

國立臺灣大學工學院土木工程學系



碩士論文

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Taiwan University

Master Thesis

以耦合壓密有限元素分析探討基樁之負摩擦力行為

Investigation of Negative Friction Behavior of Pile

Using Coupled Consolidation Finite Element Analysis

魏文韜

Wun-Tao Wei

指導教授：邱俊翔 博士

Advisor: Jiunn-Shyang Chiou, Ph.D.

中華民國 108 年 7 月

July, 2019

誌謝



首先，感謝恩師 邱俊翔博士在研究上與課業方面的栽培與指導，在這兩年多之中從老師的身上學到很多東西，研究上老師總是引導著我們以嚴謹的態度去面對問題，循序漸進的指導方式讓我在研究上逐漸有了獨立思考、解決問題的能力。有問題時都能找的到老師，老師總會不厭其煩的教導著我，讓我能順利的完成這本論文。除了學業，老師也教導了我待人處事的態度，讓我受益良多，僅致由衷的感謝。口試期間幸蒙 柯永彥博士、鄒瑞卿博士提供之寶貴建議，讓本論文能臻於完整，在此致上萬分謝意。

謝謝邱門的好夥伴：從大學時就是好麻吉，研究所也是同門的文獻，當了六年的同學，一起經歷了很多事情，也在我研究所的求學階段幫了我很多，常在我遇到困難的時候鼓勵我，太多的感謝在這裡說不完。家奇在這兩年之中，一起討論課業上的問題、研究上的問題，寫論文階段互相的鼓勵，最後也一起順利的畢業。謝謝邱門的學長姐：承昌、梓瑞、奕霆、怡文，在我們剛進研究所什麼都不會的時候，教導我們使用數值軟體，讓我們能更快的上手，並且在課業上也幫忙我們很多。在此特別謝謝郁惟學長，在我剛接觸ABAQUS 時對於我的幫助，讓我在後續的研究上更加順利，即使到了美國也會回我訊息幫我解決問題。謝謝邱門的學弟們：有為、庭輝、靖霖、翰鈺、易劭，在我撰寫論文階段幫忙校閱錯誤與口試當天的幫忙。

謝謝大地組 R06 的同學們，能在研究所求學階段遇到一群這麼好的同學真的一件很幸運的事情。一起從高大考上台大的文獻、荐宇、敏昀、俊廷、玟翰，能一起當同學那麼久真的是很有緣份，謝謝你們在我大學與研究所階段的照顧與幫忙。謝謝姿勻、碩一時的室友昕臻對於我們課業上的幫忙。一起的吃飯、吃雞、打球、重訓的好同學們：元勛、健鈞、建澄、承熙學長、亞儒、耀賢、致榮、冠良、柏軒、映中、劭儒、鈞元、欣儒、Mark，讓我在研究之餘能得到一些樂趣與放鬆。

最後，能順利完成這本論文最需要感謝我最愛的家人。謝謝弟弟在我壓力很大的時候總是會聽我的垃圾話，從小到大總是會包容我。謝謝一路栽培我的父母，在我國高中很叛逆的時期沒有放棄我，在我求學的階段不論是金錢上或是精神上，總是能讓我不愁吃穿，無後顧之憂的完成學業，是我這輩子最強大的後盾也是讓我能完成這本論文的最大動力。

摘要

本研究採用有限元素軟體 ABAQUS 探討基樁受負摩擦力之行為，以耦合排水分析模擬超額孔隙水壓隨時間消散，土壤壓密沉陷對樁引致之負摩擦力。首先探討兩種土壤組成模式(Porous elastic+Modified Drucker-Prager/Cap 與 Porous elastic+Critical state plasticity)模擬黏性土壤行為之適用性。繼則利用前人在曼谷黏土中所施作之負摩擦力現地試驗，採用 Porous elastic +Critical state plasticity 模式模擬樁基礎周圍土壤以建立負摩擦力分析模型。最後以所建立之分析模型進行一系列參數研究，探討在土壤滲透係數、樁土間界面摩擦係數及門檻剪位移量、地表載重、樁頭載重、群樁效應等不同樁土系統條件下樁受負摩擦力之反應。

樁頭荷載對於不同承載型式樁的負摩擦力行為有不同的影響。對於摩擦樁，樁頭荷載會降低樁所受的負摩擦力，其降低幅度隨著樁頭力愈大而愈顯著，中立點深度約在 0.3-0.7 倍樁長處。對於座落於堅實砂土層之點承樁，樁頭受載亦會使樁所受的負摩擦力降低，其降低幅度小於摩擦樁，中立點位置約在 0.6-0.8 倍樁長處。對於座落於極堅硬層上方之理想點承樁，由於中立點位置位於樁底，樁頭載重對其負摩擦力行為的影響不顯著。

考量樁之使用性，樁頭變位也是重要的設計因子。雖然對於摩擦樁，樁頭荷載能大幅減少負摩擦力大小，但樁頭變位亦是前述三種承載型式的樁中最大者，且在較大的樁頭力作用下，亦可能發生承載破壞。考量樁之使用性及所受之軸力大小，對於座落於堅實砂土層上方之點承樁，當受到樁頭力，一方面會有負摩擦力減小的效果，另一方面，由於底層土壤較黏土層具有較高之勁度與強度，因此較摩擦樁具有較小的樁頭變位，且在較大的樁頭力情況下樁底較不會發生承載破壞。

關鍵詞：樁基礎、負摩擦力、耦合壓密分析、有限元素法、中立點

ABSTRACT

In this study, the finite element software ABAQUS is used to investigate the behavior of piles subjected to negative friction. Coupled consolidation analysis is used to simulate the dissipation of excess pore water pressure of soil with time and the soil consolidation-induced negative friction. Firstly, the applicability of two soil constitutive models (Porous elastic+Modified Drucker-Prager/Cap and Porous elastic+Critical state plasticity) to simulate clay behavior is investigated. Then, field negative friction tests on Bangkok clay are utilized to build the negative friction analysis model, in which the soil is modeled using Porous elastic+Critical state plasticity model. Eventually, the established analytical model is further applied to carry out a series of parametric analyses for exploring the negative friction behaviors under different pile-soil system conditions, including soil permeability coefficient, friction coefficient and threshold shear displacement of pile-soil interfaces, soil surcharge, pile-head loading and group pile effect.

The application of pile-head loading has different effects on negative friction behavior for piles with different end-bearing types. For friction piles, the pile-head loading will reduce the negative friction force, and the degree of reduction is significant with increasing pile-head loading. The depth of neutral point is located between 0.3-0.7 times the pile length. For piles whose tip is on dense sand, the negative friction reduction is less than for the friction piles, and the depth of neutral point is located between 0.6-0.8 times the pile length. For piles whose tip is on a hard layer, the pile-head loading has no significant effect since the neutral point is located at the pile base.

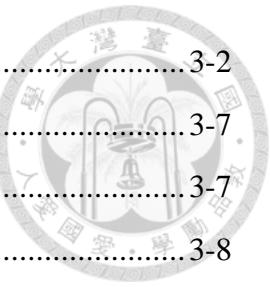
Considering the serviceability of pile, the pile-head displacement is also an important design factor. Although the pile-head loading can greatly reduce the negative friction of friction piles, their pile-head displacement is the largest among the above three types of end bearing piles and they even have bearing failure under large pile-head loads. Therefore, considering the pile displacement and axial force, for an end bearing pile on dense sand, it will sustain smaller negative friction when subjected pile-head loading; on the other hand, compared to a friction pile, it has a smaller pile-head displacement and less bearing failure will occur under large pile-head loading because of larger stiffness and strength of the bottom soil than those of clay.

Keywords: Pile foundation; Negative friction; Coupled consolidation analysis; Finite element method; Neutral point

目錄



口試委員會審定書	#
誌謝	i
摘要	ii
ABSTRACT	iii
目錄	iv
圖目錄	vii
表目錄	xv
一、 緒論	1-1
1.1 研究背景及目的	1-1
1.2 研究方法	1-2
1.3 研究內容	1-2
二、 文獻回顧	2-1
2.1 基樁負摩擦力現象	2-1
2.1.1 基樁負摩擦力之發生原因	2-1
2.1.2 基樁負摩擦力之大小及範圍	2-1
2.1.3 基樁負摩擦力之影響	2-2
2.2 國內現行規範之負摩擦力設計考量	2-2
2.2.1 單樁中立點位置估計	2-2
2.2.2 單樁摩擦力計算方式	2-3
2.2.3 單樁負摩擦力評估	2-4
2.2.4 群樁負摩擦力評估	2-4
2.3 基樁負摩擦力研究之發展	2-5
2.4 數值模擬研究方法	2-11
2.5 小結	2-12
三、 土壤元素試驗模擬	3-1
3.1 數值分析軟體介紹	3-1
3.2 土壤元素試驗模型建立	3-2
3.2.1 模型基本假設	3-2



3.2.2	材料組成模式	3-2
3.2.3	模型尺寸與邊界條件	3-7
3.2.4	網格切割	3-7
3.2.5	元素類型	3-8
3.2.6	模擬流程	3-8
3.3	土壤三軸試驗模擬對象介紹	3-9
3.4	土壤元素模型參數設定	3-10
3.4.1	Critical state plasticity 模式	3-10
3.4.2	Modified Drucker-Prager/Cap 模式	3-11
3.5	模擬結果	3-14
3.6	小結	3-16
四、	基樁負摩擦力模型建立與驗證	4-1
4.1	模擬對象與前人驗證研究之介紹	4-1
4.1.1	模擬對象試驗場址	4-1
4.1.2	現地監測結果	4-2
4.1.3	前人對此現地試驗模擬結果	4-2
4.2	基樁負摩擦力驗證模型建立	4-4
4.2.1	模型基本假設	4-4
4.2.2	材料組成模式	4-4
4.2.3	土層參數設定與初始狀態驗證	4-4
4.2.4	模型尺寸與邊界條件	4-6
4.2.5	網格切割	4-6
4.2.6	元素類型	4-6
4.2.7	樁土間界面元素之性質	4-7
4.2.8	模擬流程	4-8
4.3	模擬結果	4-9
4.3.1	土層邊界 $60m \times 50m$ 土堤加載模型分析結果	4-9
4.3.2	土層邊界大小對結果之影響	4-9
4.3.3	滲透係數放大 10 倍之結果比較	4-11

4.3.4	土層邊界大小與滲透係數大小對結果影響之綜合比較.....	4-12
4.3.5	土層邊界 $26m \times 16m$ 模型分析結果討論.....	4-13
4.3.6	全範圍加載模型分析結果.....	4-14
4.4	小結	4-15
五、參數研究		5-1
5.1	參數分析模型	5-1
5.1.1	基準分析模型	5-1
5.1.2	模擬流程	5-2
5.1.3	模擬結果	5-2
5.1.4	與摩擦樁中立點理論公式比較	5-3
5.2	參數研究	5-3
5.2.1	探討土壤滲透係數之影響	5-3
5.2.2	探討樁土間界面摩擦係數之影響	5-4
5.2.3	探討樁土間界面門檻剪位移之影響	5-5
5.2.4	探討地表均佈載重大小之影響	5-5
5.2.5	探討不同樁頭受載大小之下地表載重大小之影響	5-7
5.2.6	探討樁頭力大小對於不同承載型式樁之影響	5-9
5.2.7	群樁受負摩擦力情況之分析	5-13
5.3	小結	5-15
六、結論與建議		6-1
6.1	結論	6-1
6.2	建議	6-3
七、參考文獻		7-1

圖 目 錄



圖 2.1 數值模型 (Sun et al., 2015).....	2-16
圖 2.2 土壤壓縮性對樁土相對位移量之影響 (Sun et al., 2015)	2-17
圖 2.3 土壤壓縮性與樁直徑對樁身表面摩擦力之影響 (Sun et al., 2015)	2-17
圖 2.4 土壤壓縮性與樁直徑對樁變位之影響 (Sun et al., 2015)	2-18
圖 2.5 樁長對樁身表面摩擦力發展之影響 (Sun et al., 2015)	2-18
圖 2.6 樁長與樁底部下方可壓縮層厚度對樁變位之影響 (Sun et al., 2015)	2-19
圖 2.7 樁底部下方可壓縮層厚度對樁身表面摩擦力之影響 (Sun et al., 2015) ..	2-19
圖 2.8 樁頭力大小對樁身表面摩擦力發展之影響-小直徑短樁 (Sun et al., 2015)	
.....	2-20
圖 2.9 樁頭力大小對樁身表面摩擦力發展之影響-大直徑長樁 (Sun et al., 2015)	
.....	2-20
圖 2.10 數值模型 (Liu et al., 2012)	2-21
圖 2.11 單向排水樁身軸力隨時間之發展 (Liu et al., 2012)	2-21
圖 2.12 雙向排水樁身軸力隨時間之發展 (Liu et al., 2012)	2-22
圖 2.13 單雙向排水最大軸力與中立點位置隨壓密度之比較 (Liu et al., 2012) ..	2-22
圖 2.14 界面摩擦係數對樁身軸力之影響 (Liu et al., 2012)	2-23
圖 2.15 側向土壓力係數對樁身軸力之影響 (Liu et al., 2012)	2-23
圖 2.16 樁土間發展全額摩擦力之相對位移影響 (Liu et al., 2012)	2-24
圖 2.17 地表載重大小之影響 (Liu et al., 2012)	2-24
圖 2.18 樁土間相對勁度之影響 (Liu et al., 2012)	2-25
圖 2.19 承載層勁度之影響 (Liu et al., 2012)	2-25
圖 2.20 模型試驗 (Kong et al., 2015)	2-26
圖 2.21 群樁內外土壤差異沉陷量 (Kong et al., 2015)	2-26
圖 2.22 群樁中各樁之樁尖阻抗力 (Kong et al., 2015)	2-27
圖 2.23 正規化最大樁軸力與樁間距之關係 (Kong et al., 2015)	2-27
圖 2.24 參數研究之模型 (Kong et al., 2015).....	2-28
圖 2.25 群樁中各位置樁之變位發展 (Kong et al., 2015)	2-28
圖 2.26 群樁中各位置樁對樁身軸力之影響 (Kong et al., 2015).....	2-29

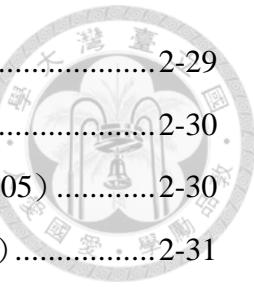


圖 2.27 群樁中各位置樁對樁身軸力之影響 (Lee et al., 2002).....	2-29
圖 2.28 群樁樁間距對樁身軸力之影響 (Kong et al., 2015)	2-30
圖 2.29 不同樁間距與不同位置樁之樁軸力 (Comodromos et al., 2005)	2-30
圖 2.30 施加力量順序對單樁負摩擦力行為影響 (Kong et al., 2015)	2-31
圖 2.31 數值模擬模型 (Lee et al., 2002)	2-31
圖 2.32 摩擦樁與點承樁之樁軸力比較圖 (Lee et al., 2002、Comodromos et al., 2005)	2-32
圖 3.1 等效壓應力-彈性體積應變關係圖 (Porous elastic)	3-19
圖 3.2 Critical state plasticity 之降伏面 ($p-t$ 平面)	3-19
圖 3.3 Critical state plasticity 降伏面 (軸差主應力面).....	3-20
圖 3.4 Clay plasticity 均向壓密(Isotropic consolidation)時之行為	3-20
圖 3.5 線性 Drucker-Prager 模型之降伏面($p-t$ 平面)	3-21
圖 3.6 Modified Drucker-Prager/Cap 模型之降伏面($p-t$ 平面).....	3-21
圖 3.7 Modified Drucker-Prager/Cap 模型之帽蓋硬化曲線.....	3-22
圖 3.8 三軸試體數值模型	3-22
圖 3.9 三軸試體數值模型網格圖	3-23
圖 3.10 q -軸向應變 (正常壓密 Weald clay, CD 試驗, 二維 $p-q$).....	3-24
圖 3.11 體積應變-軸向應變 (正常壓密 Weald clay, CD 試驗, 二維 $p-q$)	3-24
圖 3.12 $e-q_f$ 與 $e-p$ 關係圖 (正常壓密 Weald clay, CD 試驗, 二維 $p-q$).....	3-25
圖 3.13 線性回歸破壞包絡線 (p_f-q_f 圖, 正常壓密 Weald clay, CD 試驗).....	3-25
圖 3.14 軸差應力-軸向應變 (正常壓密 Weald clay, CU 試驗, 圍壓 207 kPa)	3-26
圖 3.15 超額孔隙水壓-軸向應變 (正常壓密 Weald clay, CU 試驗, 圍壓 207 kPa)	3-26
圖 3.16 線性回歸破壞包絡線 (p_f-q_f 圖, 過壓密 Weald clay, CD 試驗)	3-27
圖 3.17 軸差應力-軸向應變 (過壓密 Weald clay, CU 試驗, 圍壓 69 kPa).....	3-27
圖 3.18 超額孔隙水壓-軸向應變 (過壓密 Weald clay, CU 試驗, 圍壓 69 kPa)	3-28
圖 3.19 軸差應力-軸向應變 (正常壓密 Weald clay, CD 試驗, 三維 $p-q$)	3-28
圖 3.20 $e-q_f$ 與 $e-p$ 關係圖 (正常壓密 Weald clay, CD 試驗, 三維 $p-q$).....	3-29

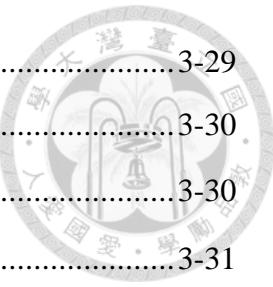


圖 3.21 e - $\ln p'$ 關係圖 (三維 p - q)	3-29
圖 3.22 e - $\ln p'$ 關係圖 (三維 p - q)	3-30
圖 3.23 帽蓋形狀參數對結果之影響 ($\alpha = 0$)	3-30
圖 3.24 帽蓋形狀參數對結果之影響 ($\alpha = 0.1$)	3-31
圖 3.25 降伏面形狀比較示意圖 (正常壓密土壤)	3-31
圖 3.26 帽蓋應變硬化曲線示意圖 (正常壓密土壤)	3-32
圖 3.27 降伏面形狀比較示意圖 (過壓密土壤)	3-32
圖 3.28 帽蓋應變硬化曲線示意圖 (過壓密土壤)	3-33
圖 3.29 軸差應力-軸向應變 (NC, CD 試驗, Critical state plasticity)	3-33
圖 3.30 體積應變-軸向應變 (NC, CD 試驗, Critical state plasticity)	3-34
圖 3.31 e - p' 關係圖 (NC, CD 試驗, Critical state plasticity, 三維 p - q)	3-34
圖 3.32 軸差應力-軸向應變比較圖 (NC, CD 試驗)	3-35
圖 3.33 體積應變-軸向應變比較圖 (NC, CD 試驗)	3-35
圖 3.34 e - p' 關係比較圖 (NC, CD 試驗, 三維 p - q)	3-36
圖 3.35 軸差應力-軸向應變 (NC, CU 試驗, Critical state plasticity)	3-36
圖 3.36 超額孔隙水壓-軸向應變 (NC, CU 試驗, Critical state plasticity)	3-37
圖 3.37 軸差應力-軸向應變比較圖 (OC, CD 試驗)	3-37
圖 3.38 體積應變-軸向應變比較圖 (OC, CD 試驗)	3-38
圖 3.39 軸差應力-軸向應變比較圖 (OC, CU 試驗)	3-38
圖 3.40 超額孔隙水壓-軸向應變比較圖 (OC, CU 試驗)	3-39
圖 3.41 應力路徑比較圖 (OC, CU 試驗, 三維 p - q)	3-39
圖 4.1 簡化後現地土層之基本性質 (Indraratna et al., 1987)	4-20
圖 4.2 土壤之不排水剪力強度 (Indraratna et al., 1987)	4-20
圖 4.3 現地土層之應力狀態 (Indraratna et al., 1987)	4-21
圖 4.4 試樁斷面與監測儀器配置 (Indraratna et al., 1987)	4-21
圖 4.5 負摩擦力試驗配置 (Indraratna et al., 1987)	4-22
圖 4.6 土堤下方各位置地表沉陷量 (Indraratna et al., 1987)	4-22
圖 4.7 樁周土壤隨深度變位量 (Indraratna et al., 1987)	4-23
圖 4.8 無表面處理樁之樁身軸力 (Indraratna et al., 1987)	4-23

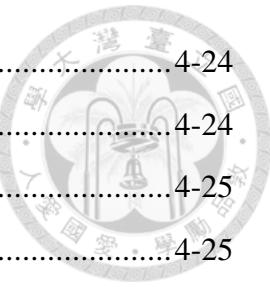


圖 4.9 漆青表面處理樁之樁身軸力 (Indraratna et al., 1987)	4-24
圖 4.10 二維軸對稱數值模型 (Indraratna et al., 1987)	4-24
圖 4.11 土壤變位模擬結果 (Indraratna et al., 1987)	4-25
圖 4.12 未表面處理樁軸力模擬結果 (Indraratna et al., 1987)	4-25
圖 4.13 二維軸對稱數值模型 (Yan et al., 2012)	4-26
圖 4.14 土壤變位模擬結果 (Yan et al., 2012)	4-27
圖 4.15 樁土相對位移量模擬結果 (Yan et al., 2012)	4-27
圖 4.16 未表面處理樁之樁身軸力模擬結果 (Yan et al., 2012)	4-28
圖 4.17 數值模型分層圖	4-29
圖 4.18 土層初始狀態驗證模型 (界面未切割線處理)	4-30
圖 4.19 土層初始應力平衡後垂直向位移量 (界面未切割線處理)	4-30
圖 4.20 土層初始應力平衡後垂直向塑性應變 (界面未切割線處理)	4-31
圖 4.21 土層初始狀態驗證模型 (界面切割線處理)	4-31
圖 4.22 土層初始應力平衡後垂直向位移量 (界面切割線處理)	4-32
圖 4.23 土層初始應力平衡後垂直向塑性應變 (界面切割線處理)	4-32
圖 4.24 基樁負摩擦力模型	4-33
圖 4.25 基樁負摩擦力模型網格圖	4-33
圖 4.26 剪應力與接觸應力關係 (庫倫摩擦定理)	4-34
圖 4.27 設定最大剪應力 (庫倫摩擦定理)	4-34
圖 4.28 界面摩撓性質驗證模型 (Yan et al., 2012)	4-35
圖 4.29 土壤變位分佈圖 (邊界 $60m \times 50m$ 模型)	4-36
圖 4.30 土壤孔隙水壓分佈圖 (邊界 $60m \times 50m$ 模型)	4-36
圖 4.31 樁身變位分佈圖 (邊界 $60m \times 50m$ 模型)	4-37
圖 4.32 樁土相對位移量發展圖 (邊界 $60m \times 50m$ 模型)	4-37
圖 4.33 樁身軸力發展圖 (邊界 $60m \times 50m$ 模型)	4-38
圖 4.34 土壤變位比較圖 (不同受壓土層尺寸模型)	4-38
圖 4.35 土壤孔隙水壓比較圖 (不同受壓土層尺寸模型)	4-39
圖 4.36 樁身變位分佈比較圖 (不同受壓土層尺寸模型)	4-39
圖 4.37 樁土相對位移量比較圖 (不同受壓土層尺寸模型)	4-40



圖 4.38 樁身軸力比較圖 (不同受壓土層尺寸模型).....	4-40
圖 4.39 土壤變位比較圖 (不同受壓土層尺寸模型, k 10 倍)	4-41
圖 4.40 土壤孔隙水壓比較圖 (不同受壓土層尺寸模型, k 10 倍).....	4-41
圖 4.41 樁身變位分佈比較圖 (不同受壓土層尺寸模型, k 10 倍).....	4-42
圖 4.42 樁土相對位移量比較圖 (不同受壓土層尺寸模型, k 10 倍).....	4-42
圖 4.43 樁身軸力比較圖 (不同受壓土層尺寸模型, k 10 倍)	4-43
圖 4.44 孔隙水壓與理論解比較圖.....	4-43
圖 4.45 較小土層邊界尺寸模型加載完成之流線圖 (合力方向)	4-44
圖 4.46 較大土層邊界尺寸模型加載完成之流線圖 (合力方向)	4-44
圖 4.47 土壤變位分佈圖 (邊界 26m×16m 模型, k 10 倍).....	4-45
圖 4.48 土壤孔隙水壓分佈圖 (邊界 26m×16m 模型, k 10 倍).....	4-45
圖 4.49 樁身變位分佈發展圖 (邊界 26m×16m 模型, k 10 倍).....	4-46
圖 4.50 樁土相對位移量發展圖 (邊界 26m×16m 模型, k 10 倍)	4-46
圖 4.51 樁身軸力發展圖 (邊界 26m×16m 模型, k 10 倍).....	4-47
圖 4.52 土壤變位比較圖 (加載區域之影響)	4-47
圖 4.53 土壤孔隙水壓比較圖 (加載區域之影響).....	4-48
圖 4.54 樁身變位分佈比較圖 (加載區域之影響).....	4-48
圖 4.55 樁土相對位移量比較圖 (加載區域之影響).....	4-49
圖 4.56 樁身軸力比較圖 (加載區域之影響)	4-49
圖 4.57 樁土相對位移量發展圖 (全範圍加載模型).....	4-50
圖 4.58 樁身軸力發展圖 (全範圍加載模型)	4-50
圖 5.1 參數研究模型分層圖	5-19
圖 5.2 土壤變位分佈發展 (參數研究模型)	5-20
圖 5.3 土壤孔隙水壓發展 (參數研究模型)	5-20
圖 5.4 樁身變位分佈發展 (參數研究模型)	5-21
圖 5.5 參數研究模型 (樁土間相對位移發展)	5-21
圖 5.6 樁軸力發展 (參數研究模型)	5-22
圖 5.7 砂性回填土於黏土層上方之中立點位置評估 (Bowles, 1982)	5-22
圖 5.8 土壤變位分佈比較圖 (探討滲透係數之影響).....	5-23



圖 5.9 土壤孔隙水壓比較圖 (探討滲透係數之影響).....	5-23
圖 5.10 樁土間相對位移比較圖 (探討滲透係數之影響).....	5-24
圖 5.11 樁軸力比較圖 (探討滲透係數之影響).....	5-24
圖 5.12 土壤變位分佈比較圖 (探討界面摩擦係數之影響).....	5-25
圖 5.13 樁身變位分佈比較圖 (探討界面摩擦係數之影響).....	5-25
圖 5.14 樁土間相對位移比較圖 (探討界面摩擦係數之影響).....	5-26
圖 5.15 樁軸力比較圖 (探討界面摩擦係數之影響).....	5-26
圖 5.16 土壤變位分佈比較圖 (探討界面門檻剪位移之影響).....	5-27
圖 5.17 樁身變位分佈比較圖 (探討界面門檻剪位移之影響).....	5-27
圖 5.18 樁土間相對位移比較圖 (探討界面門檻剪位移之影響).....	5-28
圖 5.19 樁軸力比較圖 (探討界面門檻剪位移之影響).....	5-28
圖 5.20 土壤變位分佈比較圖 (探討地表載重大小之影響).....	5-29
圖 5.21 孔隙水壓比較圖 (探討地表載重大小之影響).....	5-29
圖 5.22 樁身變位分佈比較圖 (探討地表載重大小之影響).....	5-30
圖 5.23 樁土間相對位移量比較圖 (探討地表載重大小之影響).....	5-30
圖 5.24 樁軸力比較圖 (探討地表載重大小之影響).....	5-31
圖 5.25 地表沉陷量、樁頭變位比較圖 (探討地表載重大小之影響).....	5-31
圖 5.26 正規化中立點、負摩擦力比較圖 (探討地表載重大小之影響).....	5-32
圖 5.27 無地表載重下較大樁頭樁底部之塑性區示意圖	5-32
圖 5.28 不同地表載重下之樁土相對位移量比較圖 (樁頭力 123.28 kN)	5-33
圖 5.29 不同地表載重下之樁土相對位移量比較圖 (樁頭力 369.83 kN)	5-33
圖 5.30 不同地表載重下之樁土相對位移量比較圖 (樁頭力 616.38 kN)	5-34
圖 5.31 不同地表載重下之樁土相對位移量比較圖 (樁頭力 862.93 kN)	5-34
圖 5.32 不同地表載重下之樁軸力比較圖 (樁頭力 123.28 kN)	5-35
圖 5.33 不同地表載重下之樁軸力比較圖 (樁頭力 369.83 kN)	5-35
圖 5.34 不同地表載重下之樁軸力比較圖 (樁頭力 616.38 kN)	5-36
圖 5.35 不同地表載重下之樁軸力比較圖 (樁頭力 862.93 kN)	5-36
圖 5.36 樁頭沉陷量比較圖 (不同樁頭力與地表載重組合)	5-37
圖 5.37 正規化中立點深度比較圖 (不同樁頭力與地表載重組合)	5-37

圖 5.38 總負摩擦力比較圖（不同樁頭力與地表載重組合）.....	5-38
圖 5.39 樁身變位分佈比較圖（摩擦樁探討樁頭力大小之影響）.....	5-38
圖 5.40 土壤變位分佈比較圖（摩擦樁探討樁頭力大小之影響）.....	5-39
圖 5.41 樁土相對位移量比較圖（摩擦樁探討樁頭力大小之影響）.....	5-39
圖 5.42 樁軸力比較圖（摩擦樁探討樁頭力大小之影響）.....	5-40
圖 5.43 樁身變位分佈比較圖（座落於堅實砂土層之點承樁探討樁頭力大小之影響）.....	5-40
圖 5.44 土壤變位分佈比較圖（座落於堅實砂土層之點承樁探討樁頭力大小之影響）.....	5-41
圖 5.45 樁土相對位移量比較圖（座落於堅實砂土層之點承樁探討樁頭力大小之影響）.....	5-41
圖 5.46 樁軸力比較圖（座落於堅實砂土層之點承樁探討樁頭力大小之影響）.....	5-42
圖 5.47 樁身變位分佈比較圖（座落於極堅硬層之理想點承樁探討樁頭力大小之影響）.....	5-42
圖 5.48 土壤變位分佈比較圖（座落於極堅硬層之理想點承樁探討樁頭力大小之影響）.....	5-43
圖 5.49 樁土相對位移量比較圖（座落於極堅硬層之理想點承樁探討樁頭力大小之影響）.....	5-43
圖 5.50 樁軸力比較圖（座落於極堅硬層之理想點承樁探討樁頭力大小之影響）.....	5-44
圖 5.51 三種承載方式樁之樁變位分佈比較圖（有無負摩擦力情況）.....	5-44
圖 5.52 三種承載方式樁之樁軸力比較圖（有無負摩擦力情況）.....	5-45
圖 5.53 樁頭、樁底位移量比較圖（三種承載型式樁、不同樁頭力大小之比較）.....	5-45
圖 5.54 正規化中立點深度、總負摩擦力比較圖（三種承載型式樁、不同樁頭力大小之比較）.....	5-46
圖 5.55 群樁 1/4 軸對稱模型(樁間距 3D)	5-47
圖 5.56 群樁 1/4 軸對稱模型（樁間距 6D）.....	5-47
圖 5.57 群樁內土壤變位分佈比較圖（不同樁間距之影響）.....	5-48
圖 5.58 群樁外土壤變位分佈比較圖（不同樁間距之影響）.....	5-48

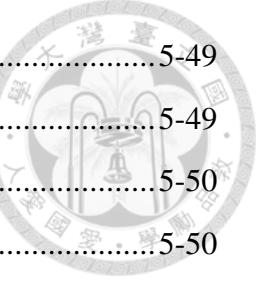


圖 5.59 群樁內外土壤變位分佈比較圖（以 3 倍樁間距結果為例）.....	5-49
圖 5.60 樁身變位分佈比較圖（不同樁間距之影響）.....	5-49
圖 5.61 樁軸力比較圖（不同樁間距之影響）.....	5-50
圖 5.62 正規化最大軸力隨樁間距關係圖	5-50
圖 5.63 群樁樁帽軸對稱模型	5-51
圖 5.64 土壤變位分佈比較圖（群樁有無樁帽之影響）.....	5-51
圖 5.65 樁身變位分佈比較圖（群樁有無樁帽之影響）.....	5-52
圖 5.66 樁軸力比較圖（群樁有無樁帽之影響）.....	5-52

表目錄



表 2.1 β 值 (Garlanger, 1974)	2-13
表 2.2 β 值 (日本鋼管樁協會, 1978)	2-13
表 2.3 研究參數對象 (Sun et al., 2015)	2-13
表 2.4 數值模型參數 (Sun et al., 2015)	2-13
表 2.5 數值模型參數 (Liu et al., 2012)	2-14
表 2.6 研究參數對象 (Liu et al., 2012)	2-14
表 2.7 模型試驗土壤性質 (Kong et al., 2015)	2-14
表 2.8 數值模型參數 (Kong et al., 2015)	2-15
表 2.9 數值模型參數 (Lee et al., 2002)	2-15
表 3.1 Porous elastic 參數	3-17
表 3.2 Critical state plasticity 參數	3-17
表 3.3 Modified Drucker-Prager/Cap 參數 (正常壓密土壤)	3-17
表 3.4 帽蓋硬化參數 (正常壓密土壤)	3-17
表 3.5 Modified Drucker-Prager/Cap 參數 (過壓密土壤)	3-18
表 3.6 帽蓋硬化參數 (過壓密土壤)	3-18
表 4.1 各層土壤性質參數 (Indraratna et al., 1987)	4-16
表 4.2 回填土、承載層與樁材參數 (Indraratna et al., 1987)	4-16
表 4.3 各層土壤性質參數 (Yan et al., 2012)	4-16
表 4.4 數值驗證模型給定參數	4-17
表 4.5 數值驗證模型給定參數	4-18
表 4.6 數值驗證模型初始狀態	4-19
表 4.7 μ 值折減計算	4-19
表 5.1 參數研究模型給定之參數	5-18
表 5.2 參數研究模型之初始狀態	5-18

一、緒論

1.1 研究背景及目的



樁基礎為深基礎，常為地質條件較差或者建築有特殊需求時會採用的基礎型式，將結構物載重傳至深層較堅實土壤。基樁在一般結構物載重情況下，係由向上的表面摩擦力與底部承載力共同提供承受載重，這種向上的摩擦力稱之為正摩擦力(Positive skin friction)。在基樁建造前，對土壤施加大規模均佈荷載或是大規模降水，會產生壓縮沉陷量，且使土壤有效應力上升，提高土壤的剪力強度。但是在基樁建造完成後，於地表進行大規模均佈荷載或是大規模降水，此時產生土壤壓縮沉陷量，若此土壤沉陷量大於基樁的下沉量，即樁土間有相對位移時，則會對基樁產生向下的摩擦力，稱之為負摩擦力(Negative skin friction)。負摩擦力之發生有可能造成樁承載力不足或是樁材強度不足的破壞。

國內現行規範中對於樁基礎受負摩擦力情況下之評估有較為簡化之情況。規範中考量單樁不受結構物載重下之負摩擦力行為，根據樁之承載型式概估中立點位置，再由摩擦力公式計算中立點上方負摩擦力之大小。由於基樁承受結構物載重時，會使中立點位置上升、減少受負摩擦力之範圍。而規範中沒有考慮結構物載重對負摩擦力之影響，因此若使用規範中建議之中立點評估有結構物載重情況下會有較為保守的情況。此外，規範中對於群樁負摩擦力之評估僅提到群樁之間樁間距小於特定距離會由於互制作用使所受之負摩擦力減少，因此使用單樁的計算方式用於群樁設計時可作折減，但規範中並沒有提供明確之折減計算方法。

基樁負摩擦力行為是一個複雜的樁土互制問題，本研究將使用數值模型模擬現地試驗之監測結果以建立負摩擦力模型。後續使用建立之數值模型進行參數研究，對於規範中簡化的部分進行探討，以更了解基樁受負摩擦力時之行為，並作為負摩擦力工程設計之考量。



1.2 研究方法

本研究利用有限元素套裝軟體 ABAQUS 建立耦合壓密之有限元素基樁負摩擦力模型，模擬基樁受負摩擦力作用下之行為。與前人的現地試驗之監測結果進行比較，確認分析模型之合適性及是否能掌握基樁受負摩擦力時之行為，進而進行參數分析探討樁在不同樁土系統參數下受負摩擦力之反應。

1.3 研究內容

本研究內容共分為六章，簡介各章節內容如下：

第一章 緒論：說明本研究之目的、研究方法以及研究內容。

第二章 文獻回顧：回顧國內現行規範對於基樁受負摩擦力情況下之設計考量。並對前人進行之基樁負摩擦力模型試驗結果與數值研究方法、結果進行介紹。

第三章 土壤元素試驗模擬：使用兩種土壤組成模式，分別為 Critical state plasticity 與 Modified Drucker-Prager/Cap，模擬 Lambe et al. (1969) 之 Weald clay 三軸壓密排水與不排水試驗進行土壤元素試驗的模擬，探討兩組成模式對於黏性土壤行為之掌握性與合適性。

第四章 基樁負摩擦力模型建立與驗證：以有限元素分析軟體 ABAQUS 建立基樁負摩擦力數值分析模型，與 Indraratna et al. (1987) 進行之現地負摩擦力試驗監測結果進行比較，驗證建立分析模型之正確性與合適性。

第五章 參數研究：利用前一章建立之基樁負摩擦力分析模式，進一步探討樁在不同樁土系統參數受負摩擦力之反應。

第六章 結論與建議：綜合歸納本研究之分析結果，並對後續研究方向提出建議。

二、文獻回顧



2.1 基樁負摩擦力現象

2.1.1 基樁負摩擦力之發生原因

根據內政部營建署「建築物基礎構造設計規範」(2001)，負摩擦力發生的主要原因大致為：

- (1) 基樁座落於回填土地層中，當樁周圍之壓縮性土壤受回填土之載重而發生壓縮沉陷現象，導致負摩擦力之發生。
- (2) 基樁座落於高敏感性之黏土地層中，於打樁過程中，樁體四周土層發生擾動，完工後逐步壓密而生負摩擦力。
- (3) 由於抽取地下水，而產生區域性的地盤下陷，此現象在正常壓密或輕度過壓密的黏土地層中最為明顯。

2.1.2 基樁負摩擦力之大小及範圍

根據內政部營建署「建築物基礎構造設計規範」(2001)，基樁所受負摩擦力之大小及範圍受下列因素影響：

- (1) 基樁四周及端點下方地層種類之影響，包含地層之壓縮性、強度、基樁四周地層與樁端點下方地層之相對勁度等。
- (2) 地表載重(Surcharge)或地下水位變化之情況，包含載重施加的時間及速率、相對於基樁施工之時、地下水位洩降的範圍及水位上下之變化程度。
- (3) 基樁本身之性質，包含樁材料、形狀、群樁的配置及間距等。



2.1.3 基樁負摩擦力之影響

歐晉德(1987)整理出當基樁產生負摩擦力時，會對基樁產生下列不利的影響：

- (1) 樁底承載力降低：因有部分的覆土壓力經由樁向下傳遞，使樁底附近地層的有效覆土壓力降低，降低樁底承載力。
- (2) 樁身正摩擦力減少：由於部分樁身為負摩擦力，使得正摩擦力範圍縮小。
- (3) 樁荷重增加：負摩擦力不僅減少正摩擦力的範圍，同時又為向下的摩擦力，對樁而言，即可視為荷重增加。

負摩擦力之發生有可能造成樁承載力不足或是樁材強度不足的破壞，因此評估基樁的負摩擦力行為就相當重要。

2.2 國內現行規範之負摩擦力設計考量

目前國內規範評估負摩擦力的方式，係考慮單樁在沒有受結構物載重情況下的中立點位置，再由估計摩擦力計算的方式算出摩擦力大小。群樁則是各單樁之負摩擦力之總和。本小節針對國內現行規範之負摩擦力設計考量進行介紹。

2.2.1 單樁中立點位置估計

基樁負摩擦力之估算，首先要先確定正負摩擦力的範圍。在樁上的某個位置，樁土之間沒有相對位移，所受的摩擦力為零，此位置稱之為中立點(Neutral point)。中立點上方，土壤沉陷量大於樁的下沉量，受的是負摩擦力。反之，所受的是正摩擦力。因此在受負摩擦力情況下，中立點的位置即是樁身軸力最大的位置。

若基樁底部座落於較軟弱土壤，例如：黏土，中立點位置會在離地表較淺處。若基樁座落於較堅硬土層，例如：砂土、礫石層，中立點位置會在較深的位置。根據日本建築學會「建築基礎構造設計規準同解說」(1974)，基樁座



落於不同的土層的中立點深度(L_N)如下：

(1) 摩擦樁及局部點承樁(端點地層 N 值小於 20 之情形)

$$L_N = 0.8L \quad (2.1)$$

(2) 點承於砂土或砂礫土層基樁

$$L_N = 0.9L \quad (2.2)$$

(3) 點承於岩盤或極堅實黏土層之基樁

$$L_N = 1.0L \quad (2.3)$$

上式中， L 為基樁在壓縮層土壤中的長度。根據上述建議值，當座落的土層越堅硬時，中立點的位置越深，所受的負摩擦力範圍越大。以點承於岩盤或極堅實黏土層之基樁為例，若樁底座落於岩盤上，樁之全身都受負摩擦力。透過此方式可以簡便地估計樁受負摩擦力時之中立點位置，進而評估基樁所受負摩擦力的大小。

2.2.2 單樁摩擦力計算方式

計算負摩擦力之方式與估計一般正摩擦力的方式相同，可根據基樁摩擦力公式計算，主要分為三種方法，分別為：

(1) α 法

$$\text{總應力分析法} , f_s = \alpha c_u \quad (2.4)$$

式中， α 為折減係數

(2) β 法

$$\text{有效應力分析法} , f_s = \beta \sigma'_v \quad (2.5)$$

式中， β 由 $K_s \tan \delta_f$ 簡化而來， K_s 為側向土壓力係數， δ_f 為樁土間界面有效摩擦角。

(3) λ 法

$$\text{半經驗分析法} , f_s = \lambda(\sigma'_v + 2c_u) \quad (2.6)$$

式中， λ 為表面摩擦係數，為經驗值。

上述三個方法， β 法為估計表面摩擦力較常使用的方式。 β 為無單位之係數，其值大小與地層特性有關，亦受基樁施工方式之影響。為了方便於設計上時直接使用，Garlanger (1974)根據前人的研究進行了統整，針對不同特性土層建議之 β 值，如表2.1所示。日本鋼管樁協會 (1978)建議之 β 值，如表2.2所示。

2.2.3 單樁負摩擦力評估

考慮中立點上方皆受負摩擦力，則可使用下列公式進行計算：

$$P_{NP} = U \int_0^{NP} L_i \cdot f_{si} \quad (2.7)$$

上式中， P_{NP} 為中立點上方的總負摩擦力；

U 為樁斷面的周長；

NP 為地表至中立點位置之深度；

L_i 為發生負摩擦力各層的厚度，可用 2.1.1 節介紹的方法估計；

f_{si} 為各層的單位表面摩擦力，可用 2.1.2 節介紹的方法估計。

2.2.4 群樁負摩擦力評估

群樁的負摩擦力評估則是以前述計算單樁負摩擦力的方式，將各單樁的負摩擦力加總。根據內政部營建署「建築物基礎構造設計規範」(2001)，當使用群樁時，若基樁各樁間距小於某一特定距離，則基樁本身與土壤互制作用將使樁基所受負摩擦力減低。因此，現行規範中對於群樁之負摩擦力建議之評估方式是透過計算單樁負摩擦力加總後可進行折減，但規範中並提供無明確的折減方式。



2.3 基樁負摩擦力研究之發展

Sun et al. (2015) 以數值軟體 ABAQUS 建立二維軸對稱模型進行數值模擬，模型為雙層土壤，如圖 2.1 所示。上層厚度為與樁長(D)埋置相同的可壓縮土壤，下層的可壓縮土壤厚度透過參數研究設定與樁長的比值(D_b/D)決定，如表 2.3 所示。採用排水與時間耦合(Fully coupled)分析進行一系列參數研究，土壤元素組成模式採用 Modified cam clay，樁元素採用線彈性。樁土間界面以主從技術(Master slave technique)模擬，界面摩擦係數為 0.27，樁土間摩擦力完全發展的門檻剪位移量採用 5mm，即假設當樁土間相對位移量達 5mm 之前，摩擦力為線性增加，超過以此相對位移量以後，摩擦力大小則不再改變，即為庫倫摩擦定律(Coulomb frictional law)。模型使用的參數如表 2.4 所示，於地表施加均佈荷載 40 kPa，探討在表 2.3 的參數下，單樁負摩擦力行為。

有關土壤壓縮性(λ)對樁土間相對位移量之影響，如圖 2.2 所示。土壤壓縮性較高時，樁土間相對位移較高，但壓縮性對相對位移量的影響主要反應在淺層，約在 0.4 倍樁長埋置深度下方，兩者之樁土間相對位移趨近一致。由於樁土間相對位移量幾乎都已超過設定之摩擦力完全發展的相對位移量 5 mm，因此基樁的樁身表面摩擦力發展幾乎相同，如圖 2.3 所示。負摩擦力的發生會對樁產生向下的拉力而導致樁變位變大，若樁下之土壤壓縮性較高，因向下的拉力導致樁底下方土壤達到降伏產生的壓縮量較大，因此樁身變位較大，如圖 2.4 所示。

有關樁直徑(b)對樁身表面摩擦力發展之影響，如圖 2.3 所示。當直徑較大，中立點位置較淺，負樁身表面摩擦力完全發展的範圍減少，樁底部正樁身表面摩擦力完全發展的範圍亦減少。樁直徑的大小幾乎沒有影響樁身變位的大小，如圖 2.4 所示。

有關樁長(D)對樁身表面摩擦力發展之影響，如圖 2.5 所示。樁長較長，其中立點位置除上樁長正規化後的深度會較淺，負樁身表面摩擦力完全發展

的範圍減少，樁底部的正樁身表面摩擦力並未完全發展。樁長對樁身變位的影響較小，如圖 2.6 所示。

有關樁底部可壓縮層厚度(D_b)對樁身表面摩擦力發展之影響，如圖 2.7 所示。當樁下方無可壓縮層，樁直接座落於尖硬層上方，其樁全身皆受負表面摩擦力，其中立點位置位於樁底部。樁下方可壓縮層厚度越厚時，其樁受負表面摩擦力完全發展的範圍減少，中立點位置會上升至地表下較淺位置，約為 0.65 倍之樁埋置深度。若底部可壓縮層厚度較厚，則樁身變位較大，如圖 2.6 所示。

有關樁頭力大小(P_{head})對樁身表面摩擦力發展之影響，對於小直徑短樁，樁頭力越大時，其中立點位置上升，減少負樁身表面摩擦力完全發展的範圍，增加正樁身表面摩擦力完全發展的範圍，如圖 2.8 所示。對於大直徑長樁影響較小，中立點位置僅輕微上升，不影響負樁身表面摩擦力完全發展的範圍，正樁身表面摩擦力完全發展的範圍稍微增加，如圖 2.9 所示。

Liu et al. (2012) 以數值軟體 ABAQUS 建立二維軸對稱模型進行數值模擬。模型為雙層土壤，上層為可壓縮土壤，下層為堅硬承載層，如圖 2.10 所示。土壤組成模式採用 Mohr Coulomb 模式，樁土間界面以界面滑動元素模擬，使用庫倫摩擦定律，使用重複的節點，形成零厚度且允許滑動的樁土間界面，模擬樁土間的交互作用，模型參數如表 2.5 所示。於地表進行全範圍的地表加載，探討如

表 2.6 所示之不同因素對單樁負摩擦力行為的影響。

關於單雙向排水的影響。單向排水隨壓密時間增加，樁身摩擦力隨時間增加，樁身軸力隨時間增加而變大，其中立點位置逐漸變深，如圖 2.11 所示。雙向排水隨壓密時間增加，樁身表面摩擦力隨時間增加，樁身軸力隨時間增加而變大，中立點位置隨壓密時間而逐漸變淺，此行為與單向排水情況下不同，如圖 2.12 所示。當壓密度趨近於 100 % 時，兩者的中立點位置會趨於重合，深度約在地表下 0.65 倍樁長處，且樁身最大軸力相同，如圖 2.13 所示。

影響樁身摩擦力大小的因子有：界面摩擦係數(μ)與側向土壓力係數(K_0)，兩者相乘即為 β 值。分別探討對負摩擦力發展時之影響：有關界面摩擦係數(μ)的影響，如圖 2.14 所示，若摩擦係數較小，樁身表面摩擦力較小，中立點處之軸力亦較小。當摩擦係數較大，樁身表面摩擦力較大，中立點處之軸力亦較大，中立點會上升至地表下較淺的深度。有關側向土壓力係數(K_0)的影響，如圖 2.15 所示。當側向土壓力係數較大時，其所受的負樁身表面摩擦力稍微較大，但幾乎不影響中立點的位置，樁身軸力稍微增加。

有關樁土間發展完全摩擦力的相對位移量之影響，如圖 2.16 所示。由於數值收斂上的困難，採用的值為 4.2 mm 到 7 mm，主要影響樁的下半部，因上半部的樁土相對位移量皆大於設定的相對位移量，摩擦力已完全發展，其對於中立點的位置影響不大。

有關地表荷載大小之影響，如圖 2.17 所示。當均佈荷重增加時，各高程的樁身表面摩擦力增加，中立點位置些微上升，樁身軸力較大。

有關樁周土壤勁度(E_p/E_c)之影響，如圖 2.18 所示。固定樁的楊氏模數改變樁周圍土層之楊氏模數用以模擬不同的地層狀況。當土層楊氏模數增加，即土層壓縮性下降，樁土相對勁度則下降。由於土層沉陷量減少使得樁身摩擦力下降，因此樁軸力變小，但幾乎不影響中立點位置。

有關底部承載層勁度(E_b/E_c)之影響，如圖 2.19 所示。若樁下方的承載層勁度提高，因此樁變位會較小，中立點位置會逐漸下降至較深的位置，減少受正摩擦力的範圍。且中立點上方處樁土間相對位移量增加，導致樁身受負摩擦力較大，因此樁下半部的軸力增加。

Kong et al. (2015) 進行一系列的受均佈加載情況下的群樁負摩擦力模型試驗，其模型的邊界尺寸為 $1.5m \times 0.7m \times 1m$ ，如圖 2.20 所示。於地表施加均佈荷重 5.1 kPa，於樁頭處施加均佈載重 77.3 kPa (轉換為集中力即為 102 N)。透過各高程之沉降板量測各高程土壤位移量，水壓力計量測與土壤的水壓力，於樁內壁安裝應變計量測樁身軸力。施作三組 3×3 群樁，其樁間距分別為 3D、4D 及 6D，以及單樁和一組 2×2 群樁 (樁間距為 4D) 用以進行比較。各樁的

樁長度為 0.9 m、樁外徑為 41 mm。模型試驗中使用的粉土與黏土性質，如表 2.7 所示。

根據其模型試驗結果，群樁內土壤會由於群樁與土間的互制效應，群樁內之土壤沉陷量小於群樁外之土壤沉陷量，但不同之樁間距並沒有差異太大，如圖 2.21 所示。群樁中的樁尖阻抗力會較單樁小，群樁之中樁尖阻抗力為中心樁會最小，邊樁次之，位於角落的樁會最大，如圖 2.22 所示。當樁間距變大時，由於群樁效應的減小，各樁的行為會較接近於單樁，樁尖阻抗力會較大。量測單樁隨時間的樁身軸力變化，最大軸力位置(即為中立點位置)，會隨時間增加而變深，樁身軸力會逐漸變大。若是 2×2 群樁，其樁身軸力約為 0.85-1 倍的單樁軸力。 3×3 群樁中，中心樁最小，約為 0.65-0.8 倍的單樁軸力。邊樁則約為 0.75-0.9 倍的單樁軸力。角落樁最大，約為 0.85-1 倍的單樁軸力。如圖 2.23 所示，最大樁身軸力與樁間距略呈線性關係，隨樁間距的增加而變大。

Kong et al. (2015)根據其模型試驗結果使用 FLAC3D 進行數值模型驗證，得到的趨勢與試驗結果差異不大。後續建立數值模型進行參數研究，其模型考慮軸對稱為 1/4 模型，尺寸大小為 $15m \times 15m \times 25m$ ，如圖 2.24 所示。單樁的樁長為 20m、樁直徑為 0.5 m，考慮 3×3 群樁，樁間距分別為 3D、4D 與 6D。土層分為兩層，上層為 20 公尺的軟弱黏土，下層為 5 公尺的砂土，假設地下水位面於地表，土壤的組成模式模式採用 Mohr Coulomb 模式，樁土間界面摩擦性質根據 Flac manual 建議的 Coulomb slip model 進行設定。並將土壤的滲透係數調高 100 倍，以加快計算的速度，參數設定如表 2.8 所示。

根據 3×3 群樁的參數研究結果，於地表施加均佈荷載 50 kPa，於樁頭無施加軸力，會由於樁周土壤沉陷產生負摩擦力將樁往下拉使樁變位變大。以單樁的結果作為基準，群樁中心樁的樁變位最小，約為單樁的 43%。邊樁約為單樁的 69%。角落樁最大，約為單樁的 93%，如圖 2.25 所示。探討群樁中各位置樁對樁身軸力之影響，如圖 2.26 所示，由於在群樁中之土壤會受到各樁的交互作用，而減少土壤的沉陷量，因此在中心樁的樁周土壤沉陷量較

小，因此樁身軸力最小，邊樁次之，角落樁最大，中心樁的最大樁身軸力僅約角落樁之 60%。Lee et al. (2002)對於群樁中不同位置樁之樁軸力數值模擬也有相同的趨勢，如圖 2.27 所示。探討同為角落樁，群樁樁間距對樁身軸力之影響，如圖 2.28 所示。當樁間距較大時，由於群樁間互制效應降低，群樁中土壤的沉陷量較大，其樁軸力會變大，樁間距為 6D 的最大軸力約為樁間距為 3D 的 1.3 倍。Comodromos et al. (2005)對於群樁之數值模擬也有類似的結果，如圖 2.29 所示。因此，群樁效應可以減少在群樁中各樁所受之負摩擦力。

根據單樁的參數研究結果，探討施加力量的順序對負摩擦力的發展影響，施加樁頭力 2000 kN、地表均佈荷載 200 kPa，如圖 2.30 所示。當力量都已施加完畢後比較其樁身軸力，若於樁頭力施加完成後再施加地表均佈力，樁身軸力會最大；若地表均佈力施加完成後再施加樁頭力，樁身軸力會最小；若兩種力量同時施加則會介於上述兩者之間。施昱安(2009)之參數研究也有類似的結果。

Lee et al. (2002)使用 ABAQUS 進行數值模擬，採用一簡化土層模型，如圖 2.31 所示，土層厚度共為 25 公尺，地表下方 20 公尺為黏土，黏土層下方為 5 公尺的砂土。探討基樁負摩擦力發生時之軸力分佈。模型中所使用參數，如表 2.9 所示。土壤組成模式採用 Mohr Coulomb 定理，樁使用線彈性模式，樁土間界面採用庫倫摩擦定理。其中砂土之勁度為黏土勁度之 1000 倍用來模擬點承樁情況。另模擬一組將砂土參數改為黏土參數，用來模擬摩擦樁情況。Comodromos et al. (2005)使用有限元素軟體 FLAC3D 模擬相同的情況，兩者模擬之趨勢相同。摩擦樁在較深處會有正摩擦力產生，因此樁軸力開始下降。而點承樁之全身都受負摩擦力，隨深度樁軸力僅增加並無下降。在摩擦樁底部開始產生正摩擦力以前，摩擦樁與點承樁的軸力大小幾乎相同，如圖 2.32 所示。

許皓翔 (2013) 使用 FLAC 進行數值模擬，探討群樁效應對於摩擦樁與點承樁負摩擦力行為之影響。其結果顯示，摩擦群樁隨地表載重增加，群樁效應的影響會逐漸變小，各樁之行為會逐漸趨於單樁情況。而點承群樁由於底部之礫石限制樁之整體下沉量，造成群樁各樁之樁土相對位移量相同，隨地表載重增加，點承群樁之群樁效應影響的衰退現象快於摩擦群樁。另外探討樁帽對於摩擦群樁與點承群樁之影響，由於樁帽會束制樁頭變位量，在加載初期，摩擦群樁之中心樁因群樁效應而產生額外軸力，但隨地表載重增加，額外的軸力會轉移至角落樁，而中心樁與邊樁之軸力大小與無樁帽情況幾乎相同。點承群樁因座落於堅硬地盤，樁帽的束制功能並無影響，其軸力大小與無樁帽的情況均相同。綜合上述分析結果，作者指出樁帽對於樁頭變位量之束制隨地表載重的增加可以忽略樁身變形量對於樁頭變位之影響，此時負摩擦力行為由樁底土壤沉陷量控制，而點承群樁因樁底部土壤較為堅硬，底部土壤的沉陷量非常小，因此樁帽在摩擦群樁中的影響遠大於點承群樁。



2.4 數值模擬研究方法

(1) 桩土間界面摩擦性質對負摩擦力結果之影響

根據文獻回顧中，前人進行樁土負摩擦力模擬，常使用雙線性模型。若在正向力(N)作用下，摩擦力線性增加至所設定之樁土相對位移量後，摩擦力完全發展，此時之摩擦力為 μN 。此樁土間摩擦力完全發展的相對位移量，稱為門檻剪位移，常使用的摩擦力門檻剪位移為3 mm到5 mm，即最大摩擦力在3 mm到5 mm完全發展。Liu et al. (2012)之參數研究中，如圖 2.16 所示。由於樁土間相對位移量在大多數區域已遠超過門檻剪位移，摩擦力在大多數區域已完全發展，因此對軸力的大小結果的影響並不顯著，僅會影響中立點的附近，相對位移量未達門檻剪位移的地方。

(2) 滲透係數對結果之影響

Kong et al. (2015) 使用 FLAC 進行數值模擬中，為了提升計算效率將滲透係數調高 100 倍。其原因為流體速度(滲透性) 會大幅影響計算速度，但並不會影響最終的沉陷量大小。在 Liu et al. (2012)之參數研究中也有類似的結果，如圖 2.13 所示，從其參數研究探討單雙向排水影響的結果，可以視為雙向排水的排水速率較快，而單向排水之排水速率較慢。兩者雖在過程中，中立點位置與最大軸力發展並不相同。當壓密度趨於 100 % 時，土層的沉陷量趨於相同，中立點位置趨於一致，最大軸力也幾乎相同。

(3) 邊界大小

基樁負摩擦力分析時，若施加地表均佈載重，若使用之邊界太小會由於邊界效應影響近樁處的結果正確性。根據前人的分析，單樁二維軸對稱模型邊界常使用自樁中心算起大於 25 倍樁直徑或是 0.6 倍樁長。Sun et al. (2015) 根據其敏感度分析的結果，建議單樁二維軸對稱模型之邊界從樁邊緣算起需大於 5 公尺或是 5 倍樁直徑之較大值。



2.5 小結

根據文獻回顧，現行規範中負摩擦力計算係考量單樁在無受結構物載重情況下之中立點深度。將規範中建議之中立點深度與前人研究上得到之中立點深度比較，可知規範中所建議之中立點深度較深，會使估算受負摩擦力的範圍偏大，導致設計上會偏於保守。另由於規範中並沒有考慮結構物載重對中立點位置之影響，但實際上樁承受結構物載重時，將會使中立點位置上升進而減少樁身受負摩擦力的範圍(Sun et al., 2015)。此外，前人的研究大多考慮單樁受負摩擦力情況下之行為，群樁部分較少進行探討，而規範中對於群樁負摩擦力建議之評估方式是透過計算單樁負摩擦力加總後可進行折減，但規範中並無提供明確的折減方式。由於群樁中各位置樁之行為並不相同，例如：群樁中各位置樁之中立點位置並不相同，因此採用此單一折減方式會與實際的情況有所差異。

前人使用數值軟體進行參數研究大多針對單樁無結構物載重情況下進行探討，常探討之參數有土壤的壓縮性、樁土界面間之摩擦係數及門檻剪位移，另有樁長、樁直徑、底部承載層勁度、樁底部壓縮層厚度、側向土壓力係數與單雙向壓密排水等等因子。探討單樁受結構物載重情況下之負摩擦力行為的研究相對較少，例如：結構物載重與地表載重之順序與結構物載重之大小。對於群樁負摩擦力行為的探討亦較少，例如：樁間距或樁帽效應等。

本研究將透過一系列參數研究來探討土壤滲透係數、樁土間界面摩擦係數及界面門檻剪位移量、地表載重、樁頭載重、群樁效應等不同樁土系統條件下樁受負摩擦力之反應。



表 2.1 β 值 (Garlanger, 1974)

土層	β 值
黏 土	0.2-0.25
粉 土	0.25-0.35
砂 土	0.35-0.5

表 2.2 β 值 (日本鋼管樁協會, 1978)

土層	砂含量	β 值
黏土及粉土	20% 以下	0.25-0.35
砂質黏土及粉土	20-50%	0.35-0.55
砂質土 ($N < 10$)	50-70%	0.55-0.65

表 2.3 研究參數對象 (Sun et al., 2015)

Parameter	Value
λ	0.1, 0.2
b (m)	0.5, 1.0, 2.0
D (m)	20, 30, 40, 50
D_b/D	0, 0.02, 2
Surcharge (kPa)	40
Normalized pile head loading P_{head}/P_{NPO}	0, 0.5, 1, 1.5, 2
Pile head loading application time T_{Uave}	0, 0.33, 0.67, 0.95

表 2.4 數值模型參數 (Sun et al., 2015)

Material	Soil	Pile	Interface
γ_{sat} (kN/m ³)	18	24	-
ν	0.2	0.33	-
E (kPa)	-	30×10^6	-
M	0.9	-	-
λ	0.1, 0.2	-	-
κ	0.01	-	-
N (e at $p' = 1$ kPa)	2.2	-	-
OCR	1	-	-
K_0	0.6	-	-
k (10^{-5} m/day)	2	-	-
δ_{cutoff} (mm)	-	-	5
μ	-	-	0.27

表 2.5 數值模型參數 (Liu et al., 2012)

Material	Pile	Consolidating layer	Bearing layer
Elastic modulus E (MPa)	2.8×10^4	5	5
Unit weight γ (kN/m ³)	18	18	18
Poisson's ratio ν	0.17	0.35	0.3
Cohesion c (kPa)	-	3	0.1
Friction angle ϕ	-	20	35
Dilation angle	-	0.1	10
Void ratio e	-	1	1
Permeability coefficient $k \times 10^{-8}$ (m/s)	-	1	1

表 2.6 研究參數對象 (Liu et al., 2012)

Investigated influencing factors	Range of parameters
Consolidation time for one-way drainage (day)	10, 30, 60, 180, 360, 1080, 1800
Consolidation time for two-way drainage (day)	1, 10, 30, 60, 120, 180
Friction coefficient between pile and soil	0.05, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4
Lateral earth pressure coefficient	0.45, 0.5, 0.6, 0.7
Limiting displacement (mm)	4.2, 5, 6, 7
Magnitude of surcharge (kPa)	25, 50, 100, 200, 400
Bearing layer stiffness influence (E_b/E_c)	1, 10, 100, 1000
Consolidation layer stiffness influence (E_p/E_c)	700, 1400, 2800, 5600

表 2.7 模型試驗土壤性質 (Kong et al., 2015)

Material	Clay	Silt
c'_{cu} (kPa)	7.00	16.16
ϕ'_{cu} (°)	19.10	33.90
a_v (MPa ⁻¹)	0.65	0.93
E_s (MPa)	2.01	2.13
r (kN/m ³)	17.40	13.90
e	1.34	
w_0 (%)	48.60	13.00
w_2 (%)	20.53	13.40
w_{10} (%)	54.76	20.59
w (%)	14.06	13.47
I_P	34.23	7.19
I_L	0.82	-0.06
G_s	2.74	
ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.62	1.91

表 2.8 數值模型參數(Kong et al., 2015)

Material	Concrete pile	Soft clay	Bearing sand
Model	Isotropic elastic	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
E (MPa)	20000	5	50
ν	0.2	0.3	0.3
c_{cd} (MPa)	-	3	0.1
ϕ_{cd} (°)	-	20	45
ψ (°)	-	0.1	10
k (m/s)	-	1.82×10^{-13}	1.82×10^{-12}
K_0	1.0	0.65	0.5
γ (kN/m ³)	25	18	20

表 2.9 數值模型參數(Lee et al., 2002)

Material	Concrete pile	Soft clay	Bearing sand
Model	Isotropic elastic	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
E (kPa)	2000000	5000	50000
c (kPa)	-	3	0.1
ν	0.3	0.3	0.3
ϕ (°)	-	20	45
ψ (°)	-	0.1	10
K_0	1.0	0.65	0.5
γ (kN/m ³)	25	18	20

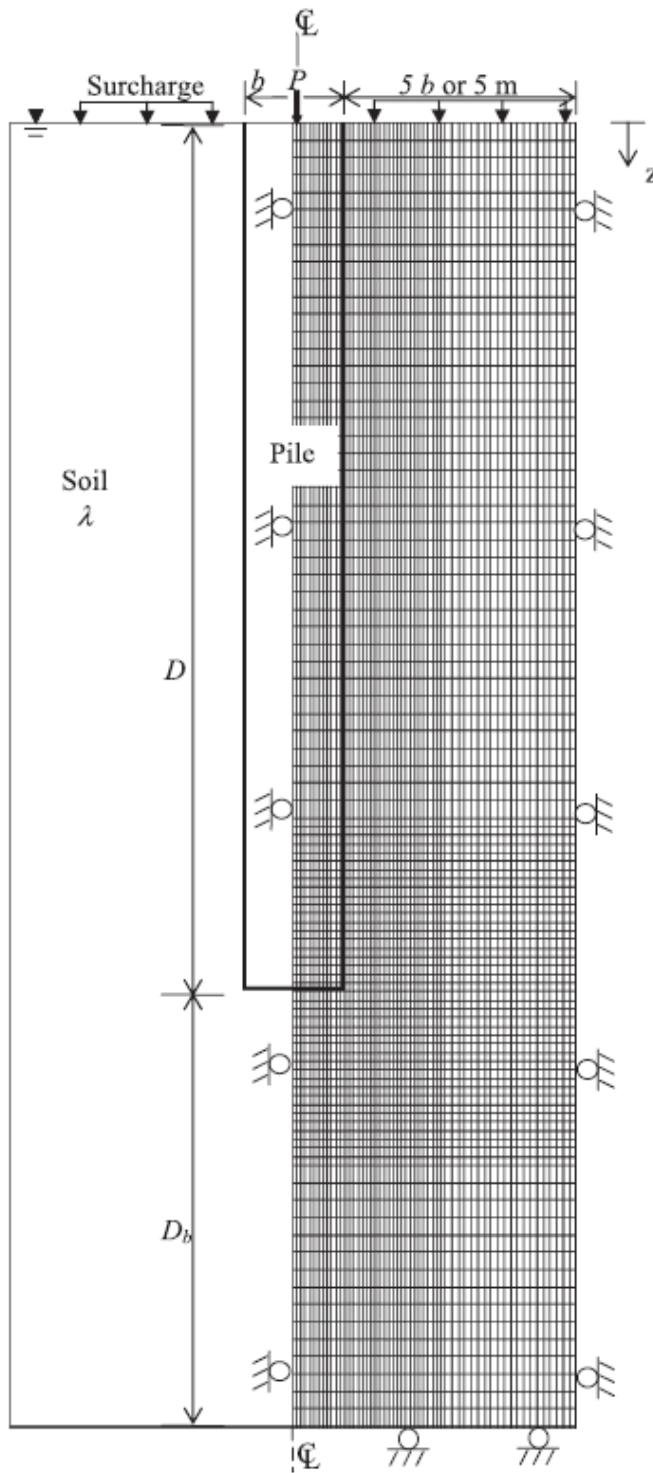


圖 2.1 數值模型 (Sun et al., 2015)

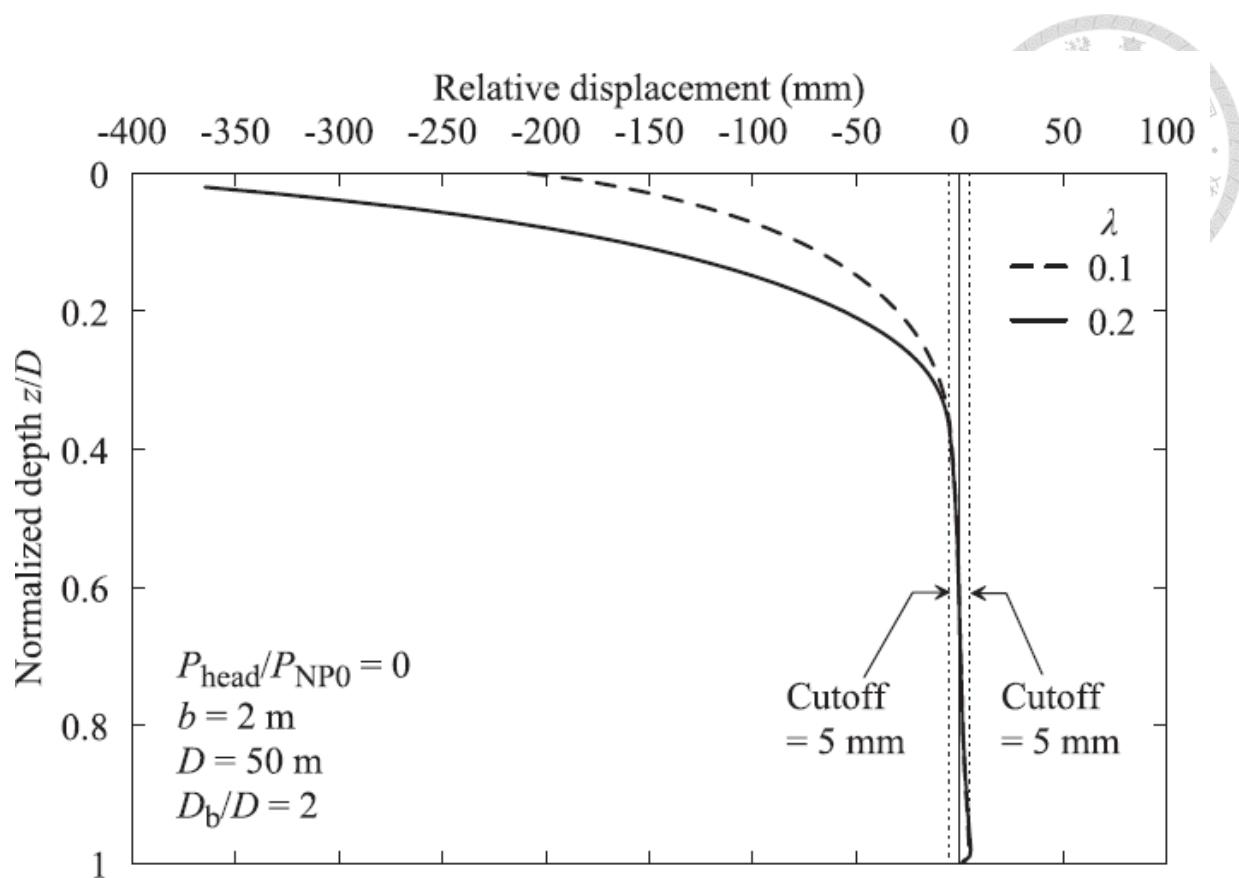


圖 2.2 土壤壓縮性對樁土相對位移量之影響 (Sun et al., 2015)

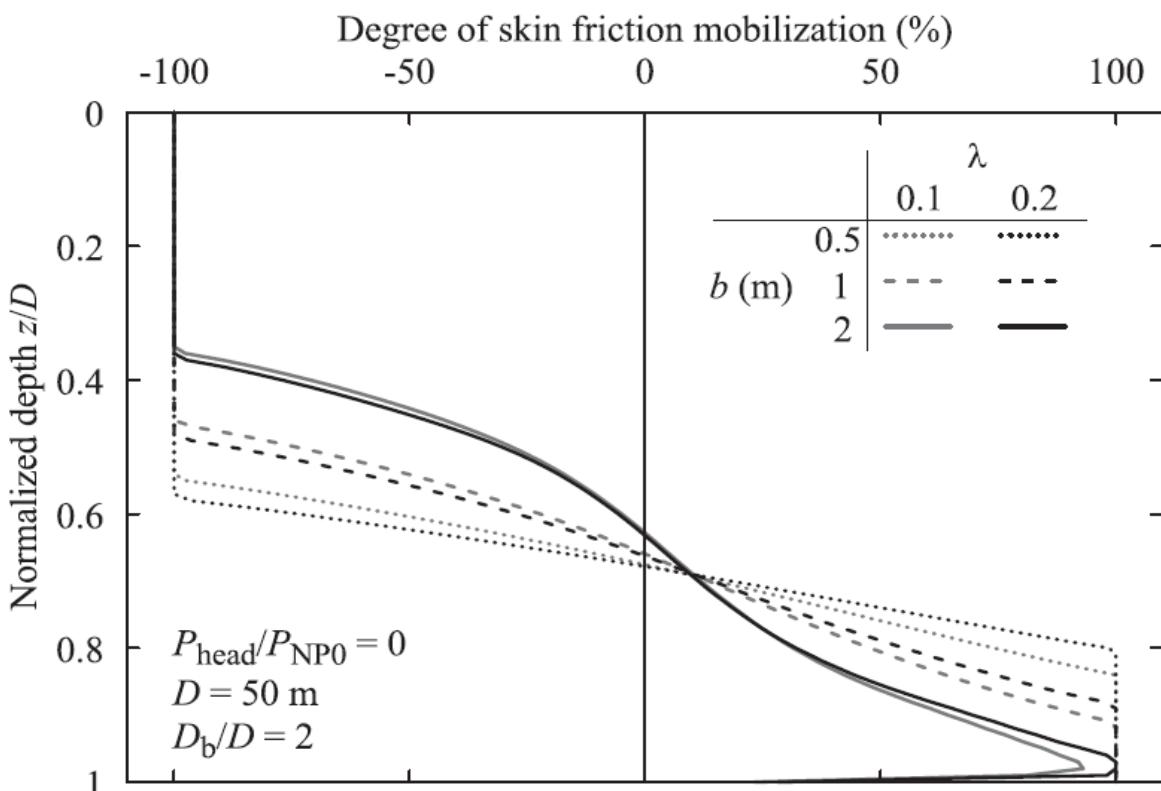


圖 2.3 土壤壓縮性與樁直徑對樁身表面摩擦力之影響 (Sun et al., 2015)

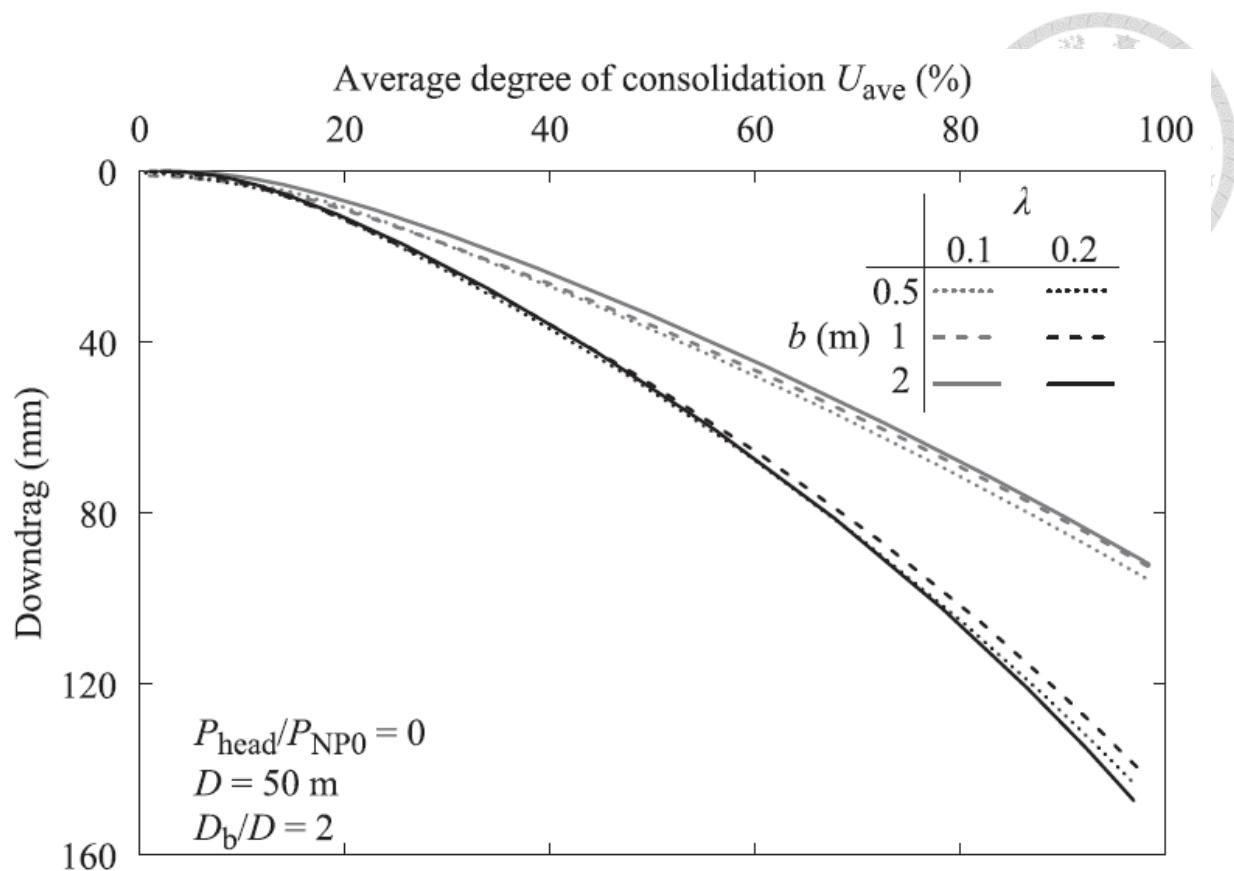


圖 2.4 土壤壓縮性與樁直徑對樁變位之影響 (Sun et al., 2015)

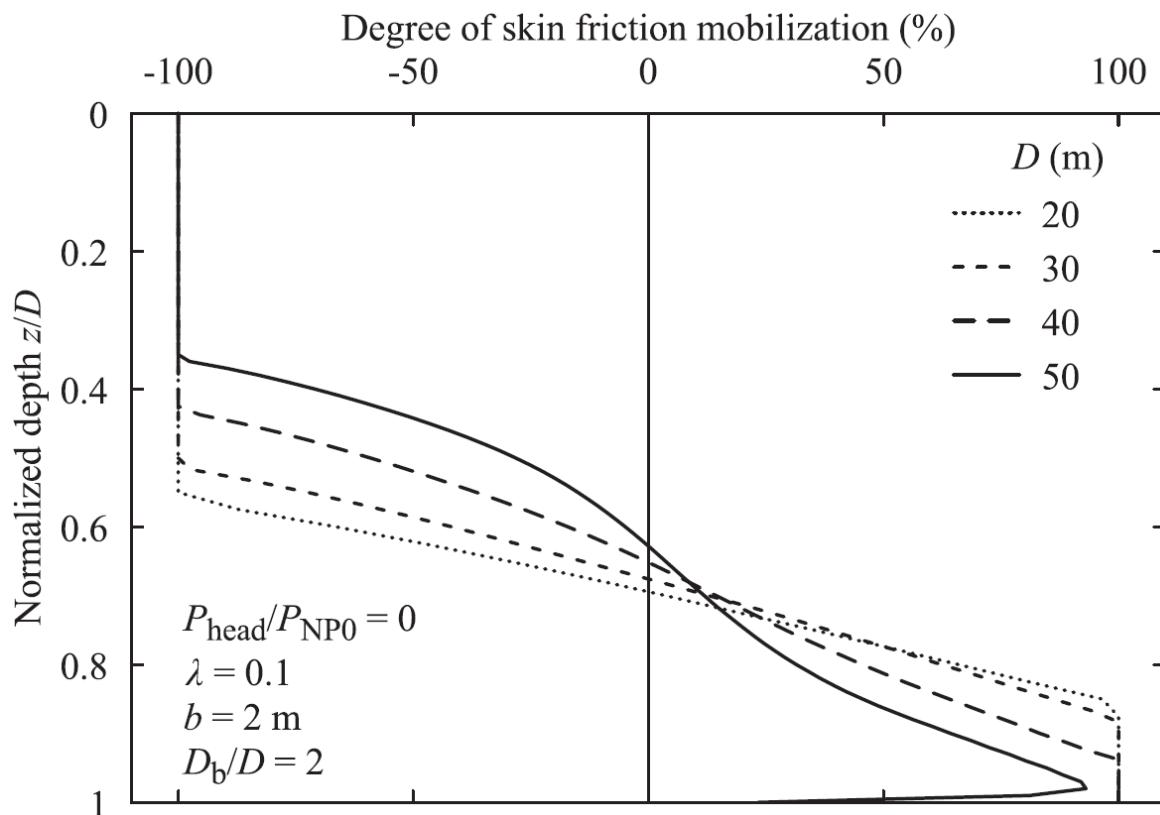


圖 2.5 樁長對樁身表面摩擦力發展之影響 (Sun et al., 2015)

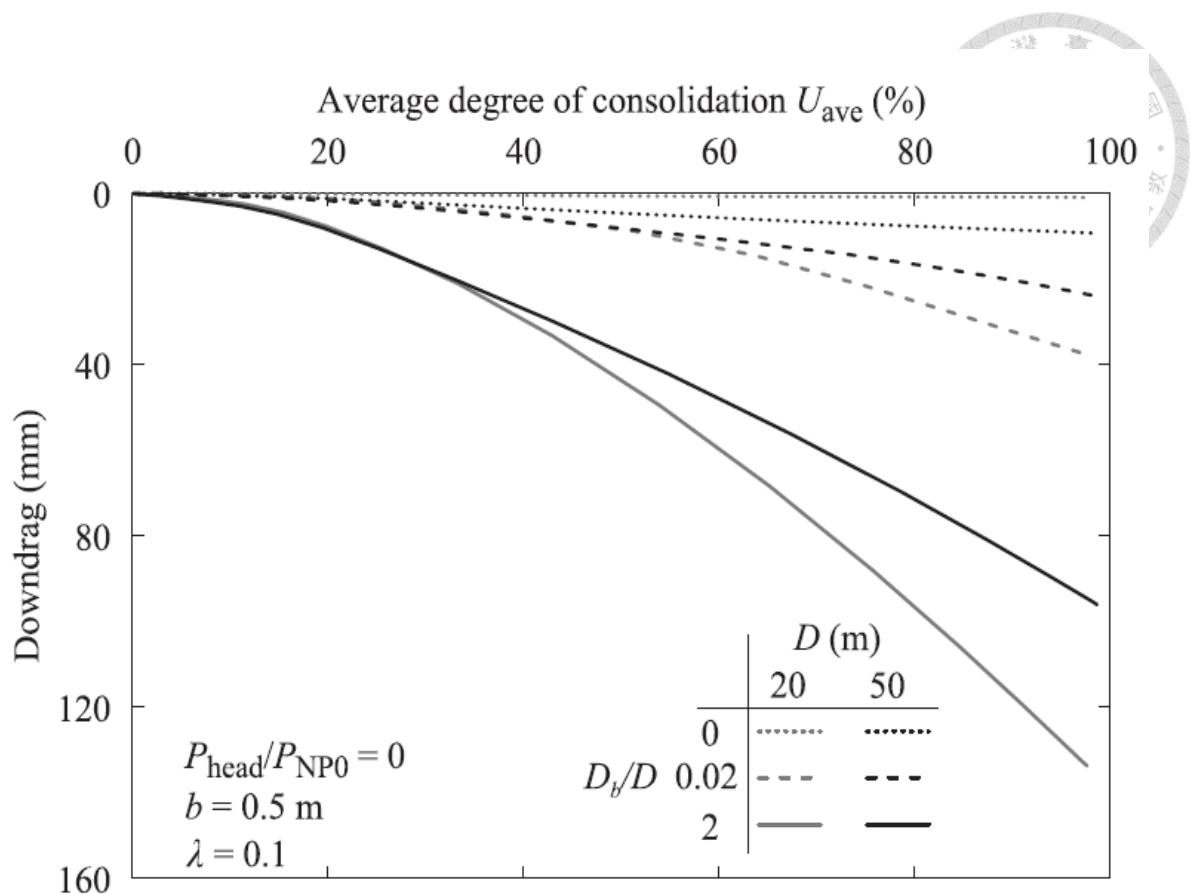


圖 2.6 樁長與樁底部下方可壓縮層厚度對樁變位之影響 (Sun et al., 2015)

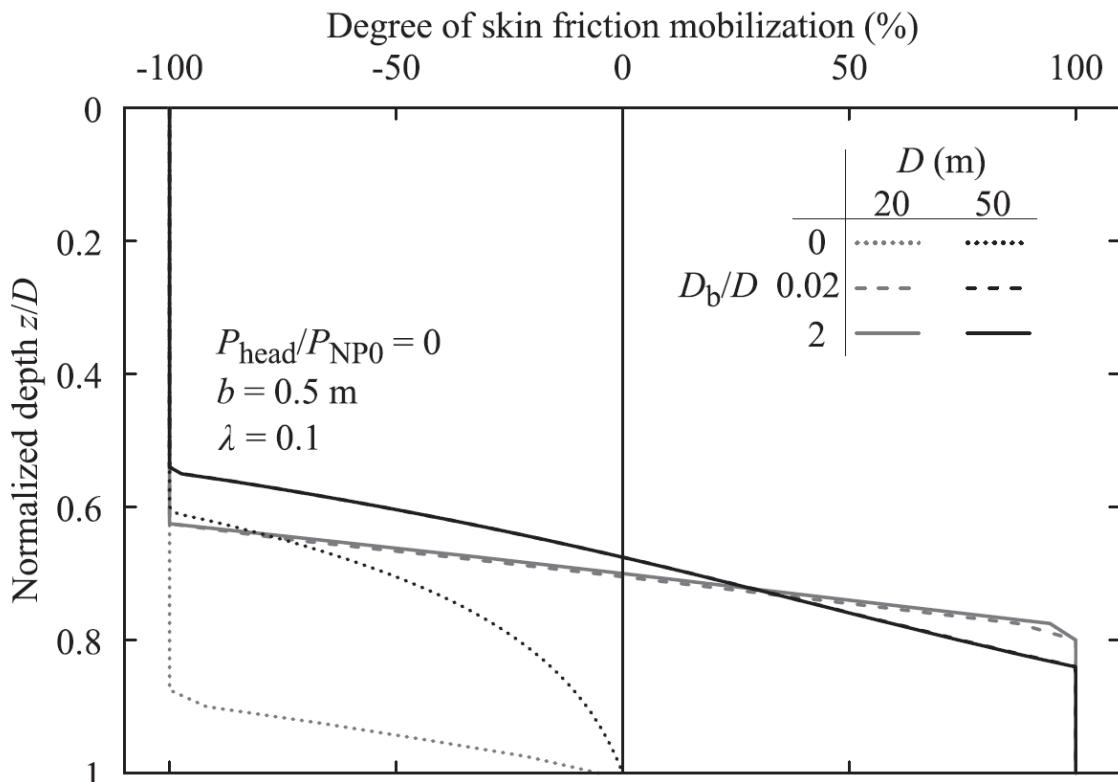


圖 2.7 樁底部下方可壓縮層厚度對樁身表面摩擦力之影響 (Sun et al., 2015)

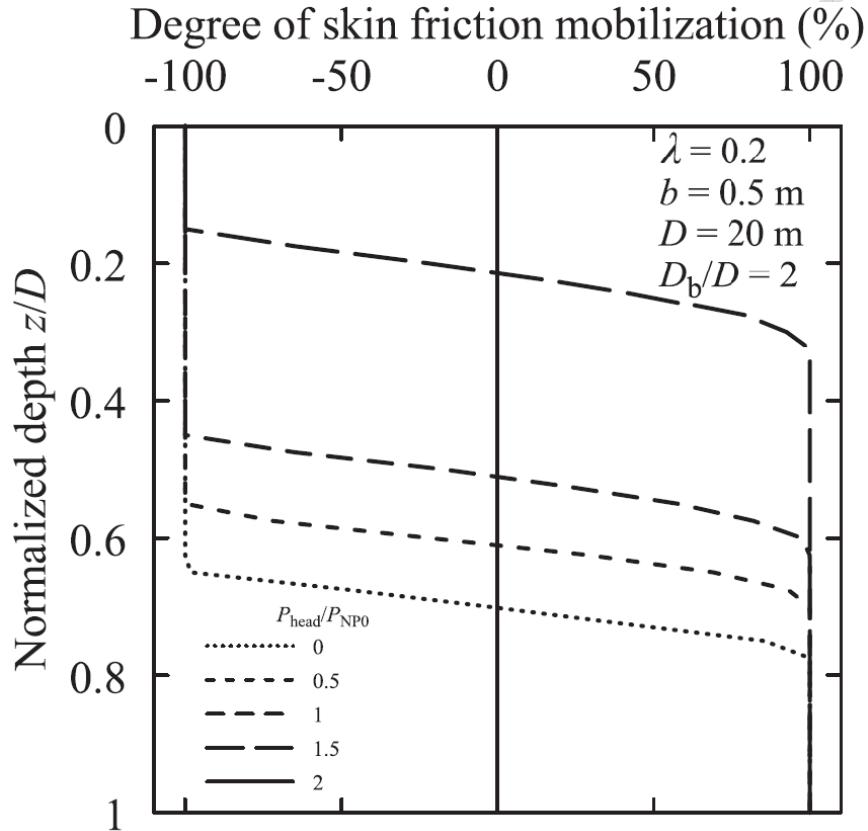


圖 2.8 桿頭力大小對樁身表面摩擦力發展之影響-小直徑短樁 (Sun et al., 2015)

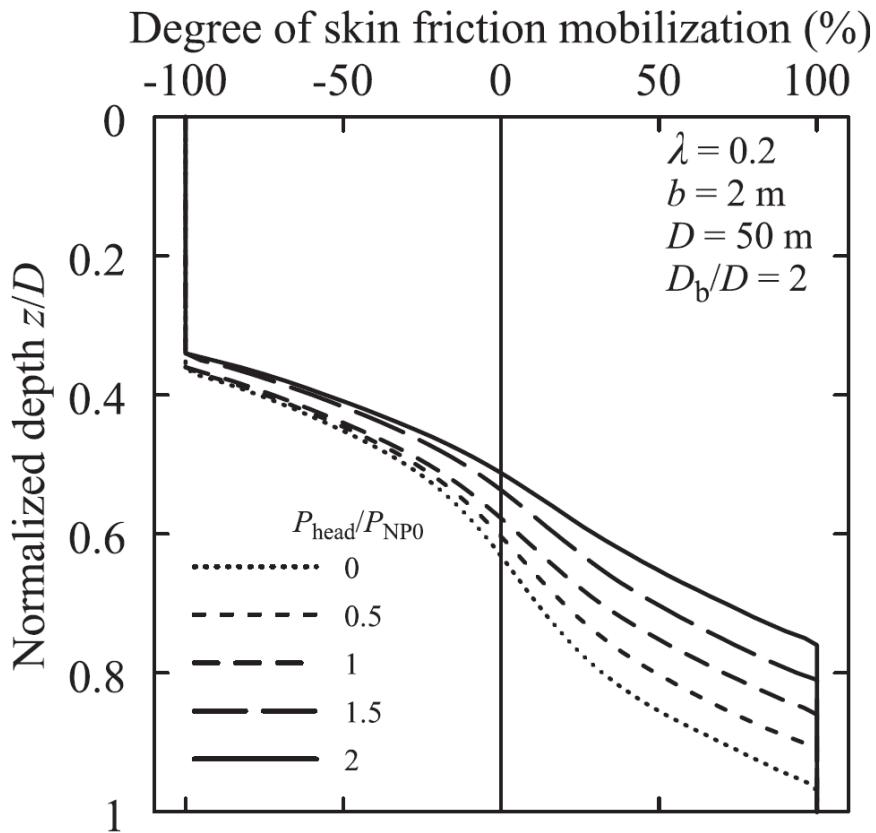


圖 2.9 桿頭力大小對樁身表面摩擦力發展之影響-大直徑長樁 (Sun et al., 2015)

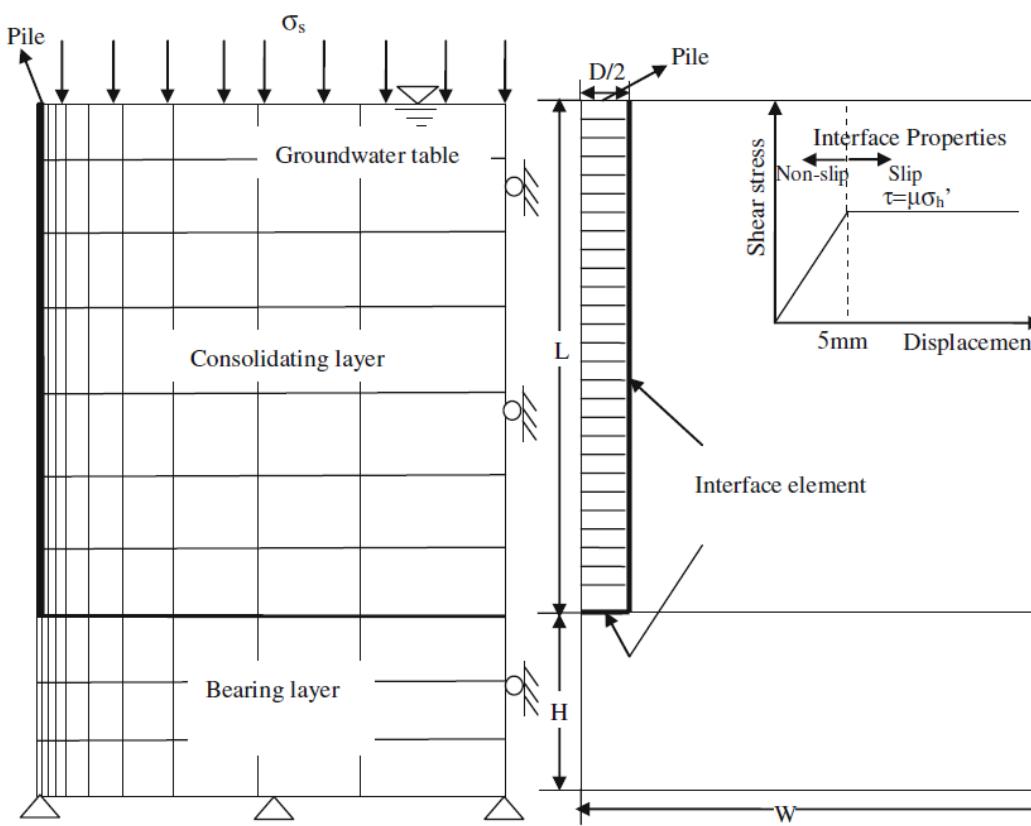


圖 2.10 數值模型 (Liu et al., 2012)

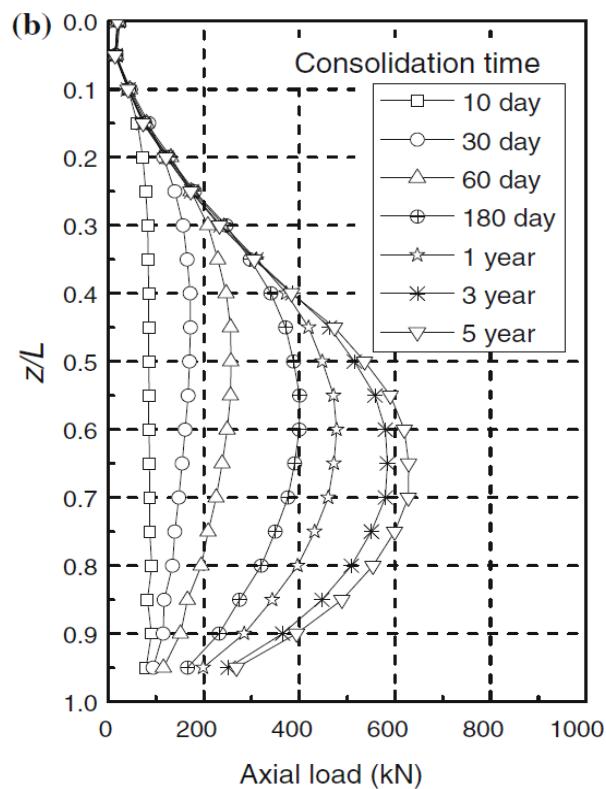


圖 2.11 單向排水樁身軸力隨時間之發展 (Liu et al., 2012)

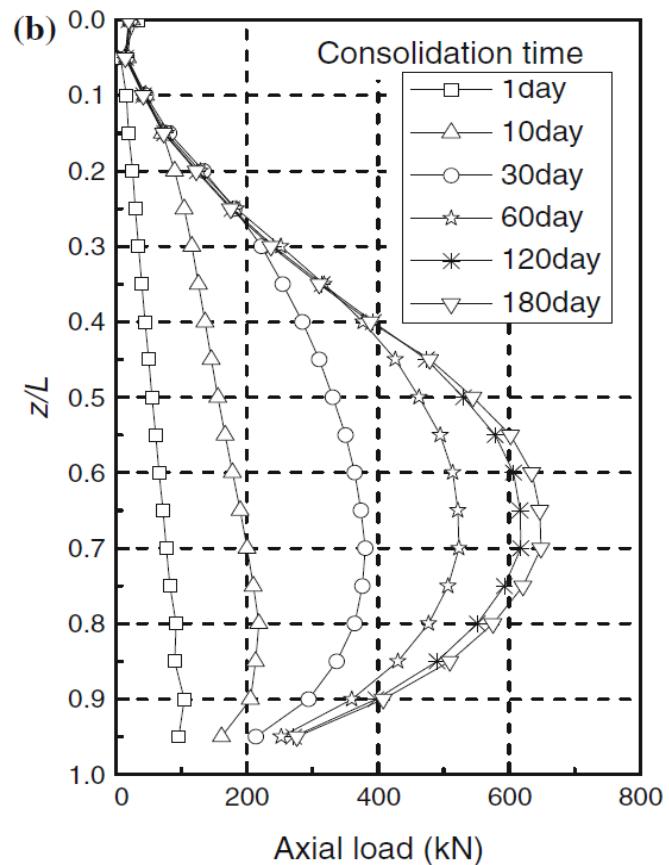


圖 2.12 雙向排水樁身軸力隨時間之發展 (Liu et al., 2012)

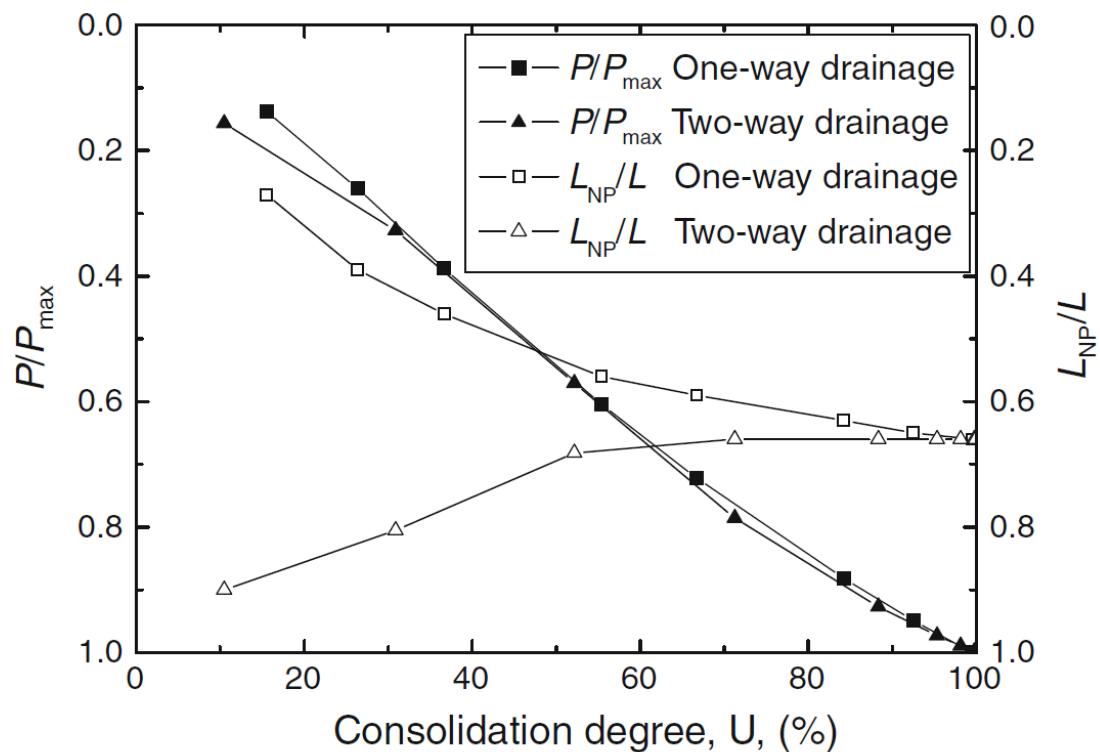


圖 2.13 單雙向排水最大軸力與中立點位置隨壓密度之比較 (Liu et al., 2012)

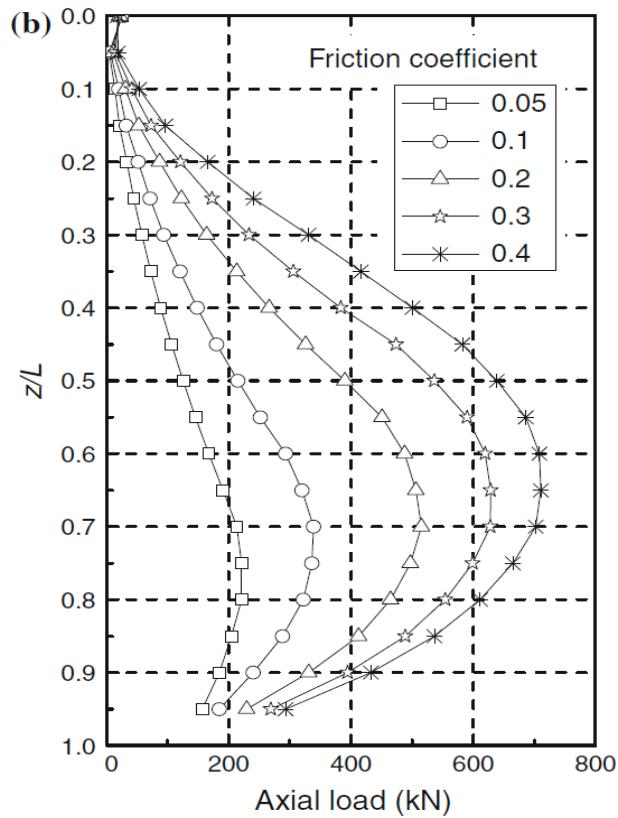


圖 2.14 界面摩擦係數對樁身軸力之影響 (Liu et al., 2012)

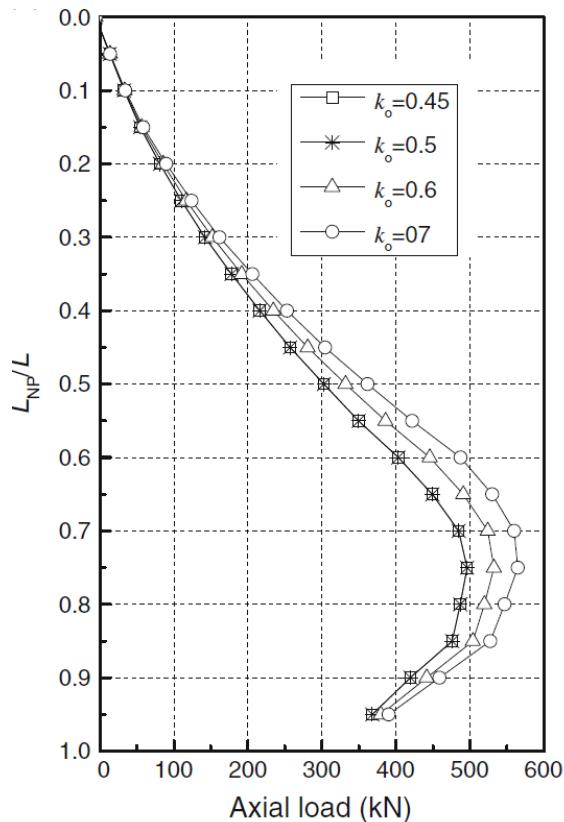


圖 2.15 側向土壓力係數對樁身軸力之影響 (Liu et al., 2012)

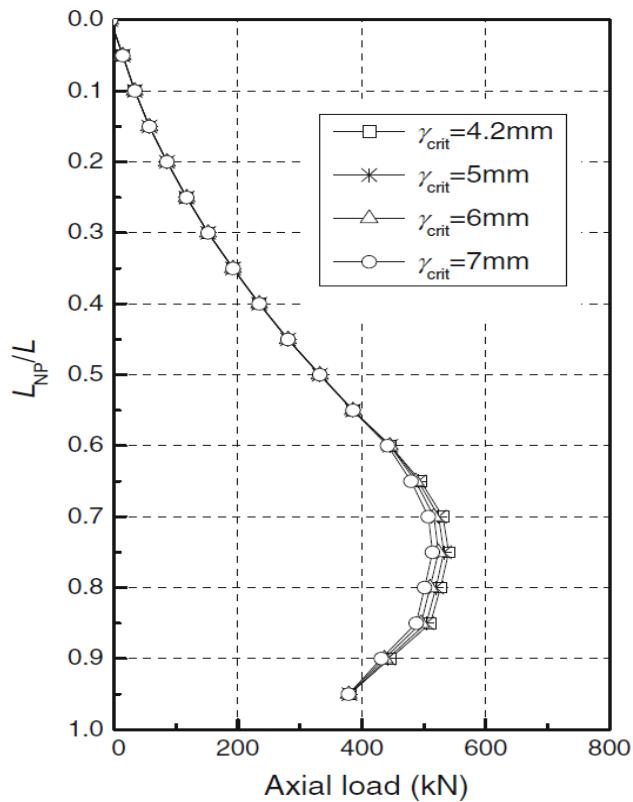


圖 2.16 樁土間發展全額摩擦力之相對位移影響 (Liu et al., 2012)

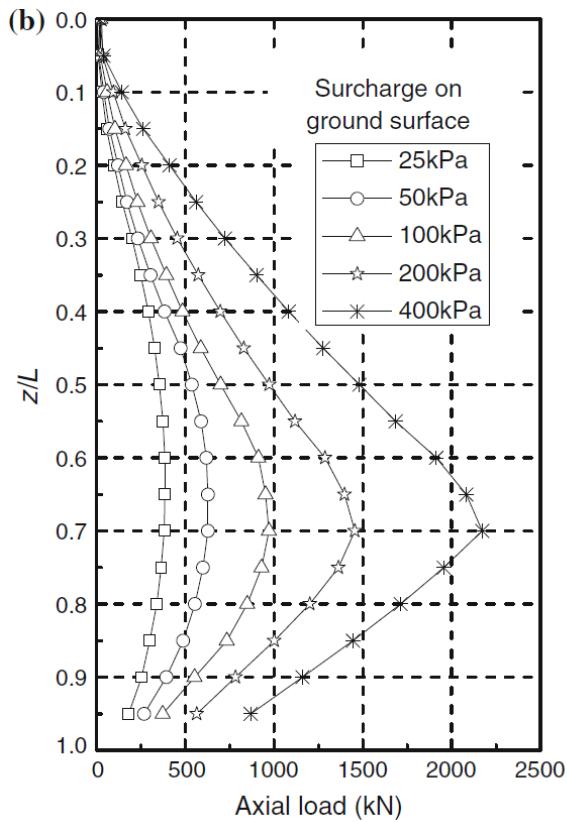


圖 2.17 地表載重大小之影響 (Liu et al., 2012)

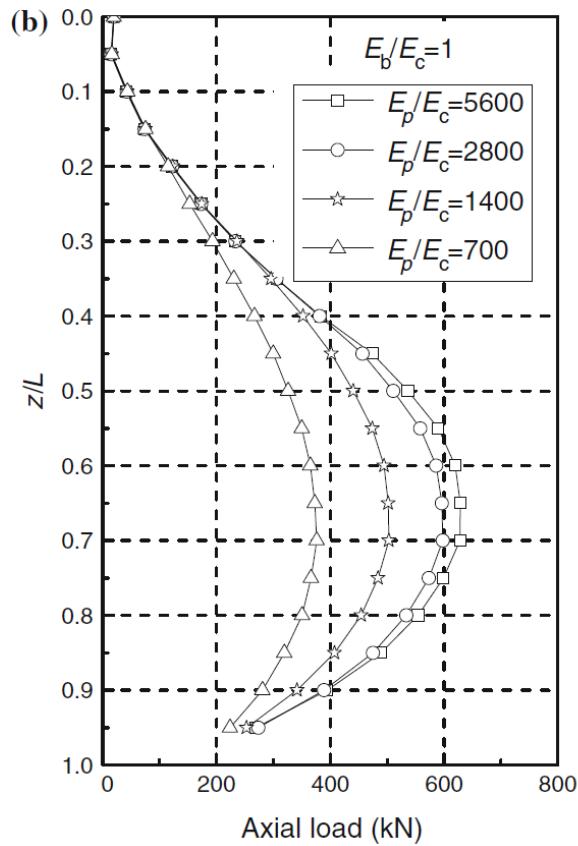


圖 2.18 植土間相對勁度之影響 (Liu et al., 2012)

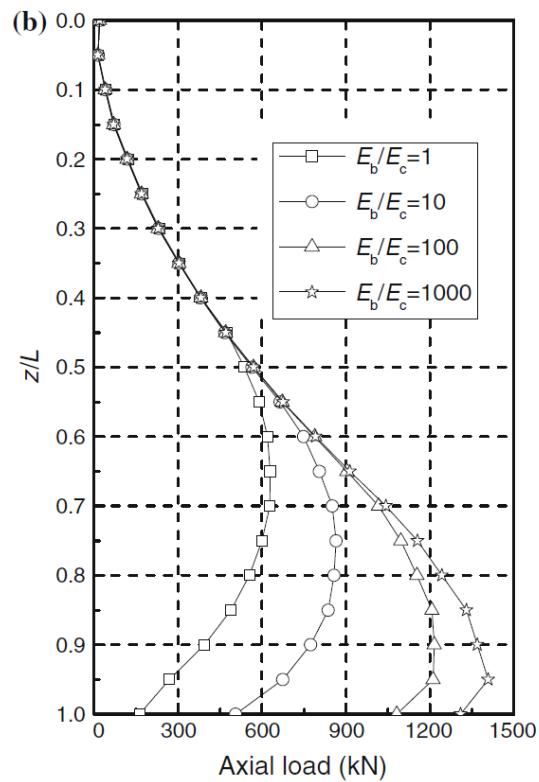


圖 2.19 承載層勁度之影響 (Liu et al., 2012)

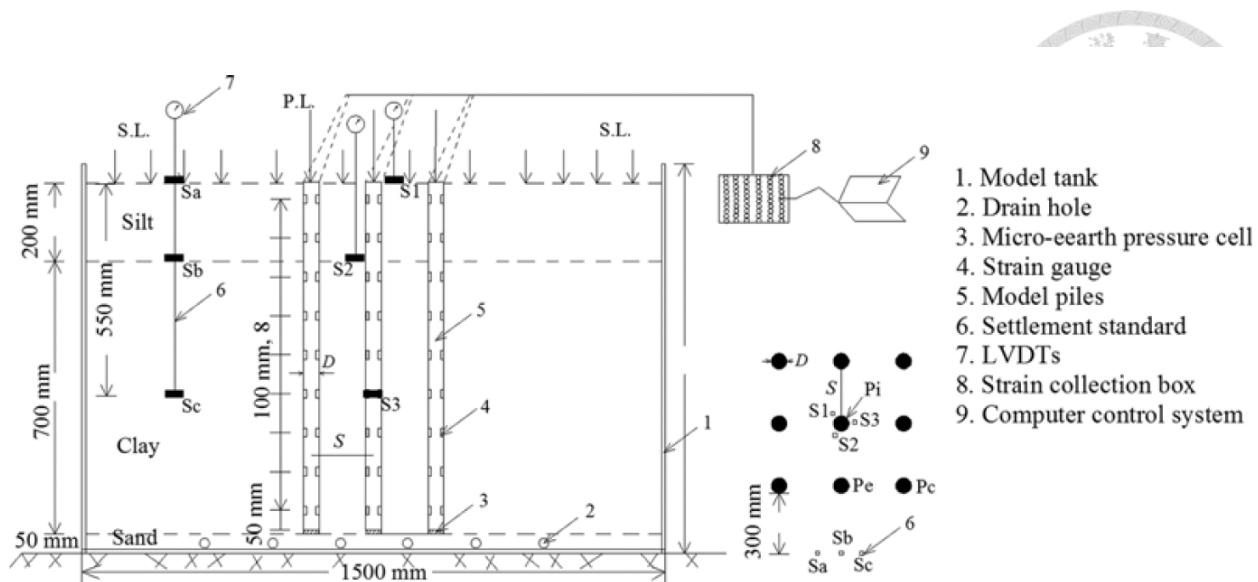


圖 2.20 模型試驗 (Kong et al., 2015)

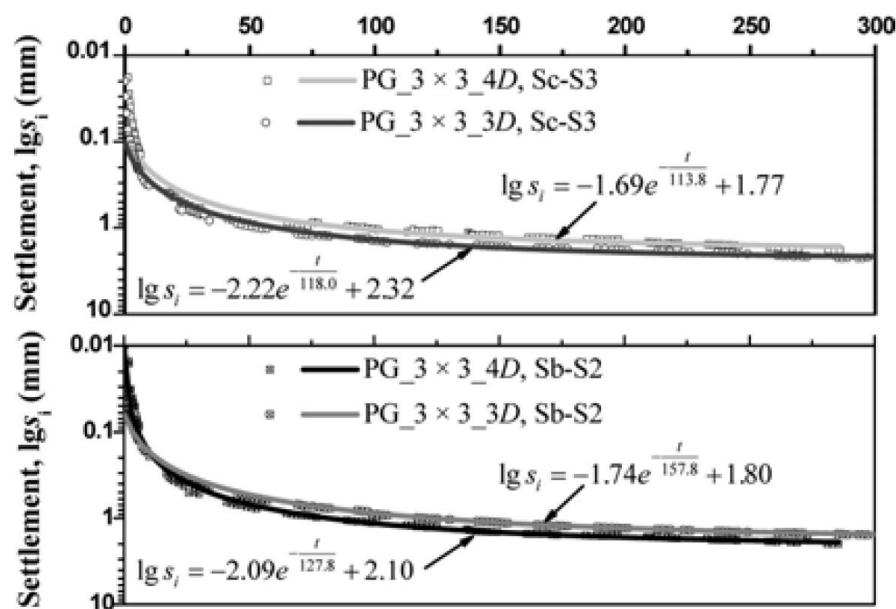


圖 2.21 群樁內外土壤差異沉陷量 (Kong et al., 2015)

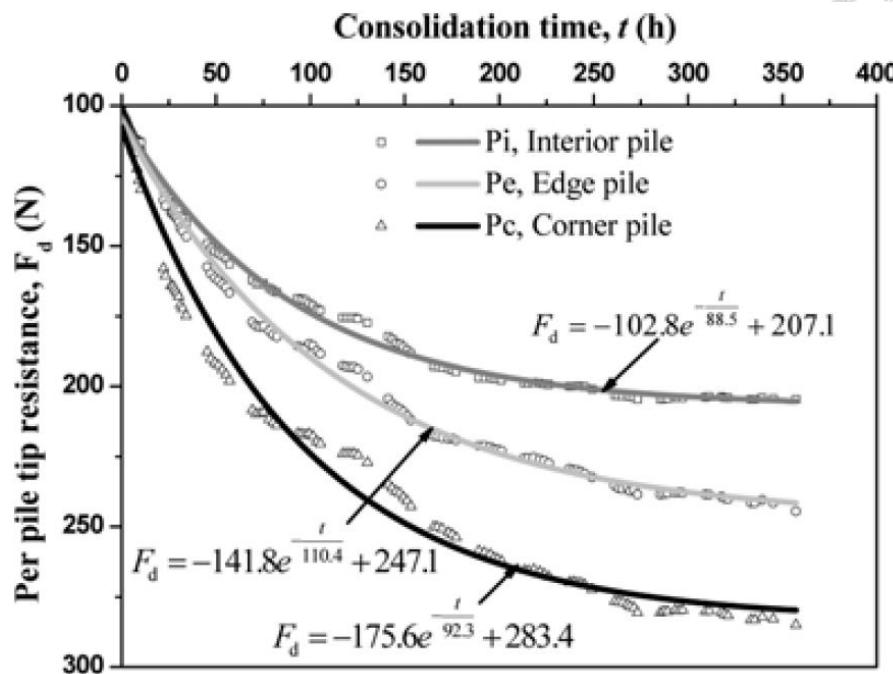


圖 2.22 群樁中各樁之樁尖阻抗力 (Kong et al., 2015)

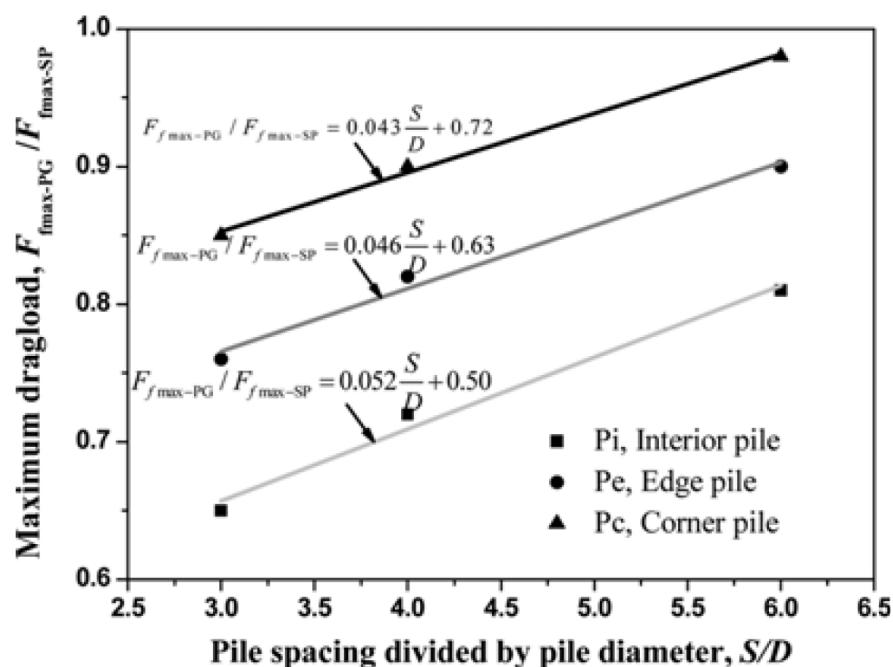


圖 2.23 正規化最大樁軸力與樁間距之關係 (Kong et al., 2015)

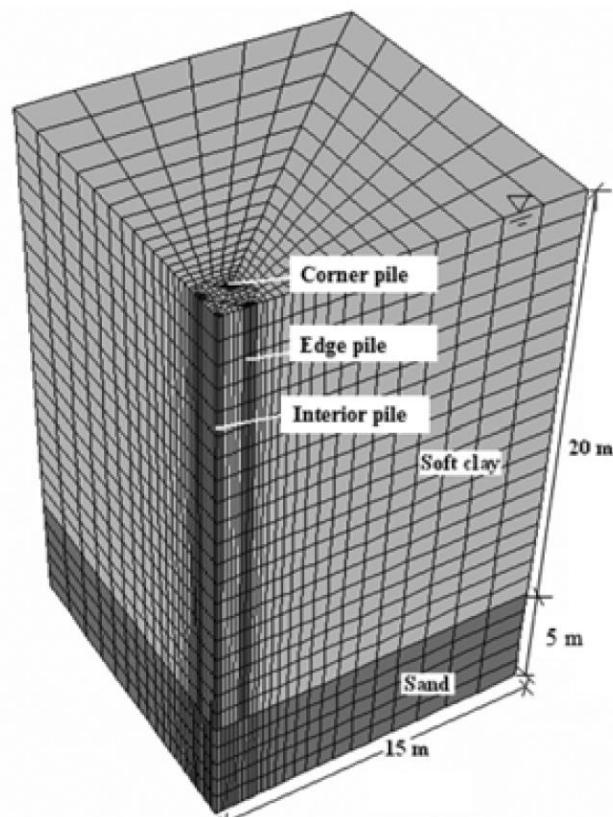


圖 2.24 參數研究之模型 (Kong et al., 2015)

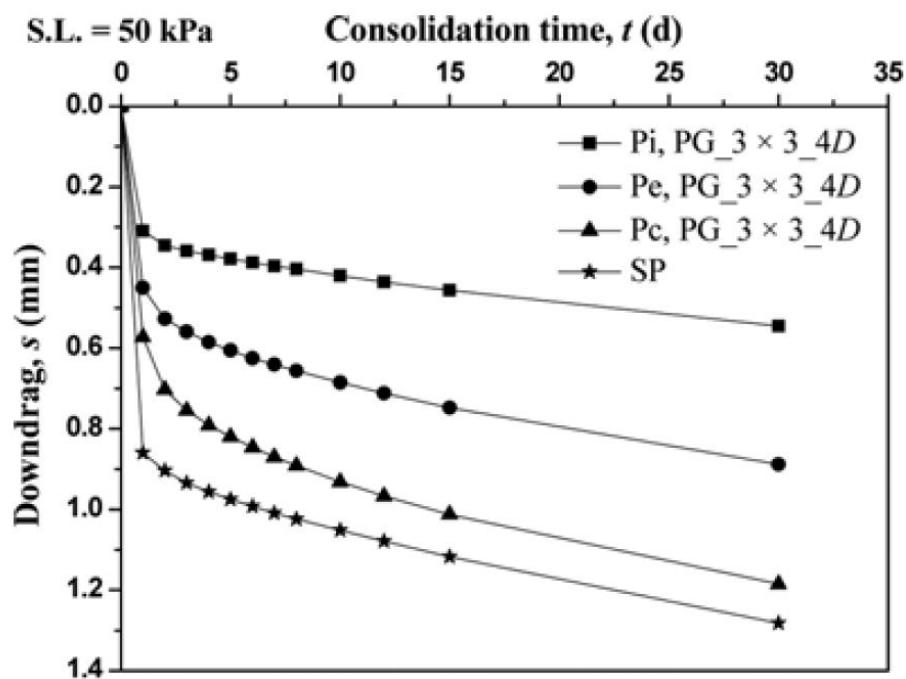


圖 2.25 群樁中各位置樁之變位發展 (Kong et al., 2015)

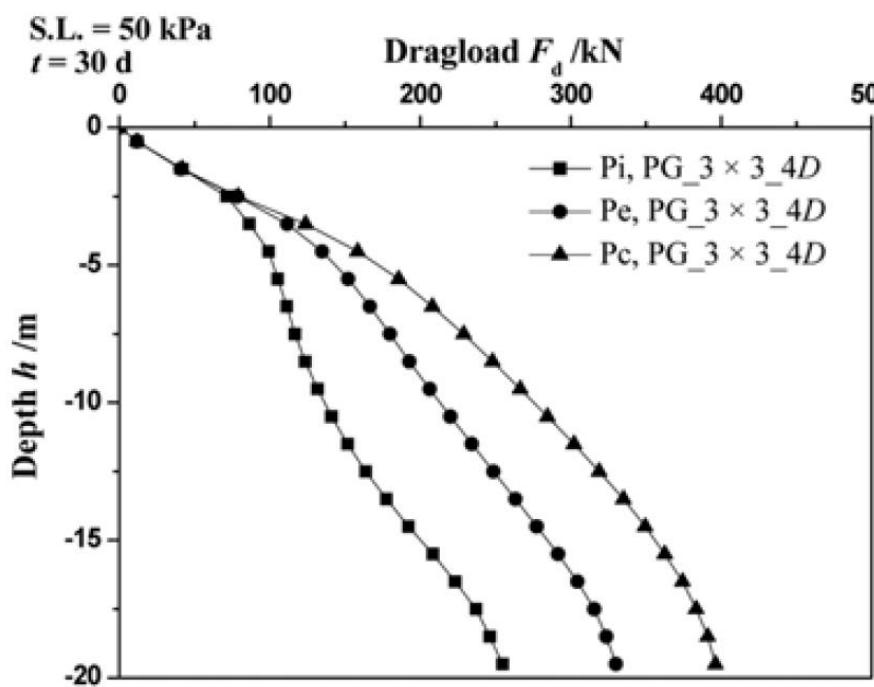


圖 2.26 群樁中各位置樁對樁身軸力之影響 (Kong et al., 2015)

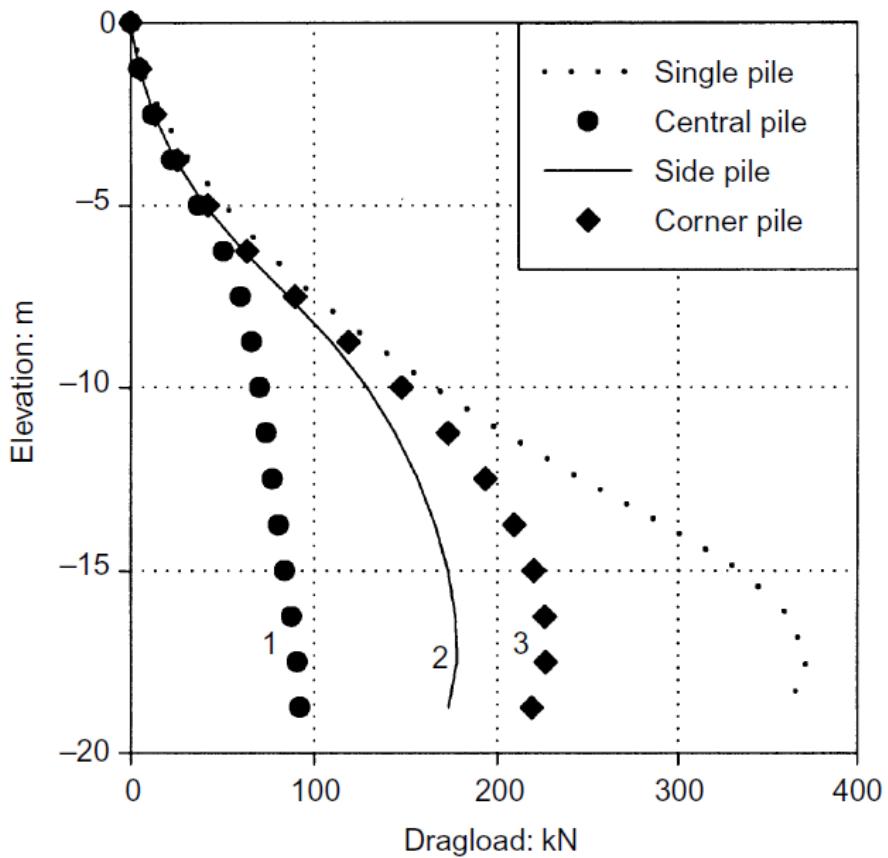


圖 2.27 群樁中各位置樁對樁身軸力之影響 (Lee et al., 2002)

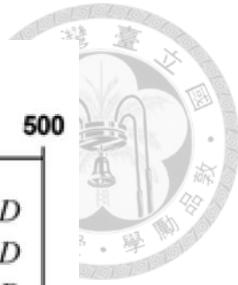
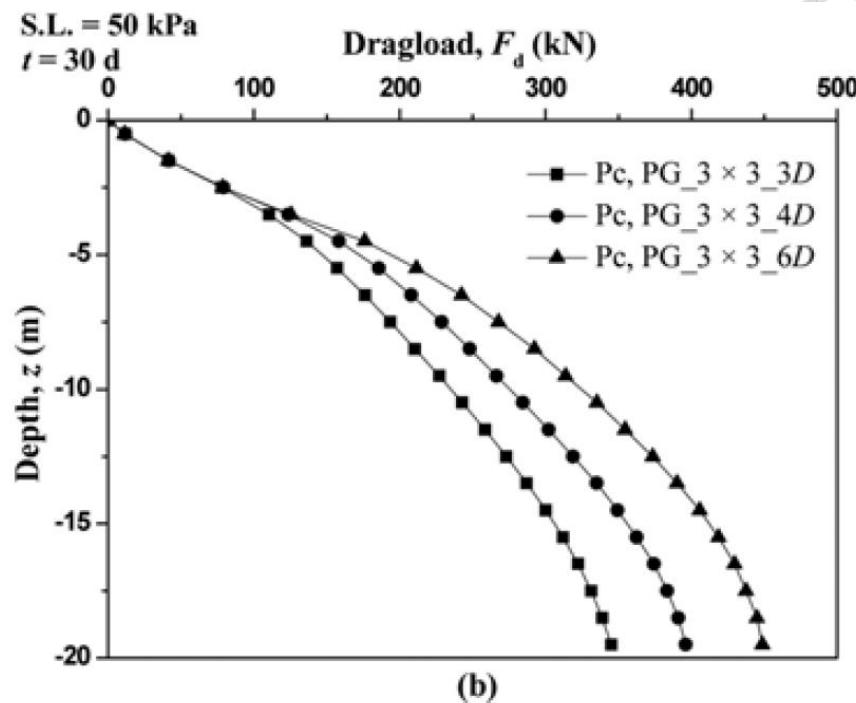


圖 2.28 群樁樁間距對樁身軸力之影響 (Kong et al., 2015)

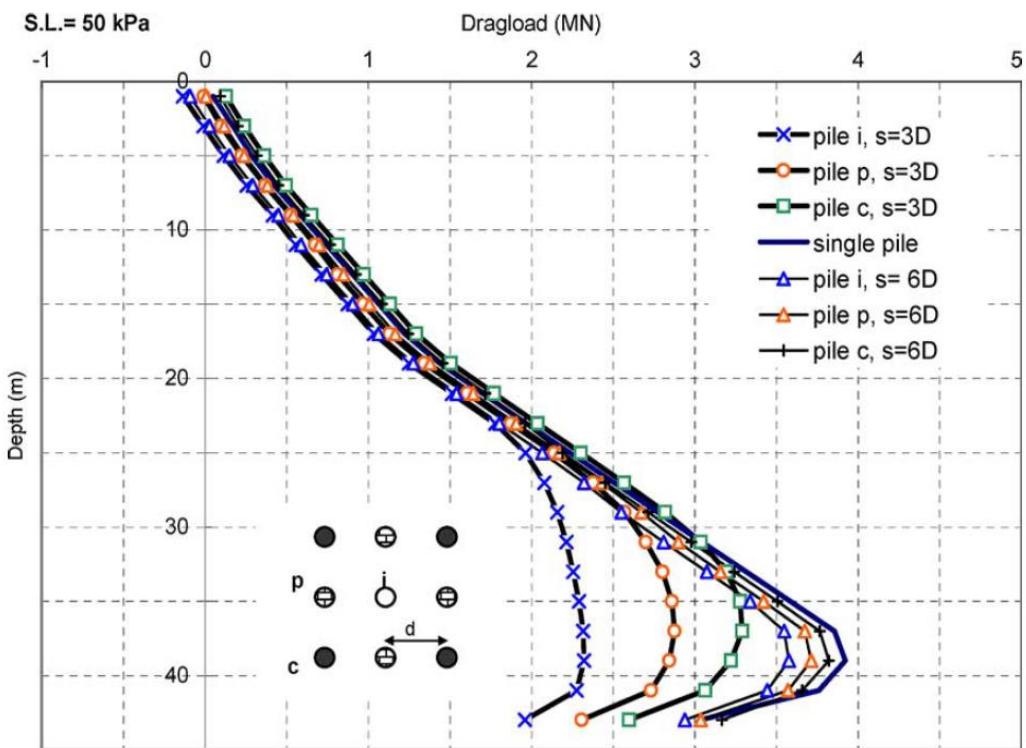


圖 2.29 不同樁間距與不同位置樁之樁軸力 (Comodromos et al., 2005)

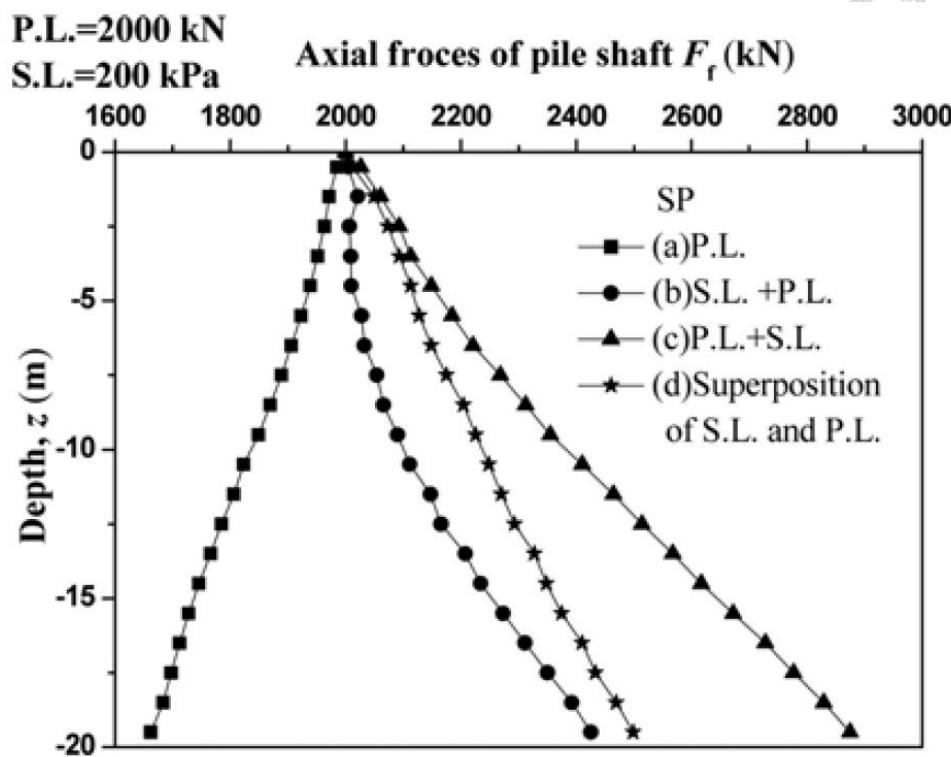


圖 2.30 施加力量順序對單樁負摩擦力行為影響 (Kong et al., 2015)

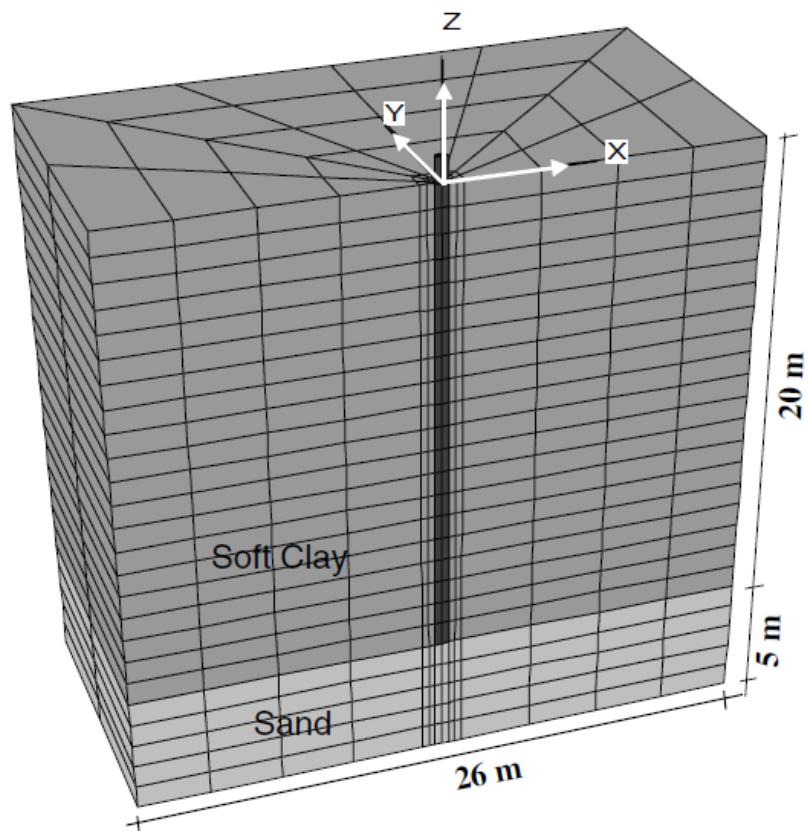


圖 2.31 數值模擬模型 (Lee et al., 2002)

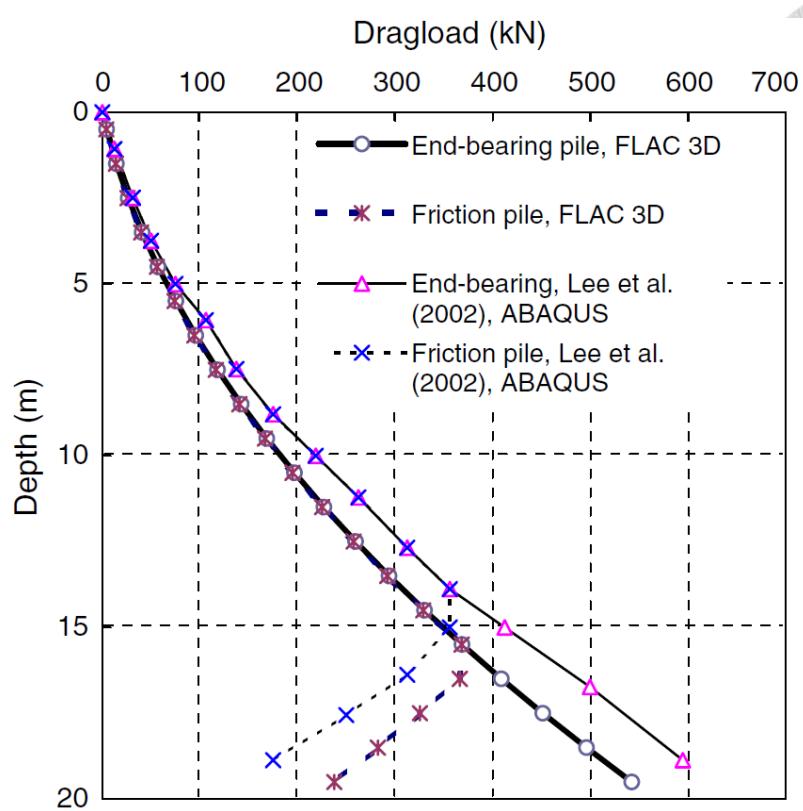


圖 2.32 摩擦樁與點承樁之樁軸力比較圖 (Lee et al., 2002、Comodromos et al., 2005)

三、土壤元素試驗模擬



本研究將採用有限元素法對於基樁的負摩擦力行為進行模擬，因基樁的負摩擦力行為是由於周圍土層的壓縮而產生樁土間相對位移，因此土壤的行為將會影響分析之負摩擦力結果。於模擬基樁負摩擦力行為之前，進行土壤元素試驗模擬以確認兩種土壤組成模式對於黏性土壤行為之掌握性與合適性。模擬正常壓密黏土與過壓密黏土的行為，包含三軸壓密排水試驗(Triaxial consolidated drained test)與三軸壓密不排水試驗(Triaxial consolidated undrained test)，本章節將針對此部分的結果進行介紹。

3.1 數值分析軟體介紹

本研究採用的是有限元素法軟體 ABAQUS，為 SIMULIA 公司所提供的套裝軟體，軟體針對不同工程提供了不同的模組，除了能解決土木工程上的結構(應力/應變)與土壤力學問題(流體滲透/應力耦合分析)，還可以用來模擬熱傳、熱電耦合分析、聲學分析與流體力學分析…等。

常用的兩個分析模組為 ABAQUS/Standard 與 ABAQUS/Explicit，ABAQUS/Standard 能有效模擬線性和非線性工程上的問題，可以廣泛運用於解釋各種物理現象，例如：靜力、動力與熱傳導。另外，也可用來解決不同現象間的相互作用，如：熱固耦合、熱電耦合等分析也能夠進行模擬。ABAQUS/Explicit 適用於模擬高度非線性動力學，專門用於瞬時的動態現象，例如：衝擊或爆炸的問題。ABAQUS/Explicit 中的自我調整網格功能使之能夠模擬材料發生嚴重變形的問題。

本研究使用的版本為 ABAQUS 6.14-1，以 ABAQUS/CAE 進行建模，並採用 ABAQUS/Standard 分析模組進行分析。



3.2 土壤元素試驗模型建立

3.2.1 模型基本假設

土壤元素模型中，假設土壤為均質(Homogeneous)、均向(Isotropic)的彈塑性材料，彈性部分遵守 Porous elastic 模式，塑性部分遵守 Critical state plasticity 模式或是 Drucker-Prager/Cap 模式。由於本研究是探討基樁的負摩擦力行為，與土壤的壓密排水有關。為了考慮超額孔隙水壓的激發與消散隨時間的變化，因此採用暫態壓密(Transient consolidation)分析。在分析模型中，假設土壤完全飽和以簡化分析。

3.2.2 材料組成模式

(1) 彈性材料組成模式

彈性部分在本研究中為了考慮大地材料在彈性階段也會有隨孔隙壓縮的非線性應力應變行為，採用 Porous elastic 模式。此組成模式可以單獨使用也可以與某些塑性組成模式一起使用，適用於小彈性應變(一般小於 5%)。通常假設材料的彈性部分體積變化與等效壓應力(p)的對數成正比，如圖 3.1 所示，其關係式如式(3.1):

$$\frac{\kappa}{(1+e_0)} \ln\left(\frac{p_0 + p_t^{el}}{p + p_t^{el}}\right) = J^{el} - 1 \quad (3.1)$$

式中，

κ 為對數統體模數(Logarithmic bulk modulus);

p 為等效壓應力(Equivalent pressure stress)， $p = \frac{1}{3}(\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33})$ ；

p_t^{el} 為材料的極限彈性拉力強度；

J^{el} 為彈性部分體積與原始狀態體積比(Elastic volumetric strain)， $J^{el} = \frac{1+e^{el}}{1+e_0}$ ；

p_0 為初始等效壓應力(initial equivalent pressure)，可以透過 Edit keyword 的視窗輸入初始狀態給定初始等效壓應力；



e_0 為初始孔隙比，可以透過 Edit keyword 的視窗輸入初始狀態給定初始孔隙比。

設定上分為兩種型式：

(1) 定義剪切模數型式

給定材料的剪切模數(G)，而軸差應力(S)與總彈性體積應變(e^{el})的關係為 $S = 2Ge^{el}$ 。

(2) 定義柏松比型式

給定材料的柏松比(ν)，ABAQUS 會根據瞬時的彈性體積應變與給定的柏松比根據式(3.2)計算切線剪力模數：

$$G = \frac{3(1-2\nu)(1+e_0)}{2(1+\nu)\kappa} (p + p_t^{el}) \exp(\varepsilon_{vol}^{el}) \quad (3.2)$$

式中，

$$\varepsilon_{vol}^{el} = \ln(J^{el})$$

由此種型式定義，隨材料產生壓縮體積應變的增加而逐漸增加，切線剪力模數逐漸增加，透過積分 $dS = 2Gde^{el}$ 得到總應力應變關係式。

(2) 塑性材料組成模式

ABAQUS 提供許多不同的塑性土壤組成模式，本研究中採用兩種模式，分別為 Critical state plasticity 模式與 Modified Drucker-Prager/Cap 模式，下列對此兩種塑性組成模式進行說明。

(1) Critical state plasticity 模式

Critical state plasticity 模式即為 Modified cam clay 模型 (MCCM)，透過降伏函數來定義材料的非線性行為，該降伏函數與第三應力不變量有關，塑性應變的發展採用諧和流動法則 (Associated flow rule)，並採用應變硬化 (Strain hardening) 理論，根據產生的非彈性體積應變大小來改變降伏面的大小，應力路徑最終達到臨界狀態線。

$$\frac{1}{\beta^2} \left(\frac{p}{a} - 1 \right)^2 + \left(\frac{t}{Ma} \right)^2 - 1 = 0 \quad (3.3)$$



式(3.3)定義了該模型在 $p-t$ 平面中的降伏面，如圖 3.2 所示，其中：

$$t = \frac{1}{2}q \left[1 + \frac{1}{K} - (1 - \frac{1}{K}) \left(\frac{r}{q} \right)^3 \right];$$

q 為 Mises 應力不變量， $q = \sqrt{\frac{3}{2} S : S}$ ；

r 為第三應力不變量， $r = \left(\frac{9}{2} S : S \cdot S \right)^{\frac{1}{3}}$ ；

M 用來定義臨界狀態線的斜率，三軸壓縮試驗可根據 $M = \frac{6\sin\phi}{3 - \sin\phi}$ 計算；

a 用以定義降伏面的大小；

K 為三軸伸張試驗 (Triaxial extension test) 與三軸壓縮試驗 (Triaxial compression test) 之強度比值，用來控制中間主應力 (Intermediate principle stress) 的影響，為了使降伏面在軸差主應力平面 (Deviatoric principle stress plane) 中為凸面，因此 K 值的合理範圍需在 $0.778 \leq K \leq 1$ ，如圖 3.3 所示；

β 用來定義降伏面形狀，在臨界狀態線的左側 ($t > M_p$)，亦可稱作乾側， β 為 ABAQUS 預設值為 1；而在右側 ($t < M_p$)，亦可稱作濕側， β 可設定不為 1。因此在設定參數時，僅能改變臨界狀態線濕側的降伏面形狀。

ABAQUS/Standard 中可採用指數 (Exponential) 函數的硬化 (Hardening) 準則，則材料彈性部分的行為則需透過 Porous elastic 進行定義。根據指數函數硬化準則，根據公式 (3.4) 計算降伏面大小：

$$a = a_0 \exp \left[(1 + e_0) \frac{1 - J^{pl}}{\lambda - \kappa J^{pl}} \right] \quad (3.4)$$

式中：

J^{pl} 為非彈性部分體積與原始狀態體積比 (Plastic volumetric strain)；

κ 為對數統體模數，定義 Porous elastic 材料行為；

λ 為塑性對數統體模數 (Logarithmic plastic bulk modulus)，定義 Critical state plasticity 材料行為；

a_0 為初始降伏面大小，其大小可以由兩種方式決定。第一種可以由使用者自行給定，定義初始降伏面大小。第二種可以透過給定 Normal consolidation line 在 e 軸的截距 (e_1)，如圖 3.4 所示。ABAQUS 會根據給定的初始狀態 (p_0, e_0) 與材料參數 (κ, λ)，由下列公式 (3.5) 計算初始降伏面大小：

$$a_0 = \frac{1}{2} \exp \left[\frac{e_1 - e_0 - \kappa \ln p_0}{\lambda - \kappa} \right] \quad (3.5)$$

上式中， p_0 為等效靜水壓應力初始值 (Equivalent hydrostatic pressure stress)，可根據初始狀態的 p' 與 q 轉為等效均向壓應力值 p_0 ，計算公式 (3.6) 如下：

$$p_0 = \frac{q^2}{M^2 p'} + p' \quad (3.6)$$

p' 為初始的等效壓應力， $p' = \frac{1}{3}(\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33})$ ；

q 為初始狀態的軸差應力， $q = \sigma_{33} - \sigma_{11}$ 。

(2) Modified Drucker-Prager/Cap 模式

Modified Drucker-Prager/Cap 模式係由 Drucker-Prager 模式延伸而得，與 Drucker-Prager 模式不同的是 Cap 模型中考慮降伏強度隨圍壓增加而增加的行為。Modified Drucker-Prager/Cap 模式中，剪力破壞準則採用線性 Drucker-Prager 模式，模型是一條線性剪切降伏面，如圖 3.5 所示，其降伏面方程式 (3.7) 如下：

$$F_s = t - p \tan \beta - d = 0 \quad (3.7)$$

式中，

p 、 t 的定義與 Critical state plasticity 模式相同；

β 是剪切降伏面在 $p-t$ 平面與 p 軸的夾角，為材料的摩擦性質，可由 Mohr-Coulomb 模式中的摩擦角 ϕ 轉換；

d 是剪切降伏面在 $p-t$ 平面在 t 軸上之截距，為材料的凝聚力，可由 Mohr-Coulomb 模式中的 c 值轉換；

在 ABAQUS 中可以使用 Mohr Coulomb 模式的參數轉換成 Drucker-Prager 模式的參數使用，在三軸試驗情況，轉換關係式如下：

$$\tan \beta = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi}; \quad (3.8)$$

$$\sigma_c^0 = 2c \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi}; \quad (3.9)$$

$$d = \sigma_c^0 \left(1 - \frac{1}{3} \tan \beta\right); \quad (3.10)$$

$$K = \frac{3 - \sin \phi}{3 + \sin \phi}. \quad (3.11)$$

為了使降伏面在π面上外凸，需要的K值至少需為0.778，因此計算出的值若小於0.778，則直接使用0.778。

然而，Drucker-Prager 模式並沒有考慮當土壤受到圍壓時，土壤所發生的降伏行為，若使用此模型，當圍壓無限制加大，土壤並不會降伏。因此，Modified Drucker-Prager/Cap 模式中使用了線性 Drucker-Prager 模式，加上帽蓋形狀的降伏面，模擬土壤隨圍壓增加時的降伏行為。所以 Modified Drucker-Prager/Cap 模式由三段所組成，分別為：剪切降伏面、帽蓋降伏面與兩者之間的過渡段降伏面，如圖 3.6 所示，其各段降伏面方程式(3.12)、(3.13)如下：

帽蓋降伏面：

$$F_c = \sqrt{\left[p - p_a\right]^2 + \left[\frac{Rt}{(1 + \alpha - \alpha / \cos \beta)}\right]^2} - R(d + p_a \tan \beta) = 0 \quad (3.12)$$

過渡段降伏面：

$$F_t = \sqrt{\left[p - p_a\right]^2 + \left[t - \left(1 - \frac{\alpha}{\cos \beta}\right)(d + p_a \tan \beta)\right]^2} - \alpha(d + p_a \tan \beta) = 0 \quad (3.13)$$

其中，

$$p_a = \frac{p_b - Rd}{(1 + R \tan \beta)} \quad (3.14)$$



式中：

R 為控制帽子形狀的參數；

α 為控制過渡段形狀的參數；

p_a 為帽蓋與過渡段接合的點；

p_b 為帽蓋與 p 軸的交點，稱作圍壓降伏應力(Hydrostatic compression yield stress)，可以透過給定帽蓋硬化曲線，如圖 3.7 所示，透過圍壓降伏應力與塑性體積應變關係定義帽蓋降伏的行為。

Modified Drucker-Prager/Cap 模式中，帽蓋上的塑性發展方向遵守諧和流動法則(Associated flow rule)，線性的剪切降伏面與過渡段降伏面遵守非諧和流動法則(Nonassociated flow rule)，因此分析上需採用非對稱矩陣儲存(Unsymmetric matrix storage)模式。

3.2.3 模型尺寸與邊界條件

三軸試體模型尺寸為直徑為 7 公分的圓形斷面(於 x-y 平面上)，高度為 14 公分(z 方向)。其邊界條件為底部施加垂直向(z 方向)的滾支承，為了確定模型在加載過程中沒有左右移動的情況，在底部的中心施加鎖住水平向(x 、 y 方向)的滾支承，模型如圖 3.8 所示。並在試體的上下加上排水邊界($u=0$ kPa)，以控制此試體由上下排水，若激發孔隙水壓會往上下消散。

3.2.4 網格切割

使用有限元素法時，網格的大小與形狀會影響分析上的結果，因此網格需盡量為規則的形狀，以免由於網格形狀不佳造成分析上不收斂。此三軸模型於 ABAQUS 自動 Mesh 的功能以前就已經先由人工進行切割切出一些線，如圖 3.8 所示，這些線可以使自動 Mesh 以後的網格為形狀較佳的八邊形，如圖 3.9 所示。



3.2.5 元素類型

為了考慮加載時，孔隙水壓隨時間的變化，因此需要使用可以記錄水壓激發與消散的元素，本研究採用三維實體元素中的三維八節點孔壓元素(C3D8P)。

3.2.6 模擬流程

(1) 初始應力平衡

由於使用 Porous elastic 模式，需給定模型一個初始應力狀態(本研究給定均向應力 1 kPa)，此步驟為施加均向圍壓 1 kPa 使其內外應力平衡。若是過壓密黏土，本研究給定 20 kPa 為初始的應力狀態，後續於 3.4 節會進行說明。

(2) 施加圍壓

本步驟為壓密排水步驟，施加圍壓至所需的大小，若為過壓密土壤，則施加圍壓至預壓密應力，在進行解壓回所需的圍壓大小，此步驟過程中全程打開排水邊界(上下邊界 $u=0$ kPa)，加載速率小於排水速率，以模擬壓密過程中不激發超額孔隙水壓的壓密行為。

(3) 施加軸差

本步驟施加軸差。CD 試驗，則排水邊界繼續打開。若是 CU 試驗，則在此步驟時將排水邊界關閉，開始激發超額孔隙水壓。施加軸差的方式是在試體的頂部加上一向下的位移量邊界，模擬應變控制至 20 % 軸向應變。



3.3 土壤三軸試驗模擬對象介紹

本部分進行土壤的參數設定的驗證，使用以 Lambe et al. (1969) 中 Weald clay 的三軸試驗數據，作為模擬的對象。三軸試驗包含了一組正常壓密 Weald clay 的壓密排水(CD)試驗，有三種圍壓情況(69 kPa、207 kPa 與 690 kPa)，其 q -軸向應變關係，如圖 3.10 所示，根據其尖峰剪力強度，得到的摩擦角為 22° ；體積應變-軸向應變關係，如圖 3.11 所示。 $e-q_f$ 與 $e-p$ 關係圖，如圖 3.12 所示。正常壓密黏土透過 CD 試驗結果得到回歸出線性回歸破壞包絡線(p_f-q_f 圖)，如圖 3.13 所示。正常壓密的壓密不排水(CU)試驗，有圍壓 207 kPa 情況的軸差應力-軸向應變，如圖 3.14 所示。超額孔隙水壓-軸向應變，如圖 3.15 所示。過壓密之預壓密應力為 827 kPa，解壓至不同初始圍壓情況下，經過 CD 試驗得到過壓密的線性回歸破壞包絡線(p_f-q_f 圖)，如圖 3.16 所示。過壓密的 CU 試驗的結果有預壓密應力 827 kPa，解壓至初始圍壓 69 kPa 的軸差應力-軸向應變，如圖 3.17 所示。超額孔隙水壓-軸向應變，如圖 3.18 所示。

由於 ABAQUS 在定義參數時，所使用的 $p-q$ 是根據三維的定義給定參數，因此根據蒐集的資料將正常壓密的試驗結果，轉至三維 $p-q$ 定義下後，得到軸差應力-軸向應變，如圖 3.19 所示。 $e-q_f$ 與 $e-p$ 關係圖，如圖 3.20 所示。

正常壓密黏土根據其蒐集到的 CD 試驗回歸出 p_f-q_f 圖，莫爾庫倫定理的摩擦角為 22° ，根據此參數定義正常壓密黏土的模擬參數。過壓密黏土根據其蒐集到的 CD 試驗回歸出 p_f-q_f 圖，轉為莫爾庫倫定理的摩擦角為 21.5° 、凝聚力為 7.4 kN/m^2 ，根據該參數定義過壓密黏土的參數，本研究所使用的兩種組成模式參數設定之方式於 3.4 節進行說明。



3.4 土壤元素模型參數設定

由於 Critical state plasticity 模式中，位於臨界狀態線乾側($t > M_p$)處，降伏面形狀固定，若是應力路徑向上先碰到臨界降伏面乾側，其最大的軸差應力會被初始降伏面大小控制。碰到初始降伏面後，開始產生膨脹體積應變，降伏面開始變小，強度開始下降直到碰到臨界狀態線，由於該初始降伏面乾側的形狀無法改變，因此可能會有高估尖峰強度的情況發生。若採用 Modified Drucker-Prager/Cap 模式，剪切降伏面設置土壤的尖峰強度，當應力路徑碰到設定剪切降伏面後，開始產生膨脹體積應變，帽蓋開始變小，直到應力路徑相交於帽蓋與過渡段間的交點(p_a)，可透過設定過渡段形狀參數，控制模擬土壤進入殘餘剪力強度的行為，即達到臨界狀態。應力路徑若先碰到 Critical state plasticity 模式中初始降伏面的濕側，則可以控制 Modified Drucker-Prager/Cap 模式的參數，使兩者降伏面的形狀相同，得到相同之分析結果。兩模型主要的差別為降伏面左側之行為，下列對兩種組成模式之參數設定進行說明。

3.4.1 Critical state plasticity 模式

根據轉換到三維 $p-q$ 定義上的 $e-q_f$ 與 $e-p$ 關係圖(圖 3.20)，將其 p 軸座標轉換至自然對數座標上，如圖 3.21 所示，其初始狀態的 $e-\ln p_0$ 會為一線性段，其斜率即為 Modified cam clay 模型中正常壓密線(Normal consolidation line)的斜率 λ ，約為 0.0902。 $e-\ln p_0$ 與 e 軸的截距為 e_1 ，約為 1.1131。由於 Lambe et al. (1969)的結果中並沒有回彈段(Swelling line)的斜率 κ ，因此根據 Henkel et al. (1956)使用 Weald clay 進行均向(Isotropic)加壓解壓試驗，得到回彈段的斜率約在 0.03 到 0.036 之間，如圖 3.22 所示。根據這些試驗結果，給定 Porous elastic 模式的參數，如表 3.1 所示。Critical state plasticity 模式的參數，如表 3.2 所示。



3.4.2 Modified Drucker-Prager/Cap 模式

Modified Drucker-Prager/Cap 模式中，過渡段形狀參數(α)會影響模擬之土壤行為，應力路徑最終是走至帽蓋降伏面與過渡段的連接點，ABAQUS 稱此點為 p_a 。根據帽蓋降伏面方程式(3.12)；過渡段降伏面方程式(3.13)。以三軸壓密排水試驗的應力路徑為例， α 設定為 0，碰到剪切降伏面後，帽蓋開始變小，但由於 p_a 與剪切降伏面直接相接，因此強度保持不變，如圖 3.23 所示。若 α 不為 0， p_a 並非直接連接至剪切降伏面，因此會由於帽蓋變小，應力路徑以在帽蓋降伏面外，位於剪切降伏面上的應力路徑會開始沿原路徑往回走，強度開始下降，直到碰到 p_a ，如圖 3.24 所示。應力路徑最終都會走至 p_a ，而過渡段形狀參數 α ，可以控制帽蓋與過渡段的形狀，進而控制最終的強度。透過 p_a 的連線，可以達到類似於 Critical state plasticity 模式中的臨界狀態線的效果。因此剪切降伏面應使用土壤之尖峰剪力強度進行設置，透過帽蓋形狀參數 α 控制土壤模型進入殘餘剪力強度(臨界狀態)的行為。使用公式

$$p_a = \frac{p_b - Rd}{(1 + R \tan \beta)}$$

計算出帽蓋降伏面與過渡段降伏面交點的位置，在由過渡段

降伏面之公式計算此 p_a 對應之 t 值，即為過渡段降伏面與帽蓋降伏面之間連接點的強度大小，在三軸壓縮情況下 t 值即為 q 值，如式(3.15)。為了使這些連接點的強度與臨界狀態線相同，將此 t 值定義成在臨界狀態線上之強度，則可推求出參數 α ，就可以透過定義 α 之方式，將 p_a 定義成臨界狀態之強度：

$$\begin{aligned} \left[t - \left(1 - \frac{\alpha}{\cos \beta}\right)(d + p_a \tan \beta) \right]^2 &= \alpha^2(d + p_a \tan \beta)^2 - [p - p_a]^2 \\ t &= \pm \sqrt{\alpha^2(d + p_a \tan \beta)^2 - [p - p_a]^2} + \left(1 - \frac{\alpha}{\cos \beta}\right)(d + p_a \tan \beta) \end{aligned} \quad (3.15)$$

$$t = \alpha(d + p_a \tan \beta) + \left(1 - \frac{\alpha}{\cos \beta}\right)(d + p_a \tan \beta) = Mp_a$$

此部分針對不同的壓密程度情況進行討論，兩者在參數設定上有所差異：



(1) 正常壓密土壤

應力路徑加完圍壓後，壓縮降伏應力與施加圍壓相同，開始施加軸差應力以後，產生壓縮體積應變，帽蓋逐漸變大。與 Critical state plasticity 模式比較，Cap 破壞準則中的剪切降伏面應設定與臨界狀態線(Critical state line)斜率相同之摩擦角(β)，凝聚力(d)應設為 0。因為在 Cap 模型中應力路徑最終是達到帽蓋與過渡段的交點(p_a)，若設定過渡段形狀參數(α)不為 0，應力路徑若是沿帽蓋移動最後並不會達到設定的剪切降伏面。因此若是正常壓密土壤應設定過渡段形狀參數為 0，帽蓋直接與剪切降伏面接合，應力路徑最終達到之強度與 Critical state plasticity 模式的臨界狀態強度相同。

Cap 破壞準則配合的彈性段參數與 Critical state plasticity 模式相同，如表 3.1 所示。塑性之參數，線性剪切降伏面的參數可以根據前述的 Modified Drucker-Prager 模式與莫爾庫倫破壞準則的轉換公式給定(根據正常壓密 Weald clay 的莫爾庫倫摩擦角 $\phi = 22^\circ$ 進行計算)。為了使在加載過程中強度發展相同，給定 Cap 破壞準則的參數，如表 3.3 所示，控制帽蓋降伏面形狀與 Critical state plasticity 模式之臨界狀態線之濕側的降伏面形狀相同，如圖 3.25 所示。帽蓋硬化曲線，可以根據 Modified cam clay 模型中之正常壓密線 (Normal consolidation line)與回彈線 (Swelling line)分別計算出不同圍壓降伏應力下對應的孔隙比與彈性孔隙比，孔隙比可以根據 ABAQUS 定義總體積應變(3.16)與彈性體積應變(3.17)的公式，相減求得塑性體積應變，給定圍壓降伏應力與塑性體積應變的關係，如表 3.4 與圖 3.26 所示：

$$\text{總體積應變: } \varepsilon_{vol} = \ln(J) ; \quad (3.16)$$

$$\text{彈性體積應變: } \varepsilon_{vol}^{el} = \ln(J^{el}) ; \quad (3.17)$$

$$\text{其中, } J = \frac{1+e}{1+e_0} \text{ 、 } J^{el} = \frac{1+e^{el}}{1+e_0} \text{ 。}$$



(2) 過壓密土壤

若土壤為輕微過壓密土壤，應力路徑碰到帽蓋以後，因產生壓縮塑性體積應變，帽蓋逐漸變大，直到應力路徑交於 p_a 。若土壤為高度過壓密土壤，應力路徑碰到線性剪切降伏面後，因產生膨脹塑性體積應變，帽蓋開始逐漸變小，強度被帽蓋限制住，強度開始下降，應力路徑往回走直到相交於 p_a 。根據式(3.15)控制 p_a 之連線於臨界狀態線上。由於當土壤為輕微過壓密狀態時，施加軸向應力以後會進入正常壓密狀態，輕微過壓密之強度與正常壓密黏土之強度應相同。Weald 透過試驗回歸出過壓密土壤破壞包絡線強度與正常壓密黏土之臨界狀態線，在較高的 p' 值時，兩者強度接近，有趨於重合的情況，因此計算出之 α 約為 0.01。

彈性段參數與 Critical state plasticity 模式相同，如表 3.1 所示。其塑性的參數，線性剪切降伏面的參數可以根據過壓密 Weald clay ($p_c=827$ kPa) 的摩擦角為 21.5° 、凝聚力為 7.4 kN/m² 透過前述的與莫爾庫倫破壞準則的轉換公式給定。給定 Cap 破壞準則的參數，如表 3.5 所示，同樣控制其帽蓋降伏面形狀與 Critical state plasticity 模式之臨界狀態線濕側的降伏面形狀相同，如圖 3.27 所示。由於根據給定的參數透過 $p_a = \frac{p_b - Rd}{(1 + R \tan \beta)}$ 計算初始的 p_a ，若太小的 p_b 會計算出負值的 p_a 導致分析上會有錯誤的情況，根據 p_a 的公式與給定的 R 跟 d ， p_b 至少需大於 $1.16 \times 15.689 = 18.19$ ， p_a 才為正值。因此本研究的過壓密參數給定初始帽蓋大小為 20 kPa，計算方式與前述相同，關係如表 3.6 與圖 3.28 所示，帽蓋硬化曲線的初始 p_b 值為 20 kPa，再透過圍壓加載至預壓密應力 827 kPa。



3.5 模擬結果

根據前述的方式進行 ABAQUS 的參數設定進行土壤三軸試驗的模擬，本小節呈現模擬結果並與試驗結果進行比較。正常壓密黏土由這兩種組成模式分析出的結果幾乎完全相同；若是過壓密黏土的行為表現上有所差異，此部分會對此兩組成模式的行為差異進行比較。

(1) 正常壓密黏土三軸壓密排水(CD)試驗

CD 試驗由 Critical state plasticity 模式，進行模擬。軸差應力-軸向應變，如圖 3.29 所示，在小應變時之切線勁度有較試驗結果高的情況，當到達臨界狀態時所得之軸差應力與試驗結果差異不大，僅初始圍壓 690 kPa 之軸差應力稍微較試驗果小。體積應變-軸向應變，如圖 3.30 所示，在小應變時，模擬之壓縮體積應變較試驗結果大，到達臨界狀態時所得之體積應變與試驗結果差異不大。 $e-p'$ 關係圖，如圖 3.31 所示，孔隙比在臨界狀態情況下結果都很接近試驗結果，其 p' 值稍微較小，但差異不大，模擬的結果能大致掌握正常壓密 Weald clay 壓密排水試驗之行為。由於控制兩組成模式之帽蓋形狀相同，因此模擬正常壓密黏土的結果會相同，軸差應力-軸向應變比較圖，如圖 3.32 所示。體積應變-軸向應變比較圖，如圖 3.33 所示。 $e-p'$ 關係比較圖，如圖 3.34 所示。

(2) 正常壓密黏土三軸壓密不排水(CU)試驗

正常壓密土壤，由於控制帽蓋形狀使兩組成模式模型之結果相同。因此，本部分僅呈現 Critical state plasticity 模式之模擬結果，並將模擬結果與 3.3 節中敘述之一組正常壓密不排水試驗結果(初始圍壓 207 kPa)進行比較，軸差應力-軸向應變關係，如圖 3.35 所示，與 CD 試驗的模擬結果有相同的情況，模擬結果在小應變時之切線勁度稍微較試驗結果高，到達臨界狀態時的軸差應力稍微較試驗結果小。超額孔隙水壓-軸向應變關係，如圖 3.36 所示，模擬之激發的超額孔隙水壓在小應變時稍微較試驗結果高，到達臨界狀態時與試驗結果差異不大。



(3) 過壓密黏土三軸壓密排水(CD)試驗

過壓密黏土的預壓密應力為 827kPa，兩種組成模式模型對於過壓密土壤之行為掌握上有所差異，因此進行兩結果之比較。軸差應力-軸向應變比較圖，如圖 3.37 所示。體積應變-軸向應變比較圖，如圖 3.38 所示。若是輕度過壓密黏土(初始圍壓 690 kPa)，兩組成模式的分析結果相同。高度過壓密黏土(初始圍壓 69 kPa 與 207 kPa)，兩組成模式模擬結果會有所差異，若是使用 Critical state plasticity 模式，由於初始降伏面大小已經固定，因此其尖峰強度比試驗大很多。若是使用 Modified Drucker-Prager/Cap 模式，透過試驗求得過壓密土壤之尖峰強度破壞包絡線定義初始降伏面乾側之強度，因此模擬結果與試驗值較接近，並且透過 p_a 之連線位於臨界狀態線上，將過渡段形狀參數設為 0.01，使其殘餘強度與臨界狀態線之強度(正常壓密土壤強度)接近。後續 CU 試驗的分析使用 Drucker-Prager/Cap 模式模擬並與試驗結果進行比較。

(4) 過壓密黏土三軸壓密不排水(CU)試驗

使用 Modified Drucker-Prager/Cap 模式進行分析，輕微過壓密黏土的應力路徑在碰到帽蓋以後的行為與正常壓密黏土的行為相同，帽蓋會因產生壓縮體積應變開始變大，應力路徑沿帽蓋移動直到達到 p_a 。高度過壓密黏土的應力路徑在碰到剪切降伏面以前激發正的超額孔隙水壓，碰到後開始激發負的超額孔隙水壓，其應力路徑開始沿剪切降伏面移動，強度開始上升直到碰到剪切降伏面與帽蓋的交點。軸差應力-軸向應變比較圖，如圖 3.39 所示。超額孔隙水壓-軸向應變比較圖，如圖 3.40 所示。應力路徑比較圖，如圖 3.41 所示。與 3.3 節中敘述之一組過壓密不排水試驗結果(初始圍壓 69 kPa)結果進行比較，其應力有略為高估的情況，負的超額孔隙水壓激發量稍微較多，代表其剪脹行為有稍微較高估的情況，但能掌握該土壤由於負超額孔隙水壓後強度因剪脹性而強度上升的行為。



3.6 小結

本章節使用兩種土壤組成模式，分別為 Porous elastic+Critical state plasticity 模式與 Porous elastic+Modified Drucker-Prager/Cap 模式，模擬土壤之三軸壓縮試驗，確認該兩種土壤組成模式對於土壤行為之掌握性與合適性。對於正常壓密土壤使用兩種組成模式模型，可以透過參數設定使其降伏面形狀相同，得到一致的分析結果。Modified Drucker-Prager/Cap 模式中的剪切降伏面可以由 Critical state plasticity 模式中的臨界狀態線斜率定義，過渡段形狀參數 α 設定為0，使其應力路徑最終交於剪切降伏面。對於過壓密土壤，在 Critical state plasticity 模式中，由於臨界狀態線乾側之降伏面形狀固定，對於某些尖峰/臨界強度差異不明顯之土壤會有強度高估的情況。而在 Modified Drucker-Prager/Cap 模式中，可以透過三軸壓密試驗所得尖峰剪力強度予以定義剪切降伏面參數，並利用參數 α 控制土壤之極限強度位於臨界狀態線上。根據本章之分析成果，下階段研究將建立基樁負摩擦力分析模型，根據土壤特性、壓密程度，選定適當之組成模式與參數，以探討基樁之負摩擦力行為。

表 3.1 Porous elastic 參數

Shear type	Log bulk modulus (κ)	Poisson's ratio (ν)	Tensile limit (p_t^{el})
Poisson type	0.035	0.3	0

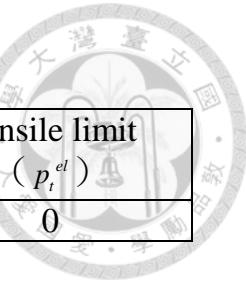


表 3.2 Critical state plasticity 參數

e -axis intercept (e_1)	Log plastic bulk modulus (λ)	Stress ratio (M)	Wet yield surface size (β)	Flow stress ratio (K)
1.1131	0.0902	0.856	1	0.778

表 3.3 Modified Drucker-Prager/Cap 參數 (正常壓密土壤)

Material cohesion (d)	Angle of friction (β)	Cap eccentricity (R)	Initial yield surface position	Transition surface rad (α)	Flow stress ratio (K)
0.01	40.567	1.16	0	0	0.778

表 3.4 帽蓋硬化參數 (正常壓密土壤)

p_b (kPa)	ε_{vol}^{pl}
1	0
2	0.018487
...	...
100	0.139531
...	...
1000	0.227859
...	...
2000	0.257676

表 3.5 Modified Drucker-Prager/Cap 參數 (過壓密土壤)

Material cohesion (d)	Angle of friction (β)	Cap eccentricity (R)	Initial yield surface position	Transition surf rad (α)	Flow stress ratio (K)
15.687	39.86	1.16	0	0.01	0.778

表 3.6 帽蓋硬化參數 (過壓密土壤)

p_b (kPa)	ε_{vol}^{pl}
20	0
25	0.006735
...	...
100	0.051007
...	...
1000	0.135341
...	...
2000	0.163884

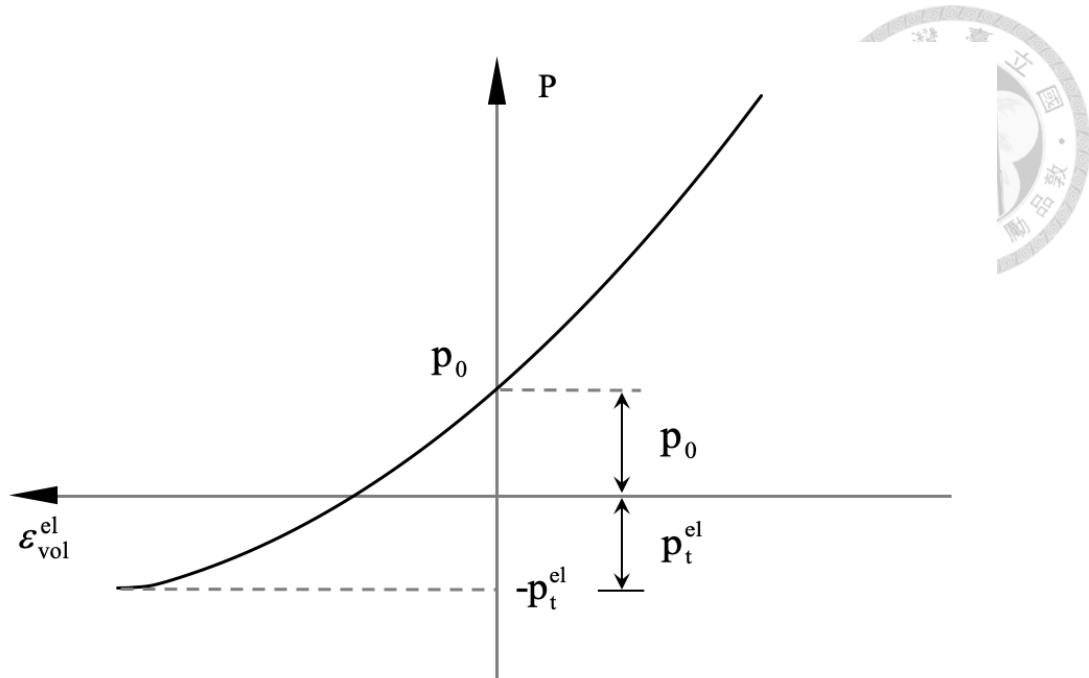


圖 3.1 等效壓應力-彈性體積應變關係圖 (Porous elastic)

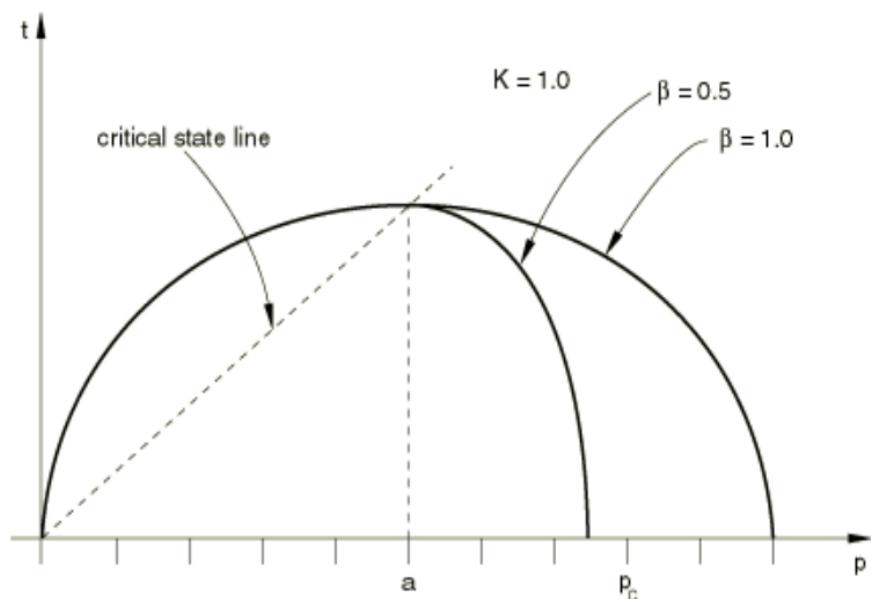


圖 3.2 Critical state plasticity 之降伏面 ($p-t$ 平面)

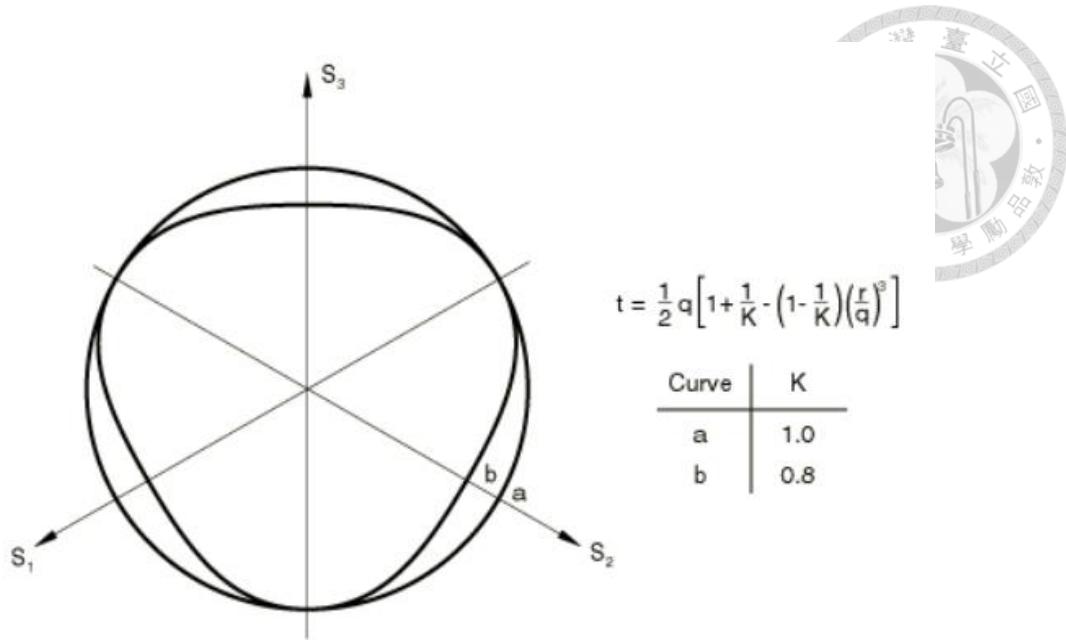


圖 3.3 Critical state plasticity 降伏面 (軸差主應力面)

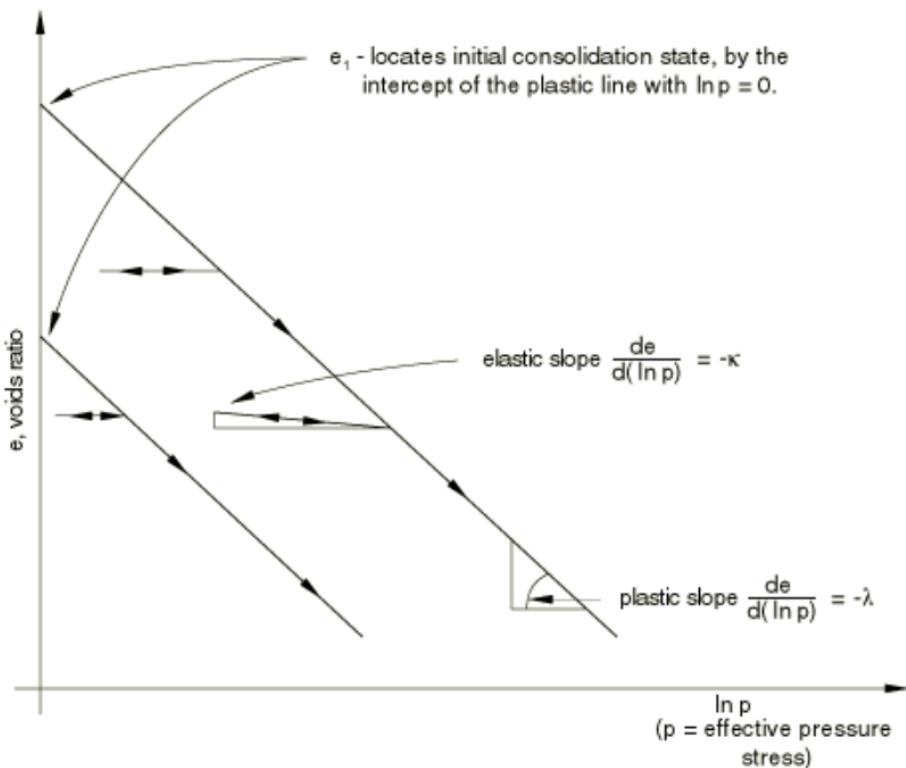


圖 3.4 Clay plasticity 均向壓密(Isotropic consolidation)時之行為

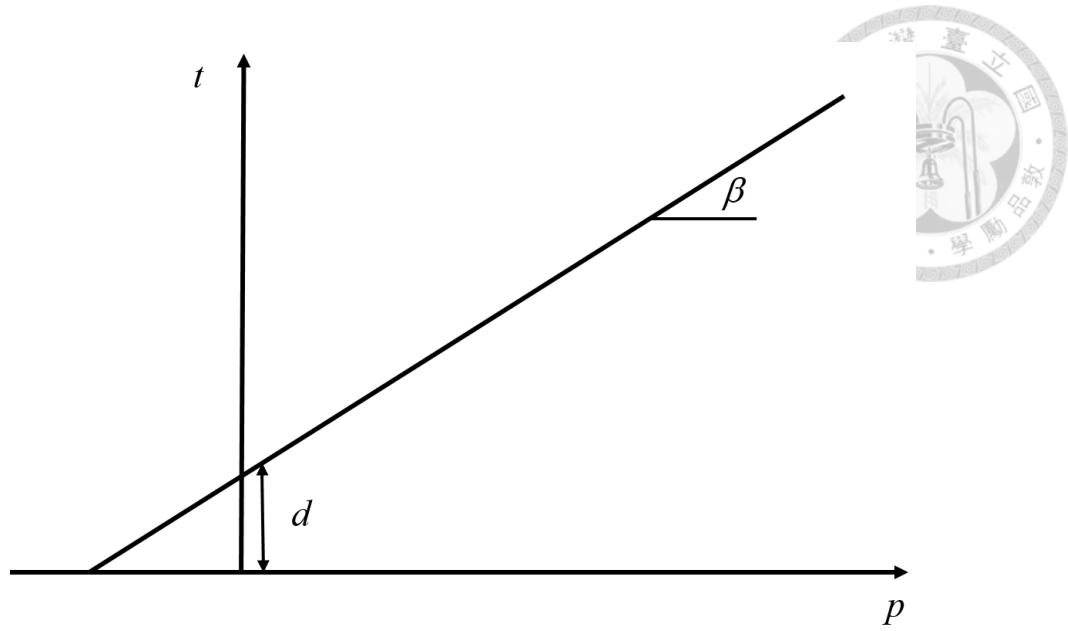


圖 3.5 線性 Drucker-Prager 模型之降伏面(p - t 平面)

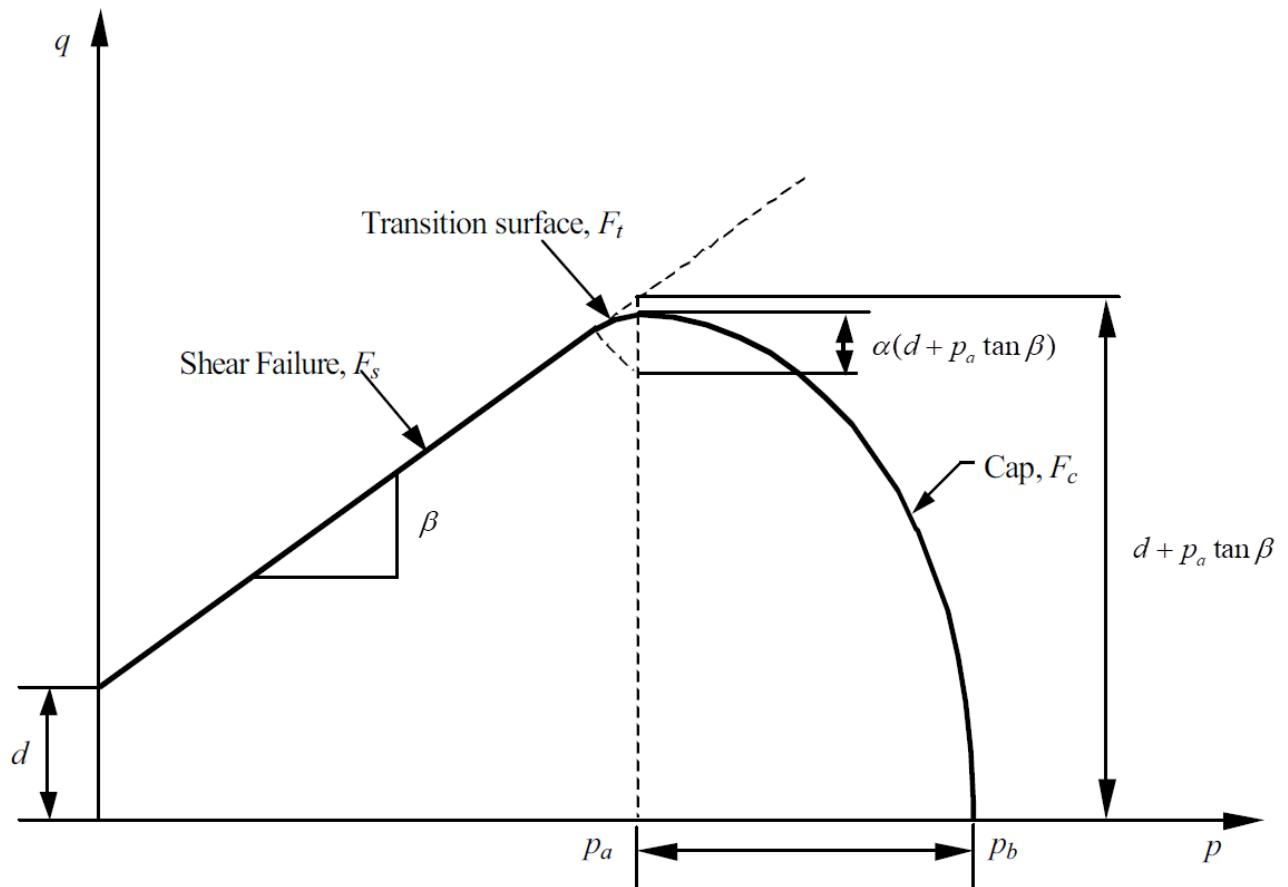


圖 3.6 Modified Drucker-Prager/Cap 模型之降伏面(p - t 平面)

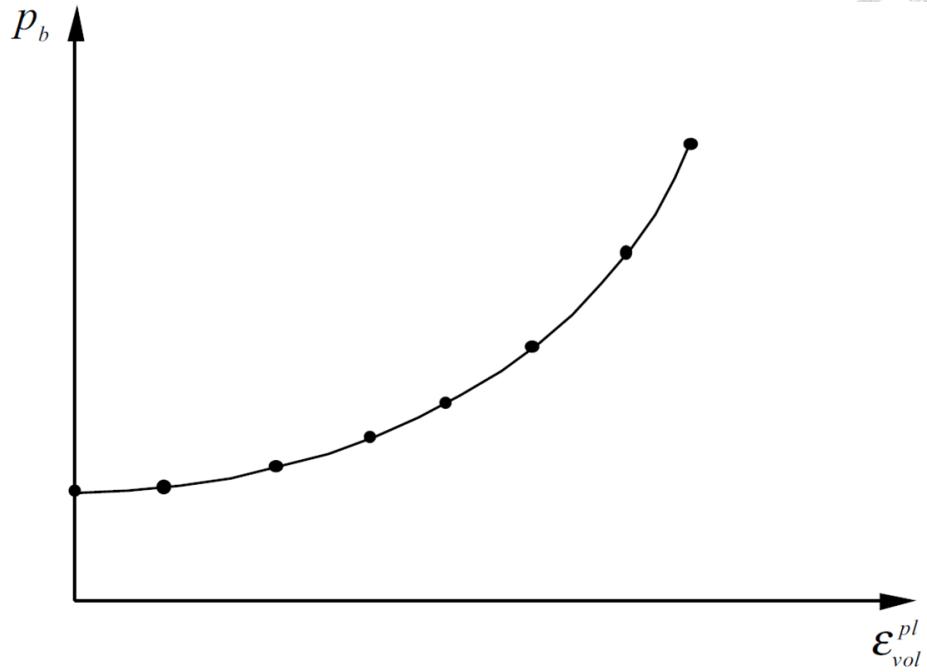


圖 3.7 Modified Drucker-Prager/Cap 模型之帽蓋硬化曲線

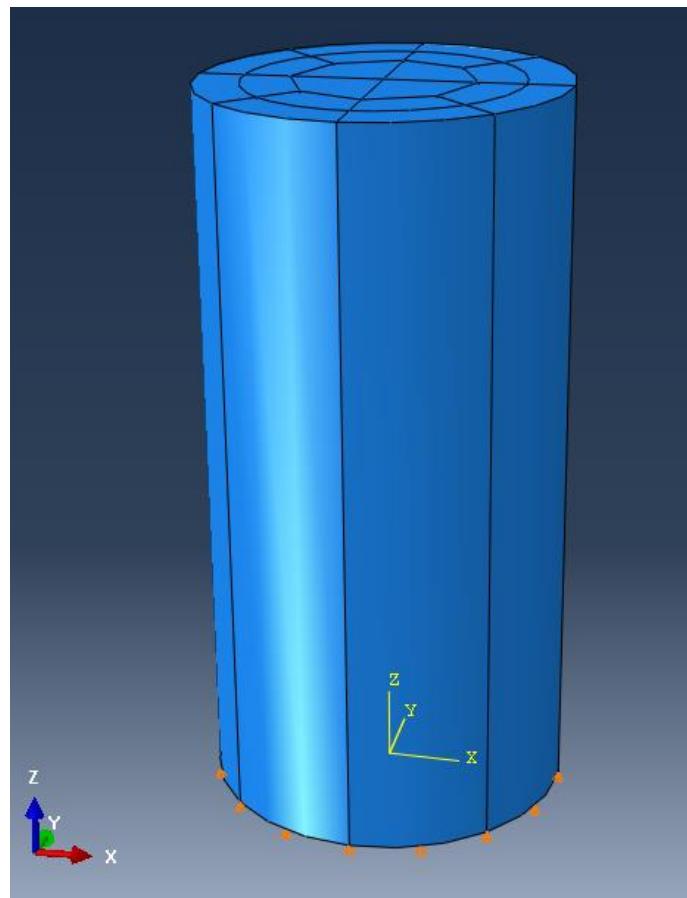


圖 3.8 三軸試體數值模型

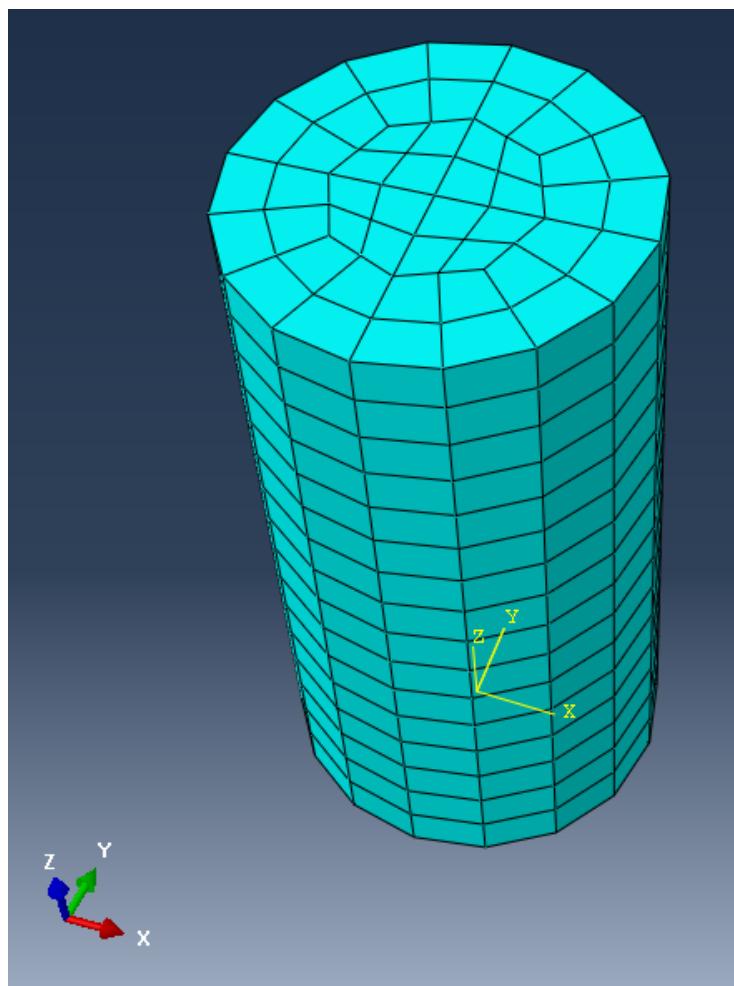


圖 3.9 三軸試體數值模型網格圖

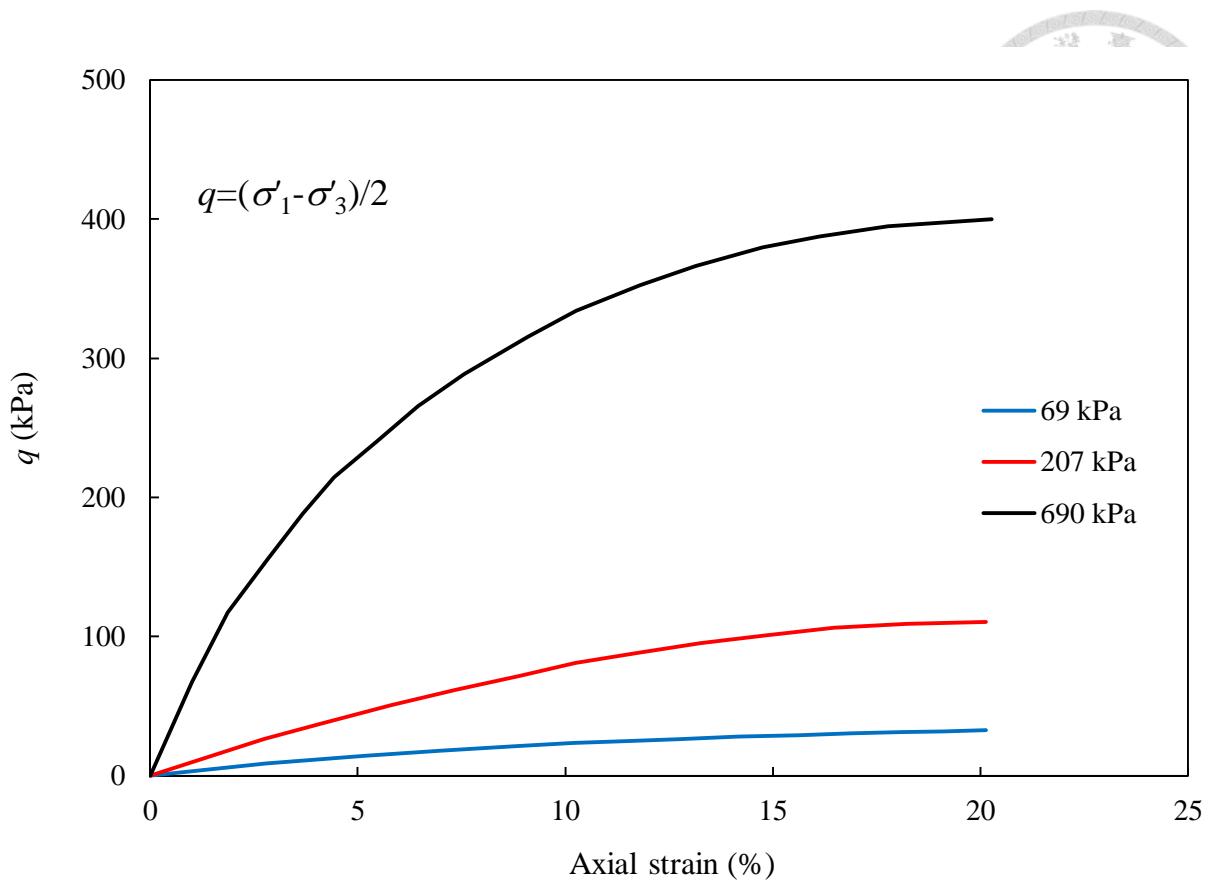


圖 3.10 q -軸向應變 (正常壓密 Weald clay, CD 試驗, 二維 p - q)

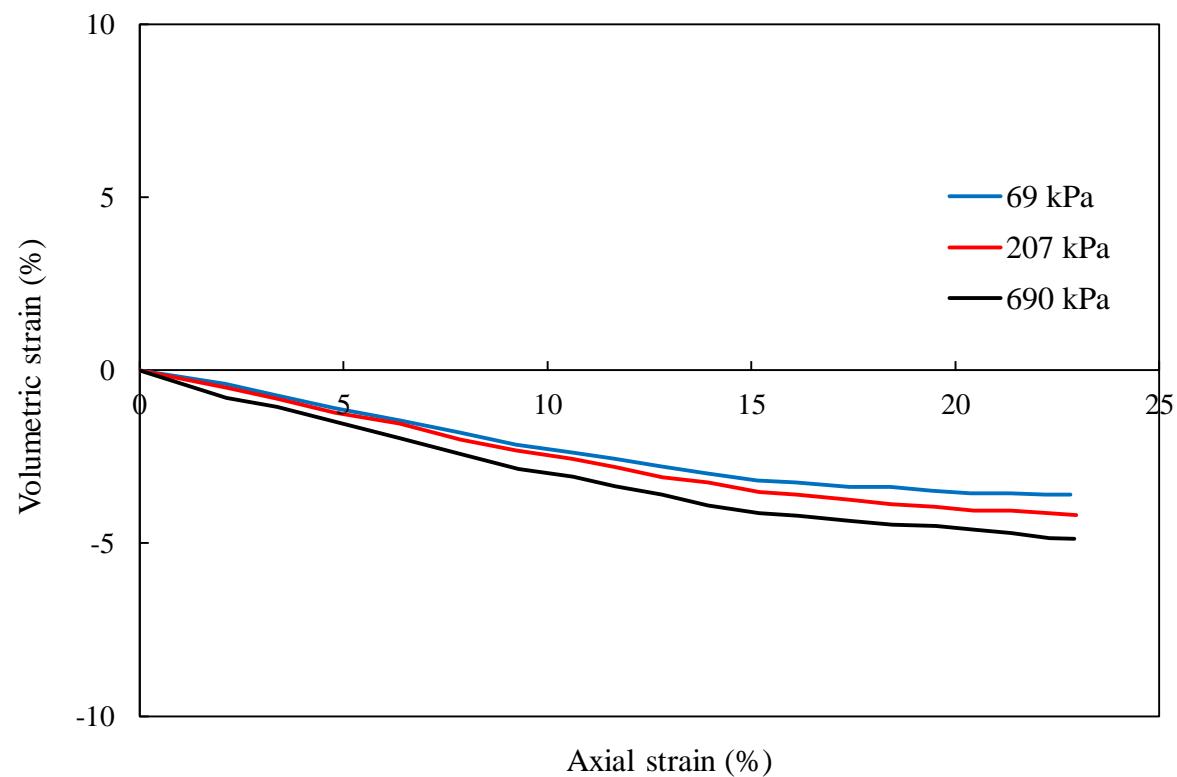


圖 3.11 體積應變-軸向應變 (正常壓密 Weald clay, CD 試驗, 二維 p - q)

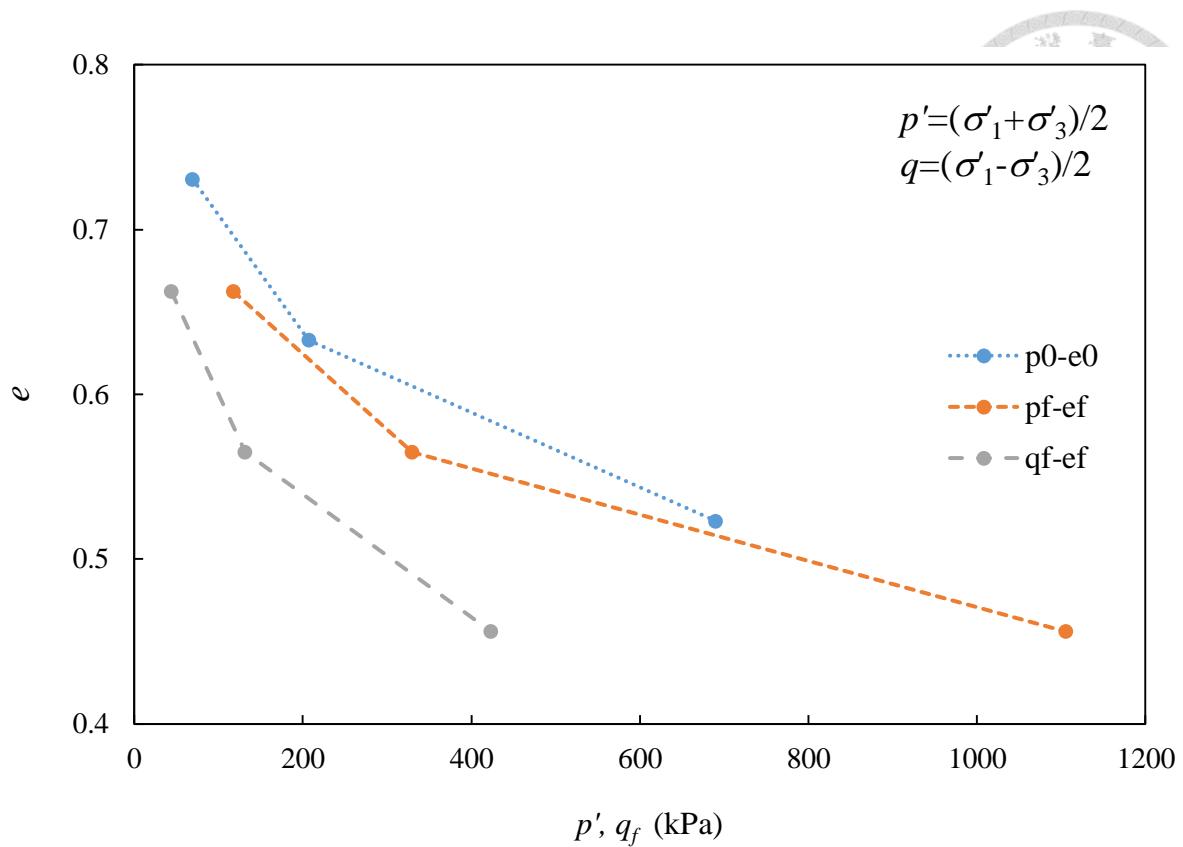


圖 3.12 e - q_f 與 e - p 關係圖 (正常壓密 Weald clay, CD 試驗, 二維 p - q)

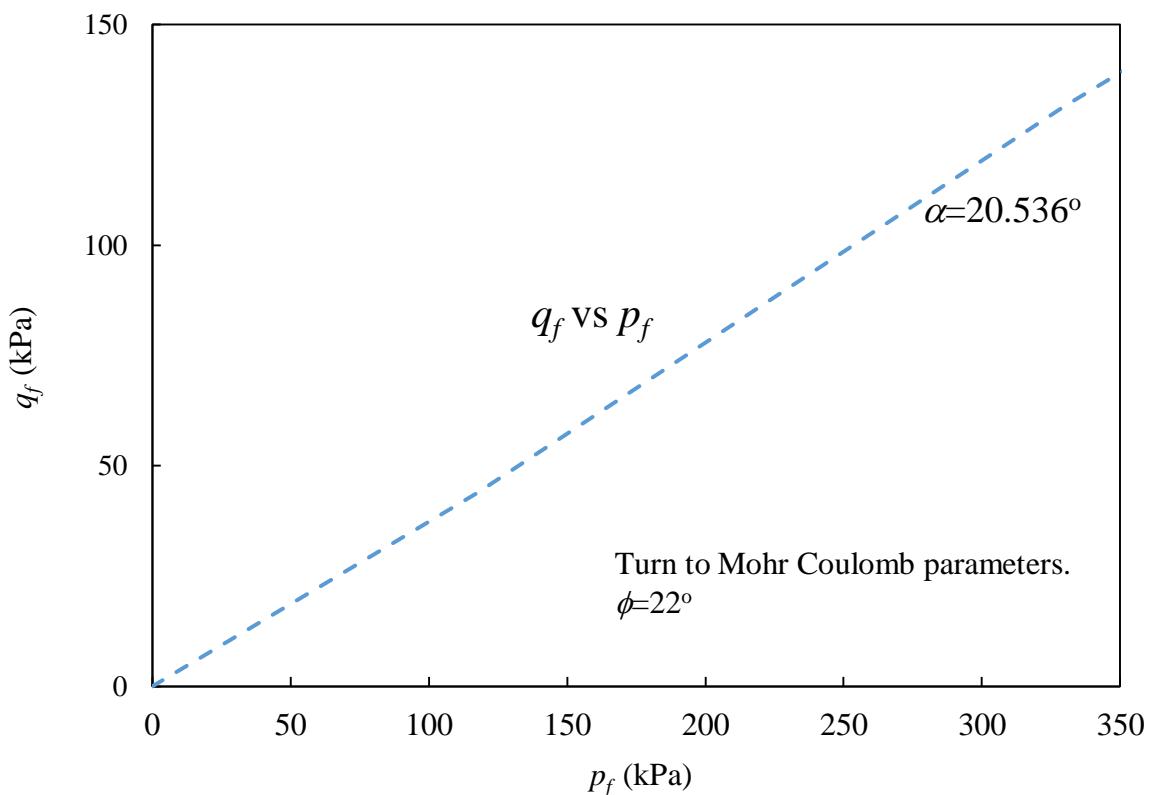


圖 3.13 線性回歸破壞包絡線 (p_f - q_f 圖, 正常壓密 Weald clay, CD 試驗)

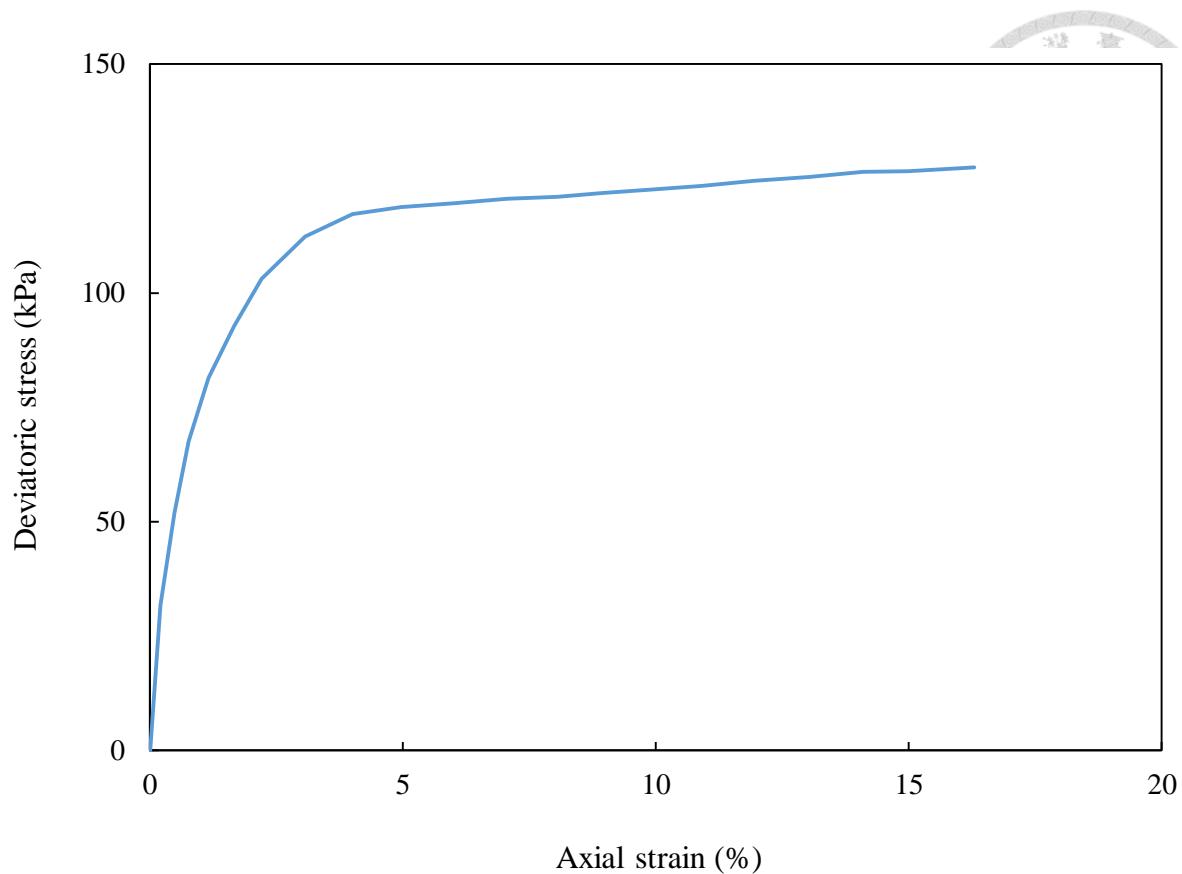


圖 3.14 軸差應力-軸向應變 (正常壓密 Weald clay, CU 試驗, 圍壓 207 kPa)

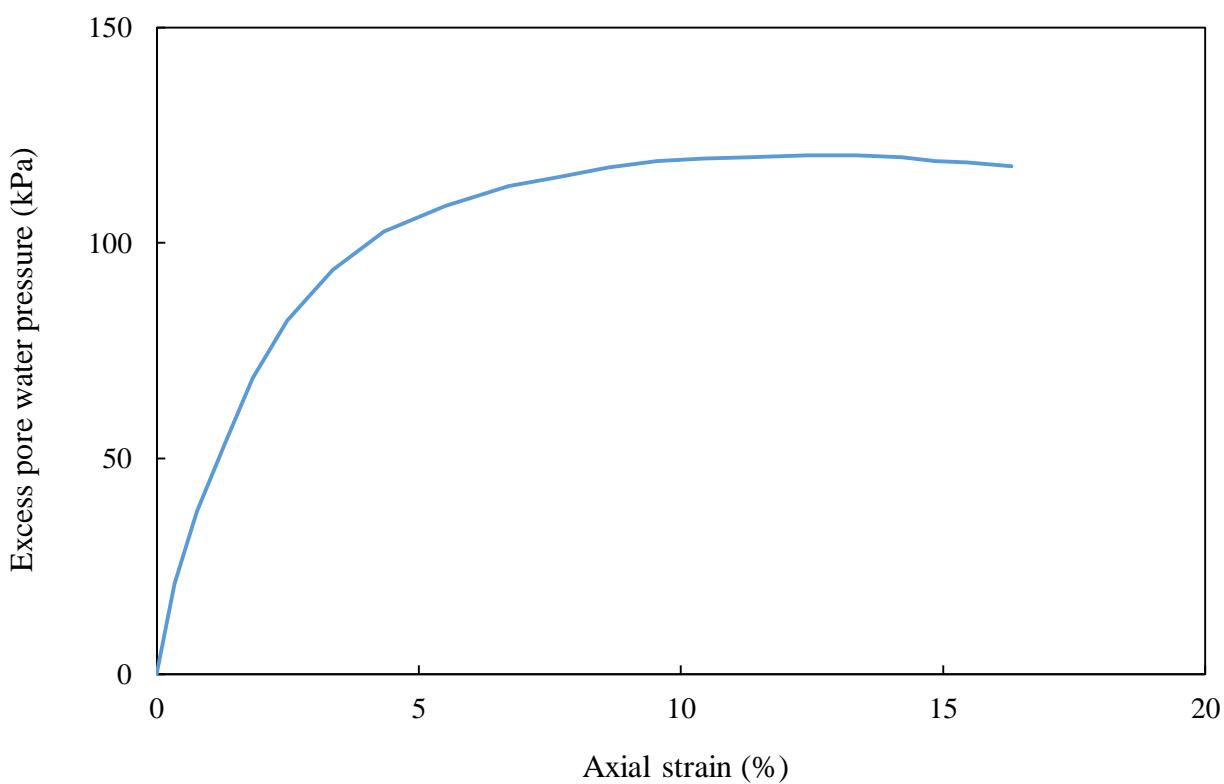


圖 3.15 超額孔隙水壓-軸向應變 (正常壓密 Weald clay, CU 試驗, 圍壓 207 kPa)

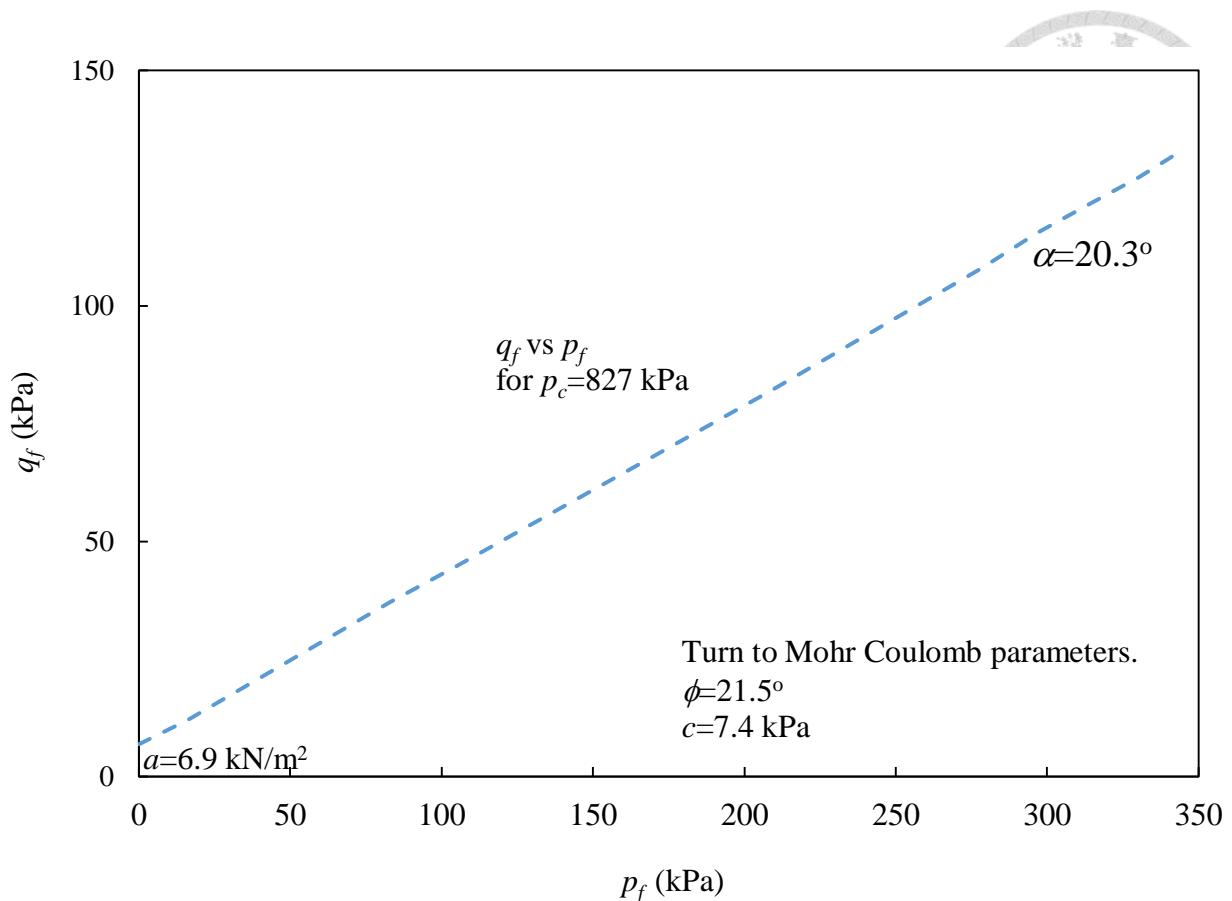


圖 3.16 線性回歸破壞包絡線 (p_f - q_f 圖, 過壓密 Weald clay, CD 試驗)

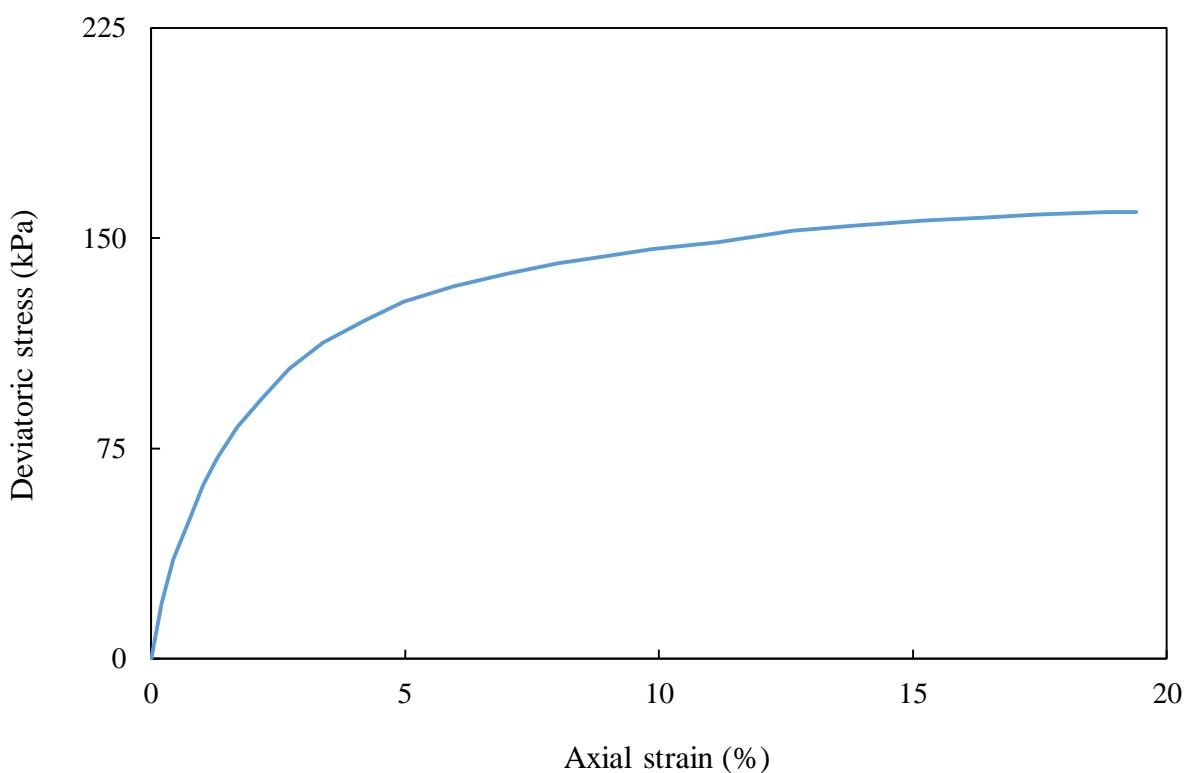


圖 3.17 軸差應力-軸向應變 (過壓密 Weald clay, CU 試驗, 圍壓 69 kPa)

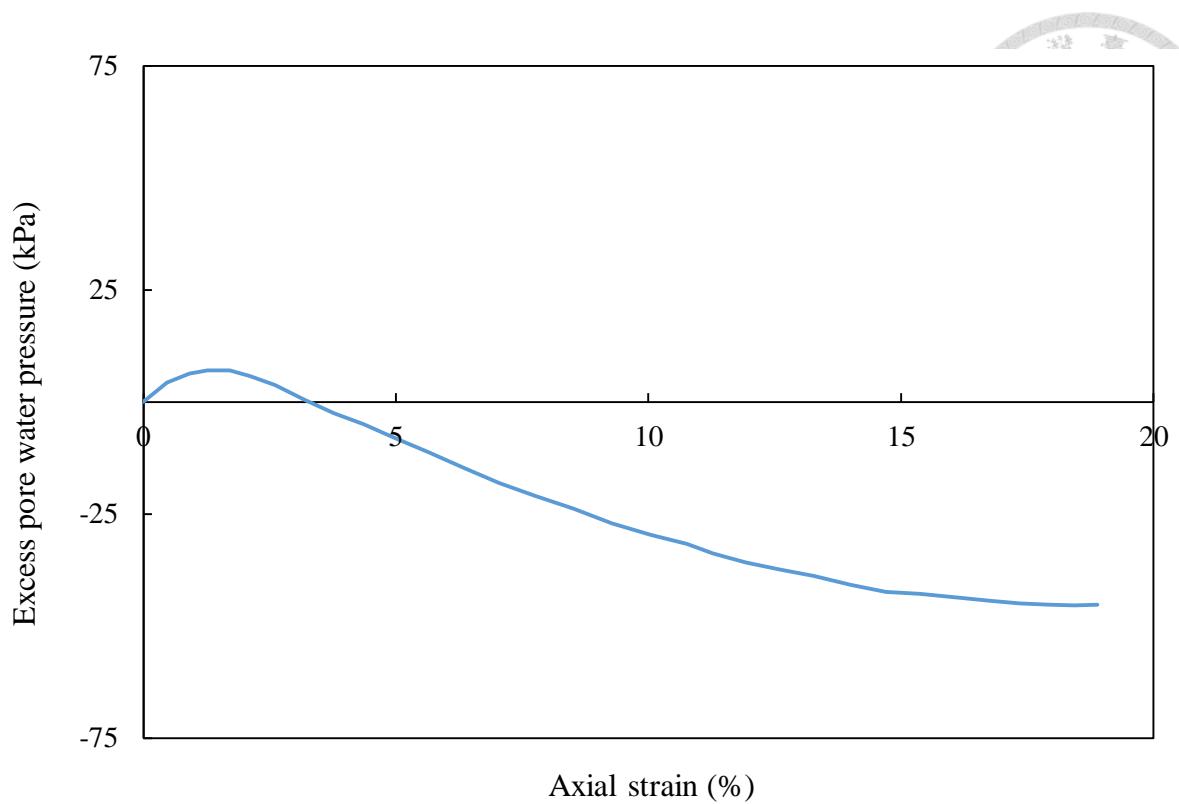


圖 3.18 超額孔隙水壓-軸向應變（過壓密 Weald clay，CU 試驗，圍壓 69 kPa）

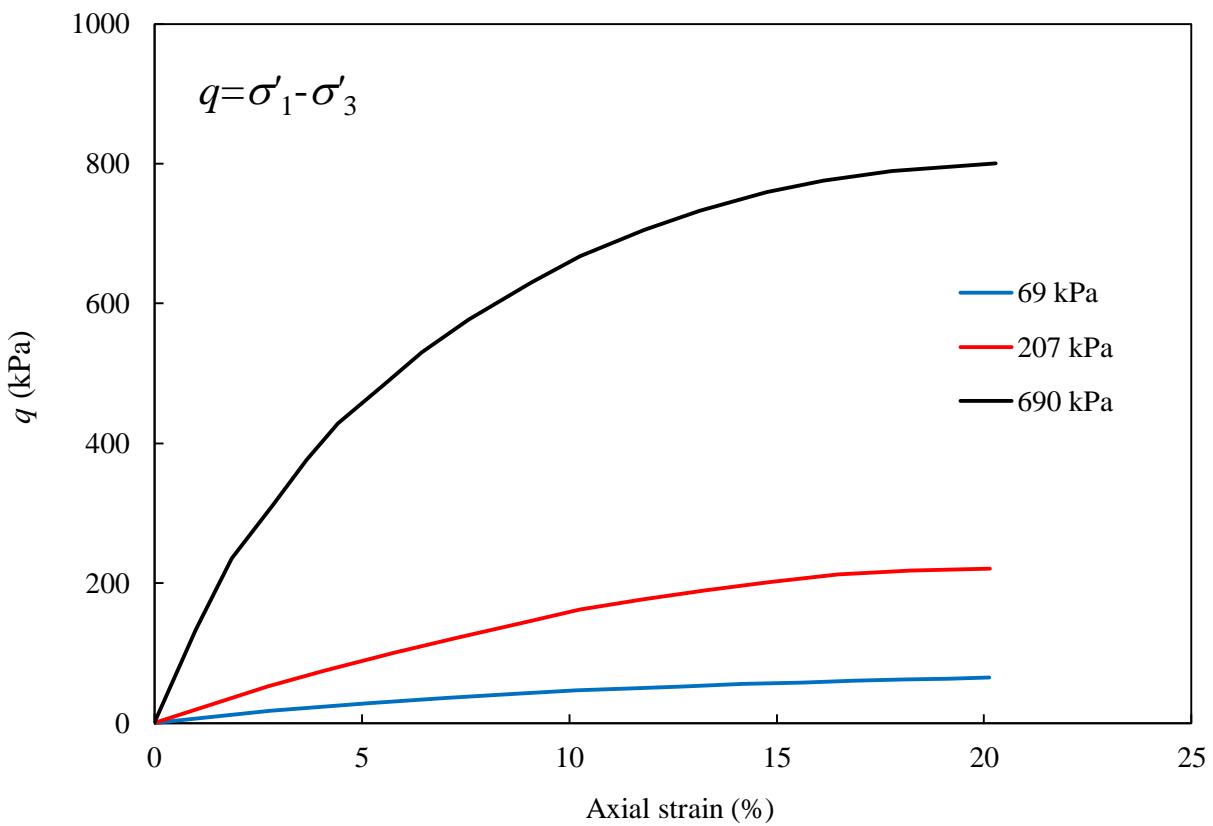


圖 3.19 軸差應力-軸向應變（正常壓密 Weald clay，CD 試驗，三維 p - q ）

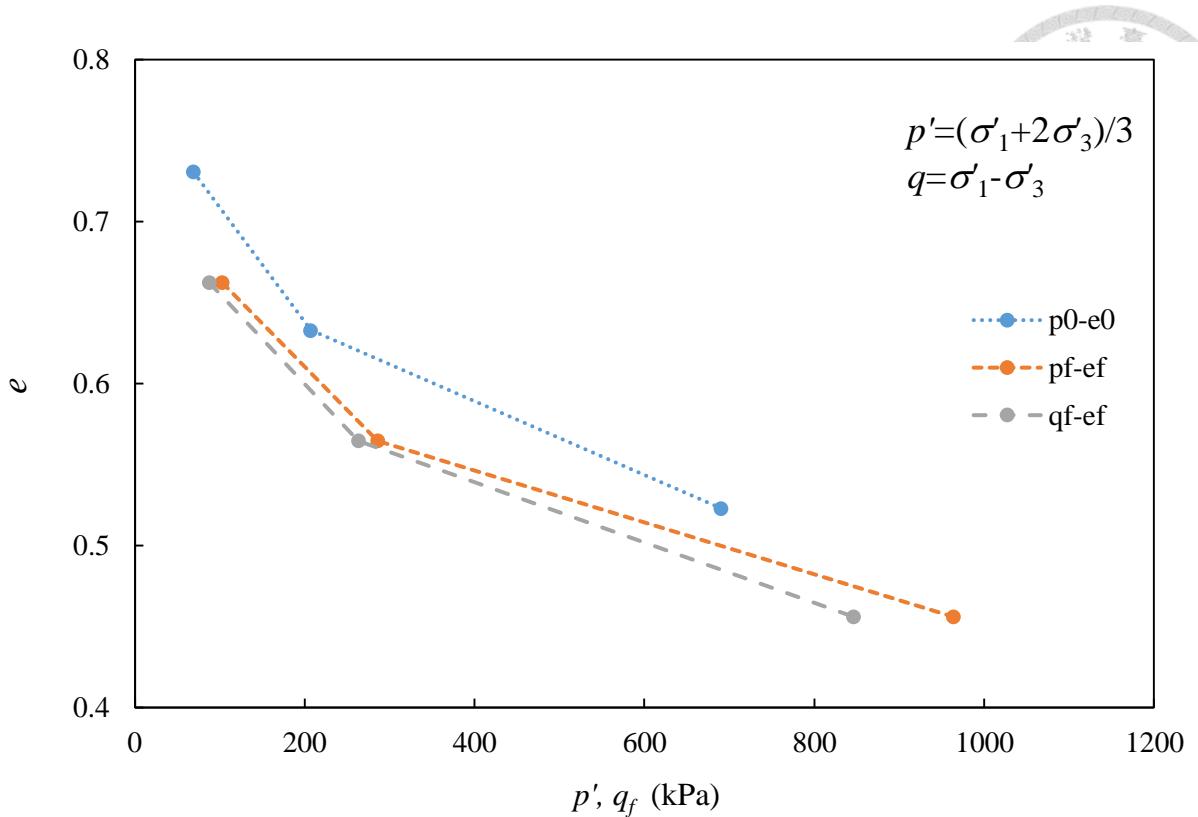


圖 3.20 $e-q_f$ 與 $e-p$ 關係圖 (正常壓密 Weald clay, CD 試驗, 三維 p - q)

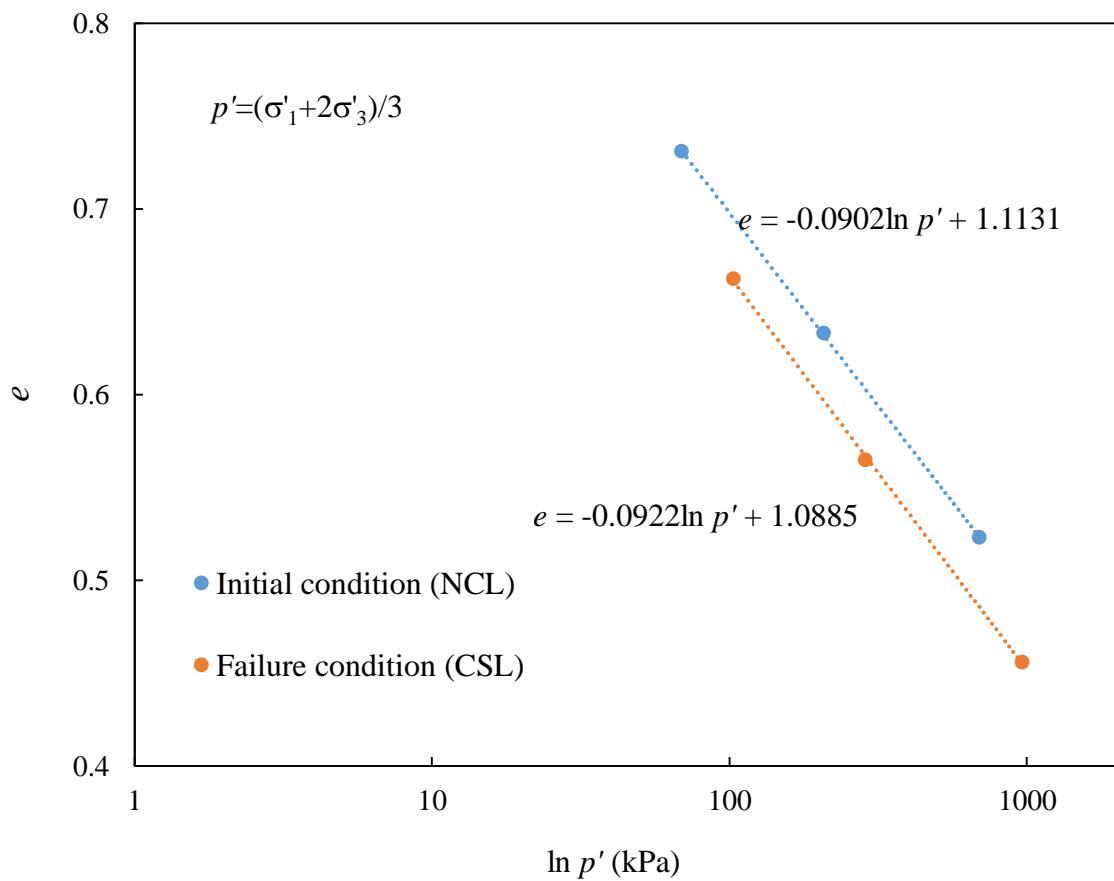


圖 3.21 $e-\ln p'$ 關係圖 (三維 p - q)

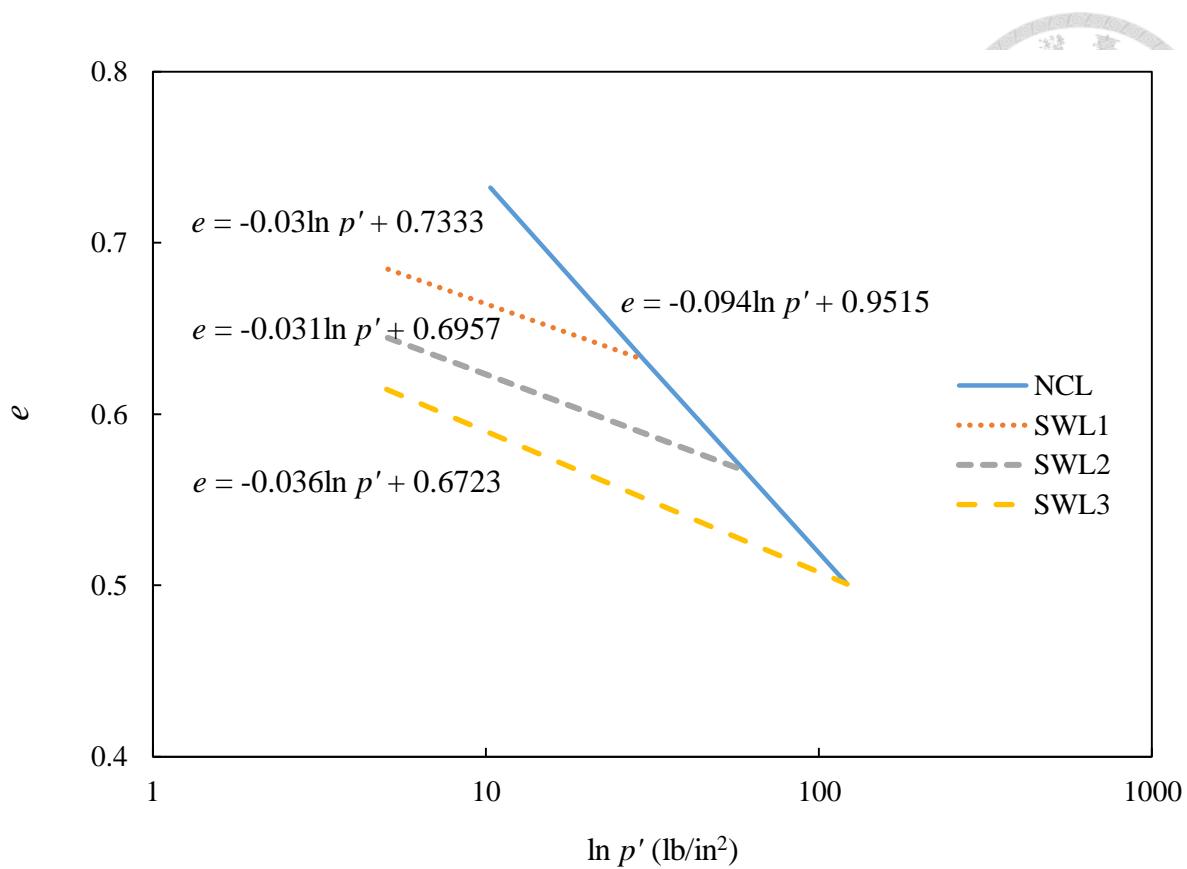


圖 3.22 e - $\ln p'$ 關係圖 (三維 p - q)

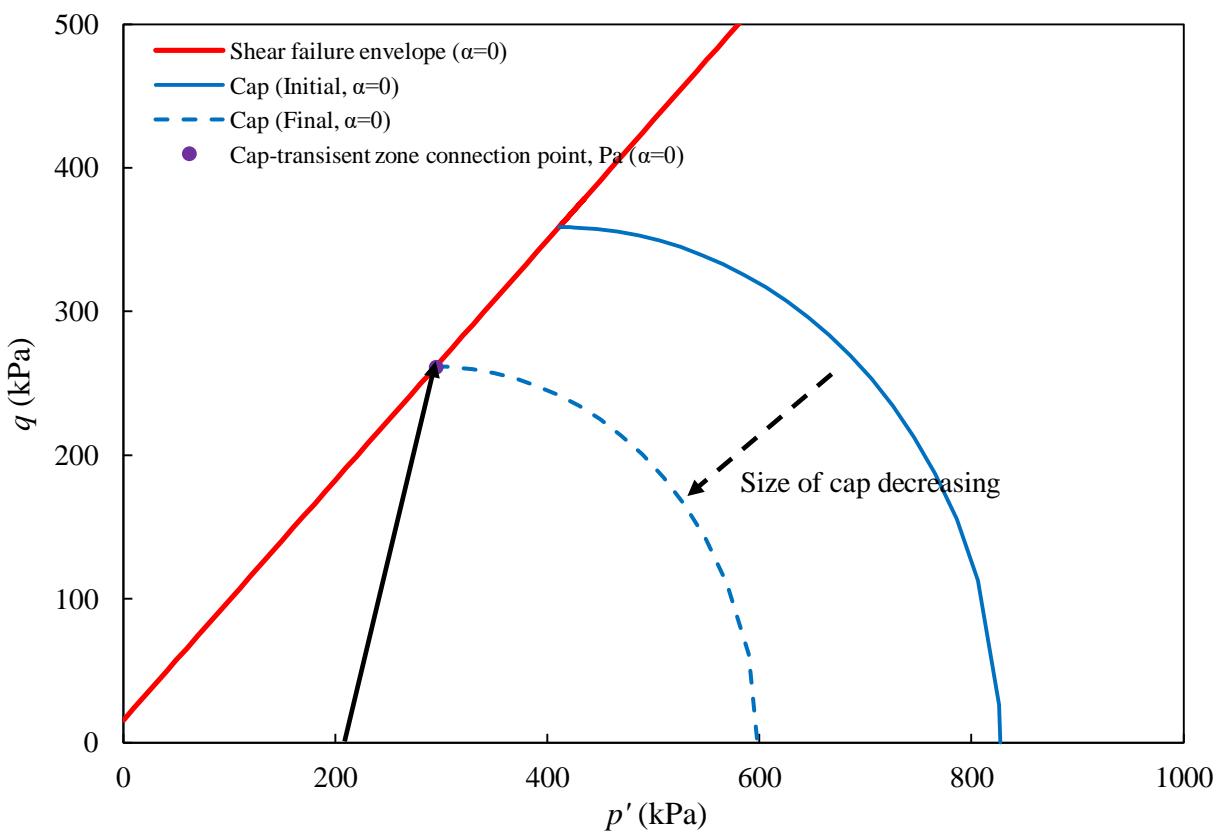


圖 3.23 帽蓋形狀參數對結果之影響 ($\alpha = 0$)

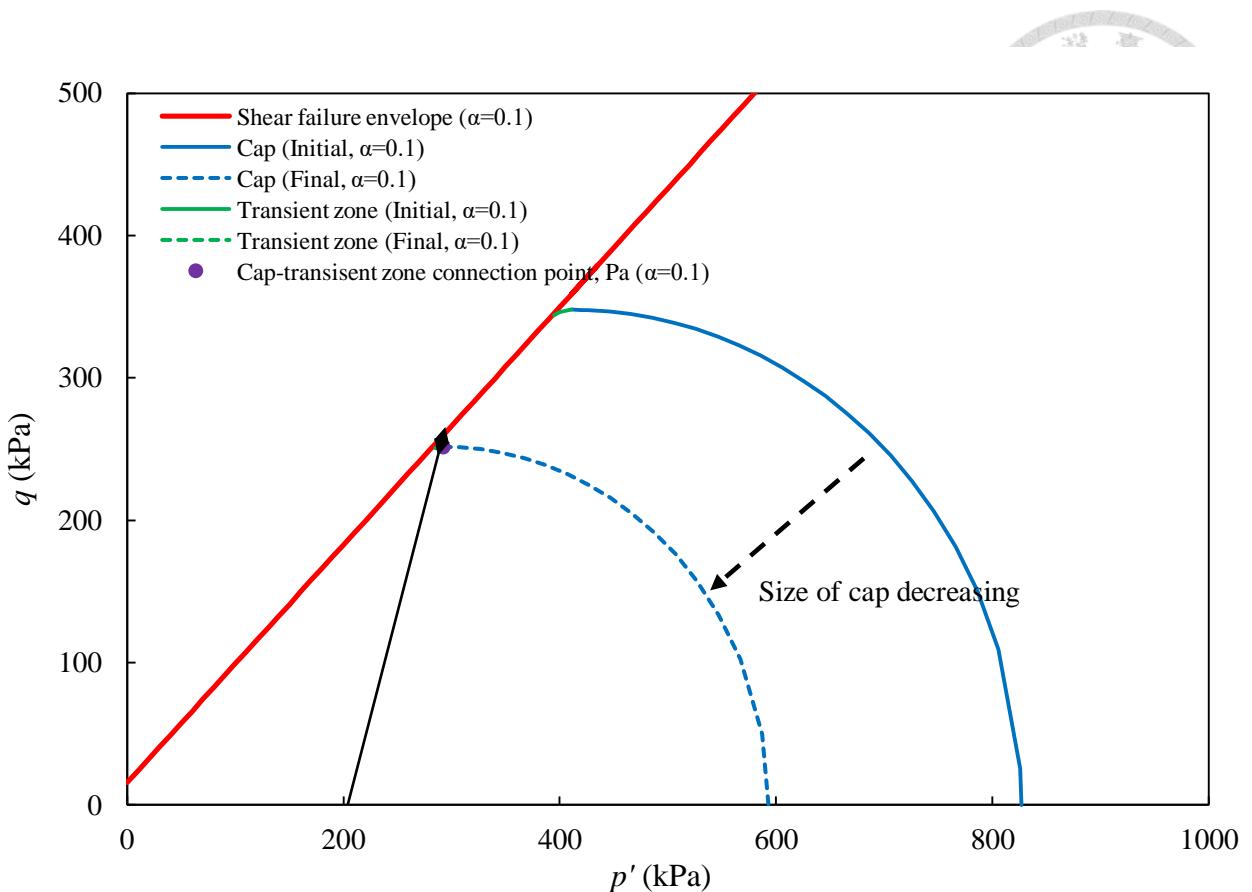


圖 3.24 帽蓋形狀參數對結果之影響 ($\alpha = 0.1$)

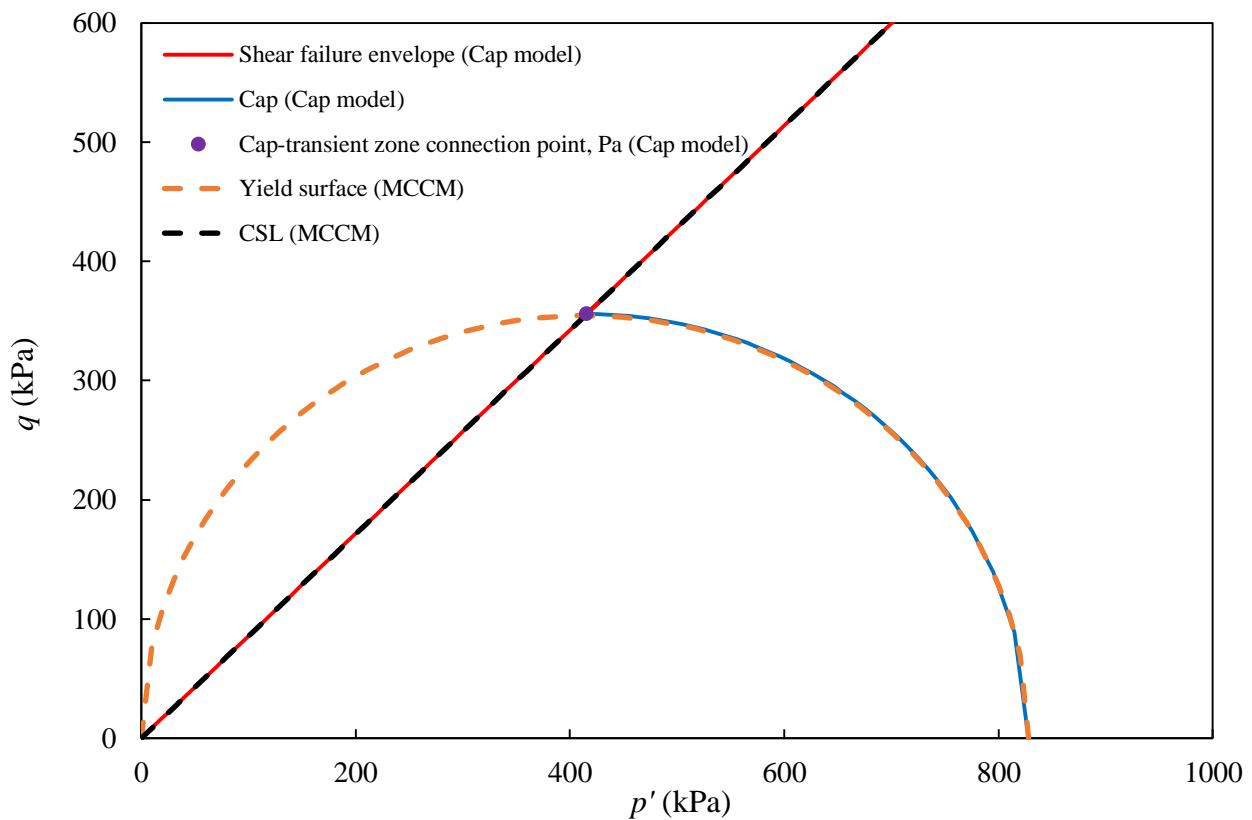


圖 3.25 降伏面形狀比較示意圖 (正常壓密土壤)

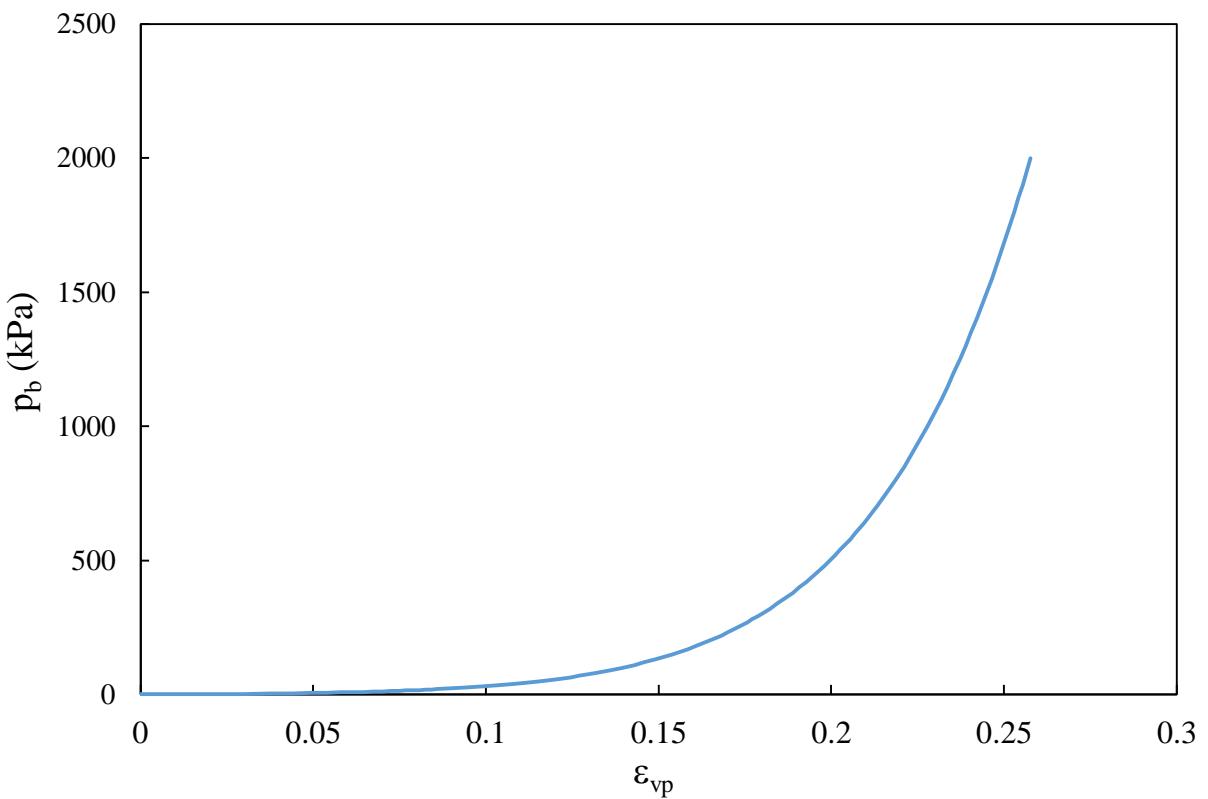


圖 3.26 帽蓋應變硬化曲線示意圖（正常壓密土壤）

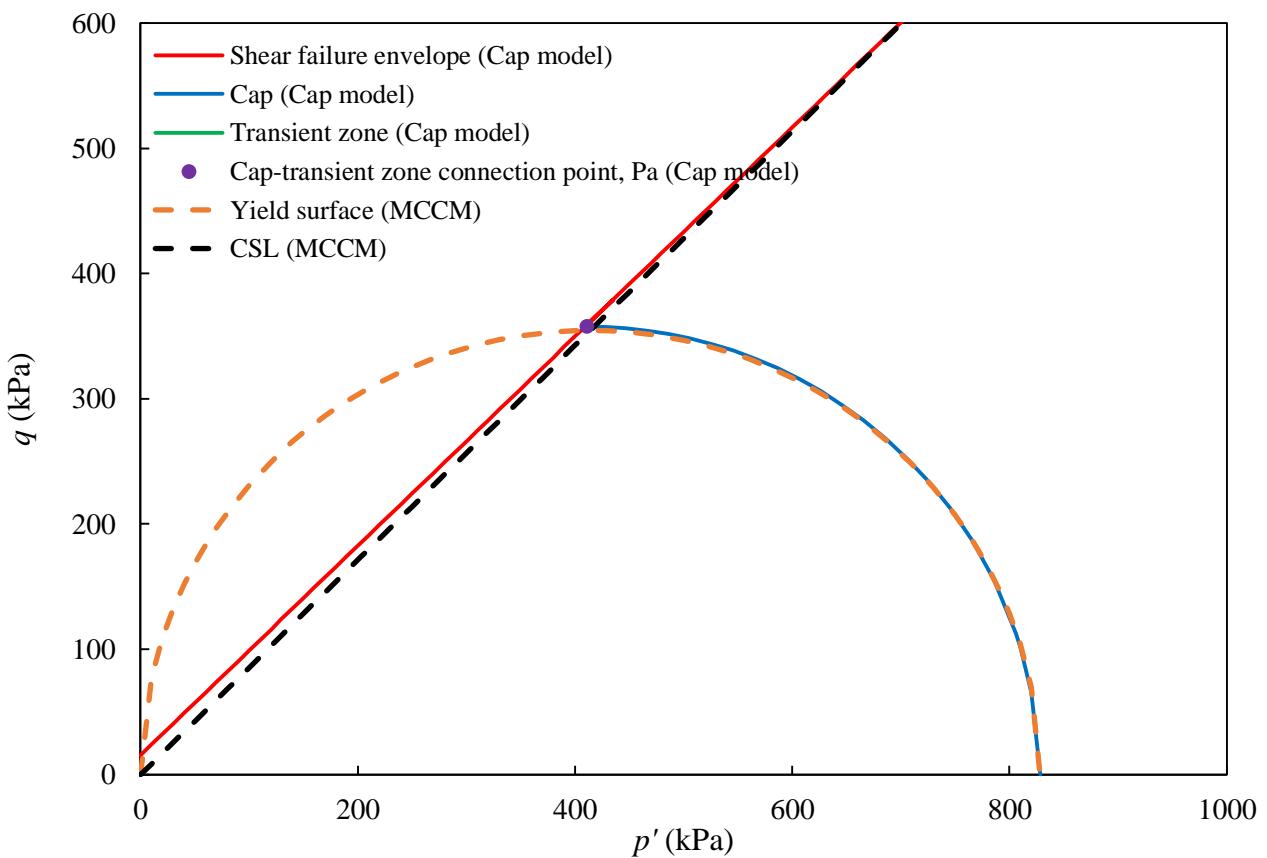


圖 3.27 降伏面形狀比較示意圖（過壓密土壤）

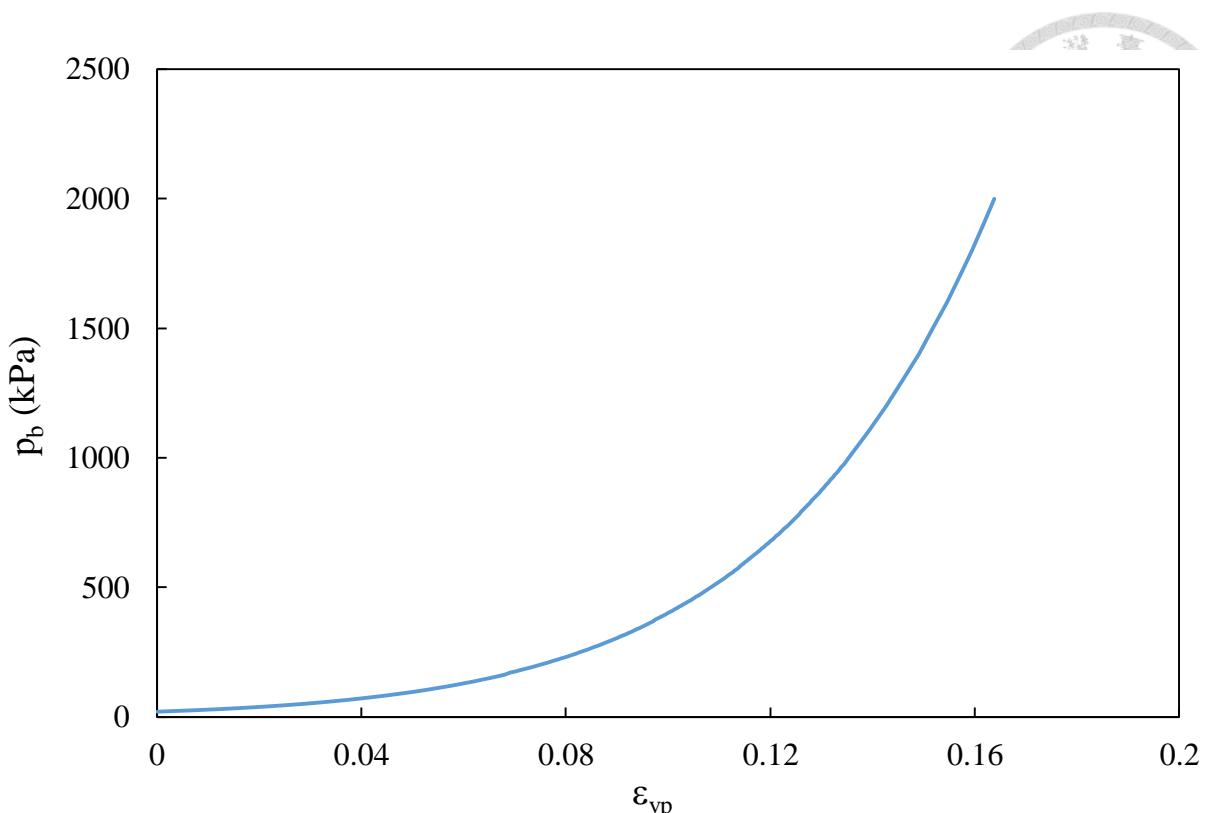


圖 3.28 帽蓋應變硬化曲線示意圖 (過壓密土壤)

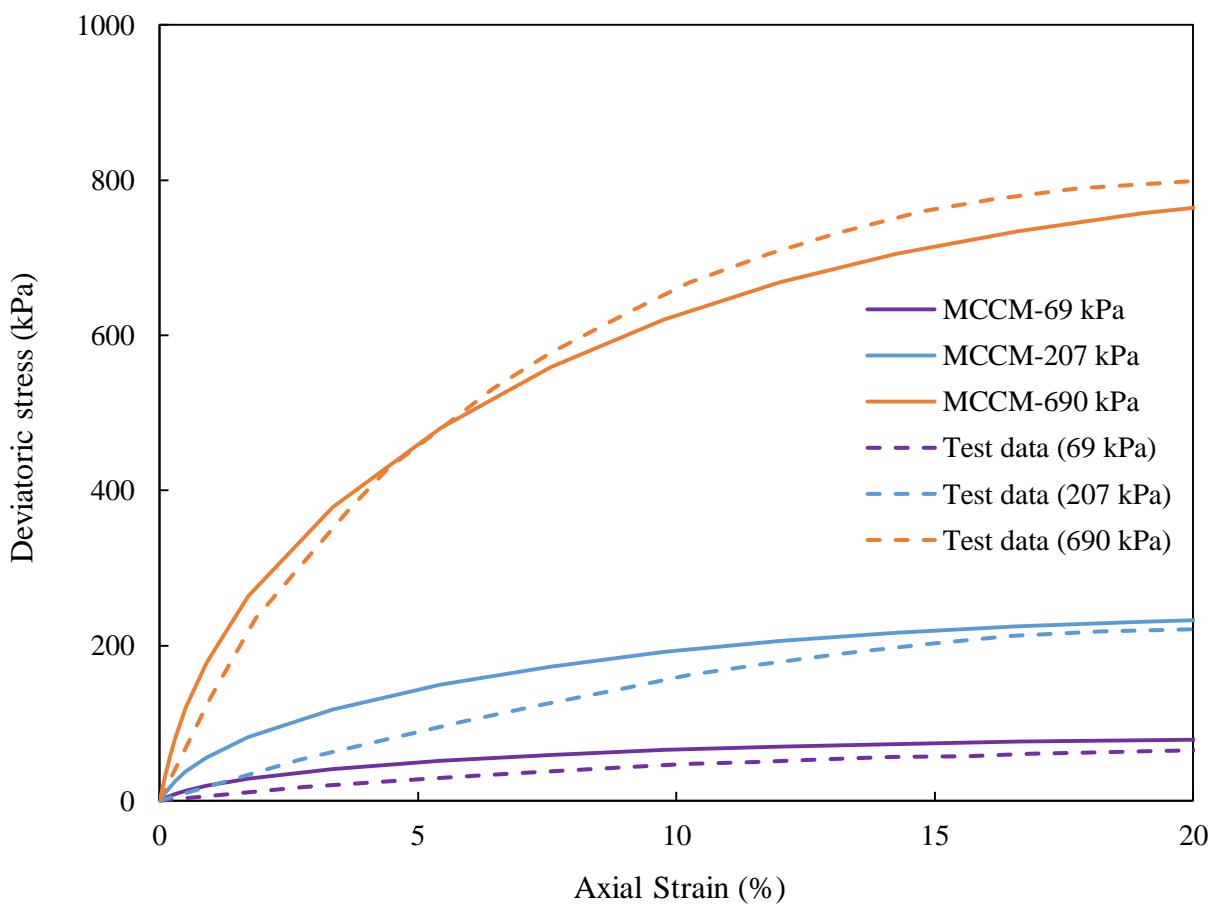


圖 3.29 軸差應力-軸向應變 (NC, CD 試驗, Critical state plasticity)

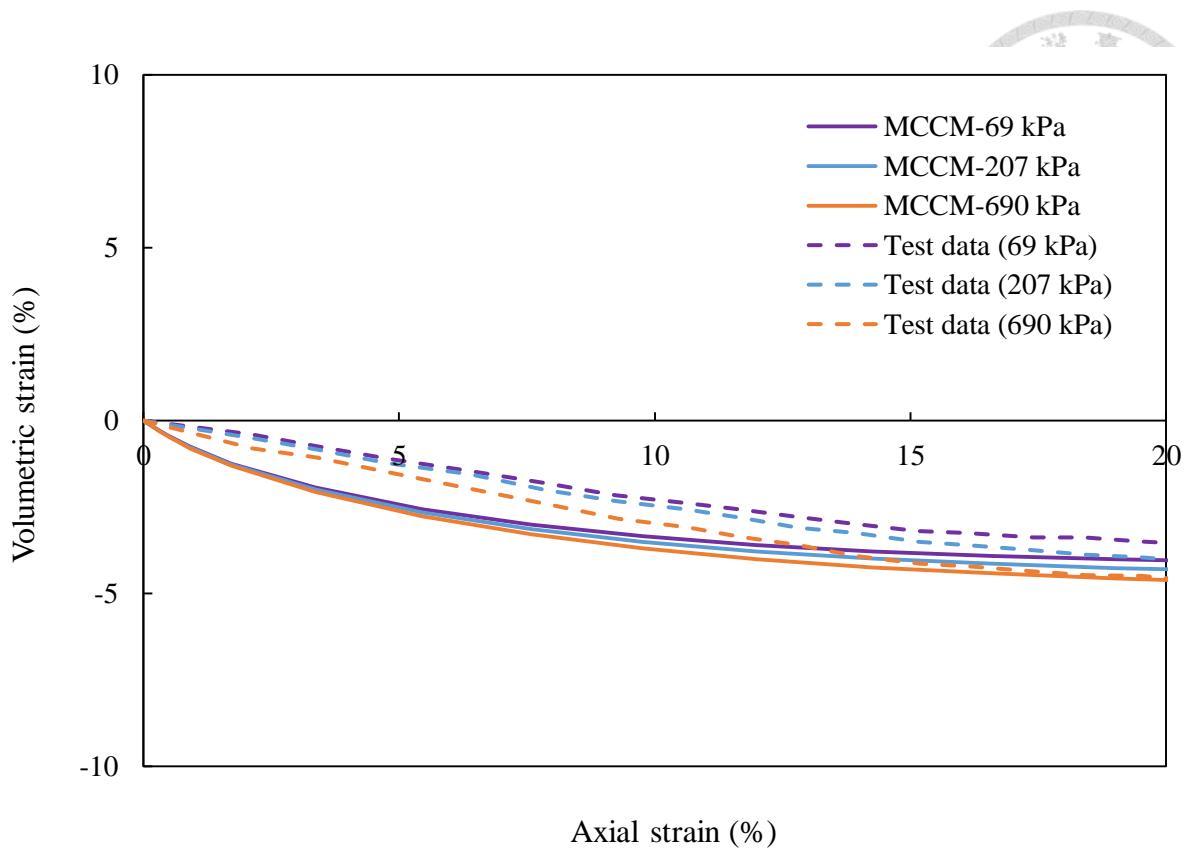


圖 3.30 體積應變-軸向應變 (NC, CD 試驗, Critical state plasticity)

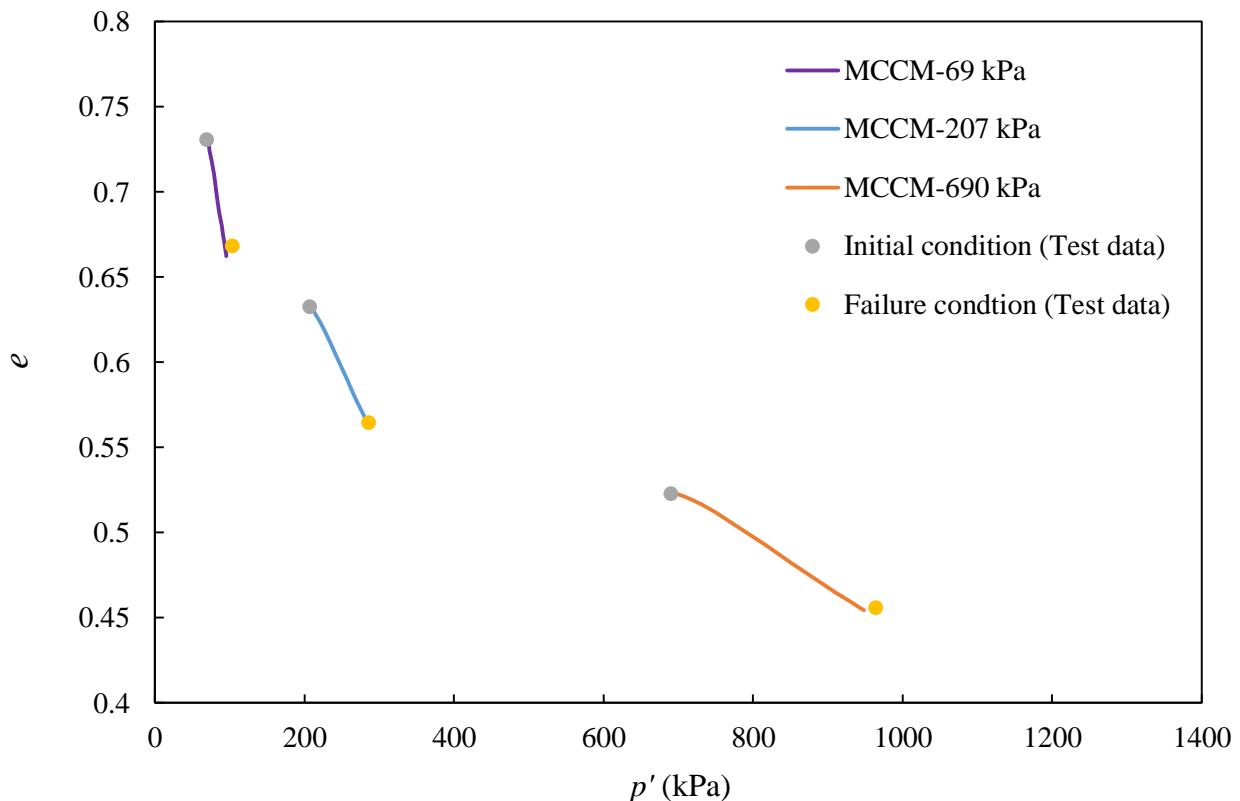


圖 3.31 e - p' 關係圖 (NC, CD 試驗, Critical state plasticity, 三維 p' - q)

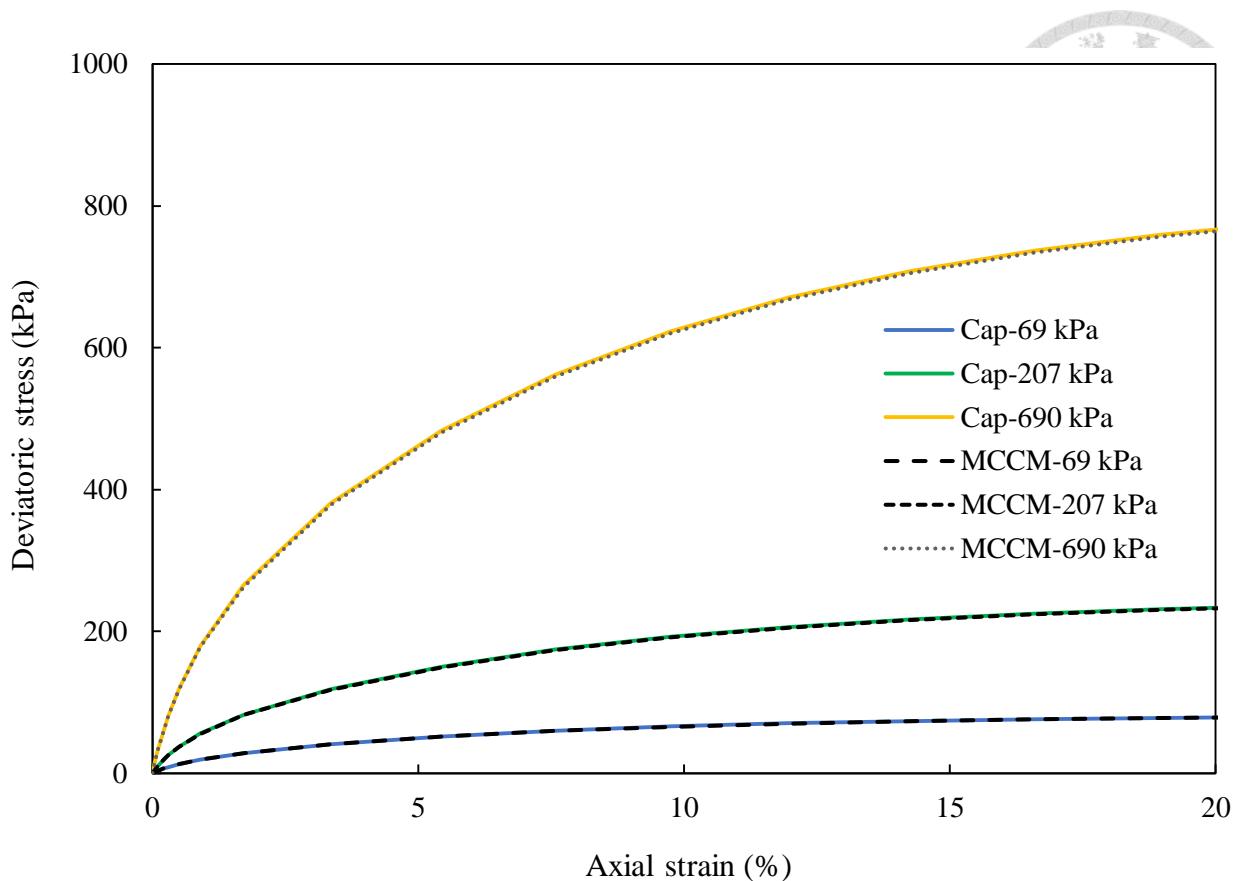


圖 3.32 軸差應力-軸向應變比較圖 (NC, CD 試驗)

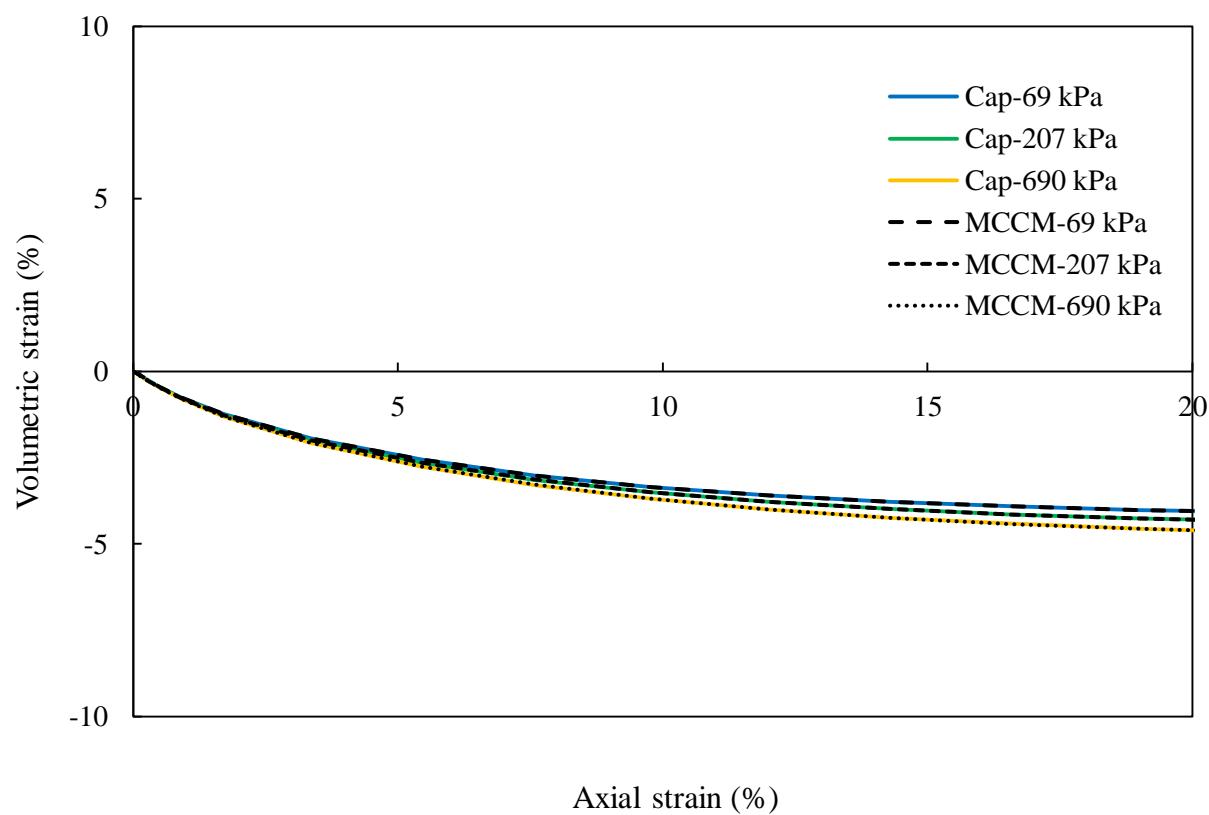


圖 3.33 體積應變-軸向應變比較圖 (NC, CD 試驗)

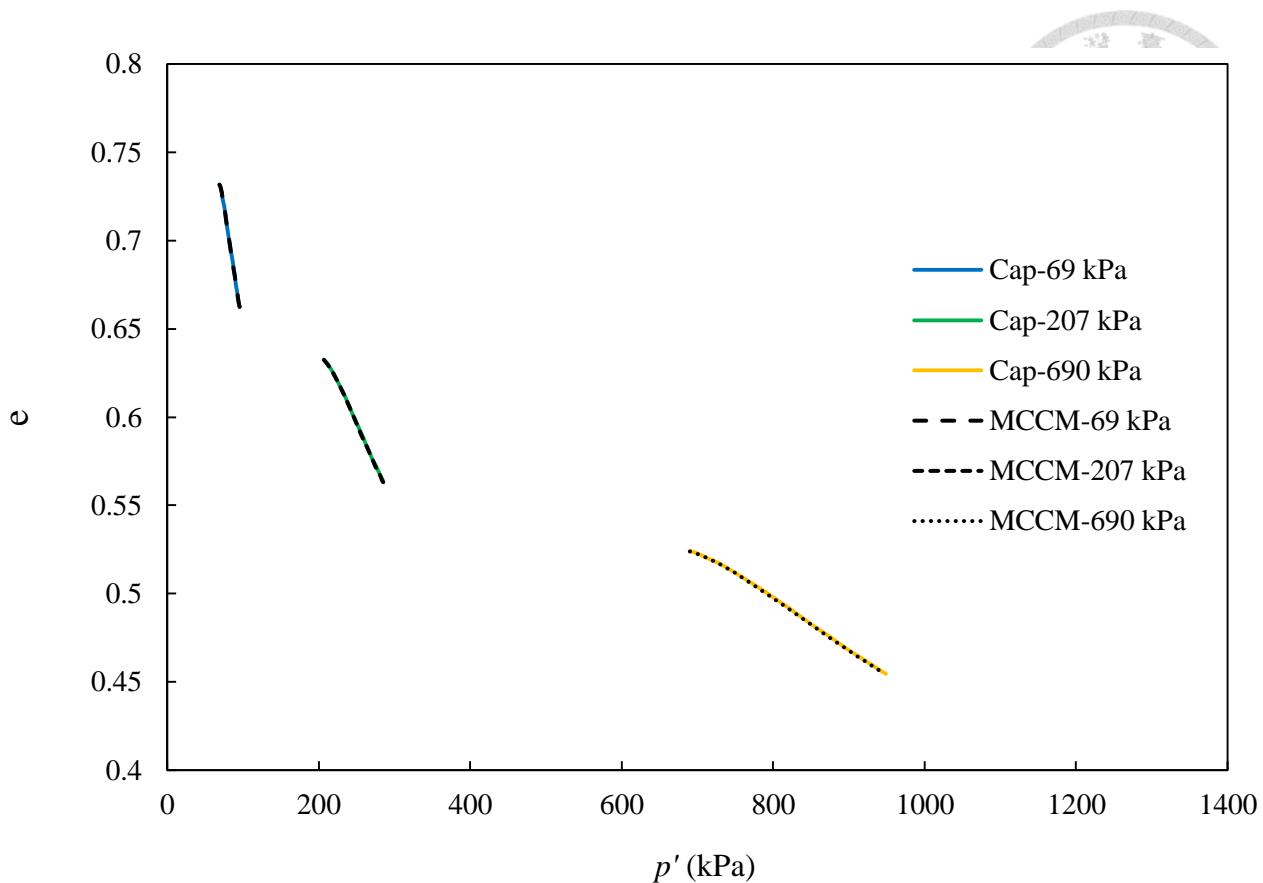


圖 3.34 e - p' 關係比較圖 (NC, CD 試驗, 三維 p' - q)

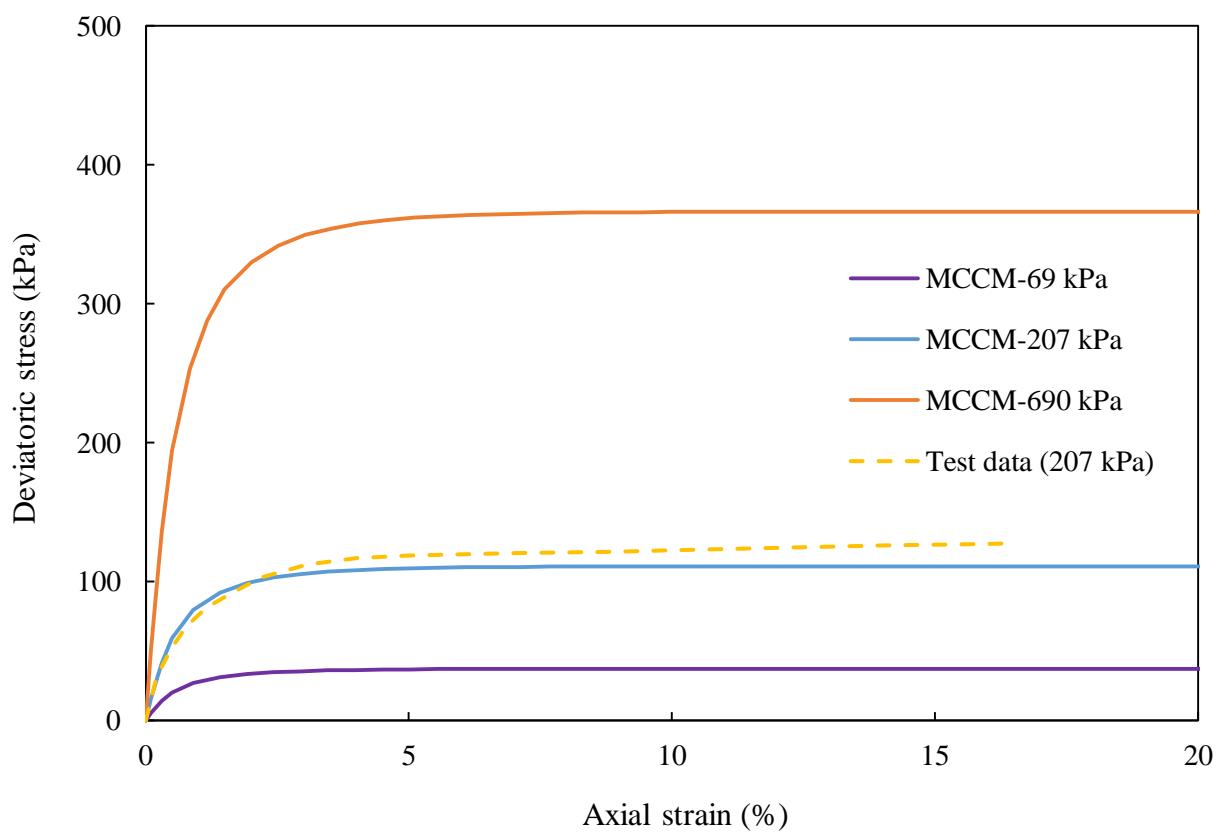


圖 3.35 軸差應力-軸向應變 (NC, CU 試驗, Critical state plasticity)

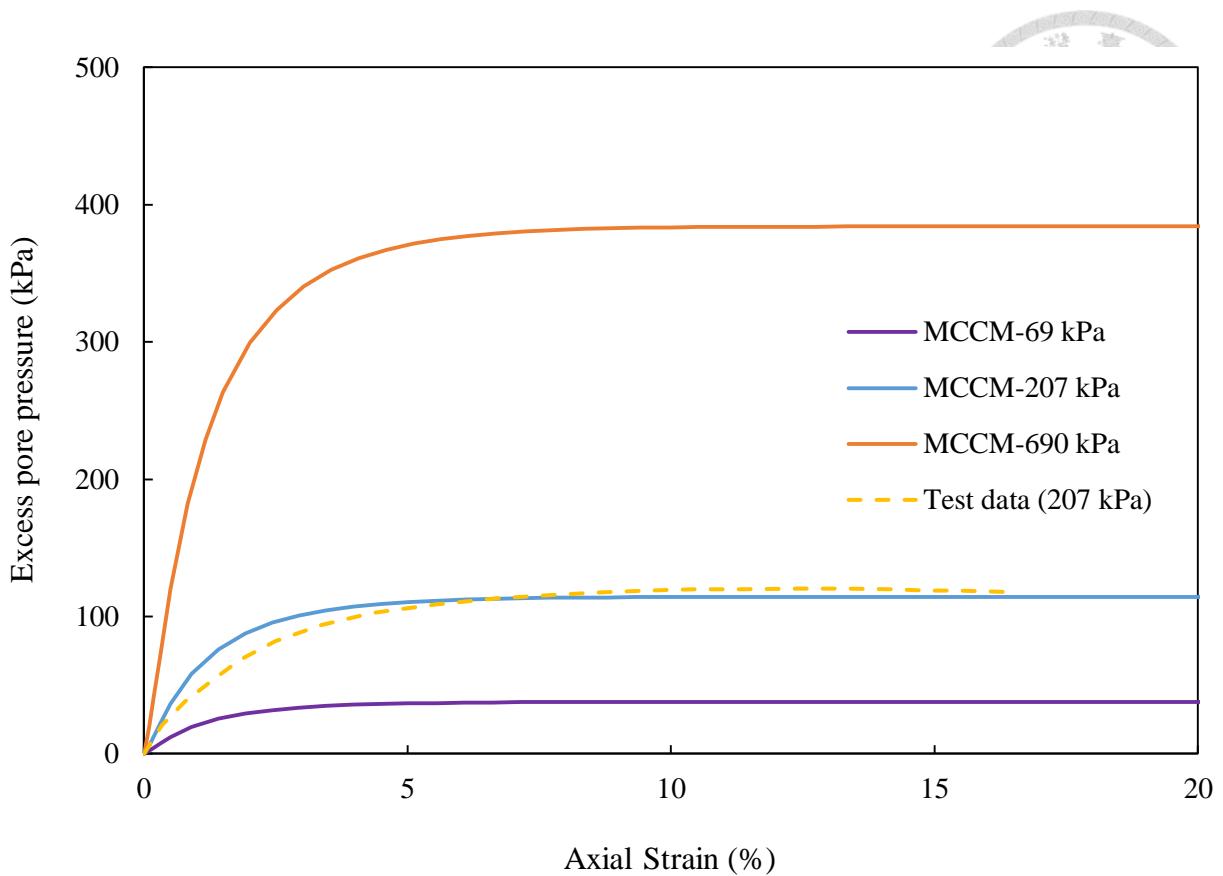


圖 3.36 超額孔隙水壓-軸向應變 (NC, CU 試驗, Critical state plasticity)

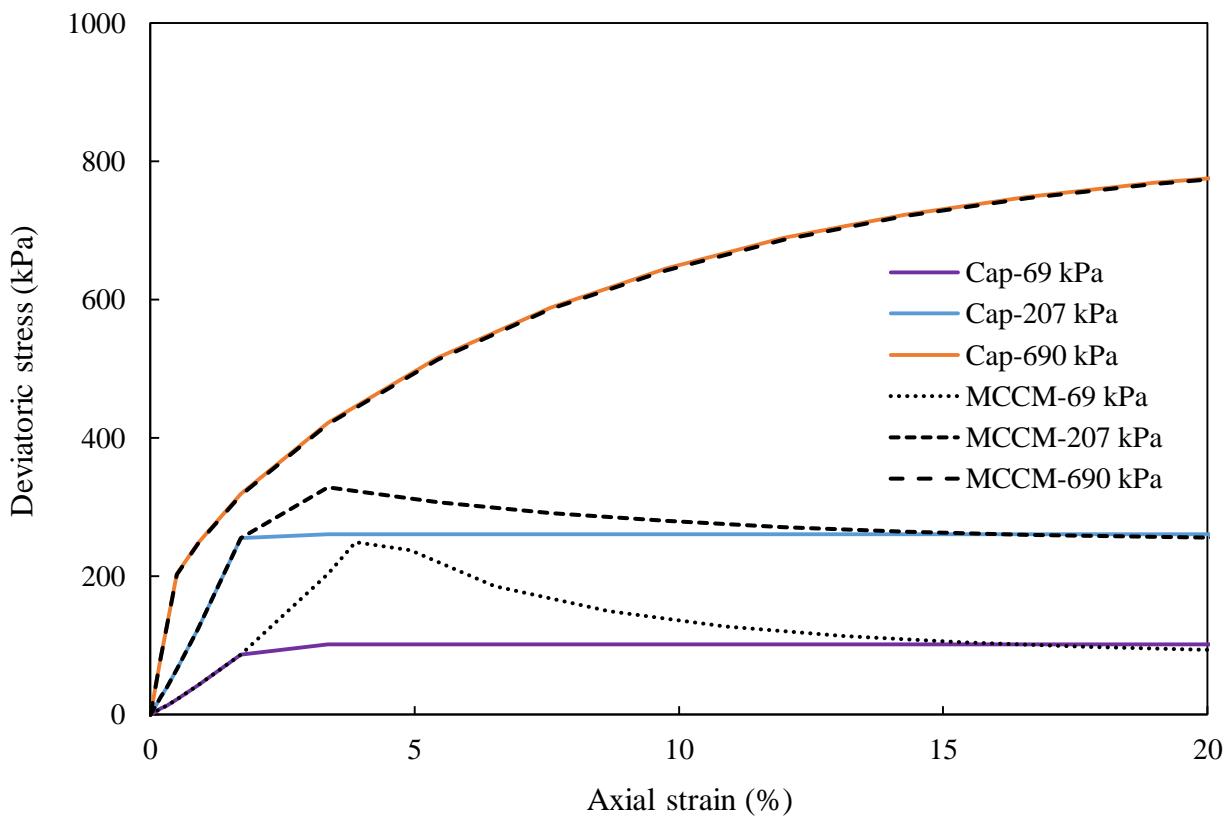


圖 3.37 軸差應力-軸向應變比較圖 (OC, CD 試驗)

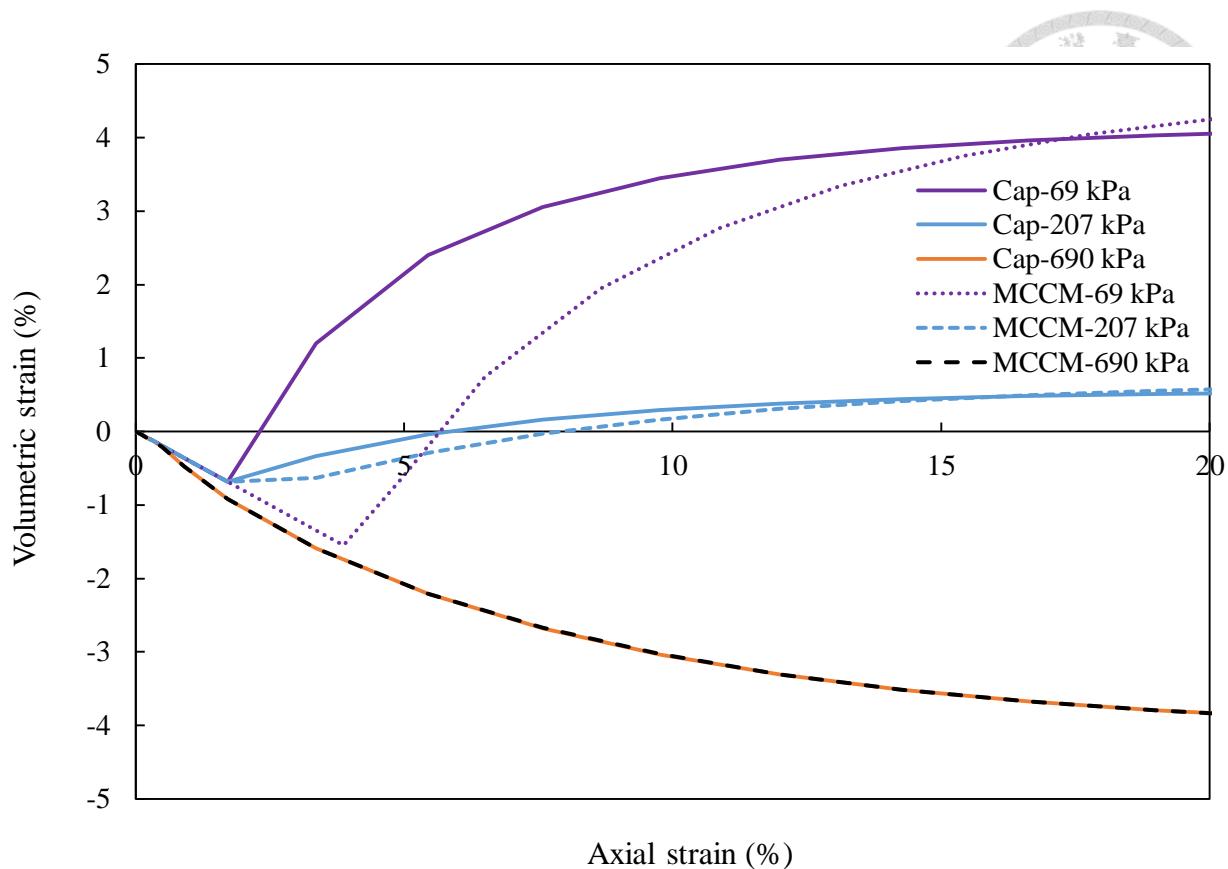


圖 3.38 體積應變-軸向應變比較圖 (OC, CD 試驗)

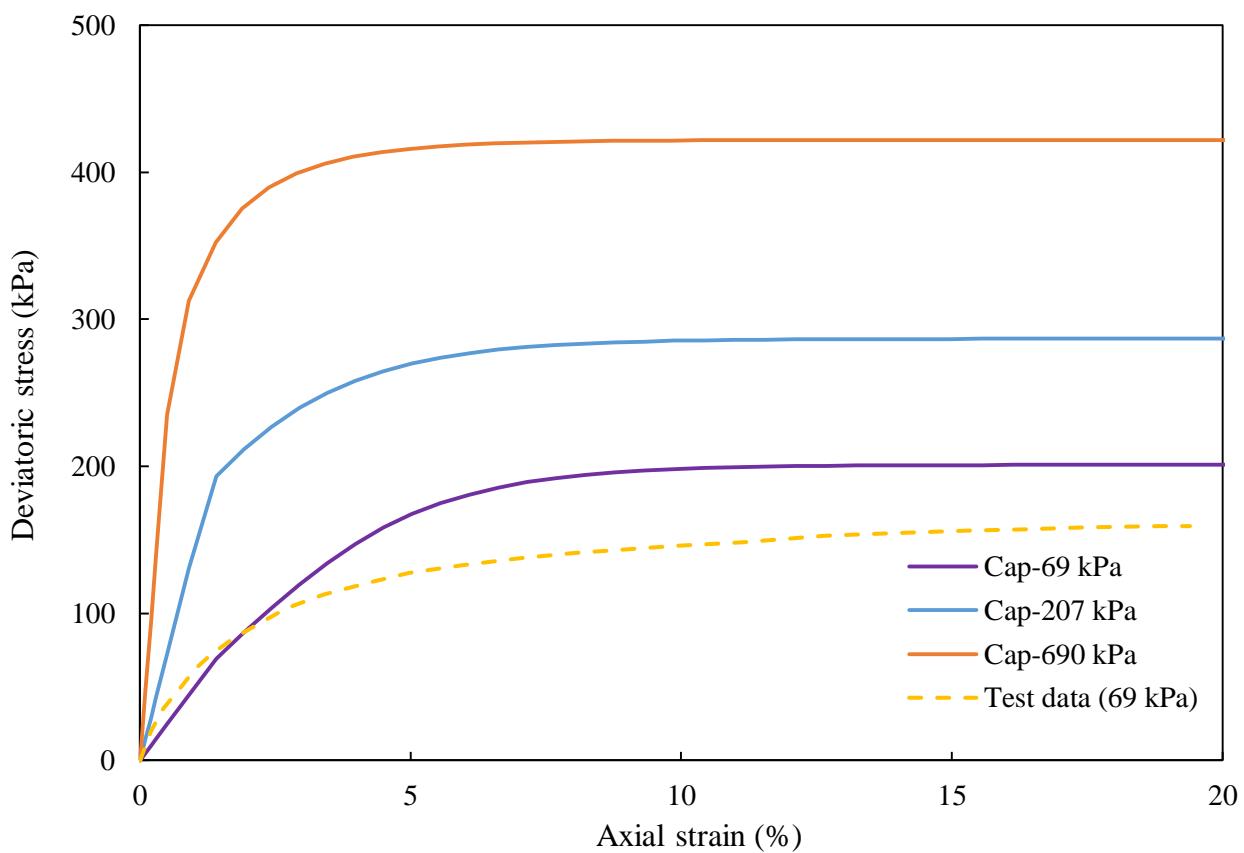


圖 3.39 軸差應力-軸向應變比較圖 (OC, CU 試驗)

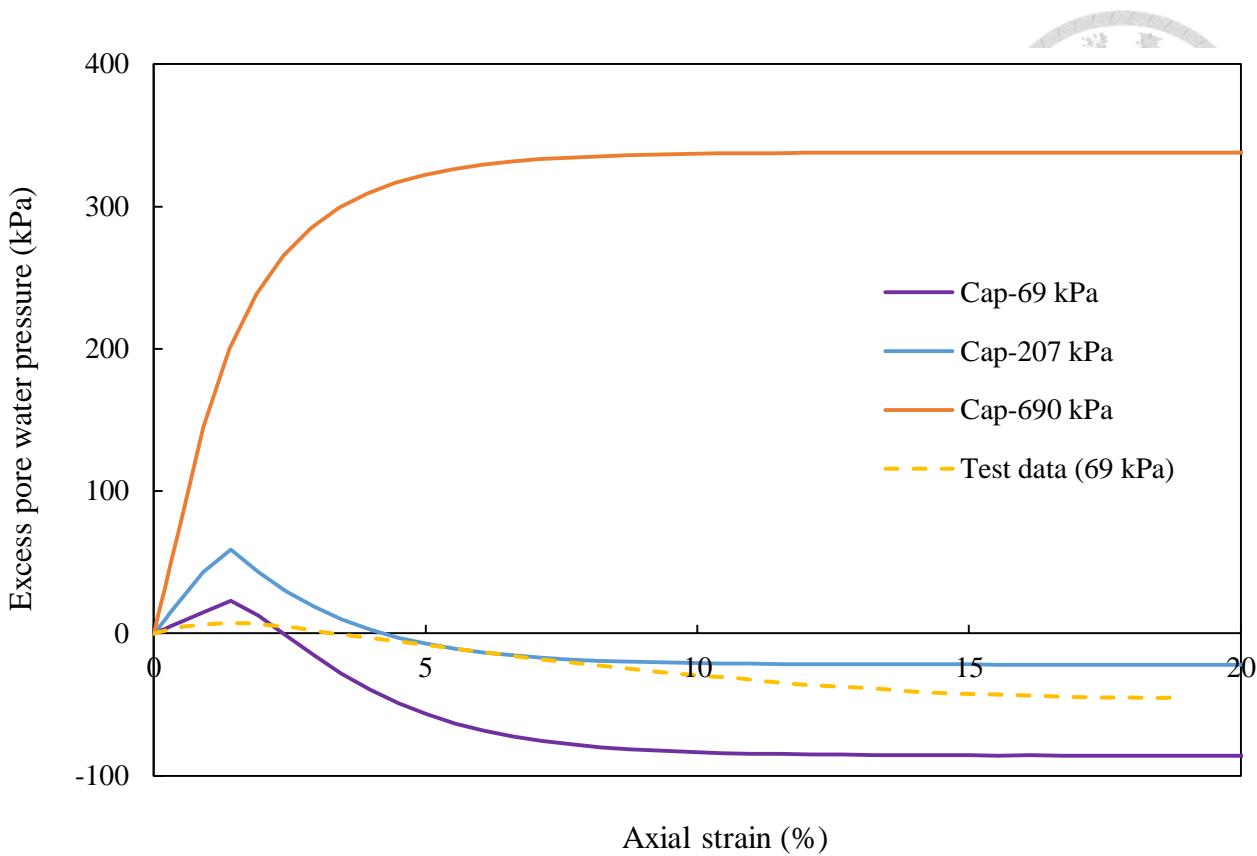


圖 3.40 超額孔隙水壓-軸向應變比較圖 (OC, CU 試驗)

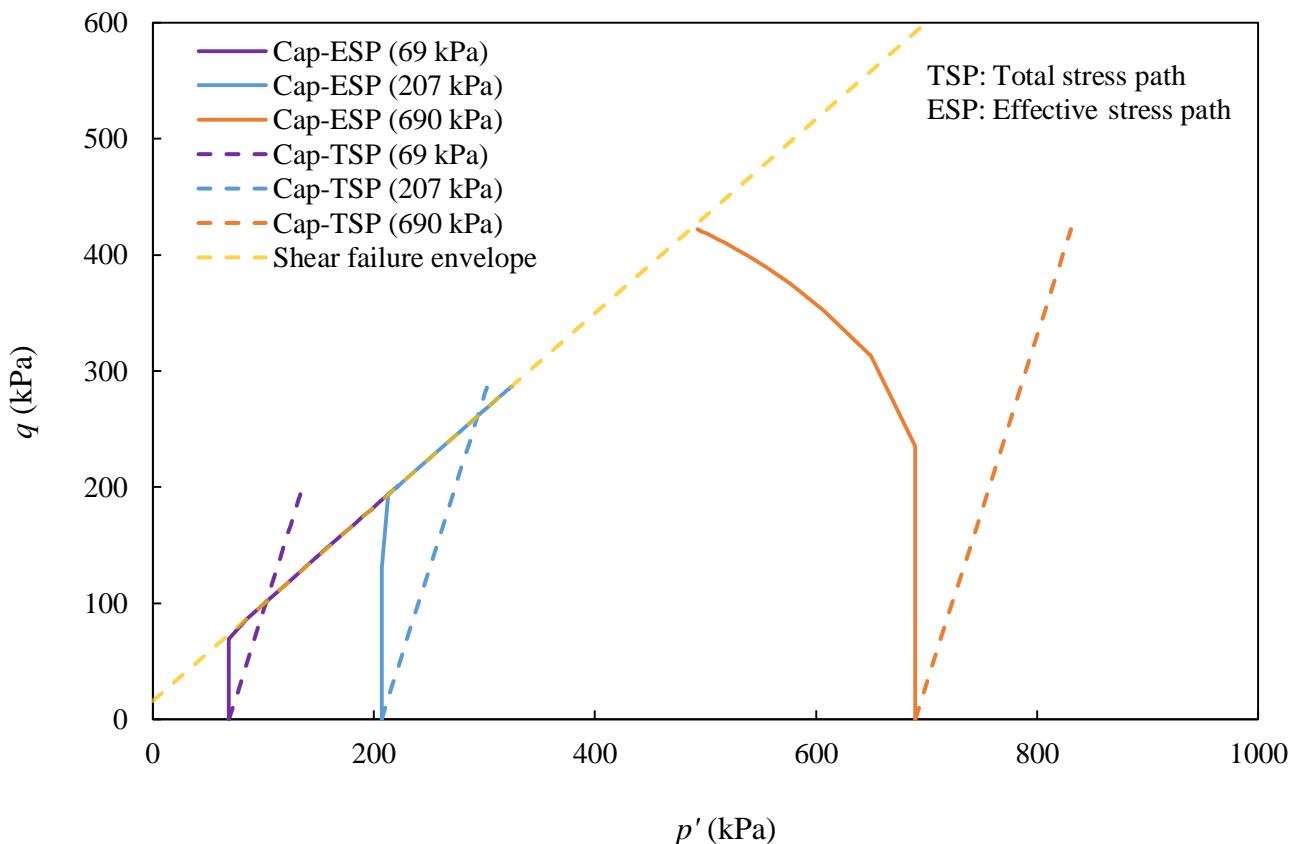


圖 3.41 應力路徑比較圖 (OC, CU 試驗, 三維 p' - q)



四、基樁負摩擦力模型建立與驗證



本章節將建立基樁負摩擦力模型，模擬前人之現地試驗監測結果，驗證建立之數值模型正確性與是否能掌握基樁受負摩擦力時之行為，以利於後續之參數研究。

4.1 模擬對象與前人驗證研究之介紹

4.1.1 模擬對象試驗場址

Indraratna et al. (1987) 進行短期的基樁拉拔試驗 (Pullout tests) 與長期的負摩擦力監測。試驗場址位於泰國曼谷市東方 10 公里處，根據其現地鑽孔試驗，該場址的土壤為曼谷黏土 (Bangkok clay)，表層為厚度 2 到 4 公尺的風化黏土，下方依序為約厚度 16 公尺的軟弱黏土、厚度 6 到 8 公尺的中等堅硬至堅硬黏土，約在地表下深度 27 公尺下方為砂土，地下水位約位於地表下 1.5 到 2 公尺。簡化後現地土層之基本性質，如圖 4.1 所示。透過現地荷蘭錐試驗 (Dutch cone)、現地十字片剪試驗 (Field vane shear test) 以及薄管取樣現地未擾動土壤進行實驗室試驗 (直接剪力試驗與 K_0 壓密不排水試驗) 得到現地黏土之不排水剪力強度，如圖 4.2 所示。現地土層之應力狀態，如圖 4.3 所示。試驗包含兩支樁，試樁為外徑 400 mm、內徑 250 mm，預鑄空心混凝土樁，分段打擊進入土壤，於各段之間安裝荷重計 (Load cell) 以量測樁身軸力分佈，如圖 4.4 所示。分段將試樁打擊進入土壤，完成拉拔試驗後，將最後一段的樁斷面安裝在最上方，試樁總長度為 27 公尺，最頂部 2 公尺裸露於原地表面之上。兩支試樁分別為無表面處理與表面塗有瀝青之樁。試樁安裝完畢後，於地表 $24m \times 14m$ 的範圍內建築土堤，土堤高度 2 公尺於 3 天內建築完成，作為地表加載。負摩擦力試驗監測儀器配置，如圖 4.5 所示。樁周圍預定深度安裝沉陷量監測點 (Settlement points)、樁周圍土壓力計與土堤中心下方各深度水壓力計 (Hydraulic piezometer)，並在地表面預定

位置放置沉陷鉀 (Surface settlement plates) 量測地表沉陷量，監測時間將近 9 個月。



4.1.2 現地監測結果

各位置地表沉陷量監測結果，如圖 4.6 所示，於土堤正下方的地表沉陷量最大；土堤邊緣的地表沉陷量最小。樁周圍土壤沉陷量隨深度的變化，如圖 4.7 所示，土壤沉陷主要發生於淺層風化黏土層與軟弱黏土層，地表下深度 15 公尺下的沉陷量很小，幾乎可以忽略。無表面處理樁之樁身軸力分佈，圖 4.8 所示；表面塗有瀝青樁之樁身軸力，如圖 4.9 所示。兩者的最大軸力位置(即中立點位置)隨著壓密排水時間增加而逐漸發展至距地表更深的深度，表面塗瀝青樁的軸力約為無表面處理樁之 40%。本章節後續將對此現地試驗進行模擬，驗證模型建立的正確性。

4.1.3 前人對此現地試驗模擬結果

關於此現地試驗，前人進行過一些數值模擬分析，如 Indraratna et al. (1987) 與 Yan et al. (2012)。Indraratna et al. (1987) 對其施作的現地試驗建立二維軸對稱模型，如圖 4.10 所示。模擬現地土堤加載情況，根據實驗室試驗結果給定各層土壤性質參數，如表 4.1 所示。回填土、承載層與樁材假設為彈性材料，參數如表 4.2 所示。樁土間界面性質採用界面滑動元素模擬，假設樁土間相對位移達 3 mm，摩擦力達到完全發展。土壤隨深度之沉陷量模擬結果，如圖 4.11 所示，加載後 3 天，模擬之土壤沉陷量較試驗結果大，在 265 天後模擬值與試驗結果差異不大。如圖 4.12 所示，未表面處理樁之樁身軸力模擬結果，最大軸力發生位置稍微較試驗結果高，但能掌握到中立點的發生位置發生在軟弱土層與較堅硬土層交界面的趨勢。

Yan et al. (2012) 同樣對此現地試驗進行模擬，以 ABAQUS 建立二維軸對稱模型，如圖 4.13 所示。模型在原始土層上方加上 2 公尺土堤模擬加載情況。模型土壤行為使用 Modified cam clay 模型進行模擬，根據 Indraratna

et al. (1987) 的參數與實驗室試驗結果反求出土壤參數，如表 4.3 所示。界面摩擦模型使用主從技術進行模擬。所使用之土壤參數與 Indraratna et al. (1987) 幾乎相同，但該模型將滲透係數放大 10 倍，該研究作者所提出的理由係放大 10 倍後之滲透係數仍在 Bangkok clay 典型的滲透係數的範圍內 (Horpibulsuk et al. 2007)，且能有較佳的擬合現地試驗監測的結果。樁周土壤隨深度沉陷量模擬結果，淺層的地表沉陷較現地量測結果小，但整體能掌握到發展趨勢，如圖 4.14 所示。樁土相對位移量隨土壤壓密排水後，中立點位置逐漸變深，如圖 4.15 所示。未表面處理樁之樁身軸力模擬結果，透過兩種不同樁土間界面模型之結果會有些許差異，但模擬的趨勢大致相同，如圖 4.16 所示。

上述將數值模型滲透係數放大的方式應屬合理，例如 Lee et al. (2007) 於韓國的黃海海堤建築材料的取土坑進行現地透水室驗，並且取樣進行實驗室滲透實驗，其結果顯示現地之滲透係數與試驗室試驗滲透係數有很大的差異，現地試驗量測之滲透係數可以較實驗室試驗量測之滲透係數大 1 到 10^4 倍不等，平均值約在 10^2 倍。由於實驗室試驗測得之滲透係數為單向度流動，而現地的排水為三向度的流動，且土壤的不均質性較高、夯實度較為不佳，因此透過現地試驗所得之滲透係數會較實驗室試驗大。



4.2 基樁負摩擦力驗證模型建立

4.2.1 模型基本假設

本研究之負摩擦力驗證模型與前人驗證模型相同，假設地下水位面位於原土層地表下 2 公尺處，假設地下水位面下方為完全飽和，上方為完全乾土簡化分析。假設土壤為均質(Homogeneous)、均向(Isotropic)的彈塑性材料。樁為完美彈性且完全不透水之材料。由於本研究是探討基樁的負摩擦力行為，與土壤的排水有關，因此採用排水速率與時間耦合的分析方法，考慮超額孔隙水壓的激發與消散跟時間的關係。現地的樁為打擊樁，在打樁過程中會激發超額孔隙水壓，但其根據其試驗在打擊過後，靜置 8 到 9 天，超額孔隙水壓應以消散大部分，因此本研究中為簡化分析忽略該超額孔隙水壓之影響。於初始時直接把樁加入土壤中，與土壤一起進行大地應力平衡。為了簡化問題，建立模型為單樁模型，而非考慮現地試驗兩支樁的情況。

4.2.2 材料組成模式

如 4.1.3 節所述，前人研究對於此現地場址的數值模擬，以 Modified Cam clay 模式模擬曼谷黏土(Indraratna et al. (1987)與 Yan et al. (2012))。另根據 Chaudhry et al. (1975)、Hassan et al. (1976)與 Surarak et al. (1976)等人之研究，正常壓密與過壓密曼谷黏土展現不同之應力-應變行為，過壓密曼谷黏土之應力-應變關係狀態達到尖峰剪力強度後展現明顯之軟化行為。根據第三章所探討的土壤組成模式，考量前述曼谷黏土的受力變形特性，本章之負摩擦力分析模型採 Porous elastic 模式，加上 Critical state plasticity 模式模擬曼谷黏土。組成模式的細節已在 3.2.2 節說明，在此不再贅述。

4.2.3 土層參數設定與初始狀態驗證

分析中，給定土壤密度和施加重力，先進行初始大地應力平衡，透過給定 keyword 指令 Initial condition=stress, geostatic 紿定土層的垂直向應力與靜

止土壓力係數使其內外力平衡，以模擬現地土層之初始應力狀態。由於現地土層情況較為複雜，本小節確認初始大地應力狀態之正確性，使平衡後不會有初始的沉陷產生，以達大地應力平衡之目的。

模型假設地下水位位於原地表下方 2 公尺處，參考前人數值模擬之參數給定驗證模型之土壤性質，土壤參數如 λ 、 κ 、 M 、 e_I 和 k 值與前人相同。參考前人模型中得過壓密程度 OCR 和側向土壓力係數 K_0 ，兩參數會影響模擬之側向土壓力大小，進而影響模擬之負摩擦力。柏松比採用 0.3，此值會影響由 Porous elastic 模式計算出之初始剪力模數與產生之沉陷量大小。透過土壤之初始應力狀態，如表 4.6 所示，根據過壓密程度計算出模型的初始孔隙比。理論上隨深度變深，孔隙比會更小，但本研究為了簡化分析使用各土層中點應力狀態計算之孔隙比給定該層之孔隙比。以前人的飽和單位重透過前述方式給定的初始孔隙比計算給定 ABAQUS 的乾土單位重，如表 4.4 與表 4.5 所示。由於 Critical state plasticity 模式會採用初始孔隙比與初始應力狀態計算初始降伏面大小，若分層太厚時會由於使用整層中點孔隙比與該深度的應力狀態計算出之初始降伏面過小，土壤應力狀態已在降伏面外，導致受初始大地應力就產生塑性沉陷。因此本研究將較厚的土層分為較薄的分層，模型分層如圖 4.17 所示，數值模型如圖 4.18 所示。

純土層的大地應力平衡後垂直向變形量，如圖 4.19 所示，產生向下沉陷 1.7 mm。垂直向塑性應變圖，如圖 4.20 所示，發現在風化層黏土與軟弱層黏土的交界面上方元素有明顯的塑性變形發生，導致沉陷量的累積。是由於上下兩種壓縮性不同的土層給定的初始孔隙比差異較大，而 ABAQUS 在給定初始孔隙比時，交界面係將給定之上下層孔隙比取平均後給定交界面的上方元素，再由此平均過後的孔隙比與給定的初始應力狀態計算初始降伏面大小，導致應力狀態在降伏面外而直接降伏產生塑性變形。為了改善此問題，於各土層交界面上方 0.1m 處進行切割線處理，在土層界面間先進行人工的網格切割，使靠近交界面的元素較小，降低其影響，改良後的模型如圖 4.21 所示。改良後模型大地應力平衡後垂直向變形量，如圖 4.22 所示。垂直向塑性



應變圖，如圖 4.23 所示，界面處進行切割線處理後幾乎沒有產生塑性變形，使用此方法可以使平衡後結果較佳，更接近現地初始狀態。



4.2.4 模型尺寸與邊界條件

基樁負摩擦力模型係將土堤、土堤下方受壓土壤與樁同時建立，土堤與受壓土層的尺寸為 $60m \times 50m \times 40m$ ，樁直徑為 0.4 m 之實心斷面樁，如圖 4.24 所示。由於前人的研究中是使用空心斷面樁，透過軸向斷面剛度 EA 相同轉換為實心斷面之 E 值進行設定。進行模擬於大地應力步驟前先把最上方 2 公尺移除，受壓土層與樁一起進行大地應力平衡以後，加載步驟將初始移除的土堤部分加回模型，範圍為 $24m \times 14m$ ，高度 2 公尺。側邊與底部均使用滾支承，底部中心再加上水平向(X, Y 方向)的滾支承，以防止模型水平向移動。於乾土與濕土之間設定排水邊界(原土層地表下 2 公尺)，該處為地下水位面，並在堅硬黏土與砂土間設定排水邊界(原土層地表下 28 公尺)。即黏土的排水向上往地下水位面排水，向下往砂土層排水。

4.2.5 網格切割

與 4.2.3 節相同，土層於各土層交界面切出厚度 0.1 公尺的線後，再由 ABAQUS 的自動 Mesh 功能進行網格的切割。深度方向(Z 方向)的網格大小為 1 公尺，而土堤加載區域與下方的水平向(X, Y 方向)網格大小為 1 公尺，於土堤加載區外(遠域處)的網格由 1 公尺漸變至 2 公尺以減少網格數量，加快計算速度。網格切割後的模型，如圖 4.25 所示。

4.2.6 元素類型

地下水位面上下方採用三維實體元素中線性完全積分的三維八節點孔壓元素(C3D8P)以考慮孔隙水壓與時間的耦合效應。地下水面上方土壤與土堤採用三維八節點元素(C3D8)，假設為完全乾土。樁的網格同樣為三維八節點元素(C3D8)，假設為完全不透水的材料。



4.2.7 植土間界面元素之性質

基樁負摩擦力模型中，受力後樁土間會產生相對滑移。ABAQUS 中，可採用面對面離散法 (Surface to surface discretization) 選定接觸對 (Contact pairs) 模擬樁土間界面，通常會選定兩材料相對勁度較高的材料表面為主控面 (Master surface)，反之則為從屬面 (Slave surface)。本研究中選定樁接觸到土壤的面為主控面，土壤接觸到樁的面為從屬面。選定後主從面後設定接觸面之間的性質，接觸面法向行為採用 Hard contact，即兩物體間須有接觸才會傳遞法向應力；切向摩擦性質採用庫倫摩擦定理 (Coulomb frictional law) 進行模擬。若有法向接觸壓力 p 時，接觸面可以傳遞切向應力，如圖 4.26 所示。剪應力的計算公式(4.1)如下：

$$\tau_{crit} = \mu p \quad (4.1)$$

負摩擦力分析時，常假設樁土間相對位移量達 3 到 5mm 時，摩擦力完全發展，此部分可以透過 Elastic slip 設定發展全額摩擦力的門檻剪位移，即假設相對位移達門檻剪位移之前為線性增加，當達到門檻剪位移後即達定值。另外考慮接觸應力過大時，若使用式(4.1)計算，摩擦力會有無限制增加的情況。ABAQUS 可以透過設定最大剪應力來避免此現象的發生，如圖 4.27 所示，一般可以給定最大剪應力為 $\frac{1}{\sqrt{3}}$ 的 Mises 降伏應力。

Yan et al. (2012) 透過一驗證模型，如圖 4.28 所示，針對 ABAQUS 的界面摩擦性質進行探討。其研究發現 ABAQUS 計算界面摩擦力時，係將界面摩擦係數乘以界面上總應力，而非乘以界面上有效應力。但由於水壓力並無法提供剪力強度，若乘上總應力則會高估界面摩擦力。其研究透過 ABAQUS 中的使用者子程序 (User subroutine) 中的 FRIC 函數定義新的摩擦性質，使用 URDFIL 與 POSFIL 功能讀取計算過程中的孔隙水壓後，將其回傳至 FRIC 計算出以有效側向應力產生的摩擦力以扣除水壓力之影響。由於此方式需要較高技術的程式語言能力，本研究使用一較為簡易的方式扣除水壓力之影響，透過現地初始的有效側向土壓力與總側向土壓力之比值，對界

面摩擦係數進行折減，以扣除水壓力貢獻之摩擦力。

本研究之驗證模型中，假設界面摩擦係數在不同的土層中差異不大予以簡化分析。根據 Garlanger (1974) 與日本鋼管樁協會 (1978) 建議黏土之 β 值，取 $\beta=0.25$ ，而現地靜止土壓力 K_0 為 0.6 到 0.7 之間，取靜止土壓力係數為 0.65，根據 $\beta=K_0\mu$ 估計出之界面摩擦係數介於 0.357 到 0.416 之間，取平均值為 0.384。根據現地初始的有效側向土壓力與總側向土壓力比值折減界面摩擦係數，如表 4.7 所示。由於表層兩公尺為乾土，因此不須進行折減，隨深度逐漸變深後，由於有效側向土壓力與總側向土壓力之間的比值趨於接近，因此折減後之摩擦係數較為接近。因此將表層與深層的摩擦係數取平均值設定為 $\mu=0.15$ ，相對位移門檻剪位移採用前人數值模擬中常用的 5 mm。

4.2.8 模擬流程

(1) 大地應力平衡

大地應力平衡步驟前，透過 ABAQUS 給定 Keyword 指令 Model change, REMOVE 將土堤移除，根據 4.2.2 節之土層應力狀態與樁受自重之初始應力狀態進行大地應力平衡，在大地應力平衡步驟中樁土間界面摩擦力使用光滑 (frictionless)，使土不對樁產生額外的應力。

(2) 加入土堤步驟

大地應力平衡步驟完成後，加入土堤步驟，透過給定 Keyword 指令 Model change, ADD 將土堤加回。此步驟時間共為 3 天，模擬土堤 3 天內土堤建築完成的加載行為。此步驟時，將樁土間界面摩擦性質改為有摩擦係數的性質，模擬樁土間的摩擦行為。

(3) 排水壓密步驟

加載步驟完成後為排水壓密步驟，此步驟不再施加任何外力，模擬土壤壓密排水與時間耦合的行為，此步驟時間為 275 天。由於土壤沉陷量的發生，樁土間產生相對位移模擬基樁受負摩擦力之行為。



4.3 模擬結果

4.3.1 土層邊界 $60m \times 50m$ 土堤加載模型分析結果

如圖 4.29 所示，土堤加載完成(3 天)時就已產生較現地結果大很多的沉陷量，隨排水時間增加，逐漸產生壓密沉陷，但在深度 8 公尺(原地表下 6 公尺處)下方土壤變位量的累積並沒有再增加。如圖 4.30 所示，加載完成後激發的超額孔隙水壓隨深度逐漸變小，孔隙水壓消散 278 天後，深度 8 公尺下方幾乎與加載剛完成時相同，水壓在此下方幾乎並未消散。如圖 4.31 所示，樁隨深度的位移量差異不大，僅產生些微的壓縮量，幾乎為剛體運動。隨壓密時間增加，樁的位移量與加載完成後之位移量差異不大，並沒有發生當負摩擦力發展時將樁往下拉，使樁身變位增加的行為。如圖 4.32 所示，樁土相對位移量為零處(即中立點位置)隨壓密時間增加幾乎維持在深度 18 公尺處並沒有改變。樁身軸力分佈如圖 4.33 所示，加載完成已產生很大的軸力，隨壓密發展後最大軸力逐漸變小，與樁土相對位移圖比較後發現在深度 8 到 18 公尺的地方有樁土相對位移量稍微變小的情況。

由於較大受壓邊界尺寸模型在加載完成時，較深層處土壤的變位量就已產生，隨著壓密排水以後並不再增加。因此建立一模型將土堤下方土壤的邊界尺寸變小，測試土層邊界大小對分析結果之影響。

4.3.2 土層邊界大小對結果之影響

將土堤下方受壓土層的邊界尺寸縮小，以土堤尺寸 $24m \times 14m$ ，將其左右邊界分別向外擴展 1 公尺、3 公尺與 18 公尺建立土堤下方受壓土層尺寸，即土層尺寸為 $26m \times 16m$ 、 $30m \times 20m$ 與 $60m \times 50m$ (4.3.1 節之模型)進行模擬，比較由於土層邊界尺寸大小對結果造成的影响。

如圖 4.34 所示，土層邊界較小($26m \times 16m$ 與 $30m \times 20m$)的模型在加載剛完成時產生與監測結果較為接近的土壤變位量，且隨壓密時間增加後土層在較深的深度仍有隨土壤排水後的壓密沉陷量的產生，但壓密 278 天後的沉陷

量小於試驗之結果。而土層邊界較大($60m \times 50m$)的模型，在較深的深度幾乎沒有沉陷量的累積。如圖 4.35 所示，邊界較小之模型，在加載剛完成時激發的超額孔隙水壓量較多，且隨深度遞減的量不多。邊界較大之模型，初始激發的超額孔隙水壓隨深度增加而減少。如圖 4.36 所示，加載完成時，邊界較小模型的樁身變位較小，隨壓密排水後，樁身變位變大。而對於邊界較大模型，加載剛完成時，樁身變位已經幾乎完全發展。樁土相對位移量比較圖，如圖 4.37 所示，邊界較小的模型，加載剛完成時的中立點位置深度越淺，但由於排水速度較為不足，僅在上方靠近排水邊界處有相對位移量的變化，中立點位置並沒有向下變深的情況。而對於邊界較大的模型，中立點的位置在加載剛完成時就已在深度很深的位置，且並不會有變深的行為。如圖 4.38 所示，對於邊界較小的模型，樁身軸力隨土壤壓密排水後變大，且最大軸力的位置有變深的行圍。對於邊界較大的模型，樁身軸力會有加載剛完成時就已大於壓密排水 278 天後的情況。

根據上述分析結果，較小邊界尺寸模型的土壤變位與負摩擦力發展趨勢能得到較接近於試驗監測的趨勢，但土壤產生之整體沉陷量有小於現地情況。推測係由於上述之分析模型根據實驗室試驗所得之滲透係數進行設定，而一般情況下，試驗室試驗之滲透係數小於現地之土壤滲透係數，因此導致排水速率較慢，而分析所得之沉陷量較小，因此後續將滲透係數放大 10 倍進行測試。



4.3.3 滲透係數放大 10 倍之結果比較

如圖 4.39 所示，滲透係數放大 10 倍後，邊界較小 ($26m \times 16m$ 與 $30m \times 20m$) 的模型在加載初期能與試驗結果得到相近趨勢的土壤變位分佈。壓密排水 278 天後，其土壤沉陷量的累積確實較滲透係數未放大 10 倍前大，變位量在較深處有逐漸增加的情況。而對於邊界較大 ($60m \times 50m$) 模型在較深處 (約在地表下深度 12 公尺的下方) 的變位量幾乎於土堤加載剛完成時就已完全產生。如圖 4.40 所示，孔隙水壓消散的量較滲透係數放大前多，超額孔隙水壓在土層中間段已消散至約原激發量的一半。如圖 4.41 所示，較小邊界的模型在加載剛完成時的樁身變位幾乎相同，隨土壤壓密排水後，土層邊界越小的模型之樁身變位越大。而對於邊界較大的模型在加載完成時，樁身變位就幾乎不再改變。如圖 4.42 所示，邊界較小模型在加載剛完成時的中立點位置在深度較淺處，壓密排水以後，中立點有明顯變深的行為，最後約在深度 20 公尺處。而對於邊界較大的模型，中立點在加載剛完成時就已在深度 20 公尺處。如圖 4.43 所示，對於邊界較小的模型，加載剛完成時由於中立點位置較高，即受負摩擦力的範圍較少，因此樁軸力較小。當壓密排水後，中立點明顯的下降，增加受負摩擦力的範圍，軸力逐漸變大。邊界較大邊界模型，加載剛完成時的軸力已大於壓密排水後軸力。

根據上述之分析結果，土層邊界尺寸較小 ($26m \times 16m$ 與 $30m \times 20m$) 且滲透係數放大 10 倍以後的模型，其結果能掌握此場址之現地試驗行為，其中邊界 $26m \times 16m$ 的結果最為接近。

4.3.4 土層邊界大小與滲透係數大小對結果影響之綜合比較

總和以上之分析結果，建立之數值模擬對於此場址之監測結果的掌握，主要由土層邊界尺寸大小與滲透係數大小影響，以下對此進行討論。

本分析原假設受壓土層之範圍遠大於土堤加載的範圍。理想上，使用較大的邊界的目的係用來消除邊界效應的影響。不過根據分析之結果，受壓土層邊界較大的模型於深層之土壤變位量於加載完成時就已產生，地表沉陷量較現地監測結果大，並且隨著土壤壓密排水以後，在較深層處並無繼續產生壓密沉陷量，使得土壤沉陷量發展趨勢與試驗監測結果不相符。因此嘗試將土層邊界縮小進行測試，分析結果顯示較小土層邊界模型之土壤沉陷量在加載完成時並不如較大土層邊界尺寸模型來的大，並且隨土壤壓密排水後，在較深層處仍有壓密沉陷量的產生，與試驗之監測趨勢較為接近。

為了確認邊界尺寸大小對於結果之影響，首先確認不同邊界尺寸模型下方之水壓激發量。如圖 4.44 所示，根據 Westergrard & Steinbrener 之矩型均佈載重下角隅點下方應力增量公式計算土堤加載區中心下方旁 1 公尺之應力增量，並假設應力增量全部激發為超額孔隙水壓。另外，假設為全範圍加載情況，載重全額激發為超額孔隙水壓，與數值模擬之水壓結果進行比較。較小邊界尺寸模型其水壓激發接近於全範圍加載，較大邊界模型的水壓激發與矩型均佈載重角隅點下方應力增量之理論解較為接近，但在土層中間段的水壓有小於理論解的情況。

根據矩型均佈載重角隅點下方應力增量的理論解公式，加載區域中心下方與加載區域邊界下方之應力增量並不相同，因此在相同高程下的水壓激發量應為不同，由於水頭差的產生導致水平向之排水，其流線圖如圖 4.45 所示，表層近排水邊界處與土層中間段之水壓已大部分消散，導致較大邊界的模型在加載完成時，中間段的水壓量小於理論解。而在較深層處之土壤沉陷量在加載完成時就已經產生，隨壓密排水後並無土壤沉陷量之產生。而較小土層邊界模型由於相同高程下之應力增量相同，水壓激發幾乎相同，因此其幾乎沒有水平向的排水而幾乎僅有垂直向的排水，其流線圖如圖 4.46 所示，

沉陷量隨時間由於垂直向排水所產生，較深層處之土壤在壓密排水以後仍有沉陷量的產生，使得上述大小邊界模型之沉陷趨勢有明顯差異。

經上討論，比較試驗接測結果與分析結果，推測現地情況並不為理想上受壓土層為無限域之情況，較小土層邊界尺寸模型之結果較能掌握此場址土壤變位。另一方面，根據實驗室試驗所得之滲透係數進行數值模擬的參數設定，分析結果所得之土壤整體變位量小於現地監測值，基於一般試驗室試驗之滲透係數小於現地之土壤滲透係數，將滲透係數放大 10 倍以後，較小土層邊界模型之土壤沉陷量及負摩擦力發展趨勢與試驗監測值較為接近。

4.3.5 土層邊界 $26m \times 16m$ 模型分析結果討論

如圖 4.47 所示，土壤變位模擬結果大致能掌握現地的趨勢，在加載初期的沉陷量主要由淺層近靜水位面處累積，隨壓密時間增加，土壤沉陷量會稍微小於現地試驗之結果。如圖 4.48 所示，超額孔隙水壓於加載初期在排水邊界附近就已經消散完畢，在深度較深處激發的超額孔隙水壓幾乎相同，且隨壓密排水時間增加後消散大部分，產生壓密沉陷。如圖 4.49 所示，隨壓密時間增加後，樁受負摩擦力後，樁身變位量逐漸變大。如圖 4.50 所示，中立點位置在加載剛完成時約在深度 14 公尺處，隨排水壓密後逐漸變深，最終約在深度 20 公尺處。如圖 4.51 所示，在加載剛完成時有些微高估樁身軸力的情況，推測是由於加載初期激發超額孔隙水壓，而透過摩擦力折減僅扣除初始靜水壓力之影響，因此在加載初期高估。加載完成時，最大軸力位置(深度 14 公尺)較現地結果(深度 10 公尺)深。但隨壓密排水時間增加後，最大軸力位置(深度 20 公尺)較試驗結果(深度 23 公尺)淺。靠近地表處，模擬結果在加載完成後負摩擦力幾乎就已完全產生，隨壓密時間增加的量很少，模型的上半部有較低估樁身軸力的情況，但大致能掌握其軸力發展趨勢。



4.3.6 全範圍加載模型分析結果

將土層模型上方全區域在加載步驟都加上土堤，模擬土壤在全範圍受均佈加載的情況。並將結果與較小土層邊界之土堤加載的模型($26m \times 16m$)進行比較。如圖 4.52 所示，土壤變位量部分在加載完成後，土堤加載模型稍微較大。如圖 4.53 所示，由於土堤加載模型其激發的超額孔隙水壓稍微較全範圍加載模型少，部分外力已由土壤直接承受而產生立即沉陷，壓密排水以後，其孔隙水壓差異不大，而土壤沉陷量是全範圍加載模型較大。如圖 4.54 所示，加載剛完成時，樁的沉陷量兩者差異不大，於排水壓密以後全範圍加載模型的樁身變位稍微較大。如圖 4.55 所示，加載剛完成時，全範圍加載模型之中立點位置較土堤加載模型淺，相對位移量稍微較小，在排水壓密以後，兩者中立點位置幾乎相同，全範圍模型的相對位移量稍微較大。如圖 4.56 所示，在加載初期時，全範圍模型的最大軸力在深度較淺(深度 6 公尺)的地方，受的負摩擦力較小，因此最大軸力較小。當壓密排水後，由於全範圍加載模型的相對位移量較大，因此軸力較大，兩模型之中立點位置都約在深度 20 公尺處。如圖 4.57 所示，樁土相對位移量為零的地方(即中立點位置)隨時間增加而逐漸變深，加載完成後約在深度 6 公尺處，壓密排水後約在深度 20 公尺處。如圖 4.58 所示，最大軸力位置，隨壓密時間增加而逐漸變深，樁軸力逐漸變大。全範圍加載模型與土層邊界較小的土堤加載模型趨勢幾乎相同。



4.4 小結

本章節利用前述所示之方式選定 Porous elastic+Critical state plasticity 模式模擬樁基礎周圍之土壤，透過界面摩擦性質模擬樁土間界面摩擦力行為，以建立基樁負摩擦力分析模型，並以 Indraratna et al. (1987) 之現地負摩摩擦力試驗監測結果來驗證分析模式之合適性。

理想上，使用較大的邊界的目的係用來消除邊界效應的影響，因此分析上原假設受壓土層之範圍遠大於土堤加載的範圍。不過根據分析結果，較大土層邊界之土堤加載模型，在加載初期由於相同高程下之水壓激發量不同產生水平向之排水，使得土堤加載剛完成時就已產生大量的沉陷，較深層處隨時間增加並無沉陷量的累積，使得沉陷量發展趨勢與試驗監測結果有所不符。而較小土層邊界之土堤加載模型，土壤沉陷量在加載完成時並不如較大受壓土層邊界模型來的大，且隨壓密排水以後，較深處仍有壓密量的產生，與試驗監測趨勢較為接近。

比較試驗接測結果與分析結果，推測現地情況並不為理想上受壓土層為無限域之情況，較小土層邊界尺寸模型之結果較能掌握此場址土層之沉陷。由於根據實驗室試驗所得之滲透係數進行數值模擬的參數設定，分析結果所得之土壤整體變位量小於現地監測值，基於一般試驗室試驗之滲透係數小於現地之土壤滲透係數，將滲透係數放大 10 倍以後，較小土層邊界模型之土壤變位量及負摩擦力發展趨勢與試驗監測值較為接近。

若使用全區域都加上回填土且滲透係數同樣放大 10 倍的模型，模擬在現地進行大規模均佈加載，其結果也能得到與試驗量測值接近的結果。較小受壓土層邊界模型與全範圍加載模型之結果較能掌握此場址的沉陷趨勢與負摩擦力發展趨勢。根據本章之分析結果顯示利用 ABAQUS 所建立之樁土壓密排水耦合之單樁負摩擦力分析模型可合理模擬樁受負摩擦力之行為。

表 4.1 各層土壤性質參數 (Indraratna et al., 1987)

(a) Modified Cam-clay parameters for coupled analysis

Depth (m)	κ	λ	e_{cs}	M	G (t/m ²)	$\bar{\nu}$	γ_t (t/m ³)	$k \times 10^{-5}$ (m/day)
0-4	0.053	0.182	1.667	1.05	170	0.33	1.7	67.6
4-10	0.084	0.514	3.052	0.97	180	0.33	1.5	5.5
10-20	0.063	0.323	2.085	0.98	205	0.33	1.7	2.63
20-40	0.027	0.116	1.199	0.90	367	0.33	1.9	3.72

表 4.2 回填土、承載層與樁材參數 (Indraratna et al., 1987)

(b) Material properties of embankment fill, bearing stratum, and pile

Material type	Depth (m)	E (t/m ²)	ν'	γ_t (t/m ³)	$k \times 10^{-5}$ (m/day)
Fill ^a	-2-0	500	0.2	1.7	67.6
End bearing	24-27	2800	0.33	1.95	3.72
Pile	-2-25	3×10^6	0.33	1.5	1×10^{-5}

表 4.3 各層土壤性質參數 (Yan et al., 2012)

Material	Depth z(m)	$\gamma^{(i)}$ (kN/m ³) ^a	K_0 ^a	OCR ^a	e_o ^a	κ ^b	λ ^b	M ^b	ϕ' (°)	ν ^b	E (kPa) ^b	$k \times 10^{-4}$ (m/day) ^c
Fill	0-2	16.7	0.4	2.7	1.93	—	—	—	33	0.2	4900	67.6
Weathered clay	2-6	16.7	0.70	2.7	2.4	0.053	0.182	1.05	—	0.33	—	67.6
Soft clay 1	6-12	14.7	0.60	1.2	3.8	0.084	0.514	0.97	—	0.33	—	5.5
Soft clay 2	12-22	16.7	0.60	1.3	3.4	0.063	0.323	0.98	—	0.33	—	2.63
Medium to stiff clay and sand	22-32	18.6	0.67	1.8	1.6	0.027	0.116	0.90	—	0.33	—	3.72
Sand	32-40	19.1	0.45	—	1.2	—	—	—	33	0.33	27440	67.6
Pile	0-27	24	—	—	—	—	—	—	—	0.33	30×10^6	—

^aObtained from data interpretation of field measurement reported in Indraratna et al. (1992).^bSame parameters were adopted by Indraratna et al. (1992).^cTen times larger than the values reported by Indraratna et al. (1992).

表 4.4 數值驗證模型給定參數

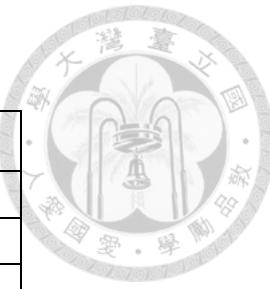


	Material	Depth(m)	Constitutive law	$e_{NCL}(e_1)$	$\cdot \kappa$	λ	$\cdot M$
Layer1(Dry)	Weathered clay	2-4m	Critical state plasticity	1.75642	0.053	0.182	1.05
Layer1(Wet)	Weathered clay	4-6m	Critical state plasticity	1.75642	0.053	0.182	1.05
Layer2-1	Soft clay1	6-8m	Critical state plasticity	3.3501	0.084	0.514	0.97
Layer2-2	Soft clay1	8-10m	Critical state plasticity	3.3501	0.084	0.514	0.97
Layer2-3	Soft clay1	10-12m	Critical state plasticity	3.3501	0.084	0.514	0.97
Layer3-1	Soft clay2	12-14m	Critical state plasticity	2.2652	0.063	0.323	0.98
Layer3-2	Soft clay2	14-16m	Critical state plasticity	2.2652	0.063	0.323	0.98
Layer3-3	Soft clay2	16-18m	Critical state plasticity	2.2652	0.063	0.323	0.98
Layer3-4	Soft clay2	18-20m	Critical state plasticity	2.2652	0.063	0.323	0.98
Layer3-5	Soft clay2	20-22m	Critical state plasticity	2.2652	0.063	0.323	0.98
Layer4-1	Medium to stiff clay	22-24m	Critical state plasticity	1.2607	0.027	0.116	0.9
Layer4-2	Medium to stiff clay	24-26m	Critical state plasticity	1.2607	0.027	0.116	0.9
Layer4-3	Medium to stiff clay	26-28m	Critical state plasticity	1.2607	0.027	0.116	0.9
Layer4-4	Medium to stiff clay	28-30m	Critical state plasticity	1.2607	0.027	0.116	0.9
	Material	Depth(m)	Constitutive law	E (kN/m ²)			
Layer5	Sand	30-40m	Linear elastic	27468			
Fi11	Fi11	0-2m	Linear elastic	4905			
Pile	Pile	0-27m	Linear elastic	17933906			

表 4.5 數值驗證模型給定參數

	Material	Depth (m)	k (m/s)	OCR	K_0	ν	r_d (kN/m ³)	e_0
Layer1(dry)	Weathered clay	2-4m	-	2.7	0.7	0.3	16.68	1.55684
Layer1(wet)	Weathered clay	4-6m	7.82E-09	2.7	0.7	0.3	10.96	1.39662
Layer2-1	Soft clay1	6-8m	6.37E-10	1.2	0.6	0.3	7.74	2.45577
Layer2-2	Soft clay1	8-10m	6.37E-10	1.2	0.6	0.3	7.82	2.36693
Layer2-3	Soft clay1	10-12m	6.37E-10	1.2	0.6	0.3	7.88	2.29121
Layer3-1	Soft clay2	12-14m	3.04E-10	1.3	0.6	0.3	10.73	1.53576
Layer3-2	Soft clay2	14-16m	3.04E-10	1.3	0.6	0.3	10.81	1.48651
Layer3-3	Soft clay2	16-18m	3.04E-10	1.3	0.6	0.3	10.88	1.44379
Layer3-4	Soft clay2	18-20m	3.04E-10	1.3	0.6	0.3	10.94	1.4061
Layer3-5	Soft clay2	20-22m	3.04E-10	1.3	0.6	0.3	11.00	1.37229
Layer4-1	Medium to stiff clay	22-24m	4.31E-10	1.8	0.67	0.3	13.99	0.90002
Layer4-2	Medium to stiff clay	24-26m	4.31E-10	1.8	0.67	0.3	14.03	0.88742
Layer4-3	Medium to stiff clay	26-28m	4.31E-10	1.8	0.67	0.3	14.06	0.87607
Layer4-4	Medium to stiff clay	28-30m	4.31E-10	1.8	0.67	0.3	14.09	0.86572
	Material	Depth (m)	k (m/s)	OCR	K_0	ν	r_d (kN/m ³)	e_0
Layer5	Sand	30-40m	7.82E-09	-	0.45	0.3	13.78	1.2
Fi11	Fi11	0-2m		-	-	0.2	16.68	-
Pile	Pile	0-27m		-	-	0.33	14.72	-

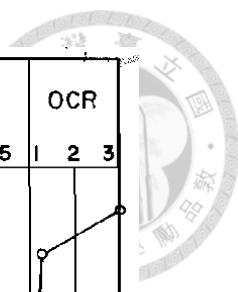
表 4.6 數值驗證模型初始狀態



Depth (m)	σ_v' (kPa)	u_w (kPa)
2	0	0
4	33.35	0
6	47.09	19.62
8	56.90	39.24
10	66.71	58.86
12	76.52	78.48
14	90.25	98.1
16	103.99	117.72
18	117.72	137.34
20	131.45	156.96
22	145.19	176.58
24	162.85	196.2
26	180.50	215.82
28	198.16	235.44
30	215.82	255.06
40	309.02	353.16

表 4.7 μ 值折減計算

Depth(m)	Center of layer (m)	σ_h' (kPa)	u_w (kPa)	σ_h (kPa)	$\frac{\sigma_h'}{\sigma_h}$	μ (Original)	μ (Reduction)
2-4m	3	11.67	0	11.67	1	0.384	0.384
4-6m	5	28.15	9.81	37.96	0.741	0.384	0.284
6-8m	7	31.19	29.43	60.62	0.514	0.384	0.197
8-10m	9	37.08	49.05	86.13	0.430	0.384	0.165
10-12m	11	42.96	68.67	111.63	0.384	0.384	0.147
12-14m	13	50.03	88.29	138.32	0.361	0.384	0.138
14-16m	15	58.27	107.91	166.18	0.350	0.384	0.134
16-18m	17	66.51	127.53	194.04	0.342	0.384	0.131
18-20m	19	74.75	147.15	221.90	0.336	0.384	0.129
20-22m	21	82.99	166.77	249.76	0.332	0.384	0.127
22-24m	23	103.19	186.39	289.58	0.356	0.384	0.136
24-26m	25	115.02	206.01	321.03	0.358	0.384	0.137
26-28m	27	126.85	225.63	352.48	0.359	0.384	0.138



Depth (m)	Soil Description	Water Content (%)	γ_t (t/m ³)			G_s	K_0	OCR
			40	60	80			
0	Weathered Clay	40	1.6	1.8	2.0	2.6	0.65	1
10	Soft Clay	60				2.7	0.75	2
20	Medium Stiff Clay	80						3
30	Sand							

圖 4.1 簡化後現地土層之基本性質 (Indraratna et al., 1987)

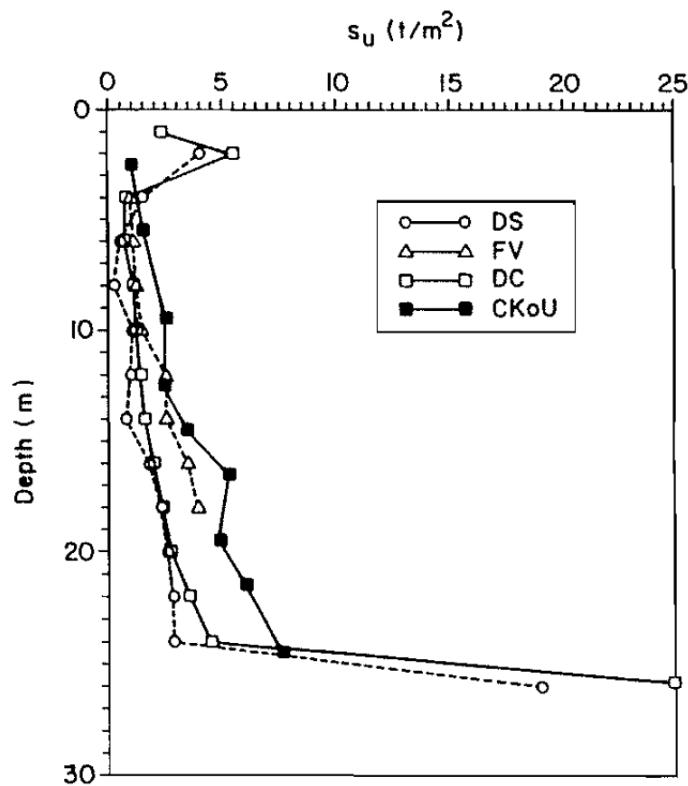


圖 4.2 土壤之不排水剪力強度 (Indraratna et al., 1987)

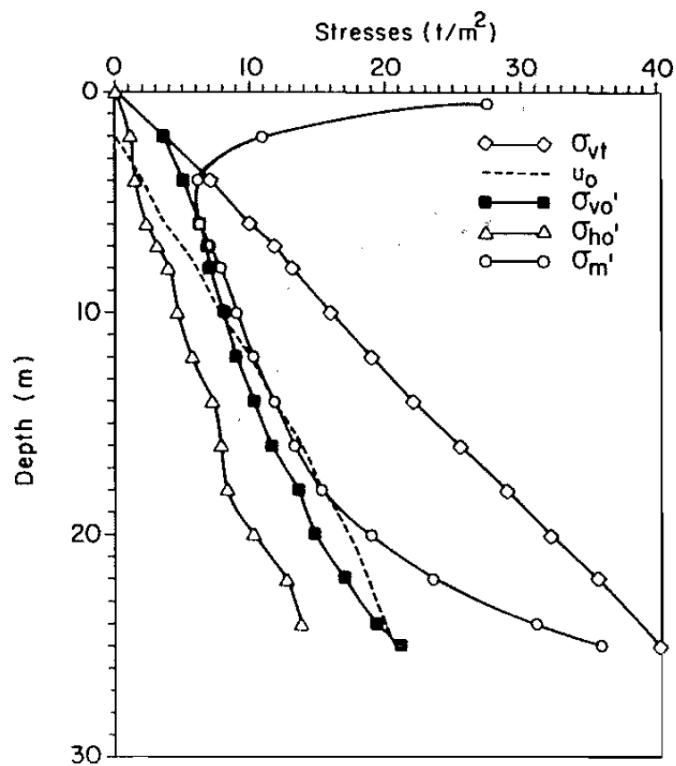


圖 4.3 現地土層之應力狀態 (Indraratna et al., 1987)

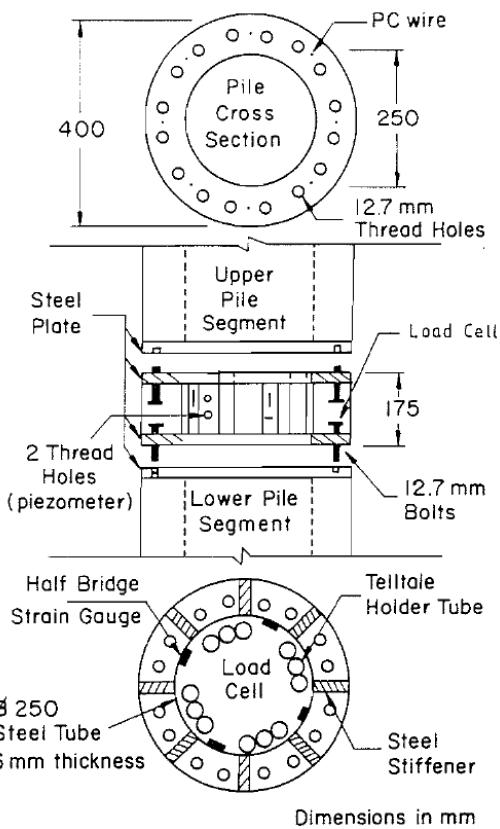


圖 4.4 試樁斷面與監測儀器配置 (Indraratna et al., 1987)

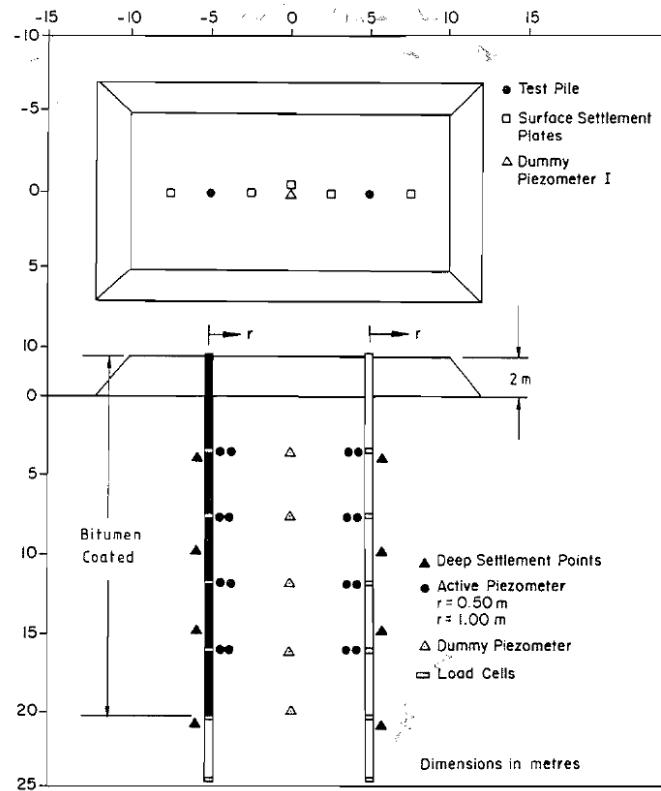


圖 4.5 負摩擦力試驗配置 (Indraratna et al., 1987)

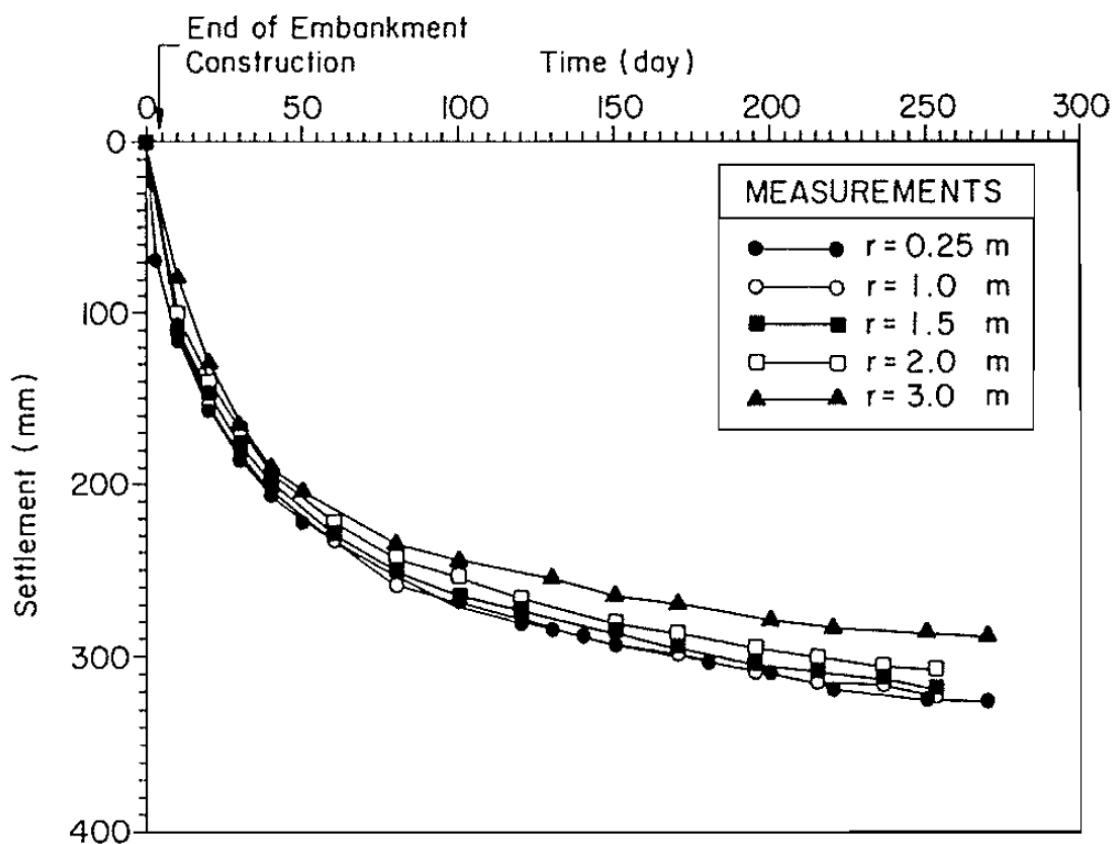


圖 4.6 土堤下方各位置地表沉陷量 (Indraratna et al., 1987)

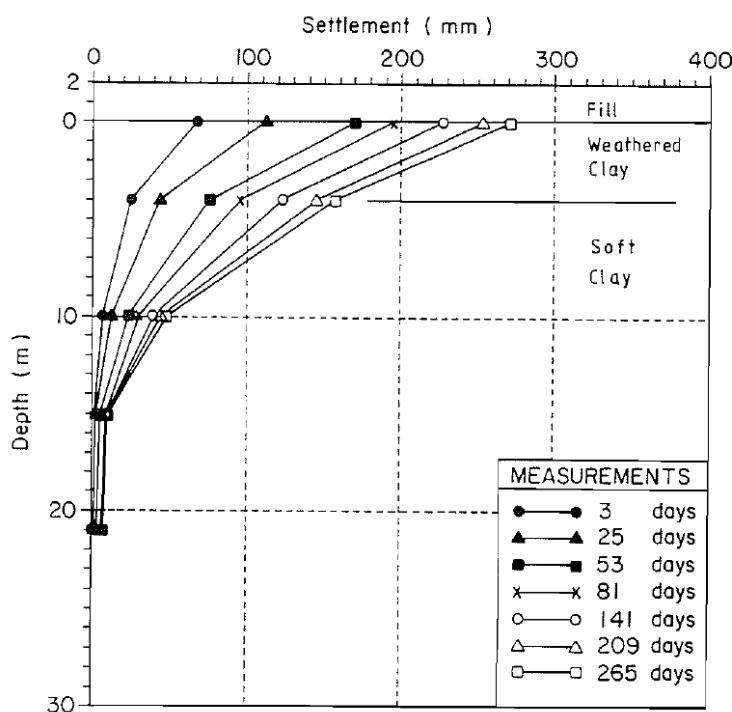


圖 4.7 桩周土壤隨深度變位量 (Indraratna et al., 1987)

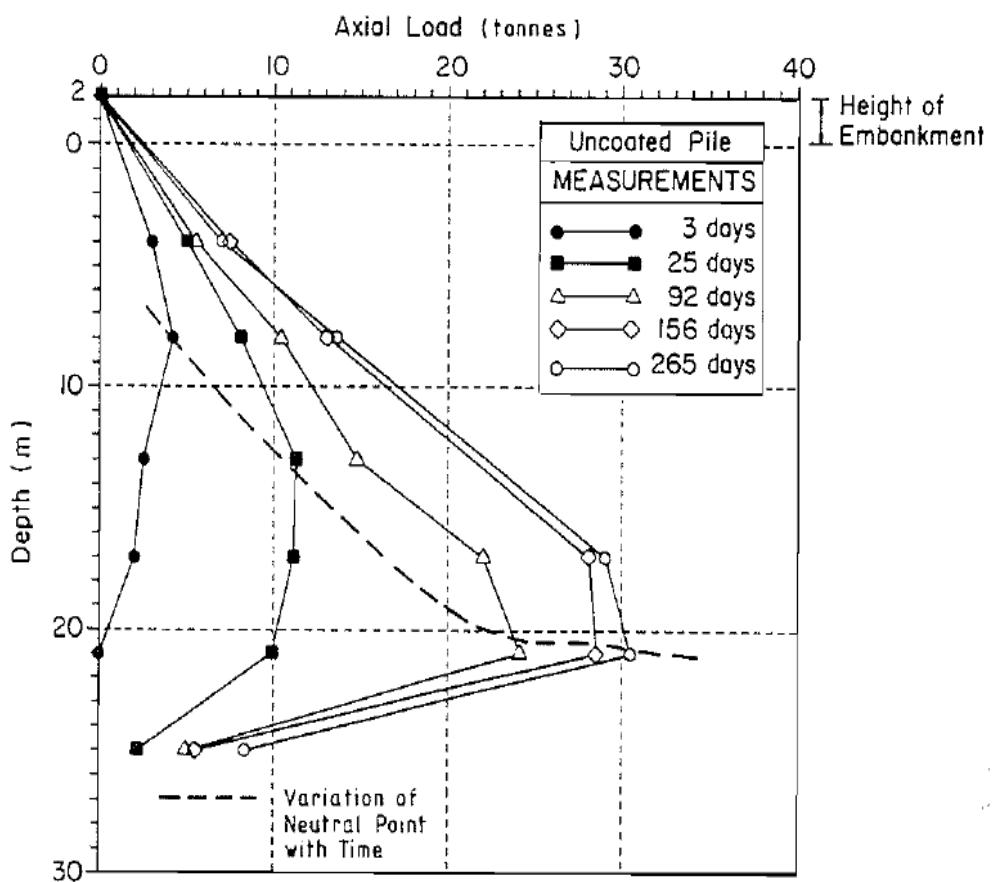


圖 4.8 無表面處理樁之樁身軸力 (Indraratna et al., 1987)

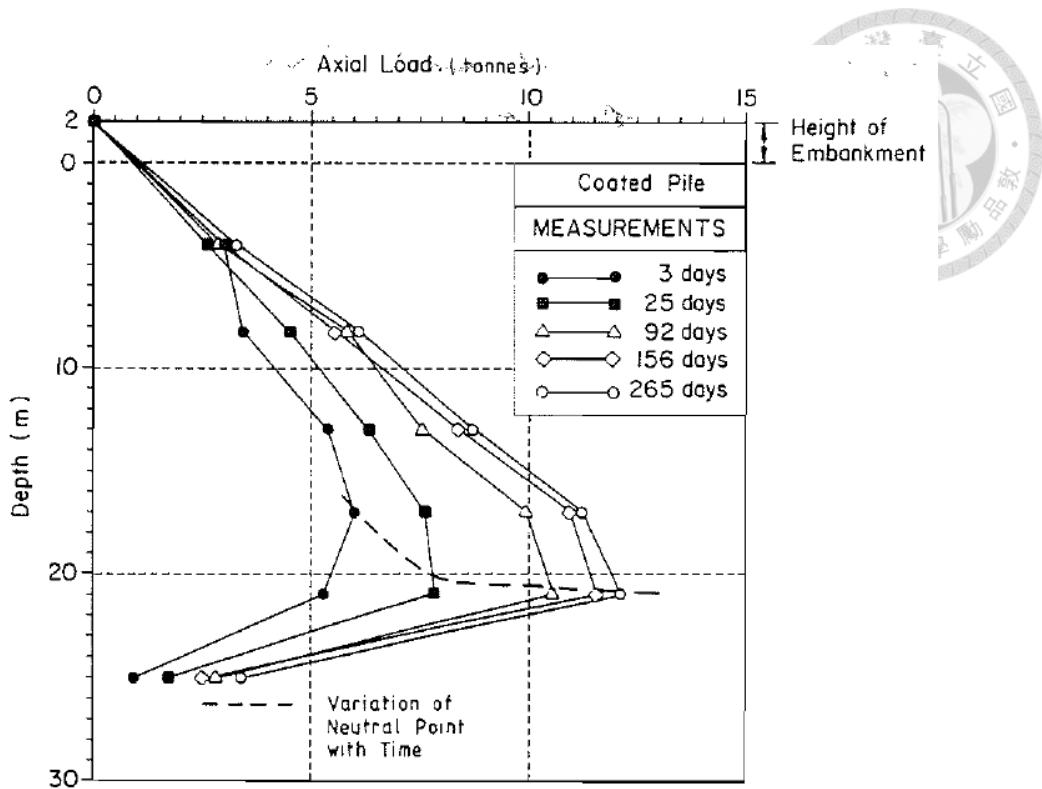


圖 4.9 漶青表面處理樁之樁身軸力 (Indraratna et al., 1987)

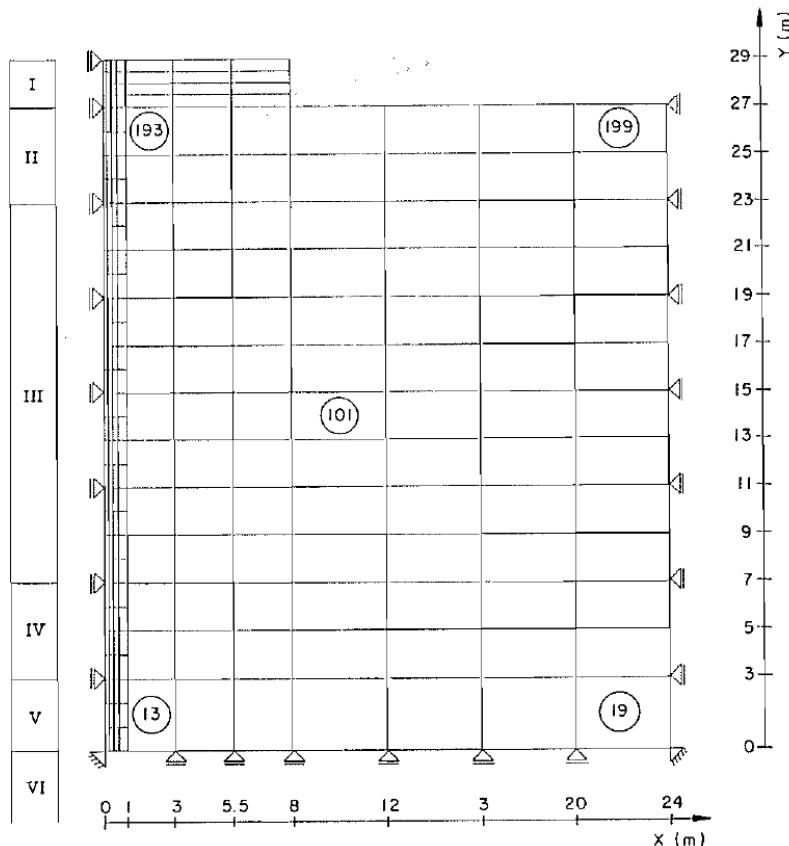


圖 4.10 二維軸對稱數值模型 (Indraratna et al., 1987)

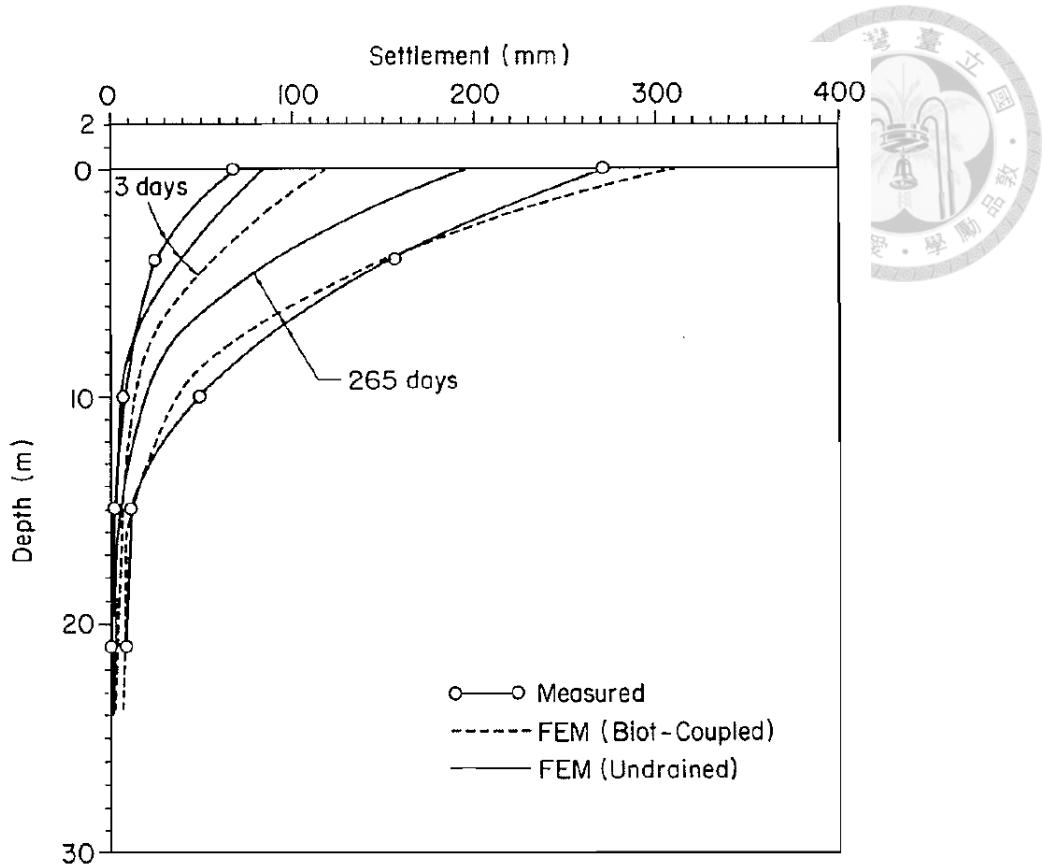


圖 4.11 土壤變位模擬結果 (Indraratna et al., 1987)

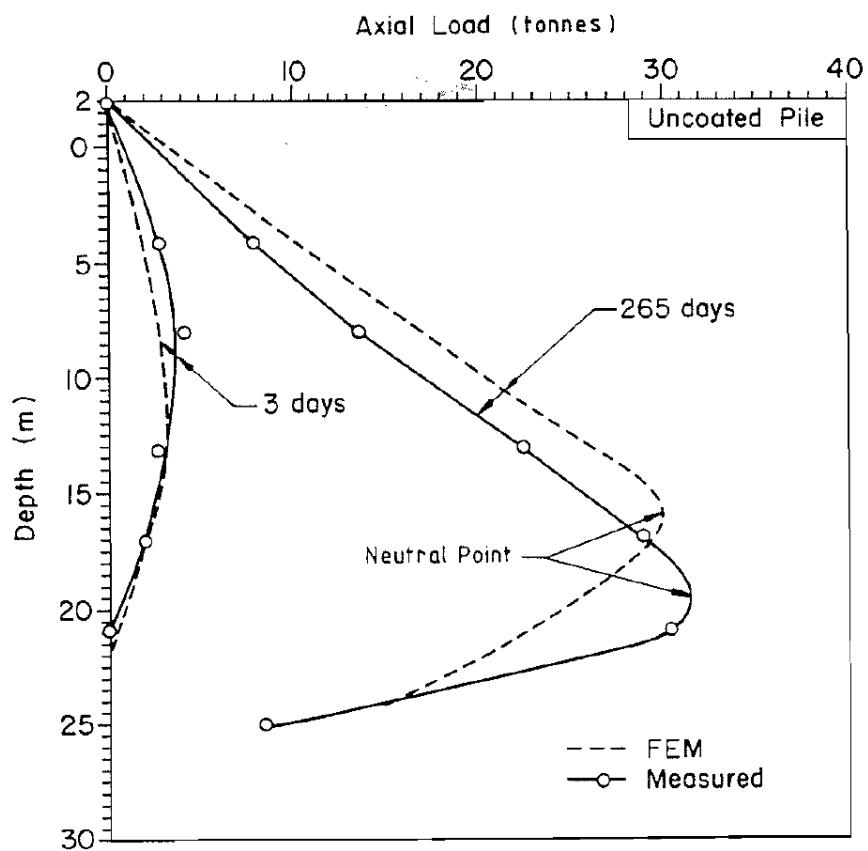


圖 4.12 未表面處理樁軸力模擬結果 (Indraratna et al., 1987)

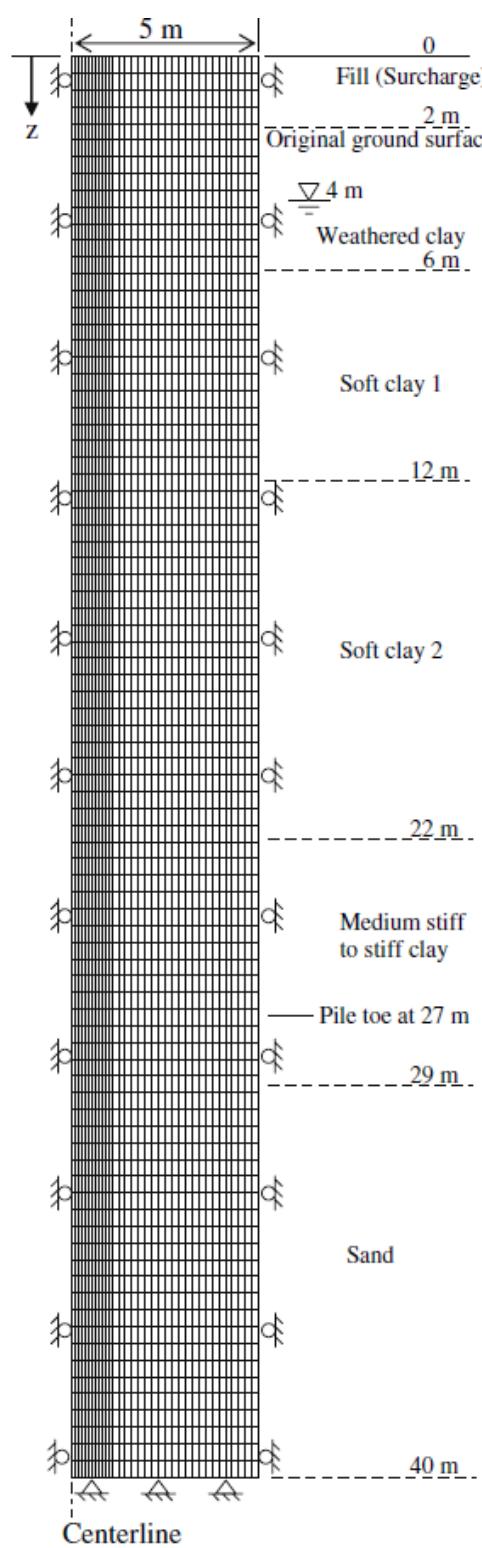


圖 4.13 二維軸對稱數值模型 (Yan et al., 2012)

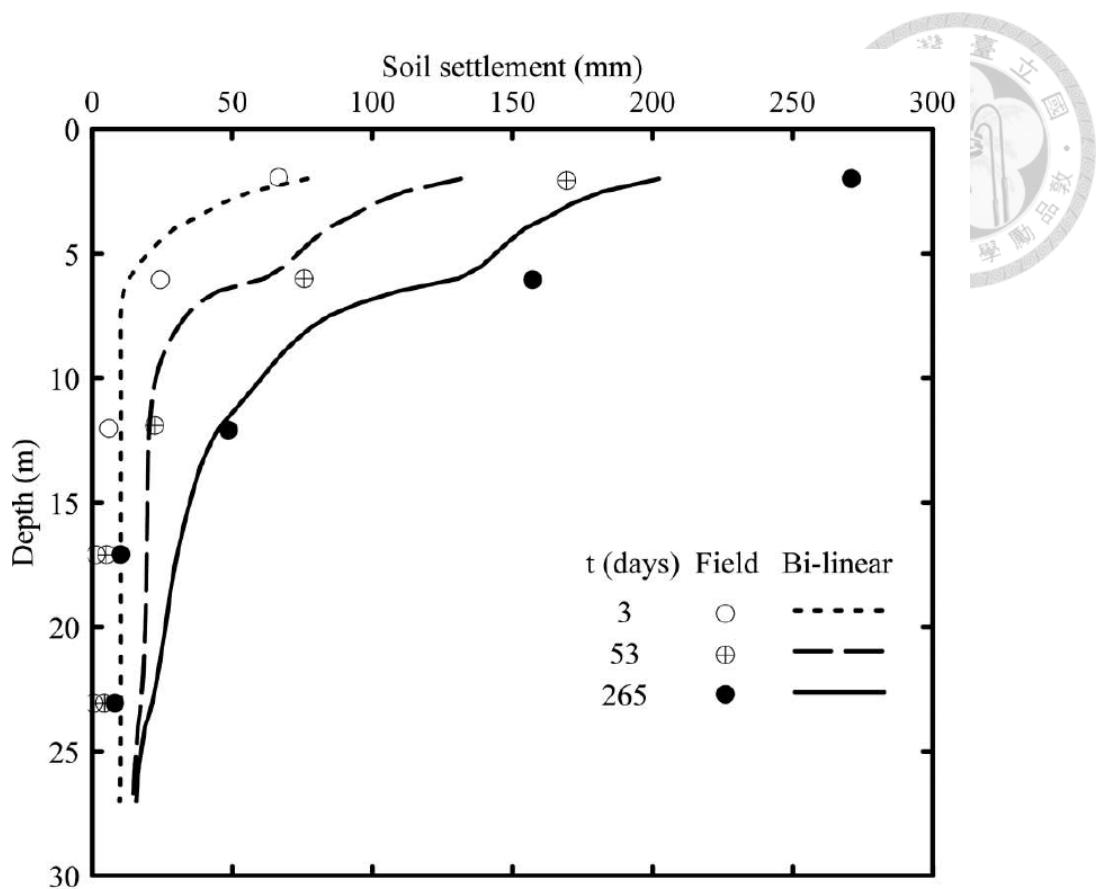


圖 4.14 土壤變位模擬結果 (Yan et al., 2012)

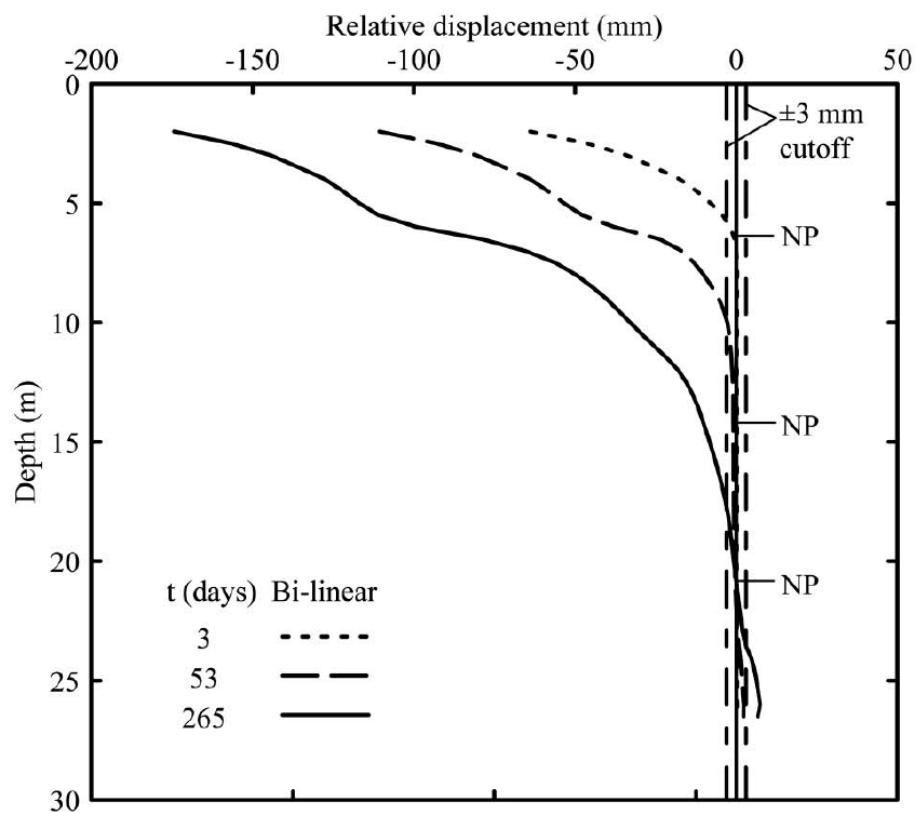


圖 4.15 樁土相對位移量模擬結果 (Yan et al., 2012)

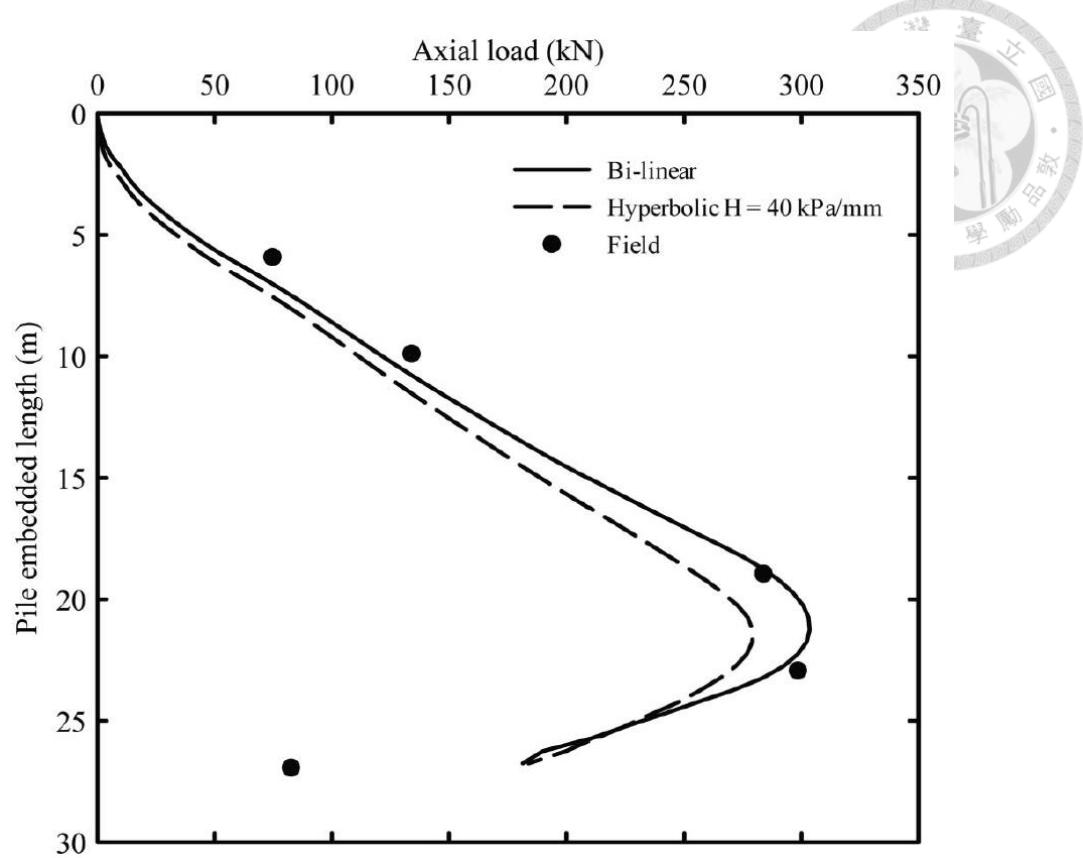


圖 4.16 未表面處理樁之樁身軸力模擬結果 (Yan et al., 2012)

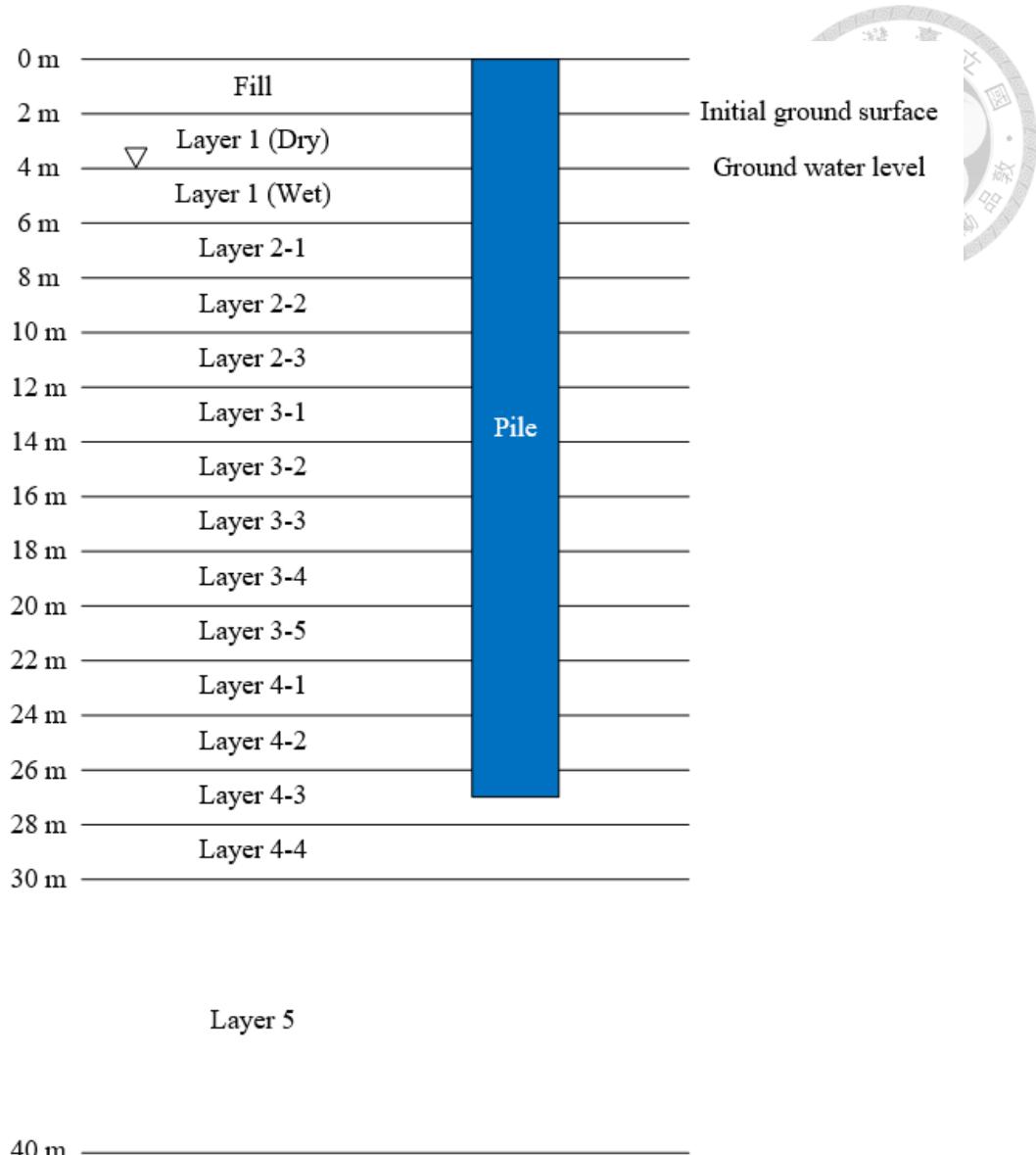


圖 4.17 數值模型分層圖

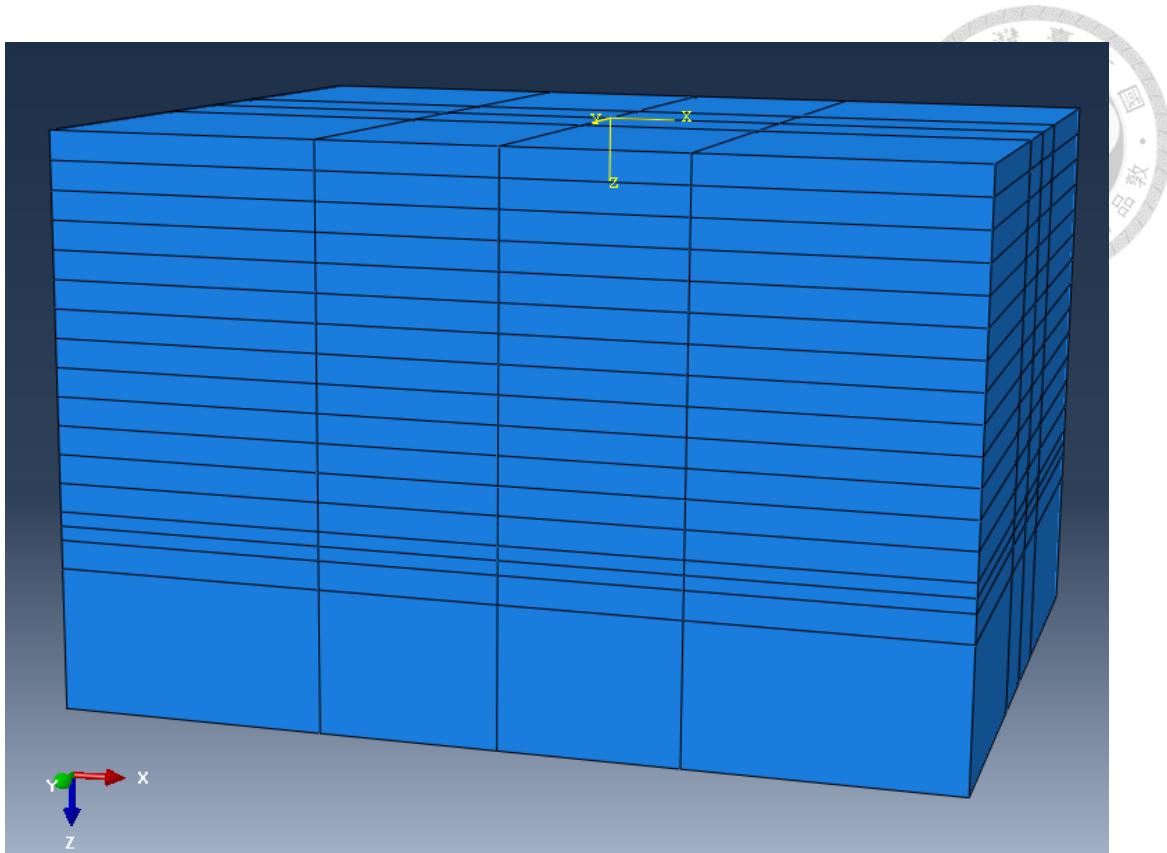


圖 4.18 土層初始狀態驗證模型（界面未切割線處理）

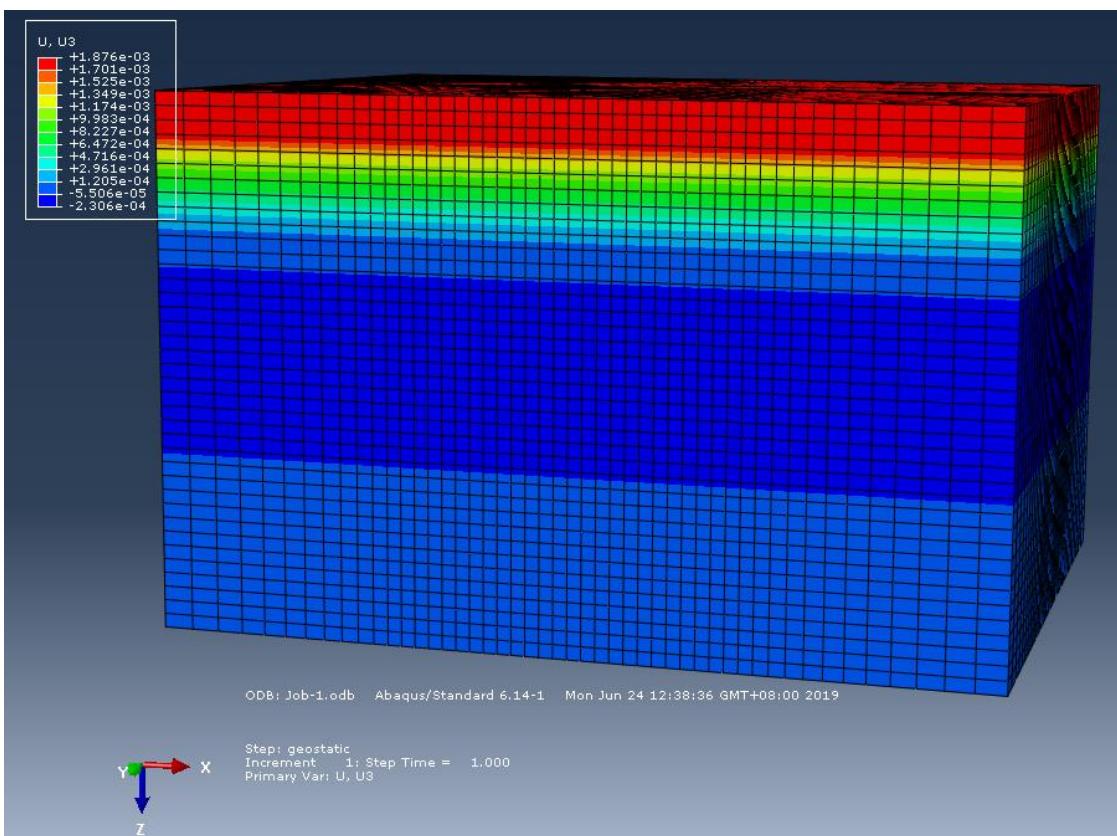


圖 4.19 土層初始應力平衡後垂直向位移量（界面未切割線處理）

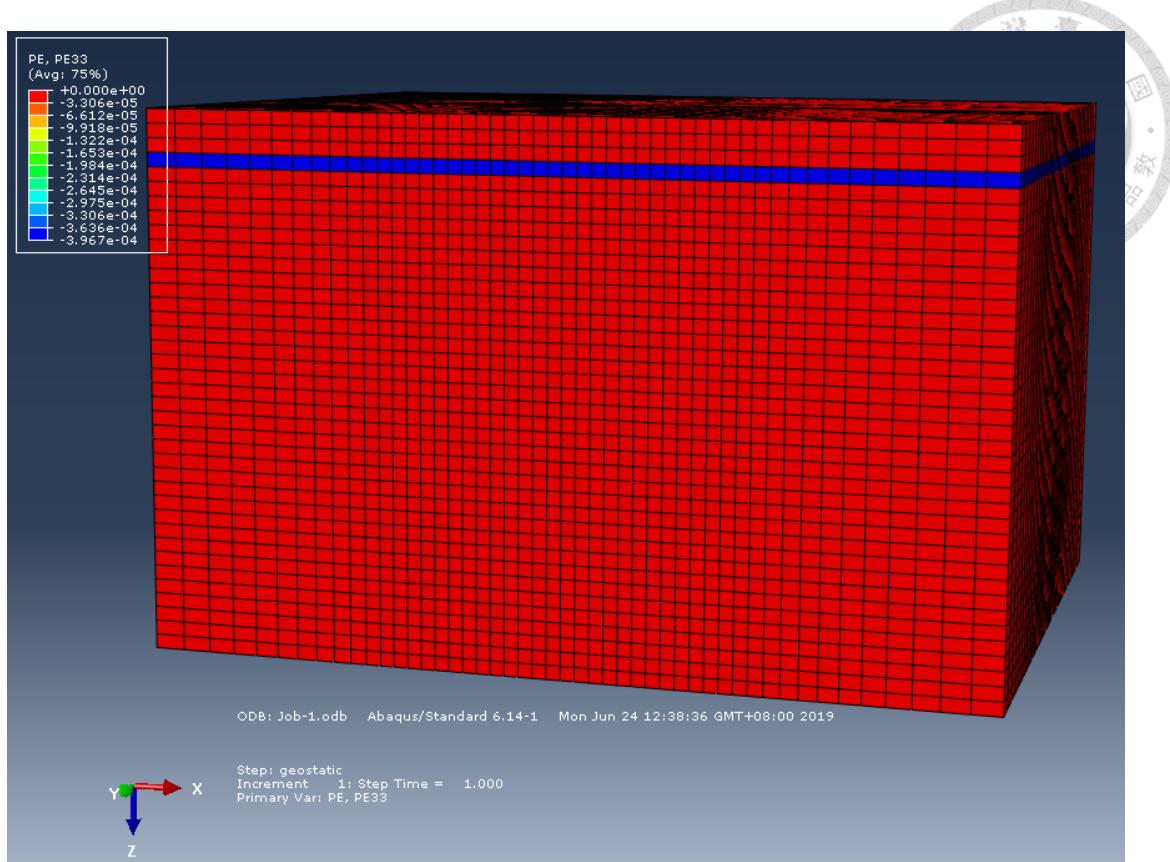


圖 4.20 土層初始應力平衡後垂直向塑性應變（界面未切割線處理）

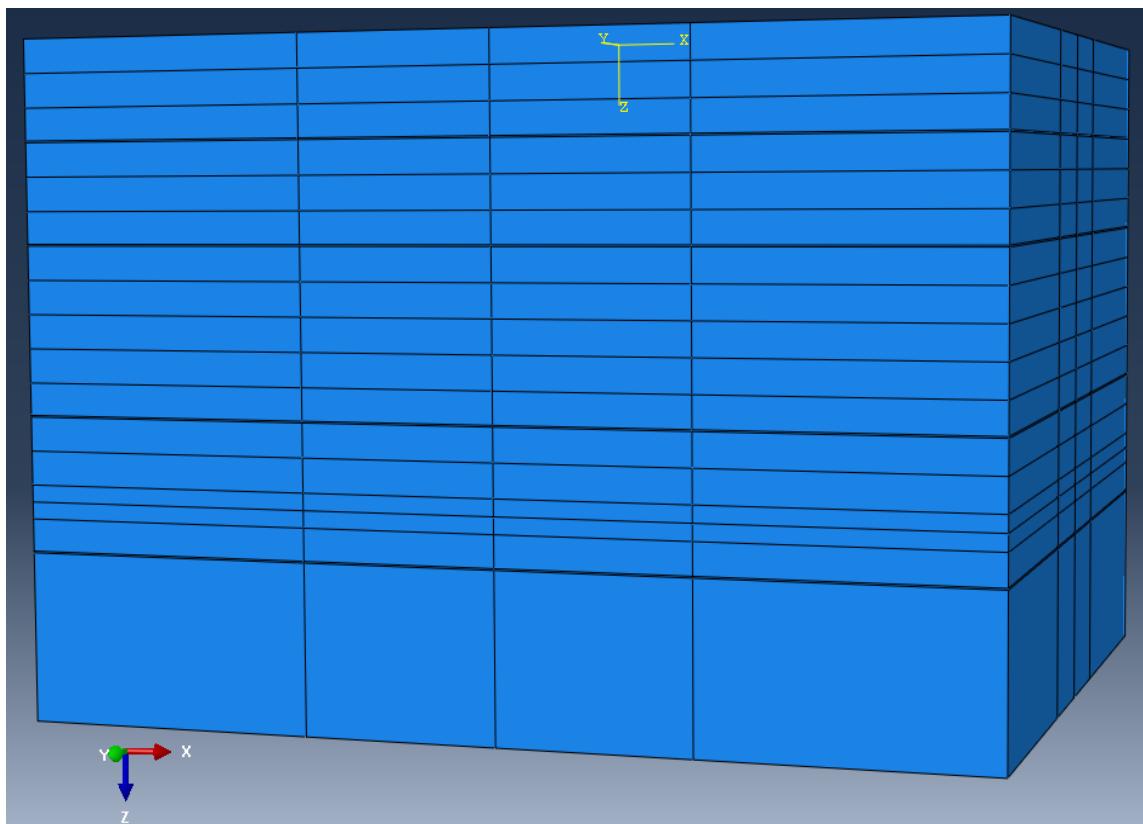


圖 4.21 土層初始狀態驗證模型（界面切割線處理）

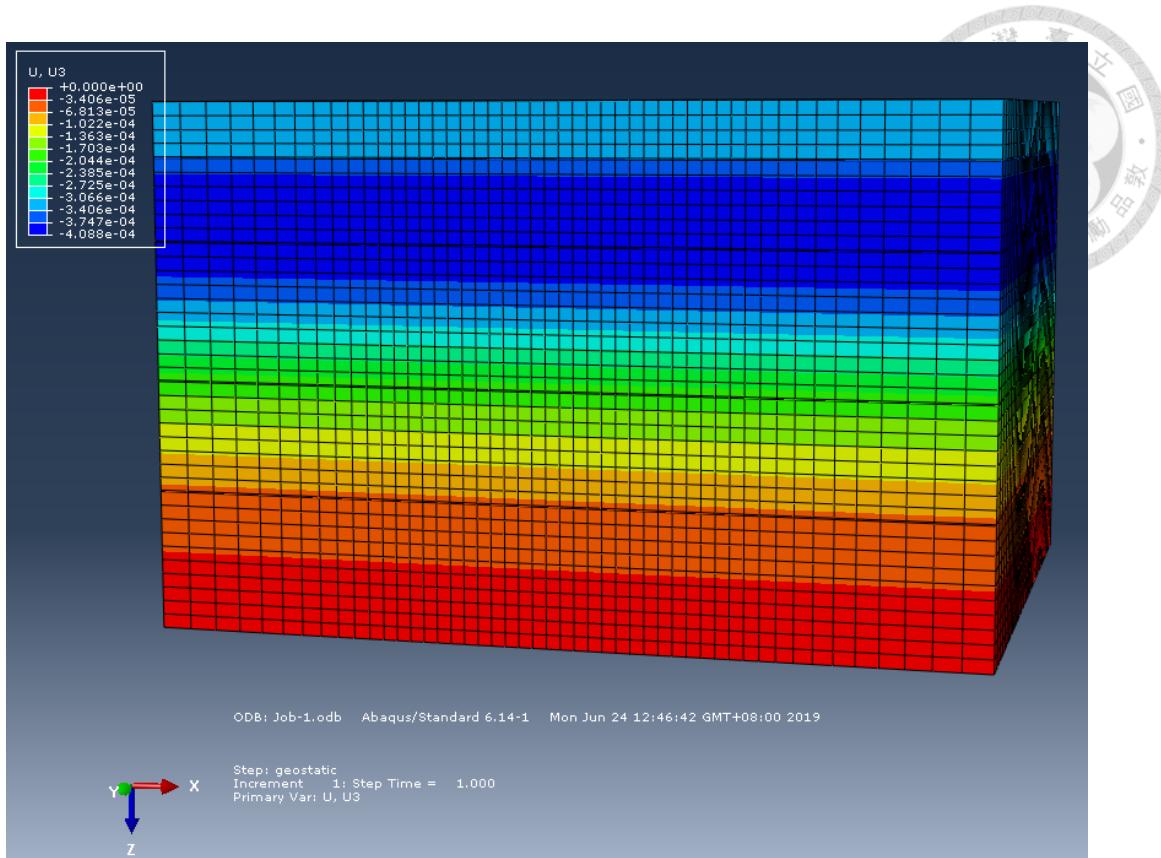


圖 4.22 土層初始應力平衡後垂直向位移量（界面切割線處理）

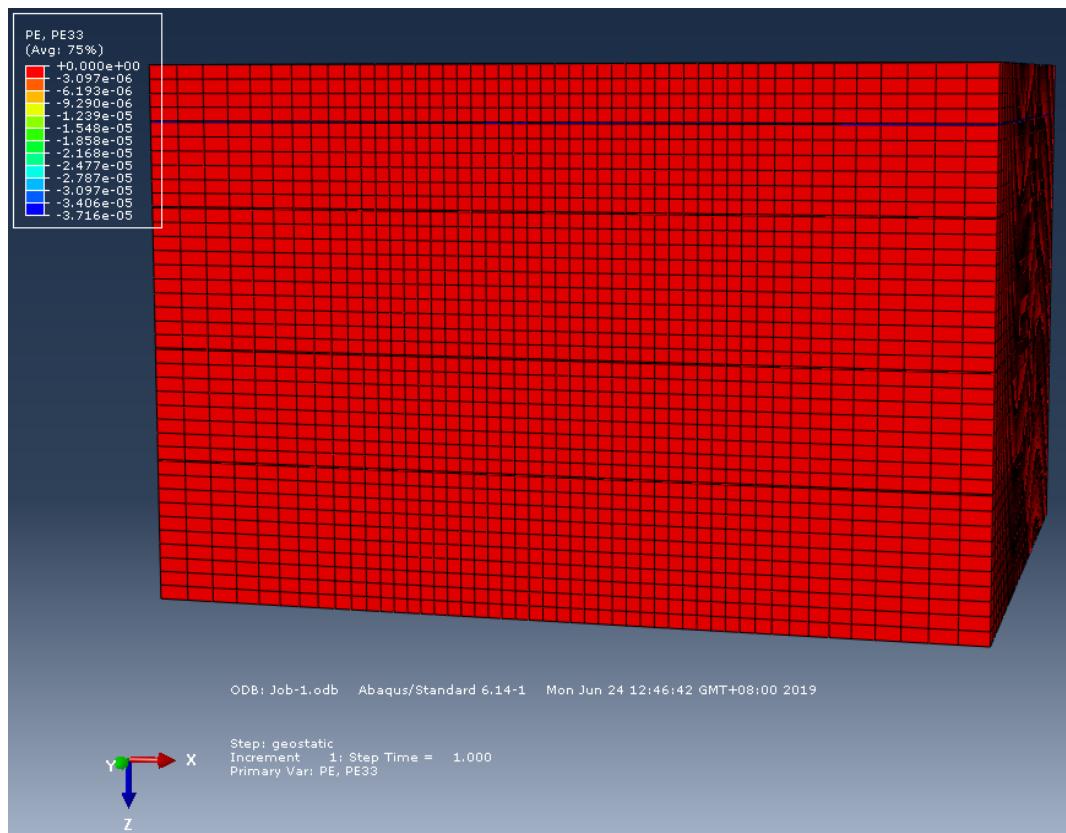


圖 4.23 土層初始應力平衡後垂直向塑性應變（界面切割線處理）

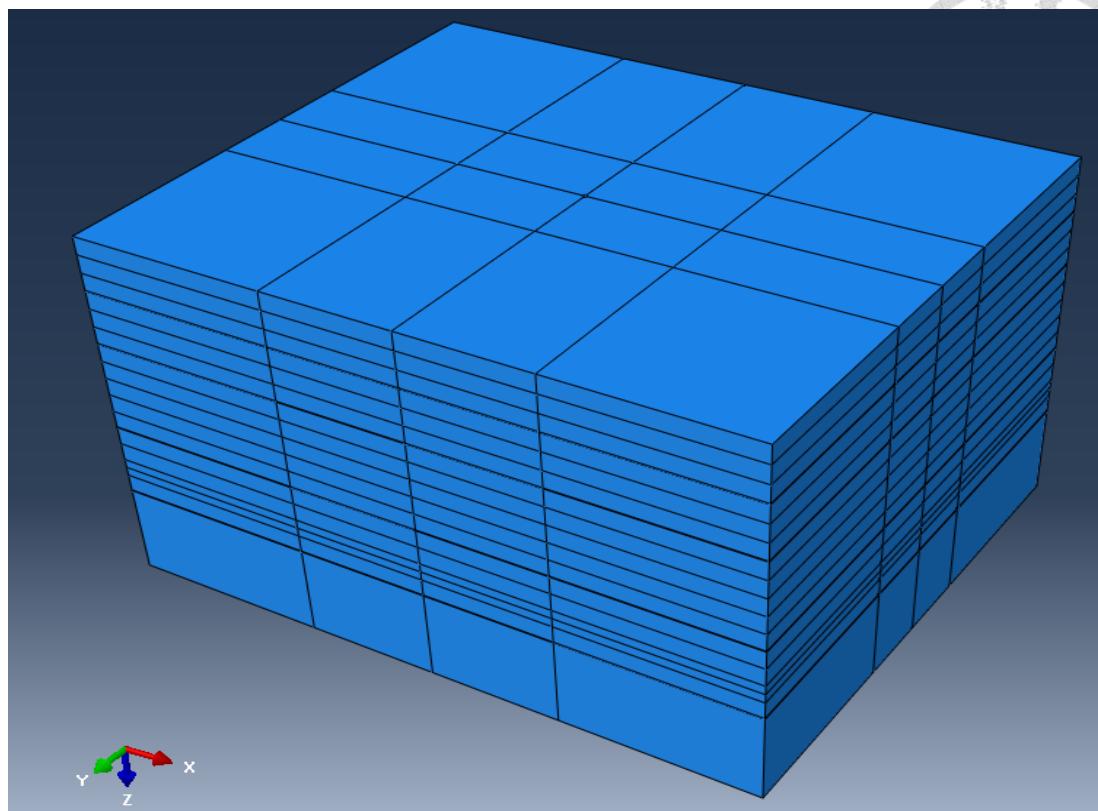


圖 4.24 基樁負摩擦力模型

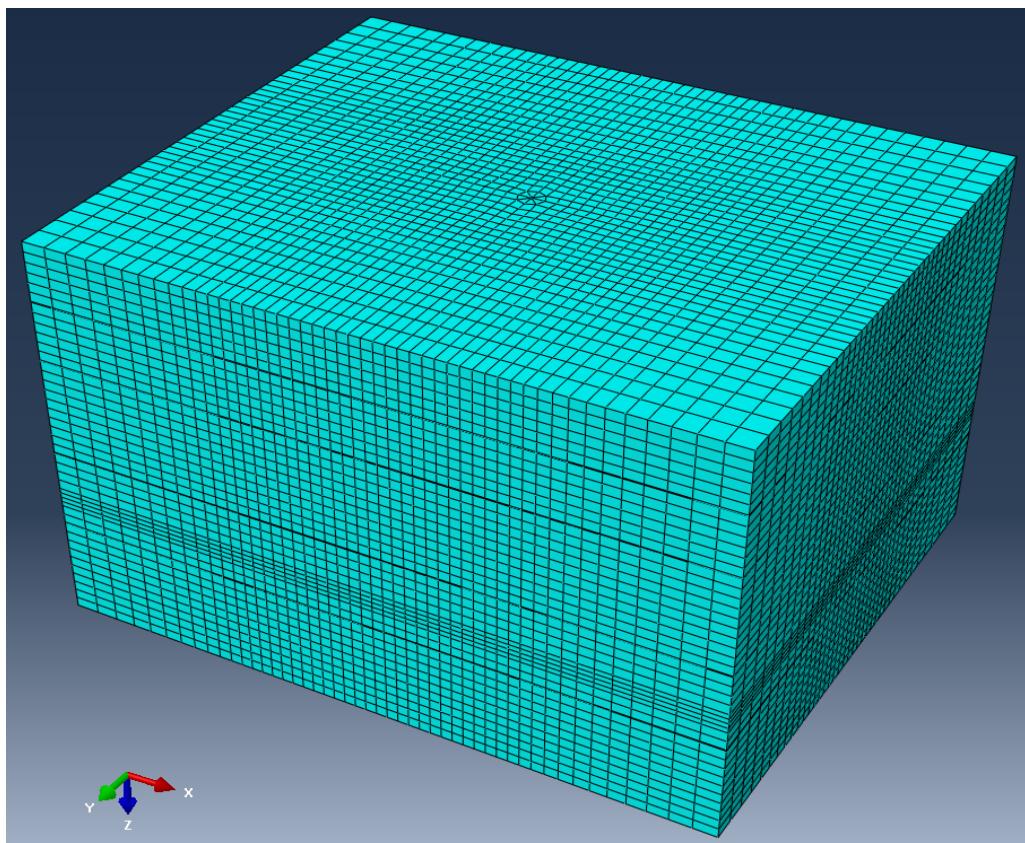


圖 4.25 基樁負摩擦力模型網格圖

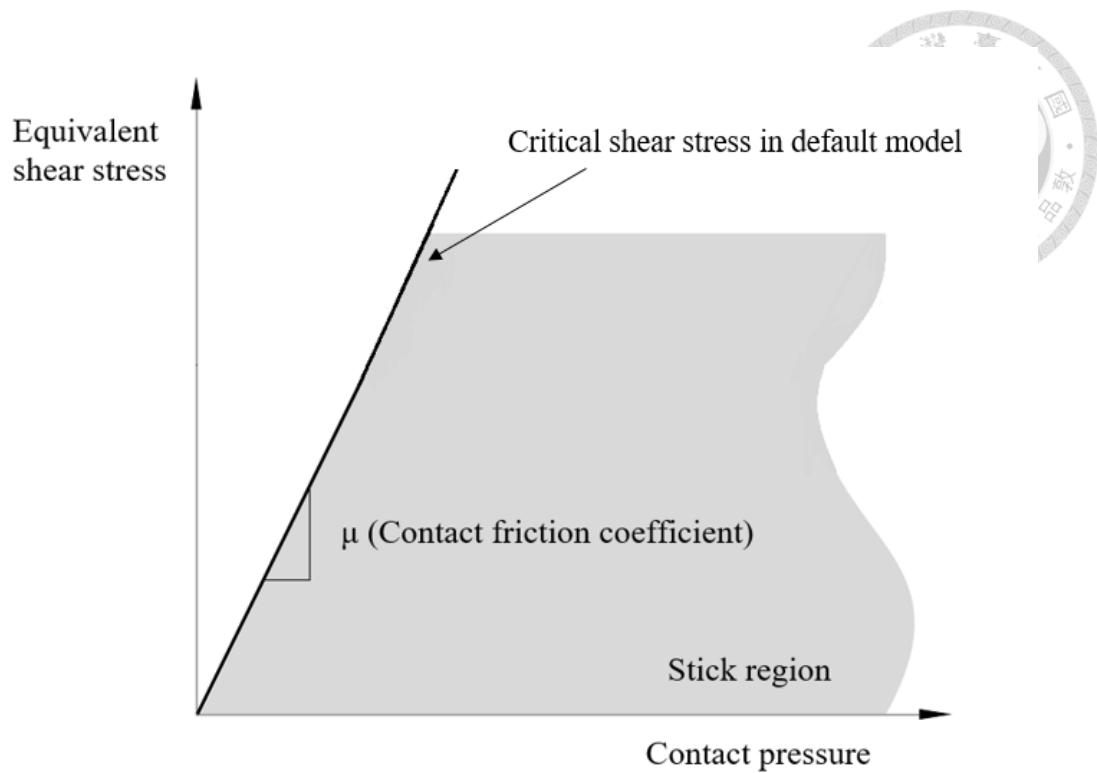


圖 4.26 剪應力與接觸應力關係 (庫倫摩擦定理)

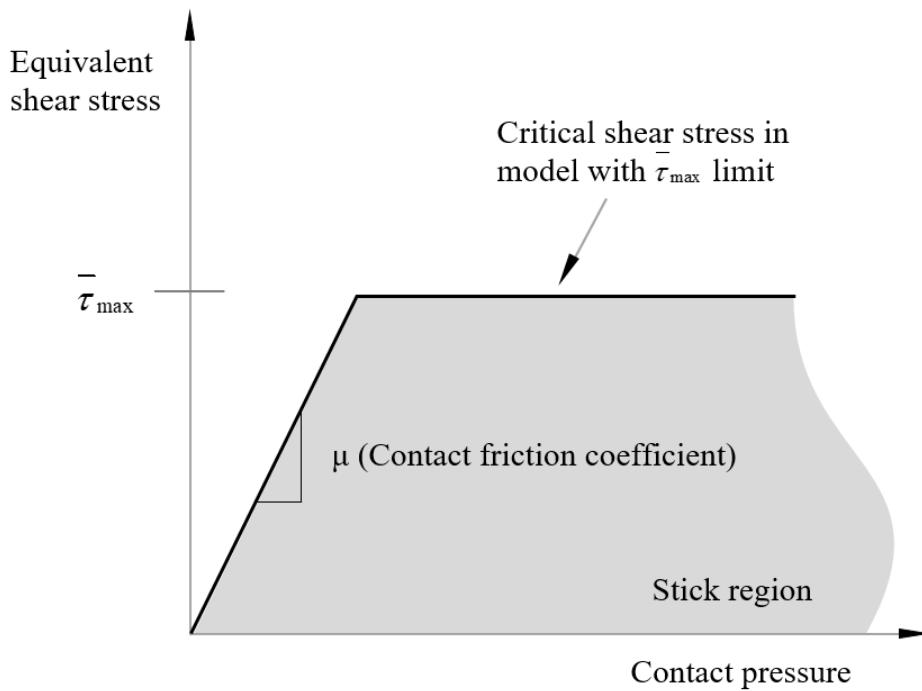
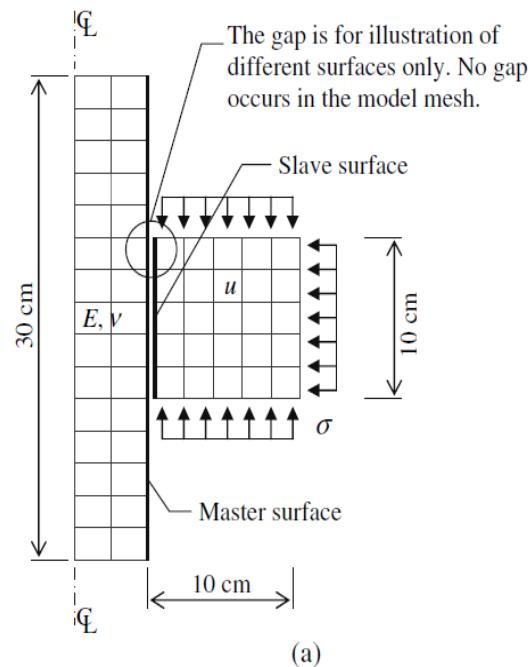


圖 4.27 設定最大剪應力(庫倫摩擦定理)



(a)

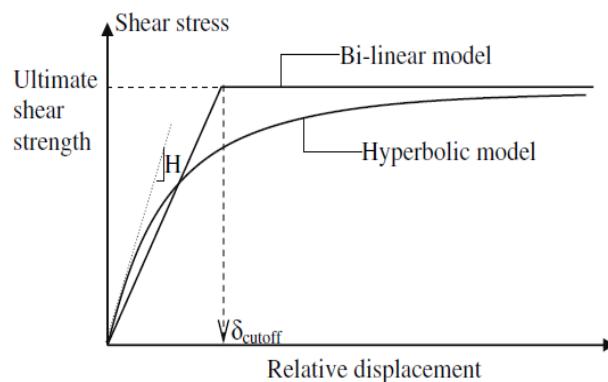


圖 4.28 界面摩撓性質驗證模型 (Yan et al. , 2012)

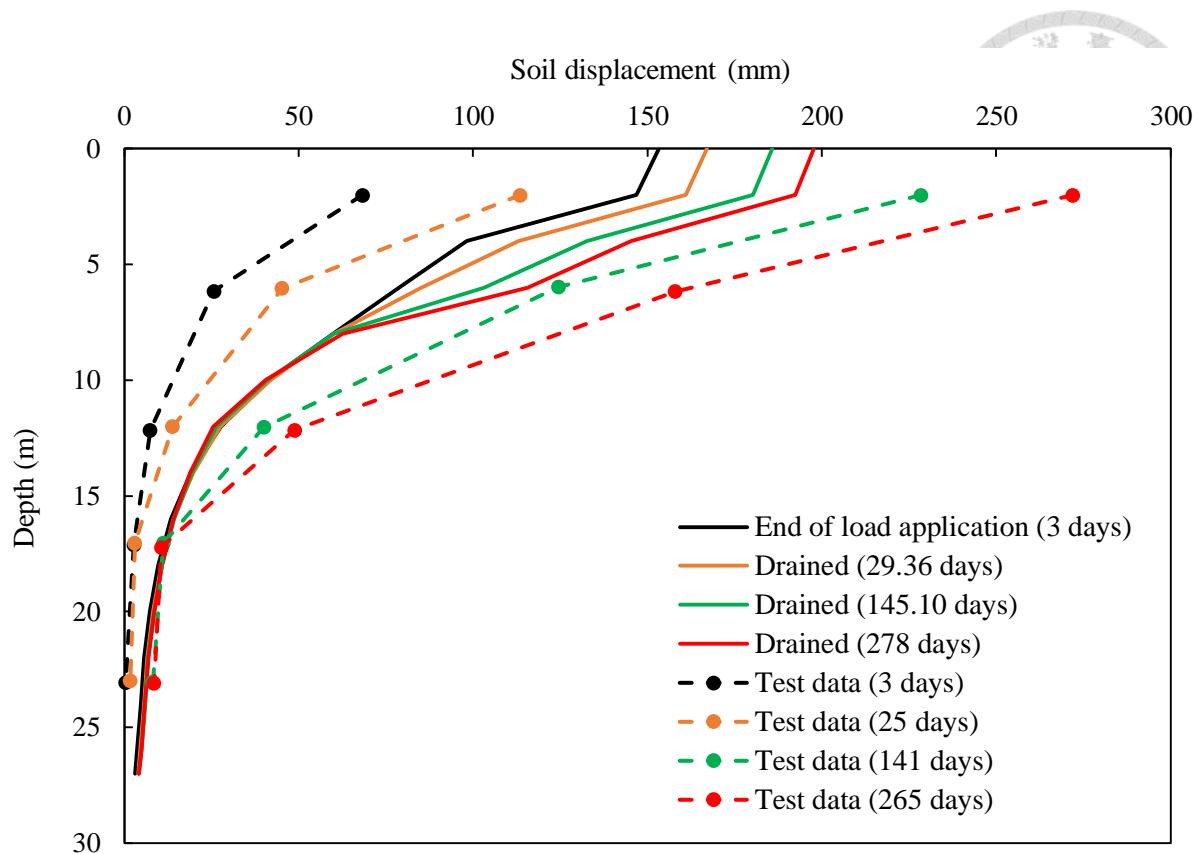


圖 4.29 土壤變位分佈圖（邊界 $60m \times 50m$ 模型）

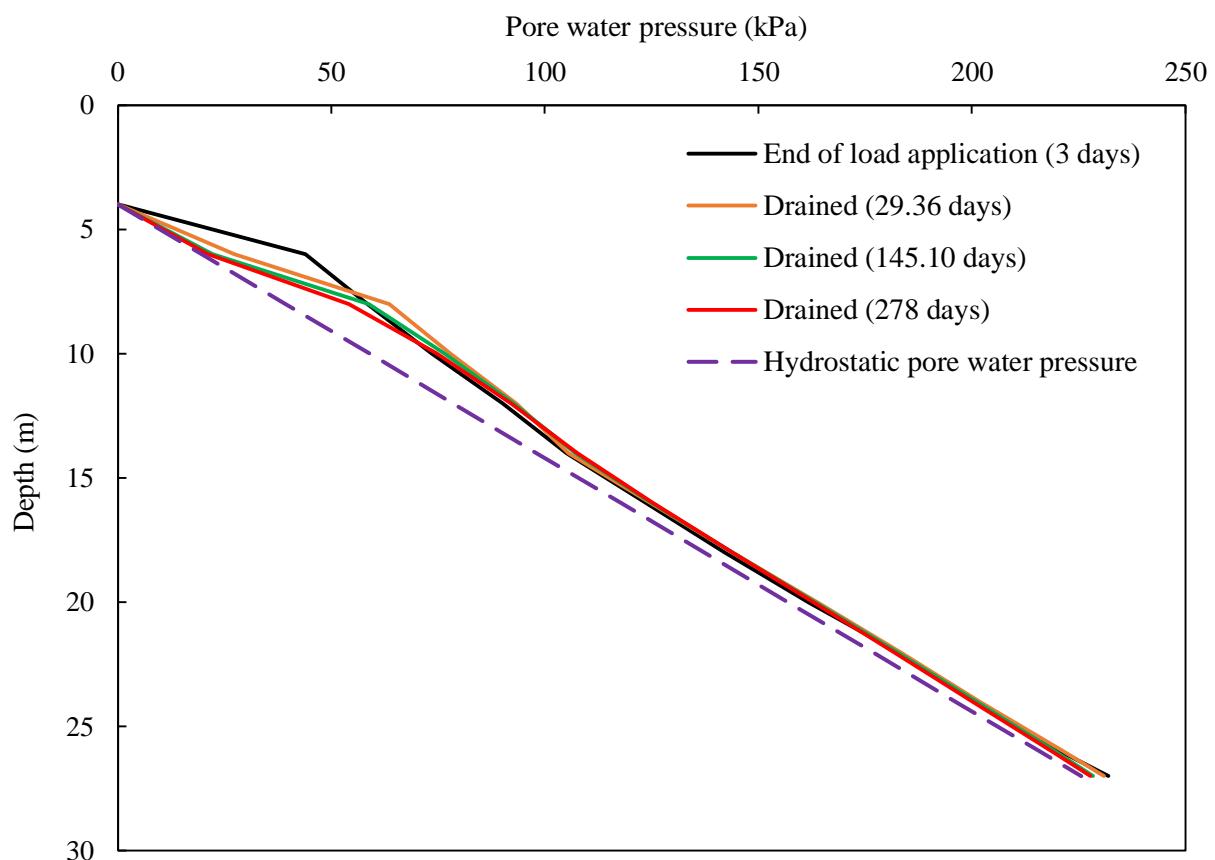


圖 4.30 土壤孔隙水壓分佈圖（邊界 $60m \times 50m$ 模型）

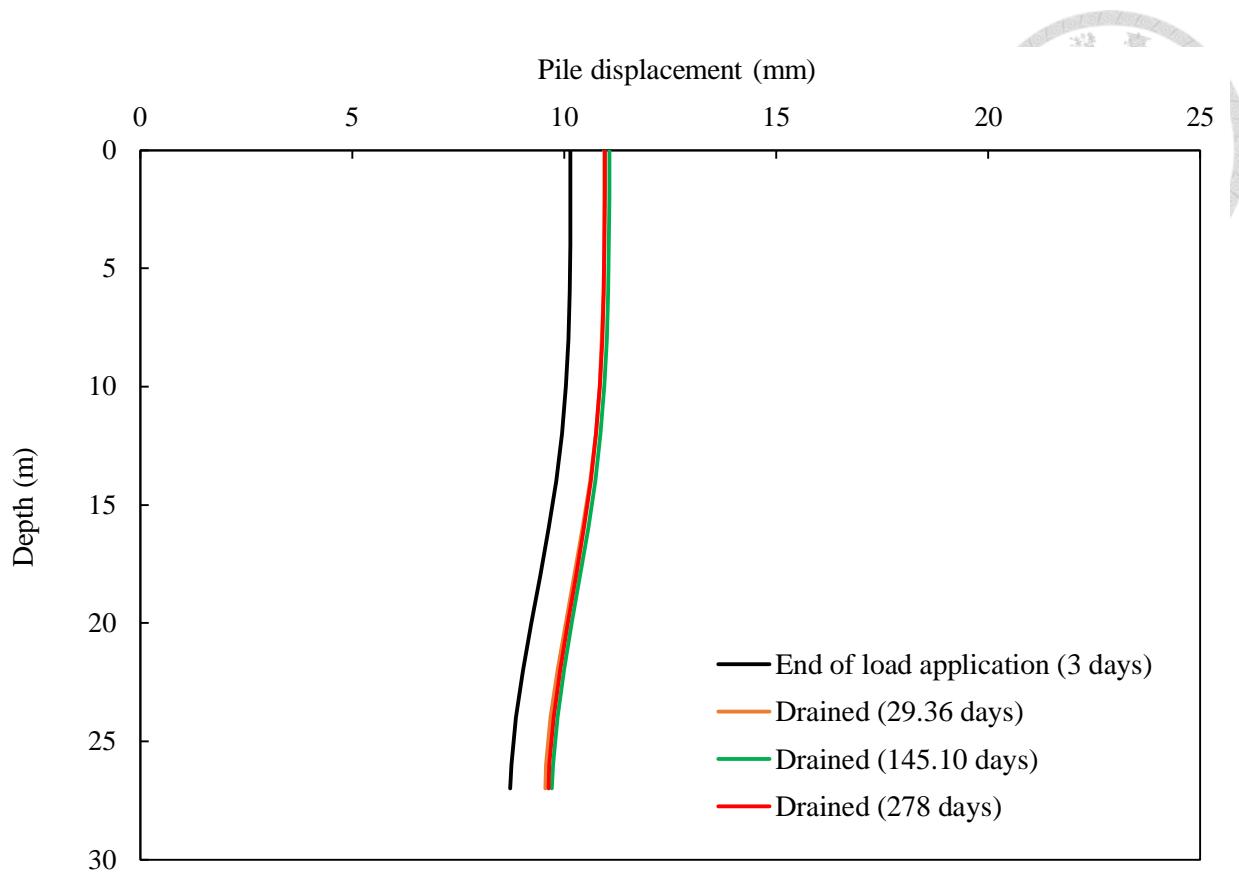


圖 4.31 樁身變位分佈圖（邊界 $60m \times 50m$ 模型）

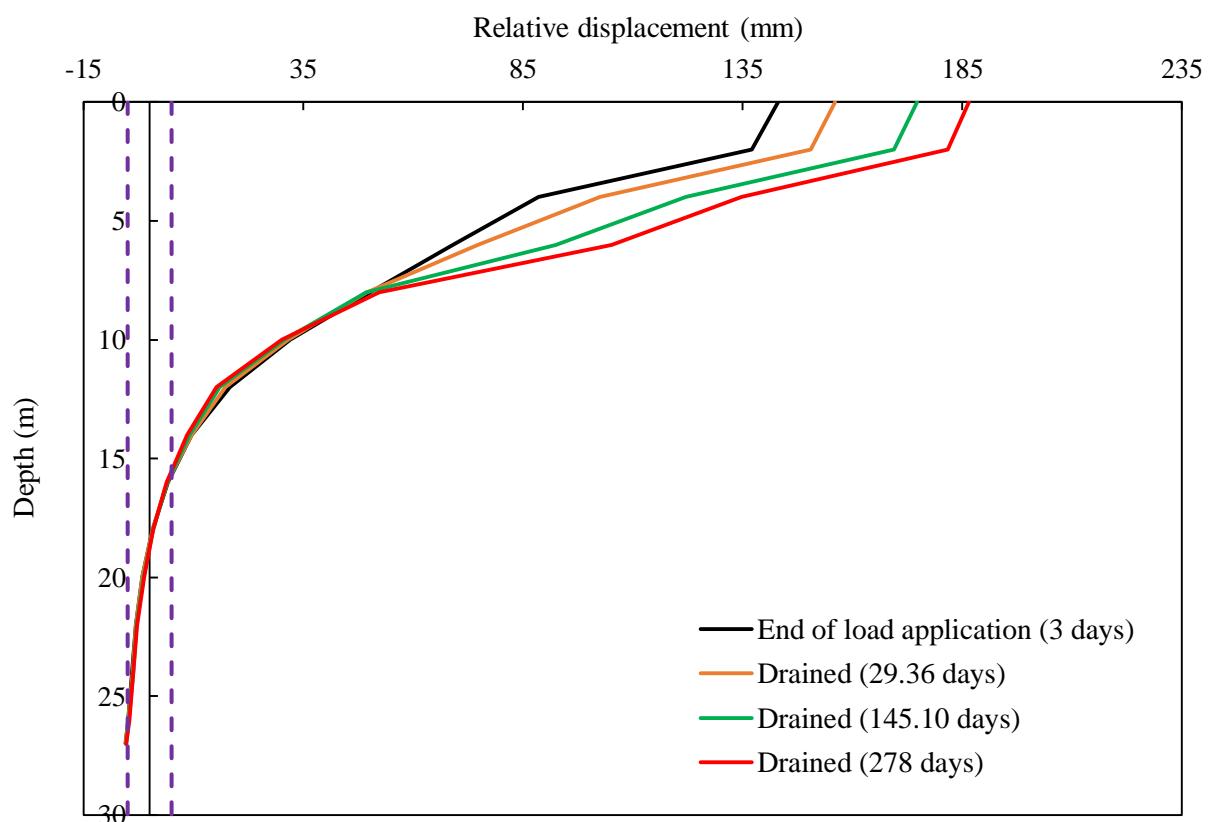


圖 4.32 樁土相對位移量發展圖（邊界 $60m \times 50m$ 模型）

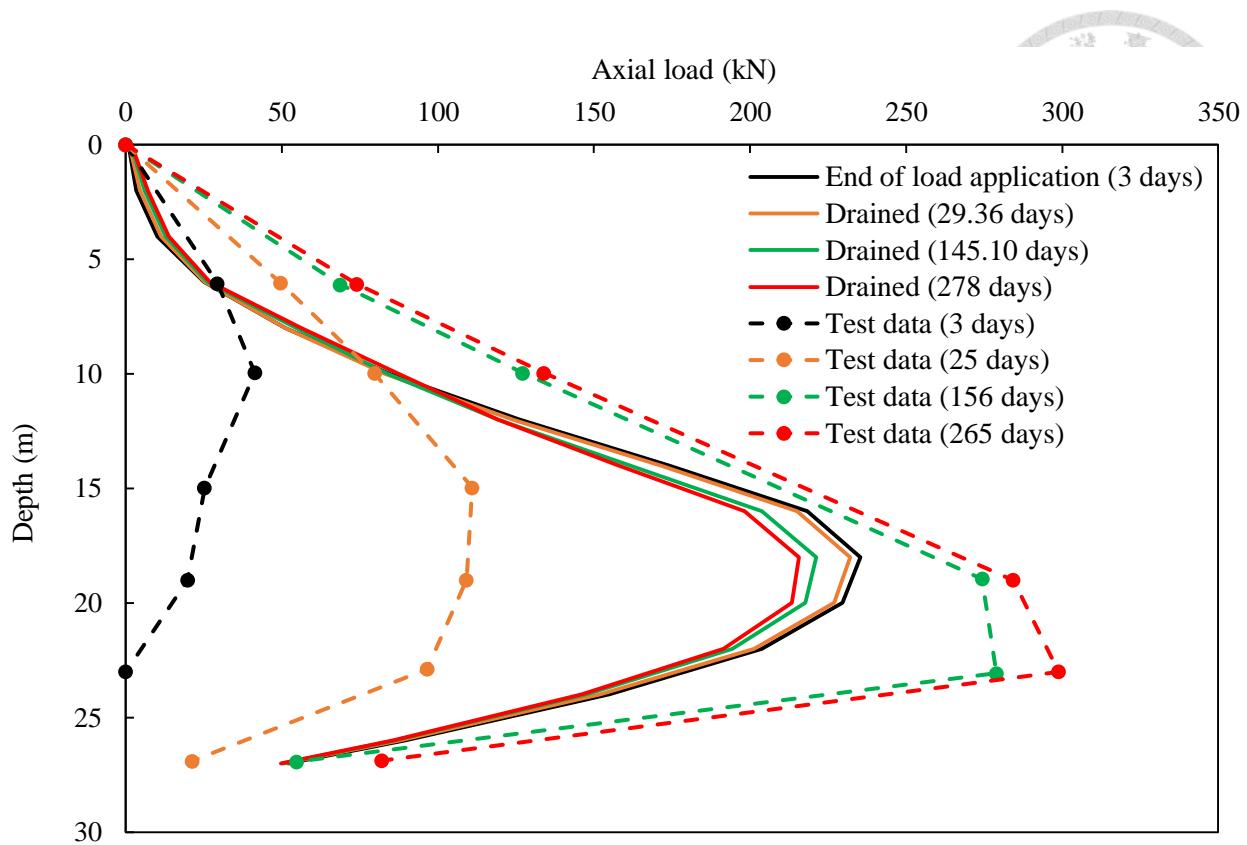


圖 4.33 植身軸力發展圖 (邊界 $60m \times 50m$ 模型)

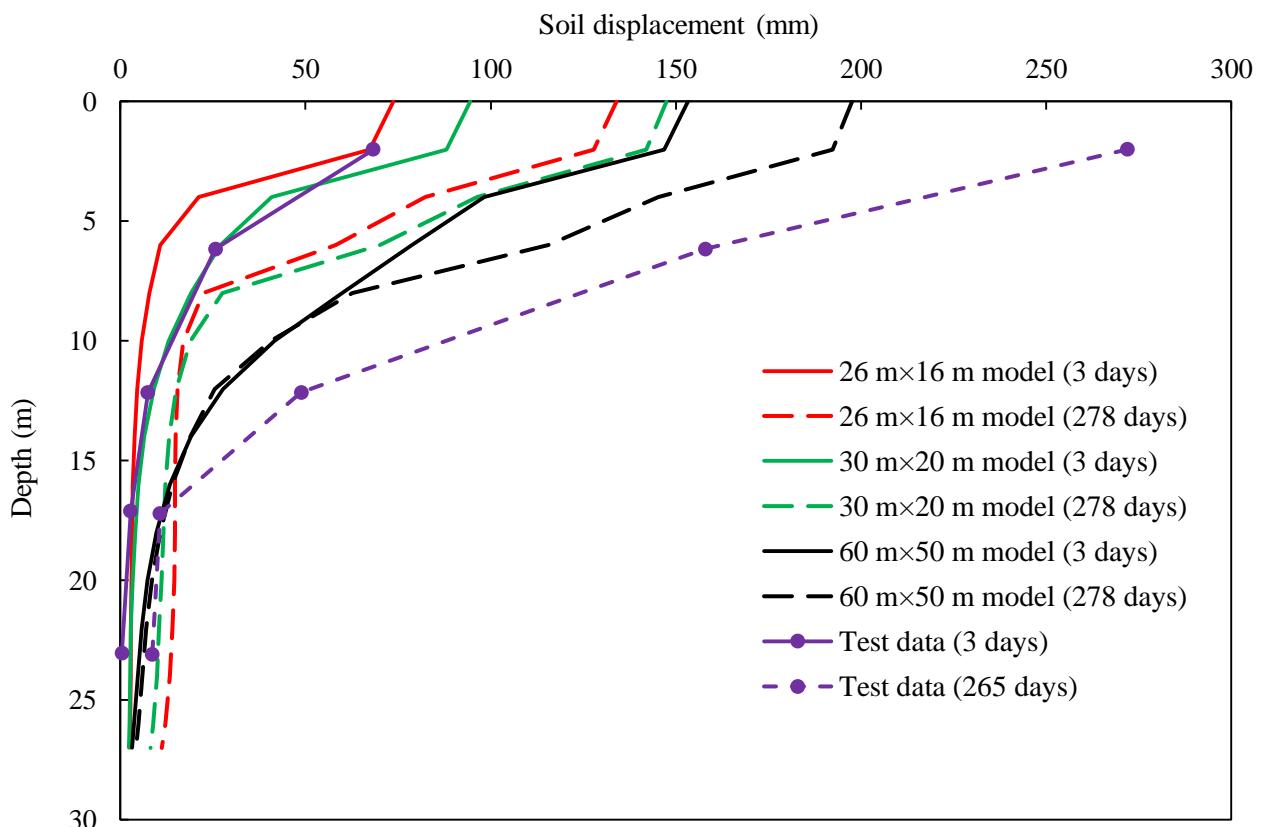


圖 4.34 土壤變位比較圖 (不同受壓土層尺寸模型)

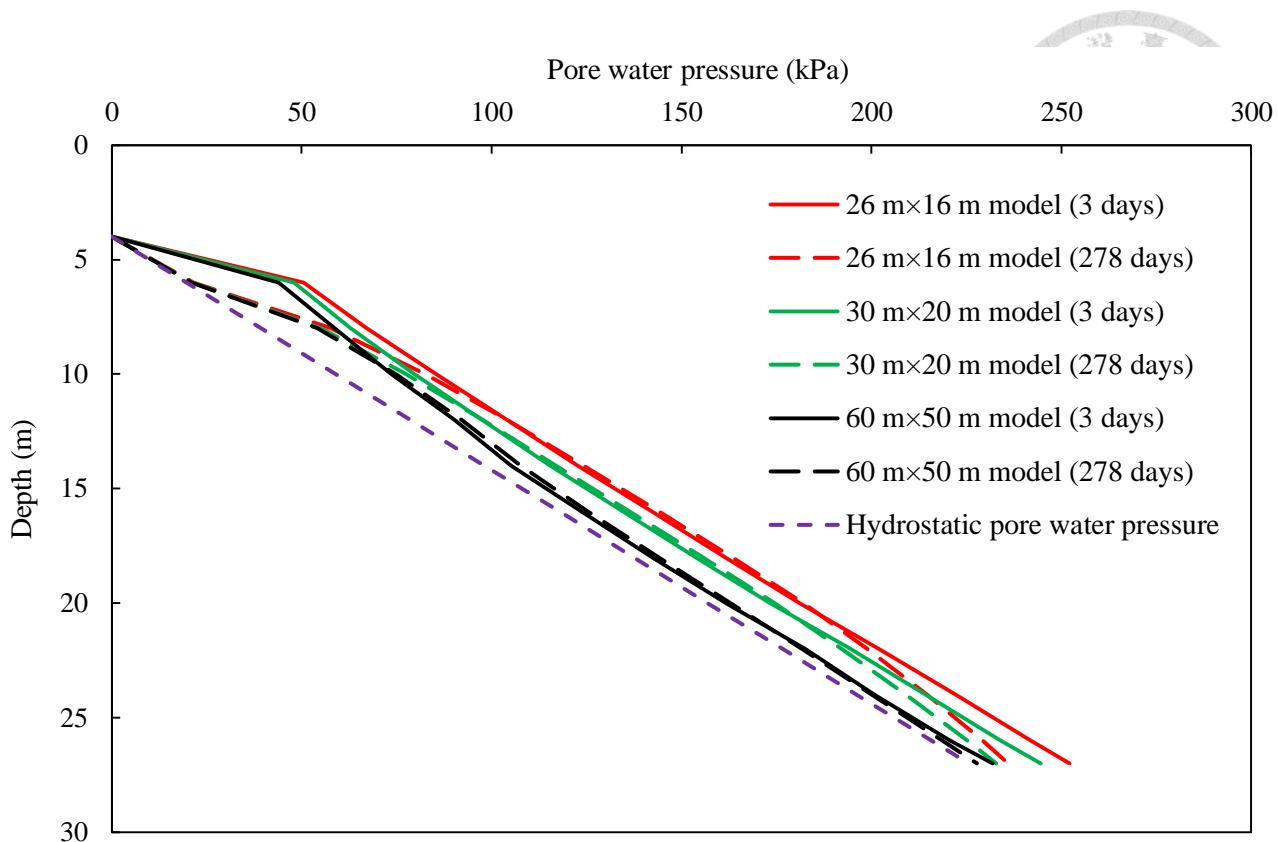


圖 4.35 土壤孔隙水壓比較圖（不同受壓土層尺寸模型）

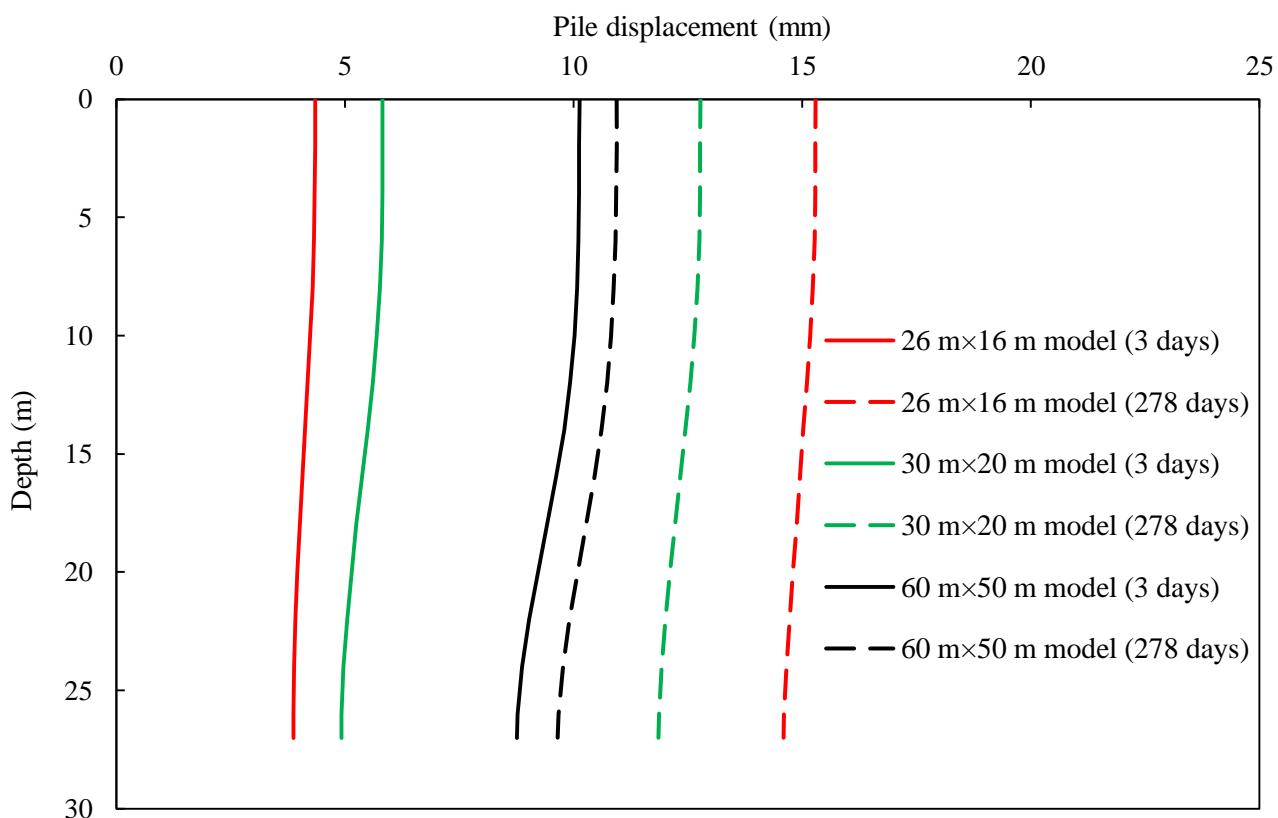


圖 4.36 桩身變位分佈比較圖（不同受壓土層尺寸模型）

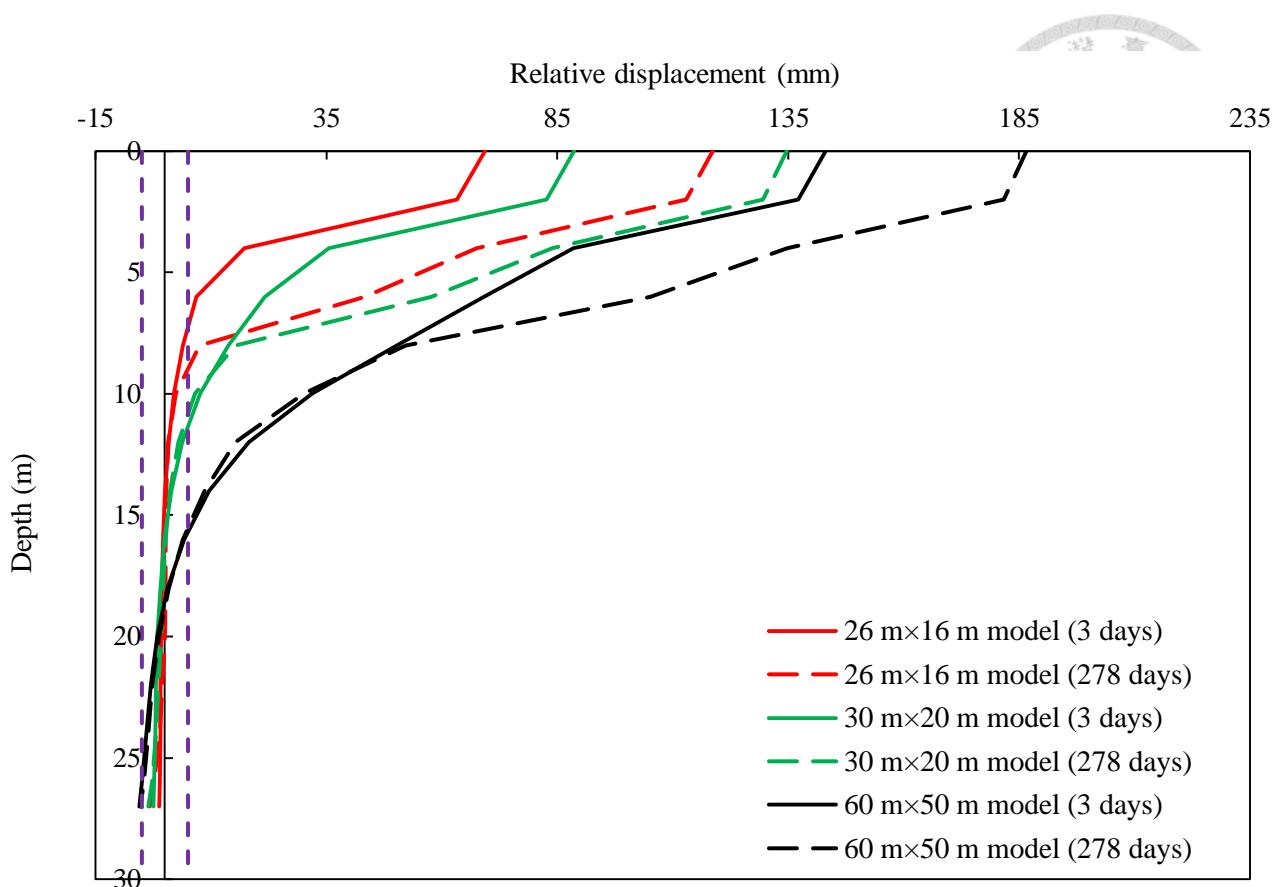


圖 4.37 樁土相對位移量比較圖（不同受壓土層尺寸模型）

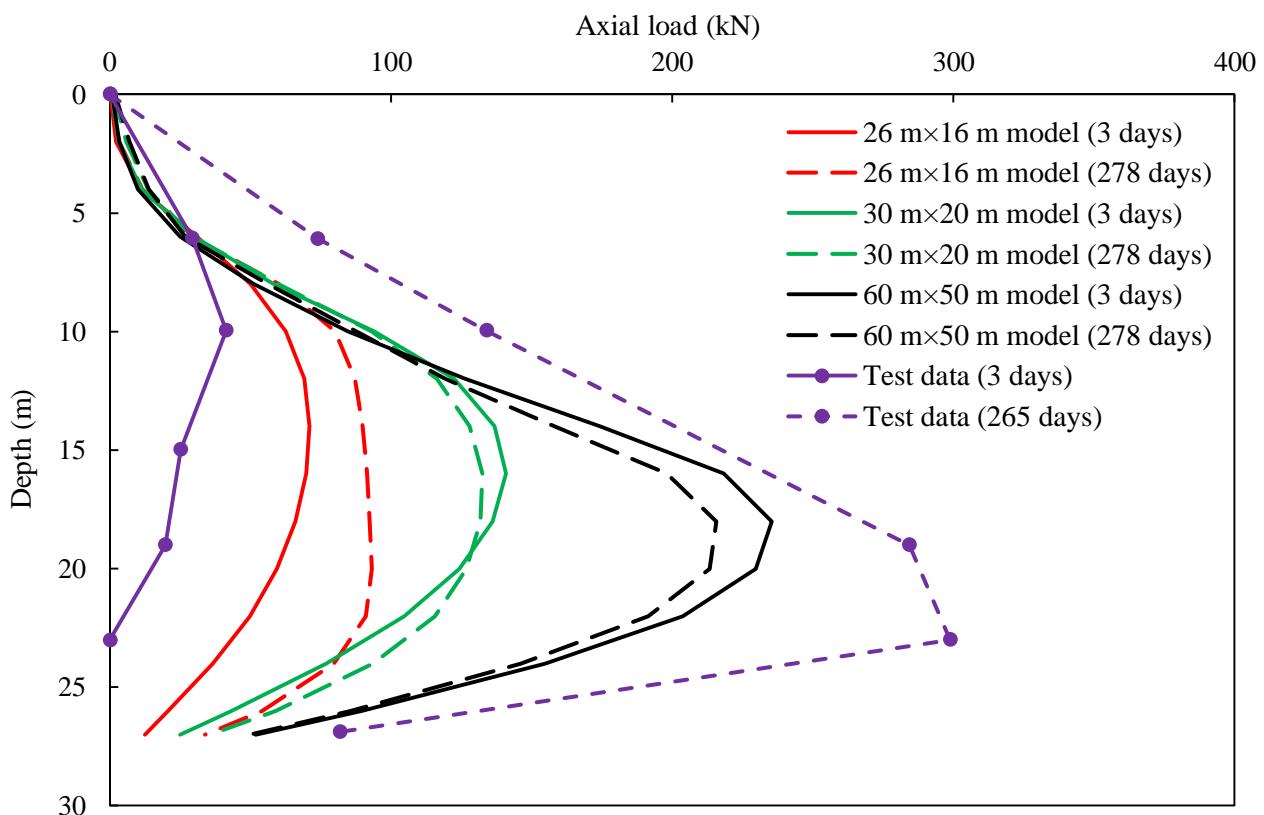


圖 4.38 樁身軸力比較圖（不同受壓土層尺寸模型）

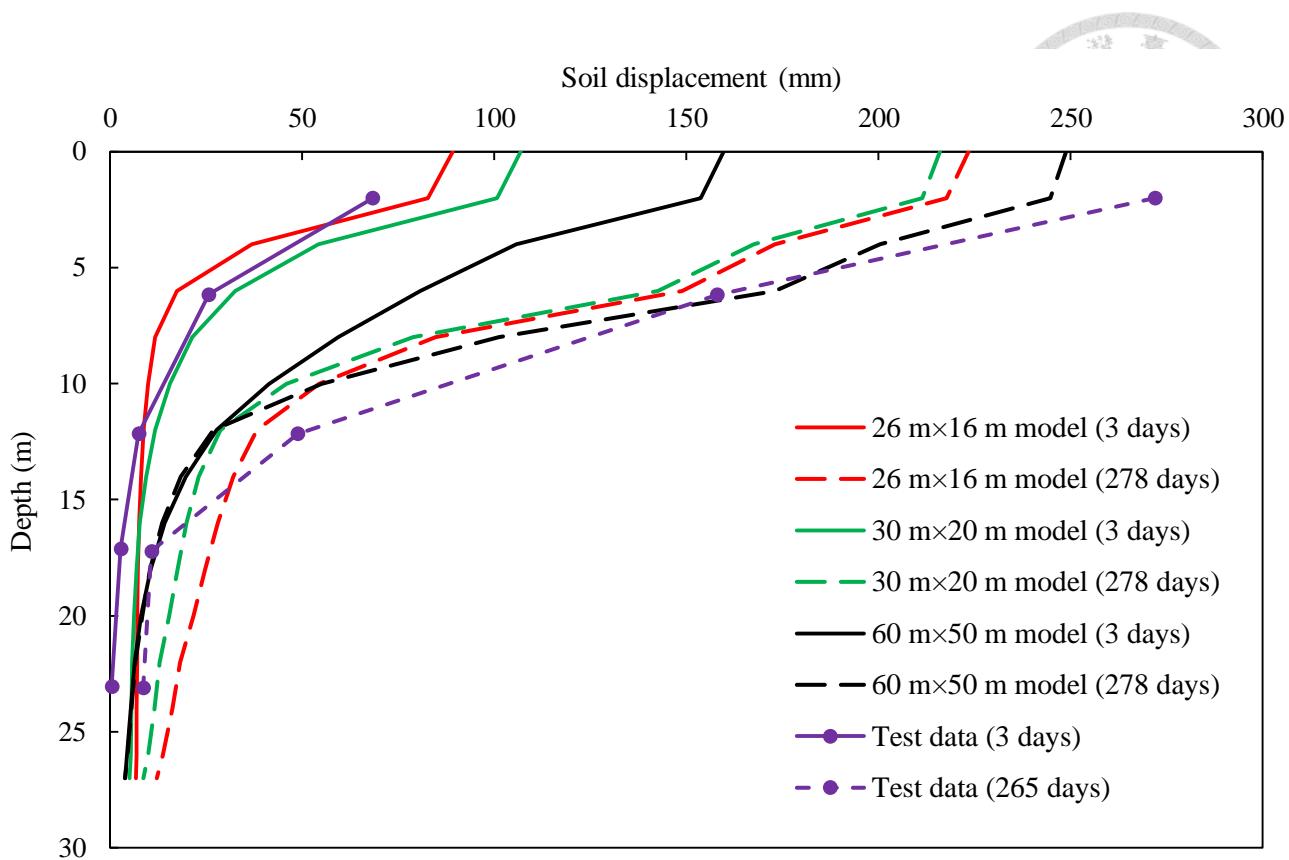


圖 4.39 土壤變位比較圖（不同受壓土層尺寸模型， k 10 倍）

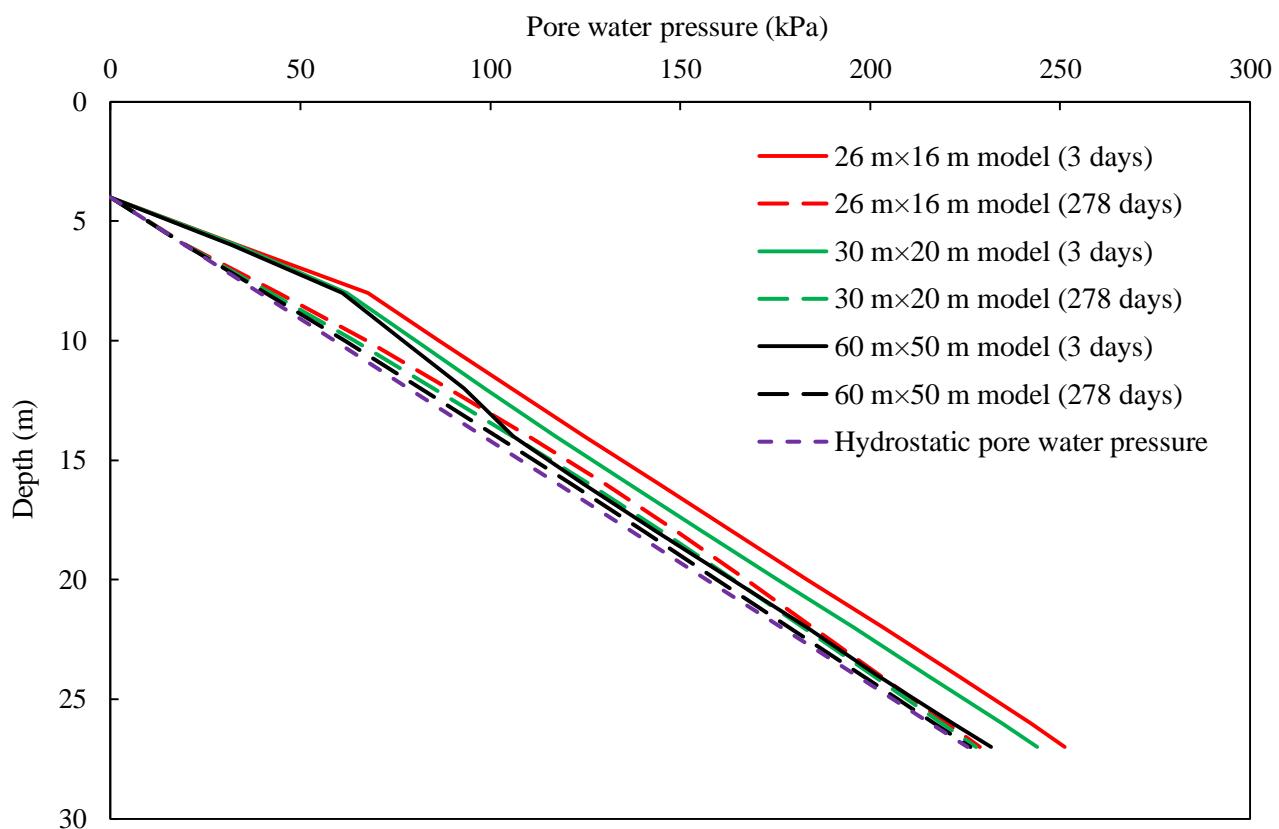


圖 4.40 土壤孔隙水壓比較圖（不同受壓土層尺寸模型， k 10 倍）

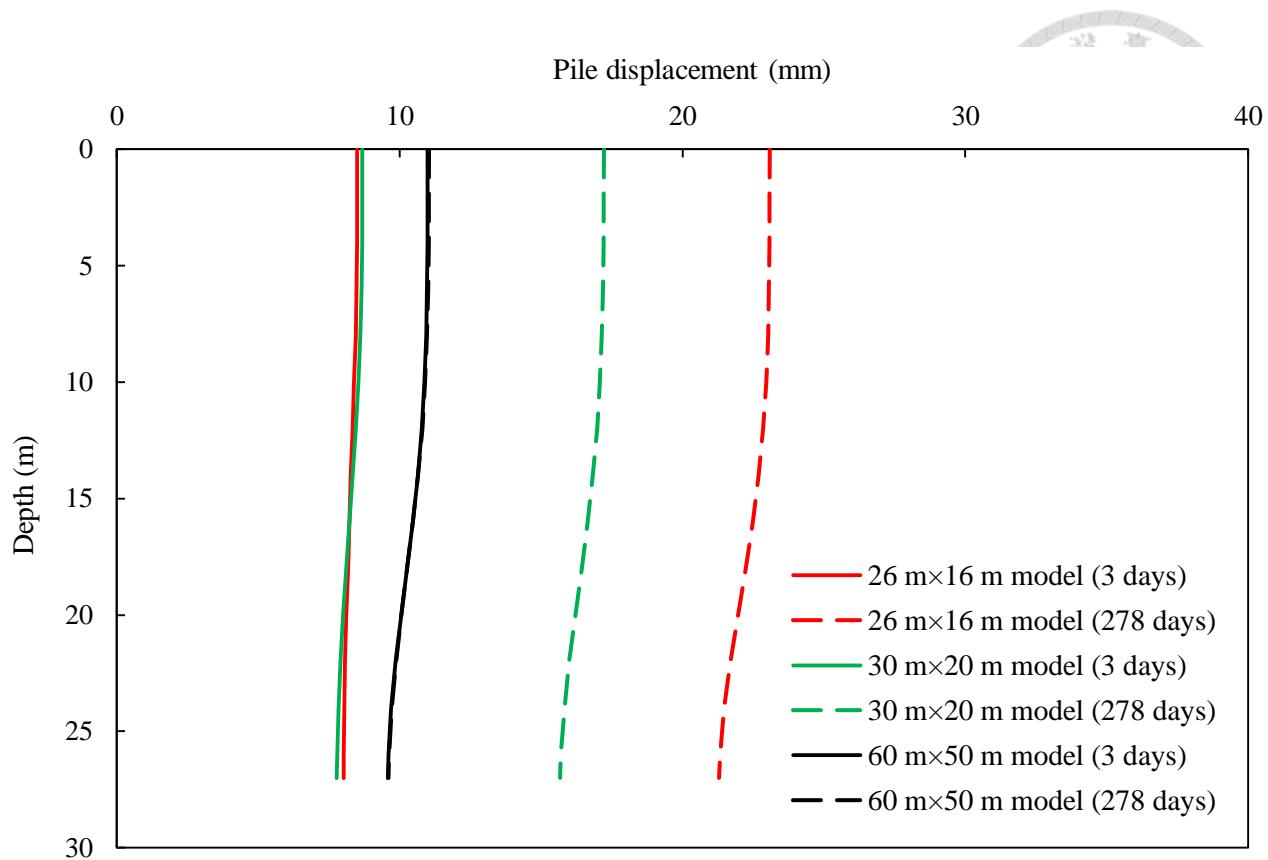


圖 4.41 樁身變位分佈比較圖（不同受壓土層尺寸模型， k 10 倍）

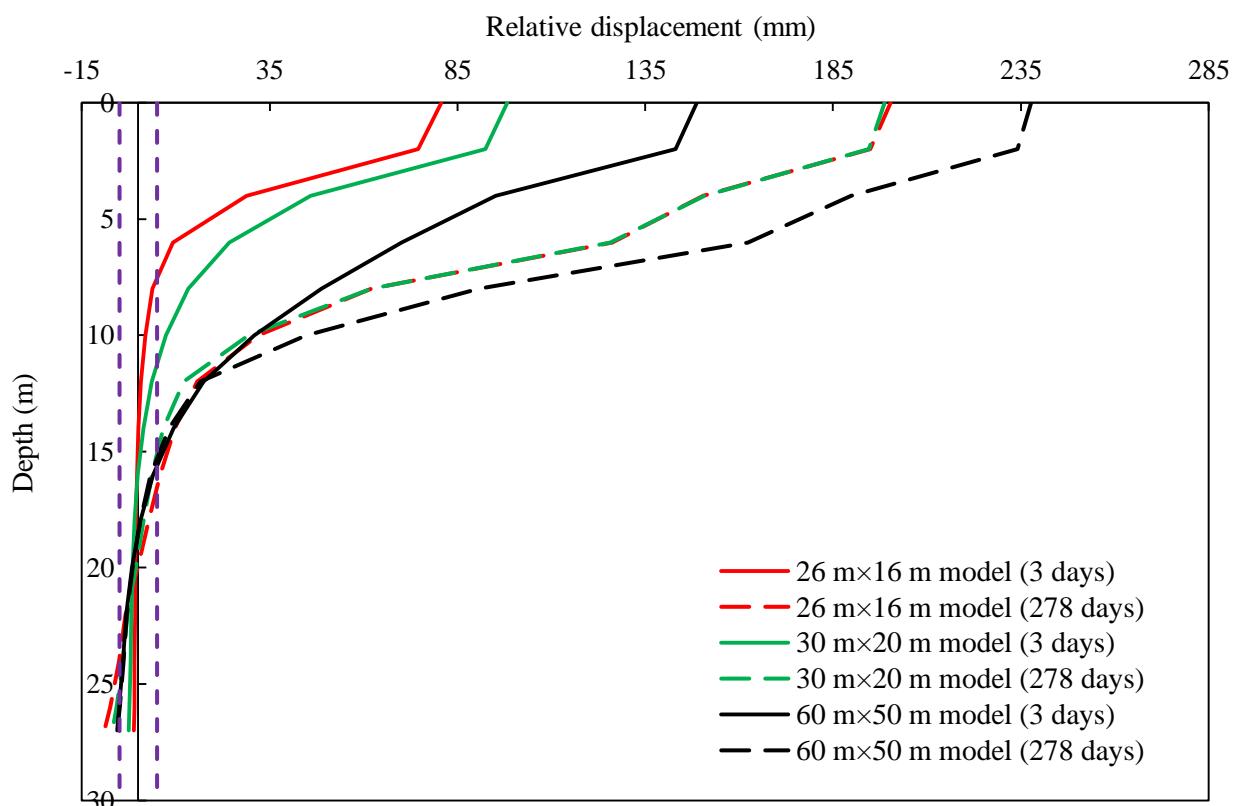


圖 4.42 樁土相對位移量比較圖（不同受壓土層尺寸模型， k 10 倍）

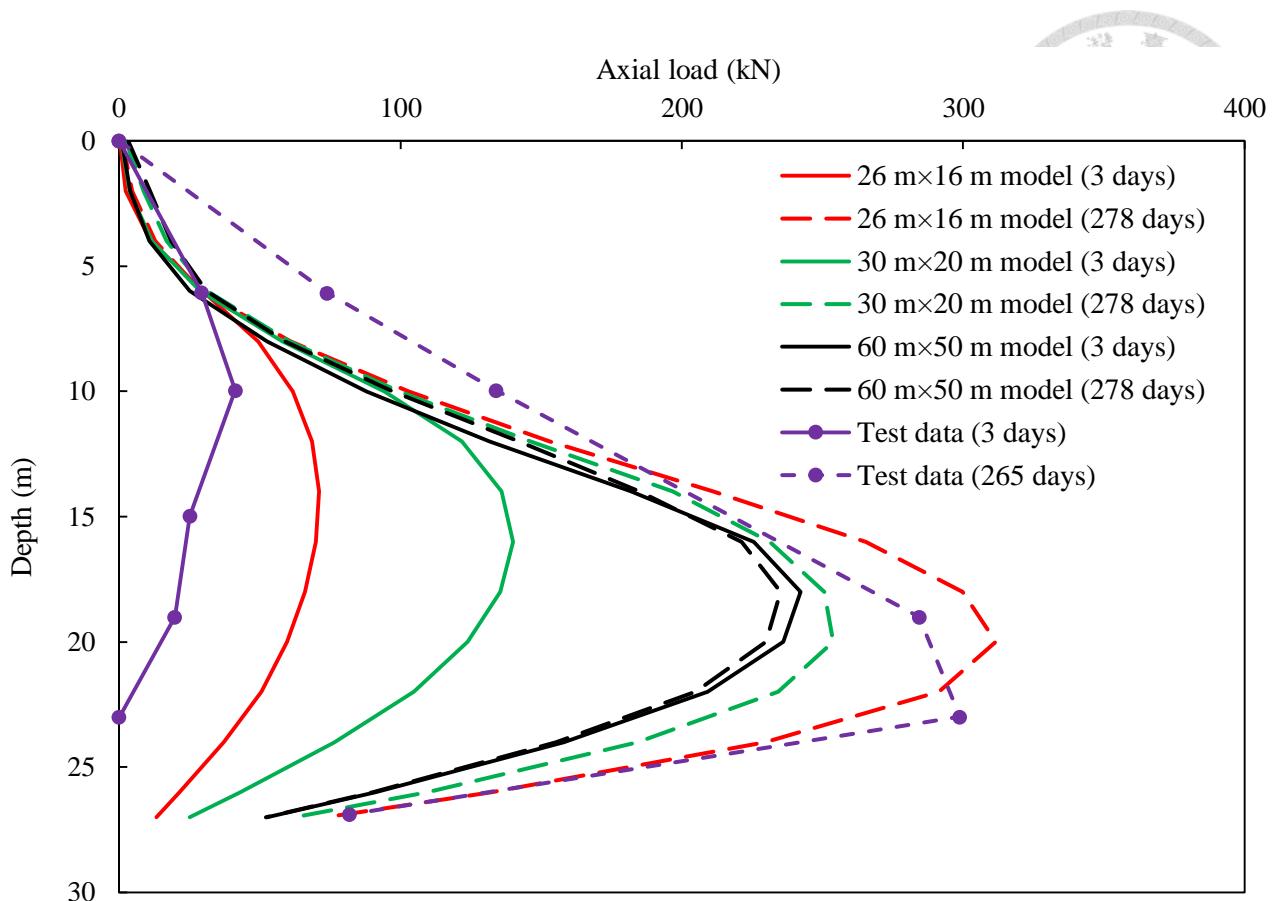


圖 4.43 檔身軸力比較圖（不同受壓土層尺寸模型， k 10 倍）

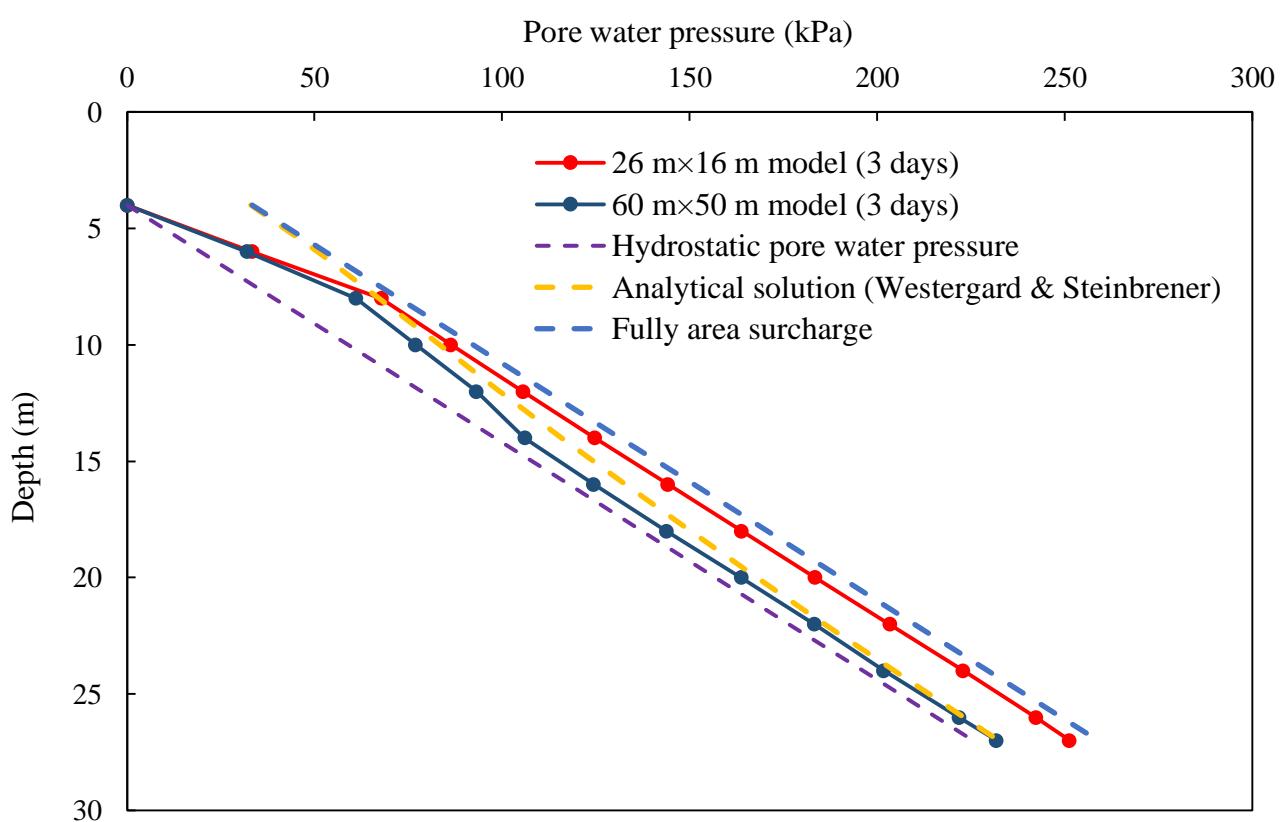


圖 4.44 孔隙水壓與理論解比較圖

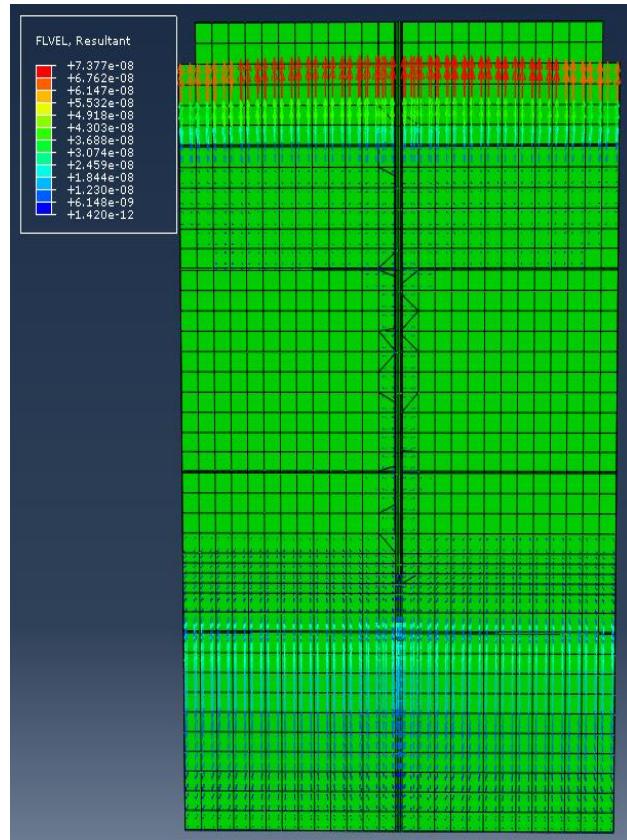


圖 4.45 較小土層邊界尺寸模型加載完成之流線圖（合力方向）

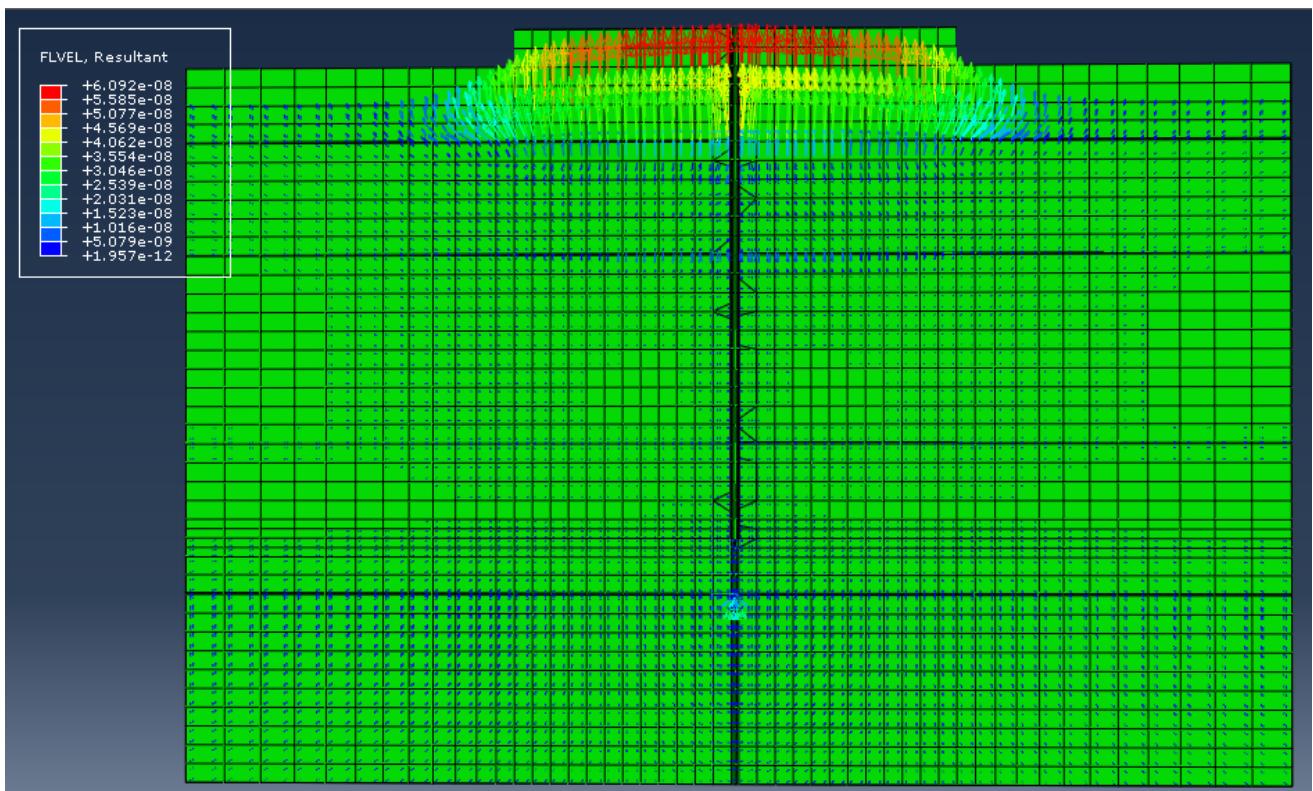


圖 4.46 較大土層邊界尺寸模型加載完成之流線圖（合力方向）

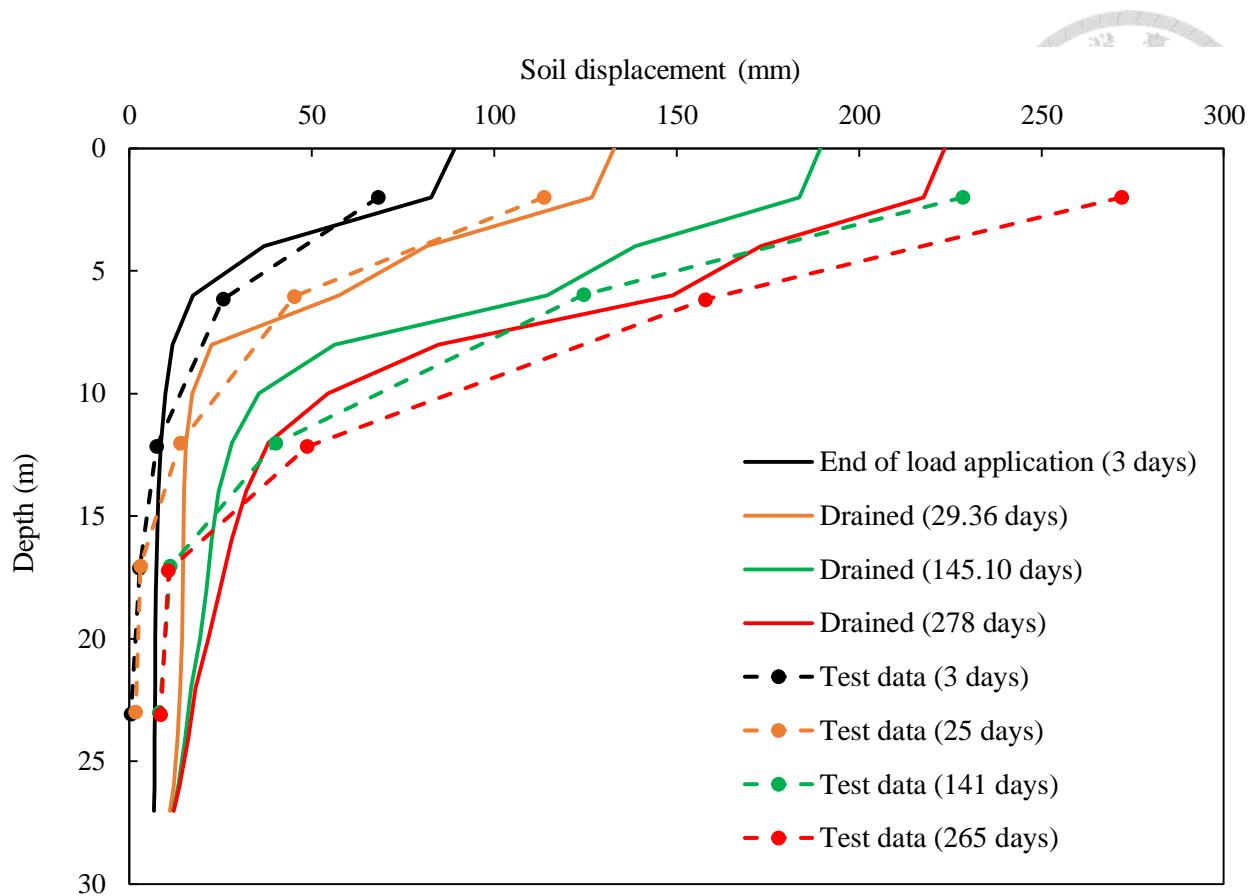


圖 4.47 土壤變位分佈圖（邊界 $26m \times 16m$ 模型， k 10 倍）

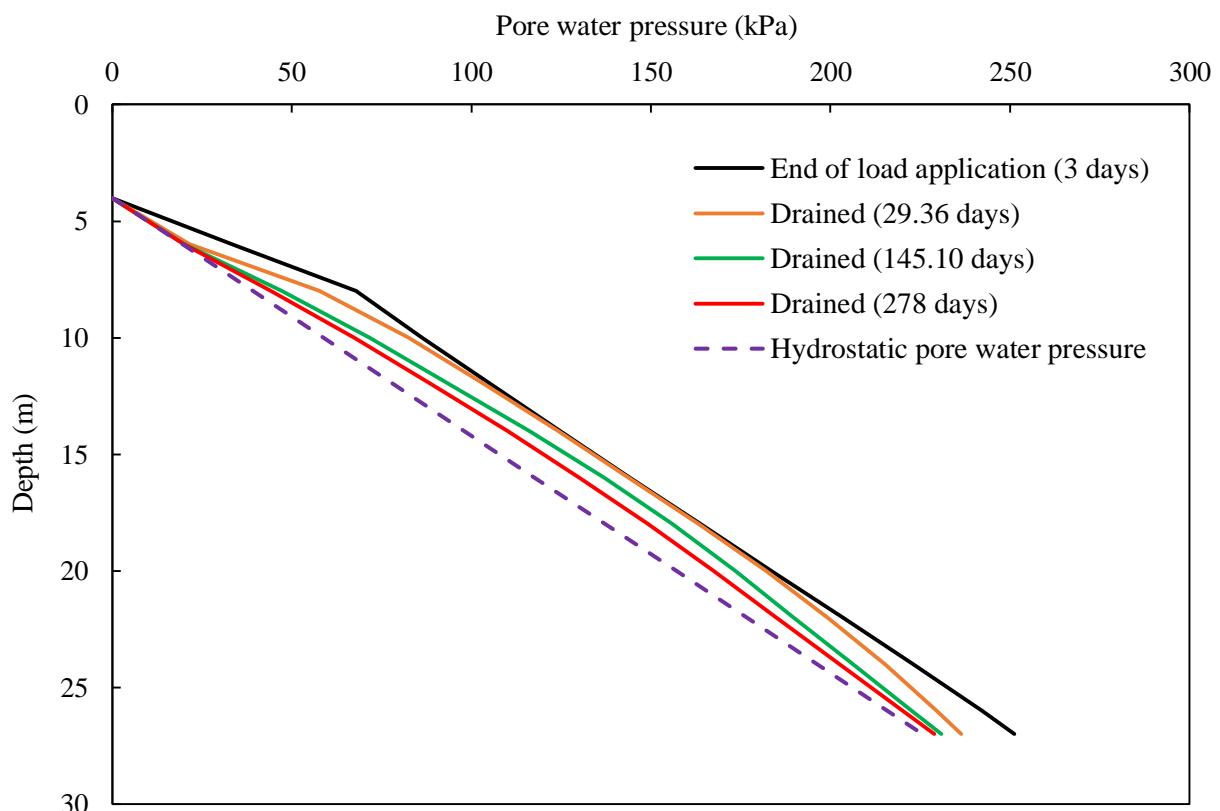


圖 4.48 土壤孔隙水壓分佈圖（邊界 $26m \times 16m$ 模型， k 10 倍）

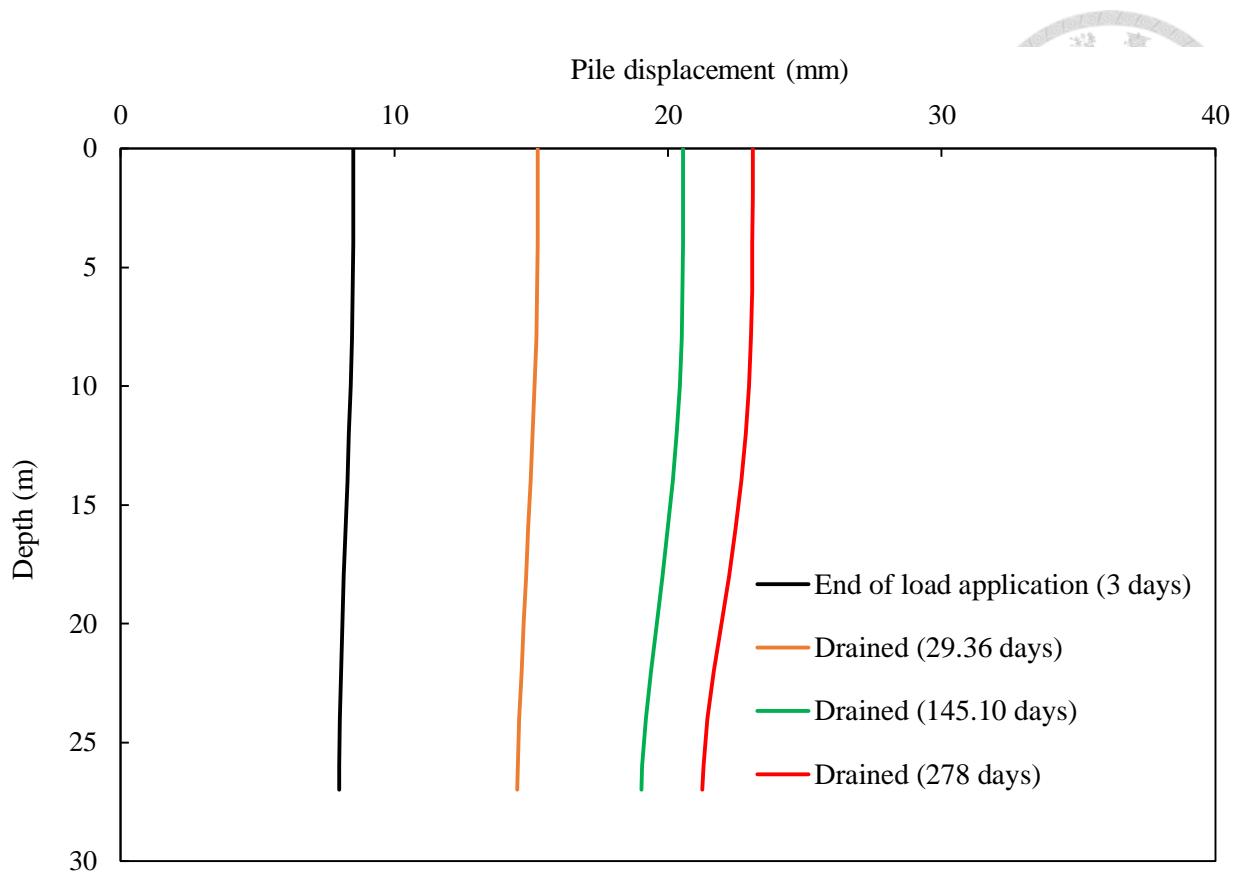


圖 4.49 植身變位分佈發展圖（邊界 $26m \times 16m$ 模型， k 10 倍）

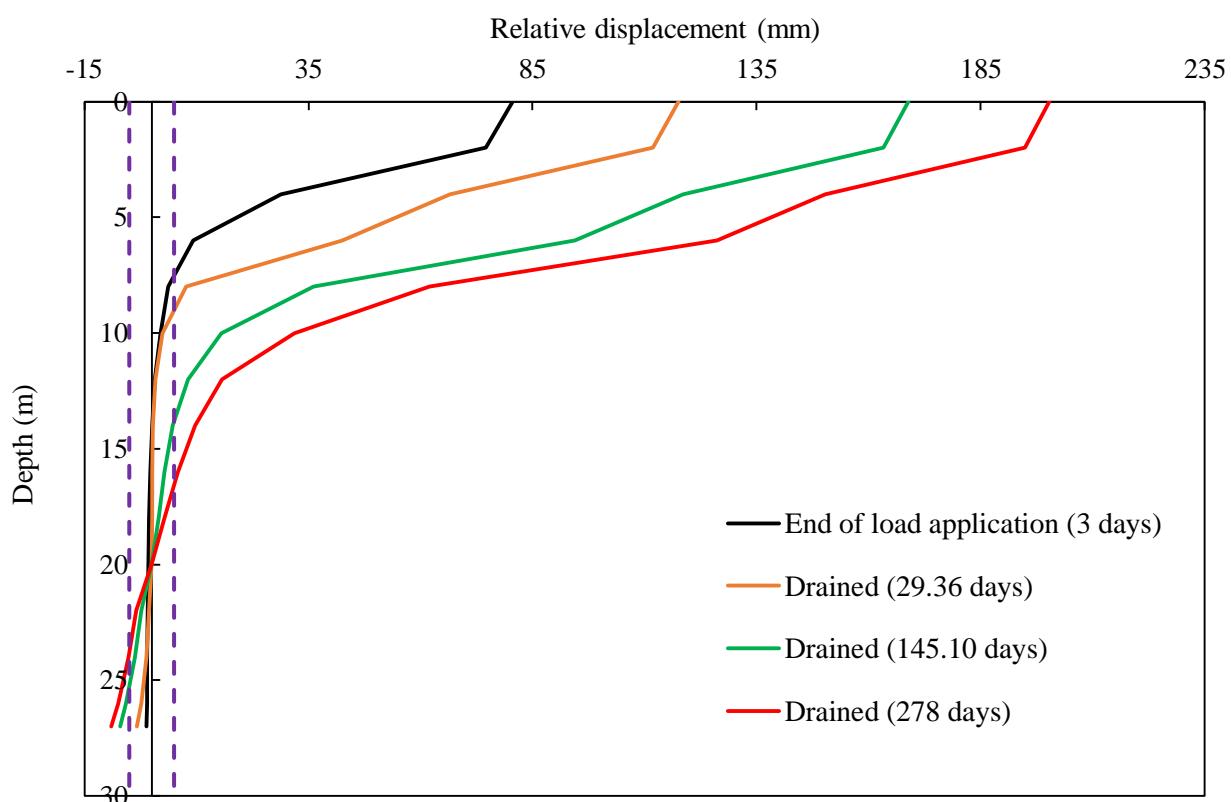


圖 4.50 植土相對位移量發展圖（邊界 $26m \times 16m$ 模型， k 10 倍）

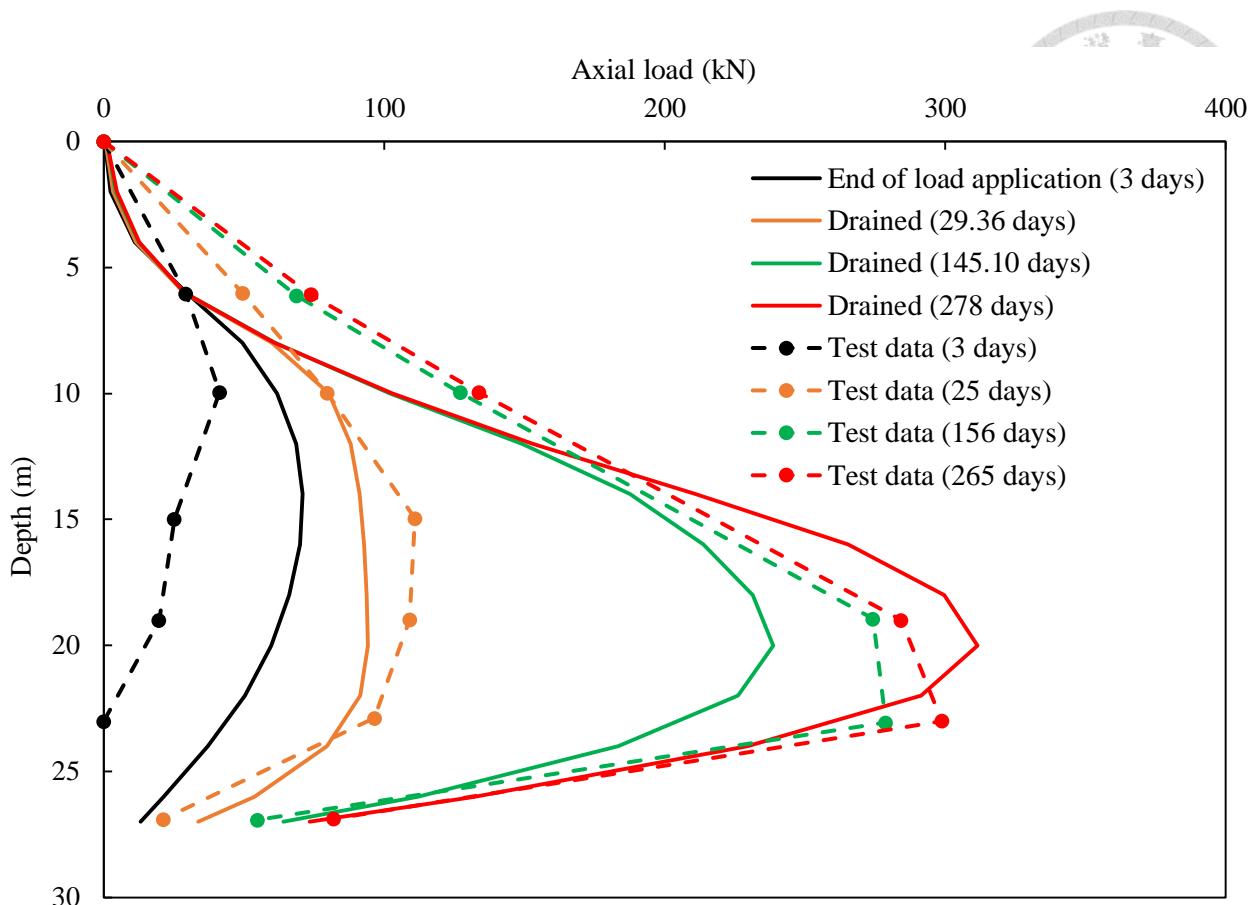


圖 4.51 檇身軸力發展圖（邊界 $26m \times 16m$ 模型， k 10 倍）

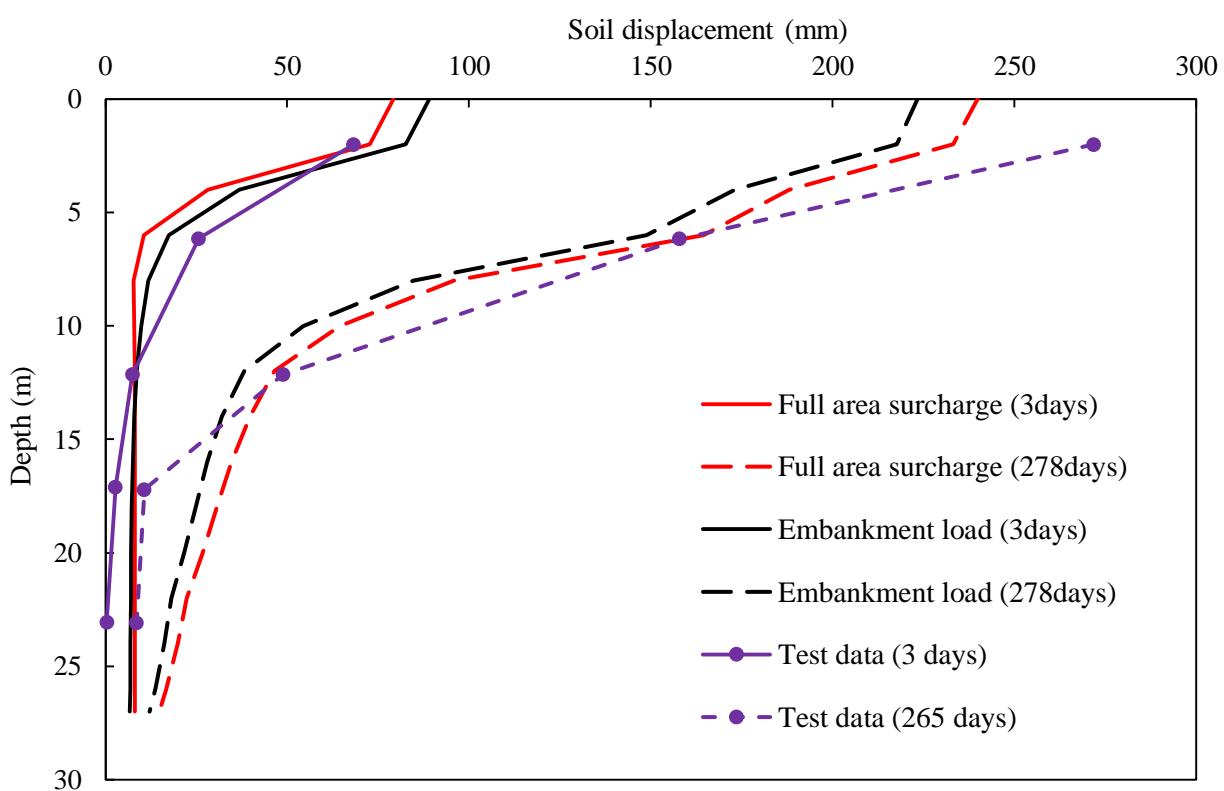


圖 4.52 土壤變位比較圖（加載區域之影響）

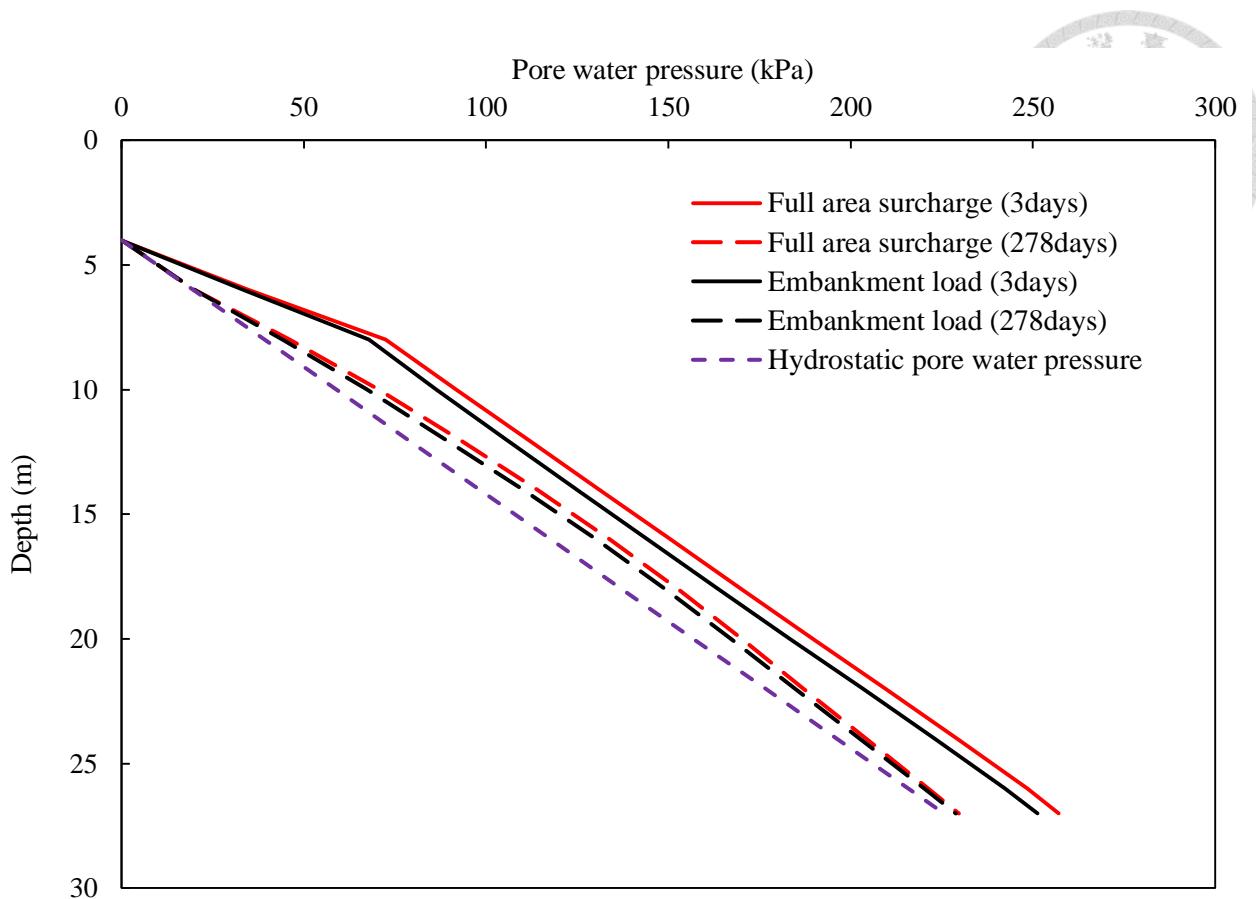


圖 4.53 土壤孔隙水壓比較圖（加載區域之影響）

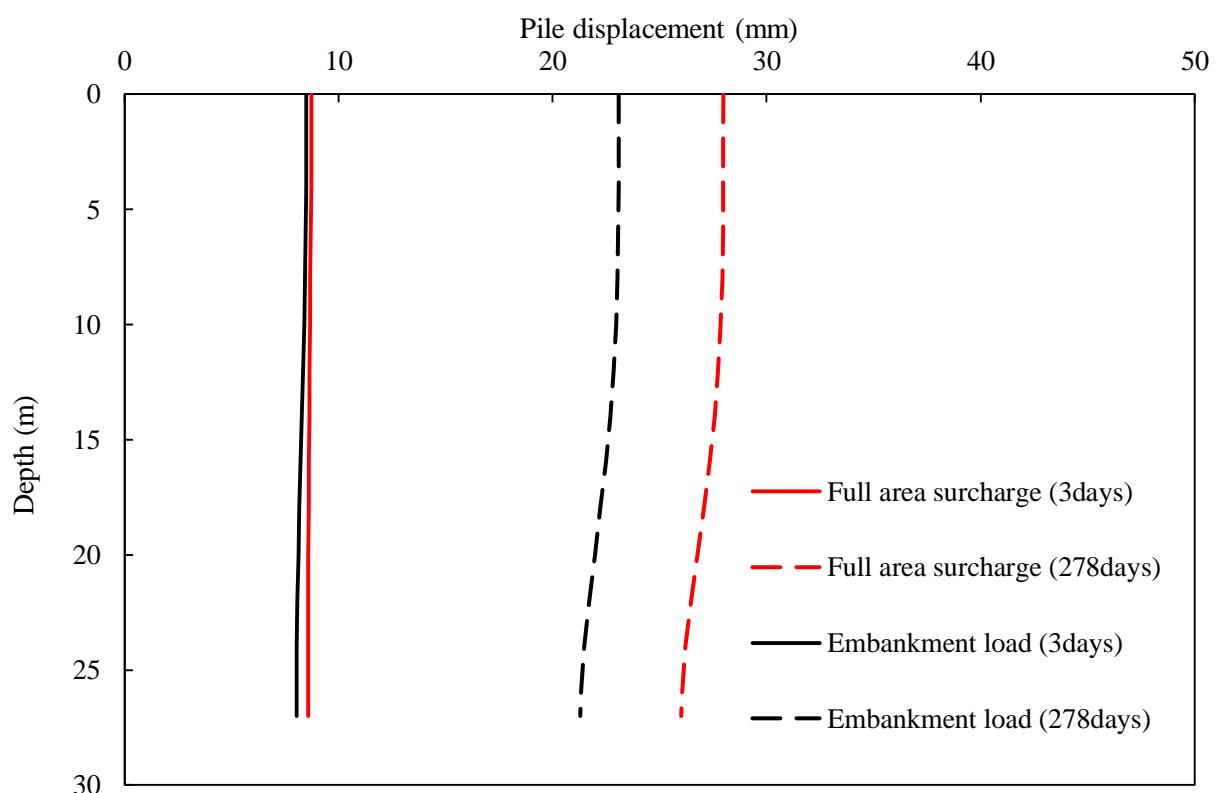


圖 4.54 樁身變位分佈比較圖（加載區域之影響）

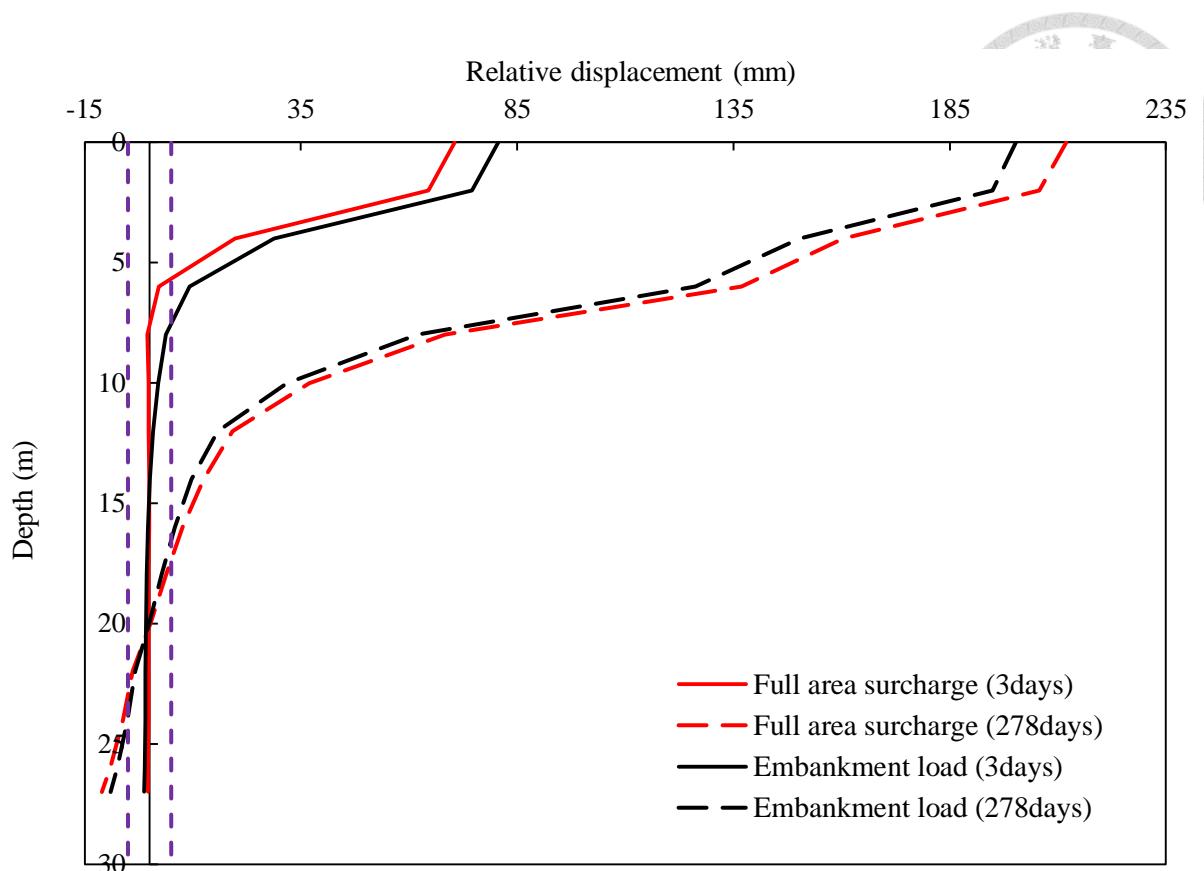


圖 4.55 樁土相對位移量比較圖（加載區域之影響）

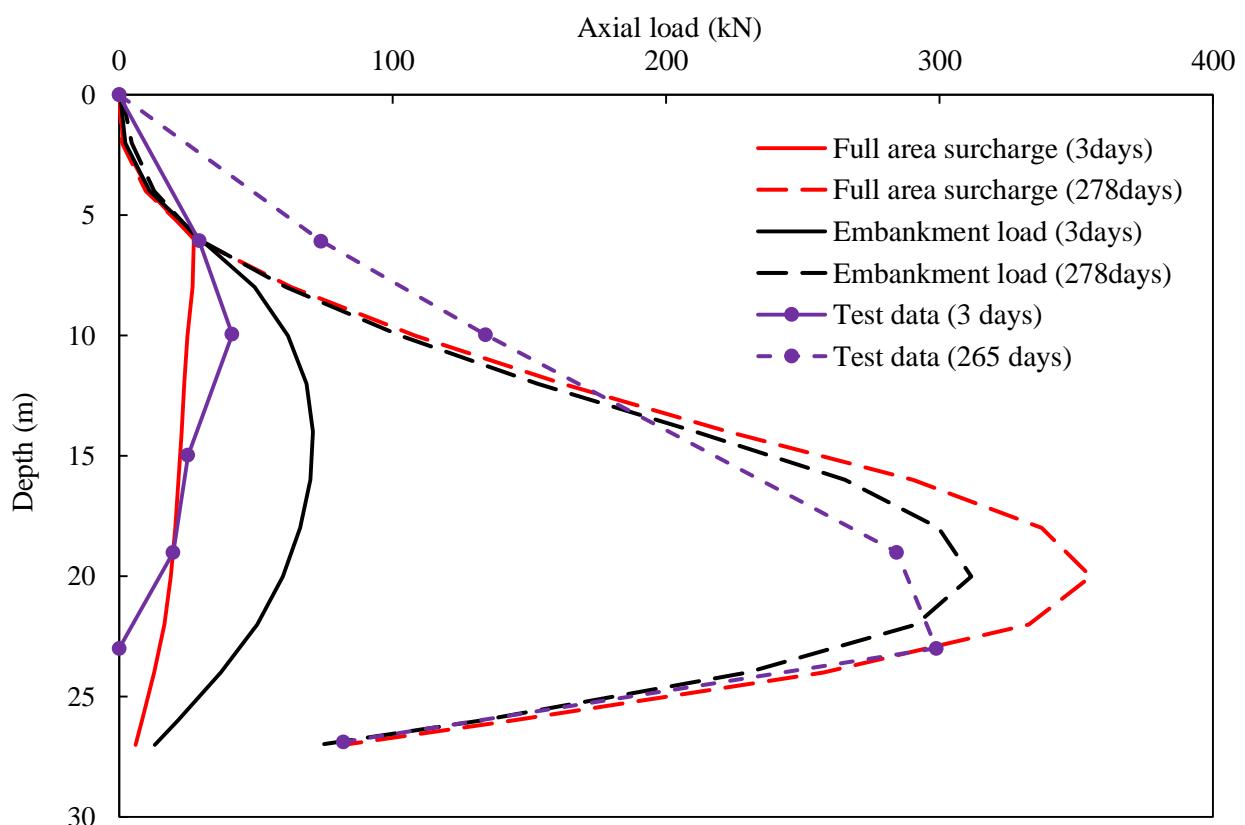


圖 4.56 樁身軸力比較圖（加載區域之影響）

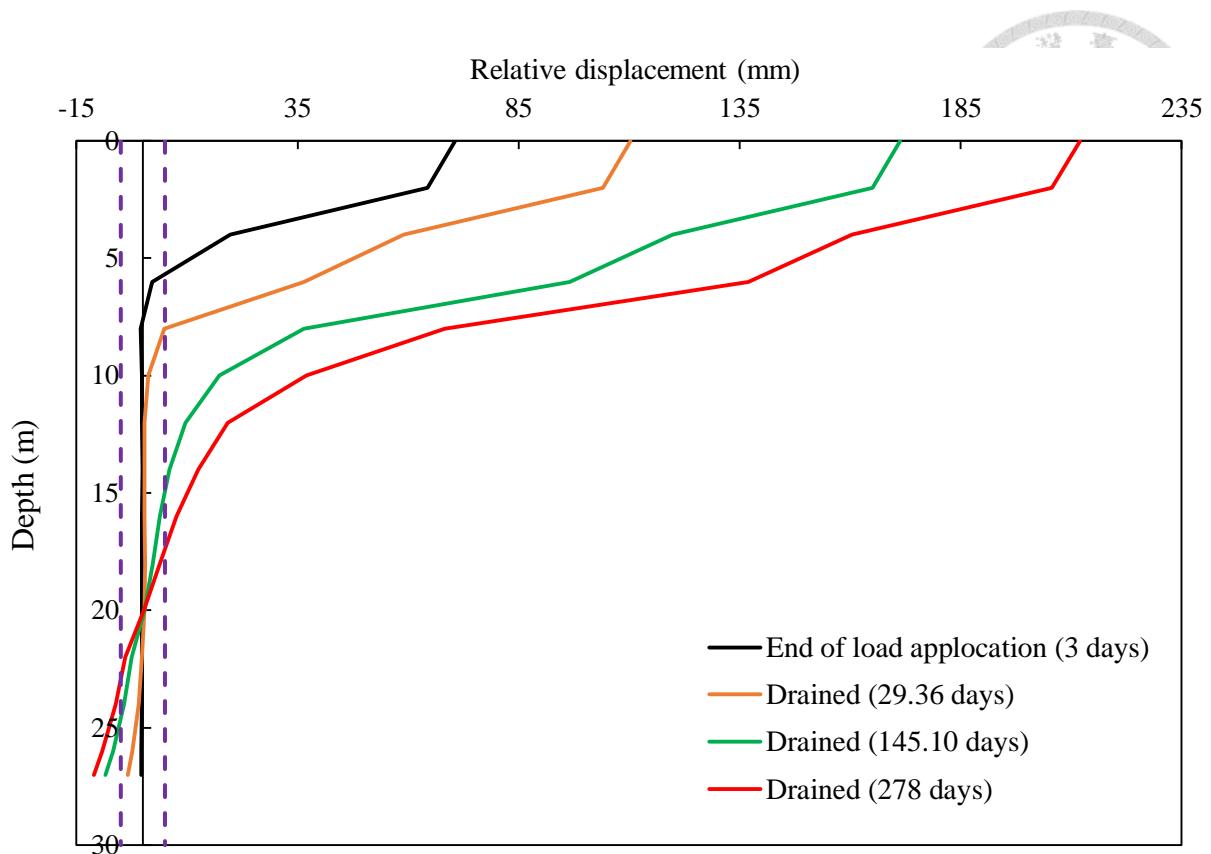


圖 4.57 樁土相對位移量發展圖（全範圍加載模型）

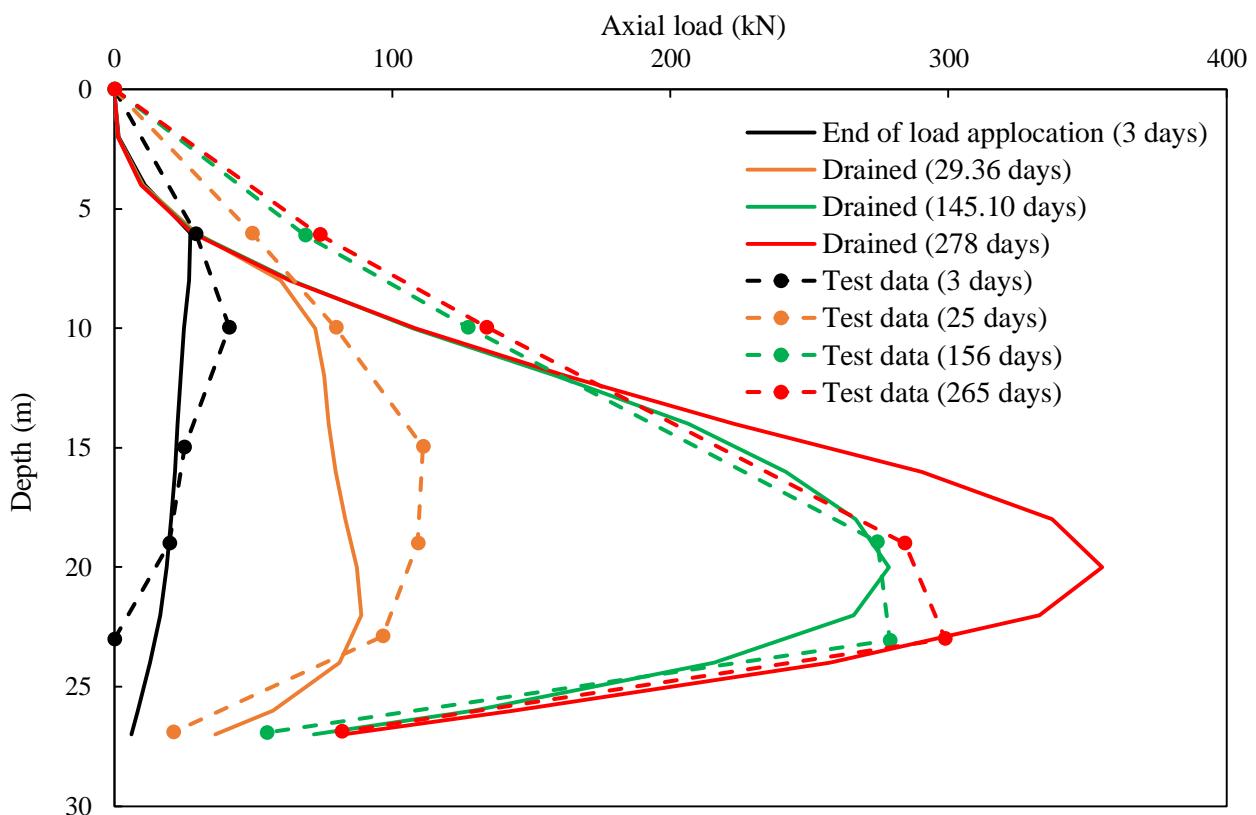


圖 4.58 樁身軸力發展圖（全範圍加載模型）

五、參數研究



本章進行參數分析，根據第四章所建立之樁土耦合壓密之單樁負摩擦力分析模型，利用此分析模式建立參數研究模型，於 5.1 節建立參數分析模型作為基準，探討土壤滲透係數、樁土間界面摩擦係數及門檻剪位移量、地表載重、樁頭力、群樁效應等不同樁土系統條件下樁受負摩擦力之反應。前人的參數研究中較少探討基樁承受樁頭載物載重下之負摩擦力行為，並且規範中並不考量結構物載重對中立點位置之影響，因此本研究會針對三種不同型式承載樁受結構物載重下之負摩擦力行為進行探討。群樁也是前人較少探討之議題，且規範中對於群樁負摩擦力計算並沒有提供明確之折減方式，因此本研究會對群樁之樁間距與樁帽如何影響群樁之負摩擦力行為進行討論。

5.1 參數分析模型

5.1.1 基準分析模型

簡化第四章建立之全範圍加載模型作為參數研究的基準分析模型，土層分層，如圖 5.1 所示。材料給定參數，如表 5.1 所示。模型中深度 0 公尺到 2 公尺為將加入的回填土，即地表均佈載重 33.32 kPa，模型中深度 2 公尺(原土層地表面)到 30 公尺(原土層地表面下 28 公尺)，簡化為單一性質之土壤，參數選擇現地模型中軟弱黏土層 2 (Soft clay 2)之參數，假設軟弱黏土層中靠近原地表的 4 公尺為過壓密程度 $OCR=3$ ，下方黏土則為輕微過壓密 $OCR=1.2$ 。透過給定的土壤參數並使用第四章介紹之方式計算出土層之初始孔隙比與乾單位重，如表 5.2 所示。黏土層下方的 10 公尺厚度採用與現地模型中參數相同的砂土層。地下水位面位於模型中深度 4 公尺(原土層地表面下 2 公尺)。樁的深度位於模型中深度 0 公尺到 27 公尺，即基樁為座落於黏土層上之摩擦樁。樁土間界面之模擬，界面摩擦係數採用 0.15，界面門檻相對剪位移採用 5 mm。



5.1.2 模擬流程

首先在大地應力平衡步驟前，先將模型中頂部 2 公尺土壤移除，之後進行模型之大地應力平衡。應力平衡完成以後於 3 天時間內施加地表均佈載重，地表均佈載重步驟使用將原地表上方之土壤加回模型中模擬地表均佈載重。此後開始壓密排水 10 年的時間，模擬土壤超額孔隙水壓開始消散，土壤壓密沉陷對樁造成負摩擦力之情況。

5.1.3 模擬結果

如圖 5.2 所示，隨壓密排水時間增加後，土壤沉陷量逐漸增加，3 年時產生之沉陷量已經與 10 年情況下幾乎相同，且超額孔隙水壓幾乎於 3 年時已經完全消散，如圖 5.3 所示。如圖 5.4 所示，隨著負摩擦力之發展與土堤下方土壤產生壓密，樁隨壓密排水時間增加而逐漸下沉。如圖 5.5 所示，加載剛完成時，中立點位置約在深度 6 公尺處，隨壓密排水發生後，中立點位置下降至深度 20 公尺處幾乎沒有改變，樁土間相對位移量幾乎於 3 年時已經完全相同。如圖 5.6 所示，由於壓密排水速度很快，在半年時產生之樁土相對位移量幾乎已經讓樁軸力完全發展，隨壓密排水時間增加，僅影響中立點附近之軸力大小。

根據此模型之結果，由於採用之滲透性較高，約在壓密排水 3 年以後，超額孔隙水壓就已經完全消散，土壤沉陷量不再產生。因此後續的分析為減少分析之時間，將壓密排水的總時間設定為 3 年，已足夠探討長期情況下超額孔隙水壓完全消散後之負摩擦力行為。



5.1.4 與摩擦樁中立點理論公式比較

根據 Bowles(1982)，對於砂性回填土於黏土層上方，如圖 5.7 所示。假設樁土間摩擦力已達極限狀態，完全發揮，且土層中摩擦性值皆相同，並忽略底部承載力，推導出摩擦樁負摩擦力發生時之中立點位置公式(5.1)：

$$L_1 = \frac{L - H_f}{L_1} \left[\frac{L - H_f}{2} + \frac{r_f H_f}{r} \right] - \frac{2r_f H_f}{r} \quad (5.1)$$

式中，

H_f 為砂性回填土厚度；

L 為樁長；

L_1 為自回填土底部至中立點深度；

r_f 與 r 分別為砂性回填土與黏土之浸水單位重。

目前分析狀況有兩公尺的乾黏土層，根據此公式概估中立點位置，假設黏土全位於地下水位面之下，概估出 L_1 約為 16.53 公尺，即中立點位於 18.53 公尺。而分析結果，排水完成後之中立點位置約在深度 20 公尺。

5.2 參數研究

5.2.1 探討土壤滲透係數之影響

土壤的滲透係數使用原本的 1/10，但土壤的壓縮特性並不改變。探討若土壤之壓縮性相同，滲透係數改變對負摩擦力行為之影響。如圖 5.8 所示，由於滲透性較小，短期情況下，土壤沉陷量比基準模型結果小很多，隨壓密時間增加，土壤的沉陷量逐漸接近，其 10 年產生之沉陷量與基準模型的 1 年情況下幾乎相同，沉陷產生速率為基準模型的 1/10。對比超額孔隙水壓消散量，其 10 年後剩餘的超額孔隙水壓約與基準模型 1 年時相同，即超額孔隙水壓的消散速率為 1/10，如圖 5.9 所示。在水壓消散半年後，中立點就在深度 20 公尺處。如圖 5.10 所示，短期情況下， k 值 1/10 倍模型之樁土間相



對位移量較基準模型小很多，但長期情況下會趨於接近。如圖 5.11 所示，由於短期情況下， k 值 $1/10$ 倍模型產生的樁土間相對位移量較小，因此軸力較小。而在長期情況下，由於樁身大多數區域都已達發展全額摩擦力的相對門檻剪位移，兩者樁軸力幾乎只在中立點附近有所差別。

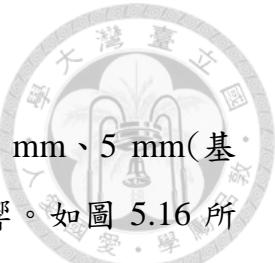
比較兩模型結果，若土壤的壓縮性質相同時，滲透性較小的土壤由於土壤沉陷量產生較慢，因此在短期情況下，發展之負摩擦力較小。若是長期情況下，由於超額孔隙水壓已經完全消散完畢，此時發展之負摩擦力應與同樣壓縮性而滲透性較大的土壤相同。此結果與 Liu et al. (2012)，探討單雙向排水情況之負摩擦力發展類似。雙向排水對於單向排水可以視為滲透速率較快，其結果顯示當水壓趨於完全消散時，最終發展相同的負摩擦力與樁力點位置趨近於相同。

由上述之分析，滲透速率只影響負摩擦力的發展過程，若為長期情況下，假設超額孔隙水壓完全消散，對於負摩擦力的大小並無影響。

5.2.2 探討樁土間界面摩擦係數之影響

樁土界面摩擦係數分別使用 0.10 、 0.15 (基準模型)與 0.2 ，探討不同的界面摩擦係數大小對負摩擦力發展之影響。如圖 5.12 所示，若摩擦係數較小，因界面摩擦力較小，而土壤沉陷量稍微較大，但影響不大。如圖 5.13 所示，由於土壤對樁的摩擦力較小，因此對樁向下拉的位移稍微較小。如圖 5.14 所示，摩擦係數較小時，樁土間相對位移量會稍微較大，但幾乎不影響中立點的位置，加載完時約在深度 6 公尺處，壓密排水 3 年後都約在深度 20 公尺處。如圖 5.15 所示，若摩擦係數較小，則樁軸力較小，其發展負摩擦力之趨勢幾乎相同，最大軸力位置隨時間增加而變深。

根據上述分析結果，界面摩擦係數幾乎僅影響軸力之大小，摩擦係數越大時，最大軸力越大。



5.2.3 探討樁土間界面門檻剪位移之影響

樁土間發展全額界面摩擦力之門檻剪位移量分別使用 3 mm、5 mm(基準模型)與 7 mm，探討門檻剪位移量對負摩擦力發展之影響。如圖 5.16 所示，門檻剪位移對土壤沉陷量的發展並沒有影響。如圖 5.17 所示，當門檻剪位移較大時，樁產生的變位量較大。但上述之樁變位量的差異對樁土間相對位移量的發展幾乎沒有影響，如圖 5.18 所示。由於相對位移量達到設定值之門檻剪位移時，界面摩擦力才會完全發展。如圖 5.19 所示，若設定較大之門檻剪位移，在中立點附近摩擦力因樁土相對位移量未達設定之門檻剪位移量而未完全發揮，摩擦力則較小，故最大樁軸力較小。

根據上述分析結果，因為在樁身大多數區域之樁土相對位移量已遠超過界面門檻剪位移量，因此界面門檻剪位移量幾乎僅影響中立點附近的摩擦力發展。若設定之界面門檻剪位移量較大，摩擦力在中立點附近並未達到最大摩擦力，因此樁軸力稍為較小。

5.2.4 探討地表均佈載重大小之影響

針對摩擦樁情況，分別施加地表均佈載重分別為 4.9 kPa、23.52 kPa、33.52 kPa(基準模型)與 49 kPa，即上方回填土之高度分別為 0.3 公尺、1.41 公尺、2 公尺(基準模型)與 2.94 公尺，以模擬不同大小地表載重作用下對基樁負摩擦力行為之影響。

如圖 5.20 所示，加載剛完成時，僅在地表處與底部因靠排水邊界而產生土壤壓密沉陷，於土層中間段由於並未產生壓密排水，因此土壤並無壓縮量之產生。當土壤壓密排水完成以後，地表載重越大時，地表沉陷量越多。如圖 5.21 所示，加載剛完成時除了近排水邊界處已經開始消散，土層較深處的水壓激發量與地表加載大小相同。隨著時間增加，超額孔隙水壓逐漸消散。如圖 5.22 所示，加載剛完成時，由於樁下方產生壓密沉陷，因此樁產生類似剛體運動整根向下沉。當壓密排水完成後，由於土壤向下沉陷，對樁產生向下的摩擦力而將樁往下拉，因此地表載重越大，則樁身變位越大且會產生較

大之樁壓縮量。如圖 5.23 所示，加載剛完成時由於樁隨下方土壤壓密而樁身向下沉，且土層中間段並未產生壓密排水，因此土層中間段之樁土間相對位移量都趨近於 0。當壓密排水完成後，地表載重越大時，樁土間相對位移量越大，地表載重 4.9 kPa 情況之樁土間相對位移量遠小於其他地表載重狀況。如圖 5.24 所示，加載剛完成時，由於僅在淺層處有較大之樁土相對位移量，因此較大之地表載重產生之負摩擦力較多，中立點下方因樁土間無相對位移量，因此軸力幾乎不變。當壓密排水完成以後，較大之地表載重，對樁產生之負摩擦力較大，因此軸力越大。最大軸力位置在深度 20 公尺處，僅地表載重 4.9 kPa 的中立點位置在深度 18 公尺處，且由於樁土間相對位移量較小，摩擦力於較大的範圍並未完全發展且有效覆土應力增量較小，因此軸力較其他地表載重之結果小很多。當施加之地表載重較大時，摩擦力在樁身大部分範圍幾乎已完全發展且有效覆土應力增加較大，因此最大樁軸力較大。

根據分析結果，整理不同地表載重下之土壤沉陷量、樁頭變位、中立點位置與負摩擦力大小變化趨勢，考慮土壤壓密排水完成以後摩擦力已完全發展之情況。

土壤沉陷量與樁頭變位變化趨勢，如圖 5.25 所示。當施加之地表均佈載重較大，因覆土應力增加較大，因此激發之超額孔隙水壓較多，當壓密排水完成時產生之土壤沉陷量較大，產生之負摩擦力較多，因此對樁產生向下之拉力，因此樁頭變位較大。

將中立點深度除上樁長度進行正規化(NP/L)，如圖 5.26 所示。地表載重為 4.9 kPa 時由於產生之土壤沉陷量較小，因產生之土壤沉陷量較小，在較大的範圍內樁土間相對位移並未達設定之門檻剪位移，摩擦力並未完全發揮，因此中立點位置(深度 18 公尺)較其他更大地表載重之中立點位置(深度 20 公尺)淺。當地表載重較大時，由於樁土間相對位移量於樁身大部分範圍都已超過設定之門檻剪位移，摩擦力已完全發揮，因此接近理論公式中假設之摩擦力全部發揮達極限狀態的情況，故隨著地表載重的增加，中立點深度趨於一致。

如圖 5.26 所示，因無樁頭力的作用，中立點位置之軸力即地表載重所引致之負摩擦力大小，除上地表載重 33.32 kPa 情況下(基準模型)之負摩擦力進行正規化。隨著地表載重增加，由於有效覆土應力較大，因此樁軸力較大。

5.2.5 探討不同樁頭受載大小之下地表載重大小之影響

針對摩擦樁情況，討論一樁頭力作用下，分別施加不同地表載重大小，兩者共同作用下對負摩擦力的效應。為使應力平均，樁頭力使用均佈載重進行施加，施加樁頭載重分別為 980 kPa、2940 kPa、4900 kPa 與 6860 kPa，即樁頭力分別為 123.28 kN、369.83 kN、616.38 kN 與 862.93 kN。地表均佈載重分別為 4.9 kPa、23.52 kPa、33.52 kPa 與 49 kPa。另分析一組僅受樁頭力情況下之情況，基樁僅受正摩擦力作用，用以進行比較，其中樁頭力 87.96t 之分析，分析至 2.86 天就發生錯誤，是因為底部土壤承載力不足而發生貫穿剪力破壞，樁底土壤塑性區如圖 5.27 所示，此時樁頭力約為 821.2 kN。而若有施加地表均佈載重，施加樁頭力 862.93 kN 的分析尚沒有發生錯誤，係由於樁底部靠近排水邊界，超額孔隙水壓消散，土壤因產生壓密而剪力強度上升。樁土相對位移量比較圖分別如圖 5.28、圖 5.29、圖 5.30 與圖 5.31 所示。樁軸力比較圖分別如圖 5.32、圖 5.33、圖 5.34 與圖 5.35 所示。樁頭力較小時，由於產生之樁身變位較小，此時行為接近於與僅受地表載重情況，中立點位置幾乎都在相同的深度。如圖 5.32 所示，最大軸力位置除了較小地表載重由於摩擦力並未發展完全，中立點位置稍為在較淺之深度，其餘地表載重作用下中立點位置都在約深度 18 m，此深度較無受樁頭力之中立點(深度 20 m)淺。如圖 5.35 所示，當樁頭力較大時，由於樁身變位會較大，因此中立點會位在較淺的深度，隨地表載重逐漸變大時，最大軸力位置有明顯變深的行為。

根據分析結果，整理出不同大小之地表加載情況下，考慮土壤壓密完成以後摩擦力已完全發展，在不同大小之樁頭力作用下，樁頭變位、中立點位置與負摩擦力大小之變化趨勢。



如圖 5.36 所示，當地表載重越大時，由於產生的負摩擦力較大，對樁產生向下的拉力導致樁頭變位會變大。且隨著施加的樁頭力愈大，樁頭變位隨地表載重增加而變大的幅度會更為顯著。

將中立點深度除上樁長度進行正規化(NP/L)，如圖 5.37 所示。無施加樁頭力情況下之中立點位置最深。若樁頭力較小時(123.28 kN)，中立點位置稍微較無樁頭載重情況淺，但隨地表載重增加都大約在相同的深度(0.67 倍樁長深)，並沒有太大的改變。當樁頭力逐漸變大時，由於樁身變位較大，受負摩擦力的範圍逐漸減少，中立點位置會位於較淺層處，但僅有較小之地表載重(4.9 kPa)情況由於土壤壓密沉陷量較小，中立點較其他較大地表載重情況為淺。最大樁頭力情況下(862.93 kN)，當地表載重逐漸變大時，中立點有較明顯較深的行為，係由於較大之樁頭力之樁變位量較大，能減少樁土間相對位移，因此若較小之地表載重情況下，由於樁變位量大於土壤沉陷量，因此沒有負摩擦力的產生，例如地表載重 4.9 kPa 之情況並無產生負摩擦力，中立點位於地表處。而地表載重 49 kPa 之情況中立點位置約在 0.37 倍樁長處。

將中立點處之軸力扣除施加之樁頭力，此大小即為由於負摩擦力引致之軸力大小，再除上施加無樁頭力情況下之最大樁軸力進行正規化，如圖 5.38 所示。當樁頭力較小時，樁頭力對於負摩擦力的減少並不顯著，且地表載重越大情況下，對於負摩擦力的減少量愈少。當樁頭力較大時，樁頭力對於對於負摩擦力的減少顯著，較小的地表載重下並不受負摩擦力。

樁頭力與土壤上方之地表載重常會一同作用，因此需考慮兩者共同作用下對樁基礎之負摩擦力行為影響。雖然結構物載重越大時，會使中立點位置上升，減少負摩擦力。但若是地表載重較大之情況，會由於負摩擦力的發生對樁產生向下的拉力加上結構物載重產生之樁沉陷量，兩者共同作用下導致樁頭變位加大。對於樁基礎之設計，除了承載力之條件滿足，仍需考慮基礎之變位性能，而較大之樁頭變位則會影響上部結構之使用性。

5.2.6 探討樁頭力大小對於不同承載型式樁之影響

樁依照承載型式分為三種，分別為：摩擦樁、座落於堅實砂土層層上方之點承樁與座落於極堅硬層上方之理想點承樁，施加地表均佈載重 33.32 kPa 。施加地表均佈力的 3 天內，同時於樁頭處施加不同大小之樁頭力，模擬結構物載重作用下對於不同承載型式樁負摩擦力行為的影響，樁頭力大小分別為 5.2.5 節所述的 123.28 kN 、 369.83 kN 、 616.38 kN 與 862.93 kN 。以探討此三種承載型式樁受不同大小之樁頭力作用下對於負摩擦力行為之影響。

(1) 摩擦樁之分析結果

使用基準模型，即基樁座落於勁度較低之黏土層上方，施加不同大小樁頭力模擬結構物載重對於摩擦樁負摩擦力行為影響，並與基準模型（僅施加地表均佈載重 33.32 kPa ）之結果進行比較。

隨樁頭力大小增加，樁身變位較大，摩擦樁之樁身壓縮量並不大。如圖 5.39 所示，壓密排水完成時，樁頭力 862.93 kN 的樁身壓縮量約為 7 mm 。如圖 5.40 所示，施加之樁頭力較大時，表層之土壤沉陷量有些微的差異，隨著深度變深，由於較大的樁頭力，樁變位較大，因此對土壤產生向下的摩擦力，會有把土壤往下拉之情況，因此在深處的土壤會沉陷量有較大的情況發生。如圖 5.41 所示，加載剛完成時，若無施加樁頭力情況中立點之位置在深度約 20 公尺處，若有施加之樁頭力較大會由於樁變位量較大，中立點深度約位於深度 4 到 6 公尺處。壓密排水以後，施加之樁頭力越大，中立點深度位在較淺處。如圖 5.42 所示，加載剛完成時，中立點位置都相當接近，較大之樁頭力會由於樁身變位較大，因此在中立點下方之摩擦力已趨於完全發展，因此產生的正摩擦力較大、軸力減少的量較大。當排水壓密完成以後，最大樁頭力之中立點位置僅稍微變深一點，其所受之正摩擦力範圍最大。由於樁頭力的施加，靠近樁底部之樁身變位遠大於周圍土壤之沉陷量，樁土間相對位移量遠大於門檻值，界面摩擦力已幾乎完全發展。因此不論施加之樁頭力大小，在受正摩擦力之範圍由於摩擦力完全的發展，軸力有趨於重合的現象。

(2) 座落於堅實砂土層上方之點承樁之分析結果

將基準模型中樁底部下方(深度 27 公尺以下)土壤改為原深度 30 公尺下方之砂土參數，即承載層之彈性模數(27468 kN/m^2)約為上方黏土彈性模數(根據 Porous elastic 計算， E 約為 2943 kN/m^2)之 9.3 倍，模擬基樁座落於堅實砂土層上方之點承樁受負摩擦力之情況。

如圖 5.43 所示，隨樁頭力大小增加，樁身變位較大，但樁身的下沉量由於座落於堅實砂土層上方因此較小，樁身有稍微較摩擦樁明顯的樁身壓縮量。壓密排水完成時，樁頭力 862.93 kN 的樁身壓縮量約為 11 mm 。如圖 5.44 所示，施加之樁頭力較大時，在土層較深處也有土壤被樁往下拉的情況發生，但大小並不如摩擦樁明顯。由於樁底座落於堅實砂土層上方，使得樁的整體下沉量較小，因此對於周圍土壤產生向下的摩擦力較小，因此土壤被往下帶的情況較為輕微。如圖 5.45 所示，加載剛完成時，若無施加樁頭力情況中立點之位置在深度約 24 公尺處，而樁頭力 123.28 kN 情況下之中立點位置約在深度 22 公尺處。當樁頭力再加大，中立點深度都約位於深度 4 到 6 公尺處。當土壤壓密排水以後，施加之樁頭力越大，中立點深度會往淺層處上升，但樁軸力大小對於中立點位置影響不如摩擦樁明顯。如圖 5.46 所示，加載剛完成時，無施加樁頭力與樁頭力 123.28 kN 情況下，因負摩擦力的發生，隨深度軸力增加至中立點處。當樁頭力逐漸變大，會由於中立點位置較高，下方產生的正摩擦力因此軸力開始減少。土壤排水壓密完成後，較大樁頭力的情況由於中立點位於較淺層的地方，因此受正摩擦力的範圍最大。但整體而言，座落於堅實砂土層上方之點承樁由於中立點位置較深，所受之負摩擦力範圍較摩擦樁大。



(3) 座落於極堅硬層上方之理想點承樁之分析結果

將基準模型中樁底部下方(深度 27 公尺以下)土壤改為較堅硬之參數，彈性模數 E 值採用樁的 100 倍，假設樁完全無法貫入下方之承載層，模擬基樁座落於極堅硬層上方之理想點承樁受負摩擦力情況的情況。

由於樁底部並不會沉陷，樁身壓縮量為三種承載型式樁中最大的，壓密排水完成時，樁頭力 862.93 kN 的樁身壓縮量約為 14 mm，如圖 5.47 所示。如圖 5.48 所示，土壤變位量幾乎沒有差異，在較深層土壤並沒有被樁往下拉的行為。如圖 5.49 所示，在較大之樁頭力情況，由於樁產生較多的壓縮量，樁土間相對位移量稍微較小，而底部的樁土間相對位移量為零。如圖 5.50 所示，由於中立點位於樁的底部，樁全身都受負摩擦力，軸力隨深度變深而增加。加載剛完成時，由於土壤的壓密沉陷量未完全產生，且樁身變位較大，樁土間相對位移量較小，負摩擦力並未完全發展，因此較大之樁頭力受的負摩擦力較小。當壓密排水完成以後，由於土壤的壓密沉陷量以完全產生，樁土間相對位移量於幾乎樁全身都已超過設定之門檻剪位移，負摩擦力完全發揮。因此僅在樁底部靠近中立點處由於相對位移量小於設定之樁土間界面門檻剪位移，因此摩擦力並未完全發揮，因此軸力有些微不同。

(4) 比較三種承載型式樁之結果

另分析一組，僅施加樁頭力 616.38 kN，無施加地表載重情況，即基樁只受正摩擦力，討此三種型式樁有無負摩擦力之行為比較。如圖 5.51 所示，摩擦樁不論有無產生負摩擦力樁變位量最大，座落於堅實砂土層之點承樁次之，座落於極堅硬層上方之理想點承樁最小。如圖 5.52 所示，無地表載重作用下，三種承載方式樁都受正摩擦力，摩擦樁之底承力最小，而座落於極堅硬層上方之理想點承樁最大。若施加地表載重，摩擦樁產生之負摩擦力最小，底承樁全身都受負摩擦力，開始產生正摩擦力以前，各種承載型式樁的軸力大小趨於相同。

考量當土壤排水壓密完成，負摩擦力趨於完全發展時之情況，比較三種

承載情況樁之樁位移量、中立點深度與負摩擦力之大小。樁變位量部分，如圖 5.53 所示。摩擦樁其樁整體的下沉量很大，當施加之樁頭力越大時，樁下沉的幅度較為明顯，並且摩擦樁之樁壓縮量較小。對於座落於堅實砂土層上方之點承樁，由於樁底部下方砂土稍微堅硬，因此樁向下貫入承載層的量不如摩擦樁，因此當施加的軸力越大時，樁之下沉量較摩擦樁小很多，其壓縮性稍較摩擦樁大。對於座落於極堅硬層上方之理想點承樁，樁向下幾乎無法貫入承載層，樁底部幾乎沒有向下沉，因此樁身位移量是因樁壓縮所產生，壓縮性為三種承載型式樁中最大。

各承載型式樁之中立點深度除上樁長進行正規化(NP/L)，比較中立點隨樁頭力增加之變化情形，如圖 5.54 所示。若為摩擦樁，其中立點深度最淺，且當施加樁頭力越大時，其中立點往上移動的幅度最大，無施加樁軸力之中立點約在 0.74 倍樁長深，而施加樁頭力 862.93 kN 之中立點約在 0.29 倍樁長深，顯示其被樁頭力影響顯著。座落於堅實砂土層上方之點承樁，施加樁頭力雖也會使中立點往上移動，但上升幅度較不如摩擦樁明顯，無施加樁軸力之中立點約在 0.81 倍樁長深，而施加樁頭力 862.93 kN 之中立點約在 0.59 倍樁長深。對於座落於極堅硬層上方之理想點承樁，其中立點位置都位於樁底，樁頭力大小並不影響中立點位置。

進一步將中立點處之軸力扣除施加之樁頭力，此大小即為由於負摩擦力引致之軸力大小，再除上無施加樁頭力之最大軸力(即無樁頭力情況下之總負摩擦力大小)進行正規化，如圖 5.54 所示。對於摩擦樁，施加樁頭力大小對於產生之負摩擦力減少量相當明顯，施加樁頭力 862.93 kN 時僅約無樁頭力情況下之 0.1 倍。對於落於砂土上方之點承樁約為無樁頭力情況下之 0.58 倍；對於座落於極堅硬層上方之理想點承樁約為無樁頭力情況下之 0.97 倍。根據此結果，若摩擦樁受到較大之樁頭力，其負摩擦力的減少量最大，座落於堅實砂土層上方之點承樁次之，樁頭力大小對於座落於極堅硬層上方之理想點承樁之負摩擦力之減少幅度非常不顯著。

整體考量樁的變位及所受之負摩擦力，摩擦樁施加樁頭力雖然減少負摩

擦力的量最多，但樁頭變位也是三者中最大。對於座落於極堅硬層上方之理想點承樁雖然樁頭變位很小，但施加樁頭力卻無法有效減少負摩擦力。而座落於堅實砂土層上方之點承樁承受樁頭力，一方面可以減少負摩擦力的大小，且樁頭變位量亦不若摩擦樁來得大，相較之下，此承載型式設計樁對負摩擦力有較大之適應性。

5.2.7 群樁受負摩擦力情況之分析

建立 1/4 軸對稱模型模擬 2×2 群樁，考慮僅受地表載重 33.32 kPa，因土壤壓密沉陷產生的負摩擦力行為，土層性質設定與 5.1.1 節中基準分析模型相同。

(1) 樁間距對於群樁負摩擦力之影響

討論四種樁間距情況，樁中心距分別為 3 倍樁直徑 (1.2 m)，如圖 5.55 所示、4 倍樁直徑 (1.6 m)、5 倍樁直徑 (2.0 m) 與 6 倍樁直徑 (2.4 m)，如圖 5.56 所示，並將分析結果與單樁基準模型 (僅施加地表載重 33.32 kPa) 之結果進行比較。

群樁內土壤變位分佈如圖 5.57 所示，群樁外土壤變位分佈如圖 5.58 所示，群樁周圍土壤受樁的互制效應較單樁情況大，在中立點上方的土壤，由於樁受負摩擦力而對土壤產生向上的摩擦力，抑制土壤往下沉陷，因此土壤變位小於單樁周圍土壤之變位。反之，在中立點土壤下方的土壤，由於樁受正摩擦力而對土壤產生向下的摩擦力，因此土壤被往下拉，故土壤變位大於單樁周圍土壤變位。當樁間距變大時，由於群樁與土的互制作用降低而土壤沉陷量的分佈會較接近於單樁情況。比較群樁內外土壤變位分佈，如圖 5.59 所示，群樁外土壤由於受到樁之互制效應較小，因此土壤變位分佈較接近於單樁周圍土壤情況。

當壓密排水完成以後，隨樁間距變大，樁變位量越小且越接近於單樁之結果，如圖 5.60 所示。在此分析情況下， 2×2 群樁之最大軸力位置與單樁

情況下相同，即中立點位置相同。群樁中之樁軸力由於各樁的互制作用有減少負摩擦力大小之情況，樁間距越小由於互制作用較大而軸力較小，如圖 5.61 所示。將群樁中之樁之最大軸力，透過單樁情況下之最大軸力進行正規化，如圖 5.62 所示，並與 Kong et al. (2015) 之 3×3 群樁趨勢進行比較，同樣有隨樁間距上升而軸力大小逐漸趨近於單樁的行為，而分析之 2×2 群樁結果介於 3×3 群樁中之角落樁與側邊樁的之間。

一般設計結構物由群樁承受時，需考慮群樁效應以評估承載力，由於群樁的互制作用會減少承載力。而根據上述群樁受地表載重情況之分析結果，當群樁受負摩擦力時，各樁之間的互制效應會降低負摩擦力，對於基樁的負摩擦力設計反而有正面的影響。

(2) 樁帽對於群樁負摩擦力之影響

考慮樁間距 $3D$ 的 2×2 群樁，地表加載 33.32 kPa ，並於各樁頭施加樁頭力 123.28 kN ，考慮有無樁帽情況下之負摩擦力發展行為。樁帽的作用可以使各樁的樁頭變位相同，樁帽模型如圖 5.63 所示。本模擬中忽略樁帽的自重，假設樁帽之彈性模數與樁相同進行分析，比較有無樁帽情況下之負摩擦力行為，並與單樁相同加載情況(樁頭力 123.28 kN 、地表載重 33.32 kPa)之結果進行比較。如圖 5.64 所示，由無樁帽之群樁內外土壤沉陷均相同，而群樁之土壤變位在中立點上方較單樁周圍土壤小，而在中立點下方則較單樁周圍土壤大。如圖 5.65 所示，有無樁帽情況之樁身變位相同，且較單樁之樁身變位大。如圖 5.66 所示，群樁不論有無樁帽之軸力都較單樁情況小。樁軸力在樁頭部分由於力量是加在樁帽上再向下傳，而軸力在近樁帽處有所差異。但對於較深層處，有無樁帽情況之軸力大小趨於一致。目前分析有無樁帽情況的結果幾乎相同，係由於目前分析的群樁狀況為 2×2 群樁，各樁間之互制效應相同，樁帽對樁頭變位之抑制作用 2×2 群樁並無法顯現，因此不論是否加上樁帽，群樁中各樁之位移大小、樁頭力大小相同。



5.3 小結

根據參數研究之結果，滲透速率只影響負摩擦力的發展過程，但並不影響最終水壓完全消散時負摩擦力的大小。樁土間界面摩擦係數幾乎僅影響摩擦力之大小，對於中立點位置並無影響。界面門檻剪位移量幾乎僅影響中立點的附近，相對位移量未達界面門檻剪位移量處之摩擦力發展，因此若門檻剪位移量設定較大進行模擬，則模擬之最大軸力稍為較小。上述之結果與前人參數研究中之趨勢相同。

地表載重大小對於中立點之位置影響很小。較小的地表載重因產生之土壤壓縮量較小，在較大的範圍內樁土間相對位移並未達設定之門檻剪位移，摩擦力並未完全發揮，因此中立點位置較淺。當地表載重逐漸變大，因樁土間相對位移量較大，摩擦力趨於完全發揮時，類似於 Bowles (1982) 假設摩擦力完全發揮之情況摩擦樁之中立點位置，因此地表載重大小對於中立點位置影響並不明顯。由於地表載重較大，當壓密排水完成後因有效覆土應力增量較大，故樁由於負摩擦力引致之軸力較大。

地表均佈載重與樁頭載重對於基樁之負摩擦力行為都有顯著之影響，因此設計上需考量結構載重與樁周土壤上方之地表載重一同作用對於負摩擦力行為之影響。根據分析結果，固定一樁頭力下，施加不同地表載重之情況。地表載重越大時，由於產生的負摩擦力較大，對樁產生向下的拉力導致樁頭變位會變大。並且隨著施加的樁頭力越大，樁頭變位隨地表載重增加而變大愈加明顯。當樁頭力較小時，中立點位置於地表下較深處，並且隨地表載重增加並沒有太大的改變。樁頭力較大之情況下，隨地表載重逐漸變大時，中立點有較明顯較深的行為。雖然結構物載重越大時，會使中立點位置上升，減少負摩擦力，但周圍土壤之地表加載較大且上方之結構物載重較大，會由於負摩擦力較大對樁產生較大的下拉力加上結構物載重產生之樁下沉量，導致樁頭變位過大。考量基礎之變位性能，較大之樁頭變位則會影響樁基礎上部結構之使用性。

根據基樁座落之土層性質不同，會有不同的承載方式，分別為摩擦樁、座落於堅實砂土層之點承樁與座落於極堅硬層上方之理想點承樁。本研究探討不同承載型式樁受樁頭力作用下之負摩擦力發展行為。摩擦樁當施加之樁頭力較大時，樁的整體沉陷量最大且壓縮量最小，其中立點位置隨樁頭力的增加有明顯之上升情況，對負摩擦力之減少量最大，降低幅度隨樁頭力越大愈加明顯。對於座落於堅實砂土層上方之點承樁，施加的樁頭力越大時，樁變位量較摩擦樁小，其壓縮量稍較摩擦樁大，中立點位置隨樁頭力的增加雖有上升的行為，但上升的幅度並不如摩擦樁，不過同樣也有減少負摩擦力的效果。對於座落於極堅硬層上方之理想點承樁，由於樁下方極為堅硬，因此樁幾乎沒有向下沉，樁身位移量是因樁壓縮所產生，壓縮量為三者中最大，中立點位置並不隨樁頭力增加而改變，都位於樁底部，使得樁頭力對於負摩擦力行為之影響相當小。考量整體樁之變位及所受負摩擦力，摩擦樁若施加較大之樁頭力，可以減少負摩擦力的量最大，但其樁頭變位也是三者中最大。座落於極堅硬層上方之理想點承樁，雖然樁頭變位很小，但施加樁頭力並不能有效減少負摩擦力。而樁底座落於堅實砂土層上方之點承樁施加樁頭力一方面能減少負摩擦力的大小，且樁頭變位量並不如摩擦樁，相比之下此型式設計之樁對於負摩擦力有較佳之適應性。且根據分析結果，對於摩擦樁受結構物載重情況下之中立點深度約在 0.3-0.7 倍樁長處，而國內現行規範並沒有考量樁頭力之影響，假設摩擦樁的中立點深度在 0.8 倍樁長處。對於樁底座落於堅實砂土層之點承樁中立點深度約在 0.6-0.8 倍樁長處，而國內規範假設座落於堅實砂土層之點承樁的中立點深度在 0.9 倍樁長處。因此若使用國內現行規範評估樁受結構物載重作用下之負摩擦力，會有較為保守之情況。

由於群樁各樁間之互制效應，會減少負摩擦力發生時的大小，群樁之樁軸力皆小於單樁情況。樁間距較小的群樁由於互制作用較大，因此所受負摩擦力較小，其最大樁軸力較小。群樁內的土壤受樁的互制效應較大，在中立點上方的土壤，由於樁受負摩擦力因此對土壤產生向上的摩擦力，抑制土壤往下沉陷的大小，因此土壤變位小於單樁周圍土壤變位。反之，在中立點土



壤下方的土壤，由於樁受正摩擦力，對土壤產生向下的摩擦力，因此土壤被往下拉，土壤變位大於單樁周圍土壤變位，而在群樁外土壤因所受之互制效應較小而較接近於單樁情況，故群樁內外土壤產生差異沉陷。對於 2×2 群樁由於各樁間的互制效應相同，因此有無樁帽對於樁之負摩擦力行為影響並不顯著。

表 5.1 參數研究模型給定之參數

Material	Depth(m)	Constitutive law	$e_{NCL}(e_1)$	κ	λ	M	k (m/s)	ν	K_0
Soft clay	2-30m	Critical state plasticity	2.2652	0.063	0.323	0.98	3.04E-08	0.3	0.6
Material	Depth(m)	Constitutive law	E (kN/m ²)	-	-	-	k (m/s)	ν	K_0
Sand	30-40m	Linear elastic	27468	-	-	-	3.04E-08	0.3	0.45
Fill	0-2m	Linear elastic	4905	-	-	-	-	0.2	-
Pile	0-27m	Linear elastic	17933906	-	-	-	-	0.33	-

表 5.2 參數研究模型之初始狀態

Depth (m)	OCR	r_d (kN/m ³)	e_0
2-4m	3	16.67	1.84623
4-6m	3	10.69	1.56188
6-8m	1.2	10.50	1.69591
8-10m	1.2	10.60	1.62266
10-12m	1.2	10.69	1.56299
12-14m	1.2	10.76	1.51391
14-16m	1.2	10.83	1.47037
16-18m	1.2	10.90	1.432
18-20m	1.2	10.95	1.39771
20-22m	1.2	11.01	1.36671
22-24m	1.2	11.08	1.32726
24-26m	1.2	11.13	1.30126
26-28m	1.2	11.17	1.277193
28-30m	1.2	11.21	1.25479
30-40m	-	13.77	1.2

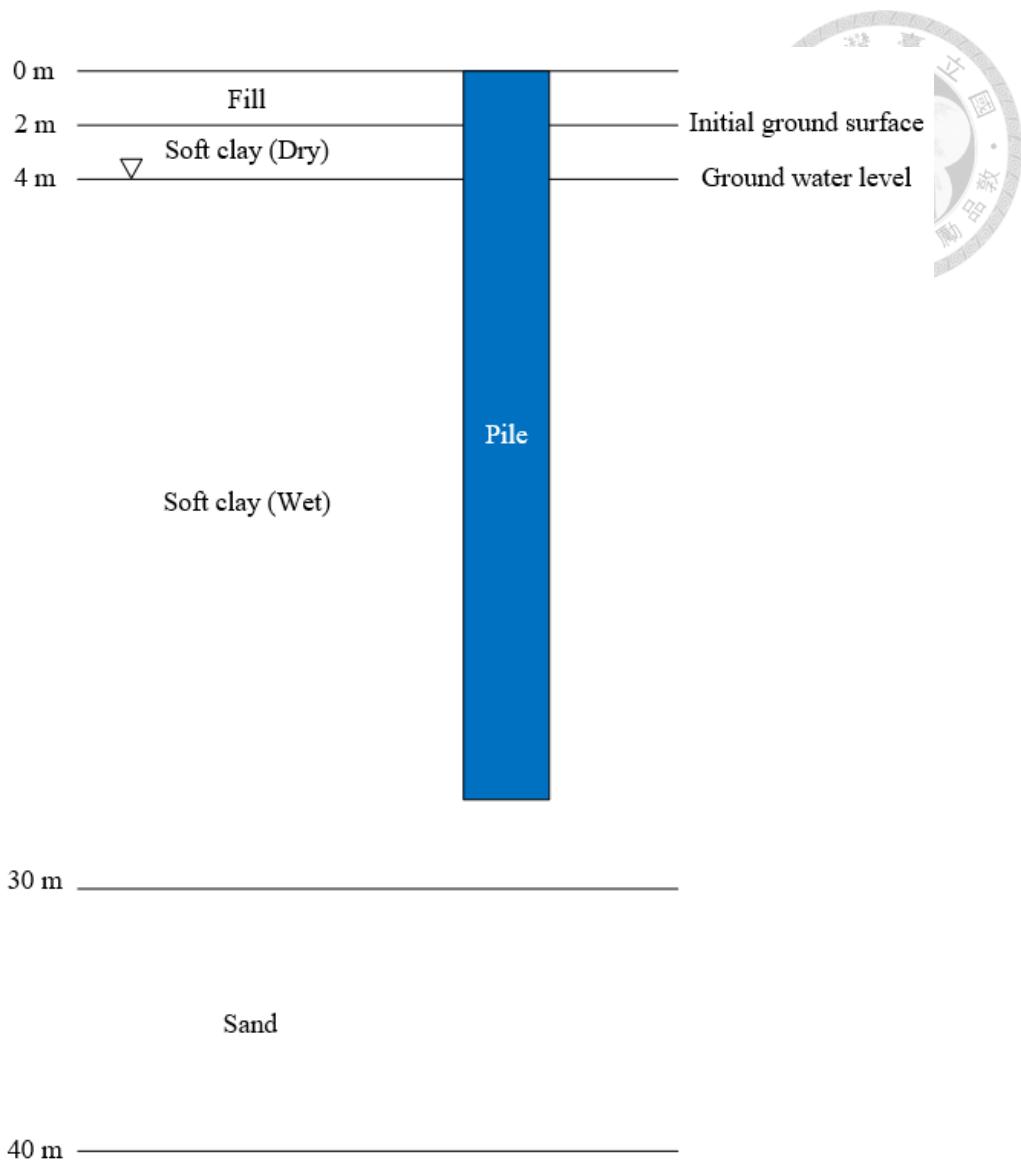


圖 5.1 參數研究模型分層圖

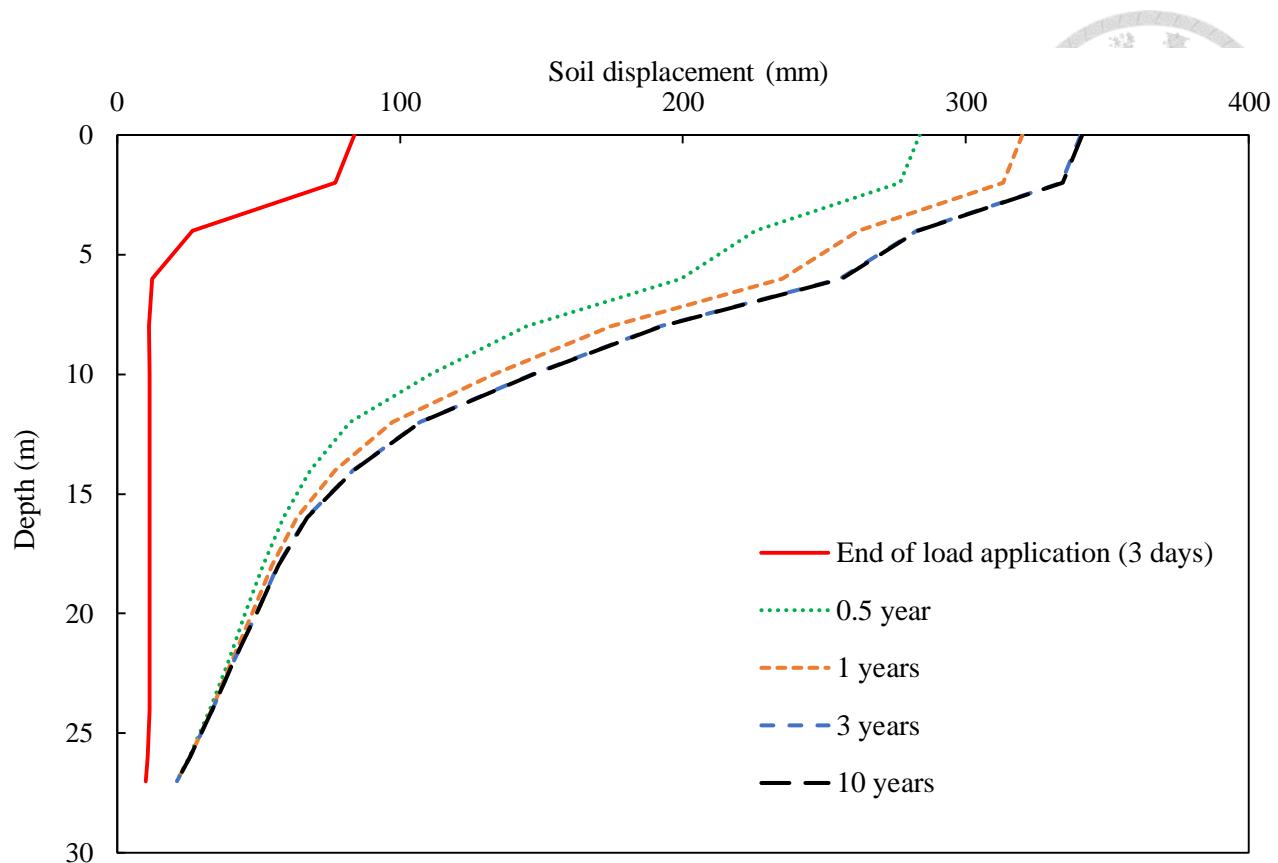


圖 5.2 土壤變位分佈發展 (參數研究模型)

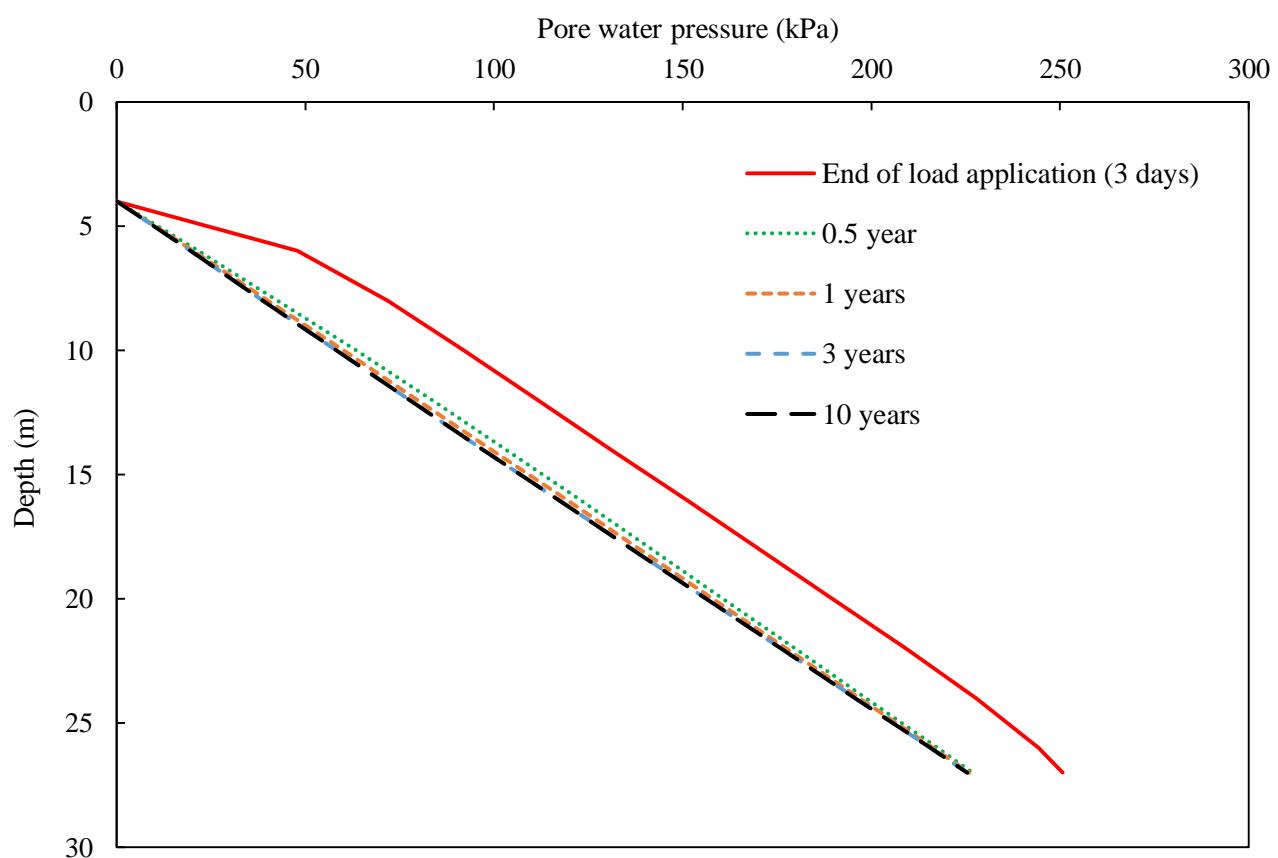


圖 5.3 土壤孔隙水壓發展 (參數研究模型)

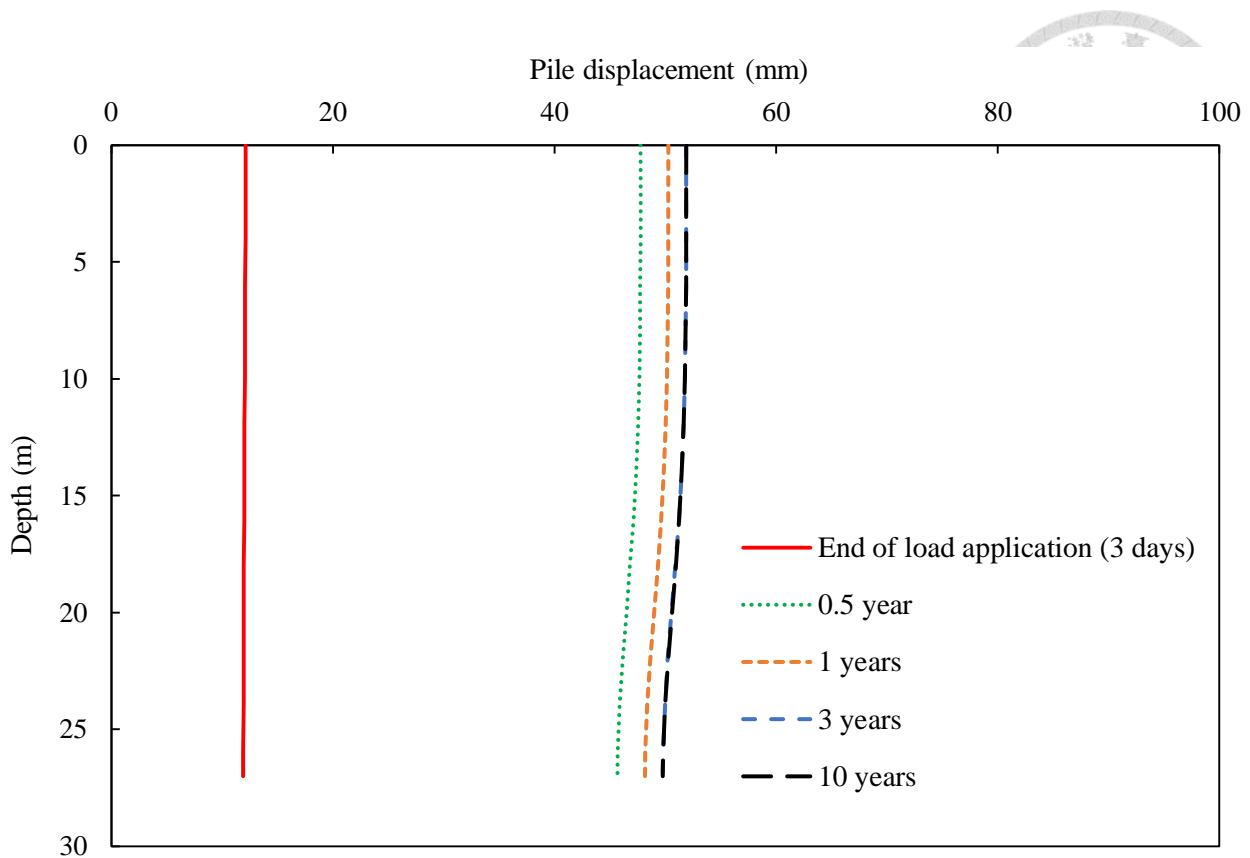


圖 5.4 樁身變位分佈發展 (參數研究模型)

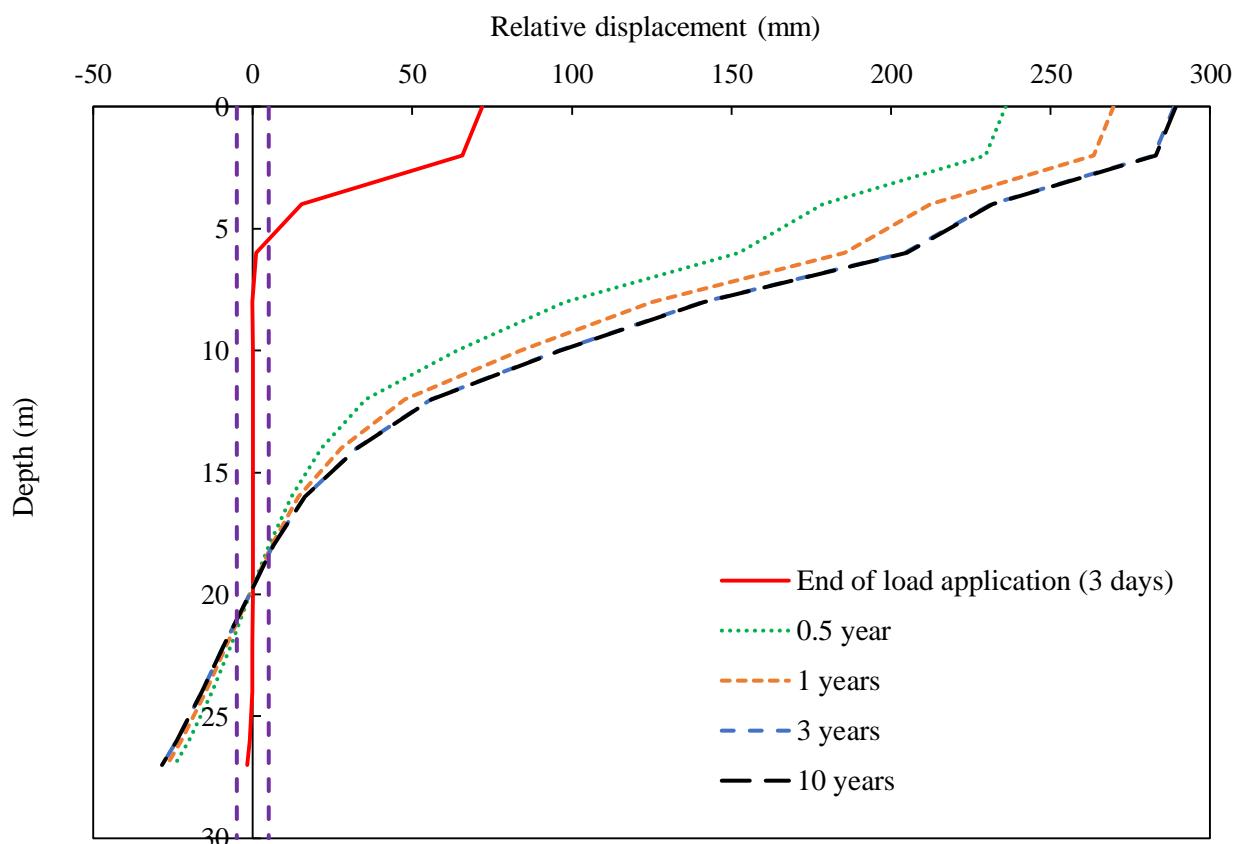


圖 5.5 參數研究模型 (樁土間相對位移發展)

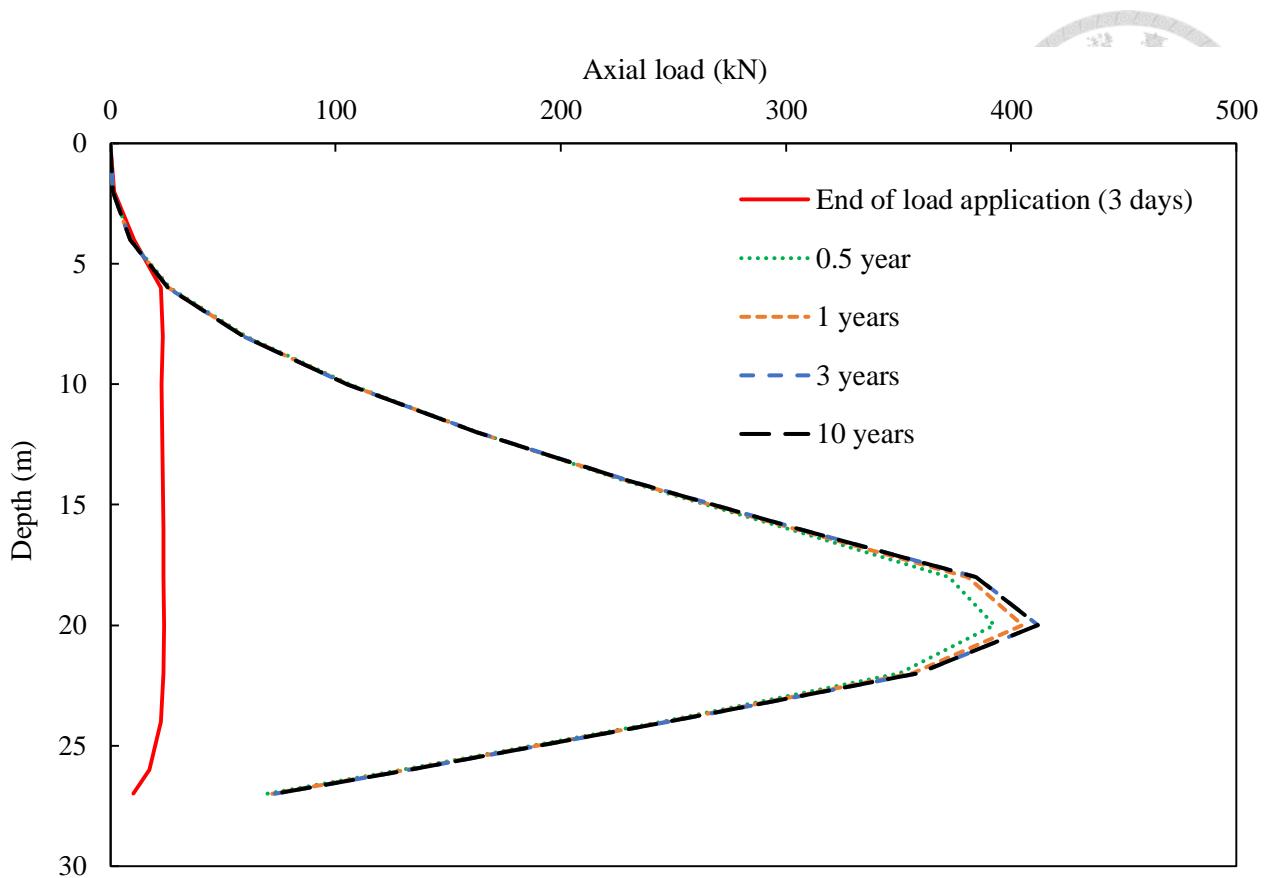


圖 5.6 樁軸力發展 (參數研究模型)

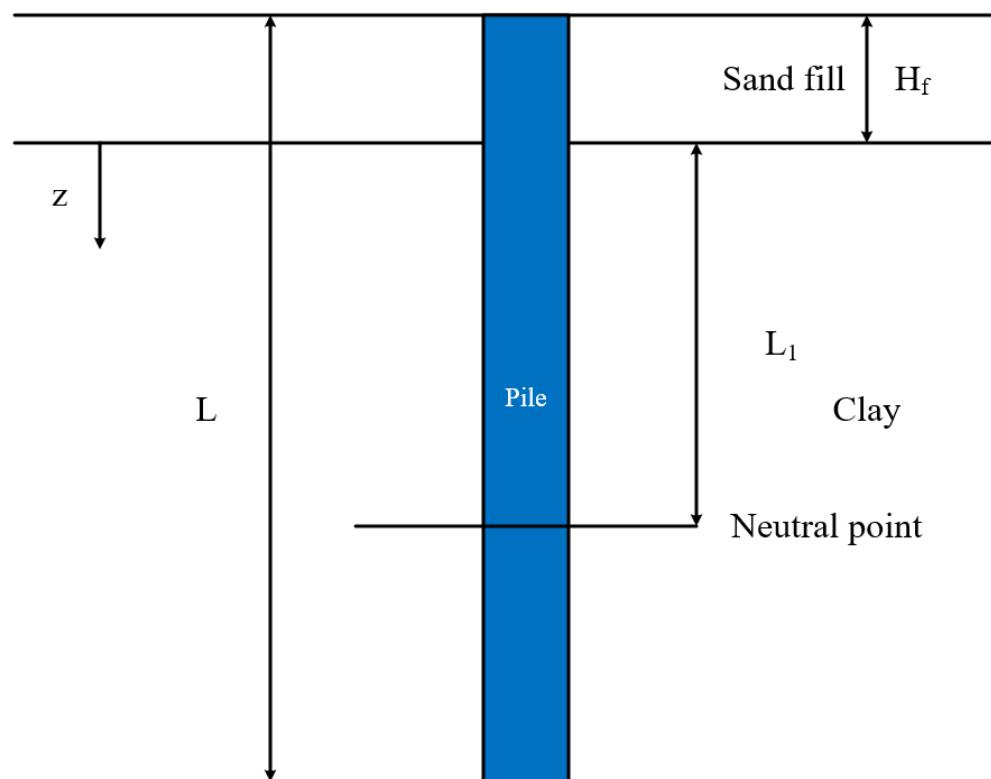


圖 5.7 砂性回填土於黏土層上方之中立點位置評估 (Bowles, 1982)

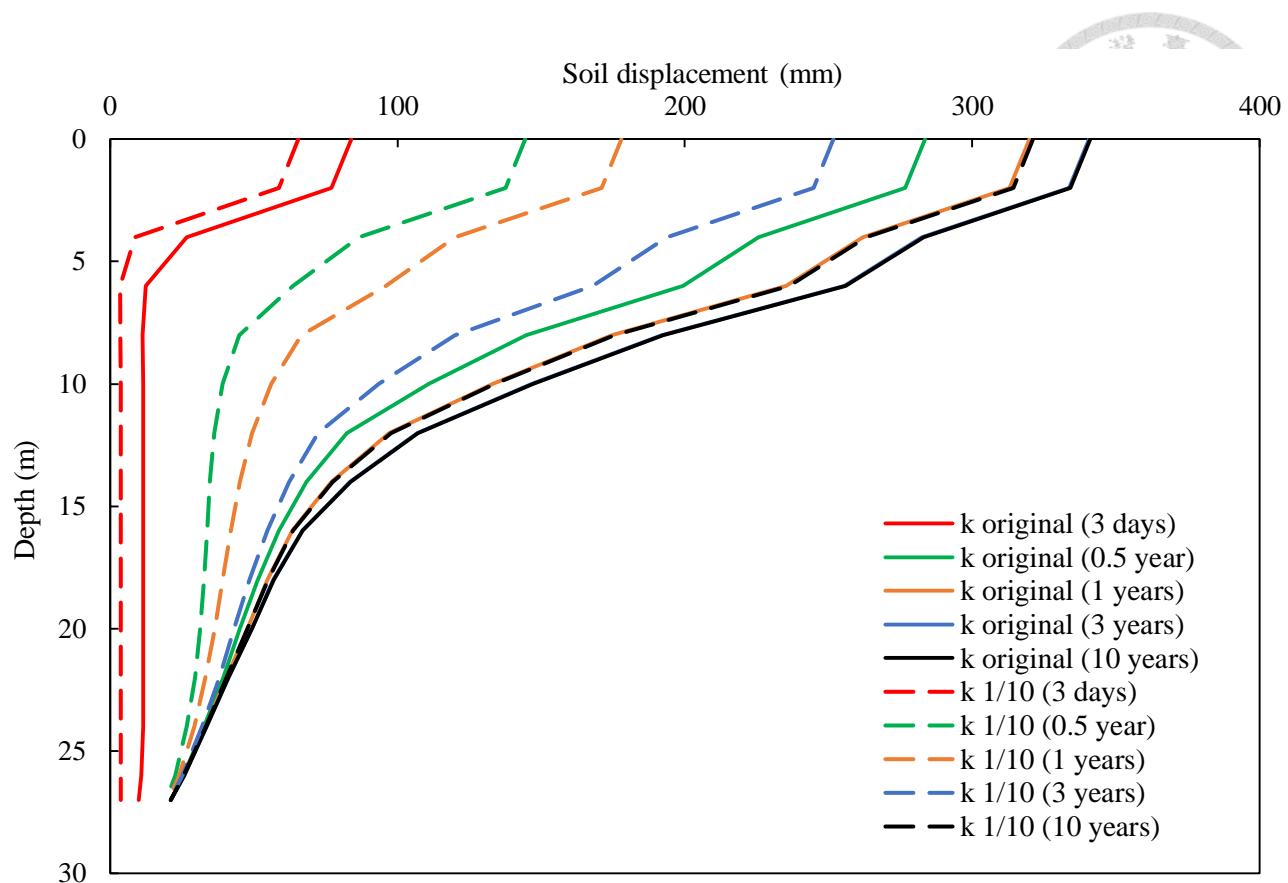


圖 5.8 土壤變位分佈比較圖（探討滲透係數之影響）

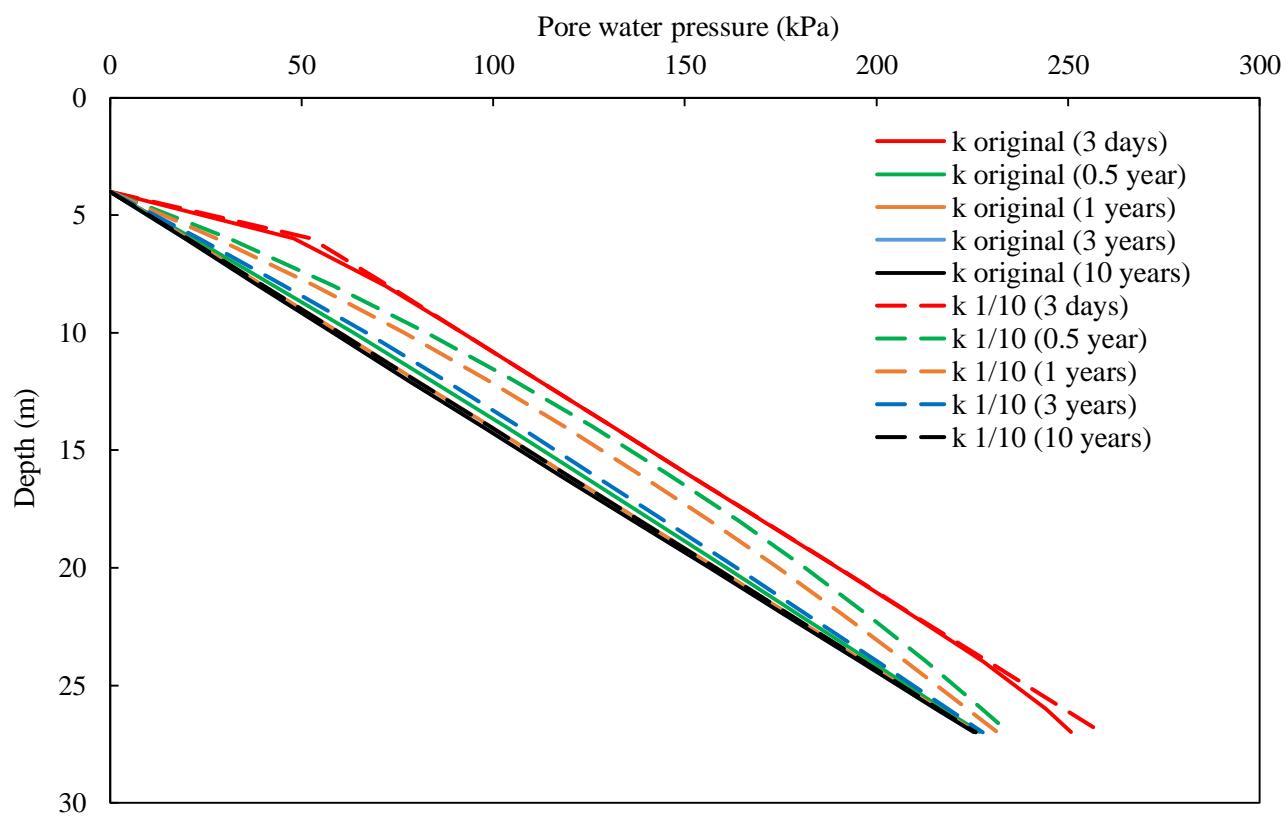


圖 5.9 土壤孔隙水壓比較圖（探討滲透係數之影響）

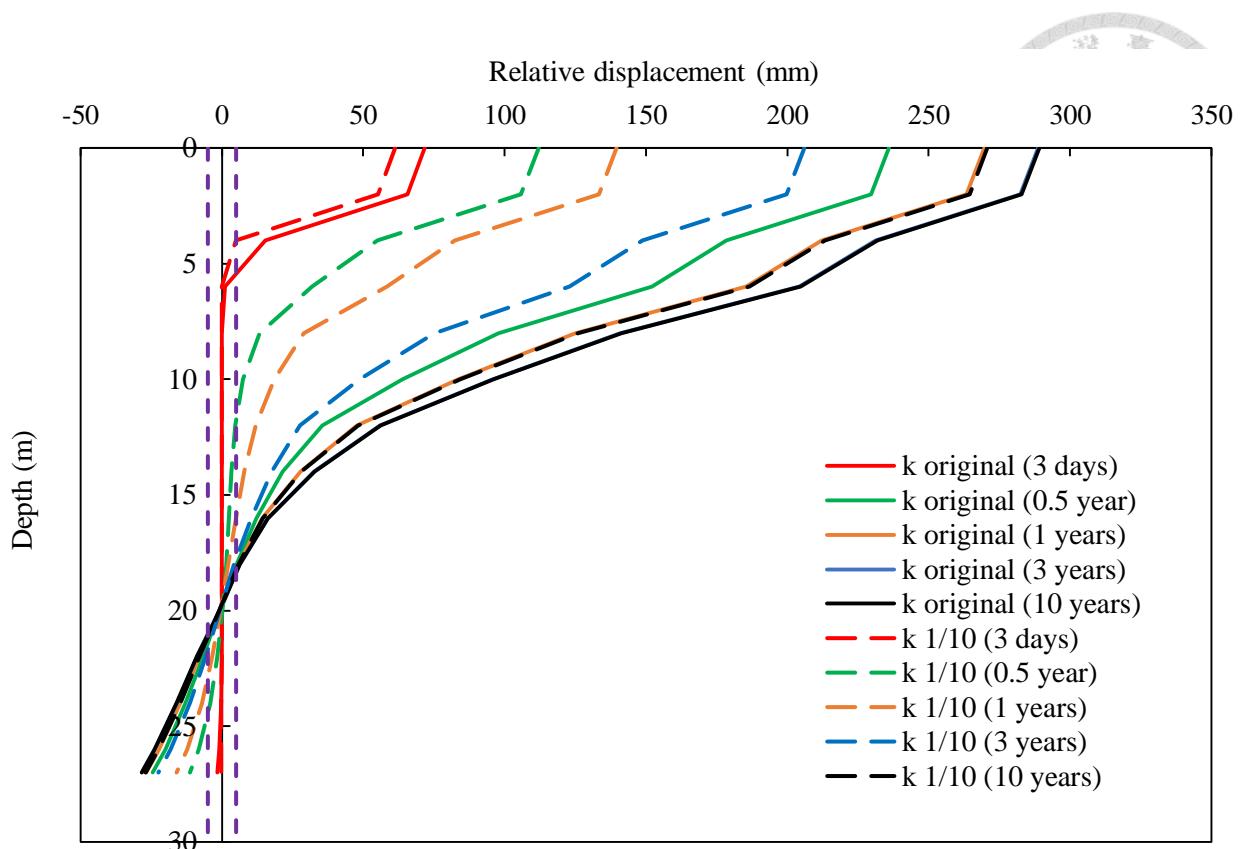


圖 5.10 植土間相對位移比較圖（探討滲透係數之影響）

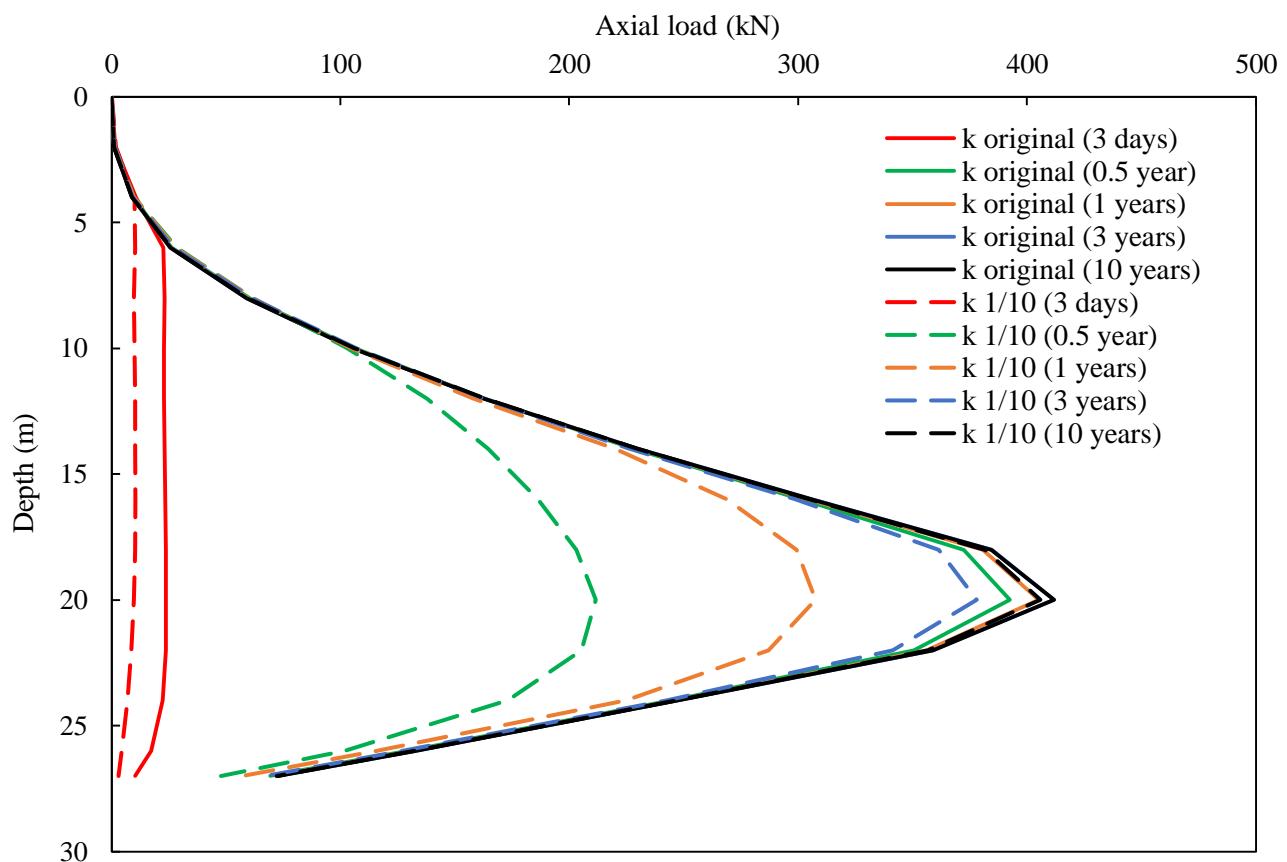


圖 5.11 植軸力比較圖（探討滲透係數之影響）

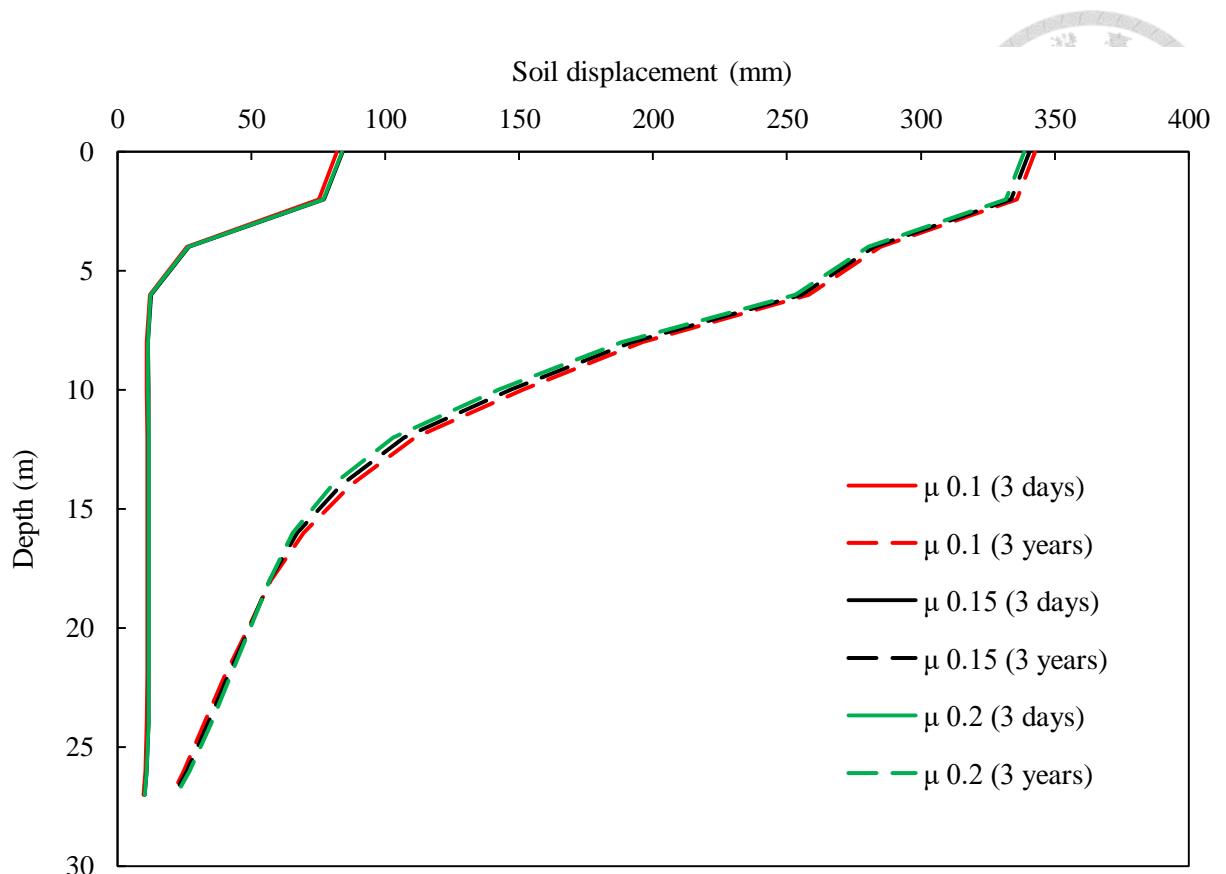


圖 5.12 土壤變位分佈比較圖（探討界面摩擦係數之影響）

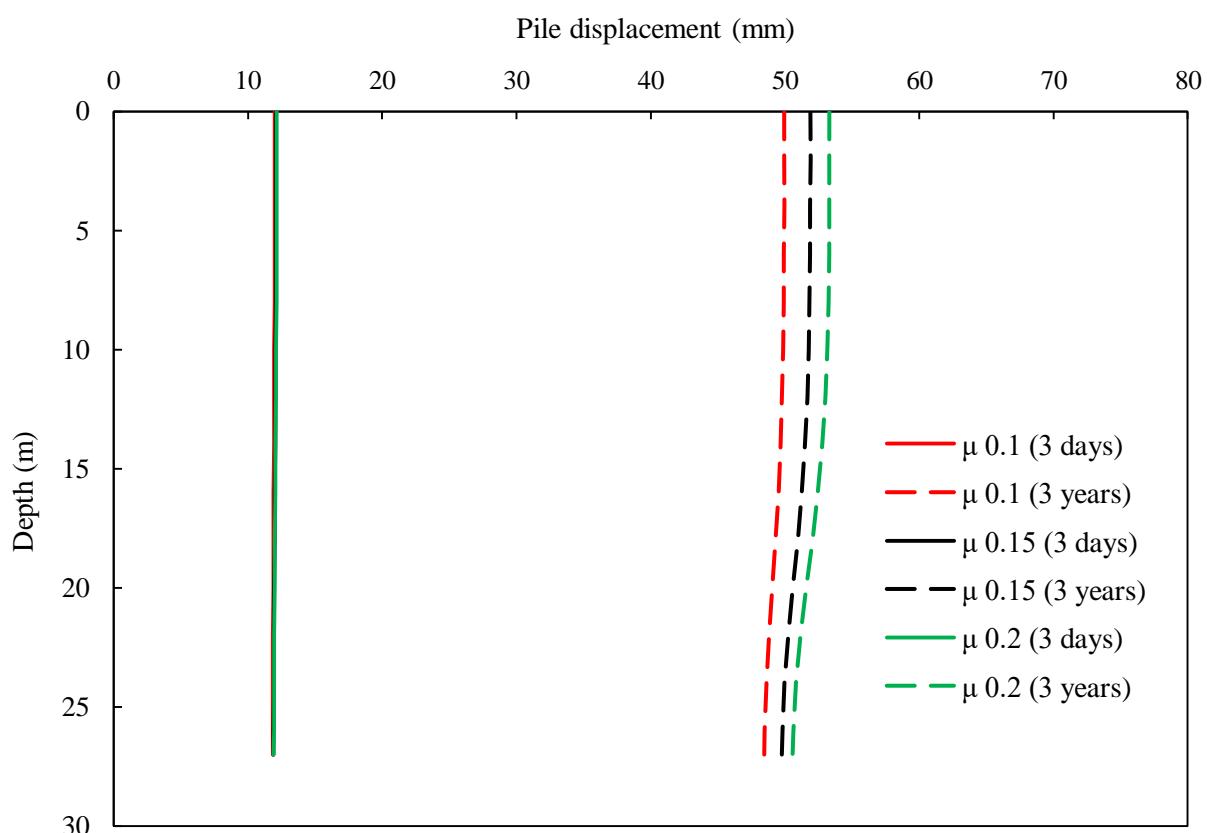


圖 5.13 桿身變位分佈比較圖（探討界面摩擦係數之影響）

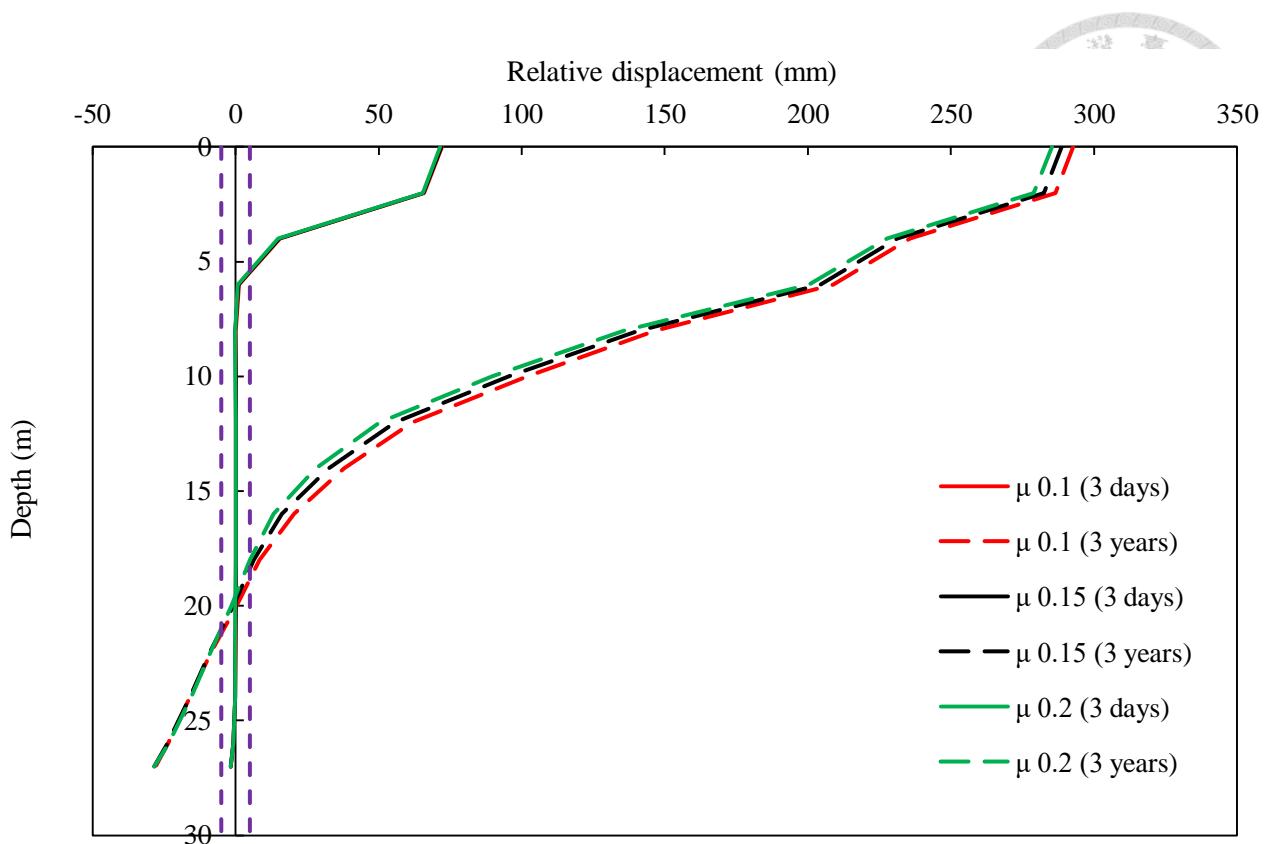


圖 5.14 樁土間相對位移比較圖（探討界面摩擦係數之影響）

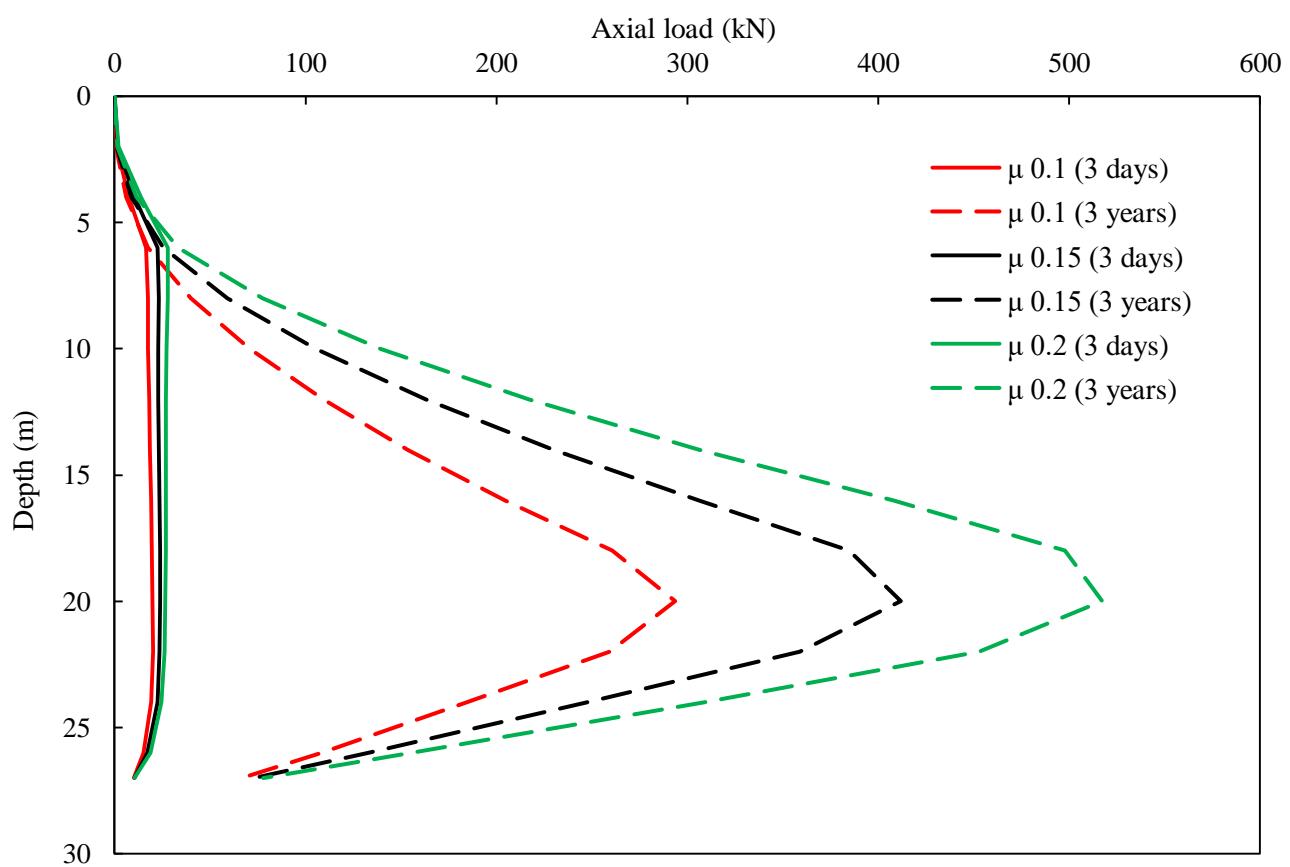


圖 5.15 樁軸力比較圖（探討界面摩擦係數之影響）

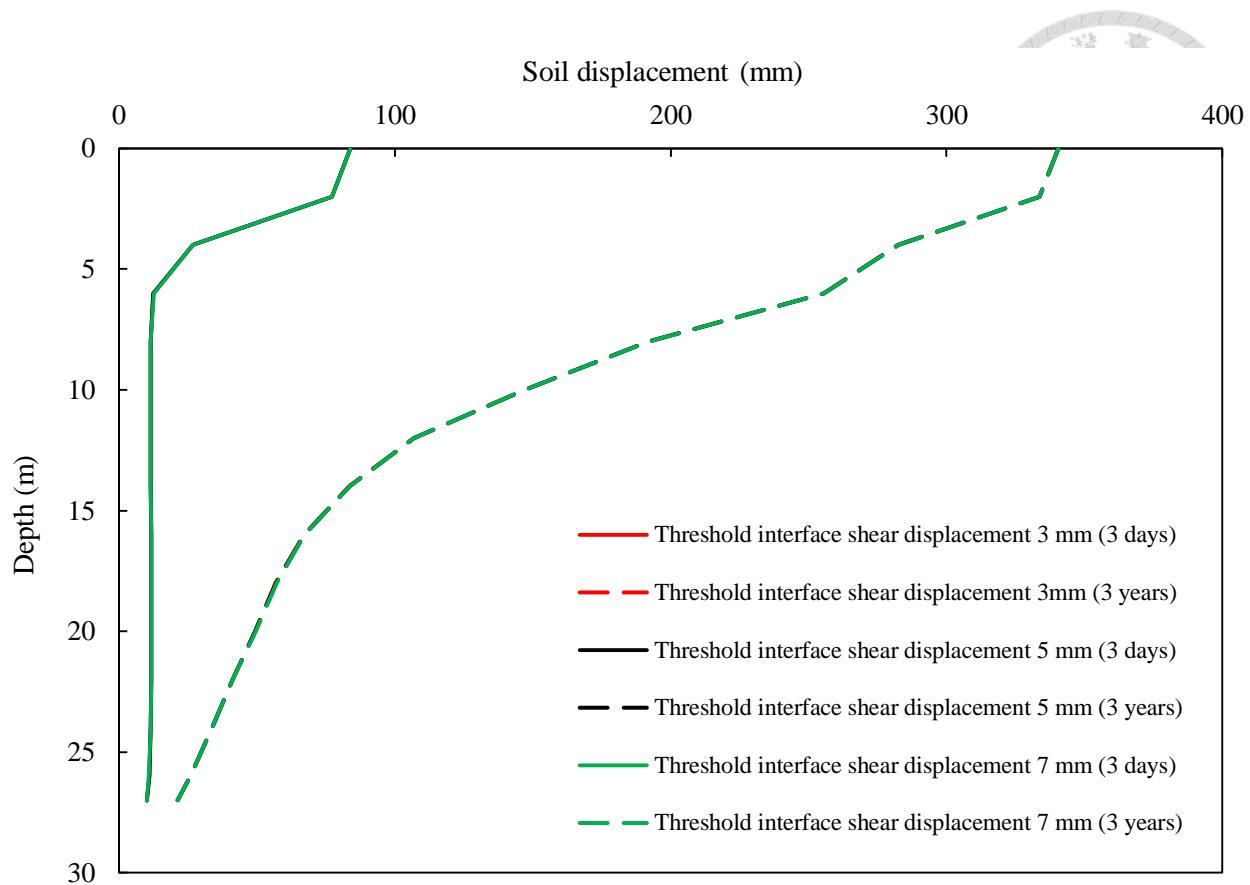


圖 5.16 土壤變位分佈比較圖（探討界面門檻剪位移之影響）

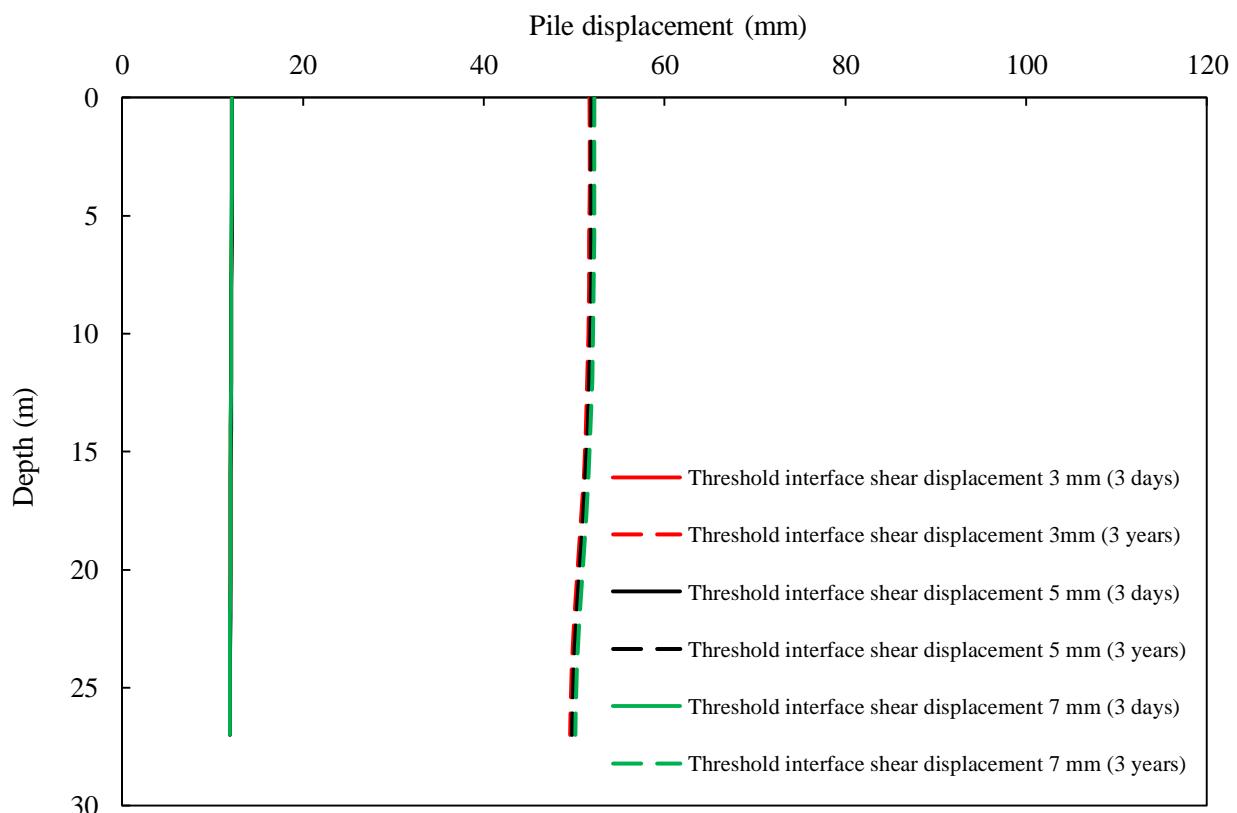


圖 5.17 桩身變位分佈比較圖（探討界面門檻剪位移之影響）

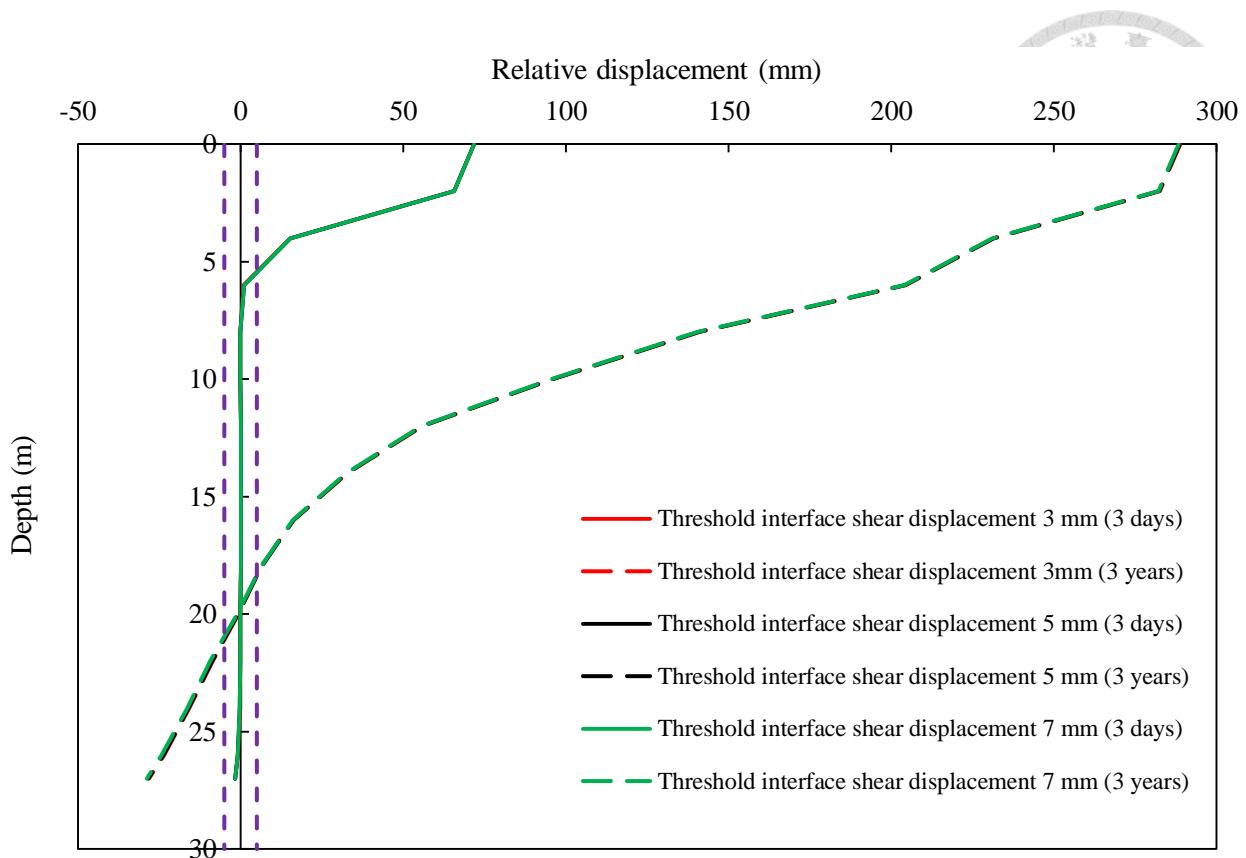


圖 5.18 樁土間相對位移比較圖（探討界面門檻剪位移之影響）

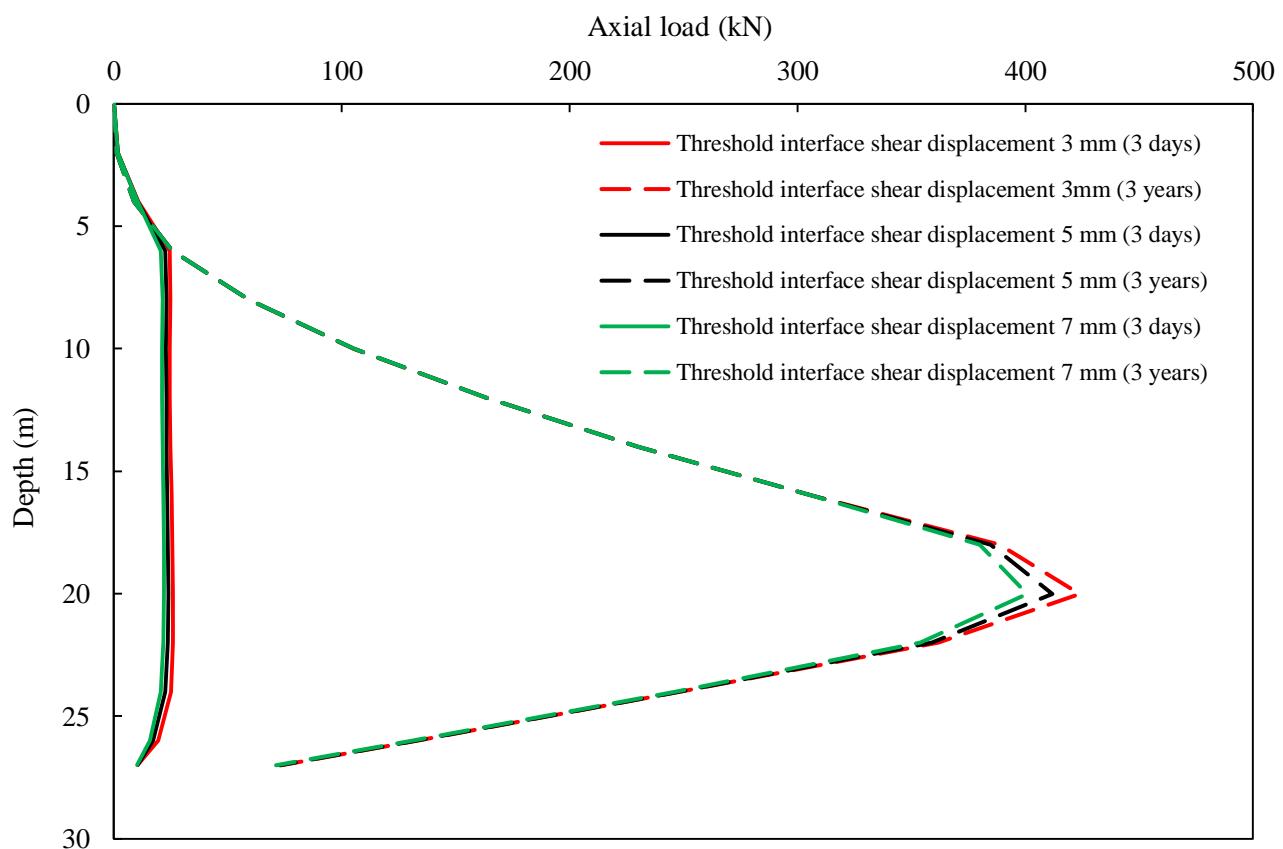


圖 5.19 樁軸力比較圖（探討界面門檻剪位移之影響）

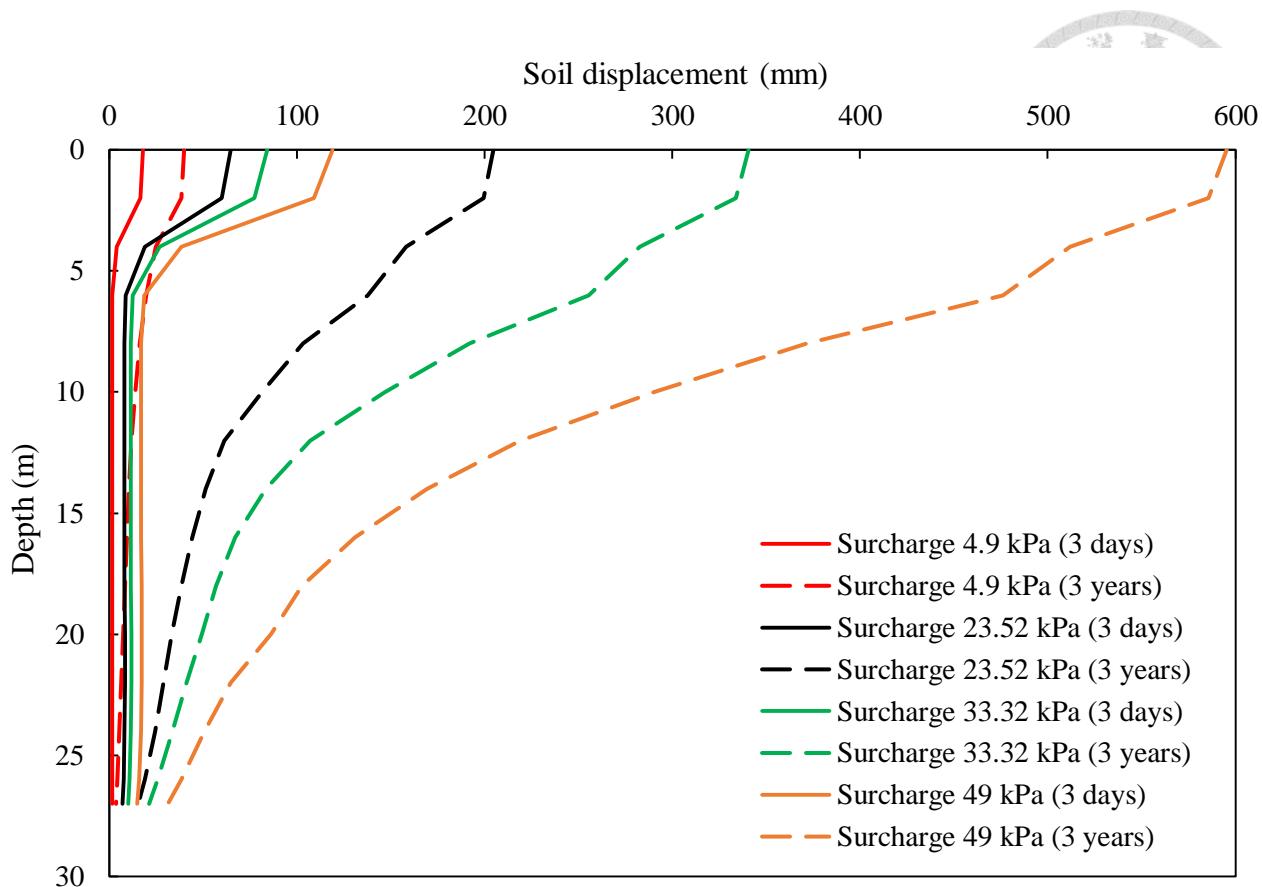


圖 5.20 土壤變位分佈比較圖 (探討地表載重大小之影響)

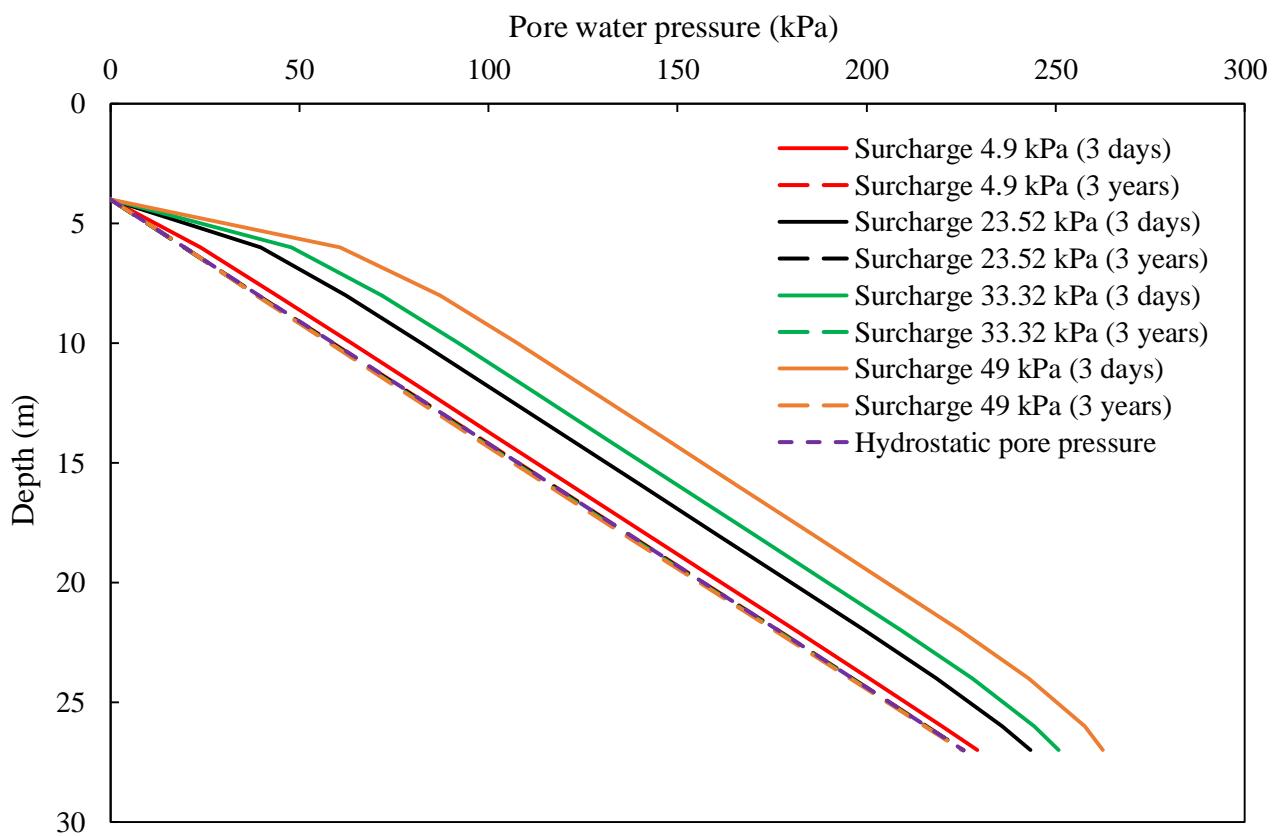


圖 5.21 孔隙水壓比較圖 (探討地表載重大小之影響)

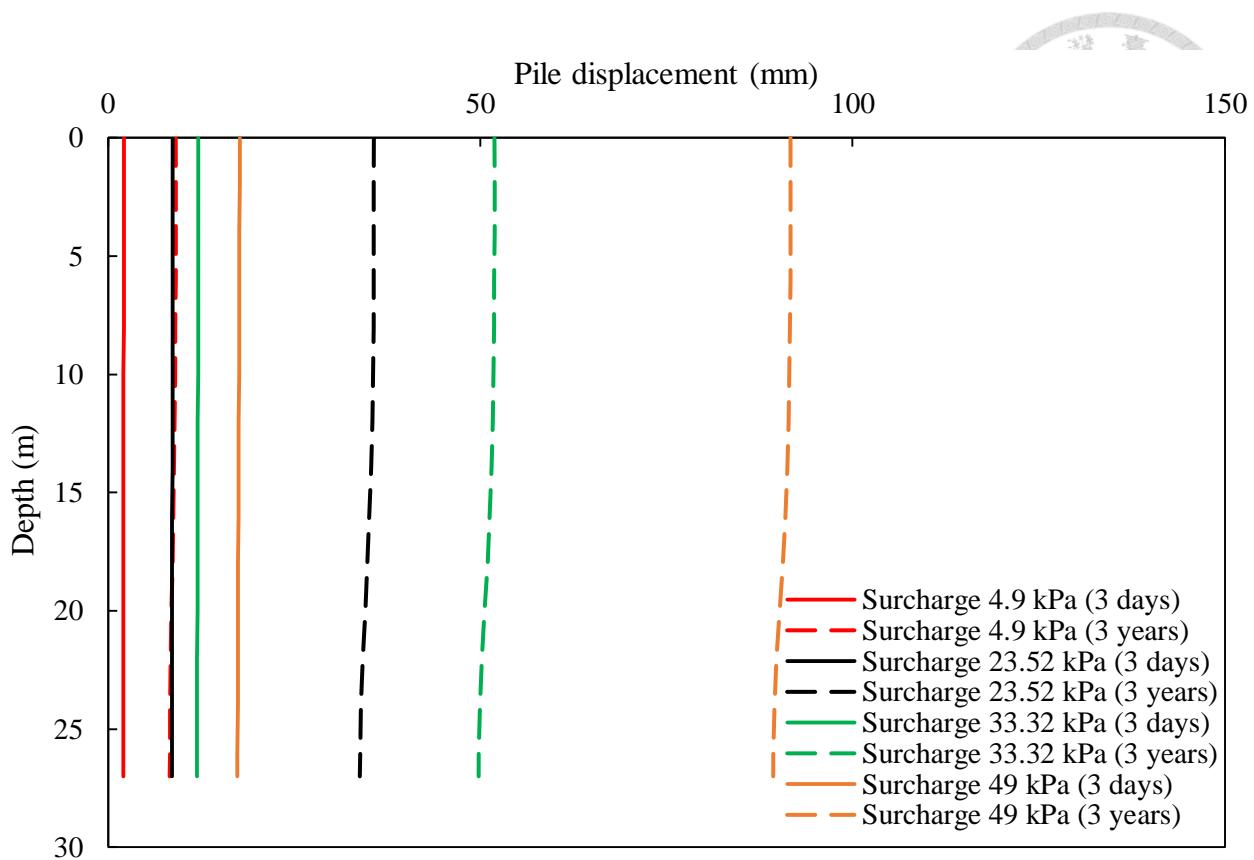


圖 5.22 植身變位分佈比較圖（探討地表載重大小之影響）

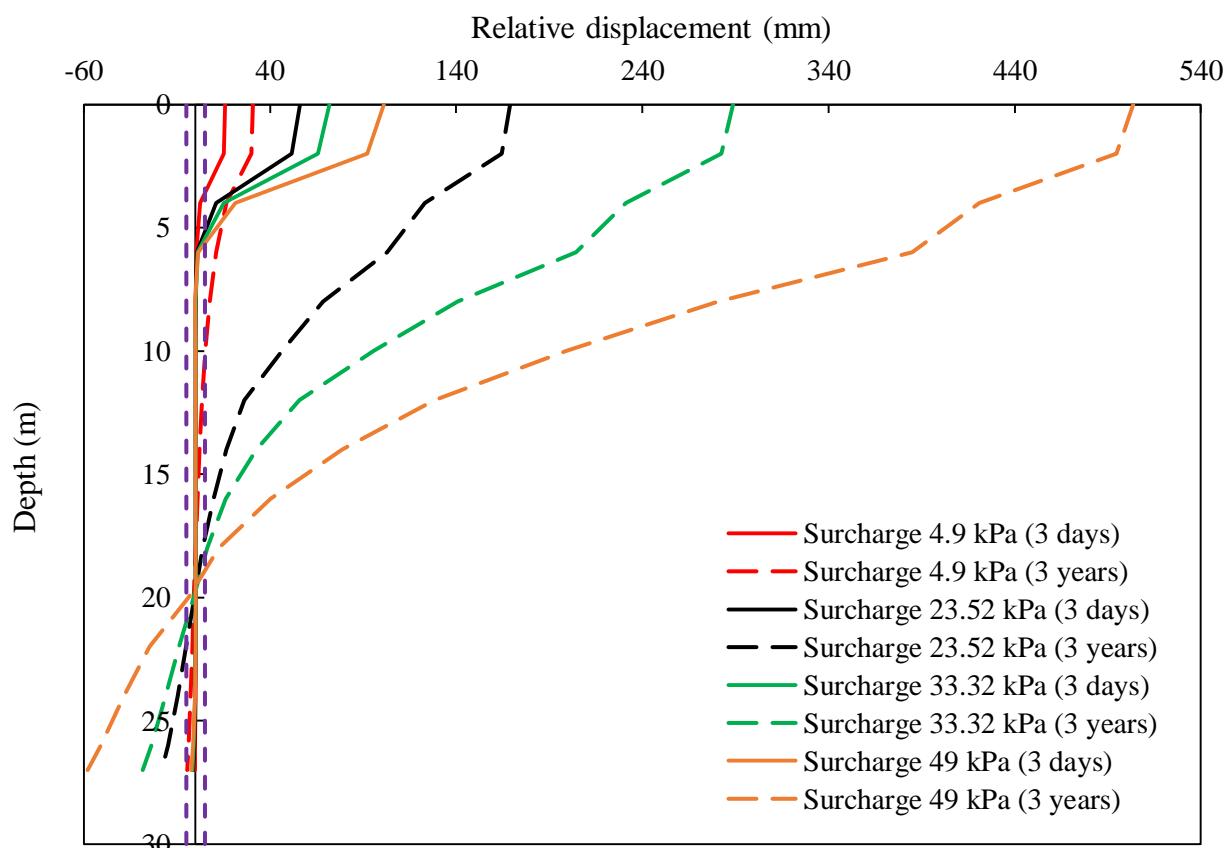


圖 5.23 植土間相對位移量比較圖（探討地表載重大小之影響）

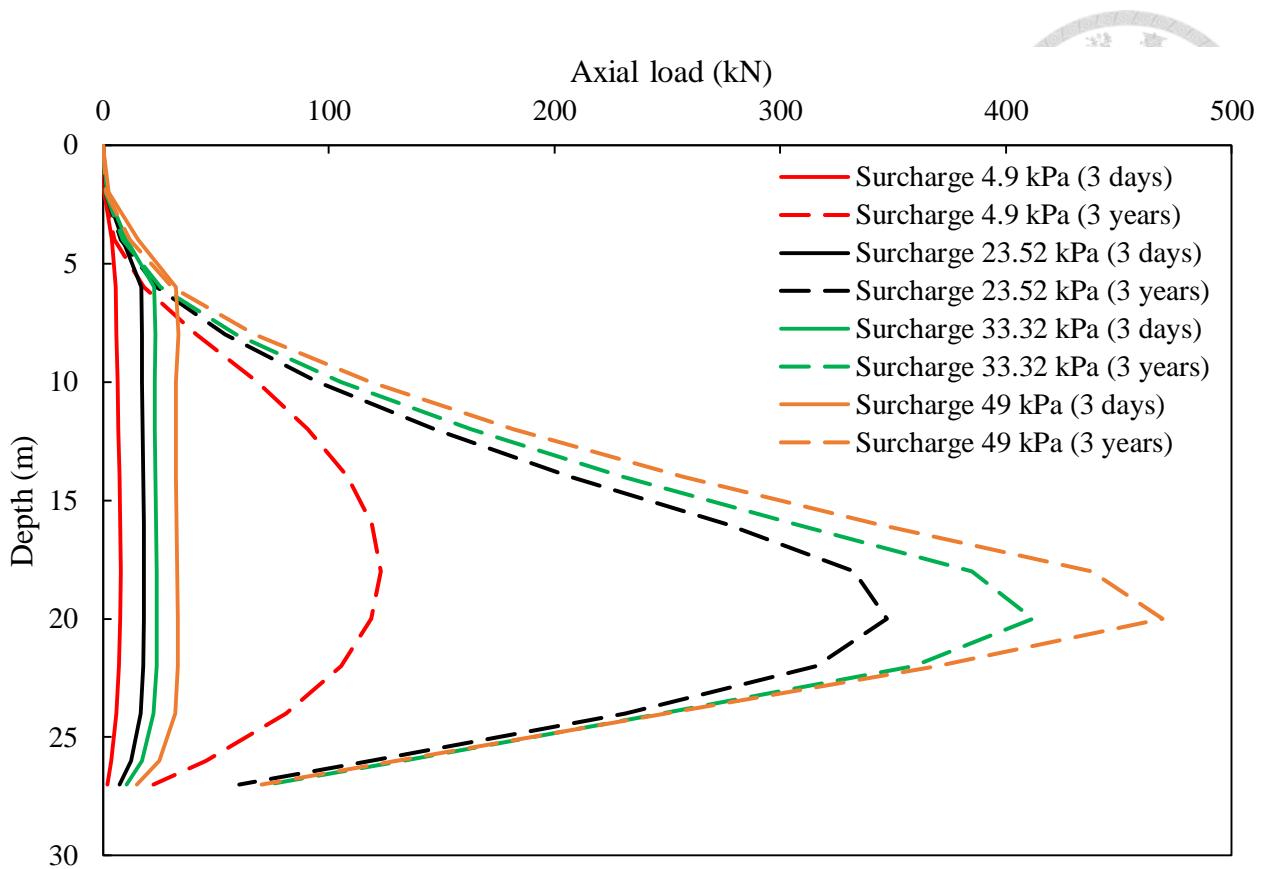


圖 5.24 樁軸力比較圖（探討地表載重大小之影響）

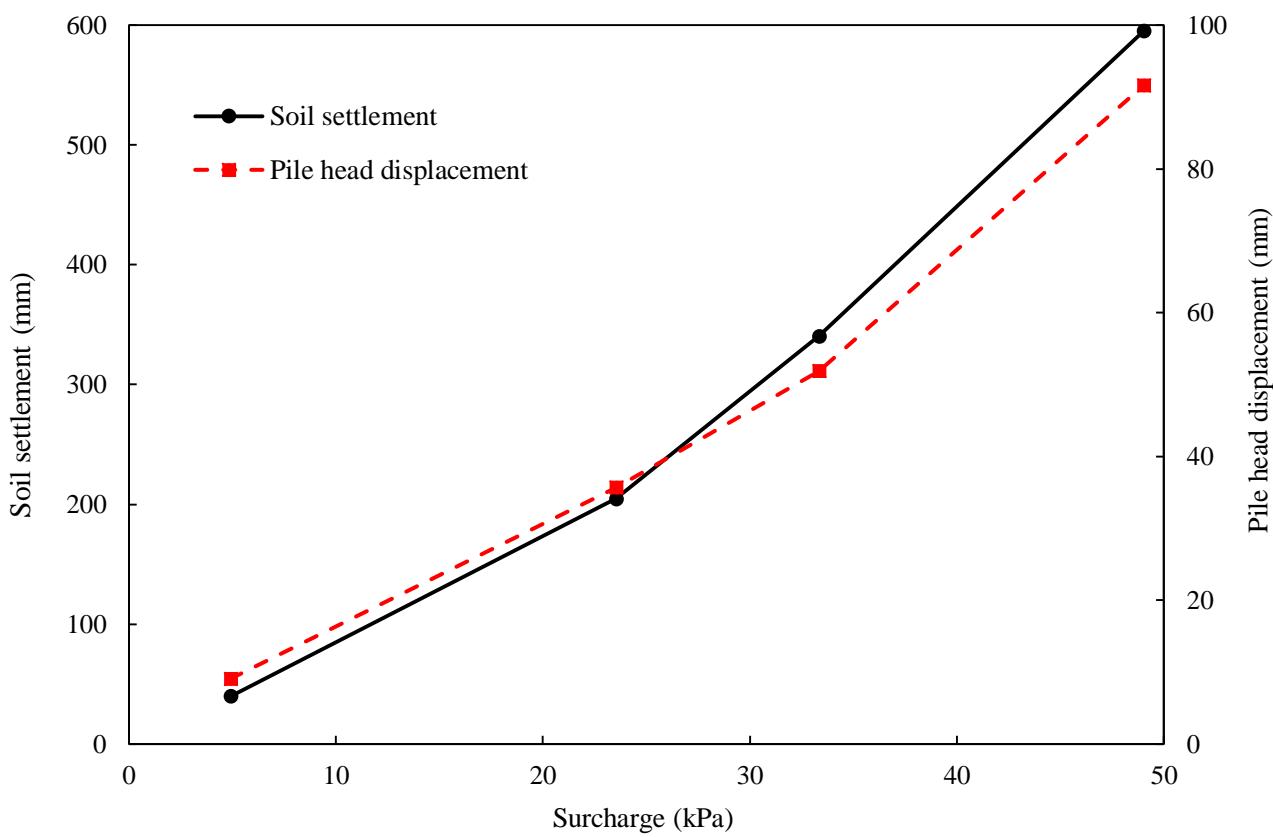


圖 5.25 地表沉陷量、樁頭變位比較圖（探討地表載重大小之影響）

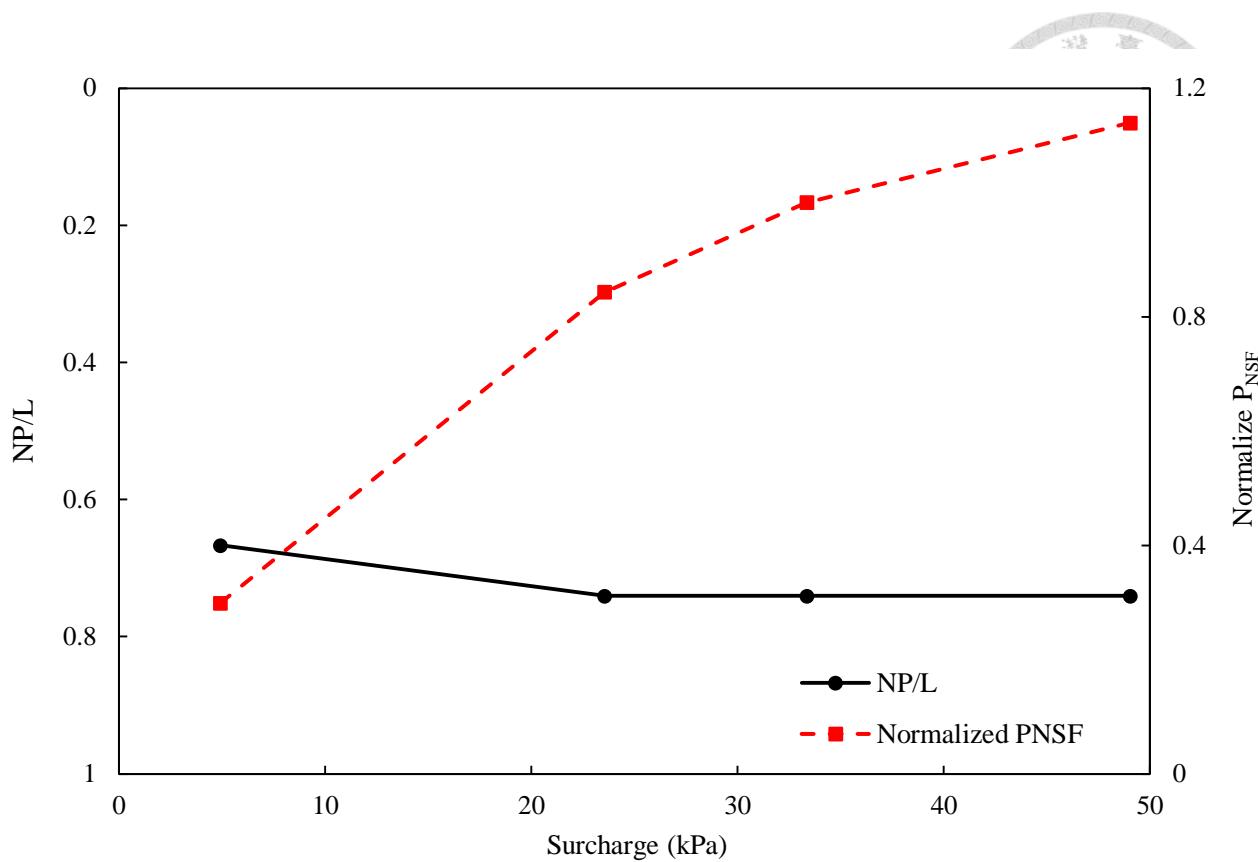


圖 5.26 正規化中立點、負摩擦力比較圖（探討地表載重大小之影響）

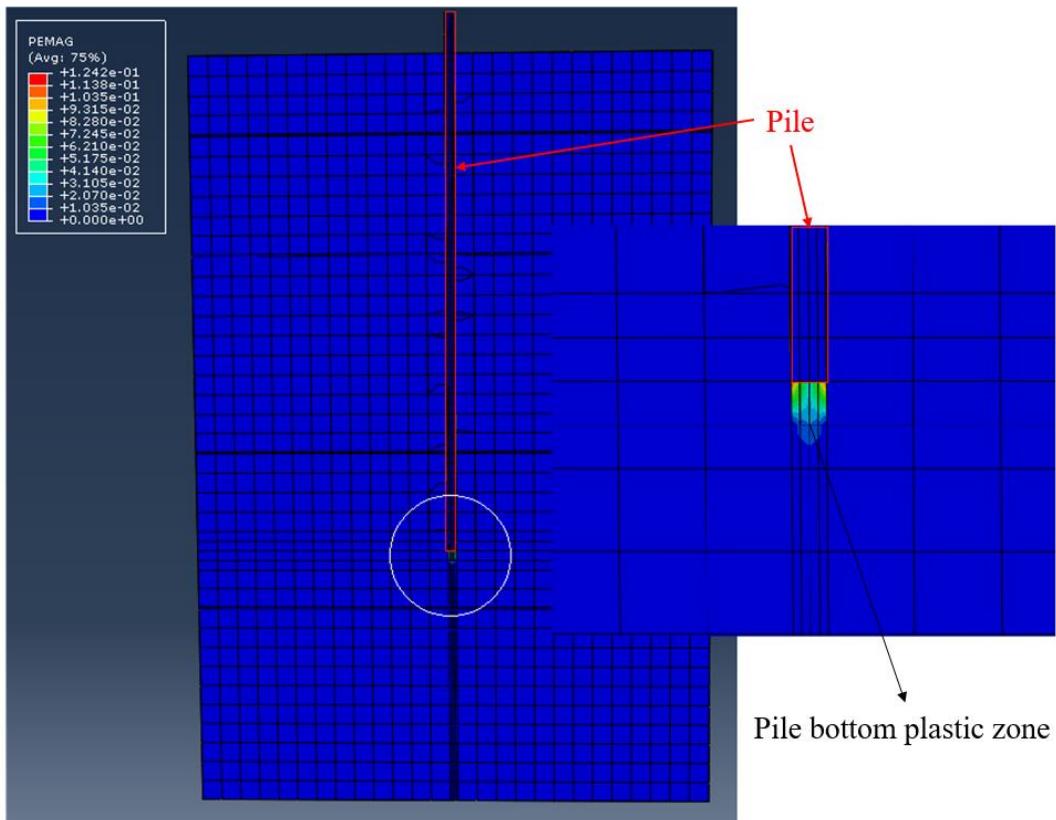


圖 5.27 無地表載重下較大樁頭樁底部之塑性區示意圖

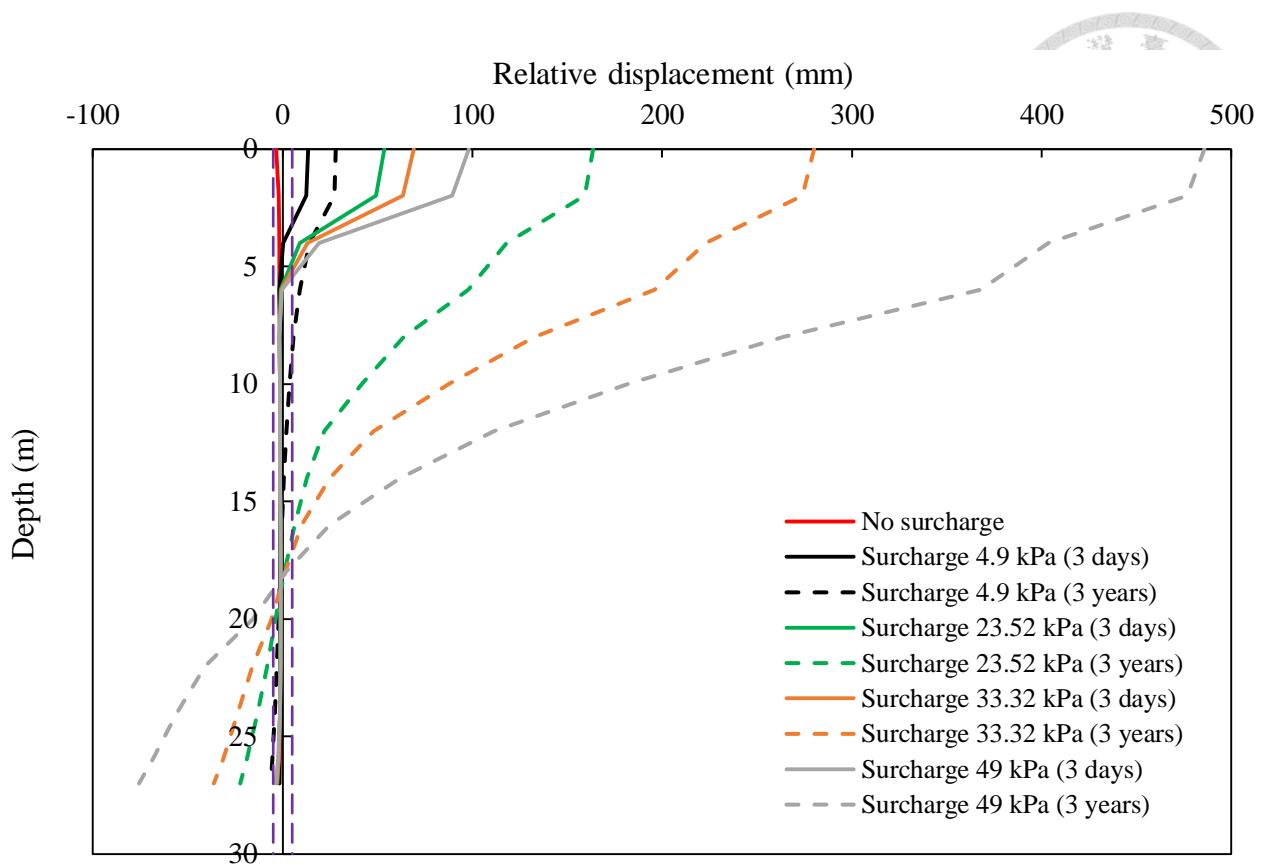


圖 5.28 不同地表載重下之樁土相對位移量比較圖 (樁頭力 123.28 kN)

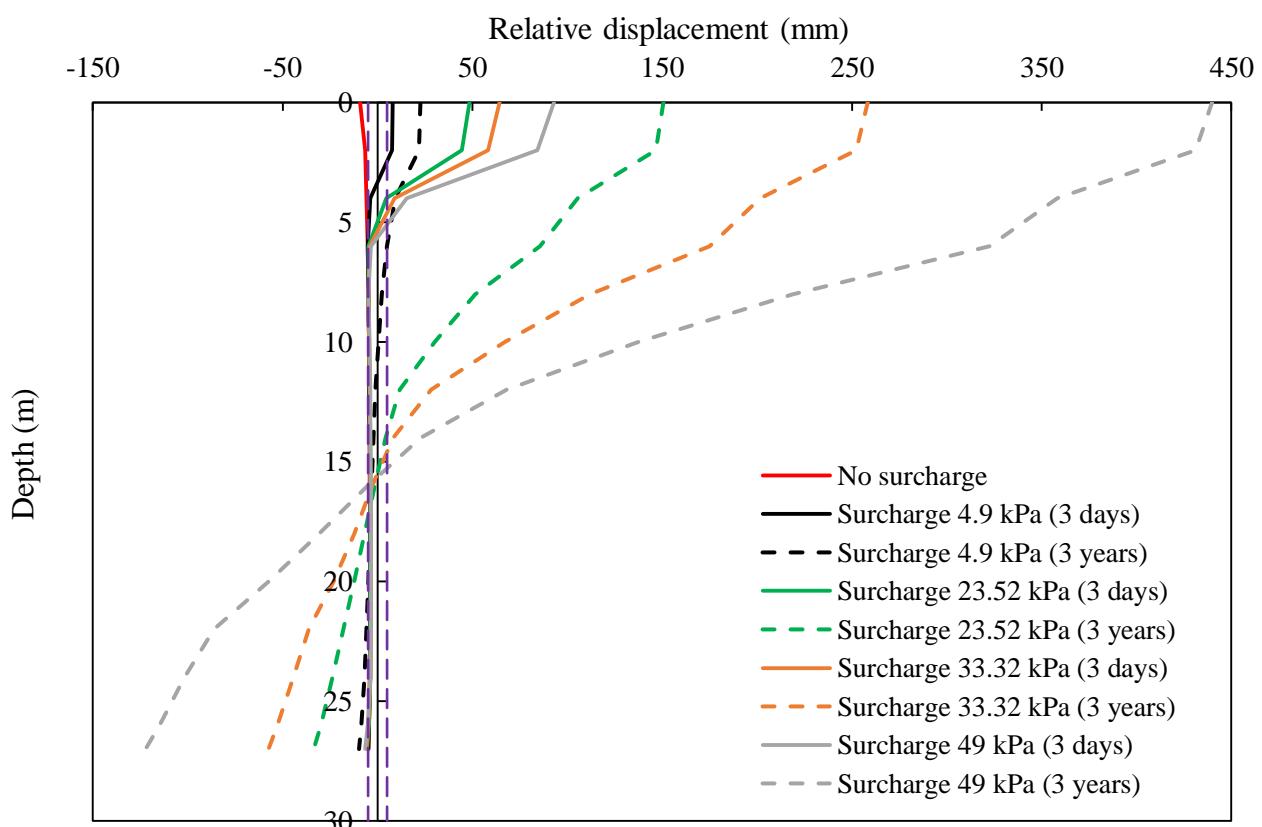


圖 5.29 不同地表載重下之樁土相對位移量比較圖 (樁頭力 369.83 kN)

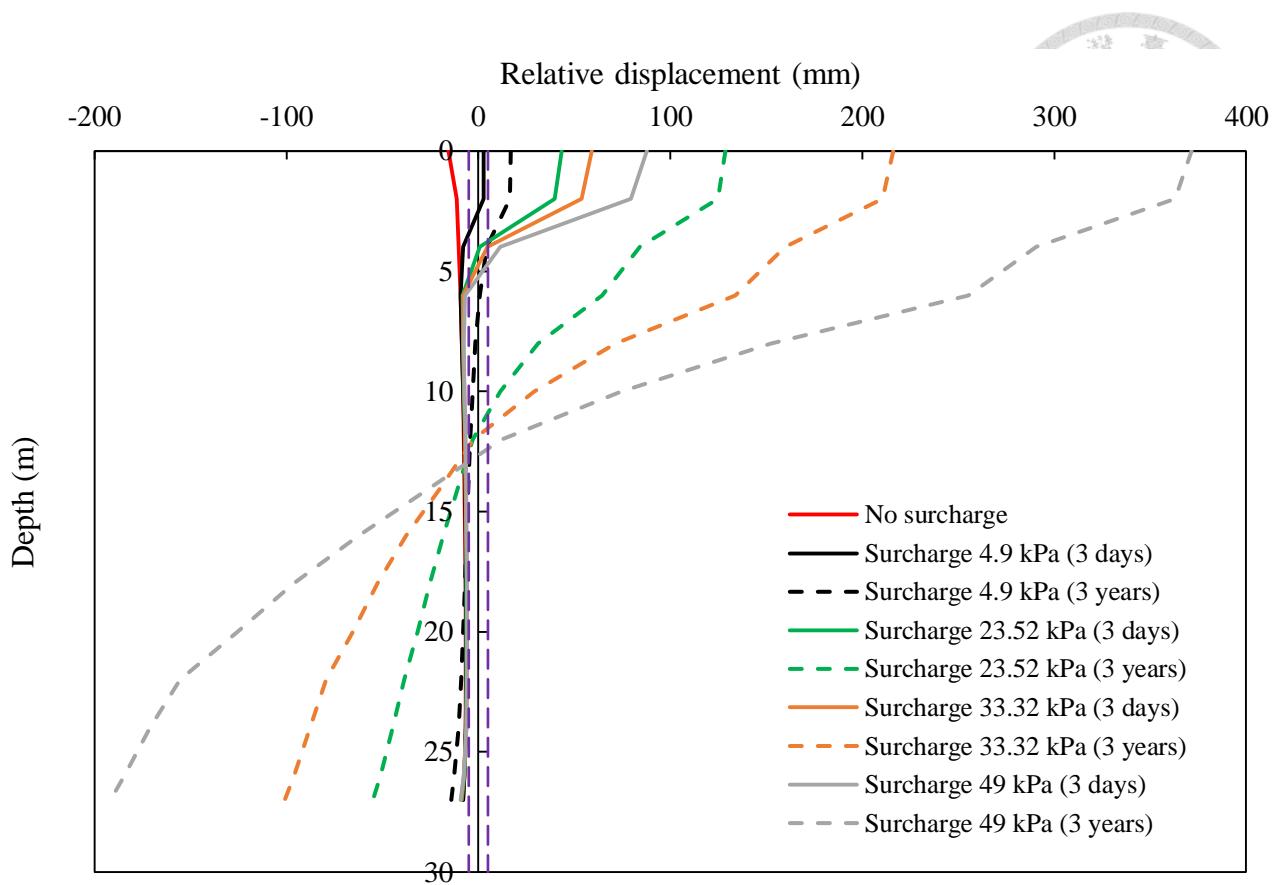


圖 5.30 不同地表載重下之樁土相對位移量比較圖 (樁頭力 616.38 kN)

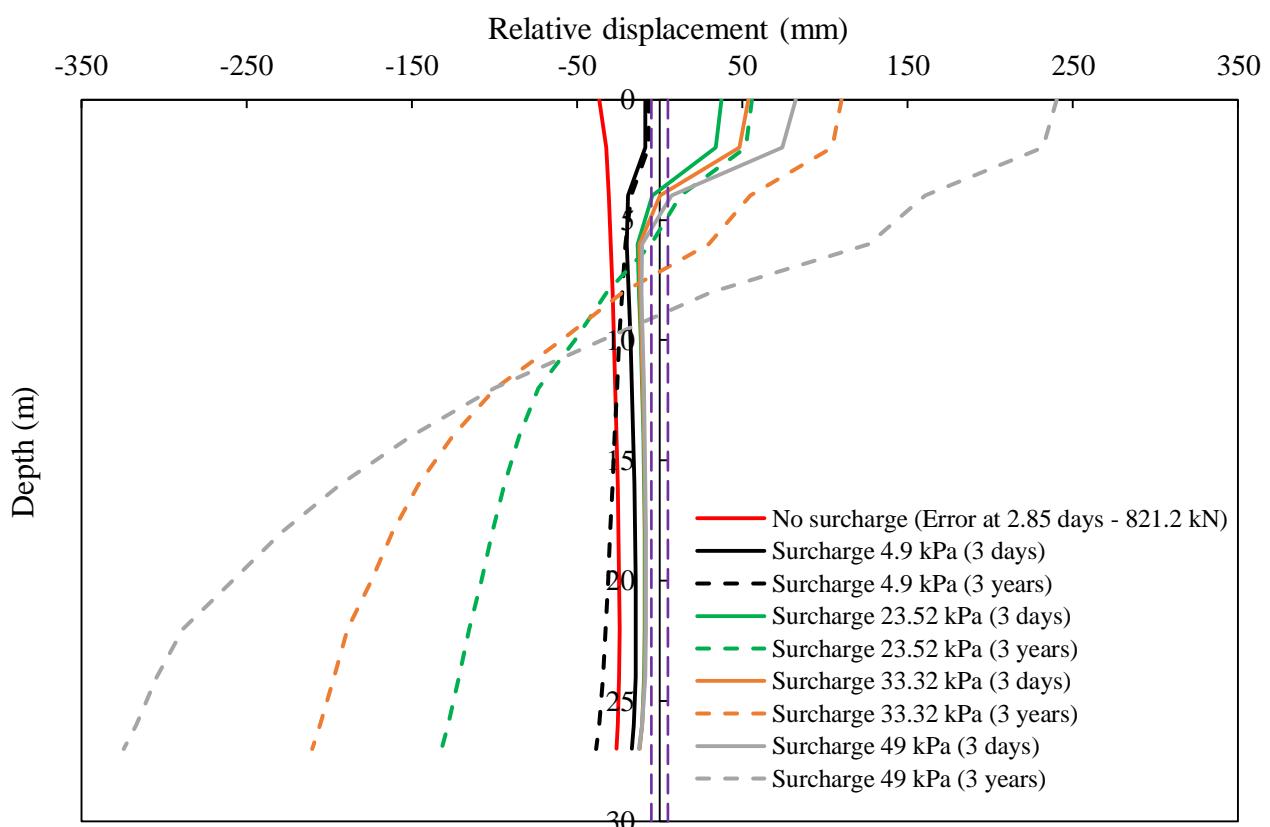


圖 5.31 不同地表載重下之樁土相對位移量比較圖 (樁頭力 862.93 kN)

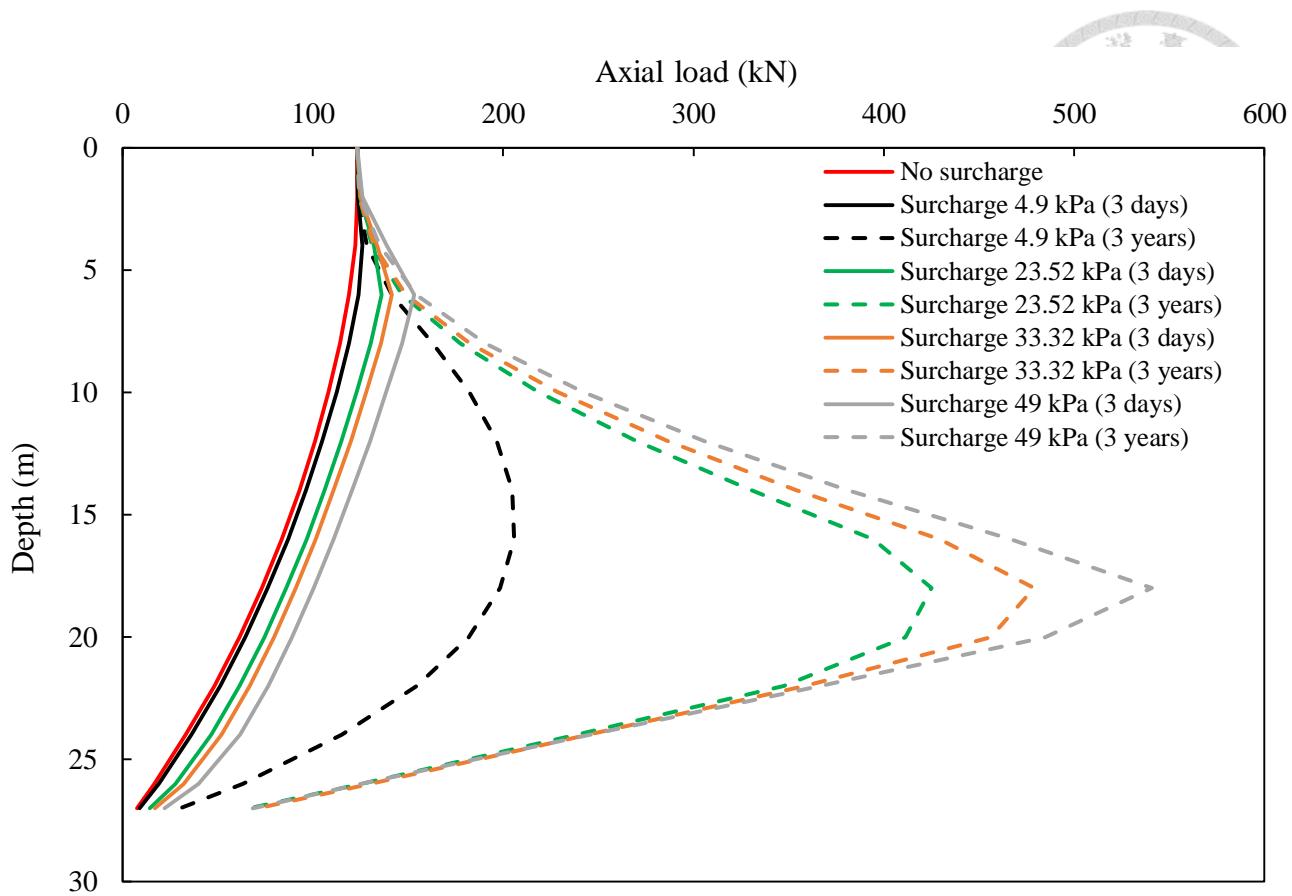


圖 5.32 不同地表載重下之樁軸力比較圖 (樁頭力 123.28 kN)

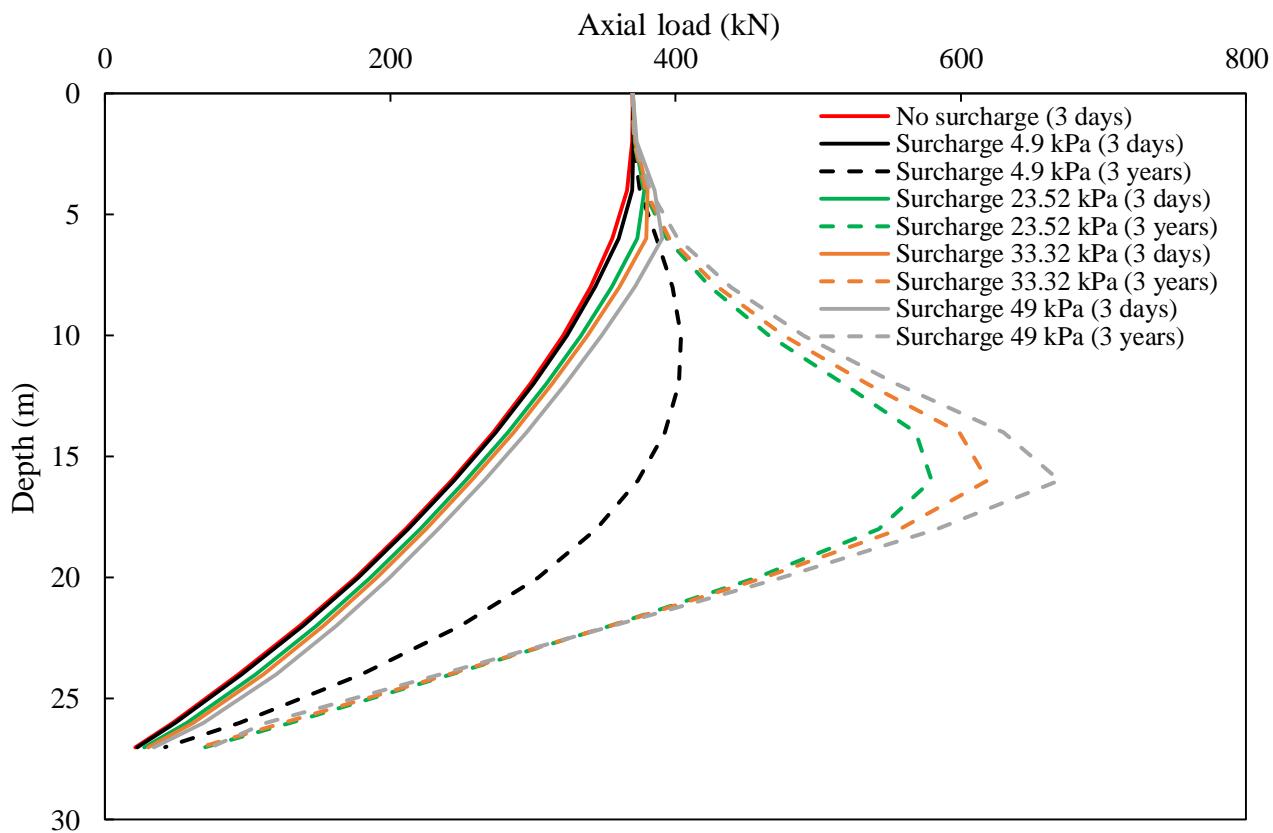


圖 5.33 不同地表載重下之樁軸力比較圖 (樁頭力 369.83 kN)

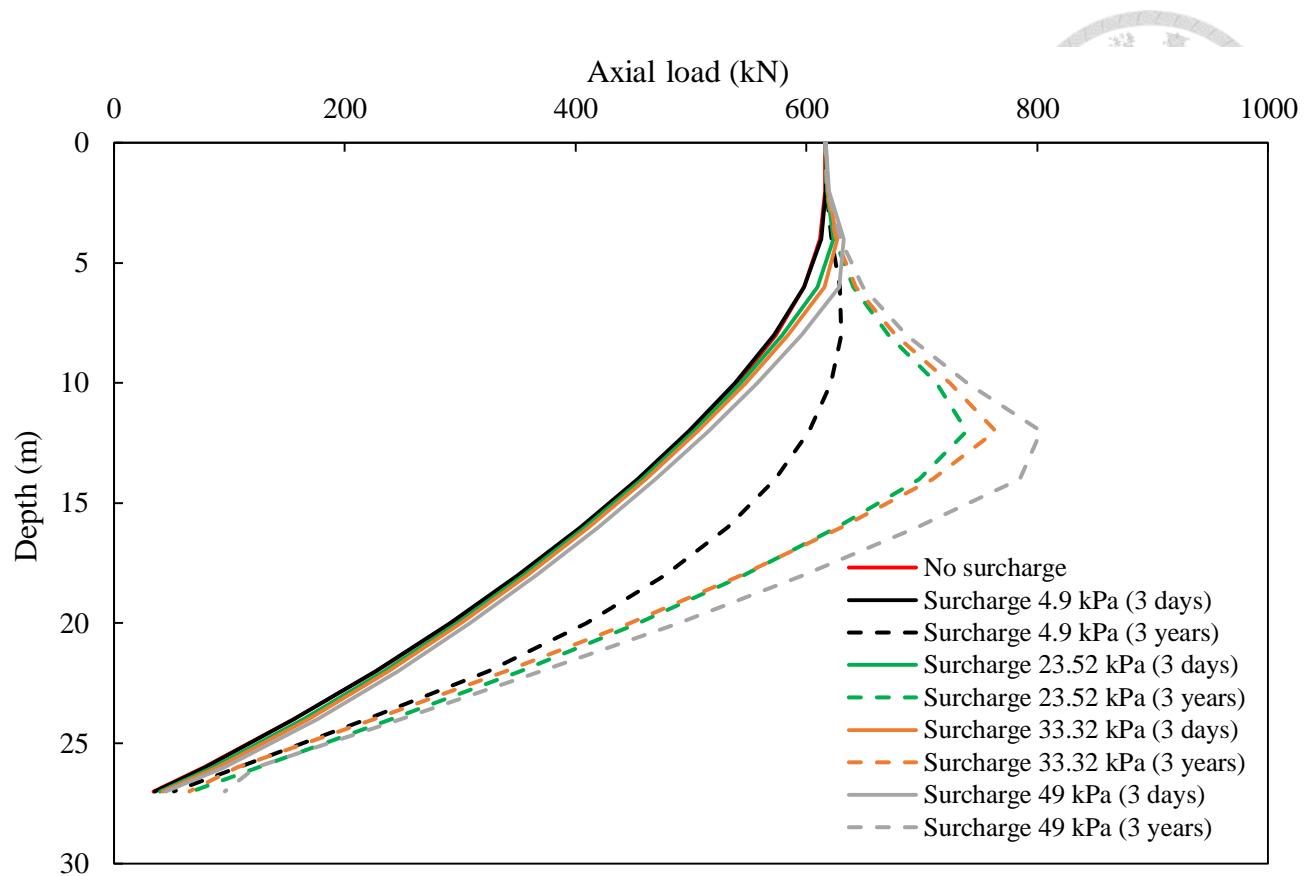


圖 5.34 不同地表載重下之樁軸力比較圖 (樁頭力 616.38 kN)

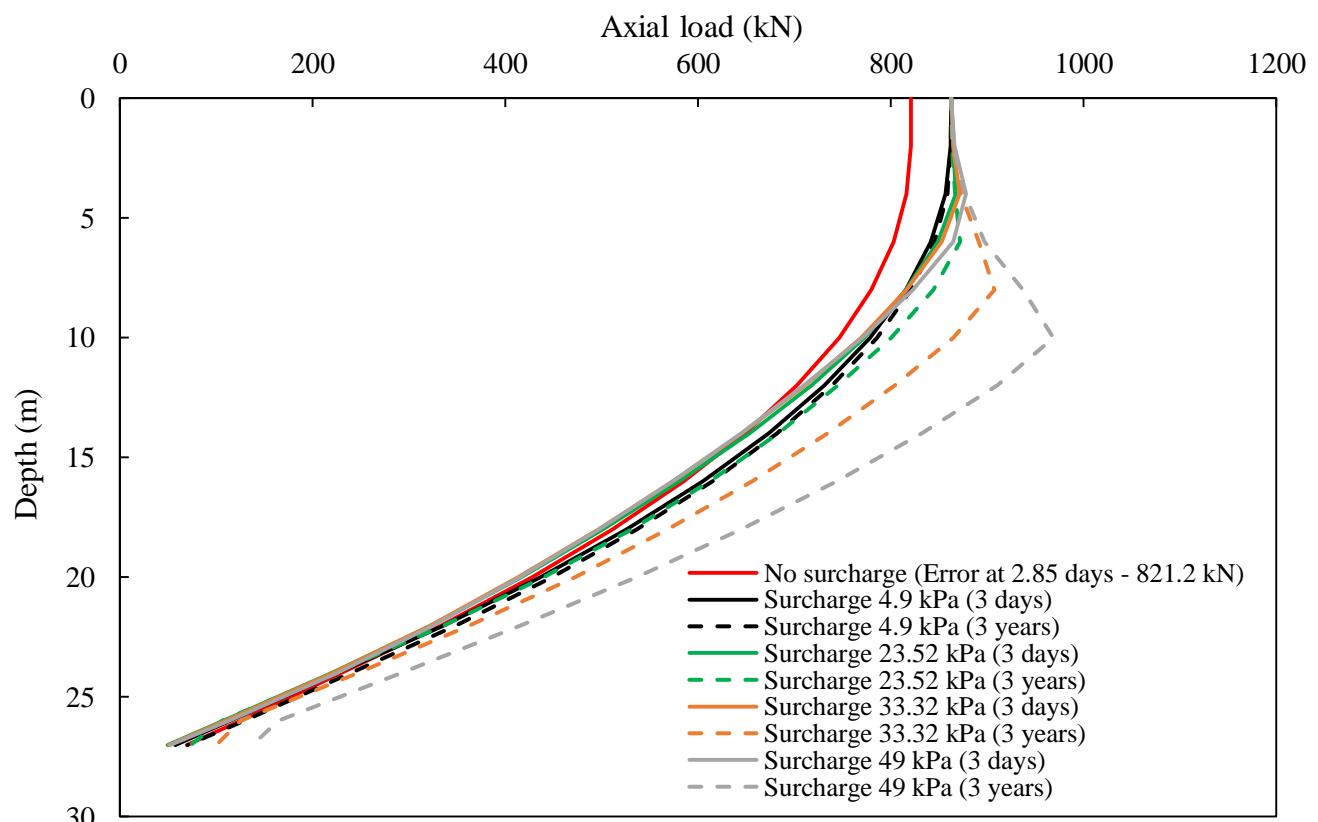


圖 5.35 不同地表載重下之樁軸力比較圖 (樁頭力 862.93 kN)

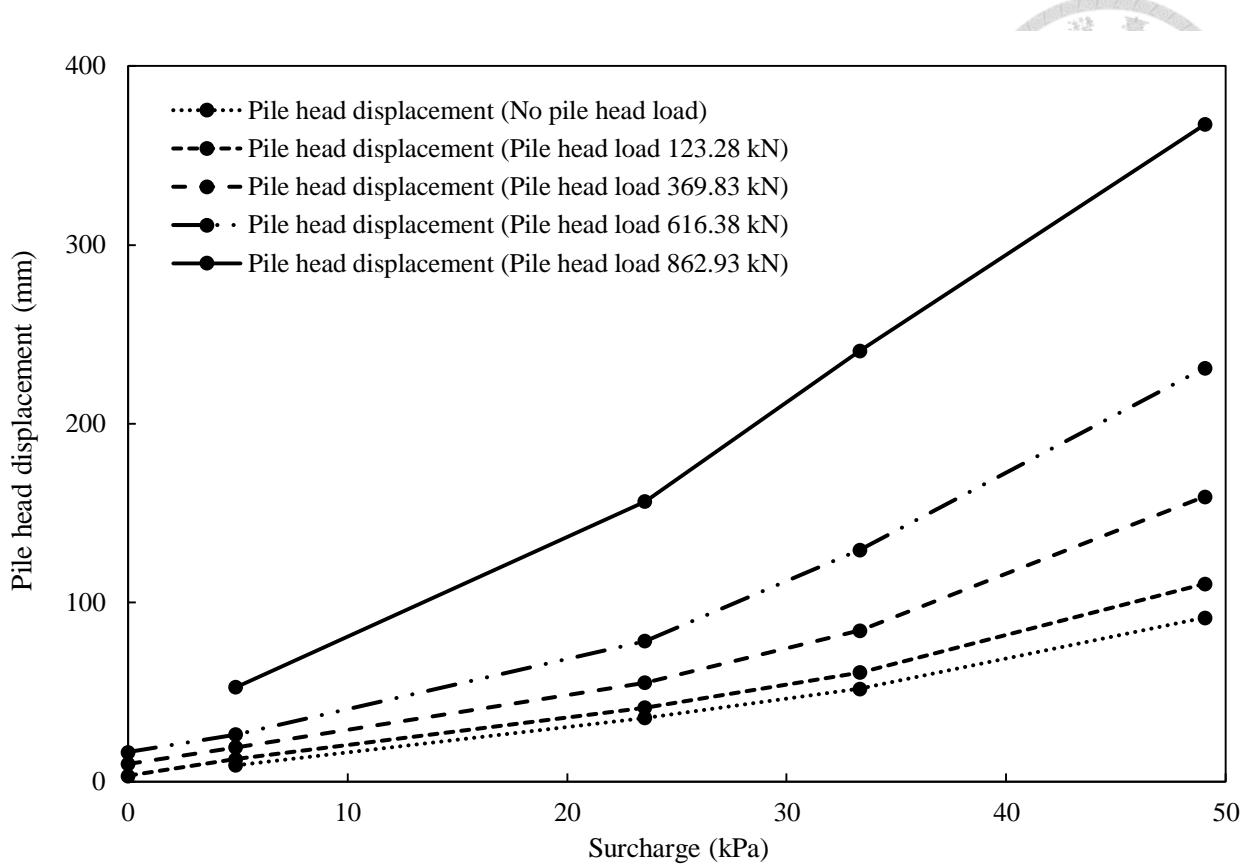


圖 5.36 樁頭沉陷量比較圖（不同樁頭力與地表載重組合）

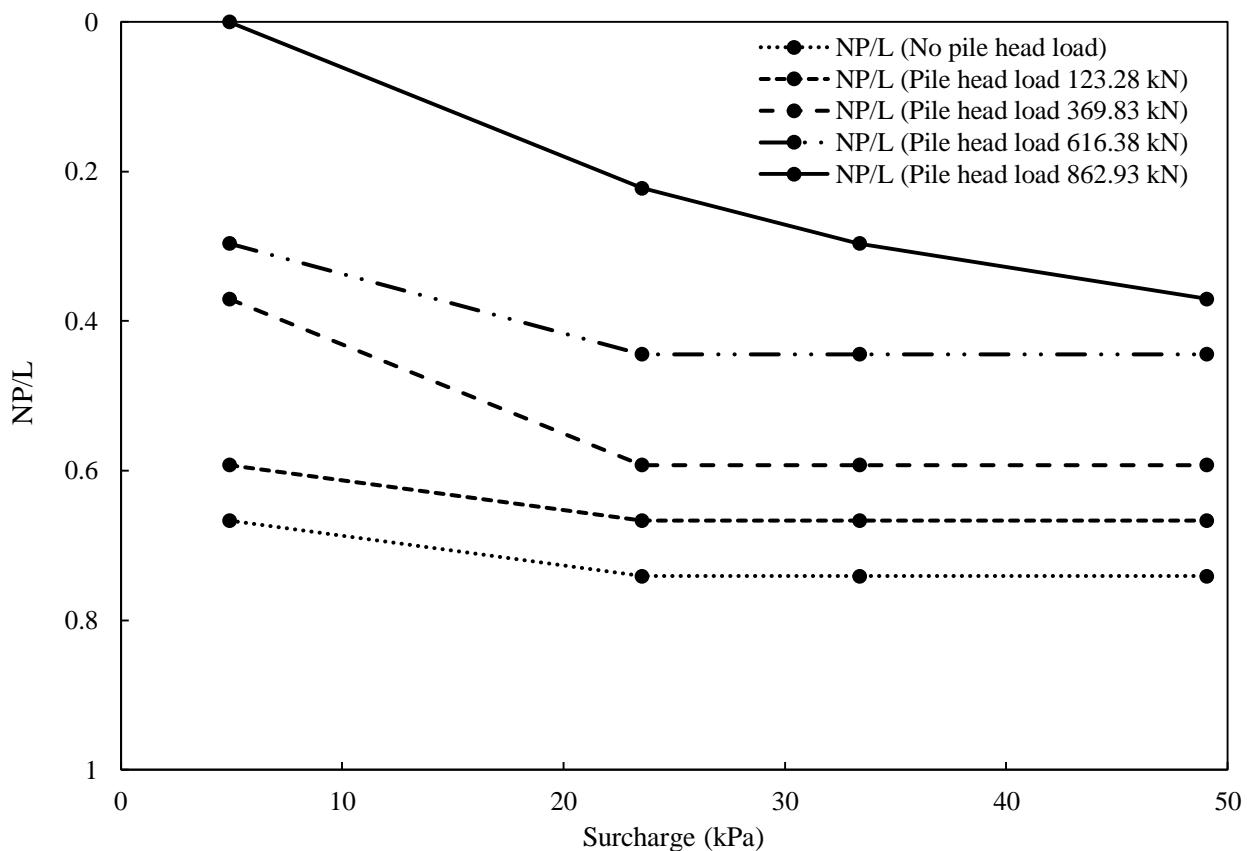


圖 5.37 正規化中立點深度比較圖（不同樁頭力與地表載重組合）

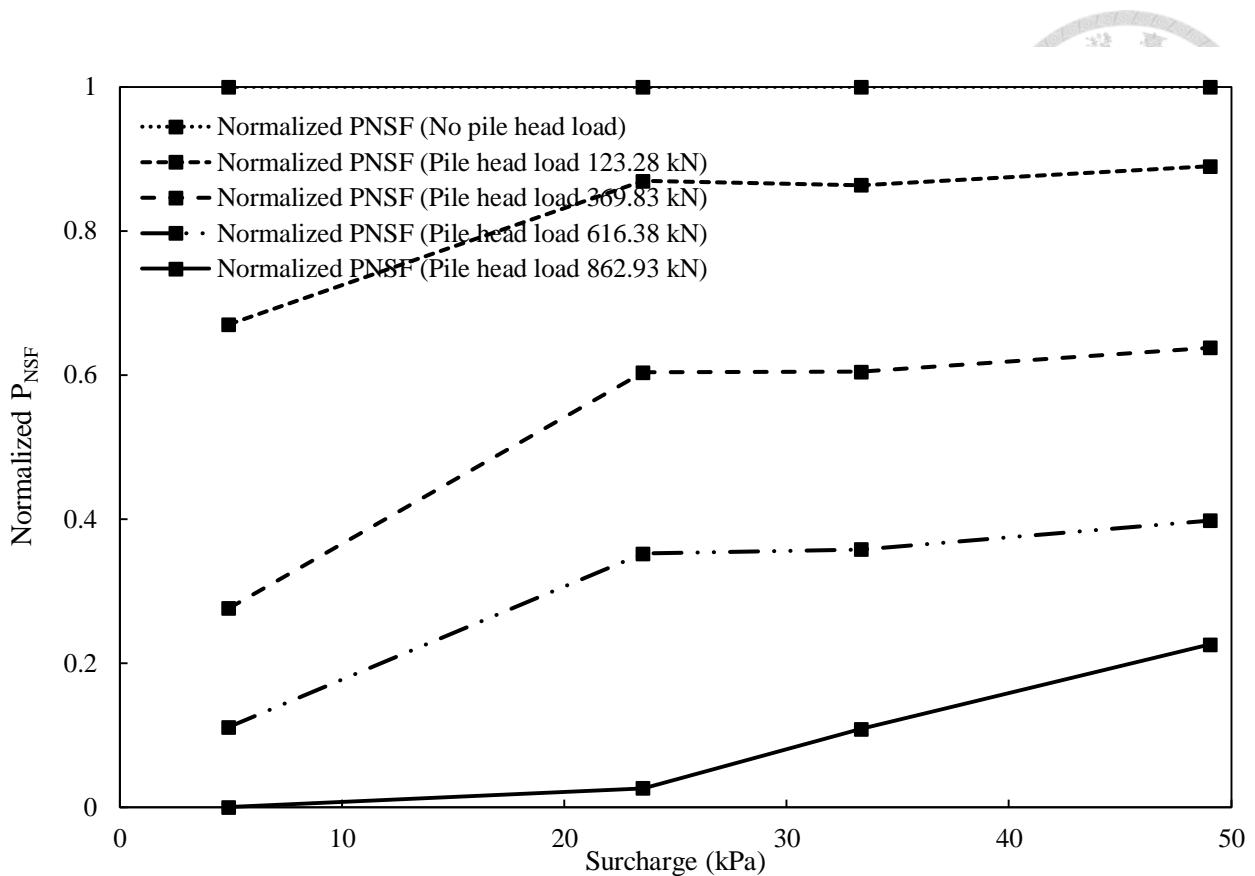


圖 5.38 總負摩擦力比較圖（不同樁頭力與地表載重組合）

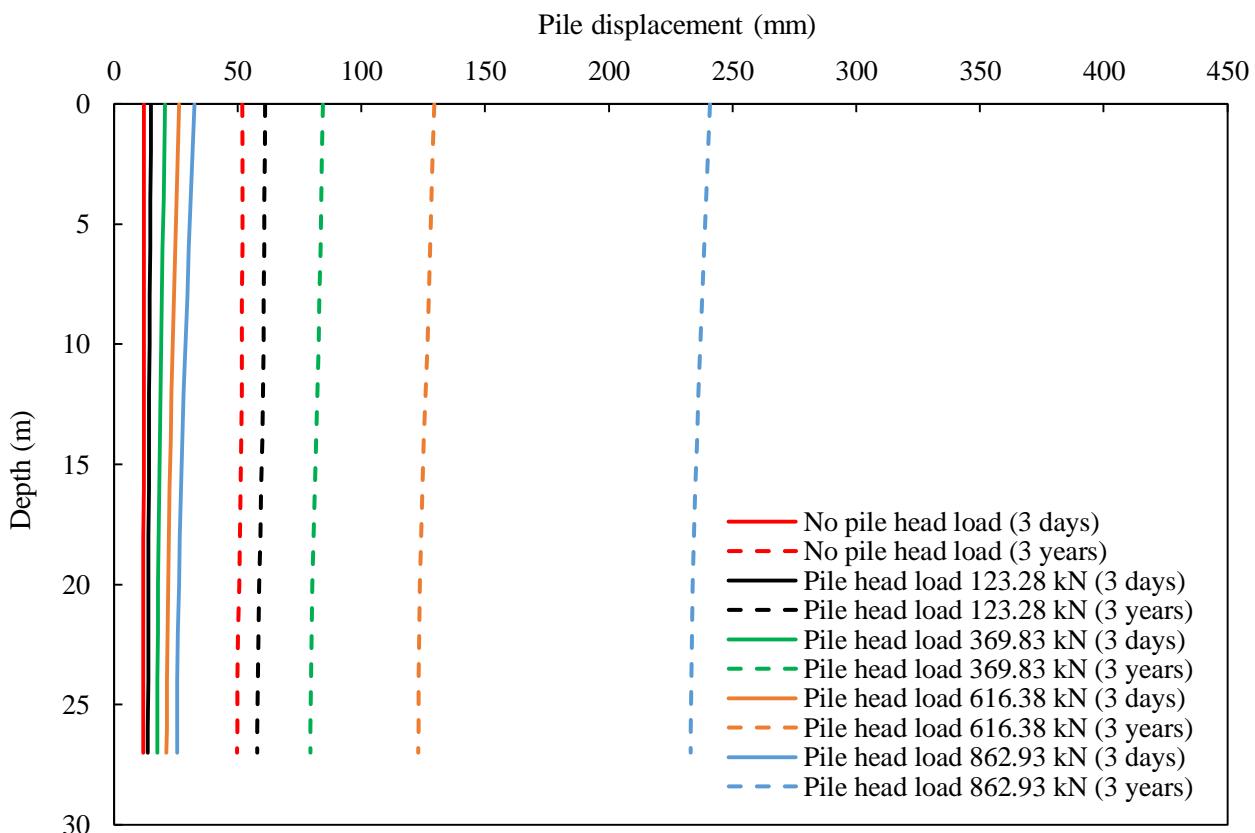


圖 5.39 樁身變位分佈比較圖（摩擦樁探討樁頭力大小之影響）

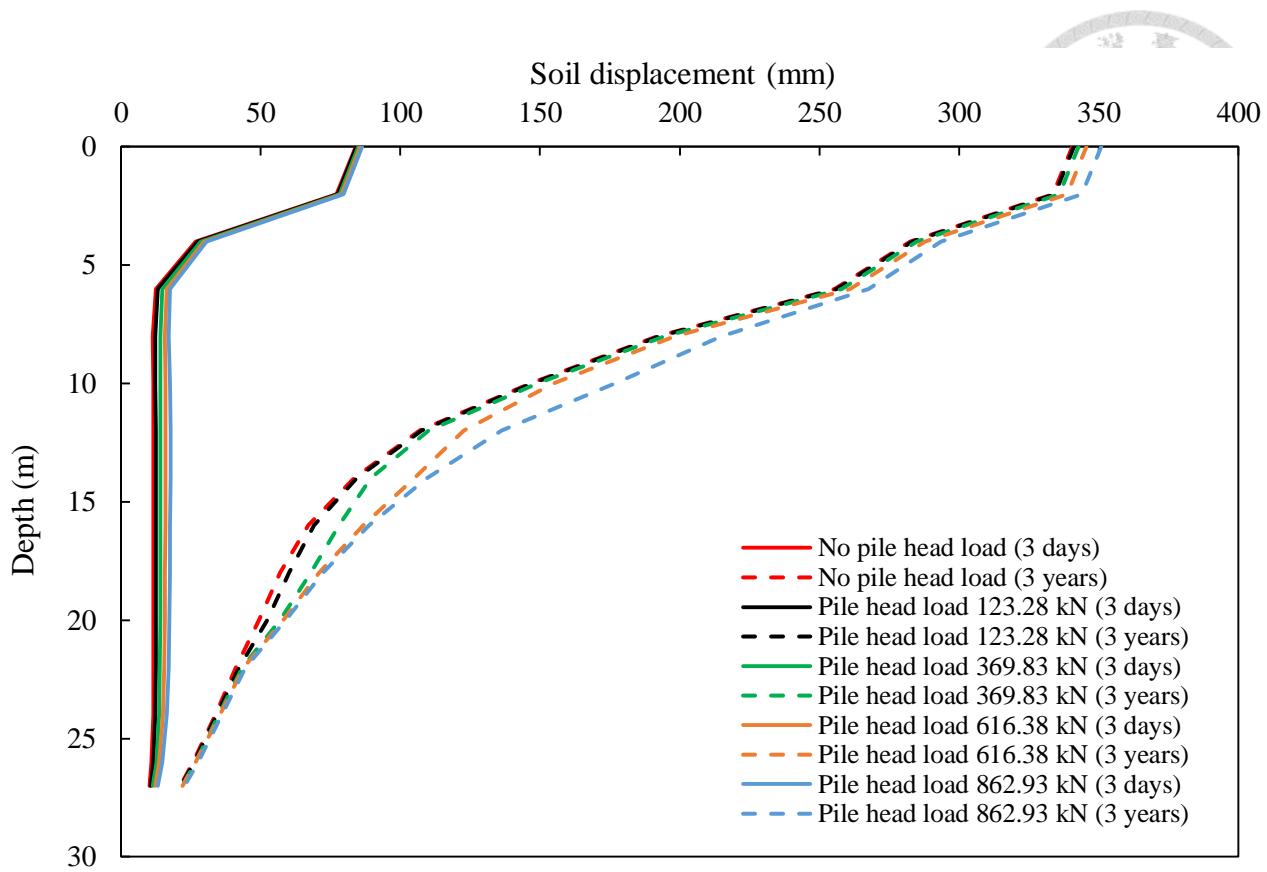


圖 5.40 土壤變位分佈比較圖（摩擦樁探討樁頭力大小之影響）

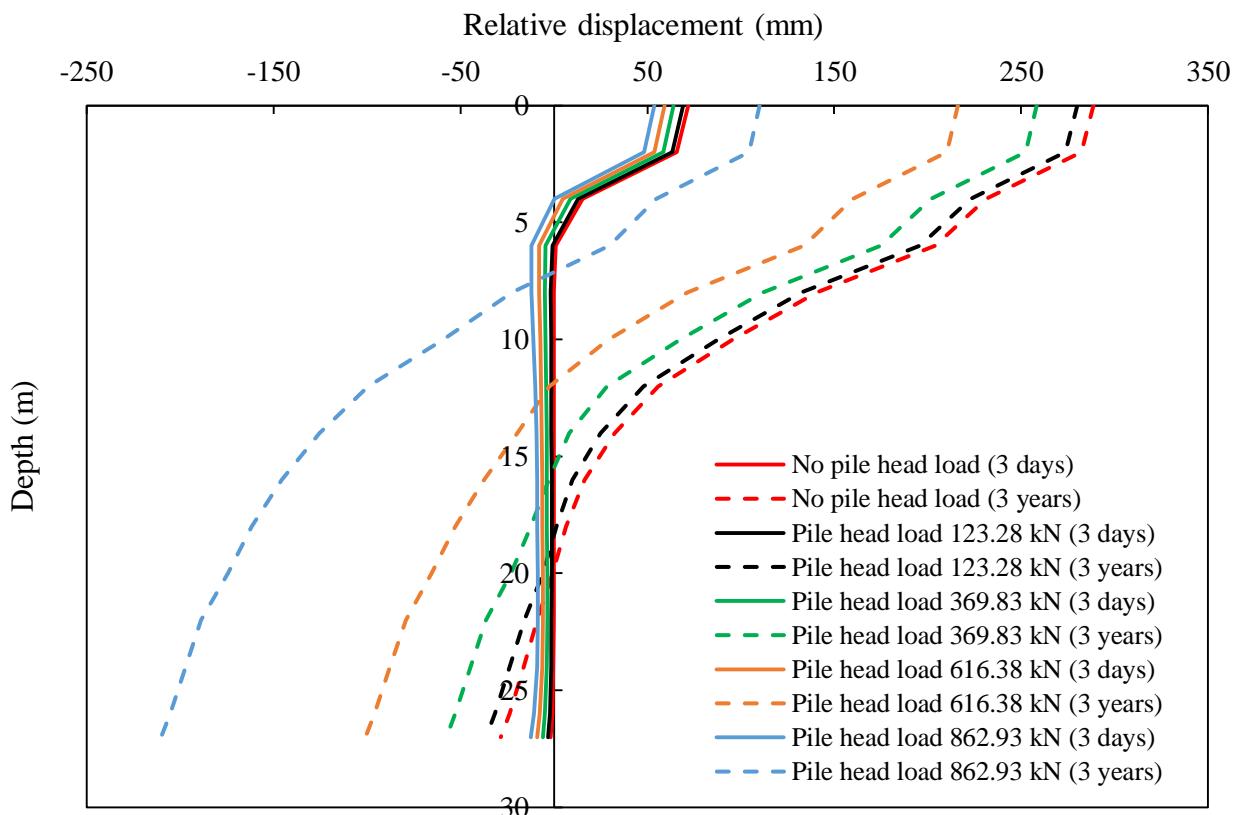


圖 5.41 樁土相對位移量比較圖（摩擦樁探討樁頭力大小之影響）

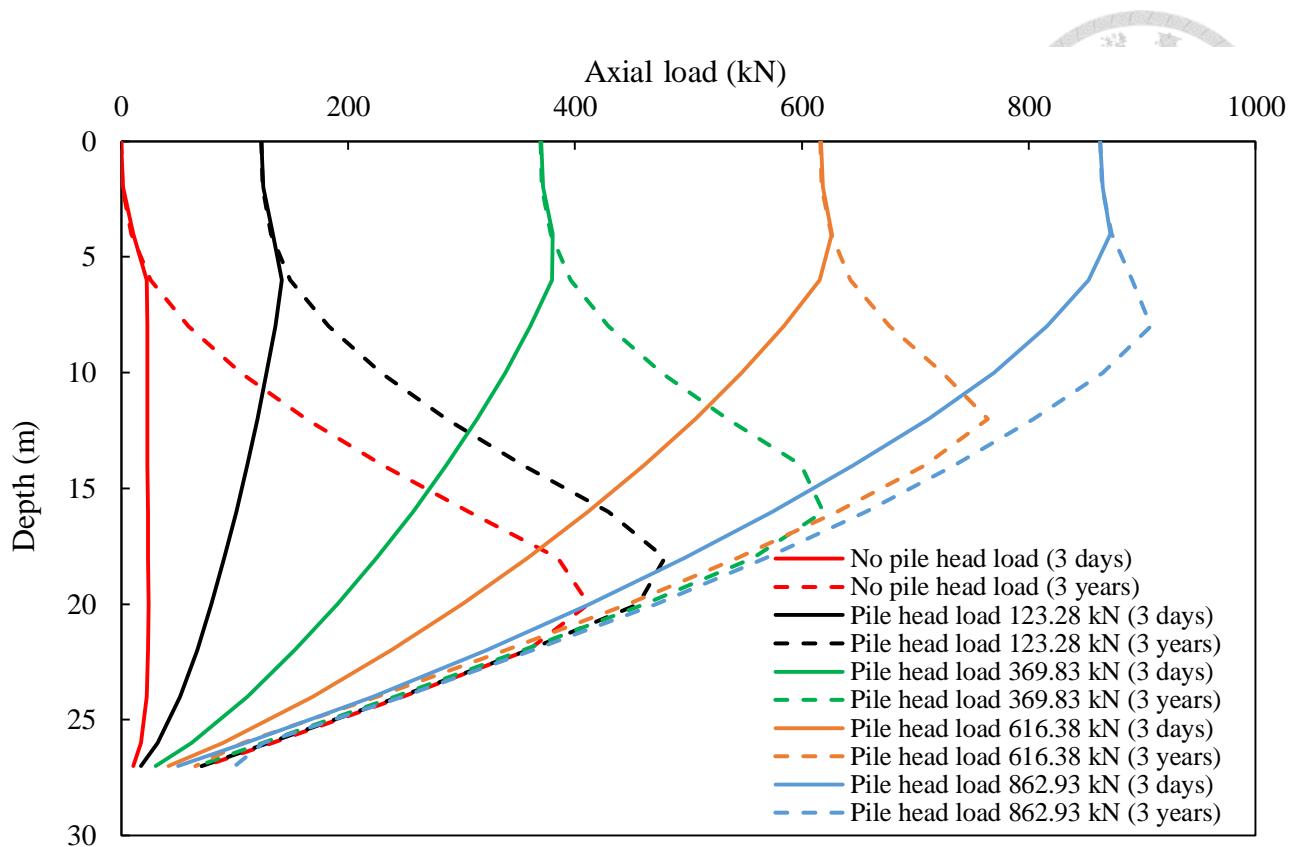


圖 5.42 植軸力比較圖（摩擦植探討植頭力大小之影響）

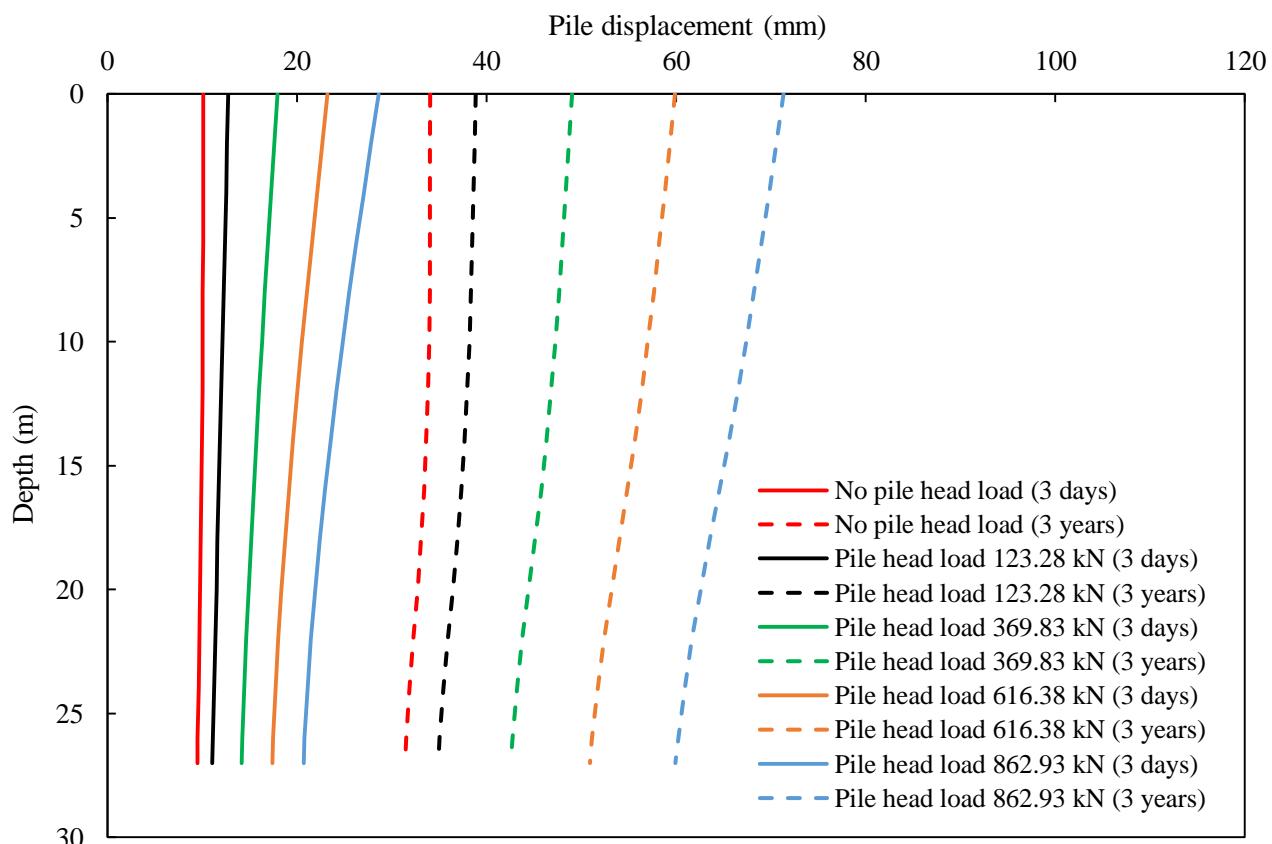


圖 5.43 植身變位分佈比較圖（座落於堅實砂土層之點承植探討植頭力大小之影響）

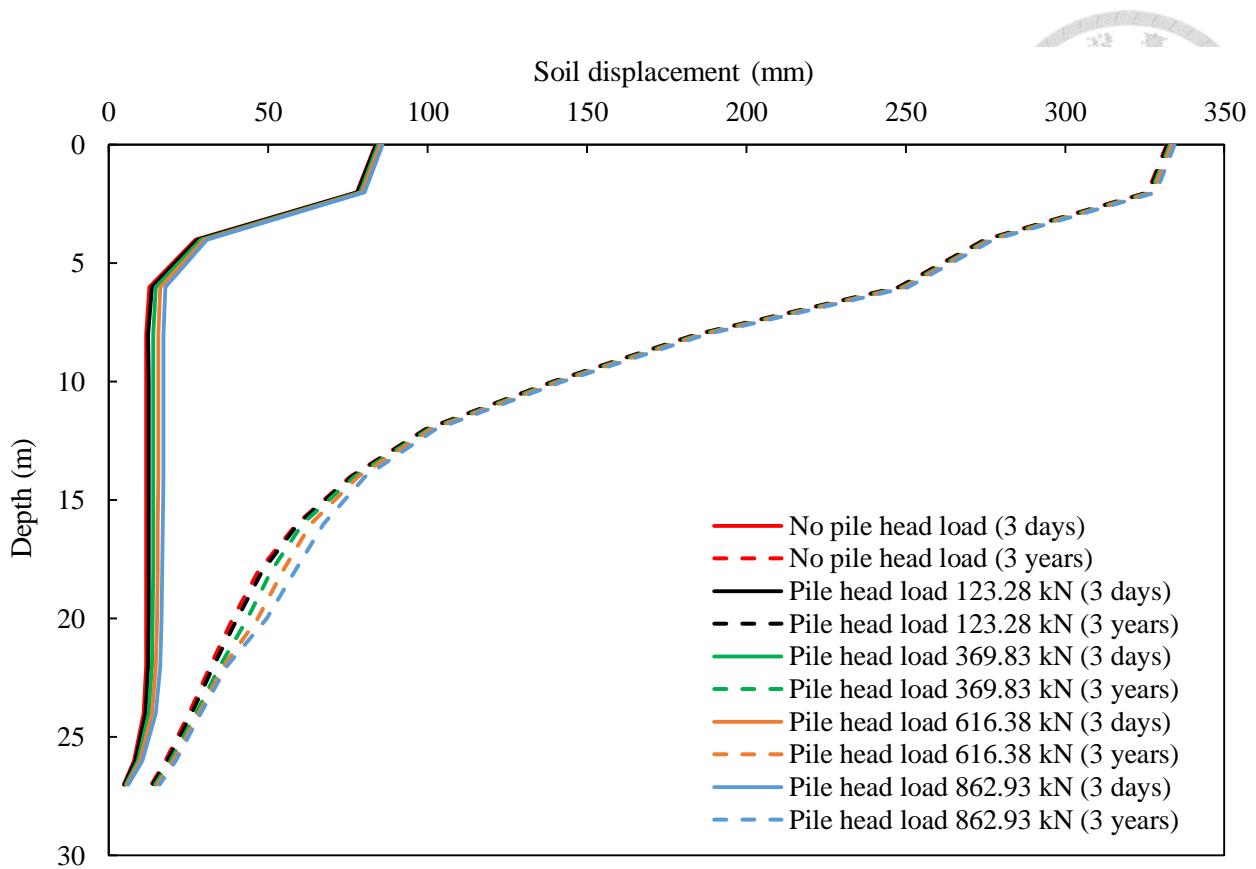


圖 5.44 土壤變位分佈比較圖（座落於堅實砂土層之點承樁探討樁頭力大小之影響）

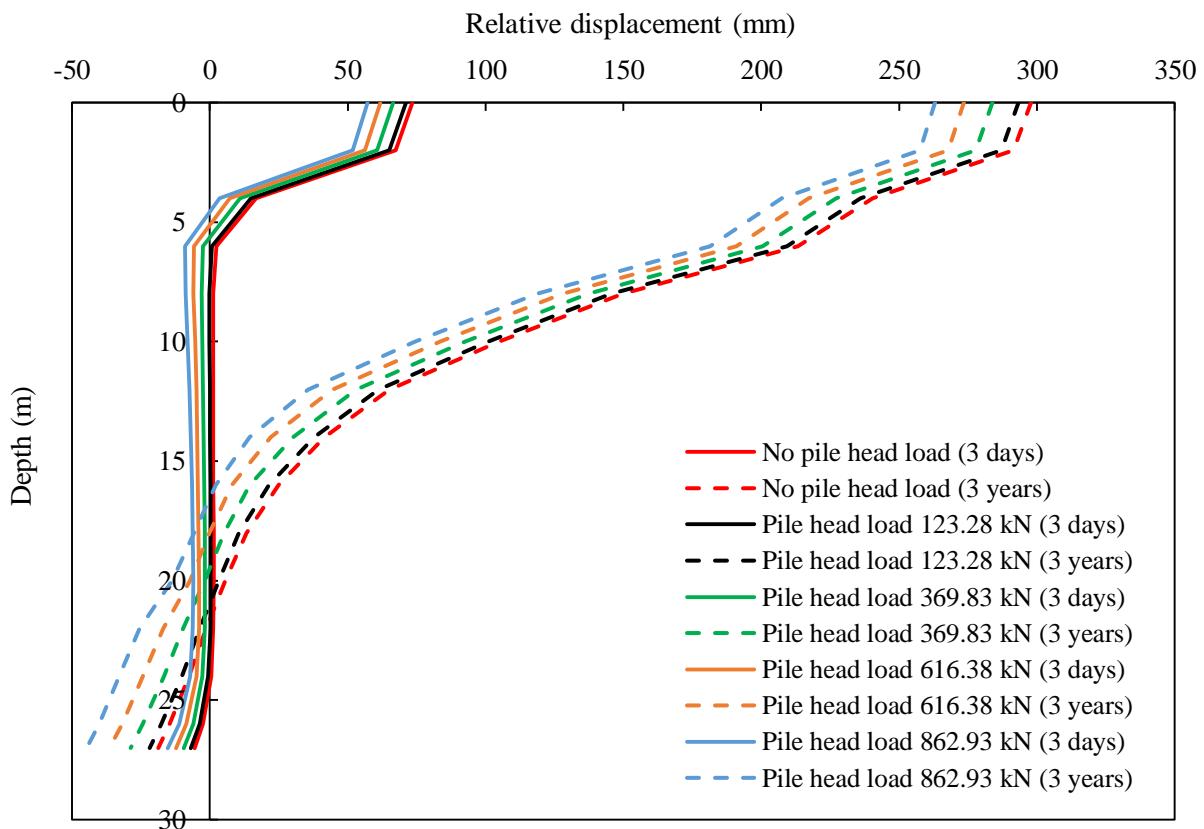


圖 5.45 樁土相對位移量比較圖（座落於堅實砂土層之點承樁探討樁頭力大小之影響）

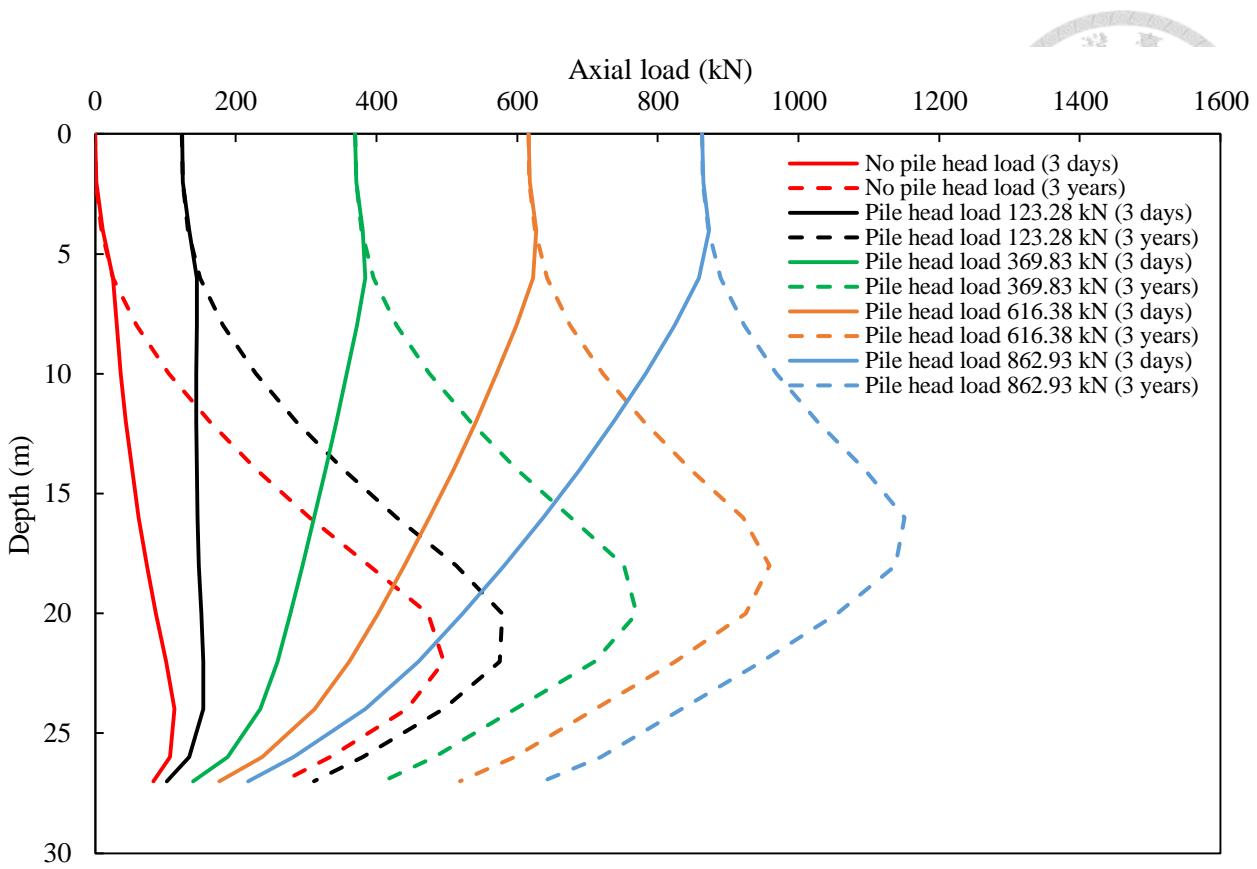


圖 5.46 桩軸力比較圖（座落於堅實砂土層之點承樁探討樁頭力大小之影響）

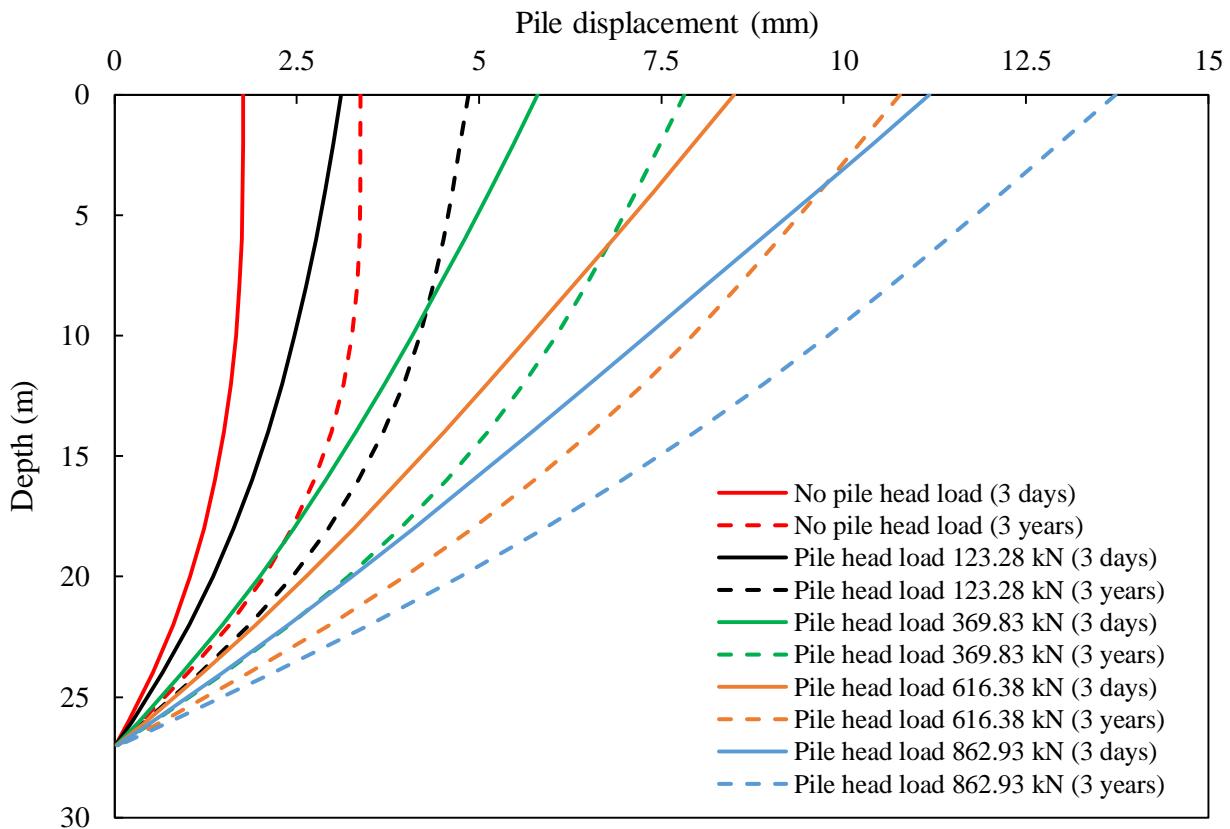


圖 5.47 桩身變位分佈比較圖（座落於極堅硬層之理想點承樁探討樁頭力大小之影響）

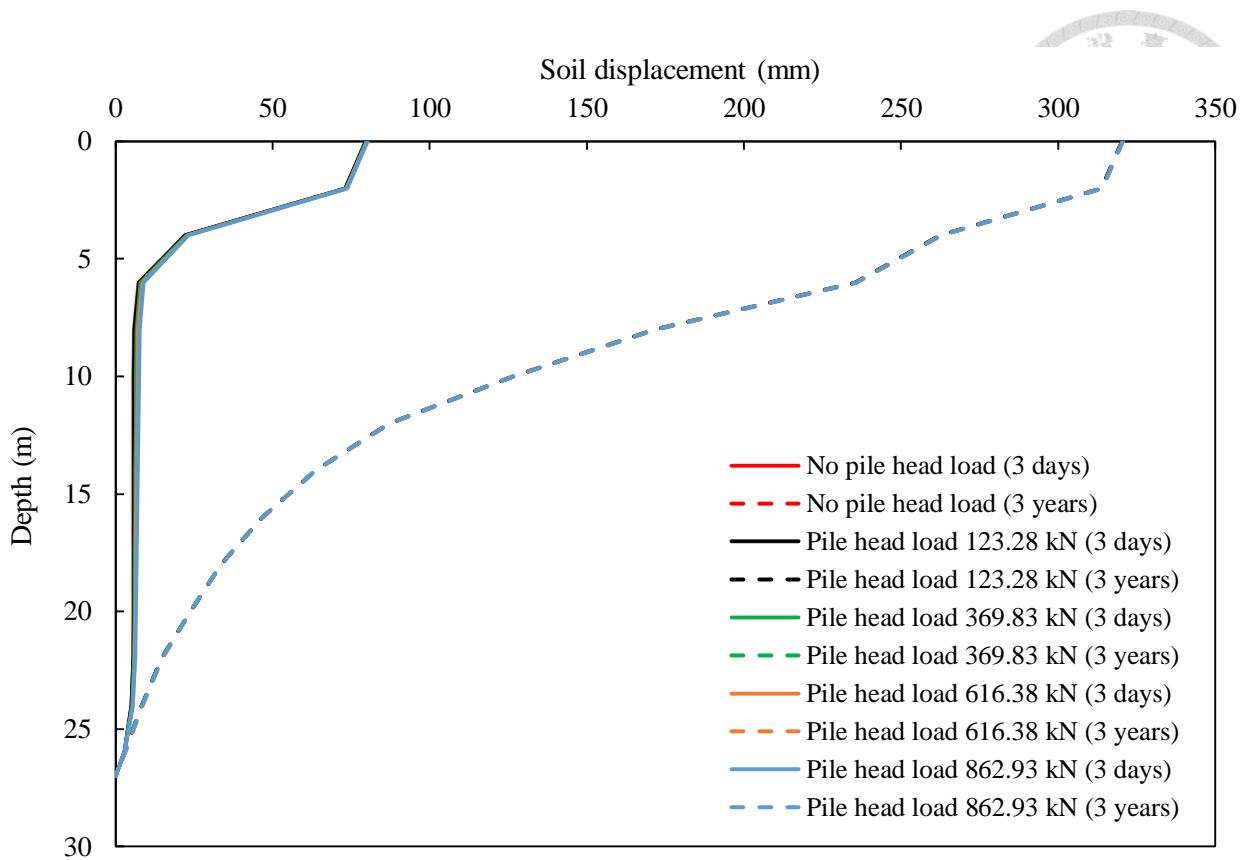


圖 5.48 土壤變位分佈比較圖（座落於極堅硬層之理想點承樁探討樁頭力大小之影響）

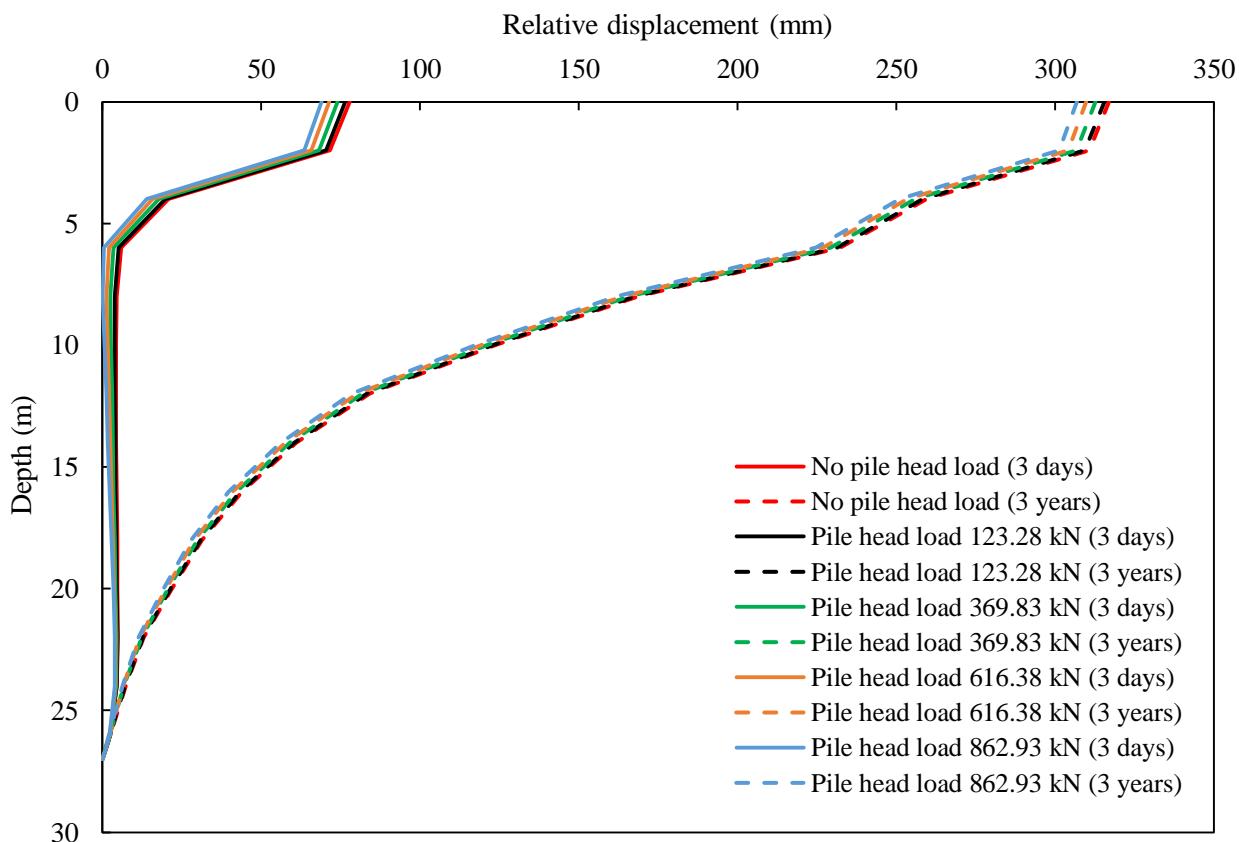


圖 5.49 樁土相對位移量比較圖（座落於極堅硬層之理想點承樁探討樁頭力大小之影響）

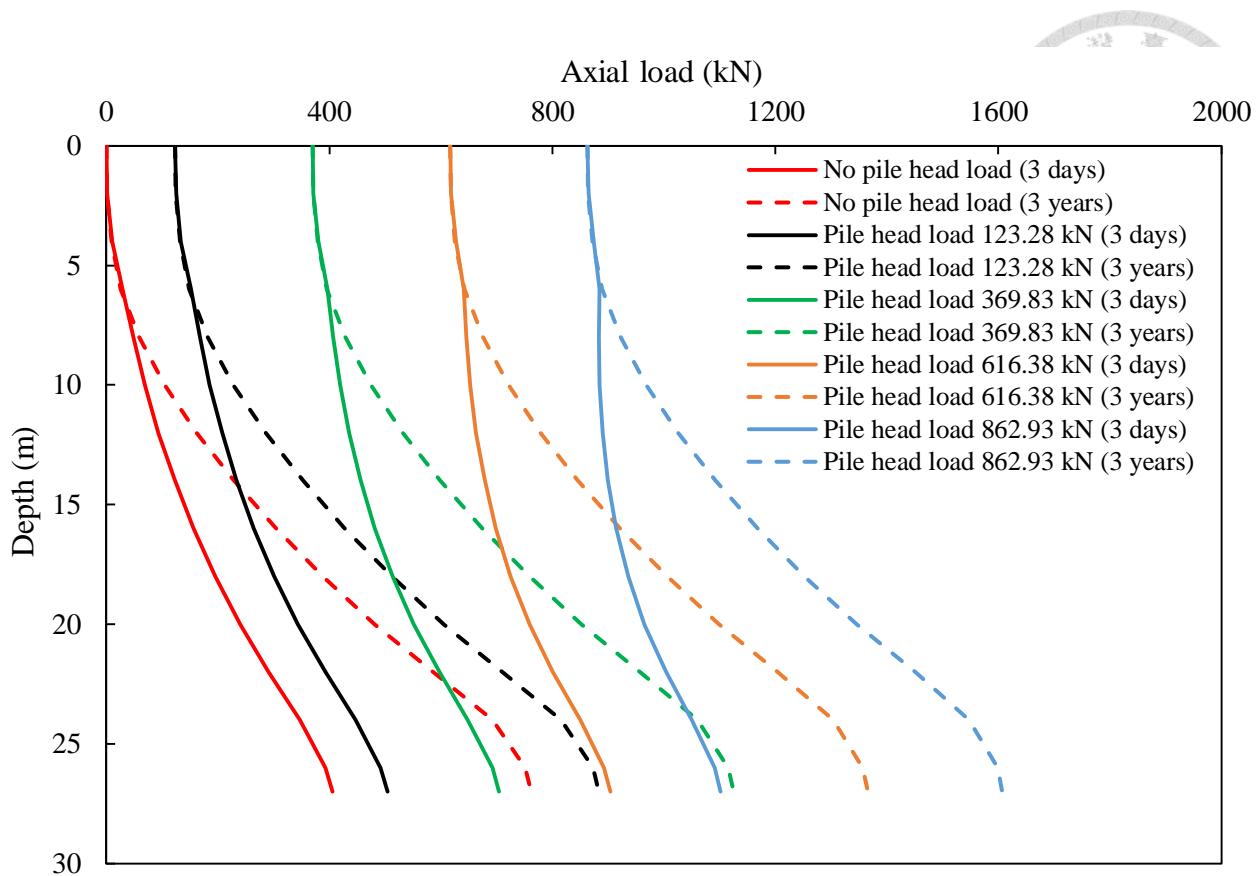


圖 5.50 樁軸力比較圖（座落於極堅硬層之理想點承樁探討樁頭力大小之影響）

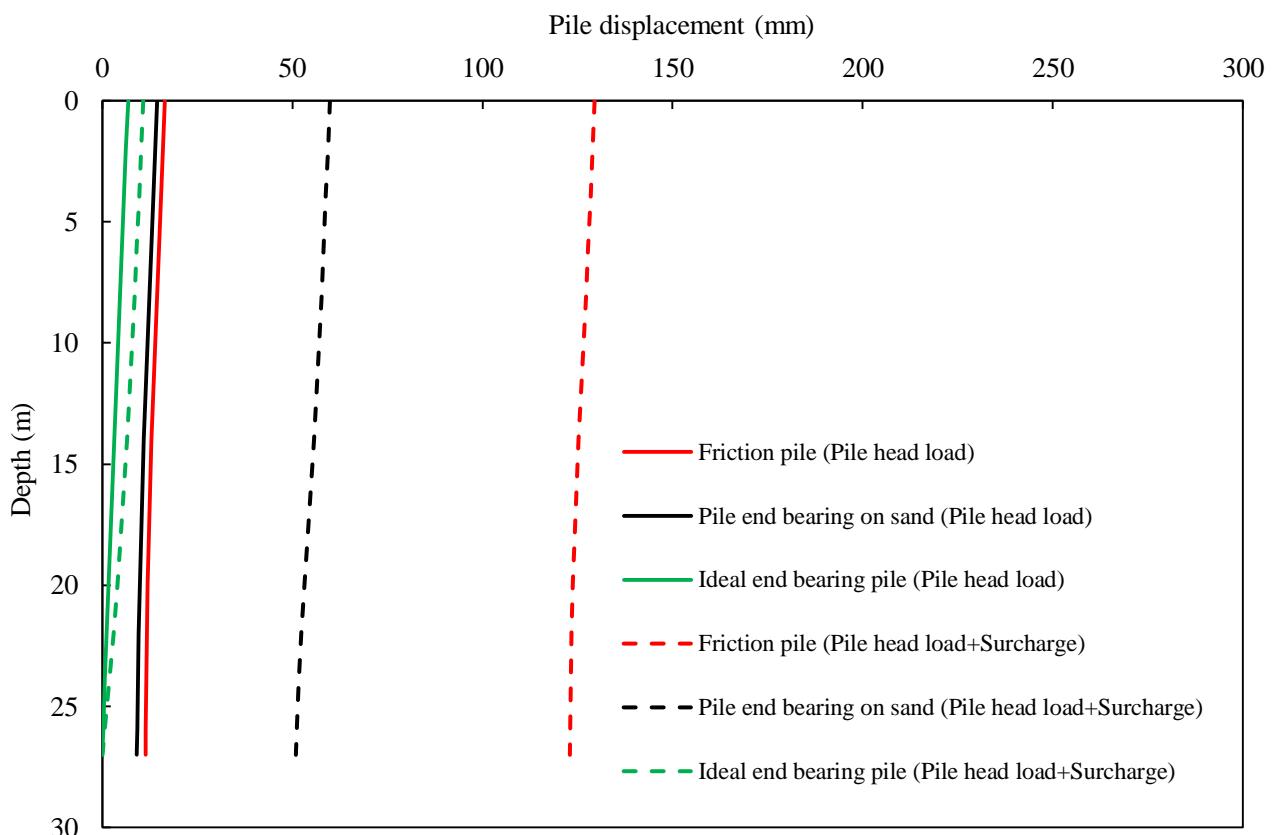


圖 5.51 三種承載方式樁之樁變位分佈比較圖（有無負摩擦力情況）

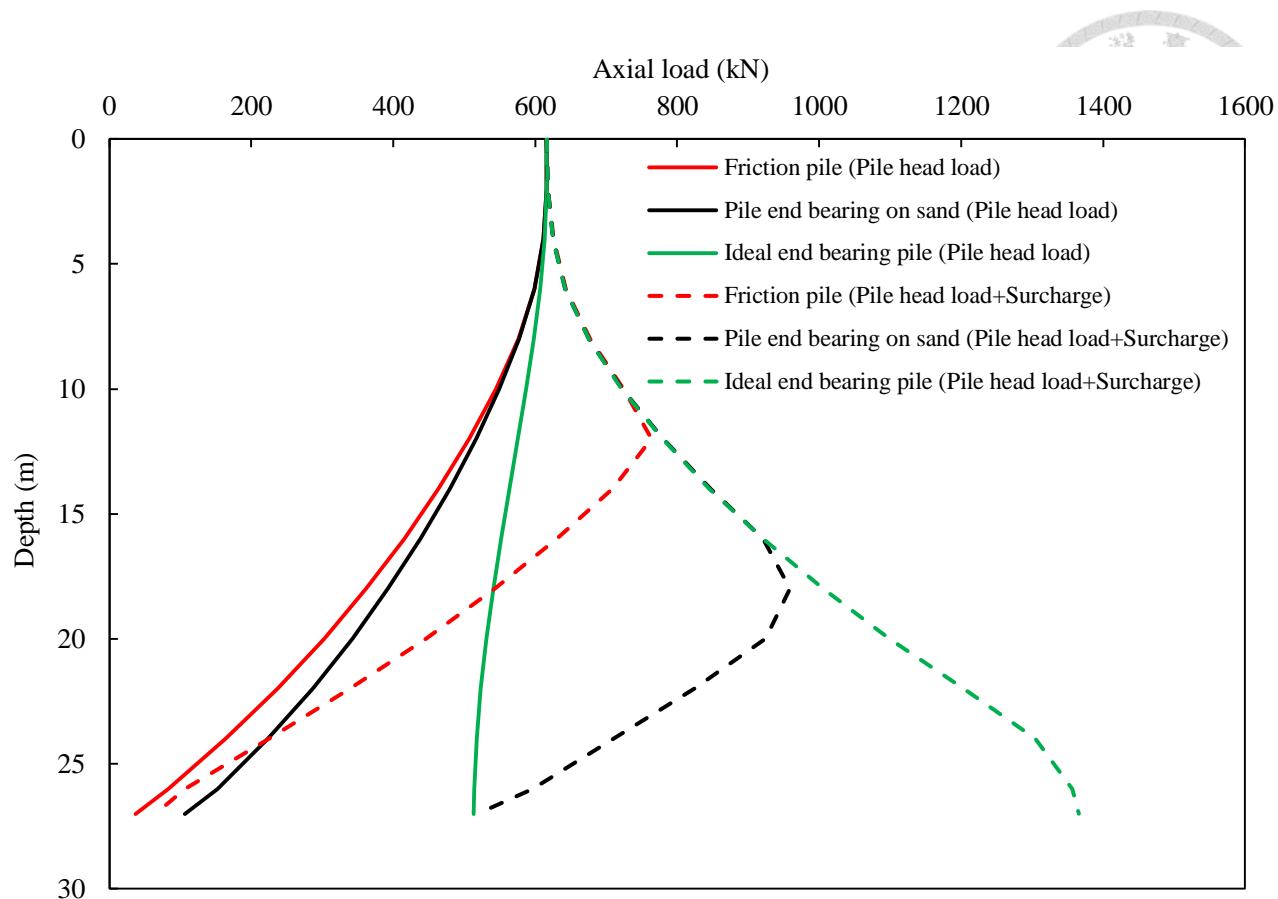


圖 5.52 三種承載方式樁之樁軸力比較圖（有無負摩擦力情況）

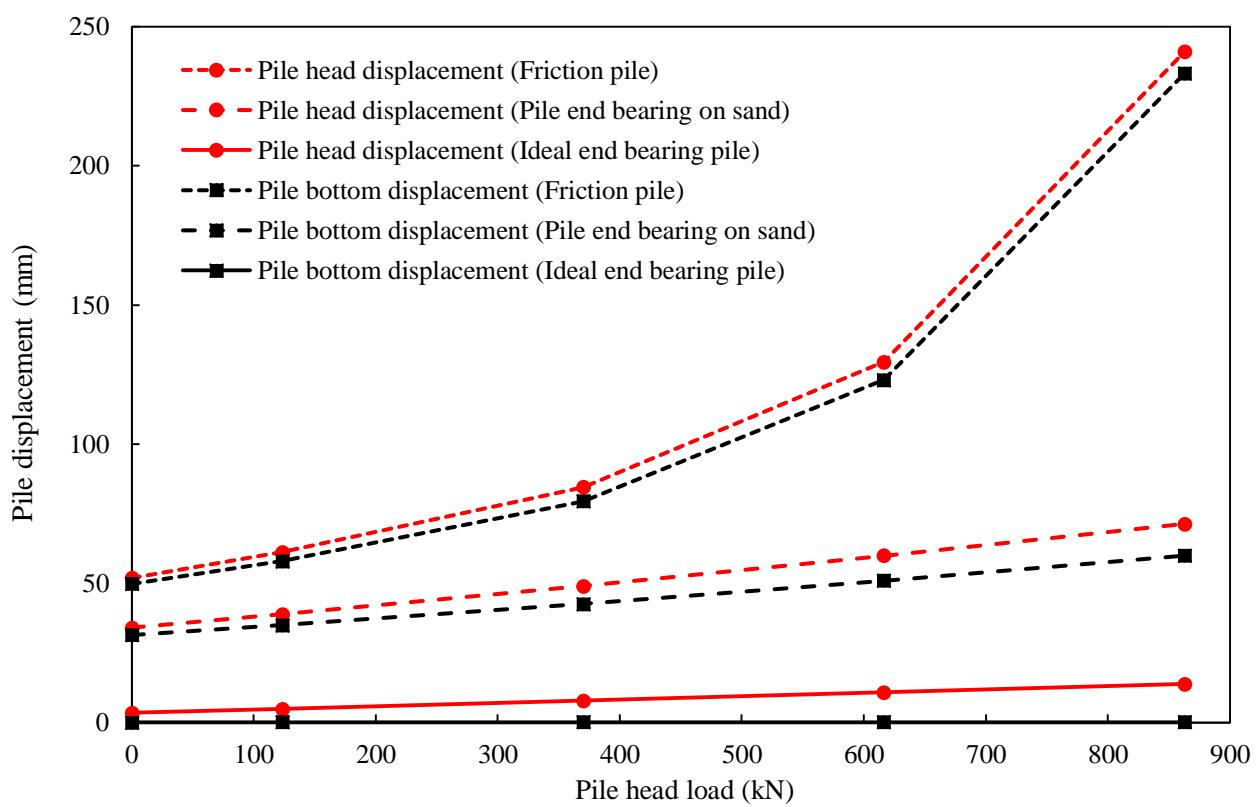


圖 5.53 樁頭、樁底位移量比較圖（三種承載型式樁、不同樁頭力大小之比較）

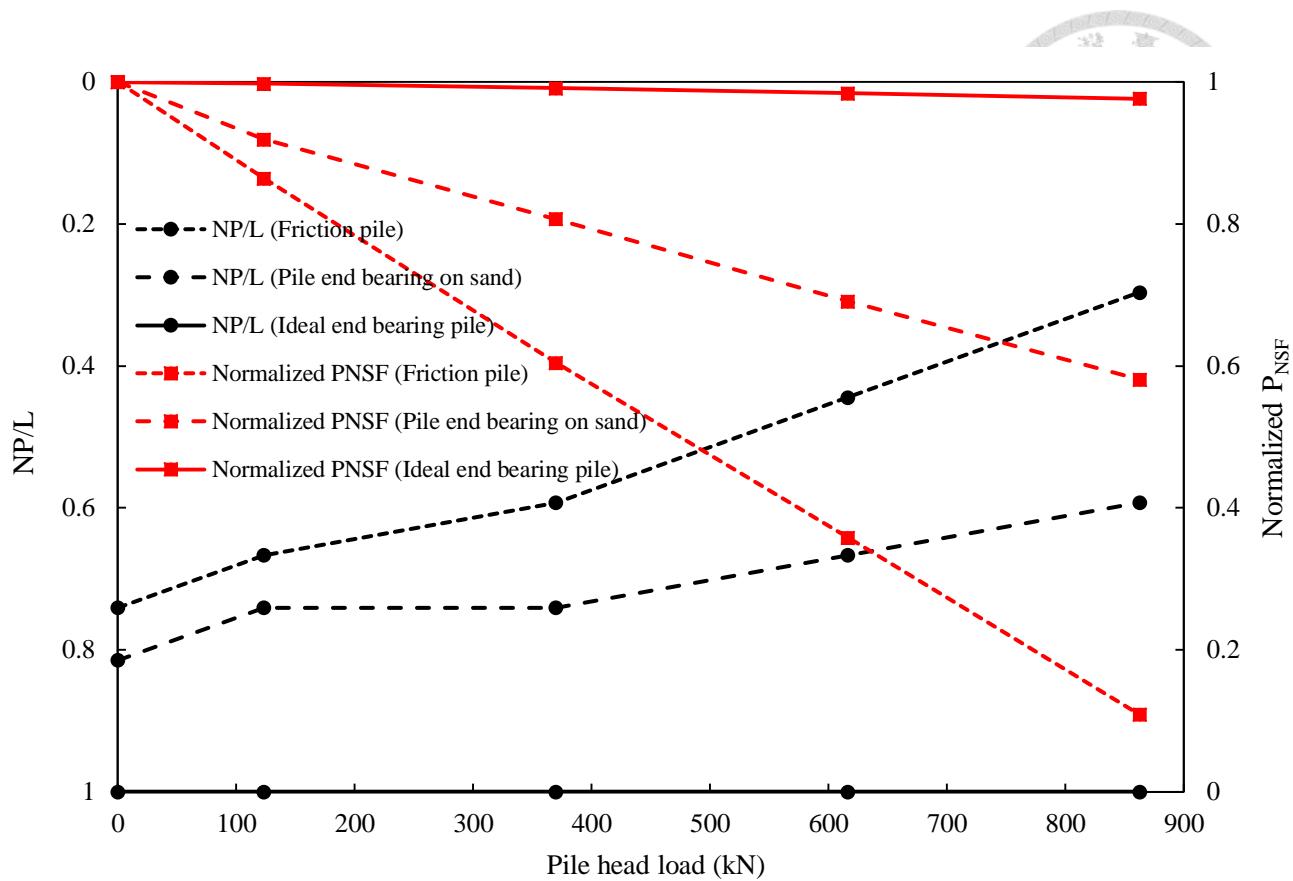


圖 5.54 正規化中立點深度、總負摩擦力比較圖（三種承載型式樁、不同樁頭力大小之比較）

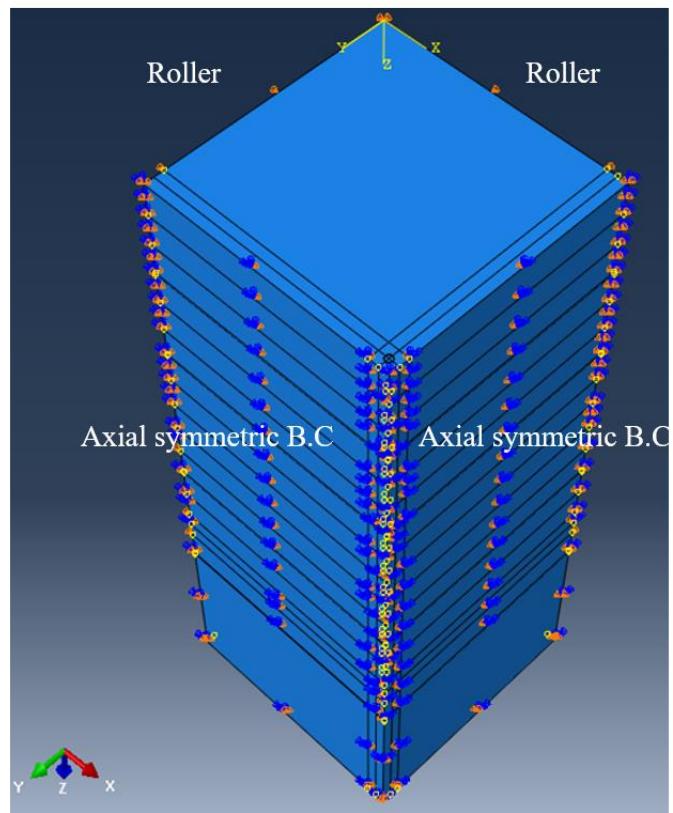


圖 5.55 群樁 1/4 軸對稱模型(樁間距 3D)

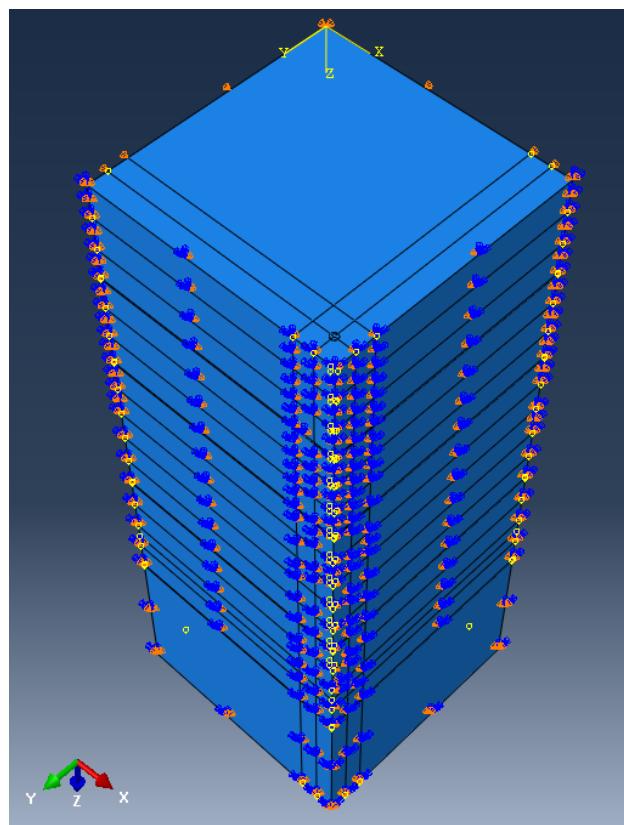


圖 5.56 群樁 1/4 軸對稱模型 (樁間距 6D)

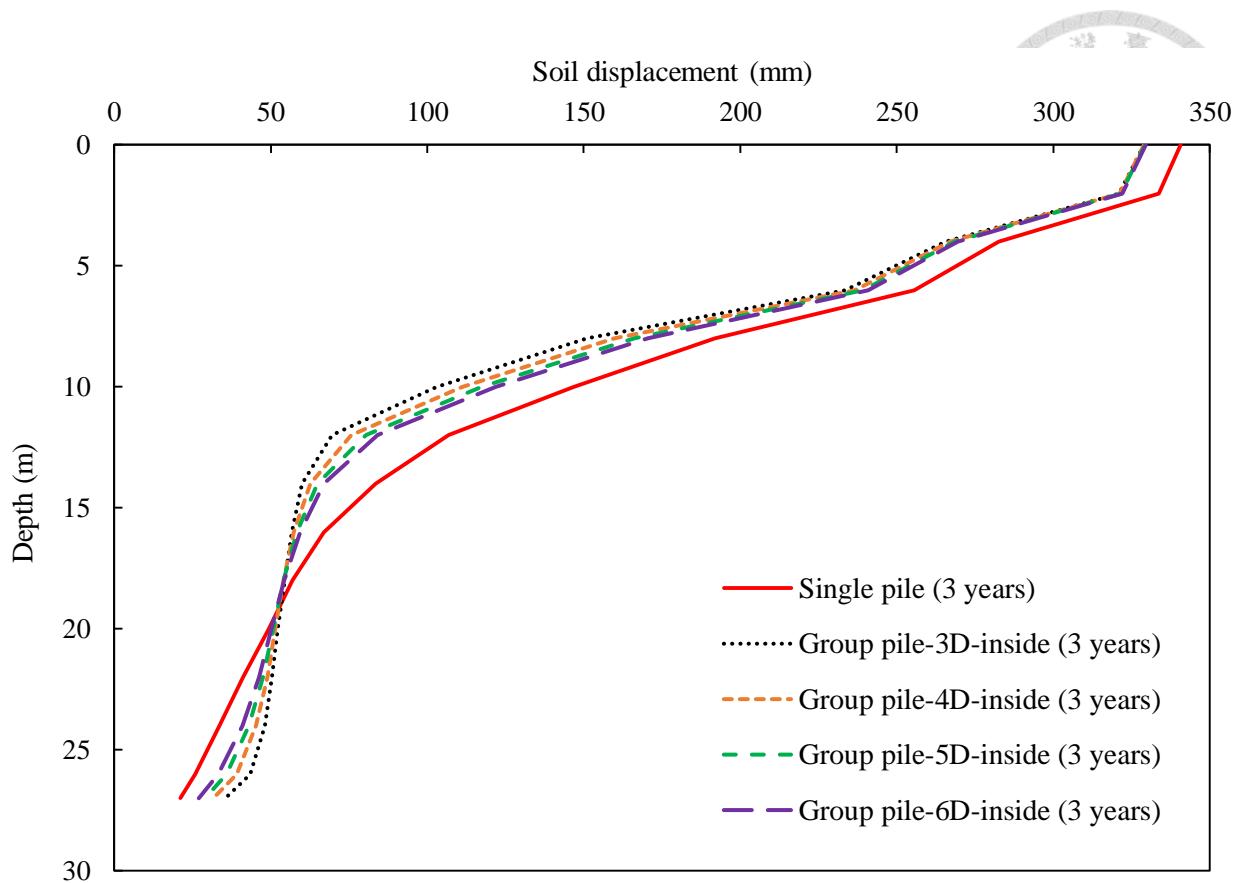


圖 5.57 群樁內土壤變位分佈比較圖 (不同樁間距之影響)

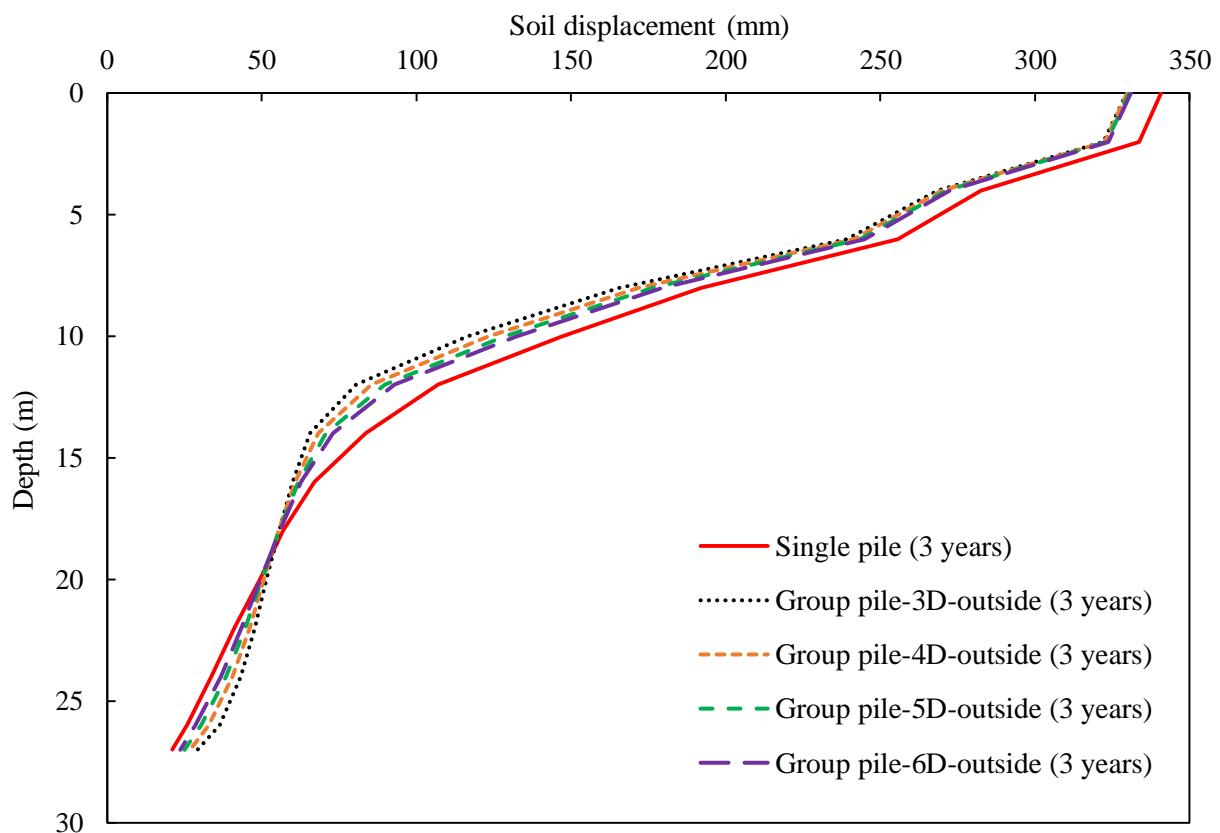


圖 5.58 群樁外土壤變位分佈比較圖 (不同樁間距之影響)

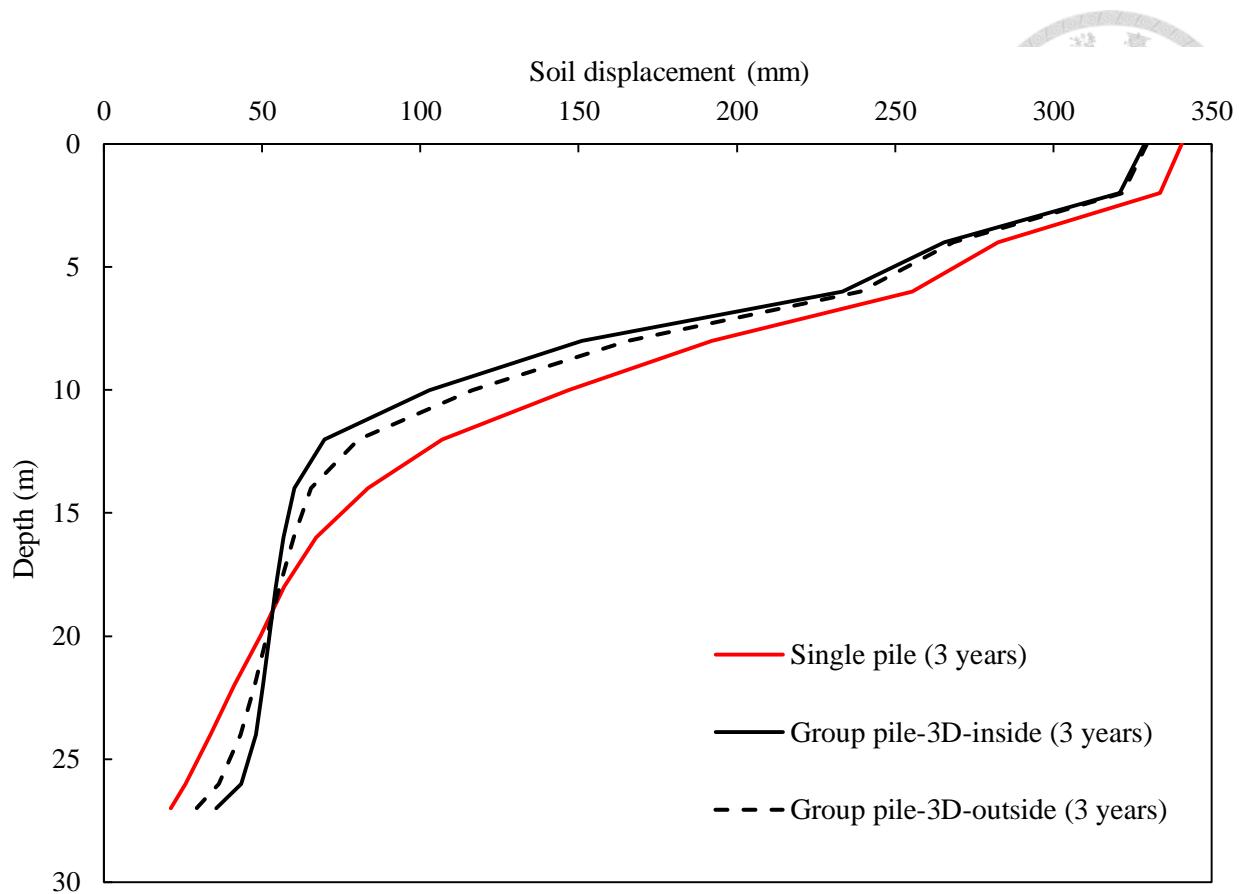


圖 5.59 群樁內外土壤變位分佈比較圖（以 3 倍樁間距結果為例）

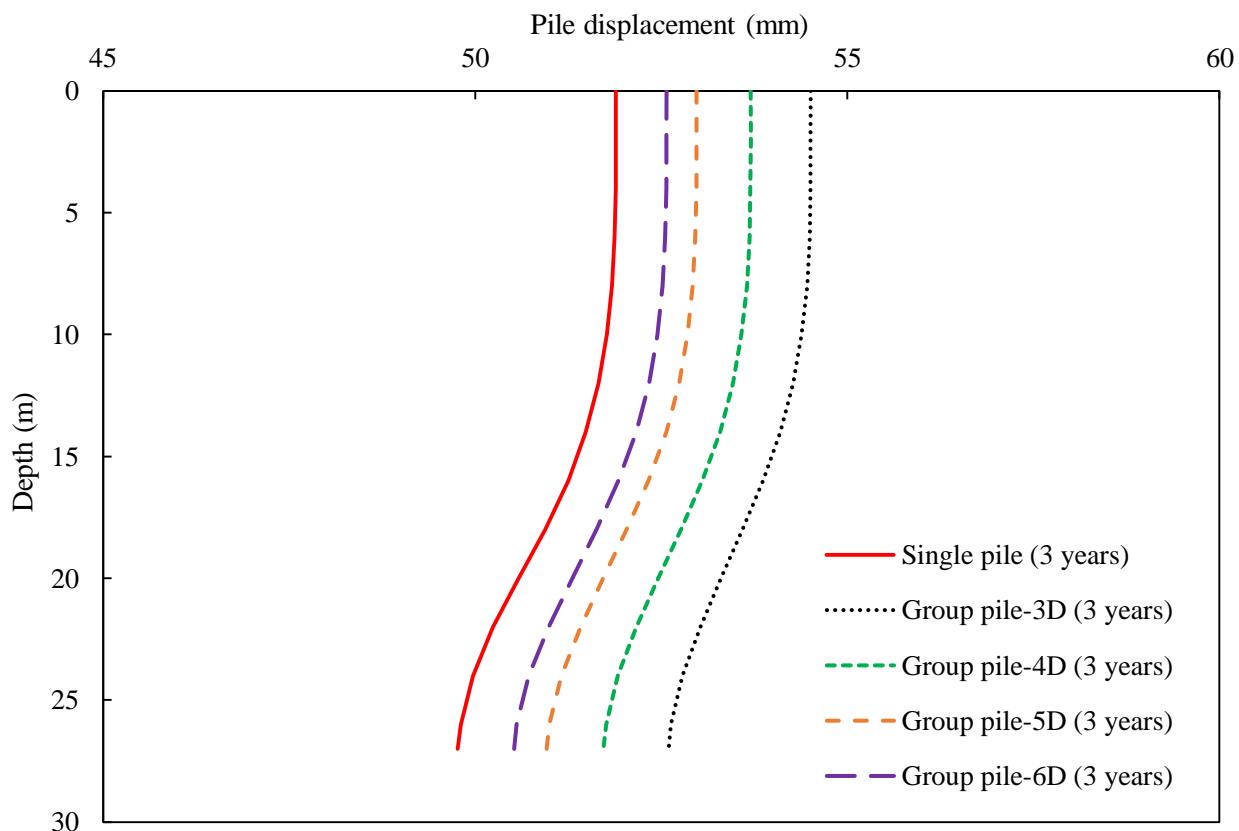


圖 5.60 樁身變位分佈比較圖（不同樁間距之影響）

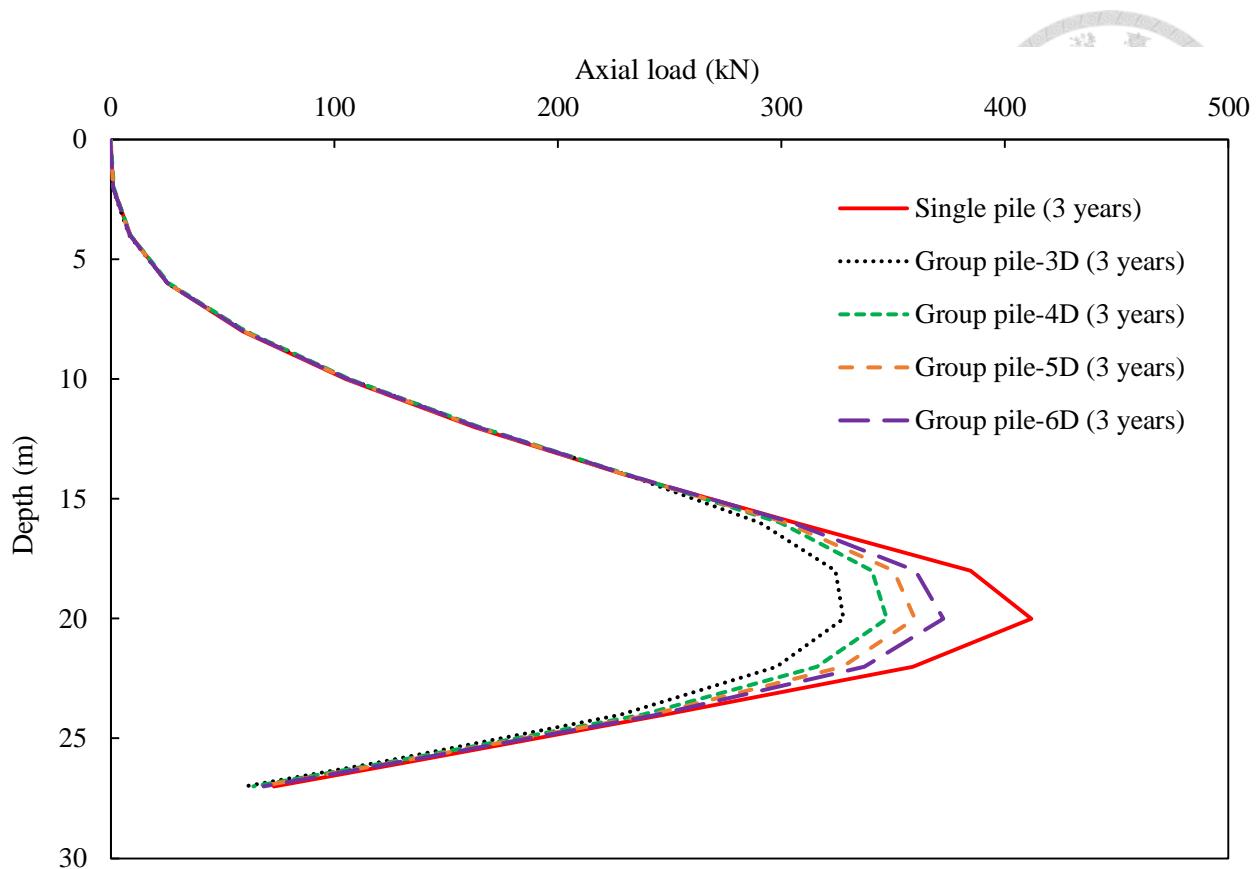


圖 5.61 標軸力比較圖 (不同標間距之影響)

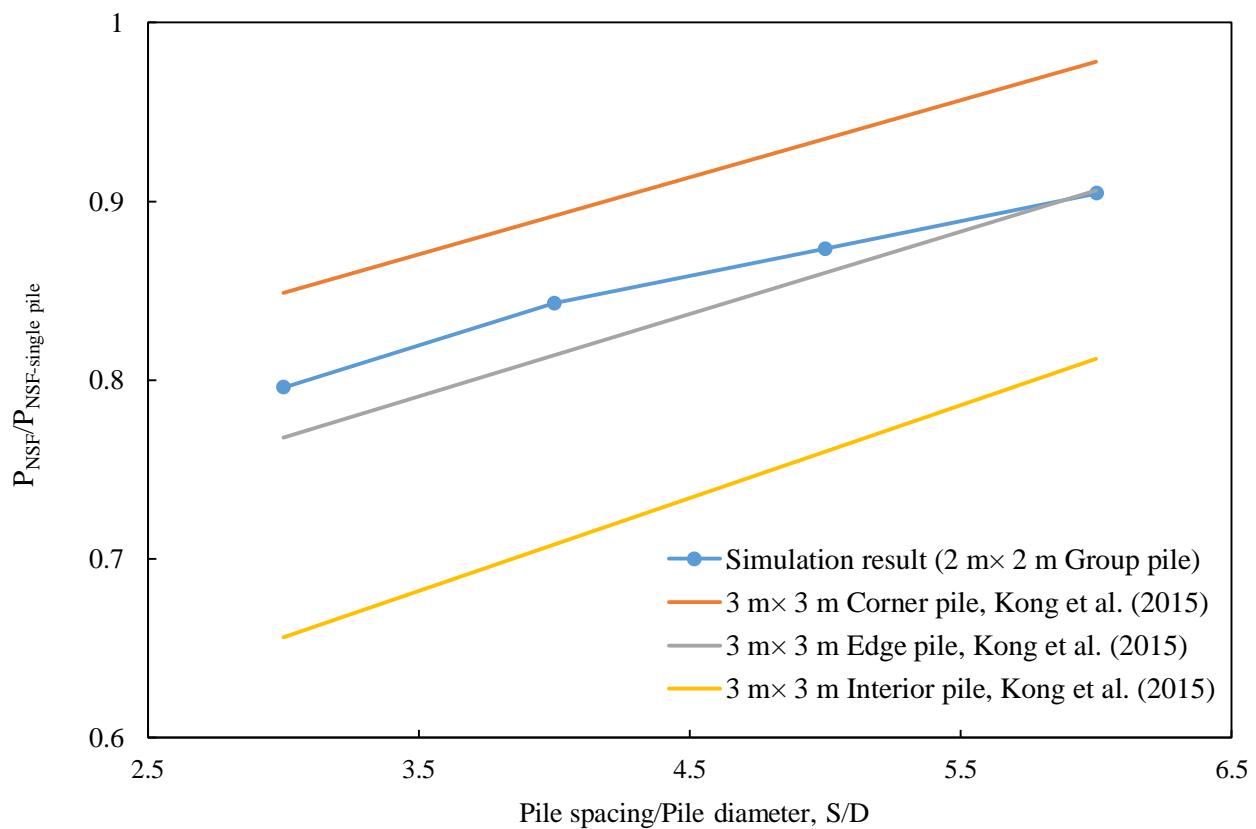


圖 5.62 正規化最大軸力隨標間距關係圖

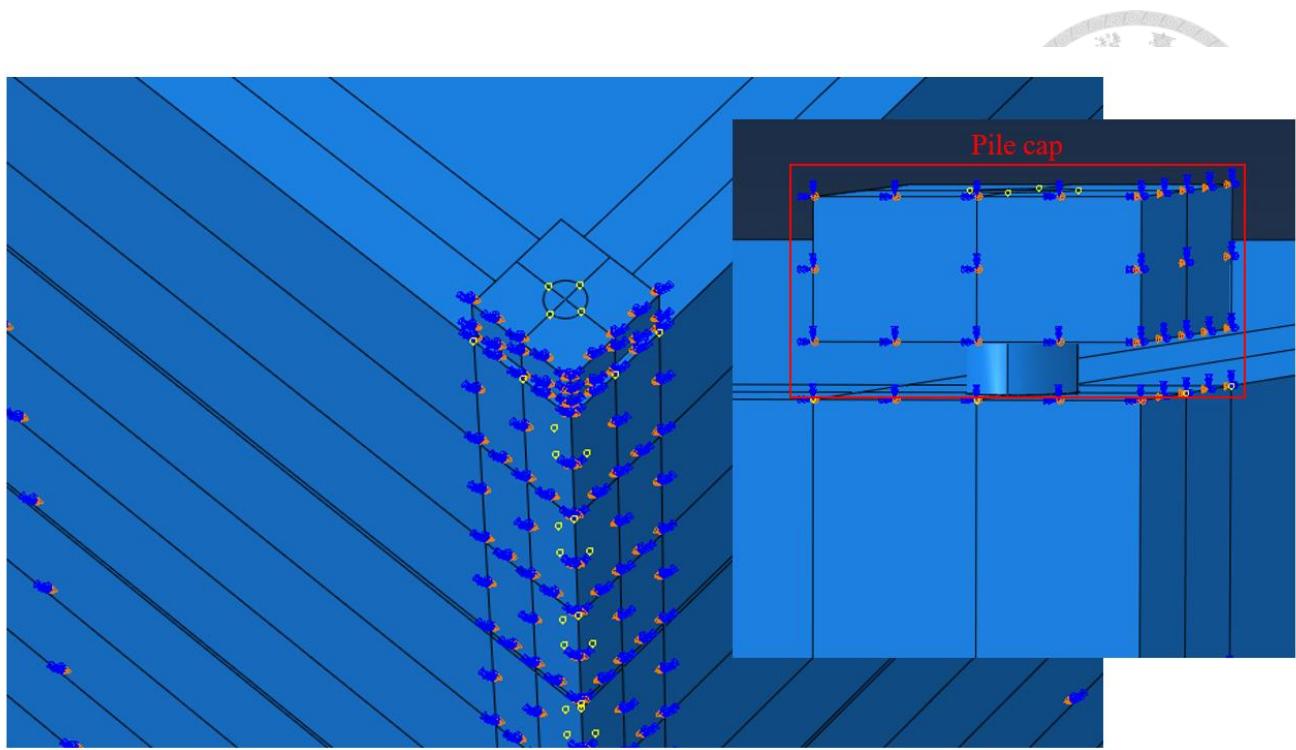


圖 5.63 群樁樁帽軸對稱模型

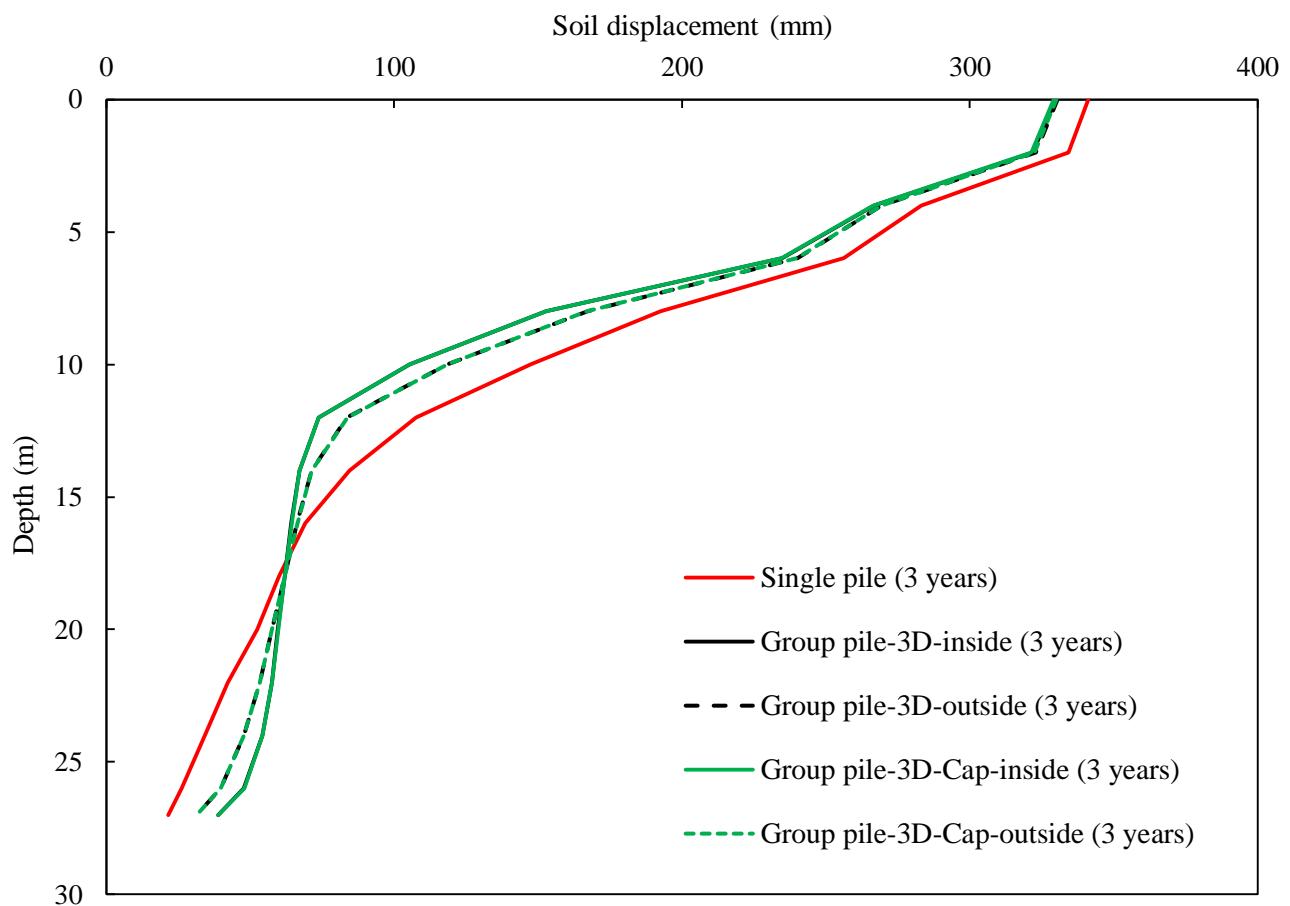


圖 5.64 土壤變位分佈比較圖（群樁有無樁帽之影響）

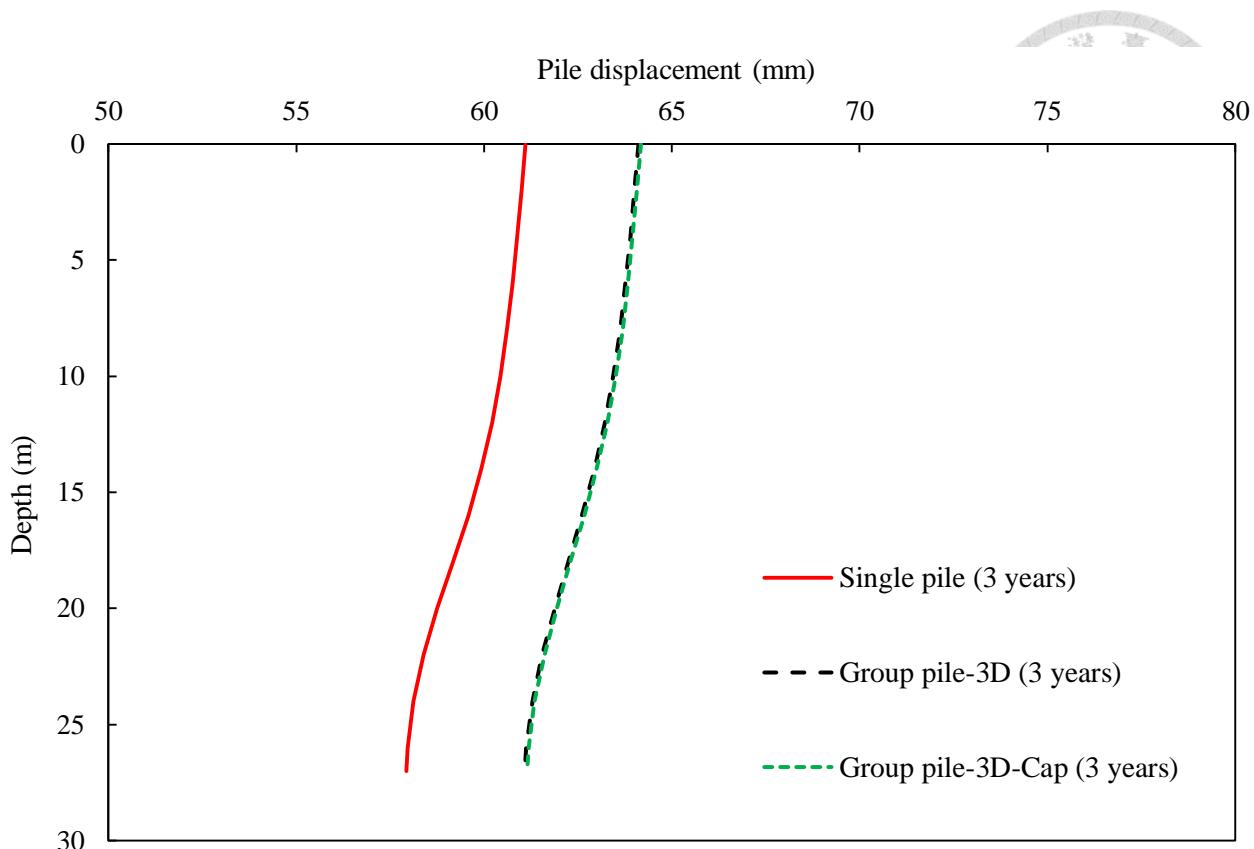


圖 5.65 桩身變位分佈比較圖（群樁有無樁帽之影響）

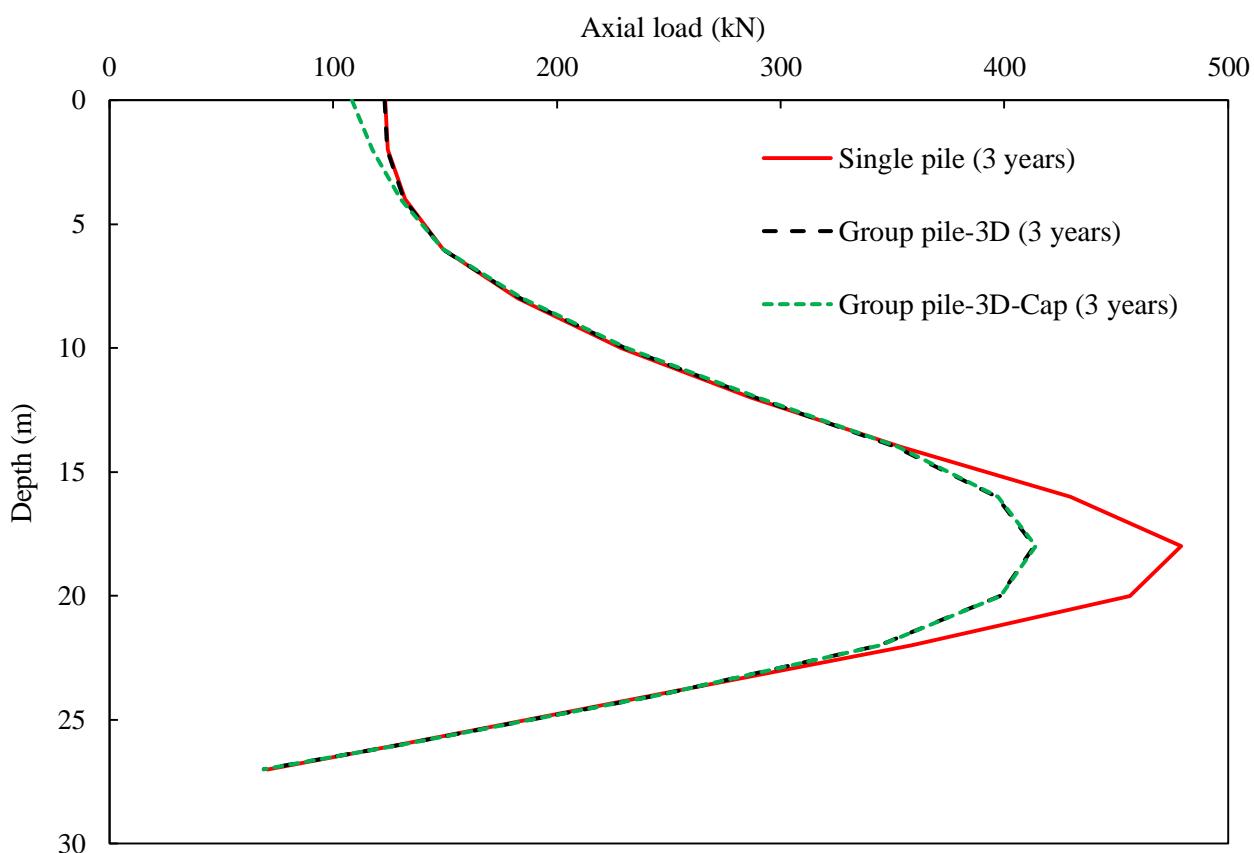


圖 5.66 桩軸力比較圖（群樁有無樁帽之影響）

六、結論與建議



6.1 結論

1. 本研究採用有限元素軟體 ABAQUS 探討基樁受負摩擦力時之行為，採用耦合排水分析模擬土壤超額孔隙水壓隨時間消散，土壤壓密沉陷對樁引致之負摩擦力。為建立負摩擦力分析模型，本研究先針對土壤組成模式進行探討，研究結果顯示以 Weald clay 的三軸試驗模擬為例，採用 Porous elastic+Critical state plasticity 模式與 Porous elastic+Modified Drucker-Prager/Cap 模式，透過適當的參數設定，可合理掌握黏土在等向壓縮之排水與不排水情況下之三軸壓縮應變行為。
2. 本研究採用 Porous elastic+Critical state plasticity 模式模擬樁基礎周圍之土壤，透過界面摩擦性質模擬樁土間界面摩擦力行為，以建立單樁負摩擦力模型，並模擬 Indraratna et al. (1987) 之現地負摩擦力試驗監測結果予以驗證分析模式之適用性。驗證分析結果顯示所建立之分析模型可合理模擬現地試驗之樁受負摩擦力行為。根據分析結果，較大受壓土層邊界模型，土壤沉陷量發展趨勢與試驗監測結果不相符，而較小邊界模型較能掌握此場址土壤沉陷趨勢。推測現地情況並不為理想上受壓土層為無限域之情況。採用實驗室滲透係數進行模擬，所得土壤整體沉陷量小於現地監測值，基於一般實驗室試驗之滲透係數小於現地之滲透係數，因此將試驗室滲透係數放大 10 倍以後，較小邊界模型的土壤沉陷量與負摩擦力發展趨勢與試驗監測值較為接近。全範圍加載模型同樣也能掌握此場址之監測結果。
3. 本研究進一步利用所建立之分析模型進行一系列參數研究，探討在土壤滲透係數、樁土間界面摩擦係數大小及門檻剪位移量、地表載重、樁頭力載重、群樁效應等不同樁土系統條件下樁受負摩擦力之反應，主要參數分析結果如下：

- (1) 滲透速率只影響負摩擦力的發展過程。若為長期情況下，超額孔隙水壓完全消散，滲透速率對於負摩擦力的大小並無影響。
- (2) 樁土間界面摩擦係數幾乎僅影響摩擦力之大小，界面摩擦係數越大則樁軸力越大，對於中立點位置並無影響。
- (3) 界面門檻剪位移量幾乎僅影響中立點附近的摩擦力發展，若設定之界面門檻剪位移較大，樁軸力則稍為較小。
- (4) 無樁頭荷載情況下，地表載重大小對於中立點之位置影響很小。對於較大的地表載重情況，由於土層壓密排水完成後因有效覆土壓力增量大，使得負摩擦力所引致之樁軸力最大。
- (5) 樁頭受載對於不同承載型式樁負摩擦力行為有不同的影響。對於摩擦樁，樁頭荷載會降低樁所受的負摩擦力，其降低幅度隨樁頭載重愈大愈顯著。對於座落於堅實砂土層之點承樁，樁頭受載亦會降低樁所受的負摩擦力，但降低幅度小於摩擦樁。對於座落於極堅硬層之理想點承樁，由於中立點位置位於樁底，樁頭載重對負摩擦力行為的影響不顯著。
- (6) 群樁各樁間之互制效應，會減少負摩擦力的大小。樁間距較小的群樁，由於互制效應較大，各樁之負摩擦力較小；樁間距越大，則互制效應較小，因此樁軸力大小愈接近單樁情況。對於 2×2 群樁，由於各樁間所受之互制效應相同，有無樁帽對於 2×2 群樁之負摩擦力行為幾乎沒有影響。
4. 考量樁之使用性，樁頭變位也是重要的設計因子。對於摩擦樁，雖然樁頭荷載能大幅減少負摩擦力大小，但樁頭變位亦是前述三種承載型式的樁中最大者，且在較大的樁頭載重作用下，亦可能發生承載破壞。考量樁之使用性及所受之軸力大小，對於座落於堅實砂土層上方之點承樁，當樁頭受到載重，一方面會有負摩擦力減小的效果，另一方面，由於底層土壤較黏土層具有較高之勁度與強度，因此較摩擦樁具有較小之樁頭變位，且在較大的樁頭載重情況下樁底較不會發生承載破壞。



6.2 建議

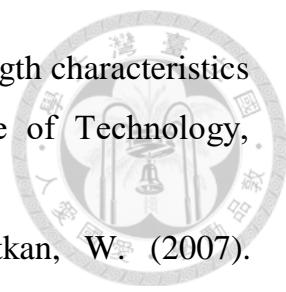
1. 目前樁頭力大小對於不同承載型式樁之負摩擦力行為影響僅探討一種地表載重情況。後續可探討在不同地表載重下，對於摩擦樁與座落於堅實砂土層上方樁之中立點位置影響，進而發展簡化方法評估考量受結構物載重作用下之中立點位置，以供工程設計使用。
2. 群樁效應亦為影響樁負摩擦力的顯著因子，後續可再進一步探討更多群樁配置、樁間距等因素，以完整建立這些因素對於群樁各樁之中立點位置與負摩擦力發展之關係。

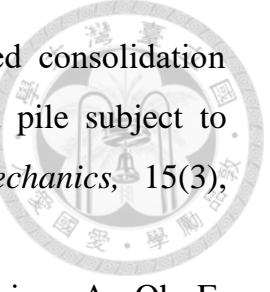


七、參考文獻



1. 內政部營建署 (2001),「建築物基礎構造設計規範」,臺北。
2. 日本建築學會 (1968),「建築基礎構造設計規準同解說」,日本。
3. 施昱安 (2009),「基樁負摩擦力試驗之數值模擬」,碩士論文,國立中央大學土木工程研究所,桃園中壢。
4. 許皓翔 (2013) ,「含樁帽群樁受負摩擦力之數值分析」,碩士論文,國立中央大學土木工程研究所,桃園中壢。
5. 黃俊鴻、謝依航、葉品毅 (2010),「模型基樁負摩擦力試驗之設計」,中國土木水利工程學刊,第二十二卷,第一期,第 1-10 頁。
6. 歐晉德 (1987),「基樁負摩擦力」,地工技術,第 18 期,第 24-33 頁。
7. Bowles, E.W. (1982). *Foundation Design and Analysis*. New York, US: McGraw-Hill.
8. Chaudhry, A.R. (1976). “Effects of applied stress path on the stress-strain behaviors and strength characteristics of soft Nogn Ngoo Hao clay.” Master Thesis. Asian Institute of Technology, Thailand.
9. Comodromos, E.M. and Bareka, S.V. (2005). “Evaluation of negative skin friction effects in pile foundations using 3D nonlinear analysis.” *Computers and Geotechnics*, 32(3), 210-221.
10. Das, B.M. (1999). *Principles of Foundation Engineering 4th Edition*. Worcester, U. K.: PWS Publishing Co.
11. Dassault Systemes. (2014). *ABAQUS Analysis User's Manual Version 6.14*.
12. Hong, Y., Ng, C.W.W., Chen, Y.M., Wang, L.Z. and Chan, V.S.Y. (2015). “Field Study of downdrag and dragload of bored piles in consolidating ground.” *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 30(3), 04015050.
13. Fellenius, B.H. (2006). “Results from long-term measurement in piles of drag load and downdrag.” *Canadian Geotechnical Journal*, 43(4), 409-430.

- 
14. Hassan, Z. (1976). "Stress-strain behaviors and shear strength characteristics of stiff Bangkok clays." Master Thesis. Asian Institute of Technology, Thailand.
 15. Horpibulsuk, S., Shibya, S., Fuenkajorn, K. and Katkan, W. (2007). "Assessment of engineering properties of Bangkok clay." *Canadian Geotechnical Journal*, 44(2), 173-187.
 16. Indraratna, B., Balasubramaniam, A.S., Phamvan, P. and Wong, Y.K. (1992). "Development of negative skin friction on driven piles in soft Bangkok clay." *Canadian Geotechnical Journal*, 29(3), 393-404.
 17. Kong, G., Zhou, Y. and Yang, Q. (2015). "Group effect of dragload in pile groups embedded in consolidating soil under embankment load." *KSCE Journal of Civil Engineering*, 20(6), 2208-2220.
 18. Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1969). *Soil Mechanics*. New York, US: Wiley.
 19. Henkel, D.J. (1956). "The effect of overconsolidation on the behavior of clays during shear." *Géotechnique*, 6(4), 139-150.
 20. Lee, C.J., Bolton, M.D. and Al-Tabbaa, A. (2002). "Numerical modelling of group effects on the distribution of dragloads in pile foundations." *Geotechnique*, 52(5), 325-335.
 21. Lee, H.W. and Chang, P.W. (2007). "Correlation between the laboratory and in-situ permeabilities for the embankments." *KSCE Journal of Civil Engineering*, 11(1), 1-5.
 22. Liu, J., Gao, H. and Liu, H. (2012). "Finite element analyses of negative skin friction on a single pile." *Acta Geotechnica*, 7(3), 239-252.
 23. Lv, Y.R., Ng, C.W.W., Lam, S.Y., Liu, H.L. and Ma, L.J. (2017). "Geometric effects on piles in consolidating ground: Centrifuge and numerical modeling." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143(9), 04017040.

- 
24. Sun, T.K., Yan, W.M. and Su, D. (2015). “ Fully coupled consolidation analysis of shear strength mobilization and dragload of a pile subject to negative skin friction.” *International Journal of Geomechanics*, 15(3), 04014057.
 25. Surarak, C., Likitlersuang, S., Wanatowski, D., Balasbramaniam, A., Oh, E. and Guan, H. (2012). “Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays.” *Soils and Foundations*, 52(4), 682-697.
 26. Yan, W.M., Sun, T.K. and Tham, L.G. (2012). “Coupled-consolidation modeling of a pile in consolidating ground.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(7), 789-798.

