

基本研究

荷式錐貫入試驗於基礎工程之應用研究

計劃主持人	李	豐	博
研究員	李	延	恭
	陳	圭	璋
	謝	明	志
研究助理	賴	聖	耀
	蘇	吉	立
助理員	張	阿	平
	陳	志	芳
	李	春	榮
	陳	義	松

目 錄

壹、緒 論.....	2
貳、現地調查試驗及結果討論.....	4
叁、CPT 之貫入理論.....	32
肆、土層特性之研判.....	40
伍、基礎沉陷量之估算.....	59
陸、土壤承载力之估算.....	64
柒、討論與結論.....	70
捌、參考文獻.....	71

壹、緒 論

在進行港灣或其他土木工程結構物之基礎設計時，基礎土壤之工程性能必須充分了解，期使基礎設計臻於合理與安全。基礎土壤之工程性能以現地之試驗探查較為可靠，蓋現地試驗可不自地層下取出土樣，土壤可保持其原有之結構及應力狀態，其受擾動之程度最小。

目前世界上應用最廣的土壤現地試驗有兩種：其一為動態的標準貫入試驗 (Standard Penetration Test, SPT)，另一即為靜態的荷式圓錐貫入試驗 (Dutch Cone Penetration Test, CPT)。標準貫入試驗自 1927 年即開始廣泛使用於北美及世界其他地區，國內目前亦廣用之。該試驗可取得各土層對劈管取樣器貫入阻力之紀錄，即所謂 SPT-N 值，可使設計者對土層之強弱有一致之概念；同時利用劈管取樣器可取得擾動土樣以供土壤鑑別與分類之用。惟影響 SPT - N 值之因素甚多，導致所得之結果變化極大，尤其國內目前所用的所謂標準貫入試驗受人為操縱的影響很大，若監督工程師本身了解不夠或監督不周，常使所得結果毫無代表性。根據 Schmertmann (1978) 之研究指出，影響標準貫入試驗主要因素有下列數端：

1. 鑽桿長度
2. 擊錘落高
3. 繩索繞繫索架 (cathead) 之圈數
4. 鑽孔之孔徑大小
5. 穩定液或套管之使用
6. 劈管取樣器之設計

因此，由標準貫入試驗 N 值所導出與土壤工程性能有關之經驗公式常變化極大，僅可作為設計者參考之用。

為改良標準貫入試驗潛在的誤差，許多現地探測方法（sounding & Probing）於焉發展。荷式圓錐貫入試驗約於1930年代在荷蘭發展出，該試驗係以靜壓力將圓錐貫入儀（cone penetrometer）貫入土層，由錐頭貫入阻力紀錄可以研判土層各層次之變化。1965年圓錐貫入儀增加摩擦力之量測，以及其後電子式圓錐貫入儀之發展，更增加該試驗對土層工程性能研判之功能與可靠性。與標準貫入試驗比較，荷式圓錐貫入試驗有下列主要優點：

1. 操作容易，迅速而經濟，且試驗及設備標準化，人為誤差小。
2. 提供土層之連續變化紀錄，所得資料較標準貫入試驗更有理論依據，易作理論解析，對土層研判及基礎工程設計分析較有幫助。
3. 特別適用於不擾動土樣採取困難之砂質土層之調查。

因此，荷式圓錐貫入試驗目前已逐漸受到美國及世界其他地區之重視與採用，國際土壤及基礎工程學會且於1977年7月在日本東京召開之執行委員會通過成立一專門小組研究荷式圓錐貫入試驗，並商訂其標準。此項試驗在國內則有待積極研究與應用。

本研究計劃主旨在建立以荷式圓錐貫入試驗研判土壤工程性能之依準，以及估算基礎沉陷量與土壤承载力之方法，以提供港灣或其他土木工程基礎設計之參考。由於顧及國內標準貫入試驗使用情形仍極為普遍，因此本研究計劃建立荷式圓錐貫入試驗與標準貫入試驗兩者間之相關性，俾在其應用初期能與標準貫入試驗相輔相成。

貳、現地調查試驗及結果討論

一、調查方法

本研究經現地勘定，共於兩個地區進行有關之現地調查研究試驗，其一在本所研究大樓現址及南側台中港區預留地，另一位於鹿港南方之王功海埔地。兩地區之地質情況基本上相類似，皆屬於地質年代不長的自然沉積層，其上各有厚度不等的回填覆蓋層，主要土質為細砂及沉泥質細砂。

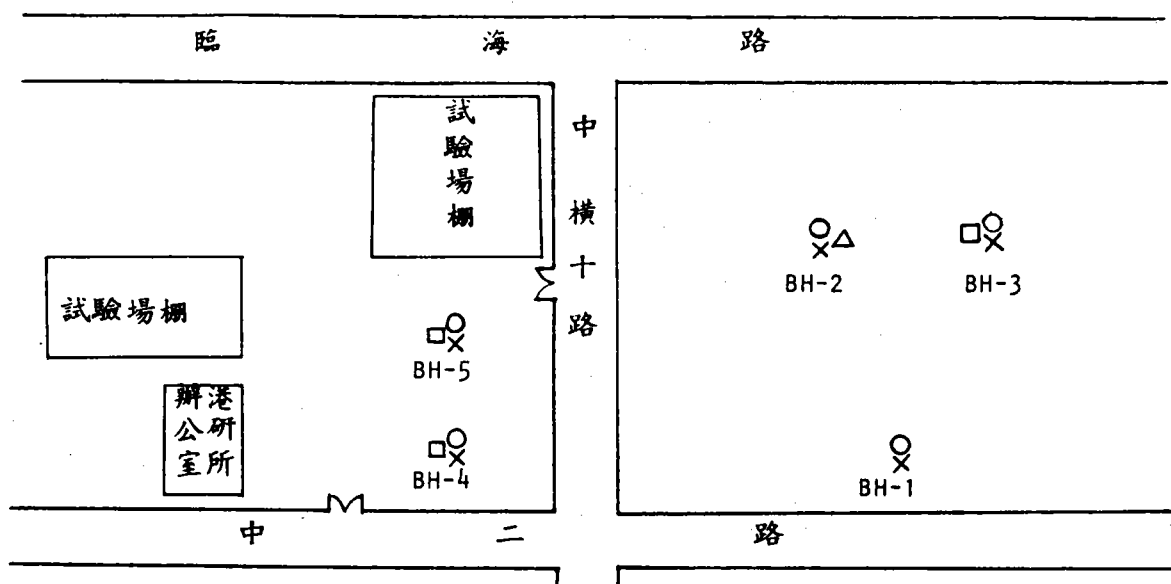
在上述兩地區共選定七個試驗點，其中五個在本所研究大樓現址及南側港區預留地，另二個在王功海埔地。每一個試驗點除了進行荷式錐貫入試驗外，並於相距 1 ~ 1.5 公尺範圍內進行標準貫入試驗，藉以同時建立兩者之間之相關性；以及使用取樣器採取連續土樣，以供土壤之鑑別與分類，薄管不擾動土樣則配合標準貫入試驗視需要採取，以供力學試驗。此外，為配合基礎沉陷量及土壤承载力之研究需要，另於港區預留地分別辦理平鉋及樁載重試驗。各試驗點之相關位置及調查試驗項目如圖 2 - 1 所示。

二、荷式錐貫入試驗，CPT

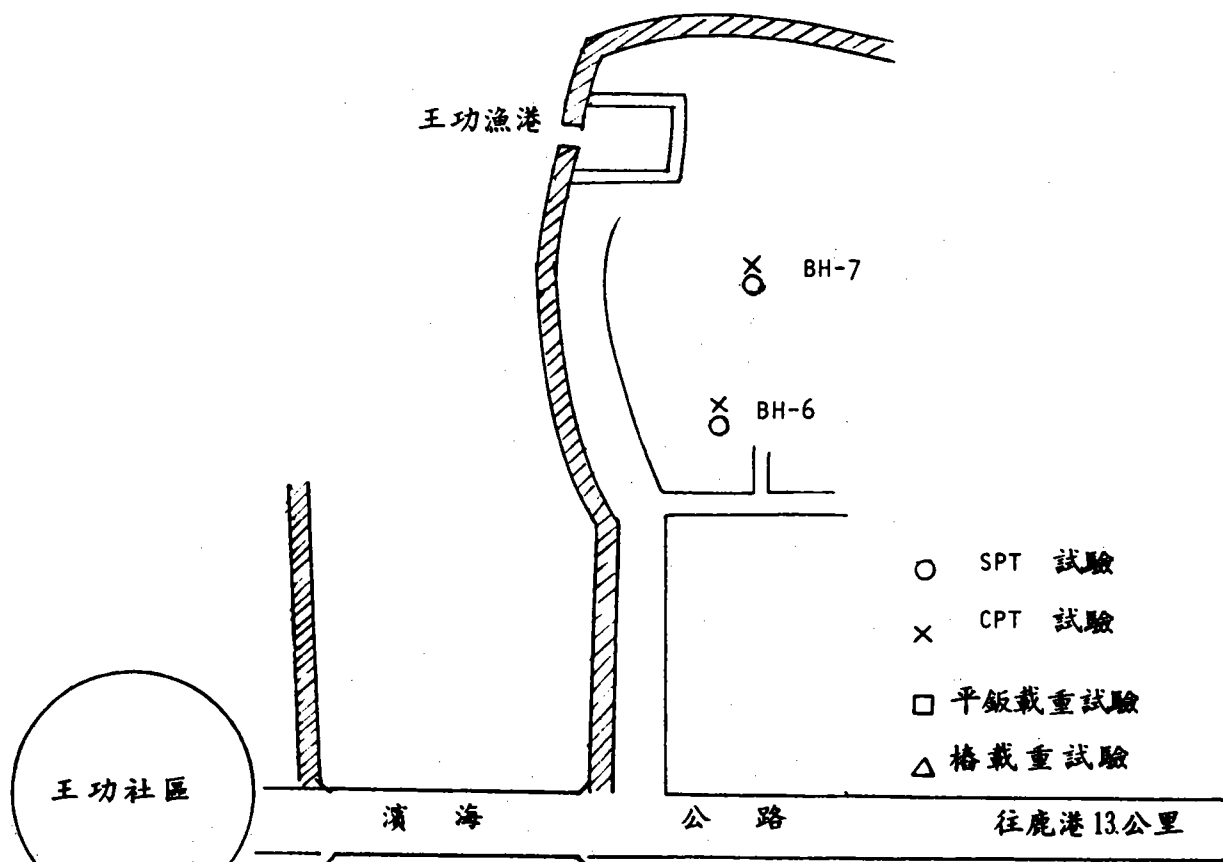
(一) 荷式錐之發展

CPT 約於 1930 年代初業於荷蘭發展，主要係模擬基樁試驗以調查評估其承載層及樁基承载力。近年之發展，CPT 已應用於地質調查，特別是砂質土壤液化潛能之評估以及海域結構物之基礎調查。

CPT 係以靜壓力經由壓桿將荷式錐貫入土層，量測其貫入阻力以研判土層之性能。荷式錐之錐底面積為 10cm^2 ，錐尖 60° 。早期發展之荷式錐只供測量錐頭阻力 (cone resistance)，如圖 2 - 2 (a) 所示之嵌合式標準荷式錐係由荷蘭德福地土力實驗室 (Delft Laboratory for Soil Mechanics) 所發展。1965 年 Begemann 改良設計，在錐頭之上另加摩

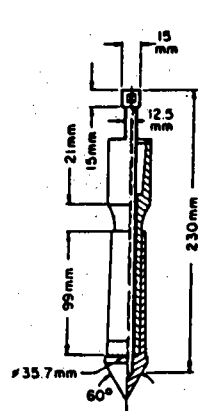


(a)

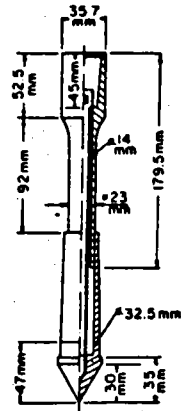


(b)

圖 2-1 試驗地點及試驗項目示意圖

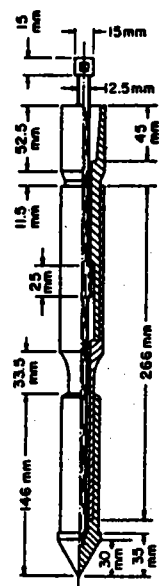


COLLAPSED

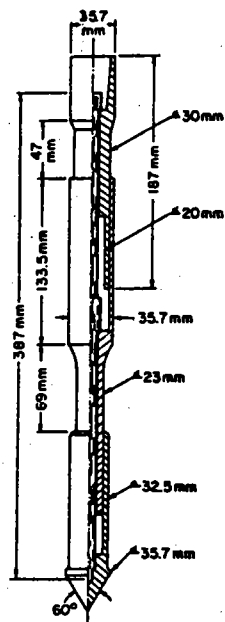


EXTENDED

(A)

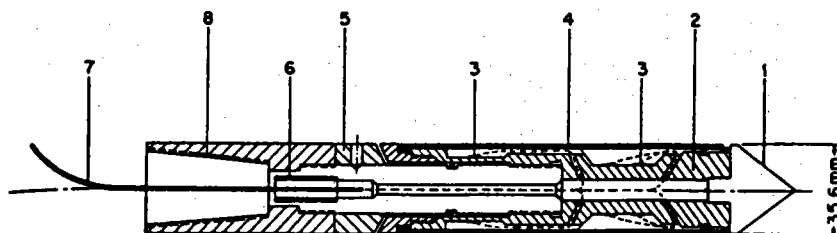


COLLAPSED



EXTENDED

(B)



- 1 Conical point (10 cm³)
- 2 Load cell
- 3 Strain gages
- 4 Friction sleeve (150 cm³)
- 5 Adjustment ring
- 6 Waterproof bushing
- 7 Cable
- 8 Connection with rods

(C)

圖 2-2 各式荷式錐

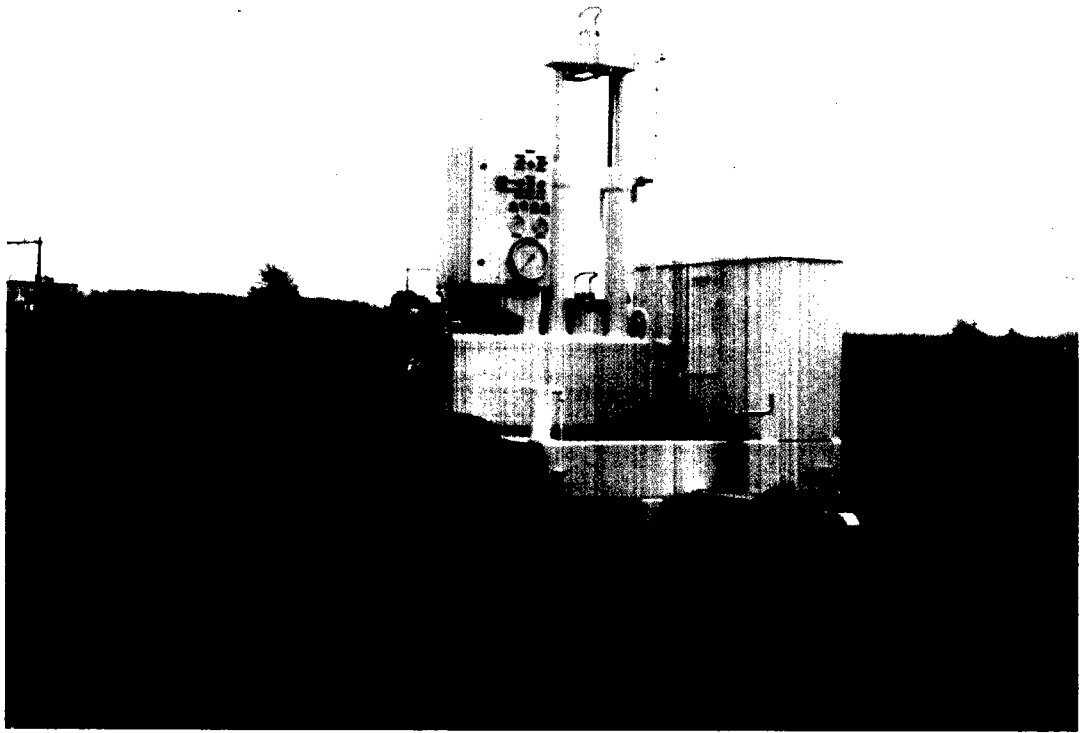
擦套筒(friction sleeve)，其表面積為 150 cm^2 ，直徑與錐底同，如圖 2-2 (b)所示，則 CPT 得以同時測量摩擦阻力(friction resistance)，增加了土層性能研判之功能。圖 2-2 (a)及(b)所示荷式錐之嵌合動作(telescopic action)皆由雙桿系統(double rod system)控制進行，其中以內桿(直徑 15 mm)控制錐頭及摩擦套筒之前進，同時傳送錐頭阻力及摩擦阻力至桿頂，由荷重感應計(load cell)或 Bourdon 式壓力計測量之。此種形式之荷式錐通稱為機械式貫入錐(mechanical penetrometer)，其錐頭與摩擦套筒之前進以及錐頭與摩擦阻力之測量皆是間歇而不連續的。

其後，荷蘭 Fugro 公司與 State Research Institute NTO 合作發展出電子式貫入錐(electric penetrometer)，將應變式荷重感應計分別裝置於錐頭及摩擦套筒上，如圖 2-2 (c)所示，貫入錐經由壓桿(無內桿)連續貫入土層，其錐頭阻力與摩擦阻力分別經由電纜傳至地面，以自動紀錄器連續紀錄，則測量之精度及可靠性增加，整個土層連續剖面及性能亦得以建立。近年更已發展出水壓錐(piezocone)，即在電子式貫入錐裝置孔隙壓力感應計(porepressure transducer)，可同時測量錐頭附近之孔隙水壓，對土層性能之解析與研判功能大為增加。

(二)本研究使用之設備

本研究使用之荷式錐及其貫入設備為荷蘭 A.P.v.d.Berg 公司所製造。荷式錐有機械式及電子式兩種形式，皆為 ASTM D-3441 之標準規格(如圖 2-2 (b)及(c))。貫入設備為油壓式，裝置於拖車上，其最大貫入能量為 20 噸，可貫入緊密砂層約 35-40 公尺，鬆軟土層之貫入深度可達 80 公尺，本設備如照片 2-1 所示，主要裝置包括：

1. 油壓千斤頂系統(hydraulic jacking system)：包括長衝程壓力架及油壓控制開關，供施加貫入力。



照片 2-1 荷式錐貫入設備

2.動力油壓幫浦。

3.壓力測量系統：油壓式，可控制錐頭前進，裝置有兩個自動轉換壓力計，以測量貫入阻力。本系統配合機械式貫入錐使用。

4.自動記錄器：配合電子式貫入錐使用，以紀錄貫入阻力，其啓動由壓力開關 (pressure switch) 自動控制，使貫入阻力之紀錄與深度同步。

5.自動夾具 (automatic clamp)：裝置於壓力架之上下樑內，以供壓桿之固定用。

6.螺旋地錨 (screw ground anchor)：包括油壓旋入器 (hydraulic spanner)，以提供貫入之反力。

本設備另配置取樣器一組，可供採取直徑 36mm，長 2 m 之連續土樣，詳如圖 2-3 所示。

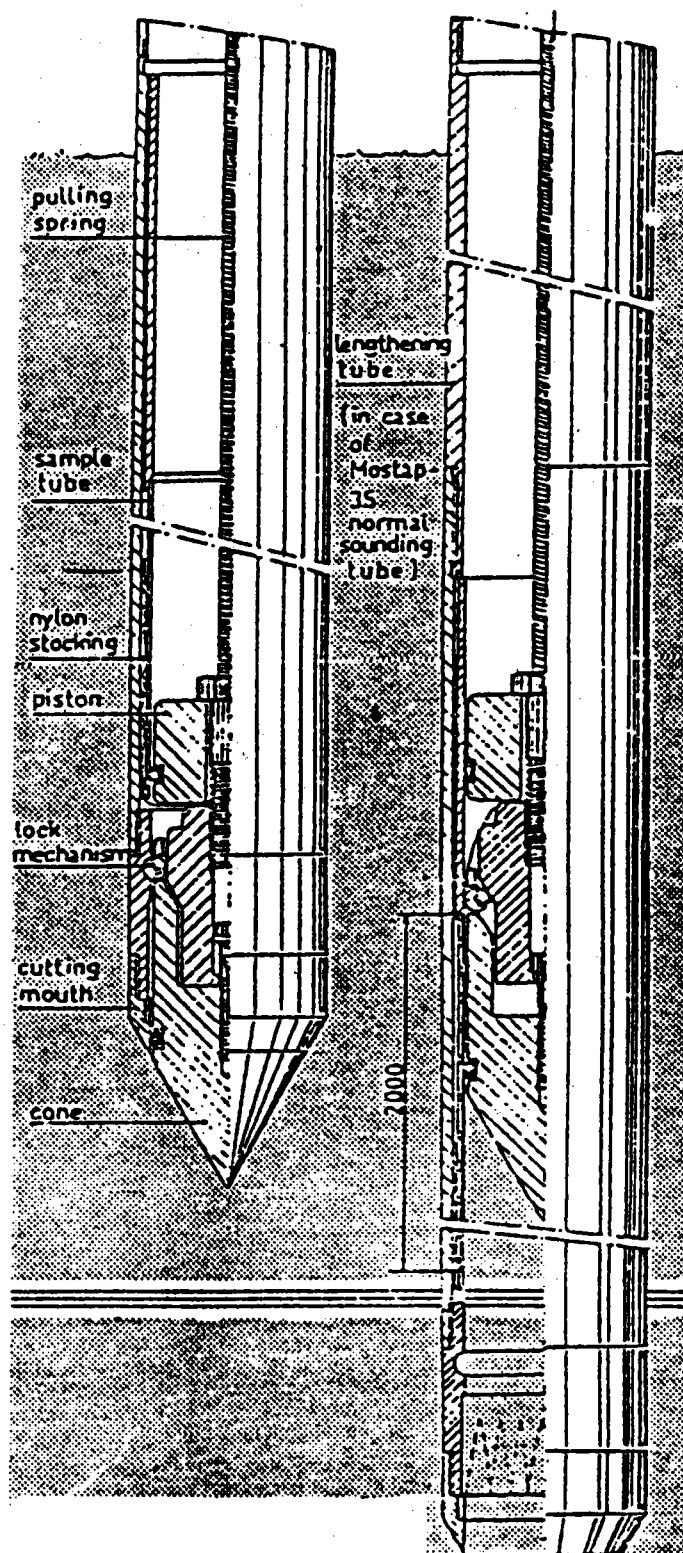


圖 2-3 取樣器剖面圖

(三) 試驗步驟、結果與討論

本研究分別使用機械式貫入錐及電子式貫入錐進行 CPT，其試驗步驟分別簡述如下：

1. 機械式貫入錐

(1) 調整荷式錐貫入設備水平，以使貫入試驗方向保持垂直，設置反力地錨，其需要數量視試驗深度及土質情況概估反力而定。

(2) 荷式錐分別連接減摩短桿 (friction reducer) 及壓桿，兩者皆含內桿，其穿過壓力架下樑內之自動夾具，再頂入裝置於上樑之壓力測量系統，其時內桿約突出外壓桿 5 cm。

(3) 控制油壓千斤頂系統，其上樑架以 2 cm/sec 速度將壓桿下壓 20 cm 即自動停止，則荷式錐到達試驗之深度，此時荷式錐形狀如圖 2-4 (a) 所示。

(4) 保持壓桿固定調整壓力測量系統，將內桿仍以 2 cm/sec 速度下壓約 7 cm，則荷式錐頭先前進約 3.5 cm，得由壓力測量系統之壓力計讀取錐頭阻力，繼之，錐頭與摩擦套筒結合，另前進約 3.5 cm，由壓力計另讀取第二個壓力，為錐頭阻力與摩擦阻力之總和，兩讀數之差為摩擦阻力，此階段荷式錐之形狀分別如圖 2-4 (b) 及 (c)。

(5) 接著，油壓千斤頂系統將壓桿繼續下壓約 13 cm，以至 20 cm 自動停止，則荷式錐形狀回復至圖 2-4 (a) 所示者，可重複下一深度貫入阻力之測量。

2. 電子式貫入錐

(1) 準備工作如前，惟內桿不再使用，壓桿內穿以適當長度之電纜線以備使用，其長度視試驗深度而定。

(2) 荷式錐與自動紀錄器分別接連電纜線，紀錄器並先予校正。

(3) 控制油壓千斤頂系統，將壓桿以 2 cm/sec 速度下壓，則荷式錐

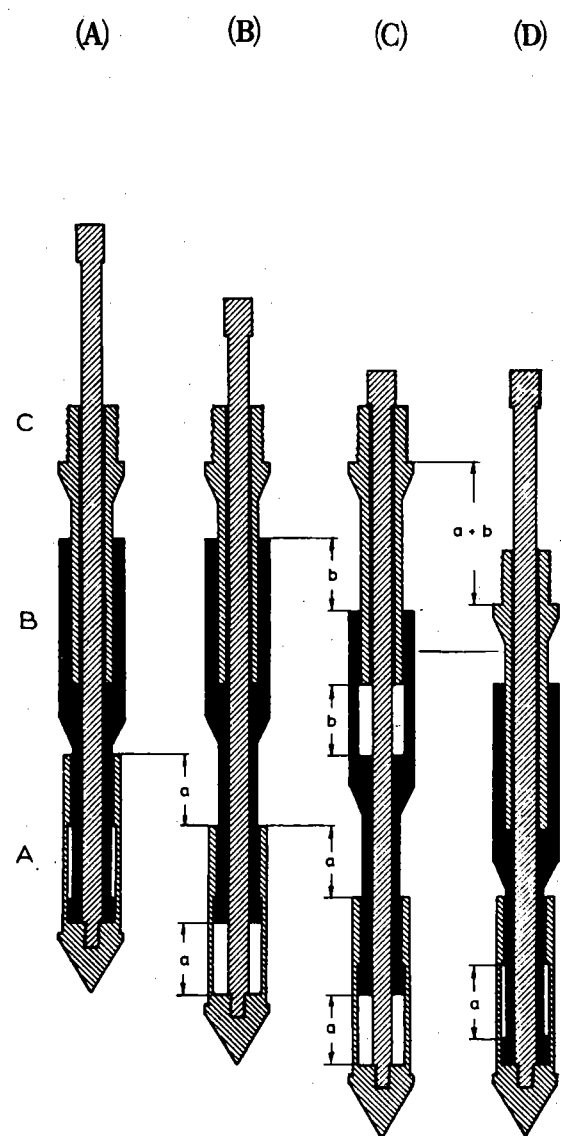


圖 2-4 機械式貫入錐之前進示意圖

連續貫入土層，由紀錄器同時連續紀錄錐頭阻力及摩擦阻力，每隔1公尺接連另一支壓桿，直至到達試驗深度為止。

圖2-5為以電子式貫入錐進行CPT之代表性試驗紀錄。為便於比較與說明，各試驗點之CPT紀錄另行複製如圖2-6至圖2-12，該諸圖同時表示根據取樣器所取得之連續土樣之土層描述以及由實測紀錄計算所得之摩擦比(friction ratio)變化剖面。摩擦比， R_f ，以下式計算：

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \times 100\%$$

式中， f_s ， q_c 分別代表摩擦阻力與錐頭阻力，皆以 Kg/cm^2 表示。

以機械式貫入錐進行CPT，其由壓力計測得之錐頭阻力及摩擦阻力需另加壓桿之重量以調整之。圖2-13至圖2-19為其測試結果，以電子式貫入錐之測試結果亦同在該諸圖上表示，藉資比較。大致上，錐頭阻力之差異不大，摩擦阻力則不然，以機械式貫入錐測得者偏高，其間之差異可由下述說明：

- (1)貫入錐之形式及貫入方式皆不同，結果自有差異存在。
- (2)機械式貫入錐測量之摩擦阻力含摩擦套筒之斜線承力(bevel bearing)，致其值偏高。
- (3)機械式貫入錐測量之錐頭阻力及摩擦阻力並非在同一深度，兩者測量深度相差約25cm，對不均勻土層或錐頭阻力變化大而快之均勻土層影響甚大。
- (4)壓桿與內桿間之摩擦對測量結果之誤差。
- (5)人為誤差。

以上所述亦即說明了機械式貫入錐之缺點，反之，電子式貫入錐測量之結果精度及可靠性高，因此作為本研究分析之依據。

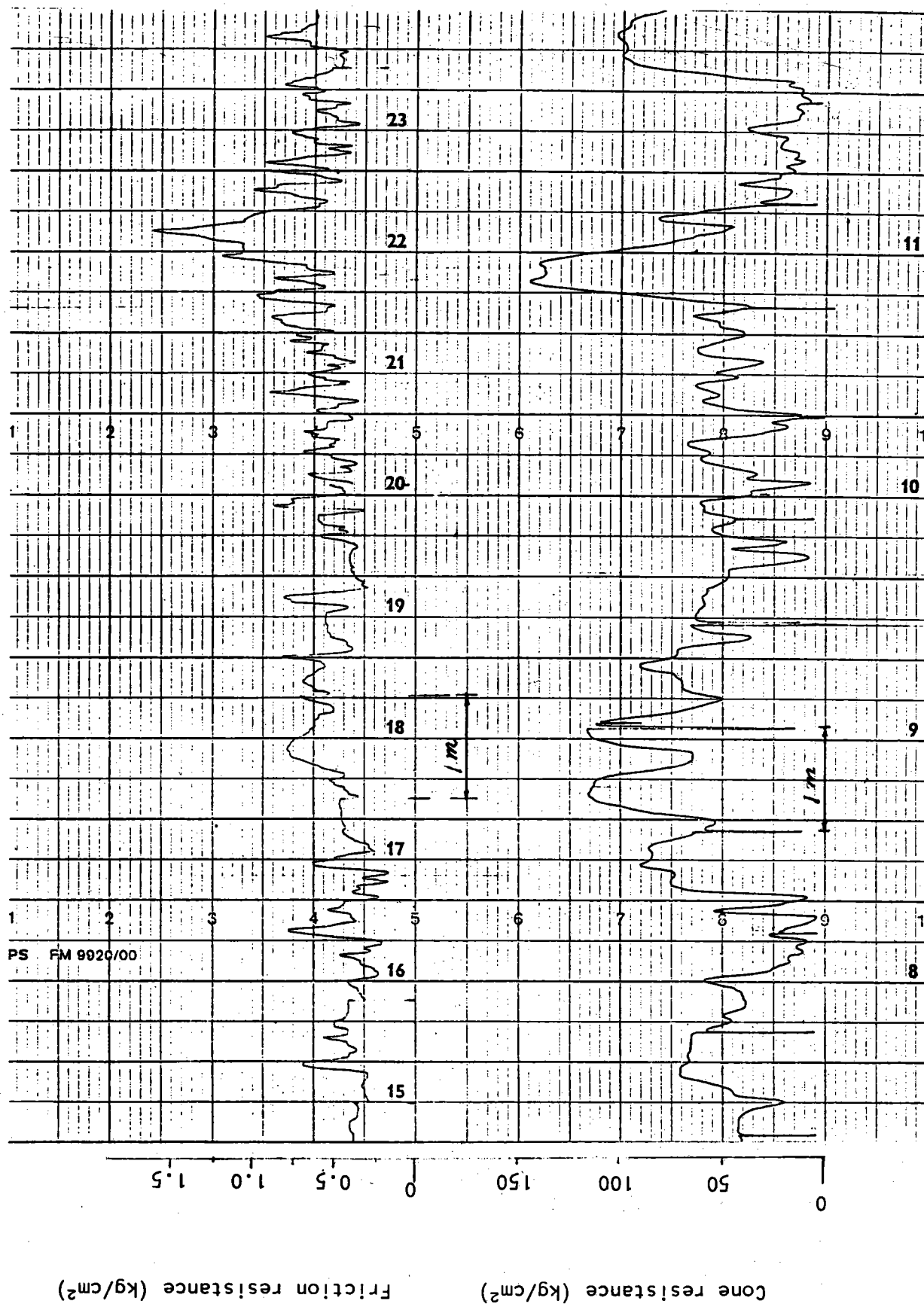


圖 2-5 CPT 代表性試驗紀錄

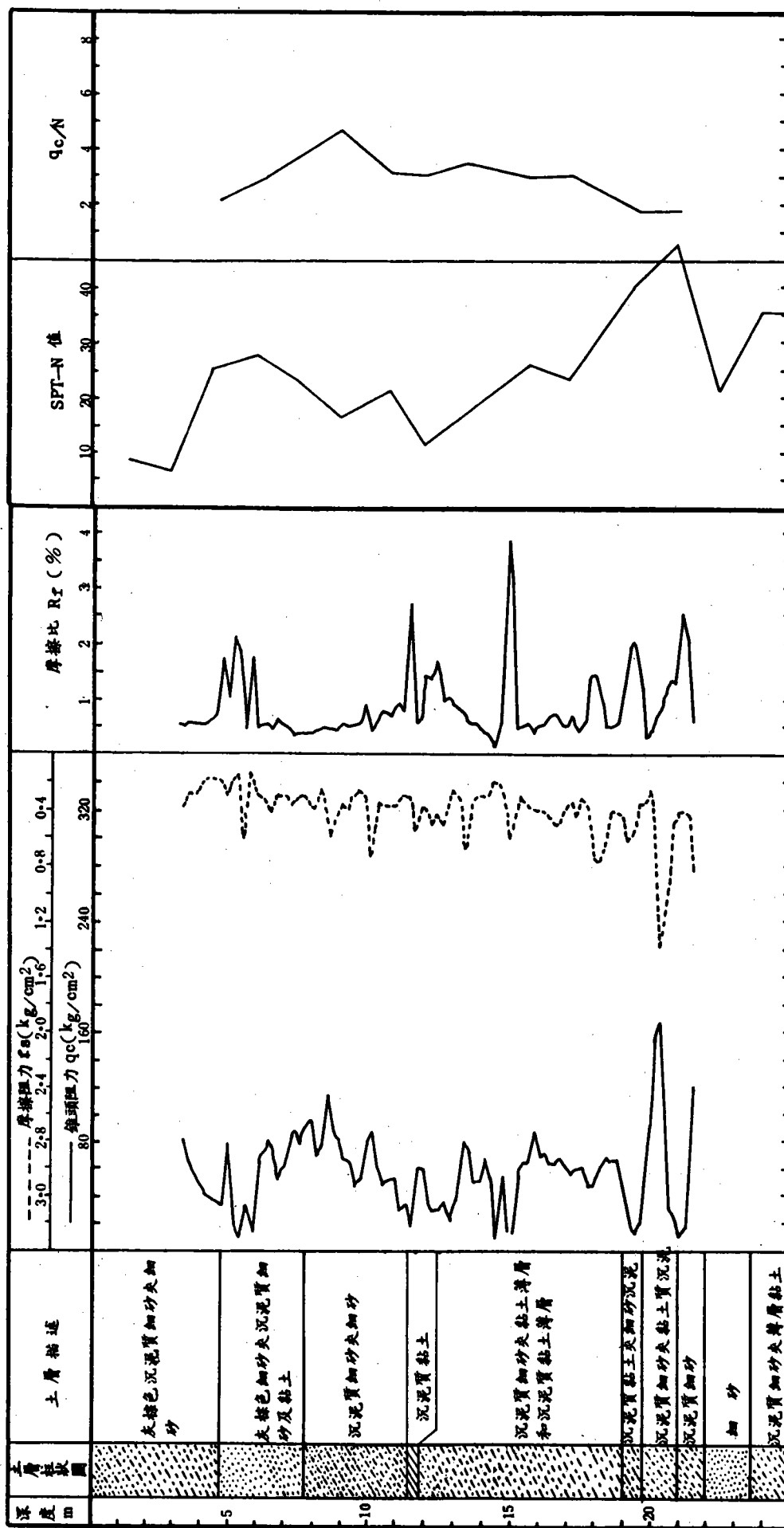


圖 2-6 試驗點BH-1 之CPT 及SPT結果

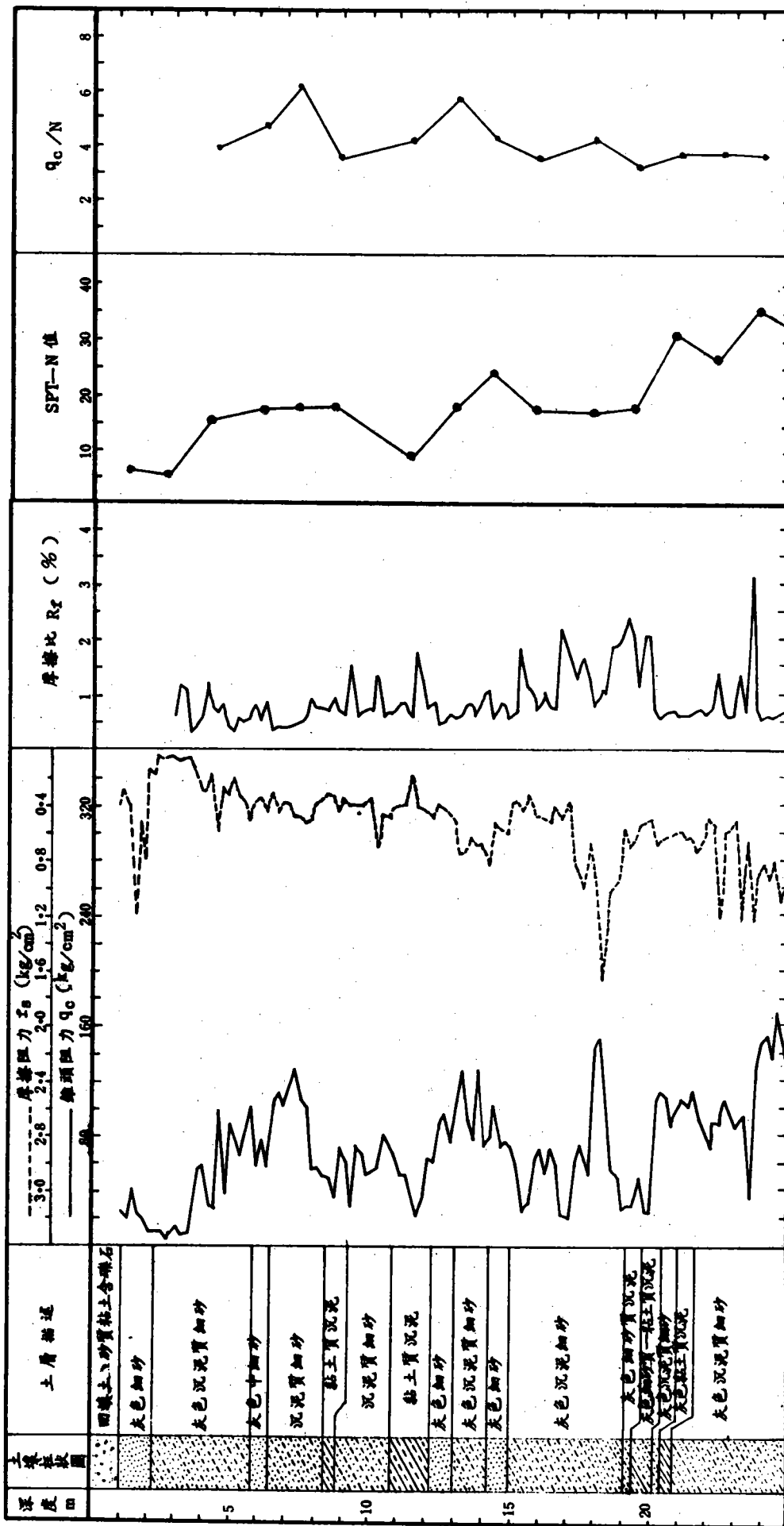


圖 2-7 試驗點BH-2之CPT及SPT結果

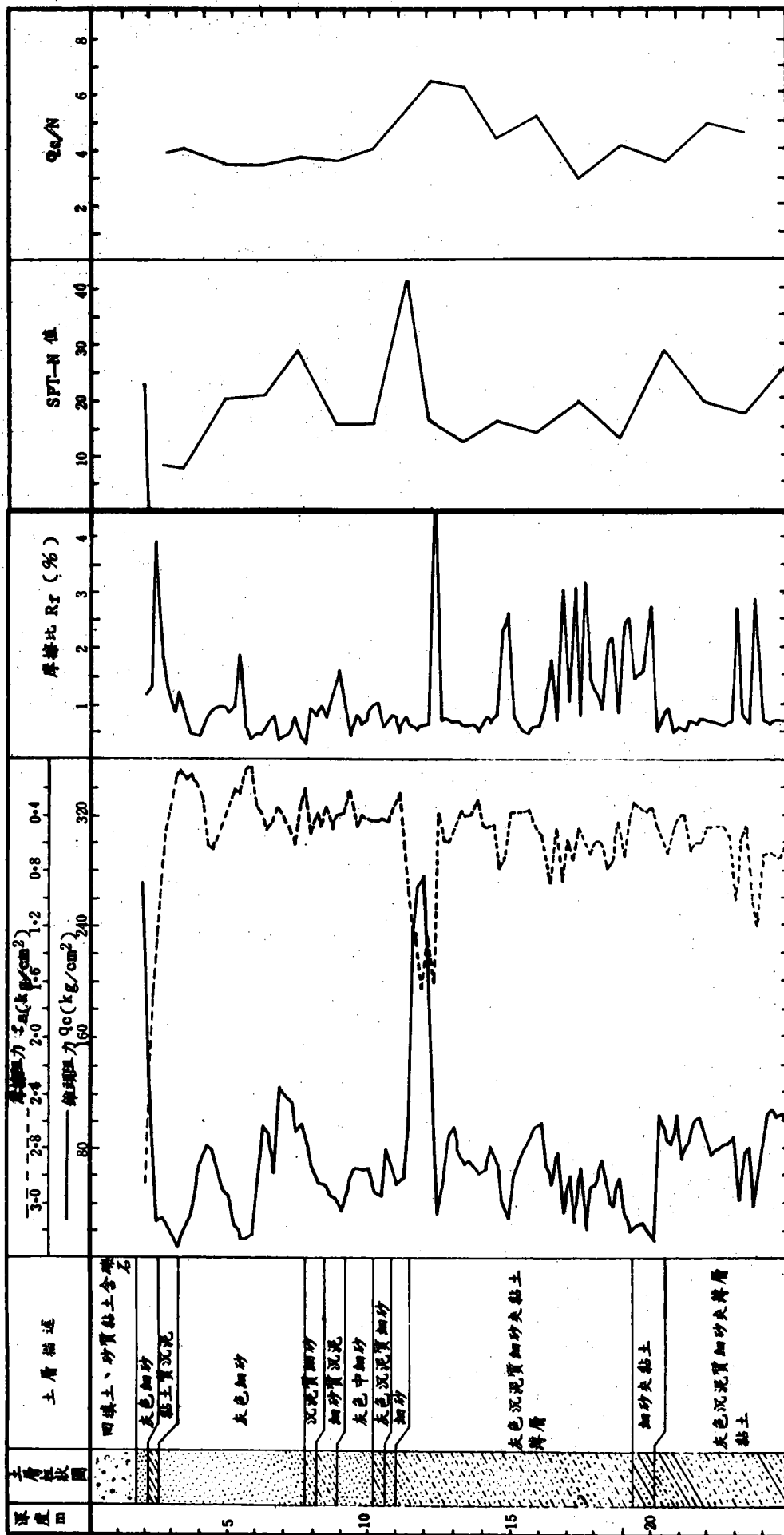


圖 2-8 試驗點BH-3 之CPT及SPT結果

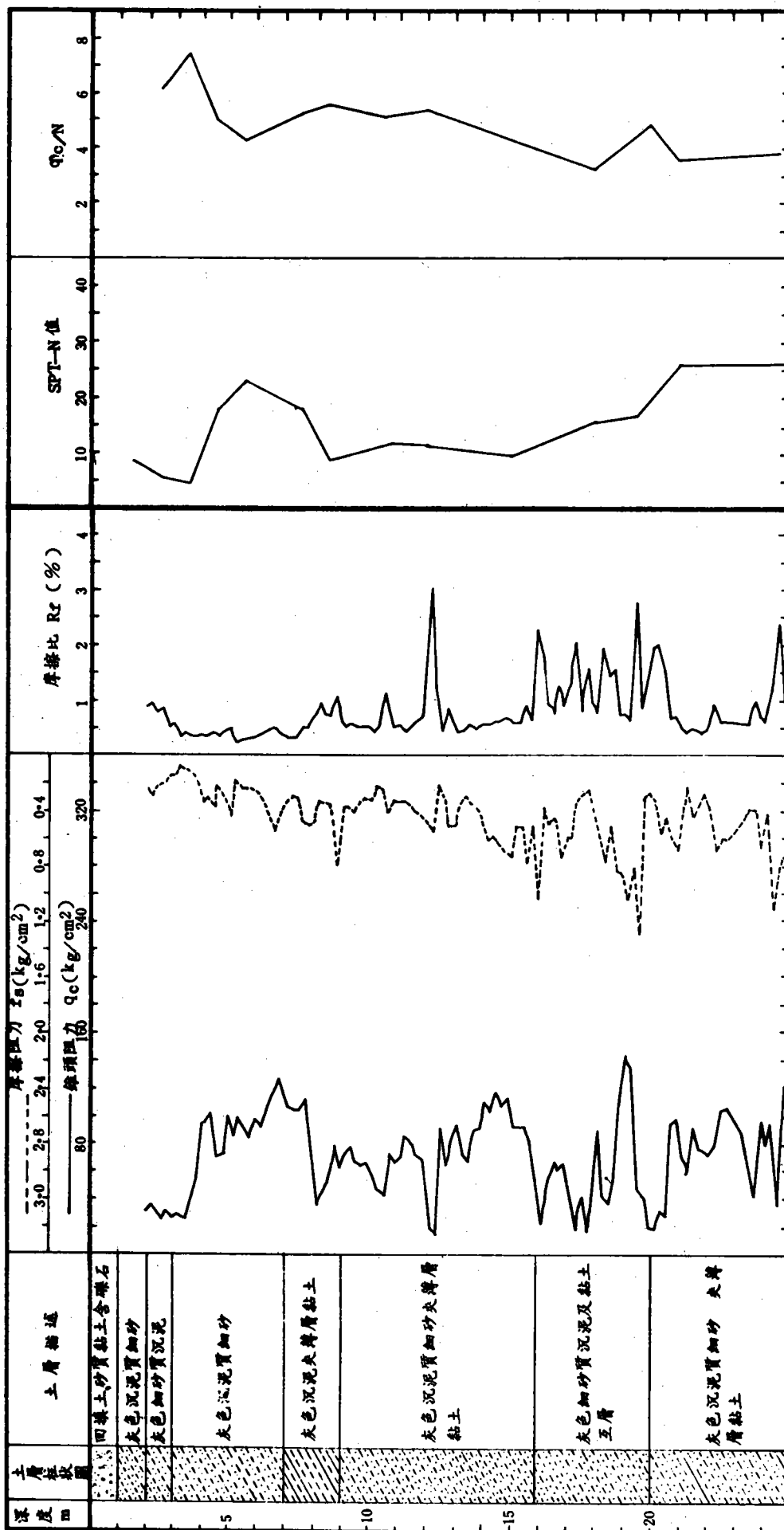


圖 2-9 試驗點BH-4之CPT及SPT結果

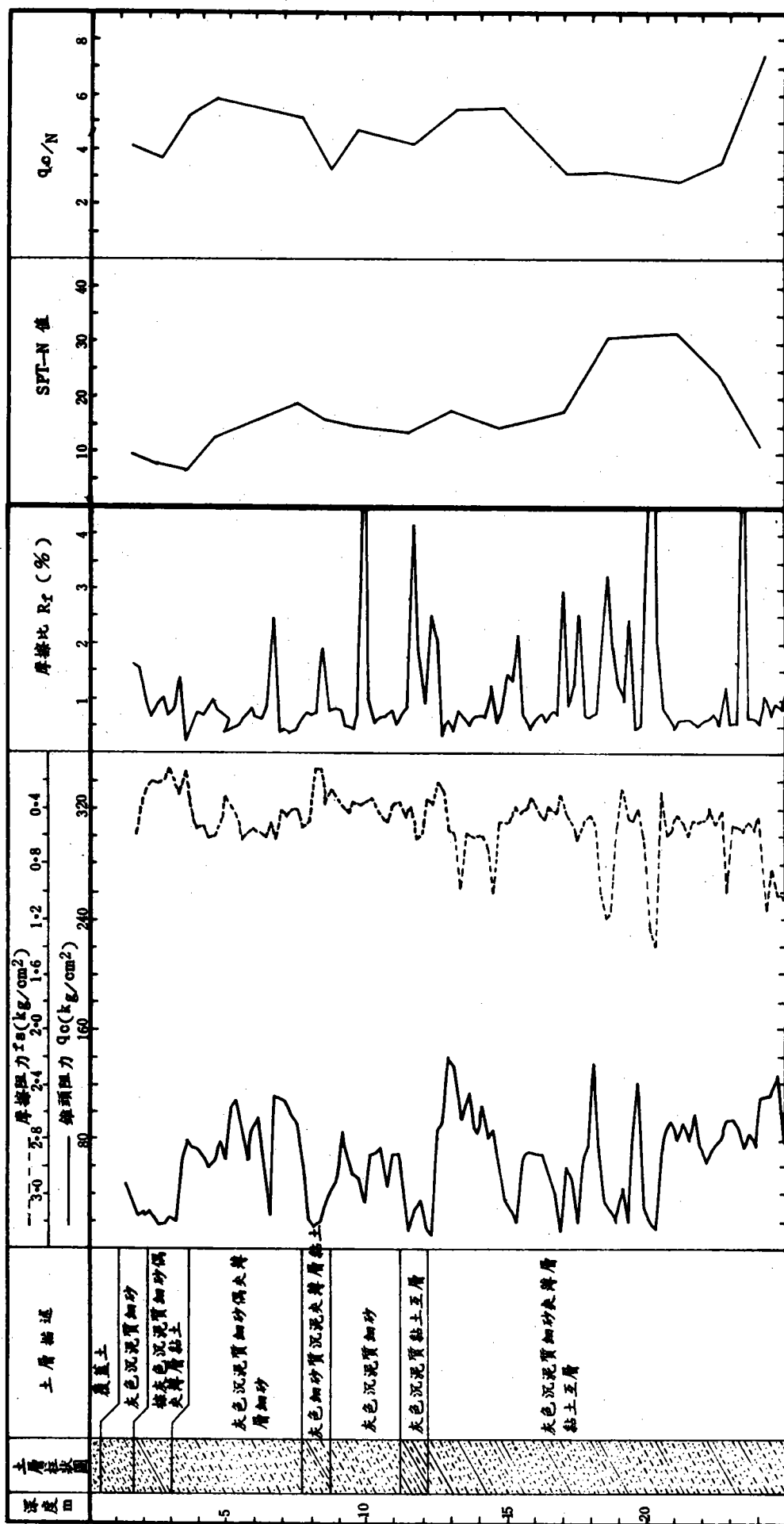


圖 2-10 試驗點 BH-5 之 CPT 及 SPT 結果

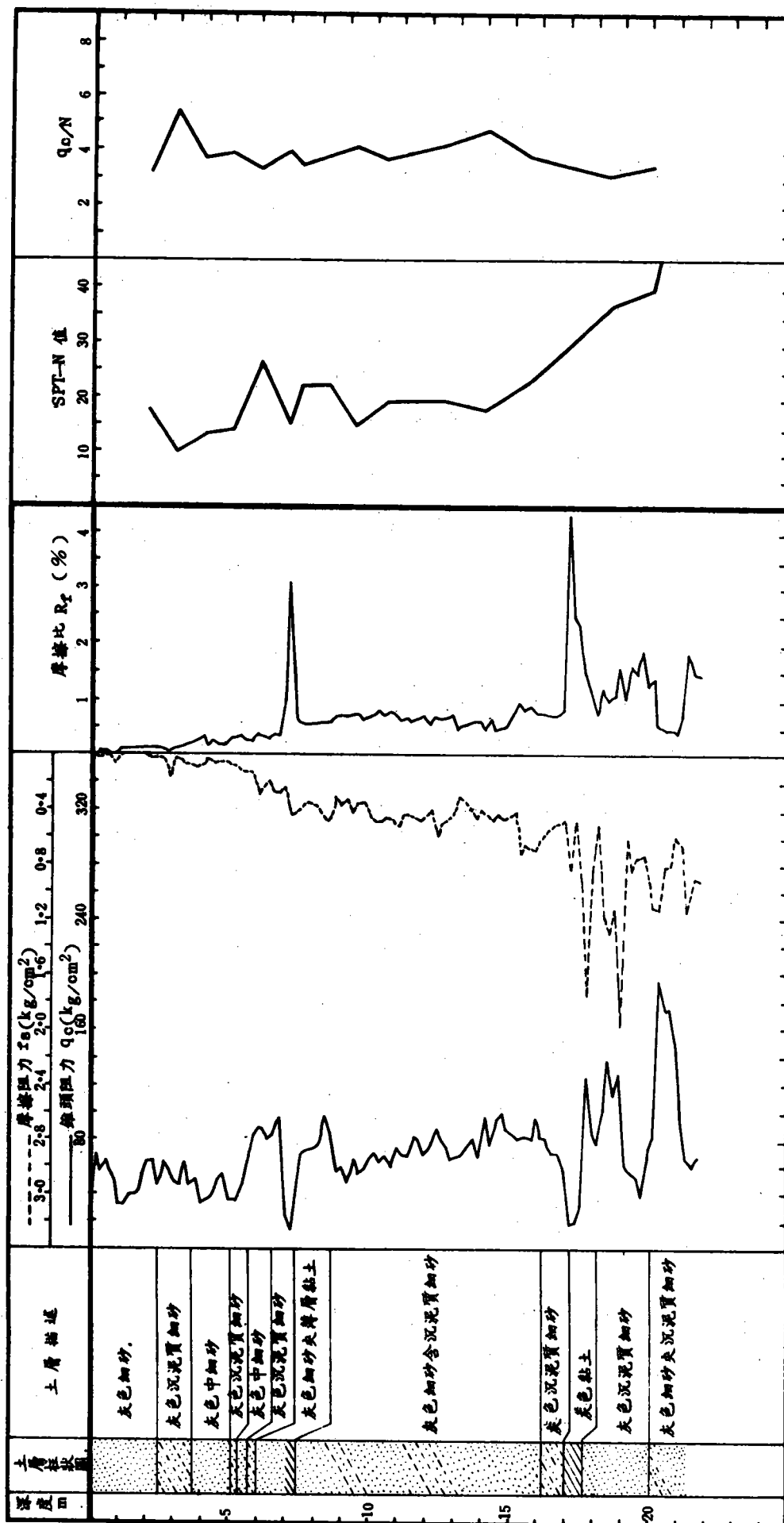


圖 2-11 試驗點BH-6之CPT及SPT結果

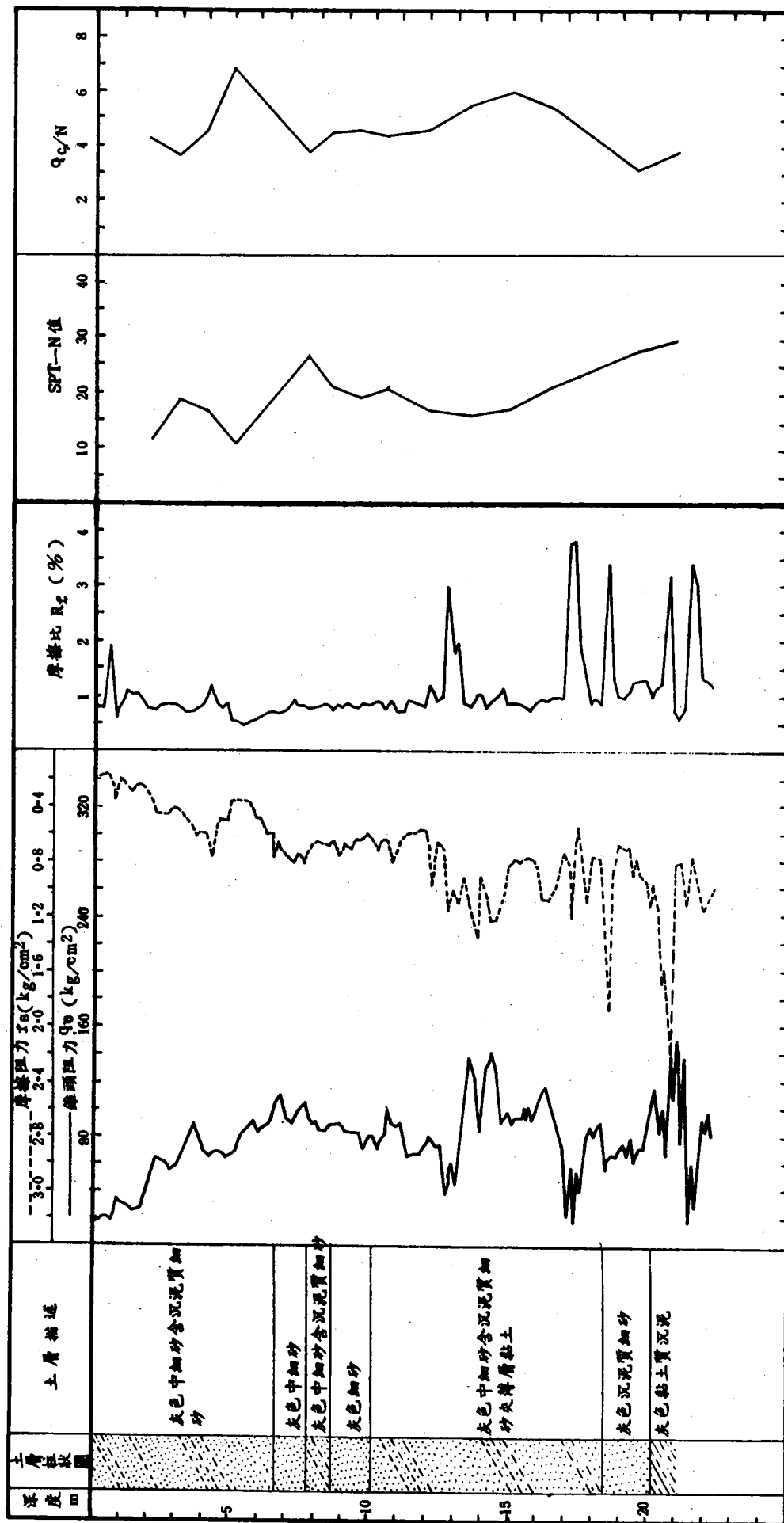


圖 2-12 試驗點BH-7 之 CPT 及 SPT 結果

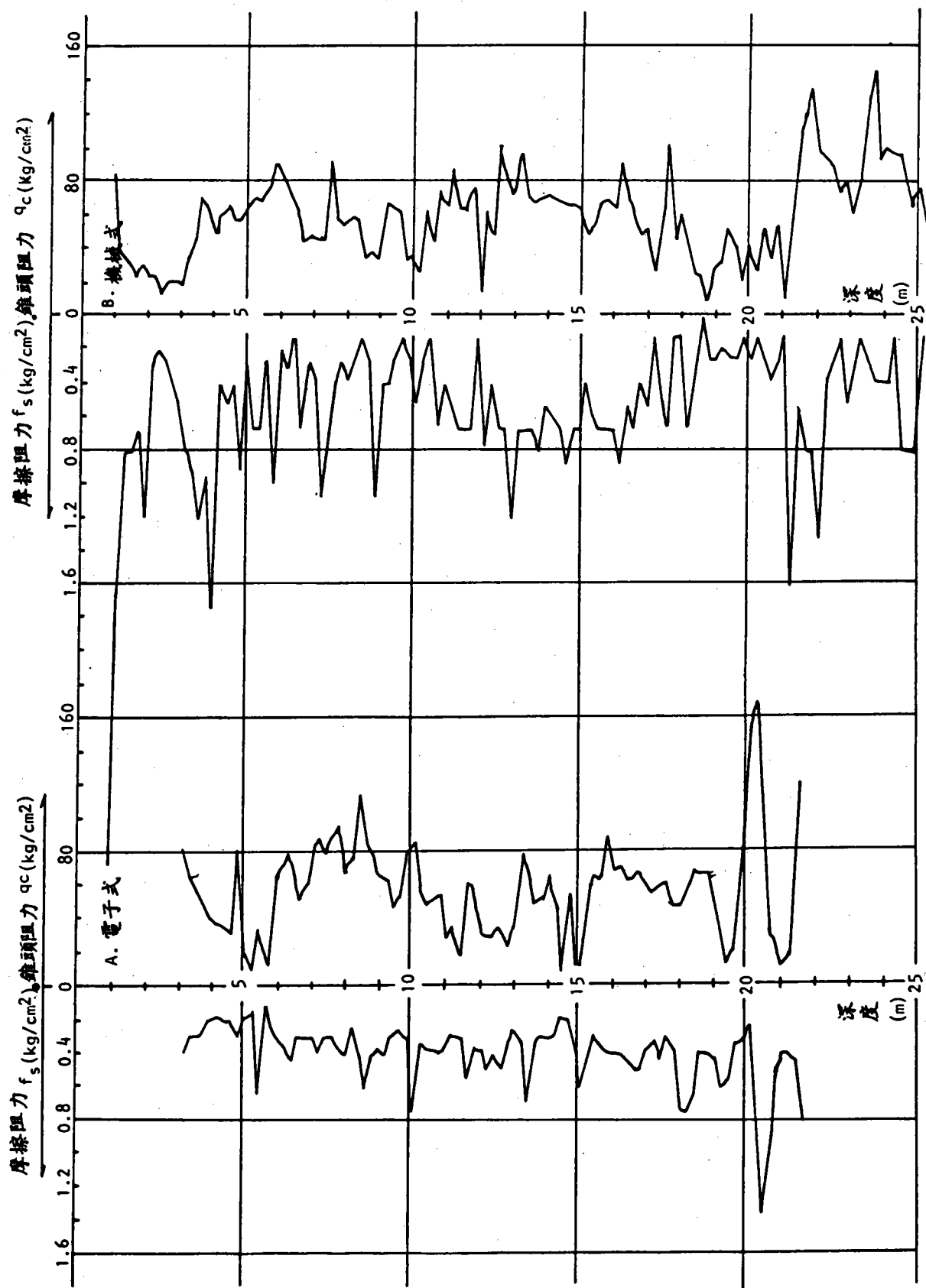


圖 2-13 機械式與電子式荷式錐之測試結果比較 (BH-1)

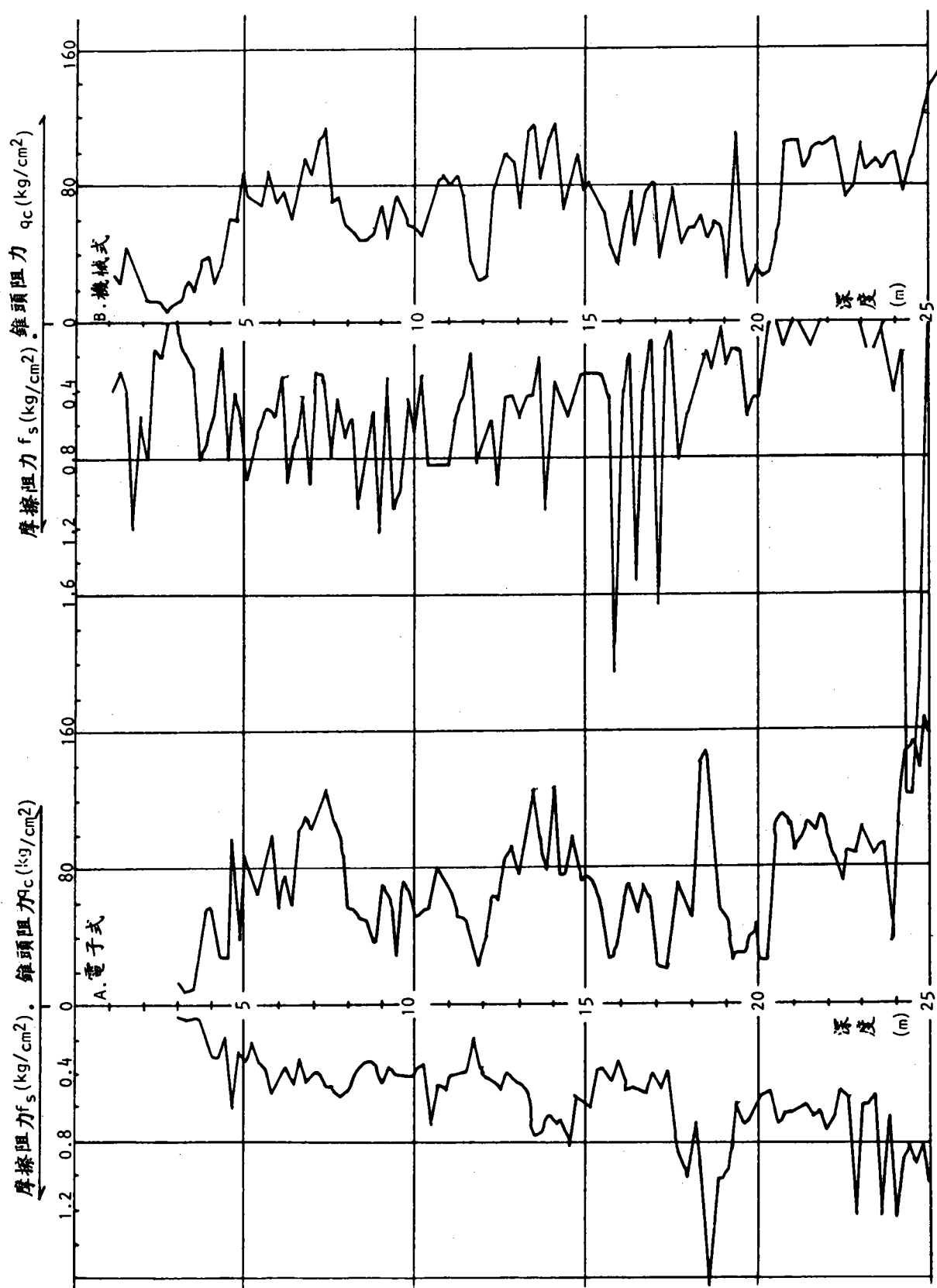


圖 2-14 機械式與電子式荷式錐之測試結果比較 (BH-2)

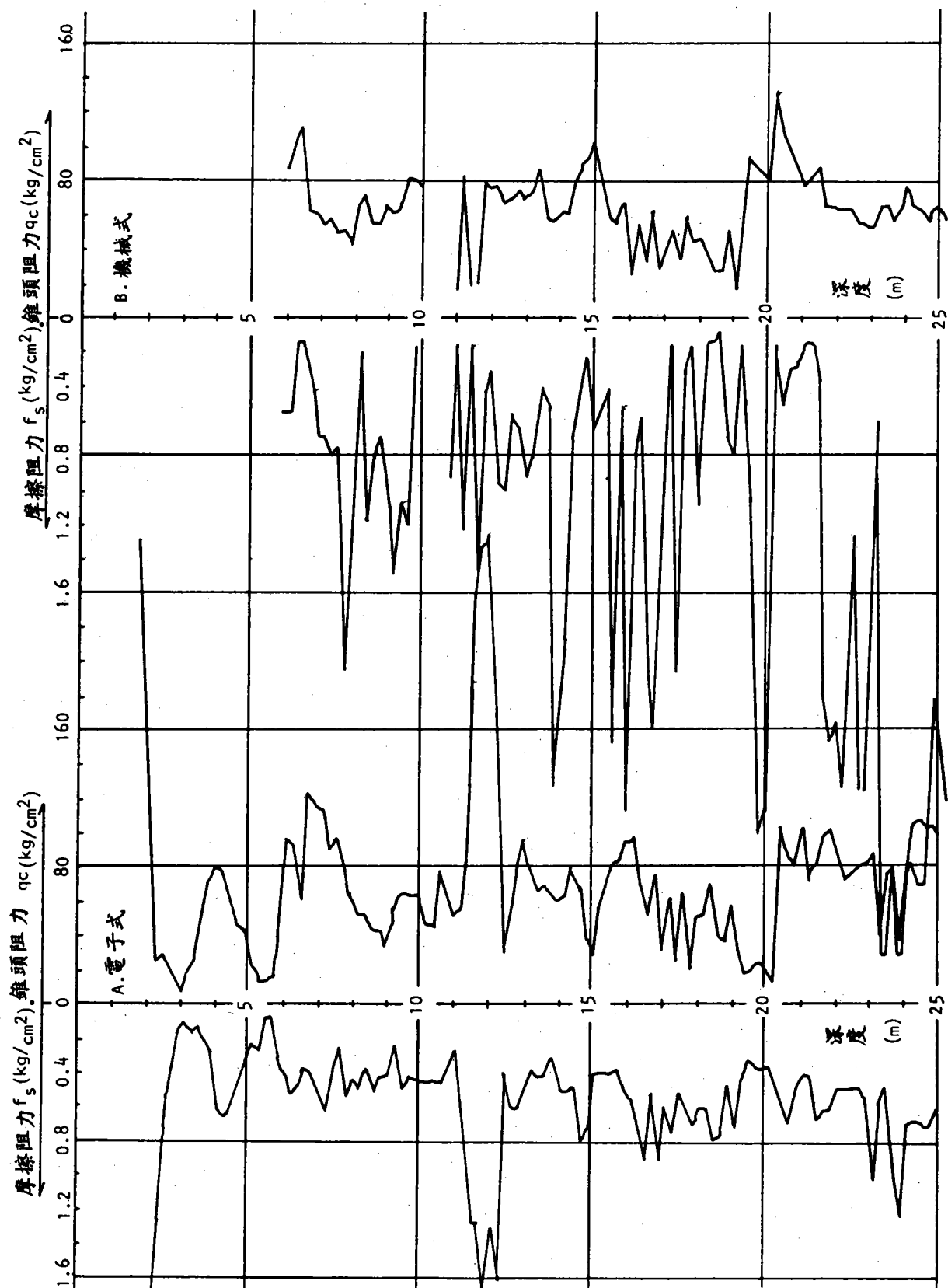


圖 2-15 機械式與電子式荷式錐之測試結果比較 (BH-3)

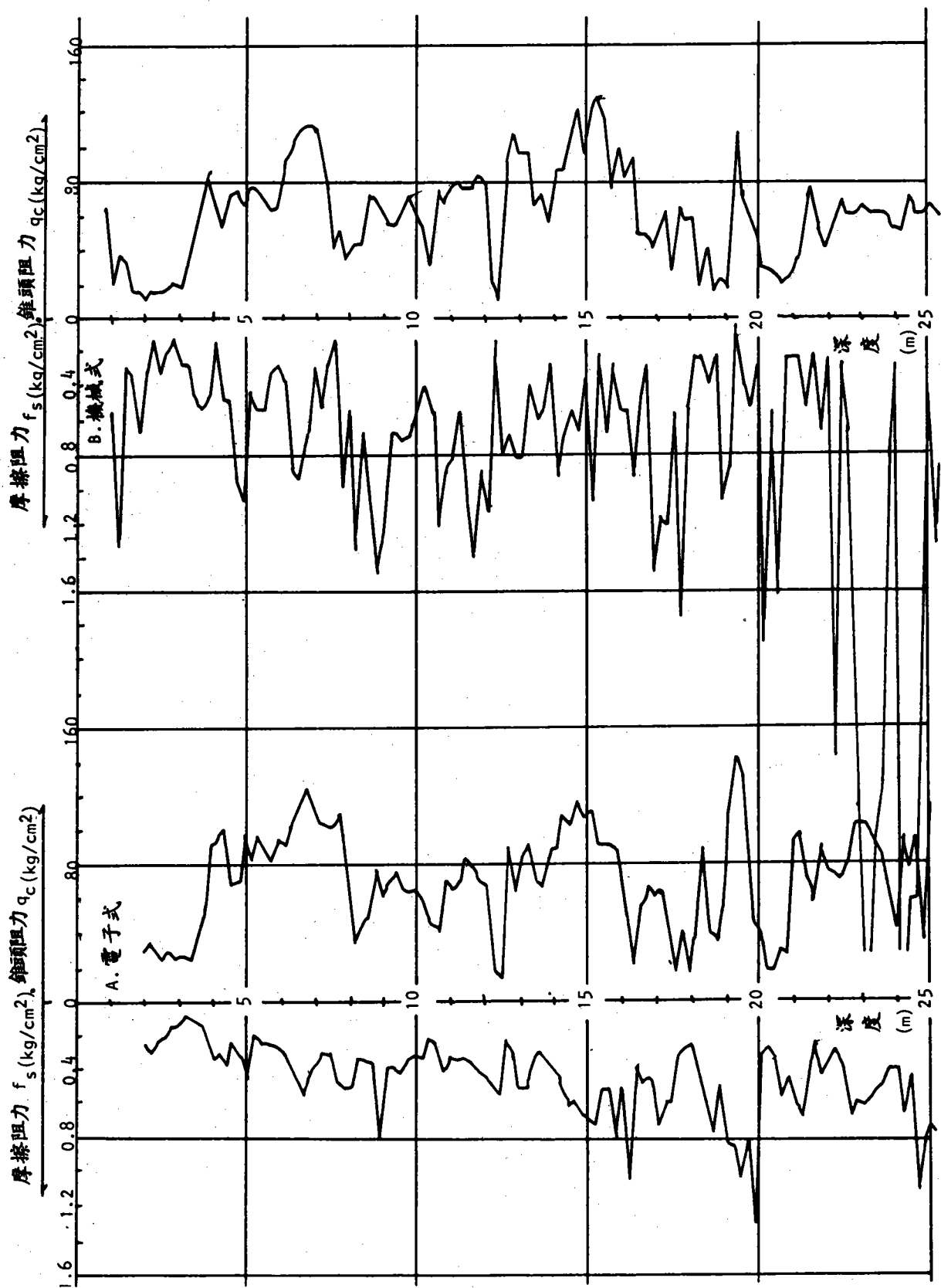


圖 2 - 16 機械式與電子式荷式錐之測試結果比較 (BH-4)

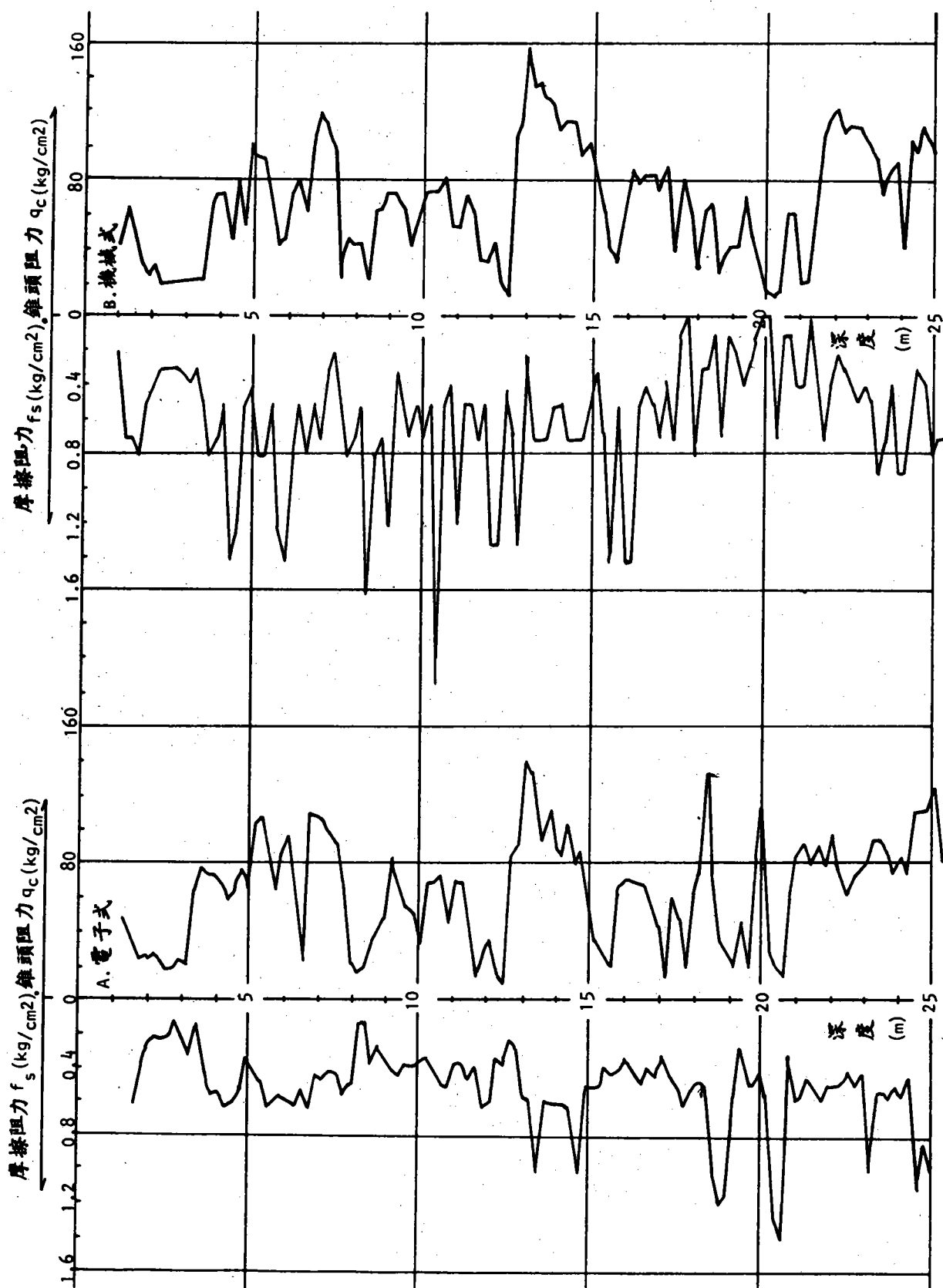


圖 2 - 17 機械式與電子式荷式錐之測試結果比較 (BH-5)

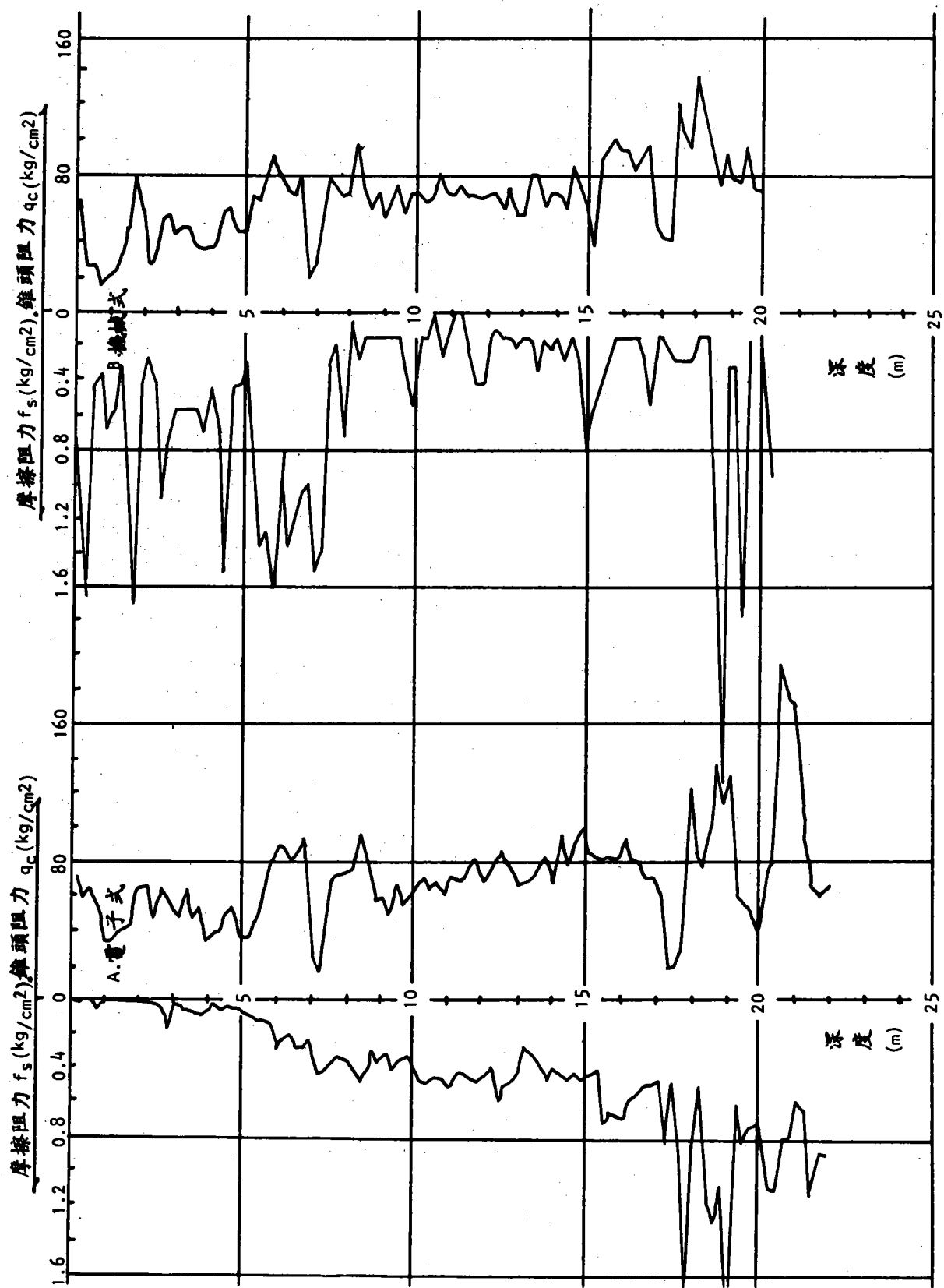


圖 2-18 機械式與電子式荷式錐之測試結果比較 (BH-6)

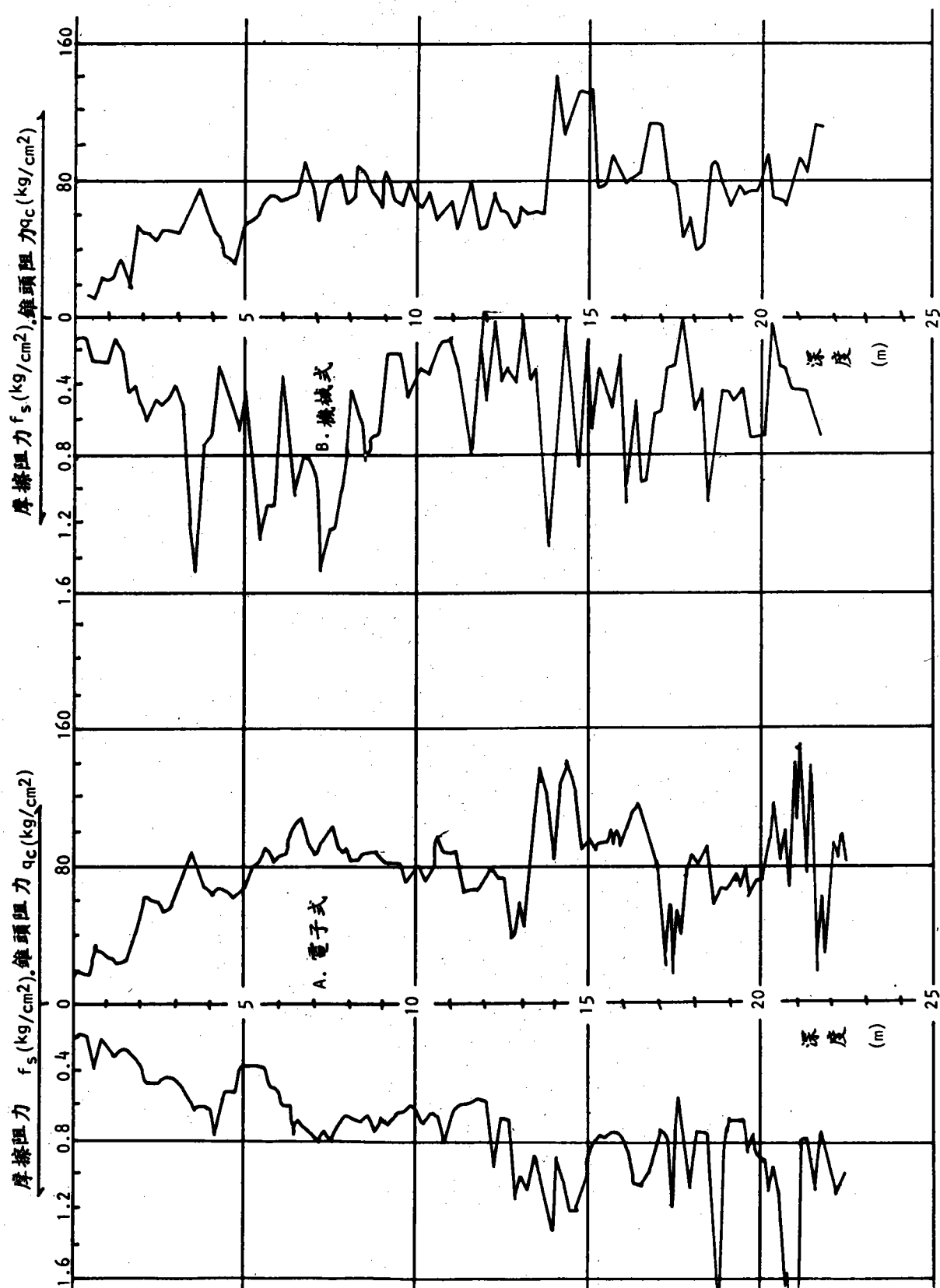


圖 2-19 機械式與電子式荷式錐之測試結果比較 (BH-7)

三、標準貫入試驗 SPT

本試驗使用之設備為美國 Sprague & Henwood 公司製造之 37H 型鑽機，其中劈管取樣器之外徑 2 吋，內徑 $1\frac{5}{8}$ 吋，內含內徑 $1\frac{1}{2}$ 吋，長 3 吋之土樣小銅管。SPT 按 ASTM D-1586-67 規定步驟進行，每隔 1~1.5 公尺試驗一次，錘擊使用索架繩索系統 (rope & cathead system)，繩索繞繫索架二圈，鑽孔使用洗鑽法 (wash boring method)，以套管維持孔壁之穩定，不擾動土樣以外徑 3 吋 Shelby 薄管採取之。各試驗點之試驗結果，即 SPT-N 值，併示於圖 2-6 至圖 2-12 中。

四、載重試驗

1. 平鈑載重試驗

本項試驗分別於 BH-3, -4, -5 三個試驗點 (見圖 2-1) 舉行，試驗深度約在地面下 2.8 m，即約在地下水位面上，使用之平鈑直徑 50 cm，其上疊置另一直徑 30 cm 平鈑，載重試驗按 ASTM D-1194-72 之規定步驟進行。按各試驗結果繪製之沉陷荷重曲線如圖 2-20 至圖 2-22 所示，取荷重增量與沉陷增量之比值近於定值之最小荷重為破壞荷重，則得各試驗點之土壤極限承载力分別為 21, 25, 23 T/m²。

2. 樁載重試驗

本試驗於試驗點 BH-2 舉行，試樁直徑 30 cm，樁長 10 m；反力樁 4 支，直徑 40 cm，樁長 12 m，均為廠製 P C 樁。試樁於打設 3 天後進行載重試驗，隨後進行拔樁試驗，分別按 ASTM D-1143-81 及 ASTM D-3689-78 規定之步驟進行，試驗結果，基樁之極限承载力為 108 噸，表面摩擦力為 40 噸。

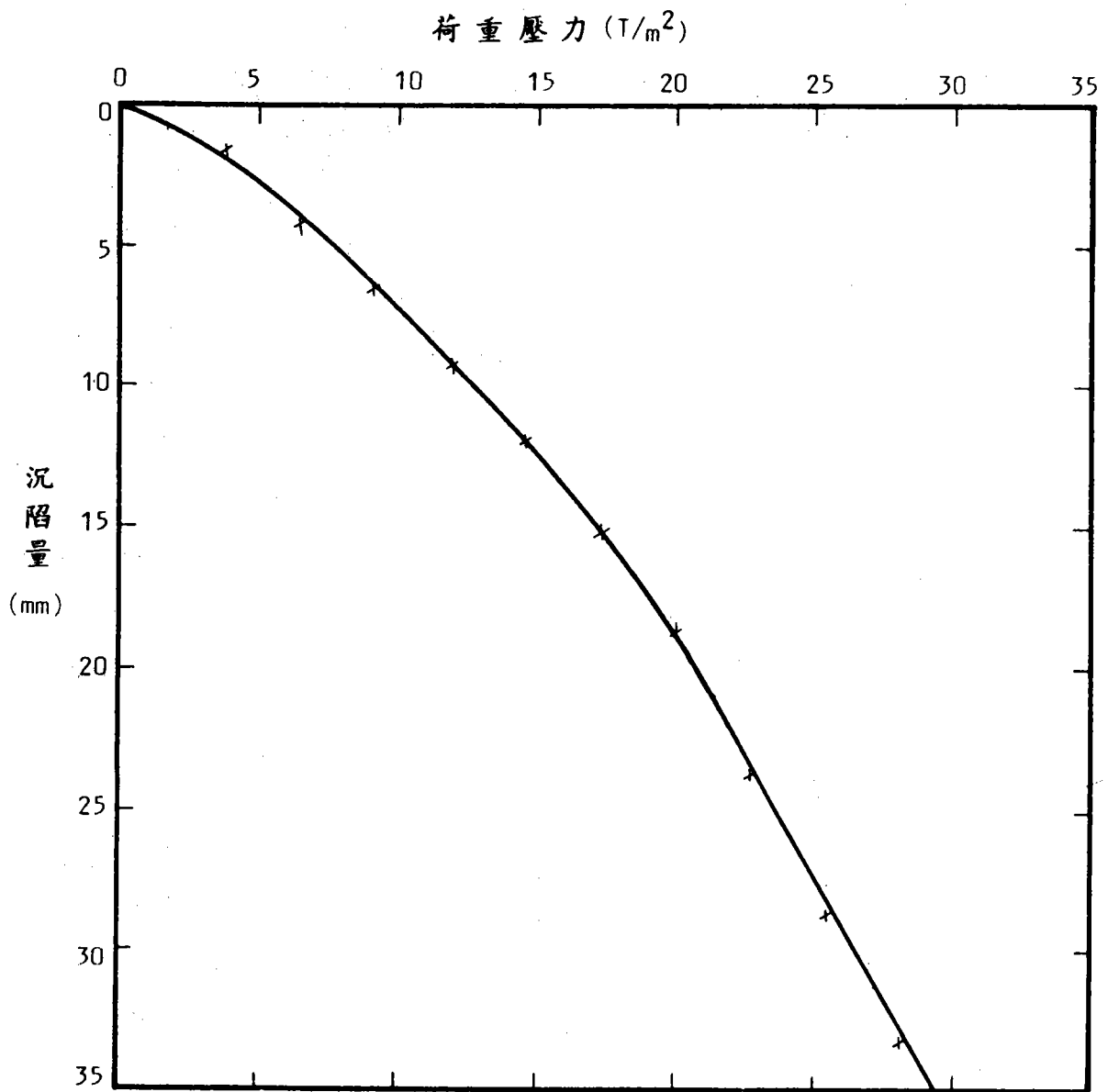


圖 2-20 平板載重試驗 (BH-3)

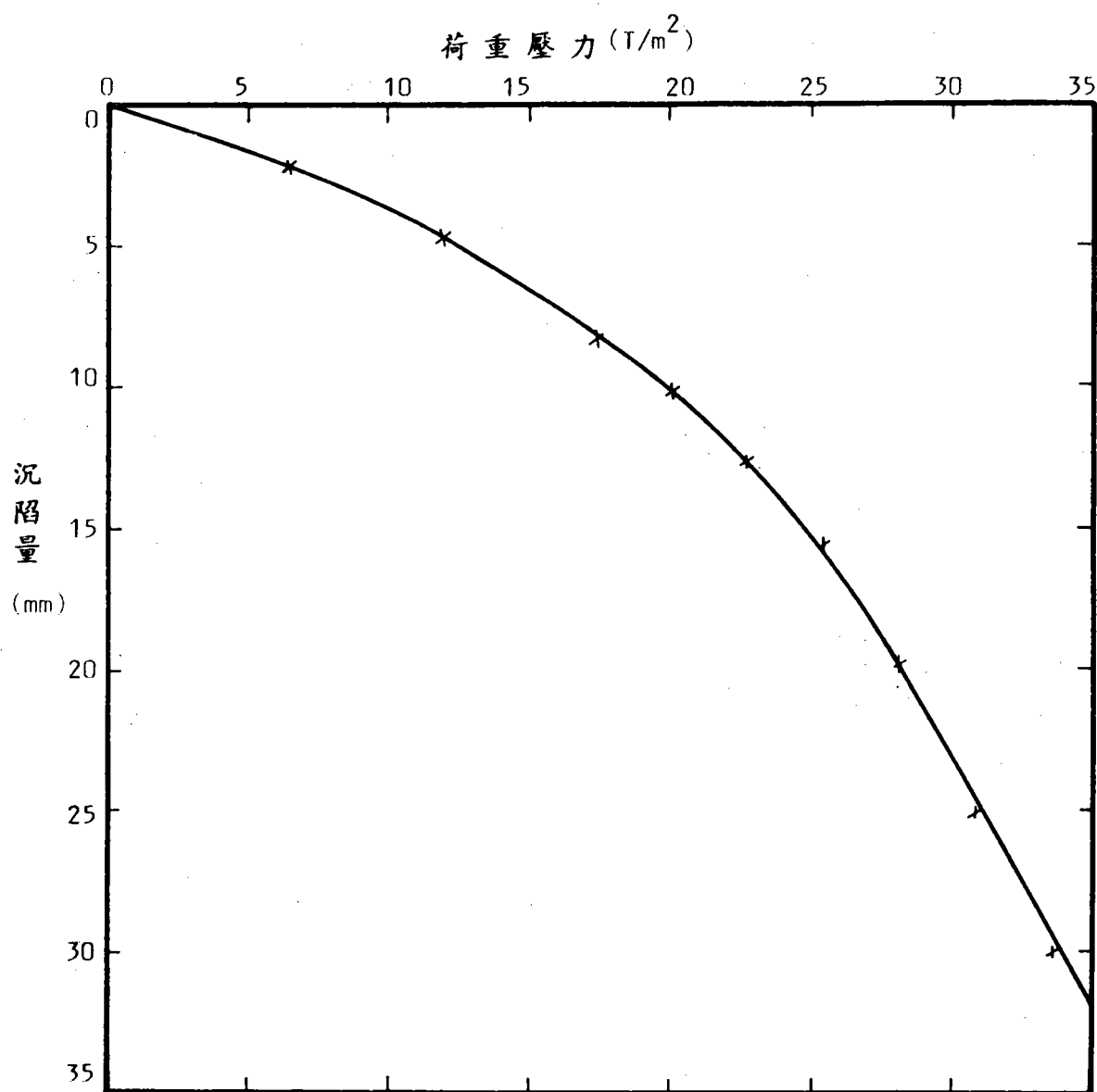


圖 2-21 平板載重試驗 (BH-4)

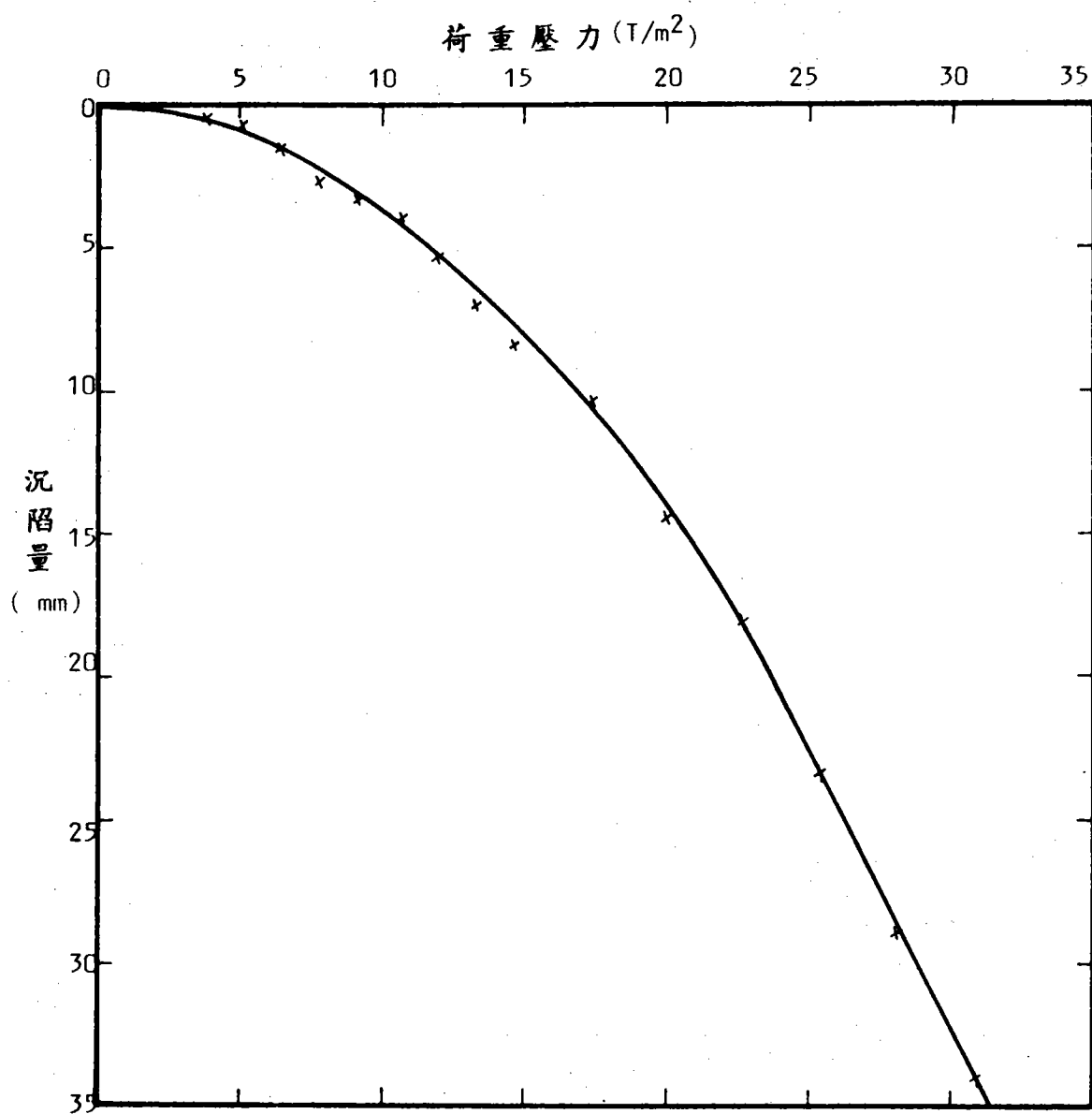


圖 2-22 平板載重試驗 (BH-5)

叁、CPT之貫入理論

一、土壤破壞模式

荷式圓錐貫入土層過程中，其四周土壤經歷極為複雜之應力應變之變化，可根據土壤之承载力理論 (bearing capacity theory) 加以解析，根據前人之研究，土壤受平底貫入儀之靜態貫入作用，其破壞模式計有下列數種：

(1)破壞滑動面終止於貫入儀底面之水平，如圖 3 - 1 (a)所示，其上覆土之剪力強度不予考慮，即與 Terzaghi(1943) 分析淺基承载力所提之理論相同。

(2)破壞滑動面反轉至貫入儀之柱體 (De Beer 1948; Meyerhof 1951)，如圖 3 - 1 (b)所示。

(3)破壞滑動面在到達貫入儀底面水平前即行終止 (Berezantzev 1961; Vesic 1963)，如圖 3 - 1 (c)所示。

(4)破壞滑動面到達垂直切線面 (Biarez 1961; Hu 1965)，如圖 3 - 1 (d)所示。

土壤受楔形或圓錐形貫入儀貫入作用之破壞模式與平底貫入儀貫入者有相當差異，根據 Biarez(1961)，Durgunoglu & Mitchell(1975)之模擬試驗研究指出，圓錐形貫入儀貫入之土壤實際破壞面如圖 3 - 2 所示，該圖顯示緊接貫入儀有一平面剪力區 (Plane shear zone)，其頂角 γ 與貫入儀之粗糙度 (roughness) 有關，在平面剪力區之外側為輻射剪力區 (radial shear zone)，當相對深度 $D/B \leq 5$ 時，輻射剪力區之滑動破壞面延伸至地表面；相對深度增大，則滑動破壞面可到達垂直切線點 E 而停止，該滑動破壞面可假設為對數螺線面。

根據 Durgunoglu & Mitchell(1975)之試驗研究，對非凝聚性土

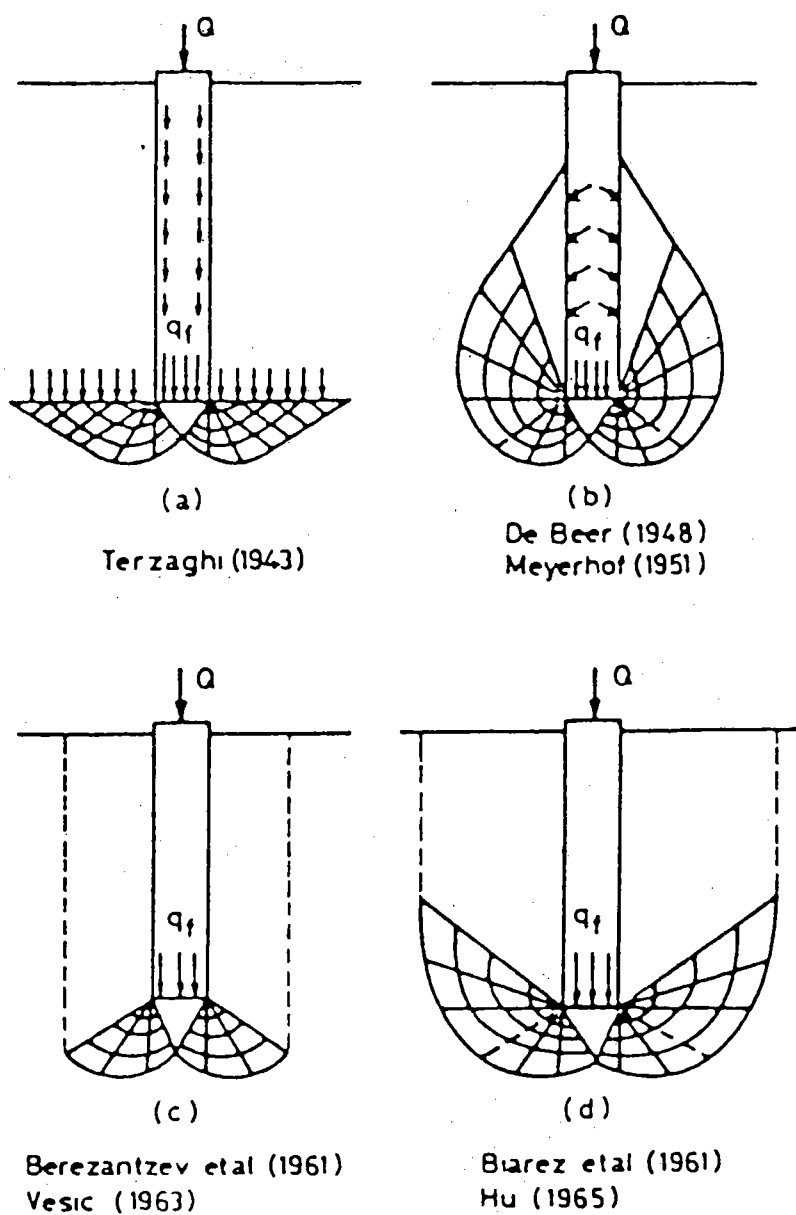


圖 3 - 1 平底貫入儀深層貫入之土壤破壞模式

壤而言， γ 角可以下式計算：

$$\tan\delta \{1 + \sin\phi \sin(2\gamma - \phi)\} - \sin\phi \cos(2\gamma - \phi) = 0 \dots\dots(3-1)$$

式中， δ = 貫入儀與土壤間之摩擦角

ϕ = 土壤之內摩擦角

式(3-1)成立之假設條件為

$$\frac{C_a}{C} = \frac{\tan\delta}{\tan\phi} \dots\dots\dots(3-2)$$

式中， C_a = 貫入儀與土壤間之附着力

C = 土壤之凝聚力

若貫入儀完全光滑，即 $\delta = 0$ ，則 $\gamma = 45 + \frac{\phi}{2}$ ，若貫入儀完全粗糙， $\delta = \phi$ ，則 $\gamma = 0$ 。

圖3-2所示之對數螺線剪力面CE，在其垂直切線點E與地表面接合時之相對深度為臨界相對深度， $(D/B)_{cr}$ ，臨界相對深度與貫入儀之尖角(apex angle)，粗糙度以及土壤內摩擦角有關，根據破壞區之幾何條件，可求得圓錐形貫入儀貫入之臨界相對深度為

$$(D/B)_{cr} = \frac{\sin\phi \cos(\gamma - \phi)}{2 \cos\phi \cos\psi} e^{\theta_0 \tan\phi} \dots\dots\dots(3-3)$$

式中， $\theta_0 = 180^\circ - (\phi + \gamma) + \psi$

$\psi = 90^\circ - \alpha$

鬆散砂土之臨界相對深度約在5~10之間，緊密砂土則約在20~25之間。當貫入儀之貫入深度大於臨界相對深度時，土壤並不顯示出明確之剪力破壞面，此時土壤之破壞模式已由剪力破壞演變為土壤壓縮破壞，而貫入阻力增加率即減低，甚或不再增加。Vesic(1972), Al Awkati(1975)即提出孔穴擴張理論(cavity expansion theory)說明貫入儀貫入土層之土壤破壞模式，他們指出，對於深層之貫入情況，土壤之破壞模

式並非剪力或楔形破壞，而係由於柱體孔穴之擴張 (expansion of cylindrical cavity)，由於孔穴擴張理論考慮土壤之壓縮性以及孔隙水壓之影響，目前已逐漸受重視。

二、CPT 之影響因素

CPT 在測定土層之錐頭阻力及摩擦阻力而據以分析研判土層之層次變化及工程性能，但 CPT 結果之可靠性與實際意義影響其解析，因此需對 CPT 之影響因素加以研討。

1. 有效覆土壓力

如同有效覆土壓力之影響 SPT-N 值，CPT 結果亦受有效覆土壓力之影響。根據 Holden(1971)，Veismanis(1974) 等人之試驗研究指出，荷式錐貫入土層之錐頭阻力隨土層垂直有效壓力增加而增大，對正規荷重砂土，在其土粒受高壓力壓碎前，其錐頭阻力約隨有效垂直壓力成線性增加，其增加率則視土質及土層密度而異；密度大者，錐頭阻力受有效垂直壓力之影響尤其顯著。實際土層內地下水位之變化，或開挖或填土，皆改變其有效覆土壓力，因此現地實測之 CPT 結果亦將隨之變化。

2. 側向土壓力

貫入錐貫入土層時，錐頭四周土壤受徑向力量向外擴張，顯然此項擴張必受土層之側向壓力影響，而致影響貫入阻力。Schmertmann(1978) 試驗研究指出，土層之側向壓力或過壓密比 (OCR) 增大，則 q_c 值顯著增高，因此，地質歷史 (geologic history) 對於 q_c 值之解析甚為重要。

3. 土壤壓縮性與密度

貫入錐貫入土層過程中，錐頭四周之土壤受到排置或密化，易受壓縮之土壤受排置或密化之作用就愈容易，則其貫入阻力必愈低，因此，土層之密度或相對密度大者，其 q_c 值必高，蓋其壓縮性較低。對於膠結土壤

(cemented soil)或地質年代長之土層，由於土壤顆粒間產生膠結作用(cementation)，其壓縮性減低，而使 q_c 值增大。

4. 貫入錐形狀與貫入方式

目前使用之標準貫入錐有機械式與電子式兩種不同形式，貫入錐形狀不同頗影響CPT結果。機械式貫入錐在錐底上方之柱體直徑略有縮小，則在貫入土層時所排置之土壤得有空間向錐體移動回脹，圓柱狀之電子式貫入錐貫入土層時則無此現象。對緊密土壤而言，機械式貫入錐得予土壤移動回脹，減除了錐頭四周土壤之有效應力，因此貫入阻力較小；惟對鬆軟土壤而言，回脹土壤與錐體間之摩擦力作用，其結果反較圓柱狀貫入錐測定者為大。

此外，機械式貫入錐測量之摩擦阻力受摩擦套筒下緣之貫入阻力影響，使其結果高於圓柱狀貫入錐測量者，此項斜緣承力(bevel bearing)在砂層中不可忽視，可高估所測量之摩擦阻力之65%。

至貫入土層之連續性以及貫入速度亦影響貫入結果，主要係影響貫入過程中孔隙水壓力之產生與消散情形。電子式貫入錐以連續方式貫入土層，其所測定之 q_c 值與機械式貫入錐之不連續貫入情形比較，在鬆軟土層略低，在緊密土層則可略高至10%。

5. 孔隙水壓力

貫入錐貫入土層過程中，引致土壤內超孔隙水壓(excess porewater pressure)之產生，而致改變錐頭四周土壤之有效應力狀況，該超孔隙水壓之產生依土壤類型、密度以及貫入錐形狀與貫入方式之不同而異，對CPT結果自有不同影響。緊密土壤之橫脹性(dilatancy)可引致負孔隙水壓，而使其 q_c 及 f_c 值增大；鬆軟土壤則可能產生高孔隙水壓而至液化(liquefaction)，使其 q_c 及 f_c 值大為減低。貫入錐形狀與貫入方式可影響正(或負)孔隙水壓之產生與消散而致影響CPT結果，目前水

壓錐(piezocone)正發展中，期在 CPT 同時測出錐頭附近土壤孔隙水壓之變化，增進 CPT 結果之解析。

6. 層面影響(layering effect)

荷式錐貫入均勻土層之 q_c 剖面是單純的直線變化，惟其貫入兩不同土層之層面時， q_c 剖面受層面影響而有變化。圖 3-3 為貫入錐貫入兩密度不同砂層時之 q_c 變化情形 (Schmertmann 1978)。該圖顯示貫入錐需以其 5.~10. 倍直徑感知及通過層面，亦即 q_c 受層面影響之深度大約 10.~15. 倍直徑，然則荷式錐所能測定之砂層最小厚度約為 30.~50.cm。至荷式實際所能偵測之最小土層厚度仍受兩層次間土壤之類型，強度及壓縮性之差異，貫入方式等之影響，兩層次土壤之強度及壓縮性之差異愈大，或以連續之貫入與紀錄者，其能偵知之土層厚度愈小。

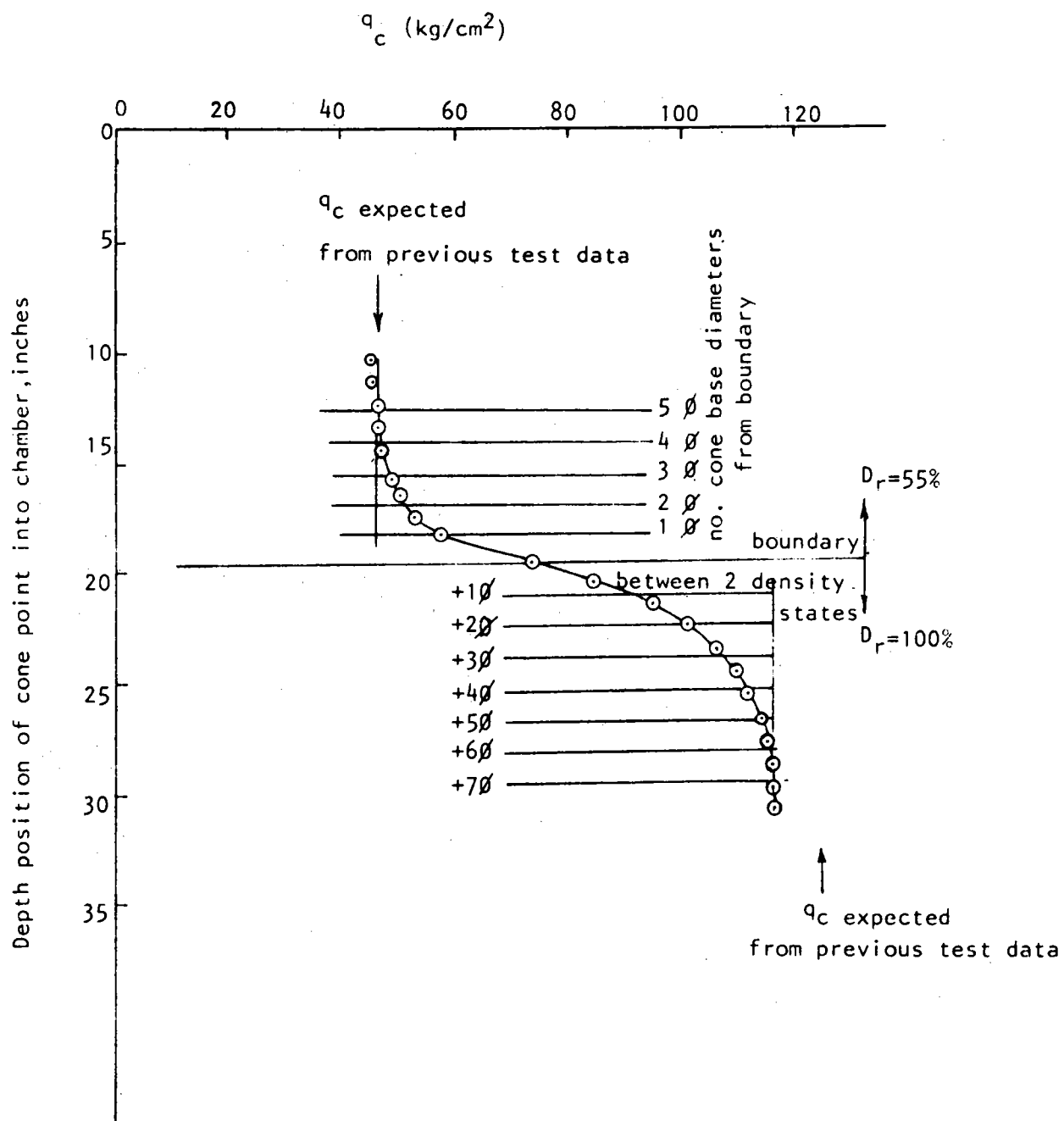


圖 3 - 3 層面影響

肆、土層特性之研判

一、土層之研判

從事基礎工程之設計分析時，土層之層次變化以及各層次土壤之工程性能需予事先加以研判與了解。根據 CPT 所獲得的 q_c 剖面，加以 f_s 剖面之配合，則土層剖面性能得以建立。

圖 4-1 表示數種不同之 q_c 剖面及其可能之土層狀況分析。一般而言，粘性土壤之 q_c 值遠比砂土為低，蓋其內摩擦角 ϕ' 較小，且受孔隙水壓之影響，如圖 4-1 (a) 及 (b) 所示。圖 4-1 (c) 表示正規荷重砂土之 q_c 值隨深度增大，過壓密砂土則由於側向土壓力之影響，其 q_c 值並不隨深度增大，大約保持定值，但正規荷重砂土之密度隨深度遞減者，其 q_c 值亦可能一如過壓密砂土者之不隨深度變化情形，此兩種情況顯示側向土壓力或密度之增大可對 q_c 產生相同效果，可能造成對 q_c 剖面模稜之解析，因此，配合地質歷史研判是必要的。若軟弱土層之上層土壤有極高 q_c 值情形，其可能之土層狀況分析如圖 4-1 (d) 所示。

根據分別在台中港區附近及王功海埔地辦理 CPT 之測試結果說明之，見圖 2-6 至圖 2-12。由 q_c 剖面圖顯示，台中港區附近之土層並無明顯的層次變化，其 q_c 值多介於 $40 \sim 100 \text{ Kg/cm}^2$ 之間，屬中等緊密度土層，惟土層不甚均勻， q_c 值較低 ($20 \sim 40 \text{ Kg/cm}^2$) 之鬆軟土層夾雜其間，顯示沉積層之特性。由 R_f 剖面圖可看出土壤類型之變化情形，一般 R_f 多介於 0.5 至 1.0 之間，顯示土壤類型變化不大；但 q_c 值較低者，其對應之 R_f 值則高 (大於 2)，顯示其土壤類型有異於前者，由連續採取之土樣說明了土層多為細砂或沉泥質細砂，但交互間夾著鬆軟的細砂質沉泥或沉泥質粘土。

根據 CPT 結果可以點繪 q_c 與 f_s 之關係，以建立土壤類型研判之依準

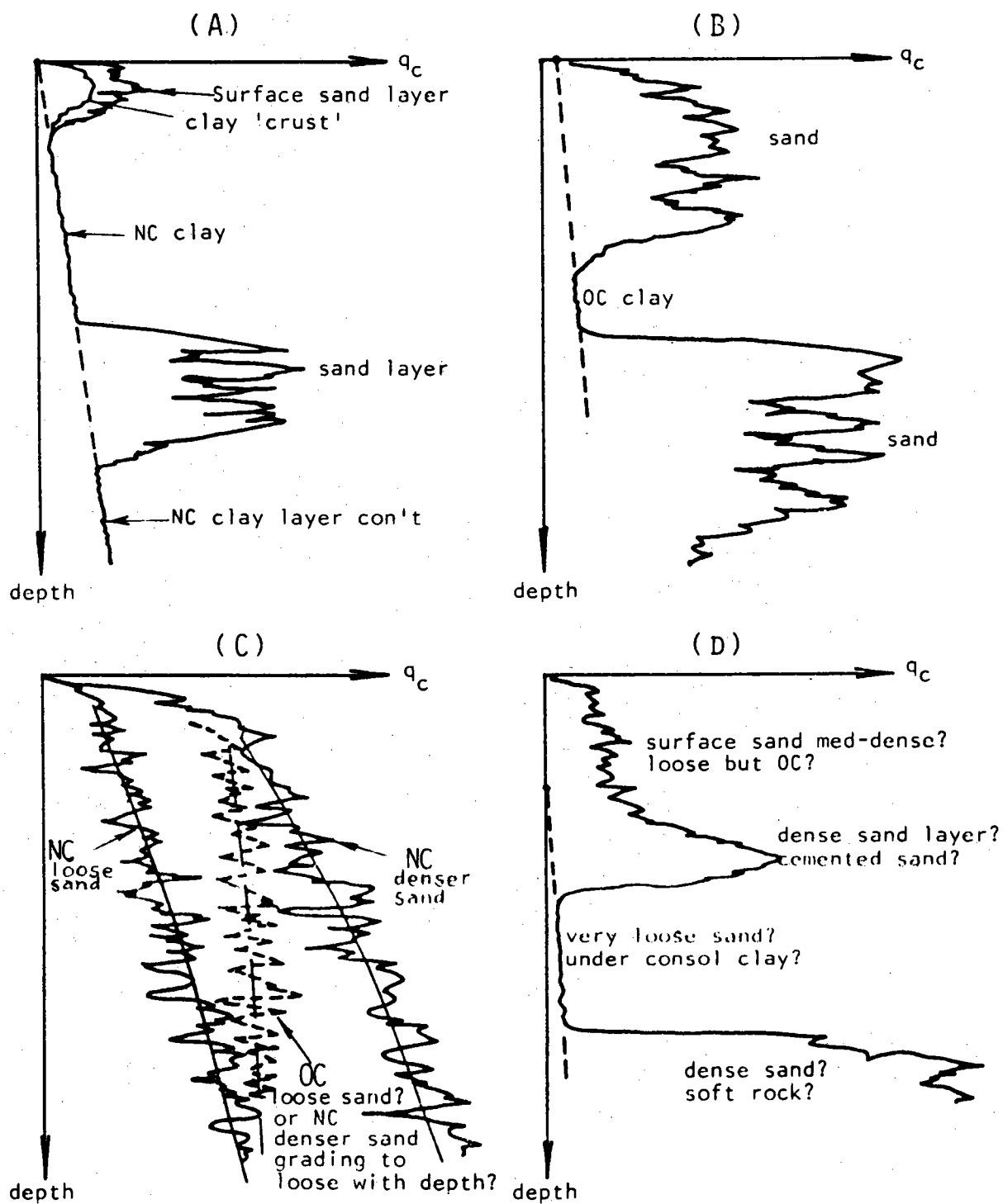


圖 4-1 q_c 剖面及可能之土質狀況

。圖4-2至圖4-4分別表示細砂，沉泥質細砂，及細砂質沉泥質之 q_c - f_c 關係，分別得以 $R_f=0.5, 1.1$ 及 2.4 劃分出各類型土壤之下限範圍。根據上述結果可建立土壤分類圖(soil classification chart)如圖4-5所示。該圖顯示前述之 $R_f=0.5 \sim 1$ 間之土壤即為沉泥質細砂，至 $R_f=2.4$ 以上則為粘性土壤。

二、CPT 與 SPT 之相關性

目前SPT在國內之使用情形極為普遍，有關基礎工程之計設仍多沿用根據SPT-N值所建立的經驗式，但SPT存在著再現性(repeatability)及可靠性之問題，使得設計者在應用上仍頗多猶疑。因此，以CPT之簡易，準確以及紀錄連續之優點，可以預見將在國內普遍應用，以從事地質調查及基礎工程之設計，為期在使用初期能與SPT在設計上之運用相輔相成，兩者關係之建立當屬需要。

1. q_c -N 關係

由於 q_c 與N分別為CPT與SPT主要測定及應用之參數，且隨土層深度之變化情形亦相類似(見圖2-6~12)，因此，建立 q_c -N關係頗有意義與需要。 q_c 與N值同受土層有效覆土壓力及孔隙水壓之影響，孔隙水壓對兩者之影響目前則仍不十分明確，因此本研究對該兩值皆未作上項影響之修正。

圖4-6至圖4-8為本研究中各類型土壤之 q_c 與N值之關係，該諸圖顯示 q_c 與N值之關係相當分散，部分因素可能係受沉積土層之不均勻性，SPT錘擊能量之變化及土壤密度的影響，但仍顯出合理的直線關係，可以比值 q_c/N 表示之，表4-1所示為各類型土壤之平均 q_c/N 比值，與其他學者研究之建議值甚為接近。表4-1顯示出 q_c/N 比值與土壤粒徑大小有關，根據Robertson et al (1983)之研究指出， q_c/N 比值隨土壤平均粒徑(D_{50})之增大而增大，如圖4-9所示，本研究結果與該

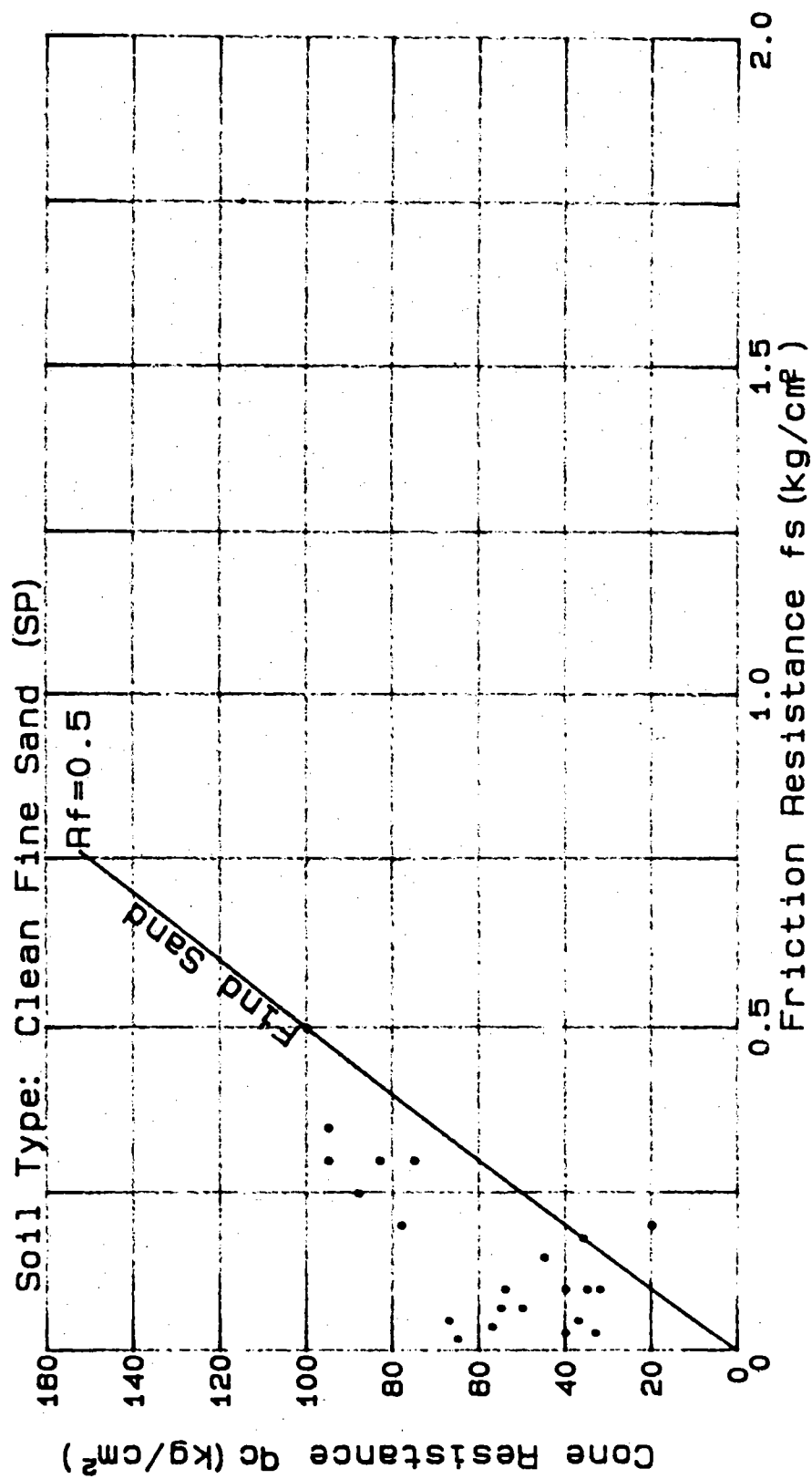


圖 4-2 細砂之 q_c - f_s 關係

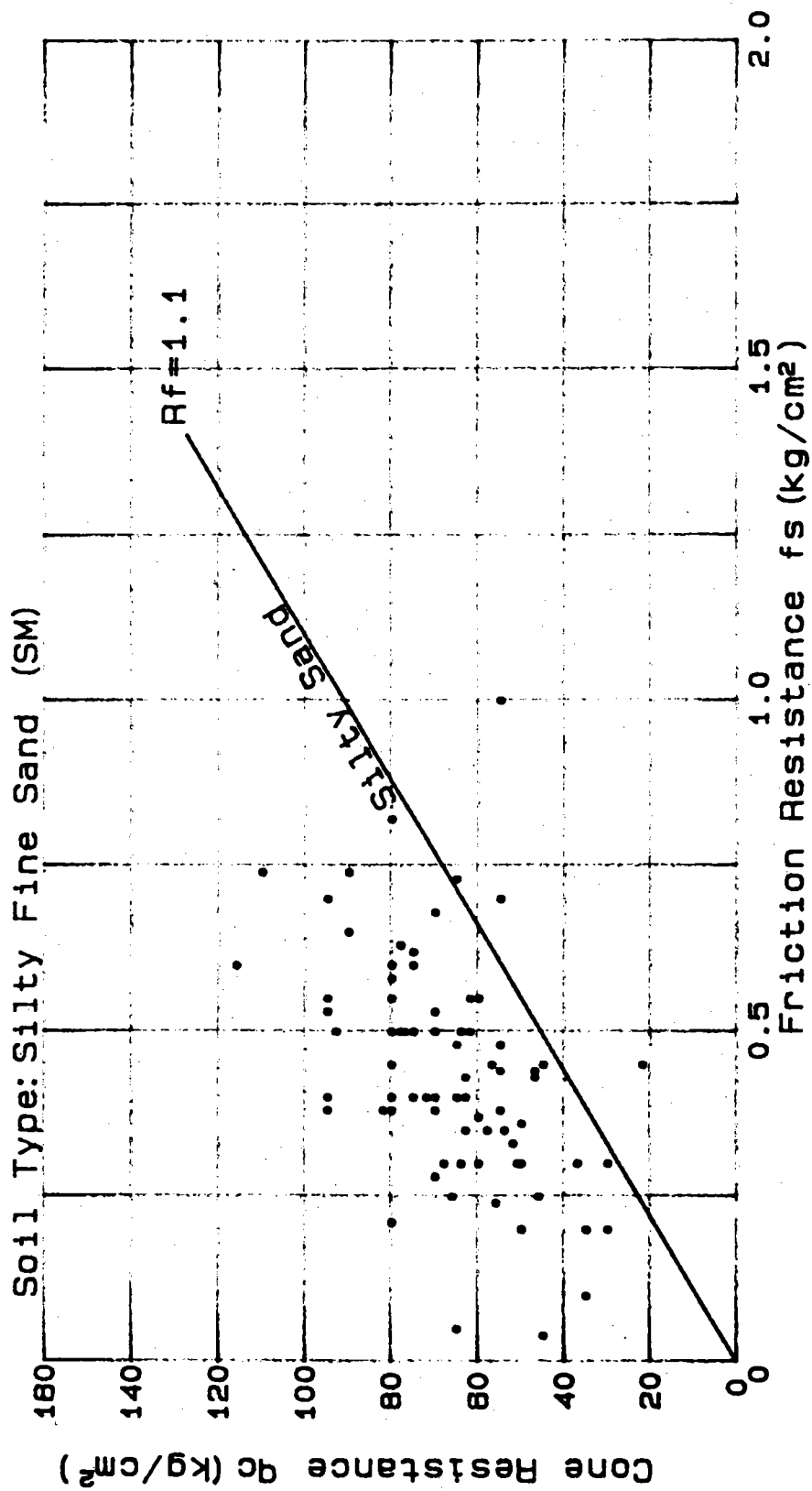


圖 4-3 沉泥質細砂之 q_c - f_s 關係

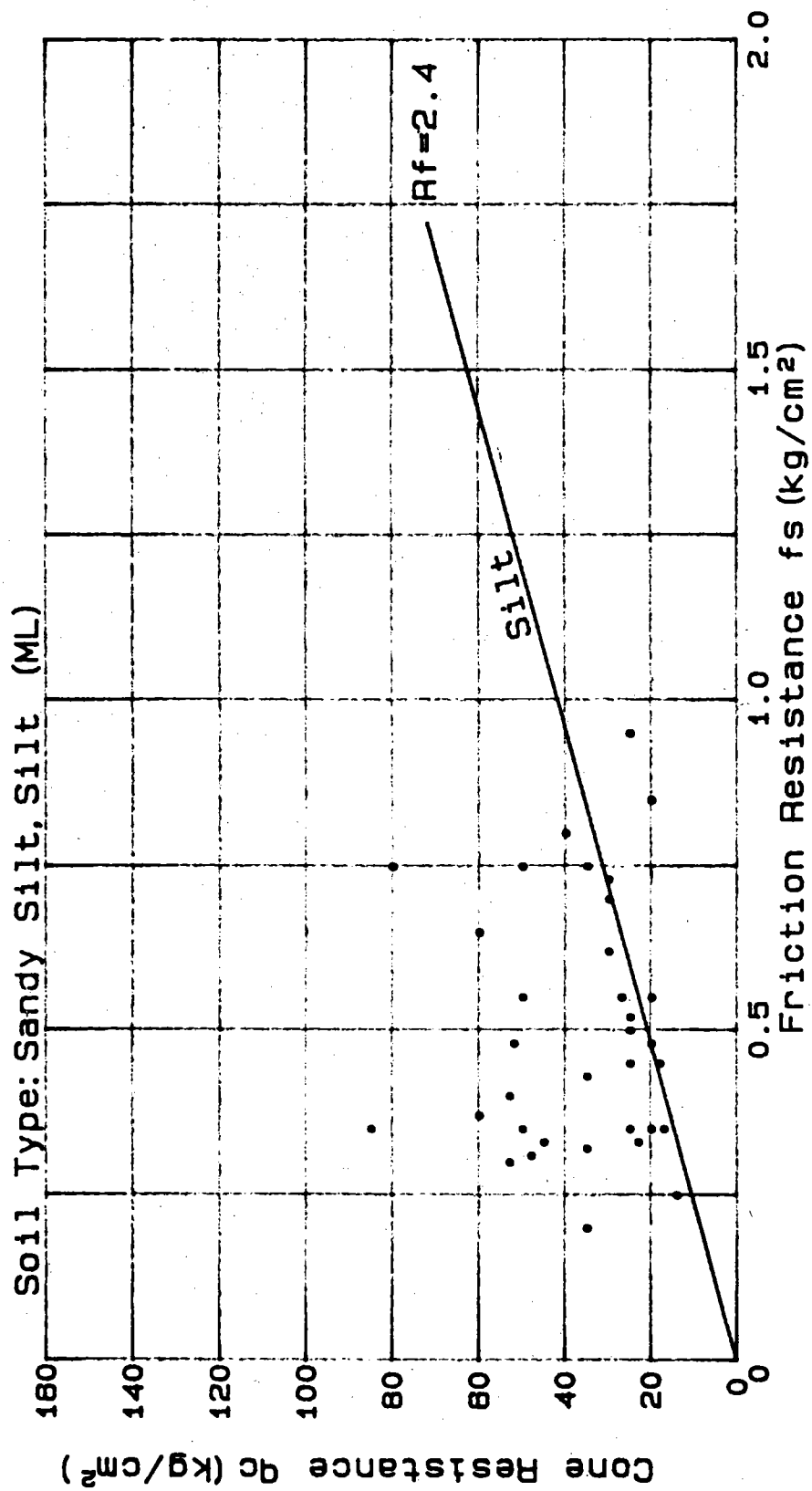


圖 4-4 細砂質沉泥或沉泥之 $q_c - f_s$ 關係

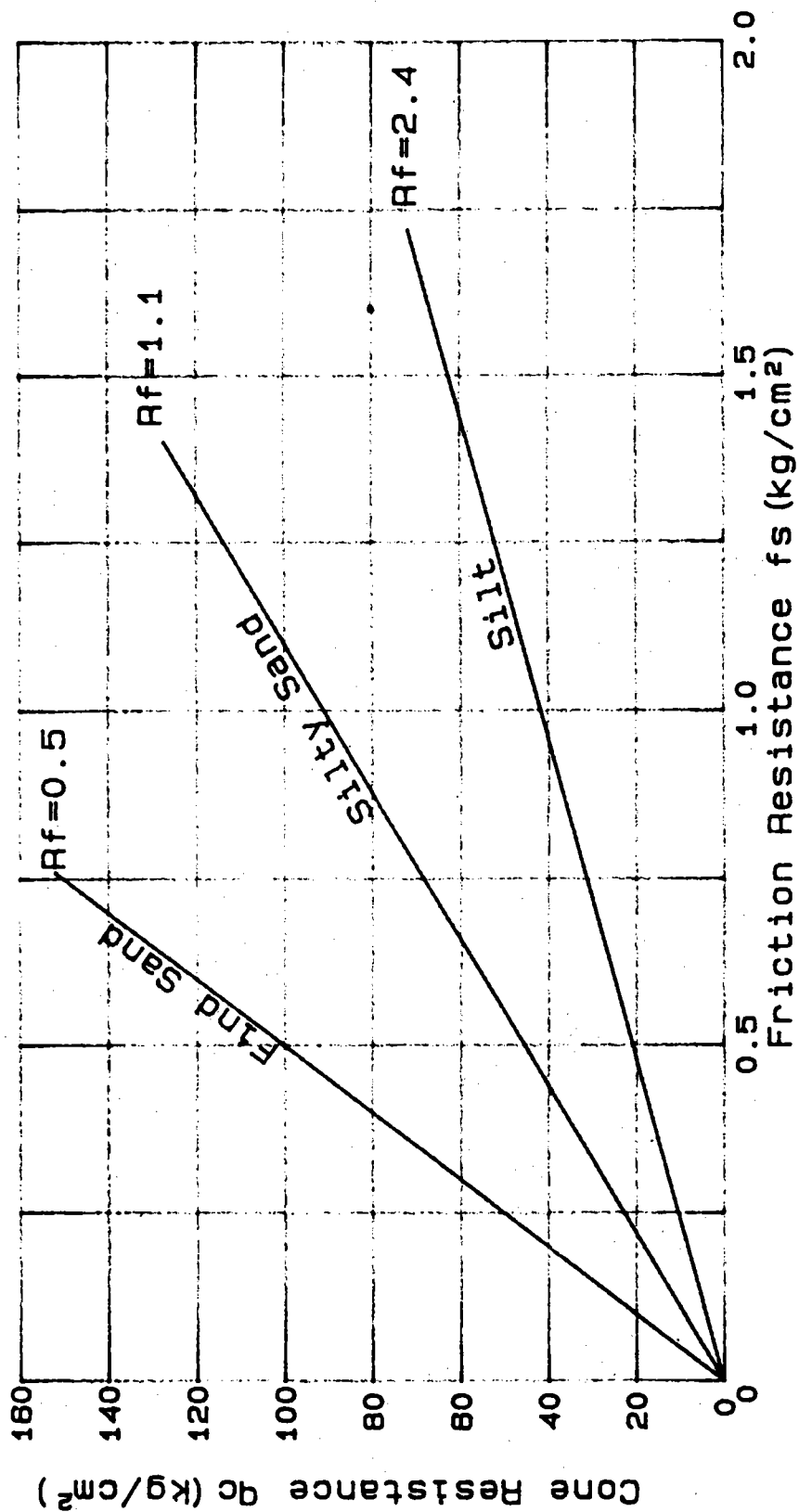


圖 4-5 土質分類圖

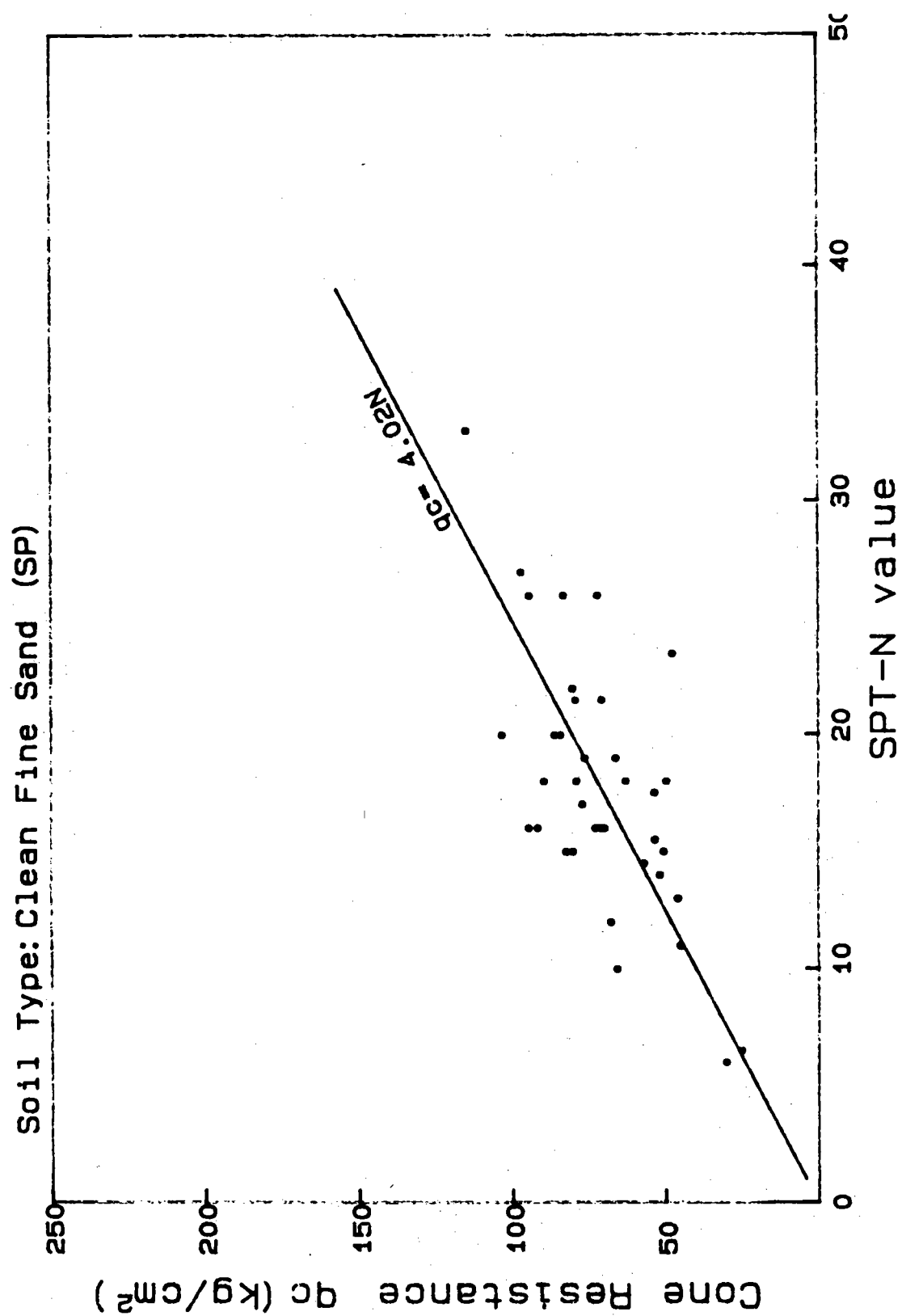


圖 4 — 6 細砂之 q_c — N 關係

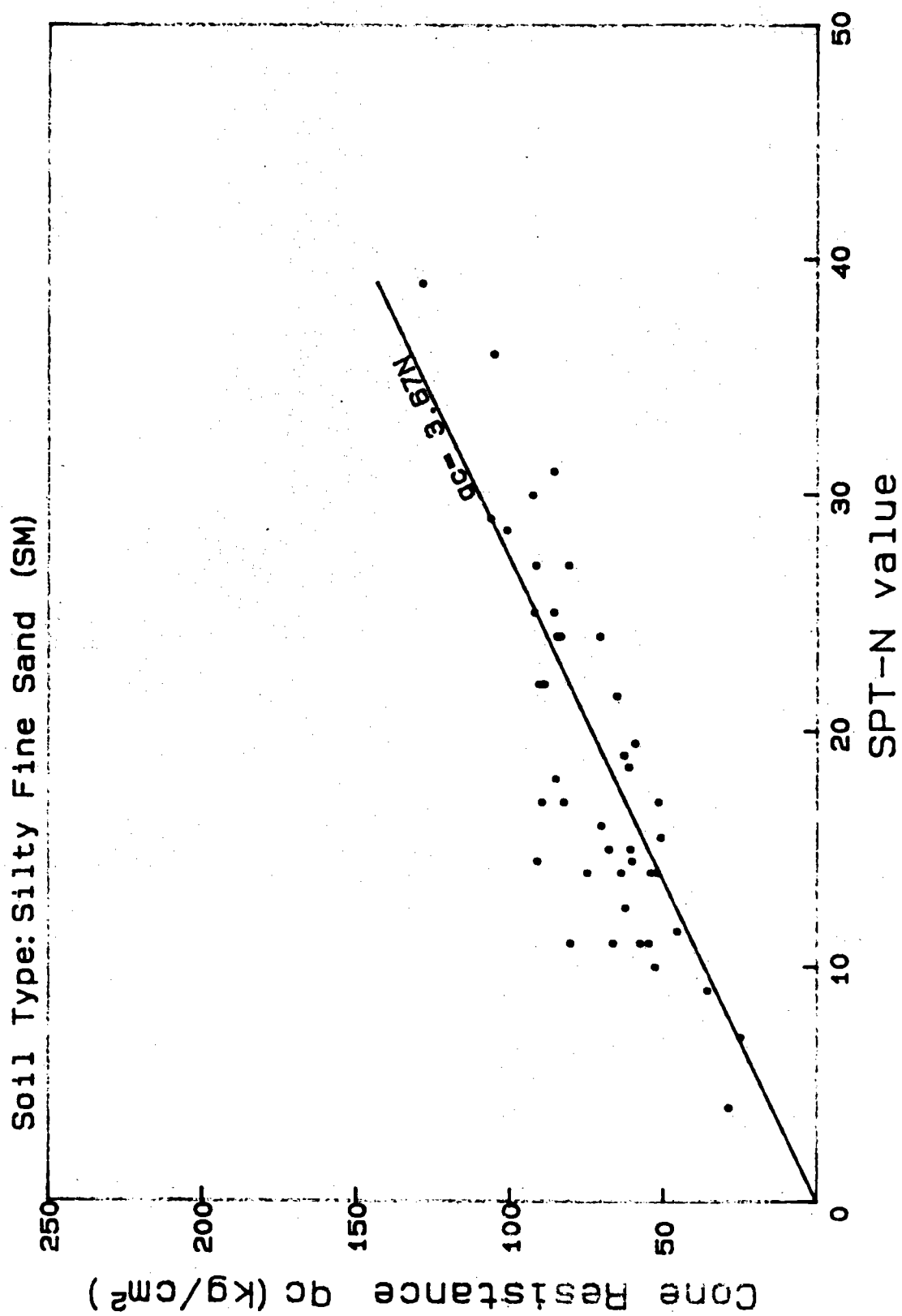


圖 4-7 沉泥質細砂之 q_c -N 關係

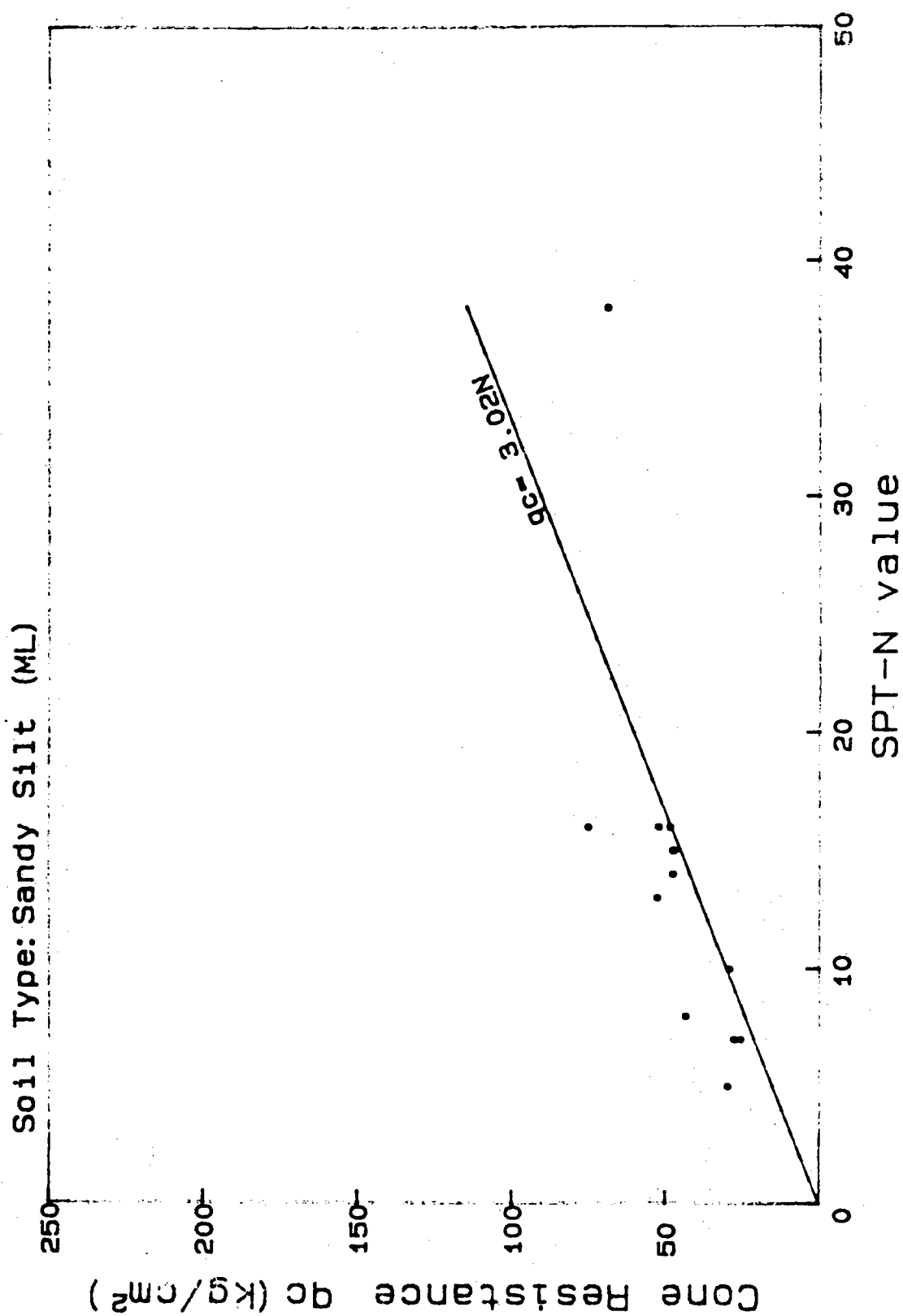
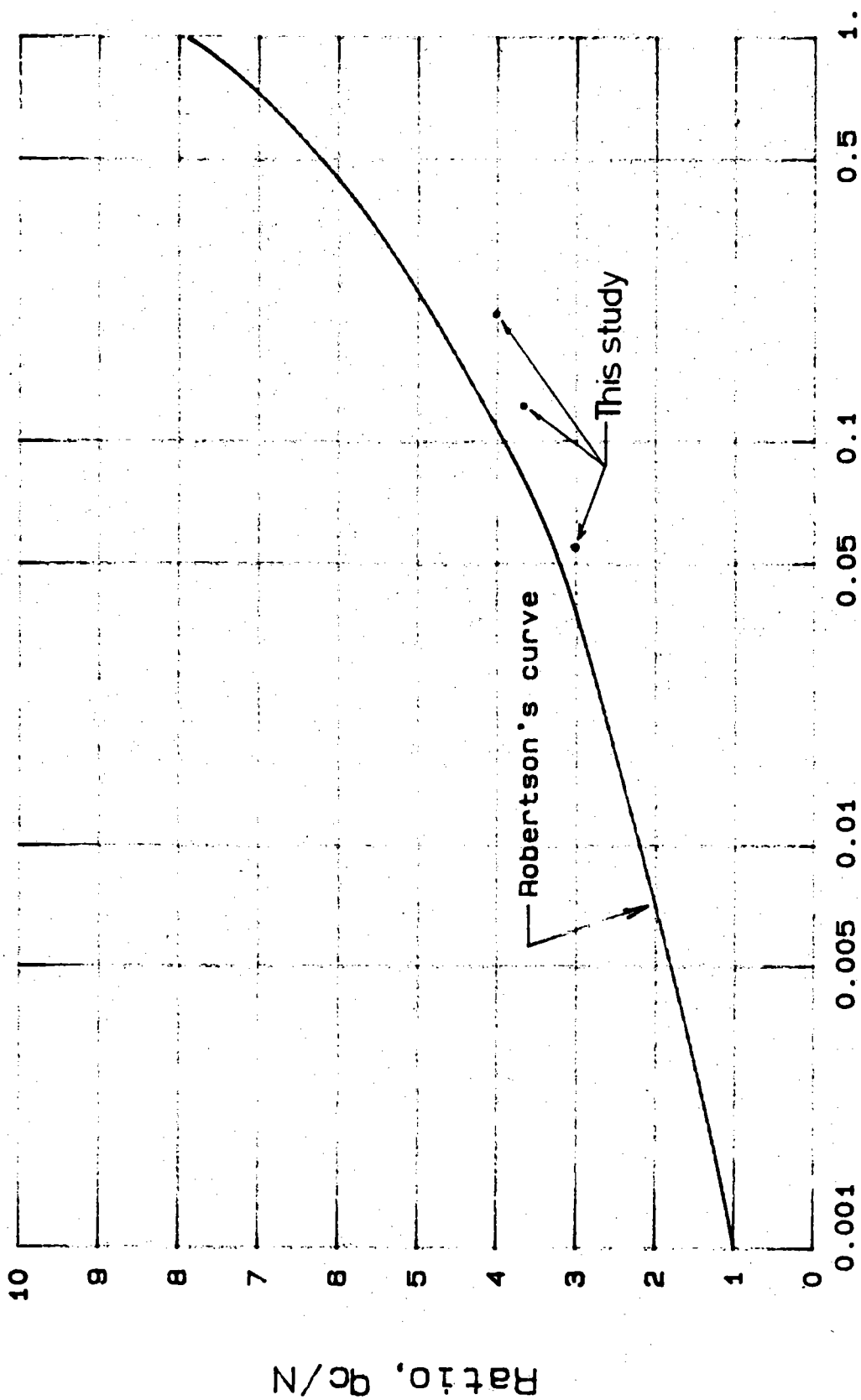


圖 4-8 細砂質沉泥或沉泥之 q_c - N 關係



Mean Grain Size, D_{50} , mm

圖 4-9 q_c/N 比值與平均粒徑 D_{50} 之關係

圖比較略為偏低。

表 4 - 1 q_c - N 關係

土 壤 說 明	q_c / N			
	本研究	Schmertmann	Simons	Lacroix
中細砂或略含沉泥之中細砂 (SP, SP-SM)	4.0	3 ~ 4	5.5	4 ~ 6
沉泥質細砂 (SM)	3.7	3 ~ 4	4	4 ~ 6
細砂質沉泥, 沉泥 (ML)	3.0	2	2.5	2 ~ 4
沉泥質粘土	—	2	2.5	2 ~ 4

2. f_s - N 關係

SPT之標準貫入阻力包含劈管取樣器與土壤間之端點阻力及摩擦力兩部分，因此吾人可知 SPT - N 值應含有相當部分之摩擦力影響，本研究按前方式建立 CPT 之 f_s 值與 N 值之關係。

f_s - N 關係亦相當分散，部份因素如前所述，惟亦顯出合理之直線關係，其平均值如下述（ f_s 以 Kg/cm^2 表示）：

細砂或略含沉泥細砂： $f_s = 0.024 N$

沉泥質細砂： $f_s = 0.027 N$

細砂質沉泥或沉泥： $f_s = 0.032 N$

有關 f_s - N 關係目前尚無其他學者之研究建議，上述關係可供基礎設計之參考。

3. q_c , N 與密度之關係

SPT - N 值最常用以研判非凝聚土層之相對密度，以進行基礎工程之設計分析，Terzaghi (1967) 所建議之 SPT - N 值與相對密度之關係多為設計者沿用，本研究根據 Terzaghi 之建議值，配合前述建立之 q_c - N 關係，得到 q_c , N 與相對密度之關係如表 4 - 2 所示，則根據表 4 - 2 可

由 q_c 值研判非凝聚性土層之密度情況。

表 4-2 q_c , N 與相對密度之關係

土層狀況	相對密度%	SPT-N 值	CPT- q_c 值(Kg/cm^2)
極鬆散	< 20	< 4	< 20
鬆散	20 ~ 40	4 ~ 10	20 ~ 40
中等緊密	40 ~ 60	10 ~ 30	40 ~ 120
緊密	60 ~ 80	30 ~ 50	120 ~ 200
極緊密	> 80	> 50	> 200

三、土壤液化潛能之評估

地質資料顯示，本省西部沿海地區之土層多為細砂或沉泥質細砂，本省且恰處於太平洋地震帶之西環，大小地震頻仍，該土壤在強震作用下有液化之顧慮，因此，在港灣工程規劃設計階段應對其液化潛能加以評估，釐訂防制措施，而策工程安全。

土壤液化潛能之評估方法有二：其一為相關經驗法，即根據現地土層在過去地震作用下之液化行為反應之關係；另一為試驗分析法，即分析地震在土層內引致之剪應力，比較該土層之土樣在試驗室內受相當於該地震之反復荷重作用而發生液化之剪應力。通常以前者作為土壤液化潛能之初步評估方法。

相關經驗法中通常以現地土層之 SPT-N 值評估其液化潛能，Seed(1979)曾蒐集世界各地土層在地震作用下之行為反應狀況，並以試驗室內之試驗結果加以補充，建立以 SPT-N 值研判土壤在不同地震規模下發生液化所需之剪應力比關係，劃分出土壤可能發生液化之下限範圍，如圖 4-10 所示，目前該圖多為大地工程師據以初步評估土壤之液化潛能，圖

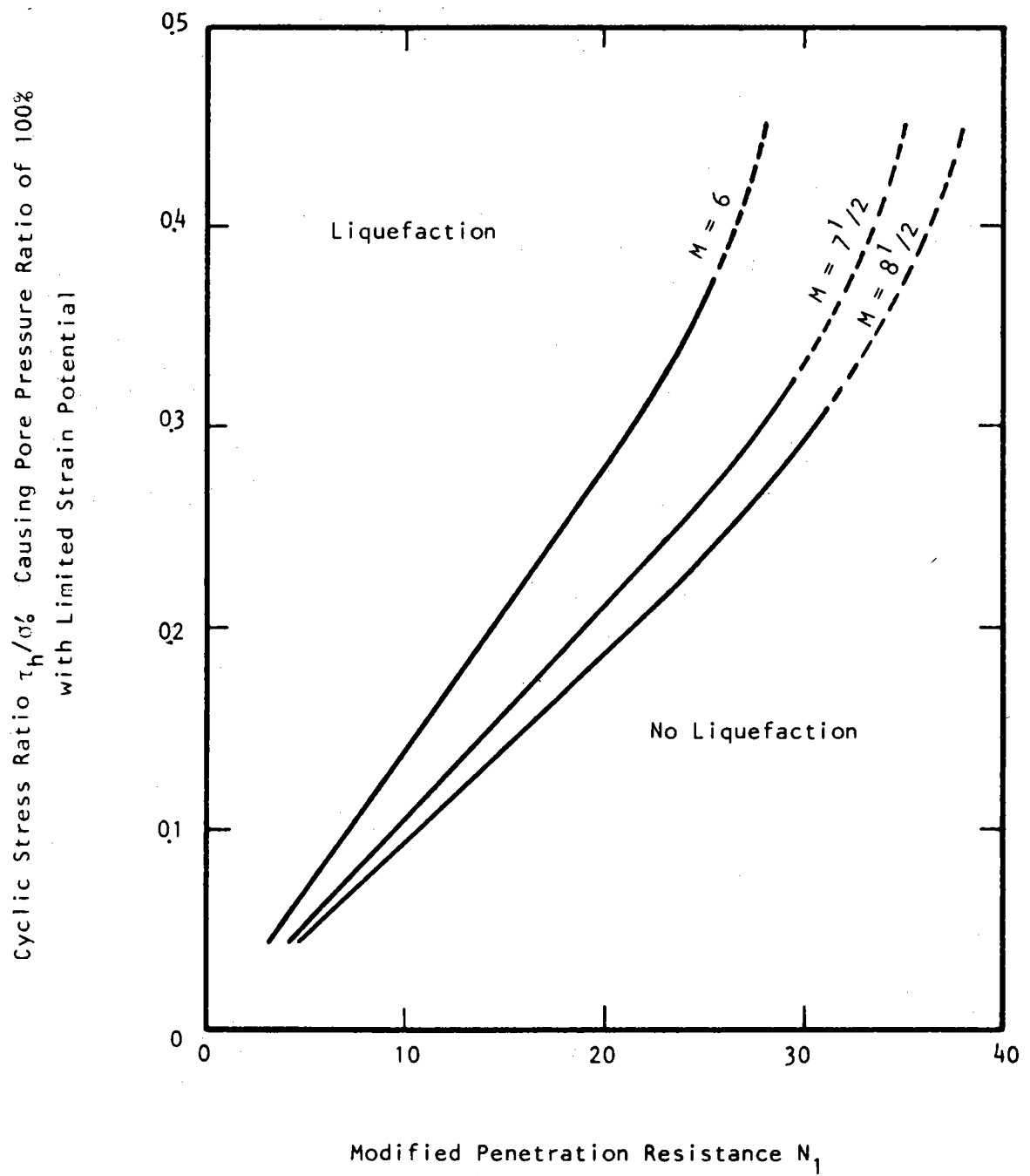


圖 4-10 SPT-N 值與土壤液化特性關係

中剪應力比以 τ_h / σ'_o 表示，其中 τ_h = 地震引致之水平向平均剪應力， σ'_o = 現地土壤之初期有效覆土壓力； N_1 值係經修正之 SPT 值，係考慮覆土壓力之影響，將實測 N 值修正至有效覆土壓力為 1 Kg/cm^2 情況，以下式計算：

$$N \quad N_1 = C_N N \dots\dots\dots (4-1)$$

式中， C_N = 修正係數，如圖 4-11 所示，由於圖 4-10 之建立所引用之現地土壤資料多屬一般淨砂層之情況，具有相同 SPT- N 值之沉泥質細砂層，由於含有相當量之細粒土壤，其液化潛能比一般淨砂層為低，因此根據圖 4-10 評估沉泥質細砂層之液化潛能結果將甚為保守，Seed

(1983) 最近已建議使用圖 4-10 以評估沉泥質細砂層之液化潛能時，其 N_1 值應為實測 N 值根據式 (4-1) 修正後，再加上 7.5，即

$$N_1 = (N_1)_{measured} + 7.5 \dots\dots\dots (4-2)$$

由於 CPT 之測試簡易快速，人為誤差小，並且更能顯示土層之連續變化剖面，因此以 CPT- q_c 值研判土壤之液化潛能甚為適當與需要。目前建立 CPT- q_c 值與土壤液化特性關係之現地資料極為有限，本研究根據 Seed 建議之 SPT- N 值與土壤液化特性之關係 (圖 4-10)，配合前述之 q_c - N 關係，建立以 q_c 值劃分出土壤發生液化之下限範圍，如圖 4-12 及圖 4-13 所示，圖中 q_{c1} 值係經修正之 q_c 值，亦係考慮有效覆土壓力之影響，將實測 q_c 值修正至有效覆土壓力為 1 Kg/cm^2 情況，以下式計算：

$$q_{c1} = C_N q_c \dots\dots\dots (4-3)$$

上式中之修正係數， C_N ，可根據 Schmertmann(1978)建議之 q_c 與有效覆土壓力及相對密度間之關係求得，其值如圖 4-11 所示。

根據本研究之現地調查資料顯示，本所研究大樓現址在深度 3.5 m 範圍內之土層為鬆軟之沉泥質細砂層，其 q_c 值約僅在 $20 \sim 30 \text{ Kg/cm}^2$ 之間

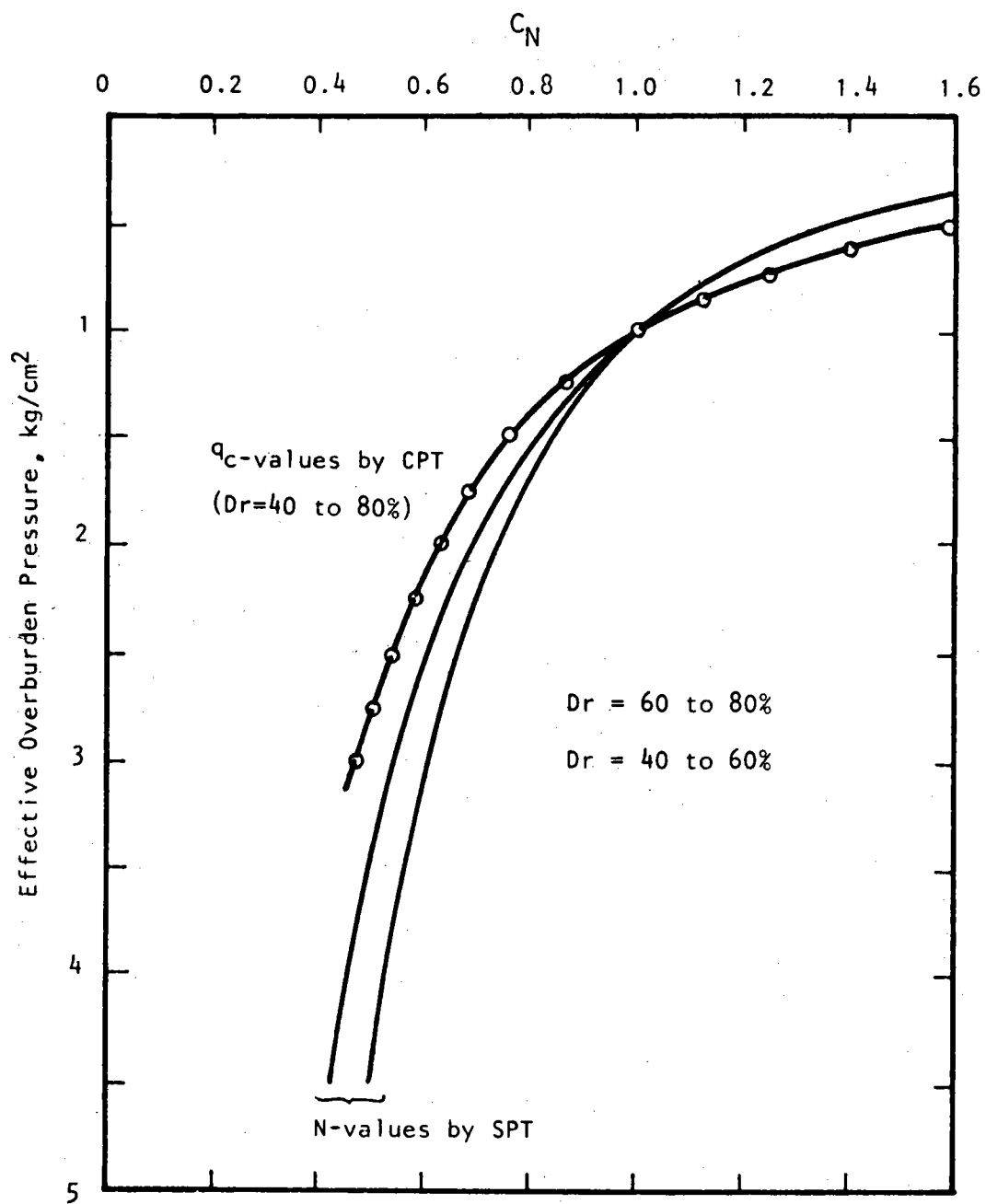


圖 4-11 有效覆土壓力之修正係數 C_N

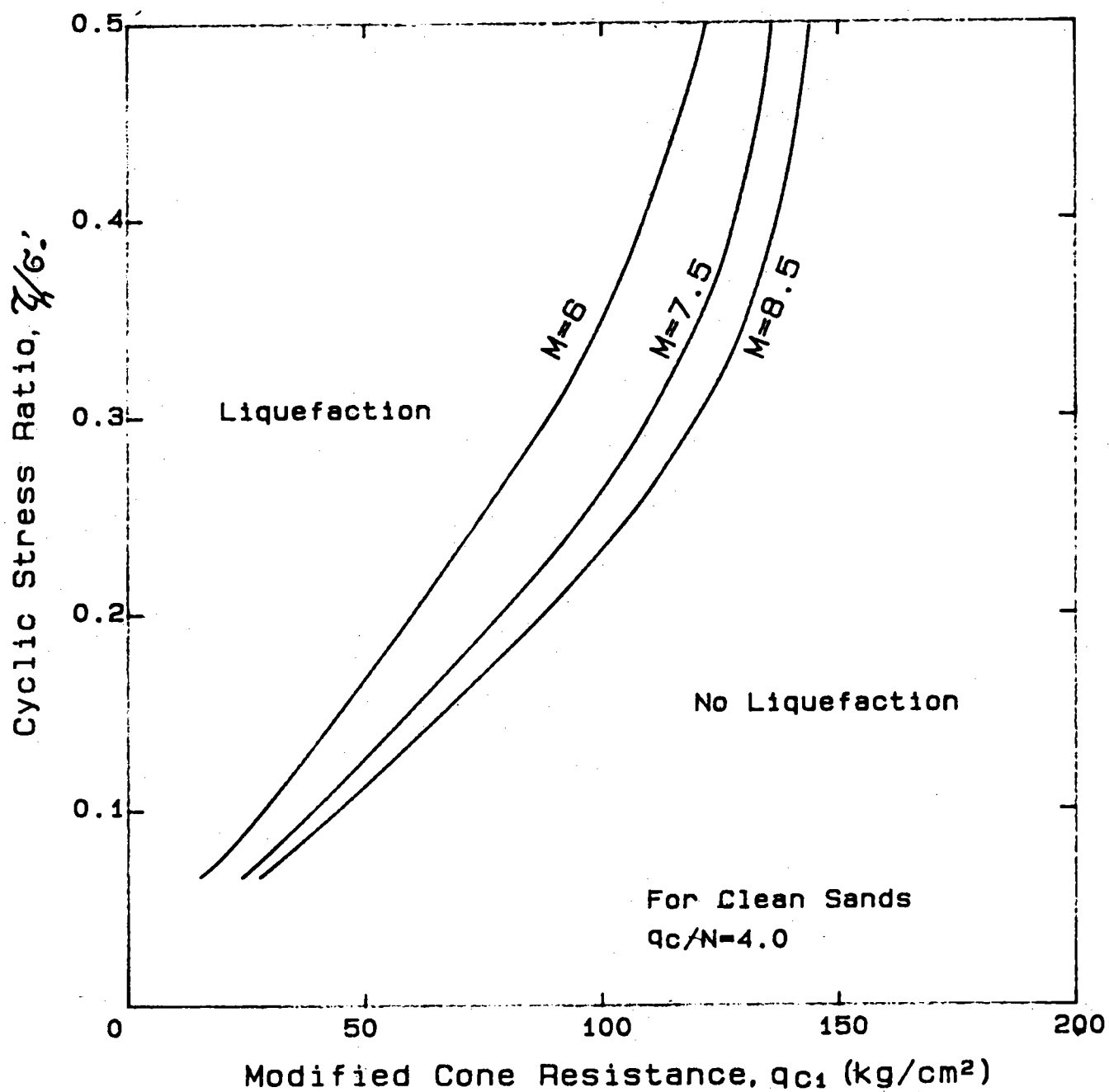


圖4-12 CPT- q_c 值與細砂之液化特性關係

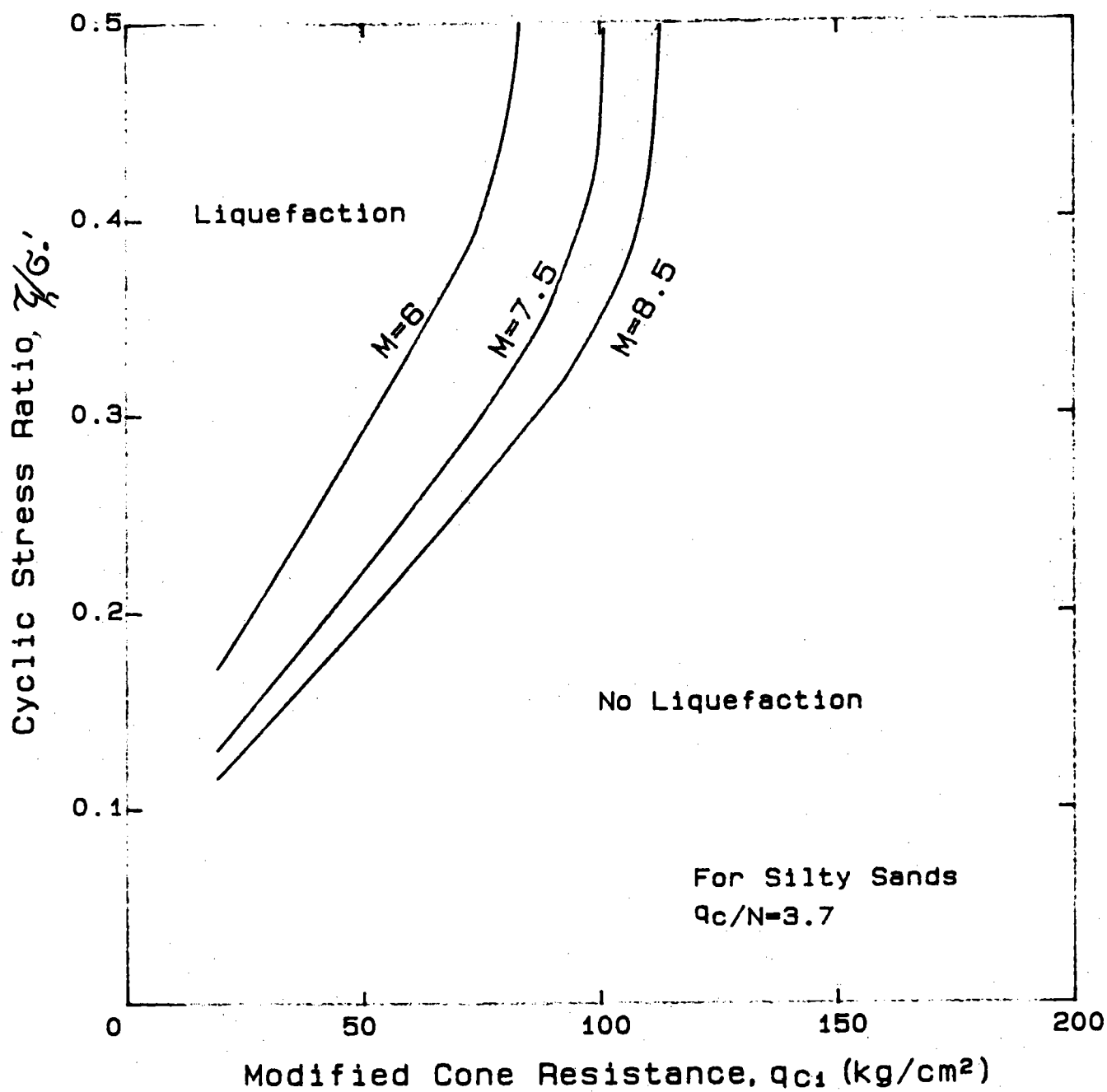


圖 4-13 CPT- q_c 值與深泥質細砂之液化特性關係

(見圖 2-16 及 -17)，其液化潛能應予評估。該土層地下水深度約 2.8 m，乾土重約 1.6 T/m^3 ，今取深度 3.5 m 土壤評估之。根據台中港區之地震分析，港區回歸期 50 年之最大地震規模， $M = 6.8$ ，最大地面加速， $a_{max} = 0.15 \text{ g}$ ，則該地震在土層內引致之剪應力比， τ_{av}/σ'_o ，可根據 Seed(1979)之建議以下式計算：

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_o} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_o}{\sigma'_o} \gamma_d \dots\dots\dots (4-4)$$

式中， σ_o = 總覆土壓力， γ_d = 應力折減係數 (stress reduction factor)，其值在深度 3.5 m 為 0.97，則由式 (4-4) 可得預期最大地震在深度 3.5 m 土層內所引致之剪應力比， $\tau_{av}/\sigma'_o = 0.11$ 。

今考慮土層在地震規模 $M = 6.8$ 作用下發生液化所需之剪應力比，由圖 4-11 可得深度 3.5 m 之覆土壓力係數 $C_N = 1.4$ ，由式 (4-3)， $q_{c1} = 1.4(20) = 28 \text{ Kg/cm}^2$ ，則由圖 4-13 可得土壤發生液化所需之剪應力比， $\tau_h/\sigma'_o = 0.18$ 。由於 $\tau_{av}/\sigma'_o < \tau_h/\sigma'_o$ ，因此，可判知該土層在回歸期 50 年之最大地震作用下不致發生液化。

伍、基礎沉陷量之估算

一、概說

非凝聚性土壤由於具有較高之透水性，其在承受基礎荷重而產生的沉陷量大部份在工程完成時即已完成，其後僅由於潛變 (creep) 而產生少量之沉陷。有關其沉陷量之估算，可根據其不擾動土樣之壓密或其他之試驗室試驗結果，惟採取非凝聚性土壤之不擾動土樣極為困難，費用亦高，尤以採取地下水位下之鬆散土樣為然，因此通常以具有與現地密度相同之重塑土樣之試驗結果估算，但重塑土樣所受之應力狀態與其土壤結構 (soil structure) 均與現地土壤有所差異，其試驗所得之應力應變關係自與現地土壤不同，以其估算沉陷量必產生誤差。

目前用來估算非凝聚性土壤沉陷量的方法，大都根據現地試驗結果，例如平板載重試驗，SPT 或 CPT 等。其中平板載重試驗費用高，而且若土層不均勻，土壤性質變化大，則其試驗結果不易利用插補法以求得基礎之實際沉陷量，至於 SPT 則存在着再現性及可靠性之問題已如前述，因之以 CPT 之錐頭阻力先估計土壤之變形模數 (deformation modulus)，再據以估算土層沉陷量之方法，應較為合理可靠。

二、以 CPT 結果估算砂土層之沉陷量

利用 CPT 之錐頭阻力估算砂性土壤上淺基沉陷量之方法，目前多根據 De Beer (1967) 或 Schmertmann (1970) 之建議方法，分別簡述如下：

1. De Beer 法

De Beer & Martens (1957) 之試驗研究指出，CPT 之錐頭阻力， q_c ，與土壤壓縮指數 C_c (compressibility index) 有下列之關係：

$$C_c = \frac{1.5q_c}{\sigma_o'} \dots\dots\dots (5-1)$$

基礎沉陷量則可以下式計算：

$$\delta = \frac{H}{C_c} \log_e \frac{\sigma_o' + \Delta\sigma}{\sigma_o'} \dots\dots\dots (5-2)$$

上式中， σ_o' = CPT 試驗深度之有效覆土壓力

$\Delta\sigma$ = 在厚度 H 之土層中心點由基礎淨荷重所引起之壓力增量

De Beer(1965) 利用上述方法估算 50 座橋樑之沉陷量，並與實測之沉陷量比較分析，發現估算值偏高，其平均值約為實測值之 2 倍，因此，Meyerhof(1965) 建議修正土壤壓縮指數如下式：

$$C_c = \frac{1.9q_c}{\sigma_o'} \dots\dots\dots (5-3)$$

2. Schmertmann 法

Schmertmann(1970)研究指出，在均勻砂層上之基腳承受荷重，其中心下方土壤之垂直應變分佈情形與垂直應力增量之分佈情形不同，最大應變並非發生於緊接基腳底面。Schmertmann 分別根據模型基腳(model footing)與有限元素法研究分析均勻荷重基礎面下之土層各點之應變量，發現最大應變均大約位於 $B/2$ 深度之處 (B 為基腳寬度)，其應變影響因數 I_z 之分佈情形依基礎形狀及土壤性質而有不同之形狀，Schmertmann(1978) 為簡化計算基礎沉陷量，建議正方形與長方形基腳，其應變影響因數之分佈情形分別如圖 5-1 所示，而其沉陷量 δ ，以下式估算：

$$\delta = C_1 C_2 \Delta\sigma \sum_0^{2B} \left(\frac{I_z}{E} \right) \Delta Z \dots\dots\dots (5-4)$$

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{\sigma_o'}{\Delta\sigma} \right) \dots\dots\dots (5-5)$$

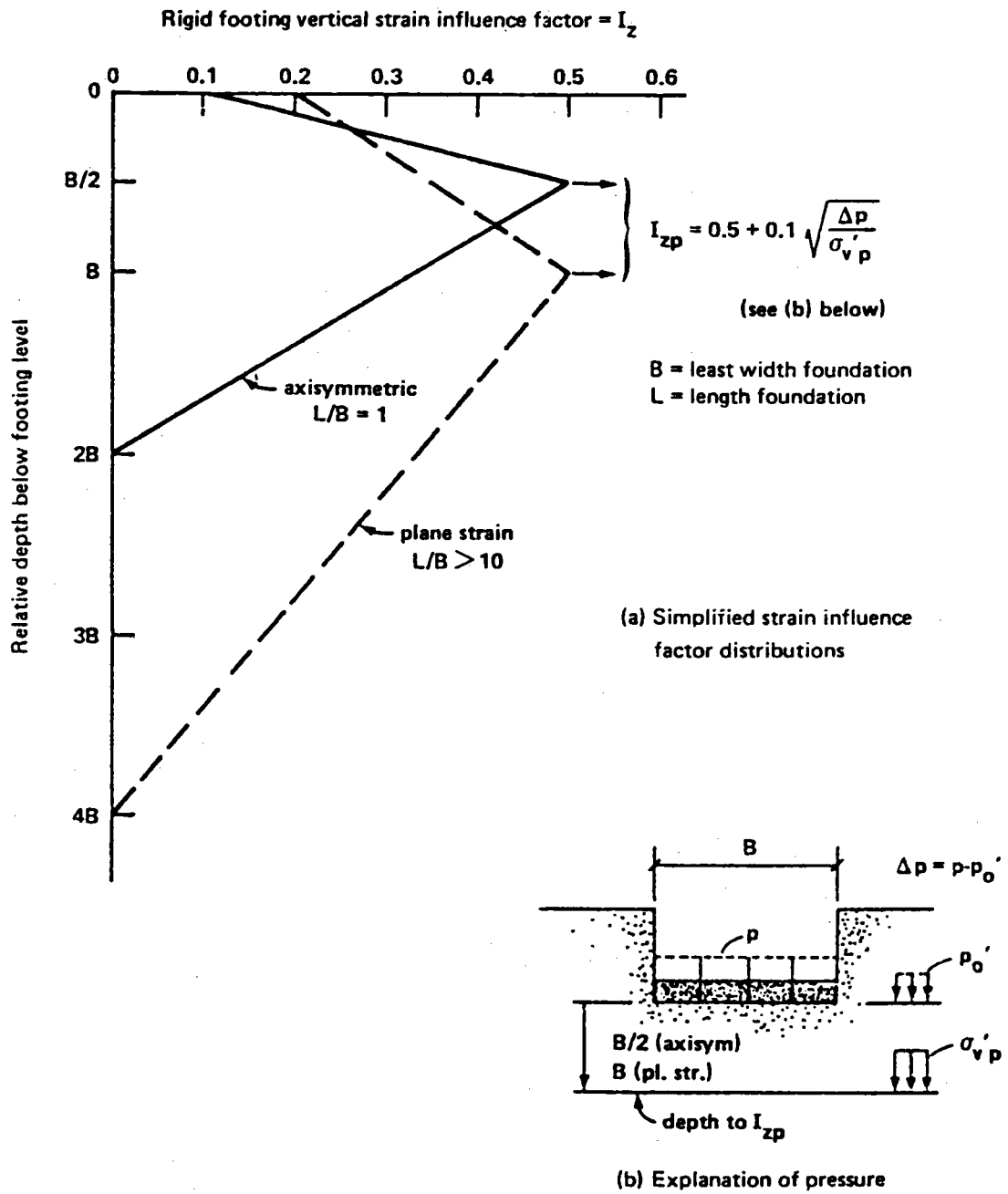


圖 5-1 簡化之垂直應變影響因數分佈

$$C_2 = 1 + 0.2 \log \left(\frac{t}{0.1} \right) \dots\dots\dots (5-6)$$

式中， σ_0' = 基礎面之最初有效覆土壓力

$\Delta \sigma$ = 基礎面之有效壓力增量

ΔZ = 土層厚度

C_1 = 埋入深度因數 (depth embedment factor)

C_2 = 潛變因數 (creep factor)

t = 荷重作用時間，以年計。

E = 變形模數，方形基腳， $E = 2.5q_c$ ；長形基腳， $E = 3.5q_c$ 。

B = 基腳寬度

三、平鈹載重試驗與沉陷量之估算

為配合基礎沉陷量之估算研究，於港區附近共進行三組平鈹載重試驗已如前述，其荷重與沉陷量之關係見圖 2-20 至圖 2-22，其容許承载力分別為 10.2, 12.5 及 11.5 T/m²（容許承载力以極限承载力之二分之一表示）。表 5-1 為在平鈹載重試驗中，荷重壓力分別為 10.2, 17.3 及 25.5 T/m² 時之實測平鈹沉陷量與由 De Beer 法及 Schmertmann 法估算之結果。

表 5-1 顯示以 De Beer 法及 Schmertmann 法估算之沉陷量甚為相近，但皆低於實測值，估算值在荷重壓力高於容許承载力時更為偏低，這是由於 De Beer 法中之土壤壓縮指數或 Schmertmann 法建議之變形模數係取土壤受正常荷重即低於容許承载力情況下之平均值，以該建議值估算土壤受高於容許承载力情況下之沉陷量自是偏低，再者，對沉泥質細砂而言，Schmertmann 之建議值 $E = 2.5q_c$ （方形基腳）略有高估，本研究根據 Schmertmann 法，以 $E = 1.5q_c$ 估算荷重壓力低於容許壓力情況下之沉陷量，其估算值與實測值相近。

表 5 - 1 估算沉陷量與實測值之比較

孔 位	荷重壓力 (T/m ²)	實測沉陷 量 (mm)	De Beer 法		Schmertmann 法	
			估算沉陷 量 (mm)	$\frac{\text{估算值}}{\text{實測值}}$	估算沉陷 量 (mm)	$\frac{\text{估算值}}{\text{實測值}}$
BH-3	10.2	5.2	4.2	0.81	3.7	0.71
	17.3	14.0	9.1	0.65	9.9	0.71
	25.5	29.0	13.0	0.45	17.0	0.59
BH-4	10.2	3.2	3.0	0.94	2.5	0.78
	17.3	12.1	6.1	0.51	6.3	0.52
	25.5	26.9	8.7	0.32	10.6	0.39
BH-5	10.2	3.4	2.8	0.82	2.2	0.65
	17.3	8.6	5.9	0.69	5.5	0.64
	25.5	17.9	8.2	0.46	9.3	0.52

陸、土壤承载力之估算

一、淺基承载力

以 CPT 結果估算土壤承载力有兩種途徑，其一係由 CPT 結果推求土壤之內摩擦角或不排水剪力強度，據以分析其承载力，另一則直接由 CPT 結果估算之。有關淺基土壤之容許承载力，一般均考慮為基礎影響範圍內之 CPT 錐頭阻力，除以一安全係數，即

$$q_a = \frac{q_c}{FS} \dots\dots\dots (6-1)$$

式中， q_a = 土壤容許承载力，以 Kg/cm^2 表示

q_c = CPT 錐頭阻力，為基礎影響範圍內之平均值，以 Kg/cm^2 表示

FS = 安全係數

Dayal(1982) 建議 $FS = 10$ ，Mayerhof(1956) 建議在基礎沉陷量不超過 2.5 cm 時，地下水位以上砂層之容許承载力為：

(1) 方形或條形基礎，其基礎寬度(B)不大於 1.2 m： $q_a = \frac{q_c}{30}$

(2) 方形或條形基礎，其基礎寬度(B)大於 1.2 m： $q_a = \frac{q_c(1 + \frac{1}{B})^2}{50}$

(3) 若不考慮基礎寬度，可概估： $q_a = \frac{q_c}{40}$

(4) 筏基或墩基，容許承载力為上述之 2 倍。

(5) 若基礎面在地下水位以下，容許承载力為上述之一半。

Mayerhof 之建議值較為保守，由本研究之平鈹載重試驗結果研判，土壤之容許承载力可以 $q_a = \frac{q_c}{20}$ 表示，亦即式 (6-1) 之 $FS = 20$ 。

二、樁基承载力

CPT可視為小口徑之樁載重試驗，因此其結果可估算實際樁基之承载力，早期荷蘭發展之CPT，主要即係用以模擬樁基以評估承載層及其承载力，目前CPT結果仍為估算樁基承载力主要用途之一，樁基承载力可分成樁尖承载力及表面摩擦力兩部份討論。

1. 樁尖承载力

在荷蘭已建立許多由CPT結果估算樁尖承载力之經驗公式，目前討論較多的在於估算樁尖承载力所需考慮土層 q_c 值之深度範圍。Tomlinson(1974)建議在砂層中之樁尖極限承载力等於CPT之錐頭阻力。考慮錐頭阻力隨深度之變化關係，可根據Van der Veen(1957)建議之方法，取樁尖以上3B及樁尖以下1B(B為樁之直徑或寬度)之範圍內平均 q_c 值。Belshaw(1973)則建議影響範圍應考慮在樁尖以上8~10B及樁尖以下3~4B，樁尖承载力取該範圍內之平均 q_c 值。

Nottingham(1975)根據大規模之試樁結果，建議以荷蘭法(Dutch method)估算樁尖承载力，該法以圖6-1說明之，其樁尖承载力， q_p ，以下式估算：

$$q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \dots\dots\dots (6-2)$$

式中， q_{c1} = 樁尖以下XB範圍內沿a-b-c之平均 q_c 值，見圖6-1，分別計算X = 0.4至4之 q_{c1} 值，取其最小值。

q_{c2} = 樁尖以上8B範圍內沿c-e之平均 q_c 值，見圖6-1。

由於實際樁基打設與CPT之入土方式不盡相同，並且考慮密實細砂或沉泥質細砂可能在CPT時產生負孔隙水壓，以及土壤顆粒可能在承受高壓下發生碎裂或潛變現象，以致影響樁基承载力，在荷蘭通常限定在砂及沉

泥質細砂中之樁尖容許最大承载力分別為 150 及 100 Kg/cm²。

2. 表面摩擦力

以 CPT 結果估算樁基表面摩擦力之研究不若樁尖承载力多，Meyer-hof(1956) 根據試樁結果，建議 R C 樁之極限摩擦力， f_{su} ，為

$$f_{su} = \frac{\bar{q}_c}{200} \text{，其中 } \bar{q}_c \text{ 為樁身考慮範圍內之平均 } q_c \text{ 值，以 Kg/cm}^2 \text{ 表示。}$$

Nottingham(1975) 則亦根據試樁結果，提出以 CPT 之摩擦阻力 f_c 值估算樁基表面摩擦力之經驗公式，其中 f_c 值根據貫入錐形式，土壤類別，樁基材料以及入土相對深度等加以修正，在非凝聚性土壤中，樁基表面摩擦力以下式估算：

$$F_s = K \left[\sum_{h=0}^{8B} \left(\frac{h}{8B} \right) f_{c,A'} + \sum_{h=8B}^L f_{c,A'} \right] \dots\dots\dots (6-3)$$

式中， F_s = 樁基極限表面摩擦力

K = 修正因數，以樁基表面摩擦力與 CPT f_c 值之比值表示，如圖

6-2 (a) 所示

h = f_c 值考慮時之深度

B = 樁基之寬度或直徑

f_c = CPT 之摩擦阻力

A_s' = f_c 值考慮範圍內之樁基與土壤接觸面積

L = 樁基入土深度

在凝聚性土壤中，樁基表面摩擦力以下式估算

$$F_s = K \bar{f}_c A_s \dots\dots\dots (6-4)$$

式中， K = 修正因數，如圖 6-2 (b) 所示

$\bar{f}_c$ = f_c 之平均值

A_s = 樁基與土壤接觸面積

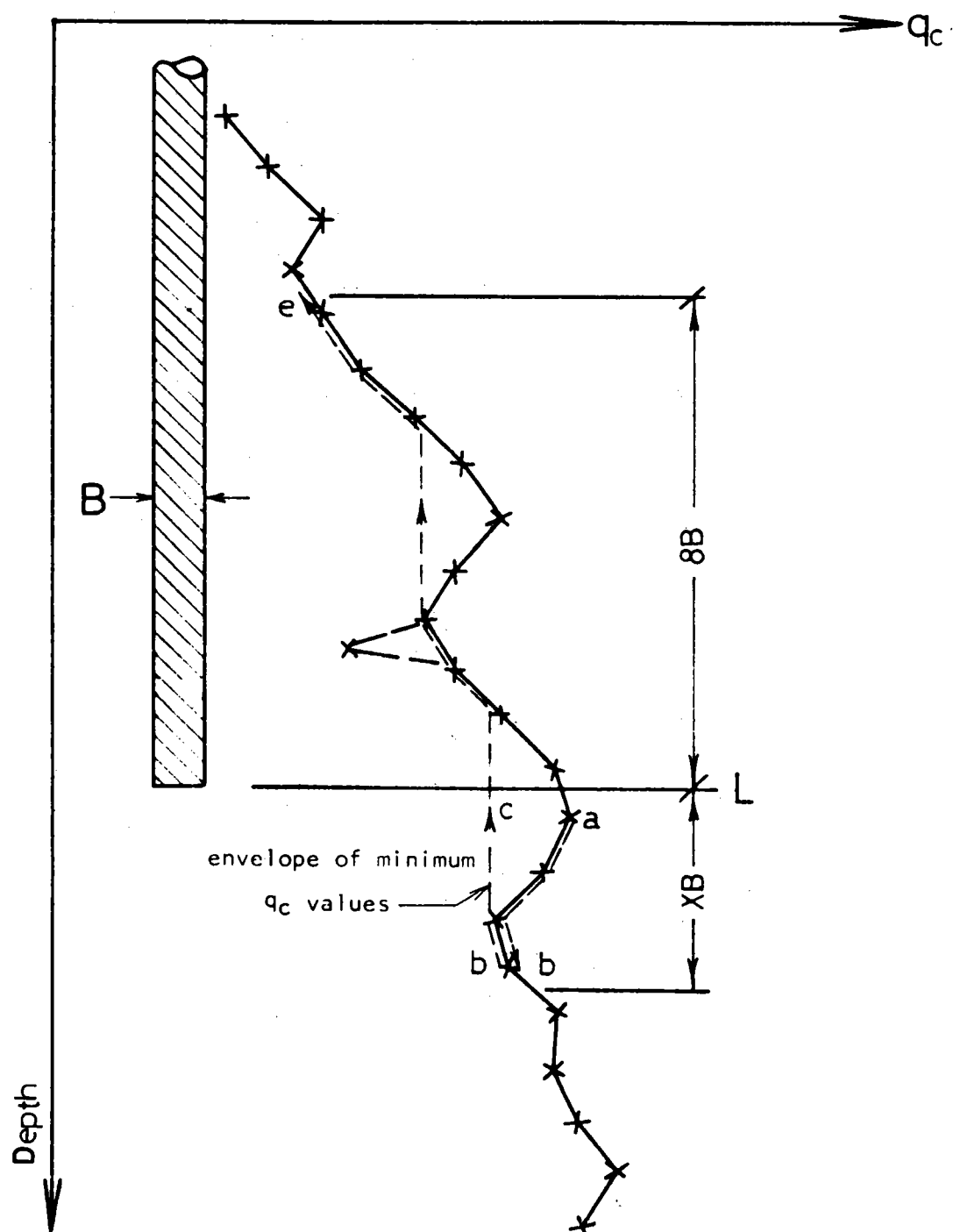


圖 6-1 樁尖承載力估算示意圖

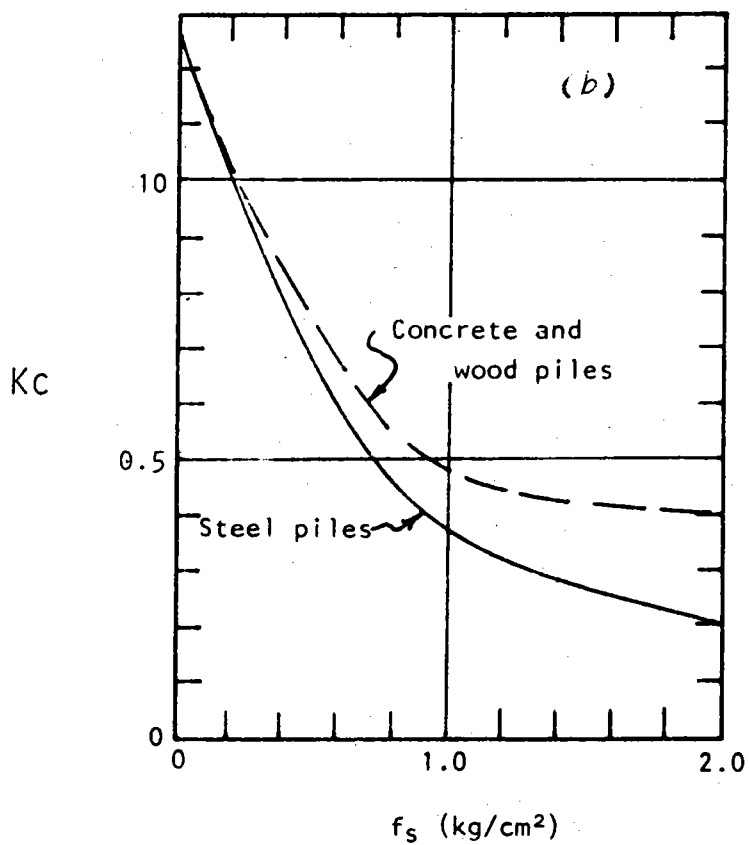
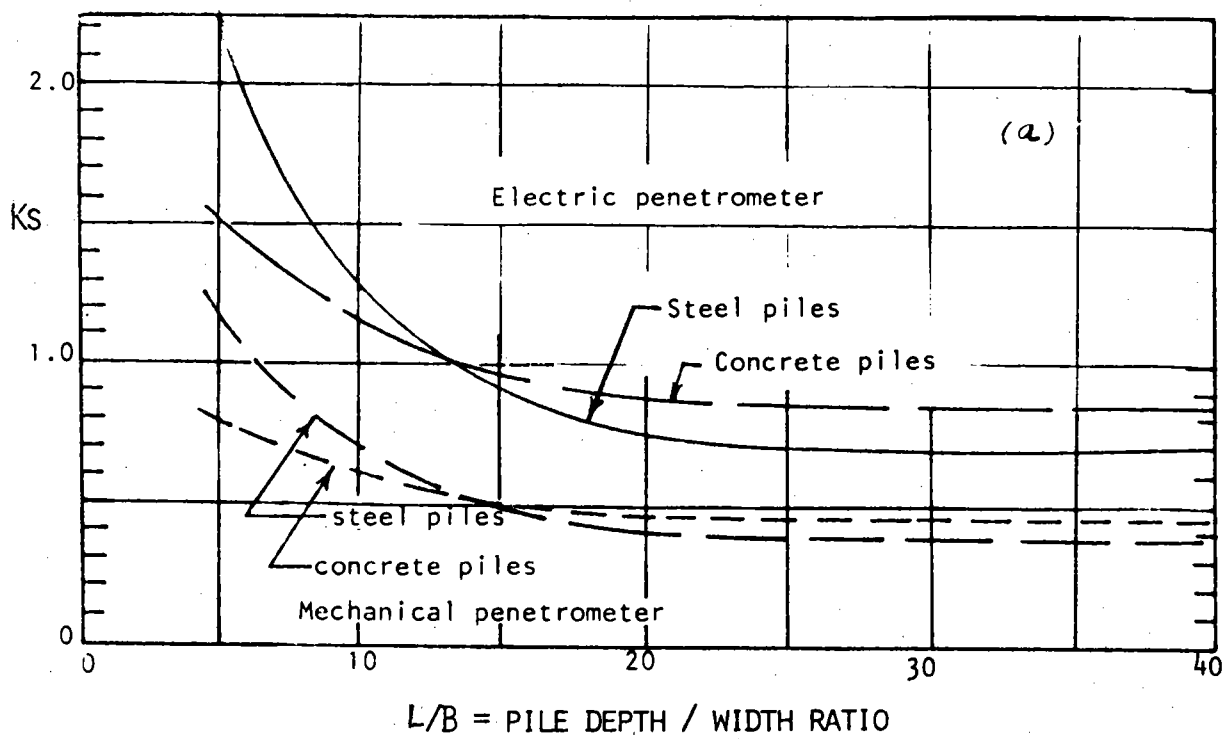


圖 6-2 摩擦阻力之修正因數

Nottingham(1975) 指出，根據式 (6 - 3) 及 (6 - 4) 估算所得之樁基極限承载力與實測值甚為接近，因此建議樁基之容許承载力可以下列安全係數表示：使用電子式貫入錐之 CPT 結果時， $F_s = 2.25$ 若使用機械式貫入錐之 CPT 結果，則 $FS = 3.0$ 。在本研究辦理的樁載重試驗中，其實測之樁基極限承载力略高出根據式 (6 - 3) 及 (6 - 4) 之估算值約 25%。

柒、討論與結論

1. 荷式錐貫入試驗與標準貫入試驗皆為目前應用廣泛之現地調查試驗,荷式錐貫入試驗更有下列優點:

- (1)操作容易,迅速而經濟,且試驗及設備標準化,人為誤差小。
- (2)提供土層之連續變化紀錄,所得資料較標準貫入試驗更有理論依據,可作學理解析,對土層之研判及基礎工程設計分析甚有助益。
- (3)特別適用於不擾動土樣採取困難之砂質土層之調查。

國內目前仍多以標準貫入試驗結果從事基礎工程設計分析,荷式錐貫入試驗則有待加強研究與應用。

2. 荷式錐貫入試驗可作為整個現地調查計劃之先驅工作,根據其試驗結果分析研判之土層剖面得以安排最佳的鑽探及取樣計劃,不止節省調查費用,對影響基礎設計之關鍵土層更可充分涵蓋與掌握。

3. q_c 值與 N 值分別是荷式錐貫入試驗與標準貫入試驗主要測定之參數,建立兩者之關係可使兩試驗在設計之運用上相輔相成,基本上,兩者之間有合理之線性關係,就本省西部主要土層細砂及沉泥質細砂而言,其 q_c/N 比值分別為 4.0 及 3.7。

4. 基礎沉陷量或土壤承载力可直接由荷式錐貫入試驗之結果估算,其中砂性土壤上基礎之沉陷量可以 Schmertmann 建議方法估算,至樁基承载力可以荷蘭法配合 Nottingham 建議方法估算之。

5. 荷式錐貫入試驗以使用電子式貫入錐測定之結果較為快速可靠,特別適用於極不均勻之土層。

6. 水壓錐之發展可測定荷式錐貫入試驗過程中之孔隙水壓變化,增加土層層次與性能研判之可靠性,有助基礎工程之設計分析,對砂性土壤之液化潛能亦得由水壓錐之發展提供了新的評估方法,有待日後繼續研究。

捌、参考文献

1. Schmertmann, J.H. "Static Cone to Compute Static Settlement Over Sand," J-SMFD, ASCE, Vol. 96, No. SM3, 1970.
2. Schmertmann, J.H. "Guidelines for Cone Penetration Test, Performance and Design," Federal Highway Administration, Report FHWA-TS-78-209, July, 1978.
3. Schmertmann, J.H., "Use the SPT to Measure Dynamics Soil Properties? — Yes, But . . . !" Dynamics Geotechnical Testing, ASTM STP654, 1978.
4. Mitchell, J.K. and Durgunoglu, H.T., "In-Situ Strength by Static Cone Penetration Test," Proc. 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1.2, 1973.
5. Durgunoglu, H.T. and Mitchell, J.K., "Static Penetration Resistance of Soils: I-Analysis, II-Evaluation of Theory and Implications for Practice," ASCE SC-IMSP, Vol. 1, 1975.
6. Vesic, A.S. "Expansion of Cavities in Finite Soil Mass," J-SMFD, ASCE, Vol. 98, No. SM3, 1972.
7. Robertson, P.K., Campanella, R.G. and Wightman, A. "SPT-CPT Correlations," J-GED, ASCE, Vol. 109, No. 11, Nov, 1983.
8. Alperstein, R. and Leifer, S.A. "Site Investigation with Static Cone Penetrometer," J-GED, ASCE, Vol. 102, No. GT5, May, 1976.
9. Seed, H.B., "Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground during Earthquakes," J-GED, ASCE, Vol. 105, No. GT2, Feb. 1979.
10. Seed, H.B., Idriss, I.M. and Arango, I., "Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data," J-GED, ASCE, Vol. 109, No. 3, March, 1983.
11. Terzaghi, K. and Peck, R.B., "Soil Mechanics in Engineering Practice," John Wiley Sons, Inc., New York, N.Y., 1967.
12. ASTM D3441-79, "Deep, Quasi-static, Cone and Friction-cone, Penetration Tests of Soil," ASTM Standards, Part 19, 1982.
13. Meyerhof, G.G., "Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils," ASCE, J-SMFD, Vol. 82, No. 1, 1956.
14. De Beer, E.E., "Bearing Capacity and Settlement of Shallow Foundations on Sand", Proc. Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke University, 1967.
15. Dayal, U., "Determination of shear strength and Soil Modulus from CPT and Other Insitu Tests", Proc. 2nd European Symposium on Penetration Testing. Vol. 2, 1982.
16. Nottingham, L., "An Investigation of Dile Capacity Design Procedures", Final Report D619 to Florida Department of Transportation, Sept., 1975.