

潛盾施工所導致之沉陷槽分析
SETTLEMENT TROUGHS OVER TUNNELS

黃南輝，黃奕祥，黃姿連，楊鵬飛
R. N. Hwang, Y. S. Huang, T. L. Huang and P. F. Yang

原著載於地工技術雜誌第 60 期
1997 年 4 月，第 45~56 頁

*Reprinted from Sino-Geotechnics
Taipei, Taiwan
April, 1997, No. 60, pp.45~56*

潛盾施工所導致之沉陷槽分析

黃南輝、黃奕祥、黃姿連、楊鵬飛

亞新工程顧問公司

摘要

本文介紹沉陷槽之分析模式以及修正沉陷槽偏心之方法。此外並以台北捷運新店線 CH218、CH223 以及板橋線 CP262 標潛盾隧道施工所得資料發展適用於大台北地區 T1、T2 以及 B2 區之經驗式，使工程經驗本土化，以為後續捷運路網或其他隧道工程設計之參考。

關鍵字：潛盾隧道，地表沉陷，沉陷槽分析，台北捷運。

SETTLEMENT TROUGHS OVER TUNNELS

HWANG, R. N. HUANG, Y. S. HUANG, T. L. YANG, P. F.

Moh and Associates, Inc.

ABSTRACT

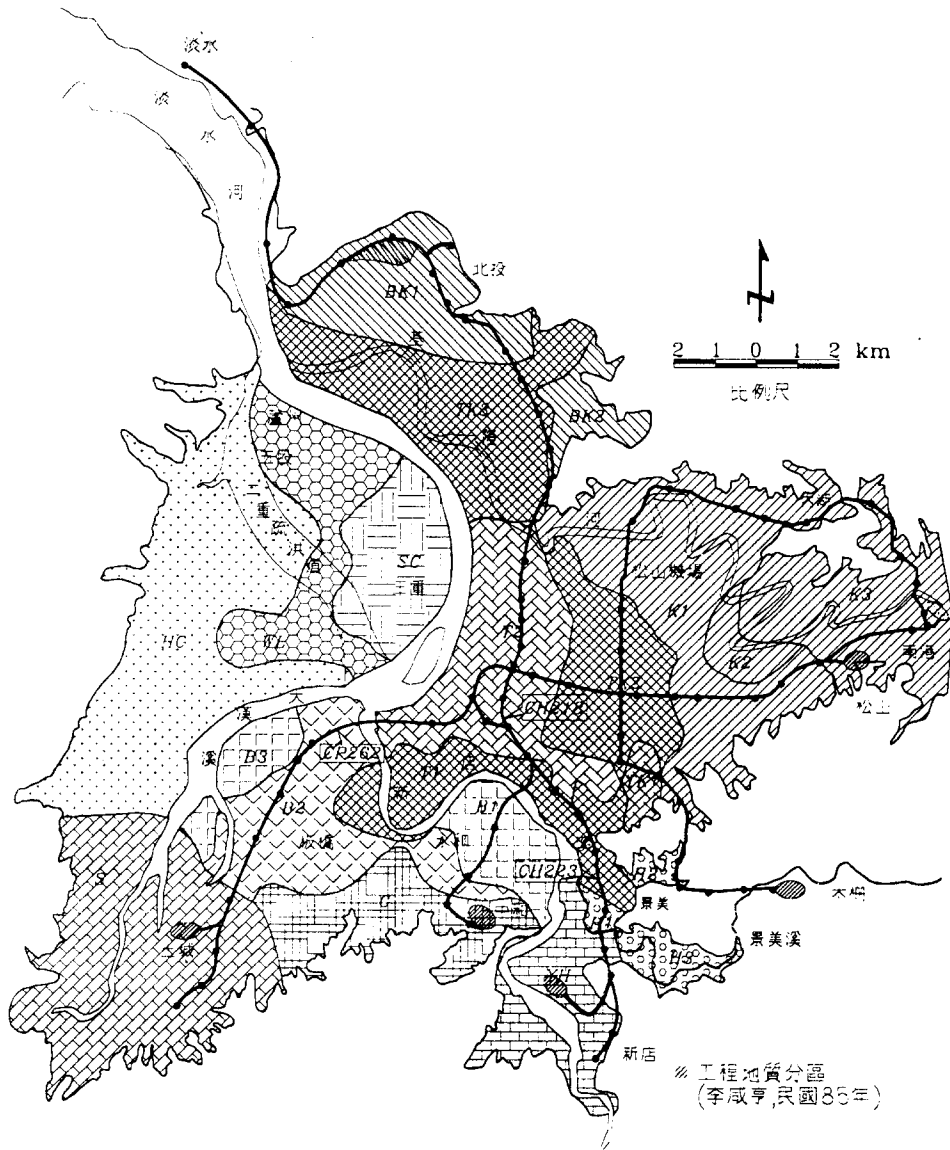
A statistical approach is introduced herein for obtaining representative normal distribution curves and computing ground loss and width parameters systematically from field data. Also introduced is a scheme to correct the eccentricity of settlement troughs. Surface settlement troughs over tunnels obtained for Construction Contracts CH218, CH223 and CP262 of the Taipei Rapid Transit Systems were analyzed accordingly and, based on the results obtained, empirical relationships were established for estimating the widths of settlement troughs in the T1, T2 and B2 Zones in the Taipei Basin.

KEY WORDS : shield tunneling, surface settlement, settlement trough, Taipei MRT.

一、前言

在台北都會區捷運系統初期路網之六條路線中（參考圖一），除木柵線全線採高架構築外，其餘各線（淡水、新店、

南港、中和及板橋）共有潛盾隧道計 58 條。在所有 30 部潛盾機中，除新店線 CH221 標之兩部泥水加壓式潛盾機外，其他的都是土壓平衡式潛盾機，但幾乎所有這些土壓平衡式潛盾機都配有注泥設備，以改善出土效率。



圖一 台北捷運初期路網及台北盆地地質分區

在台北捷運施工期間，累積有相當豐富之監測資料，其中有許多珍貴的資料是前所罕見的，譬如超額孔隙水壓之變化，地表下不同深度土層之沉陷分佈等。部份資料已在國外刊物發表（Hwang 等，1996；Moh 等，1996），但尚有更多的資料有待整理，盼能在最短之時間內整理完成，以饗讀者。再者，大地工程專業顧問在民國 84 年 9 月至民國 85 年 7 月合約空窗期期間並未參與捷運工程，而此期間正是施工高峰期，大部份的隧道都是在

這期間完成掘進，雖然監測資料可以追補，可是很多施工細節已無從查証以與監測資料相關聯，十分可惜。由於這期間之資料尚待整理，目前僅能對早期完成之隧道進行研究，資料有限，自然難以周全。

因限於篇幅，本文僅能就地表沉陷之沉陷槽進行分析。在影響沉陷之眾多因素中，也只能探討地質分區對沉陷槽寬度之影響以及沉陷槽之偏心效應。事實上，背填灌漿、二次灌漿以及其他效應也相當重要，無法在此一併討論，殊感遺憾。

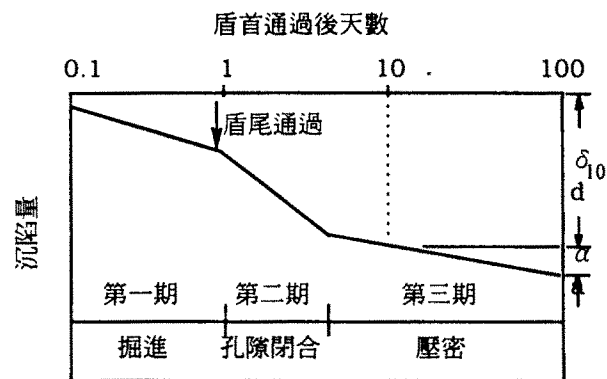
二、地盤沉陷及其影響因素

隧道掘進時所導致之地盤沉陷會影響隧道上方及其鄰近建物之安全，必須嚴加管控。更重要的是必須瞭解導致沉陷之機制以及影響沉陷之因素，以期改進施工技術，減少沉陷。影響潛盾隧道上方地盤沉陷之因素不勝枚舉，其犖犖大者有：

- 土層特性、地盤改良
- 隧道深度
- 土倉壓力
- 掘進速率、障礙物
- 盾尾孔隙量、漏砂、漏水、擴挖(超挖)
- 背填灌漿、二次灌漿
- 地下水位變化
- 鄰近施工
- 多隧道效應

上述因素中，有些是在設計時即能預期的，如土層特性、曲線段之擴挖等。有些是設計者全然無法掌握的，如漏砂、漏水、地下水位變化、以及因蛇行而必需之擴挖等。在設計時，設計者僅能就標準狀況以經驗公式預估正常狀況下之沉陷量，以為建物保護方案之基礎。對能預期之因素，設計者會分別予以考慮，並將結果作適當的修正。因此在根據實測數據進行回饋分析以建立經驗公式時，這些因素所產生之效應應予扣除，以免在設計時被重複考慮。對不能掌握之因素，其影響僅能以安全係數以涵蓋。與潛盾施工全然無關之沉陷理應扣除。以封閉式潛盾機施工為例，一般而言，距機首之前水平距離為兩倍深度之外時，沉陷不致於明顯。捷運隧道之(中心)深度大都在 15m 至 25m 之間，因此可以假設在盾首距分析斷面 40m 之前所發生之沉陷與潛盾推進無關。潛盾之掘進速率在每天 10 環左右，因此在盾首

到達前四天之沉陷應予歸零，以刪除不相干的地盤位移。



圖二 理想化沉陷歷時曲線

隧道上方之地表沉陷可分為立即沉陷及壓密沉陷，前者起因於盾尾孔隙閉合，後者起因於超額孔隙水壓之消散。理論上，壓密沉陷歷時經月，遠超過沉陷之量測期，甚至超過施工期，而在某些土層中，壓密沉陷甚至遠較立即沉陷為大，因此這兩個不同型態之沉陷有明確區分之必要，否則難以建立正確之經驗公式。圖二顯示一理想化之歷時曲線，以半對數表示之。在一相當時日後，其後續沉陷在圖上呈一直線，此一轉折點可視為立即沉陷之終點，也就是壓密沉陷之起點。雖然沉陷機制絕非如此單純，這假設應可接受。

根據經驗，在一般情形下，可以假設在盾首經過後十天內所發生之沉陷定為立即沉陷，並以 δ_{10} 表示之。壓密沉陷是以末段直線段之斜率為指數，並以 α 表示之（Hwang 等，1995）。壓密沉陷指數相當於圖上一個對數循環之沉陷量，簡單的講，也就是第十天至第 100 天所發生之沉陷量。限於篇幅，壓密沉陷不在本文討論之列，以下僅就立即沉陷部份進行探討。

三、沉陷槽分析

自 Peck (1969) 提出軟弱地盤中因潛盾隧道施工所產生的地表沉陷可以「正常化曲線」表示後, 此曲線模式即被廣泛應用以分析地表「沉陷槽」。其方程式為:

$$\delta = \delta_{\max} \exp\left(-\frac{X^2}{2i^2}\right) \dots\dots\dots(1)$$

其中

δ = 地表沉陷量

δ_{\max} = 地表最大沉陷量 (通常位於隧道中心上方)

X = 沉陷點與隧道中心之距離

i = 沉陷槽「寬度參數」

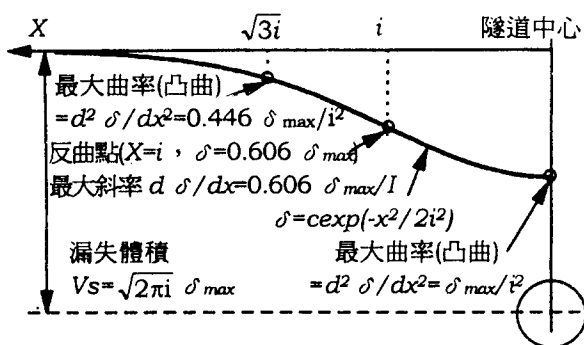
而

$$\delta_{\max} = \frac{\nu A}{2.5i} \dots\dots\dots(2)$$

其中

ν = 「土壤漏失率」

A = 隧道斷面面積

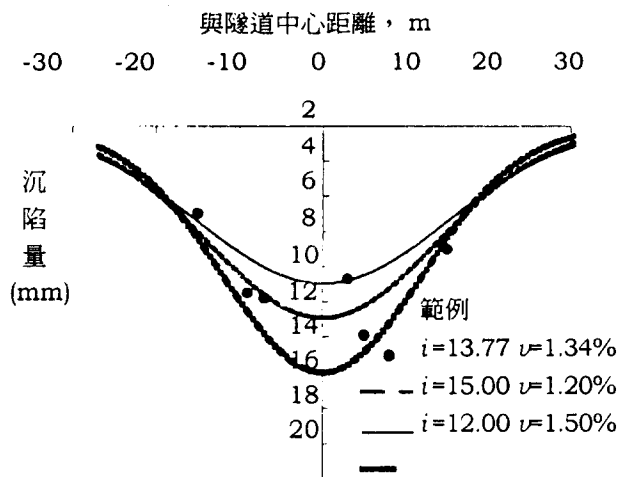


圖三 理想化沉陷槽

理想的沉陷槽如圖三所示。在均質土層中, 沉陷槽理應左右對稱, 最大沉陷發生在隧道中心正上方。除了最大沉陷外, 「土壤漏失率」及沉陷槽之「寬度參數」, 同是評估隧道施工表現的重要指數。土壤漏失率為沉陷槽之面積與隧道斷面面積之比值, 與最大沉陷量有以下之關係:

$$\nu = \frac{2.5i\delta_{\max}}{A} \dots\dots\dots(3)$$

表示沉陷槽之方程式僅有兩個自變數: i 及 ν , 因此只要有兩組資料, 即可繪製理論沉陷槽。但由於測量誤差, 以及土壤之變異性, 事實上, 不可能每一斷面上之所有各組資料都能滿足式 (1), 也就是說, 如果資料超過兩組時, 並不是所有的資料點都能理想地落在同一條「正常化曲線」之上, 偏差在所難免。在這種情形下, 「土壤漏失率」, ν , 及沉陷槽「寬度參數」, i , 僅能由圖上以試誤法粗略估計。也就是說, 用不同的 ν 及 i 值畫出許多「正常化曲線」, 再經目視選一條「最佳曲線」作為「代表曲線」。圖四是一假設範例, 在此斷面上有六個沉陷點, 其沉陷量自 5mm 至 11.9mm 不等, 由圖上估計此沉陷槽之寬度參數介於 $i = 15\text{m}$, $\nu = 1.2\%$ 及 $i = 12\text{m}$, $\nu = 1.5\%$ 之間, 因資料過份分散, 難以目視法決定其代表曲線, 最簡單的辦法是各取其平均值: $i = 13.5\text{m}$, $\nu = 1.35\%$ 。從實務觀點而言, 此法無可厚非, 也能滿足工程上所要求之準確度, 但總是費時費事, 不夠科學, 有改進之必要。



圖四 假設範例-沉陷槽

試將式(1)兩側皆取對數，並令

$$t = \ln \delta \dots\dots\dots (4)$$

$$s = X^2 \dots\dots\dots (5)$$

則式(1)可簡化成一線性方程式

$$t = ms + b \dots\dots\dots (6)$$

其中

$$m = -\frac{1}{2i^2} \dots\dots\dots (7)$$

$$b = \ln(\delta_{max}) \dots\dots\dots (8)$$

也就是說「正常化曲線」經座標轉換後可以一直線表示之， m 為此線之斜率， b 為此線與 t 軸交點之縱軸值。同樣地，理論上只要有兩點即可訂定此一直線， m 及 b 值可以很容易地以代數公式計算而得。由 m 及式(7)即可計算 i 值，由 b 值及式(8)即可計算 δ_{max} 。

如數據多過兩點，則可以「最小平方方法」求得最佳直線。現今個人電腦十分普及，以試算表 (spreadsheet) 計算 m 及 b 值並自動繪製最佳直線，十分容易。迴歸直線之參數 m 及 b 可以 Excel 內建之工作表函數「Linest」自動算出，並以另一函數「Index」擷取應用。

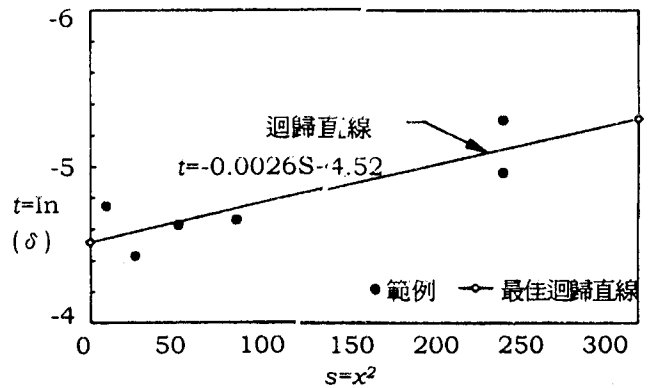
以圖四範例為例，以上述步驟求得之迴歸直線之方程式為：

$$t = -0.0026s - 4.52 \dots\dots\dots (9)$$

該直線與資料點比對於圖五。以式(3)、(7)及(8)計算可得最大沉陷量 $\delta_{max} = 10.9\text{mm}$ ，寬度參數 $i = 13.77\text{m}$ ，及土壤漏失率 $v = 1.34\%$ 。代表該沉陷槽之「正常化曲線」見圖四。

以上所介紹之分析方法並不會改善結果之正確性，只是將一個試誤性手動步驟，自動化到可以採「批次作業」的地步，並且略去了人為的「不確定性」。話雖如此，工程師仍應對結果加以判斷，必要時，應對資料作適當之篩選，甚至作合理之修

正，以得到自認為滿意之結果，而不應全然相信電腦所計算出的結果，這也就是所謂「盡信書不如無書」之意。



圖五 假設範例-最佳迴歸直線

四、偏心現象之修正

理論上，沉陷槽應左右對稱，最大沉陷應在隧道中心線之正上方。但事實不然，常有偏心現象出現。以新店線 CH218 標下行隧道 (R12 台大醫院站至 G11 中正紀念堂站) 在第 224 環上之斷面為例，由圖六可見其沉陷槽之中心與隧道中心有相當大之偏差。此偏差可能肇因於沉陷點位置之誤差、土層之變異、曲率效應、偏心擴挖，或其他難以確定或難以量化之因素，甚至隧道中心位置亦有誤判之前例。這偏心現象在分析沉陷槽時必須予以修正，方能求得正確之土壤漏失率及沉陷槽寬度參數。

首先令

$$X = x + \epsilon_0 \dots\dots\dots (10)$$

其中

x = 沉陷點與隧道中心之距離

ϵ_0 = 沉陷槽中心與隧道中心之偏移量

將上式代入式 (1) 並以不同之 ϵ_0 值求得不同之「正常化曲線」。再對每一條「正

常化曲線」計算各點之理論沉陷量並求得實測沉陷量與理論沉陷量之「相關係數」。

「相關係數」之定義如下：

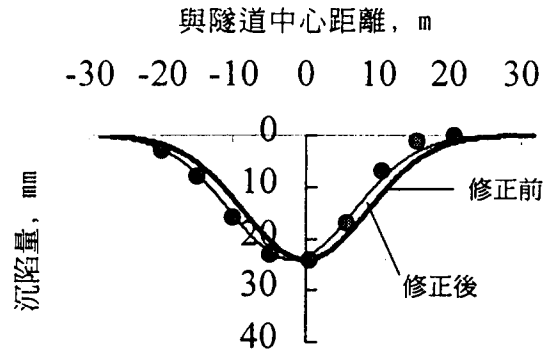
$$\rho_{p,q} = \frac{\text{Covariance}(P,Q)}{\sigma_p \cdot \sigma_q} \dots\dots\dots(11)$$

其中，P=實測沉陷量之組群，Q=理論沉陷量組群， σ_p 、 σ_q 分別為P、Q兩組資料之「標準偏差」。只要將P、Q兩組資料代入 EXCEL 的工作表函數「CORREL(P,Q)」即可計算出「相關係數」。「相關係數」表示資料點與理論曲線之吻合度，「相關係數」越大，表示該理論曲線越能代表該沉陷槽。「相關係數」等於1，表示資料點與理論曲線完全相符。因此可以試誤法求得「相關係數」為最大值之「正常化曲線」，該曲線即為該沉陷槽之「代表曲線」，而其相對應之 ϵ_0 值即為該沉陷槽之偏心量。

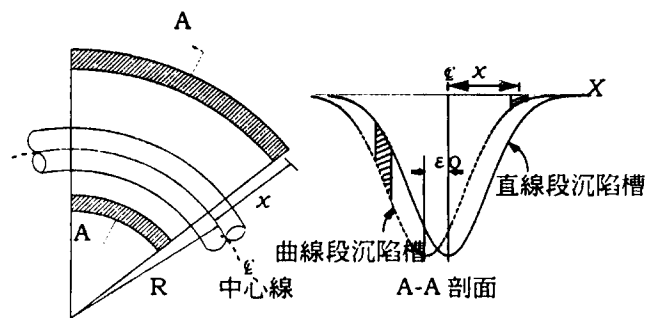
以圖六之案例為例，其結果如下：

ϵ_0	i	ν	$\rho_{p,q}$
0	9.98m	1.88 %	0.9297
2.0m	8.67m	1.82 %	0.9970
2.1m	8.62m	1.82 %	0.9974
2.2m	8.57m	1.82 %	0.9974
2.3m	8.53m	1.82 %	0.9970

根據以上結果，判定沉陷槽之中心偏移量介於2.1m及2.2m之間，約為2.15m。如圖六所示，修正偏心效應後之理論沉陷槽與資料點較修正前遠為吻合。這也由「相關係數」反應出來，修正前之「相關係數」為0.9297，修正後「相關係數」增加至0.9974。最重要的是，「寬度參數」由9.98m減至8.6m，其差別達16%，不容忽視。



圖六 沉陷槽偏心現象(CH218標1A-224環)



圖七 曲率效應

4.1 曲率效應

該斷面位於 CH218 標 1A 隧道 (1A=1 號機所鑽掘的第一條隧道) 之第 224 環，是在一曲線段上，曲線半徑為 380m。如圖七所示，在彎道之內側沉陷也會因圓弧長度之縮短而有累加效應，而在彎道之外側沉陷也會因圓弧之拉長而有分散效應。其關係式如下：

$$\delta_c = \frac{R}{R+x} \delta_s \dots\dots\dots(12)$$

其中

- δ_c = 曲線段之沉陷量
- δ_s = 直線段之沉陷量
- R = 轉彎段之曲率半徑
- x = 資料點與隧道中心之距離 (外側為正，內側為負)

由於此曲率效應，沉陷槽受扭曲而不再左

右對稱。若欲根據曲線段之沉陷資料計算正常狀況下（也就是直線段）之沉陷槽，則應將實測沉陷量以上式先行修正為直線段之沉陷量，再以前述步驟計算沉陷槽之偏心率。以 CH218 標第 224 環為例，其結果為：

ϵ_0	i	ν	$\rho_{p,q}$
0	9.83m	1.87 %	0.9393
1.8m	8.68m	1.81 %	0.9969
1.9m	8.63m	1.81 %	0.9974
2.0m	8.58m	1.81 %	0.9974
2.1m	8.53m	1.81 %	0.9970

在這個案例中，雖然因為曲線相當緩和，沉陷量之修正值微乎其微，在圖上幾乎看不出來，但偏心率已由 2.15m 減至 1.95m。「相關係數」及寬度參數與前相較則並無變化，因此如果只對寬度參數及土壤漏失率有興趣的話，曲率效應可以忽略不計。

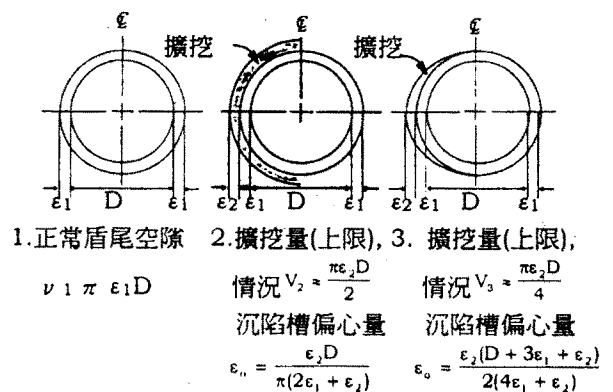
4.2 擴挖效應

在這曲線段一共有五個斷面，其位置及修正曲率效應後之偏心率為：

環數	ϵ_0
204	0.7m
209	1.1m
214	1.9m
218	1.3m
224	1.9m

其平均值為 1.4m，偏心率現象至為明確。很明顯的，導致沉陷槽偏心的原因之一是偏心率擴挖（超挖）。在平面曲線段，為修正潛盾機之走向，一般都會在彎道內側以「限制擴挖刀」（copy cutter）擴挖。例如在南港線之 CN251 標由小南門站（G12）至西門站（BL6）之間，隧道之最小轉彎半徑為 200m，擴挖量為

50mm，擴挖範圍為 120 度（即水平線上下各 60 度，也就是 1 點至 5 點方向），同樣在南港線 CN253B 標由西門站至台北車站之間，也就在北門下方，隧道之轉彎半徑為 210m，擴挖量為 100mm，擴挖範圍為 180 度，也就是右側整個半圓。各標之實際擴挖情形很難掌握，今只能就圖八所示兩個理想化情形進行探討。



圖八 因擴挖所導致之沉陷槽偏心率

在沒有擴挖的情形下，盾尾孔隙之體積為：

$$V_1 \approx \pi D \epsilon_1 \dots \dots \dots (13)$$

其中

D = 隧道直徑

ϵ_1 = 正常盾尾孔隙

情況一假設擴挖量均勻且及於半圓（即擴挖範圍為 180 度），則因擴挖所產生的盾尾孔隙之體積為：

$$V_2 \approx \frac{\pi D}{2} \epsilon_2 \dots \dots \dots (14)$$

其中

ϵ_2 = 因擴挖所增加的盾尾孔隙，簡稱擴挖量

假設沉陷槽之中心與盾尾孔隙之重心相合，則因擴挖而導致之沉陷槽偏心率可以下式計算：

$$\epsilon_0 \approx \frac{\epsilon_2 D}{\pi(2\epsilon_1 + \epsilon_2)} \dots \dots \dots (15)$$

表一 台北捷運隧道上方地表沉陷槽分析結果

施工標	區段	隧道	環數	地質區	隧道直徑	隧道中心深度	分析結果		
							i, m	$\delta_{10} \cdot mm$	$\nu, \%$
CT118	台大醫院站至中正紀念堂	下行(1A)	204	T2	6.05	18.33	8.22	26.8	1.92
CH218	台大醫院站至中正紀念堂	下行(1A)	209	T2	6.05	18.49	7.72	28.6	1.92
CH218	台大醫院站至中正紀念堂	下行(1A)	214	T2	6.05	18.64	7.99	24.6	1.71
CH218	台大醫院站至中正紀念堂	下行(1A)	218	T2	6.05	18.77	8.12	25.2	1.78
CH218	台大醫院站至中正紀念堂	下行(1A)	224	T2	6.05	18.95	8.63	24.1	1.81
CH223	轉轍段至萬隆站	上行(1A)	168	T1	6.04	13.01	6.69	16.8	0.98
CH223	轉轍段至萬隆站	上行(1A)	187	T1	6.04	12.94	7.02	16.2	1.00
CH223	轉轍段至萬隆站	上行(1A)	207	T1	6.04	12.79	8.80	11.8	0.91
CP262	江子翠站至通風豎井 B	下行(1A)	43	B2	6.24	13.62	5.08	17.7	0.74
CP262	江子翠站至通風豎井 B	下行(1A)	63	B2	6.24	13.78	4.33	46.3	1.64
CP262	江子翠站至通風豎井 B	下行(1A)	83	B2	6.24	14.17	5.09	30.8	1.28
CP262	江子翠站至通風豎井 B	下行(1A)	125	B2	6.24	15.28	5.07	24.0	1.00
CP262	江子翠站至通風豎井 B	下行(1A)	245	B2	6.24	18.62	5.80	24.9	1.18
CP262	江子翠站至通風豎井 B	下行(1A)	285	B2	6.24	19.84	5.97	15.8	0.77
CP262	江子翠站至通風豎井 B	下行(1A)	324	B2	6.24	20.96	4.58	12.7	0.48

情況二假設擴挖範圍限於 90 度，則開挖線可視為一橢圓，其長軸（水平向）為 $(D+2\varepsilon_1+\varepsilon_2)$ ，短軸為 $(D+2\varepsilon_1)$ 。因擴挖所產生的盾尾孔隙之體積為：

$$V_2 \approx \frac{\pi D}{4} \varepsilon_2 \dots\dots\dots(16)$$

沉陷槽之偏心率可以下式計算：

$$\varepsilon_0 \approx \frac{\varepsilon_2(D+3\varepsilon_1+\varepsilon_2)}{2(4\varepsilon_1+\varepsilon_2)} \dots\dots\dots(17)$$

情況一（即擴挖範圍為 180 度）所得之偏心率為其上限，情況二（即擴挖範圍為及 90 度）之偏心率為其下限。其他擴挖範圍下之偏心率可以內插法計算。

圖六所示之案例中，隧道直徑為 $D=6050mm$ ，環片直徑為 $5900mm$ ，理論盾尾孔隙為 $\varepsilon_1=75mm$ 。該處轉彎半徑為 $380m$ ，據猜測，超挖量應在 $\varepsilon_2=40mm$ 至 $60mm$ 之間，可惜無記錄可供查証。以式(15)及(17)計算，理論偏心率界於 $0.55m$ 及 $0.4m$ 之間。但實際偏心率高達 $1.4m$ ，顯然擴挖並不是唯一的原因，尚有其他重要因

素須加考慮。這方面的研究，尚待努力。

五、台北盆地之沉陷槽

台北捷運沿線監測儀器為數不少，資料量亦龐大。但其中有些隧道段之資料怪異，難以分析。在交通繁忙的市區，水準量測之精度受限於諸如車輛廢氣、地表震動以及通視不易等環境因素，其品質難以苛求。在分析過程中，基於「寧缺勿濫」之原則，沉陷量少於 $3mm$ 之沉陷點一概予以剔除。一個斷面上至少有四個有效沉陷點，其中至少有一個點之沉陷量在 $10mm$ 以上，而且隧道中心兩側各有兩點以上，方被雀選。如在該斷面，或鄰近十環內有二次灌漿的作業，或其他足以影響結果之因素時，亦不能入選。為排除多隧道效應，在每一個路段只分析第一條隧道掘進時量測所得的資料。

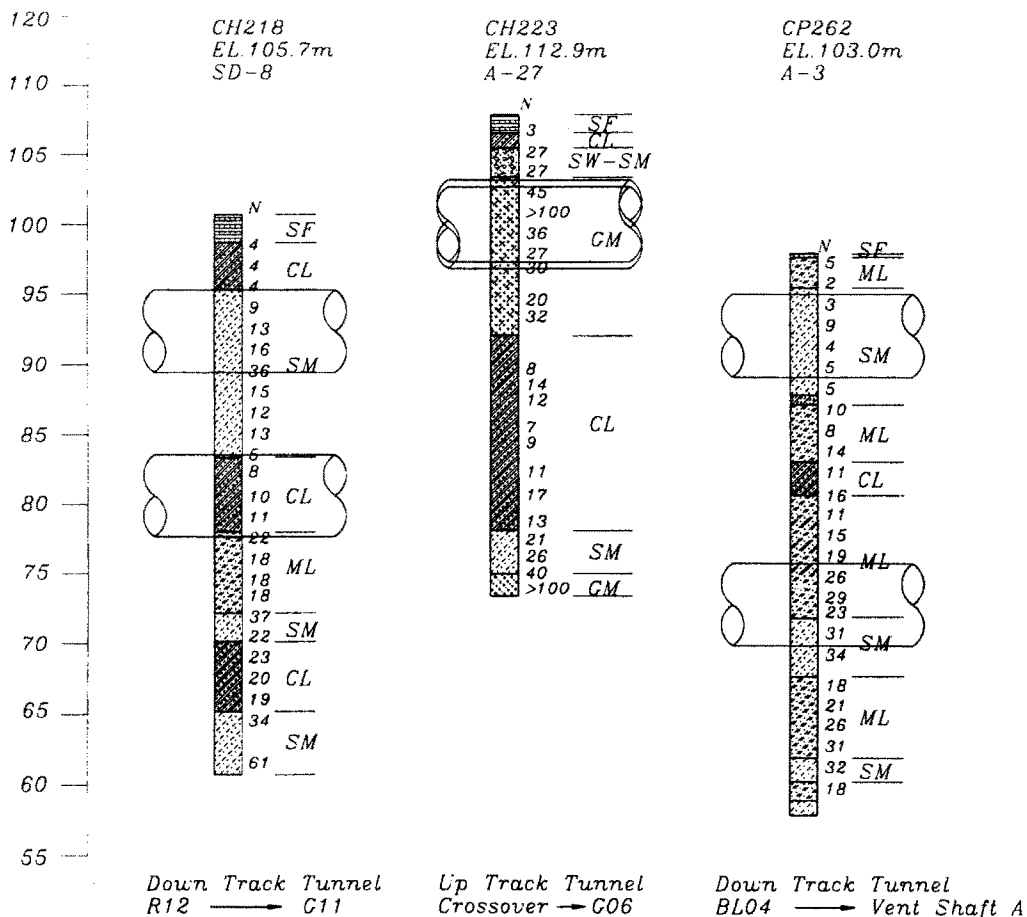
幾經過濾，發現可用之斷面竟然十分有限。表一表示這些斷面之位置及分析結

果。這 15 個斷面分屬 3 個施工標，隧道中心深度最深的約 12m，最深達 21m。所有這三標都是用的土壓平衡式潛盾機。在 15 個斷面中，板橋線 CP262 之 7 個斷面之資料點雖足，但偏在靠路中心之一側，在另一側僅有一點。這是因為該隧道相當靠近人行道，無法佈設足夠的沉陷點以形成一個完整的断面。嚴格來講，這些断面並不合適，但也無可奈何，只好將就一下。

早在廿多年前，吳偉特（民國 65 年）即已將台北盆地依地質狀況分成淡水河區，中間區及基隆河區。其後，亞新顧問公司（民國 76 年）將淡水河以東之地區細分為沿基隆河之 K1~K2 區，沿淡水河之 T1~T3 區，及沿新店溪之 H1~H2 區。最近李咸亨（民國 85 年）根據最新資料

對淡水河以西之地區進行分區並對淡水河以東之分區重行檢討，其結果見圖一。

台北盆地之土壤特性，已有不少文獻討論，尤以 T2 區為然（Woo and Moh, 1990；Chin, Crooks and Moh, 1994），因此不再在此贅述。這三個施工標之代表性土層柱狀圖如圖九所示。CH218 標位於 T2 區，該區砂土/黏土層次分明，1A 隧道（1 號機所鑽掘的第一條隧道，以此類推）穿過砂土（SM）與黏土（CL）互層。依照亞新顧問公司（民國 76 年）之分區，CH223 標位於 H2 區之內。但依照李咸亨（民國 86 年）之分區，該標係在 T1 區。因為李咸亨（民國 86 年）一文所依據之資料較為豐富，其結果自然較為正確，所以以該文為準。該標 1A 隧道穿過一厚厚的礫石層（GP）。板



圖九 土層柱狀圖及隧道高程上下限

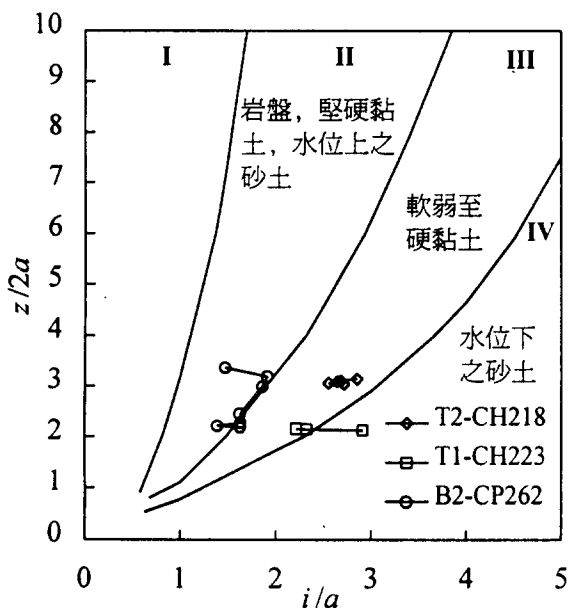
橋線 CP262 位屬 B2 區，1A 隧道穿過砂土 (SM) 與黏土 (CL) 之互層。

以下介紹三個常用或常見的關係圖及關係式，並與這三個施工標所得之資料比對，以檢查其在台北盆地之適用性：

5.1 PECK 關係圖

沉陷槽寬度參數與隧道中心深度之關係表示於圖十。該圖可分為四區，其中第一區並無適用土層。第 II 區之適用土層為岩盤、堅硬黏土及地下水水位上之砂土，第 III 區之適用土層為軟弱至硬黏土，第 IV 區適用於地下水水位下之砂土。

位於 T2 區內之 CH218 標的 6 個資料點落在第 III 區，與 Peck 所言相當接近。位於 T1 區之 CH223 標隧道穿過砂礫層，其資料點落於 Peck 教授之第 III 區及第 IV 區，因 Peck 之圖中不包括砂礫層，因此難以判斷其適用性。位於 B2 區內之 CP262 標的 7 個資料點中有兩個落在第 II 區，其餘五個點落在第 II 及第 III 區之交界。雖然 B2 區以砂土為主，地下水水位



圖十 寬度參數與隧道深度關係圖(PECK 模式)

高，但黏土層亦有相當厚度，而且砂土中粉土 (沉泥: silt) 之含量相當的高，此結果亦屬合理。

5.2 CLOUGH & SCHMIDT 關係式

今將圖十之沉陷資料以雙對數繪製，並與 Clough 及 Schmidt 之關係式比對於圖十一。Clough 及 Schmidt 之關係式如下：

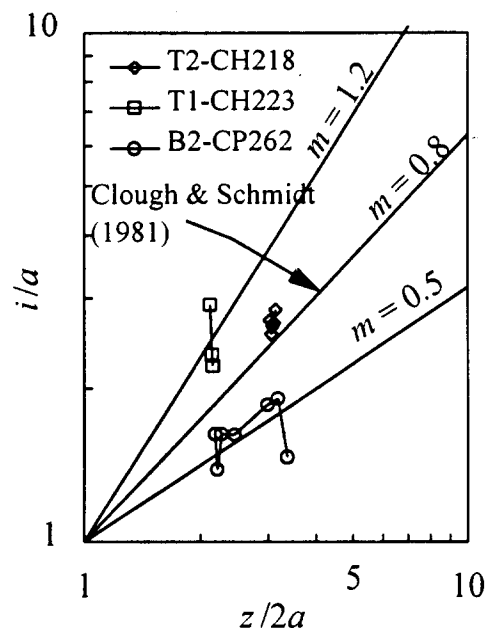
$$\left(\frac{i}{a}\right) = \left(\frac{z}{2a}\right)^{0.8} \dots\dots\dots(18)$$

其中， a =隧道半徑。由圖上看來，此關係式用之於 T2 區，十分合適，但不適用於 T1 或 B2 區。這不足為奇，因為 Clough 及 Schmidt 言明該式僅適用於黏土層。

此關係式之一般代表式為：

$$\left(\frac{i}{a}\right) = \left(\frac{z}{2a}\right)^m \dots\dots\dots(19)$$

根據圖十一，在 T1 區，指數 $m=1.2$ ，在 B2 區，指數 $m=0.5$ 。此兩值可為日後設計之參考。



圖十一 寬度參數與隧道深度關係圖 (Clough 及 Schmidt 模式)

5.3 O'REILLY & NEW 關係式

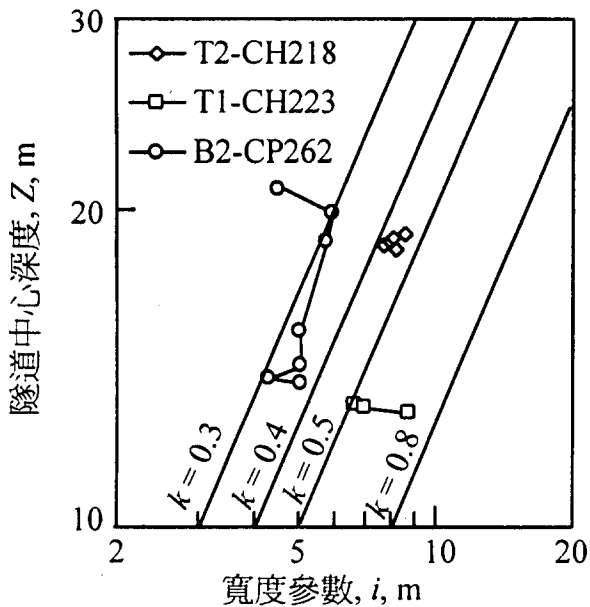
O'Reilly & New (1982)根據英國經驗，建議以下關係式：

$$i = kz \dots\dots\dots(20)$$

並且建議黏土之 k 值為 0.5，砂土之 k 值為 0.25。一般黏土之 k 值介於 0.4（堅硬黏土）與 0.7（軟弱粉質黏土）之間，而一般位於地下水水位上之砂土之 k 值介於 0.2 與 0.3 之間。由圖十二可得以下結果：

		<u>k</u>
B2 區	CP262 標	0.3~0.4
T2 區	CH218 標	0.4~0.5
T1 區	CH223 標	0.5~0.8

除非仔細推敲各斷面之土層分佈，否則很難將上述 k 值與 O'Reilly & New 所建議之 k 值相比對。



圖十二 寬度參數與隧道深度關係圖 (O'REILLY & NEW 模式)

5.4 討論

由以上資料可見，如以地質分區為基礎以估算台北盆地潛盾隧道上方沉陷槽

之寬度，無論 Peck 的關係圖，Clough & Schmidt，或 O'Reilly & New 的關係式在實用上都有困難。其原因如下：

(a) 台北盆地之松山層砂土及黏土相互交錯，而各層中皆含有異類夾層，隧道上方之沉陷僅受其周遭土壤之影響，因此地質分區之意義不大，應就其隧道周遭之土壤進行分類。

(b) 松山層中，無論是砂土層或黏土層，粉土（沉泥：silt）之含量相當之高，不能以純砂土或純黏土視之。

(c) 因為景美層之抽降水影響，台北盆地之水文複雜，相鄰土層之間有「越流」現象。此外「預壓作用」也增加了黏土之「過壓密比」，改變了其行為。

(d) 以上分析限於潛盾通過後十天內之立即沉陷，而前人所建議之關係式或關係圖對立即沉陷及長期沉陷並未區分，因此其沉陷資料中兩者混為一談，分析基礎與本文所用者並不相同。

六、結論

本文針對台北捷運之三個施工標的第一條潛盾隧道上方地表所產生之立即沉陷進行評估。根據以上資料，可以歸納成以下結論

(a) B2，T1 以及 T2 三區之寬度參數差異性頗大，無法以單一之關係式估算。

(b) Peck，Clough & Schmidt 以及 O'Reilly & New 的關係圖及關係式並不切合松山層之土壤特性，

(c) 沉陷槽之偏心現象在回饋分析時必須修正。

雖然隧道施工導致沉陷之機制相當複雜，更受環境因素之影響而增加了其不確

定性, Peck 等諸先進之分析模式提供了正確的思考方向, 佐以捷運施工之寶貴資料, 當可發展出適用於台北盆地之關係式。

誌謝

本文承 CH218 標承包商大林組/互助聯合承攬、CH223 標承包商汎亞/地崎聯合承攬及 CP262 標承包商鹿島/大友為聯合承攬提供詳盡資料, 並承蒙台北市政府捷運工程局惠准發表, 在此謹誌謝忱。

參考文獻

- 李威亨 (民國 85 年) “台北市區工程地質分區”, 地工技術, 第五十四期, 85 年 4 月, 第 25~34 頁
- 吳偉特、歐晉德、林永德 (民國 65 年), “台北盆地地盤沉陷土壤力學之研究”, 國立台灣大學土木工程研究所研究報告。
- 亞新工程顧問公司 (民國 76 年), “台北市地層大地工程分析報告”, 報告編號 347~3 號
- CHIN, C. T., CROOKS, J. H. A. AND MOH, Z. C. (1994), “ Geotechnical properties of the cohesive Shunshan deposits ”, *Geotechnical Engineering Jo., December, Bangkok, Thailand.*
- CLOUGH, W. AND SCHMIDT, B.(1981), “ Design and performance of excavations and tunnels in soft clay ”, *Soft Clay Engineering, Elsevier, Amsterdam, Netherlands.*

- HWANG, R. N., MOH, Z.C. AND CHEN, M. (1996). “ Pore pressures induced in soft ground due to tunnelling ”, *Int. Conf. on Geotechnical Aspects of Underground Const. in Soft Ground, April, London, UK*
- HWANG, R.N., FAN, C.B. AND YANG, G.R. (1995). “ Consolidation settlements due to tunnelling ”, *Pro., the South East Asian Symposium on Tunnelling and Underground Space Development (SEATUD), January 18-19, Bangkok, Thailand, pp79-86*
- MOH, Z. C. , JU, D. H., AND HWANG, R. N. (1996). “ Ground movements around tunnels in soft ground ”, *Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, April 15-17, London, UK.*
- O'REILLY, M.P. AND NEW, B.M. (1982). “ Settlement above tunnels in the United Kingdom - their magnitude and prediction ”, *Tunnelling '82* “, *The Institution of Mining and Metallurgy, London, UK.*
- PECK, R. B. (1969). “ Deep excavations and tunnelling in soft ground ”, *Proc., 7th Int. Conf. Soil Mech., Mexico City, State of the art 3. pp.225-290.*
- WOO, S. M. AND MOH, Z. C. (1990). “ Geotechnical characteristics of soils in the Taipei Basin ”, *Proc., 10th Southeast Asian Geotechnical Conference, v2, pp51-65, Taipei*

本文之討論意見將在後期刊出, 請您將意見於兩個月內寄交本刊編輯委員會。

85 年 1 月 15 日 收稿
85 年 3 月 11 日 修改
85 年 3 月 22 日 接受