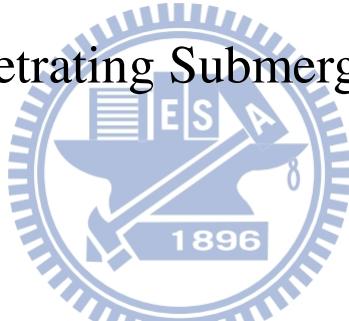


國立交通大學
土木工程學系
碩士論文

不同尺寸風機安裝船支擡基腳
貫入浸水疏鬆砂土之承載力模型試驗
Model Tests to Determine Bearing Capacity of
Spudcans Penetrating Submerged Loose Sand



研究生 :林慶祐

指導教授 :方永壽 博士

中華民國一〇三年十月

不同尺寸風機安裝船支撐基腳
貫入浸水疏鬆砂土之承載力模型試驗
Model Tests to Determine Bearing Capacity of
Spudcans Penetrating Submerged Loose Sand

研究生：林慶祐 Student : Ching-Yao Lin
指導教授：方永壽 博士 Advisor : Dr. Yung-Show Fang



Submitted to the Department of Civil Engineering
College of Engineering

National Chiao Tung University
in Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of
Master of Engineering
in
Civil Engineering
October 2014

Hsinchu, Taiwan, Republic of China
中華民國一〇三年十月

不同尺寸風機安裝船支撐基腳 貫入浸水疏鬆砂土之承載力模型試驗

研究生：林慶祐

指導教授：方永壽 博士

國立交通大學土木工程學系

摘要

本研究以室內實驗方法探討不同尺寸支撐基腳貫入浸水疏鬆砂土之極限承載力。本研究使用渥太華砂為實驗試體，進行 1g spudcan 模型試驗實驗。本研究在交通大學基礎模型試驗室自行設計及建造之 spudcan 模型試驗系統包含：垂直加載系統、試驗土槽及支撐基腳。為模擬台灣彰化西部沿海之疏鬆砂土，本研究使用砂斗提升法備製均勻土壤試體，並以砂斗開口大小(7 mm)及砂土落距(200 mm)控制砂土試體之相對密度為 15%。本研究將渥太華砂試體於試驗土槽浸水，並以 suction pump 抽除土壤孔隙之空氣，以模擬海床浸水土壤行為。當 spudcan 貫入浸水砂土之貫入量 S 等於貫入之 spudcan 直徑(1D)時，測得之沉陷剖面大致左右對稱，沉陷影響區延伸至 spudcan 外側的 $D/2$ 。 $D = 150\text{ mm}$ 圓形 spudcan 貫入浸水砂土之實驗結果顯示，在 spudcan 貫入量 $S = 0$ 至 300 mm 過程，模型試驗測得之極限垂直承載力 q_u 與採用 SNAME 手冊理論計算之極限承載力符合良好。實驗結果顯示，極限支承力 q_u 隨著 spudcan 直徑增加($D = 150\text{、}200\text{、}300\text{ mm}$)而逐漸增加。此實驗結果之趨勢，與以 SNAME 設計手冊理論公式計算不同直徑 spudcan 造成之極限承載力 q_u 大小趨勢一致。不論 spudcan 直徑大小，模型試驗求得之極限承載力皆等於或大於 SNAME 手冊求得之理論值，顯示 SNAME 手冊之設計值為保守，是在安全的一側。

關鍵詞：承載力；模型試驗；相對密度；支撐基腳；自升式安裝船

Model Tests to Determine Bearing Capacity of Spudcans Penetrating Submerged Loose Sand

Student : Ching-Yao Lin

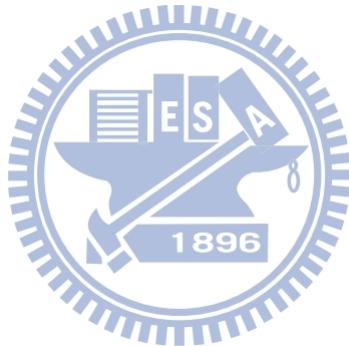
Advisor : Dr. Yung-Show Fang

Department of Civil Engineering
National Chiao Tung University

ABSTRACT

This thesis investigated the bearing capacity of spudcans with different diameter($D = 150, 200$ and 300 mm) penetrating submerged loose sand. Ottawa sand was used to conduct the 1g model tests at National Chiao Tung University. The spudcan experiment system consists of the vertical loading system, soil bin, and model spudcans. To simulate the offshore loose soil behavior in west Taiwan, the air-pluviation method was used to control relative density of Ottawa sand. With the slot opening 7 mm and a drop distance of soil particles 200 mm the relative density of 15 % was achieved. Allow water inflow to inundate soil specimen then use the suction pump to remove air in the soil void. The relative density of the loose submerged sand was 26 %. When spudcan penetrate the submerged soil to the depth equal to the spudcan's diameter, it was found that the surface settlement trough was symmetrical, and the trough extended to $D/2$ from the edge of spudcan. For the penetration of the diameter 150 mm spudcan into the submerged sand, experiment of bearing capacity was in good agreement with the bearing capacity calculated with the SNAME. For all tests of spudcan penetrating submerged sand, it was found the experimental bearing capacity increased with increasing spudcan diameter. All experimental results were equal to or bigger than the bearing capacity calculated following the SNAME. The ultimate bearing capacity estimated with SNAME was on the safe side.

Keywords : Bearing capacity; Model test; Relative density; Spudcan; Turbine installation vessel



誌謝

在交通大學兩年多的研究生生活，感謝吾師方永壽教授的悉心指導。感謝老師總是不厭其煩的叮囑我該注意的事項，讓我能好好的學到該學的每一課 (lesson)，不管是”跳島戰術”或是”嚴謹的精神”學生確實的收到了，只剰在接下來的日子裡實踐，更感謝老師在修改論文期間，與我拚到最後一刻並得以順利完成本論文，在此致上誠摯的敬意。

口試期間感謝國立中央大學李崇正教授與及中興工程顧問陳滄江博士的意見與指導。在學期間感謝潘以文教授、廖志中教授、林志平教授、黃安斌教授、單信瑜教授於課業上的指導，也感謝美麗的系辦小姐們各方面支援。

本研究得以順利進行，需感謝在設計與建造儀器方面都給予相當多協助的李國華老闆，在此一併感謝。

在這兩年多的日子以來，非常感謝仍在結構五樓與我一起寫論文的柏穎、侑頤、怡中及孝存，若是沒有你們的陪伴，剩下來的日子肯定非常難熬。感謝麒洧、書銘、正信、禹豪、彥博、昇旻、Marco 在 NBA 上的陪伴。也感謝大地組其他同學、學弟們的陪伴。

感謝讓我能夠拾起樂器，並且發揮的餘熱的交大管樂團及交大管弦樂社，與你們一起吹奏樂器、比賽以及出遊的時光，是讓人難以忘懷的回憶。

特別感謝兩位表姊，瑞蓮姐以及詩雅姊在新竹的照顧以及幫忙，尤其在車禍及搬家期間，沒有你們的幫忙肯定非常麻煩！特別感謝之二，佳穎以及玆萱，每次上台北總是麻煩你們兩個，生活以及學業上的大小事也都與你們商談，希望以後也還能繼續保持。特別感謝之三，感謝長億旅遊團佳毓、宇珊、峻華、佑祥等人每次的出遊邀約，希望以後還能繼續下去。特別感謝之四，感謝一同來到新竹的暨大好夥伴 Wade、湘茵、彥慈，希望你們之後能夠順利。

非常感謝方門同胞，同學承劭及同心、劉政學長、以及學弟 小繼、阿信、聖麟、敏華、孟翰、高鵬、文逢在實驗上的幫忙！

最後感謝我的家人們，感謝你們為了能讓我安心讀書，而努力創造出來的環境，所幸最終還是完成了這階段的學業。或許還有我遺漏掉的大小小小的人們，也非常感謝你們的幫忙，希望你們都能平安、順利。

目錄

摘要	i
誌謝	iv
目錄	v
表目錄	vii
圖目錄	viii
符號說明	xii
第一章緒論	1
1.1 前言	1
1.2 研究動機與目的	2
1.3 研究方法	2
1.4 論文組織	3
第二章文獻回顧	4
2.1 能源問題	4
2.1.1 再生能源	5
2.2 風力發電	6
2.2.1 台灣風場特性	7
2.2.2 離岸風機的基礎	7
2.3 自升式風機安裝船	8
2.4 支撐基腳破壞模式	8
2.4.1 Spudcan 破壞案例	8
2.4.2 Spudcan 造成之土壤破壞模式	9
2.5 基腳支承力理論	9
2.5.1 Terzaghi 淺基礎支承力理論	9
2.5.2 SNAME 基腳支承力設計規範	10
2.5.3 支撐基腳尺寸對於承載力之影響	10
2.6 Spudcan 行為之離心機模型試驗	11
2.6.1 NUS 離心機模型試驗	11
2.6.2 UWA 離心機模型試驗	12
2.7 Spudcan 行為之數值模擬	12
第三章試驗設備與儀器	13
3.1 垂直荷重加載系統	13
3.1.1 反力架	13
3.1.2 馬達齒輪式壓力機	14
3.1.3 Spudcan 貫入速度控制器	14
3.1.4 荷重計	14

3.1.5 電位式位移計	14
3.2 試驗土槽	15
3.2.1 NCTU 試驗土槽	15
3.2.2 氣密壓克力蓋板	15
3.2.3 填土排水濾水盒	16
3.3. 支撐基腳	16
3.3.1 NCTU spudcan	16
3.4 資料擷取系統	16
第四章 備製試驗砂土試體	17
4.1 彰化外海海床土壤特性	17
4.1.1 地質調查結果	18
4.1.2 現地飽和疏鬆砂土相對密度	19
4.2 砂斗提升法	20
4.3 備置疏鬆乾砂試體	20
4.3.1 試驗土壤	20
4.3.2 乾砂試體密度控制	21
4.4 備置浸水疏鬆砂土試體	21
4.5 渥太華砂相對密度與內摩擦角關係	22
第五章 Spudcan 模型試驗成果	23
5.1 試驗步驟	23
5.2 Spudcan 貫入疏鬆砂土成果	24
5.2.1 直徑 150 mm 基腳貫入乾砂試驗	24
5.2.2 直徑 200 mm 基腳貫入乾砂試驗	24
5.2.3 直徑 300 mm 基腳貫入乾砂試驗	25
5.3 Spudcan 貫入浸水疏鬆砂土成果	25
5.3.1 直徑 150 mm 基腳貫入浸水砂土試驗	25
5.3.2 直徑 200 mm 基腳貫入浸水砂土試驗	26
5.3.3 直徑 300 mm 基腳貫入浸水砂土試驗	26
5.4 不同尺寸 Spudcan 對承載力之影響	27
第六章 結論	29
6.1 結論	29
6.2 建議	30
參考文獻	31
表	34
圖	38
附錄 A - 疏鬆乾砂 SNAME 極限承載力計算書	122
附錄 B - 浸水砂土 SNAME 極限承載力計算書	126

表 目 錄

表 2-1 重力式、單樁式、三腳式基礎優缺點(工業技術研究院 2012)	34
表 4-1 彰化風力發電計畫區海床土壤室內試驗成果表	35
表 4-2 標準貫入試驗 N 值與砂土相對密度及內摩擦角之經驗關係	35
表 4-3 彰化離岸風力計畫區鑽孔深度與其 SPT-N 值	36
表 5-1 各尺寸 Spudcan 量測沉陷停止點	37

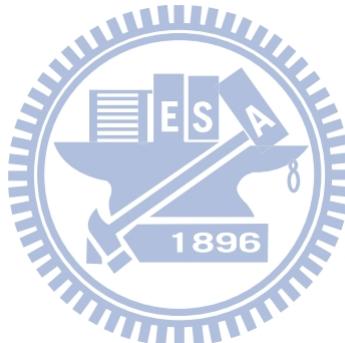


圖 目 錄

圖 1-1 2012 歐洲地區離岸風能發電裝置量比例.....	38
圖 1-2 自升式安裝平台船安裝離岸風機.....	38
圖 1-3 鑽油平台及扁平圓錐狀 spudcan.....	39
圖 1-4 支撐基腳貫穿式破壞造成之自升式平台傾斜損壞.....	40
圖 2-1 我國 2010 年初級能源供給及自產能源比例.....	41
圖 2-2 比利時海岸的北海 5MW 離岸風機	41
圖 2-3 台灣風場調查	42
圖 2-4 不同海床深度之風機所採用之基礎型式	42
圖 2-5 自升式風機安裝船	43
圖 2-6 自升式安裝船支撐腳收縮至船身上方	44
圖 2-7 自升式平台船安裝離岸風機	44
圖 2-8 直徑 8.5 m 之 spudcan.....	45
圖 2-9 Spudcan 破壞模式統計	45
圖 2-10 典型的貫入深度與承載力關係	46
圖 2-11 條型基腳下的土壤支承力破壞模式	46
圖 2-12 基腳支承力分析	47
圖 2-13 Combined results of footing tests performed on Brown Mortar sand	47
圖 2-14 NUS 離心機設備(摘自 Lu 2007).....	48
圖 2-15 NUS 離心機試驗結果(摘自 Lu, 2007).....	49
圖 2-16 UWA 離心機試驗結果(摘自 Hossain and Randolph, 2010).....	50
圖 2-17 數值模擬結果(摘自 Qiu and Henke, 2011).....	51
圖 3-1 國立交通大學基礎模型實驗室平面配置圖	52
圖 3-2 試驗土槽及 spudcan 加載系統	53
圖 3-3 反力架系統	55
圖 3-4 反力架柱腳	55
圖 3-5 移動式反力鋼樑及馬達齒輪式壓力機	56
圖 3-6 spudcan 貫入速度控制器	56
圖 3-7 20 kN 壓拉兩用荷重計	57
圖 3-8 試驗時之荷重計位置	57
圖 3-9 電位式位移計	58
圖 3-10 電位式位移計之裝設	59
圖 3-11 spudcan 土槽以及底座	60
圖 3-12 氣密壓克力蓋板	61
圖 3-13 真空計	61

圖 3-14 填土排水濾水盒.....	62
圖 3-15 NCTU 圓形 spudcan 模型尺寸.....	63
圖 3-16 NCTU 圓形 spudcan 模型.....	64
圖 3-17 資料擷取系統.....	64
圖 3-18 動態應變放大器.....	65
圖 4-1 彰化離岸風力風場位置圖.....	66
圖 4-2 台灣地區陸地及海底地形圖.....	67
圖 4-3 台灣地體構造資料圖.....	68
圖 4-4 彰化離岸風力發電計畫區鑽孔位置.....	69
圖 4-5 彰化離岸風力發電計畫區鑽孔剖面圖.....	70
圖 4-6 彰化離岸風力發電計畫區鑽孔剖面圖.....	70
圖 4-7 深度與 SPT-N 值分布圖.....	71
圖 4-8 砂土標準貫入試驗 N 值與相對密度之關係.....	72
圖 4-9 相對密度與內摩擦角之關係.....	73
圖 4-10 Spudcan 周圍土壤之破壞面.....	74
圖 4-11 砂斗提升法於 ASTM D4254 密度盒施作.....	75
圖 4-12 ASTM D4254 圓柱形密度盒.....	76
圖 4-13 方形密度盒.....	76
圖 4-14 砂斗提升法試驗結果.....	77
圖 4-15 渥太華砂之粒徑分布曲線(摘自 Chen 2003).....	77
圖 4-16 砂土試體密度控制之密度盒擺放位置示意圖.....	78
圖 4-17 砂土密度控制實驗之密度盒擺放情形.....	79
圖 4-18 乾砂密度控制實驗結果.....	80
圖 4-19 真空幫浦.....	81
圖 4-20 土槽內安裝濾水盒.....	81
圖 4-21 使用砂斗提升法備製疏鬆乾砂試體.....	82
圖 4-22 使用漏斗提升法填補試體表面.....	82
圖 4-23 0.9 m 正方體疏鬆乾砂試體備置完成.....	83
圖 4-24 進/出水口接上進水水管.....	83
圖 4-25 砂土試體浸水及土槽頂部邊緣放置氣密膠條.....	84
圖 4-26 以快乾膠固定氣密膠條.....	84
圖 4-27 放置氣密蓋板及 16 隻 C 型夾.....	85
圖 4-28 以抽氣幫浦為浸水砂土試體進行抽氣.....	85
圖 4-29 真空計讀數跑至 19 cm-Hg.....	86
圖 4-30 抽完氣後試體.....	86
圖 4-31 相對密度與摩擦角關係圖.....	87
圖 5-1 環鏈手板葫蘆.....	88
圖 5-2 將移動式反力鋼樑移動至預定位置.....	88

圖 5-3 鎖緊並確認移動式反力鋼樑與壓力機之螺栓.....	89
圖 5-4 以水平儀確認 spudcan 貫入軸之垂直度.....	90
圖 5-5 spudcan 貫入起算點示意圖.....	91
圖 5-6 量測砂土試體表面高程.....	91
圖 5-7 試驗後分裝潮濕砂土至烘乾鐵盤.....	92
圖 5-8 將裝入濕砂之鐵盤放至大型烘箱烘乾.....	92
圖 5-9 直徑 150 mm spudcan 下腿貫入疏鬆砂土	93
圖 5-10 直徑 150 mm spudcan 提腿離開砂土試體	93
圖 5-11 直徑 150 mm 圓形 spudcan 貫入乾砂之沉陷量與極限垂直荷重	94
圖 5-12 直徑 150 mm 圓形 spudcan 貫入乾砂之沉陷量與極限承載力	95
圖 5-13 直徑 200 mm spudcan 貫入疏鬆乾砂土	96
圖 5-14 直徑 200 mm spudcan 提腿離開乾砂試體	97
圖 5-15 直徑 200 mm 圓形 spudcan 貫入乾砂之沉陷量與極限垂直荷重	98
圖 5-16 直徑 200 mm 圓形 spudcan 貫入乾砂之沉陷量與極限承載力	99
圖 5-17 直徑 300 mm spudcan 貫入疏鬆乾砂土	100
圖 5-18 直徑 300 mm spudcan 提腿離開乾砂土試體	101
圖 5-19 直徑 300 mm 圓形 spudcan 貫入乾砂之沉陷量與極限垂直荷重	102
圖 5-20 直徑 300 mm 圓形 spudcan 貫入乾砂之沉陷量與極限承載力	103
圖 5-21 直徑 150 mm spudcan 下腿貫入浸水砂土	104
圖 5-22 直徑 150 mm spudcan 提腿離開浸水砂土試體	104
圖 5-23 直徑 150 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土沉陷量與極限垂直荷重	105
圖 5-24 直徑 150 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土沉陷量與極限承載力	106
圖 5-25 直徑 150 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土不同貫入量之試體表面高程剖面(東西斷面)	107
圖 5-26 直徑 150 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土不同貫入量之試體表面高程剖面(南北斷面)	107
圖 5-27 直徑 150 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土不同貫入量之試體表面高程剖面(東西斷面)	108
圖 5-28 直徑 150 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土不同貫入量之試體表面高程剖面(南北斷面)	108
圖 5-29 直徑 200 mm spudcan 貫入浸水砂土	109
圖 5-30 直徑 200 mm spudcan 提腿離開浸水砂土	110

圖 5-31 直徑 200 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土之沉陷量與極限垂直荷重	111
圖 5-32 直徑 200 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土沉陷量與極限承載力	112
圖 5-33 直徑 200 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土不同貫入量之試體表面高程剖面(東西斷面)	113
圖 5-34 直徑 200 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土不同貫入量之試體表面高程剖面(南北斷面)	113
圖 5-35 直徑 200 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土不同貫入量之試體表面沉陷剖面(東西斷面)	114
圖 5-36 直徑 200 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土不同貫入量之試體表面沉陷剖面(南北斷面)	114
圖 5-37 直徑 300 mm spudcan 貫入浸水砂土	115
圖 5-38 直徑 300 mm spudcan 提腿離開浸水砂土	115
圖 5-39 直徑 300 mm 圓形 spudcan 浸水砂土貫入量與極限垂直荷重	116
圖 5-40 直徑 300 mm 圓形 spudcan 浸水砂土貫入量與極限承載力 ..	117
圖 5-41 直徑 300 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土不同貫入量之試體表面高程剖面(東西斷面)	118
圖 5-42 直徑 300 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土不同貫入量之試體表面高程剖面(南北斷面)	118
圖 5-43 直徑 300 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土不同貫入量之試體表面沉陷剖面(東西斷面)	119
圖 5-44 直徑 300 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土不同貫入量之試體表面沉陷剖面(南北斷面)	119
圖 5-45 不同尺寸圓形 spudcan 貫入疏鬆砂土試體之貫入量與極限承載力	120
圖 5-46 不同尺寸圓形 spudcan 貫入浸水砂土試體之貫入量與極限承載力	121

符號說明

B^* :淺基礎寬度

C_u :均勻係數

c :土壤凝聚力

D : 支撐基腳直徑

D_f :基腳貫入深度

D_{leg} :支撐腳直徑

D_r :相對密度

D_{sc} :spudcan 直徑

d_q :承載力深度因數

d_γ :承載力深度因數

e_{max} :最大孔隙比

e_{min} :最小孔隙比

F_v :垂直極限承載力

H :上層黏土厚度

H_c :錐尖高

N :標準貫入試驗值

N_c 、 N_q 、 N_γ :土壤支承係數

p_o' :有效覆土壓力

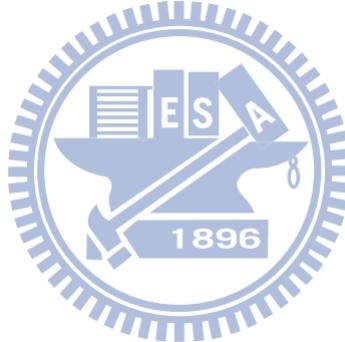
Q_v :垂直荷重

q :載重

q_u :極限乘載力

S :支撐基腳的沉陷量

S_u :不排水剪力強度



s_q 、 s_γ :形狀因數

T_d : spudcan 中層厚度

α :破壞面與水平面夾角

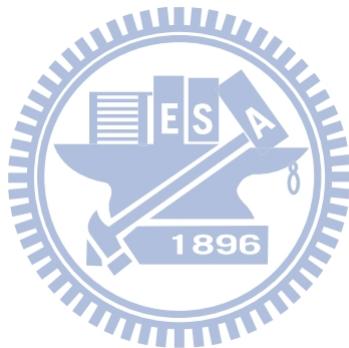
σ :正應力

ϕ :內摩擦角

θ_c :為錐尖角度

θ_{ui} :spudcan 上側與水平線夾角

θ_{li} :spudcan 下側與水平線之夾角



第一章

緒論

1.1 前言

台灣地質年代較年輕，土地有限且缺乏自主能源，根據 2010 年經濟部能源局統計，台灣 99.57% 的能源都是靠進口，只有 0.43% 是自行生產。自從日本福島核能電廠災變後，核能安全受到強烈質疑，替代能源成為各國政府都非常注重的發展方向。

台灣四面環海，因此離岸風能 (offshore wind energy) 成為台灣替代能源的重要發展方向。圖 1-1(a)顯示 2011 年英國新增發電容量較前一年(2010 年)增加 854.2 MW，比利時、德國、丹麥在 2011 年也逐漸提高離岸風能的比例。圖 1-1(b)為 2012 歐洲各國的離岸風能累計裝置量排名，其中排名第一的英國總發電量為 2947.9 MW，佔歐洲離岸風力發電 57.8%。

朱正男(2012)指出，我國政府為加速再生能源開發、打造綠色能源經濟，提出「陽光屋頂百萬座，千架海陸風力機」的政策，正規劃將風能開發由陸域逐步延伸至離岸，我國預定在 2030 年前設置千架風力機，總裝置容量將達 4,200 MW。

相較於陸地風機，離岸風機有低震動、低噪音，以及減少土地徵收帶來的抗爭等優點，且海上風速較陸地上高而穩定，故海上風機的發電效率較陸上風機為佳，可充分發揮其經濟效益，縮短回收期。若台灣在未來致力發展離岸風力發電，勢必逐年提升本土化風機建造及安裝能力，在現有基礎上，培養自行設計及建造自升式風機安裝船(jack-up turbine installation vessel)之能力。因此自升式安裝船附屬之支撐腳(leg)及基腳(spudcan) 貫入海床砂土、黏土及軟硬互層土壤之承載力 (bearing capacity) 及破壞機制(failure mechanism)，成為必須進一步研究之課題。

1.2 研究動機與目的

當離岸風機基礎於海中建設完成後，需要自升式安裝船如(圖 1-2)搬運葉片(blade)、主發電機(primary generator)及塔架(tower)至風機基礎旁，安裝船伸出支撐基腳至海床，以自升式系統頂升船身至預定地高度後，進行安裝風機工作。支撐腳下方的基腳稱為 spudcan，如圖 1-3 所示，支撐基腳的形狀多為扁平圓錐形。若支撐基腳遭遇軟弱之海床土壤，例如極為疏鬆之砂土或黏土，無法支承平台船之荷重，支撐基腳可能發生貫穿式(punch through)破壞，支撐腳快速沉入海床，引致工作平台的傾斜、損害其整體穩定性、並喪失其功能，如圖 1-4 所示。

英國健康安全局 (Health & Safety Executive 2009) 統計，約三分之一的自升式平台船發生事故的起因，多源自於基礎的問題，其中貫穿式破壞佔了 53% 的比例，對於離岸風力發電採用的自升式安裝船而言，軟弱海床上的支撐腳承載力評估，是一個極需研究的課題。本研究期望經由模型試驗，了解不同尺寸($D = 150$ 、 200 及 300mm)支撐基腳其貫入浸水疏鬆砂土之貫入深度與承載力關係，與 SNAME(2008)設計手冊計算結果相互比較，做為現有分析模式合理性之佐證。

1.3 研究方法

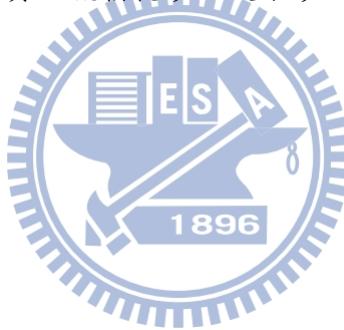
探討 spudcan 貫入海底土壤之承載力及其破壞模式，可採用理論方法、數值模擬方法、及模型試驗進行研究。其中模型試驗可分為(1)現地試驗；及(2)實驗室試驗。實驗室試驗又可分為：(A)離心機試驗；及(B)1g 模型試驗。其中 1g 模型試驗又可分為：(a)spudcan 試驗；及(b)Half-spudcan 試驗。

本研究將進行 1g spudcan 模型試驗實驗方法，在交通大學基礎模型試驗室自行設計以及建造垂直加載系統、試驗土槽、支撐基腳。為模擬台灣西部沿海疏鬆土壤，本研究將採用砂斗提升法備製均勻土壤試體，並以砂斗開口大小及砂土落距控制砂土試體相對密度。本研究將疏鬆砂土試體浸水，並以 suction pump 抽除土壤孔隙之空氣，模擬海床土壤浸水行為。

試體製作完成後，以馬達齒輪式貫入壓力機施加垂直力，將模型 spudcan 貫入土槽內浸水疏鬆之土壤，探討不同尺寸之支撐基腳($D = 150, 200$ 及 300 mm)貫入浸水疏鬆砂土之極限承載力。實驗過程以荷重計(load cell)量測垂直載重，以電位式位移計(potentiometer-type displacement transducer)量測 spudcan 的垂直位移量，並以資料擷取系統收集、儲存及分析獲得的試驗資料。

1.4 論文組織

本論文共分六章，第一章為緒論，第二章為文獻回顧，第三章為試驗設備與儀器。第四章介紹台灣彰化外海海床土壤之特性及如何備製疏鬆砂土試體。第五章為 spudcan 模型實驗貫入疏鬆乾砂及浸水砂土之研究成果。第六章為結論。



第二章

文獻回顧

本章將從能源的觀點出發，敘述當前能源危機問題，並探討再生能源中的離岸風力發電。對風力發電、台灣風場的特性、離岸風機的基礎、自升式風機安裝船，支撐基腳破壞模式、基腳支承力理論、支撐基腳行為之離心機模型試驗及支撐基腳之數值模擬等相關文獻進行探討。

2.1 能源問題

工研院綠能與環境研究所楊昌中(2012)於「能源危機與永續發展」報告中提及，全球主要的能源問題包含：

- (1) 石油蘊藏量日益減少，燃油仍是動力機械的主要能源。
- (2) 人口數量龐大的國家經濟快速成長，能源的需求使市場競爭激烈。
- (3) 在石油輸出組織國家的運作下，石油價格日益高漲。
- (4) 核安事件強化反核運動及核能安全提升的需求。

我國的能源問題包含：

- (1) 能源幾乎完全依賴進口，能源結構受制於國際能源價格影響。
- (2) 過去十五年能源消費倍增，石油與煤炭能源占總供應量八成以上。
- (3) 核能發電受到質疑與挑戰。

2.1.1 再生能源

再生能源為來自大自然的能源，例如：太陽能、風能、潮汐能、地熱、生質能等，是取之不盡，用之不竭的能量。以下為台灣電力公司(2009)對台灣再生能源(風力及太陽能)的評估說明如下：

- (1) 風力發電：台灣為一海島，每年約有半年以上的東北季風期，全年平均風速大於 4 m/s 的區域，總面積約達 2,000 平方公里，例如臺灣中北部山區、西部沿海及離島等均屬風能資源豐富地區，極適合開發風力發電，根據能源局評估結果，預估計可開發之總裝置容量可達 220 萬瓩以上。如此優越的風能潛力，再加上台灣地區自產能源貧乏，開發國內自產風力能源更顯其重要性，在此主客觀因素下，風力發電自然成為台灣發展再生能源發電之首要選擇。
- (2) 太陽能：台灣地區雖地處亞熱帶，但因氣候條件影響，日照時間不如同緯度其他地區優越，夏秋期間颱風頻繁，加上目前太陽能電池設備投資費用仍相當昂貴，因此限制了台灣地區太陽能發電之發展。太陽光電仍無法克服陰雨天發電問題，太陽能仍屬間歇性能源，無法接受調度，故在規劃開發太陽光電時，亦必須同時投資興建其他傳統電源，以確保電力穩定供應。

圖 2-1(a)為經濟部能源局統計 2010 年我國能源供給的比例，可以看到我國初級能源對石油的依存度最高，占了將近一半的比例，我國 99.57% 的能源是倚賴傳統能源，再生能源比例只占 0.43%。圖 2-1(b)為我國 2010 年自產能源的供給比例，其中以水力占的比例最高為 44.9%，太陽能及風力發電所佔的比例僅為 11.2%。

2.2 風力發電

World Wind Energy Association (2011)報告指出，2010 年全球投入再生能源 (renewable energy)的金額為 2,430 億美元，其中風力發電的投資金額達 900 億美元，所佔再生能源的比例達 37%，顯示世界各國均已將風力發電視為主要的再生能源發展標的。隨著全球的陸域風力發電逐漸飽和，離岸風場(Offshore wind farm)自然成為各國的重要發展目標。

離岸風力發電機(如圖 2-2)是運用風機的葉片旋轉，將離岸風場的風能轉化為機械能，風機內的發電機再將機械能轉化為電能，經由海底電纜將電力輸送至變電所供大眾使用。經濟部技術處所出版的「前瞻全球離岸風力發電技術與台灣產業機會分析」(2010)指出，離岸風力發電有著以下優點：

- 
- (1) 規劃完整：可使用較大面積風場進行較完整的規劃。
 - (2) 高風速：由於海水面十分光滑，摩擦力較小，風剪效應越小，因此不需要很高的塔架，可降低風力機架設成本。
 - (3) 低擾流：海上風擾流強度低，可使機組承受的疲勞負荷較低，延長風機壽命。
 - (4) 高產出：海上風速較陸上風速大而穩定，且離岸風機對噪音要求較低，所以可以透過高轉速及高電壓達到較好的發電效率，進而獲取更高的能量產出。

同時離岸風力發電也有著以下缺點：

- (1) 需使用海中基礎，施工困難，造價昂貴。
- (2) 海上風場，一般平均風速較高，可施工、吊裝的時間受限，工期長、難度高且風險較大。
- (3) 維護成本高，需動用船舶或直升機等交通工具，所費不貲。
- (4) 由於風機接近困難，萬一故障或無法定期維修，導致停機，可能造使停電時間過長，降低可使用率。

2.2.1 台灣風場特性

自 1991 年丹麥設置了世界第一座離岸風機，20 多年來有關離岸風機的相關技術不斷的精進，使得風力發電逐漸受到重視。圖 2-3 為工業技術研究院(2007)對台灣離岸風場的調查結果，圖中顯示台北至彰化離岸風場的滿發時數為 2,800~3,200 小時，滿發時數是指一年風力達 10 m/s，可讓風機滿載發電的時間。雲嘉南離岸風場也有 2,400~3,000 小時的滿發時數。澎湖更可達 3,300~3,900 的滿發時數，均比世界平均 2,000 滿發小時更長，圖 2-3 顯示台灣西岸海域適合離岸風力發電的發展。

2.2.2 離岸風機的基礎

離岸風機在大海中，必須承受鹽分、重力、風力、波浪推力、地震力等作用，並保持長期屹立不搖，因此離岸風機座落在海上的基礎型式的選擇、設計、施工必須仔細考量。

經濟部技術部「前瞻全球離岸風力發電技術與台灣產業機會分析」(2010)指出，在不同的海床深度，離岸風機必須採用不同的基礎型式如圖 2-4 顯示。

重力式基礎(gravity type)主要適用於 5 公尺水深以下之前海地區，其結構簡單、造價低，但需要預先對海床整理，且安裝不便。在 0~30 m 深度的海床，常採用單樁式基礎(mono pile)。單樁式基礎是由一根直徑 3.5 m ~ 4 m 的鋼管柱構成，鋼管底部安裝在海床下 10~20 m，單樁式技術的主要優點就是簡單實用，且不須對海床進行整理。在 30~60 m 深度的海床可考慮採用三腳架(tripod)式基礎支撐風機，三腳架由直徑 1~5m 的鋼管焊接而成，製造不易，但較不受海水沖蝕影響。在 60~900 m 深度的海床可考慮浮動式基礎，目前尚在試驗階段。表 2-1 說明重力式、單樁式、三腳式基礎優缺點。

2.3 自升式風機安裝船

Gaudin et al. (2011) 說明，自升式風機安裝船(如圖2-5)是一個移動式工作平台(platform)，包含一個水密性的浮動船身(buoyant hull)，並有四隻可以獨立移動的支撑腳(movable leg)，支撑脚下側基腳(spudcan)支撑至海床。將自升式風機安裝船支撑腳收縮至船身上方(圖2-6)，並將船身拖達工作地點後，再伸出支撑腳接觸海床，自升式風機安裝船利用船體自身重量進行預壓，將spudcan貫入海床固定。通常將四隻支撑腳分為兩組，對角線兩隻腳為一組，些微升起一組支撑腳使利用重量將另一組對支撑腳壓入海床，且不再沉陷為止。兩組支撑腳輪流施壓，直到四隻支撑腳所受極限承載力足以支撑安裝船兩倍重量(安全係數為2)，形成穩定安裝風機之工作平台(如圖2-7)。

2.4 支撐基腳破壞模式



支撑腳(leg)下方的支撑基腳稱之為 Spudcan (如圖 2-8)，支撑基腳的形狀多為扁平圓錐狀(conical shape)。使用支撑基腳的目的以 $\sigma = F/A$ 說明，F 為支撑基腳傳遞之垂直加載力、A 為支撑基腳面積、 σ 為支撑腳與海底土壤間正應力，支撑基腳的面積 A 加大，可以減輕支撑基腳承受的應力 σ ，避免支撑腳受壓超過極限承載力(Ultimate bearing capacity)貫入海床土壤。

2.4.1 Spudcan 破壞案例

依據英國健康安全局 (Health and Safety Executive 2009) 的統計，約三分之一的自升式平台船發生事故的起因，多源自於基礎的問題，圖 2-9 顯示這些基礎問題可以彙整為：

- (1) 貫穿破壞佔了其中 53%，為比例最大的破壞模式。進一步探討貫穿破壞的原因，發現預壓時發生貫穿破壞佔 14%，於颱風期間發生貫穿破壞佔 8%，另有

31%的貫穿破壞之發生期間未確定。

- (2) 海床的不平整造成的破壞佔 15%，包含了海床沖蝕，及過去 spudcan 下腳掌痕 (footprint)的影響。
- (3) 筏式基礎滑動占了 10%，與圓形支撐基腳相比，筏式基礎較易發生滑動破壞。

2.4.2 Spudcan 造成之土壤破壞模式

圖 2-10 為 4 種典型的支撐基腳貫入深度與承載力的關係，其中(i)為過壓密黏土與緊密砂土層之貫入行為，其承載力隨著貫入深度增加而增加；(ii)是貫入正常壓密黏土與疏鬆砂土的情形，承載力隨著貫入深度的增加有限；(iii)是堅硬土層下方夾雜軟弱黏土層，可看出在某一區間強度特別低；(iv) 是上下軟弱黏土夾堅硬砂層的情況。而(iii)、(iv)之破壞模式稱之為 “Punch Through Failure”。

2.5 基腳支承力理論



以下將分別對 Terzaghi 淺基礎支承力理論、SNAME(2008)基腳支承力設計規範，以及基腳大小對於承載力之影響進行介紹。

2.5.1 Terzaghi 淺基礎支承力理論

Terzaghi(1943)建議，對一連續或條形基腳，在極限載重下，土壤全面剪力破壞之破壞面如圖 2-11。基礎下土壤之破壞區可區分為三區:(a)基腳下楔形區 I 為彈性區，破壞面與水平面夾角為 α ；(b)輻射剪力區 II，此區之破壞線為對數螺旋圓弧；(c)蘭金被動土壓力區 III，破壞線為一條直線。利用平衡分析，Terzaghi 將條形基礎之極限承載力 q_u 以下式表示：

$$q_u = cN_c + qN_q + 0.5 \gamma BN_\gamma \quad (2.1)$$

若考慮圓形基腳之極限承載力 q_u ，須對(2.1)式做形狀修正以(2.2)式表示：

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad (2.2)$$

(2.1)及(2.2)式中， c 代表土壤凝聚力， q 代表支承面覆土壓力， γ 代表土壤單位重， B 代表基腳寬度， N_c 、 N_q 、及 N_γ ，代表土壤支承係數。

2.5.2 SNAME 基腳支承力設計規範

SNAME(2008)手冊建議支撐基腳於砂土中之支承力設計規範。如圖 2-12 所示，對一直徑為 B ，有效支撐面積為 A 之支撐基腳，施加垂直載重 Q_v ，貫入砂土層深度 D 時之垂直極限承載力 F_v 以(2.3)式表示：

$$F_v = (0.5\gamma'B N_\gamma s_\gamma d_\gamma + p_o' N_q s_q d_q) A \quad (2.3)$$

(2.3)式中， γ' 代表土壤單位重， p_o' 代表在深度 D 時之有效覆土壓力， N_q 、 N_γ ，代表土壤支承係數， s_γ 、 s_q 為形狀因數， d_γ 、 d_q 代表承載力深度因數。

2.5.3 支撐基腳尺寸對於承載力之影響

Cetato and Lutenegger(2007)以不同尺寸之圓形及方形基腳，對不同相對密度 ($D_r = 13, 45, 70\%$) 砂土進行承載力計算因子(N_γ)之探討，如圖 2-13 所示，當基腳直徑大於 0.3 m ， N_γ 不再隨基腳直徑加大而改變。當基腳直徑 B 小於 0.3 m ，則 N_γ 值隨 B 之減小而快速增大。

2.6 Spudcan 行為之離心機模型試驗

以下介紹國立新加坡大學(National University of Singapore, NUS)及西澳大利亞大學(University of Western Australia, UWA)在實驗室以離心機試驗研究 spudcan 貫入海床土壤的模型試驗。

2.6.1 NUS 離心機模型試驗

Lu (2007)進行支撐基腳貫入土壤的離心機試驗，離心機的功能在於，將試驗模型放置於離心機一側抓斗內，另一側抓斗放置平衡砝碼(counter weight)，藉著離心機的快速旋轉提高加速度至 N 倍的重力場，藉以放大 N 倍模型的受力狀況($\sigma_v = \gamma z = \rho \cdot g \cdot z$)。

圖 2-14(a)試驗土槽內之土層分為上下兩層，上層為厚度 50 mm 之砂土，其相對密度為 $D_r = 77\%$ ，下層為不排水剪力強度 $S_u = 10 \text{ kPa}$ 之正常壓密黏土。Spudcan 垂直貫入土壤速率為 0.05 mm/s，模型支撐基腳直徑為 60 mm，以 100g 離心加速度模擬直徑 $D = 6 \text{ m}$ 之 spudcan，如圖 2-13(b)所示。2-13(a)上方有可量測 spudcan 垂直位移的長距離電位式位移計(long-travel potentiometer)，及量測垂直作用力的荷重計(load cell)。以液壓缸(hydraulic cylinder)加壓 spudcan 向下貫入土層，試驗土槽壓克力視窗前方設有相機記錄土層受壓破壞模式。圖 2-14 為實驗結果圖，圖 2-15(a)顯示，spudcan 貫入土層的起始點，是以 spudcan 腳掌的下側斜面與底部圓錐體的交界處。圖 2-15 (b)顯示，當直徑 6 m 之 spudcan 向下貫入 1 m，砂土逐漸向下位移，擠壓到黏土層，黏土因為受到推擠而逐漸側向移動。圖 2-15(c)顯示，當 spudcan 貫入約 5 m，spudcan 下側砂土隨著 spudcan 向下貫入，產生大量位移擠壓下層黏土，使黏土往兩側及往上方位移，造成表面土壤略微隆起。圖 2-15(d)說明，當 spudcan 貫入達海底土壤 7 m，在 spudcan 下方 $1D$ 及 spudcan 兩側約 $D/2$ 的土壤受到擾動產生位移，且 spudcan 上方海床表面大量沉陷。

2.6.2 UWA 離心機模型試驗

Hossain and Randolph (2010)進行支撐基腳貫入土壤之離心機試驗，實驗箱內之土層分為兩層，上層為厚 45 mm 之硬高嶺土殼層(crust layer)其不排水剪力強度為 C_{u1} ，下層為軟弱黏土其剪力強度為 C_{u2} ， $C_{u2}/C_{u1} = 0.29$ 。 $B = 60$ mm 為支撐基腳的直徑，以 100g 離心加速度模擬直徑 $B = 6$ m 之 spudcan。圖 2-16 (a)、(b)的實驗結果顯示，spudcan 初始貫入時，隨著 spudcan 貫入深度的增加，上方殼層所承受的垂直應力逐漸增加。圖 2-16(c)、(d)顯示，spudcan 進一步貫入，隨著上方殼層的貫穿破壞，spudcan 及下方土楔貫入造成下層土壤位移。圖 2-16(e)可以觀察到，支撐基腳貫入深度達 spudcan 直徑 1B，而下層土壤為軟弱黏土時，使 spudcan 下側 0.8H 土壤受到擾動，伴隨著下側土壤回流(backflow)至 spudcan 上方，spudcan 左右兩側土壤位移不明顯。

2.7 Spudcan 行為之數值模擬

Qiu and Henke (2011)使用數值模擬，分析支撐基腳在上層為疏鬆砂土下層為黏土狀況，spudcan 鄰近土層的破壞機制。如圖 2-17，上層砂土厚度為 7 m，相對密度為 24%，內摩擦角 $\phi = 32^\circ$ 。下層黏土厚度為 46 m，其不排水剪力強度為 30 kPa。將直徑 14 m 的支撐基腳貫入土層不同深度，分析的成果如圖 2-17 所示，由圖 2-17(c)可以觀察到，當支撐基腳貫入至砂土與黏土交界處(7 m)，spudcan 上層海床土壤發生下陷及回流，spudcan 下側 7.1 m 黏土層發生明顯位移，spudcan 兩側土壤位移不明顯。

第三章

試驗設備與儀器

本章對國立交通大學(NCTU)自升式安裝船支撐基腳承載力模型試驗的設備與儀器進行說明。台灣電力公司(2009)的地質調查報告顯示，台灣彰化沿海地區之海床，多為粉土質砂土(SM)及粉土質黏土(CL)。本研究以實驗方法探討不同尺寸圓形 spudcan 貫入浸水疏鬆砂土之極限承載力。國立交通大學支撐基腳模型試驗設備包含以下 4 個部分：(1) 垂直荷重加載系統；(2) 試驗土槽；(3) 支撐基腳；及(4) 資料擷取系統，以下各節分別加以說明。本研究採用渥太華標準砂(Ottawa sand)為試驗土樣。圖 3-1 顯示國立交通大學基礎模型實驗室之平面配置，本研究所設計之 Spudcan 模型實驗設備位於基礎模型實驗室之右下方。

3.1 垂直荷重加載系統

本研究使用之垂直荷重加載系統包含下列 5 個部分：(1) 反力架；(2) 馬達齒輪式(rack and pinion)Spudcan 貫入壓力機；(3) Spudcan 貫入速度控制器(control panel)；(4) 荷重計(load cell)；(5) 電位式位移計(potentiometer-type displacement transducer)，如圖 3-2(a)及(b)所示：

3.1.1 反力架

為支撐 spudcan 向下貫入土層造成的反力，需在試驗土槽上方設置反力架(Reaction frame)，如圖 3-2 所示。反力架由以下三個部分組成：(1) 4 支 150 mm × 150 mm × 2,000 mm H 型鋼柱；(2) 2 支 150 mm × 300 mm × 2,475 mm H 型水平鋼樑；及(3) 2 支 150 mm × 300 mm × 2,000 mm H 型水平移動式反力架，如圖 3-3 所示。反力架 4 支鋼柱底部焊接 20 mm 厚的硬質合金柱腳，以八支鋼質高

拉力螺栓向下貫入 120 mm，固定於厚度達 500 mm 的鋼筋混凝土樓板上，螺母以植筋膠固定於樓板(如圖 3-4)。

3.1.2 馬達齒輪式壓力機

本研究使用馬達齒輪式 Spudcan 貫入壓力機，如圖 3-5 所示，推動支撐基腳 spudcan 的上升及下降。馬達齒輪式 Spudcan 貫入壓力機可施加的最大垂直荷重是 100 kN，最大位移衝程(Stroke)是 400 mm，超出 spudcan 貫入土壤最大位移量 $1D = 300$ mm 之需求。

3.1.3 Spudcan 貫入速度控制器

如圖 3-6 所示，控制器是藉由改變交流電(Alternating Current, AC)之頻率，來控制馬達齒輪式壓力機的推桿及 spudcan 的上升及下降速率，可控制的下腿及提腿速率範圍為 0.33~1.67 mm/s。本論文 spudcan 承載力試驗所採用之支撐基腳下腿及提腿速率皆為 0.34 mm/s。

3.1.4 荷重計

本研究使用荷重計(load cell)測量 spudcan 下降及上升對土壤施加的壓力及張力，荷重計(Kyowa LUX-B-20kN-ID，Capacity = 20 kN)如圖 3-7 所示。試驗時荷重計安裝在馬達齒輪式 Spudcan 貫入壓力機推桿的下方，如圖 3-8 所示。

3.1.5 電位式位移計

本研究使用電位式位移計，量測實驗過程 spudcan 的垂直位移量。圖 3-9 顯示電位式位移計(Kyowa DTP-D-1ks)，可藉由電位轉化感應導線量測 spudcan 拉伸或收縮的位移量，其最大量測位移為 1,000 mm。位移計之安裝置如圖 3-2(a)所示，位移感應器被固定在反力梁上，拉線拉伸一長度，將扣環(washer)套扣在馬達齒輪式壓力機下方推桿，並把拉線固定在扣環的延伸桿上(如圖 3-10)，位移計拉線隨

著 spudcan 的下降而伸張，藉以測量 spudcan 下腿的垂直位移量。

3.2 試驗土槽

3.2.1 NCTU 試驗土槽

新加坡大學離心機試驗的結果(如圖 2-14(c))顯示(Lu, 2007)，一支直徑 $D = 6$ m 的 spudcan 貫入海床土壤 5 m，在 spudcan 下側 1D 及兩側 $D/2$ 的土壤受到擾動，發生明顯的位移。

西澳大利亞大學的離心機試驗結果(Hossain and Randolph, 2010)顯示(圖 2-15 (e))，一支直徑 6 m 的 spudcan 貫入黏土 6 m，在 spudcan 下側 3.6 m 的土壤受到擾動，並發生明顯的位移，spudcan 兩側土壤位移不明顯。

德國漢堡科技大學 Qiu and Henke (2011)的數值分析結果顯示，一支直徑 $D = 14$ m 的 spudcan，貫入疏鬆砂土($D_f = 24\%$, $H = 7.0$ m)及下層黏土($q_u = 30$ kPa, $H = 46$ m)至 7 m 處，在 spudcan 下方至 $D/2 = 7.1$ m 的土壤發生明顯位移，spudcan 兩側土壤位移量非常小。

基於上述研究結果，本研究設計之試驗土槽之前視圖如圖 3-2(a)所示，土槽寬 900 mm，高 1,100 mm，槽內填入高 900 mm 的砂土，高 1,000 mm 的水，及 100 mm 的預留乾舷(freeboard)。整個土槽由於長期充水，所以內側採用不鏽鋼材製成。設計的概念是以 spudcan 直徑 $D = 300$ mm 為主要考量，試驗時支撐基腳向下貫入一個基腳直徑($D = 300$ mm)，spudcan 下方預留兩個基腳直徑($2D = 600$ mm)的空間供發展剪力破壞面。預估 spudcan 破壞面對左右兩側的影響範圍較小，故各預留一個基腳直徑($D = 300$ mm)的空間。土槽下方為長 1,200 mm，寬 1,200 mm，高 130 mm 的底座(如圖 3-11)。

3.2.2 氣密壓克力蓋板

為模擬彰化外海海床土壤之飽和狀態，貫入試驗前必需將砂土試體內空氣

抽出，且為了觀察試體除氣狀態，故使用長、寬為 1,060 mm x 1,060 mm，厚度為 25 mm 之透明壓克力蓋板(如圖 3-12)，蓋板上方有兩個進/出氣口，以及一個測量土槽內部吸力之真空計(vacuum gauge)(capacity = 0~76 cm-Hg)，如圖 3-13 所示。

3.2.3 填土排水濾水盒

為避免實驗後土槽排水時造成土壤試體顆粒的流失，本研究使用填土排水濾水盒，如圖 3-14 所示。此濾水盒為雙面，一面為不透水之藍色塑膠布，一面為透水之白色不織布，排水時水只能從不織布那面通過。為了使濾水盒與土槽排水管良好接合，在濾水盒上加裝接轉接之 PVC 管，如圖 3-14 所示。

3.3. 支撐基腳

3.3.1 NCTU spudcan



圖 3-15 顯示 NCTU 試驗使用之圓形支撐基腳模型尺寸，圖中共顯示 3 隻圓形支撐基腳，支撐基腳直徑分別為 $D_{sc} = 300\text{ mm}$ 、 200 mm 以及 150 mm 。spudcan 上側與水平線夾角 $\theta_{ui} = 19^\circ$ ，spudcan 下側與水平線夾角 $\theta_{li} = 13^\circ$ ，錐尖角度為 $\theta_c = 76^\circ$ 。3 隻圓形支撐基腳及其上加壓桿實體如圖 3-16 所示。

3.4 資料擷取系統

為了擷取荷重計與電位式位移計測得的試驗資料，本研究使用的資料擷取系統，是由以下三個部分組成(如圖 3-17):(1)動態應變放大器 (Kyowa: DPM-711B) (如圖 3-18)；(2)AD/DA 卡；及(3)個人電腦。從荷重計及位移計獲得之類比信號，經動態應變放大器濾波及放大後，以 AD/DA 卡轉換為數位資料。PC 內的 LabVIEW 程式用來收集、儲存及分析獲得的測試資料。

第四章

備製試驗砂土試體

本章介紹台灣彰化濱海地區離岸風力發電機之海床土壤之特性，以及如何在實驗室備置疏鬆砂土試體。

經濟部中央地質調查所報告(2000)，彰化縣沿海地區地質屬於全新世之現代沖積層，包括潟湖、海岸及河道沖積層，其北半部沿海沉積物主要是由侵蝕砂岩及頁岩分布區的大肚溪沖積而成。其南半部地區，沉積物主要是由行經板岩及頁岩分布區的北斗溪、濁水溪、虎尾溪及北港溪等河流搬運而來。台灣電力公司(2009)委託中興顧問公司對彰化離岸風力發電區進行地質鑽探、現場試驗、室內試驗及地球物理探測，獲得現地海床土壤種類及土壤性質。本研究依據 Das (2010)建議的經驗關係，將海床砂土之 SPT-N 值轉換為土壤之相對密度，做為在實驗室製作海床土壤試體之參考。

本章 4.2 及 4.3 節介紹，使用砂斗提升法製作砂土試體，並以砂斗開口大小以及砂土落距，控制試驗土樣之相對密度。第 4.4 節介紹，將疏鬆砂土試體注水並以真空幫浦進行抽氣，用以模擬於海中緩慢沉澱形成之疏鬆土層。

4.1 彰化外海海床土壤特性

圖 4-1 顯示，彰化離岸風力發電計畫之風場位置，位於台灣海峽彰化外海大肚溪口與濁水溪口之間海域，南北長約 35 公里，寬約 7 公里。該計畫主要分為兩個計畫區，北為彰濱區，南為芳苑區。圖 4-2 之台灣海底地形資料顯示，台灣東部海域海床深度過深，不適合發展離岸風力發電。台灣西部海域相對平緩，較適合發展離岸風能。彰化風力發電計畫區位於台灣西部台灣海峽之雲彰隆起地形，其南側為深度陡降之澎湖水道，西側則有烏坵凹陷地形(如圖 4-2 所示)。圖 4-3 為

台灣地體構造資料圖(台灣電力公司 2009)，圖中可見彰化風力發電計畫區位於板塊構造扭曲之緩衝帶，地體構造運動相對緩和，無任何地質構造線紀錄，適合發展離岸風力發電。

4.1.1 地質調查結果

台灣電力公司委託工程顧問公司對彰化風力發電計畫區進行海域地質調查。以下將分別就以下三種調查方法：(a)地質鑽探；(b)現場試驗；及(c)室內試驗，獲得之結果進行說明：

(a) 地質鑽探：

如圖 4-4 所示，台灣電力公司於彰化外海離岸風力發電計畫區進行 9 個地質鑽孔(BH-01 ~ BH-09)，繪出圖 4-5 及圖 4-6 兩張地質剖面圖，圖中顯示計畫區海域附近海床沉積物主要由粉土質細砂(SM)與低塑性黏土(CL)組成，中間夾含薄層黏土質粉土(ML)、含粉土之砂層(SP-SM)、粉土質黏土(CL-ML)、及黏土質砂(SC)。沉積物厚度至少 80 m。



(b) 現場試驗：

各鑽孔每 1.5 m 進行標準貫入試驗(Standard Penetration Test, SPT)，以外徑兩吋(50.8 mm)的劈管取樣一次，得到深度與 SPT-N 值之分布圖如圖 4-7 顯示。圖中海床沉積層之 SPT-N 值隨著海床的深度增加而增加。在不考慮 20~30 m 及 75~80 m SPT-N 值資料較為離散的情況下，調查單位進行回歸，得到計畫區標準貫入試驗 N 值之簡化公式：

$$N = (\text{海床下深度} + 32)/4 \quad (4.1)$$

海床下深度之單位為 m。

(c) 室內試驗：

調查單位配合鑽探過程，將劈管、薄管取得土樣進行各種室內試驗，台灣電力公司說明其結果如下：土壤有效摩擦角約為 $26.9^\circ \sim 33.6^\circ$ (土壤直接剪力試驗)，無圍壓縮強度約為 $0.21 \sim 0.89 \text{ kgf/cm}^2$ (土壤無圍壓縮試驗)，壓縮指數約為 $0.156 \sim 0.270$ (單向度壓密試驗)，總應力凝聚力(cohesion)約為 $0.17 \sim 0.52 \text{ kgf/cm}^2$ ，總應力抗剪角約為 $11.6^\circ \sim 22.5^\circ$ ，有效凝聚力為 0，有效抗剪角約為 $27.8^\circ \sim 33.7^\circ$ (土壤三軸壓密不排水試驗，CU test)，尖峰凝聚力為 0，尖峰抗剪角約 $35.4^\circ \sim 36.9^\circ$ (土壤三軸壓密排水試驗，CD test)。上述試驗結果如表 4-1 所示。

4.1.2 現地飽和疏鬆砂土相對密度

Das (2010)建議，砂土之標準貫入試驗 N 值與其相對密度 D_r 及內摩擦角 ϕ 有表 4-2 之經驗關係，可以圖 4-8 及 4-9 圖示之。圖 4-10 顯示，假設風機安裝船之 spudcan 直徑 $D = 6 \text{ m}$ ，向下貫入海床一個基腳直徑 $1D = 6 \text{ m}$ ，並在 spudcan 下側發展出一個深度 $1D = 6 \text{ m}$ 的破壞面(依據 Lu 2007 之實驗結果)。依此假設，本研究主要關心海床表面下 $2D = 12 \text{ m}$ 深度內之土壤性質。

以 BH-04 鑽孔為例，海床面下 $0 \sim 12 \text{ m}$ 的土壤為疏鬆至中等緊密之砂土，N 值介於 8-21(表 4-3)。由圖 4-8 可以推估此土層之相對密度大約為 $D_r = 20 \sim 46\%$ ，由圖 4-9 推估其內摩擦角 $\phi = 32^\circ \sim 39^\circ$ 。BH-09 鑽孔 $0 \sim 12 \text{ m}$ 深度砂土 $N = 7 \sim 18$ ，其相對密度大約為 $D_r = 15 \sim 41\%$ ，內摩擦角 $\phi = 31^\circ \sim 37^\circ$ 。

由上述討論可知，彰化離岸風力計畫區海床(依鑽孔 BH-04 及 BH-09 SPT 試驗結果)表面至 12 m 深度砂土之 SPT-N 值大約介於 $7 \sim 21$ 之間，其相對密度介於 $D_r = 15 \sim 46\%$ ，這些土壤性質參數成為備製海床砂土試體之目標值。表 4-3 整理出 BH-01 至 BH-09 鑽孔，0 至 12 m 深度之 SPT-N 值，並標示土壤分類。

4.2 砂斗提升法

為了備製符合現地海床相對密度 $D_r = 15\text{~}46\%$ 之砂土試體，本試驗使用砂斗提升法製作均勻試體(如圖 4-11 所示)，期望建立砂斗開口大小、與砂土落距及製成砂土試體相對密度之關係。

試驗方法說明如下：將砂斗吊置於密度盒上方固定高度。當砂土落距大於 200 mm 使用 ASTM D4254 之圓柱形密度盒(直徑 152.4 mm，高度 155.2 mm)，如圖 4-12 所示；當落距小於 200 mm 時，使用方形密度盒(長 450 mm，寬 450 mm，高 155.2 mm)如圖 4-13 所示。砂斗開口打開，固定大小為 5、7 及 10 mm，使砂土均勻灑落，並保持砂斗之落砂高度，分別為 0、100、200、400、600、800 及 1,000 mm，實驗結果如圖 4-14 所示。從結果可以得知，當砂斗開口越大，砂土試體相對密度會越小。當砂土落距越小時，砂土試體相對密度也會越小。



4.3 備置疏鬆乾砂試體

4.3.1 試驗土壤

本研究使用渥太華砂(ASTM C-778)為試驗土樣。Chen (2003)說明，該土壤的物理屬性包含比重 $G_s = 2.65$ ，最大孔隙比 $e_{max} = 0.76$ ，最小孔隙比 $e_{min} = 0.50$ ，有效粒徑 $D_{10} = 0.21$ mm 及均勻係數 $C_u = 1.52$ ，其粒徑分布曲線如圖 4-15。選擇渥太華標準試驗砂為試驗材料的主要考慮因素如下：

- (1) 圓形顆粒，可以避免土粒棱角性(angularity)的影響。
- (2) 均勻分佈的顆粒尺寸 ($C_u = 1.52$)，可以避免土壤顆粒級配的影響。
- (3) 固體顆粒的高剛性，減少在荷載作用下土壤顆粒崩解的可能性。
- (4) 砂土高滲透性，允許快速排水，因此降低土壤的超額孔隙水壓。

4.3.2 乾砂試體密度控制

為符合現地海床相對密度 $D_r = 15\sim46\%$ ，及實驗上砂土落距必須要高於 ASTM D4254 試體盒高($H = 155.2\text{ mm}$)以方便施作，本研究使用開口大小 7 mm 以及落距 200 mm 來備置乾砂試體。

因直徑 300 mm 的 spudcan 貫入深度為 300 mm ，spudcan 底下影響區(1D)為 300 mm ，所以地表下 600 mm 區域為本實驗高敏感區域，故於地表下 600 mm 擺放密度盒。為配合密度盒高度 $H = 155.2\text{ mm}$ ，圖 4-16 顯示，本研究以 200 mm 為一層，每層擺放三個密度盒(A、B、C)，共放三層(Layer 2、Layer 3、Layer 4)。而試體土槽內密度盒擺放情形如圖 4-17 所示。圖 4-18 為實驗結果，途中實驗結果顯示各位置測得砂土相對密度值均於 $13\sim18\%$ ，因預期乾砂進水及抽氣後，砂土相對密度可增大 10% ，至 $D_r = 23\sim28\%$ ，故試驗結果符合試驗目標值($D_r = 15\sim46\%$)。

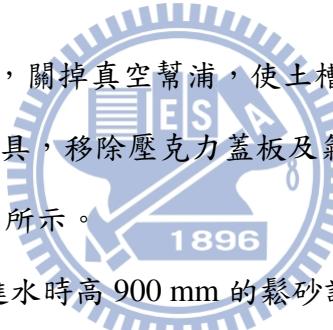


4.4 備置浸水疏鬆砂土試體

本研究為備製浸水砂土試體，採用真空幫浦(vacuum pump，如圖 4-19)進行除氣，將槽內土壤孔隙之空氣抽出，以模擬海床土壤長期浸泡水中近似飽和之狀況。試驗作法如下所述：

1. 將土槽底部進/出水口裝設濾水盒(如圖 4-20)，以利實驗後砂土試體排水時，砂土細粒料不會隨著水一起排出。
2. 以固定砂土落距(200 mm)及固定砂斗開口 (7 mm)，使用砂斗提升法備製乾砂試體至預定高度(900 mm)，如圖 4-21 所示。由於刮平砂土試體表面刮平剪力可能擾動土壤，增加砂土密度，故使用漏斗提升法填補砂土試體表面，如圖 4-22 所示，完成之 $0.9\text{ m} \times 0.9\text{ m} \times 0.9\text{ m}$ 疏鬆乾砂試體如圖 4-23 所示。

3. 在進/出水口處接上進水水管(如圖 4-24 所示)，將水以流量(Q)約為 $0.0000536 \text{ m}^3/\text{s}$ 注入土槽至預定高度 1,000 mm。
4. 在土槽上方放置氣密黃色橡膠條(如圖 4-25 所示)，並用快乾膠固定膠條(如圖 4-26 所示)，以避免膠條發生位移。
5. 蓋上氣壓壓克力蓋板，放上防止夾壞壓克力板之厚鐵片，以 16 隻 C 型夾具將蓋板與土槽上緣緊密結合，防止漏氣，如圖 4-27 所示。
6. 接上真空幫浦對浸水砂土試體進行除氣，如圖 4-28 所示。開始除氣後，可見真空計(vacuum meter)讀數在短時間(約 180 秒內)內從 0 cm-Hg 下降至約-19 cm-Hg(如圖 4-29 所示)，表示土槽內壓力在短時間從 1 大氣壓(100 kN/m^2)下降至 0.75 個大氣壓力(75 kN/m^2)，且可見到氣泡從進水土壤中浮出。
7. 在除氣一個小時後，關掉真空幫浦，使土槽內氣壓逐漸回升至 1 大氣壓之後，拆掉 C 型夾具，移除壓克力蓋板及氣密膠條，完成浸水砂土試體之備置，如圖 4-30 所示。



在試體備置過程中，進水時高 900 mm 的鬆砂試體表面下降約 11mm。而在浸水砂土試體除氣一個小時後，試體表面再下降約 3 mm，試體總沉陷量 14 mm。

4.5 渥太華砂相對密度與內摩擦角關係

內摩擦角角度(ϕ 角)之決定，對於淺基礎承載力之計算是非常的重要，因為 f 角決定了承載力公式中的支承力因素 N_q 及 N_γ 之值。本研究收集了 Wijewickreme (1986)、Ho (1999)、Salgoda et al (2000) 及 Cerato and Lutenegger (2006) 等人所進行之渥太華疏鬆砂土直剪試驗結果，繪製如圖 4-31 所示。依據此圖，當砂土相對密度為 26% 時，渥太華砂內摩擦角約為 30° 。

第五章

Spudcan 模型試驗成果

本章對不同尺寸(直徑 $D = 150$ 、 200 及 300 mm)之三支圓形 spudcan 垂直貫入乾砂及浸水砂土試驗之試驗步驟及成果進行說明。

5.1 試驗步驟

當浸水鬆砂試體準備完成後，在反力架的水平角鋼及移動式反力鋼樑左側及右側裝上環鏈手板葫蘆(chain lever hoist)(如圖 5-1)，轉動手板葫蘆之板手，以將移動式反力鋼樑拉至 spudcan 貫入土槽中心點之上方(如圖 5-2)，鎖緊固定式水平鋼樑與移動式反力鋼樑間之 4 顆固定螺栓(左右側各兩顆)，確認壓力機位置無誤後，鎖緊壓力機與移動式反力鋼樑間之 4 顆固定螺栓，如圖 5-3 所示。

在壓力機壓力桿上裝設壓力推桿、位移計扣環、load cell、位移計以及 spudcan，使用水平儀確認 spudcan 壓力桿垂直度(如圖 5-4)，將 spudcan 向下貫入至 spudcan 貫入起算點位置(如圖 5-5)。如圖 5-6 顯示，在試體土槽上方架設兩隻貼上量尺之水平鋼樑，以鐵尺垂直量測砂土高程做為計算砂土表面沉陷量之初始值。接著 Spudcan 以速率 0.34 mm/s 向下貫入至預定深度 $H = 300$ mm。過程中於腳掌不同貫入量(如表 5-1 所示)時停機，並量測試體表面高程，以計算不同 spudcan 貫入量造成之地表沉陷剖面。最後以速率 0.34 mm/s 向上提腿至 spudcan 離開試體面，完成 spudcan 貫入試驗。

Spudcan 貫入試驗完成後，拆除 spudcan、壓力桿、load cell、位移計扣環以及位移計，打開排水口，使砂土試體中之水經由濾水盒連接之水管排出。排水後之砂土試體用鏟子挖至大鐵盒風乾，將砂土分裝至鐵盤(如圖 5-7)，最後將裝滿濕砂之鐵盤放入烘箱內 24 個小時(如圖 5-8)，使砂土回復至乾燥狀態，以便下次實

驗使用。

5.2 Spudcan 貫入疏鬆砂土成果

以下將分別介紹直徑 $D=150$ 、 200 及 300 mm 支撐基腳貫入疏鬆乾砂試體之實驗成果。SNAME 之計算過程，請詳見附件 A 所示。

5.2.1 直徑 150 mm 基腳貫入乾砂試驗

圖 5-9 顯示直徑 150 mm 圓形 spudcan 貫入疏鬆乾砂土試體，圖 5-10 為 spudcan 提腿離開砂土試體。圖 5-11 為直徑 150 mm 圓形 spudcan 貫入乾砂之極限垂直荷重(ultimate vertical load, Q_u)與沉陷量關係圖。圖 5-12 為直徑 150 mm 圓形 spudcan 貫入乾砂之沉陷量(settlement, S)與砂土極限承載力(ultimate vertical bearing capacity, q_u)試驗結果。圖 5-12 可知於 spudcan 貫入深度 $S = 21$ mm 以內，砂土極限承載力實驗值(q_u)比 SNAME 算出之理論值($q_{u,S}$)略小。於 spudcan 貫入深度超過 $S = 21$ mm 狀況，實驗極限承載力 q_u 皆大於以 SNAME 公式計算之理論值。

5.2.2 直徑 200 mm 基腳貫入乾砂試驗

圖 5-13 顯示直徑 200 mm 圓形 spudcan 貫入疏鬆乾砂試體，圖 5-14 顯示 spudcan 提腿離開乾砂試體表面。圖 5-15 為 $D = 200$ mm 圓形 spudcan 隨貫入量增加承受極限垂直荷重加大之實驗結果。圖 5-16 為 $D = 200$ mm 圓形 spudcan 貫入量與砂土極限承載力關係。由圖 5-16 中可以看到，當貫入深度小於 38 mm 時，實驗值低於 SNAME 公式求出之理論值。在貫入深度大於 38 mm 狀況，實驗值大於 SNAME 之計算值。

5.2.3 直徑 300 mm 基腳貫入乾砂試驗

圖 5-17 顯示 $D = 300\text{ mm}$ 圓形 spudcan 貫入疏鬆砂土試體，圖 5-18 為 spudcan 提腿離開乾砂試體。此試驗當 spudcan 貫入量達 $S = 218\text{ mm}$ 時，Load cell 所承受之垂直荷重已達 16.8 kN ，接近 load cell 之極限承載力 20 kN ，故停止 spudcan 繼續貫入，並開始向上提腿。圖 5-19 為 $D = 300\text{ mm}$ 圓形 spudcan 貫入量與砂土極限垂直荷重 Q_u 之試驗結果。圖 5-20 為 $D = 300\text{ mm}$ 圓形 spudcan 貫入量與砂土極限承載力 q_u 關係。由圖 5-20 可以看到，當 spudcan 貫入量大於 58 mm ，測得之極限承載力大於由 SNAME 所計算出之理論值。

5.3 Spudcan 貫入浸水疏鬆砂土成果

以下將分別介紹支撐基腳直徑 $D=150$ 、 200 及 300 mm spudcan 貫入浸水疏鬆砂土試體之實驗成果。SNAME 之計算過程，請詳見附件 B 所示。

5.3.1 直徑 150 mm 基腳貫入浸水砂土試驗

圖 5-21 顯示 $D = 150\text{ mm}$ 圓形 spudcan 貫入浸水砂土試體，圖 5-22 為 spudcan 提腿離開浸水砂土試體相片。圖 5-23 為 $D = 150\text{ mm}$ 圓形 spudcan 貫入浸水試體貫入量與 spudcan 極限垂直荷重 Q_u 之試驗結果。圖 5-24 為 $D = 150\text{ mm}$ 圓形 spudcan 極限承載力 q_u 與貫入量的關係。由圖 5-24 可知，當貫入量 $S = 150\text{ mm}$ (1D) 時，實驗測得之極限承載力 q_u 等於或大於 SNAME 建議之理論值，顯示 SNAME 設計手冊建議的 q_u 值是在安全的一側。

圖 5-25 及圖 5-26 為 $D = 150\text{ mm}$ 圓形 spudcan 貫入浸水鬆砂，沉陷量為 0 、 10 、 21 、 35 、 60 、 100 、 150 、 200 及 300 mm 之東西斷面及南北斷面之砂土表面剖面線。圖 5-27 及圖 5-28 為 $D = 200\text{ mm}$ 圓形 spudcan 於貫入量 $S = 10$ 、 21 、 35 、 60 、 100 、 150 、 200 及 300 mm 之東西向及南北向之砂土表面沉陷剖面。從圖 5-27 及圖 5-28 中可看出，當 spudcan 貫入量 $S = 150\text{ mm}$ (1D) 時，沉陷剖面大致左

右對稱，最大試體表面沉陷量為 92 mm，回流(back flow)之浸水砂土已掩埋整支 spudcan，沉陷影響區約為 spudcan 外側左右各 75 mm (D/2)。

5.3.2 直徑 200 mm 基腳貫入浸水砂土試驗

圖 5-29 顯示 $D = 200$ mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土試體，圖 5-30 顯示 spudcan 提腿離開浸水砂土試體。圖 5-31 為 $D = 200$ mm 圓形 spudcan 貫入量與其極限垂直荷重 Q_u 之實驗結果，圖 5-32 為 $D = 200$ mm 圓形 spudcan 貫入量與砂土極限承載力 q_u 關係。由圖 5-32 可知，在貫入量 $S = 200$ mm (1D)時，模型實驗值約為 SNAME 理論 q_u 值的 117 %。

圖 5-33 及圖 5-34 為 $D = 200$ mm 圓形 spudcan 於浸水鬆砂貫入量為 0、14、28、46、90、150 及 200 mm 之東西斷面及南北斷面之砂土高程剖面線。圖 5-35 及圖 5-36 為 $D = 200$ mm 圓形 spudcan 於貫入量 $S = 14、28、46、90、150$ 及 200 mm 之東西向及南北向之砂土表面沉陷量剖面。從圖 5-35 及圖 5-36 中可看出，當 spudcan 貫入量 $S = 200$ mm(1D)時，沉陷剖面大致左右對稱，最大試體表面沉陷量為 134 mm，回流之浸水砂土已掩埋整支 spudcan。當 spudcan 貫入量 $S = 200$ mm (1D)時，沉陷影響區延伸至 spudcan 外側左右各 100 mm (D/2)，。

5.3.3 直徑 300 mm 基腳貫入浸水砂土試驗

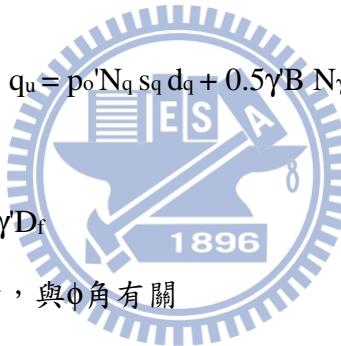
圖 5-37 顯示 $D = 300$ mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土試體，圖 5-38 顯示 spudcan 提腿離開浸水砂土試體。圖 5-39 為 $D = 300$ mm 圓形 spudcan 貫入量與浸水砂土極限垂直荷重 Q_u 之實驗結果。圖 5-40 為 $D = 300$ mm 圓形 spudcan 貫入量與砂土極限承載力 q_u 關係。由圖 5-40 可得知，模型試驗測得之極限承載力 q_u 皆大於採用 SNAME 手冊計算之極限承載力。在貫入量 $S = 300$ mm (1D)時，模型實驗值約為 SNAME 理論 q_u 值的 163 %。

圖 5-41 及圖 5-42 為 $D = 300$ mm 圓形 spudcan 貫入量 $S = 0、20、42、70、120、200$ 及 300 mm 造成之東西及南北斷面之砂土表面高程剖面圖。圖 5-43 及

圖 5-44 為 $D = 300\text{ mm}$ 圓形 spudcan 貫入量 $S = 20, 42, 70, 120, 200$ 及 300 mm 之東西向及南北向之砂土表面沉陷量剖面。從圖 5-43 及圖 5-44 中可看出，當 spudcan 貫入量 $S = 300\text{ mm}$ (1D) 時，沉陷剖面大致左右對稱，沉陷影響區延伸至 spudcan 外側左右各 150 mm ($D/2$)，最大試體表面沉陷量為 191 mm 。回流之浸水砂土已掩埋整支 spudcan。

5.4 不同尺寸 Spudcan 對承載力之影響

圖 5-45 及圖 5-46 顯示不同尺寸 $D = 150, 200, 300\text{ mm}$ spudcan 貫入乾砂及浸水砂之極限承載力 q_u 與貫入量 S 關係。依據 SNAME(2008)建議之 spudcan 極限承載力公式：



$$q_u = p_o' N_q s_q d_q + 0.5 \gamma' B N_\gamma s_\gamma d_\gamma \quad (5.1)$$

上式中：

$p_o' = \text{垂直有效應力} = \gamma D_f$

N_q 及 N_γ = 承載力因素，與 ϕ 角有關

$s_q = \text{shape factor}(\text{圓形 spudcan } s_q = 1 + \tan\phi)$

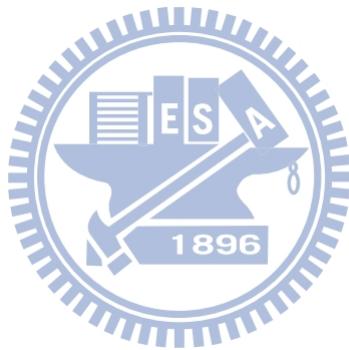
$s_\gamma = \text{shape factor}(\text{圓形 spudcan } s_\gamma = 0.6)$

$d_q = \text{depth factor, 與 } D, B \text{ 及 } \phi \text{ 有關, 當 } D/B \leq 1, d_q = 1 + 2 \tan\phi (1 - \sin\phi)^2 \left(\frac{D}{B}\right)$

$d_\gamma = \text{depth factor} = 1$

依(5.1)式，第一項之 depth factor d_q 及第二項之 B (spudcan 直徑)相關。其中承載力第二項與 spudcan 直徑(B)成正比，影響最大。於圖 5.46 中，極限支承力大小依 spudcan 直徑 $150, 200, 300\text{ mm}$ 逐漸增加，此實驗結果趨勢與式(5.1)SNAME 設計手冊理論公式推導之 q_u 大小趨勢一致。圖 5.46 之試驗數據可以看到，隨著 spudcan 直徑加大，測得之極限承載力 q_u 亦逐漸增大之趨勢。不論 spudcan 尺寸大小，模型實驗求得之極限承載力皆等於或大於依 SNAME 手冊求得之理論值，

顯示 SNAME 手冊之設計值為保守且安全。



第六章

結論

6.1 結論

本研究以 1g 模型實驗方法，探討疏鬆乾砂試體之備置，及不同尺寸 spudcan 貫入乾砂及浸水疏鬆砂土試體，造成土壤表面沉陷及極限承載力，得到以下結論。

- (1) 當震降砂土砂斗之縫隙開口打開，固定開口大小為 5、7 及 10 mm，並控制砂斗之落砂高度，分別為 0、100、200、400、600、800 及 1,000 mm，可製成相對密度 $D_r = 5\sim 50\%$ 之乾砂試體。本研究發現當砂斗開口增大，形成之砂土試體相對密度會降低。當砂土落距減小時，砂土試體相對密度也會降低。
- (2) 使用砂斗提升法控制砂斗開口大小為 7 mm 以及砂土落距為 200 mm 備置鬆砂試體，測得砂土相對密度平均值為 15 %。
- (3) 在試體備置過程，乾砂試體浸水過程造成原本高 900 mm 的鬆砂試體表面下降約 11 mm，相對密度由 15 % 上升為 23 %。浸水砂土試體除氣一個小時後，試體表面再下降約 3 mm，試體總沉陷量 14 mm，砂土試體相對密度由 23 % 上升至 25 %，此試體密度符合彰化外海砂土之相對密度 $D_r = 15\sim 46\%$ 範圍。
- (4) 當 spudcan 貫入浸水砂土之貫入量 S 等於 spudcan 直徑(1D)時，測得之沉陷剖面大致左右對稱，沉陷影響區延伸至 spudcan 外側的 $D/2$ 。
- (5) $D = 150$ mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土之實驗結果顯示，在 spudcan 貫入量 $S = 0$ 至 300 mm 過程，模型試驗測得之極限垂直承載力 q_u 與採用 SNAME 手冊理論計算之極限承載力符合良好。
- (6) 實驗結果顯示，極限支承力 q_u 隨著 spudcan 直徑增加(150、200、300 mm)而

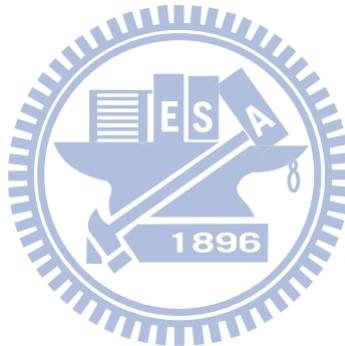
逐漸增加。此實驗結果之趨勢，與以 SNAME 設計手冊理論公式計算不同直徑 spudcan 造成之極限承載力 q_u 大小趨勢一致。

(7) 不論 spudcan 直徑大小，模型試驗求得之極限承載力 q_u 皆等於或大於 SNAME 手冊求得之理論值，顯示 SNAME 手冊之設計值為保守，是在安全的一側。

6.2 建議

(1) 增加施作數組不同直徑 $D = 150\text{ mm}$ 、 200 及 300 mm 支撐基腳貫入浸水砂土試體試驗，以得到更完整之實驗結果並驗證試驗之可重複性。

(2) 進行實驗並收集更多之砂土試體內摩擦角資料，以提高 SNAME 計算值之準確度。



參考文獻

1. 朱正男(2012), “加速綠能產業起飛，政府擴大再生能源推動目標”，能源報導，2012年1月份。
2. 陳美靜(2013), “2012 年歐洲離岸風力發電產業回顧與展望”，經濟部技術處 ITIS。
3. 楊昌中(2012), “能源危機與永續發展”，工業技術研究院。
4. 藍偉庭(2007), “台灣風力發電發展現況”，工業技術研究院。
5. 經濟部技術處(2010), “前瞻全球風力發電技術與台灣產業機會分析”。
6. 經濟部中央地質調查所(2010), “台灣地體構造資料圖”。
7. 經濟部能源局(2011), “能源統計手冊”。
8. 經濟部能源局(2012), “國際能源情勢與我國能源政策”。
9. 臺灣電力公司(2009), “地質與水深地形測量調查報告”，彰化離岸風力發電可行性研究，附冊二。
10. 臺灣電力公司(2011), “台電離岸風力發電規劃”。
11. Chen, T. J., (2003). “Earth pressures due to vibratory compaction.” Ph.D. Thesis, National Chiao Tung University, Hsinchu, Taiwan.
12. Cerato, A. B., and Lutenegger, A.J. (2006). “Specimen Size and Scale Effects of Direct Shear Box Tests of Sands.” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 133(10), pp. 1-10.
13. Cerato, A. B., and Lutenegger, A.J. (2007). “Scale Effects of Shallow Foundation Bearing Capacity on Granular Material .” Geotechnical Testing Journal, 29(6), pp. 1192-1202.
14. Das, B. M., (2010). Principal of foundation engineering, 7th Ed., Cengage

Learning, Stamford, CT, USA.

15. Gaudin, C., Cassidy, M.J., Bienen, B., Hossain, M.S. (2011), “Recent contributions of geotechnical centrifuge modelling to the understanding of jack-up spudcan behavior.” *Ocean Engineering*, 38(7), pp. 900-914.
16. Health and safety Executive (2009). Review of technical issues relating to foundations and geotechnics for offshore installations in the UKCS. London, HSE books.
17. Hossain, M.S. and Randolph, M.F. (2010). “Deep-penetrating spudcan foundations on layered clays: centrifuge tests.” *Geotechnique*, 60(3), pp. 157-170.
18. Ho, Y.C., (1999). “Effects of backfill compaction on passive earth pressure.” MS thesis, National Chiao Tung University, Hsinchu, Taiwan.
19. Lu, T.K. (2007). “Punch-Through of Spudcan Foundation In Sand Overlying Clay.” MS thesis, Department of Civil Engineering National University of Singapore.
20. Lee, C. Y. (2013). “Model Tests to Estimate Bearing Capacity of a Spudcan under Jack-up Turbine Installation Vessel.” MS thesis, National Chiao Tung University, Hsinchu, Taiwan.
21. MSL Engineering Limited (2004). “Guidelines for Jack-Up Rig with Particular Reference to Foundation Integrity”, Health and Safety Executive, pp. 4-20
22. Malhotra, S. (2011). “Wind Turbines”, Dr. Ibrahim Al-Bahadly (Ed.), InTech, Croatia, ISBN 978-953-307-221-0.
23. Qiu, G. and. Henke, S. (2011). “Controlled installation of spudcan foundations on loose sand overlying weak clay.” MS thesis, Hamburg University of Technology , pp. 537~538.
24. SNAME (2008). “Guideline for site specific assessment of mobile jack-up units.” The Society of Naval Architects and Marine Engineers, Technical and Research Bulletin 5-5A, N.J.

25. Salgado, R., Bandini, P., Karim A. (2000). "Shear strength and stiffness of silty sand." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(5), pp. 451-462.
26. Terzaghi K. (1943). "Theoretical soil mechanics." John Wiley and Sons, Hoboken, N.J.
27. Wijewickreme, D. (1986) "Constant volume friction angle of granular materials." Master of Science Thesis, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, Canada.
28. World Wind Energy Association WWEA (2011). "World wind energy report 2010 ." Cairo, Egypt.

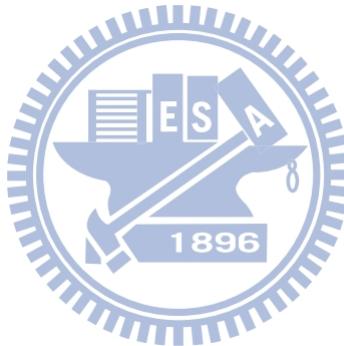


表 2-1 重力式、單樁式、三腳式基礎優缺點(工業技術研究院 2012)

基礎型式	優點	缺點
重力式基礎	1.適用於淺海地區(5公尺水深以下) · 亦可使用於20公尺深海域但是價格昂貴 2.可於岸上先行製造基礎 3.機座穩固 4.價格便宜 5.不需鑽孔或打基樁	1.海床需整地 2.基礎需進行防沖蝕保護 3.基礎重量過重需大型運輸吊船 4.現場需較大之工作面積範圍及空間 5.需考量土壤液化問題 6.大型運輸吊裝船工作運輸路線需先疏浚
單樁式基礎	1.適用於海域地區(5公尺~15公尺水深) 2.基礎構造簡單且易於製造 3.價格便宜 4.不需整理海床但需有防蝕措施 5.不受土壤液化影響	1.基礎需進行防沖蝕保護 2.遇岩盤需先鑽孔 3.需大型運輸吊船吊裝 4.需有一接續段Transition piece 5.基樁深度因海底底床性質而不同 6.吊裝船需要有打樁設施
三腳式基礎	1.適用於深海域地區(10公尺~20公尺水深) 2.不需整理海床但需有防蝕措施 3.不受海水沖蝕影響	1.製造不易 2.現場需較大之工作面積範圍及空間 3.水深過深較不易安裝 4.價格較為昂貴



表 4-1 彰化風力發電計畫區海床土壤室內試驗成果表

(資料摘自台灣電力公司 2009)

試驗種類	土壤分類	土壤性質	實驗獲得數值
直接剪力試驗 (DS test)	SM	有效應力摩擦角	$\phi' = 26.9^\circ \sim 33.6^\circ$
無圍壓縮試驗	CL	無圍壓縮強度	$q_u = 20.59 \sim 87.28 \text{ kN/m}^2$
單向度壓密	CL	壓縮指數	$C_c = 0.156 \sim 0.270$
三軸壓密 不排水 (CU test)	CL	總應力凝聚力	$C = 16.67 \sim 50.99 \text{ kN/m}^2$
		總應力抗剪角	$\phi = 11.6^\circ \sim 22.5^\circ$
		有效凝聚力	$C' = 0$
		有效抗剪角	$\phi' = 27.8^\circ \sim 33.7^\circ$
三軸壓密排水 (CD test)	SM	尖峰凝聚力	$C' = 0$
		尖峰抗剪角	$\phi' = 35.4^\circ \sim 36.9^\circ$

表 4-2 標準貫入試驗 N 值與砂土相對密度及內摩擦角之經驗關係

(摘自 Das 2010)

Standard penetration number, N	Approximate relative density (%)	Approximate angle of internal friction of soil (degree)
0~5	0~5	26~30
5~10	5~30	28~35
10~30	30~60	35~42
30~50	60~95	38~46

表 4-3 彰化離岸風力計畫區鑽孔深度與其 SPT-N 值

(資料摘自台灣電力公司 2009)

Depth (m)	BH01	BH02	BH03	BH04	BH05	BH06	BH07	BH08	BH09
0~1.5	11	10	8	10	7	8	8	2	7
1.5~3.0	4	11	10	10	8	4	11	5	9
3.0~4.5	10	15	12	12	5	5	6	12	11
4.5~6.0	8	8	5	12	15	8	14	15	18
6.0~7.5	8	17	15	12	17	16	12	16	17
7.5~9.0	12	16	13	8	16	19	10	7	10
9.0~10.5	17	16	16	11	15	19	15	9	17
10.5~12.0	18	8	16	21	15	18	17	18	16
12.0~13.5	15	10	15	22	16	13	18	18	19
13.5~15.0	18	5	17	22	19	6	19	5	20
15.0~16.5	2	6	6	9	14	10	17	5	20
16.5~18.0	4	8	11	11	15	13	20	12	20

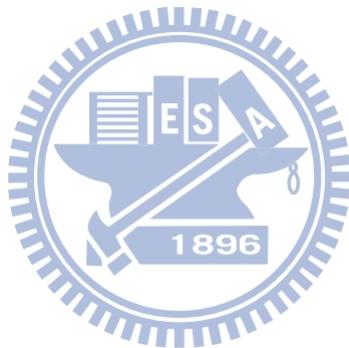
※註：紅色格(較深色灰階)為粉土質砂土(SM)

藍色格(較淺色灰階)為低塑性黏土(CL)



表 5-1 各尺寸 Spudcan 量測沉陷停止點

	D = 150 mm	D = 200 mm	D = 300 mm
Settlement (mm)	0	0	0
	10	14	-
	21	28	20
	35	46	42
	60	90	70
	100	150	120
	150	200	-
	200	250	200
	300	300	300



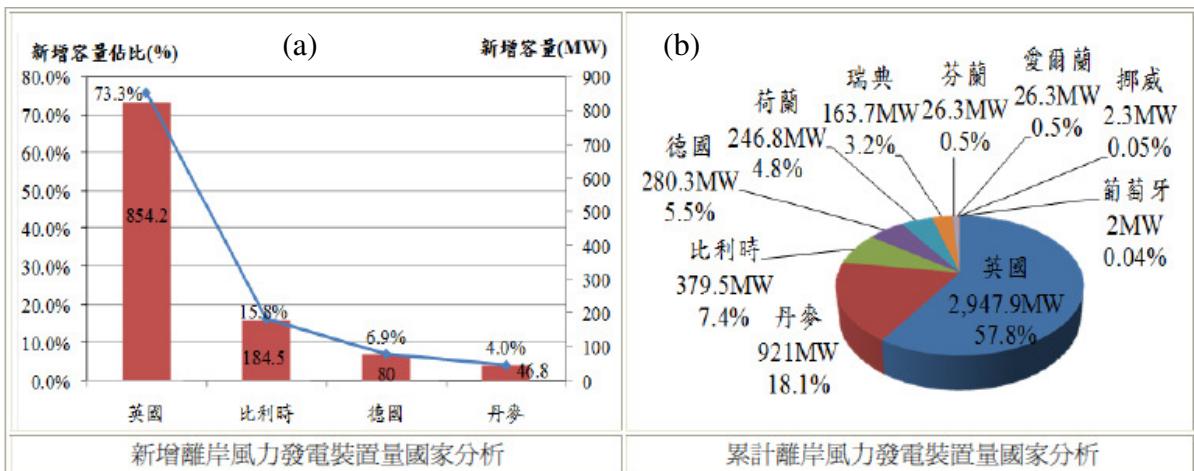


圖 1-1 2012 歐洲地區離岸風能發電裝置量比例(Global Wind Energy Council 2012)

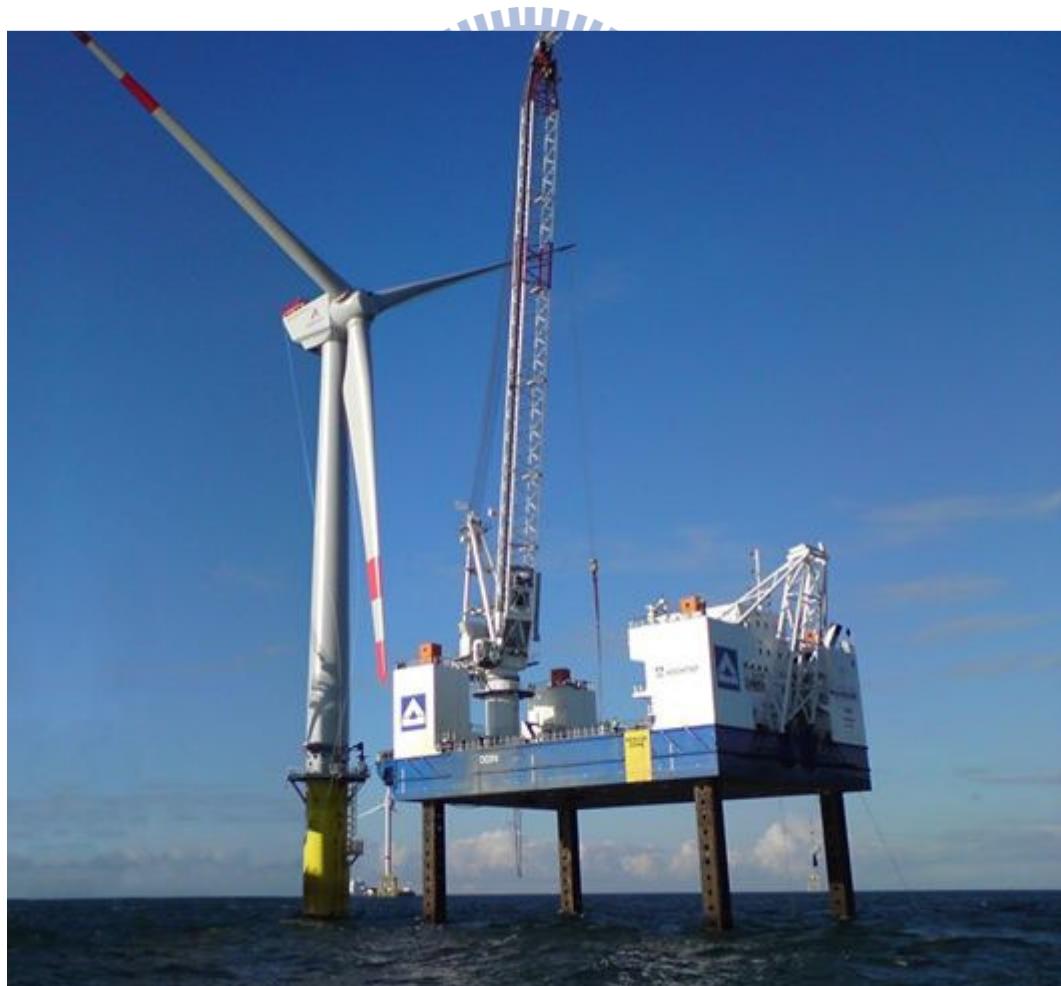


圖 1-2 自升式安裝平台船安裝離岸風機

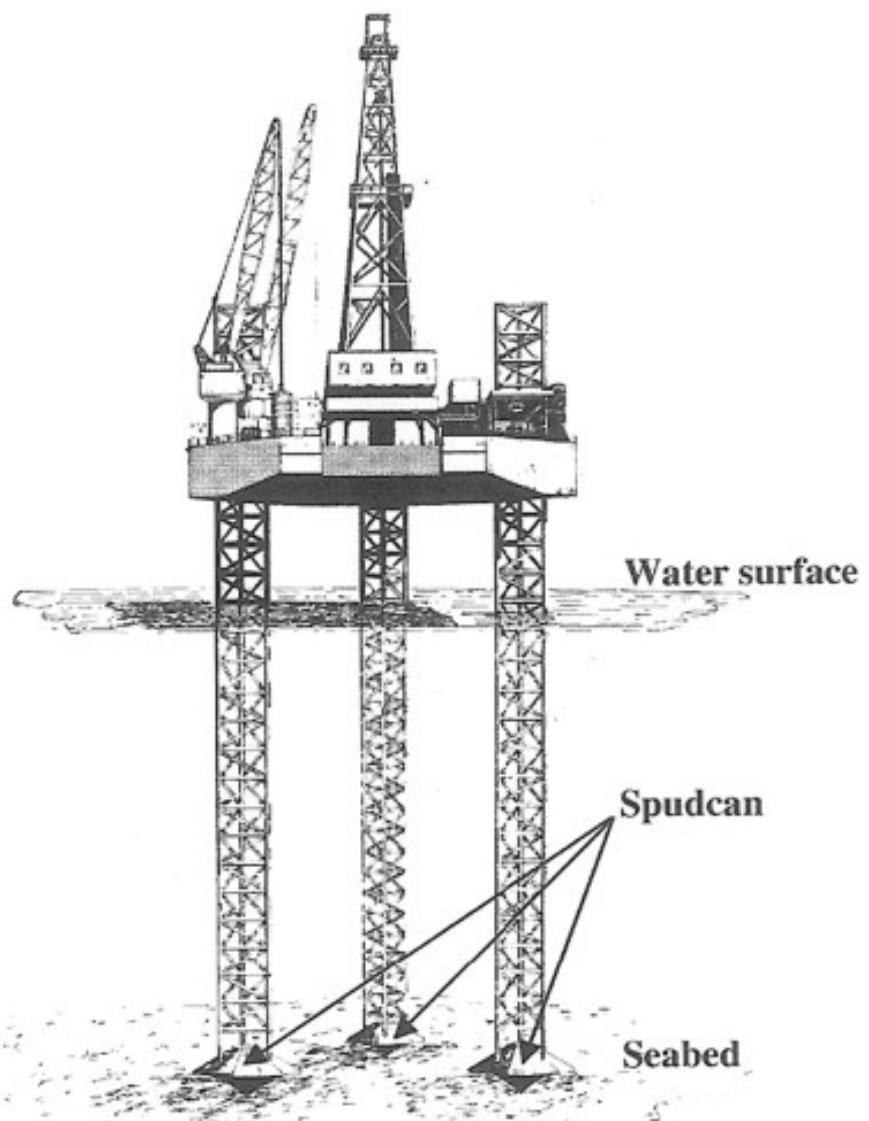


圖 1-3 鑽油平台及扁平圓錐狀 spudcan



圖 1-4 支撐基腳貫穿式破壞造成之自升式平台傾斜損壞

我國自產能源(2010)

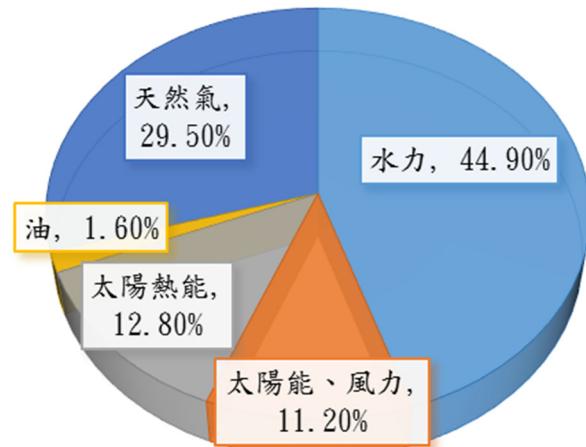


圖 2-1 我國 2010 年初級能源供給及自產能源比例

(摘自經濟部能源局，能源統計手冊 2011)



圖 2-2 比利時海岸的北海 5MW 離岸風機

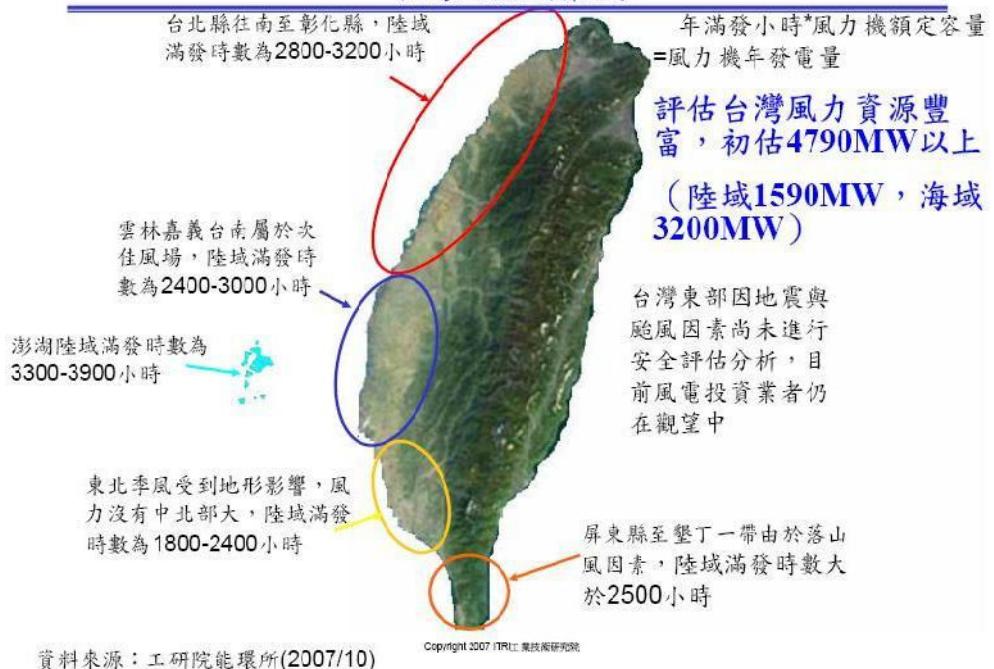


圖 2-3 台灣風場調查(摘自工業技術研究院 2007)

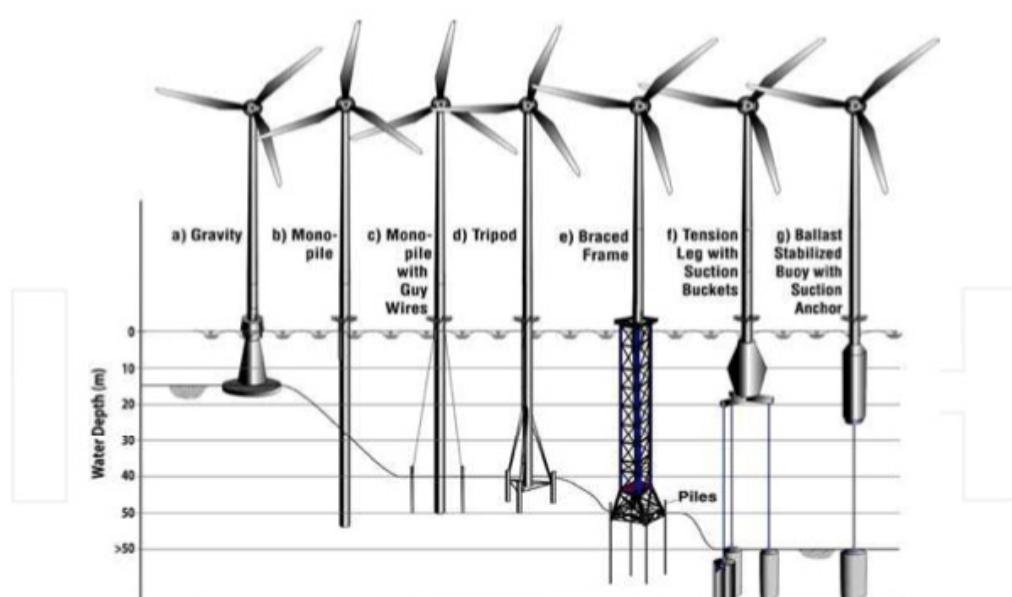


圖 2-4 不同海床深度之風機所採用之基礎型式(摘自 Malhotra 2007)



圖 2-5 自升式風機安裝船



圖 2-6 自升式安裝船支撐腳收縮至船身上方



圖 2-7 自升式平台船安裝離岸風機



圖 2-8 直徑 8.5 m 之 spudcan

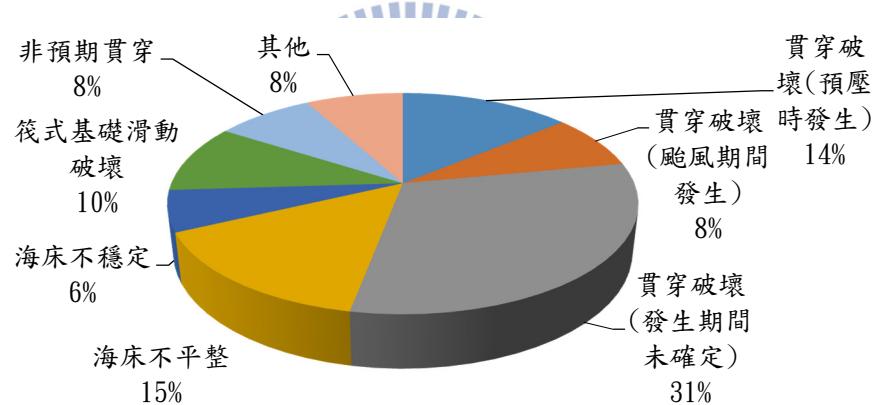


圖 2-9 Spudcan 破壞模式統計(摘自 Health & Safety Executive 2009)

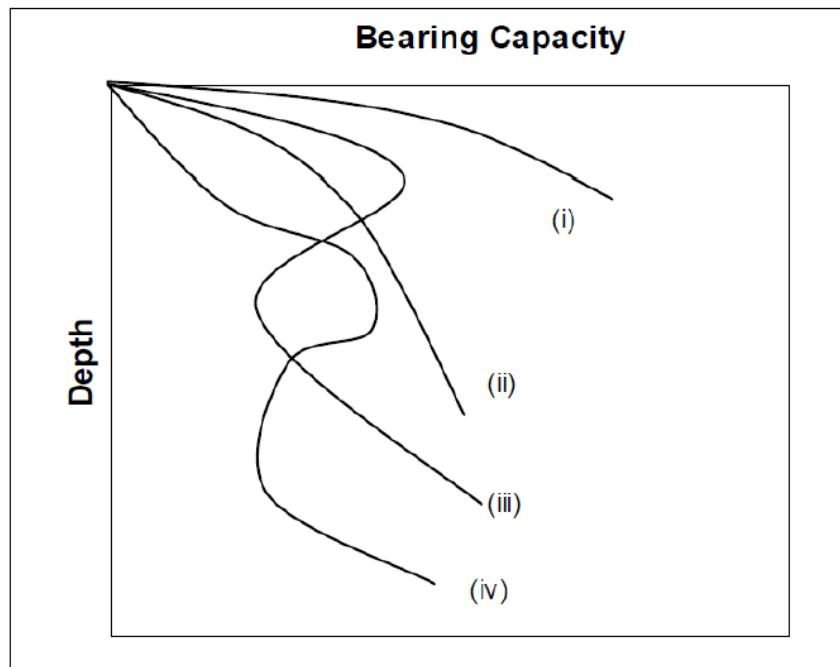


圖 2-10 典型的貫入深度與承載力關係
(摘自 MSL Engineering Limsted 2004)

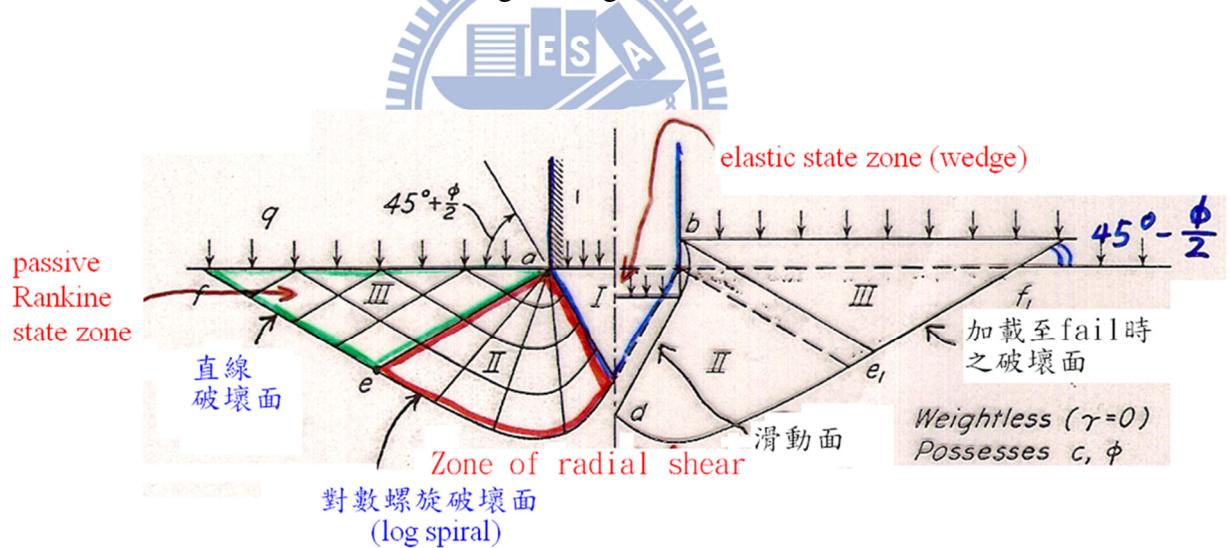


圖 2-11 條型基腳下的土壤支承力破壞模式

(摘自 Terzaghi 1943)

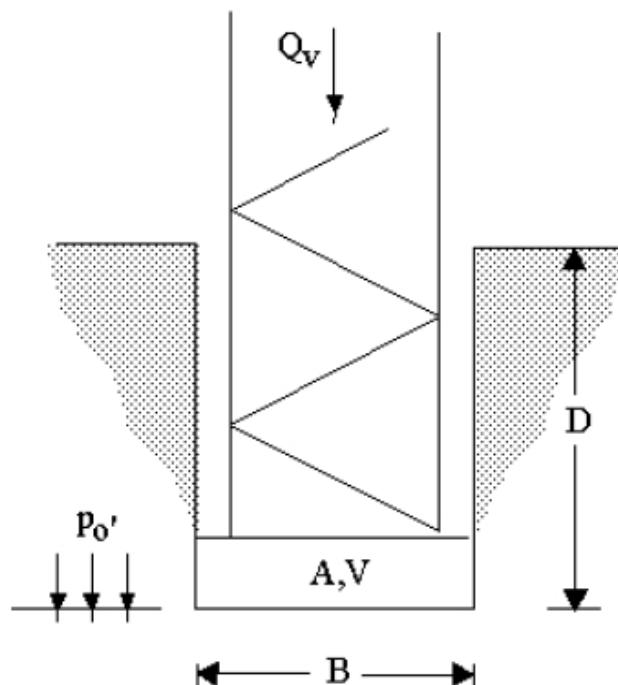


圖 2-12 基腳支承力分析(摘自 SNAME 2008)

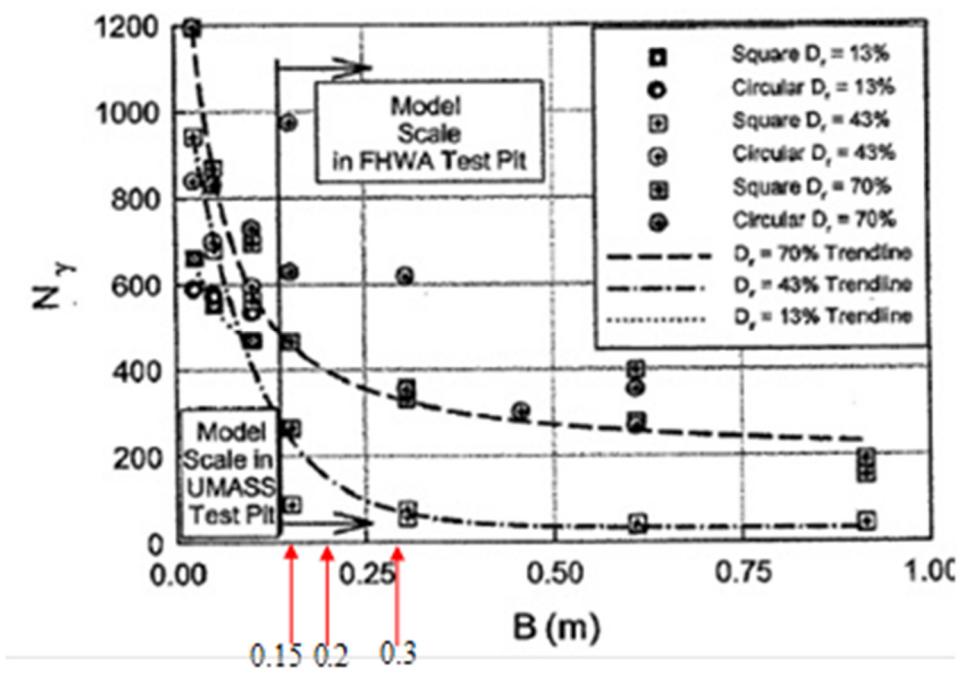
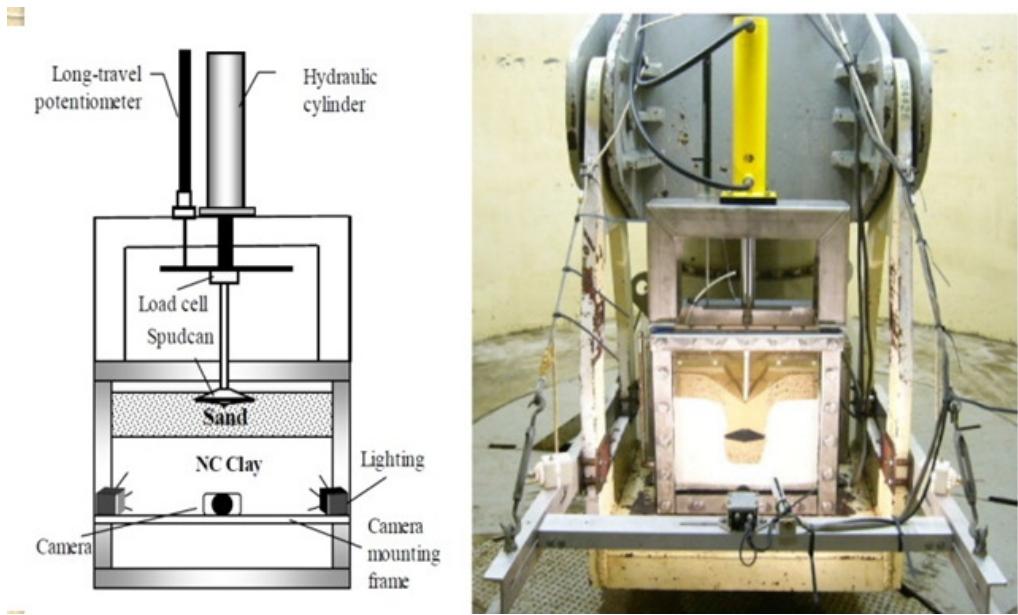


圖 2-13 Combined results of footing tests performed on Brown Mortar sand

(摘自 Cerato and Lutenegger, 2007)

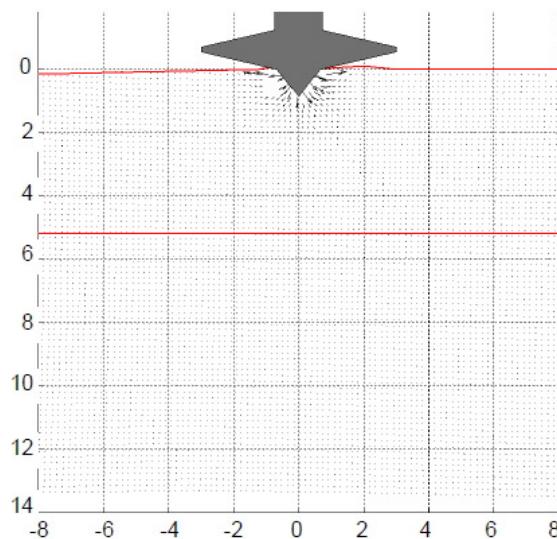


(a)

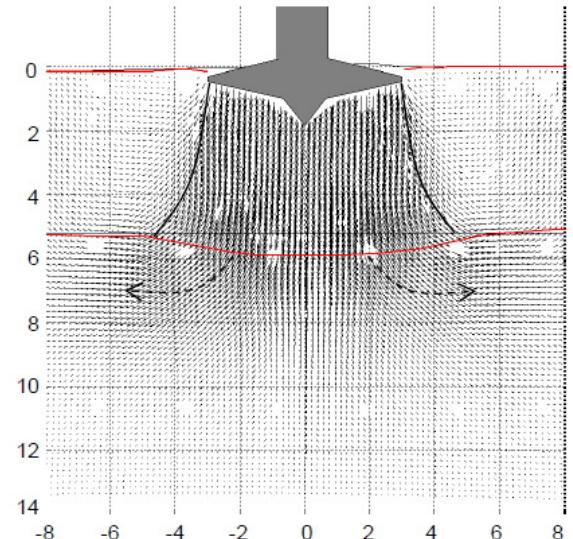
(b)

圖 2-14 NUS 離心機設備(摘自 Lu 2007)

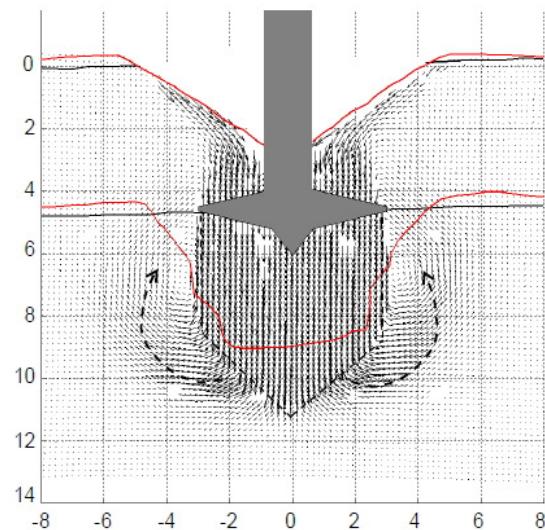




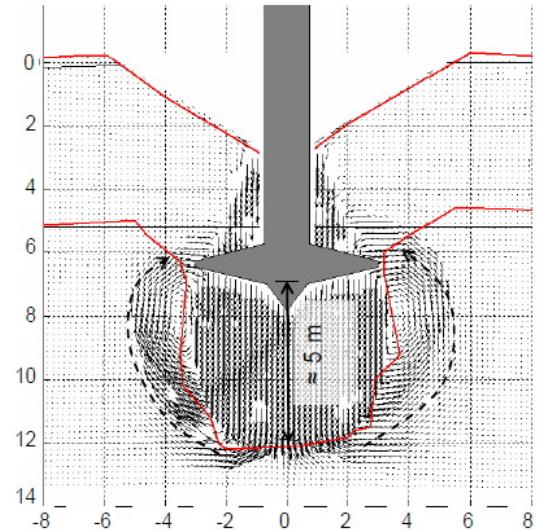
(a)



(b)



(c)



(d)

圖 2-15 NUS 離心機試驗結果(摘自 Lu, 2007)

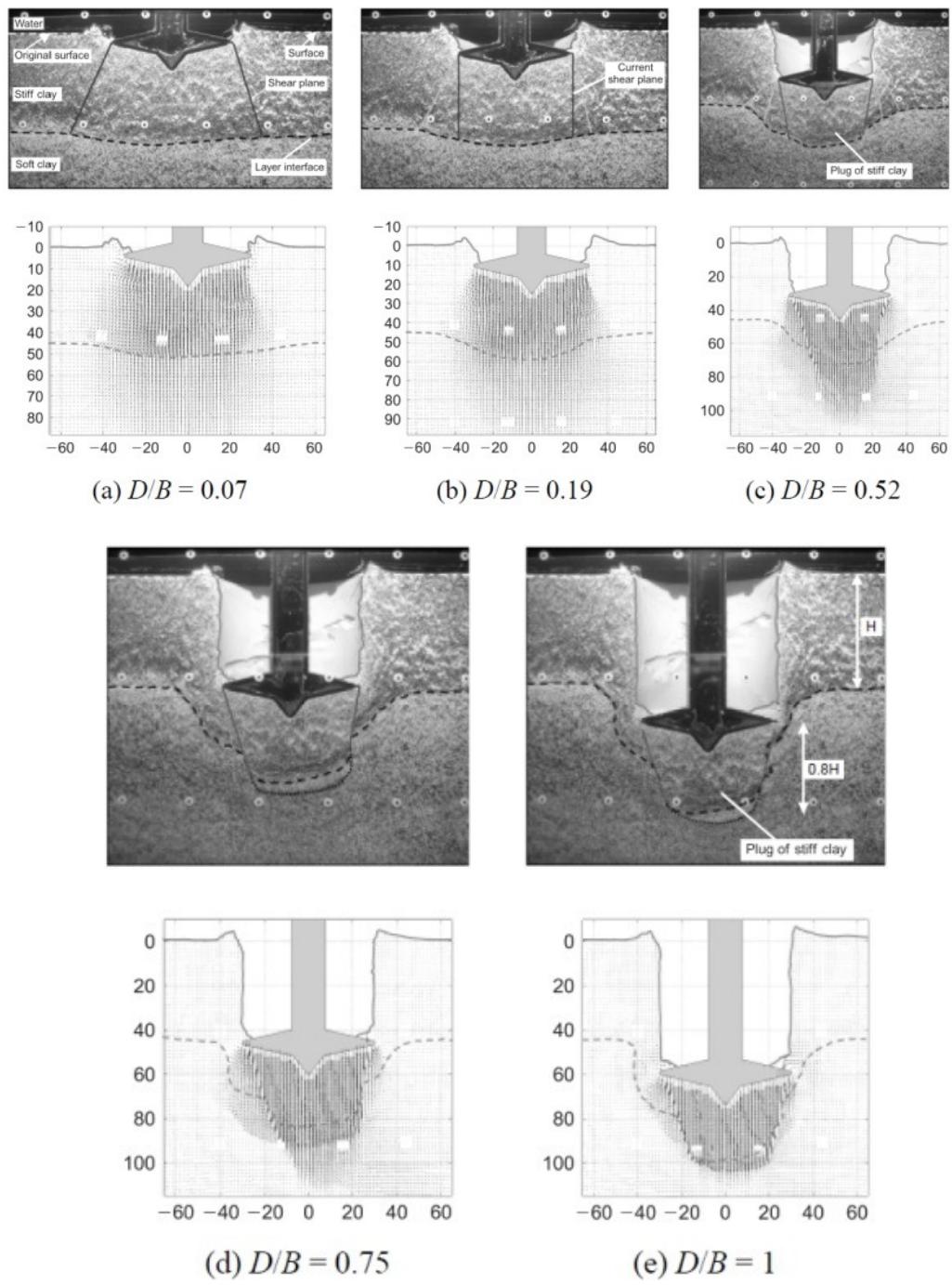


圖 2-16 UWA 離心機試驗結果(摘自 Hossain and Randolph, 2010)

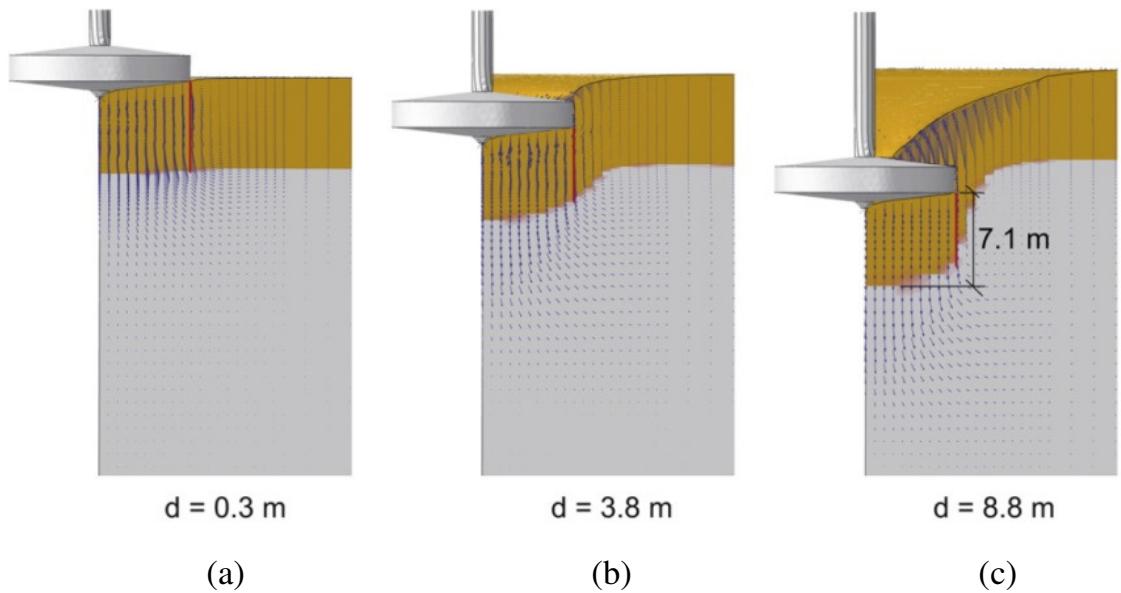
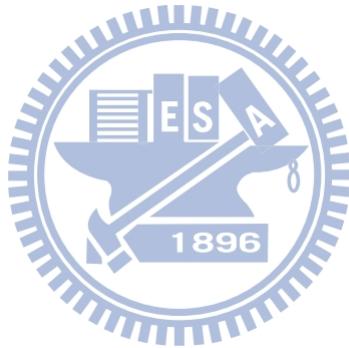


圖 2-17 數值模擬結果(摘自 Qiu and Henke, 2011)



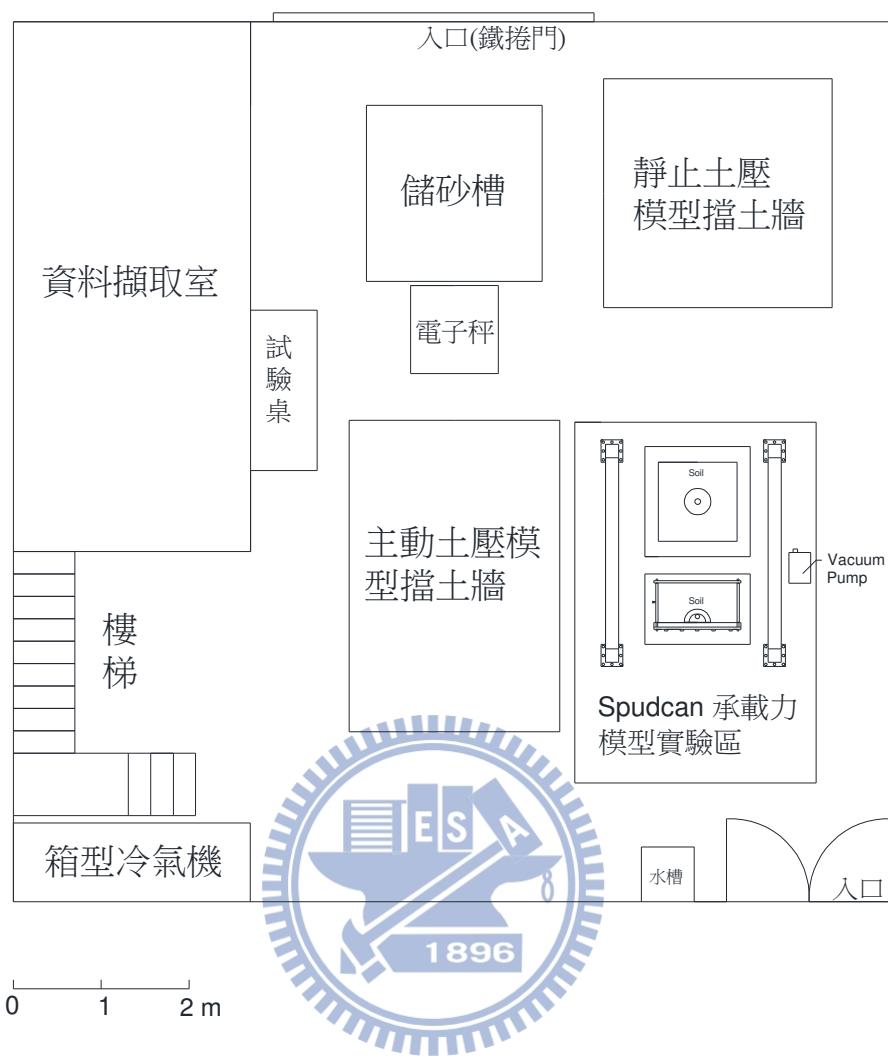
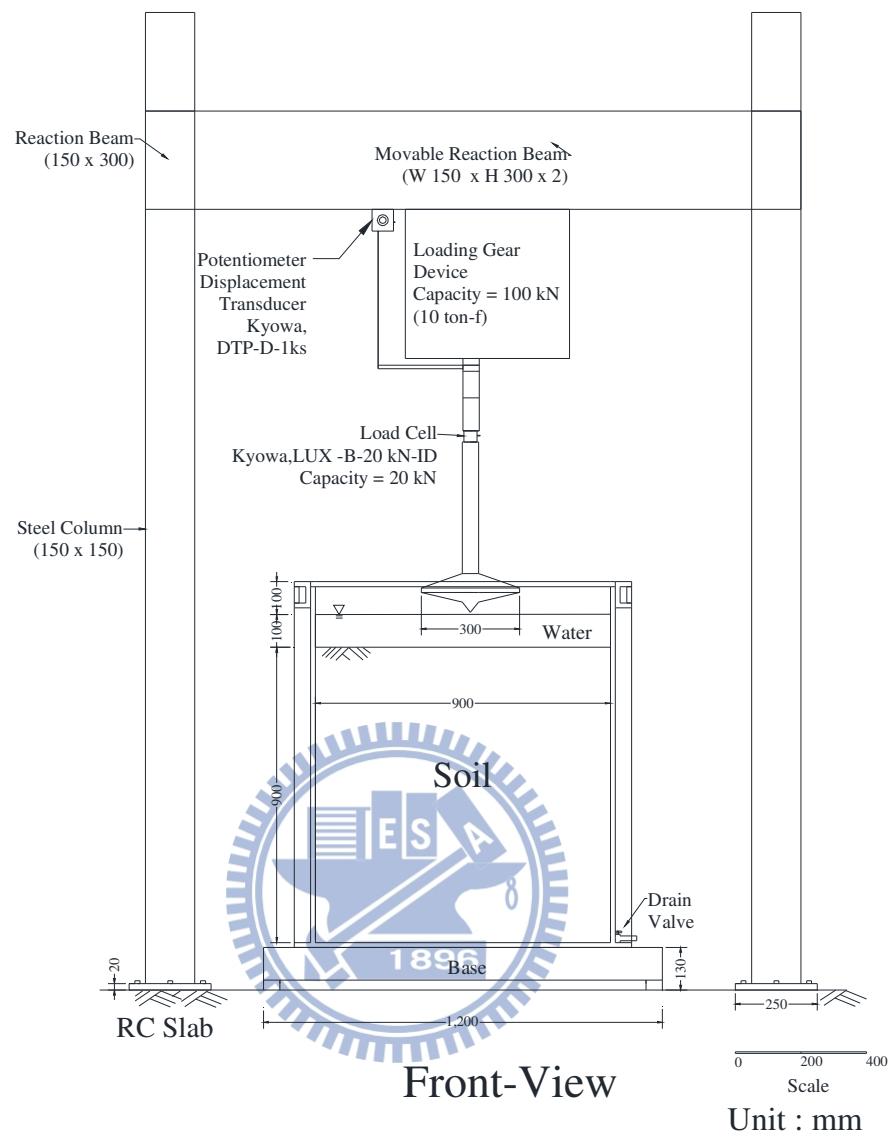
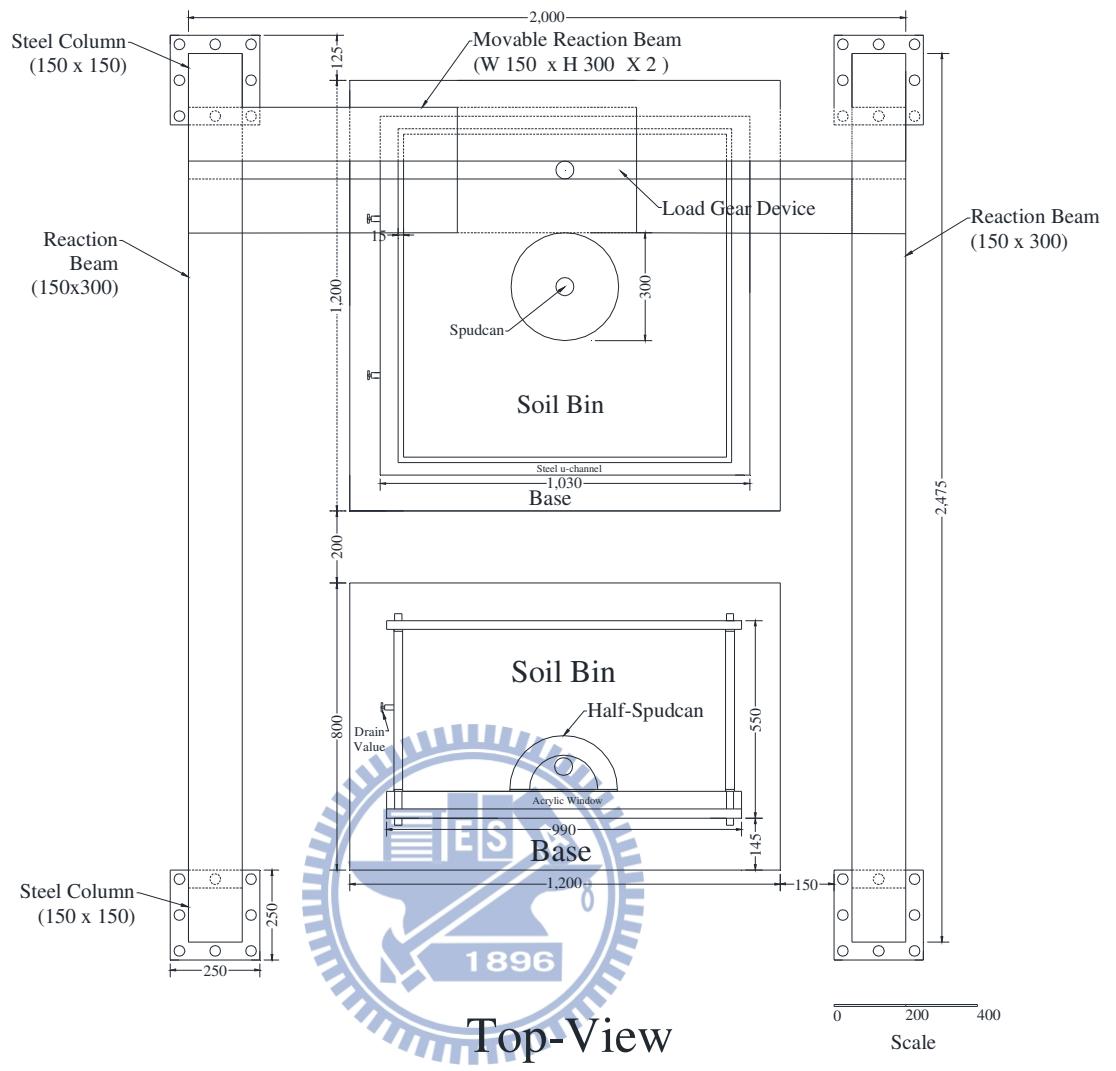


圖 3-1 國立交通大學基礎模型實驗室平面配置圖



(a)

圖 3-2 試驗土槽及 spudcan 加載系統



(b)

圖 3-2 試驗土槽及 spudcan 加載系統

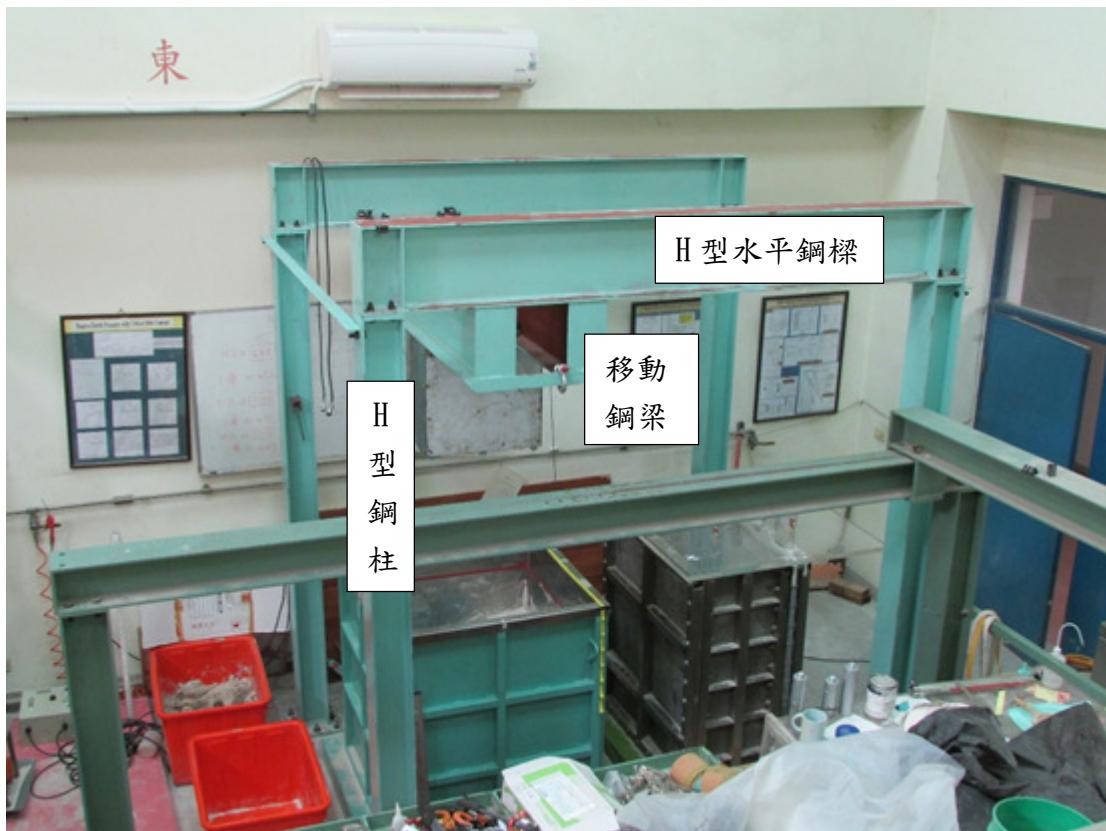


圖 3-3 反力架系統



圖 3-4 反力架柱腳

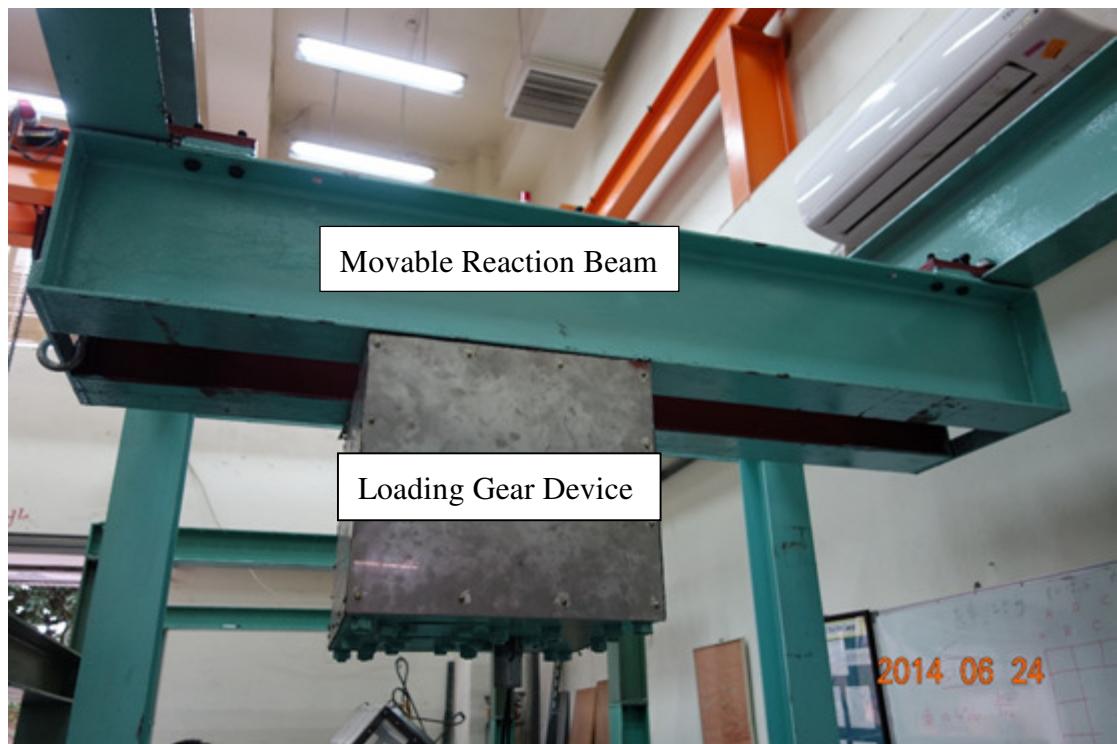


圖 3-5 移動式反力鋼樑及馬達齒輪式壓力機



圖 3-6 spudcan 貫入速度控制器



圖 3-7 20 kN 壓拉兩用荷重計(Kyowa LUX-B-20kN-ID)



圖 3-8 試驗時之荷重計位置



圖 3-9 電位式位移計(Kyowa DTP-D-1ks)



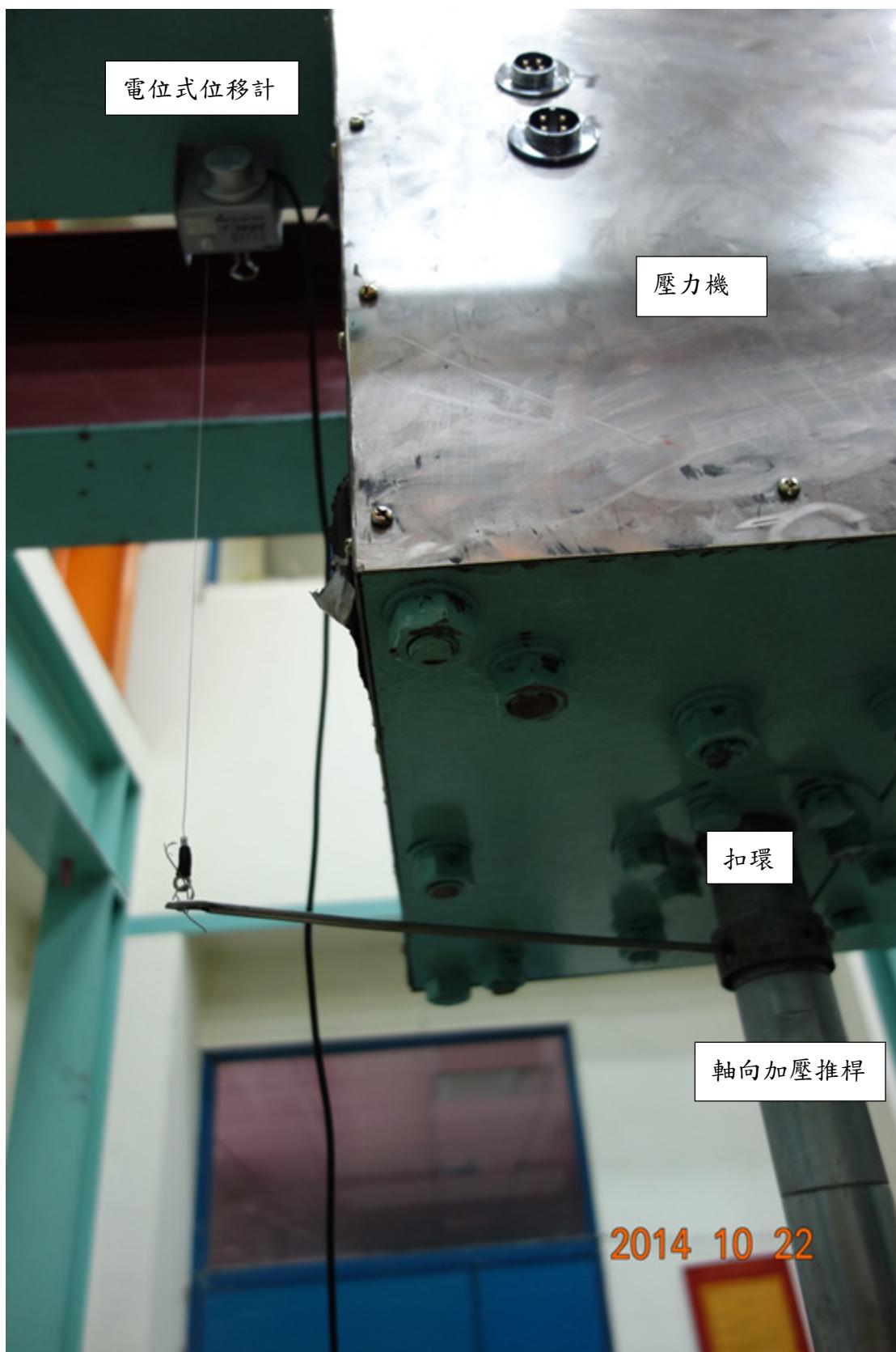


圖 3-10 電位式位移計之裝設



圖 3-11 spudcan 土槽以及底座



圖 3-12 氣密壓克力蓋板

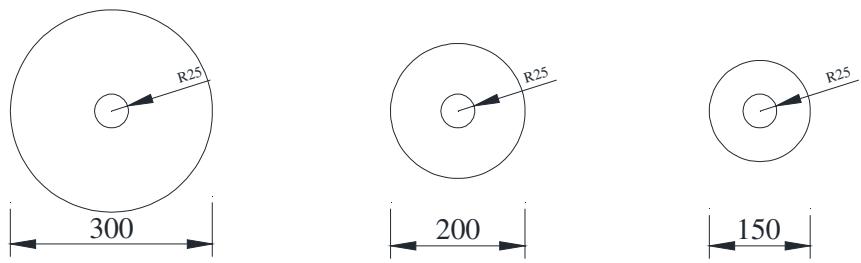


圖 3-13 真空計

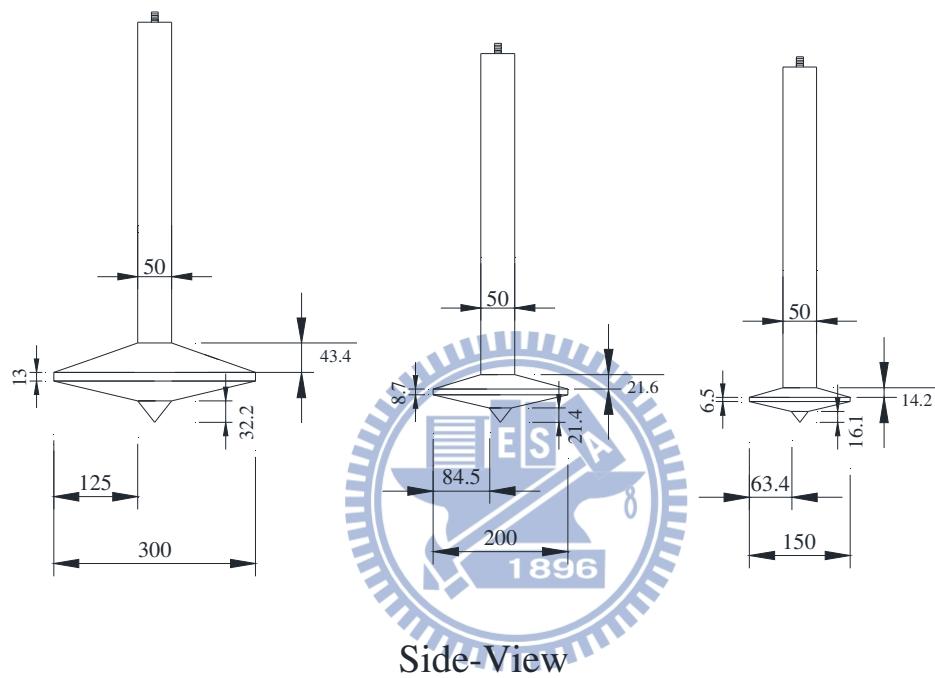


圖 3-14 填土排水濾水盒





Top-View



Unit : mm

0 50 100 mm

圖 3-15 NCTU 圓形 spudcan 模型尺寸

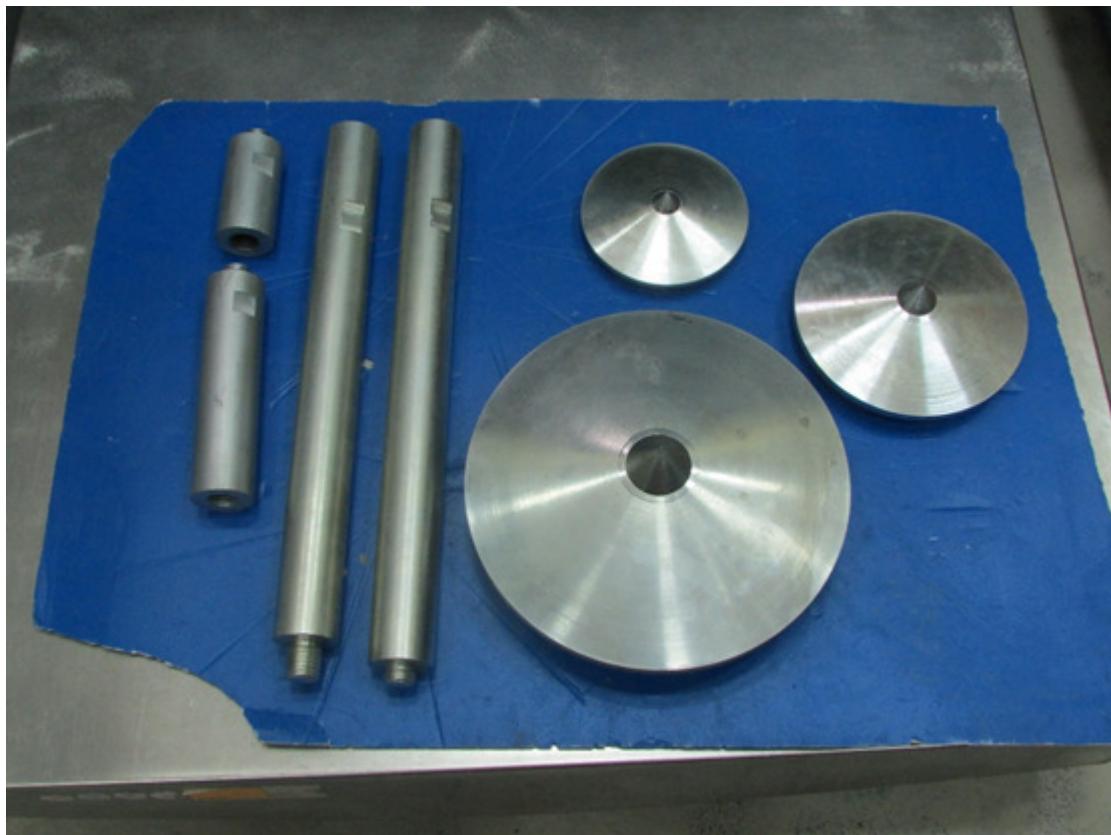


圖 3-16 NCTU 圓形 spudcan 模型

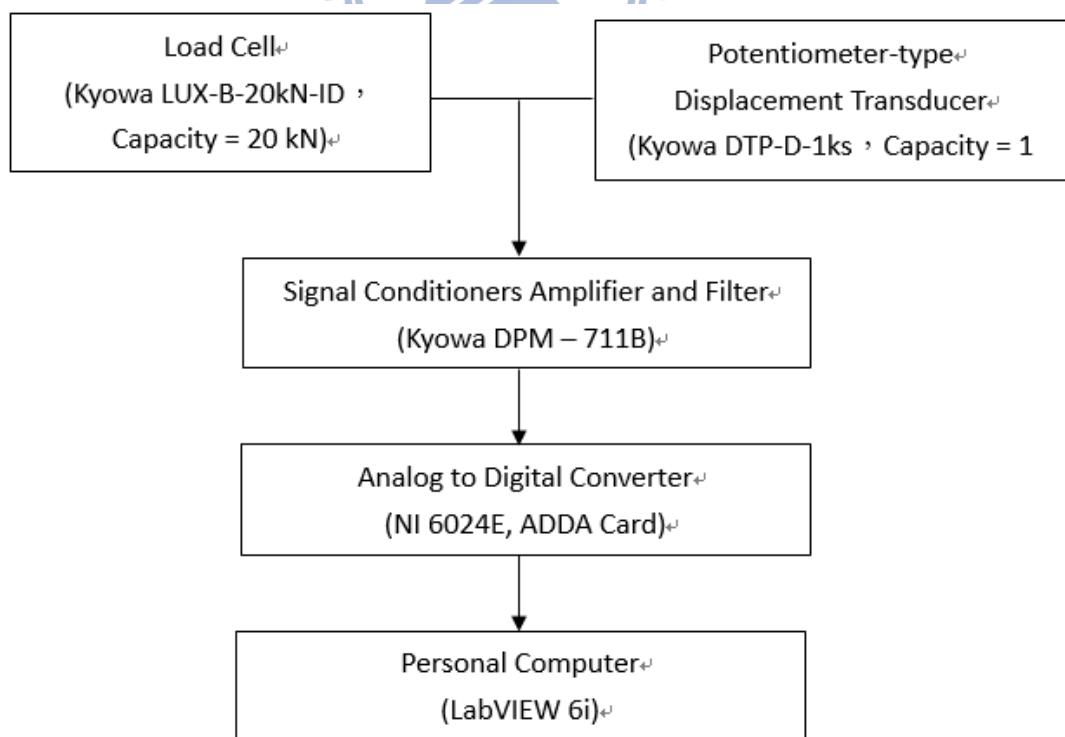


圖 3-17 資料擷取系統



圖 3-18 動態應變放大器(Kyowa DPM-711B)



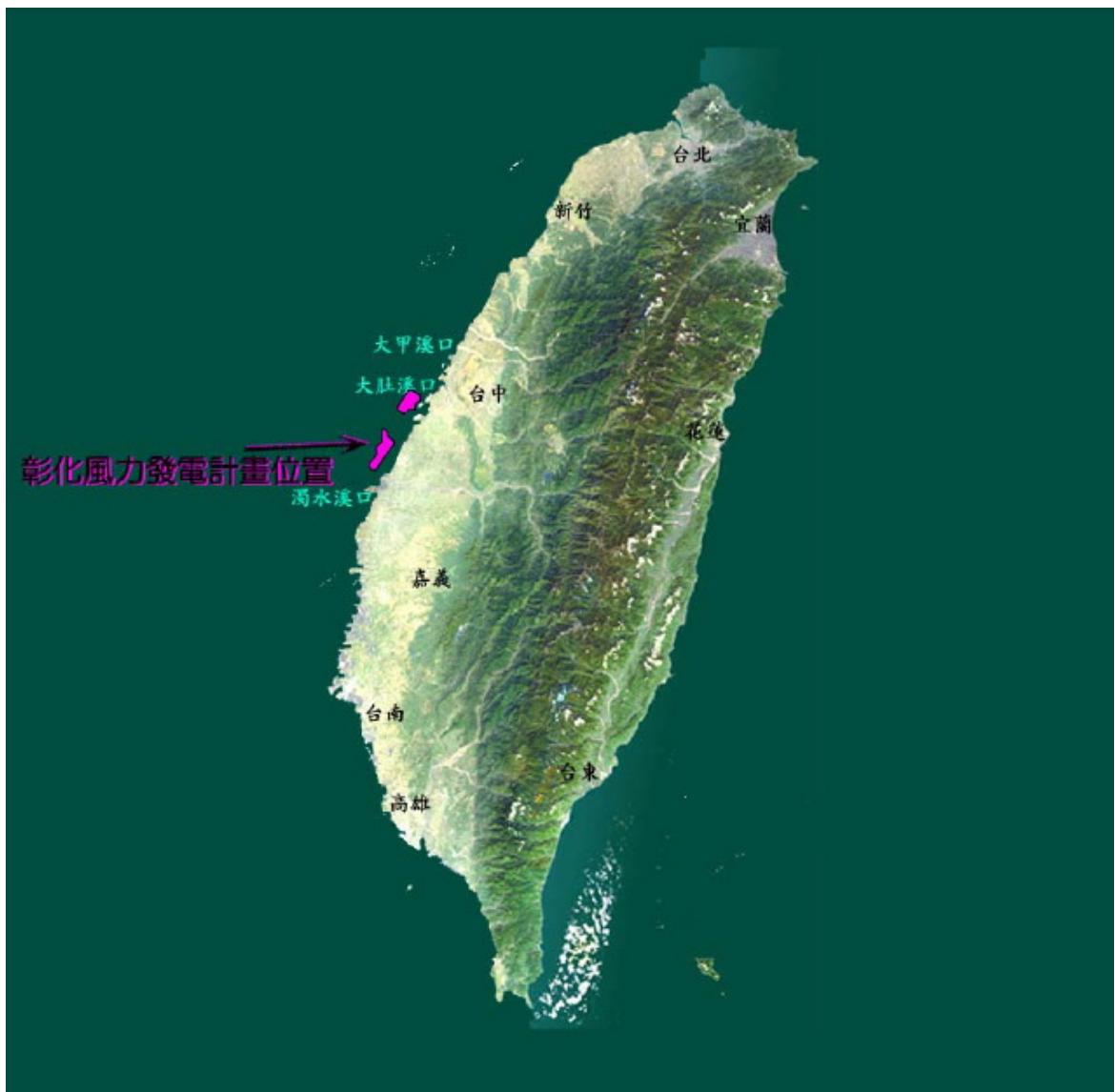


圖 4-1 彰化離岸風力風場位置圖(摘自台灣電力公司 2009)

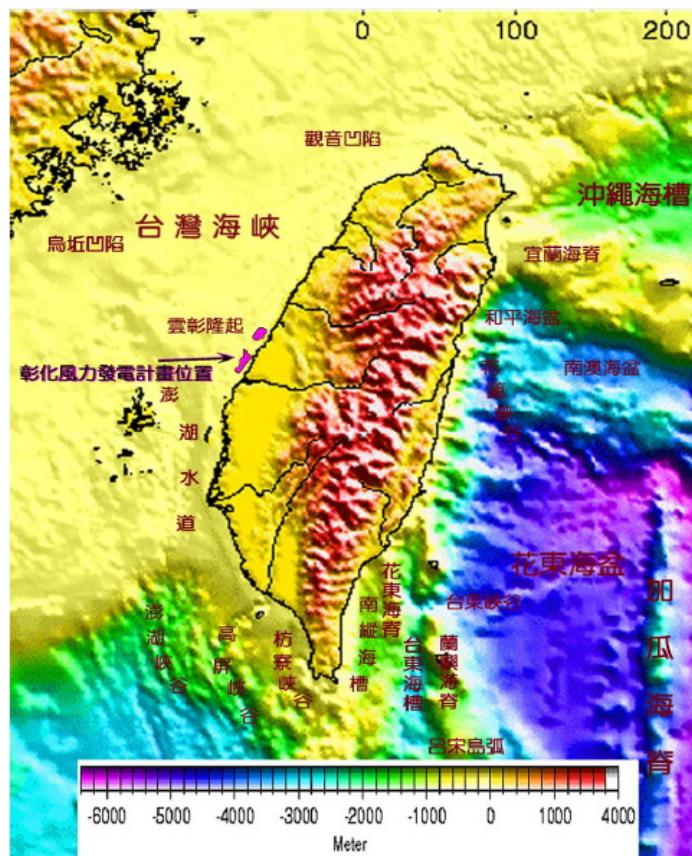


圖 4-2 台灣地區陸地及海底地形圖(摘自台灣電力公司 2009)



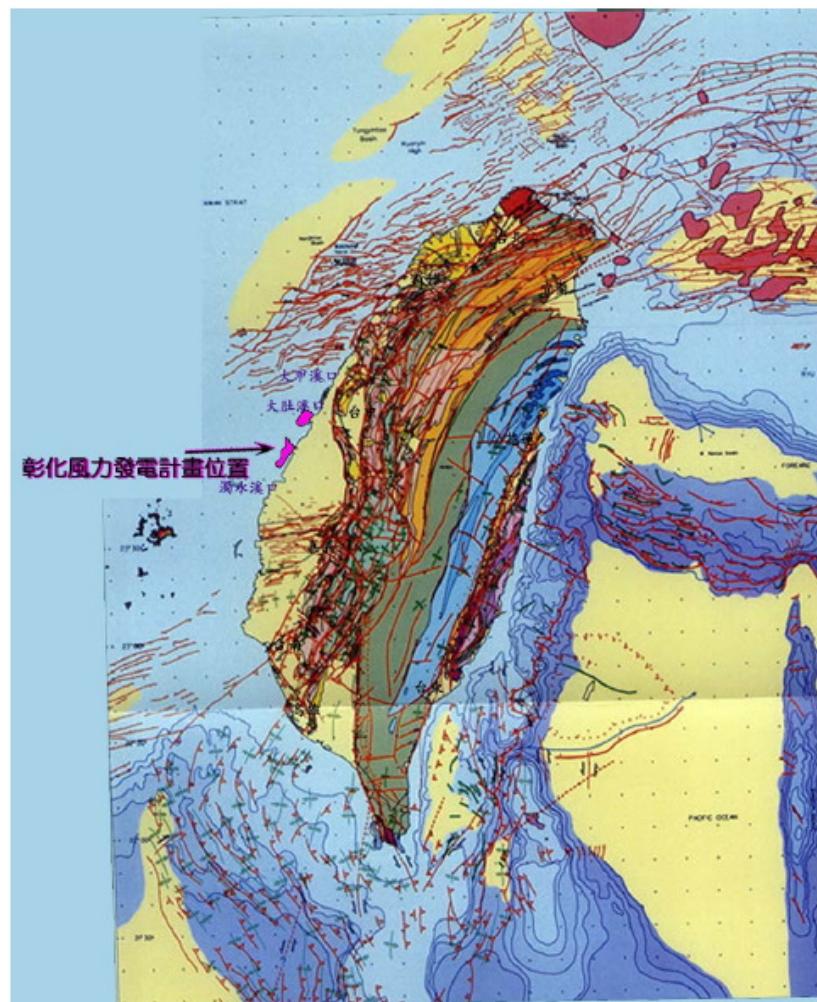


圖 4-3 台灣地體構造資料圖(摘自台灣電力公司 2009)

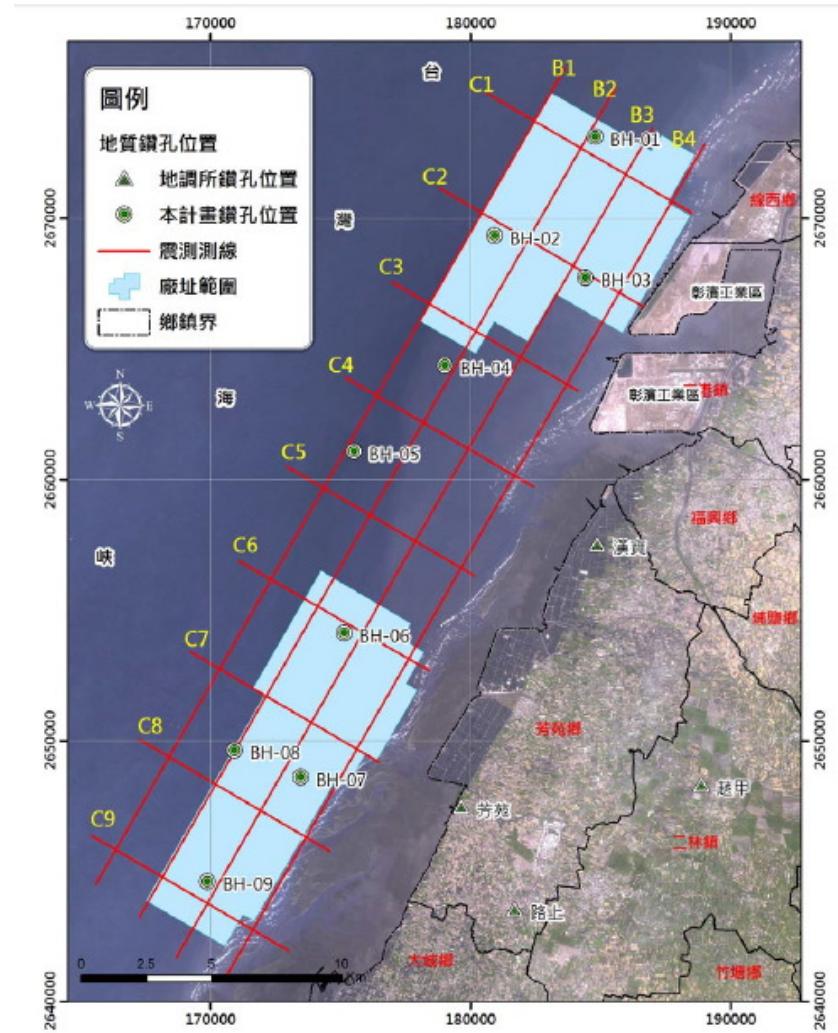


圖 4-4 彰化離岸風力發電計畫區鑽孔位置

(摘自台灣電力公司 2009)

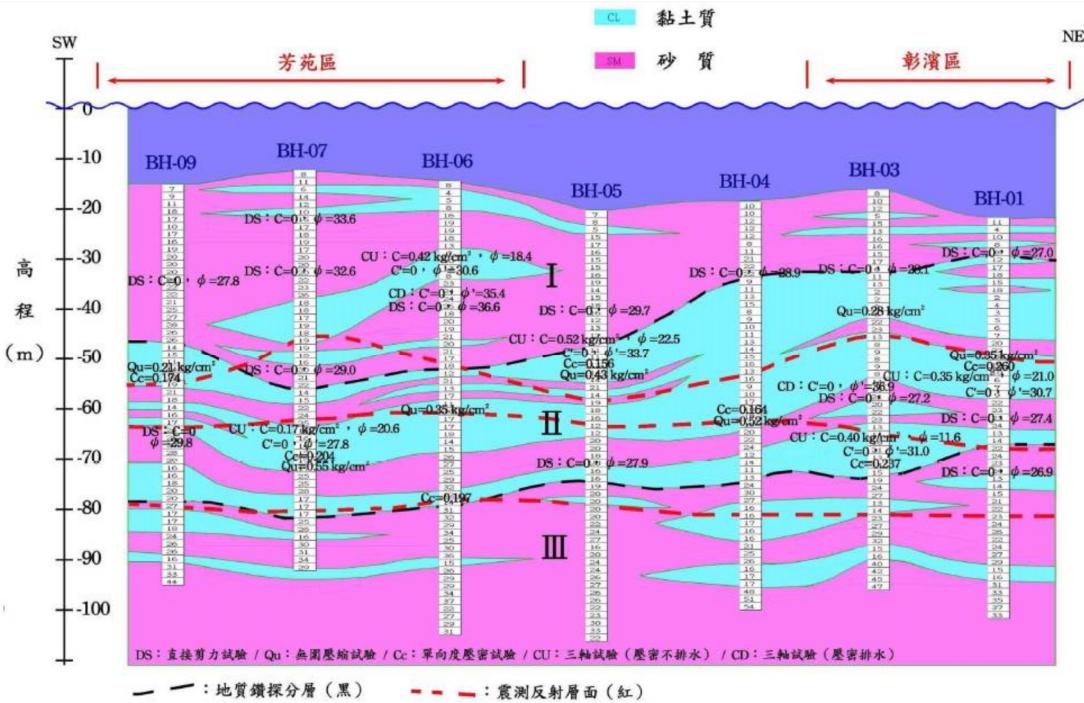


圖 4-5 彰化離岸風力發電計畫區鑽孔剖面圖(摘自台灣電力公司 2009)

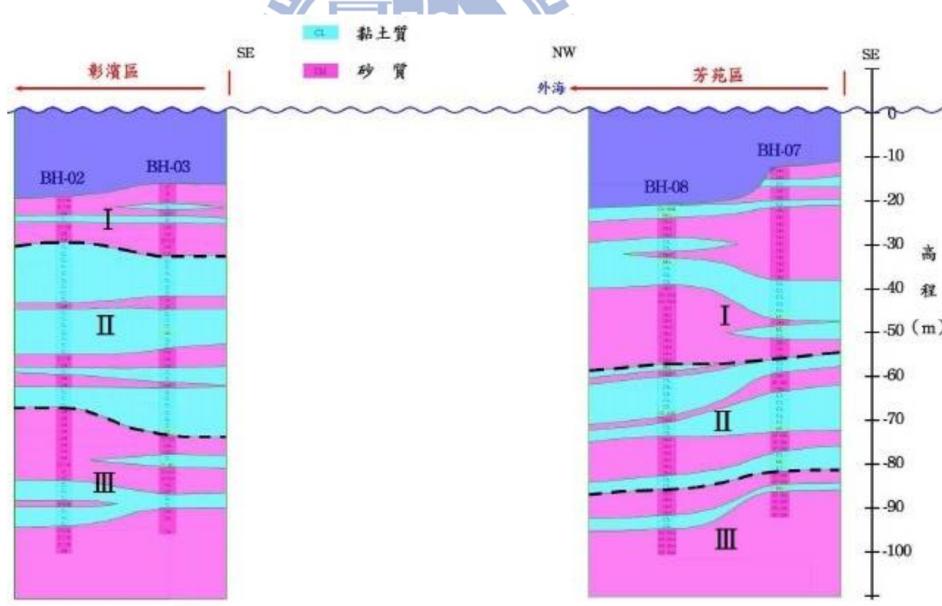


圖 4-6 彰化離岸風力發電計畫區鑽孔剖面圖(摘自台灣電力公司 2009)

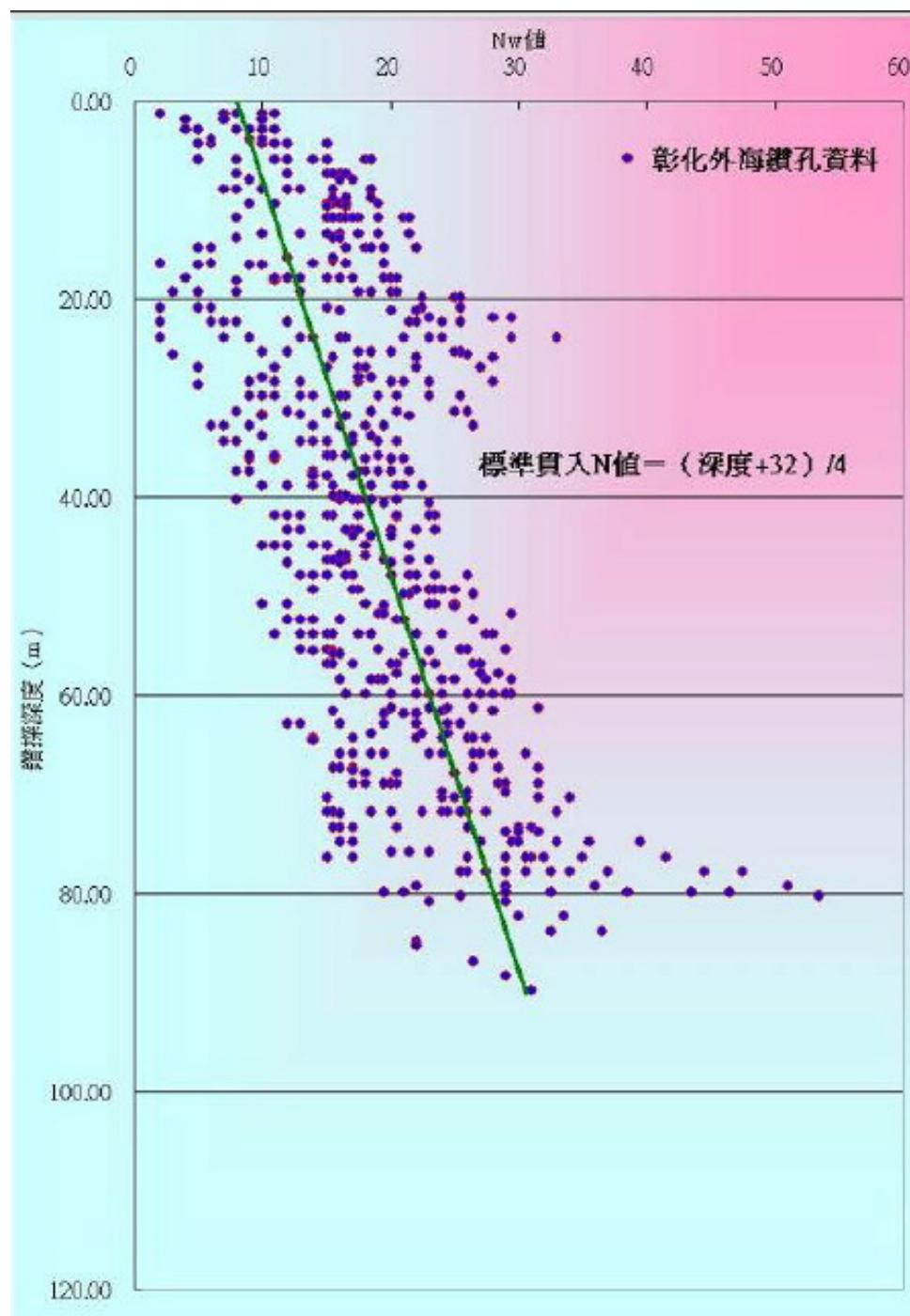
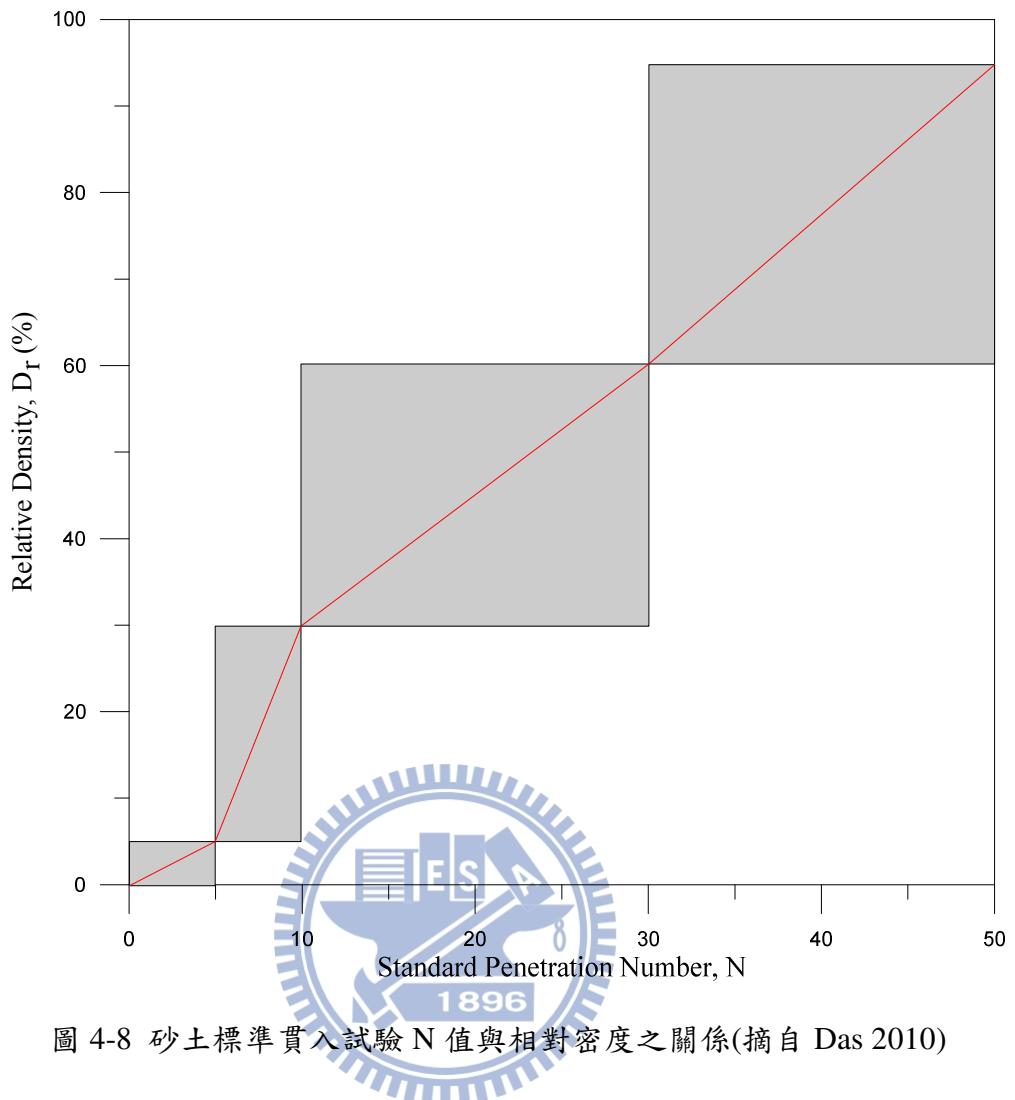


圖 4-7 深度與 SPT-N 值分布圖(摘自台灣電力公司 2009)



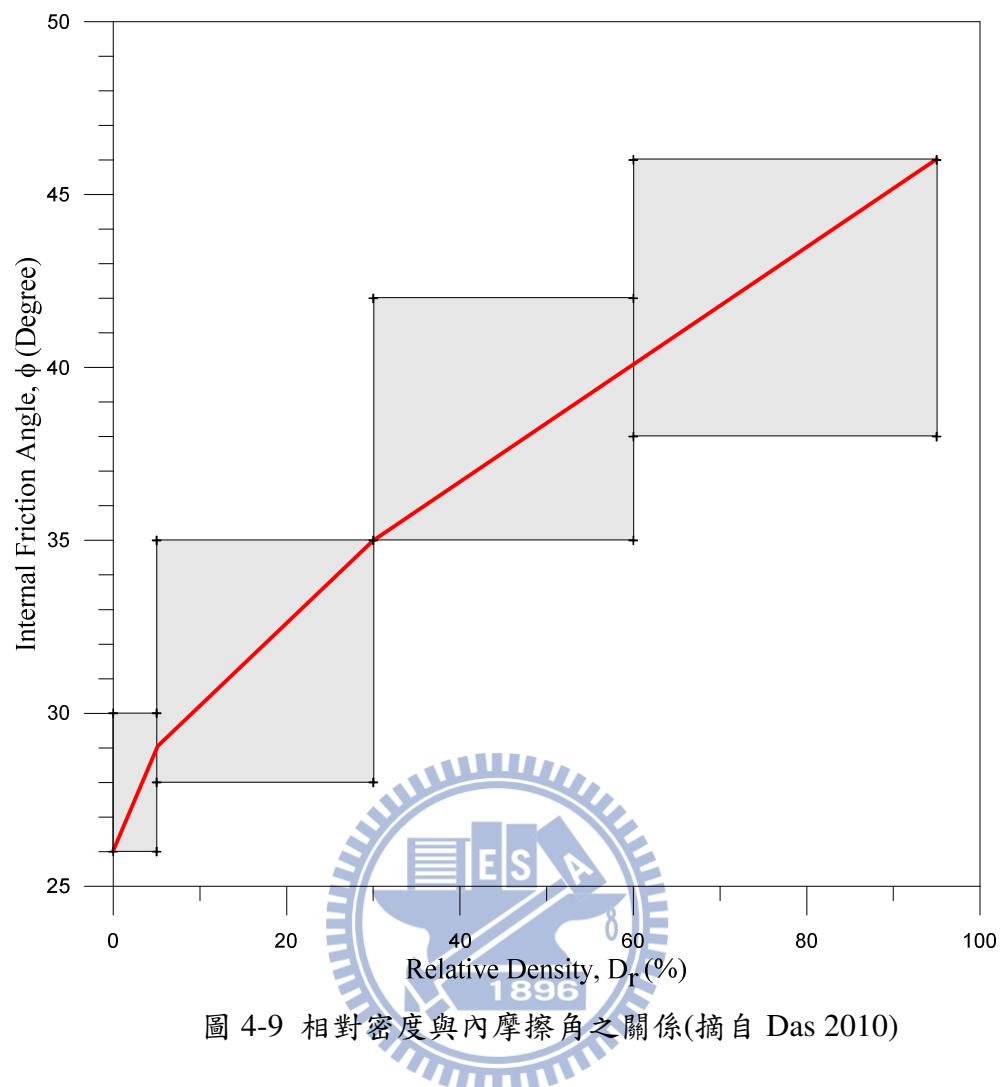


圖 4-9 相對密度與內摩擦角之關係(摘自 Das 2010)

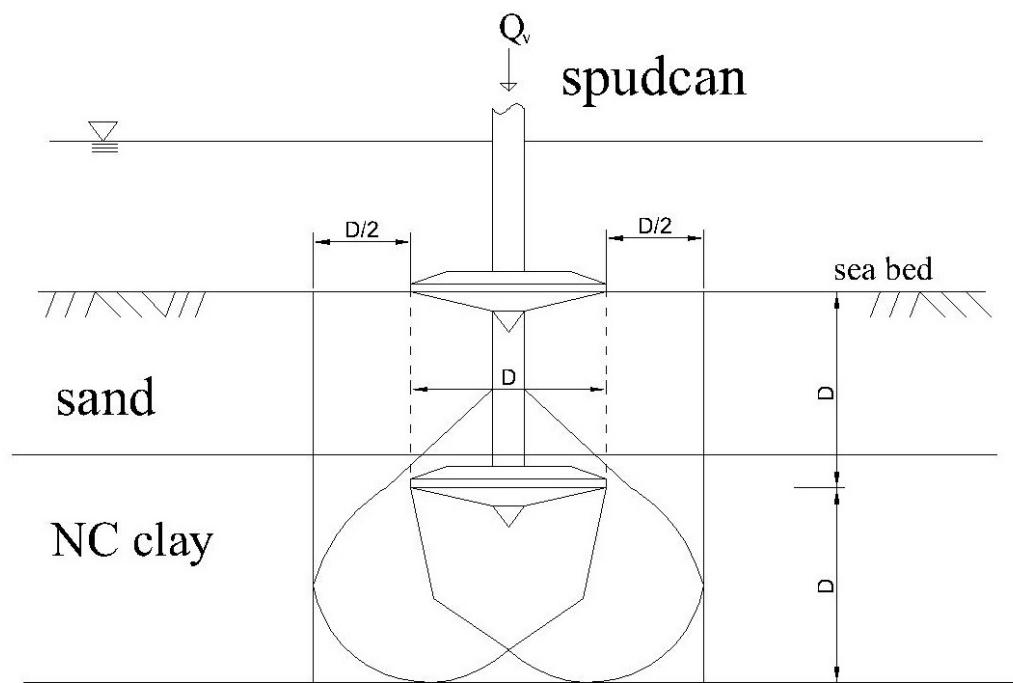


圖 4-10 Spudcan 周圍土壤之破壞面(假設 spudcan 沉陷量為 1D)

(摘自 Lee 2013)

1896

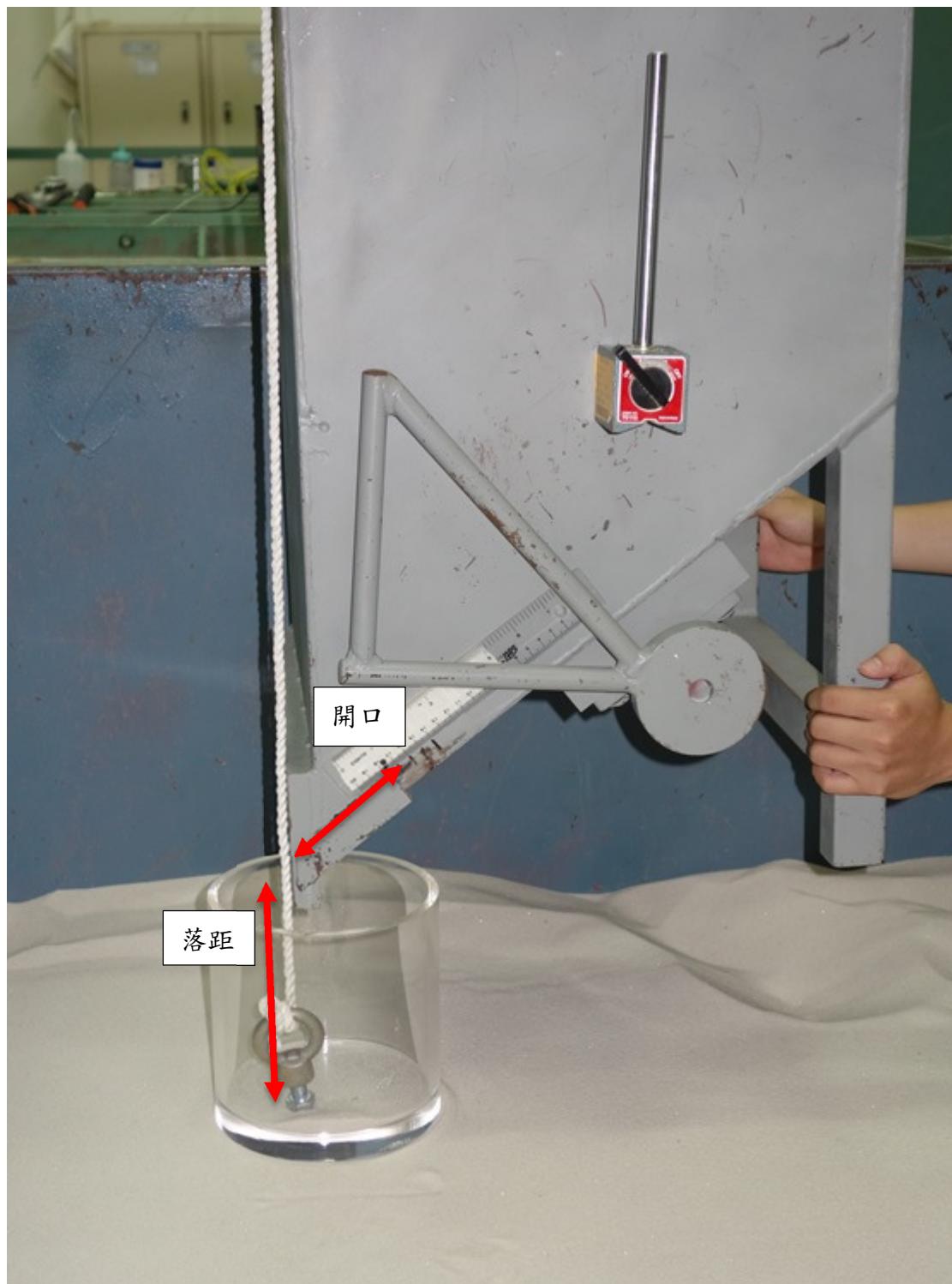


圖 4-11 砂斗提升法於 ASTM D4254 密度盒施作



圖 4-12 ASTM D4254 圓柱形密度盒

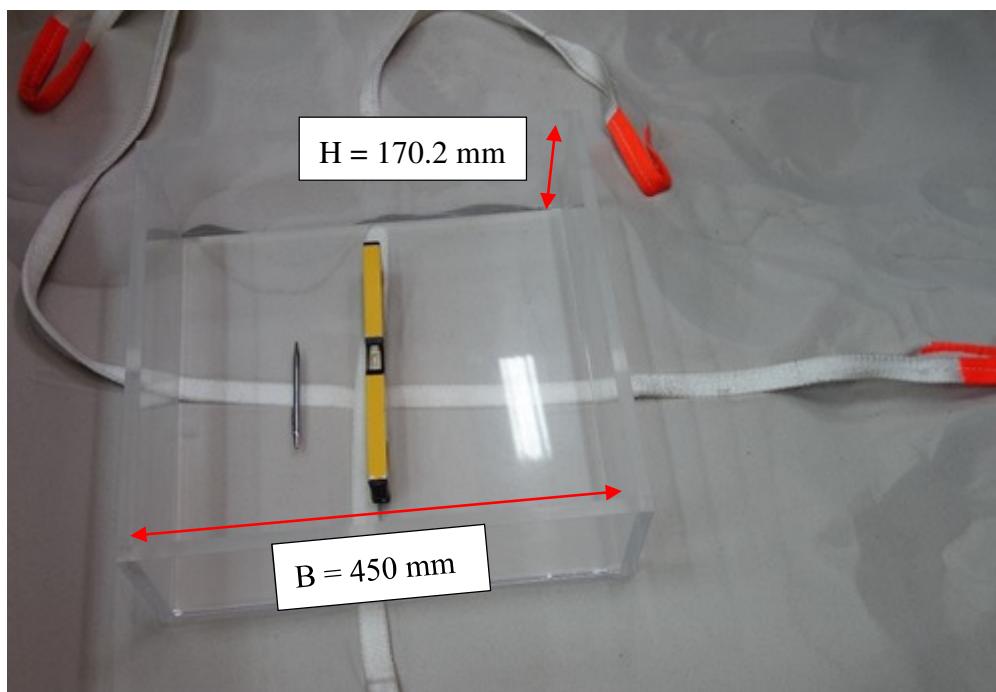


圖 4-13 方形密度盒

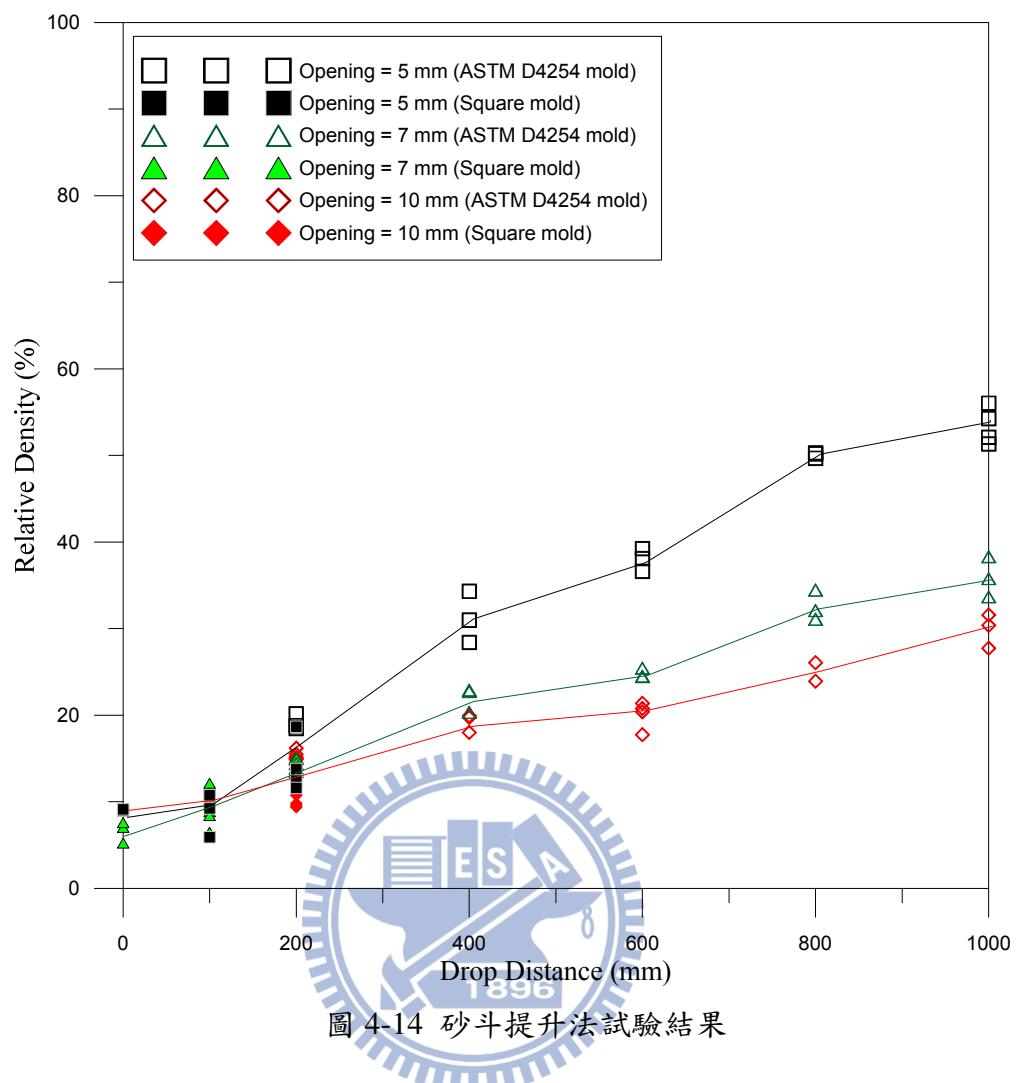


圖 4-14 砂斗提升法試驗結果

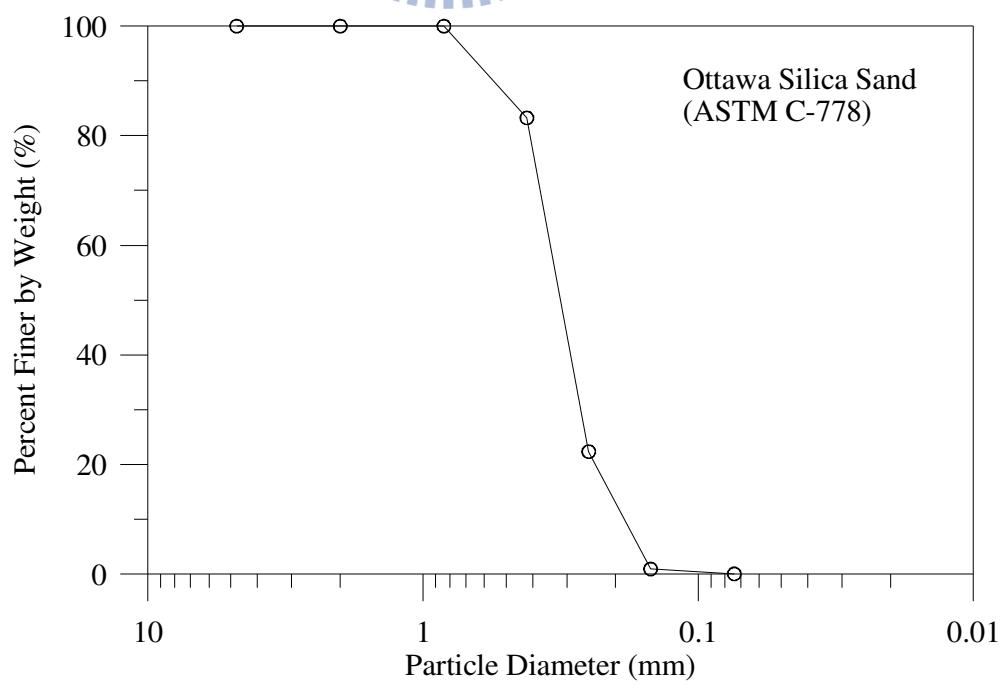
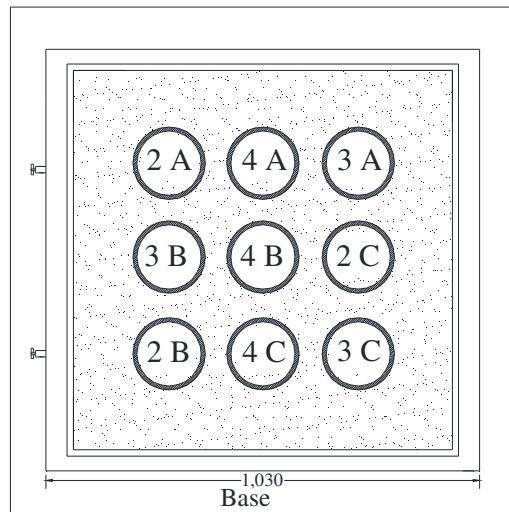


圖 4-15 溫太華砂之粒徑分布曲線(摘自 Chen 2003)



Top-View

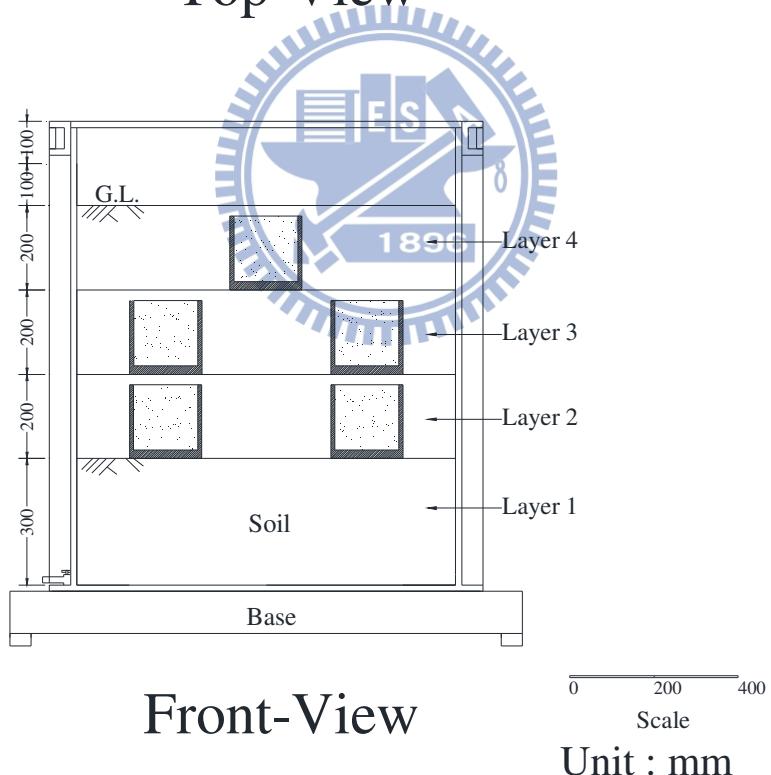


圖 4-16 砂土試體密度控制之密度盒擺放位置示意圖



圖 4-17 砂土密度控制實驗之密度盒擺放情形



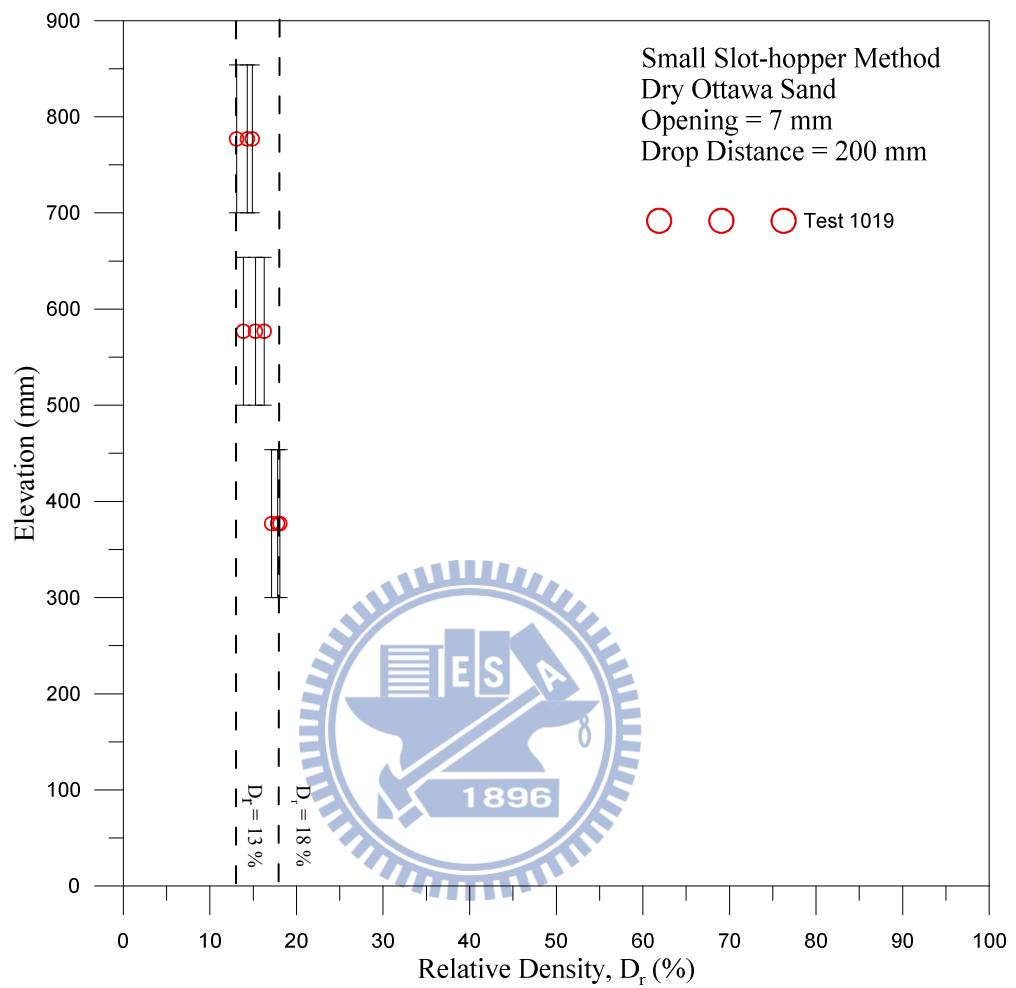


圖 4-18 乾砂密度控制實驗結果



圖 4-19 真空幫浦

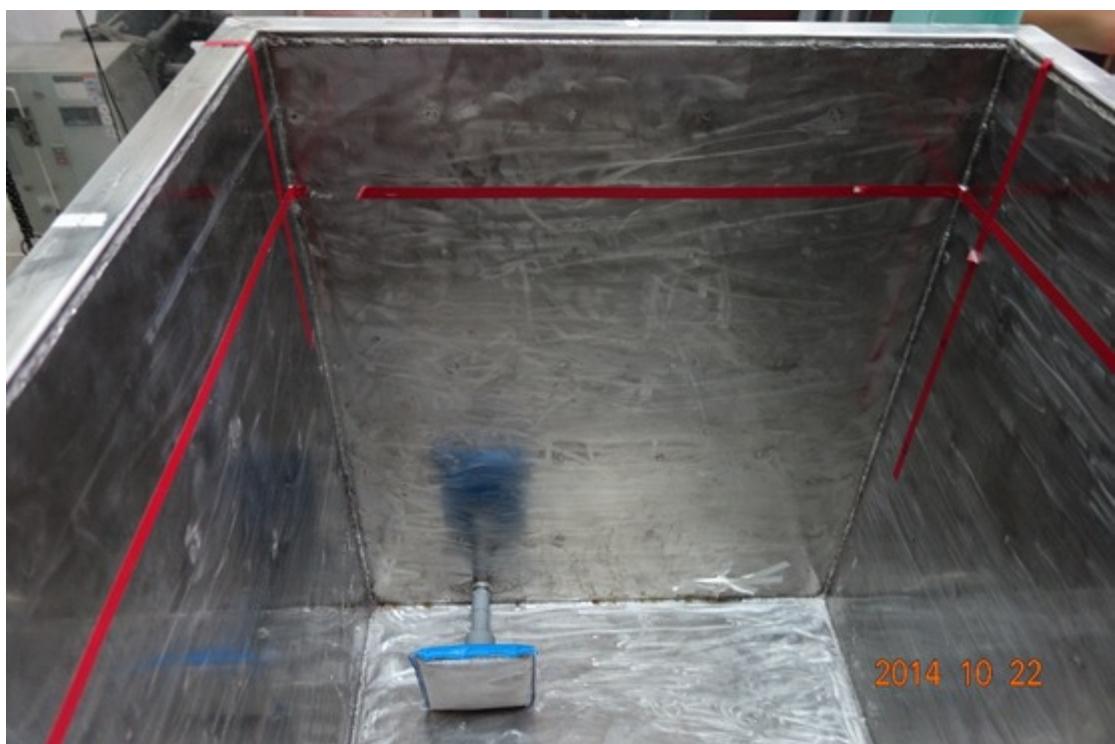


圖 4-20 土槽內安裝濾水盒



圖 4-21 使用砂斗提升法備製疏鬆乾砂試體



圖 4-22 使用漏斗提升法填補試體表面

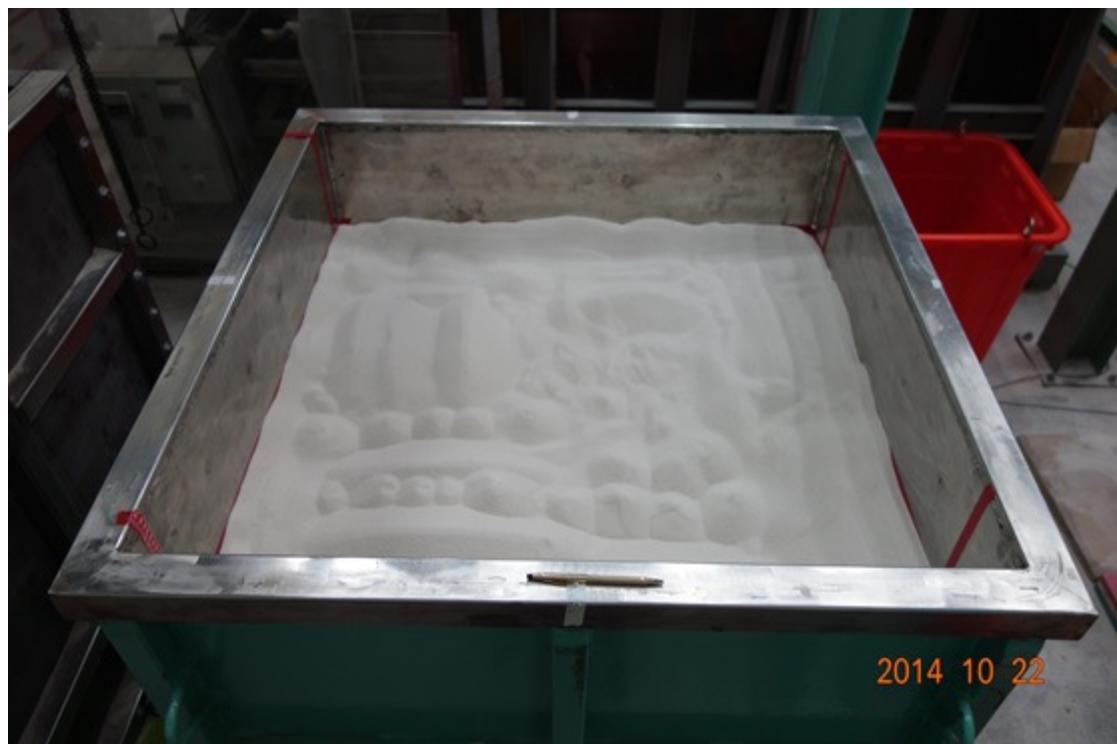


圖 4-23 0.9 m 正方體疏鬆乾砂試體備置完成



圖 4-24 進/出水口接上進水管

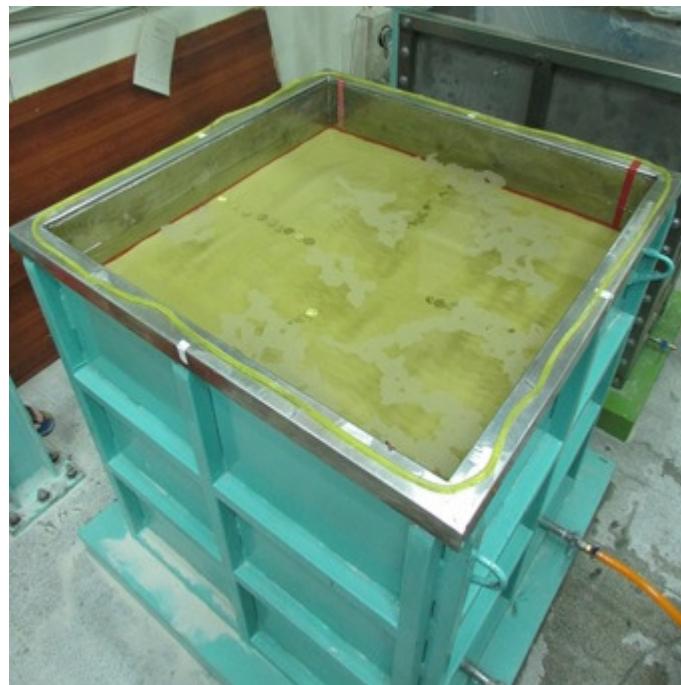


圖 4-25 砂土試體浸水及土槽頂部邊緣放置氣密膠條



圖 4-26 以快乾膠固定氣密膠條

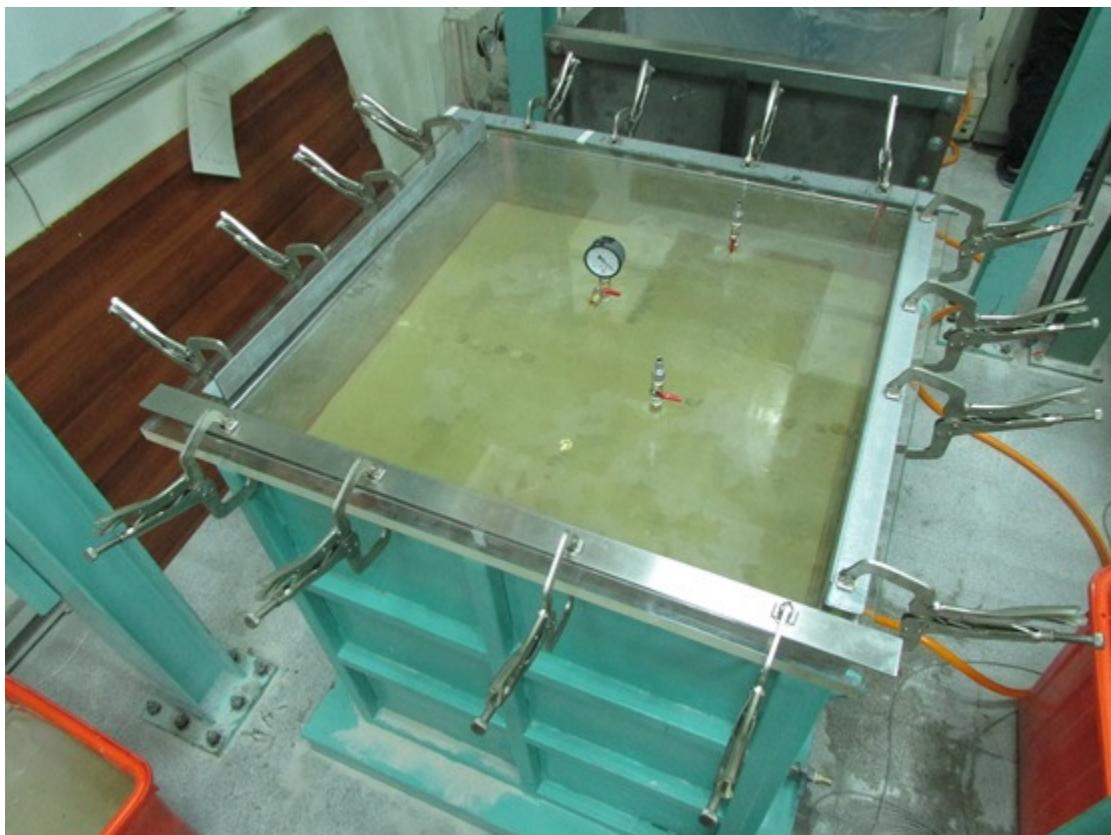


圖 4-27 放置氣密蓋板及 16 隻 C 型夾



圖 4-28 以抽氣幫浦為浸水砂土試體進行抽氣



圖 4-29 真空計讀數跑至 19 cm-Hg

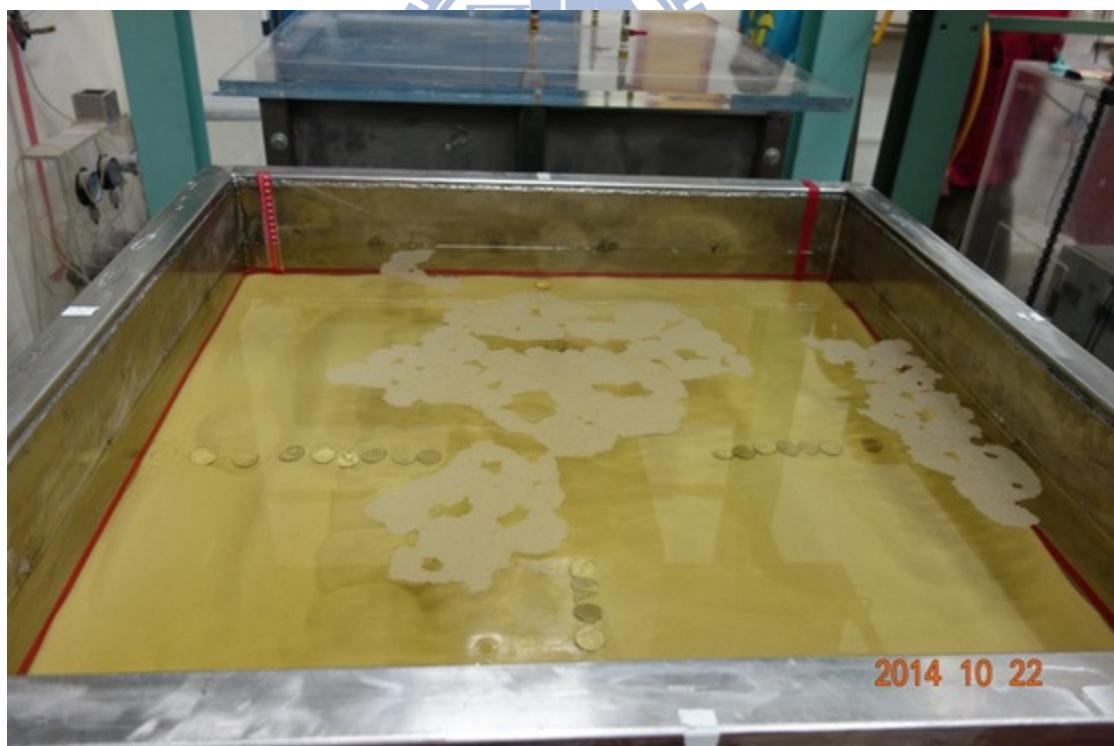


圖 4-30 抽完氣後試體

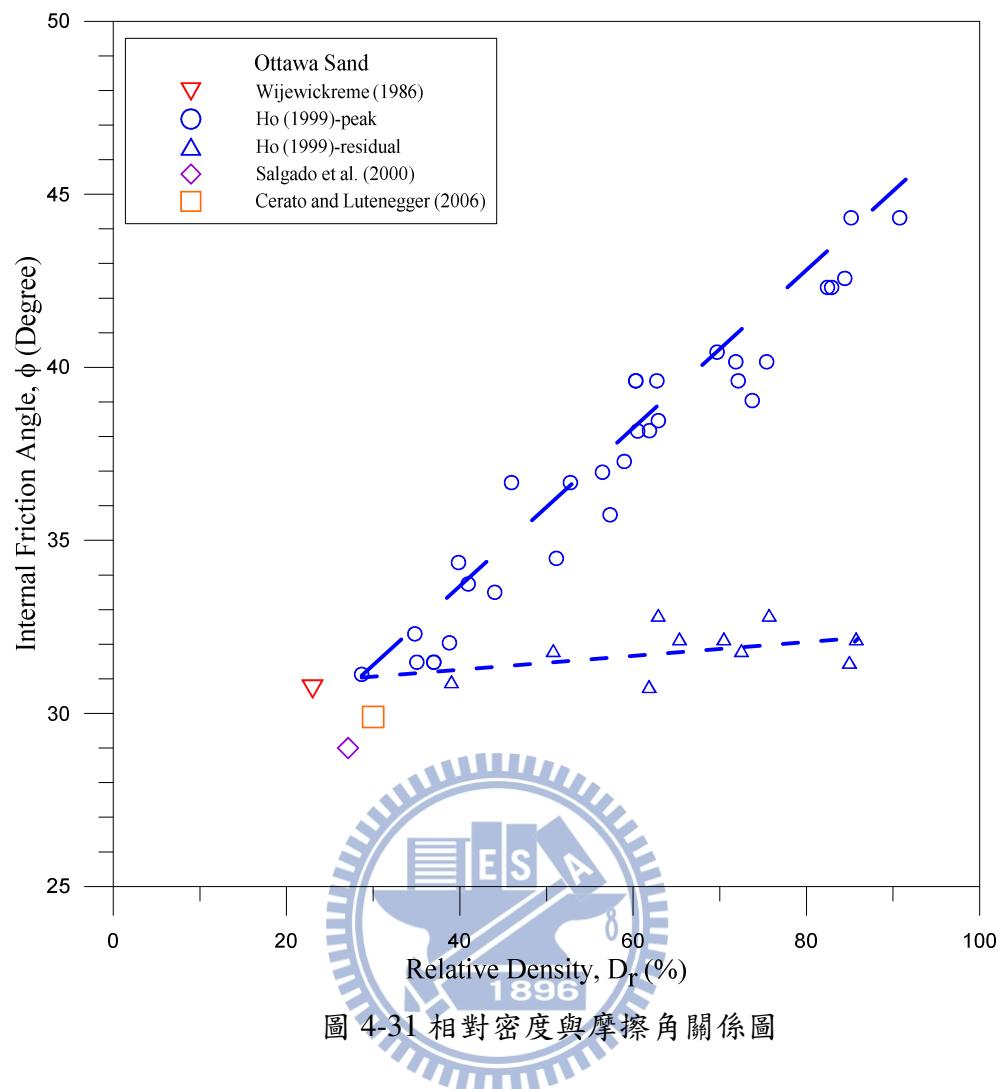




圖 5-1 環鏈手板葫蘆



圖 5-2 將移動式反力鋼樑移動至預定位置

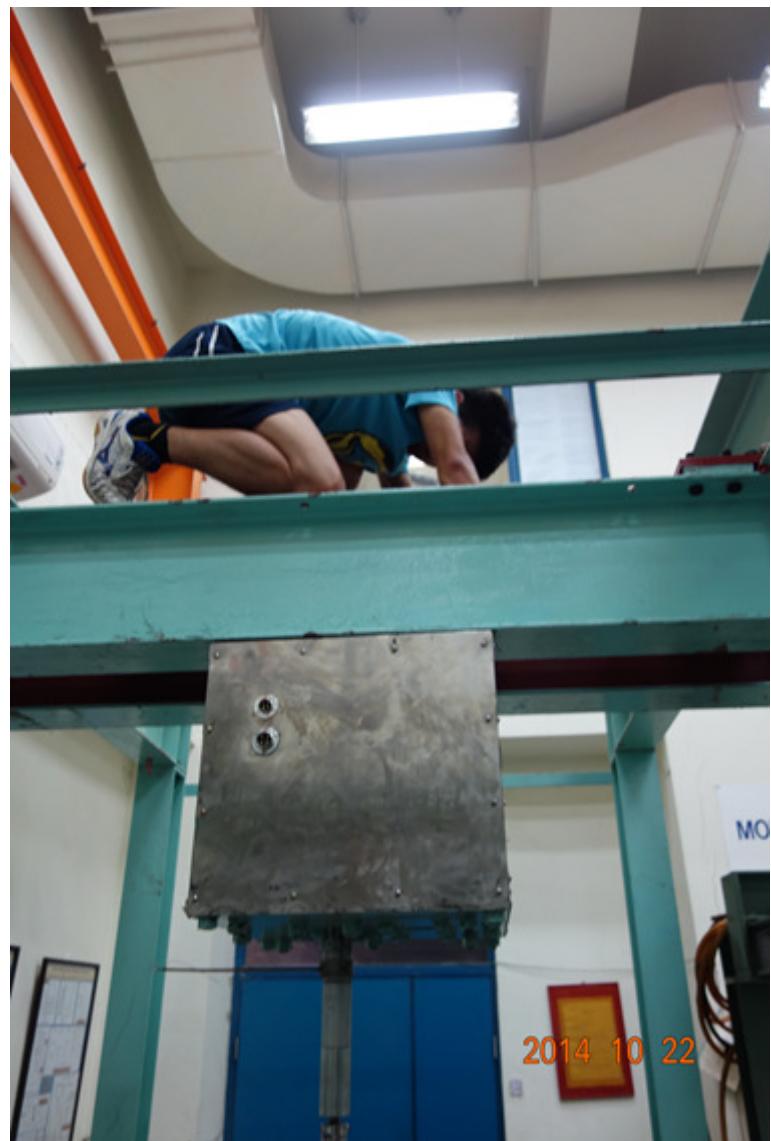


圖 5-3 鎖緊並確認移動式反力鋼樑與壓力機之螺栓



圖 5-4 以水平儀確認 spudcan 貫入軸之垂直度

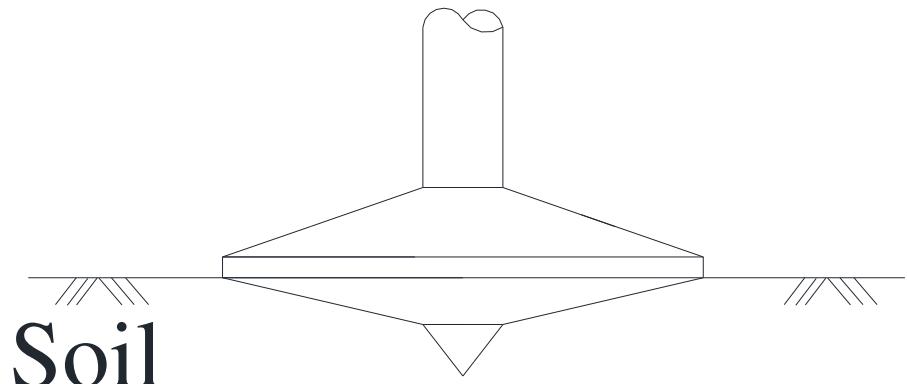


圖 5-5 spudcan 貫入起算點示意圖

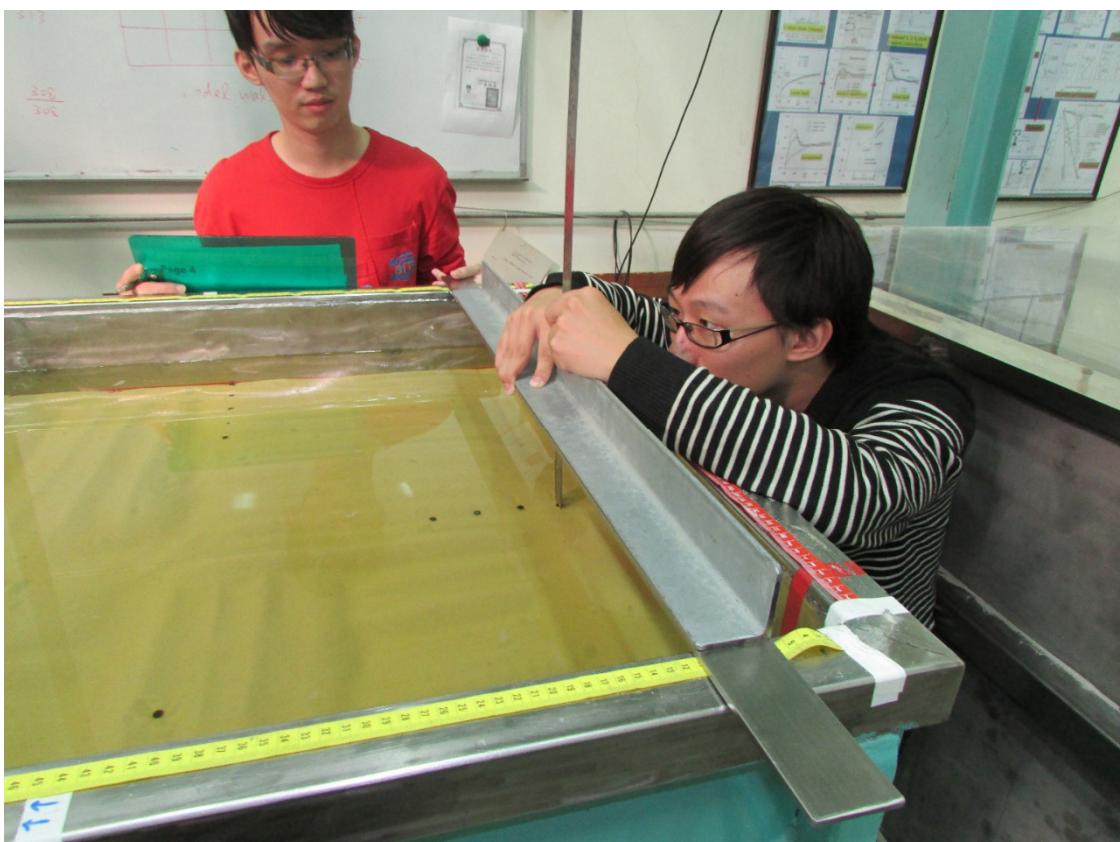


圖 5-6 量測砂土試體表面高程



圖 5-7 試驗後分裝潮濕砂土至烘乾鐵盤



圖 5-8 將裝入濕砂之鐵盤放至大型烘箱烘乾

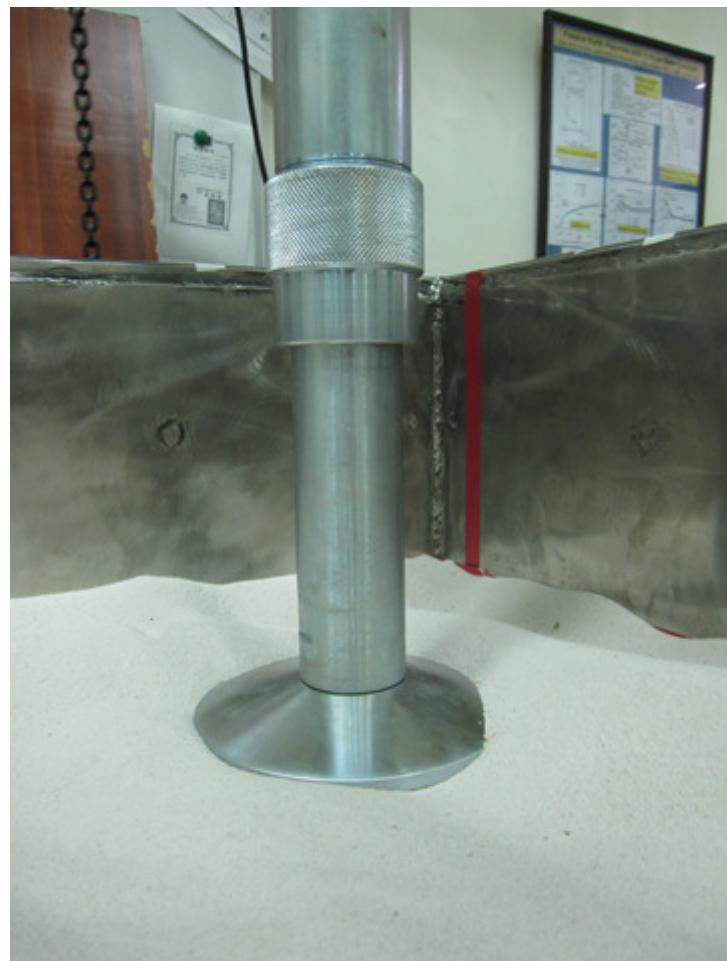


圖 5-9 直徑 150 mm spudcan 下腿貫入疏鬆砂土



圖 5-10 直徑 150 mm spudcan 提腿離開砂土試體

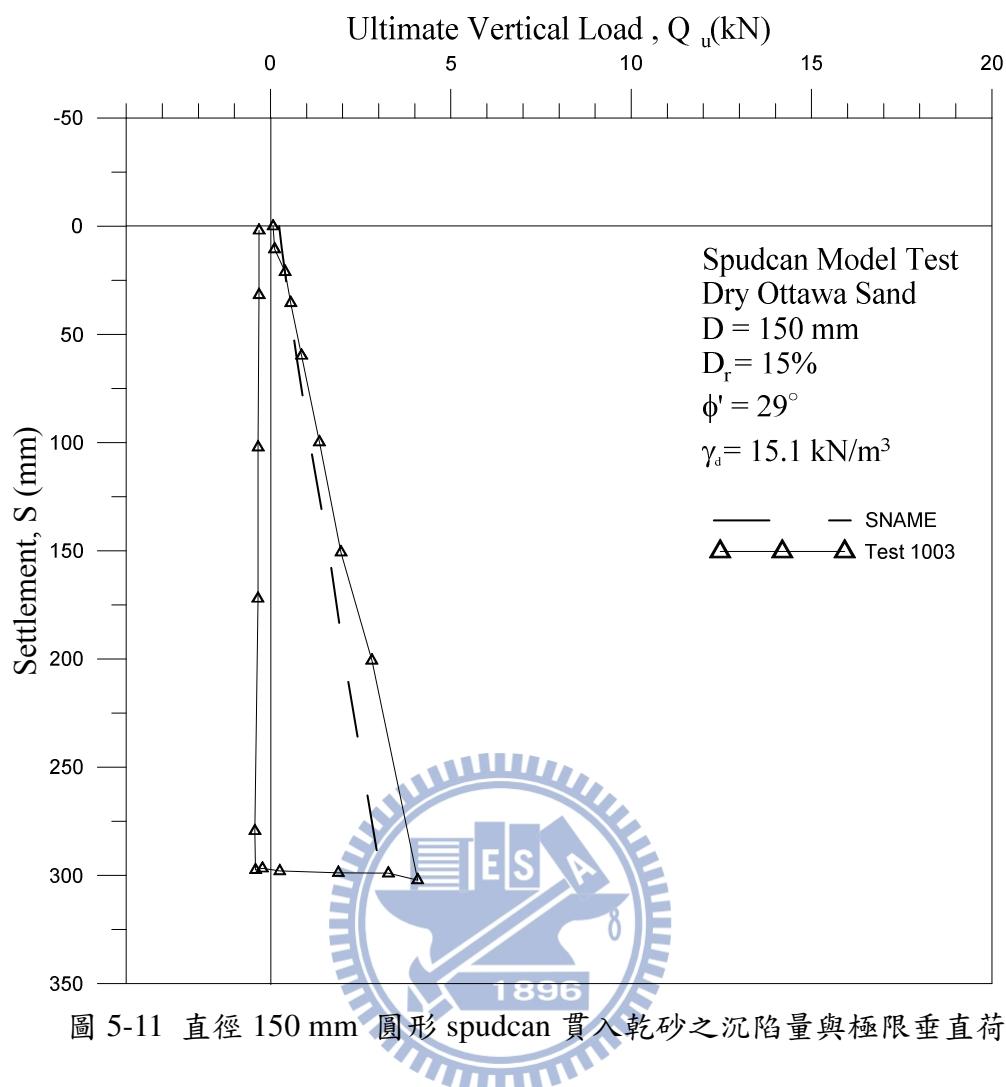


圖 5-11 直徑 150 mm 圓形 spudcan 貫入乾砂之沉陷量與極限垂直荷重

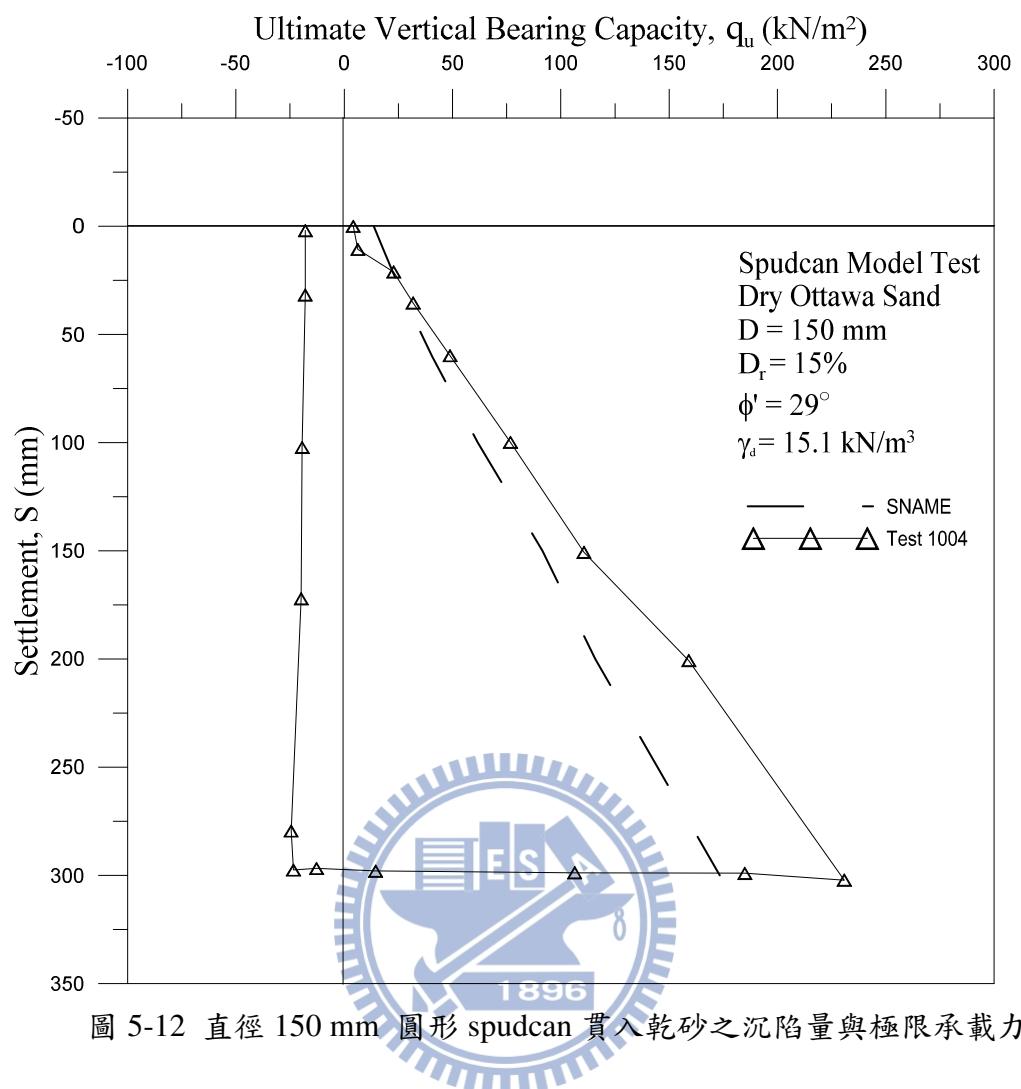


圖 5-12 直徑 150 mm 圓形 spudcan 貫入乾砂之沉陷量與極限承載力

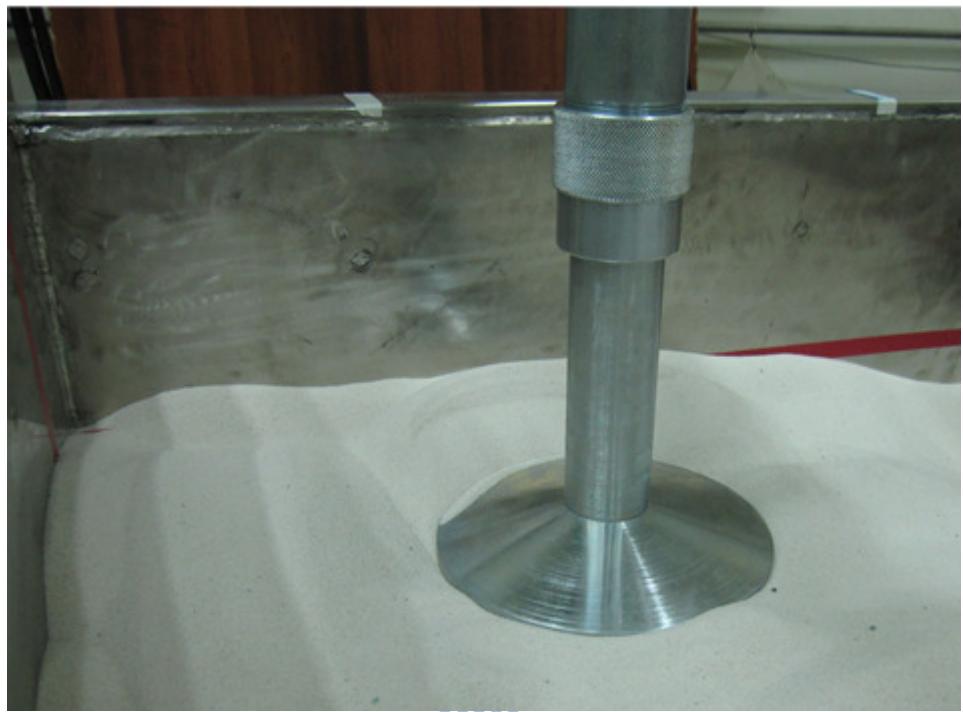


圖 5-13 直徑 200 mm spudcan 貫入疏鬆乾砂土



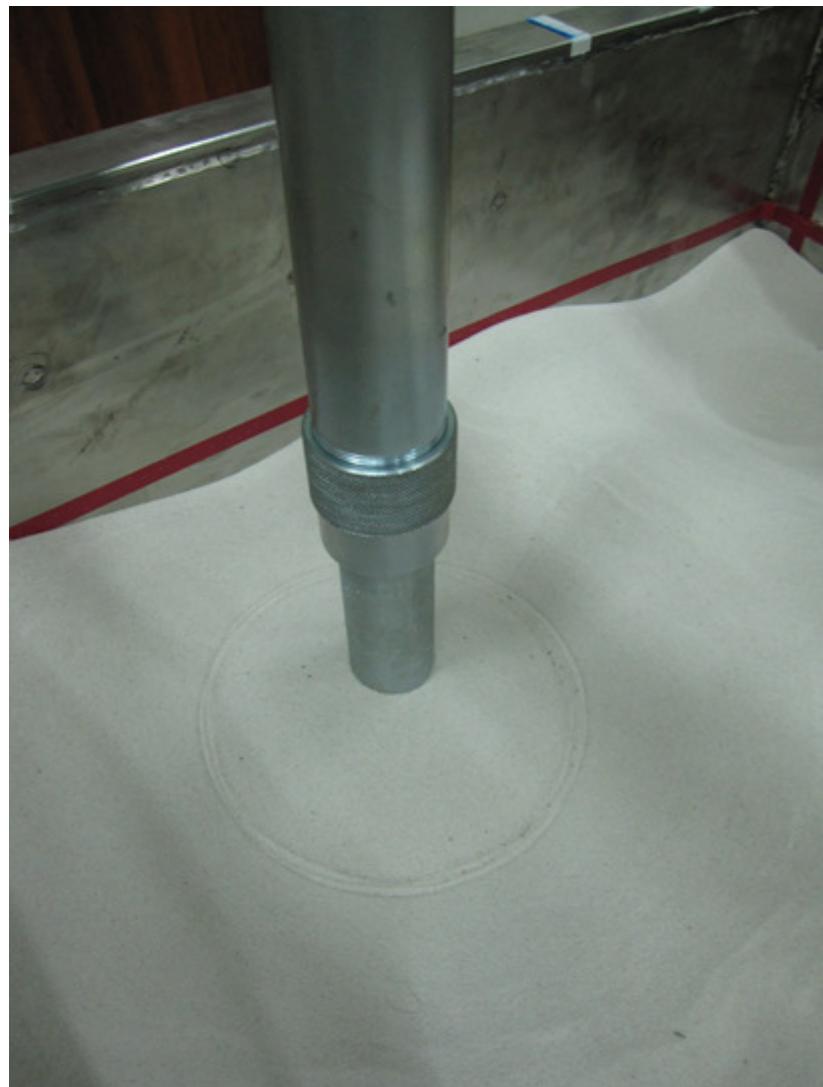


圖 5-14 直徑 200 mm spudcan 提腿離開乾砂試體

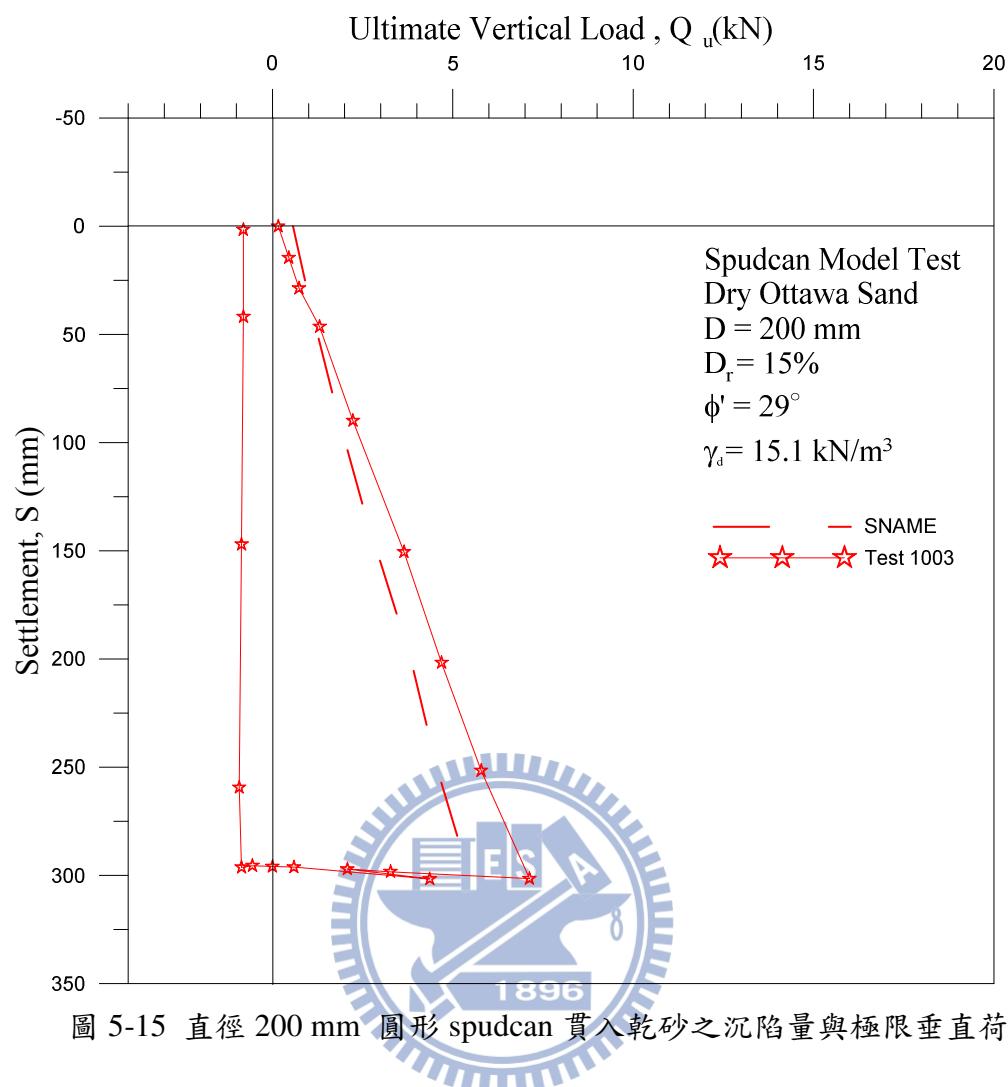


圖 5-15 直徑 200 mm 圓形 spudcan 貫入乾砂之沉陷量與極限垂直荷重

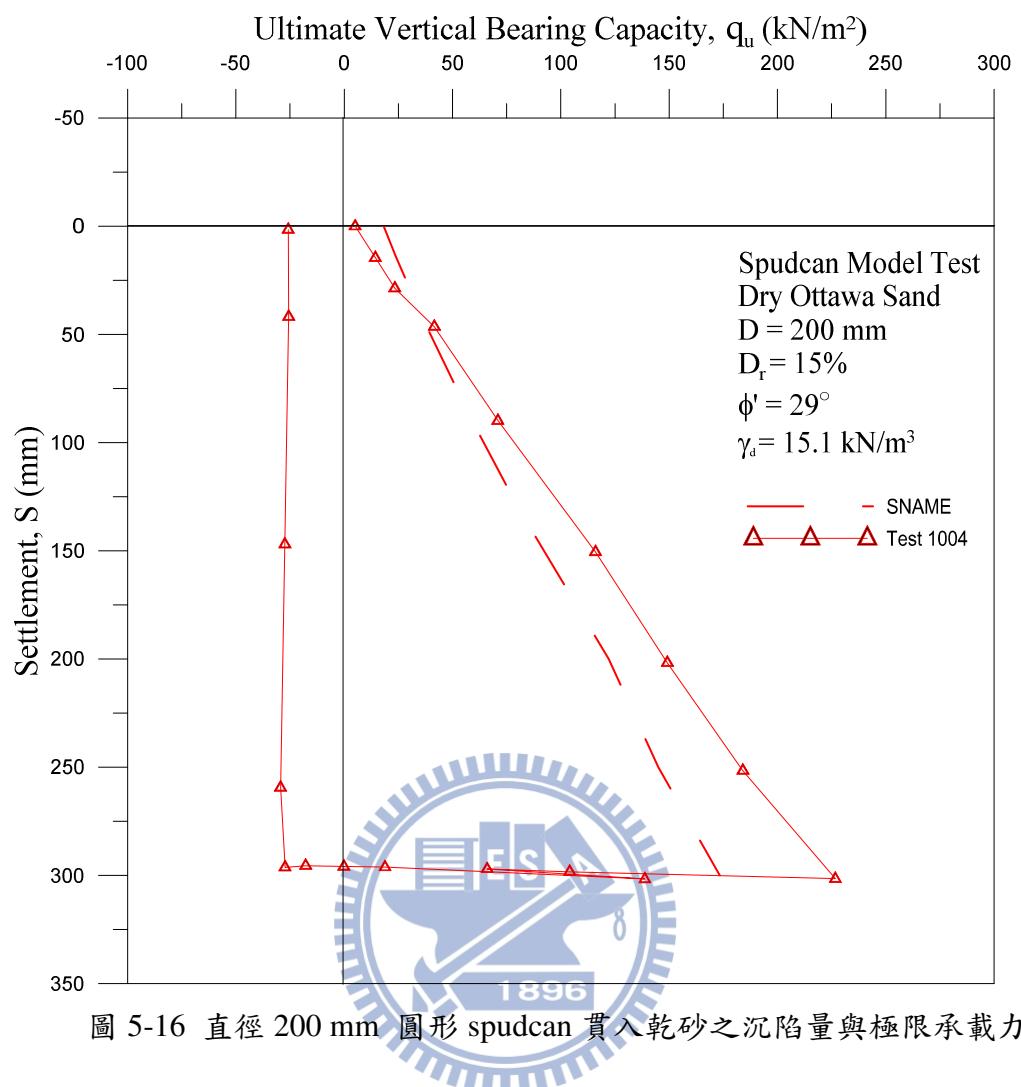




圖 5-17 直徑 300 mm spudcan 貫入疏鬆乾砂土

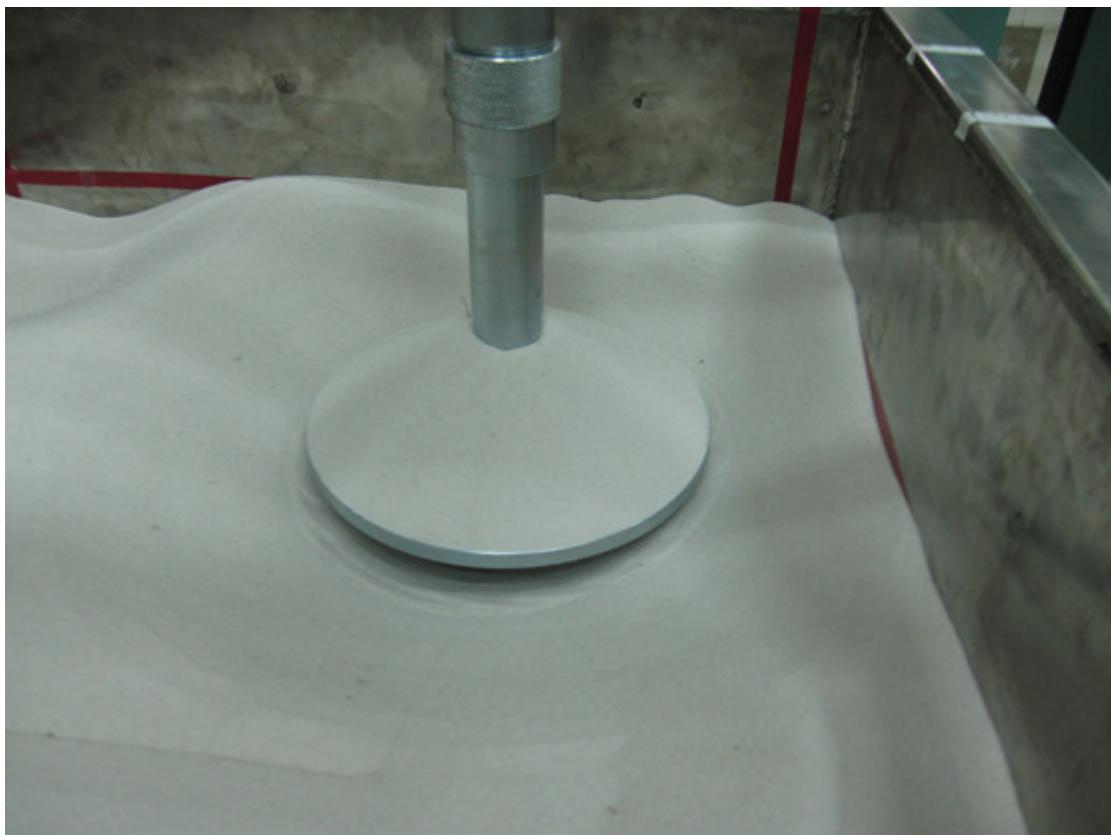


圖 5-18 直徑 300 mm spudcan 提腿離開乾砂土試體



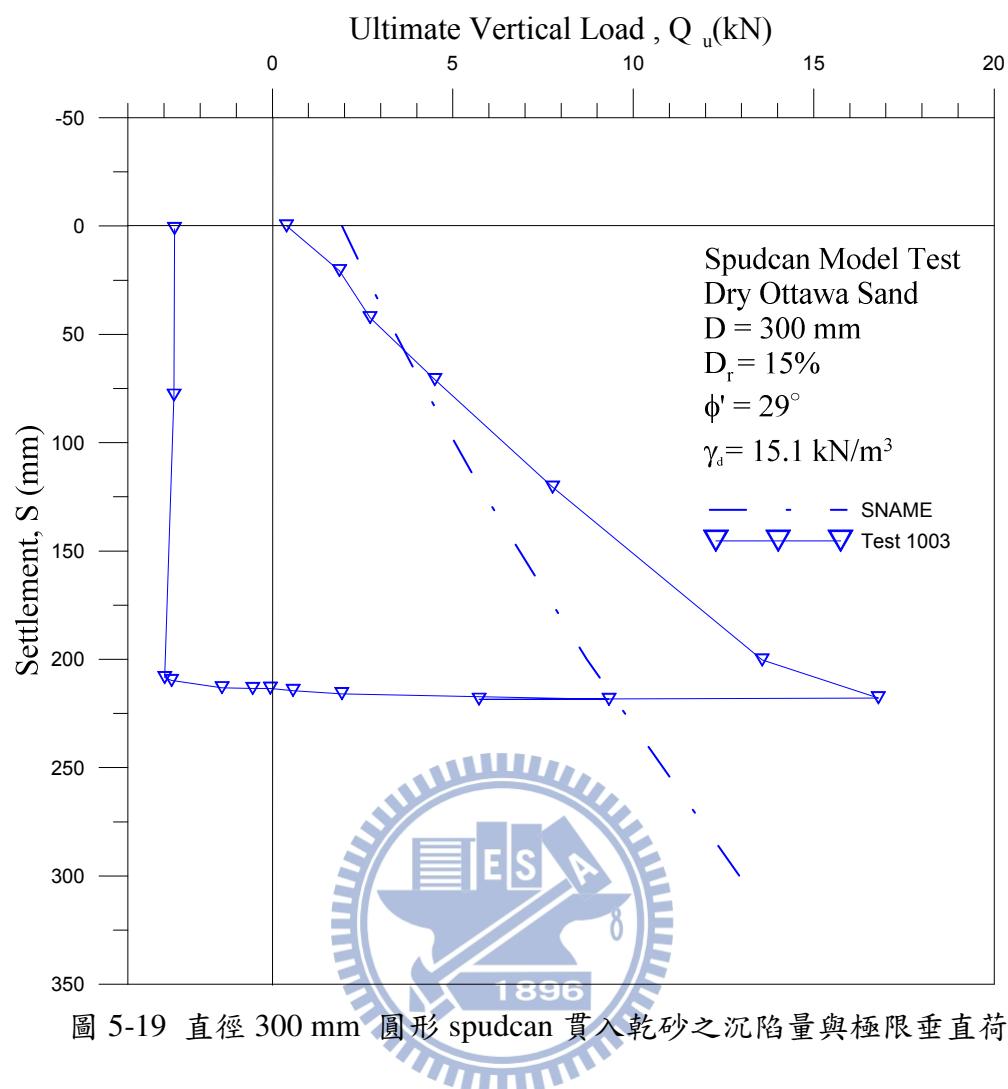
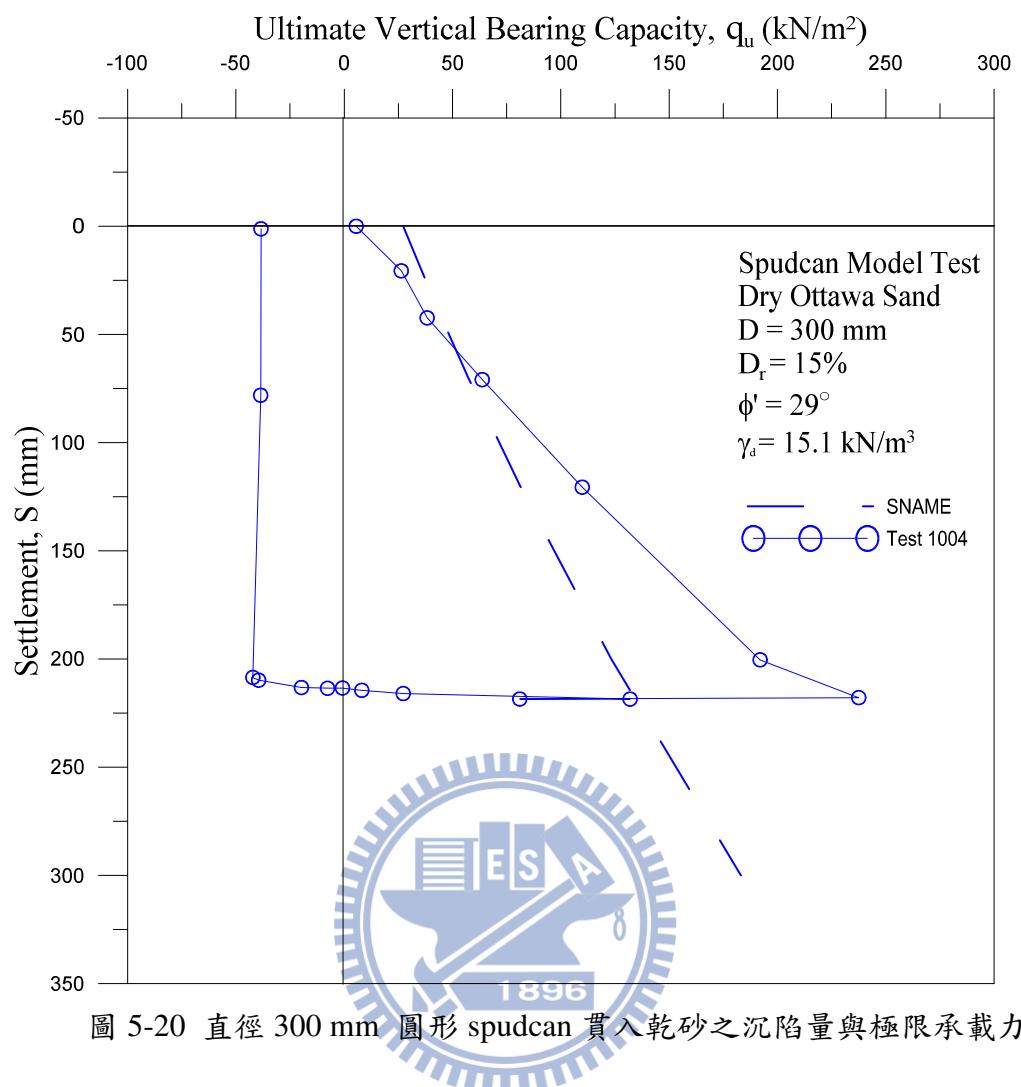


圖 5-19 直徑 300 mm 圓形 spudcan 貫入乾砂之沉陷量與極限垂直荷重



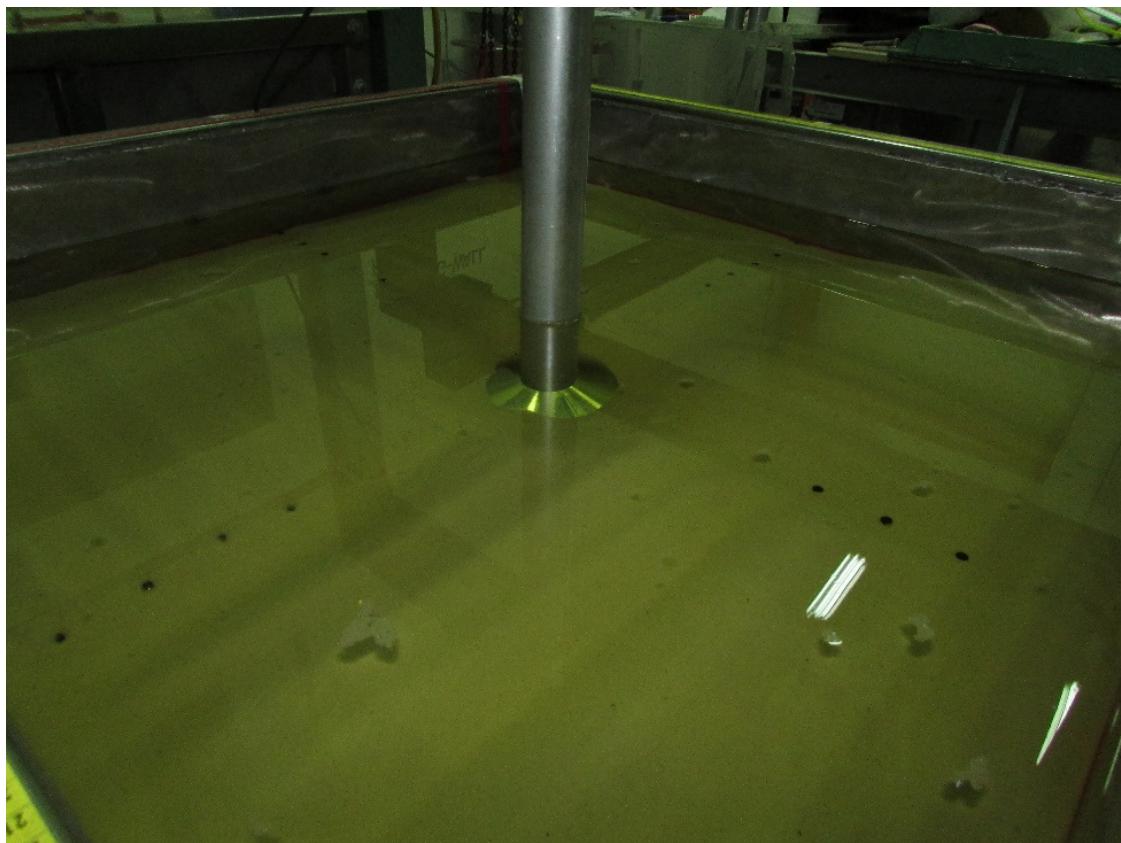


圖 5-21 直徑 150 mm spudcan 下腿貫入浸水砂土

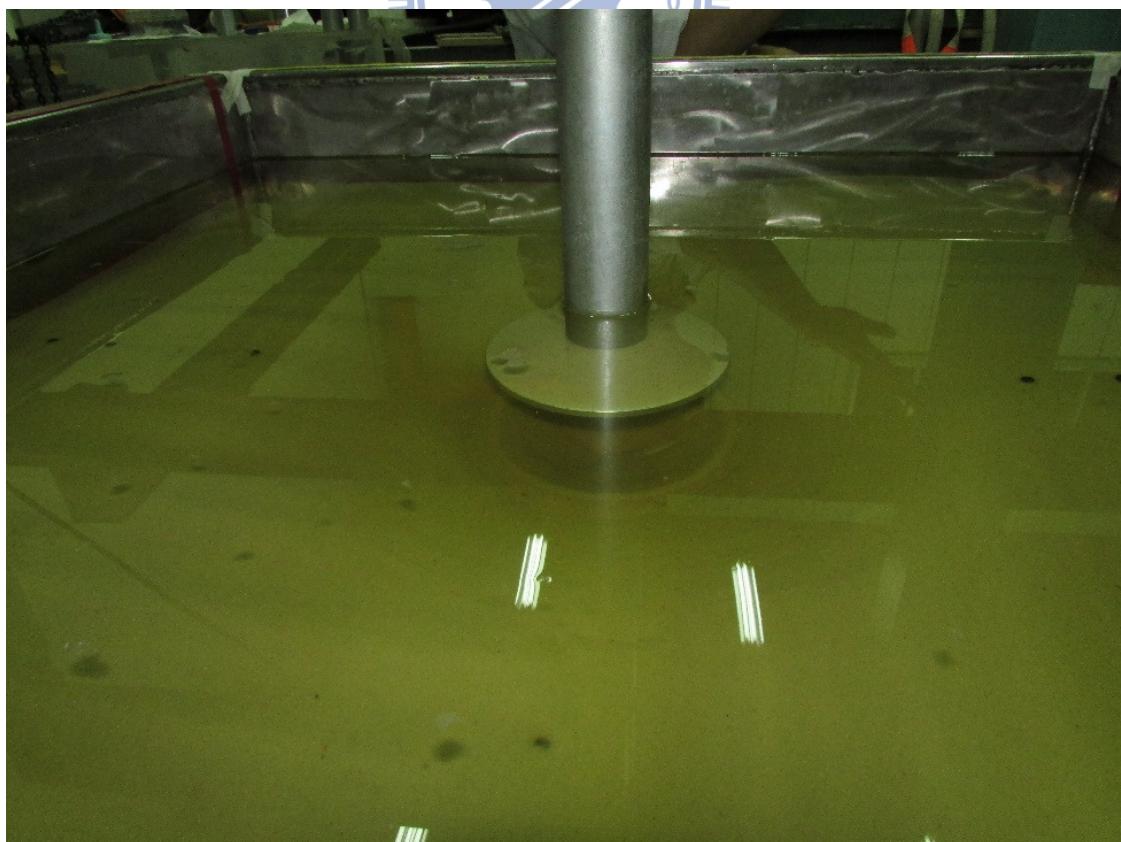
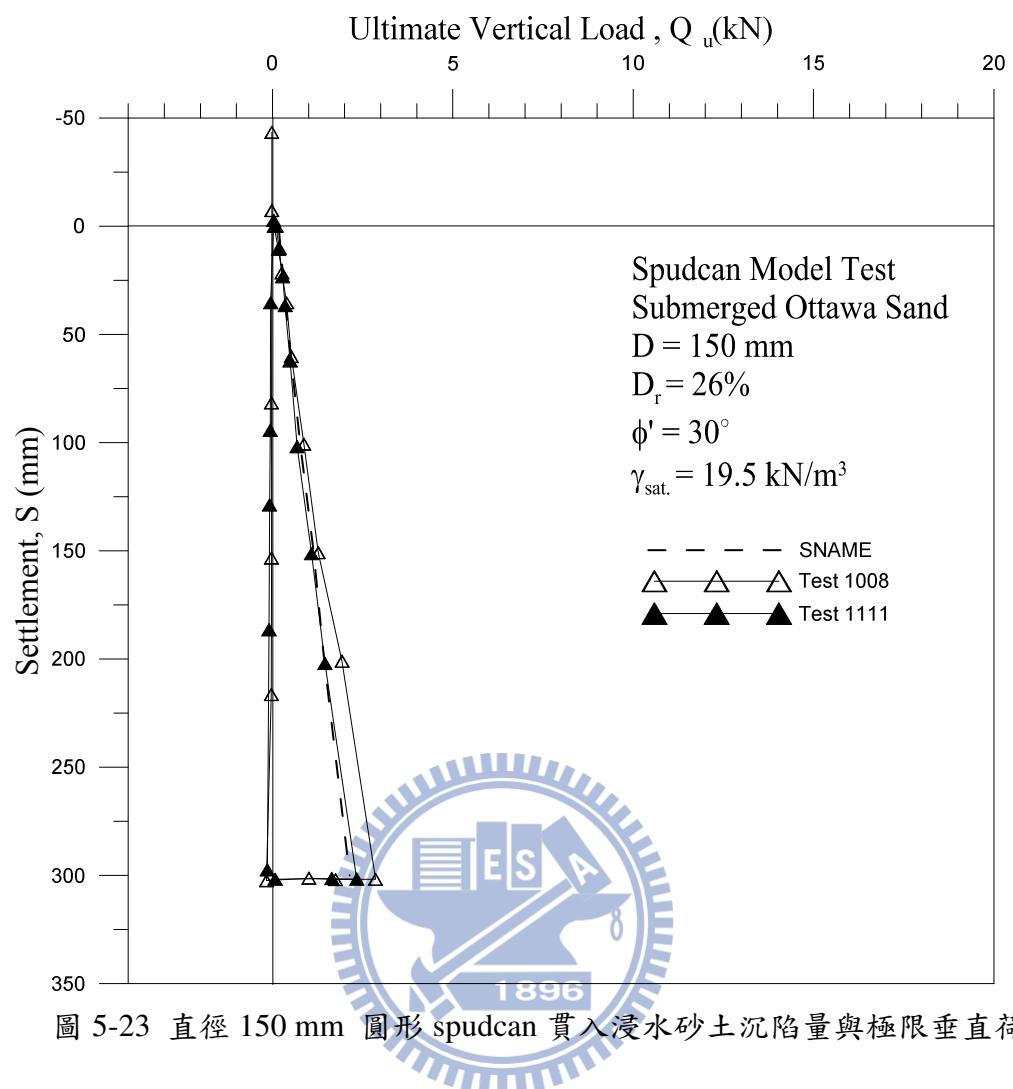
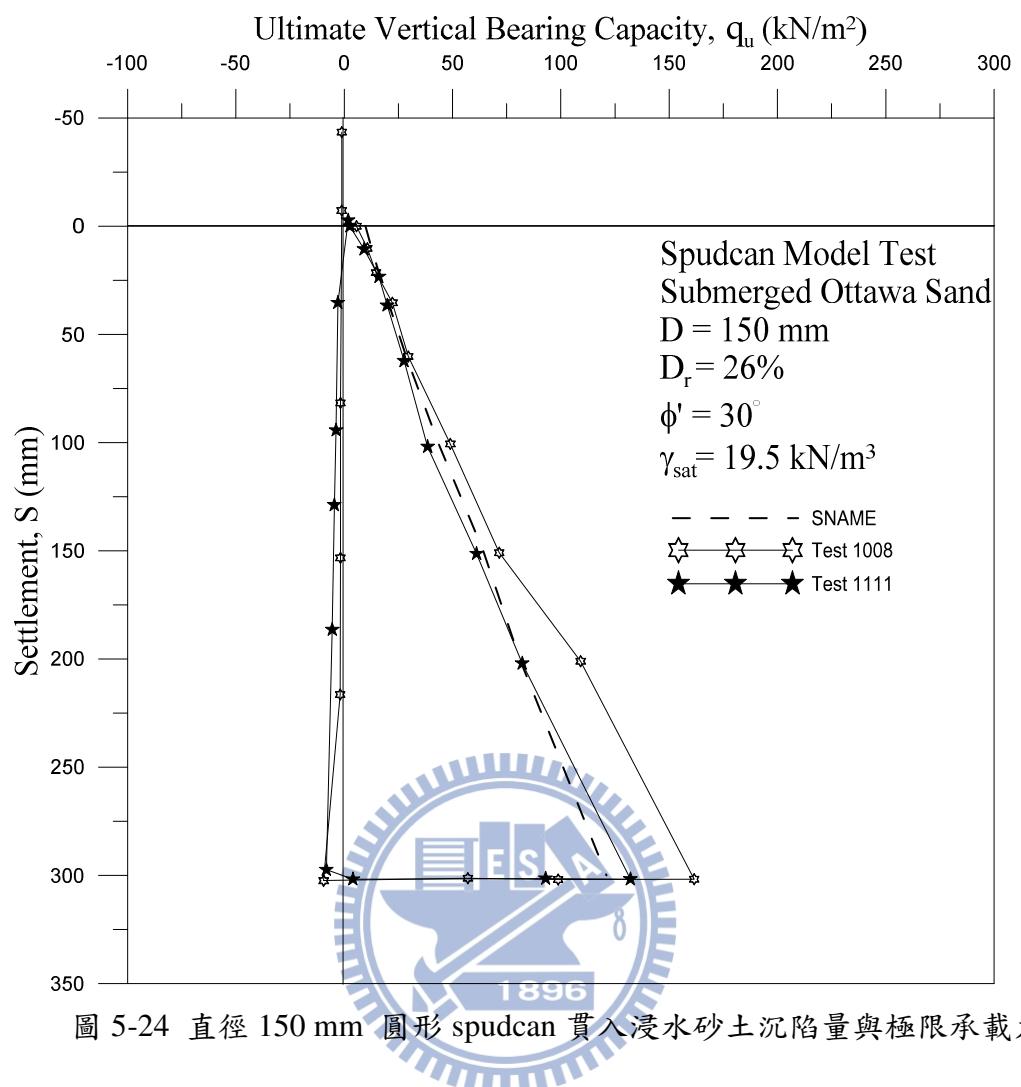


圖 5-22 直徑 150 mm spudcan 提腿離開浸水砂土試體





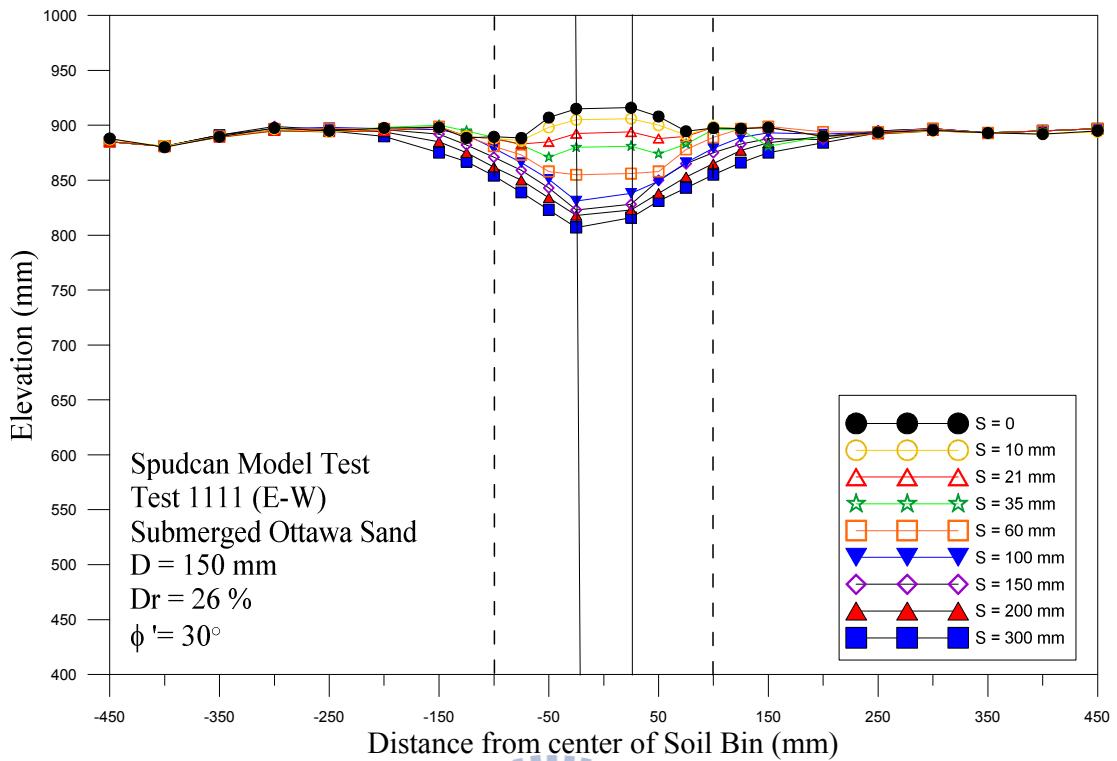


圖 5-25 直徑 150 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土不同貫入量之試體表面

高程剖面(東西斷面)

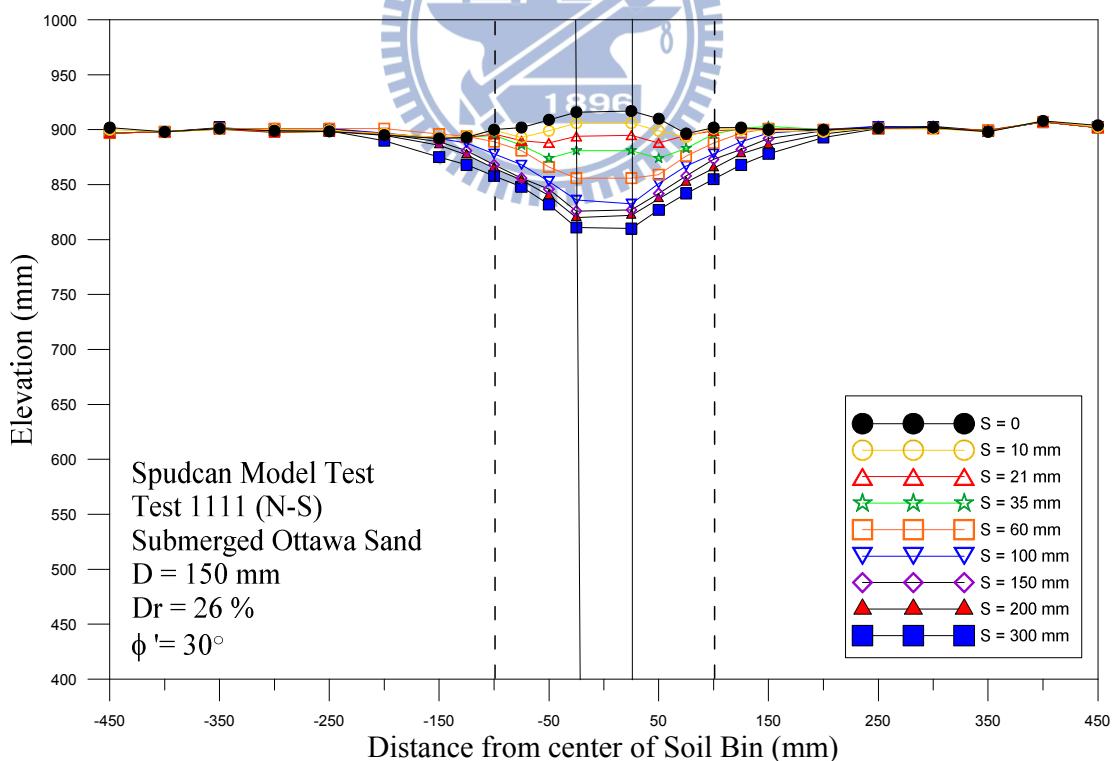


圖 5-26 直徑 150 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土不同貫入量之試體表面

高程剖面(南北斷面)

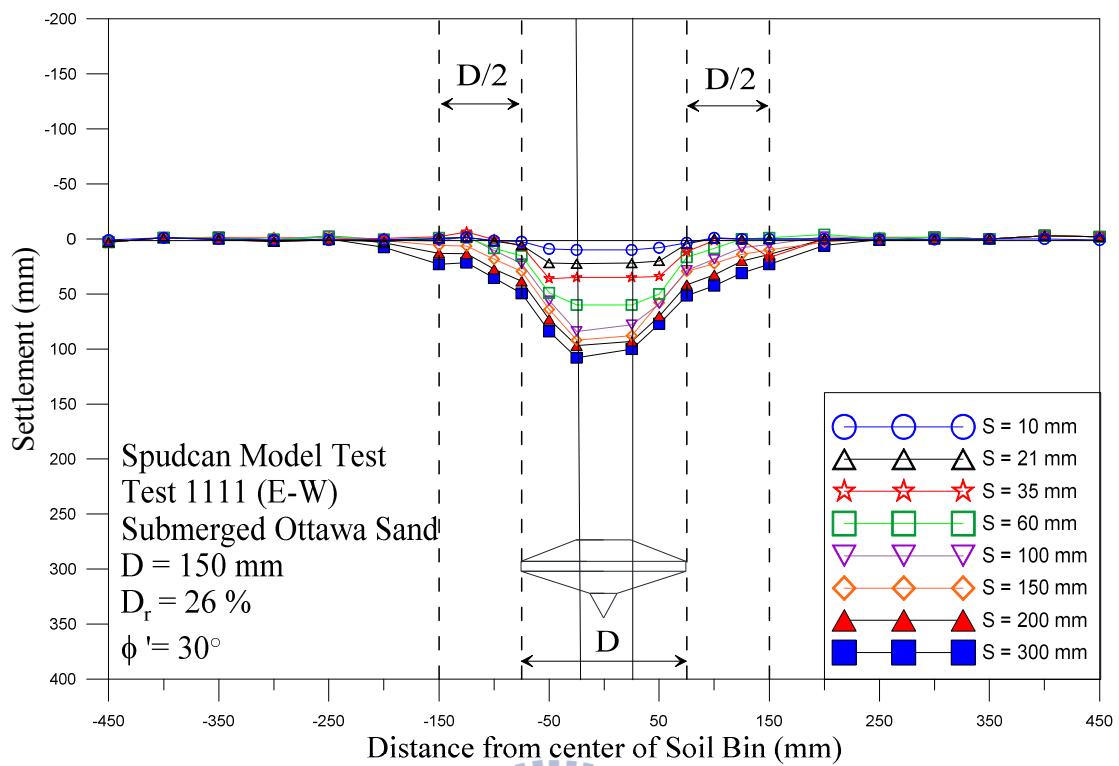


圖 5-27 直徑 150 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土不同貫入量之試體表面

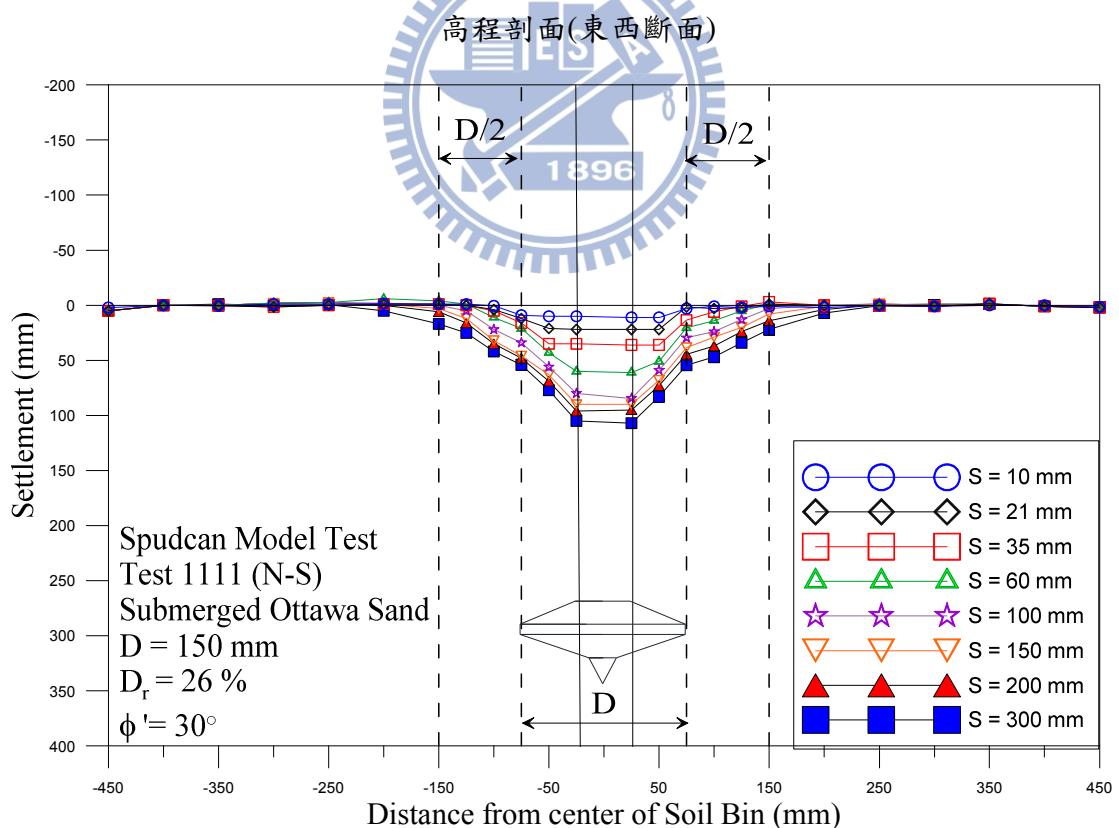


圖 5-28 直徑 150 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土不同貫入量之試體表面

高程剖面(南北斷面)



圖 5-29 直徑 200 mm spudcan 貫入浸水砂土



圖 5-30 直徑 200 mm spudcan 提腿離開浸水砂土



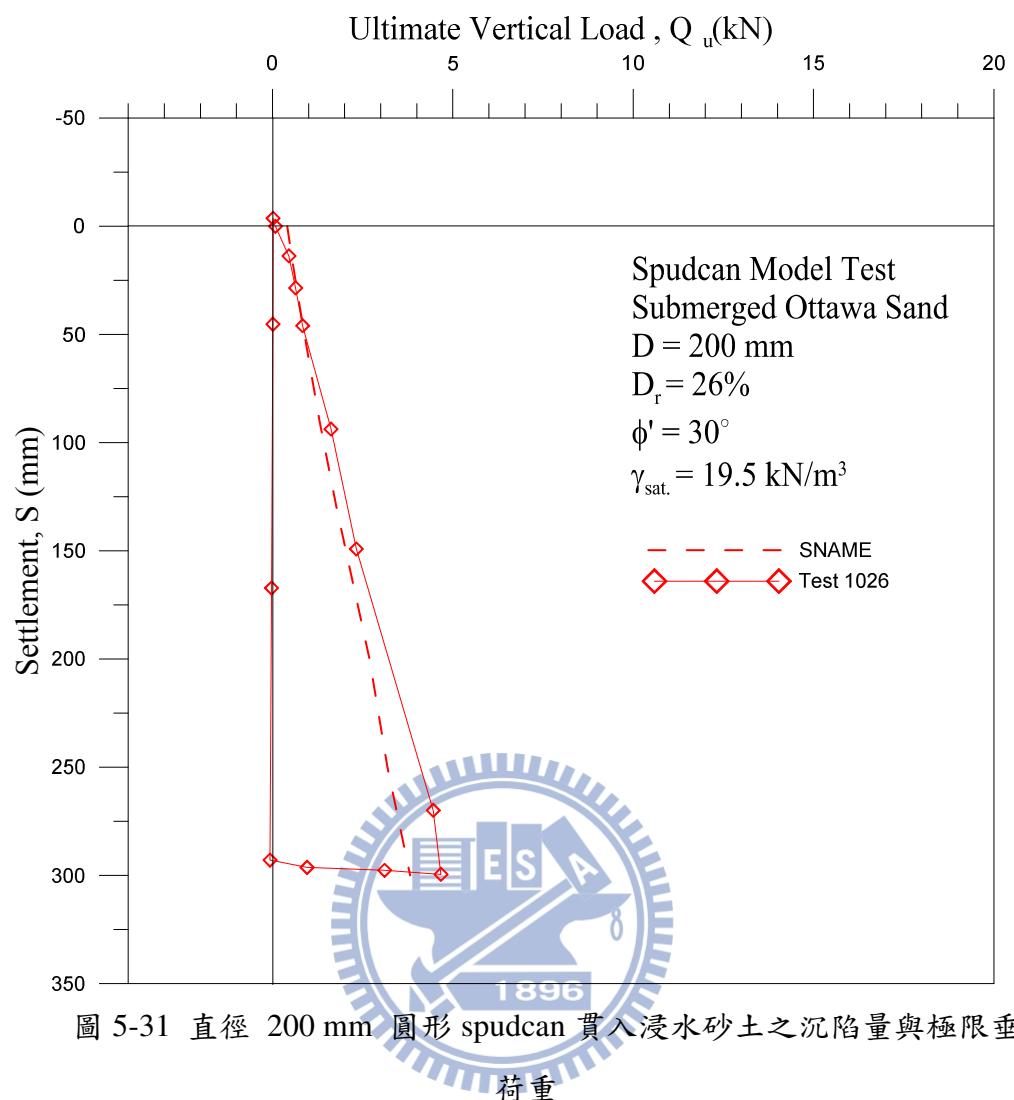
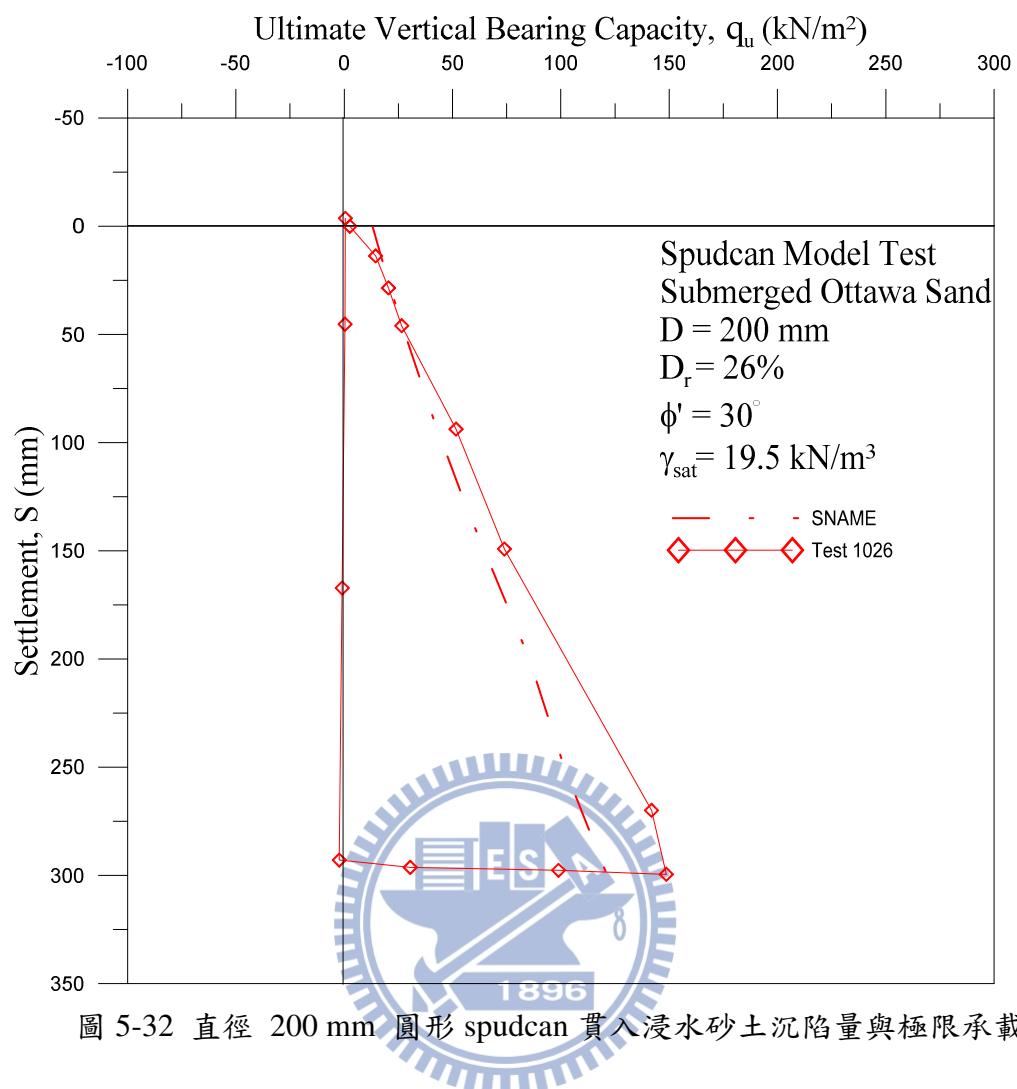


圖 5-31 直徑 200 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土之沉陷量與極限垂直荷重



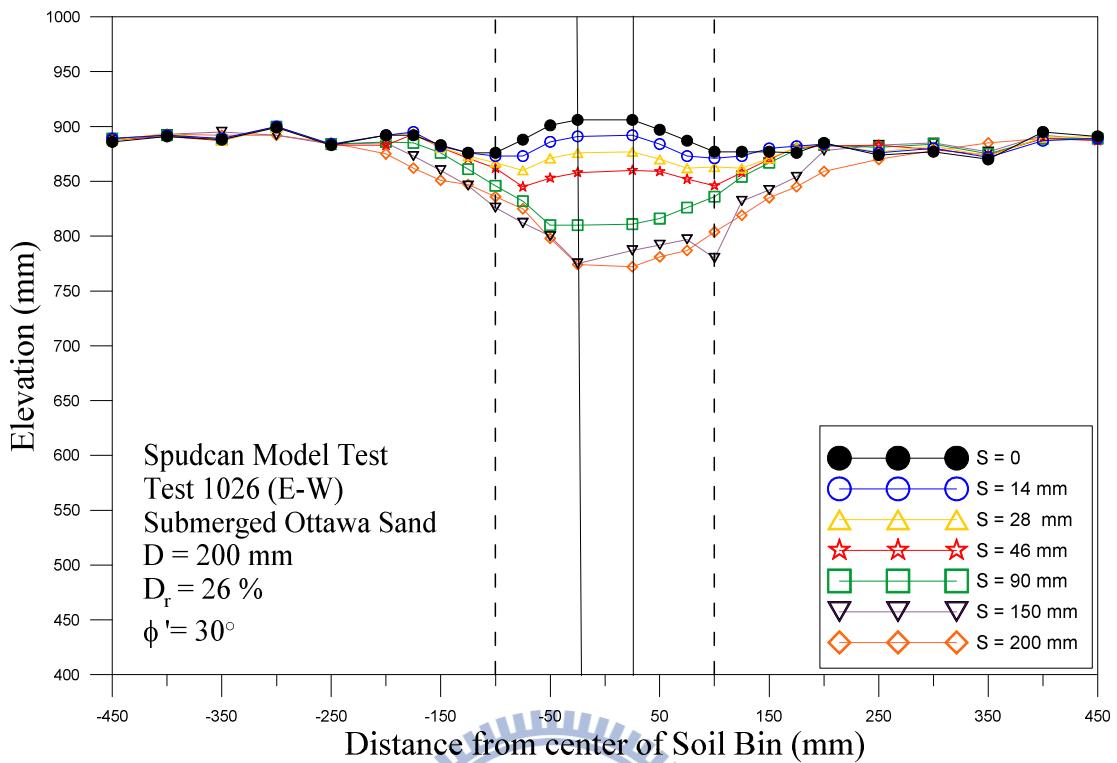


圖 5-33 直徑 200 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土不同貫入量之試體表面

高程剖面(東西斷面)

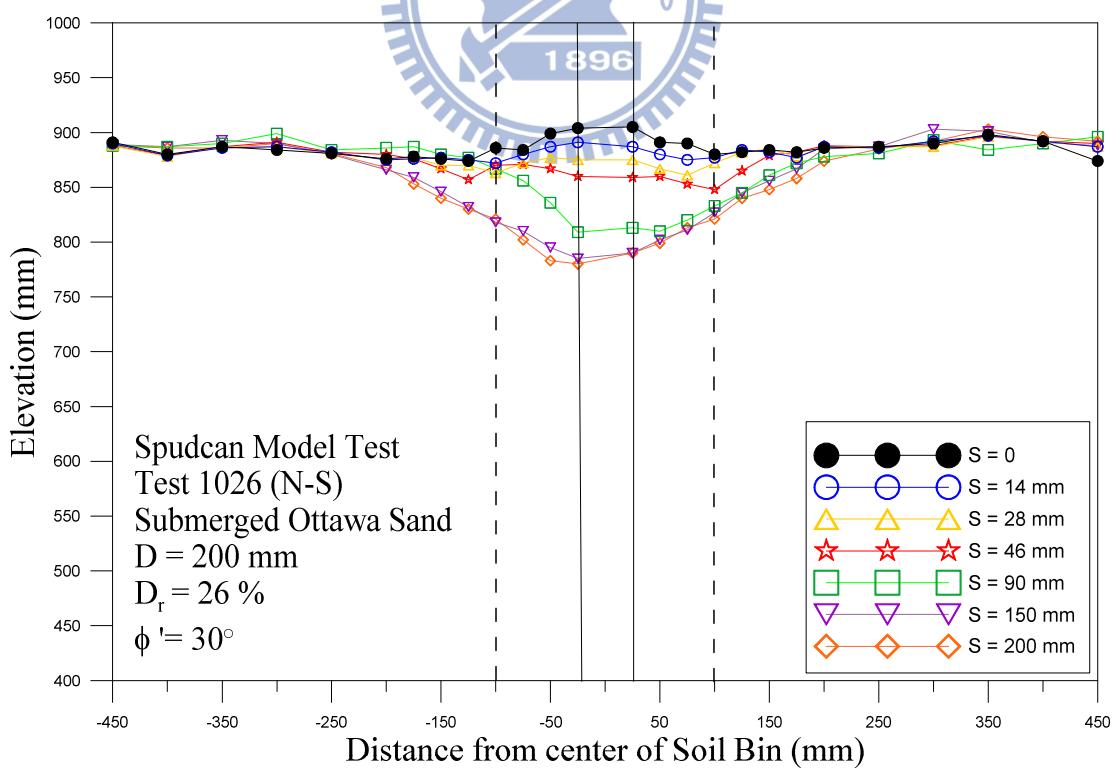


圖 5-34 直徑 200 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土不同貫入量之試體表面

高程剖面(南北斷面)

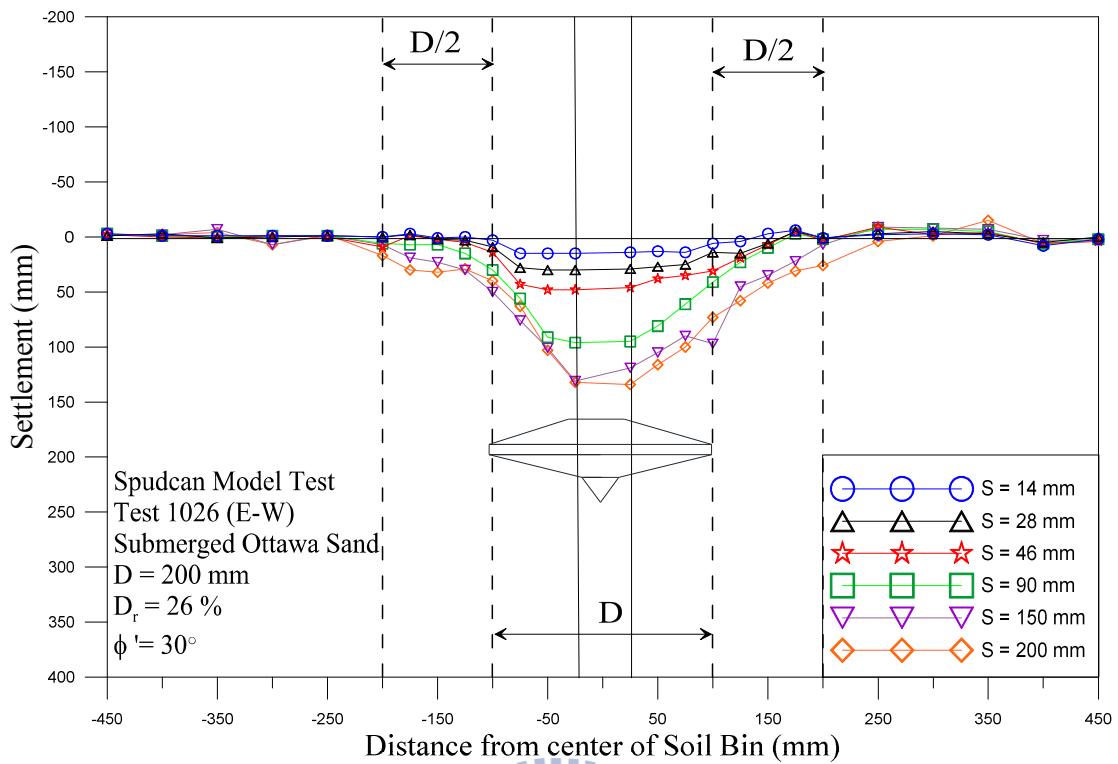


圖 5-35 直徑 200 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土不同貫入量之試體表面

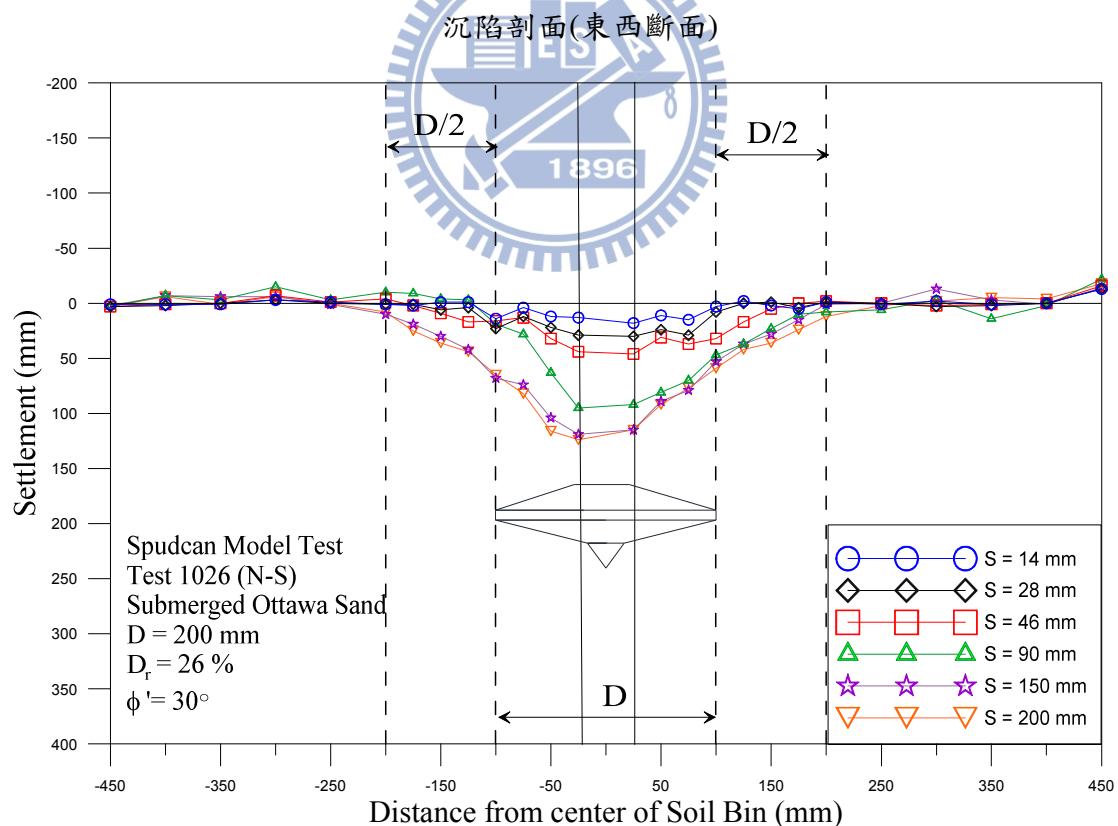


圖 5-36 直徑 200 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土不同貫入量之試體表面沉陷剖面(南北斷面)



圖 5-37 直徑 300 mm spudcan 貫入浸水砂土

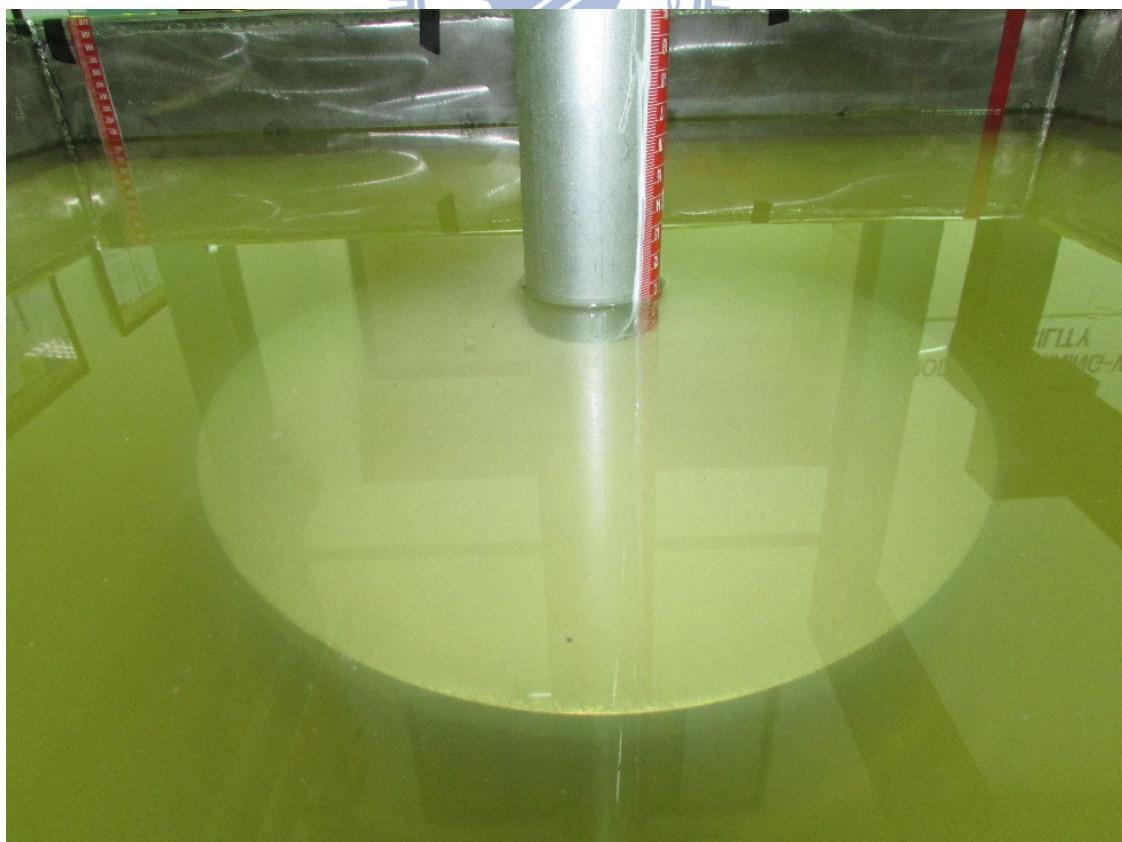
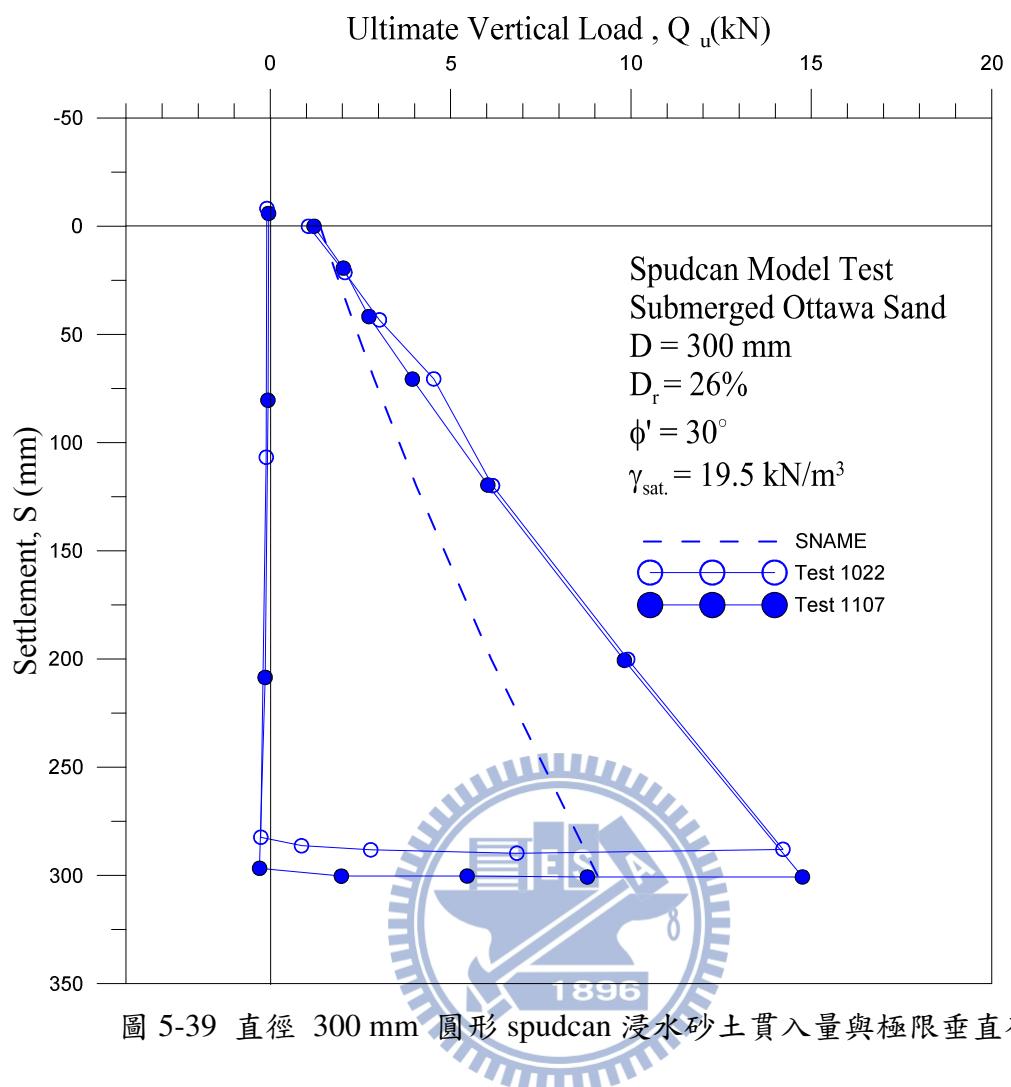
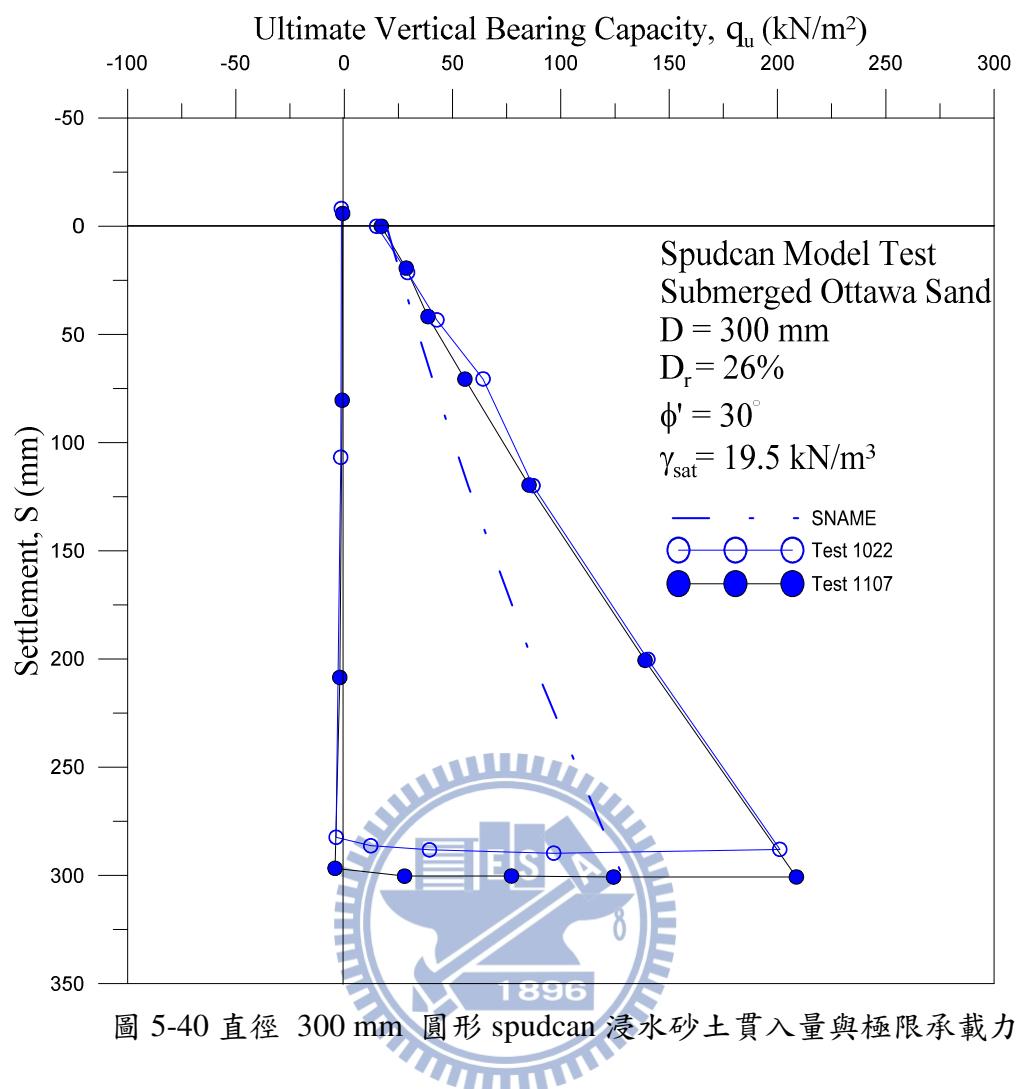


圖 5-38 直徑 300 mm spudcan 提腿離開浸水砂土





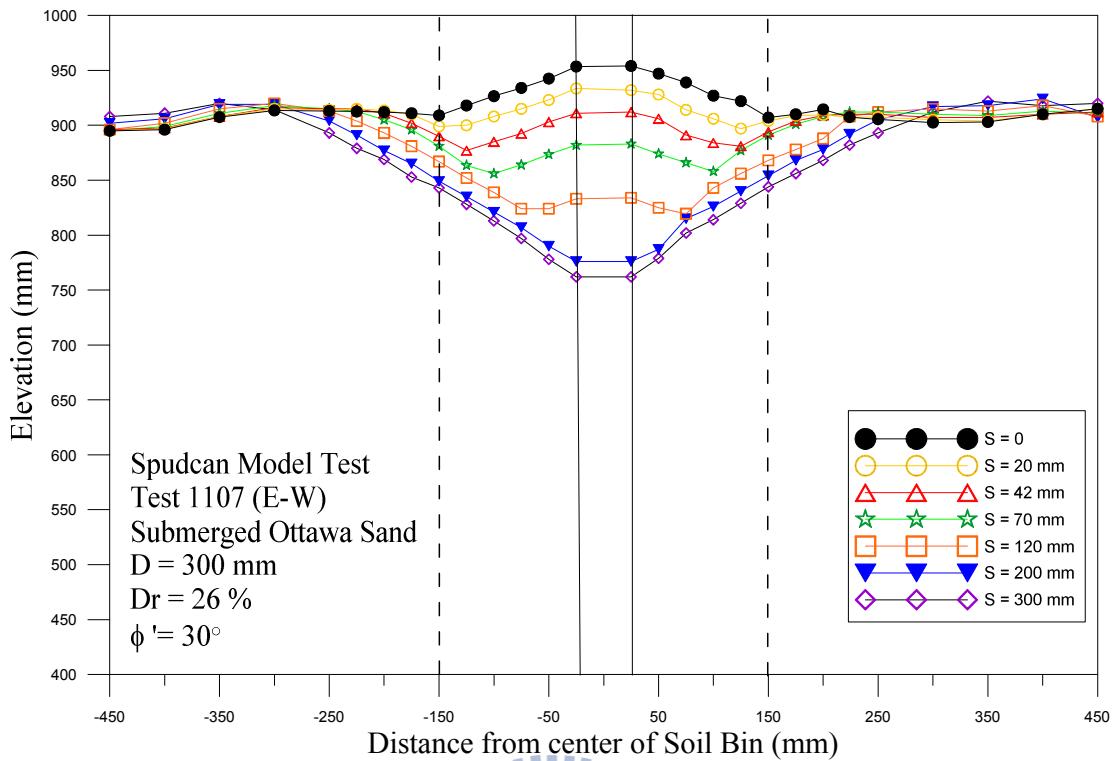


圖 5-41 直徑 300 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土不同貫入量之試體表面

高程剖面(東西斷面)

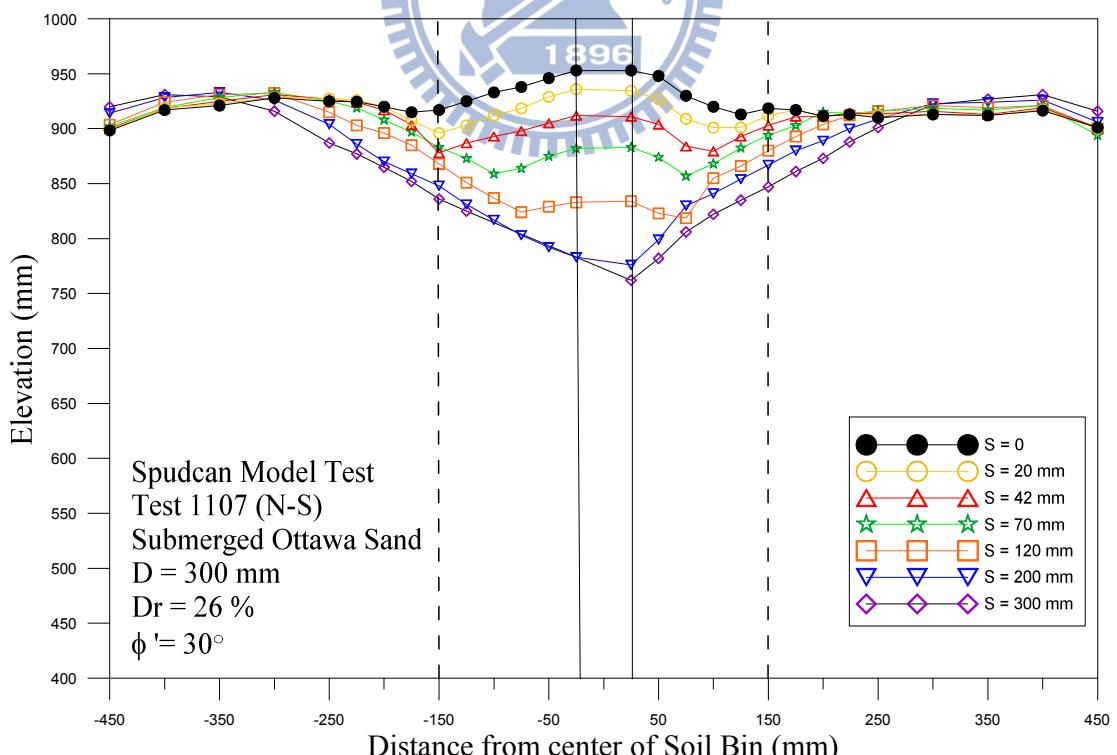


圖 5-42 直徑 300 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土不同貫入量之試體表面

高程剖面(南北斷面)

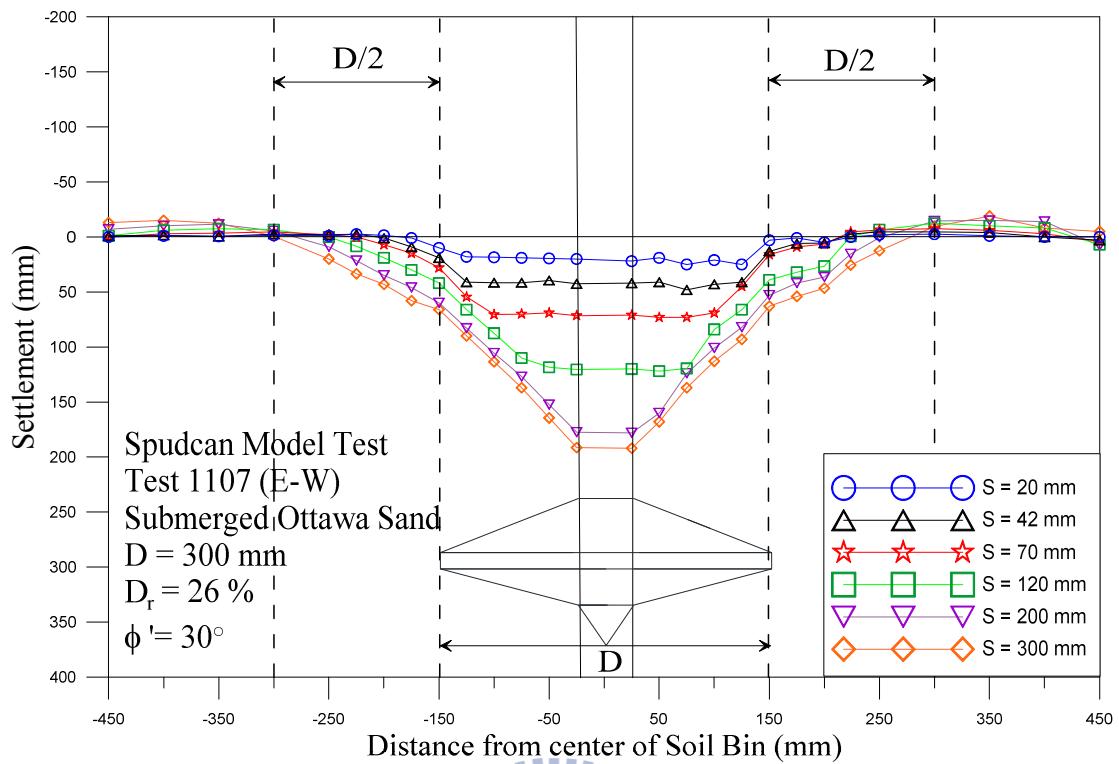


圖 5-43 直徑 300 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土不同貫入量之試體表面

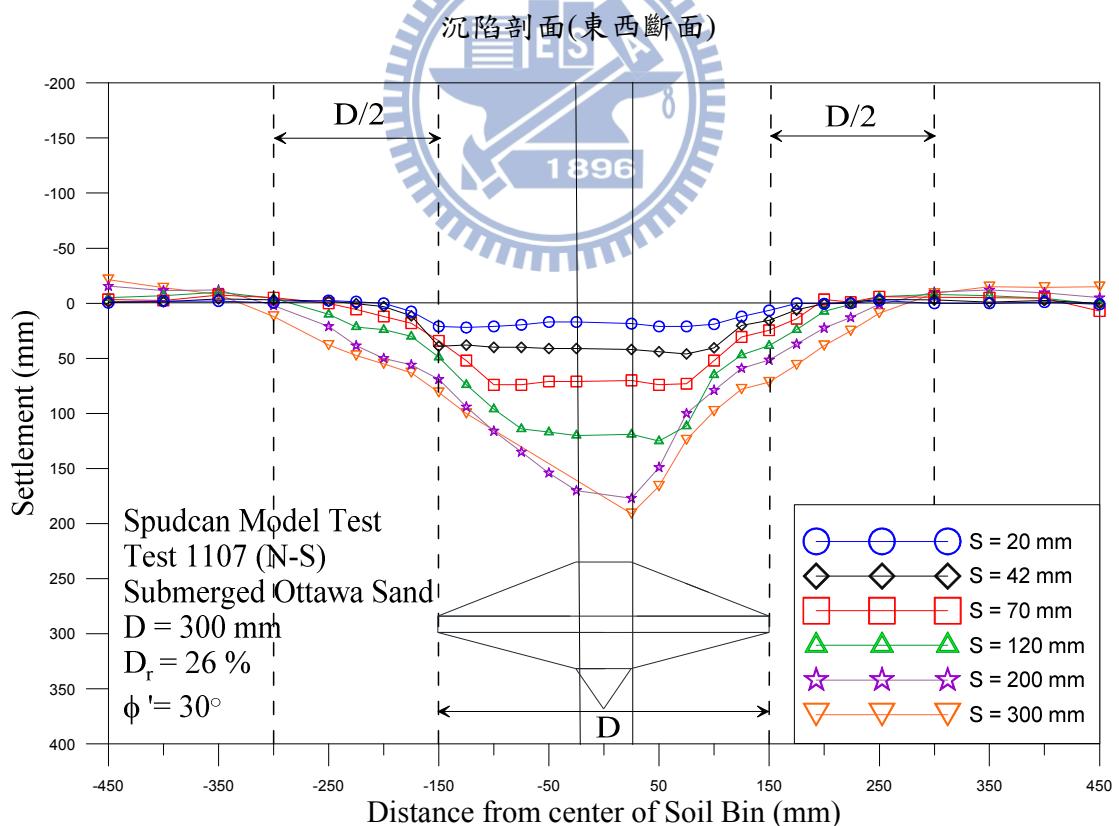
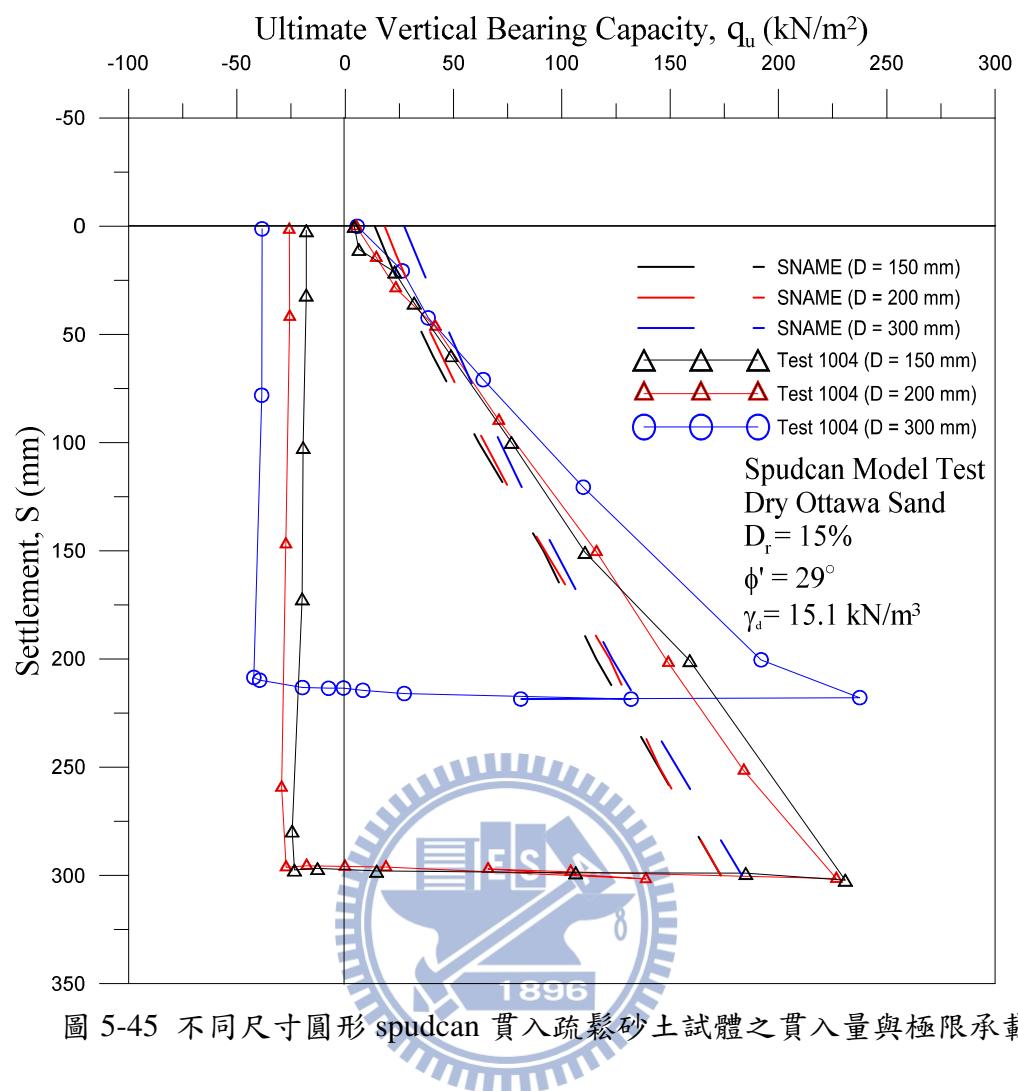


圖 5-44 直徑 300 mm 圓形 spudcan 貫入浸水砂土不同貫入量之試體表面

沉陷剖面(南北斷面)



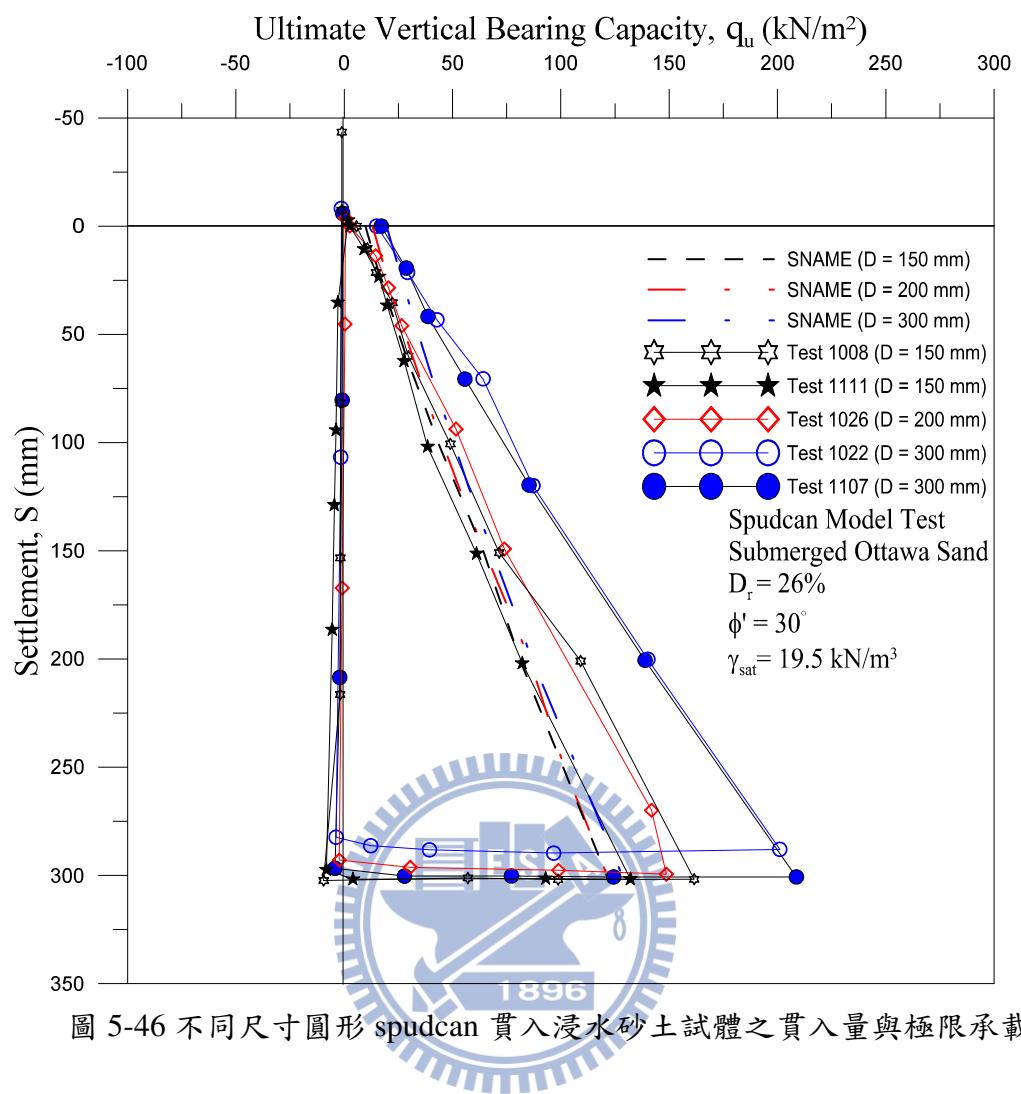


圖 5-46 不同尺寸圓形 spudcan 貫入浸水砂土試體之貫入量與極限承載力

附錄 A – 疏鬆乾砂 SNAME 極限承載力計算書

附錄 A 介紹本論文第 5 章所述及 SNAME，以理論公式計算 spudcan 貫入疏鬆乾砂之極限承載力 q_u 之計算案例。

依據 SNAME 設計手冊之 q_u 計算公式：

$$q_u = p'_0 N_q S_q d_q + 0.5 \gamma' B N_\gamma S_\gamma d_\gamma \quad (5.1)$$

Spudcan 貫入乾砂之計算參數如下：

相對密度 $Dr = 15\%$ ；

乾砂之內摩擦角 $\phi = 29^\circ$ ；

乾砂單位重 $\gamma_d = 15.1 \text{ kN/m}^3$ ；

使用 SNAME 建議之(5.1) 式，其中各參數之公式及計算值如下：

有效覆土壓力: $p'_0 = \gamma D_f$ (D_f 為貫入深度)；

承載力因素: $N_q = e^{\pi \tan \phi} = 17.1$ ；

承載力因素: $N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan \phi = 20.07$ ；

基腳形狀因素: $S_q = 1 + (B/L)\tan \phi = 1.55$ (圓形基腳 $B = L$ = 基腳直徑)；

基腳形狀因素: $S_\gamma = 0.6$ (for circular footing under pure vertical load)

深度因素 $d_\gamma = 1$

$\left(\text{For } \frac{D}{B} \leq 1 \right)$: 深度因素 $d_q = 1 + 2\tan \phi(1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D}{B} \right)$

$\left(\text{For } \frac{D}{B} > 1 \right)$: 深度因素 $d_q = 1 + 2\tan \phi(1 - \sin \phi)^2 \left(\arctan \left(\frac{D}{B} \right) \right)$

A-1. 直徑 150 mm spudcan 極限承載力計算

已知基腳直徑 $B = 0.15 \text{ m}$; 基腳面積 $A = \frac{\pi B^2}{4} = 0.017671 \text{ m}^2$; 式(5.1)中有效

覆土壓力 p'_0 及深度因素 d_q 項會隨著深度 D 變化而改變，此兩項之計算結果如下：

Settlement (m)	$p'_0(kN/m^2)$	d_q
0.01	0.151	1.02
0.021	0.317	1.041
0.035	0.529	1.069
0.06	0.906	1.118
0.1	1.51	1.962
0.15	2.265	1.294
0.2	3.02	1.273
0.3	4.53	1.326

將所有已知參數值帶入式(5.1)，得到各貫入深度之極限承載力 q_u 如下：

Settlement (m)	$q_u(kN/m^2)$
0	13.63
0.01	17.73
0.021	22.41
0.035	28.65
0.06	40.56
0.1	61.65
0.15	91.57
0.2	115.83
0.3	173.3

上述結果如圖 5-12 所示。

A-2. 直徑 200 mm spudcan 極限承載力計算

已知 $B = 0.2 \text{ m}$; $A = \frac{\pi B^2}{4} = 0.031416 \text{ m}^2$; 式(5.1)中有效覆土壓力 p'_0

及深度因素 d_q 項會隨著深度 D 變化而改變，此兩項之計算結果如下：

Settlement (m)	$p'_0(\text{kN}/\text{m}^2)$	d_q
0.014	0.211	1.021
0.028	0.422	1.041
0.046	0.695	1.068
0.09	1.359	1.132
0.13	1.963	1.191
0.2	3.02	1.294
0.25	3.775	1.264
0.3	4.53	1.289

將所有已知參數值帶入式(5.1)，得到各貫入深度之極限承載力 q_u 如下：

Settlement (m)	$q_u(\text{kN}/\text{m}^2)$
0	18.18
0.014	23.92
0.028	29.88
0.046	37.9
0.09	59.09
0.13	80.35
0.2	122.09
0.25	145.0
0.3	173.44

上述結果如圖 5-16 所示。

A-3. 直徑 300 mm spudcan 極限承載力計算

已知 $B = 0.3 \text{ m}$; $A = \frac{\pi B^2}{4} = 0.0070686 \text{ m}^2$; 式(5.1)中有效覆土壓力 p'_0

及深度因素 d_q 項會隨著深度 D 變化而改變，此兩項之計算結果如下：

Settlement (m)	$p'_0(kN/m^2)$	d_q
0.02	0.194	1.02
0.042	0.407	1.041
0.07	0.678	1.069
0.12	1.163	1.118
0.2	1.938	1.196
0.3	2.907	1.294

將所有已知因素之值帶入式(5.1)，得到各貫入深度之極限承載力 q_u 如下：

Settlement (m)	$q_u(kN/m^2)$
0	27.27
0.02	35.46
0.042	44.82
0.07	57.3
0.12	81.11
0.2	123.31
0.3	183.14

上述結果如圖 5- 20 所示。

附錄 B-浸水砂土 SNAME 極限承載力計算書

附錄 B 介紹本論文第 5 章所述及 SNAME，以理論公式計算 spudcan 貫入浸水疏鬆砂土之極限承載力 q_u 之計算案例。

依據 SNAME 設計手冊之 q_u 計算公式：

$$q_u = p'_0 N_q s_q d_q + 0.5 \gamma' B N_\gamma s_\gamma d_\gamma \quad (5.1)$$

Spudcan 貫入浸水砂土之計算參數如下：

相對密度 $Dr = 26\%$ ；

乾砂之內摩擦角 $\phi = 30^\circ$ ；

乾砂單位重 $\gamma_{sat} = 19.5 \text{ kN/m}^3$ ；

使用 SNAME 建議之(5.1) 式，其中各參數之公式及計算值如下：

有效覆土壓力: $p'_0 = \gamma D_f$ (D_f 為貫入深度)；

承載力因素: $N_q = e^{\pi \tan \phi} = 18.4$ ；

承載力因素: $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi = 22.4$ ；

基腳形狀因素: $S_q = 1 + (B/L) \tan \phi = 1.58$ (圓形基腳 $B = L$ = 基腳直徑)；

基腳形狀因素: $S_\gamma = 0.6$ (for circular footing under pure vertical load)

深度因素 $d_\gamma = 1$

$\left(\text{For } \frac{D}{B} \leq 1 \right)$: 深度因素 $d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D}{B} \right)$

$\left(\text{For } \frac{D}{B} > 1 \right)$: 深度因素 $d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\arctan \left(\frac{D}{B} \right) \right)$

B-1. 直徑 150 mm spudcan 極限承載力計算

已知 $B = 0.15 \text{ m}$; $A = \frac{\pi B^2}{4} = 0.017671 \text{ m}^2$; 式(5.1)中有效覆土壓力 p'_0

及深度因素 d_q 項會隨著深度 D 變化而改變，此兩項之計算結果如下：

Settlement (m)	$p'_0(\text{kN}/\text{m}^2)$	d_q
0.01	0.097	1.019
0.021	0.203	1.04
0.035	0.339	1.067
0.06	0.581	1.115
0.1	0.969	1.192
0.15	1.454	1.289
0.2	1.938	1.268
0.3	2.907	1.32

將所有已知因素之值帶入式(5.1)，得到各貫入深度之極限承載力 q_u 如下：

Settlement (m)	$q_u(\text{kN}/\text{m}^2)$
0	9.77
0.01	12.64
0.021	15.91
0.035	20.28
0.06	28.59
0.1	43.3
0.15	64.14
0.2	81.08
0.3	121.11

上述結果如圖 5- 24 所示。

B-2. 直徑 200 mm spudcan 極限承載力計算

已知 $B = 0.2 \text{ m}$; $A = \frac{\pi B^2}{4} = 0.031416 \text{ m}^2$; 式(5.1)中有效覆土壓力 p'_0

及深度因素 d_q 項會隨著深度 D 變化而改變，此兩項之計算結果如下：

Settlement (m)	$p'_0(\text{kN}/\text{m}^2)$	d_q
0.014	0.136	1.02
0.028	0.271	1.04
0.046	0.446	1.066
0.09	0.872	1.123
0.13	1.26	1.188
0.2	1.938	1.289
0.25	2.423	1.259
0.3	2.907	1.284

將所有已知因素之值帶入式(5.1)，得到各貫入深度之極限承載力 q_u 如下：

Settlement (m)	$q_u(\text{kN}/\text{m}^2)$
0	13.03
0.014	17.04
0.028	21.22
0.046	26.82
0.09	41.63
0.13	56.45
0.2	85.51
0.25	101.53
0.3	121.34

上述結果如圖 5- 32 所示。

B-3. 直徑 300 mm spudcan 極限承載力計算

已知 $B = 0.3 \text{ m}$; $A = \frac{\pi B^2}{4} = 0.0070686 \text{ m}^2$; 式(5.1)中有效覆土壓力 p'_0

及深度因素 d_q 項會隨著深度 D 變化而改變，此兩項之計算結果如下：

Settlement (m)	$p'_0(kN/m^2)$	d_q
0.02	0.194	1.019
0.042	0.407	1.04
0.07	0.678	1.067
0.12	1.163	1.115
0.2	1.938	1.192
0.3	2.907	1.289

將所有已知因素之值帶入式(5.1)，得到各貫入深度之極限承載力 q_u 如下：

Settlement (m)	$q_u(kN/m^2)$
0	19.54
0.02	25.27
0.042	31.83
0.07	40.55
0.12	57.19
0.2	86.61
0.3	128.27

上述結果如圖 5- 40 所示。