

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

由虛擬力學試驗探討併構崩積土之力學行為與性質-

以梨山地滑區為例



A Study of Mechanical Behavior/Properties of
Block-in-matrix Colluvium through Virtual

Mechanical Testing – Li-Shan LandSlide Area as an Example

研究生：張永奇

指導教授：潘以文 博士

中華民國九十七年七月

由虛擬力學試驗探討併構崩積土之力學行為與性質-以梨山地滑區為例

A Study of Mechanical Behavior/Properties of

Block-in-matrix Colluvium through Virtual Mechanical Testing – Li-Shan LandSlide

Area as an Example

研究生：張永奇

Student: Yung-Chi Chang

指導教授：潘以文 博士

Advisor: Dr. Yii-Wen Pan

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

A Thesis

Submitted to Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Chiao Tung University

In Partial Fulfillment of the Requirements

for the Degree of

Master

in

Civil Engineering

July 2008

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十七年七月

由虛擬力學試驗探討併構崩積土之力學行為與性質 -以梨山地滑區為例

學生：張永奇

指導教授：潘以文 博士

國立交通大學土木工程學系碩士班

中文摘要

地滑區之崩積層組成相當複雜，由軟弱的沈泥質黏土至堅硬的新鮮岩盤均屬於其範疇。由於其組構行為複雜，常具不均質性與高變異性，未必適合以一般土壤或岩石之行為視之，本研究以「併構崩積土」的名稱來描述其組成，針對併構崩積土之行為，藉由數值模擬進行「虛擬力學試驗」，進而討論併構崩積土之力學行為與性質。

本研究以梨山地滑區為研究場址，梨山地滑區內的併構崩積土岩塊與基質的強度與勁度的差異性極大，與以往其他學者所研究之「併構岩」材料間的差異性有甚大差距，因此其力學行為也與他人針對併構岩之研究結果不盡相同。本研究同時以三維與二維之條件進行虛擬三軸試驗，比較三維與二維虛擬三軸試驗結果，探討併構崩積土行為之重要參數。

研究結果顯示：(1) 三維虛擬試體之破壞面較為蜿蜒拉長，故強度比二維結果高，(2) 試體極限強度隨岩塊比之增加而遞增，(3) 岩塊方向影響併構崩積土力學性質之異向性，及(4) 模擬二維露頭面二維虛擬三軸試驗結果與謝孟修(2007)所得影響因素趨勢相似，可於現地觀察時初步研判現地之材料參數範圍。

關鍵字：崩積層、併構崩積土、數值模擬、虛擬力學試驗

A Study of Mechanical Behavior/Properties of Block-in-matrix Colluvium through
Virtual Mechanical Testing—Li-Shan LandSlide Area as an Example

Student : Yung-Chi Chang

Advisor : Dr. Yii-Wen Pan

Department of Civil Engineering
National Chiao Tung University

ABSTRACT

Colluvial materials are often complex mixtures of geo-materials of various sizes, shapes, fabrics, and porosities depending on the parent strata and the slope-failure mechanism. Very often, colluvium from previously failed rock slopes is composed of both hard rock blocks and soft clay matrix, and may be considered as a complex composite geo-material which can be treated as a “blocks-in-matrix (BIM) geo-material. A BIM geo-material contains relative stronger rock blocks embedded in relatively softer and weaker matrix. This type of colluvium is termed as “BIM colluvium” in this study. The present work attempts to simulate and analyze the mechanical behavior of block-in-matrix (BIM) colluvial materials using virtual specimens. This study carried out a series of numerical simulation as virtual mechanical tests in order to look into the important factors that affect the mechanical properties of BIM colluvium.

The study site for the thesis is within the *Li-Shan* huge landslide area. This area has been subjected to repeated and reactivated landslides with various depths of sliding surfaces according to several intensive investigations in the past. The colluvial deposit in this landslide region is often composed of both rigid slate blocks and soft clay, which is the “BIM colluvium”, referred to in this paper. A series of two-dimensional (2D) and three-dimensional (3D) virtual triaxial tests were carried out by varying the block proportion and block orientation to compare the results of 2D and 3D virtual mechanical tests and to identify important factors that control the mechanical behavior and properties of BIM colluvium.

Major findings obtained from this study are as follows. (1) Comparing to the 2D case, the failure plane in the 3D tends to be tortuous in 3D; hence, results in higher strength. (2) The strength of BIM colluvium increases with increasing block proportion. (3) Rock-block orientation affects the anisotropy of mechanical properties. (4) The general trends of engineering properties versus block proportion obtained from 3D and 2D virtual mechanical tests are similar at least qualitatively. Due to the inevitable difficulties in obtaining colluvium specimens close to the REV

for laboratory tests, it may be possible to adopt virtual mechanical tests to complement insufficient data of laboratory tests, provided an appropriate calibration can be made.

Keywords: Colluvium; Block-in-matrix colluvium; Numerical simulation; Virtual mechanical test



誌謝

本論文承蒙指導教授 潘以文博士在學生研讀期間耐心指導與多方啟發，並時常督促及關懷著學生，使本論文能順利完成學生在此致上萬分的感謝與敬意，感謝恩師費心審閱並提供寶貴意見。

口試期間幸蒙 黃燦輝教授、田永銘教授、陳昭旭副教授以及 吳建宏助理教授給予諸多的建議及錯誤的指正，使本論文趨於更加完善嚴謹，特於此表示由衷的感謝與致意。

求學期間，承蒙 廖志中教授、黃安斌教授、方永壽教授、單信瑜教授以及 林志平教授在課堂學識上的指導，致上感恩的心。

另外感謝研究所一起同甘共苦的同學，同為潘門弟子奮戰到底的聰吉，一起在梨山上度過風吹日曬雨淋的同學智仁，還有陪我唱歌唱到沒聲音的文凱，以及所有大地組同學全修、阿德、比爾、謝帥、法師陪我打球共度愉快的研生活及學弟小錚錚、彭桑、偉欽及一年級的學弟妹們，在我論文做到分身乏術時給予我支援，也感謝前期研究的謝孟修、唐禎國、劉盛華及羅文驤學長提供我們很多需要的參考資料，為我們進一步研究打下好基礎。大地組所有的同學們、學長和學弟還有國際處的同仁們感謝大家陪我度過兩年快樂的研究生涯。

最後感謝永遠都支持著我照顧我的阿公、阿嬤還有我的父母、大姐、弟弟、妹妹及我的女朋友謝謝他們在精神與生活上的支持與鼓勵讓我在最無助的時候給我信心及鼓勵，求學期間常常無法陪伴著你們及幫忙處理家裡大小事家人也總是體諒著我，真的很感謝也很感動。

經過兩年研究所生涯所學的不僅是研究的方法更重要的是做學問的態度，以及勇於面對問題解決問題且讓自己培養出更加積極的態度，也慶幸自己所做的正確決定。

目錄

第一章 前言	1
1.1 研究動機與目的.....	1
1.2 研究方法與流程.....	2
第二章 文獻回顧	4
2.1 崩積層之定義與型態.....	4
2.2 梨山試驗區之環境與地滑特性.....	6
2.3 梨山地區相關研究.....	10
2.3.1 梨山以往研究成果	10
2.3.2 梨山崩積層依材料特性分類	18
2.3.3 梨山崩積層依力學參數分類	21
2.4 崩積層材料特性與力學行為模式	24
2.4.1 併構崩積土之簡介與特性	24
2.4.2 併構岩定義與劃分	25
2.4.3 併構岩之力學行為模式	29
2.4.4 併構岩之異向性相關研究	34
2.4.5 併構崩積土各影響因素下之差異	38
2.5 力學試驗之數值模擬.....	46
第三章 地質鑽探取樣與岩心地質分類	49
3.1 鑽探規劃.....	49

3.2 地滑區岩層分類準則.....	51
3.3 岩心判釋與統計.....	53
第四章 虛擬力學試驗方法與規劃.....	58
4.1 分析方法與工具.....	58
4.2 虛擬試體之建立.....	59
4.2.1 網格建立.....	60
4.2.2 邊界條件設定.....	60
4.2.3 試體岩塊形狀大小之選定.....	61
4.2.4 試體產生方式.....	63
4.2.5 模擬三軸加載方式.....	64
4.3 介面性質之考量.....	65
4.4 虛擬三軸試驗.....	69
4.5 虛擬力學試驗規劃.....	70
4.5.1 模擬試體流程.....	70
4.5.2 虛擬三軸試驗規劃.....	71
4.5.3 虛擬試體規劃.....	72
4.6 材料參數對併構崩積土之影響.....	76
第五章 虛擬三軸試驗結果.....	77
5.1 介面性質之影響結果.....	77
5.1.1 驗證虛擬試體介面性質之影響結果.....	78



5.1.2 結果與討論	80
5.2 網格密度之影響分析.....	81
5.3 虛擬試體 3D 與 2D 之差異.....	85
5.3.1 試體模擬結果	85
5.3.1.1 低岩塊比 (45%) 情形	86
5.3.1.2 高岩塊比 (70%) 情形	97
5.3.2 結果與討論	108
5.4 虛擬試驗結果與前人結果比對	110
5.4.1 岩塊體積比對力學性質之影響	110
5.4.1.1 高傾角情況 (0° 為例)	110
5.4.1.3 中傾角情況 (45° 為例)	114
5.4.1.2 低傾角情況 (90° 為例)	117
5.4.2 岩塊體積比對力學性質影響之比較與討論	120
5.4.3 岩塊方向性對力學性質之影響	124
5.4.4 岩塊方向性對力學性質影響之比較與討論.....	127
5.5 材料參數對併構崩積土行為之探討	127
第六章 結論與建議	130
6.1 結論.....	130
6.2 建議.....	131



圖目錄

圖 1- 1 研究流程圖	3
圖 2- 1 (a)岩塊堆積崩積層(b)土石混合堆積崩積層(c)岩層滑動崩積層(董家鈞、楊賢德，2001)	5
圖 2- 2 梨山交通位置圖(工業技術研究院能源與資源研究所，1993)	7
圖 2- 3 梨山地區區域地質圖(劉岫雲，2003)	9
圖 2- 4 崩積土細料含量(F)與凝聚力(c)之關係(劉啟鋒，1990)...	15
圖 2- 5 崩積土細料含量與內摩擦角之關係(劉啟鋒，1990).....	16
圖 2- 6 岩心分類流程圖(黃玉麟，2006)	19
圖 2- 7 岩心分類流程圖(唐禎國，2007)	20
圖 2- 8 鑽探孔地理位置示意圖	21
圖 2- 9 第一類：灰色黏土夾灰色板岩顆粒 (賴忠良，2006)	22
圖 2- 10 第二類：破碎板岩岩體 (賴忠良，2006)	22
圖 2- 11 第三類：灰色板岩內含有節理(節理厚度不可忽略) (賴忠良，2006)	23
圖 2- 12 第四類：灰色板岩內含有節理(節理厚度可忽略) (賴忠良，2006)	23
圖 2- 13 Franciscan Melange 露頭在不同的尺度下粒徑分布狀況 (Medley，1994)	26

圖 2- 14 不同尺度下岩塊粒徑分布曲線 (Medley, 1994).....	27
圖 2- 15 不同取樣面積內顆粒粒徑累積分布圖 (Medley, 1994)...	27
圖 2- 16 不同取樣樣面積岩塊粒徑對取樣面積平方根正規化後出線機 率分布圖 (Medley, 1994)	28
圖 2- 17 岩塊粒徑對最大岩塊正規化後出現岩塊數量與體積累積分布 圖 (Medley, 1994)	28
圖 2- 18 變形模數與不同岩塊體積比關係圖(Lindquist 1994)....	30
圖 2- 19 凝聚力與不同岩塊體積比關係圖(Lindquist, 1994)....	30
圖 2- 20 內摩擦角增量與不同岩塊體積比關係圖(Lindquist, 1994)	31
圖 2- 21 混成岩破壞模態(Lindquist, 1994)	31
圖 2- 22 破壞強度與不同岩塊體積含量關係圖(蔡文傑, 2003)....	32
圖 2- 23 楊氏模數與不同岩塊體積含量關係圖(蔡文傑, 2003)....	33
圖 2- 24 凝聚力與不同岩塊體積含量關係圖(蔡文傑, 2003).....	33
圖 2- 25 內摩擦角與不同岩塊體積含量關係圖(蔡文傑, 2003)....	34
圖 2- 26 試體示意圖 (吳偉豪, 2006)	35
圖 2- 27 岩塊體積比 20%試體在不同圍壓下之破壞強度試驗值 (吳偉 豪, 2006)	36
圖 2- 28 岩塊體積比 40%試體在不同圍壓下之破壞強度試驗值 (吳偉	

豪，2006)	36
圖 2- 29 不同圍壓下岩塊體積比 20%試體之異向性指標 K (吳偉豪，2006)	37
圖 2- 30 不同圍壓下岩塊體積比 40%試體之異向性指標 K (吳偉豪，2006)	37
圖 2- 31 岩塊具方向性不同岩塊體積比(謝孟修，2007)	38
圖 2- 32 岩塊體積比對 ϕ 角之影響趨勢(謝孟修，2007)	39
圖 2- 33 岩塊體積比對軸差應力之影響趨勢(謝孟修，2007)	39
圖 2- 34 岩塊體積比對 c 值之影響趨勢(謝孟修，2007)	40
圖 2- 35 岩塊體積比對 E 值之影響趨勢 (指數座標) (謝孟修，2007)	40
圖 2- 36 岩塊具不同方向性(謝孟修，2007)	41
圖 2- 37 岩塊傾角對 ϕ 角之影響趨勢(謝孟修，2007)	41
圖 2- 38 岩塊體傾角度對軸差應力之影響趨勢(謝孟修，2007)	42
圖 2- 39 岩塊傾角對 c 值之影響趨勢(謝孟修，2007)	42
圖 2- 40 岩塊體傾角度對 E 值之影響趨勢(謝孟修，2007)	43
圖 2- 41 岩塊具方向性不同長短軸比(謝孟修，2007)	44
圖 2- 42 岩塊長短軸比值對 ϕ 角之影響趨勢(謝孟修，2007)	44
圖 2- 43 岩塊長短軸比值對軸差應力之影響趨勢(謝孟修，2007)	45

圖 2- 44 岩塊長短軸比值對 c 值之影響趨勢(謝孟修，2007).....	45
圖 2- 45 岩塊長短軸比值對 E 值之影響趨勢(謝孟修，2007).....	46
圖 2- 46 模擬試體之示意圖(張家銓，2007)	47
圖 2- 47 實驗與模擬之 $\sigma_1 - \sigma_3$ 之破壞包絡線 (張家銓，2007)..	48
圖 3- 1 鑽孔位置示意圖	50
圖 3- 2 B1 鑽孔位置及深度圖(修改自富國工程，2001)	50
圖 3- 3 B2 鑽孔位置及深度圖(修改自富國工程，2001)	51
圖 3- 4 梨山崩積層內崩積土之併構崩積土岩心照片.....	53
圖 3- 5 梨山崩積層內漸變帶之併構崩積土岩心照片.....	53
圖 3- 6 崩積土及漸變帶岩塊體積比出現頻率	54
圖 3- 7 鑽取岩心圖崩積土內之併構崩積土 B-1 孔 4m	56
圖 3- 8 鑽取岩心圖崩積土內之併構崩積土 B-1 孔 4~8m.....	56
圖 3- 9 鑽取岩心圖崩積土內之併構崩積土 B-2 孔 0~4m.....	56
圖 3- 10 鑽取岩心圖漸變帶內之併構崩積土 B-1 孔 12~16m.....	57
圖 3- 11 鑽取岩心圖漸變帶內之併構崩積土 B-1 孔 16~20m.....	57
圖 3- 12 鑽取岩心圖漸變帶內之併構崩積土 B-1 孔 20~22m 及 24~26m	57
圖 4- 1 FLAC 程式運算.....	59
圖 4- 2 模擬試體邊界條件	61

圖 4- 3 模擬併構崩積土岩塊體	63
圖 4- 4 模擬鑽孔所得到之試體	64
圖 4- 5 無介面材料時岩塊體積比對併構岩試體 ϕ 值之影響趨勢...	67
圖 4- 6 無介面材料時岩塊體積比對併構岩試體 c 值之影響趨勢...	67
圖 4- 7 有介面材料時岩塊體積比對併構岩試體 ϕ 值之影響趨勢...	68
圖 4- 8 有介面材料時岩塊體積比對併構岩試體 c 值之影響趨勢...	68
圖 4- 9 虛擬試體與虛擬三軸試驗規劃	70
圖 4- 10 岩塊具方向性不同岩塊體積比試體	71
圖 4- 11 岩塊具不同方向性試體	72
圖 4- 12 岩塊體積比 30%三維虛擬試體於不同方位之剖面	73
圖 4- 13 岩塊體積比 45%三維虛擬試體於不同方位之剖面	74
圖 4- 14 岩塊體積比 55%三維虛擬試體於不同方位之剖面	74
圖 4- 15 岩塊體積比 70%三維虛擬試體於不同方位之剖面	75
圖 5- 1 模擬併構崩積土之虛擬試體範例	78
圖 5- 2 有無介面材料下極限軸差應力影響趨勢比較.....	79
圖 5- 3 有無介面材料下 c 值影響趨勢比較	79
圖 5- 4 有無介面材料下 ϕ 值影響趨勢比較	79
圖 5- 5 不同網格密度及不同岩塊體積比下之網格圖.....	81
圖 5- 6 不同網格密度下，岩塊體積比 30.7%時之應力應變曲線影響	

趨勢	82
圖 5- 7 不同網格密度下，岩塊體積比 45%時之應力應變曲線影響趨勢	83
圖 5- 8 不同網格密度下，岩塊體積比 62.7%時之應力應變曲線影響趨勢	83
圖 5- 9 不同網格密度下岩塊體積比與極限軸差應力影響趨勢	84
圖 5- 10 不同網格密度下岩塊體積比與 c 值影響趨勢	84
圖 5- 11 不同網格密度下岩塊體積比與 ϕ 值影響趨勢	84
圖 5- 12 岩塊傾角 0° 岩塊體積比 45%時之各種方向剖切面	88
圖 5- 13 岩塊傾角 0° 岩塊體積比 45%時，二維與三維虛擬試體岩塊體積比分佈頻率	89
圖 5- 14 岩塊傾角 0° 岩塊體積比 45%時，二維與三維虛擬三軸試驗之極限軸差應力分佈頻率	89
圖 5- 15 岩塊傾角 0° 岩塊體積比 45%時，二維與三維虛擬三軸試驗之 E 值分佈頻率	89
圖 5- 16 岩塊傾角 0° 岩塊體積比 45%時，圍壓 200kPa 下二維與三維虛擬三軸試驗應力應變曲線	90
圖 5- 17 岩塊傾角 90° 岩塊體積比 45%時之各種方向剖切面	91
圖 5- 18 岩塊傾角 90° 岩塊體積比 45%時，二維與三維虛擬試體岩塊體	

積比分佈頻率	92
圖 5- 19 岩塊傾角 90° 岩塊體積比 45%時，虛擬三軸試驗之極限軸差應 力分佈頻率	92
圖 5- 20 岩塊傾角 90° 岩塊體積比 45%時，虛擬三軸試驗之 E 值分佈頻 率	92
圖 5- 21 岩塊傾角 90° 岩塊體積比 45%時，圍壓 200kPa 下二維與三維 虛擬三軸試驗應力應變曲線	93
圖 5- 22 岩塊傾角 45° 岩塊體積比 45%時之各種方向剖切面	94
圖 5- 23 岩塊傾角 45° 岩塊體積比 45%時，二維與三維虛擬試體岩塊體 積比分佈頻率	95
圖 5- 24 岩塊傾角 45° 岩塊體積比 45%時，虛擬三軸試驗之極限軸差應 力分佈頻率	95
圖 5- 25 岩塊傾角 45° 岩塊體積比 45%時，虛擬三軸試驗之 E 值分佈頻 率	95
圖 5- 26 岩塊傾角 45° 岩塊體積比 45%時，圍壓 200kPa 下二維與三維 虛擬三軸試驗應力應變曲線	96
圖 5- 27 岩塊傾角 0° 岩塊體積比 70%時之各種方向剖切面	99
圖 5- 28 岩塊傾角 0° 岩塊體積比 70%時，二維與三維虛擬試體岩塊體 積比分佈頻率	100

圖 5- 29 岩塊傾角 0° 岩塊體積比 70%時，二維與三維虛擬試體之極限 軸差應力分佈頻率	100
圖 5- 30 岩塊傾角 0° 岩塊比體積 70%時，二維與三維虛擬試體之 E 值 分佈頻率	100
圖 5- 31 岩塊傾角 0° 岩塊體積比 70%時，圍壓為 200kPa 下二維與三維 虛擬三軸試驗之應力應變曲線	101
圖 5- 32 岩塊傾角 90° 岩塊體積比 70%時之各種方向剖切面	102
圖 5- 33 岩塊傾角 90° 岩塊體積比 70%時，二維與三維虛擬試體之岩塊 體積比之分佈頻率	103
圖 5- 34 岩塊傾角 90° 岩塊體積比 70%時，二維與三維虛擬試體之極限 軸差應力分佈頻率	103
圖 5- 35 岩塊傾角 90° 岩塊體積比 70%時，二維與三維虛擬試體之 E 值 分佈頻率	103
圖 5- 36 岩塊傾角 90° 岩塊體積比 70%時，圍壓為 200kPa 下二維與三 維虛擬三軸試驗之應力應變曲線	104
圖 5- 37 岩塊傾角 45° 岩塊體積比 70%時之各種方向剖切面	105
圖 5- 38 岩塊傾角 45° 岩塊體積比 70%時，二維與三維虛擬試體之岩塊 體積比之分佈頻率	106
圖 5- 39 岩塊傾角 45° 岩塊體積比 70%時，二維與三維虛擬試體之極限	

軸差應力分佈頻率	106
圖 5- 40 岩塊傾角 45° 岩塊體積比 70%時，二維與三維虛擬試體之 E 值 分佈頻率	106
圖 5- 41 岩塊傾角 45° 岩塊體積比 70%時，圍壓為 200kPa 下二維與三 維虛擬三軸試驗之應力應變曲線	107
圖 5- 42 三維虛擬試體剪應變圖	109
圖 5- 43 二維虛擬試體剪應變圖	109
圖 5- 44 三維與二維虛擬三軸試體達破壞狀態之元素比例比較圖.	110
圖 5- 45 傾角為 0° 時，二維岩塊體積比對極限軸差應力之影響趨勢	112
圖 5- 46 傾角為 0° 時，三維岩塊體積比對極限軸差應力之影響趨勢	112
圖 5- 47 傾角為 0° 時，岩塊體積比對 c 值之影響趨勢	112
圖 5- 48 傾角為 0° 時，岩塊體積比對 ϕ 角之影響趨勢	113
圖 5- 49 傾角為 0° 時，二維岩塊體積比對 E 值之影響趨勢	113
圖 5- 50 傾角為 0° 時，三維岩塊體積比對 E 值之影響趨勢	113
圖 5- 51 傾角為 45° 時，二維岩塊體積比對極限軸差應力之影響趨勢	115
圖 5- 52 傾角為 45° 時，三維岩塊體積比對極限軸差應力之影響趨勢	

.....	115
圖 5- 53 傾角為 45°時，岩塊體積比對 c 值之影響趨勢	115
圖 5- 54 傾角為 45°時，岩塊體積比對 ϕ 角之影響趨勢	116
圖 5- 55 傾角為 45°時，二維岩塊體積比對 E 值之影響趨勢	116
圖 5- 56 傾角為 45°時，三維岩塊體積比對 ϕ 角之影響趨勢	116
圖 5- 57 傾角為 90°時，二維岩塊體積比對極限軸差應力之影響趨勢	118
圖 5- 58 傾角為 90°時，三維岩塊體積比對極限軸差應力之影響趨勢	118
圖 5- 59 傾角為 90°時，岩塊體積比對 c 值之影響趨勢	118
圖 5- 60 傾角為 90°時，岩塊體積比對 ϕ 角之影響趨勢	119
圖 5- 61 傾角為 90°時，二維岩塊體積比對 E 值之影響趨勢	119
圖 5- 62 傾角為 90°時，三維岩塊體積比對 E 值之影響趨勢	119
圖 5- 63 三維虛擬三軸試驗傾角 0°時，圍壓 200kPa 不同岩塊體積比之 應力應變曲線	120
圖 5- 64 三維虛擬三軸試驗傾角 90°時，圍壓 200kPa 不同岩塊體積比 之應力應變曲線	121
圖 5- 65 三維虛擬三軸試驗傾角 45°時，圍壓 200kPa 不同岩塊體積比 之應力應變曲線	121

圖 5- 66 傾角 0° 時，岩塊體積比對極限軸差應力之影響趨勢.....	121
圖 5- 67 傾角 90° 時，岩塊體積比對極限軸差應力之影響趨勢....	122
圖 5- 68 傾角 45° 時，岩塊體積比對極限軸差應力之影響趨勢....	122
圖 5- 69 岩塊傾角對極限軸差應力之影響趨勢.....	125
圖 5- 70 岩塊傾角對 c 值之影響趨勢.....	125
圖 5- 71 岩塊傾角對 ϕ 值之影響趨勢.....	126
圖 5- 72 岩塊傾角對 E 值之影響趨勢.....	126
圖 5- 73 不同基質凝聚力於不同圍壓下之極限軸差應力與應變曲線	129



表目錄

表 2- 1 山崩之分類(Varnes, 1978)	4
表 2- 2 歷年來梨山地層組成材料力學相關研究成果.....	11
表 2- 3 一般物理性質試驗結果(方世杰, 1990).....	13
表 2- 4 崩積土與砂質黏土基本參數(劉啟鋒, 1990).....	14
表 2- 5 不同粒徑凝聚力與摩擦角大小(劉啟鋒, 1990).....	15
表 2- 6 砂質黏土強度參數(劉啟鋒, 1990)	15
表 2- 7 四號篩以下重模直接剪力試驗結果(能資所, 1993).....	18
表 2- 8 三軸 SCU 試驗結果(能資所, 1993)	18
表 2- 9 模擬與真實試體參數比較(Cundall, 2004).....	47
表 2- 10 材料幾何參數(張家銓, 2007)	47
表 2- 11 實驗與模擬之 c 、 ϕ 值比較 (張家銓, 2007).....	48
表 3- 1 本研究鑽探孔之岩心描述	55
表 4- 1 N1 12 ~ 16 m 岩塊長短軸與厚度比	62
表 4- 2 N2 48 ~ 52 m 岩塊長短軸與厚度比	62
表 4- 3 模擬 Lindquist (1994) 人造併構岩之材料參數	66
表 4- 4 模擬梨山地滑區併構崩積土之材料參數.....	66
表 4- 5 虛擬試驗規劃表	76
表 5- 1 模擬梨山地滑區併構崩積土之材料參數.....	77

表 5- 2 併構崩積土材料參數 86

表 5- 3 模擬之材料參數 128

表 5- 4 模擬之結果..... 128



第一章 前言

1.1 研究動機與目的

地滑區之崩積層組成相當複雜，由軟弱的沈泥質黏土至堅硬的新鮮岩盤均屬於其範疇。由於其組構行為複雜，常具不均質性與高變異性，未必適合以一般土壤或岩石之行為視之，本研究以「併構崩積土」的名稱來描述其組成。併構崩積土材料之組合性複雜，試體重複性不高，想取得相同之試體幾乎不可能，再加上因試體藉由鑽探取樣困難、及試體經常尺寸過小等原因，實在難以藉由實驗室之系列試驗掌握其確實之工程行為與工程性質。但若藉由虛擬產生之試體（虛擬試體）再經由數值模擬進行「虛擬力學試驗」，則可能用以深入探討併構崩積土之力學行為與性質。

謝孟修(2007)針對『崩積層之類併構岩材料力學行為與模式』論文研究中，以一系列二維虛擬力學試驗的方法，建構二維虛擬試體再進行虛擬力學試驗，繼而由該等虛擬試驗之結果歸納出影響併構崩積土力學行為與性質之重要因素與其影響趨勢，他也主張虛擬力學試驗應可改善現地對併構崩積土取樣困難，而室內實驗又常無足夠試體做出具代表性之結果的困境。

本研究以梨山崩積地滑區作為試驗場址，延續謝孟修(2007)的研究概念，進一步以三維與二維模式分別建構虛擬試體與進行虛擬力學試驗，以比較三維與二維虛擬力學試驗之結果。透過虛擬力學試驗，並可進一步模擬現地可能出現之各種露頭面，檢討直接由併構崩積土露頭面條件進行二維虛擬力學試驗所得結果

可能之變異性。透過虛擬力學試驗，若能藉由掌握影響併構崩積土力學行為的主要參數，或可將此類複雜之複合性材料行為簡化成一等值均質化之材料行為，進而推估其材料性質並利於工程應用。

1.2 研究方法與流程

本研究以梨山崩積地滑區作為試驗場址，先針對該地滑區相關文獻、監測資料及調查報告加以整理，再根據鑽孔岩心瞭解地滑內各層地質的組成，依其風化程度與相似的力學行為做分類。

為便於對崩積層內組成岩體做更細部之分類、統計及歸納，本研究結合同期與前期相關論文研究於場址完成一系列鑽探取樣，針對併構崩積土材料的區段進行岩心影像分析以統計其組成的岩塊體積比。

本研究分別以三維與二維模式分別建構虛擬試體與進行虛擬力學試驗，比較三維與二維虛擬力學試驗之結果，探討影響併構崩積土力學行為與性質之重要因素與其影響趨勢，並與謝孟修（2007）所探討在各影響因素下之行為差異結果進行比較。

本研究之相關流程如圖 1-1 所示。除本章以外，第二章為相關之文獻回顧。第三章為地質鑽探取樣與岩心分類統計。第四章為虛擬力學試驗方法與規劃。第五章為模擬結果分析與討論。第六章為本研究的結論與建議。

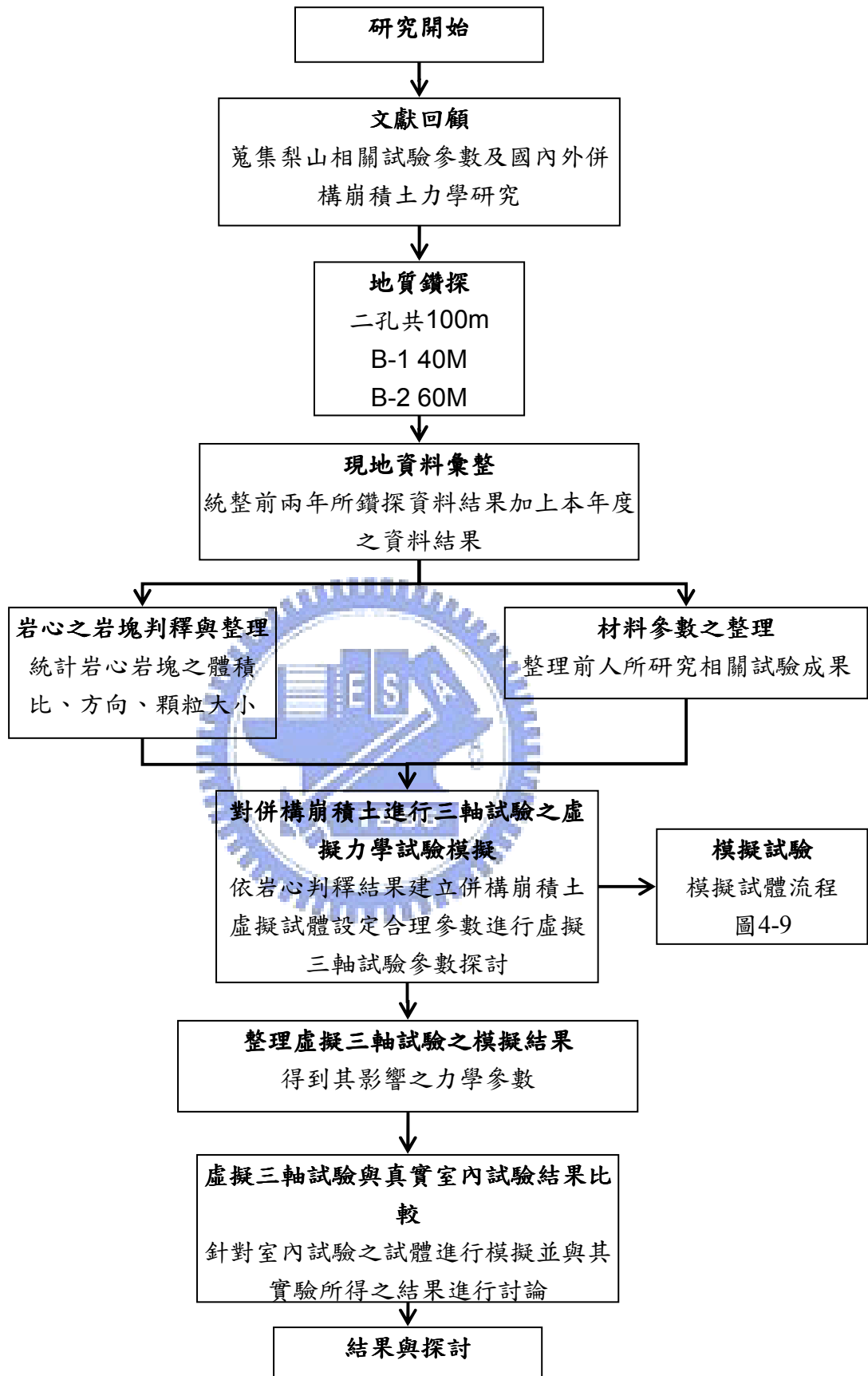


圖 1-1 研究流程圖

第二章 文獻回顧

2.1 崩積層之定義與型態

邊坡往往因地質、地形或自然環境因素等，造成破壞或滑動，而滑動規模與頻率，依據邊坡本身條件與外在環境影響而有所不同，然而不論規模大小或滑動頻繁的邊坡，都會在下邊坡或崖堆上形成堆積物，這些原本在邊坡上的岩石，經過物理或化學等風化程序後，經由滾動、滑動或崩塌等重力作用向低處位移，形成無一定形狀與大小的堆積物，這些堆積物可稱為崩積土。

崩積層之特性多與山崩種類有密不可分之關係。山崩種類可按移動方式及移動物質之不同加以分類如表 2-1 山崩之分類(Varnes, 1978)。

表 2-1 山崩之分類(Varnes, 1978)

移動方式		移動物質		
		岩石	土壤	
			粗粒	細粒
墜落		岩石墜落	土石墜落	土泥墜落
傾翻		岩石傾翻	土石傾翻	土泥傾翻
滑動	旋滑	岩石崩移	土石崩移	土泥崩移
	平滑	岩層滑動	土石塊滑動	土泥塊滑動
岩石滑動		土石滑動	土泥滑動	
側滑		岩石側滑	土石側滑	土泥側滑
流動		岩石流動	土石流動	土泥流動

洪如江(1979)認為在上游集水區或礦區上、下方常有崩積土堆積，在斷層帶上或附近的地質材料較為破碎或軟弱，因此形成小規模的崩坍地或是崖錐堆積。

崩坍的種類也與母岩、形成年代與環境息息相關。李文勳(1971)與徐鐵良(1983)定義崩積土依照距離母岩的遠近，可分為距離較近岩屑堆積或是距離較遠的崖錐堆積。

按山崩型態與堆積材料特性將崩積層分為三類：(1)岩石墜落或傾覆所形成之岩塊堆積崩積層；(2)土石崩移或滑動所形成之土石混合堆積崩積層；以及(3)岩石崩移或岩層滑動所形成之岩層滑動崩積層，三類崩積層之示意圖如圖 2-1。(董家鈞、楊賢德，2001)

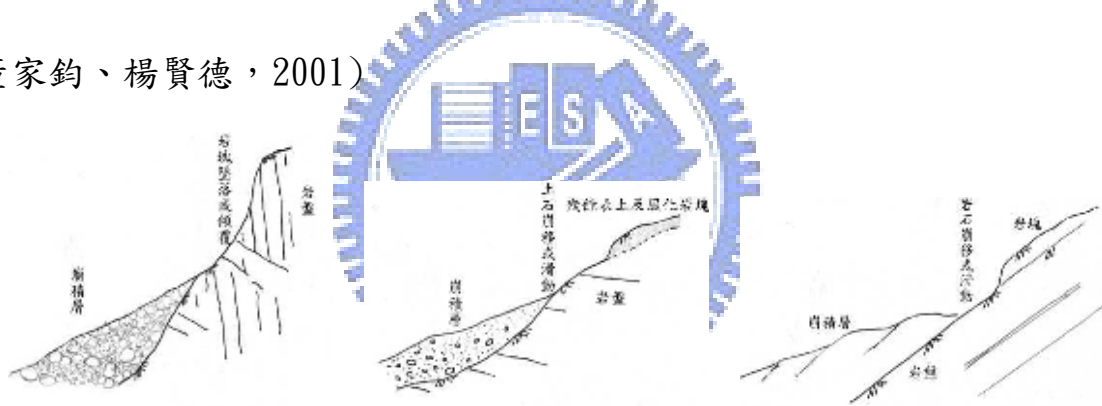


圖 2-1 (a)岩塊堆積崩積層(b)土石混合堆積崩積層(c)岩層滑動崩積層(董家鈞、楊賢德，2001)

(1)岩塊墜落或傾覆-岩塊堆積崩積層

因岩石墜落或傾覆型山崩機制所形成之崩積層規模較小，泥質含量低，岩塊多呈顆粒支持構造(圖 2-1 (a))，亦即岩塊間相互接觸而填充少量之土壤。此類崩積層多分佈於節理發達之陡坡坡址。

(2)土石崩移或滑動-土石混合堆積崩積層

土石崩移或滑動易形成土石混合堆積崩積層(圖 2-1(b))。土石混合堆積之崩積層屬基質支持。此類崩積層與降雨所造成之地下水升高關係甚為密切，當遇較大之暴雨時地下水位可迅速升高，此類地下水造成土石潰流之情形。

(3) 順向坡岩石滑動-岩層滑動崩積層

屬岩層滑動之崩積層堆積，此一崩積層應屬原邊坡發生順向滑動後堆積之岩層(請參閱圖 2-1(c))。此類崩積層不易由鑽探柱狀圖探知，因崩積地層層次多與斜坡坡面相同，故若有透水岩層上覆不透水岩層，則極易形成受壓水層，因降低崩積層之穩定性，然此類之崩積層移動方式應以潛變為主，由調查發現存有此類崩積層之上邊坡亦仍有高滑動潛能。

2.2 梨山試驗區之環境與地滑特性

本研究以梨山崩積地滑作為研究場址，針對崩塌地區做相關文獻及調查報告的蒐集與整理。

(1) 地理位置與交通狀況

梨山位於台中市東北東方中央山脈中，行政區劃分為台中縣和平鄉梨山村(圖 2-2)，標高 1950 公尺，面積約 31300 公頃，與雪霸及太魯閣國家公園相鄰，人口約 2000 人，以種植溫帶水果與高冷蔬菜聞名。地理位置處在中橫公路西段(台八線與台七甲線交會處)，由梨山村向西行，途中經德基、谷關最後可達中橫公路主幹線(台八線)西緣起點台中縣東勢鎮，長約 82 公里；沿台八線向東行過

大禹嶺後可達花蓮縣，長約 137 公里；沿中橫公路宜蘭支線(台七甲線)向東北行經思源啞口可到達宜蘭縣，長約 112 公里。集集九二一地震當時，梨山雖幸而無恙，但是中橫公路上谷關至德基路段嚴重坍方，後經重新修築卻又遭遇民國 94 年 72 水災破壞，使得梨山進出必須繞行大禹嶺、合歡山，經霧社、埔里才能抵達梨山。梨山賓館圓環區，因中橫的開通而繁榮，也因中橫的中斷而沒落，若說中橫是梨山的命脈，實不為過。

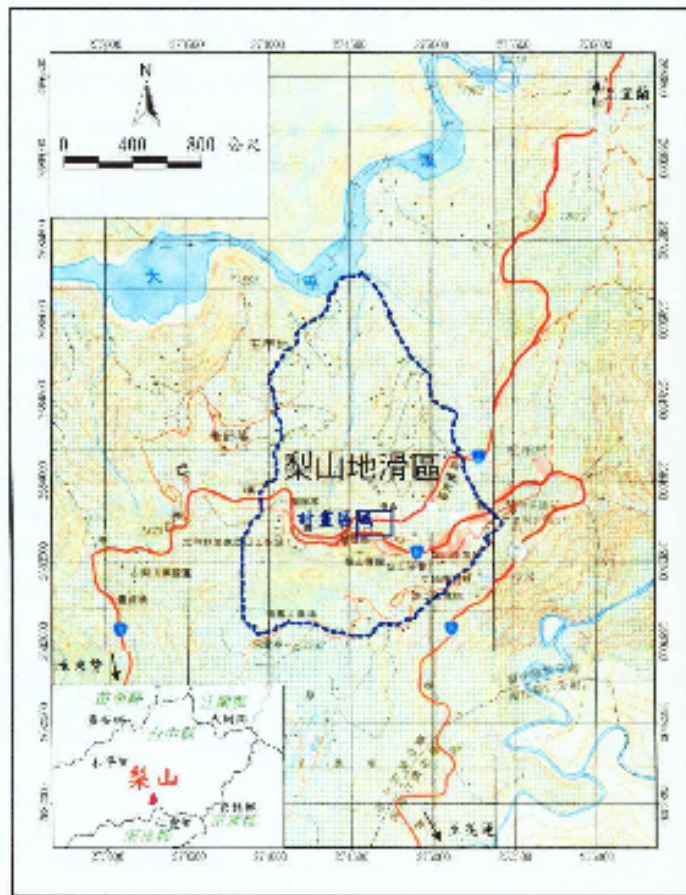


圖 2-2 梨山交通位置圖(工業技術研究院能源與資源研究所，1993)

(2)地形與地質

梨山崩坍地地質劃分為中央山脈西側的雪山山脈板岩山塊(徐鐵良，1983)，平均高度在 2000 公尺以上，北緣大甲溪，南側稜線為福壽山農場，地形

走勢由南向北下降至大甲溪河床，河谷兩岸坡度約 $30^{\circ}\sim 50^{\circ}$ 。大甲溪河谷上部接近山脊處，存在侵蝕或沉積的遺跡，山腰上則分佈著起伏的大小丘陵地，形成標準的地滑地形(黃玉麟，2006)；根據地質調查結果，顯示此崩坍地形成是由於過去發生大規模岩盤滑動所造成，唐禎國(2007)指出梨山賓館南側之馬蹄形陡坡(古滑落崖)下，有一向北延伸出之平緩山脊(古滑動體)，而呈凸狀台地型之地滑地形。

地質分類方面，依照何春蓀(1986)之地質分類，梨山崩坍地位在中央山脈地質區之西側，屬於第三紀輕度變質岩區，地層為中新世廬山層(圖 2- 3)，主要由黑色至深灰色板岩(slate)、千枚岩(phyllite)、硬頁岩(argillite)及深灰色硬砂岩互層所組成。工業技術研究院能源與資源研究所(1993)指出覆蓋於新鮮岩盤上之崩積滑動體材料，組成為風化程度不一的板岩塊體與風化板岩碎屑，岩性單調，偶夾砂岩與石英岩，組成顆粒粒徑不一，膠結性不佳，強度低，透水性高，地層走向約呈 $N15^{\circ}\sim 45^{\circ}E$ ，向東南傾斜 $15^{\circ}\sim 35^{\circ}$ ，並發現在河谷處之層面及劈理的傾斜角度近乎垂直，但在稜線或山坡上轉為平緩，認為此一現象可能是因岩性軟弱及河谷解壓，造成邊坡頂部岩層潛移翻倒所致。富國技術工程公司(2001)進行排水廊道開挖之地質調查，在崩積層底部量測岩層位態資料，經統計結果顯示劈理平均位態為 $N36^{\circ}E/32^{\circ}SE$ ，並有三組高角度節理： $(1)N32^{\circ}W/86^{\circ}SW$ ； $(2)N29^{\circ}E/83^{\circ}SE$ ； $(3)N32^{\circ}W/86^{\circ}SW$ 。

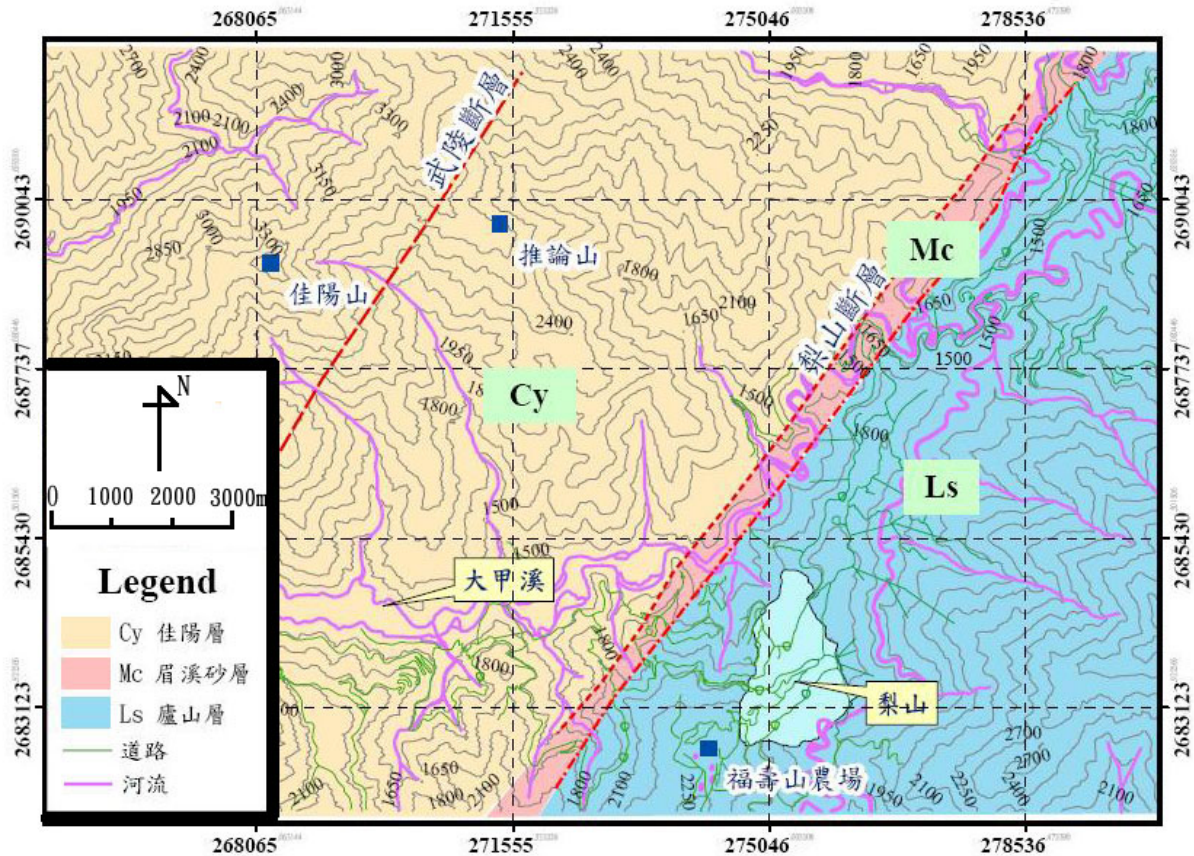


圖 2-3 梨山地區區域地質圖(劉岫雲，2003)

(3) 氣候與水文

梨山崩坍地屬於大甲溪流域；大甲溪為台灣中部之主要河川，源頭位在思源啞口附近之山峰，主要有兩條支流，形成西區集水區(梨山小築附近)與東南區集水區(梨山賓館至榮民醫院附近)，支流在地滑區中央偏北處匯合後，向北流入大甲溪。中央氣象局梨山監測站在民國 85~91 年監測資料指出年平均氣溫 15.2°C，年平均降雨量 2,152mm，2~9 月之月平均雨量達 190mm 以上，其中 5 月、6 月為雨季，平均雨量高達 514mm，11 月至翌年 2 月為旱季，平均雨量只有平均年雨量的 20.2%。工業技術研究院能源與資源研究所(1993)在梨山地區地層滑動整治報告中，地下水位監測資料顯示地下水位容易受到降雨量之影響而改變其水

位深度。

2.3 梨山地區相關研究

2.3.1 梨山以往研究成果

鑑於梨山崩坍地材料取樣不易，岩心提取率偏低，因此在材料力學行為研究較為不易，在過去此區域材料力學研究上主要有蘇苗彬(1990)、亞新顧問(1990)、林柄森(1991)、蔡光榮(1987)、工業技術研究院能源與資源研究所(1993)等。

以往大部分的研究皆是以邊坡穩定為考量，所求出的材料參數整理歸納出如表 2-2，地層材料主要包括崩坍的土層、風化岩層、滑動介面岩層與新鮮岩盤，本身各種材料的膠結性不良，劈理發達，並帶部分的節理，因此材料較為破碎、強度低。在鑽探取樣並不容易，因此在部分的研究中，試驗材料來源以重模試體為主，部分的天然試體為明坑開挖所取得的崩積土塊。

表 2-2 歷年來梨山地層組成材料力學相關研究成果

資料來源 地層參數 地層種類	蘇苗彬(1990)		亞新顧問(1990)		林柄森(1991)		蔡光榮(1987)		工業技術研究院能源與資源研究所(1993)		中華工程(1996)										
	c (t/m ²)	Φ (°)	c (t/m ²)	Φ (°)	c (t/m ²)	Φ (°)	c (t/m ²)	Φ (°)	c (t/m ²)	Φ (°)	c (t/m ²)	Φ (°)									
崩積土	0	35	0	29.0-34.5	0.17-1.6	33.0-38.0	1.9-3.9	33.5-35.0	0.1-2.2	15-45	0.04-1.97	27.1-27.5									
強至中度風化板岩	/		/		/		/		2.0-6.0	36-39	/										
滑動面									崩積土	/			/		/		/		/		
									強至中度風化板岩												/
弱風化至新鮮板岩	2.1-3.8	9.0-16.0	/		/		/		/		1.3-2.9	18.2-18.5	1.8-4.0	25-45	0-2.0	20-23	0.3-1.8	28.5-31.3			
備註	皆以重模試體為主										皆以鑽探取樣所得到之天然試體(NX)		崩積土材料為重模試體 滑動面材料為現地薄管取得之天然試體		皆以重模試體為主		皆以鑽探取樣所得到之天然試體(NX)				

方世杰(1990)研究中橫公路崩積土坡地力學特性指出一般物理性質結果(表2-3)：崩積土的濕密度為 $1.94\sim 2.14\text{ g/cm}^3$ 、比重 $2.67\sim 2.75$ 、孔隙比 $0.42\sim 0.6$ 、含水量 $3.83\sim 18.07\%$ 、液性指數為 NP 或 14%；灰色板岩碎屑的濕密度為 $2.17\sim 2.42\text{ g/cm}^3$ 、比重 $2.74\sim 2.75$ 、孔隙比 $0.23\sim 0.44$ 、含水量 $8.51\sim 10.59\%$ 、液性指數為 NP 或 11%；沉泥質黏土的濕密度 2.29 g/cm^3 、比重 2.82 、孔隙比 0.42 、含水量 15.15% 、液性指數 7% 。在力學試驗方面結果：現地塊狀土體所進行大型直接剪力試驗結果，凝聚力在 $0.017\sim 0.25\text{ kg/cm}^2$ 之間，摩擦角在 $31.9^\circ\sim 38^\circ$ 之間；滑動面沉泥質黏土的土樣(薄管取樣, NX)進行直接剪力試驗與三軸試驗(三段式飽和壓密不排水)，結果顯示凝聚力 0.13 kg/cm^2 ，摩擦角 18.2° ，推估為造成滑動的主因，而三軸試驗(三段式飽和壓密不排水)得到結果為凝聚力 0.29 kg/cm^2 ，摩擦角 18.5° ；單向壓密試驗結果指出崩積土壓縮指數 $0.15\sim 0.16$ ，再壓縮指數 $0.014\sim 0.018$ ，預壓密壓力 $0.3\sim 0.5\text{ kg/cm}^2$ ，此預壓密壓力推估為覆土層因滑動而造成解壓；而岩石的耐久性試驗結果，耐蝕指標 98.86% ，歸納為中高耐久性之岩石。他認為崩積土在現地含水量狀況下膠結性不良，含水量增加對於崩積土內部之摩擦角有一定程度的影響。

表 2-3 一般物理性質試驗結果(方世杰，1990)

材料 取得 方式	土層材料	一般物理性質						
		濕密度 (g/cm ³)	比重	孔隙比	含水量 (%)	液性 限度 (%)	塑性 限度 (%)	液性 指數 (%)
明坑 開挖	崩積土	2.14	2.7	0.49	18.07	42	28	14
鑽探 bh-1	崩積土	2.02	2.75	0.42	3.83	NP	NP	NP
	灰色板岩碎屑	2.17	2.75	0.44	10.59	NP	NP	NP
	沉泥質黏土	2.29	2.82	0.42	15.15	25	18	7
鑽探 bh-2	崩積土	1.94	2.67	0.6	16.19	NP	NP	NP
	灰色板岩碎屑	2.42	2.74	0.23	8.51	32	21	11

劉啟鋒(1990)研究中橫公路台七甲線 72K+500 處的邊坡穩定性，在監測兩孔水位計(A-1 深度 20 米、A-2 深度 13 米)資料後發現地表下 5.85 米與 5.57 米處有一滑動面。其研究在埋設兩孔水位計旁各進行長寬高各為一公尺之明坑開挖，取得崩積土密度分別為 1.99 g/cm³ 與 1.93 g/cm³，並在選擇 A-1 明坑開挖下方進行直徑 1.1 米的試井開挖(深度 6.3 米)，並將試井開挖所得到的現地土樣進行相關的材料特性試驗(開挖取得之材料土壤基本性質表 2-4)，試井開挖後土壤分層為表土層(0.0m~0.6m)、灰黑色板岩礫石土(0.6m~2.40m)、黃棕色黏土夾雜板岩塊與岩層(2.40m~4.20m)、破碎灰色板岩層(4.20m~5.90m)、砂質黏土

(5.90m~6.30m)。另外利用縮小現地顆粒級配以製作重模試體再進行直接剪力試驗，試驗結果如表 2-4、表 2-5、表 2-6。經由粒徑分佈曲線得知明坑土樣顆粒分佈一致屬於良好級配土壤，而其板岩材料消散耐久性試驗得到在第二次循環百分比平均為 94.87%，其抗風化能力不弱；另外在直接剪力試驗結果得知，最大顆粒粒徑變大，細粒料含量減少時，凝聚力有逐漸變小的趨勢，摩擦角則不確定，可能為試體大小尺寸影響所致。圖 2-4、圖 2-5、表 2-6 可看出凝聚力(c)、摩擦角 ϕ 與顆粒粒徑的關係，試體最大顆粒粒徑增加，細粒料含量減少，凝聚力(c)有逐漸變小的趨勢；摩擦角 ϕ 值隨著試體最大顆粒粒徑增加而上升，與細料含量之關係則較不明顯，可能因試驗儀器不同及試體大小尺寸影響所致。

表 2-4 崩積土與砂質黏土基本參數(劉啟鋒，1990)

試驗項目 土樣	含水量 (%)	比重(10號篩 以下)	阿太堡限度		土壤分類	
			液限	塑限	AASHTO	USCS
A-1 明坑土樣	13.99	2.75	38	23	A-2-6	GC
A-2 明坑土樣	12.04	2.76	40	23	A-2-6	GC
試井之砂質黏土	15.65	2.77	25	13	A-6	SC/CL

表 2-5 不同粒徑凝聚力與摩擦角大小(劉啟鋒，1990)

最大粒徑	2"	3/4"	#4	#8	#16	#30	#50	#100	#200
強度參數									
凝聚力(kg/cm ²)	0.03	0.35	0.38	0.49	0.65	0.66	0.66	0.68	0.67
摩擦角(°)	35.02	21.56	24.16	33.12	30.51	29.75	33.06	33.22	33.07

表 2-6 砂質黏土強度參數(劉啟鋒，1990)

試驗方法	不壓密不排水直剪	壓密不排水直剪
強度參數		
凝聚力(kg/cm ²)	0.21	0.38
摩擦角(°)	9.15	15.67

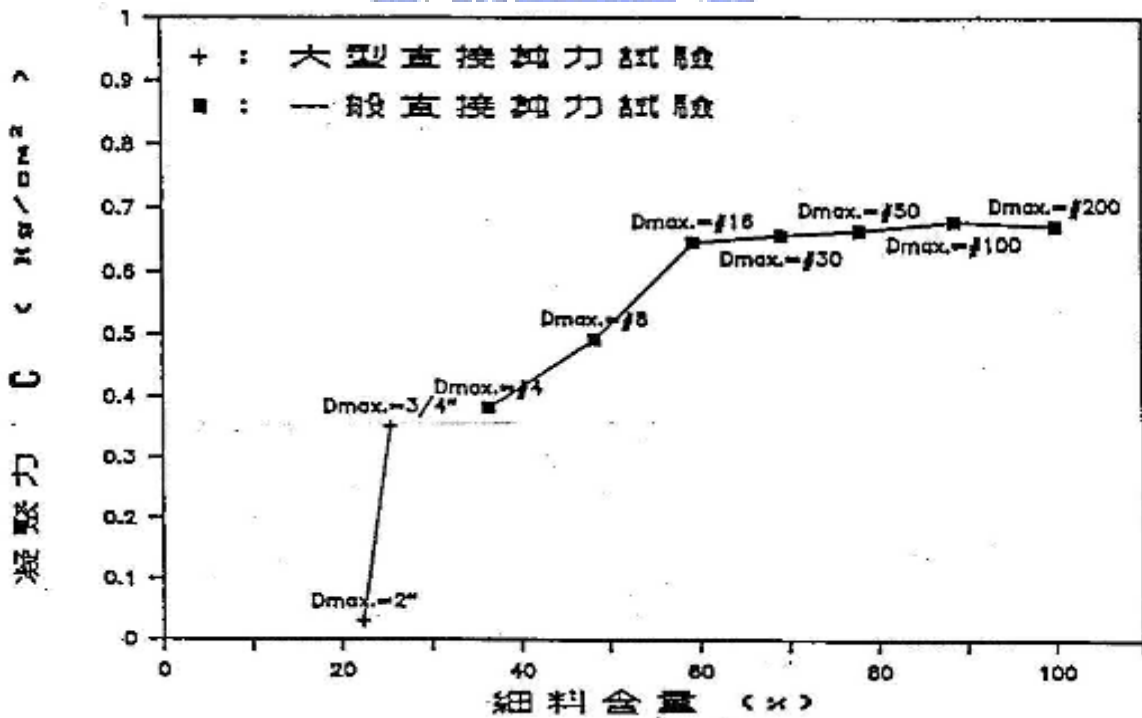


圖 2-4 崩積土細料含量(F)與凝聚力(c)之關係(劉啟鋒，1990)

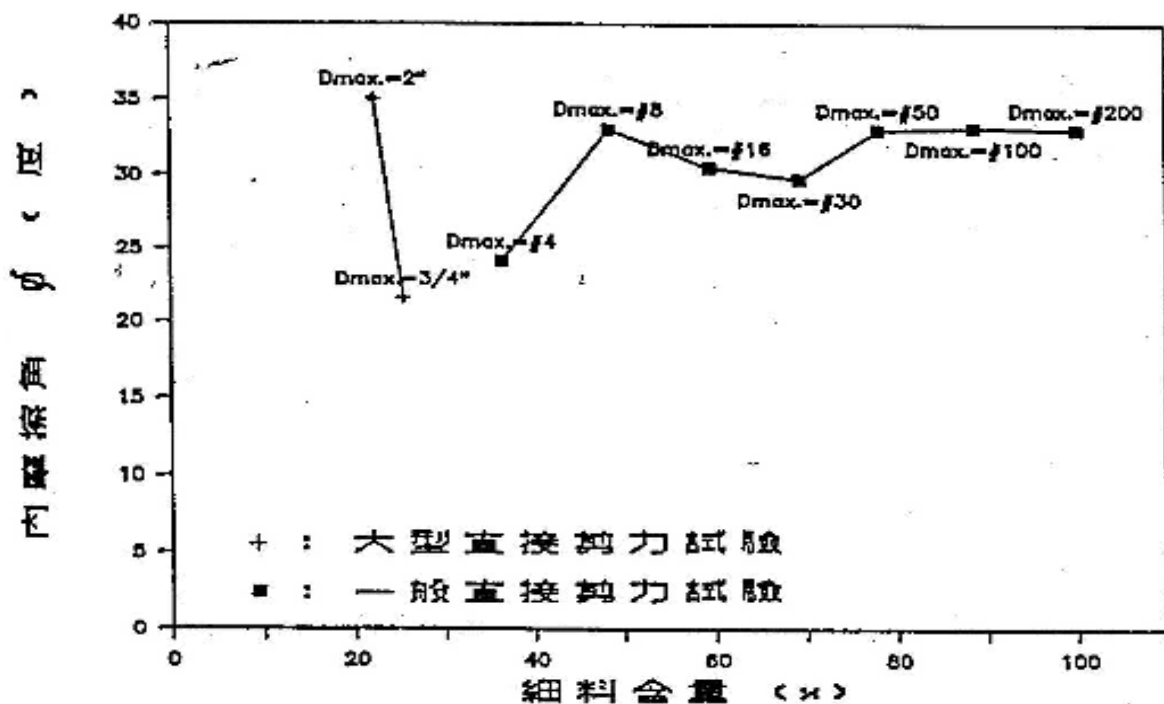


圖 2-5 崩積土細料含量與內摩擦角之關係(劉啟鋒, 1990)

楊東賢(1990)研究風化作用對中橫公路板岩強度之影響，試驗材料取自宜蘭支線 73k 之邊坡之鑽探岩心(NX 尺寸)，鑽探結果地表向下組成為表土與破碎板岩崩積層、沉泥質黏土層、新鮮岩盤；一般物理性質崩積層含水量 0.12%、密度 2.7 g/cm³、比重 2.70、吸水率 0.32%，沉泥質黏土層含水量 0.26%、密度 2.67 g/cm³、比重 2.69、吸水率 0.57%，黏土礦物分析中得到主要成份為雲母。

其研究將嘗試模擬現地風化作用，並藉由量測超音波速來分析風化作用對材料的影響。模擬方式為將試樣置於 105°C 之烘箱 24 小時後量測超音波速，在泡水一小時後再量測超音波速，用以推求試樣之腐朽指數，在泡水 24 小時並量測水中超音波速，此步驟為模擬現地風化作用的一次循環。在模擬不同風化循環次數(2、4、6、8、10、12、14)試驗結果，發現風化循環次數愈高其超音波速愈低，

單壓強度也愈低。

黃信璋(1991)研究中橫公路沉泥質黏土層動態特性，以沉泥質黏土為研究主要對象，將鑽探取得土樣，直接進行物性試驗、小型三軸試驗、直接剪力試驗與單向度壓密試驗，結果指出材料含水量 9.6%~14.5%，平均單位重 2.315 g/cm^3 ，直接剪力試驗凝聚力 0.13 kg/cm^2 、摩擦角 18.2，為各層強度最弱，因此判定沉泥質黏土為滑動層面主要構成材料；標準貫入值(N)因孔位不同約在 10~14 與 4~6，屬於軟弱至中等硬度之黏土；單向度壓密曲線 $C_c=0.088\sim0.092$ 、 $C_r=0.023\sim0.024$ 。

工業技術研究院能源資源研究所(1993)調查梨山地層滑動，對此處地層材料做相關的室內試驗。直接剪力試驗試體採用四號篩以下之顆粒進行五組重模試驗，結果如表 2-7；三軸試驗取自滑動面附近土樣，以自然沉降的方式進行重模，結果如表 2-8。滑動面的土樣，主要是由黏土、粉土或黏土質粉土所組成，三軸試驗結果顯示膠結性與抗剪角偏低，性質如同土壤，剪力試驗的抗剪角則較三軸試驗結果高出很多，推估可能是重模的夯實能量不同所導致。

表 2-7 四號篩以下重模直接剪力試驗結果(能資所，1993)

項目	c'	ϕ'	備註
1	0.6	36	預壓 6(kg/cm ²)
2	0.2	39	預壓 3(kg/cm ²)
3	0.2	23	
4	0	23	
5	0.05	20	
6	0.3	38	

表 2-8 三軸 SCU 試驗結果(能資所，1993)

項目	1	2	3	4	5
抗剪角 (deg)	10	19	14	19	13
凝聚力 (kg/cm ²)	0.07	0	0.04	0	0
有效抗剪角 (deg)	20	34.52	15	45	28
有效凝聚力 (kg/cm ²)	0.1	0.08	0.22	0.02	0.01
土樣分類	SC	SP-SC	SC	SP-SM	SM

2.3.2 梨山崩積層依材料特性分類

黃玉麟(2006)由其所規劃之鑽孔 N-1 即 N-2 岩心資料經判釋歸納後，由地質

材料、顆粒排列方式、弱面與裂隙、膠結充填物以及風化程度五項指標，提出針對梨山地區崩積地區之岩心分類方法如圖 2-6。第一類灰色板岩夾黃色黏土(SY) 主要分布在滑動體淺層靠近地表部分，位置位於地水位以上，黃色黏土可能為地表細料土壤順著地表水沿裂隙下滲而膠結於板岩裂隙之間；第二類灰色板岩夾灰色黏土(SG)，其板岩所夾之灰色黏土，應為原崩積物之母岩因風化作用而生；第三類灰色完整板岩(S)則為新鮮岩盤的部分；第四類灰色黏土夾灰色板岩碎屑(C)則為軟弱層，其可能為滑動面。

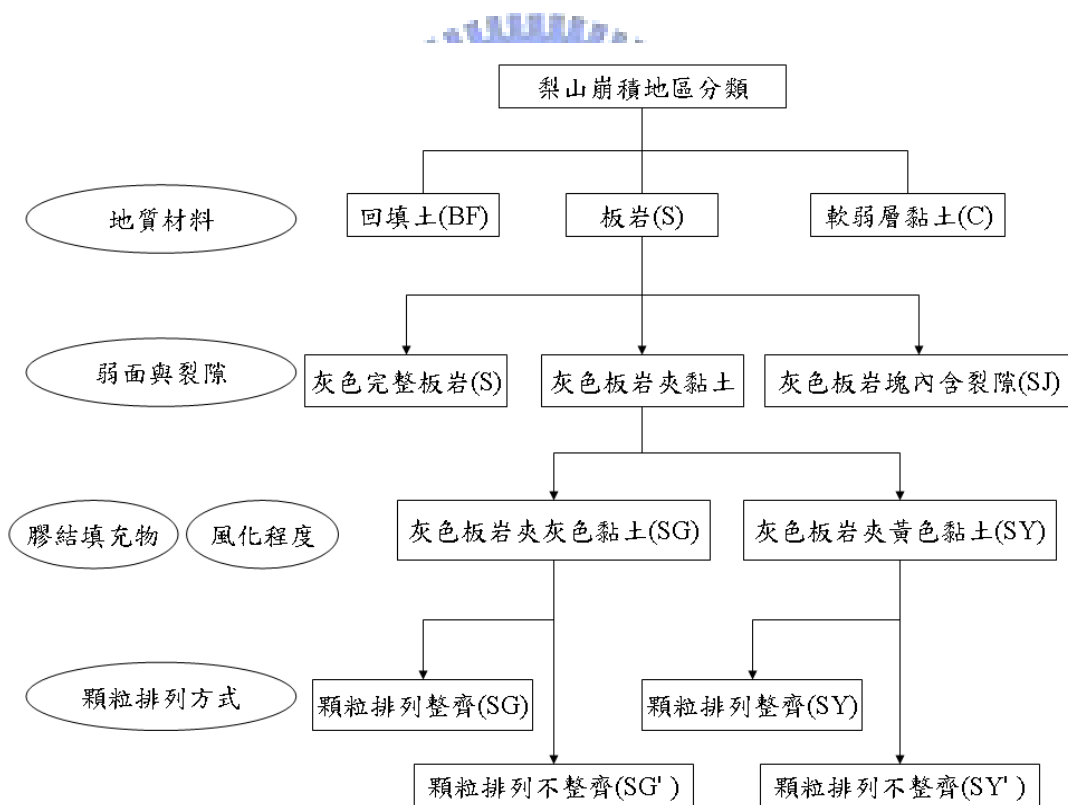


圖 2-6 岩心分類流程圖(黃玉麟，2006)

唐禎國(2007)對規劃場址在梨山崩坍地滑動體 B-9、B-1、及 B-4 分別規劃三個鑽探孔(X1、X2 及 X3 孔，鑽孔位置如圖 2-8)，地質鑽探結果依黃玉麟(2006)

分類法為基礎，加入岩塊與基質材料比例的觀點，提出對於滑動體內材料的分類方式，岩心分類流程圖如圖 2- 7。

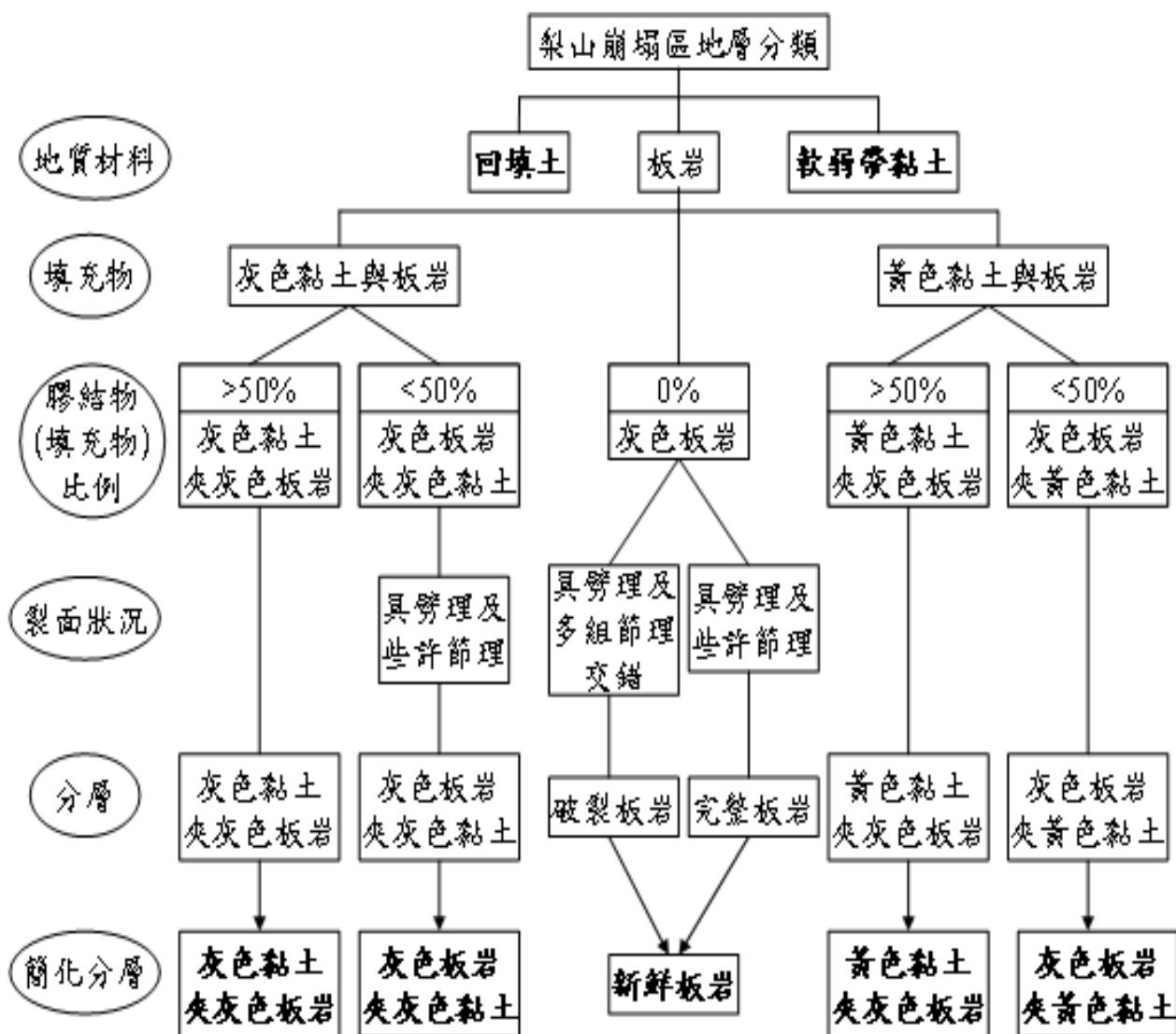


圖 2-7 岩心分類流程圖(唐禎國，2007)

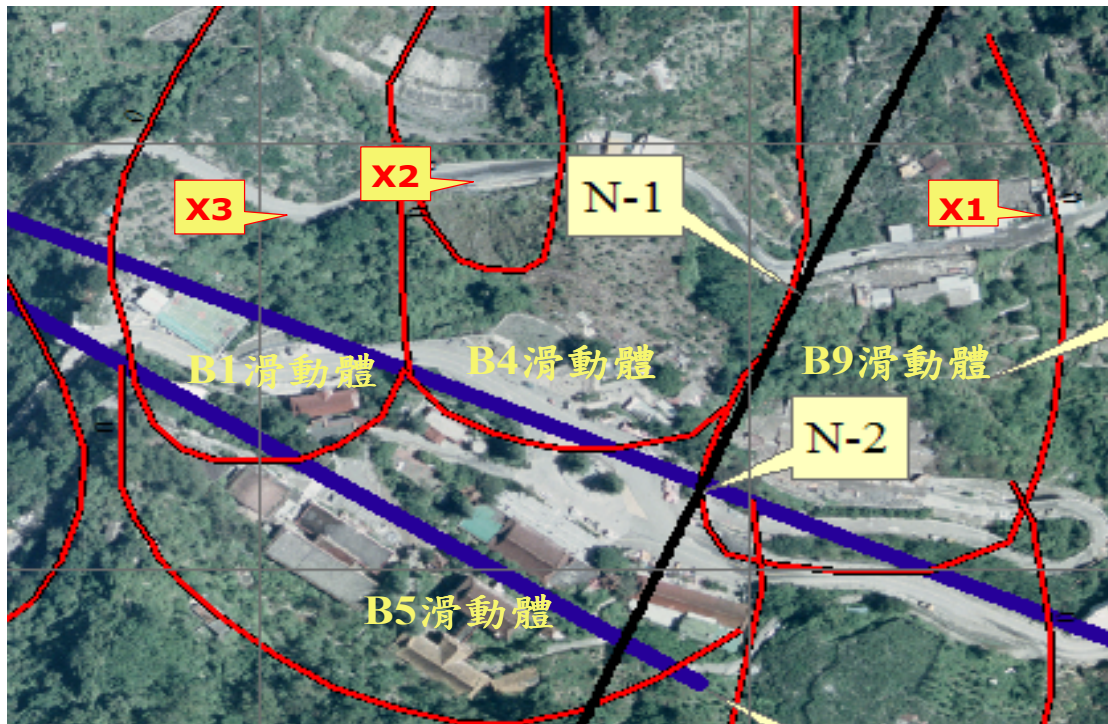


圖 2-8 鑽探孔地理位置示意圖

2.3.3 梨山崩積層依力學參數分類

賴忠良(2006)依照黃玉麟(2006)材料分類之準則進一步以材料之力學行為模式做為分類，如下所示。

第一類崩積層材料：灰色黏土夾灰色板岩顆粒(如圖 2- 9 所示)。

第一類材料屬於極軟弱的地質材料，由灰色黏土夾板岩顆粒所組成、偶夾一些石英顆粒，抗剪強度相當低。此層軟弱地質材料可視為軟弱夾心層，由於其材料性質軟弱明顯具彈塑性的特性，可視為土壤情形進行力學分析，其力學模式可採用摩爾-庫倫彈塑性模式。



圖 2-9 第一類：灰色黏土夾灰色板岩顆粒（賴忠良，2006）

第二類崩積層材料：破碎板岩岩體（如圖 2-10 所示）

第二類崩積層材料之材質屬於破碎的岩體材料，由灰色板岩及灰色黏土所組成，內含極高密度節理面，此類的地質材料，大都屬於強到中度風化性的板岩，因此多形成灰色板岩夾灰色黏土，板岩顆粒排列不規則性。此外因板岩乃原生岩石曾經過輕度至中度變質作用，造成礦物重新排列形成劈理面，承受到大地應力作用後，往往易形成整齊破碎的狀態。因此雖弱面上有些許灰色板岩夾灰色黏土，但是板岩塊片仍緊密排列整齊的存在。此類崩積層材料本身具有極高密度節理面，其行為可模擬為彈-塑性體，可採用彈塑性力學模式，破壞準則可考慮 Hoek-Brown 準則。



圖 2-10 第二類：破碎板岩岩體（賴忠良，2006）

第三類崩積層材料：灰色板岩內含有節理(節理厚度不可忽略)（如圖 2-11 所示）

第三類崩積層材料屬於具有較完整的板岩塊，其力學行為主要受不連續面

分布及不連續面間接觸機制控制。內部只具有幾組的節理存在，而節理面，大部分夾有灰色黏土，材質具有彈-塑性體加弱面的特性，可採用 PANDE(1993)組構性彈塑性力學模式（如 PANDE，1993）。



圖 2-11 第三類：灰色板岩內含有節理(節理厚度不可忽略)（賴忠良，2006）

第四類崩積層材料：灰色板岩內含有節理(節理厚度可忽略)(如圖 2- 12)

第四類崩積層材料具有完整的板岩塊，近似完整岩體情形，力學行為主要受不連續面分布及不連續面間接觸機制控制。內部只具有幾組的節理存在，而節理面厚度小到可以忽略或根本沒有。第四種崩積層材料，其由近彈性體之完整岩體再加上幾組的節理弱面(節理弱面可忽略)所組成，屬於新鮮岩盤，因此彈性範圍可採用如林建宏(1992)之異向性等值岩體力學彈性關係來描述屈服前之應力-應變關係。屈服後則採用 Hoek-Brown 或摩爾-庫侖岩石破壞準則。



圖 2-12 第四類：灰色板岩內含有節理(節理厚度可忽略)（賴忠良，2006）

2.4 崩積層材料特性與力學行為模式

2.4.1 併構崩積土之簡介與特性

根據地質詞彙對 melange 的定義為：包含不同粒徑之本身或外來的碎片及岩塊鑲嵌在基質泥中所構成之岩體，中文翻譯成「混同層」或「混成岩」（許靖華，1988）。此種岩體構造最早在英國威爾斯的安哥西(Anglesey)被發現，目前世界上約有六十幾個國家具有此種地質構造，我國被發現有混成岩的地區共有臺東利吉、屏東墾丁與花蓮天祥三處。

就工程觀點來看，混成岩及其類似岩石，只要是軟弱的基質材料中鑲嵌有硬質岩塊，即使形成的地質作用、過程迥異，但大地工程及力學行為的分析模式理應相似，因此 Medley(1994)刻意忽略地質學上的名詞，定義此種組成的岩石為 Bimrock (Block-in-Matrix)。林銘郎等人(2000)將之譯為「併構岩」。

本研究之材料為梨山崩基層內之複合性材料，形成機制是由軟弱的沉泥質粘土與風化的板岩塊所構成，因性質較為軟弱且為崩積層內之岩塊風化而得，其內容差異性高，故以「併構崩積土」之名稱來描述。雖與併構岩之組構型態略同，然以往針對併構岩所進行之模擬，其岩塊與基質間之強度差異性皆頗為相近，相差僅在幾倍之間，然而併構崩積土之岩塊與基質間之強度差異性甚高，因此無法推定併構崩積土與併構岩之力學行為完全雷同。然就整體之趨勢而言，針對併構岩之研究成果對瞭解併構崩積土之特性仍頗具參考價值，也值得作為一參考指標。

2.4.2 併構岩定義與劃分

Medley(1994)曾針對加州北方的 Franciscan Melange 做研究，發現 Franciscan Melange 中的破碎岩塊尺寸分佈極為廣泛（圖 2-13），任何尺寸皆存在，也以不同的取樣面積作影像分析，分析岩塊的 d_{max} (岩塊之最大粒徑) 與其出現的頻率，發現在不同的取樣面積下岩塊尺寸的分佈曲線類似，僅有最大岩塊其 d_{max} 與取樣面積成正比，如圖 2-14 及圖 2-15。因此判定 Franciscan Melange 中岩塊之尺寸分佈不受尺度的影響 (scale independent)。

而在界定岩塊與基質以及岩塊與完整岩體間之分界時，Medley 則以取樣面積內岩塊的尺寸分佈做為依據，將岩塊粒徑與取樣面積的平方根作正規化後，取 $0.05\sqrt{A}$ 作為基質與岩塊尺寸的界線，取 $0.75\sqrt{A}$ 作為岩塊與完整岩體的界線，其中 A 即為取樣面積（圖 2-16）。因為取樣面積內的所有岩塊中 95% 以上其粒徑是小于 $0.05\sqrt{A}$ ，但這些岩塊的總面積卻小於取樣面積 1%，可忽略其對力學行為的影響，故取 $0.05\sqrt{A}$ 作為基質與岩塊的界線，粒徑小於 $0.05\sqrt{A}$ 即視為基質；而所有岩塊中約有 99% 左右粒徑皆小於 $0.75\sqrt{A}$ ，故取 $0.75\sqrt{A}$ 最為岩塊最大粒徑的分界，大於 $0.75\sqrt{A}$ 及視為完整岩體（圖 2-17）。

由於不受尺寸影響，因此在可在一可靠的維度下來定義併構岩的基質與岩塊，故定義出工程尺寸 (engineering dimension) L_c ， $L_c = \sqrt{A}$ ，亦可為地質圖上顯示的岩塊最大粒徑、地滑中破壞區或剪裂帶的厚度、隧道直徑、基腳寬度或室內試驗之試體寬度等…。

Medley(2001)亦定義符合 Block-in-Matrix 即被稱為 Bimrock 的條件須滿足 $\tan\phi_{\text{block}}/\tan\phi_{\text{matrix}} \geq 2.0$ 或 $E_{\text{block}}/E_{\text{matrix}} \geq 2.0$ ，當當複合岩體之強度比或勁度比低於此標準，剪力破壞時將破壞面可能轉變為穿過岩塊。由於 Bimrock 岩塊粒徑分佈範圍廣泛，且岩塊的粒徑對於破壞面的扭曲有直接影響，故對於抗剪強度亦有直接影響。當岩塊粒徑分佈範圍大，破壞面扭曲蜿蜒，抗剪强度高；當岩塊粒徑分佈範圍小，破壞面成平滑波浪狀抗剪強度低。

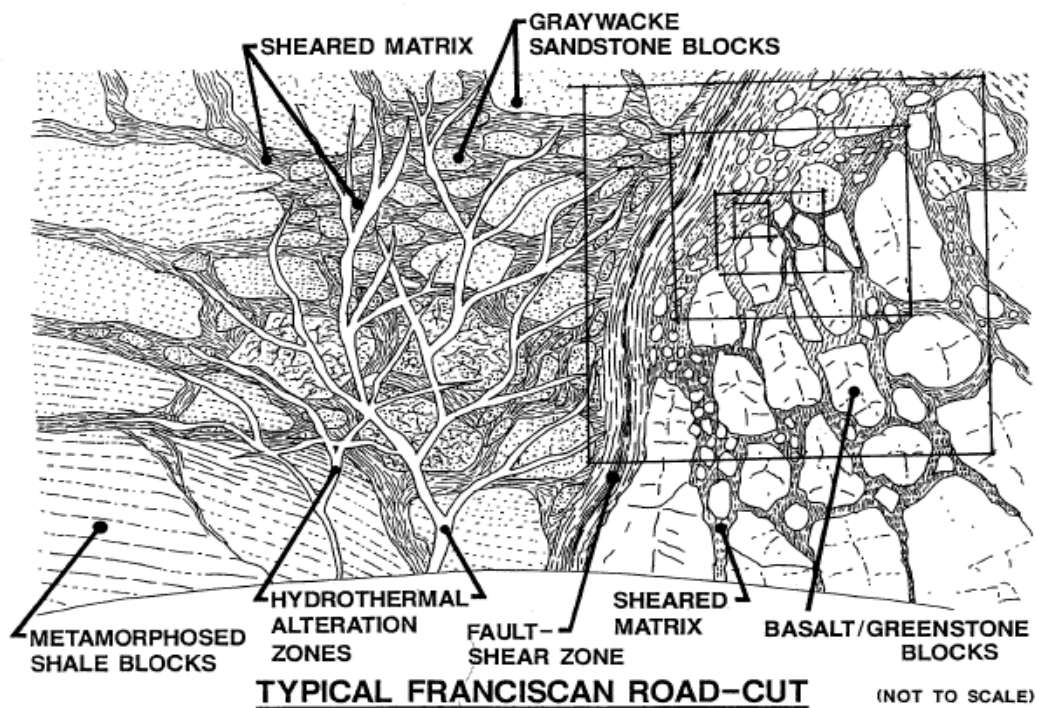
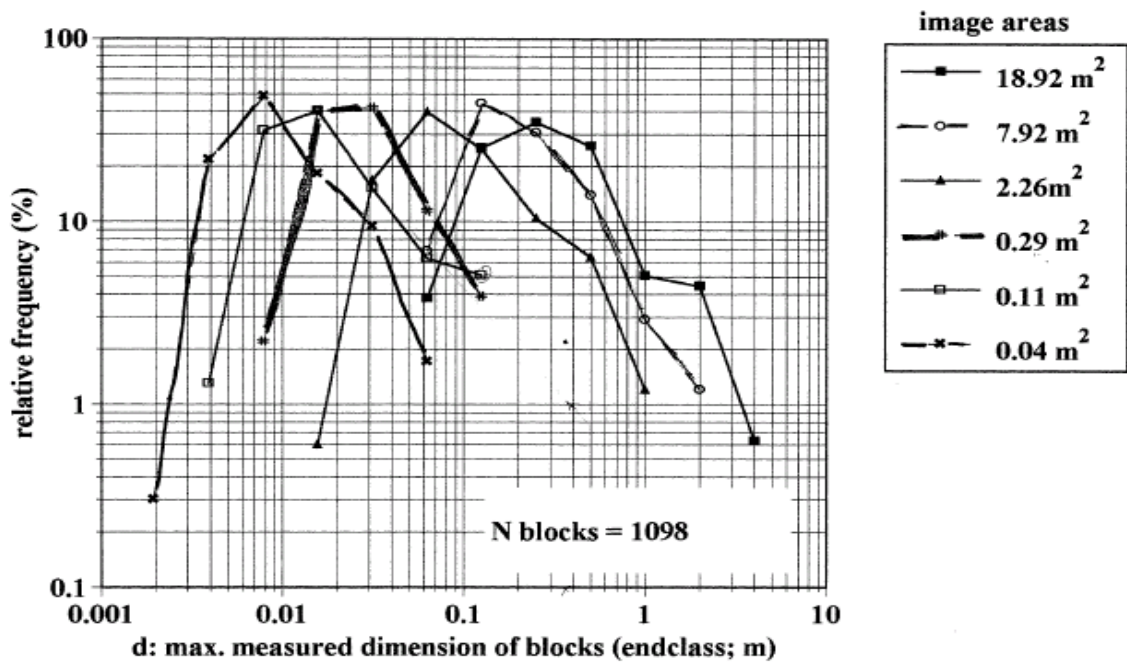


圖 2-13 Franciscan Melange 露頭在不同的尺度下粒徑分布狀況 (Medley, 1994)



Compilation of all block size data measured from cliff face at Caspar Headlands, Mendocino, CA

圖 2-14 不同尺度下岩塊粒徑分布曲線 (Medley, 1994)

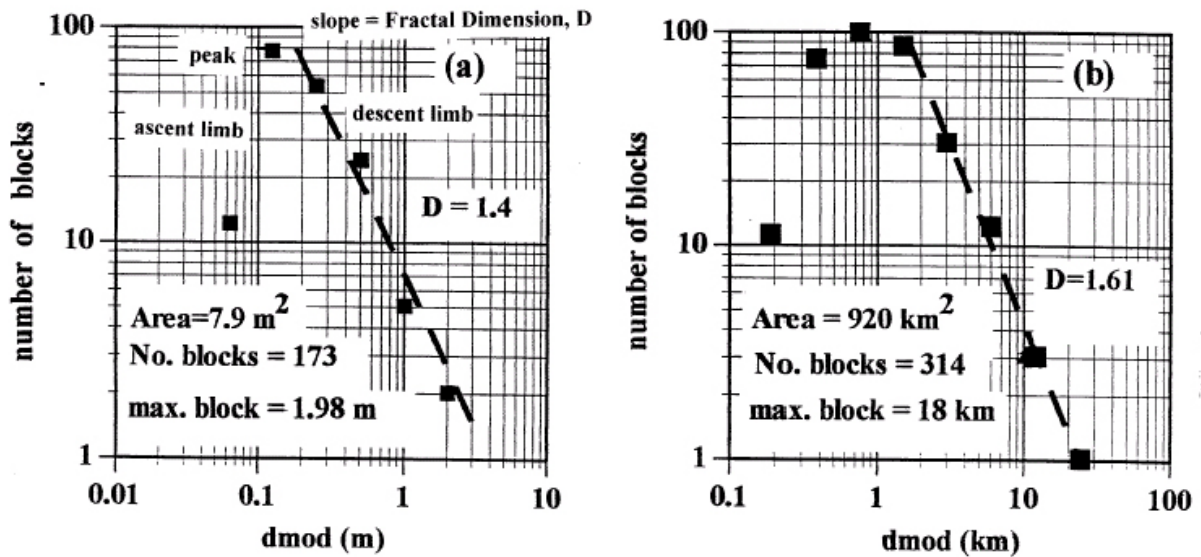


圖 2-15 不同取樣面積內顆粒粒徑累積分布圖 (Medley, 1994)

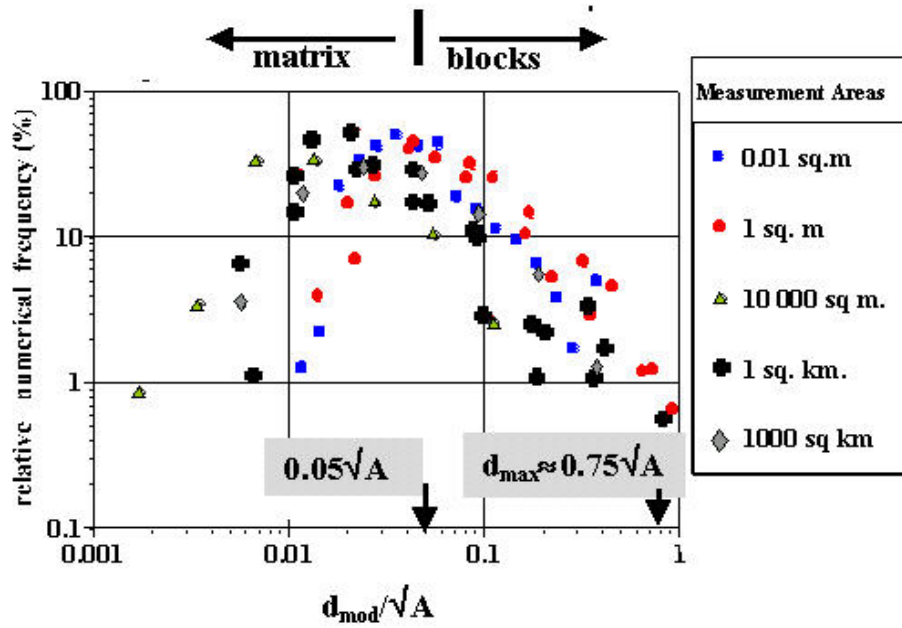


圖 2-16 不同取樣面積岩塊粒徑對取樣面積平方根正規化後出線機率分布圖

(Medley, 1994)

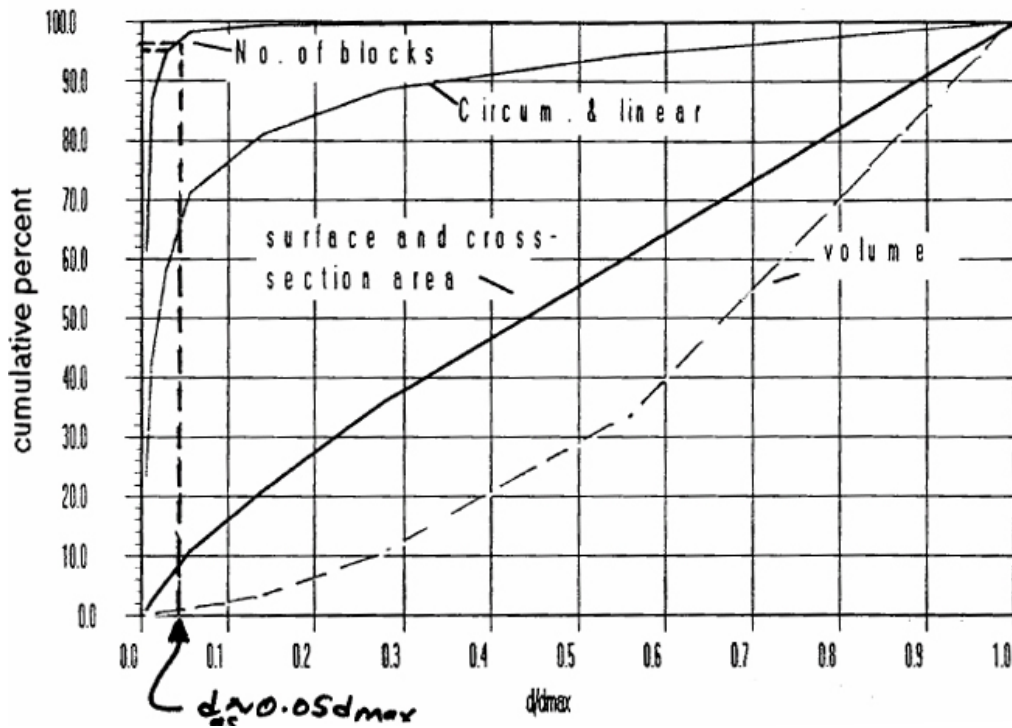


圖 2-17 岩塊粒徑對最大岩塊正規化後出現岩塊數量與體積累積分布圖

(Medley, 1994)

2.4.3 併構岩之力學行為模式

併構岩之材料性質組構複雜且不均質變異性高，Medely(2008)、Wakabayashi(2008)等針對併構岩之性質作相關研究，但其工程性質與工程行為往往相當困難且複雜，造成工址調查之困難，以其力學性質不容易決定，頗值得深入瞭解併構岩之特性。Lindquist(1994)採用一系列不同粒徑(0.5~4.5 英吋)之人造岩塊材料，控制粒徑 ≥ 1.5 英吋的顆粒傾角($\beta=0^\circ$ 、 30° 、 60° 、 90°)，製作出人造混成岩試體，以直徑 5.9 英吋、高 12 英吋之岩心，進行三軸試驗，探討其強度和變形等特性與岩塊體積比之關係。經由實驗結果可得下列結論。

- (1) 岩塊材料體積比增加時，併構岩的勁度增加。(如圖 2- 18)
- (2) 岩塊材料體積比增加時，併構岩的凝聚力降低。(如圖 2- 19)
- (3) 岩塊材料體積比大於 25%時，每增加 10%之體積比，則內摩擦角增加 3° 。(如圖 2- 20)

$$\tau_p = c_{\text{matrix}} (1 - \theta) + \sigma \tan(\phi_{\text{matrix}} + \Delta\phi(\theta)) \dots\dots\dots (2.1)$$

其中

- τ_p : 材料剪力強度
- c_{matrix} : 基質材料內聚力
- θ : 岩塊體積含量
- σ : 正向應力
- ϕ_{matrix} : 基質材料內摩擦角

$\Delta \phi (\theta)$: 內摩擦角隨岩塊體積含量之增量

(4) 大顆粒岩塊材料會明顯的影響破壞面的幾何形狀，破壞面會沿著岩塊材料界面延伸。(如圖 2- 21)

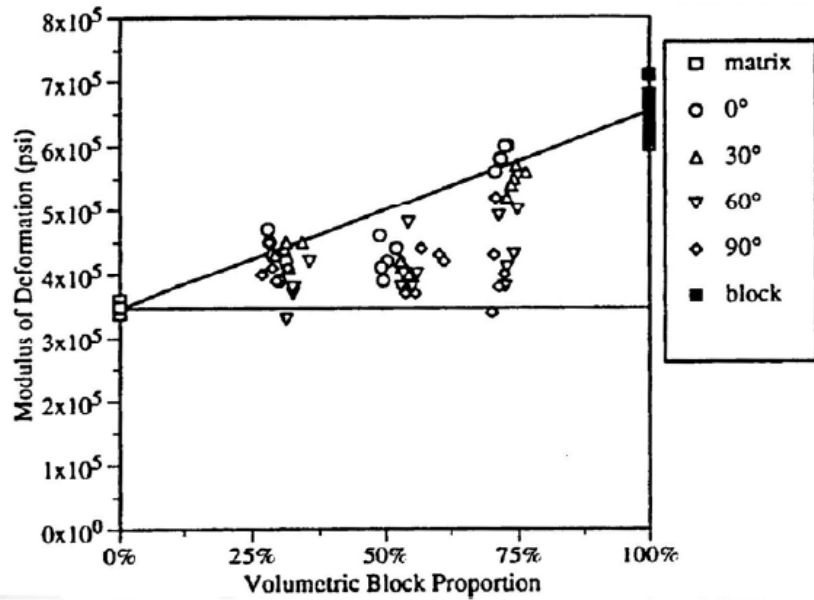


圖 2- 18 變形模數與不同岩塊體積比關係圖(Lindquist 1994)

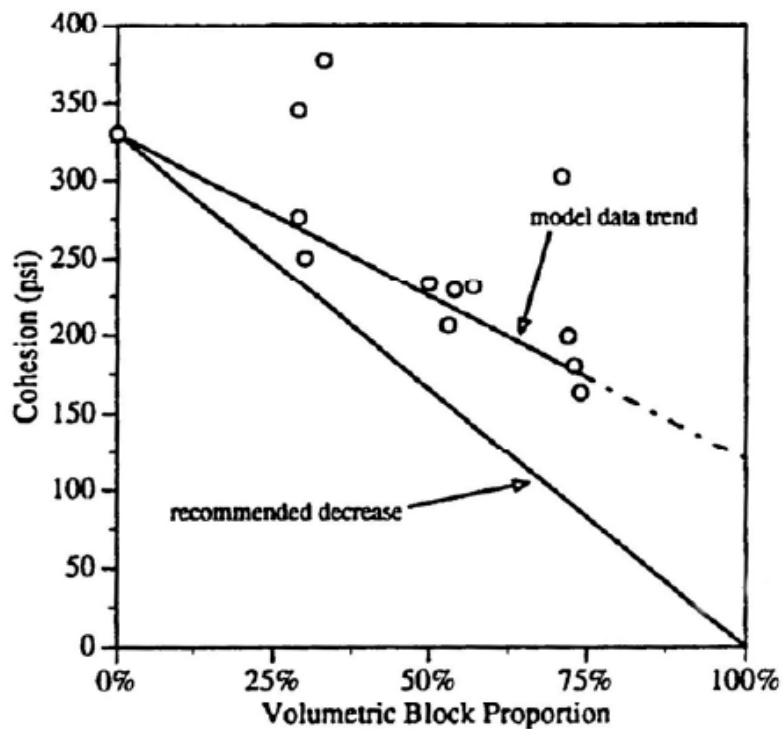


圖 2- 19 凝聚力與不同岩塊體積比關係圖(Lindquist , 1994)

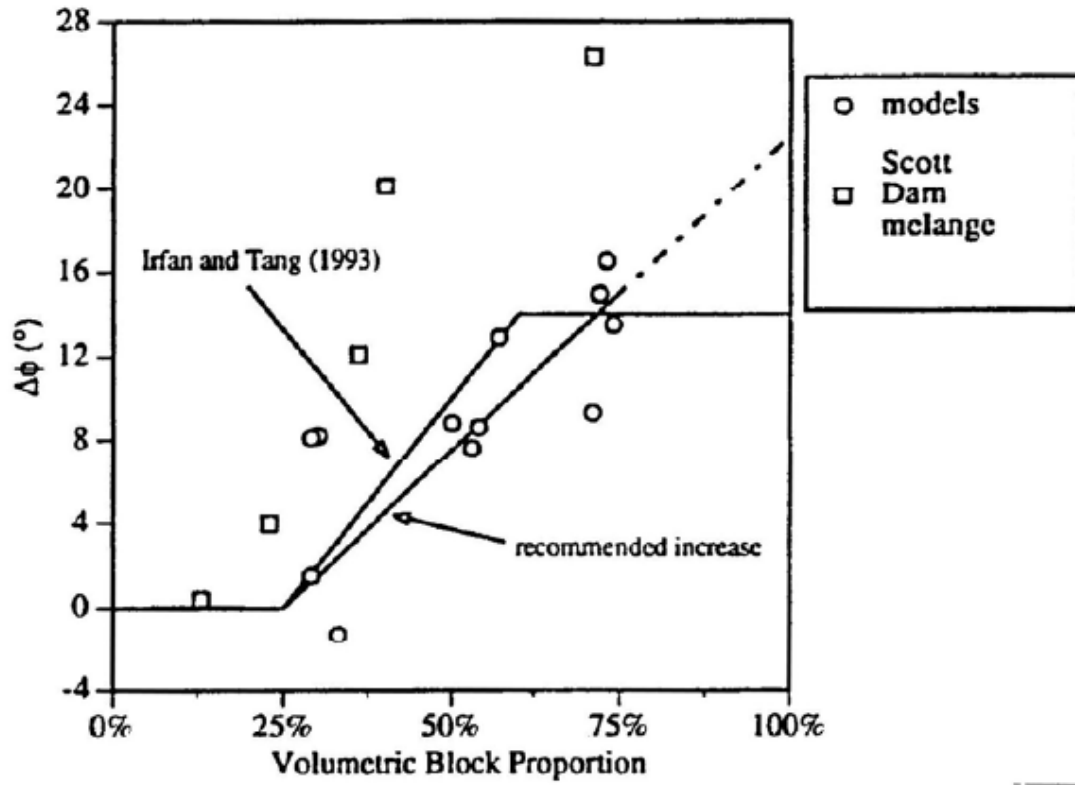


圖 2-20 內摩擦角增量與不同岩塊體積比關係圖(Lindquist, 1994)

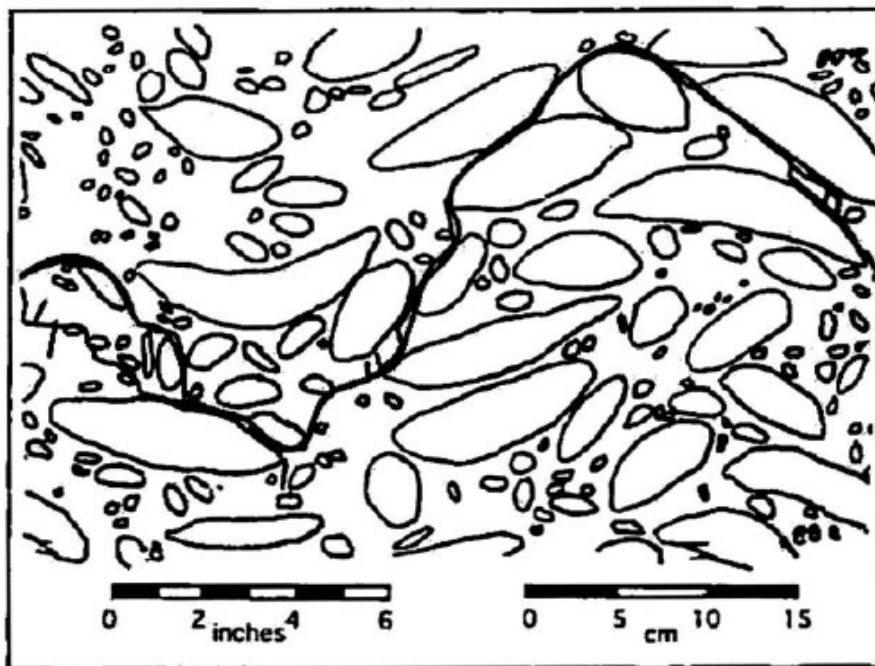


圖 2-21 混成岩破壞模態(Lindquist, 1994)

蔡文傑(2002) 將水泥混合高嶺土後，以不同的配比分別模擬基質材料與岩塊材料；岩塊顆粒為粒徑 10mm 之圓球狀水泥漿硬固體，用以模擬試體整體力學性質的等向性。試體的製作方式係使用大型等向壓密儀將拌合完成的混合材料進行等向壓密，待試體壓密與養護完成後，以岩石鑽心機取得岩心試體。

由其試驗結果可得以下結論：

(1) 在單軸壓縮狀態下，整體材料主要由基質或界面性質所控制，破壞易由兩材料的界面發生。當加上圍壓後，材料四周因束制作用，整體的性質由基質與岩塊材料共同控制，故破壞強度隨著岩塊體積比增加而上升(如圖 2- 22)。

(2) 整體材料因岩塊的加勁效果，故楊氏模數會隨著岩塊體積比增加而提高(如圖 2- 23)。

(3) 岩塊體積含量為 0%~46%時，試體的凝聚力隨岩塊體積比增加而降低(如圖 2- 24)；內摩擦角則隨岩塊體積比增加而提高(如圖 2- 25)。

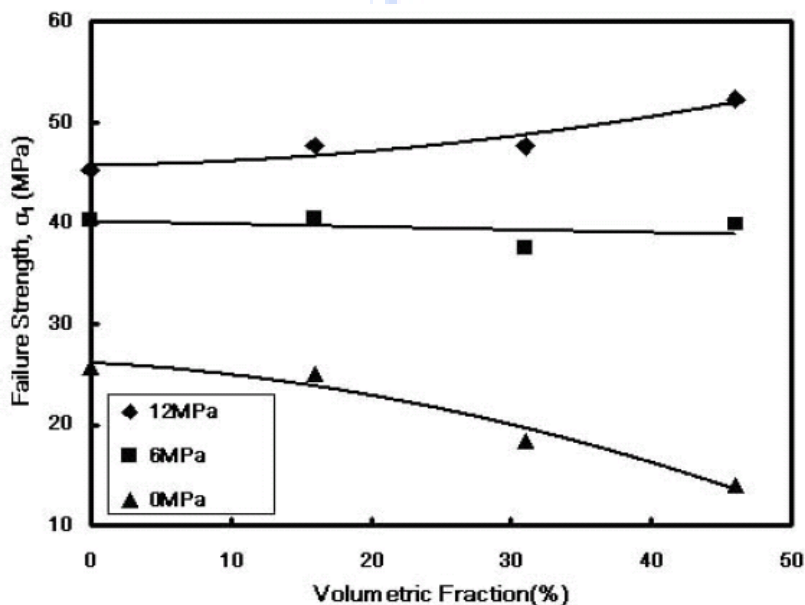


圖 2- 22 破壞強度與不同岩塊體積含量關係圖(蔡文傑，2003)

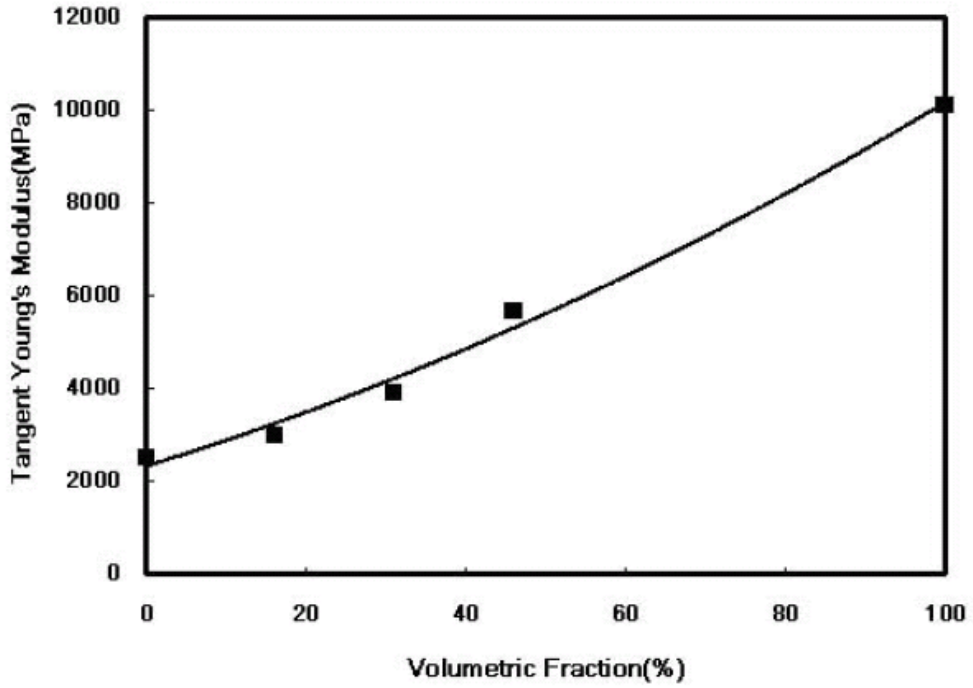


圖 2-23 楊氏模數與不同岩塊體積含量關係圖(蔡文傑，2003)

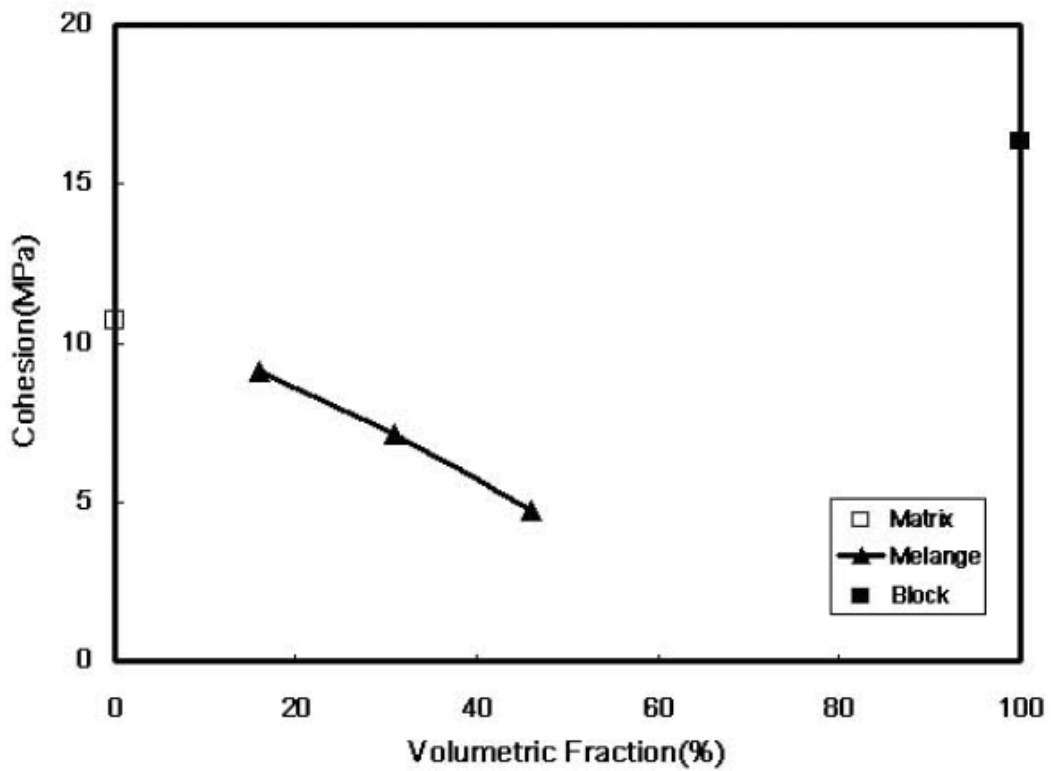


圖 2-24 凝聚力與不同岩塊體積含量關係圖(蔡文傑，2003)

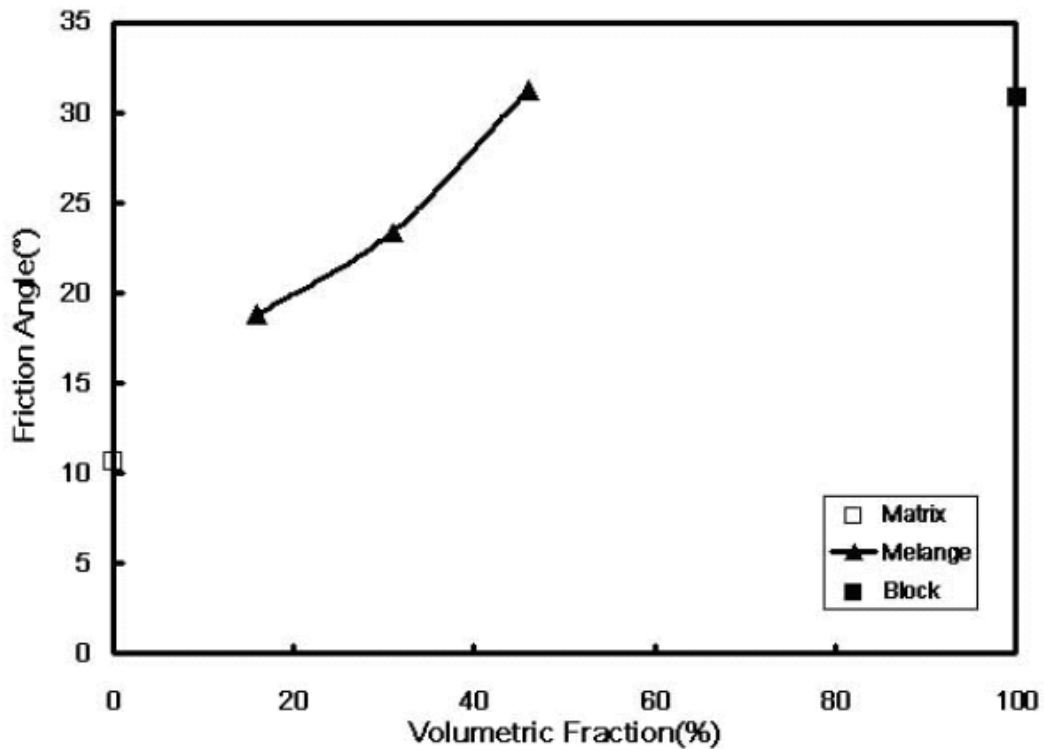


圖 2-25 內摩擦角與不同岩塊體積含量關係圖(蔡文傑，2003)

2.4.4 併構岩之異向性相關研究

吳偉豪(2006)將水泥混合高嶺土後，以不同的配比來分別模擬基質材料與岩塊材料；岩塊顆粒為粒徑 15mm 之圓形片狀水泥漿硬固體，用以模擬整體力學性質的橫向等向性。實驗採用二種不同的岩塊體積比(20%、40%)七種不同傾角 ($\beta=0^\circ$ 、 15° 、 30° 、 45° 、 60° 、 75° 、 90°)如圖 2-26。

利用不同傾角及岩塊體積比之試體作三軸及單壓試驗，結果發現高傾角 $\beta=90^\circ \sim 60^\circ$ 之試體破壞強度並無劇烈之變化，最大破壞強度大多發生在傾角 $\beta=90^\circ$ 與傾角 $\beta=0^\circ$ 之處；而最低破壞強度大多發生在傾角 $\beta=30^\circ$ 之處(如圖 2-27、圖 2-28)，由此可見具有特定方向性之岩塊對於整體強度異向性之影響不可忽視其影響。

另外又探討到強度異向性與圍壓之關係，雖然試體強度隨著圍壓增加而遞增，但強度之異向性卻隨圍壓增加而遞減。定義 K 為同一圍壓下各傾角試體最大破壞強度與最小破壞強度之比值 ($K = \sigma_{l(max)} / \sigma_{l(min)}$) 為異向性指標，則可發現 K 值(如圖 2- 29、圖 2- 30)隨著圍壓增加而降低，此結果說明著強度異向性隨著圍壓增加而減小。

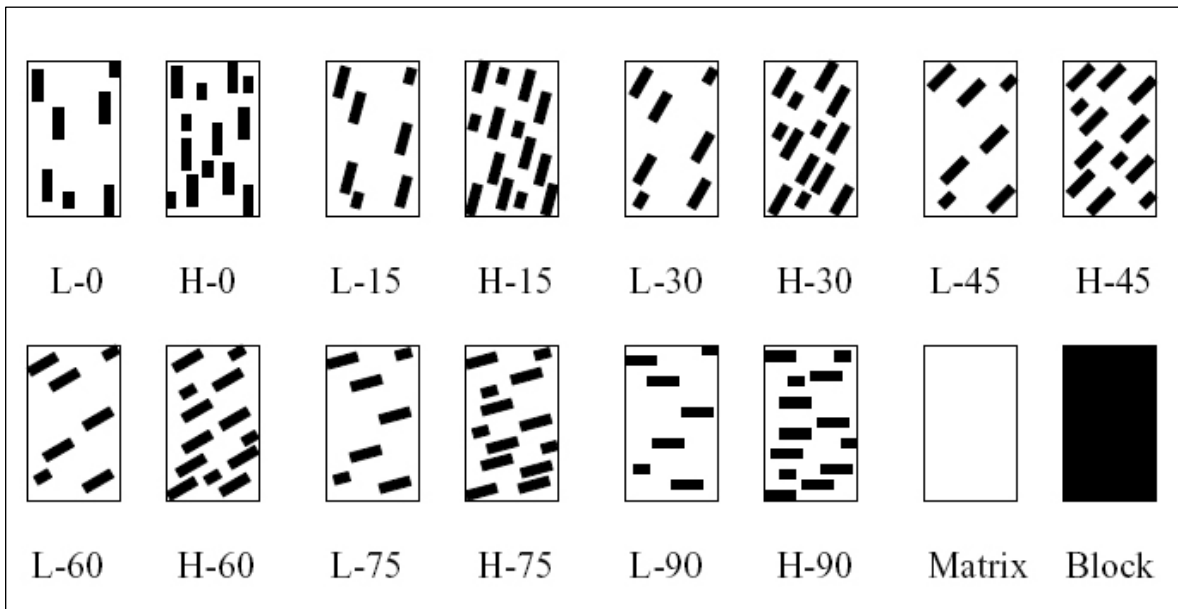


圖 2- 26 試體示意圖 (吳偉豪，2006)

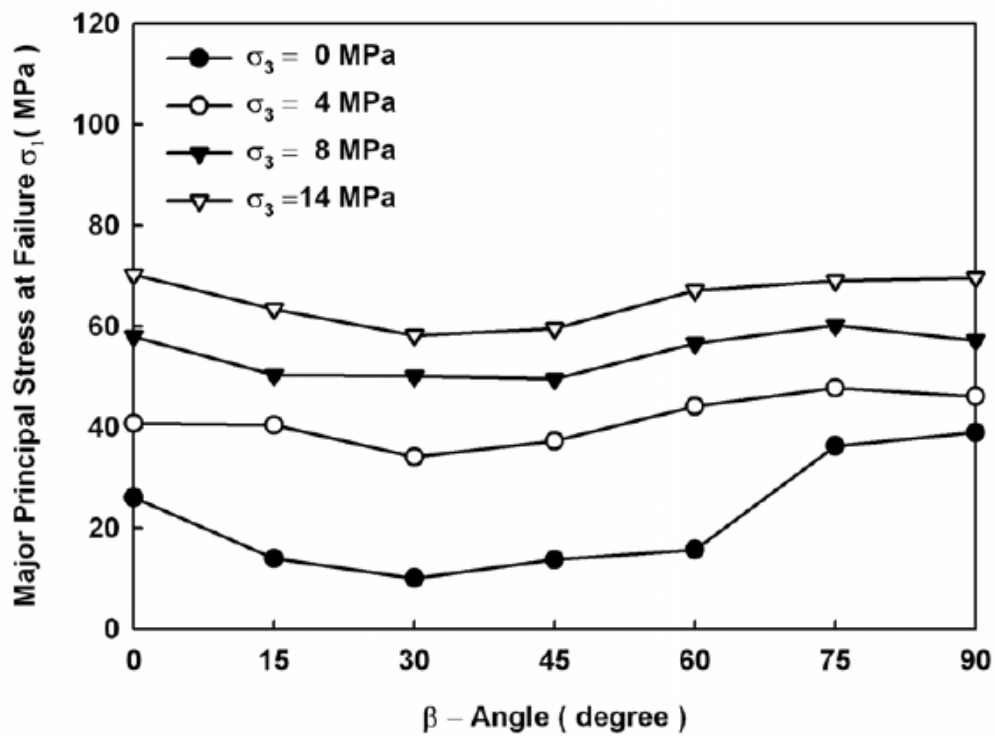


圖 2-27 岩塊體積比 20% 試體在不同圍壓下之破壞強度試驗值 (吳偉豪, 2006)

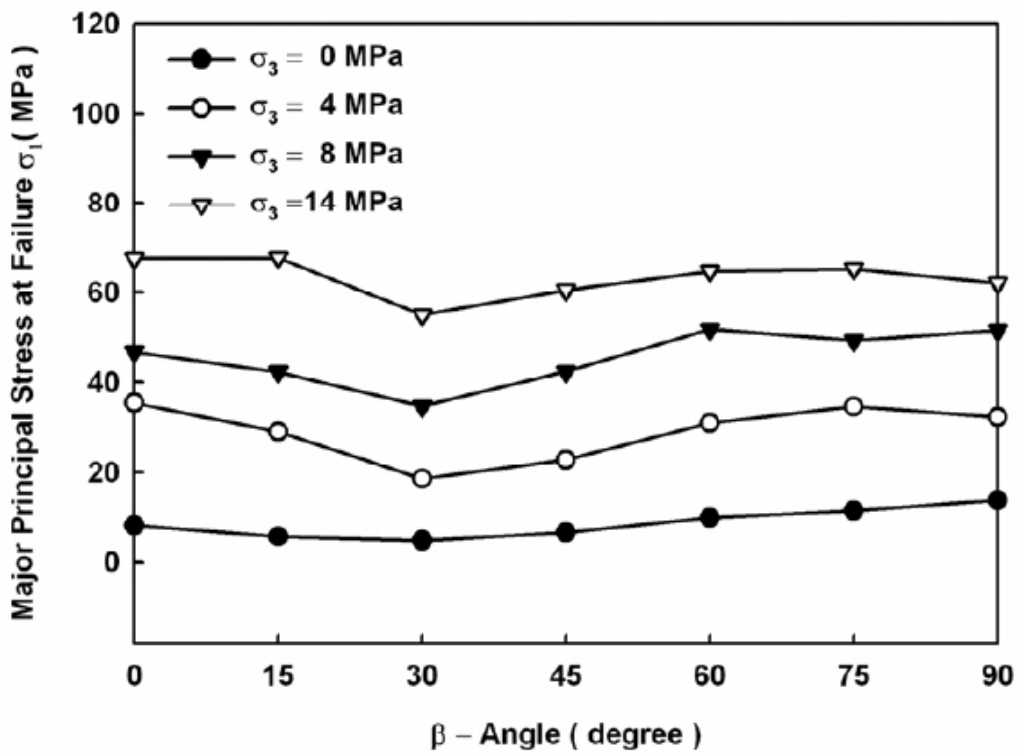


圖 2-28 岩塊體積比 40% 試體在不同圍壓下之破壞強度試驗值 (吳偉豪, 2006)

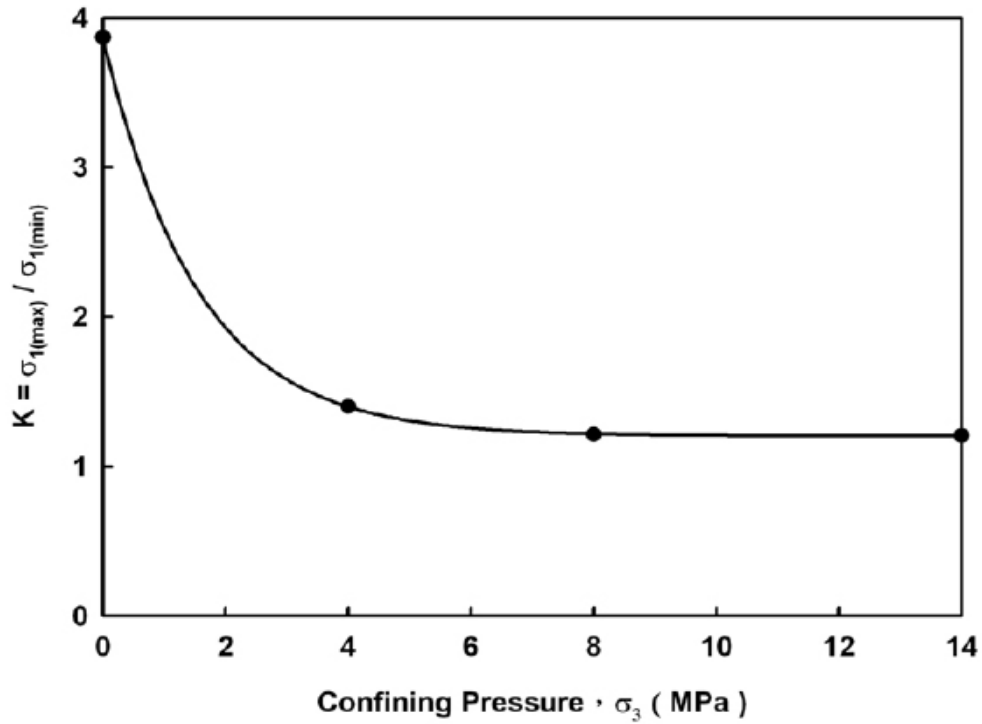


圖 2-29 不同圍壓下岩塊體積比 20% 試體之異向性指標 K (吳偉豪, 2006)

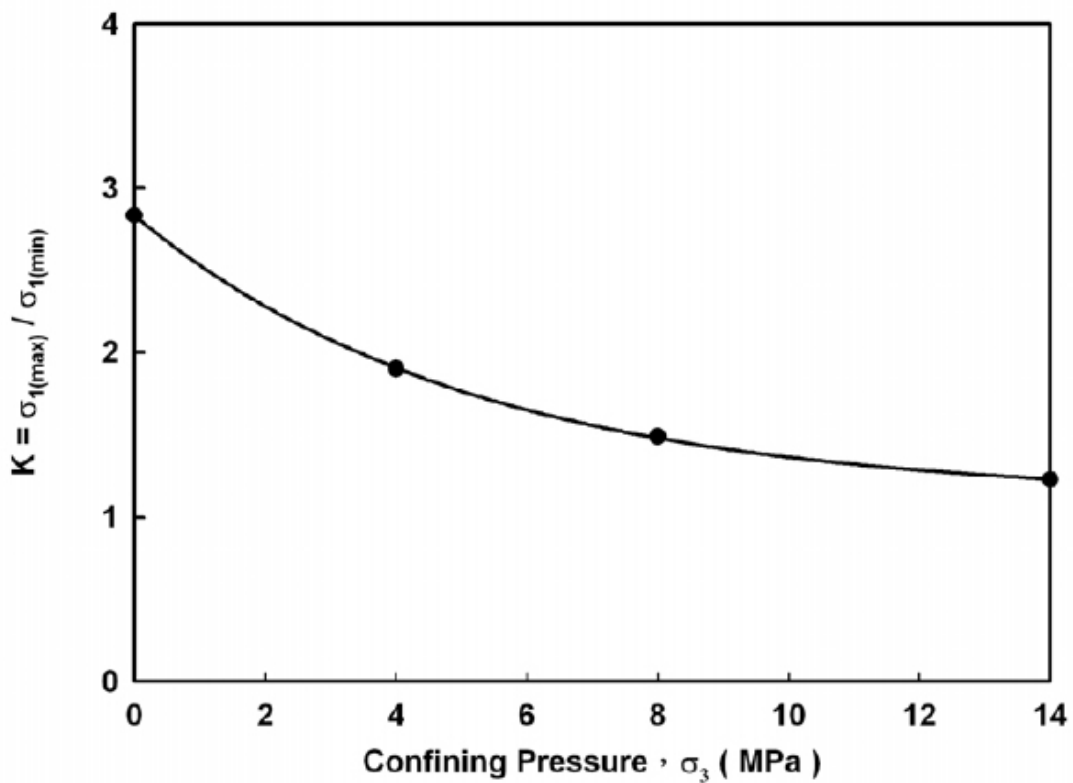


圖 2-30 不同圍壓下岩塊體積比 40% 試體之異向性指標 K (吳偉豪, 2006)

2.4.5 併構崩積土各影響因素下之差異

謝孟修(2007)模擬併構崩積土試體，分別考慮當岩塊具有特定角度，在不同的角度下對強度及整體材料參數之影響。在改變岩塊長短軸比討論強度及整體材料參數之影響，除了改變單一條件如岩塊角度、長短軸比外，其餘因子皆固定。另外岩塊體積比也是併構岩力學行為影響的重要參數之一，所以也把岩塊體積比在不同的情形下所得之結果比較其差異性。

岩塊體積比之差異，方向皆固定為 60° ，岩塊種類、尺寸及位置皆以隨機產生，岩塊體積比分別是以 30%、45%、60%及 75%四種岩塊體積比來討論如圖 2-31。結果發現併構岩整體的材料參數極限的軸差應力、凝聚力(以下簡稱 c)、摩擦角(以下簡稱 ϕ)與楊氏模數(以下簡稱 E)皆隨岩塊體積比增加而提升，但因岩塊與基質間的 E 值相差甚大，即使岩塊有加勁作用但整體展現 E 值仍為基質所主控。

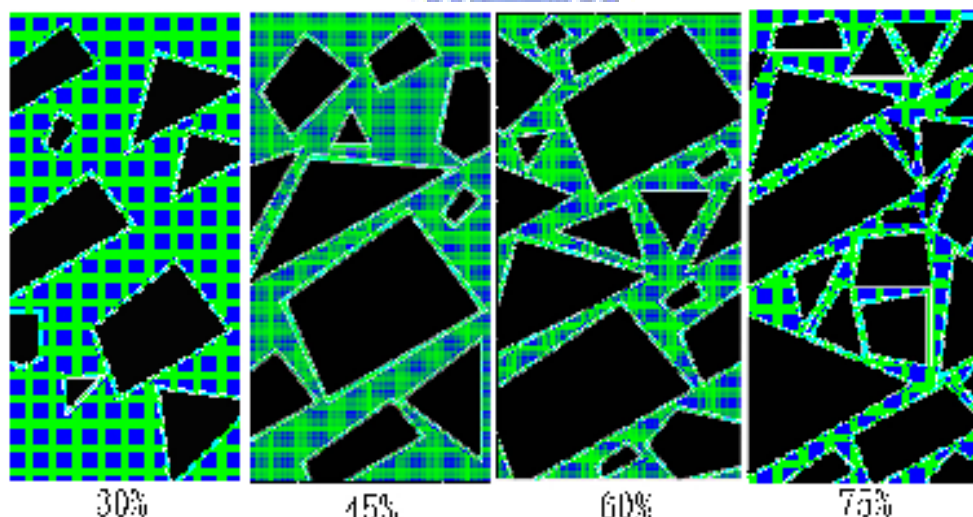


圖 2-31 岩塊具方向性不同岩塊體積比(謝孟修，2007)

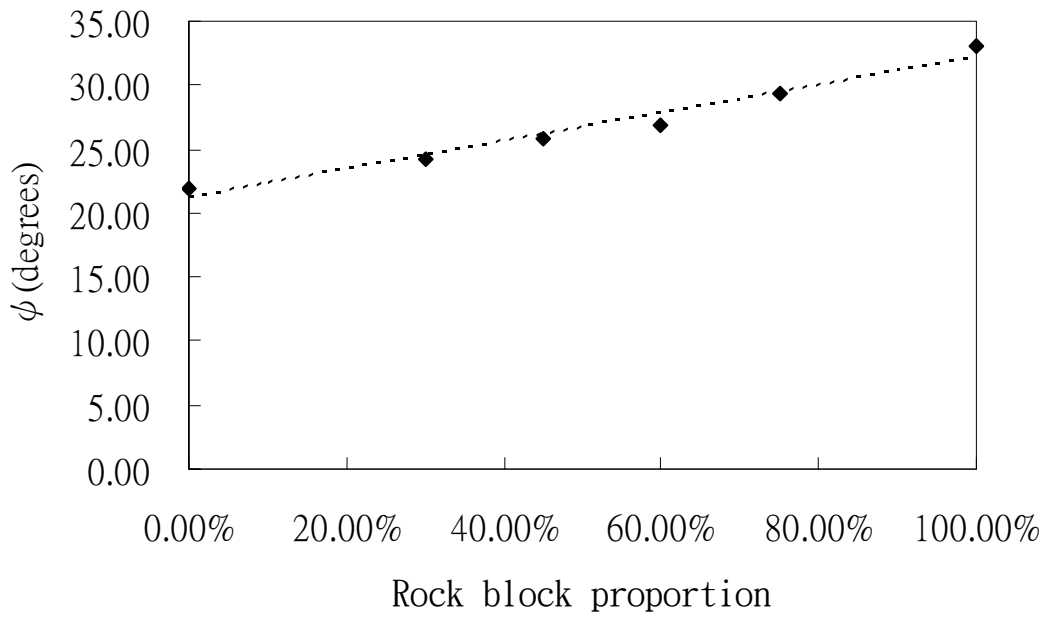


圖 2-32 岩塊體積比對 ϕ 角之影響趨勢(謝孟修, 2007)

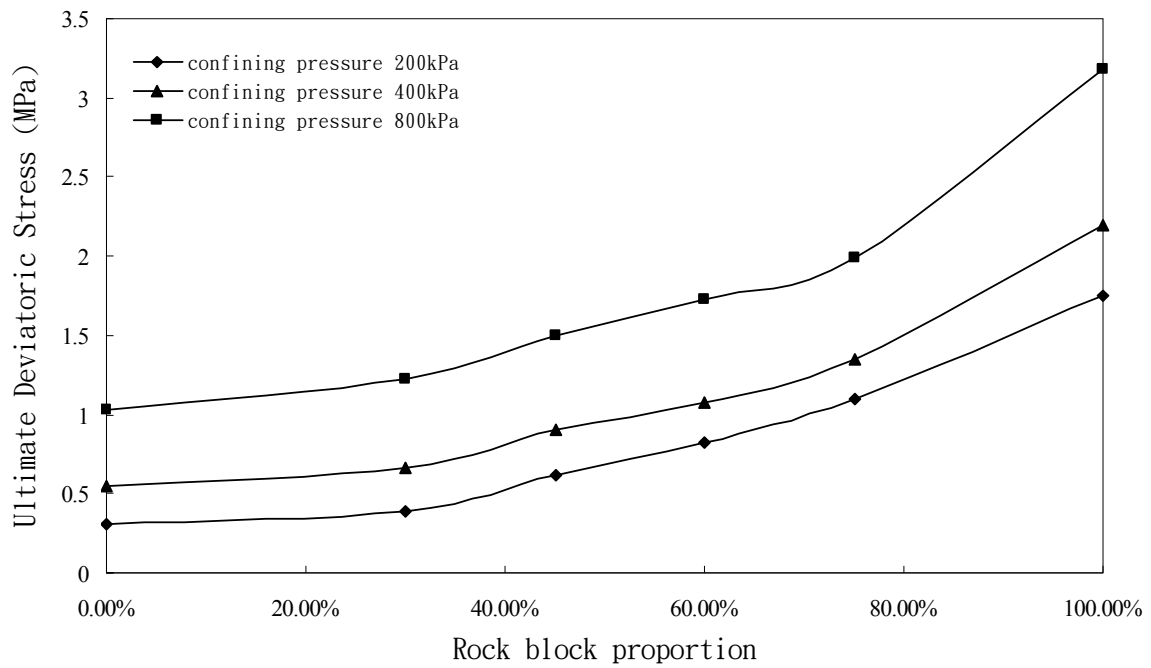


圖 2-33 岩塊體積比對軸差應力之影響趨勢(謝孟修, 2007)

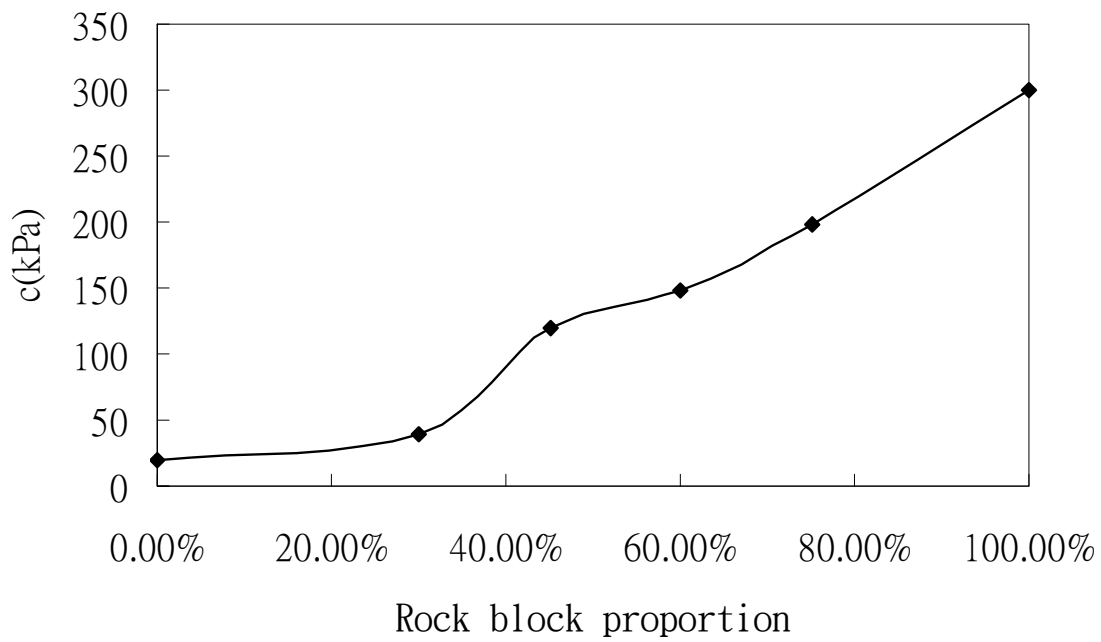


圖 2-34 岩塊體積比對 c 值之影響趨勢(謝孟修，2007)

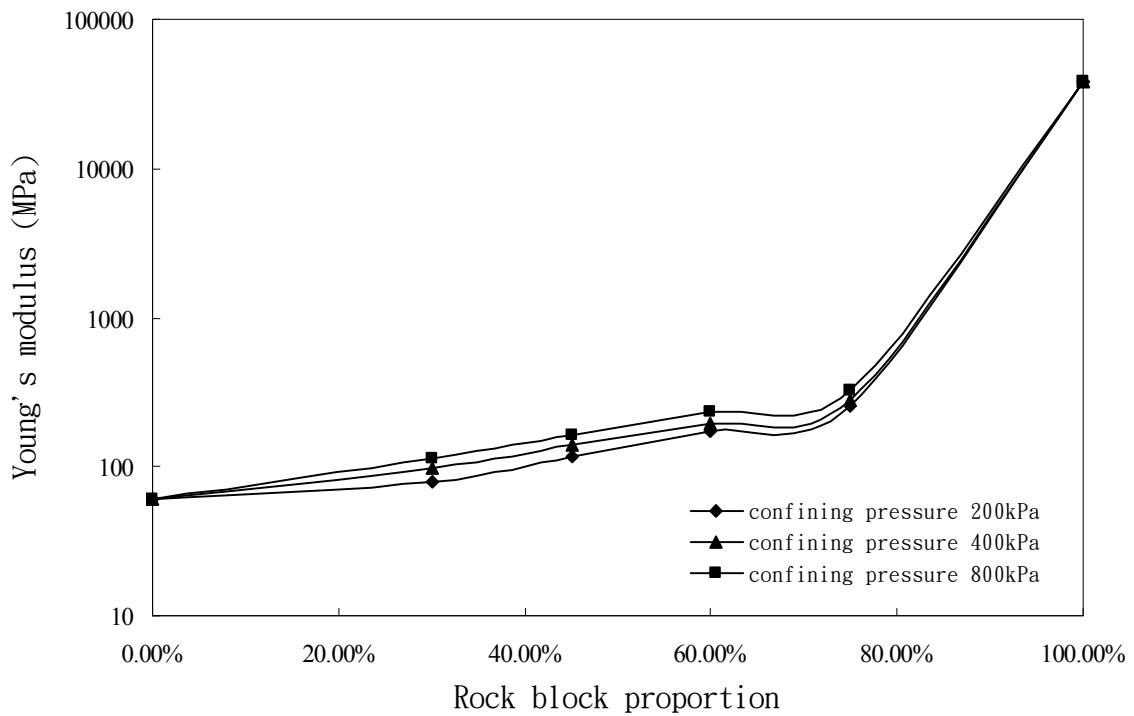


圖 2-35 岩塊體積比對 E 值之影響趨勢 (指數座標) (謝孟修，2007)

岩塊方向性之差異，改變岩塊傾角，岩塊體積比固定為 45%，尺寸及位置皆

以隨機產生如圖 2-36。結果得併構岩整體力學行為隨著不同岩塊傾角的改變而具異向性，當傾角為 $30^\circ \sim 60^\circ$ 各參數值皆出現相對低值，行為類似具有特定方向性層面之岩石。

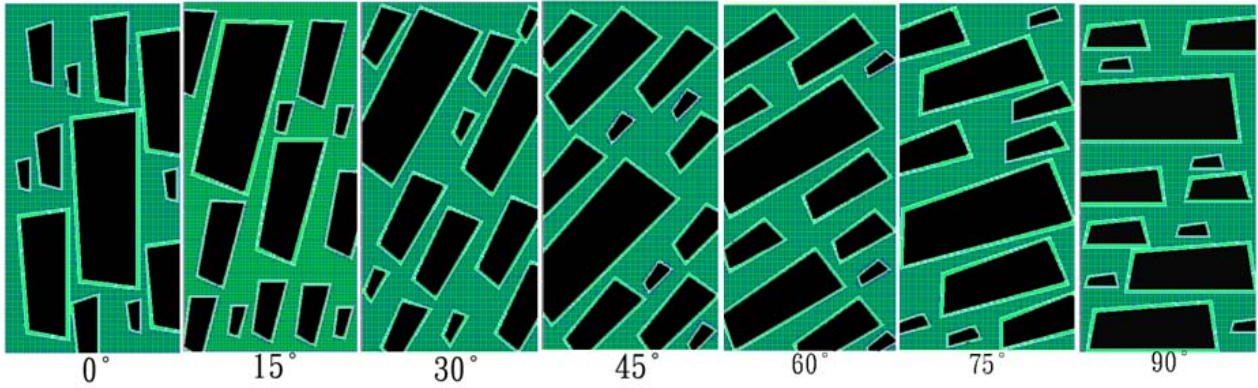


圖 2-36 岩塊具不同方向性(謝孟修，2007)

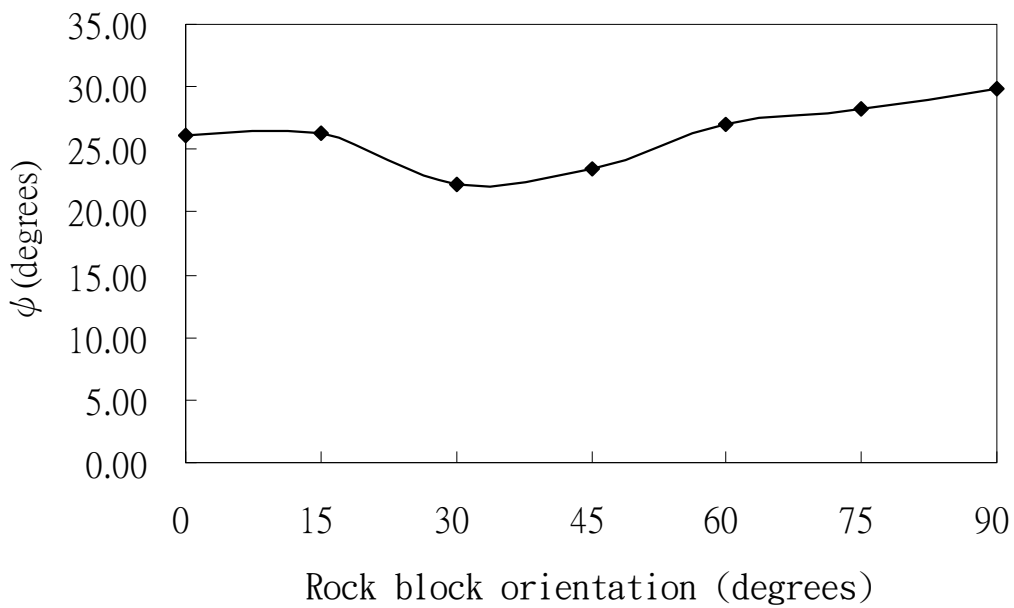


圖 2-37 岩塊傾角對 ϕ 角之影響趨勢(謝孟修，2007)

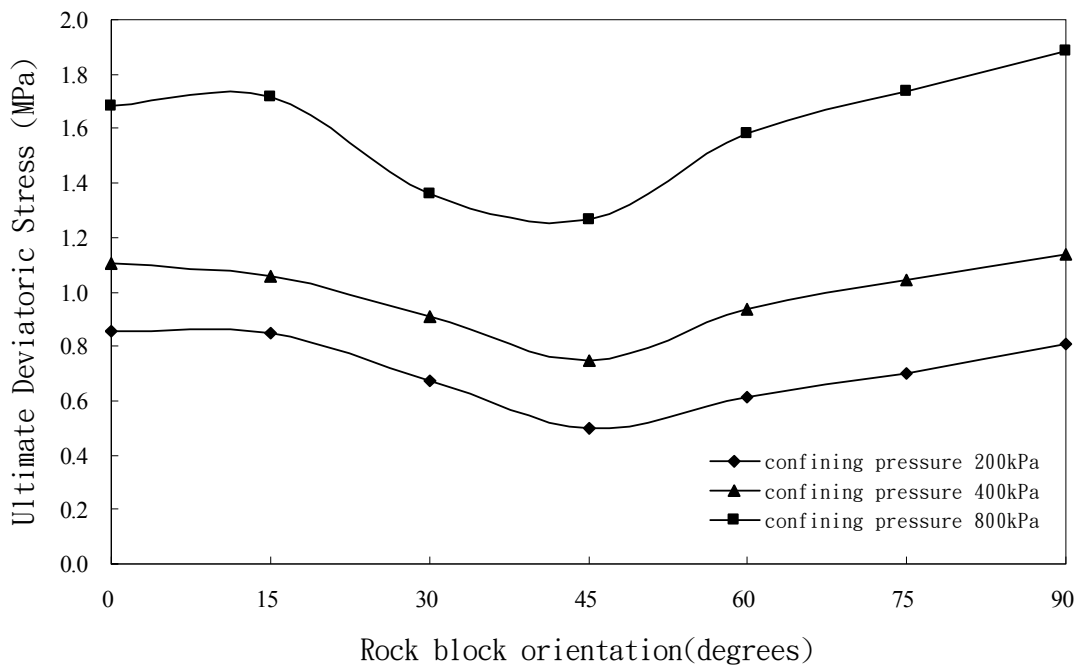


圖 2-38 岩塊體傾角度對軸差應力之影響趨勢(謝孟修, 2007)

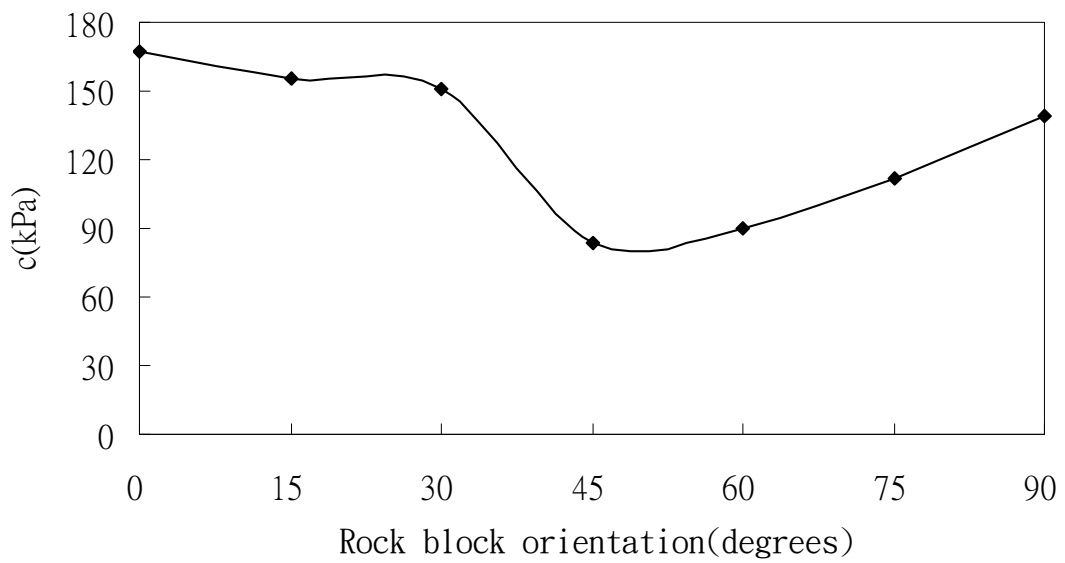


圖 2-39 岩塊傾角對 c 值之影響趨勢(謝孟修, 2007)

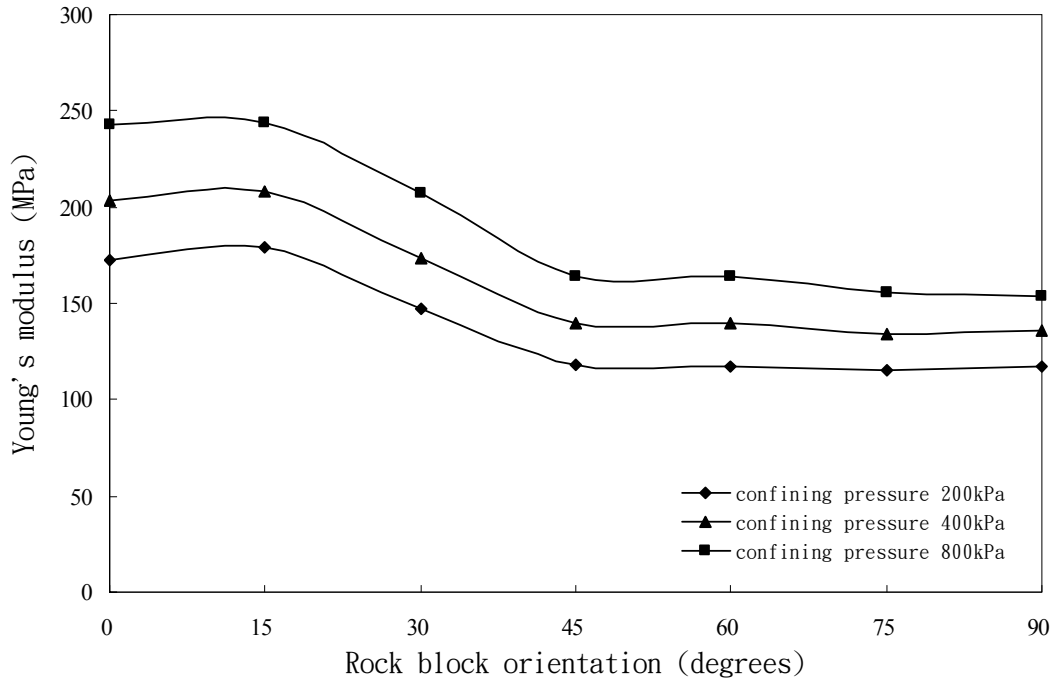


圖 2-40 岩塊體傾角度對 E 值之影響趨勢(謝孟修，2007)

岩塊長短軸比之差異，改變岩塊長短軸，岩塊體積比固定為 45%，岩塊形狀為三角形及四邊形，傾角為 60° ，尺寸及位置皆以隨機產生如圖 2-41。

由其虛擬力學試驗結果整理可知併構岩整體材料參數 ϕ 、E 與極限的軸差應力隨著岩塊長短軸比增加而漸增，但影響的強度差異與整體強度相較並不明顯，據以研判岩塊長短軸比可能非併構岩考慮其力學行為的重要參數。

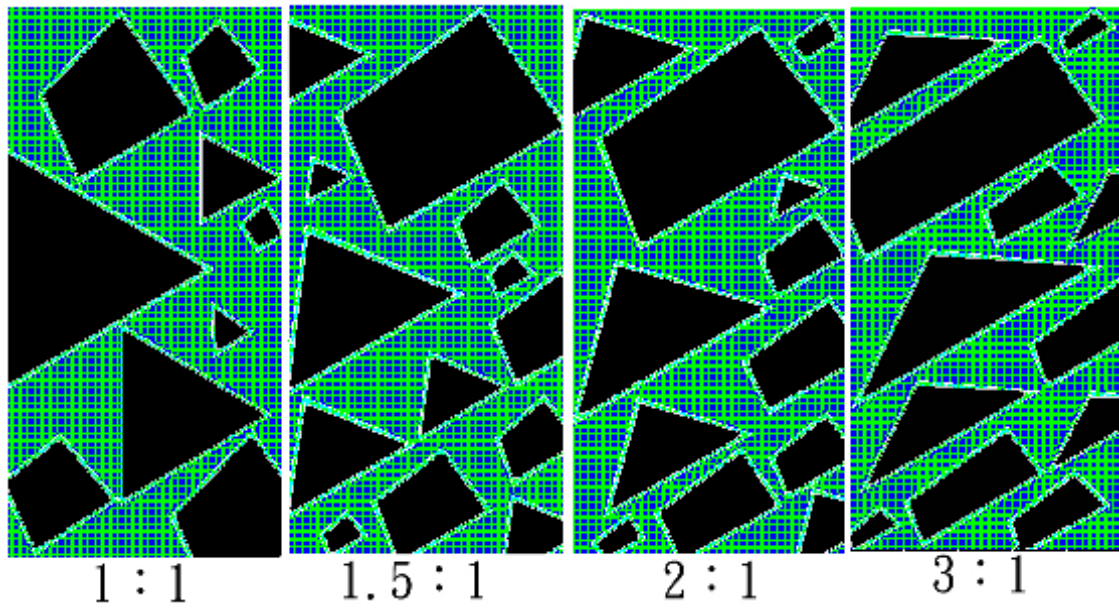


圖 2-41 岩塊具方向性不同長短軸比(謝孟修，2007)

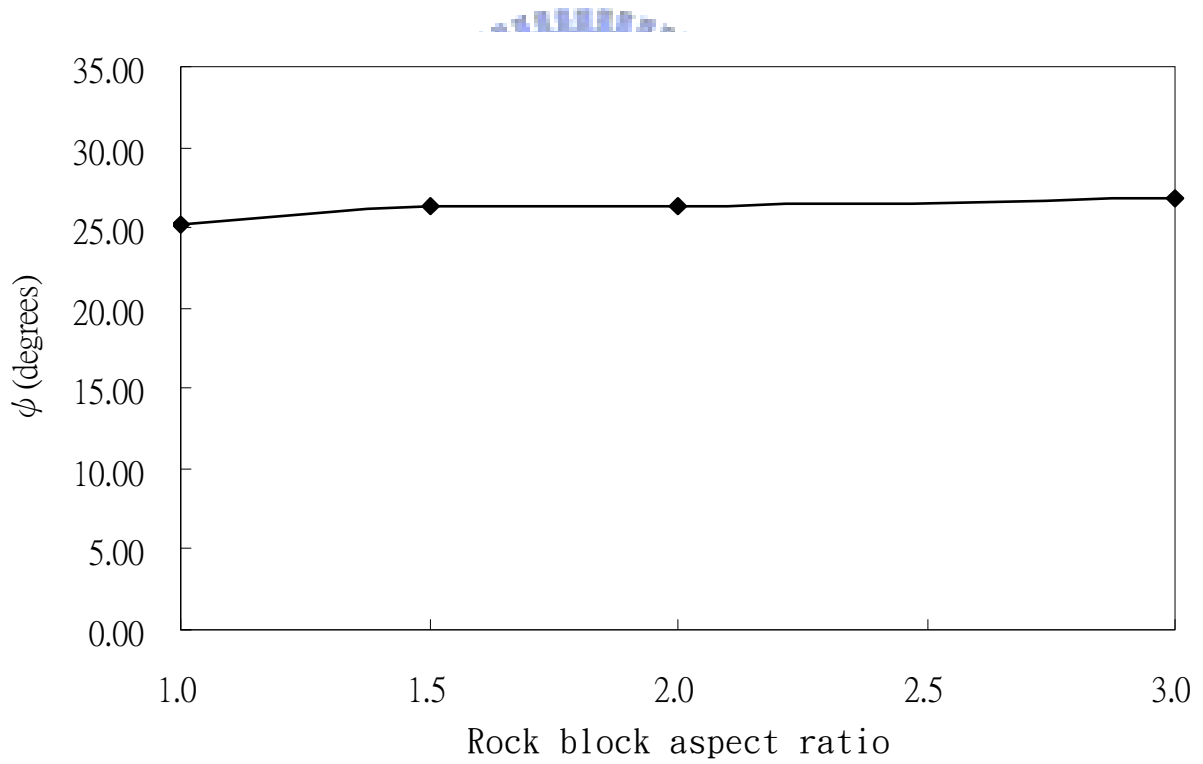


圖 2-42 岩塊長短軸比值對 ϕ 角之影響趨勢(謝孟修，2007)

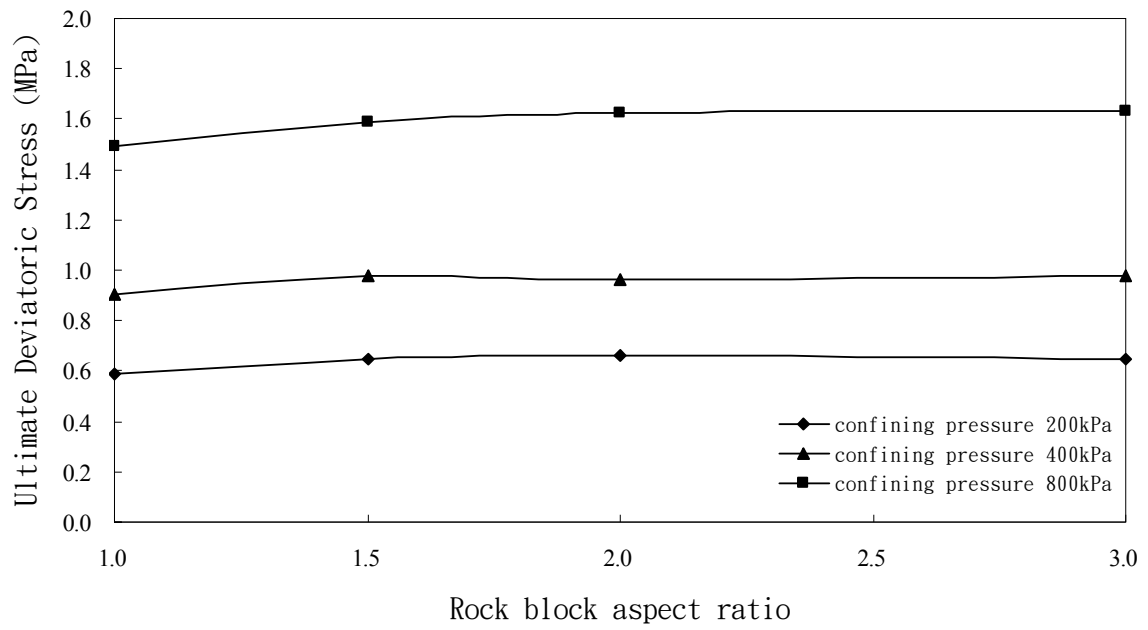


圖 2-43 岩塊長短軸比值對軸差應力之影響趨勢(謝孟修，2007)

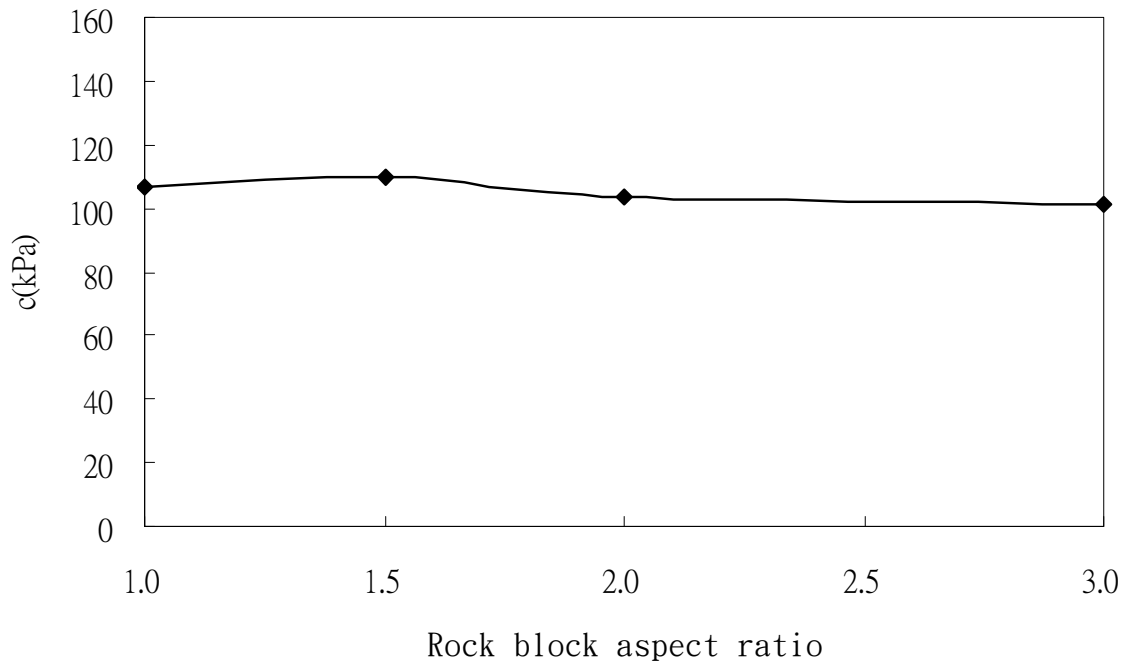


圖 2-44 岩塊長短軸比值對 c 值之影響趨勢(謝孟修，2007)

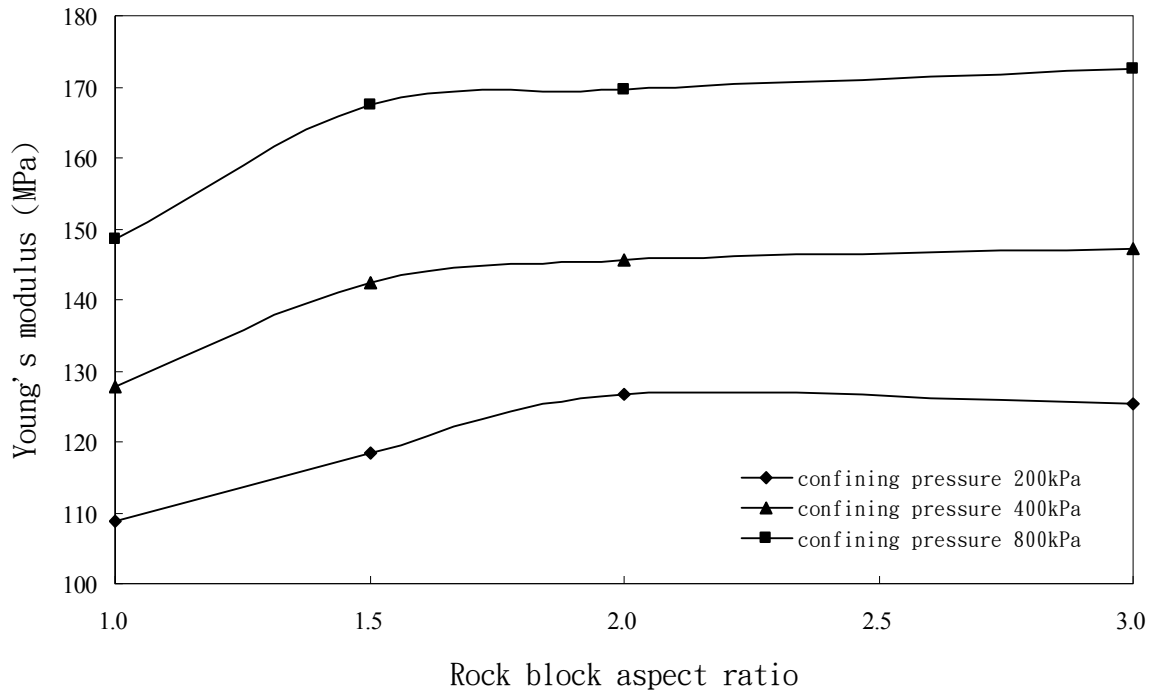


圖 2-45 岩塊長短軸比值對 E 值之影響趨勢(謝孟修，2007)

2.5 力學試驗之數值模擬

藉由數值模擬以模擬或預測各種實驗室之力學試驗結果，常可有助於瞭解微觀之材料力學行為，譬如不少學者即運用 PFC 軟體探討顆粒性組合材料(含土壤、岩石、與粉末)之各種力學行為，這種目的之數值模擬可視之為一種「虛擬力學試驗」。

Cundall(2004)以 PFC 軟體建立數值模型探討微觀參數反應在巨觀材料之行為，藉由模擬三軸、單壓試驗，將微觀材料參數輸入求算出巨觀材料參數之結果如表 2-9，模擬之結果凝聚力 c 真實試體之 c 高出許多，而摩擦角 ϕ 比真實試體還低。

表 2-9 模擬與真實試體參數比較(Cundall, 2004)

	真實試體	PFC ^{2D}	PFC ^{3D}
E(Gpa)	69	70.9	69.2
ν	0.26	0.237	0.256
qu (MPa)	200	199	198.8
c(MPa)	30	58.5	55.1
ϕ (°)	59	29.5	32.1

張家銓(2007)也以三維 PFC^{3D} 軟體模擬圓形顆粒元素間之微觀非連體力學行為，試著將建立顆粒微觀參數與整體巨觀材料參數間相互關係。模擬之試體是參照黃國忠(2007)對花蓮大理岩試體經實驗後材料參數進行模擬，而將模擬試體設定為六面牆組立成之方形柱如圖 2-46，模擬之材料幾何參數如表 2-10。

表 2-10 材料幾何參數(張家銓, 2007)

尺寸大小(mm)	138.65x55.46 (HxD)
孔隙率(%)	35
顆粒粒徑(mm)	1.58~2.62
密度(kg/m ³)	2630

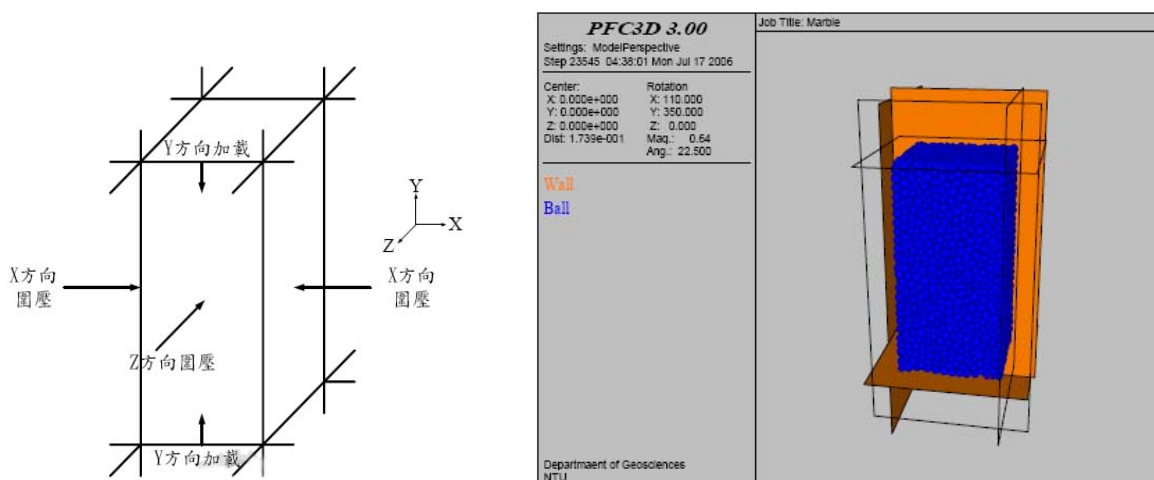


圖 2-46 模擬試體之示意圖(張家銓, 2007)

數值分析中可以分別控制不同圍壓，譬如令圍壓分別等於 0(即單壓試驗)、10、30MPa 進行三軸試驗比對，再由此模擬之結果計算出模型試體之凝聚力 c 及摩擦角 ϕ 。

由表 2- 11 及圖 2- 47 顯示得實驗值與模擬所得之 c 、 ϕ 值與 $\sigma_1 - \sigma_3$ 之破壞包絡線其結果非常相近，所以藉由模擬之試體將其合理之材料參數代入方能得到與實驗狀況相符之資料。

表 2- 11 實驗與模擬之 c 、 ϕ 值比較 (張家銓，2007)

	數值解	實驗解
C (MPa)	22.37	23.66
ϕ ($^\circ$)	28.8	28.6

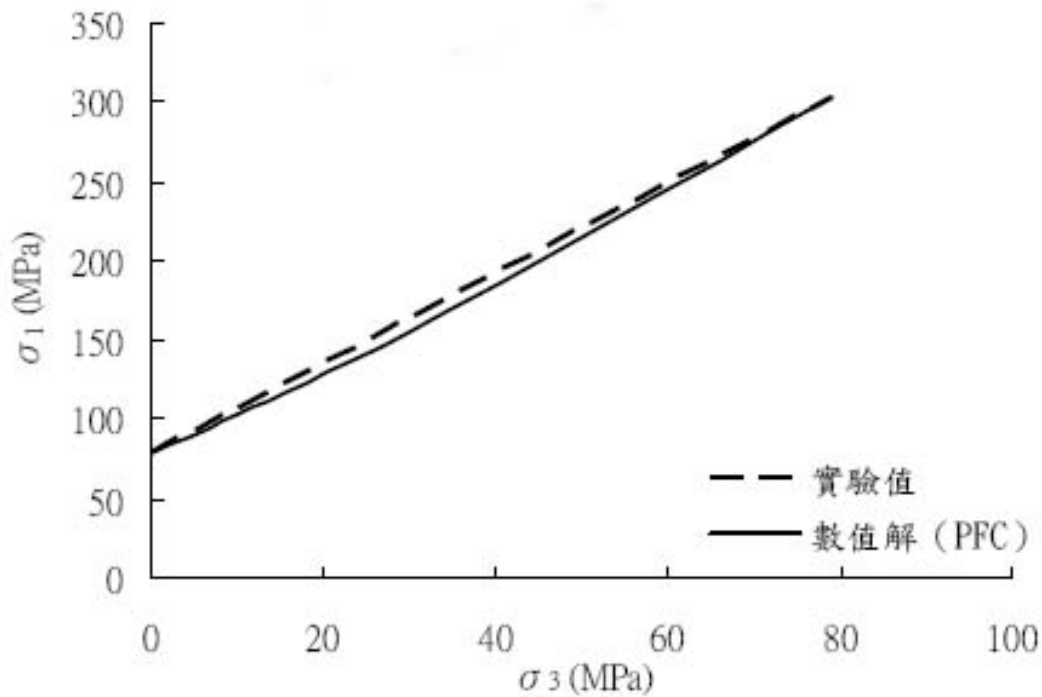


圖 2- 47 實驗與模擬之 $\sigma_1 - \sigma_3$ 之破壞包絡線 (張家銓，2007)

第三章 地質鑽探取樣與岩心地質分類

3.1 鑽探規劃

為了能瞭解整個梨山崩積層之材料特性與滑動機制，及取得有代表性之樣品，由前人研究已知該區域崩積土本身膠結不良，隨著地水位的變化，造成岩層風化作用加劇，因此造成鑽探取樣不易。本研究沿用前兩年研究經驗，利用傳統旋轉式鑽探法，配合鋼索取岩方法，並以超泥漿作為穩定液，鑽掘 HQ(直徑 6.2 cm) 之岩心，期望鑽探成果能取得提取率較高之岩心以供作併構崩積土岩塊與基質組構方式的正確判釋及統計，及可提供室內試驗所需使用之完整岩心。

本年度研究主要結合前兩年鑽探之結果探討併構崩積土材料中灰色板岩夾灰色黏土及黃色黏土層材料之行為，除了有賴忠良(2006)在 B-9 滑動體的 N-1、N-2 兩鑽孔所得 120m 岩心，再加上謝孟修(2007)針對 B-1、B-4、B-9 滑動體在坡腹位置鑽探所得岩心，分別在 B-9 滑動體上 X-1 鑽孔 30m、B-4 滑動體上 X-2 鑽孔 60m、B-1 滑動體上 X-3 鑽孔 40m 作分析及統計外，期望本研究所執行之鑽探亦能獲得此區段具代表性之岩心，因此選擇 B1 鑽孔如圖 3-2 所示，深度希望能達新鮮岩盤，故鑽孔規劃深度為 40m，孔位位於 B13 滑動體之中央如圖 3-1；B2 鑽孔如圖 3-3 所示，規劃深度約取 60m，估計此深度即達岩盤。

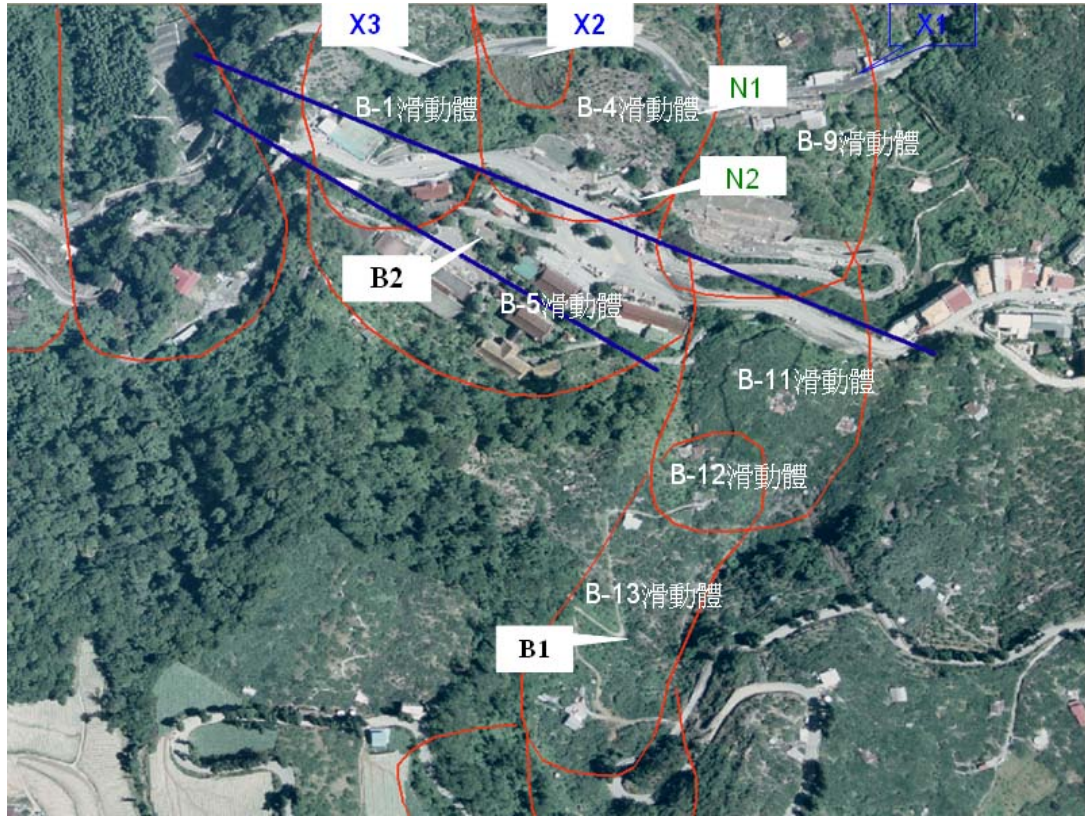


圖 3-1 鑽孔位置示意圖

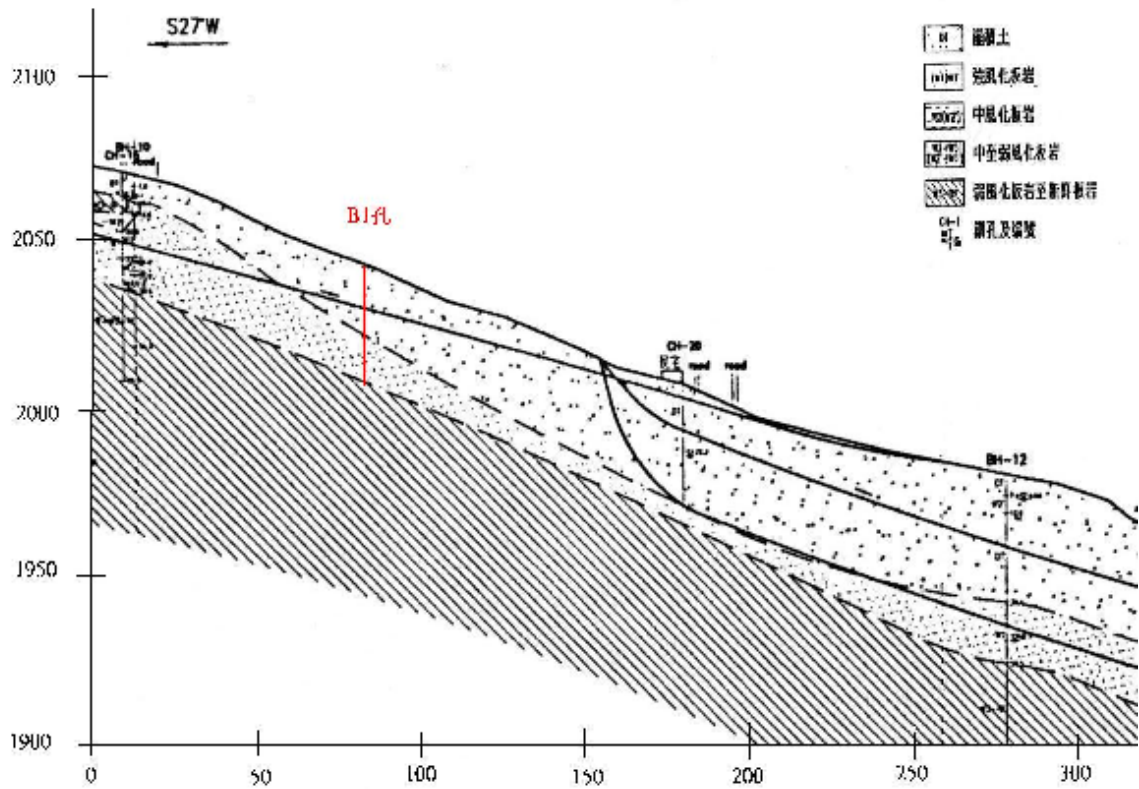


圖 3-2 B1 鑽孔位置及深度圖(修改自富國工程，2001)

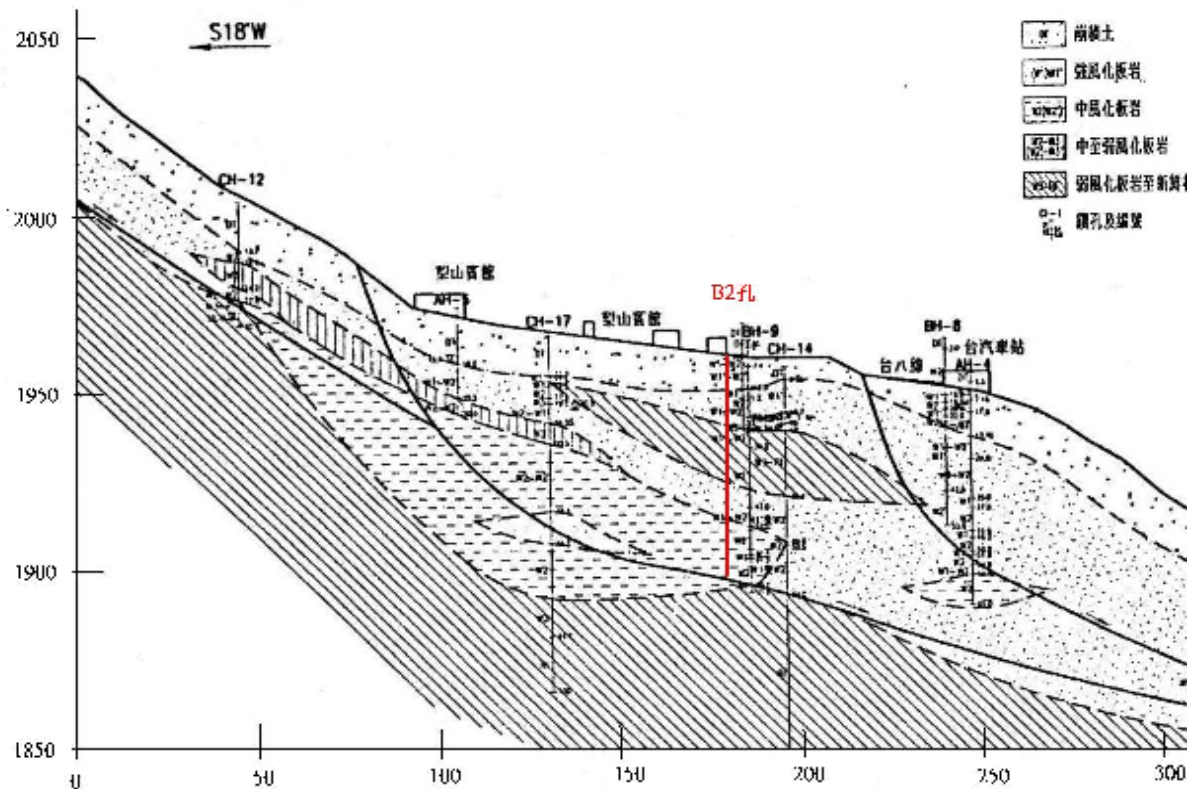


圖 3-3 B2 鑽孔位置及深度圖(修改自富國工程，2001)

3.2 地滑區岩層分類準則

崩積地層由於組成不規則，大小懸殊，不均質性高，其組成材料可能從近似原來大規模滑動前岩體的材料、大塊石至細粒土壤皆有可能，故可將其視為複合性材料，其性質大致由岩塊及軟弱基質所組成。而本研究之梨山崩塌區之併構崩積土主要由新鮮板岩、風化破碎板岩、軟弱黏土層以及回填土所組成，新鮮板岩通常為滑動體下方沒有滑動跡象之地層，而在新鮮板岩上之滑動體為由一至數個風化破碎板岩夾雜黏土與含黏土之軟弱層所構成，滑動體淺層則多為崩積殘餘土或工程填方。而本崩塌區之複合性材料在此稱之為併構崩積土其岩塊是由新鮮至輕度風化板岩所構成，而基質則是由重度風化板岩碎屑至黏土構成。

併構崩積土之型態參考黃玉麟（2006）將其材料大致規為兩大類來定義，一為崩積層上方的 0~10 公尺左右的崩積土層為第一類崩積層材料為灰色板岩夾黃色黏土，另一為下方約 20 公尺處的軟弱帶附近出現的漸變帶為灰色板岩夾灰色黏土為第二類崩積層材料。崩積土層內之併構崩積土主要的形成機制是由邊坡崩積岩塊堆積風化後，岩塊間的空隙可能由於岩塊自體風化或是經地表水帶來沈積而形成，故其岩塊組成與排列無特定的方向性，且岩塊尺寸分佈範圍廣，形狀有稜有角，其基質之黏土多由地表水帶來沈積，故成黃棕色（如圖 3-4 所示）；漸變帶內之併構崩積土之主要形成機制為板岩自身的劈理裂隙，因為地下水之風化而形成板岩碎屑或灰色黏土，風化程度的強弱亦影響了岩塊的大小及體積，由於是沿板岩劈理風化形成故殘留之岩塊具有特定方向性，但由於風化強弱不一，故形成之岩塊尺寸分佈範圍仍廣，形狀亦屬有稜有角，其基質為板岩碎屑或黏土應為板岩自身風化而來故呈灰色（如圖 3-5 所示）。



B-1 3.25~3.52m



B-1 3.2~3.36m

圖 3-4 梨山崩積層內崩積土之併構崩積土岩心照片



B-1 24.4~24.7 m

上方板岩劈理位態



N-2 46.6~47.0 m

圖 3-5 梨山崩積層內漸變帶之併構崩積土岩心照片

3.3 岩心判釋與統計

唐禎國(2007)檢討黃玉麟(2006)的基本準則，認為黃玉麟(2006)未考慮黏土含量而進一步對梨山崩積土之岩體進行分類討論。本研究之岩心判釋分類方法是採用唐禎國(2007)所提出之分類討論結果進行分析，表 3-1 所示為今年鑽探後

對岩心所分類之結果。由該表可看出 B1 孔與黃玉麟(2006)所提出對岩層分類之結果相似，深度在 0~10m 為淺層崩積土夾灰色板岩夾黃色黏土，而 10~27m 為漸變帶之灰色板岩夾灰色黏土，27m 以下皆為灰色板岩。而 B2 孔卻與分類之結果相差甚大，深度達 60m 皆為灰色板岩夾黃色黏土與灰色板岩互層，故分析統計時僅對 B1 孔探討岩塊體積比及出現頻率，圖 3- 6 為本年度結合前年所統計之結果對崩積土 12 筆及漸變帶 10 筆資料進行統計，由圖可看出崩積土內之併構崩積土體積比則多出現於 20%~30%及 40%~50%，而漸變帶內之併構崩積土以 30%~40%及 40%~50%最多。

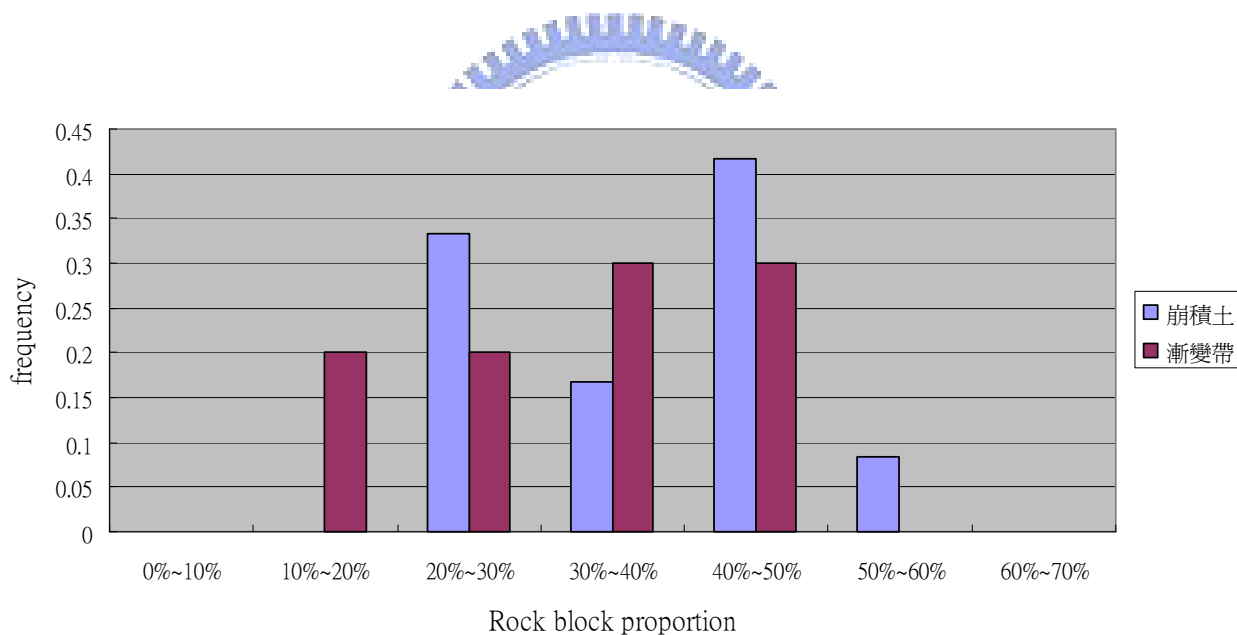


圖 3-6 崩積土及漸變帶岩塊體積比出現頻率

表 3-1 本研究鑽探孔之岩心描述

深度(m)	B1 岩心描述	深度(m)	B2 岩心描述
0~9.60	黃色黏土夾灰色板岩	0~5.00	黃色黏土夾灰色板岩
9.60~12.00	灰色黏土夾灰色板岩	5.00~9.70	灰色板岩夾黃色黏土
12.00~16.70	灰色黏土夾灰色板岩 碎屑	9.70~10.50	灰色板岩夾黃色黏土
16.70~22.00	灰色板岩夾灰色黏土	10.50~11.15	灰色板岩
22.00~25.20	灰色黏土夾灰色板岩 碎屑	11.15~17.80	灰色板岩夾黃色黏土
25.20~27.00	灰色板岩夾灰色黏土	17.80~20.00	黃色黏土夾灰色板岩
27.00~42.00	灰色板岩	20.00~23.70	灰色板岩夾黃色黏土
		23.70~28.20	灰色板岩
		28.20~29.30	灰色板岩夾黃色黏土
		29.30~33.40	灰色板岩
		33.40~37.50	灰色板岩夾黃色黏土
		37.50~37.90	灰色板岩
		37.90~38.60	灰色板岩夾黃色黏土
		38.60~44.60	灰色板岩
		44.60~47.10	灰色板岩夾黃色黏土
		47.10~52.10	灰色板岩
		52.10~59.10	灰色板岩夾黃色黏土
		59.10~60.00	灰色板岩

由本研究鑽取之崩積土內之併構崩積土(灰色板岩夾黃色黏土)分佈範圍為淺層地表下0~10m的範圍,岩心皆為灰色板岩包裹在黃色砂質粘土中,圖 3-7~圖 3-9 所示為其典型之岩心。



圖 3-7 鑽取岩心圖崩積土內之併構崩積土 B-1 孔 4m



圖 3-8 鑽取岩心圖崩積土內之併構崩積土 B-1 孔 4~8m



圖 3-9 鑽取岩心圖崩積土內之併構崩積土 B-2 孔 0~4m

漸變帶之內併構崩積土主要分布潛在滑動的軟弱帶附近，分佈範圍較深，岩心皆為灰色板岩包裹在灰色的沉泥質粘土中，圖 3- 10~圖 3- 12 所示為其典型之岩心。



圖 3- 10 鑽取岩心圖漸變帶內之併構崩積土 B-1 孔 12~16m



圖 3- 11 鑽取岩心圖漸變帶內之併構崩積土 B-1 孔 16~20m

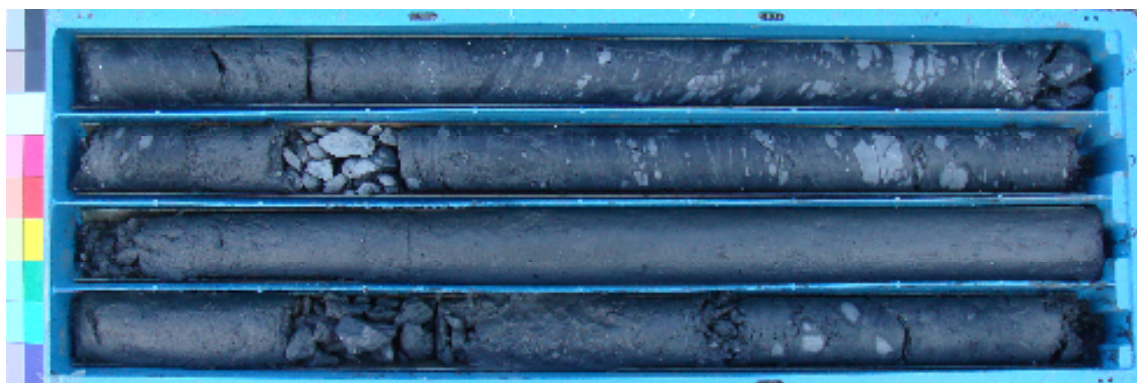


圖 3- 12 鑽取岩心圖漸變帶內之併構崩積土 B-1 孔 20~22m 及 24~26m

第四章 虛擬力學試驗方法與規劃

4.1 分析方法與工具

本研究分別採用 FLAC^{3D} 與 FLAC^{2D} 數值分析程式為工具針對虛擬崩積土試體進行模擬分析以進行虛擬力學試驗。FLAC^{3D} 乃是以原 FLAC^{2D} 分析軟體之三維延伸，為三維外顯有限差分程式。與 FLAC^{2D} 二維分析程式有限差分網格相較，FLAC^{3D} 以立體元素以及三度空間的網格來模擬三維空間之分析範圍。而電腦硬體設備是使用 Intel Core2 Quad CPU Q6600 @2.40GHz，RAM 為 4GB。

FLAC 係基於連續體力學，以時階之型態來求解節點的運動方程式，因此可計算整個系統之行為是隨著時階發展運動過程。其運算原理為由表面之外力、變位與體力等組成初始狀態運算，並以外顯時間進行有限差分解，可以用來模擬土壤、岩石或其他降伏後成塑性流動的材料之行為。FLAC 分析中使用者可以用適當網格來代表被模擬的對象，並選定材料應遵循的應力-應變行為、破壞準則以及邊界束制條件，並且可以以大應變模式，模擬材料受較大應力場而產生大變形之行為，FLAC 程式運算概念(如圖 4-1 所示)。

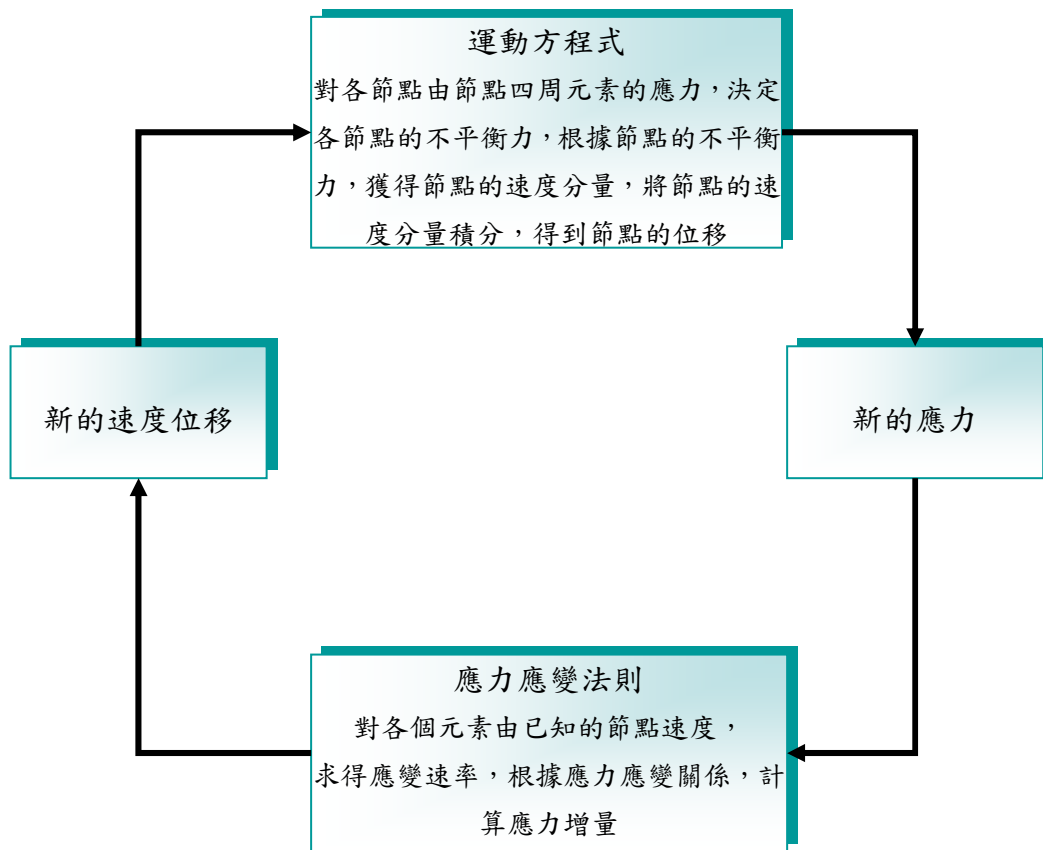


圖 4-1 FLAC 程式運算

4.2 虛擬試體之建立

若要從現地取得完整併構崩積土岩心並不容易，而欲求得試體之 c 、 ϕ 值又必須至少有三顆以上非常雷同的試體才能完成一組完整的三軸試驗，想由現地取得非常雷同之試體實際上幾乎不可能，往往取得之併構崩積土試體的數量不足，一般實在難以完成一組試驗。又因為併構崩積土中岩塊形狀與排列之隨機性，無法如完整土壤或是完整岩石，進行三軸試驗較易於找到相同、均質的三顆試體。

為了彌補實際三軸試驗試體不足與現地取樣之困難，不仿利用數值模擬的方式來取代實際的實驗（可視為『虛擬力學試驗』），能達到試體重複性因此有其價值與意義，本研究因此嘗試利用 FLAC 有限差分程式來模擬各種不同岩塊體積比、方向性等可能影響併構崩積土之力學行為之參數，將來可應用於現地勘查時針對併構崩積土岩體較重要參數加以調查統計後，再配合虛擬力學試驗即可概估其力學行為。

4.2.1 網格建立

本研究是以 FLAC2D 與 FLAC3D 進行模擬，模擬時為了縮短模擬時間，以達到較佳的效率，且依實際實驗建立直徑與高為 1:2 之試體，故二維試體網格 50×100 ，而三維試體網格為 $20 \times 20 \times 40$ ，試體尺寸設定為直徑 5 cm 高度 10cm 之試體。

4.2.2 邊界條件設定

為符合實際室內三軸試驗的情況，故模擬的併構崩積土試體在邊界條件上的設定也必須盡可能與實驗的情況相符合。將試體左右兩面設為自由面，僅在進行三軸試驗時施予圍壓，而上下兩端則是束制 x 及 z 方向，由於三軸試驗頂座及底座與試體間的接觸為摩擦性質，故對 x 方向將給予束制，加載時由頂座向下加壓。為模擬應變控制，故對上端 z 方向給予束制，以確保頂面同時變形，下端接觸底座，z 方向無法移動故亦需給予 z 方向束制。如圖 4-2 垂直向為左右兩面均無束

制情形，水平方向為上下兩端束制 $x-z$ 的情形。

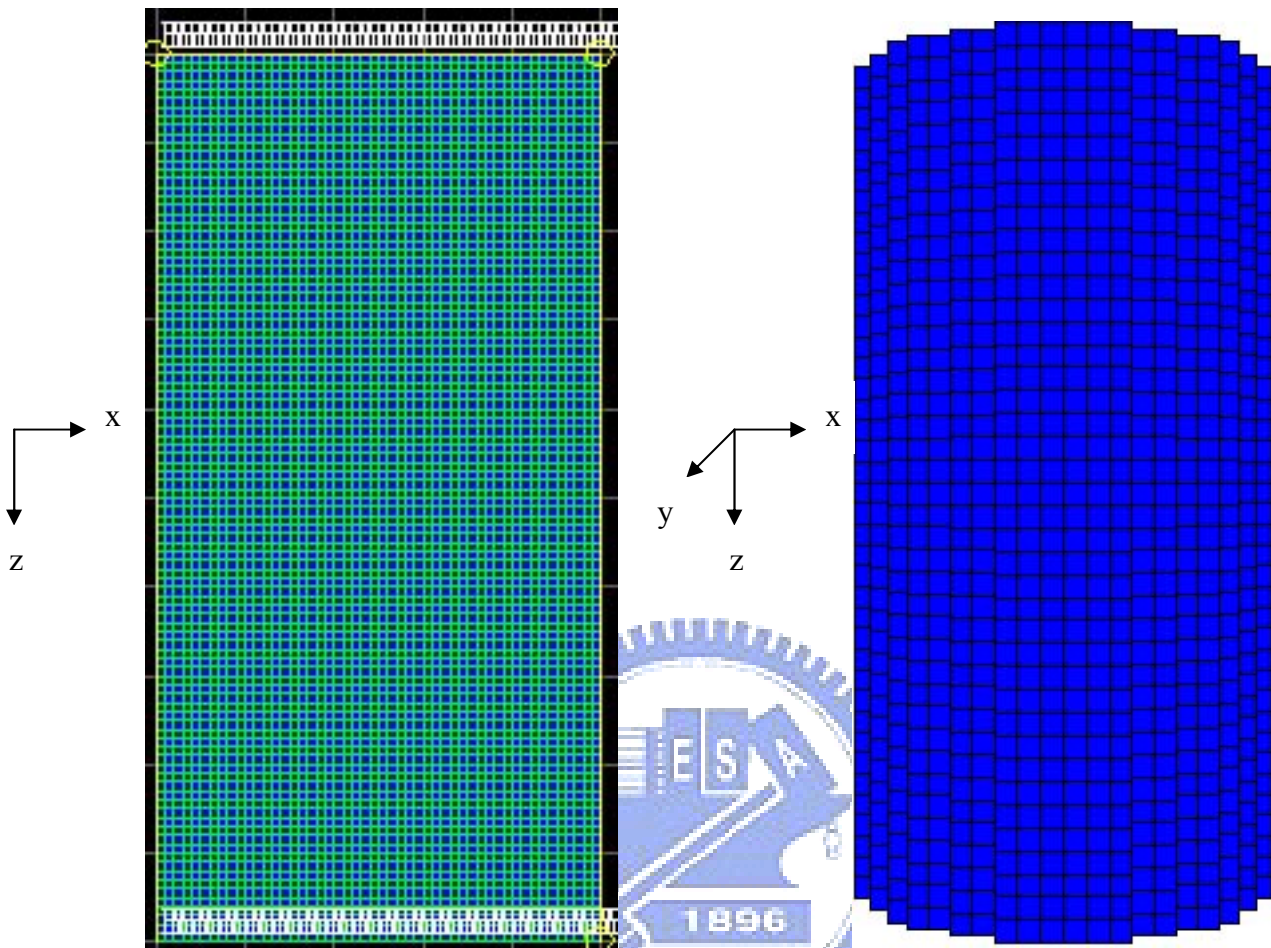


圖 4-2 模擬試體邊界條件

4.2.3 試體岩塊形狀大小之選定

羅文驤(2007)將現地所取得之併構崩積土試體經篩分析過後所得之完整岩塊進行統計歸納後，在淺層之灰色板岩夾黏土與較深層層灰色板岩夾黏土層之長短軸與厚度比，從(表 4-1 與表 4-2)中可發現，深層與淺層岩塊之長短軸比大約為 1.3 ~ 1.4。而長軸與厚度比為 2.38 與 3.06，表示梨山崩坍地的板岩塊有明顯的長短軸差距，且深層之岩塊較淺層更為扁平，由於本次鑽探取得之併構崩積土試體較為接近淺層岩體，所以本模擬試體之岩塊長短軸比藉由羅文驤所歸納之結

果以長短厚比為 2:1.5:1 之四邊形岩塊進行模擬，而形狀皆以四邊形塊表示之。

表 4-1 N1 12 ~ 16 m 岩塊長短軸與厚度比

	長軸	短軸	厚度
平均值	2.38	1.70	1
標準差	0.64	0.58	0

表 4-2 N2 48 ~ 52 m 岩塊長短軸與厚度比

	長軸	短軸	厚度
平均值	3.06	2.37	1
標準差	1.05	0.80	0

由於併構崩積土岩塊幾乎都有特定的長軸，故大部分均非等向性，所以在模擬的過程不容易界定岩塊的尺寸，故為了方便往後模擬併構崩積土內岩塊之尺寸，與岩塊網格的建立，以謝孟修(2007)取面積比的方式來作最大與最小岩塊的界限，由統計結果，發現併構崩積土最大岩塊所佔與整體試體的面積比例皆小於 16% (0.16A)，而最小岩塊則取小於 0.5% (0.005A) 岩塊加總後整體岩塊的比例，發現其所佔的比例大約都小於 20%，故最小岩塊試體面積則取 0.5% (0.005A) 作為一界線。所以將定義最大岩塊之面積為佔試體總面積的 16%，而最小岩塊之界定則取試體總面積的 0.5% 為代表。故在模擬三維模型試體時也以相同情形使得最大岩塊之體積比為佔總體積之 16% 表示大岩塊體積，而最小岩塊

之界定是取 0.5% 之總體積表示。

4.2.4 試體產生方式

併構崩積土的產生方式係模擬現場鑽孔取樣的方式，依預定要模擬的試體內部岩塊以隨機排列方式置入一模擬的地層之岩塊體，得到一併構崩積土的地層(如圖 4- 3 所示)，再將所要取樣的試體尺寸以 $20 \times 20 \times 40$ ，擷取所需的區域(如

圖 4- 4)，其他在試體外之材料則去除，僅留下所要取樣之範圍內的岩塊及基質，完成試體取樣的步驟，如此所得到的虛擬試體排列狀況較接近天然狀況。

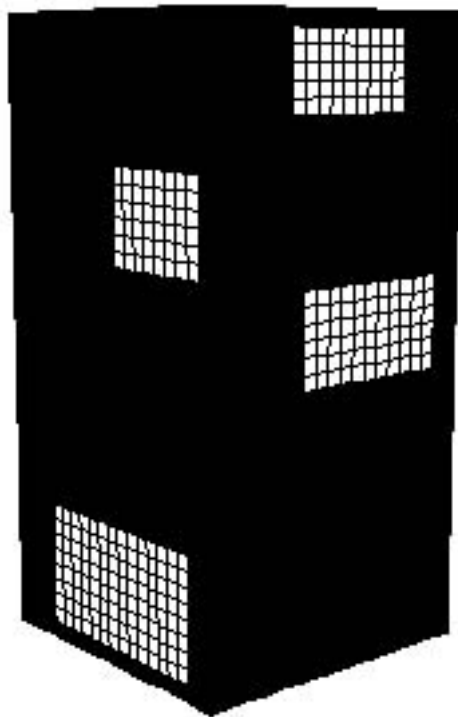


圖 4- 3 模擬併構崩積土岩塊體

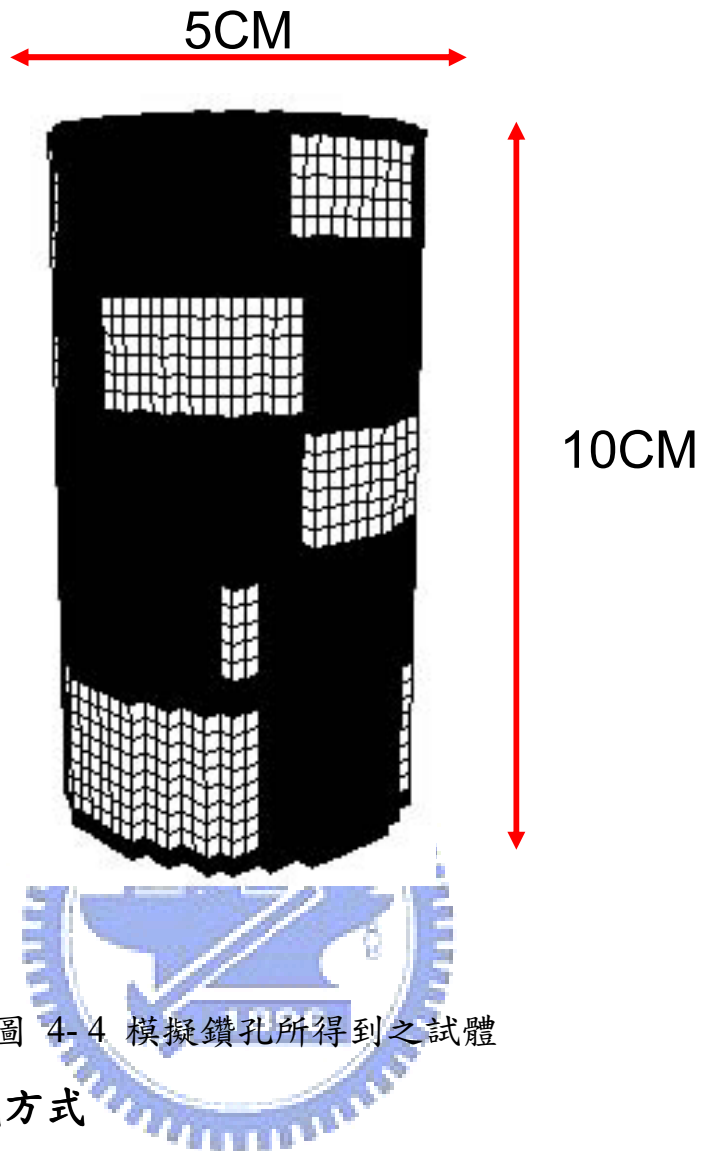


圖 4-4 模擬鑽孔所得到之試體

4.2.5 模擬三軸加載方式

加載之模擬方式係採應變控制，當不平衡力每階段達 10^{-2} kPa 以下時再繼續加載下一階之位移控制，隨著控制之位移逐漸提高，所產生的不平衡力最後皆需接近收斂值，應變速率的控制是關鍵因素，必需控制在可接受的時間內達到所要求的應變量，又須使不平衡力能收斂在可接受的範圍內。經測試應變速率控制在 10^{-7} /秒。加載方向與實際三軸試驗相似，但因破壞形式皆偏向靠近於頂端，為了能使破壞情形居於中央，使受力更為平衡，故取雙向加載方式，即在試體的最頂及底面均控制 10^{-7} /秒的應變速率。

4.3 介面性質之考量

謝孟修(2007)模擬 Lindquist(1994)之人造併構岩試體，比較是否加入岩塊與基質介面對模擬結果之差異，探討加入介面元素之必要性；結果發現若未加入介面元素，岩塊體積比對併構岩試體強度參數 c 、 ϕ 值的影響趨勢與 Lindquist(1994)人造併構岩三軸試驗所得之結果趨勢不盡相同，主要在於岩塊體積比與 c 值間之關係有所差異，Lindquist(1994)所得之實驗結果顯示 c 值隨著岩塊比的增加而向下遞減，而模擬試驗中若未加入介面材料則呈現之趨勢隨著岩塊比增加而向上提升；而 ϕ 角的趨勢雖然隨岩塊比增加而遞減，但遞減的斜率也不盡相同。但在加入介面材料後，模擬之結果強度參數 c 、 ϕ 值的影響趨勢與 Lindquist(1994) 人造併構岩三軸試驗結果相近，故證實加入介面材料有其必要性。

但因 Lindquist 人造併構岩試體之岩塊與基質之材料參數非常相近(如表 4-3 所示)，所以若未加入介面材料，會使強度較高，若加入介面材料，令岩塊與基質間夾一弱面，則破壞時破裂面沿著其弱面破壞。然卻與本試驗所模擬之梨山併構崩積土之型式有所差異，本試驗所模擬之岩塊與基質之材料參數差異甚大(如表 4-4 所示)。

表 4-3 模擬 Lindquist (1994) 人造併構岩之材料參數

材料參數	岩塊 (block)	基質 (matrix)	介質 (interface)
凝聚力 c (kPa)	3070	2280	2.28
摩擦角 ϕ (degree)	38.3	24.7	32
材料密度 ρ (kg/m^3)	2000	1900	1950
體積模數 K (MPa)	3410	1670	2330
剪力模數 G (MPa)	1760	1000	1400
張力強度 σ_t (kPa)	1840	1370	0

表 4-4 模擬梨山地滑區併構崩積土之材料參數

材料參數	岩塊 (block)	基質 (matrix)	介質 (interface)
凝聚力 c (kPa)	300	20	0.02
摩擦角 ϕ (degree)	33	22	30
材料密度 ρ (kg/m^3)	2800	1600	2200
體積模數 K (MPa)	30000	40	2000
剪力模數 G (MPa)	15000	24	1200
張力強度 σ_t (kPa)	200	0	0

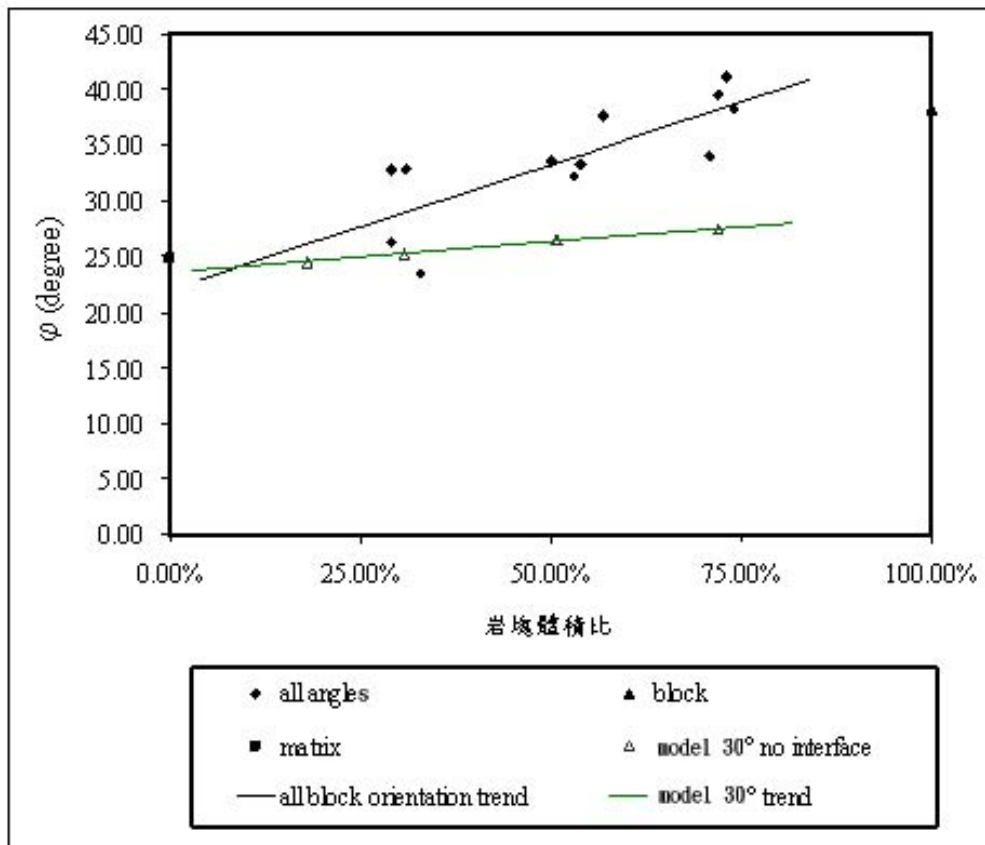


圖 4-5 無介面材料時岩塊體積比對併構岩試體 ϕ 值之影響趨勢

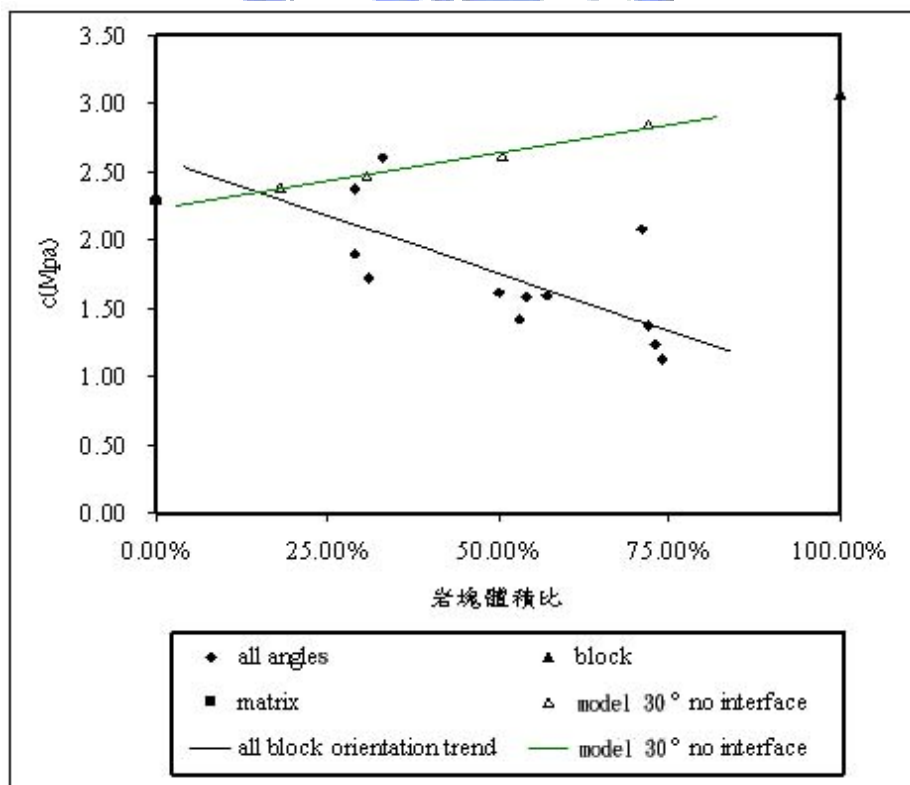


圖 4-6 無介面材料時岩塊體積比對併構岩試體 c 值之影響趨勢

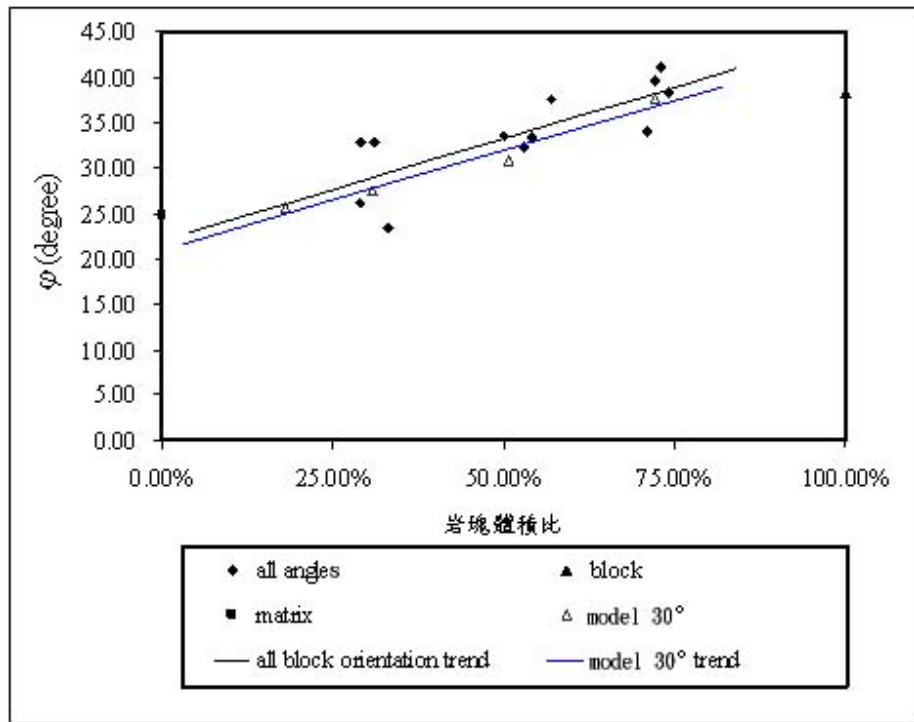


圖 4-7 有介面材料時岩塊體積比對併構岩試體 ϕ 值之影響趨勢

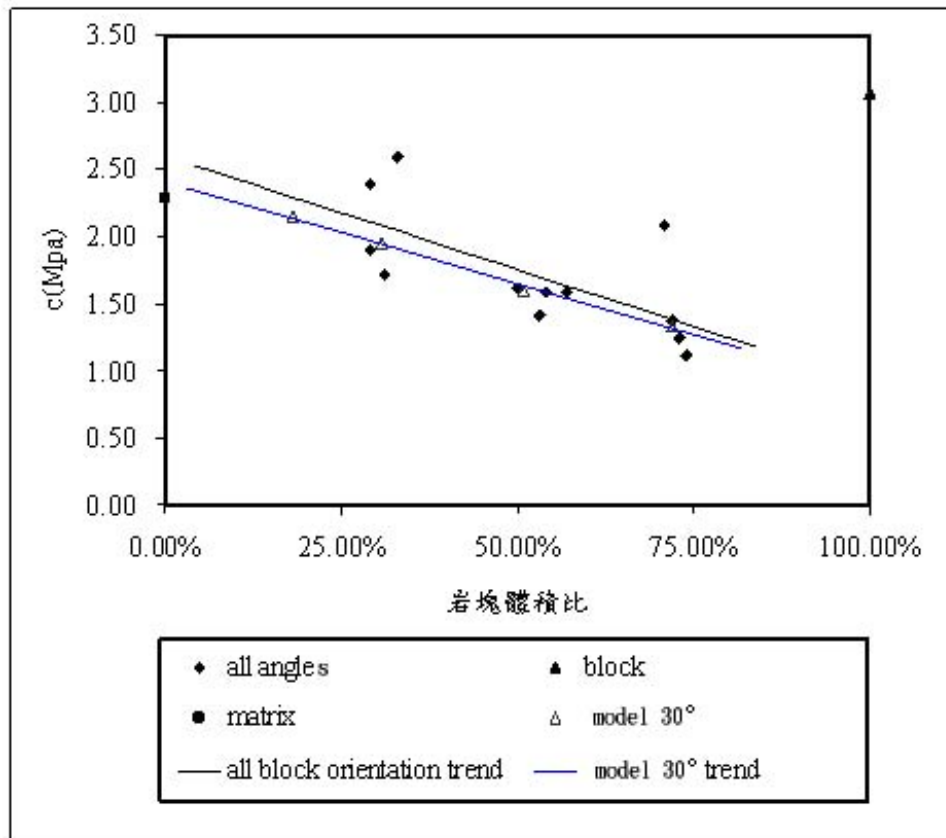


圖 4-8 有介面材料時岩塊體積比對併構岩試體 c 值之影響趨勢

4.4 虛擬三軸試驗

虛擬三軸試驗目的是為了克服現場取樣困難取得相同的試體不易，及製作室內試驗時所花費的時間長，所以希望能藉由數值模擬的方式來模擬室內實驗之結果，但常用之模擬皆以二維方式模擬之，有時令人存疑著以二維模擬之結果是否足以代表實際之實驗結果，所以本研究嘗試以三維的模式模擬現地取樣之試體，進行虛擬三軸試驗，再與二維情形比較，探討其相對關係及差異性。模擬的材料參數於基質部分(沈泥質黏土)可由過去相關試驗所提供之參數估計之，板岩塊視為弱風化板岩亦有相關參數可參考，劉勝華(2007)亦有針對此部分的基質及板岩做室內試驗，其所得參數亦可提供參考。併構崩積土模擬時考慮的因素較多，可分別考慮岩塊方向對強度與模數的影響，以及岩塊體積比對強度與模數的影響，除了討論其岩塊體積比及方向性再討論三維與二維虛擬力學試驗所獲材料強度之差異性。

4.5 虛擬力學試驗規劃

4.5.1 模擬試體流程

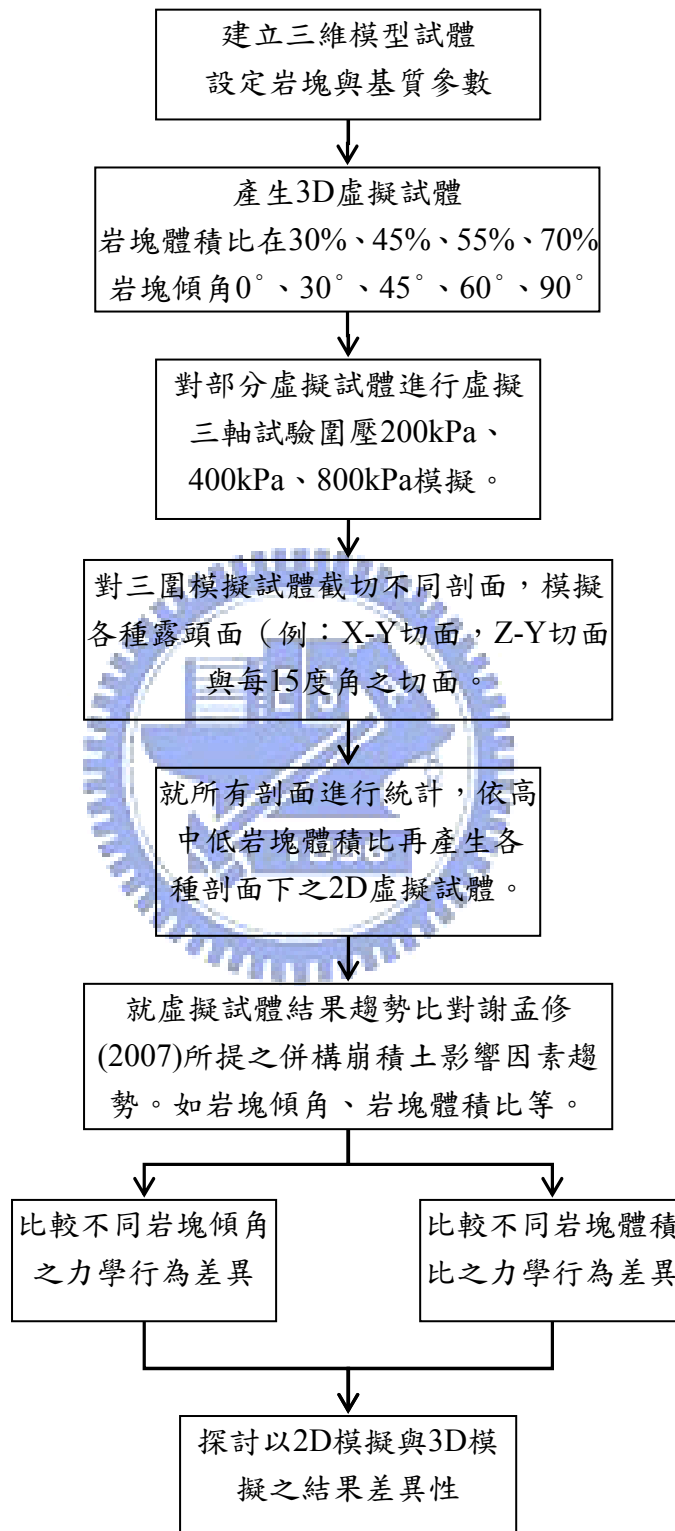


圖 4-9 虛擬試體與虛擬三軸試驗規劃

4.5.2 虛擬三軸試驗規劃

探討併構崩積土岩塊體積比之差異性，為免變數太多怕影響其差異性，故固定其他影響因子以探討之，將所有因子(如:試體岩塊之方向性皆固定為同一傾角，而岩塊形狀皆固定為四邊形)。尺寸及位置隨機產生，分成四種岩塊體積比討論之，分別是 30%、45%、55%、70%，產生的虛擬試體(如圖 4-10 所示)。

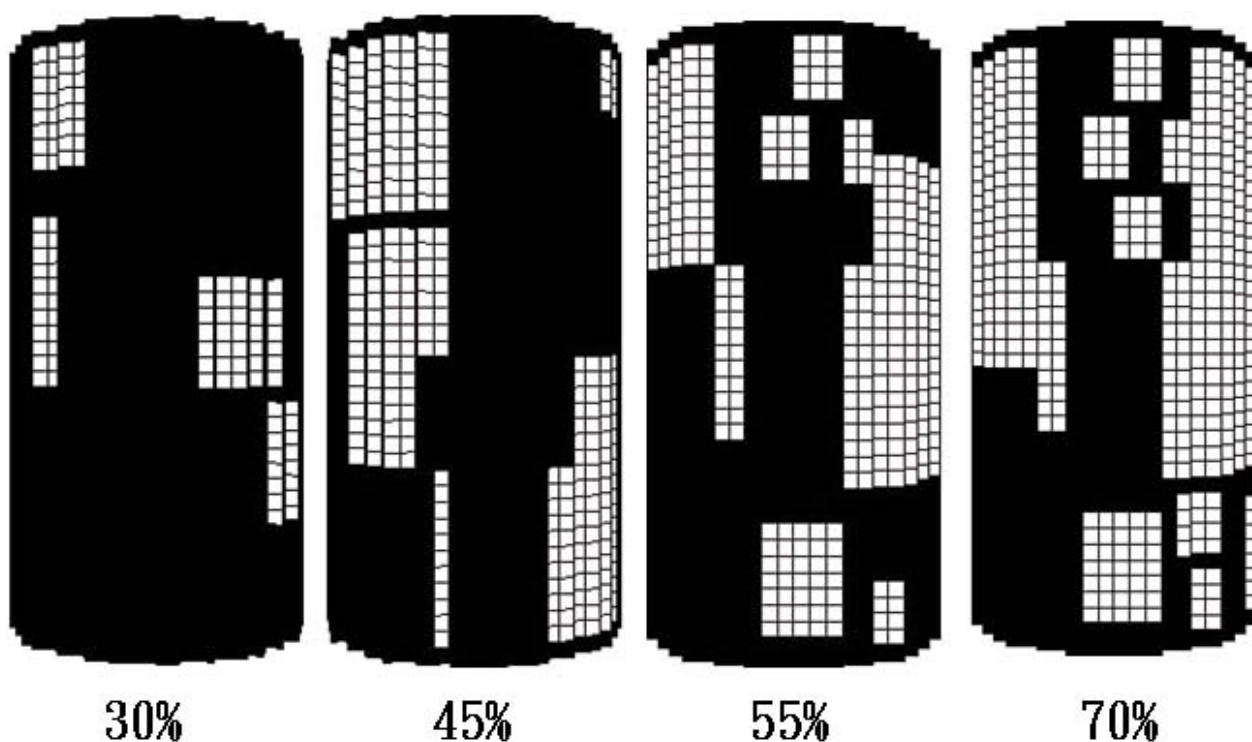


圖 4-10 岩塊具方向性不同岩塊體積比試體

由於岩塊具方向性之併構崩積土的形成機制係由完整板岩沿其劈理風化，故未嚴重風化的岩塊保有原板岩劈理之位態，當完整板岩含有節理時節理的方向性對整體強度即有明顯異向性，故併構崩積土內岩塊具有特定方向性勢必也對其強度及整體材料參數有影響，有必要針對岩塊具方向性的併構崩積土試體討論其影響。以部分虛擬試體內岩塊傾角分別控制在 0° 、 30° 、 45° 、 60° 、 90° 五種情

形，試體岩塊體積比皆固定，內部岩塊尺寸、位置仍隨機產生，產生的試體(如圖 4- 11 所示)。

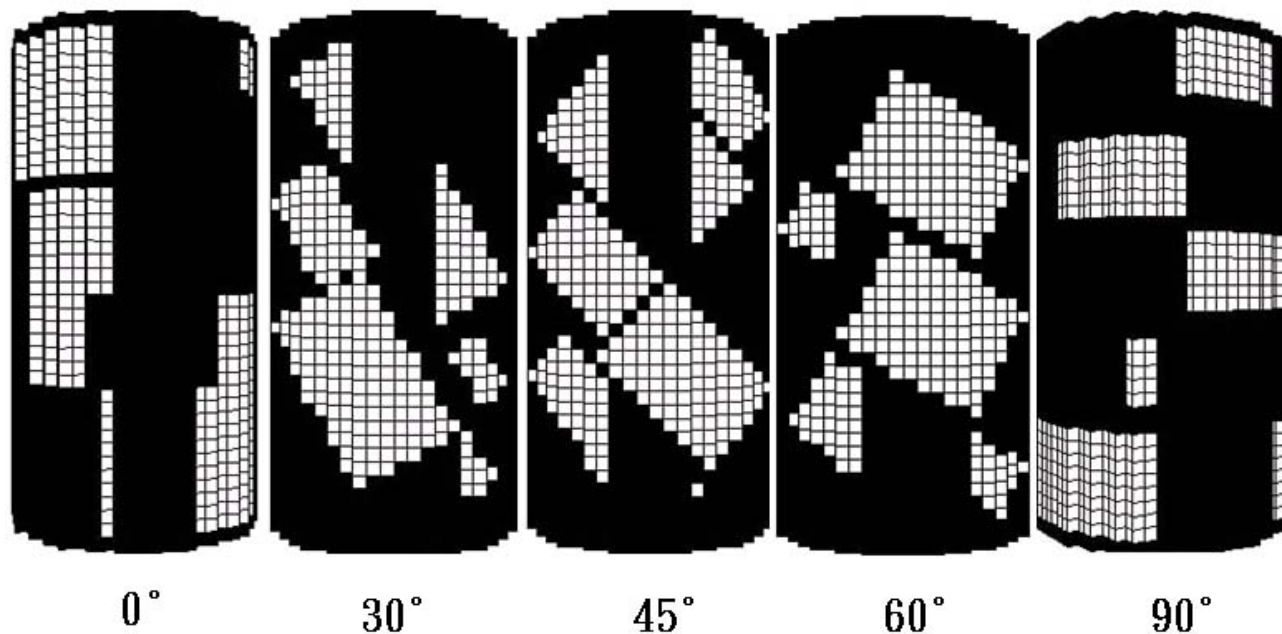


圖 4-11 岩塊具不同方向性試體

4.5.3 虛擬試體規劃

由於三維虛擬試體進行三軸虛擬力學實驗，完成一組實驗模擬所花費之時間需達兩天，故無法進行太多三維虛擬力學實驗，為補充模擬三軸試驗不足之資料點，乃增加虛擬試體，僅討論三維岩塊體積比與二維岩塊體積比之差異，但不執行虛擬力學實驗。討論岩塊體積比而言以岩塊體積比為 45%與 70%為主，再增加產生兩組岩塊體積比分別為 30%與 55%之虛擬試體(如表 4- 5 所示)。將岩塊體積比 45%及 70%每一產生出之三維試體分別對 X-Y、Z-Y 及對 X 軸每隔 15° 剖切，剖面目的在探討特定三維岩塊體積比之併構崩積土若有不同方位之二維露頭，可能估計統計之岩塊體積比分佈範圍與其所對應估計之材料參數變化範圍，其剖切面(如

圖 4- 12、圖 4- 13、圖 4- 14、圖 4- 15 所示)。，統計所切剖面之岩塊體積比三維與二維間之關係，在相同邊界條件下將二維剖面與三維模擬給予圍壓 200kPa 進行加壓模擬，將所得之結果探討其強度差異；再將不同岩塊體積比 (30%、45%、55%及 70%)之剖切面分成高中低三種情形，以三軸模擬形式在不同圍壓下求得材料強度因子進而探討之間的相對關係。

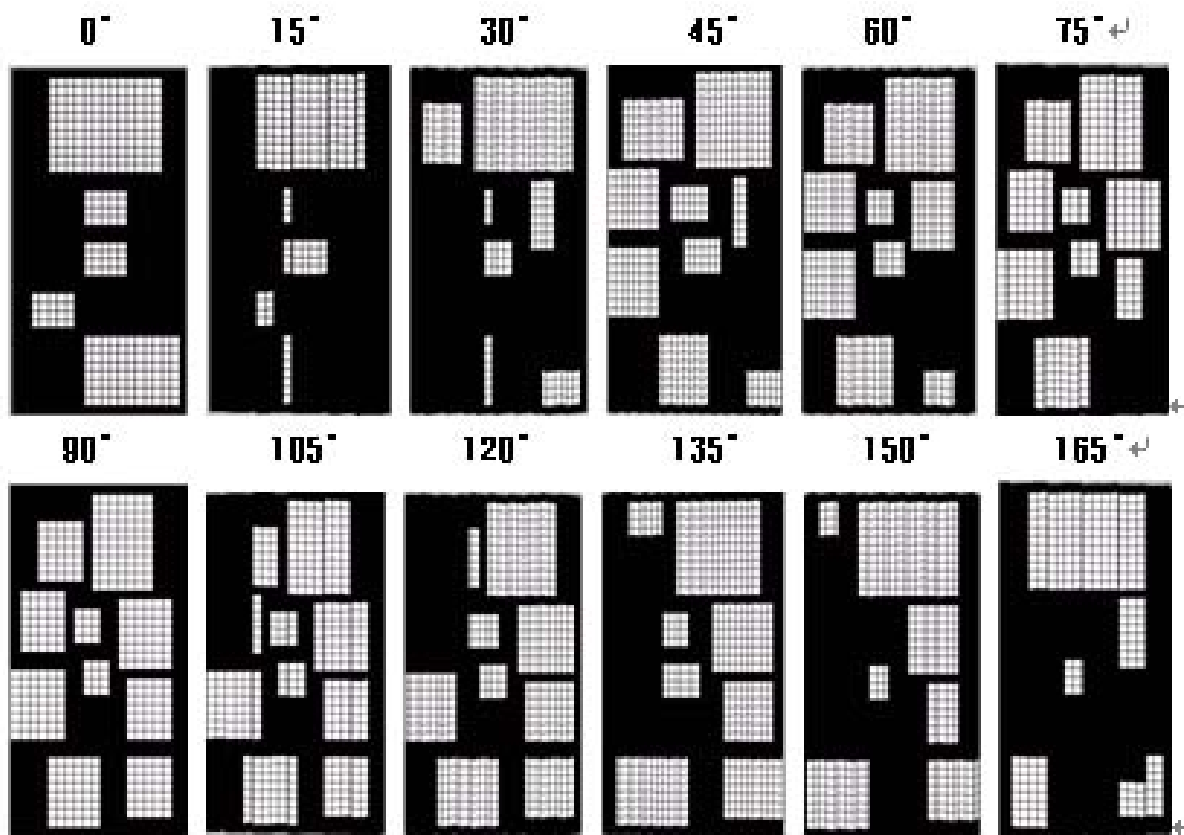


圖 4- 12 岩塊體積比 30%三維虛擬試體於不同方位之剖面

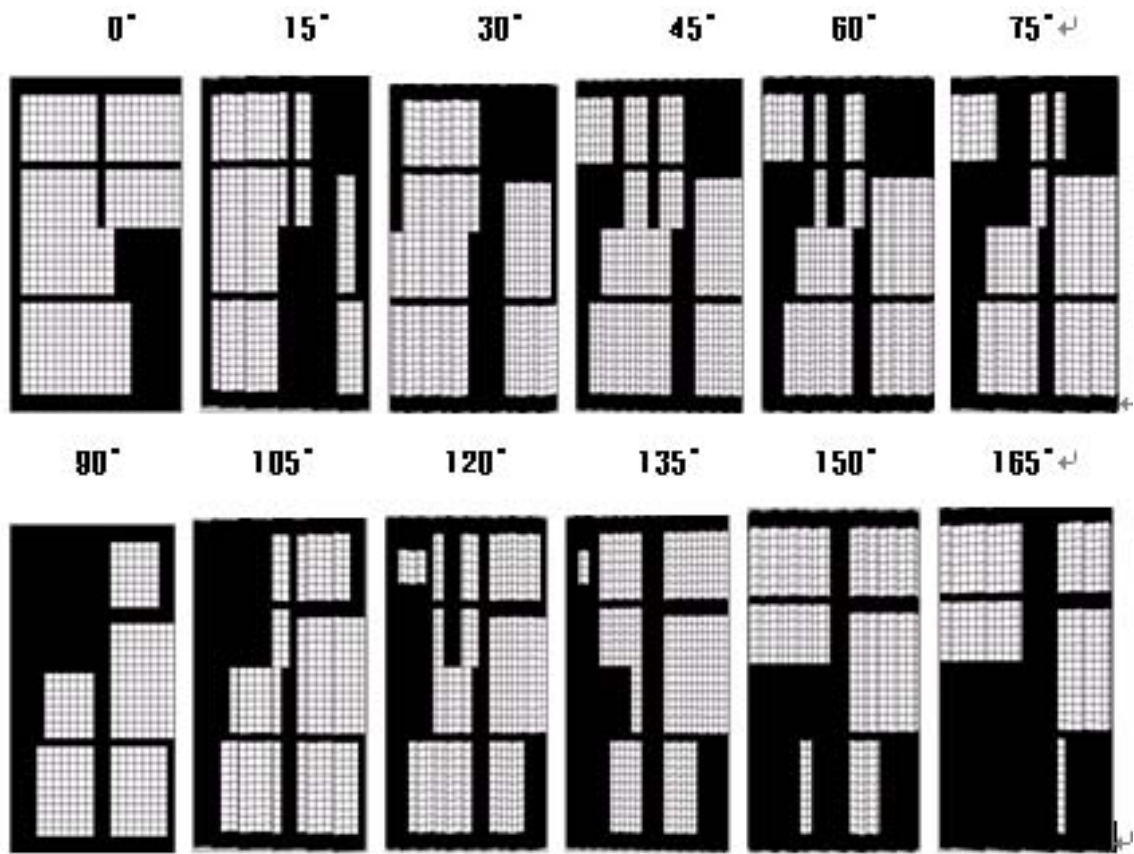


圖 4-13 岩塊體積比 45% 三維虛擬試體於不同方位之剖面

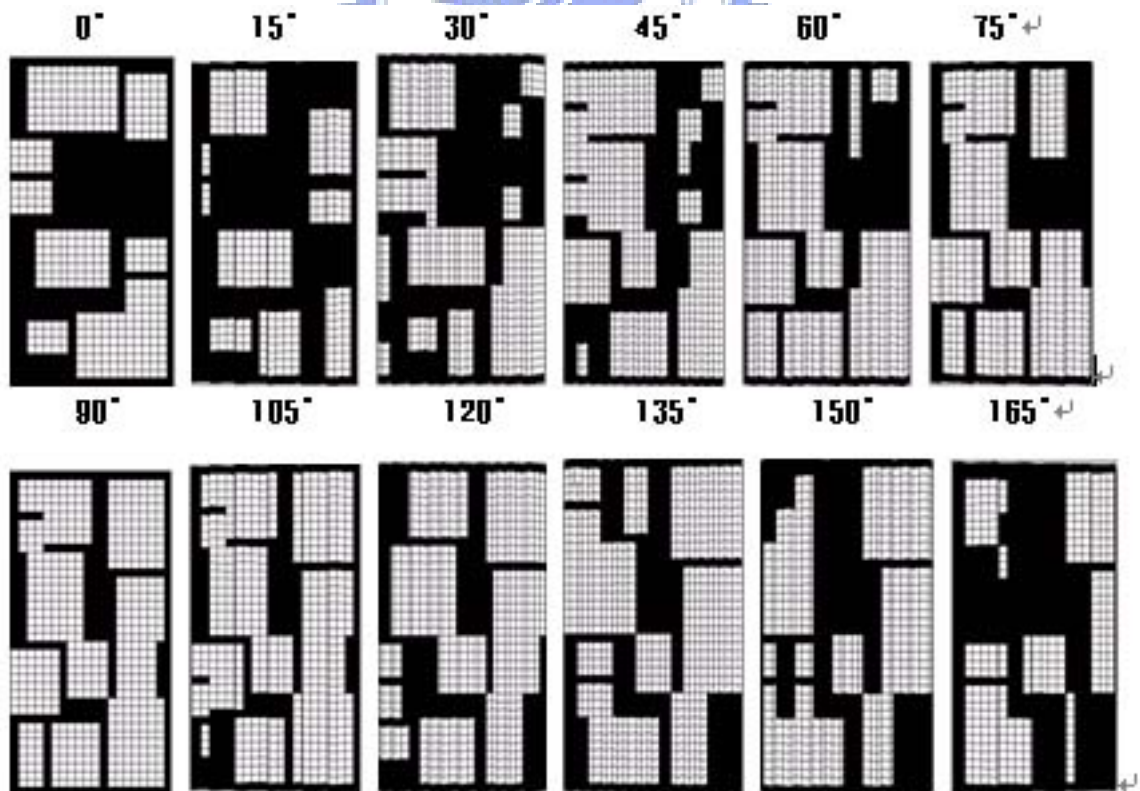


圖 4-14 岩塊體積比 55% 三維虛擬試體於不同方位之剖面

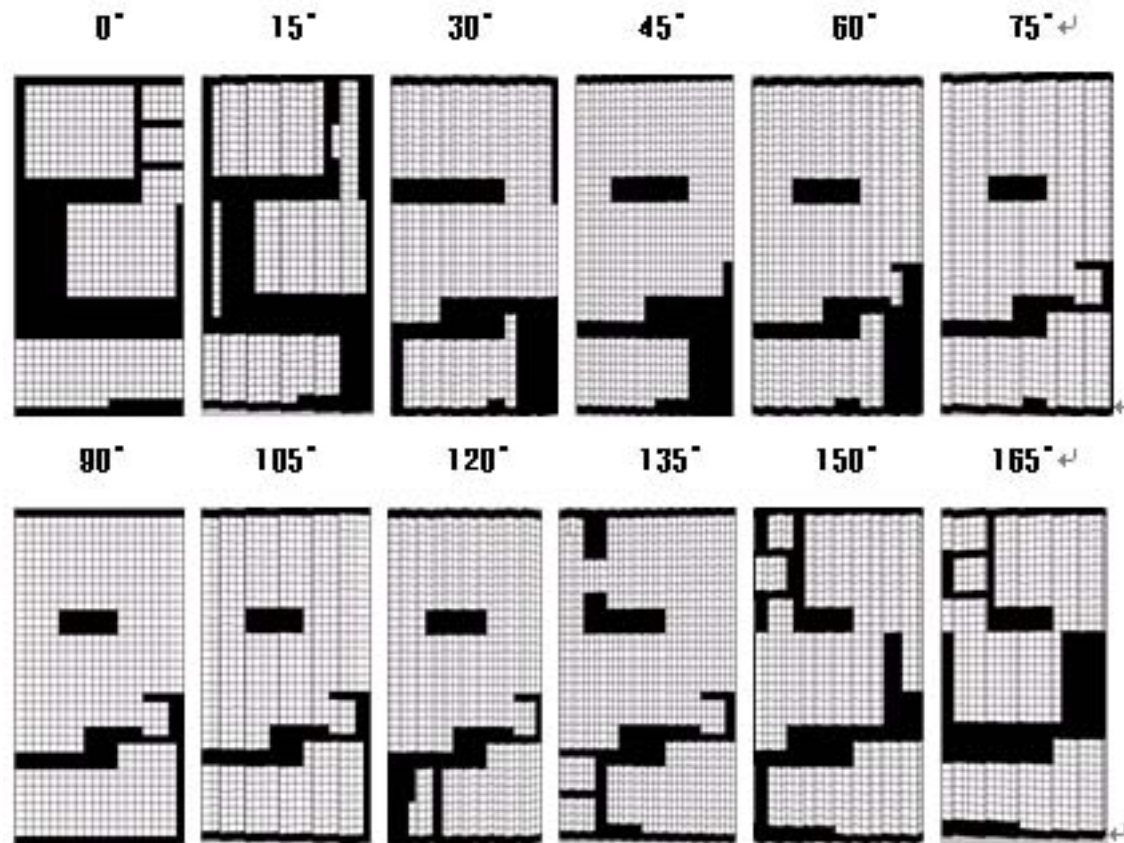


圖 4-15 岩塊體積比 70% 三維虛擬試體於不同方位之剖面

探討其岩塊方向性之差異將虛擬試體岩塊傾角分別控制在 0° 、 30° 、 45° 、 60° 、 90° 將岩塊體積比固定為 45% (如表 4-5 所示) 比較相對之差異性。將傾角介於 0° 、 45° 、 90° 時對每一產生出之三維試體分別對 X-Y、Z-Y 及對 X 軸每隔 15° 剖切，剖面目的在探討特定三維岩塊體積比之併構崩積土若有不同方位之二維露頭，可能估計統計之岩塊方向性分佈範圍與其所對應估計之材料參數變化範圍，統計所切剖面之傾角於三維與二維間之關係，再將剖切之岩塊體積比分成高、中、低三種情形，以三軸模擬形式求得材料強度因子進而探討之間的相對關係。

表 4-5 虛擬試驗規劃表

岩塊比 \ 傾角	0°	30°	45°	60°	90°
30%	△		△		△
45%	○	○	○	○	○
55%	△		△		△
70%	○		○		○

△ 輔助虛擬三軸力學試驗不足之資料點

○ 完整一組虛擬三軸力學試驗（圍壓：200kPa、400kPa、800kPa）

4.6 材料參數對併構崩積土之影響

併構崩積土為基質與岩塊組成的複合材料，影響此類複合材料之力學行為的因素頗為複雜，為簡化考量，僅就可能影響虛擬力學試驗之強度參數如 c 、 ϕ 等變化範圍加以探討。基質強度參數受基質之土壤分類、飽和杜、與排水條件等所影響，岩塊之強度參數則受母岩之岩性與岩石風化程度所影響。藉由虛擬力學試驗之方法，改變組成併構崩積土基質與岩塊強度參數，再檢視其虛擬力學試驗結果之差異，得以探討基質與岩塊力學參數對併構崩積土力學參數之影響。

第五章 虛擬三軸試驗結果

5.1 介面性質之影響結果

本章所模擬之虛擬試體是沿用謝孟修(2007)模擬 Lindquist(1994) 所建構之人造併構岩試體，虛擬試體中岩塊控制於某預設方向。本研究以模擬梨山地滑區之併構崩積土為例，虛擬試體所用參數以該地併構崩積土中基質與岩塊之典型力學參數為準（如表 5- 1）。謝孟修(2007)模擬併構崩積土時基質與岩塊之間採用低凝聚性、高摩擦性之介面材料，他令介面材料凝聚力 c 值為基質凝聚力 c 值的 $1/1000$ ， ϕ 角則與岩塊性質相近，其餘性質皆介於岩塊與基質間。

本節以相同之假設形式考量介面材料之凝聚力與摩擦角，介面材料其餘性質則假設介於岩塊與基質間。梨山地滑區岩塊與基質間材料參數差距甚大，尤其彈性模數差距甚大。

表 5- 1 模擬梨山地滑區併構崩積土之材料參數

材料參數	岩塊 (block)	基質 (matrix)	介質 (interface)
凝聚力 c (kPa)	300	20	0.02
摩擦角 ϕ (degree)	33	22	30
材料密度 ρ (kg/m ³)	2800	1600	2200
體積模數 K (MPa)	30000	40	2000
剪力模數 G (MPa)	15000	24	1200
張力強度 σ_t (kPa)	200	0	0

5.1.1 驗證虛擬試體介面性質之影響結果

圖 5- 2、圖 5- 3、圖 5- 4 乃虛擬力學試驗所得結果之整理，比較分別在有、無加入介面材料情況下，岩塊體積比對併構崩積土試體極限軸差應力與 c 、 ϕ 值的影響趨勢。是否加入介面材料對結果之影響頗為有限。為簡化網格佈置，若忽略介面材料，對虛擬力學試驗結果之影響應相當有限。

由該等虛擬試驗結果之比較，可發現本節所模擬材料之岩塊體積比對併構崩積土試體極限軸差應力及 c 、 ϕ 的影響趨勢結果相近，極限軸差應力隨著岩塊比及圍壓的增加而上上攀升， c 值及 ϕ 角皆隨著岩塊體積比的增加而增加，且斜率也近乎相同，差異性很小。可佐證本研究之虛擬試體材料參數差距較大破壞時皆為基質所控制，而非像 Lindquist(1994)人造併構岩試體之岩塊與基質之材料參數非常相近，而破裂面沿著其弱面破壞。

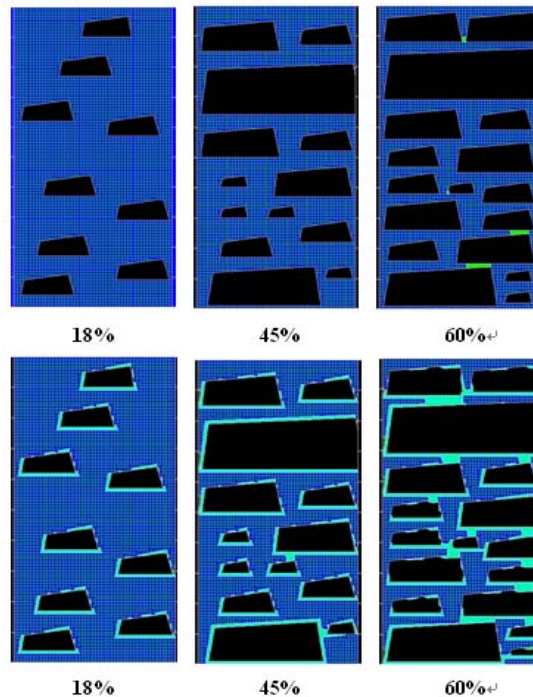


圖 5-1 模擬併構崩積土之虛擬試體範例

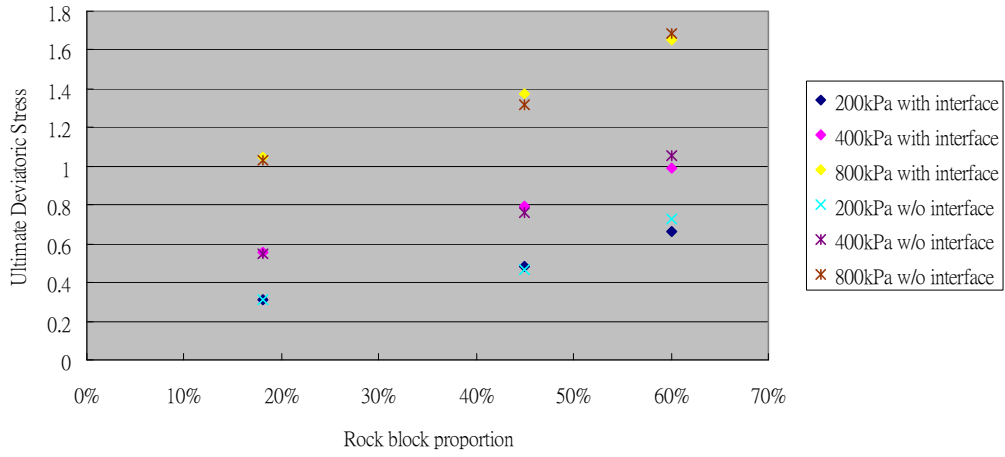


圖 5-2 有無介面材料下極限軸差應力影響趨勢比較

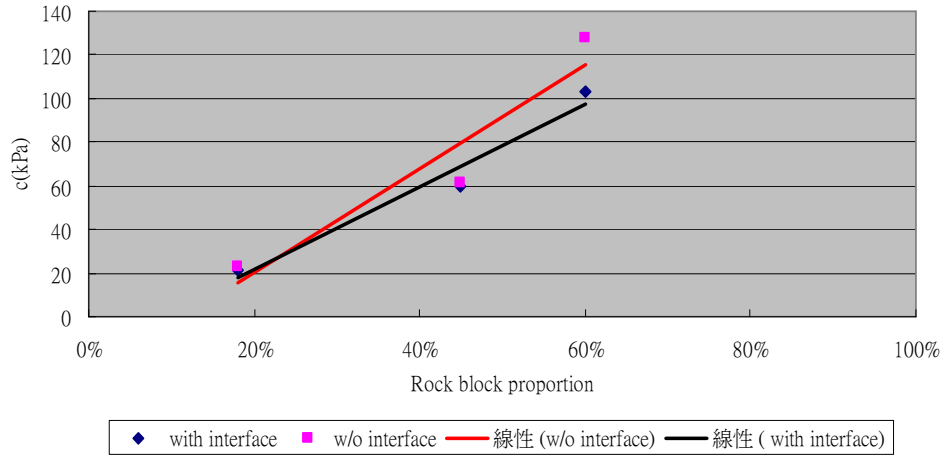


圖 5-3 有無介面材料下 c 值影響趨勢比較

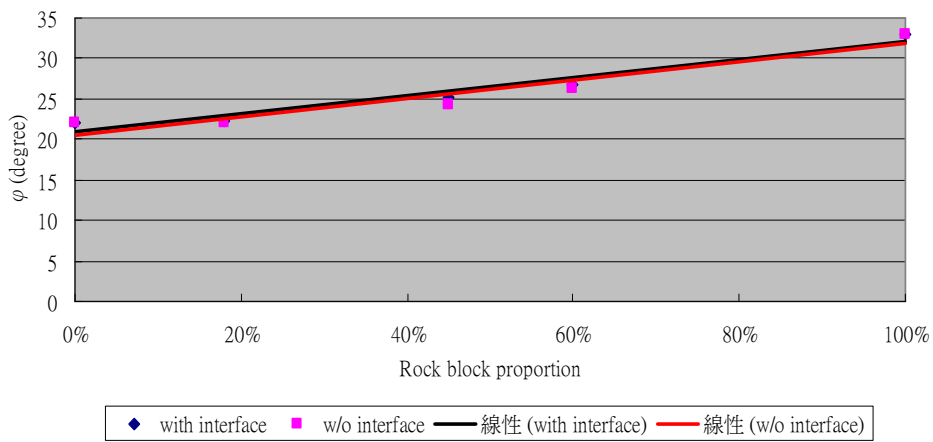


圖 5-4 有無介面材料下 ϕ 值影響趨勢比較

5.1.2 結果與討論

將表 5- 1 之材料參數代入併構崩積土虛擬試體，所得到的結果趨勢與謝孟修(2007)模擬 Lindquist (1994) 人造併構岩有些差異，討論如下。 ϕ 角隨岩塊比增加而遞增，此趨勢與 Lindquist (1994) 所提出的解釋類似，隨著岩塊體積比增加，岩塊間接觸增加所提供接觸面的摩擦性質亦影響了整體的摩擦性，使得 ϕ 角遞增。 c 值也隨岩塊體積比增加而遞增，此一結果與 Lindquist (1994) 結果相異。相異的原因可解釋如下：由於 Lindquist (1994) 之併構岩中岩塊與基質材料之 c 與 E 值皆相當接近，故受壓時岩塊與基質的壓縮性相差不大(只相差二、三倍)，破壞易由岩塊與基質間之介面破壞，故隨岩塊體積比增加，破裂面延著介面間延伸，使得整體的凝聚行為由介面性質所控制然而導致 c 值隨之遞減；但(如梨山地滑區之)併構崩積層材料，其岩塊與基質材料中 c 與 E 值間一般皆有頗大之差距，至少約為 10~1000 倍，故受壓時，壓縮性由基質所控制，隨岩塊體積比增加時，岩塊間所夾之基質由於性質較軟其壓縮性大，整體性質由基質所控制，因此破壞面皆延著基質破壞，岩塊間互鎖效應造成整體類似凝聚力提高的行為，亦使得 c 值隨之提高。因為本模擬岩塊與基質間參數差距甚大，所以無論加入介面材料與否，破壞面皆從基質所破壞，而非延著岩塊與基質間的介面破壞，所以在有、無介面材料性質所得之最終結果差異性有限，故以下之虛擬力學試驗為簡化網格佈置及縮短模擬時間，對試體基質與岩塊間之介面皆不加以考量。

5.2 網格密度之影響分析

本節檢討網格密度之影響，其目的乃為避免網格密度影響虛擬力學試驗之結果，也為避免網格過細使計算量過大。若能將網格之密度定於可接受之範圍，則可縮短模擬時間，得到較大之分析效益。為此目的，本節將網格密度之影響以二維方式進行分析探討。測試比較網格分成 50*100 與 100*200 兩種，而岩塊體積比分為 30.7%、45%及 62.7%三種(如圖 5- 5 所示)，為避免過多變數影響其結果，故傾角固定為 60°，岩塊形狀皆選擇四邊形，在其它影響因數皆不變下比較不同網格密度之虛擬力學試驗結果。

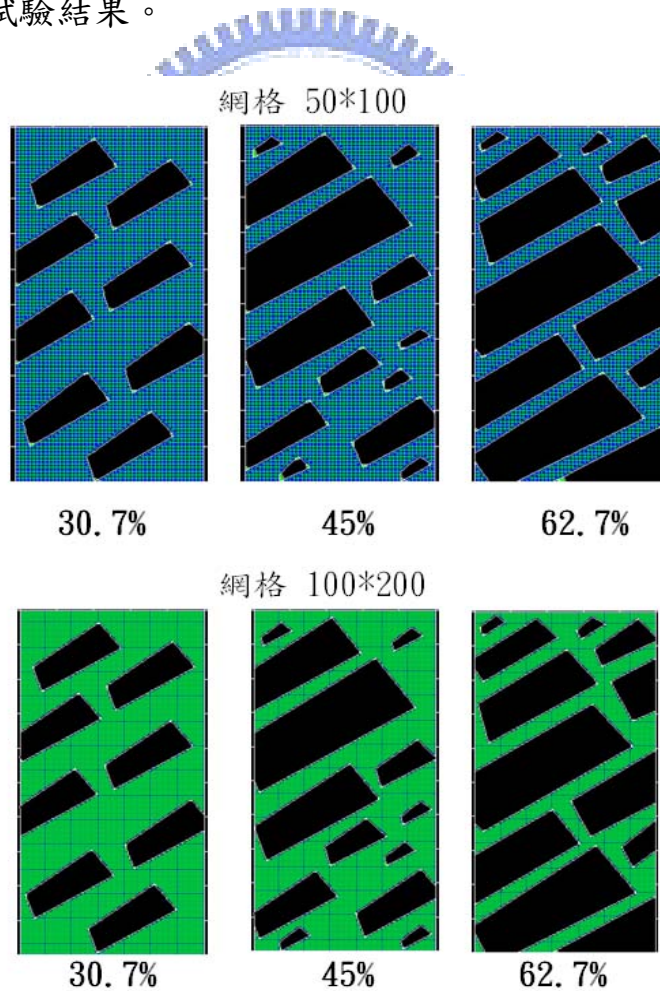


圖 5-5 不同網格密度及不同岩塊體積比下之網格圖

比較結果可發現網格密度對虛擬力學試驗結果之差異不大，圖 5- 6 圖 5- 8 為應力應變趨勢圖由圖中發現在不同岩塊體積比下其應力應變之影響趨勢於 50*100 與 100*200 網格情況幾乎完全相同，而圖 5- 9、圖 5- 10 及圖 5- 11 為極限軸差應力、c 及 ϕ 值隨岩塊體積比之變化，雖有些微差異但其十分有限，都在可接受之範圍之內。故本研究在以二維模擬時其網格之設定皆以 50*100 為準進行模擬，模擬速度會比網格為 100*200 時快 2-3 倍，而時間也會相對縮短。但網格較粗時其缺點為岩塊在鑲嵌時會因網格較粗使其網格有扭曲變形之情形，若網格較細時就不會有其問題，且若要鑲嵌各種特別形狀的岩塊也較容易不會因網格扭曲而使形狀變形。本模擬之岩塊形狀較為單純（以四邊形模擬）故無其問題，一般模擬時若能在其時間與岩塊形狀間兩者取其平衡，當可得較佳之效率。

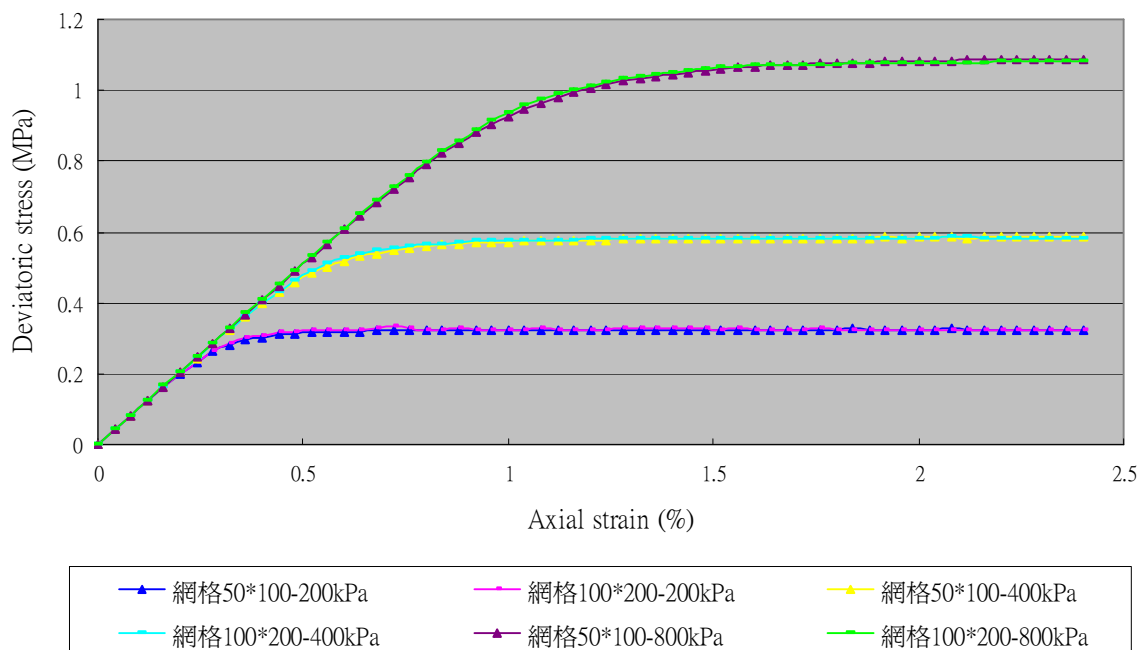


圖 5- 6 不同網格密度下，岩塊體積積比 30.7%時之應力應變曲線影響趨勢

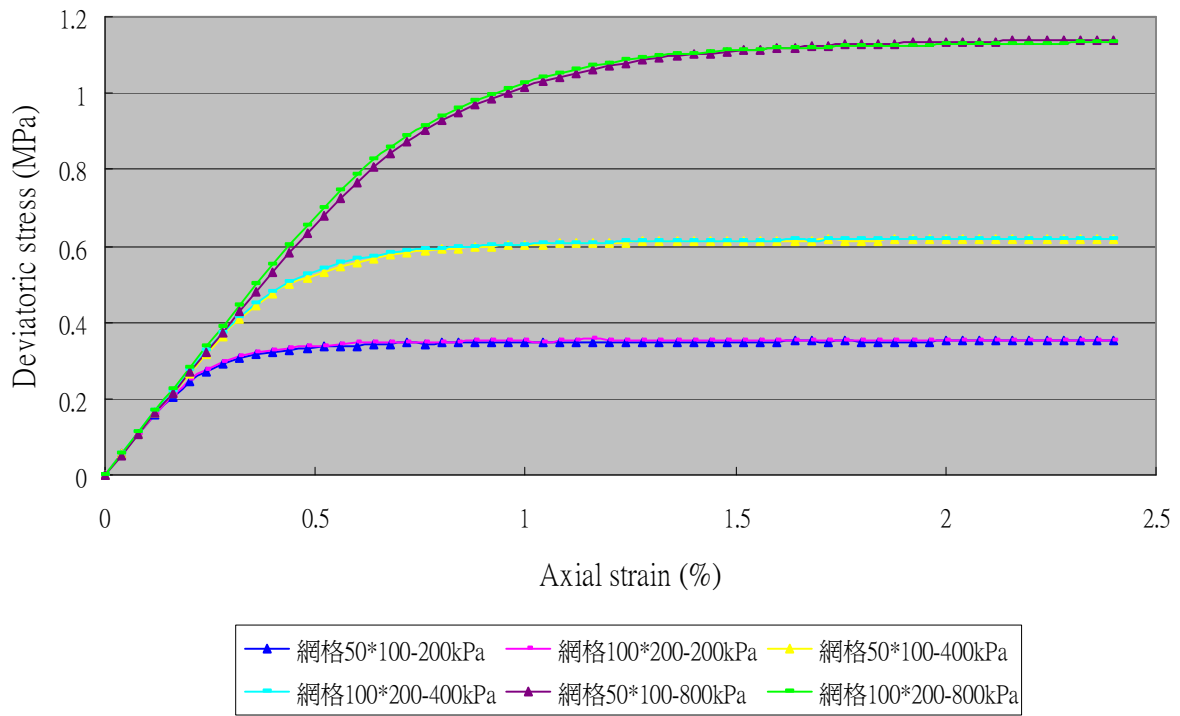


圖 5-7 不同網格密度下，岩塊體積比 45%時之應力應變曲線影響趨勢

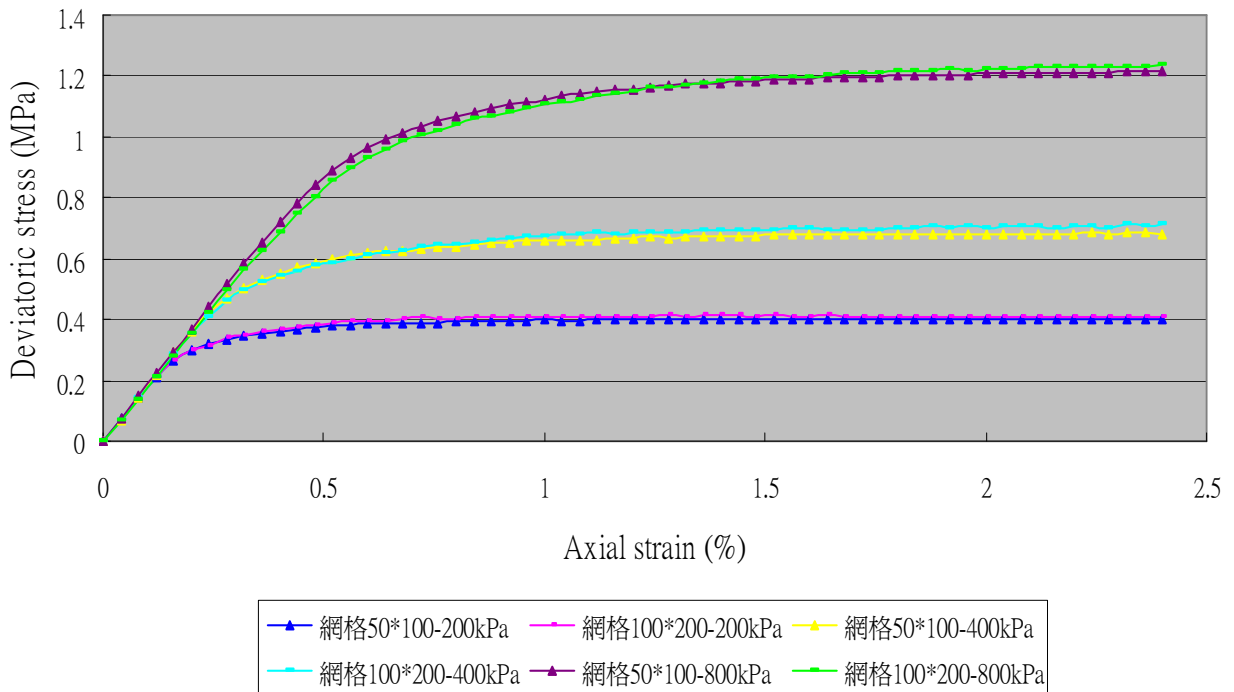


圖 5-8 不同網格密度下，岩塊體積比 62.7%時之應力應變曲線影響趨勢

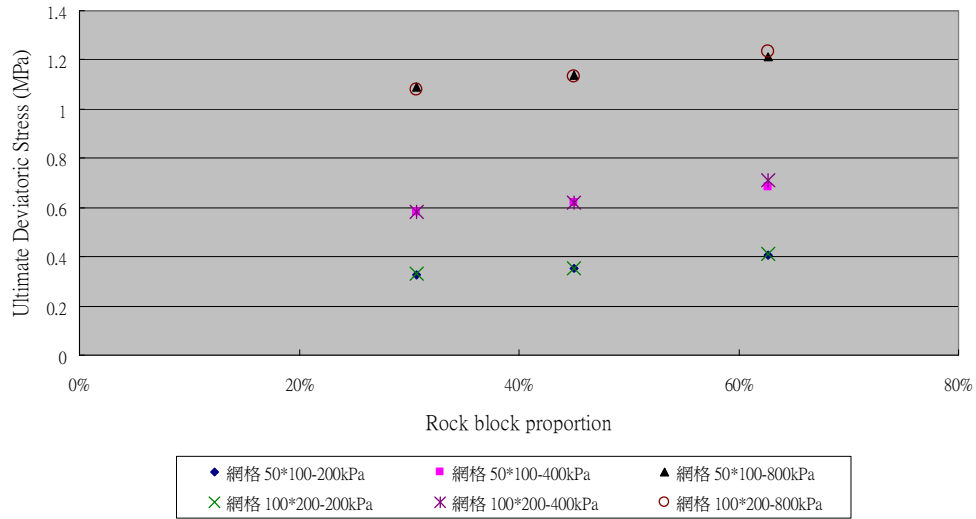


圖 5-9 不同網格密度下岩塊體積比與極限軸差應力影響趨勢

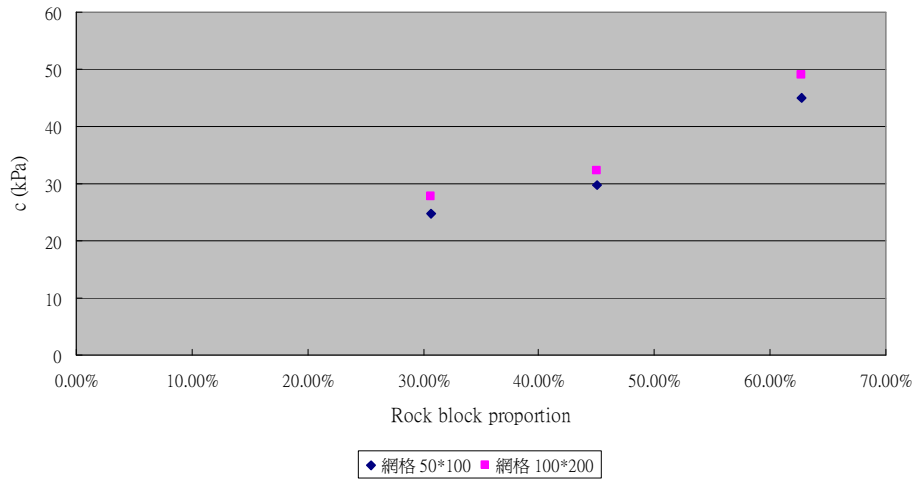


圖 5-10 不同網格密度下岩塊體積比與 c 值影響趨勢

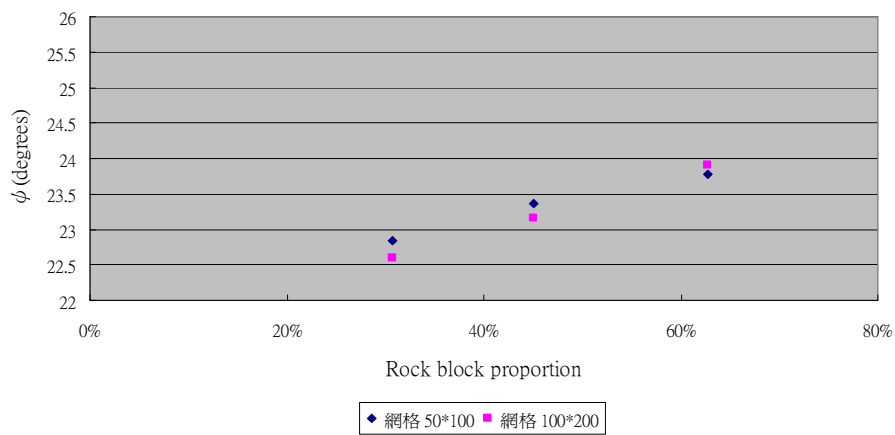


圖 5-11 不同網格密度下岩塊體積比與 phi 值影響趨勢

5.3 虛擬試體 3D 與 2D 之差異

5.3.1 試體模擬結果

為建構三維不同岩塊體積比之虛擬試體：由於體積比小於 30%時力學行為類似純基質，而體積比大於 80%時則類似岩體之行為，所以考慮兩種介於其間之低、高兩種不同岩塊體積比，分別以 45%及 70%為例，對每種岩塊體積比皆建構三顆虛擬試體。

為建構模擬三維不同岩塊傾角之虛擬試體：考慮三種不同岩塊傾角分別為 0° 、 45° 及 90° 之試體，對每種岩塊傾角亦皆建構三顆虛擬試體。

執行三維虛擬力學試驗之應力分析所需花費的時間頗長，難以執行許多之三維虛擬力學試驗，因此只能就具有代表性的有限個數虛擬試體執行三維虛擬力學試驗。除了該批供做三維虛擬力學試驗之虛擬試體，其他每一建構出之三維虛擬試體皆沿各種方位剖切為二維之虛擬試體以供模擬不同露頭面所呈現之併構崩積土組構，進而用以執行二維虛擬力學試驗，再比較三維與二維間彼此之關係。以大批二維虛擬力學試驗替代三維虛擬力學試驗能大幅減少所需花費之計算時間，可令虛擬力學試驗更為有效率。

虛擬試體輸入之料參數如表 5-2 所示，三維虛擬三軸試驗施予 200kPa 之圍壓。比較由三維虛擬三軸試驗與由二維虛擬三軸試驗分別所得結果，可探討各不同情況下三維虛擬三軸試驗與二維虛擬三軸試驗結果之差異性，並統計其岩塊體積比、軸差應力及 E 值間之出現頻率及相對關係。

表 5-2 併構崩積土材料參數

材料參數	岩塊	基質
凝聚力(kPa)	300	20
摩擦角	33	22
材料密度(kg/m ³)	2800	1600
體積模數(MPa)	30000	40
剪力模數(Mpa)	15000	24
張力強度(kPa)	200	0

5.3.1.1 低岩塊比（45%）情形

本節以岩塊體積比皆為 45%，傾角分別為 0°、45°及 90°的各三顆三維虛擬試體，剖切如圖 5- 12、圖 5- 17 及圖 5- 22，經資料統整歸納後得到三維虛擬試驗與二維虛擬三軸試驗間之行為差異，在三維虛擬試體所得之結果明顯都比二維虛擬三軸試驗模擬之力學行為結果偏高。

圖 5- 13、圖 5- 18 及圖 5- 23 為三維虛擬試體與經剖切後二維虛擬試體岩塊比間出現頻率統計，其三維虛擬試體岩塊比皆控制為 45%，而二維虛擬試體是經由三維虛擬試體剖切後所得，故所剖切之各面的岩塊比均不相同，模擬不同露頭面呈現的併構崩積土其岩塊比必有其變異性與其分佈範圍。經由統計，當傾角為 0°時，所有剖切之岩塊體積比平均值為 49%，標準差為 8.5%；傾角 45°時，塊體積比平均值 51%，標準差 7.3%；而當傾角為 90°時，岩塊體積比平均值 53%，標準差 7.0%。

圖 5- 14、圖 5- 19 及圖 5- 24 為圍壓 200kPa 下極限軸差應力出現之分佈頻率。經由統計，當傾角為 0°時，三維虛擬試驗之極限軸差應力平均值 0.62MPa，

標準差 0.05264，二維虛擬三軸試驗之極限軸差應力平均值 0.5MPa，標準差 0.12009；傾角為 45°時，三維虛擬試驗之極限軸差應力平均值 0.51MPa，標準差 0.044MPa，二維虛擬三軸試驗之極限軸差應力平均值 0.4MPa，標準差 0.088MPa；而當傾角為 90°時，三維虛擬試體之極限軸差應力平均值 0.56MPa，標準差 0.034MPa，二維虛擬試體之極限軸差應力平均值 0.56MPa，標準差 0.132MPa。

圖 5-15、圖 5-20 及圖 5-25 為楊氏模數 E 值之分佈頻率，統整後得傾角 0°時三維虛擬試體之 E 值平均值 0.26GPa，標準差 0.02609，二維虛擬試體之 E 值平均值 0.23GPa 標準差 0.06990；傾角 45°時三維虛擬試體之 E 值為 0.22GPa，標準差 0.018MPa，二維虛擬試體之 E 值平均值 0.175GPa，標準差為 0.0305GPa；傾角 90°時三維虛擬試體之 E 值為 0.20GPa，二維虛擬試體之 E 值平均值 0.22GPa，標準差為 0.045GPa。

圖 5-16、圖 5-21 及圖 5-26 為軸差應力與應變之關係圖，由圖可看出當岩塊體積比含量 2D 與 3D 相同時，3D 之極限軸差應力均高於 2D 之應力值，而應力值也隨著岩塊擺設之位置及岩塊的方向而有所差異，即儘管岩塊體積比相同，但岩塊隨機排列之試體有所不同，虛擬力學試驗所得之結果也就會有所差異，這正反應併構崩積土的特性，其力學性質通常會較其他類別之土壤具有較高之變異性。

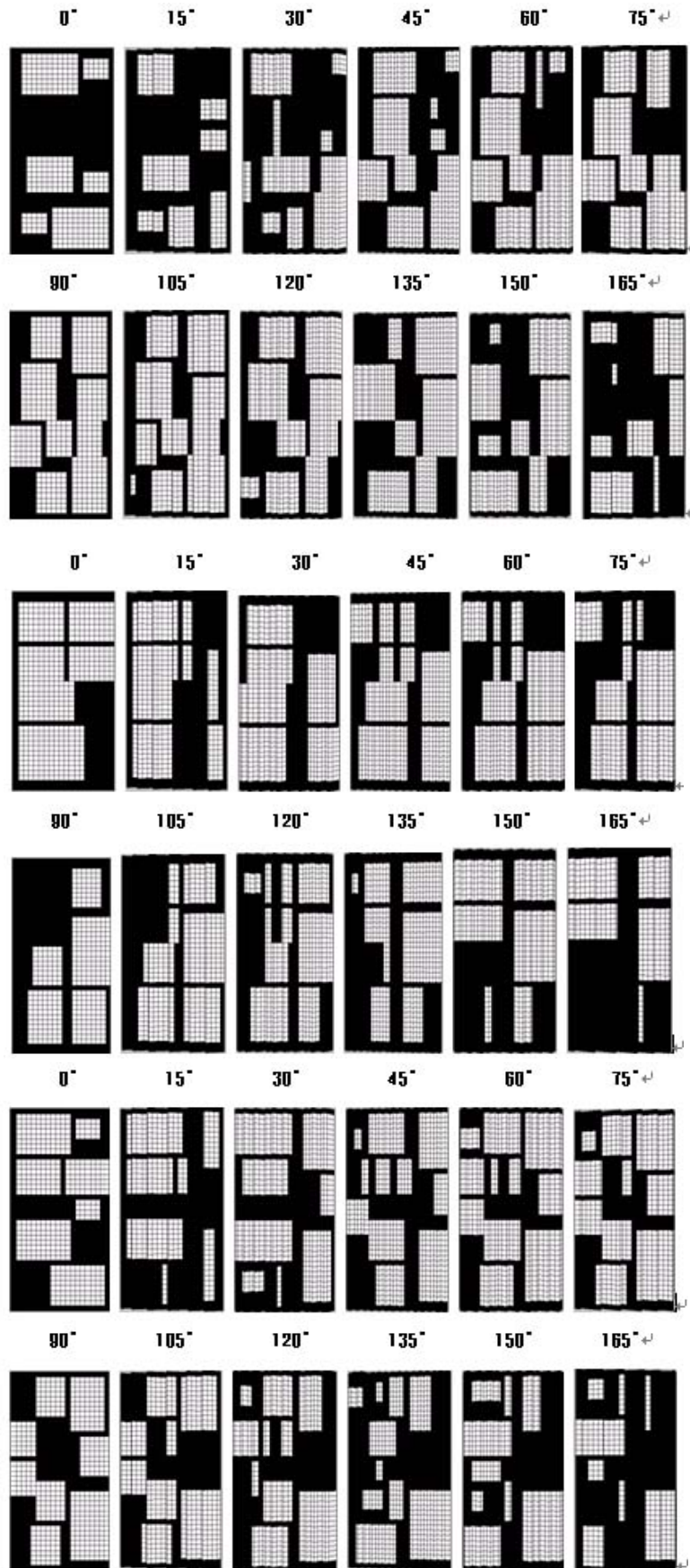


圖 5-12 岩塊傾角 0° 岩塊體積比 45% 時之各種方向剖切面

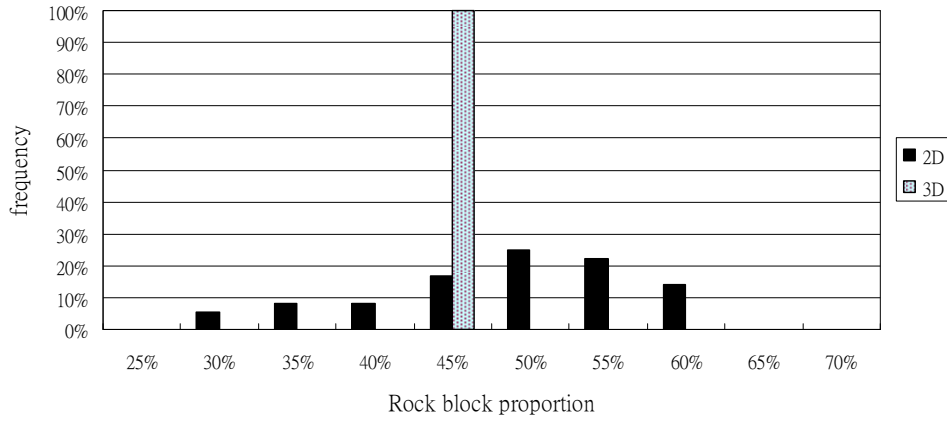


圖 5-13 岩塊傾角 0° 岩塊體積比 45% 時，二維與三維虛擬試體岩塊體積比分佈頻率

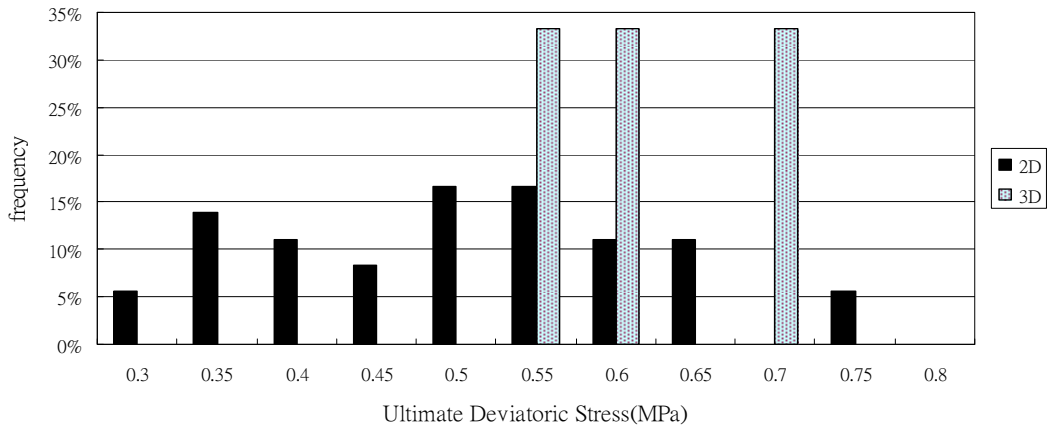


圖 5-14 岩塊傾角 0° 岩塊體積比 45% 時，二維與三維虛擬三軸試驗之極限軸差應力分佈頻率

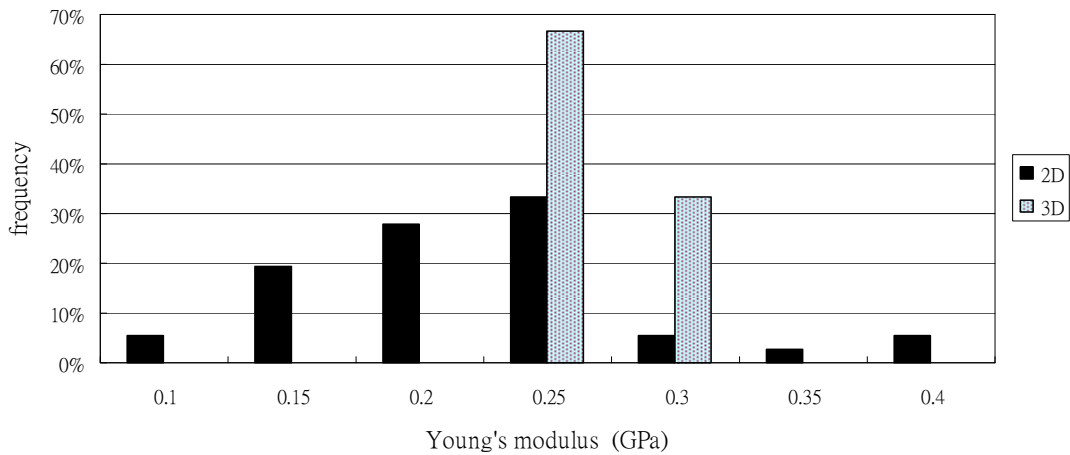


圖 5-15 岩塊傾角 0° 岩塊體積比 45% 時，二維與三維虛擬三軸試驗之 E 值分佈頻率

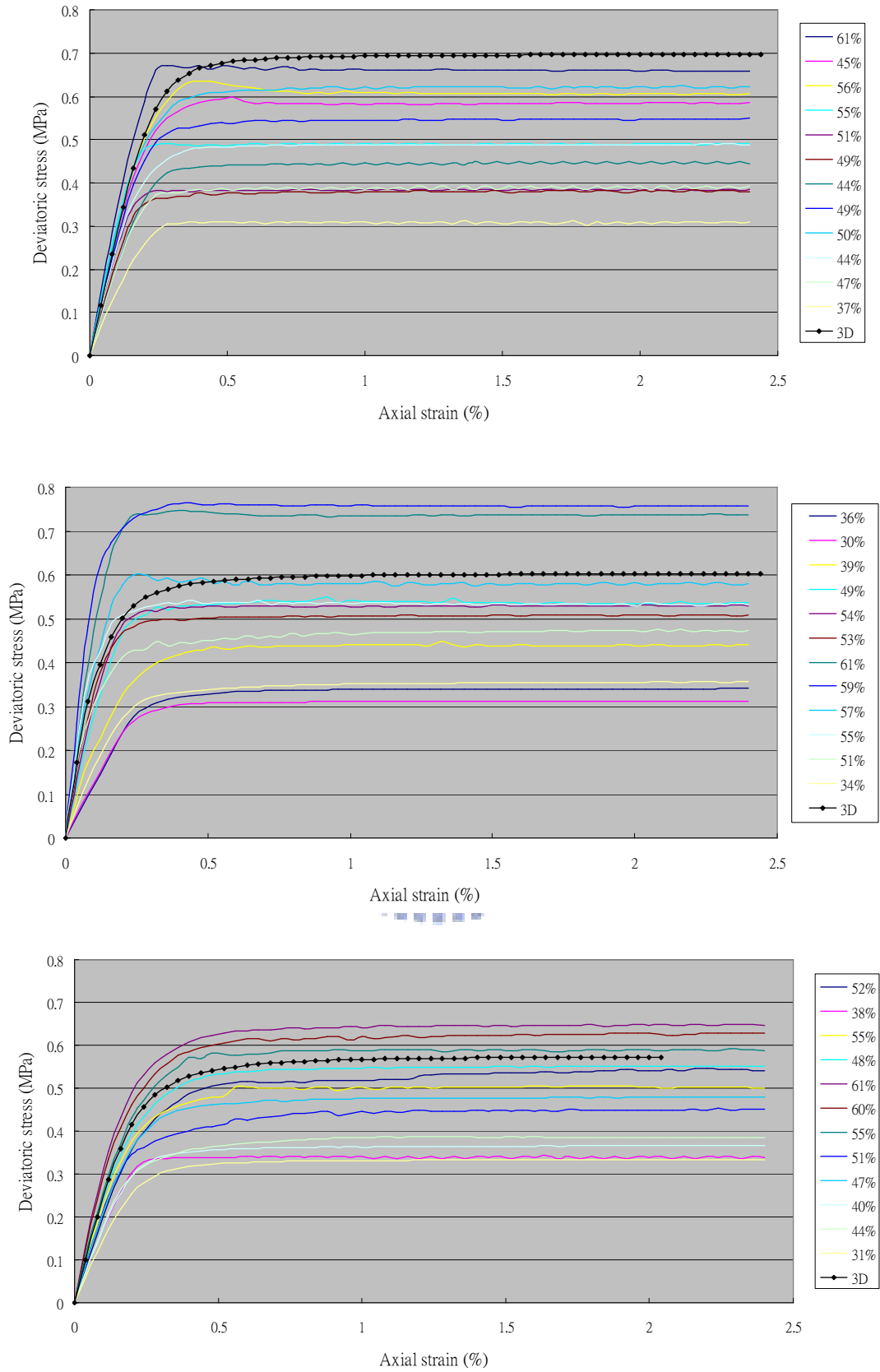


圖 5-16 岩塊傾角 0° 岩塊體積比 45% 時，圍壓 200kPa 下二維與三維虛擬三軸試驗應力應變曲線

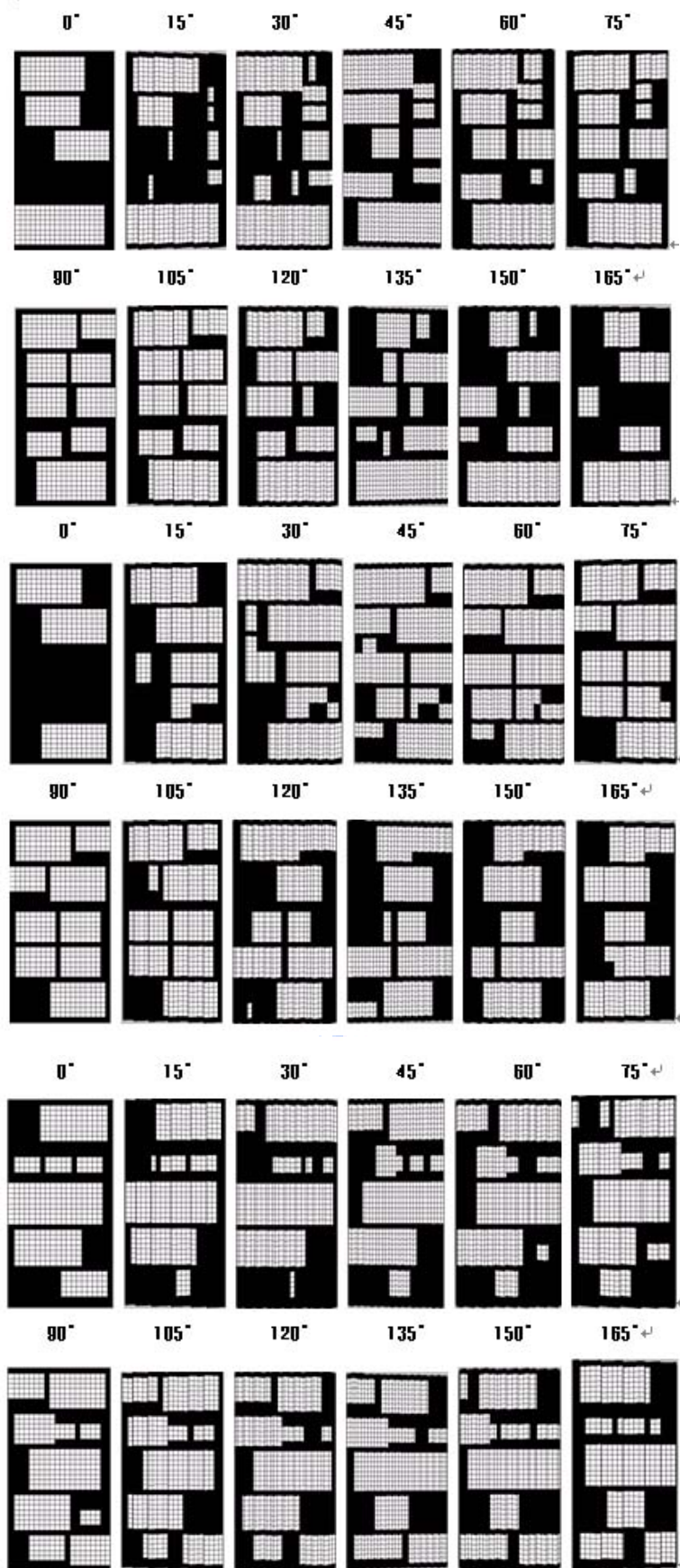


圖 5-17 岩塊傾角 90° 岩塊體積比 45% 時之各種方向剖切面

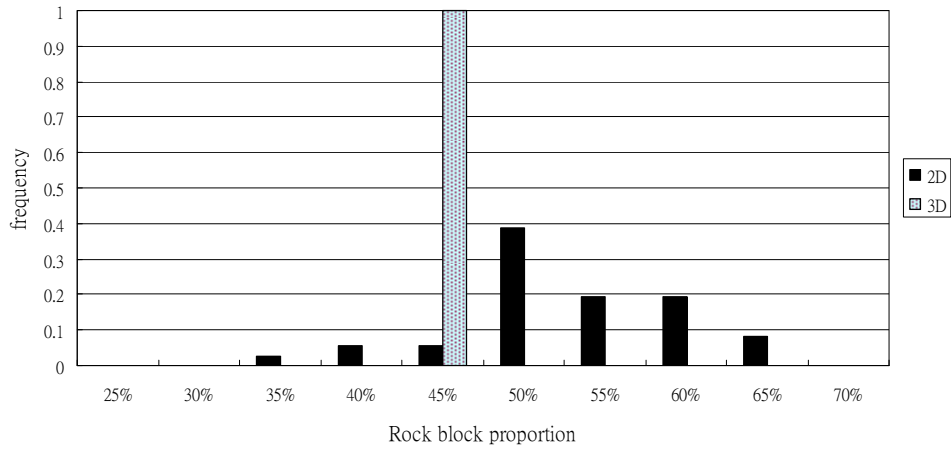


圖 5-18 岩塊傾角 90° 岩塊體積比 45% 時，二維與三維虛擬試體岩塊體積比分佈頻率

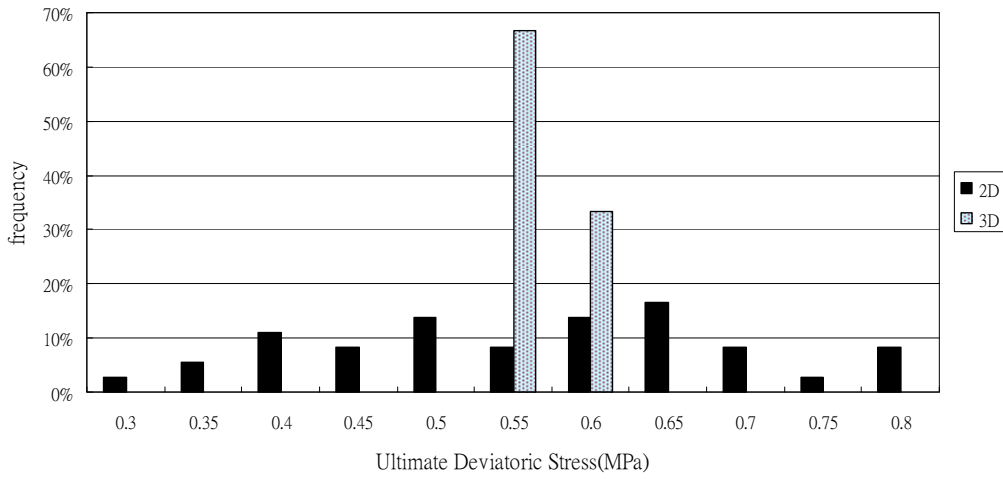


圖 5-19 岩塊傾角 90° 岩塊體積比 45% 時，虛擬三軸試驗之極限軸差應力分佈頻率

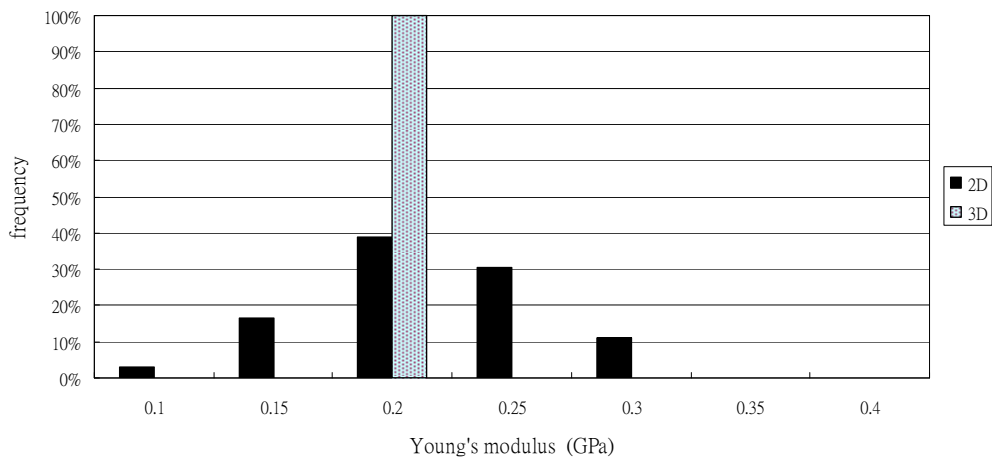


圖 5-20 岩塊傾角 90° 岩塊體積比 45% 時，虛擬三軸試驗之 E 值分佈頻率

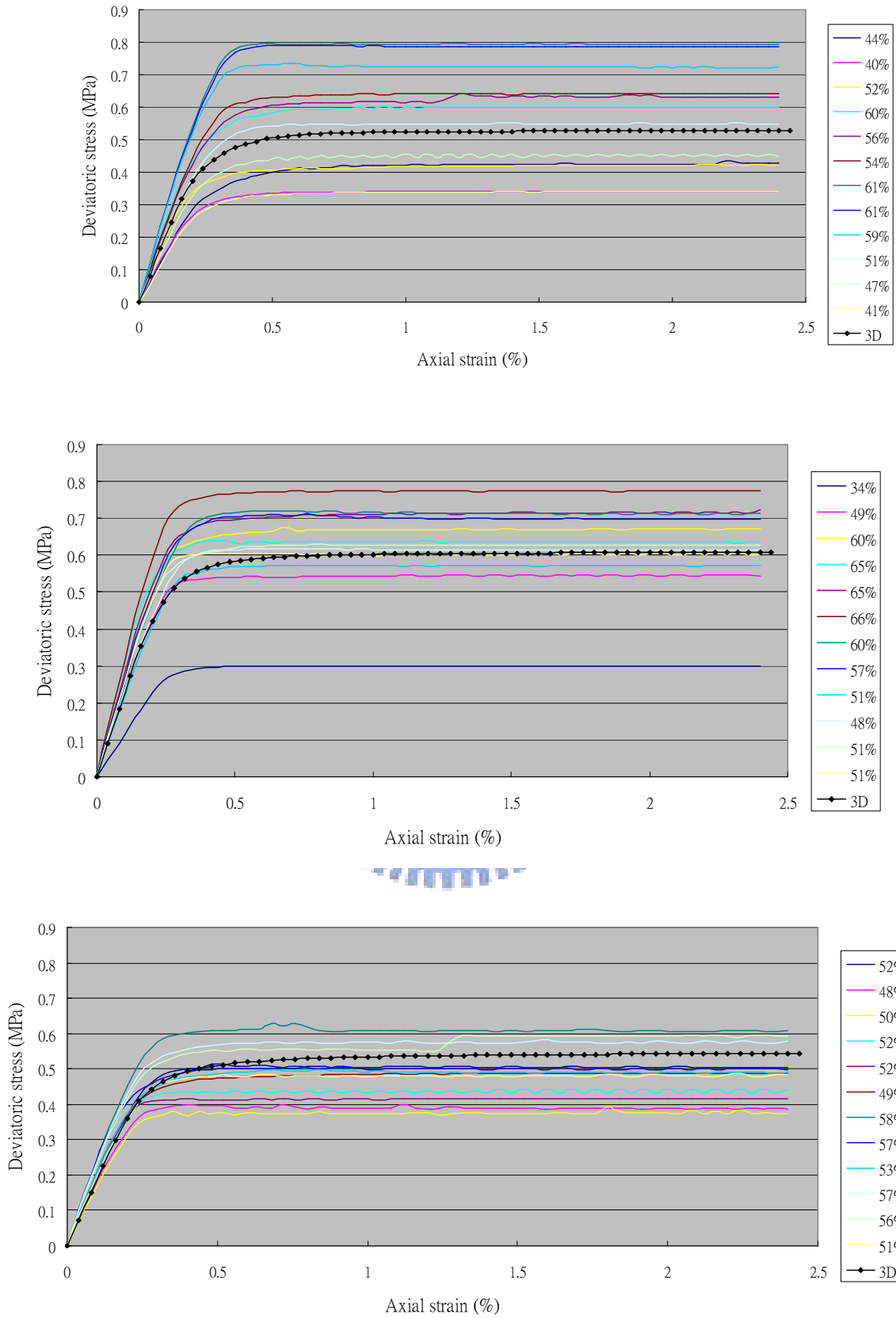


圖 5-21 岩塊傾角 90° 岩塊體積比 45% 時，圍壓 200kPa 下二維與三維虛擬三軸試驗應力應變曲線

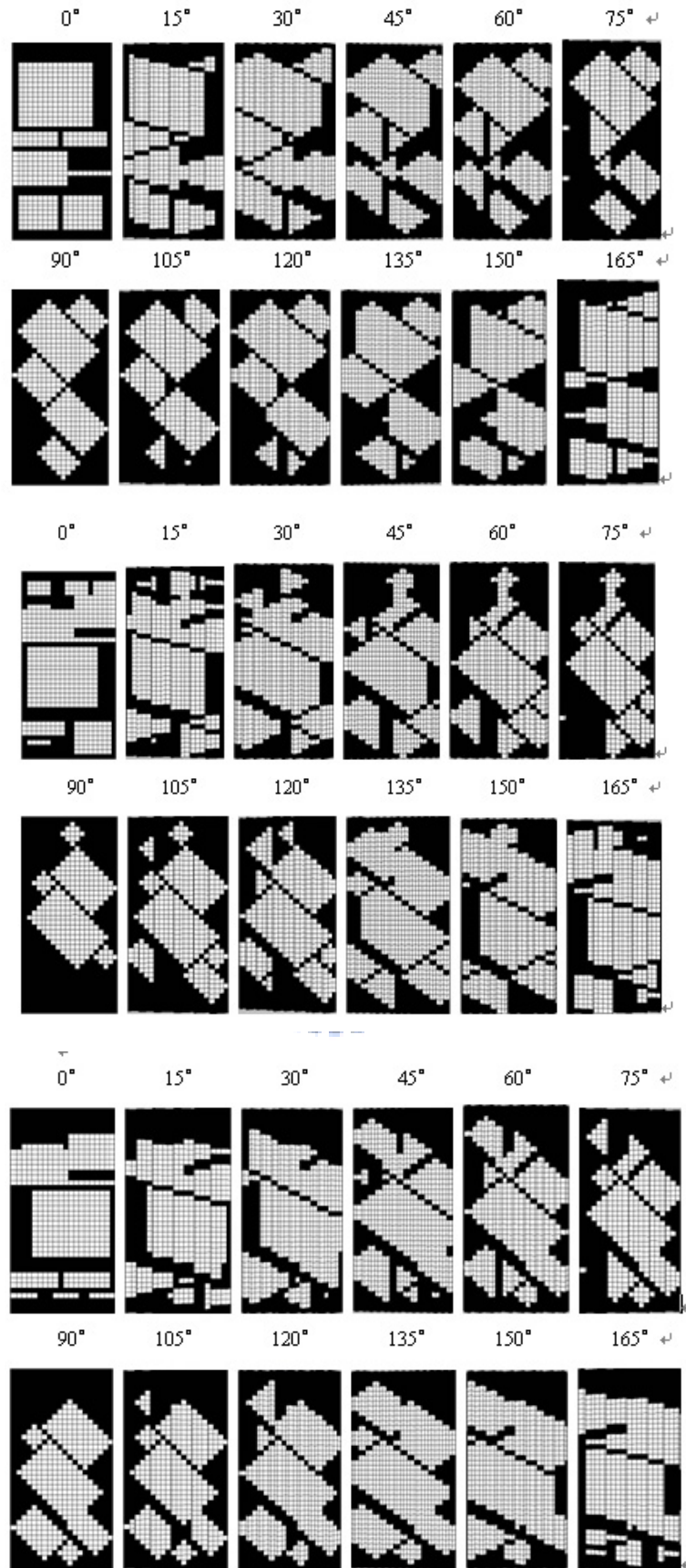


圖 5-22 岩塊傾角 45° 岩塊體積比 45% 時之各種方向剖切面

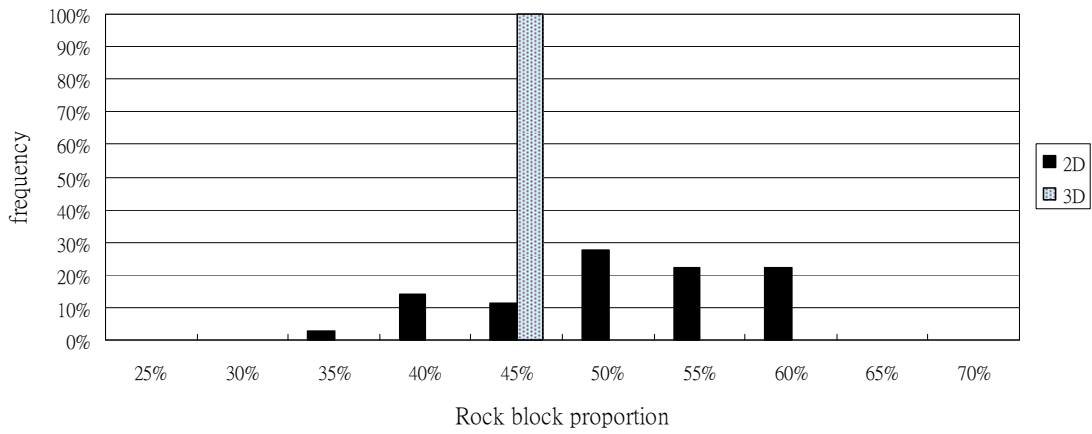


圖 5-23 岩塊傾角 45° 岩塊體積比 45% 時，二維與三維虛擬試體岩塊體積比分佈頻率

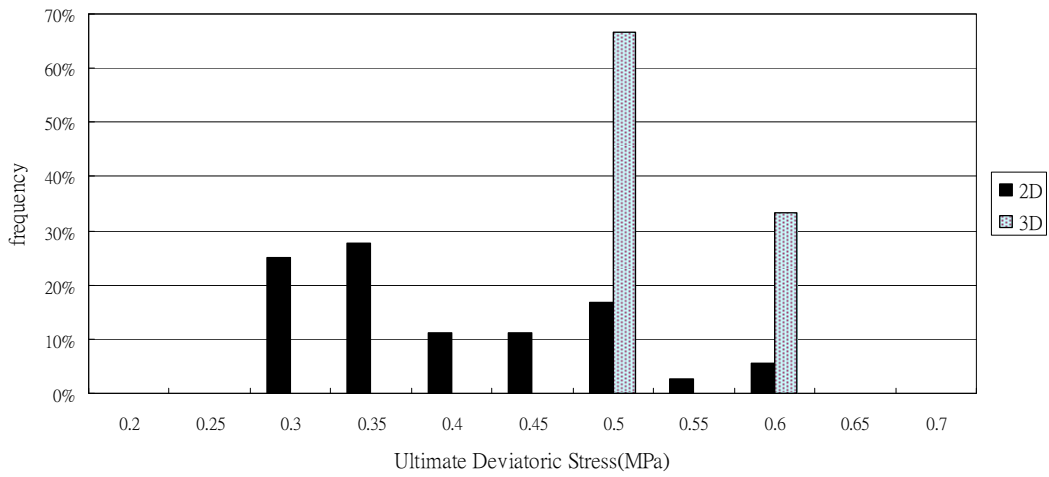


圖 5-24 岩塊傾角 45° 岩塊體積比 45% 時，虛擬三軸試驗之極限軸差應力分佈頻率

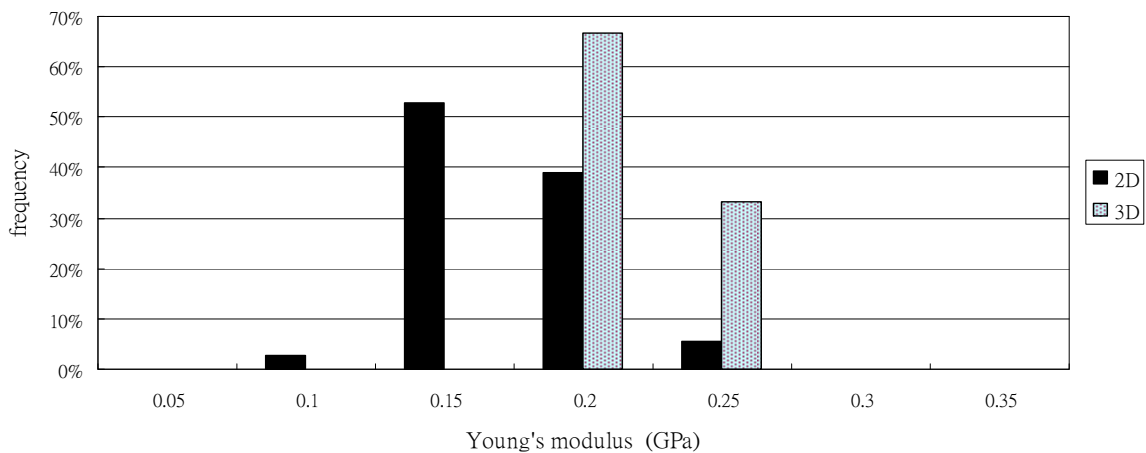


圖 5-25 岩塊傾角 45° 岩塊體積比 45% 時，虛擬三軸試驗之 E 值分佈頻率

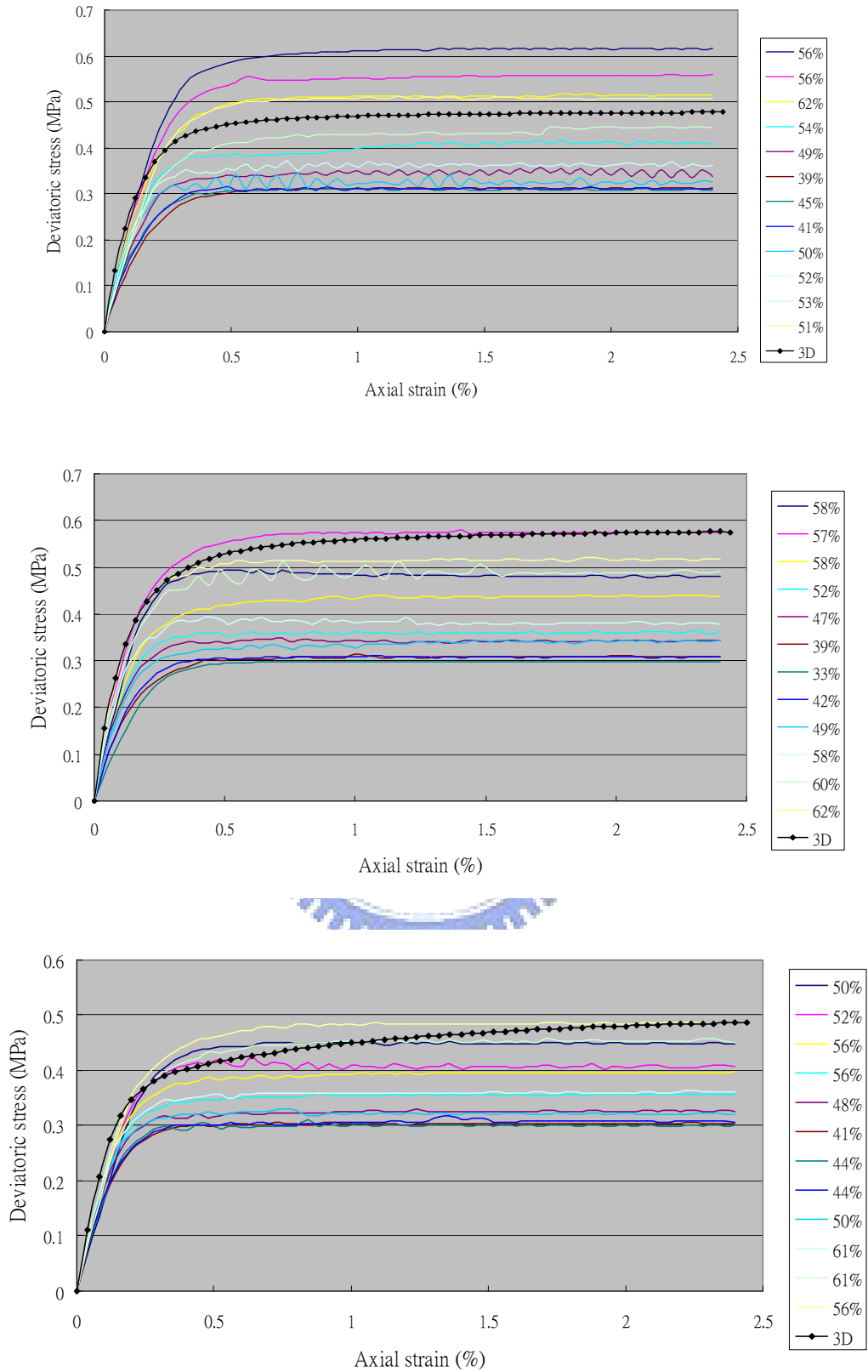


圖 5-26 岩塊傾角 45° 岩塊體積比 45% 時，圍壓 200kPa 下二維與三維虛擬三軸試驗應力應變曲線

5.3.1.2 高岩塊比（70%）情形

前節是以岩塊體積比偏中低之情形進行比較，而本節將對三維虛擬試體於高含量岩塊體積比 70% 時，傾角分別為 0° 、 45° 及 90° 時之試體剖切如圖 5-27、圖 5-32 及圖 5-37，經統整歸納後得到三維與二維虛擬試體之力學行為，探討彼此間之行為差異。

圖 5-28、圖 5-33 及圖 5-38 為三維虛擬試體與剖切後二維虛擬試體岩塊體積比間出現頻率，其三維虛擬試體岩塊體積比皆控制為 70%，而經由統計後得二維虛擬試體之傾角 0° 時所剖切之岩塊體積比平均值 75%，標準差 6.3%；傾角 45° 時所剖切之岩塊體積比平均值 73%，標準差 6.7%；傾角 90° 之岩塊體積比平均值 74%，標準差 3.0%，其所剖切之面相較於岩塊體積比 45% 時三維與二維虛擬試體之間較為接近，因岩塊體積比在高含量中彼此間所填充之基質少而岩塊含量多，故在高岩塊比下會近似。

圖 5-29、圖 5-34 及圖 5-39 在圍壓 200kPa 下之極限軸差應力出現頻率，經由統整後得傾角 0° 時，三維虛擬試體之極限軸差應力平均值 0.96MPa，標準差 0.03770，二維虛擬試體之極限軸差應力平均值 0.84MPa，標準差 0.126MPa；傾角 45° 時，三維虛擬試體之極限軸差應力平均值 0.71MPa，標準差 0.0339MPa，二維虛擬試體之極限軸差應力平均值 0.80MPa，標準差 0.155MPa；傾角 90° 時，三維虛擬試體極限軸差應力平均值 0.97MPa，標準差 0.050MPa，二維虛擬試體極限軸差應力平均值 0.86MPa，標準差 0.095MPa，岩塊體積比含量較高時，二維虛擬試

體之傾角 0° 與 90° 間極限軸差應力行為已以類似純岩塊性質，岩塊間基質少，所以差異性不大。

圖 5- 30、圖 5- 35 及圖 5- 40 為 E 值出現之頻率，統整後得傾角 0° 時，三維虛擬試體之 E 值平均值 0.46GPa，標準差 0.02987，2D E 值平均值 0.42MPa，標準差 0.090；傾角 45° 時，三維虛擬試體之 E 值平均值 0.41GPa，標準差 0.020GPa，2D E 值平均值 0.38GPa，標準差 0.083GPa；傾角 90° 時，三維虛擬試體之 E 值平均值 0.44GPa，標準差 0.0150GPa，二維虛擬試體之 E 值平均值 0.42GPa，標準差 0.052GPa。

圖 5- 31、圖 5- 36 及圖 5- 41 為軸差應力與應變之關係圖，岩塊比含量高時岩塊間之基質少，三維虛擬試體極限軸差應力結果也遠高於二維虛擬試體之極限軸差應力值，由此推測三維虛擬試體之破壞路徑應遠高於二維虛擬試體，將於下一小節進一步分析討論之。

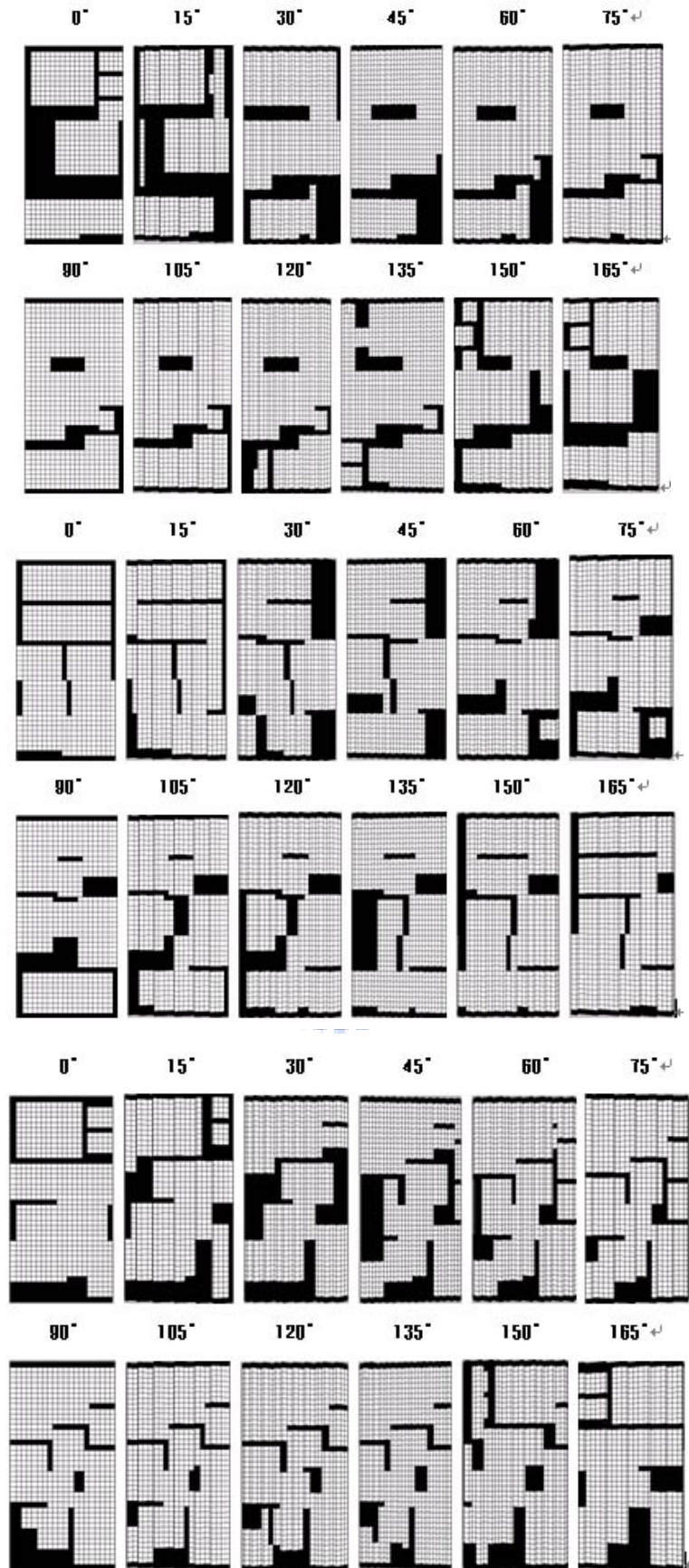


圖 5-27 岩塊傾角 0° 岩塊體積比 70% 時之各種方向剖切面

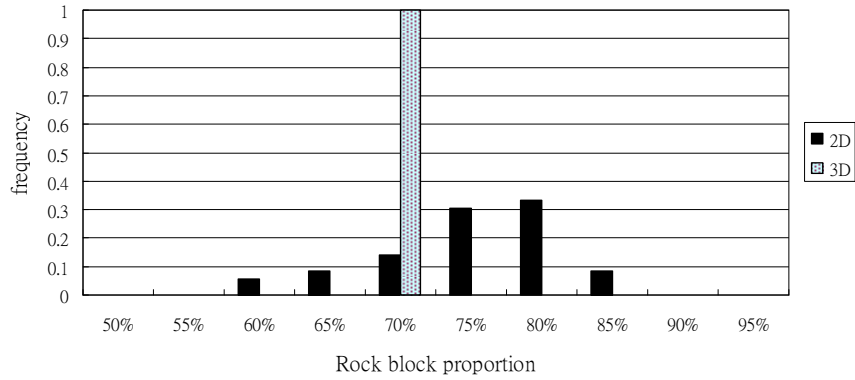


圖 5-28 岩塊傾角 0° 岩塊體積比 70% 時，二維與三維虛擬試體岩塊體積比分佈頻率

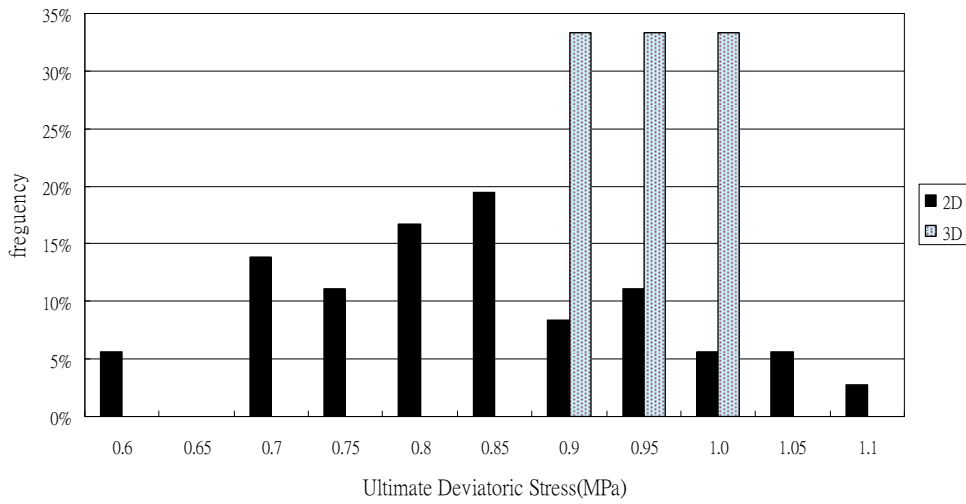


圖 5-29 岩塊傾角 0° 岩塊體積比 70% 時，二維與三維虛擬試體之極限軸差應力分佈頻率

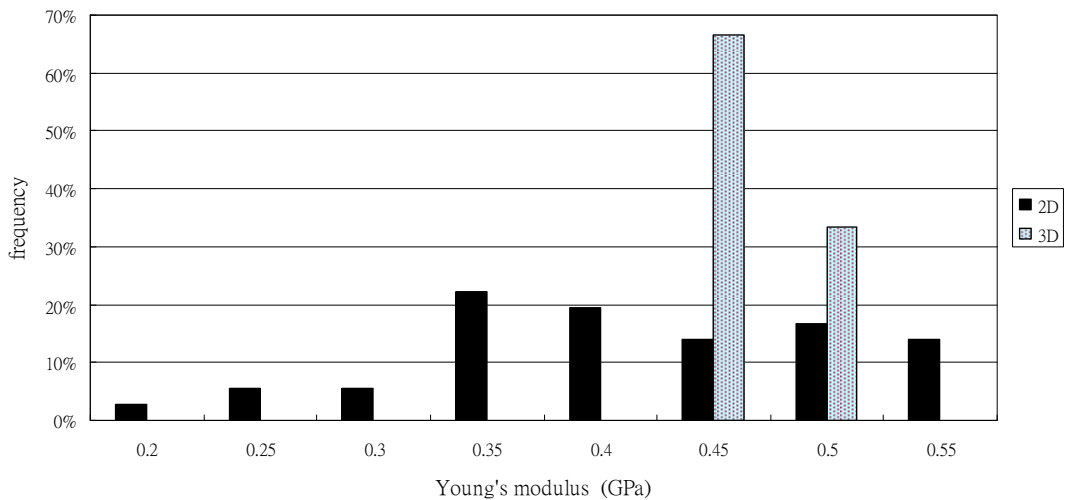


圖 5-30 岩塊傾角 0° 岩塊比體積 70% 時，二維與三維虛擬試體之 E 值分佈頻率

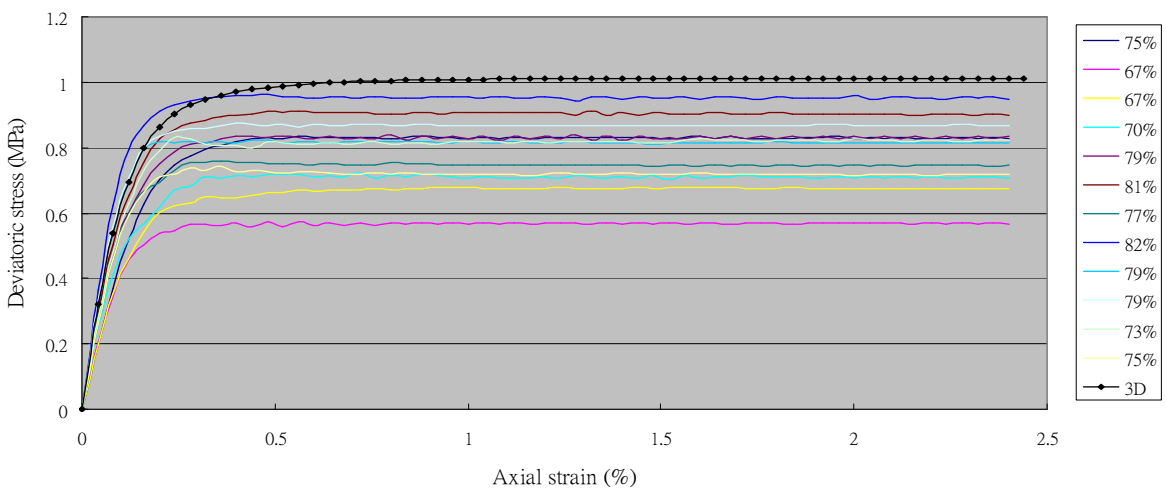
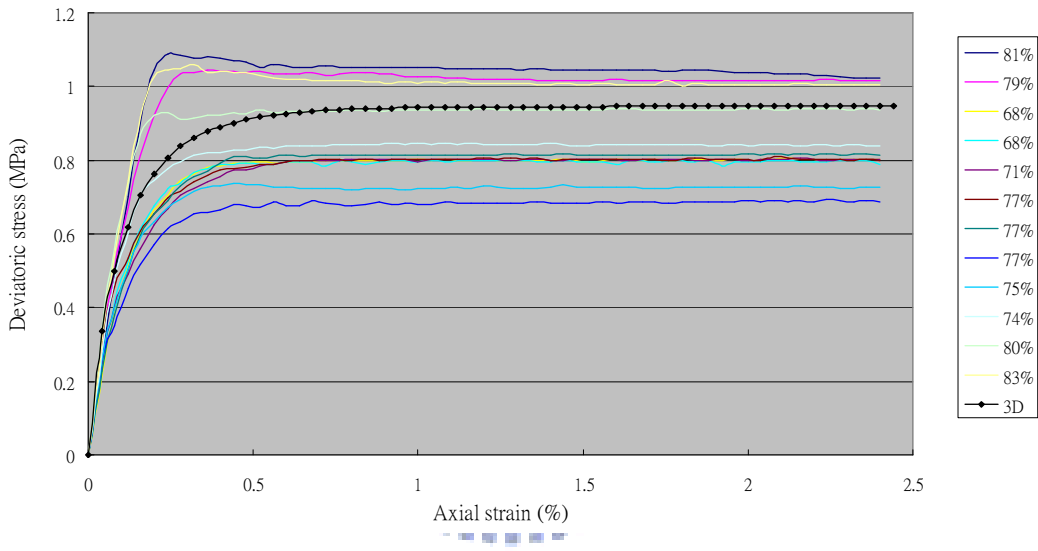
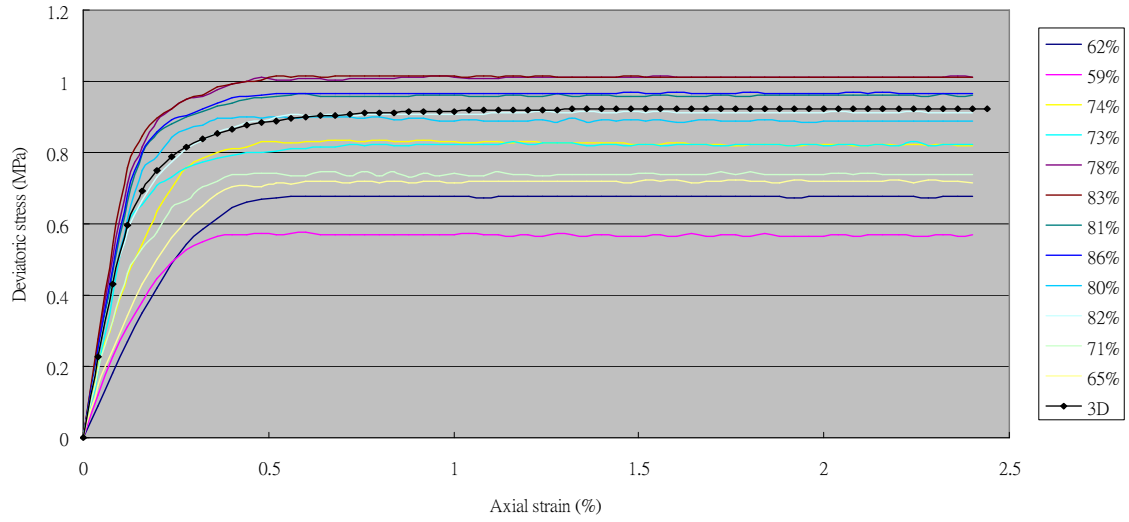


圖 5-31 岩塊傾角 0° 岩塊體積比 70% 時，圍壓為 200kPa 下二維與三維虛擬三軸試驗之應力應變曲線

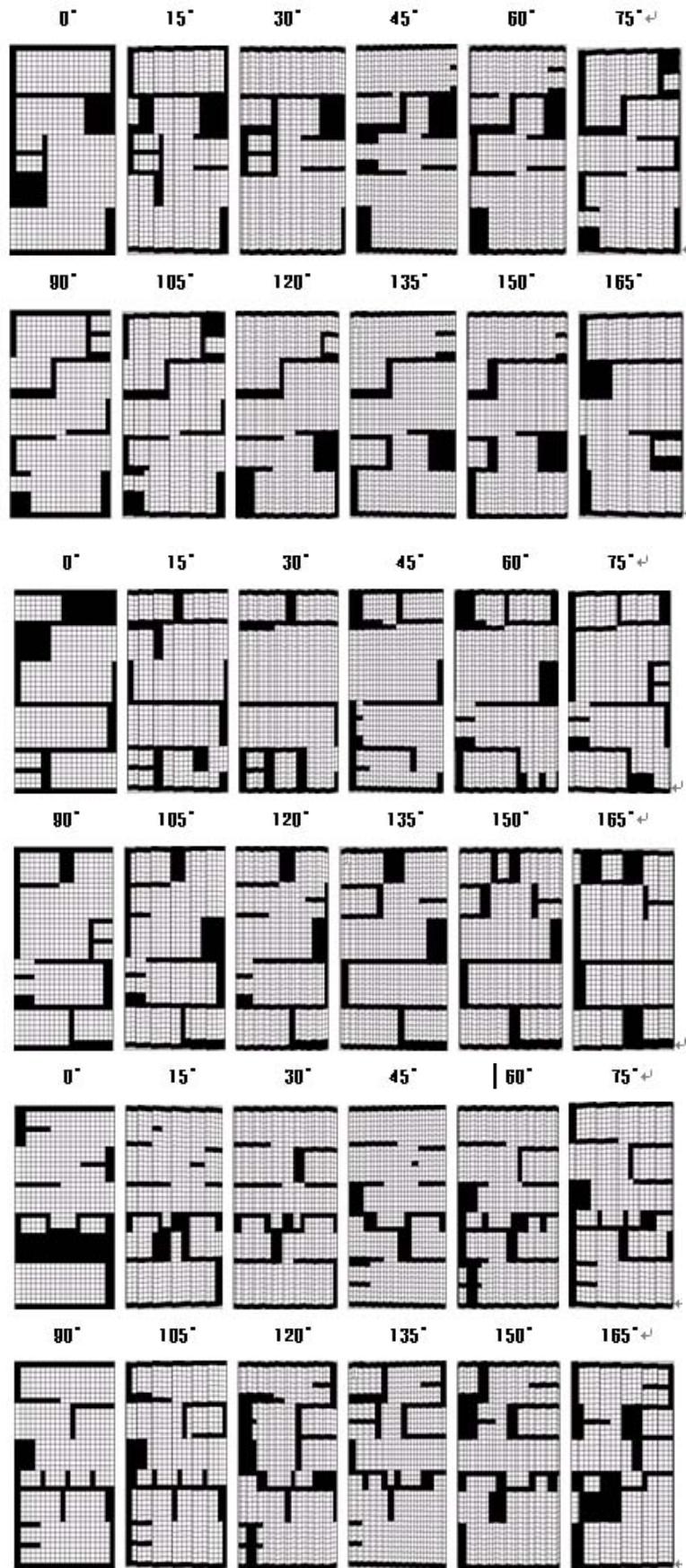


圖 5-32 岩塊傾角 90° 岩塊體積比 70% 時之各種方向剖切面

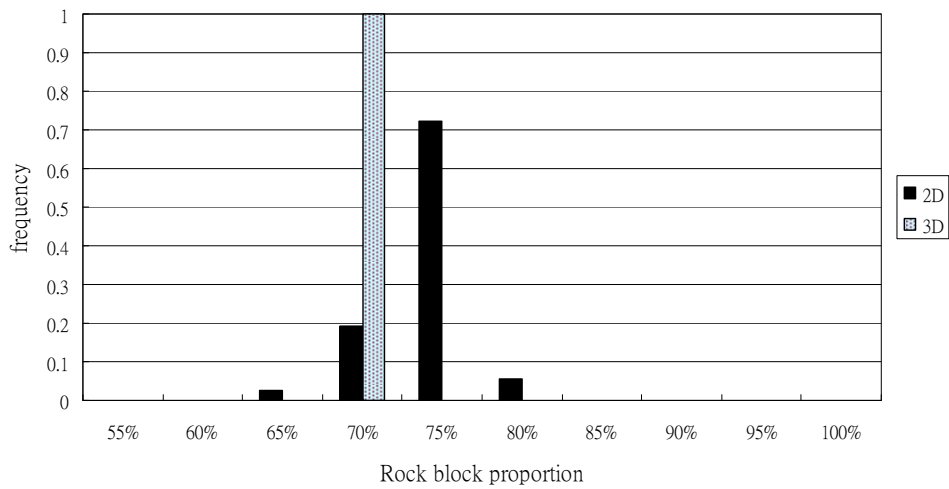


圖 5-33 岩塊傾角 90° 岩塊體積比 70%時，二維與三維虛擬試體之岩塊體積比之分佈頻率

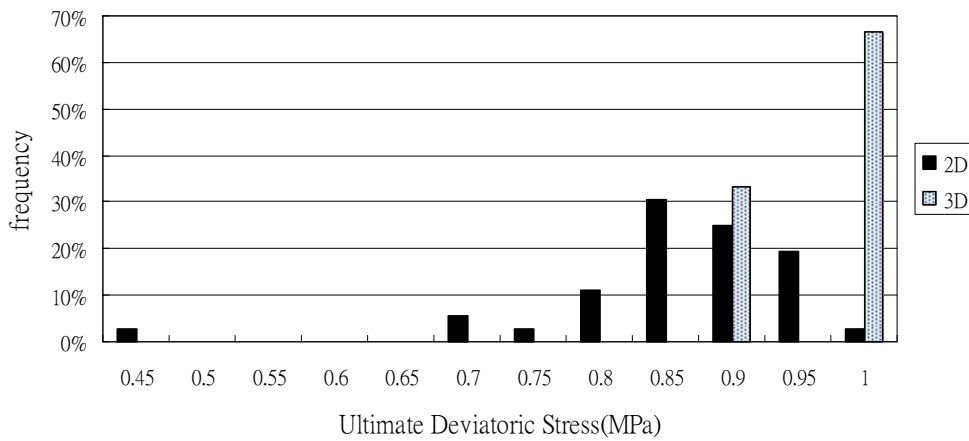


圖 5-34 岩塊傾角 90° 岩塊體積比 70%時，二維與三維虛擬試體之極限軸差應力分佈頻率

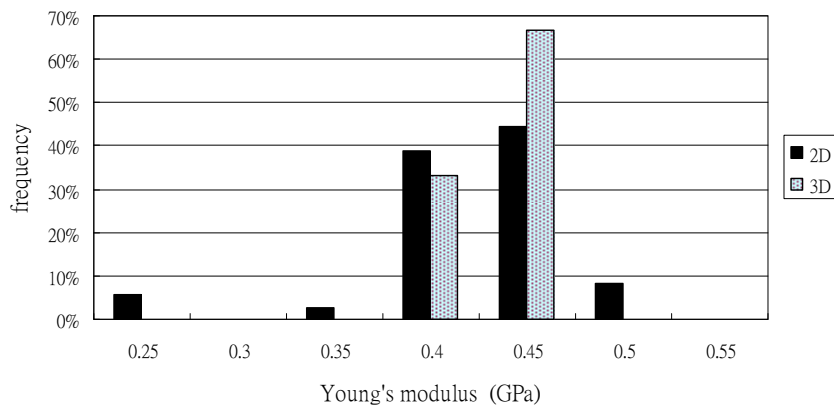


圖 5-35 岩塊傾角 90° 岩塊體積比 70%時，二維與三維虛擬試體之 E 值分佈頻率

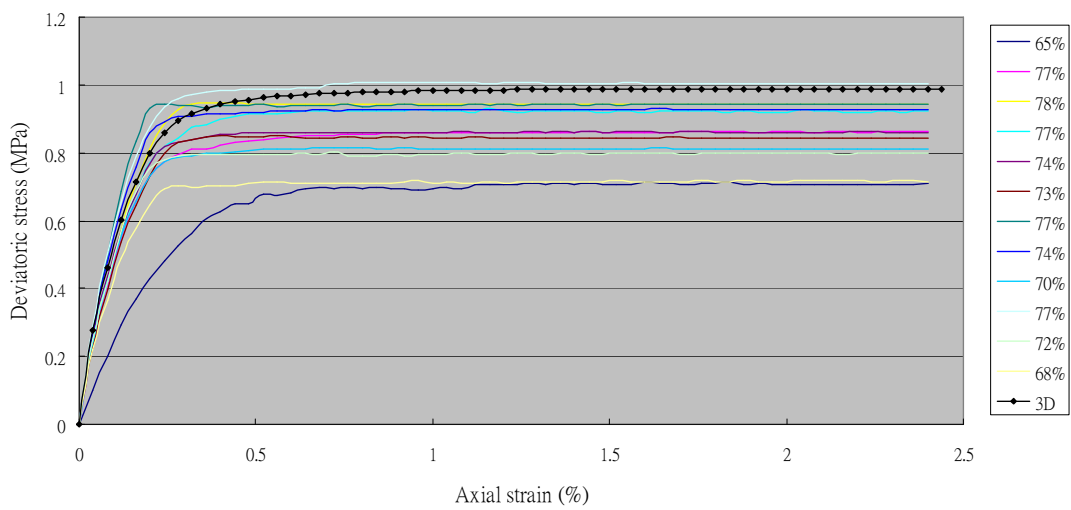
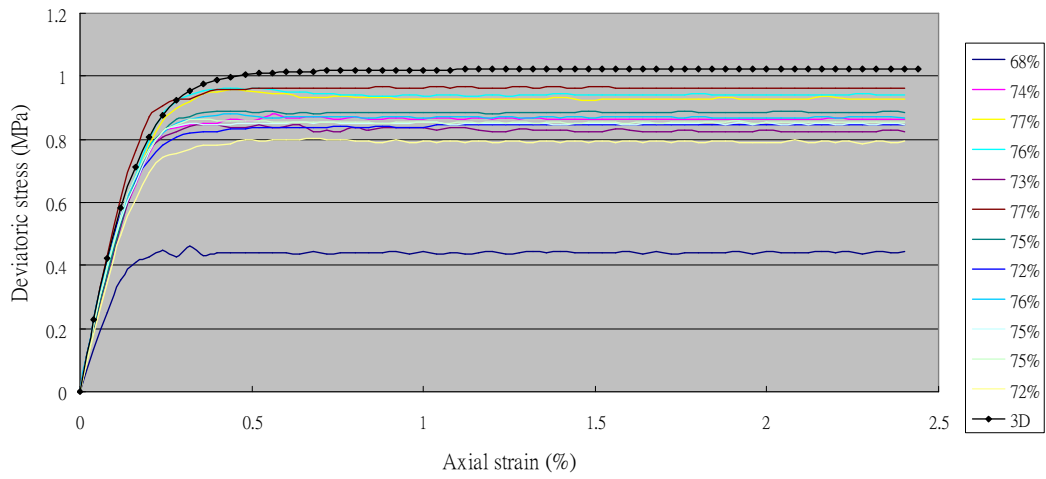
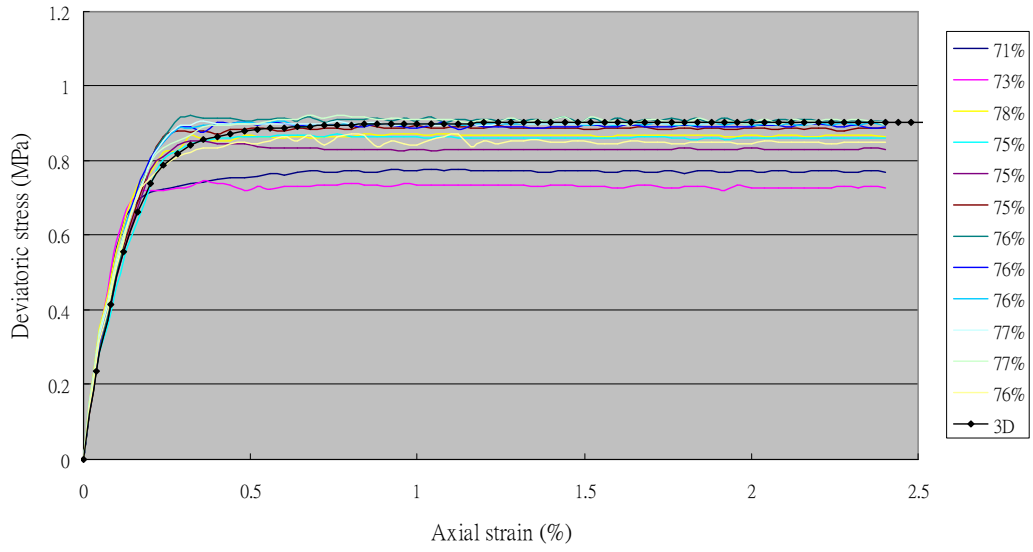


圖 5-36 岩塊傾角 90° 岩塊體積比 70% 時，圍壓為 200kPa 下二維與三維虛擬三軸試驗之應力應變曲線

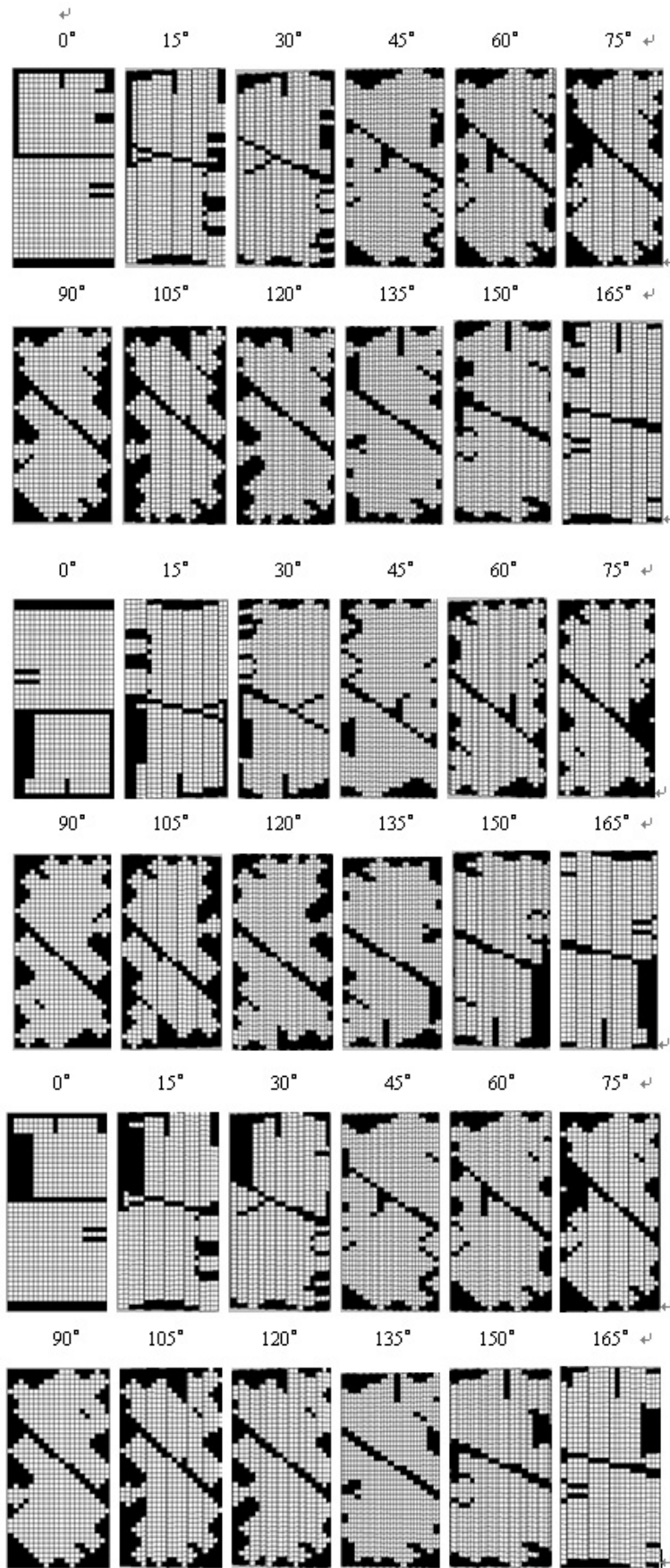


圖 5-37 岩塊傾角 45° 岩塊體積比 70% 時之各種方向剖切面

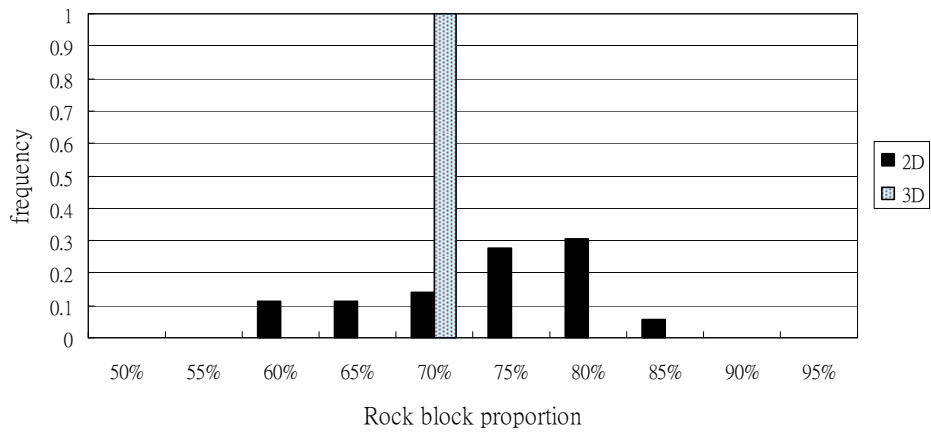


圖 5-38 岩塊傾角 45° 岩塊體積比 70% 時，二維與三維虛擬試體之岩塊體積比之分佈頻率

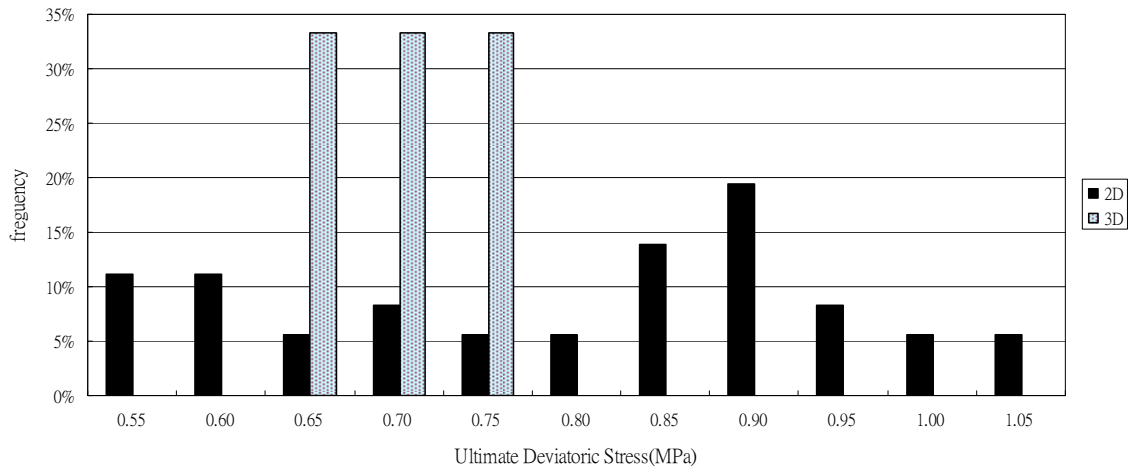


圖 5-39 岩塊傾角 45° 岩塊體積比 70% 時，二維與三維虛擬試體之極限軸差應力分佈頻率

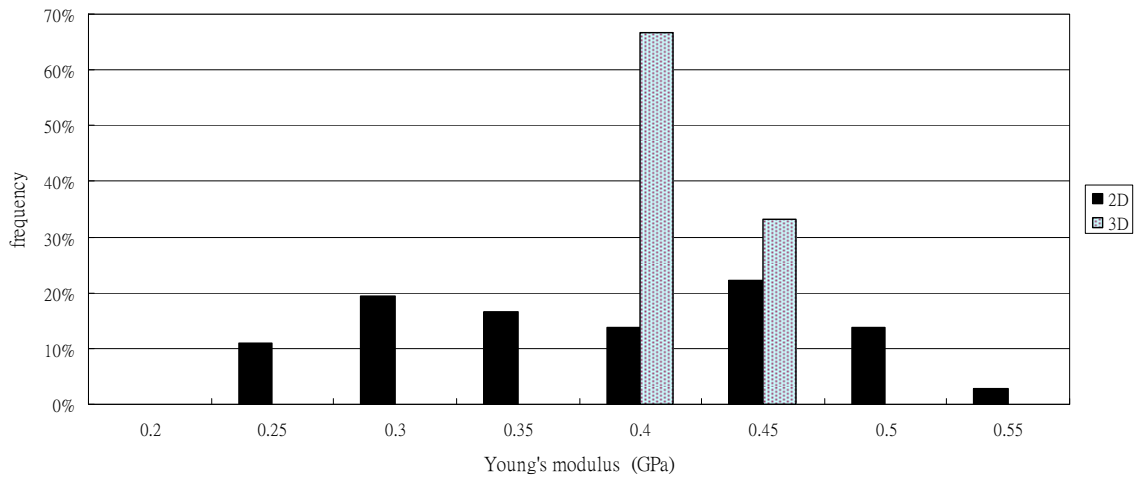


圖 5-40 岩塊傾角 45° 岩塊體積比 70% 時，二維與三維虛擬試體之 E 值分佈頻率

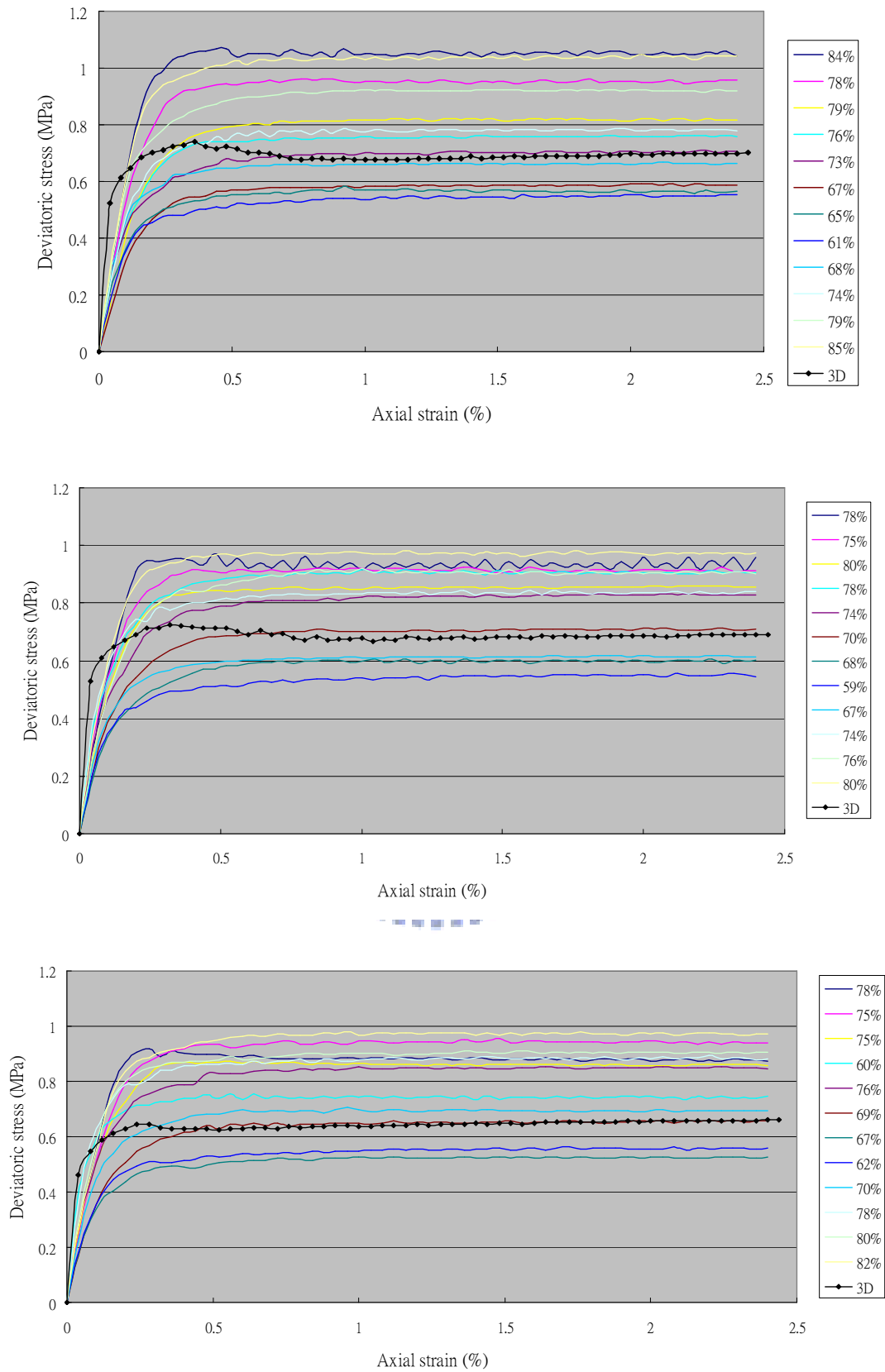


圖 5- 41 岩塊傾角 45° 岩塊體積比 70%時，圍壓為 200kPa 下二維與三維虛擬三軸試驗之應力應變曲線

5.3.2 結果與討論

由三維與二維虛擬三軸試驗所統計後之結果中可明顯的看出三維三軸虛擬試驗所得極限軸差應力與 E 值都比二維虛擬三軸試驗者來得高。其極限軸差應力顯示當三維虛擬試體岩塊體積比含量在 45%及 70%時，遠高於相同岩塊體積比之二維虛擬試體時之極限軸差應力值，並高於極限軸差應力之平均值，而 E 值整體情形也是三維高於二維值。

為了證實其三維虛擬試體之極限強度遠高於二維虛擬試體之結果，是由於三維虛擬試體破壞時其破裂面是環繞著岩塊與岩塊間之基質，而使得破壞面之長度拉伸，而非如二維虛擬試體的平面破壞，所以在此將破壞時之破裂面範圍加以統計，如圖 5-42 及圖 5-43 分別是三維虛擬試體與二維虛擬試體之剪應變圖，其分析方法為將統整出三維虛擬試體岩塊體積比與剖切後二維虛擬試體在相同岩塊體積比之試體，進行圍壓 200kPa 後，比較其破裂面，在二維虛擬試體與三維虛擬試體破裂面相似之剪應變圖進行統計，而圖中是以岩塊體積比 70%為例作代表，統計當破壞面達 5%應變量時之元素以累加方式，將累加之破壞面元素與整體體積之比值，再進而比較在各不同岩塊體積比下之情形與差異。

圖 5-44 將岩塊體積比在 30%、45%、55%及 70%時各取一顆作其代表性，結果發現在三維虛擬試體代表破裂面的高剪應變區與整體體積之比值都顯著較二維虛擬試體的對應值來的高，此與推估之情形相輔，可證實三維虛擬試體之破壞阻抗面乃三向度蜿蜒環繞整顆試體延著岩塊間之基質產生剪動，而使得其破壞面拉

長，因而阻抗強度相對提高，而二維虛擬試體的情形以平面顯示，破壞面大致呈現平面延伸而非如三維虛擬試體三向度蜿蜒環繞發展，故其總阻抗將不如三維虛擬試體之總阻抗強度。

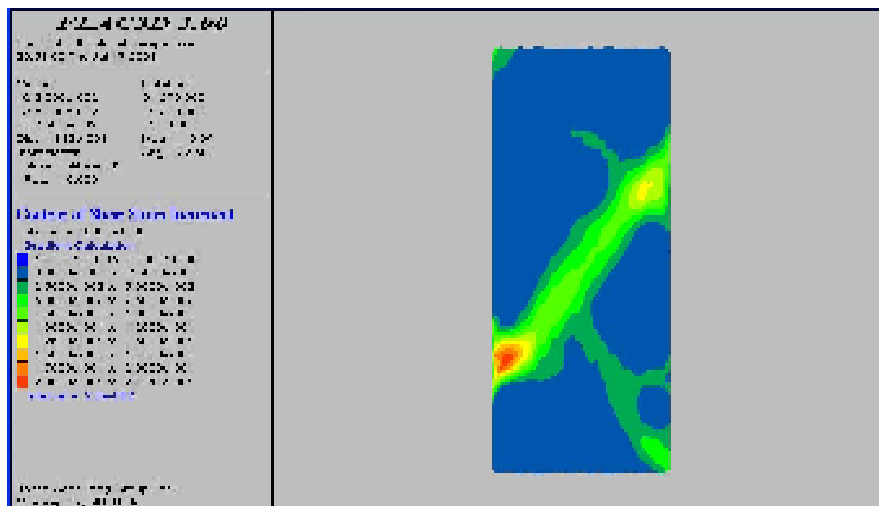


圖 5-42 三維虛擬試體剪應變圖

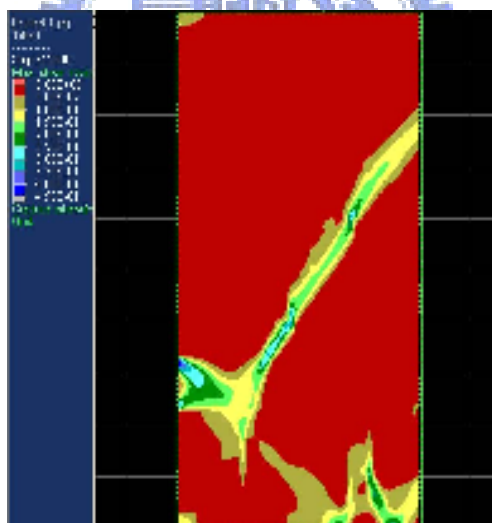


圖 5-43 二維虛擬試體剪應變圖

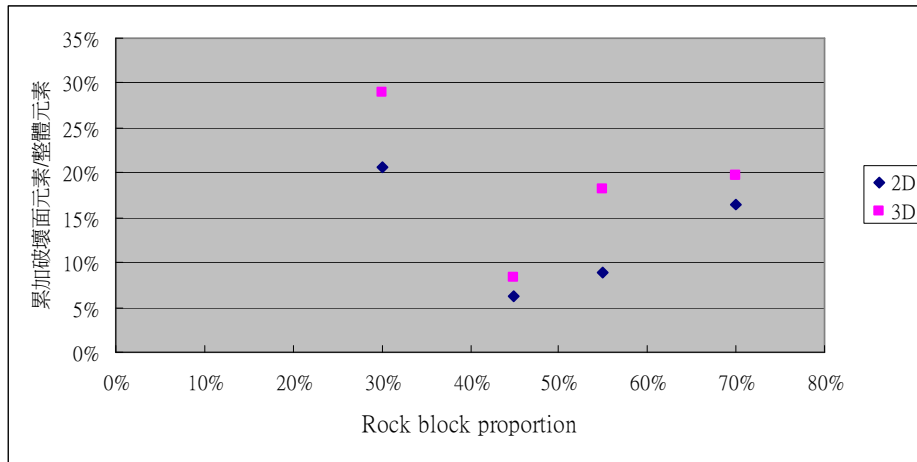


圖 5-44 三維與二維虛擬三軸試體達破壞狀態之元素比例比較圖

5.4 虛擬試驗結果與前人結果比對

5.4.1 岩塊體積比對力學性質之影響

本子節將三維虛擬試體經剖切後得二維平面，就所有剖切面進行統計，於高、中、低三種傾角情況，依高、中、低三種岩塊體積比，以二維分析模擬虛擬三軸試驗後得到應力應變曲線，經資料統整歸納後得到類似模擬各種露頭面在併構崩積土材料中之整體力學行為，將模擬之結果與謝孟修(2007)所提出在岩塊體積比差異下的影響趨勢並列，比較其差異。

5.4.1.1 高傾角情況 (0° 為例)

在此以傾角 0° 為例，探討高傾角時，岩塊體積比對併構崩積土力學行為之影響，分別就各材料參數探討其趨勢高。圖 5-45、圖 5-46 為將模擬之三顆三維之虛擬試體與剖切後二維試體岩塊體積比在各圍壓下極限軸差應力的影響趨勢，反應出了剪力強度的趨勢，在二維之情形當岩塊體積比小於 40% 時其值趨於平穩狀態雖強度有增加但增加的量不大，而岩塊體積比介於 40%~65% 間跳動幅度較大，雖是相同岩塊體積比但其應力強度確差異甚大，而岩塊體積比大於 65% 結果

較為一致強度隨著岩塊體積比增加而向上遞增。

圖 5- 47 為岩塊體積比對 c 值的影響趨勢， c 值也隨岩塊體積比增加而遞增的趨勢，其中在小於 40% 時隨岩塊比增加而緩慢增加趨勢較緩和，岩塊體積比介於 40%~65% 間跳動幅度較大，岩塊體積比大於 65% 強度隨著岩塊體積比增加而向上遞增跳動幅度較小。圖 5- 48 為岩塊體積比對 ϕ 角的影響趨勢， ϕ 角隨岩塊體積比增加而遞增的趨勢較明顯，當岩塊比相同時其跳動幅度也不大。

圖 5- 49、圖 5- 50 為不含純岩塊之資料點由於所得到影響趨勢皆接近於基質性值，而基質與岩塊間之 E 值差異甚大達 2 幕次(orders)以上，若取指數座標較難看出彼此間之差異，故在此不包含純岩塊之 E 值，僅看其餘各岩塊體積比之影響趨勢，使其較能明顯的顯示出岩塊體積比對 E 值之影響。由於有岩塊加勁的作用 E 值有隨岩塊體積比增加而遞增的趨勢，因 E 值在岩塊與基質間差異性大受壓時壓縮量均集中於基質，所反映於模擬之整體行為上仍較接近於基質性質，而當岩塊體積比小於 40% 模擬之行為較為平緩上升，但岩塊體積比大於 40% 時跳動幅度明顯變大。

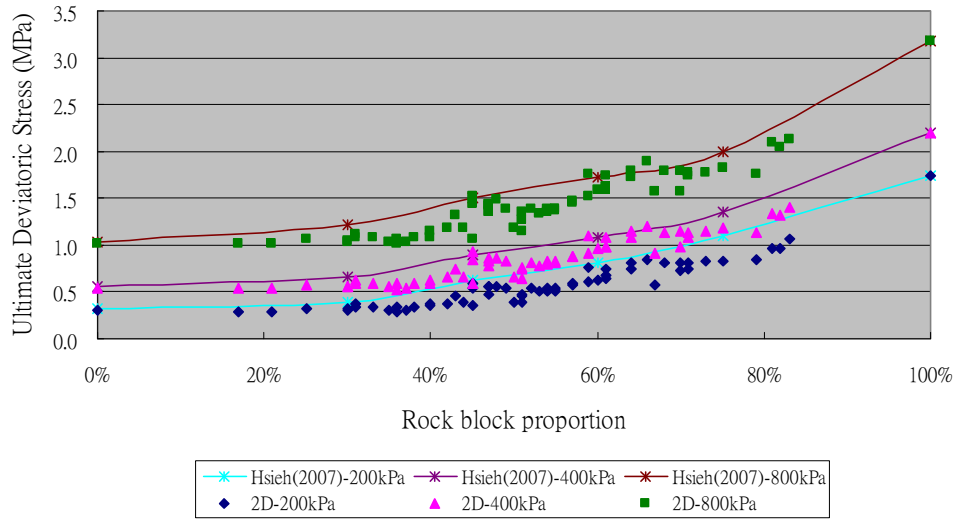


圖 5-45 傾角為 0° 時，二維岩塊體積比對極限軸差應力之影響趨勢

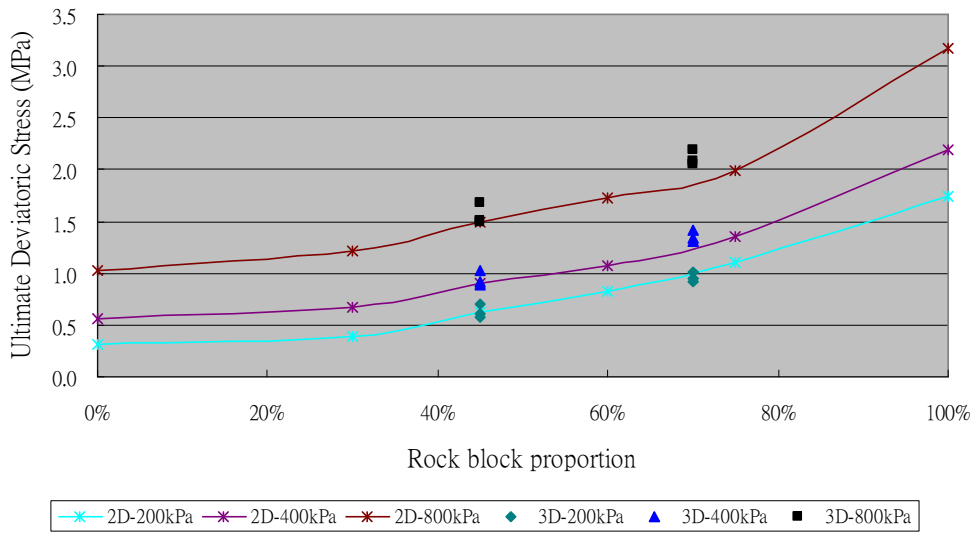


圖 5-46 傾角為 0° 時，三維岩塊體積比對極限軸差應力之影響趨勢

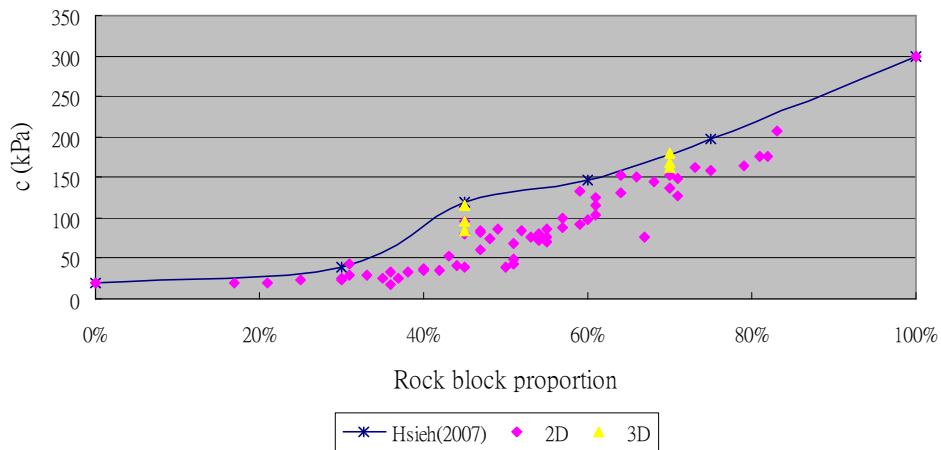


圖 5-47 傾角為 0° 時，岩塊體積比對 c 值之影響趨勢

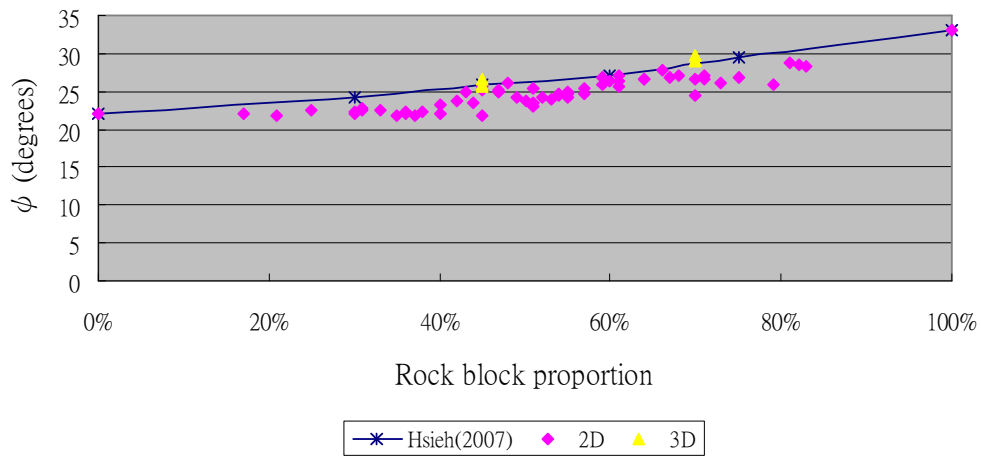


圖 5-48 傾角為 0° 時，岩塊體積比對 ϕ 角之影響趨勢

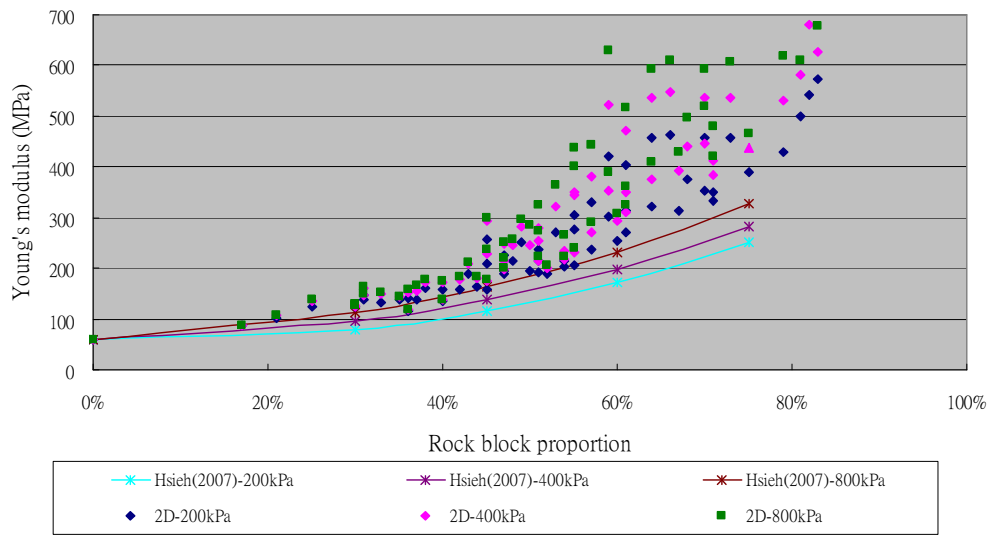


圖 5-49 傾角為 0° 時，二維岩塊體積比對 E 值之影響趨勢

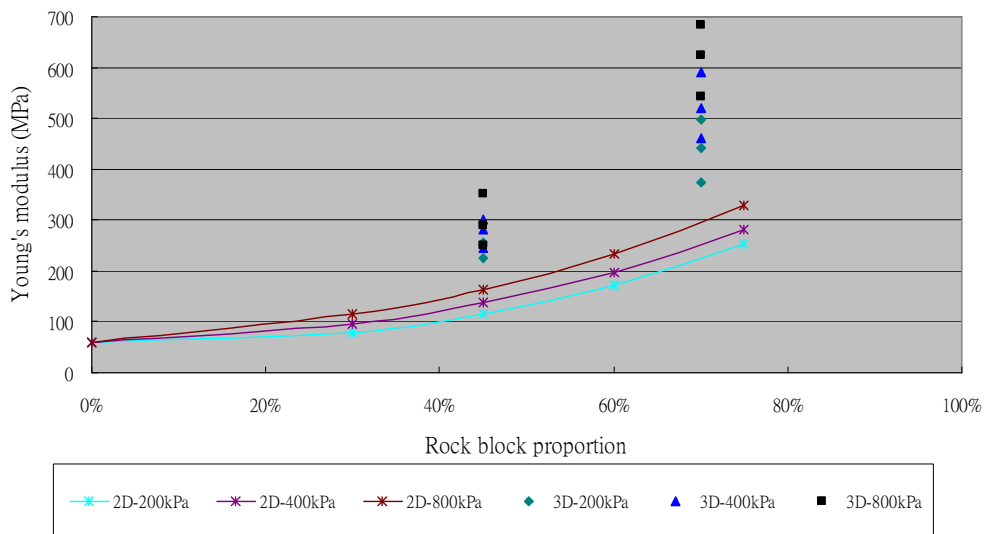


圖 5-50 傾角為 0° 時，三維岩塊體積比對 E 值之影響趨勢

5.4.1.3 中傾角情況 (45° 為例)

在此以傾角 45° 為例，探討中傾角情況時，岩塊體積比對併構崩積土力學行為之影響，分別就各材料參數探討其趨勢。圖 5- 51、圖 5- 52 以相同之方法探討岩塊體積比在各圍壓下極限軸差應力的影響趨勢，其趨勢與前小節結果相似，隨著岩塊體積比增加而強度也向上遞增，而岩塊體積比 45%以下其值趨於平緩之情形，45%~65%趨間跳動較大，65%以上其值就向上遞增。

圖 5- 53 為岩塊體積比對 c 值的影響趨勢， c 值也隨岩塊體積比增加而遞增的趨勢，圖中可看出當岩塊體積比小於 45%，其值皆非常相近，當岩塊體積比增加 c 值也向上遞增，但 45%~65%趨間跳動幅度依然較大。圖 5- 54 為岩塊體積比對 ϕ 角的影響趨勢， ϕ 角隨岩塊體積比增加而遞增的趨勢明顯，但當岩塊體積比小於 45%其 ϕ 角較為相近如同基質性質，而當岩塊體積比大於 45%其 ϕ 角向上遞增。

圖 5- 55、圖 5- 56 為不含純岩塊之資料點由於所得到影響趨勢皆接近於基質性值，而基質與岩塊間之 E 值差異甚大，故在此不包含純岩塊之 E 值，僅看各體積比之影響趨勢。由於有岩塊加勁的作用 E 值有隨岩塊體積比增加而遞增的趨勢，因 E 值在岩塊與基質間差異性大受壓時壓縮量均集中於基質，所反映於模擬之整體行為上仍較接近於基質性質，岩塊體積比小於 40%時其 E 值與純基質之性質相近，隨岩塊體積比增加， E 值也相對上升。

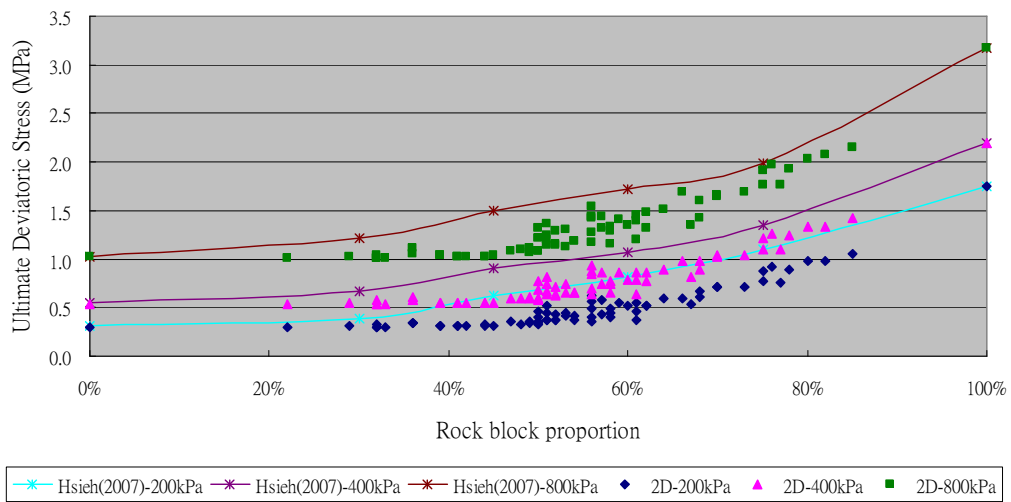


圖 5-51 傾角為 45° 時，二維岩塊體積比對極限軸差應力之影響趨勢

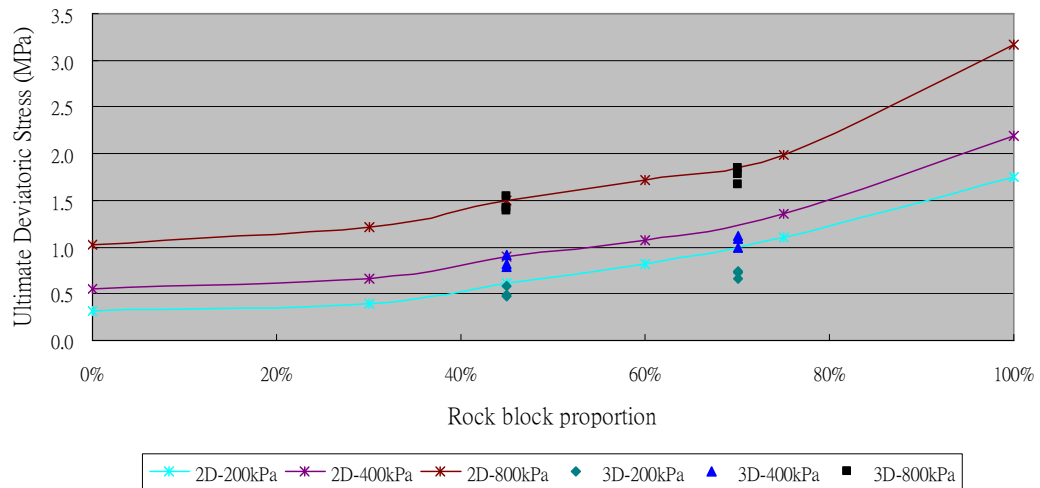


圖 5-52 傾角為 45° 時，三維岩塊體積比對極限軸差應力之影響趨勢

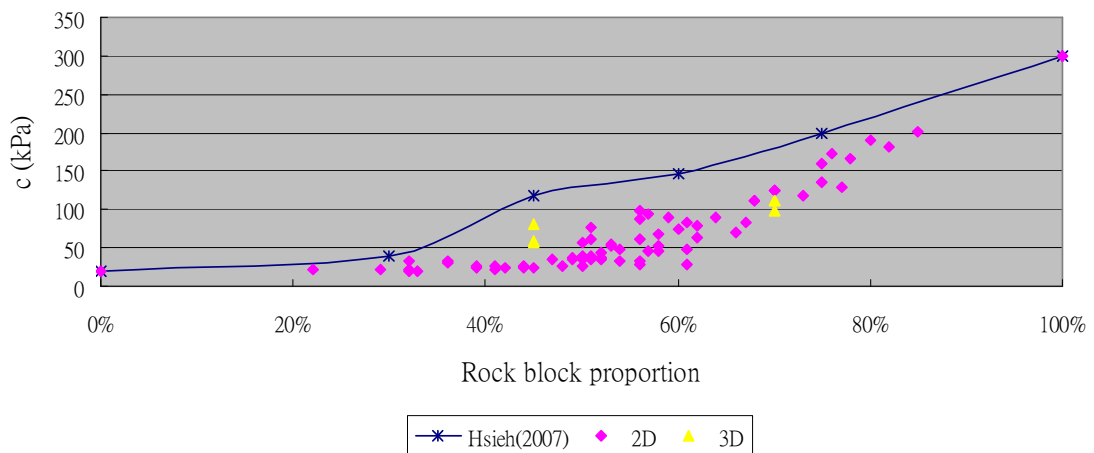


圖 5-53 傾角為 45° 時，岩塊體積比對 c 值之影響趨勢

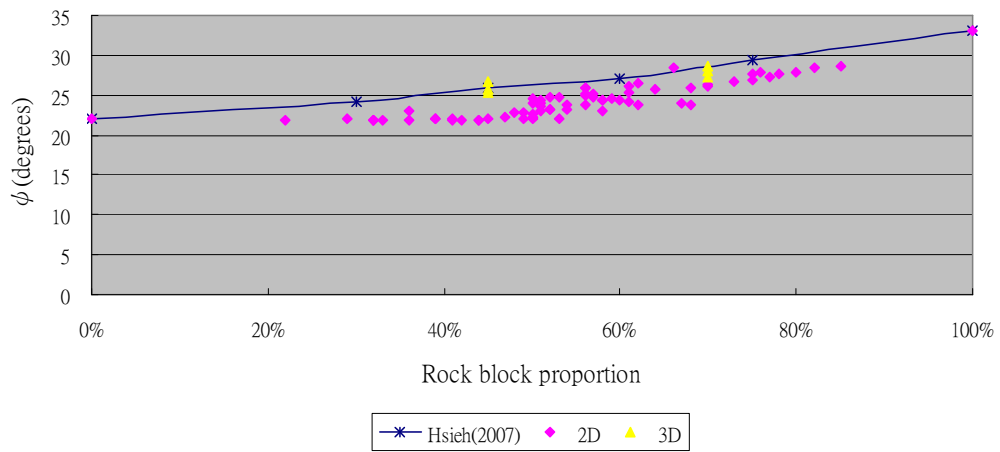


圖 5-54 傾角為 45° 時，岩塊體積比對 ϕ 角之影響趨勢

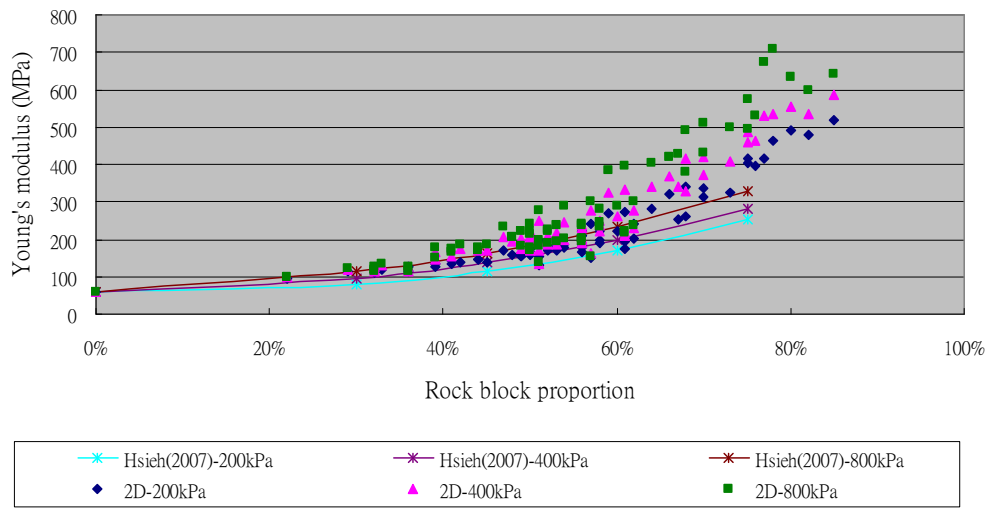


圖 5-55 傾角為 45° 時，二維岩塊體積比對 E 值之影響趨勢

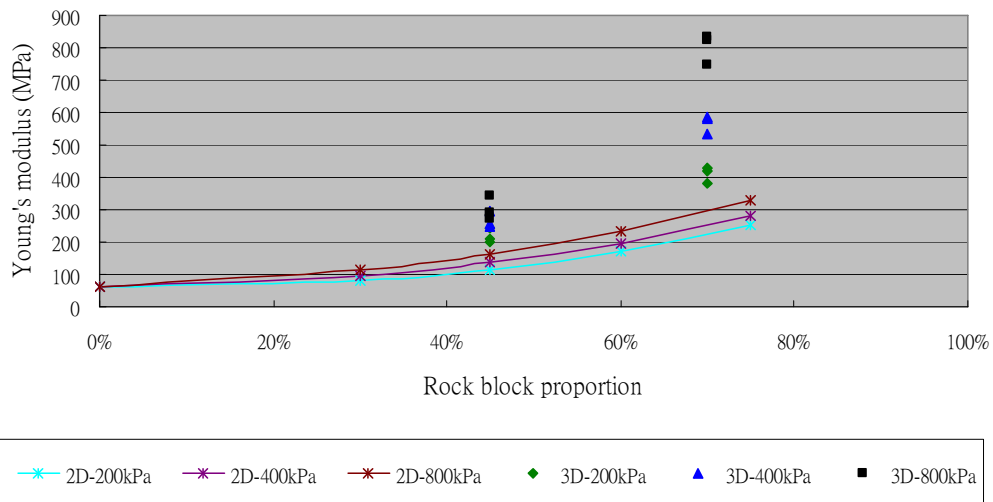


圖 5-56 傾角為 45° 時，三維岩塊體積比對 E 值之影響趨勢

5.4.1.2 低傾角情況 (90° 為例)

在此以傾角 90° 為例，探討低傾角時，岩塊體積比對併構崩積土力學行為之影響，分別就各材料參數探討其趨勢。圖 5- 57、圖 5- 58 以相同之方法探討岩塊體積比在各圍壓下極限軸差應力的影響趨勢，其趨勢與傾角 0° 之結果相似，隨著岩塊體積比增加而強度也向上遞增。

圖 5- 59 為岩塊體積比對 c 值的影響趨勢， c 值也隨岩塊體積比增加而遞增的趨勢與傾角 0° 相似，圖中可看出當岩塊體積比小於 40% 其值皆非常相近，當岩塊體積比增加 c 值也向上遞增，但 40%~65% 趨間跳動幅度依然較大。圖 5- 60 為岩塊體積比對 ϕ 角的影響趨勢， ϕ 角隨岩塊體積比增加而遞增的趨勢明顯，但當岩塊體積比小於 40% 其 ϕ 角較為相近如同基質性質，而當岩塊體積比大於 40%，其 ϕ 角向上遞增。

圖 5- 61、圖 5- 62 為不含純岩塊之資料點由於所得到影響趨勢皆接近於基質性值，而基質與岩塊間之 E 值差異甚大，故在此不包含純岩塊之 E 值，僅看各體積比之影響趨勢。由於有岩塊加勁的作用 E 值有隨岩塊體積比增加而遞增的趨勢，因 E 值在岩塊與基質間差異性大受壓時壓縮量均集中於基質，所反映於模擬之整體行為上仍較接近於基質性質。

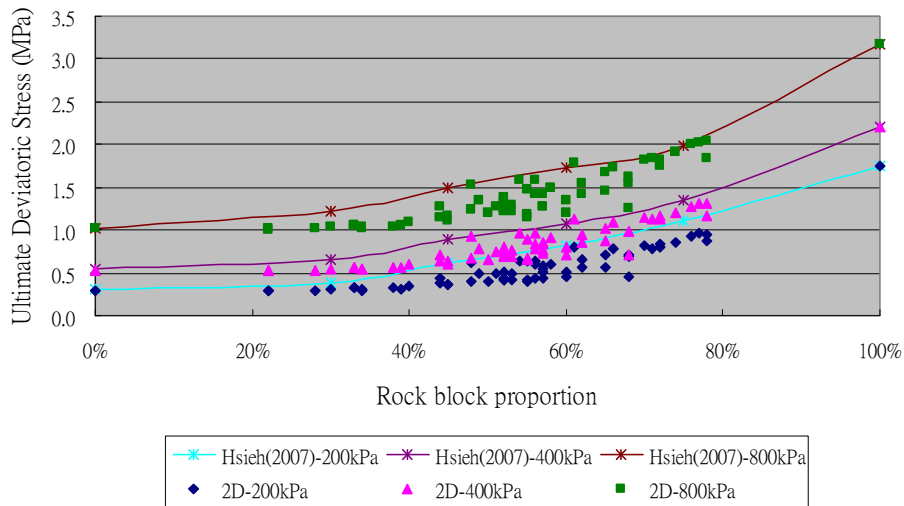


圖 5-57 傾角為 90° 時，二維岩塊體積比對極限軸差應力之影響趨勢

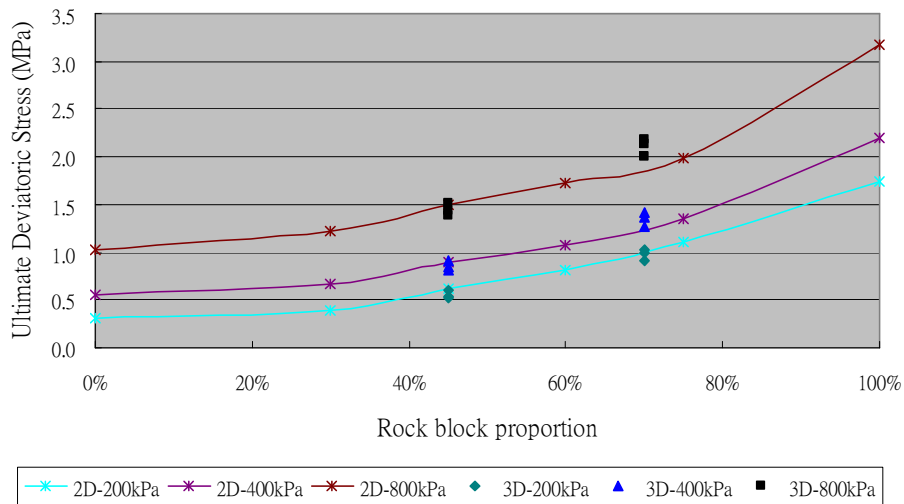


圖 5-58 傾角為 90° 時，三維岩塊體積比對極限軸差應力之影響趨勢

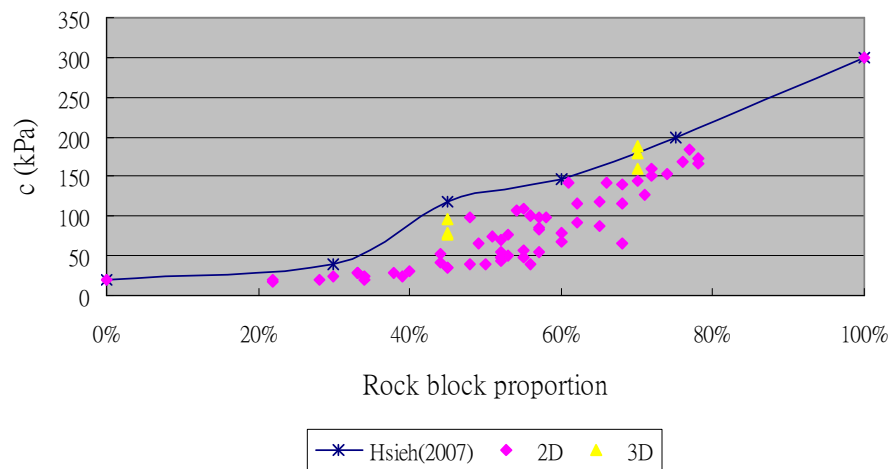


圖 5-59 傾角為 90° 時，岩塊體積比對 c 值之影響趨勢

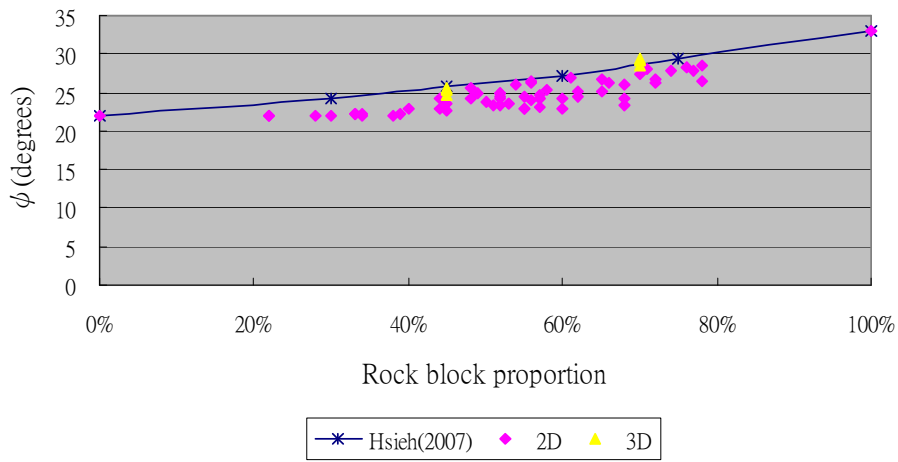


圖 5-60 傾角為 90° 時，岩塊體積比對 ϕ 角之影響趨勢

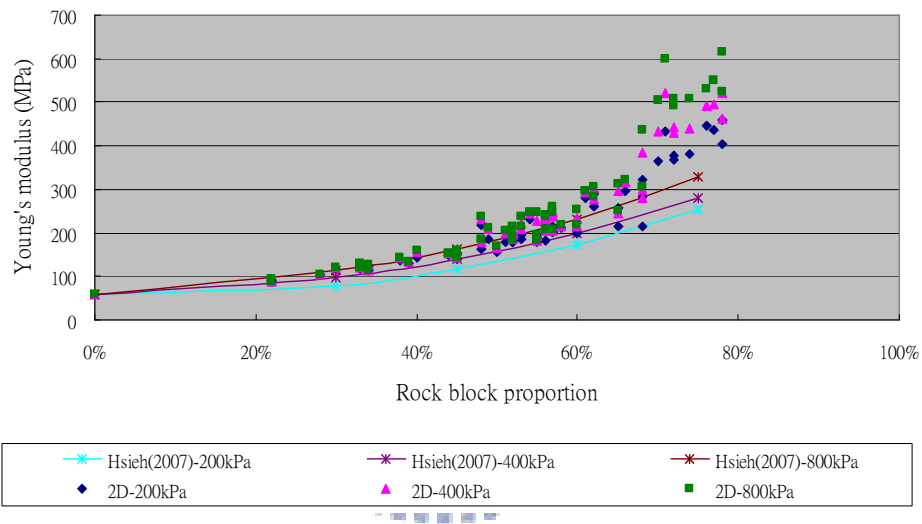


圖 5-61 傾角為 90° 時，二維岩塊體積比對 E 值之影響趨勢

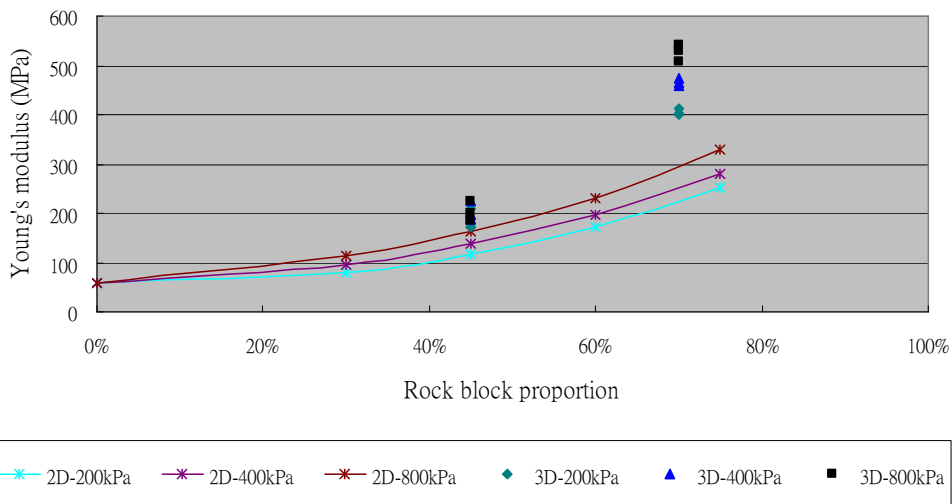


圖 5-62 傾角為 90° 時，三維岩塊體積比對 E 值之影響趨勢

5.4.2 岩塊體積比對力學性質影響之比較與討論

本小節對各種岩塊體積比之模擬試體進行三維之三軸試驗模擬以得到應力應變曲線，歸納整理極限軸差應力受岩塊體積比的影響趨勢，並與謝孟修(2007)之結果進行比較。因三維模擬結果所需時間長，僅針對 45%及 70%兩種岩塊體積比加以討論，除前幾節所列出結果，本節再增加 30%與 55%兩種岩塊體積比，但僅探討圍壓 200kPa 下之趨勢。圖 5- 63、圖 5- 64 及圖 5- 65 分別為不同傾角、各岩塊體積比下之應力應變曲線圖，由圖可發現 30%與 70%之岩塊體積比下，極限軸差應力均較相近，而於 45%與 55%岩塊體積比下，跳動幅度則較大。圖 5- 66、圖 5- 67 及圖 5- 68 為極限軸應力與岩塊體積比之趨勢圖，當傾角 0° 與 90° 時其值與謝孟修(2007)之結果相近，但傾角 45° 卻隨岩塊比增加而有些差異。

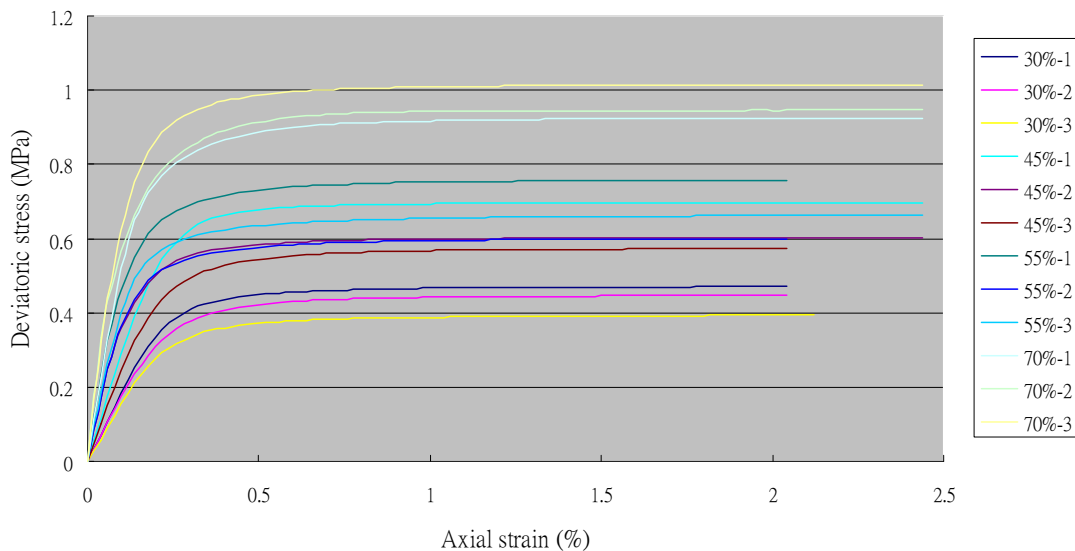


圖 5- 63 三維虛擬三軸試驗傾角 0° 時，圍壓 200kPa 不同岩塊體積比之應力應變曲線

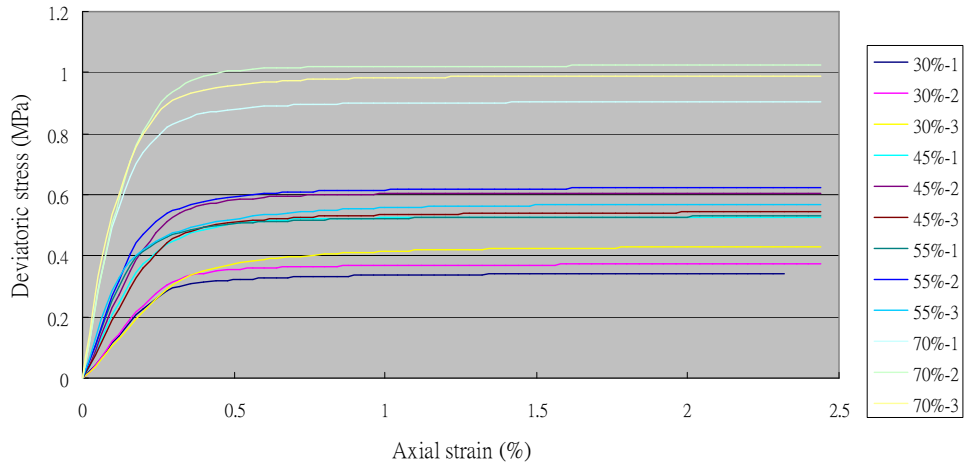


圖 5- 64 三維虛擬三軸試驗傾角 90°時，圍壓 200kPa 不同岩塊體積比之應力應變曲線

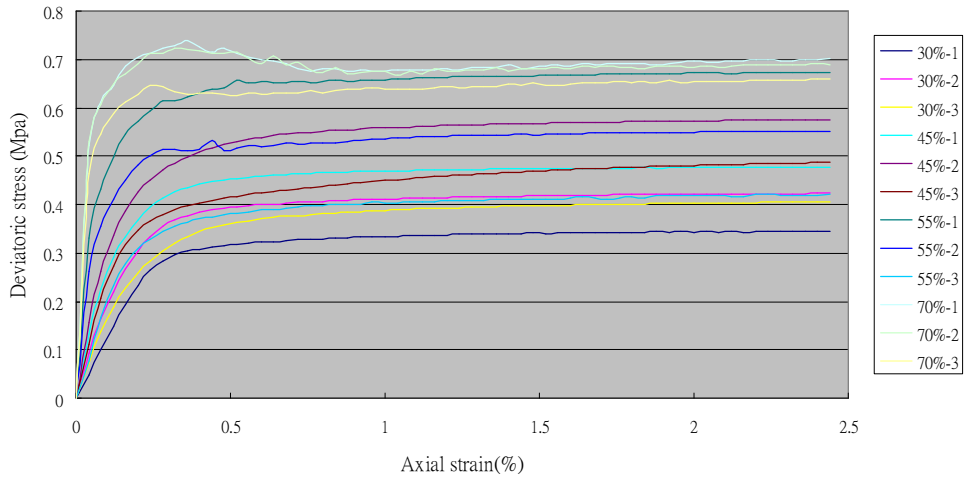


圖 5- 65 三維虛擬三軸試驗傾角 45°時，圍壓 200kPa 不同岩塊體積比之應力應變曲線

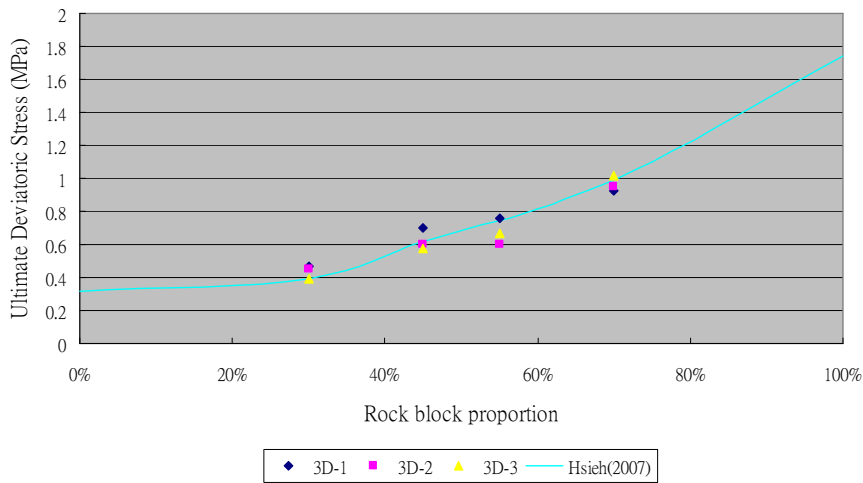


圖 5- 66 傾角 0°時，岩塊體積比對極限軸差應力之影響趨勢

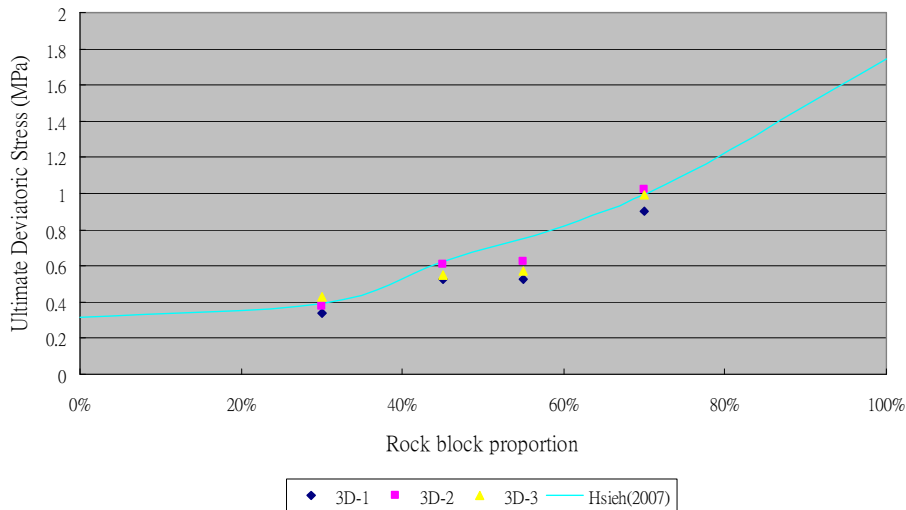


圖 5-67 傾角 90° 時，岩塊體積比對極限軸差應力之影響趨勢

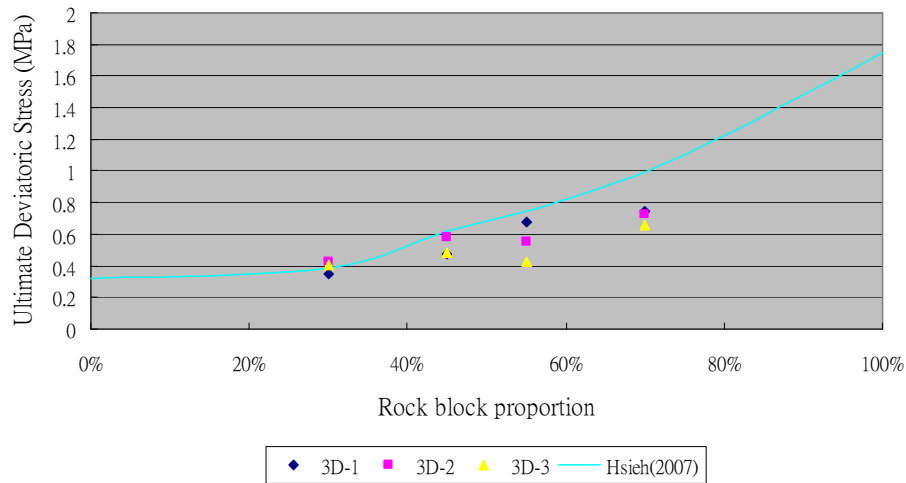


圖 5-68 傾角 45° 時，岩塊體積比對極限軸差應力之影響趨勢

再比較岩塊體積比變化所造成的影響，本研究所模擬之軸差應力及 c 、 ϕ 值結果均隨岩塊體積比增加而遞增，與謝孟修(2007)所提出之影響因素趨勢相似，但本研究二維虛擬試體之軸差應力及 c 、 ϕ 值皆較謝孟修(2007)之影響因素結果來的小，因謝孟修(2007)在模擬時皆僅改變其一參數探討其影響性，而本模擬為類似模擬各種露頭面，經由三維虛擬試體剖切後所得之二維虛擬試體，故所剖切之岩塊形狀、傾角等因素必不盡相同，故其所模擬之結果會有些許差異，但就整

體之趨勢討論，其影響之趨勢較為相近。

進而比較探討三維虛擬試體其相異性，因三維虛擬試驗所耗之計算時間較長，故各取三顆試體做為傾角 0° 、 45° 及 90° 之代表性探討其關係，其結果發現 ϕ 角之結果與謝孟修(2007)所得之結果相近，但 c 值卻較小，可能因所設定之影響因數不同使得岩塊體積比少時強度有所差異，但在高岩塊比大致相近，而極限軸差應力及 E 值皆略高於其結果，因三維虛擬試體不同，其破壞面不同，強度也隨之有所不同，因此為合理現象。

極限軸差應力的遞增趨勢隨著岩塊體積比增加軸差應力值也隨之增加，尤其當岩塊體積比 $70\% \sim 100\%$ 間增加趨勢最明顯，此為合理現象，因為岩塊含量 70% 以下之併構崩積土仍屬岩塊間夾基質材料，因岩塊與岩塊間仍存在著易滑動的基質介面，岩塊含量 70% 以上行為已類似純岩塊性質，岩塊間所夾基質量少，故滑動介面減少，也因此軸差應力上升幅度較大。而在低岩塊體積比時，由圖可看出當岩塊體積比小於 40% 其軸差應力增加幅度小其行為類似純基質狀態，故模擬結果之軸差應力與基質無太大差異，當岩塊比介於 $40\% \sim 70\%$ 之間其跳動幅度大，因基質含量剛好藉於中間，故所得軸差應力值會因為岩塊之擺設位置差異而影響其結果，因此極限軸差應力值變動幅度較大。

ϕ 角隨岩塊體積比增加之變化趨勢較呈線性，其行為應可歸因於岩塊間或岩塊與基質間接觸增加，所提供接觸面的摩擦阻抗總和增高，亦影響了整體的摩擦阻抗，而使得 ϕ 角遞增。由模擬所得結果可看出當岩塊體積比小於 40% ，傾角 0

0° 、 45° 及 90° 之結果 ϕ 角與純基質之 ϕ 角雷同，故當岩塊體積比小於40%時其 ϕ 角影響不大。

c值隨岩塊體積比增加之變化趨勢上大致呈遞增，但在岩塊含量小於40%時趨勢漸緩和而40%~70%結果較不一致跳動幅度大，估計可能原因40%~70%其岩塊互鎖效應，而小於40%時由於岩塊彼此間接觸機會較小，故其互鎖效應不明顯。

於E值隨岩塊體積比增加之變化趨勢方面，由於岩塊與基質之E值相差三個冪次(order)以上，故受壓時基質控制整體的壓縮行為，由於有岩塊加勁的作用E值隨岩塊體積比增加而遞增的趨勢，但只要岩塊間仍夾有基質，基質的壓縮性仍會主控整體行為，因此受壓時壓縮量均集中於基質，故反映於整體行為上仍較接近於基質性質。

5.4.3 岩塊方向性對力學性質之影響

併構崩積土中之岩塊方向影響其力學行為之異向性，為對此異向性做深入瞭解，本子節藉三維模擬計算含不同傾角岩塊之模擬試體三軸試驗下之應力應變曲線，經資料統整歸納分析併構崩積土整體之力學行為受到岩塊傾角差異的影響趨勢，再與謝孟修(2007)之結果相互對照，分別針對岩塊方向影響極限軸差應力、c、 ϕ 、及E之趨勢加以比較。如圖 5-69~圖 5-72 為岩塊傾角對極限軸差應力、c、 ϕ 、及E的影響，皆呈現明顯的異向性，且最弱方向都落在傾角 30° ~ 45° 間，而 60° ~ 90° 間則差異甚小，其軸差應力與 ϕ 值結果與謝孟修(2007)大致相似，但傾角 30° 與 90° 之結果值均較低，而c值整體分佈也均較謝孟修(2007)之結果來的低。

E 值之行為略有差異，隨著傾角增加而有遞減趨勢，且傾角 $>45^\circ$ 後向下之趨勢更為顯著。

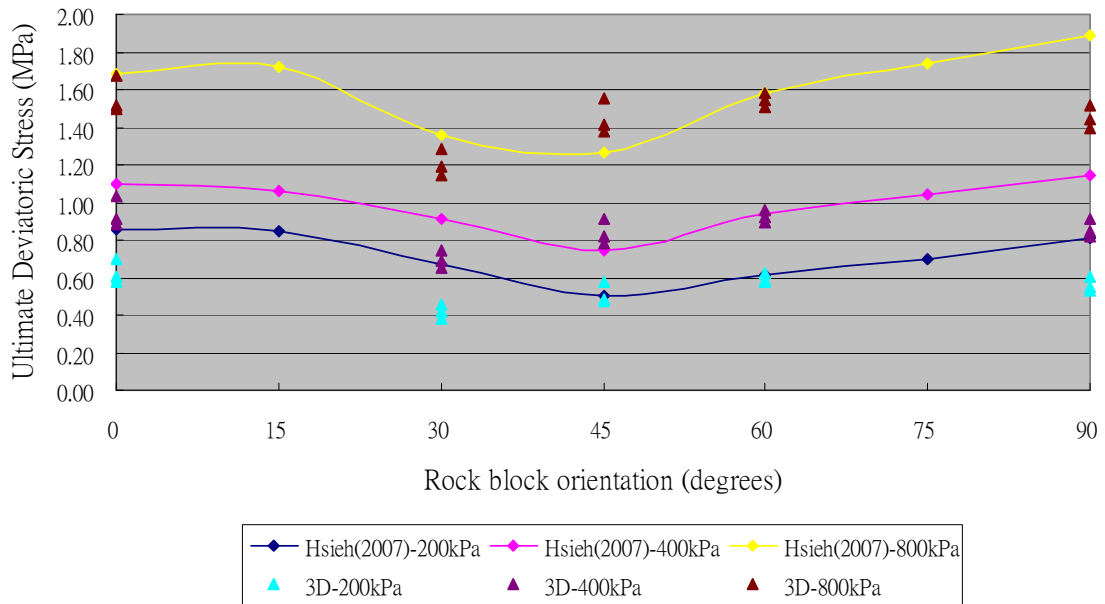


圖 5-69 岩塊傾角對極限軸差應力之影響趨勢

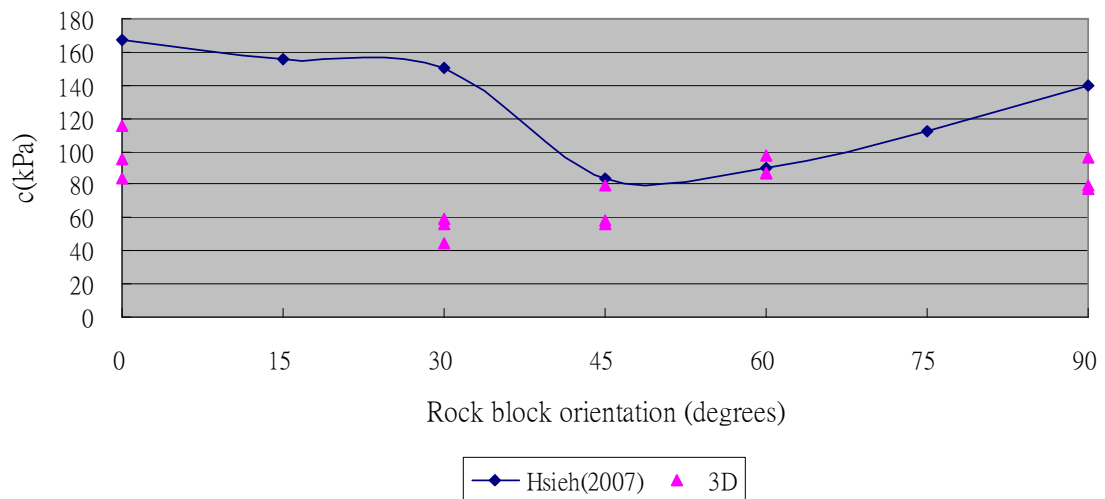


圖 5-70 岩塊傾角對 c 值之影響趨勢

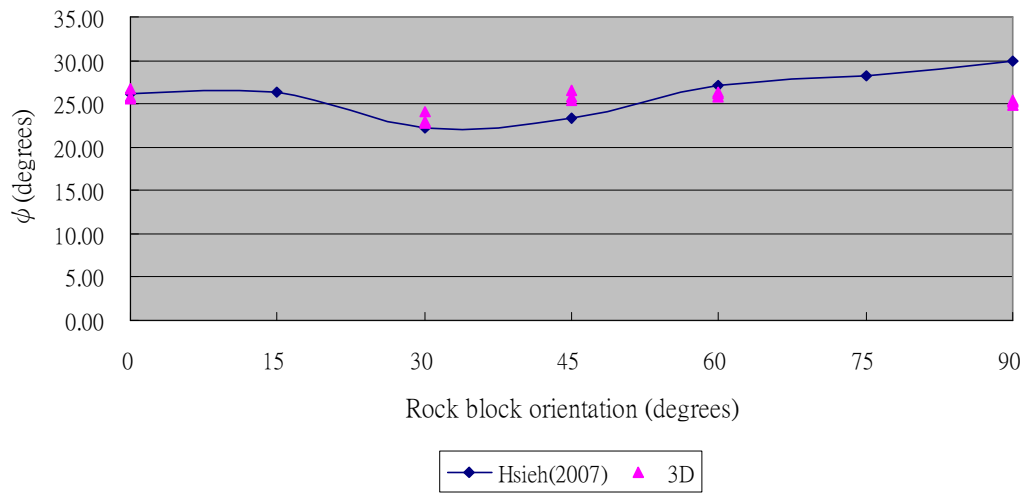


圖 5-71 岩塊傾角對 ϕ 值之影響趨勢

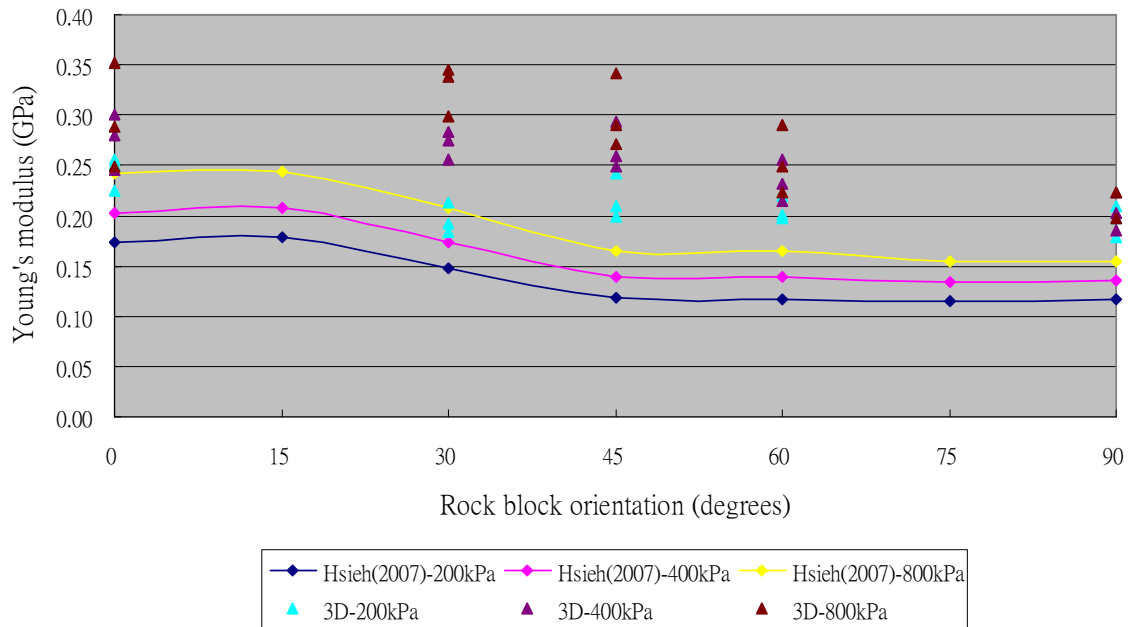


圖 5-72 岩塊傾角對 E 值之影響趨勢

5.4.4 岩塊方向性對力學性質影響之比較與討論

於岩塊角度差異所造成的影響上，其力學行為與性質呈現的異向性與具層面或節理之岩體行為類似。當材料參數在岩塊傾角為 $30^{\circ} \sim 45^{\circ}$ 間出現最低值，當岩塊傾角約在為 $0^{\circ} \sim 15^{\circ}$ 間或 $60^{\circ} \sim 90^{\circ}$ 間大致平緩。由於 $30^{\circ} \sim 45^{\circ}$ 間符合試體破壞的方向，故破壞面會沿著岩塊長軸所限制的方向延伸，而其他傾角因與其破壞方向不一致，破壞面可能沿岩塊間扭曲或往其他破壞方向延伸，使其強度較高，但差異不致於極大。觀察圖 5- 69，傾角大於 60° 後極限軸差應力趨於平緩之狀況與謝孟修(2007)之結果持續增大趨勢有所差異；觀察圖 5- 70，c 值之結果也有所差異。研判可能因為用來比較之岩塊體積比取 45%，屬中等程度，有些部份之岩塊間相互接觸有些部分岩塊間則分離，所以可能由於岩塊間之位置、排列、長短軸之比例等影響因素，而使分別以二維與三維分析時各自接觸狀況不全然相同，造成不同。E 值在岩塊角度超過 45° 後 E 值隨岩塊傾角漸減，推測可能因岩塊傾角越大時岩塊長軸方向越接近水平，故使得岩塊間基質受到垂直向壓縮時壓縮程度會漸增，但此趨勢並不明顯，故導致 E 值僅呈緩和遞減趨勢。

5.5 材料參數對併構崩積土行為之探討

本節將對併構崩積土材料參數進行模擬探討其材料參數之差異，將岩塊傾角固定為 45° ，岩塊體積比為 45%，岩塊尺寸、位置等條件皆固定下，探討其材料參數之差異行為。因本試驗場址之併構崩積土是由基質為沉泥質粘土中鑲嵌岩塊為弱風化板岩塊之材質，而板岩塊之取得較沉泥質粘土來得容易，其材料參數變異

性較小較易選定之，但沉泥質粘土取樣困難及取得之試體內部常常夾雜有碎石塊而非純基質之參數；而 c 、 ϕ 值常常也是影響其力學行為之最大因素，但 ϕ 角經由前節所模擬出之結果差異性並不大，在此僅將對 c 值之影響進行探討，表 5-3A1 為假定與本次虛擬試驗試體降一幕次(order)之試體為凝聚力低之軟弱土壤，A2 為本次虛擬試驗試體所應用之材料參數，而 A3 為高一個幕次(order)強度較高之堅硬土壤，圖 5-73 及表 5-4 模擬之結果發現本模擬之材料參數與降一幕次之應力結果差距不大， E 值與 ϕ 也相近。而當採用高一幕次之凝聚力時已與其岩塊相近，使整體強度大幅提升。

表 5-3 模擬之材料參數

A1		
材料參數	岩塊	基質
凝聚力(kPa)	300	2
摩擦角	33	22
材料密度(kg/m ³)	2800	1600
體積模數(MPa)	30000	40
剪力模數(Mpa)	15000	24
張力強度(kPa)	200	0

A2		
材料參數	岩塊	基質
凝聚力(kPa)	300	20
摩擦角	33	22
材料密度(kg/m ³)	2800	1600
體積模數(MPa)	30000	40
剪力模數(Mpa)	15000	24
張力強度(kPa)	200	0

A3		
材料參數	岩塊	基質
凝聚力(kPa)	300	200
摩擦角	33	22
材料密度(kg/m ³)	2800	1600
體積模數(MPa)	30000	40
剪力模數(Mpa)	15000	24
張力強度(kPa)	200	0

表 5-4 模擬之結果

	Ultimate Deviatoric Stress (MPa)			E(Mpa)			c(kPa)	ϕ (°)
	200kPa	400kPa	800kPa	200kPa	400kPa	800kPa		
A1	0.326	0.615	1.168	127.48	137.86	138.68	15.908	24.343
A2	0.392	0.672	1.225	133.94	138.40	138.78	37.365	24.192
A3	0.942	1.212	1.752	141.49	140.21	138.76	219.210	23.772

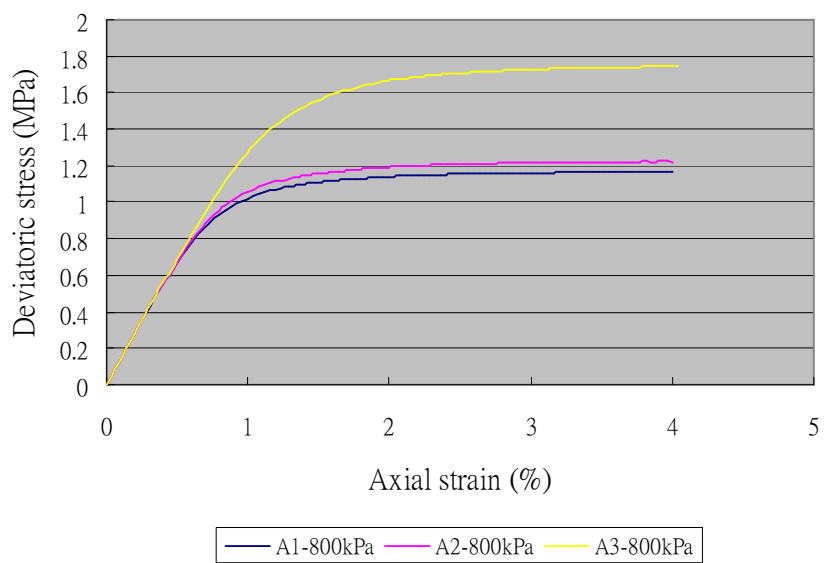
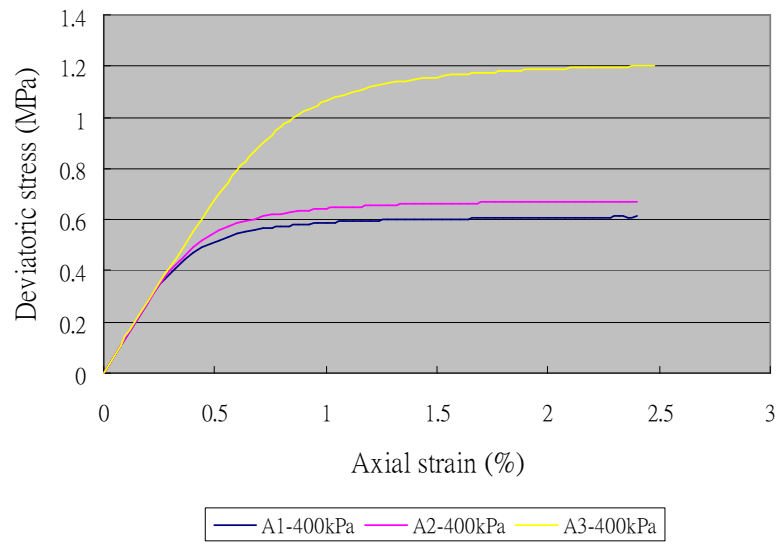
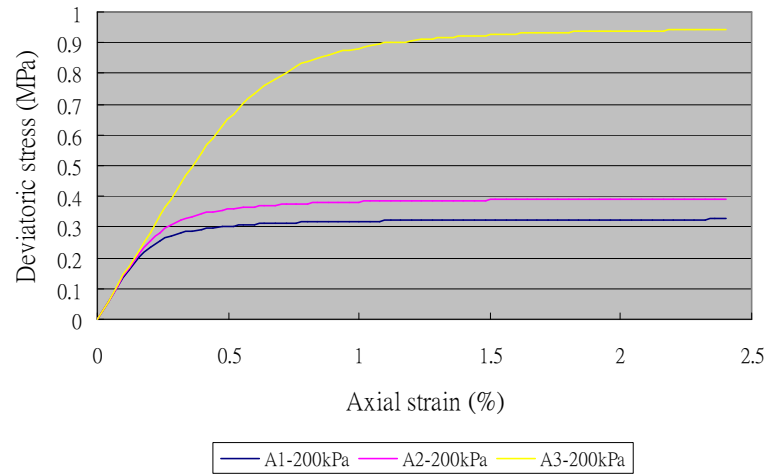


圖 5-73 不同基質凝聚力於不同圍壓下之極限軸差應力與應變曲線

第六章 結論與建議

6.1 結論

本研究主要以梨山地滑區為研究之場址為例，藉由二維與三維虛擬力學試驗探討併構崩積土材料之力學行為與力學性質，所獲結論如下：

1. 併構崩積土材料可視為由岩石與土壤組合的複合材料，其力學行為與性質決定於內含岩塊與基質之特性。
2. 併構崩積土中之岩塊變異性高，想由現地取得足夠及雷同之併構崩積土試體以完成一組完整的三軸試驗幾乎不可能，利用數值模擬的方式來取代實際的實驗，可視為『虛擬力學試驗』。也因為能達到試體重複性，得以探討影響其併構崩積土力學行為與性質之重要影響因子。
3. 本研究分別以二維與三維模式方式製作虛擬併構崩積土試體模擬現地取樣之試體，並進行後續虛擬力學試驗，可探討併構崩積土二維與三維虛擬力學試驗結果間之差異性。
4. 本研究藉由虛擬試體，由三維併構崩積土虛擬試體剖切成各種不同方位之二維虛擬試體，可統計與探討一般由二維露頭面推估併構崩積土岩塊特性所可能出現之變異性，有助於瞭解二維虛擬力學試驗可能導致之偏差。
5. 若歸納比較於相同岩塊特性下之三維與二維虛擬力學試驗結果，可發現於相同岩塊特性下，三維虛擬三軸試驗會得到較高的極限強度，原因可分析如下。三維虛擬三軸試驗的結果中，試體內之破壞面沿著岩塊間之基質破壞，

破壞面更為蜿蜒而拉長，所提供阻抗之面積較大，強度與勁度因而相對提高。

6. 併構崩積土之岩塊體積比小於 40% 時，由於岩塊無法接觸發揮角色，併構崩積土之力學行為類似純基質。極限軸差應力、 c 、 ϕ 與 E 值皆類似純基質之對應值。隨岩塊體積比增加，岩塊角色逐漸重要，極限強度隨之提升，而岩塊與基質間之勁度差異甚大，受壓時基質壓縮量較為顯著，因此整體勁度仍較受基質性質所控制，但當岩塊體積比漸提高，整體勁度將隨之提高。
7. 本研究由三維虛擬試體剖切沿不同露頭面之二維虛擬試體進行二維虛擬力學試驗，探討極限軸差應力及 c 、 ϕ 值等結果受岩塊比變化之影響趨勢，並與謝孟修(2007)之研究結果相互比較。儘管本研究所剖切之岩塊形狀、傾角等條件必然與謝孟修(2007)所製作之虛擬試體岩塊組構條件不盡相同，但就整體影響趨勢而言，則大致相似。



6.2 建議

1. 本研究之三維模擬是以其定性觀點探討三維與二維間之相互差異，若能以大量虛擬試驗之結果再藉由統計方式歸納其間之定量關係，必可更進一步瞭解彼此之相關影響權重。
2. 本研究的模擬採用 FLAC 有限差分軟體作為工具，有限差分法在運算上岩塊與基質元素間有共用的節點，彼此無法產生相對移動，故屬於連體力學的範疇，但實際的試體岩塊與基質間並非緊緊相連，有可能可產生相對滑動，應

屬於非連體的行為，必要時可考慮加入介面元素(interface element)。

3. 由於併構崩積土組成的岩塊與基質的組構條件複雜，要包含所有完整的定性或定量因子加以討論十分困難。本研究以三維之模擬因模擬之時間過長僅就岩塊體積比、傾角等兩大因素模擬試體以討論其影響趨勢。但其影響因素之多如：岩塊之形狀、岩塊數量、岩塊大小等皆為其影響之因素，但現階段討論未必能將全部情況一一討論之，若能延續此研究沒有全盤考慮到之狀況，勢必較有可能對類似梨山地滑區的併構崩積土之力學行為作定量的參數描述。
4. 由於虛擬力學試驗的目的是為了彌補取樣困難與試體不足的缺點，欲藉真實之併構崩積土用以驗證虛擬力學試驗於實務上有其困難。將來或可用重模人造試體製作類似岩塊與基質組合之複合性材料進而比較其差異性，以力學試驗作為佐證，將可令虛擬力學試驗之驗證較為完整。

參考文獻

1. 工業技術研究院能源與資源研究所，”梨山地區地層滑動調查與整治方案規劃總報告(本文)”，台灣省政府農林廳水土保持局，1993。
2. 方世杰，“中橫公路崩積土坡地力學特性之初步研究”，國立中興大學土木工程研究所碩士論文，民國七十九年。
3. 何春蓀，”台灣地質概論台灣地質圖說明”增訂第二版，經濟部中央地質調查所出版，1986。
4. 吳偉豪，”橫向等向性併構岩之製作與力學性質”，國立中央大學土木工程學研究所，碩士論文，2006。
5. 洪如江，”土工技術在台灣山崩中應用”，邊坡穩定與坍方研討會，民國 68 年，第 147~172 頁。
6. 唐禎國，「崩積層之的地形特徵與崩積層的行成- 以梨山崩坍地為例」，交通大學，碩士論文，2007
7. 富國技術工程股份有限公司，“八十八年度坡地災害整治計畫 - 監測系統分析與應用-委託技術服務”，行政院農業委員會水土保持局第二工程所，民國九十年二月。
8. 徐鐵良，“地質與工程”，中國工程師協會，2000 年 3 月。
9. 許靖華，「混成岩與台灣之混成岩構造」，中國地質學會會刊，第 31141 卷，第二期，第 87-92 頁，1988。

10. 黃信璋，”中橫公路沉泥質黏土層動態特性之初步研究”，國立中興大學土木工程研究所碩士論文，民國八十年。
11. 黃玉麟，「崩積地層的組成及形成機制-以梨山地區為例」，國立交通大學，碩士論文，2006。
12. 張家銓，「分離元素法於擬脆性岩材微觀破裂機制之初探」，國立台北科技大學，碩士論文，2007。
13. 董家鈞、楊賢德，”崩基層之分類與工程特性研究”水土保持研究，第八卷第1期，2001。
14. 楊東賢，“風化作用對中橫公路板岩強度影響之研究”，國立中興大學土木工程研究所碩士論文，民國七十九年。
15. 劉啟鋒，”中橫公路崩積土坡地穩定性之研究”，國立中興大學土木工程研究所，碩士論文，1990。
16. 劉勝華，”梨山崩積層內軟弱材料之力學行為”，國立交通大學土木工程研究所，碩士論文，2007。
17. 蔡文傑，「巨觀等向性混成岩製作表面影像與力學性質」，國立中央大學土木工程研究所，碩士論文，2003。
18. 賴忠良，「滑移型崩積層材料分類及其力學模式-以梨山地滑區為例」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論文，2006。
19. 謝孟修，「崩積層之類併構岩材料力學行為與模式-以梨山地滑區為例」，國

立交通大學土木工程研究所，碩士論文，2007。

20. 羅文驤，「梨山崩積層中類併構岩（板岩夾黏土）之力學行為」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論文，2007。

21. 交通部觀光局參山國家風景區管理處梨山風景區網站

http://www.trimt-nsa.gov.tw/Li/li_home.html

22. Lindquist, E. S., “The strength and deformation properties of mélange,” Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 1994.

23. Lindquist, E. S., “The mechanical properties of a physical model mélange,” 7th International IAEG Congress, Lisbon, Portugal, pp.819-850, 1994.

24. Lindquist, E. S., and Goodman, R. E., “Strength and deformation properties of a physical model mélange,” Proceedings of the 1st North American Rock Mechanics Symposium, Texas, USA, pp. 843-850, 1994.

25. Medley, E. W., “The Engineering characterization of melanges and similar block-in-matrix rock (bimrock),” Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 1994.

26. Medley, E. W., “Using stereological method to estimate the volumetric proportions of blocks in melanges and similar block in matrix rock (bimrocks),” 7th International IAEG Congress, Lisboa, Portugal, pp.1031-1040, 1994.

27. Medly, E. W., Goodman, R. E., “Estimating the block volumetric proportions of mélanges and similar block-in-matrix rocks (bimrock) (bimrocks),” Proceedings of the 1st North American Rock Mechanics Symposium, Texas, American, pp.851-858, 1994.

28. Medley, E.W. Estimating block size distributions of melanges and similar

- block-in-matrix rocks(bimrocks). 5th North American Rock Mechanics Symposium. Toronto, Canada: pp.599-606, 2002.
29. Medley, E.W. Orderly Characterization of Chaotic Franciscan Melanges. Feldsbau, J. of Engineering Geology, Geomechanics and Tunnelling. 19, pp.20-33, 2001.
30. Medley, E.W. Observation on Tortuous Failure Surface in Bimrock. Feldsbau, J. of Engineering Geology, Geomechanics and Tunnelling. 22 pp.35-43, 2004.
31. Medley, E.W. Characterization of Bimrock (Block/Soil Mixtures)With Application to Slope Stability Problem. Eurock 2004 & 53rd Geomechanics Colloquium Salzburg, 2004.
32. Medley, E.W.Engineering the Geological Chaos of Franciscan and Other Bimrocks. 42ND American Rock Mechanics Association.San Francisco,June 29~July 2,2008.
33. Varnes,D.J.,“Slope movement types and processes,”Landslides:Analysis and Control, National Acad. Sci., Trans. Res. Board, Special Report 176,Washington, DC.11-13, 1978.
34. Wakabayashi j., “Franciscan complex,California:Problems in recognition of mélanges,and the gap between research knowledge and professional practice,”42ND American Rock Mechanics Association.San Francisco,June 29~July 2,2008.