

## 噴射灌漿對鄰近土壤及連續壁變位之影響案例探討

林士誠  
中華顧問工程司

林宏達  
國立台灣科技大學營建工程系

郭晉榮  
磐工工程顧問股份有限公司

### 摘要

本研究針對一個採用高壓噴射攪拌(JMM)工法之地盤改良深開挖案例，進行一系列之監測及試驗來探討改良樁施作時對四周土壤及連續壁行為之影響。試驗結果顯示，灌漿後樁間土壤有傾向脆性行為，而強度較灌漿前略為增加。另由監測結果顯示，(1)灌漿時連續壁可能產生顯著之外擠變形，此外擠變形會因靜置而有回復現象，而其回復比約在18%~22%之間；(2)灌漿引致之外擠變形對後續開挖變形影響很大，連續壁變位會從朝向開挖區外逐漸變化至朝向開挖區內；(3)灌漿時鑽孔四周土壤會產生相當大之位移，尤其距鑽孔約1.0m處時之最大土壤側向位移量可達6.2cm；(4)灌漿施作會激發大量孔隙水壓，距鑽孔愈近被激發之超額孔隙水壓力也愈大，加上超額孔隙水壓之水壓力可達常時水壓之1.5倍。

**關鍵字：**灌漿、攪拌樁、深開挖、連續壁變形。

## CASE STUDY OF JET GROUTING EFFECT ON ADJACENT GROUND AND DIAPHRAGM WALL DISPLACEMENT

LIN S. C.

DEP. OF GEOTECHNICAL ENG., CHINA ENG. CONSULTANTS, INC.

LIN H. D.

DEP. OF CONSTRUCTION ENGINEERING, NATIONAL TAIWAN UNIVERSITY OF SCIENCE AND TECHNOLOGY

KOU C. J.

MICE CONSULTANTS CO., LTD.

### ABSTRACT

In this study, a basement excavation case in Taipei using the JMM jet grouting technique was investigated. Besides regular instrumentation, in-situ and laboratory tests were also conducted both before and after grouting to investigate the effects of jet mixing on the adjacent soils and diaphragm wall displacement. Testing results showed that the soil between the jet grout piles exhibits brittle behavior and slight strength increase. The monitoring results showed that (1) jet grouting would induce significant outward diaphragm wall displacement, and this wall displacement would rebound after some elapsed time, with a recovery ratio of 18%~22%. ; (2) Jet grouting had tremendous impact on the diaphragm wall displacement during the subsequent excavation, the displacement profile would gradually move from the unexcavated side toward the excavated side; (3) Soils adjacent to the grouting borehole exhibited large displacement, and the maximum lateral soil displacement recorded adjacent to the jet-mixed piles was about 6.2cm. ; (4) During jet grouting, the excess pore water pressure of adjacent soils increased significantly, the closer the larger with a maximum value of about 1.5 times the in-situ pore water pressure.

**KEY WORDS :** grouting, jet grout pile, deep excavation, diaphragm wall displacement.

# 地工技術

## 一、前言

近年來於軟弱土層中進行深開挖工程有逐漸增多之趨勢，惟其標準貫入試驗N值甚低(SPT N=0~4)，自然含水量也接近或略高於液性限度，開挖時軟弱粘土可能隨時間或施工擾動而降低強度，同時其所能提供之被動阻抗也甚低。因此，為使開挖工作得以順利進行、克服隆起破壞、增加開挖區內被動土壓力、減少擋土壁變位量及提高土壤強度與勁度等因素之考量下，大都以地盤改良工法將開挖區內軟弱土壤施作地質改良以強化軟弱粘土強度達到設計要求。

以目前台北都會區之施工環境而言，常被應用於深開挖之地盤改良工法主要有高壓灌漿或深層攪拌工法兩種，其中基於施工性之考量又以高壓灌漿為較佳之選擇，且其改良成效亦較能符合設計之需求，惟在施工過程中常因廢土無法順利排除及水泥漿液持續注入土壤中，造成開挖區內土壤體積增加並產生上頂力及側向擠壓應力(謝旭昇等，2002)、灌漿孔周圍土壤變形、擋土壁位移、地下水壓力增加及地表隆起等工程現象，而改良樁間的土壤力學特性也隨之改變。雖然工程界對上述現象已有相當之實務經驗，惟對其量化之數值始終未有一完整之監測值，而常被引為話題的如：擋土壁之整體變形行為應如何掌握、開挖區內改良樁間土壤之力學行為是否有改變、地表之隆起量為何或被激發之超額孔隙水壓力應是多少等問題。因此，本文乃藉一實際之工程案例進行現地監測、試驗及灌漿前後之室內力學試驗結果等來說明高壓噴射灌漿對深開挖工程行為之影響，以供後續進行有地盤改良深開挖分析設計之參考。

本基地位於台北市基隆路與東興街交叉口，為一地下四層地上十一層之工業科技大樓，基地略成L型，面積約為7,077m<sup>2</sup>，開挖深度為15.9公尺，擋土設施採用深34.0m厚90cm之連續壁。

### 2.1 基地地質狀況

本基地之地層主要由松山層之粉土質黏土及粉土質細砂所組成，惟松五次層在本基地地層並不存在，而松三次層則以薄層呈現。在松山層以下乃由景美層之卵礫石所組成。本案例之地層狀況及簡化土層參數如表一所示。基地地層狀況自地表下0.0m~50.0m範圍內是以粉土質黏土為主，共可分為六個土層，其中第一層在地表下0.0m~1.5m之間為回填土，平均標準貫入試驗N值為5；第二層(松六層)在地表下1.5m~11.3m之間為棕黃色粉土質黏土，屬極軟弱黏土層，平均標準貫入試驗N值為2；第三層(松四層)在地表下11.3m~31.5m之間為灰色粉土質黏土，平均標準貫入試驗N值為6；第四層(松三層)在地表下31.5m~32.9m之間為緊密粉土質細砂層，平均標準貫入試驗N值為16；第五層(松二層)在地表下32.9m~47.1m之間為灰色粉土質黏土或黏土質粉土，平均標準貫入試驗N值為14；第六層(松一層)在地表下47.1m以下，為粉土質細砂夾礫石層。基地於地質調查完成後，裝設一支深度10.0m的水位觀測井，監測所得之地下水位介於地表下0.6m~1.6m之間。

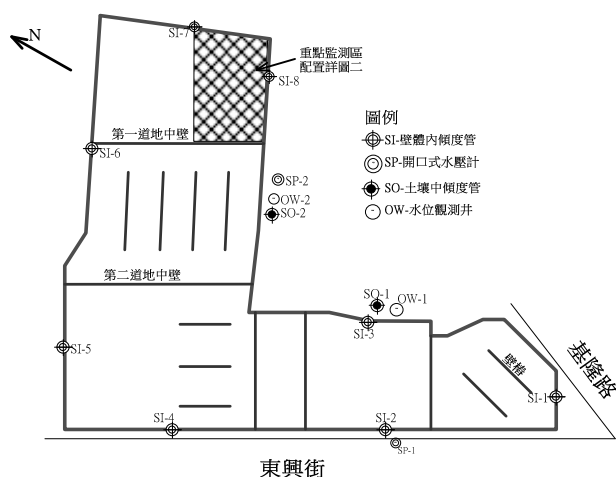
表一 分析用地層狀況及簡化參數表

層次	深度(m)	土層描述	平均N值	單位重(t/m <sup>3</sup> )	含水量(%)	S <sub>u</sub> (t/m <sup>2</sup> )	c' (t/m <sup>2</sup> )	Φ'	C <sub>c</sub>
I	0.0~1.5	SF	5	1.96	30.0				
II	1.5~11.3	CL	2	1.85	33.0	1.35~3.50	-	-	-
III	11.3~31.5	CL	6	1.86	36.6	3.10~5.30	0.0	27.8~35.3	0.211~0.421
IV	31.5~32.9	SM	16	1.88	29.0				
V	32.9~47.1	CL	14	1.92	34.5	-	0.0	28.9	0.28~0.246
VI	47.1以下	SM/SP	13~50/8cm	1.98	24.5	-	-	-	-

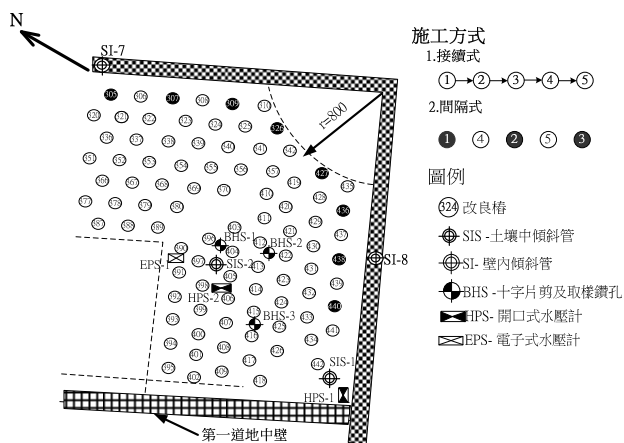
# 土工技術

## 2.2 監測配置及試驗

本開挖案例中佈設8支連續壁內傾度管(SI-1~SI-8)、非開挖區土壤中傾度管2支(SO-1及SO-2)、開口式水壓計2支(SP-1及SP-2)及地下水水位觀測井2處(OW-1及OW-2)。另為探討改良樁施作期間，灌漿引致四周土壤及地下水壓力改變之情形，特於開挖區內設置土壤中傾度管2支、開口式水壓計2支及電子式水壓計1支等進行監測，而其佈設位置如圖一所示。另為了解樁間土壤力學性質於灌漿前後之變化情形，除於地質調查期間及灌漿完成後取得之不擾動土樣進行力學試驗外，並於現地進行灌漿前後之十字片剪試驗，其施作位置如圖二所示。



圖一 基地平面位置及監測儀器佈設示意圖



圖二 重點監測區試驗鑽孔及監測儀器佈設圖

## 2.3 地質改良設計與施工

本工程所採用之地質改良工法包括有地中壁、壁樁及高壓噴射攪拌樁等三種工法，其中地中壁及壁樁先行施作。基地內採用高壓噴射攪拌JMM(Jumbo Min-Max)工法進行地盤改良，其平面配置採梅花樁型，改良深度自地表下15.5m至25.5m，改良樁徑為1.0m，樁間距約為2.3m，改良率為17.0%，施作時採用二部JMM機械攪拌鑽機自基地東南側鄰近東興街及基隆路之區域先行施工，而施工時以每一機組負責一個由地中壁及連續壁所圍成之區塊為原則，區塊內之盤改良施工方式則由靠近連續壁之第一排改良樁先行施作，隨後再依序進行第二排、第三排等之改良樁施工，施灌順序原則上採接續方式(如圖二之1-2-3-4方式)施作。當完成區塊之地盤改良後，再調至另一區塊繼續施作，惟基地西北側施工時，增設一部JMM機械攪拌鑽機配合趕工，同時為比較施灌順序不同對壁體擠壓之影響，乃於如圖二所示之重點監測區內以間隔(如圖二之1-3-5-7方式，即跳島方式)方式施灌第一排改良樁，而第二排以後則恢復為接續方式施作。

一般之JMM工法的施作方法乃是藉由(1)機械式之攪拌刀翼(如照片一所示)擾動並切削土壤形成孔徑約60cm之鑽孔至預定深度，(2)葉片末端噴嘴以200kg/cm<sup>2</sup>之壓力噴出(如照片二所示)水泥漿液切削土壤並形成較大之鑽孔，(3)利用水泥漿液及其回流，與已被切削之土壤攪拌而形成直徑約為60cm~180cm之改良樁體。在本工程中則攪拌形成直徑為100cm之改良樁體，而其所採用之灌漿攪拌參數為：(1)攪拌葉片採60cm，(2)灌漿時回轉速率(r.p.m)維持在10~16轉/分之間，(3)吐出量為60 l/min，(4)鑽桿提升速率2.5cm/10sec，(5)水泥漿液配比採用每一立方公尺為760kg水泥加水760公升(W/C=1)，(6)強度要求為28天之改良樁試體平均強度須達15 kg/cm<sup>2</sup>以上。



照片一 JMM工法之鑽頭與攪拌器



照片二 JMM工法噴嘴之噴出壓力

### 三、壁體之變形探討

本工程進行改良樁施作次序大致上是由最靠近連續壁之第一排改良樁開始施作，再依序進行第二、三、四排改良樁之施作，每一排施灌完後所測得之最大變位量及施作情形如表二所示。SI-1~SI-8等8處連續壁內傾度管所在之位置如圖一所示，設置時各傾度管之十字槽(A+-A軸)均與連續壁垂直，埋設深度皆為34.0m，而其初始值乃於灌漿改良工作進行前10日(1/1)施測，監測所得之壁體變位均假設傾度管底位移為零。茲將灌漿期間監測所得的側向變位情形分述如下：

#### (1) 傾度管SI-1及SI-6

SI-1位於東興街與基隆路交口，處於基地內兩角隅之中央處；SI-6位於基地西北側之第二道地中壁附近。此兩傾度管均位於角隅處，在避免角隅處灌漿可能造成連續壁受擠開裂及開挖時角隅處之變位量較小等兩因素之考量下，在

表二 壁內傾度管之最大變位與灌漿情形關係表

SI-1	監測日期	1/11	1/17	1/31	2/9	3/23			
	施灌情形	第一排(5)完成	停止施灌	停止施灌	停止施灌	開挖前			
	最大變位(cm)	2.08	2.24	0.9	0.71	0.37			
SI-2	監測日期	1/15	1/19	1/22	1/26	2/9	2/19	3/23	
	施灌情形	第一排(1.5)完成	第二排(3.5)完成	第三排(5.5)完成	第四排(7.5)完成	停止施灌	停止施灌	開挖前	
	最大變位(cm)	1.37	2.71	3.98	4.24	3.62	3.52	3.27	
SI-3	監測日期	1/15	1/17	1/22	1/24	1/26	2/9	2/19	3/23
	施灌情形	第一排(1.5)完成	第二排(3.5)完成	第三排(5.5)完成	第四排(7.5)完成	停止施灌	停止施灌	停止施灌	開挖前
	最大變位(cm)	2.41	2.45	5.47	5.48	5.64	5.12	4.96	4.55
SI-4	監測日期	1/29	1/31	2/2	2/5	2/7	2/9	2/19	3/23
	施灌情形	第一排(1.5)完成	第二排(3.5)施作中	第二、三排(5.5)完成、第四排(7.5)施作中	第四排(7.5)完成 第五排(9.5)施作中	第五、六排(11.5)完成	第七排(13.5)完成	停止施灌	開挖前
	最大變位(cm)	1.72	2.59	4.27	4.35	4.78	4.88	4.67	3.93
SI-5	監測日期	1/31	2/2	2/5	2/9	2/19	3/23		
	施灌情形	第一排(1.5)完成	第二排(3.5)完成 第三排(5.5)施作	第三、四排(7.5)完成	第五排(9.5)完成	停止施灌	開挖前		
	最大變位(cm)	1.93	3.96	4.04	4.72	4.24	3.87		
SI-6	監測日期	1/31	2/7	2/19	3/23				
	施灌情形	第一排(8)完成	停止施灌	停止施灌	開挖前				
	最大變位(cm)	1.22	2.18	1.92	1.76				
SI-7	監測日期	1/29	2/2	2/5	2/7	2/9	2/19	3/23	
	施灌情形	第一排(1.5)完成	第二排(3.5)及 第三排(5.5)施作中	第三、四排(7.5)完成、 第五排施作中	第五排(9.5)完成	第七排(13.5)完成	停止施灌	開挖前	
	最大變位(cm)	0.54	1.60	1.71	2.87	3.07	2.86	2.45	
SI-8	監測日期	1/29	1/31	2/2	2/7	2/19	3/23		
	施灌情形	第一排(1.5)完成	第二排(3.5)完成	第三排(5.5)完成	第四排(7.5)完成	停止施灌	開挖前		
	最大變位(cm)	0.38	0.87	1.46	2.14	1.87	1.66		

註：( )內為灌漿孔中心至壁體內緣之距離，單位：m

# 地工技術

5~8m範圍內均不作灌漿改良，而在此範圍以外進行地質改良所測得之最大側向變位如表二所示，顯示SI-1及SI-6的最大側向變位均發生在停止灌漿之初期階段(即最後一排改良完後數天)，最大變形量分別為2.24 cm及2.18 cm，而兩傾度管所測得之變形趨勢也頗為類似。圖三即為SI-1在灌漿期間所測得之側向變位情形，停止灌漿後壁體變位有回復現象，當靜置約1.5個月後所量得之最大壁體變位僅約0.4cm。

## (2) 傾度管SI-2及SI-4

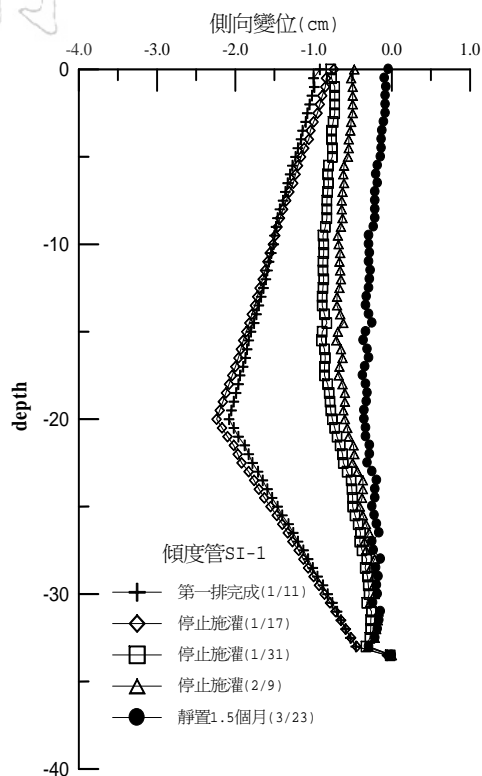
SI-2及SI-4均位於東興街側之出入口附近，地質改良樁施作方式為接續式，受機具及人員進出之影響，地表面均有一較大位移，兩者於地質改良期間之最大側向變位(如表二所示)均發生在最後一排灌漿改良完後，分別為4.24 cm及4.88cm，且變位趨勢亦大致相同。圖四為SI-4側向變位圖，前三排灌漿時(約距連續壁5.5m範圍內)其變位增量較大，又進行第二排監測時仍有部份改良樁尚未施作完成，故測得之壁體側向變位並未完全反映，以致第三排完成後所測得之側向變位增量較大。當停止灌漿後壁體也有回復現象，靜置約1.5個月後所量得之最大壁體變位為3.93cm。

## (3) 傾度管SI-3及SI-5

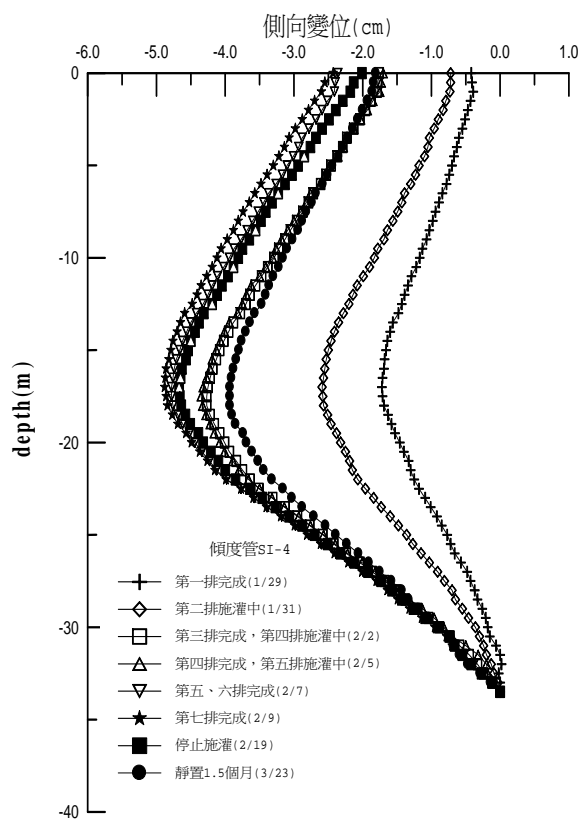
SI-3位於基地南側，SI-5位於西北側第二道地中壁與東興街之中央處，地質改良樁施作方式均為接續式，兩者所測得之最大側向變位(如表二所示)分別為5.64cm及4.72cm。圖五為SI-5灌漿階段之側向變位情形，結果亦顯示前三排灌漿時之變位增量較大，惟現場施作二、三排改良樁時為不分日夜連續灌漿，故監測時(2/2/02)第二排已於前一天(2/1/02)完成，同時第三排亦有部份完成施作，因此，所測得之側向變位包含了已完成之第二排及完成部份之第三排所共同引致的側向變位，而與第一排施灌完成時之側向變位比較，其增量約為2.0cm。另SI-5靜置1.5個月後所量得之最大壁體變位為3.87cm。

## (4) 傾度管SI-7及SI-8

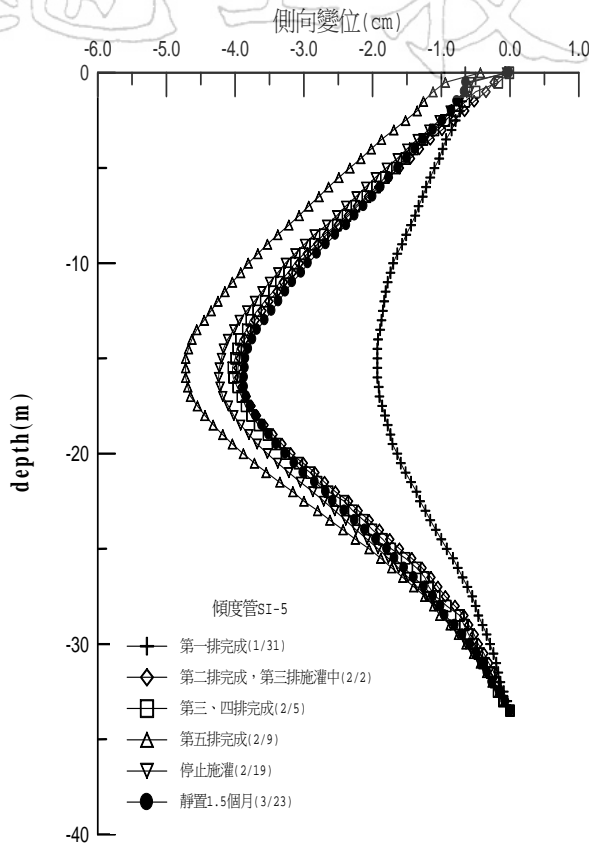
SI-7及SI-8均位於本案例重點監測區範圍內處於基地上方之東北側，施灌時第一排改良樁乃



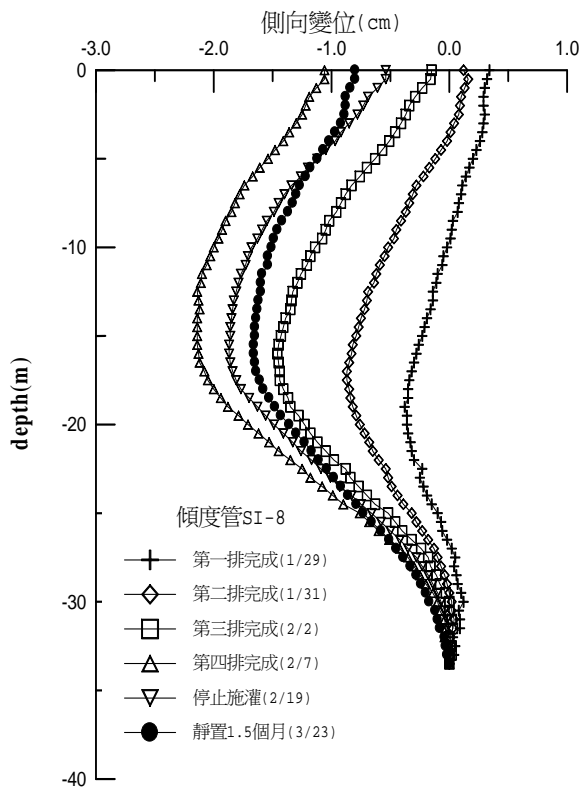
圖三 灌漿期間SI-1傾度管側向變位圖



圖四 灌漿期間SI-4傾度管側向變位圖



圖五 灌漿期間SI-5傾度管側向變位圖



圖六 灌漿期間SI-8傾度管側向變位圖

採用間隔式(或稱為跳島式)，第二排以後則恢復為接續式，灌漿期間各排施作時間與所測得之最大側向變位關係如表二所示，SI-7及SI-8之最大側向變位均發生在最後一排灌漿改良完後，其值分別為3.07cm 及2.14cm。由於SI-7及SI-8在第一排採用間隔式施作，且完成施作共歷時5天，以致其完成時所測得之側向變位均較前幾組為低，而圖六即為SI-8灌漿階段之側向變位情形。

歸納上述監測成果，可得出下列數點結論：

(1)灌漿施作可能引致之壁體側向變位，本研究監測到之最大變位約為5.6cm。此側向變位均朝向開挖區外側，且其趨勢大致上均呈凹槽型曲線，此趨勢與Hsiung 等人(2001)探討台北捷運灌漿改良後壁體產生外擠變形相似。

(2)第一排改良樁以間隔式方式施作(如SI-7及SI-8)時，其所產生之壁體側向變位量會較接續式方式施作者為低，約減少50%。

(3)灌漿位置距壁體愈遠，所產生之變位增量也愈小，尤其是距連續壁達7.5m以上(即第四排以後)時變位增量大幅減少。

(4)連續壁最大側向變位量約在改良樁頂部(約地表下15.0m)，其影響範圍則自地質改良樁底至地表面，此與內湖重劃區案例(謝旭昇等，2002)有相同現象。

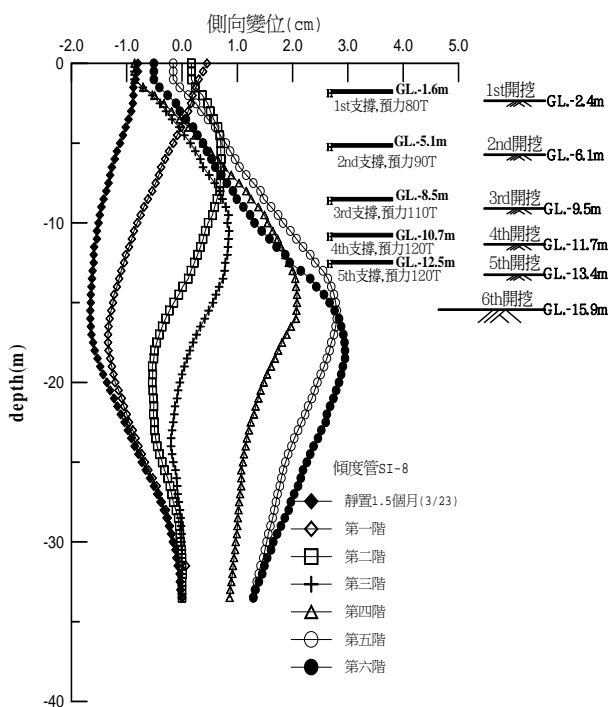
(5)灌漿施作完成後靜置約1.5個月，壁體變位有回復現象，就以傾度管SI-8為例(如圖六所示)，灌漿完成時之最大側向變位為2.14cm，靜置1.5個月後所測得之變位則回復至1.66cm。就本案例而言，若排除位於角隅處SI-1及SI-6傾度管，將各傾度管在灌漿期間與開挖前測得最大側向變位量比較如表三所示，其回復比介於18%~22%間，而內湖重劃區案例(謝旭昇等，2002)則約在9%~21%間。

(6)連續壁在灌漿期間所產生之外擠變形與後續開挖所造成之變位方向不同。以SI-8為例，受外擠變形之影響，其後續各開挖階段之壁體變位趨勢如圖七所示，當進行第一、二階開挖時壁體由前期變形逐漸朝開挖區內側位移，尤其第二階開挖(開挖深為6.1m)時，壁體變位自地表至開挖底部附近已有明顯地朝開挖區內側位移，而隨後各階開挖所測得之變位雖與一般開挖之壁體

變位趨勢類似但變位量卻較小，且經孔口測量後顯示，連續壁底部於第四、五及六階開挖時已產生位移。

表三 壁體最大變位回復統計表

	SI-2	SI-3	SI-4	SI-5	SI-7	SI-8
灌漿完成	4.24 cm	5.64 cm	4.88cm	4.72 cm	3.07 cm	2.14 cm
開挖前	3.27 cm	4.55 cm	3.93 cm	3.87 cm	2.45 cm	1.66 cm
回復比%	22.1%	19.3%	19.9%	18.0%	20.2%	22.4%



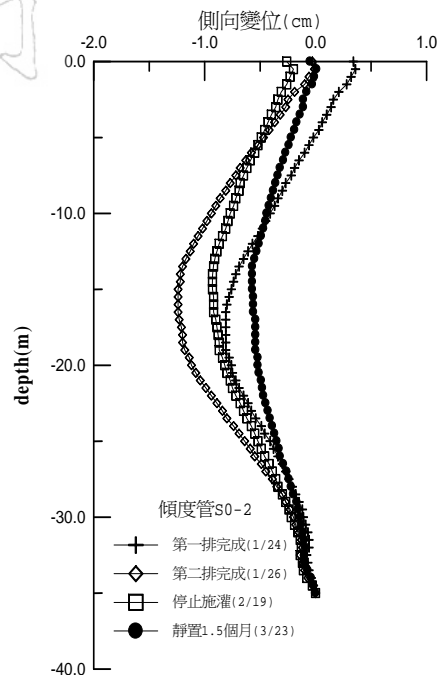
圖七 開挖期間SI-8傾度管側向變位圖

## 四、土壤位移

本工程於開挖區外側埋設2支深34.0m之土壤中傾度管，其所在位置如圖一所示。同時，配合現地灌漿施工作業，本研究特選擇於基地重點監測區內佈設二組土壤中傾度管於灌漿期間進行監測。茲將監測所得之結果分述如下。

### 4.1 開挖區外側之土壤變位

開挖區外之2處土壤中傾度管，其中SO-1傾度管位於壁內傾度管SI-3附近，惟在監測前因故未進行校核以致所得結果極為異常，故不在此探討。SO-2傾度管位於第一道與第二道地中壁之間，其土壤變位情形如圖八所示，當開挖區內施



圖八 灌漿期間SO-2傾度管側向變位圖

作第一排改良樁時，開挖區外側之土壤最大變位為0.81cm，第二排施灌完成時之最大變位為1.24cm。若將SO-2與較接近之壁體內傾度管SI-8(如圖六所示)加以比較，顯示兩者之變位趨勢頗為一致，同時土壤最大變位也位於改良樁頂部附近，惟其最大變位量較連續壁變位為小，初步探討此原因，認為勁度較大之連續壁阻隔了灌漿所引致之擠壓應力，以致開挖區外之土壤變位較小，而此現象在Wong and Poh (2000)之研究中亦有相同之結果。另開挖區內停止施灌後，SO-2之最大土壤變位由灌漿期間之1.24cm逐漸回復至開挖前之0.57cm，其回復比達54%。

### 4.2 開挖區內之監測

為探討高壓噴射攪拌樁對四周土壤變形行為之影響，乃於開挖區中央及角隅處(如圖二所示)各埋設一支深34.5m之土壤中傾度管，監測時以連續壁為基準，將土壤變位分為垂直連續壁方向(Y-Y)與平行連續壁方向(X-X)進行傾度管之觀測。茲將監測結果分述如下：

#### (1) SIS-1 傾度管

土壤中傾度管SIS-1位於第一道地中壁(厚90公分;深34.0公尺)與連續壁交接之角隅範圍內(如圖二所示)，改良樁施作之次序為平行連續壁



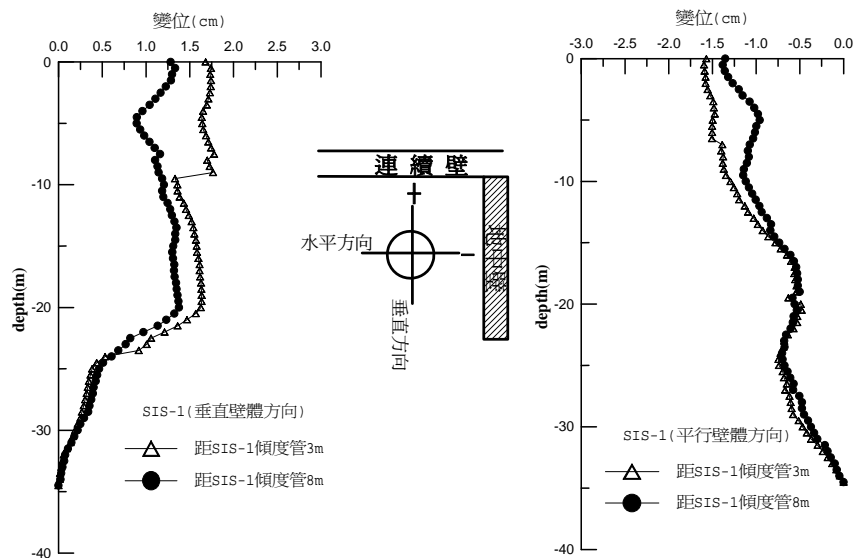
且逐漸遠離地中壁方向施作，因此最接近SIS-1之第一排改良樁為3.0m，而第二排則為8.0m。圖九為傾度管SIS-1之土壤變位情形，顯示第一排改良樁施灌時，在垂直方向之最大變位為向壁體方向位移1.78cm，而平行方向則為向地中壁方向位移1.60cm；第二排改良樁施灌時，在垂直方向之最大變位為向壁體方向位移1.38cm，而平行方向為向地中壁方向位移1.38cm。雖地質改良深度在地表下15.5m~25.5m間，但由圖九顯示，灌漿影響土體產生位移之範圍乃自改良樁底部延伸至地表面。

## (2)SIS-2傾度管

土壤中傾度管SIS-2位於開挖區中央處(如圖二所示)，改良樁之施作次序是由較遠處逐漸向SIS-2傾度管方向施作，故第一排改良樁施作(1/24/02)距SIS-2為9.0m，而第二排(1/31/02)為7.0m，第五排(2/6/02)則為1.0m。圖十為傾度管SIS-2之土壤變位情形，顯示第一排施灌時，在垂直方向之最大變位為向基地之中央區方向位移1.8cm，平行方向則會受施工所在之位置不同而產生向左及向右位移，然而其最大變位為向中央方向位移0.6cm；第二排在垂直方向之最大變位為向基地中央區方向位移2.3cm，平行方向為向基地中央方向位移0.84cm；第五排在垂直方向之最大變位為向基地中央區方向位移6.2cm，平行方向為向地中壁方向位移2.1cm。檢視垂直方向之土壤變位，灌漿位置分別距傾度管7.0m與

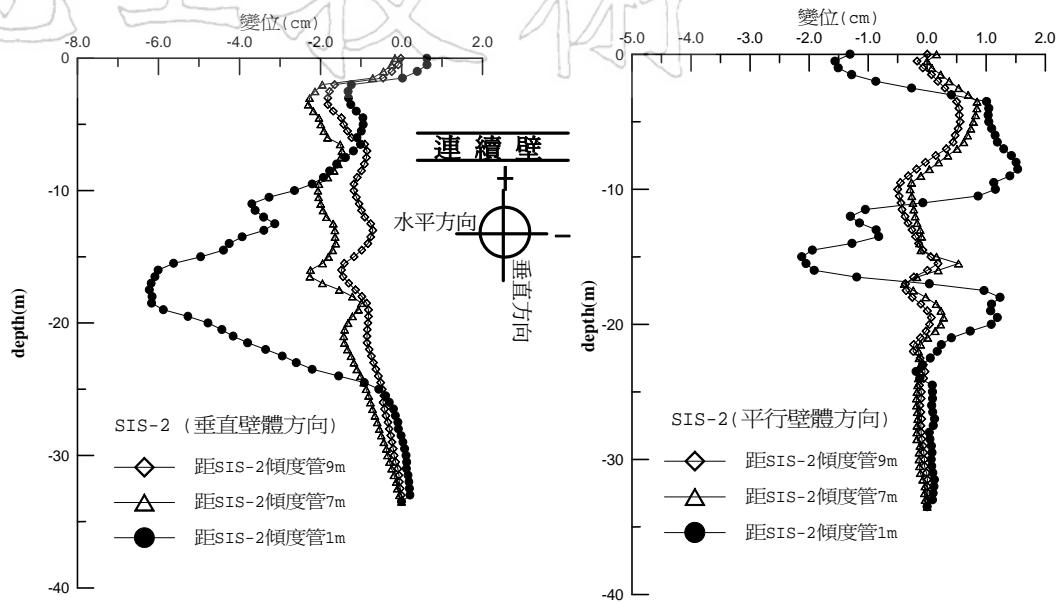
9.0m時，所測得之變形趨勢呈懸臂型曲線，而當灌漿位置距傾度管僅為1.0m時，土壤變位趨勢則為凹槽型曲線，且最大變形量約發生在地表下17.5m處。另受灌漿施作時所在位置之影響，SIS-2在平行方向之土壤變位會隨JMM鑽機施作右側改良樁而向左位移，又施作左側改良樁而向右位移之現象。

綜合上述監測結果顯示，對鄰近土壤變位受灌漿之影響可從深度及範圍來探討，其中就影響深度而言，大致上是從改良樁底(地表下25.5m)逐漸延伸至地表面，其最大之土壤變位也約略在改良樁頂部附近，樁底以下之土壤位移量相對地很小，初步探討此原因，認為高壓噴出之水泥漿液以切削擾動四周土壤(如照片二所示)為主，而樁底以下土壤相對地受擾動的程度較小，因而位移量也很小；隨著持續灌入水泥漿液與累積廢土的增加，改良樁四周土壤所承受之擠壓應力亦逐漸增加，直到施作至樁頂附近時達到最大，因而變位量也較大。就影響範圍而言，在距灌漿9.0m範圍內之土壤均會受影響，且灌漿位置不同會使土壤產生不同方向之位移，當灌漿在平行連續壁方向施作時土壤會產生左右位移之現象，其距灌漿孔約1.0m時之最大水平位移量約為2.0cm，而在垂直連續壁方向，土壤位移也隨著距灌漿孔愈近而位移量也愈大，尤其在距灌漿孔約1.0m時土壤最大位移量可達6.2cm。



圖九 土中傾度管SIS-1量測土壤之變形行為





圖十 土中傾度管SIS-2量測土壤之變形行為

## 五、地下水壓力變化

本基地於地質調查時針對地下水位監測結果顯示，常時之平均地下水位約在地表下1.5m(磐工工程顧問公司，2000)，而為掌握灌漿及開挖期間地下水位及孔隙水壓力變化情形，本案例乃於開挖區外佈設兩處深為20.0m之地下水位觀測井及二支深為33.0m之開口式水壓計進行長期監測。同時，也於開挖區內佈設一組電子式水壓計及兩組開口式水壓計進行灌漿期間之監測，其中因位於開挖區內之開口式水壓計無法及時反應孔隙水壓力變化之情形，因而未加以探討。茲將監測成果分述如下：

### 5.1 開挖區外之地下水位監測

#### (1) 水位觀測井OW-1及OW-2

OW-1位於基隆路側SI-3傾度管附近，而OW-2則位於SO-2旁，由於採用水位觀測井量測黏土層之地下水位會有延後反應之現象，以致現地監測所得之地下水位自灌漿施工開始後約一週後才有較明顯的上昇，惟在尚未達常時水位時即進行灌漿改良，因而無法確切地掌握其水位上升之增量。本次灌漿及開挖期間所測得之地下水位如圖十一所示，其中OW-1在開挖區改良樁施作完成(1/25/02)後一週有地下水溢出情形，現場

隨即將觀測井之PVC管加長並出露於地表面以上再進行量測，而測得之最高地下水位約在地表面上1.0m。OW-2觀測井之地下水位高度亦有提高，惟其最高之地下水位約在地表面下0.3m。雖此兩觀測井於灌漿期間所測得之地下水位上升趨勢頗為一致，但其提升之高度仍有些差異，而推論造成此差異之主要原因是OW-1所在之開挖區內進行全區域的地質改良，造成擠壓應力較大，故而使地下水壓力始終處於被激發狀態；OW-2位於兩道地中壁中間，且所在之開挖區內有四排壁樁(如圖一所示)，區域內並無進行全面性之地質改良，故產生之擠壓應力較小，地下水位上昇較緩和。另於開挖期間OW-1及OW-2所測得之地下水位隨著開挖進行而逐漸下降至常時地下水位(即地表下1.5m)，惟開挖完成後進行基礎結構施築時，地下水位又因受基礎結構荷重之增加而逐漸上升。

#### (2) 開口式水壓計SP-1及SP-2

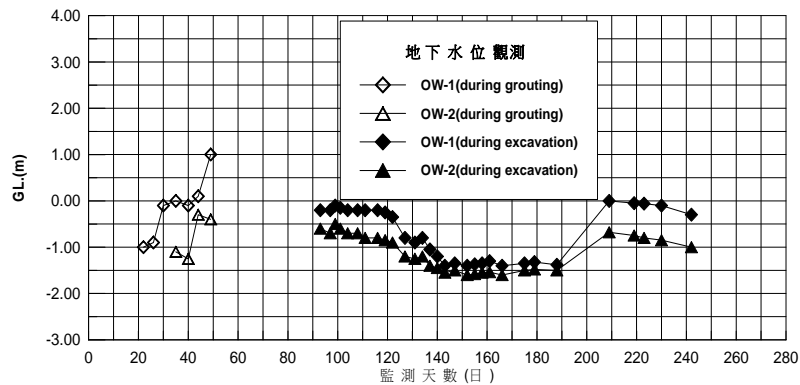
SP-1位於東興街側SI-2傾度管附近，而SP-2則位於OW-2旁，灌漿及開挖期間之監測成果如圖十二所示，由於開口式水壓計對於黏土層之水壓力反應較慢，且本案例在初始水壓力尚未達常時水壓力之狀況下即已進行地質改良，故本次監測所得結果並無法明確地掌握到開挖區外側地下水壓力上升之增量，惟就整體趨勢而言，仍可

研判出灌漿期間之孔隙水壓力上升之速率較常時為大之趨勢，顯示灌漿造成之擠壓應力的確會激發超額孔隙水壓力，而此亦可與地下水位監測之結果(如圖十一所示)相呼應。

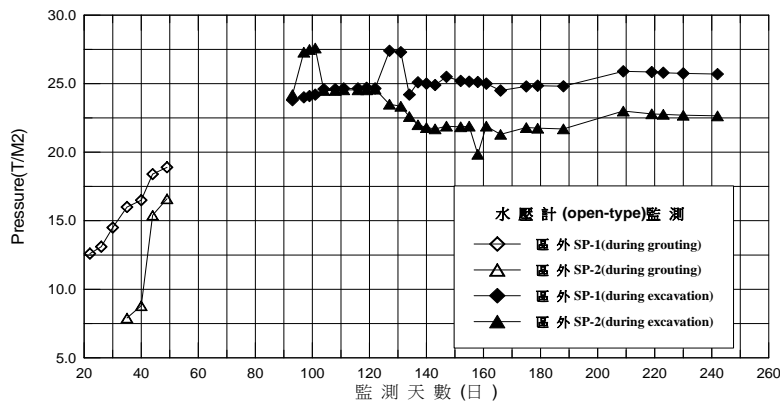
## 5.2 開挖區內之地下水壓力監測

本研究於開挖區佈設一組深為25.0m之電子式水壓計進行灌漿期間超額孔隙水壓力監測，而此監測在以往之文獻中乃極為少見。圖十三為監測所得之成果，當改良樁施作距水壓計5.5m以上時，孔隙水壓力保持在23.5t/m<sup>2</sup>，此亦即常時狀

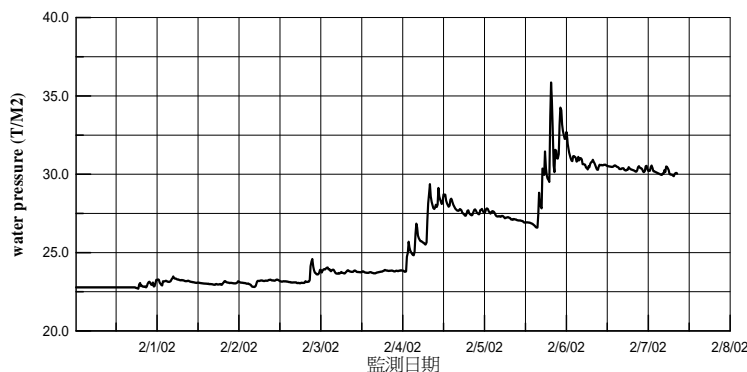
態之水壓力，而在兩者相距5.5m時(2/4/02)，最大超額孔隙水壓力增量為6.0t/m<sup>2</sup>達到29.5t/m<sup>2</sup>，此時水壓約為常時狀態水壓力之1.3倍；改良樁施作位置距水壓計3.5m時(2/6/02)，超額孔隙水壓力增量為12.3t/m<sup>2</sup>達到35.8t/m<sup>2</sup>，此時水壓約為常時狀態水壓力之1.5倍。上述監測結果顯示在約5.5倍改良樁直徑範圍內的孔隙水壓力均會受到灌漿擠壓之影響，尤其在3.5倍改良樁直徑範圍內加上超額孔隙水壓力之水壓力可能高達1.5倍之常時狀態水壓力。



圖十一 灌漿及開挖期間所測得之地下水位



圖十二 灌漿及開挖期間所測得之地下水壓力



圖十三 電子式水壓計監測成果

# 土工技術

## 六、樁間土壤強度

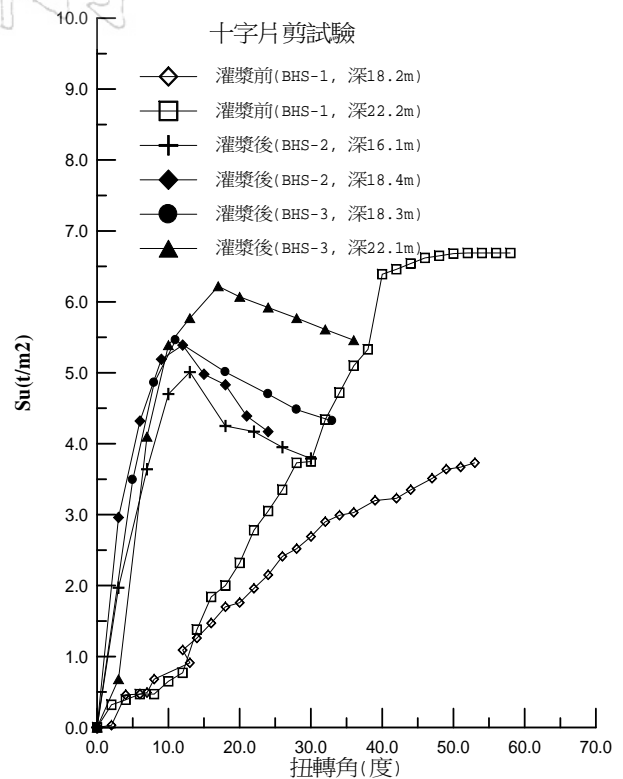
高壓灌漿後改良樁和改良樁中間土壤之力學行為及性質是否會有所改變，至今尚未有明確的掌握，以致工程設計時，對於複合地盤等值強度參數的研選常造成困擾。為釐清此一問題，乃特於灌漿前後進行一系列之室內及現地試驗，來探討改良前後土壤之剪力強度變化情形。

### 6.1 現地十字片剪試驗

本研究於現地(如圖二所示)共進行6組現地十字片剪試驗，其中灌漿前施作2組，灌漿完成(2/7)後22日(3/1)施作4組，圖十四為試驗結果，顯示灌漿前土壤之應力-應變關係並無一明顯之尖峰值，惟深度22.2m之試驗於扭轉角為38度以後之應力-應變曲線有突然提高之情形產生，但這2組灌漿前試驗皆顯示，破壞時之破壞應變較大，土壤屬塑性行為。另由灌漿後4組試驗結果顯示其應力-應變關係與灌漿前之行為有明顯的不同，皆先達尖峰強度後再呈應變軟化之現象，樁間土壤於灌漿後傾向於較脆性之行為。另就強度而言，灌漿後尖峰強度之平均值約為5.5t/m<sup>2</sup>，與灌漿前強度之平均值加以比較結果，顯示灌漿後之強度略有提高。

### 6.2 室內力學試驗

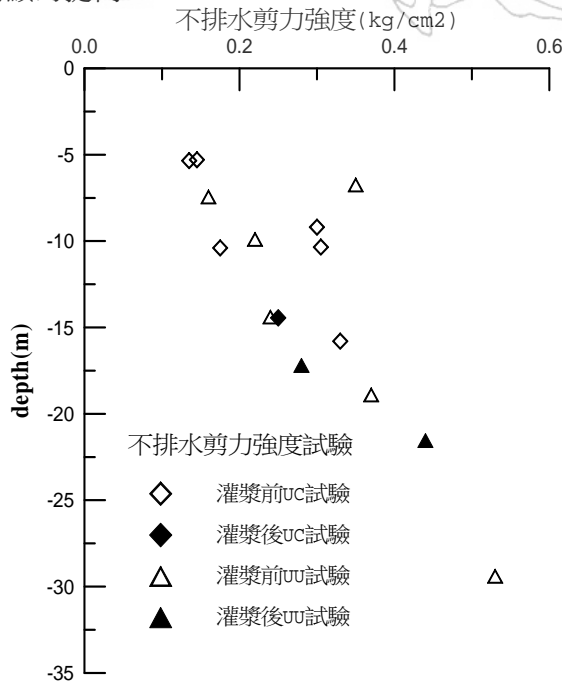
圖十五為本基地於灌漿前後進行無圍壓縮強度(UC)試驗及三軸不壓密不排水(UUU)試驗所得之不排水剪力強度與深度之關係圖，顯示由無圍壓縮強度試驗所得之灌漿前不排水剪力強度分佈範圍頗廣乃介於0.14~0.31kg/cm<sup>2</sup>之間，而灌漿後為0.25kg/cm<sup>2</sup>，另由UUU試驗所得結果，顯示灌漿前不排水剪力強度介於0.16~0.53kg/cm<sup>2</sup>之間。比較此兩種試驗結果均顯示，灌漿後由無圍壓縮強度及UUU試驗所求得之不排水剪力強度並無明顯地提高。另由灌漿前後所進行之CIU試驗(磐工工程顧問公司，2000；磐工工程顧問公司，2002)結果，顯示灌漿完成後之土壤行為也有呈現過壓密現象，與現地十字片剪試驗所得之結果相似。



圖十四 灌漿前後十字片剪試驗結果

歸納現地及室內力學試驗結果，樁間土壤在灌漿過程中之受力狀況及強度變化情形，可分為灌漿期間及完成後來探討：(1)改良樁施作期間，因噴射灌漿所引致之擠壓應力會激發出超額孔隙水壓力，而樁間土壤強度亦因側向壓力及孔隙水壓的增加而降低；當擠壓應力隨改良樁施作完成而逐漸減低後，樁間粘土之不排水剪力強度會再逐漸恢復。上述現象也可由林建宏(2001)進行原狀土承受側向加壓—解壓—軸向伸張之三軸不排水剪力試驗結果可得到證明，而龔曉南(1992)亦有相同結論。(2)改良樁施做完成後，除因擠壓應力及超額孔隙水壓力逐漸消散，使樁間土壤有輕微過壓密行為外，部分漿液亦可能藉由水力破裂而滲入土壤，以致樁間土壤傾向較具脆性行為。因此，綜合本案例所進行之試驗結果顯示，灌漿後之樁間土壤確有傾向脆性行為，且依現地十字片剪試驗結果，顯示其強度會略為提高且具尖峰值，而殘餘強度卻又與灌漿前之強度頗為相近；另室內試驗則顯示，灌漿後由無圍壓縮強度及UUU試驗所求得之不排水剪力強度並無

明顯的提高。



圖十五 不排水剪力強度與深度關係圖

## 七、結論

本研究進行一系列完整的現地監測、試驗及分析，對於以高壓噴射攪拌樁作為地盤改良工法之深開挖行為已有較為明確之掌握，所獲得之結論如下：

1. 於軟弱黏土深開挖工程中採用高壓噴射攪拌工法作為地盤改良，會使連續壁於灌漿期間產生一個朝向開挖區外之前期變形，當灌漿位置距壁體愈遠時，前期變位增量也愈小，尤其距連續壁達 7.5m 以上(即第四排以後)變位增量幾乎可忽略。另在各開挖階段的壁體變位趨勢由前期變形逐漸朝向開挖區內產生位移。壁體之前期變位在灌漿完成至開挖前之靜置期間有回復現象，其回復比介於 18%~22% 之間。

2. 灌漿會使鄰近土壤產生變位，其影響範圍約自改良樁底(在本案例中為地表下 25.5m)延伸至地表面，最大變位約在改良樁頂部附近，而樁底以下則較不受影響；另灌漿位置不同會使土壤產生不同方向之位移。而就本案例而言，當距灌漿孔約 1.0m 範圍時在垂直連續壁方向之土壤最

大位移量可達 6.2cm。

3. 於開挖區內施作改良樁時會激發超額孔隙水壓力。以本案例為例，當距水壓計 5.5m 時，加上最大超額孔隙水壓力增量之水壓力約為常時狀態水壓力之 1.3 倍，而兩者相距 3.5m 時，水壓力約為常時狀態水壓力之 1.5 倍。另受灌漿影響，開挖區外之地下水位也會從常時之地表下 1.5m 提高至地表面以上 1.0m。

4. 由灌漿前後之十字片剪及室內試驗結果，顯示灌漿後之樁間土壤因受灌漿影響而傾向具脆性行為並有明顯之尖峰強度值，惟強度雖有增加但不明顯，而其殘餘強度卻與灌漿前之強度相近。

## 誌謝

本研究承磐工工程顧問公司總經理林永光先生鼎力支持並提供本研究所需之案例資料，特此誌謝。統美建設公司在監測期間的協助，使本研究得以順利進行，在此一併致謝。另感謝台科大營建系土壤行為研究室研究生於灌漿期間協助進行開挖區內之監測儀器記讀。

## 參考文獻

- 謝旭昇、王崑瑞及楊易璋 (2002)，「噴射灌漿引致之連續壁外擠變位」，地工技術雜誌，第93期，第33-42頁。
- 磐工工程顧問公司 (2000)，「統美建設信義區逸仙段二小段12-2地號基地地質調查及基礎分析工作報告」，台北市。
- 磐工工程顧問公司 (2002)，「統美建設統豐大樓基地地盤改良對鄰近地層土壤強度影響評估工作報告」，台北市。
- 林建宏 (2001)，「高壓噴射樁間土壤受側壓後之軸向伸張力學性質研究」，碩士論文，國立台灣工業技術學院營建工程技術研究所，台北。
- 龔曉南 (1992)，複合地基，浙江大學出版社。
- HSIUNG, B. C. B., NASH, D. F. T., LINGS, M. L., AND HSIEH, H. S., (2001) "Effect of jet grouting on adjacent ground and structures," discussion, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 127, No. 12, pp. 1076-1078.
- WONG, I.H., AND POH, T.Y., (2000) "Effect of jet grouting on adjacent ground and structures," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 3, pp.247-256.