

深開挖降水工法之探討

黃南輝

亞新工程顧問股份有限公司

副總經理

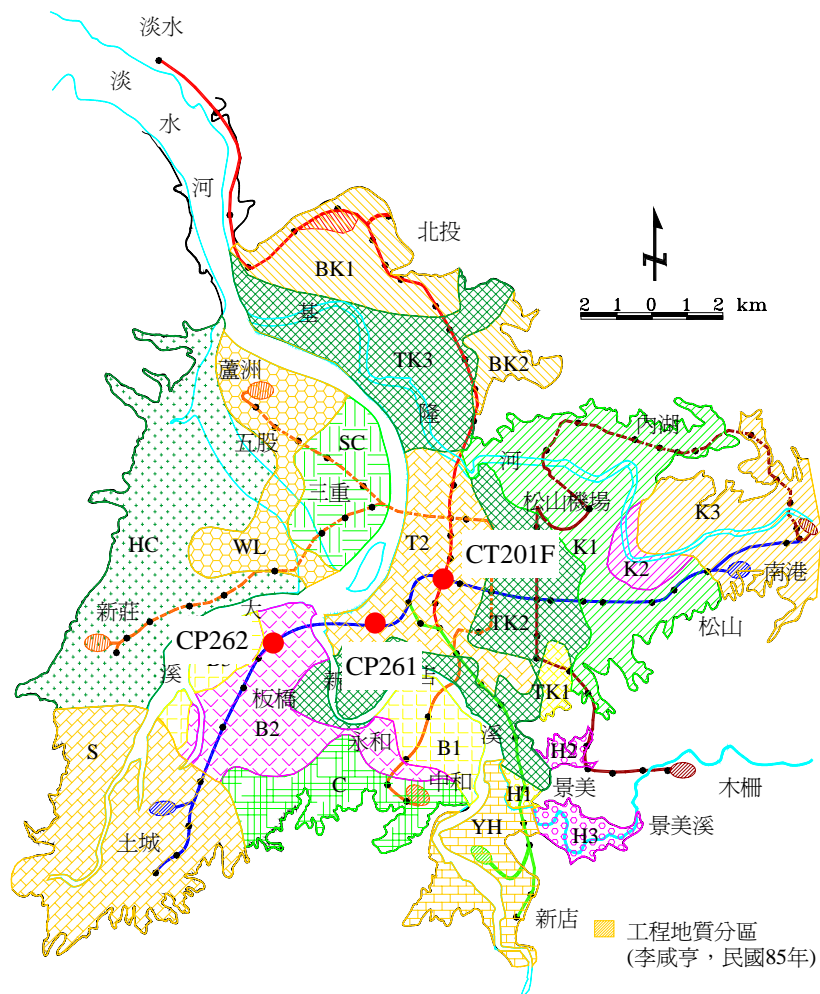
壹、緒言

地表空間日趨不足已是城市都會區必然之現象。因此，人們無不竭盡所能地朝地球更深處爭取更多可資利用的空間，以補地表之不足。隨著人們生活範圍的擴大，工程技術也面臨地下化的挑戰。而地下水攸關地下工程之成敗，在台北市區當開挖深度超過 26m 時，就可能因景美礫石層之測壓水位過高而造成上舉破壞，有必要採取防護措施以策安全。在台北市都會區捷運系統（簡稱台北捷運）施工時，板橋線之 CP261、CP262 標以及淡水線之 CT201F 標（參考圖一及圖二）即曾採用降水工法以降低景美層之水位，深開挖得以順利進行。

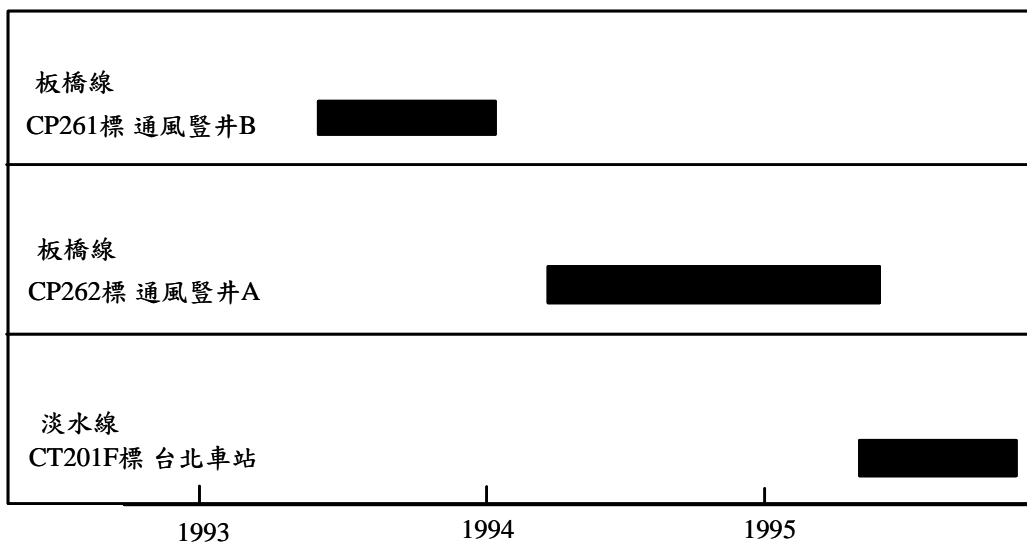
本文之重點有四：（1）介紹降水理論，（2）介紹實作案例，（3）探討景美層之水理參數，以及（4）討論降水對鄰近地區地下水水位及地表沉陷之影響。文中引用公式甚多，公式中所提及之常數、變數及參數一併納入本文末尾之「定義」中，以方便讀者。在使用這些常數、變數及參數時，時間及長度之單位必須一致，不能混淆。

貳、水井水力學

圖三為在理想狀態下，地下水水位因單井抽水而洩降之示意圖。如圖四所示，抽水井附近的水會因井內水壓下降而流進井中而形成一錐狀槽穴稱洩降錐（cone of depression）。抽水初期，只有水井附近的水會流入井內，遠處之水因無水力坡降（hydraulic gradient），而靜止不動。因為流入的水量小於自水井排出之水量，井內之水位會逐漸下降，導致井外之水力坡降增加，而流入之水量因之增加，洩降錐也會向外擴張。在



圖一 台北捷運施工標CP261、CP262及CT201F位置

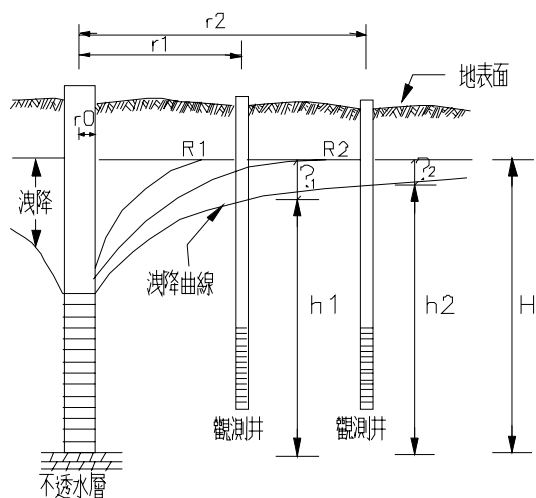


圖二 降水作業期間

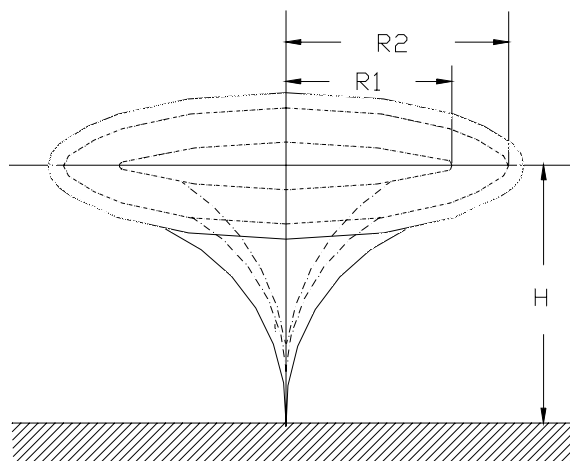
層流 (laminar flow) 的基本假設下，地下水流遵循水力學之基本定律-達西定理 (Darcy's Law)：

$$v = Ki \tag{1}$$

針對不同之問題，可以式 (1) 建立不同之控制微分方程式 (governing differential equation)，再配合邊界條件 (boundary conditions) 及初始條件 (initial conditions) 導出不同之數學解 (mathematical solution)。水井水力學之參考文獻甚多，書目可以參考 Leeden (1991) 一書。今就地下水工學常見之兩種理想化狀況：拘限含水層及非拘限含水層在單井恒定抽水時之洩降問題作一介紹。



圖三 理想狀態下一非拘限含水層自然水位洩降
水井中心



圖四 洩降錐示意圖

一、拘限含水層 (confined aquifer)

拘限含水層 (或稱受壓含水層) 之上、下方各有一不透水層 (稱限制層 : aquitard) 之拘束 (如圖五所示) 。通常其測壓水位 (piezometric level 或 potentiometric surface) 高於含水層之頂部而呈受壓狀態 (artesian condition) 。測壓水位甚至可能超過地表而成自流狀態 (flowing artesian) 。在抽水時 (圖六) ，測壓水位下降，形成一個想像中的洩降錐，因為上下兩層限制層之抑制，水流純為徑向，無垂直向分量。控制方程式為

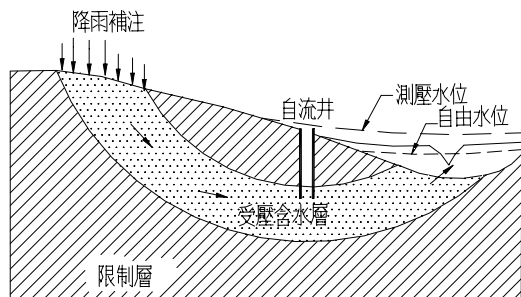
$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2)$$

水位洩降， δ ，是一個時間函數，可以 Theis 不平衡方程式 (Non-equilibrium Well Equation) 表示：

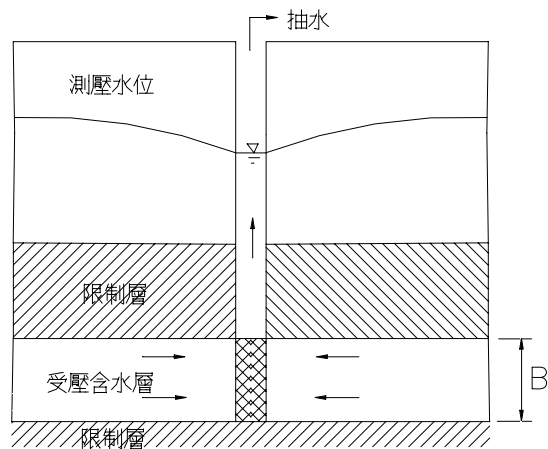
$$\delta = H - h = \frac{1}{4\pi T} \frac{Q}{r} W(u) \quad (3)$$

$$W(u) = \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du = -0.5772 - \ln(u) + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \dots \quad (4)$$

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (5)$$



圖五 拘限 (受壓) 含水層



圖六 理想狀態下

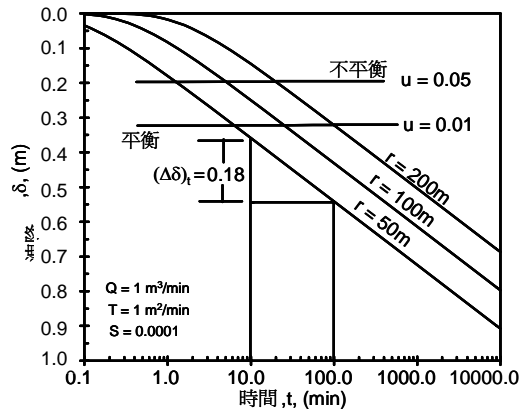
— 拘限含水層測壓水位洩降

上式之基本假設為：

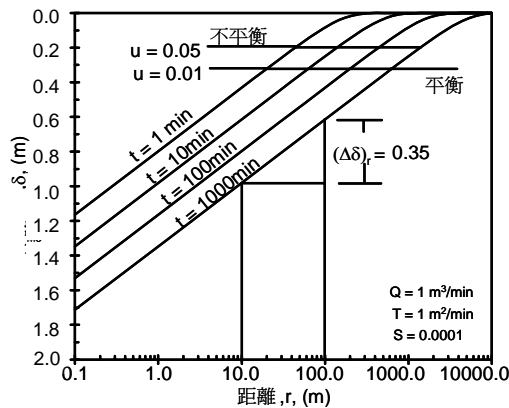
- 抽水影響半徑內之含水層具有均勻之透水性、不具層次。
- 抽水前地下水位為一水平面。
- 含水層之厚度是一個定值，且在側向無限延伸。
- 水井必須貫穿含水層且效率達 100%。
- 在抽水影響半徑內之水流屬線性流。
- 在影響半徑內無補助水源。
- 抽水量為恒定。

圖七及圖八分別為一虛擬案例（ $Q=1 \text{ m}^3/\text{min}$, $T=1 \text{ m}^2/\text{min}$, $S=0.0001$ ）之洩降與時間及距離之關係。當時間夠長時，洩降量與時間在半對數表上呈一直線，而此直線可以Jacob修正不平衡方程式（Modified Non-equilibrium Equation）表示：

$$\delta = \frac{Q}{4\pi T}(-0.5772 - \ln(u)) \quad (6)$$



圖七 洩降與時間之關係－拘限含水層



圖八 洩降與距離之關係－拘限含水層

或

$$\delta = \frac{0.183Q}{T} \log \frac{2.25Tt}{r^2 S} \quad (7)$$

該式係由式(4)簡化而成。當 t 值甚大， u 值甚小時，式(4)中僅取前兩項即可。上式顯示，在定量抽水時洩降永遠不會停止，也就是說井內水位會持續下降，洩降錐會不斷地向外擴張。至於式(6)及式(7)適用的條件，可以下式表示：

$$u \leq 0.05 \quad (8)$$

亦有文獻建議更為嚴苛之條件：

$$u \leq 0.01 \quad (9)$$

由上兩式及式(5)可以看出，觀測井距離抽水井越遠，抽水之時間必須越長才能以式(6)或(7)計算流量或水理參數。從工程實務的觀點來看，圖七及圖八顯示 $u \leq 0.05$ 應已足夠。

由式(7)進一步可以導出 Thiem 平衡方程式 (Equilibrium Well Equation)：

$$Q = \frac{2.73T(\delta_2 - \delta_1)}{\log\left(\frac{r_2}{r_1}\right)} \quad (10)$$

「平衡」二字很容易被誤解為：平衡後水位不再下降，事實上，由圖七可以看出，在所謂「平衡後」，雖然洩降之速率隨時間而遞減，但洩降量， δ ，會隨時間， t ，增加而無止境地增加，但 $\delta - \log(t)$ 之斜率， $(\Delta\delta)_t$ 成固定值。由式(7)也可以導出下列公式以計算導水係數：

$$T = 0.183 \frac{Q}{(\Delta\delta)_t} \quad (11)$$

同樣地由圖八可以看出，在所謂「平衡後」， $\delta - \log(r)$ 之斜率， $(\Delta\delta)_r$ ，亦成固定值。在此一平衡條件下，式(10)可以簡化為

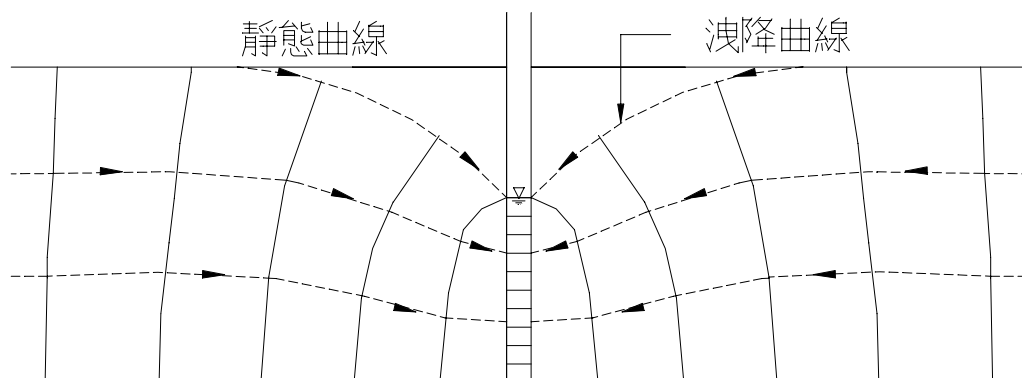
$$T = 0.366 \frac{Q}{(\Delta\delta)_r} \quad (12)$$

上兩式在分析抽水試驗之結果時被廣泛引用以計算導水係數。應注意的是，在以上兩式計算出水量或由流量倒推水理參數時，觀測井必須距抽水井有一段距離。一般抽水井因有濾網及濾料防止細料之流失，效率難以達到 100%，也就是說抽水井內水位並不在洩降曲線之上而與井壁外側之水位有落差。即使在井壁外，緊臨井壁附近之水流速度甚快，亦不符合穩定流之假設。

二、非拘限含水層 (unconfined aquifer)

非拘限含水層 (或稱自由含水層) 僅在下方有一限制層，上方則與大氣相連不受拘束 (參考圖三)，在抽水時其流網 (flow net) 如圖九所示，遠方之水流為徑向，而在抽水井附近之水流有垂直向之分量。其控制微分方程式為：

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} + \frac{K_z}{K_r} \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{S_s}{K_r} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (13)$$



圖九 非拘限含水層之流網

其數學解與式 (3) 相類似，但因邊界條件不同而水井函數， W ，並不相同。在 Dupuit-Forchheimer 假設下（即：忽略垂直向水流），上式可以簡化為：

$$Q = 2\pi r K h \frac{dh}{dr} \quad (14)$$

洩降量與出水量及水理參數之關係可以 Thiem 平衡方程式表示：

$$Q = \pi K \frac{h_2^2 - h_1^2}{\ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)} \quad (15)$$

或

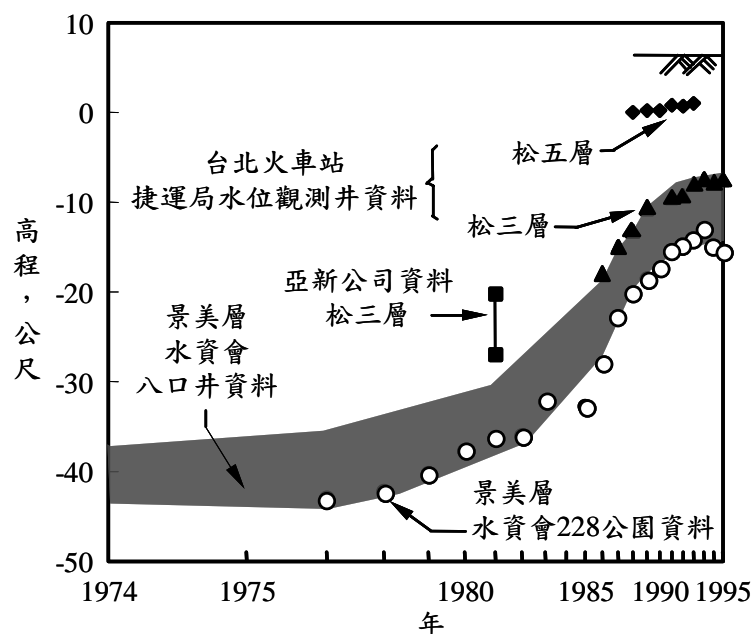
$$Q = 1.366K \frac{h_2^2 - h_1^2}{\log\left(\frac{r_2}{r_1}\right)} \quad (16)$$

比較式 (16) 及 (10) 可以看出，非拘限含水層之水理參數為透水係數， K ，而拘限含水層之水理參數為導水係數， $T=KB$ ，兩者迥異。一般工程師不瞭解此點，常引用錯誤公式，或混用公式。話又說回來，與大地工程中對土壤「排水」或「不排水」之爭論如出一轍，含水層中多有不透水夾層存在，限制層也難免漏水，一個含水層究竟是「拘限」還是「非拘限」同樣難以判定，此點將在第四章中加以說明。

參、案例介紹

台北盆地之地表有一層厚約 50m 之松山層，其下是景美礫石層。據文獻報導景美層之測壓水位原本在地表之上而成自流狀態（吳建民，1967; 1968）。在 70 年代，因為台北市工商日趨發達，人口急驟增加，大量抽用地下水之結果，景美層之測壓水位曾一度下降至高程 (EL.) -40m。在 80 年代，自來水日漸普及，加上翡翠水庫為整個大台北盆地提供充份之水源，景美層之水位逐年回升（Moh and Chin, 1991; Moh, Chuay and Hwang, 1996）。以位於二二八公園（舊名：新公園、台北公

園) 內之觀測井為例，如圖十所示，景美層之水位自民國 65 年 (1976) 起，從 EL. -42m 以每年將近 2m 之速率回升，至民國 78 年 (1989) 時達 EL. -19m，其後上升速率趨於緩和，但仍有每年 1m 之速率。民國 82 年 (1993) 升至 EL. -12m，其後，因為六年國建多項重大工程施工之關係，景美層之測壓水位停留在 EL. -12m 至 -15m 之間。景美層之頂部約在 EL. -47m 左右，假設景美層水位位於 EL. -12m，開挖面到達 EL. -23.4m 時，抵抗上舉破壞之安全係數就有低於 1.25 的可能。以地面高程 EL. +3m 來說，開挖深度超過 26.4m 時，抵抗上舉之安全係數就可能不足，而有降低景美層之測壓水位之必要。



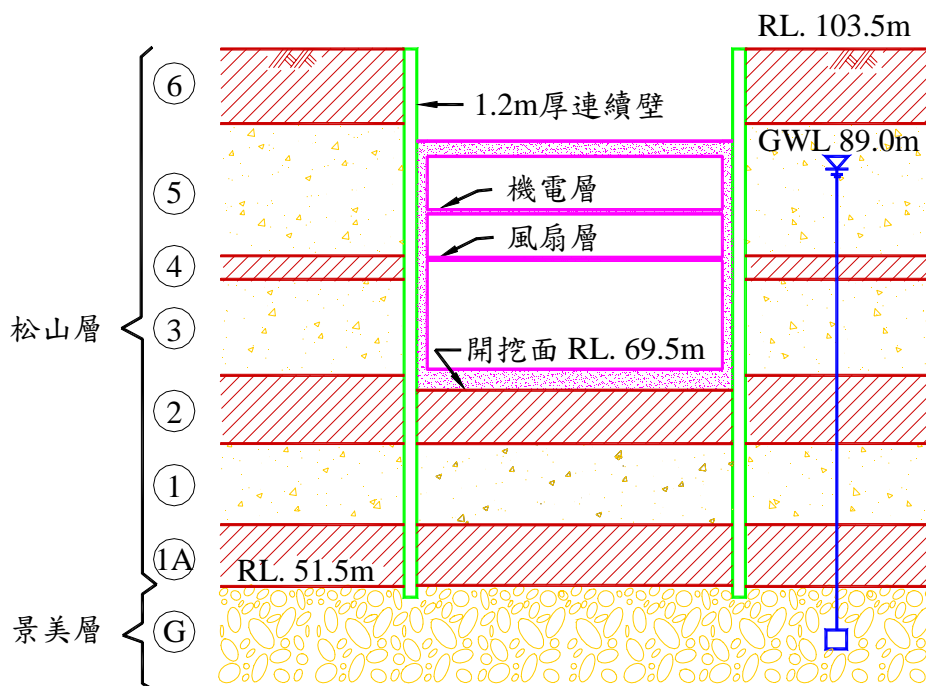
圖十 歷年台北市區水位變化

降水工法之應用不乏先例，但在都會區採用降水工法之案例則十分罕見，主要的顧忌是擔心洩降會造成沉陷以致傷害到臨近之建築物。在台北市區，因為景美層水位之長期洩降，位於景美層上方之松山層經過預壓，其壓縮性大幅地降低，使降水工法成為可行。以下就台北捷運工程板橋線 CP261 標、CP262 標兩個通風豎井及淡水線 CT201F 標 R13S 站 (台北車站) 之深開挖工程所施作之降水作業作一介紹。應注意的是，在捷運工程中所用之高程為「參考高程」(RL: Reduced Level)，等於

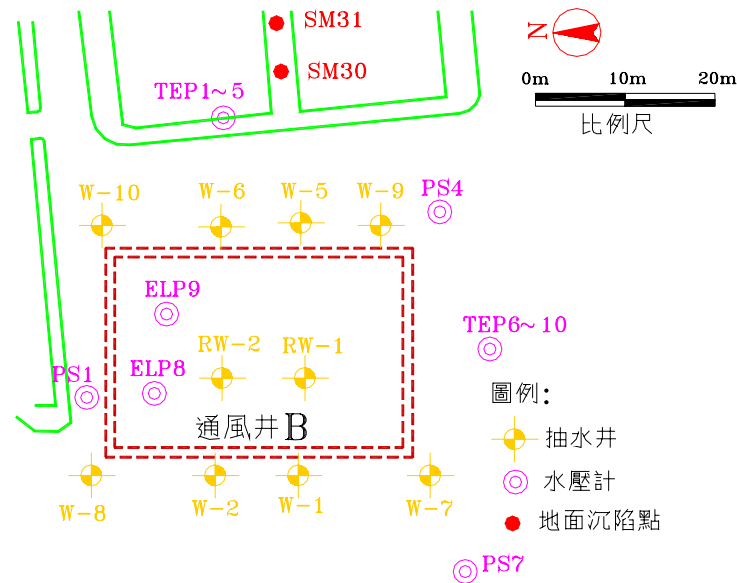
高程 (EL: Elevation) 加 100m，也就是說平均海平面假設為 RL. 100m 時之高程。以此高程為標高，景美層之頂部約在 RL. 53m，而開挖面低於 RL. 76.6m 時，降水即有必要。

一、CP261 標通風豎井B降水作業

如圖一所示，通風豎井B位於新店溪之東岸，圖十一為通風井B之剖面。由於最終開挖面在 RL. 69.5m，施工時開挖面有上舉破壞之危險，因此必需於開挖區底部進行抽水以降低景美層之測壓水位至 RL. 79.5m。降水作業自 1993 年 6 月中開始至 1994 年 3 月結束。豎井內外一共裝有 10 口抽水井，位於豎井內之 2 口抽水井 (RW-1, 2) 深度為 72m，直徑 560mm，進水管徑 300mm，抽水機功率 80hp，抽水量 280cmh。通風井外之 8 口抽水井 (W-1、2、5-10) 深度為 82m，井孔直徑 660mm，進水管徑 400mm，抽水機功率 100hp，抽水量 380 至 400cmh 之間。井孔與進水管間以清水洗淨之砂作為濾料。進水段之開孔採用兩種型式，抽水井 W1、W5、W7、W9 為鋼環式濾水管，開孔率 27.5%，其餘 6 口抽水井為切槽式濾水管，開孔率 7.8%，水井及水壓計配置如圖十二所示。

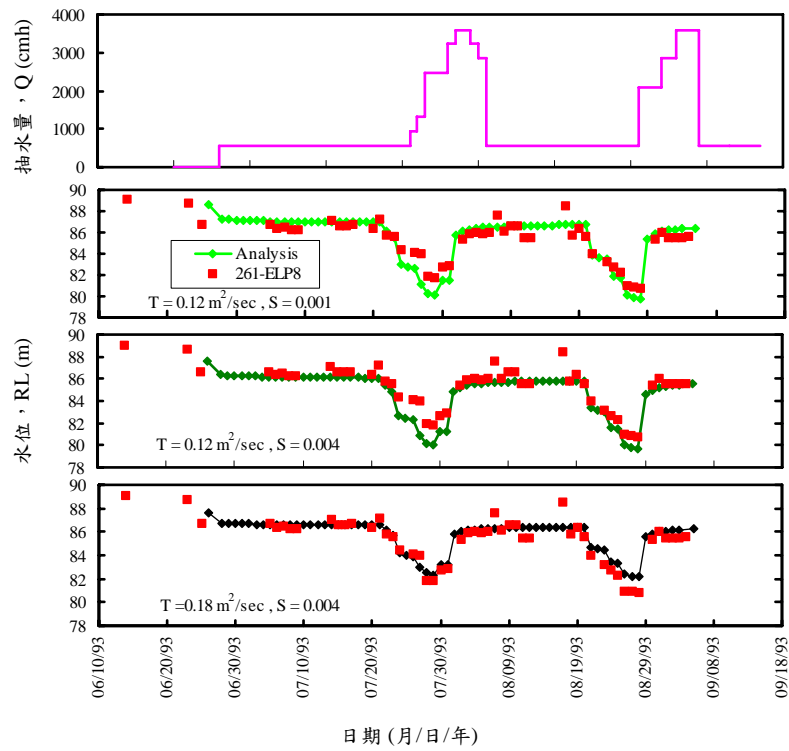


圖十一 CP261通風豎井B剖面圖

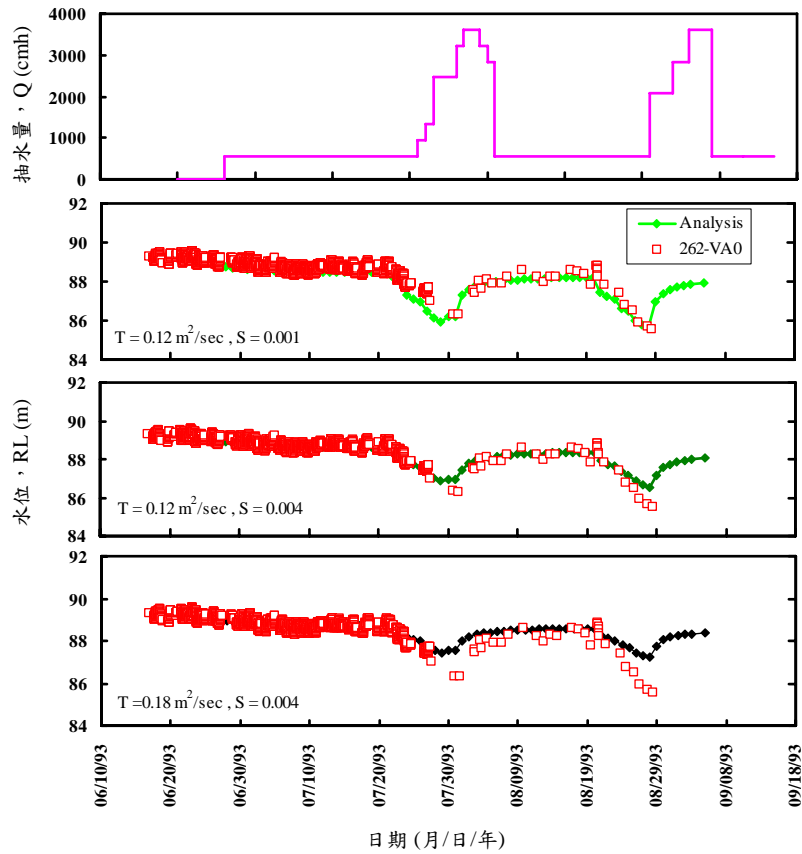


圖十二 CP261抽水井及觀測井配置圖

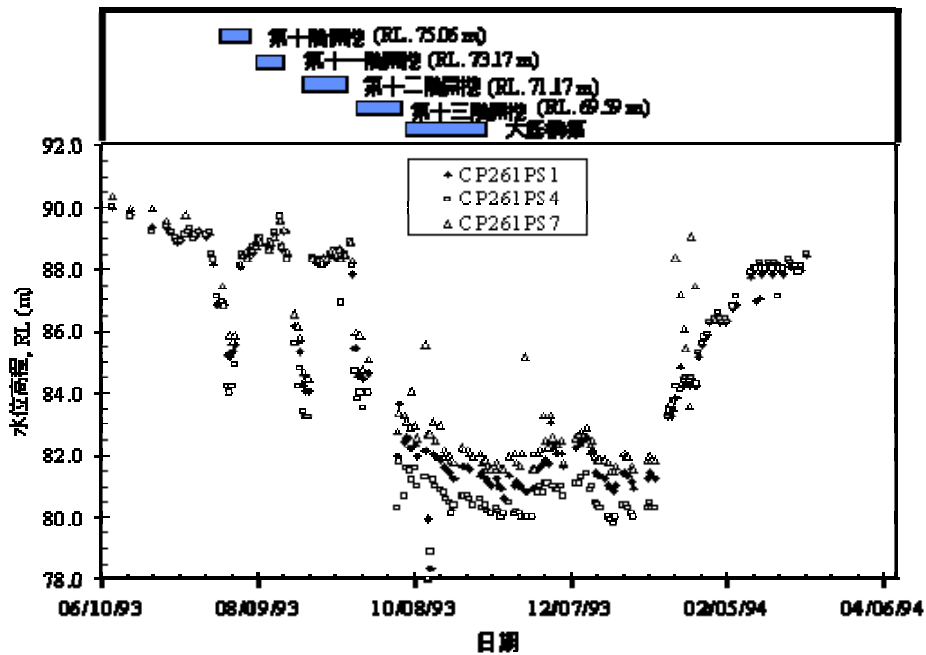
降水作業從 1993.6.26 開始，在降水期間，一直維持至少有兩口抽水機在運作，基本抽水量為 560cmh。在 7.21~7.31 及 8.20~8.28 期間兩度全面試水，總抽水量達 3600cmh。試水期間承商對豎井附近之水壓計作密集量測，大地工程專業顧問亦對附近捷運所有施工標之水壓計作密集量測。觀測結果如圖十三及圖十四所示（邵明忱等，1995；Moh, Chuay and Hwang, 1996）。回饋分析係根據Theis不平衡方程式（式（3））考慮抽水試驗觀測所得之洩降、抽水量、抽水時間及各水壓計之位置，並假設多井抽水之結果可以疊加，以電腦程式反推求得景美層之水理參數。結果顯示景美層之導水係數介於 0.12 及 0.18m²/sec之間，貯水係數介於 0.001 至 0.004 之間（參考圖十三及圖十四：觀測井VA0 位於CP262 標通風豎井A之旁，距豎井B約 1.1 公里）。降水期間全期之水壓計讀值如圖十五所示。因位置不同，水位有明顯之差異。在開挖至底部及大底構築期間連續壁外之水位平均在RL 81m左右，洩降約為 7.9m。井內水位差異性頗大，不能以單一水壓計之讀值作代表。豎井開挖面長 32m，寬 21.1m（兩連續壁內側淨空），相當於一個半徑 15m之圓井，豎井範圍內洩降錐之體積可由式（7）以積分之方式求得，也



圖十三 CP261數值分析結果 (ELP8)



圖十四 CP261數值分析結果 (豎井西方約1100m處)

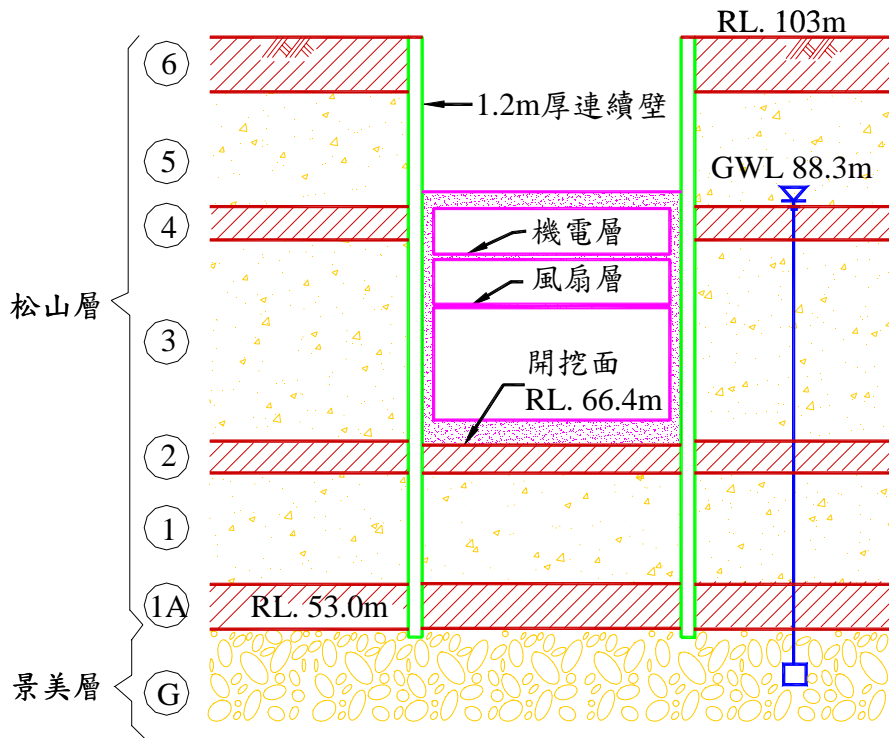


圖十五 CP261全期水位變化

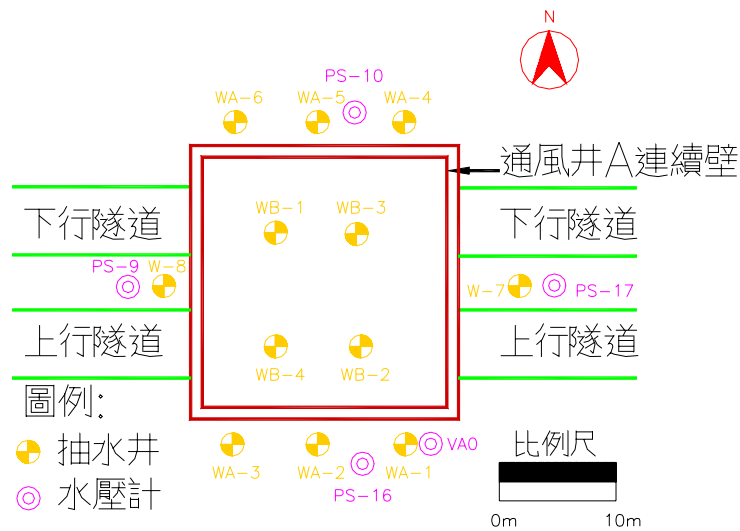
可以將洩降錐視為數個同心空心圓柱體之組合而粗略計算其體積，再將洩降錐之體積除以豎井之平面面積以求得平均洩降。如此計算所得豎井內之平均洩降為 8.9m，測壓水位相當於RL. 80.1m，與目標值相差有限。在 1994 年 1 月初，大底（2m厚）已經完成，安全已無慮，所以陸續關閉部份抽水井，水位緩慢上升，至 1 月 25 日所有抽水機都停抽，水位繼續回升，承包商間歇性開動部份抽水機將水位保持在RL. 88m。

二、CP262 標通風豎井A降水作業

通風豎井A位於新店溪西岸，其位置如圖一所示，土層分佈如圖十六所示。因為開挖面達RL. 66.4m，為保持開挖面下土層之穩定，有必要將景美層之測壓水位降至RL. 77.6m。豎井A一共裝設有 12 口深井，其中 4 口在開挖區內（WB1~WB4），8 口在開挖區外側（WA1~WA8），抽水井配置如圖十七所示。各井深度在 68m至 77m之間，貫入景美礫石層 15m至 24m，深井口徑 660mm，進水管管徑 406mm，井管底部安裝長 16 至 23m透水率 25%之鋼環式濾水管。沉水式抽水機之功率為 100hp抽水量為 360cmh。

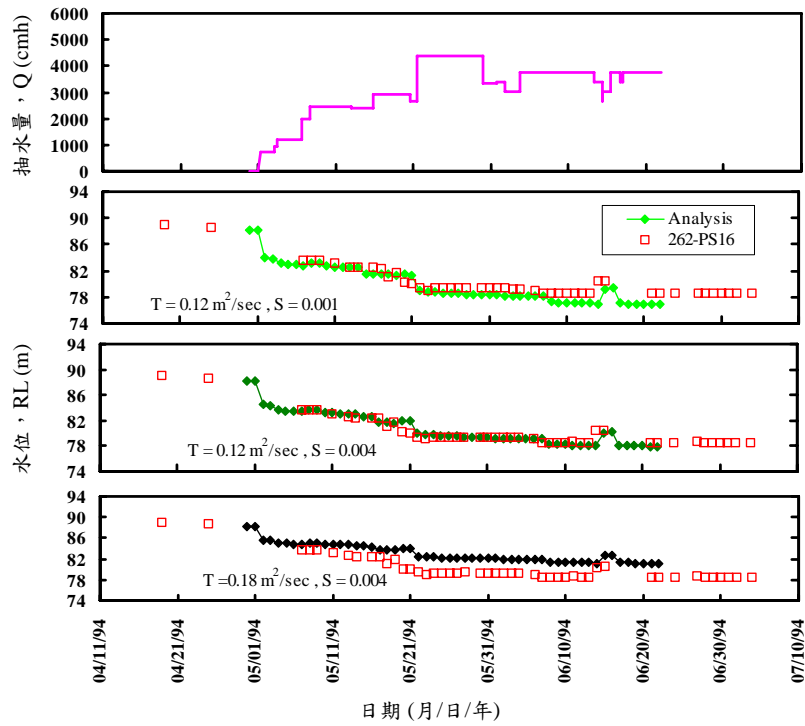


圖十六 CP262 通風豎井A剖面圖

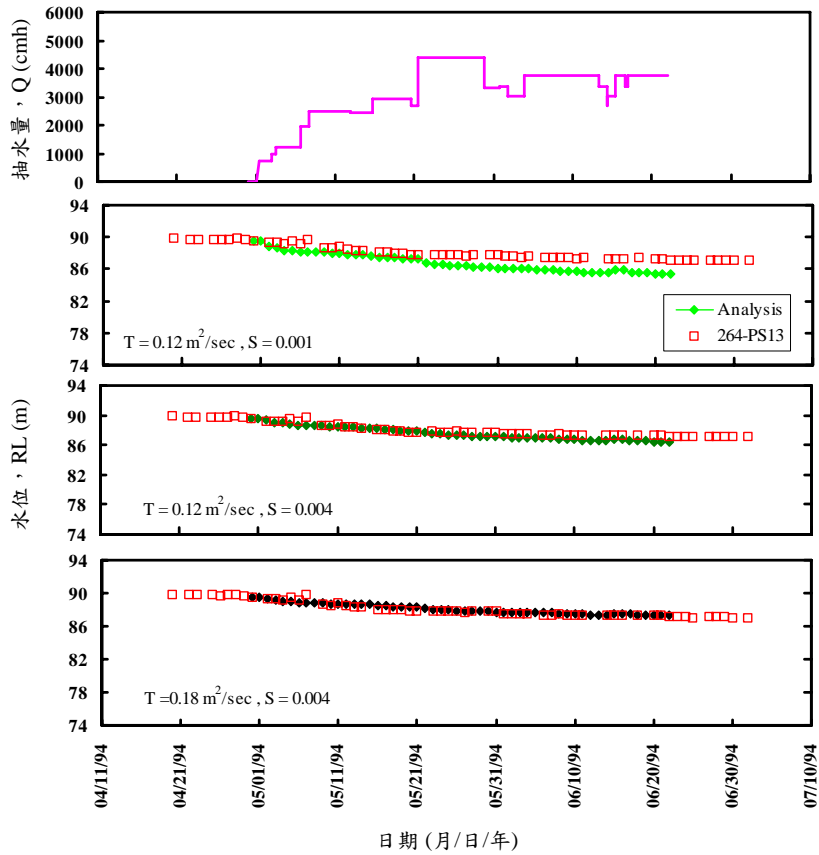


圖十七 CP262抽水井及觀測井配置圖

降水作業自 1994.5.1 開始，在初期兩個月之測試期間，大地工程專業顧問亦對捷運所有施工標之水壓計進行密集量測，並就觀測結果分析景美層之水理參數，結果如圖十八及圖十九所示。測試期間之最大抽水



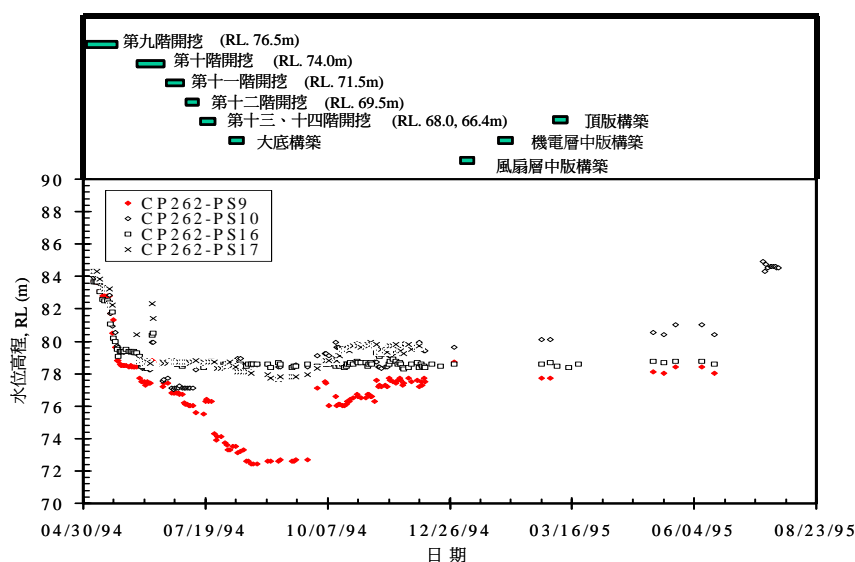
圖十八 CP262數值分析結果 (PS16)



圖十九 CP262數值分析結果 (豎井西南方1900m處)

量為 4170cmh，應用Theis不平衡方程式（式（3）），以及多井抽水結果可以疊加之觀念，運用試誤法反覆計算水井之洩降量，模擬實測水位高程，並據以推得水理參數之導水係數在 0.12 至 0.18m²/sec之間，貯水係數在 0.001 至 0.004 之間，此結果與CP261 之結果相符。

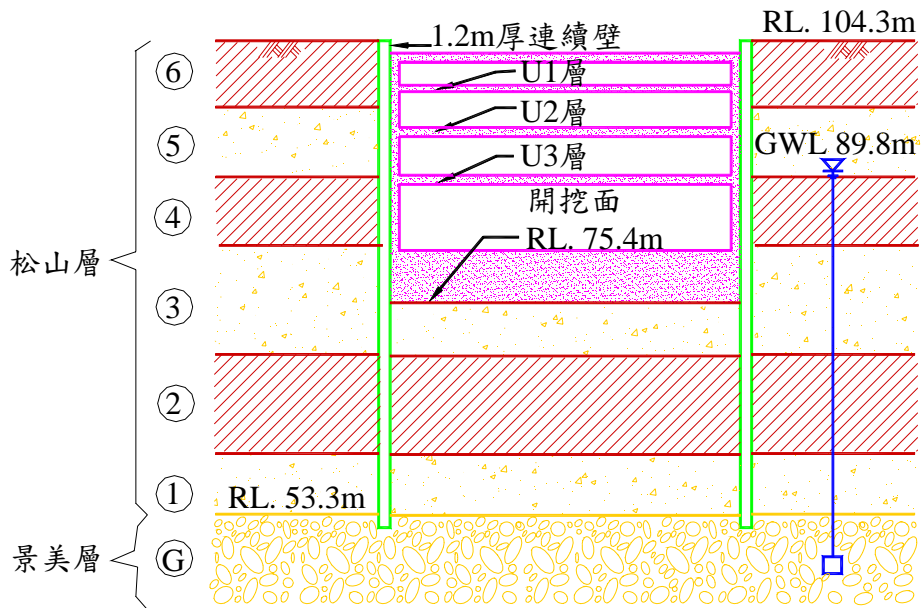
降水期間全期之水位變化如圖廿所示，水壓計PS9 太過於靠近抽水井WA-8，因此讀數顯得怪異，在 1994 年 9 月底該井停機，水位立即上升，顯示水位計功能正常。通風井外之水位約略保持在RL 78m，通風井內之水位約在RL 77m，與目標值相符。降水作業一直持續至 1995 年 7 月，結構體幾已完成時方才中止。



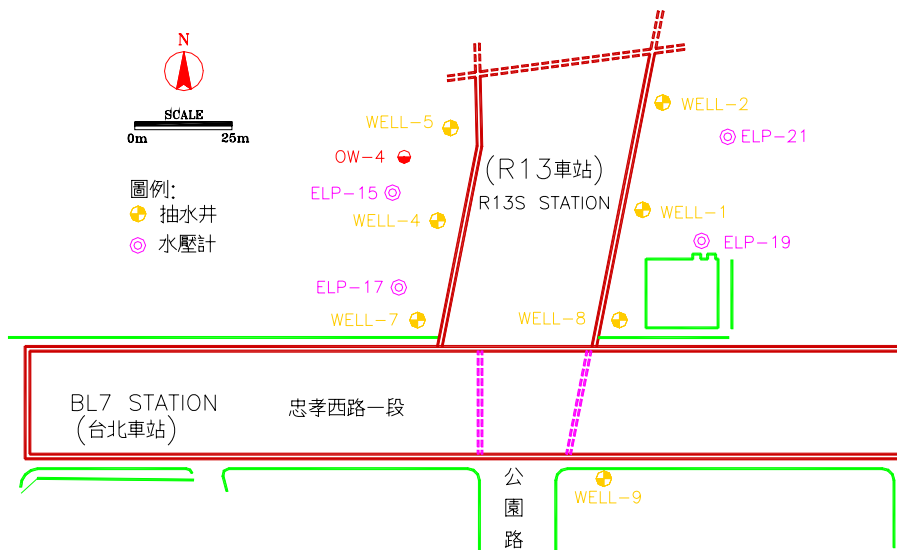
圖廿 CP262全期水位變化

三、CT201F標台北車站（R13S站）降水作業

本基地位於台北（捷運）車站南側，其位置如圖一所示，簡化土層與工區開挖剖面情形如圖廿一所示。由於本基地站體工程開挖最終開挖面在RL. 75.4m，必須將景美層之測壓水位降至RL. 84.6m。基地附近裝設有 7 口抽水井，其中 6 口井位於車站東西兩側，一口位於忠孝西路公園路口，抽水井及水壓計之配置詳圖廿二所示。各井埋設深度皆達 75m，井孔直徑 660mm，進水管徑 406mm，深井底部安裝長 28m，開口率 10%之切槽式濾管，採用 100hp之沉水式抽水馬達。降水作業自 1995 年 6 月 1 日開始，最大

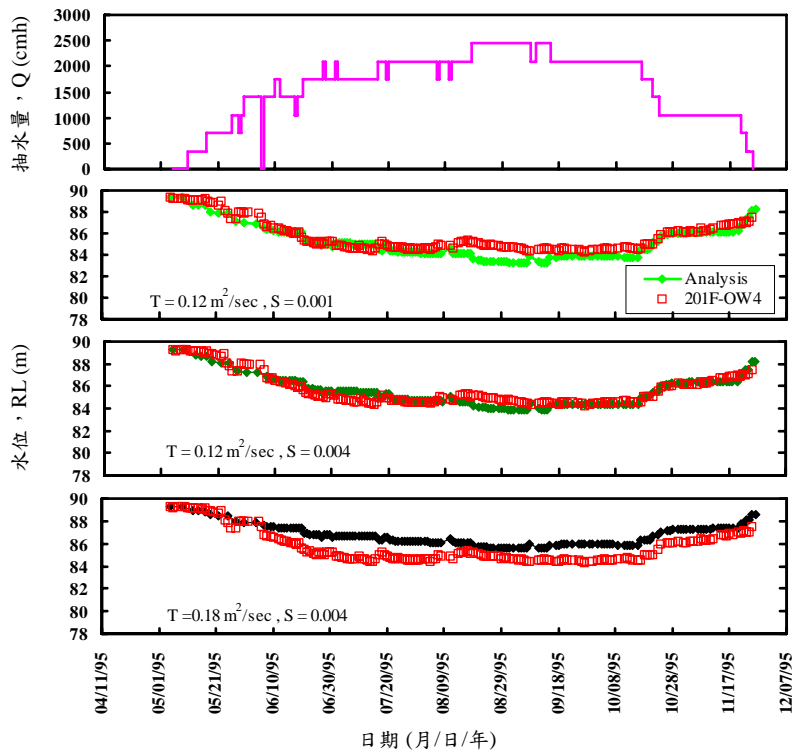


圖廿一 CT201F台北車站剖面

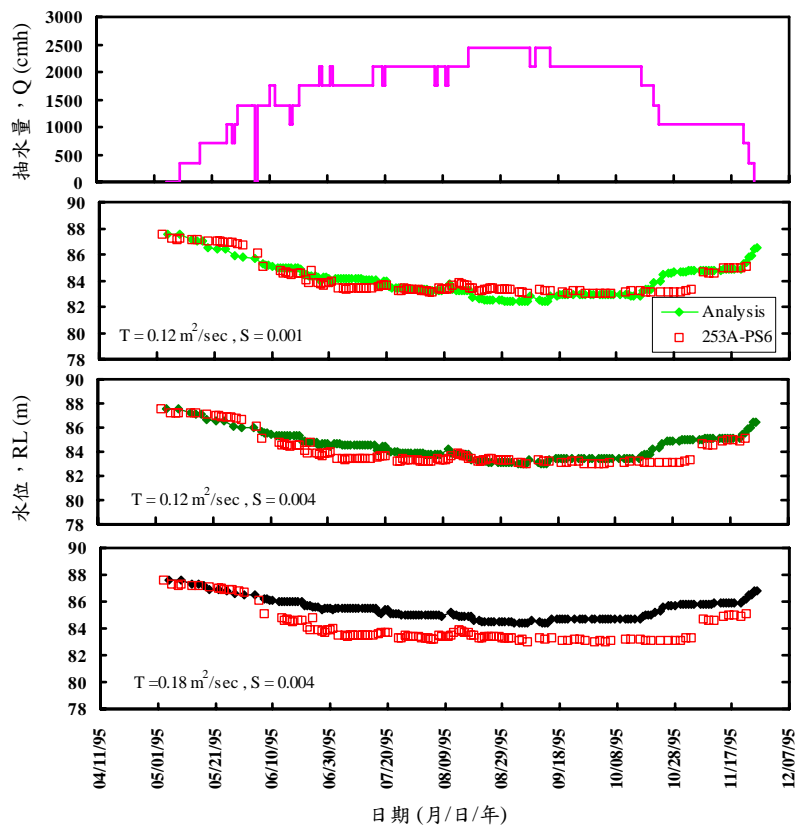


圖廿二 CT201F抽水井及觀測井配置圖

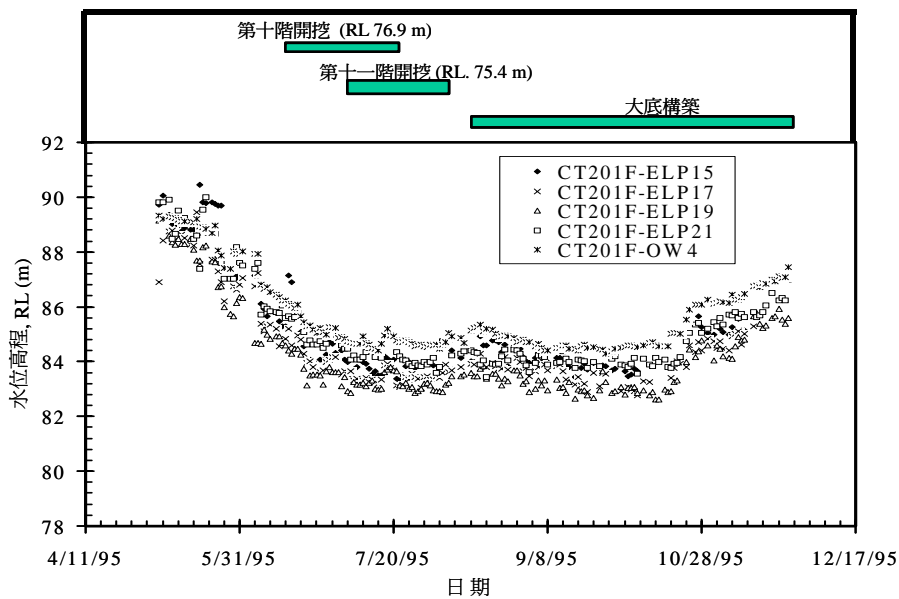
抽水量約為 2450cmh。其抽水量及景美層水位高程觀測結果如圖廿三、圖廿四及圖廿五所示,圖中顯示景美層測壓水位在開挖後期一直維持在RL. 84m上下,而水理參數與前兩標所得相同。該站大底分三層構築,在 1995 年 10 月中,大底之第一、二層混凝土(共 3.4m 厚)已經澆置完成,安全已經無慮因此將部分抽水井關閉,水位緩慢回升至降水作業前之高程。



圖廿三 CT201F數值分析結果 (OW4)



圖廿四 CT201F數值分析結果 (車站東方約130m)



圖廿五 CT201F全期水位變化

肆、景美層水理參數及抽降水之影響

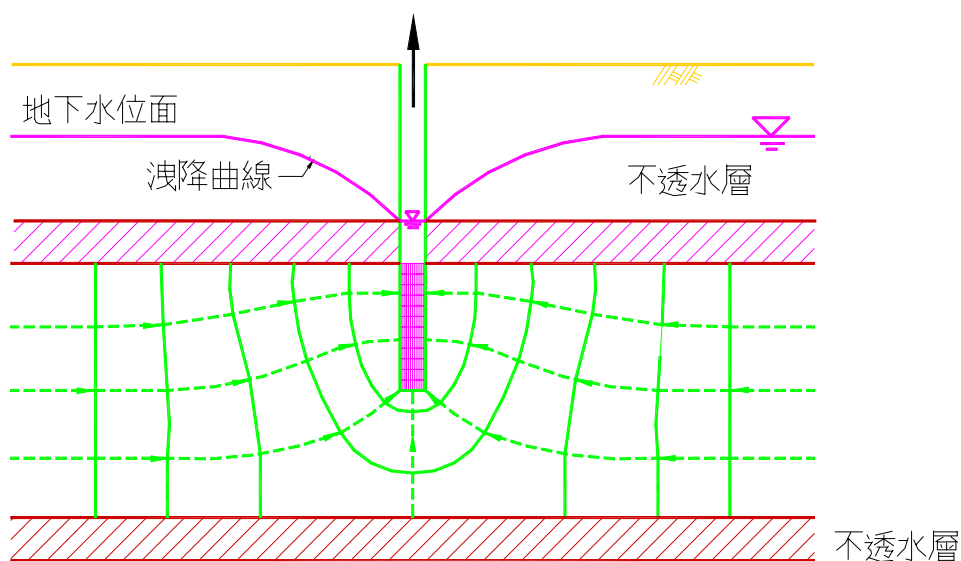
由第貳章所介紹的幾個公式可以很清楚地看出，洩降量除隨出水量增加外，亦受水理參數之影響。水理參數（透水係數、導水係數、貯水係數）一般皆由抽水試驗（試水）以求得，水理參數得到後，才能估計出水量、選擇適當的抽水機、決定抽水井數目以及估計抽水所需費用。同時在鑽掘抽水井時，可以得到如地層構造、含水量、粒徑級配、孔隙率等相關土壤參數。

一、水理參數

在第參章中之數值分析是以式（3）推估景美層之水理參數，基本假設是景美層可以被當作拘限含水層來看待。根據文獻，拘限含水層之貯水係數應在 1×10^{-5} 至 1×10^{-3} 之間（亦有文獻建議應在 5×10^{-5} 至 5×10^{-3} 之間），非拘限含水層之貯水係數應在 0.01 至 0.3 之間。分析結果顯示景美層之貯水係數在 0.001 至 0.004 之間，較拘限含水層之貯水係數為高，但低於非拘限水層之貯水係數，可見景美層之上、下限制層有滲漏之情形（leaky）。這點實不足為奇，因為鑽探結果顯示，位於景美層上方之松山一次層基本上是一透水性極高之砂土層，僅偶而有黏土夾層，不是

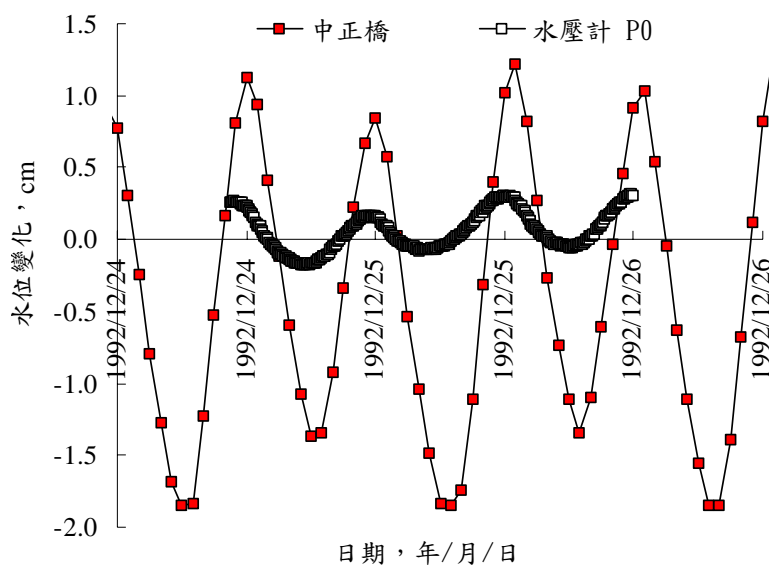
一個很完整的限制層。再上是松山二次層，理論上是一限制層，但在很多地方松山二次層有開天窗以致景美層與松山三次層水位相通，形成越流之情形，削弱了限制之作用。

在理論分析中，抽水井是假設貫穿含水層，第貳章所述之公式才適用。一般相信景美層的厚度達 140m（傅怡仁等，1990），但最新的研究顯示景美層之厚度僅 50m，其下是與景美層沉積環境並不不同的新莊層，新莊層雖有礫石層，但亦有相當厚的黏土層及砂層夾雜其中（鄧屬予等，1994，黃奇瑜，1994）。至於這些黏土層之厚度及分布則無法確定，其連續性亦無從得知，因此含水層之有效厚度自然也無法確定。而在上述抽水試驗中，抽水井在景美層中之貫穿長度最長不過 32m，較景美層之厚度為小，與假設不符，多少會影響到 T 值之推估。在恒定試水時，假如抽水井不能真正貫穿含水層的話（參考圖廿六），抽水井附近之水力坡降較大，任何兩點間之洩降量差值， $\Delta\delta$ ，亦較大，由試驗結果所計算得來之 T 值應會比實際的 T 值為小（參考式（12））。由於以上種種原因，經回饋分析所得之 S 及 T 值不見得能真正代表景美層。事實上，若以抽水試驗之結果推估實作時所需出水量，導水係數或透水係數不需精確，因為在由試驗結果分析水理參數，再由水理參數計算未來施工時之出水量，這兩個過程是可逆的（reversible），其誤差可以相互抵消。



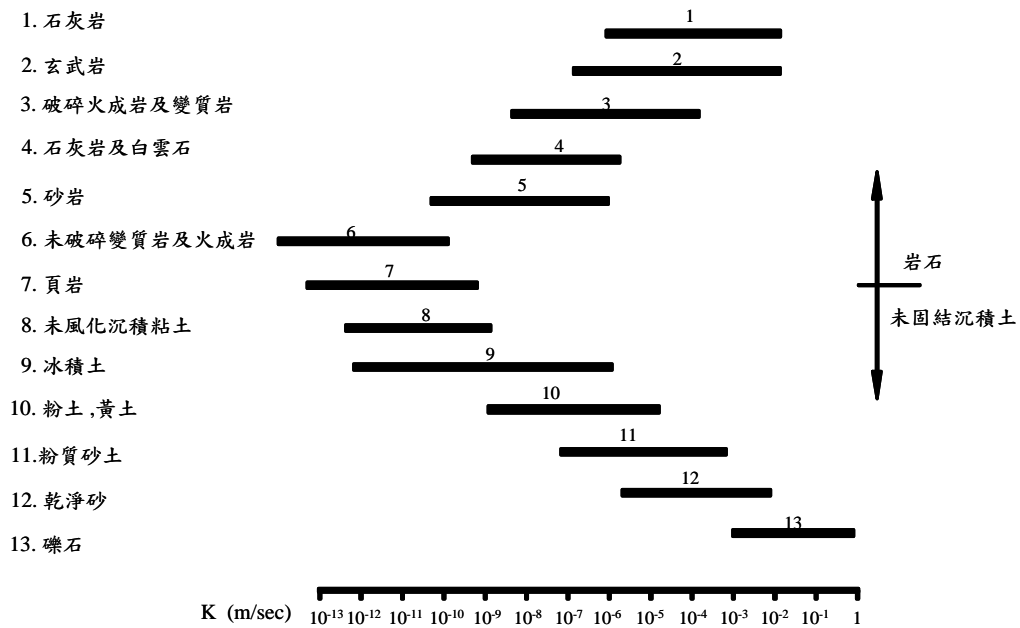
圖廿六 部份貫穿之效應

值得注意的是，台北盆地之主要河川淡水河、大漢溪及新店溪因匯流入海，其河水位有受潮汐漲落影響之現象，而沿岸松山層及景美層（礫石層）之地下水位，亦受到潮汐影響而有感潮現象，其潮汐漲退週期與河川潮汐週期相同，如圖廿七所示，於1992.12.24至1992.12.26期間，新店溪中正橋之水位記錄顯示潮差（每一週期最高與最低水位差）最大約3.5m，而景美層水壓計P0之潮差最大約0.36m（劉格非等，1994；邵明忱等，1995），日週期為24.84小時，而潮汐影響範圍可延伸至河道中心外約為2km，因此如果景美層之洩降在2m之內的話，甚難由試驗結果計算水理參數。CP261及CP262抽水試驗作業期間水壓計之觀測結果顯示景美層及松山層5個次層之地下水位皆有潮汐漲退之現象，潮差之變化係與水壓計至河岸距離有關，該等水壓計至北側大漢溪中心距離約550m至580m。地下水位潮汐變化相位，與河水潮汐變化之相位具有0.5至6.5小時之差距。而相位差具有隨水壓計至河岸距離而增加之情形。



圖廿七 新店溪水位與景美層地下水位變化圖

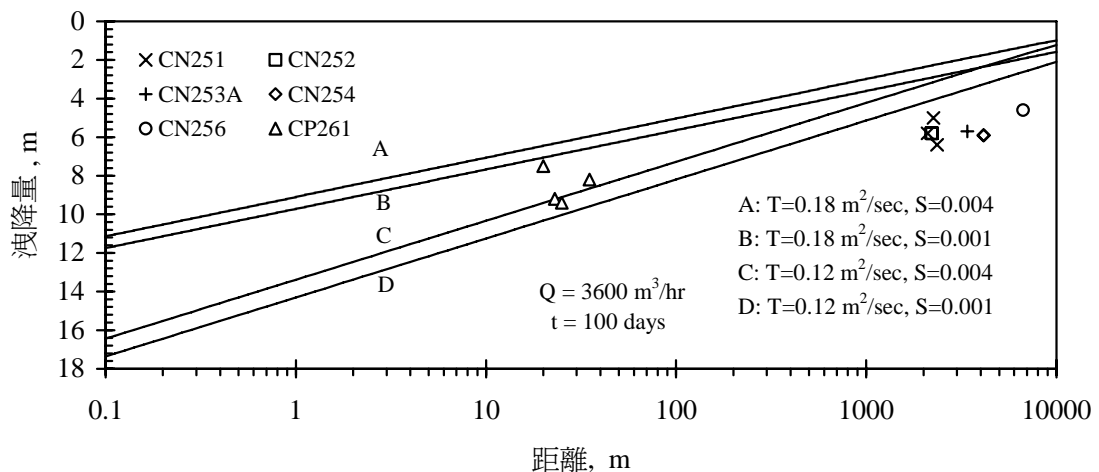
一般土木工程師或大地工程師對透水係數， K ，較導水係數， T ，來得熟悉，也較有興趣，兩者之關係為 $T=KB$ 。既然無法確定含水層之有效厚度，自然也無法由導水係數推估透水係數。假設以 $B=50\text{m}$ 來計算，由試驗結果所得之 $T=0.12$ 至 $0.18\text{m}^2/\text{s}$ 相對於 $K=2.4\times 10^{-3}$ 至 $3.6\times 10^{-3}\text{m}/\text{s}$ ，此值是在礫石層透水係數之合理範圍之內（參考圖廿八）。



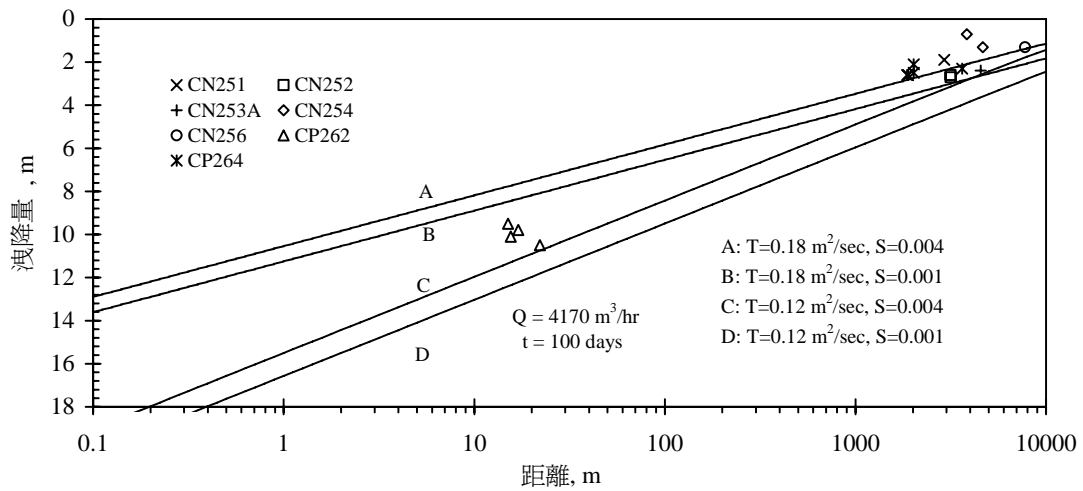
圖廿八 不同土層之透水係數 (Freeze and Cherry, 1979)

二、洩降影響範圍

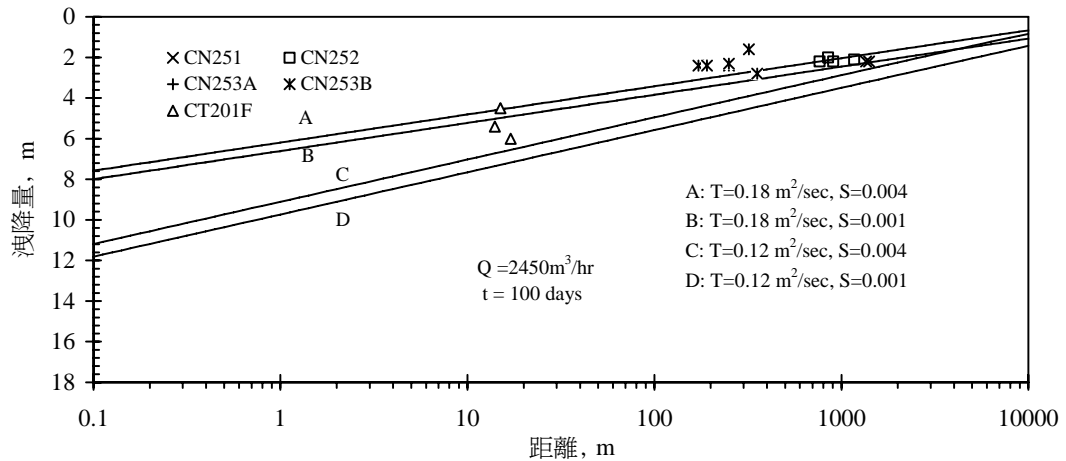
由第參章所述的三個案例之資料可以評估景美層降水之影響半徑 (radius of influence) 如圖廿九、圖卅及圖卅一所示。按照定義，在影響半徑之外，洩降量應為零，也就是說 $\delta=0$ 。以數學的觀點來看，降水之影響半徑應是無窮遠，因為只有當 $r=\infty$ 時，才會 $\delta=0$ (式 (3))。但以實務觀點來看，可以延伸該三圖中洩降曲線之直線部份與 $\delta=0$ 橫軸相



圖廿九 CP261—降水期間實測最大洩降與理論值之比較



圖卅 CP262—降水期間實測最大洩降與理論值之比較



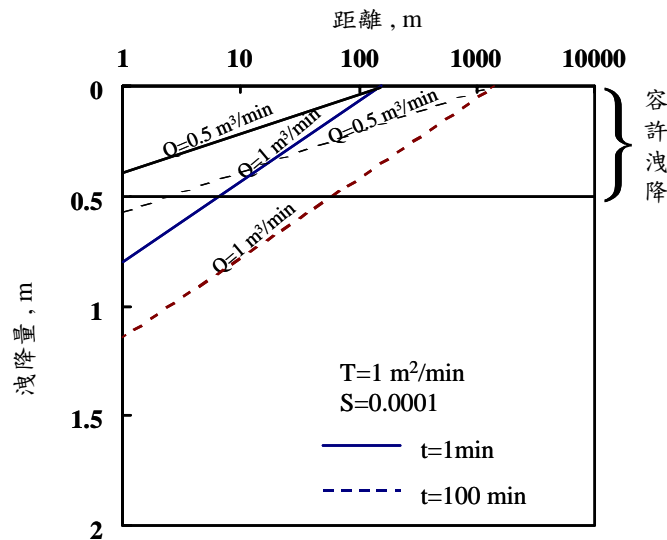
圖卅一 CT201F—降水期間實測最大洩降與理論值之比較

交而得到在「平衡」狀況下之影響半徑 R 。由式(7)可以導出影響半徑之計算式如下：

$$R = \sqrt{\frac{2.25Tt}{S}} \quad (17)$$

上式表示影響半徑僅與 T/S 比值及抽水時間相關，而與抽水量及洩降量無關。以圖八之案例為例，圖卅二顯示在不同抽水量之洩降，當 $t=1\text{min}$ 時 $R=150\text{m}$ ，當 $t=100\text{min}$ 時 $R=1500\text{m}$ ，並不受洩降量之影響。此點頗足爭議，以工程的眼光來看，不應以 $\delta=0$ 為決定影響半徑之條件而應以

$\delta = \delta_a$ (δ_a 是容許洩降) 為條件。假設 $\delta_a = 0.5m$ ，在不同情況下之影響半徑可直接由圖卅二讀取，或以 $\delta = \delta_a$ 代入式 (7) 計算出。

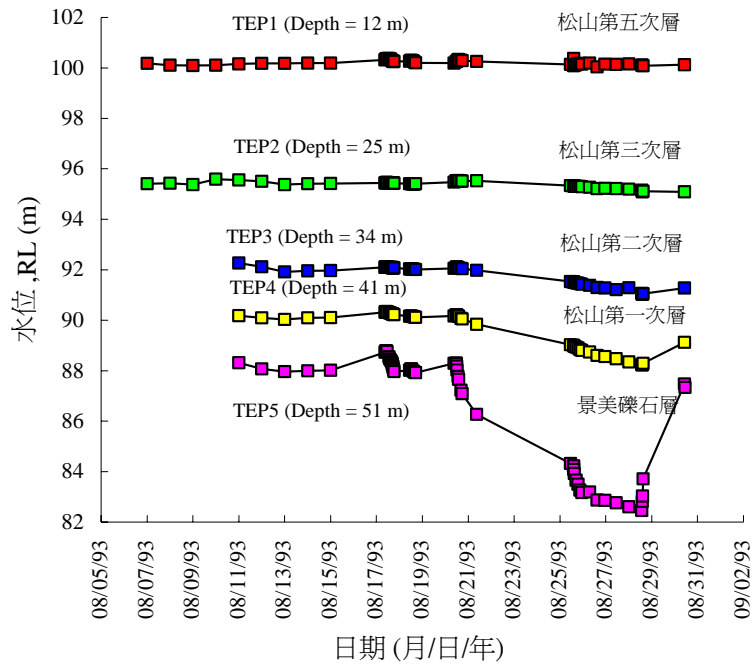


圖卅二 理論影響半徑

文獻中不乏估計影響半徑之經驗公式，如 $R = 3000\delta\sqrt{K}$ (Sichart and Kyrieles, 1930, K : m/sec)，此等公式有失嚴謹，雖說在不少情況下，使用這些公式所得之結果不差，套句電影上之慣用語：「如有雷同，純屬巧合」。如以此等公式可作初步評估影響範圍實無可厚非，但以如此計算所得之R值用來作為設計之依據則謬誤在所難免。

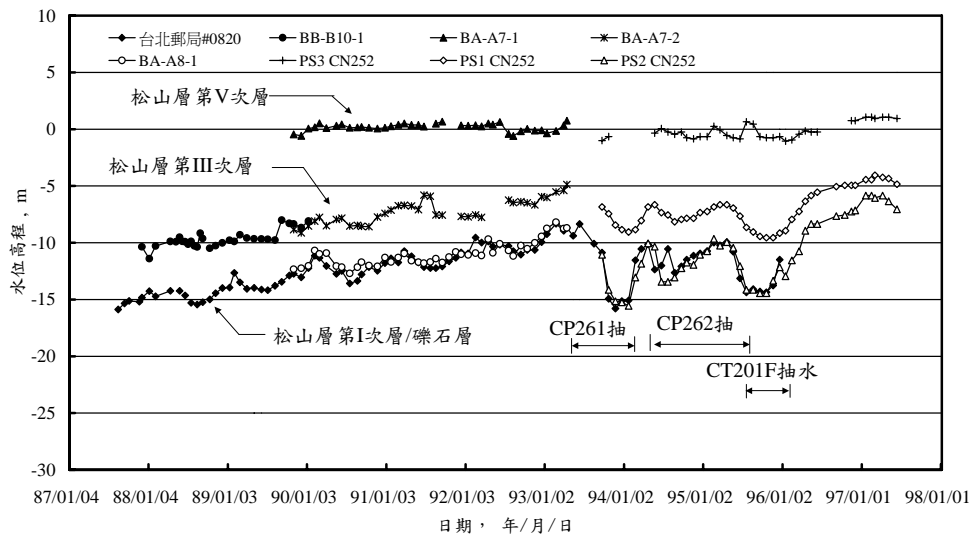
三、施工降水作業對地下水之影響

在板橋線CP261 通風豎井B試水時，附近之水壓計，TEP1-5 (其位置見圖十二)，明顯地顯示松山層中第三次層之水位下降不到 1m，松五層之水位則無變化 (參考圖卅三)，而該處景美層水位下降達 6.5m之多。這倒不一定能全歸功於松山二次層之截水作用，松山三次層之補注效應也是一個原因。松山三次層之透水係數是松山二次層透水係數之 50 倍，一有滲漏即可迅速補注。一般而言，可以假設松山二次層 (不含) 以上之水位不受景美層洩降之影響。但在某些地區，松山二次層厚度不足，甚至並不存在，松山三次層之水位難免會受到影響。資料顯示，在淡二區 (T2 區)，松山三次層中水位之變化最大不過是景美層中水位變化之 30%，而松山五次層中水位之變化最大不過是景美層水位變化之 10%。其他地區之變化尚待研究。



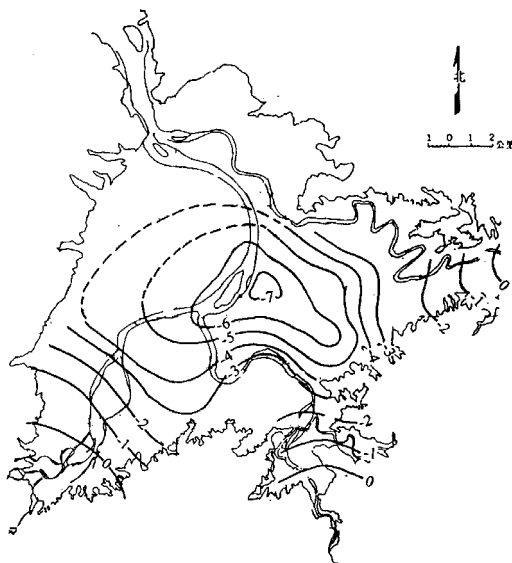
圖卅三 景美層降水所導致松山層水位下降 (CP261標豎井B工址)

在上述降水作業施作期間 (1993年6月至1995年10月)，T2區之松山層各次層之水位歷時曲線如圖卅四所示，顯示景美礫石層地下水位隨著降水活動的施作呈起伏變化。自1995年10月以後，松山層第三次層與第一次層以及景美礫石層之地下水位皆呈回升趨勢。其中水資會台北郵局觀測井之景美礫石層水位變化趨勢與該區附近捷運水壓計之水位變化相當一致，尤其與上述捷運工地進行降水作業之水位下降幅度幾乎一



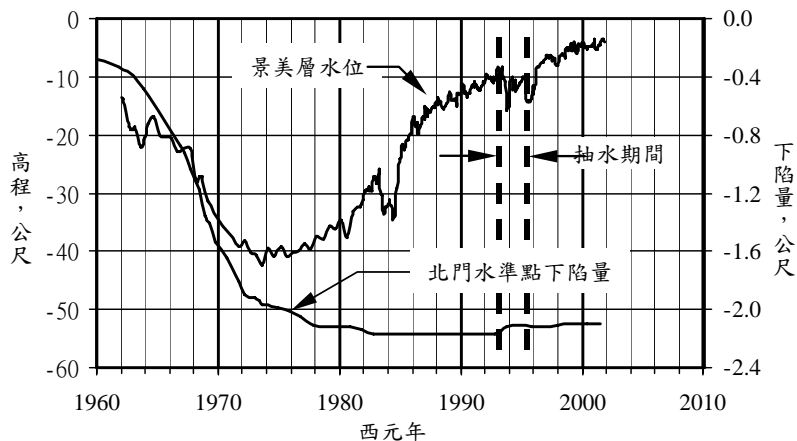
圖卅四 淡二區松山層各主要含水量之地下水歷時曲線

樣。因此，依據水資會於大台北盆地之水位觀測結果繪製台北盆地之景美礫石層水位等高線圖（如圖卅五），得知松山層景美礫石層於CP261標降水作業期間之地下水位最大降幅達7.5公尺，而其影響範圍（影響幅度2公尺以上）於東西向達5公里之遠，南北向則介於2~3公里間，顯示台北盆地礫石層之降水作業影響面積極廣。



圖卅五 CP261標降水作業期間台北盆地深層地下水位下降幅度推估圖(1993年6月至11月)

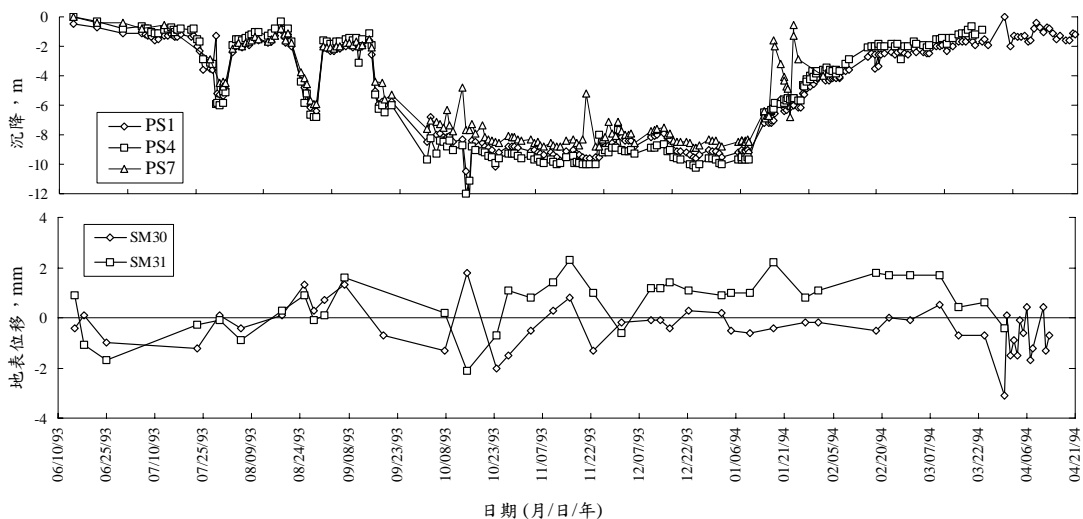
隨著捷運施工陸續的完工，大規模之施工降水活動逐漸減少，台北盆地地下水位逐漸回升，如圖卅六所示，此將對台北盆地深開挖工程有極大之影響，上述三標之降水經驗，可作為未來類似工程之參考。



圖卅六 台北市區景美層歷年水位變化及地表沉陷

四、地盤沉陷

由於抽水導致地層內之孔隙水壓下降，此時土體所承受之總應力並無顯著變化，因而使土體所受之有效應力增加，對黏土層而言，造成壓密沉陷之發生。圖卅七表示在通風豎井B附近之地面沉陷點（其位置見圖十二）之歷時曲線，顯示在長達 10 個月之降水期間，地表並未因景美層之水位下降而沉陷。如前所述，當年景美層水位曾降至高程-40m（參考高程 60m），在市區（T2 Zone）松山層受長期壓密而壓縮係數大減，因此少許洩降不致導致地表沉陷。在其他地區過去兩年這三施工標抽水期間，能歸咎於景美層降水之地表沉陷量相信不會超過 10mm（見圖卅六）。



圖卅七 景美層洩降與地表沉陷（CP261標豎井B工址）

伍、結論

在本文中所介紹之三個案例之抽水量相當可觀（2450 至 4170cmh），而且降水期間皆長達數月，如此大規模之降水作業實不多見，因此資料彌足珍貴。綜合第參及第肆章之分析及討論，可以得到以下結論：

- a. 在抽水量不穩定之狀況下，可以用Theis不平衡公式分析洩降資料以求得含水層之水理參數。
- b. 多口井同時抽水時，以線性疊加法所得之結果相當合理。

- c. 由本文所介紹之三個案例降水期間所得之洩降資料分析，在大台北盆地中心地區，景美層之導水係數介於 $T=0.12$ 至 0.18 m^2/sec 之間，貯水係數介於 $S=0.001$ 至 0.004 之間，三標所得之結果相當一致。
- d. 在此三標施工期間，景美層測壓水位下降對松山層水位之影響有限，地表沉陷亦微不足道。

有鑒於地下工程方興未艾，不但捷運工程有超深開挖，其他工程如儲油槽、儲氣槽亦有地下化之趨勢，甚至民間建築之地下室亦越挖越深，因此降水工法之應用益將普及。而礫石層水量充沛，降水作業攸關工程之成敗，值得深入探討。

定義

B	: 拘限含水層之厚度
Q	: 水井功率 (或出水量 : rate of discharge)
T	: 導水係數 (transmissivity)
S	: 貯水係數 (coefficient of storage, or Storativity)
S_s	: 單位出水量 (specific capacity)
$W(u)$: 水井函數 (well function)
u	: 水井函數, W , 之參數
r	: 觀測井至抽水井中心之距離
r_0	: 水井半徑
R	: 抽水影響半徑 (radius of influence)
t	: 抽水時間 (elapse time)
K	: 透水係數 (或滲透係數 : coefficient of permeability)
K_r	: 水平向透水係數
K_z	: 垂直向透水係數
i	: 水力坡降 (hydraulic gradient)
H	: 初始水頭 (initial head)
h	: 抽水後壓力水頭
δ	: 洩降量 (drawdown)
δ_a	: 容許洩降量
$(\Delta\delta)_t$: 平衡狀態下, $\delta-\log(t)$ 之斜率
$(\Delta\delta)_r$: 平衡狀態下, $\delta-\log(r)$ 之斜率
v	: 流速
EL	: 高程 (Elevation : 以平均海平面為 EL +0m起算)
RL	: 參考高程 (Reduced Level) = 高程+100m
z	: 垂直軸

參考文獻

- 水資會 (1969-1992) “台北盆地歷年地下水位與水質調查報告”
- 台糖 (1976) “水井手冊”，民國 62 年初版，民國 65 年修增再版
- 吳健民 (1967) “台北盆地地盤沈陷問題之研究 (上)”，土木水利，第四期
- 吳建民 (1968) “台北盆地地盤沈陷問題之研究”，水利復刊，第四期
- 邵明忱、黃立煌、馮堯松、劉格非 (1995) “礫石層水理參數探討”，卵礫石層地下工程研討會，台灣大學
- 黃奇瑜 (1994) “台北盆地地下地質”，「台灣之第四紀」第五次研討會，中央大學
- 傅怡仁、秦中天、王如龍、陳明山 (1990) “台北盆地內礫石層分佈之研究”，土木水利，第十六卷，第十四期，民國七十九年二月
- 鄧屬予、王世忠、張致斌、許誠、袁彼得、陳培源 (1994) “台北盆地第四系地層架構”，「台灣之第四紀」第五次研討會，中央大學
- 劉格非、黃南輝、楊代強 (1994) “受潮汐影響之地下水分析”，第七屆水利工程研討會，海洋大學，基隆
- Driscoll, Fletcher G. (1986) *Groundwater and Wells*, 2nd Ed., Johnson Filtration Systems Inc., St Paul, Minnesota, USA
- Freeze, R.A. and Cherry, J.A. (1979) *Groundwater*. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 604p
- Leeden, Frits van der, (1991) *Groundwater Bibliography*, 5th Ed., Water Information Center, Inc., Plainview, New York, USA
- Moh, Z.C. and Chin, C.T. (1991) "Geotechnical considerations for underground mass rapid transit systems", First Chin Fung Kee Lecture, 9th Asian Regional Conf. on SMFE, (1), Bangkok
- Moh, Z.C., Chuay, H.Y., and Hwang, R.N. (1996) "Large scale pumping test and hydraulic characteristics of Chingmei Gravels", Proc., 12th Southeast Asian Geotechnical Conference, May 6-10, Kuala Lumpur, Malaysia
- Sichart, W. and Kyrieles, W. (1930) *Grundwasser Absenkungen bei Fundierungsarbeiten*, Berlin