5 kPa 之試體外，其他的試驗均顯示試體於反水壓激發過程中其體積變化歷經一至兩次吸排水過程，對照軸向應變圖（圖 6.17），試體發生排水現象時，軸向應變明顯的增加，體積應變下降，孔隙水壓增加（圖 6.19）。

- iii. 神木試體之時間與剪應變關係示於圖 6.20；在最大粒徑 12.7 mm、有效圍壓 19.6 kPa，以及最大粒徑 25.4 mm、有效圍壓 19.6 kPa、39.2 kPa 之三個試體中，試體之剪應變曲線存在兩次轉折，而隨著圍壓的增高，試體抑制變形的能力提高，剪應變曲線回復至一次轉折。

6.2.2 級配的影響

(1) 豐丘土樣試驗結果

豐丘試坑之試體，不論最大粒徑為何，在由底部激發水壓的狀況下，於實驗結束清理試體時發現，許多頂部之細粒料於試驗結束後堆積於底部，頂部細料嚴重流失，粗顆粒間彼此接觸，此現象在最大粒徑 25.4mm 時尤其顯著。由時間與軸向應變關係圖及時間與體積應變關係圖，如圖 6.21 所示，隨著最大粒徑之增大，試體發生大變形之時間延後，雖然試體頂部細顆粒有被沖離的現象，但是因為最大粒徑 25.4 mm 之級配較佳，顆粒互鎖情形較明顯，表現出較高之強度；而由豐丘試坑粒徑曲線分析表（表 3.2）得知，其細粒料僅佔 3%，而礫石含量達 72%，試體強度主要還是由顆粒間之摩擦力主控，故雖然細粒料於激發水壓過程中有被沖離之現象，但試體依然能維持相當的強度。

(2) 神木土樣試驗結果

- i. 神木土樣，其細粒料佔 8%，而礫石含量佔 58%；於試驗結束後清理試體發現，其顆粒之組構並沒有太大之改變，細粒料依然填

充於粗顆粒間之孔隙並將粗顆粒材料包覆於其中，而未出現如豐丘試坑般細料被沖離之現象。由神木土樣之時間與軸向應變關係圖及時間與體積應變關係圖中（圖 6.22）得知，在最大粒徑 12.7 mm、有效圍壓 19.6 kPa，以及最大粒徑 25.4 mm、有效圍壓 19.6 kPa、39.2 kPa 之三個試體中，試體之軸向應變曲線產生兩次轉折，對應至體積應變圖上約略為試體吸、排水互換之位置（即試體體積壓縮、膨脹之變換處）。

- ii. 隨著圍壓之提高，試體抵抗變形之束制力增加，將減少顆粒重組之機會，足見圍壓之提高，對試體強度有正面之幫助。

(3) 如圖 6.21、圖 6.22 所示，在神木與豐丘之試驗中均顯示（豐丘：實線者，神木：虛線者），不論圍壓大小，當最大粒徑愈大時，將延緩試體發生大變形之時間，這是因為隨著最大粒徑之增加，試體之級配較優良，抵抗變形之能力增加。

(4) 如圖 6.23(b)、圖 6.24(b)所示，對任一級配而言，豐丘試坑試體（實線者）於初始破壞發生及試驗結束時，體積變化量均高於神木試體（虛線者），另由表 6.3 可發現，豐丘試坑試體壓密前之相對密度值便高於神木試體，壓密後之相對密度值更高，呈現一非常緊密之狀態，故推估豐丘試體內顆粒與顆粒間排列緊密，顆粒間接觸力提高、接觸點增加、互鎖作用增強，整體架構穩固，因而在激發反水壓過程中，豐丘試體需較多之水體進入以分散顆粒，瓦解其架構（圖 6.23(a)、圖 6.24(a)）。此外，因豐丘試體之結構型態較類似孔隙結合結構，不易因遇水產生強度弱化現象，而神木試體則較接近接觸

結合結構，故於圍壓較低的情形下，包裹粗顆粒之細粒料 (binder) 便可能因遇水產生軟化或流失現象，使粗顆粒間失去支持，進而使整體架構呈現不穩定之狀態而破壞。

- (5) 由試驗結果，如圖 6.16 及圖 6.20 所示，試體於剪應變發生初期有一類似線性增加段，隨著反水壓持續激發，剪應變量呈大幅增加的現象；因本試驗激發反水壓之速率為一固定值，且電腦程式記讀數據之時間間隔亦為一固定值 (16 sec)，故可由固定時間間隔之剪應變增量推求剪應變變化率，如圖 6.25 及圖 6.26 所示。由圖中可看出初期之剪應變率約保持一定值，經過一段時間後，因水壓持續激發將導致剪應變率產生變化，接著變形持續增大，因此取剪應變率曲線中斜率開始變化之點為試體發生初動時之破壞點，並繪此受力態下之有效應力莫爾圓於圖 6.27 及圖 6.28。試驗所得土壤強度參數列於表 6.4。

6.3 試驗結果綜合討論

本節主要對於試驗所得之強度參數及其可能之影響因子作一討論，並對試驗觀察到土體之流體化現象進行探討，最後再將相關強度參數代入穩定分析中，並對現地堆積土體之穩定性進行評估。

6.3.1 強度參數 c 、 ϕ 之討論

茲將神木、豐丘兩試坑土樣之均向壓密不排水三軸試驗及現地應力路

徑三軸試驗結果彙整於表 6.5，並說明如后：

1. 神木土樣於 CIU 及 FSP 試驗中，在最大粒徑 25.4 mm、12.7 mm 之級配下所得之有效內摩擦角分別為 37.8°、39.9°以及 41.9°、42.3°，而視凝聚力分別為 1.1 kPa、0.8 kPa 以及 2.0 kPa、4.8 kPa。CIU 及 FSP 試驗結果均顯示其內摩擦角有隨粒徑減小而增加的趨勢，而所得視凝聚力皆相當小，對整體強度之影響並不顯著。
2. 豐丘土樣於 CIU 及 FSP 試驗中，在最大粒徑 25.4 mm、12.7 mm 之級配下所得之有效內摩擦角分別為 41.0°、39.4°以及 43.2°、41.4°，而視凝聚力分別為 0.9 kPa、0.8 kPa 以及 5.5 kPa、4.3 kPa。試驗結果均顯示其內摩擦角有隨著最大粒徑的提高而上升的趨勢，而所得之視凝聚力亦相當小。
3. 由表 5.1 可知神木土樣級配良好，在孔隙率相同之情況下，隨著最大粒徑的下降，平均粒徑亦跟著下降，這將使顆粒接觸表面積增加，進而提高土體之摩擦角，此即神木之內摩擦角隨最大粒徑減小而增加之可能原因。
4. 由表 5.1 可知在豐丘土樣中，細粒料（#4 以下）含量僅 28%，以礫石為主體，故材料強度主要由顆粒間之摩擦效應提供；而隨著最大粒徑之增加，在受剪時小顆粒傾向於填充大顆粒間之孔隙，使整體強度提高，同時較大的礫石亦能提供較高的強度，故豐丘之內摩擦角隨最大粒徑增加而增加。
5. 由表 6.5 可看出，兩試坑土樣經由 FSP 試驗所得之有效內摩擦角均較

由 CIU 試驗所得者為高。神木試坑約高出 3° ，而豐丘試坑約高 2° 左右。此試驗結果與 Sitar 等人於 1992 年對美國 San Francisco Bay 地區土石流發生區之不擾動土樣進行實驗所得結果類似，如圖 6.29 所示。此外，由 FSP 試驗所得之內摩擦角偏高，這可能是因為於 FSP 試驗中，試體經由非等向壓密過程導致內部存在一初始剪應力，進而提高試體抵抗變形的能力，使得內摩擦角因而提高。

6. 經由 FSP 試驗可得到較高之視凝聚力，這是因為在 FSP 試驗中，模擬材料的破壞機制主要是由激發水壓導致有效應力的降低所致。單由激發水壓的動作來看，對豐丘土樣而言，若其試體內部顆粒排列緊密，組構良好，而注入之水體所形成的分散作用僅造成部份細粒料弱化流失，粗顆粒間依然能保持良好的接觸，那麼即使水體持續注入，試體依然有相當抵抗變形的能力，並延緩破壞發生的時間。如表 6.3 所示，豐丘試體於壓密完成後趨於一相當緊密之狀態，且因其顆粒呈角形者居多，表面粗糙度高，故顆粒間互鎖作用明顯；對神木土樣而言，因其細粒料含量較多，故其凝聚力可能部份來自於顆粒間之互鎖效應，部份則由細粒料之膠結作用提供。由圖 6.23(b)與圖 6.24(b)可發現神木試體於初始破壞時之體積應變量（吸水量）均不大，故推測所注入之水體對整體結構之影響有限，細粒料應能維持提供一相當之凝聚力。此外，在激發孔水壓初期，試體由高圍壓所支撐，隨著有效應力降低，試體接近破壞的情形下，圍壓的效應降低，強度主要由顆粒間的互鎖作用及膠結作用所提供，故互鎖作用及膠結作用愈明顯的材料，所得視凝聚力便愈高；Holtz 與 Ellis (1961) 研究發現，砂質土有明顯之互鎖效應，且此效應於低圍壓下尤其明顯。

6.3.2 影響因子之探討

影響礫石、堆石材料強度之因素眾多，茲將前人對於堆石材料特性之影響因子歸納整理，並加以探討如下：

1. 顆粒形狀與顆粒表面粗糙度

Holtz 與 Gibbs (1956) 就相同級配條件下之顆粒性土壤進行試驗結果顯示，含角形顆粒材料之試體強度較次角形或次圓形之材料為高。Chen (1948) 由試驗結果證實，在孔隙比相同之情況下，顆粒形狀為角形者之內摩擦角較圓形者為高。另外，關於顆粒表面粗糙度之研究上，Vallerga 等人(間接取自[29])將玻璃珠浸泡於氟氫酸(HF)中，依浸泡時間的長短，控制氟氫酸侵蝕玻璃珠的程度，造成粗糙不同的顆粒表面，並以顆粒對煤油之吸附比區分粗糙度，試驗結果顯示，內摩擦角隨顆粒表面粗糙度之增加而增加。本研究中兩試坑顆粒形狀均介於次角形至次圓形間，但豐丘礫石呈角形者多於神木，且因豐丘礫石之礦物組成夾雜變質砂岩及石英質砂岩等，故在表面粗糙度上較神木礫石為高，因而試驗所得之內摩擦角較神木高。

2. 礫石含量

Holtz 與 Ellis (1961) 對最大粒徑達 3 in.之礫石土進行三軸試驗，結果顯示，當礫石含量低於 35%時，試料整體行為仍類似黏質土，一旦礫石含量達到 50%~65%時，內摩擦角將顯著上升，且在礫石含量相同之情況下，砂土質礫石土之內摩擦角較黏土質礫石土高出 8° ~ 12° 。Holtz 與 Gibbs (1956) 之研究中指出，在礫石含量低於 65%之情

況下，土壤之內摩擦角隨礫石含量增加而增加，一旦礫石含量大於 65%，礫石含量之增加對內摩擦角便無顯著的影響，甚至可能因級配的改變使得內摩擦角降低。Surendra 與 Remash (1974) 對內含大塊石之堆石材料進行無圍壓三軸試驗，大塊石之含量從 0%~40% 不等，試驗結果顯示，隨著塊石含量增加，堆石材料之強度明顯上升，如圖 6.30(a) 所示。本研究中神木試坑土樣的礫石含量為 58%，豐丘土樣則為 72%，若以礫石含量為因子來比較強度，豐丘內摩擦角應高於神木，符合試驗結果。

3. 孔隙比與孔隙率

Zeller 與 Wullimann (1957) 對壩殼材料進行三軸試驗，結果顯示對於一定之粒徑分佈，隨著孔隙率下降，材料之剪力強度將大幅提升。Bishop (1965) 進一步找出內摩擦角與孔隙比為一曲線關係，當孔隙比每增加 0.1 時，內摩擦角將減少 $3^{\circ}\sim 5^{\circ}$ ，而 Zolkov 與 Wiseman (1965) 研究 Dune and Beach sand 之工程特性亦得到類似結果，即孔隙比每增加 0.1，試體之內摩擦角約降低 4° 。Marachi 等人 (間接取自[1]) 解釋孔隙比之所以造成對強度的影響，係因孔隙比是級配及顆粒形狀的函數，因此各因素對強度的影響是相關而非獨立的。於本試驗中，神木試坑之孔隙比為 0.45，豐丘為 0.51，但試驗結果顯示豐丘土樣之內摩擦角普遍大於神木，這顯示孔隙比並非決定兩試坑土樣強度高低之主要因子。

4. 顆粒尺寸

Holtz 與 Gibbs (1956) 曾對礫石含量僅 20% 之土壤，分別就最大

粒徑 0.75 in.、1.5 in.、3 in.之試體進行三軸試驗，結果顯示，強度隨最大顆粒尺寸增加而略增，而在礫石含量增加之情況下，顆粒尺寸之提高將使強度有較明顯的提升。Kirkpatrick (1965) 對粒徑介於 0.3 mm ~ 2 mm 之顆粒性材料進行三軸試驗發現，級配改變對強度並無明顯之影響，但有效摩擦角卻隨著顆粒粒徑之提高而減小。Zeller 與 Wullimann (1957) 研究指出，對一給定之孔隙率，隨著最大粒徑之增加，試體之剪力強度隨之下降。Surendra 與 Remash (1974) 對於試體尺寸 4 in.，進行內含不同尺寸塊石之無圍壓縮試驗發現，隨著最大粒徑之改變，試體之破壞面呈現不同之型態，如圖 6.30(b)所示，含最大顆粒粒徑之試體所得強度反而較低，原因在於大塊石強度高，破壞面繞過大塊石沿著阻抗較小的路徑前進，因而使得大塊石沒有發揮其應有的強度，進而導致材料整體強度降低。本研究中兩試坑均以等重量替代法模擬現地級配，且分別選取最大粒徑為 12.7 mm 及 25.4 mm，試驗結果顯示，豐丘土樣之內摩擦角隨著最大粒徑之提高而增加，符合 Holtz 與 Gibbs (1956) 之試驗結果，而神木土樣之內摩擦角則隨最大粒徑之提高而減小，較接近 Zeller 與 Wullimann (1957) 以及 Surendra (1974) 之試驗結果。

6.3.3 土石流化現象之探討

溪谷或坡面上所堆積之疏鬆不穩定土石材料轉變為液態流體之土石流化過程一直是許多學者研究土石流的重點之一。在研究土石流之破壞行為上，國內外學者多從現地採樣所得之土石材料進行大型水槽試驗以觀察土體之破壞情形及流動過程，而於本研究中則將利用三軸試驗所得到之試驗

資料，試著解釋神木及豐丘兩地之可能土石流化現象。此外，諸多研究均顯示因降雨所引致之邊坡破壞或土石流現象多發生發生在淺層，為了使分析條件更接近現地狀況，故選擇兩試坑於最大粒徑 25.4 mm，有效圍壓 19.6 kPa 下之試驗結果進行討論。

1. 豐丘土樣之流體化現象

豐丘土樣於 FSP 試驗過程中，隨著水壓持續激發，試體之軸向變形及體積應變漸增，且於水壓激發至某一程度，試體漸趨破壞狀態時可清楚聽到由三軸室內傳出顆粒間相互滾動、碰撞之聲響，接著於一短暫時間內試體便發生劇烈變形而破壞。如圖 6.31 所示，豐丘土樣於破壞之過程中，體積傾向吸水膨脹，孔隙水壓激發情形穩定，這代表所激發之水壓均順利轉換成水體注入試體內部。因豐丘之細粒料含量較少（#4 以下僅佔 28%，#200 以下僅佔 3%），故水體之分散作用可能將細顆粒沖離粗顆粒間之孔隙而沈積於試體底部，如圖 6.32 所示，此即試體頂部細料被沖離之可能原因。雖然豐丘試坑細粒料有被沖離之現象，但因其整體架構較類似孔隙結合結構，粗顆粒間接觸良好，故於試驗初期尚能維持一定之強度，並延緩大變形之發生，但細粒料被沖離之現象將使粗顆粒所形成之骨架內部形成眾多孔洞，這些孔洞的產生將使骨架失去束制，進而降低顆粒骨架抵抗變形之能力；此外，顆粒間碰撞所發出之聲響，即是粗顆粒間因變形產生相互推擠、碰撞的結果，而孔洞的產生，使水體更易於在骨架內流動，故隨著水壓持續上升，終將降低顆粒間之接觸力，使土體瀕臨崩潰，如照片 6.1~6.4 所示。

3. 造成神木土樣產生兩階段之破壞機制，除了上述所提及者外，土體之儲存係數 (storage) 或是比流率 (比出水量, specific yield) 亦為可能之因素之一。本研究中之水壓激發模式，假定兩地區土樣之儲存係數均為 0.02，然而土體之儲存係數 (或比流率) 與土體內部之組成礦物種類及土體粒徑分佈有關；顆粒愈細者，其表面積愈大，比流率愈小。黏土礦物因顆粒表面積大，因此具有較小之比流率 (較大之比儲率)，而砂土因顆粒表面積小，故比流率大而比儲率小。在神木土樣中，細粒料含量較多，於激發水壓過程中，土體內部之蓄水量可能趨近於土體本身之蓄存量 (storage)，因而於土體內部形成一飽水層。隨著土體本身之蓄存量漸趨飽和，雖然水壓持續激發，但土體卻停止吸排水之動作，即此飽水層之產生亦可能是造成不排水現象的原因之一。此外，在本研究之水壓激發模式中，土體之儲存係數 (或比流率) 之大小，將影響水壓激發之速率。在本研究中，由於神木與豐丘兩地區土樣之儲存係數尚不得知，故以經驗值推估之 (均假定 $S=0.02$)，然而此一推估值與實際值間之差距將影響水壓激發速率，而不同之水壓激發速率亦有可能影響土體之破壞模式。
4. 由神木及豐丘兩試坑土樣之試驗結果可發現，在忽略水壓激發速率不同之條件下，粒徑之組成不同及土石材料之性質不同，將導致土體產生不同之破壞模式。經由上述之討論，可發現在豐丘之土樣中，礫石含量居多，材料強度主要由顆粒間之摩擦力提供，細顆粒流失之現象則是使整體穩定度降低以利於變形發生，故一旦降雨產生之逕流或地下水位湧升帶走細粒料，便可能加速土石流之發生。神木土樣因其內部細粒料含量較多，故細粒料遇水弱化之機制對於整體強度及穩定性之影響便十分重要，一旦現地堆積土體因降雨，或其他因素使得土體

S ：水力坡降，可用溝底降坡代之

其中曼寧粗糙係數可參考曼寧-斯脫利克拉 (Manning Stricklev) 之經驗公式 (間接取自[18])：

$$n = 0.0417d^{1/6} \quad (6-2)$$

上式中， d ：溪谷土砂之平均粒徑 (mm)

由 $Q = VA = VBh_0$ ，帶入曼寧公式得

$$Q = \frac{1}{n} \frac{(B \cdot h_0)^{5/3}}{(B + 2h_0)^{2/3}} S^{1/2} \quad (6-3)$$

上式中， h_0 ：逕流水深 (m)

B ：溪谷平均寬度 (m)

由式 (6-3)，可估算逕流水位，其結果如表 6.6 所示。

2. 堆積土層之厚度

溪谷中堆積土層厚度因缺乏現地實測資料，故參考游繁結等人(間接取自[5]) 調查土石流發生地點之溪谷坡度與溪床堆積層厚度，進行迴歸分析所求得之關係式：

$$D = 5.97 - 0.134\theta \quad (6-4)$$

上式中， D ：溪床堆積層厚度 (m)

θ ：溪床平均坡度 (degree)

3. 臨界公式之驗證

關於土石流臨界發生公式之推導，國內外諸多學者均有其相關研究，本研究採用 Takahashi (1978) 考慮一坡度 θ 之無限長土石堆積層，有平行坡面之逕流產生，在忽略土體凝聚力之條件下，所推導之臨界公式，即式 (2-6)。

依照 Takahashi 之建議，土石流發生時所需之堆積土層厚度 a_L ，約等於 0.7 倍之逕流水深（即 $a_L \cong 0.7h_0$ ），經計算所得之堆積土層厚度列於表 6.4。經比較發現，堆積土層厚度 (D) 均大於堆積土層之可運動厚度 (a_L)，這表示在土石流發生時，溪床已有足夠的堆積土石材料來源。

將本研究試驗所得堆積土體摩擦角及土石材料相關參數代入式 (2-6) 中，並分別求出各條件下所對應的土石流臨界發生坡角 θ_c ，如表 6.7 所示，結果發現神木及豐丘兩地土石流發生部之平均溪床坡度 θ （如圖 5.6），均大於土石流之臨界發生坡角 θ_c ，即此兩地區之土石堆積層均可能處於不穩定狀態，一旦因暴雨產生逕流沖刷，溪谷中之不穩定土砂堆積物便有轉變成土石流之可能。由以上分析可知，Takahashi 之臨界發生公式可應用於驗證土石流之發生。

4. 邊坡穩定分析結果及參數選定

關於邊坡穩定分析已概略敘述於前，本研究延續 Takahashi 之基本理論，除考慮有逕流產生之情形外，另外考慮水位面與堆積層面齊平之狀況，進行安全係數的推求，結果示於表 6.8 與表 6.9，並討論於下；

- (1) 在不考慮土壤凝聚力之情形下，如表 6.8(a)所示，神木、豐丘兩地之安全係數均小於 1，這顯示兩地區之堆積土體均處於不穩定之狀態，一經暴雨來襲，再次引發土石流之機率很高。
- (2) 比較有地表逕流產生及水位與堆積面齊平等兩種不同狀況，如表 6.8(a)所示，可發現在有地表逕流產生條件下所得之安全係數均較低，這代表地表逕流的確會降低堆積土體之穩定性。
- (3) 將兩試坑現地採樣所得級配曲線中之最大粒徑 ($d = D_{\max}$) 帶入式 (2-5) 中進行現地堆積土體臨界坡角之推估，如表 6.9 所示，經計算所求得之臨界發生坡角均降低不少，若以平均粒徑 ($d = D_{50}$) 代入計算，所得之臨界坡角將降得更低，然而經調查顯示大部份土石流之發生坡度均高於此一計算值，故以式 (2-5) 評估土石流之發生與否並不恰當。
- (4) 許多的調查研究報告顯示 (Sitar 等人, 1990; Brand, 1981; Zhu, 1998; Atkinson, 1985)，大部份因降雨所導致之邊坡破壞多發生於淺層 (約 1 m~3 m 內)，是故在較低的正向應力作用下，土體自身所提供之凝聚力，對於邊坡災害穩定分析上便扮演著相當重要的角色。本研究另外考慮凝聚力所造成之影響，如表 6.8(b) 所示，假設破壞發生於堆積土體之底部，結果顯示在考慮土體凝聚力之情況下，將使安全係數明顯向上提昇，提高邊坡整體穩定性，故現地堆積土體內之細粒料因逕流沖刷等因素所造成土體凝聚力降低之過程，對於預測土石流之發生具有指標性之意義。

- (5) 建議選擇最大粒徑 25.4 mm 之試驗結果進行分析，因粒徑愈大，所得級配愈接近現地級配，理應較能反應現地土石材料之性質；此外，因 FSP 試驗在控制試驗條件及破壞模式上，比 CIU 試驗更接近現地狀況，故綜合以上討論，在分析因降雨所引致之邊坡破壞，使用 FSP 試驗所得參數應是較合理之選擇。
- (6) 上述分析均以 Takahashi 之基本理論為出發點，假設堆積土體呈飽和狀態，且無超額孔隙水壓存在，但經許多調查報告指出，大部份因降雨引致之邊坡破壞或土石流災害，於破壞發生時及發生後均可由現地測得較平時為高的水壓，而忽略此一效應之影響，可能使得安全係數偏高，故在引用分析結果時，仍應審慎評估。

第七章 結論與建議

為探討土石流材料之基本力學性質及破壞行為，進而對土石流發生機制能有更進一步的認識與瞭解，本研究選擇陳有蘭溪流域內發生土石流災害頻繁之神木及豐丘兩地的堆積土石材料，利用模擬級配之方式，於實驗室內進行大型均向壓密不排水三軸試驗；此外，並引入孔隙水壓激發觀念，進行現地應力路徑三軸試驗，以瞭解土石材料於初始破壞時之行為。所得結論與建議敘述如后。

7.1 結論

1. 均向壓密不排水三軸試驗結果

- (1) 神木試坑土樣於試驗中表現出部份收縮之行為，且於較近似現地級配下 ($D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)，產生類似穩定狀態之行為，這是因為神木土樣之相對密度較低，故於受剪時產生部份收縮行為，同時其級配較佳，顆粒間較易排列至一穩定指向，因而增加穩定變形之機會。
- (2) 豐丘試坑土樣表現出較為明顯之膨脹行為，這是因為豐丘土樣之相對密度較高，顆粒排列較緊密，且礫石含量 (#4 以上) 較高，故顆粒於受剪時所產生的爬升作用較為明顯，因而膨脹行為較為顯著。
- (3) 神木土樣之內摩擦角隨所選擇最大粒徑增大而降低；在維持孔隙

比不變之條件下，隨著最大粒徑縮小，將使平均粒徑降低，增加顆粒間之接觸面積，因而可得到較高之摩擦角。

- (4) 豐丘土樣之內摩擦角隨所選擇最大粒徑增大而提高，這是因為豐丘礫石含量較高（#4 以上，約 72%），改變不同最大粒徑，對於整體級配之影響較大；即最大粒徑愈大時，為一較佳級配，因而小顆粒於受剪過程中有較多的機會填充大顆粒間之孔隙，提高整體結構之勁度，故可得到較高之內摩擦角。

2. 現地應力路徑三軸試驗結果

- (1) 兩試坑於本試驗中所求得內摩擦角之變化趨勢和 ICU 試驗所得者同，即神木土樣之內摩擦角隨最大粒徑之增大而降低，豐丘土樣之內摩擦角隨最大粒徑之增大而提高。
- (2) 神木土樣之結構型態類似接觸結合結構，細料遇水產生弱化將影響整體之強度。在本試驗中，神木土樣初始破壞前後之體積變化量均很小，這顯示在少量降雨的情況下，神木地區之堆積土體即可能產生不穩定之狀況。此外，土樣於低應力下產生類似兩階段之破壞行為；初始於排水狀態下緩慢變形，接著因內部破壞區擴大、延伸，導致土體於部份不排水狀態下而加速破壞；而產生不排水現象之機制，究竟是單純因其細粒料含量較多影響滲透性，使得水分不易於土體內部傳遞，或是有其他因素之影響，值得再進一步討論。
- (3) 豐丘土樣之結構型態類似孔隙結合結構，細粒料被水流沖離將對材料整體穩定性造成相當之影響。豐丘土樣於本試驗中之破壞型

態明顯與神木不同，為體積不斷吸水膨脹而破壞，且初始破壞時及破壞後之體積變化量均遠高於神木，這顯示需較高之降雨量方能降低堆積土體之穩定性。此外，實驗過程中出現細粒料被沖離之現象。關於這點，可作為日後對當地堆積土體穩定性評估之另一項指標。

- (4) 在排除孔隙水壓激發速率不同的因素後，造成神木及豐丘兩地土樣表現出截然不同之破壞型態，最直接的原因便是不同的級配及不同的顆粒性質；雖然兩地均以礫石為主體架構，但細粒料含量的差異，導致兩地不同之結構型態，進而產生不同之破壞機制及破壞型態。

3. 邊坡穩定分析結果

- (1) 逕流產生的確會降低邊坡的穩定度，而在考慮土體自身凝聚力之條件下，則將使邊坡穩定度大為提高，這是因為大部份因降雨引致之邊坡破壞皆屬淺層破壞，故凝聚力所提供之強度便格外顯著。
- (2) 神木土樣細粒料之含量較高，故其凝聚力部份來自顆粒間之膠結現象，部份來自顆粒間之互鎖，而豐丘土樣因其礫石含量較高，故其凝聚力主要來自顆粒間之互鎖效應。經由分析，發現兩地區於暴雨期間均可能產生逕流沖刷表層；對於神木而言，逕流可能使得膠結料溶解，填充物被沖離等現象，這將降低材料之凝聚力；對豐丘而言，細粒料被沖離亦會降低對粗顆粒之束制，因而使凝聚力下降。故綜合上述討論，凝聚力雖然能大幅提高堆積土

體之穩定度，但相對的，現地土體內部之膠結料及填充物於暴雨來臨前是否已有流失、沖離之跡象產生，對於穩定分析時凝聚力之採用與否應格外謹慎。

- (3) 丁伯欣 (1999) 對神木及豐丘兩地進行相對密度試驗結果指出，兩試坑之相對密度皆隨最大粒徑之減小而增加，因此推估兩地區現地之土石堆積層應屬於較疏鬆之狀態，即神木試坑現地相對密度應小於 39%，豐丘試坑小於 30%；故暴雨來臨時，現地堆積土體細料流失、軟化之情形應該更為嚴重，因而在土石流之現地調查及穩定分析上，均應對此一現象加以評估。
- (4) 因 FSP 試驗於試驗控制條件上較接近現地土體之狀況，故對於邊坡初始破壞之穩定分析上，使用 FSP 試驗之強度參數應是較合理的選擇。

7.2 建議

- (1) 本研究中均假設現地堆積土體已達飽和狀況，然於實際情況下，堆積土體常常是未飽和的，故若能將土體由未飽和至飽和過程中之力學機制釐清，並與飽和狀態下之實驗結果整合，將有助於對土石流發生機制有更進一步的瞭解。
- (2) 於本研究之水壓激發模式中，兩試坑土體之儲存係數 (storage coefficient) 均由經驗值推估而得，故與實際值間應有相當之差異，而此差異將改變水壓激發之速率，進而影響試驗結果，故若

能求得土體之儲存係數代入模式中進行試驗，所得試驗結果應更能反應現地土體之實際狀況。

- (3) 一般的土石流臨界發生公式均忽略了滲流力的大小、作用方向以及超額孔隙水壓的影響等等，忽略這些因子的影響將使分析結果偏向危險側。

參考文獻

- [1] 丁伯欣 (1999), "土石流模擬材料之力學行為與透水特性研究", 台灣大學土木工程學研究所, 碩士論文。
- [2] 水土保持學會 (1992), "水土保持手冊", 中華水土保持學會。
- [3] 何敏龍 (1997), "土石流發生機制與流動制止結構物之研究", 國立台灣大學土木工程學研究所, 博士論文。
- [4] 江永哲、鄭瑞昌 (1986), "土石流發生特性之初步研究", 中華水土保持學報, 第 17 卷, 第 2 期, 第 50-69 頁。
- [5] 江英政 (1998), "土石流危險溪流判定之研究", 台灣大學土木工程學研究所, 碩士論文。
- [6] 行政院農業委員會 (1996), "水土保持技術規範", 行政院農業委員會。
- [7] 李錫堤 (1996), "從地形學的觀點看陳有蘭溪賀伯風災", 地工技術, 第 57 期, 第 17-24 頁。
- [8] 林慶偉 (1996), "南投縣和社地區崩塌地發育之地質影響因子", 地工技術, 第 57 期, 第 5-16 頁。
- [9] 林炳森、馮賜陽、李俊明 (1993), "礫石層土石流發生特性之研究", 中華水土保持學報, 第 24 卷, 第 1 期, 第 55-64 頁。
- [10] 吳素慧 (1997), "南投縣信義鄉神木村出水溪土石流流動現象之探討", 台灣大學地理學研究所, 碩士論文。
- [11] 周憲德 (1999), "土石流潛勢判定模式之研究", 行政院國家科學

- 委員會專題報告，計畫編號 NSC88-2625-Z-008-011。
- [12] 洪如江 (1991)，"初等工程地質學大綱"，財團法人地工技術研究發展基金會。
- [13] 洪如江 (1996)，"賀伯颱風、新中橫公路與坍方及土石流災害"，地工技術，第 57 期，第 25-30 頁。
- [14] 段錦浩、游繁結、劉鄭川、林信輝、陳樹群、林昭遠、連惠邦 (1997)，"陳有蘭溪治山防災整體治理規畫報告"，行政院農業委員會台灣省水土保持局。
- [15] 范正成 (1996)，"土石流防災與監測之研究—降雨預報應用於土石流預警 (一)"，行政院國家科學委員會專題報告，計畫編號 NSC85-2624-P-002-052。
- [16] 施邦築、謝正倫 (1998)，"土石流特定水土保持區之判識"，土木工程技術，第 1 卷，第 1 期，第 200-211 頁。
- [17] 陳宏宇 (1999)，"神木村南側出水溪上游土石流發生部之地質特性探討"，行政院國家科學委員會專題報告，計畫編號 NSC88-2625-Z-002-041。
- [18] 黃宏斌 (1991)，"土石流之基本研究"，行政院國家科學委員會專題報告，計畫編號 NSC80-0414-P-002-07B。
- [19] 陳信雄 (1992)，"防砂工程學"，國立編譯館，第 635-645 頁。
- [20] 陳榮河、黃燦輝、蔡丁貴、范正成、林美聆、陳紅宇 (1993a)，"花蓮地區土石流之研究(一)土石流之基本研究"，行政院國家科學委員會專題報告，計畫編號 NSC81-0414-P-002-16-B，第 1-100 頁。

- [21] 連惠邦、趙世照 (1996), "溪床堆積土體崩壞模式及土石流化之研究", 中華水土保持學報, 第 27 卷, 第 3 期, 第 175-183 頁。
- [22] 張石角 (1983), "台灣土石流災害", 洪水與泥沙災害學術研討會論文摘要彙集, 第 27-29 頁。
- [23] 張立憲 (1985), "土石流特性之探討", 中華水土保持學報, 第 16 卷, 第 1 期, 第 135-141 頁。
- [24] 游繁結 (1987), "土石流之基礎研究—(I)土石流發生機制之研究", 中華水土保持學報, 第 18 卷, 第 2 期, 第 28-40 頁。
- [25] 游繁結、陳重光 (1987), "豐丘土石流災害之探討", 中華水土保持學報, 第 18 卷, 第 1 期, 第 76-92 頁。
- [26] 游繁結、陳重光 (1988), "十八重溪土石流災害之探討", 農林學報, 第 37 卷, 第 1 期, 第 1-18 頁。
- [27] 游繁結 (1990), "崩落型土石流之機制研究 (II) ---土石流衝擊力之探討", 行政院國科會防災科技研究報告, NSC-79-0414-P-005-04B。
- [28] 游繁結 (1997), "賀伯颱風造成之土石流案例研討 (上)", 現代營建, 第 209 期, 第 9-20 頁。
- [29] 楊式昌 (1993), "土石流模擬材料之室內力學性質研究", 台灣大學土木工程學研究所, 碩士論文。
- [30] 詹錢登 (1997), "土石流理論教材大綱", 行政院教育部顧問室, 編號 86--土木--教材--C011。
- [31] 褚炳麟、林呈、邱鵬豪 (1998), "陳有蘭西流域賀伯颱風土石流與洪水災況之回顧", 土木技術, 第 1 卷, 第 1 期, 第 152-173 頁。

- [32] 劉格非 (1997), "土石流發生之原因及破壞機制(上)", 現代營建, 第 208 期, 第 9-15 頁。
- [33] 謝正倫 (1991), "土石流災害危險範圍之分析與預測", 行政院國家科學委員會專題報告, 計畫編號 NSC80-0410-E-006-029。
- [34] 謝正倫 (1991), "土石流預警系統之研究", 國立成功大學台南水工試驗所, 研究試驗報告。
- [35] 謝正倫 (1993), "土石流預警系統之研究(II)", 國立成功大學台南水工試驗所, 研究試驗報告第 139 號。
- [36] 謝正倫、林慶偉、賴文基、黃敏郎 (1999), "南投縣信義鄉出水溪土石流之地質控制", 第二屆土石流研討會論文集, 第 234-240 頁。
- [37] 謝正倫、林慶偉、賴文基、謝有忠 (1999), "陳有蘭溪流域土石流發育之地質控制", 第二屆土石流研討會論文集, 第 241-253 頁。
- [38] 蘇重光、連惠邦、江永哲 (1993), "土石流剖面流速分布之研究", 中華水土保持學報, 第 24 卷, 第 1 期, 第 75-82 頁。
- [39] 山口伊佐夫 (1985), "防砂工程學", 國立台灣大學森林學系譯, 台北, 第 150-174 頁。
- [40] Alarcon, A., Leonards, G. A. and Chameau, J. L. (1988), "Undrained monotonic and cyclic strength of sands", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 114, No. 10, pp. 1089-1109.
- [41] Anderson, S. A. and Sitar, N. (1995), "Analysis of rainfall-induced debris flows", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 121, No. 7, pp. 544-552.
- [42] Atkinson, J.H. and Farrar, D.M. (1985), "Stress path tests to measure soil

- strength parameters for shallow landslips” , Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 983-986.
- [43] Brand, E. W. (1981) , ” Some thoughts on rain-induced slope failure” , Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I , pp. 373-376.
- [44] Brenner, R. P. , Tam, H. K. and Brand, E. W. (1985) , ” Field stress path simulation of rain-induced slope failure” , Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 991-996.
- [45] Chen, L. S. (1948) , ” An investigation of stress strain and strength characteristics of cohesionless soils by triaxial compression test” , Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. V, pp. 35-43.
- [46] Costa, J. E. (1984) , ” Physical geomorphology of debris flow” , Developments and Application of geomorphology, pp. 268-312.
- [47] Head, K. H. (1986) , Manual of soil laboratory testing, Vol. 3, Redwood Burn Limited, Trowbridge, Wiltshire .
- [48] Holtz, W. G. and Ellis, W.(1961) , ”Triaxial shear characteristics of clayey gravel soils” , Proceedings of the 5nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I , pp. 143-149.
- [49] Holtz, W. G. and Gibbs, H. J. (1956) , ” Triaxial shear tests on previous gravelly soils” , Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division,

- ASCE, Vol. 82, No. SM1, pp. 867-889.
- [50] Ishihara (1975) , " Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses" , Soils and Foundations, Vol. 15, No. 1, pp. 29-44.
- [51] Jacob, B. (1979) , " Hydraulics of groundwater" , McGraw-Hill, pp. 111-117.
- [52] Johnson, A. M. , and Rodine, J. D. (1984) , " Debris flow" , Slope Instability, John Wiley & Son Ltd. , pp. 257-361.
- [53] Kirkpatrick, W. M. (1965) , " Effects of grain size and grading on the shearing behaviour of granular materials" , Proceedings of the 6nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I , pp. 273-277.
- [54] Lee, K. L. and Seed, H. B. (1969) , " Effect of transient loading on the strength of sand" , Proceedings of the 7nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I , pp. 239-247.
- [55] Marsal, R. J. (1969) , " Mechanical properties of rockfill materials" , Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3, pp. 499-506.
- [56] Poulos, S. J. (1980) , " The steady state of deformation" , Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, No. GT5, pp. 553-562.
- [57] Sasitharan, S. , Robertson, P. K. , Sego, D. C. and Morgenstern, N.R. (1993) , " Collapse behavior of sand" , Can. Geotech, J.30, pp. 569-577.
- [58] Schultze, E (1957) , " large scale shear tests" , Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp.

193-199.

- [59] Sitar, N. and Anderson, S. A. (1990) , " Hydrologic condition leading to debris-flow Initiation" , Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, pp. 789-801
- [60] Sitar, N. , Anderson, S. A. and Johnson, K. A. (1992) , " Conditions for initiation of rainfall-induced debris flows" , Stability and Performance of Slopes and Embankments- II ,pp. 834-849
- [61] Sowers, G. F. (1979) , " Introductory soil mechanics and foundation" , 4th Edition, Macmillan Publishing Co. Inc., New York, pp. 37-39
- [62] Surendra, P. and Ramesh, C (1974) , " In-situ shear test for rockfills" , Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 100, No. GT9, pp. 1031-1050.
- [63] Takahashi, T. (1978) , " Mechanical characteristics of debris flow" , J. Hydraulics Div. , ASCE, Vol. 104, No. 8, pp. 1153-116.
- [64] Takahashi, T.(1991) , Debris Flow, Balkema Publishers, Brookfield, U.S.A, pp. 63-75.
- [65] Vallejo, L. E. (1989) , " An extension of the particulate model of stability analysis for mudflows" ,Soil and Foundations, Vol. 29, No. 3, pp. 1-13.
- [66] Vandine, D. F. (1985) , " Debris flows and debris torrents in the southern canadian cordillera." , Can. Geotech, J.22, pp. 290.
- [67] Vanes, D. J. (1985), " Landslides and engineering practice" , Highway Research Board Special Report 29, National Academy of Science .
- [68] Zeller, J. and Wullimann, R. (1957) , " The shear strength of the shell

materials for the goschenenalp dam, switzerland” , Proceedings of the 4 th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. II , pp. 399-404.

[69] Zhu, J.-H. and Anderson, S. A. (1998), “ Determination of shear strength of hawaiian residual soil subjected to rainfall-induced landslide ” , Geotechnique 48, No. 1, pp. 73-82.

[70] Zolkov, E. and Wiseman, G.(1965), “ Engineering properties of dune and beach sands and the influence of stress history” , Proceedings of the 6 th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I , pp. 134-138.

表 2.1 土石流臨界發生公式 (何敏龍, 1997)

研究者	臨界發生公式
<p>1. 齊藤 (1965) (間接取自 [18])</p> <p>⚡ 分析理論：無限邊坡分析法中，滲流平行坡面之情形</p> <p>⚡ 考慮條件：地下水位與堆積面齊平</p>	$\tan \theta \geq \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_{sat}} \tan \phi$
<p>2. 高橋 (1978)</p> <p>⚡ 分析理論：考慮一坡度 θ 之無限長砂礫堆積層，有平行坡面之逕流產生</p> <p>⚡ 考慮條件：</p> <ul style="list-style-type: none"> ⚡ 地下水位與堆積面齊平 ⚡ 有地表逕流產生；將地表逕流視為推移力，隨深度增加而增加 	$\tan \theta \geq \frac{(1-n)(\gamma_s - \gamma_w)}{(1-n)(\gamma_s - \gamma_w) + \gamma_w \left(1 + \frac{h_0}{A}\right)}$

表 2.1 土石流臨界發生公式 (續)

研究者	臨界發生公式
<p>3. Sidle (1985) (間接取自[18])</p> <ul style="list-style-type: none"> ⊛ 分析理論：考慮無限邊坡中存在未飽和區之情形 ⊛ 考慮條件： <ul style="list-style-type: none"> ⊕ 水位位於堆積層表面以下 ⊕ 地下水位與堆積面齊平 	$\tan \theta \geq \frac{\gamma_m a + (\gamma_{sat} - \gamma_w)(H - a)}{\gamma_m a + \gamma_{sat}(H - a)}$
<p>4. 江永哲 (1986)</p> <ul style="list-style-type: none"> ⊛ 分析理論： <ul style="list-style-type: none"> ⊕ 考慮無限邊坡中存在未飽和區之情形 ⊕ 有平行坡面之逕流產生 ⊛ 考慮條件： <ul style="list-style-type: none"> ⊕ 有地表逕流產生 ⊕ 地下水位與堆積面齊平 ⊕ 水位位於堆積層表面以下 ⊛ 附註： <ul style="list-style-type: none"> ⊕ 有考慮凝聚力之影響 ⊕ 水位面以上土體單位重視為乾土單位重，以下視為飽和單位重 ⊕ 地表逕流視為推移力，隨深度增加而增加 	<p>A. 滲透流情形</p> $\tan \theta \geq \frac{\frac{c}{gH \cos \theta} + C_b(\rho_s - \rho)}{C_b(\rho_s - \rho) + \rho(1 + \frac{h_0}{H})} \tan \phi$ <p>B. 地表逕流情形</p> $\tan \theta \geq \frac{\frac{c}{gH \cos \theta} + C_b[\rho_s - \rho(1 - \frac{a}{H})]}{C_b[\rho_s - \rho(1 - \frac{a}{H})] + \rho(1 - \frac{a}{H})} \tan \phi$ <p>(A)</p> <p>(B)</p>

表 2.1 土石流臨界發生公式 (續)

研究者	臨界發生公式
<p>5. 游繁結 (1987)</p> <ul style="list-style-type: none"> ⚙ 分析理論：以高橋理論公式為基礎，加入滲流力之分析 ⚙ 考慮條件： <ul style="list-style-type: none"> ⚙ 地下水位與堆積面齊平 ⚙ 水位位於堆積層表面以下 	$\tan \theta \geq \frac{\tan \phi}{1 + \left[\frac{\gamma_w (H - a)}{\gamma_{sat} H - n \gamma_w (H - a)} \right]}$
<p>6. 林炳森 (1993)</p> <ul style="list-style-type: none"> ⚙ 分析理論： <ul style="list-style-type: none"> ⚙ 考慮逕流水深及滲流力作用 ⚙ 考慮條件： <ul style="list-style-type: none"> ⚙ 有地表逕流產生 ⚙ 地下水位與堆積面齊平 	$\tan \theta \geq \frac{(\gamma_{sat} - \gamma_w) H}{\gamma_{sat} H + \gamma_w h_0} \tan \phi$

表 2.1 土石流臨界發生公式 (續)

研究者	臨界發生公式
<p>7. 黃宏斌 (1991)</p> <p>分析理論：</p> <ul style="list-style-type: none"> ⊗ 考慮無限邊坡中存在未飽和區之情形 ⊗ 有平行坡面之逕流產生 <p>考慮條件：</p> <ul style="list-style-type: none"> ⊗ 有地表逕流產生 ⊗ 地下水位與堆積面齊平 ⊗ 水位位於堆積層表面以下 	<p>(a) (c) $\tan\theta \geq \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_{sat}} \tan\phi$</p> <p>(b) $\tan\theta \geq \frac{\gamma_m a + \gamma_{sub}(H-a)}{[\gamma_m a + \gamma_{sub}(H-a)] + \gamma_w H} \tan\phi$</p> <p>(a) (b) (c)</p>
<p>8. 陳榮河、蔡丁貴 (1993)</p> <p>分析理論：</p> <ul style="list-style-type: none"> ⊗ 考慮逕流對堆積層表面之剪切行為 ⊗ 堆積層厚度及地表逕流水深度之變化 ⊗ 滲流力作用 <p>考慮條件</p> <ul style="list-style-type: none"> ⊗ 有地表逕流產生 ⊗ 地下水位與堆積面齊平 	<p>⊗ 滑動不穩定</p> <p>$\tan\theta \geq \frac{C_s(\rho_s - \rho_w)a}{C_s(\rho_s - \rho_w)a + \rho_w(a + h_w)} \tan\delta + \rho_w H \left(\frac{dh_s}{dx} + \frac{dh_w}{dx} \right) - \frac{\tau_s}{g \cos\theta}$</p> <p>⊗ 翻轉不穩定</p> <p>$\tan\theta \geq \frac{C_s(\rho_s - \rho_w)a}{C_s(\rho_s - \rho_w)a + \rho_w(a + h_w)} \tan\delta + \frac{\rho_w H}{2} \left(\frac{dh_s}{dx} + \frac{dh_w}{dx} \right)$</p> <p>土石堆積層示意圖</p> <p style="text-align: right;">元素體之各力系分佈</p>

表 2.1 土石流臨界發生公式 (續)

研究者	臨界發生公式
<p>9. 連惠邦、趙世照 (1996)</p> <p>分析理論：</p> <ul style="list-style-type: none"> ☞ 考慮滲流力作用 ☞ 考慮滲流方向之改變 <p>考慮條件：</p> <ul style="list-style-type: none"> ☞ 有地表逕流產生 ☞ 地下水水位與堆積面齊平 ☞ 水位位於堆積層表面以下 	$\tan \theta \geq \frac{\frac{c}{bh \sin \theta} + (\gamma_s - m\gamma_w)C_* \tan \phi}{[(\gamma_s - m\gamma_w)C_* + \gamma_w(m+n) - m\gamma_w \tan \alpha \tan \phi]}$ <p style="text-align: center;">無限邊坡上堆積土層示意圖</p>

表 2.2 土石流臨界發生公式使用參數說明

研究者	參數說明
齊藤 (1965)	γ_{sat} : 飽和土體單位重 γ_w : 水之單位重
高橋 (1977)	γ_s : 土砂單位重 n : 土體之孔隙率 A : 剪力破壞面距堆積層表面之深度 h_0 : 逕流水深 γ_w : 水之單位重
Sidle (1985)	γ_{sat} : 飽和土體單位重 γ_m : 地下水位以上土體單位重 a : 地下水位以上堆積層厚度 γ_w : 水之單位重 H : 堆積層厚度
江永哲 (1986)	ρ_s : 堆積土砂之密度 c : 堆積土砂凝聚力 $C_b = 1 - n$: 顆粒體積濃度 a : 地下水位以上堆積層厚度 H : 堆積層厚度 ρ : 水之密度 g : 重力加速度 (n : 土體之孔隙率) h_0 : 逕流水深
游繁結 (1987)	γ_{sat} : 飽和土體單位重 n : 土體之孔隙率 a : 地下水位以上堆積層厚度 γ_w : 水之單位重 H : 堆積層厚度
林炳森 (1989)	γ_{sat} : 飽和土體單位重 H : 堆積層厚度 γ_w : 水之單位重 h_0 : 逕流水深
黃宏斌 (1991)	γ_{sat} : 飽和土體單位重 γ_m : 地下水位以上土體單位重 a : 地下水位以上堆積層厚度 γ_{sub} : 土體浸水單位重 γ_w : 水之單位重 H : 堆積層厚度
陳榮河、蔡丁貴 (1993)	C_s : 顆粒體積濃度 a : 地下水位以上堆積層厚度 h_w : 地下水深度 h_s : 滲流水深 H : 堆積層厚度 ρ_s : 堆積土砂之密度 ρ_w : 水之密度
連惠邦、趙世照 (1996)	c : 堆積土砂凝聚力 H : 堆積層厚度 γ_s : 土砂單位重 $m = \frac{h_d}{H}$, h_d : 地下水深度 γ_w : 水之單位重 $n = \frac{h_0}{H}$, h_0 : 逕流水深 b : 單位土體寬 C_s : 顆粒體積濃度 α : 滲流方向

[註] : θ : 坡度 , $\tan\phi$: 堆積土體之靜摩擦係數。

表 2.3 有地表逕流發生時土石流臨界公式之比較結果

研究者	臨界發生公式
高橋 (1978)、 江永哲 (1986)、 林炳森 (1993)、 陳榮河等 (1993) 連惠邦等 (1996)	$\tan \theta \geq \frac{(G_s - 1)}{(G_s + e) + (1 + e) \frac{h_0}{H}} \tan \phi$
黃宏斌 (1991)	$\tan \theta \geq \frac{(G_s - 1)}{(G_s + e)} \tan \phi$

表 2.4 地下水位與堆積層面齊平時土石流臨界公式之比較結果

研究者	臨界發生公式
齊藤 (1965) 高橋 (1978)、 Sidle (1985)、 江永哲 (1986)、 林炳森 (1993)、 黃宏斌 (1991)、 陳榮河等 (1993) 連惠邦等 (1996)	$\tan \theta \geq \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_{sat}} \tan \phi$
游繁結 (1987)	$\tan \theta \geq \frac{\gamma_{sat} - n\gamma_w}{\gamma_{sat} + (1 - n)\gamma_w} \tan \phi$

表 2.5 地下水位位於堆積面以下時土石流臨界公式之比較結果
(何敏龍, 1997)

研究者	臨界發生公式	備註
Sidle (1985)	$\tan \theta \geq \frac{(G_s - 1) + (1 + wG_s) \frac{a}{H}}{(G_s + e) + (wG_s - e) \frac{a}{H}} \tan \phi$	$a \neq 0$ $h_0 = 0$
江永哲 (1986)	$\tan \theta \geq \frac{(G_s - 1) + \frac{a}{H}}{(G_s + e) - \frac{ea}{H}} \tan \phi$	$c = 0$ $a \neq 0$
游繁結 (1987)	$\tan \theta \geq \frac{G_s + e \frac{a}{H}}{(G_s + e) + (1 - \frac{a}{H})} \tan \phi$	
黃宏斌 (1991)	$\tan \theta \geq \frac{\gamma_m a + \gamma_{sub}(H - a)}{[\gamma_m a + \gamma_{sub}(H - a)] + \gamma_w H} \tan \phi$	地下水位以上亦加入滲流力作用，力學分析欠周詳
陳榮河 蔡丁貴 (1993)	$\tan \theta \geq \frac{C_s(\rho_s - \rho_w)a}{C_s(\rho_s - \rho_w)a + \rho_w(a + h_w + H)} \tan \phi$	於滑動不穩定下等厚度無凝聚力堆積層，考慮滲流力，忽略逕流剪應力
連惠邦 趙世照 (1996)	$\tan \theta \geq \frac{(\gamma_s - m\gamma_w)C_s}{(\gamma_s - m\gamma_w)C_s + m\gamma_w} \tan \phi$	$c = 0$ $n = 0$ $0 < m < 1$ 假設 $\alpha = 0$

表 3.1 明坑採樣結果 (丁伯欣, 1999)

採樣地點	現地密度 (Mg/m ³)	含水量 (%)	現地乾密度 (Mg/m ³)	孔隙比
神木	1.98	5.7	1.87	0.45
豐丘	1.83	2.5	1.79	0.51

表 3.2 粒徑曲線分析結果 (丁伯欣, 1999)

明坑地點	神木	豐丘
最大粒徑	304.8mm (12")	381mm (15")
通過#4 篩百分率 (%)	42	28
通過#200 篩百分率 (%)	8	3
有效粒徑 D ₁₀ (mm)	0.09	0.27
D ₃₀ (mm)	0.95	6
中值粒徑 D ₅₀ (mm)	11	20
D ₆₀ (mm)	39	40
均勻係數 C _u	433	148
曲率係數 C _d	0.3	3.3
液性限度 LL	—	—
塑性限度 PL	—	—
塑性指數 PI	NP	NP
USCS 土壤分類	GP—GM	GP
#4 篩以下土壤比重	2.72	2.71
礫石平均比重	2.71	2.71

表 3.3 模擬材料之相對密度試驗結果 (丁伯欣, 1999)

(a) 神木

最大粒徑 (mm)	乾密度 (Mg/m ³)		孔隙比		模擬材料之相對密度值 (%)
	$\rho_{d \max}$	$\rho_{d \min}$	e_{\min}	e_{\max}	
25.4	2.03	2.02	0.33	0.53	42
12.7	1.77	1.75	0.34	0.55	48

※ 神木土石材料之乾密度, $\rho_d=1.87 \text{ Mg/m}^3$

(b) 豐丘

最大粒徑 (mm)	乾密度 (Mg/m ³)		孔隙比		模擬材料之相對密度值 (%)
	$\rho_{d \max}$	$\rho_{d \min}$	e_{\min}	e_{\max}	
25.4	1.86	1.70	0.46	0.59	58
12.7	1.84	1.64	0.47	0.65	77

※ 豐丘土石材料之乾密度, $\rho_d=1.79 \text{ Mg/m}^3$

表 3.4 模擬材料之大型直剪試驗結果 (丁伯欣, 1999)

(a) 神木

最大粒徑 (mm)	相對密度 (%)	強度參數	
		c' (kPa)	ϕ' (°)
25.4	42	4.7	37.5
12.7	48	6.3	37.2

(b) 豐丘

最大粒徑 (mm)	相對密度 (%)	強度參數	
		c' (kPa)	ϕ' (°)
25.4	58	0.0	41.5
12.7	77	0.0	42.5

表 4.1 各受災集水區之集流時間 (段錦浩等人, 1997)

集水區名稱	推估之集流時間 (min)
南平坑	4.60
郡坑口	3.57
二部坑	4.80
三部坑	8.10
豐丘	3.89
出水溪	9.38

表 4.2 出水溪及豐丘集水區基本資料
(陳宏宇, 1999; 游繁結, 1987)

集水區名稱	出水溪	豐丘
集水面積 (ha)	861	174
溪流長 (m)	4350	2950
最高海拔 (m)	2300	2200
最低海拔 (m)	1165	600
平均坡度 (°)	14.6	25.8

表 4.3 逕流係數 C 值選擇參考表 (水土保持手冊, 1992)

集水區狀況	陡峻山地	山嶺區	丘陵地 或森林地	平坦耕地	非農業使用
無開發計畫 區之逕流係 數	0.75~0.90	0.70~0.80	0.50~0.75	0.45~0.60	0.75~0.95
有開發計畫 區之逕流係 數：					
(1)開發中	1.00	0.95	0.95	0.90	1.00
(2)開發後	0.95	0.90	0.90	0.85	0.95

表 4.4 坡度分級表 (水土保持手冊, 1992)

級別	坡度分級範圍
一級坡	坡度百分之五以下
二級坡	坡度超過百分之五至百分之十五
三級坡	坡度超過百分之十五至百分之三十
四級坡	坡度超過百分之三十至百分之四十
五級坡	坡度超過百分之四十至百分之五十五
六級坡	坡度超過百分之五十五

表 4.5 坡度對照表 (水土保持手冊, 1992)

坡度		
百分比 (%)	度數	
	(°)	(′)
1	0	34.4
2	1	8.7
3	1	43.1
4	2	17.4
5	2	51.7
6	3	26.0
7	4	0.3
8	4	34.4
9	5	8.6
10	5	42.6
11	6	16.6
12	6	50.6
13	7	24.4
14	7	58.2
15	8	31.8
16	9	5.4
17	9	38.9
18	10	12.2
19	10	45.5
20	11	18.6
21	11	51.6
22	11	24.4
23	12	57.2
24	13	29.7
25	14	2.2
30	16	42.0
35	19	17.4
40	21	48.2
45	24	13.7
50	26	33.9
55	28	48.6
60	30	57.8
65	33	1.4
70	34	59.5
75	36	52.5
80	38	39.6
85	40	21.9
90	41	59.2
95	43	31.9

表 4.6 雨量站控制範圍與受災集水區 (段錦浩等人, 1997)

雨量站	受災集水區
龍神橋	南平坑、郡坑、二部坑、三部坑
西巒	豐丘
阿里山	出水溪

表 4.7 各雨量站降雨強度公式 (段錦浩等人, 1997)

雨量站	降雨強度公式
阿里山	$99.39 \cdot (0.56849 + 0.29988 \text{Log}T) \frac{13.21153}{(t + 55)^{0.50597}}$
龍神橋	$87.47 \cdot (0.62293 + 0.26216 \text{Log}T) \frac{26.36823}{(t + 55)^{0.68796}}$
西巒	$91.19 \cdot (0.52234 + 0.33205 \text{Log}T) \frac{16.01029}{(t + 55)^{0.57247}}$
望鄉	$91.71 \cdot (0.53095 + 0.32608 \text{Log}T) \frac{14.05812}{(t + 55)^{0.54659}}$

表 4.8 賀伯颱風期間各雨量站分析表 (段錦浩等人, 1997)

雨量站	賀伯颱風最大日雨量 (mm)	重現期距 (yr)
阿里山	1094.5	296.4
龍神橋	339.0	13.5
內茅埔	433.0	30.6
西巒	459.0	23.1
望鄉	637.0	53.9
東埔	453.0	266.1

表 4.9 各集水區最大逕流量

集水區	面積 (ha)	重現期 (yr)	集流時間 (min)	降雨強度 (mm/hr)	逕流量 (cms)
出水溪	861	296.4	9.38	209.1	450.1
豐丘	174	23.1	3.89	138.1	60.1

表 5.1 神木、豐丘兩試坑之模擬級配曲線分析結果 (丁伯欣, 1999)

(a) 神木

級配模擬方式	現地級配	#4 篩以上等重量替代	
最大粒徑 (mm)	304.8	25.4	12.7
通過#4 篩百分率	42	42	42
通過#200 篩百分率	8	8	8
有效粒徑 D_{10} (mm)	0.09	0.09	0.09
D_{30} (mm)	0.95	0.95	0.95
中值粒徑 D_{50} (mm)	11	6	5.4
D_{60} (mm)	39	8	6.4
均勻係數 C_u	433	89	71
曲率係數 C_d	0.3	1.3	1.6
USCS 土壤分類	GP—GM	GW—GM	GW—GM

(b) 豐丘

級配模擬方式	現地級配	#4 篩以上等重量替代	
最大粒徑 (mm)	381	25.4	12.7
通過#4 篩百分率	28	28	28
通過#200 篩百分率	3	3	3
有效粒徑 D_{10} (mm)	0.27	0.27	0.27
D_{30} (mm)	6	5.5	5.0
中值粒徑 D_{50} (mm)	20	11	7.2
D_{60} (mm)	40	8.2	7.3
均勻係數 C_u	148	30	27
曲率係數 C_d	3.3	13.7	12.7
USCS 土壤分類	GP	GP	GP

表 6.1 CIU 試驗試體壓密前、壓密後狀態一覽表

試坑	最大粒徑 (mm)	壓密應力 (kPa)	初始孔隙比 e_0	壓密後孔隙比 e_c	初始相對密度 Dr (%)	壓密後相對密度 Dr (%)
神木	12.7 mm	49.0	0.45	0.427	48	58.41
		98.1		0.411		66.06
		196.1		0.395		73.61
	25.4 mm	49.0	0.45	0.428	42	50.92
		98.1		0.411		59.26
		196.1		0.388		70.82
豐丘	12.7 mm	49.0	0.51	0.491	77	88.14
		98.1		0.480		94.24
		196.1		0.470		99.90
	25.4 mm	49.0	0.51	0.489	58	77.69
		98.1		0.487		79.56
		196.1		0.460		99.97

表 6.2 CIU 試驗結果

試坑名稱		控制條件	D _{max} =25.4 mm	D _{max} =12.7 mm
神木	c' (kPa)		1.1	0.8
	ϕ' (°)		37.8	39.9
豐丘	c' (kPa)		0.9	0.8
	ϕ' (°)		41.0	39.4

表 6.3 FSP 試驗試體壓密前、壓密後狀態一覽表

試坑	最大粒徑 (mm)	壓密應力 (kPa)	初始孔隙比 e_0	壓密後孔隙比 e_c	初始相對密度 Dr (%)	壓密後相對密度 Dr (%)
神木	12.7 mm	19.6	0.45	0.4296	48	57.75
		39.2		0.410		66.678
		78.5		0.383		79.47
	25.4 mm	19.6	0.45	0.429	42	50.50
		39.2		0.413		58.72
		78.5		0.3979		66.52
豐丘	12.7 mm	19.6	0.51	0.501	77	82.88
		39.2		0.487		90.45
		78.5		0.473		98.07
	25.4 mm	19.6	0.51	0.501	58	68.59
		39.2		0.489		77.45
		78.5		0.469		93.17

表 6.4 FSP 試驗結果

試坑名稱		控制條件	
		D _{max} =25.4 mm	D _{max} =12.7 mm
神木	c' (kPa)	2.0	4.8
	ϕ' (°)	41.9	42.3
豐丘	c' (kPa)	5.5	4.3
	ϕ' (°)	43.2	41.4

表 6.5 FSP 及 CIU 試驗結果一覽表

(a) 神木

試驗名稱		控制條件	
		$D_{\max} = 25.4 \text{ mm}$	$D_{\max} = 12.7 \text{ mm}$
CIU 試驗	c' (kPa)	1.1	0.8
	ϕ' (°)	37.8	39.9
FSP 試驗	c' (kPa)	2.0	4.8
	ϕ' (°)	41.9	42.3

(b) 豐丘

試驗名稱		控制條件	
		$D_{\max} = 25.4 \text{ mm}$	$D_{\max} = 12.7 \text{ mm}$
CIU 試驗	c' (kPa)	0.9	0.8
	ϕ' (°)	41.0	39.4
FSP 試驗	c' (kPa)	5.5	4.3
	ϕ' (°)	43.2	41.4

表 6.6 兩試坑現地推估狀況一覽表

地點	逕流量 (cms)	溪谷平均寬度 (m)	水力坡降	曼寧粗糙係數	逕流水深 (m)	堆積土層厚度 (m)	土層可運動厚度 (m)
神木	450.1	40	0.489	0.062	1.02	2.05	0.71
豐丘	60.1	10	0.460	0.069	0.79	2.30	0.55

表 6.7 土石流發生之探討

試坑	試驗名稱	模擬級配之最大粒徑 (mm)	臨界發生坡角 (°)	發生部溪床平均坡角 (°)
神木	CIU	12.7	15.29	29.27
		25.4	14.23	
豐丘	FSP	12.7	16.56	27.40
		25.4	16.35	
豐丘	CIU	12.7	14.64	29.27
		25.4	15.45	
豐丘	FSP	12.7	15.66	27.40
		25.4	16.63	

表 6.8 (a) 土石流穩定分析結果 (忽略凝聚力之影響)

試坑	試驗名稱	模擬級配之 最大粒徑 (mm)	無逕流發生時之 安全係數	有逕流發生時之 安全係數
神木	FSP	12.7	0.88	0.53
		25.4	0.87	0.52
豐丘	FSP	12.7	0.90	0.54
		25.4	0.96	0.58

表 6.8 (b) 土石流穩定分析結果 (考慮凝聚力之影響)

試坑	試驗名稱	模擬級配之 最大粒徑 (mm)	無逕流發生時之 安全係數	有逕流發生時之 安全係數
神木	FSP	12.7	1.10	0.85
		25.4	0.96	0.74
豐丘	FSP	12.7	1.10	0.91
		25.4	1.21	1.01

表 6.9 土石流穩定分析結果（考慮不同粒徑大小之影響）

試坑	試驗名稱	模擬級配之 最大粒徑 (mm)	$d = D_{\max}$ 時之臨 界坡度 (°)	$d = D_{50}$ 時之臨 界坡度 (°)
神木	FSP	12.7	11.0	0.65
		25.4	10.84	0.64
豐丘	FSP	12.7	13.35	1.37
		25.4	14.18	1.46

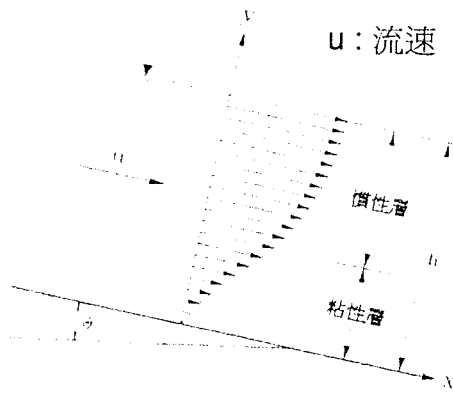


圖 2.1 土石流流速分佈斷面圖 (蘇重光等人, 1993)

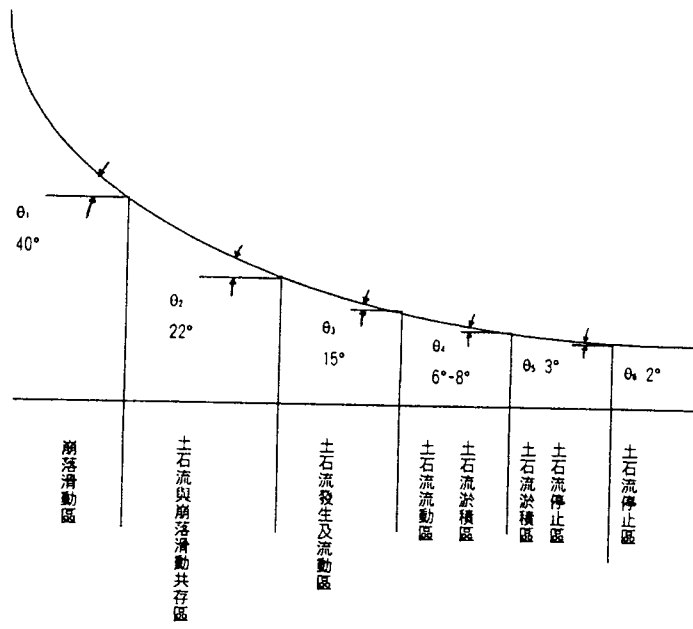


圖 2.2 溪床坡度與可能發生之土石現象 (施邦築、謝正倫, 1998)

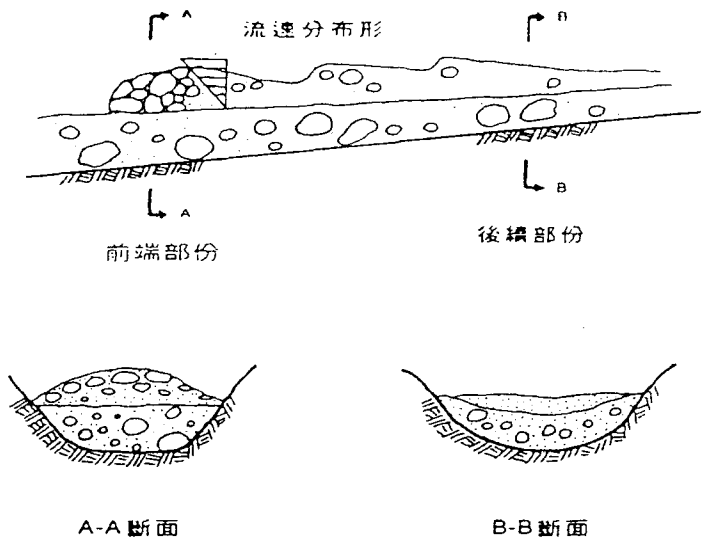


圖 2.3 土石流流動之縱橫斷面圖 (詹錢登, 1997)

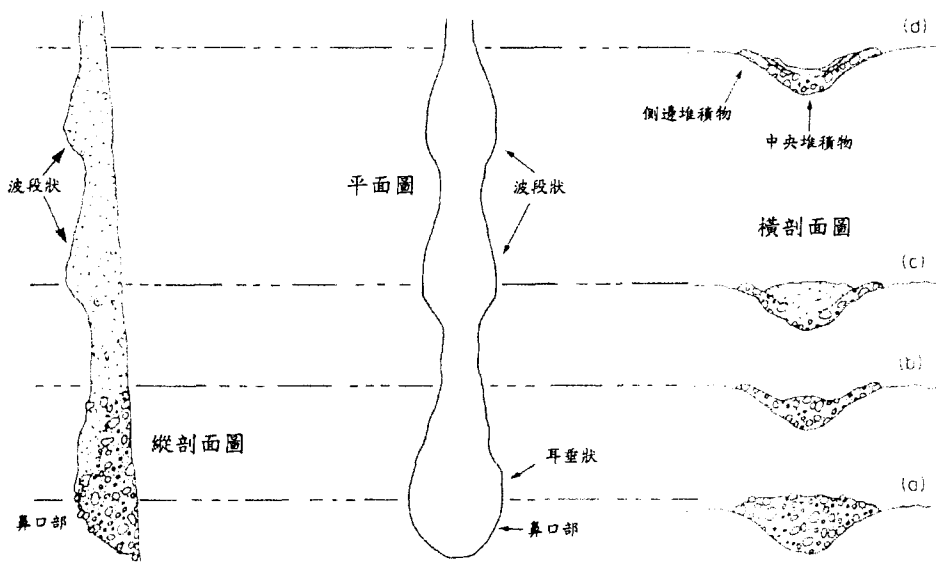
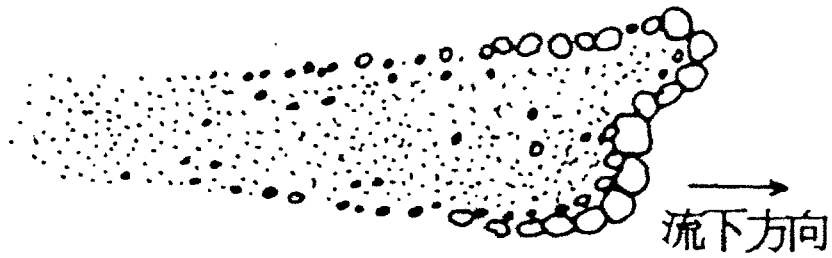
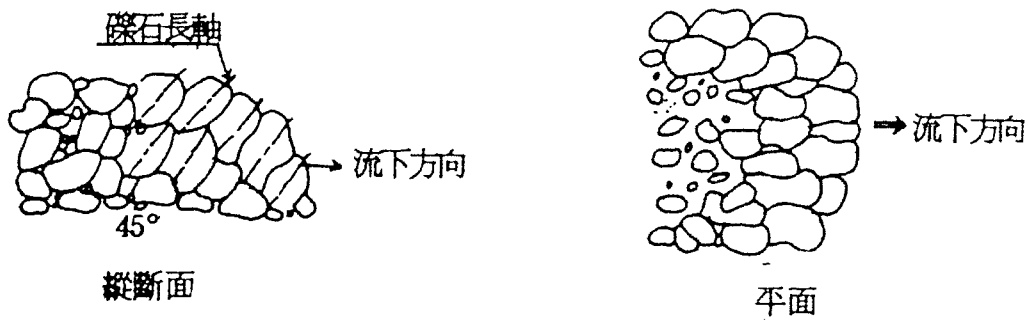


圖 2.4 土石流流動狀態及各波段之粒群示意圖 (Johnson & Rodine, 1984)



(a) 土石流堆積部之粒徑分布



(b) 土石流堆積部前端顆粒排列

圖 2.5 土石流堆積部示意圖 (張立憲, 1985)

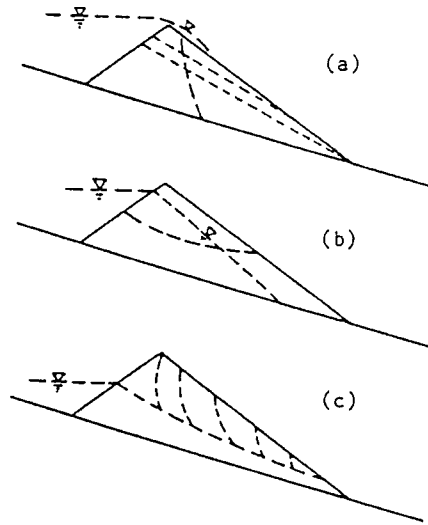


圖 2.6 天然土石壩潰決之三種型態 (Takahashi, 1991)

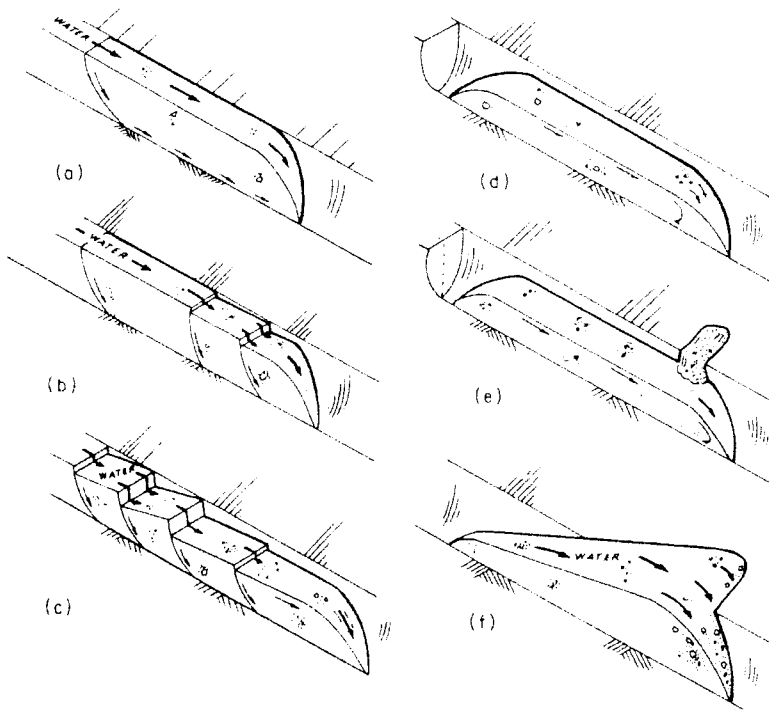


圖 2.7 土石流之發育過程 (Johnson & Rodine, 1984)

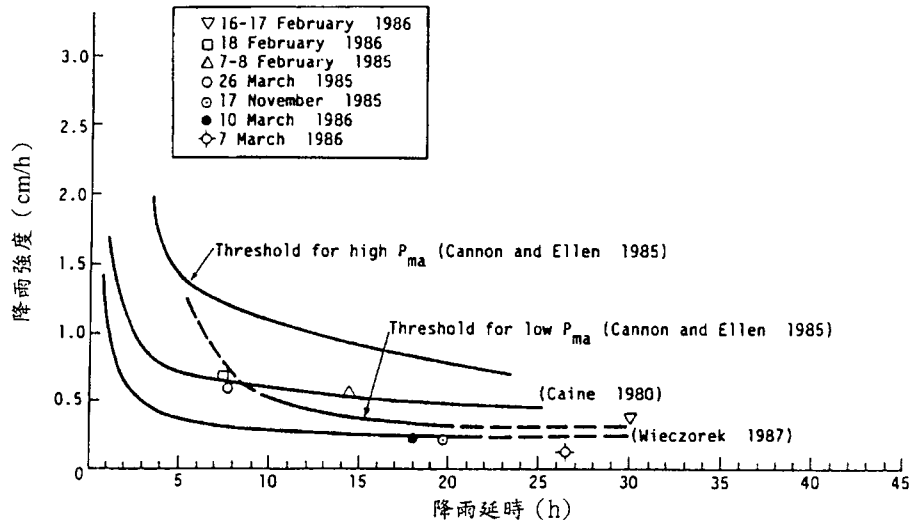


圖 2.8 不同學者迴歸之臨界降雨線 (間接取自 Sitar 等, 1990)

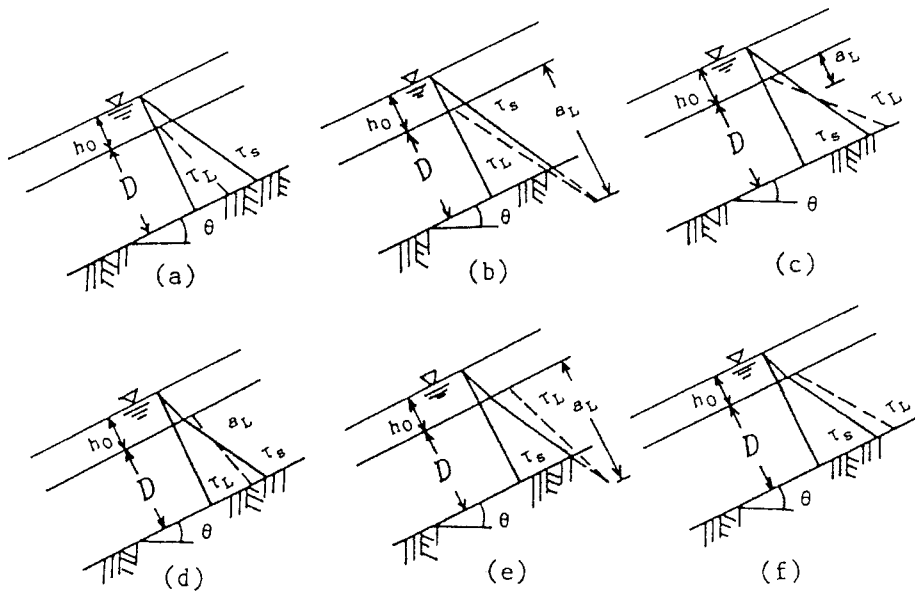


圖 2.9 堆積土層之六種剪應力分佈狀態 (Takahashi, 1991)

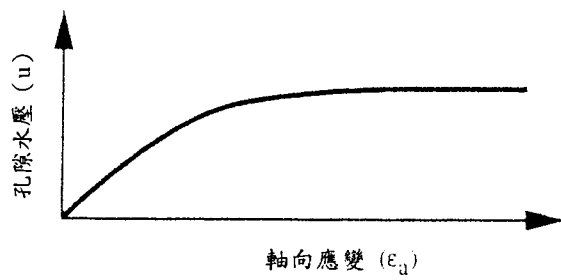
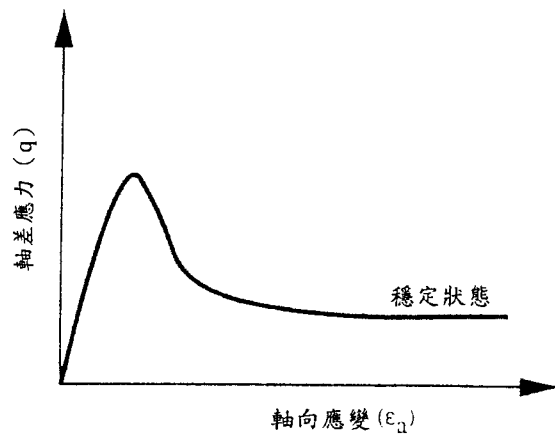
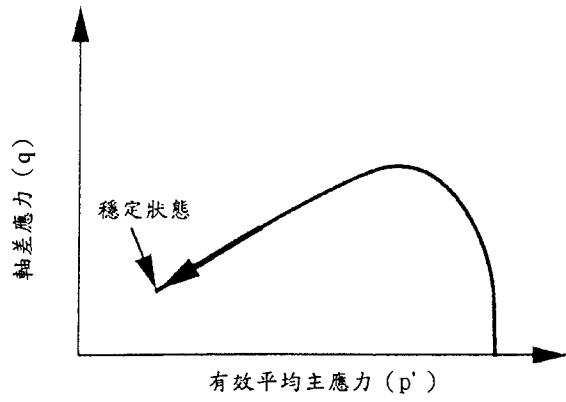


圖 2.12 穩定狀態示意圖 (Sasitharan 等, 1993)

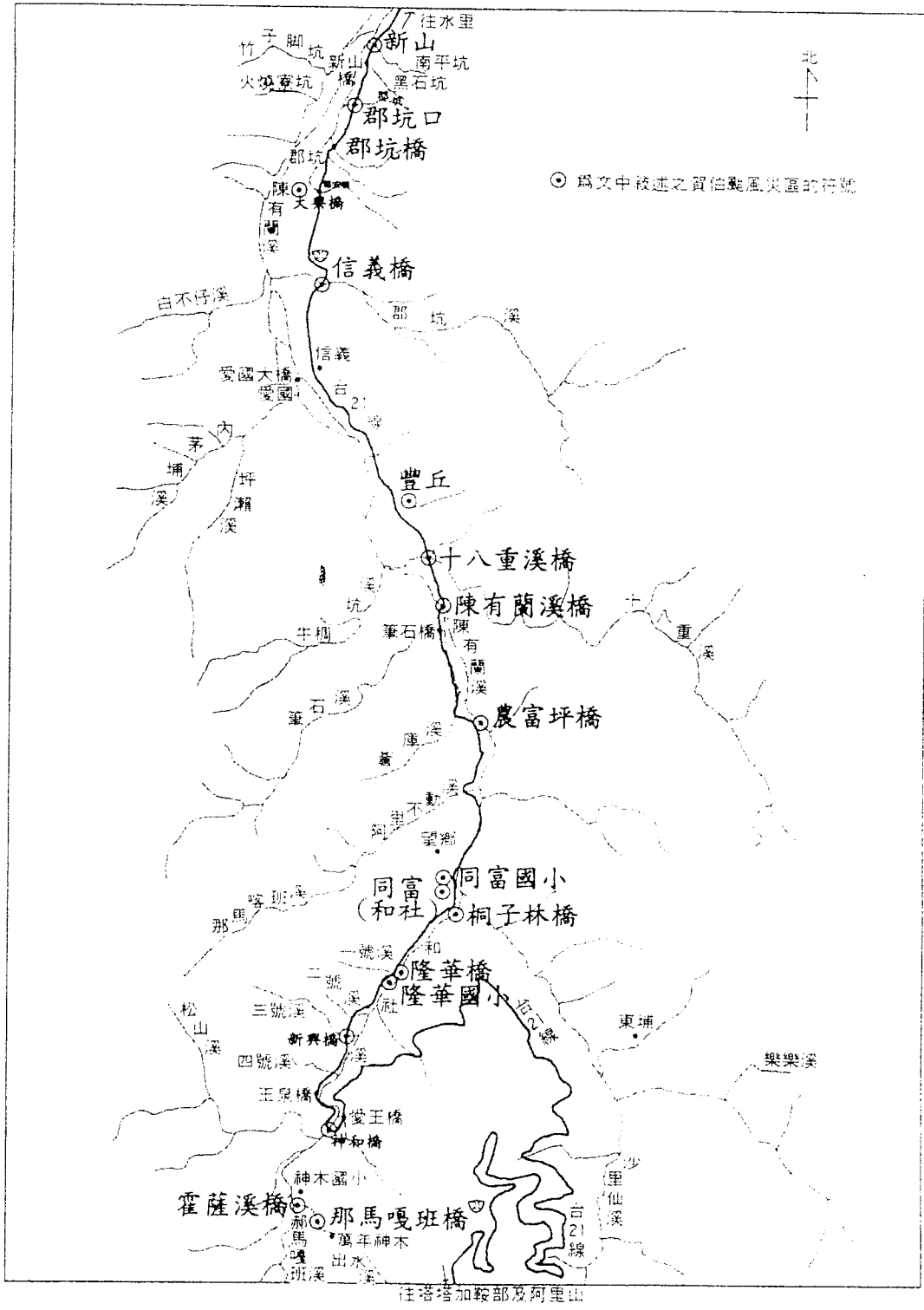


圖 3.1 陳有蘭河流域地理位置圖（間接取自[31]）

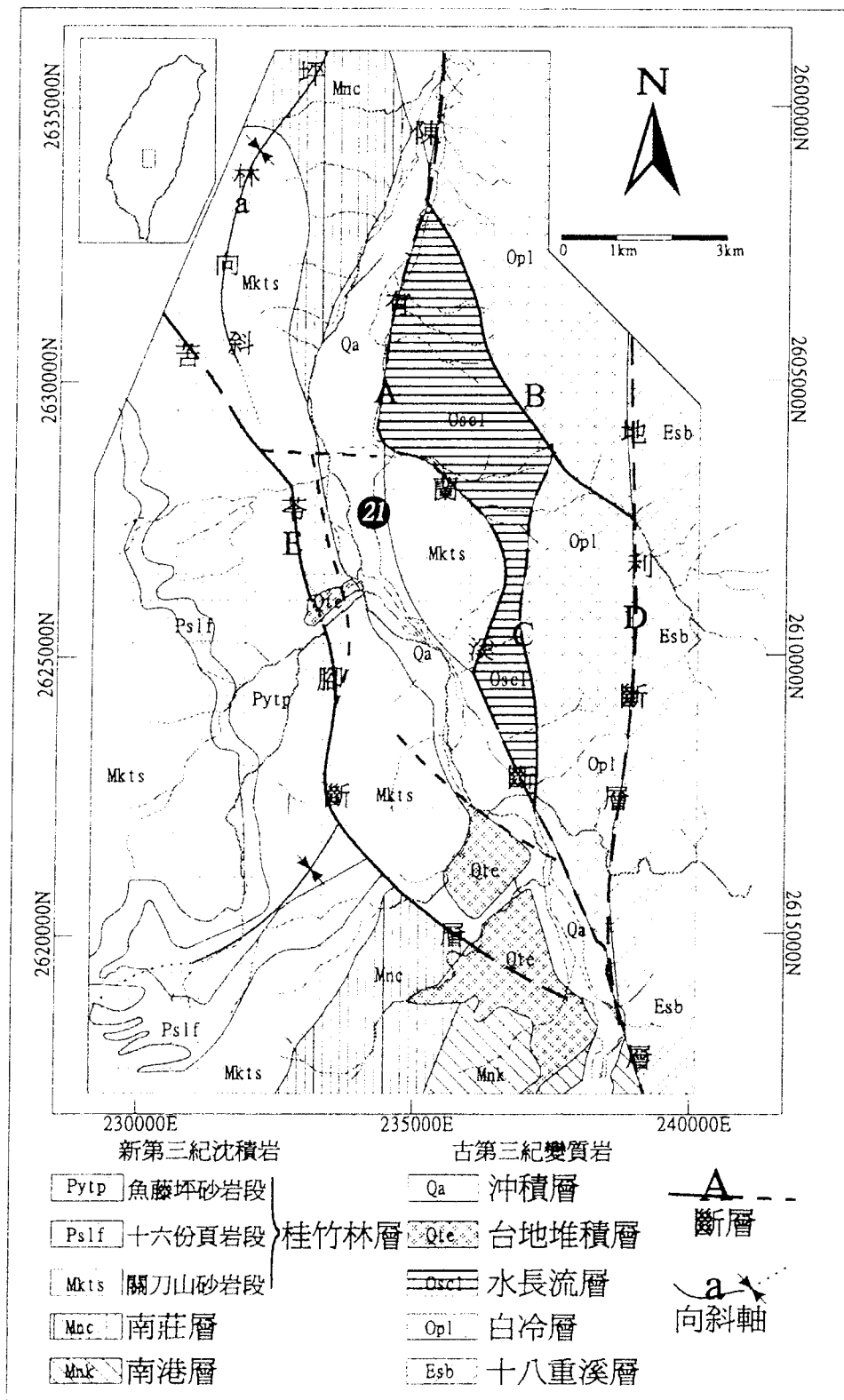


圖 3.2 陳有蘭河流域地質圖 (間接取自[37])

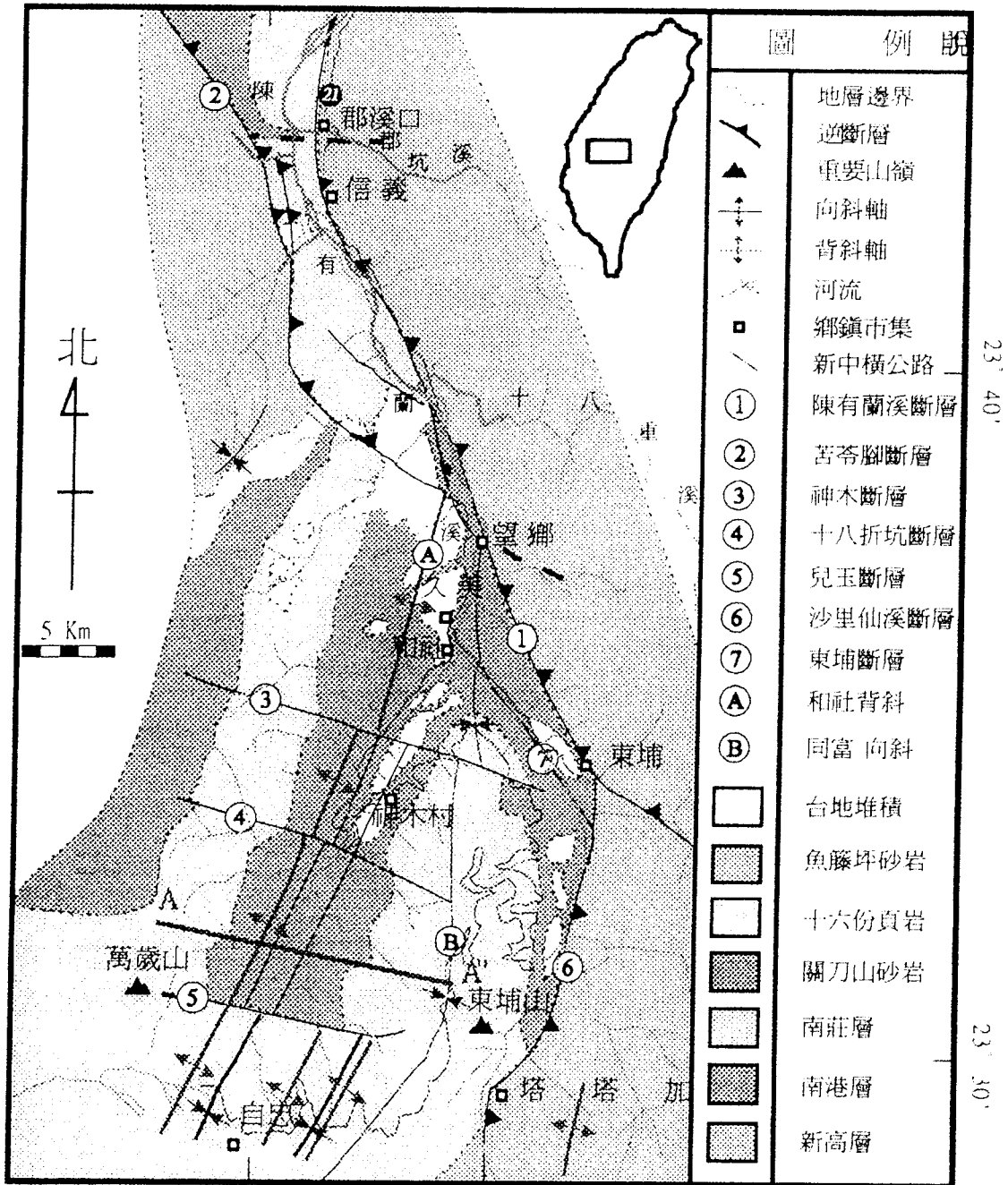


圖 3.3 陳有蘭溪地質構造分佈圖 (林慶偉, 1996)

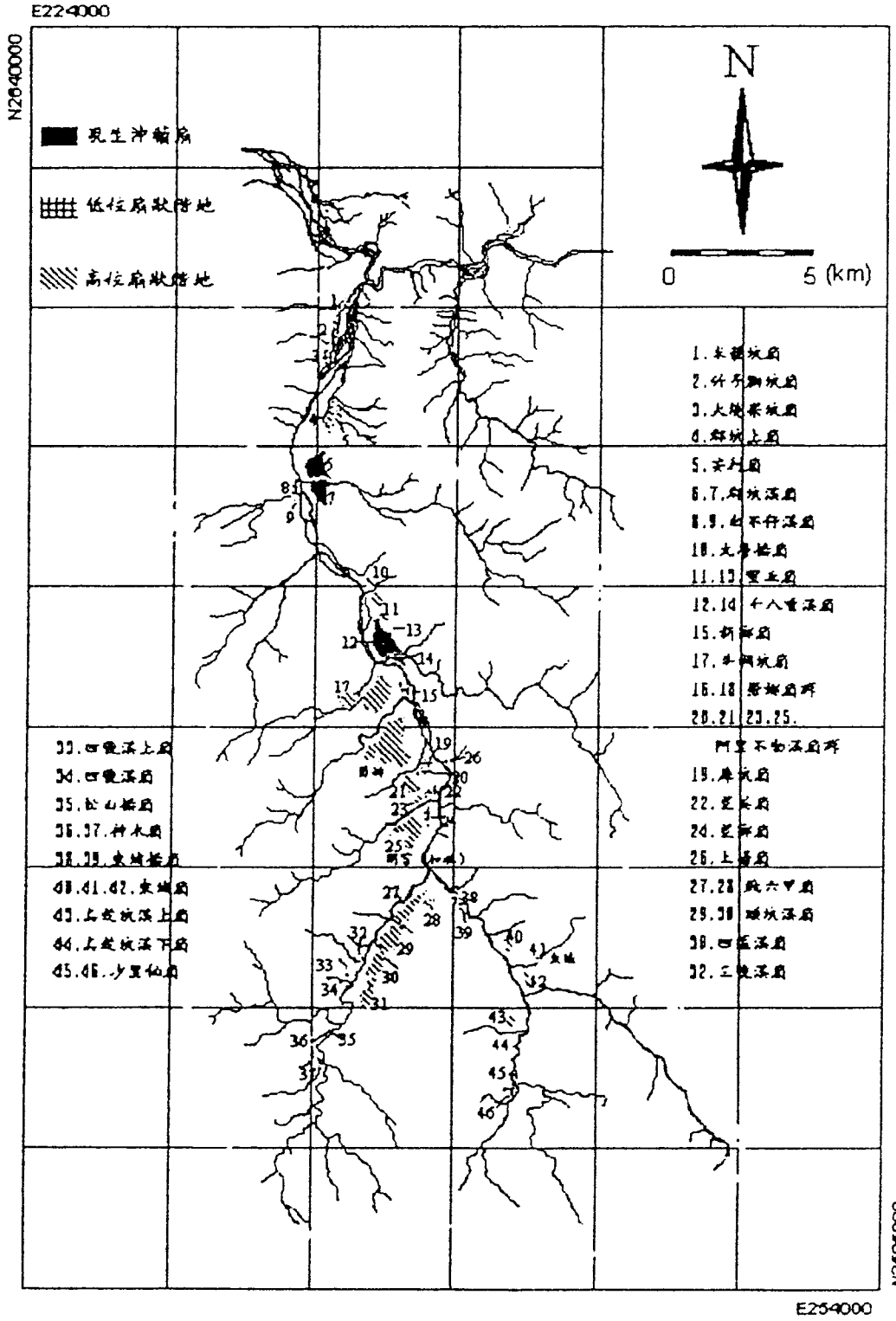


圖 3.4 陳有蘭河流域沖積扇及階地分佈 (李錫堤, 1996)

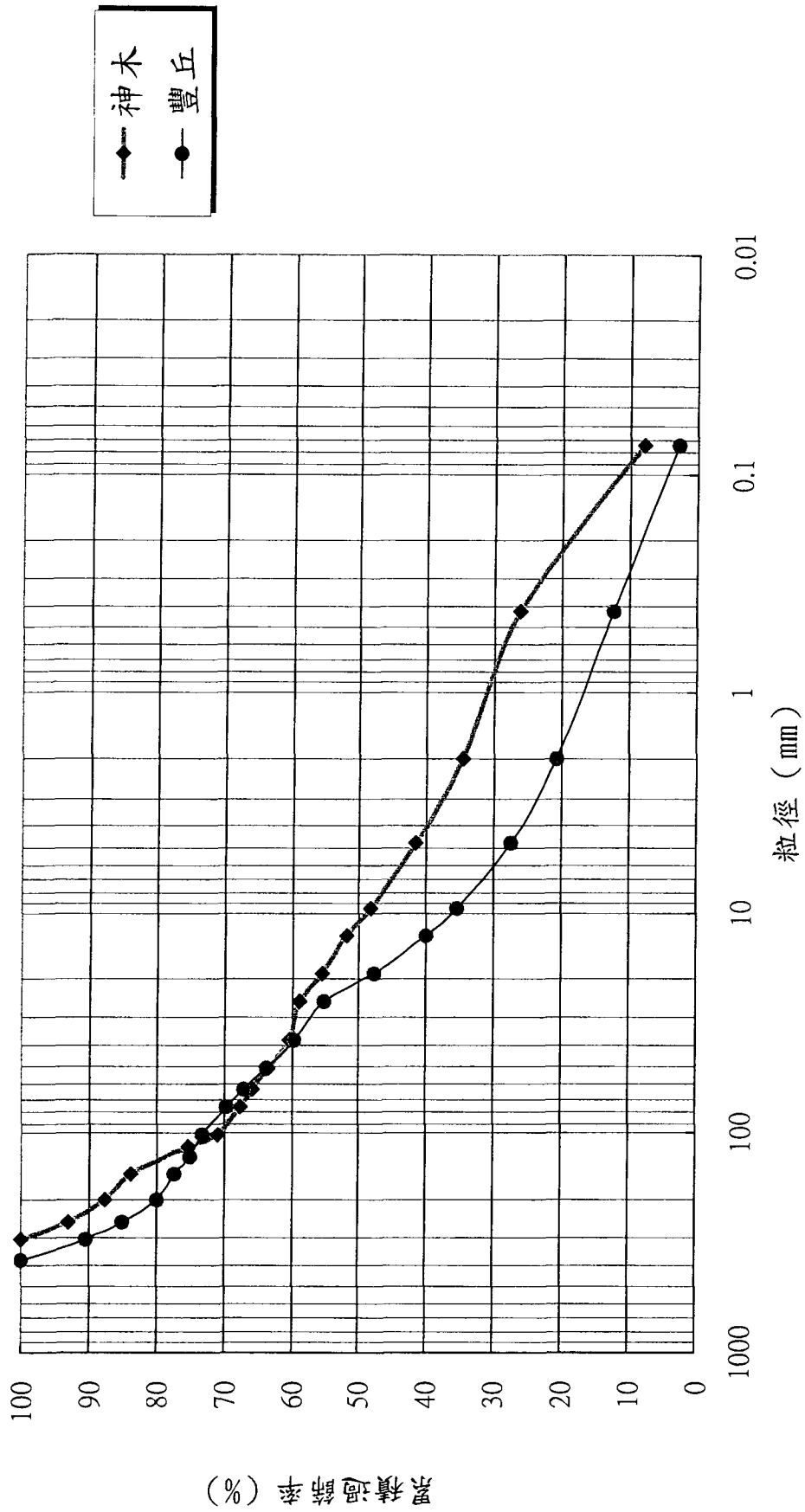


圖 3.5 現地粒徑分佈曲線 (丁伯欣, 1999)

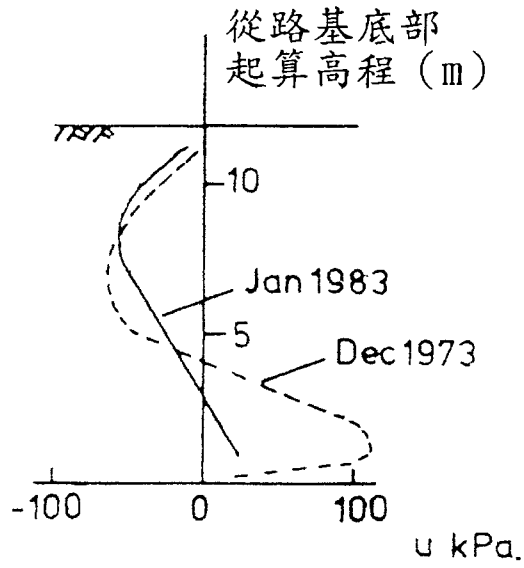


圖 4.1 路堤內部之孔隙水壓量測記錄 (Atkinson, 1985)

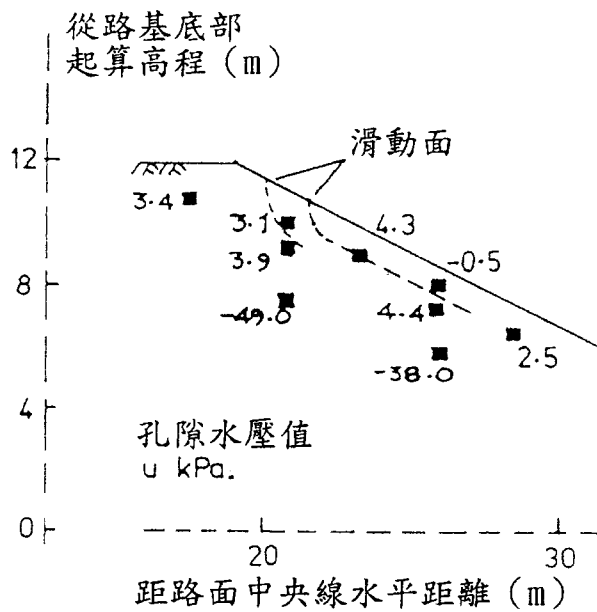
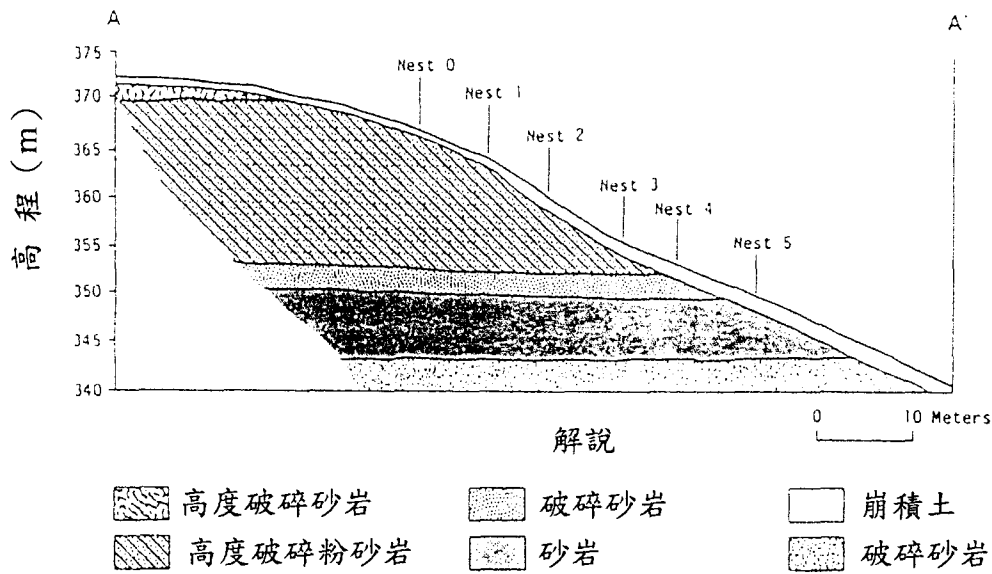
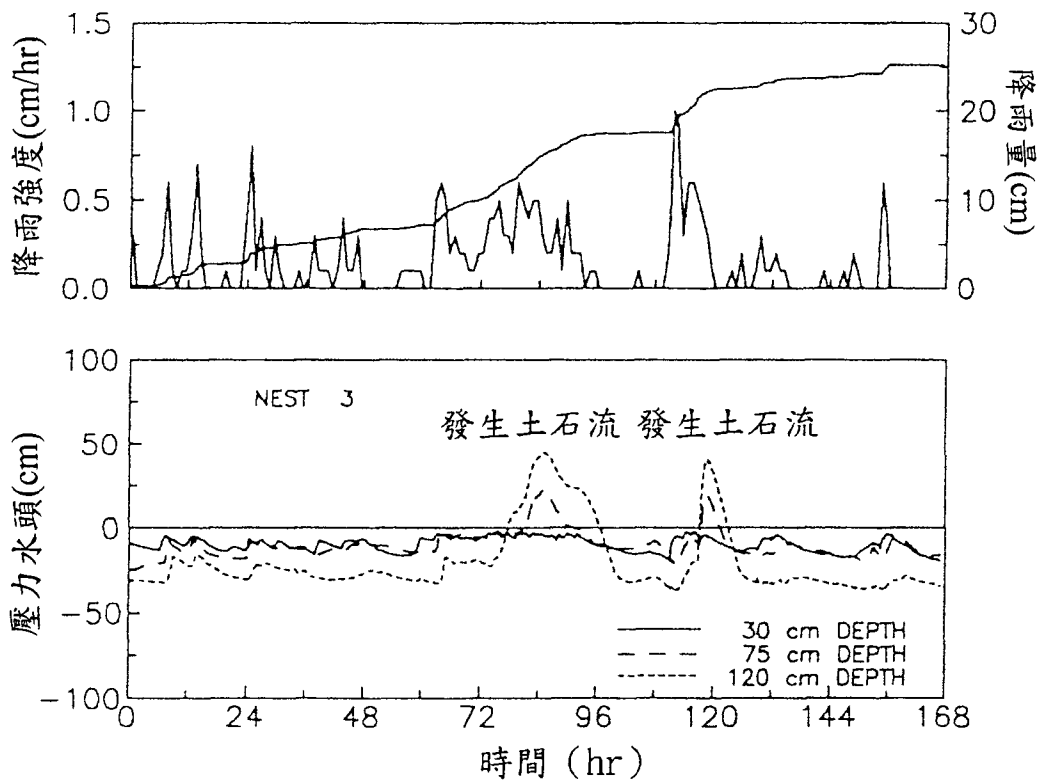


圖 4.2 路堤邊坡破壞前之水壓記錄 (Atkinson, 1985)

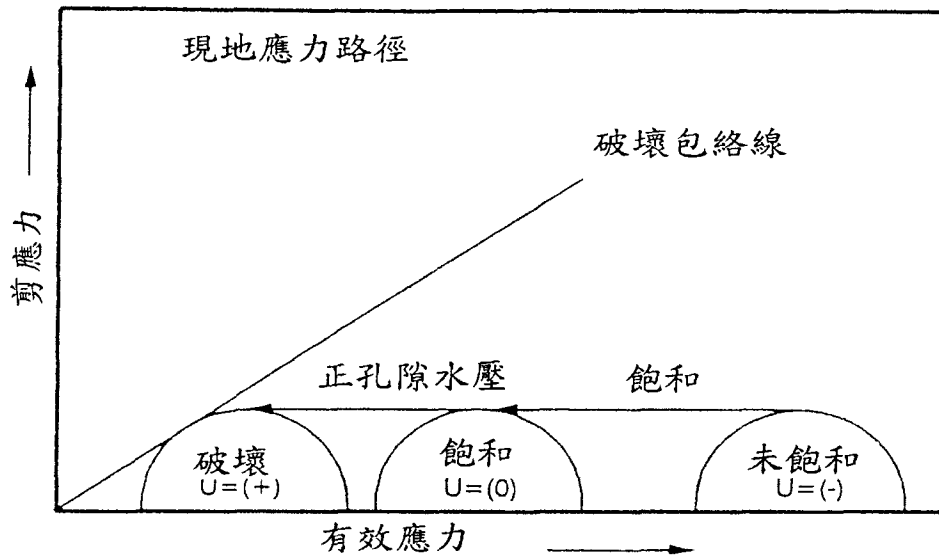


(a) Briones field site 之地質剖面圖及水壓計埋設位置示意圖

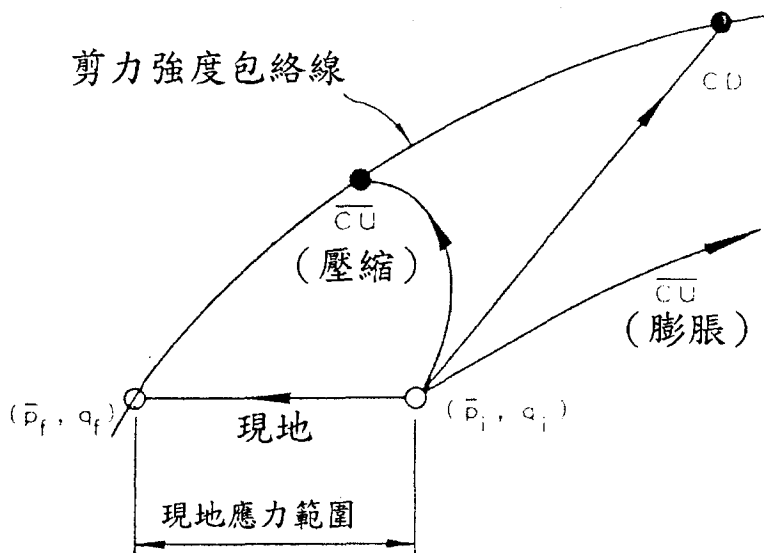


(b) 雨量記錄及 Nest3 處所量測之水壓記錄

圖 4.3 San Francisco Bay 土石流災害記錄 (Johnson & Sitar, 1990)

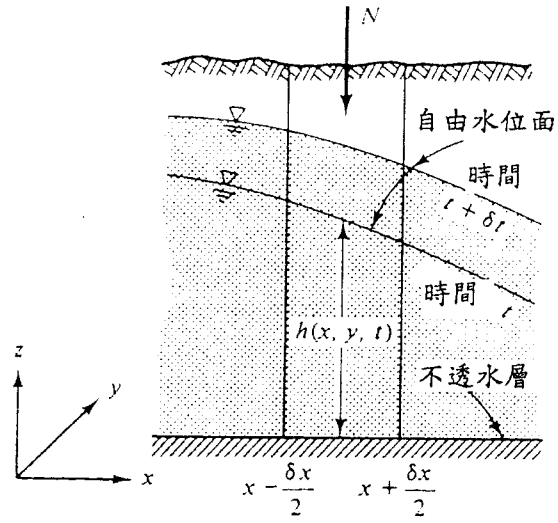


(a) 莫爾圓示意圖 (Sitar 等人, 1992)

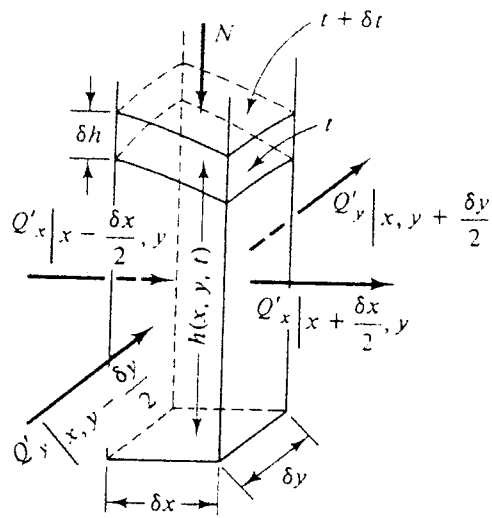


(b) 應力路徑示意圖 (Brand, 1981)

圖 4.4 現地應力路徑試驗示意圖



(a) 地下水位示意圖



(b) 土體中水流情形

圖4.5 非拘限含水層水位變動情形 (Jacob, 1979)

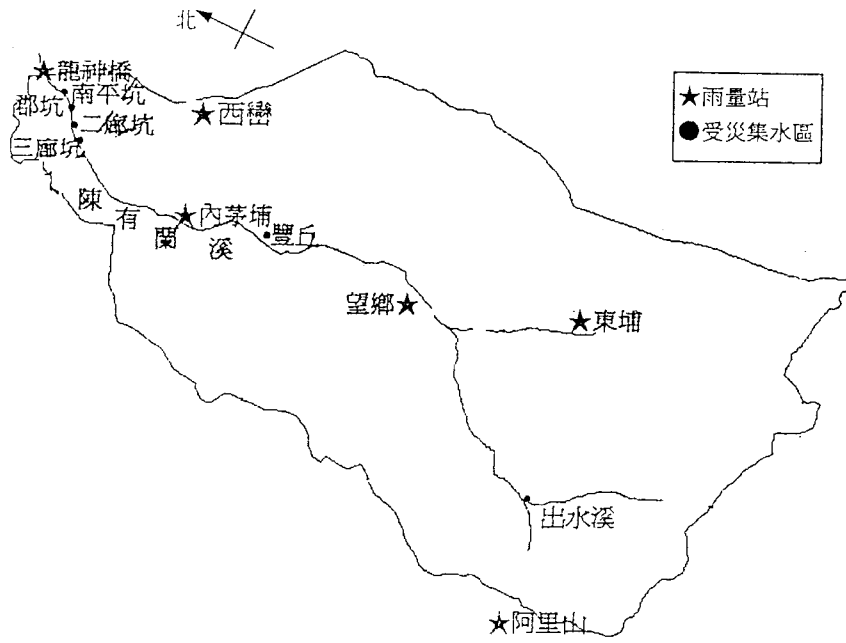


圖 4.6 陳有蘭溪流域各雨量站與受災地區之概略位置圖
(段錦浩等，1997)

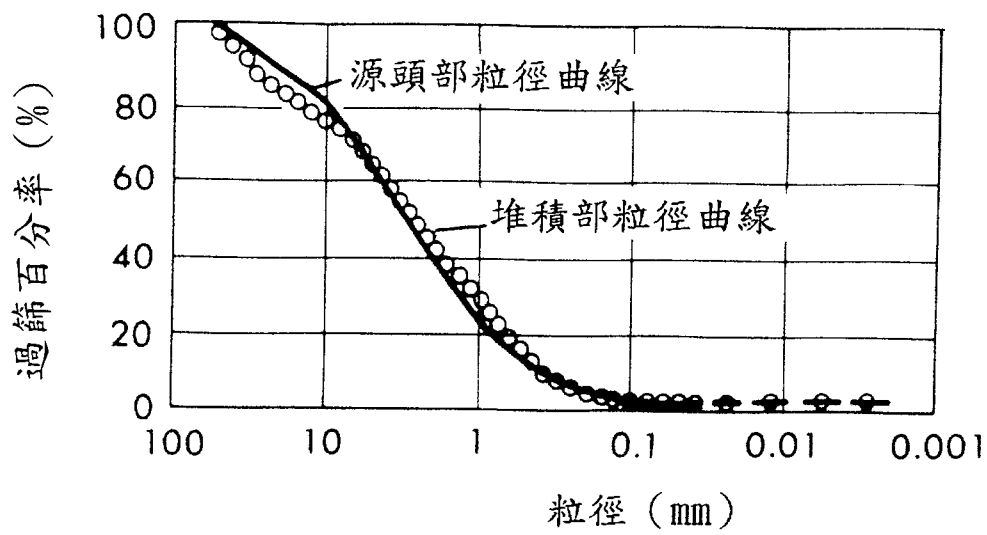


圖 5.1 源頭部與堆積部現地粒徑分佈曲線 (Johnson & Rodine, 1984)

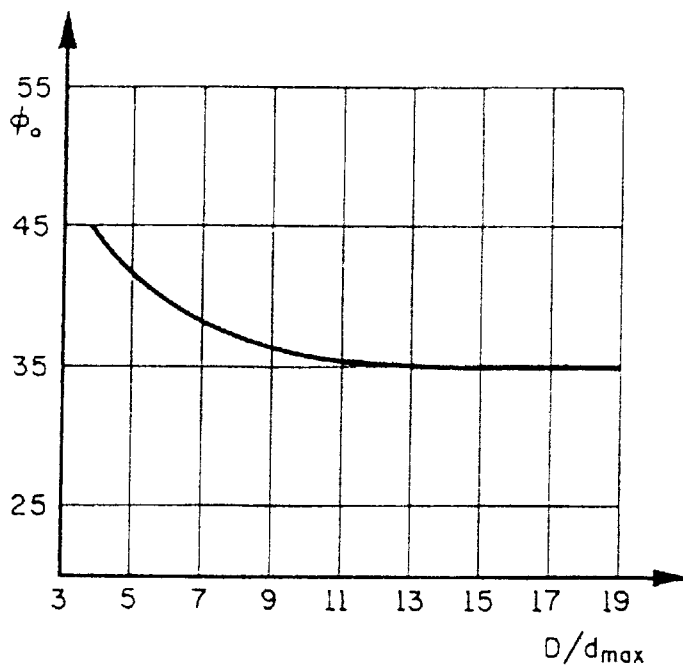


圖 5.2 摩擦角和試體直徑與最大粒徑比值之關係 (Marsal, 1969)

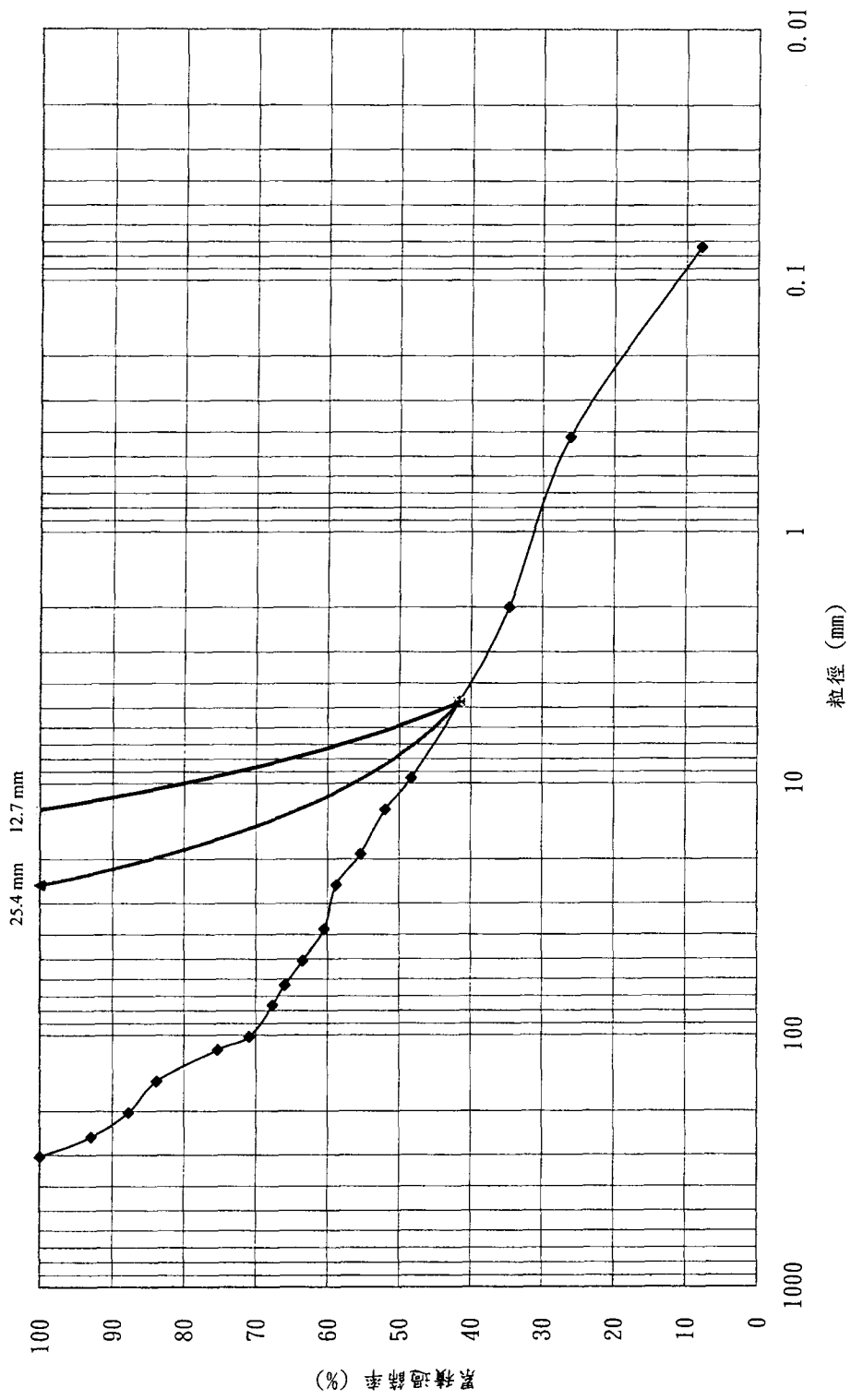


圖 5.3 等重量替代法模擬神木級配曲線示意圖 (丁伯欣, 1999)

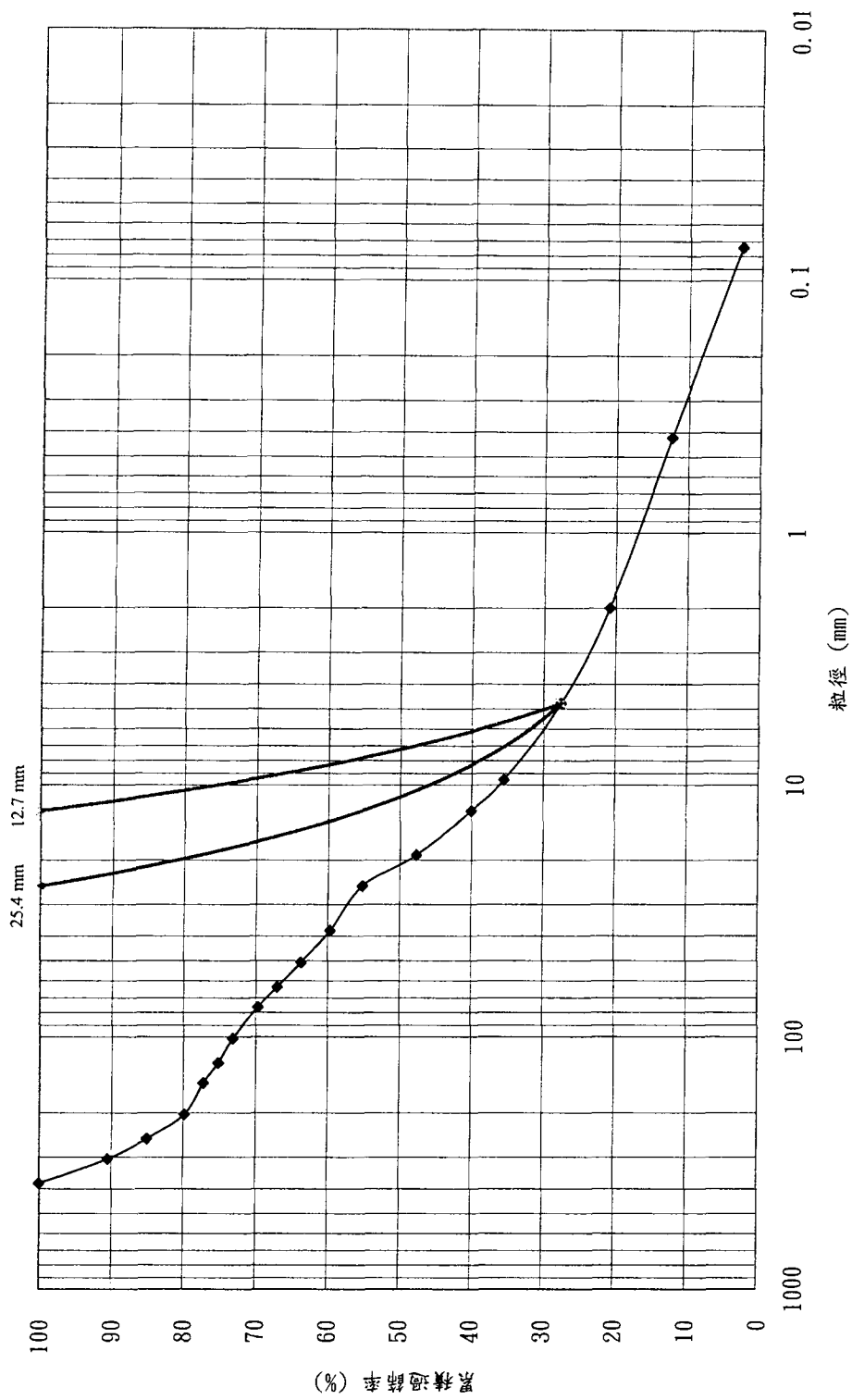


圖 5.4 等重量替模擬豐丘級配曲線示意圖 (丁伯欣, 1999)

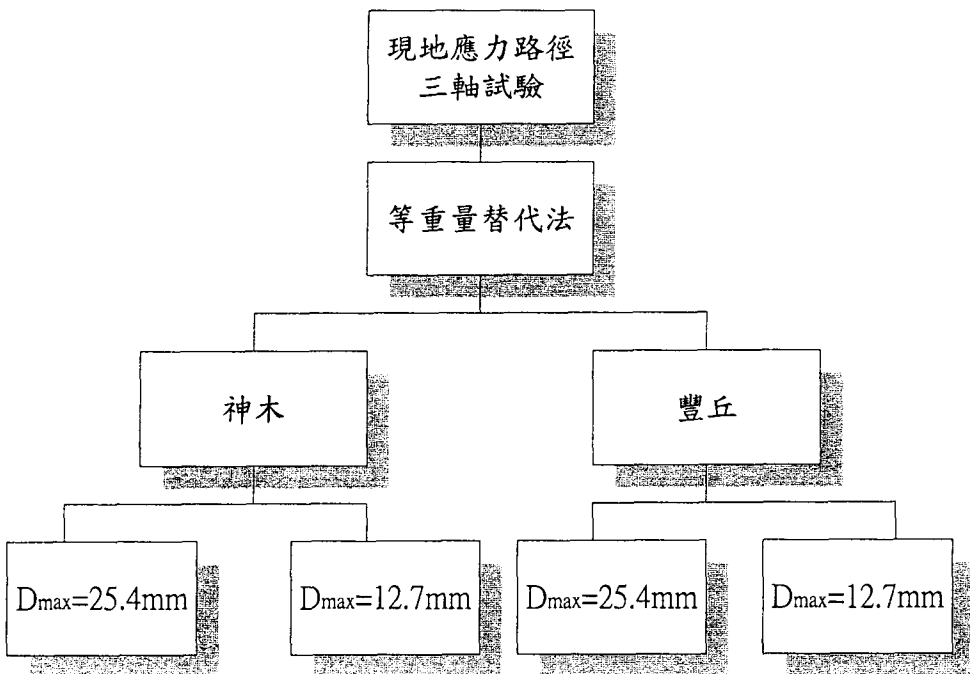
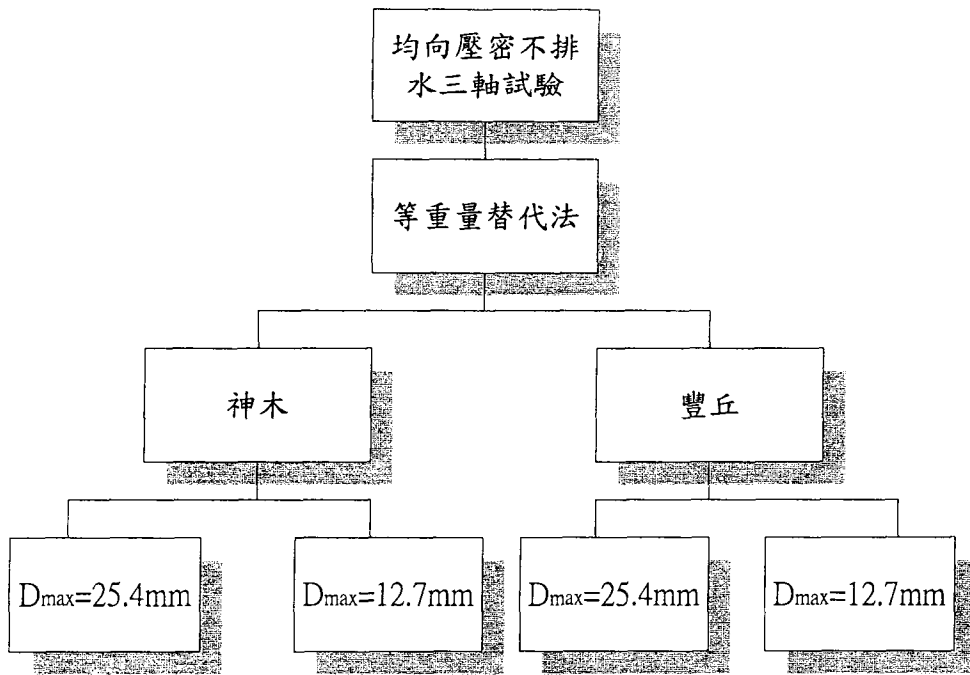
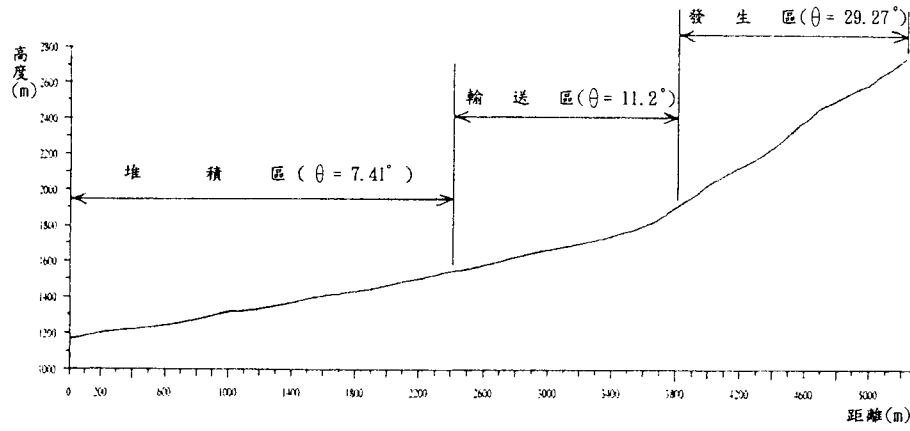
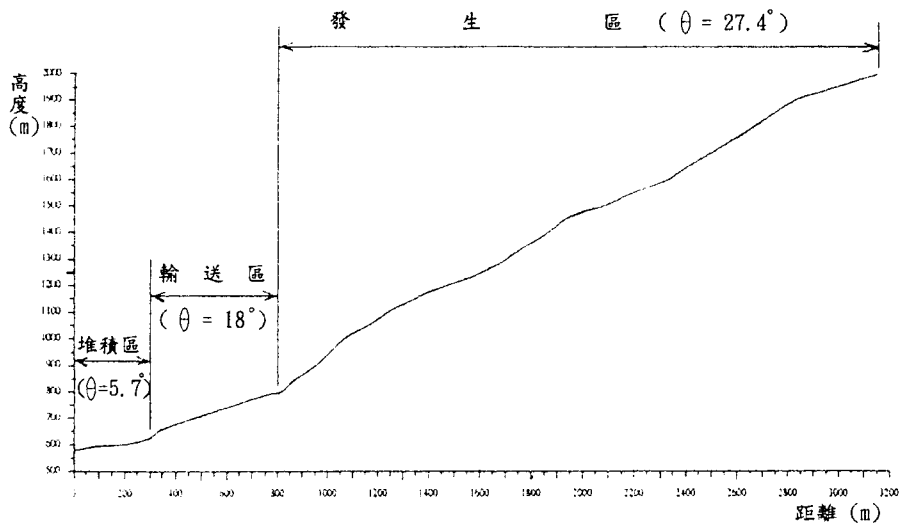


圖 5.5 試驗流程圖

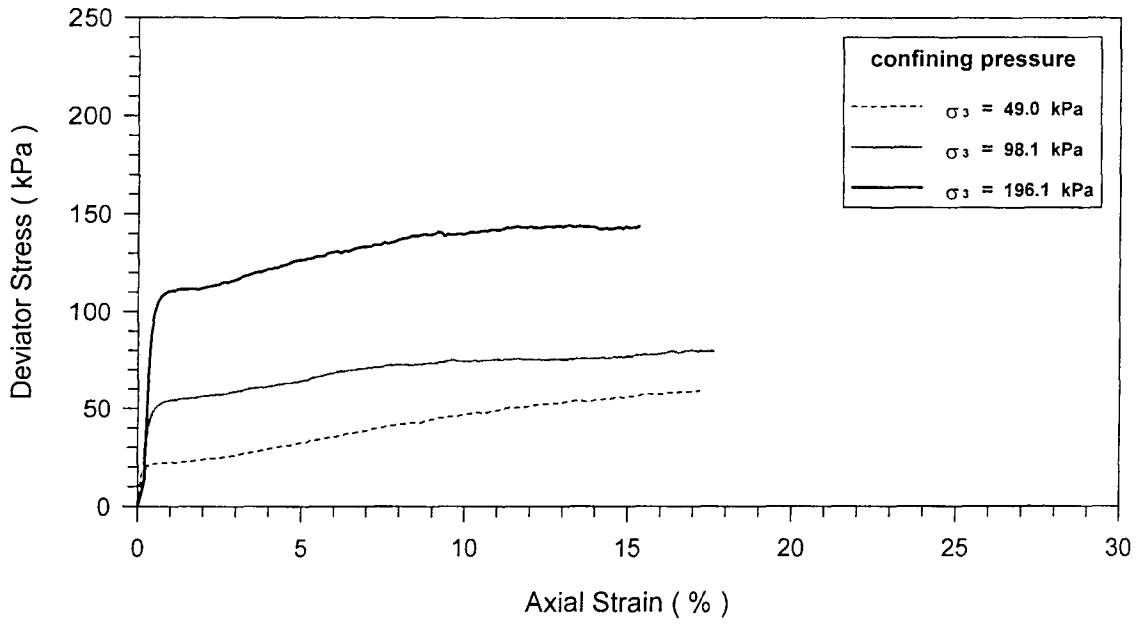


(a) 神木上游溪谷縱剖面圖

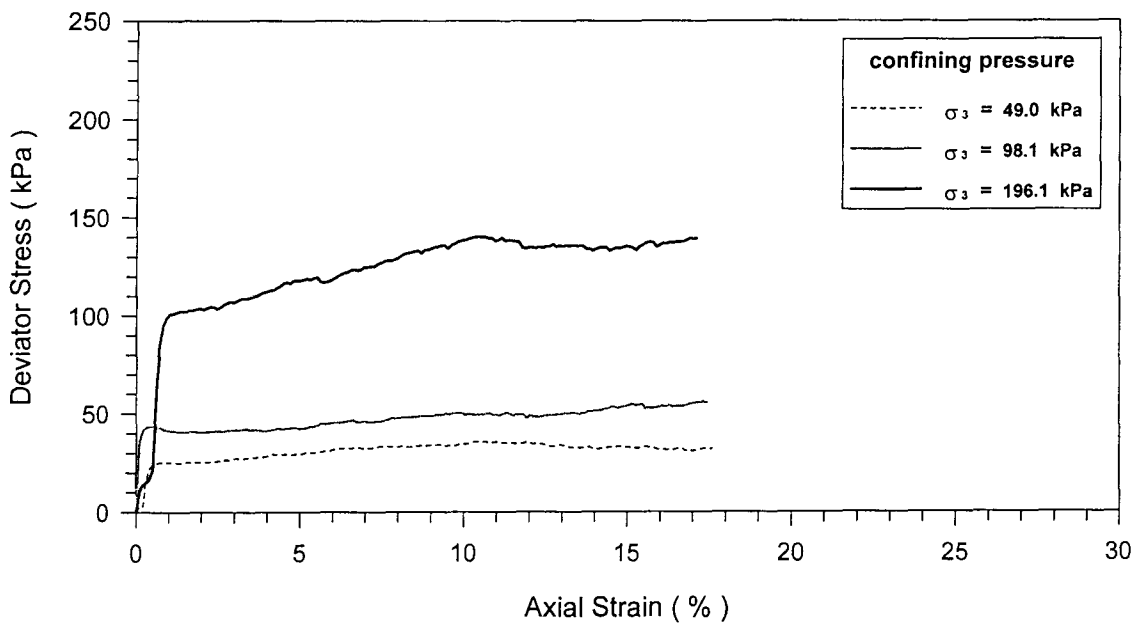


(b) 豐丘上游溪谷縱剖面圖

圖 5.6 神木、豐丘兩地溪谷之縱剖面圖 (游繁結, 1997)

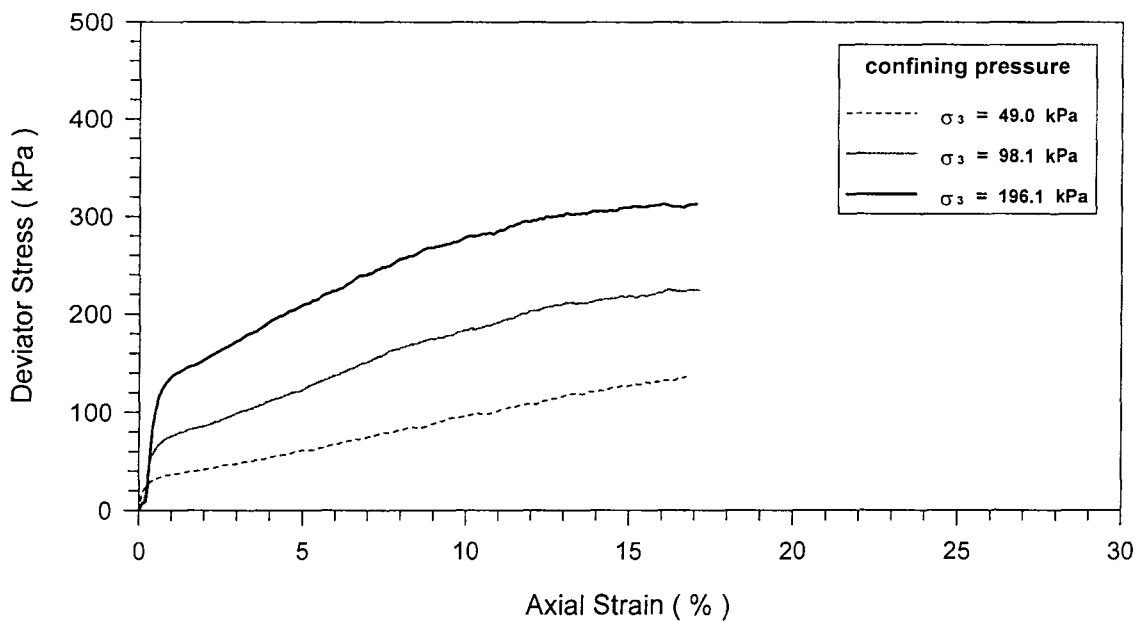


(a) $D_{max} = 12.7$ mm , $D_r = 48\%$

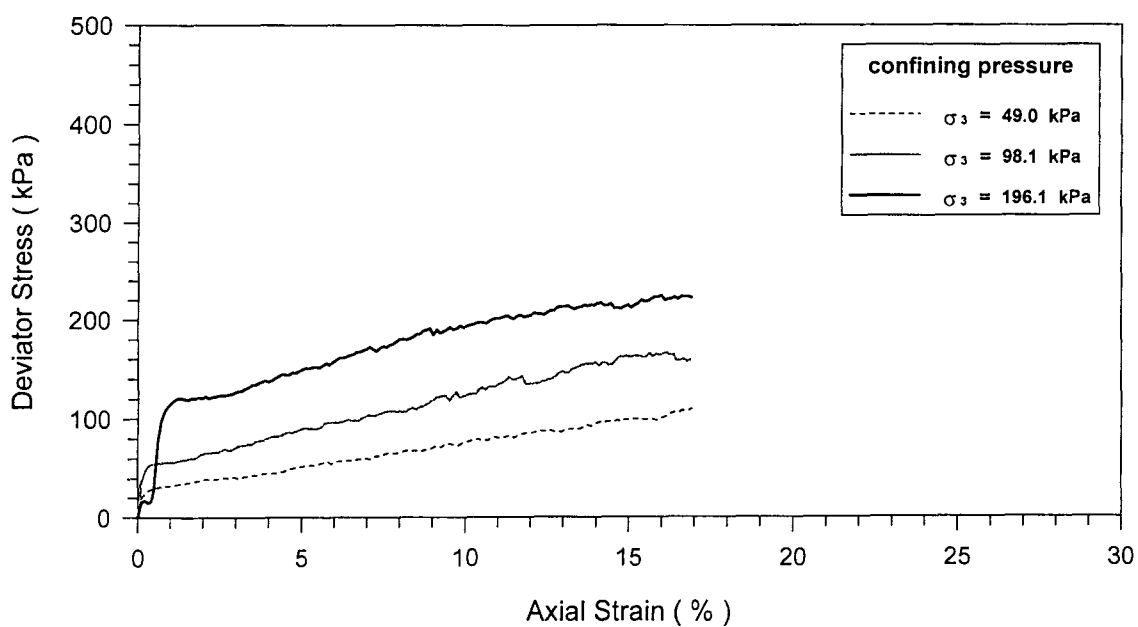


(b) $D_{max} = 25.4$ mm , $D_r = 42\%$

圖 6.1 神木試坑土樣於 CIU 試驗中之軸向應力應變關係曲線
($D_{max} = 12.7$ mm , $D_{max} = 25.4$ mm)

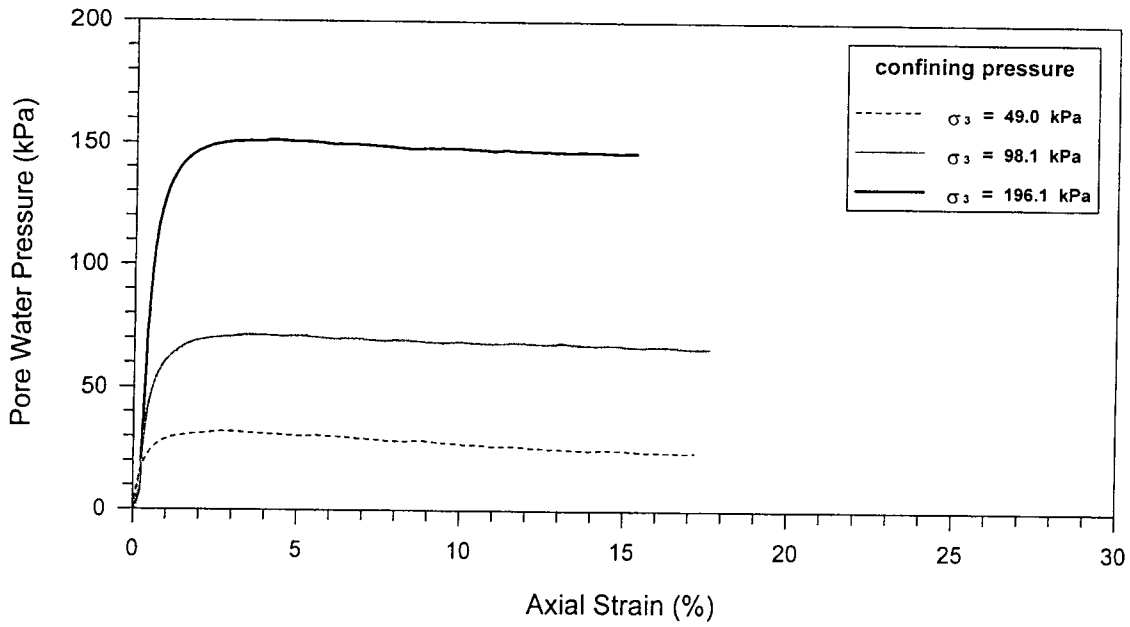


(a) $D_{max} = 12.7$ mm , $D_r = 77\%$

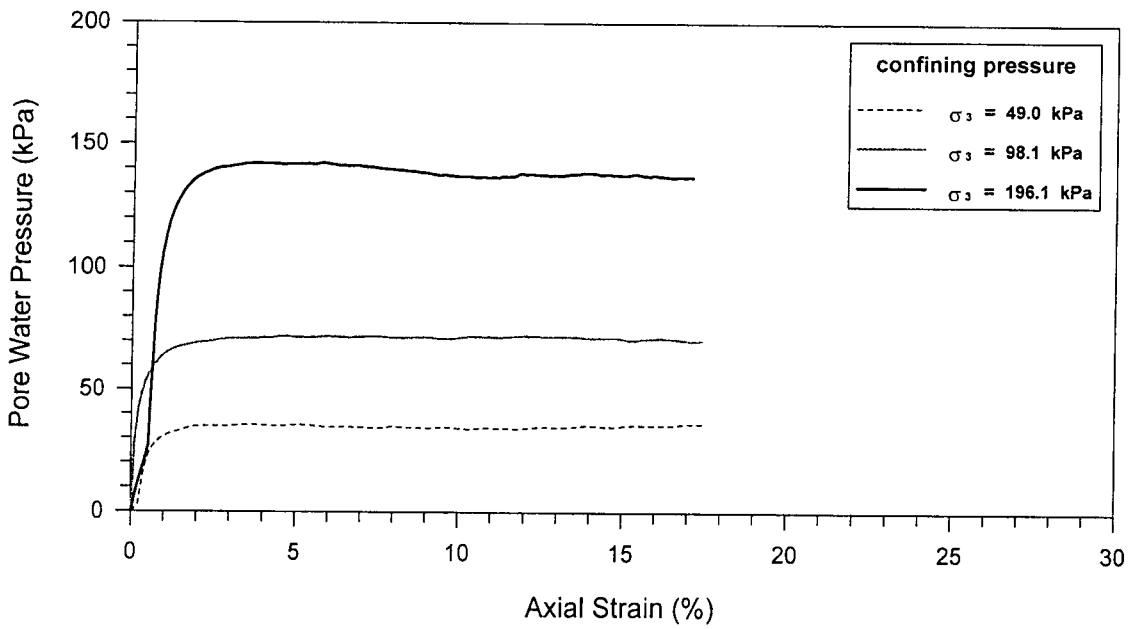


(b) $D_{max} = 25.4$ mm , $D_r = 58\%$

圖 6.2 豐丘試坑土樣於 CIU 試驗中之軸向應力應變關係曲線
($D_{max} = 12.7$ mm , $D_{max} = 25.4$ mm)

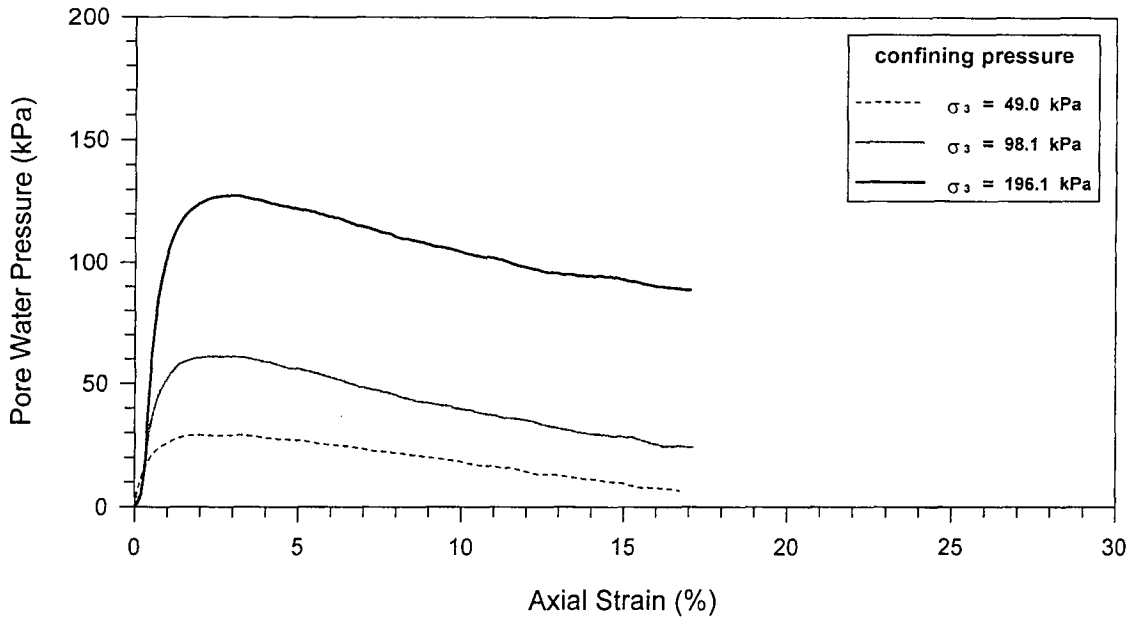


(a) $D_{max} = 12.7$ mm , $D_r = 48\%$

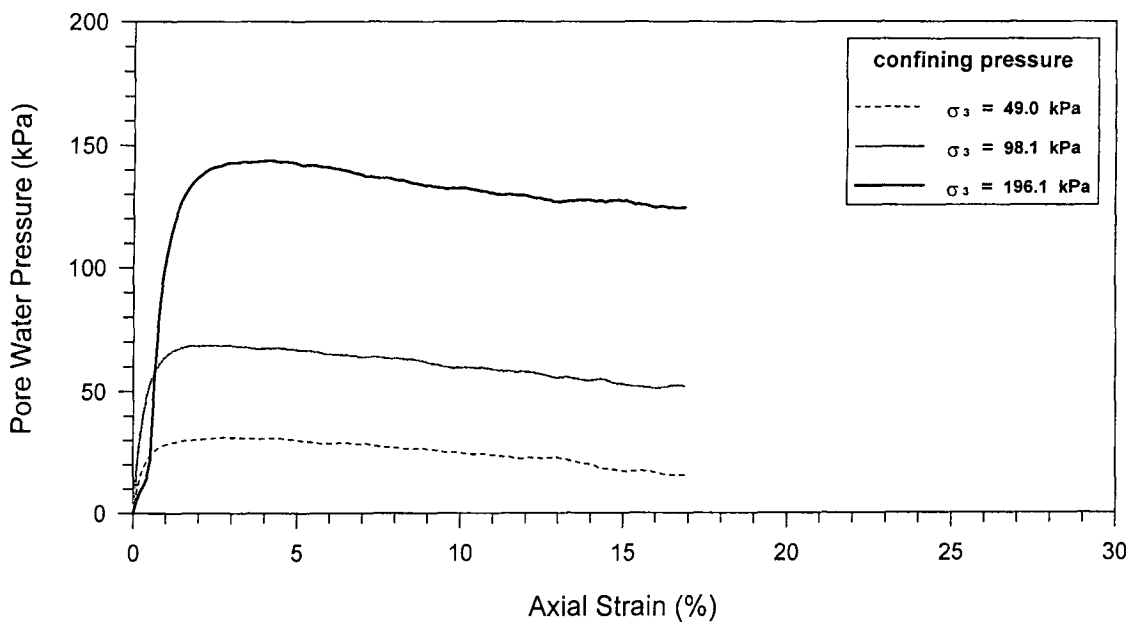


(b) $D_{max} = 25.4$ mm , $D_r = 42\%$

圖 6.3 神木試坑土樣於 CIU 試驗中之孔隙水壓變化曲線圖
($D_{max} = 12.7$ mm , $D_{max} = 25.4$ mm)

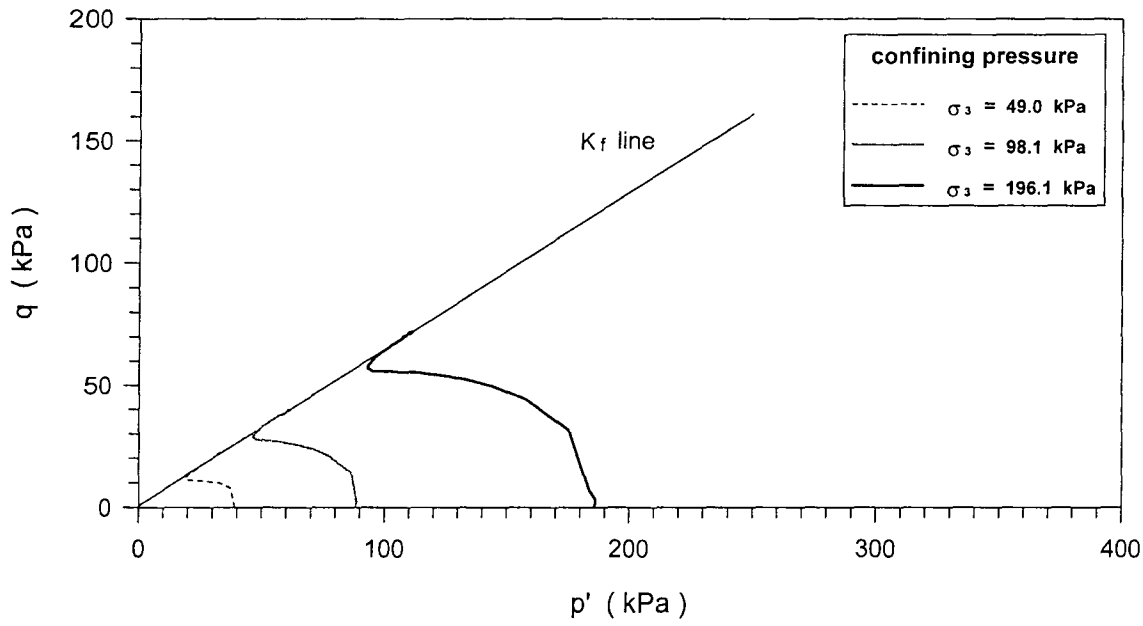


(a) $D_{max} = 12.7$ mm , $D_r = 77\%$

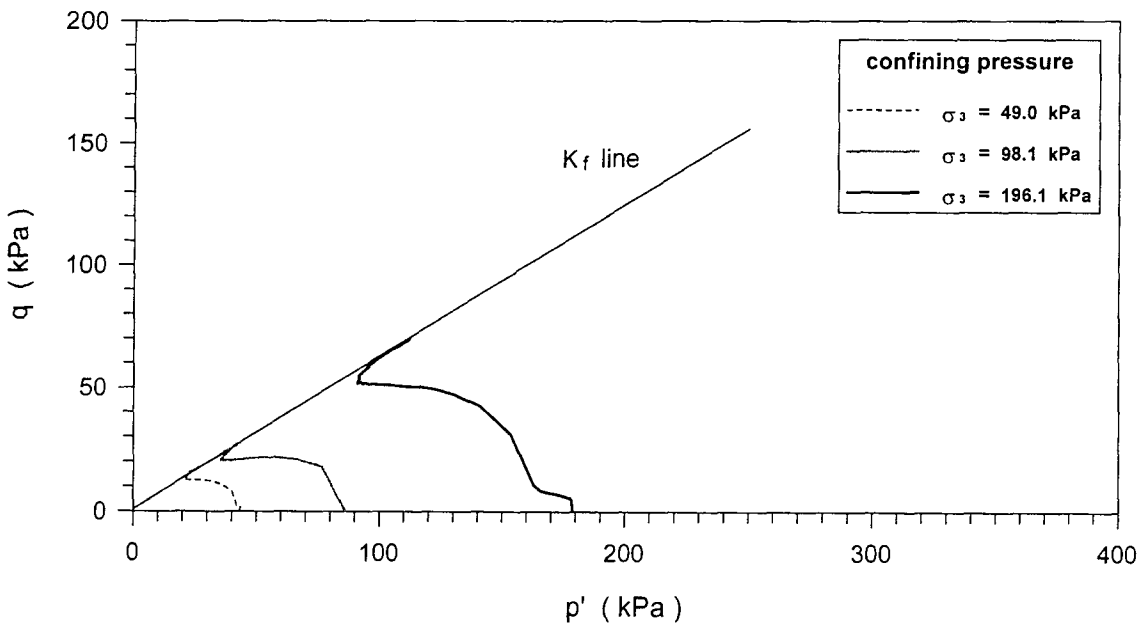


(b) $D_{max} = 25.4$ mm , $D_r = 58\%$

圖 6.4 豐丘試坑土樣於 CIU 試驗中之孔隙水壓變化曲線圖
($D_{max} = 12.7$ mm , $D_{max} = 25.4$ mm)

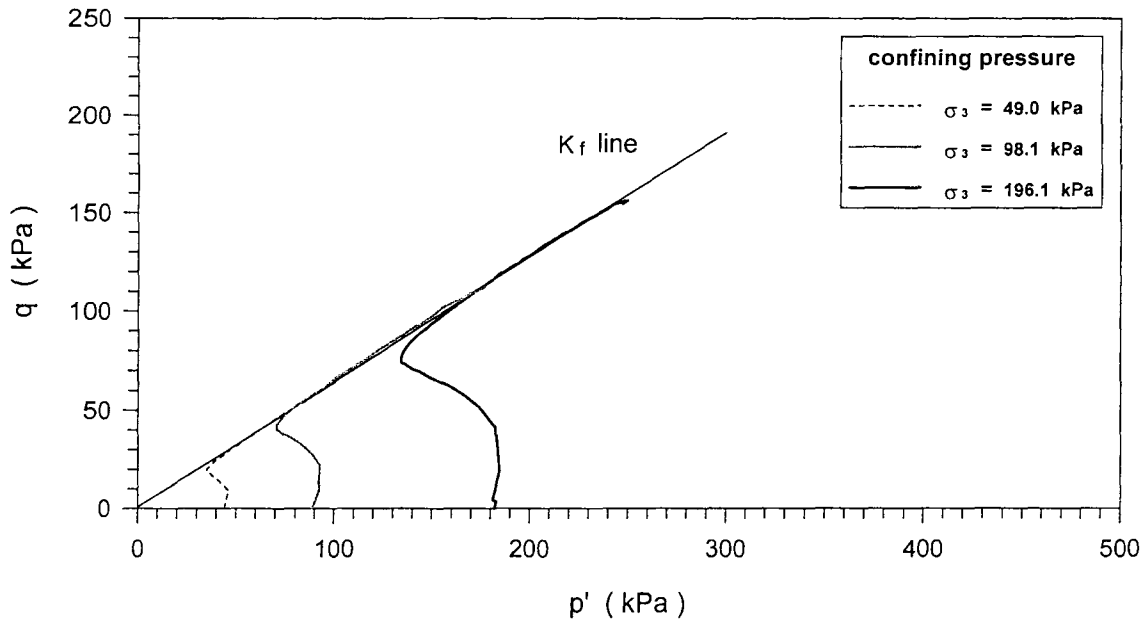


(a) $D_{max} = 12.7$ mm , $D_r = 48\%$

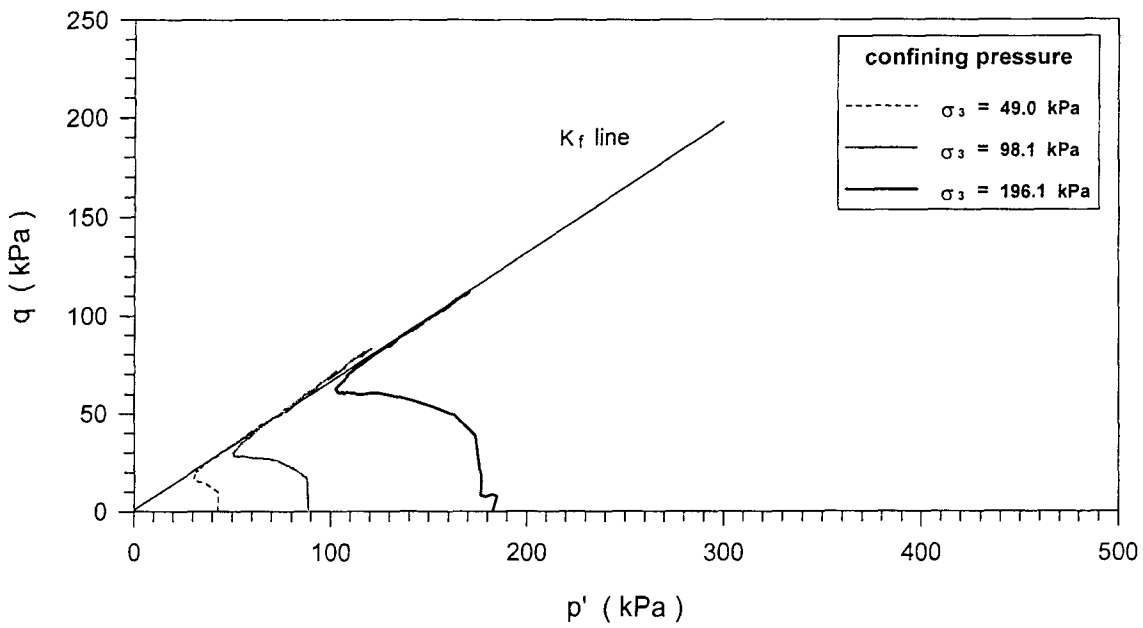


(b) $D_{max} = 25.4$ mm , $D_r = 42\%$

圖 6.5 神木試坑土樣於 CIU 試驗中之應力路徑圖
($D_{max} = 12.7$ mm , $D_{max} = 25.4$ mm)

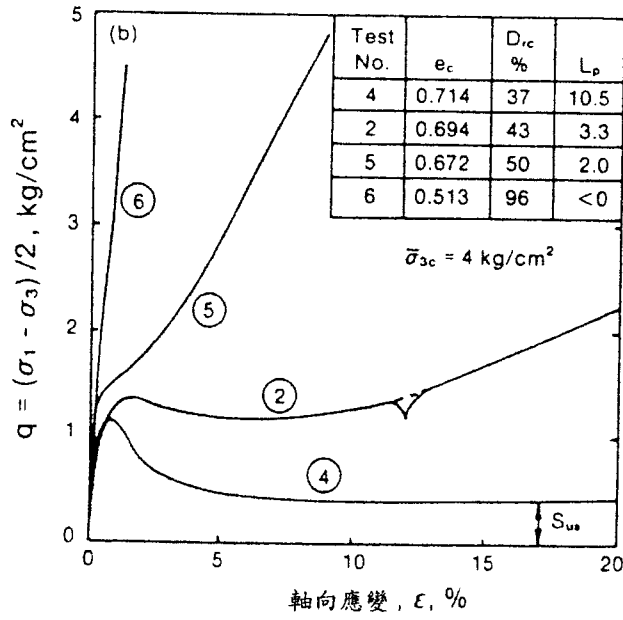


(a) $D_{max} = 12.7$ mm , $D_r = 77\%$

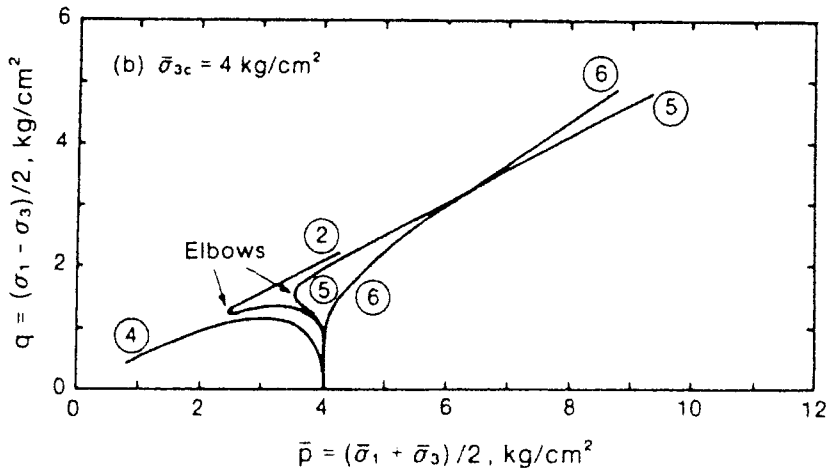


(b) $D_{max} = 25.4$ mm , $D_r = 58\%$

圖 6.6 豐丘試坑土樣於 CIU 試驗中之應力路徑圖
($D_{max} = 12.7$ mm , $D_{max} = 25.4$ mm)

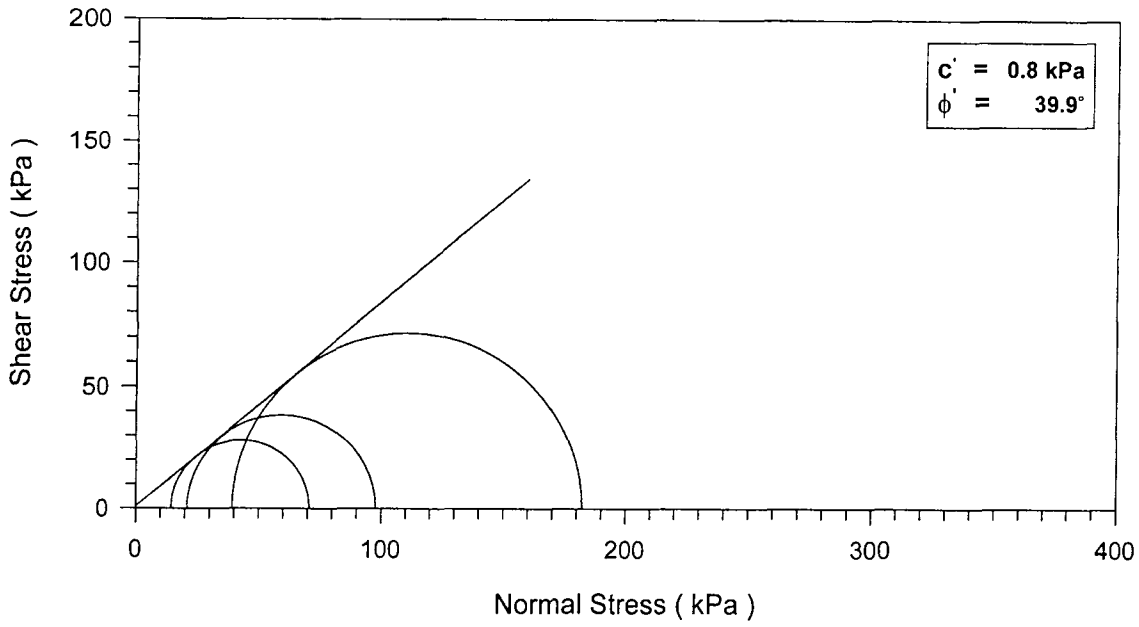


(a) 軸向應變與剪應力關係圖

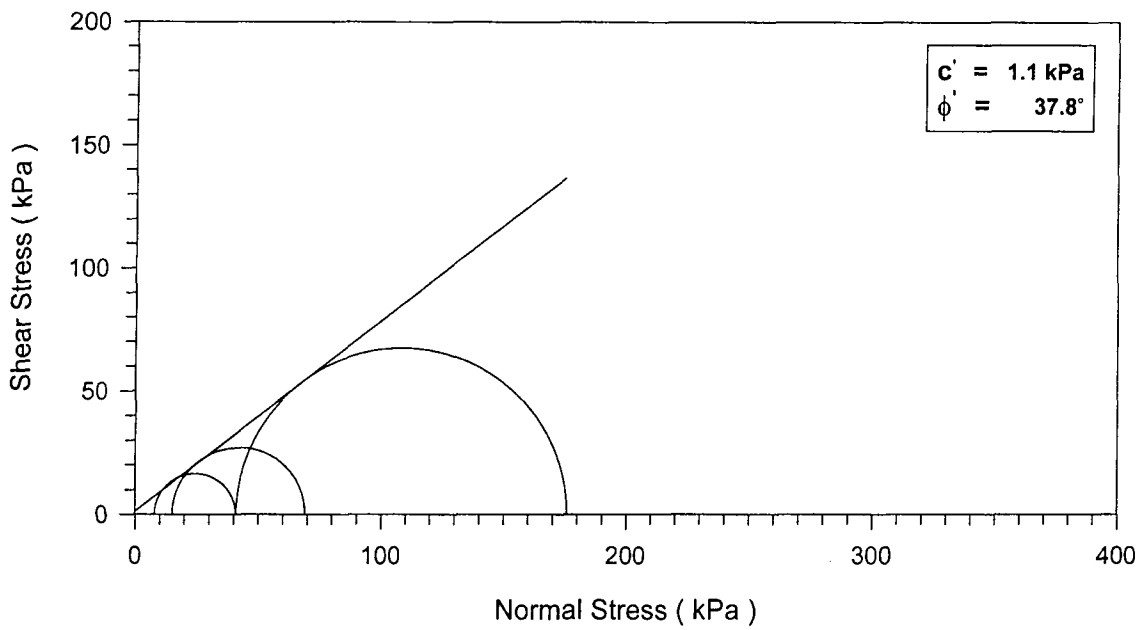


(b) 應力路徑圖

圖 6.8 Bandind sand 於不同孔隙比，相同圍壓下之 CIU 試驗結果 (Mohamad & Dobry, 1986)

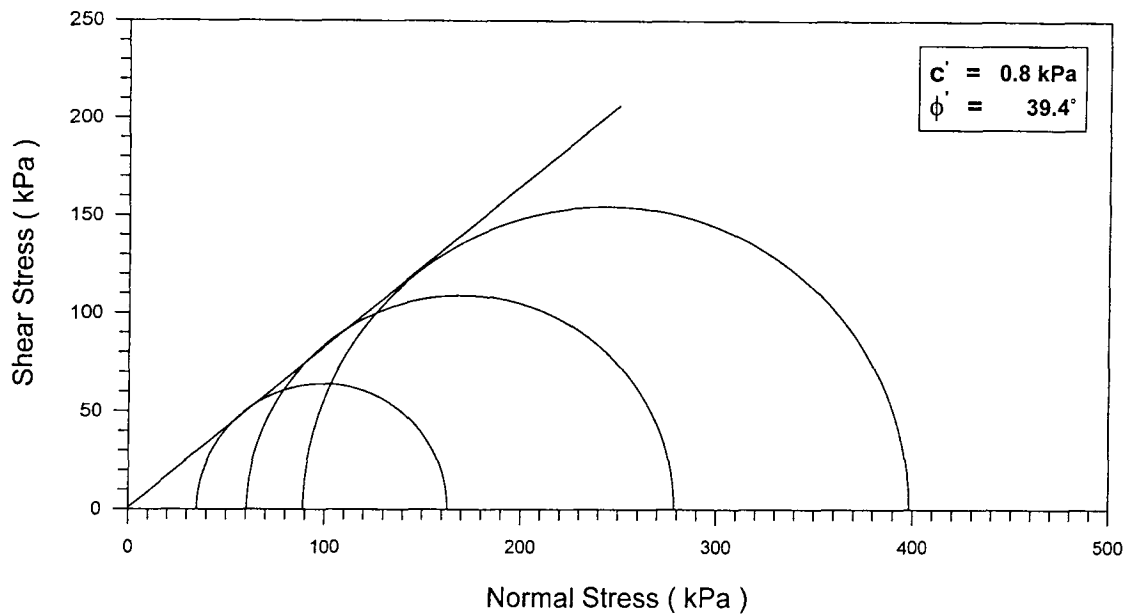


(a) $D_{\max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_r = 48\%$

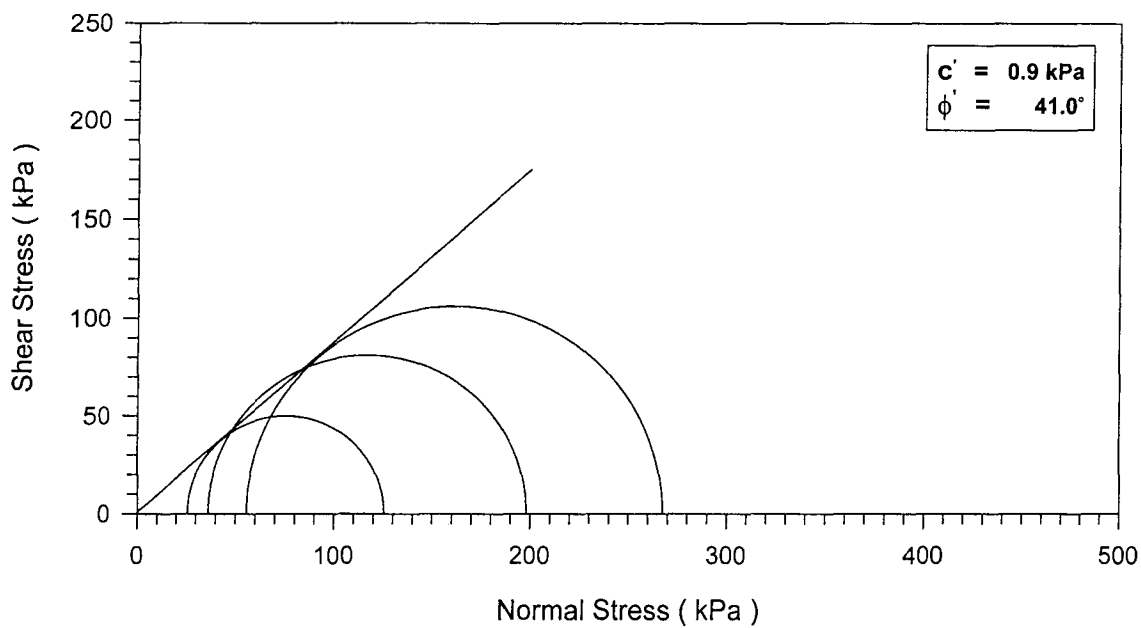


(b) $D_{\max} = 25.4 \text{ mm}$, $D_r = 42\%$

圖 6.9 神木試坑土樣於 CIU 試驗中之破壞包絡線
($D_{\max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{\max} = 25.4 \text{ mm}$)

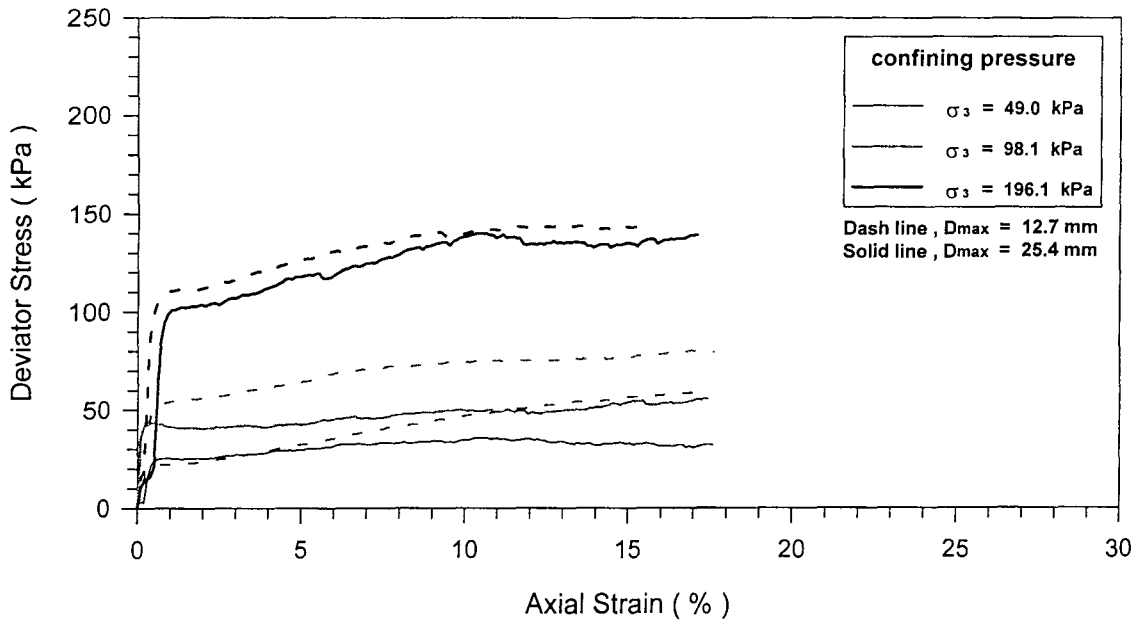


(a) $D_{\max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_r = 77\%$

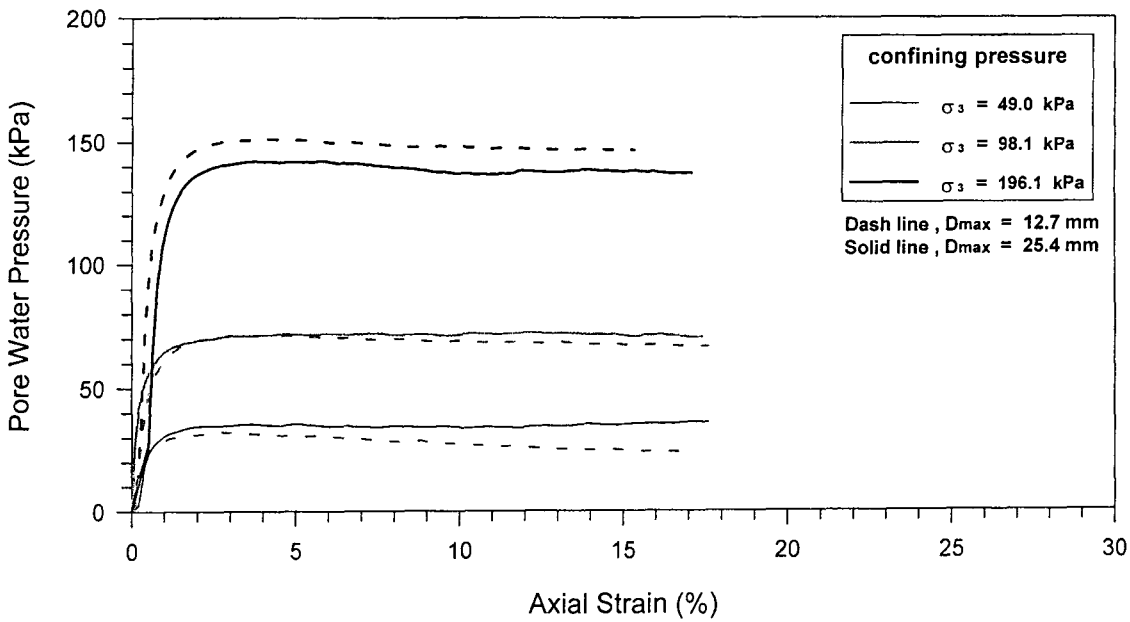


(b) $D_{\max} = 25.4 \text{ mm}$, $D_r = 58\%$

圖 6.10 豐丘試坑土樣於 CIU 試驗中之破壞包絡線
 ($D_{\max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{\max} = 25.4 \text{ mm}$)

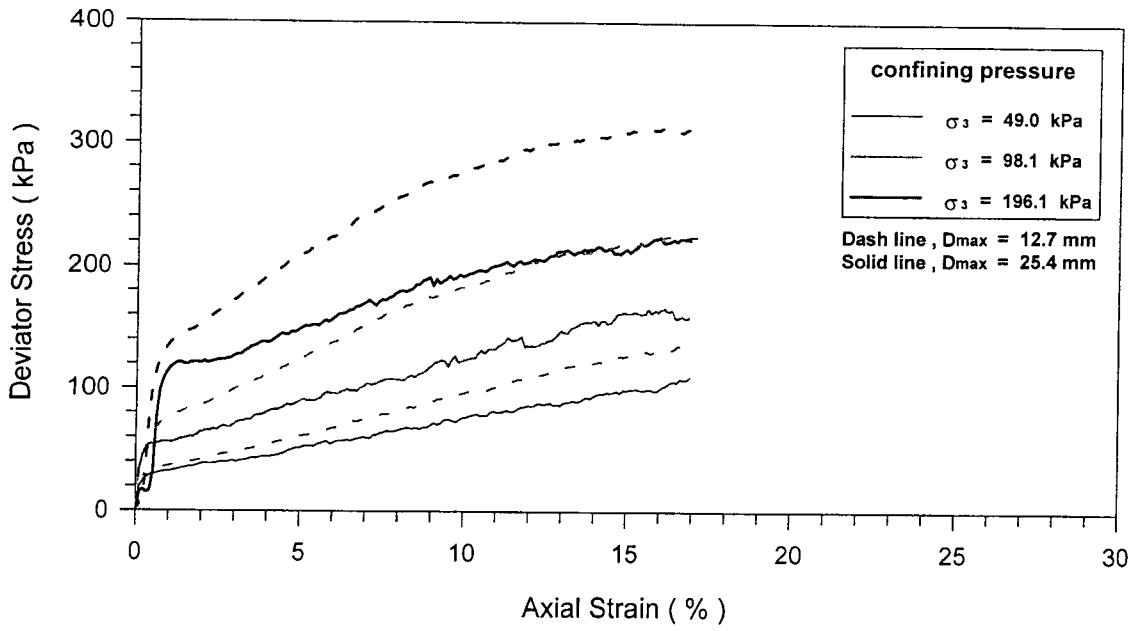


(a) 軸差應力與軸向應變關係圖

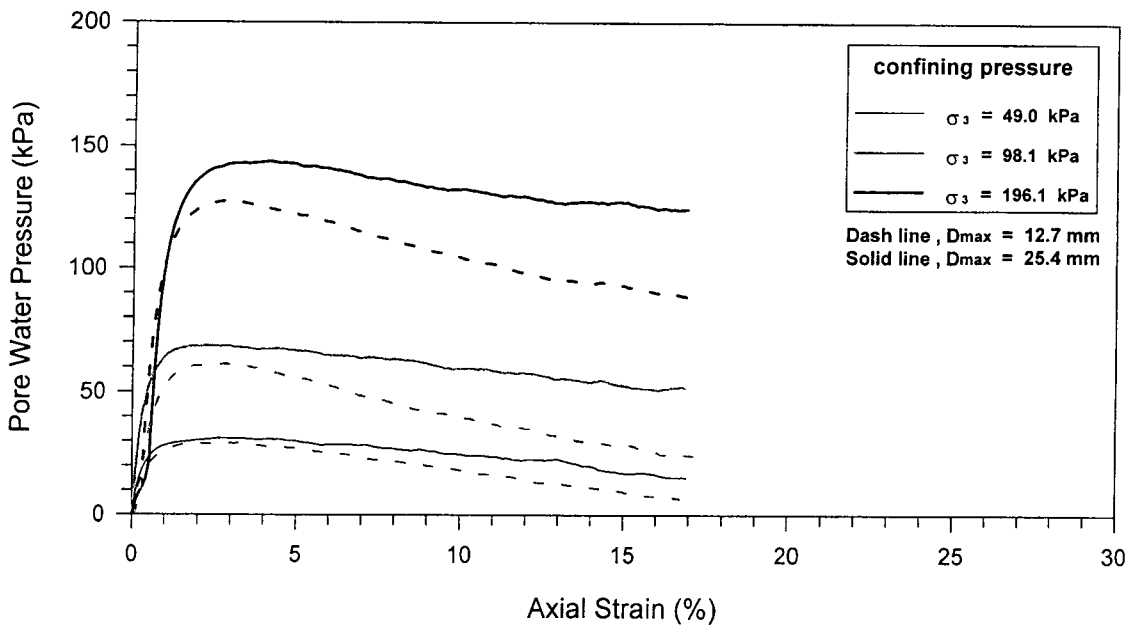


(b) 孔隙水壓與軸向應變關係圖

圖 6.11 神木試坑於兩種不同級配下之 CIU 試驗結果
($D_{max} = 12.7$ mm 以及 $D_{max} = 25.4$ mm)

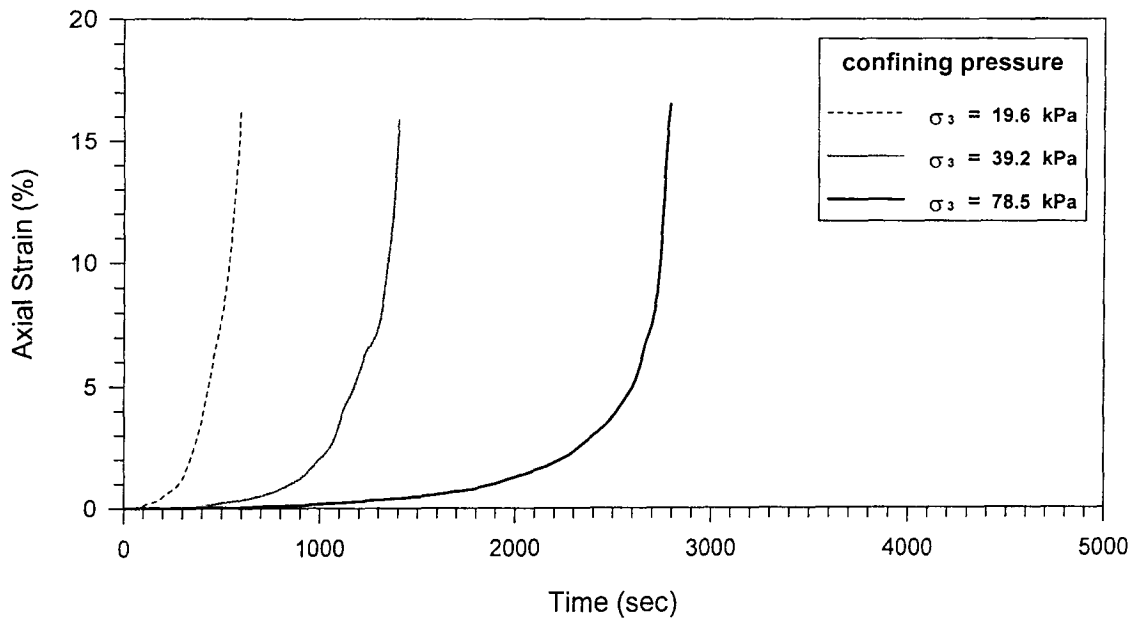


(a) 軸差應力與軸向應變關係圖

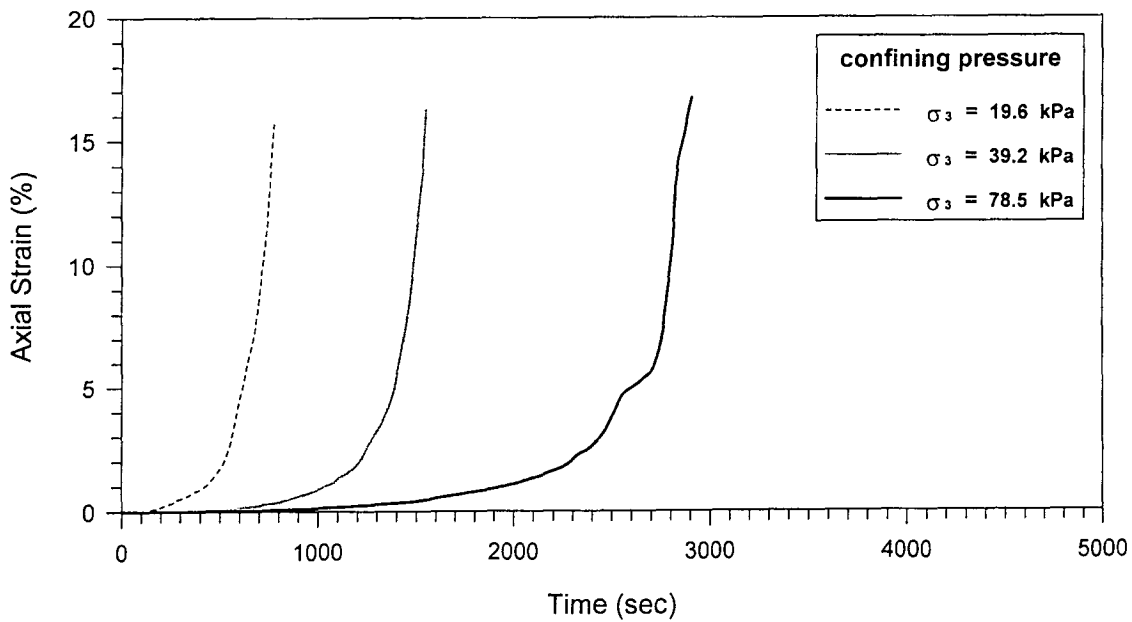


(b) 孔隙水壓與軸向應變關係圖

圖 6.12 豐丘試坑於兩種不同級配下之 CIU 試驗結果
($D_{max} = 12.7$ mm 以及 $D_{max} = 25.4$ mm)

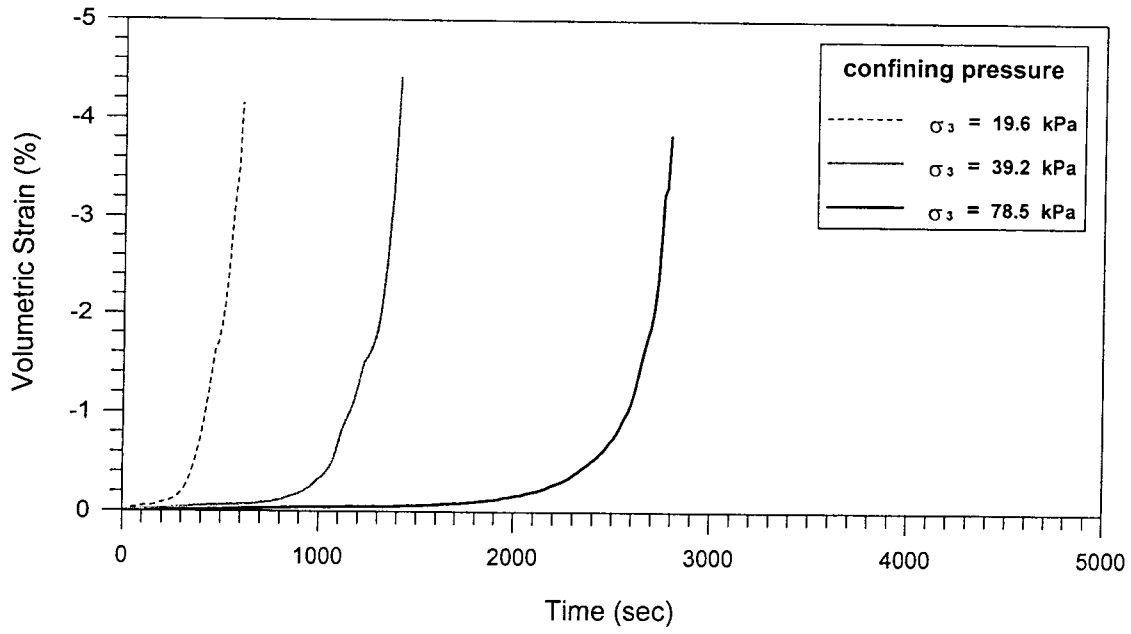


(a) $D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_r = 77\%$

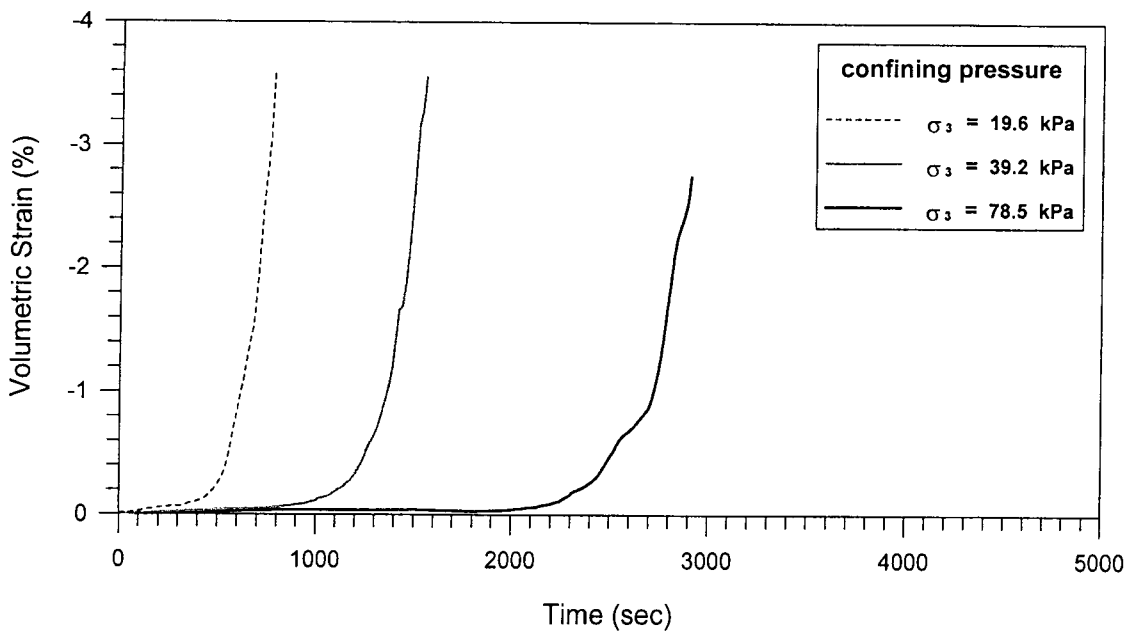


(b) $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$, $D_r = 58\%$

圖 6.13 豐丘試坑土樣於 FSP 試驗中之軸向應變與時間關係圖
($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)

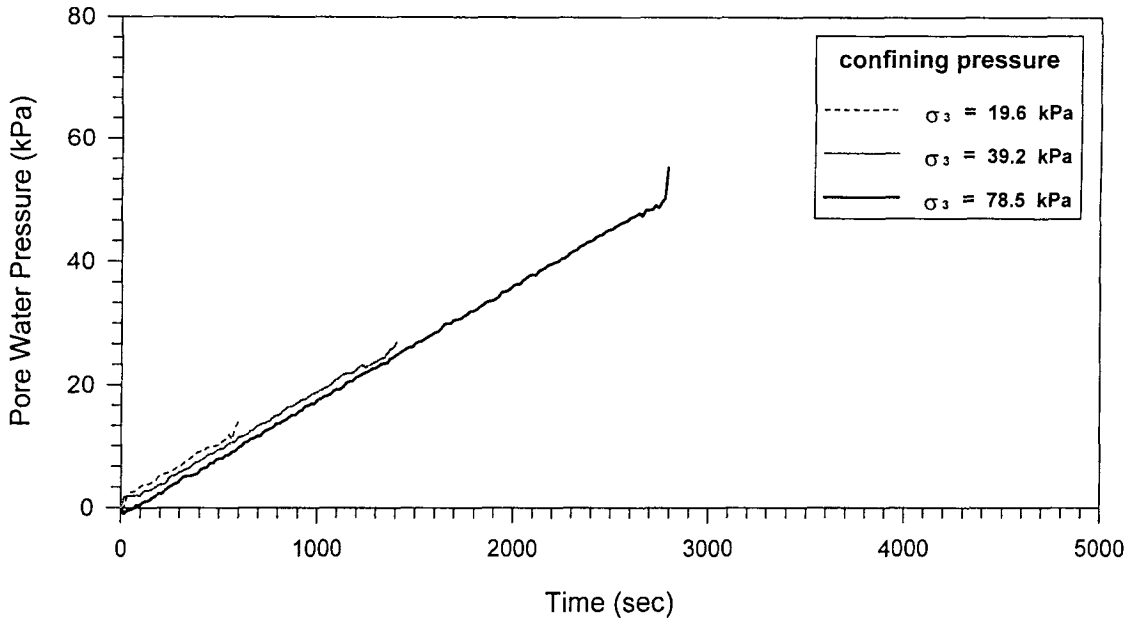


(a) $D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_r = 77\%$

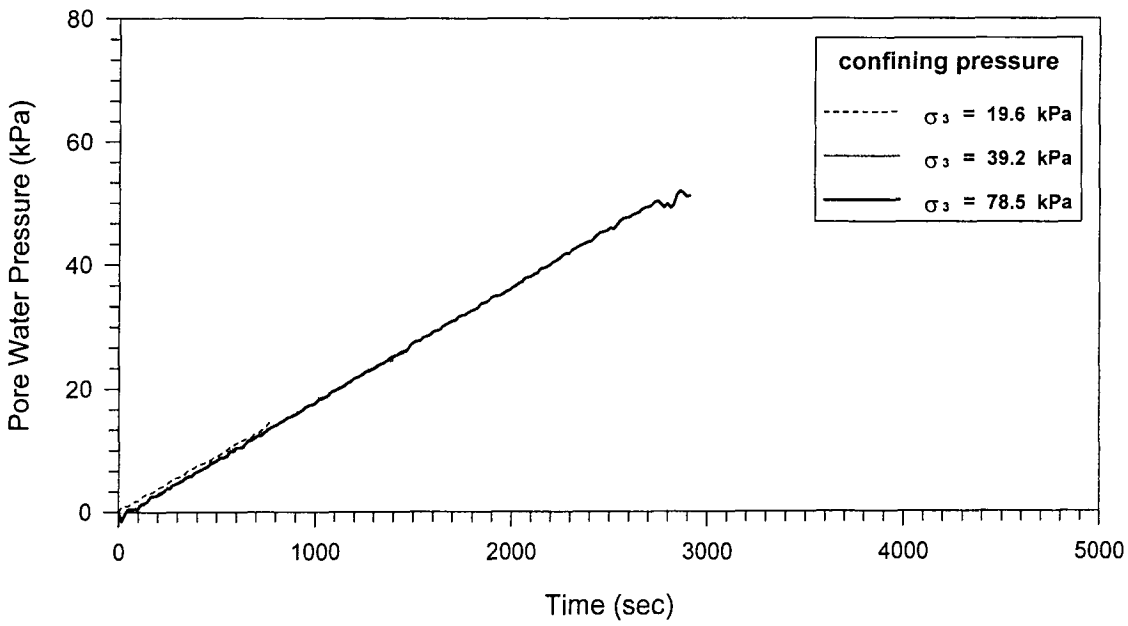


(b) $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$, $D_r = 58\%$

圖 6.14 豐丘試坑土樣於 FSP 試驗中之體積應變與時間關係圖
($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)

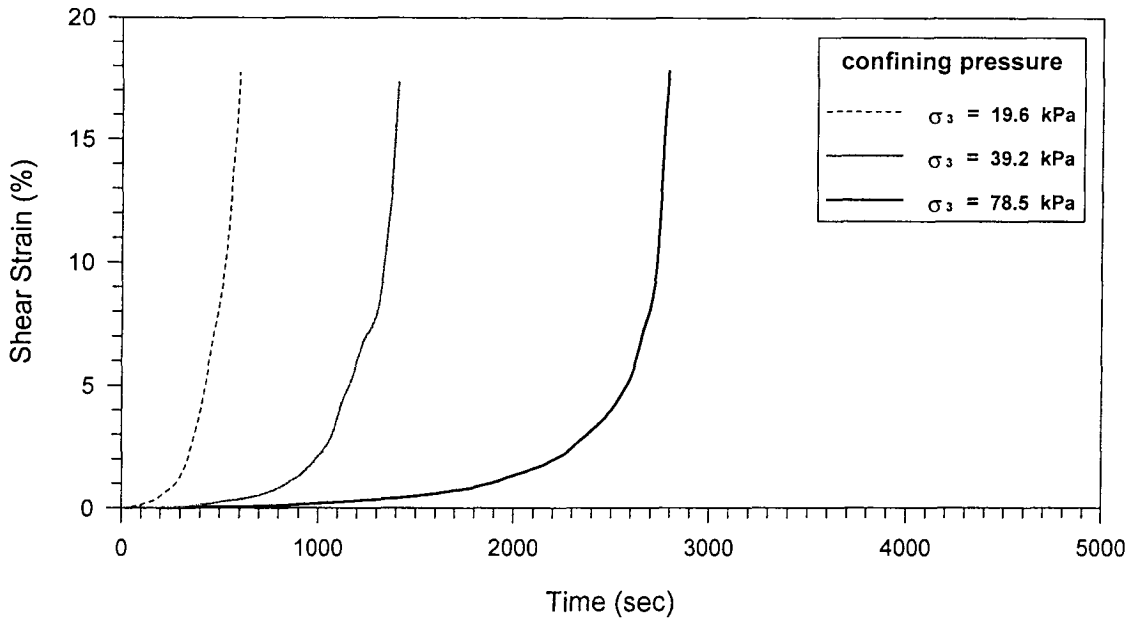


(a) $D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_r = 77\%$

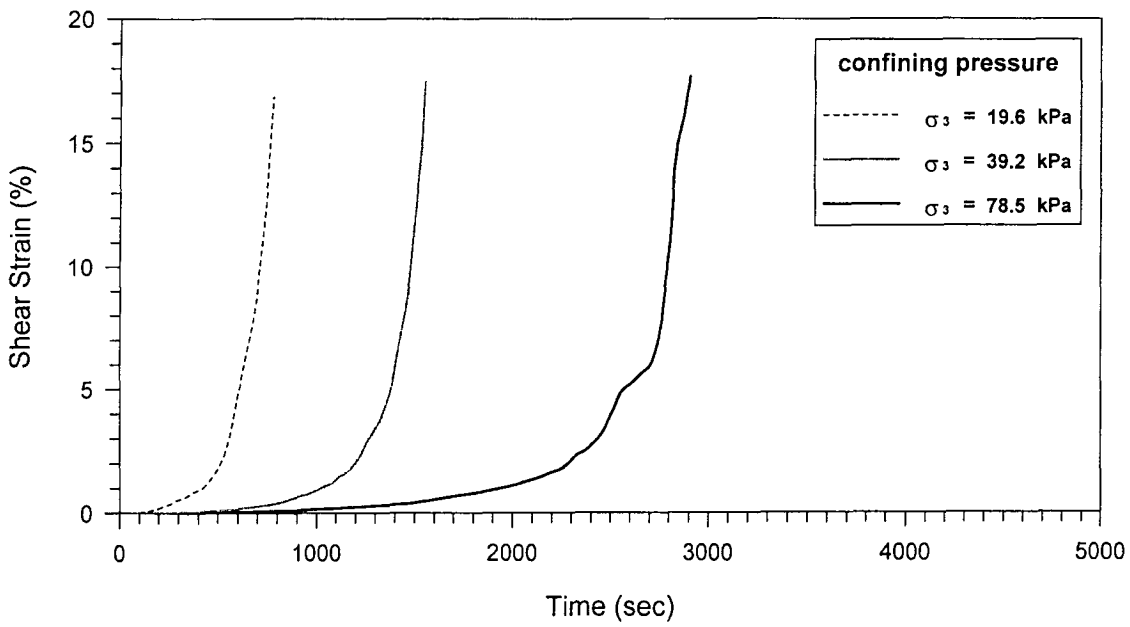


(b) $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$, $D_r = 58\%$

圖 6.15 豐丘試坑土樣於 FSP 試驗中之孔隙水壓與時間關係圖
($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)

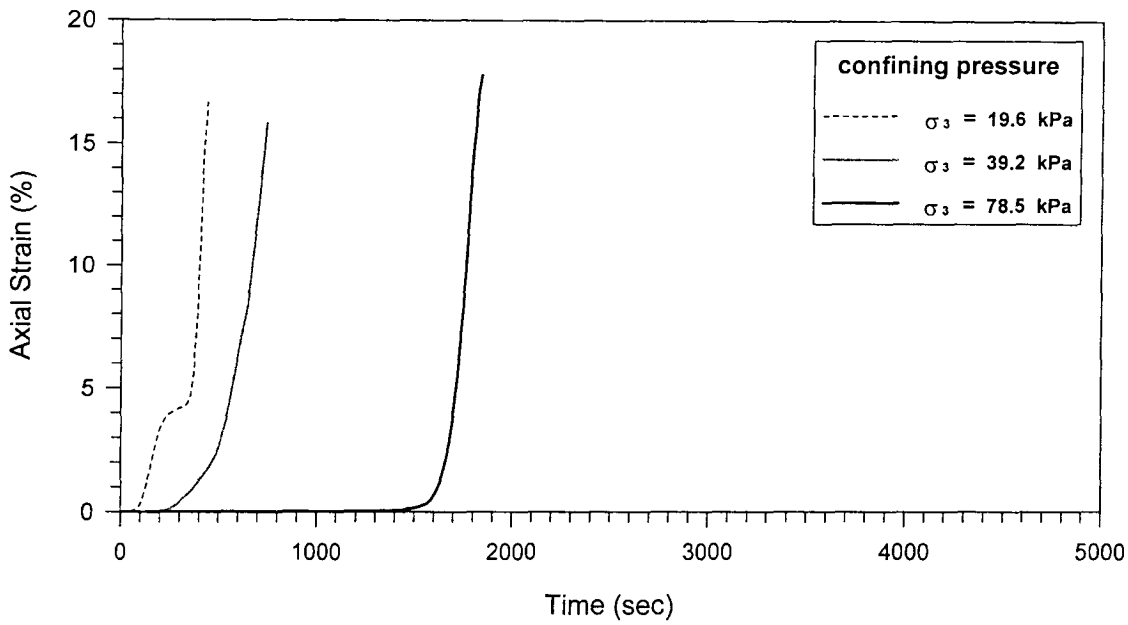


(a) $D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_r = 77\%$

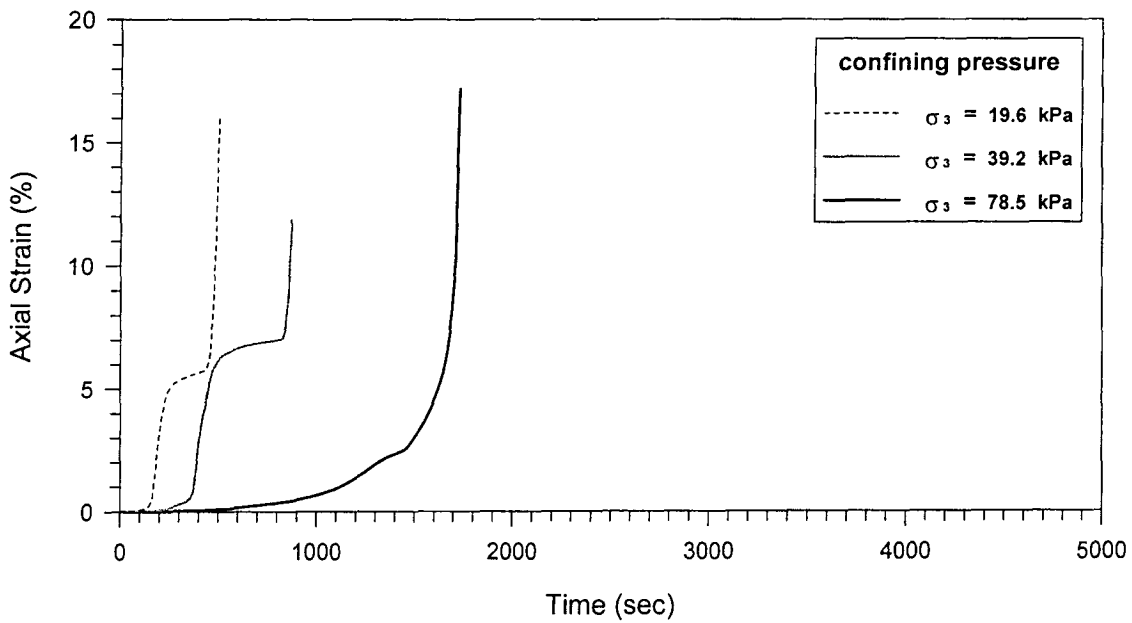


(b) $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$, $D_r = 58\%$

圖 6.16 豐丘試坑土樣於 FSP 試驗中之剪應變與時間關係圖
($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)

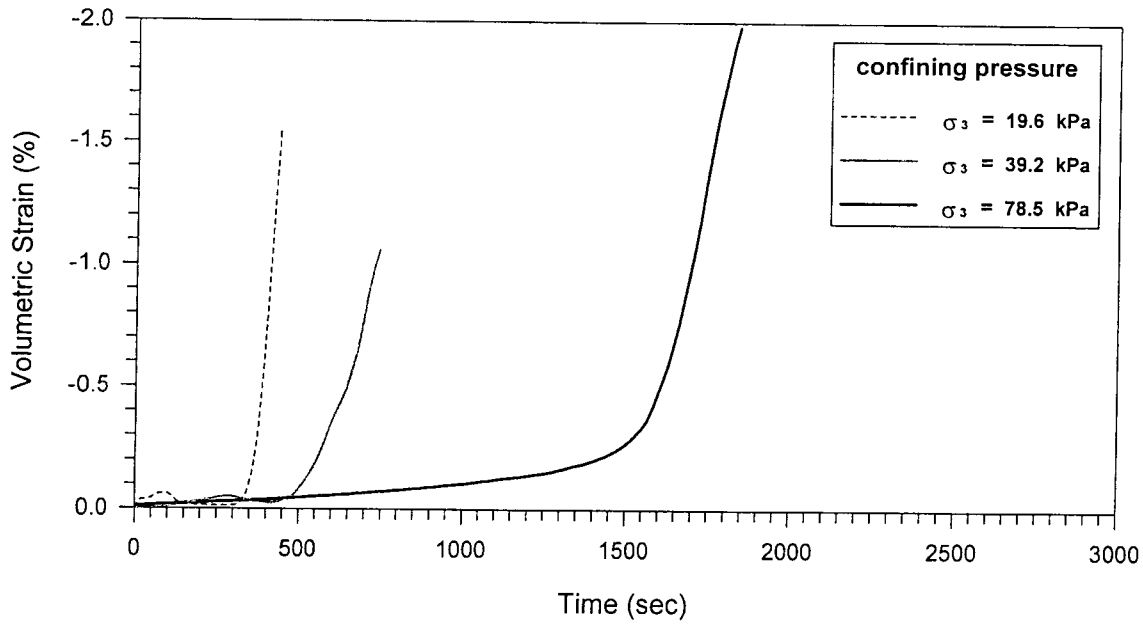


(a) $D_{max} = 12.7$ mm , $D_r = 48\%$

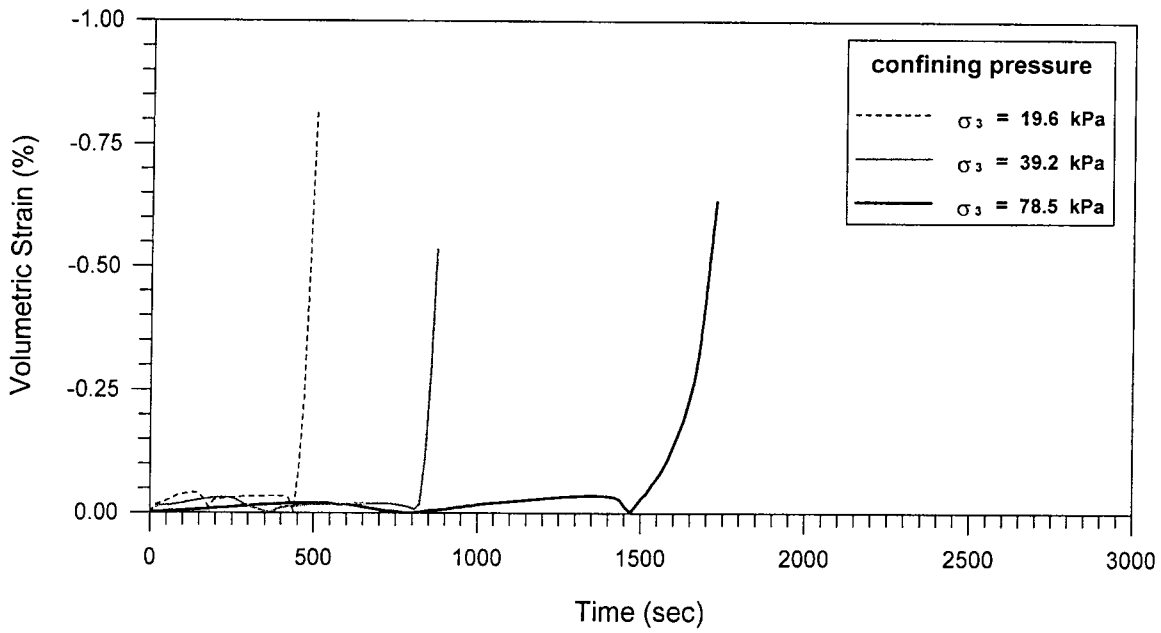


(b) $D_{max} = 25.4$ mm , $D_r = 42\%$

圖 6.17 神木試坑土樣於 FSP 試驗中之軸向應變與時間關係圖
($D_{max} = 12.7$ mm , $D_{max} = 25.4$ mm)

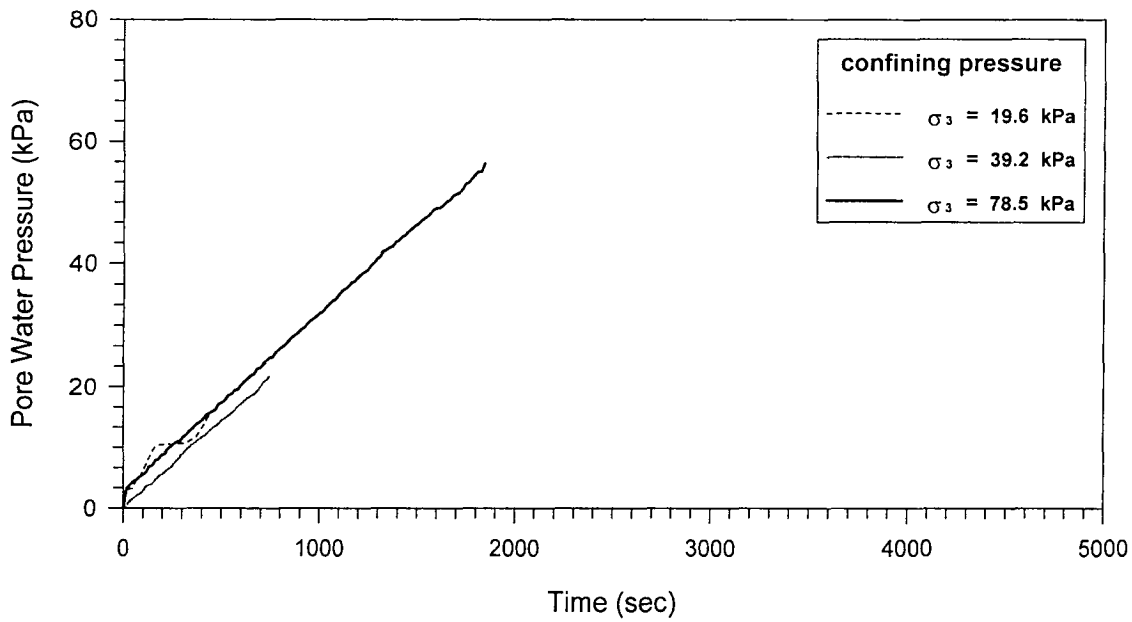


(a) $D_{max} = 12.7$ mm , $D_r = 48\%$

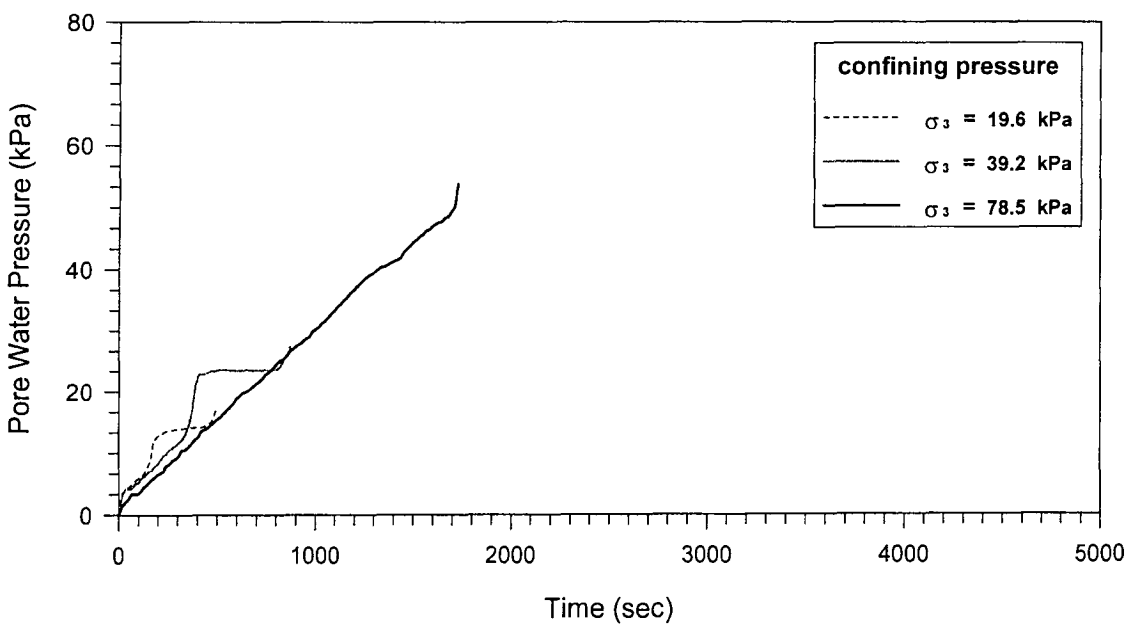


(b) $D_{max} = 25.4$ mm , $D_r = 42\%$

圖 6.18 神木試坑土樣於 FSP 試驗中之體積應變與時間關係圖
($D_{max} = 12.7$ mm , $D_{max} = 25.4$ mm)

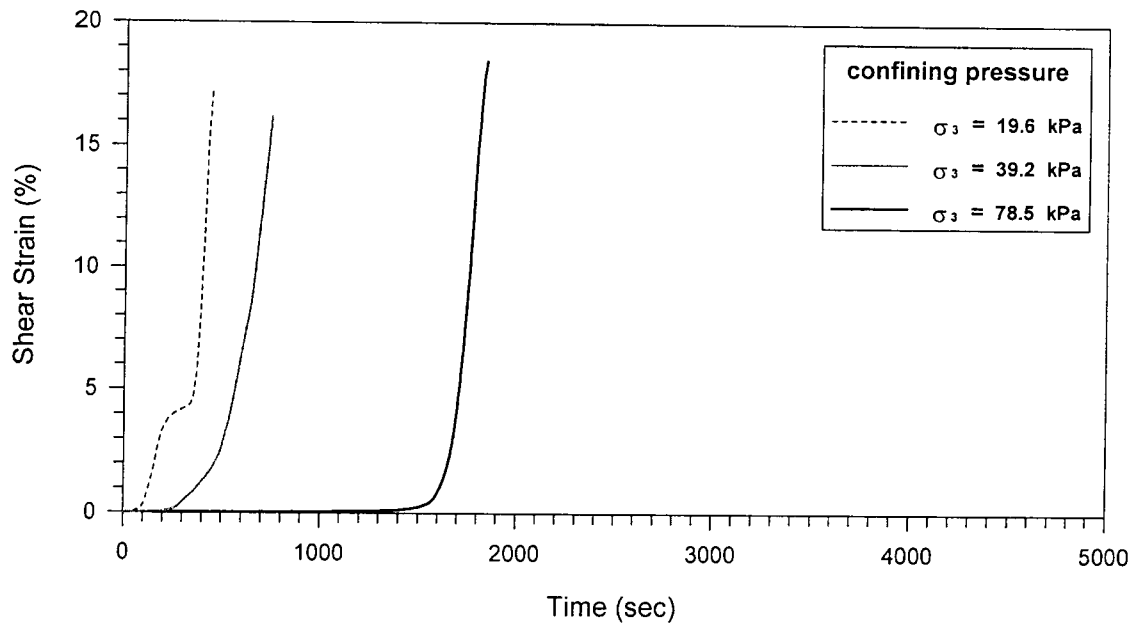


(a) $D_{max} = 12.7$ mm , $D_r = 48\%$

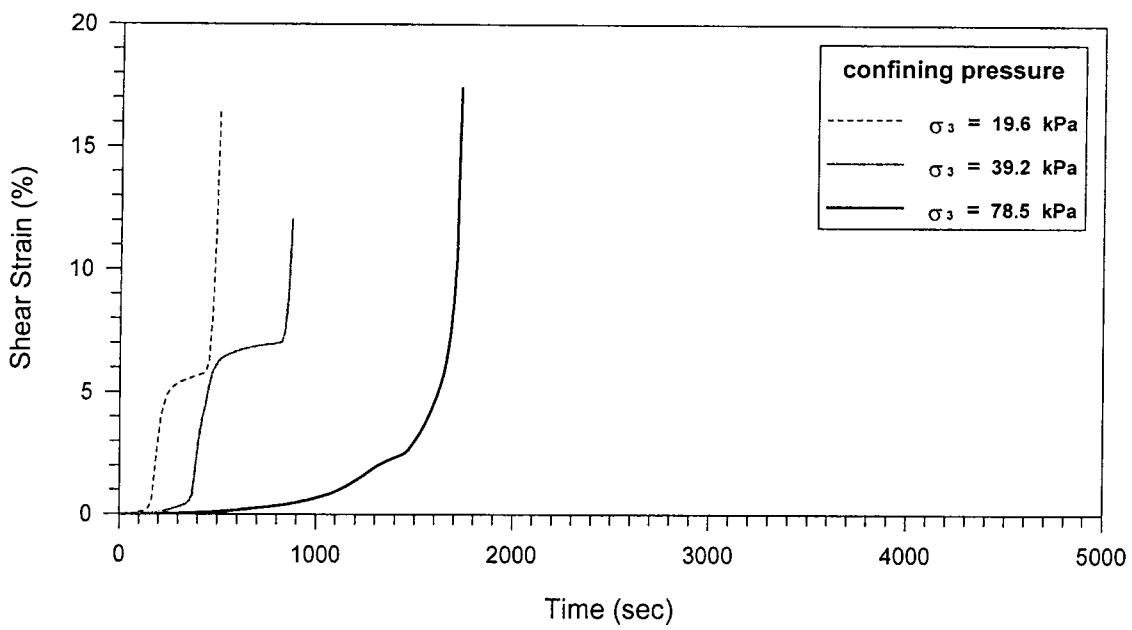


(b) $D_{max} = 25.4$ mm , $D_r = 42\%$

圖 6.19 神木試坑土樣於 FSP 試驗中之孔隙水壓與時間關係圖
($D_{max} = 12.7$ mm , $D_{max} = 25.4$ mm)

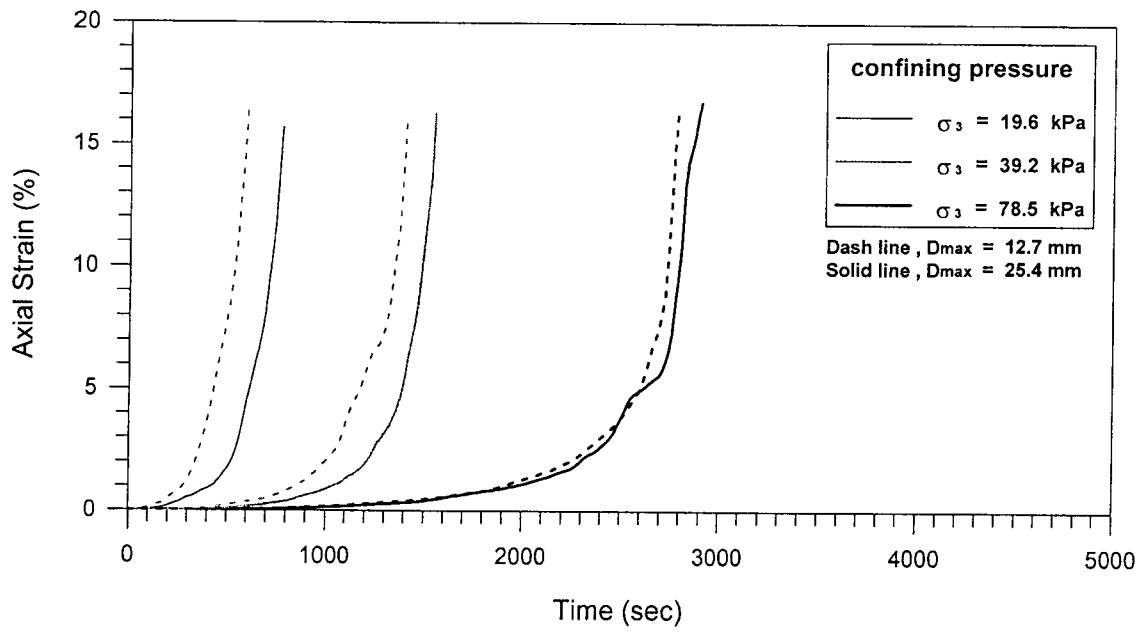


(a) $D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_r = 48\%$

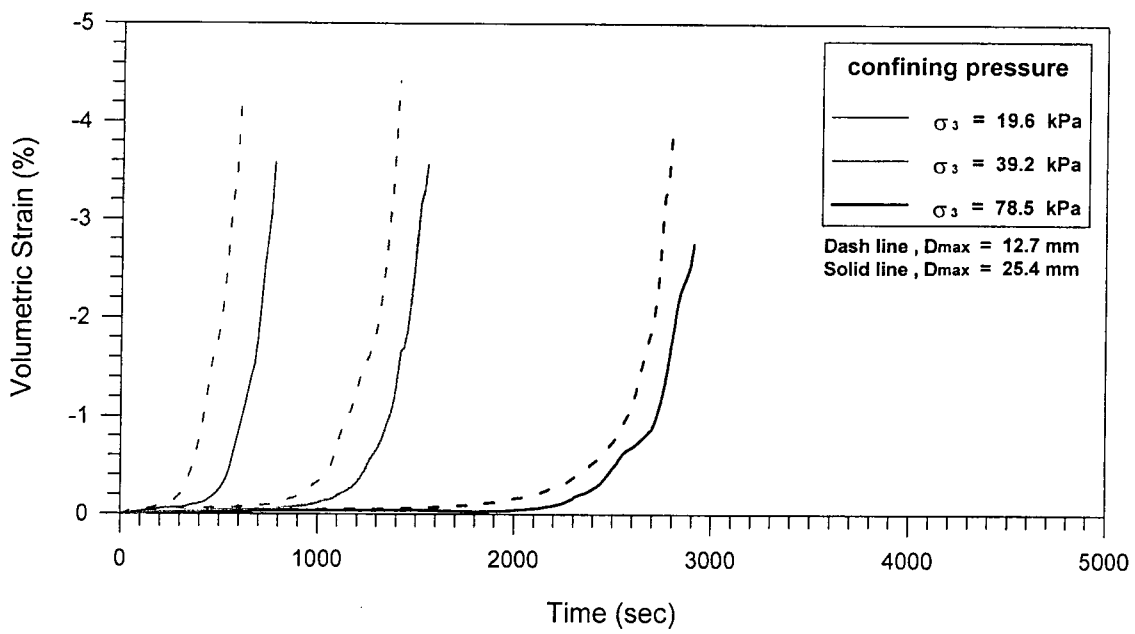


(b) $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$, $D_r = 42\%$

圖 6.20 神木試坑土樣於 FSP 試驗中之剪應變與時間關係圖
($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)

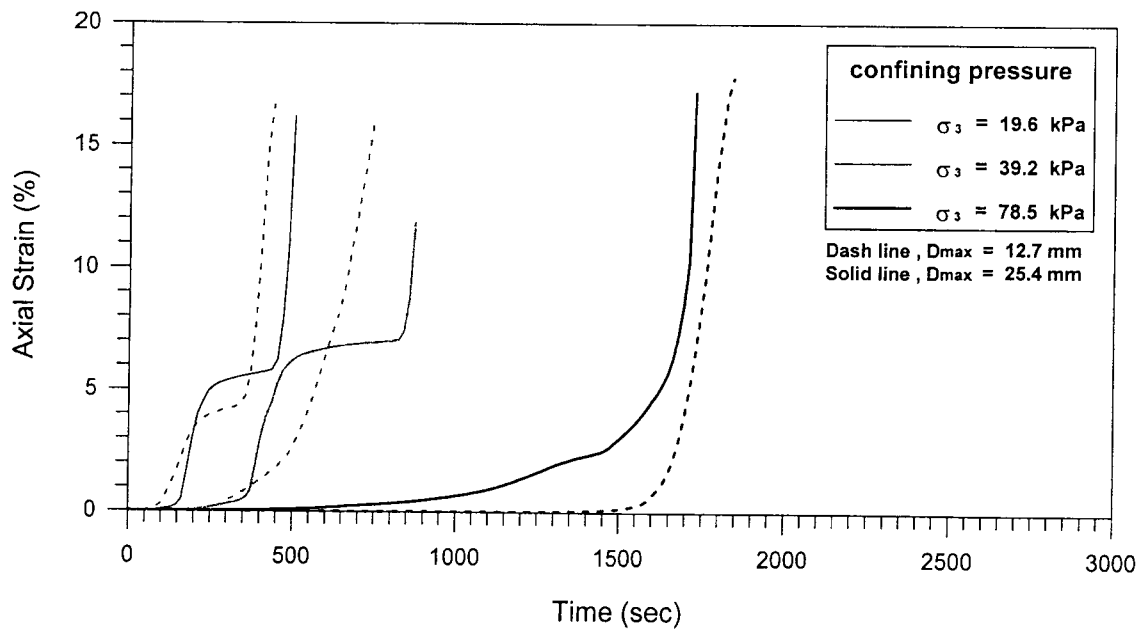


(a) 軸向應變與時間關係圖

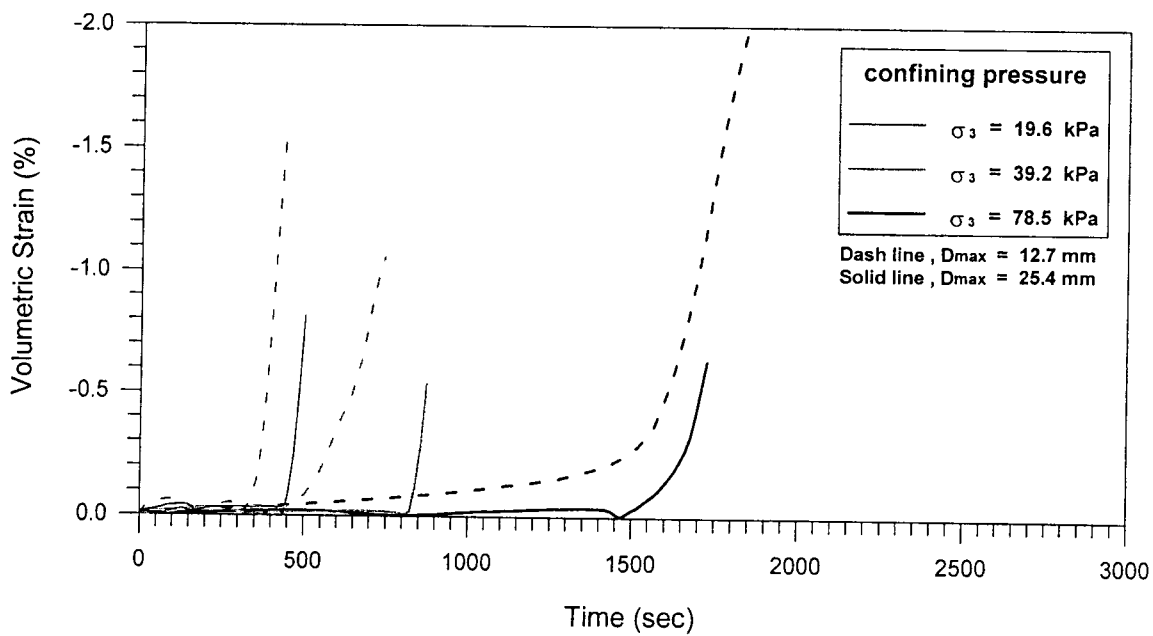


(b) 體積應變與時間關係圖

圖 6.21 豐丘試坑土樣於兩種不同級配下之 FSP 試驗結果
($D_{max} = 12.7$ mm 以及 $D_{max} = 25.4$ mm)

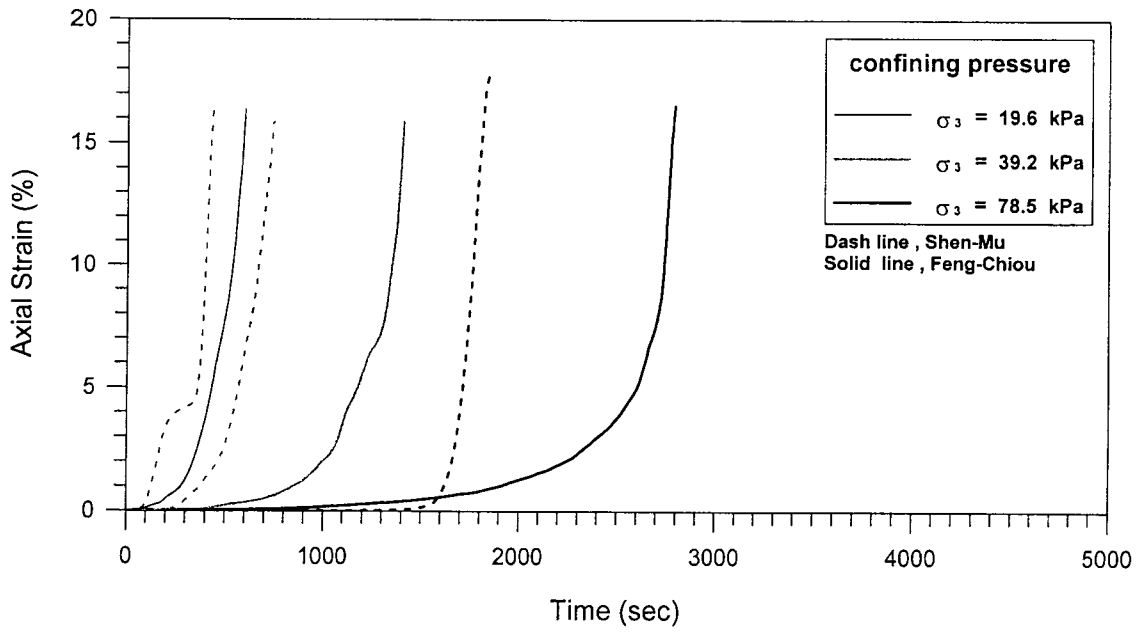


(a) 軸向應變與時間關係圖

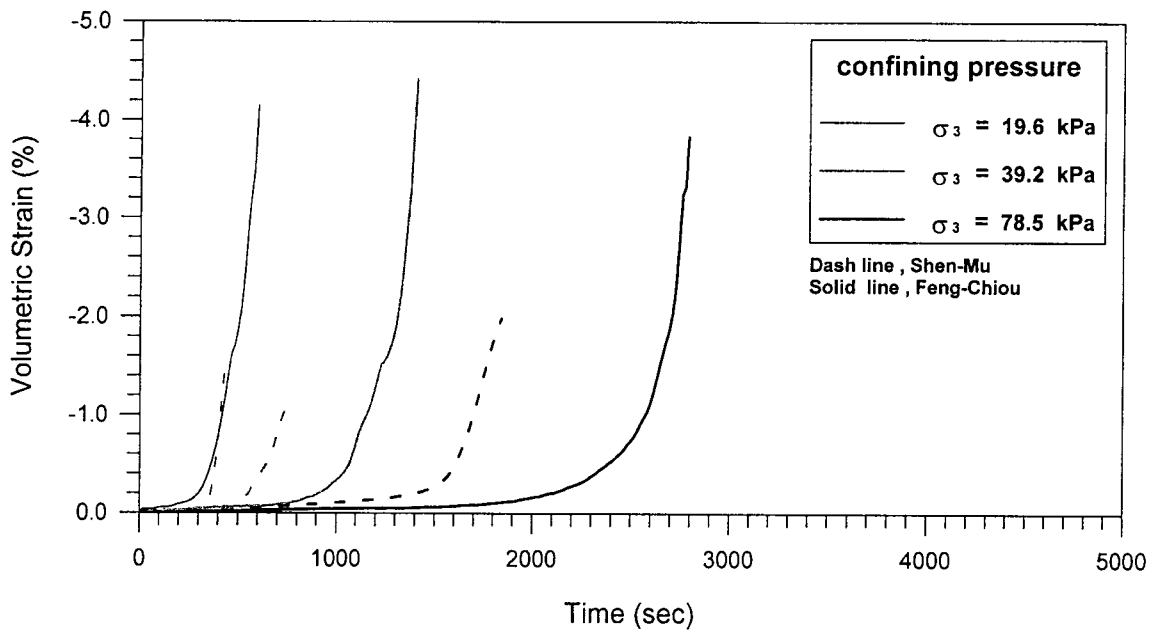


(b) 體積應變與時間關係圖

圖 6.22 神木試坑土樣於兩種不同級配下之 FSP 試驗結果
($D_{max} = 12.7$ mm 以及 $D_{max} = 25.4$ mm)

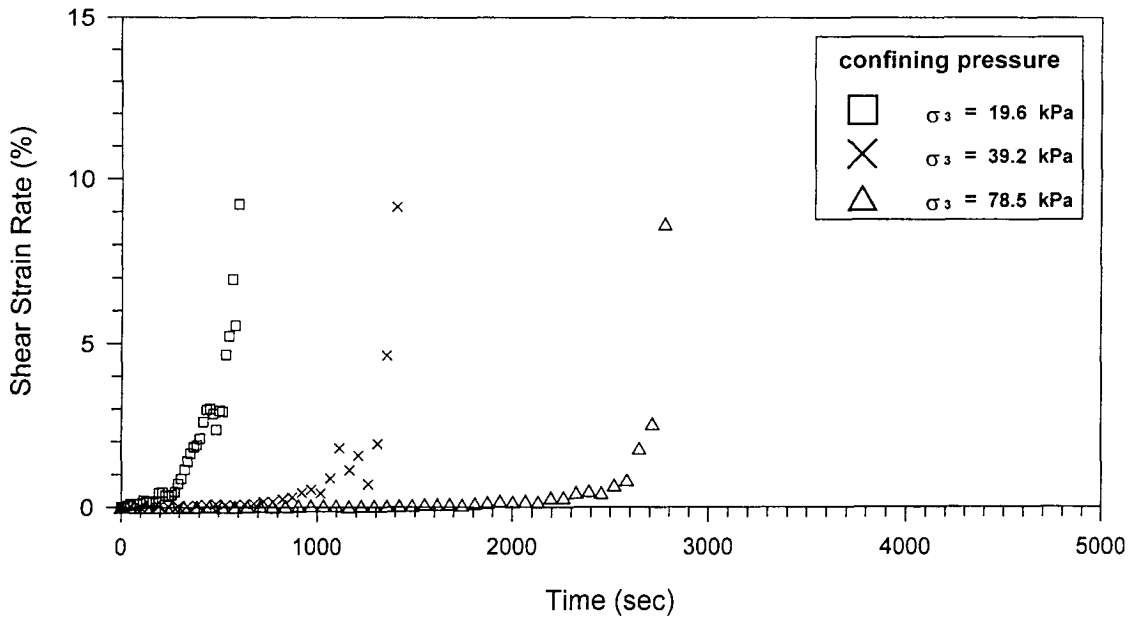


(a) 軸向應變與時間關係圖

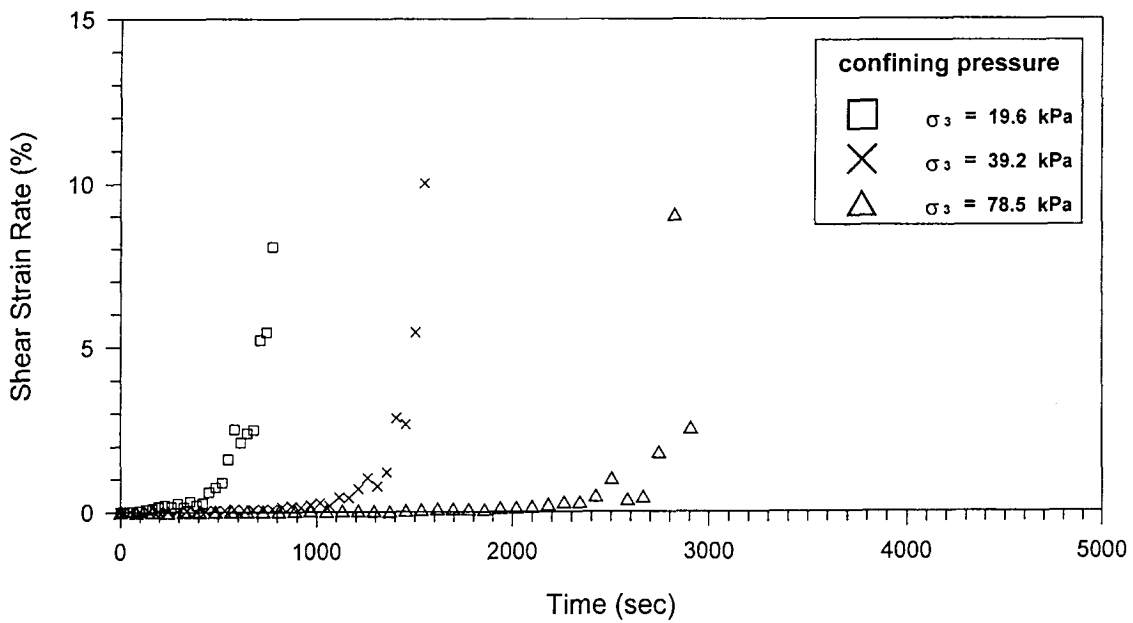


(b) 體積應變與時間關係圖

圖 6.23 神木、豐丘兩試坑土樣之 FSP 試驗結果
($D_{max} = 12.7$ mm)

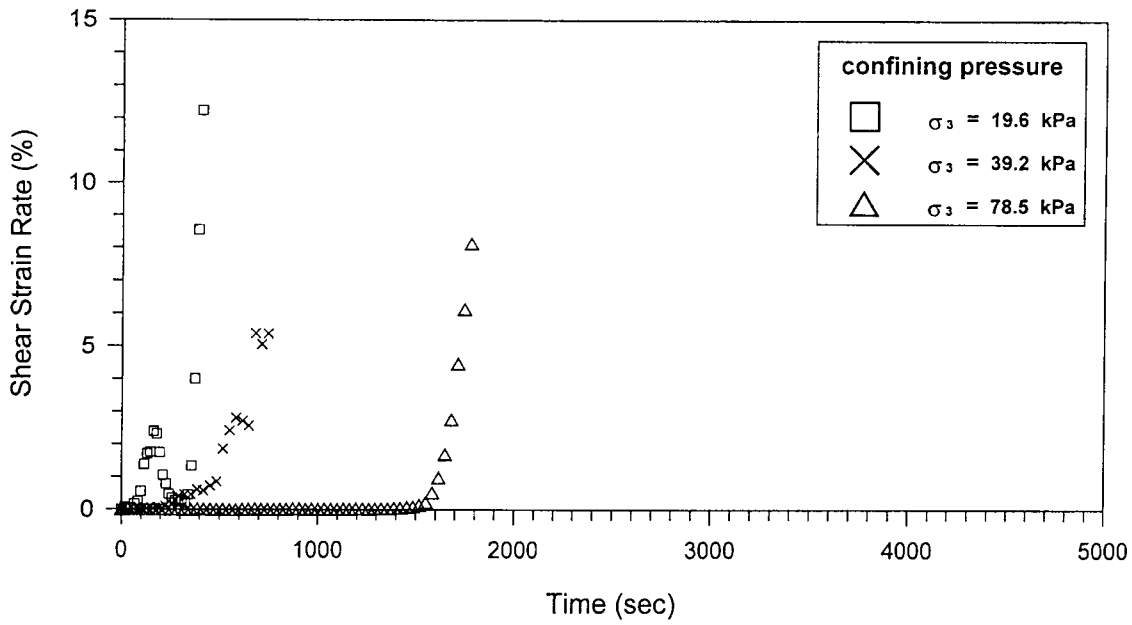


(a) $D_{\max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_r = 77\%$

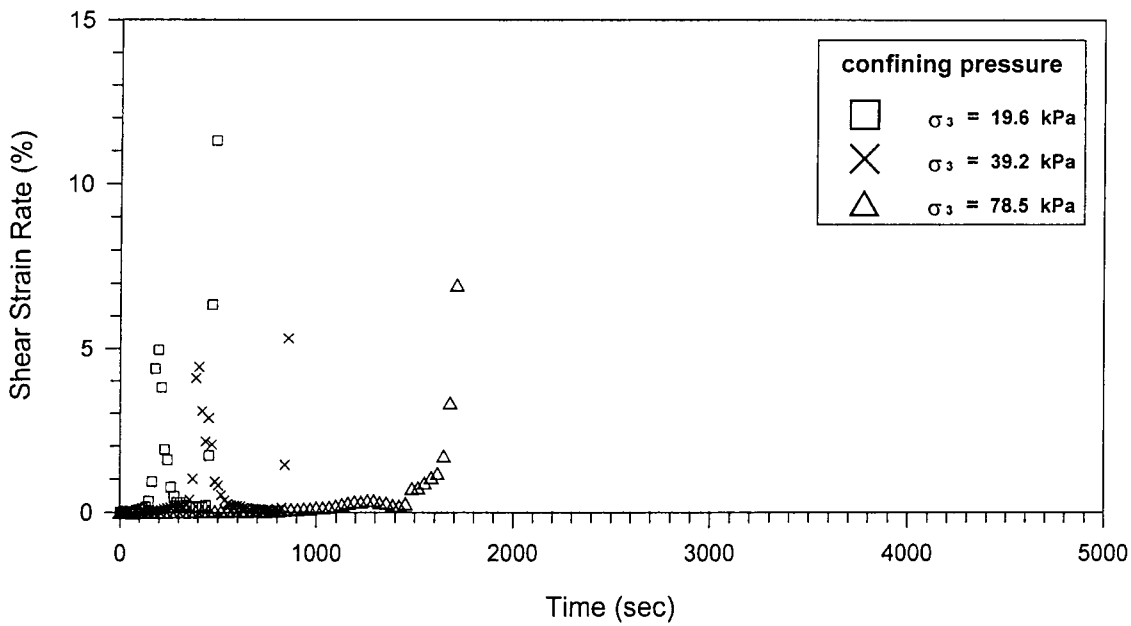


(b) $D_{\max} = 25.4 \text{ mm}$, $D_r = 58\%$

圖 6.25 豐丘試坑土樣於 FSP 試驗中之剪應變率與時間關係圖
($D_{\max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{\max} = 25.4 \text{ mm}$)

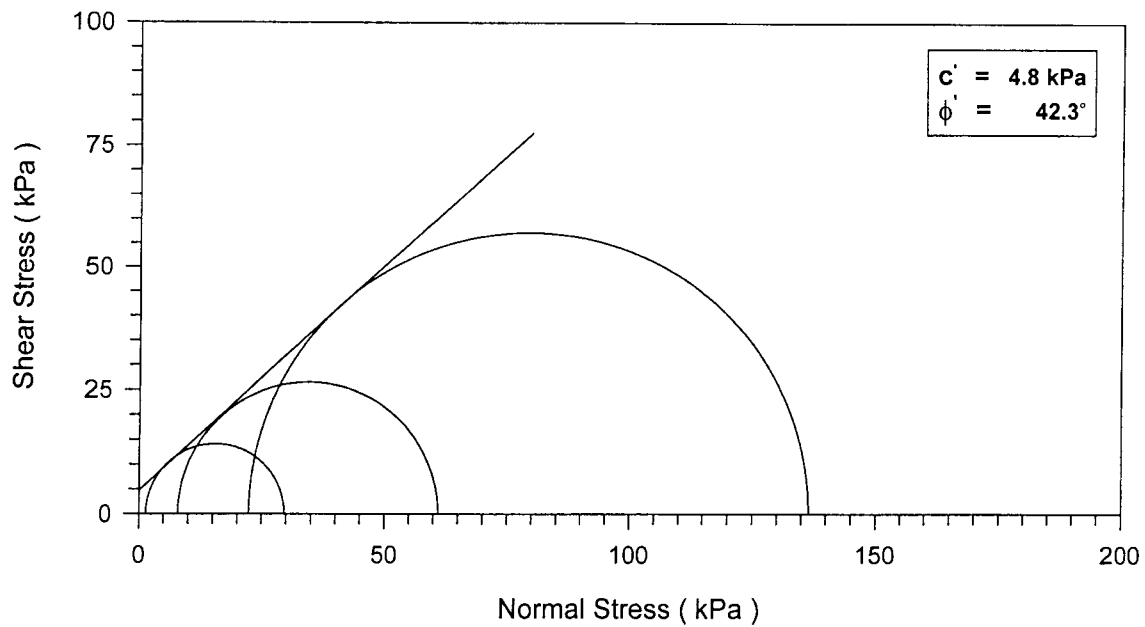


(a) $D_{max} = 12.7$ mm , $D_r = 48\%$

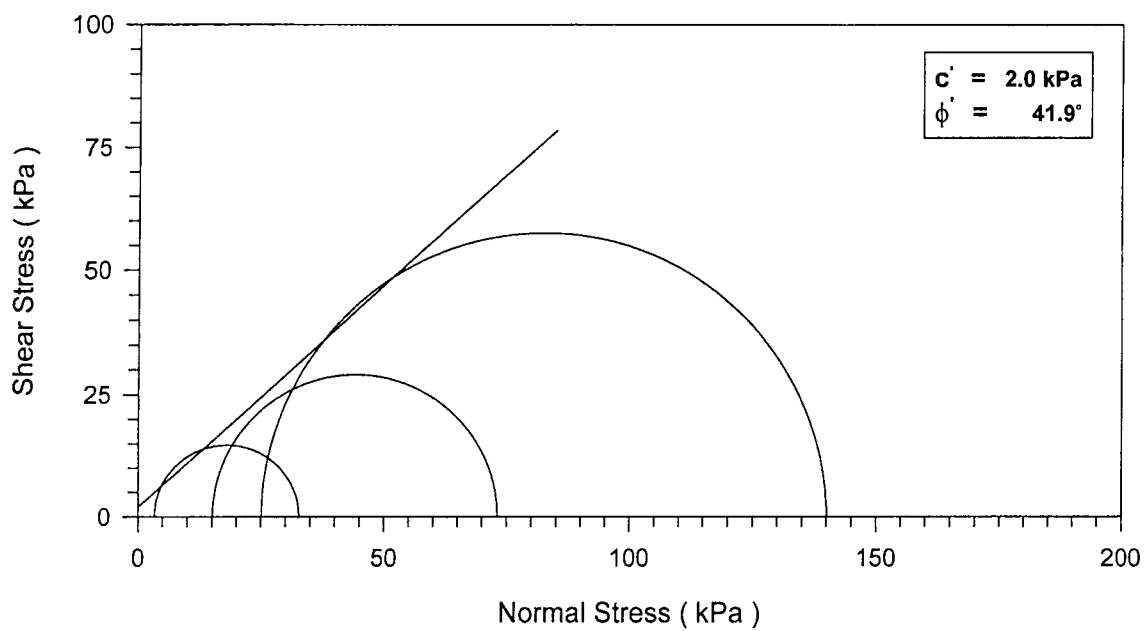


(b) $D_{max} = 25.4$ mm , $D_r = 42\%$

圖 6.26 神木試坑土樣於 FSP 試驗中之剪應變率與時間關係圖
($D_{max} = 12.7$ mm , $D_{max} = 25.4$ mm)

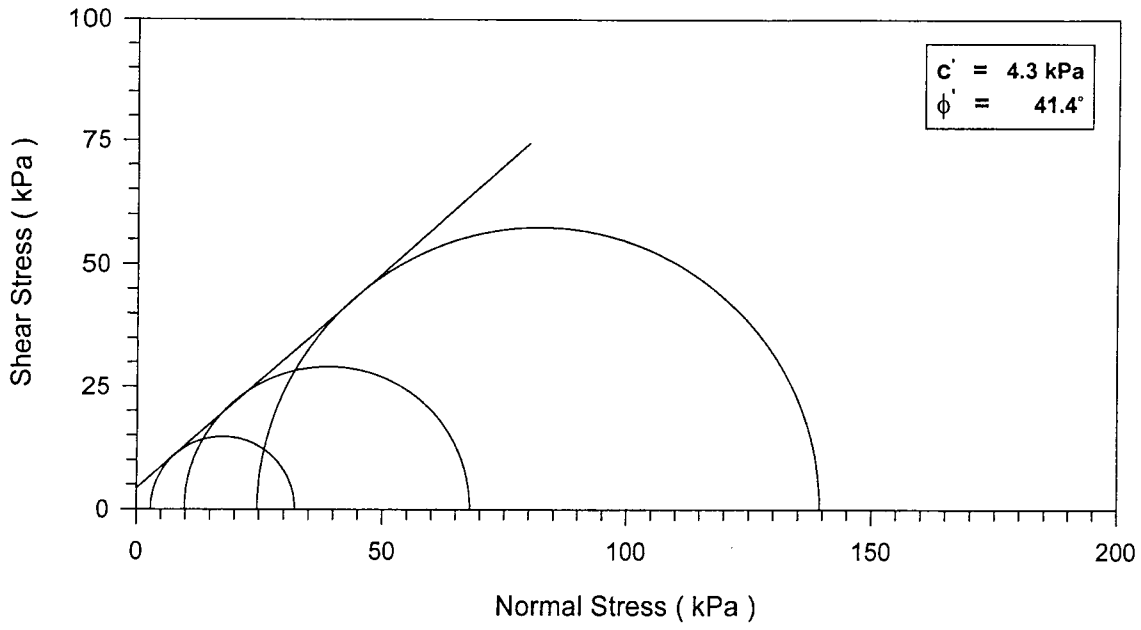


(a) $D_{\max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_r = 48\%$

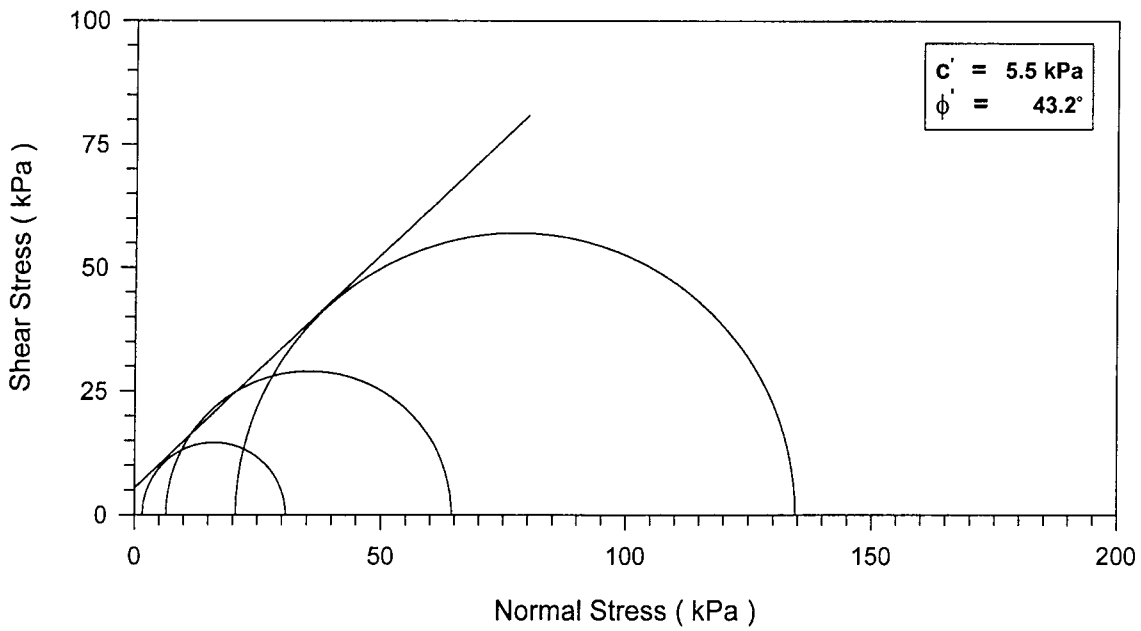


(b) $D_{\max} = 25.4 \text{ mm}$, $D_r = 42\%$

圖 6.27 神木試坑土樣於 FSP 試驗中之破壞包絡線
($D_{\max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{\max} = 25.4 \text{ mm}$)



(a) $D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_r = 77\%$



(b) $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$, $D_r = 58\%$

圖 6.28 豐丘試坑土樣於 FSP 試驗中之破壞包絡線
($D_{max} = 12.7 \text{ mm}$, $D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)

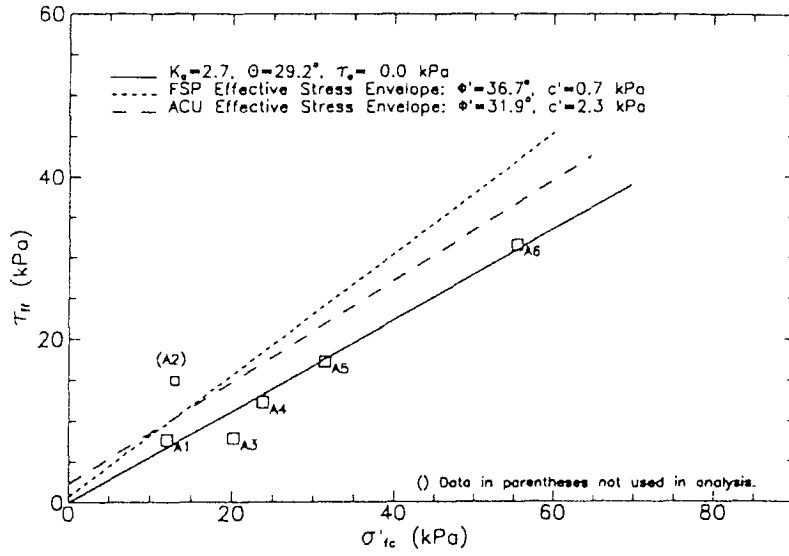
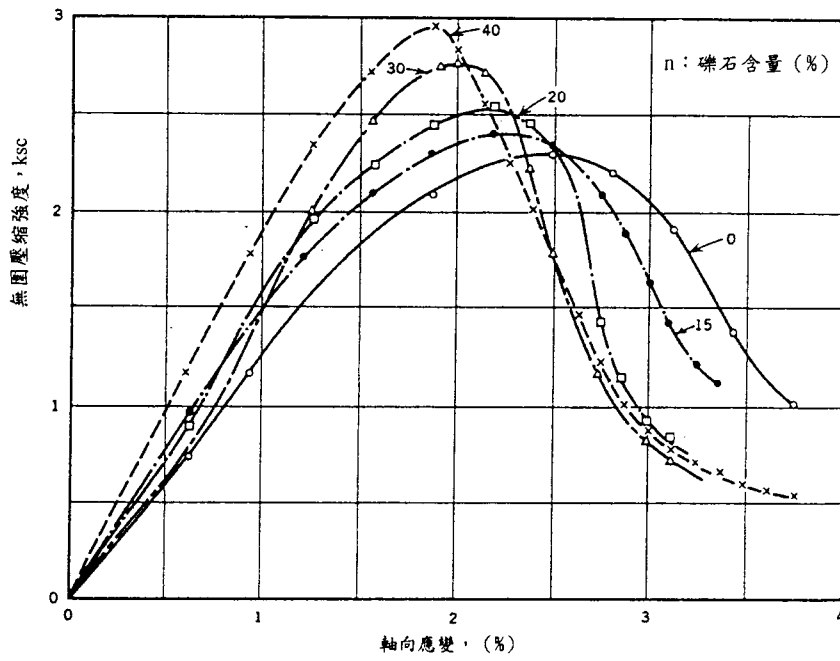
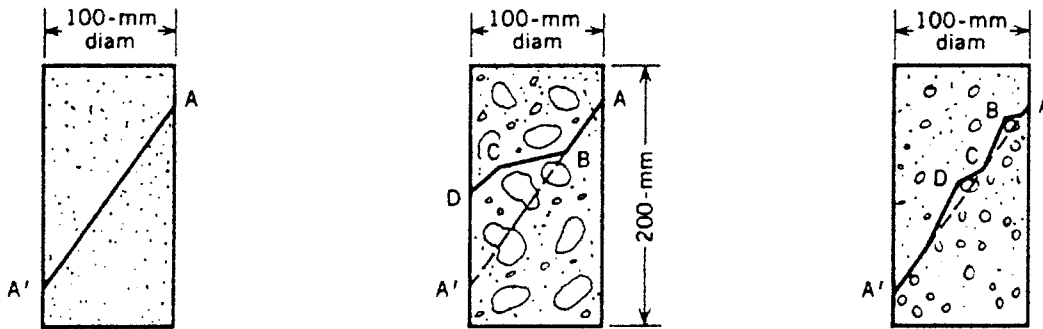


圖 6.29 San Francisco Bay 土石流發生區域不擾動土樣之試驗結果
(Sitar 等人, 1992)



(a) 礫石含量與試體強度之關係



(b) 對於含不同尺寸礫石試體之破壞型態

圖 6.30 對於不同礫石含量、不同礫石尺寸之無圍壓縮試驗結果
(Surendra & Remash, 1974)

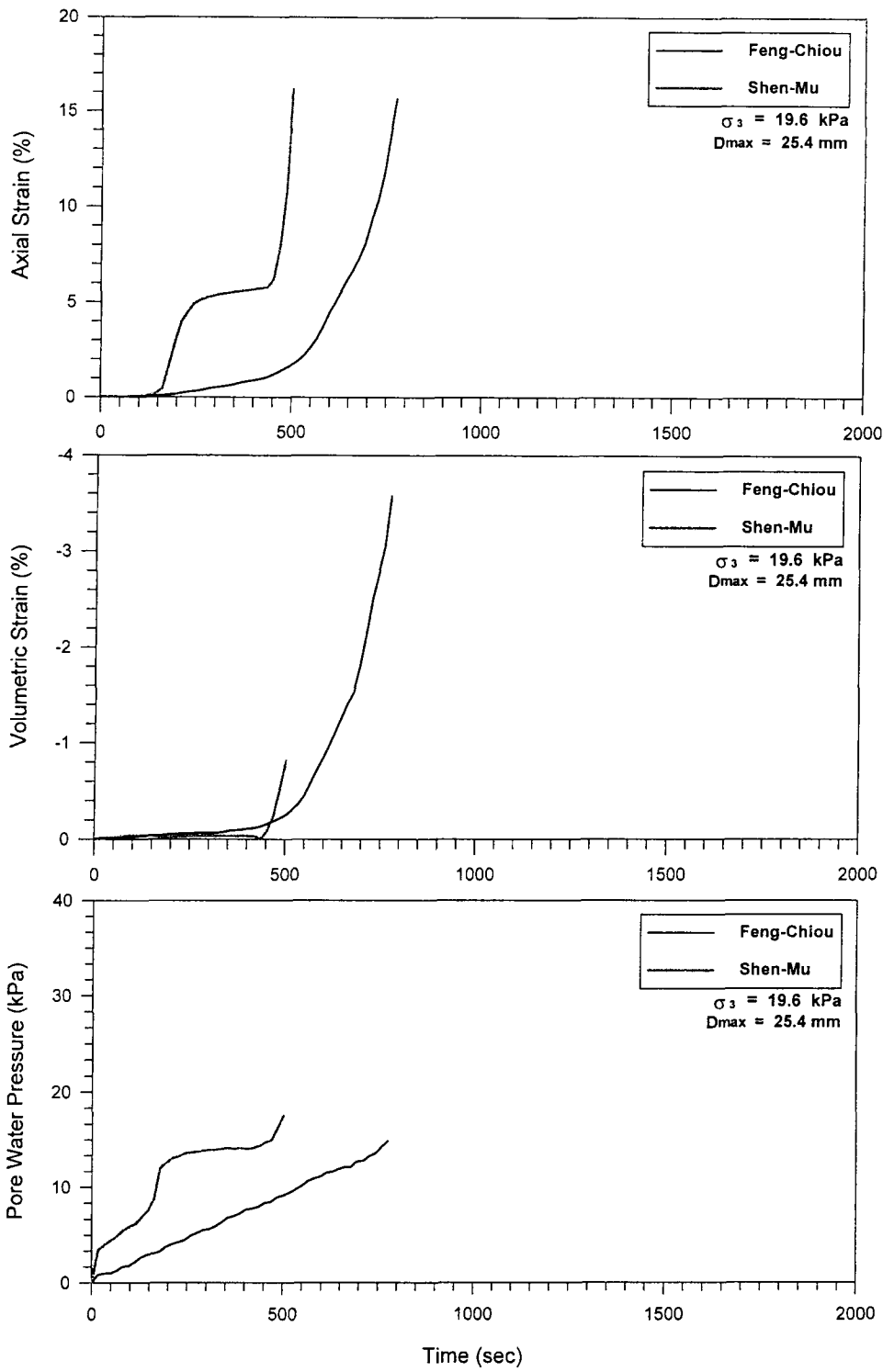
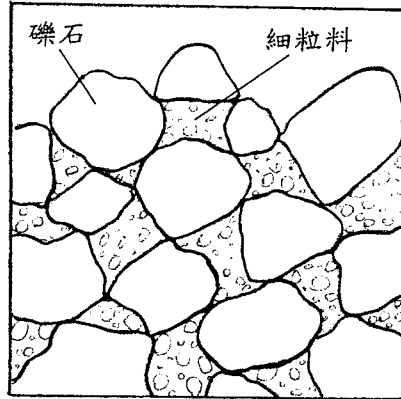
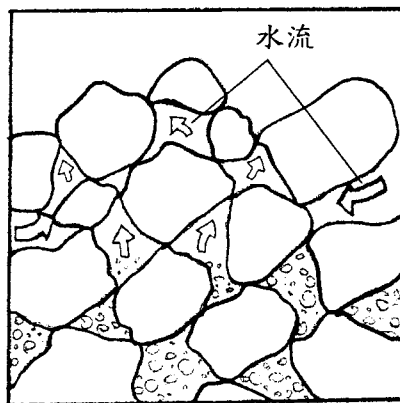


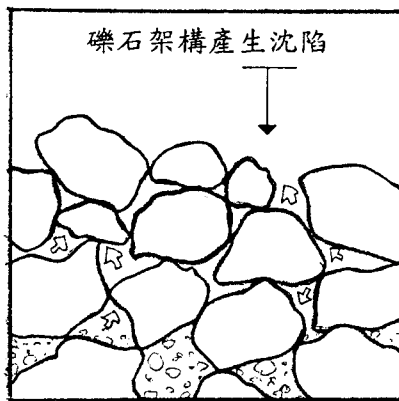
圖 6.31 神木、豐丘兩試坑土樣之 FSP 試驗結果
($D_{\text{max}} = 25.4\text{mm}$ ，初始有效圍壓 19.6 kPa)



(a) 孔隙結合結構示意圖



(b) 水流之分散作用將細粒料沖離



(c) 顆粒間接觸力降低而產生沈陷

圖 6.32 顆粒結構瓦解示意圖

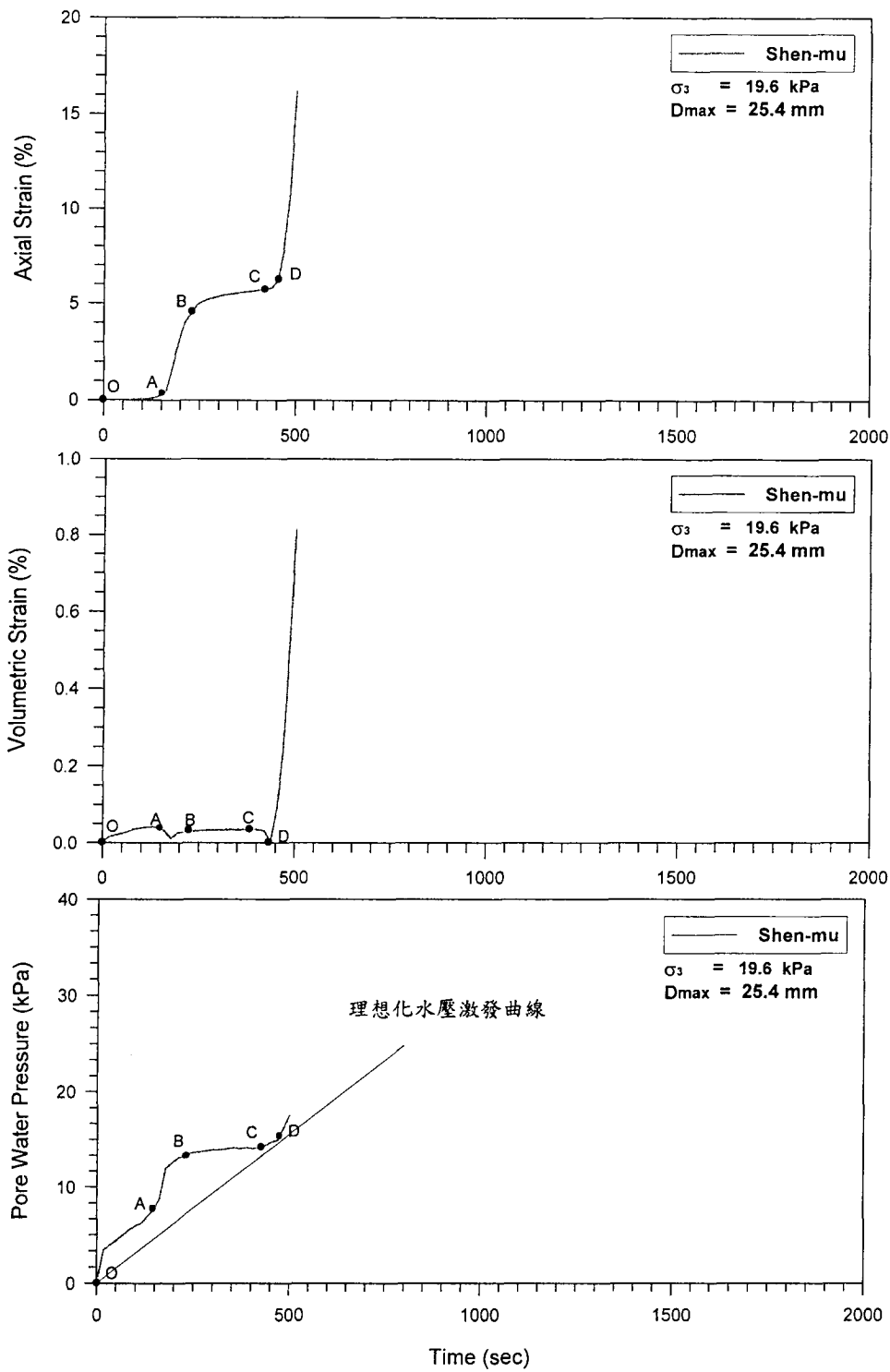
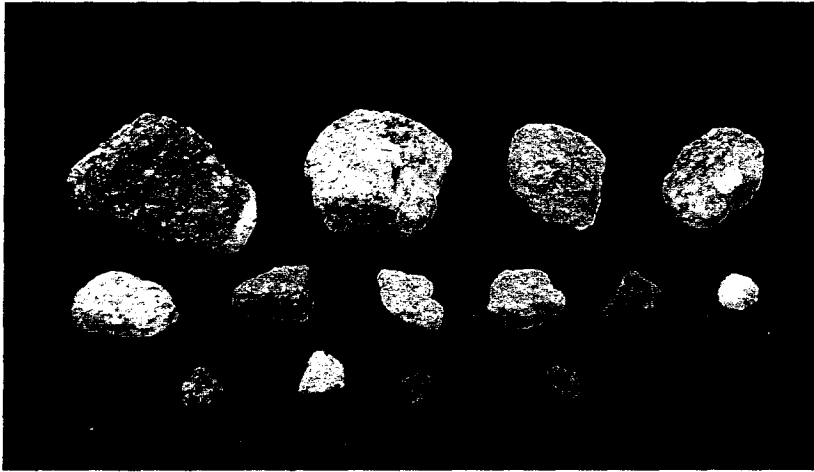
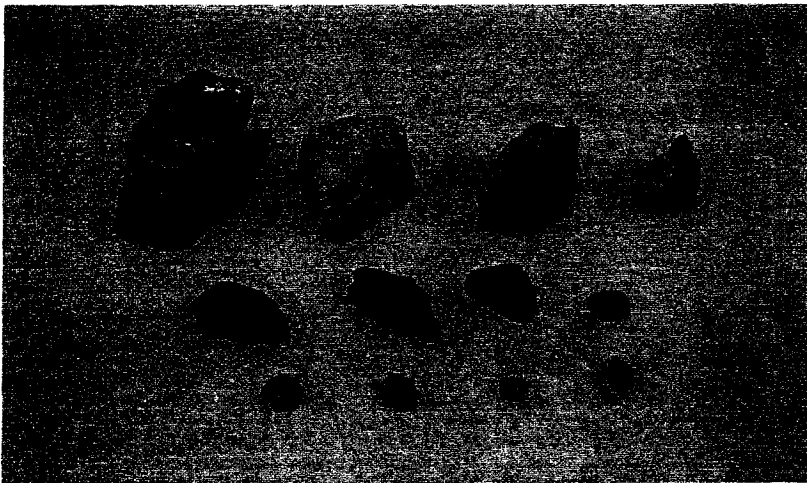


圖 6.33 神木試坑土樣之 FSP 試驗結果
($D_{max} = 25.4\text{mm}$ ，初始有效圍壓 19.6 kPa)

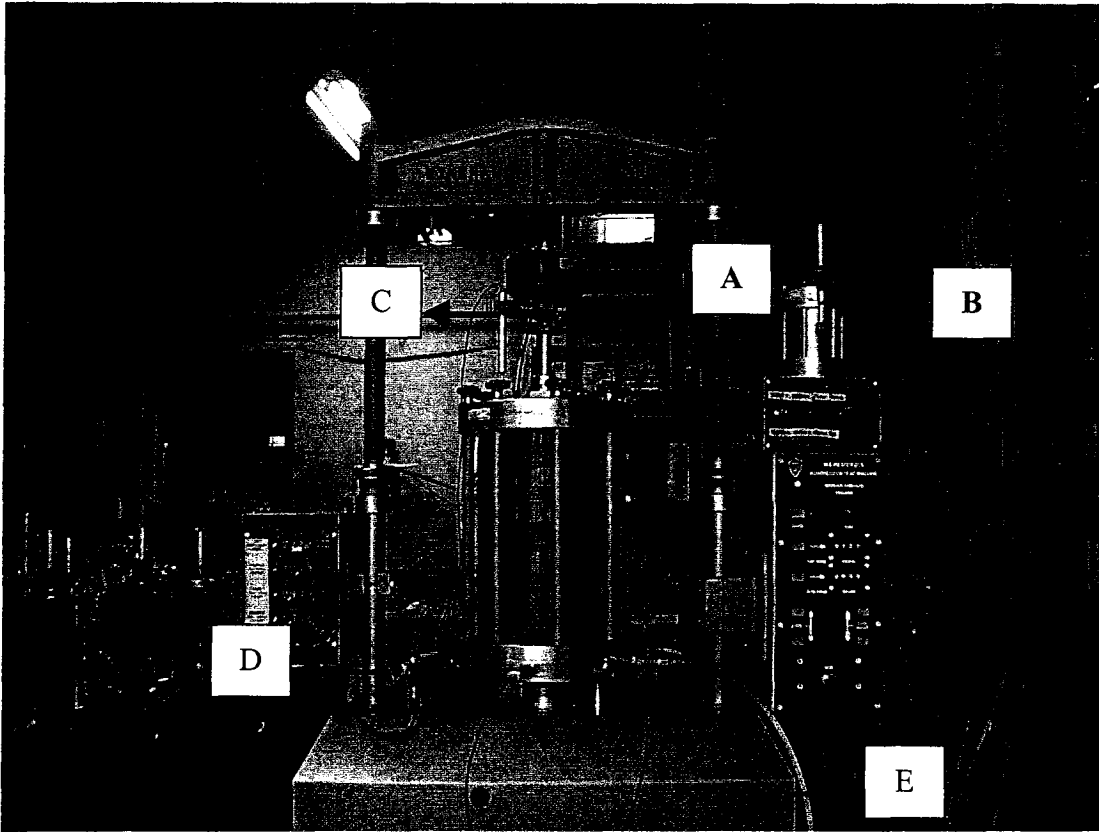


(a) 豐丘礫石



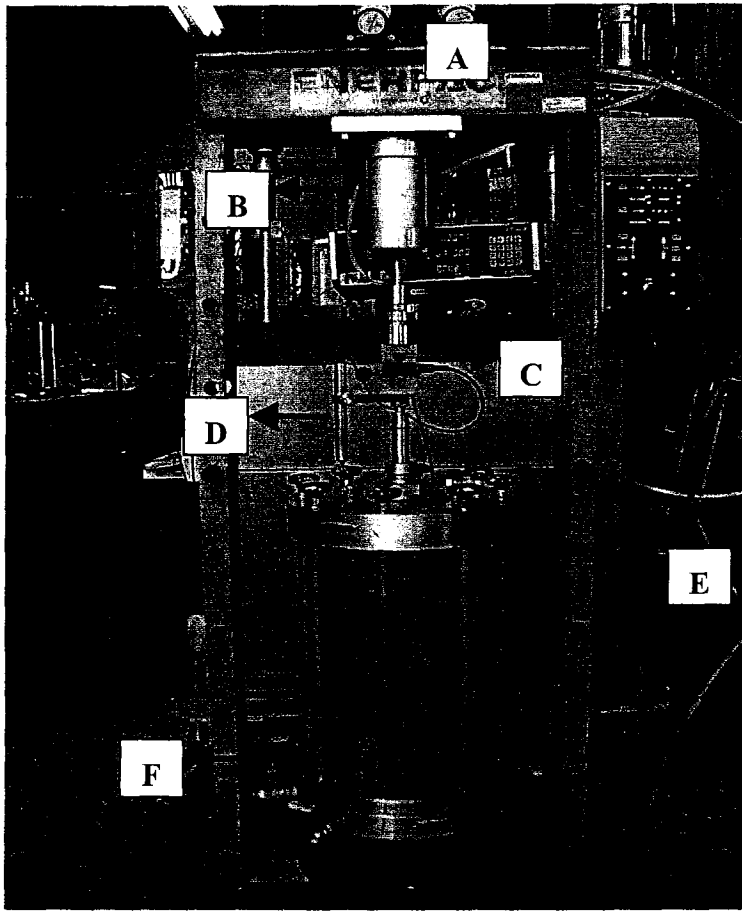
(b) 神木礫石

照片 3.1 神木、豐丘兩試坑礫石比較示意圖



- A. 壓力衡盒 (Load Cell)
- B. 雙向式體積變化儀
- C. 位移感應器 (LVDT)
- D. 電子式水壓感應器
- E. 5 噸剛性壓力機

照片 5.1 CIU 試驗架構示意圖



- A. 雙向式體積變化儀
- B. 氣動加壓設備（可施加固定荷重）
- C. 壓力衡盒（Load Cell）
- D. 位移感應器（LVDT）
- E. 加載框架
- F. 電子式水壓感應器

照片 5.2 FSP 試驗架構示意圖