

電子式兼測水壓貫入錐的應用  
THE PIEZOCONE PENETRATION TEST

秦中天  
C. T. Chin

原著載於地工技術雜誌第 16 期，  
1986 年 12 月，23 - 31 頁

*Reprinted from Sino-Geotechnics,*  
*No. 16,*  
*October 1986,*  
*pp. 23 - 31*

# 電子式兼測水壓貫入錐的應用

秦 中 天\*

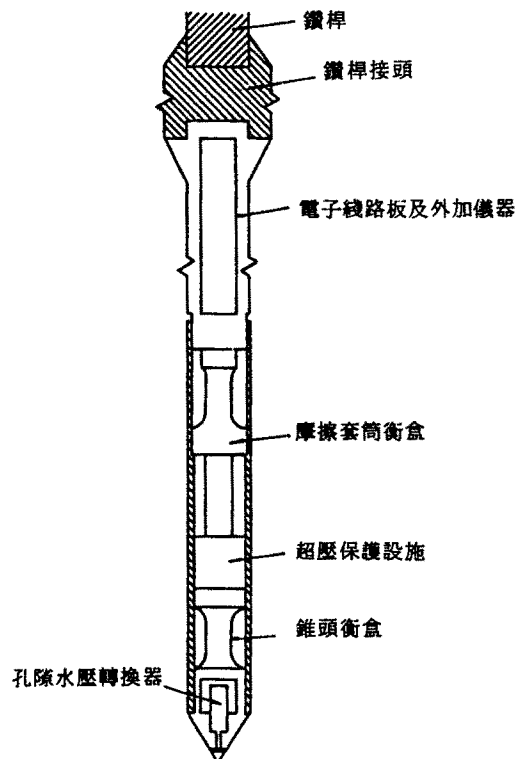
## 一、前 言

自從1974年的歐洲貫入試驗會議(European Symposium on Penetration Testing)和1975年 ASCE 土壤性質的現場試驗會議(Specialty Conference on In-Situ Measurements of Soil Properties)以來,大地工程界開始更注意到如何利用圓錐貫入試驗(Cone Penetration Test, CPT)來探求土壤的性質。尤其現在的圓錐貫入試驗常具備了量測孔隙水壓的能力(例如電子式兼測水壓貫入錐(Piezococone, Baligh et al,1981),更可以幫助我們更精確的求到許多實驗室裏很難求到的土壤參數。同時,因為CPT可以取得連續的資料,所以比其他現場試驗工具更容易了解土層的變化;再加上CPT在其他基礎工程問題上直接的應用(例如樁基礎分析),因而使得這個工具被視為兩種最有發展的現場試驗工具之一(Wroth,1984)。

本文目的,除了在介紹電子式兼測水壓貫入錐(以下簡稱水壓錐)本身的構造和使用時應該注意的事項以外,重點更在於如何利用水壓錐去鑑別土層及求得土壤參數。水壓錐也可以用來研究摩擦樁在黏土中的承載力,但因篇幅的限制,僅做簡略的介紹。至於許多有關水壓錐的基本理論(Baligh 1986 a, b),雖然非常重要,也都只有略去不談。

## 二、構造和使用時應注意事項

et al, 1981)。一般而言,水壓錐和標準荷蘭錐具有相同的底座面積(Base Area =  $10\text{cm}^2$ )和錐角(Cone Angle =  $60^\circ$ )。但是,透水元件(Porous Elements)的數目和位置並不固定,而不同位置的透水元件所量到的孔隙水壓會有極大的差別。在現場試驗時,通常水壓錐都是以每秒2公分的速度,穩定的貫入土中,而同時量到錐頭阻抗(Tip Resistance,  $q_c$ ),孔隙水壓(



圖一所示即為水壓錐的基本構造 (Baligh

圖一 水壓錐的基本構造 (Baligh et al., 1981)

\* 亞新工程顧問公司大地正工程師

Pore Pressure,  $u$ )和摩擦阻力(Frictional Resistance,  $f_s$ )。有關水壓錐的構造和使用, Morrison(1984)有很詳細的介紹, Azzouz (1985)則有很清楚的摘要。下面只強調其中最重而經常被忽略的兩件事:

### 2.1 排除透水元件中的空氣(Deairing)

爲了要確保透水元件能立即準確的量到孔隙水壓, 實驗室裏準備水壓錐的過程中, 除氣是最重要的步驟。透水元件如果不能達到極高精度的飽和, 少量的空氣都可以使整個量測的結果毫無意義。麻省理工學院在1979年所發展的一套方法(Jordan, 1979), 可以很容易的被一般實驗室所採用。爲了保證透水石的飽和, 在做完除氣的工作後, 還應該要用一個監視轉換器(Witness Transducer)來檢查。圖二所顯示的就是一個透水元件立即準確量到孔隙水壓變化的記錄(Morrison, 1984)。注意圖二中, 1.25秒以後記錄上所顯示的不同, 是因爲解壓時引起連在監視轉換器上U型管的水錘作用, 因此可以忽略不計。

### 2.2 修正直接量到的錐頭阻抗( $q_c$ )

和摩擦阻力( $f_s$ )

因爲錐的底端通常都會有一個止水環(O-Ring), 所以水壓錐量到的 $q_c$ 和 $f_s$ 都需要修正(Jamiokowski et al., 1985)。圖三就是用來表

示如何修正所量到的 $q_c$ 。圖中公式裏的 $a$ 值, 通常是在0.75到0.85之間。

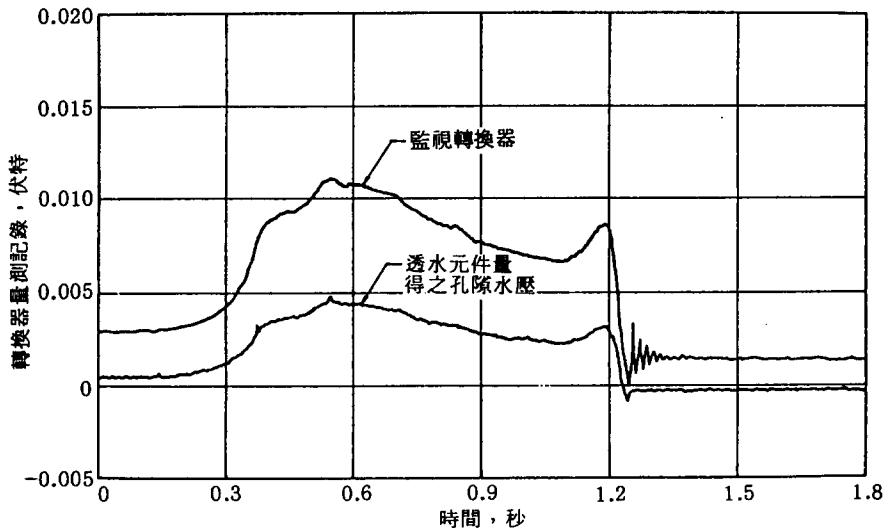
## 三、 現場調查的應用

### 3.1 土層判斷(Detect Soil Variability)

因爲水壓錐可以連續的得到土壤 $q_c$ ,  $u$ 和 $f_s$ 隨深度的變化, 所以水壓錐判別土壤層次的能力也遠超過其他的現場試驗。下面就以水壓錐貫入波士頓藍色黏土(Boston Blue Clay, BBC)的記錄加以說明(Baligh and Vivavtrat, 1979)。

圖四是BBC一般性質的剖面; 圖五是BBC不排水剪力強度( $s_u$ )的剖面。注意圖五(A)中的現場強度(Field Strength)是從四個鑽孔, 每隔3呎所做一個十字片剪強度的結果。其原始資料如圖五(B)所示; 圖五(A)中的SHANSEP強度(Ladd and Foott, 1974)則是根據 $K_0$ 壓密後的平面應變試驗和土壤的過壓密比(OCR)和有效覆土壓( $\bar{\sigma}_{v_0}$ )求到的。基本上, 從圖五中我們可以發現: 很難用不壓密不排水(UU)試驗求到土壤不排水剪力強度的剖面, 而現場十字片剪的強度與SHANSEP強度大致成一定之關係, 但是SHANSEP要求非常複雜和精確的試驗。

圖六是水壓錐在BBC中量到的 $q_c$ 和在錐尖量到的孔隙水壓的記錄:



圖二 水壓錐頂端透水石在實驗室中量測水壓的反應(Morrison, 1984)

(1)從圖六中可以看出連續的土層變化。尤其 $q_c$ 對深度的變化和圖五中SHANSEP和十字片剪所得到的結果非常一致。這表示我們可以用一個參數將水壓錐所量到的結果，轉換成不排水剪力強度的剖面。

(2)在28, 51, 99和117呎深的地方，很明顯的發現有很薄的砂土(Sand Lense)存在。這在工程應用上要找排水層面(Drainage Boundary)時，有很大的幫助。其他的現場調查方法就很不容易察覺這樣細微的變化。

(3)同時比較孔隙水壓 $u$ 和 $q_c$ ，不但可以用來做仔細的分層(Azzouz 1985)，而且還可以用來做土壤分類(詳見3.2)同時並可推估過壓密比(OCR)隨深度的變化(詳見3.3.)。

### 3.2 土壤分類

因為水壓錐可以同時求到 $u$ 和 $q_c$ ，不同的學者都會選用不同的方式把 $u$ 和 $q_c$ 放在一個參數裏。雖然不同的組合可以有不同的用途，但是，一般而言，目前較普遍的方法是利用 $Bq$ 這個參數(Wroth, 1984; Jamiokowski et al., 1985)來區別土層：

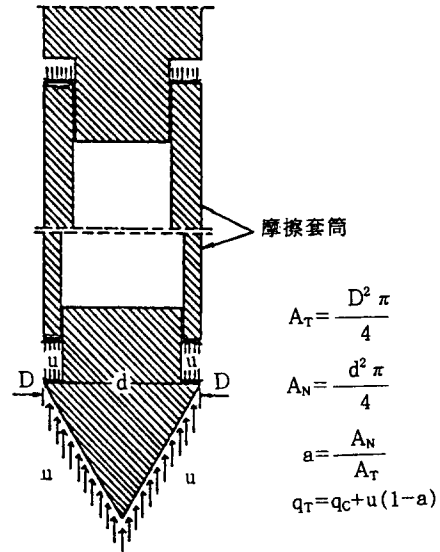
$$Bq = \frac{u - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (1)$$

公式(1)中的 $u_0$ 是靜水壓力(Steady State Pore Pressure)， $q_t$ 是從 $q_c$ 修正後得到的， $u$ 是貫入時所量到的孔隙水壓。參數 $Bq$ 則隨透水石所在的位置而不同。圖七就是利用 $Bq$ 來分別土壤的

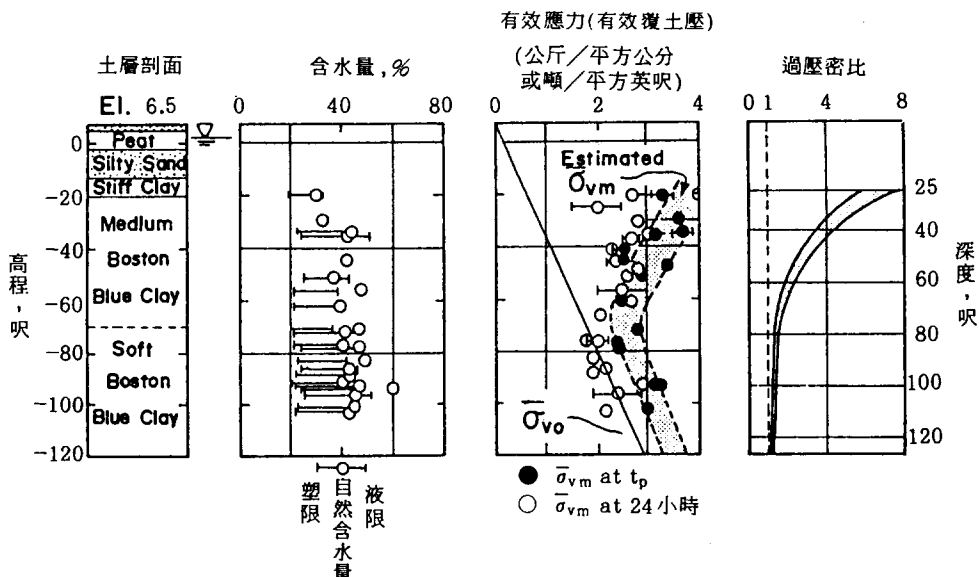
種類(Senneset and Janbu, 1984)，其中的 $u$ 是指在錐底量到的孔隙水壓。

### 3.3 使用 $u$ 和 $q_c$ 推測OCR隨深度的變化

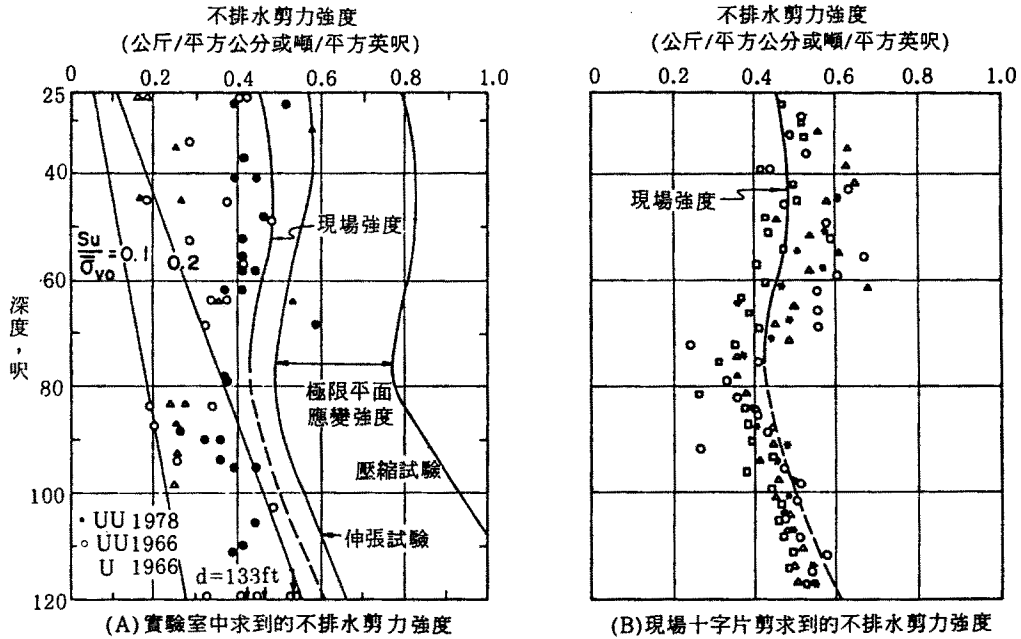
在黏土中， $Bq$ 可以用來顯示OCR隨深度變化的關係。例如圖八就是 $Bq$ 與OCR在BBC中隨深度的變化，利用同樣量測的結果，但是用 $u/q_c$ 來表示(如圖九)也可以同樣看出OCR的變化(Baligh et al., 1981)。



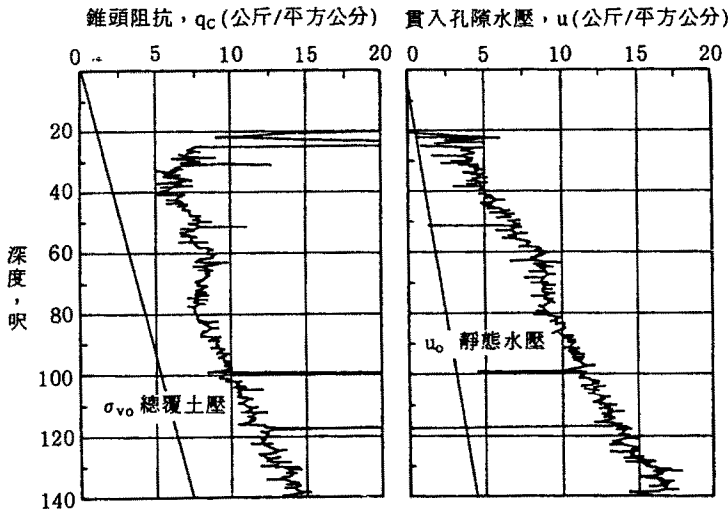
圖三 修正水壓錐直接量測的 $q_c$   
(Jamiokowski et al., 1985)



圖四 波士頓藍色黏土的土壤剖面(Baligh and Vivatrat, 1979)



圖五 波士頓藍色黏土的不排水剪力強度剖面(Baligh and Vivatrat, 1979)



圖六 水壓錐在BBC中量到的 $u$ 和 $q_c$ (Baligh et al., 1981)

### 3.4 利用 $q_c$ 求黏土的不排水剪力強度

黏土的不排水剪力強度( $s_u$ )可以用理論(Baligh, 1986b)或經驗公式, 從水壓錐所量到的 $q_c$ 或 $u$ 推算出來。最常用的就是利用公式(2)和圖十來求 $s_u$ , (Gadinsky, 1983):

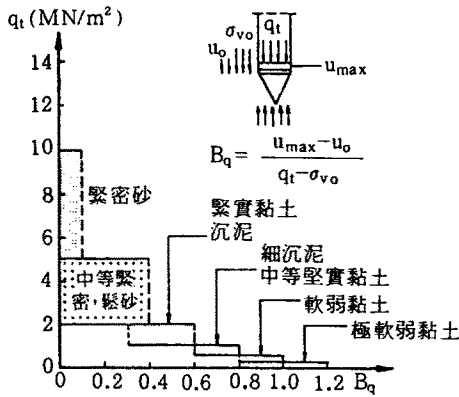
$$s_u = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_k'} \quad (2)$$

公式(2)中的 $q_t$ 是從 $q_c$ 修正後的值,  $s_u$ 是利用 Bjerrum(1972)所建議的修正曲線求得的十字

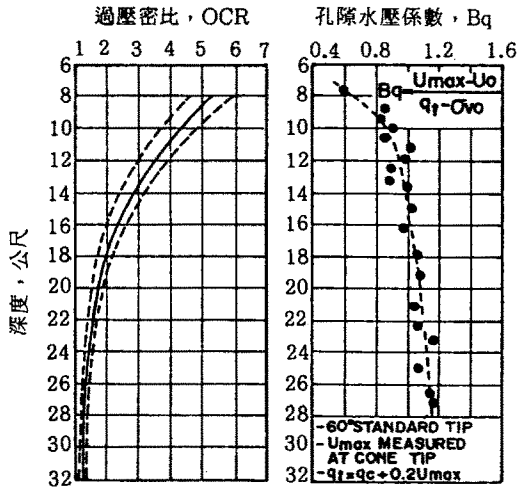
片剪強度(圖十一)。一般而言,  $N_k'$  的值是在 10到20之間。通常PI越大,  $N_k'$  越小。

### 3.5 利用孔隙水壓的消散求土壤的壓密係數和透水係數

水壓錐貫入土中時會引起孔隙水壓的增加, 當停住水壓錐不再繼續移動後, 孔隙水壓便會逐漸消散直到靜水壓力為止。因此, 我們需要一個方法來利用飽和黏土壓密時孔隙水壓的消散曲線來求土壤的壓密係數和透水係數, 就



圖七 利用參數  $B_q$  做土壤分類 (Senneset and Janbu, 1984)

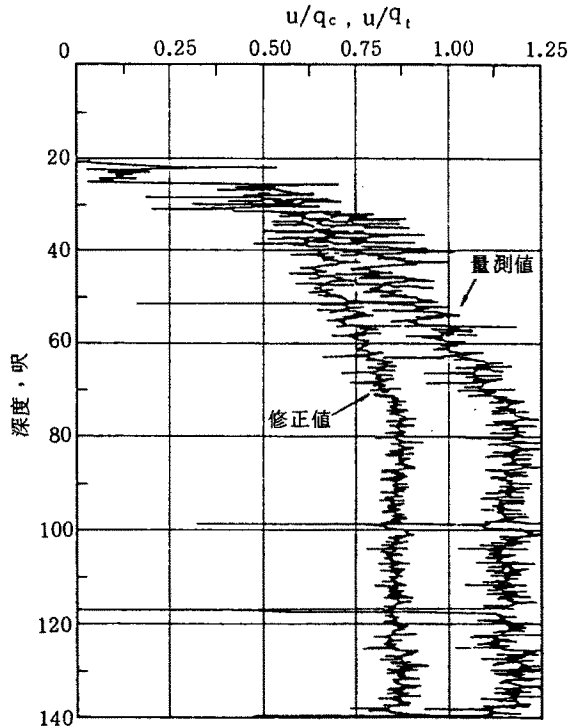


圖八 BBC中  $B_q$  與 OCR 隨深度變化的關係 (Baligh et al., 1981)

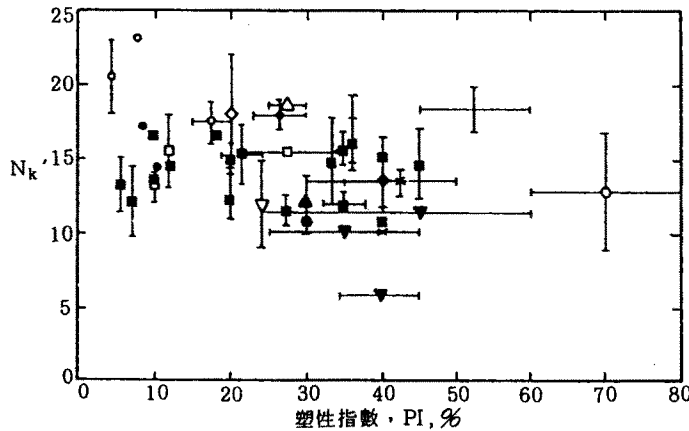
正如我們需要利用  $\sqrt{t}$  或  $\log t$  的方法來解釋實驗室的單向度壓密試驗。這個方法背後嚴謹的理論分析 (Baligh and Levadoux, 1980; Levadoux and Baligh, 1980) 在此都略去不談，只介紹使用這個方法的六個步驟 (Baligh, 1985)：

(1) 將量到孔隙水壓隨時間的變化，以  $\bar{u}$  對  $\log t$  表示：

$$\bar{u} = \frac{u_t - u_0}{u - u_0} \quad (3)$$



圖九  $u/q_c$  和  $u/q_t$  隨深度變化的關係 (Baligh et al., 1981)



圖十 適用於求軟弱黏土和中等黏土的不排水剪力強度的參數， $N_k'$  (Gadinsky, 1983)

公式(3)中的 $u_i$ 是在貫入 $t$ 時間後所量到的孔隙水壓。圖十二中，就包含了十八個水壓錐，貫入BBC後所量到的記錄。

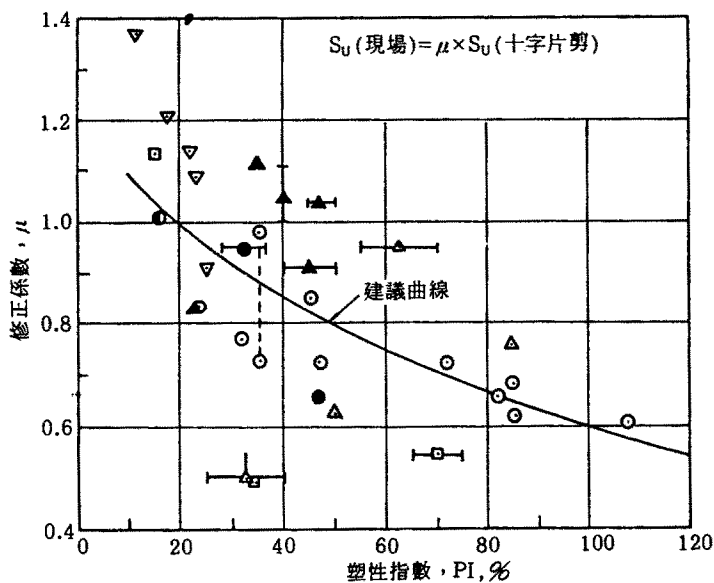
(2)選擇可靠的記錄加以分析。通常在壓密開始的一段時間(大約10秒)，孔隙水壓如果仍繼續增加或是有很大的波動時，這個記錄就不該被採用。

(3)視水壓錐的種類(60°或18°的錐角)，選用適當的推薦曲線(圖十三)。注意圖十三橫座標 $T$ 的定義，可以由公式(4)表示：

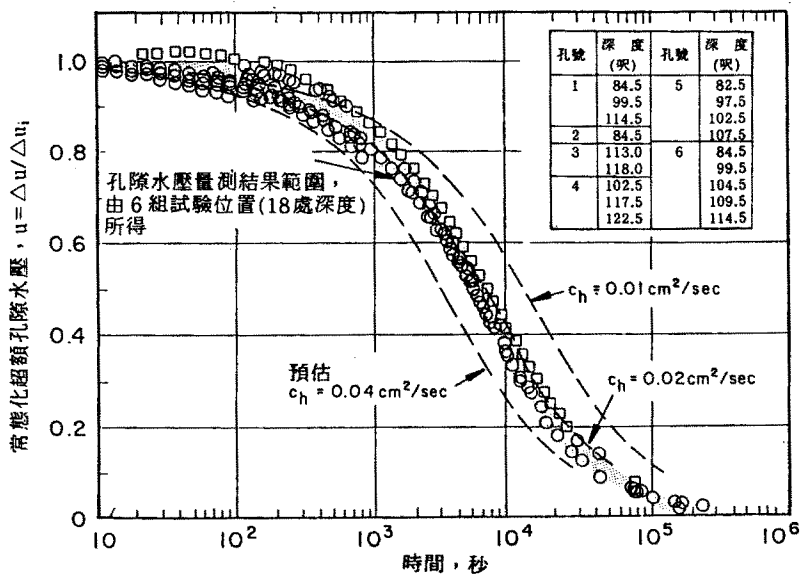
$$T = \frac{c_h t}{R^2} \quad (4)$$

式中的 $c_h$ 是側向壓密係數， $R$ 則是水壓錐的半徑。當選定推薦曲線後，就選取幾個適當的 $c_h$ 值，將推薦曲線由 $\bar{u}$ 對 $\log T$ 相對應的改畫成 $\bar{u}$ 對 $\log t$ 的曲線，(圖十二中，選用的 $c_h$ 值是0.01，0.02和0.04 $\text{cm}^2/\text{sec}$ )

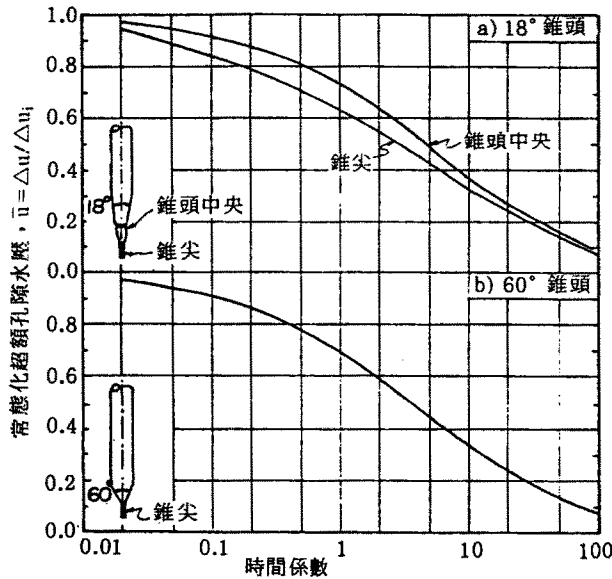
(4)比較步驟(1)所得的記錄和步驟(3)由推薦曲線改畫的 $\bar{u}$ 對 $\log t$ 的曲線，如果量到的記錄和其中一條改畫的曲線相重合(通常在 $\bar{u}$ 大於



圖十一 Bjerrum修正係數(Bjerrum, 1972)



圖十二 BBC中孔隙水壓在水壓錐貫入後的消散曲線(Baligh, 1985c)



圖十三 利用水壓錐求  $c_h$  的推薦曲線(Baligh and Levadoux, 1980)

0.5)，則那條曲線所對應的  $c_h$  就是我們所認為最佳的估計，如圖十二中， $c_h = 0.02 \text{ cm}^2 / \text{sec}$ 。因為水壓錐貫入土中時，孔隙水壓增加，有效壓力減小，所以這裏求到的  $c_h$  是在過壓密階段 (Overconsolidated) 的側向壓密係數： $c_h(OC)$ 。從公式(5)，由  $c_h(OC)$  可以求到過壓密階段的縱向壓密係數， $c_v(OC)$ ：

$$c_v(OC) = c_h(OC) \frac{k_v}{k_h} \quad (5)$$

公式(5)中的縱向透水係數  $k_v$  對側向透水係數  $k_h$  之比值可以從許多報告中找到 (例如 Ladd, 1976 或 Jamiokowski et al., 1985)。一般土壤在沒有明顯層面 (Layering) 時， $k_h/k_v = 1.2 \pm 0.2$

(5) 橫向透水係數， $k_h$ ，可以由公式(6)求到：

$$k_h = \frac{\gamma_w}{2.3 \bar{\sigma}_{vo}} \cdot RR \cdot c_h(OC) \quad (6)$$

式中的  $\gamma_w$  是水的單位重；RR (Recompression Ratio) 可以由單向度壓密試驗中決定，大約是在 0.002 到 0.02 之間。

(6) 在正常壓密階段 (Normally Consolidated) 的壓密係數，則可以由下列公式求到：

$$c_h(NC) = \frac{RR}{CR} c_h(OC) \quad (7a)$$

$$c_v(NC) = \frac{RR}{CR} c_v(OC) \quad (7b)$$

公式(7)中的 CR (Virgin Compression Ratio

) 同樣的可從單向度壓密試驗求到。CR 通常在 RR 的 5 到 10 倍，而 CR 的值也可以由許多經驗公式推算 (例如 Ladd, 1973)。

注意上述方法在應用於沉泥時，因為沉泥的孔隙水壓消散較快，故需要經過簡單的修正才能適用。

### 3.6 其他土壤參數

上述的討論多半偏重於黏土。但是黏土的變形模數 (例如  $E_u$  或  $G$ ) 和有效應力強度參數 ( $\bar{c}$  和  $\bar{\phi}$ )，還不是很容易的由水壓錐求到，使用時需要非常謹慎 (Senneset and Janbu, 1984; Keaveny, 1985; Jamiokowski et al. 1985)。

對於一些石英質砂土 (Normally Consolidated, Uncemented and Unaged)，在充分排水的情況下， $q_c$  可以用來求相對密度， $D_R$  (Lancellota, 1983)。至於砂土的  $\bar{\phi}$ ，雖然可以由很多公式求到 (例如 Senneset and Janbu, 1984; Keaveny, 1985)，但是這些公式多半都假設砂土的破壞包絡線是直線的。而事實上，砂土的破壞包絡線在高圍壓下是曲線並非直線。

## 四、其他工程問題上的應用

水壓錐最早發展出來是用在求一些土壤的參數，但是近年來水壓錐被更廣泛的用在其他工程問題上。目前在對深貫入 (Deep Penetr-

ation) 問題做研究的許多結果，就被用來解釋水壓錐貫入土中所引起土壤應力的變化；而水壓錐所量到的數據更常被用來檢驗理論解是否正確。下面就舉兩個例子來說明，水壓錐在其他工程上的應用。

#### 4.1 預測樁的摩擦承載力 (Frictional Resistance)

水壓錐貫入土中所引起土壤變化的現象，基本上和樁打入土中引起土壤變化的情形是一樣的。因此，可以被視為一個模型樁(Model Pile)，用來求黏土在樁打入時和荷重時的摩擦承載力(Azzouz and Baligh, 1984)。同時，因為水壓一側向應力感應衡盒(Piezo-Lateral Stress Cell, PLS, Morrison, 1984)的發展，使得土壤的側向應力，( $\sigma_h$ )和 $u$ 可以被同時量到，更有助於估算樁的承載力隨時間的變化。

#### 4.2 預測取樣管的栓塞(Plugging) 和試體的擾動

主要是因為海上工程(Offshore Engineering)的需要，Holt和Ims(1984)提出一個理論來預測取樣管取土時的栓塞，然後再從栓塞的程度來判斷土樣受擾動的大小。他們基本上認為當取樣管貫入土中，取樣管底端的承載力小於管壁的摩擦力時，取樣管就會發生栓塞。至於取樣管底端的承載力和管壁的摩擦力，就可以用量到的 $q_c$ 和 $f_s$ 來推算。

## 五、結 論

目前因為經濟上的考慮和技術上的要求，水壓錐的使用還並不普遍。但是近年來研究使大家發現水壓錐的用途非常廣泛，同時因為水壓錐可以連續求到許多有用的資料，所以它相對的單位成本並不會比其他工具更昂貴，因此使水壓錐成爲一個非常值得採用的工具。

這篇介紹的重點，可以歸納成下列幾項：

(1)使用水壓錐時，最重要的是透水元件的除氣工作。

(2)分析水壓錐的資料時，要知道 $q_c$ 和 $f_s$ 是否經過修正。

(3)因為水壓錐可以取得連續的數據，所以

是鑑別土層最好的工具。

(4)OCR隨深度的變化，可以由 $u$ 和 $q_c$ 的組合顯示。

(5)黏土的 $s_u$ 一般都可以由水壓錐求到；砂土的 $\bar{\phi}$ 角，雖然也有許多公式可用，但大都忽略了高圍壓下包絡線彎曲的因素。

(6)黏土的壓密係數和透水係數可以由水壓錐求到；經過適度的修正，同樣的方法可以應用於沉泥。

(7)水壓錐和PLS可以用來預測摩擦樁在黏土中的摩擦承載力的大小以及承載力隨時間變化的關係。

## 誌 謝

這篇文章承洪如江教授指正，以及林永光先生、解宗慈小姐和孫一鴻先生的討論，特此致謝。

## 參 考 文 獻

- AZZOUZ, A. S., (1985) "The Piezocone Penetrometer." *Lecture Notes for MIT Special Summer Course 1.60S*, Dept., of Civil Eng., MIT, Cambridge, MA, USA.
- AZZOUZ, A. S., and BALIGH, M. M., (1984) "Behavior of Friction Piles in Plastic Empire Clays," *MIT Research Report R84-14*, Order No. 771, Dept. of Civil Eng., MIT, Cambridge, MA, USA.
- BALIGH, M. M. (1985) "Interpretation of Piezocone Measurements after Penetration," *Lecture Notes for MIT Special Summer Course 1.60S*, Dept. of Civil Eng., MIT, Cambridge, MA, USA.
- BALIGH, M. M. (1986a) "Undrained Deep Penetration - I: Shear Stress," *Geotechnique*, Vol. 36, No. 4.
- BALIGH, M. M. (1986b) "Undrained Deep Penetration - II: Pore Pressures," *Geotechnique*, Vol. 36, No. 4.
- BALIGH, M. M. and VIVATRAT, V. (1979) "In Situ Measurements in a Marine Clay," *Proc. of the BOSS Conference*, Vol. 1. London, England,

- BALIGH, M. M., and LEVADOUX, J. N. (1980) "Pore Pressure Dissipation after Cone Penetration," *Research Report R80-11*. Order No. 662, Dept. of Civil Engineering, MIT, Cambridge, MA, USA.
- BALIGH, M. M., AZZOUEZ, A. S., WISSA, A.F.Z., MARTIN, R. T. and MORRISON, M. J., (1981) "The Piezocone Penetrometer," *Proceedings, ASCE Conference on Cone Penetration Testing and Experience*, St. Louis, MO, USA.
- BJERRUM, L. (1972) "Embankments of Soft Ground," State-of-the-art Report, *Proc. ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, Lafayette, IN, USA, Vol. 2.
- GADINSKY, S. P. (1983) "Evaluation of the Engineering Properties of Clays with the Piezocone Penetrometer," *Master of Science Thesis*, Dept. of Civil Engineering, MIT, Cambridge, MA, USA.
- HOLT, J. R. and IMS, B. W., (1984) "The Phenomenon of Sample Tube Plugging," *ASTM Symposium on Laboratory and In-Situ Determination of the Strength of Marine Soils*, San Diego, CA, USA.
- JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C. C., GERMAINE, J. T. and LANCELLOTTA, R. (1985) "New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils," *Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, CA, USA.
- JORDAN, W. S. (1979) "Determination of Negative Pore Pressures for Embankment Design," *Master of Science Thesis*, Dept. of Civil Engineering, MIT, Cambridge, MA, USA.
- KEAVENY, J. (1975) "In Situ Determination of Drained and Undrained Soil Strength Using the Cone Penetration Test," *Ph.D. Thesis, University of California*, Berkeley, CA, USA.
- LADD, C. C. (1973) "Settlement Analysis for Cohesive Soils," *Research Report R71-2, No. 272*, Dept. of Civil Eng., MIT, Cambridge, MA, USA.
- LADD, C. C. (1976) "Use of Precompression and Vertical Sand Drains for Stabilization of Foundation Soils," *Research Report R76-4, No. 541*, Dept. of Civil Eng., MIT, Cambridge, MA, USA.
- LADD, C. C. and FOOTT, R. (1974) "New Design Procedure for Stability of Soft Clays," *Journal of Geotechnical Engineering Div., ASCE*, Vol. 100, No. GT7.
- LANCELLOTTA, R. (1983) "Analisi di Attidabilita in Ingegneria Geotecnica," *Atti Istituto Scienza Costruzioni, No. 625*, Politecnico di Torino, Italy.
- LEVADOUX, J. N., and BALIGH, M. M. (1980) "Pore Pressures During Cone Penetration in Clays," *Research Report R80-15*, Order 661, Dept. of Civil Engineering, MIT, Cambridge, MA, USA.
- MORRISON, M. J. (1984) "In-Situ Measurements on a Model Pile in Clay," *Ph.D. Thesis*, Dept. of Civil Engineering, MIT, Cambridge, MA, USA.
- SENNESET, K. and JANBU, K. (1984) "Shear Strength Parameters Obtained from Static Cone Penetration Tests," *ASTM Symposium on Laboratory and In-Situ Determination of the Strength of Marine Soils*, San Diego, CA, USA.
- WROTH, C. P. (1984) "The Interpretation of In Situ Soil Tests," *1984 Rankine Lecture, Geotechnique*, Vol. 34, No. 4.