

國立臺灣大學工學院土木工程學系

碩士論文

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Taiwan University

Master Thesis



蜂巢格網圍束效應之數值分析

Numerical Analysis on Confinement Effect
of Geocells

王得安

Te-An Wang

指導教授：陳榮河 博士

Advisor : Rong-Her Chen, Ph.D

中華民國 102 年 6 月

June 2013

國立臺灣大學碩士學位論文 口試委員會審定書

蜂巢格網圍束效應之數值分析 Numerical Analysis on Confinement Effect of Geocells

本論文係王得安君（R00521125）在國立臺灣大學土木工程學系碩士班完成之碩士學位論文，於民國 102 年 06 月 17 日承下列考試委員審查通過及口試及格，特此證明

口試委員：

陳 榮 河

（指導教授）

林 三 賢

洪 勇 善

陳榮河

林三賢

洪勇善

系主任

呂 良 正

呂良正

（簽名）



誌謝

呼~終於了解在完成3萬4千多字的論文後，還要擠出有邏輯的文章是件艱難的事!但是這兩年來，承蒙很多老師的恩惠及同學的幫忙，點滴在心卻只有這麼短的篇幅可表示謝意，省略此文實在很不應該。

首先，十分感謝恩師 陳榮河教授這兩年來循循善誘、耐心地指導，將我原本拗口、不知所云的論文修改至井然有序，口試時也對容易慌張的我多加扶持，僅此致上最深的謝意!感謝口試委員台灣海洋大學 林三賢老師與淡江大學 洪勇善老師對論文的匡正，並賜與許多寶貴的建議，使本文內容可以更完善。還要感謝美國科羅拉多大學來台的客座教授 吳宗欣老師，謝謝您總是及時地回覆我堆積如山的問題，也帶領我如何有條理地思考問題、尋找解決辦法，直到現在還幫我煩惱就業問題.....對老師有道不盡的感謝!另外，感謝熱心的台灣大學 葛宇甯老師，謝謝您總是傾聽我們幾個小屁孩的心聲、陪著我解決軟體使用上的困惑。

另外，特別感謝土力實驗室的周英豪先生，教導我實驗。謝謝神人玉峰學長給我很多研究上的靈感，謝謝學弟妹:瑋庭、峻霆和明弘，總是在特別的節日給我們小驚喜，你們真的好貼心、好可愛，碩二加油啦!還有數學小神童歐肥，謝謝你多次幫忙我這個數學白癡!

兩年有笑有淚(累?)的生活，使這段記憶更加真實。最感心(台語)的莫過於 RHCT夥伴一童自裕，謝謝你不離不棄地陪我走過很多煎熬，雖然我們常激烈的爭論研究上的歧見，有時覺得你很番不想再理你，放你自生自滅，可是往往最後是我自己快要自生自滅地求助於你。感謝你大人不計小人過，不與我計較。沒有你，除了研究會難產，生活所遭遇的困境可能已讓我放棄。

最後，最感謝辛苦栽培我的爸媽，謝謝你們犧牲自己成全我的追求。而且為了讓遠在台北、無法回家的我能感受到溫暖，常漏夜從高雄搭客運上台北。希望自己能快點賺錢讓你們享清福。感謝老天爺給我機會來台大，安排我遇到這麼多貴人。謝謝您們各位豐富我的人生!



摘要

蜂巢格網於國內外應用的案例雖然不少，但關於其對整體土壤加勁效果的影響仍未盡了解，此皆肇因於蜂巢格網不易於實驗室進行試驗，因此設計分析此類型的加勁結構時，如何適切地選取力學參數讓人困惑。

本研究使用有限元素軟體 PLAXIS 分析蜂巢格網的加勁行為。首先，以蜂巢格網加勁砂土試體之三軸壓縮試驗結果為依據，針對土壤參數、加勁材參數與邊界條件設置等進行驗證與比對，藉以驗證數值模式的正確性。而後針對格室尺寸、形狀，以及格室外圍是否有未加勁區等因素進行探討，並求得多格室與單格室之壓縮強度的關係。

在數值驗證上，了解蜂巢格網材料參數中接縫強度十分重要，未來於模擬或計算時都不應逕行忽略。而根據數值分析得到以下結論：格室直徑對加勁土壤的摩擦角影響不大，但與視凝聚力呈一乘幂關係，直徑越小視凝聚力越大；而格室不論原始形狀為何，受壓後皆會趨近圓柱形，所以格室形狀變形的難易會干擾加勁材張力的發揮，進而對視凝聚力造成影響。若形狀有角隅；如六角柱，則會使得加勁土壤的摩擦角提升。格室外圍有未加勁之砂土時，則可透過公式修正得到蜂巢格網加勁區的壓縮強度，避免設計時低估強度造成浪費。

最後利用固定格室尺寸並增加格室數量的方式，得到多格室結構之壓縮強度與單格室壓縮強度之倍數關係，且該關係會隨著格室的高徑比而改變。

關鍵字：蜂巢格網、圍束效應、數值分析、三軸壓縮試驗

Abstract

Geocells have been widely applied to geotechnical engineering, but their reinforcement effects are still not fully understood. Such difficulties are primary due to geocells not to be easily tested in laboratory. Thus, selecting appropriate parameters for designing geocell-reinforced structures remains a difficult task.

This study analyzed sand reinforced with geocells by the finite element software PLAXIS. In the beginning, verification of the numerical model was based on the triaxial compression test results of geocell-reinforced sand samples, with material parameters, boundary conditions, and strength parameters appropriately selected. After that, the numerical model was used to investigate the effects of size and shape of geocell as well as the effect of soil surrounding the geocells. Furthermore, the relationship of the compressive strength between multiple cells and single cell was found.

From the verification of the numerical model, it has also been found that the elastic modulus of the seam strengths of cell junction is very important. The analytical results show that the apparent cohesion of reinforced soil is closely related to the diameter of geocell; the cell with smaller diameter induces more apparent cohesion. Nevertheless, the friction angle of reinforced soil seems to be insignificantly affected. In addition, geocell under triaxial compression tends to become cylindrical shape, irrespective of its original shape. The deformation of geocell therefore has effect on the development of the tensile strength of the reinforcement, e.g., hexagonal packs showed the highest friction angle since their shape has many corners. Further, if there is soil surrounding cells, the compression strength of the sample can be obtained through the proposed modification equation. Finally, the relationship between the strengths of multiple cells and single cell was obtained, and it was found to be dependent on the aspect ratio of the geocell.

Keywords : geocells, confining effect, numerical analysis, compression test

目錄



誌謝.....	I
摘要.....	II
Abstract.....	III
目錄.....	IV
表目錄.....	VI
圖目錄.....	VII
符號說明.....	XI
第一章 緒論.....	1
1.1 前言.....	1
1.2 研究動機與目的.....	1
1.3 研究方法.....	2
1.4 研究內容.....	2
第二章 文獻回顧.....	6
2.1 加勁土壤.....	6
2.1.1 加勁原理.....	6
2.1.2 加勁土壤之優點.....	6
2.2 蜂巢格網之應用.....	7
2.2.1 簡介.....	7
2.2.2 特性.....	8
2.2.3 各項應用.....	8
2.3 蜂巢格網之室內實驗.....	9
2.3.1 三軸壓縮試驗.....	9
2.3.2 無圍壓縮試驗.....	12
2.3.3 環向加壓試驗.....	13
2.4 蜂巢格網加勁路基之研究.....	13
2.4.1 蜂巢格網承載力和耐用性之重要影響因子.....	13
2.4.2 加勁後之承載比.....	14
2.4.3 地盤反力係數.....	14
2.4.4 靜態載重試驗.....	15
2.4.5 APT(Accelerated pavement testing).....	15
2.4.6 蜂巢格網加勁之數值分析.....	16
2.5 研究方向.....	16
第三章 數值模型介紹與建構.....	34
3.1 軟體簡介.....	34
3.1.1 土壤材料性質的模擬.....	34
3.1.2 PLAXIS 內建結構元素.....	38

3.2	數值模型之建立	39
3.2.1	土壤元素	39
3.2.2	蜂巢格網	42
3.2.3	土壤與蜂巢格網之界面	43
3.3	未加勁與蜂巢格網加勁之三軸儀模型建構	44
第四章	數值模擬驗證	59
4.1	數值分析之驗證	59
4.1.1	應力應變曲線與應力路徑圖	59
4.1.2	體積應變曲線	61
4.2	蜂巢格網影響因子探討	62
4.2.1	格室直徑之影響	62
4.2.2	格網外圍砂土之影響	63
4.2.3	格室形狀之影響	64
4.2.4	蜂巢格網格數效益	65
第五章	討論與分析	98
5.1	單格加勁砂土三軸壓縮模擬結果與討論	98
5.1.1	格室直徑之影響	98
5.1.2	格網外圍砂之影響	100
5.1.3	格室形狀之影響	101
5.2	多格效益	102
5.2.1	代表性之格數	102
5.2.2	土壤應力與位移分布	103
5.2.3	加勁材張力分布	103
5.2.4	單元高徑比之影響	103
第六章	結論	116
	參考文獻	117
	附錄 A....	122
	附錄 B 論文口試紀錄.....	123
	作者簡歷	127

表目錄

表 2.1 格室尺寸(Rajagopal <i>et al.</i> , 1999)	18
表 2.2 圍束效應理論計算結果(Rajagopal <i>et al.</i> , 1999)	18
表 2.3 格室尺寸(Wesseloo <i>et al.</i> , 2009)	19
表 3.1 土壤模擬材料輸入參數(整理自黃渝紋, 2012).....	46
表 3.2 試驗採用之蜂巢格網材料參數(整理自黃渝紋, 2012).....	47
表 3.3 現地採用之蜂巢格網材料參數(整理自沈哲緯, 2005).....	47
表 3.4 石英砂乾單位重	48
表 4.1 數值模型尺寸表	66
表 4.2 實驗與模型驗證之剪力強度參數	66
表 4.3 不同格室直徑下的剪力強度參數	67
表 4.4 蜂巢格網外之砂土對剪力強度參數的影響	67
表 4.5 蜂巢格網形狀對剪力強度參數之影響	67
表 5.1 各圍壓下之徑向應變與加勁材平均張力	104
表 5.2 模擬與面積修正計算對照	104
表 5.3 模擬與直徑修正計算對照	104
表 5.4 不同格室形狀之周長與加勁材平均張力	105
表 5.5 不同格室形狀之割線模數比較	105
表 5.6 各格數之軸差應力	106
表 5.7 不同高徑比之加勁材平均張力	106

圖目錄

圖 1.1 蜂巢格網收縮及展開示意圖(重繪自 Koerner, 1997)	4
圖 1.2 研究內容流程圖	5
圖 2.1 加勁土壤之外視凝聚力增加現象(重繪自 Bathurst and Karpurapu, 1993)	20
圖 2.2 蜂巢格網應用於軟弱地盤加勁(摘自 Presto 公司網站)	20
圖 2.3 蜂巢格網應用於低水護岸整治(輔彬實業, 宜蘭河整治)	21
圖 2.4 蜂巢格網應用於溝渠引道保護(摘自 PRS 公司網站)	21
圖 2.5 蜂巢格網堆疊式加勁擋土牆(摘自 PRS 公司網站)	22
圖 2.6 蜂巢格網格數不同之三軸儀試驗(Rajagopal, 1999)	22
圖 2.7 蜂巢格網三軸儀試驗(沈哲緯, 2005)	23
圖 2.8 三軸試體(黃渝紋, 2012)	23
圖 2.9 蜂巢格網三軸儀試體配置(黃渝紋, 2012)	24
圖 2.10 大型無圍壓縮試驗配置(Bathurst, 1994)	24
圖 2.11 蜂巢格網無圍壓縮試驗(Wesseloo, 2009)	25
圖 2.12 單壓試驗結果(Wesseloo, 2009)	25
圖 2.13 試驗配置圖(Pokharel, 2010)	26
圖 2.14 壓力與沉陷量之關係(Pokharel, 2010)	26
圖 2.15 環向加壓試驗配置圖(Emersleben, 2009)	27
圖 2.16 應力應變與格室數量圖(Emersleben, 2009)	27
圖 2.17 土壤中水平壓力分布圖(Emersleben, 2009)	28
圖 2.18 蜂巢格網加勁道路之承載機制示意圖	28
圖 2.19 平鈹載重試驗儀配置示意圖(張家豪, 2004)	29
圖 2.20 平鈹載重試驗蜂巢格網破壞情形(張家豪, 2004)	29
圖 2.21 平鈹載重試驗儀配置示意圖(Meyer and Emersleben, 2009)	30
圖 2.22 現地試驗施作照片 (Meyer and Emersleben, 2009)	30
圖 2.23 基底層垂直應力分布(Meyer and Emersleben, 2009)	31
圖 2.24 APT 試驗配置圖(Yang et al., 2012)	32
圖 2.25 APT 各區配置圖(Yang et al., 2012)	32
圖 2.26 路堤數值模型示意圖(Latha and Rajagopal, 2007)	33
圖 2.27 路堤淨高關係圖(Latha and Rajagopal, 2007)	33
圖 3.1 各模式與真實土壤行為示意圖	49
圖 3.2 土工格網的應用	50
圖 3.3 土工格網單元上節點和應力點位置示意圖	50
圖 3.4 砂土相對密度 55% 之應力應變曲線(黃渝紋, 2012)	51
圖 3.5 不同圍壓對應之加載勁度 E_{50}^{ref} (整理自黃渝紋, 2012)	51
圖 3.6 砂土相對密度 55% 之應力路徑(重繪自黃渝紋, 2012)	52
圖 3.7 波松比、剪脹角與截斷剪脹示意圖	52

圖 3.8 砂土相對密度 55%之體積應變曲線(黃渝紋，2012)	53
圖 3.9 試驗用之蜂巢格網張力試驗(黃渝紋，2012).....	53
圖 3.10 蜂巢格網材料抗張強度-應變曲線(整理自黃渝紋，2012)	54
圖 3.11 蜂巢格網接縫強度-應變曲線(整理自黃渝紋，2012)	54
圖 3.12 蜂巢格網材料抗張強度-應變曲線(沈哲緯，2005)	55
圖 3.13 蜂巢格網接縫強度-應變曲線(沈哲緯，2005)	55
圖 3.14 砂土粒徑分布曲線	56
圖 3.15 直剪試驗儀	56
圖 3.16 界面摩擦試驗之加勁材	57
圖 3.17 浸潤砂與加勁材界面摩擦試驗結果(砂土相對密度 55%)	57
圖 3.18 試體數值模型	58
圖 3.19 二維模型建構步驟	58
圖 4.1 數值模型邊界條件示意圖	68
圖 4.2 各模型尺寸示意圖一	68
圖 4.3 模型代號示意圖二	69
圖 4.4 選取位移-作用力輸出節點	69
圖 4.5 砂土模型驗證之應力應變圖	70
圖 4.6 砂土模型驗證之應力路徑圖	70
圖 4.7 SC1(15)_EA=Jt 模型驗證之應力應變圖	71
圖 4.8 SC1(15)_EA=Jp 模型驗證之應力應變圖	71
圖 4.9 SC1(15)模型驗證之應力路徑圖	72
圖 4.10 蜂巢格網因接縫剝脫導致圍束效應損失	72
圖 4.11 加勁與砂土模型驗證之應力應變圖(圍壓 100kPa).....	73
圖 4.12 體積應變計算範例	73
圖 4.13 砂土模型驗證之體積應變圖	74
圖 4.14 各直徑之應力應變圖(圍壓 50 kPa).....	74
圖 4.15 各直徑之應力應變圖(圍壓 100 kPa).....	75
圖 4.16 各直徑之應力應變圖(圍壓 200 kPa).....	75
圖 4.17 各直徑之應力路徑圖	76
圖 4.18 不同格室直徑之水平有效應力 σ'_{xx} 分布圖(圍壓 50 kPa).....	76
圖 4.19 未加勁砂土之水平有效應力 σ'_{xx} 分布圖(圍壓 50 kPa).....	77
圖 4.20 不同格室直徑之剪應力 τ_{max} 分布圖(圍壓 50 kPa).....	77
圖 4.21 未加勁砂土之剪應力 τ_{max} 分布圖(圍壓 50 kPa).....	78
圖 4.22 不同格室直徑之水平向位移 U_x 分布圖(圍壓 50 kPa).....	78
圖 4.23 未加勁砂土之水平向位移 U_x 分布圖(圍壓 50 kPa).....	79
圖 4.24 不同格室直徑之剪應變 γ_s 分布圖(圍壓 50 kPa).....	79
圖 4.25 未加勁砂土之剪應變 γ_s 分布圖(圍壓 50 kPa).....	80
圖 4.26 格網外有無砂土之應力應變圖(圍壓 50 kPa).....	80

圖 4.27 格網外有無砂土之應力應變圖(圍壓 100 kPa).....	81
圖 4.28 格網外有無砂土之應力應變圖(圍壓 200 kPa).....	81
圖 4.29 格網外有無砂土之應力路徑圖	82
圖 4.30 格網外有無砂土之水平有效應力 σ'_{xx} 分布圖(圍壓 50 kPa).....	82
圖 4.31 格網外有無砂土剪應力 τ_{max} 分布圖(圍壓 50 kPa).....	83
圖 4.32 格網外有無砂土之水平向位移 U_x 分布圖(圍壓 50 kPa).....	83
圖 4.33 格網外有無砂土之剪應變 γ_s 分布圖(圍壓 50 kPa)	84
圖 4.34 SC1(6)蜂巢格網環向張力 N_z 分布圖	84
圖 4.35 SC1(6)*蜂巢格網環向張力 N_z 分布圖	85
圖 4.36 不同形狀之應力應變圖(圍壓 50 kPa).....	85
圖 4.37 不同形狀之應力應變圖(圍壓 100 kPa).....	86
圖 4.38 不同形狀之應力應變圖(圍壓 200 kPa).....	86
圖 4.39 不同形狀之應力路徑圖	87
圖 4.40 軸向應變 15% 時，放大 1.5 倍變形圖	87
圖 4.41 模型各切面方向示意圖	88
圖 4.42 各形狀之有效應力 σ'_{xx} 分布圖(CC*切面)	88
圖 4.43 各形狀之有效應力 σ'_{yy} 分布圖(CC*切面)	89
圖 4.44 各形狀之剪應力 τ_{max} 分布圖(AA*切面)	89
圖 4.45 各形狀之剪應力 τ_{max} 分布圖(BB*切面).....	90
圖 4.46 各形狀之剪應變 γ_s 分布圖(AA*切面)	90
圖 4.47 各形狀之剪應變 γ_s 分布圖(BB*切面).....	91
圖 4.48 蜂巢格網張力與形狀之關係	91
圖 4.49 格室數量配置圖(每格之等效直徑：20cm).....	92
圖 4.50 模型受力示意圖	92
圖 4.51 CC*切面有效應力 σ'_{xx} 分布圖(高徑比 2.0)	93
圖 4.52 CC*切面有效應力 σ'_{xx} 分布圖(高徑比 2.0)	93
圖 4.53 CC*切面有效應力 σ'_{xx} 分布圖(高徑比 2.0)	94
圖 4.54 CC*切面有效應力 σ'_{xx} 分布圖(高徑比 2.0)	94
圖 4.55 CC*切面有效應力 σ'_{xx} 分布圖(高徑比 1.0)	95
圖 4.56 CC*切面有效應力 σ'_{xx} 分布圖(高徑比 1.0)	95
圖 4.57 CC*切面有效應力 σ'_{xx} 分布圖(高徑比 1.0)	96
圖 4.58 CC*切面有效應力 σ'_{xx} 分布圖(高徑比 1.0)	96
圖 4.59 不同高徑比之應力應變圖(格室數量：1 格).....	97
圖 4.60 不同高徑比之應力應變圖(格室數量：469 格).....	97
圖 5.1 格室直徑與視凝聚力之關係	107
圖 5.2 加勁礫石柱(Wu et al., 2009)	107
圖 5.3 莫爾圓比較(Wu 等人理論).....	108
圖 5.4 莫爾圓比較(環向張力理論).....	109

圖 5.5 周長與格網張力之關係	110
圖 5.6 格數增加示意圖	110
圖 5.7 格室數量與尖峰軸差應力對應圖	111
圖 5.8 AA*切面內部有效應力 σ'_{xx} 分布圖(格數：1)	111
圖 5.9 AA*切面內部有效應力 σ'_{xx} 分布圖(格數：469)	112
圖 5.10 BB*切面內部有效應力 σ'_{yy} 分布圖(格數：1)	112
圖 5.11 BB*切面內部有效應力 σ'_{yy} 分布圖(格數：469)	113
圖 5.12 AA*切面水平向位移 U_x 分布圖(格數：1)	113
圖 5.13 AA*切面水平向位移 U_x 分布圖(格數：469)	114
圖 5.14 單格時加勁材環向張力 N_z 分布	114
圖 5.15 469 格時加勁材張力 N_z 分布(最內層)	115
圖 5.16 469 格時加勁材張力 N_z 分布(最外層)	115
圖 A.1 剪力環圈校正曲線	122

符號說明

符號	單位	定義
A	m^2	基礎面積
A_r	m^2	蜂巢格網圍束面積
A_{total}	m^2	試體總面積
a_l	m	試體破壞時的半徑
C_d		曲率係數
C_u		均勻係數
c_i	kPa	界面視凝聚力
c_r	kPa	視凝聚力
D_c	m	軸向應變 ε_a 時之直徑
D_r		相對密度
d	m	試體原始直徑
d_e	m	等效圓之直徑
d_g	m	蜂巢格網直徑
d_T	m	試體直徑
d_{10}	mm	有效粒徑
d_{50}	mm	中值粒徑
EA	kN/m	加勁材彈性勁度
E_{oed}	kPa	單向度壓密勁度
E_{ur}	kPa	反覆荷載勁度
E_{ur}^{ref}	kPa	當有效圍壓應力為 p^{ref} 時，其應力應變關係中的 E_{ur}
E_{oed}^{ref}	kPa	當有效圍壓應力為 p^{ref} 時，其應力應變關係中的 E_{oed}
E_{50}	kPa	加載勁度
E_{50}^{ref}	kPa	當有效圍壓應力為 p^{ref} 時，其應力應變關係中的 E_{50}
e_{init}		初始孔隙比
e_{max}		最大孔隙比
e_{min}		最小孔隙比
F	kN/m	加勁材單位寬度軸向力
H	m	模型或試體原始高度
J_i	kN/m	加勁材初始抗張模數
J_m	kN/m	薄膜材料之割線模數
$J_{5\%}$	kN/m	加勁材割線抗張模數
K_P		Rankine 被動土壓力係數



k	kN/m^3	地盤反力係數
k_p	kN/m^3	試驗所得之地盤反力係數
M	kPa	薄膜材料之割線模數
m		多格對單格之視凝聚力的比值
m		幕次方
N_z	kN/m	加勁材之張力
n		格室數量
p'	kPa	平均正向應力
p^{ref}	kPa	PLAXIS 程式之使用者指定的有效圍壓
q	kPa	軸向應力、PLAXIS 程式中的軸差應力
q'	kPa	平均剪應力
q_a	kPa	應力應變雙曲線的漸進線所對應的應力值
q_f	kPa	土體或試體達到破壞時之應力值
q_r	kPa	加勁路基之極限承载力
q_{ur}	kPa	未加勁路基之極限承载力
R_{inter}		界面係數
T_f	kN/m	加勁材之平均張力
T_{max}	kN/m	加勁材最大張力強度
U_x	m	X 方向位移
u_y	m	Y 方向位移
V	m^3	體積
Δ	m	受靜力作用下的變形量
$\Delta l / l$		加勁材單位寬度軸向應變
$\Delta\sigma$	kPa	軸差應力
$\Delta\sigma_3$	kPa	圍束力增量
ΔV	m^3	體積變化量
δ_{inter}		虛擬厚度因子
ε_a		軸向應變
ε_c		環向應變
ε_f		加勁材破壞時之張應變
ε_v		體積應變
ε_x		X 方向應變
ε_y		Y 方向應變
ε_z		Z 方向應變
ε_l		$q_f/2$ 所對應的軸向應變量



ε_1^e		軸向彈性應變
ε_2^e 、 ε_3^e		側向彈性應變
ϕ	°	摩擦角
ϕ_i	°	界面摩擦角
ϕ_p	°	尖峰摩擦角
ϕ_{soil}	°	土壤摩擦角
$\gamma_{d,max}$	kN/m ³	最大乾單位重
$\gamma_{d,min}$	kN/m ³	最小乾單位重
γ_s		等值剪應變
γ_{13}		剪應變
ν_{ur}		波松比
ψ_{max}	°	最大剪脹角
σ_1	kPa	最大主應力
σ_3	kPa	最小主應力或圍壓
σ_n	kPa	正向應力
σ_s	kPa	作用於試體的總圍壓
σ'_{xx}	kPa	X 方向有效應力，壓力為負值
σ'_{yy}	kPa	Y 方向有效應力，壓力為負值
τ_{max}	kPa	最大剪應力

第一章 緒論



1.1 前言

地工合成材於大地工程上的應用相當廣泛，包括擋土牆、橋台、陡坡、路堤基礎及道路路基等工程。以加勁結構而言，其不僅可縮短工期、減少經費、容許較大的變形及差異沉陷，也具有環境綠化之優點。蜂巢格網即是地工合成材的一種型式，係以高密度聚乙烯(HDPE)或聚丙烯(PP)片版，經由超音波熔接節點而成三維立體結構(如圖1.1所示)，具有抗化學性、耐酸鹼、輕便易攜帶、施工快速、成本低廉及安全性佳等優點。

蜂巢格網的發展，早期是Webster(1979)於美國陸軍工兵署密西西比州水道實驗站(Waterways Experiment Station)從事此項研究。最初的試驗是將塑膠管併排組合插入疏鬆土層中，形成連續格室構成之路面，並且讓此路面與另一疏鬆砂土路面同時由8噸卡車於其上輾壓，而後比較車轍深度。由試驗結果顯示，利用此加勁系統發揮的束制力可減少砂土的側向位移，進而有效減少車轍甚多。Webster提出蜂巢格網加勁路基之觀念後，其良好之加勁效果才受到世人矚目。1990年波斯灣戰爭，美軍即採用此項產品鋪設於沙灘，使得重型武器、車輛能順利搶灘成功，這也使蜂巢格網正式展現於世人眼前。

1.2 研究動機與目的

若欲了解蜂巢格網對現地整體承載力之提升，除了進行現地試驗外，將蜂巢格網單格放入實驗室中進行三軸壓縮或單壓試驗是較經濟的方式，但是，對於單格與多格關係之連結，礙於儀器限制，無法知道結構整體的強度。過去對蜂巢格網的數值分析，都以假設參數針對路堤路基加勁，或以試驗對不同格室及內填土材料，研究對地表沉陷量的影響，缺乏相關實驗或監測資料以茲佐證，因此，對工程設計時的幫助有限。

本研究使用有限元素程式(PLAXIS)，針對蜂巢格網進行數值模擬，並且依據現地狀況建立多格與單格間整體強度提升的關係，冀望模擬所得之結果，可回饋作為未來現地蜂巢格網強度設計之依據。



1.3 研究方法

研究中首先採用黃渝紋(2012)的實驗結果進行數值參數驗證，由此獲取適當的土壤和加勁材參數。驗證完成後，接著探究格室尺寸對視凝聚力影響，此外，再將模型改為現地尺寸和形狀，並且以現地常用材料之參數進行模擬，探討蜂巢格網格室數量和高徑比兩項變因對整體抗剪強度的影響。研究步驟如下：

- (1) 進行土壤與加勁材參數之驗證。
- (2) 改變單格試體之模式，探討試體外有無未圍束土壤對整體視凝聚力之影響。
- (3) 改變蜂巢格網格室形狀和尺寸，探討這兩項因素對壓縮強度之影響。
- (4) 增加六角形蜂巢格網之數量，建立格數對整體壓縮強度的提升關係。
- (5) 針對高徑比，固定六角形格室直徑，改變格室高度。
- (6) 對本研究成果歸納結論，並提出建議。

1.4 研究內容

本研究流程圖如圖1.2所示，全文共分為六章，內容分述如下。

第一章 緒論-說明研究動機、目的、方法與內容。

第二章 文獻回顧-簡介加勁理論、蜂巢格網加勁土之相關試驗及應用等相關研究。

第三章 數值模型介紹與參數求取-簡介前人使用三軸儀壓縮試探討論蜂巢格網圍束效應之過程與結果，並介紹本研究所採用的數值分析模式，以及材料參數之求取。

第四章 數值模擬驗證與結果-針對數值模擬結果進行討論，包括土壤參數

驗證、蜂巢格網材料參數選用的適用性、土壤之應力應變之變化。

第五章 綜合討論-針對格室直徑、形狀、格網外有砂土及高徑比進行探討，並

將模擬結果歸納出加勁土之力學特性，並與前人文獻進行比對。

第六章 結論-綜合本研究之分析成果作出結論。

。

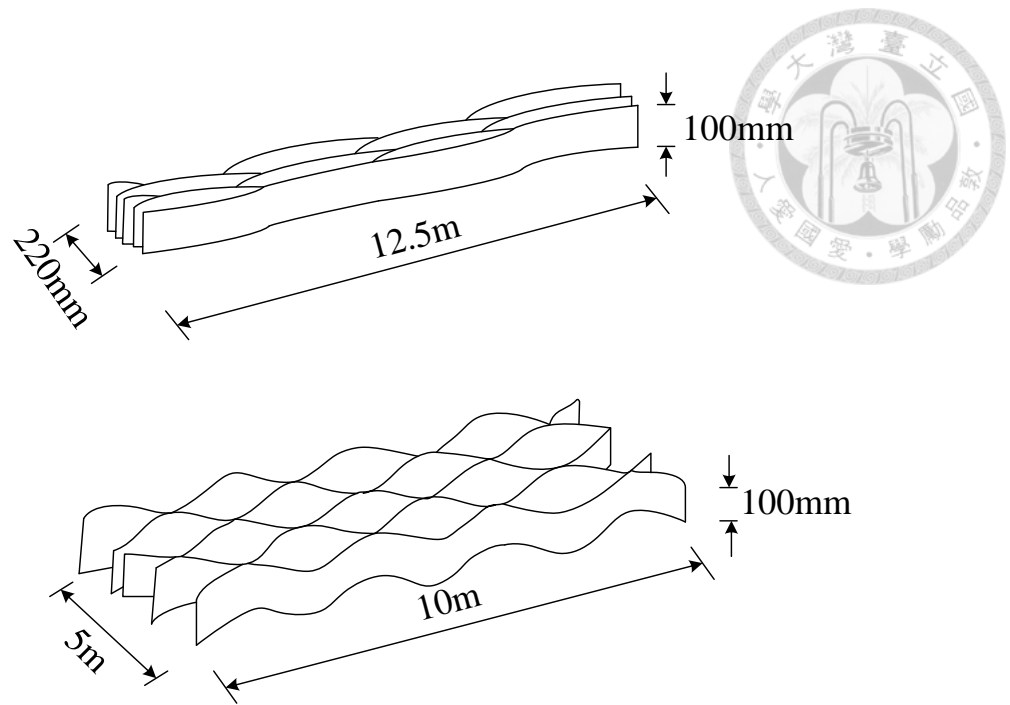


圖1.1 蜂巢格網收縮及展開示意圖(重繪自Koerner，1997)

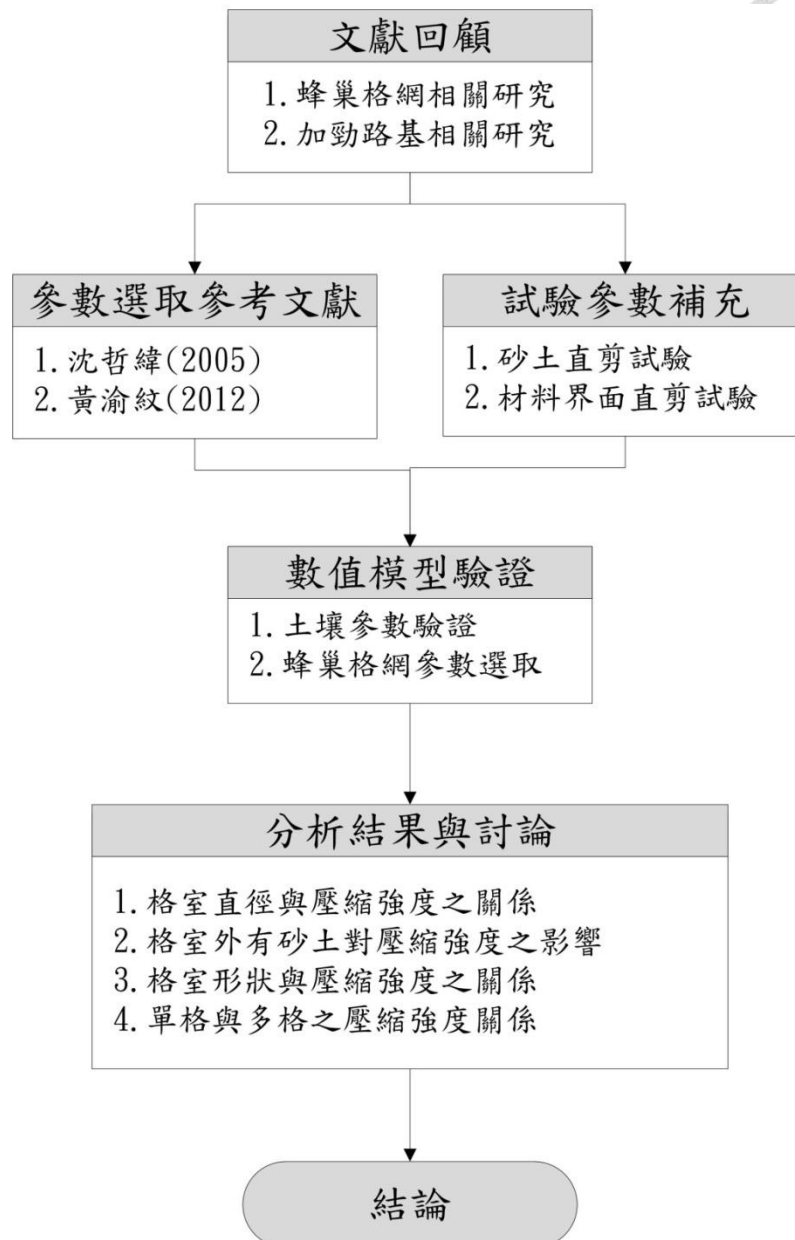


圖1.2 研究內容流程圖

第二章 文獻回顧



本章首先簡述加勁土壤之原理，再就收集國內外蜂巢格網與加勁路基之相關研究之重要文獻，進行回顧與探討，並加以總結後說明研究方向。

2.1 加勁土壤

2.1.1 加勁原理

當土壤受到垂直荷重作用時，隨著荷重增大，土壤會有垂直向下以及於側向產生變形，甚至造成承载力不足之破壞。法國工程師 Henri Vidal (1966)認為若於土壤中置入加勁材，可藉由土壤與加勁材間摩擦力之互制作用，有效地限制土體之側向變形，此類似於增加土體之有效圍壓，因而提高土壤的抗剪強度。此後，加勁土壤開始被工程界重視，各種不同工法因此陸續蓬勃發展。

加勁原理為增加土體之視凝聚力 c_r (apparent cohesion) 如圖2.1。無凝聚性的土壤經加勁材加勁後，因加勁材產生圍束效應而增加土體的剪力強度，使最小主應力 σ_3 增加了額外的應力增量 $\Delta\sigma_3$ ，因而使最大主應力提高至 σ_{1r} ，故加勁後之莫爾圓增大，破壞包絡線提高，其截距即為視凝聚力 c_r 。加勁土壤強度主要來源為外視凝聚力之增加，加勁後摩擦角 ϕ_r 改變不大。

2.1.2 加勁土壤之優點

(1) 加勁功效

加勁材與土壤間之互制作用，不僅具有增加土體抗剪強度之優點，更能達到土體穩定之機制。

(2) 柔性

加勁土壤結構相較於剛性之混凝土結構等為一柔性結構物，在垂直與水平方向均有容忍較大變形量與差異沉陷之特性，也具有吸能及耐震之功能。

(3) 施工簡單快速

加勁土壤結構施工時無需特殊之機具與技術，施工程序簡單。



(4) 經濟性

加勁土壤結構較傳統RC結構經濟，加勁擋土牆高度大於5 m時，經濟性更佳。

(5) 施工用地少(即是減少路權取得)

施工時所需的運作空間較少，可有效減少土壤需求。

(6) 具美觀及生態意念

配合植生，可具多樣性與景觀和諧性，對環境衝擊較少。

2.2 蜂巢格網之應用

2.2.1 簡介

土工蜂巢格網(geocell)製造材料大致可分高密度聚乙烯(HDPE)、聚乙烯(PE)、聚酯(PET)之聚合物製造而成，含碳黑成分，可有效抵抗紫外線造成的脆化現象，依照CNS 14277之定義如下：

「由多層塑膠，沿垂直平面方向以等距離熔接方式成型之多層結構產品，展開後呈規則性連續開孔之格框單元所組成之平面結構。」

蜂巢格網之發展，早期是由美國陸軍工兵署的密西西比州水道實驗站(Waterways Experiment Station, U.S. Army Corps of Engineers)的Webster (1977)，從事此項研究工作。最初試驗是將塑膠管(格室直徑6 in.，厚度8 in.)併排組合插入疏鬆土層中，形成連續格室構成之路面，以8噸卡車在此路面輾過5500次後，造成11 in.深之轍跡；另外在一段同樣長的疏鬆砂土路面鋪上14 in.厚的碎石，亦以8噸卡車從上面輾壓，經200次後，造成相同11 in.深的轍跡。此項試驗結果顯示，利用蜂巢格網系統固定砂土，造成相同深度車轍之改良程度甚多。

Webster (1981)提出以薄片塑膠材料連接而成的格室系統，可將其應用於軟弱地盤，利用格室的圍束能力減少回填料之側向位移，進而降低沉陷量，承載能力效果良好。1990年波斯灣戰爭，美軍便採用此項產品鋪設於沙灘，使得重型武器、車輛順利搶灘成功。



2.2.2 特性

蜂巢格網具有以下之優點及特性：

- (1) 抗化學性良好、具有耐酸功能。
- (2) 施工簡單快速，節省工時。
- (3) 所需的人工與機具較少，工程技術要求不高。
- (4) 施工便利性佳，能順應地形進行鋪設。
- (5) 內填材料可就地取材，減少由外地運送填方材料之工程成本，故整體工程造價較低廉。
- (6) 蜂巢格網收縮時體積小，容易搬運。
- (7) 蜂巢格網是在工廠以固定的生產流程所製造，品質穩定，材料可靠度高。
- (8) 蜂巢格網屬於柔性結構，可容許較大的變形量及沉陷量，亦能調節應力之分佈。
- (9) 蜂巢格網具良好排水能力，格室利於植生，兼具工程與生態性之特點。
- (10) 蜂巢格網能將土壤限制於格室中，除可增加承载力外，亦能減少土壤沖蝕現象。

2.2.3 各項應用

(1) 軟弱地盤加勁

蜂巢格網先平鋪於地表面，將其完全撐開，再以竹節鋼筋或連結桿錨碇於基礎土壤。錨碇工作完成後，便可進行回填土料。軟弱土層常因承载力不足，且產生過大沉陷，為解決此一問題，常應用蜂巢格網進行地盤加勁改良，如圖2.2所示。

(2) 護岸整治

蜂巢格網應用於低水護岸時，可鋪設植物纖維如椰纖毯等，有助於草種生長，使其具有抗沖蝕之能力與生態意念，如圖2.3所示。

(3) 溝渠引道保護

蜂巢格網加勁土壤結構應用於引水溝渠，可藉由蜂巢格網圍束功能，增加河岸土體穩定，使其具有抵抗河水沖刷之能力，如圖2.4所示。



(4) 加勁邊坡

加勁邊坡與加勁擋土牆觀念相似，主要以蜂巢格網加勁結構抑止不安定土體，防止其崩塌與滑動，如圖2.5所示。

2.3 蜂巢格網之室內實驗

本節將介紹前人研究蜂巢格網之相關實驗，如三軸儀試驗、無圍壓縮試驗及環向加壓試驗等。

2.3.1 三軸壓縮試驗

Bathurst and Karpurapu (1993)利用石英砂和石灰石之混合粒料進行蜂巢格網加勁土之三軸儀排水試驗(試體高200 mm，直徑200 mm)。研究結果顯示，蜂巢格網加勁使得無凝聚性砂土產生視凝聚力 c_r ，尖峰摩擦角則無明顯變化，如圖2.1。此外，蜂巢格網加勁之試體可有效抑制試體膨脹，並使剪力強度與軸向勁度提高，且應變硬化的現象明顯。

Rajagopal *et al.* (1999) 針對不同種類的地工織物作成不同格室數目的試體，進行飽和不排水三軸儀壓縮試驗，以探討複合材料試體之剪力強度。試體內填粒狀土壤，如圖2.6所示，格室尺寸如表2.1。研究指出，單一格室或多格室之接縫皆由試體最外部產生破壞，隨即才是內部接縫破壞。此外加勁使試體產生一視凝聚力，因而增加土壤強度，但對摩擦角影響不大，此與Bathurst and Karpurapu (1993)之結論相似；另外，格室數目增加可提高加勁效果，但當格室數增至四格時，效果較不明顯。

沈哲緯 (2005) 於高密度聚乙烯蜂巢格網內填入相對密度分別為40%、55%、70% 之砂土進行三軸儀試驗(圖2.7)，探討加勁土之力學特性並與未加勁試體進行比較。試驗結果顯示，加勁土應變軟化現象並不顯著，尖峰摩擦角隨內填砂土之相對密度增加而增加；視凝聚力隨相對密度增加更有急遽增加之趨勢，其關係式如(2.1)、(2.2)所示：

$$\phi_p = 15.5D_r + 34.4 \quad (2.1)$$



$$c_r = 72.48D_r + 48.09 \quad (2.2)$$

式中 ϕ_p ：尖峰摩擦角($^\circ$)

D_r ：相對密度(%)

c_r ：視凝聚力(kPa)

由彈性模數與體積模數結果顯示，加勁後可減少試體之垂直向及側向變形。另外，還發現加勁試體於接縫處皆有應力集中的現象，於高圍壓時，此現象會導致接縫破裂。

魏照榮(2009)將加勁材縫製成圓管狀包覆於砂柱試體外圍，進行靜態三軸儀試驗，探討加勁砂柱之效益，並分析其力學行為與試體尺寸的關係。研究結果顯示：三軸儀試體進行至軸向應變25%時，仍未達加勁材最大張力，即軸差應力持續上昇而無尖峰值。試體直徑越小，所發揮之視凝聚力越高，然而摩擦角並無明顯影響。

黃渝紋(2012)利用HDPE材料縫製蜂巢格網，改變格室形狀、格室尺寸以及格室數量進行三軸儀試驗(圖2.8、圖2.9)，探討加勁土之力學特性。試驗結果顯示，格室形狀為六角形時因角隅問題，造成摩擦角微升。當格室形狀為圓形時，視凝聚力與圍束總面積換算而得的等效圓直徑(d_e)成反比，可用(2.3)式表示，倘若格室為六角形，則此式需稍作修正，以(2.4)式表示。

$$c_r = 4.97/d_e \quad (2.3)$$

式中 d_e ：等效圓之直徑(m)

c_r ：視凝聚力(kPa)

$$c_r = 2.92/(d_e)^{0.78} \quad (2.4)$$

而當相同的格室，於增加格室數量時，對試體的摩擦角改變不大，但視凝聚力卻因加勁材張力無法完全發揮，而有下降的趨勢，可以(2.5)式預測其趨勢。

$$m = \frac{n}{1.016 \times n - 0.016} \quad (2.5)$$

式中 n ：格室數(格)

m ：多格對單格之視凝聚力的比值

Henkel 與 Gilbert(1952)利用彈性薄膜理論(elastic membrane theory)，計算飽和不排水三軸儀試驗因橡皮膜圍束所增加之應力增量，可以(2.6)式表示：

$$\Delta\sigma_3 = \frac{2M\varepsilon_c}{d} \times \frac{1}{(1-\varepsilon_a)} \quad (2.6)$$

式中 $\Delta\sigma_3$ ：圍束力增量(kPa)

M ：薄膜材料之割線模數(kPa)

d ：試體原始直徑(m)

ε_c ：環向應變(circumferential strain)

ε_a ：軸向應變(axial strain)

上式之 ε_c 計算，可藉由試體體積不變之幾何條件，推導出軸向應變與環向應變的關係如(2.7)所示：

$$\varepsilon_c = \sqrt{\frac{1-\varepsilon_v}{1-\varepsilon_a}} - 1 = \sqrt{\frac{1}{1-\varepsilon_a}} - 1 = \frac{1-\sqrt{1-\varepsilon_a}}{\sqrt{1-\varepsilon_a}} \quad (2.7)$$

以莫爾-庫倫破壞準則，假設加勁前後摩擦角不變，推導出外視凝聚力理論式，可以(2.8)式表示：

$$c_r = \frac{\Delta\sigma_3}{2} \tan(45 + \frac{\phi}{2}) \quad (2.8)$$

式中 c_r ：視凝聚力(kPa)

ϕ ：摩擦角(°)

基於此理論背景下，Bathurst and Karpurapu (1993)計算因蜂巢格網圍束所增加之視凝聚力，顯示理論值與試驗值會有5~18%不等之誤差。Rajagopal等人(1999)施作之飽和不排水三軸儀試驗，以彈性薄膜理論，計算蜂巢格網圍束所增加之視凝聚力，分析結果如表2.2所示，並將此一理論式進行修正，主要將計算所得之視凝聚力，以加勁面積與總面積之比值進行修正，可表示如(2.9)式。

$$(c_r)_{corrected} = (c_r)_{calculated} \times \left(\frac{\text{area of confined by geocell}}{\text{total area}} \right) \quad (2.9)$$

2.3.2 無圍壓縮試驗

Bathurst and Crowe (1994)曾針對聚乙烯製成之蜂巢格網，進行多格多層試體無圍壓縮試驗之研究。試驗總高1.44 m、長與寬皆為1 m，如圖2.10 所示。單格室高0.2 m、單格直徑約0.2 m，內填砂土或最大粒徑為20 mm之石灰岩碎石級配兩種，以垂直堆疊方式至高1.44 m。無圍壓縮試驗(為全面積加壓)結果顯示，內填碎石之試體的承載能力較內填砂土者為佳，例如內填砂土之最大承載力約155kPa，而內填碎石級配之最大承載力則約245 kPa。

Wesseloo *et al.* (2009)利用不同尺寸之蜂巢格網進行單格單層及多格多層之無圍壓縮試驗，皆固定試體的總高徑比為2.0，內填土採礦碎物(統一土壤分類為ML)，以研究格室數量的多寡對強度之影響。格室數量有單格、2×2、3×3及7×7四種排列方式，除了單格的截面積為圓形外，其餘皆為方形，如圖2.11所示，格室尺寸如表2.3所示。文中定義一效率因子(*efficiency factor*, $f_{\text{eff}} = \frac{\sigma_{\text{a multi cell}}}{\sigma_{\text{a single cell}}}$)，提供單格與多格間強度之量化方法。實驗結果顯示，試體單壓強度隨格室的增加而降低(圖2.12)，7×7結構的尖峰強度約為單格時的55 %，另外，除7×7結構外，其餘結構皆產生應變局部化(*strain localisation*)之現象，即有明顯的剪力帶。

Pokharel *et al.* (2010)利用聚乙烯與新型聚合金(*novel polymeric alloy*)材質製造之蜂巢格網進行一系列的單壓試驗，格室高度為100 mm，單格直徑約205 mm，針對格室材質與形狀、層數、數量和格室外圍是否埋置砂土進行比較，如圖2.13 所示。

實驗結果顯示，格室為圓形之單壓強度優於橢圓形，而現地使用之蜂巢格網形狀接近於橢圓形。另外格室材質之彈性模數愈大，其單壓強度愈高；而雙層格網之強度略低於單層格網，但強度是否與層數成反比尚無法下定論。格室外圍若未填滿砂土，其強度略低於有填砂的型式，且破壞時皆從格室焊接處產生破壞，而格室外圍若有填滿砂土，破壞型式則變成填充土從蜂巢格網下方溢出，造成圍束力損失。格室數量若增為3×3結構(總圍束面積與單格相同)，其強度略高於單格

結構，且相同承载力時，單格的沉陷量較大，如圖2.14a所示。另外，層數也會影響單壓強度，當圍束面積相同但層數越高，即試體整體高徑比較大，會使得單壓強度下降(圖2.14b)。

2.3.3 環向加壓試驗

Emerseleben (2009)利用不同材質和格數的蜂巢格網，內填砂土，格室外圍則分成填滿砂土和未填砂土的情況，探討單格與多格時格網的張應力和被動土壓力對格室造成的影響(圖2.15)。格室高度為15cm，格室數量分別有單格、9格和25格。

實驗結果顯示，氣囊可施加的壓力隨著格數的增加而提升，然而提升的效益有漸緩的趨勢，如圖2.16所示。格室材質之彈性模數愈大，可施加的壓力也愈高，而且格室外圍若有填滿砂土，其強度也高於未填砂的型式，此與Pokharel (2010)之結論相似。單格與多格之情況，皆於外圍砂土和格室中設置土壓計，量測各特定距離的水平壓力分佈，其結果顯示當格室材質之彈性模數愈大，水平壓力值越小，此乃單格時若加勁材的勁度越大，則圍束力越好，因此格室越難產生環向變形，造成給予外圍土壤的水平壓力較小；格數越多時，因為施加的水平壓力可分配得越廣，使得相同距離所測得的水平壓力值越大(圖2.17)。

2.4 蜂巢格網加勁路基之研究

蜂巢格網展開後填入砂土類之材料，夯實後展現之功能為一般路基材料所無法達成，其型式宛若一層結構鋪面，承受的車輛載重受到此結構的影響而可以做橫向分布，進而減少荷重壓力，增強承载能力(圖2.18)。除了優越的承载能力，蜂巢格網路基還具有耐用的特性，包含抗壓陷、抗崩裂、抗彎曲及抗車轍形成等。

本節將介紹前人針對蜂巢格網加勁路基之研究，包含影響蜂巢格網承载力和耐用性的重要影響因子、加勁後之承载比、地盤反力係數、靜態載重試驗、加速路面試驗(Accelerated pavement testing, APT)與相關的數值分析結果。

2.4.1 蜂巢格網承载力和耐用性之重要影響因子

影響蜂巢格網承载力和耐用性的影響因子如下：



- (1) 蜂巢格網的尺寸(高度、寬度、厚度)
- (2) 蜂巢格網材料的力學性質，如：接縫強度、抗拉強度
- (3) 下壓載重的接觸面積
- (4) 填土與蜂巢格網的界面摩擦力

2.4.2 加勁後之承載比

為了瞭解加勁路基相較於未加勁路基的效果，Mandal and Sah (1992)提出承載比(bearing capacity ratio)以用於評估在靜態均布載重作用下，加勁路基的加勁效果。承載比定義見(2.10)式。

$$BCR = q_r / q_{ur} \quad (2.10)$$

式中 q_r ：加勁路基之極限承載力(kPa)

q_{ur} ：未加勁路基之極限承載力(kPa)

2.4.3 地盤反力係數

地盤反力係數之概念來自於基礎工程的近似撓度法(Winkler基礎)，即以柔性基礎設計的概念，假設基礎下方的土壤為無限多個彈簧，此假設的彈簧常數，即稱之為地盤反力係數 k ，其定義為(2.11)式。

$$k = \frac{q}{\Delta} \quad (2.11)$$

式中 k ：地盤反力係數(kN/m³)

q ：均布載重(kPa)

Δ ：受靜力作用下的變形量(m)

地盤反力係數常用於基礎工程與鋪面工程中，用以評估地盤所能提供的勁度。其試驗方法為透過平鈹施予地盤一均布力(圖2.21)，然而此係數用於非凝聚性土壤時必須修正為(2.12)式。

$$k = k_p \left(\frac{A+1}{2A} \right)^2 \quad (2.12)$$

式中 k_p ：試驗所得之地盤反力係數(kN/m³)

A ：基礎面積(m²)

2.4.4 靜態載重試驗

張家豪等人 (2004)以自行規劃的平鈹載重試驗設備(圖2.19)，配合兩種高度的蜂巢格網與兩種尺寸之圓形平鈹，以砂土作為介質進行研究。實驗結果由承載比與地盤反力係數皆顯示承載能力會隨著格室高度的增加而提高，沉陷量也隨之減少，且加勁試體受加載破壞後依然具有相當的功能。另外，由試驗過程與試體從接縫處破壞的情形(圖2.20)，顯示蜂巢格網承受阻抗的來源主要有兩種機制，其一為蜂巢格網與土壤間的摩擦阻抗，其二為加勁材受側向應力時，所發揮的材料強度，如接縫強度。

Meyer and Emersleben (2009)為了瞭解蜂巢格網對承載能力之影響與其應力分布的情形，採用不同材質、高度、直徑的蜂巢格網進行大尺度的靜態載重試驗(圖2.21)，而且為了確認靜態載重試驗的結果，還另外進行兩組現地試驗(圖2.22)。試驗配置是以甘油混合火山灰風化的膠狀黏土做為軟弱基礎，於其上設置蜂巢格網加勁層；蜂巢格網有HDPE和熱熔接的不織布兩種材質。當材質為HDPE時，固定格室直徑，以格室高度為變因；當材質為不織布時，則固定格室高度變換格室直徑。

實驗結果顯示，加勁試體承載力約為未加勁的1.5倍，承載力隨著格室高度的增加而提升，隨著格室直徑的增加而降低。當沉陷量越大，蜂巢格網提升承載力的效果越明顯；另外，於加勁層底部設置的壓力計，結果顯示格網的加勁可削減此處垂直壓力的30~36%(圖2.23)。現地試驗也驗證靜態平鈹載重試驗的現象，加勁路基的承載力約為未加勁的1.1~1.7倍，格網的設置可削減基礎處約30%的垂直壓力。這是因為未加勁的土壤，應力會集中於加壓處附近，而加勁後的土壤，應力可分配於更大的區域，使得試體與路基的承載力獲得改善與提升。

2.4.5 APT(Accelerated pavement testing)

加速路面試驗(APT)係一種在控制的環境條件中加入輪壓，藉以有效量測鋪面行為的室內試驗，Yang等人(2012)即利用此試驗，將路面分成四大區塊如圖2.24與圖2.25所示，採用NPA材質的蜂巢格網，量測一定輪壓次數後的車轍深度，探討蜂

巢格網加勁對路面變形與應力分布之影響。試驗結果顯示格網可有效改善路面穩定性，而且在特定的測試條件下，加勁砂土層的行為相當於A-1-a骨材；再者，由加勁層自接縫處爆裂，充填土自格室中擠出進而導致車轍加深的情形，顯示蜂巢格室結構保持完好對加勁路面的重要性。另外，由設置於各格網側壁的壓力計量測發現，輪壓路徑下的格網受到張應力，路徑外的格網則受到壓應力。

2.4.6 蜂巢格網加勁之數值分析

Latha and Rajagopal (2007)利用有限元素軟體GEOFEM，藉由變換格室高徑比、加勁材的張力強度、內填土性質與基礎深度等，進行蜂巢格網加勁路堤二維度的參數分析(圖2.26)。將蜂巢格網加勁層設為土與加勁材的等效複合層。控制高徑比(H/D)的方法是固定格室高度 $H=1\text{m}$ ，調整格室直徑 $D=1.5、1.0、0.5$ 和 0.25 四種情形；蜂巢格網層的勁度係由未加勁土壤的參數與加勁材的抗張模數推求而得。由加載後的路堤淨高度結果顯示，當 $H/D<1.0$ ，與未加勁比較，無法有效改善路堤表面沉陷的問題，故進行蜂巢格網加勁路堤設計時，格網 H/D 須高於 1.0 ，且以 1.0 為較有效率的結構型式(圖2.27a)。再者，加勁材的割線模數毋須過高，模擬結果說明當割線模數高於 200 kN/m 時，減少沉陷量的效益趨緩(圖2.27b)，故建議模數應界於 $100\sim 200\text{ kN/m}$ 的區間內。

2.5 研究方向

根據前述文獻回顧，提出並說明本研究之四大方向：

(1) 蜂巢格網參數驗證

格網常直接採用材料本身之抗張模數卻未經驗證，然而，觀察實驗發生破壞的加勁案例，蜂巢格網於接縫處常有剝脫的情形，導致結構體不完整，進而造成圍束力損失。因此，接縫強度對於蜂巢格網結構而言，可能會是控制其整體強度的重要因素。本研究藉由黃渝紋(2012)之實驗結果與PLAXIS 2D模型進行材料參數的驗證，建立模擬時格網材料參數的選定。

(2) 未加勁區之影響

蜂巢格網進行三軸儀試驗常會遇到格網與儀器尺寸不合的窘境，於格網與橡皮膜之間填充與填充土相同的材料為較可行的方案，然而這圈未加勁區造成之影響是否可被忽略，於成本考量時顯得重要。



(3) 格室尺寸與形狀之影響

實際施工場址因挖填平衡需要，常採取現地土壤進行回填，所以實有進行三軸儀飽和排水試驗之必要，但格室直徑與形狀之探討亦受限實驗室設備，因此，本研究利用數值模擬的彈性，瞭解這兩項因子對剪力強度的影響

(4) 現地多格與實驗單格之連結

蜂巢格網室內試驗通常須符合規範，不論單壓及三軸儀試驗均需滿足高徑比至少2.0之要求，與現地情況不符合，而平鈹載重試驗通常僅於特定範圍內進行加壓，但應用於路堤與路基時，受力應視為整體加載，因此本研究多格模型採用現地尺寸之蜂巢格網，加壓形式為全域加壓，希望可歸納出單格與多格之關係。



表 2.1 格室尺寸(Rajagopal *et al.*, 1999)

格室數量	單格直徑(mm)	高徑比
1	100	2
2	50	4
3	46.4	4.3
4	41.4	4.83

表 2.2 圍束效應理論計算結果(Rajagopal *et al.*, 1999)

Number of cells within membrane	Area of soil in geocells (mm ²)	$(c_r)_{calculated}$ (kPa) from Eq.(2.7)	$(c_r)_{corrected}$ (kPa) from Eq.(2.8)	$(c_r)_{exp}$ (kPa)
Single				
Woven-white	7854	92.0	92.0	98.9
Woven-black	7854	80.0	80.0	77.0
Nonwoven	7854	14.6	14.6	17.4
Two(Woven-white)	3923	257.5	128.8	134.8
Three(Woven-white)	5160	277.5	182.2	159.2
Four(Woven-white)	5750	259.1	189.8	169.1



表 2.3 格室尺寸(Wesseloo *et al.*, 2009)

格室數量	單格展開直徑(mm)	高徑比
1×1	99、96、89	2
2×2	110	2
3×3	85	2
4×4	83	2

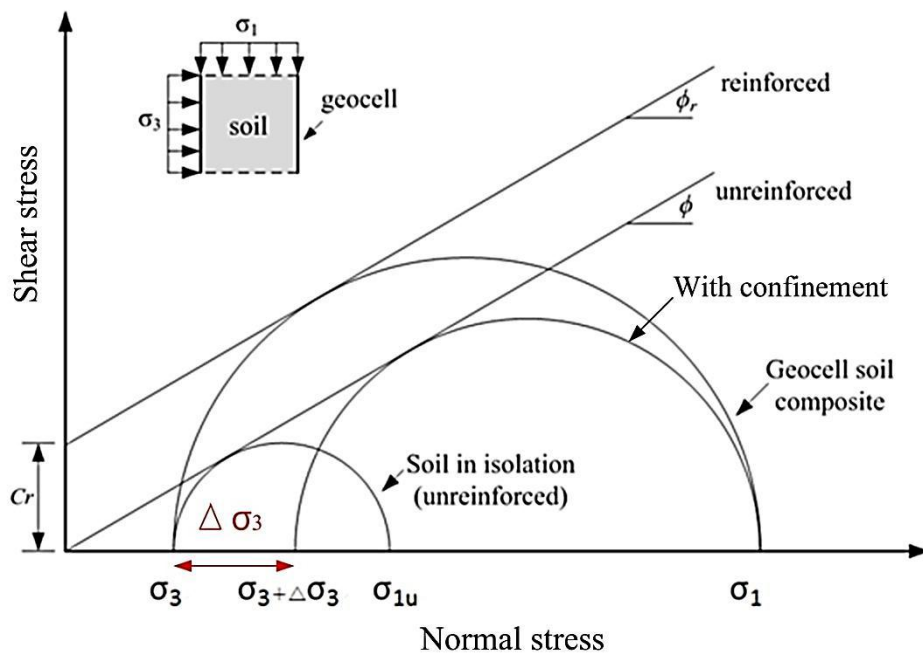


圖2.1 加勁土壤之外視凝聚力增加現象(重繪自Bathurst and Karpurapu，1993)



圖2.2 蜂巢格網應用於軟弱地盤加勁(摘自Presto公司網站)



圖2.3 蜂巢格網應用於低水護岸整治(輔彬實業，宜蘭河整治)



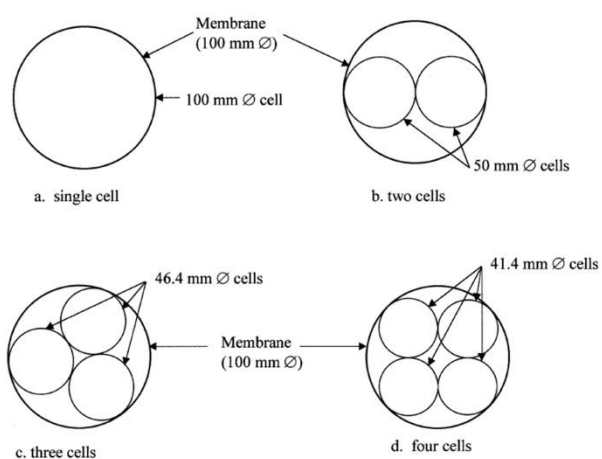
圖2.4 蜂巢格網應用於溝渠引道保護(摘自PRS公司網站)



圖2.5 蜂巢格網堆疊式加勁擋土牆(摘自PRS公司網站)



(a) 蜂巢格網加勁試體



(b) 蜂巢格網不同格數設置

圖2.6 蜂巢格網格數不同之三軸儀試驗(Rajagopal, 1999)

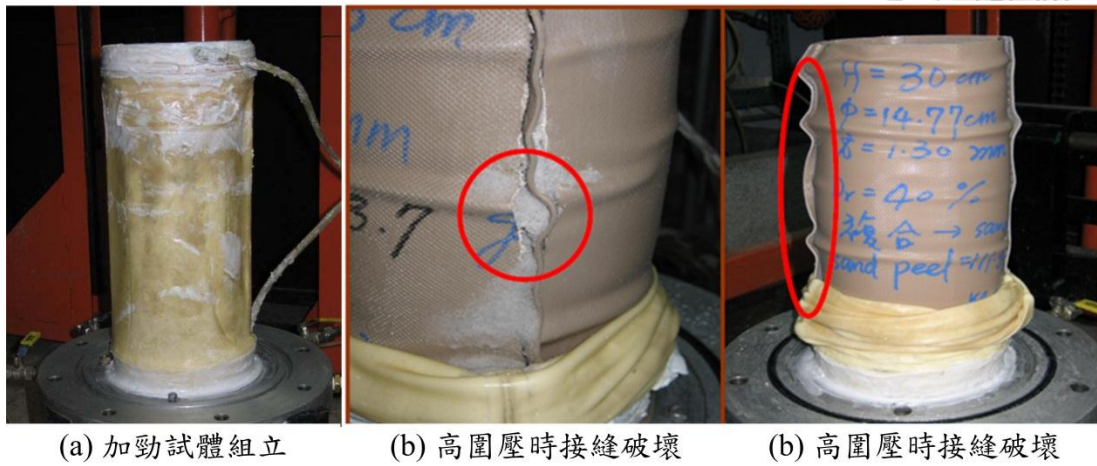


圖2.7 蜂巢格網三軸儀試驗(沈哲緯，2005)

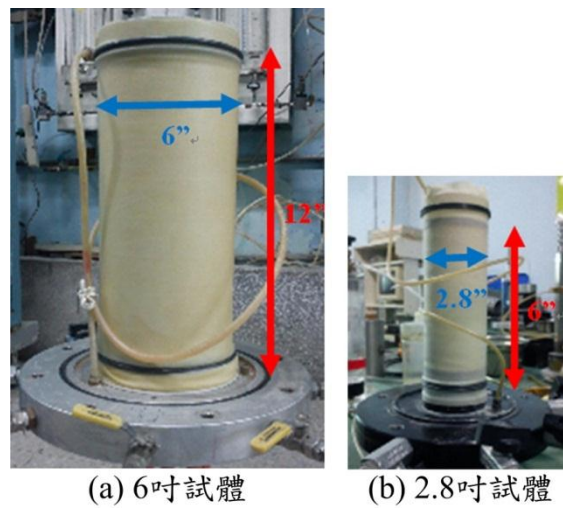
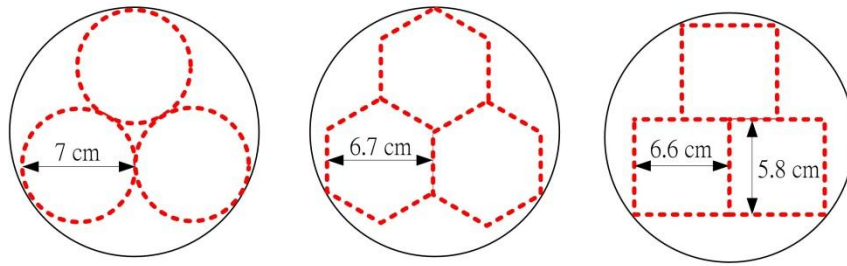
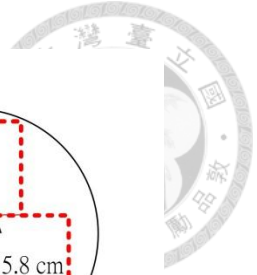
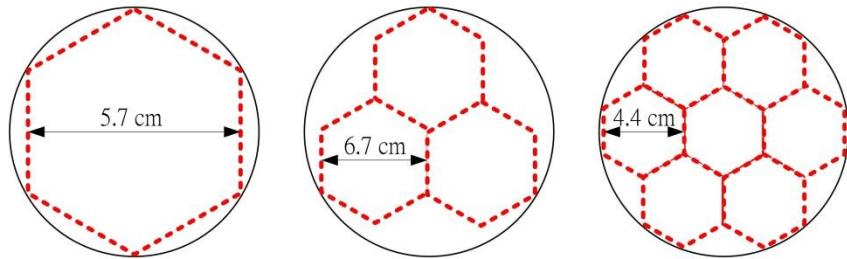


圖2.8 三軸試體(黃渝紋，2012)



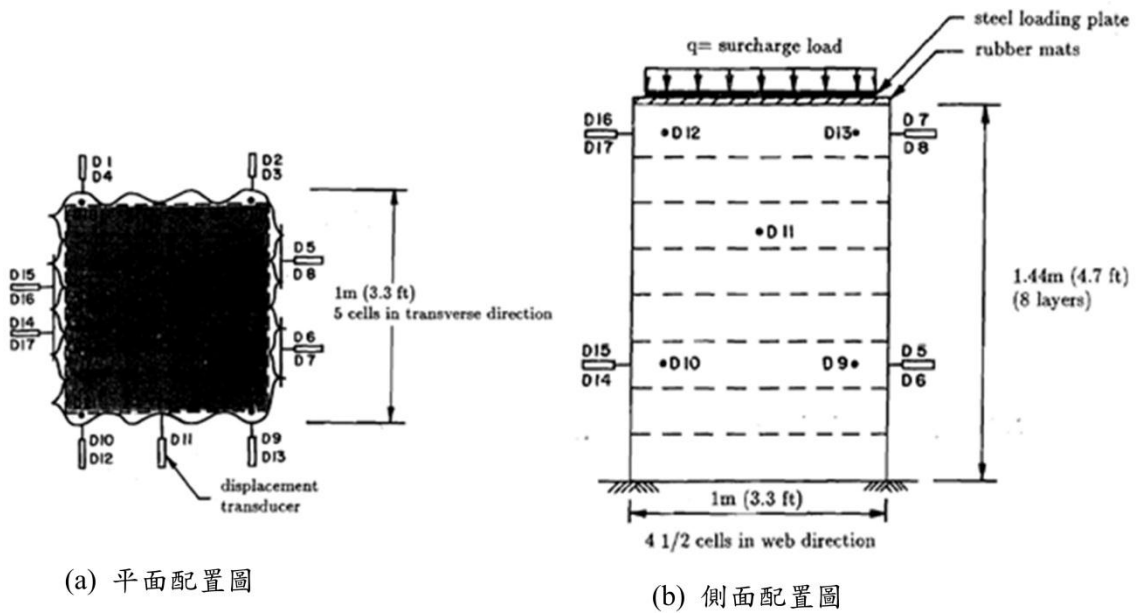
(a) 格室形狀配置



(b) 格室數量配置

----- 蜂巢格網
 ————— 三軸試體

圖2.9 蜂巢格網三軸儀試體配置(黃渝紋，2012)



(a) 平面配置圖

(b) 側面配置圖

圖2.10 大型無圍壓縮試驗配置(Bathurst，1994)

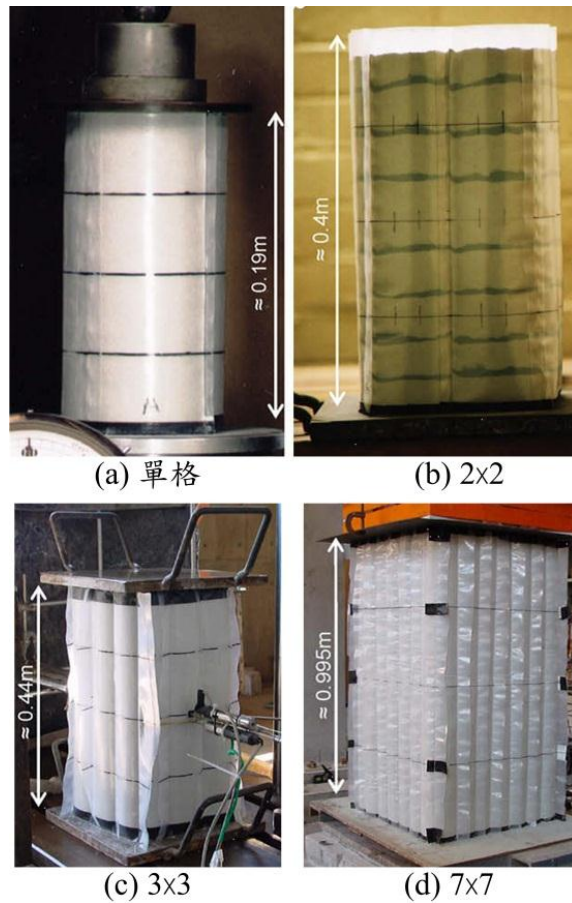


圖2.11 蜂巢格網無圍壓縮試驗(Wesseloo, 2009)

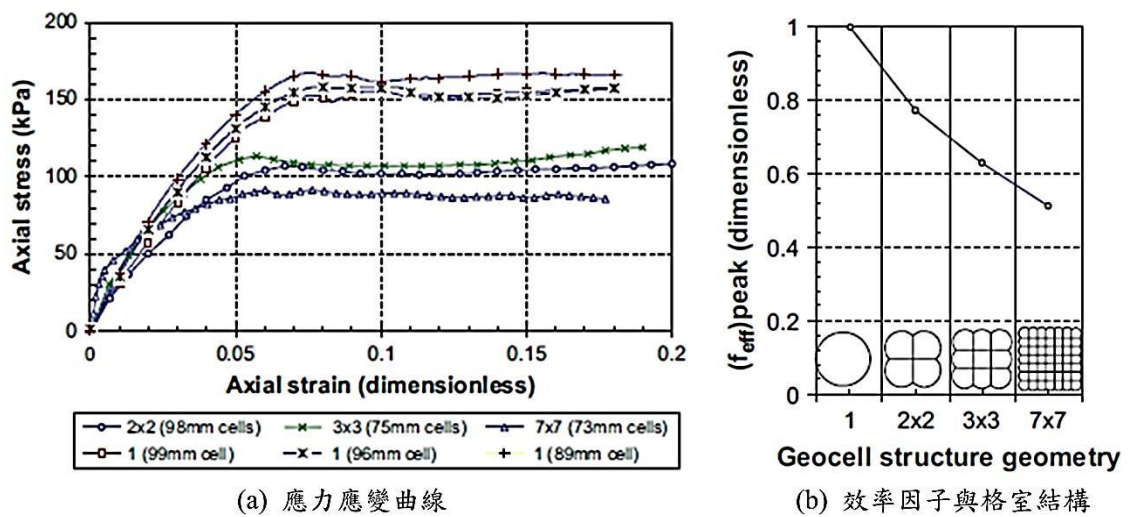


圖2.12 單壓試驗結果(Wesseloo, 2009)

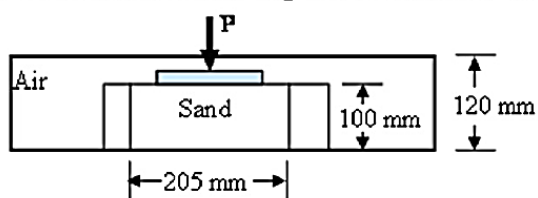
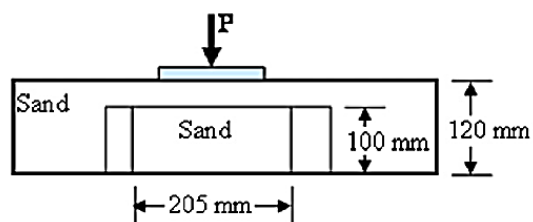
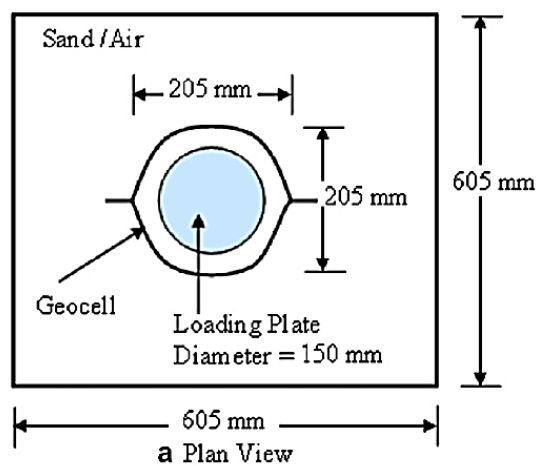


圖2.13 試驗配置圖(Pokharel, 2010)

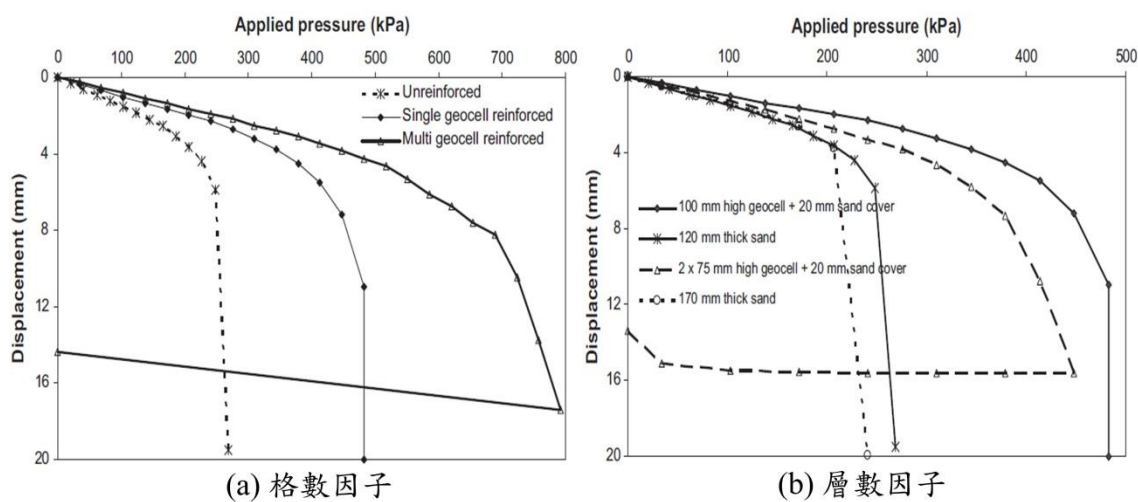


圖2.14 壓力與沉陷量之關係(Pokharel, 2010)

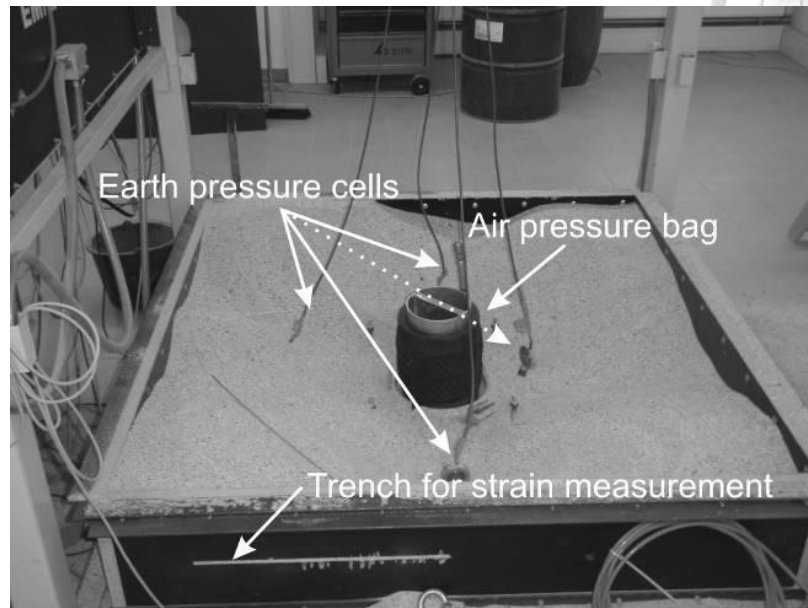


圖2.15 環向加壓試驗配置圖(Emersleben, 2009)

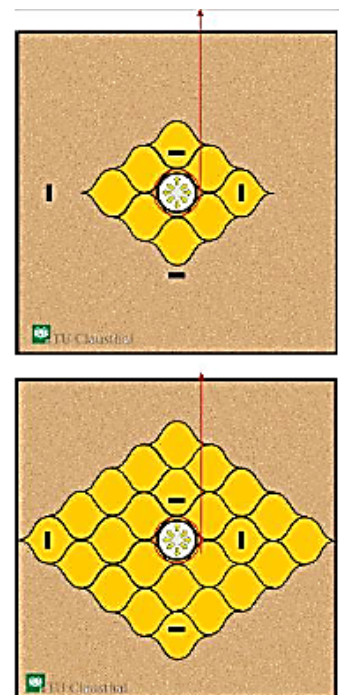
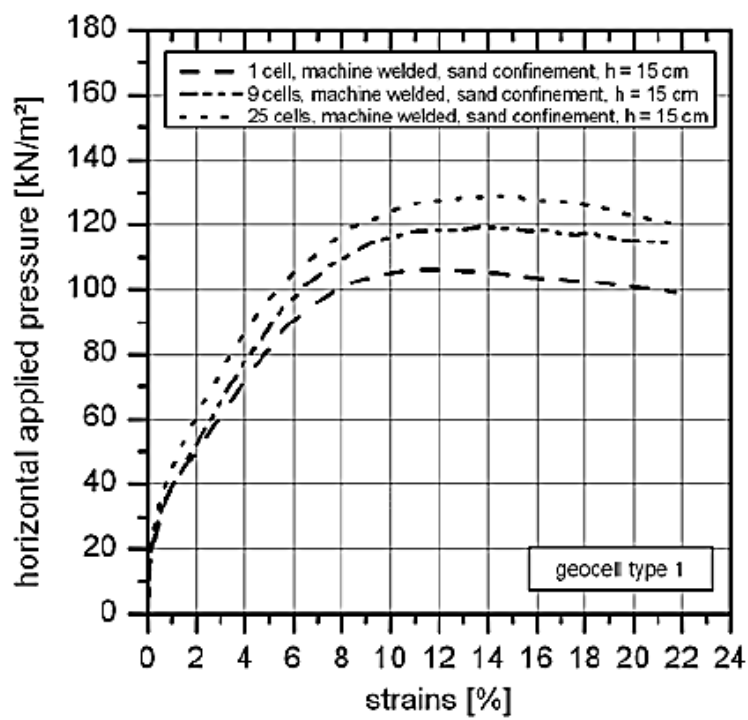


圖2.16 應力應變與格室數量圖(Emersleben, 2009)

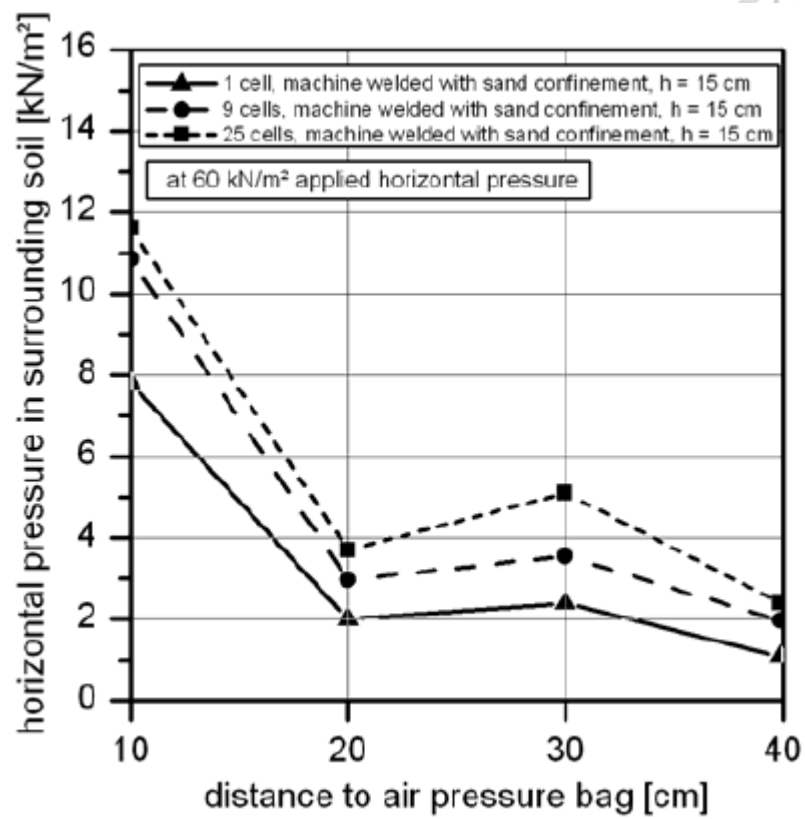


圖2.17 土壤中水平壓力分布圖(Emersleben, 2009)

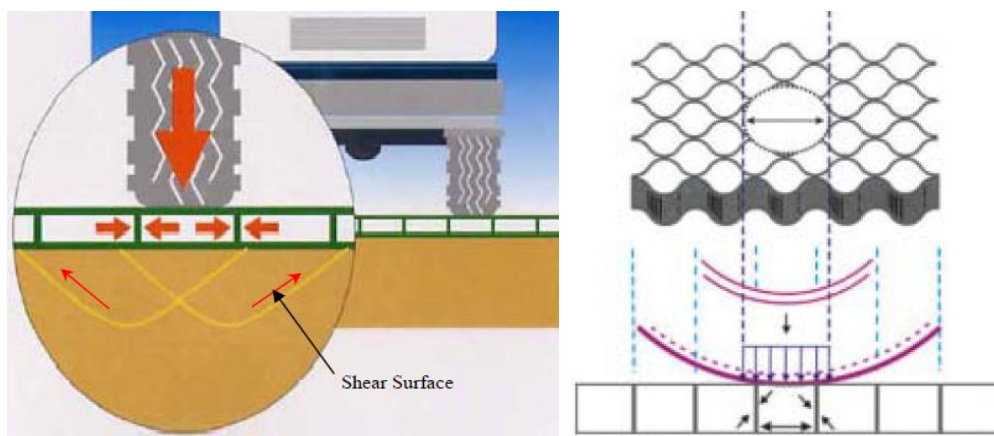


圖2.18 蜂巢格網加勁道路之承載機制示意圖

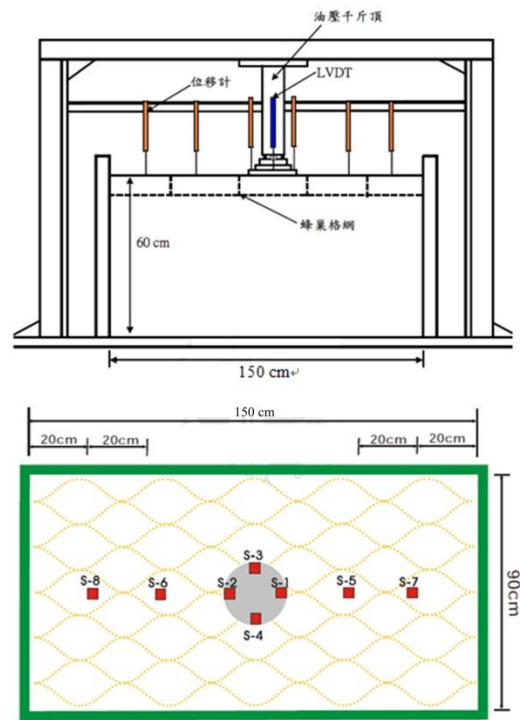


圖2.19 平鈹載重試驗儀配置示意圖(張家豪，2004)

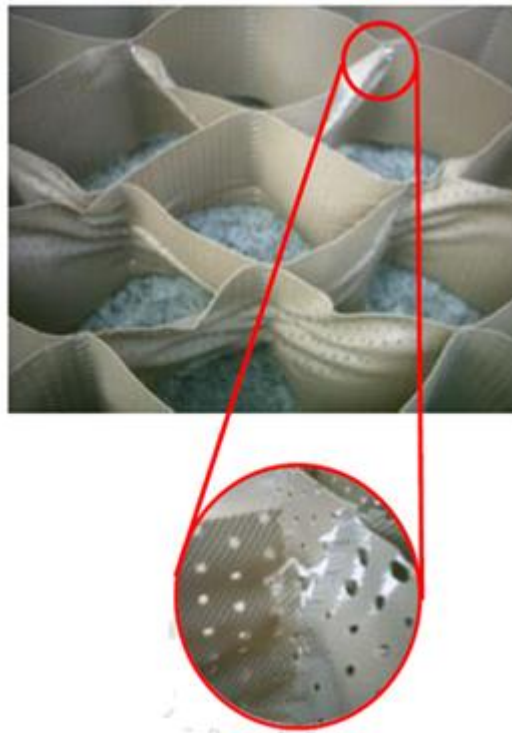


圖2.20 平鈹載重試驗蜂巢格網破壞情形(張家豪，2004)

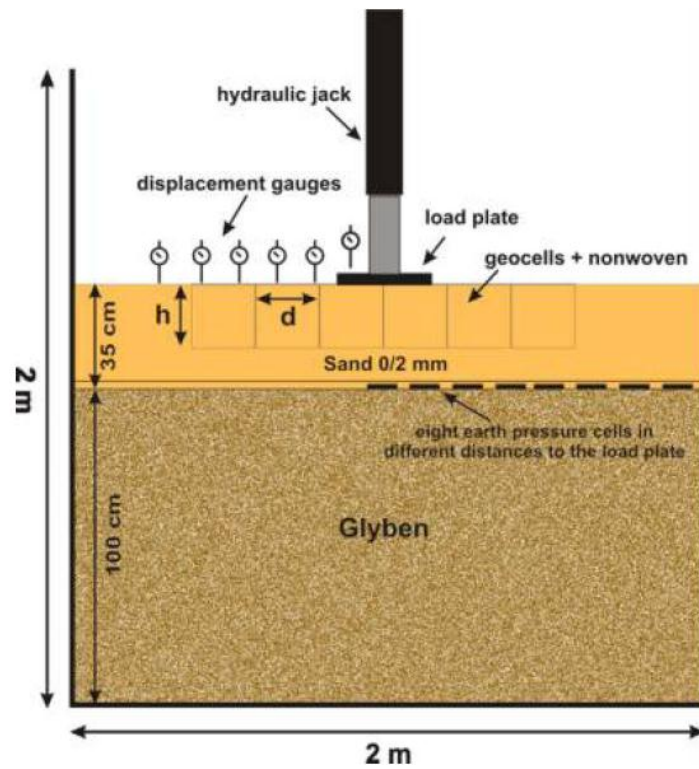
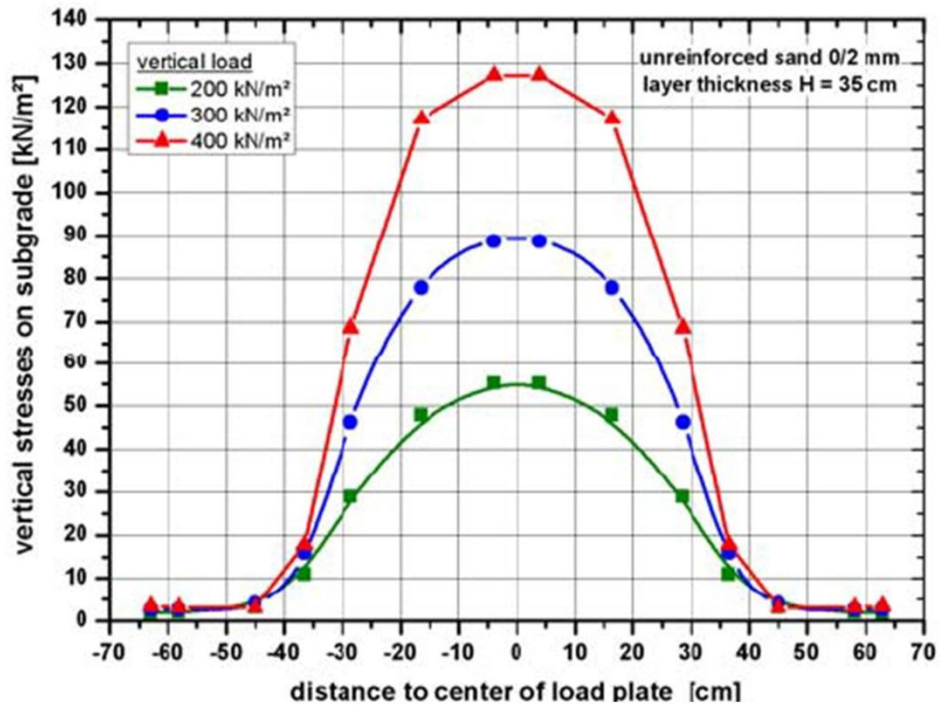
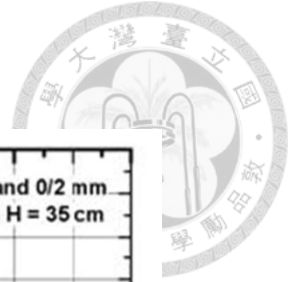


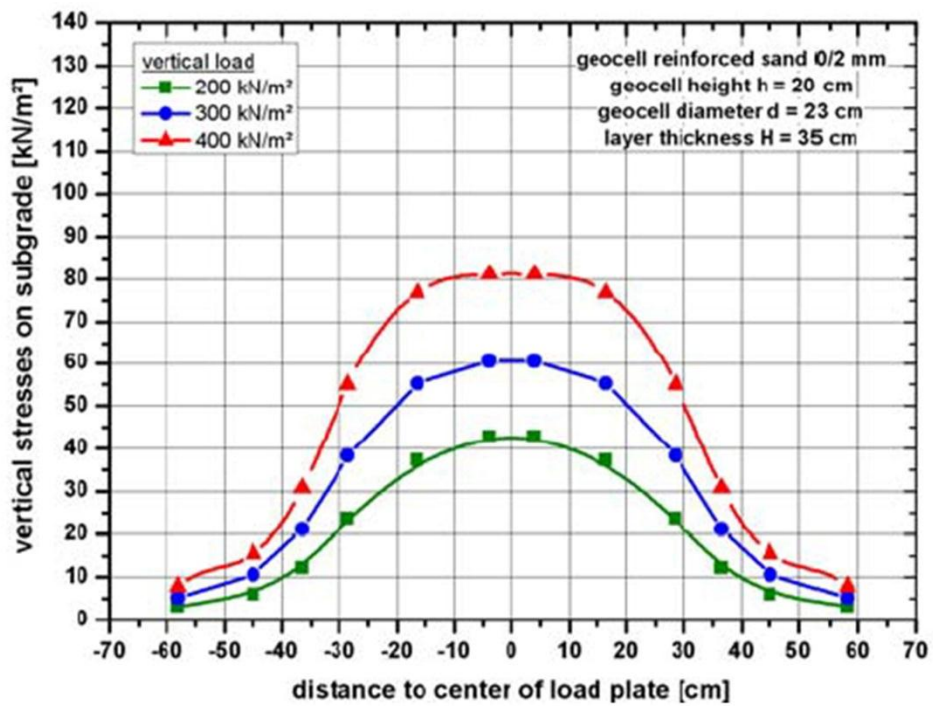
圖2.21 平板載重試驗儀配置示意圖(Meyer and Emersleben, 2009)



圖2.22 現地試驗施作照片 (Meyer and Emersleben, 2009)



(a) 未加勁土壤



(b) 加勁土壤

圖2.23 基底層垂直應力分布(Meyer and Emersleben, 2009)

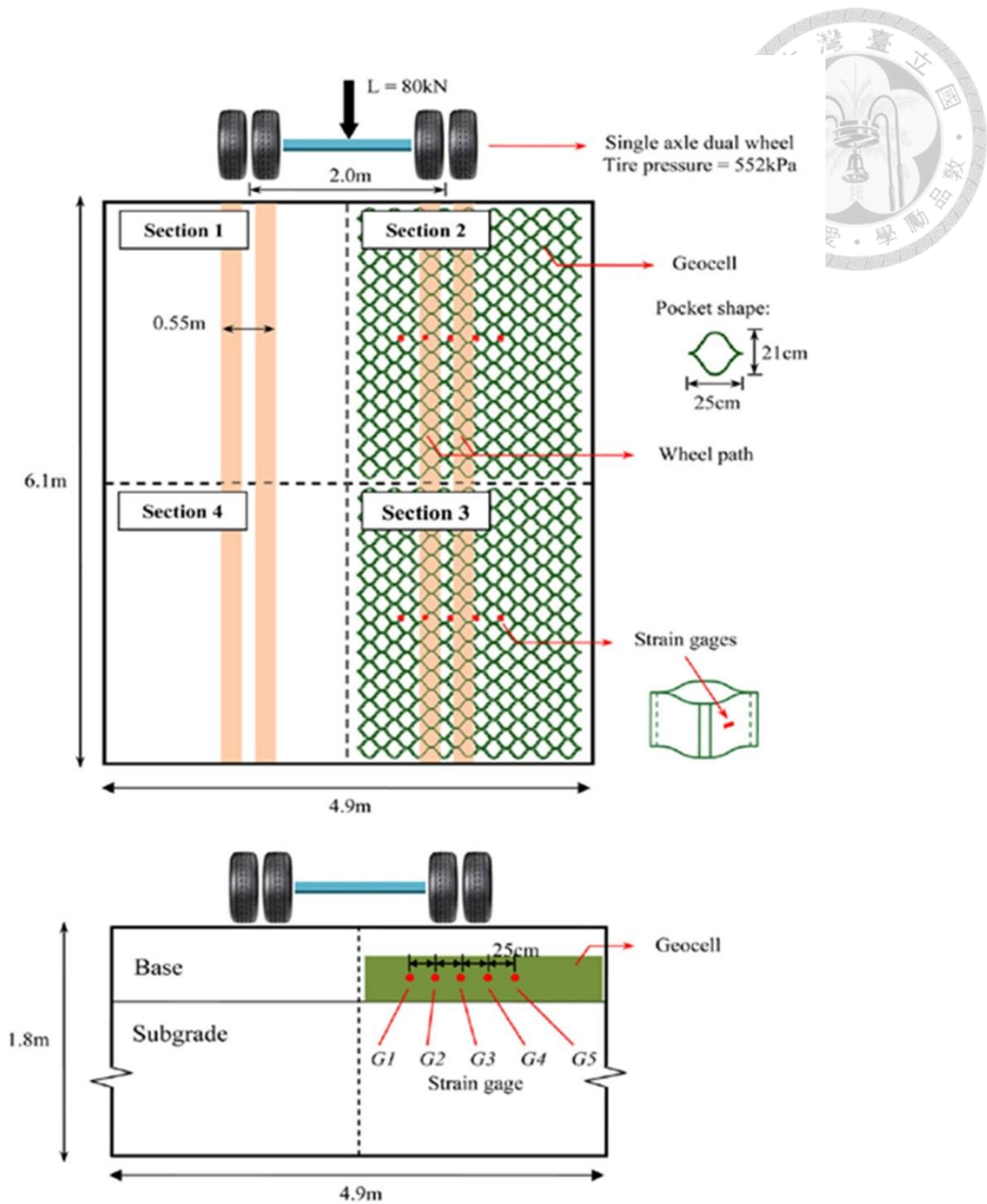


圖2.24 APT試驗配置圖(Yang et al., 2012)

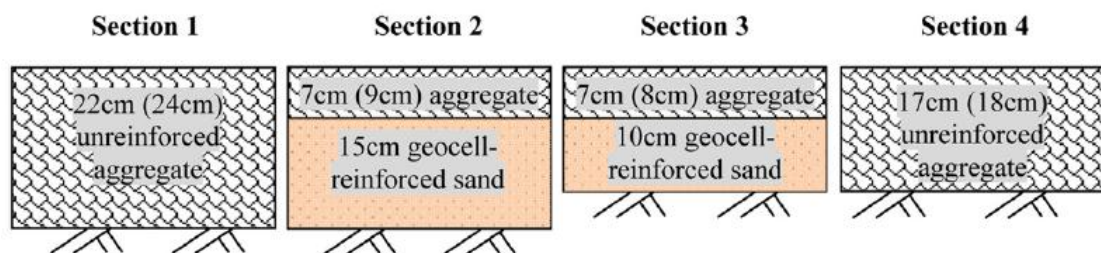


圖2.25 APT各區配置圖(Yang et al., 2012)

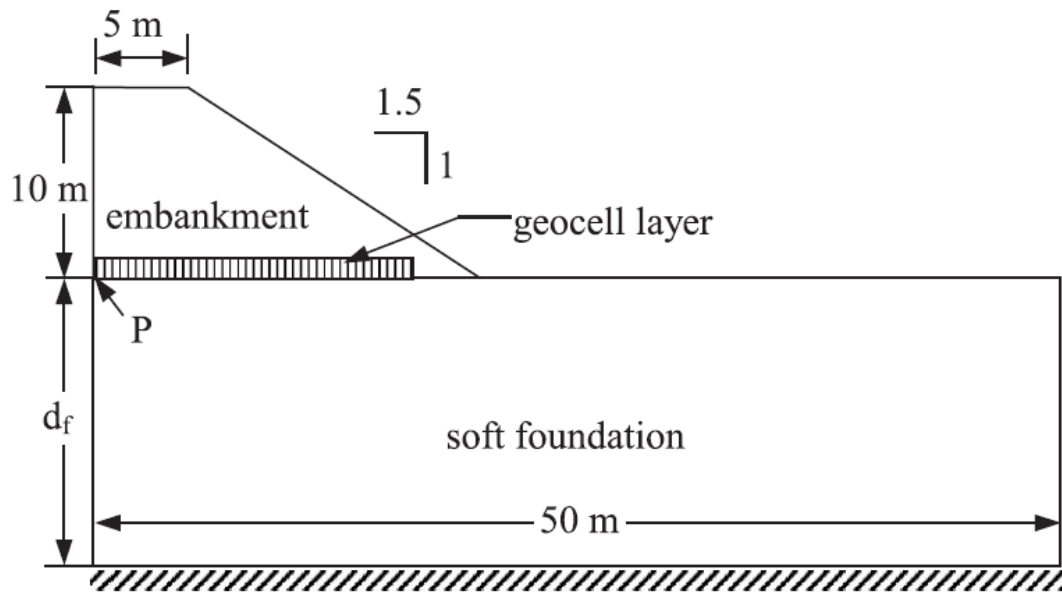


圖2.26 路堤數值模型示意圖(Latha and Rajagopal , 2007)

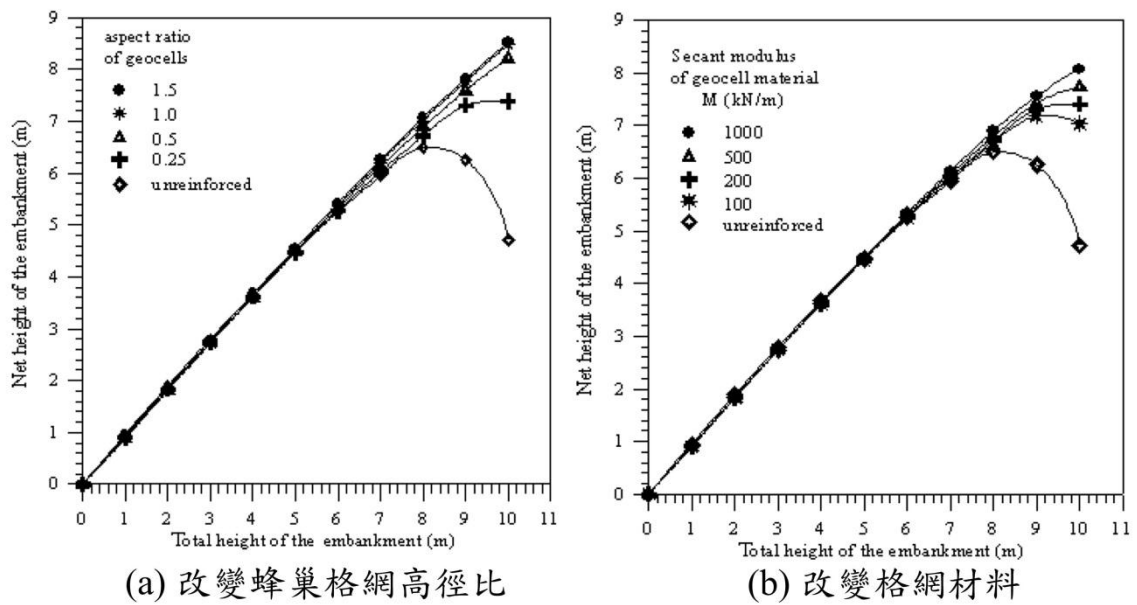


圖2.27 路堤淨高關係圖(Latha and Rajagopal , 2007)

第三章 數值模型介紹與建構



本章就所採用之套裝軟體PLAXIS 做一說明，並且將模型邊界條件及材料參數進行介紹。

3.1 軟體簡介

PLAXIS是針對大地工程的變形及穩定分析之有限元素軟體。其發展係由荷蘭公共工程與水管理部(Dutch Department of Public Works and Water Management)提議，1987年由Delft University of Technology開始研發。初版的PLAXIS為二維有限元素分析程式，開發概念著重於使用者的便利性，由於規模不斷擴大，PLAXIS在1993年成立公司，並以此命名。1998年，第一版用於Windows系統的PLAXIS軟體發布。在此同時，PLAXIS研發團隊著手致力於三維計算的研發，經過二十多年的努力與投入，此套軟體已逐漸得到世界各國大地工程師的認同，應用於不同工程項目中。

PLAXIS可針對不同的分析標的物以及應力模式，選擇分析的模式，有靜力分析、施工階段分析、地下水滲流分析和非線性動力分析等。

3.1.1 土壤材料性質的模擬

PLAXIS內建的土壤組成律主要有五種，分別為：線彈性(Linear elastic)、莫爾庫倫(Mohr-Coulomb)、土壤硬化模式(Hardening soil model)、軟弱土壤模式(Soft soil model)和軟弱土壤潛變模式(Soft soil creep model)。以下介紹線彈性、莫爾庫倫與本研究採用之土壤硬化模式。

(1) 線彈性

土壤受力時若其應力應變呈線性關係，且解壓時具有完全回復性，例如土壤受加載的前半段，土壤勁度尚未大幅減少時，此線性關係具有一定的準確性。但若加載至土壤勁度大幅減少或趨近於破壞時，其應變量則會與實際差別很大(圖3.1a)；另外，當解壓時，若土壤具有塑性應變，則此模式所模擬之完全彈性行為



即不符。

(2) 莫爾庫倫模式

莫爾庫倫模式於描述應力應變的關係時，有考量土壤會進入塑性階段，亦即達到降伏(yield)，如圖3.1c所示。達到降伏後則為完全塑性(perfectly plastic)。某種程度上，此模式已能描述塑性應變。而彈性階段的變形行為主要由楊氏模數(E)與波松比(ν)來控制，塑性階段的發生則由土壤強度參數凝聚力(c)和摩擦角(ϕ)來決定。

(3) 土壤硬化模式

此模式是一種高階的模式。採用三個不同的勁度輸入值，將非線性的應力應變關係描述地更準確，而降伏仍沿用莫爾庫倫模式，以凝聚力(c)、摩擦角(ϕ)與剪脹角(ψ)定義之。以排水三軸儀試驗來看，應力應變成雙曲線關係(圖3.1c)，而三項勁度參數分別為：加載勁度 E_{50} 、反覆荷載勁度 E_{ur} 和單向度壓密勁度 E_{oed} ，以下為勁度之關係式。

$$\text{當 } q < q_f \text{ 時，軸向應變 } -\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad (3.1)$$

$$\text{其中， } E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (3.2)$$

式中 σ'_3 ：使用者輸入之有效圍壓應力值(kPa)

q ：軸向應力(kPa)

q_a ：應力應變雙曲線的漸進線所對應的應力值(kPa)

q_f ：土體達到破壞時之應力值(kPa)

p^{ref} ：使用者指定的有效圍壓應力值(程式預設值為100 kPa)

E_{50}^{ref} ：當有效圍壓應力為 p^{ref} 時，其應力應變關係中的 E_{50} (kPa)

m ：幕次方，其值介於0.5~1，Janbu (1963)建議對於砂土和粉土此值約為0.5

而塑性應變量則是透過反覆荷載勁度來計算：



$$-\varepsilon^p = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1-q/q_a} - \frac{q}{E_{ur}} \quad (3.3)$$

$$\text{其中，反覆荷載勁度 } E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (3.4)$$

$$\text{另外，單向度壓密勁度 } E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (3.5)$$

式中 E_{ur}^{ref} ：當有效圍壓應力為 p^{ref} 時，其應力應變關係中的 E_{ur}

E_{oed}^{ref} ：當有效圍壓應力為 p^{ref} 時，其應力應變關係中的 E_{oed}

若缺乏實驗值求取上述三項參數，PLAXIS於設定處提供 $E_{ur}=3E_{50}$ 和 $E_{oed}=E_{50}$ 兩項換算，此兩式為不同種類土壤的平均值，除了非常軟或非常硬的土壤才會無法給予 E_{oed}/E_{ur} 的比值。

HS模式的雙曲線近似仍限於三軸加載條件，即 $\sigma'_2=\sigma'_3$ ，而 σ'_1 是主要壓縮應力。當 q/q_f ，在標準排水三軸試驗中考慮應力路徑，此模式會給予(式3.6)的雙曲應力應變曲線：

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1-q/q_a} \quad (3.6)$$

式中 q_a ：抗剪強度的漸進值，其與 q_f 之關係式為 $q_a = q_f / R_f$

R_f ：破壞比，說明 q_a 與 q_f 之關係。由圖3.1(c)可知此值小於1，在PLAXIS中令之合理值為0.9

但是當考慮塑性應變時，此模式來自一個降服函數(式3.7)：

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad (3.7)$$

$$\text{式中 } \gamma^p：\text{塑性剪切應變函數，} \gamma^p = -(2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p) \approx -2\varepsilon_1^p \quad (3.8)$$

$$\bar{f}：\text{應力函數，可寫為 } \bar{f} = \frac{1}{E_{50}} \frac{q}{1-q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}} \quad (3.9)$$

而應力函數 \bar{f} 的定義與雙曲線法則(式3.6)相匹配。為了證實此論斷，考慮軸差應力

施加階段之降伏條件 $f=0$ ，因此降伏時的 $\gamma^p = \bar{f}$ ，再由(式3.8、3.9)可得下式：

$$-\varepsilon_1^p \approx \frac{1}{2} \bar{f} = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1-q/q_a} - \frac{q}{E_{ur}} \quad (3.10)$$

除了塑性應變，此模式也包含彈性應變。塑性應變只發生在主要荷載階段，但是彈性應變則在主要荷載與反覆荷載階段皆會發生。在排水三軸試驗的應力路徑下 $\sigma'_2 = \sigma'_3 = \text{constant}$ ，則 E_{ur} 為常數，因此彈性應變可以下方兩式表示：

$$-\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}} \quad (3.11)$$

$$-\varepsilon_2^e = -\varepsilon_3^e = -\nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}} \quad (3.12)$$

式中 ν_{ur} ：反覆荷載時之波松比

此處需聲明，等向壓縮(isotropic compression)階段之應變並不包含在式3.11與3.12中，而是採用Hooke定律來計算此時的體積變化。因此，於施加軸差應力階段之軸向應變係彈性應變(式3.11、3.12)與塑性應變的總和，以式3.13表示：

$$-\varepsilon_1 = -\varepsilon_1^e - \varepsilon_1^p \approx \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1-q/q_a} \quad (3.13)$$

於塑性體積應變不存在時(即 $\varepsilon_v^p = 0$)時，式3.13係精確成立的。而對三軸應力狀態下的塑性體積應變 ε_v^p 之描述，HS模式提供一關係式(式3.14)：

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \sin \psi_m \dot{\gamma}^p \quad (3.14)$$

式中 ψ_m ：驅動剪脹角($^\circ$)

由上式可知，對HS模式而言還需指定特定的驅動剪脹角 ψ_m 。驅動剪脹角可以下式描述：

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \phi_m - \sin \phi_{cv}}{1 - \sin \phi_m \sin \phi_{cv}} \quad (3.15)$$

式中 ϕ_{cv} ：臨界狀態之摩擦角($^\circ$)

$$\phi_{cm}：驅動摩擦角(^\circ)，\phi_m = \sin^{-1} \left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3 - 2c \cot \phi} \right)$$

式3.15為Schanz and Vermeer (1995)對Rowe(1962)提出之應力與剪脹效應理論式略

做修改。其特質為：(1)小應力比($\phi_m < \phi_{cv}$)之材料會收縮、(2)高應力比($\phi_m > \phi_{cv}$)會



發生剪脹。破壞時，驅動摩擦角會與摩擦角 ϕ 相等，因此式3.15可表示為：

$$\sin \psi = \frac{\sin \phi - \sin \phi_{cv}}{1 - \sin \phi \sin \phi_{cv}} \quad (3.16)$$

或者表示為：

$$\sin \phi_{cv} = \frac{\sin \phi - \sin \psi}{1 - \sin \phi \sin \psi} \quad (3.17)$$

故臨界狀態之摩擦角可由 ϕ 和 ψ 計算得到。PLAXIS透過輸入 ϕ 與 ψ ，程式將自動進行運算得到 ϕ_{cv} 。

3.1.2 PLAXIS 內建結構元素

PLAXIS中具有八種結構元素，分別為：板(plate)、地工格網(geogrid)、鉸和轉動彈簧(hinge and rotation spring)、界面(interface)、點對點錨桿(node-to-node anchor)、錨定桿(fixed-end anchor)和隧道(tunnel)。詳細的參數設定可見PLAXIS Reference manual。本節僅針對地工格網和界面稍作說明。

(1) 地工格網

地工格網是具有軸向勁度而無彎矩勁度的細長型結構(slender structure)，只能承受拉力而無法承受壓力，常用於模擬土體的加勁材(圖3.2)。於二維中，地工格網是由線單元組成，線上每個節點有兩個位移自由度(u_x, u_y)，當土壤為十五個節點的元素時，地工格網線單元則有五個節點，若土壤採用六節點的元素，則線單元只有三個節點。軸向力透過Newton-Cotes的應力點來估算，這些應力點位置和節點重合(圖3.3)。於三維中，地工格網是由面單元組成，在生成擁有六節點的三角形網格後，於每個節點上會有三個位移自由度(u_x, u_y, u_z)。

此元素唯一需輸入的參數為彈性勁度(EA)，而此參數的來源可透過地工材料製造商提供，或對地工材料進行抗拉試驗來確定。參數的定義如下式：

$$EA = \frac{F}{\Delta l / l} \quad (3.18)$$

式中 F ：單位寬度軸向力(kN/m)

$\Delta l/l$ ：單位寬度軸向應變

(2) 界面

界面是由界面單元組成，而且會與土體單元相連接。使用界面單元可以研究結構(擋土牆、板、地工格網)與周圍土體之間的交互作用，而交互作用的粗糙率可透過給定界面合適的界面係數(R_{inter})來模擬，該因子可連結界面強度和土體強度的相互關係，是於土體和界面(soil and interface)的材料數據庫裡進行設定。PLAXIS可根據數據組的土壤性質和界面強度折減因子，算出界面性質如式(3.19)和(3.20)。

$$c_i = R_{inter} c_{soil} \quad (3.19)$$

$$\tan \phi_i = R_{inter} \tan \phi_{soil} \leq \tan \phi_{soil} \quad (3.20)$$

式中 c_i ：界面的凝聚力(kPa)

ϕ_i ：界面的摩擦角(°)

於實際的土體與結構交互作用，界面強度會比相鄰的土層強度低，換言之， R_{inter} 應小於1，因此在缺乏土體內各種類型土與結構間的 R_{inter} 時，可假設 R_{inter} 為2/3。

每一界面都有虛擬厚度，它代表結構和土體間剪切區的厚度。厚度越大產生的彈性應變越大，然而一般假定界面單元的彈性非常小。虛擬厚度通常是中值粒徑的倍數，透過輸入虛擬厚度因子 δ_{inter} ，程式會自動將之乘以平均單元尺寸換算出虛擬厚度。

3.2 數值模型之建立

本研究數值模型所需模擬的材料包括：土壤元素、土壤與蜂巢格網之界面與蜂巢格網。以下分別就各項材料參數選取方式進行說明。

3.2.1 土壤元素

土壤元素採用土壤硬化模式(以下簡稱HS)來模擬，模型試驗所採用的材料為



越南金蘭灣矽砂，其石英含量達99.8%，物理性質已由黃渝紋(2012)進行三軸儀試驗求出，故本研究沿用其土壤強度參數進行數值分析，土壤參數表單可見表3.1。

(1) 楊氏模數

針對砂土剪力強度行為，黃渝紋(2012)對相對密度55%的砂土分別進行50kPa、100kPa和200kPa的圍壓，探討圍壓對應力-應變關係及體積膨脹行為的影響。由應力-應變關係顯示(圖3.4)，砂土的楊氏模數隨著圍壓提高而上升，因此可根據曲線。進行HS中不同圍壓(p^{ref})的加載勁度(E_{50}^{ref})之計算，計算結果如圖3.5。

$$E_{50}^{ref} = \frac{1}{2} \frac{q_f}{\varepsilon_1} \quad (3.21)$$

式中 q_f ：試體尖峰軸差應力(kPa)

ε_1 ： $\frac{1}{2} q_f$ 所對應的軸向應變量

而缺乏的單向度壓密勁度(E_{oed}^{ref})和反覆荷載勁度(E_{50}^{ref})除了參照PLAXIS程式之建議進行微調， E_{oed}^{ref} 也可由式(3.22)求取：

$$E_{oed}^{ref} = \frac{E_{50}^{ref} (1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (3.22)$$

式中 ν ：波松比

程式建議值為 $E_{oed}^{ref}=E_{50}^{ref}$ ， E_{ur}^{ref} 程式建議其值為 E_{50}^{ref} 的三倍，然而經過反覆的試誤與實驗對照，發現 $E_{oed}^{ref}=E_{50}^{ref}$ 與 $E_{ur}^{ref} \approx 2E_{50}^{ref}$ 可達最佳效果，且 E_{ur}^{ref} 為 E_{50}^{ref} 的二倍時，也高於三軸儀實驗曲線的初始斜率，故此值取法應屬合理。

(2) 剪力強度參數

PLAXIS之精度很高，若可根據實驗之值進行輸入，可獲得逼真的模擬。根據黃渝紋(2012)三軸儀試驗所得各圍壓下的軸差應力值進行迴歸分析，由應力應力路徑 $p'-q'$ 圖(圖3.6)之迴歸值換算，可得摩擦角為37°、凝聚力為7.46 kPa，於模擬時即採用此數據。

(3) 波松比、剪脹角

根據PLAXIS對應變之設定，波松比 ν_{ur} 是彈性應變段中側向應變與軸向應變的比值之負值，而彈性應變在施加軸差應力與反覆荷載階段皆會發生，在排水三軸儀試驗的應力路徑下，若水平應力 $\sigma_2 = \sigma_3 = \text{常數}$ ， E_{ur} 會保持為常數，則彈性應變可由以下方程式得到：

$$-\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}} \quad (3.23)$$

$$-\varepsilon_2^e = -\varepsilon_3^e = -\nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}} \quad (3.24)$$

式中 ν_{ur} ：反覆荷載階段中施加軸差應力階段的波松比

q ：軸差應力

ε_1^e ：軸向彈性應變

ε_2^e 、 ε_3^e ：側向彈性應變

典型的排水三軸試驗曲線，於初始施加軸差應力時，通常可得到一個顯著的體積減小率(圖3.7)，這即對應一個波松比的初始值，因此，本研究於各圍壓下所輸入之波松比是依據黃渝紋(2012)三軸儀試驗之體積應變曲線(圖3.8)，將各曲線中最小體積應變配合所對應的軸向應變，換算出側向應變，再將側向應變與軸向應變的比值取負值，即為波松比。

Bolton(1986)之研究顯示，土壤的剪脹性與密度、摩擦角、圍壓有關。而砂土於發生尖峰剪力強度時的剪脹角最大，再經過換算即可得到最大剪脹角(式3.25)，本研究即採用Barden提出之換算式，得到黃渝紋(2012)之試驗砂土於各圍壓下的剪脹角，剪脹角參數求取如圖3.7。

$$\sin \psi_{\max} = \left(-\frac{d\varepsilon_v}{d\gamma_{13}} \right)_P = -\frac{(d\varepsilon_1/d\varepsilon_3)_{\max} + 1}{(d\varepsilon_1/d\varepsilon_3)_{\max} - 1} \quad (3.25)$$

式中 ψ_{\max} ：最大剪脹角

ε_v ：體積應變

γ_{13} ：剪應變

(4) 孔隙比 e

當三軸儀試體充分剪切後，剪脹的材料會到達臨界孔隙比狀態，此時剪脹效應會趨緩(圖3.7)，而這種土體行為可以在HS模式中透過截斷剪脹(dilatancy cut-off)的設定來實現。為了指定這種行為，需輸入材料的初始孔隙比 e_{init} 和最大孔隙比 e_{max} ，當體積變化達最大孔隙狀態，則發揮之剪脹角 ψ_{mob} 將自動地返回零值。最大孔隙比是材料於臨界狀態下的孔隙比。除此之外還可輸入最小孔隙比 e_{min} ，但在HS模式中不會使用到這項參數。

本研究 e_{init} 設定為原始試體(相對密度55%)時之孔隙比； e_{max} 根據定義係材料於臨界狀態(critical state)之臨界孔隙(critical void)，因此採用最大最小乾密度試驗最得之砂土最大孔隙比。由黃渝紋(2012)對土壤進行之試驗可知： $e_{max}=0.96$ 、 $e_{min}=0.62$ ，由(式3.26)計算相對密度 D_r 為55%時的孔隙比 $e_{init}=0.77$ 。

$$D_r = \frac{e_{max} - e_{init}}{e_{max} - e_{min}} \quad (3.26)$$

孔隙比可隨著體積應變 ε_v 而變化(式3.27)：

$$-(\varepsilon_v - \varepsilon_v^{init}) = \ln\left(\frac{1+e}{1+e_{init}}\right) \quad (3.27)$$

3.2.2 蜂巢格網

本研究模擬使用地工格網元素(geogrids element)，所需輸入之參數為彈性勁度(EA)。於初期模型驗證時，軸向勁度輸入值為黃渝紋(2012)使用之HDPE蜂巢格網的材料參數。其所進行的各項抗張強度試驗(圖3.9)包括寬幅抗張試驗、接縫剪力試驗(junction shear strength)、接縫剝脫試驗(junction peel strength)與接縫拔裂強度(junction split strength)。試驗數據經整理後如圖3.10、3.11與表3.2所示。參考前人研究及考量現地應用情況，破壞時之蜂巢格網多從接縫處發生爆裂，因此於驗證時採用張應變 $\varepsilon_t=5\%$ 時之割線模數和剝脫割線模數。

於探討多格效應時，格室尺寸接近現地。因此，軸向勁度(EA)輸入值改用沈哲緯(2005)使用之現地蜂巢格網的剝脫割線模數。其試驗數據如圖3.12、3.13，並將



其理如表3.3。

3.2.3 土壤與蜂巢格網之界面

界面元素需輸入虛擬厚度 δ_{inter} 與界面元素係數 R_{inter} ，模擬示意圖如圖3.18，加勁材與土壤界面摩擦試驗說明如下。

(1) 試驗用砂基本性質

土壤粒徑分布試驗主要在了解砂土顆粒大小之分布情形，依據ASTM D422-63規範，求得砂土之粒徑分佈曲線如圖3.14，由圖顯示，土樣粒徑多介於#40~#60篩之間，而通過#200篩之比例小於0.5%，有效粒徑 $d_{10}=0.15\text{mm}$ ，中值粒徑 $d_{50}=0.25\text{mm}$ ，均勻係數 $C_u=2.07$ ，曲率係數 $C_d=1.04$ ，依統一土壤分類法歸類為不良級配砂土(SP)。

砂土含水量與比重分別依照ASTM D2216-05及ASTM D854-06規範進行，求得之砂土平均含水量為0.01%，幾乎完全乾燥，而砂土平均比重為2.66。

試體相對密度之決定須先得知砂土之最大、最小乾密度。故依照ASTM D4253-00，規範進行三組試驗示於表3.4。首先以實降法固定1 cm落距，求得平均最小乾單位重 $\gamma_{d,min}=13.32\text{ kN/m}^3$ 。其次進行最大乾單位重試驗，使用震動頻率60 Hz、振幅0.33 mm之震動台，持續震動8分鐘。求得平均最大乾單位重 $\gamma_{d,max}=16.12\text{ kN/m}^3$ 。此外，求得最小孔隙比 $e_{min}=0.62$ 及最大孔隙比 $e_{max}=0.96$ 。

(2) 試驗儀器介紹

加勁材界面直接剪力試驗採用直剪儀進行(如圖3.15)，周邊設備主要包括下述四部分。

- (i) 直接剪力試驗機：此部分包括電動馬達與剪力環。本直剪試驗之剪力環勁度為 162.57 kg/div ，校正曲線如附圖A，剪動速率為 1.2 mm/min 。
- (ii) 直剪盒：此部分除了上盒與下盒外，還包括頂蓋與有孔之夾土板。試驗所採用之直剪盒尺寸分別為，上盒 $10\text{cm} \times 10\text{cm} \times 2.5\text{cm}$ ，下盒 $11\text{cm} \times 11\text{cm} \times 1.1\text{cm}$ 。
- (iii) 加載架：主要使用懸掛砝碼產生自重提供正向應力。

(iv) 量測儀器：使用測微錶量測水平與垂直位移，精度至0.01 mm，有效衝程5 cm。

(3) 試驗步驟

(i) 為觀察試驗後加勁材的變形，先於加勁材上以細奇異筆繪2cm × 2cm之方格，再使用強力膠均勻黏貼加勁材於光滑不銹鋼底板上，並固定於下盒頂部，使加勁材略高於下盒，且位於上下盒界面。

(ii) 計算相對密度55%所需土量，置入上盒內夯實至預定高度。

(iii) 蓋上夾土板及頂蓋，並架上垂直荷重架和垂直位移測微錶。

(iv) 架設水平位移測微錶，設定剪動速率為1 mm/min。

(v) 於試體外盒加水，放置一天，使試體浸水飽和。

(vi) 施加預定之正向應力，待垂直沉陷停止，調整連接上下盒之螺絲，以確定剪動面位於上下盒之間。

(vii) 啟動馬達進行剪動，直至出現剪應力尖峰值或水平位移量達10 mm 停止。

(viii) 改變不同正向應力，重複上述步驟3次即可得到破壞包絡線。

(4) 試驗結果

界面直剪試驗結果如圖 3.16 與 3.17，由破壞包絡線求得加勁材與浸潤砂之界面摩擦角為33.1°，純浸潤砂摩擦角為40.6°。根據 PLAXIS 對界面元素係數(R_{inter})之定義(式 3.28)，表示加勁材與砂土界面的 R_{inter} 為 0.76。

$$R_{inter} = \frac{\text{界面剪力強度}}{\text{土壤剪力強度}} = \frac{\sigma_n \tan \phi_i}{\sigma_n \tan \phi_{soil}} \quad (3.28)$$

3.3 未加勁與蜂巢格網加勁之三軸儀模型建構

本研究二維與三維模型建構過程如下，示意如圖3.19

(1) 二維時選擇方案性質為軸對稱(axisymmetry)，三維則不需選擇方案性質。

(2) 二維時利用幾何線(geometry line)繪出縱切後的試體，須注意軸對稱模型是以Y軸為對稱軸。而三維模型毋須切半處理，可直接使用內建之importables資料夾中的圓柱體選項，輸入直徑、高度與試體中心點座標即可繪出結構，或使用



幾何線輸入座標點，也可繪出模型。

- (3) 將土壤參數匯入試體結構中。
- (4) 施加邊界條件及荷載於三維模型時，需將原始結構拆解為面與體積才能進行設定。
- (5) 為了模擬實驗室中的採用應變控制的三軸儀壓密排水試驗，邊界條件與荷載設定如下：
 - (i) 試體上部
不允許側向變位，但能夠垂直移動且為排水路徑。垂直向均布荷載於其上，並且依照模擬之圍壓改變其數值，另外，還需採用指定位移量(prescribed displacements)藉由輸入軸向應變15%時的垂直位移量，模擬應變控制的行為。
 - (ii) 試體下部
不允許側向與垂直向移動，但為排水路徑。
 - (iii) 對稱軸
軸對稱模型才需用採此設置。設定不允許側向變位，但能夠垂直移動。
 - (iv) 試體外側
不設定位移限制條件，為不排水邊界，以模擬試體外側橡皮膜無法側向排水的情形。
 - (v) 水頭高
沈哲緯(2005)與黃渝紋(2012)皆採用飽和試體進行三軸儀排水試驗，因此需設定水位線使模型成為飽和的情況。二維於計算步驟初始時，將水位線設於試體頂部，三維模型則將土壤參數中之水頭高(head)設於試體頂部即可。



表 3.1 土壤模擬材料輸入參數(整理自黃渝紋，2012)

模擬圍壓(kPa)	50	100	200
乾單位重, γ_{unsat} (kN/m ³)	14.73	14.73	14.73
飽和單位重, γ_{sat} (kN/m ³)	19.01	19.01	19.01
初始孔隙比, e_{init}	0.77	0.77	0.77
最小孔隙比, e_{min}	0.62	0.62	0.62
最大孔隙比, e_{max}	0.96	0.96	0.96
參考摩擦角, ϕ'_{ref} (°)	37.0	37.0	37.0
參考凝聚力, c'_{ref} (kPa)	7.46	7.46	7.46
界面係數, R_{inter}	0.76	0.76	0.76
剪脹角, ψ (°)	15.6	13.3	10.8
波松比, ν_{ur}	0.25	0.20	0.20
參考加載勁度, E_{50}^{ref} (kPa)	1.76 E+4	1.86 E+4	5.3 E+4
參考單向壓密勁度, E_{oed}^{ref} (kPa)	1.76 E+4	1.86 E+4	5.3 E+4
參考反覆荷載勁度, E_{ur}^{ref} (kPa)	3.52 E+4	3.72 E+4	1.06 E+5
參考圍壓 p^{ref} (kPa)	50	100	200

表 3.2 試驗採用之蜂巢格網材料參數(整理自黃渝紋，2012)

項目	HDPE	接縫剪力 試驗	接縫剝脫 試驗	接縫拔裂 試驗
最大張力強度, T_{max} (kN/m)	15.03	8.22	6.43	8.58
破壞時之張應變, ε_f (%)	41.7	23.8	21.6	11.4
割線抗張模數, $J_{5\%}$ (kN/m)	42.4	33.4	29.7	72.8

表 3.3 現地採用之蜂巢格網材料參數(整理自沈哲緯，2005)

項目	HDPE	接縫剪力 試驗	接縫剝脫 試驗	接縫拔裂 試驗
最大張力強度, T_{max} (kN/m)	17.0	13.5	9.5	12.85
破壞時之張應變, ε_f (%)	44.5	13.8	11.7	9.2
割線抗張模數, $J_{5\%}$ (kN/m)	278.0	238.0	74.0	92.0



表 3.4 石英砂乾單位重

試驗編號	最小乾單位重	最大乾單位重
	$\gamma_{d,min}$ (kN/m ³)	$\gamma_{d,max}$ (kN/m ³)
1	13.31	16.11
2	13.32	16.12
3	13.32	16.12
平均值	13.32	16.12

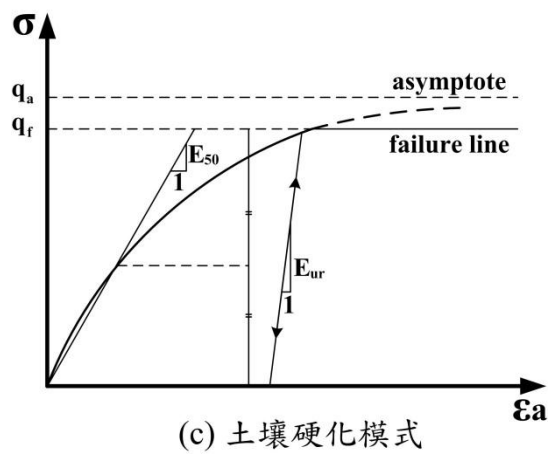
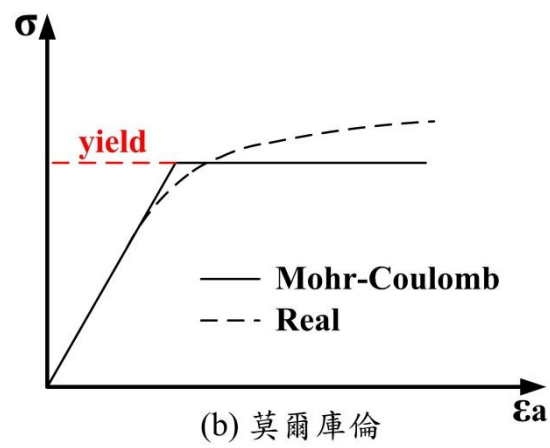
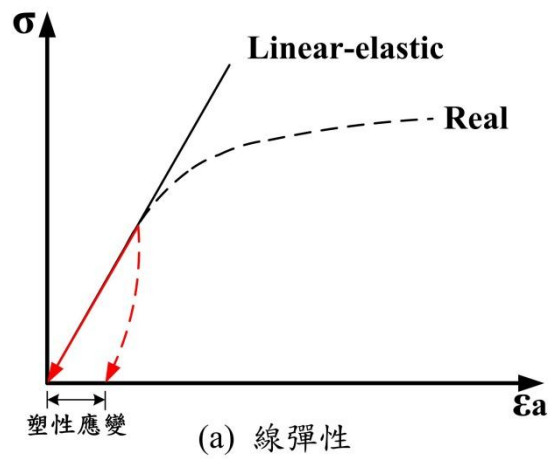


圖3.1 各模式與真實土壤行為示意圖

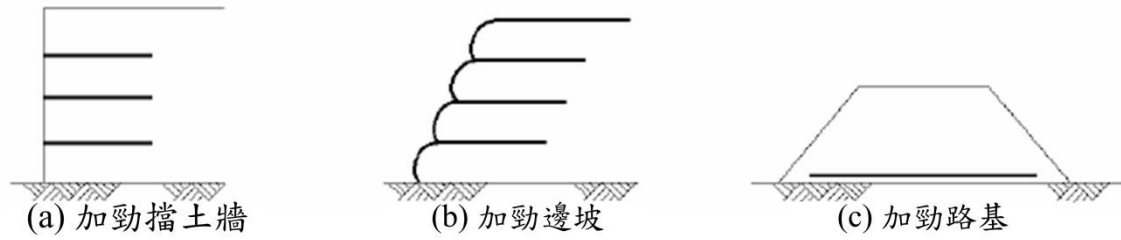


圖3.2 土工格網的應用

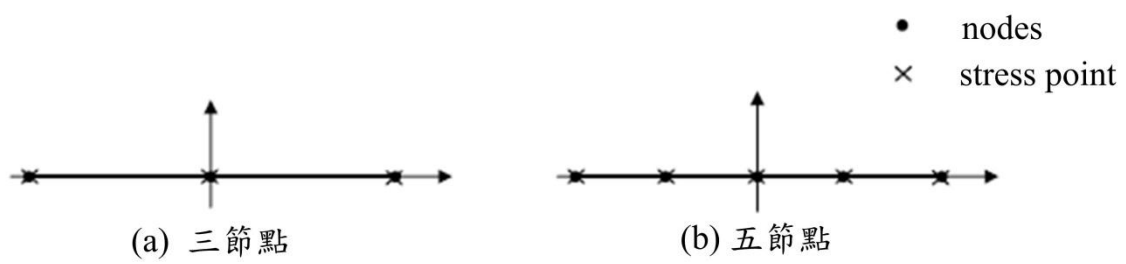


圖3.3 土工格網單元上節點和應力點位置示意圖

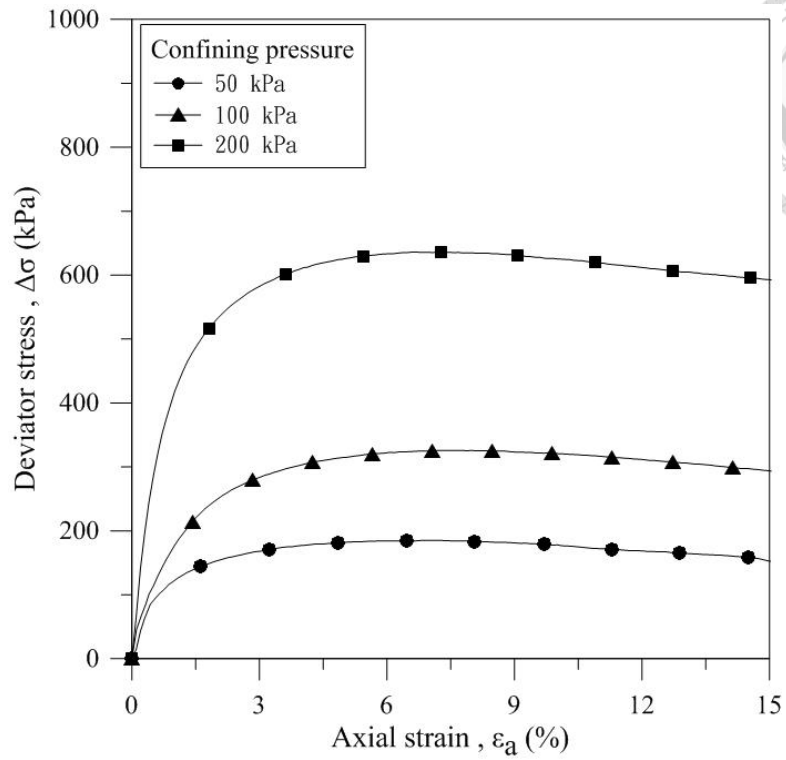


圖3.4 砂土相對密度55%之應力應變曲線(黃渝紋，2012)

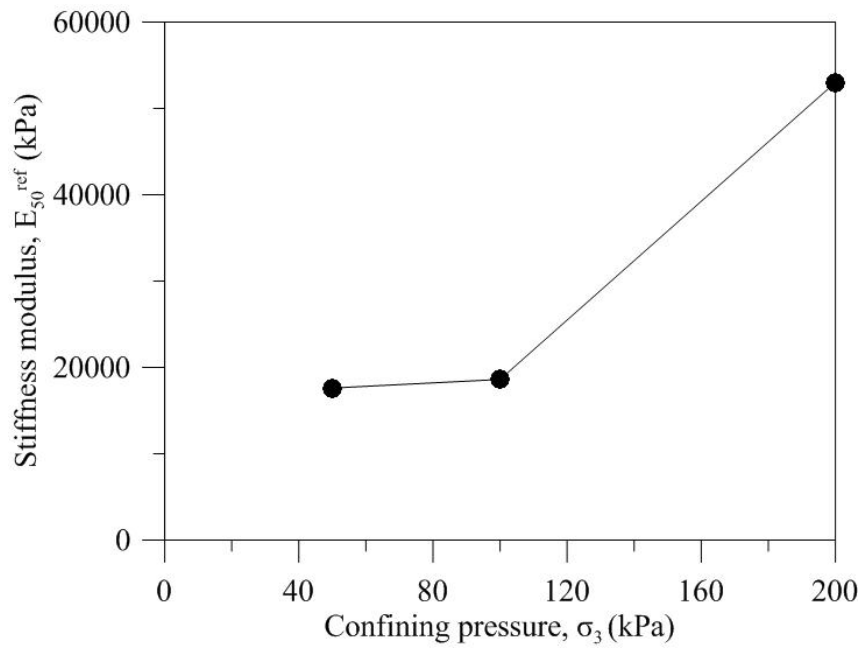


圖3.5 不同圍壓對應之加載勁度 E_{50}^{ref} (整理自黃渝紋，2012)

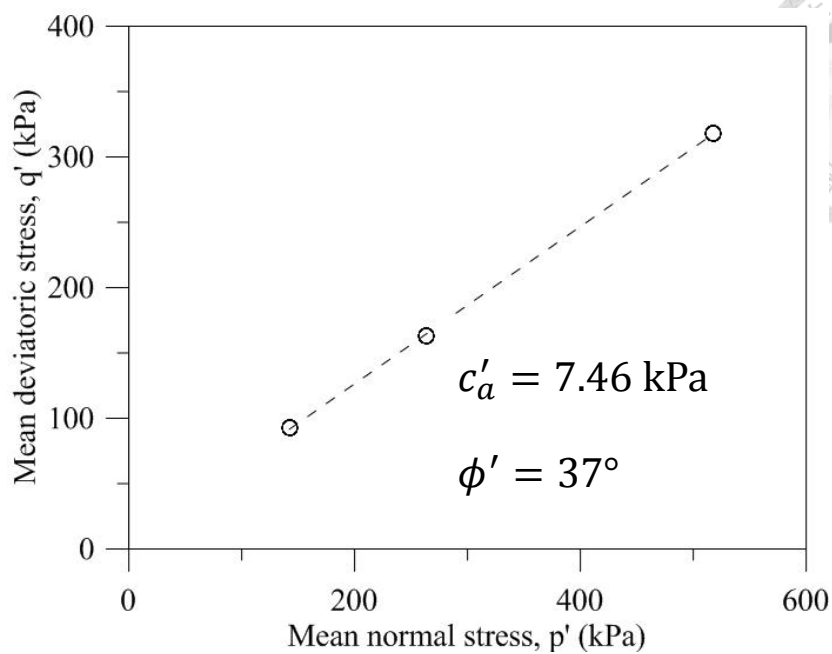


圖3.6 砂土相對密度55%之應力路徑(重繪自黃渝紋，2012)

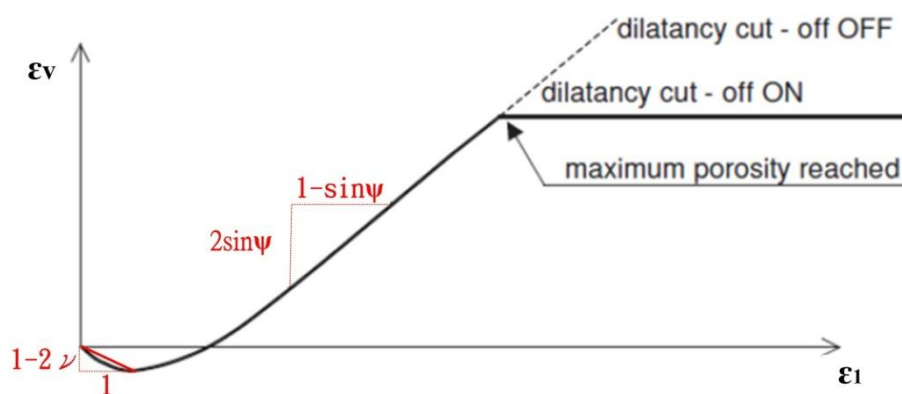


圖3.7 波松比、剪脹角與截斷剪脹示意圖

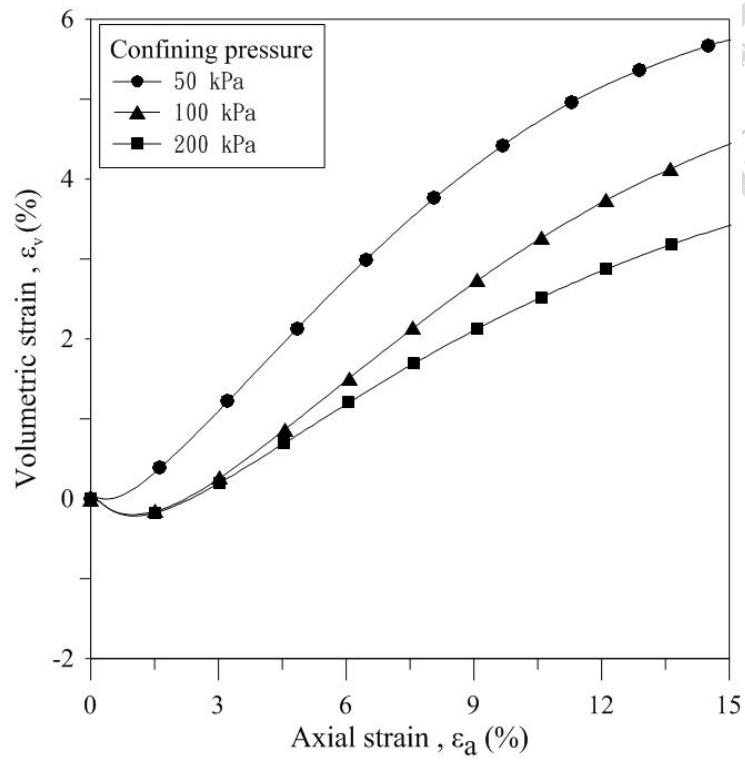


圖3.8 砂土相對密度55%之體積應變曲線(黃渝紋，2012)

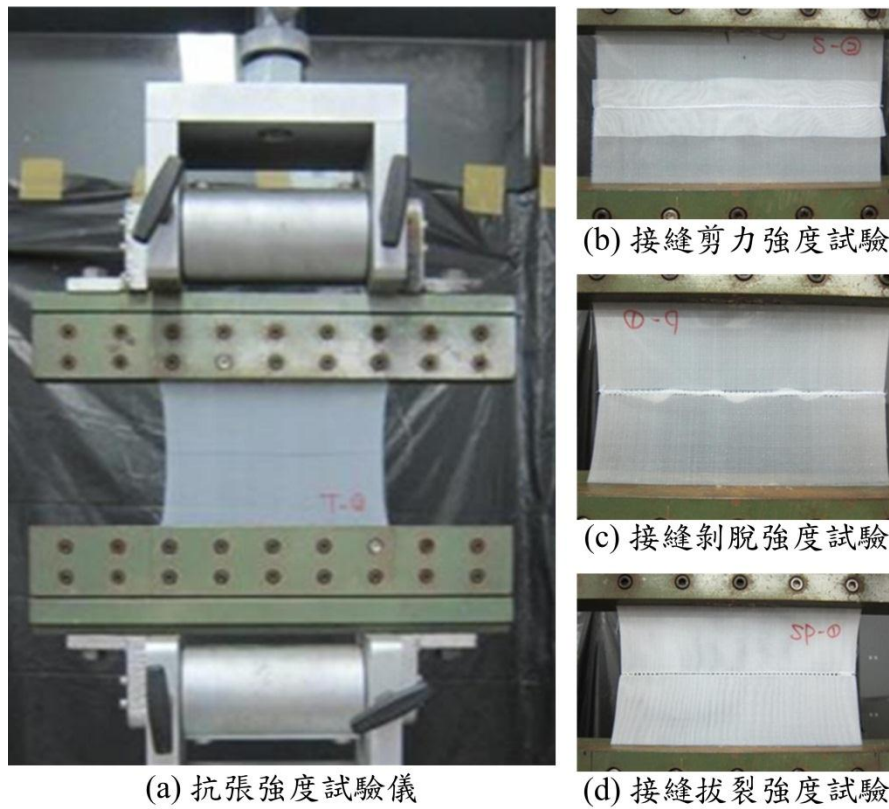


圖3.9 試驗用之蜂巢格網張力試驗(黃渝紋，2012)

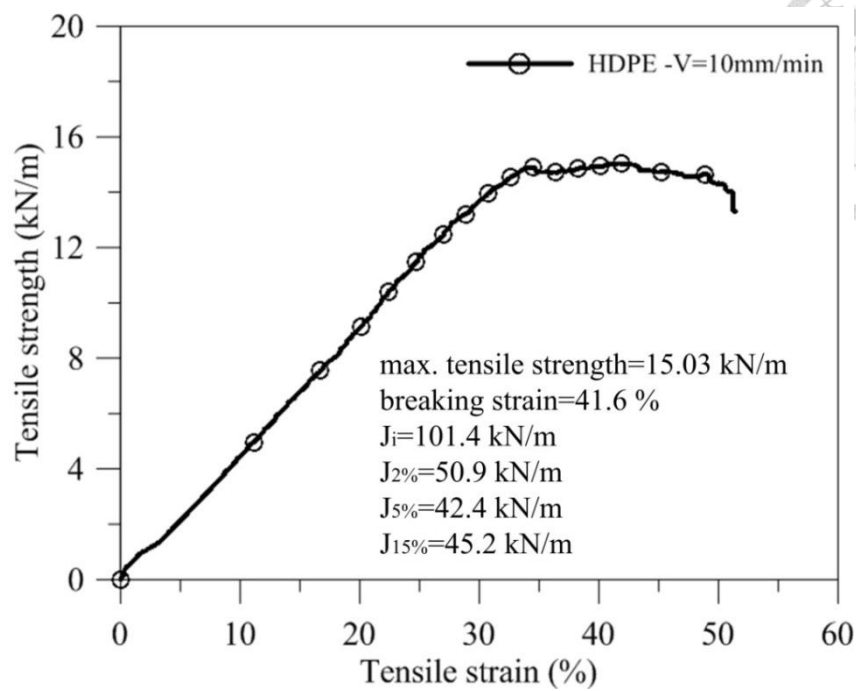


圖3.10 蜂巢格網材料抗張強度-應變曲線(整理自黃渝紋，2012)

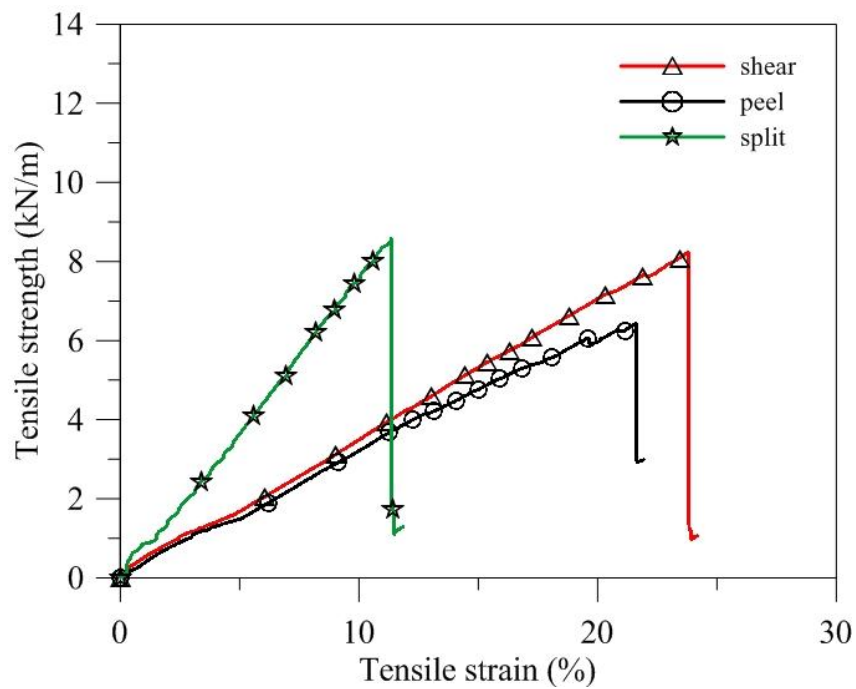


圖3.11 蜂巢格網接縫強度-應變曲線(整理自黃渝紋，2012)

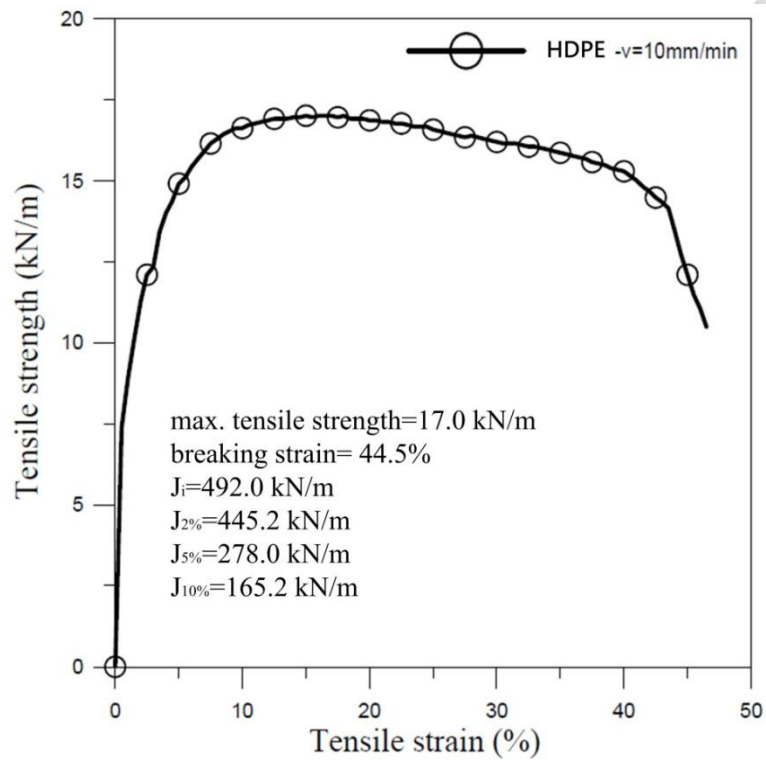


圖3.12 蜂巢格網材料抗張強度-應變曲線(沈哲緯，2005)

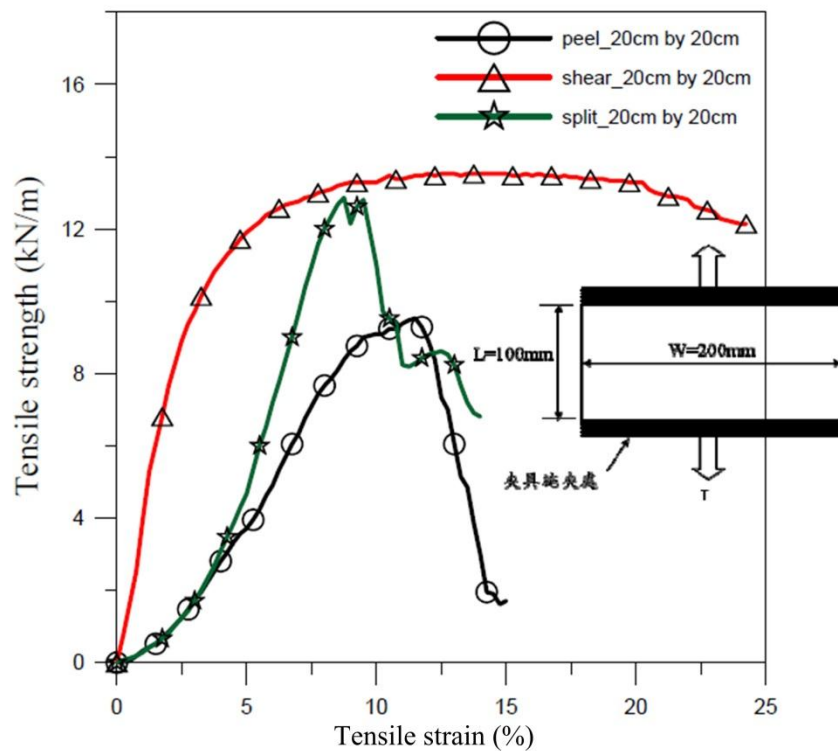


圖3.13 蜂巢格網接縫強度-應變曲線(沈哲緯，2005)

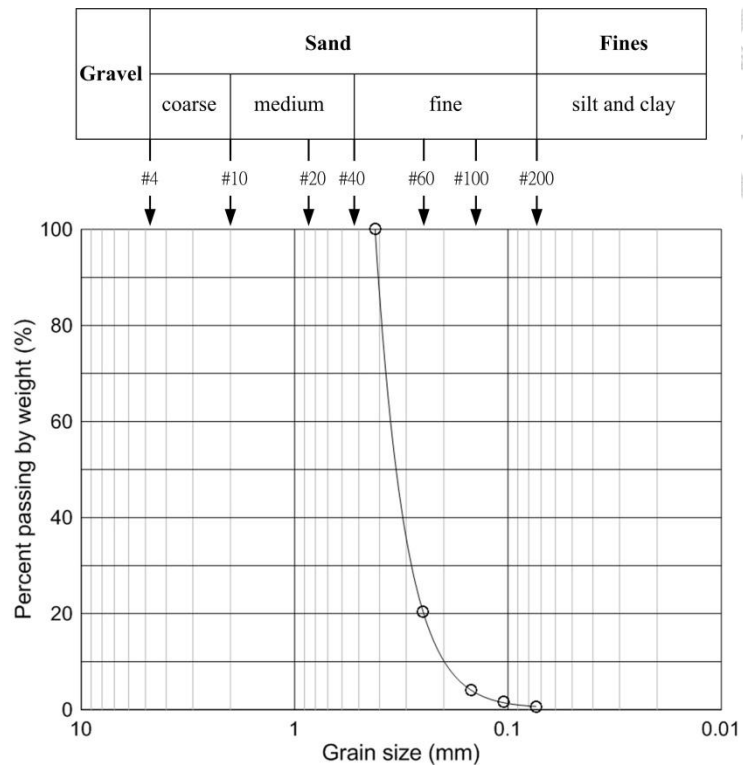


圖3.14 砂土粒徑分布曲線

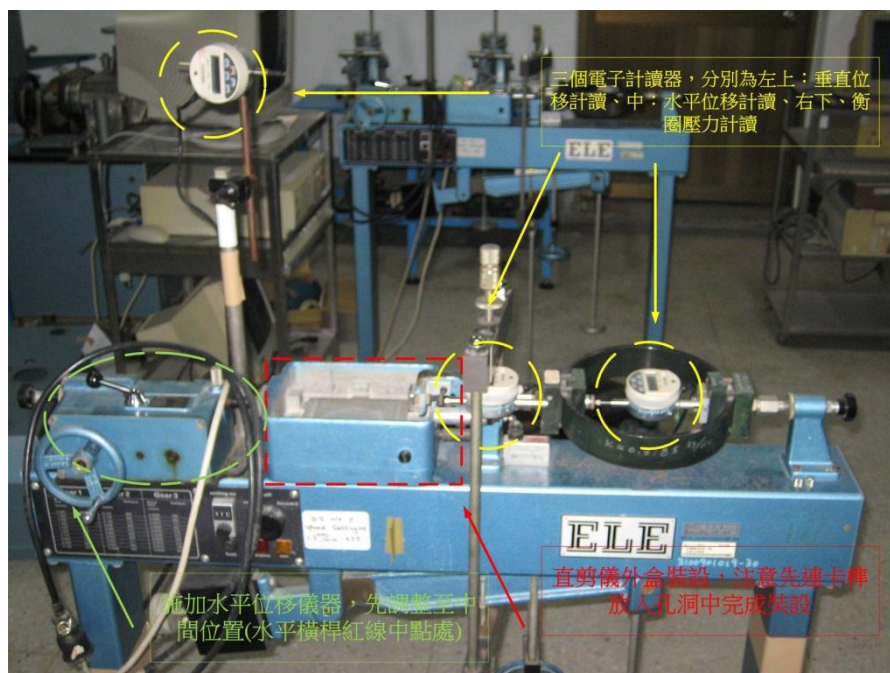
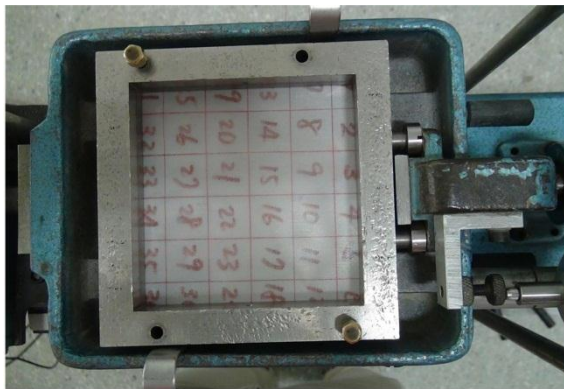
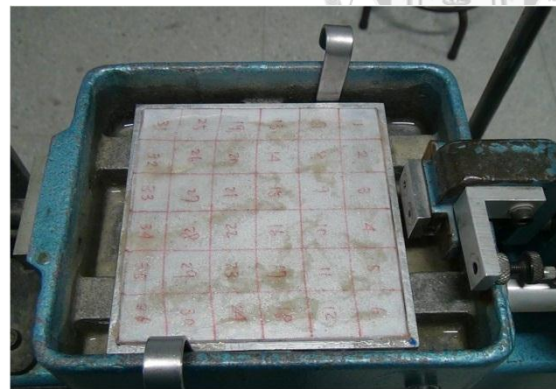


圖3.15 直剪試驗儀



(a) 試驗前



(b) 試驗後

圖3.16 界面摩擦試驗之加勁材

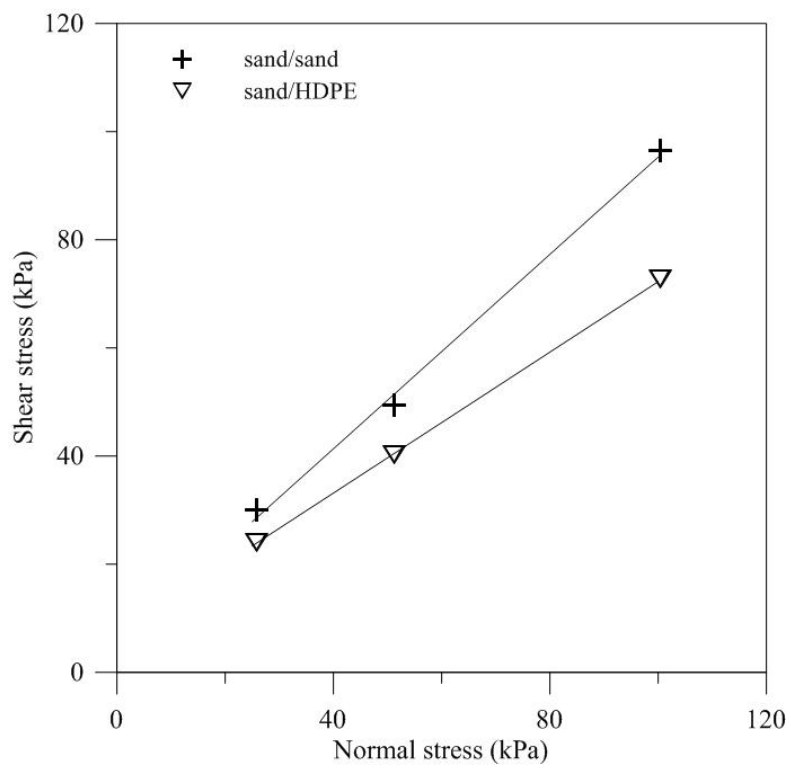


圖3.17 浸潤砂與加勁材界面摩擦試驗結果(砂土相對密度55%)

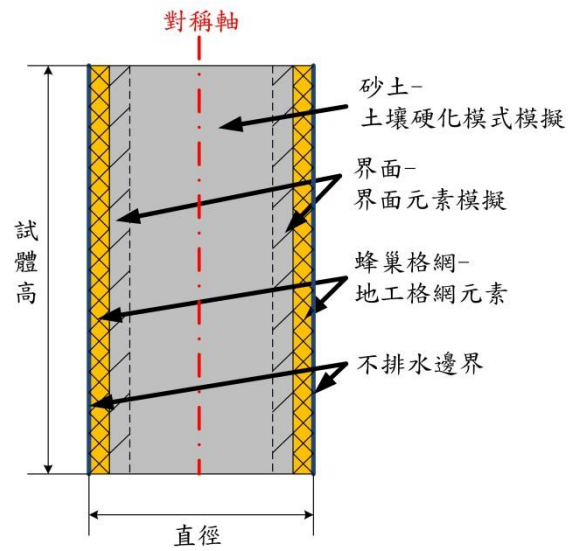


圖3.18 試體數值模型

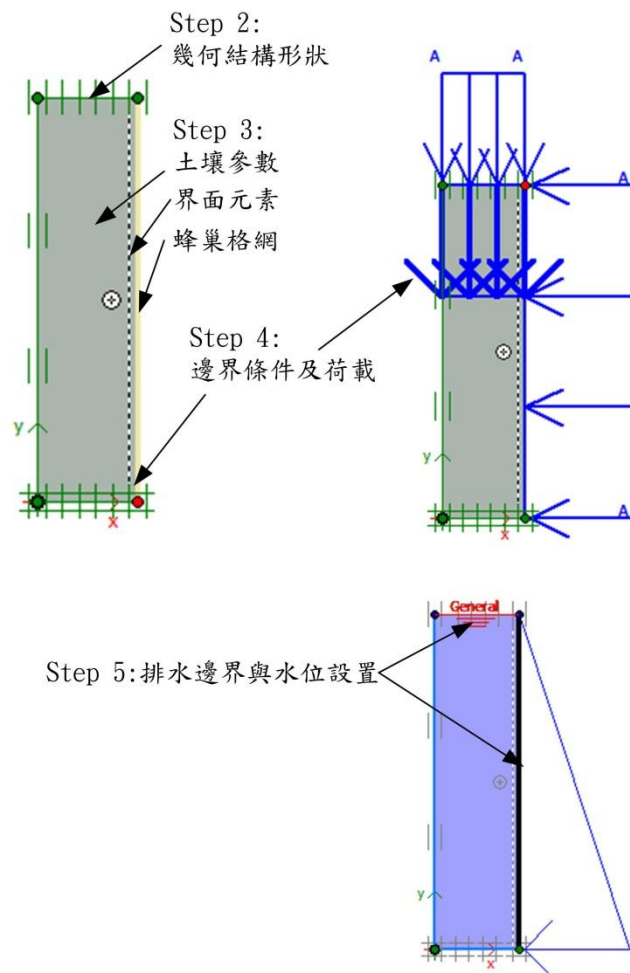


圖3.19 二維模型建構步驟

第四章 數值模擬驗證

數值分析模式需確認其模型反應的正確性，故本章首先依據黃渝紋(2012)三軸儀壓密排水試體建立相同之數值模型，針對試體的應力應變曲線、試體變形情況、壓縮強度等模擬結果與實驗結果進行比對驗證。

其後，改變蜂巢格網單元之直徑，且在高勁比符合試體規範之2.0~2.5範疇內進行模擬，以探討格室直徑、有無未加勁區兩項變因對模型整體軸差應力之表現、蜂巢格網張力之發揮、內部應力分布及側向位移量等影響進行探討。

最後，針對工程上常用之蜂巢格網尺寸進行單格與多格壓縮強度關係研究，亦即是固定蜂巢格網單元尺寸(直徑與高度)，但增加格室數量進行三維度之分析及討論。

4.1 數值分析之驗證

黃渝紋(2012)進行蜂巢格網加勁砂土與未加勁砂土之三軸儀壓密排水試驗。為了避免加入地工格網元素影響土體之表現，造成土壤參數確認之誤差，進而使得加勁材參數選取不當，因此，分別針對加勁與未加勁試體之二維數值與實驗結果來比較。本研究選擇未加勁試體(直徑7cm)與圓形格室的加勁試體(直徑15cm)進行驗證。加勁材的軸向勁度 EA 採用HDPE抗張割線模數(以下簡稱 J_t)和接縫剝脫割線模數(以下簡稱 J_p)來與實驗結果對照，以利後續模擬參數之選擇有所依據。數值模型尺寸與配置參見表4.1與圖4.1~4.3。

4.1.1 應力應變曲線與應力路徑圖

由於模型軸差作用力的施加方式是在模型上部以預設位移來模擬，因此，應力應變計算是選取試體頂部位移-作用力輸出節點(圖4.4)。運算結束後，須將節點之位移-作用力曲線數據進行後處理，方能獲取真正的應力應變曲線。後處理方式如下說明：

依據PLAXIS Reference Manual二維軸對稱模型，對於荷載位移曲線與應力路

徑(load-displacement curves and stress paths)章節之描述，Y方向應力係將Y方向作用力乘以 2π 再除以作用面積(式4.1)。此外，須進一步將算出的Y方向應力值扣除施加的圍壓(式4.2)，方能得到軸差應力 $|\sigma_1 - \sigma_3|$ 。軸向應變 ε_a 則為Y方向位移量除以模型原始總高度(式4.3)。

$$Stress_Y = \frac{Force_Y \times 2\pi}{A} \quad (4.1)$$

$$|\sigma_1 - \sigma_3| = Stress_Y - \sigma_3 \quad (4.2)$$

式中 $Stress_Y$ ：Y方向應力，於本研究中代表 σ_1 (kN/m²)

$Force_Y$ ：由PLAXIS位移作用力曲線輸出之Y方向作用力(kN/rad)

A ：作用面積(m²)

$|\sigma_1 - \sigma_3|$ ：軸差應力(kN/m²)

σ_3 ：圍壓應力(kN/m²)

$$\varepsilon_a = \frac{u_y}{H} \quad (4.3)$$

式中 ε_a ：軸向應變

u_y ：由PLAXIS位移作用力曲線輸出之Y方向位移(m)

H ：模型原始高度(m)

圖4.5~4.9為數值模擬與黃渝紋(2012)結果之比較。圖4.5、4.6分別為未加勁模型於圍壓50、100、200 kPa之應力應變曲線與應力路徑。可見數值模擬甚佳，應力應變曲線幾近相同，而利用應力路徑圖回歸所得凝聚力與摩擦角(表4.2)和實驗值相較誤差量在5%以內。圖4.7~4.9為加勁模型與實驗比較，當 $EA=J_i$ 時，模擬之應力應變曲線在各圍壓下皆高於實驗曲線，而 $EA=J_p$ 時與實驗曲線較接近。加勁模型之應力路徑圖回歸所得凝聚力(表4.2)和實驗值相較，以 $EA=J_p$ 的模型為佳，顯示試驗所用的蜂巢格網加勁材勁度中，接縫剝脫強度可能才是控制圍束效能之重要因子。且於三軸壓縮試驗、路堤與路基應用時，承壓模式會使得蜂巢格網的格室擴張，

而接縫的存在會讓格室出現角隅(圖4.10)，應力集中效應又常發生於角隅處，因此當格室內填土產生之主動土壓力高於接縫剝脫強度所造成的圍束力，格室就會發生爆裂，內填土溢出進而格網結構的加勁效能下降，多格時，此情況會像第二章，由Yang等人(2012)進行APT試驗之加勁層自接縫處爆裂，導致車轍加深。顯示蜂巢格室結構保持完好對加勁路面的重要性。故本研究於後續蜂巢格網加勁結構之探討將採用接縫剝脫割線模數為加勁材參數。

另外，當圍壓為100kPa時(圖4.7、4.8)，無論 $EA=Jt$ 或 $EA=Jp$ ，模擬曲線在較低應變時(分別為7%與9%)皆低估應力值。推測其原因為實驗誤差，說明如下：

(1) 柔性加勁材在應變較大時發揮張力

觀察圍壓100kPa時(圖4.11)，SC1(15)實驗曲線在小應變之應力值即高於未加勁者甚多。而加勁材的張力發揮是伴隨試體的環向應變而變化，環向應變越大加勁材拉撐的幅度越大，張力造成的圍束力更明顯，軸差應力值因而獲得提升。因此在小應變時，SC1(15)實驗曲線應該與砂土實驗曲線幾乎重合，在應變較大時，應力有提高的現象才合理。

(2) 曲線間距判視

無論加勁與否，圍壓條件為50、100、200 kPa，換算成比值約為1：2：4。觀察圖4.5、4.7的實驗曲線，在實驗條件控制良好的情形下，曲線間距應如同未加勁實驗曲線之分布，由此推論SC1(15)實驗中，圍壓100 kPa之曲線於應變約7%前應力值偏高。

4.1.2 體積應變曲線

無論實驗或數值模擬，試體中任意兩點的位移量值皆不相同，因此不可選擇某點之應變量，做為整體應變的代表值。壓密排水試驗可藉由試體的排水量換算其體積應變。PLAXIS 2D藉由輸出特定軸向應變 ε_a (即 ε_y)時之邊界線位移量 U_x 換算成徑向應變 ε_r (即 ε_x)，再將 ε_y 與 ε_x 代入(式4.4)而可得到對應的體積應變 ε_v 。

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V} = \frac{(1+\varepsilon_x)(1+\varepsilon_y)(1+\varepsilon_z)-1}{1} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z + \varepsilon_x\varepsilon_y + \varepsilon_y\varepsilon_z + \varepsilon_x\varepsilon_y\varepsilon_z \quad (4.4)$$

以砂土模型圍壓 50 kPa，軸向應變 $\varepsilon_y = 2\%$ 時之側向變形圖為例(圖 4.12)。將側邊由上至下之側向位移量 U_x 輸出後，取其平均值 $\overline{U_x}$ 再除以原始模型之半徑 0.035 m，可得 $\varepsilon_x = 1.09\%$ ，再將 $\varepsilon_y = 2.0\%$ 與 $\varepsilon_x = 1.09\%$ 算得此時體積應變 $\varepsilon_v = 0.15\%$ 。反覆輸出不同 ε_y 時之側向位移量，再進行上述之換算步驟，才可獲得體積應變曲線。

體積應變曲線是為了驗證土壤參數中的剪脹角 ψ 與波松比 ν ，因此僅針對砂土模型與實驗進行對照(圖 4.13)。比對分析結果，可見數值模擬成果尚佳，僅圍壓 50 kPa 者在軸向應變量較大時，模型持續剪脹，但實驗曲線卻已趨緩，體積應變稍有高估的現象。

綜合所述，本研究所建置之數值模型對於試驗結果之模擬可得到一定的準確度，並且已確認土壤參數與加勁材參數的適用性，故以此數值模型針對蜂巢格網加勁結構影響因子進行探討。

4.2 蜂巢格網影響因子探討

此節除了延續採用上一節之土壤與加勁材參數，還納入沈哲緯(2005)現地之加勁材參數。在高徑比符合三軸規範之範疇內改變格網室之直徑，探討格室直徑、有無未圍束砂、格室形狀三項因子對模型壓縮強度表現之影響，並且在格室高徑比固定的前提下擴展格數，尋求單格與現地多格壓縮強度之關係。

4.2.1 格室直徑之影響

暨驗證用之 SC1(15) 的格室直徑為 15 公分，本節增添模型 SC1(7) 與 SC1(6)，格室直徑分別為 7 公分與 6 公分，圍壓條件仍維持 50、100 與 200 kPa，模型尺寸圖表參見表 4.1 與圖 4.2。圖 4.14~4.16 為各圍壓下，三種不同格室直徑之應力應變圖。由圖中顯示，無論圍壓大小，格室直徑的減小有助於整體強度的提升。圖 4.17 與表 4.3 為應力路徑與進行回歸而得的剪力參數，可見格室直徑大小對摩擦角造成之變動不大，但對凝聚力而言為敏感因子。

格室直徑對土壤有效應力、剪應力、水平向位移與剪應變之影響以外施圍壓

50kPa、軸向應變為15%時來表示。依照PLAXIS Reference Manual對卡氏座標有效應力(Cartesian effective stresses)正負值的定義，係以張力為正、壓力為負。水平有效應力 σ'_{xx} 分布圖請見圖4.18、4.19，可知加勁後砂土之水平壓力高於純砂模型，無論加勁與否，模型中心之水平壓應力直皆最小。剪應力分布圖請見圖4.20、4.21，本研究輸出之剪應力為程式中的 τ_{max} 。PLAXIS Reference Manual對 τ_{max} 的定義係保持平均應力為定值，增大莫爾圓使其與Coulomb破壞包絡線相切時的最大剪應力值。由圖可知，加勁模型右側靠近蜂巢格網的剪應力皆較大，純砂土模型則無此情形。

水平向位移分布請見圖4.22~4.23，將尺寸完全相同的S模型與SC1(7)進行比較，未加勁的S模型位移量高於SC1(7)，可知蜂巢格網可減少試體的徑向應變。而SC1(6)之位移量分布於上下端較高，其他模型皆為中間處較大，造成此差異的原因為SC1(6)的高徑比較大，相較於其他模型較為細長所導致。剪應變分布圖請見圖4.24、4.25，本研究輸出之剪應變為程式中的 γ_s 。由圖可知，蜂巢格網會影響試體破壞模式。未加勁模型有一道剪應變較大之切線，加勁模型則有兩道由中心向上下兩端延伸之切線。

4.2.2 格網外圍砂土之影響

Rajagopal等人(1999)進行加勁試體三軸儀試驗，認為須針對加勁面積與總面積之比值進行修正，提出修正公式(式2.11)。本節增加SC1(6)*模型與SC1(6)比較，以了解格網外圍之砂土對整體壓縮強度表現、試體內部應力應變分布、水平向位移量與蜂巢格網環向張力之影響。

圖4.26~4.28為各圍壓下SC1(6)與SC1(6)*應力應變曲線，顯示加勁區外若含砂，則整體軸差應力會下降。圖4.29與表4.4為應力路徑與進行回歸而得的剪力參數，SC1(6)*視凝聚力較低，可見加勁模型中若含未加勁區，則蜂巢格網提升之視凝聚力需進行修正。

觀察圖4.30模型內部水平有效應力 σ'_{xx} 分布，SC1(6)*於蜂巢格網外圍之壓應力較格網內小，再將SC1(6)*與圖4.19比較，壓力值皆約為40~80 kPa，可知格網外的

砂土並未受到格網加勁。再由剪應力分布圖(圖4.31)觀察，SC1(6)*加勁區內的剪應力在靠近格網處較SC1(6)高，配合水平向位移分布圖(圖4.32)觀察，可知SC1(6)*於試體側壁的水平向位移量較大，代表徑向應變量較大，因此蜂巢格網發揮的張力較高(圖4.34、4.35)，才會造成SC1(6)*的剪應力在靠近格網處較SC1(6)高。

剪應變分布圖如圖4.33，由圖可知格網外圍若有砂土，則剪切面可能會通過蜂巢格網，形成與格網外圍無砂土之模型不同的情況。

4.2.3 格室形狀之影響

黃渝紋(2012)，針對格室形狀進行探討(圖2.9a)，認為格室形狀會影響凝聚力的表現。本研究在圍束面積與模型高度相同的情況下改變格室形狀為圓形、六角形與橢圓形，進行三維度模擬，探討格室形狀的影響，詳細模型尺寸請見表4.1與圖4.3。由於尺寸接近現地，因此加勁材參數參考沈哲緯(2005)之現地蜂巢格網材料參數，代入值為表3.3之接縫剝脫割線模數；土壤沿用砂土的參數。

圖4.36~4.38為各圍壓下SC1(20)、SH1(20)與SE1(20)應力應變曲線，顯示格室形狀為圓形時強度最高，六角形最低。圖4.39與表4.5為應力路徑與剪力強度參數，六角形之摩擦角稍顯增加，但凝聚力最低；橢圓形摩擦角及凝聚力均介於中間。

圖4.40為施加軸差應力後的變形圖，可發現六角形角隅處與橢圓形之長軸方向會向內縮、六角形各邊與橢圓之短軸方向則會向外擴，加壓後皆趨近圓形。圖4.41係各形狀切面觀察示意圖，AA*表示通過中心軸之XZ方向平面、BB*為通過中心軸之YZ方向平面、CC*則是通過中心點的橫剖面。圖4.42、4.43為各形狀之有效應力 σ'_{xx} 與 σ'_{yy} ，以壓應力為負。由圖可知，六角形應力集中於角隅處。

圖4.44與4.45為各形狀之剪應力分布。圓形模型SC1(20)於中心處剪應力最小，且上下左右分布對稱，不同切面觀察對於應力分布狀況及其量值差異不大；SH1(20)的AA*切面兩側恰為六角形的邊，BB*切面為六角形的角，可知剪應力於模型中間區塊較大；SE1(20)的AA*切面恰為橢圓形長軸方向，BB*切面則為短軸方向，其剪應力分布與圓形略為相似，皆為中心區塊的應力值較低。

觀察各形狀之剪應變分布(圖4.46、4.47)，圓形於中心處剪應變最大，且圓形

與橢圓形於AA*和BB*切面之分布，呈現上下左右對稱，此情況與六角形只有左右對稱不同。另外，六角形的剪應變隨著切面的不同而有較大的改變。AA*切面通過六角形的邊，剪應變於中心處較大；BB*通過六角形的角，剪應變於角隅處較大。

圖4.48為各形狀於軸向應變15%時，蜂巢格的網環向張力。由圖可知，圓形格網可發揮較大的張力，六角形最小。

4.2.4 蜂巢格網格數效益


蜂巢格網於現地加勁之表現，受限於儀器、可運用的空間、人力等因素，因此對於蜂巢格網現地(多格)壓縮強度與室內試驗(單格、或較少格)壓縮強度的關係未善了解。儘管Wesseloo等人(2009)提出多格效率因子，提供單格與多格間壓縮強度之量化方法，但觀察(圖2.12b)曲線尚未趨於定值。

本研究為了符合現地情況，採用沈哲緯(2005)之現地蜂巢格網及黃渝紋(2012)砂土的參數，並設定等效直徑20公分的六角形，高徑比(H/D)為2.0與1.0兩種型式，在控制格室形狀與尺寸下增加格室數量，圍壓條件為50 kPa，進行三維度壓密排水數值分析。格數及排列方式見圖4.49，軸差應力的施加方式為全域施壓，每個格室上方同時受到指定垂直向下位移量的預設值(圖4.50)。

圖4.51~4.54為高徑比2.0(即高度40公分)之有效應力 σ'_{xx} 分布圖，圖4.55~4.58則是高徑比1.0(高度20公分)的分布圖。由圖可知，無論高徑比為何，越靠近中心格室，壓應力值越大，表示越內層的砂土受到的圍束力較高。

圖4.59、4.60為兩個高徑比的應力應變圖，軸差應力值是作用於模型頂部之垂直向作用力除以圍束總面積，可看出無論1格或469格，皆以高徑比1.0者強度較高，多格時因會出現曲線斜率隨著應變而增加的現象，這是因為變形越大可帶動更多格室發揮圍束效果，但試體下方邊界設為固定邊界(fixed)，內填土無法從模型底部擠出，因此壓縮會變得更加困難。

表 4.1 數值模型尺寸表



模型代號	模型高度 (cm)	模型直徑 (cm)	蜂巢格網直徑 (cm)	蜂巢格網 形狀	格室數量
S	15	7	Non	Non	Non
SC1(15) _{EA=J_t}	30	15	15	圓形	1
SC1(15) _{EA=J_p}	30	15	15	圓形	1
SC1(7)	15	7	7	圓形	1
SC1(6)	15	6	6	圓形	1
SC1(6)*	15	7	7	圓形	1
SC1(20)	40	20	20	圓形	1
SH1(20)	40	20	20	六角形	1
SE1(20)	40	20	20	橢圓形	1

表 4.2 實驗與模型驗證之剪力強度參數

實驗與模型代號	格室直徑 (cm)	凝聚力 c (kPa)	摩擦角 ϕ (°)
實驗 S	7	7.46	37.0
S	7	7.16	36.9
實驗 SC1(15)	15	32.1	37.9
SC1(15) _{EA=J_t}	15	60.5	36.7
SC1(15) _{EA=J_p}	15	40.3	36.9



表 4.3 不同格室直徑下的剪力強度參數

模型代號	格室直徑 (cm)	凝聚力 c (kPa)	摩擦角 ϕ (°)
SC1(6)	6	105.5	36.0
SC1(7)	7	88.8	36.4
SC1(15) _{$EA=Jp$}	15	40.3	36.9

表 4.4 蜂巢格網外之砂土對剪力強度參數的影響

模型代號	模型直徑 (cm)	格室直徑 (cm)	凝聚力 c (kPa)	摩擦角 ϕ (°)
SC1(6)	6	6	105.5	36.0
SC1(6)*	7	6	87.2	36.2

表 4.5 蜂巢格網形狀對剪力強度參數之影響

模型代號	格室形狀	格室等效直徑 (cm)	凝聚力 c (kPa)	摩擦角 ϕ (°)
SC1(20)	圓形	20	71.0	37.4
SH1(20)	六角形	20	13.5	38.7
SE1(20)	橢圓形	20	39.7	38.6

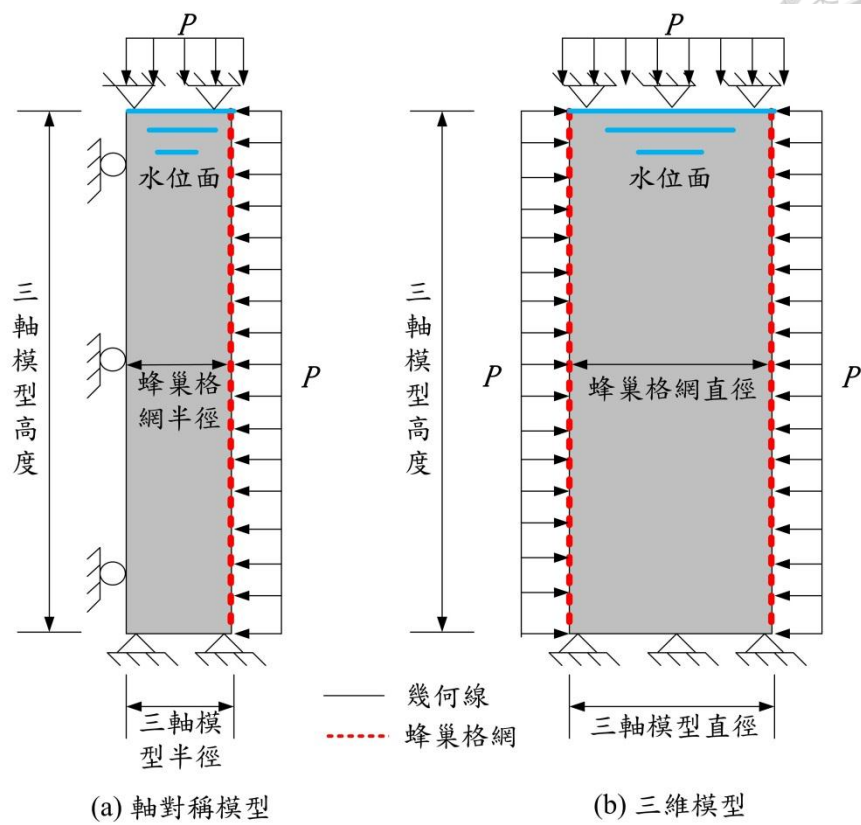


圖4.1 數值模型邊界條件示意圖

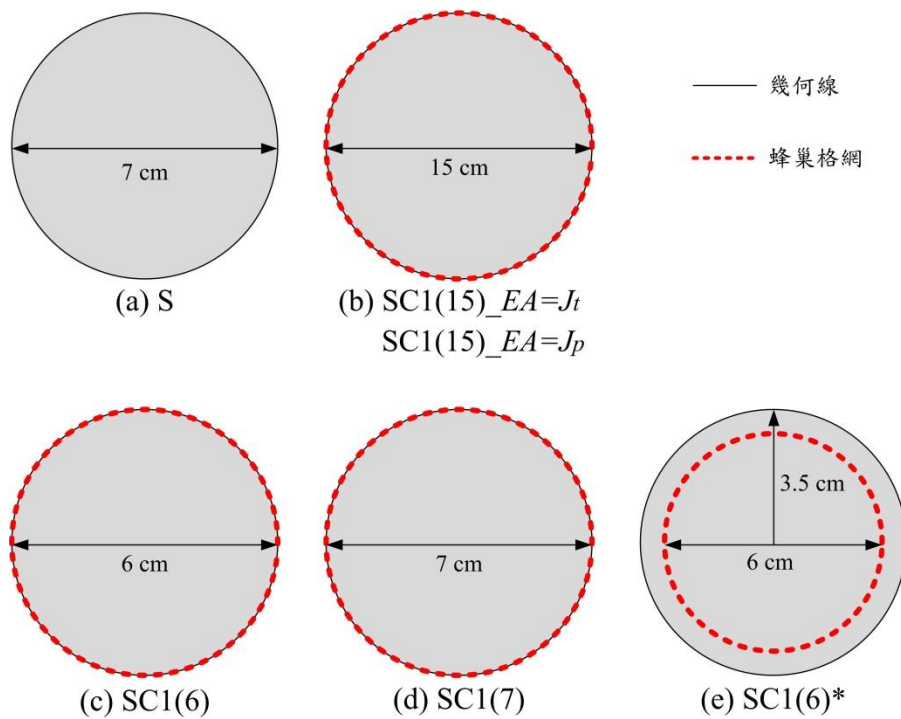


圖4.2 各模型尺寸示意圖一

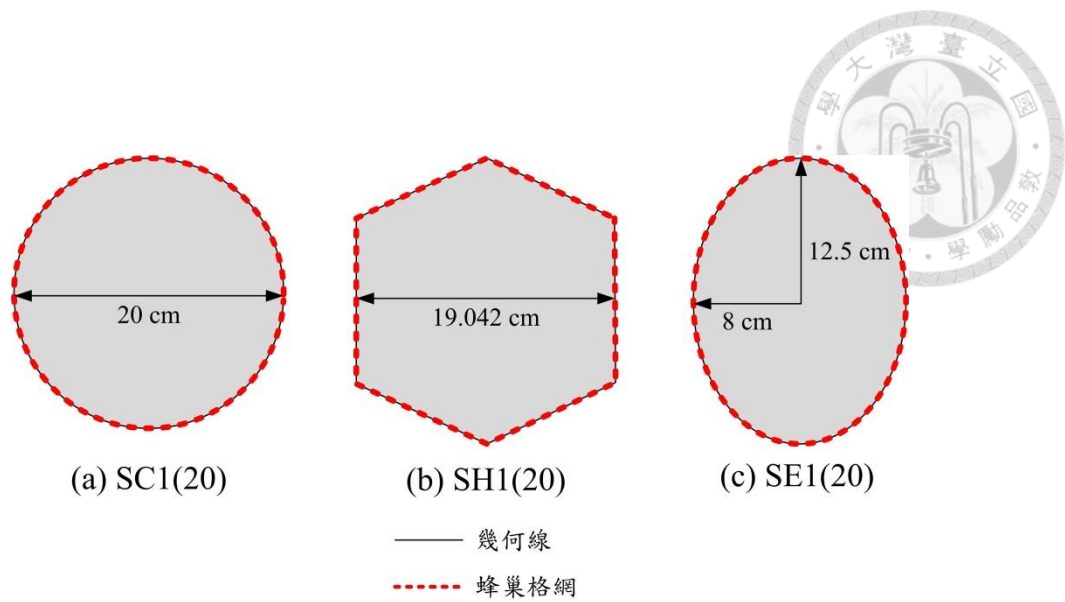


圖4.3 模型代號示意圖二

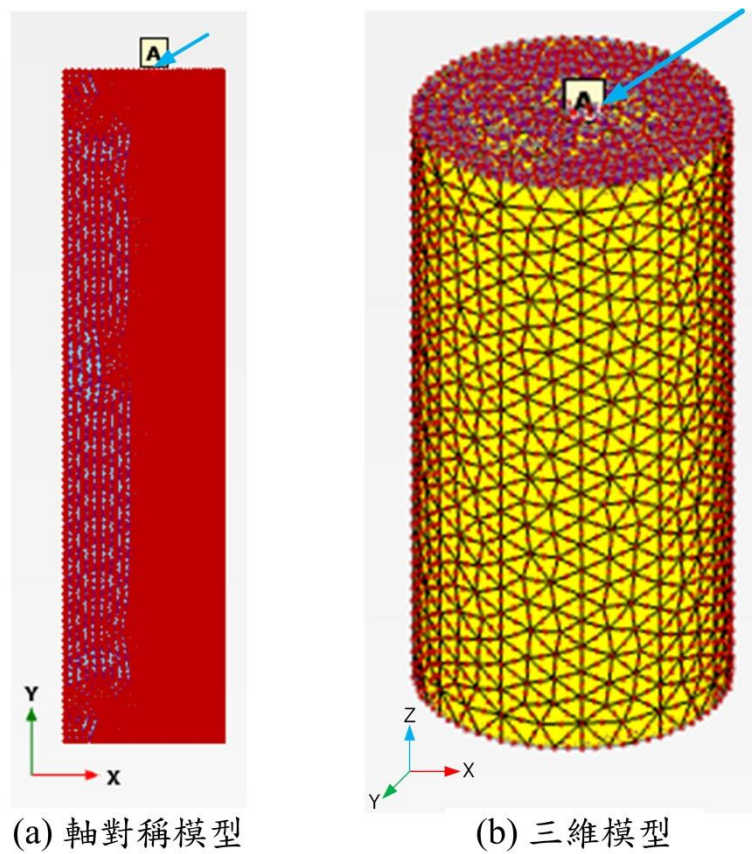


圖4.4 選取位移-作用力輸出節點

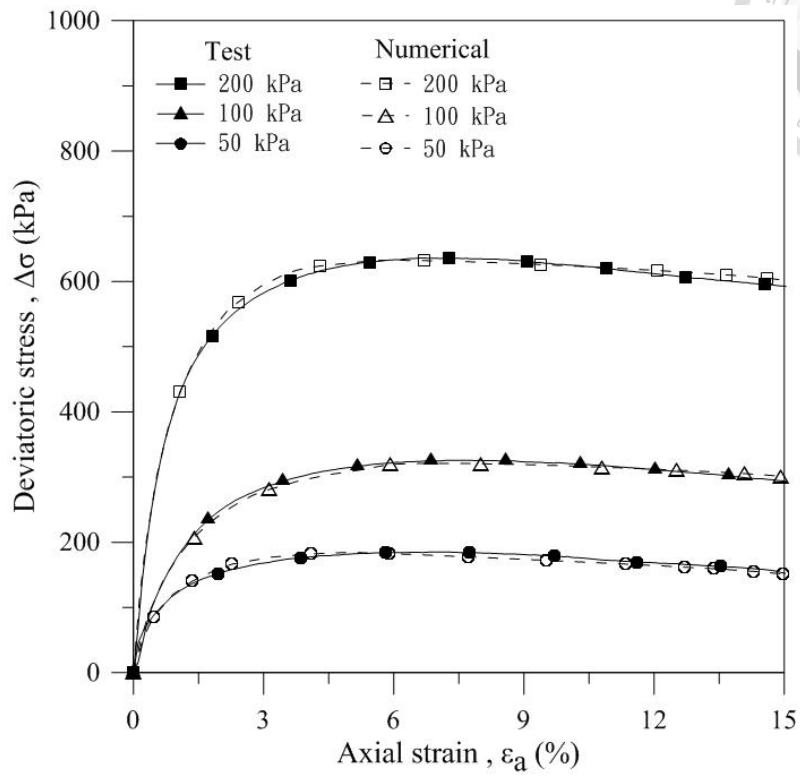


圖4.5 砂土模型驗證之應力應變圖

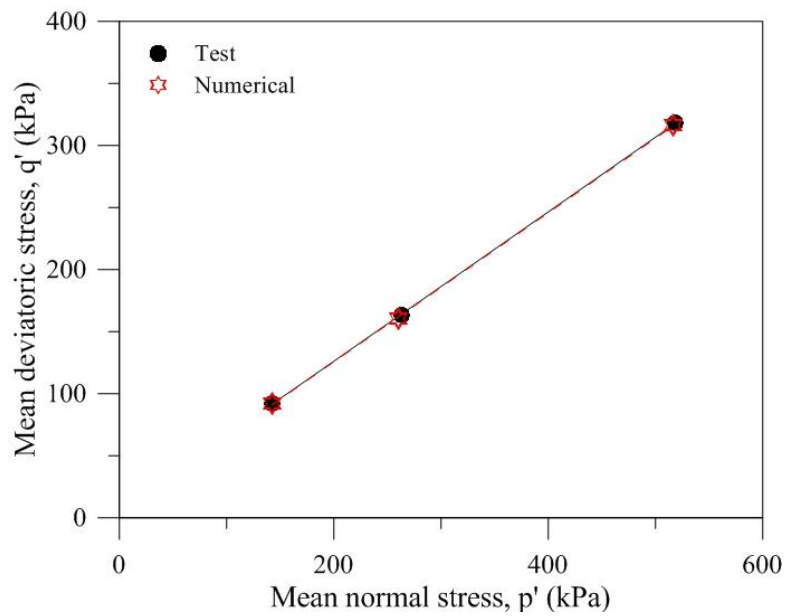


圖4.6 砂土模型驗證之應力路徑圖

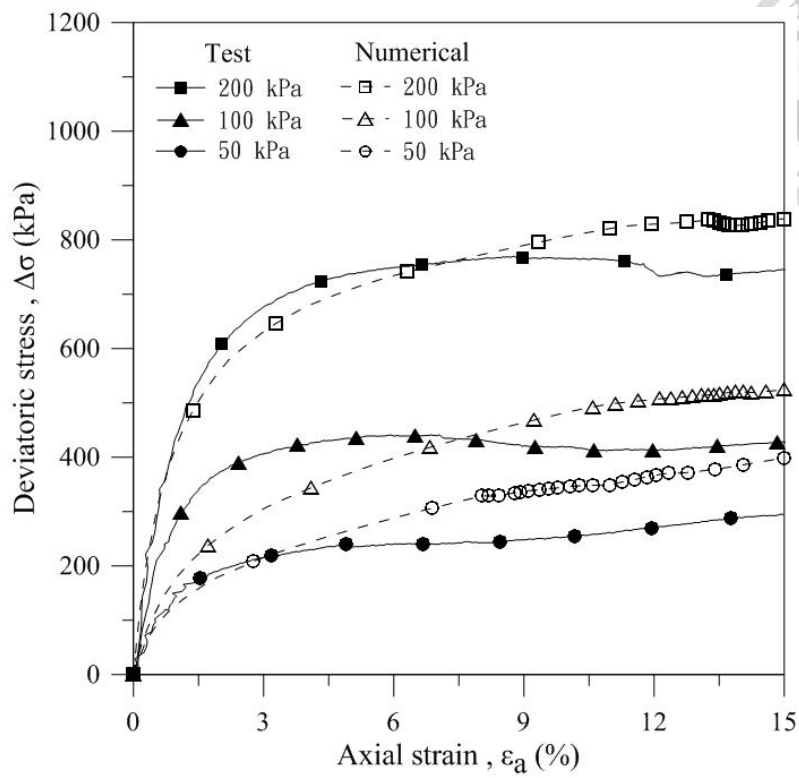


圖4.7 SC1(15) $_{EA=J_t}$ 模型驗證之應力應變圖

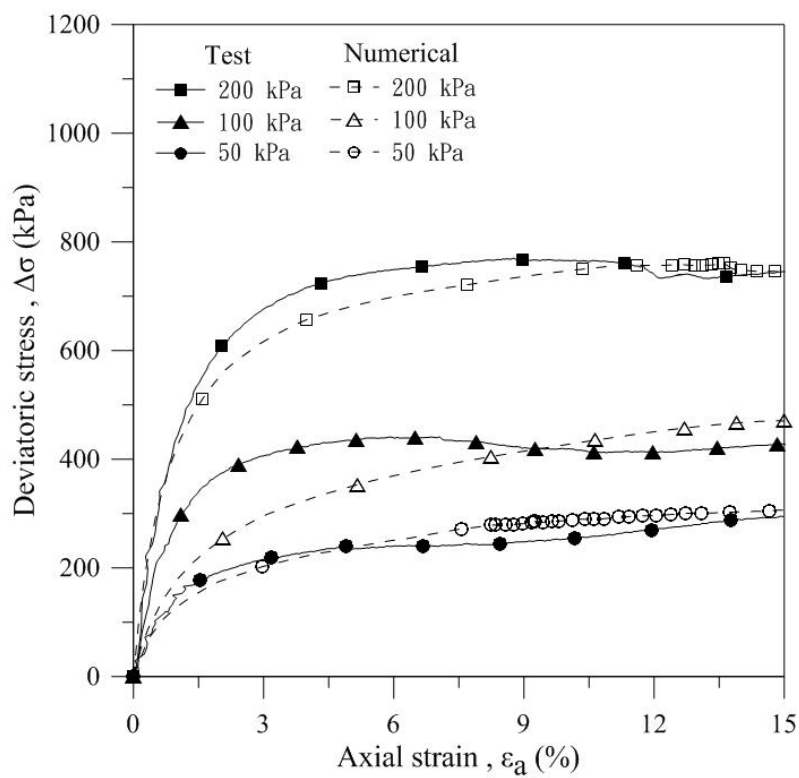


圖4.8 SC1(15) $_{EA=J_p}$ 模型驗證之應力應變圖

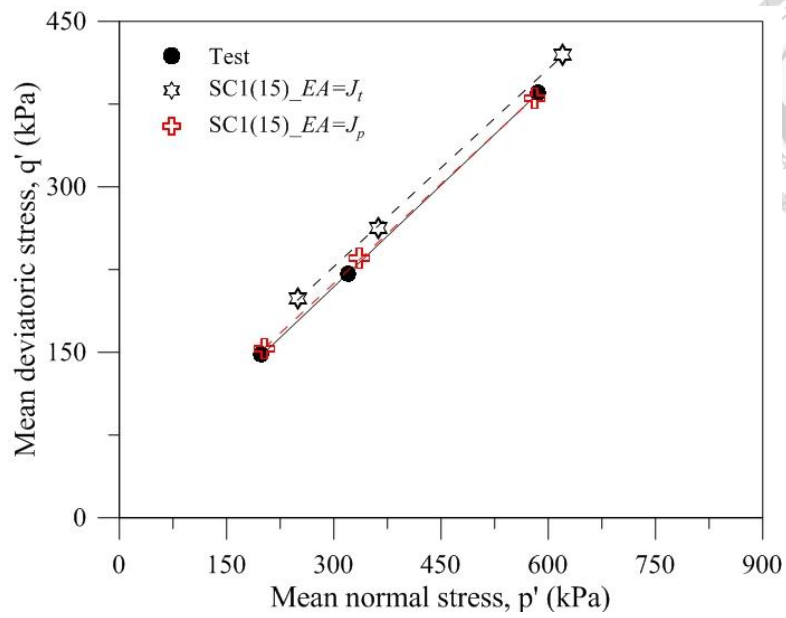


圖4.9 SC1(15)模型驗證之應力路徑圖

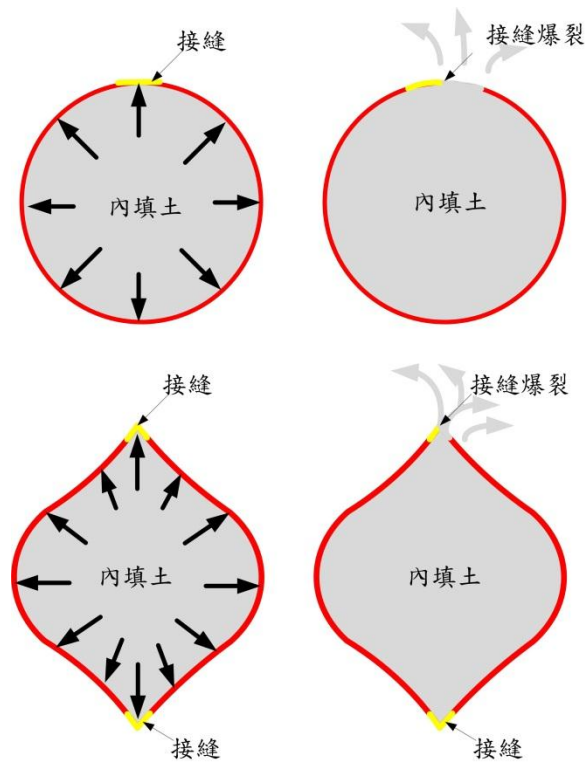


圖4.10 蜂巢格網因接縫剝脫導致圍束效應損失

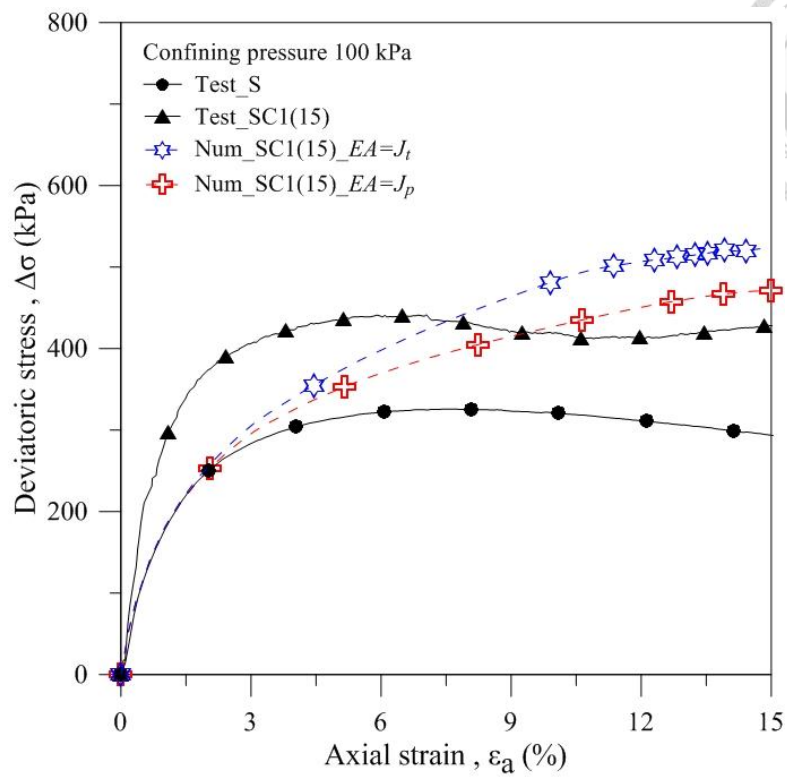


圖4.11 加勁與砂土模型驗證之應力應變圖(圍壓100kPa)

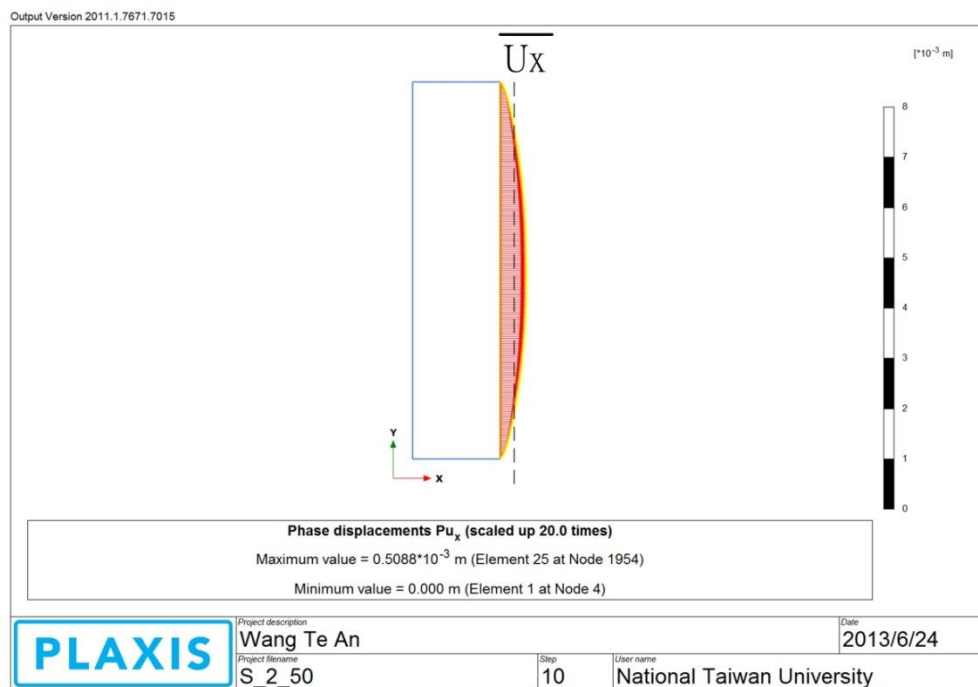


圖4.12 體積應變計算範例

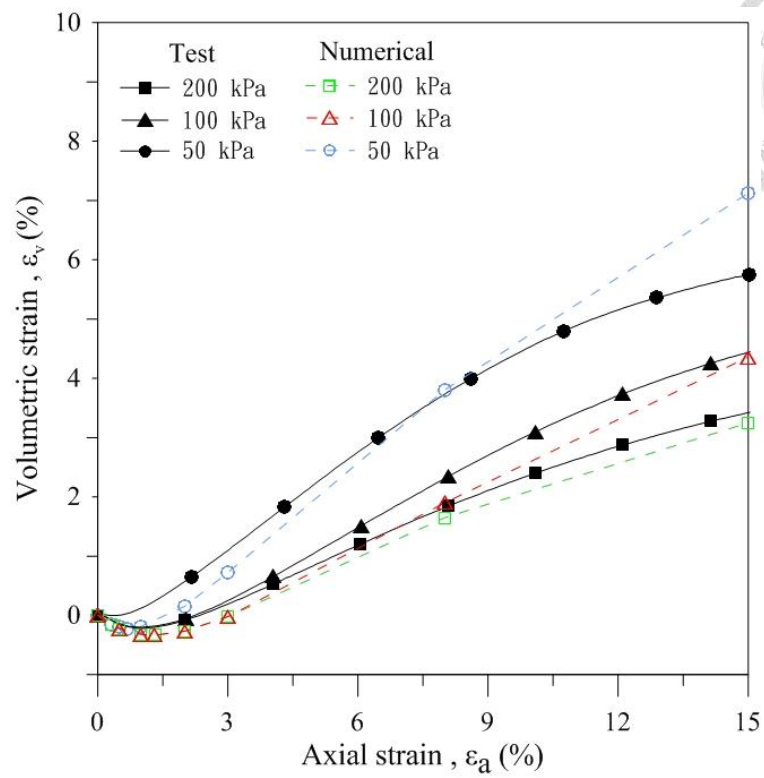


圖4.13 砂土模型驗證之體積應變圖

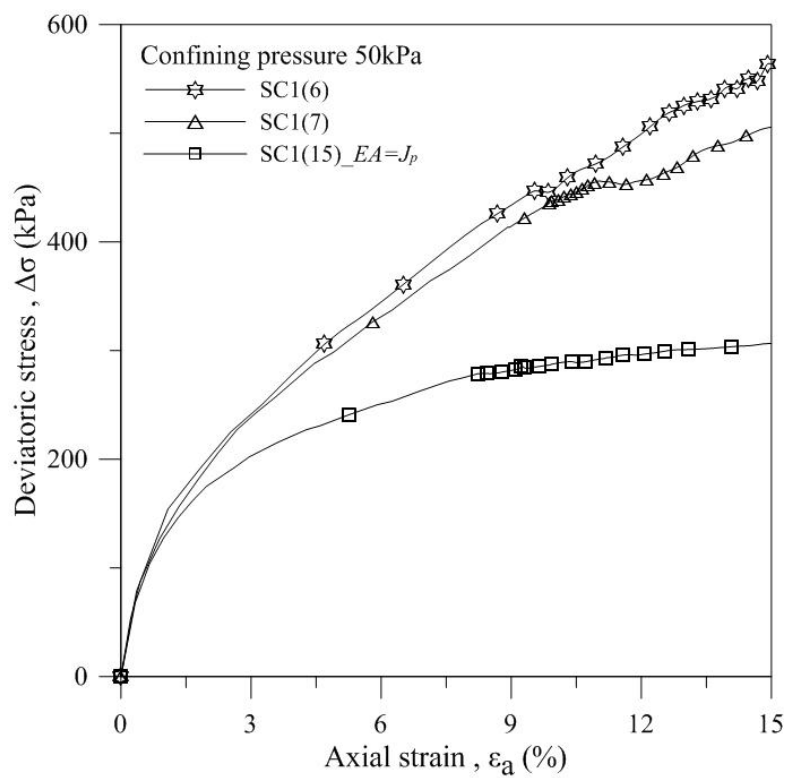


圖4.14 各直徑之應力應變圖(圍壓50 kPa)

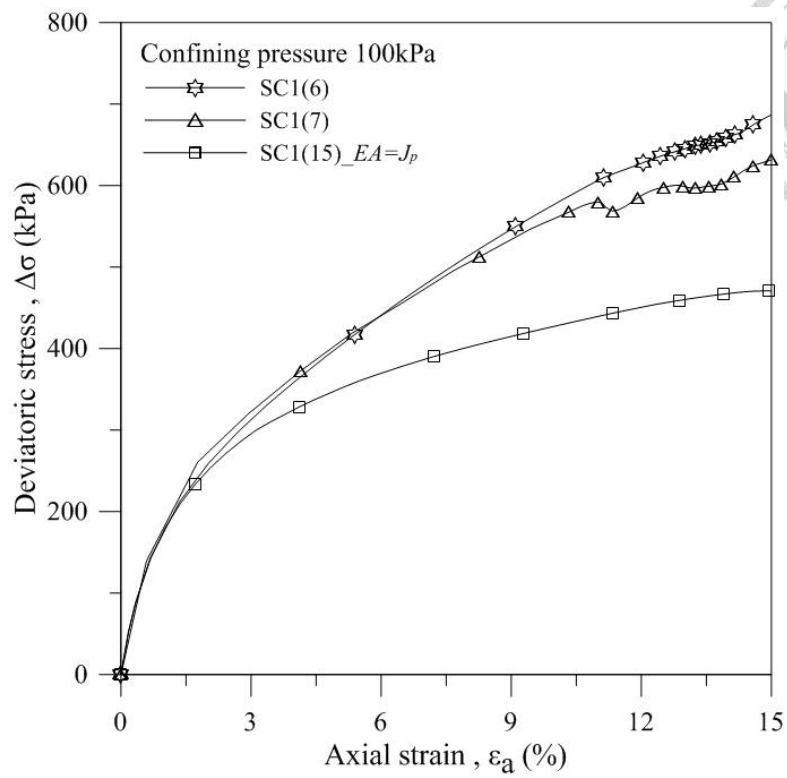


圖4.15 各直徑之應力應變圖(圍壓100 kPa)

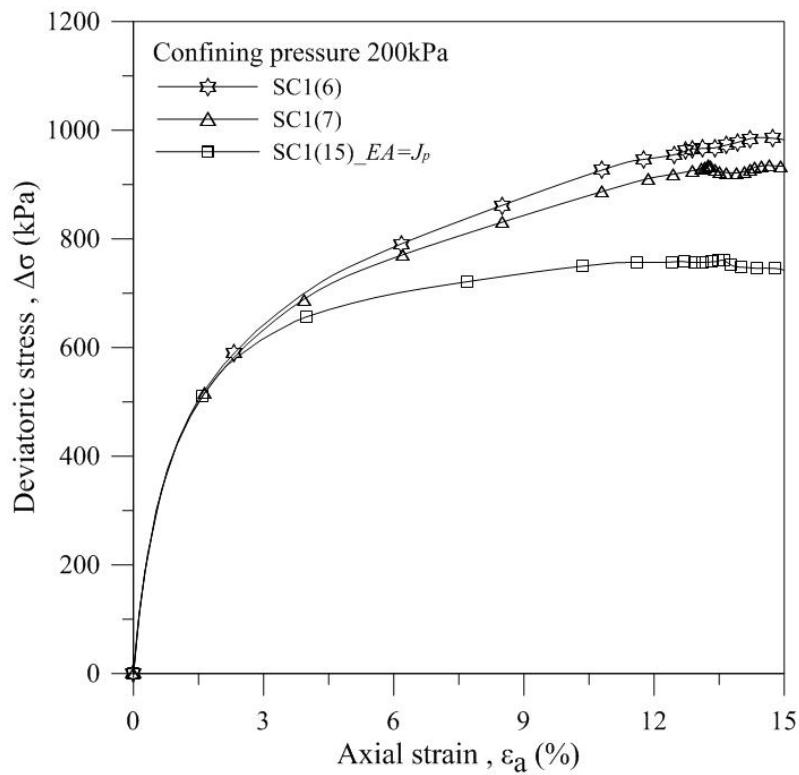


圖4.16 各直徑之應力應變圖(圍壓200 kPa)

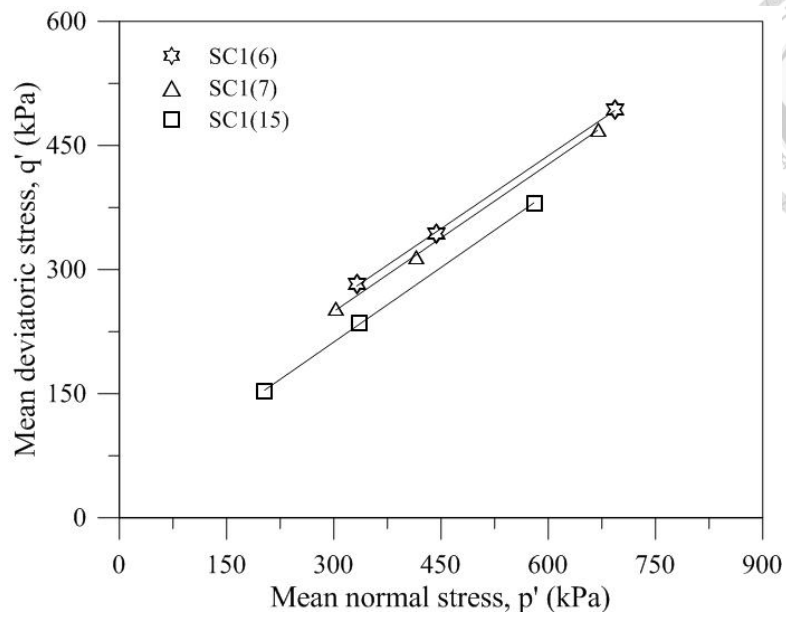


圖4.17 各直徑之應力路徑圖

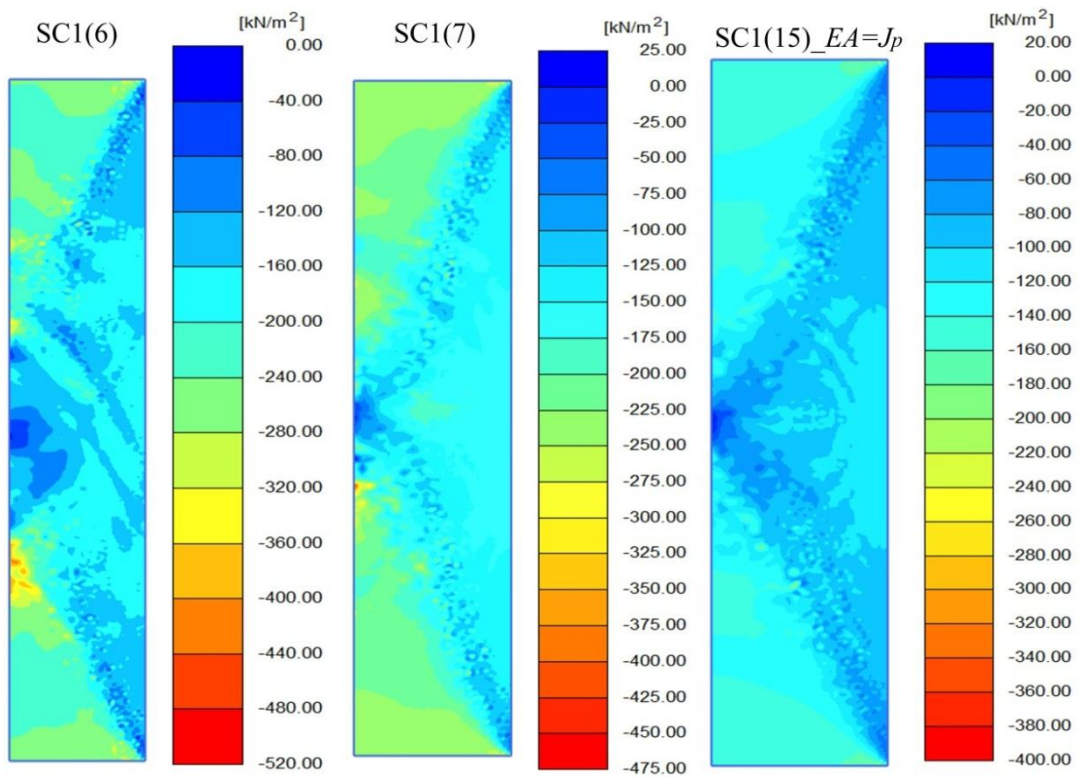


圖4.18 不同格室直徑之水平有效應力 σ'_{xx} 分布圖(圍壓50 kPa)

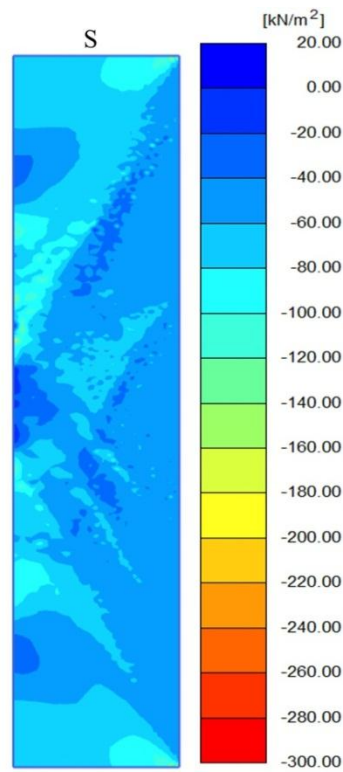


圖4.19 未加勁砂土之水平有效應力 σ'_{xx} 分布圖(圍壓50 kPa)

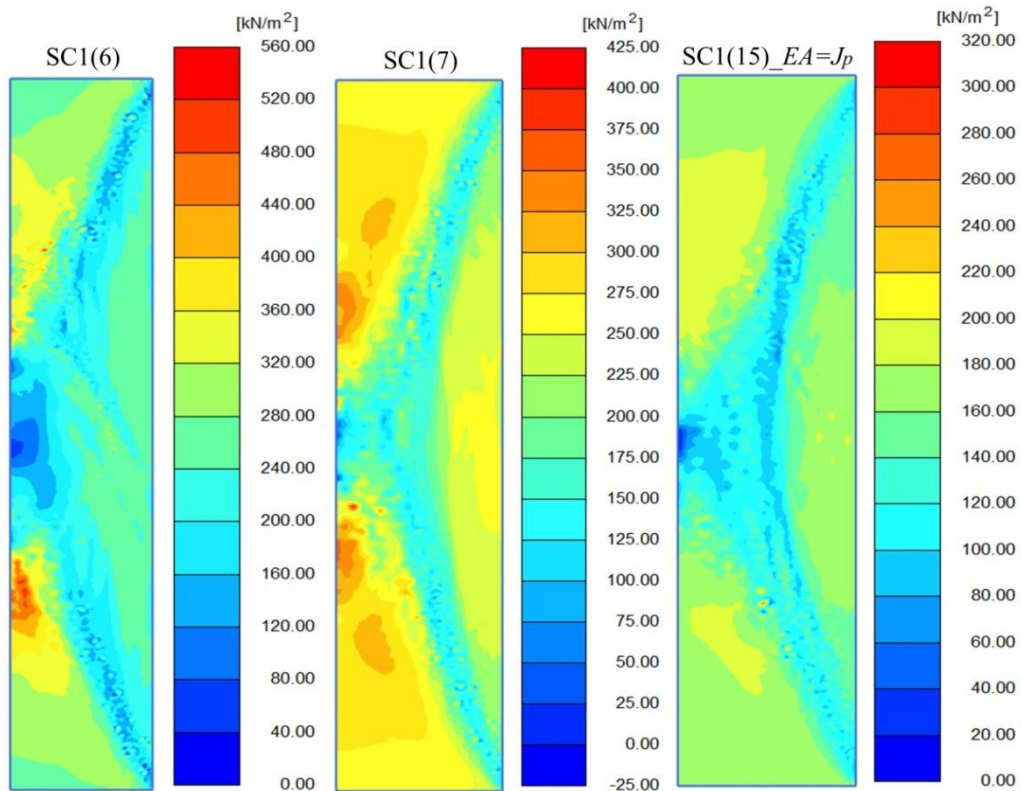


圖4.20 不同格室直徑之剪應力 τ_{max} 分布圖(圍壓50 kPa)

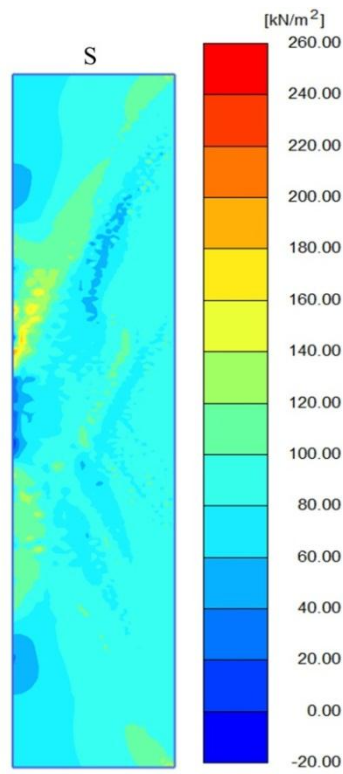


圖4.21 未加勁砂土之剪應力 τ_{max} 分布圖(圍壓50 kPa)

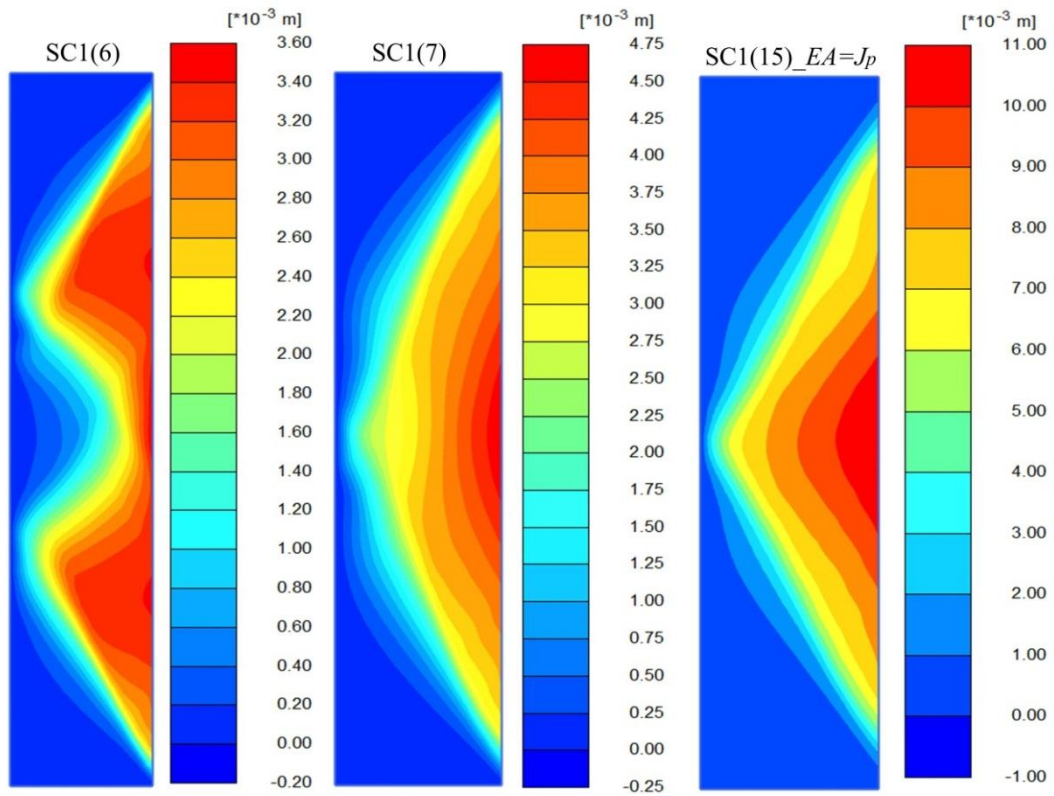


圖4.22 不同格室直徑之水平向位移 U_x 分布圖(圍壓50 kPa)

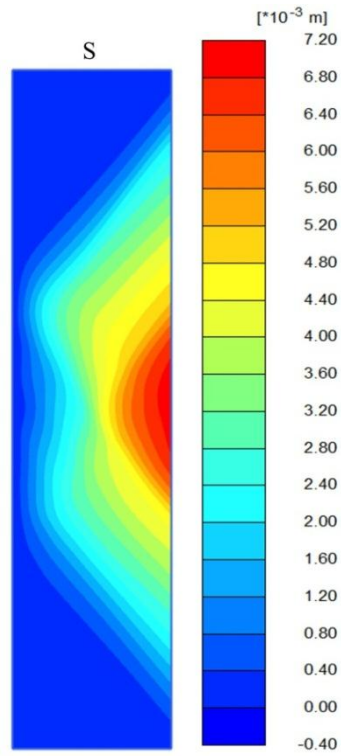


圖4.23 未加勁砂土之水平向位移 U_x 分布圖(圍壓50 kPa)

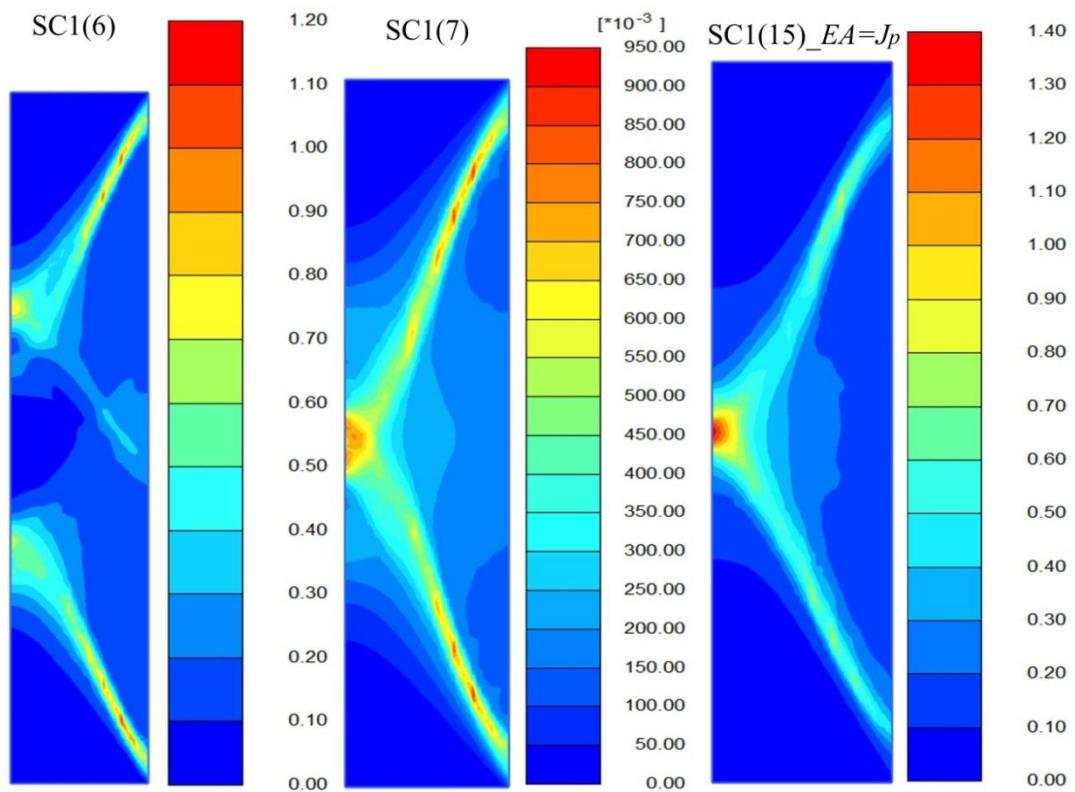


圖4.24 不同格室直徑之剪應變 γ_s 分布圖(圍壓50 kPa)

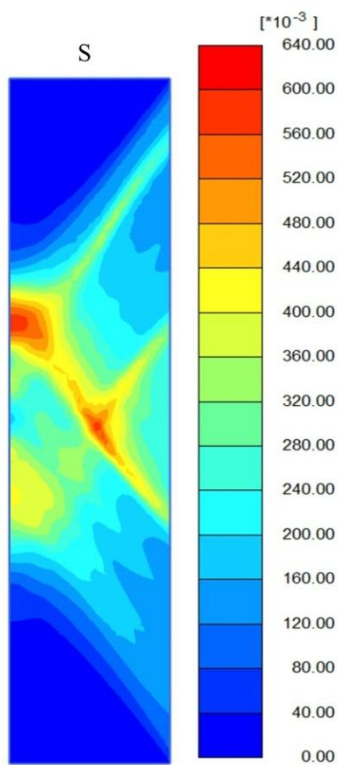


圖4.25 未加勁砂土之剪應變 γ_s 分布圖(圍壓50 kPa)

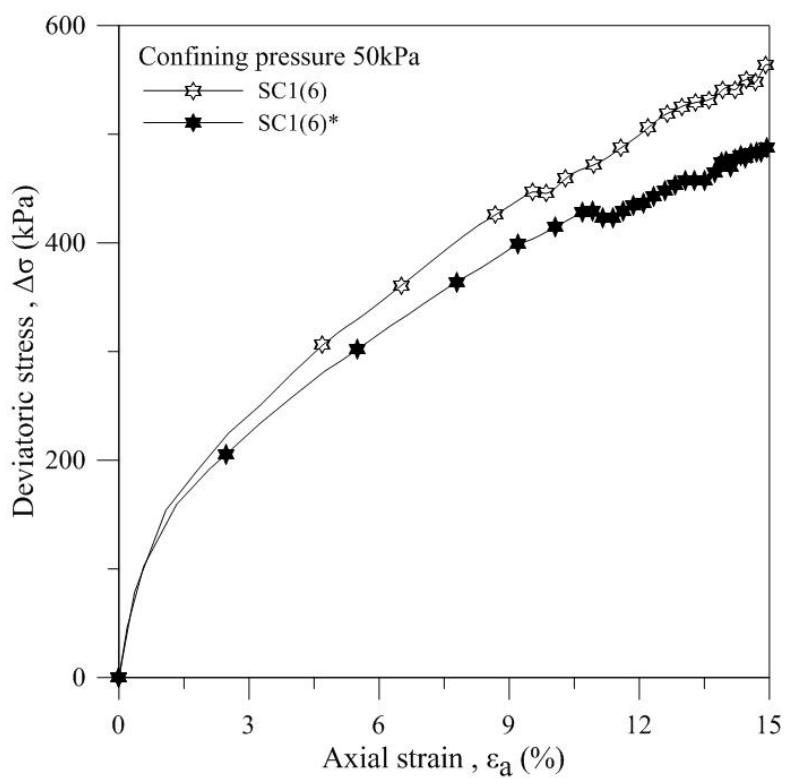


圖4.26 格網外有無砂土之應力應變圖(圍壓50 kPa)

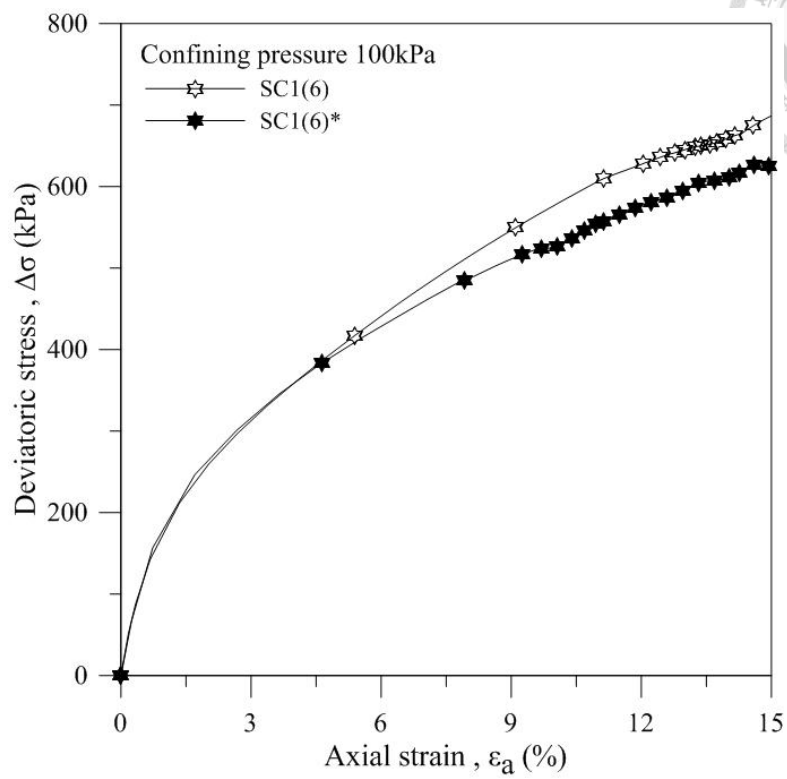


圖4.27 格網外有無砂土之應力應變圖(圍壓100 kPa)

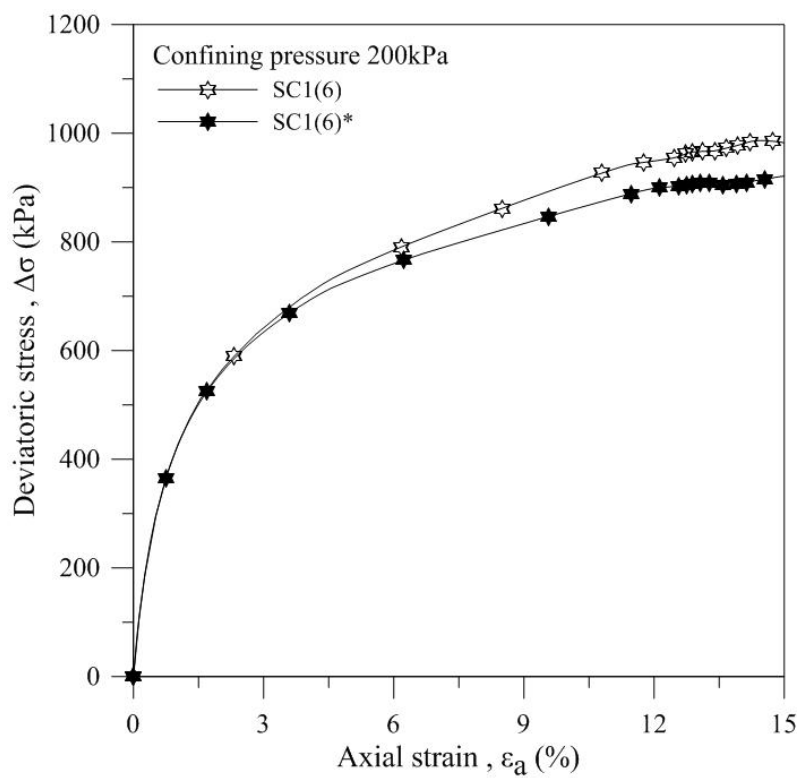


圖4.28 格網外有無砂土之應力應變圖(圍壓200 kPa)

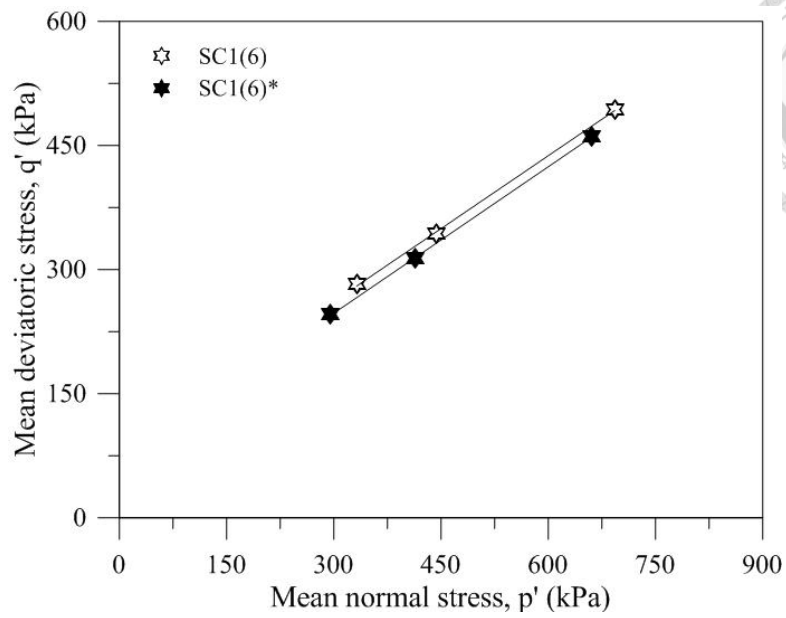


圖4.29 格網外有無砂土之應力路徑圖

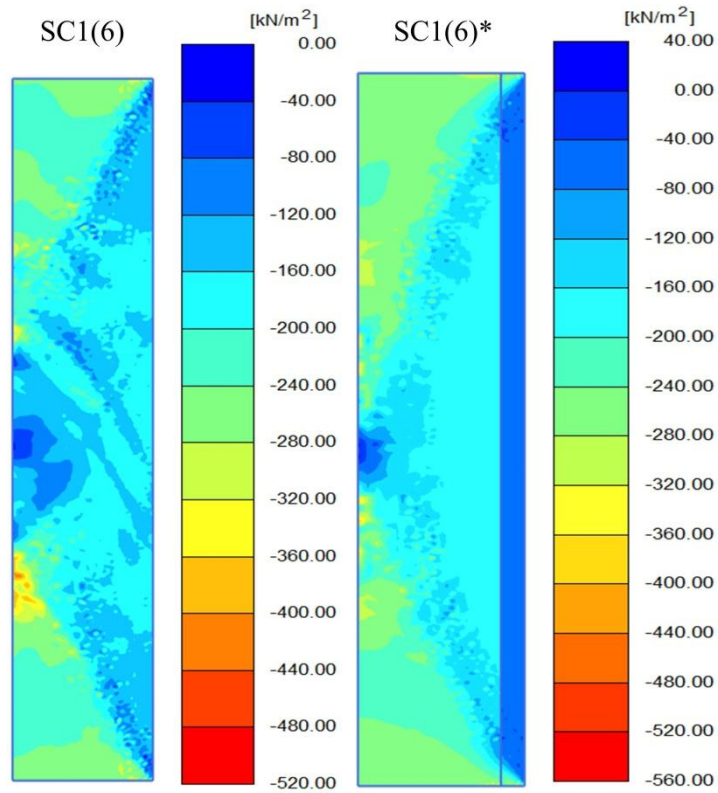


圖4.30 格網外有無砂土之水平有效應力 σ'_{xx} 分布圖(圍壓50 kPa)

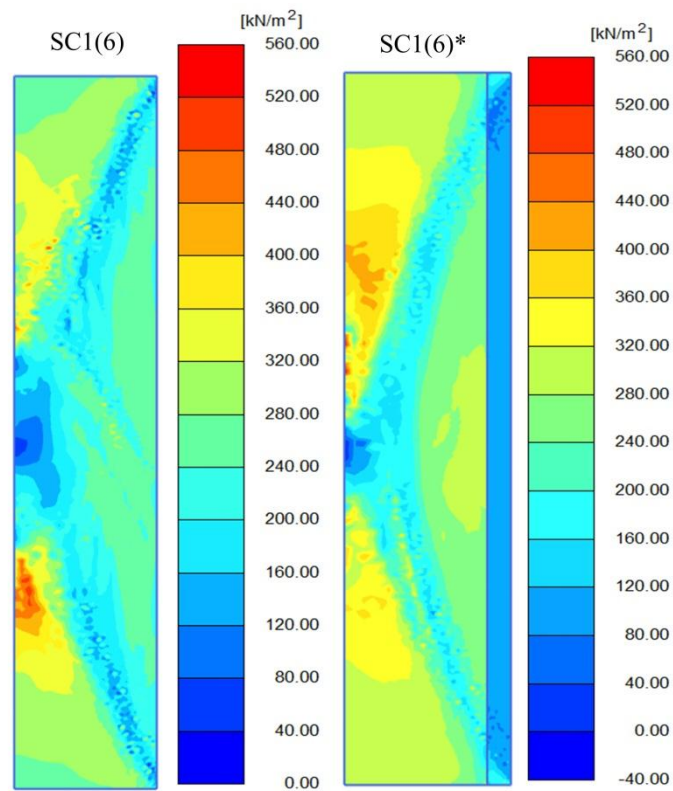


圖4.31 格網外有無砂土剪應力 τ_{max} 分布圖(圍壓50 kPa)

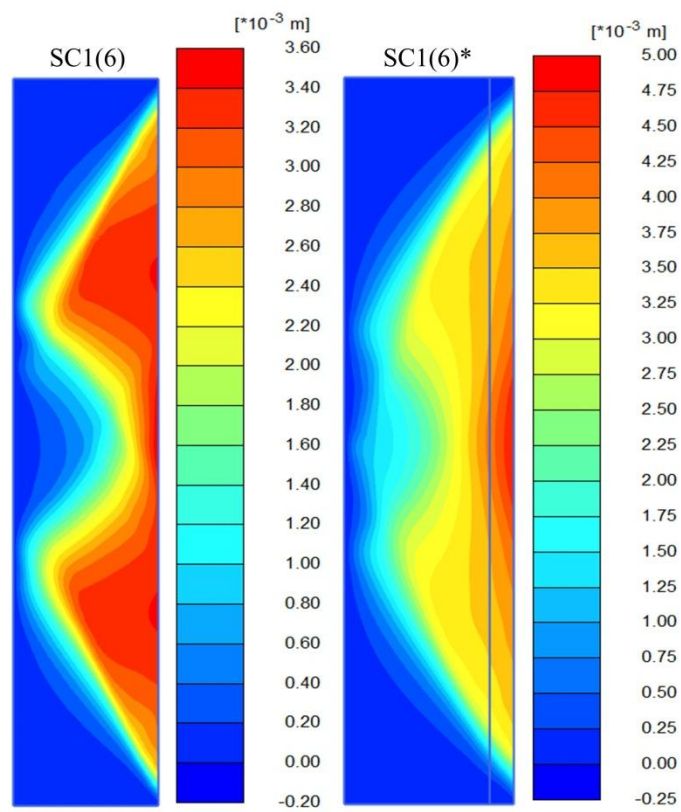


圖4.32 格網外有無砂土之水平向位移 U_x 分布圖(圍壓50 kPa)

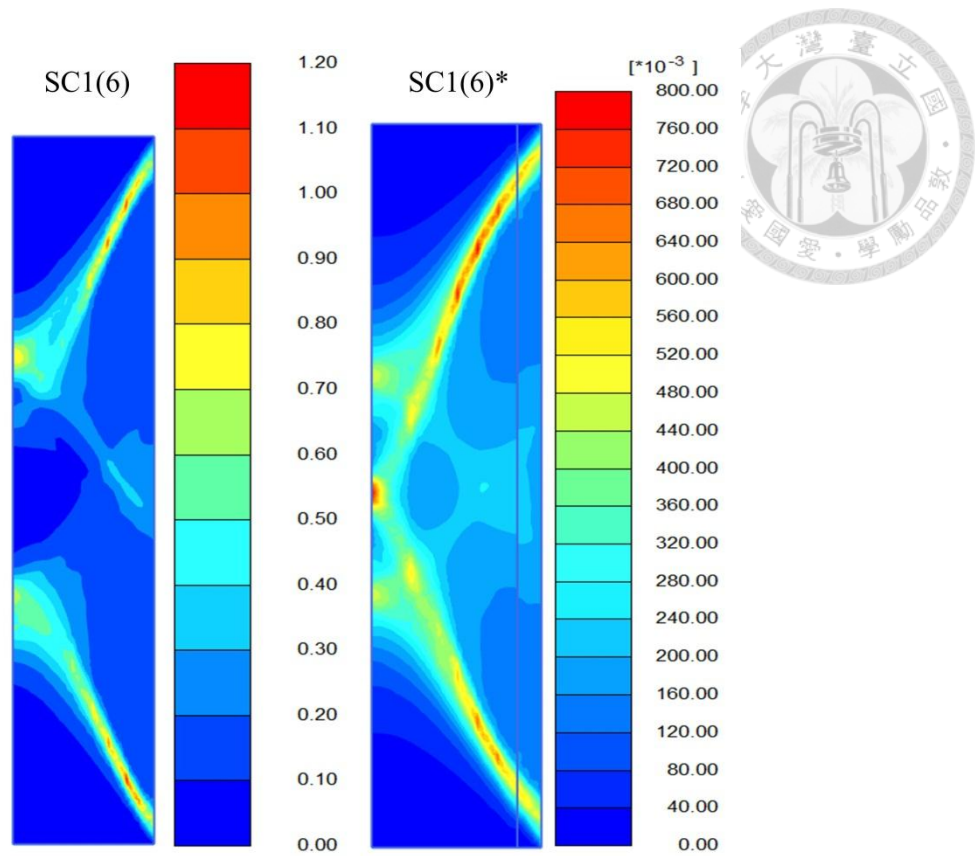


圖4.33 格網外有無砂土之剪應變 γ_s 分布圖(圍壓50 kPa)

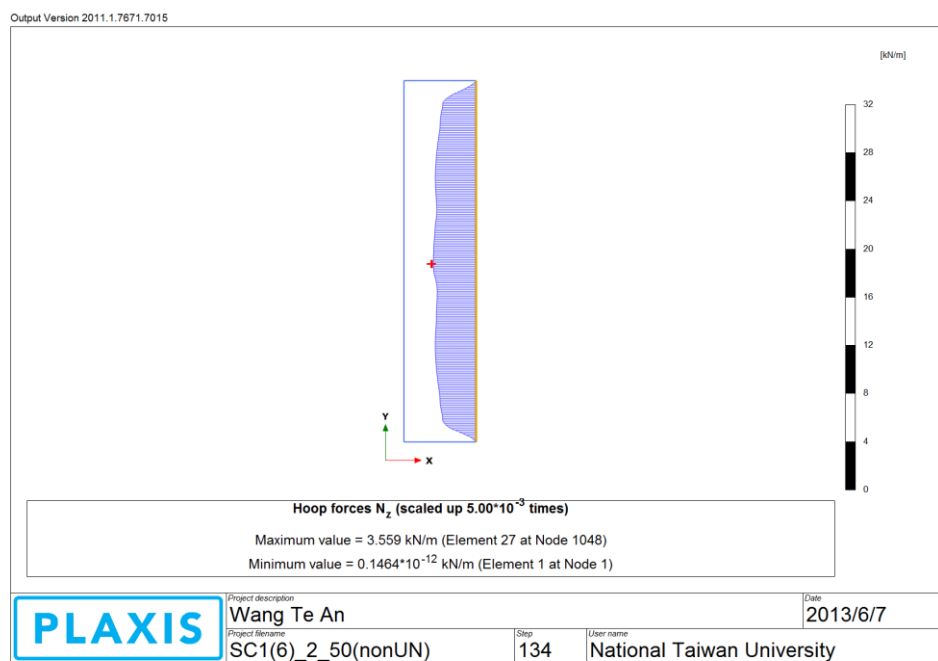


圖4.34 SC1(6)蜂巢格網環向張力 N_z 分布圖

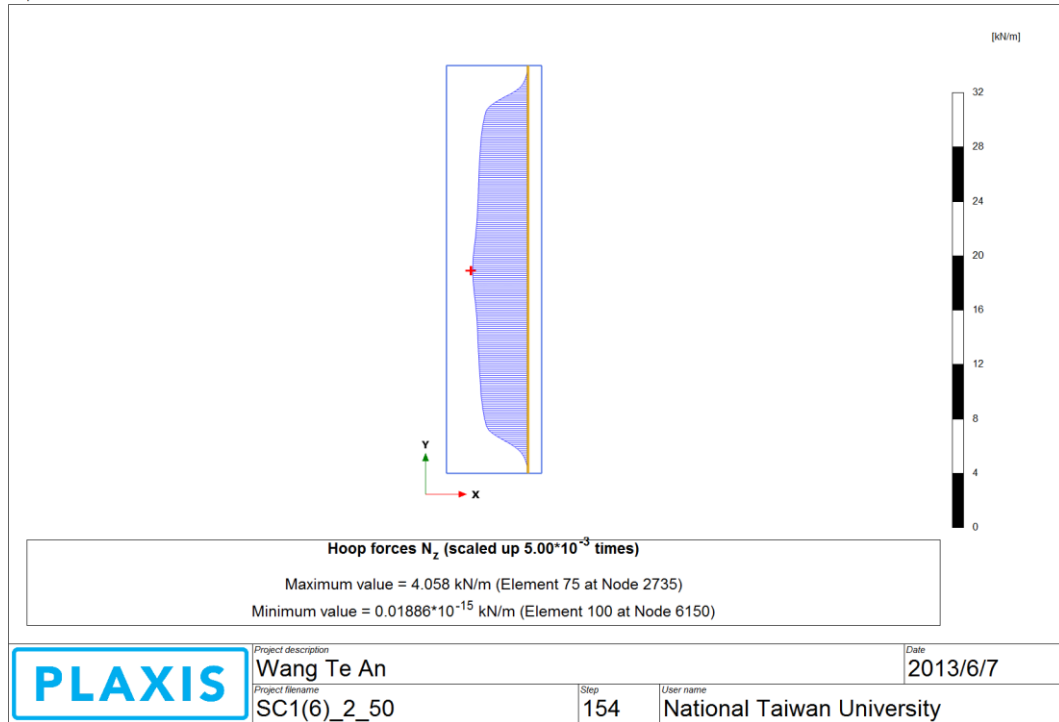
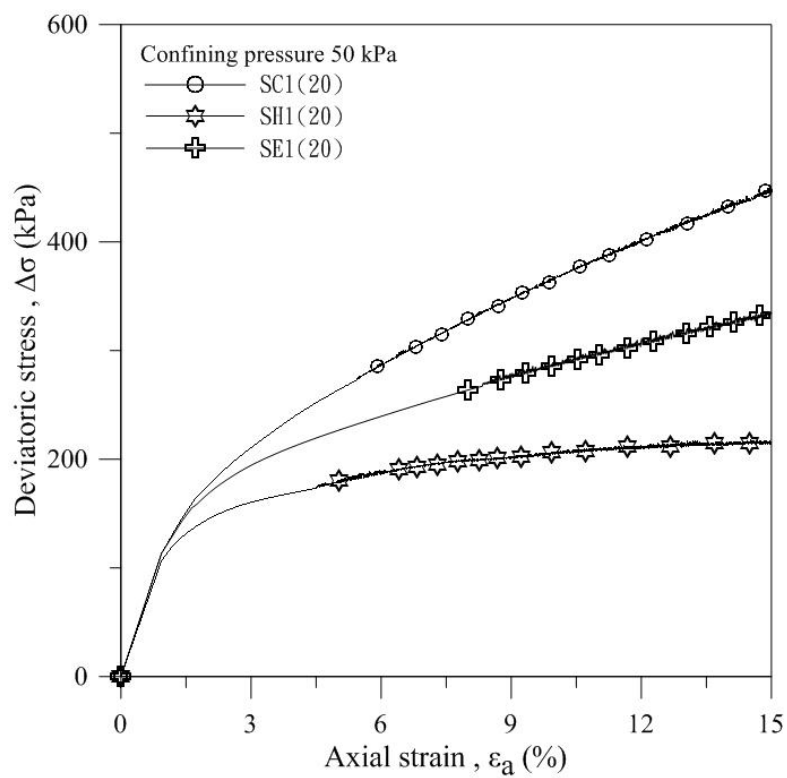
圖4.35 SC1(6)*蜂巢格網環向張力 N_z 分布圖

圖4.36 不同形狀之應力應變圖(圍壓50 kPa)

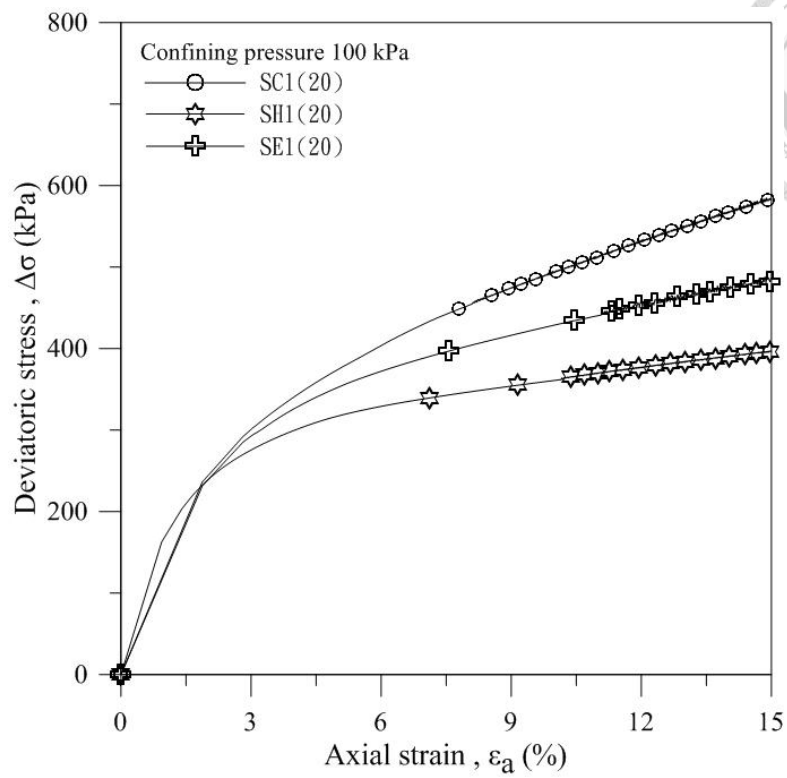


圖4.37 不同形狀之應力應變圖(圍壓100 kPa)

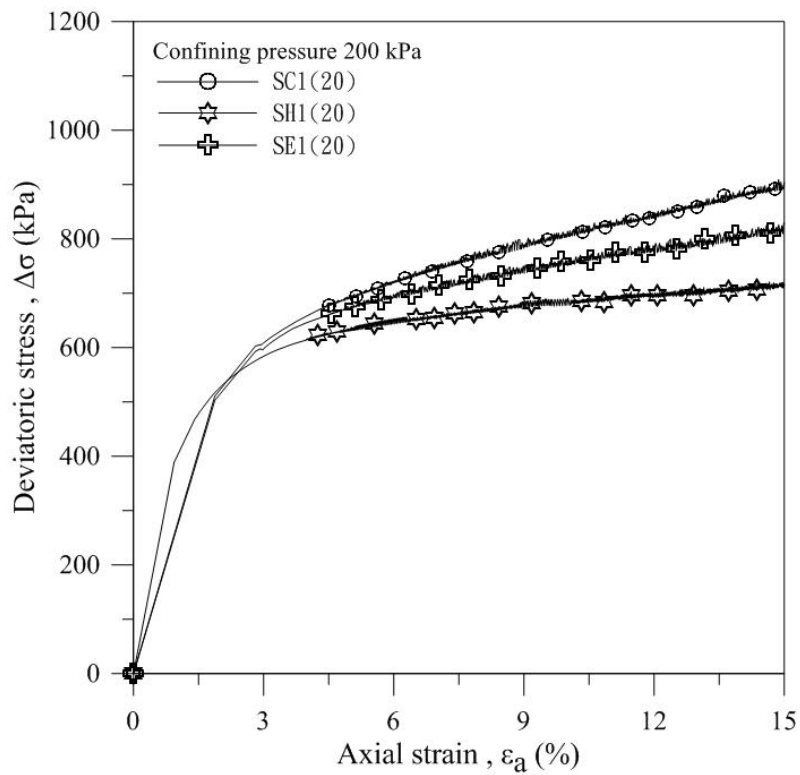


圖4.38 不同形狀之應力應變圖(圍壓200 kPa)

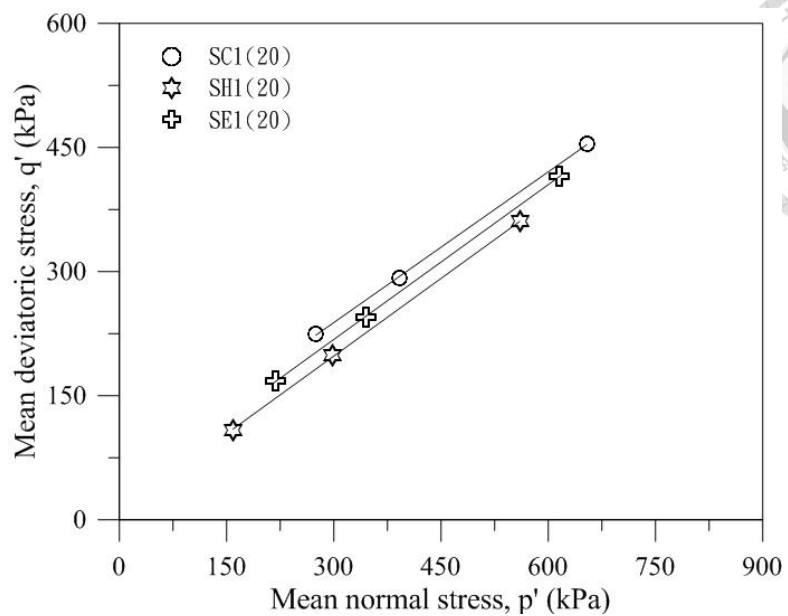


圖4.39 不同形狀之應力路徑圖

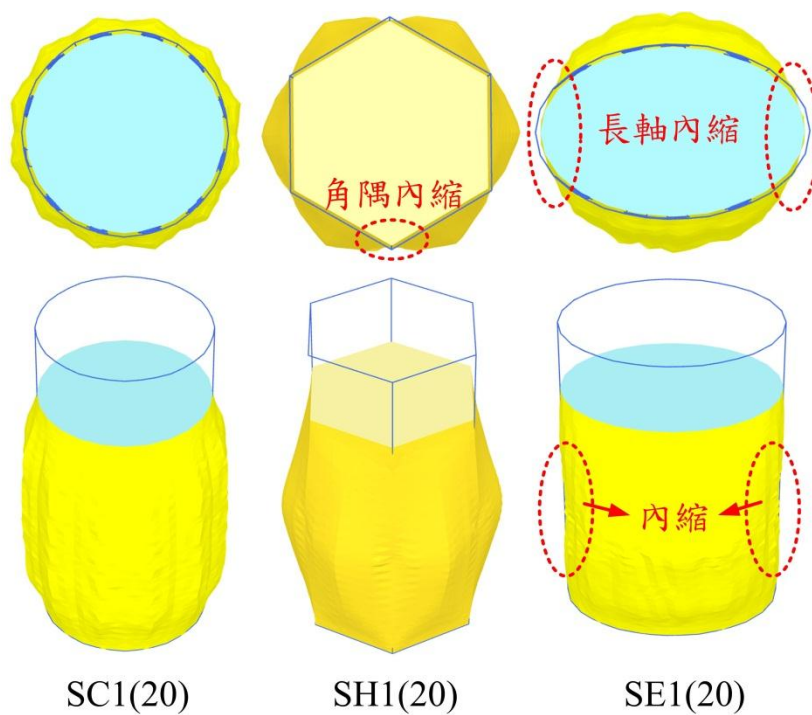


圖4.40 軸向應變15%時，放大1.5倍變形圖

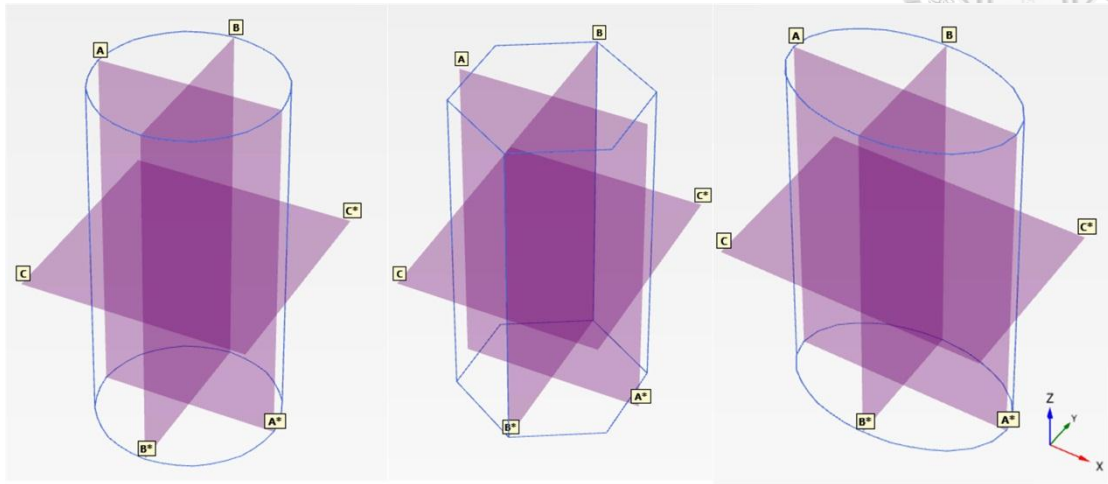


圖4.41 模型各切面方向示意圖

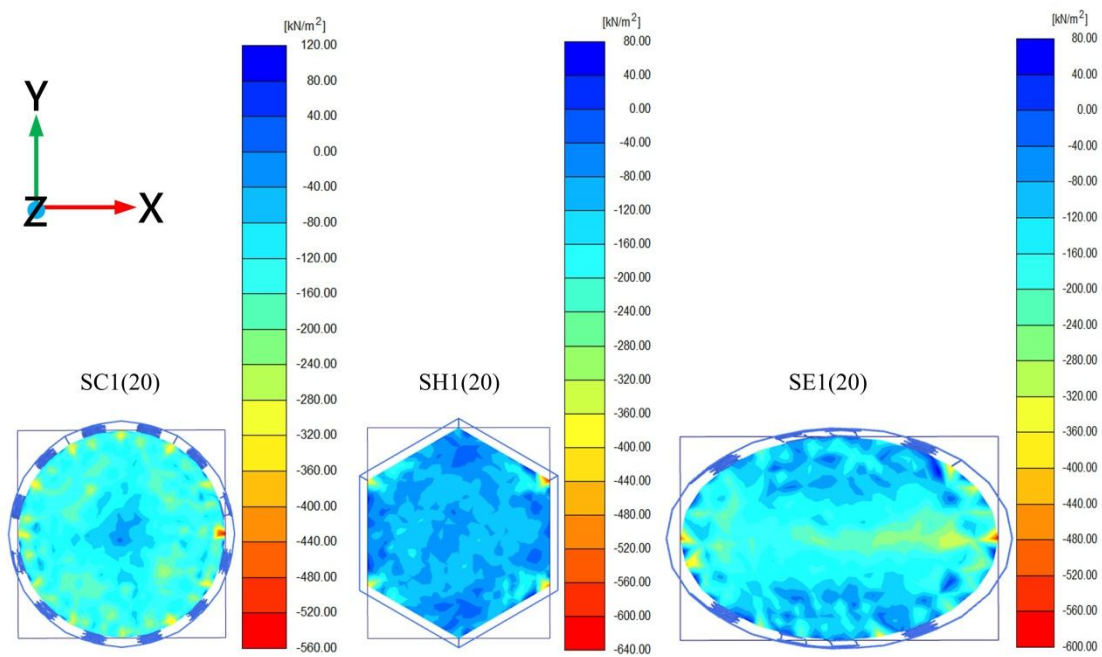


圖4.42 各形狀之有效應力 σ'_{xx} 分布圖(CC*切面)

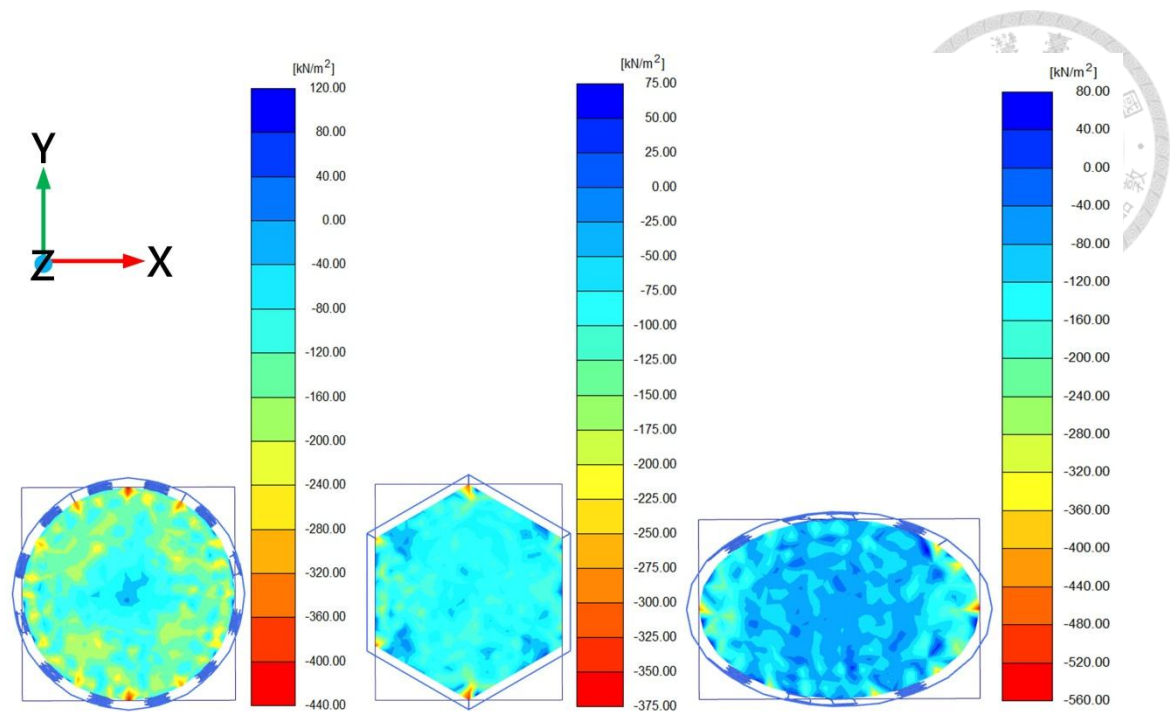


圖4.43 各形狀之有效應力 σ'_{yy} 分布圖(CC*切面)

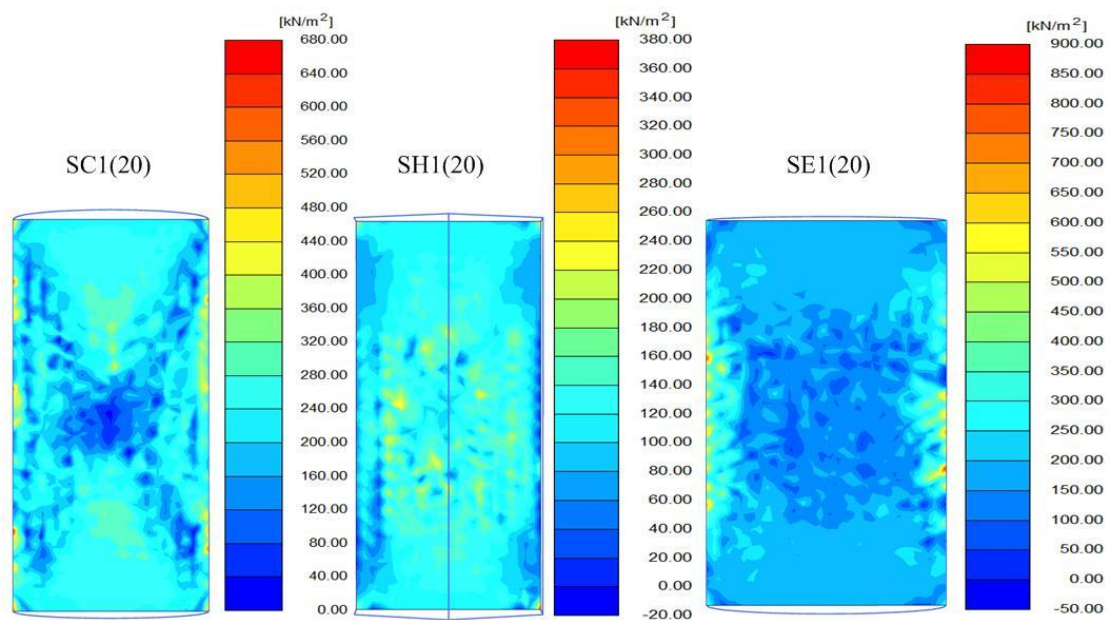


圖4.44 各形狀之剪應力 τ_{max} 分布圖(AA*切面)

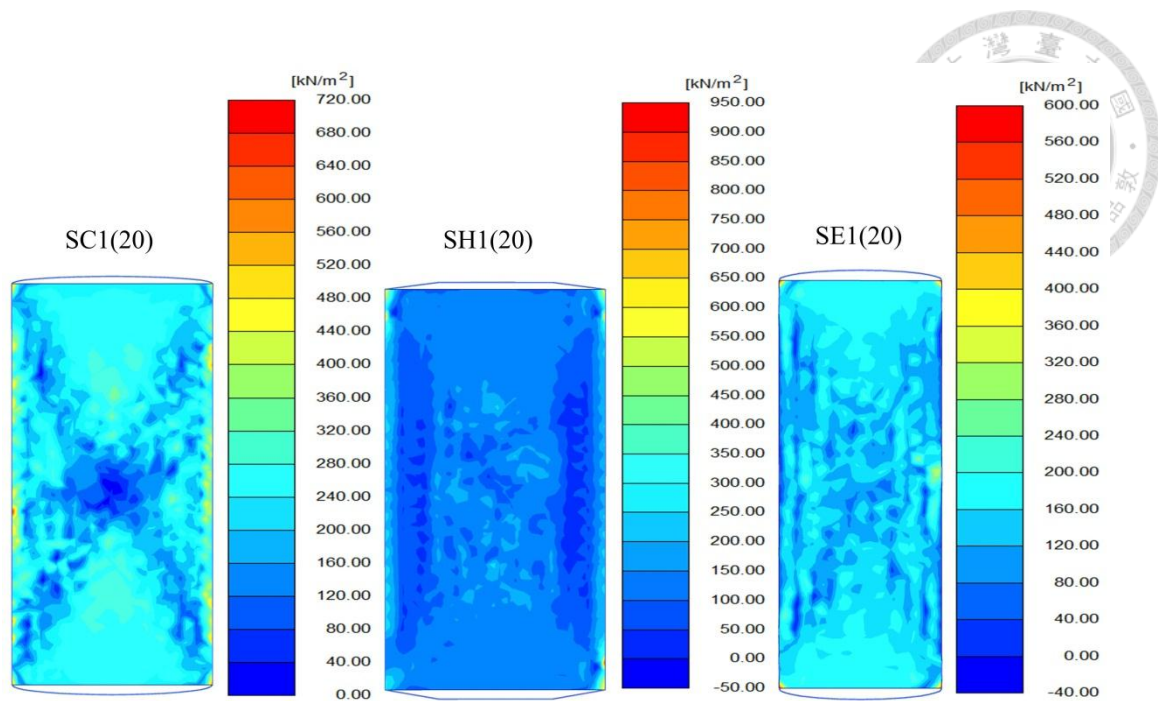


圖4.45 各形狀之剪應力 τ_{max} 分布圖(BB*切面)

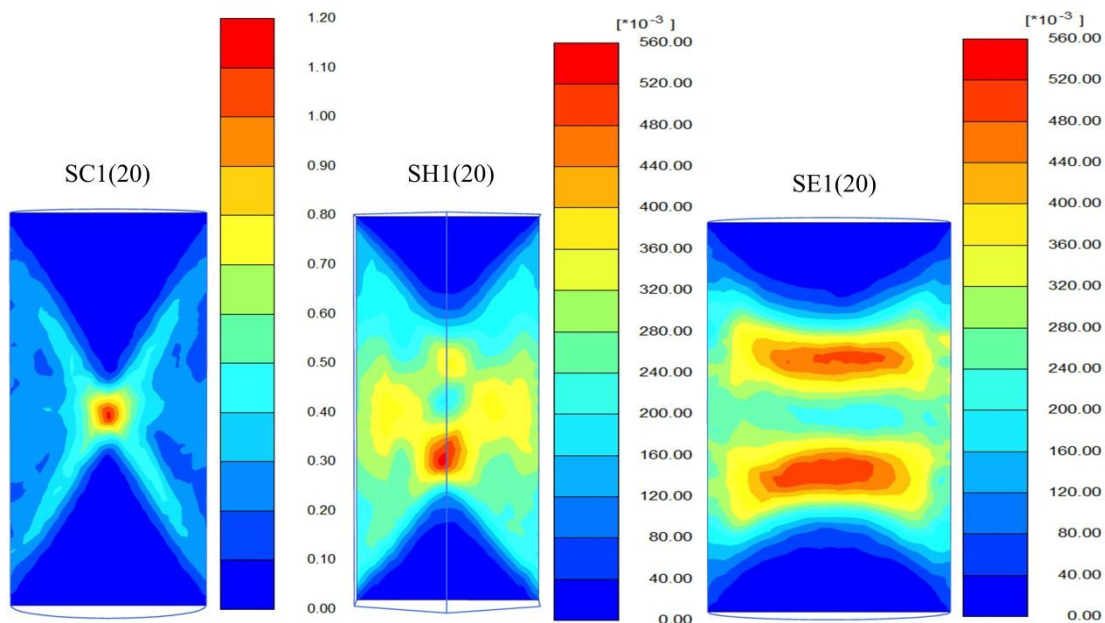


圖4.46 各形狀之剪應變 γ_s 分布圖(AA*切面)

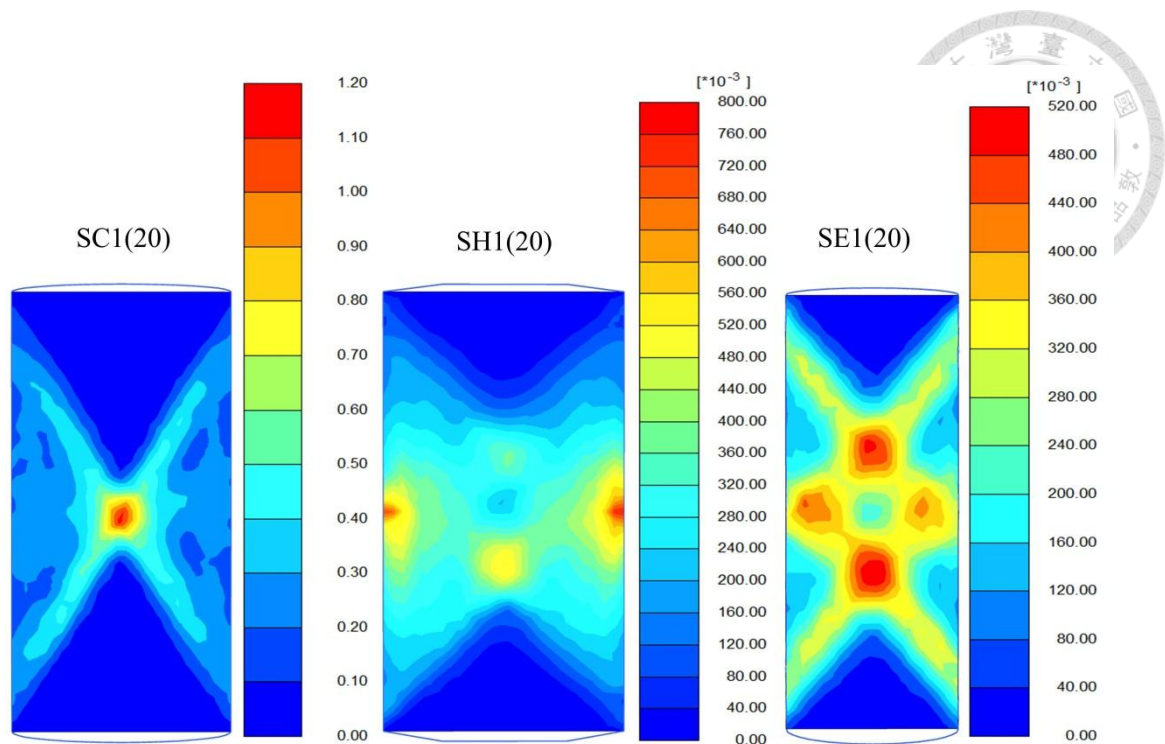


圖4.47 各形狀之剪應變 γ_s 分布圖(BB*切面)

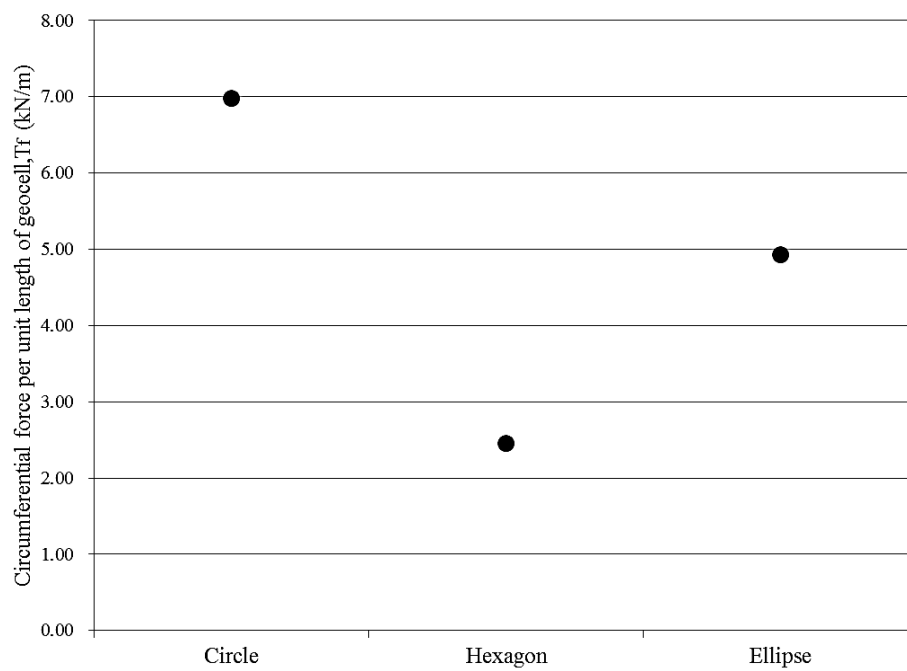


圖4.48 蜂巢格網張力與形狀之關係

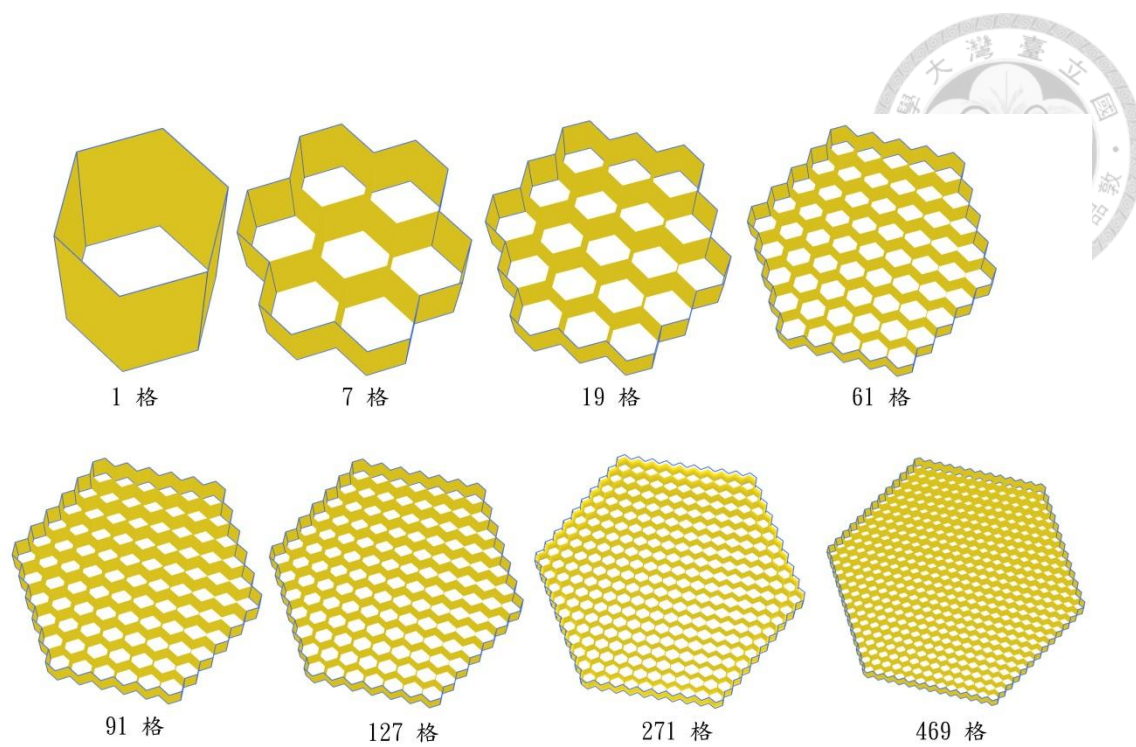


圖4.49 格室數量配置圖(每格之等效直徑：20cm)

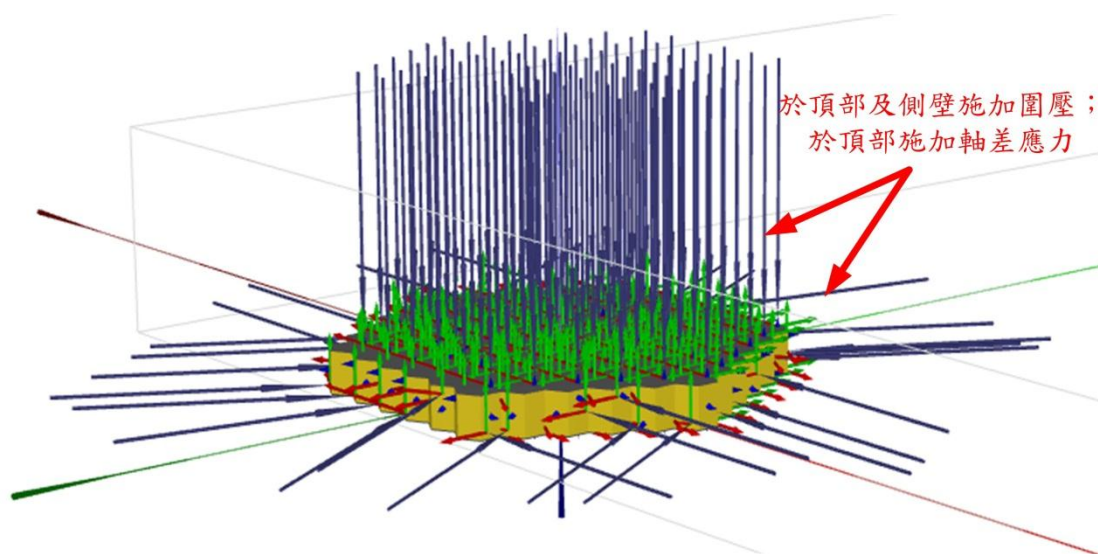


圖4.50 模型受力示意圖

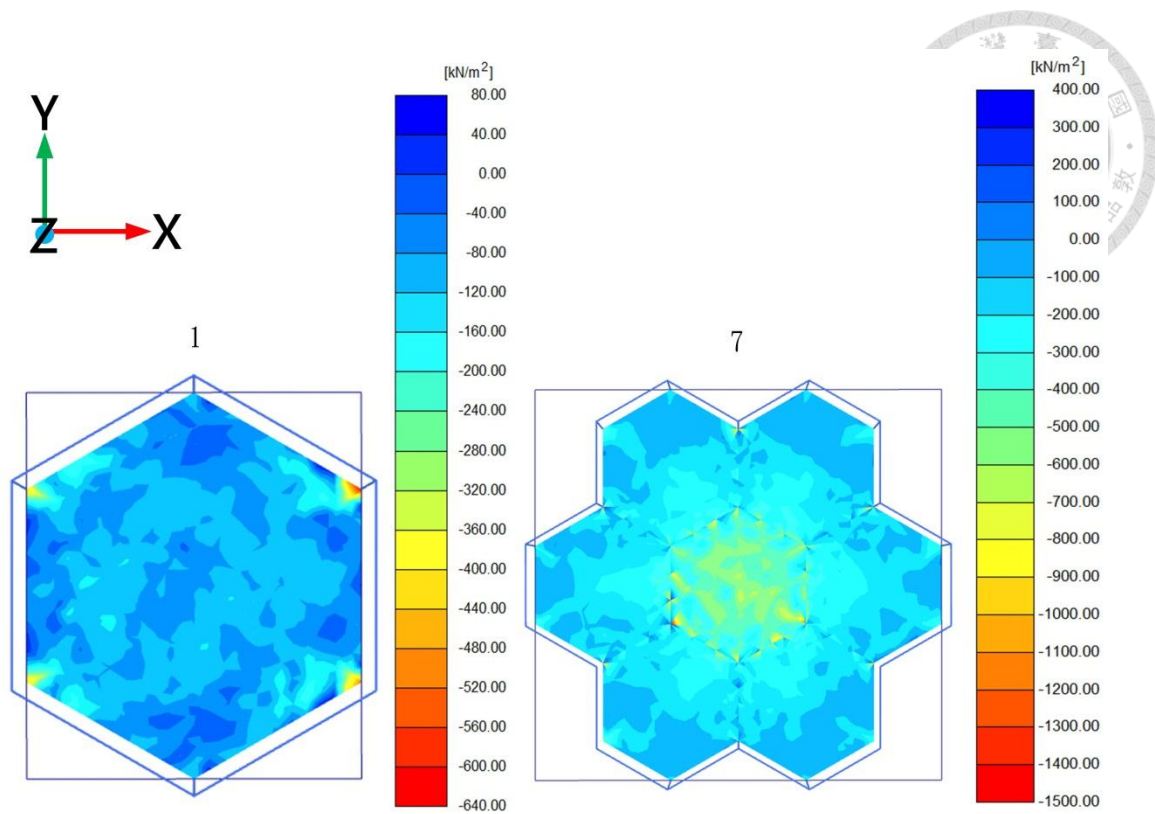


圖4.51 CC*切面有效應力 σ'_{xx} 分布圖(高徑比2.0)

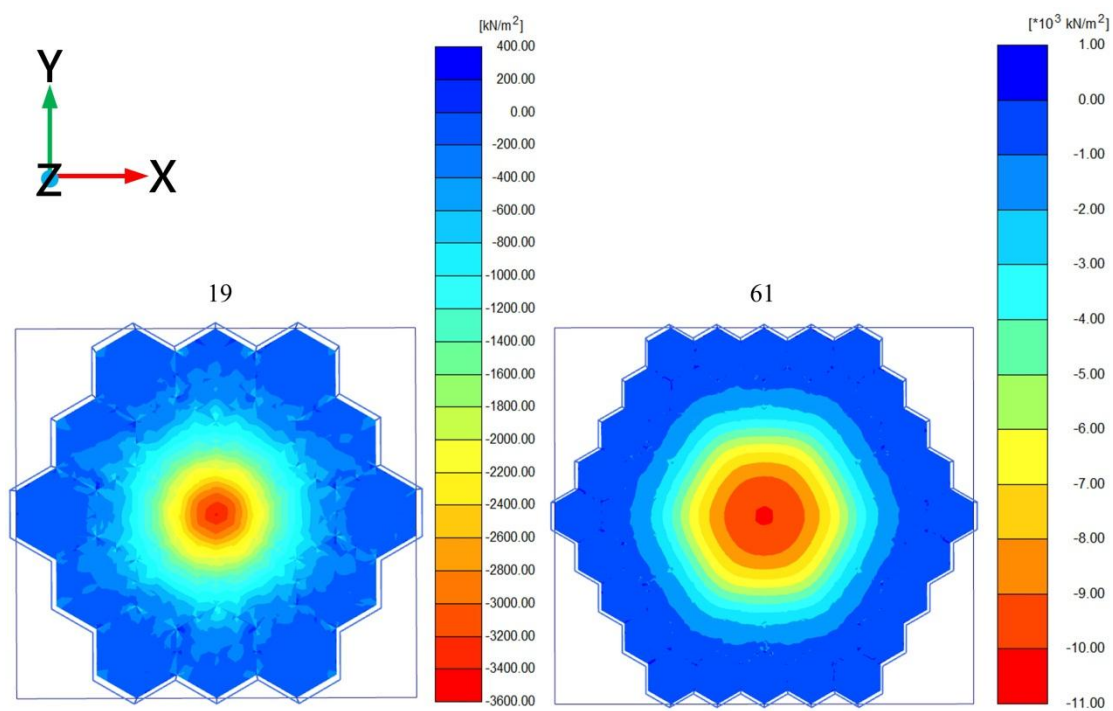


圖4.52 CC*切面有效應力 σ'_{xx} 分布圖(高徑比2.0)

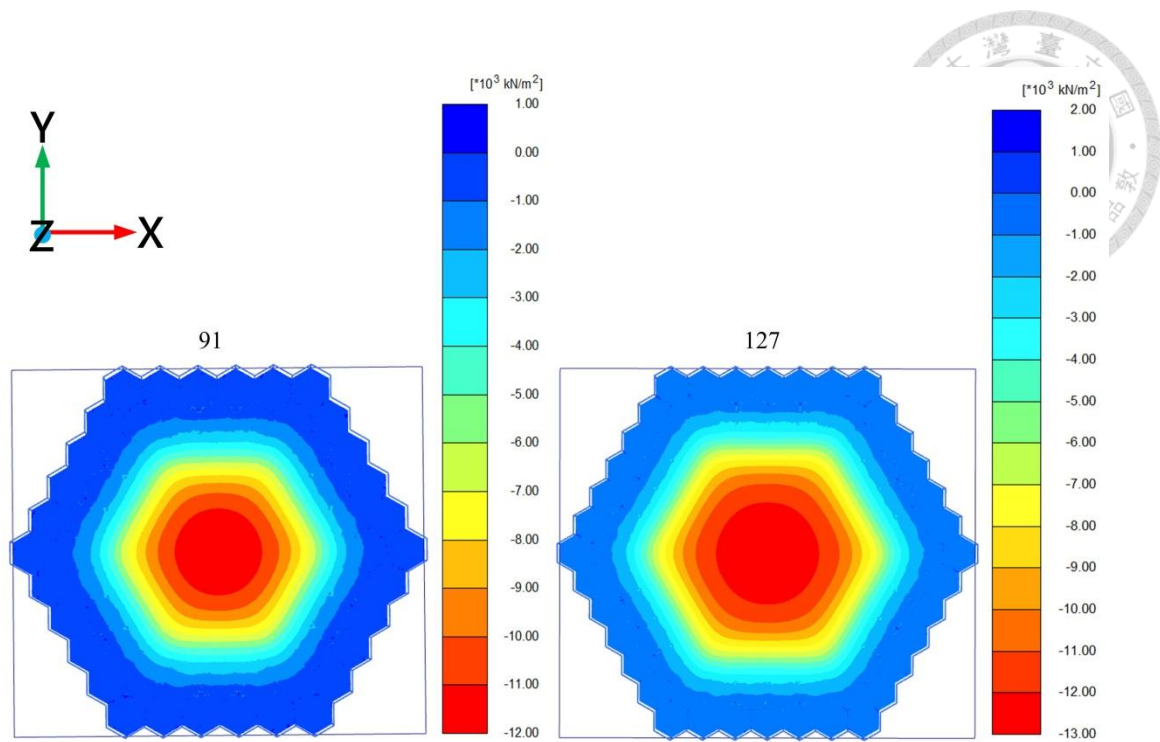


圖4.53 CC*切面有效應力 σ'_{xx} 分布圖(高徑比2.0)

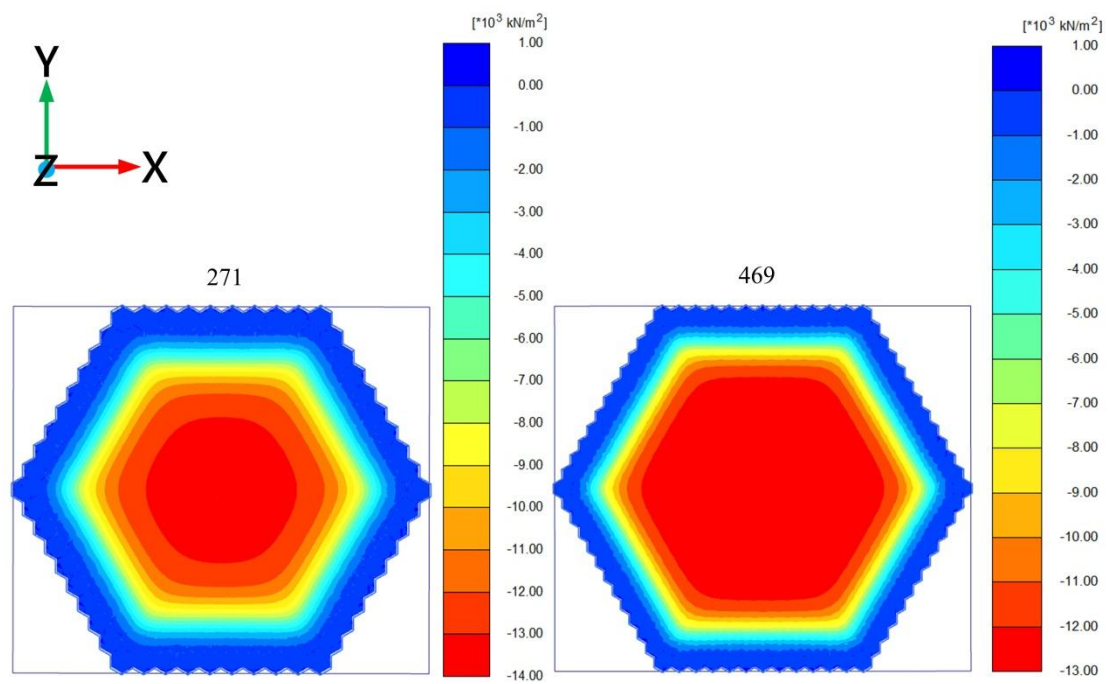


圖4.54 CC*切面有效應力 σ'_{xx} 分布圖(高徑比2.0)

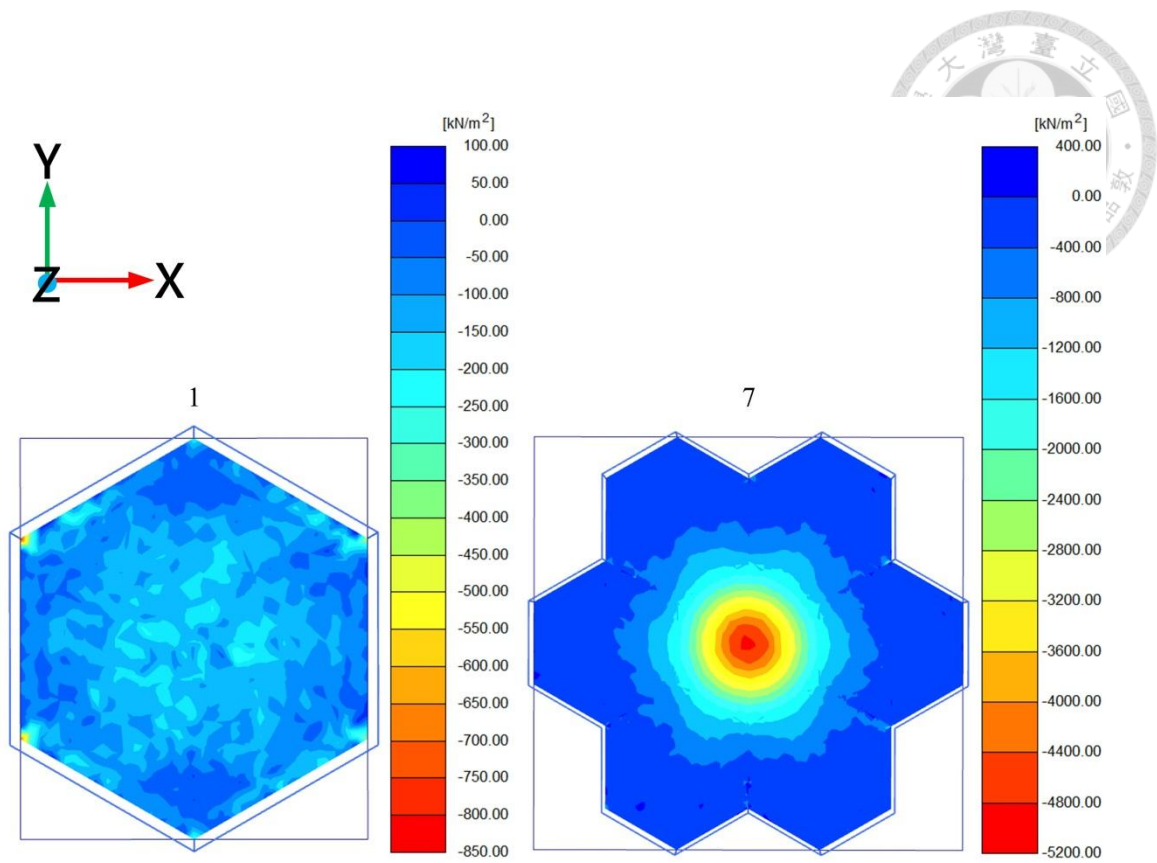


圖4.55 CC*切面有效應力 σ_{xx} 分布圖(高徑比1.0)

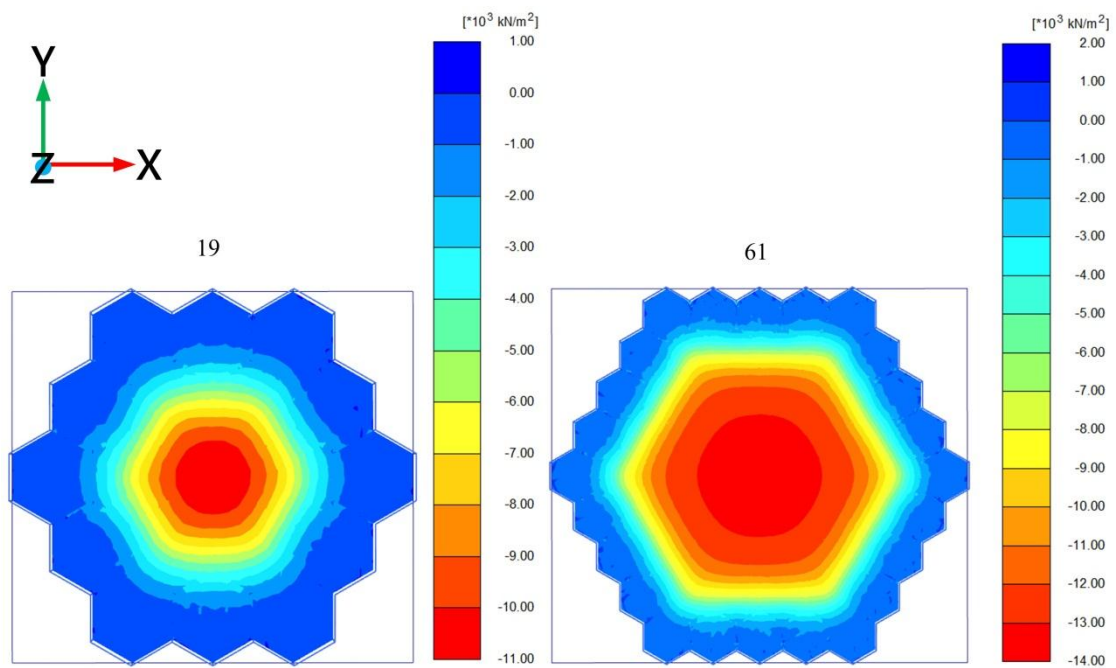


圖4.56 CC*切面有效應力 σ_{xx} 分布圖(高徑比1.0)

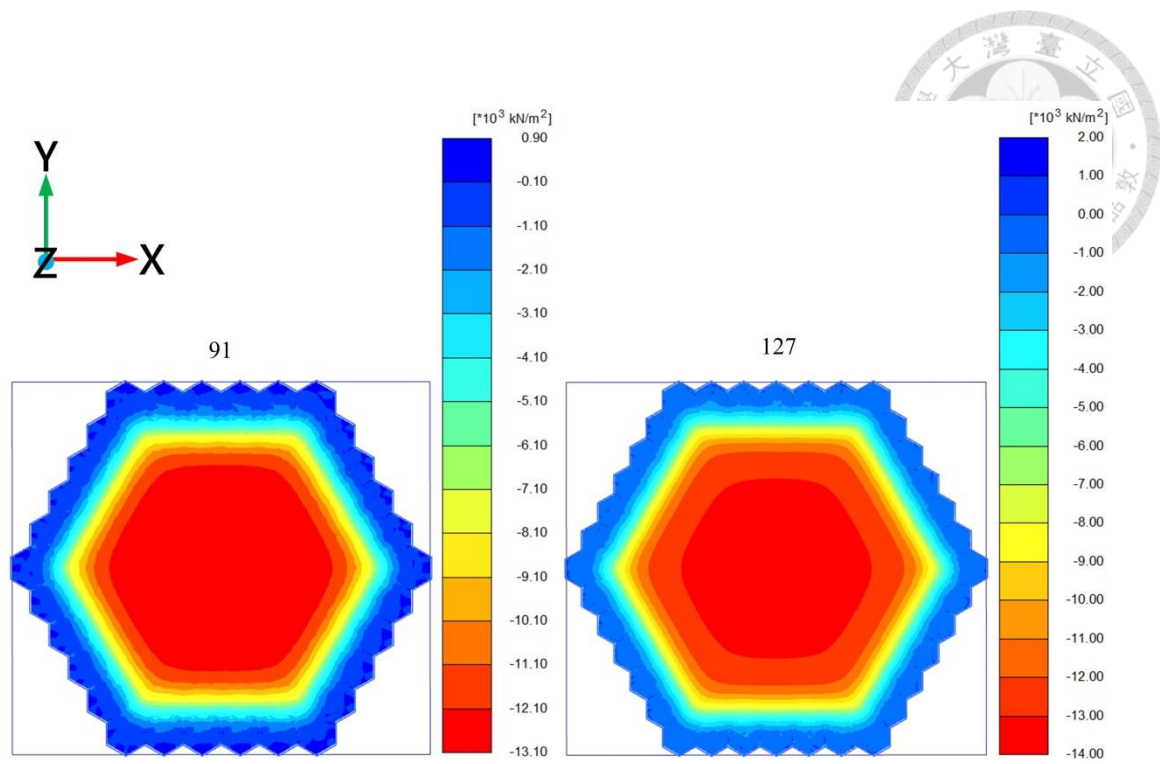


圖4.57 CC*切面有效應力 σ'_{xx} 分布圖(高徑比1.0)

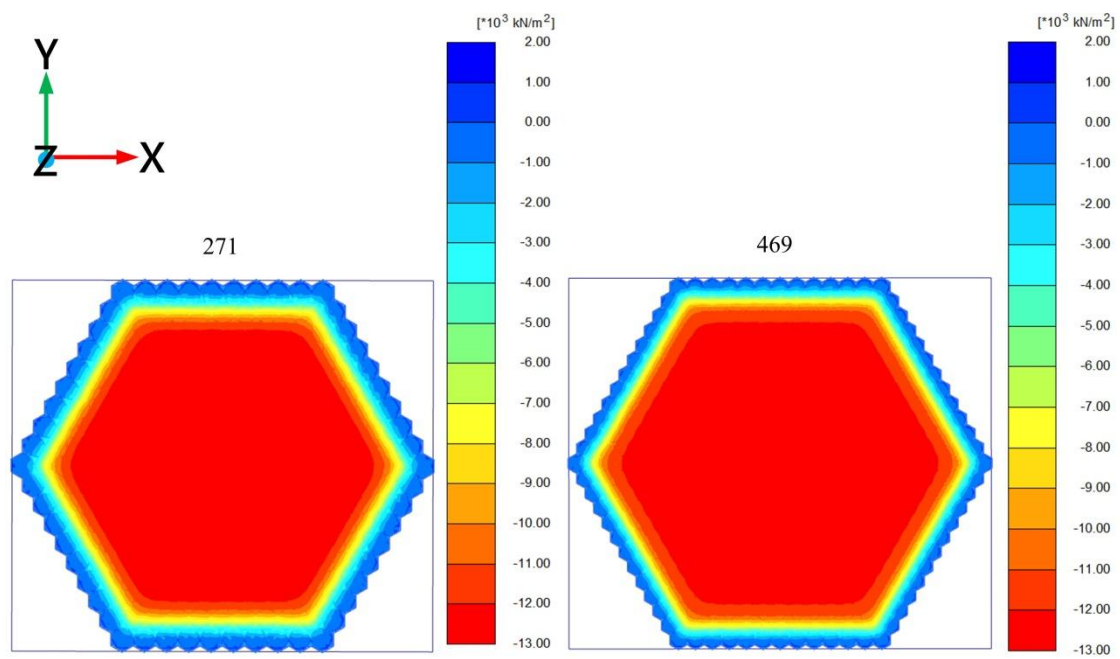


圖4.58 CC*切面有效應力 σ'_{xx} 分布圖(高徑比1.0)

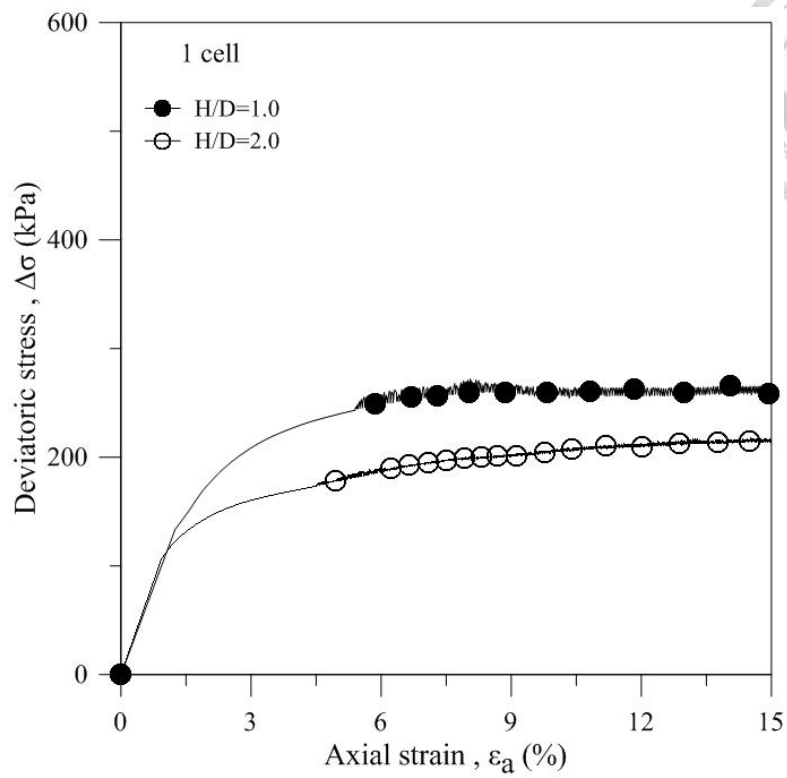


圖4.59 不同高徑比之應力應變圖(格室數量：1格)

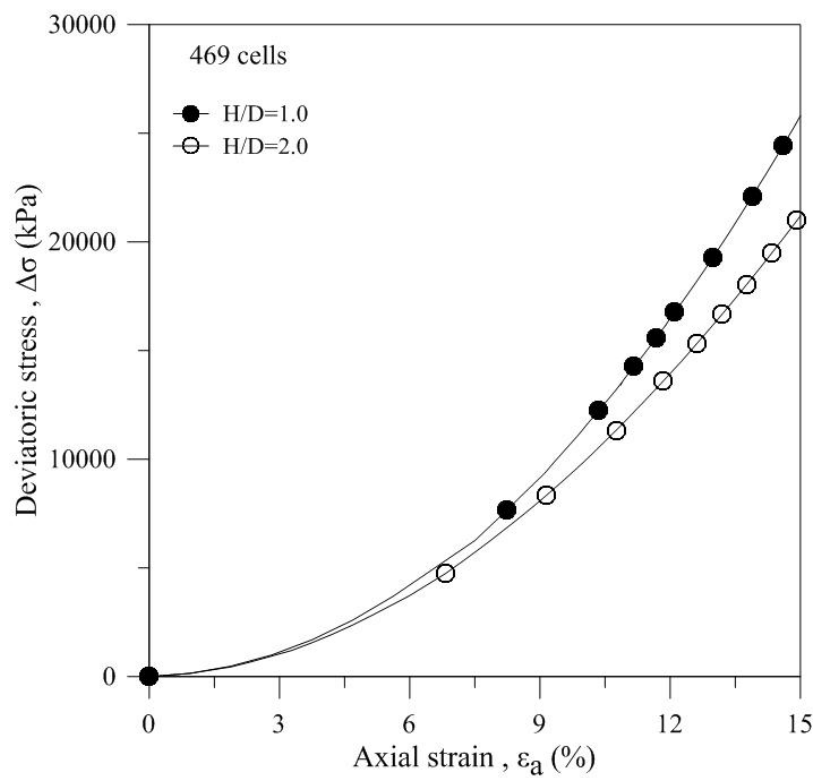


圖4.60 不同高徑比之應力應變圖(格室數量：469格)

第五章 討論與分析

本章將第五章之數值模擬結果進行討論與分析，針對不同變因之加勁土壤型式進行探討，並與前人研究結果進行比對。



5.1 單格加勁砂土三軸壓縮模擬結果與討論

本節集中討論單格時，格室直徑、形狀、格網外有無砂土圍束等因素對加勁成效、應力分布、加勁材張力發揮成效之影響。

5.1.1 格室直徑之影響

- (1) 水平有效應力(圖4.18、4.19)：試體上下端的壓應力皆較大，應該是由於上下邊界固定無法水平向位移所導致。但無論是實驗或模擬，試體的徑向應變是以中段最大，上下端的徑向應變量極少，因此在側向變形不易的情況下，土壤的互相擠壓會造成此處壓力較大的結果。
- (2) 剪應力(圖4.20、4.21)：與未加勁試體相較，加勁試體邊緣的應力值較內部大，這是因為蜂巢格網給予的圍束力仿若額外的圍壓，根據Saint-Venant原理，荷載作用區附近會有較大的應力變化，因此加勁材附近的土壤可承受更高的剪力。
- (3) 水平向位移(圖4.22、4.23)：未加勁試體及7cm與15cm加勁試體皆為試體邊緣一半高度處的位移量較大，6cm則於上下端位移量較大，此現象是SC1(6)的高徑比(H/D)為2.5，相較於SC1(7)和SC1(15)的高徑比2.0較為細長所致。
- (4) 剪力強度：在符合三軸儀高徑比規範之前提下，改變格室直徑(6cm、7cm及15cm)對土壤剪力強度(c 、 ϕ)的影響，結果如下：
 - (i) 格室直徑對於摩擦角無顯著影響。
 - (ii) 格室直徑對於視凝聚力之提升為敏感因子，由圖5.1可知試體直徑與視凝聚力呈一乘冪式(式5.1)。

$$c_r = 5.5468 / (d_g)^{1.045} \quad (5.1)$$



式中 c_r ：視凝聚力(kPa)

d_g ：蜂巢格網之直徑(m)

由回歸式可了解，若直徑繼續加大敏感度會降低，加勁效果會趨勁無加勁模型，因此工程設計時，除了成本也須將加勁效果納入考量。

(iii) Wu等人(2009)經由加勁礫石柱之三軸實驗(圖5.2)，推導加勁材因徑向應變產生之圍束力增量(式5.2)。

$$\sigma_f = (\sigma_s - \sigma_3) = \frac{T_f}{a_1} \quad (5.2)$$

式中 σ_f ：加勁材因徑向應變而產生予以試體的圍束壓力(kPa)

σ_s ：作用於試體的總圍壓(kPa)

σ_3 ：施加於試體外的圍壓(kPa)

T_f ：整體加勁材張力之平均值(kN/m)

a ：試體破壞時的半徑(m)

PLAXIS可輸出試體破壞時的加勁材張力與試體半徑，因此可藉由(式5.2)得到加勁材提供予試體的額外圍束壓力。再使用(式5.3)得到各圍壓下最大主應力 σ_1 。

$$\sigma_1 = K_p(\sigma_3 + \Delta\sigma_3) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}(\sigma_3 + \Delta\sigma_3) \quad (5.3)$$

式中 σ_1 ：最大主應力(kPa)

σ_3 ：最小主應力，即本研究中之圍壓(kPa)

$\Delta\sigma_3$ ：圍束壓力增量，即(式5.2)中的 σ_f (kPa)

k_p ：Rankine被動土壓力係數

φ ：試體的摩擦角(°)

圖5.3為程式輸出最大主應力之結果與(式5.3)所得之最大主應力所繪製之莫爾圓比較。由圖可知，當蜂巢格網直徑較小時，採用Wu等人(2009)理論式計算壓縮強度會較保守，與程式的結果最大可相差約8%。

(iv) Henkel and Gilbert (1952)利用環向張力理論(hoop tension theory)推導出三軸飽



和試體中因橡皮膜包覆黏土產生之應力增量。考慮軸向應變與徑向應變之關係，計算因橡皮膜圍束增加之應力增量，以(式5.4)表示。

$$\Delta\sigma_3 = \frac{2J_m \varepsilon_c}{D_c} \times \frac{1}{(1 - \varepsilon_a)} \quad (5.4)$$

式中 $\Delta\sigma_3$ ：薄膜之圍束力，即本研究加勁材施予試體之圍束壓力(kPa)

J_m ：薄膜材料於應變 ε_a 之割線模數

D_c ：軸向應變 ε_a 時之直徑(m)

ε_c ：徑向應變(circumferential strain)

ε_a ：軸向應變

上式與Wu等人之理論式(式5.2)不同處在於考慮了薄膜之褶皺，因此增加 $\frac{1}{1 - \varepsilon_a}$ 。

將(式5.4)所得之圍束力增量 $\Delta\sigma_3$ 帶入(式5.3)中，可得各圍壓下最大主應力 σ_1 。圖5.4為程式結果與環向張力理論所得最大主應力之莫爾圓比較，可知理論計算與程式所得壓縮強度相當吻合。

5.1.2 格網外圍砂之影響

- (1) 為了瞭解格網外圍砂土是否會影響加勁材張力的發揮，導致模型整體強度下降，將加勁區的徑向應變、加勁材發揮的平均張力整理為表5.1。由表可知，外圍砂不會影響加勁材的張力發揮，亦即加勁區的壓縮強度並未有太大的改變。因此推測整體強度是根據加勁區與未加勁區所佔的比例去分配，造成含外圍砂之SC1(6)*的壓縮強度較低。
- (2) 剪力強度：瞭解外圍砂對剪力強度參數(c 、 ϕ)的影響，並採用Rajagopal(1999)提出的修正式與模擬結果對照。
 - (i) 外圍砂對摩擦角無明顯影響，但會使整體視凝聚力下降。
 - (ii) 將SC1(6)採用Rajagopal et al.(1999)建議之修正式(式2.9)換算SC1(6)*的視凝聚力，整理修正後的凝聚力與模擬結果為表5.2。由SC1(6)*修正視凝聚力低於87.24 kPa可知，面積修正高估外圍砂對壓縮強度造成的影響。因此，若實驗

僅能獲得SC1(6)*情況的壓縮強度，於反推蜂巢格網加勁效能會使設計偏向危險。

- (iii) 鑒於Rajagopal et al.(1999)提出的面積修正尚有改進空間，推測修正方法可能與直徑之比值有關，因此本研究提出(式5.5)。

$$(c_r)_{corrected} = c_r \times \frac{d_T}{d_g} \quad (5.5)$$

式中 $(c_r)_{corrected}$ ：加勁區的視凝聚力(kPa)

(c_r) ：含外圍砂試體之整體視凝聚力(kPa)

d_T ：試體直徑(m)

d_g ：蜂巢格網直徑(m)

表5.3為SC1(6)*修正後之加勁區的視凝聚力，將此值與SC1(6)之視凝聚力105.46 kPa比較，兩值相差不多，設計採用此式可較有效推估蜂巢格網加勁效果。

5.1.3 格室形狀之影響

- (1) 有效應力 σ'_{xx} 、 σ'_{yy} 分布(圖4.42、4.43)：六角形角隅處有應力集中，而且圍束力分布呈現中間區域較高之現象。這是因為變形後之形狀會趨於圓形，六角形各邊向外擴張的結果會導致角隅處往中心軸位移，在角隅處形成小範圍的應力集中，但角隅向中心移動會造成將此處砂土往相鄰的兩邊移動，因此削弱邊附近的圍束力，使得各邊相較於中心區域之壓力較低的現象。橢圓形 σ'_{xx} 於長軸方向的壓力較高，於近短軸壁之壓力較低，也和受壓後形狀趨於圓形有關。長軸互相靠近，因此將區域內的土壤擠往短軸，雖然短軸壁擴張能形成圍束力，但在此互制效應下，使得附近土壤的壓力值無法較中心區域高。
- (2) 剪力強度：形狀對土壤剪力強度參數(c 、 ϕ)的影響如下。
- (i) 砂土之摩擦角近 37° ，加勁後摩擦角為 $37^\circ \sim 39^\circ$ (表4.5)，可見加勁材對土壤的摩擦角並無顯著影響。但格室形狀為六角形時摩擦角稍大，推測其原因可能為六角形的角隅較多，不夠平順所造成。
- (ii) 圍束面積相同的前提下，剪力強度的提升與蜂巢格網的張力發揮程度有關。

觀察不同形狀加勁材的張力輸出值(圖4.48)，以六角形格網發揮的張力最小，這是邊角互制行為所引致。因此形狀對視凝聚力的增幅為：圓形>橢圓形>六角形。

- (3) 觀察各形狀之周長(表5.4)，以圓形最短、六角形與橢圓形接近，將周長與個別的張力作比較(圖5.5)，發現其間的關聯性不大。因此在形狀相異時，周長對視凝聚力並非敏感因子。
- (4) 將各圍壓下，三個形狀之應力應變曲線於軸向應變3%時的割線模數($E_{3\%}$)進行比較(表5.5)，為了解形狀對彈性段割線模數的影響，取其倍數關係如式5.6:

$$\text{Multiples} = \frac{E_{3\%} \text{ of the other shapes}}{E_{3\%} \text{ of circle}} \quad (5.6)$$

由表可知，形狀因子於小圍壓時對其彈性段割線模數影響較大，但是無論圍壓為何，六角形的模數始終最低。

5.2 多格效益

本節在固定高徑比的前提下增加格室數量，以建立單格與多格壓縮強度之關係，圍壓為50 kPa。而後對單元高徑比做變因探討。

5.2.1 代表性之格數

為了找到可代表現地情形的格室數目，將格室採輻射狀向外排列擴充(圖5.6)，由於加勁模型皆無明顯的峰值應力(圖4.59與4.60)，因此採用軸向應變15%時的壓縮強度視為尖峰軸差應力。由圖5.7可知無論高徑比1.0或2.0的模型，隨著格數增加，尖峰軸差應力也跟著提升，但提升幅度會漸漸減少。當格數達469格時斜率已近平緩，表示此數量應該足以代表現地，

本研究即將469格視為現地強度進行分析。表5.6為兩項高徑比下，模型於不同格數時之軸差應力。將469格時的軸差應力除以各自單格時之軸差應力，可得H/D=2.0時，469格的壓縮強度為單格之97倍；H/D=1.0時，469格的壓縮強度為單格之95倍。



5.2.2 土壤應力與位移分布

圖5.8~5.11為高徑比2.0模型於軸向應變15% (沉陷6公分)與高徑比1.0模型於軸向應變15% (沉陷3公分)時的水平應力分布。可知隨著格數的增加，水平應力漸漸提高。

圖5.12、5.13為模型的水平向變位圖。無論是單格或多格，上方承載會使得土壤往容易變形處移動，越接近中心格室側向變形越受限制，因此水平向位移在靠近模型的側邊處最大並向內遞減。多格時最外層格室的側向位移量會較單格時大，這是因為多格時內部格室也會略有側向擴張的行為，逐層向外推擠累加使得最外層位移量最大。

5.2.3 加勁材張力分布

單格時(圖5.14)的加勁材張力發揮於格網中段與角隅處；而多格時，最內層的加勁材張力發揮極小(圖5.15)，最外層張力發揮較大(圖5.16)，且現象與單格時相同，加勁材張力發揮集中於格網中段與角隅處，但其張力值較大，推測原因與結構側向變形有關。上一小節提到，多格時最外層的側向位移較單格時大，而加勁材的張力發揮起源為徑向應變，當土壤向外推擠，格網所激發的張力就越大。

5.2.4 單元高徑比之影響

無論格數為何， $H/D = 1.0$ 之軸差應力始終高於 $H/D = 2.0$ 的模型，推測其原因應該與試體對加勁材張力之分配有關。以格數一格時為例，將兩模型整體加勁材的平均張力 T_f 進行比較(表5.7)可知當格室高度為40公分時，加勁材張力較大，但若是再將此值依照試體高度分配，意即：高徑比2.0者，加勁材張力除以2；高徑比1.0者，加勁材張力除以1，則可得到 $H/D = 2.0$ 試體的加勁材等值張力為1.23 kN/m、 $H/D = 1.0$ 試體的加勁材等值張力為1.92 kN/m。因此，在加勁材張力與試體圍束力增量為正相關的情形下，高徑比2.0之試體於相同軸向應變時，所獲得的圍束力增量較小，使得尖峰軸差應力較低。

表 5.1 各圍壓下之徑向應變與加勁材平均張力

圍壓(kPa)	徑向應變, ε_c (%)		加勁材平均張力, T_f (kN/m)	
	SC1(6)	SC1(6)*	SC1(6)	SC1(6)*
50	10.59	10.61	3.15	3.16
100	9.70	9.77	2.88	2.90
200	9.86	9.81	2.93	2.92

表 5.2 模擬與面積修正計算對照

模型 代號	加勁區直徑 (m)	總直徑 (m)	面積比 (A_r/A_{total})	視凝聚力 (kPa)	修正視凝聚力 (kPa)
SC1(6)	0.06	0.06	1.00	105.46	-
SC1(6)*	0.06	0.07	0.73	87.24	77.48

表 5.3 模擬與直徑修正計算對照

模型 代號	加勁區直徑 (m)	總直徑 (m)	直徑比 (d_T/d_g)	視凝聚力 (kPa)	加勁區視凝聚力 (kPa)
SC1(6)	0.06	0.06	1.00	105.46	-
SC1(6)*	0.06	0.07	1.17	87.24	102.07



表 5.4 不同格室形狀之周長與加勁材平均張力

格室形狀	周長(cm)	加勁材平均張力, T_f (kN/m)
圓形	62.8	6.98
六角形	66.0	2.45
橢圓形	65.9	4.92

表 5.5 不同格室形狀之割線模數比較

圍壓 (kPa)	格室形狀	割線模數, $E_{3\%}$ (kPa)	Multiples
50	圓形	7016.22	1.00
	六角形	5359.86	0.76
	橢圓形	6457.63	0.92
100	圓形	9951.18	1.00
	六角形	9093.38	0.91
	橢圓形	9671.93	0.97
200	圓形	20286.68	1.00
	六角形	19534.55	0.96
	橢圓形	19916.80	0.98



表 5.6 各格數之軸差應力

格室數量	軸差應力尖峰值 (kPa)	
	H/D=2.0	H/D=1.0
1	218.20	272.10
7	603.06	2383.89
19	2098.21	8322.79
61	7447.35	17021.01
91	10208.57	19775.34
127	12703.13	21226.13
271	18630.67	24727.03
469	21205.56	25808.17

註：軸差應力尖峰值為軸向應變達 15% 時之應力

表 5.7 不同高徑比之加勁材平均張力

高徑比 H/D	加勁材平均張力, T_f (kN/m)
1.0	1.92
2.0	2.45

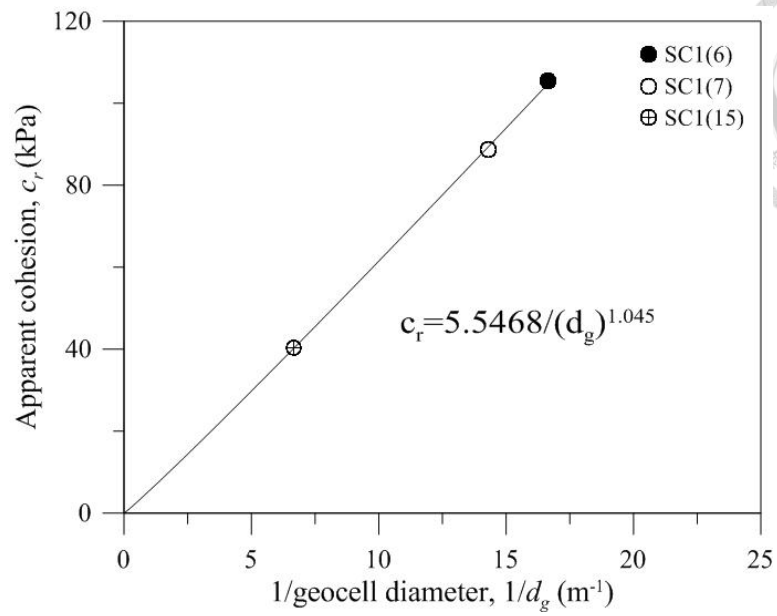


圖5.1 格室直徑與視凝聚力之關係

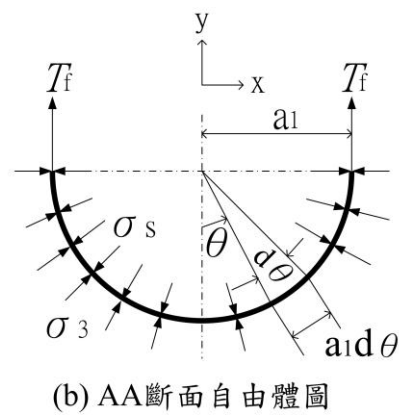
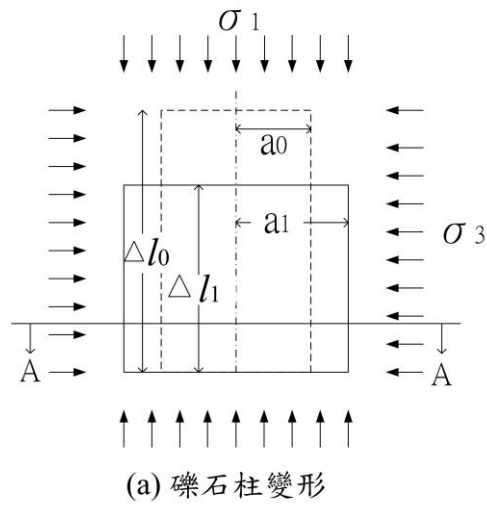


圖5.2 加勁礫石柱(Wu et al., 2009)

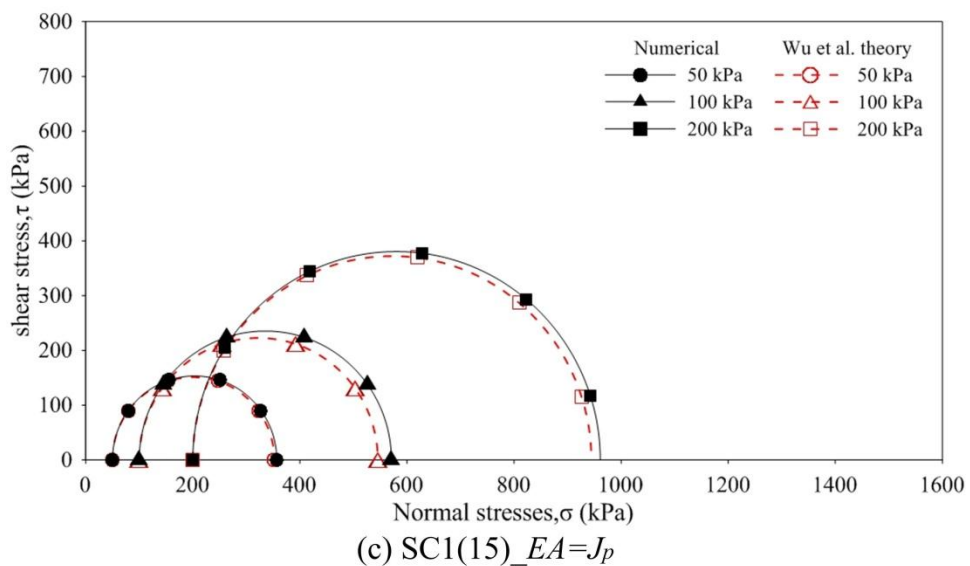
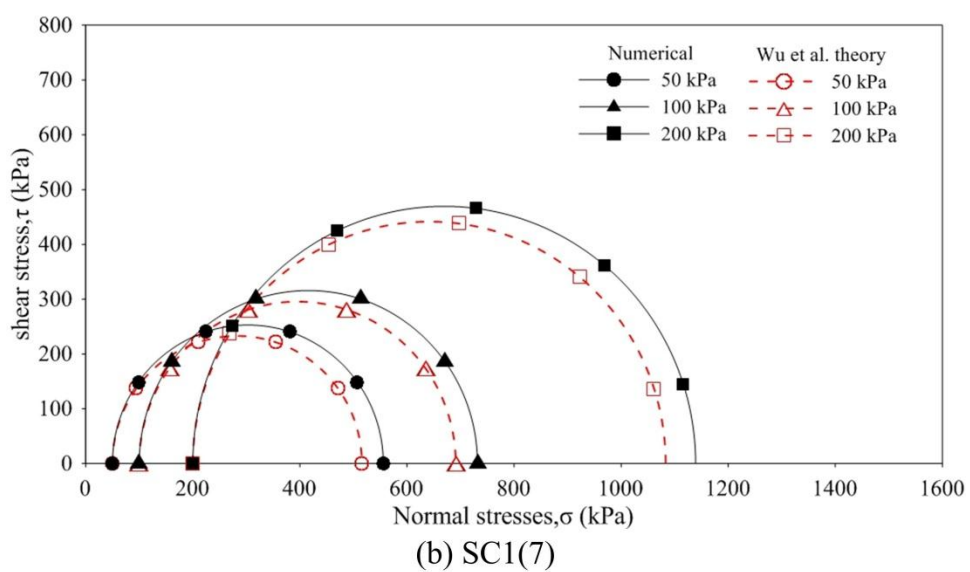
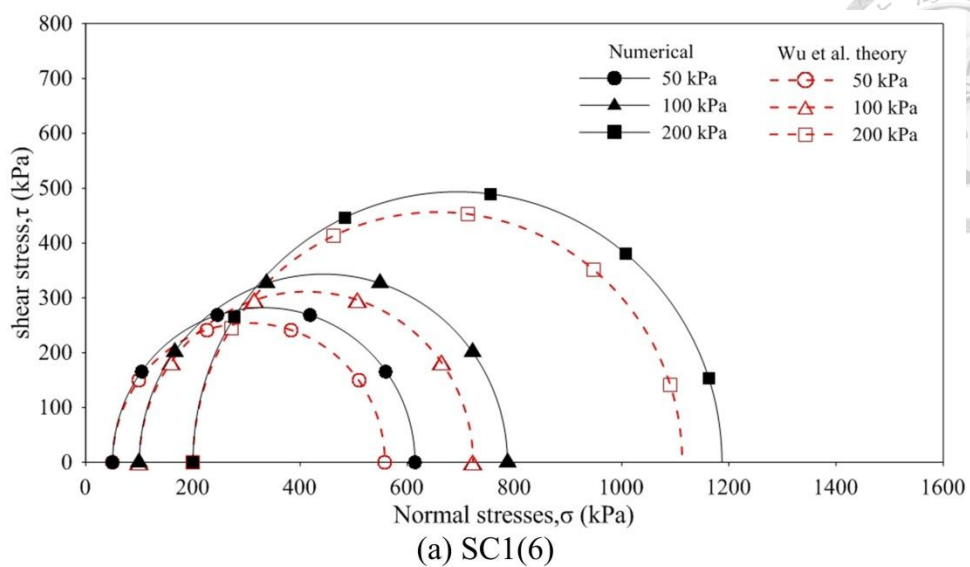
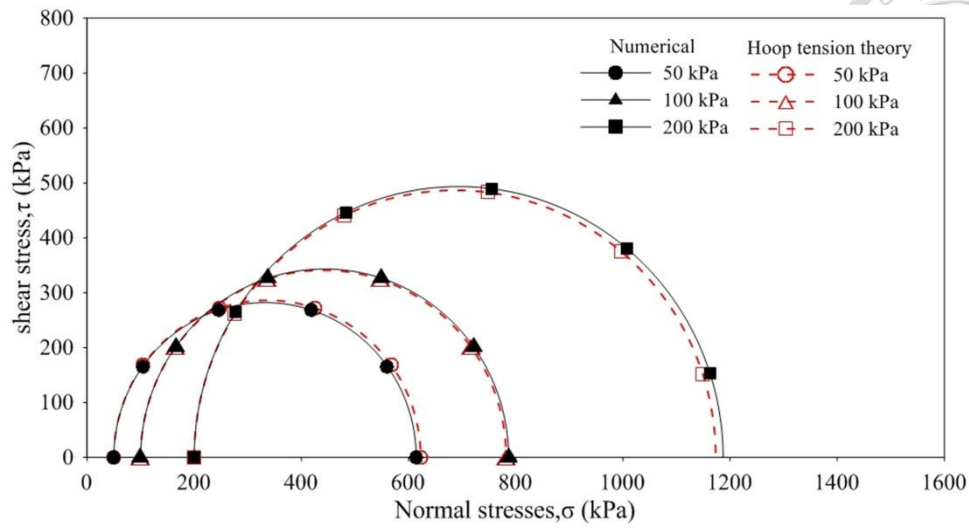
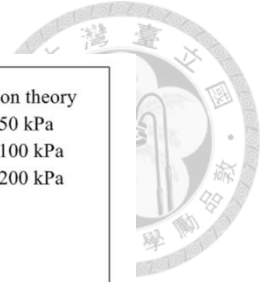
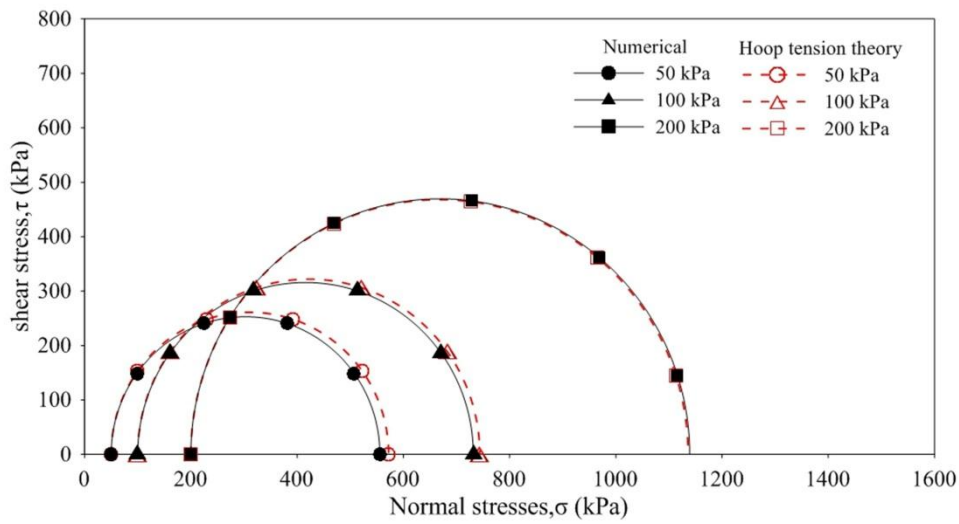


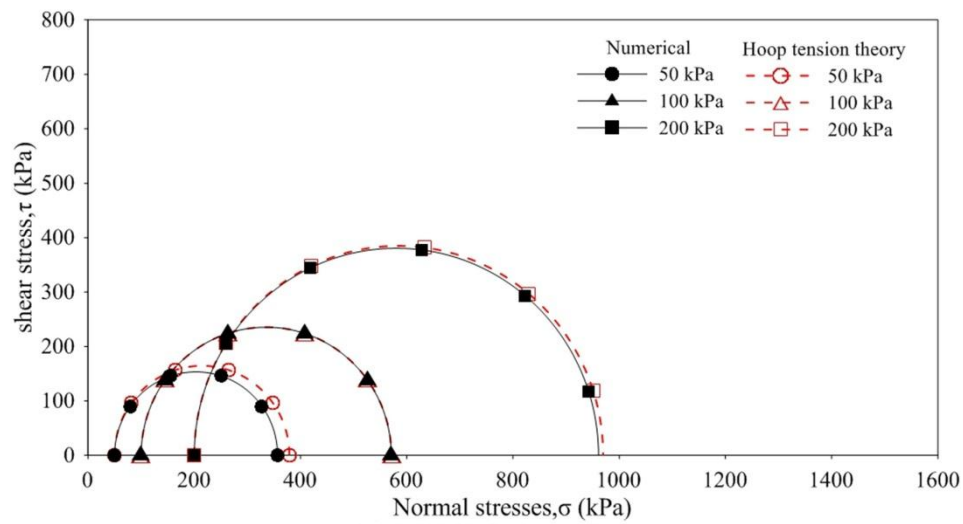
圖5.3莫爾圓比較(Wu等人理論)



(a) SC1(6)



(b) SC1(7)



(c) SC1(15)_{EA=J_p}

圖5.4莫爾圓比較(環向張力理論)

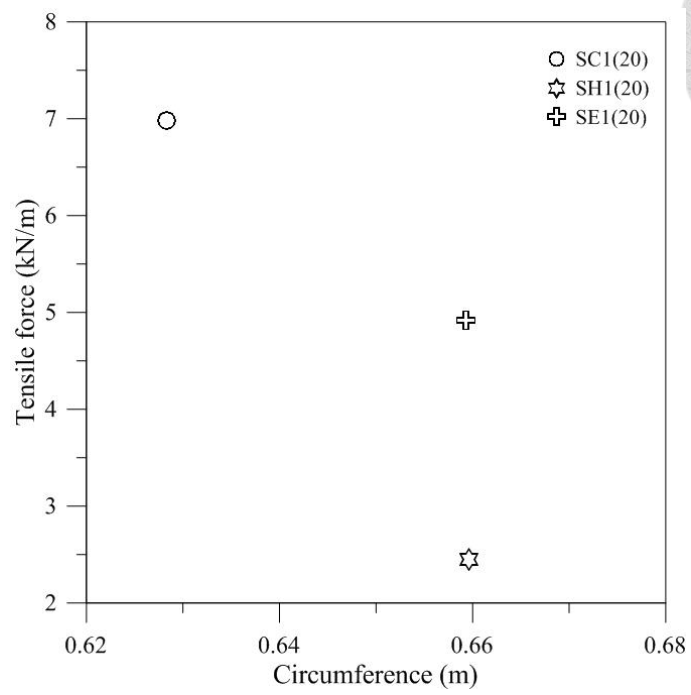


圖5.5 周長與格網張力之關係

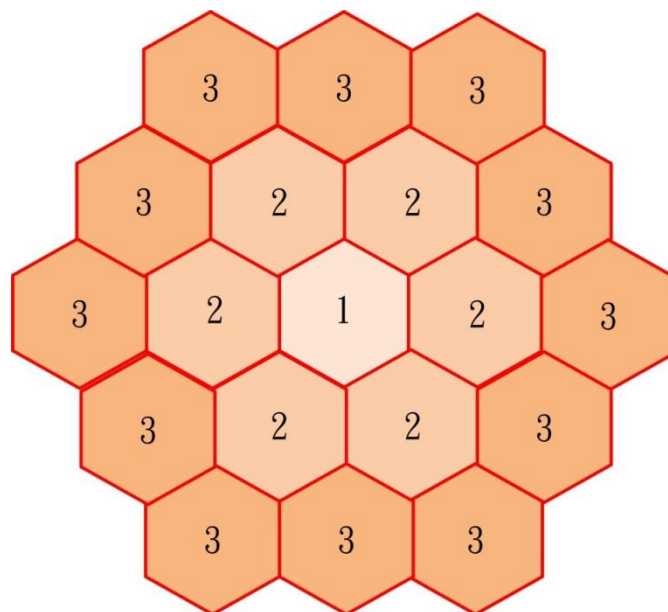


圖5.6 格數增加示意圖

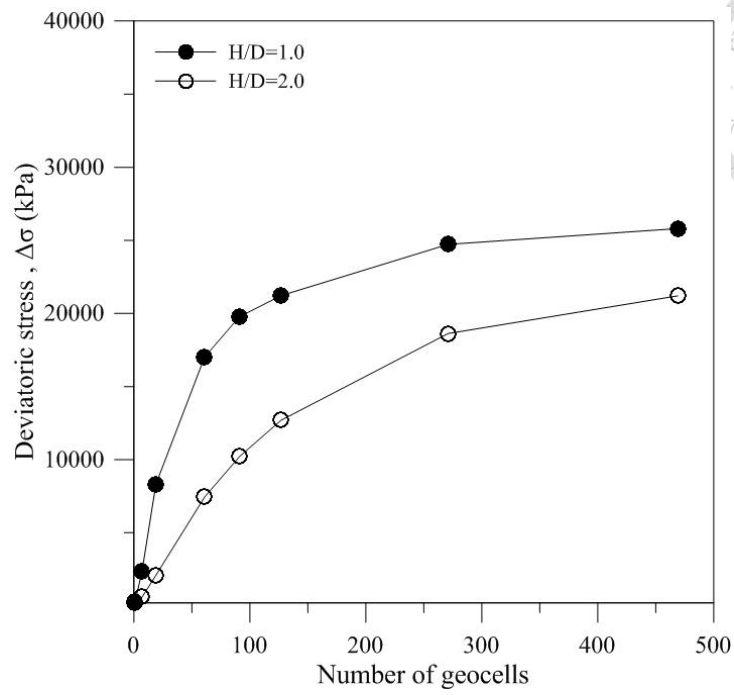


圖5.7 格室數量與尖峰軸差應力對應圖

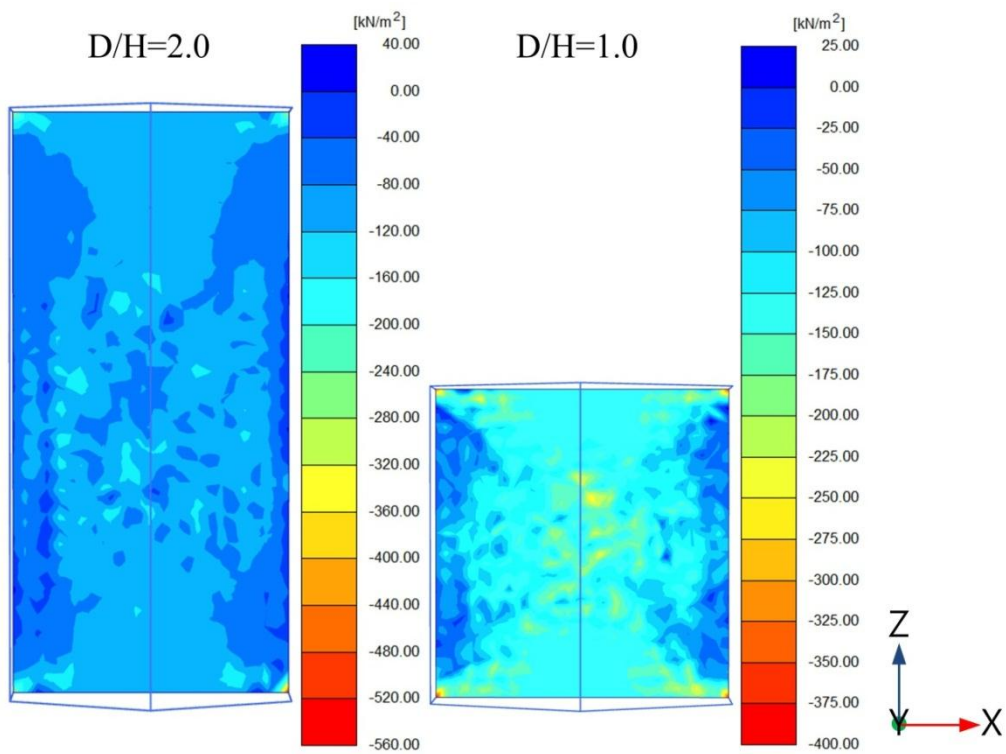


圖5.8 AA*切面內部有效應力 σ'_{xx} 分布圖(格數：1)

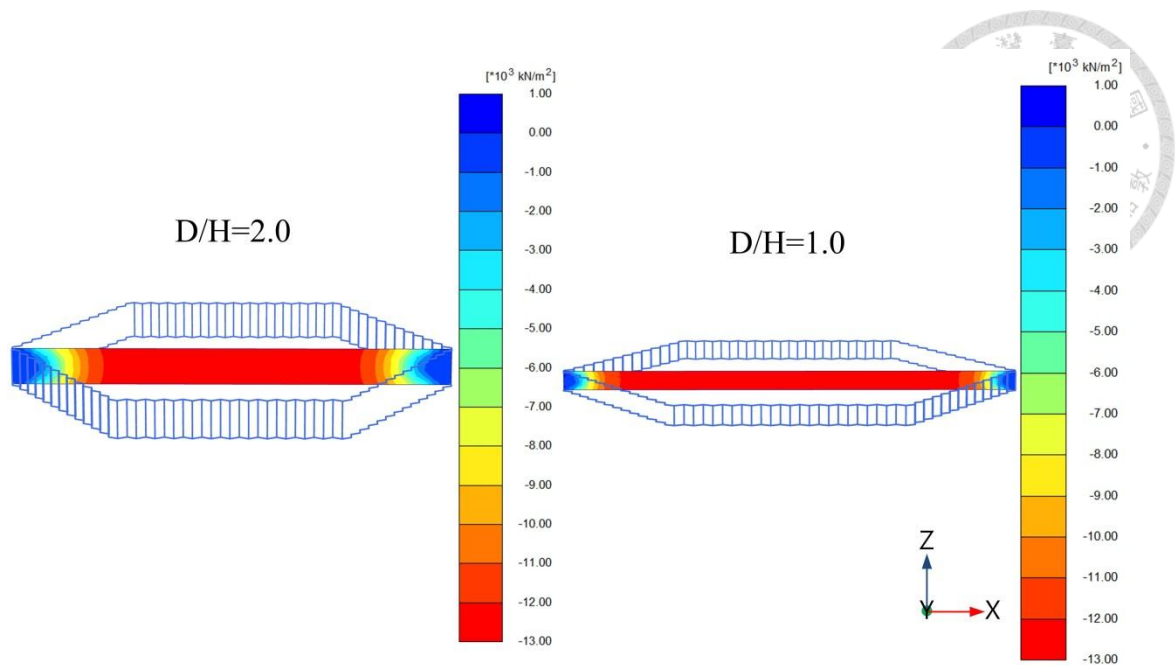


圖5.9 AA*切面內部有效應力 σ'_{xx} 分布圖(格數：469)

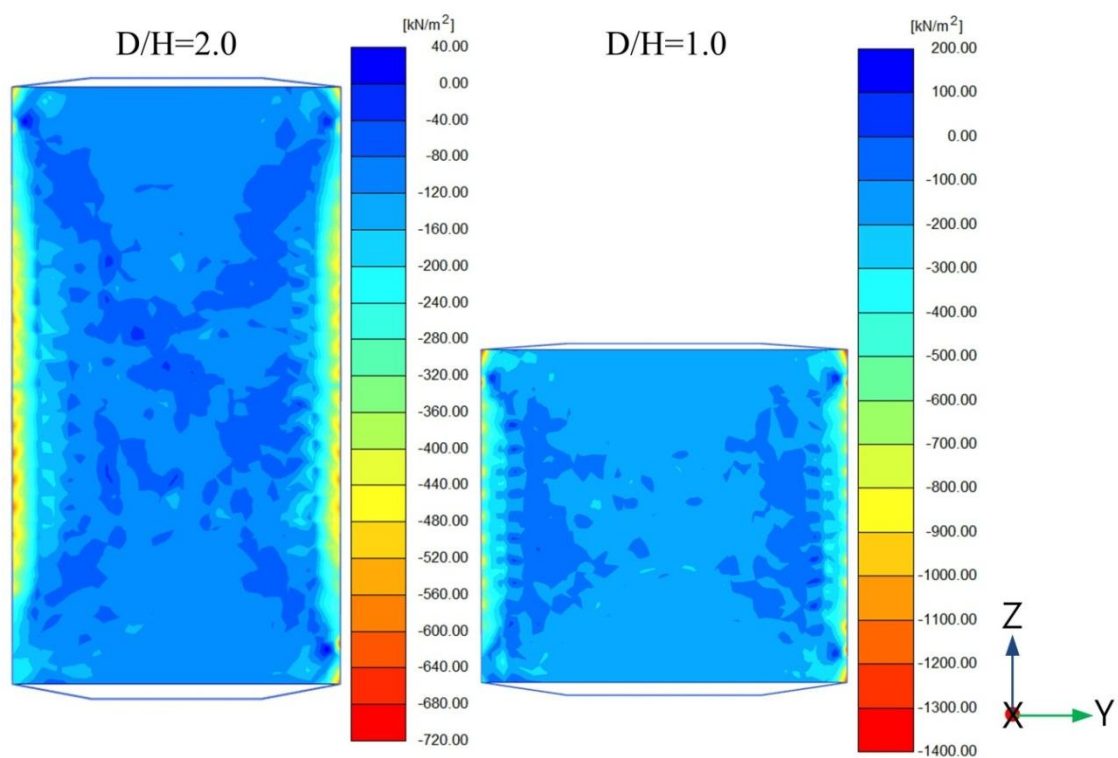


圖5.10 BB*切面內部有效應力 σ'_{yy} 分布圖(格數：1)

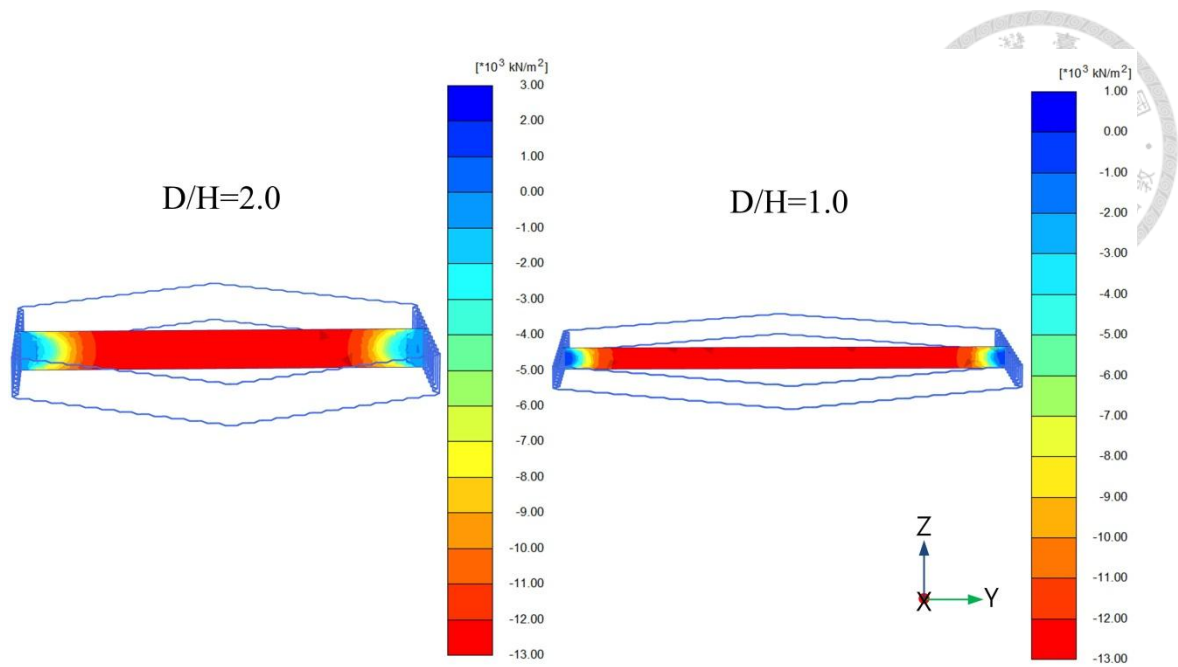


圖5.11 BB*切面內部有效應力 σ'_{yy} 分布圖(格數：469)

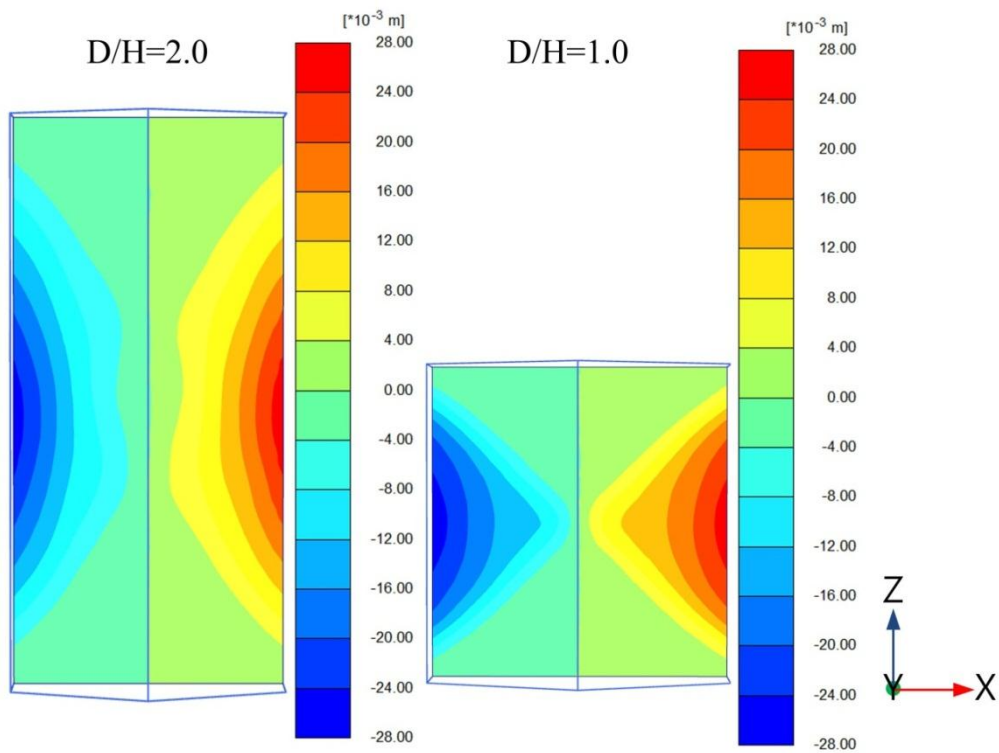


圖5.12 AA*切面水平向位移 U_x 分布圖(格數：1)

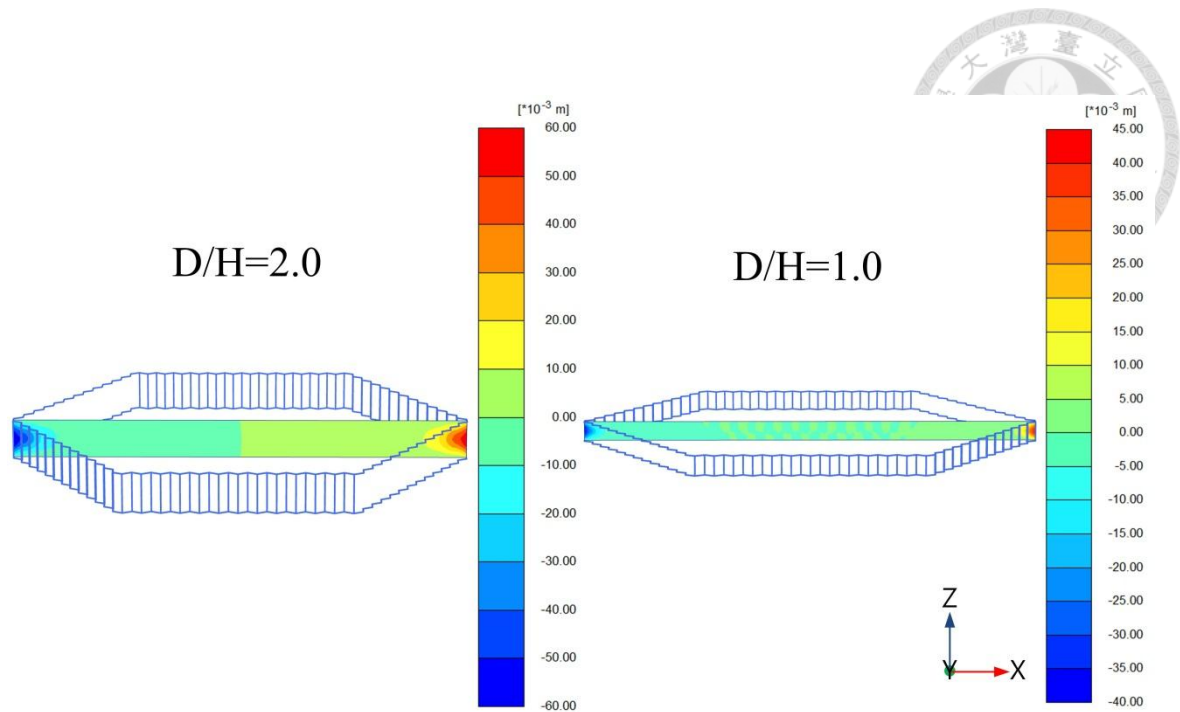


圖5.13 AA*切面水平向位移 U_x 分布圖(格數：469)

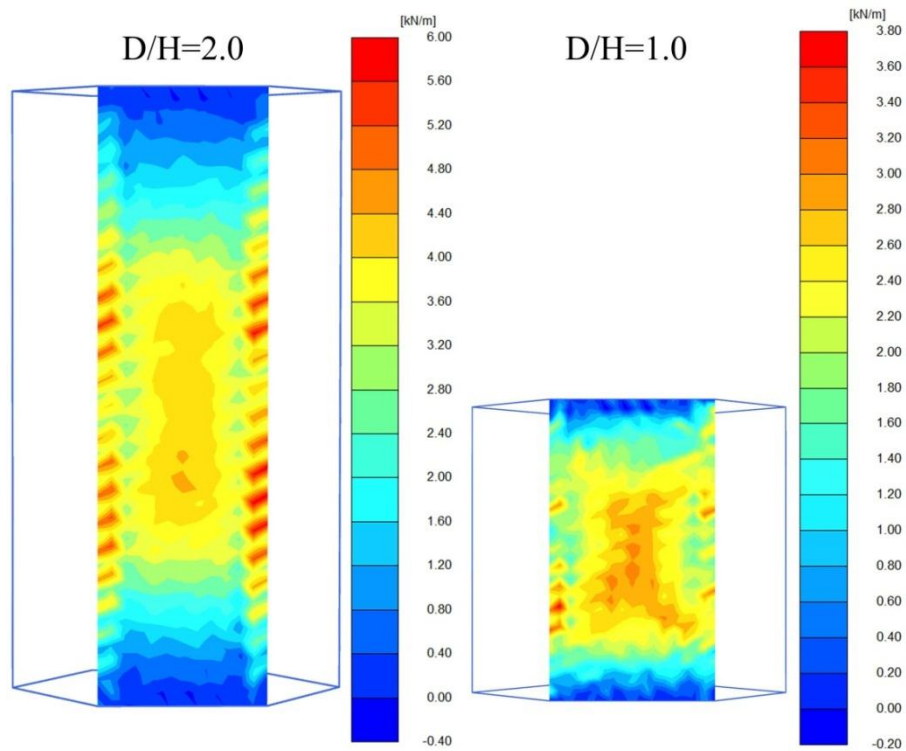


圖5.14 單格時加勁材環向張力 N_z 分布

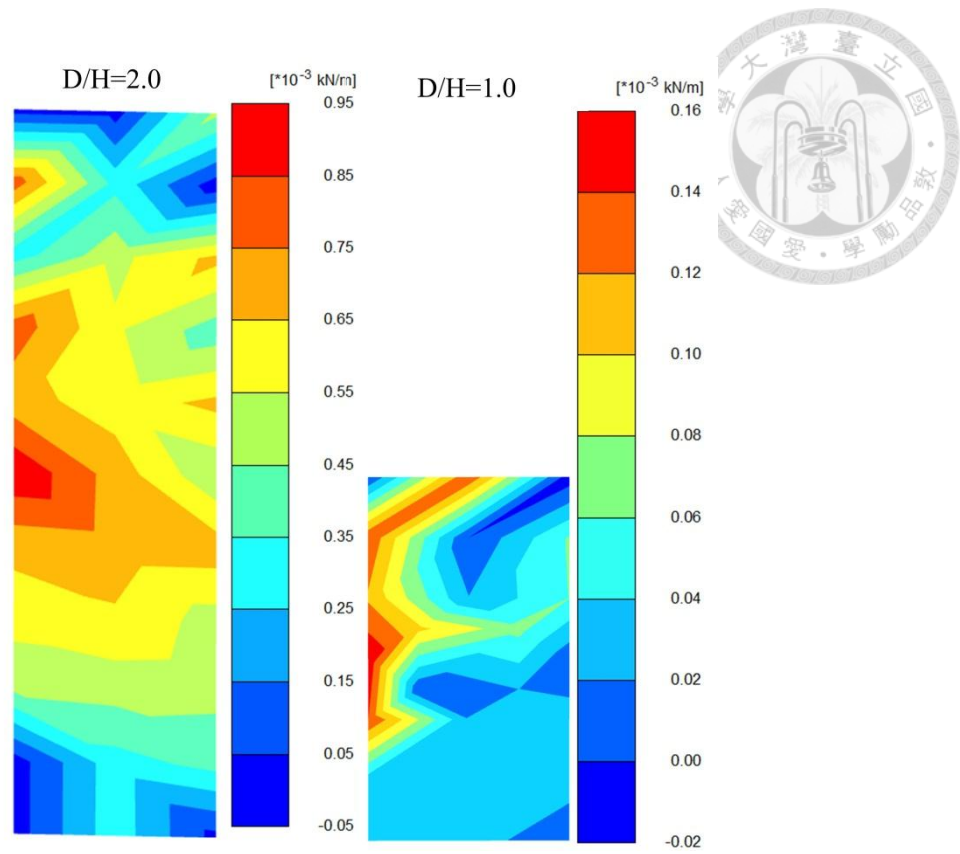


圖5.15 469格時加勁材張力 N_z 分布(最內層)

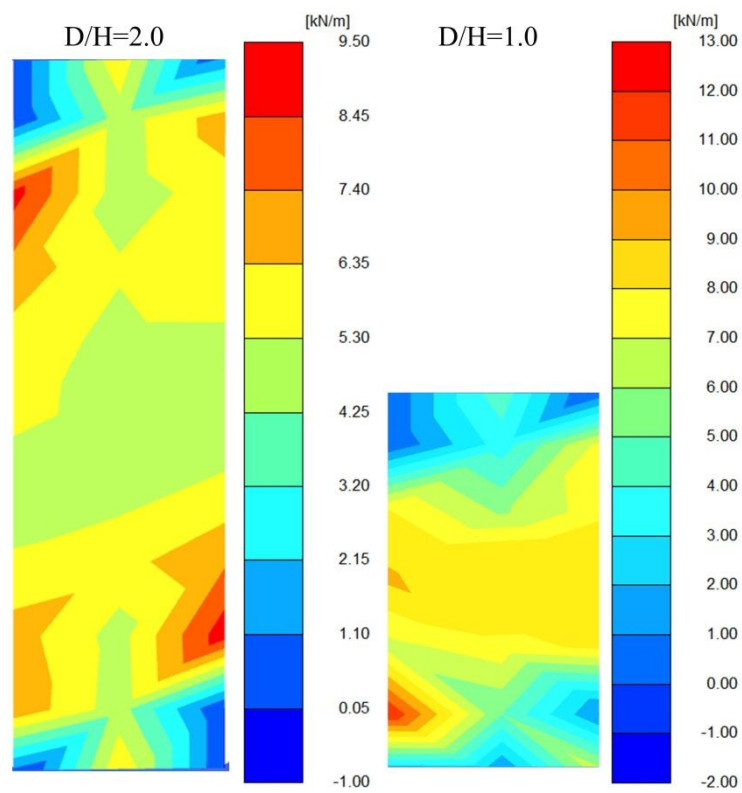


圖5.16 469格時加勁材張力 N_z 分布(最外層)

第六章 結論



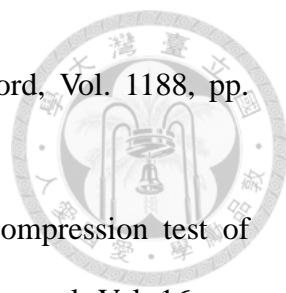
本研究主要目的係探討蜂巢格網加勁土壤之力學特性，模擬對象先以加勁式體在三軸壓密下的試驗結果進行比對，驗證材料的適用性，再由數值模擬，針對不同的格室直徑、形狀，即其外圍有無土壤等因素進行分析，與前人提出之理論式進行比較，並且對單格與多格受壓縮行為做探討，提出以下總結：

- (1) 蜂巢格網之材料參數包含加勁材本身之抗張強度與接縫強度，於三軸儀壓縮試驗中，應為蜂巢格網中強度較低、模數較小者控制加勁試體的破壞。
- (2) 格室直徑對摩擦角影響不大，但會與視凝聚力呈一乘冪關係。
- (3) 單格且格室為圓形時，採用環向張力理論推估加勁材提供之圍束力增量會相當吻合。
- (4) 格室形狀會影響變形的難易性，進而影響蜂巢格網張力的發揮。對視凝聚力提升的幅度為：圓形>橢圓形>六角形。格室形狀若有角隅，會造成加勁後的土壤摩擦角上升。
- (5) 於三軸試驗時，蜂巢格網外圍若有土壤，此外環土壤並不會影響加勁材的張力發揮，也不會對加勁區有圍束效果，且會使得整體壓縮強度下降。
- (6) 利用Rajagopal面積修正式會高估蜂巢格網外圍土壤之影響，使得設計偏向危險。利用蜂巢格網與試體直徑之比值進行反推，應可得到較準確的蜂巢格網加勁效果。
- (7) 高徑比會影響加勁效能， $H/D=1.0$ 時的壓縮強度高於 $H/D=2.0$ 。因此，多格探討於增加格數時也增加各單元格室之高度，會導致雙重變因，產生多格時壓縮強度較低的結果。
- (8) 單格與多格壓縮強度之關係視單元的高徑比而略有差異。 $H/D=1.0$ 時，多格為單格壓縮強度之95倍； $H/D=2.0$ 時，多格為單格之97倍。


參考文獻




1. 沈哲緯 (2005)。蜂巢格網加勁土壤之力學特性。碩士論文，國立臺灣大學土木工程學研究所。
2. 郭存鵬、楊有海、劉永河 (2010)。有限元素強度折減法對加勁路堤邊坡特性分析。路基工程，第 148 卷，101-103 頁。
3. 陳榮河、黃奉琦 (2012)。蜂巢格網於大地工程上之應用。地工技術，第 134 期，7-14 頁。
4. 黃渝紋 (2012)。三軸壓縮試驗探討蜂巢格網的圍束效應。碩士論文，國立臺灣大學土木工程學研究所。
5. 張家豪 (2004)。地工蜂巢格網加勁於砂土路基之承載能力研究。碩士論文，私立中原大學土木工程學研究所。
6. 張勇慧、李紅旭、盛謙、鄔凱、李志勇、岳志平 (2010)。基於表面位移的公路滑坡監測預警研究。岩土力學，第 31 卷第 11 期，3671-3677 頁。
7. 魏照榮 (2009)。地工合成物包裹砂柱試體之尺寸效應探討。碩士論文，私立淡江大學土木工程學研究所。
8. Alamshahi, S., Hataf, N. (2009). Bearing capacity of strip footings on sand slopes reinforced with geogrid and grid-anchor. Computers and Geotechnics, Vol. 27. pp. 217-266.
9. ASTM D5321-08. (2012). Standard test method for determining the coefficient of soil and geosynthetic or geosynthetic and geosynthetic friction by the direct shear method. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
10. Basudhar, P. K., Dixit, P.M., Gharpure, A., Deb, K. (2008). Finite element analysis of geotextile-reinforced sand-bed subjected to strip loading. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 26, pp. 91-99
11. Bathurst, R. J., Jarrett, P. M. (1988). Large – scale model tests of geocomposite

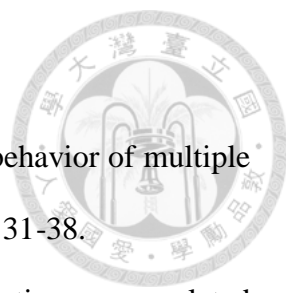
- 
- mattresses over peat subgrades. Transportation Research Record, Vol. 1188, pp. 28-36.
12. Bathurst, R. J., Karpurapu, R. (1993). Large scale triaxial compression test of geocell-reinforced granular soil. ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol. 16, pp. 296-303.
 13. Bathurst, R. J., Crowe, R. E. (1994). Recent case histories of flexible geocell retaining walls in North America. Proceedings of Symposium on Recent Case Histories of Permanent Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Wall, Tokyo, Japan, A. A. Balkema, pp. 17.
 14. Bergadoa, D. T., Teerawattanasuk, Chairat. (2008). 2D and 3D numerical simulations of reinforced embankments on soft ground. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 26, pp. 39-55.
 15. Bolton, M. D. (1986). The strength and dilatancy of sands. Géotechnique, Vol. 36, No. 1, pp. 65-78.
 16. Brinkgreve, R. B. J., Swolfs, W. M., Engin, E. (2011). PLAXIS 2D 2011 Reference Manual. Plaxis bv P. O. Box 572, 2600 AN DELFT, Netherlands.
 17. Brinkgreve, R. B. J., Swolfs, W. M., Engin, E. (2011). PLAXIS 2D 2011 Material Manual. Plaxis bv P. O. Box 572, 2600 AN DELFT, Netherlands.
 18. Brinkgreve, R. B. J., Swolfs, W. M., Engin, E. (2011). PLAXIS 2D 2011 Scientific Manual. Plaxis bv P. O. Box 572, 2600 AN DELFT, Netherlands.
 19. Chen, R. H., Huang, Y. W., Huang, F. C. (2013). Confinement effect of geocells on sand samples under triaxial compression. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 37, pp. 35-44.
 20. Duncan, J. M., Byrne P., Wong K.S., Phillip M. (1980). Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses. Collage of Engineering Office of Research Services, University of

California Berkeley, California.

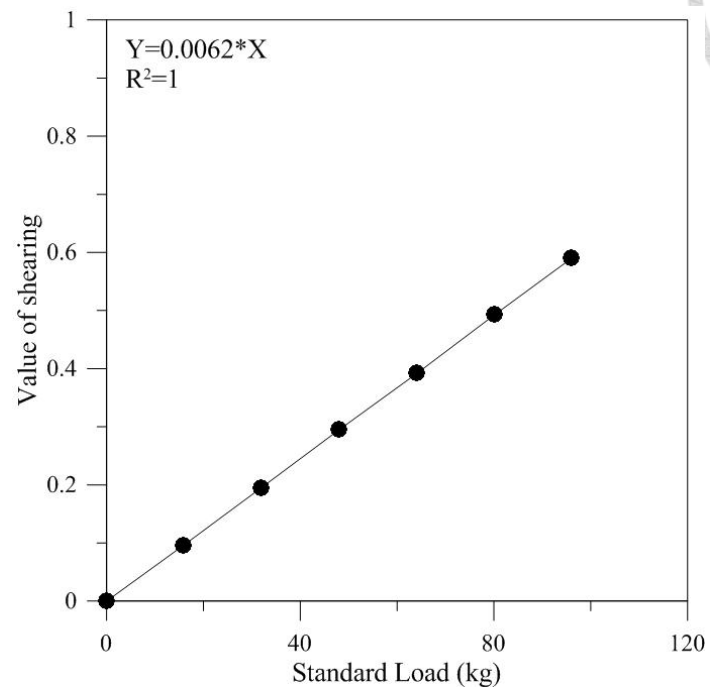
- 
21. Emersleben, A., Meyer, N. (2008). The use of geocells in road constructions over soft soil : vertical stress and falling weight deflectometer measurements. EuroGeo4 Paper, Vol. 132, pp. 1-8.
 22. Emersleben, A., Meyer, N. (2009). Interaction between hoop stresses and passive earth resistance in single and multiple geocell structures. GIGSA GeoAfrica 2009 Conference.
 23. Henkel, D. J., Gilbert G. D. (1952). The effect of the rubber membrane on the measured triaxial compression strength of clay samples. Géotechnique, Vol. 3, No. 1, pp. 20-29
 24. Hinchberger, S. D., Rowe, R. K. (2003). Geosynthetic reinforced embankments on soft clay foundations : predicting reinforcement strains at failure. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 21, pp. 151-175.
 25. Hong, Y. S. (2012). Performance of encased granular columns considering shear-induced volumetric dilation of the fill material. Geosynthetics International, Vol. 19, No. 6, pp. 438-452.
 26. Iizukaa, A., Kawai, K., Kim, E. R., Hirata, M. (2004). Modeling of the confining effect due to the geosynthetic wrapping of compacted soil specimens. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 22, pp. 329-358.
 27. Latha, G. M., Rajagopal, K. (2007). Parametric finite element analyses of geocell – supported embankments. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 44, pp. 917-927.
 28. Lu, M., McDowell, G. R. (2007). The importance of modelling ballast particle shape in the discrete element method. Granular Matter, Vol. 9, pp. 69-80.
 29. Leshchinsky, B., Ling, H. I. (2013). Numerical modeling of behavior of railway ballasted structure with geocell confinement. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 36, pp. 33-43.

- 
30. Leshchinsky, B., Ling, H. I. (2013). Effects of geocell confinement on strength and deformation behavior of gravel. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 139, pp. 340-352.
31. Pokharel, S. K., Han, J., Leshchinsky, D., Parsons, R. L., Halahmi, I. (2010). Investigation of factors influencing behavior of single geocell – reinforced bases under static loading. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 28, pp. 570-578.
32. PRS Company, [http : //www.prs-med.com](http://www.prs-med.com)
33. Presto Product Company, [http : //www.prestogeo.com/](http://www.prestogeo.com/).
34. Racana, N., Gourves, R., Grediac, M. (2003). Experimental study of the mechanical behaviour of soil reinforced by geocells. *Transport research Laboratory*, pp.1349-1352.
35. Rajagopal, K., Krishnaswamy, N. R., Latha, G. M. (1999). Behaviour of sand confined with single and multiple geocells. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 17, pp. 171-184.
36. Sheng, D., Westerberg, B., Mattsson, H., Axelsson, M. K. (1997). Effects of end restraint and strain rate in triaxial tests. *Computers and Geotechnics*, Vol. 21, No. 3, pp. 163-182.
37. Schanz, T., Vermeer, P. G. (1999). The hardening soil model : Formulation and verification. *Computational Geotechnics*, pp. 1-16.
38. Webster, S. L. (1979). Investigation of beach sand trafficability enhancement using sand-grid confinement and membrane reinforcement concepts. Report GL-79-20(1), Geotechnical Laboratory, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, USA.
39. Webster, S. L. (1981). Investigation of beach sand trafficability enhancement using sand-grid confinement and membrane reinforcement concepts. Report GL-79-20(2), Geotechnical Laboratory, US Army Engineer Waterways Experiment Station,

Vicksburg, USA.

- 
40. Wesseloo, J., Visser, A. T., Rust, E. (2009). The stress – strain behavior of multiple cell geocell packs. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 27, pp. 31-38.
41. Wu, C. S., Hong, Y. S. (2009). Laboratory tests on geosynthetic - encapsulated sand columns. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 27, pp. 107-120.
42. Wu, C. S., Hong, Y. S., Lin, H. C. (2009). Axial stress – strain relation of encapsulated granular column. *Computers and Geotechnics*, Vol. 36, pp. 226-240.
43. Yang, X., Han, J., Pokharel, S. K., Manandhar, C., Parsons, R. L., Leshchinsky, D., Halahmi, I. (2012). Accelerated Pavement Testing of unpaved roads with geocell-reinforced sand bases. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 32, pp. 95-103.

附錄 A



圖A.1 剪力環圈校正曲線

附錄 B 論文口試紀錄



● 提問教授:洪勇善 老師

Q1: 輸入的孔隙比應該為試體殘餘時之孔隙比，那此時最大孔隙比為何？因為，最小乾密度時的孔隙比與試體殘餘孔隙比不同。

A1: 謝謝老師指導。但是 PLAXIS 輸入的最大孔隙比係指材料於臨界狀態(critical state)之臨界孔隙(critical void)。若計算各圍壓下實驗曲線之最大孔隙比，可得：(1)圍壓 50 kPa 時，最大孔隙比=0.87、(2) 圍壓 100 kPa 時，最大孔隙比=0.85、(3) 圍壓 200kPa 時，最大孔隙比=0.83。但將這些值重新帶入程式中計算，體積應變曲線後段明顯與實驗曲線差異甚大。相反地，採用原初設定之最大最小乾密度試驗所得之 $e_{max}=0.96$ 是三條曲線都較符合實驗曲線，因此，我認為軟體中的最大孔隙比(臨界孔隙)應是原初設定之 0.96。

Q2: 蜂巢格網的波松比設為多少？

A2: 因為模擬蜂巢格網的為地工格網(geogrid)元素，所以僅需要輸入彈性勁度 EA，而在 PLAXIS Reference manual 中未提到此元素的波松比和受力後斷面積的變化，僅提到這個元素只能受拉張。因此，在結構元素細長、受力後出紙面方向的斷面積不改變的情況下，我認為 PLAXIS 認定此元素的波松比為零。

Q3: $E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m$ ，式中 Jambu 建議其 m 值為 0.5，是否有改變這個值，了解此值對應力應變曲線結果的影響？

A3: 經過確認後，PLAXIS 對式中 p^{ref} 的定義係指參考圍壓(reference confining pressure)，所以在 E_{50}^{ref} 皆由各圍壓(confining pressure)實驗曲線求得的情況下，以圍壓 50 kPa 為例：
$$\frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} = \frac{7.46 \cos(37^\circ) - (-50) \sin(37^\circ)}{7.46 \cos(37^\circ) + (50) \sin(37^\circ)} = 1$$
。因此無論 m 值為何，不會影響應力應變曲線的模擬結果。

Q4: 體積應變曲線為何能夠模擬剪脹效應(dilatancy)的情形？

A4: 在 PLAXIS Material models manual 的 5.3~5.5 節中有說明土壤硬化模式中三軸應力狀態下的塑性體積應變。理論說明繁複，斟酌後於 3.1.1 節補充說明 HS 模式於塑性區的模擬。

Q5: 加勁試體 SC1(15)驗證之應力應變曲線中，為何會有前段高估、後段低估的情形？

A5: 這需要分成兩種情況來說明。首先，在實驗沒有進行重複性試驗的情況下，實驗時的條件控制很重要，而加勁試體的條件控制較困難，採用多組實驗數據反覆証實才可減少其爭議。再者，由於模擬採用的為土壤硬化模式，當初採用此模式的想法是考慮到黃渝紋學姊對於其加勁試體之描述為軸向應變 15%(判視試體破壞)前，無明顯尖峰剪力強度。因此，土壤硬化模式應該會適

用於加勁試體模擬，如此一來，只剩下加勁材所使用的元素及其參數的問題。驗證初期嘗試採用板元素(plate)來模擬蜂巢格網，但是壓縮之後，輸出板的環向張力分布並非呈現上下對稱，這與實驗試體受壓後上下對稱的樣貌並不符合，所以採用地工格網(geogrid)元素較為合理。而地工格網的 EA 值若依據抗張試驗結果來設定，會產生如模擬中的結果。在實驗數據因素較複雜的情況下，很難以解釋究竟是什麼原因導致這樣的曲線差異。

Q6: 砂土模型驗證之應力應變圖在軸向應變約 6% 時，即出現尖峰剪力強度，然而對應其體積應變曲線，在軸向應變約 3% 時就發生剪脹？

A6: 確認過 PLAXIS Material models manual 的 8.2 節(Application of the Hardening-soil model on real soil tests)針對三軸試驗所進行的模擬圖，模型之應力應變曲線在尖峰剪力強度時的軸向應變，也與其體積應變曲線發生剪脹時的軸向應變無對應之關係。而塑性體積應變之理論需參考 PLAXIS Material models manual 的 5.3~5.5 節之說明。

Q7: 砂土其實無凝聚性，在模擬要將凝聚力 c 設為零。

A7: 謝謝老師建議。模擬初期有將應力路徑回歸到 $c=0$ kPa(摩擦角提高)帶入模擬中，可是此設定會與實驗曲線差異很大，而直接採用應力路徑不回歸到零之剪力強度參數則可以獲得較佳的成果。而在 PLAXIS 使用手冊內也提到使用 $c=0$ kPa 有時會導致發散的結果，所以在研究中仍採用不回歸到原點的凝聚力 c 和摩擦角 ϕ 。

Q8: 為何 PLAXIS 的土壤硬化模式可模擬出應力應變曲線峰後的情況？

A8: 若依照使用手冊對土壤硬化模式的描述，並未提到應力應變曲線峰後是否會應力下降的情況。但模擬後輸出作用力-位移曲線(Force-Displacement curve)的確會見到峰後作用力下降的情形，估計這與計算過程中 Tolerated erro(容許誤差)與 Additional steps(計算步數)之設定有關，若容許設定過小、計算步數過少，會造成程式無法計算至軸向位移量較大的情形，甚至無法至峰值應力時的位移量就宣告運算終止。於峰後的曲線之應力值會有小幅度的上下地跳動，但與峰值相較仍略微下降。

Q9: Barden 提出之剪脹角運算式於文中漏掉此式為砂土進入塑性狀態之下標。

A9: 謝謝老師提醒，已於式 3.12 補入下標。

Q10: Wu 等人(2009)與 Henkle and Gilbert (1952)理論式(式 5.2、5.4)之差別，在於 Henkle 考慮三軸考慮薄膜壓縮後之皺褶(即式 5.4 中的 $1/(1-\epsilon_a)$)。但本研究室學生經由實驗證實，試體的皺褶多集中於上下端(近端座約 1/5 處)，而真正發揮圍束效應的為試體中段，中段幾乎無皺褶。因此，採用環向張力理論計算加勁材予以試體之圍束力會有高估的傾向。

A10: 感謝老師解惑，將會於文中補充說明。

Q11:建議採用陳榮河老師與黃渝紋發表於 *Geotextiles and Geomembranes* 期刊中之曲線來與模擬做比對。

A11:謝謝老師，我會再改進。

Q12:建議缺少之單向度壓密參數可以進行實驗來求取，三軸實驗曲線之 constrain modulus(E_{oed})其實可列式為： $E_{oed} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-\nu)}$ ，但是在波松比 $\nu = 2.5$ 時僅約

E_{50} 之 1.2 倍，波松比 $\nu = 2.0$ 時也僅約 E_{50} 之 1.1 倍，所以對你模擬結果應該影響不大。

A12:謝謝老師建議，將會於論文中補充此公式，留予學弟妹後續模擬之參考。

Q13:文中發現有多篇文獻紀錄缺漏。

A13:謝謝老師悉心指正，會再補上。

Q14:式 2.7 由於體積不變，所以可直接將式子中的 ε_a 寫為零。

A14:謝謝老師，會再更正。

Q15:結論可多發揮，寫得更詳盡。

A15:謝謝老師建議。

● 提問教授:林三賢 老師

Q1: Geocell 可壓縮嗎?

A1: 在設定中由於採用 geogrid 元素，依據 PLAXIS 定義，只能承受拉張，所以也無法進行壓縮模數的設定。

Q2: 蜂巢格網無法抗鹼，另外圖 5.1~5.5 需補上引用出處。

A2: 謝謝老師指正，會再修正和補上參考資料。

Q3: 土壤參數採用割線模數 E_{50} 是造成應力應變曲線初始會有低估現象的原因，若直接採用切線模數可能就不會有這種情形了。

A3: 謝謝老師的建議。由於 PLAXIS 手冊定義 E_{50} 的求取模式如本文中所述，而在砂土未加勁模擬驗證成果也不錯，在應變初期並不會出現應力低估的現象，所以，後續探討才繼續使用土壤的割線模數。

Q4: 多格時，各格的直徑為何?

A4: 回稟老師，由於此處是在固定單元格室大小之前提下，增加格室數量。所以，各格之等效圓直徑仍為 20 公分。

Q5: 蜂巢格網外有土壤時，若土壤很厚會不會有額外的圍壓?

A5: 若是平鈑載重試驗，根據國外的實驗結果，此層外圍土壤會造成額外的圍束力，但是若為三軸試驗，可能要厚到一定程度才有可能造成圍束力。但是，探討此部分的啟發係來自黃渝紋的單格蜂巢格網三軸試驗，聯想到未來若取

現地格網中的一格來實驗室進行三軸試驗，就施作的便利性而言，應會選擇與格網尺寸較接近的三軸儀，此時格網外圍土壤之厚度應該不會厚到產生額外的圍束力，所以在模擬時並未做到格網外有較厚土壤的情形。

Q6: 若可以將三維的蜂巢格網簡化為二維模式應該會更具實用性。

A6: 謝謝老師的建議，但是將三維結構轉換為二維就可以模擬的型式真的有一段路要走，目前較可行的辦法是視之為土與蜂巢格網的複合材料，提出多格時此複合體與未加勁土壤楊氏模數之差異。

Q7: 圓形強度高於六角形，但為何模擬只採用六角形蜂巢格網?是因為這樣較好模擬嗎?

A7: 是的，因為建模的需要輸入座標，圓形及橢圓形的點接觸型式難以輸入座標進行連接。(陳老師補充:圓形蜂巢格網之間的間隙也會導致情況較為複雜。)

● **提問教授:陳榮河 老師**

Q1: 使用 J_p 與 J_t 會是一項問題，未來模擬的時候不要侷限在軸向應變 15% 時的情形，採用蜂巢格網本身材料的抗張模數會較為被接受。

A1: 謝謝老師建議。

Q2: 多格視為樑(beam)來做模擬是否可行?

A2: 在本研究裡面因為格室的上下方並沒有土壤，所以若將下方邊界條件解除會導致土壤溢散，這種情形在有限元素法的軟體中無法計算。

作者簡歷



姓 名：王得安

出生日期：民國 77 年 10 月 26 日

籍 貫：臺灣高雄市

學 歷：民國 96 年 高雄市立高雄女中

民國 100 年 國立成功大學土木工程系

民國 102 年 國立台灣大學土木工程學研究所大地工程甲組

電子信箱：r00521125@ntu.edu.tw

r00521125@gmail.com