

深層攪拌樁於砂性土壤中之行爲  
**DEEP SOIL MIXING PILE EMBEDDED  
IN SANDY SOIL**

彭俊杰，蔡文森，蘇鼎鈞

C. C. Peng, W. S. Tsai and T. C. Su

原著載於第八屆大地工程學術研究討論會  
1999年8月18~20日，第329~336頁

*Reprinted from Proceedings of 8th Conference on Current  
Researches in Geotechnical Engineering,  
Pingtung, Taiwan  
August 18~20, 1999, pp.329~336*

# 深層攪拌樁於砂性土壤中之行為

彭俊杰、蔡文森、蘇鼎鈞  
亞新工程顧問股份有限公司

## 摘要

國內一般深開挖之基礎結構如面臨地下水浮力之問題時，主要係以地錨或 RC 樁作為抗拉拔結構，由於此兩種工法成本較高且工期較長，本文介紹一以植入式深層攪拌樁（即以 H450x200x9x14 之型鋼植入於直徑 900mm 深層攪拌樁中）之工程案例，另為確認本工法基樁之抗拉拔力，現場特進行二組拉力試驗，以探討植入式深層攪拌樁於砂性土壤中之極限拉拔力與摩擦力。

本試樁之二支試驗樁均為植入式深層攪拌樁，水泥混凝土強度約  $15\sim 20\text{kg/cm}^2$ ，型鋼全長 55m，其中含 25m 空挖段與 30m 之錨錠段，試驗過程則參照 ASTM D3689-90 中之單樁快速載重法進行。而依 AASHTO 等五種承载力評估方法之分析結果顯示，TP1 與 TP2 之極限抗拉拔力均大於 350 噸。由於本案例較為特殊，故摘錄試樁之成果與工程界之先進共享，並期為類似工程設計參考之依據。

## 一、前言

近年來，國內新建建築物之地下室有日漸加深之趨勢，以爭取更多使用空間，惟隨著開挖深度的加深，結構體所面臨水浮力之問題更趨嚴重，若上部結構荷重不足時，則往往需要藉由抗拉拔樁來抵抗地下水之浮力，以確保結構體之穩定性。因此，抗拉拔樁之設計與施工已漸成為目前興建大型地下結構物經常面臨之課題。

一般混凝土抗拉拔樁之抗拔抵抗力可由樁身與土壤間之摩擦力而求得，而混凝土樁身與土壤間之摩擦力已有成熟理論及試驗結果推估。惟對於 H 型鋼植入式之深層攪拌樁之抗拉拔力，國內至今尚缺乏合理的推估模式及試驗結果。因此，本文將以台中地區某工地 H 型鋼植入式深層攪拌樁在砂性土壤中之二組試樁結果，來探討合理之極限抗拉拔力與摩擦力，以供業界在類似工程上設計之參考。

## 二、基地土層及地下水概況

依據地質調查資料顯示，本基地於地表下 60 公尺深度內之土層大致可分為八個主要層次。有關各層次土壤分佈及描述如下所示，而簡化土層參數如表 1 所示。

- (1) 第 I 層次：回填土層，粉質細砂或粘質粉土。厚度約在 0.2 公尺至 1.2 公尺不等。
- (2) 第 II 層次：粉質粘土層，具中等堅實稠度，低塑性，偶含微量腐木及有機質。本

層次分佈於地表下0.2公尺至3.8公尺間。

- (3) 第三層次：粉質細砂層，疏鬆至緊密程度。本層次約分佈於地表下2.7公尺至25.5公尺間。
- (4) 第四層次：粉質粘土層，具堅實至極堅實稠度，低塑性。本層次約分佈於地表下21.5公尺至27公尺間。
- (5) 第五層次：粉質細砂層，中等緊密至緊密程度。本層次約分佈於地表下22公尺至46公尺間。
- (6) 第六層次：粉質粘土層，具堅實至緊硬稠度，低塑性。本層次主要分佈於地表下44公尺至49.7公尺間。
- (7) 第七層次：粉質細砂層，中等緊密至極緊密程度。本層次約分佈於地表下47.8公尺至59.5公尺間。
- (8) 第八層次：粉質粘土層，具極堅實至堅硬稠度，低塑性。本層次約分佈於地表下58.8公尺至鑽探終止深度60公尺間。

本基地調查期間所量得之地下水位約在地表下0.4公尺至2.2公尺之間。地下水壓於地表下24公尺以內大致呈靜態分佈，以下則呈現低於靜態水壓之現象。

表 1 基地簡化土層分佈及土壤參數表

Depth M	Soil Type	N	$\gamma_t$ t/m <sup>3</sup>	$\bar{c}^*$ t/m <sup>2</sup>	$\bar{\phi}^*$ deg	Su* t/m <sup>2</sup>
0~1.0	SF	—	—	—	—	—
1.0~3.5	CL	6	1.85	0	30	4
3.5~24.0	SM	20	1.85	0	33	—
24.0~26.0	CL	16	1.95	0	32	10
26.0~45.0	SM	35	1.90	0	34	—
45.0~49.0	CL	18	2.00	0	33	11
49.0~59.0	SM	45	2.00	0	35	—

註：\*推估值。

### 三、樁載重試驗內容與荷重方法

#### 3.1 樁載重試驗內容

本樁載重試驗係進行拉拔樁試驗，試驗過程係參照ASTM D3689-90中之單樁快速加載荷重法進行，實際之加載情形如圖1及圖2所示。

本試驗之二支試驗樁均為植入式深層攪拌樁（即以H450x200x9x14之型鋼植入於直徑900mm之深層攪拌樁中），水泥混凝土強度約15~20kg/cm<sup>2</sup>，型鋼全長55m，其中含25m空挖段與30m之錨錠段。為隔絕空挖段土壤之摩擦力，故於空挖段之H型鋼表面塗抹黃油並以三層帆布包裹，作為消除摩擦力之裝置。另為瞭解基樁受力時樁身受力狀況，於各試驗樁七個不同深度內安裝型鋼應變計，每一深度均於型鋼腹版兩側之中間位置各裝設一支應變計，詳細試驗內容詳表2所示。

表 2 試驗規劃及內容

試驗樁號	TP1		TP2	
樁徑	900mm		900mm	
植入型鋼	H450x200x9x14, L=55m, 材質：高拉力型鋼			
空挖段長度	25m		25m	
錨定段長度	30m		30m	
水泥混凝土強度	15~20kg/cm <sup>2</sup>		15~20kg/cm <sup>2</sup>	
鋼柱應變計	GL. -1.2m	2只	GL. -1.2m	2只
	GL. -12.0m	2只	GL. -12.0m	2只
	GL. -25.0m	2只	GL. -25.0m	2只
	GL. -33.5m	2只	GL. -33.5m	2只
	GL. -44.0m	2只	GL. -44.0m	2只
	GL. -48.5m	2只	GL. -48.5m	2只
	GL. -54.0m	2只	GL. -54.0m	2只
荷重來源	油壓千斤頂		油壓千斤頂	
反力來源	兩座反力混凝土塊		兩座反力混凝土塊	
樁頂荷重計	2只500t荷重計		2只500t荷重計	
電子位移計	8只		8只	
電子溫度計	乙只		乙只	
電腦控制自動化量測系統	乙只		乙只	
加壓程序	ASTM D3689-83 快速加載法			

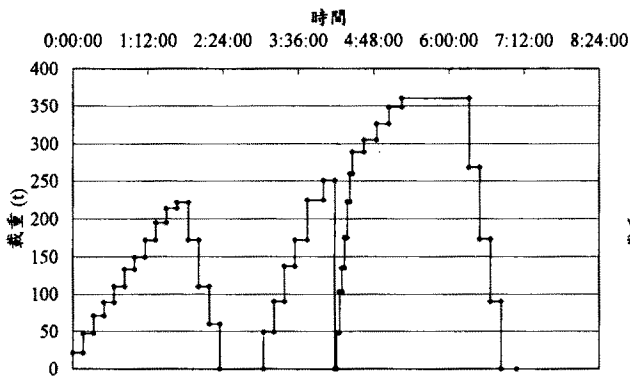


圖 1 TP1 拉拔試驗荷重施加步驟

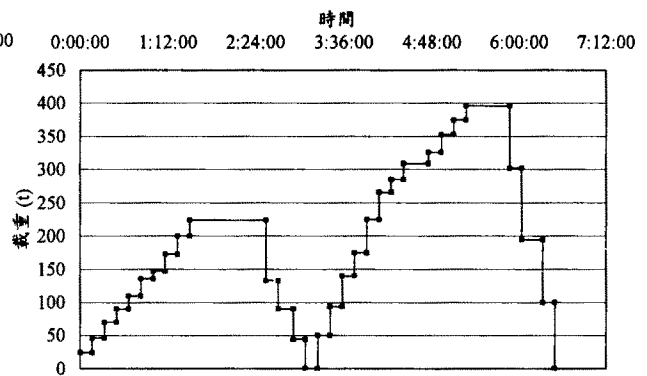


圖 2 TP2 拉拔試驗荷重施加步驟

### 3.2 荷重方法

拉拔樁試驗之反力系統係由二支錨樁提供，主梁則為一支長7.5公尺之I型鋼梁。各階段之拉力荷重係以設於兩支錨樁千斤頂上方之電子荷重計為加載之基準，並經由自動化量測系統讀取各階段之監測值，並進行推估試樁成果。有關反力系統平面配置圖詳見圖3。

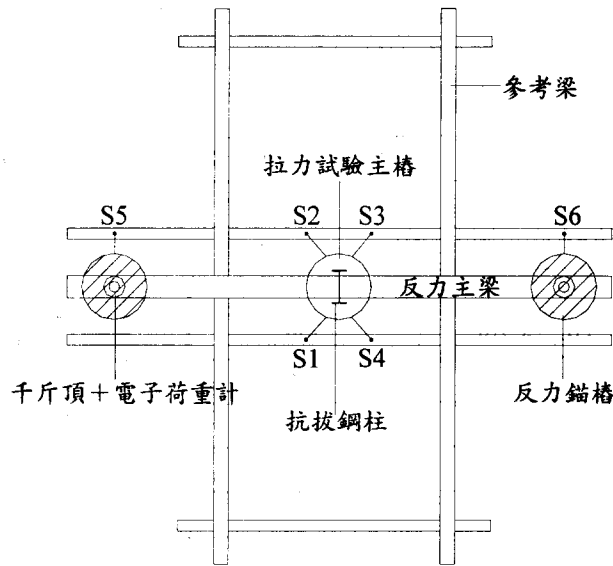


圖 3 拉力試驗反力及量測系統平面配置示意圖

#### 四、樁載重試驗結果與樁身受力分析

##### 4.1 樁載重試驗結果

本二組拉拔試驗(TP1及TP2)結果，其樁頂位移量與載重關係圖分別如圖4及圖5所示。其中TP1拉拔試驗加載重至375噸時，GL-25m處之樁軸力已達設計荷重二倍，故停止試驗，此時之樁頭拉起量為69.7mm。另依計劃，TP2拉拔試驗係加載至極限抗拉拔力，惟於加載至397.5噸後，可能因型鋼已達降伏強度，樁頭拉起量持續增加，拉力無法保持而停止加載。TP2拉拔試驗，於加載至最大試驗載重時，主樁拉起量約為85mm。

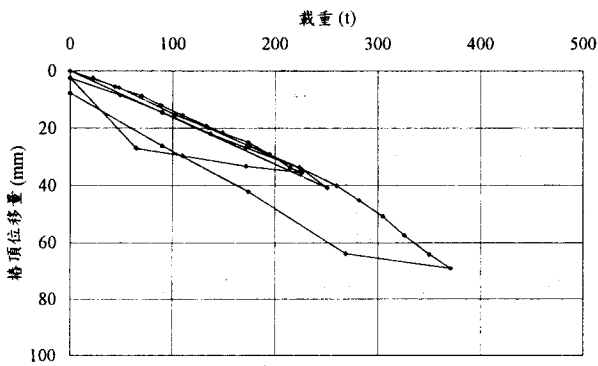


圖 4 TP1 拉拔試驗結果

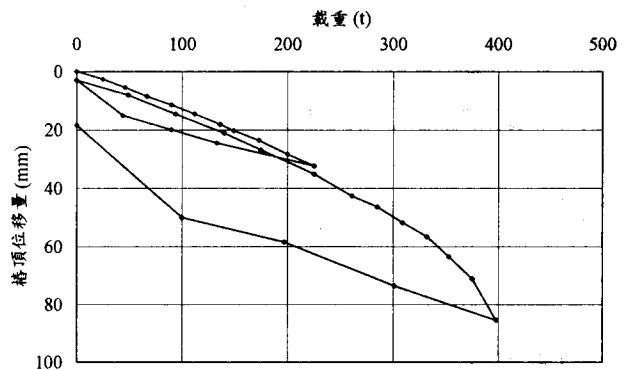


圖 5 TP2 拉拔試驗結果

##### 4.2 樁身受力分析

樁身受力分析係依材料彈性原理求得

$$P_X = \epsilon_s \cdot E_s \cdot A_s \dots\dots\dots(4-1式)$$

其中

$P_X$ ：樁身軸力

$\epsilon_s$  : 型鋼應變

$E_s$  : 型鋼彈性模數 =  $2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$A_s$  : 型鋼面積

有關TP1與TP2依(4-1式)所得之樁身受力分佈分別如圖6與圖7所示。

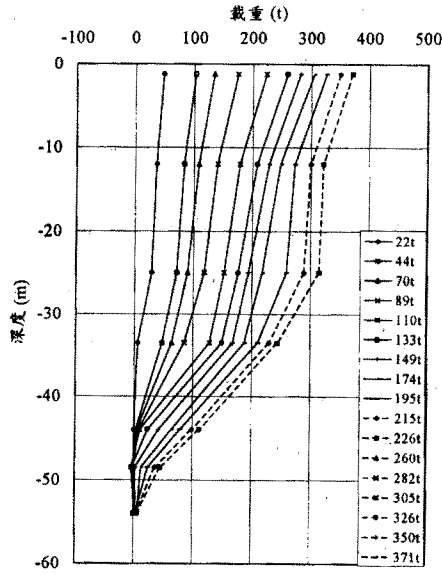


圖 6 TP1 樁身受力分佈圖

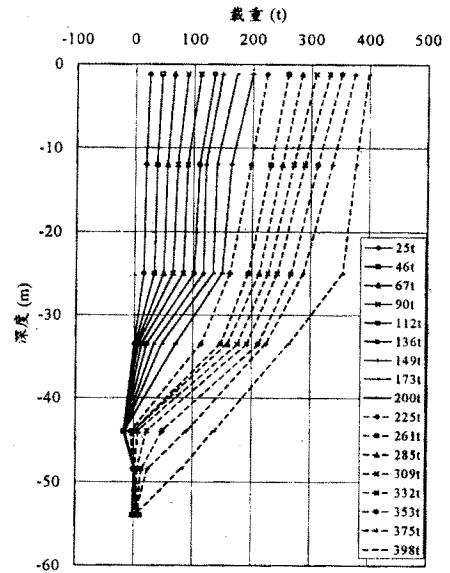


圖 7 TP2 樁身受力分佈圖

#### 4.3 樁身摩擦力與位移之關係(t-z曲線)

有關t-z曲線之計算過程如下：

(1) 樁身與土層間摩擦力之計算依下式計算：

$$f_i = \frac{P_{i-1} - P_i}{L_i U_i} \dots\dots\dots (4-2 \text{式})$$

其中  $f_i$  : 樁身於i點平均單位摩擦力

$P_{i-1}$ 、 $P_i$  : i-1~i點間軸力,  $i=1 \sim n$

$L_i$  : i-1~i點間距離,  $i=1 \sim n$

$U_i$  : i-1~i點間點間平均樁周長

(2) 樁身相對於土壤間位移量, 係由型鋼應變(4-3式)算得：

$$\delta_i = \delta_0 - L_i \epsilon_i - \sum_{n=2}^i \left[ L_n \left( \frac{\epsilon_{n-1} + \epsilon_n}{2} \right) \right] \dots\dots\dots (4-3 \text{式})$$

其中  $\delta_i$  : 樁身相對於土壤之位移量

$\delta_0$  : 樁頭實測位移量

$\epsilon_i$  : 為i點測得應變

上述  $f_i \sim \delta_i$  關係即可推求出樁身單位摩擦力與位移之關係 (t-z) 曲線。

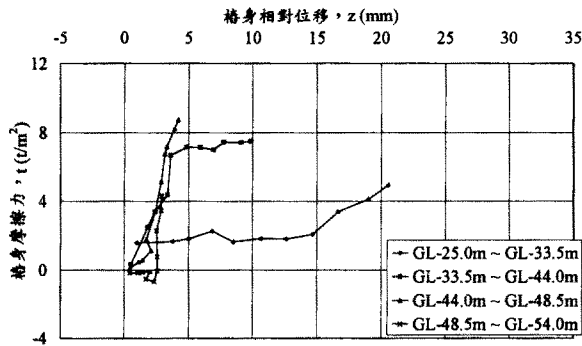


圖 8 TP1 拉拔試驗 t-z 曲線

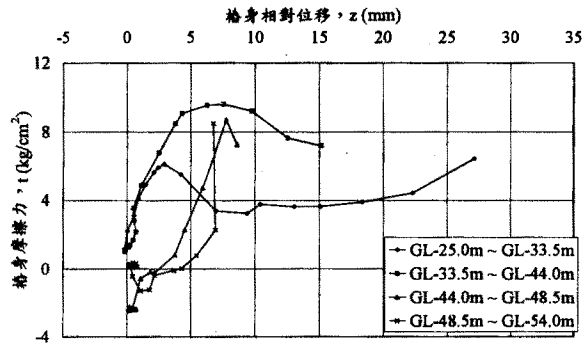


圖 9 TP2 拉拔試驗 t-z 曲線

圖 8 至圖 9 為依(4-2 式)與(4-3 式)針對不同深度所推估之 t-z 曲線。由圖 8 可發現 TP1 於最大樁頭拉拔力為 371 噸時，GL-44m 以下之極限摩擦力尚未完全發揮，故 TP1 應承受更大之拉拔力。另圖 9 顯示 TP2 於最大樁頭拉拔力為 398 噸時，GL-48.5m 以下之極限摩擦力尚未完全發揮，故 TP2 亦可承受更大拉拔力。

綜合圖 10 與圖 11 可研判之樁身極限摩擦力如下所示

GL-25.0m~GL-33.5m：大於 $5t/m^2$

GL-33.5m~GL-44m：約 $7.5t/m^2$

GL-44.0m~GL-48.5m：約 $8.5t/m^2$

GL-48.5m~GL-54m：尚未達極限摩擦力，故無法研判。

綜合上列樁身極限摩擦力，發現深層攪拌樁樁體與 H 型鋼間摩擦力有隨深度增加而增加之趨勢。研判深層攪拌樁樁體與 H 型鋼間之摩擦力可能與垂直應力具正比關係。另依樁身摩擦力與樁身相對位移 (t-z 曲線)圖顯示，大部分極限樁身摩擦力於樁身相對位移約 3~4mm 時即發揮，此結果與基樁於一般土壤中發生極限樁身摩擦力所需之樁身相對位移相似。

表 3 為 H 型鋼與攪拌樁體間及與未改良土壤間極限樁身摩擦力之比較，由表 3 可發現 H 型鋼與攪拌樁間之極限樁身摩擦力於緊密砂性土壤之改良效果並不顯著，於黏性土壤則有顯著的增加，故攪拌樁於粘性土壤之改良效果似優於砂性土壤。惟本結論僅依兩組試驗樁結果，未來仍須更多試樁成果予以驗證。

表 3 H 型鋼與攪拌樁體間及與未改良土壤間極限樁身摩擦力比較表

深度 (m)	土壤種類	H 型鋼/攪拌樁極限摩擦力( $t/m^2$ )	H 型鋼/未改良土壤極限摩擦力( $t/m^2$ )
25.0~33.5	SM	$>5.0$	$6.9^1$
33.5~44.0	SM	$\approx 7.4$	$6.9^1$
44.0~48.5	CL	$\approx 8.4$	$5.4^2$
48.5~54.0	SM	NA	$9.0^1$

註：1.  $f_{s, all} = 0.2N$

2.  $f_{s, all} = \alpha S_u$

## 五、樁極限抗拉拔力評估

本次試樁之目的係為瞭解開挖面(GL-25m)以下之基樁極限抗拉拔力，故圖10與圖11分別為TP1與TP2於GL-25m之拉拔力與位移量之關係曲線，由於以試樁結果推估基樁之極限抗拉拔力的方法很多，本文僅就一般較常用且可供快速載重試驗結果運用之方法進行評估，並針對本基地地質與基樁特性加以討論，而有關TP1與TP2根據不同推估方法所求得之極限抗拉拔力結果如表4所示，顯示TP1與TP2之極限抗拉力均大於350噸。

表 4 樁極限抗拉拔力評估結果

樁號	極限抗拉拔力(t)					GL-25m處最大試驗載重(t)	GL-25m處試驗最大拔起量(mm)
	AASHTO (1996)	Mazurkiewicz (1972)	Van der Veen (1953)	Terzaghi	Fuller & Hoy (1970)		
TP1	大於315	大於350	大於400	大於315	大於315	315	27
TP2	大於350	大於350	大於400	大於350	大於350	350	34

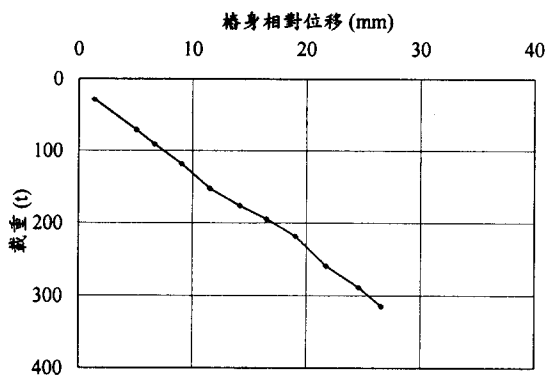


圖 10 開挖深度 25m 處位移與荷重之關係 (TP1)

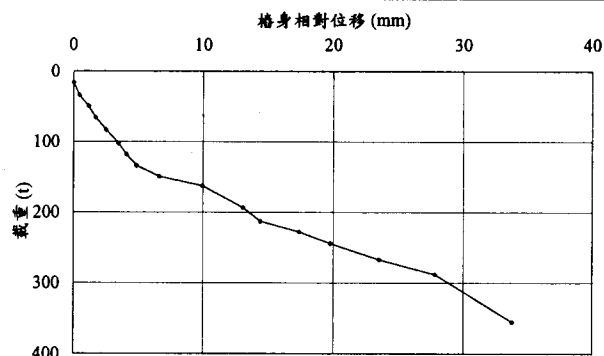


圖 11 開挖深度 25m 處位移與荷重之關係 (TP2)

## 六、結論

1. 依據試樁試驗結果顯示，深層攪拌樁樁體與H型鋼間摩擦力似有隨深度增加而增加之趨勢。故深層攪拌樁樁體與H型鋼間之摩擦力可能與垂直應力有正比之關係。
2. 依樁身摩擦力與樁身相對位移關係圖，大部分之樁身極限摩擦力於樁身之相對位移約3~4mm時即發揮，此結果與基樁於一般土壤中發生極限樁身摩擦力所需之樁身相對位移相似。
3. H型鋼與攪拌樁間之極限樁身摩擦力於緊密砂性土壤之改良效果並不顯著，於黏性土壤則有顯著的增加，故攪拌樁於黏性土壤之改良效果優於砂性土壤。
4. 有關本文之結論主要係依據兩組試驗樁結果，謹提供給地工界作為參考，期未來有更多之驗證試驗發表並共享。

# 潛盾隧道地盤改良設計

陳耀維<sup>1</sup> 陳俊宏<sup>1</sup>

莊復盛<sup>2</sup> 王復國<sup>2</sup>

<sup>1</sup>台北市政府捷運工程局

<sup>2</sup>亞新工程顧問股份有限公司

## 摘要

本文旨在介紹潛盾隧道工作井及連絡通道地盤改良範圍之設計及地盤改良品質驗證之方法，並引用台北捷運全線 20 餘個施工標之實際地改範圍相關資料進行探討及評估。研究結果顯示，採用日本高壓噴射灌漿協會之設計公式，配合日本建築學會建議之最小改良尺寸要求，所求得之地改範圍，可滿足潛盾出發端、到達端及連絡通道鑽掘時土壤穩定性之需求。至於止水性之要求，若出發端於止水墊圈可充分發揮止水效果，且地改品質可確實掌控之情形下，可採用滿足土壤穩定性需求之地改範圍即可。到達端於砂性地層中之改良長度，宜加長至較潛盾機長約 2~3m，但於粘性地層或採用棄殼方式者，則不必要加長。另外於砂土層、水壓較大或地下流木分佈較多之高風險地帶，應進行詳細之地質鑽探調查或其它探測作業，並加長或擴大地改範圍，必要時可再配合其它輔助止水措施，以降低施工風險。

## 一、前言

依台北市政府捷運局之規劃，於台北都會區捷運系統初期路網中(含淡水、木柵、新店、南港、中和及板橋線等六條路線)，除木柵線及淡水線(民權西路站以北)，其餘主要規劃為地下段，總計地下段之施工長度約 46 km，超過全部路線總長度之一半。地下段車站之施工方式主要採明挖覆蓋開挖工法，車站與車站之連接則主要採潛盾工法。採用潛盾工法進行隧道施工時，最重要之設計考量即為潛盾機出發及到達階段之鏡面破除與連絡通道挖掘時，須確保工作面之穩定及防止產生漏水。一般係於工作井外潛盾機鑽掘影響範圍及連絡通道挖掘影響範圍進行地盤改良，以使土壤產生足夠之自立性及止水能力。本文主要整理台北捷運潛盾隧道之地盤改良資料，包括出發端、到達端及連絡通道之地盤改良範圍、地盤改良施工方法及品質驗證方法，就土壤之穩定性及止水性需求，與目前常用之地盤改良設計公式進行比較與探討，以便建議適當之改良範圍及合理之地盤改良品質驗證方法。

## 二、台北盆地地層特性

台北捷運初期路網潛盾隧道所經過之地層主要為台北盆地地層。台北盆地主要地層為松山層等六次層及其下之景美礫石層所組成(洪如江, 1966)，如表 1 所示。亞新工程顧問公司(1988)、洪如江(1983)及李咸亨(1996)先後將台北市地區依河流流域及地層性質差異，將台北市分成十三個地層分區，此外李咸亨 [4](1996)亦初步將淡水河以西地區分成七個分區，惟



一般於潛盾工作井及連絡通道所採用之地盤改良施工方法包括：

- (1) 高壓噴射灌漿—為主要施工方法，包括 CCP(單管工法)、JSG、JSP、JG、UHPG (以上為雙重管工法) 及 CJG(三重管工法) 等。
- (2) 其它—於卵礫石層等地層一般採用雙栓塞工法(Double Packer)、馬歇爾管工法 (TAM)、Sleet Grout、及 LW 或 Unipack 輔助高壓灌漿工法。

### 3.3 地盤改良應用之考慮因素與設計方法

隧道工作井之出發端及到達端，因連續壁鏡面破除後，壁體呈開口狀態，此時須藉由改良體提供足夠之強度及自立性，以抵抗壁外土壤下滑之推力，同時亦須提供足夠之止水能力以防止產生管湧破壞。至於連絡通道則因採人工或半人工挖掘，故必須藉由地盤改良提供足夠之土體自立能力以防止開挖面崩塌，同時亦須提供足夠之止水能力以避免開挖面漏水。因此進行地盤改良之主要目的有二：

- (1) 提高土壤強度：依日本高壓灌漿協會(1991)之經驗，改良體單壓強度應達 1.0Mpa。
- (2) 降低土壤之滲透性：一般要求改良體之滲透係數須小於砂性土壤( $10^{-5}$  cm/sec)。

潛盾隧道出發端、到達端及連絡通道之地盤改良範圍如圖 2 及圖 3 所示，設計時須考量之項目包括：改良長度 (t)、頂部改良厚度 ( $H_1$ )、側邊改良厚度(B)及底部改良厚度 ( $H_2$ )。以下就地盤改良設計原理及設計方法進行詳細之說明。

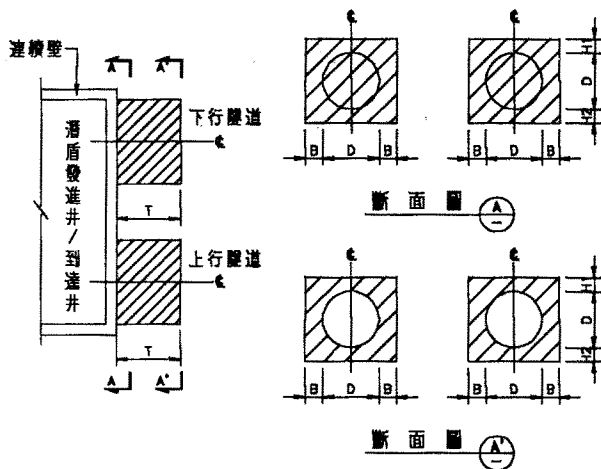


圖2 出發端及到達端地盤改良範圍示意圖

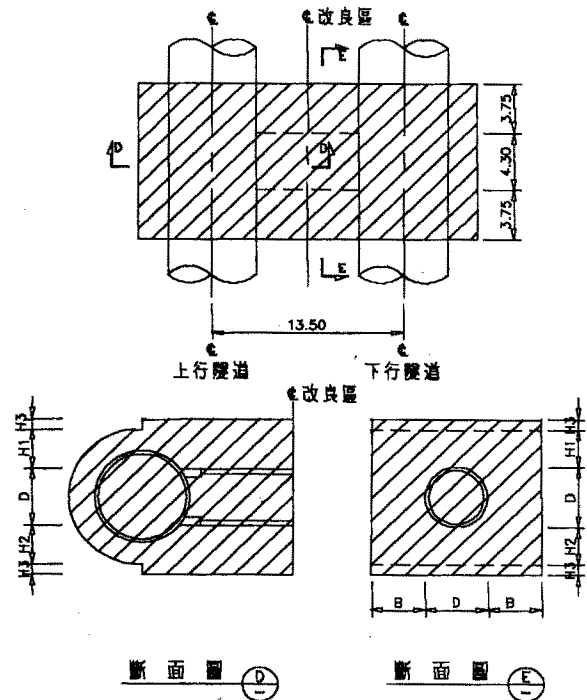


圖3 連絡通道地盤改良範圍

#### 3.3.1 出發端

以出發井而言，地盤改良之目的在維持出發時盾首土層之穩定，一般使用土壓平衡式潛盾機如能控制土倉內之土/水壓與盾首位置地層之土/水壓一致，理論上並無地盤改良之必要。惟由經驗顯示出發初期土倉壓力之控制尚在試誤階段，掘進過程亦不順利，因此傳統上所採用之改良長度為潛盾機之長度再加 2~3 公尺，以便於潛盾出發後盾首抵達改良區末端

時，盾尾已有 1、2 環安裝完畢且背填灌漿已經將盾尾空隙密封，壓力因此不致外洩。但目前台北捷運大部份承商在出發井鏡面上多有安裝止水墊圈 (Entrance Packing) (詳圖 4)，其主要功能為潛盾機出發時可與潛盾機貼緊密閉，以保持土/泥漿之壓力，並提供止水之功能，如此則地盤改良長度可以縮短，只要地盤改良可滿足自立性及穩定性之要求即可。

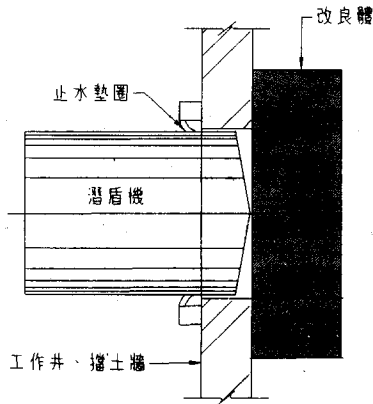


圖 4 止水墊圈示意圖

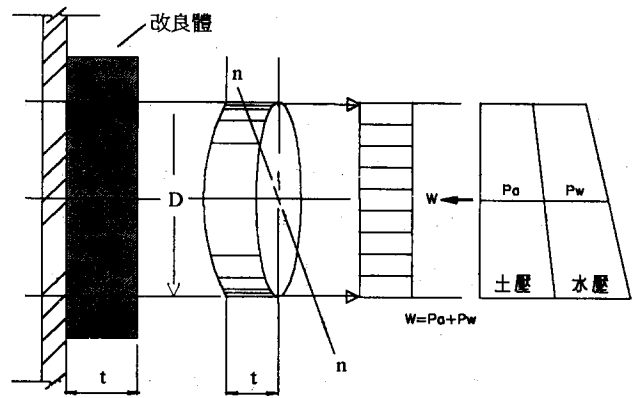


圖 5 改良長度計算方式示意圖(砂土或互層)

目前最普及之地盤改良方法為高壓噴射灌漿，由於高壓噴射灌漿發源於日本，且潛盾施工亦以日本之經驗最為豐富，而國內潛盾施工及灌漿工法大多由日本引進，因此目前國內對於工作井壁外地盤改良範圍之設計，大多採用日本高壓噴射灌漿協會(1991)“Jet Grout 工法技術資料”，茲說明如下。

(1) 改良長度

以高壓灌漿施作之改良體，因強度較高且成形較均勻，故於設計改良平面長度  $t$  時，可視為混凝土構材，即將改良體視為具簡支承之樑結構(詳圖 5)。由彎曲應力之檢核計算樑之厚度，即改良體之長度，計算公式如下式：

$$t = FS \cdot \sqrt{\frac{1.2wr^2}{\sigma_t}} \dots\dots\dots (式 1)$$

式中

- $t$  = 改良長度
- $w$  = 土壓力 + 水壓力 =  $P_a + P_w$
- $r$  = 潛盾機外徑之半
- $\sigma_t$  = 改良體之彎曲拉力強度 =  $C_u * 2/3$
- $C_u$  = 改良體之不排水剪力強度
- FS = 安全係數，一般採 1.5

公式 1 可適用於砂土或砂土及粘土之互層，若於粘性土層較厚之地層，亦可採“檢核滑動破壞”之方式進行設計(詳圖 6)，惟其計算所得之改良長度多半小於前述公式 1 之結果，故於粘性土層設計時建議以兩套公式檢核，取較保守者作為設計結果，粘性土層計算公式如下列式 2 及式 3 (適用於潛盾機直徑小於 8.0m)：

$$\theta = \frac{FS \cdot M_d - M_r}{\Delta C_u \cdot D^2} \quad (\text{徑度}) \dots\dots\dots (式 2)$$

$$t = D \cdot \sin \theta \dots\dots\dots (式 3)$$

式中

$M_d$  = 驅動力矩 =  $\gamma_t \cdot h \cdot D^2/2 + \gamma_t \cdot D^3/3$

$M_r$  = 抵抗力矩 =  $C_{us} \cdot \pi \cdot D^2/2$

$C_{us}$  = 原土壤不排水剪力強度

$\Delta C_u$  = 改良後不排水剪力強度增量

FS. = 安全係數，一般採 1.5

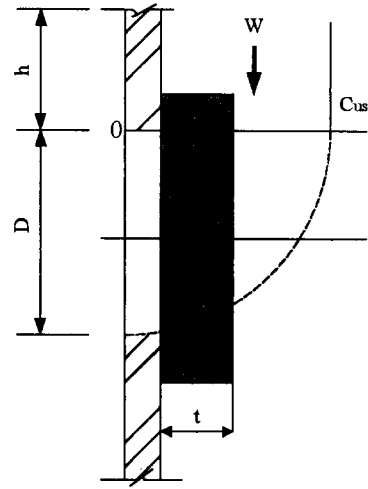


圖 6 改良長度計算方法示意圖 (粘土層)

(2) 頂部改良厚度

考量潛盾隧道及連絡通道挖掘時所需之改良範圍，均是以鑽掘時所可能引致之“塑性應力鬆弛區”(詳圖 7) 為考量，即改良範圍至少須涵蓋該塑性區，以維持施工面土壤之自立性及穩定。頂部改良厚度可藉由下列公式 4 及公式 5 求得，如圖 8 所示

$$H_1 = FS \cdot (R - a) \dots\dots\dots (式 4)$$

$$\ln R + \frac{R \gamma_t}{2C_u} = \frac{Z \gamma_t}{2C_u} + \ln a \quad \dots\dots (式 5)$$

式中

$H_1$  = 頂部改良厚度

R = 塑性區域外徑

a = 潛盾機外徑之半

$\gamma_t$  = 土壤統體單位重

$C_u$  = 改良體之不排水剪力強度

Z = 隧道中心深度

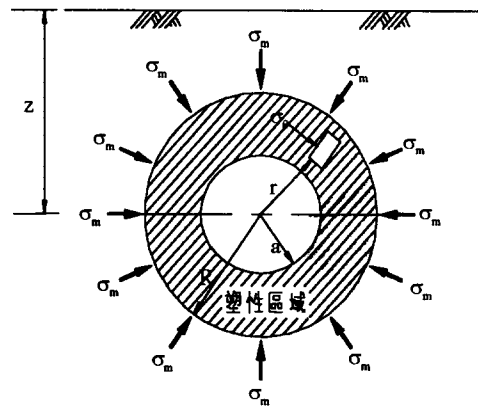


圖 7 塑性應力鬆弛區示意圖

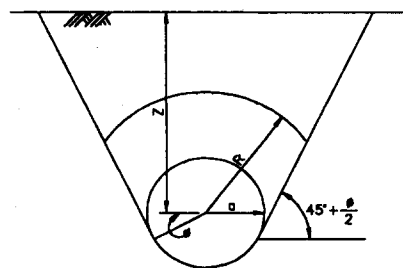


圖 8 頂部改良厚度計算示意圖

(3) 側邊改良厚度

隧道或連絡通道之側邊改良厚度可由塑性應力鬆弛區外圍 (即頂部厚度範圍  $H_1$ ) 及被動破壞角 ( $\theta = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$ ) 之交叉點定為改良範圍，如圖 9 所示。由下列公式 6 及公式 7 可求出側邊改良厚度 B

$$B = (a + H_1) * \cos\beta - a \dots\dots\dots (式 6)$$

$$\beta = \cos^{-1} \frac{a}{a + H_1} - (45^\circ - \frac{\phi}{2}) \dots\dots\dots (式 7)$$

式中

B = 側邊改良厚度

$\beta$  = 破壞線延伸至頂部改良範圍之交點與  
水平線之夾角

$\phi$  = 原土壤之內摩擦角

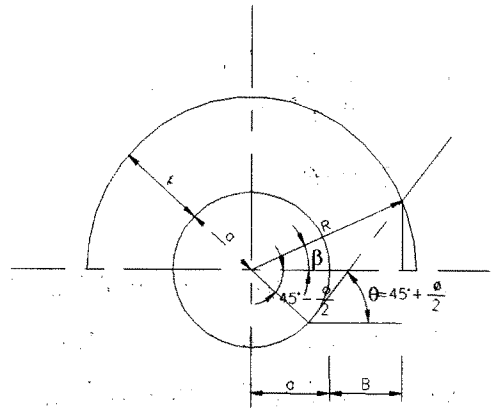


圖 9. 側邊改良厚度計算方法示意圖

#### (4) 底部改良厚度

底部改良厚度  $H_2$  通常以考慮止水性為主，一般至少應達 1.0m 以上，但若水壓力較大時(約 200 kpa)，則須加大底部改良厚度。

由公式 4 至公式 7 所求之改良厚度，應再配合日本建築學會所建議之最小改良厚度加以檢核，如表 2 所示。以台北捷運為例，潛盾機外徑約為 6m，則最小改良厚度  $H_1$ , B,  $H_2$  應分別為 2.5m、2.0m 及 1.5m。

表 2 最小改良厚度

D	D < 1.0	1.0 ≤ D < 3.0	3.0 ≤ D < 5.0	5.0 ≤ D < 8.0
B	1.0	1.0	1.5	2.0
$H_1$	1.0	1.5	2.0	2.5
$H_2$	1.0	1.0	1.0	1.5

#### 3.3.2 到達端

就改良體自立性之需求而言，到達端地改範圍之設計，其設計原理與出發端類似，即挖掘時須維持其周圍土體之自立性及穩定性，因此本文 3.3.1 節於出發端地盤改良範圍設計用之公式 1 至公式 7，基本上仍適用於到達端地盤改良範圍之設計。

惟針對止水之功能，基於下述兩項原因，到達端地盤改良範圍需要更嚴格之要求。原因之一為出發及到達工作井內鏡面之止水墊圈(Entrance Packing)所發揮之功效不盡相同，因出發時潛盾機可先接觸並貼緊止水墊圈，封閉所有縫隙，然後再由潛盾機穿破最後約 10~20 公分之鏡面再進入地盤改良體，因此若止水墊圈設置良好，基本上出發端之漏水機率可大幅降低(詳圖 4)。至於潛盾抵達工作井時，在破除剩餘 10~20 公分厚之鏡面時(詳圖 10)，倘若地盤改良體未能完全發揮止水作用，則可能於潛盾機身尚未來得及前進貼緊止水墊圈前，就已發生漏水現象。可見因施工程序之緣故，使到達端存在較高之漏水風險。原因之二為潛盾機抵達工作井時，潛盾機周圍之土壤因被盾首切削刃掘削成不規則之狀態(切削刃外徑較機身外徑略大約 2 cm)，因此當潛盾機抵達並破除鏡面後，地下水極易由潛盾機尾部沿機身周圍流入工作井造成漏水現象(詳圖 10)。綜合上述之說明，可了解到達端工作井地盤改良範圍設計之考量，克服止水問題應較強度問題更加重要。

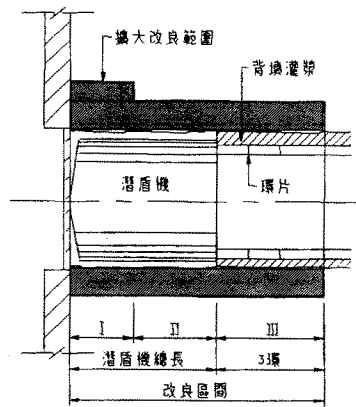


圖 10 盾尾水流通路背填灌漿示意圖

在砂土層中，為避免到達端發生漏水，地盤改良範圍應該進行局部加強。較具威脅之水流路徑為機尾沿機身周圍通路，為有效阻隔該水流通路，宜增加平面地改長度  $t$  至少達“潛盾機長度”再加 2~3 環 (2~3m)，使潛盾機尚未穿破鏡面之前，併同盾尾處之背填灌漿堵塞機身周圍之水流通路，以防止產生漏水 (詳圖 10)。另外可能之水流通路為最靠近連續壁處，因改良品質較不易掌握，且地改完成後進行工作井開挖，亦可能因擋土壁產生變形，導致改良體與壁體間之縫隙擴大，因此處滲流路徑較短，一旦形成水流通路，破壞威力亦最大，因此應擴大調整地改頂部厚度及側邊厚度，或於潛盾出發、到達時採低壓補灌漿之動作。

在均勻粘土層中較無漏水之問題，故其改良範圍無加強之必要。此外，潛盾到達時如將盾殼留置土中 (即棄殼)，亦無須加長改良長度，而僅須在連續壁與盾殼之接縫處進行止水灌漿即可，但頂部、側邊及底部改良厚度則可視情況加大。

### 3.3.3 連絡通道

連絡通道 (Cross Passage) 介於上、下行兩條隧道間，係作為平時維修隧道及緊急時人員乘客疏散之用。因其施工場地狹小，故一般係於隧道主體完成後，方拆除鋼環片並以人工或小型機具進行挖掘，待整段挖通後再施築通道永久結構體，因此於挖掘工作前必須針對挖掘範圍進行地盤改良，以使土層於挖掘工作進行時具備足夠之自立性與止水能力。

由於連絡通道之挖掘施工及支保架設方式幾乎是參照新奧工法 (NATM) 之方式進行，其特色為利用隧道開挖周圍地盤強度及自立性並配合噴凝土、支保或臨時鋼襯版等，作為隧道挖掘施工時之支撐。其施工程序與隧道主體間最大之差異為後者之環片組立及盾尾空隙背填灌漿作業均於鑽掘作業完成後短時間完成，使鑽掘時不致造成隧道崩塌，故前者具有較高之施工風險。因此連絡通道挖掘之穩定性及止水性需要比出發端及到達端更為嚴格之要求。

有關連絡通道地改範圍之設計項目，不包含改良長度  $t$ ，基於上述理由及安全考量，於採用本文 2.3.1 節公式 3 至公式 7 之後，應該視情況擴大改良範圍，特別是通道所在深度位於砂土層中及水壓較大之情況尤應謹慎評估及檢討。

## 四、地盤改良品質驗證

由於捷運工程常位處房屋林立、車水馬龍之市區重要幹道上，因此灌漿品質之檢驗相當重要。以台北捷運為例，灌漿品質之檢驗項目依其功能包括：

(1) 強度之要求：

可由鑽心取樣進行單軸抗壓試驗求得單軸抗壓強度  $q_u$ 。由公式 1 顯示改良長度與強度要求有關。

(2) 連續性之要求：包括

(a) 提取率 (Recovery) — 鑽心取樣時由改良體岩心進行判視，一般規定取樣率應達 90%~95%。

(b) RQD (Rock Quality Designation) — 鑽心取樣時由改良體岩心進行判視，一般規定 RQD 應達至少 60% 以上。

(c) 進行圓錐貫入試驗 (CPT) 以求得錐頭阻抗強度及改良體之連續性。

(3) 止水效果之要求：包括

(a) 由現場透水試驗、滲漏試驗 (Lugeon Test) 求得改良體之滲透係數及止水性。

(b) 由鏡面處進行水平孔試水作業。水平鑽孔長度應穿過連續壁進入改良體至少達 2m 以上。

以台北盆地地質狀況而言，維持土壤之穩定並不須太高之強度，強度太高反易導致推進困難甚至刀片受損，因此改良體單軸抗壓強度一般訂定在 1 至 3 MPa 之間。由過去經驗顯示，大部份問題皆出於止水效果不佳，甚少肇因於強度不足，即使改良品質十分良好，改良體亦會因工作井開挖及潛盾之出發或到達掘進而鬆弛甚至產生裂隙，透水性亦因而大增。因此止水效果之檢驗方式、數量及時機之安排，應於事前審慎規劃及評估。

至於改良體之 RQD 因受取樣技術及主觀判定之影響甚大，且規定值之標準無充份理論可依循，故此項目屢有爭議。事實上，若單壓強度、提取率及 CPT 等檢驗項目之數量足夠，即可由以上檢驗之結果確認改良體之強度及連續性，否則仍有必要採用 RQD 作為輔助檢驗強度及連續性之驗證方法。依日本土質工學會之研究 (1974) 指出，岩石之 RQD 等於 50%~75% 時，其強度屬中等，因此本文建議改良體 RQD 須達 60% 以上應屬合理。

CPT 之檢驗可以得知改良體之均勻性及錐頭阻抗，其中均勻性無其它檢驗方式可替代，但在台北捷運中 CPT 檢驗卻產生了一些爭議及困擾，其主要問題為：

(1) CPT 係於覆蓋板上進行，覆蓋板架設時皆已進行 3~5 公尺淺開挖，因此當進行 CPT 時其內桿懸空，極易產生過大挫曲使 CPT 內桿折斷或啟動保護裝置自動跳機。

(2) CPT 無法貫穿改良體，此種狀況主要為改良體攪拌不均勻，使局部強度過高致 CPT 跳機或錐頭損壞，此外無法有效掌握灌漿體固結時間亦為原因。

另外有關單軸抗壓及 CPT 之檢驗比率，一般合約規範常採數“支”改良樁須進行一組檢驗之規定方式，此方式將因施工廠商所設計之改良樁徑之大小不同 (一般由 0.8m~2.5m 不等) 而產生不同之檢驗數量，常因而衍生爭議。建議改採“改良面積比率”之檢驗方式較為適當。

## 五、台北捷運地盤改良設計與施工成效

有關台北捷運潛盾隧道之出發端、到達端及連絡通道之地盤改良設計尺寸及施工方法等相關資料彙整如表 3 至表 5 所示。由於台北捷運承包廠商所採用之高壓噴射灌漿工法多數由

日本引進，故施工廠商亦多引用本文中之公式進行隧道地盤改良設計。以下分別就台北捷運出發端、到達端及連絡通道之地盤改良範圍進行探討。

## 5.1 出發端

由於台北捷運所採用之潛盾機長度為 6.27~7.45m，潛盾機外徑約 6.04~6.28m，出發端隧道中心深度一般約 10~20m，最深則達 32m。本文根據台北捷運隧道條件配合公式 1，求得改良長度  $t$  與隧道中心深度之關係，如圖 11 所示。由圖 11 中顯示當隧道中心深度介於 10~20m 時，若要求之地改強度為 1.2Mpa，則改良長度需 4~9m，若要求之地改強度提高至 3.0 Mpa，則改良長度僅需 2~4m。

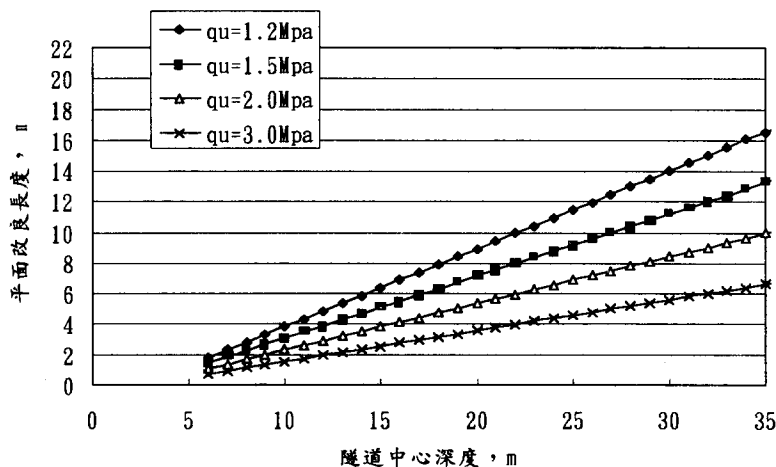


圖 11 改良長度與改良強度及隧道中心深度之關係

表 3 為台北捷運出發端之地盤改良範圍綜整表。由表 3 顯示約半數施工標採用之改良長度小於潛盾機長度，約為 3.0 至 7.0m，另半數施工標採用之改良長度則為 7.0 至 10.0m，以此結果與本文 3.3.1 節之說明對照後顯示，各承商對止水墊圈之止水效果及出發段土倉壓力掌控之把握程度有所不同，因此採用之地盤改良設計結果差異亦大。

此外有關其餘改良尺寸  $B$ 、 $H_1$  及  $H_2$ ，雖然根據台北捷運隧道及土層條件計算之結果大部份小於表 2 建議之最小改良尺寸，惟全部施工標最後仍採用該表所建議尺寸，甚至視情況酌量增大改良範圍，如表 3 所示。

表 3 所列施工標目前均已完成潛盾出發作業，結果顯示僅有新店線 CH218 標 1A (下行) 隧道及板橋線 CP261 標 1B (下行) 隧道 [3](朱旭，1997) 之出發端曾發生漏水及地面沉陷事件。其中 CH218 標研判可能因承商採用同步灌漿設備於盾殼外加設 3 支灌漿管，使得潛盾機出發時與止水墊圈間無法密合，且未完善處理，加上其改良區改良長度僅有 3.3m，當潛盾機穿過改良區後，土水由空隙間流出，造成地表沉陷。至於板橋線 CP261 標之案例其隧道中心深度亦僅 14.0m，惟因整個隧道斷面幾乎全位於透水性高之松五層，因此漏水及地陷情形較前例嚴重。由於發生漏水之時機係於鏡面人工敲除階段，潛盾機尚未完全抵進鏡面，故漏水應與止水墊圈無關。本案例之改良長度雖達 8.2m，且經三次鏡面水平孔試水與止水補灌，但因本標位處流木分佈較多之區域 [4](朱旭等人，1997)，研判導致漏水之原因可能與流木影響地改品質有關。

由台北捷運出發端地改範圍之統計及施工後之成效顯示，在止水墊圈可正常發揮功能之情況下，潛盾出發時應不致發生漏水情形，故地改範圍可著眼於土體穩定性之要求即可，地改長度加長至超過潛盾機長度並非絕對必要。但於地改品質不易掌控如流木較多之區與域，及砂性地層較厚之特定情況，為避免於鏡面人工破除階段即發生漏水情形，有必要加長及擴大地改範圍。另外若經多次試水仍有明顯之滲漏水情形，應配合其它探測設備以確認是否有地層空洞或地改死角等情形，必要時於發進前應再採用其它輔助措施。

表 3 台北捷運潛盾出發端地盤改良範圍設計

路線	施工標	隧道編號	長度 t (m)	側邊 B (m)	頂部 H <sub>1</sub> (m)	底部 H <sub>2</sub> (m)	深度 Z (m)	地層
新店線	CH218	1A / 1B **	3.3	2.0	2.5	1.5	12	松V
	CH219	1B/1A	7.0	2.2	2.5	1.9	12/19 (重疊)	松V、IV、III
	CH221	1A/2A	8.0	3.2	4.6 / 5.4	3.6 / 4.1	29	松III、II、I
		1B/2B	2+3+3	2.0	2.5	1.5	18 / 10	松V、IV、III
	CH223 / CH224	1A、1B、1C、1D / 1A、2A	3.0	2.0~3.1	3.2~4.6	1.5	12~14	GM、SM
南港線	CN251	1A、1B	4.8+0+2.3	2.0	2.5	1.5	14	松V
	CN253B	1A/1B	6.6重疊: 加灌25m)	2.0	2.0	--	16 / 9	松V、IV
	CN253A	1A/1B	9.6	3.4	2.5	1.5	14 / 16	松V、IV
	CN254	1A、2A、1B、2B	9.1	3.0	3.0	2.0	15	松V、IV
	CN256	1A、2A、1B、2B、1C、2C	4.5	3.0	3.0	2.0	11~13	CL (K1區)
	CN257~CN259C	1A、2A / 1A、2A / 1A、1B	5+5	2.0	2.5	2.0	12~15	CL (K1區)
板橋線	CP261	1A、2A、2B	4.7+4.5	2.0	2.5	2.0	18	松V、IV
		1B **	4.7+3.5				14	松V
	CP262	1A/2A	3.2 / 5.7	2.0	5.9	1.5	11	CL、SM
		1B/2B	6.3	2.7	4.1	2.7	32	SM
CP263~CP264	1A、1B / 1A、1B	4.2~4.4	2.0~2.1	2.5	1.5	12~17	SM、CL	
中和線	CC275	1B/1C	7.4	5.0	5.5	3.5	30	SM、CL
	CC276	2A/2B	7.5	2.0	2.5	2.0	9/19 (重疊)	CL、SM
	CC277	1A/3C	5.5 / 3.0	3.6 / 3.1	3.1	3.6	19/9 (重疊)	SM、CL
		3A/3B	4.0	2.2	2.5	2.2	15	SM、CL
表 2 建議之最小改良尺寸				2.0	2.5	1.5	← 隧道直徑約 6.0 m	

- 註: 1. 隧道編號2A: 第二部潛盾機第一條隧道, 2B: 第二部潛盾機第二條隧道。  
 2. t一欄中"2+3+3"表示"實心地改長度+中空地改長度+其它灌漿工法長度(中空)"。  
 3. "重疊表示"上下行隧道垂直並列。  
 4. "\*\*"符號表示曾發生漏水。

## 5.2 到達端

如 3.3.2 節所述，潛盾機到達工作井時之漏水機率較出發時高，因此前者改良長度若可

達潛盾機長度(約 7m) 再加 2~3m，應可降低漏水機率。

表 4 為台北捷運到達端之地盤改良範圍綜整表。由表 4 顯示近 70%比例施工標之地改長度超過潛盾機總長，約達 7.0~10m。南港線 CN256 標因隧道通過深厚之粘土層，較無漏水之虞，故地改長度僅 4.5m。板橋線 CP262 標則因 2A(上行)隧道發生漏水事件後 [5] (朱旭等人, 1997) 於該標 2B 隧道到達端採用冰凍輔助工法配合施作鏡面隔艙 (Bulkhead) 以防止漏水，原改良長度 6.3m 並未再加長。其餘地改長度僅為 3.3~4.5m 者，多數係因潛盾機到達時採用棄殼方式，故地改長度小於潛盾機總長。

表 4 台北捷運潛盾到達端地盤改良範圍設計

路線	施工標	隧道編號	長度 t (m)	側邊 B (m)	頂部 H <sub>1</sub> (m)	底部 H <sub>2</sub> (m)	深度 Z (m)	地層
新店線	CH218	1B ● / 1A ●	3.3	2.2	2.5	1.5	11/18 (重疊)	松V、IV
	CH219	1B/1A	7.0	2.7	2.4	2.1	12/19 (重疊)	松V、IV、III
	CH221	1A/2A、2B/1B	2+1+7、 2.6+1+7	2.0	2.5	1.5	23/15、 13/13	松III / 松V~VI
	CH222	1A、2A	9.0	2.0	2.0	2.0	12	SM、GM
	CH223	1A、1B、1C、1D	3+6	1.9~3.3	3.0~4.6	1.5~2.0	11~14	GM
	CH224	1A、2A	9.0	2.0	3.2	1.5	12	GM
南港線	CN251	1A/1B	4.86 (重疊:加50m)	2.0	2.5	1.5	21、15	松IV、III / 松V
	CN253B	1A** / 1B**	4.5 / 4.2	2.0	2.5	1.5	18/14	松IV/松V、IV
	CN253A	1A/1B	7.2	3.4	2.5	1.5	17/14	松V、IV
	CN254	1A、2A、1B、2B	9.1	3.0	3.0	2.0	15	松V、IV
	CN256	1A、2A	9.0	3.0	3.0	2.0	14	CL (K1區)
		1B、2B、1C、2C	4.5	3.0	3.0	2.0	11	CL (K1區)
	CN257、 CN258	1A/2A、1A/2A	5+5	2.0	2.5	2.0	11~12	CL (K1區)
CN259	1A、1B	4.5+4.2	2.0	2.5	1.5	11	CL (K1區)	
板橋線	CP261	1A	4.7+4.7	2.0	2.5	2.0	14	松V
		1B	4.7+3.5				27	松III、II
	CP262	1A	6.3+3.0	2.7	4.1	2.7	31	SM
		2A **	6.3+3.0				31	SM
		1B/2B	6.3				2.5	3.5
	CP263	1A ** / 1B ●	4.4	2.1	2.5	1.5	13	SM / CL、SM
CP264	1A ** / 1B ●	4.2 / 4.4	2.0	2.5	1.5	15/17	CL、SM	
中和線	CC275	1B / 1C ●	-- / 4.0	2.0	2.9	2.9	15	SM、CL
	CC276	2A / 2B ●	9.5 / 4.0	2.0	2.5	1.5	14	SM、CL
	CC277	3A ● / 3B ●	4.0	2.0	2.0	2.5	19/9 (重疊)	SM、CL
表 2 建議之最小改良尺寸				2.0	2.5	1.5	← 隧道直徑約 6.0 m	

- 註: 1. 隧道編號2A: 第二部潛盾機第一條隧道, 2B: 第二部潛盾機第二條隧道。  
 2. t一欄中"2+3+3"表示"實心地改長度+中空地改長度+其它灌漿工法長度(中空)"。  
 3. "重疊表示"上下行隧道垂直並列。  
 4. "●"符號表示棄殼。" \*\*"符號表示曾發生漏水。

其餘無特殊因素，地改長度小於潛盾機總長者，包括 CN253B 之 1A 及 1B 隧道，CP263 之 1A(上行)隧道及 CP264 之 1A(上行)隧道，此 4 個到達端，於潛盾到達鏡面時皆發生程度較輕之漏水事件，並經緊急採用補灌漿及其它應變措施，方才遏止災變發生。另一程度較嚴

重之漏水事件則發生於板橋線 CP262 標 2A (上行) 隧道 [5] (朱旭等人, 1997), 其地改長度雖達 9.3m, 但因隧道中心深度達 31.0m, 此深度為砂層, 地下水壓甚大, 且於後來之復舊工程發現大量流木 [4] (朱旭等人, 1997), 顯示在諸多嚴苛及不利之條件下導致湧水事件之發生。

表 3 所列其餘改良尺寸  $B$ 、 $H_1$  及  $H_2$ , 顯示全部施工標所採用之地改範圍均不小於本文表 2 所建議之尺寸, 甚至酌量增大改良範圍。

由上述資料顯示, 雖然造成漏水之原因不一定是因完全因改良長度較短所引致, 惟到達端之地改長度若能超過潛盾機總長 2~3 m, 應可降低漏水機率。另外在隧道位處水壓大或流木分佈較多之情況, 除應加長及擴大改良範圍外, 應盡可能運用諸如鏡面隔艙 (蔡賢祥, 1997) 等地下工程特殊工法輔助施工, 以降低施工風險。

### 5.3 連絡通道

連絡通道之斷面尺寸一般不超過 5.0m, 略小於隧道直徑, 惟挖掘施工之風險較高, 故實務考量上穩定性及止水性之要求應較嚴格。一般由計算所得之地盤改良尺寸, 大多小於表 2 所建議之最小尺寸要求, 然大部份承商於最後擬定施工計畫時, 實際上仍至少採用表 2 建議之尺寸, 且於隧道中心深度較深及水壓大之砂性地層, 亦會酌量增長改良範圍, 特別是頂部改良厚度。以台北捷運為例 (詳表 5), 除中和線 CC276 標因連絡通道斷面較大, 故採用之地盤改良範圍較大, 一般採用之側邊改良厚度  $B$ 、頂部改良厚度  $H_1$ 、底部改良厚度  $H_2$  最大值分別為 3.4m、5.0m 及 3.4m。台北捷運連絡通道施工期間未發生坍塌或嚴重之湧水事件, 少數發生輕微之滲漏水情形者, 包括新店線之 CH218 標、CH221 標及 CH223 標, 亦即時採行補灌或加大改良範圍等措施, 以確保施工安全。

## 六、討論

地盤改良之範圍攸關隧道挖掘之穩定性及止水效果, 通常為確保施工安全, 一般均採用較為保守之設計, 惟地盤改良高壓灌漿作業所形成之改良體係位於地表下, 故實際之成形形狀、重疊效果及連續性終究仍有一些風險存在。綜合台北捷運之案例經驗顯示, 潛盾出發及到達之鏡面破除時乃潛盾工法中最易發生事故之作業環節。有關可能造成鏡面破除時漏水之原因基本上應可歸納如下:

- (1) 止水鋼圈設置不當, 未能發揮止水功能。
- (2) 地盤改良長度不足: 較可能發生於到達端, 例如於砂性地層中未採用較長之改良長度。
- (3) 地盤改良品質未達預期: 包括
  - (a) 土層性質局部差異變化: 不同之施工參數(包括鑽桿轉速、提昇速率及漿材吐出量等)適用於不同軟硬程度之土層, 若土層分佈之軟硬變化較大, 則可能產生不均勻之改良效果。
  - (b) 施工控制經驗與技術: 不同操作人員即使採用同一種施工機械及施工參數, 由於經驗及操控方式之些微差異, 仍可能產生不同改良效果。
  - (c) 流木之分佈: 高壓噴射灌漿遭遇地下塊狀流木, 可能影響高壓噴射水或灌漿材對地層之切削效果, 形成地盤改良死角, 以致無法達到地盤改良預期固結體之形狀或重

疊效果，致無法達到止水之目的。有關台北盆地流木之分佈情形及對地下工程之影響，可參考朱旭等人(1997)之研究成果。

- (4) 潛盾施工背填灌漿未於環片離開盾尾時儘速施作，以致未能發揮盾尾處之背填灌漿堵塞機身周圍水流通路之作用。
- (5) 工作井開挖可能因擋土壁產生變形致改良體與壁體間產生縫隙或原有縫隙擴大，形成水流通路。一般係以 LW 或 ARON 等漿材由地面進行補灌。
- (6) 水平試水及後續補灌作業不完善：試水孔之配置不當，試水孔深度不足，或補灌未能有效防堵水流通路，均可能造成漏水機會。

表 5 台北捷運連絡通道地盤改良範圍設計

路線	施工標	通道編號	改良區尺寸						隧道排列方式
			側邊 B (m)	頂部 H <sub>1</sub> (m)	底部 H <sub>2</sub> (m)	直徑 (m)	隧道深度 (m)	地層	
新店線	CH218	CP1	1.5	2.0	1.0	3.6	20/22	松IV	1
	CH219	CP1	2.0	2.0	1.6	3.6	9/12	松V	2
	CH221	CP1	3.3	5.0	1.0	5.0	25/28	松III	2
	CH222	CP1~3	--	3.0~4.0	3.0	--	16~22	GM、SM	1
	CH223	CP1	2.0	2.8	1.0	4.0	13	GM	1
	CH224	CP1~2	3.0	4.0~4.5	2.7~3.0	4.0	20~21	SM、GM	1
南港線	CN253A	CP1	2.5	3.2	2.2	3.9	15	松V、IV	1
	CN254	CP1~3	--	2.5	1.5	4.3	14	松V、IV	1
	CN256	CP1~2	2.1	2.0	1.8、2.3	4.3	15、12	CL	1
	CN257、CN258	CP1、CP1	2.3、2.0	2.0、2.5	2.0	3.9	12、13	CL	1
板橋線	CP261	CP2~3	1.9	2.5、3.4	1.6	4.1	21、26	松III、II	1
	CP262	CP2~4	2.4~3.4	3.5~3.9	2.4~3.4	4.1	27~29	SM	1
	CP263	CP1	3.0	2.5	1.5	3.4	12	SM、CL	1
	CP264	CP1~3	1.8	2.0	1.8	4.3	16~20	SM、CL	1
中和線	CC275	CP1~3	2.0	2.5	1.9~2.5	5.0	17~21	SM、CL	1
	CC276	CP1~2	2.8、4.0	3.0、4.0	2.8、4.0	5.5、8.0	22、24	SM、CL	2
	CC277	CP1	2.0/2.5	2.2	2.5	4.7	13/24	CL、ML、SM	3
CP3		1.5/2.2	2.0/2.5	2.5	4.4	10/20	GM、CL、SM	3	
表 2 建議之最小改良尺寸				1.5	2.0	1.0	← 連絡通道直徑 3~5 m		
				2.0	1.0	1.5	← 連絡通道直徑 5~8 m		

註：隧道排列方式 "1" 表上行與下行隧道深度約略相同。

"2" 表上行與下行隧道深度不同，或連絡通道傾斜。

"3" 表上行與下行隧道呈上下排列，即連絡通道為豎井型式。

## 七、結論

- (1) 由台北捷運潛盾出發及到達之地盤改良設計範圍相關資料及施工之成效顯示，日本高壓噴射灌漿協會之設計公式配合日本建築學會建議之最小改良尺寸要求，所求得之地改範圍，可滿足土壤穩定性之需求。
- (2) 由施工成效顯示，若潛盾出發端於止水墊圈可充份發揮止水效果，且地改品質可確實掌控之情形下，可採用滿足土壤穩定性需求之地改範圍即可。
- (3) 潛盾到達端因漏水機率較高，於砂性地層中之改良長度，應較潛盾機長約 2~3m，並且背填灌漿應於環片離開盾尾時儘速施作，方能發揮其堵塞機身周圍水流通路之功能，以避免鏡面漏水導致管湧破壞。到達端若為粘性地層或採用棄殼方式者，則可採用滿足土壤穩定性需求之地改範圍即可。
- (4) 改良體之強度、連續性，可採用單軸抗壓試驗、鑽心取樣“提取率”及 RQD 之判定、CPT 進行檢驗。改良體之止水性則可以現場透水試驗與鏡面水平試水等方法進行檢驗。止水效果之檢驗方式、數量及時機之安排，應於事前審慎規劃及評估。
- (5) 因改良體之局部瑕疵即可形成水流通路，於砂土層且地下流木分佈較多區域，應進行詳細之地質鑽探調查或其它探測作業，以便掌握流木分佈及大小，並研擬較妥善之因應對策。
- (6) 由經驗顯示，經由水平探測孔補灌注灌漿材之方式，通常止水性效果無法達到預期，主要因水平孔補灌之範圍極為有限，建議應採由地面進行補灌漿之方式較為有效。
- (7) 於高風險地帶，地盤改良經補灌後仍不易達到預期效果之情況下，除應加強補灌漿之數量及漏水檢測之頻率外，必要時應配合其它輔助措施，例如於工作井內鏡面裝設“圓統式隔艙”(Bulkhead) 增長鏡面縱深(蔡賢祥，1997)，以降低施工風險。
- (8) 連絡通道之地盤改良設計可採用本文建議之地盤改良範圍設計公式，但於隧道中心深度較深及水壓大之砂性地層，應酌量增大改良範圍，且避免單排大口徑灌漿，而以多排灌漿替代，以降低灌漿品質引致之風險。

## 誌謝

本文所引用之資料，主要為亞新工程顧問公司擔任台北市政府捷運工程局大地專業顧問之成果，於撰寫期間承蒙亞新工程顧問公司總經理莫若楫博士、專案經理黃南輝博士提供寶貴意見，謹致謝忱。

## 參考文獻

1. 日本高壓噴射灌漿協會(1974)，“Jet Grout 工法技術”。
2. 日本土質工學會(1991)，“岩の工學性質と設計施工への應用”，土質工學會。
3. 朱旭、宮能文、馮堯松、郭耀程、范世亮(1997)，“隧道鏡面湧水搶救及再出發-捷運工程板橋線龍山寺站隧道工程案例”，捷運工程軟土隧道案例研討會，第 263~284 頁，台北。
4. 朱旭、宮能文、段紹緯(1997)，“台北盆地流木分佈對地下工程之影響”，第七屆大地工程

學術研究討論會，金山。

5. 朱旭、陳鴻濤、宋立民、段紹緯(1997)，“河底隧道災變搶救及復舊---捷運工程板橋線過新店溪潛盾隧道工程案例”，捷運工程軟土隧道案例研討會，第 91~201 頁，台北。
6. 李咸亨(1996)，“台北市區工程地質分區”，地工技術，第 54 期，第 25~34 頁。
7. 洪如江(1966)，“台北盆地各土壤之物理特性”，國立台灣大學工程學刊，第 10 期，第 194~217 頁。
8. 洪如江(1993)，“八十二年度台北盆地地下地質與工程環境綜合調查研究—地層分析之研究”，經濟部中央地質調查所，共 39 頁。
9. 亞新工程顧問公司(1988)，“台北市地層大地工程性質分析報告”。
10. 蔡賢祥(1997)，“潛盾機到達面隔艙設計之應用”，台北捷運局十週年局慶工程研討會，第 277~285 頁，台北。

## **Design of Ground Improvement in Shield Tunneling**

Y.W. Chen<sup>1</sup> J.H.Chen<sup>1</sup> F.S. Chuang<sup>2</sup> F.G. Wang<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Department of Rapid Transit Systems, Taipei Municipal Government

<sup>2</sup>Moh and Associates, Inc.

### **ABSTRACT**

This paper presents the design methodology and the quality evaluation measures of the ground improvement techniques used at the working shaft and in the construction of the cross-passage in shield tunneling. The implemented ranges and relating data of more than twenty sites of the Taipei Rapid Transit Systems are utilized to study the effect of the ground improvement. The results indicate that to maintain ground stability, the required minimum improvement range determined by the JJGS (Japanese Jet Grouting Society) formulas and by the Japanese Architecture Society is satisfactory for the starting and the arrival of the shield at the working shaft, and the tunneling of the cross-passage. As for the water resistance requirement, (1) for starting shafts, if the entrance packing is satisfactory in resisting water, and the ground improvement quality is also satisfying, the aforementioned improvement range would be satisfactory; (2) for arrival shafts in sandy soil, an improve length that is 2 to 3 meters longer than the shield length is necessary; however, it is not a necessity for arrival shafts in clayey soil or for those adopting shell-abandon technique. Furthermore, in sandy soil or where high ground water pressure and underground woods are suspected, additional detailed subsoil investigation is necessary. To reduce the construction liability with these risks, it is highly recommended to enlarge the improvement range or to implement additional water resistance techniques.