

台北粉質砂土之狀態參數與工程性質
**STATE PARAMETER AND
ENGINEERING PROPERTIES OF
TAIPEI SILTY SAND**

陳堯中，蔡弘源，秦中天

Yao-Chung Chen, Hong-Yuan Tsai and Chung-Tien Chin

中國土木水利工程學刊
第六卷第三期第369頁至第374頁
1994年

*Reprinted from Journal of
the Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering
Vol. 6, No. 3, pp. 369-374, 1994*

台北粉質砂土之狀態參數與工程性質

陳堯中¹ 蔡弘源² 秦中天³

關鍵詞：狀態參數、穩定狀態、工程性質、台北粉質砂土。

摘 要

本研究針對台北粉質砂土之重模試體，進行三軸壓縮試驗，探討不同細粒料含量對穩定狀態之影響、狀態參數與工程性質之關係。試驗結果顯示細粒料含量對穩定狀態線之影響很大。不排水條件下，狀態參數與正規化之不排水剪力強度、破壞時之孔隙水壓參數等存有密切關係；排水條件下，狀態參數可反應破壞時之摩擦角與膨脹率。

STATE PARAMETER AND ENGINEERING PROPERTIES OF TAIPEI SILTY SAND

Yao-Chung Chen

Department of Construction Engineering
National Taiwan Institute of Technology
Taipei, Taiwan 10672, R.O.C.

Hong-Yuan Tsai

Department of Civil Engineering
Kaoyuan Junior College of Technology and Commerce
Kaohsiung County, Taiwan 820, R.O.C.

Chung-Tien Chin

Moh and Associates Consulting Engineers
Taipei, Taiwan 105, R.O.C.

Key Words: state parameter, steady state, engineering property, Taipei silty sand

ABSTRACT

Triaxial compression tests are performed on remolded samples to study the state parameter of Taipei silty sand. The effect of different fines content on steady state line, and the relationship between state parameter and engineering properties are investigated. Test results show that fines content has great influence on the steady state line. Correlations exist between the state parameter and various engineering properties, such as the peak undrained shear strength, pore pressure parameter at failure, under undrained condition, and friction angle of shearing resistance and dilation rate under drained condition.

¹ 國立台灣工業技術學院營建工程技術系教授

² 高苑工商專校土木科講師

³ 亞新工程顧問公司計畫經理

一、前言

影響砂土力學行為之兩大要素，一為密度，一為應力。一般常以相對密度來描述砂土的狀態，然而此參數卻無法完全表達砂土之力學行為。因此若能找到一適當之狀態參數能同時表達及量化砂土之緊密程度和應力條件，則此狀態參數將能反映其工程性質。

Been and Jefferies [1] 首先在應力與孔隙比座標系統上定義出砂土之狀態參數，並建立狀態參數與砂土工程性質之關係，成功的解釋多種砂土之工程行為。本研究即希望能依據此觀念求出台北粉質砂土之狀態參數及其與各項工程性質間的關係，以作為日後各項工程的重要參考依據。本研究針對台北盆地松山層粉質砂土之重模試體進行三軸壓縮試驗求其穩定狀態線，並探討台北粉質砂土各項工程性質和狀態參數之間的關係。

二、文獻回顧

三軸試驗中，排水受剪的條件下，在極限狀態時鬆砂體積收縮而緊砂則膨脹，若兩種試體之壓密應力相等且保持定值，理論上兩者到達極限狀態時之軸差應力與孔隙比會趨近於相等。Casagrande [2] 稱此極限狀態的孔隙比為臨界孔隙比。

Pouls [3] 描述顆粒材料之穩定狀態時指出：穩定狀態是指顆粒材料在保持一定的體積、剪應力和有效應力之情況下，以一定的速率連續變形的狀態，此時所有顆粒的方向皆到達統計上的穩定狀態，所有的顆粒破損過程皆已完成，顆粒的結構為一流動結構。

由以上之說明可知，穩定狀態與臨界狀態在定義上的差別，僅在於變形的速率與流動結構。Been et al.[4] 指出至目前為止，尚無任何資料能量化砂之流動結構，及證明在應力控制的剪力試驗中試體能真正以一定的速率變形，因此 Been 等人在文中，皆以臨界狀態來統稱穩定或臨界狀態。

穩定狀態線 (steady state line, 簡稱 SSL) 係由任何孔隙比的顆粒質體到達穩定狀態連接而成的線。試體之初始結構僅對受剪初期的應力應變行為有所影響，而土壤的流動結構及其對應的強度則與初始結構無關。Been and Jefferies [1] 以穩定狀態線作為砂土的基本參考線，以相等應力狀態下的孔隙比至穩定狀態線之孔隙比差值定為狀態參數，如圖 1 所示。在孔隙比與平均有效應力座標之穩定狀態線之方程式可寫成：

$$e_{ss} = k - \lambda \log(I') \quad (1)$$

式中， e_{ss} 為穩定狀態線上之孔隙比， I' 為平均有效正應力， k 為 $I' = 1$ 之 e_{ss} ， λ 為穩定狀態線之斜率。狀態參數 Ψ 可表示成：

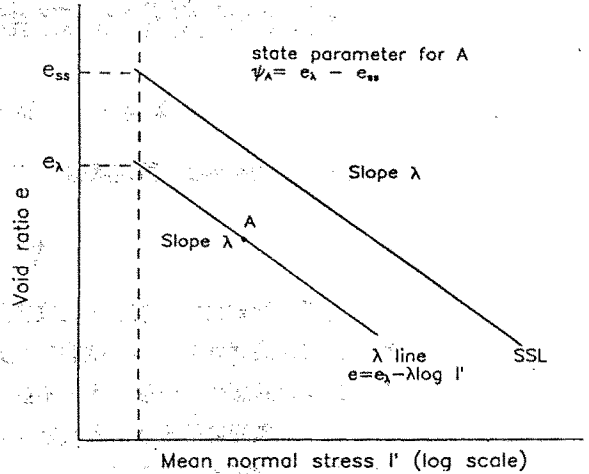


圖 1 狀態參數之定義[1]

$$\Psi = e - k + \lambda \log I' \quad (2)$$

狀態參數 Ψ 值可視為在相同之應力狀態下孔隙比趨近穩定狀態之差值或潛能，緊砂或鬆砂皆有趨近其穩定狀態的潛能。從能量觀點來看，愈緊密的砂釋放能量的潛能愈大，受力或振動時，以釋放能量方式到達穩定狀態並以膨脹外現；愈鬆的砂受力或振動時，吸收外力能量愈大，而以體積收縮外現。因此潛能愈大，外現的行為愈明顯。若砂土之初始狀態位於穩定狀態線之上方，則屬於收縮側，於受剪過程中將產生體積收縮的行為；若砂土之初始狀態位於穩定狀態線之下方，則屬於膨脹側，於受剪過程中將產生體積膨脹的行為。

Castro and Pouls [5] 以穩定狀態線來說明砂土之液化潛能。Sladen 等人 [6] 以崩潰面及臨界應變量來描述砂土在大應變時顆粒結構的崩潰。Been and Jefferies [1] 則以狀態參數來說明砂土到大應變之行為。Robertson 等人 [7] 以狀態參數評估砂土之液化行為，指出對初始狀態在穩定狀態線上方收縮側之土壤而言，在不排水反復載重作用下，如果初始靜態剪應力大於穩定狀態時之不排水殘餘強度，則液化時將伴隨發生極大變形；如果殘餘強度大於初始靜態剪應力及反復剪應力之和，則將產生有限度變形之反復流動式液化 (cyclic mobility)。

Ishihara 等人 [8] 於不排水試驗之有效應力路徑上定義一門檻應力比 (threshold stress ratio)，其斜率稱之為相位轉換角。此相位轉換狀態為當砂試體受不排水載重試驗時體積由收縮轉換為膨脹之點或發生大應變液化的轉換點。如果試體承受反覆載重時應力比小於該門檻應力比，則在回復載重時屬於彈性回復，不會伴隨大量的孔隙水壓產生；應力比大於該門檻應力比時回復載重為塑性回復，則產生大量的孔隙水壓，使得有效應力急劇減少而造成液化現象。

三、試驗土樣、程序及方法

本研究所使用之土樣係取自台北盆地松山層第五次層，試體以重模方式準備，分成細粒料（通過 200 號篩者）含量 0% 和 57% 兩種，試體之粒徑分佈曲線如圖 2 所示。最大乾密度與最小乾密度依據 ASTM D4253-83 及 D4254-83 求得，細粒料含量 0% 者分別為 $1.637g/cm^2$ 及 $1.25g/cm^2$ ，細粒料含量 57% 者分別為 $1.553g/cm^2$ 及 $1.156g/cm^2$ 。細粒料含量 0% 者之顆粒比重為 2.7，統一土壤分類為 SP。細粒料含量 57% 者之顆粒比重為 2.703，粘土（粒徑 < 2）含量 6%，液性限度 24.5，塑性限度 21.9，統一土壤分類為 ML。

試體細粒料含量 0% 者以乾搗法 (dry tamping) 準備，試料分成五等份依次倒入試體模中，分別以搗實棒搗至預定高度。細粒料含量 57% 者若以乾搗法準備，將造成細粒料飛揚分離情形，故以乾敲法 (dry tapping) 準備，試料分成五等份依次倒入試體模中，將搗實棒置於試料上，以橡皮槌輕敲試體模外側使搗實棒下沉至預定高度。試體準備完成後，輸入 CO_2 及除氣水，並施加反水壓使試體飽和。試體平均直徑 71mm，平均高度 195mm。

狀態參數係由有效壓密應力及孔隙比所控制，欲使試體在壓密完成後具有不同的狀態參數以求穩定狀態線時，有效壓密應力與孔隙比必須隨試驗進度機動調整。試體壓密完成後，接著進行應力控制之軸向加壓試驗直到軸向應變達約 20% 為止。詳細之試驗項目、條件及數量整理於表 1。

四、試驗結果與分析

4.1 應力應變與體積變化

細粒料含量 0% 之三軸壓密不排水壓縮試驗結果示於圖 3，由圖可知應力應變曲線大都呈現應變硬化行為，並無明顯的尖峰強度而迅速崩潰的情形出現，孔隙水壓亦大部分呈現先增加後減少之現象，大部分試驗之軸差應力與孔隙水壓約於軸向應變 15% 後即呈現穩定的狀態。圖 4 為各試驗之應力路徑，可看出試體受剪時平均有效應力之變化，試體受剪通過相位轉換後皆產生膨脹行為（即孔隙水壓隨應變增加而降低）。

細粒料含量 0% 之三軸排水壓縮試驗結果示於圖 5，位於膨脹側之試體剛開始受剪時體積收縮，隨著應變增加逐漸成為膨脹；位於收縮側之試體，於受剪過程中體積皆為收縮。大部分試體在應變趨近 20% 時，其體積變化仍未達穩定狀態，顯示排水試驗較難到達穩定狀態線。細粒料含量 57% 試體之三軸不排水及排水壓縮試驗結果亦顯現相同的行為。

4.2 穩定狀態線

台北粉質砂土細粒料含量 0% 之穩定狀態線如圖 6 所示，由圖中可知僅有一組試驗係由收縮側趨近穩定狀態線

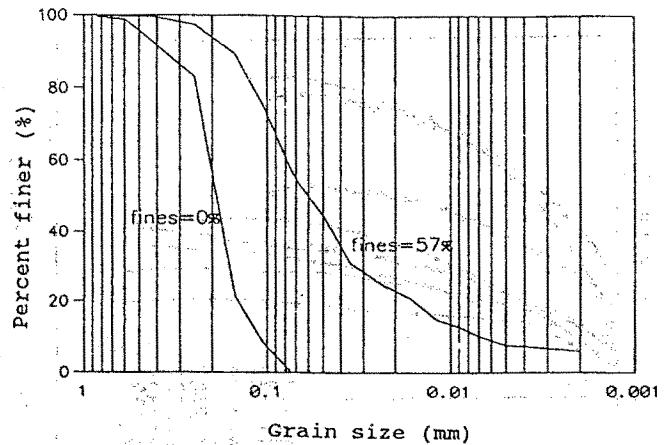


圖 2 重模試體粒徑分佈曲線

表 1 試驗項目及試驗條件

項目	試體 條件	細粒料 0%		細粒料 57%	
		e	σ'_0	e	σ'_0
CU Test		0.755	1.51	0.668	3.49
		0.822	2.5	0.735	2.0
		0.873	1.5	0.853	1.0
		0.885	1.2	0.891	1.0
		0.885	0.6	0.715	2.0
		0.9	0.8*	0.788	1.02
		0.969	2.0	0.746	2.02
		0.826	0.61		
		0.748	3.5		
CD Test		0.802	0.66	0.751	2.0
		0.782	2.2	0.793	1.0
		0.856	0.64	0.803	1.1
		0.833	1.0		
		0.9	2.53		
		0.925	0.6		
		0.895	0.7		
		0.843	3.55		
		0.871	2.0		

e：孔隙比

σ'_0 ：平均壓密應力，單位 kg/cm^2

CU Test：三軸壓密不排水壓縮試驗

CD Test：三軸壓密排水壓縮試驗

*：本組試驗採用非均向壓密，垂直密應力為 $1.2kg/cm^2$ 側向壓密應力為 $0.6kg/cm^2$ ，其餘試驗皆為均向壓密

其餘試驗之初始狀態皆位於膨脹側。其穩定狀態線之方程式為：

$$e = 1.873 - 0.431 \log(I') \quad (3)$$

細粒料含量 57% 之穩定狀態線如圖 7 所示，由圖中可知所有試驗之初始狀態皆位於收縮側。其穩定狀態線之方

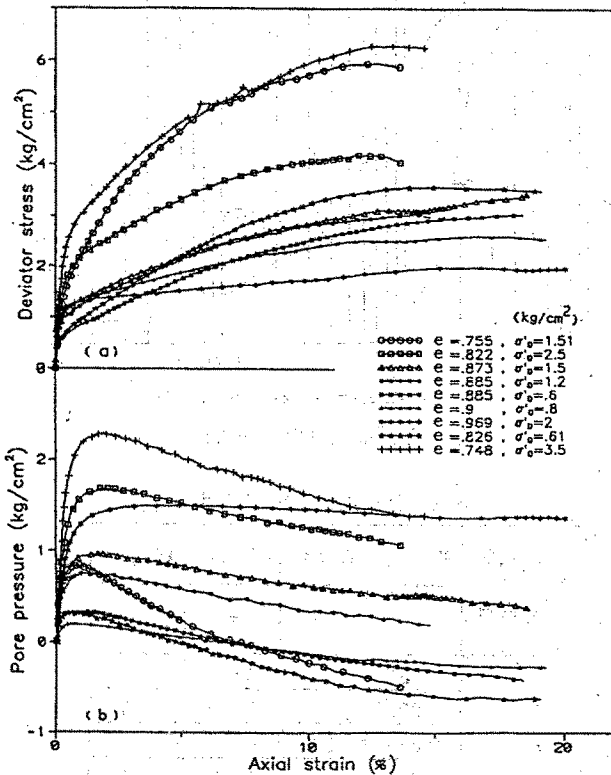


圖3 不排水三軸壓縮試驗之應力應變與孔隙水壓變化曲線 (細粒料含量0%)

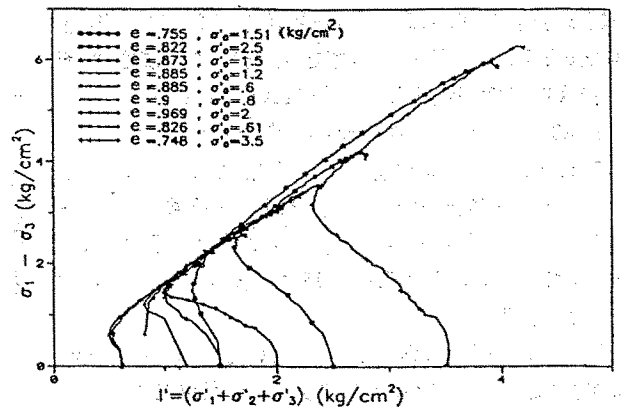


圖4 不排水三軸壓縮試驗之應力路徑 (細粒料含量0%)

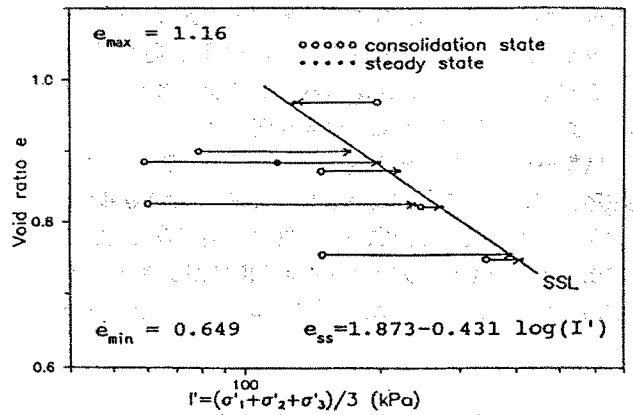


圖6 細粒料含量0%之穩定狀態線

程式為：

$$e_{ss} = 1.392 - 0.318 \log(I') \quad (4)$$

比較式(3)及(4)可知,細粒料含量57%之穩定狀態線之斜率λ較細粒料含量0%者較小。Jefferies[9]研究Kogyuk砂之λ與顆粒大小的關係指出, D₅₀愈大則λ愈大,細粒料含量愈多則λ愈大。本試驗所採用細粒料含量0%之D₅₀ = 0.195mm、細顆粒含量57%之D₅₀ = 0.065mm, D₅₀與細粒料含量對λ之影響剛好相反。但Dobry等人[10]之研究結果卻指出細粒料含量愈大則斜率愈小,本研究結果與Dobry等人較相近。由此可見,細粒料含量對穩定狀態線斜率之影響,國內外之研究並不一致,仍待更深入之探討。

台北粉質砂土相位轉換及穩定狀態點在p'-q應力平面上之試驗結果如圖8所示, p' = (σ'₁ + σ'₃)/2, q = (σ'₁ - σ'₃)/2, 圖中PT代表相位轉換點, SS代表穩定狀態點, 由圖可知細粒料含量0%及57%試體之相位轉換與穩定狀態點大致上位於一直線上, 不因初始狀態之孔隙比、圍壓大小、細粒料含量而改變。穩定狀態之摩擦角φ'_{ss}大略為一常數值, 細粒料含量0%試體之φ'_{ss}介於36~37, 細粒料含量57%試體之φ'_{ss}介於37~38°之間。

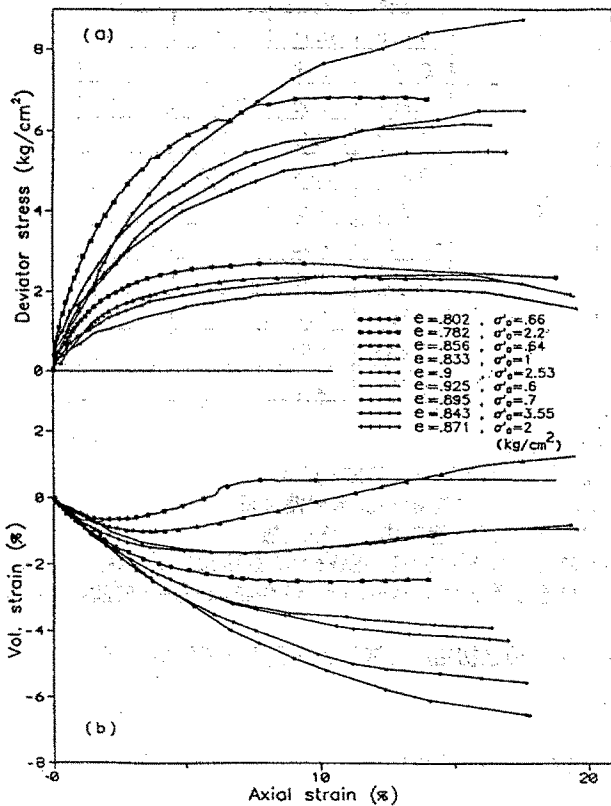


圖5 排水三軸壓縮試驗之應力應變與體積變化曲線 (細粒料含量0%)

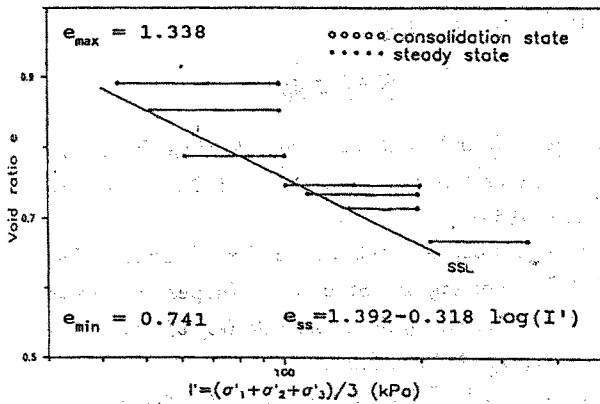


圖 7 細粒料含量 57% 之穩定狀態線

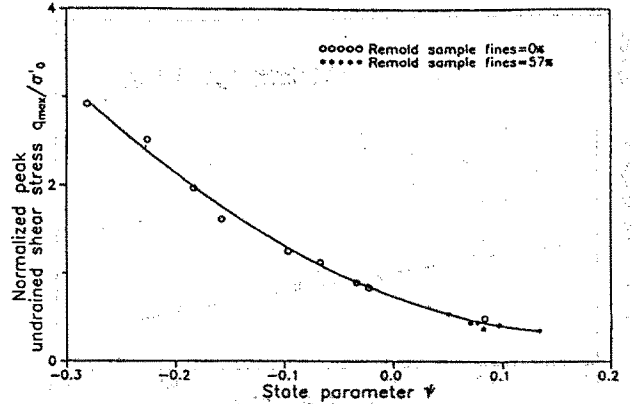


圖 9 正規化尖峰不排水剪力強度與狀態參數之關係

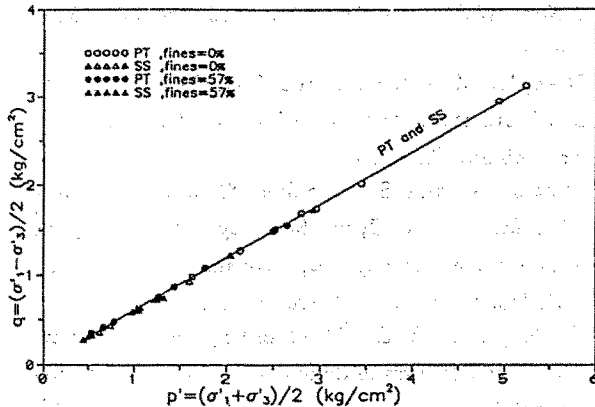


圖 8 $p' - q$ 平面上相位轉換與穩定狀態之關係

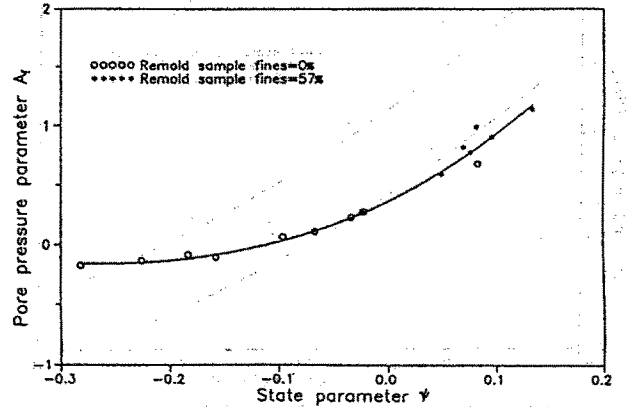


圖 10 破壞時之孔隙水壓參數 A_f 與狀態參數之關係

4.3 狀態參數與工程性質

砂土在不排水載重條件下較具意義的工程設計參數有尖峰不排水剪力強度 (q_{max}) 及破壞時之孔隙水壓參數 (A_f) 等。圖 9、圖 10 分別為台北粉質砂土之正規化尖峰不排水剪力強度 (q_{max}/σ'_0) 及破壞時孔隙水壓參數 A_f 與狀態參數 ψ 之關係。結果顯示彼此間具有良好的關係。

相位轉換之剪應力對平均壓密應力之比值 (q_{pt}/σ'_0) 與狀態參數的關係，如圖 11 所示，大致上呈現線性關係。如果試體承受反覆載重之應力比 q'/σ'_0 超過 q_{pt}/σ'_0 時，依照 Ishihara 等人 [8] 之研究指出試體可能在前數個反覆載重時，產生大量的孔隙水壓而致液化破壞。

砂土在排水載重條件下較具意義的工程性質有破壞時之摩擦角 (ϕ') 及膨脹率 (即體積應變增量 de_v 與軸應變增量 de_a 之比值)。圖 12 為排水試驗破壞時之摩擦角與狀態參數之關係，狀態參數值為負時，有較高的摩擦角，狀態參數為正時摩擦角較低，此係由於排水時體積變化造成外力能量損耗的結果。Been and Jefferies [1] 整理數種砂土之試驗資料後，建議 ϕ' 與 ψ 之關係大致上位於圖 13 中兩條實線所界定之範圍內，本研究結果與其比較後發現狀態參數負值大時台北粉質砂土之摩擦角稍低，狀態參數正值大時摩擦角則較高。圖 13 為破壞時之摩擦角扣除穩定狀態之摩擦角與狀態參數的關係，該值可視試體受剪變形時體積產生膨脹效應所項獻的摩擦角。與 Been and Jefferies 建議之範圍比較，顯示台北粉質砂土在狀態參數為負值時

低於該建議範圍。究其原因可能為 Been and Jefferies 採用石英砂之 $\phi'_{ss} = 32$ ，而台北粉質砂土之 ϕ'_{ss} 約為 37° 且膨脹效應較低所致。

圖 14 為台北粉質砂土破壞時之膨脹率與狀態參數之關係，結果兩者具有良好關係，但在狀態參數負值大時，膨脹效應才稍有顯現，狀態參數為正時體積收縮量較大。

五、結論

本研究針對細粒料含量 0% 及 57% 之重模試體進行三軸壓縮試驗，探討台北盆地松山層第五次層之粉質砂土之穩定狀態線及其工程性質，獲致以下結論：

- (1) 依據試驗結果顯示台北粉質砂土穩定狀態線之位置及斜率受細粒料含量之影響很大。細粒料含量較高時，穩定狀態線之位置向下移且其斜度較緩。
- (2) 台北粉質砂土之穩定狀態摩擦角約為 37° 。
- (3) 相位轉換點與穩定狀態點在 $p' - q$ 平面上大致落於同一直線上。
- (4) 狀態參數確實能反應砂土排水或不排水條件時之各項工程性質，如不排水時之正規化不排水最大剪力強度和破壞時之孔隙水壓參數等，以及排水時之破壞摩擦角及膨脹率等。

誌謝

本文承蒙亞新工程顧問公司提供試驗土樣及相關資料

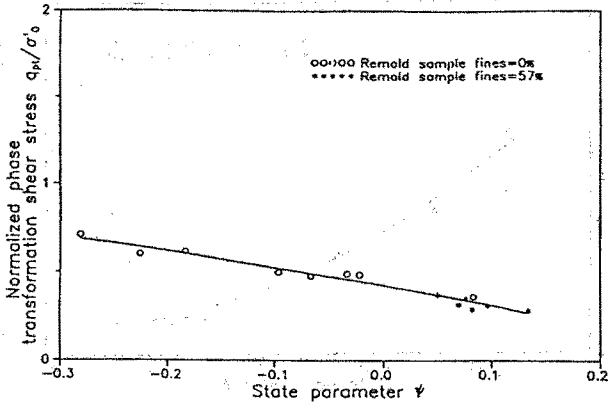


圖 11 相位轉換應力比與狀態參數之關係

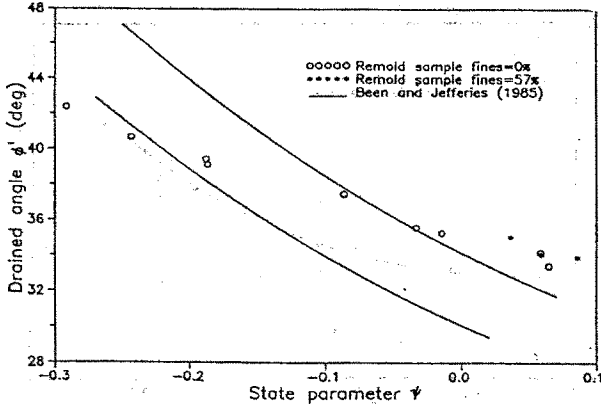


圖 12 排水摩擦角與狀態參數之關係

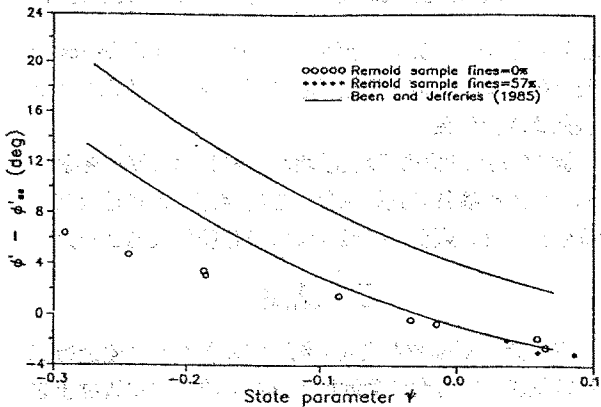


圖 13 排水摩擦角扣除穩定狀態摩擦角與狀態參數之關係

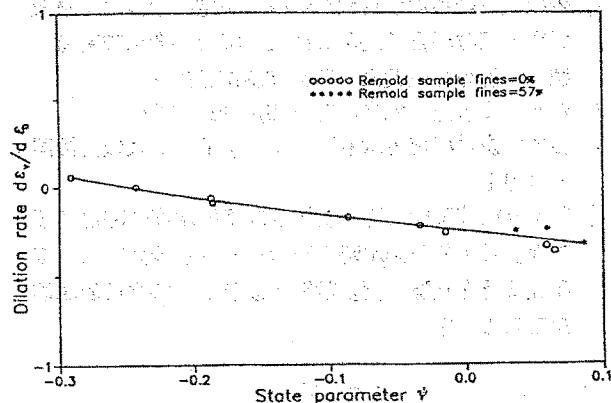


圖 14 破壞時之膨脹率與狀態參數之關係

· 方得以完成，謹此致謝 ·

參考文獻

1. Been, K. and M.G. Jefferies, "A State Parameter for Sands," *Geotechnique*, Vol. 35, No. 2, pp. 99-112 (1985).
2. Casagrande, A., "Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills," *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, pp. 257-276 (1936).
3. Poulos, S.J., "The Steady State of Deformation," *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 107, No. GT5, pp. 553-561 (1981).
4. Been, K., M.G. Jefferies and J. Hachey, "The Critical State of Sands," *Geotechnique*, Vol. 41, No. 3, pp. 365-381 (1991).
5. Castro, G. and S.J. Poulos, "Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 103, No. GT6, pp. 501-516 (1977).
6. Sladen, J.A., R.D. D'Hollander, and J. Krahn, "The Liquefaction of Sands, a collapse Surface Approach," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 22, No. 4, pp. 564-578 (1985).
7. Robertson, P.K., D.J. Woeller and W.D.L. Finn, "Seismic Cone Penetration Test for Evaluation Liquefaction Potential Under Cyclic Loading," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 29, No. 4, pp. 686-695 (1992).
8. Ishihara, K., F. Tatsouka, and S. Yasuda, "Undrained Deformation and Liquefaction of Sand Under Cyclic Stresses," *Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 15, No. 1, pp. 29-44 (1975).
9. Jefferies, M.G., "Verification of $q_c - \Psi$ Function in Sand Strata," *Penetration Test 1988, ISOPT-1*, De Ruiter ed., Balkema, Rotterdam, pp. 793-804 (1988).
10. Dobry, R., A. Vasquez-Herrera, R. Mohamad, and M. Vucetic, "Liquefaction Flow Failure of Silty Sand by Torsional Cyclic Test," *ASCE National Convention Session on Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Loading*, Detroit, pp. 29-50 (1985).