

黏性土中高壓噴射灌漿導致地盤破壞機制
FAILURE MECHANISM INDUCED BY JET
GROUTING IN COHESIVE SOILS

黃立煌，高祥生
L.W. Wong and H.S. Kao

原著載於地工技術雜誌第47期，1994年9月，107～120頁

Reprinted from Sino-Geotechnics, No.47, pp.107~120
September, 1994

黏性土中高壓噴射灌漿導致地盤破壞機制

黃立煌 高祥生

亞新工程顧問公司

關鍵字：高壓噴射灌漿，孔穴擴張。

摘要

本文以圓筒型孔穴擴張模式分析高壓噴射灌漿引致黏性土破壞之機制。分析結果顯示三重管工法施灌時孔內壓力低於破壞之臨界壓力，而採用雙重管及單重管工法時，孔內壓力則高於臨界壓力；觀測結果除確認三重管工法具有控制隆起之優點外，並驗證理論破壞模式之適用性。

FAILURE MECHANISM INDUCED BY JET GROUTING IN COHESIVE SOILS

WONG LUP-WONG, KAO HSIANG-SHENG

Moh and Associates, Consulting Engineers, Inc.

KEY WORDS : Jet grout, Cavity expansion

ABSTRACT

This paper applies the cylindrical cavity expansion model to study the failure mechanism induced by jet grouting in cohesive soils. Results of analyses indicate that the cavity pressure for triple tube grouting is less than the pressure which could induce failure. The single and double tube techniques cause higher cavity pressures which may exceed the critical failure pressure. Observations confirm the merits of triple tube technique on heave control and validate the theoretical failure mechanism.

一、前言

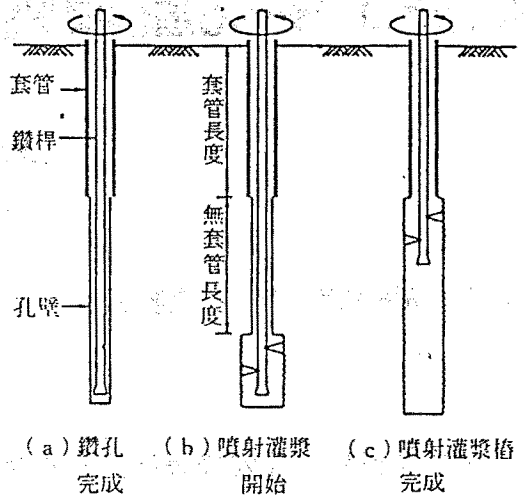
高壓噴射灌漿於地下工程施工時對維護鄰近結構物之完整性上，近年多為工程

界所應用，惟因採用高達 20 至 40 MPa 之壓力，施工時極易因灌漿孔內壓力過高而導致土體破壞，產生地盤之隆起，因而不可不慎。文獻資料報導星加坡捷運工程施作高壓噴射灌漿曾導致 550 mm 之地面

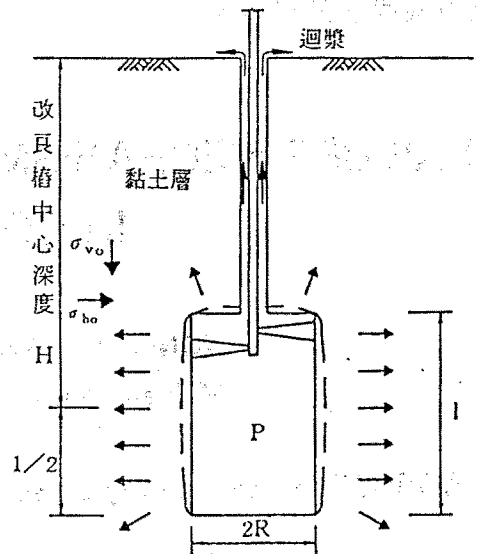
隆起 (Berry et al., 1987)，台北地區亦有因噴射灌漿導致約 60 mm 結構物沉陷，及 10 mm 隆起之記錄 (黃立煌等，民國 83 年)。因此地盤改良作業可能對本欲保護之結構物造成反效果。如何控制地盤位移之狀況，實有深入探討之必要。

二、施工方法

一如其他灌漿作業，高壓噴射灌漿導致之隆起及沉陷情況與操作技術有極大之關係。探討地盤位移機制及原因，應先瞭解其施工方法及施工作業細節。圖一為灌漿施工程序示意圖，目前在台北地區所採用之工法，依其灌漿管 (Monitor) 之型式，可分為單重管、雙重管及三重管三種工法，此三種工法之施工步驟及特點，Kauschinger and Welsh (1989) 及黃立煌等 (民國 83 年) 有詳細之說明。上述三種灌漿工法之基本施工程序大致相同。首先由鑽桿及噴嘴組成之灌漿管以水或穩定液進行鑽孔，孔壁以套管或穩定液支撐；到達預定深度後將灌漿管緩慢提升，同時噴射漿液。灌漿液噴射期間廢漿沿鑽桿周圍之環狀空間向上流出，於地面以溝槽或廢漿池收集。



圖一 高壓噴射灌漿施工步驟



圖二 高壓噴射灌漿圓筒型孔穴擴張模式

三、破壞機制探討

瞭解高壓噴射灌漿之施工方法後，方可對灌漿作業導致周圍土壤所產生之應力及應變行為進行深入探討。高壓噴射漿液在切削及攪拌土壤時，在鑽桿底部形成圓筒狀孔穴，此孔穴立刻被水泥漿材料填充形成改良樁體，其樁徑為 $2R$ ，樁長 l ，如圖二所示。同時，在噴射灌漿期間，此尚未凝固之圓筒狀樁體仍為流體狀態，其

孔內壓力為 P 。

土壤之原有總現地垂直、水平應力分別以 σ_{vo} 、 σ_{ho} 表示。當孔內壓力 P 大於下列現地總應力時，孔壁將向外擴張：

$$P > \sigma_{vo} = \sigma_v' + u \dots\dots\dots(1)$$

$$P > \sigma_{ho} = K_o \sigma_v' + u \dots\dots\dots(2)$$

K_o 為土壓力係數， u 為孔隙水壓力， σ_v' 為有效垂直應力。

由於土壤為彈塑性材料，因此，應力在彈性範圍時，土壤將產生彈性膨脹，如

應力進一步增加至屈服應力時，土壤將發生塑性變形，而形成破壞狀況。

3.1 孔穴擴張理論 (Cavity Expansion Theory)

圖二所示之灌漿體可視作「圓筒型孔穴膨脹」(Cylindrical Cavity Expansion)之材料力學問題。由於土壤並非理想彈性材料，在應力或應變較大時將發生屈服情形，屈服後達到塑性變形狀況。假設土壤之應力/應變為彈性及完全塑性之理想模型，如圖三所示，Gibson and Anderson (1961) 求得圓筒型孔穴壓力及孔穴體積變化之關係。當孔壁剪應力達到土壤之不排水剪力強度 S_u 時，將發生屈服 (Yield) 狀況；如圖四所示，此時之孔內壓力定義為屈服壓力：

$$P_y = \sigma_{ho} + S_u \dots\dots\dots(3)$$

當孔穴壓力 P 高於屈服壓力 P_y 時，孔壁周圍之土壤由彈性變形狀態發展至塑性變形狀態。根據 Gibson and Anderson (1961)，孔內壓力之極限值 P_1 為

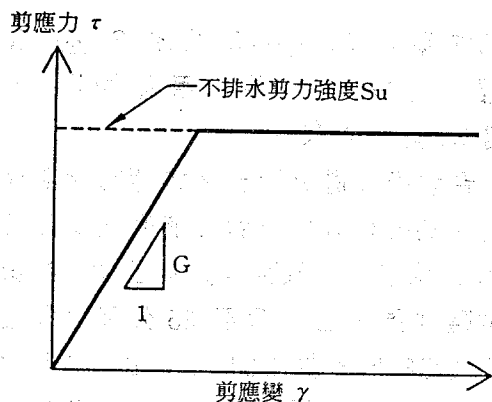
$$P_1 = \sigma_{ho} + S_u \left[1 + \ln \frac{G}{S_u} \right] \dots\dots\dots(4)$$

式中 G 為土壤之剪力模數 (Shear Modulus)。超過此壓力時，土體即產生破壞。

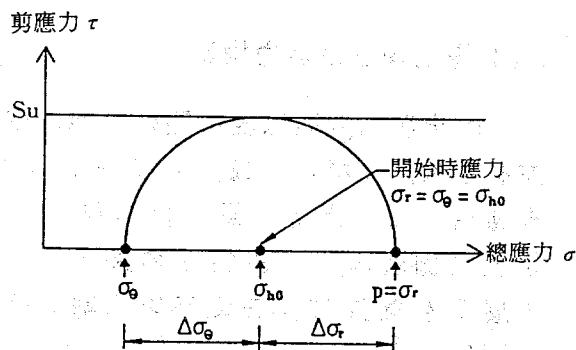
3.2 影響因素

3.2.1 不排水剪力強度

如公式(3)及公式(4)所示，屈服壓力 P_y 與極限壓力 P_1 與不排水剪力強度 S_u 及剪力模數 G 有關。公式(3)及公式(4)之 S_u 值為土壤在孔穴擴張之變形模式時之不排水剪力強度 $S_{u(PMT)}$ ，而土壤之 S_u 值因變形模式不同而有不同結果。Chin, Crooks and Moh (1995) 根據周詳之試驗室試驗結果研判，建立出台北松山層黏性



圖三 理想彈性及完全塑性材料剪應力/應變曲線



圖四 圓筒型孔穴擴張至塑性破壞前摩氏圓

土之常化剪力強度關係經驗公式，對壓縮強度而言；其三軸試驗不排水剪力強度為

$$S_u(TC) = 0.32 \sigma_v' OCR^{0.82} \dots\dots\dots(5)$$

式中 OCR 為過壓密比。

根據台北盆地南側地區調查及試驗結果 (SOFRETU-CTCI J.V. 1990)，顯示盆地南側之黏性土不排水剪力強度亦適用公式(5)之經驗關係式。作者並參考該地區 16 組孔內側壓試驗結果，研判黏土層之 P_1 、 G 及 $S_{u(PMT)}$ 等參數，建立得 $S_{u(PMT)}$ 結果如圖六所示，其常化剪力強度可以下列經驗關係式表示：

$$S_{u(PMT)} = 0.45 \sigma_v' OCR^{0.82} \dots\dots\dots(6)$$

比較公式(5)及公式(6)

$$\frac{S_{u(PMT)}}{S_{u(TC)}} = 1.41 \dots\dots\dots(7)$$

公式(7)顯示 $Su_{(PMT)}$ 值約為 $Su_{(TC)}$ 值之 1.4 倍，差異甚大，在應用公式(4)時，應採用 $Su_{(PMT)}$ 結果。

台北松山層黏性土之過壓密比隨深度而變。接近地表之土壤可能受乾燥作用，OCR 值大於 2，甚至高達 4 至 6。根據實際試驗結果，12 公尺至 35 公尺之間之黏性土 OCR 值約為 1.33 至 1.09，顯示台北地區黏土為輕度過壓密。如以 $OCR=1.15$ 計算，公式(6)可簡化為

$$Su_{(PMT)} = 0.50 \sigma_v' \dots\dots\dots(8)$$

3.2.2 彈性模數及剪力模數

除土壤強度與深度有關外，彈性模數亦有隨深度而增加之趨勢。Chen (1980) 根據台北松山層黏土層 (松四層) 之 30 組孔內側壓試驗 (PMT) 結果，求得黏土層彈性模數 E 與三軸不排水剪力強度之關係

$$E = 180 Su_{(TC)} \dots\dots\dots(9)$$

而 E 與 G 之關係為：

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots(10)$$

飽和黏土在不排水狀況時包松比 ν 應為 0.5。由於 Chen (1980) 在計算其 PMT 結果時， ν 採用 0.33。由公式(7)、(9)及(10)可得：

$$G = 48 Su_{(PMT)} \dots\dots\dots(11)$$

此 G 值為初始應力應變階段所求得之初始模數 (Initial Modulus)。公式(11)之 $G/Su_{(PMT)}$ 比值與台北盆地南側地區黏土層 PMT 試驗所得結果十分接近。

3.3 臨界壓力

根據公式(8)及公式(11)，假設地下水位於地面，水單位重 γ_w 為土壤單位重 γ_s 之 0.5 倍，並考慮飽和黏性土在不排

水狀況時：

$$K_o = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'} = 0.5 \dots\dots\dots(12)$$

則公式(1)至公式(4)皆可簡化為與總現地垂直應力 σ_{vo} 之關係式：

$$\sigma_{vo} = \gamma_s H \dots\dots\dots(13)$$

$$\sigma_{ho} = 0.75 \sigma_{vo} \dots\dots\dots(14)$$

$$P_y = 1.0 \sigma_{vo} \dots\dots\dots(15)$$

$$P_l = 2.0 \sigma_{vo} \dots\dots\dots(16)$$

其中 H 為土體深度。公式(13)至公式(16)顯示台北松山層黏土，於高壓噴射灌漿施灌時，孔穴周圍土體之應力變化情形。在孔內壓力低於 1.0 倍總覆土壓時，為彈性狀態，孔內壓力介於 1.0 至 2.0 倍總覆土壓時，為塑性狀態，孔內壓力高於 2.0 倍總覆土壓時，將為破壞狀態。達到破壞時漿液將自破壞面裂隙進入周圍土體內，同時並因漿液壓力高於 σ_{vo} 或 σ_{ho} ，而造成水力破裂之現象。

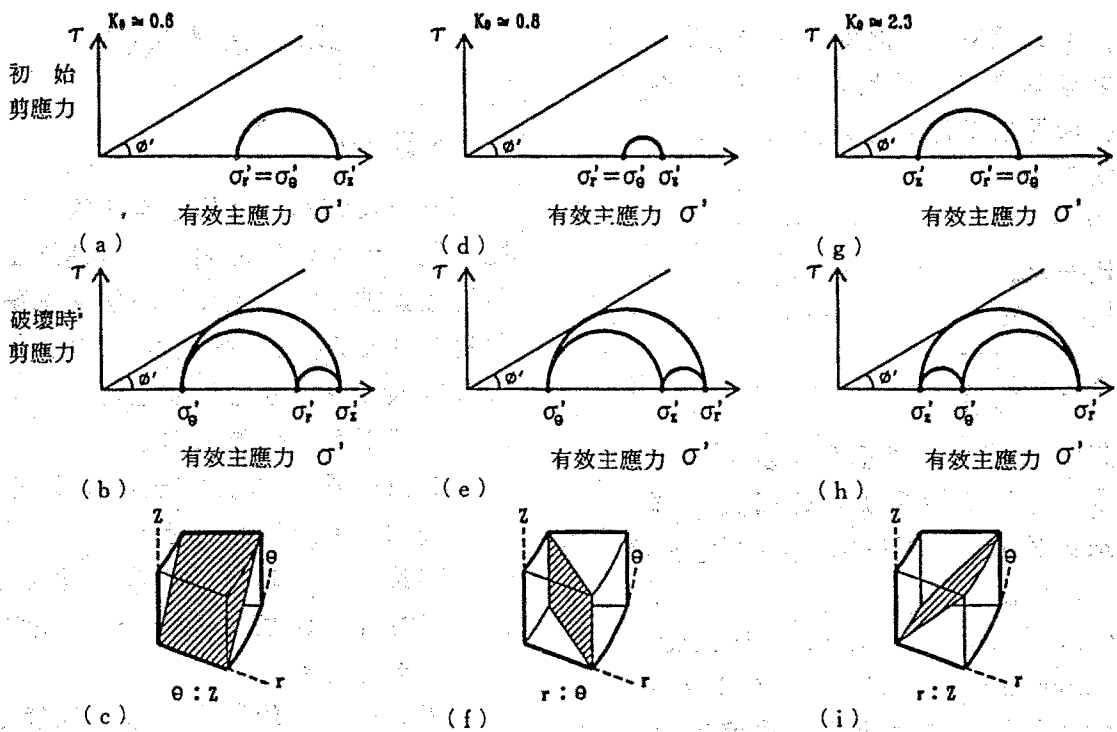
公式(13)至(16)為假設 σ_{ho} 及 Su 值不受灌漿影響之狀況。嚴格來說此假設狀況僅適用於第一支灌漿樁。隨灌漿進度展開，土層將因改良樁施作而產生應變及樁體強度增加之影響，而導致較高之臨界壓力。在考慮灌漿對臨界壓力之影響時應直接採用公式(3)及(4)。

3.4 摩爾一庫倫破壞機制

圓筒型孔穴應力分析皆假設垂直應力 σ_z 對土壤之破壞無影響，破壞時以徑向有效應力 σ_r' 為主應力，圓周向有效應力 σ_θ' 為最小主應力，破壞面將為垂直方向。水平及垂直有效應力之關係如下式：

$$\frac{\sigma_h'}{\sigma_z'} = K_o \dots\dots\dots(17)$$

Wood and Wroth (1977) 探討摩爾一庫倫破壞時，垂直有效應力仍保持為主應



圖五 考慮垂直有效應力時摩氏圓及破壞面方向 (Wood and Wroth, 1977)

力之狀況，如圖五所示。分析結果顯示原 K_0 約為 0.6、0.8 及 2.3 時，破壞面將分別為 $\theta : z$ 、 $r : \theta$ 及 $r : z$ 方向所合成之斜面。

一如 3.3 節之說明，在實際高壓噴射灌漿施工時， K_0 可能隨施工進展而變化。原有 $K_0=0.5$ 之狀況可能只適用於第一支改良樁。在土壤受先前灌漿施工及土體膨脹之影響， K_0 值大於約 0.7 情形下，孔穴破壞時將會產生垂直破壞面，或在 K_0 值大於 2.3 之情形時，可形成土體以圓錐型隆起之現象。

四、孔內壓力

噴射灌漿之特點為採用 20 至 40 MPa 之高壓力，將灌漿液經由孔徑 2.4 至 3.4 mm 之噴嘴壓送後，產生高速噴流，根據 Kauschinger and Welsh (1989) 之說明，其噴速可超過音速。因此，雖然灌漿

機之壓送壓力甚高，在噴流噴出後壓力水頭轉變為動能，壓力迅即降低。惟此理想狀況有一必要條件，灌漿液所組成之噴射流必需能自由流動至地面，與大氣壓力相通。實際施工時迴漿經由鑽孔與鑽桿間之環狀空隙向上排出。假如空隙遭堵塞，孔穴內壓力將立即升高，最高可達其施灌壓力，導致土體破壞，產生大量隆起。

為防止土體破壞，高壓噴射灌漿施工時必需隨時注意地面之迴漿情形，假如迴漿因孔內阻力過大或遭堵塞停止流動，操作者應立刻停止灌漿壓力，以免造成大量隆起。假如壓力來不及減低或堵塞未能即時察覺，則孔內壓力上升至高於孔內阻力時，會把堵塞之土塊排出，迴漿重新流動，但在阻塞土塊排出鑽孔前，孔內壓力可能已升高而造成破壞。

孔內壓力之大小，可以採用流體力學原理進行分析。根據黃立煌、Shirlaw 及

高祥生 (民國 83 年) 之探討, 影響孔內壓力 P 之來源有二, 分別為迴漿壓力 P_{sl} 及鑽孔壁與迴漿間產生之摩擦力 P_f , 如下列計算式表示:

$$P = P_{sl} + P_f \dots\dots\dots(18)$$

$$P_{sl} = H_{sl} \times \gamma_{sl} \dots\dots\dots(19)$$

$$P_f = \Delta H_f \times \gamma_{sl} \dots\dots\dots(20)$$

$$\Delta H_f = f \frac{LV^2}{2gD} \dots\dots\dots(21)$$

其中 H_{sl} 代表迴漿垂直高度, γ_{sl} 迴漿單位重, ΔH_f 流體摩擦水頭損失, f 流體水頭損失係數, V 迴漿於鑽孔內之流速, g 重力加速度。

公式(21)為著名之 Darcy-Weisbach 公式 (Darcy 1854 及 Weisbach 1845), 為計算圓管中亂流之經驗公式。摩擦係數 f 與雷諾數 (Reynolds number, N_R) 有關。

$$N_R = \frac{VD\rho}{\mu} \dots\dots\dots(22)$$

管徑 D 、管長 L 、管壁粗糙度 ϵ 、流體黏滯度 μ 、流速 V 、流體密度 ρ 等對迴漿壓力皆有影響。同時, f 值可參考 Moody (1944) 之實驗結果, 以 $\frac{D}{\epsilon}$ 及 N_R 值查表求得。此外, 迴漿經由鑽孔及鑽桿間環狀空隙向上流動, 此同軸管之狀況需以水力半徑 m 修正:

$$m = \frac{A}{WP} \dots\dots\dots(23)$$

式中 A 為流體之截面積, WP 為濕潤圓周, 在同軸管狀況, 外管內徑 D_1 、內管外徑 D_2 時, 則修正後管徑 D' 為:

$$D' = 4m = \frac{D_1^2 - D_2^2}{D_1 + D_2}$$

$$D' = D_1 - D_2 \dots\dots\dots(24)$$

D' 將代替公式(21)及公式(22)中之 D 值, 以計算 ΔH_f 。

五、現場試驗

5.1 地層狀況

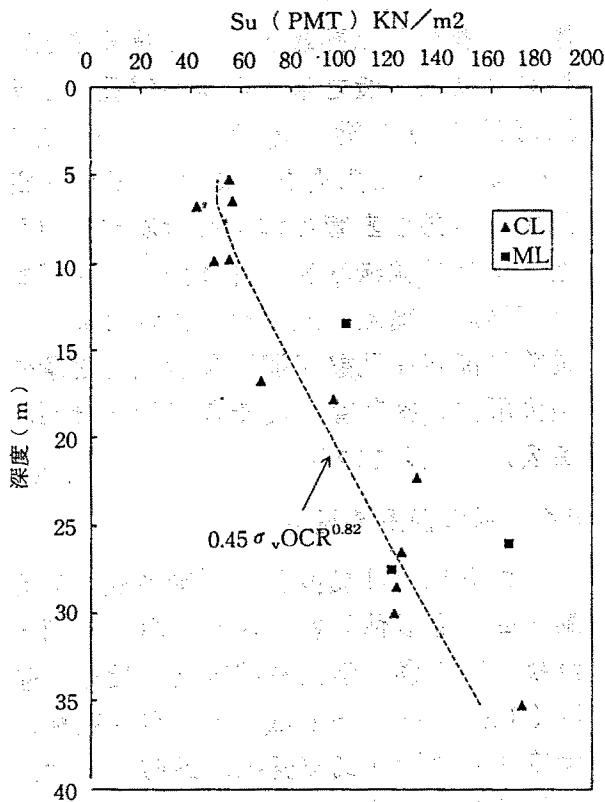
第三及四節所討論之理論模式之適用性, 現以台北盆地南側一處捷運施工基地現場灌漿試驗之結果加以驗證。試驗地區之地層主要為厚約 45 m 之松山層, 覆蓋於景美礫石層或砂岩組成之岩盤上。松山層自上至下可細分為三個次層:

- (1) 第一層, 粉質黏土層: 深度 0 至 22 m, N 值為 2 至 8。
- (2) 第二層, 粉質砂土層: 深度 22 至 27 m, N 值 9 至 20, 偶夾黏質粉土薄層。
- (3) 第三層, 粉質黏土層: 深度 27 至 45 m, N 值 8 至 20。

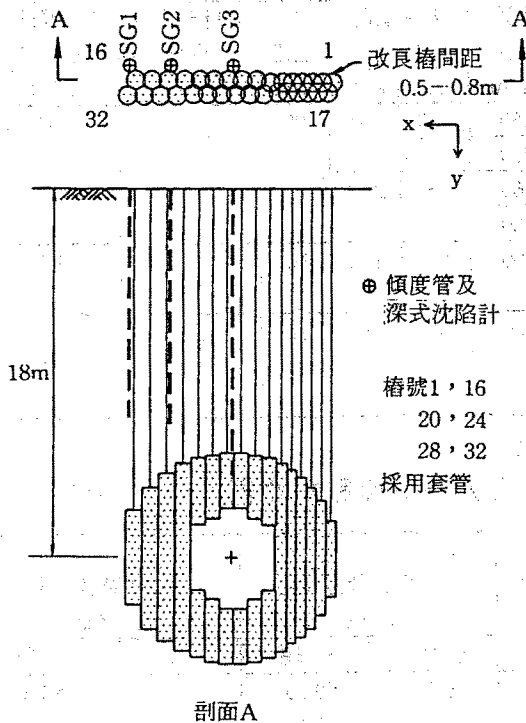
試驗地區之地下水位約在地面下 1 公尺。黏土層現場試驗所得不排水剪力強度結果如圖六所示。

5.2 施工參數

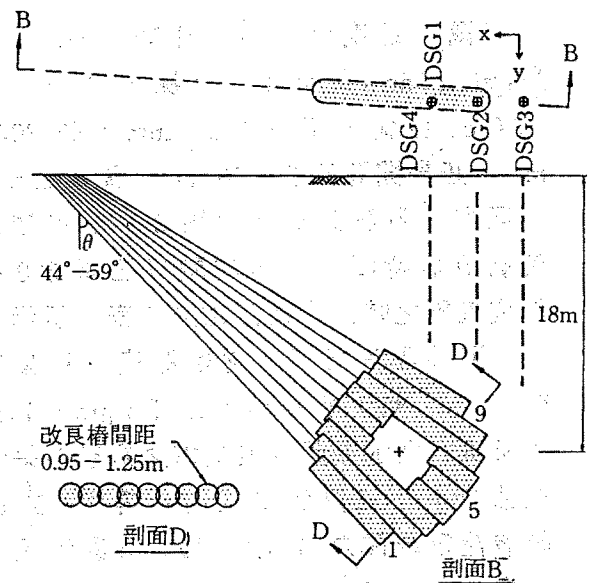
高壓噴射灌漿試驗, 曾採用單重管、雙重管及三重管三種工法。根據 Bilfinger + Burger / Eastern J.V. (1993) 之報告, 改良樁深度為 12 m 至 24 m; 以三種工法所施作之改良樁配置情形如圖七至圖九所示。單重管為垂直孔施工, 共 32 支, 設計樁徑 0.9 m, 於 1993.8.16 至 1993.8.27 進行灌漿。雙重管及三重管各施作 9 支, 傾角為 44° 至 59°, 呈扇形分佈, 設計樁徑分別為 1.5 m 及 1.6 m。鑽孔及灌漿作業期間分別為 1993.9.1 至 1993.9.7 及 1993.9.9 至 1993.9.18。單重管施工時, 於 1、16、20、24、28 及 32 號樁採用外徑 146 mm 套管, 長度 12 m 或 14 m, 其餘 24 支樁並無套管, 惟鑽孔孔徑加大為 180 mm。雙重管及三重管施工皆採用外徑 146



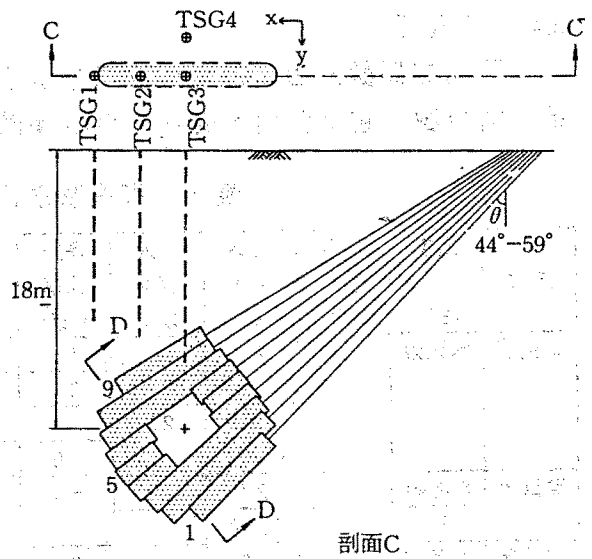
圖六 孔內側壓試驗不排水剪力強度結果



圖七 單重管工法改良樁配置圖



圖八 雙重管工法改良樁配置圖



圖九 三重管工法改良樁配置圖

mm 之套管，長度分別為 20.5 m 及 22.5 m。施工參數及灌漿液之性質資料，綜合於表一及表二以供參考。

5.3 灌漿液性質

承商於試灌期間曾對單重管、雙重管、三重管工法施工時之灌漿液及新鮮水泥漿量測其密度及黏滯性。密度係採用泥漿比重計 (Mud Balance) 量測。黏滯性係

採用漏斗黏度計 (Funnel Viscometer 或 Marsh Funnel) 量測。所採用之漏斗為 1500 cc 容量，直徑 152.4 mm，高 304.8 mm，底部開孔直徑 4.76 mm，長 50.8 mm；標準之量測方法為記錄 946 cc 液體之流動所需時間，但本試驗只記錄 500 cc 漿液流動之時間。量測結果如表二所示。

漏斗黏度計所得之黏滯度，可參考 Deere (1982) 所報導，以 Burgin (1979) 所研究之水泥漿性質文獻之調查結果予以估計。以三重管施工所量得之 500 cc 漿液流動時間為 35 秒，估計其黏滯係數約為 53 cp (Centipoise)。

5.4 摩擦水頭損失

5.4.1 三重管

除黏滯係數及密度外，估計摩擦水頭損失之參數，包括流速、管徑，可根據灌

漿施工資料予以計算。假設三重管施工時迴漿量為注入量之半，迴漿沿鑽孔及鑽桿間環狀空隙流動，流速估計為 1.6 m/sec。此外，為免坍孔，如圖一所示，鑽孔之上半部以套管支撐；惟考慮施工方便性，下半部並無套管。孔壁因材料不同而有不同之粗糙度。經採用公式(2)計算，三重管施灌階段孔壁與迴漿間所產生之摩擦損失壓力 P_f 於套管段及無套管段，分別為每公尺 5.5 及 10.2 KN/m²。

5.4.2 單重管及雙重管

由於以漏斗黏度計量測時漿液並無流動，因此難以估計黏滯係數。另一方面，漿液之不流動顯示具有甚高之初始剪力強度 (Initial Shear Strength)。作者直接以漿液作用於漏斗底部開孔之黏滯力，估計其初始剪力強度下限為 0.13 KN/m²；並

表一 高壓噴射灌漿試驗施工參數綜合表

工法	灌漿材料	灌漿壓力 MPa	噴嘴直徑 mm	注入速率 l/s	提升速率 min/m	鑽桿鑽速 rpm	水泥用量 kg/m	套管直徑 mm		鑽桿直徑 mm	設計改良樁直徑 mm	水泥漿配比 C/W 重量比		
								外徑	內徑					
單重管	水泥漿	40	2.4	1.9	1.8	17	160	146	134	90	0.9	1.1		
					2.4	13	220							
					3.0	2.9	1.2	27	160				-	180*
							1.6	20	220					
雙重管	水泥漿	40	2.4	1.9	5.4	10	500	146	134	90	1.5	1.1		
	空氣	0.8	56mm ²	28										
三重管	水泥漿	3	9.0	2.35	6.1	10	700	146	134	90	1.6	1.1		
	空氣	0.8	56mm ²	28										
	水	40	2.6	2.68										

註：*無套管段孔徑

表二 高壓噴射灌漿現場試驗量測及估計參數綜合表

工法	迴漿性質				估計最大迴漿流量 l/s	估計迴漿最大流速 m/s		每公尺摩擦損失 KN/m ²	
	單位重 KN/m ³	漏斗錐流動性 sec	估計黏滯度 cp	估計初始剪力 KN/m ²		套管段	土壁段	套管段	土壁段
單重管	15.7	不流動	-	>0.13	1.9 2.9	0.23 0.35	0.10 0.15	>11.7	>9.5
雙重管	15.3	不流動	-	>0.13	30	1.4		>11.5	>18.3
三重管	13.4	35	53	-	33	1.6		5.5	10.2

以此初始剪力估計灌漿時摩擦損失值。估計單重管及雙重管施灌時，於套管段之每公尺長摩擦損失壓力 P_f 之下限，分別為每公尺 11.7 及 11.5 KN/m²。考慮無套管時土壁之摩擦力約為鋼質管壁之 2 倍，單重管及雙重管施灌時，無套管段摩擦損失下限分別為每公尺 9.5 及 18.3 KN/m²。單重管施工不採用套管時，其孔徑為 180 mm，環狀空隙截面積較大，因而單位面積之摩擦損失較低。

5.5 孔內壓力分析

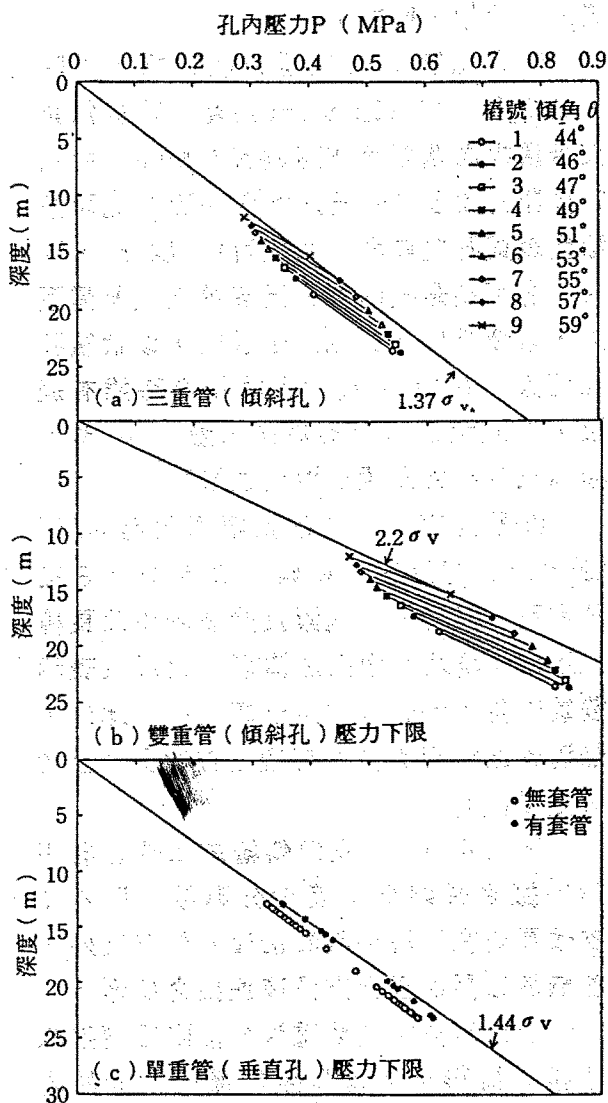
如僅以表二之迴漿密度及公式(19)計算迴漿之靜壓力，迴漿導致之孔內壓力 P 與 σ_{vo} 之比值皆小於 1.0，介於 σ_{ho} 及 P_y 之間，孔壁仍在彈性變形狀態，不應有破壞之情形，因此若有破壞必與迴漿之摩擦阻力有關。

經採用 5.4 節所得之摩擦水頭損失，三重管、雙重管及單重管施灌時孔內壓力之分析結果如圖十所示，並說明如下：

(1)三重管：三重管施工時為傾角 44° 至 59° 之傾斜孔，孔內壓力隨施灌深度增加，最高約為 $1.37 \sigma_v$ ，並未超過理論之極限壓力 P_1 ，顯示施灌階段將不致於產生破壞。

(2)雙重管：雙重管之施工與三重管同樣為傾角 44° 至 59° 傾斜孔，分析結果顯示即使採用下限摩擦損失，雙重管施灌時孔內壓力最低限度已達 $2.2 \sigma_v$ ，超過理論之極限壓力 P_1 ，施灌時即使迴漿順暢或鑽孔並無堵塞，亦將無可避免發生破壞。

(3)單重管：分析結果顯示單重管施灌所產生之孔內壓力較雙重管為小，主要原因為單重管之施工為垂直孔，在同樣之施灌深度 H_{s1} 時，其管長 L 較傾斜孔施作之雙重管者為小，因此具有較低之孔內壓力。目前採用下限摩擦損失所估計之孔內



圖十 高壓噴射灌漿孔內壓力

壓力約為 $1.44 \sigma_v$ 。但施灌時因實際摩擦損失高於分析所採用之下限值，推估其實際孔內壓力將高於極限壓力 P_1 而造成土體破壞。

六、觀察結果

6.1 實際迴漿狀況

根據現場觀察及施工記錄，高壓噴射灌漿試驗期間，三種施工方法施灌時，迴

漿情形分別說明如下：

(1)單重管：32支垂直改良樁施工時，最少有4支於底部1m內灌注時並無漿液沿鑽桿周圍環狀空隙迴流至地面，而由距灌漿孔2至3m處之地面逸出。此現象除代表鑽孔壁崩坍堵塞之可能狀況外，同時亦有可能是孔內壓力已高於破壞所需壓力，漿液沿破壞面流入土體內，以致鑽孔無迴漿。其餘28支改良樁施灌時雖有迴漿，但迴漿量估計約為注入量之20%，顯示土體破壞及漿液逸失之情形。

(2)雙重管：由於改良樁傾角為 44° 至 59° ，施工記錄顯示灌漿時9支中有8支分別發生套管內無迴漿及漿液於距改良樁1至3m處地面逸出之情形，此現象表示雙重管灌漿時普遍發生土體破壞。此外，無迴漿之情形大部份皆發生在底部1至2m處灌漿時。

(3)三重管：9支傾斜樁施灌時皆有迴漿，據目視觀察迴漿十分順暢，除有3支改良樁在施灌時漿液沿套管外流出外，並無於改良樁正上方漿液逸出之情形。

上述單重管及雙重管施灌階段遭遇無迴漿之情形，通常發生於灌漿剛開始階段。此時迴漿流速甚低或甚至並無流動；其管壁與漿液間之阻力，與採用漏斗黏度計量測迴漿之黏滯度時，漿液之滯留情形十分類似，顯示迴漿具有甚高之初始剪力強度(Initial Shear Strength)。無迴漿情形代表土體破壞正在發生，操作者於是停止灌漿，以免進一步之破壞；同時採用10 MPa之水壓重新擴孔，擴孔時需將鑽桿上下重複提升，提升幅度4m至5m；擴孔需時約5至9分鐘。經計算擴孔灌注之水量約等於鑽孔內滯留漿液之體積；漿液經稀釋後，因密度及黏滯度減低而重新流動，迴漿情況因此獲得改善。

6.2 位移觀測

6.2.1 觀測儀器

灌漿試驗現場裝設有地面沉陷點、傾度管及深層沉陷計，以觀測灌漿導致之地盤位移狀況。所採用之傾度量測管，外裝磁性沉陷環，故可同時量測側向位移及深層沉陷。單重管施灌區地面沉陷點共33點，間距2.0及2.5m，以三列佈設成監測網、傾度及測沉管3支，深11.2至14.0m。雙重管及三重管施灌區地面沉陷點各42點，間距2.0及2.5m，以三列佈設。傾度及測沉管各4支，深10.9至13.7m。儀器裝設位置如圖七至圖九所示。

6.2.2 位移觀測結果

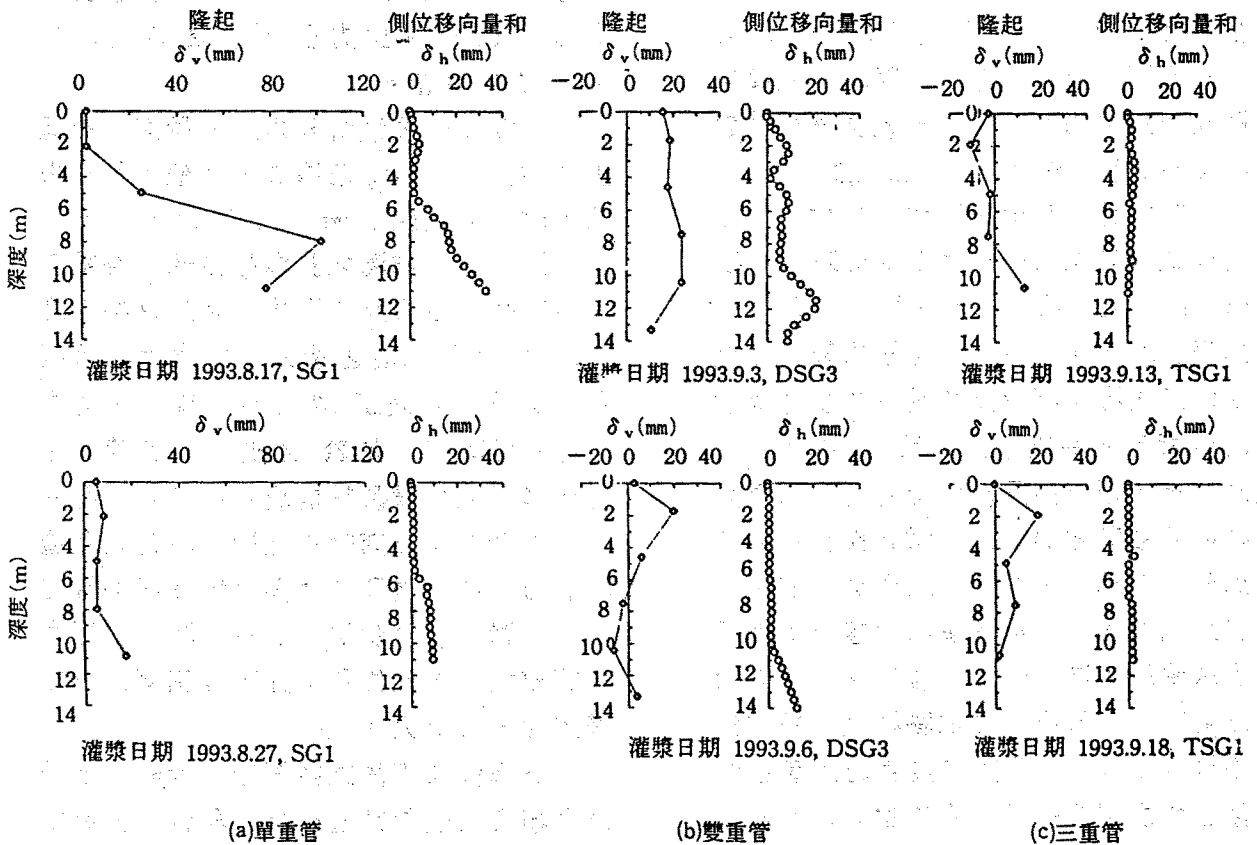
地面沉陷點觀測結果顯示單重管、雙重管及三重管工法所產生之最大地面隆起量，分別為15mm、85mm及7mm。其中雙重管工法所導致之85mm隆起為灌漿液逸出位置，三重管工法導致之7mm隆起則為鑽孔作業所導致。

考慮三種工法改良樁數量及施灌進度不同，加上隆起後有回沉情形；有必要對每一天之位移狀況仔細研判；尤為重要者，本文所探討之圓筒型孔穴擴張模式必需深入探討深層之位移情形，以驗證理論破壞模式之適用性。位移觀測資料數量甚多，本文節錄三種工法試驗初期及後期之觀測結果如圖十一，並綜合如表三所示。所整理之資料為每天灌漿開始前及結束後之傾度管及深層沉陷觀測值比較。各儀器皆於灌漿完成翌日早上8時至9時進行量測，時間上相隔12至18小時。由於隆起後有隨即回沉之現象，因此表三所列之隆起量應低於實際上灌漿剛完成後之隆起量。觀測結果說明如下：

表三 位移觀測結果綜合表

工法	灌漿日期	改良樁			儀器編號	觀測日期	平均位移			單位改良樁 位移量 δ mm/m ³
		編號	長度 m	與傾度管 水平距離 m			隆起 δ_{va} mm	側向 δ_{ha} mm	向量和 δ_h mm	
單重管	1993.8.17	5	8.5	8.2	SG1	1993.8.18	42	13.4	44	5.0
		9	5.4	5.5						
	1993.8.27	24	6.8	6.4	SG1	1993.8.28	6.0	5.0	7.8	0.45
		28	6.8	3.5						
		32	5.2	1.4						
30	8.5	2.3								
雙重管	1993.9.3	8	8.7	6.2	DSG3	1993.9.4	17	9.0	19	1.2
	1993.9.6	2	9.2	10.2	DSG3	1993.9.7	9.3*	2.3	9.5	0.28
		7	9.7	6.5						
三重管	1993.9.13	6	6.4	4.3	TSG1	1993.9.14	6.6*	1.7	6.8	0.52
		1	6.8	7.2						
	1993.9.18	5	6.2	6.0	TSG1	1993.9.20	6.8	1.0	6.9	0.25

*不考慮沈陷部份之平均隆起量。



圖十一 高壓噴射灌漿導致位移觀測結果

(1)單重管：圖十一(a)顯示 1993.8.17 灌漿引致之隆起量及側向位移隨深度而增加，即愈靠近改良樁位移量愈大。深度 7.9m 處有最大隆起量 102mm，代表土體破壞，漿液進入裂隙而產生大量隆起。表三統計地表至 11m 深度範圍 1993.8.17 及 1993.8.27 平均每立方公尺改良樁施灌，導致之位移向量和分別為 5mm 及 0.5mm。1993.8.27 之施灌產生較少之位移，可能為當日施灌最後 4 支，周圍土層受已完成之 28 支改良樁影響，強度增加以致土體不易產生破壞之故。

(2)雙重管：圖十一(b)顯示 1993.9.3 初期灌漿引致隆起量隨深度之變化較為平均，2 至 10 m 深度間隆起量平均約 20 mm，側位移亦有距離改良樁愈近而位移量愈大之情形。1993.9.6 之灌漿引致之側位移甚少，而且 7 至 12m 間有沉陷約 3mm 現象，研判沉陷與鑽孔作業有關。表三顯示初期及後期平均每立方公尺改良樁施作導致位移向量和，分別為 1.2 及 0.3mm。

(3)三重管：圖十一(c)顯示三重管施工作業導致地表至 8m 深度範圍沉陷 3mm 至 10mm，沉陷之原因與鑽孔有關。三重管產生沉陷較為顯著，很可能是單重管及雙重管兩種工法灌漿導致隆起量高於鑽孔導致沉陷量所致。在後期之灌漿(1993.9.18)並無沉陷，則可能是周圍土層受早期灌漿之影響而強度增加，以致鑽孔作業不易產生沉陷。在整個三重管施工作業而言，鑽孔引致沉陷正好抵消灌漿導致隆起，因而灌漿試驗結束其總位移量甚低。另一方面，三重管施工導致之側位移極微，平均側位移量僅 2mm，為證實三重管施工產生最小量位移之明顯結果。本工法前期及後期平均每立方公尺改良樁施作導致之位移向量和分別為 0.5mm 及 0.3mm。此外，同樣

為後期之灌漿，1993.9.6 雙重管施工與 1993.9.18 三重管施工皆導致 $0.3\text{mm}/\text{m}^3$ 之位移量，主要因為改良樁與觀測儀器間之水平距離不同，而以三重管改良樁與傾度管 TSG1 較為接近之故，估計在同樣距離時，雙重管施工仍導致較三重管為大之位移量。

6.2.3 灌漿導致位移量比較

根據灌漿試驗期間前期施作改良樁位移動觀測結果研判，高壓噴射灌漿於黏土層施工所導致之地盤位移量，以單重管最大，雙重管次之，三重管最低；其每立方公尺改良樁所導致之最大位移向量和如表三所示，依次分別為 5mm、1.2mm 及 0.3mm。綜合 5.5 節之分析結果詳細說明如下：

(1)三重管施灌時孔內壓力約為 $1.37\sigma_v$ ，其壓力低於 P_1 ，周圍土壤在塑性變形階段，因此每立方公尺改良樁僅產生 0.3mm 之位移量。

(2)雙重管施灌時孔內壓力最高，最低限度亦高於 $2.2\sigma_v$ 已達破壞狀態，每立方公尺改良樁產生 1.2mm 之位移量。

(3)單重管施灌之孔內壓力低於雙重管，但其每立方公尺改良樁所產生位移量為 5mm，顯然為三者之最大。經檢討其原因可能與單重管施工 32 支改良樁中，僅有 6 支採用套管，其餘 24 支並無套管。在此情形下除孔壁易於崩坍導致堵塞及孔內壓力上升外，無套管段之漿液亦對孔壁造成壓力，亦即鑽孔自地面至鑽桿底部皆在「孔穴膨脹」之狀況。由於受壓及變形之範圍較大，因此位移量亦較有套管保護之雙重管施工為大。

三種灌漿工法之觀測結果皆顯示後期改良樁導致較前期為小之位移量，其原因應為周圍之土層於前期灌漿作業時孔內壓力導致土層水平應力增加，同時已施作之

改良樁具有較高之強度；鑽心取樣試驗結果顯示其抗壓強度在 1 至 2 MPa 之間。根據公式(4)土壤改良後 σ_{ho} 及 S_u 兩項參數之增加將引致極限壓力 P_1 提高，假如 P_1 值高於 5.5 節所估計之孔內壓力 P ，灌漿時土體將仍在塑性變形狀態。

地盤改良對 P_1 值之影響程度，可於現場進行孔內側壓試驗，量測地盤改良後或改良期間 S_u 、 G 及 σ_{ho} 等現地土壤參數進行評估。

6.3 討論

經由土壤力學及流體力學之理論分析，可瞭解各項影響地層位移因素，噴射灌漿導致隆起之情況將可加以控制。其改善措施主要為減低孔內壓力，特別是孔壁摩擦損失導致之壓力。綜合台北捷運之經驗及 Buttling & Shirlaw (1988) 之報導，可行之措施有下列五項：

(1) 孔徑加大：鑽孔孔徑加大可減低迴漿流速，而減低摩擦阻力。

(2) 採用套管：除避免孔壁崩塌以致堵塞外，鋼套管之管壁較土壁為光滑，粗糙度較低，因而摩擦阻力較低。

(3) 避免傾斜孔：同樣之灌漿深度，傾斜孔有較長之管壁；儘量減少鑽孔傾斜度，可減少摩擦阻力。

(4) 採用三重管：三重管工法之迴漿其密度及黏滯度皆遠低於單重管或雙重管工法，所產生之摩擦阻力最低。

(5) 控制流量：灌漿注入速率愈低則迴漿流速愈低，低流速則有低摩擦阻力。控制流量之主要方法為採用不同直徑之噴嘴。如表一所示，以單重管工法為例，在採用 3.0mm 直徑噴嘴時，其水泥漿注入速率為 2.9 l/s；如改用 2.4mm 直徑噴嘴，則注入速率可減為 1.9 l/s。

雖然公式(4)顯示藉土壤強度增加而提高極限壓力 P_1 之可能性，而且觀測結果亦顯示後期灌漿導致較低位移量，但如以增加 P_1 值以控制位移，其可行性尚待進一步研究。主要問題在於前期灌漿作業可能已導致大量之位移量，因此基本策略仍在於減低孔內壓力。

七、結論

本文採用「圓筒型孔穴膨脹」及「彈性—完全塑性」土壤應力應變模式探討高壓噴射灌漿導致黏性土位移及破壞之機制。

(1) 經與實際現場共 50 支高壓噴射改良樁實際施工觀測結果比較，顯示理論分析模式之適用性。

(2) 分析及觀測結果顯示台北地區黏土層之高壓噴射灌漿施工，如孔內壓力低於 1.0 倍總覆土壓力，孔穴周圍土壤處於彈性狀態；壓力介於 1.0 至 2.0 倍總土壓時，為塑性變性狀態，壓力高於 2.0 倍覆土壓力時，將發生破壞，隨即導致大量隆起及側位移。

(3) 三重管工法由於其迴漿密度及黏滯性皆低於單重管及雙重管工法，施灌時產生之孔內壓力最低，其壓力低於導致破壞狀態之臨界壓力，因此使用三重管工法有助於減少地盤隆起。

(4) 瞭解導致位移之機制有助於高壓噴射灌漿施工時減低地面隆起及側位移。主要策略為減低孔內壓力，可行之措施包括鑽孔孔徑加大、採用套管，避免傾斜孔、採用三重管工法及控制流量等項目。

誌謝

本文承蒙台北市捷運工程局惠准發表，B+B/東怡共同承攬提供多項觀測資料，同仁秦中天博士、黃南輝博士提供寶貴意見及林照順工程師協助資料處理，使本文得以順利完成，特此誌謝。

參考文獻

- 黃立煌, Shirlaw, J.N., 高祥生 (民國83年) “高壓噴射灌漿在岩土工程之應用”, 結構與地基因國際學術研討會, 杭州1994年10月。
- BERRY, G.L., SHIRLAW, J.N., HAYATA, K., and TAN, S.H. (1987) “A Review of the Grouting Techniques Utilised for Bored Tunnelling with Emphasis on the Jet Grouting Method”, *Proceedings of the Singapore Mass Rapid Transit Conference*, April.
- BILFINGER + BURGER/EASTERN J.V. (1993), “The Final Report for Trial Study of Jet Grout Ring Between Station 018-019, Lot 277”, Taipei Metropolitan Area Rapid Transit System Project, December.
- BURGIN, C.R. (1979), “Investigation of the Physical Properties of Cement-Bentonite Grouts for Improvement of Dam Foundations”, M.S. thesis Presented to the University of Florida.
- BUTTLING, S. and SHIRLAW, J.N., (1988) “Review of Ground Treatment Carried out for Tunnels of the Singapore Mass Rapid Transit System”, *Proceedings, Tunnelling '88*, Institution of Mining and Metallurgy, London.
- CHEN, K.C. (1980) “Pressuremeter Test in Taipei Silt Formation”, M.Eng Thesis, Asian Inst. of Tech., Bangkok.
- CHIN, C.T., CROOKS, J.H.A., and MOH, Z.C. (1995), “Geotechnical Properties of the Cohesive Sungshan Deposits, Taipei”, *Geotechnical Engineering*, Journal of the Southeast Asian Geot. Society. (In review)
- DARCY, H. (1854), “Sur des Recherches Experimentales Relatives au Mouvement des Eaux dans les Tuyaux” (Experimental Researches on the Flow of Water in Pipes), *Comptes Rendus*, Vol.38, No.11, pp1109-1121.
- DEERE, D.U. (1982), “Cement Bentonite Grouting for Dams”, *Proceedings of the Conference on Grouting in Geotechnical Engineering*, New Orleans, ASCE.
- GIBSON R.E. and ANDERSON, W.F. (1961) “In-Situ Measurement of Soil Properties with the Pressuremeter”, *Civil Engineering and Public Works Review*, May 1961.
- KAUSCHINGER, J.L. and WELSH, J.P. (1989), “Jet Grouting For Urban Construction”, *Proceedings of the 1989 Seminar, Design, Construction and Performance of Deep Excavations in Urban Areas*, MIT, 1989.
- MOODY, L.F. (1944) “Friction Factors for Pipe Flow”, *Trans. Am. Soc. Mech. Engineers*, Vol.66, p671.
- SOFRETU-CTCI J.V. (1990), “Factual Report of Additional Geotechnical Investigation for DL-181, Chungho Line.” Taipei Metropolitan Area Rapid Transit System Project.
- WEISBACH, J. (1845), *Lehrbuch der Ingenieur- und Maschinen Mechanik* (Textbook of Engineering Mechanics), Brunswick, Germany.
- WOOD, D.M. and WROTH, C.P. (1977) “Some Laboratory Experiments Related to the Results of Pressuremeter Tests”, *Geotechnique*, June 1977, 27 (2), 181-201.

本文之討論意見將在後期雜誌中刊出，請您將意見於三個月內寄交雜誌社編輯委員會。

83年8月4日收稿

83年8月30日修改

83年9月6日接受