

台北粉質黏土單剪狀態之不排水行為

劉泉枝¹ 陳世欣² 鄭文隆³

關鍵詞： 粉質黏土、直接簡單剪力、重作土樣、不排水強度。

摘要

本研究以 Geonor 型式之單剪試驗儀器，進行 Ko 壓密不排水剪力試驗 (CKoUDSS)，探討台北粉質黏土之應力應變行為及強度特性。試驗結果顯示，對於台北粉質黏土，以 SHANSEP 方法進行 CKoUDSS 試驗以減少土樣擾動之影響，可得甚佳之結果。對於正常壓密狀態下，其求取之常化不排水剪力強度比約等於 0.22；而不排水楊氏模數與不排水剪力強度之比值，則隨過壓密比之增大而逐漸減小。此外，固定 2cm 高度下，直徑 5cm 與 8cm 試體試驗結果求取之不排水強度則無顯著之不同。而薄管土樣與重作土樣以 SHANSEP 試驗程序進行 CKoUDSS 試驗，其結果則甚為相似。

UNDRAINED BEHAVIOR OF TAIPEI SILTY CLAY UNDER SIMPLE SHEAR CONDITION

Chuan-Chih Liu Hsie-Shin Churng Wen-Lon Cheng

Department of Construction Engineering
National Taiwan University of Science and Technology
Taipei, Taiwan 10672, R.O.C.

Key Words: silty clay, direct simple shear, reconstituted sample, undrained strength.

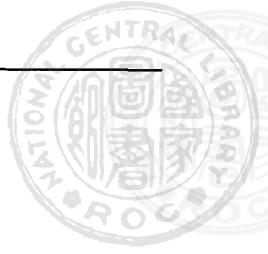
ABSTRACT

The purpose of this study is to obtain the undrained stress-strain and strength properties of the Taipei silty clay using the direct simple shear device. Piston samples were taken from the K1 zone of the Taipei basin. Both tube samples and reconstituted samples were tested. The direct simple shear apparatus developed by NGI was used to perform Ko-consolidated undrained shear tests (CKoUDSS). Test results show that a typical stress-strain behavior of the Taipei silty clay under direct simple shear stress system could be established when the SHANSEP approach is adopted. The normalized undrained shear strength ratio at normally consolidated state obtained from CKoUDSS test is about 0.22, and the ratio of undrained Young's modulus and undrained shear strength decreases with increasing OCR. In addition, the effect of sample size on the strength properties is not significant for samples of 5cm and 8cm diameters. Similar behavior between the tube and reconstituted samples has been observed during CKoUDSS test using the SHANSEP approach.

¹ 國立臺灣科技大學營建工程系研究生

² 復興工商專科學校土木科講師

³ 國立臺灣科技大學營建工程系兼任教授



一、前 言

由於土壤非均向性之影響，於一破壞面上不同之主應力方向，其不排水受剪行爲亦相異，如圖 1 所示，而於試驗室中加以模擬則大致可區分為平面應變主動、被動及水平受剪之單剪應力系統，傳統上則以進行三軸壓縮及伸張試驗，以研究土壤受剪之應力應變行爲，代表主動及被動之情形，單剪試驗儀器則可提供另一與三軸試驗不同之應力狀態，以獲知土壤於單剪下之受力行爲。應用上，對於各種工程土壤穩定性之傳統分析方法中，一般則僅取單一之剪力強度加以運算，就國內而言，通常進行三軸不壓密不排水壓縮試驗 (UU) 及無圍壓縮試驗 (UC)，以求取土壤強度特性，而未考慮非均向性之因素，因此容易導致分析上之偏差；另一項影響 UU 及 UC 試驗結果之重要因素為取樣擾動之問題，如圖 2 所示，土樣受不同程度之擾動，其初始應力狀態亦不相同，致使試驗獲取之土壤受剪行爲，經常受擾動之程度不同而顯得凌亂分散，而必須有大量之試驗結果，由各項影響因素之互補作用，依統計之方法求取其強度特性，惟大量之試驗室試驗在成本及工期上往往無法被接受，以少許之試驗結果決定其強度性質則又過於粗糙及落入經驗格局。較為實際之方法，應係於試驗室中模擬各種破壞模式，以瞭解其不排水受力行爲，例如三軸不排水壓縮、伸張試驗 (CKoUC 及 CKoUE)，以及單剪試驗 (CKoUDSS)，這些試驗與 UU 及 UC 試驗不同之處，在於可考慮土層應力系統上之非均向性及不同之破壞模式，以及可經過適當之壓密程序，例如再壓技巧或 SHANSEP 試驗程序，以減低擾動對試驗結果之影響 [1]，而以少量之試驗數目，求取合理之受力行爲。

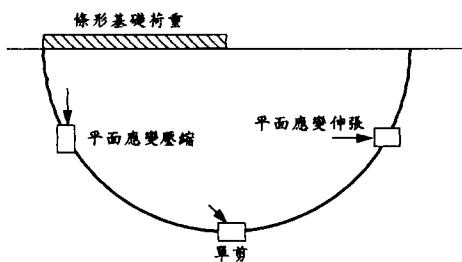


圖 1 沿著破壞面上之應力系統示意圖

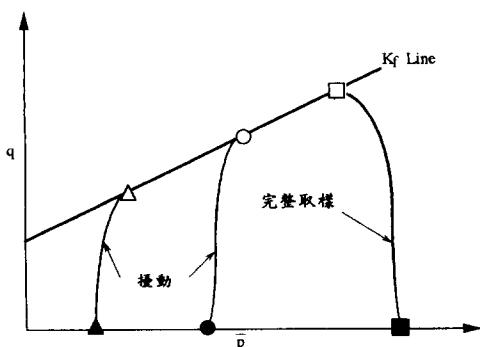


圖 2 取樣擾動對 UU 試驗結果之影響

CKoUDSS 試驗主要在瞭解土壤於單剪應變狀況下之不排水應力應變行爲，且如上所述，單剪試驗儀器有其實用性，惟目前國內應用者甚少，值得進一步推廣，且對於台北盆地黏性土壤相關之研究又極其缺乏，有待進行研究及建立其相關之性質；此外，CKoUDSS 試驗亦可提供不同於三軸 CKoU 試驗下應力系統之應力應變行爲，作為應力應變關係式驗證之資料。本文主要即以 NGI 發展之 Geonor 型式單剪試驗儀器，針對台北盆地凝聚性土壤之不排水受剪行爲進行研究，以瞭解並建立其相關之性質。

此外，於學術研究之中，過去之觀念往往以為現場之不擾動原狀土樣始能代表土壤之真實行爲，而於每次之研究即需進行現場之取樣工作，惟薄管取樣工作費時費事，且試驗之結果受土樣擾動、取樣位置、取樣方法及微少填充物，如腐木、貝屑等之影響，經常產生不一致之現象，而無一代表性之結果，若於試驗室中重新製作土樣 (re-constituted sample，重作土樣)，其各項力學行為類似於現場取得所謂之「不擾動」土樣，則日後之研究即可以此重作之代表性土樣進行試驗，試驗結果當可較為一致，且較有聯貫性，對於土壤之基本行為及土壤模式之研究上將大有助益。因此本文除針對薄管土樣進行試驗外，另亦以重新製作試體之方式，取得重作土樣，進行試驗程序較為簡易之 CKoUDSS 試驗，藉此探討其間之相關性。

二、CKoUDSS 試驗相關研究及其應用

由於單剪試驗於國內之應用不多，本章節即針對其基本定義、相關特性及工程上之應用作一說明。

2.1 定義

當一材料元素承受大小相同、作用相反之二主應力時(第三主應力為零)，於其 45° 平面上僅有剪力之作用，此為純剪應力之情況，此一狀況下元素之體積應變未必為零；若材料元素產生二大小相同、方向相反之主應變時(第三主應變為零)，於其 45° 平面上僅有剪應變，則可稱之為純剪應變狀態，此一狀況下元素之體積保持不變，對於均向線彈性材料，純剪應力狀態亦是純剪應變狀態。而單剪應變狀態係指材料元素於固定體積之情況下，僅在單一方向產生變形之平面應變狀態，就小應變而言，單剪應變狀態相當於純剪應變狀態加上一旋轉 [2]，如圖 3 所示，因此就定義上而言，單剪並非即為純剪狀況。

2.2 應力應變之均勻性

早期對於單剪試驗結果最有爭議之處，在於試體內部之應力狀態，由彈性材料之理論及數值分析結果 [3,4] 顯示，試體受剪產生應力分佈不均之現象，如圖 4 所示，甚至認為單剪儀器於研究目的中並無實用之價值 [2]；惟 Vučetić 和 Lacasse [5] 針對高度 1.6cm、高度直徑比分別為 0.32、0.2 及 0.14 之黏性土壤試體進行單剪試驗，其結果

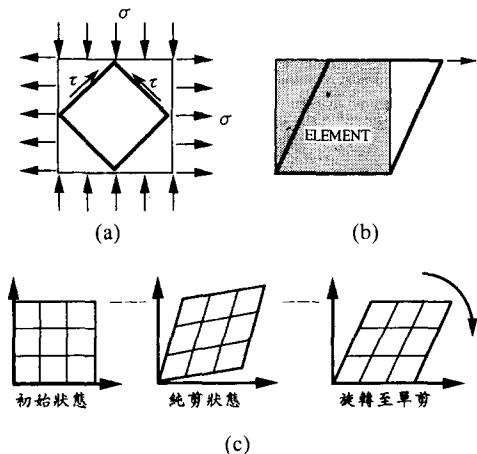


圖 3 (a) 純剪狀態；(b) 單剪變形；
(c) 純剪狀態旋轉至單剪狀態 [2]

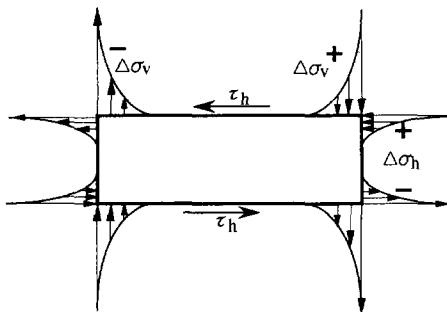


圖 4 單剪試驗彈性材料正向應力之不均勻 [3]

卻顯示試體高度直徑比對土壤強度並無顯著之影響，亦即於達最大水平剪應力以前之行爲，受應力分佈不均之影響並不明顯；DeGroot 等人 [6] 則解釋這種儀器本身產生之應力不均現象，將導致黏性土壤更明顯之應變軟化，亦即剪應變愈大，應力不均現象愈為嚴重；而 Airey 和 Wood [7] 依據黏性土壤之試驗結果更指出，單剪儀器試體之應力及應變均勻性，尚較粗糙端點之三軸試體於大應變下之情況為佳。綜合以上所述，對於黏性土壤之單剪試驗結果，於達尖峰剪力阻抗以前之應力應變均勻性，應確信為可接受之程度。

2.3 工程上之應用

CKoUDSS 試驗主要在評估土壤於單剪應變狀況下之不排水應力應變行爲，因此對於實際之工程，可應用於水平破壞面上土壤強度性質之推求（圖 5(a)），及基樁表面附近土壤受剪情況之瞭解（圖 5(b)）。另外對於同時涉及主動、被動及水平剪應變狀態破壞模式之穩定性分析，欲取得整體破壞面上之平均不排水強度，較為嚴謹之考慮方式，即綜合 CKoUC、CKoUE 及 CKoUDSS 之試驗結果，以應變融合 [8] 之方法，求取不排水強度性質；而依 Ladd [9,10] 針對實際基礎及土堤破壞案例反推分析與試驗室試驗結果之比較指出，5% 應變速率 CKoUDSS 試驗求取之

不排水剪力強度，與實際推導之現場平均不排水強度甚為接近，依此研判，對於工程上土壤之穩定性分析，如土堤滑動安全分析（圖 5(c))、深開挖土壤滑動（隆起）檢核（圖 5(d)) 等，以及基礎承載力之推求（圖 1) 等，或可適當地應用 CKoUDSS 試驗結果。

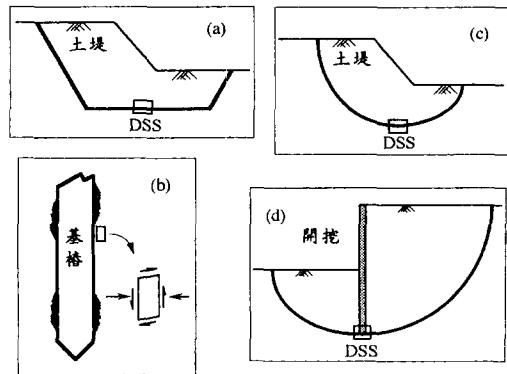


圖 5 CKoUDSS 試驗結果於實際工程上之應用

三、試驗計畫

3.1 土樣描述

本文中所採用之台北粉質黏土取自 K1 區 [11]，取樣位置如圖 6 所示，並以定置式之取樣器進行取樣，以獲取 3" 及 4" 之薄管土樣，取樣深度介於地表下 4m 至 42m 之間，土壤之基本物理性質及土層之相關資料則詳圖 7，其中土壤之自然含水量約為 32% ~ 38%，液性限度及塑性指數分別約為 32% ~ 36% 及 10% ~ 17%，而其塑性大致因粉土之含量多寡而有變化。比重則約為 2.72。

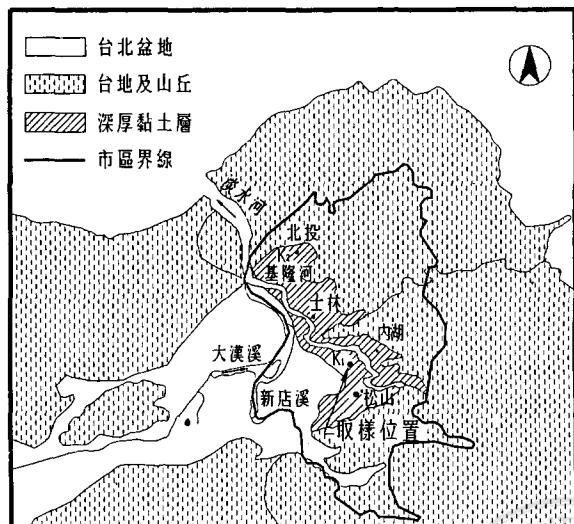
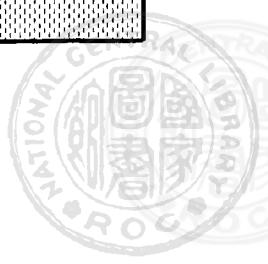


圖 6 土樣取得位置



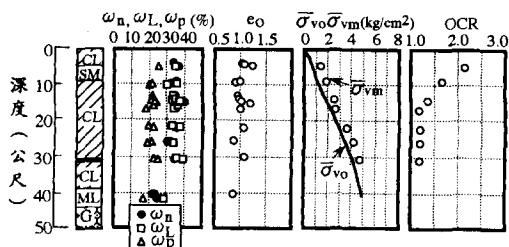


圖 7 土壤基本性質隨深度變化之情形

至於重作土樣之製作方式，係取深度為 15m ~ 22m 之黏性土壤，待乾燥後輒成粉末狀，與其 1.5 倍液性限度之除氯蒸餾水加以混合，俟均勻攪拌後，於直徑 30cm、高度 15cm 之壓密室內進行壓密，壓密室除上下覆蓋透水石及濾紙外，其一側亦鑲入透水石並被覆濾紙，以加速壓密，施加之壓密應力為 2kg/cm^2 ，壓密之時間則保持 3 天，其間土樣內之超額孔隙水壓力已可完全消散。壓密完成後則將重作土樣修裁成試體之尺寸。重作土樣之一般物理性質與薄管之原狀土壤相類似。

3.2 試驗設備

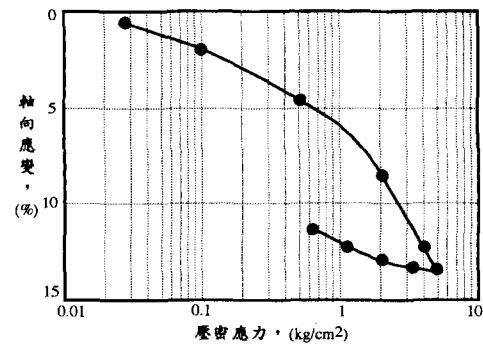
CKoUDSS 試驗係以 Geonor 型式之單剪試驗儀器進行，並配合自動控制系統控制試體受剪之程序，所採用試體之典型截面積為 50cm^2 (直徑 8cm)，為配合國內工程上一般直徑為 3" 之取樣器，本研究另製作適用截面積為 20cm^2 (直徑 5cm) 試體之規格，以利日後工程上之應用，主要係將試體基座之直徑變更為 5cm，而上下透水石蓋板亦同樣修改為直徑 5cm。試體高度則均約為 2cm，並以加勁橡皮膜加以圍束。

此外為配合研究之進行，本文另施作一系列之輔助試驗，包含傳統之 24 小時比例增量壓密儀壓密試驗、三軸 UU 試驗及 UC 試驗，期能對 CKoUDSS 試驗結果有更深入之瞭解。

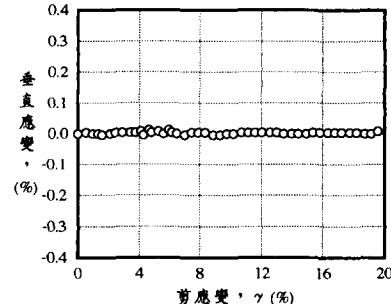
3.3 試驗程序

依據針對台北盆地凝聚性土壤之研究 [12,13]，台北盆地凝聚性土壤具有常化之行為，而以 SHANSEP [14] 之壓密程序進行試驗之首要條件即土壤需具備有常化性質，因此本文中對於 CKoUDSS 試驗均以 SHANSEP 之壓密程序進行，亦即將垂直壓密應力 $\bar{\sigma}_{vc}$ (1.5 倍至 2.5 倍之前期最大壓密應力 $\bar{\sigma}_{vm}$) 平均為四至六階段分別施加，使試驗回復至正常壓密狀態，而後依試驗所需之各種過壓密情形，分數階解壓至預定之壓密應力，由於試體係以加勁橡皮膜加以圍束，使得壓密過程均在 Ko 狀態下進行，而每一階之壓密時間均約保持主壓密完成時間，至正常壓密及最後一階之壓密時，則保持約十倍主壓密完成時間 [10]，圖 8(a) 所示為本次 CKoUDSS 試驗中典型之壓密過程。

應用 SHANSEP 試驗程序之主要用意，在於克服土壤擾動對試驗結果之影響。壓密程序完成後，隨即以固定試驗體積之方式施加水平剪應力，以符合不排水之情況，試驗之中係以調整垂直應力保持試體之高度 (垂直應變量為零)，如圖 8(b) 所示，以固定試驗之體積，而垂直應力之改變量，相當於試體內部受剪激發之超額孔隙水壓力 [7,15]。受剪之應變速率則取 5% / hr [10]，分別針對不同過壓密狀態下之試體進行 CKoUDSS 試驗，試驗結果並就加勁橡皮膜對施加水平剪力之影響加以修正 [16]。



(a)



(b)

圖 8 (a) 典型之壓密程序
(b) 固定體積試驗方式垂直應變之典型變化情形

四、試驗結果分析及討論

4.1 典型應力應變行為

直徑 8cm 試體典型之 CKoUDSS 試驗結果如表 1 所示，而其剪應力剪應變關係及應力路徑則示於圖 9，土壤係取自深度 21.5m ~ 22m 之位置，自然含水量 ω_n 及塑性指數 I_p 分別約為 36% 及 16%，由圖 9(a) 中顯示，於各種過壓密狀態下，試體達最大水平剪應力 $\tau_{h(\max)}$ 所對應之剪應變量約於 8% ~ 12% 之間，此外試體達 $\tau_{h(\max)}$ 後即呈現應變軟化之現象，而過壓密比愈高，軟化程度愈為顯著。依據相關之研究 [6,17] 指出，對於凝聚性土壤之 CKoUDSS 試驗，總會產生應變軟化之現象，此現象部份乃土壤本身之真實行為，部份係由於試體內部應力不均勻所致。此種儀器設備導致之軟化現象，無法加以量化及修正，使得於尖峰強度後之行為不代表土壤真正之情況。

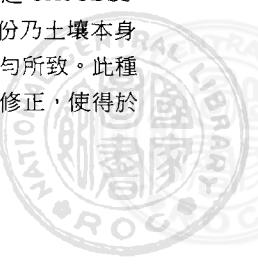


表 1 直徑 8cm 試體 CKoUDSS 試驗結果綜合表

試驗編號	土樣深度(m)	Ip(%)	$\bar{\sigma}_{vm(lab)}$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_{vc}$ (kg/cm ²)	OCR	$\tau_{h(max)}$		狀態	$E_u(50)/c_u$
						$\gamma(%)$	$\tau_{h(max)}/\bar{\sigma}_{vc}$		
8DSS-1	21.5~22.0	16.4	5.00	5.00	1	8.42	0.223	0.51	24.0
8DSS-2	21.5~22.0		5.00	2.50	2	10.51	0.385	0.86	24.2
8DSS-3	21.5~22.0		5.00	1.25	4	9.00	0.662	1.38	25.5
8DSS-4	21.5~22.0		5.00	0.62	8	9.02	1.086	2.28	25.5
8DSS-1R 重作試體	14.8	5.00	5.00	1	8.56	0.222	0.55	21.8	399
8DSS-2R 重作試體		5.00	2.50	2	11.04	0.423	0.87	26.0	425
8DSS-3R 重作試體		5.00	1.25	4	12.57	0.698	1.33	27.7	223
8DSS-4R 重作試體		5.00	0.62	8	12.00	1.030	1.93	28.1	148

備註： $\psi = \tan^{-1}(\tau_h/\bar{\sigma}_v)$

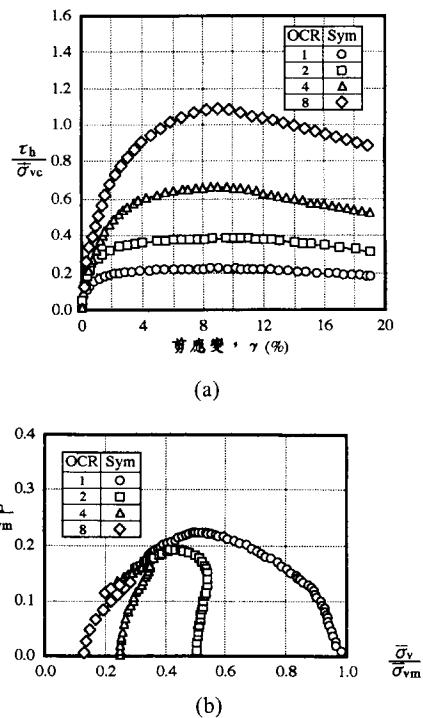


圖 9 (a) 典型剪應力與剪應變之關係
(b) 典型應力路徑

以固定體積方式進行 CKoUDSS 試驗，並未直接量測試體之孔隙水壓力，而係依垂直應力之變化獲知受剪激發之超額孔隙水壓力，由其應力路徑則可瞭解其變化之趨勢。對於正常壓密狀態下，土壤於受剪過程中，垂直之有效應力持續減小，如圖 9(b)，顯示土壤壓縮之行爲，使得孔隙水壓持續之上升；至於過壓密比大於 2 之狀態下，試驗於受剪初期，垂直之有效應力有增大之趨勢，顯示膨脹之行爲，使得試體內部孔隙水壓下降。

值得一提的是，由圖 9(a) 之曲線可發現，當試體達最大水平剪應力 $\tau_{h(max)}$ 之後，應變軟化範圍之應力應變曲線接近於一固定負值斜率，並未趨向於所謂之臨界狀態或土壤之殘餘強度，縱使試體受剪至較大之剪應變（本次試驗之最大剪應變約至 25%），亦未有一固定之最大傾角值（Obliquity）。此一現象說明了 CKoUDSS 試驗於達 $\tau_{h(max)}$ 之後，因試體受應力不一致之影響，而使此試驗結果無法代表土壤真正之行爲。

由剪應力剪應變關係分析土壤正割不排水剪力模數 G 與剪應變之關係如圖 10(a) 所示，顯示：

- (1) $G/\bar{\sigma}_{vc}$ 隨應變量之增大而逐漸減小。
- (2) 於相同之剪應變下， $G/\bar{\sigma}_{vc}$ 大致隨 OCR 之增加而增大。

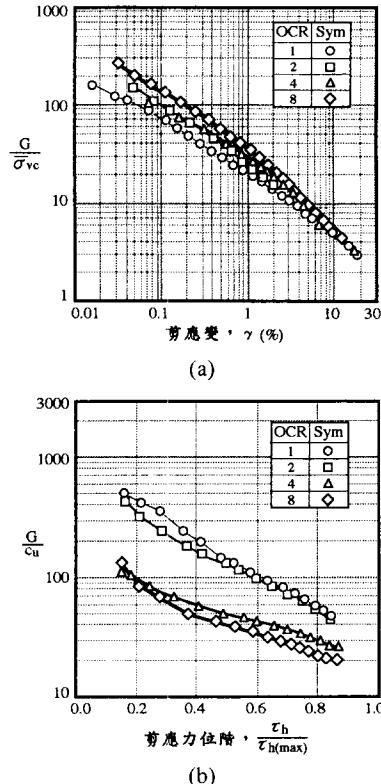
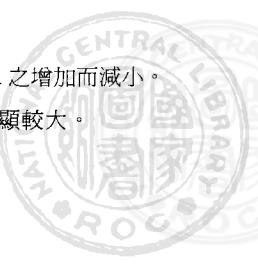


圖 10 (a) 常化不排水剪力模數與剪應變之關係
(b) 不排水剪力模數比與剪應力位階之關係

應用土壤常化行為之特性，分析 G/c_u 隨剪應力位階變化之趨勢則示於圖 10(b)，其中 c_u 為土壤之不排水剪力強度，對於 CKoUDSS 試驗結果， c_u 定義為最大水平剪應力 $\tau_{h(max)}$ ，圖中顯示：

- (1) 剪應力位階增加時， G/c_u 逐漸減小。
- (2) 於相同之剪應力位階下， G/c_u 隨 OCR 之增加而減小。
- (3) 過壓密比於 2 與 4 之間， G/c_u 差異明顯較大。



另外本文中亦整理剪應力位階分別為 33%、50% 及 66% 之不排水楊氏模數比 $E_u(33)/c_u$ 、 $E_u(50)/c_u$ 及 $E_u(66)/c_u$ 與 OCR 之關係，供工程上應用之參考，其結果詳圖 11，其中 $E_u = 3G$ 。圖中顯示 E_u/c_u 大致隨 OCR 之增大而減小，與其他相關研究之趨勢相似 [18]。而於正常壓密狀態下，剪應力位階為 33%~50% 時，典型之 E_u/c_u 約介於 800~400 之間；對於工程上常被運用之 $E_u(50)/c_u$ ，於 OCR 介於 1~2 之間較無顯著之變化。

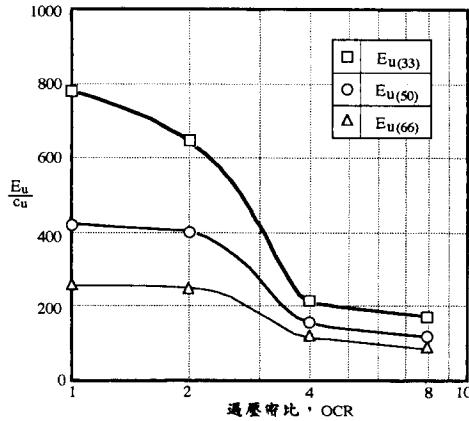


圖 11 不排水楊氏模數隨過壓密比變化之情形

4.2 常化行為

直徑 5cm 試體之 CKoUDSS 試驗結果如表 2 所示，圖 12 為其剪應力剪應變關係及應力路徑，土樣係取自深度 16.5m~22m 之間，自然含水量 ω_n 及塑性指數 I_p 分別約為 36% 及 16%，圖中顯示兩組試驗雖然施加不同之前期最大壓密應力 $\bar{\sigma}_{vm(lab)}$ ，惟施加之水平剪應力經壓密應力 σ_{vc} 常化後，於相同之過壓密比下，其應力應變曲線均有相類似

之現象，呈現常化之行為，而於過壓密比較高時則有較大之離散情形。

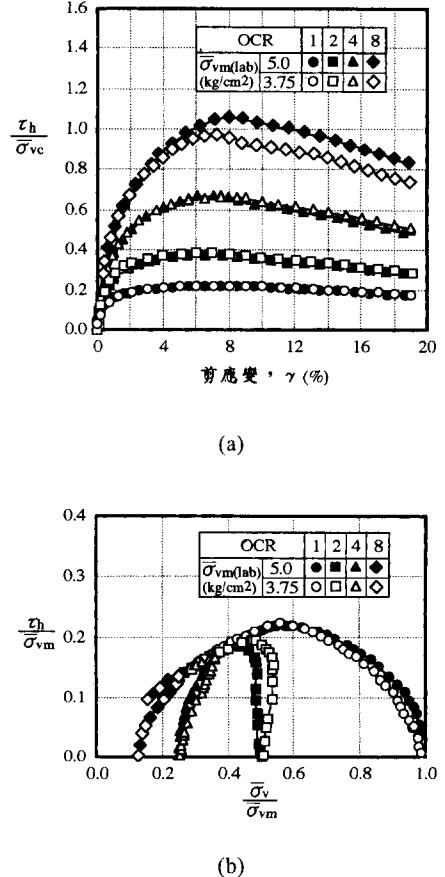


圖 12 CKoUDSS 試驗顯現之常化行為
(a) 剪應力剪應變關係
(b) 應力路徑

表 2 直徑 5cm 試體 CKoUDSS 試驗結果綜合表

試驗編號	土樣深度 (m)	I_p (%)	$\bar{\sigma}_{vm(lab)}$ (kg/cm^2)	$\bar{\sigma}_{vc}$ (kg/cm^2)	OCR	$\tau_h(\max)$		狀態		$E_u(50)/c_u$
						$\gamma(\%)$	$\tau_h(\max)/\bar{\sigma}_{vc}$	$\bar{\sigma}_v/\bar{\sigma}_{vc}$	$\psi(\deg.)$	
SDSS-1	16.7~17.0	15.6	3.75	3.75	1	6.05	0.218	0.60	20.0	420
SDSS-2	16.7~17.0		3.75	1.87	2	6.01	0.373	0.90	22.5	345
SDSS-3	16.7~17.0		3.75	0.94	4	6.57	0.671	1.40	25.5	201
SDSS-4	16.7~17.0		3.75	0.47	8	8.00	1.067	2.09	27.1	121
SDSS-5	21.5~22.0	16.4	5.00	5.00	1	8.56	0.222	0.56	21.8	398
SDSS-6	21.5~22.0		5.00	2.50	2	6.54	0.386	0.95	22.1	361
SDSS-7	21.5~22.0		5.00	1.25	4	7.54	0.664	1.44	24.7	201
SDSS-8	21.5~22.0		5.00	0.62	8	7.08	1.025	1.96	26.5	135
SDSS-9	9.80	10.3	3.00	3.00	1	5.90	0.222	0.51	23.6	480
SDSS-10	30.25	12.2	10.00	10.00	1	8.40	0.214	0.57	20.6	290
SDSS-11	41.50	10.2	10.00	10.00	1	7.56	0.223	0.55	22.2	313
SDSS-12	4.05	6.6	3.00	1.38	2.17	10.20	0.480	1.00	25.6	300
SDSS-13	9.65	10.3	3.00	1.82	1.65	7.80	0.325	0.70	24.8	356
SDSS-14	16.80	15.6	3.75	2.89	1.30	7.70	0.270	0.69	21.3	420
SDSS-15	22.0	16.4	5.00	4.07	1.23	7.78	0.245	0.64	21.0	342
SDSS-16	30.45	15.1	10.00	8.40	1.19	8.20	0.245	0.60	22.4	267
SDSS-17	40.55	10.2	10.00	7.00	1.43	7.55	0.29	0.66	23.6	339

備註 : $\psi = \tan^{-1}(\tau_h / \bar{\sigma}_v)$



4.3 試體尺寸對 CKoUDSS 試驗結果之影響

圖 13 則為直徑 5cm 及 8cm 試體試驗結果之比較，顯示不同直徑試體之應力應變行爲大致相似，惟詳細觀察應力應變曲線可發現，直徑 5cm 試體大致上於較小之剪應變量下即達最大水平剪應力，但相差並不小，此剪應變量約較直徑 8cm 試體小 1% ~ 3%，整理比較 5cm 及 8cm 直徑試體達 $\tau_{h(\max)}$ 時之剪應變量，如圖 14 所示；此一現象大致可由試體應力不均勻之情形加以說明，如前所述，應用 Geonor 型式之直接簡單剪力儀器進行試驗時，試驗往往產生應力不均勻之現象，而試體高度與直徑之比 (H/D) 愈大，亦即於高度相同時，直徑愈小之情況下，其不均勻之程度則愈為顯著 [19]，因而促使試體於較小之應變量即達最大水平剪應力。至於最大水平剪應力之值，直徑 5cm 試體與 8cm 試體之試驗結果則甚為接近，此一結果與 Vucetic 和 Lacasse [5] 之研究相似，整理最大水平剪應力之值詳

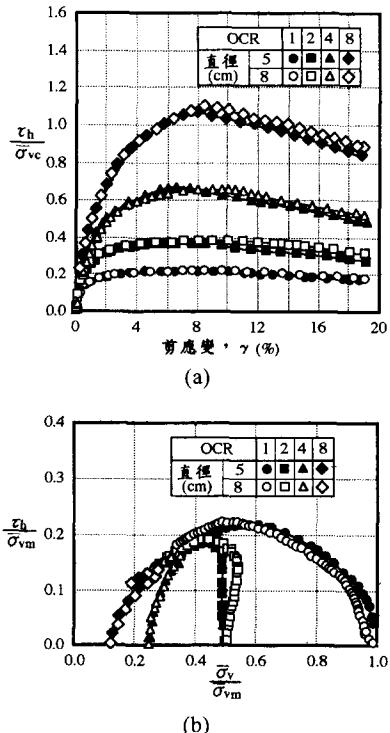


圖 13 (a) 不同直徑試體剪應力剪應變關係之比較
(b) 不同直徑試體應力路徑之比較

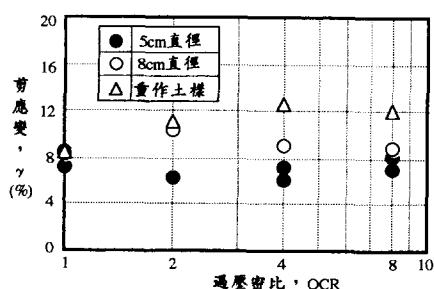


圖 14 試體達最大水平剪應力時剪應變量之比較

如圖 15。另外觀察試體應變軟化之行爲亦可發現，直徑 5cm 試體因受較嚴重程度之應力集中現象而有較明顯之應變軟化。

至於 $E_u(50)/c_u$ 隨 OCR 之變化之比較，則如圖 16 所示，顯示二者之試驗結果亦均落於一小範圍內。

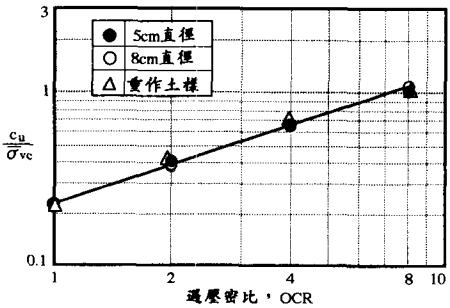


圖 15 常化不排水剪力強度與過壓密比之關係

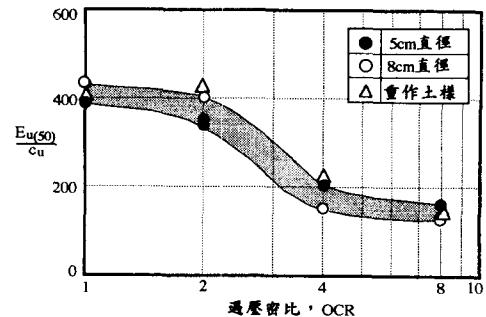
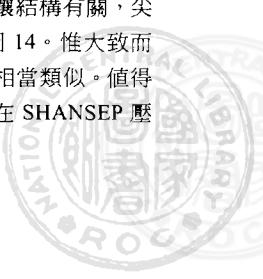


圖 16 $E_u(50)/c_u$ 隨過壓密比變化之情形

綜合以上所述，於 2cm 試體高度下，試體直徑 (5cm 及 8cm) 對其不排水剪力強度並無顯著之影響，而於尖峰強度前之應力應變行爲亦無明顯之不同，雖然國內工程上習慣以 3" 取樣器取得土樣，而無法以典型之 8cm 直徑試體之設備進行試驗，惟仍可應用較小直徑之試體進行試驗，以獲取土壤不排水強度特性。

4.4 重作土樣 CKoUDSS 試驗結果

重作之試體與薄管試體主要之差異在於先將土壤之結構破壞，再以壓密之程序重建土壤之顆粒排列構造，其間可能涉及時間之因素，本研究則嘗試以 3 天之壓密時間重作土樣。試體之直徑為 8cm，CKoUDSS 試驗結果亦示於表 1，圖 17 則為重作試體與典型薄管試體應力應變關係及其應力路徑之比較，顯示對於正常壓密狀態下，二者之行為極為近似，而於過壓密狀態下，重作試體之應變軟化現象較不明顯，且於較大之剪應變始達尖峰強度 $\tau_{h(\max)}$ ，此一現象可能與重作土樣之壓密時間及土壤結構有關，尖峰強度對應之剪應變與 OCR 之關係亦如圖 14。惟大致而言，於剪應變小於 10% 時，二者之行為則相當類似。值得一提的是，本文之薄管土樣與重作土樣均在 SHANSEP 壓密程序下進行不排水受剪試驗。



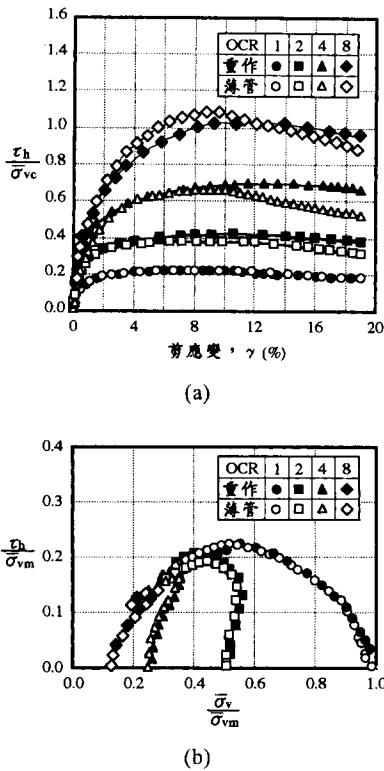


圖 17 (a) 重作土樣與薄管土樣應力應變關係之比較
(b) 重作土樣與薄管土樣應力路徑之比較

依據台北粉質黏土微觀分析研究之結果 [20,21]，其顆粒排列大致為面與面層層相疊，且非高度構造化之土壤，因此應力應變關係中應未有脆性破壞之情形，此種沈積性土壤若以重新製作之方式製作土樣，而於較小應變量

下 (CKoUDSS 試驗於剪應變小於 10%)，其受剪行為與原狀不擾動土樣之行為相類似。另外依據 Boston Blue Clay (BBC) 之相關研究 [22,23]，重新沈降 (Resedimentation) 試體與不擾動試體之 CKoUC 試驗結果極為相似，而 BBC 之一般物性 ($I_p = 20\%$, $\omega_n = 43\%$) 與台北粉質黏土相近，且同屬沈積性依利土礦物之黏性土壤；因此台北粉質黏土亦可以同樣之方式，於試驗室中重作土樣研究其相關性質，免除現地取樣之困擾，在整體研究過程中亦較能有一貫性，惟此一方式仍需以其他相關之試驗加以證實，例如三軸試驗、壓密及潛變試驗等。

五、不排水剪力強度

5.1 破壞準則

如前所述，CKoUDSS 試驗主要目的，在獲取土層於初始應力狀態下產生水平剪應變時之應力應變行為，且受剪過程中係以固定體積方式進行，相當於不排水之情況，一般定義土壤之不排水剪力強度 c 為最大水平剪應力 $\tau_{h(\max)}$ ，與傳統三軸試驗以最大剪應力 $q_f((\sigma_1 - \sigma_3)/2)$ 定義為不排水剪力強度有所不同，惟與土壤承受水平向剪力之型式相符合，而 CKoUDSS 試驗中， $\tau_{h(\max)}$ 並非是試體內部之最大剪應力。

由於 Geonor 型式之 DSS 儀器未能獲取試體側向應力，因此無法由試驗結果決定莫爾庫倫破壞包絡線，相關研究中雖有提出各種之破壞準則，以解釋 CKoUDSS 試驗中試體之應力狀態，惟至今仍無一定論，表 3 為本研究中

表 3 不同假設條件下 CKoUDSS 試驗正常壓密試體之應力狀態

破壞 準則	假設 條件	參考 文獻	破壞狀態 ($\tau_{h(\max)}$)							備註
			$\frac{q_f}{\sigma_v}$	$\frac{\tau_h}{\sigma_v}$	$\frac{p_f}{\sigma_v}$	$\frac{\sigma_h}{\sigma_v}$	ϕ (deg.)	θ_p (deg.)	θ_r (deg.)	
一	施加應力為純剪 狀態	Roscoe[3]	0.33	-	0.26	0.5	-	20.7	-	1. ϕ 值不合理 2. $\frac{q_f}{\sigma_v}$ 為最大值
		Duncan and Dunlop[26]	0.33	-	0.34	0.5	78.4	20.7	63.5	
二	$\bar{\sigma}_v = \bar{\sigma}_h$	Dyvik and Zimmie[27]	0.23	0.20	0.43	0.7	32.8	35.5	25.9	假設 $\frac{\bar{\sigma}_h}{\sigma_v} = 0.7$
			0.24	0.20	0.50	0.7	28.2	34.1	25.0	
三	水平破壞面	Roscoe, et al.[28]	0.24	0.22	0.60	1.37	23.5	56.8	0	$\frac{\bar{\sigma}_h}{\sigma_v}$ 不合理
		Airey, et al.[29]	0.23	0.22	0.67	1.27	20.4	55.2	0	
四	垂直破壞面	de Josselin de Jong[30]	-	0.22	-	-	-	-	90	試驗值接近年理論 極限
		Randolph and Wroth[24]	-	0.22	-	-	-	-	90	
五	$\tau_{h(\max)} = q_f$	Roscoe, et al.[28]	0.22	0.20	0.51	1	25.8	45	12.9	$\frac{q_f}{\sigma_v}$ 為最小值
			0.22	0.20	0.59	1	21.9	45	11.0	
六	$\phi = \text{假設值}$		0.23	0.20	0.45	0.79	30.0	38.2	21.8	1. 假設 $\phi = 30^\circ$ 2. ϕ 受異向性影響
			0.24	0.21	0.49	0.65	30.0	32.4	27.6	
七	$(\tau_{h(\max)})/\bar{\sigma}_v = K \tan \theta_p$	Oda and Kunishi[31]	0.22	0.20	0.48	0.88	27.9	41.0	18.0	Ko較難獲得
		Ochiai[32]	0.23	0.21	0.53	0.78	26.0	36.7	21.3	
八	塑性理論	Hill[33]	0.22	0.20	0.51	1	25.8	45	12.9	與準則五相似
			0.22	0.20	0.59	1	21.9	45	11.0	

備註：1. 表中同一列上行為 8 公分試體， $(\tau_{h(\max)})/\bar{\sigma}_v = 0.223$, $\bar{\sigma}_v/\sigma_v = 0.51$ ；

下行為 5 公分試體， $(\tau_{h(\max)})/\bar{\sigma}_v = 0.218$, $\bar{\sigma}_v/\sigma_v = 0.60$ 。

2. 假設 $Ko=0.5$ 。

3. τ_h 為破壞面上破壞時之剪應力， θ_p 為最大主應力軸平面之方位， θ_r 為破壞面之方位。



選取之兩組典型正常壓密狀態下 CKoUDSS 試驗結果，以八種不同之破壞準則，分別分析於 $\tau_{h(\max)}$ 時之應力狀態，表中可發現由於假設條件不一致，導致分析之應力狀態有頗大之差距，惟大致而言， $\tau_{h(\max)}$ 約介於 q_f 與 $q_f \cos\phi$ 之間；而依據 Randolph 和 Wroth [24] 之研究，對於假設破壞發生於垂直面上之情形（準則四），就低強度之土壤 ($(\tau_{h(\max)} / \sigma_{vc}) \leq 0.22$) 而言，可得甚佳之結果，惟本試驗之結果已接近其理論極限，因此無法進行適當之分析；另外， $\bar{\sigma}_r = \bar{\sigma}_v$ （準則二）、 $\bar{\phi} = \text{假設值}$ （準則六）及 $(\tau_h / \bar{\sigma}_v) = \kappa \tan \theta_p$ （準則七）三種準則甚為簡易方便，且似可得出可接受之結果，惟仍需有大膽之假設。由於破壞準則尚未有完整之驗證，本文中定義 $\tau_{h(\max)}$ 為土壤之不排水剪力強度 c_u ，並以此進行相關之分析。

5.2 正常壓密狀態之不排水剪力強度

整理上述直徑 5cm 及直徑 8cm 試體正常壓密狀態下之典型試驗結果，台北粉質黏土 CKoUDSS 試驗之常化不排水剪力強度 $c_u / \bar{\sigma}_{vc}$ 約為 0.22；秦中天和劉良枝 [21] 曾將台北粉質黏土薄管土樣，空運至美國麻省理工學院進行 CKoUDSS 試驗，所獲取之 $c_u / \bar{\sigma}_{vc}$ 約為 0.23，試體達最大水平剪應力 $\tau_{h(\max)}$ 所對應之剪應變量約為 10.3%，與本研究之結果相近。另外與其他地區黏性土壤 CKoUDSS 試驗結果相比較（詳表 4），台北粉質黏土之 $c_u / \bar{\sigma}_{vc}$ 尚較同樣為低塑性之 BBC 為高。而依據相關之研究指出，於正常壓密狀態下，土壤之塑性指數愈大，CKoUDSS 試驗求取之

$c_u / \bar{\sigma}_{vc}$ 值則略高 [1]，本文亦針對不同取樣深度之土樣進行試驗，其塑性指數 I_p 約介於 10% ~ 17% 之間，試體直徑為 5cm，於正常壓密狀態下之試驗結果亦如表 3 所示，圖 18 為其剪應力剪應變之關係，顯示雖然土樣之 I_p 值有所不同，惟仍顯現極為近似之行為；圖 19 則為 $c_u / \bar{\sigma}_{vc}$ 與 I_p 之關係，顯示在此 I_p 值範圍內， $c_u / \bar{\sigma}_{vc}$ 並未有太大之變化，約介於 0.214 ~ 0.223 之間，平均則約為 0.22。由其他針對台北粉質黏土不排水強度之研究結果 [21,25] 顯示，對於三軸 CKoUC 及 CKoUE 試驗，於正常壓密狀態下之常化不排水剪力強度分別約為 0.29 ~ 0.32 及 0.19，本次 CKoUDSS 試驗求取之 $c_u / \bar{\sigma}_{vc}$ 值 (0.22) 則介於其間。

5.3 過壓密狀態之不排水剪力強度

圖 15 之常化不排水剪力強度 $c_u / \bar{\sigma}_{vc}$ 與過壓密比 OCR 之關係中，於對數座標上， $c_u / \bar{\sigma}_{vc}$ 與 OCR 大致成線性關係，而可以下式表示：

$$(c_u / \bar{\sigma}_{vc})_{oc} = (c_u / \bar{\sigma}_{vc})_{NC} (OCR)^m \quad (1)$$

式中 $(c_u / \bar{\sigma}_{vc})_{NC}$ 為正常壓密狀態下之常化不排水剪力強度，由上述之討論，其值約為 0.22，而依據圖 15 結果， m 值則約為 0.78；另外 Ladd [10] 針對十三種不同黏性土壤 CKoUDSS 試驗結果之研究歸納， m 值大致可依下式表示：

表 4 正常壓密黏性土壤 CKoUDSS 試驗結果之比較

土壤 種類	I_p (%)	狀 態				$E_u(50)/c_u$	參考文 獻及 備註
		γ (%)	$\tau_{h(\max)} / \bar{\sigma}_{vc}$	$\bar{\sigma}_v / \bar{\sigma}_{vc}$	ψ (deg.)		
Boston Blue Clay(CL)	20	6.1	0.20	0.56	19.4	550	Ladd and Edgers[34]
San Fransico Bay Mud(CH)	25.2	8.6	0.22	0.58	20.7	330	DeGroot et al.[6]
Empire Clay(CH)	54.2	13.6	0.21	0.67	17.4	190	Azzouz and Baligh[35]
Bankok Clay(CH)	41	7.9	0.27	0.58	24.1	425	Ladd and Edgers[34]
Portland Marine Clay(CL)	20	4.0	0.21	0.56	20.6	630	Ladd and Edgers[34]
Franklin, N.H.(ML)	5.5	5.1	0.22	0.59	20.8	700	DeGroot et al.[6]
AGS, New Jersey(CH)	38	11.9	0.25	0.60	23.1	275	Koutsos and Ladd[8]
Atchafalaya Clay(CH)	75	21.0	0.24	0.56	23.9	155	Williams[36]
台北粉質黏土	16.4	8.42	0.22	0.51	24.0	423	直徑 8 公分試體
		8.56	0.22	0.56	21.8	398	直徑 5 公分試體
	15.6	6.05	0.22	0.60	20.0	420	直徑 5 公分試體

備註： $\psi = \tan^{-1}(\tau_h / \bar{\sigma}_v)$

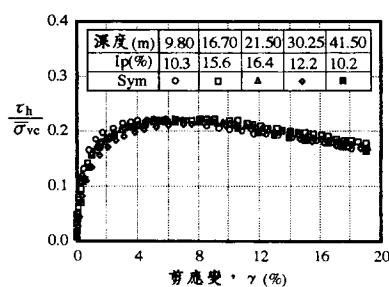


圖 18 不同深度土壤於正常壓密狀態之剪應力剪應變關係

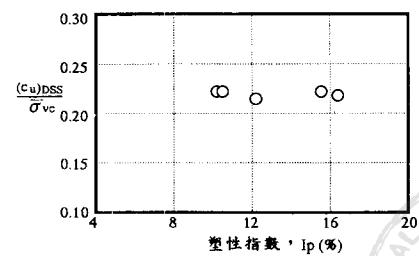


圖 19 正常壓密狀態常化不排水剪力強度與塑性指數之關係

$$m = 0.88 (1 - C_s / C_c) \quad (2)$$

式中 C_s 及 C_c 分別為土壤之回脹指數及壓縮指數，依本次壓密儀壓密試驗結果， C_s / C_c 約為 $0.1 \sim 0.13$ ，以式(2)計算可得 m 值為 $0.76 \sim 0.79$ ，與 CKoUDSS 試驗之結果相近；此外，相較於三軸 CKoUC 及 CKoUE 試驗結果 [21,25]， m 值分別為 $0.78 \sim 0.82$ 及 $0.75 \sim 0.82$ ，三者間之差異並不大。

5.4 不排水剪力強度剖面

本研究另針對不同深度之土壤，依其過壓密狀態（圖 7）進行 CKoUDSS 試驗，其結果亦整理於表 3 之中，圖 20 則為其不排水剪力強度 c_u 與深度之關係，其中 c_u 乃由 SHANSEP 試驗程序依圖 7 之有效覆土應力 ($\bar{\sigma}_{vo} = \bar{\sigma}_{vc}$) 計算而得，另外亦整理本次 UU 及 UC 試驗結果求取之不排水剪力強度於圖 20 中，顯示 UU 及 UC 試驗結果由於試體程度不一之擾動影響而顯得凌亂分散，不似 CKoUDSS 試驗結果之一致性；此外，若依式(1)配合本次典型試驗結果求取之 $(c_u / \sigma_{vo})_{NC}$ 值 (0.22) 及 m 值 (0.78)，以及圖 7 之土層應力狀況及過壓密比，分析土壤之不排水剪力強度則亦示於圖 20，圖中發現分析結果與實際進行 CKoUDSS 試驗之結果甚為接近，顯示土壤物性些微之差異，對分析求取之不排水剪力強度並無顯著之不同，而以式(1)配合典型試驗結果，分析台北黏性土層之不排水剪力強度剖面，應可獲致合理之結果。

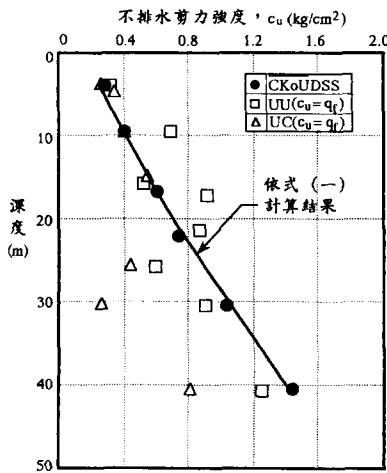


圖 20 不排水剪力強度隨深度變化之情形

六、結論及建議

Geonor 型式之直接簡單剪力儀器，其試體較三軸試體為小，壓密時間較短，且以加勁橡皮膜加以圍束，簡單之加壓程序即可維持 Ko 狀態，整體而言，CKoUDSS 試驗較之三軸 CKoU 試驗迅速容易，而其缺點在於受剪期間試體內部之應力狀況無法獲知，以致於破壞包絡線無法確認，以及受剪時應力不均勻問題。惟已有相當數量之理論

分析及試驗結果證明，試體達最大水平剪應力前之應力及應變不均勻現象確信在可接受之程度內，因此在學術研究上仍有其價值存在。

本研究針對台北粉質黏土於直接簡單剪力系統下，建立其相關特性，包含應力應變行為及不排水剪力強度性質等，茲整理研究之結論及建議如下：

1. 於正常壓密狀態下，剪應力位階為 33% ~ 50% 時，典型之 E_u / c_u 約介於 800 ~ 400 之間。而 OCR 於 1 ~ 2 之間時， $E_u(50) / c_u$ 之變化並不顯著。
2. 於 2cm 之試體高度下，試體直徑之改變 (5cm 與 8cm) 對不排水剪力強度並無顯著之影響。
3. 重作土樣之 CKoUDSS 試驗結果與薄管土樣極為相近，似可依試驗室重作試體之方式，進行台北粉質黏土行爲之研究，惟仍建議以其他之試驗種類再加以驗證。
4. 就正常壓密台北粉質黏土 $I_p = 10\% \sim 17\%$ 而言，塑性指數對其常化不排水剪力強度並無明顯之影響。
5. 正常壓密狀況下，台北粉質黏土 CKoUDSS 試驗求取之常化不排水剪力強度約為 0.22，過壓密比指數 m 則約為 0.78。

參考文獻

1. Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, J.T., and Lancellotta, R., "New developments in field and laboratory testing of soils," *Proceedings of the Eleven International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, CA, U.S.A., Vol. 1, pp. 57–153 (1985).
2. Saada, A.S., and Townsend, F.C., "State of the art: laboratory strength testing of soils," *Laboratory Shear Strength of Soils*, ASTM STP 740, pp. 7–77 (1981).
3. Roscoe, K.H., "An apparatus for the application of simple shear to soil samples," *Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, Vol. 1, pp. 186–191 (1953).
4. Lucks, A.S., Christian, J.T., Brandow, G.E., and Hoeg, K., "Stress conditions in NGI simple shear test," *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering*, ASCE, Vol. 98, No. SM1, pp. 155–160 (1972).
5. Vucetic, M., and Lacasse, S., "Specimen size effect in simple shear test," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ACSE, Vol. 110, No. GT3, pp. 439–453 (1982).
6. DeGroot, D.J., Ladd, C.C., and Germaine, J.T., "Direct simple shear testing of cohesive soils," *Research Report No. R92-18*, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA (1992).
7. Airey, D.W., and Wood, D.M., "An evaluation of direct simple shear tests on clay," *Geotechnique*, Vol. 37, No. 1, pp. 25–35 (1987).
8. Koutsoftas, D.C., and Ladd, C.C., "Design strengths for an offshore clay," *Journal of Geotechnical Engineering*,

- ASCE, Vol. 111, No. 3, pp. 337–355 (1985).
9. Ladd, C.C., "Discussion of state of the art: laboratory strength testing of soils," *Laboratory Shear Strength of Soils*, ASTM STP 740, pp. 643–652 (1981).
 10. Ladd, C.C., "Stability evaluation during staged construction," *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 117, No. 4, pp. 537–613 (1991).
 11. Huang, C.T., Lin, Y.K., Kao, T.C., and Moh, Z.C., "Geotechnical engineering mapping of the Taipei city," *Proceedings of the Ninth Southeast Asian Geotechnical Conference*, Bangkok, Thailand, Vol. 1, pp. 3-109–3-120 (1987).
 12. 劉泉枝、秦中天、謝旭昇，「非均向性及主應力軸轉變對台北盆地正常壓密凝聚性土壤剪力強度之影響」，中國土木水利工程學刊，第三卷，第一期，第83–88頁（1991）。
 13. 莊勝誠，「以自動三軸探討端座束制效應對土壤不排水行為的影響」，國立臺灣工業技術學院，碩士論文（1994）。
 14. Ladd, C.C., and Foott, R., "New design procedure for stability of soft clays," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 100, No. GT7, pp. 763–786 (1974).
 15. Dyvik, R., Berre, T., Lacasse, S., and Raadim, B., "Comparison of truly undrained and constant volume direct simple shear tests," *Geotechnique*, Vol. 37, No. 1, pp. 3–10 (1987).
 16. 陳世欣，「台北粉質黏土單剪應力應變強度特性及其過壓密狀態」，國立臺灣工業技術學院，碩士論文（1996）。
 17. DeGroot, D.J., Germaine, J.T., and Ladd, C.C., "Effect of nonuniform stress on measured DSS stress-strain behavior," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 5, pp. 892–912 (1994).
 18. Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F., and Poulos, H.G., "Stress-deformation and strength characteristics," *Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 2, pp. 421–494 (1977).
 19. Shen, C.K., Sadigh, K., and Herrmann, L.R., "An analysis of NGI simple shear apparatus for cyclic soil testing," *ASTM, Dynamic Geotechnical Testing Symposium*, Denver, Colo., STP 654, pp. 148–162 (1977).
 20. 吕威璋，「以改良式單向度壓密及微觀試驗探討台北粉質黏土之次壓密特性」，國立臺灣工業技術學院，碩士論文（1995）。
 21. 秦中天、劉泉枝，「台北粉質黏土體積變化與不排水行為」，中國土木水利工程學刊，第九卷，第四期，第665–678頁（1997）。
 22. Ladd, C.C., and Varallyay, J., "The inference of stress system on the behavior of saturated clays during undrained shear," *Research Report R65-110*, No. 177, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA (1965).
 23. Baligh, M.M., Azzouz, A.S., and Chin, C.T., "Disturbances due to 'ideal' tube sampling," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 7, No. 4, pp. 739–757 (1987).
 24. Randolph, M.F., and Wroth, C.P., "Application of the failure state in undrained simple shear to the shaft capacity of driven piles," *Geotechnique*, Vol. 31, No. 1, pp. 143–157 (1981).
 25. Chin, C.T., Crooks, J.H.A., and Moh, Z.C., "Geotechnical properties of the cohesive Sungshan deposits, Taipei," *Geotechnical Engineers Conference, Journal of Southeast Asian Geotechnical Society*, AIT, Bangkok, pp. 77–102 (1994).
 26. Duncan, J.M., and Dunlop, P., "Behavior of soils in simple shear," *Proceedings of the Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico, pp. 101–109 (1969).
 27. Dyvik, R., and Zimmie, T.F., "Lateral stress measurements during static and cyclic direct simple shear testing," *NGI Publication No. 149*, pp. 1–8 (1983).
 28. Roscoe, K.H., Bassett, R.H., and Cole, E.R.L., "Principal axes observed during simple shear of a sand," *Proceedings of the Geotechnical Conference*, Oslo, Vol. 1, pp. 231–237 (1967).
 29. Airey, D.W., Boudhu, M., and Wood, D.M., "Some aspects of the behavior of soils in simple shear," *Developments in Soil Mechanic and Foundation Engineering*, Banerjee, P.K., and Butterfield, R., Vol. 2, Elsevier, London (1985).
 30. de Josselin de Jong, G., "Discussion: session 2. stress strain behavior of soils," *Proceedings of Roscoe Memorial Symposium*, Editors: Parry, R.H.G., Foulis, G.T., and Co., Henley-on-Thames, pp. 258–261 (1971).
 31. Oda, M., and Konishi, J., "Rotation of principal stresses in granular material during simple shear," *Soils and Foundations*, Vol. 14, No. 4, pp. 39–53 (1974).
 32. Ochiai, H., "A method for calculating the undrained strength ratio, c/p, of normally consolidated clay measured in the simple shear apparatus," *Soils and Foundations*, Vol. 21, No. 1, pp. 109–115 (1981).
 33. Hill, R., *Plasticity*, Oxford University Press, Oxford (1950).
 34. Ladd, C.C., and Edgers, L., "Consolidated-undrained direct simple shear tests on saturated clays," *Research Report R72-82*, No. 284, Department of Civil Engineering, MIT, Cambridge, MA (1972).
 35. Azzouz, A.S., and Baligh, M.M., "Behavior of friction piles in plastic Empire clays," *Publication No. 84-14*, Order No. 771, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA (1984).
 36. Williams, C.E., "Undrained creep behavior of Atchafalaya clay from CU direct-simple shear tests," *Master's Thesis*, Department of Civil Engineering, MIT, Cambridge, MA (1973).

