

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

膠結不良砂岩淺基礎承載力下限解



研究 生： 羅木榮

指 導 教 授： 廖志中 博士

潘以文 博士

中華民國九十四年七月

膠結不良砂岩淺基礎承載力下限解
Lower-Bound Solution
for the Bearing Capacity of Shallow Foundation
on Poorly Cemented Sandstone

研究 生：羅木榮 Student : Mu-Jung Lo
指 導 教 授：廖志中 博 士 Advisor : Dr. Jyh-Jong Liao
潘 以 文 博 士 Dr. Yii-Wen Pan



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 2005
Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十四年七月

膠結不良砂岩淺基礎承載力下限解

研究生：羅木榮

指導教授：廖志中 博士

潘以文 博士

國立交通大學土木工程學系

摘要

本文旨在利用極限分析下限法，提出適用於膠結不良軟弱砂岩之淺基礎承載力理論解析解。本文之理論解析解係基於平面應變條件且材料行為屬理想塑性下推導而得，故較適用於稍具塑性行為之軟弱岩石，且承載行為近似平面應變之情況。

本解析解可求出淺基礎位於水平地表以及不同角度邊坡坡頂時的承載力。經一系列參數研究，可知水平地表淺基礎承載力與凝聚力成正比，當凝聚力增大時，承載力也呈線性增加；另外承載力亦隨著摩擦角增大而增加，不過當摩擦角較小時，因摩擦角改變基礎承載力只些微增減，摩擦角較大時(約為 30°)，摩擦角改變對基礎承載力的影響即相當明顯；當摩擦角更大時(約為 40°)，則承載力對摩擦角的差異非常敏感。本解析解也可估計基礎位於不同角度邊坡坡頂時的承載力，當邊坡由水平變成 10° 、 20° 、 30° 時，承載力遞減趨勢較明顯，當邊坡傾角更大時，則承載力遞減的情形較為趨緩。另外配合室內試驗建立基礎退縮距離與基腳外主應力方向的關係，本解析解亦可用以估計基礎位於不同退縮距離時之承載力。

關鍵字：膠結不良軟弱砂岩、極限分析下限法、平面應變、理想塑性

Lower-Bound Solution for the Bearing Capacity of Shallow Foundation on Poorly Cemented Sandstone

Student : Mu-Jung Lo

Advisor : Dr. Jyh-Jong Liao

Dr. Yii-Wen Pan

Department of Civil Engineering
National Chiao-Tung University

ABSTRACT

This thesis aims to present the solutions for the bearing capacity of shallow foundation on poorly cemented sandstone by the lower-bound theorem. For deriving the solutions, the rock is assumed as a perfect plastic material and the loading condition is under plane strain. Therefore, the solutions of this thesis are suitable for soft rocks under plane strain condition.

The bearing capacity of shallow foundation on horizontal surface and the crest of a slope can be estimated using the solutions. The results of a series of parametric studies show that the bearing capacity increases with the increase of cohesion of the shear strength parameter of rocks. Similarly, the bearing capacity also increases with the increase of friction angle of the shear strength parameter of rocks. However, the variation of bearing capacity with friction angle is little for the friction angle lower than 40 degrees.

The solutions of this thesis also can be used to estimate the bearing capacity of shallow foundation on the crest of a slope. The analytical results show that the bearing capacity is strongly influenced by the slope angle. The bearing capacity of shallow foundation on the crest of slopes decreases with the increase of the slope angle. For the poorly cemented rock, the foundation failure is induced by slope failure for the slope angle larger than 30 degrees. It means that the influence of slope angle on bearing capacity is little for the slope angle larger than 30 degrees.

Besides, adopting experimental results to find the relationship of setback distance and the direction of principal stress outside the foundation, the solutions of this thesis can be used to estimate the bearing capacity of shallow foundation on a slope crest with different setback distances.

Key words: poorly cemented sandstone, lower-bound theorem, plane strain, perfect plastic

誌謝

本論文承蒙吾師 廖志中博士與 潘以文博士兩年來悉心教誨，使得本文得以順利完成。謹在此致上最誠摯的敬意。文稿初成亦承蒙 黃燦輝博士與 蔡光榮博士不吝指教，提供許多寶貴意見，使論文更臻完善，在此致上萬分謝意。

研究期間感謝振成學長的指導與協助，亦感謝柏皓學長與光東學長的指導、學弟盛華的協助，使研究得以順利進行；謝謝研究室的同學秀隆、志偉、証傑以及每一位大地組同學、學弟們於學業及日常生活上相伴。



最後感謝我的父母、哥哥及女友迺倫這兩年來的支持，使我可以專心完成研究所的學業，謝謝，謹將此論文獻給我最愛的父母與家人。

目錄

摘要.....	i
ABSTRACT.....	ii
誌謝.....	iii
目錄.....	iv
表目錄	vi
圖目錄	viii
第一章 前言.....	1
1.1 研究動機.....	1
1.2 研究目的.....	2
第二章 文獻回顧	3
2.1 岩石淺基礎之破壞模式.....	4
2.1.1 岩石淺基礎置於平坦地形可能的破壞模式.....	4
2.1.2 岩石淺基礎置於邊坡頂面可能的破壞模式.....	5
2.2 淺基礎承載力分析方法.....	7
2.2.1 淺基礎置於平坦地形之承載力理論.....	7
2.2.1.1 土壤基礎承載力理論.....	7
2.2.1.2 岩石基礎承載力理論.....	17
2.2.2 淺基礎置於邊坡頂部及不同退縮距離之承載力理論.....	24
2.3 相關承載實驗文獻選顧.....	45
第三章 模型試驗與結果	63

3.1 退縮距離模型試驗方法與流程.....	63
3.1.1 實驗設備.....	63
3.1.1.1 製作試體設備.....	63
3.1.1.2 模型承載試驗設備.....	67
3.1.2 人造膠結不良砂岩試體製作流程.....	70
3.1.3 模型淺基礎承載試驗流程.....	82
3.2 不同退縮距離模型試驗結果.....	89
3.2.1 模型承載試驗結果.....	89
3.2.2 破壞機制探討.....	97
第四章 下限解	101
4.1 淺基礎承載力之下限解.....	101
4.1.1 應力不連續面.....	103
4.1.2 基礎位於水平地表與邊坡坡頂承載力下限解.....	108
4.2 參數及案例研究.....	110
4.2.1 參數研究.....	110
4.2.2 基礎位於水平地表及邊坡坡頂之承載力.....	114
4.2.3 基礎具退縮距離的承載力.....	119
4.3 下限解與其他理論及實驗結果比較.....	122
4.3.1 下限解與寶二水庫膠結不良砂岩相關研究比較.....	122
4.3.2 下限解與現有承載理論比較.....	124
第五章 結論與建議	127
5.1 結論.....	127
5.2 建議.....	128
參考文獻	129

表 目 錄

表 2.1 不同基礎深度、位置，各承載因數之剪力發揮度M ($\emptyset=40^\circ$)	29
表 2.2 基礎不受邊坡影響之退縮距離.....	30
表 2.3 SARAN 與其他承載理論之 N_y 比較表	30
表 2.4 SARAN 與其他相關理論承載力之比較	30
表 2.5 基礎位於邊坡頂部之 N'_c 、 N'_q	36
表 2.6 基礎位於邊坡頂部之 N'_c 、 N'_q	37
表 2.7 不同模擬狀況的極限承載力比較(王柏皓,2004).....	61
表 2.8 不同模擬狀況的極限承載力比較(孫光東,2004).....	62
表 3.1 基本物性試驗結果與其他相關研究比較.....	78
表 3.2 單壓強度試驗結果與其他相關研究比較.....	80
表 3.3 三軸試驗結果與其他相關研究比較.....	80
表 3.4 巴西試驗結果與其他相關研究比較.....	81
表 3.5 軟岩無因次項範圍(鄭富書,1995).....	81
表 3.6 本研究材料和建築用混凝土之彈性模數值(王柏皓,2004).....	83
表 3.7 本研究淺基礎承載試驗結果.....	89
表 3.8 整理本研究與孫光東(2004)的試驗結果.....	90
表 4.1 基礎承載力下限解與王柏皓(2004)實驗結果比較表	117
表 4.2 不同邊坡角度承載力衰減比較表.....	118
表 4.3 反推退縮距離與基腳外主應力方向關係.....	119
表 4.4 人造膠結不良砂岩參數.....	122
表 4.5 當膨脹角 ψ 等於摩擦角 ϕ 時，不同狀況下上限解與下限解、試驗結果比較	123

表 4.6 當膨脹角 ψ 不等於摩擦角 ϕ 時，上限解與下限解、試驗結果比較	124
表 4.7 水平地表淺基礎承載力下限解與各理論分析比較.....	125
表 4.8 基礎位於不同角度邊坡之承載力下限解與各理論分析比較.....	126



圖 目 錄

圖 2.1 ISRM1981 建議大地材料單壓強度分類分級圖(JOHNSTON, 1993)	3
圖 2.2 岩石基礎的破壞模式 (LADANYI, 1972)	5
圖 2.3 岩石邊坡破壞模式(WYLLIE,1992).....	6
圖 2.4 土體之假設破壞滑動面(SOWER, 1979)	8
圖 2.5 直線型莫耳圓破壞包絡線分析圖 (SOWER, 1979).....	8
圖 2.6 PRANDTL之基礎承載模式示意圖(PRNDTL, 1921).....	9
圖 2.7 基礎承載模式示意(CASAGRANDE&FADUM, 1944).....	10
圖 2.8 TERZAGHI之基礎承載模式示意圖(TERZAGHI, 1943)	12
圖 2.9 TERZAGHI承載因子與摩擦角關係圖(TERZAGHI, 1943)	12
圖 2.10 MEYERHOF之基礎承載模式示意圖(MEYERHOF, 1951).....	13
圖 2.11 MEYERHOF承載因子與摩擦角關係圖(MEYERHOF, 1951).....	14
圖 2.12 SKEMPTON基底型狀修正承載因子(SKEMPTON, 1951).....	14
圖 2.13 MEYERHOF傾斜載重修正承載因子(MEYERHOF, 1953).....	15
圖 2.14 上限定理與下限定理關係圖(CHEN & DRUCKER, 1968)	16
圖 2.15 具兩組裂面基礎破裂機制示意圖(LADANYI & ROY, 1971)	18
圖 2.16 承載因子與節理傾角關係圖(DAVIS, 1980)	19
圖 2.17 (A)岩石破壞模式,(B)岩石強度莫耳圓示意圖(WYLLIE, 1999)	21
圖 2.18 (A)假設岩石破壞面示意圖,(B)配合HOEK-BROWN破壞準則應力莫耳圓 (WYLLIE, 1999)	21
圖 2.19 HILL(1950)基礎岩石破壞機制示意圖(HILL, 1950).....	22
圖 2.20 假設岩石破壞模式示意圖(CHEN & DRUCKER, 1969)	23
圖 2.21 淺基礎位於坡頂上假設破壞面(MEYERHOF, 1957)	25
圖 2.22 對於純凝聚力土壤之 $N_{\gamma q}$ 因子 (MEYERHOF, 1957).....	25

圖 2.23 對於純粒狀無凝聚力土壤之 N_{cq} 因子 (MEYERHOF, 1957).....	26
圖 2.24 SARAN 邊坡淺基礎破壞面機構圖	29
圖 2.25 莫爾圓破壞包絡線應力分析圖(SERRANO & OLALLA, 1994)	33
圖 2.26 岩體應力狀態示意圖(SERRANO & OLALLA, 1994)	33
圖 2.27 基礎邊界狀態示意圖(SERRANO & OLALLA, 1994)	34
圖 2.28 假設不連續體邊界狀態(SERRANO & OLALLA, 1998)	34
圖 2.29 基礎位置及承載破壞示意圖	36
圖 2.30 基礎位於水平地表(A)試驗破壞照片與(B)示意圖	38
圖 2.31 基礎位於水平地表假壞機制圖	39
圖 2.32 基礎位於傾角小於 $45^\circ - \frac{\phi}{2}$ 邊坡坡頂(A)破壞照片與(B)示意圖	40
圖 2.33 基礎位於傾角小於 $45^\circ - \frac{\phi}{2}$ 邊坡坡頂破壞機制圖	40
圖 2.34 基礎位於傾角大於 $45^\circ - \frac{\phi}{2}$ 邊坡坡頂(A)破壞照片與(B)示意圖	41
圖 2.35 基礎位於傾角大於 $45^\circ - \frac{\phi}{2}$ 邊坡坡頂破壞機制圖	42
圖 2.36 基礎位於距邊坡頂面不同退縮距離(A)破壞照片與(B)示意圖	43
圖 2.37 基礎位於距邊坡頂面不同退縮距離破壞機制圖	43
圖 2.38 直徑 300MM 試體之模具示意圖(JOHNSTON AND CHOI, 1986)	46
圖 2.39 加載荷重與位移的關係圖:	47
圖 2.40 立體對影像分析之破壞機制。	48
圖 2.41 不同階段之基礎破壞現象(卿建業,1995).....	49
圖 2.42 試驗設備示意圖	51
圖 2.43 承載試驗示意圖	51
圖 2.44 模擬地盤之鋁棒配置圖	52
圖 2.45 影像漸進式分析結果	53
圖 2.46 S/B= 0.12 , 0.28 , 0.44 三個階段所觀察破壞機制現象	54

圖 2.39 實驗觀察與數值分析結果的比較.....	55
圖 2.40 束制條件之模型基礎承載破壞機制示意圖（劉英助 2002）.....	57
圖 2.41 水平地表破壞機制示意圖(王柏皓,2004).....	58
圖 2.42 傾斜地表 10 度邊坡破壞機制示意圖(王柏皓,2004).....	59
圖 2.43 傾斜地表 20 度邊坡破壞機制示意圖(王柏皓,2004).....	59
圖 2.44 傾斜地表 30 度邊坡破壞機制示意圖(王柏皓,2004).....	60
圖 3.1 製作試體設備示意圖.....	65
圖 3.2 5HP 電動油壓泵	66
圖 3.3 400 噸雙動型實心式油壓千斤頂.....	66
圖 3.4 試驗盒完整組立狀.....	67
圖 3.5 基礎承載試驗設備示意圖.....	68
圖 3.6 土木結構試驗室之MTS-244.41S.....	69
圖 3.7 觀察窗.....	69
圖 3.8 人造膠結不良砂岩試體製作流程(孫光東,2004).....	74
圖 3.9 人造膠結不良砂岩試體壓密曲線(孫光東,2004).....	75
圖 3.10 壓密試驗儀器示意圖(孫光東,2004).....	75
圖 3.11 人造膠結不良砂岩壓密情形.....	76
圖 3.12 人造膠結不良砂岩試體拆長邊模氣乾情形.....	76
圖 3.13 人造膠結不良砂岩試體完成.....	77
圖 3.14 剛性基礎鎖上球型座後置於人造膠結不良砂岩試體.....	82
圖 3.15 LVDT量測位置示意圖	83
圖 3.16 LVDT量測系統之整體照	84
圖 3.17 LVDT量測系統之位置近照	84
圖 3.18 基腳LVDT和MTS量測沉陷量比較	85
圖 3.19 承載試驗流程圖(孫光東,2004).....	87
圖 3.20 網格繪製示意圖	88

圖 3.21 20°-3 試驗過程圖	92
圖 3.22 20°-1B-3 試驗過程圖	94
圖 3.23 20°-2.5B-3 試驗過程圖	96
圖 3.24 基礎位於 20 度邊坡坡頂時試體破壞後照片	99
圖 3.25 基礎位於距 20 度邊坡坡頂 1 倍基礎寬度時試體破壞後照片	99
圖 3.26 基礎位於距 20 度邊坡坡頂 2.5 倍基礎寬度時試體破壞後照片	99
圖 3.27 基礎位於水平地表試體破壞後照片	99
圖 4.1 典型應變軟化曲線(CHEN,1975).....	102
圖 4.2 平面應變與軸應變示意圖(ATKINSON,1981)	102
圖 4.3(A)應力不連續面兩側應力分布情形(ATKINSON,1981).....	104
圖 4.3(B)應力不連續面兩側應力摩爾圓(ATKINSON,1981).....	104
圖 4.4 應力跨越應力不連續面時變化(ATKINSON,1981).....	105
圖 4.5 不連續面兩端應力關係說明圖.....	106
圖 4.6 下限法理論推導示意圖.....	109
圖 4.7 固定 $\phi=30^\circ$ 下，凝聚力與承載力關係圖	111
圖 4.8 摩擦角與承載力關係圖	111
圖 4.9 摩擦角 ϕ 與NC關係圖	112
圖 4.10 應力旋轉角與承載力關係圖	113
圖 4.11 總應力旋轉角 $\Delta\theta$ 與NC關係圖	113
圖 4.12 室內模型試驗基礎破壞照片與示意圖	114
圖 4.13 基礎破壞情形與分析方法GOODMAN(1989).....	115
圖 4.14 完整岩心三軸試驗破壞包絡線.....	116
圖 4.15 破碎試體破壞照片	116
圖 4.16 破碎試體三軸試驗破壞包絡線.....	117
圖 4.17 基礎位於 20 度邊坡時退縮距離與基腳外主應力方向關係圖	120
圖 4.18 基礎位於 20°邊坡理論分析與實驗結果承載力比較.....	121

第一章 前言

1.1 研究動機

台灣土地資源有限，而人口又急劇膨脹，工商業亦快速發展，使得台灣各項建設逐漸往坡地發展，廣大的山坡地成為重要的開發與活動目標。但台灣西北部麓山帶地質區係以上新世之卓蘭層及上新-更新世之頭嵙山層為主，屬於較年輕之地層，此類年輕地層普遍具有固結差、膠結不良、容易風化等特性，力學性質也較為軟弱。為避免產生相關工程問題，於此材料上興建建築物更需注意基礎承載力與變形量等問題。現有文獻中，相關承載力研究分析主要著重於土壤與硬岩，土壤與硬岩發展之承載力理論假設的材料破壞機制未必適合膠結不良軟弱砂岩。而膠結不良軟弱砂岩其性質介於土壤與岩石之間的特性，目前較少有適合的承載力理論公式與分析方法。



各項建設逐漸往坡地發展，常可見基礎置於邊坡坡頂或鄰近邊坡。但以往關於岩石基礎承載力之研究大多針對基礎位於水平地表，較少有針對基礎位於邊坡坡頂以及不同退縮距離的分析。而邊坡坡度、坡型以及基礎與邊坡相關位置對基礎承載力勢必造成影響。因此有必要針對台灣西部麓山帶之膠結不良軟弱岩石，進行基礎承載力的分析，尤其需考慮邊坡的影響。

膠結不良砂岩的基礎承載力過去已有文獻提出實驗結果及利用極限分析提出理論上限解，本文嘗試推導下限解，並與前述結果比較。

1.2 研究目的

依據 1.1 節所述，本研究主要目標為了解膠結不良砂岩的受載行為以及基礎所在邊坡頂面不同位置對基礎承載力的影響，主要目的分為兩大項：

首先重新整理與補充孫光東(2004)基礎位於邊坡頂面不同退縮距離之模型試驗，期能了解當基礎位於距邊坡不同退縮距離時基礎受載行為與破壞機制。進而以這些試驗之觀察結果為基礎，利用極限分析下限法所得之理論解析解，估計膠結不良砂岩淺基礎承載力，包括基礎位於水平地表、邊坡坡頂以及距離邊坡坡頂不同退縮距離時的承載力。



第二章 文獻回顧

本研究主要是探討膠結不良砂岩之淺基礎承載力，此膠結不良砂岩其形成年代晚，具有膠結差、遇水軟化、易擾動等性質，代表性岩石如卓蘭層、頭嵙山層內之砂岩。鍾峻偉(2001)曾針對其岩心施做單壓試驗，其單壓強度約為 5-6MPa，依 ISRM 的對岩石單壓強度的定義(圖 2.1)，屬於軟弱岩石的範圍。

本章即主要回顧常見基礎破壞模式與現存有關淺基礎承載力之理論分析及推估方法，共分成三節，2.1 節敘述幾種常見淺基礎的破壞模式；2.2 節回顧有關淺基礎承載力理論分析之研究，並作整理歸納；2.3 節回顧現有軟岩淺基礎承載力試驗研究成果。

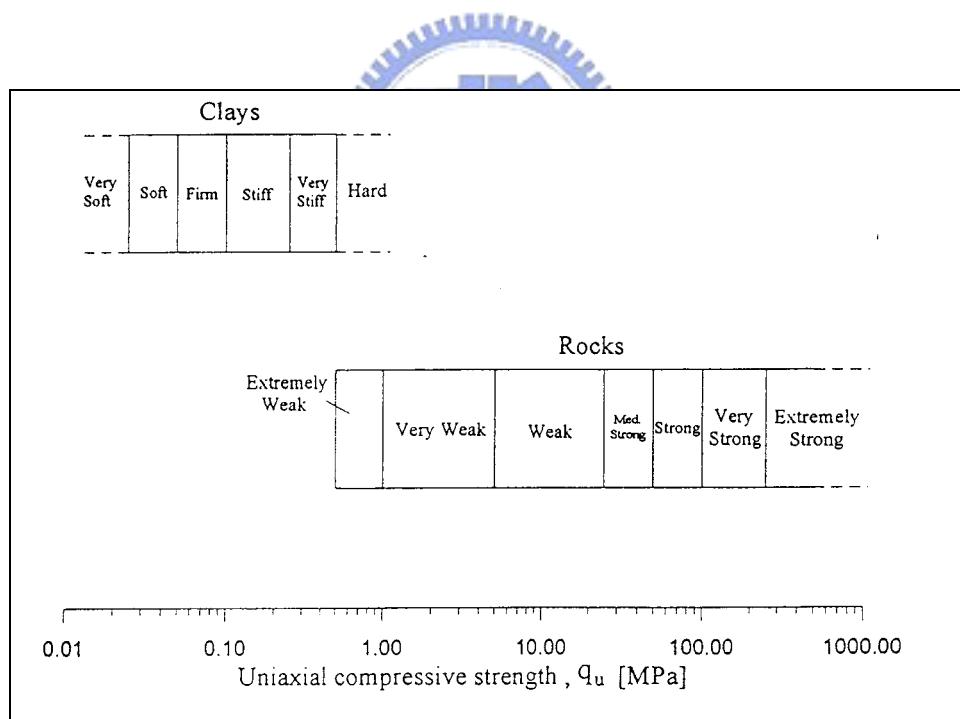


圖 2.1 ISRM1981 建議大地材料單壓強度分類分級圖(Johnston, 1993)

2.1 岩石淺基礎之破壞模式

相較於土壤，以岩石作為結構物基礎時，具有較高的抗壓強度。但岩石變異性大，常具有不連續面存在，且當結構物荷重增大時，易產生承載力不足或變形量過大，因此岩石基礎之承載行為仍應加以重視。尤其針對膠結不良之軟弱岩石，其成岩作用不完全，具高孔隙率、高變形性、勁度小等特性，於工程上問題亦較複雜。

劉英助(2002)蒐集整理淺基礎承載行為的相關研究，包括基礎的破壞模式、承載力與邊坡對於基礎的影響效應等，本節將其重新整理後略述如下：

2.1.1 岩石淺基礎置於平坦地形可能的破壞模式

圖 2.2 為 Ladanyi (1972)追蹤了一脆性，非多孔性岩石發生灌入破壞的情形時所繪得之圖形。Goodman(1989)將岩石材料的基礎破壞歸納如下：

(1)其假設一不具裂縫的巨積岩盤，基礎受荷重產生裂縫後，持續增加荷重，裂縫便會繼續伸展(圖 2.2a)，同時增大的荷重使裂縫合併且互相干擾；若是再將荷重增大，則岩石可被分成碎片和楔塊，發生挫屈和破碎(圖 2.2b)。由於擴張現象，承受荷重下方的破碎的球形範圍向外伸展，產生放射形網狀裂縫，其中主要裂縫將蔓延到表面(圖 2.2c)。根據不同尺寸基腳與荷重分佈，以及岩石在破裂狀況中的性質，最大的容許變形可達到圖 2.2a—c 所示的任一階段。在實際情形中，在裂縫張開的情形中，有可能發生孔隙結構的破壞，造成更多的永久變形。

(2)膠結頗為軟弱的沉積岩中，在受任何程度的應力時，不具裂縫或楔塊形成的機會，但因為孔隙結構破壞的發生，將一定程度無法還原的沉陷，此稱為”貫入/穿孔破壞(punching)”(圖 2.2d)。

(3)岩石為非常軟弱的岩盤時，剪力強度微弱，如風化後的黏土質頁岩，岩石呈塑性行為，其破壞模式接近土壤塑性破壞模式(圖 2.2e)。

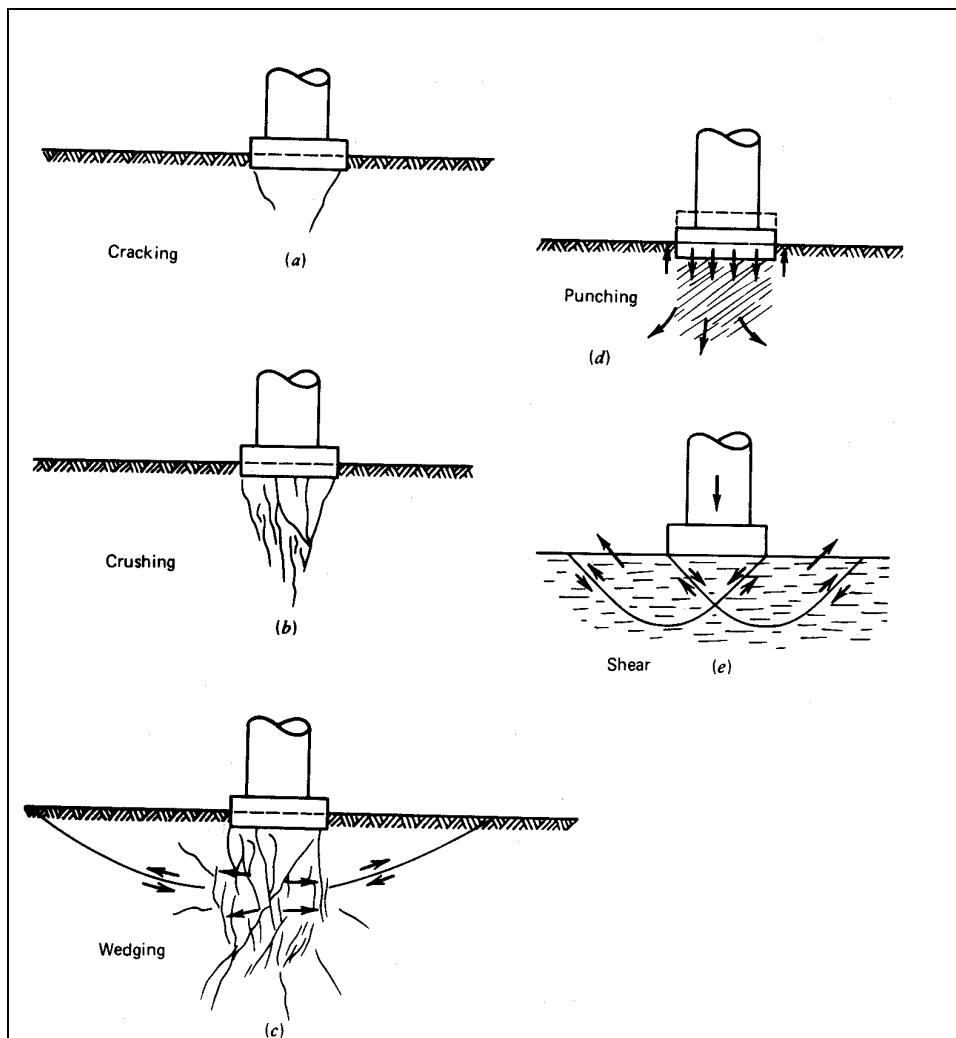


圖 2.2 岩石基礎的破壞模式 (Ladanyi, 1972)

2.1.2 岩石淺基礎置於邊坡頂面可能的破壞模式

淺基礎位於邊坡上，由於受坡度的影響，因此和平地上的基礎設計有所差異。基本上，除必須考慮平地設計理念外，對於坡度大小也不可忽略。由於基礎鄰近邊坡，因缺少邊坡面側向支撐使其承載能力受到邊坡形狀影響甚鉅。

圖 2.3 為基礎置於邊坡上基礎可能破壞模式，大部分屬於硬岩的邊坡破壞形式，而軟岩的破壞模式則可能類似圖(d)所示之圓弧形破壞。(a)~(c)為含節理或弱面之岩塊的三種基本模式：平面滑動破壞(Planar sliding Failure)，楔形滑動破壞(Wedge Sliding Failure)、和翻倒破壞(Toppling Failure)。而當岩石無特殊弱面存在時用以控制破壞滑動方向，則可能從靠近基礎的裂縫處產生如 (d)所示之圓弧

形破壞(Curved Slip surface Failure)。(e)所示雖然有弱面存在，但是與坡面平行，發生滑動的破壞的可能性並不大，但是若坡面過高且陡，則有發生挫屈破壞(Buckling Failure)的潛在危險。(f)因為弱面傾向和坡面傾向相反，無滑動破壞的可能，但若基礎下方夾有軟弱填充層，卻有可能因此軟弱夾層的沉陷量過大而發生危險。另外，若是邊坡的角度大於 $\Phi/2$ ，此受基礎影響的邊坡則必須檢驗穩定性(Vesic,1975)。

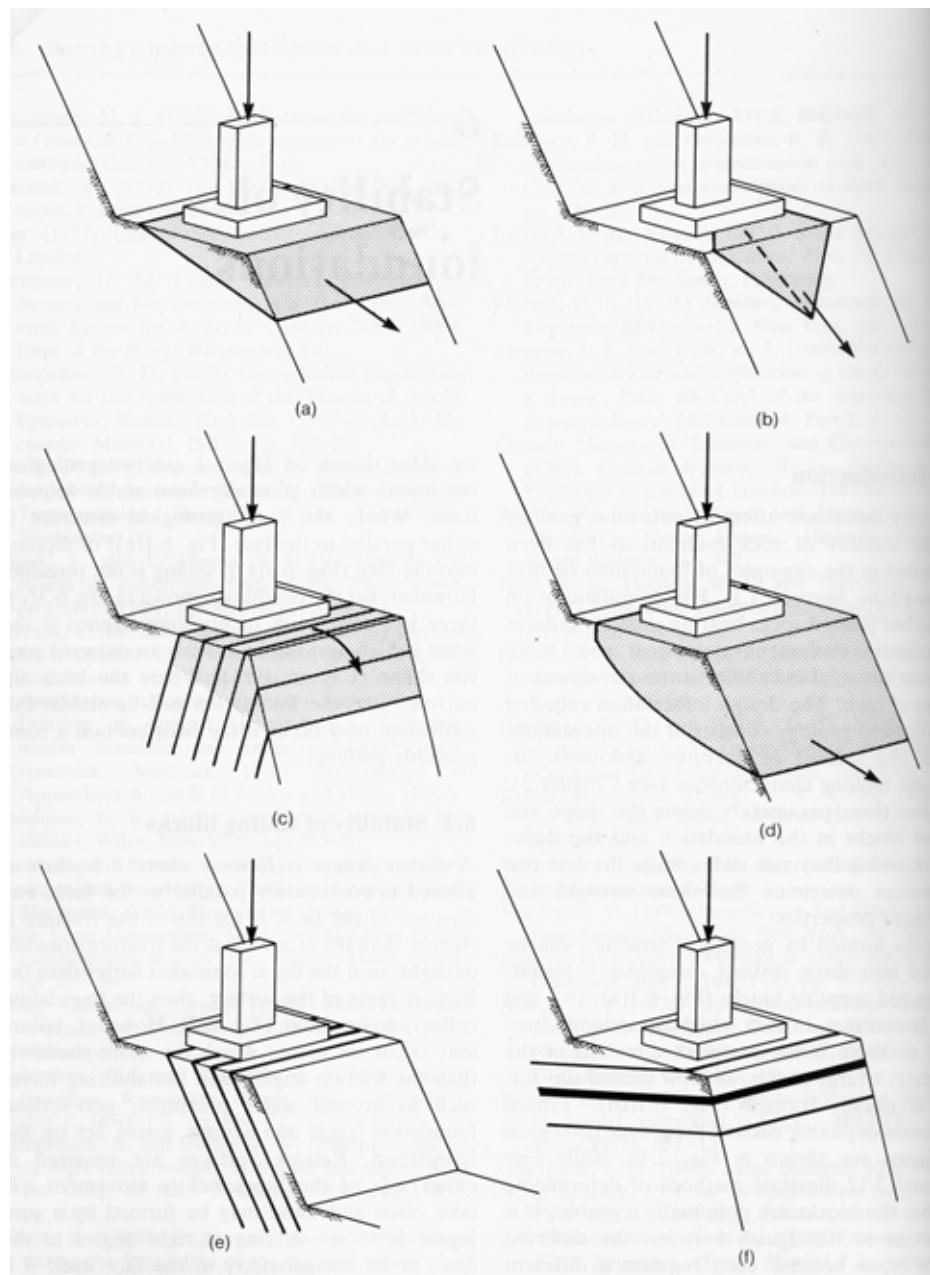


圖 2.3 岩石邊坡破壞模式(Wyllie,1992)

2.2 淺基礎承載力分析方法

基礎置於平坦地形之承載力研究發展較早，尤其針對基礎承載材料為土壤之研究亦較完備；但隨著建設逐漸往山坡地發展，邊坡對於基礎承載力勢必造成影響。本節整理孫光東(2004)、王柏皓(2004)蒐集之相關淺基礎承載力理論研究，首先介紹淺基礎置於平坦地形之承載力理論，接著介紹淺基礎置於邊坡頂部及不同退縮距離之承載力理論。

2.2.1 淺基礎置於平坦地形之承載力理論

基礎承載力理論分析依基礎材料的不同，可區分為土壤與岩石兩大方面。軟岩為土壤與岩石間之過渡材料，軟岩特性除了類似硬岩性質，也同時具有土壤的性質，分析上需同時兼顧考慮塑性與脆性特性。本節回顧土壤與岩石承載力理論分析，依據其假設條件評估其應用於軟岩之承載力分析之適宜性。

2.2.1.1 土壤基礎承載力理論

依據考慮假設條件的不同，極限承載力推估公式大致上分為：

- (1) 極限平衡法(Limit Equilibrium Methods)
- (2) 極限分析法(Limit Analysis Methods)

(1) 極限平衡法

此法假設基礎下土體破壞形狀，及滿足破壞準則下，藉由力平衡條件解出極限承載力，以下整理不同學者由極限平衡推導之土壤承載力公式。

- (a) Rankine (1885)

非凝聚性土壤承載力公式最早為 Rankine(1885)所提出，對於應力極限狀態時基礎下材料元素之最大主應力即為土壤承載應力。

$$\sigma_u = \gamma \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right)^2 = \gamma \tan^4 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.1)$$

其中， $\sigma_u = \sigma_1$ 為最大主應力為極限承載應力、 γ 為土壤單位重、 ϕ 為摩擦角。

(b) Bell (1915)

提出長條型基礎坐落於土壤的基礎承載公式，並將 Rankine(1885)之承載力公式擴充至凝聚性土壤。假設基礎下方破壞時的滑動面，並將滑動面內土體分為主動區(II)與被動區(I)，如圖 2.4 所示。利用土體破壞時的極限平衡狀態，且遵循直線型莫耳破壞準則，利用莫耳圓分析決定承載力 (圖 2.5)。其公式(2.2)如下：

$$q_0 = \sigma_{1-II} = \left[\left(q_q + \frac{\gamma B}{2} \tan \theta \right) \tan^2 \theta + 2c \tan \theta \right] \tan^2 \theta + 2c \tan \theta \quad (2.2)$$

其中， q_0 為極限承載力、 $q_q = \gamma D_f$ 為超載荷重、 γ 為土體單位重、 D_f 為基礎埋置深度、 θ 為土壤摩擦角、 c 為土體凝聚力、 B 為基礎寬度。

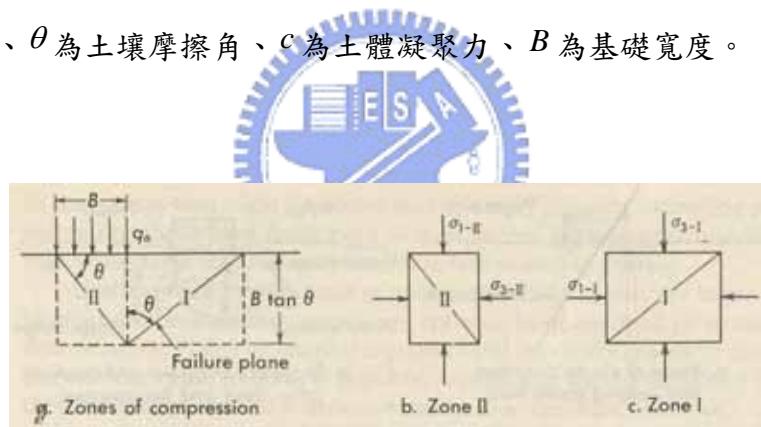


圖 2.4 土體之假設破壞滑動面(Sower, 1979)

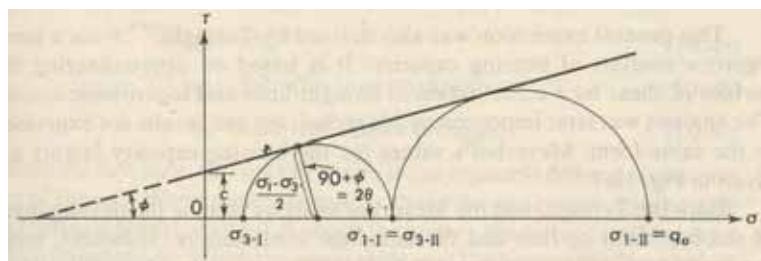


圖 2.5 直線型莫耳圓破壞包絡線分析圖 (Sower, 1979)

(c) Prandtl (1921)

研究剛性物體壓入軟弱均質且忽略重量的介質中，觀察漸進破壞過程，並根

據塑性平衡理論導出極限承載力公式。其假設條件如下：

- 1.長條型式基礎滿足平面應變條件。
- 2.基礎下土體為均質且忽略重量($\gamma = 0$)。
- 3.基礎底面為光滑，即土體界面無摩擦力。
- 4.基礎水平面為最大主應力面，垂直面為最小主應力面。

土體受長條型基礎荷重作用下達全面剪力破壞。滑動區域假設：Rankine 主動壓力區 I ($\triangle ABC$)、幅射區 II ($\triangle BCE$ 、 $\triangle ACD$ 滑動線為對螺旋線($r = r_0 e^{\omega \tan \phi}$)) 構成) 及 Rankine 被動土壓力區 III ($\triangle BEG$ 、 $\triangle ADF$ 滑動線為直線所構成，且與水平面夾($45^\circ - \phi/2$))，如圖 2.6 所示。

公式為：

$$\sigma_u = \frac{c}{\tan \phi} \left[\tan^2(\pi/4 + \phi/2) e^{\pi \tan \phi} - 1 \right] \quad (2.3)$$

其中， σ_u 為極限承載力、 ϕ 土壤摩擦角、 c 土壤凝聚力。

Prandtl(1921)土壤承載力公式中，若為粒狀土壤($c=0$)則無承載力($\sigma_u = 0$)，顯然該公式有不合理之處，主要因其假設基礎土壤忽略重量所致。

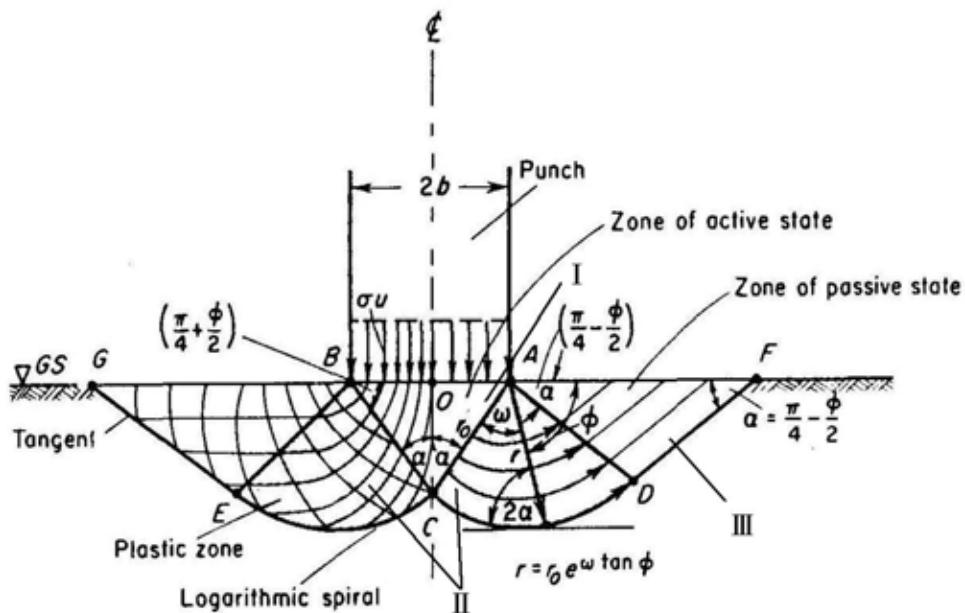


圖 2.6 Prandtl 之基礎承載模式示意圖(Prandtl, 1921)

(d) Casagrande&Fadum (1944)

提出長條型基礎快速加載於飽和凝聚性土壤，使其土壤未發生壓密狀態下之承載力公式。如圖 2.7(a)所示，假設基礎寬度為 $2b$ ，基礎下方土體各分為寬度為 $2b$ 之被動區與主動區，如圖 2.7(b)所示。土體自重忽略並認為土壤因不壓密不排水狀態其剪應力為凝聚力。類似 Rankine(1885) 及 Bell(1915)方式推導公式如下：

$$\sigma_u = 4c = 2\sigma_c \quad (2.4)$$

其中， σ_u 為土壤承載力、 c 為凝聚力、 σ_c 為單壓強度。

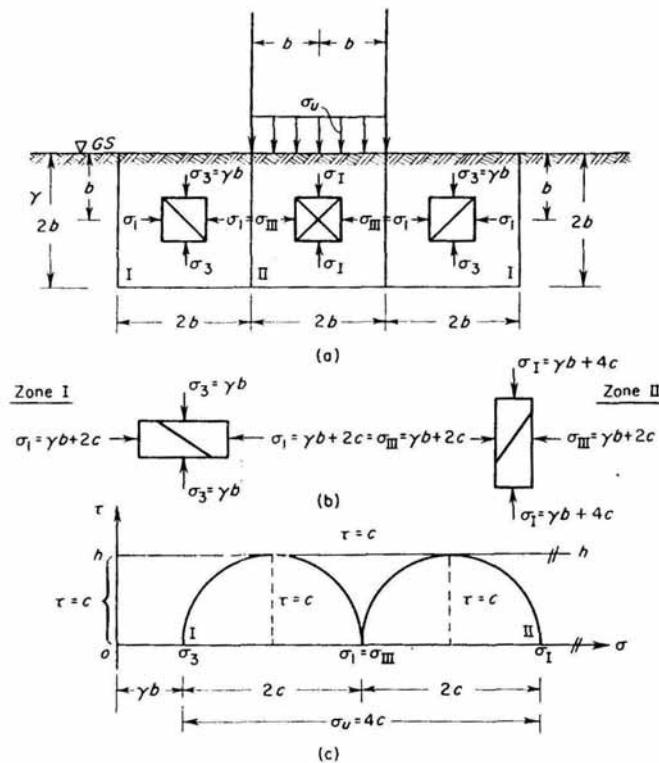


圖 2.7 基礎承載模式示意(Casagrande&Fadum, 1944)

(e) Terzaghi (1944)

以 Prandtl(1921)的承載理論假設加以修正，提出目前常使用之土壤淺基礎(基礎埋置深度小於基礎寬度)承載力公式，假設條件如下：

1. 基礎下為均質等向之土壤。

2. 基礎底部為粗糙，即是基底與土壤間有摩擦力存在使得基礎無側向位移。

3. 土壤受長條型基礎荷重作用下達到破壞，產生全面剪力破壞即土壤開始產生塑性變形。

4. 基礎下楔型體 (Rankine 主動壓力區 I，如圖 2.8 所示) 隨基礎滑動且處於彈性平衡狀態，滑動面(AC 及 BC)與水平面夾 ϕ 角。

5. 滑動區為 Rankine 主動壓力區 I ($\triangle ABC$)、幅射區 II ($\triangle BCE$ 、 $\triangle ACD$ 滑動線為對螺旋線($r = r_0 e^{w \tan \phi}$)構成)及 Rankine 被動土壓力區 III ($\triangle BD1F'$ 、 $\triangle ADF$ 滑動線為直線所構成，且與水平面夾($45^\circ - \phi/2$))

6. 基礎以上剪力忽略，如圖 2.8 所示之線段(A`A、B`B、AF 及 BF')之摩擦力不計。

7. 基礎以上之覆土重以均佈載重 $q = \gamma D$ 代替。

其公式如下：

$$q_0 = \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + c N_c + q_q N_q \quad (2.5)$$

其中， q_0 為土層之承載力、 q_q 為超載荷重、 γ 為土壤單位重、 B 為基礎寬度、 N_γ 為破壞區內土體重量所引起之摩擦抵抗因子、 N_c 為有效土壤凝聚力與摩擦角(c 、 ψ)所提供之阻抗因子、 N_q 為作用地表面上超載重所引起之摩擦阻抗因子，圖 2.9 為各承載因子與摩擦角之關係。

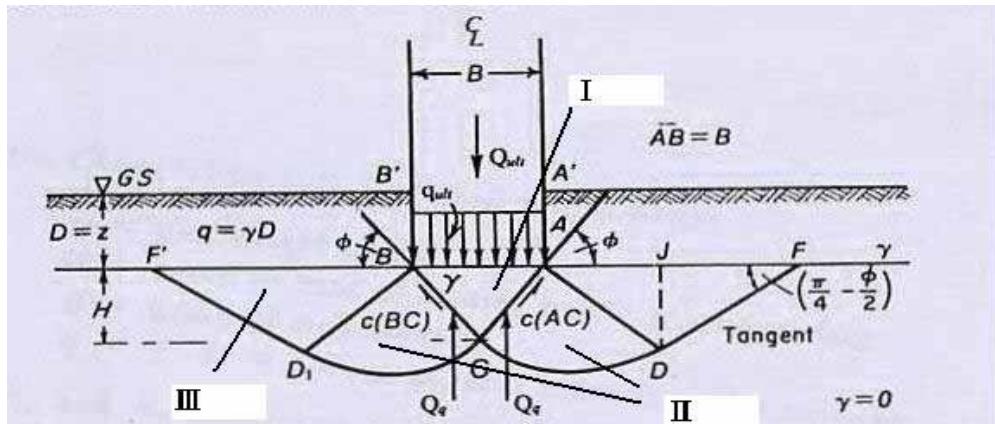


圖 2.8 Terzaghi 之基礎承載模式示意圖(Terzaghi, 1943)

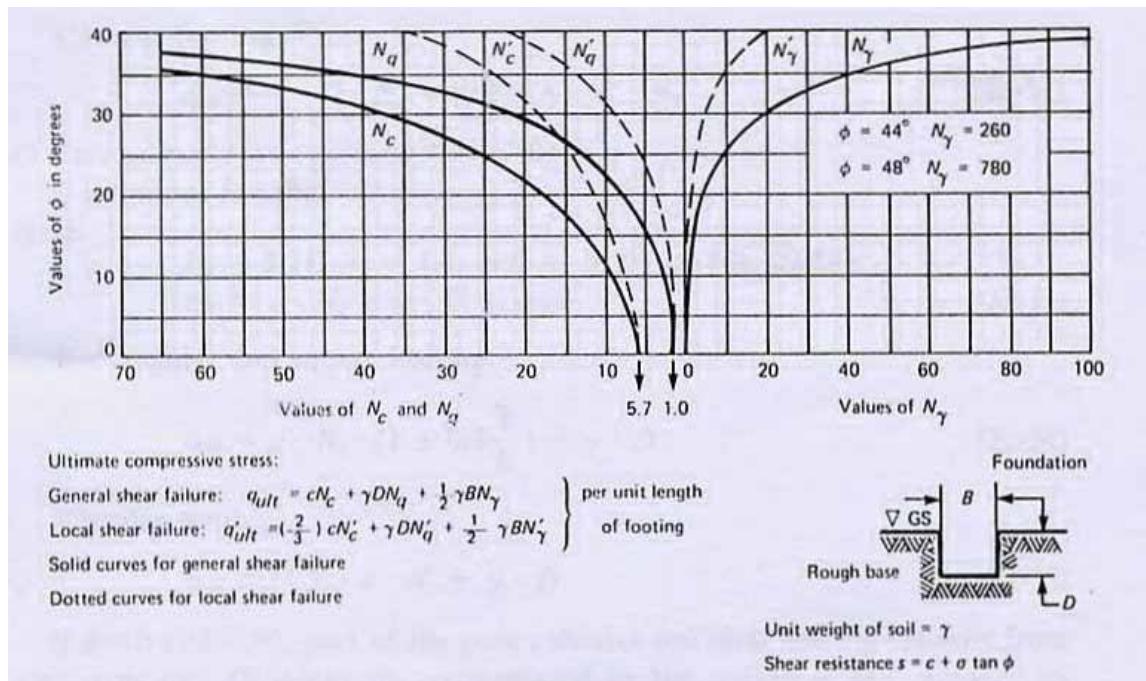


圖 2.9 Terzaghi 承載因子與摩擦角關係圖(Terzaghi, 1943)

(f) Meyerhof (1951)

提出類似 Terzaghi(1943)之承載力公式，但其中最大不同處為土體破壞滑動面延伸至地表(如圖 2.10 所示)，適用於深基礎。考慮滑動面上摩擦力的結果，將使承載力大於 Terzaghi(1943)公式，假設條件較不同於 Terzaghi 如下：

1. 土體破壞滑動以基腳(A 及 B 點)開始傳播滑動至地表。
2. 滑動線以對數螺旋線 CE 及 C'E'、直線 EF 及 E'F'所構成。
3. 理論推導中假設基礎上土體重(σ_0)垂直作用於替代自由面(substitute free ground)AF(圖 2.10)，且土體重(σ_0)為定值。
4. 替代自由面 AF 與水平面夾角 β 為基礎寬深比值(B/D)的函數。
5. 公式中之承載因子 $N\gamma$ 為其獲得最小值，界定 ψ 值介於 ϕ 與 $45^\circ + \phi/2$ 之間。

其公式如下：

$$q_{ult} = cN_c + \gamma DN_q + 0.5B\gamma N_\gamma$$

其中，各參數如同上述 Terzaghi 公式，承載因子如圖 2.11 所示。

其後有 Skempton(1951)提出正方型及圓型基底形狀之修正承載因子，如圖 2.12 所示。Meyerhof(1955)提出傾斜載重之修正承載因子，如圖 2.13 所示，使其公式更為完善而陸續各學者也依據不同假設條件推導承載因子，如 Hansen(1970) 及 Vesic'(1973, 1975)等學者

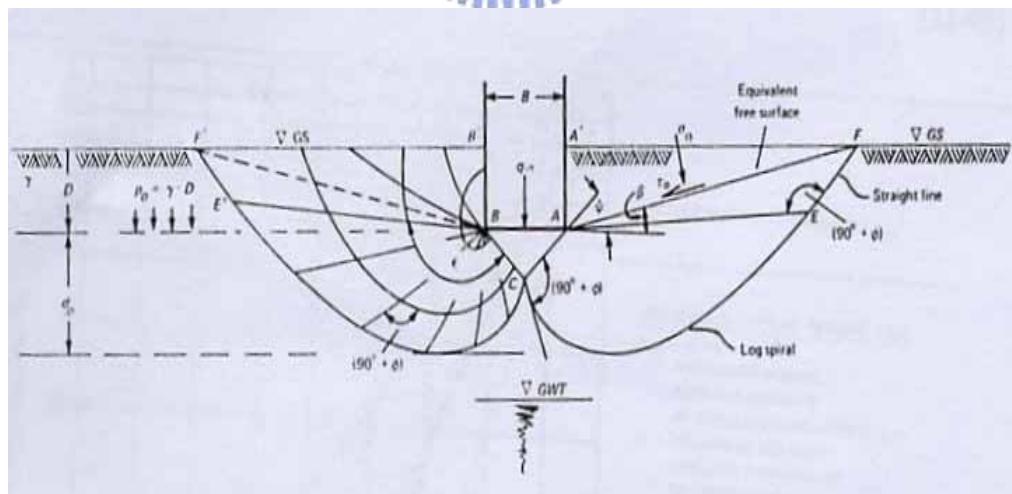


圖 2.10 Meyerhof 之基礎承載模式示意圖(Meyerhof, 1951)

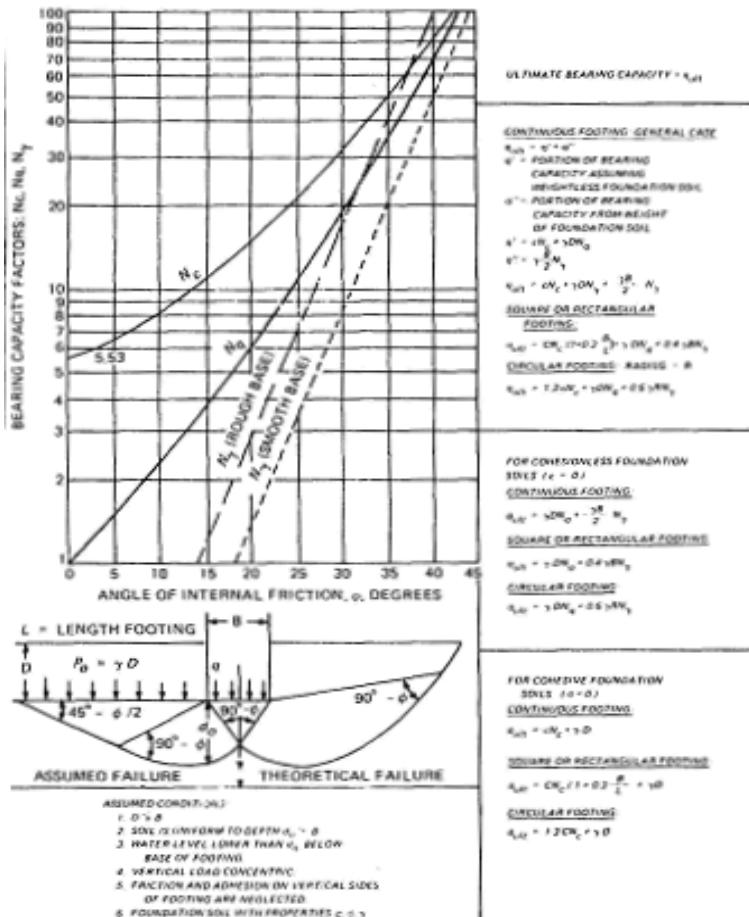


圖 2.11 Meyerhof 承載因子與摩擦角關係圖(Meyerhof, 1951)

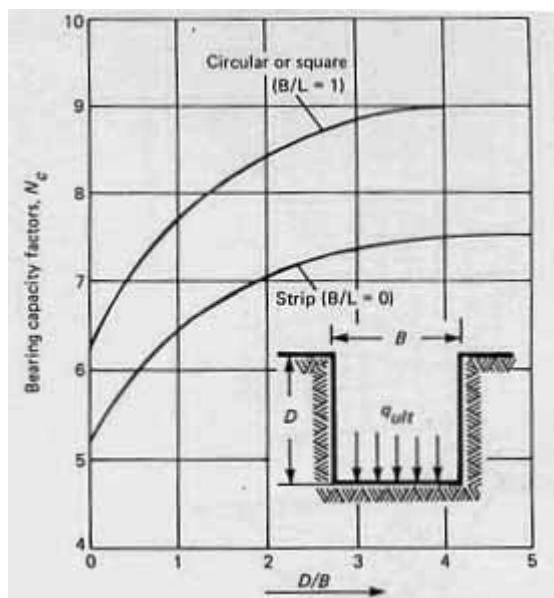


圖 2.12 Skempton 基底型狀修正承載因子(Skempton, 1951)

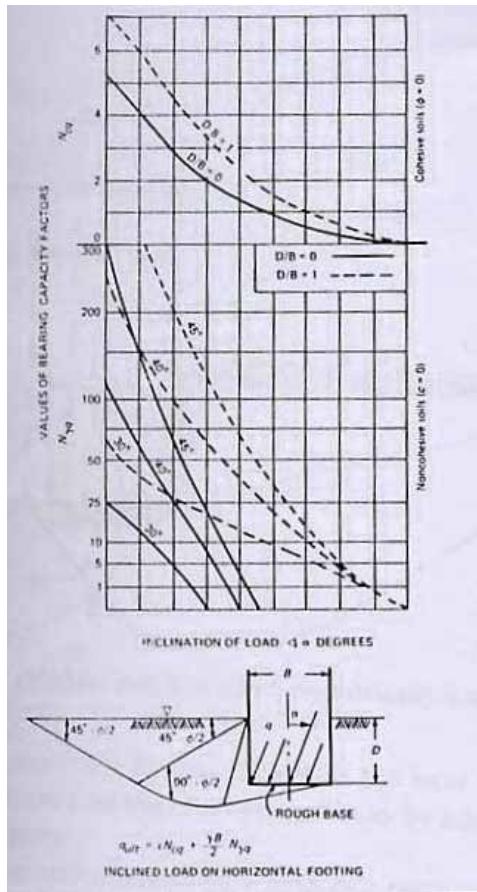


圖 2.13 Meyerhof 傾斜載重修正承載因子(Meyerhof, 1953)

綜合而言，Rankine、Bell、Casagrande&Fadum、Prandtl、Terzaghi 及 Meyerhof 等人所提之承載力公式，主要假設土體為全面剪力破壞(complete shear failure)，並且土體之承載力為剪力阻抗模式，這些假設對於局部漸進式破壞(Local progressive failure)或崩裂式破壞(cracking failure)並不適用。另外，其承載力之 N_q 作用地表面上超載重所引起之摩擦阻抗因子忽略土體內部摩擦效應對於承載力有低估的現象。

(2)極限分析法

極限分析法可分別依上限與下限定理(Upper and Lower bound theorem)，得到破壞載重之上限值與下限值，若上下限值相同時，即為真實之承載力值。

上限定理需滿足動態容許速度場(kinematically admissible velocity field)條件，首先必須假設符合變形相容條件(Compatible)，且於最可能滑動面所產生之

應變方向，亦需滿足降伏條件與塑性流準則(Plastic Flow Rule)。利用破壞時外力對此破壞機構所作之功不小於內能消散率之上限定理要求，可求出承載力等未知量之上限值及對應的破壞機構。於上述假設條件中必須滿足速度邊界條件、應變與速度諧和條件，因為只考慮破壞變形組態與能量之消散，因此土體不需處於平衡狀態。下限定理則著重基礎承載力之下限值，首先於靜態允許應力場(statically admissible stress field)條件，滿足平衡條件、受力幾何邊界並遵行破壞準則，其所得之承載力小於或等於真實極限承載力。利用平衡條件以及破壞準則可以得知一應力不連續面兩側應力的相對關係(如何建立起此關係於本文第四章有更進一步介紹)，再配合受力幾何邊界條件，即可解出承載力下限解，最接近實際承載力的下限值，即為最正確下限解。相關極限分析法所滿足關係圖如圖 2.14 所示。

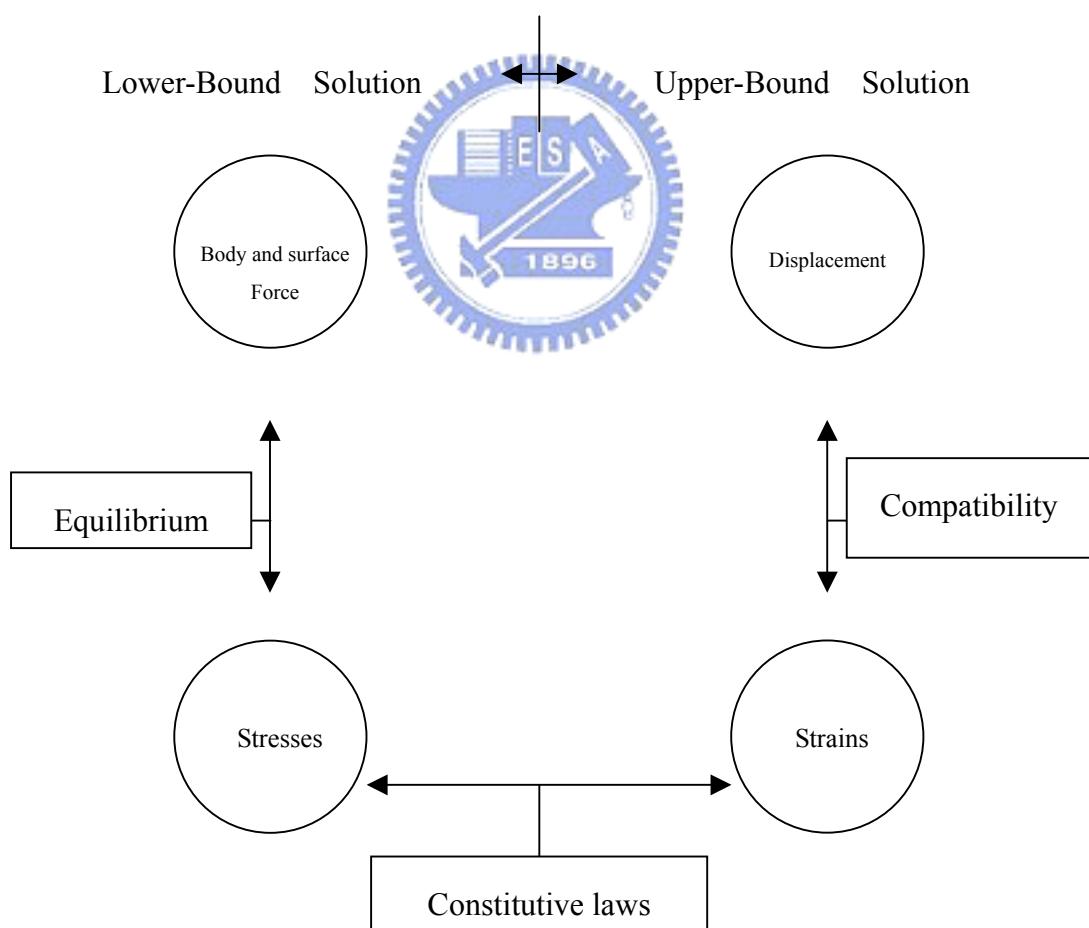


圖 2.14 上限定理與下限定理關係圖(Chen & Drucker, 1968)

極限分析法能有效預測土壤或岩石之極限承載力，更可計算複雜之非均質、非等向或具張裂行為之地質材料的承載能力。Chen (1975)假設基礎材料破壞時為圓弧滑動，以極限分析法計算單層及雙層之非均質非等向性土體的極限承載力。Mandel & Salencon 於 1972 年以滑動線法求解層狀均質土壤之極限承載力，Matar & Salencon 於 1977 年應用此法求解於土壤之剪力強度隨深度增加條件下之承載力。Michalowski (1993)以滑動線分析法求得非均質黏土其強度隨深度正比例增加條件下之極限承載力。Reddy & Venkatakrishna (1982)採用 Prandtl(1921)提出的土體破壞滑動面，以上限定理求得長條型基礎座落於非均質非等向性土體之極限承載力。Solan (1988)提出經由有限元素法及線性規劃法(linear programming)計算於下限定理求得平面應變條件下之承載力，其研究成果應證以下限定理經由嚴謹的數值分析可得較接近真實解之承載力值。Solan & Kleeman (1995)以上限定理求解均質及非均質複合土體之極限承載力。Yu & Solan (1995)應用極限分析法求解加勁土體之承載能力。



2.2.1.2 岩石基礎承載力理論

以下為現有相關岩石之基礎端面承載力研究理論分析包括：

(1) 極限平衡法

以類似土壤之極限平衡方法，且考慮岩石脆性或張裂的特性，各理論簡介如下：

(a) Ladanyi (1968)

假設岩體破壞時類似 Bell(1915)提出之楔形剪力破壞，岩體滿足 Fairhurst 破壞準則(Fairhurst, 1964)以極限平衡方法求得極限承載力。

$$q_0 = \left\{ 4(n+1)^{0.5} / \left[1 + (n+1)^{0.5} \right] \right\} \cdot \sigma_c$$

其中， q_0 為極限承載力、 n 為岩石單壓強度與單拉強度比值、 σ_c 為岩石單

壓強度。

(b) Ladanyi & Roy (1971)

假設基礎下岩石具有兩組裂面，如圖 2.15 所示。以 Ladanyi (1968) 所假設之破壞滑動面並考慮裂面上之剪力阻抗，以極限平衡分析法求其極限承載力。

$$q_0 = \left[\sigma_{3A} N_{\phi 1} + \left(\frac{c_1}{\tan \phi_1} \right) (N_{\phi 1} - 1) \right] \quad (2.6)$$

若地表加載荷重 $q_s = 0$:

$$\sigma_{3A} = \left(\frac{\gamma B}{2 \tan \psi_1} \right) N_{\phi 2} + \left(\frac{c_2}{\tan \phi_2} \right) (N_{\phi 2} - 1) \quad (2.7)$$

若地表加載荷重 $q_s > 0$:

$$\sigma_{3A} = \left(q_s + \frac{\gamma B}{2 \tan \psi_1} \right) N_{\phi 2} + \left(\frac{c_2}{\tan \phi_2} \right) (N_{\phi 2} - 1) \quad (2.8)$$

$$N_{\phi 1} = \tan^2(45^\circ + \phi_1/2) \quad ; \quad N_{\phi 2} = \tan^2(45^\circ + \phi_2/2)$$

其中， q_0 為極限承載力、 c 為裂面凝聚力、 B 為基礎寬度、 ψ 為裂面之傾角、 ϕ 為裂面摩擦角、 γ 為岩石單位重，下標 1 及 2 代表裂面 1 及裂面 2。

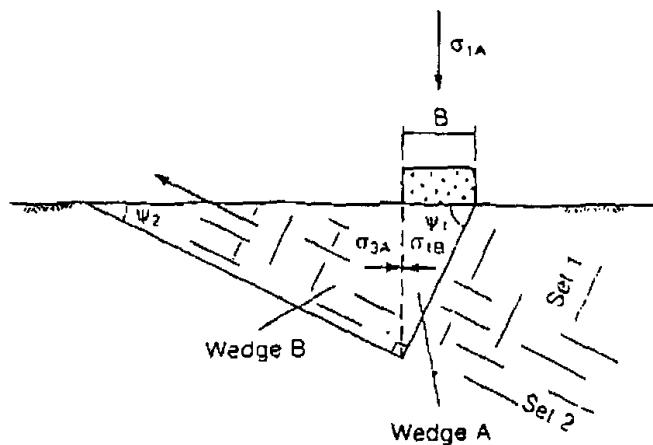


圖 2.15 具兩組裂面基礎破裂機制示意圖(Ladanyi & Roy, 1971)

(c) Davis (1980)

以極限平衡法求取具節理面岩石之極限承載力，其假設條件如下：

1. 為長條型式基礎，滿足於平面應變狀態。
2. 完整岩石及節理的力學行為滿足莫爾庫倫破壞準則。
3. 節理間距遠小於基礎寬度，且節理相互平行。

$$q_0 = N_c (c_s + q \tan \phi) + q \quad (2.9)$$

N_c 為承載因子。以節理傾角 ω 及 c_f/c_s ，配合圖 2.16 查得。

若有超載荷重時，以此下列公式校正

$$(c_f/c_s) = (c_f + q \tan \phi)/(c_s + q \tan \phi) \quad (2.10)$$

其中， q_0 為極限承載力、 c_s 為完整岩石之凝聚力、 c_f 為節理之凝聚力、 q 為超載， ϕ 為岩石摩擦角。

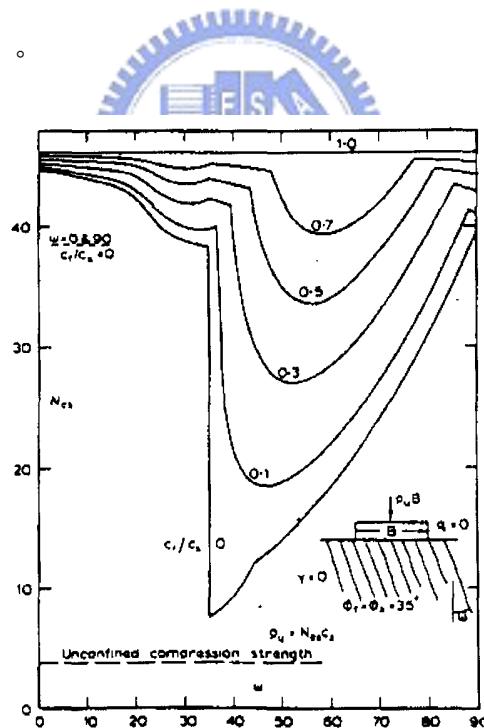


圖 2.16 承載因子與節理傾角關係圖(Davis, 1980)

(d) Pell & Tunrner (1980)

Pell & Tunrner 觀察模型試驗結果，利用類似 Bell 的相同力平衡法並考慮岩石脆性性質，假設基礎下方岩石只剩下較低的殘餘強度，其公式如下：

$$q_0 = \sigma_c \tan^2(45 + \phi_r/2) = \sigma_c \cdot K_p \quad (2.11)$$

其中， q_0 為極限承載力、 ϕ_r 為岩石殘餘摩擦角、 σ_c 為岩石單壓強度。

(e) Wyllie (1992)

Wyllie(1992)觀察多孔隙岩石(Porous Rock)、極破碎型岩石(Closely Fractured Rock)和軟弱岩石(Very Weak Rock)之破壞模式及應力莫耳圓，如圖 2.17 所示，類似 Bell(1915)推導方式假設長條型基礎下之岩石破壞面為兩個破壞區域，分別為主動破壞區 A 及被動區 B(如圖 2.18(a)所示)。將兩個破壞區域之應力狀態假設如三軸壓縮試驗，配合 Hoek-Brown 強度破壞準則(如圖 2.18(b)所示)可評估非完整岩石之基礎承載力，公式與假設條件如下：

1.假設基礎下岩石破壞面以直線構成。

2.兩破壞契型塊介面間之剪力阻抗不計。

3.岩石自重忽略。

當 $q_s = 0$

$$q_a = \frac{C_{f1} s^{0.5} \sigma_{u(s)} [1 + (ms^{-0.5} + 1)^{0.5}]}{F} \quad (2.12)$$

當 $q_s > 0$

$$q_a = \frac{C_{f1} [(m\sigma_{u(r)}\sigma'_3 + s\sigma_{u(r)}^2)^{0.5} + \sigma'_3]}{F} \quad (2.13)$$

其中： m 、 s 為 Hoek-Brown 破壞準則之岩體性質； F 為安全因素； $\sigma_{u(r)}$ 為完整岩石之單壓強度； q_s 為地表超載； σ'_3 為 $\sigma'_3 = (m\sigma_{u(r)}q_s + s\sigma_{u(r)}^2)^{0.5} + q_s$ ； C_{f1} 為 Sower(1970)所提之基礎形狀因子

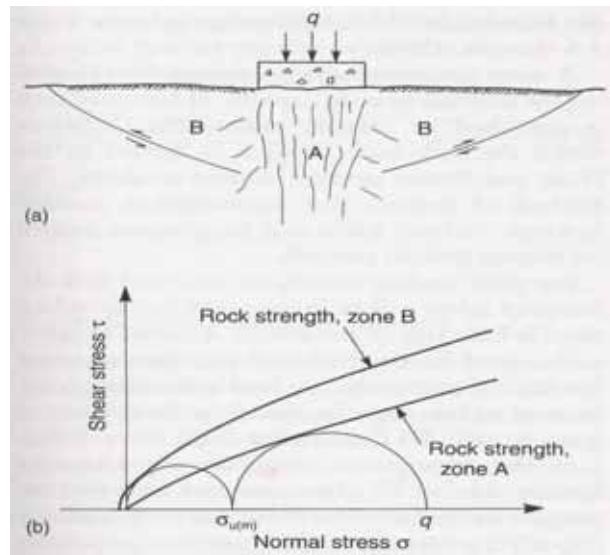


圖 2.17 (a)岩石破壞模式,(b)岩石強度莫耳圓示意圖(Wyllie, 1999)

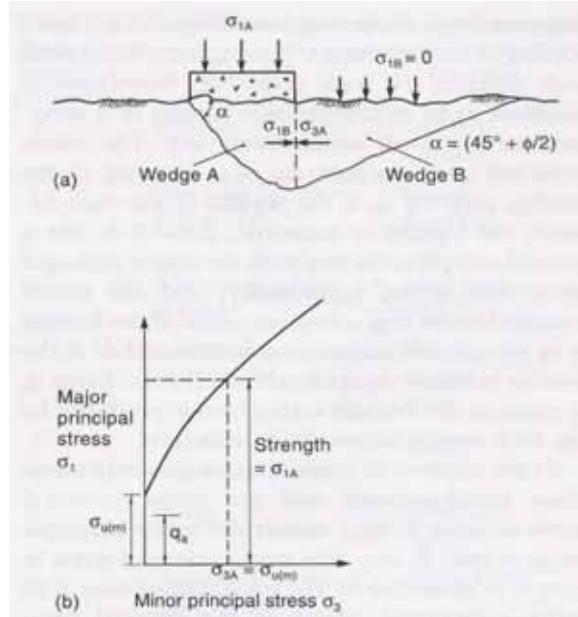


圖 2.18 (a)假設岩石破壞面示意圖,(b)配合 Hoek-Brown 破壞準則應力莫耳圓

(Wyllie, 1999)

(2)極限分析法

極限分析能計算複雜之材質或不同地表幾何狀態的極限承載能力，為近來廣泛發展的分析方法。

(a) Hill (1950)

以假設破壞滑動面為剛性塊體 $\triangle AOC$ 、對數螺旋線組成扇形 $\triangle ACD$ 及楔形體 $\triangle ADE$ 所組成（圖 2.19）。以上限定理分析，考慮外功所作的功率等於岩體滑

動時內能消耗率並忽略基底材料自重，求得極限承載力公式。

$$q_u = cB \cot\phi \left[e^{\pi \tan\phi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) - 1 \right] \quad (2.14)$$

其中， q_u 為極限承載力、 ϕ 為岩石摩擦角、 c 為岩石凝聚力、 B 為基底寬度。

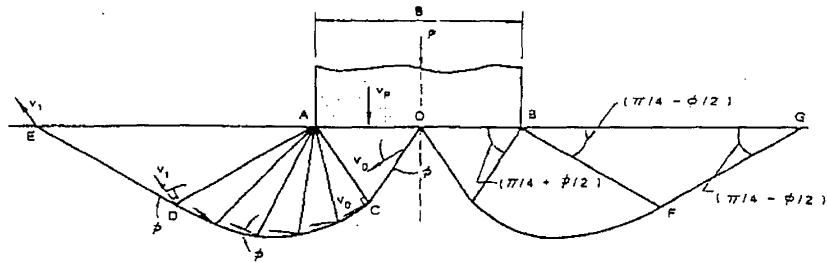


圖 2.19 Hill(1950)基礎岩石破壞機制示意圖(Hill, 1950)

(b) Chen & Drucker (1969)

由混凝土及岩石塊體破壞機制的觀察，提出長條型基礎座落於岩石之承載理論。假設岩石為完全彈塑性材料，滿足具材料張力強度的修正莫爾庫倫破壞準則，遵循諧合流法則，以極限分析法，利用上限定理求出極限承載力之上限解。

假設基礎破壞面如圖 2.20 所示之張裂破壞狀態，求出極限承載力之上限值：

$$\begin{aligned} \cot \alpha &= \tan \phi + \sec \phi \left\{ 1 + \frac{(H/a) \cos \phi}{\left(f_c / f_t \right) [(1 - \sin \phi)/2] - \sin \phi} \right\} \\ q_u &= f_t \left[\frac{H}{a} \tan(2\alpha + \phi) - 1 \right] \end{aligned} \quad (2.15)$$

其中， q_u 為極限承載力、 ϕ 為岩石摩擦角、 f_c 及 f_t 分別為岩石單壓及單拉強度、 H 為基底高度、 a 為基底寬度的一半。

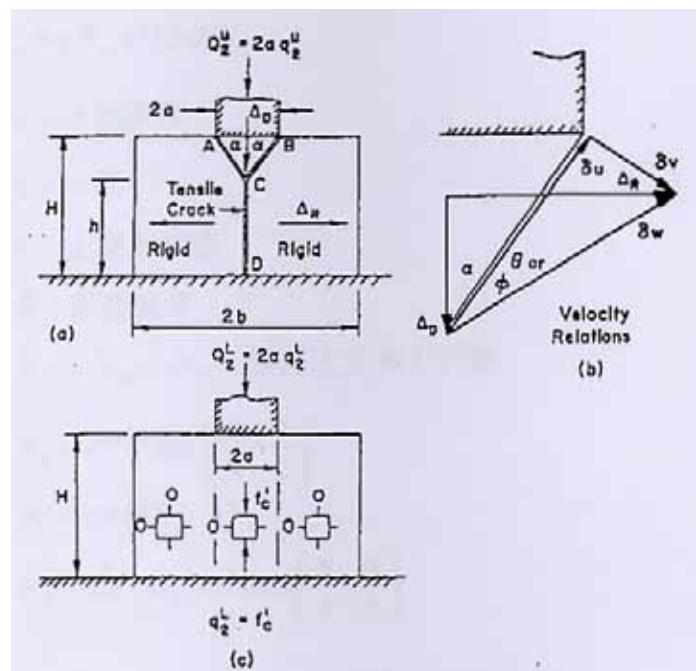


圖 2.20 假設岩石破壞模式示意圖(Chen & Drucker, 1969)



2.2.2 淺基礎置於邊坡頂部及不同退縮距離之承載力

理論

淺基礎位於邊坡及坡頂上，因缺少邊坡面側向支撐，其承載力一定小於基礎座落水平地面，因此如何正確估計出承載力，也就顯的格外重要。然而相關位於邊坡坡頂淺基礎理論分析文獻，絕大部分都針對土壤邊坡，採用的方法有滑動線法(Slip line method)、極限平衡法(Limit Equilibrium Analysis Method)、極限分析法(Limit Analysis Method)。

多位學者如(1)Meyerhof(1957)、Gemperline(1988)、Saran(1989)、Serrano & Olalla(1994)、.Bowles(1996)等曾提出相關理論，整理如下：

(a) Meyerhof(1957)

Meyerhof 假設位於坡頂上之長條型基礎破壞面如圖 2.21 所示。以極限分析法推導坡角小於 40° 內之承載力公式如下：

$$q_u = cN_{cq} + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma q} \quad (2.16)$$

其中， q_u 為土層之極限承載力、 c 為土壤凝聚力、 γ 為土壤單位重、 B 為基礎寬度、 N_{cq} 為有效土壤凝聚力與摩擦角(c 、 ψ)所提供之阻抗因子、 $N_{\gamma q}$ 為破壞區內土體重量所引起之摩擦抵抗因子，圖 2.22 及 2.23 為各承載因子與摩擦角等之關係。

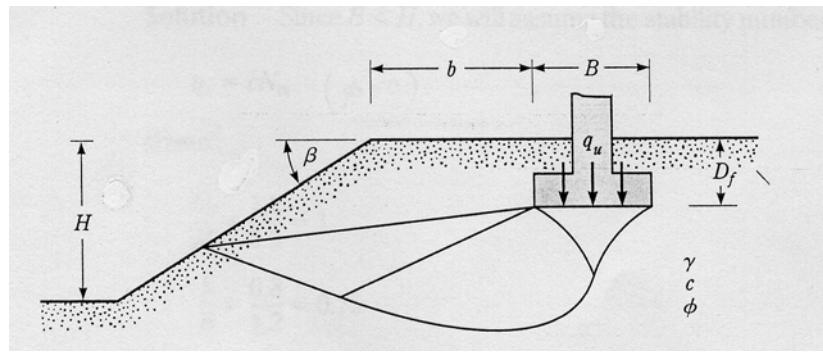


圖 2.21 淺基礎位於坡頂上假設破壞面(Meyerhof, 1957)

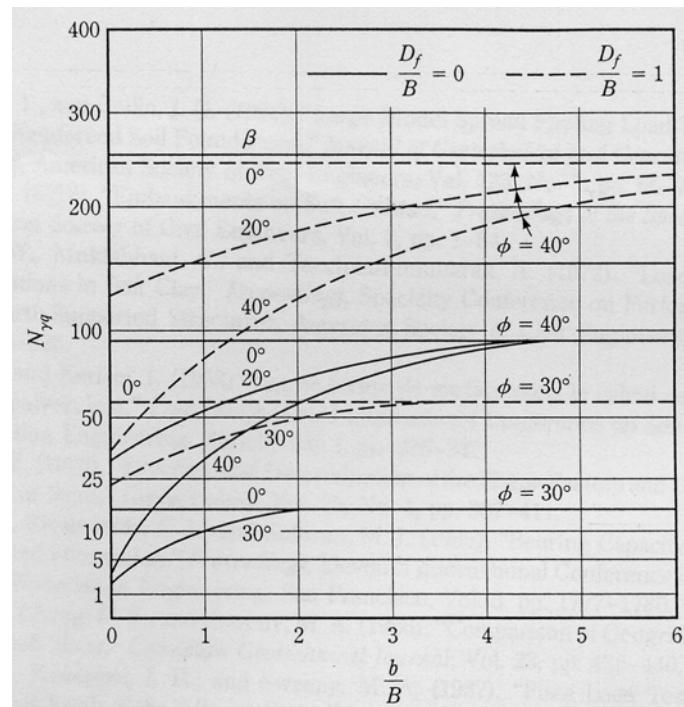


圖 2.22 對於純凝聚力土壤之 N_q 因子 (Meyerhof, 1957)

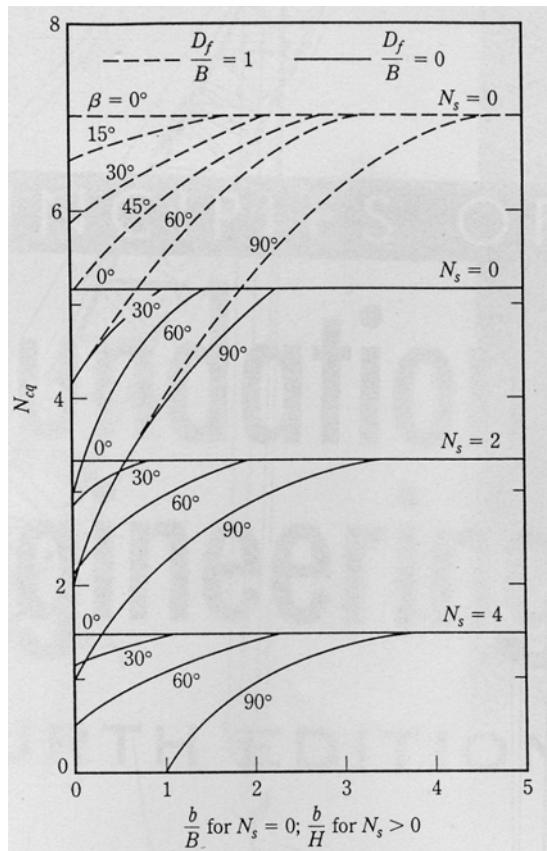


圖 2.23 對於純粒狀無凝聚力土壤之 N_{cq} 因子 (Meyerhof, 1957)

(b) Gemperline(1988)之經驗公式：

Gemperline 於 1988 年沿用 Meyerhof 之承載力公式： $q = cN_{cq} + 0.5\gamma BN_{\gamma q}$

當 $c=0$ 時， $q = 0.5\gamma BN_{\gamma q}$ ；其中 γ 為土壤單位重，B 為基礎寬度，以砂性土壤進行 215 組基礎置於邊坡頂部之離心機實驗，提出有關砂性土壤之承載因子

$N_{\gamma q}$:

$$N_{\gamma q} = f_{(\phi)} \times f_{(B)} \times f_{(D/B)} \times f_{(B/L)} \times f_{(D/B, B/L)} \times f_{(\beta, b/B)} \times f_{(\beta, b/B, D/B)} \times f_{(\beta, b/B, B/L)} \quad (2.17)$$

B : 基礎寬度 (英吋)

D : 基礎埋入深度

b : 基礎退縮距離 (setback)

β : 邊坡角度 ($\beta < 45^\circ$)

ϕ ：土壤摩擦角

$$f_{(\phi)} = 10^{(0.1159\phi - 2.386)}$$

$$f_{(B)} = 10^{(0.34 - 0.2 \log_{10} B)}$$

$$f_{(D/B)} = 1 + 0.65(D/B)$$

$$f_{(B/L)} = 1 - 0.27(B/L)$$

$$f_{(D/B, B/L)} = 1 + 0.39(D/B)(B/L)$$

$$f_{(\beta, b/B)} = 1 - 0.8[1 - (1 - \tan \beta)^2] \left[\frac{2}{2 + (b/B)^2 \tan \beta} \right]$$

$$f_{(\beta, b/B, B/L)} = 1 + 0.6(B/L)[1 - (1 - \tan \beta)^2] \left[\frac{2}{2 + (b/B)^2 \tan \beta} \right]$$



(c) Saran (1989)

對於不同之土壤，Saran 提出無凝聚性土壤之邊坡承載力由基礎控制，但凝聚性土壤即受到邊坡穩定之影響。

Saran 對於邊坡上淺基礎承載力提出破壞模式如圖 2.24, Saran 假設破壞為單邊破壞，其主要破壞區預測基礎向 DEKJ (亦即斜坡部分所示) 傾倒。右半邊 DEFG 為假設破壞面，說明如下：

I 區：彈性三角形平衡區。

II 區：為輻射區及被動區，曲線 EK 完全為一對數螺線。

III 區：假想破壞區。

Saran 將基礎視為粗糙的基礎 (Rough Base)，基礎底部以上之土重視為等值等外加載重，忽略基底上方土壤之剪力強度。

Saran 認為螺心不固定 (為動點)，且在 AE 射線上移動，應用極限平衡

法，求得基礎下方 ADE 之被動推力。

對於右半部，假設為土壤強度未完全發揮，其剪力強度 τ 為：

$$\tau = m(c + \sigma \tan \phi)$$

m ：剪力發揮度

σ ：正應力

ϕ ：土壤內摩擦角

c ：土壤凝聚力

Saran 以有線平衡法所解析 m 值，其解析結果皆具相同之趨勢，即 m 隨 De/B ， Df 增加而增加，但隨邊坡角度增加而減少（表 2.1）。

對於基礎不受邊坡影響之距離，研究結果如表 2.2，其 De/B 之最小值，隨 ϕ 、 β 及 Df/B 之增加而增大。

應用 Terzaghi 之重疊原理，所求得之極限承載力 q ：

$$q = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (2.18)$$

N_c, N_q, N_γ ：承載力係數 ; γD_f ：基礎底部上方覆土重

比較其他學者之研究，Meyerhof (1957)、Chen (1975) 等人多將彈性區兩側之被動土壓力區視為相等，但 Saran 之研究卻視為不同之兩區，水平處之值較高，故其所預測之極限承載力均較 Meyerhof 等人較高（表 2.3、2.4）。

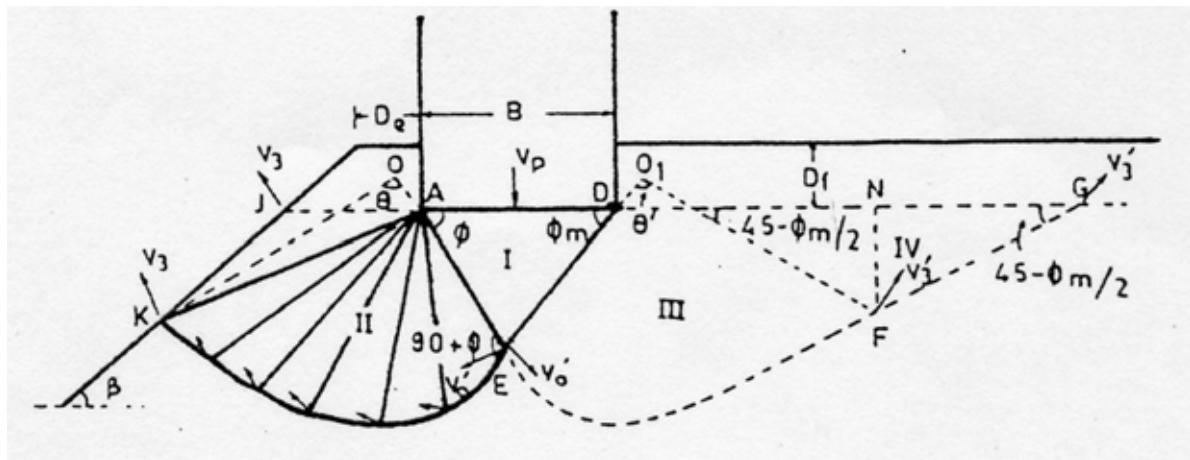


圖 2.24 Saran 邊坡淺基礎破壞面機構圖



表 2.1 不同基礎深度、位置，各承載因數之剪力發揮度 m ($\phi=40^\circ$)

Typical Values of m for $\phi = 40^\circ$

For N_r Factor			For N_q Factor				For N_c Factor		
D_e/B (1)	β (2)	m (3)	β (4)	D_e/B (5)	D_f/B (6)	m (7)	β (8)	D_e/B (9)	m (10)
0.0	30°	0.635	30°	1.0	0.0	0.565	30°	0.0	0.836
1.0	30°	0.805	30°	1.0	0.5	0.631	30°	1.0	0.903
2.0	30°	0.908	30°	1.0	1.0	0.738	30°	2.0	0.950
3.0	30°	0.967	20°	0.0	0.5	0.599	70°	1.0	0.833
0.5	30°	0.733	20°	1.0	0.5	0.775	70°	2.0	0.968
0.5	20°	0.822					90°	1.0	0.753
0.5	10°	0.929					90°	2.0	0.932
0.5	5°	0.972							

表 2.2 基礎不受邊坡影響之退縮距離

Minimum Edge Distance									
For N_r Factor			For N_q Factor				For N_c Factor		
ϕ (1)	β (2)	Minimum D_e/B (3)	ϕ (4)	β (5)	D_f/B (6)	Minimum D_e/B (7)	ϕ (8)	β (9)	Minimum D_e/B (10)
45°	30°	4.80	40°	30°	0.5	3.90	40°	30°	3.45
40°	30°	4.00	40°	30°	1.0	3.90	30°	30°	2.42
35°	30°	2.55	40°	20°	0.5	3.42	40°	70°	4.35
40°	20°	3.37	30°	20°	0.5	1.88	40°	60°	4.10
40°	15°	3.20					40°	50°	3.63

表 2.3 Saran 與其他承載理論之 N_r 比較表

Comparison of N_r Values by Present Theory Other Existing Solutions								
ϕ (1)	β (2)	D_e/B (3)	D_f/B (4)	Meyerhof (5)	Mizuno (6)	Shiva Reddy and Mogalih (7)	Chen (8)	Proposed theory (9)
40°	30°	0.0	0.0	20.0	17.0		19.5	25.37
40°	30°	1.0	0.0	40.0	—	—	—	62.20
40°	20°	0.0	0.0	34.0	44.0	—	55.0	53.47
40°	20°	1.0	0.0	55.0	—	—	—	85.98
40°	20°	2.0	0.0	70.0	—	—	—	121.22
40°	20°	0.0	1.0	125.0	—	—	—	168.00
30°	30°	0.0	0.0	3.1	—	5.01	—	6.14
30°	20°	0.0	0.0	7.5	8.0	—	10.0	11.61
30°	15°	0.0	0.0	10.0	11.0	13.76	12.0	15.25
30°	15°	0.0	0.68	30.0	—	33.60	—	32.20

表 2.4 Saran 與其他相關理論承載力之比較

Comparison of Bearing Capacity Values with Those of Siva Reddy et al. (1975) and Meyerhof (1957)						
ϕ (degrees) (1)	β (degrees) (2)	D_e/B (3)	D_f/B (4)	Siva Reddy et al. (kPa) (5)	Meyerhof (kPa) (6)	Present study (kPa) (7)
30	30	1	1	—	64.80	86.8
30	15	0	0.681	53.80	48.00	62.0
30	15	0	0.308	32.16	27.71	38.7
30	30	0	0	8.16	5.05	9.5
40	20	0	1	—	203.80	268.9

(d)Serrano & Olalla (1994)

提出對於長條型基礎坐落於岩體之承載力解析公式，只需岩體的種類、單軸壓縮強度與 RMR 岩體評分參數，即可評估承載力。本理論公式應用 Hoek - Brown 強度破壞準則於特徵方程式以求得基礎破壞區岩體應力場之微分方程式系統。將求得方程式系統予以積分運算配合基礎載重及地表幾何之適當應力邊界，以求得岩體之極限承載力。其理論假設如下：

- (i)基礎為無限長條型。
- (ii)岩體為理想均質、均向且連續性且為完全彈塑性體。
- (iii)不考慮岩體自重影響。

假設遵循 Hoek - Brown 強度破壞準則並配合 Serrano 於 1976 提出之瞬間摩擦角(instantaneous friction angle)定義：

$\sin \rho = \frac{dq}{dp}$ ，並以莫爾圓破壞包絡線之 $(p - p) = q \frac{dq}{dp}$ 可得破壞面上應力組合，其關係圖如圖(2.25)所示：

$$\tau^* = \tau/\beta = \frac{1 - \sin \rho}{1 - \cos 2\rho} \sin 2\rho$$

$$\sigma_0^* = \frac{\sigma}{\beta} + \xi = \frac{1 - \sin \rho}{1 - \cos 2\rho} (\cos 2\rho + \sin \rho)$$

其中， $p = (\sigma_1 + \sigma_2)/2$ 、 $q = (\sigma_1 - \sigma_2)/2$ 、 $\zeta = 8s/m^2$ ；m、s 為岩體參數可由 RMR 評分得知。

假設剛塑性材料滿足平面應變假設下，遵循非線性之莫爾庫倫破壞準則求得基底破壞區岩體應力場之特徵斜率：

$$\frac{dy}{dx} = \tan(\psi + \mu)$$

其中 $\mu = \frac{\pi}{4} - \rho/2$ ， ψ 為主應力軸與 x 軸夾角，如圖 2.26 所示

假設岩體自重不計，則 $dI(\rho) \pm d\psi = 0$ ， $dI(\rho) = -\frac{1 + \sin \rho}{2 \sin^2 \rho} d\rho \cdot \sin 2(\psi + \alpha) = \frac{\tau}{q}$

故積分後可得： $I(\rho_1) + \psi_1 = I(\rho_2) + \psi_2$

$$\psi : \sin 2(\psi + \alpha) = \frac{\tau}{q}$$

其中，足標 1 及 2 代表基礎地表狀態邊界 1 及邊界 2(如圖 2.27 所示)。

$$\psi + \alpha = \pi/2 - \varepsilon$$

$$\varepsilon = \frac{1}{2} \sin^{-1} \left(\sin i \left[\cos i \frac{1 + \sin \rho}{2 \sin \rho} - \sqrt{1 - \left(\frac{\sin i}{2 \tan \rho \cdot \tan \mu} \right)^2} \right] \right) \quad (2.19)$$

以基礎座落地表狀態之幾何邊界條件與應力邊界條件，帶入理論公式以求岩體極限承載力。

Serrano & Olallae 於 1998 年提出對於無限長條型基礎作用下不連續性岩體之承載力理論公式，公式推導過程承續其研究成果(Serrano & Olallae, 1994)並且假設岩體遵循 Hoek - Brown 強度破壞準則，而不連續面間強度為其凝聚力與摩擦角之線性函數，求解出對於假定之邊界條件如圖 2.28 之承載力公式。

上述以極限分析法討論承載力公式皆對於岩體自重假設不計，但對於軟岩而言，岩體自重為承載力之重要影響因素，故需探討評估於軟岩分析之適用性。

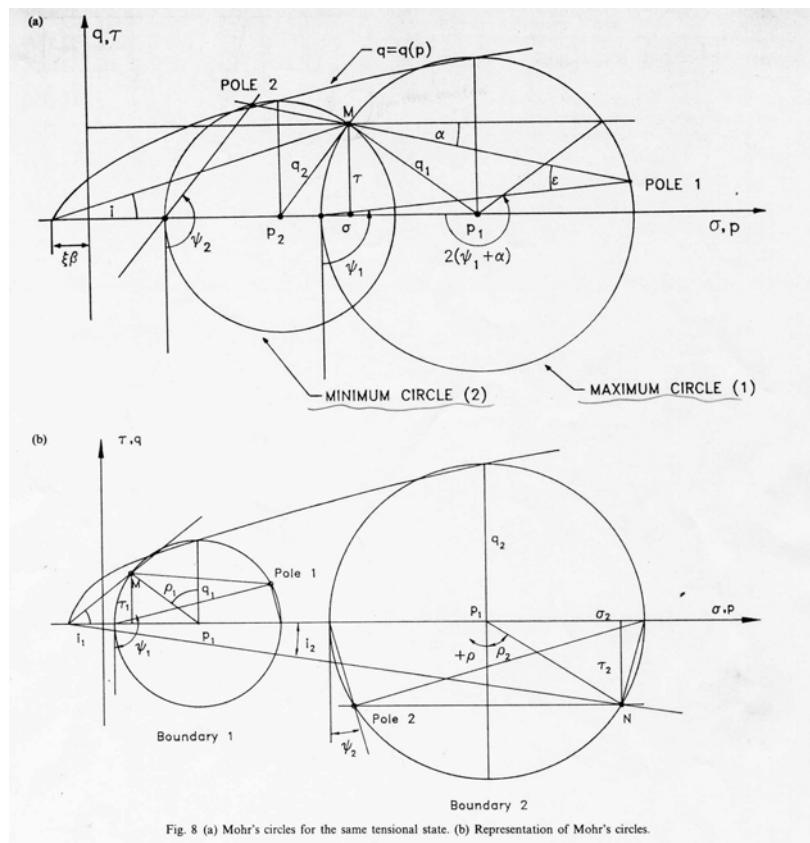


圖 2.25 莫爾圓破壞包絡線應力分析圖(Serrano & Olalla, 1994)

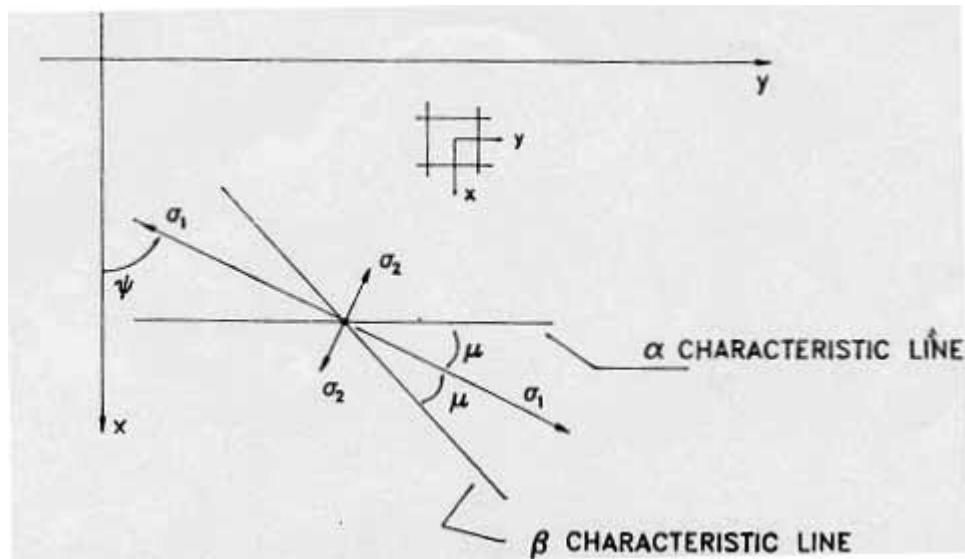


圖 2.26 岩體應力狀態示意圖(Serrano & Olalla, 1994)

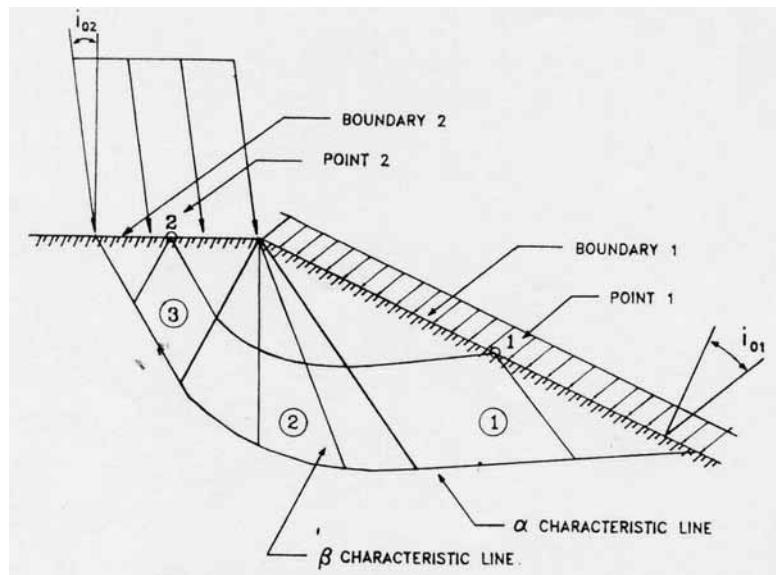


圖 2.27 基礎邊界狀態示意圖(Serrano & Olalla, 1994)

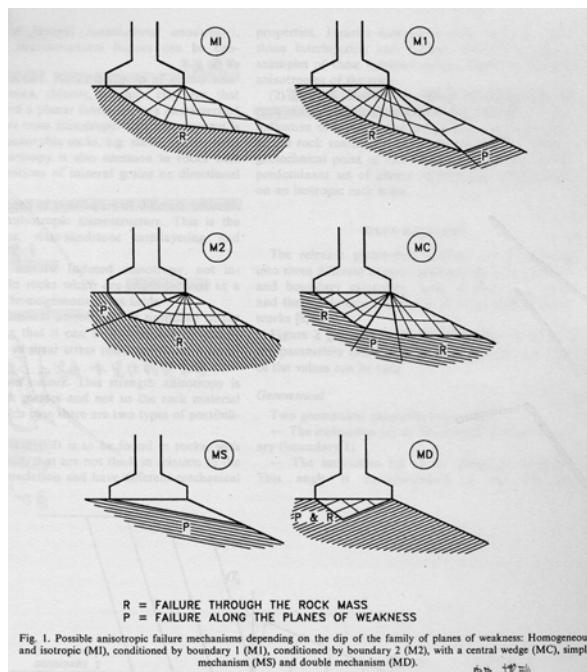


圖 2.28 假設不連續體邊界狀態(Serrano & Olalla, 1998)

(e).Bowles(1996)

Bowles 建議修正 Hansen 之公式來計算極限承載力，修正公式為：

$$q_{ult} = cN'_c s_c i_c + \bar{q}N'_q s_q i_q + \frac{1}{2}\gamma B N'_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (2.20)$$

N'_c 、 N'_q 、 N'_{γ} 為修正後承載力因數，修正方式對照圖 2.29 說明如下：

(a) N'_c ：以破壞面 $ade=L_0$ 與 $adE=L_1$ 度比，修正 N_c 得到 N'_c 。

$$N'_c = N_c \frac{L_1}{L_0}$$

(b) N'_q ：以 $ecfg$ 與 Efg 之面積比，修正 N_q 得到 N'_q 。

$$N'_q = N_q \frac{A_1}{A_0}$$

當 $A_1 \geq A_0$ ， $N'_q = N_q$ ，基礎不受邊坡影響之退縮距離約為 $b/B=1.5$ 或 2。

N'_c 、 N'_q 經整理如表 2.5、表 2.6

(c) N'_{γ} ：

a. 假設當 $b/B \geq 2$ 時， N_r 不需折減。

b. 若邊坡角度為 β ，假設摩擦角 $\delta=\phi$ ，分別以 $\beta=(-)$ 及 $\beta=(+)$ 計算 Coulomb 被動土壓力 K_p ，當 $\beta=(+$ 或 0 $)$ 時，求得 $K_p = K_{\max}$ ，當 $\beta=(-)$ 時，求得 $K_p = K_{\min}$ 。

c. 以 K_{\max} 及 K_{\min} 得 $R = K_{\min} / K_{\max}$ °1896

d. 以圖 2.29 中 caf 之三角錐為界，區分兩部分，圖右側平面段為 $\frac{1}{2}N_r$ ，左側

邊坡段以前述之 R 及 b/B 予以修正，則 N'_r 為：

$$N'_r = \frac{N_r}{2} + \frac{N_r}{2} \left[R + \frac{b}{2B} (1-R) \right]$$

當 $b/2B=0$ ： $N'_r = \frac{N_r}{2} + \frac{N_r R}{2}$ (基礎位於邊坡上)

當 $b/2B=2$ ： $N'_r = \frac{2N_r}{2} = N_r$ (基礎位於平面上且在邊坡影響範圍外)

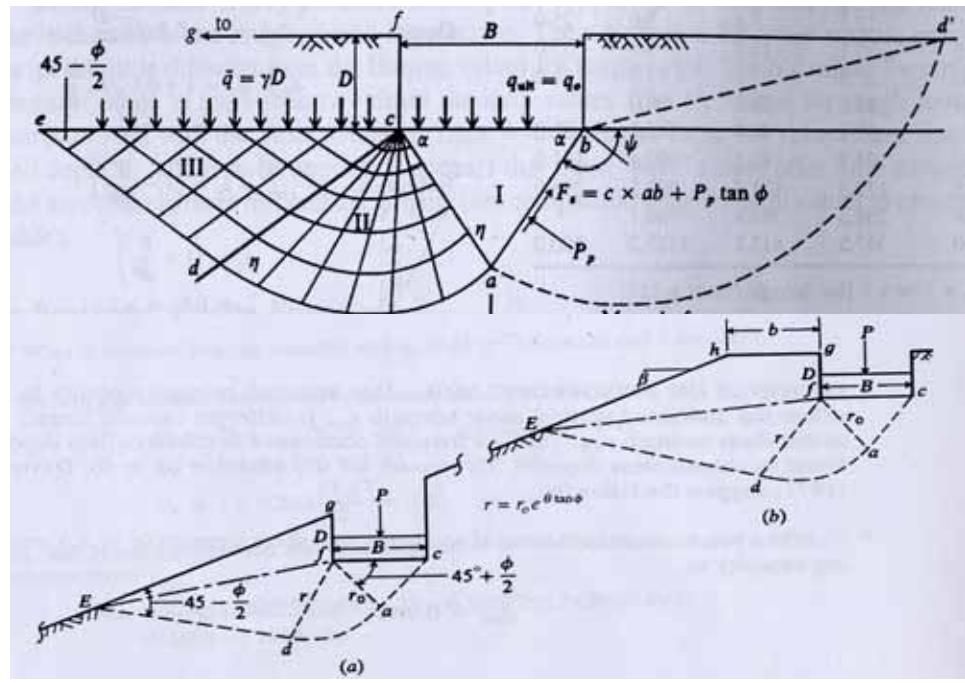


圖 2.29 基礎位置及承載破壞示意圖



表 2.5 基礎位於邊坡頂部之 N'_c 、 N'_q

Bearing capacity N'_c, N'_q for footings on or adjacent to a slope

Refer to Fig. 4-4 for variable identification. Base values ($\beta = 0$) may be used when length or area ratios > 1 or when $b/B > 1.5$ to 2.0 (approximate). Values given should cover usual range of footing locations and depths of embedment.

$\beta \downarrow$	$D/B = 0$					$D/B = 0.75$					$D/B = 1.50$					
	$\phi = 0$	10	20	30	40	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40	
0°	$N'_c =$ 1.03	5.14 2.47	8.35 6.40	14.83 18.40	30.14 64.20	75.31	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 6.40	30.14 18.40	75.31	5.14 1.03	8.25 2.47	14.83 6.40	30.14 18.40	75.31
10°	4.89 1.03	7.80 2.47	13.37 6.40	26.80 18.40	64.42 64.20		5.14 0.92	8.35 1.95	14.83 4.43	30.14 11.16	75.31 33.94	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 5.85	30.14 14.13	75.31 40.81
20°	4.63 1.03	7.28 2.47	12.39 6.40	23.78 18.40	55.01 64.20		5.14 0.94	8.35 1.90	14.83 4.11	30.14 9.84	66.81 28.21	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 5.65	30.14 12.93	75.31 35.14
25°	4.51 1.03	7.02 2.47	11.82 6.40	22.38 18.40	50.80 64.20		5.14 0.92	8.35 1.82	14.83 3.85	28.76 9.00	62.18 25.09	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 5.39	30.14 12.04	73.57 31.80
30°	4.38 1.03	6.77 2.47	11.28 6.40	21.05 18.40	46.88 64.20		5.14 0.88	8.35 1.71	14.83 3.54	27.14 8.08	57.76 21.91	5.14 1.03	8.35 2.47	14.83 5.04	30.14 10.99	68.64 28.33
60°	3.62 1.03	5.33 2.47	8.33 6.40	14.34 18.40	28.56 64.20		4.70 0.37	6.83 0.63	10.55 1.17	17.85 2.36	34.84 5.52	5.14 0.62	8.34 1.04	12.76 1.83	21.37 3.52	41.12 7.80

表 2.6 基礎位於邊坡頂部之 N'_c 、 N'_q

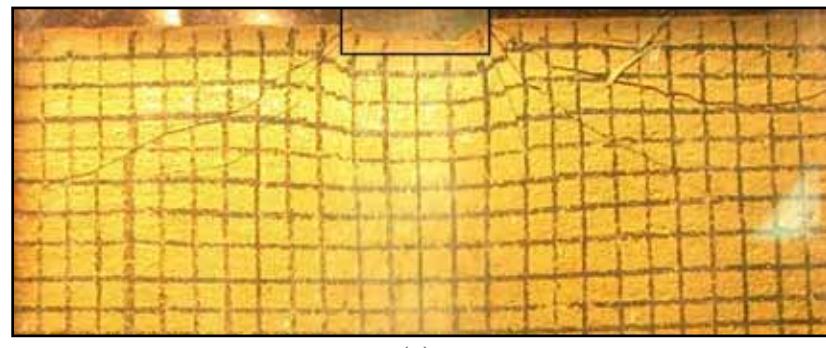
$\beta \downarrow$	D/B = 0 b/B = 0.75					D/B = 0.75 b/B = 0.75					D/B = 1.50 b/B = 0.75				
	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40
10°	5.14	8.33	14.34	28.02	66.60	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.34	5.34	13.47	40.83	1.03	2.47	6.40	15.79	45.45
20°	5.14	8.31	13.90	26.19	59.31	5.14	8.35	14.83	30.14	71.11	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.04	14.39	40.88	1.03	2.47	6.40	16.31	43.96
25°	5.14	8.29	13.69	25.36	56.11	5.14	8.35	14.83	30.14	67.49	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.27	14.56	40.06	1.03	2.47	6.40	16.20	42.35
30°	5.14	8.27	13.49	24.57	53.16	5.14	8.35	14.83	30.14	64.04	5.14	8.35	14.83	30.14	74.92
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	14.52	38.72	1.03	2.47	6.40	15.85	40.23
60°	5.14	7.94	12.17	20.43	39.44	5.14	8.35	14.38	23.94	45.72	5.14	8.35	14.83	27.46	52.00
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	5.14	10.05	22.56	1.03	2.47	4.97	9.41	20.33
D/B = 0 b/B = 1.50		D/B = 0.75 b/B = 1.50					D/B = 1.50 b/B = 1.50					D/B = 1.50 b/B = 1.50			
10°	5.14	8.35	14.83	29.24	68.78	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.01	15.39	47.09	1.03	2.47	6.40	17.26	49.77
20°	5.14	8.35	14.83	28.59	63.60	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	53.21	1.03	2.47	6.40	18.40	52.58
25°	5.14	8.35	14.83	28.33	61.41	5.14	8.35	14.83	30.14	72.80	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	55.20	1.03	2.47	6.40	18.40	52.97
30°	5.14	8.35	14.83	28.09	59.44	5.14	8.35	14.83	30.14	70.32	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	56.41	1.03	2.47	6.40	18.40	52.63
60°	5.14	8.35	14.83	26.52	50.32	5.14	8.35	14.83	30.03	56.60	5.14	8.35	14.83	30.14	62.88
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	46.18	1.03	2.47	6.40	16.72	36.17

(f).張振成(2005)

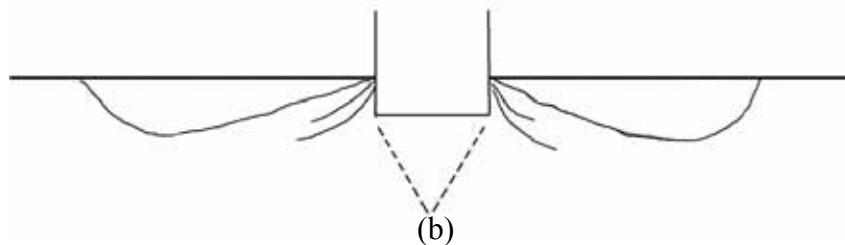
張振成(2005)利用極限分析法之上限定理，以台灣西北部膠結不良砂岩為研究對象，透過試驗觀察試體破壞機制，將試體破壞時區分成主動壓力區、輻射應力區與被動壓力區，並以試驗結果為基礎，推導出一系列不同狀況下淺基礎承載力上限解。上限定理需滿足動態容許速度場(kinematically admissible velocity field)條件，首先必須假設符合變形相容條件(compatible)，且於最可能滑動面所產生之應變方向亦須滿足降伏條件與塑性流準則(plastic flow rule)。利用破壞時外力對此破壞機構所作的功不小於內能消散率，即可求出承載力之上限解。張振成(2005)針對不同狀況施作室內模型試驗，觀察試體破壞機制後，選擇適當破壞機制，推導出不同狀況下淺基礎承載力上限解，包括基礎位於水平地表、基礎位於不同角度邊坡坡頂以及基礎位於距邊坡頂面不同退縮距離之淺基礎承載力。

(1)基礎位於水平地表

圖 2.30 為試驗破壞照片與示意圖，張振成(2005)觀察人造膠結不良砂岩室內承載試驗結果，選擇適當破壞機制，圖 2.31 為假設基礎位於水平地表時破壞機制圖，



(a)



(b)

圖 2.30 基礎位於水平地表(a)試驗破壞照片與(b)示意圖

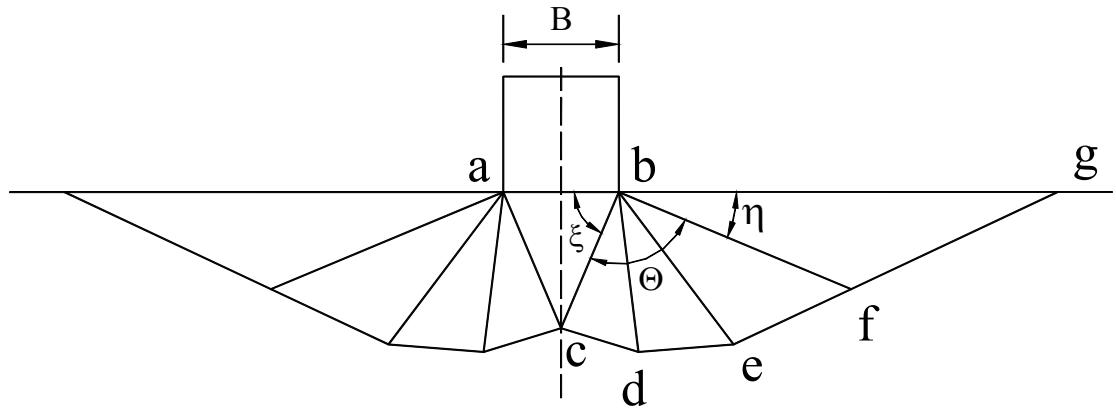


圖 2.31 基礎位於水平地表假壞機制圖

利用外力所作的功等於內部所消耗的能，得承載力：

$$q = cN_c + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma \quad (2.21)$$

$$N_c = e^{\frac{\theta}{6}\tan\psi} \frac{\sin\frac{\theta}{3}\cos(\xi-\psi)}{\cos\xi\cos\left(\frac{\theta}{6}+\psi\right)} + e^{\frac{5\theta}{6}\tan\psi} \frac{\sin\frac{\theta}{3}\cos(\xi-\psi)}{\cos\xi\cos\left(\frac{\theta}{6}+\psi\right)} + e^{\frac{3\theta}{2}\tan\psi} \frac{\sin\frac{\theta}{3}\cos(\xi-\psi)}{\cos\xi\cos\left(\frac{\theta}{6}+\psi\right)}$$

$$+ e^{\frac{11\theta}{6}\tan\psi} \frac{\sin\eta\cos(\xi-\psi)}{\sin\left(\xi+\frac{5\theta}{6}-\left(\frac{\pi}{2}+\psi\right)\right)\cos\xi} + \tan\xi + e^{\frac{\theta}{2}\tan\psi} \frac{\sin\left(\frac{\theta}{6}\right)\cos(\xi-\psi)}{\cos\psi\cos\xi} + e^{\frac{7\theta}{6}\tan\psi} \frac{\sin\left(\frac{\theta}{6}\right)\cos(\xi-\psi)}{\cos\psi\cos\xi} \quad (2.22)$$

$$N_\gamma = \frac{\tan\xi}{2} + \frac{1}{2} e^{\frac{\theta}{2}\tan\psi} \frac{\sin\frac{\theta}{3}\cos\left(\xi+\frac{\theta}{6}\right)\cos(\xi-\psi)}{\cos\psi\cos^2\xi} + \frac{1}{2} e^{\frac{3\theta}{2}\tan\psi} \frac{\sin\frac{\theta}{3}\sin\left(\left(\xi+\frac{\theta}{2}\right)-\frac{\pi}{2}\right)\cos(\xi-\psi)}{\cos\psi\cos^2\xi}$$

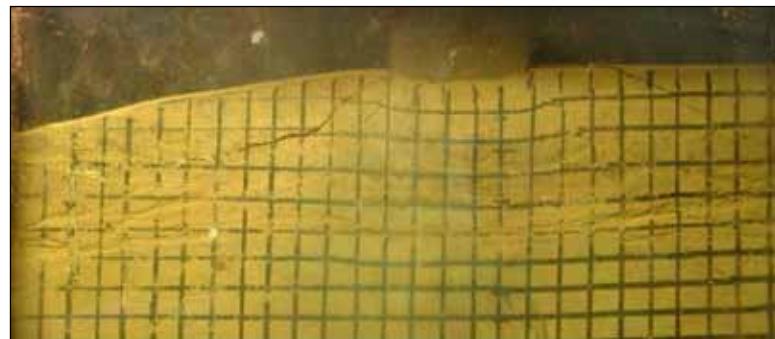
$$+ \frac{1}{2} e^{\frac{5\theta}{2}\tan\psi} \frac{\sin\frac{\theta}{3}\sin\left(\left(\xi+\frac{5\theta}{6}\right)-\frac{\pi}{2}\right)\cos(\xi-\psi)}{\cos\psi\cos^2\xi}$$

$$+ \frac{1}{2} e^{\frac{17\theta}{6}\tan\psi} \left(\left(\cos\eta\sin\eta + \frac{\sin^2\eta}{\tan\left(\xi+\frac{5\theta}{6}-\left(\frac{\pi}{2}+\psi\right)\right)} \right) \left(\frac{\sin\left(\left(\xi+\frac{5\theta}{6}\right)-\frac{\pi}{2}\right)\cos(\xi-\psi)}{\cos\psi\cos^2\xi} \right) \right) \quad (2.23)$$

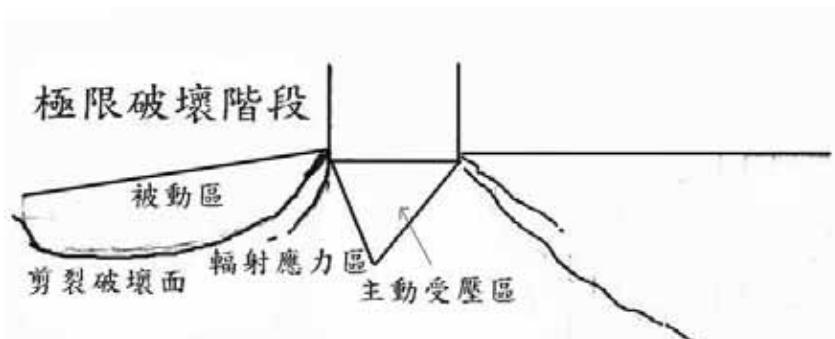
其中 c 為凝聚力， ψ 為膨脹角， ξ 、 η 、 θ 如圖 2.31 所示。

(2) 基礎位於不同角度邊坡坡頂

當基礎位於不同角度邊坡坡頂，觀察試驗結果，可將試體破壞機制區分為兩種，當邊坡傾角小於 $45^\circ - \frac{\phi}{2}$ ，試體破壞照片與示意圖如圖 2.32，於推導上限解時假設破壞機制如圖 2.33，



(a)



(b)

圖 2.32 基礎位於傾角小於 $45^\circ - \frac{\phi}{2}$ 邊坡坡頂(a)破壞照片與(b)示意圖

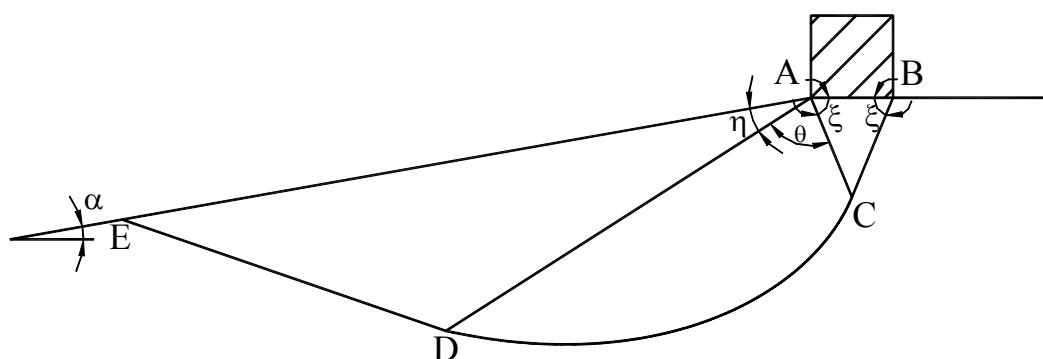


圖 2.33 基礎位於傾角小於 $45^\circ - \frac{\phi}{2}$ 邊坡坡頂破壞機制圖

利用上限定理，得淺基礎承載力為

$$q = cN_c + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma \quad (2.24)$$

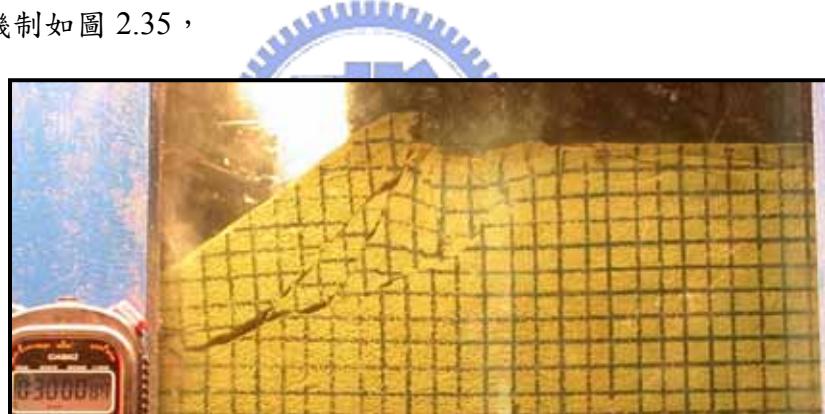
$$N_c = \tan \xi + \frac{\cos(\xi - \psi)}{4 \cos \xi \sin \psi} (e^{2\theta \tan \psi} - 1) + \frac{\sin \eta \cos(\xi - \psi)}{2 \cos \xi \cos(\psi + \eta)} e^{2\theta \tan \psi} \quad (2.25)$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \xi}{2} + \frac{\cos(\xi - \psi)(3 \tan \psi \cos \xi + \sin \xi - e^{3\theta \tan \psi}(3 \tan \psi \cos(\theta + \xi) + \sin(\theta + \xi)))}{4 \cos \psi \cos^2 \xi (9 \tan^2 \psi + 1)} \quad (2.26)$$

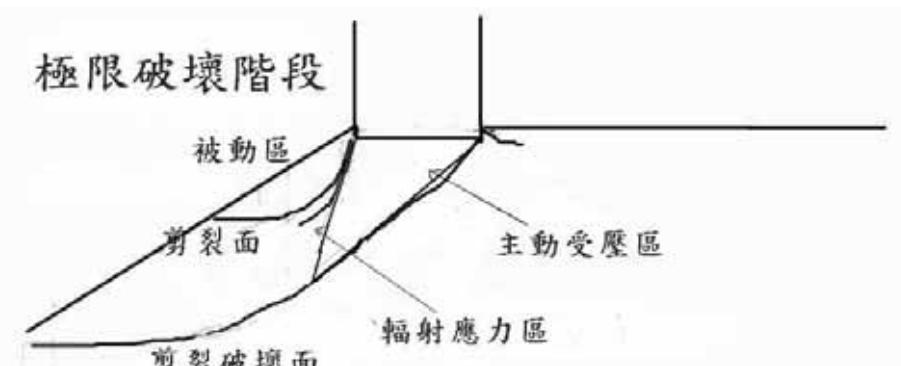
$$+ \frac{e^{3\theta \tan \psi} \left(\cos(\xi - \psi) \sin \eta \sin \left((\theta + \xi) - \frac{\pi}{2} \right) \right)}{4 \cos^2 \xi \cos(\eta + \psi)}$$

其中 c 為凝聚力， ψ 為膨脹角， α 為邊坡傾角， ξ 、 η 、 θ 如圖 2.33 所示。

當邊坡傾角大於 $45^\circ - \frac{\phi}{2}$ ，試體破壞照片與示意圖如圖 2.34，觀察試驗結果假設試體破壞機制如圖 2.35，



(a)



(b)

圖 2.34 基礎位於傾角大於 $45^\circ - \frac{\phi}{2}$ 邊坡坡頂(a)破壞照片與(b)示意圖

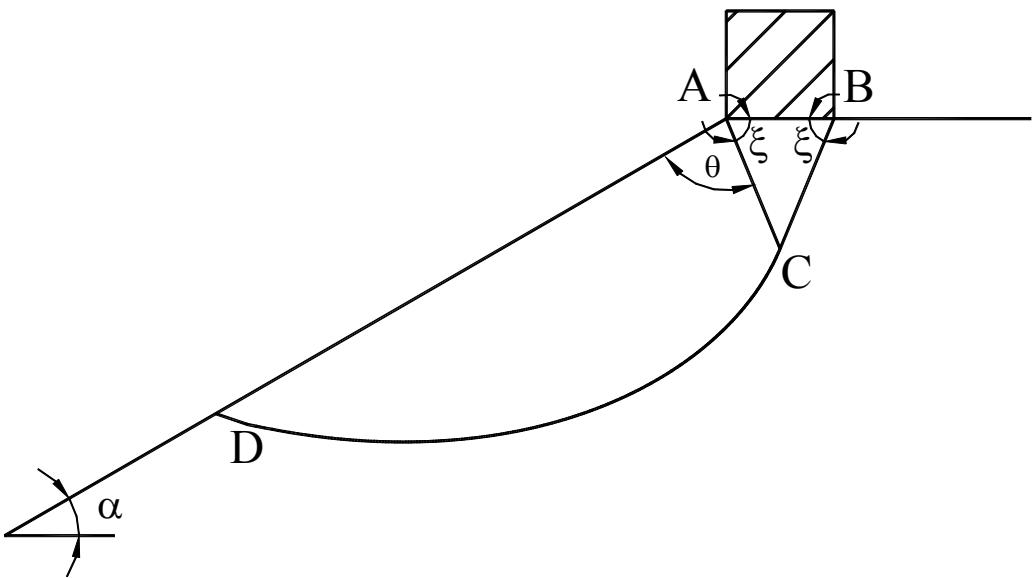


圖 2.35 基礎位於傾角大於 $45^\circ - \frac{\phi}{2}$ 邊坡坡頂破壞機制圖

得淺基礎承載力為

$$q = cN_c + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma \quad (2.27)$$

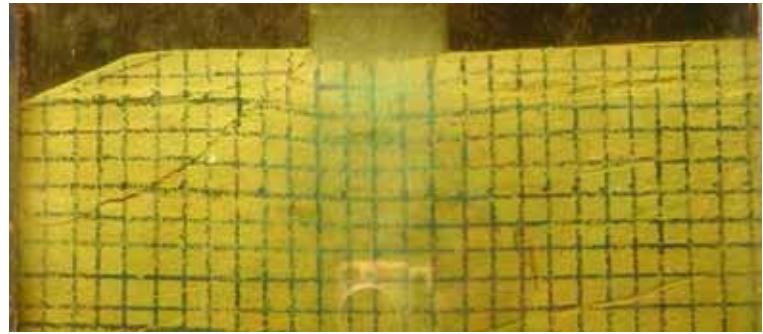
$$N_c = \tan \xi + \frac{\cos(\xi - \psi)(e^{2\theta \tan \psi} - 1)}{4 \cos \xi \sin \psi} \quad (2.28)$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \xi}{2} + \frac{\cos(\xi - \psi)(3 \tan \psi \cos \xi + \sin \xi - e^{3\theta \tan \psi}(3 \tan \psi \cos(\theta + \xi) + \sin(\theta + \xi)))}{4 \cos \psi \cos^2 \xi (9 \tan^2 \psi + 1)} \quad (2.29)$$

其中 c 為凝聚力， ψ 為膨脹角， α 為邊坡傾角， ξ 、 η 、 θ 如圖 2.35 所示。

(3) 基礎位於距邊坡頂面不同退縮距離

張振成(2005)亦利用上限定理推導出基礎位於距邊坡頂面不同退縮距離時之淺基礎承載力。圖 2.36 為基礎位於距邊坡頂面不同退縮距離時試體破壞照片與示意圖，觀察試驗結果假設試體破壞機制如圖 2.37，



(a)



(b)

圖 2.36 基礎位於距邊坡頂面不同退縮距離(a)破壞照片與(b)示意圖

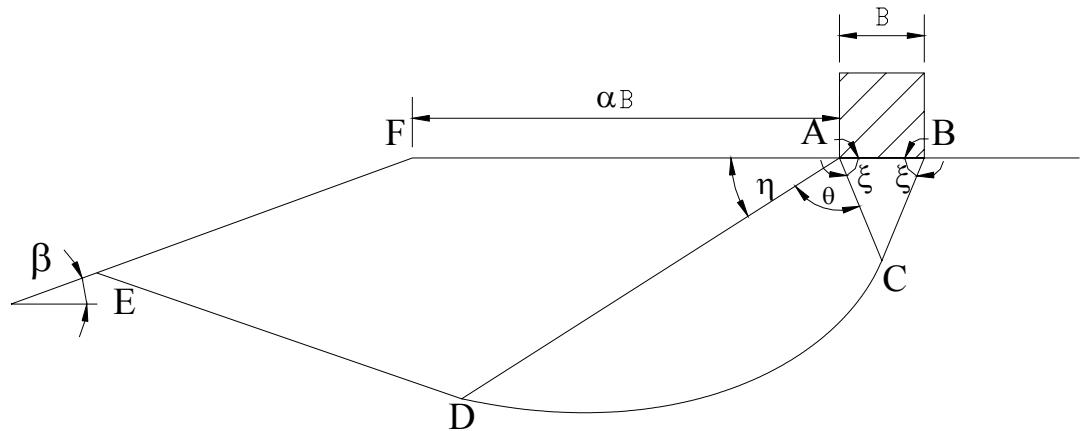


圖 2.37 基礎位於距邊坡頂面不同退縮距離破壞機制圖

導出公式如下：

$$q = cN_c + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma \quad (2.30)$$

$$N_c = \tan \xi + \frac{\cos(\xi - \psi)}{4 \cos \xi \sin \psi} (e^{2\theta \tan \psi} - 1) \\ + \frac{e^{2\theta \tan \psi} \cos(\xi - \psi)}{2 \cos \xi} \left(\frac{\sin \eta}{\cos(\eta + \psi)} - \frac{\cos \psi \sin \beta}{\cos(\eta + \psi) \cos(\eta + \psi - \beta)} \right) + \alpha \frac{e^{\theta \tan \psi} \sin \beta \cos(\xi - \psi)}{\cos(\eta + \psi - \beta)} \quad (2.31)$$

$$\begin{aligned}
N_\gamma = & \frac{\tan \xi}{2} + \frac{\cos(\xi - \psi)}{4 \cos \psi \cos^2 \xi (9 \tan^2 \psi + 1)} \left((3 \tan \psi \cos \xi + \sin \xi) - e^{3\theta \tan \psi} (3 \tan \psi \cos(\theta + \xi) + \sin(\xi + \theta)) \right) \\
& + \frac{e^{\theta \tan \psi} \cos(\xi + \theta) \cos(\xi - \psi)}{\cos \psi} \\
& \times \left(\frac{e^{2\theta \tan \psi}}{4 \cos^2 \xi} \left(\frac{\cos^2 \psi \sin \beta}{\cos(\eta + \psi) \cos(\eta + \psi - \beta)} - \frac{\cos \psi \sin \eta}{\cos(\eta + \psi)} \right) - \frac{\alpha e^{\theta \tan \psi}}{\cos \xi} \left(\frac{\cos \psi \sin \beta}{\cos(\eta + \psi - \beta)} \right) + \frac{\alpha^2 \sin \beta \cos(\eta + \psi)}{\cos(\eta + \psi - \beta)} \right) \quad (2.32)
\end{aligned}$$

其中 c 為凝聚力， ψ 為膨脹角， α 為退縮距離， β 為邊坡傾角， ξ 、 η 、 θ 如

圖 2.37 所示。

上述上限解將於第四章進一步討論，並與本研究所推導之下限解進行分析比較。



2.3 相關承載實驗文獻選顧

人造岩石是指以人工的方式製作出預先設定模擬目標的岩石，Stimpson(1970)曾提及人造岩石通常作為模型試驗之用，而模型試驗依目的可分為兩類，一是純粹模擬幾何相似性，以得到定性的描述。另一則是模擬岩材本身各種的特性，而得到定量的性質。

天然軟岩由於本身膠結不良，遇水軟化的特性，使得以水為介質的鑽探方法，普遍使天然軟岩的鑽心試體受到極大的擾動，再加上微裂隙與異向性的影響，使得多數學者在研究天然軟岩的力學性質與破壞機制時，都遭遇實驗結果方面的高度變異性。因此，為了克服上述天然軟岩的缺陷，必須研究發展適合的人造膠結不良砂岩來模擬天然軟岩，以供模型試驗或探討其力學行為之用。茲將王柏皓(2004)、孫光東(2004)彙整之相關研究結果資料整理節錄如下：

(a) Johnston and Choi (1986)

以墨爾本泥岩作為模擬對象，進行一系列室內人造軟岩試驗，並應用數值進一步預測基礎行為。以 mudstone powder、cement、water 和 accelerator 以比例混和，以高壓進行壓密，直至超額孔隙水壓消散，之後取出試體並加以養護。越大的壓密應力意味著更小的孔隙率及低風化度的模擬泥岩，此人造軟岩試體尺寸為直徑 300mm，高 200mm，含水量在 10%~20% 之間，單壓強度為 2MPa~7MPa。

試驗設備如(圖 2.30)與方法：

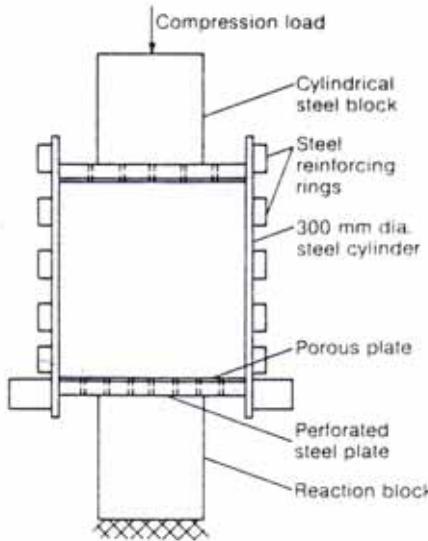


圖 2.30 直徑 300mm 試體之模具示意圖(Johnston and Choi, 1986)

加載系統為 Baldwin Hydraulic Universal Testing Machine，此機器可提供應力控制或應變控制的能力，並且可以根據所需之最大荷重條件，提供四種不同荷重範圍的精度，為 5、20、100、500 KN；同時可量測變位。另外，於試體表面裝設 dial guges 以紀錄試體表面受荷重時所產生的變位。

以此試體進行 pile 承載試驗，樁模型尺寸為 5mm、10mm、25mm 三種，在含水量 10%~20%，以介於 0~10 不同 L/D 值得條件下進行試驗，實驗進行中須特別注意樁模型底部與試體接觸面必須保持相當良好，以避面應力集中情形發生。以每分鐘 0.04%直徑長的速率壓入試體，確保完全排水。試著以許多組試驗的觀察，繪出加載荷重與位移的關係圖(圖 2.31)

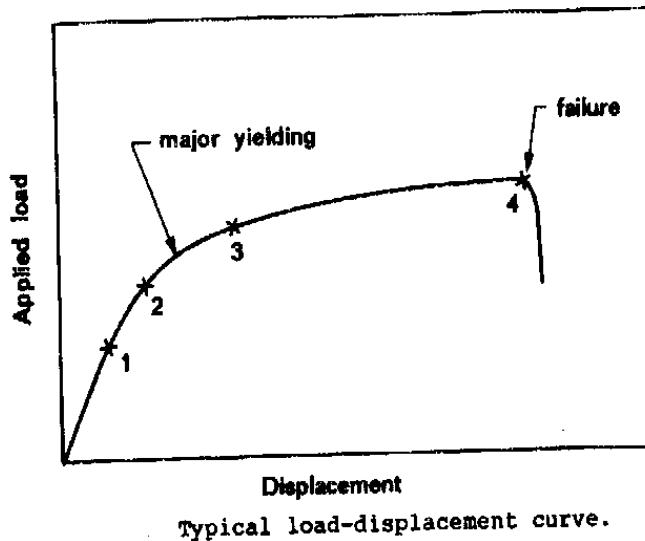


圖 2.31 加載荷重與位移的關係圖：

point 1：線彈性變形的端點

point 2：主要降伏強度前

point 3：主要降伏強度後

point 4：破壞



為得詳細的、漸進的平面破壞資訊。透過立體對影像分析，可以依比例將位移量定量以確定破壞的機制。觀察結果如圖 2.32。

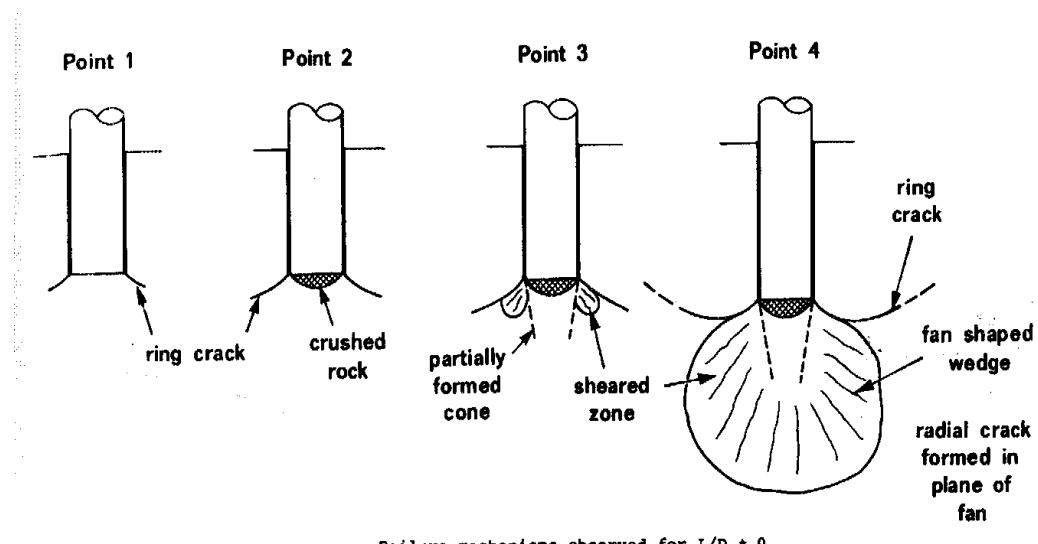


圖 2.32 立體對影像分析之破壞機制。

於完整的軟岩單壓強度為 $2\text{MPa} < \sigma < 7\text{MPa}$ ，樁直徑 $5\text{mm} < D < 25\text{mm}$ ，樁灌入深度與樁直徑比： $0 < L/D < 10$ 。經由觀察結果顯示，以上在這些條件下的基礎破壞模式極為相似，其中有一個不同處即為當 $L/D=0$ 及 $L/D>0$ 時。不同之處在於當 $L/D=0$ 時，ring crack 不會發生，而是發展到達上圖中 point 3 時，radial crack 常常突然的發生而造成試體表面的缺口，破壞時，表面以放射狀的裂口出現。

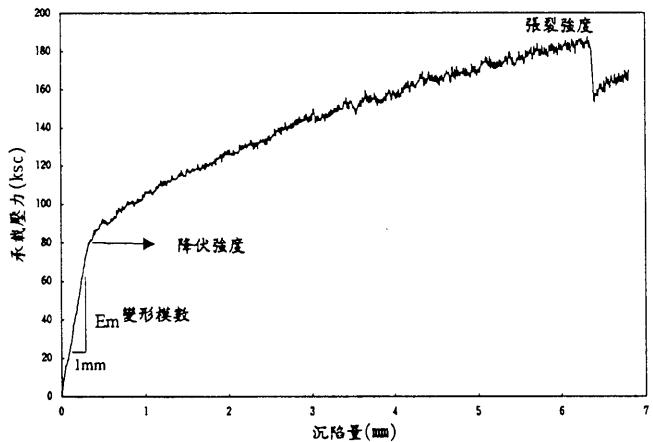
此研究的主要缺點為：(1)一個試驗一次只能檢查 load-displacement curve 上的一點。(2)很難清楚地界定出影響的區域。

主要的降伏點出現在當 "partially formed cone" 及 "fan shape wedge" 形成時。在 wedge 形成過程中，在扇形的平面上有放射狀的張力裂痕出現，而此放射狀的裂痕則為導致試體破壞的主要原因，故推論端面極限承載力的大小應由張力強度所控制。

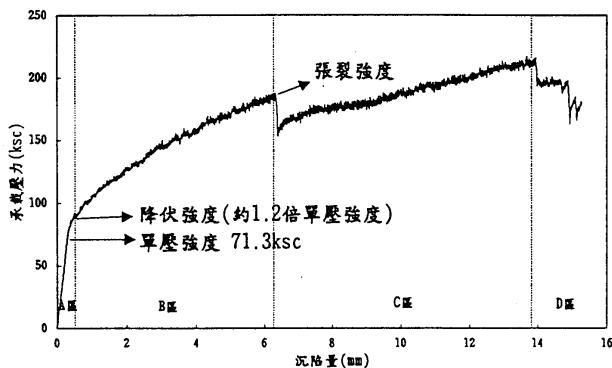


(b) 卿建業(1995)

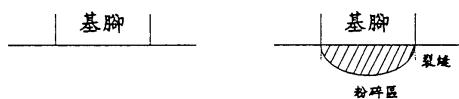
試體四面束制並提供不同圍壓，以 0.09mm/min 速率的位移控制進行試驗，實際施作所採用的試體尺寸為 $20\text{cm(長)} \times 20\text{cm(高)} \times 15\text{cm(厚)}$ 。其單位重 1g/cm^3 ，單壓強度為 71.3ksc ，模數比 297，強度比 3.7，卜松比(poisson's ratio)為 0.21，孔隙率(n)約 50%，凝聚力(c)為 2.7ksc ，摩擦角(ϕ)為 28.1° 。其得到的承載曲線如圖 2.33 示：



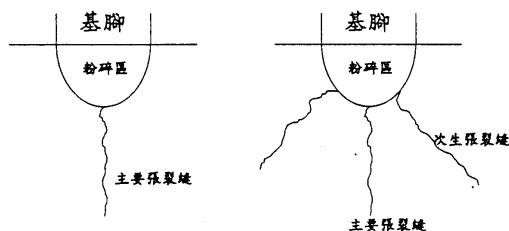
基礎承載實驗得到之典型的承載曲線，及各強度之定義



1. 承載初期階段(A區) 2. 降伏階段(B區)



3. 主要張裂階段(C區) 4. 次生張裂階段(D區)



— 承載行為實驗中，不同承載階段所觀察得的基礎破壞現象

圖 2.33 不同階段之基礎破壞現象(卿建業,1995)

整個承載行為的過程為：

- (1)初期階段(A 區)：曲線呈線性，無明顯破壞現象。
 - (2)降伏階段(B 區)：降伏強度約為單壓強度之 1.2~1.4 倍，基腳下方有明顯粉碎區出現。
 - (3)主要張裂階段(C 區)：粉碎區下方尖端處與完整區之間出現主要張力裂縫。
 - (4)次生張裂階段(D 區)：隨著沉陷量增加，多條次生的裂縫會開始出現於粉碎區與完整區域之間，多呈輻射狀。
- 卿建業(1995)認為極限承載力的發生乃是因為有一明顯的主要張力裂縫生成於基腳下部岩體，進而造成基礎的破壞。唯孫光東(2004)及王柏皓(2004)均曾指出，若側向束制圍束良好，試體底部便無張力裂縫產生，本研究實驗過程皆保持良好之圍束狀態，實驗結果同孫光東(2004)及王柏皓(2004)所得結論，試體下部亦未有張力裂縫產生。

(c) Kentaro Yamamoto & Koji Kusuda(2001)

為了調查加勁基礎的漸進式破壞行為機制進行了一系列室內模型試驗，以小鋁棒(50mm 長，直徑分別為 1.6mm 與 3mm，以 3:2 的重量比來混和)作為模擬地盤材料(圖 2.34, 圖 2.35, 圖 2.36)，採用影像量測進行漸進式分析。

以鋁棒來模擬地盤材料的優點在於 1. 易於觀察。2. 它滿足平面應變的條件。3. 不易受側壁摩差力影響。4. 可以與土壤、礫石比重相互比較。5. 可以以不同半徑的鋁棒配比來模擬不同地盤的特性。並輔以極限平衡法的概念，來估算承載力。

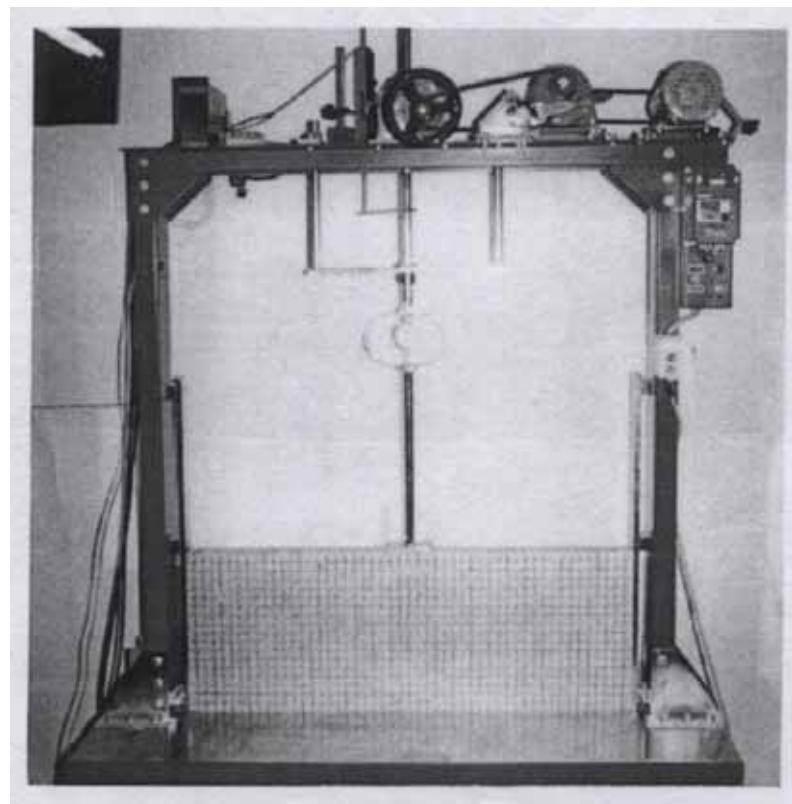
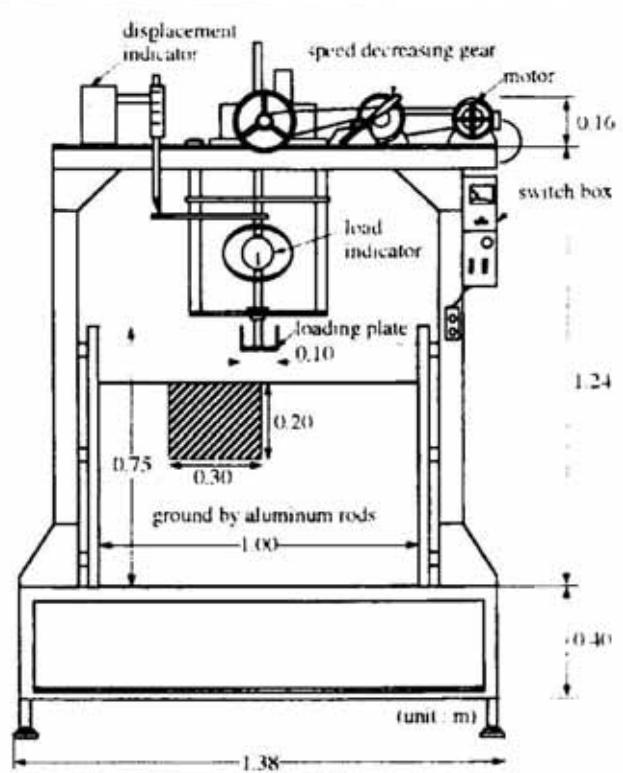


圖 2.34 試驗設備示意圖



Schematics of test setup.

圖 2.35 承載試驗示意圖

試驗對象材料條件為 $\gamma=21.85\text{kN/m}^3$, $\phi=25^\circ$, $n=20\%$ ($e=0.25$), 並以 1mm/min. displacement control 及每 1mm 沉陷紀錄一次並同時以拍取照片直到 50mm 沉陷量為止。

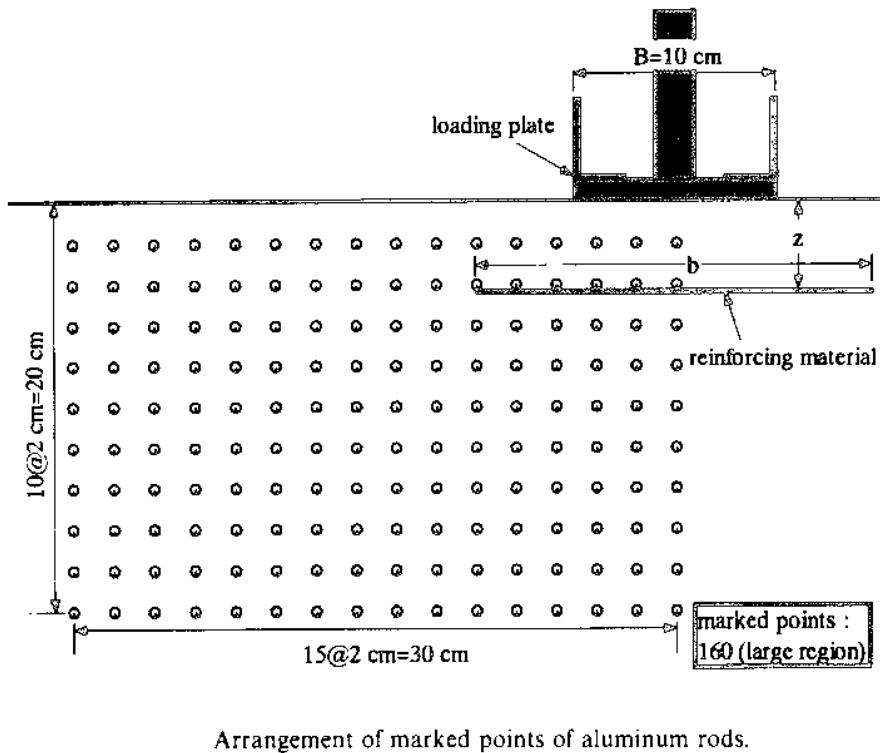


圖 2.36 模擬地盤之鋁棒配置圖

試驗結果：

一般而言，在 sandy ground 尖峰強度為於 $S/B=0.1-0.2$ 時，而在此模擬實驗下，尖峰強度則為於 $S/B=0.44$ 時，這是因為鋁棒之間的摩擦力與互鎖能力較實際砂地小許多，圖 2.37 為影像漸進式分析後的結果：

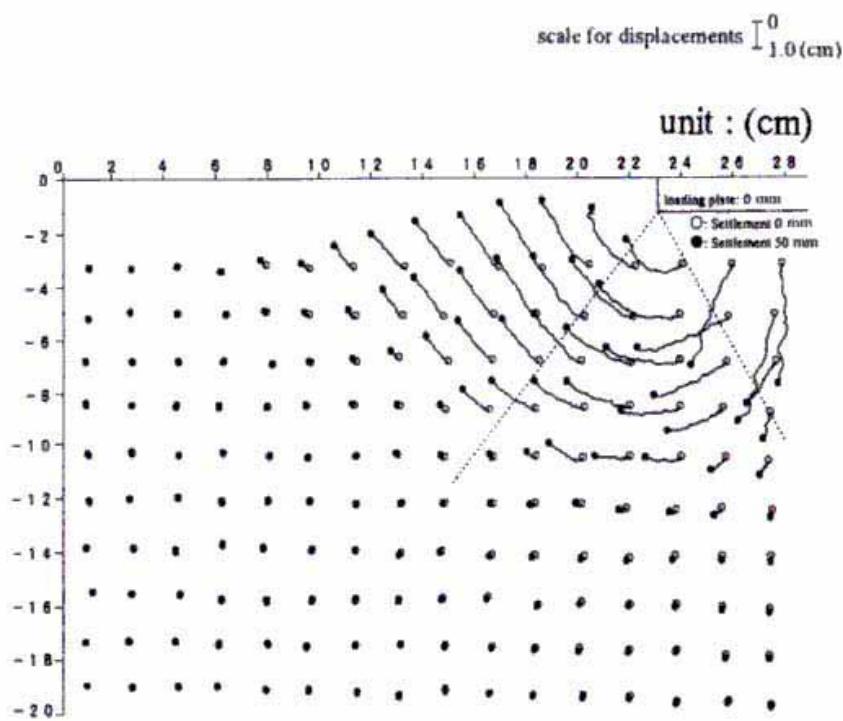


圖 2.37 影像漸進式分析結果



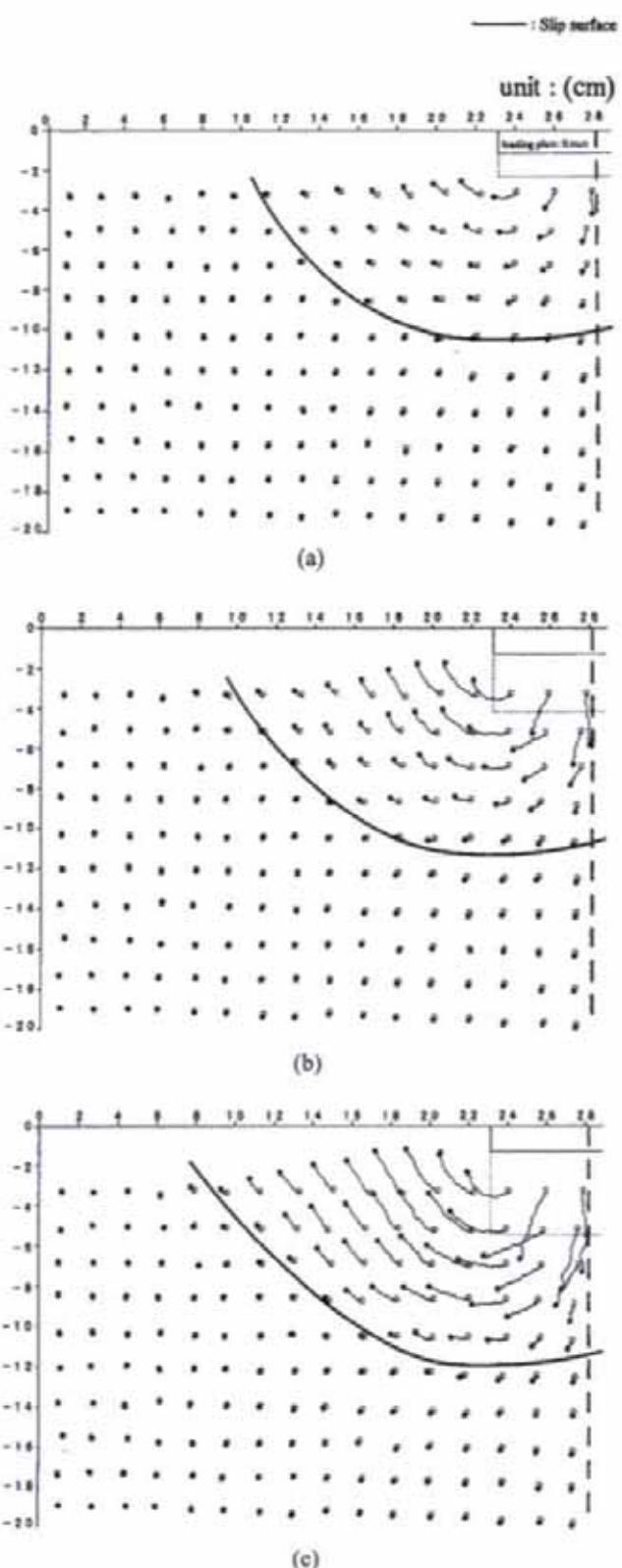
破壞區域可分為三個區域：

主動區(active pressure wedge zone)

輻射狀剪力區(radial pressure shear zone)

被動區(passive zone spread laterally from the wedge of bottom of loading plate)

$S/B = 0.12, 0.28, 0.44$ 三個階段所觀察破壞機制現象如圖 2.38 所示：



Progress of failure mechanism for CASE 1. (a) $S/B = 0.12$; (b) $S/B = 0.28$; (c) $S/B = 0.44$.

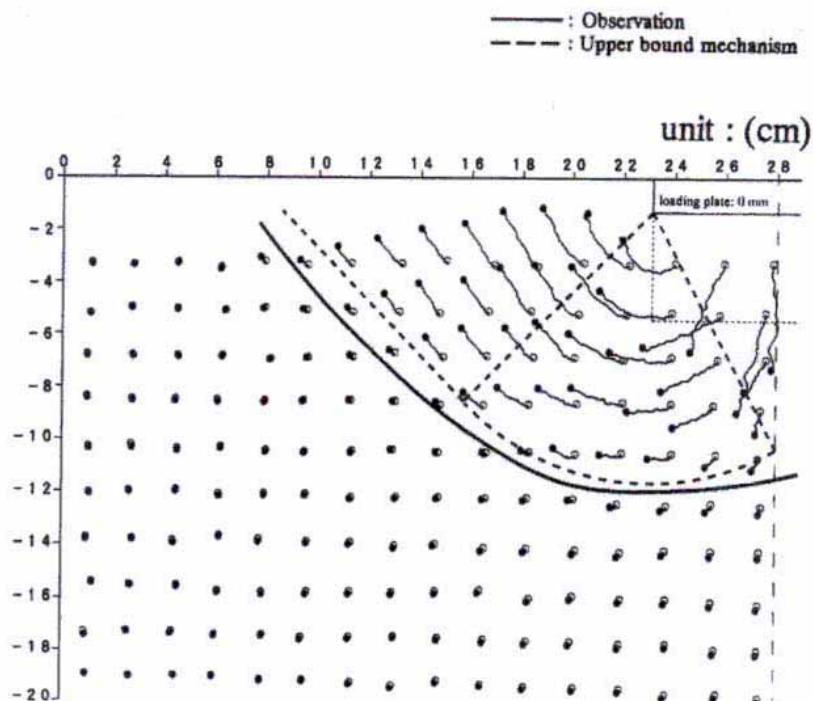
圖 2.38 $S/B = 0.12, 0.28, 0.44$ 三個階段所觀察破壞機制現象

另外加以採用 Upper-Bound theorem :(defined by Chen, 1975)的數值分析方法，可得到以下解式

$$\begin{aligned}
 q = \frac{\gamma B}{2} N_\gamma &= \frac{\gamma B}{2} \left[-\frac{\tan \xi}{2} + \frac{\cos(\xi - \phi)}{2 \cos^2 \xi \cos 2\phi (1 + \tan^2 2\phi)} \right. \\
 &\quad \times \{(\tan 2\phi \cos(\pi/4 - \phi) - \sin(\pi/4 - \phi)) \exp\{(\pi - \xi - \pi/4) \tan 2\phi\} \\
 &\quad + \tan 2\phi \cos(\xi + \phi) + \sin(\xi + \phi)\} \\
 &\quad \left. + \frac{\tan \pi/4 \cos(\pi/4 - \phi) \cos(\xi - \phi)}{2 \cos^2 \xi \cos 2\phi} \exp\{(\pi - \xi - \pi/4) \tan 2\phi\} \right]
 \end{aligned}$$

(其中 ξ : wedge angle)

由實驗觀察與所建議的分析結果的比較如圖 2.39：



Comparison between observations and proposed mechanism at $S/B = 0.44$

圖 2.39 實驗觀察與數值分析結果的比較

(d) 劉英助(2002)

以新竹寶山地區天然砂岩為材料，於實驗室中重製人造膠結不良砂岩，並進行淺基礎模型之承載試驗，依其實驗觀察，由於人造膠結不良砂岩具有介於硬岩的脆性與土壤的塑性，初步判定其承載行為的破壞機制較為類似卻不盡相同於Ladanyi (1972)所追蹤的一脆性，非多孔性岩石發生破壞的情形；人造膠結不良砂岩由於擴張現象，基腳下方的破碎與發裂的球形範圍向外伸展，除了產生放射狀的裂縫外，並同時伴隨著某種程度的剪動效應，導致其中主要裂縫將蔓延到自由表面。在束制良好條件下，破壞區域可分為 (1).主動受壓區 (2).被動受壓區 (3). 主要剪裂面 (4).完整區

破壞機制為：

1. 增加載重於基礎上時，剛性模型基腳兩端之處有應力集中現象，使得材料有明顯的破裂現象(如圖 2.40 (a))。
2. 在主動受壓區形成之後，有剪裂位移伴隨剪裂面的生成而發生(如圖 2.40 (b))。此裂面大致呈輻射狀，由主動受壓區往外延伸發展。可能發生於主動受壓區至被動受壓區形成的過渡期間，此時尚未達降伏點。
3. 當承載力持續增加，沉陷量加大時，呈似放射狀之剪裂面有延伸擴大的趨勢(如圖 2.40 (c))。可能發生於被動受壓區形成至破壞發生之間的期間，屬降伏點之後的階段。
4. 最後當達到極限承載力時，剪裂面發展延伸至試體表面上，形成一個主要的剪裂破壞面(圖 2.40(d))。將之視為極限承載力的發生點。

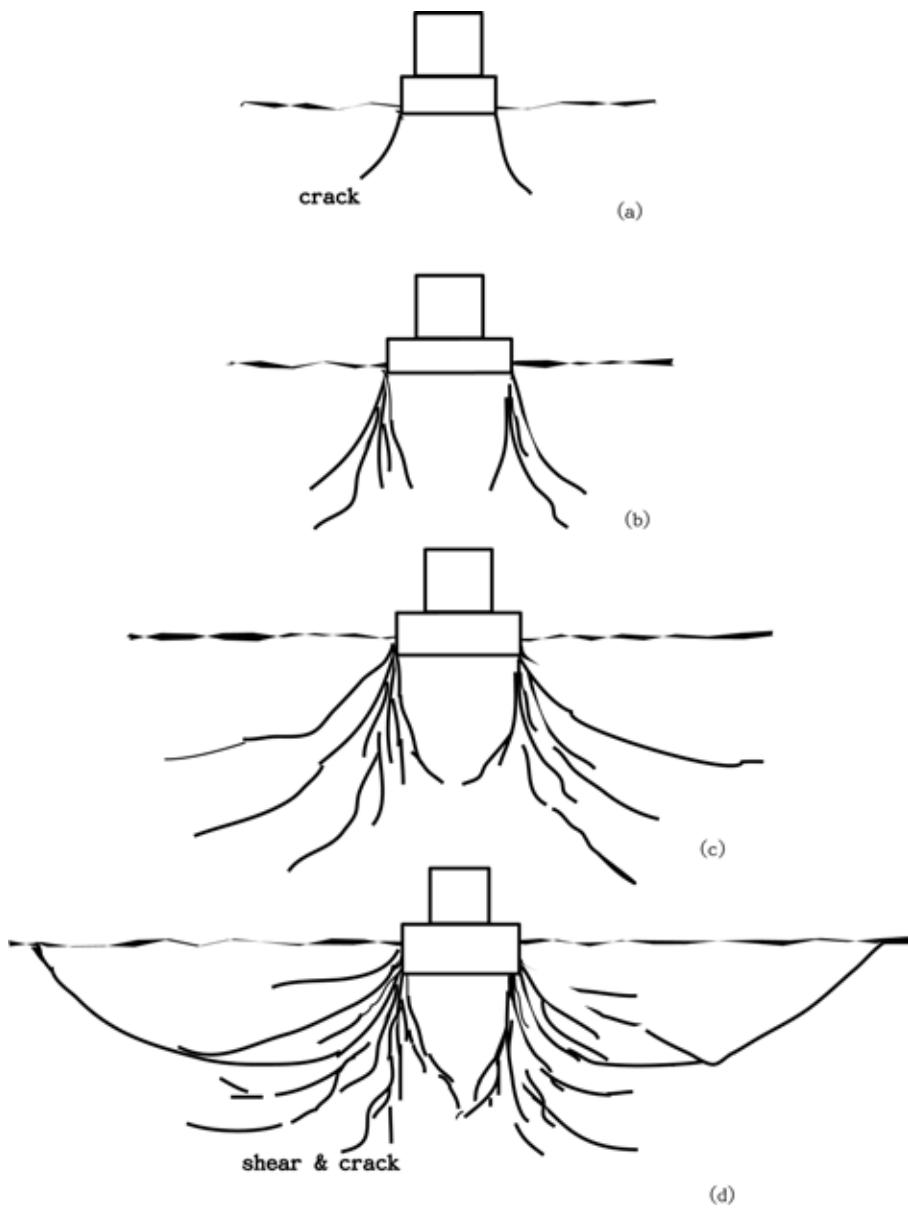


圖 2.40 束制條件之模型基礎承載破壞機制示意圖（劉英助 2002）

(e)王柏皓(2004)

針對淺基礎位於水平地表、10 度、20 度與 30 度邊坡坡頂進行基礎承載力試驗，結果如圖 2.41 至圖 2.44 將以下對各不同實驗的破壞機制描述與比較如下：

(1)當達到極限承載力時，控制承載力下降的主要裂縫不同：

水平地表是由兩側剪裂破壞面延升至地表時，而傾斜地表 10 度邊坡是由基礎左方的剪裂面發展完全時，傾斜地表 20 度邊坡是由基礎左方第二條剪裂縫形成，伴隨主動區往邊坡側滑動的趨勢，傾斜地表 30 度邊坡是由基礎右方的剪裂

縫發展完全時，同時主動區往邊坡側推擠滑動。

當邊坡角度愈大，控制承載力下降的裂縫的位置由基腳左方往基腳右方移動。

(2)主動受壓區：

觀察網格變形可發現，當達到極限承載力時，水平地表和傾斜地表 10 度邊坡近似一等腰三角型，而傾斜地表 20 度為一到直角三角形，傾斜地表 30 度則更偏斜。

(3)輻射應力區：

介於主動受壓區和被動區之間，觀察不同模擬狀況，發現當傾斜地表角度愈大，缺少邊坡面側向支撐覆土愈少，同時也因為傾斜角度愈大主動壓力區愈偏斜，輻射應力區域範圍也就愈小

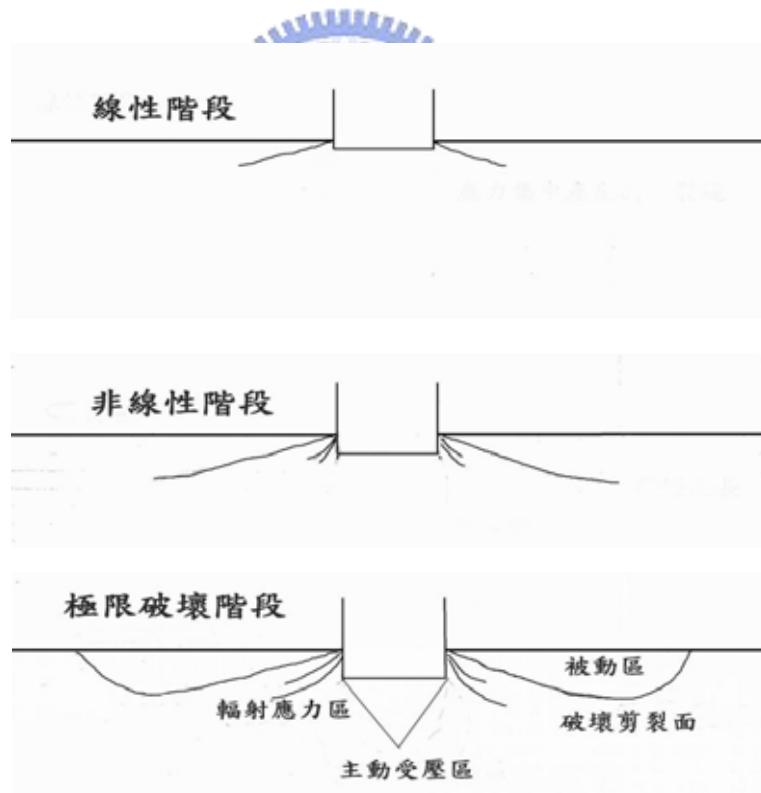


圖 2.41 水平地表破壞機制示意圖(王柏皓,2004)

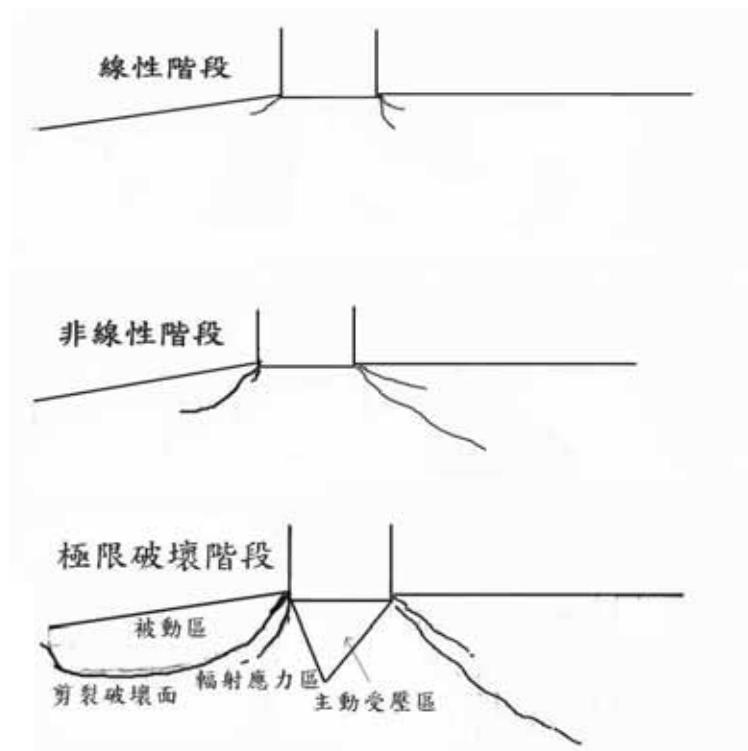


圖 2.42 傾斜地表 10 度邊坡破壞機制示意圖(王柏皓,2004)

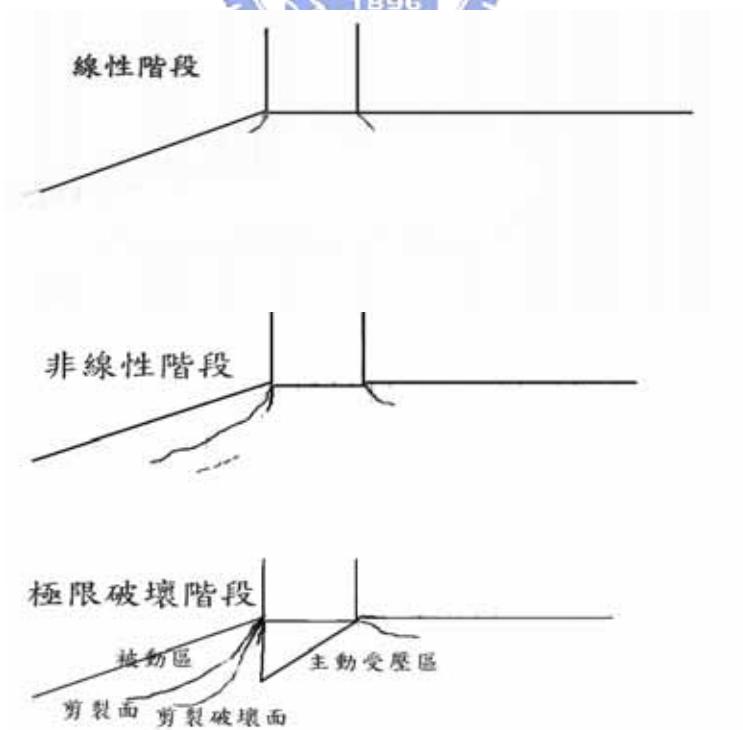


圖 2.43 傾斜地表 20 度邊坡破壞機制示意圖(王柏皓,2004)

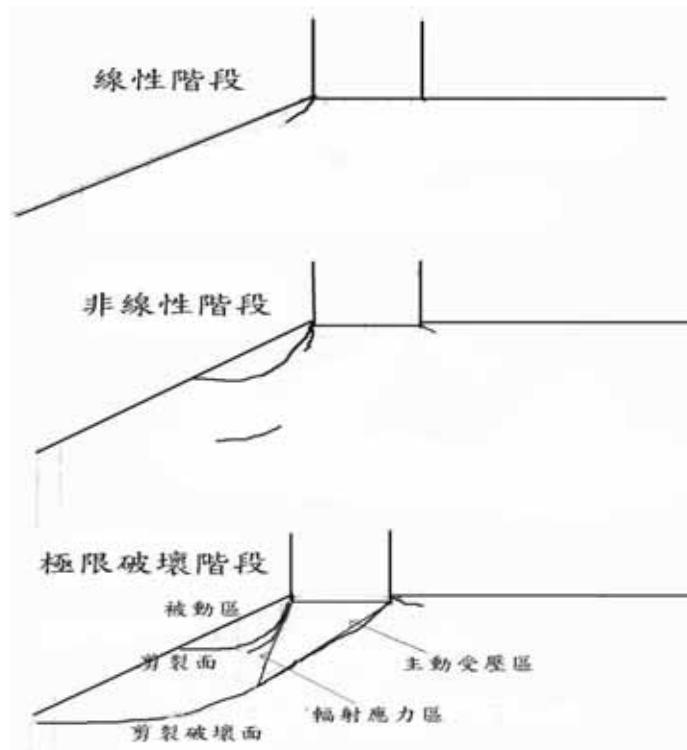
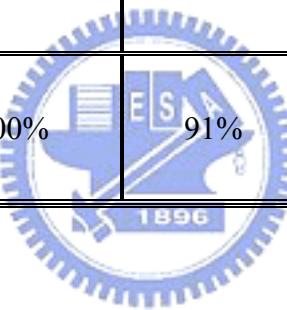


圖 2.44 傾斜地表 30 度邊坡破壞機制示意圖(王柏皓,2004)

表 2.7 為王柏皓(2004)試驗結果，平均而言，基礎位於 10 度邊坡坡頂的承載力為位於水平地表承載力的 91%，基礎位於 20 度邊坡坡頂的承載力約為位於水平地表承載力的 79%，基礎位於 30 度邊坡坡頂的承載力約為位於水平地表承載力的 63%，由此可見，隨著角度的增加，邊坡影響承載力值愈大。

表 2.7 不同模擬狀況的極限承載力比較(王柏皓,2004)

模擬狀況	水平地表	傾斜地表		
		10 度邊坡	20 度邊坡	30 度邊坡
試體 1 (MPa)	9.83	8.11	7.49	7.4
試體 2 (MPa)	10.46	10.01	9.31	6.12
試體 3 (MPa)	11.16	10.46	8.30	6.45
極限強度平均值 (MPa)	10.48	9.51	8.25	6.65
和水平地表比較減 少的極限強度(%)	0	9%	21%	37%
和水平地表比較剩 餘的極限強度(%)	100%	91%	79%	63%



(f)孫光東(2004)

表 2.8 為孫光東(2004)室內模型試驗結果，比較基礎位於水平地表、20 度邊坡坡頂、以及基礎位於距 20 度邊坡頂面 1 倍、2.5 倍基腳寬度位置之承載力。試驗結果顯示基礎位於水平地表承載力為 10.46MPa；基礎位於 20 度邊坡坡頂承載力為 7.83MPa；基腳邊緣距邊坡 1 倍基礎寬度時基礎承載力為 8.38MPa；基腳邊緣距邊坡 2.5 倍基礎寬度時基礎承載力為 10.10 MPa；隨著退縮距離的增加，基礎承載力逐漸增加，承載力受邊坡影響較小。唯其基礎位於坡頂與基腳邊緣距邊坡 1 倍基礎寬度試驗數據只有兩組、基腳邊緣距邊坡 2.5 倍基礎寬度試驗數據只有一組，試驗數據仍嫌不足。本研究一部分即為補充孫光東(2004)模型試驗不足的部分，使此研究更趨於完整。

表 2.8 不同模擬狀況的極限承載力比較(孫光東,2004)

試體 編號	邊坡 角度	基礎位置	降伏強度 q_y (MPa)	極限承載力 q_{ult} (MPa)	平均極限承載力 (MPa)
0°-1	0°	試體中央	7.75	11.16	10.46
0°-2	0°	試體中央	7.25	9.83	
0°-3	0°	試體中央	7.25	10.40	
20°-1	20°	位於坡頂	7.20	8.30	7.90
20°-2	20°	位於坡頂	5.50	7.49	
20°-1B-1	20°	基腳邊緣距邊坡 1 倍基礎寬度	6.32	8.91	8.33
20°-1B-2	20°	基腳邊緣距邊坡 1 倍基礎寬度	5.40	7.75	
20°-2.5B-1	20°	基腳邊緣距邊坡 2.5 倍基礎寬度	6.80	10.11	10.11

第三章 模型試驗與結果

本研究擬以模型試驗以及極限分析下限法探討淺基礎承載力，孫光東(2004)曾做過一系列室內模型試驗，探討基礎位於邊坡頂面不同退縮距離對淺基礎承載力的影響，本研究補充四組試驗期能使研究更加完整，四組試驗分別為基礎位於 20° 邊坡坡頂一組、距 20° 邊坡坡頂1倍基腳寬度一組以及距 20° 邊坡坡頂2.5倍基腳寬度兩組。本章將先介紹模型試驗之試驗設備、試體製作流程與模型承載試驗流程，第二節接著再討論補充模型試驗之試驗結果。

3.1 退縮距離模型試驗方法與流程

本節可大致分成三大部分：



- (1) 實驗設備
- (2) 人造膠結不良砂岩的製作流程
- (3) 模型淺基礎承載試驗流程

整理孫光東(2004)、王柏皓(2004)試驗設備與流程如下：

3.1.1 實驗設備

本研究設備的建立，主要依照劉英助(2002)、廖智偉(2003)所建立之實驗設備。儀器可分為其製作試體設備和承載試驗設備來討論，分別又可包括三大部分：反力系統設備、加載量測設備與模型試驗盒。各設備內容如下：

3.1.1.1 製作試體設備

1. 反力系統

反力系統由反力座與反力樑構成(圖 3.1)，反力樑最高可提供 400 噸之反力。

反力座四角各以 50 噸高拉力螺桿與本結構試驗室之反力地板固定以提供反力，其上承接反力樑，其中提供 400 噸之油壓千斤頂固定於反力樑之中間。

2. 加載量測設備

本動力系統包括一個可提供推力 400 ton 千斤頂，兩條 15m 長兩端為快速接頭之油管，及一台配合加壓之油壓機。油壓機與千斤頂各有進油與出油口，可進行往覆加減載重，試驗進行實時可控制油壓機供穩定之加載力量。其油壓機與油壓千斤頂之規格敘述如下：

(1) 5HP 電動油壓泵

提供千斤頂壓力來源，製作人造軟岩試體，如圖 3.2 所示

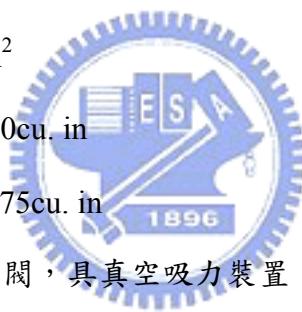
型號: Simplex PEM6047

馬力: 5HP 220V 3 相 60HZ

工作壓力: 700 kg/cm²

吐出量: 2000 psi / 650cu. in

10000 psi / 175cu. in



3P/4W 雙動手控控制閥，具真空吸力裝置，輔助千斤頂快速回縮

油箱容量：10 加侖

(2) 400 噸雙動型實心式油壓千斤頂

本研究採由欣政股份有限公司所代理並改良過之 Simplex 400 噸

(U.S. 制單位)雙動型實心式油壓千斤頂(圖 3.3)。其規格如下：

型號: RDA 4006

能力: 推力: 400 TON 拉力: 145 TON

本體高度: 458 mm

行徑: 155 mm

外缸徑: 365 mm

內缸徑: 270 mm

軸徑: 215 mm

(3) 量測系統與資料擷取系統用於測量製作試體時的壓力，和壓密應力對試體造成之沈陷量，以及試驗時荷重對試體內部造成的應變及變化，其中包括：

- (a) 量測壓密應力之 400 噸荷重計(Load cell)，型號為 LC1C-400，量測精度為 10kg。
- (b) 觀察試體沈陷量之 LVDT 一支，可量測最大伸長量 15cm，型號為 LRT-S-200B，量測精度為 0.2 mm。

3.模型試驗盒

本試驗箱四周為四片鋼版及底部鋼承底版所構成之模具。用以製作人造軟岩試體與進行承載試驗之用。內部尺寸設計為長 600mm，寬 300mm，高 650mm 之長方體，如圖 3.4 所示。

試驗箱下部設有導水板及導水孔，以利試體製作時之排水；另外，上部有一加壓蓋板，同樣設有導水孔，以上下雙向排水方式進行。此外，於加壓蓋板與動力系統之間架有一球形座，以修正偏心所造成的影响。

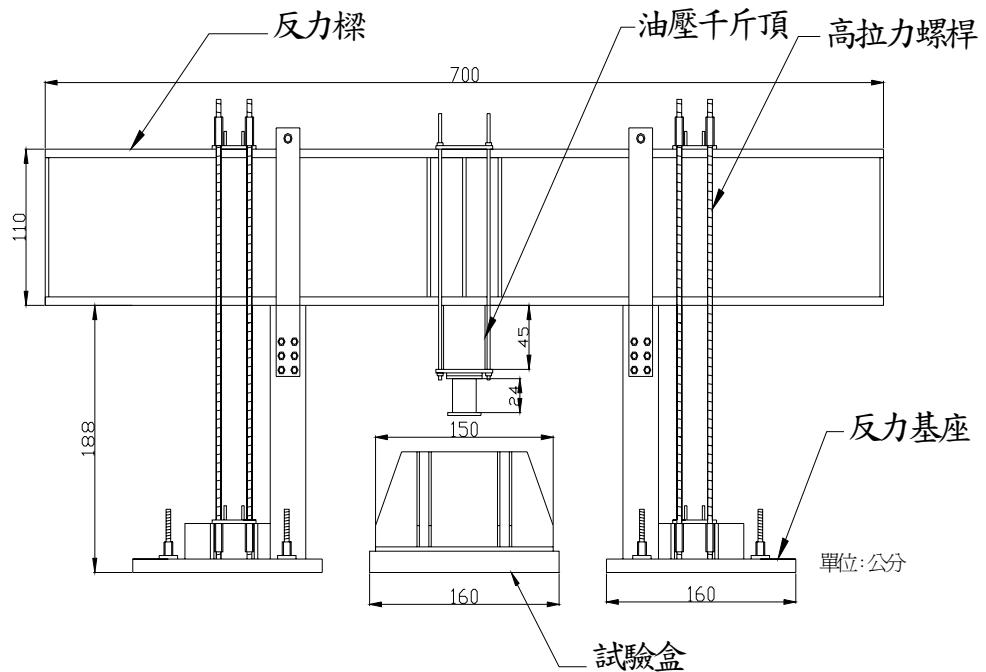


圖 3.1 製作試體設備示意圖



圖 3.2 5HP 電動油壓泵



圖 3.3 400 噸雙動型實心式油壓千斤頂



圖 3.4 試驗盒完整組立狀



3.1.1.2 模型承載試驗設備

1. 反力系統

以交通大學土木結構實驗室內 MTS-244.41S 作為加載之設備，其反力座固定在結構實驗室地板上，是由四根 H400×400×13×21 的型鋼點焊組合口字型組合斷面，空心部分為 80 公分見方。(圖 3.5)

2. 加載量測設備

交通大學土木結構試驗室之 MTS-244.41S，可以應力及應變控制之模式進行試驗，最大壓力為 500kN，最大衝程為 406.4mm，其試驗所用。(圖 3.6)

量測系統與資料擷取系統用於測量製作試體時的壓力，和壓密應力對試體造成之沈陷量，以及試驗時荷重對試體內部造成的應變及變化，其中包括：

(a) 量測壓密應力之 50 荷重計(Load cell)，型號為 KYOWA LC-50TE，量測精度為 1kg。

(b) 觀察試體沈陷量之 LVDT 兩支，可量測最大伸長量 5cm，型號為 GEFTRAN-PA1F100S，量測精度為 0.01 mm。

3. 模型試驗盒

其設備與製作試體之模具大致相同，在試驗時模具長側面設有觀察窗(圖 3.7)，能見範圍為 250mm×400mm，其材料為三片厚度 19mm 之平板強化玻璃，用以觀察試體表面裂縫形成的先後次序。

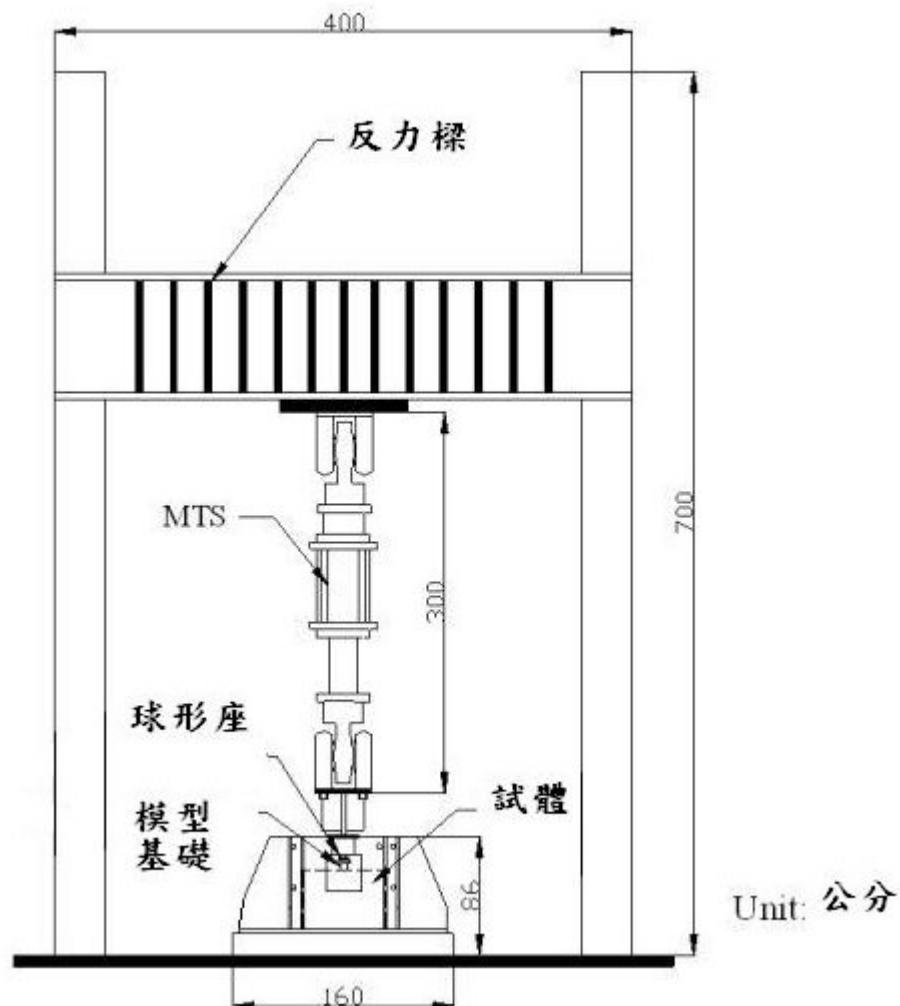


圖 3.5 基礎承載試驗設備示意圖



圖 3.6 土木結構試驗室之 MTS-244.41S



圖 3.7 觀察窗

3.1.2 人造膠結不良砂岩試體製作流程

為了製作出合乎模擬的人造軟岩，依模擬對象以及實驗的目的，採取適當的材料與製作流程，以提供研究所需要之試體。本研究以新竹縣寶山第二水庫之軟弱砂岩為主要模擬目標，依循孫光東(2004)、王柏皓(2004)所建議之製作人造軟岩之方法，敘述如下：

人造膠結不良砂岩的組成材料

本研究之模擬目標地層(卓蘭層及頭嵙山層)內之軟弱砂岩有別於其他地層，陳賀瑞(1997)曾指出此類砂岩由細料(粉土及黏土顆粒)膠結(或填充)，主要含量為中至細砂，且石英經顯微分析常可見風化產物及微裂縫，因此，人造軟砂岩不宜與大部分文獻上採用之乾淨石英砂、水泥、高嶺土或石膏等依不同配比加以製作。基於上述原因，本研究使用目標地層的岩屑粒料來當作基本的模擬材料。試體組成材料有岩碎屑岩料、膠結材、水，分別敘述如下：

(a)砂岩碎屑岩料

人造軟岩的最基本也是最主要的模擬材料即為天然的軟岩本身，天然軟岩岩樣取自新竹縣寶山第二水庫工址之邊坡岩塊，岩樣取回後先行氣乾，可以避免之後於研磨的過程之中，由於潮濕的部分形成塊狀凝結物，再將其敲碎、研磨以成岩屑狀，取通過 30 號篩之粒料為主要製作原料，進一步再以 200 號篩為區分粗細粒料之工具，(本研究定義之粗細粒料，以 200 號篩之 0.075mm 粒徑大小作為分界，大於此粒徑為粗粒料，反之則為細粒料)，以濕篩的方式取得細粒料，依鍾峻偉(2001)所建議，人造軟岩製作時的細粒料含量乃根據天然岩樣的粒徑分佈狀況所決定，將粗細粒料以 1:1 為其拌合比例。

(b)膠結材

鍾峻偉(2001)以 200 號篩濕篩後的含細粒料水溶液作為一個膠結材的替代物，本研究採取其所建議之方式，亦使用濕篩後的含細粒料水溶液，不另外增添

加膠結材。

(c)水

決定了製作軟岩的基本材料以及粗細粒料的配比之後，拌合時所需的水的含量，則是另一個重點。一般而言，進行拌合時水的配比將會明顯大於最後所需要的含水量；若拌合時水的含量過少，不易均勻拌合而有結塊體產生，增加人造軟岩的不穩定性，且因為材料與模具之間的摩擦力影響，將會使得不均質的特性更加顯著；反之，若是拌合時水的含量過多，將會大大增加製作軟岩時所需要的排水時間，同時也容易使試體組成材料中細粒料部分流動至某些應力集中處，而非待在我們所預期的部位；過多的水將會使得拌合物如同泥漿一般，於製作過程中增加控制的困難度。

鍾峻偉(2001)經過一連串的試誤，建議按照比例秤取粗料重量與細粒料水溶液調配(粗細粒料約 1:1)，細粒料水溶液水的重量約佔總粒料重的 26%，其拌和工作度最佳，且成稠狀拌合物，有助於灌模工作的進行。



人造膠結不良砂岩製作方法與流程

由廖智偉(2003)製作方法的建議，經過小範圍調整改進一些步驟與程序，訂出本研究所使用之人造軟砂岩試體製作流程。以下說明軟岩製作方法及每個步驟程序：

本研究於製作人造軟岩試體時主要所使用的壓密設備為油壓千斤頂、電動油壓泵、反力樑及其支撐架、荷重計、資料擷取系統及模具，同劉英助(2002)、廖智偉(2003)論文試驗設備。

以下將整個人造軟岩試體製作過程分述如下，並參閱流程圖。(圖 3.8)

(1)取得岩樣

使用新竹縣寶山鄉寶山第二水庫工址之邊坡岩塊。

(2)岩樣處理

破碎岩塊進一步敲碎成最大粒徑約 3cm 之岩屑料，並進行氣乾。

(3)研磨岩屑

以榔頭敲碎、研磨氣乾後之岩屑，取通過 30 號篩之粒料作為主要原料。

(4)粒徑分析

必須與粗細粒料分離的初步程序相同，以供比對粗細粒料比例，粗料與細料的粒徑分佈必須進一步做篩分析與比重計分析。

(5)粗細粒料分離

為了節省濕篩的時間以及控制水的用量，先將粒料以 200 號篩乾篩，停留於 200 號篩上之粒料再以濕篩過 200 號篩作篩洗的動作，為了滿足洗淨度上的要求，倒入一定的水量後，以手均勻掏洗，直到掏洗後的水清澈為止。篩洗出的細粒料水溶液以容器承接收集，靜置沈澱，舀出多餘水分後可減少水的含量。粗粒料則置入烘箱 24 小時。

(6)檢核決定拌和比

經由本程序所得到粒徑分佈與粗細粒料分離的結果極為相近，檢核的目的是為了確保若程序上有疏失，可馬上檢核出來。拌和比則可控制細粒料的含量，依鍾峻偉(2001)實驗試誤結果決定以接近天然軟岩之細料比例 50%，為拌和細粒料的比例。

(7)依比例拌和

按照比例秤取粗料重量與細粒料水溶液調配，依鍾峻偉(2001)實驗試誤結果細粒料水溶液水的重量約佔總粒料重的 26%。

(8)組裝模具

模具設計為長 600mm，寬 300mm，高 650mm 之長方體，以四片鋼製模板組立而成，模具內側以鋪保鮮膜（PVDC memberane）以減低側壁摩擦力，同時可減少模具生鏽的機率。

(9)灌模

拌和好之粒料填裝注入模具中，上下各放置不織布（PPGS-3010）以代替透水石，充當透水材料與濾紙

(ADVANTEC-No.2) 防止細粒料流失。

(10)壓密

目標壓密荷重為 250 噸，因為試體在正式製作之前，曾以 300 噸製作試體，其壓密曲線如圖 3.9 所示，發現 250 噸即已完成主要壓密，最大荷重壓密時間 5 天，為達目標荷重，分階加載，並在 1 天內加載到最大荷重(目標荷重)，經過測試，這是可充分完成的過程。試體壓密狀況如圖 3.10 圖 3.11 所示。

(11)拆模氣乾

達到目標荷重與壓密時間的試體，卸載後拆除兩片長邊側模，而為了使每次承載試驗之圍束力量相同且束制良好，只拆除長邊兩面側模，寬邊側模不拆除。試體放置陰涼處氣乾，而氣乾時間控制在 3 週左右，如圖 3.12 所示。

(12) 修整試體、試體完成

氣乾 3 週以後，開始進行邊坡試體人工切割修整，先以砂輪機大概磨切試體邊坡，在以刮尺刮平至所需邊坡角度，最後以磨平機修整試體表面，以利於之後繪製網格的施作，試體完成如圖 3.13。



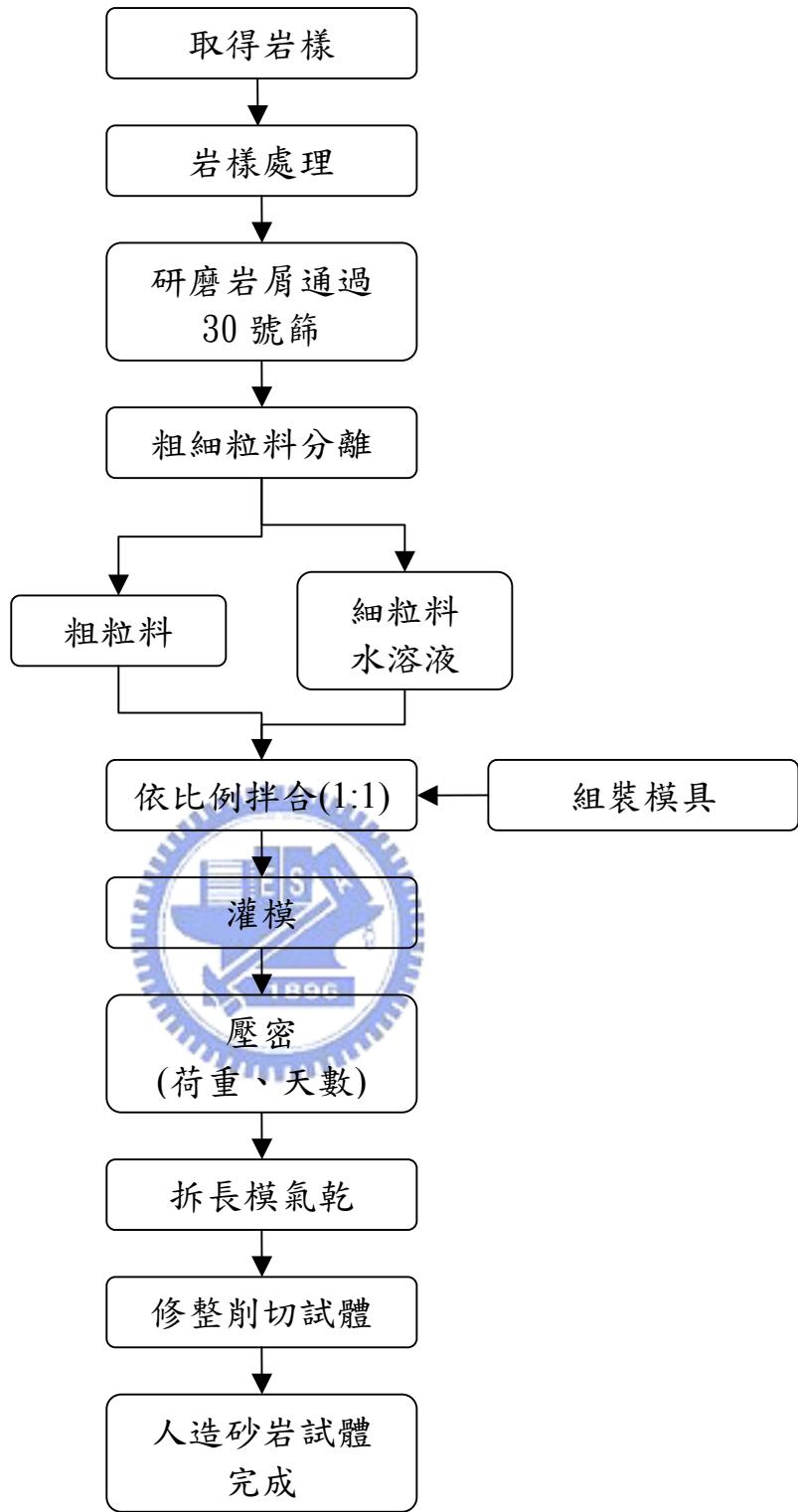


圖 3.8 人造膠結不良砂岩試體製作流程(孫光東,2004)

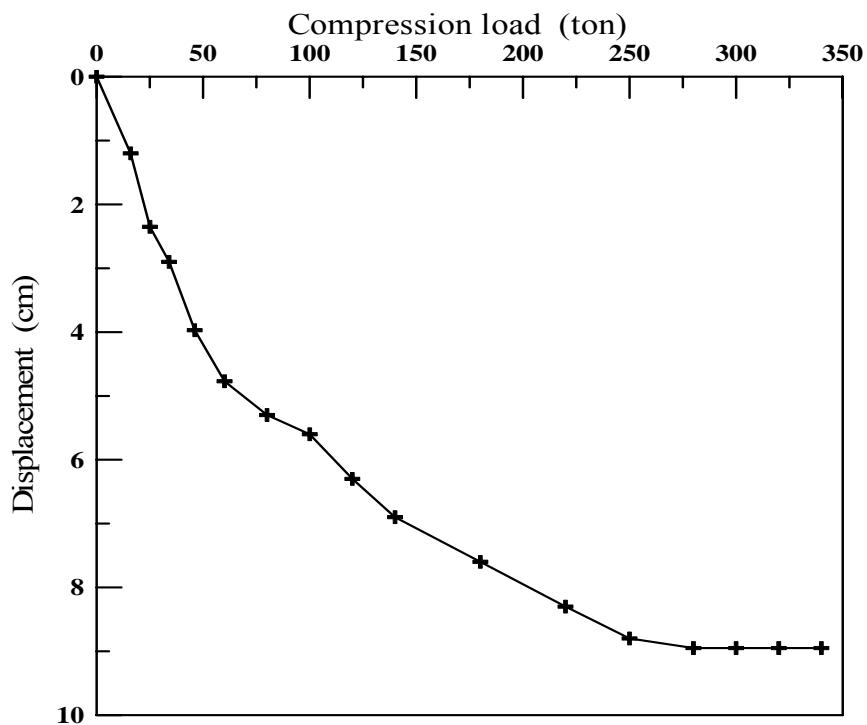


圖 3.9 人造膠結不良砂岩試體壓密曲線(孫光東,2004)

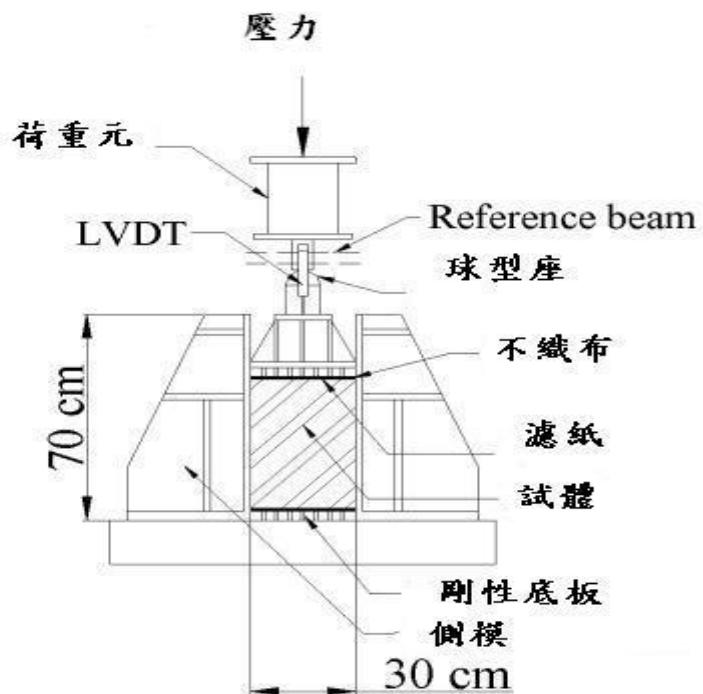


圖 3.10 壓密試驗儀器示意圖(孫光東,2004)



圖 3.11 人造膠結不良砂岩壓密情形



圖 3.12 人造膠結不良砂岩試體拆長邊模氣乾情形



圖 3.13 人造膠結不良砂岩試體完成



模型相似律檢核

為了解人造膠結不良砂岩試體與欲模擬岩層的相似性，需要透過無因次項分析，以模型相似律檢查人造膠結不良砂岩試體的製作成果。本研究針對試驗完的人造試體，取碎屑岩樣以及鑽取岩心，分別進行試體基本物性實驗與力學性質試驗，基本物性試驗包括含水量、比重與單位重試驗，力學性質試驗包括單壓、三軸以及巴西試驗。

1. 基本物理性質

基本物性施作含水量、比重與單位重等試驗，另外求取乾密度、濕密度、孔隙比與孔隙率等物理性質，表 3.1 為本研究基本物性試驗結果以及其他相關研究的比較。本研究基本物性試驗結果比重約為 2.64，氣乾後平均的含水量約為 1.84%，孔隙比約為 0.34。表中氣乾含水量與鍾峻偉(2001)、劉英助(2002)人造膠結不良砂岩物性試驗之結果相近，而略小於孫光東(2004)、王柏皓(2004)之試驗結果，原因可能為人造試體製作完成後至施作基本物性實驗的時間有所差異，導

致試體中少量的水氣乾，造成含水量略低。孔隙比為 0.34，也較接近鍾峻偉(2001)、劉英助(2002)的研究結果，而略大於孫光東(2004)、王柏皓(2004)之試驗結果，關鍵則在於孫光東(2004)、王柏皓(2004)的試體比重略小所造成的差異。

另外比較林銘郎與林煜卿(1998)針對寶山軟岩所作的物性試驗結果，與本研究之結果，包括比重、氣乾含水量、乾密度與孔隙率等等都非常相近。

表 3.1 基本物性試驗結果與其他相關研究比較

試體編號		比重 G_s	濕密度 γ_w (g/cm^3)	氣乾含水量 $w(\%)$	乾密度 γ_d (g/cm^3)	孔隙比 e	孔隙率 $n(\%)$
本研究	20°-1B-3	2.59	1.94	1.63	1.91	0.36	26.30
	20°-2.5B-2	2.69	2.05	1.81	2.01	0.34	25.15
	20°-2.5B-3	2.66	2.03	1.87	1.99	0.33	25.09
	20°-3	2.61	2.01	2.04	1.97	0.32	24.53
	平均	2.64	2.01	1.84	1.97	0.34	25.26
鍾峻偉(2001)		2.67	2.07	1.81	2.03	0.33	24.82
劉英助(2002)		2.65	2.07	2.01	2.01	0.3	22.9
廖智偉(2003)		2.62	2.25	1.26	2.22	0.19	15.38
孫光東(2004)		2.55	2.12	2.48	2.07	0.23	18.88
王柏皓(2004)		2.51	2.31	2.68	1.96	0.28	21.21
林銘郎、林昱卿 (1998)		2.56~2.75	--	1%~4%	1.95~2.2	--	20~27

2. 基本力學性質

針對承載試驗過後試體鑽取岩心，施作單壓強度試驗、三軸試驗與巴西試驗，分別可得試體單壓強度 σ_c 、剪力強度參數凝聚力 c 與摩擦角 ϕ 以及張力強度 St ，表 3.2 為本研究四個試體單壓強度試驗結果與其他相關研究比較；表 3.3 為三軸試驗結果與其他相關研究比較；表 3.4 為巴西試驗結果與其他相關研究比較。

本研究試體單壓強度約為 2.50MPa，略高於使用同一組試驗儀器孫光東(2004)、王柏皓(2004)的試驗結果，原因可能為試體於承載試驗後放置時間較長，且鑽取岩心採乾鑽不同於前兩位學者以泡沫鑽取岩心的方法，導致本研究岩心試體含水量較低，單壓強度略為偏高。凝聚力為 0.39MPa 略小於孫光東(2004)、王柏皓(2004)的試驗結果，雖遠大於劉英助(2002)的試驗結果乃是因為製作人造膠結不良砂岩試體時壓力應力不同，劉英助(2002)試體製作壓密應力只有 88.89kg/cm²，本研究則高達 138.89 kg/cm²，所以凝聚力較大。摩擦角為 49° 與孫光東(2004)、王柏皓(2004)之試驗結果也相近。巴西強度試驗結果張力強度約為 0.23~0.31MPa，略大於王柏皓(2004)試驗結果，也與孫光東(2004)試驗結果接近。所以本研究與前兩位學者試體基本力學性質都相近，可進行同一系列之分析與研究。

表 3.2 單壓強度試驗結果與其他相關研究比較

試體編號	單壓強度 σ_c (MPa)	破壞應變 ε_f (%)	楊氏模數 E(MPa)	模數比 E/σ_c
20°-1B-3	2.64	1.47	154.5	59
20°-2.5B-2	1.98	1.65	115	58
20°-2.5B-3	2.67	2.2	143	54
20°-3	2.70	1.92	151	56
本研究	2.50	1.81	141	57
孫光東(2004)	1.99-2.84	1.14-1.48	183-237	65-111
王柏皓(2004)	1.67-2.72	0.92-1.42	151-255	65-138
天然軟岩 NR. 1 (劉英助 2002)	6.230	1.09	855	137
天然軟岩 NR. 1 (劉英助 2002)	5.591	1.05	716	128

表 3.3 三軸試驗結果與其他相關研究比較

試體編號	凝聚力 c (MPa)	摩擦角 ϕ
20°-1B-3	0.43	46
20°-2.5B-2	0.45	48
20°-2.5B-3	0.32	52
20°-3	0.37	49
本研究	0.39	49
孫光東(2004)	0.54	45
王柏皓(2004)	0.52	45

表 3.4 巴西試驗結果與其他相關研究比較

試體編號	張力強度 σ_t (MPa)	強度比 σ_c/σ_t
20°-1B-3	0.29	9.1
20°-2.5B-2	0.31	6.4
20°-2.5B-3	0.31	8.6
20°-3	0.23	11.7
本研究	0.23-0.31	6.4-11.7
孫光東(2004)	0.21-0.29	7.6-10.2
王柏皓(2004)	0.17-0.22	9-12

3.模型相似率檢核

表 3.5 為鄭富書(1995)所建議人造軟岩材料在相似律上的要求。本研究試體之模數比介於 54-59MPa，略小於孫光東(2004)與王柏皓(2004)人造膠結不良軟弱砂岩的模數比，也小於天然軟岩(劉英助 2002)的模數比，而與鄭富書(1995)軟岩模數比範圍相比，尚屬合理的範圍之內。本研究單壓試驗破壞應變約介於 1.47-2.2%之間，略大於孫光東(2004)與王柏皓(2004)兩位研究結果，也大於劉英助 2002 天然軟岩單壓試驗之破壞應變，不過仍在鄭富書(1995)所建議之範圍內。強度比介於 6.4~11.7 左右，亦屬合理的範圍內。

表 3.5 軟岩無因次項範圍(鄭富書,1995)

無因次項	範圍
模數比(E/σ_c)	50~300
強度比	5~20
卜松比	0.2~0.45
單壓破壞應變	0.3%~2%

3.1.3 模型淺基礎承載試驗流程

本研究承載試驗主要為是模擬平面應變下長條形淺基礎模型承載行為，以之前製作之人造膠結不良砂岩為承載試體，基礎以一剛性鋼塊作為長條形模型基腳，並將試體繪上網格，束制良好以模擬平面應變狀態後，以 MTS-244.41S 採應變控制加載荷重，荷重透過剛性基腳施加於人造試體之上，並同時監測承載壓力與沉陷量，以得到承載行為。以下節錄孫光東(2004)試驗流程加以描述說明，詳見孫光東(2004)論文。

試驗準備

本模型基礎承載試驗的主要承載儀器為交通大學土木結構試驗室內的 MTS-244.41S 進行模型承載試驗。模型淺基礎以長條型鋼條($50\text{ mm} \times 300\text{mm} \times 100\text{mm}$)作為基腳，材料性質為 S45C 中碳鋼，其 E 值為 210GPa ，可視為一剛性基礎，施作承載實驗時在模型基腳上鎖上一球型座以防止荷重傳遞偏心。圖 3.14 為將剛性基礎鎖上球型座後置於試體上之照片，而表 3.6 所列為本研究材料和建築混凝土材料的彈性模數值。

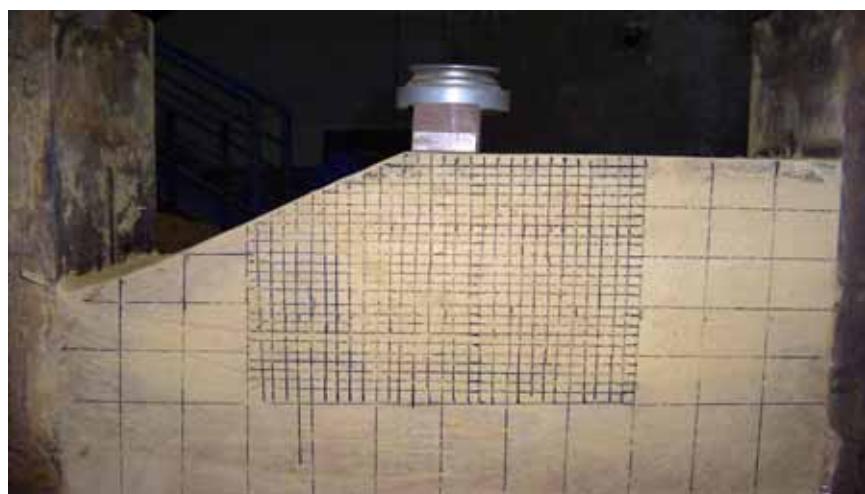


圖 3.14 剛性基礎鎖上球型座後置於人造膠結不良砂岩試體

表 3.6 本研究材料和建築用混凝土之彈性模數值(王柏皓,2004)

材料名稱	彈性模數
本研究之人造軟岩	0.2~0.3 GPa
本研究之模型基腳 S45C	210 GPa
3000psi 混凝土	21.68 GPa
6000psi 混凝土	30.65 GPa

組裝完試驗盒後將兩支 LVDT 置於基礎的兩側，並為了確保 LVDT 本身不會因實驗過程有所移動，放置於獨立於荷重系統外之參考樑上，其所測得之平均值作為基礎沈陷量之參考，LVDT 量測位置示意圖如圖 3.15 所示，整體量測系統如圖 3.16、圖 3.17 所示

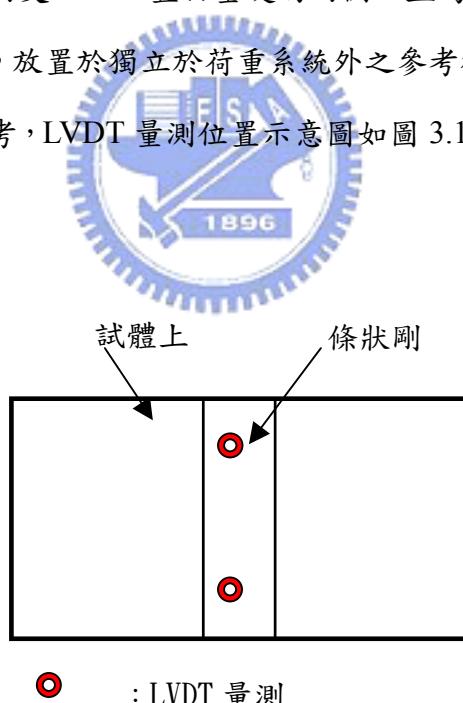


圖 3.15 LVDT 量測位置示意圖



圖 3.16 LVDT 量測系統之整體照



圖 3.17 LVDT 量測系統之位置近照

以其中一承载試驗所量得的數據為例，圖 3.18 為兩支 LVDT 置於獨立承載實驗系統外的參考樑在基腳前後和 MTS 加載儀器內 LVDT 所量到的沉陷量比較圖，可以發現三個沉陷量讀數相差不到 1mm，在達到承載曲線極限點時，基腳的沉陷量皆約為 8mm 左右，而過了承載極限點，因為伴隨邊坡的效應，基礎可能有滑動，因此造成前後兩支 LVDT 有較大的差值。

因此本研究承載曲線的承陷量 S 皆以 MTS 所量到的數據進行分析。

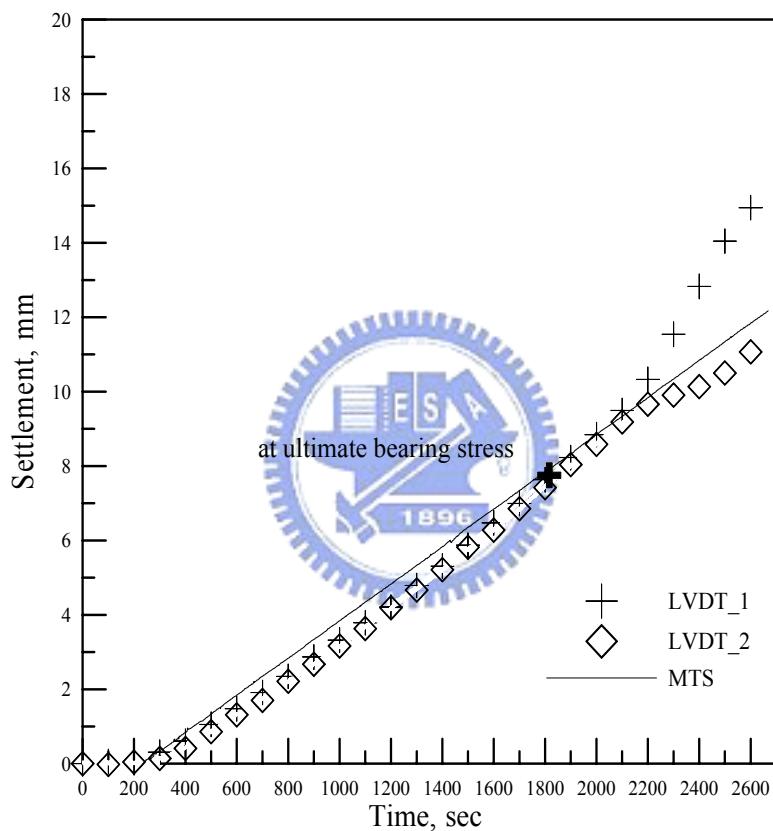


圖 3.18 基腳 LVDT 和 MTS 量測沉陷量比較

試驗方法與流程

主要的承載試驗流程說明如下(圖 3.19)：

(1)人造膠結不良砂岩試體製作修整：

由上一節所建議之方式及流程，製作提供承載試驗之試體。

(2)繪製網格：

於模擬平面應變的平面上，尤其是在基礎下方處繪製網格，如圖 3.20 所示，

以基礎中央 30cm 內畫 1cm×1cm 為一方格，基礎中央 30cm 外畫 5cm×5cm 為一方格，以便觀察基礎於承載試驗過程中，觀察網格變位的情形，以作破壞過程的現象描述。

(3) 模具組立：

將兩片長邊側模重新組立，並以四根螺桿上下夾緊以提供承載試體的束制良好。因本承載試驗為模擬平面應變狀況，試驗箱兩側壁為應為無摩擦阻抗，但試體與試驗盒鋼側壁為兩種不同材料互相接觸，必定存在於摩擦效應問題，所以在長邊側模塗潤滑油（silicone grease，Shin-Etsu G501）和以保鮮膜(PVDC memberance)裹覆，用以減低試體和鋼壁間的摩擦力。

(4) 監測儀器及條形基礎模型架設：

將所需的已校正過之量測儀器，包含 5cm LVDT 兩支，架於基礎上，量測基腳前後的沉陷，以及利用 MTS-244.41S 上之荷重計，測量承載壓力。

(5) 承載試驗施作：

試驗盒置於 MTS-244.41S 下方以 0.3mm/min 之定應變速度將剛性基礎向下壓，當承載力明顯下降即試體破壞，承載試驗立即停止。

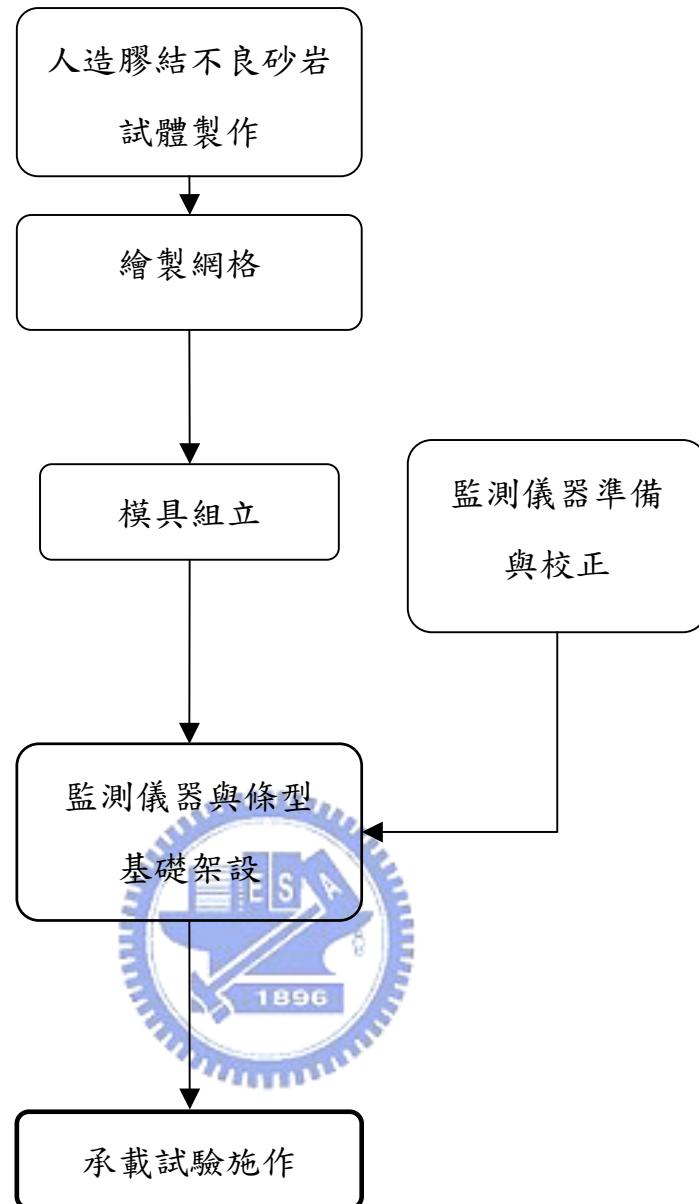


圖 3.19 承載試驗流程圖(孫光東,2004)

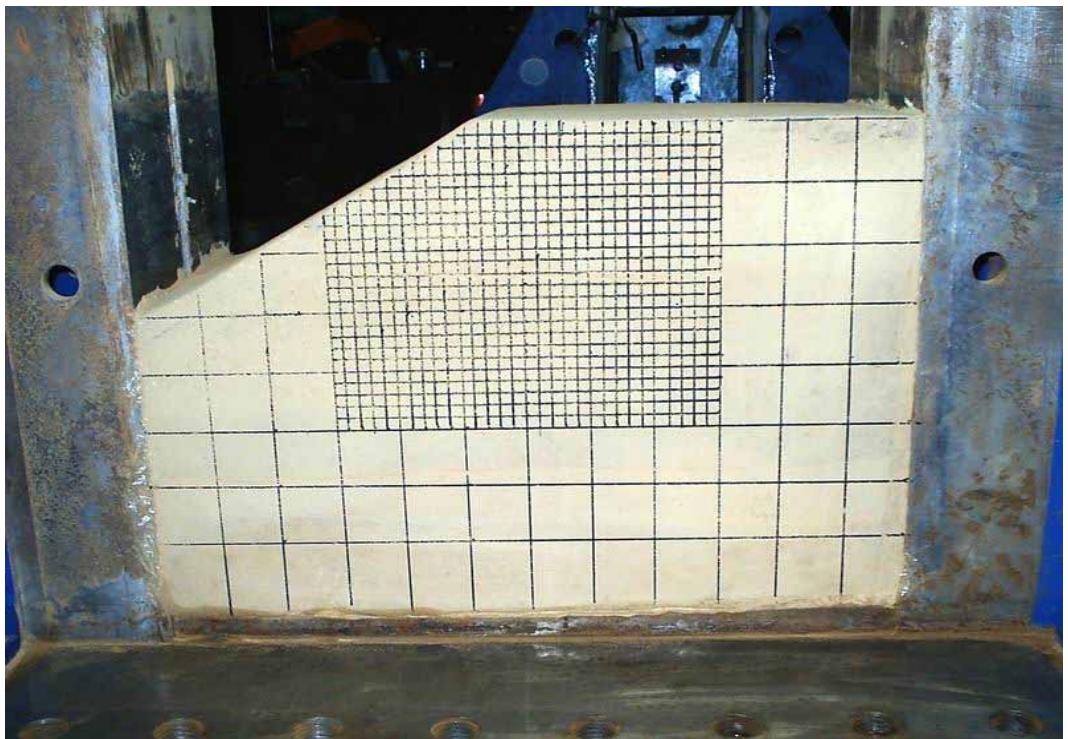


圖 3.20 網格繪製示意圖



3.2 不同退縮距離模型試驗結果

孫光東(2004)曾作過一系列的研究來探討不同退縮距離對淺基礎承載力的影響，但是由於其於退縮距離為 1 與 2.5 倍基礎寬度的試驗數量較少，所以本研究補充四組實驗，包括基礎位於 20°邊坡坡頂 1 組、退縮 1 倍基礎寬度一組與退縮 2.5 倍基礎寬度兩組。本節分成兩小節，第一小節分析不同退縮距離室內模型試驗承載力的變化，第二小節再依實驗過程與結果，說明試體受載時的行為。

3.2.1 模型承載試驗結果

表 3.7 為本研究所得到的試驗結果。為確定試體破壞為邊坡破壞亦或基礎破壞，本研究針對 20 度邊坡以切片法進行邊坡穩定分析，分析結果得施力 27.01MPa 才會達到邊坡破壞，此值與王柏皓基礎位於 20 度邊坡坡頂承載力值 7.83MPa 相去甚遠，故排除試體可能為邊坡破壞的情形。綜合孫光東(2004)的試驗結果，表 3.8 顯示淺基礎位於水平地表試體中央時承載力為 10.46MPa，基礎位於 20°邊坡坡頂時基礎承載力為 7.83MPa，大約只有水平地表承載力的 75%；當基礎由邊坡坡頂逐漸退縮，基礎承載力也逐漸增加：基礎位於基腳邊緣距邊坡 1 倍基礎寬度時，基礎承載力為 8.38 MPa，約為水平地表承載力的 80%；基礎位於基腳邊緣距邊坡 2.5 倍基礎寬度時，基礎承載力為 10.10 MPa，約為水平地表承載力的 97%。

表 3.7 本研究淺基礎承載試驗結果

試體編號	單壓強度 σ_c (Mpa)	降伏強度 q_y (Mpa)	極限承載力 q_u (Mpa)
20°-3	2.74	6.10	7.71
20°-1B-3	2.70	7.10	8.47
20°-2.5B-2	2.00	7.20	10.10
20°-2.5B-3	2.73	8.35	10.09

表 3.8 整理本研究與孫光東(2004)的試驗結果

試體 編號	邊坡 角度	基礎位置	降伏強度 q_y (MPa)	極限承載力 q_{ult} (MPa)	平均極限承載力 (MPa)
0°-1	0°	試體中央	7.75	11.16	10.46
0°-2	0°	試體中央	7.25	9.83	
0°-3	0°	試體中央	7.25	10.40	
20°-1	20°	位於坡頂	7.20	8.30	7.83
20°-2	20°	位於坡頂	5.50	7.49	
*20°-3	20°	位於坡頂	6.10	7.71	
20°-1B-1	20°	基腳邊緣距邊坡 1 倍基礎寬度	6.32	8.91	8.38
20°-1B-2	20°	基腳邊緣距邊坡 1 倍基礎寬度	5.40	7.75	
*20°-1B-3	20°	基腳邊緣距邊坡 1 倍基礎寬度	7.10	8.47	
20°-2.5B-1	20°	基腳邊緣距邊坡 2.5 倍基礎寬度	6.80	10.11	10.10
*20°-2.5B-2	20°	基腳邊緣距邊坡 2.5 倍基礎寬度	7.20	10.10	
*20°-2.5B-3	20°	基腳邊緣距邊坡 2.5 倍基礎寬度	8.35	10.09	

*為本研究試驗結果，其餘為孫光東(2004)試驗結果

本研究承載試驗進行前，預先於試體表面上繪製網格，以觀察隨載重及基礎位移增加時，試體裂縫發展的順序與其破壞模式，以下簡要描述三種不同狀況下承載試驗破壞過程：

1. 20°-3 試驗(圖 3.21)

加載初期因受剛性基礎應力集中影響，於模型基腳左側出現第一條裂縫，因其鄰近邊坡，隨著推擠應力與沈陷量增加，此破壞面於此階段便完全形成滑動面。配合觀察承載沉陷曲線，此時應力與應變仍呈線性，故此裂縫不是控制承載力破壞的主要破壞面。

試驗持續進行，基礎沉限量亦持續增加，於前階段裂縫下方出現第二條裂縫，裂縫左方被動壓力區受主動壓力區推擠，應力逐漸增加，裂縫逐漸開裂向邊坡延伸，於此同時出現第三條裂縫並於第二條裂縫相交之處開始發展。對應承載沉陷曲線為塑性階段。

當基礎下方塑性變形持續增加，第二條裂縫與第三條裂縫持續延伸擴大，當第二條裂縫與第三條裂縫連通至邊坡表面與主動壓力區，使主動壓力區失去側向支撐，順著破壞面向邊坡方向滑動，此時對應承載沉陷曲線達極限承載破壞；此時基礎右側並無明顯破壞面產生。

當主動破壞區形成後，承載力隨沈陷量增加而急遽下降，且主動破壞區傾斜滑動。最後破壞狀態為主動破壞區將其上之傾斜坡面頂起。

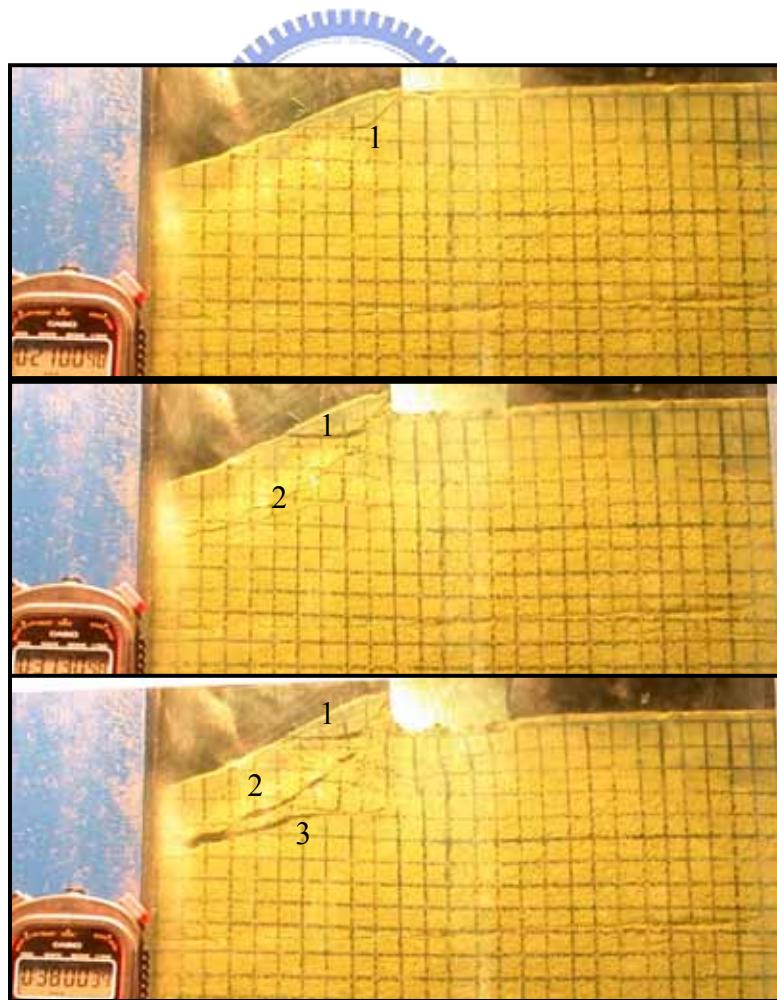
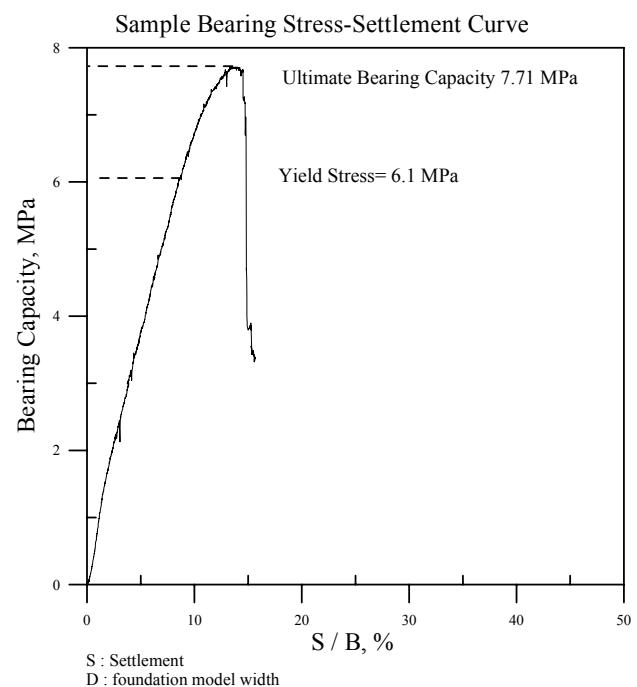


圖 3.21 20°-3 試驗過程圖

2. 20°-1B-3 試驗(圖 3.22)

承載試驗初期發現基腳左側邊緣因應力集中產生第一條裂縫，第一條裂縫隨承載力增加而延伸，於第一條裂縫產生後不久，基腳右側發現斜向下之第二條裂縫，但第二條裂縫於此階段尚無明顯發展。此階段對應承載沉陷曲線為線性階段。

於承載試驗持續進行，承載沉陷曲線進入塑性階段，此時於基腳左側之第一條裂縫持續延伸，且因邊坡的影響，裂縫開始轉折；而基腳右側第二條裂縫持續往基礎右下方延伸擴大。此時基腳下方的網格依稀可以發現下向的變形但非相當明顯。觀察第一、二條裂縫位置與岩體之變形、錯動，可將第一、二條裂縫視為被動壓力區與輻射應力區之分界。

當第一條裂縫隨兩側岩體錯動量增加而開裂擴大，逐漸延伸至邊坡表面，基礎失去側向支撐向下沉陷且向邊坡處滑動，此時基礎承載力即達極限強度。此時基腳右側裂縫呈約 45° 向右下延伸，不過未延伸至試體表面形成主要破壞面，故本實驗之承載力仍受邊坡影響。



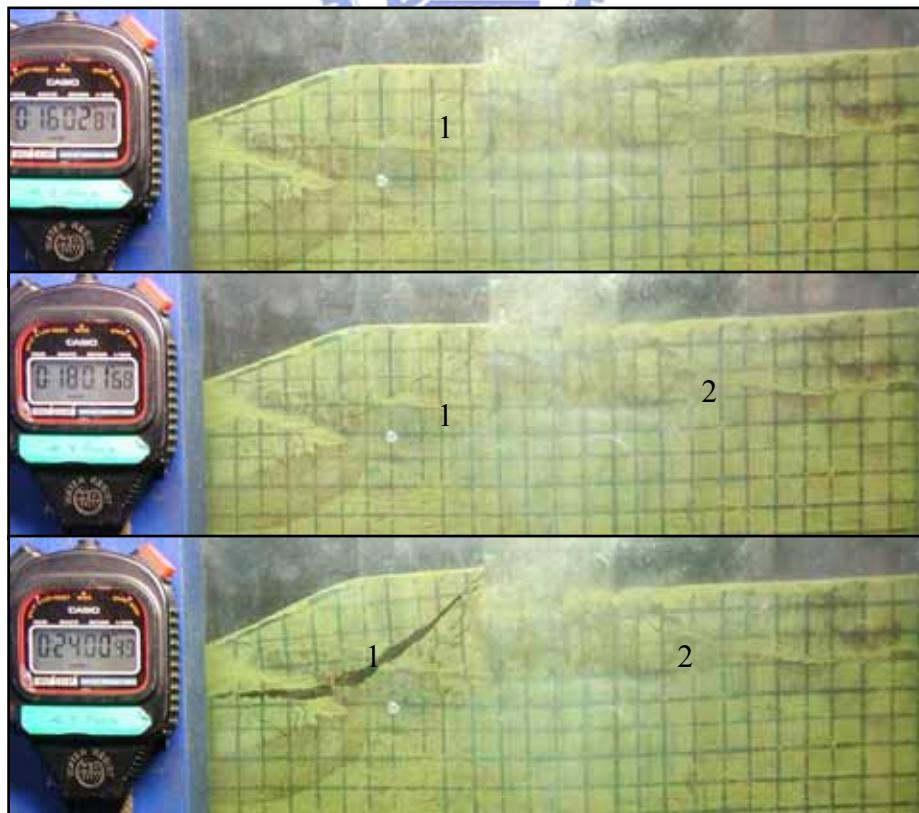
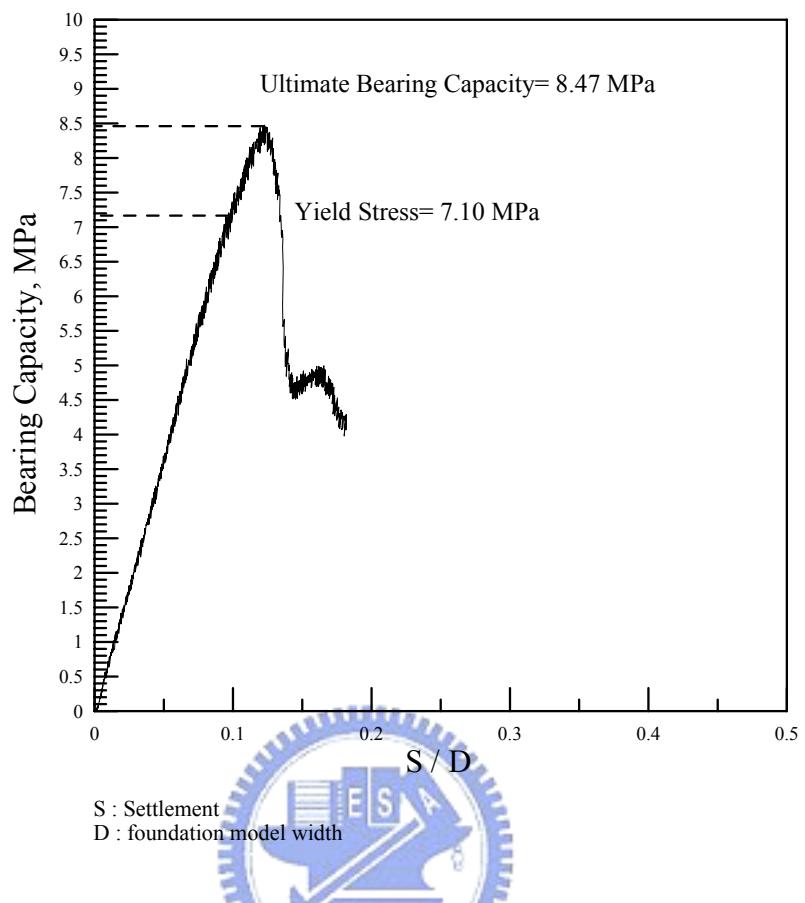


圖 3.22 20°-1B-3 試驗過程圖

3. 20°-2.5B-3 試驗(圖 3.23)

20°-2.5B-2 試驗結果與 20°-2.5B-3 試驗結果接近，因 20°-2.5B-3 試驗照片較清楚，所以以 20°-2.5B-3 試驗說明退縮距離為 2.5 倍時的情形，20°-2.5B-2 試驗過程省略。

於承載試驗初期因應力集中於基腳右側產生第一條裂縫，於第一條裂縫產生後不久，基腳左側亦因應力集中產生第二條裂縫，第一、二條裂縫隨試驗進行逐漸延伸，且左側裂縫延伸擴大速度較右側裂縫快(邊坡因子影響)。於第一、二條裂縫延伸的同時，基腳右側產生另一條裂縫。

當承載沉陷曲線進入塑性階段，可觀察到基腳開始快速沉陷且基腳下方網格有些許塑性變形，且隨著試驗進行而漸趨明顯。之後基腳左側裂縫開始轉折，此時基腳下方網格開始向邊坡向推擠產生較明顯塑性變形。

當主要破壞面延伸至邊坡表面且基腳開始快速向邊坡面推擠，承載力隨即隨沈陷量增加而急遽下降。於試驗結束後，基腳右側裂縫無延生至地表面。

就退縮 2.5B 的承載試驗，其邊坡傾角因子對承載力較無明顯劇烈的影響，但造成破壞機制還是與水平的破壞機制不同且經歷破壞的時程也較短，因主要滑動面延伸至坡面，而基腳右側裂縫無延伸至地表。

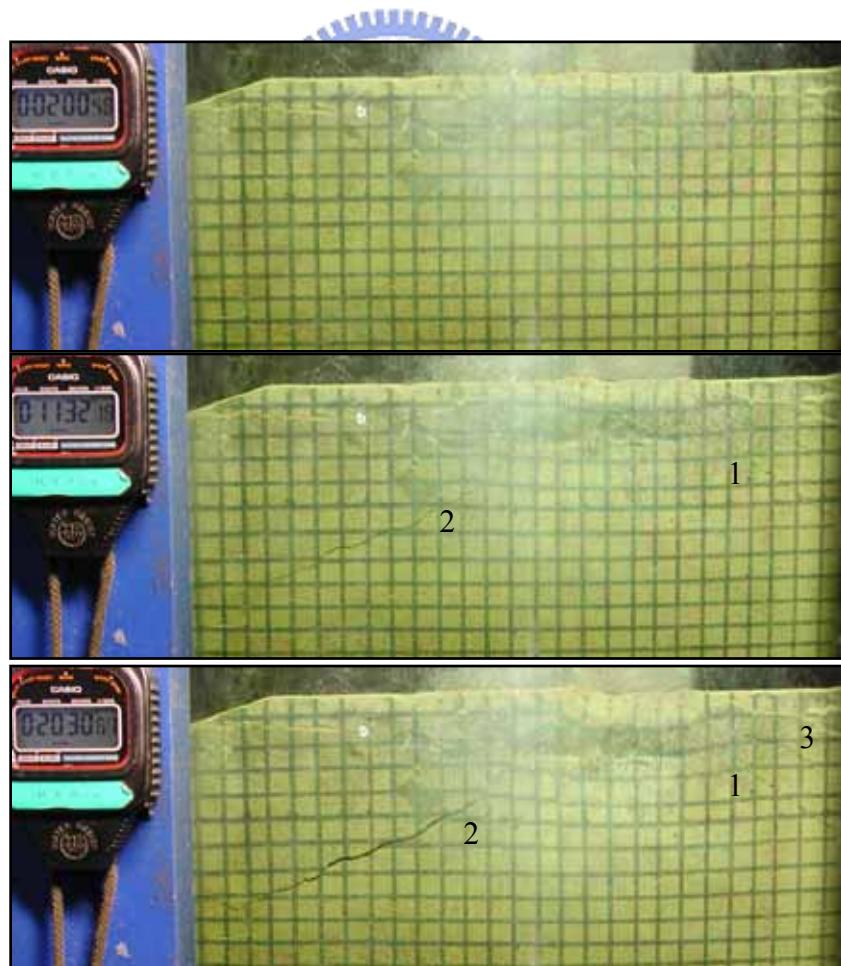
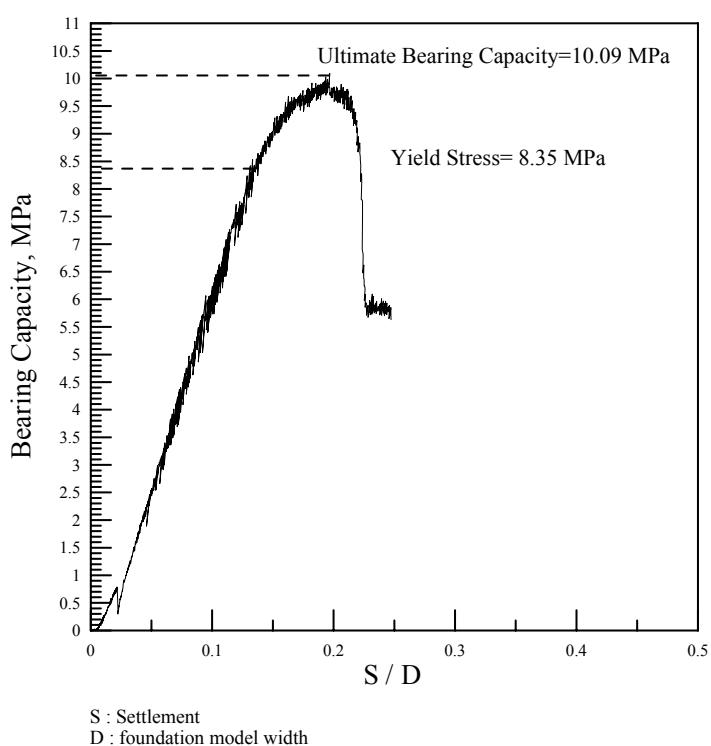


圖 3.23 20°-2.5B-3 試驗過程圖

3.2.2 破壞機制探討

本研究於試驗加載過程進行中，利用觀察窗觀察試體變形以及破壞情形，比較基礎位於不同退縮距離進行承載試驗時試體破壞模式。試驗結果與孫光東(2004)承載試驗行為類似，以下整理孫光東(2004)、王柏皓(2004)與本研究試驗結果，說明各種狀況下基礎破壞機制。

圖 3.24 至 圖 3.27 分別為基礎位於 20° 邊坡坡頂、距坡頂退縮 1 倍基礎寬度、距坡頂退縮 2.5 倍基礎寬度以及位於水平地表試體破壞後照片，試體可分為主動壓力區、被動壓力區、輻射應力區、主要破壞面以及完整區等五個區域，以下將針對不同退縮距離狀況描述此五個區域，並比較不同退縮距離時此五個區域的異同。

1. 主動壓力區

受載過程中，於剛性基礎下方之材料受到鉛直方向應力，產生鉛直向應變，顯示材料顆粒有被壓碎的現象，造成孔隙變小，試體更加緊密。

當基礎位於水平地表時，此主動壓力區位於基礎下方，形狀略呈等腰倒三角形，而如果當基礎位於 20° 邊坡坡頂或者是距離坡頂 1 倍基腳寬度時，此區域的形狀雖也近似一三角形，但是此三角形形狀有傾向邊坡方向的趨勢。而當基礎位於距離坡頂 2.5 倍基腳寬度時，此區域已經接近倒等腰三角形，結果與基礎位於水平地表相近。

2. 被動壓力區

初始裂縫形成後，將試體分為主動壓力區與被動壓力區，被動壓力區的範圍為由初始裂縫至試體表面，此一區域因為裂縫形成，造成應力傳遞不連續，所以此區之岩體未發現有明顯的塑性變形。而被動壓力區受到經由主動區、輻射壓力區傳遞過來的力量推擠，造成擠壓向上的位移，也帶動裂縫繼續開裂延伸。由觀察窗觀察網格相對位置即可發現裂縫兩端岩塊有錯動的現象產生。

當基礎位於 20° 邊坡坡頂時，初始裂縫於基礎左側產生且持續延伸，於基礎

右側只產生細小裂縫，所以被動壓力區於基礎左側較為明顯，基礎右側並無明顯之被動壓力區。當基礎慢慢退縮遠離坡頂(約 1 倍基腳寬度)，基礎左側初始裂縫須延伸較長的距離才至試體表面，所以基礎左側之被動壓力區較基礎位於坡頂要來的大；此時基礎右側裂縫也慢慢延伸，雖然未形成主要破壞面，但已有明顯分界。邊坡續退縮至 2.5 倍基腳寬度時，基礎左側裂縫亦延伸至試體表面，形成主要破壞面，此時基礎右側裂縫延伸較退縮 1 倍距離試驗長，但仍未達到試體表面。基礎位於水平地表時，因為試體左右對稱，裂縫也幾乎成對稱延伸至試體表面，基礎左右兩側均形成對等之被動壓力區。

3. 輻射壓力區

輻射壓力區位於主動壓力區與被動壓力區之間，與被動壓力區以因應力集中產生的初始裂縫為分界，但與主動壓力區並沒有明顯的分界，僅可以由觀察基礎下方主動壓力區邊緣網格變形的情形來劃分。輻射壓力區近主動壓力區側受主動壓力區之擠壓產生塑性變形，但於被動壓力區側因初始裂縫逐漸開裂，使該側形成可以產生位移的自由面，所以當主動壓力區逐漸形成，接著開始擠壓本區時，因兩側機制不同，產生兩側輻射延伸之裂縫。隨著主動壓力區持續推擠，裂縫持續發展串連，當與初始裂縫及主動壓力區連通時，即因本區破壞，使主動壓力區失去側向支撐而達到極限破壞。

4. 主要破壞面

被動受壓區上的許多剪裂面，當基礎置於平坦地形時，隨著加載荷重增加而達極限承載力，當主要剪裂面生成延伸至試體表面上，或並彼此連通時達到完全破壞；當基礎置於平坦地形時，基礎兩側之主要剪裂面概略一致，若基礎置於邊坡頂部時，因近邊坡處被動土體較平面處小，故主要剪裂面多集中於近邊坡處發展。

5. 完整區

於被動受壓區、主要剪裂面之外區域，因為無裂面產生且網格無任何位移變形的現象，材料保持完整(intact)狀態。

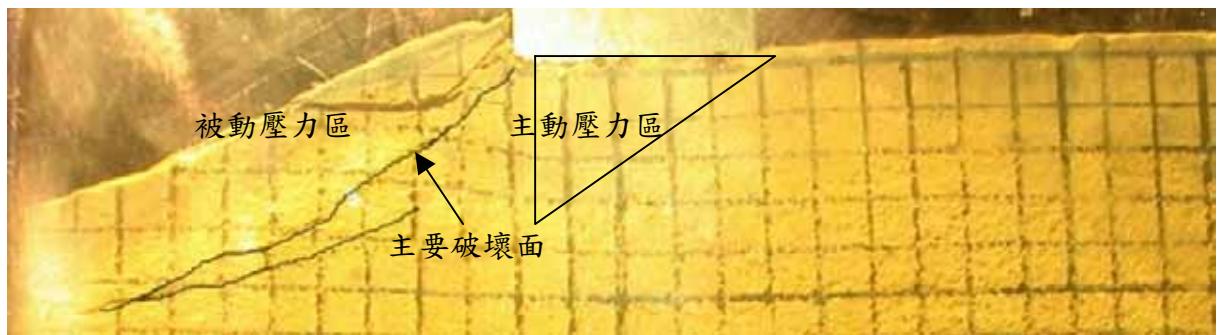


圖 3.24 基礎位於 20 度邊坡坡頂時試體破壞後照片

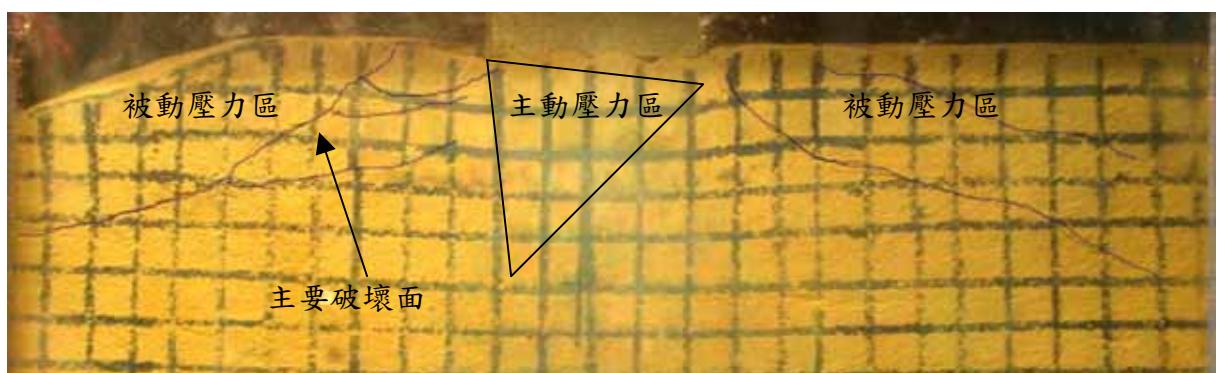


圖 3.25 基礎位於距 20 度邊坡坡頂 1 倍基礎寬度時試體破壞後照片

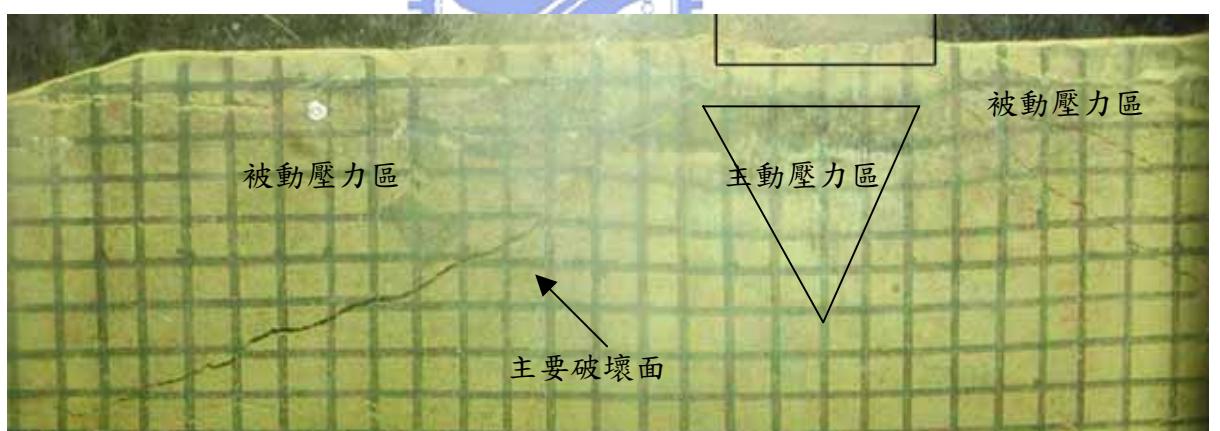


圖 3.26 基礎位於距 20 度邊坡坡頂 2.5 倍基礎寬度時試體破壞後照片

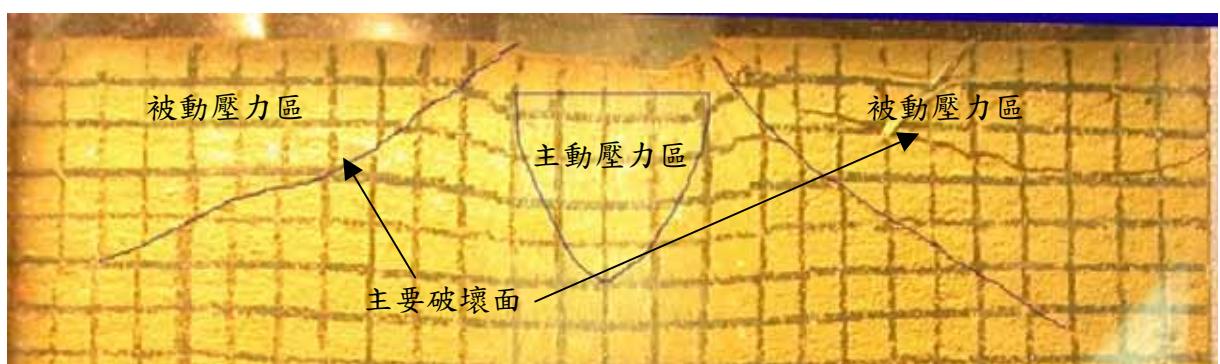


圖 3.27 基礎位於水平地表試體破壞後照片

依據實驗觀察結果，本研究膠結不良砂岩試體於不同狀況下受載時都會有一主要破壞面(即被動壓力區與輻射壓力區交界)以及一變形較明顯的區域(即主動壓力區與輻射壓力區交界)產生，依此假設此兩介面左右兩端的應力是不連續的，此兩介面為應力不連續面，因此於第四章下限解推導時採用應力不連續面個數 n 等於 2。



第四章 下限解

4.1 淺基礎承載力之下限解

本小節節錄 Chen(1975)與 Atkinson(1981)所提出的極限分析法下限定理，利用此定理推導出淺基礎承載力下限解，適用於本研究之膠結不良砂岩淺基礎承載力之計算。下限定理指當物體受一外力時，滿足(A)平衡方程式(B)應力邊界條件以及(C)物體內沒有任何一元素達到降伏，此時外力即不會大於實際破壞所需之力。當應力狀態滿足以上(A)、(B)與(C)三個條件時，稱之為滿足靜態容許應力場(statically admissible stress field)。所以換句話說，假如可以找到應力狀態滿足靜態容許應力場，此外力將不會造成物體內任何一元素達到降伏，即是小於物體的極限承載力，此即為下限定理。從下限定理理論中可發現下限定理只考慮平衡與降伏，而沒有考慮動態容許速度場(kinematically admissible velocity field)。

圖 4.1 是一個典型應力應變曲線，大部分土壤的應力應變曲線一開始是線性部分，當達到極限(peak)或破壞應力後而軟化至殘餘強度(residual stress)。而極限分析法忽略應力應變曲線軟化的情形，將應力應變曲線簡化，以兩線性段來模擬一般土壤應力應變行為，如圖 4.1 虛線所示。此假設的材料行為稱為理想塑性(ideally plastic)或完全塑性(perfectly plastic)。

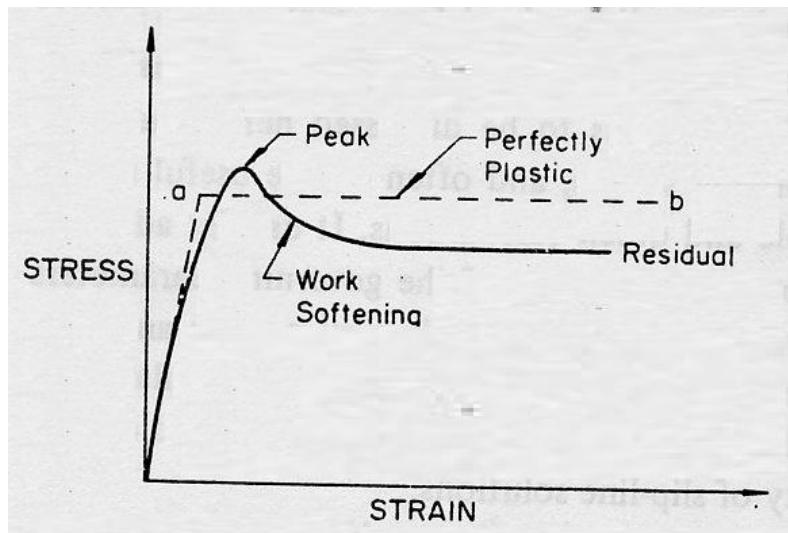


圖 4.1 典型應變軟化曲線(Chen,1975)

另外，大部分的大地工程問題簡化成平面應變或軸對稱問題，平面應變是指於某一個方向(通常是水平方向)的軸向應變等於零，因此當以長型混凝土牆或土堤座落在土壤時，於土堤長向上的應變趨近於零，如圖 4.2(a)。軸對稱是指沿著旋轉軸(通常是垂直)的旋轉方向上的應力與應變都是對稱的，所以當以較小且圓形的材料為基礎時，於相同半徑與相同深度上徑向的應力應變都相同，如圖 4.2(b)。本研究推導下限解時假設基礎承載行為為平面應變。

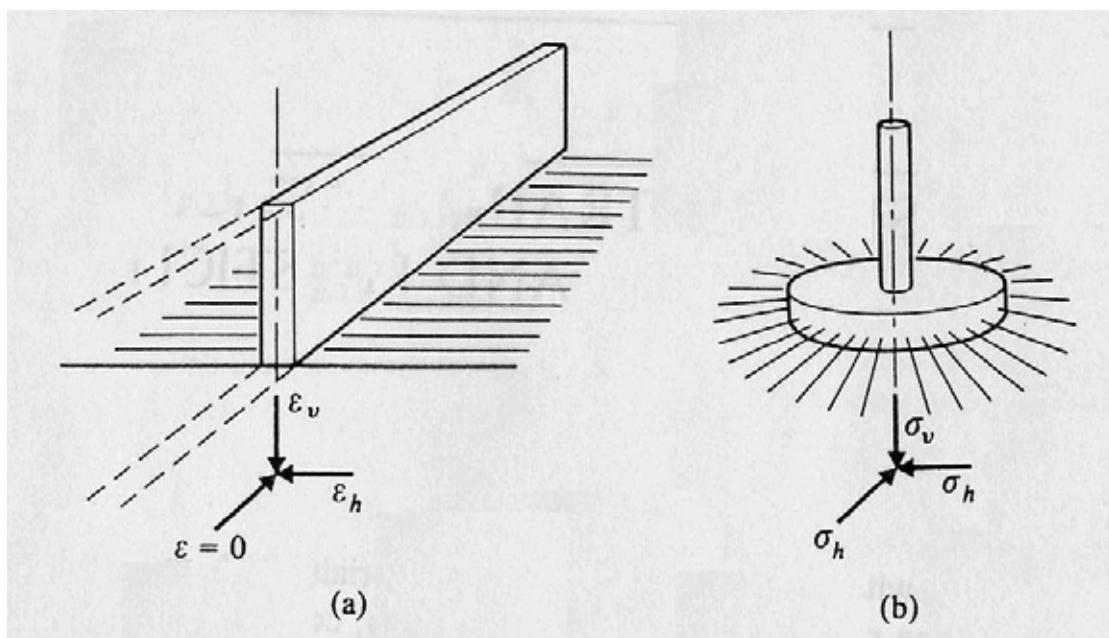


圖 4.2 平面應變與軸應變示意圖(Atkinson,1981)

本節首先依照下限法理論介紹下限法的一個重要觀念：當應力跨越應力不連續面時應力的變化，接著再利用此理論推導出不同狀況時淺基礎承載力下限解。

4.1.1 應力不連續面

本研究嘗試採用下限定理推導當基礎下方的岩體形成一系列之破裂面時，推求在維持平衡條件下，岩體應力未超過破壞包絡面之極限值，即下限解。當滿足下限定理的應力平衡狀態，岩體內任何所在其應力條件都不能超越降伏狀態，而考慮岩體受幾個不連續破裂面的分割，每一個不連續面皆成為應力不連續面，將岩體分割成幾個區域，應力場各不同，每一個區域的應力場都必須同時滿足平衡方程式與不超越降伏狀態，而且同一個區域內的應力場乃是連續的。但在相鄰兩區域邊界上出現應力不連續，在此先說明在相鄰兩區域邊界上應力的關係。

首先考慮在一介面兩側的應力系統，兩側應力系統可能不同，但必須處於平衡狀態。圖 4.3(a)為例，顯示在區域A跟區域B之間介面的應力分布，茲考慮一既長且窄的元素恰包含此介面，若忽略此元素自重，則正向應力 σ_n 與剪應力 τ 必須相等，即

$$\sigma_{na} = \sigma_{nb} \quad \tau_{na} = \tau_{nb} \quad (4.1)$$

若以摩爾圓的方式表示介面兩邊的應力狀態，則可以表示如圖 4.3(b)，圖中於點C相對的應力狀態 (σ_{ta}, τ_{ta}) 、 (σ_{tb}, τ_{tb}) 分別就是作用在A、B兩側垂直面上的應力。

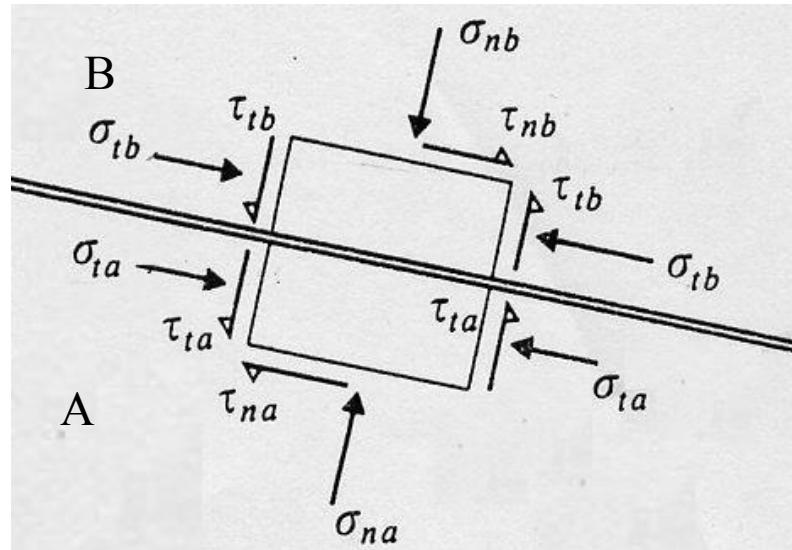


圖 4.3(a)應力不連續面兩側應力分布情形(Atkinson,1981)

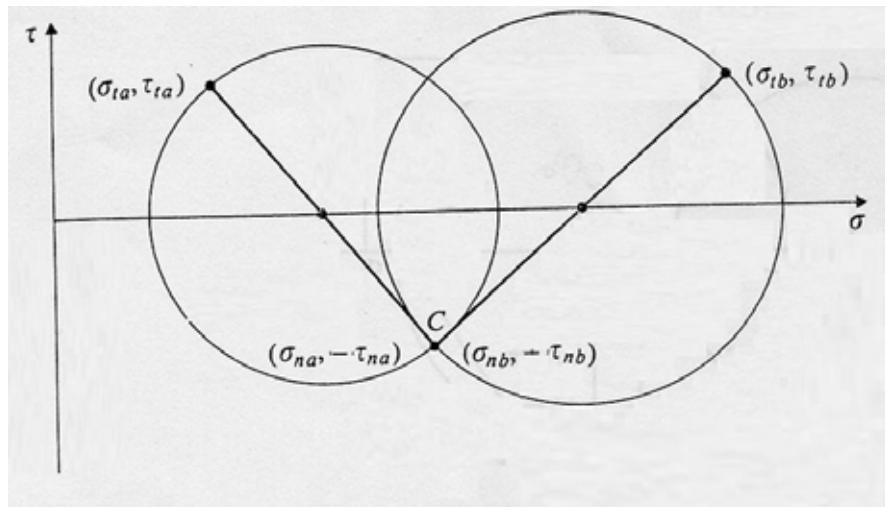


圖 4.3(b)應力不連續面兩側應力摩爾圓(Atkinson,1981)

圖 4.4 亦顯示相同的元素以及摩爾圓，過 C 點繪一直線平行介面方向可分別交兩摩爾圓於極點 Pa 與 Pb，因此可知主應力面如圖 4.4 虛線所示方向，而主應力方向即為垂直主應力面方向。由圖可以知道主應力的方向由 A 區到 B 區之間旋轉了角度 $\delta\theta = \theta_b - \theta_a$ 。

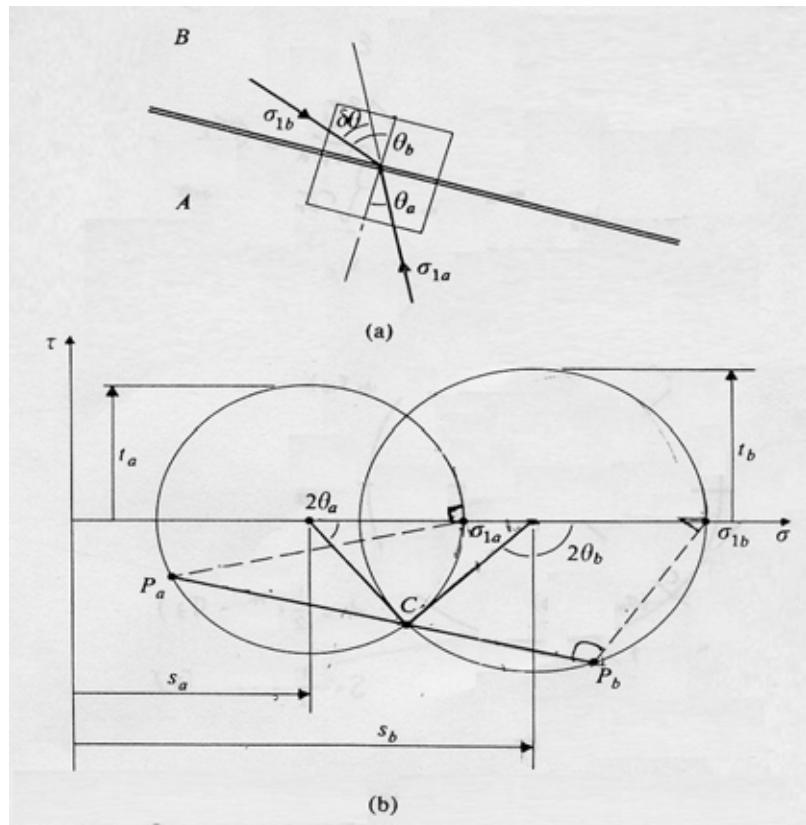


圖 4.4 應力跨越應力不連續面時變化(Atkinson,1981)

由下限法理論，容許應力不得超過降伏強度，因此限制摩爾圓的大小，摩爾圓最大只能恰接觸破壞包絡線，而絕不可以超越。當只考慮不排水狀況或純凝聚性材料時，土壤的破壞包絡線可定義為

$$\tau = Cu$$

若如果考慮純摩擦性(無凝聚性)狀況，可表示破壞包絡線為

$$\tau' = \sigma_n' \tan \phi'_{cs}$$

本研究之破壞包絡線考慮岩石強度兼包含凝聚力與摩擦強度，如圖 4.5 所示，因此包絡線可表示為

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi$$

接著可定義參數 S_a 、 S_b 、 S_a' 、 S_b' 與凝聚力 c (如圖 4.5 所示)，

其中 $S = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)$ ， S_a 、 S_b 分別為 A、B 兩圓圓心到原點距離， S_a' 、 S_b' 分

別為 A、B 兩圓圓心到破壞包絡線與 X 軸交點距離，

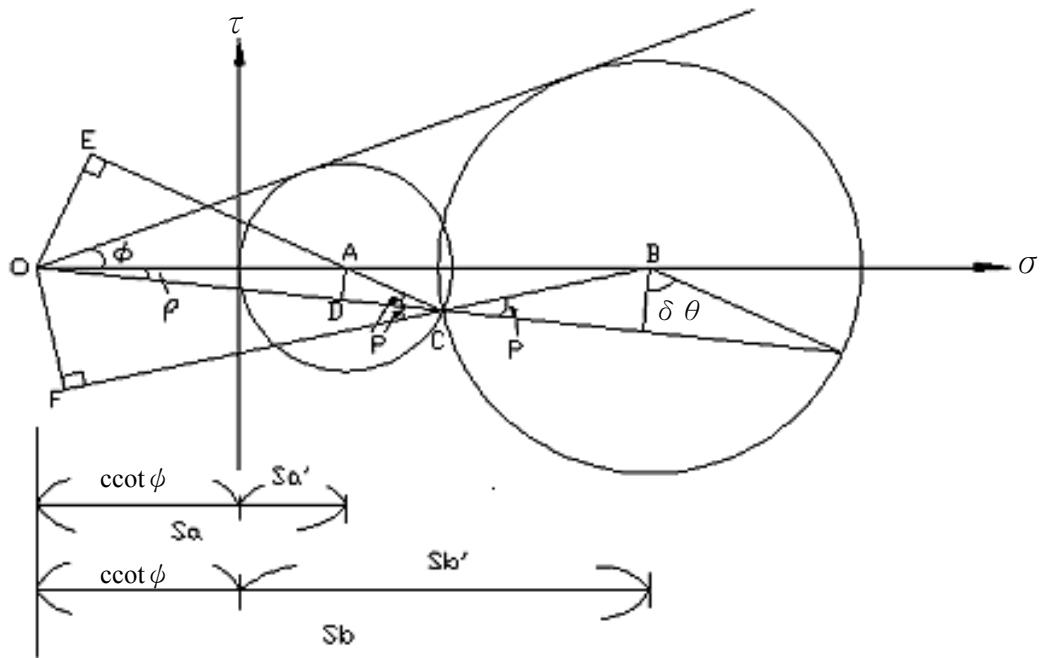


圖 4.5 不連續面兩端應力關係說明圖

從圖 4.5 中可看出 $P = 90 - \delta\theta$

$$\text{且 } \sin P = \frac{\overline{AD}}{\overline{AC}}$$

$$\sin \rho = \frac{\overline{AD}}{\overline{AO}} = \frac{\overline{AD}}{\overline{Sa}}$$

$$\overline{AD} = \overline{AC} \sin P \quad \overline{AD} = S_a \sin \rho$$

$$\text{所以 } \overline{AC} \sin P = S_a \sin \rho$$

$$\sin \rho = \frac{\overline{AC}}{S_a} \sin P$$

因為 \overline{AC} 為小圓半徑，所以

$$\sin \rho = \sin \phi \sin P$$

又因 $P = 90 - \delta\theta$ 得 $\sin P = \cos \delta\theta$

$$\sin \rho = \cos \delta\theta \sin \phi$$

$$\rho = \sin^{-1}(\cos \delta\theta \sin \phi) \quad (4.2)$$

式(4.2)為 ρ 與 $\delta\theta$ 、 ϕ 關係式，於之後承載力公式計算使用。

此外由幾何關係可得

$$\frac{\overline{OE}}{S_a} = \sin(P + \rho) \quad \frac{\overline{OF}}{S_b} = \sin(P - \rho)$$

$$\overline{OE} = S_a \sin(P + \rho) \quad \overline{OF} = S_b \sin(P - \rho)$$

又 $\overline{OE} = \overline{OC} \sin P = \overline{OF}$

所以 $S_a \sin(P + \rho) = S_b \sin(P - \rho)$

$$\frac{S_b}{S_a} = \frac{\sin(P + \rho)}{\sin(P - \rho)}$$

且 $P = 90 - \delta\theta$

因此

$$\begin{aligned} \frac{S_b}{S_a} &= \frac{\sin(90 - \delta\theta + \rho)}{\sin(90 - \delta\theta - \rho)} = \frac{\sin(90 - (\delta\theta - \rho))}{\sin(90 - (\delta\theta + \rho))} = \frac{\cos(\delta\theta - \rho)}{\cos(\delta\theta + \rho)} \\ S_b &= S_a \frac{\cos(\delta\theta - \rho)}{\cos(\delta\theta + \rho)} \end{aligned} \quad (4.3)$$

由此可知每當應力跨越一應力不連續面時，其應力的變化量決定於主應力之
旋轉角 $\delta\theta$ 。



4.1.2 基礎位於水平地表與邊坡坡頂承載力下限解

前節介紹了符合下限法理論的情形下，應力每跨越一應力不連續面時的變化，並說明了應力不連續面兩側應力的關係。本節接著利用此重要的關係式，推導不同情形下，淺基礎位於水平地表及邊坡坡頂的下限解。

1. 基礎位於水平地表

首先考慮基礎位於水平地表的情形，假設此時基腳外主應力方向平行地表，即為水平方向；基腳正下方的主應力方向則為垂直方向；因此從基腳外到基腳正下方主應力方向總共旋轉了 90 度，如圖 4.6(a)所示。在主應力總旋轉角度 $\Delta\theta = 90^\circ$ 條件下，觀察基礎破壞時試驗結果，假設應力從基腳外到基腳下方跨越 2 個應力不連續面，且每跨越一應力不連續面主應力旋轉角相同，則每跨越一應力不連續面，主應力旋轉角 $\delta\theta = \frac{\Delta\theta}{2} = 45^\circ$ 。圖 4.6(b)中最左邊的摩爾圓代表基腳外的應力狀態，在無地表載重並忽略自重下，其 $\sigma_3 = 0$ ，因為下限法理論限制任何一區域的應力狀態都不得超越破壞包絡線，由圖之幾何關係可以求得

$$S_{a0}' = \frac{q_u}{2} = c \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \quad S_{a0} = c \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) + c \cot \phi$$

由上節導出的公式可以得知當應力每跨過一應力不連續面時的關係為 $S_b = S_a \frac{\cos(\delta\theta - \rho)}{\cos(\delta\theta + \rho)}$ ，所以當應力由基腳外到基腳下跨越 2 個應力不連續面，應力狀態依序由圖 4.6(b)中最左邊的摩爾圓變成最右邊的摩爾圓，圖中

$$S_{b(final)} = S_{a0} \left[\frac{\cos(\delta\theta - \rho)}{\cos(\delta\theta + \rho)} \right]^2$$

所以可推得基腳承載力 q_u 為

$$q_u = S_{b(final)} + S_{b(final)} \sin \phi - \frac{c}{\tan \phi}$$
$$q_u = c \left\{ \left[\tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) + \frac{1}{\tan \phi} \right] \left[\frac{\cos(\delta\theta - \rho)}{\cos(\delta\theta + \rho)} \right]^2 (1 + \sin \phi) - \frac{1}{\tan \phi} \right\} \quad (4.4)$$

2. 基礎位於邊坡坡頂

同理，當基腳位於傾角為 α 度的邊坡坡頂時，主應力總旋轉角度為 $90^\circ - \alpha$ ，每跨越一應力不連續面的主應力旋轉角度 $\delta\theta = \frac{90^\circ - \alpha}{2}$ ，所以基礎承載力公式同式(4.4)。

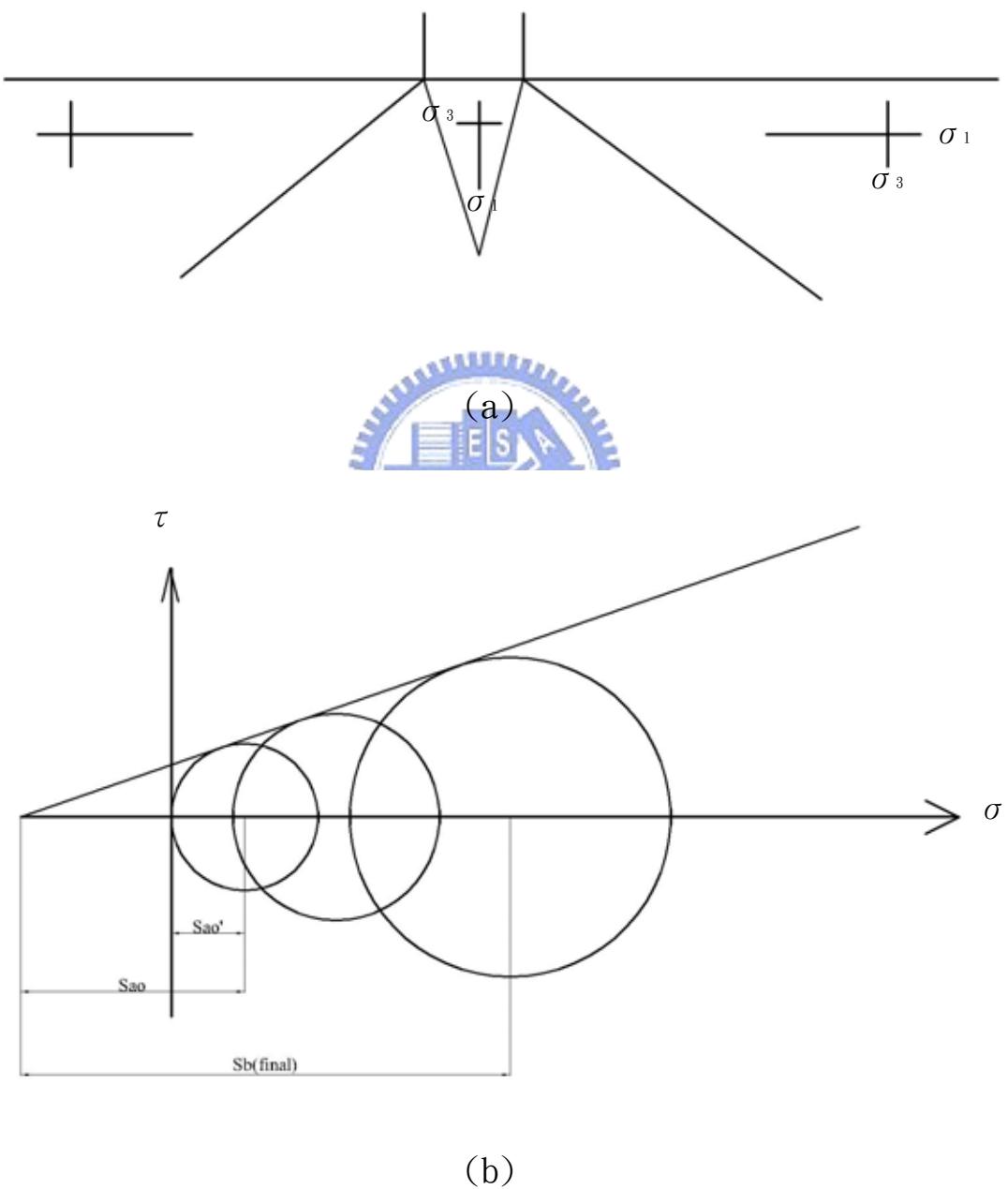


圖 4.6 下限法理論推導示意圖

4.2 參數及案例研究

本節依據前一節下限法理論推導出之下限解，配合前一章室內模型試驗結果進行分析，包括 4.2.1 節參數研究、4.2.2 節基礎位於水平地表及不同角度邊坡坡頂之承載力以及 4.2.3 節基礎具退縮距離的承載力。

4.2.1 參數研究

於前一節根據下限法理論得到基礎承載力下限解如下：

$$q_u = c \left\{ \left[\tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) + \frac{1}{\tan \phi} \right] \left[\frac{\cos(\delta\theta - \rho)}{\cos(\delta\theta + \rho)} \right]^2 (1 + \sin \phi) - \frac{1}{\tan \phi} \right\} \quad (4.4)$$

式(4.4)中 c 中為凝聚力、 ϕ 為摩擦角、 $\delta\theta$ 為跨越一應力不連續面之應力旋轉角， $\rho = \sin^{-1}(\cos \delta\theta \sin \phi)$ 為應力旋轉角 $\delta\theta$ 與摩擦角 ϕ 的函數。本小節將針對式(4.4)中這三個不同的參數：包括凝聚力 c 、摩擦角 ϕ 以及總應力旋轉角 $\Delta\theta$ 進行參數研究，了解這三個參數對基礎承載力的影響。

首先討論凝聚力 c 與承載力 q_u 的關係，固定摩擦角 ϕ 為 30° 、總應力旋轉角 $\Delta\theta$ 為 90° (應力旋轉角 $\delta\theta = 45^\circ$)並改變凝聚力結果得圖 4.7，由式(4.4)及圖 4.7 了解凝聚力與承載力成線性關係，當凝聚力較大時，承載力也以等比例增大。所以式(4.4)可改寫成：

$$q_u = cN_c \quad (4.5)$$

$$N_c = \left[\tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) + \frac{1}{\tan \phi} \right] \left[\frac{\cos(\delta\theta - \rho)}{\cos(\delta\theta + \rho)} \right]^2 (1 + \sin \phi) - \frac{1}{\tan \phi}$$

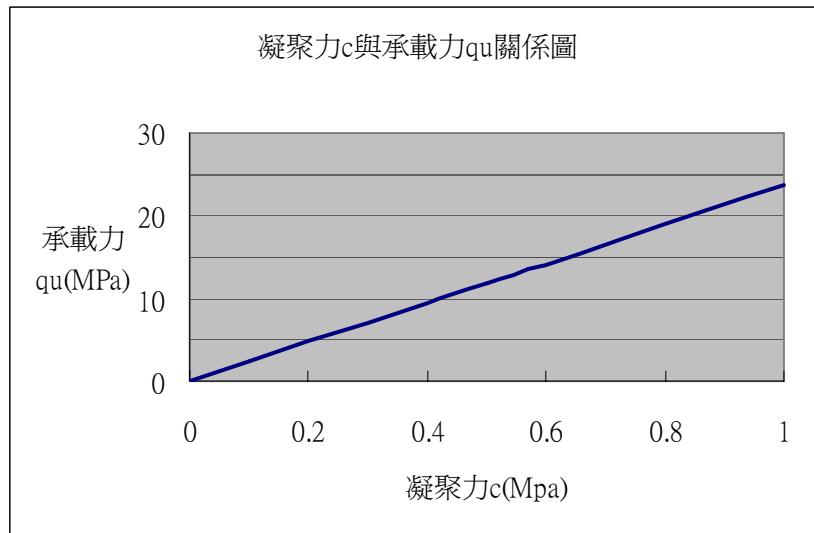


圖 4.7 固定 $\phi=30^\circ$ 下，凝聚力與承載力關係圖

接著固定凝聚力 c 與總應力旋轉角 $\Delta\theta$ ，改變摩擦角 ϕ 求取相對應之承載力，圖 4.8 為摩擦角 ϕ 與承載力 q_u 關係圖，此時凝聚力 c 為 0.4MPa、總應力旋轉角 $\Delta\theta$ 為 90° ，考慮正規化比較 ϕ 與 $\frac{q_u}{c}$ 關係，得圖 4.9，圖 4.9 為摩擦角 ϕ 與 N_c 關係圖。由圖 4.8、圖 4.9 可以看出摩擦角較小時，即使摩擦角增大，基礎承載力也只是些微增大；而摩擦角較大時，摩擦角只要些微增大，對基礎承載力的影響即相當明顯；當摩擦角更大(約為 40° 時)，則承載力對摩擦角的關係就亦更加敏感。

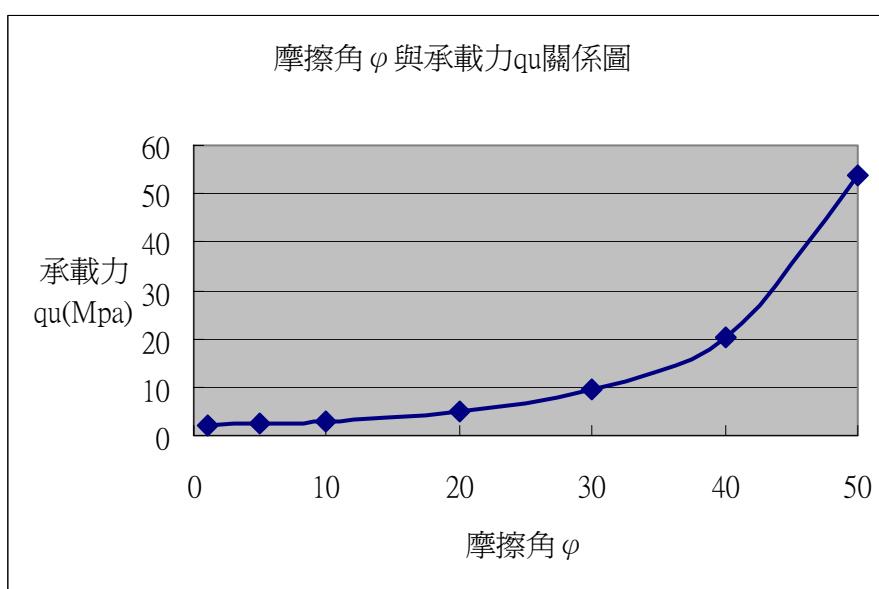


圖 4.8 摩擦角與承載力關係圖

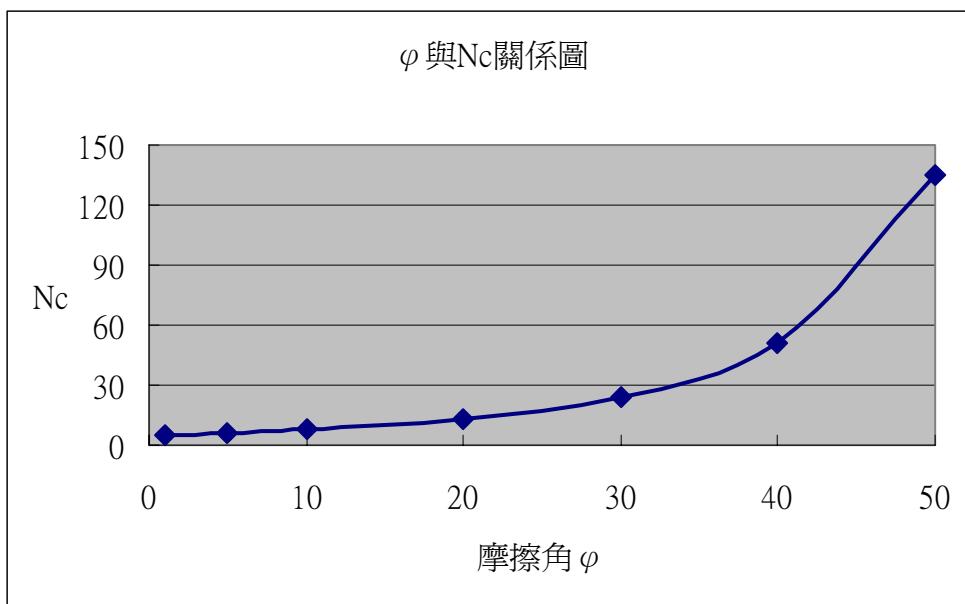


圖 4.9 摩擦角 ϕ 與 N_c 關係圖

另外式(4.4)也包含了另外一個重要的參數 $\Delta\theta$ ， $\Delta\theta$ 為總應力旋轉角，於本研究中與邊坡傾角 α 相關，前節已經說明過， $\Delta\theta = 90^\circ - \alpha$ ，因此當邊坡傾角等於 10 度時，總應力旋轉角等於 80 度；邊坡傾角等於 20 度時，總應力旋轉角等於 70 度，依此類推。固定凝聚力 c 為 0.4MPa、摩擦角 ϕ 為 30° 得圖 4.10 為應力旋轉角 $\Delta\theta$ 與承載力 q_u 關係圖，亦是邊坡角度與承載力的關係圖，考慮正規化比較 $\Delta\theta$ 與 $\frac{q_u}{c}$ 關係，得圖 4.11，圖 4.11 為 $\Delta\theta$ 與 N_c 關係圖。由圖 4.10、圖 4.11 可得知，當 $\Delta\theta = 90^\circ$ 即為基礎位於水平地表，隨著傾角由 0° 逐漸增大(總應力旋轉角由 90° 逐漸減小)，承載力也漸漸變小，當邊坡由水平變成 10°、20°、30° 時，承載力遞減趨勢較明顯，當邊坡傾角較大時，則承載力遞減的情形較為趨緩。

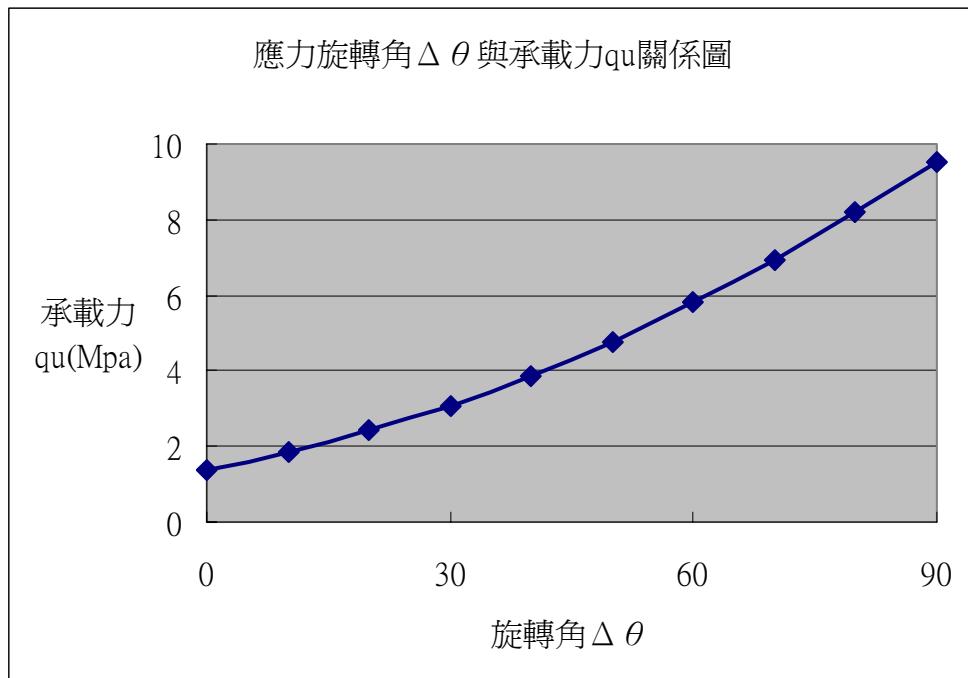


圖 4.10 應力旋轉角與承載力關係圖

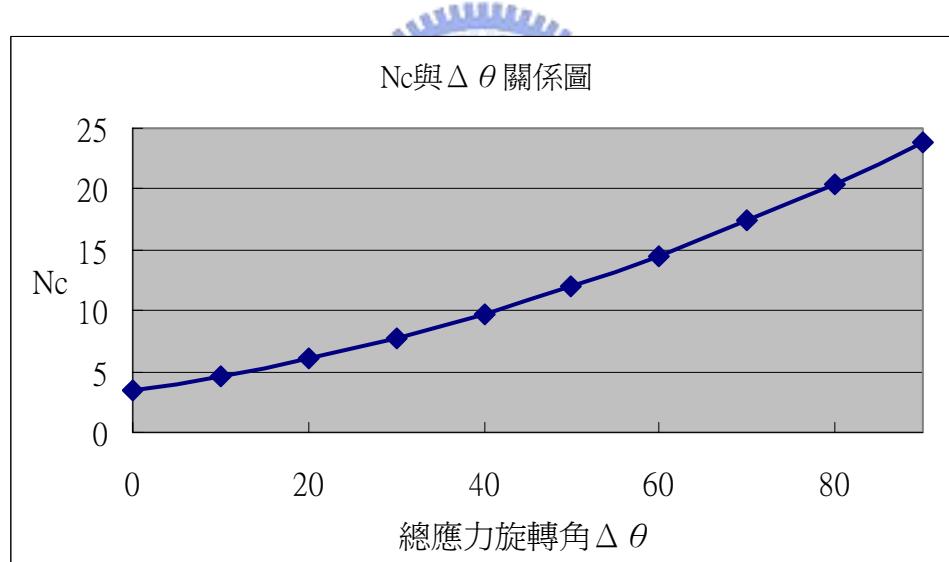


圖 4.11 總應力旋轉角 $\Delta\theta$ 與 Nc 關係圖

4.2.2 基礎位於水平地表及邊坡坡頂之承載力

選用適當的強度參數代入式(4.4)即可以得到淺基礎承載力下限解。圖 4.12 為室內模型試驗基礎達到破壞時的照片與示意圖，當基礎破壞時基礎下方試體已經產生許多裂隙，且除了主要破壞面延伸至試體表面外，尚有許多裂縫產生，整個試體上半部已經相當破碎。Goodman(1989)提出當基礎下方試體極為破碎時，於估計基礎承載力的分析時選用破碎試體的強度參數是比較適合的，圖 4.13 說明於 B 區試體相當完整，於分析上選用完整岩體的強度參數，當應力摩爾圓接觸完整岩體破壞包絡線時試體即破壞；而 A 區試體相當破碎，於基礎承載力分析上選用破碎岩體的破壞包絡線較接近實驗值。

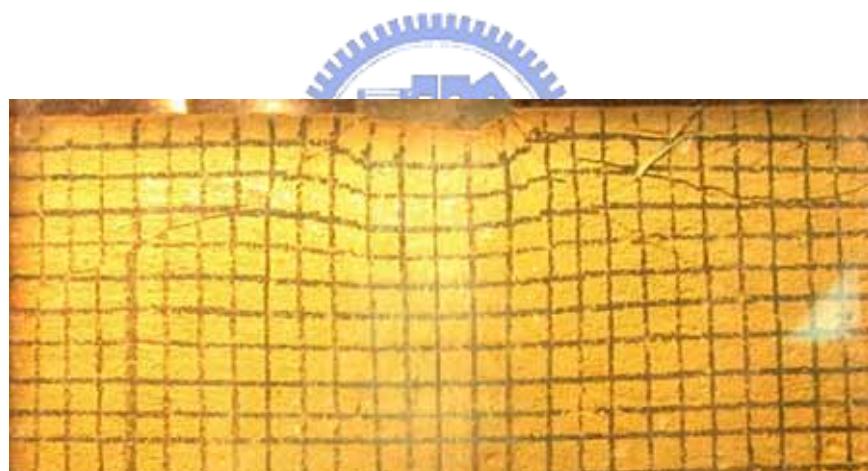


圖 4.12 室內模型試驗基礎破壞照片與示意圖

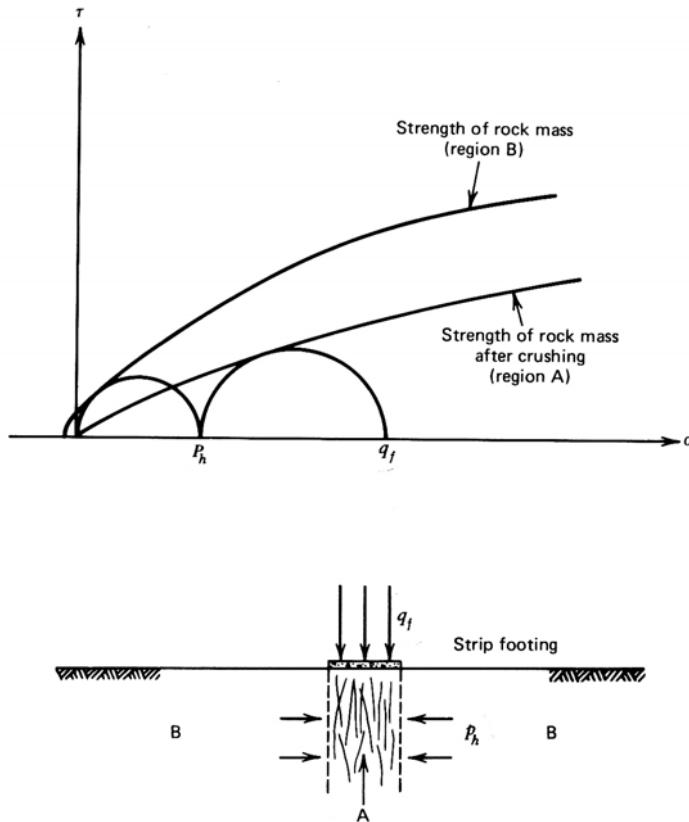


圖 4.13 基礎破壞情形與分析方法 Goodman(1989)

本研究利用人造軟岩完整岩心試體經三軸試驗壓壞後(圍壓分別為 0.1、0.2、0.4MPa)，得試體破壞包絡線如圖 4.14，之後再將破碎試體重新組合，分別施以圍壓 0.5、0.6、0.8MPa 進行三軸試驗，圖 4.15 為試體破壞後結果，經分析後得試體強度參數凝聚力約為 0.4MPa，摩擦角為 30° ，破壞包絡線如圖 4.16 所示。

利用破碎試體強度參數代入式(4.4)得到基礎位於水平地表承載力下限解為 9.51MPa，約為王柏皓(2004)室內模型試驗值 10.46MPa 的 91%；當基腳位於傾角為 α 度的邊坡坡頂時，主應力總旋轉角 $\Delta\theta$ 為 $90^\circ - \alpha$ ，所以 $\delta\theta = \frac{90^\circ - \alpha}{2}$ ，代入 (4.4)亦可求出基礎位於不同角度邊坡坡頂之承載力。表 4.1 除基礎位於水平地表外，還包括基礎位於 10° 、 20° 、 30° 邊坡坡頂承載力解析解與實驗值的比較，基礎位於 10° 邊坡承載力為 8.19MPa；基礎位於 20° 邊坡承載力為 6.95MPa；基礎位於 30° 邊坡承載力為 5.80MPa，理論解析解皆約為王柏皓(2004)實驗值的 85~90%。表 4.2 為解析解分析不同邊坡角度承載力衰減情形與實驗值比較。

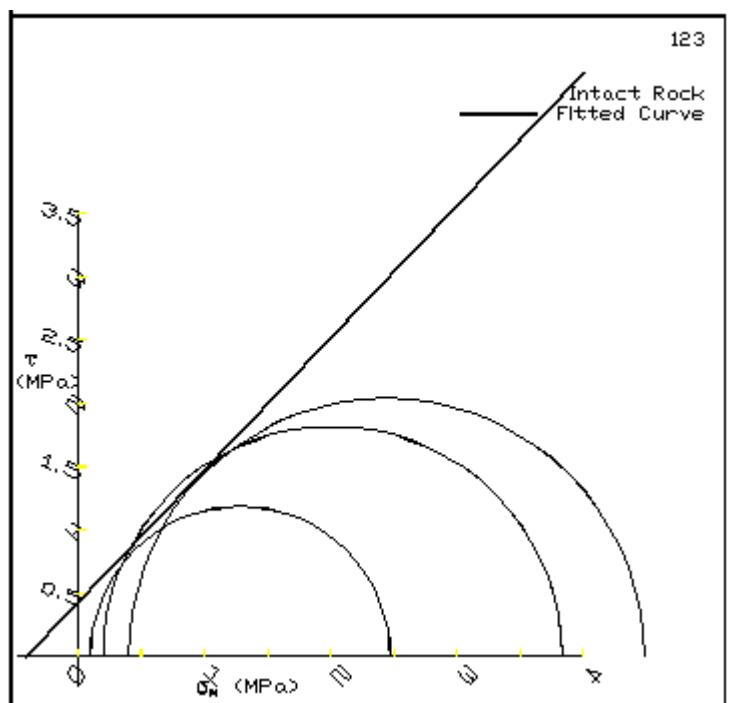


圖 4.14 完整岩心三軸試驗破壞包絡線



圖 4.15 破碎試體破壞照片

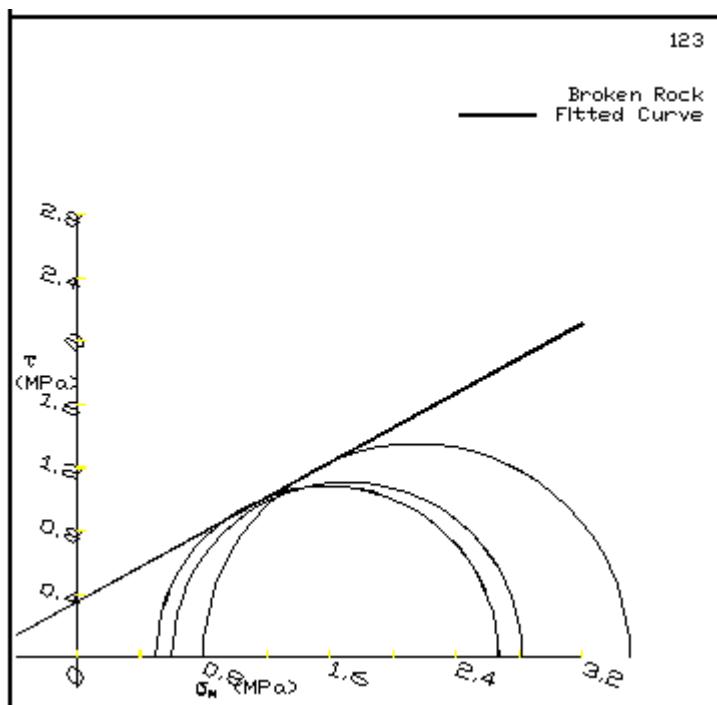


圖 4.16 破碎試體三軸試驗破壞包絡線



表 4.1 基礎承載力下限解與王柏皓(2004)實驗結果比較表

基礎位置	承載力(MPa)		理論實驗比(%)
	下限解	實驗結果	
水平地表	9.51	10.46	90.89
10°邊坡坡頂	8.19	9.53	85.92
20°邊坡坡頂	6.95	7.83	88.70
30°邊坡坡頂	5.80	6.66	87.10

表 4.2 不同邊坡角度承載力衰減比較表

基礎位置	承載力/水平承載力(%)	
	下限解	實驗結果
水平地表	100	100
10°邊坡坡頂	86.13	91.11
20°邊坡坡頂	73.06	74.86
30°邊坡坡頂	61.02	63.67



4.2.3 基礎具退縮距離的承載力

本研究依下限法理論所得之解析解於估算基礎位於水平地表與邊坡坡頂承載力時，假設基腳外主應力方向與地形平行，得總應力旋轉角 $\Delta\theta = 90^\circ - \alpha$ ， α 為邊坡傾角；而當基礎位於距邊坡 1 倍、2.5 倍基腳寬度時，因邊坡影響，無法直接估計基腳外主應力的方向，所以本研究依下限法理論所得之解析解需先得知總應力旋轉角 $\Delta\theta$ 與退縮距離的關係，才可估計基礎位於邊坡頂面不同退縮距離時的基礎承載力。

依據實驗結果得到基礎位於 20° 邊坡坡頂承載力為 7.83 MPa 、位於距邊坡 1 倍退縮距離承載力為 8.38 MPa 、位於距邊坡 2.5 倍退縮距離承載力為 10.10 MPa ，理論解析解約為實驗值的 85~90%，利用實驗數據以及理論解析解式(4.4)反推當基礎位於距邊坡 1 倍與 2.5 倍退縮距離時基腳外主應力方向，得到表 4.7，其中 α' 為基腳外主應力方向與水平面的夾角。由表 4.3 可知當基礎位於 20° 邊坡坡頂時 $\alpha' = 20^\circ$ ；位於距邊坡 1 倍退縮距離時 $\alpha' = 15^\circ$ ；位於距邊坡 2.5 倍退縮距離時 $\alpha' = 3^\circ$ 。

表 4.3 反推退縮距離與基腳外主應力方向關係

基礎位置	B	α'	模擬結果 (MPa)	實驗結果	比例
水平地表	-	-	9.51	10.46	0.91
20° 邊坡坡頂	0	20	6.95	7.83	0.89
1 倍退縮距離	1	15	7.56	8.38	0.90
2.5 倍退縮距離	2.5	3	9.11	10.1	0.90

另外依據 Saran (1989) 提出基礎位於距離邊坡 3、4 基礎寬度外，承載力即不受邊坡影響；且由基礎位於水平地表承載試驗中主要破壞面延伸至距離約基腳

3 倍寬度的試體表面；以及當基礎位於距邊坡 2.5 倍退縮距離承載力已經非常接近基礎位於水平地表承載力，所以本研究假設當基礎位於距邊坡 3 倍退縮距離時，承載力即不受邊坡影響，期以式(4.6)標定基腳外主應力方向 α' 與退縮距離 B 的關係，建立起此關係式後，本研究之下限解即可間接估算基礎位於距邊坡不同退縮距離之承載力。

$$\alpha' = 20\left(1 - \frac{B}{3}\right)^k \quad (4.6)$$

標定結果 $k=1.0418$ ，式(4.6)可以改寫成

$$\alpha' = 20\left(1 - \frac{B}{3}\right)^{1.0418} \quad (4.7)$$

得退縮距離與基腳外主應力關係，如圖 4.17。

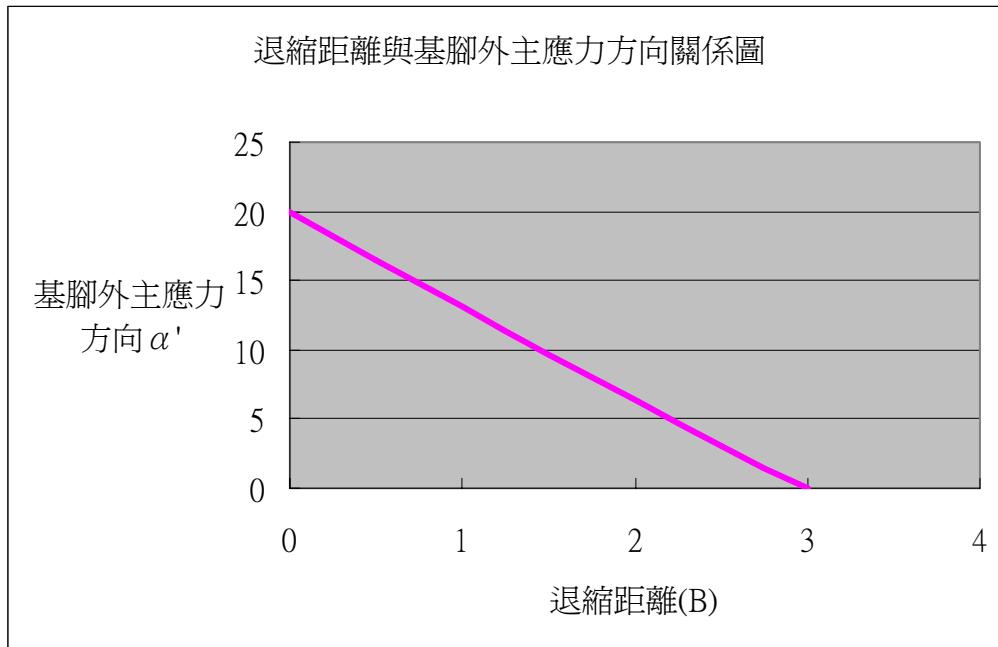


圖 4.17 基礎位於 20 度邊坡時退縮距離與基腳外主應力方向關係圖

配合式(4.4)即可以計算基礎位於不同退縮距離之承載力，圖 4.18 為基礎位於 20°邊坡時理論分析結果與實驗結果比較，由圖 4.18 可以看出理論解析解估算之承載力約略都比實驗值稍小。

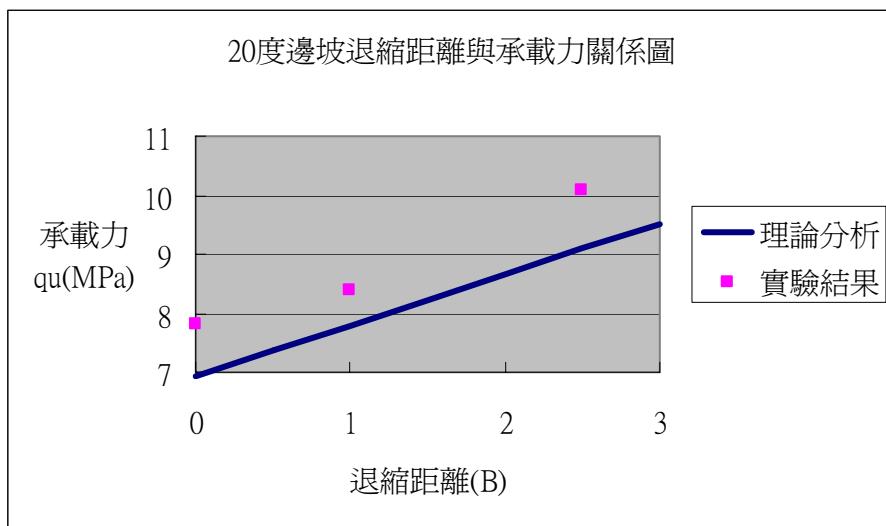


圖 4.18 基礎位於 20°邊坡理論分析與實驗結果承載力比較



4.3 下限解與其他理論及實驗結果比較

張振成(2005)取人造膠結不良砂岩之岩心試體進行力學試驗，得力學參數。將力學參數代入第二章文獻回顧各學者的承載理論中，並將結果與本研究下限解比較。代入之人造膠結不良砂岩參數為表 4.4 所列。

表 4.4 人造膠結不良砂岩參數

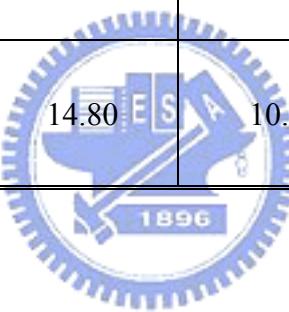
凝聚力 c	0.52MPa
摩擦角 ϕ	45°
乾單位重 γ	1.90g/cm ³
單壓強度 σ_c	2.72MPa

4.3.1 下限解與寶二水庫膠結不良砂岩相關研究比較

本小節將張振成(2005)上限解、本研究下限解與孫光東、王柏皓(2004)模型試驗比較。張振成(2005)取人造膠結不良砂岩之岩心試體進行力學試驗，得力學參數，依不同狀況代入公式(2.21)~(2.32)，得基礎位於水平地表、邊坡坡頂與不同退縮距離時之淺基礎承載力，表 4.5 為當膨脹角 ψ 等於摩擦角 ϕ 時，各種狀況下淺基礎承載力上限解與下限解、試驗結果比較。

表 4.5 當膨脹角 ψ 等於摩擦角 ϕ 時，不同狀況下上限解與下限解、試驗結果比較

基礎位置	上限解 (MPa)	試驗結果 (MPa)	下限解 (MPa)
水平地表	90.50	10.46	9.51
10°邊坡坡頂	16.96	9.53	8.19
20°邊坡坡頂	12.17	7.83	6.95
30°邊坡坡頂	8.01	6.66	5.80
20°邊坡距坡頂 1 倍基礎寬度	12.10	8.38	7.56
20°邊坡距坡頂 2.5 倍基礎寬度	14.80	10.10	9.11



其中除基礎位於水平地表上限解甚大於試驗值之外，其餘狀況下之承載力上限解皆略大於試驗結果；試驗結果皆小於張振成(2005)所提出之上限解且大於本研究下限解，故本研究下限解與張振成(2005)上限解可有效估計不同狀況下淺基礎承載力範圍。

由於膨脹角 ψ 小於或等於摩擦角 ϕ ，當膨脹角 ψ 與摩擦角 ϕ 為表 4.6 中比例時，張振成(2005)上限解更接近室內模型試驗結果，以極限分析法所得之上限解、下限解更能準確估計淺基礎承載力範圍。

表 4.6 當膨脹角 ψ 不等於摩擦角 ϕ 時，上限解與下限解、試驗結果比較

基礎位置	ψ/ϕ	上限解(MPa)	試驗結果(MPa)	下限解(MPa)
水平地表	0.60	10.9	10.46	9.51
10°邊坡坡頂	0.89	10.2	9.53	8.19
20°邊坡坡頂	0.92	8.3	7.83	6.95
30°邊坡坡頂	0.96	7.1	6.66	5.80
距 20°邊坡坡頂 1 倍基礎寬度	0.92	8.7	8.38	7.56
距 20°邊坡坡頂 2.5 倍基礎寬度	0.91	10.2	10.10	9.11



4.3.2 下限解與現有承載理論比較

(1) 基礎位於水平地表

表 4.7 為將人造膠結不良砂岩參數代入現有各學者承載理論所得之淺基礎承載力，以及與本研究下限解的比較。表 4.7 顯示所有的土壤力學承載理論分析所得之承載力與本研究下限解的偏差量均大，而岩石力學承載理論分析結果較接近本研究下限解。

土壤力學理論分析的材料多為凝聚性砂土為主，而本研究之膠結不良砂岩其凝聚力(0.52MPa)與摩擦角(45°)與土壤相較仍高出許多，故以現有土壤力學承載理論所得之承載力相對偏高。而 Ladanyi、Chen、Drucker 與 Goodman 以岩石力學理論所得之承載力較接近本研究下限解，與本研究下限解偏差量較小，但現有岩石力學承載理論多偏重於硬岩，對本研究膠結不良砂岩之適用性需進一步探討。

表 4.7 水平地表淺基礎承載力下限解與各理論分析比較

	現有理論分析承載力 (MPa)	偏差量
土壤力學分析		
Prandtl (1920)	69.50	631%
Terzaghi (1943)	89.76	844%
Meyerhof (1951)	69.68	633%
岩石力學分析		
Ladanyi & Nguyen (1966)	5.86	-38%
Ladanyi (1968)	8.58	-10%
Chen & Drucker (1969)	4.54	-52%
Goodman (1989)	18.44	94%

註：偏差量=(現有理論分析承載力-下限解)/下限解*100%

下限解=9.51MPa

(2)基礎位於邊坡坡頂

表 4.8 為基礎位於不同角度邊坡坡頂之承載力下限解與各理論分析比較。

Gemperline (1988) 與 Graham (1988)依土壤力學所提出之承載理論多適用於砂土等無凝聚性土壤($c=0$)，計算承載力時將凝聚力視為零，故其計算結果甚低(不足1MPa)，而本研究膠結不良砂岩之凝聚力為 0.52MPa，無法視為無凝聚性材料。Chen(1975)依土壤力學所提出之承載理論計算結果甚大於本研究下限解，故上述所提之土壤力學承載理論皆不適用於本研究之膠結不良砂岩。

Serrano & Olalla (1994)依岩石力學推導出基礎承載理論，但其所提供之圖表只到坡角為 15 度，因此只取基礎位於 10 度邊坡坡頂承載力作比較。其計算結果為 21.7MPa，雖比土壤力學理論所得之結果較接近本研究下限解，但偏差值仍大，故針對膠結不良砂岩承載力應作更進一步研究。

表 4.8 基礎位於不同角度邊坡之承載力下限解與各理論分析比較

邊坡角度	現有理論分析承載力 (MPa)			偏差值		
	10°	20°	30°	10°	20°	30°
土壤力學分析						
Chen (1975)	49.4	34.3	24.3	503%	394%	319%
Gemperline (1988)	0.16	0.11	0.08	-98%	-98%	-99%
Graham (1988)	0.2	0.1	0.06	-98%	-99%	-99%
岩石力學分析						
Serrano & Olalla (1994)	21.7	--	--	165%	--	--

註：偏差量=(現有理論分析承載力-下限解)/下限解*100%

(3)基礎位於距邊坡頂面不同退縮距離

Meyerhof、Gemperlime與Saran等人雖依土壤力學提出有關基礎位於邊坡頂面不同位置之承載理論，但其多適用於砂土等無凝聚力土壤($c=0$)，且摩擦角於 40° 內之材料；而本研究膠結不良砂岩之凝聚力為 0.52 MPa ，無法視為無凝聚性材料，且摩擦角為 45° ，故無適當承載力因子(N_c 、 N_{rq})可供計算淺基礎承載力值。而現有依岩石力學所提出之承載理論十分有限，Serrano與Olalla(1994)提出探討基礎位於 15 度邊坡頂面不同退縮距離之研究，但本研究所探討之邊坡為 20 度，故亦不適用於與本研究比較。

第五章 結論與建議

5.1 結論

1. 本研究膠結不良砂岩試體製作過程與承載試驗過程與孫光東(2004)、王柏皓(2004)試驗方法相同，所得試體比重約為 2.64、氣乾後含水量約為 1.84%、孔隙比約為 0.34、單壓強度約為 2.54MPa、剪力強度參數凝聚力為 0.39MPa、摩擦角為 49°，皆位於前兩文之試驗結果範圍內。

2. 綜合孫光東(2004)與本研究的試驗結果，顯示淺基礎位於水平地表試體中央之承載力為 10.46MPa，基礎位於 20°邊坡坡頂時基礎承載力為 7.83MPa，約只有水平地表承載力的 75%；當基礎由邊坡坡頂逐漸退縮，基礎承載力也逐漸增加：基礎位於距邊坡 1 倍基礎寬度，基礎承載力為 8.38 MPa，約為基礎位於水平地表承載力的 80%；基礎位於距邊坡 2.5 倍基礎寬度，基礎承載力為 10.10 MPa，約為水平地表承載力的 97%。且依觀察基礎位於水平地表承載試驗，主要破壞面延伸至距基礎約 3 倍基礎寬度之試體表面，因此對於台灣西部膠結不良砂岩，當基礎位於距邊坡 3 倍退縮距離時，承載力即不受邊坡影響。

3. 依據本文提出之基礎承載力下限解，可估算基礎位於水平地表、邊坡坡頂以及邊坡頂面不同退縮距離的基礎承載力，其結果較實驗值略低實屬合理。經分析結果得知基礎承載力與凝聚力呈線性相關，凝聚力增大，承載力也以等比例增大；基礎承載力也隨摩擦角增加而增大，當摩擦角較大時，基礎承載力反應比較敏感；另外隨著邊坡傾角增大，承載力也逐漸減小，當邊坡由水平變成 10°、20°、30°時，承載力遞減趨勢較明顯，當邊坡傾角較大時，則承載力遞減的情形較為趨緩。

4. 於估計基礎承載力選用破碎試體的強度參數較為適合。下限解估算本文之膠結不良砂岩淺基礎位於水平地表、10°邊坡、20°邊坡、30°邊坡承載力分別為

9.51、8.19、6.95、5.80MPa，皆略小於王柏皓(2004)實驗值，約為實驗值 85~90%。

5.本研究依下限法理論所得之解析解無法直接估計基礎位於不同退縮距離時基礎承載力。利用室內模型試驗結果與理論解析解，建立退縮距離(B)與基腳外主應力方向關係(α')，得 $\alpha' = 20\left(1 - \frac{B}{3}\right)^{1.0418}$ ，建立此關係式後本研究之下限法解析解即可間接估算基礎位於距邊坡不同退縮距離之承載力。

5.2 建議

1.本研究推導得之基礎承載力下限解，係假設岩石材料行為乃理想塑性(Perfect Plastic)，且試體受載時符合平面應變(Plane Strain)，實際上基礎破壞過程中材料行為是否完全符合此兩條件，應透過試驗觀察應力應變曲線。

2.因觀察室內模型實驗，得知膠結不良砂岩破壞機制，本文下限解假設基礎破壞時，應力不連續面個數為 2 個，分別位於被動壓力區與輻射壓力區交界以及主動壓力區與輻射壓力區交界。倘若岩石受載時破壞機制與本研究之膠結不良砂岩不同，下限解亦應觀察試體破壞機制，作適當的修正。

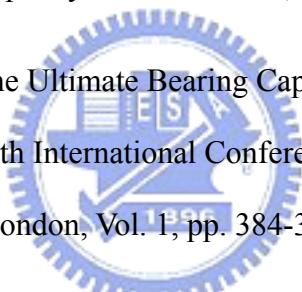
3.如基礎附近地表有外在應力，例如人為應力或大地應力等等，導致基腳外主應力方向不與地形平行，應先確定基腳外主應力方向後，本研究下限解才適用。

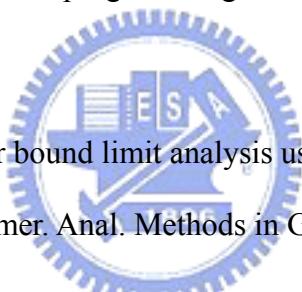
4.本文以一系列基礎位於 20° 邊坡不同退縮距離試驗，且假設基礎位於距邊坡 3 倍基礎寬度外，基礎承載力即不受邊坡影響，建立退縮距離與基腳外主應力方向關係，估算基礎位於距邊坡不同退縮距離承載力，惟當邊坡角度甚大於 20° 時，基礎不受邊坡影響之退縮距離可能大於 3，退縮距離與基腳外主應力方向關係也可能有所偏差，本研究下限解於估算不同退縮距離的基礎承載力時，應重新建立退縮距離與基腳外主應力方向的關係。

參考文獻

1. Bell, A. L., 1915, "The lateral pressure and resistance of clay, and the supporting power of clay foundations," Proc. 1st Baltic Conf. SM and FE, Gdansk, pp. 281-291.
2. Chen, W. F., 1975, "Limit analysis and soil plasticity," Elsevier Scientific Publishing Company, London, pp.287-289.
3. Chen, W. F., and Drucker, D. C., 1973, "Bearing capacity of concrete blocks or rocks," J. Eng. Mech. Div., Proc. of ASCE, Vol. 95(EM4).
4. Cox, A. D., 1962, "Axially symmetric plastic deformation in soil- -indentation of ponderable soil," Int. J. Mech. Sci., Vol.4, pp. 371-380.
5. Davis, E. H. and Booker, J. R., 1973, "Some adaptations of classical plasticity theory for soil stability problems," Symposium on the Role of Plasticity in Soil Mechanics, Cambridge, English.
6. Davis, E. H., Ring, G. J. and Booker, J. R., 1974, "The significance of the rate of plastic work in elastro-plastic analysis," Proc. Conf. on Finite Element Methods in Eng., Sydeny, pp. 327-337.
7. Davis, E. H., 1980, "A note on some plasticity solution relevant to the bearing capacity of brittle and fissured materials," Int. Conf. on Structure Foundations on Rock, Sydeny, pp. 83-90.
8. Fairhurst, C., 1964, "On the validity of the Brazilian test for brittle materials," Int. J. Solids Structure, Vol. 22, pp. 1485-1500.
9. Goodman, 1989, Introduction to rock mechanics, Wiley, New York.

10. Hansen, J. B., 1970, "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity," Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Bul. No. 28, pp. 28
11. Johnston, I. W. and Choi, S. K., 1986, "A synthetic soft rock for laboratory model studies,: *Geotechnique*, Vol.36, No. 2, pp. 251-263.32.
12. Johnston, I. W., 1991, "Discussion on development and application of a synthetic material to simulate soft sedimentary rocks," *Geotechnique*, Vol. 41, No. 1, pp. 165-167.
13. Johnston, I.W., 1993, "Soft rock engineering," *Comprehensive Rock Engineering*, ED. J. A. Hudson, Vol. 1, pp. 367-393.
14. Ladanyi, B., 1966, "Failure Mechanism of rock under a Plate Load," *Proc. 1st Int. Congr. Int. Soc. Rock Mech.*, Lisbon, 3, pp.415-420.
15. Ladanyi, B., 1972, "Rock failure under concentrated loading",*Proceedings 10th Symposium on Rock mechanics.* pp.363-386
16. Lundgren, H. and Mortensen, K., 1953, "Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footing on sand, " Proc. 3rd. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng, Zurich, Vol. 1, pp. 409-412.
17. Mandel, J., and Salencon, J., 1972, "Force portante d'un sol une assise rigide, " *Geotechnique*, London, England., pp. 79-93.
18. Matar, M., and Salencon, J., 1977, "Capacité portante a une semelle filante sur sol purement coherent d'épaisseur limitee et de cohésion variable avec la profondeur, " Annales de l'Institute Technique du Batiment et des Travaux Publics, Suplément No. 352, Serie:Sols et foundations, Paris, France, Vol. 143, pp.95-107.
19. Meyerhof, G. G., 1948, "An Investigation of the Bearing Capacity of shallow

- Foundation on Dry Sand," Proceeding of the 2nd International Conference on Soli Mechanics and Foundation Engineering, held on Rotterdam, vol, pp. 121-147.
20. Meyerhof, G. G., 1951, "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations," Geotechnique(London), vol2, No4, pp. 301-332.
21. Meyerhof, G. G., 1953, "The Bearing Capacity of Footings Under Eccentric and Inclined Loads," Proceeding of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1,Zurich.
22. Meyerhof, G. G., 1955, "The Influence of Roughness of Base and Ground Water on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations," Geotechnique 5, 3, pp. 227.
23. Meyerhof, G. G., 1957, "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Slopes," Proceedings, Fouth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol. 1, pp. 384-387.
- 
24. Michalowski, R. L., 1993, "Limit analysis of weak layers under embankments," Soils and Found., Vol. 33, pp.155-168.
25. Pells, P. J. N., and Turner, R. M., 1980, "End-bearing on rock eith particular reference to sandstone," Proceeding on Rock Sydney, Vol. 1, pp. 181-190.
26. Prandtl, L., 1921, "Über die Eindringungsfestigkeit(Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden," Zeitschrift für angewandte Maathematik und Mechanik, Vol. , no. 1, February, pp. 15-20.
27. Reddy, A. S., and Venkatakrishna, K. N., 1982, "Bearing capacity of strip foundation on c- psi soils exhibiting anisotropy and nonhomogeneity in cohesion," Soils and Foundation, Vol. 22, n. 1, pp. 49-60.

28. Serraon, A. and Olalla, C., 2002, "Ultimate Bearing Capacity at the Tip of a pile in rock - part : theory," Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech., Absir, Vol. 39, pp. 833-846.
29. Serraon, A. and Olalla, C., 1998, "Ultimate Bearing Capacity of Anisotropic Discontinuous Rock Masses.Part : Basic Model of Failure," Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech., Absir, Vol. 35, No. 3, pp. 301-324.
30. Serraon, A. and Olalla, C., 1994, "Ultimate Bearing Capacity of Rock Masses," Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech., Absir, Vol. 31, No. 2, pp. 93-106.
31. Sloan, S. W., and Randolph, M. F. (1982) "Numerical prediction of collapse load using finite elements and linear programming" Int. J. Anal. Meth. Geomech., vol. 6,47-76
- 
32. Sloan, S. W., 1988, "Lower bound limit analysis using finite elements and linear programming , " Int. J. Numer. Anal. Methods in Geomechanics, Vol. 12, pp. 61-77.
33. Sloan, S. W., and Kleeman, P. W., 1995, "Upper bound limit analysis using discontinuous velocity fields," Comput. Methods Appl. Mech., Vol. 127, pp. 293-314.
34. Skempton, A. W., 1951, "The Bearing Capacity of Calys," Proceeding of the British Bulding Research Congress(London), vol. 1, pp. 180-189.
35. Sokolovski, V. V., 1965, *Statics of Granular Media*. Pergamon Press, New York.
36. Sower, G. F., 1979, "Introductory Soil Mechanics and Foundations", *Geotechnical Engineering(4th edn)*, MacMillan, New York.
37. Spencer, A. J. M., 1962, "Perturbation methods in plasticity. , Plane Strain of

- idea soils and plastic solids with body forces , " J. Mech. Phys Solids, Vol.10, pp. 165-177.
38. Stimpson, B., 1970, "Modeling materials of engineering rock mechanics," *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol 7, pp. 77-121.
39. Stimpson, B., O'Riordan N. J. and Croft D. D., 1979, "A computer model for the analysis of ground movements in London clay," *Geotechnique*, Vol.29, pp. 149-175.
40. Terzaghi, K., 1943, "Theoretical Soil Mechanics," John Wiley & Sons, New York.
41. Vesic', A. S., 1973, "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundation," *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, vol. 99, SM1, Jan, pp. 45-73.
42. Vesic', A. S., 1975b, Chap. 3: *Foundation Engineering Handbook*, 1st ed., ed. Winterkorn and Fang, Van Nostrand Reinhold, 751 pp.
43. Wyllie, D. C., 1992, *Foundations on Rock*, Chapman & Hall, London.
44. Yu, H. S., and Sloan, S. W., 1996, "Finite element limit analysis of reinforced soils," Computer and Structures, Vol. 63, pp. 567-577.
45. 王柏皓，2004，「邊坡傾角對膠結不良砂岩淺基礎承載行為之影響」，國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
46. 林銘郎、林煜卿，1998，「新竹寶山地區泥質岩石力學性質研究」，岩盤工程研討會，新竹，國立交通大學，第 139-148 頁。
47. 孫光東，2004，「不同退縮距離對膠結不良砂岩淺基礎承載行為之影響」，國立交通大學土木工程研究所碩士論文。

48. 張振成，2005，「膠結不良砂岩之淺基礎破壞機制與承載力」，國立交通大學土木工程研究所博士論文，撰寫中。
49. 陳賀瑞，1997，「中北部地區籍軟弱砂岩之物理與力學性質之初步探討」，國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
50. 卿建業，1995，「人工軟弱岩石承載行為研究」，國立台灣大學土木工程研究所碩士論文。
51. 劉英助，2002，「人造膠結不良砂岩之模型承載試驗設備建立及淺基礎承載試驗」，國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
52. 鍾峻偉，2001，「人造軟砂岩之研製與性質」，國立交通大學土木工程研究所碩士論文。

