

# 台北捷運施工和鄰房保護地盤改良案例

黃南輝

金全鑫

亞新公司副總經理

亞新公司工程師

## 一、前言

一般而言，捷運工程都會有相當長的路段是在地下興建，而且工程內容包含深開挖、隧道及各式基礎，所以是大地工程師可以發揮長才之地。而由於大多數的都會區都是位於沖積層之上，地質軟弱，地下水位高，有賴地盤改良以為輔助方能順利施工。台北盆地之地質軟弱不亞於其他都會區，在台北捷運施工過程中，自然有相當多應用地盤改良工法之案例，足為日後施工之參考。

地盤改良在捷運工程之應用基本上可分為止水、改善土壤強度以及扶正建物等三種用途。而以施作對象而言，又可分為：開挖、隧道及建物等三類。本文將針對深開挖與隧道段的地盤改良進行探討，其中包括隧道段建物保護措施的介紹。

## 二、台北盆地地質狀況

台北盆地在四、五千年前還是一個大湖，其後因為海平面下降、湖底顯現而成為一個盆地。在盆地的表面是一層厚約 50 公尺的沉積層，稱為松山層，松山層有六個次層，李咸亨教授根據這六個次層的分布，將台北盆地分為 22 區（李咸亨，1996），其分布情形與已完成的捷運初期路網以及已核定的長期路網表示於圖一。松山層之下是景美礫石層，再下是新莊層。地質學家對景美層與新莊層界面的認定尚乏共識，所以景美層的厚度並無定論。以工程眼光而言，因為景美層是一個很好的承載層，樁基礎貫入景美層的深度很少超過 10 公尺，所以景美層的厚度無關緊要。而事實上，因為在礫石層中施作樁基礎相當困難，要想貫入再深，既不容易也不經濟。

特別值得一提的是，景美層是一個含水量極為充沛的貯水層，在 70 年代以前，自來水尚未普及，景美層是台北市民民生用水以及工、農業用水重要的水源。由於超抽，水頭不斷下降，總量竟達 40 公尺之多。自翡翠水庫完成後，自來水供水日漸普及，而政府也立法禁止抽取地下水，景美層的水頭才日漸回升，目前已回升了 40 公尺左右，

而且在繼續回升中（參考圖二）。景美層水頭的回升對深開挖的影響極為深遠，以北門地區（T2 區）而言，抵抗土湧及管湧的安全係數已大為降低，以抵抗土湧安全係數 1.25 而言，安全開挖深度至少減少了 20 公尺，不可不慎。而事實上，捷運工程施工期間發生的幾次大型災變，景美層都是禍首。雖然在設計時，即曾對景美層特別注意而充分考量，但在施工時仍無法防範意外的發生。其中兩次災變是由於施工的瑕疵導致景美層中的貯水大量湧入工區，夾帶大量的泥沙而產生地陷。而另一次是由於潛盾機遭遇到浮木，擾動了地質改良區，而區內正巧有一支可能是早年抽水用的水井連通到景美層，形成水路，而發生了名符其實的“管湧”，導致大規模的地陷。可見景美層有如地雷，一觸即發，施工時必須步步為營，處處小心，否則很可能釀成大禍。

早年台北市的發展大都集中於台北車站附近，所以該地區之地質資料最為豐富。近二十年來，都市發展逐漸東移，沿仁愛路及忠孝東路延伸到敦化南、北路，以及市政府所在的信義計畫區。沿途超高大樓林立，而這些大樓的地下室越挖越深，工址調查也因此日益受到重視。加上木柵線、淡水線、南港線以及新店線的施工，淡水河以東的地質狀況已為工程界研究透徹。至於淡水河以西的地質資料，由於捷運板橋線（含土城延伸線）的施工以及新莊/蘆洲線在規畫、設計期間所進行的地質調查，也日趨完備，於是工程界對整個台北盆地的地質狀況已可充分掌握。

台北盆地的東西向及南北向地質剖面圖見圖三及圖四。松山層有六個次層，這六個次層在市中心台北車站附近（T2 區）層次最為分明。這六個次層由下而上排序，其中 I、III、V 三層屬砂性土壤，II、IV、VI 三層屬粘性土壤。圖五的水壓錐（荷蘭錐）試驗結果頗能代表 T2 區的地質狀況及各次層之強度。由該圖可見，孔隙水壓之反應在粘土層及砂土層有明顯的差異，所以水壓錐是一個用以判斷次層以及次層中之夾層的理想工具。

### 三、深開挖施工與鄰房保護

#### 3.1、深開挖工法

台北捷運規劃的初期路網除木柵線及部份淡水線外，均為地下工程。在站體及地下街區，大多採 1.0 或 1.2 公尺厚之連續壁為擋土支撐，深度達 30 至 50 公尺不等。開挖方式包括順打及半

逆打兩種。大部份之施工標均以順打施工法施作，在都會區順打施工法對於進行施工所遭遇之交通改道問題較具彈性，覆蓋板之鋪設可以維持原有道路之交通流量，覆蓋板及其下之支撐通常以 H 型鋼為中間柱予以支承，中間柱係以反循環樁之施作方式進行。

站體及地下街區主要地下結構體之開挖深度介於 16~30 公尺之間，表一為各線站體及通風豎井之開挖資料。

由於台北盆地的地質太過軟弱，過去在興建高樓地下室時，損鄰事件層出不窮，所以在捷運工程的設計規範中，擋土系統的設計除考慮力的平衡之外，特別要求設計者限制開挖區附近的地盤變位。因此，一般而言，捷運工程的連續壁厚度較民間工程要厚上 20 公分至 30 公分，而且也都有足夠的貫入深度以切斷滲流。支撐系統也較一般民間工程所用的支撐更為粗壯，而且一律施加預力。雖然工程費不免增加，但是這錢花得十分值得。資料顯示，在沒有地盤改良的情況下，捷運工地的連續壁側向位移不到過去所量測的三分之一。而配合鄰近建物保護施作地盤改良之區段，連續壁側向位移更小。有關鄰房保護措施之探討詳下節所述。

### 3.2、鄰房保護措施

在台北捷運初期路網中，環繞車站站體及明挖覆蓋段的連續壁長度即達 45 公里，這還不包括環繞出入口四周的連續壁。

同時為充份利用都會區有限之土地資源，地下工程之施工常受到都會區高度發展之限制，使得空間的使用及工程技術受到相當大的挑戰。在進行地下工程施工時，常有導致鄰近地盤位移或結構物產生沉陷、傾斜之情形。為防止或緩和開挖面下方地層發生塑性流動之隆起破壞及擋土壁大幅變位行為；通常設計時採下列方式，以作為軟弱土層深層開挖輔助支撐穩定設施：

- (1) 加強擋土結構勁度或提高支撐預壓力及勁度，減少壁體變形。
- (2) 於基地內地質改良，以提高土壤強度，增加被動土壓抵抗，例如採地中樑或是採用作為提供類似內支撐機制之地中樑，以減少開挖施工造成之壁體側向位移，達到建物保護之目的。

在台北捷運初期路網施工中常用之軟弱土層深開挖輔助支撐穩定設施，一般有下列幾項：

- (1) 加大壁體勁度一如加大壁厚或採 T 形壁。

- (2) 加大支撐勁度與預力—如增加支撐斷面、層數及預壓力。
- (3) 地中扶壁—對改良深度範圍內之土壤等值抗剪參數有提升作用。
- (4) 地中樑—將地中樑視為勁度頗大之地中內支撐。
- (5) 地中版—係將地中版視為地中內支撐或視為一改良地層，其抗剪力  $c$  值、被動土壓係數  $k_p$  及彈性模數  $E$  值均高於原狀地層。

但在預估沉陷量超出結構物之容許值時，則需針對個別結構物採取額外適當的保護措施。常用之建物保護措施主要有地盤灌漿改良及施作阻隔樁等。保護工法之擇定需視個別建物狀況、周邊環境、土層狀況及土層擬增加之強度或勁度等因素綜合考量，並配合施工前對各建物概況及受工程影響之分析評估、制定不同型式建物沉陷及傾斜之監測管理值（闕河淵等，1996）。

圖六及圖七係以南港線 BL14 站為例，分析不同整體厚度及有無設置地中版對開挖施工所造成壁體側向位移之比較。如採 1.0m 厚連續壁及無設置地中版者其開挖引致之壁體側向位移量則將高達約 12 公分，此將對鄰近建物造成過大之沉陷量及角變量。經審慎之考量，認為本工區建物保護措施較可行之方式為於最終開挖面下採用一有如預先埋設支撐之地中版，以減少壁體側向變形及開挖區外側之建物沉陷（陳亦耿等，1997）。如採 1.2m 厚連續壁及有四公尺厚地中版，其開挖所引致之壁體側向位移量僅約為 4 公分。

整體而言，台北捷運系統之地下開挖擋土工程由於設計規範要求相當嚴謹，且施工承商為避免開挖期間之損鄰糾紛，甚至採用較原設計更為安全保守的地質改良措施，因此開挖區附近的沈陷也相當小，損鄰事件屈指可數。

### 3.3、實際案例

本案例中地中版之施工方式因承商採用之地盤改良工法不同而有所差別，有關各區地中版施工相關資料彙整如表二所示，地中版施工期間，由於工區位處重要交通幹道，為配合交通維持計畫，同時為避免灌漿液任意漫流於工區之外，而於同一開挖寬度內分北、中、南三個階段依序進行開挖區內之淺層（2~2.5 公尺）開挖、鋪設覆工版樑系統與地中版地盤改良等工作。

CN257 標之地盤改良係採用超高壓噴射灌漿工法（Jumbo Special Grout，簡稱 JSG），以水泥漿為硬化劑，利用裝置於鑽孔

機雙重管鑽桿前端之特殊噴嘴，以壓縮空氣及超高壓（40Mpa）進行迴轉噴射灌漿，將土壤與硬化劑強制混合攪拌，使其凝結成堅實柱體，因採雙重管施作，高壓噴流漿液中併有壓縮空氣，可增強漿液與土壤之切割混合能力，同時將殘餘泥漿混合物排出孔外，使其達到半置換之功能；施工過程中如遇有地下管線通過則採斜孔方式灌漿，為使改良體與擋土壁有良好接觸，承商採先行於開挖區中央施灌，最後再於連續壁側施灌地中版方式施工。

CN258 標之地中版則主要是採SWING機械攪拌工法，遇有地下管線通過則採斜孔方式以超高壓噴射灌漿工法（Ultra High Pressure Grout，簡稱UHPG）施灌；SWING工法係採用具有收放於導桿本體內部的攪拌翼，可於任意位置張開攪拌翼進行擴幅鑽孔，並灌入固化材加以攪拌形成改良樁體。其施作方式係利用前置攪拌翼片之鑽桿，鑽孔至設計深度後，以油壓擴幅方式張開翼片，由水平方向旋轉並向上提升切削，翼片下端一面以 $200\text{ kg/cm}^2$ 之高壓噴射水流切削攪拌土壤至開挖高程，再將攪拌翼片引下至設計深度，開始利用翼片前端灌漿口灌注水泥漿，並使鑽桿保持一定之旋轉上升速度，再次利用翼片之旋轉，使土壤與漿液充分均勻混合而行成固結樁體；至於UHPG工法則係採用類似JSG工法之雙重管，利用裝置於鑽孔機鑽桿前端特殊噴嘴以 $200\sim 400\text{ kg/cm}^2$ 之超高壓噴射硬化劑，使改良區域形成固結體；地中版施灌過程中為兼顧改良體與擋土壁能有良好接觸以及避免對擋土壁造成過大壓力，而先於連續壁側施作壓力灌漿，再於其他區域施作攪拌灌漿。

圖八所示，本案例之壁體最大側向變位與開挖深度比最大為0.3%，一般比值則多小於0.2%，此較諸鄰近開挖案例之0.3%~0.9%有明顯偏低情形，此外開挖期間測得沿線建物沉陷量大多小於3公分，其原因除了可能係因本工區屬狹長型基地，開挖寬度較窄且採用較厚連續壁之貢獻，以及開挖施工之良好控制有助於減少壁體側向位移外，採用地中版對抑制壁體側向變形與建物沉陷已發揮其積極之建保功效。

## 四、隧道工程施工與鄰房保護

### 4.1、隧道工程施工

如圖一所示，台北捷運之初期路網包括木柵、淡水、中和、新店、南港及板橋線等六條路線。木柵線是中運量系統，其它五條路線都是高運量系統。這六條路線之隧道工程（含正在施工中

的內湖延伸線以及土城延伸線) 包括明挖覆蓋隧道全長約 8,353 公尺 (雙線), 以及潛盾隧道 (單線) 全長約 52,261 公尺。另外在木柵線有各長 225 公尺及 487 公尺的兩段雙線隧道係以山岳隧道方式施工, 在新店線有一段 222 公尺的雙線隧道係以新奧工法輔以壓氣工法完成, 以及在南港線有一段短隧道 (南隧道長 54 公尺、北隧道長 44 公尺) 係以新奧工法輔以地盤改良完成。

捷運各線之隧道起迄點以及掘進順序如圖九所示。圖中 1A、1B 等符號表示一號潛盾機所鑽掘之第一、二條隧道, 2A、2B 表示二號潛盾機所鑽掘的第一、二條隧道, 以此類推。由該圖可以數出所有已完工的六條路線 (不含尚未施工的內湖延伸線) 一共有 72 條潛盾隧道, 動用了 37 部潛盾機, 捷運各潛盾隧道施工標選用設備綜整如表三所示。其中只有新店線的 CH221 標所選用的兩部潛盾機是泥水加壓式, 其他都是土壓平衡式。這是因為使用泥水加壓式潛盾機施工時, 必須要有泥水處理廠將泥水中之泥沙顆粒分離, 才能合乎排放標準, 而泥水處理廠占地頗廣, 在都會區不容易找到合適的場地。CH221 標在淡水河邊有足夠的空地設置泥水處理廠, 而該標共有四條隧道, 以泥水加壓式潛盾機施工較為經濟, 所以選用了泥水加壓式潛盾機。這兩部潛盾機自中和線的通風豎井出發, 在到達新店線的古亭站 (G10) 後, 在工作井內轉向向南推進至台電大樓站 (G9)。由於這兩部潛盾機是由中和線的通風豎井出發, 為方便起見, 計入中和線統計, 不再在新店線中重複計入。

#### 4.2、鄰房保護措施

如圖十所示, 由於潛盾機之切削動作, 在隧道前方的土體因解壓而會有下沉之傾向, 這會導致隧道前方之地表沉陷。除此之外, 由於潛盾機切刃盤之直徑較環片之直徑大上 14 至 16 公分, 環片四周與切削後的壁面有 7 至 8 公分間隙, 如果不能即時填塞, 四周土體將會閉合而導致隧道上方之地表進一步下沉。隧道上方的地表沉陷呈槽構狀, 其值隨與隧道中心之距離增加而減少, 而沉陷槽之斷面積與隧道斷面面積的比值稱為土壤漏失率 (參考圖十一), 是評估鑽掘行為的一個重要指標。

現代的潛盾機, 無論是土壓平衡式或者是泥水加壓式, 只要控制得宜, 都可以維持機首前方土體之穩定。一般而言, 只要將土倉壓力係數維持在 0.5 以上, 而且隨時保持出土量與被切削的

土體體積之平衡，機首前方的土體就不至於有太大的位移，而因此所產生的沉陷量也就十分有限。絕大部份的地表沉陷可以歸咎於環片與土壁間之間隙之閉合。環片與土壁的間隙相當於 5.5% 的土壤漏失率，如果不予填塞而任其自行閉合的話，會產生 10 至 15 公分的地表沉陷。因此在環片一脫離盾尾即應馬上施作背填灌漿，及時填塞環片與壁面間之間隙。根據國內外經驗，如果控制得宜的話，土壤漏失率應可降至 1% 以下，而地表沉陷也可低於 2.5 公分。事實上，如果背填灌漿的壓力夠大，灌注量夠多的話，甚至可以將地表頂起，這有相當多的實例可以佐證，但要冒環片受損的危險 (Moh and Hwang, 1997)。台北捷運隧道的環片只有 25 公分厚，稍嫌單薄，又沒有二次襯砌，萬一受損，難以補救。如果環片有 30 公分以上的話，的確可以考慮用加大背填灌漿的壓力以及增加注入量作為控制地表沉陷的手段。

台北捷運隧道段的實測土壤漏失率一般都在 0.5% 至 2% 之間，平均約為 1.3%，其中 1% 發生在潛盾機通過後十天之內。隧道中心線上方地表沉陷多在 2 至 3 公分之間，甚少有超過 4 公分的情事，但各標之間差異甚大，顯然是受施工品質之影響 (楊國榮等, 1995, 1996, 1997a; 黃南輝等, 1997)。如果土壤漏失率能進一步控制在 1% 以下，以一般捷運隧道深度而言，地表沉陷應在 2.5 公分之內。因為沉陷槽相當地寬，只要建物的結構不是太差的話，這沉陷量是可被接受，不致影響結構安全。所以建物保護的第一要旨是確保施工品質，減少土壤漏失率，因為如下所述其他的保護方法不但耗費金錢，成效有限，而且有無法掌握的副作用，除非萬不得已，應儘量避免使用。

如圖十二所示，依工法分，隧道段的建物保護措施包括二次灌漿、高壓噴射灌漿、雙栓塞管灌漿以及擠壓灌漿。二次灌漿是在潛盾機通過後，將水泥及皂土液自環片上的灌漿孔注入隧道上方土體以填塞孔隙、並擠壓土體以減少地表沉陷。其他的工法可以用在潛盾機到達之前施作以增加土體的強度，從而減少地表沉陷，或者用在隧道通過後以扶正建物。

#### 4.2.1、二次灌漿

二次灌漿曾被台北捷運的好幾個施工標採用作為建物保護的方案，其成效並無定論，有成功的案例 (楊國榮等, 1996; 楊國榮等, 1999; 賴慶和等, 1997)，也有不成功的案例 (闕河淵

等，1996)，成功與否相信除與地質狀況有關之外，更受施工品質之影響。二次灌漿應由有經驗的專業分包商施作，否則產生漏水、漏砂情事，反而有害無益。理論上，只要注入足夠的漿液，地盤沒有不隆起的道理。所以成效不彰的原因一定是因為注入量不足之故。有相當多的施工標的二次灌漿只施作四分之一，甚至八分之一的圓弧，也未盡力增加注入量，成效自然有限。因為台北捷運隧道上方的沉陷不是很大，所以在這方面並未嚴格要求，現場也未確實掌握所有施作細節，要深入探討在不同土層中注入量與地表沉陷之關係，資料並不充足。希望在高雄捷運施工時，能在規範上有較嚴格的要求，在現場也有較詳實的紀錄，以供探討二次灌漿的成效。

#### 4.2.2、高壓噴射灌漿

在潛盾機到達之前，自地表以高壓噴射灌漿工法固化隧道四周之土體以減少地表沉陷，自然是可考慮的方案之一，而且有不少應用的實例。**圖十三**表示 CN253B 標的兩條隧道在北門的東南角下方穿過，為保護北門的安全以高壓噴射灌漿所施作的地盤改良。在隧道穿越時，北門的沉陷微乎其微（7 公厘），所以說是相當成功（闕河淵等，1996；Wong, Ju and Wu, 1997；吳沛軫等，1997）。但在施作高壓噴射灌漿的過程中，北門的最大沉陷達 13 公厘，不但美中不足，更值得警惕。

相當多的案例顯示，在砂土中施作高壓噴射灌漿，鑽孔動作極易造成沉陷，其量可達 5 公分以上（Wong, Ju and Wu, 1997）。而在粘土中進行高壓噴射灌漿極易造成地表隆起，其量常在 10 公分以上，甚至可能達到數十公分。而且由於灌漿壓力相當高，隆起發生十分快速，來不及因應，十分危險。文獻中也不乏因施作高壓噴射灌漿而導致鄰近地下室產生裂隙之案例。新加坡捷運 C108 施工標施工時，因為擔心隧道施工所導致地表沉陷會導致地下管線破壞影響電信通訊，甚至會造成股市中斷，茲事體大，因此在潛盾機發進之前，沿位於金融中心的 Robinson 路全面施作高壓噴射灌（東行線改良區長 560 公尺，西行線改良區長 400 公尺），結果在施作時地表隆起達 55 公分，反而導致路基、人行道及地下管線嚴重受損，復舊費用高達卅萬英鎊，可謂弄巧反拙（Buttling and Shirlaw, 1988）。新加坡捷運第一期工程是在 1983 年開始，當時土壓平衡式或泥水加壓式潛盾機尚未普及，所以這一路段還是以傳統的潛盾機鑽掘，以壓氣工法作為輔助，地表沉

陷介於 3 至 6 公分之間，若在今日，以土壓平衡式或泥土加壓式潛盾機施工，就大可不必如此大費周章，沉陷也會較小。往者已矣，但覆轍不宜重蹈。順便一提的是，新加坡捷運的另外一施工標（C106 標）也曾因為隧道通過一段舊河道，而以高壓灌漿進行全斷面地盤改良，因為上方是一塊空地所以未對地表隆起加以控制，最大隆起量竟達 1.6 公尺之多，可謂驚人，不可不慎（Buttling and Shirlaw, 1988）。

施作高壓噴射灌漿時，地表之所以隆起是因為鑽桿四周的土壤內擠而封閉了迴漿的通路，而下方孔穴因為壓力無從宣洩而有如吹氣球般地膨脹（圖十四）。理論上可以用大口徑套管維持迴漿的路徑，但是試驗結果不是很好。由於地表隆起情形嚴重，在新加坡捷運施工期間，專業廠商不斷地嘗試以不同機具及不同工法施灌，以探討控制隆起的方法（Buttling and Shirlaw, 1988）。最後發現可以用由上而下分次灌漿的辦法減少隆起（參考圖十五）。也就是說，在上方的改良體固化後才進行下方的灌漿，由於上方的改良體相當堅硬，鑽桿與土壁間的間隙得以維持，迴漿順暢，壓力自然得以宣洩。而每次只改良 2 公尺的長度，土體的膨脹率自然較小，但是這會增加相當多的成本及時間，很難受施工者之青睞。根據筆者數年前瞭解，除新加坡捷運曾用於維多利亞橋橋基之保護外（參考圖十五），並沒有其他實例，最近是否有新的實例則不得而知。在台北捷運中和線也曾進行大規模的試灌，但是除了對隆起的機制有更多的瞭解，也發展了許多數學模式外，並沒有研究出新的減少地表沉陷或隆起的方法（黃立煌等，1994；胡紹敏，1994；鍾毓東等，1994）。所有的試灌得到的共識包括：(1) 三重管優於二重管，而二重管優於單重管；(2) 斜灌效果普遍不佳。

有一點要特別一提的是，地表隆起與灌漿次序與灌注之孔數有關。以上述新加坡 C108 標為例，在試灌時只有三孔，隆起量只有 2 公分，低於規範要求，各方都很滿意，沒想到後來在實際施作時問題越來越嚴重，幾乎有不可收拾之感，所以說試灌結果並不足為憑。這在地工界不足為奇，樁載重試驗、地錨拉拔試驗等等，莫不如此，實作與試驗有相當大的差距，有賴安全係數以為安全之保障。

#### 4.2.3、雙栓塞管灌漿

如圖十六所示，CN251 標雙隧道穿越一棟地上 8 層、地下 2 層大樓下方，頂部與底版只有 6 公尺的間距。承商以雙栓塞管注入水泥皂土液 (CB) 以進行地盤改良以為保護 (闕河淵等, 1996; 朱旭, 1997)。在施作過程中，該建物的最大沉陷量為 0.8 公分，而在隧道穿越時，最大沉陷量不過 0.2 公分。該大樓底部是水箱兼筏式基礎，所以整體結構勁度相當地大，有助於減少沉陷。以目前的眼光來看，這兩條隧道上方還有 6 公尺的土壤，是否需要地盤改良，值得爭議。

如同高壓噴射一般，施作雙栓塞管灌漿時，鑽孔動作一樣會導致地表沉陷，至於是否會導致地表隆起則要看灌漿壓力及注入量而定。與高壓噴射灌漿不同的是，因為壓力不高，地表不至於快速隆起，只要時時注意地表高程變化，隆起量的控制不是難事。

#### 4.2.4、擠壓灌漿

擠壓灌漿是一個最值得爭議的建物保護方案。在台北捷運之前，在本地並無擠壓灌漿之實例，所以是一個新的嘗試。擠壓灌漿的原理是將碎石、砂及水泥以高壓注入土中，以填充空隙，並壓密土壤。其目的可分為二：地盤改良與扶正建物。前者在使土壤強度增加，以期減少隧道上方之沉陷，姑且稱之為『地盤改良式擠壓灌漿』，後者在使土體產生隆起以頂升建物，姑且稱之為『上舉式擠壓灌漿』。兩者之施作方式大不相同 (參考圖十七)，地盤改良式擠壓灌漿是在不同深度限量注入，由於漿材之坍度低，就地成形，不致四逸。其成品有如球形，球球相連，最後成品有如冰糖葫蘆。上舉式擠壓灌漿則是不限量注入，直至地盤隆起或建物頂升至預定高程為止，由於土壤的側壓力較垂直壓力為低，漿球理應如地球之形。但是為方便起見，以下仍假設漿球成圓球形以便於分析。

地盤改良式擠壓灌漿在美國有相當多的案例證明其可行性及實際成效 (Welsh and Rubright, 1994; Warner, 1982)。但是在台北捷運新店線的 CH218 標及 CH221 標的試灌結果顯示其改良效果有限。比對試灌前後的 SPT 及 CPT 結果，發現只有在漿球附近不到半公尺處可以測到土體強度略有增加。超過這距離則絲毫感受不到灌漿的影響 (莫若楫等, 1994; 黃南輝等, 1994)。這實在不足訝異，因為在這幾次試灌中，每球只注入 134 公升的漿材，計算冰糖葫蘆的直徑不過 60 公分，而其擠壓效果充其量與

等直徑之擠壓砂樁相同。如眾所周知，擠壓砂樁的效果只能及於樁身外一個直徑的距離，在這距離之外，改良的效果微乎其微。

淡水線 CT201A 標承商選擇在台大醫院站 (R12) 北方不遠處進行地盤改良以期減少隧道上方之地表沉陷。其方式是在上行隧道中心線兩側各 3 公尺處，自地表分兩排，每排五孔施灌，每孔在深度 8 公尺及 7 公尺處各注入 0.45 立方公尺的漿材 (參考圖十八)。結果顯示，在隧道通過後，改良區的地表沉陷甚至比未經改良地區的沉陷來的更大 (Hwang, et al, 1995)。一個 0.45 立方公尺的漿球，其直徑約為 1 公尺，不可謂不大，但對地表沉陷之減少仍無助益。這經驗與國外文獻的報導大相逕庭，但稍加思考就不難明白，台北盆地的松山第五次層砂質十分鬆軟，壓縮性相當地高，所以少量的漿材擠進土體，有如泥牛入海，無聲無息。國外的案例中，擠壓灌漿都是在遠較松山第五次層為緊密的砂性土壤中施作，效果較為明顯。而且就筆者所知，國外的案例中，絕大多數是以『上舉式擠壓灌漿』作為扶正建物的措施。僅有極少案例是以『地盤改良擠壓灌漿』來減少隧道上方之沉陷 (Backer, et. al., 1981)。

有好幾標的承商建議以擠壓工法使地表隆起作為扶正建物之方案，並進行先期試驗以驗證其成效。圖十九表示新店線 CH221 標的試灌結果 (莫若楫等, 1994)，如圖所示，在這個案例中，承商一共施作兩孔採『地盤改良式』方式，自地表下 18 公尺至地表下 3 公尺之間，每半公尺注入 134 公升的漿材，一共完成 32 球，漿材總量為 4.3 立方公尺。在地表設有三個沉陷點以量測隆起量，初期這些沉陷點並無反應，直到注入點提升到松山第六次層時方才逐漸顯示隆起。隆起量隨與灌漿孔的距離增加而減少，距離灌漿孔 0.5 公尺的 SM16 沉陷點量得隆起量 23mm，距離 1 公尺的 SM15 量得 19mm 而距離 1.5 公尺的 SM14 則量得 13mm。而一星期後，地表回沉量超過這些隆起量，可說是前功盡棄。在灌漿初期地表無反應是因為松山五次層含鬆軟細砂，壓密係數甚高。在注入點進入松山第六次層後，因為該層係粘土層，由於粘土的不排水行為，地表迅速隆起。其後，因為孔隙水壓隨時間而消散，地表又逐漸回沉。新店線 CH218 標承商也用同一工法進行試驗，結果十分類似 (莫若楫等, 1994)。

由於未能達到隆起的目的，新店線 CH221 標承商在第三孔改弦易轍，採『上舉式』方式在深度 8 公尺至 6 公尺之間，一共

注入了 7 立方公尺的漿材，雖然地表出現不少裂痕，但是隆起仍是微不足道。其後新店線 CH219 標也以類似方式進行試灌，其結果見圖二十（莫若楫等，1994；Moh and Hwang, 1997）。在第一孔（孔號 H2）深度 10.2 至 11.5 公尺之間注入了 6 立方公尺的漿材（漿球 H2-1），沉陷桿 D1 顯示地表僅隆起 1.5mm，傾度管 I1 顯示 6.5mm 側向位移，而傾度管 I2 並無任何反應。接著在深度 8 公尺處續灌，一共注入 3.8 立方公尺漿材（漿球 H2-2），沉陷桿 D1 顯示地表隆起 15.8mm，傾度管 I1 顯示 30mm 側向位移，而最大位移發生在地表下 4 公尺處，遠較注入位置為高，而傾度管 I2 仍無反應。此時地表裂痕明顯增加。兩天後在第二孔（孔號 H3）深度 12 公尺處注入 14 立方公尺漿材（漿球 H3-1），沉陷桿 D1 顯示地表隆起 2mm，傾度管 H1 在深度 1.5 公尺處破裂折斷，傾度管 I2 在深度 12 公尺處顯示 30mm 側向位移。試灌結束後，地表顯著回沉，前功盡棄。

上舉式擠壓灌漿驗證試驗也曾在中和地區進行，最大隆起量達 12 公分，回沉量僅為隆起量的 10%，可說是相當成功（黃南輝等，1994）。根據這些試灌結果，Moh 等（Moh, et. al., 1997）推論擠壓灌漿產生地表隆起的機制如圖二十一所示。在初期，漿量甚小，其作用只在擠壓四周之土體而成漿球，即所謂膨脹模式（cavity expansion）。當作用在漿球水平斷面的作用力夠大時，會產生錐狀破壞，將其上方的土體頂起，地表迅速隆起，稱為錐狀破壞（conical failure）。這點可從圖二十所示傾度管之變形得到証實。H2-1 球之直徑約為 2.4 公尺，中心深度為 10.5 公尺，因為壓力不足以頂起其上方之土錐，所以只顯示膨脹模式。H2-2 球之直徑約為 1.6 公尺，中心深度為 8 公尺，雖然漿球較小，但因為深度較淺，錐狀破壞於是發生，傾度管變形最多之處也就是破壞面經過之處。由於土錐之頂升，地表隆起明顯。H3-1 球雖然最大，直徑達 3 公尺，但因為中心在深度 12 公尺處，仍無法頂起其上方之錐狀土體，只能展現膨脹模式，但是傾度管之上部在深度 4 公尺處明顯突出，錐狀破壞隱然若現。根據此一推論以及現場觀測結果，Moh 等發展漿球之直徑與注入深度之關係如圖二十二及圖二十三所示（莫若楫等，1994；Moh et. al., 1997）。前者適用於松山第五次層，而後者適用於砂礫層，雖然結果不盡相同，但趨勢則頗為相似。

#### 4.3、實際案例

#### 4.3.1、擠壓灌漿以扶正建物

擠壓灌漿曾用在板橋線 CP263 標以扶正一棟 4 層建物。如圖二十四所示，沿該建物騎樓一共有九根柱子，在每個柱子依照 i, a, b, c 的次序，分四孔注入 9 至 17.2 立方公尺的漿材，總量達 127.7 立方公尺 (Wong, Shau and Chen, 1996)。其施作方式是採『地盤改良式』，在每孔以 0.5 公尺間距，由下往上施灌。圖二十五表示每球之深度及直徑。圖二十六表示設在第 7 號柱子上的 SB507 號沉陷點的記錄，在該位置最大隆起量達 23mm。試灌結束後，僅回沉 5mm，頂升的目的於是達成。

如圖二十六所示，在前三孔 (7i, 7a, 及 7b) 注入時，該柱子並未顯示任何隆起，只在最後一孔 (7c) 注入深度提升至 4 公尺時方才顯示隆起。而根據圖二十三，在深度 4 公尺處，漿球的直徑約為 1 公尺方能產生錐狀破壞。位在該深度所注入的漿球的直徑僅有 0.8 公尺。此外，中和線的試灌是在空地上進行，而據推估，在這案例中，每根柱子承受 32 噸的載重，而該漿球上方的土錐重量不過 50 噸左右，所以要將土錐及柱子同時頂升，漿球的直徑應遠超過 1 公尺才是。而事實上，如圖二十五所示，在第一孔 (7i) 的最後幾球的直徑都是 0.9 公尺，即使提升到深度 3 公尺，地表也仍未見隆起。所以可見前面幾孔的漿球有圍束作用，在最後一孔施作時，雖然漿球直徑較前為小，但是壓力提升，所以總作用力還是較前為大，足以產生錐狀破壞。圖二十五同時顯示，在錐狀破壞發生後，隆起極為迅速，每注入一球就有 6mm 的隆起量。

#### 4.3.2、脈狀灌漿以扶正建物

圖二十七顯示板橋線 CP261 標以脈狀灌漿頂升一棟 12 層大樓的案例。承商先在該大樓的東側及南側施作一排高壓噴射樁以形成一道隔牆以免其後進行脈狀灌漿時漿液逸出界外。之後，以四部灌漿機將 LW 漿材注入筏基下方，一共注入了 100 立方公尺的漿材，才將大樓的東南角頂升了 12.7 公分 (Wong and Chen, 1997; 朱旭, 1996)。這次實作經驗顯示，脈狀灌漿確實可以達到扶正建物的目的，但不能以單機在一點施作，而必須以好幾部灌漿機同時施作，這樣的話才有足夠的上舉力。這是一個簡單的物理原則，如圖二十七顯示，如果要頂升一棟建物，重要的是能克服其自重所產生的力矩。這經驗與民國 76 年在高雄市扶正一

棟 12 層的經驗相類似。在這個案例中，也是動用了 4 至 6 部灌漿機同時施灌，分兩階段一共注入了 12,700 包水泥以及 190 公噸的水玻璃，最大隆起量為 42 公分（周功台等，1989；廖鴻鈞等，1992）。

## 五、結論

根據以上資料，可以歸納成以下幾點結論：

- (1) 明挖段地中版相較於其上下土層具有甚高之強度與勁度，隨著開挖進行地中版受力逐漸增加及對地中版有束制作用之上方土層逐漸移除，至最終開挖階段地中版受力將達最高，同時亦發生局部破壞（Yield）及地中版應力釋放現象，致最後開挖階段之曲線變化較前幾階開挖施工有突然增加現象。
- (2) 隧道段只要加強施工管理，隧道上方地表沉陷應可控制在 1 公分以下，低於一般結構物之容許沉陷，地盤改良應無必要。地盤改良只應用在特殊情況，如隧道的發進端及到達端、重疊段、連絡通道（橫越道）、集水井、或以新奧工法施工之路段，或作為災後復舊之用。
- (3) 地盤改良會導致沉陷或隆起等副作用，應妥為設計及小心施作。
- (4) 擠壓灌漿適用於頂升獨立基腳及淺基礎，脈狀灌漿適於頂升筏式基礎。

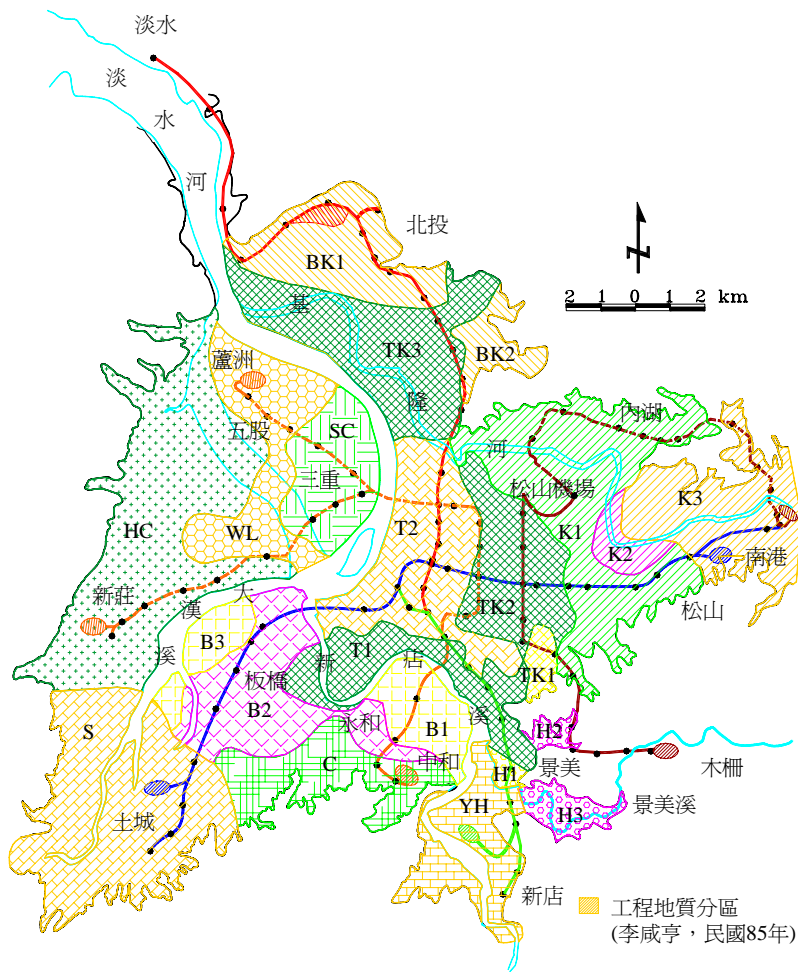
## 六、參考文獻

- [1] Backer, W., MacPherson, H. H., and Cording, E. J. (1981) "Compaction grouting to limit ground movements: Instrumented case history evaluation of the Bolton Hill tunnels", U. S. Department of Commerce, National Technical Information Service
- [2] Buttlig, S. and Shirlaw, N. (1988) "Review of ground treatment carried out for tunnels of the Singapore Mass Rapid Transit System", Tunnelling'88, pp. 39~54
- [3] Hwang, R. N., Ju., D. H., Tsai, M. S. and Fang, Y. S. (1995) "Soft ground tunneling in Taiwan", Proc., U.S./Taiwan Geotechnical Engineering Collaboration Workshop, Jan. 9~11, Taipei, Taiwan, pp. 13~26
- [4] Hwang, R. N., Moh, Z. C., Yang, G. R., Fan, C. B., Chao, C. L.

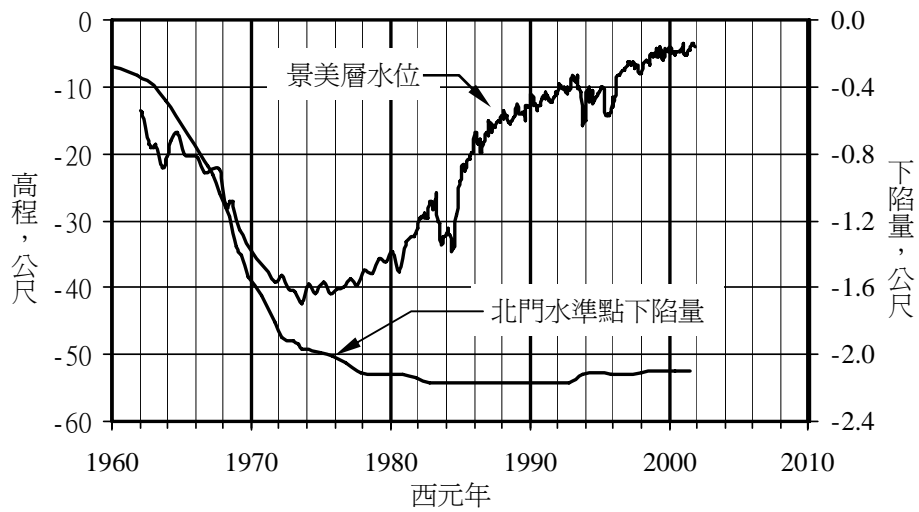
- and Wong, R. (1998) "Ground freezing for repairing a damaged tunnel", Proc., 13th Southeast Asian Geotechnical Conference, November 16~20, Taipei, pp. 16~20
- [5] Ju, D. S., Duann, S. W. and Tsai, K. H. H. (1998) "Ground freezing for restoration of damaged tunnel", Proc., 13th Southeast Asian Geotechnical Conference, November 16~20, Taipei, pp. 615~620
- [6] Moh, Z. C., Hwang, R. N., Fan, C. B. and Chang, J. L. (1997) "Jacking up buildings by grouting", Proc., 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, v3, Hamburg, Germany, September 6~12, pp. 1633~1636
- [7] Moh, Z. C., and Hwang, R. N. (1997) "Geotechnical problems related to design and construction of the Taipei transit systems", Proc., Keynote Speech, Prof. Chin Fung Kee Memorial Lecture, September 6, Kuala Lumpur, Malaysia,
- [8] Moh, Z. C. and Hwang, R. N. (1999) "Geotechnical problems related to design and construction of the Taipei MRT", Proc., Sang-Kyu Kim Symposium on Geotechnical Engineering, Keynote Speech, April 17, Seoul, South Korea, pp. 80~117
- [9] Moh, Z. C., Ju, D. S. and Hwang, R. N. (1997) "A small hole could become really big", Momentous Lecture, Proc., 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, September, Hamburg, Germany.
- [10] Welsh, J.P. and Rubright, R.M (1994) "Compaction grouting in the United States", Proc., Conf. on Grouting in the Ground, Edited by Dr. A.L. Bell, Thomas Telford, London
- [11] Warner, J. (1982) "Compaction Grouting-the first thirty years", ASCE/AIME Underground Technical Research Council, Proc. of Conference
- [12] Wong, L. W., Shau, M. C. and Chen, H. T. (1996) "Compaction grouting for correcting building settlement", Proc., IS-Tokyo'96, the second International Conference on Grouting and Deep Mixing, Balkema, Rotterdam, pp. 231~236
- [13] Wong, L. W. and Chen, H. T. (1997) "Fracturing grouting for correcting building settlement", Proc., 2nd International Symposium on Structures and Foundations in Civil Engineering, January 7~10, Hong Kong, China, pp. 275~280
- [14] Wong, L. W., Ju, D. H. and Wu, P. J. (1997) "Control of ground movements caused by jet grouting", Proc., International Conference on Ground Improvement Techniques, May 6~8, Macau, pp. 649~656
- [15] 日本 JSG 協會 (1991) "Jet Grout 工法技術"
- [16] 白肇豐 (1997) "潛盾機鏡面隔艙施工案例探討"

- [17] 北市捷運局十週年局慶工程研討會，九月朱旭（1997）“捷運隧道規劃、設計、施工面面觀”，地工技術，第 60 期，四月，第 5~30 頁
- [18] 朱介平、崔澎生、高蔚明、虞尚仁（1997）“捷運中和線二七五標過新店溪潛盾施工”，台北捷運局十週年局慶工程研討會，九月，第 310~338 頁
- [19] 朱旭（1996）“潛盾發進鏡面湧水意外排除與建物扶正-板橋線 CP261 標實例”，捷運技術報告文集之一，12 月，台北捷運局中區工程處
- [20] 朱旭（1997）“捷運規劃、設計、施工面面觀”，地工技術第 60 期，四月
- [21] 陳奕耿、黃俊青、王復國（1997）“深開挖地中版建物保護案例”，第七屆大地工程學術研究討論會，八月，金山
- [22] 朱旭、莫若楫、黃南輝（1999）“台北都會區捷運系統之隧道工程”，第一屆海峽兩岸隧道與地下工程學術與技術研討會，八月，山西太原，第 779~783 頁
- [23] 吳沛軫、程子箴、黃宗良（1997）“潛盾隧道穿越北門古蹟之保護案例”，台北捷運局十週年局慶工程研討會，12 月
- [24] 李咸亨（1996）“台北市區工程地質分區”，地工技術，第 54 期，四月，pp.25~34
- [25] 周功台、林四川（1989）“十二層樓大廈傾改善扶正案例介紹”，中華技術第二期，第 41~50 頁
- [26] 胡逸舟、秦中天、劉泉枝（1996）“台北盆地大地工程相關特性之探討”，地工技術，第 54 期，第 5~14 頁
- [27] 胡紹敏（1994）“談高壓噴射灌漿工法之效果”，地工技術雜誌第 47 期，九月，第 55~70 頁
- [28] 莫若楫、楊國榮、黃南輝（1994）“軟弱土層對擠壓灌漿之反應” 結構與地基國際學術研討會，十月，杭州
- [29] 陳伯興（1997）“軟弱地盤隧道於自然大氣下採用新奧工法施工案例探討”，台北捷運局十週年局慶工程研討會，九月，第 339~364 頁
- [30] 陳耀維、陳俊宏、莊復盛、王復國（1999）“潛盾隧道地盤改良設計”，第八屆大地工程學術研究討論會，八月，屏東，第 1238~1252 頁
- [31] 黃立煌、高祥生（1994）“高壓噴射灌漿於黏性土導致地盤破壞機制”，地工技術第 47 期，九月，第 107~120 頁
- [32] 黃南輝、高祥生、郭國振、張兆麟（1994）“砂礫層對擠壓灌漿之反應” 地工技術第 47 期，九月，第 23~33 頁

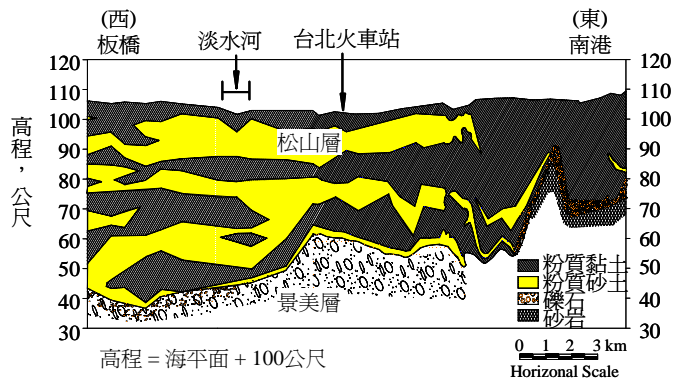
- [33] 黃南輝、黃交祥、黃姿連、楊鵬飛 (1997) “潛盾施工所導致之沉陷槽分析”，地工技術，第 60 期，四月，第 45~56 頁
- [34] 黃南輝、王復國、張培義、簡敏忠 (1999) “台北捷運深開挖經驗”，近代營建工程研討會系列之三：土壤深開挖之台北經驗研討會，四月，台北，第 1~36 頁
- [35] 萬正台 (1993) “CH218 標潛盾隧道障礙處理”，台北都會區捷運系統工程研討會，台北，第 c215 - 228 頁
- [36] 廖鴻鈞、潘信宏、盧錫煥 (1992) “建築物下陷傾斜之灌漿處理對策”，地工技術雜誌第 47 期，12 月，第 62~76 頁
- [37] 楊國榮、王勝男、范陳柏 (1995) “潛盾隧道施工所導致之地表沉陷”，第六屆大地工程學術研究討論會，八月，第 1083~1090 頁
- [38] 楊國榮、楊慕泉、趙際禮 (1996) “泥水加壓式潛盾機施工導致之地表沉陷探討，現代營建，第 197 期，第 27~31 頁
- [39] 楊國榮、楊鵬飛、范陳柏、趙際禮 (1997) “軟弱地盤新奧工法隧道施工”，第七屆大地工程學術研究討論會，八月，金山，第 1009~1016 頁
- [40] 楊國榮、楊鵬飛，范陳柏 (1997a) “多重潛盾隧道施工導致之地表沉陷”，第二屆結構與地基國際學術研討會，一月，香港，第 744~751 頁
- [41] 楊國榮、王勝男、陳大康 (1999) “潛盾隧道施工地面沉陷控制案例”，第八屆大地工程學術研究討論會，八月，第 1433~1443 頁
- [42] 鍾毓東、謝百鍾、陳迪生、余明山 (1994) “高壓噴射灌漿引起之地層變位案例”，地工技術雜誌第 47 期，九月，第 85~106 頁
- [43] 賴慶和、余明山、吳建閩、吳偉康 (1997) “以二次注入灌漿控制潛盾施工引致之沉陷，地工技術，第 60 期，四月，第 83~96 頁
- [44] 闕河淵、吳沛軫、朱世忠、蘇信淵 (1996) “地下工程施工對鄰近建物保護施作時機及成效檢討”，地工技術雜誌第 54 期，四月，第 1~10 頁



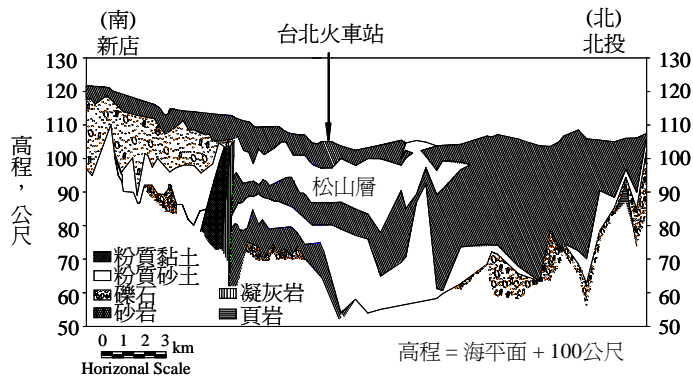
圖一 台北捷運路網及台北盆地地層分區圖



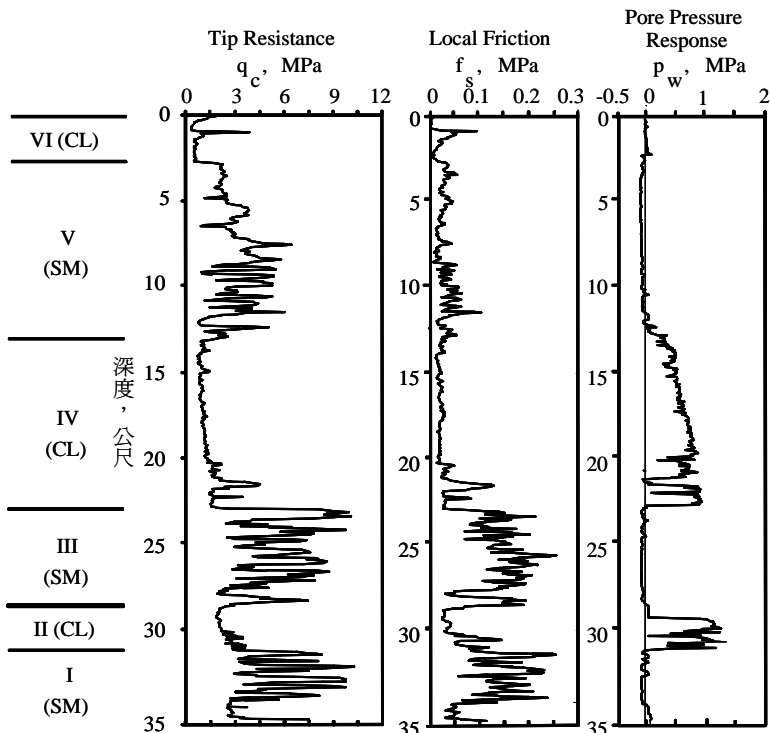
圖二 台北市區景美層歷年水位變化及地表沉陷



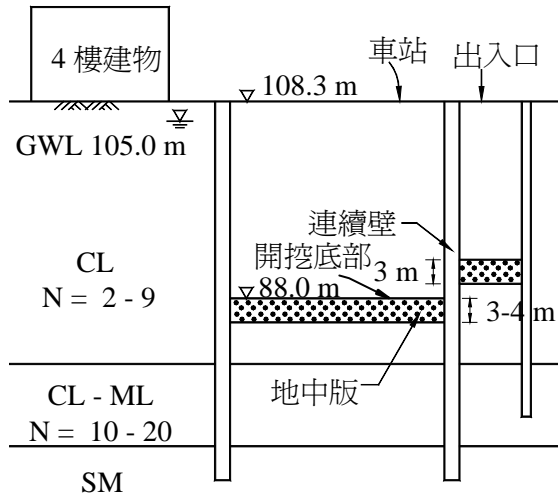
圖三 台北盆地東西向地層剖析



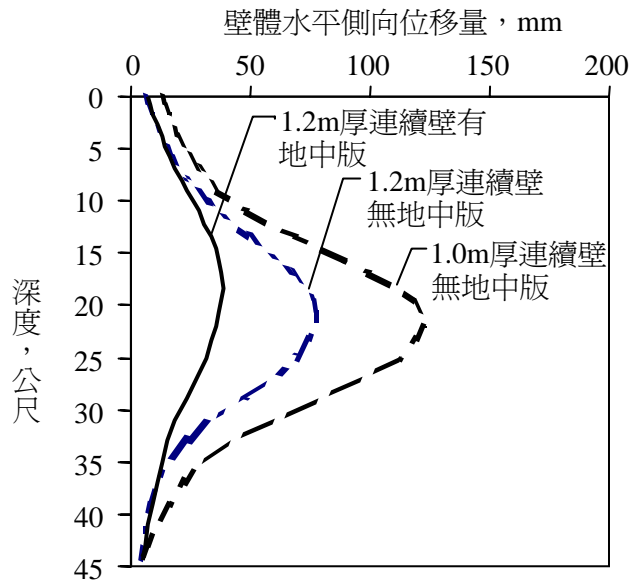
圖四 台北盆地南北向地層剖析



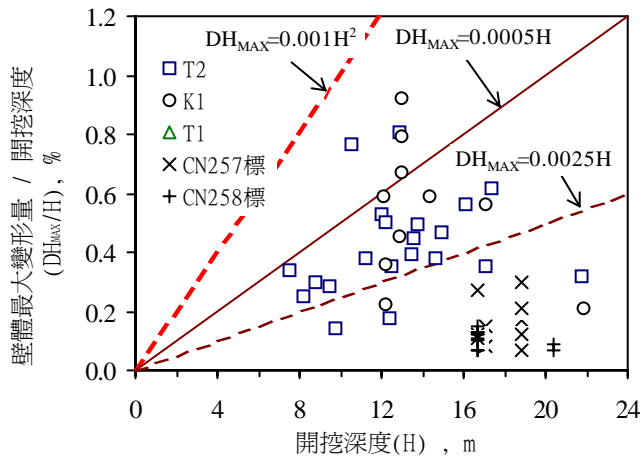
圖五 台北市區荷蘭錐試驗結果



圖六 BL14站地中版施作剖面示意圖

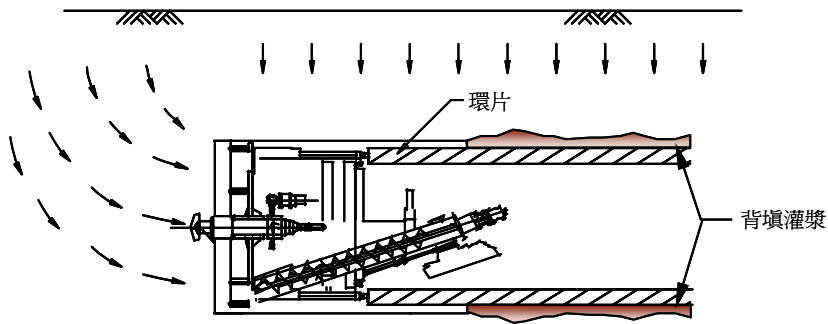


圖七 BL14站分析有無設置地中版之連續壁變位示意圖

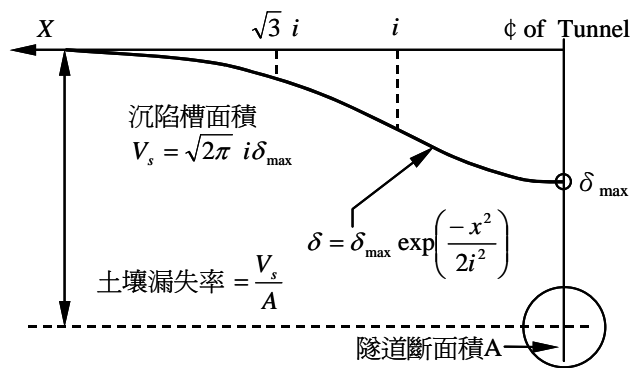


圖八 台北盆地與本工程開挖施工案例  
壁體最大側向位移量~開挖深度關係比較圖

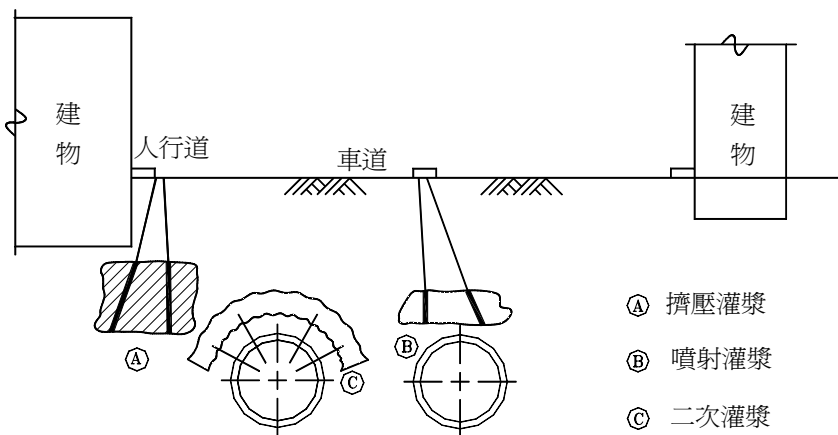




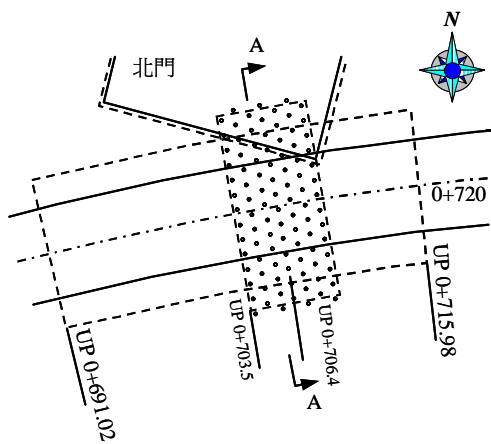
圖十 隧道鑽掘所導致之地盤位移



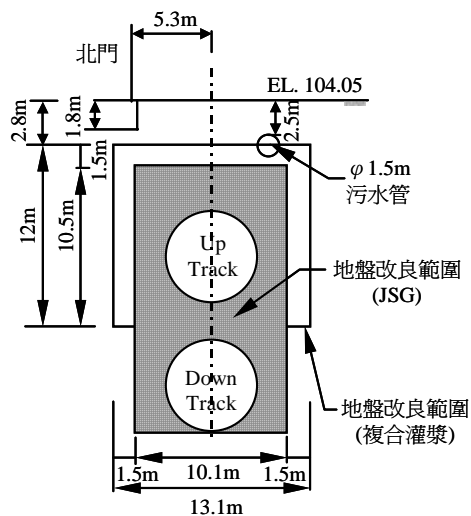
圖十一 隧道上方沉陷槽示意圖



圖十二 隧道段建物保護地盤改良示意圖

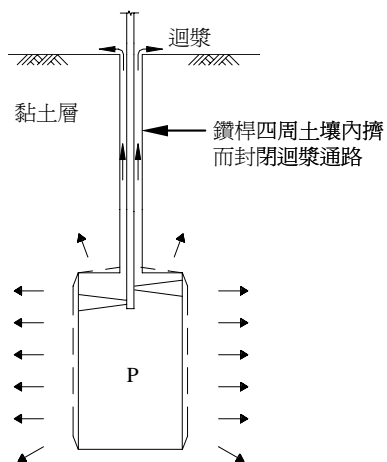


平面圖

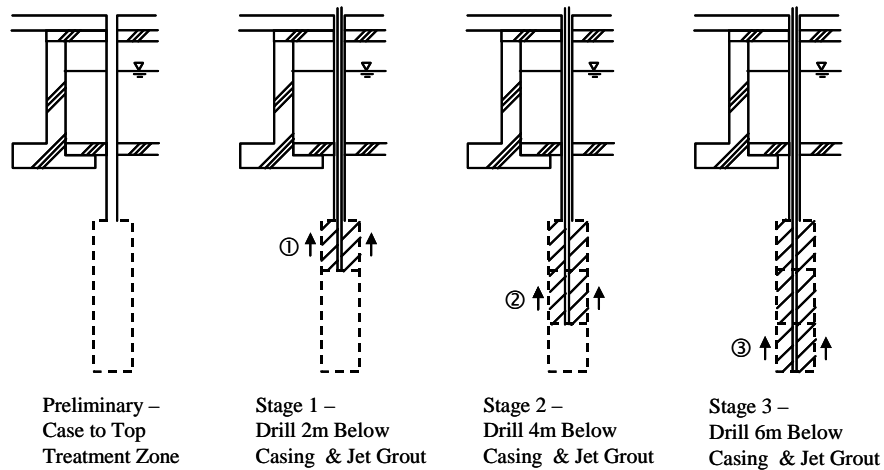


剖面圖 A-A

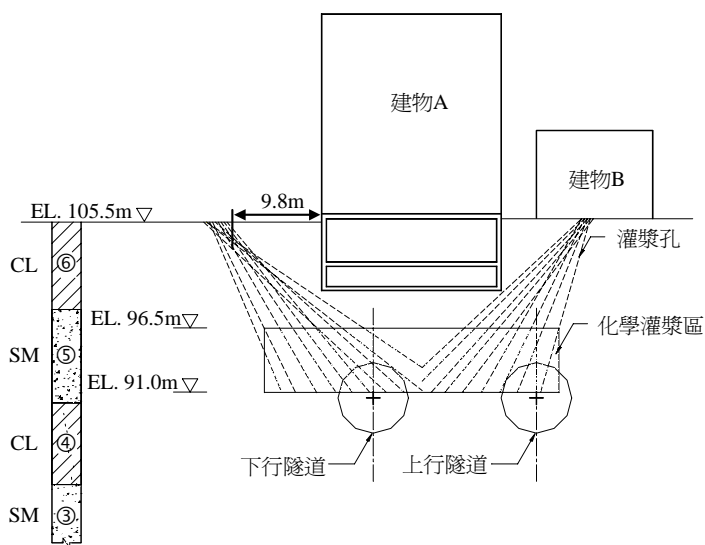
圖十三 南港線CN253B標北門古蹟地盤改良平面配置及剖面圖



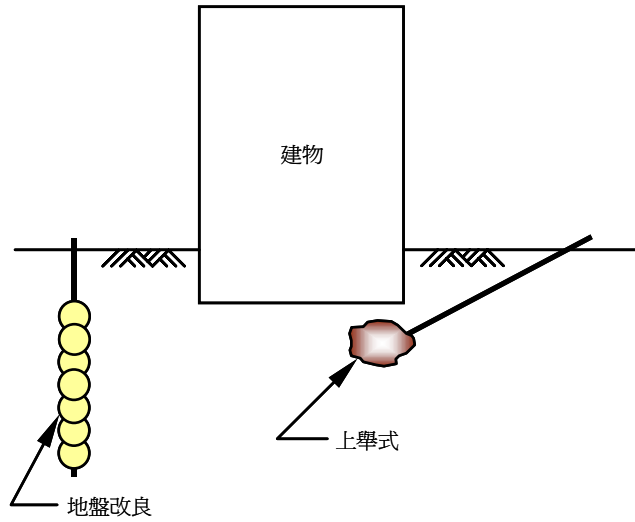
圖十四 高壓噴射灌漿圓筒型孔穴擴張模式



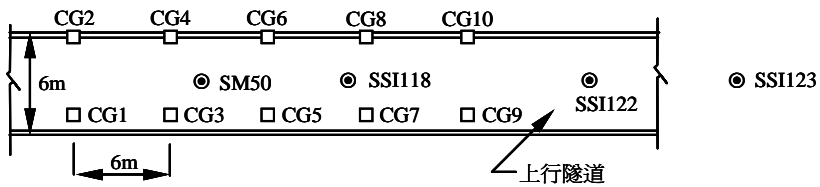
圖十五 新加坡維多利亞路維多利亞橋橋港保護灌漿順序



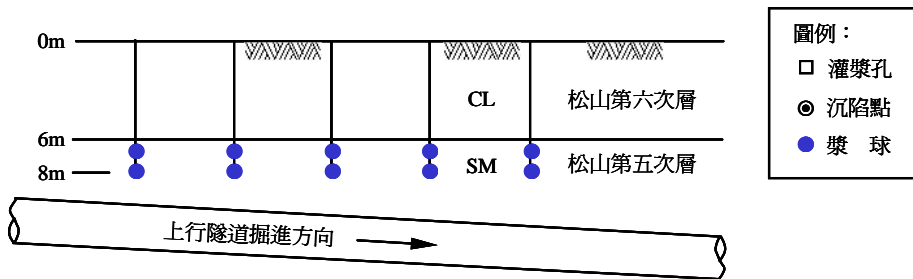
圖十六 南港線CN251標雙栓塞管灌漿建物保護示意



圖十七 擠壓灌漿施作方式

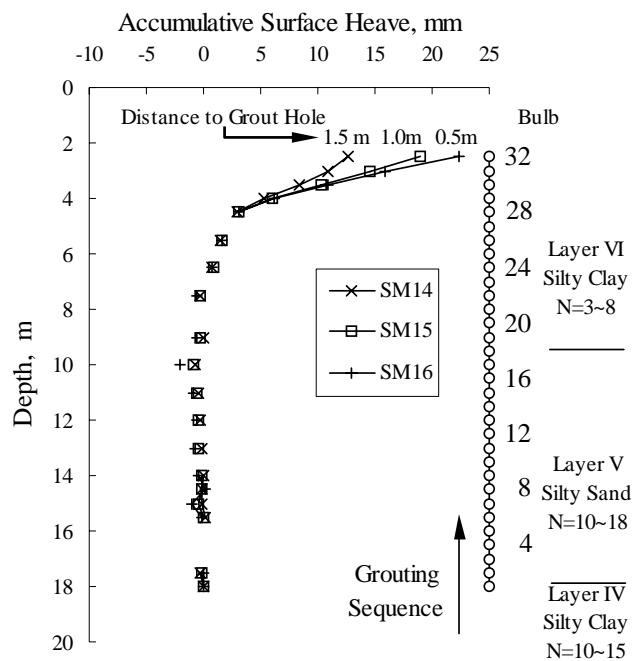


平面配置圖

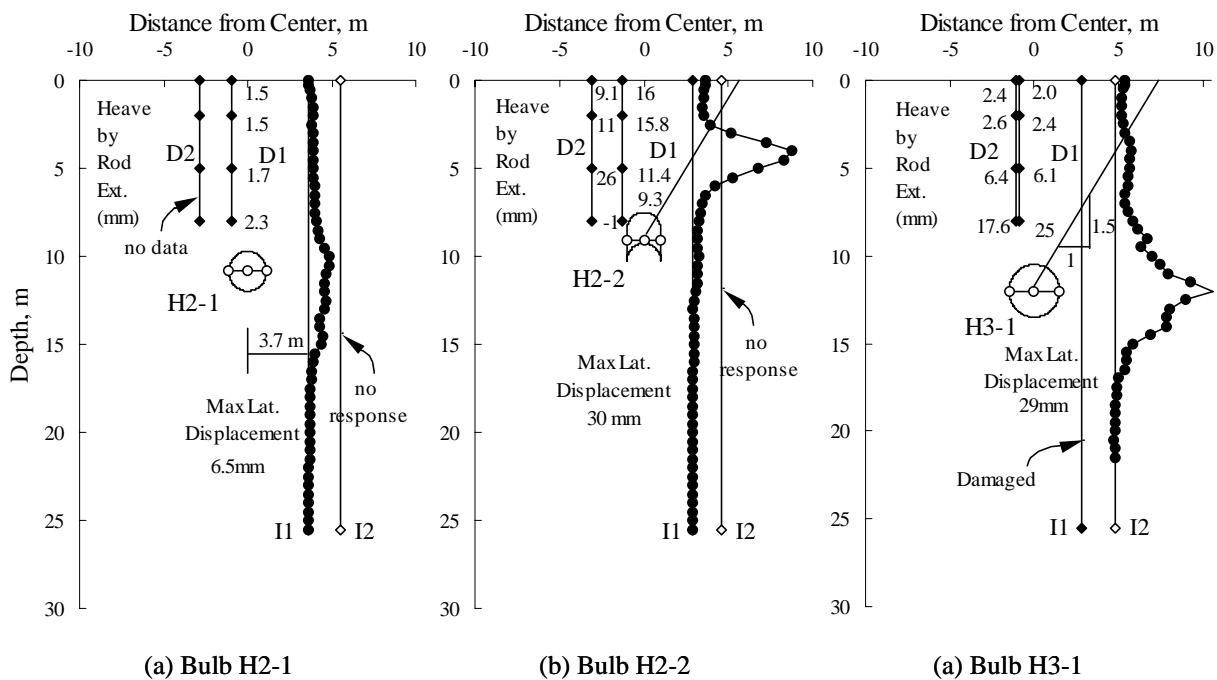


剖面圖

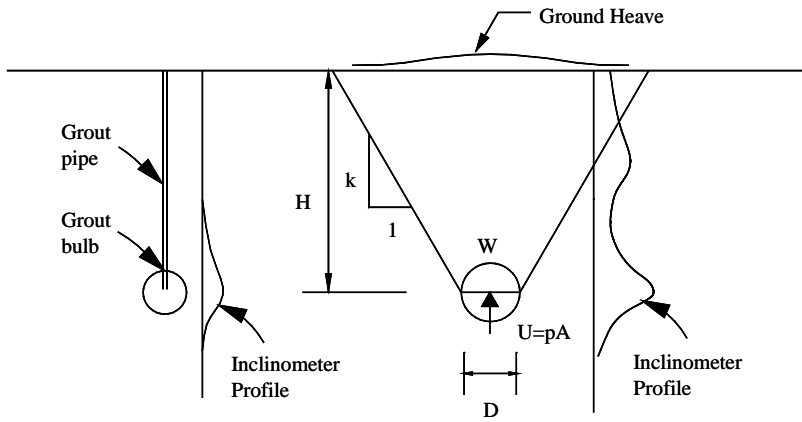
圖十八 淡水線CT201A標隧道上方擠壓灌漿平面位置及剖面圖



圖十九 新店線CH221標擠壓灌漿試灌結果



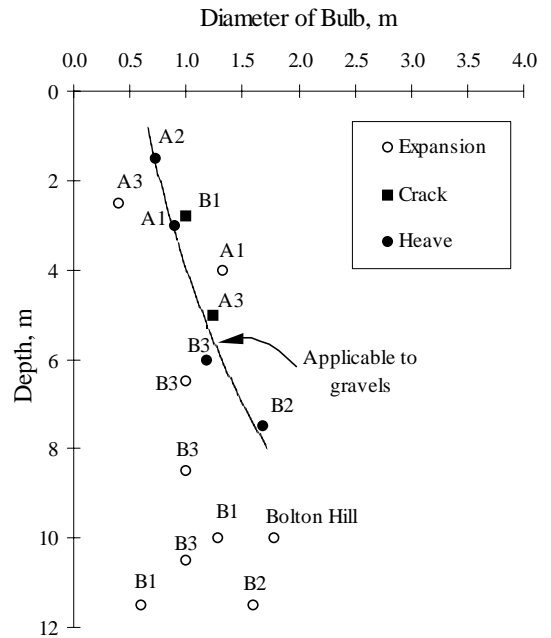
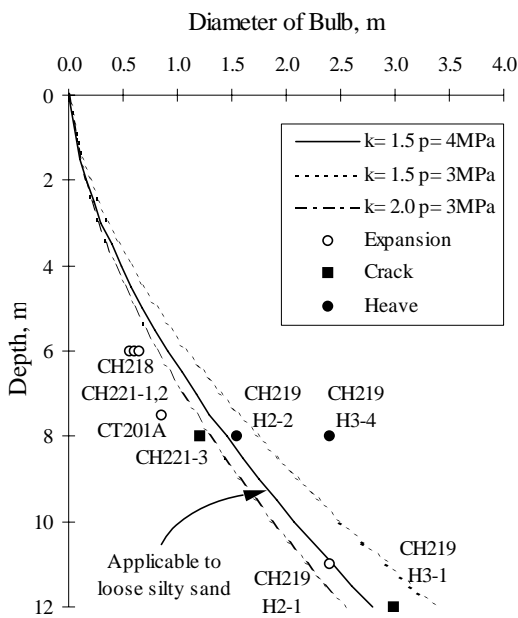
圖二十 新店線CH219標擠壓灌漿試結果



(a) 孔穴膨脹  
(Cavity Expansion)

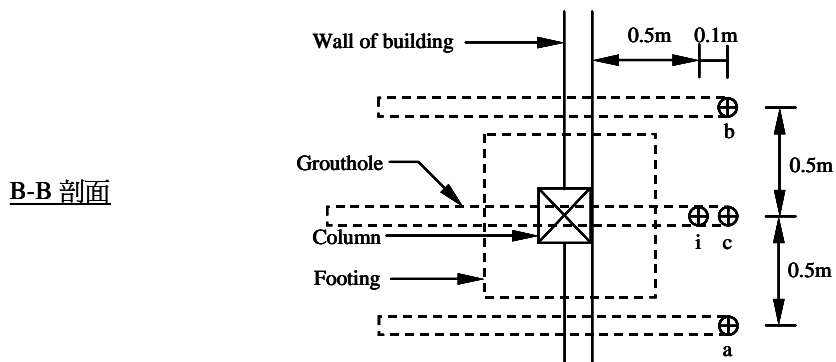
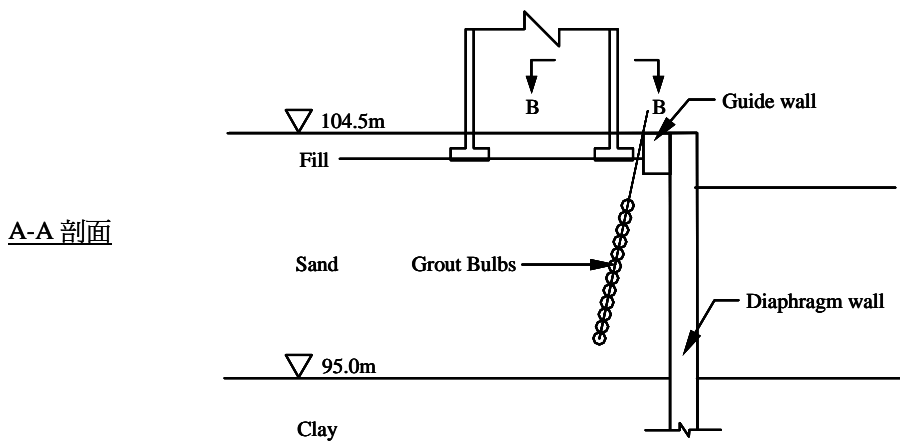
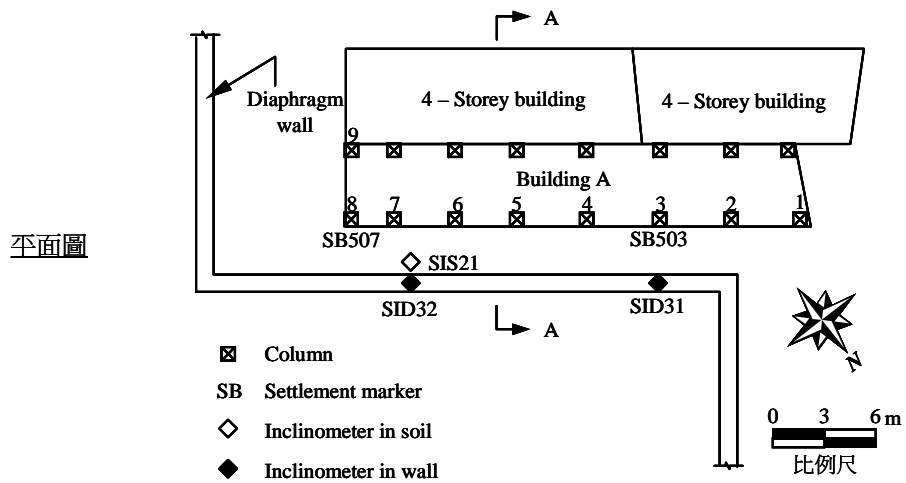
(b) 錐狀破壞  
(Conical Failure)

圖二十一 擠壓灌漿導致地表隆起機制

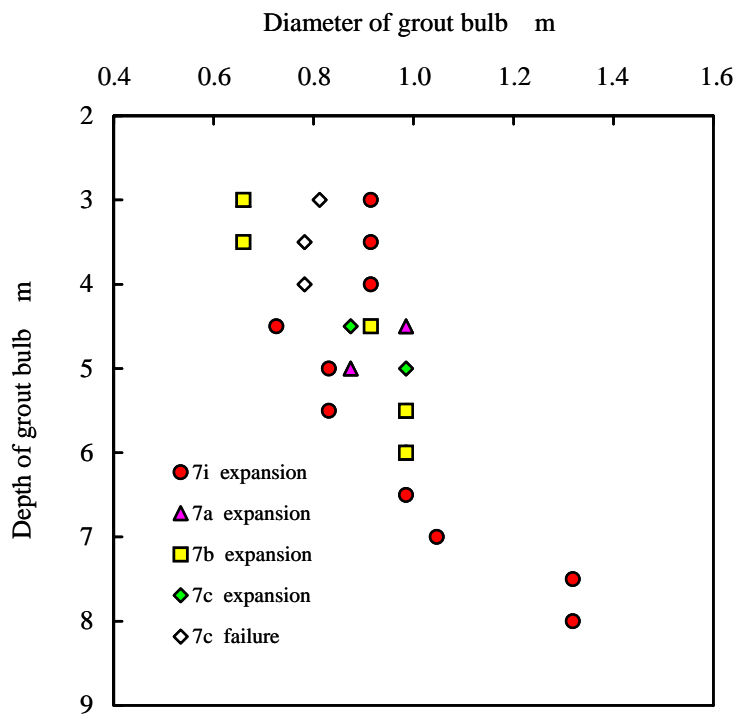


圖二十二 新店線各標擠壓灌漿試灌結果

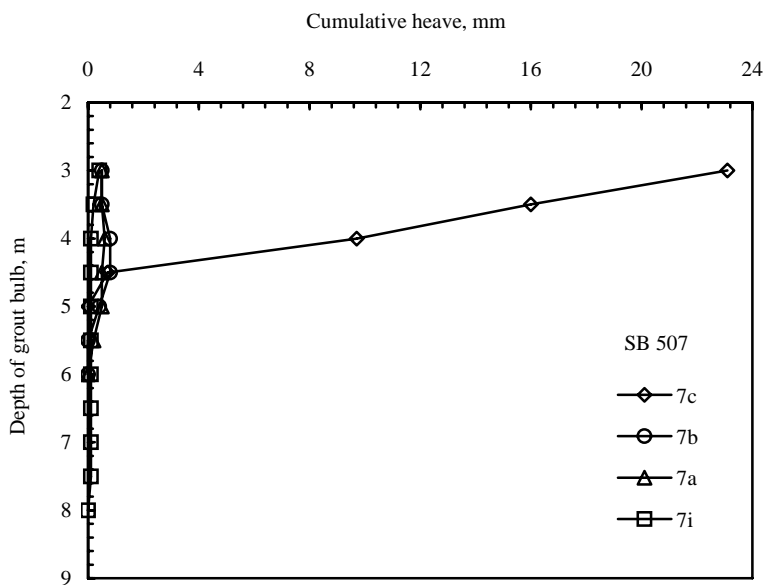
圖二十三 中和線擠壓灌漿試灌結果



圖二十四 板橋線CP263標建物扶正擠壓灌漿示意圖

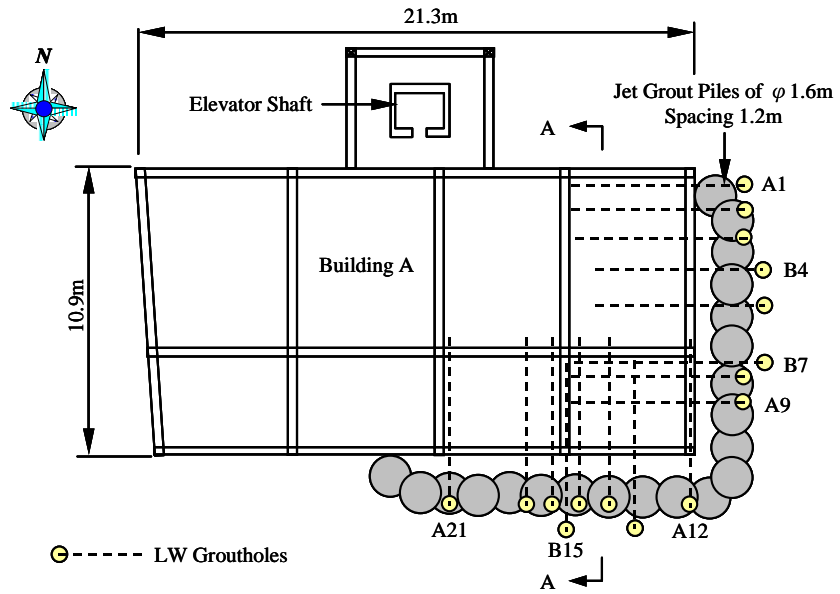


圖二十五 板橋線CP263標7號柱子下方擠壓灌漿球直徑

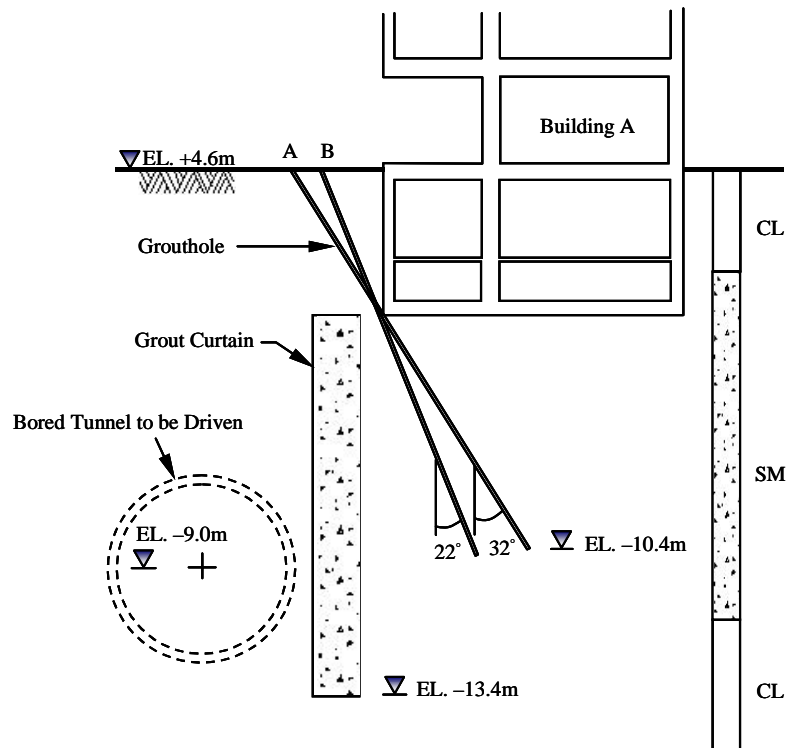


圖二十六 板橋線CP263標7號柱子頂升情形

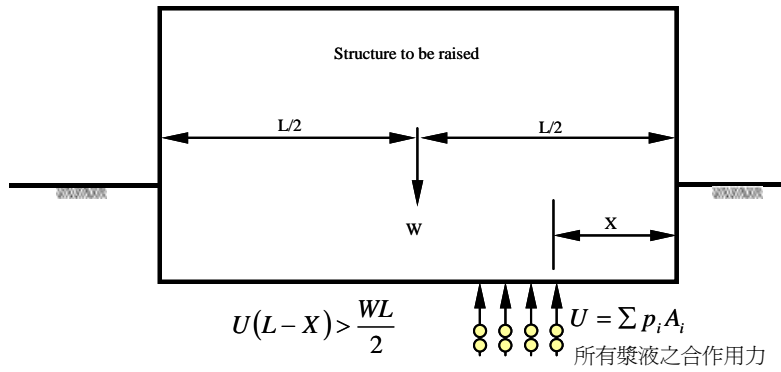
平面圖



A-A 剖面



圖二十七 板橋線CP261標脈狀灌漿頂升建物示意圖



圖二十八 頂升建物之機制

表一 台北捷運車站及通風豎井開挖資料(摘自黃南輝等，1999)

線別	施工標	車站段					
		站名	施工方式	長度	寬度	深度	地下層數
淡水線	CT201G	台北車站(R13N)	順打	34.10~47.00	30.00	27.80~29.30	U4
	CT201F	台北車站(R13S)	逆打/半逆打	85.00	38.00	28.30	U4
		台北車站(BL7)	逆打	226.50	21.50	19.80~27.30	U3
	CT202A	中山站(R14)	順打	293.00	20.15~25.05	18.00	U 2~U3
		民生站(R15)	順打	271.00	25.05	26.00	U2
	CT202B	民權站(R16)	順打	222.00	21.00	18.00~26.00	U 2~U3
CT216B	行控中心	順打	115.00	95.00	20.40~23.60	U4	
新店線	CH218	台大醫院(R12)	順打	240.00	21.00	16.40	U2
	CH219	中正紀念堂站(G11)	半逆打	350.00	25.00	24.00	U3
	CH220	古亭市場站(G10)	半逆打	325.00	25.00	24.00	U3
	CH221	臺電大樓站(G9)	順打	250.00	20.00	18.00	U2
		通風豎井(中和線)	順打	26m(外徑)		34.95	
	CH222	公館站(G7)	順打	250.00	20.00	17.50	U2
	CH223	萬隆站(G6)	順打	250.00	21.00	17.00	U2
	CH224	景美站(G5)	順打	252.00	21.00	17.00	U2
	CH224	大坪林站(G4)	順打	252.00	21.00	17.00	U2
	CH225	七張站(G3)	順打	195.00	22.00	11.00~15.00	U1
	CH226	新店市公所站(G2)	順打	193.00	30.00	10.20~14.30	U1
CH227	新店站(G1)	順打	235.00	32.00	22.50	U4	
CH228	新店機廠	順打	275.00	13.00	6.00	U1	
南港線	CN251	愛國站(G12)	順打	310.00	13.00~19.00	16.50	U2
	CN252	西門站(BL6)	順打	398.00	27.00	24.50	U2
	CN253A	善導寺站(BL8)	順打	240.00	21.50	19.00	U2
	CN253B	MALL 區	順打	307.20	35.30~46.60	18.60~23.40	U2
	CN254	新生站(BL9,O13)	半逆打	308.00	17.90	19.43~27.43	U2~ U3
	CN255	忠孝復興站(BL10)	半逆打	260.00	22.00	19.70	U2
		忠孝敦化站(BL11)	半逆打	256.00	22.30	22.10	U2
	CN256	國父紀念館(BL12)	半逆打	256.00	19.90	16.20	U2
		中山學園地下道	順打	83.00	38.00	11.20~17.80	
	CN256A	車行地下道	順打	31.50	20.50	10.60	U1
	CN257	市政府站(BL13)	順打	278.00	24.00	18.80	U2
	CN258	後山牌站(BL15)	半逆打	293.00	20.00	20.40	U2
		松山站(BL14)	半逆打	269.00	19.50	16.70	U2
CN259C	昆陽站(BL16)	順打	230.00	22.00	15.20	U2	
中和線	CC275	頂溪站(O16)	順打	247.00	20.00	20.00	U2
	CC276	永安市場站(O17)	順打	220.00	11.00	23.85	U2
	CC277	景安站(O18)	順打	211.00	22.00	30.23	U3
	CC278	南勢角站(O19)	順打	283.00	20.00	22.50	U3
中和機廠		順打	300.00	38.00	22.50		
板橋線	CP261	龍山站(BL5)	順打	288.00	21.90	18.90	U2
		通風井 B	順打	34.40	21.10	33.81	
	CP262	通風井 A	順打	23.00	23.50	36.60	
	CP263	江子翠站(BL4)	順打	280.00	18.00	16.80	U2
CP264	新埔站(BL3)	順打	230.00	22.00	17.80	U2	

表二 CN257標及CN258標地盤改良相關資料一覽表

標別	位置	施工方式	改良樁徑 (m)	改良樁中心間距 (m)
CN257	BL13 明挖覆蓋隧道	JSG	1.20	1.04
			2.55	2.20
CN258	BL14	SWING UHPG	2.50	2.15
			1.60	1.20
CN258	BL15	UHPG	1.60	1.20

表三 台北捷運潛盾隧道工程各施工標選用設備一覽表(摘自朱旭等, 1997)

路線別	施工標	覆土深度 (m)	最小曲率半徑 (m)	最大縱坡度 (%)	選用機型	輔助工法	切刀型式	*長度 (m)	#外徑 (m)	環片內徑/外徑 (m)	環片寬度/厚度 (m)	二次灌漿	同步背填灌漿設備	出土方式
淡水線	CT201A	9~18	450	3.0	土壓平衡	加泥型	面板式	--/--/--	--/6.09	5.42/6.12	1.00/0.25			X
新店線	CH218	8.5~21	380	3.0	土壓平衡	加泥型	輪幅式	6.40/6.10/5.70	6.07/6.05	5.40/5.90	1.00/0.25	有	有	Y
	CH219	8.5~22	700	3.0	土壓平衡	加泥型	輪幅式	7.50/6.95/6.30	--/6.04	5.40/5.90	1.00/0.25			Z
	CH221	8~22	400	3.0	泥水加壓	---	面板式	7.10/6.95/6.52	--/6.25	5.60/6.10	1.00/0.25	有		Y
	CH222	9~18	300	2.448	土壓平衡	加泥型	圓頂式	7.77/--/--	6.16/6.12	5.40/6.00	1.00/0.30			Z
	CH223	9~15	350	0.2	土壓平衡	加泥型	輪幅式	--/7.10/6.67	6.04/6.04	5.40/5.90	0.90/0.25			Z
	CH224	9~16	350	3.0	土壓平衡	加泥型	圓頂式	--/7.54/6.62	--/6.04	5.40/5.90	0.90/0.25			Z
南港線	CN251	9.5~16	200	3.0	土壓平衡	加泥型	輪幅式	--/6.90/--	--/6.25	5.6	1.00/0.25	有		Y
	CN253B	6~11.5	200	3.0	土壓平衡	加泥型	輪幅式	7.20/--/6.03	--/6.24	6.1	1.00/0.25		有	Y
	CN253A	10~12	350	0.74	土壓平衡	加泥型	輪幅式	7.40/7.00/6.63	6.04/6.04	5.60/6.10	1.00/0.25			Z
	CN254	11~13	900	0.353	土壓平衡	加泥型	輪幅式	7.40/7.00/6.63	6.04/6.04	5.40/5.90	1.00/0.25			Z
	CN256	8.5~12	3,000	1.488	土壓平衡	加泥型	輪幅式	7.18/6.88/6.48	6.07/6.05	5.40/5.90	1.00/0.25			Y
	CN257	8~10	1,300	0.759	土壓平衡	加泥型	輪幅式	7.40/7.00/6.63	6.04/6.04	5.40/5.90	1.00/0.25			Y
	CN258	8~12	300	0.738	土壓平衡	加泥型	輪幅式	7.16/--/--	6.05/6.04	5.40/5.90	1.00/0.25			Z
板橋線	CP261	11~25	330	2.985	土壓平衡	加泥型	輪幅式	7.22/6.92/6.52	--/6.25	5.40/5.90	1.00/0.25	有		Y
	CP262	10.5~2	300	2.8	土壓平衡	加泥型	輪幅式	--/7.68/7.37	--/6.24	5.60/6.10	1.00/0.25	有		Z
	CP263	9~10	1,000	3.0	土壓平衡	加泥型	輪幅式	7.45/6.95/6.50	--/6.24	5.60/6.10	1.00/0.25		有	Y
	CP264	10.5~2	280	2.4	土壓平衡	加泥型	輪幅式	6.27/5.97/5.47	6.28/6.28	5.60/6.10	1.00/0.25		有	X
中和線	CC275	11~26	300	3.0	土壓平衡	加泥型	面板式	6.42/6.09/5.66	6.27/6.26	5.60/6.10	1.00/0.25			Z
	CC276	6.5~22	300	3.5	土壓平衡	加泥型	面板式	6.42/6.09/5.66	6.27/6.26	5.60/6.10	1.00/0.25	有		Z
	CC277	6~22.3	200	3.0	土壓平衡	加泥型	面板式	6.42/6.09/5.66	6.27/6.26	5.60/6.10	1.00/0.25	有		Z

說明：\*表示潛盾機之鼻尖至盾尾總長度/刀盤面至盾尾長度/盾身長  
#表示潛盾機之刀盤外徑/盾身外徑

A：拆解、吊運、再組立 B：迴轉 C：棄殼  
X：膠輪傾卸車 Y：壓送泵浦+排泥管 Z：軌道台車