

砂礫層對擠壓灌漿之反應
RESPONSE OF SANDY GRAVEL LAYERS TO
COMPACTION GROUTING

黃南輝，高祥生，郭國振，張兆麟

R.N. Hwang, H.S. Kao
K.J. Kuo and J.L. Chang

原著載於地工技術雜誌第47期, 1994年9月, 23~33頁

*Reprinted from Sino-Geotechnics, No. 47, pp.23~33
September, 1994*

砂礫層對擠壓灌漿之反應

黃南輝 高祥生 郭國振

張兆麟

亞新工程顧問公司

台北市政府捷運工程局南工處

關鍵字：擠壓灌漿、台北捷運、砂礫層、破壞模式

摘要

擠壓灌漿 (Compaction Grouting) 之目的在：(1) 擠實土壤以減少後續沉陷及(2) 借局部地表隆起將已傾斜的建築物扶正。本文根據台北市捷運系統CC275 標之擠壓灌漿試灌所得資料分析施作方式、地表荷重及漿材之坍度對擠壓灌漿成效之影響，並分析破壞模式及機制。結果顯示(1) 在砂礫層中施作擠壓灌漿的確可以產生永久性地表隆起，(2) 高坍度漿材不會造成脈狀破壞，主要的破壞模式是錐狀破壞，(3) 小區域荷重不會影響錐狀破壞之時機，但會減少荷重區及其鄰近地區之隆起。

RESPONSE OF SANDY GRAVEL LAYERS TO COMPACTION GROUTING

HWANG R., KAO H. S., KUO K. J.,

Moh and Associates, Inc.

CHANG J. L.

Dept. of Rapid Transit Systems, Taipei Municipal Government

Key Words: compaction grouting, taipei MRT, sandy gravel, failure mode

ABSTRACT

The purposes of compaction grouting include : (a) to densify soils, hence, to reduce subsequent settlements and (b) to lift up structures. This paper, based on the results of a trial carried out for Contract CC275 of the Taipei Mass Rapid Transit Systems, discusses the effects of procedure, surcharge and the slump of grout on the effectiveness of compaction grouting. It has been found that : (a) permanent heave can be achieved in sandy gravels, (b) grout with large slump will not result in hydraulic fracturing, and (c) surcharge in a small area will not affect the pattern of cone failure, however, ground heave will be reduced locally.

一、前言

在人煙稠密、建築物林立的市區作深

開挖，常常因為工區附近地盤沉陷過大而導致鄰近建築物之損傷甚至傾塌。在眾多防範及補救措施中擠壓灌漿 (Compaction-Grouting) 是一個比較新的工法。其目的

在：(1)擠實土壤以減少後續沉陷及(2)借局部地表隆起將已傾斜的建築物扶正。

討論擠壓灌漿之論文不少，也不乏現場試驗，但遺憾的是，幾乎所有的試驗都是以漿材之注入量，或者是以挖掘出來的團塊成形狀況，來判定試驗之成敗，而鮮少評估土壤改良效果或探討地盤隆起之機制(Mechanism)。此外，幾乎所有之試驗或實作案例都是在淺層(深度6公尺以內)注入，而缺少深層注入之經驗。

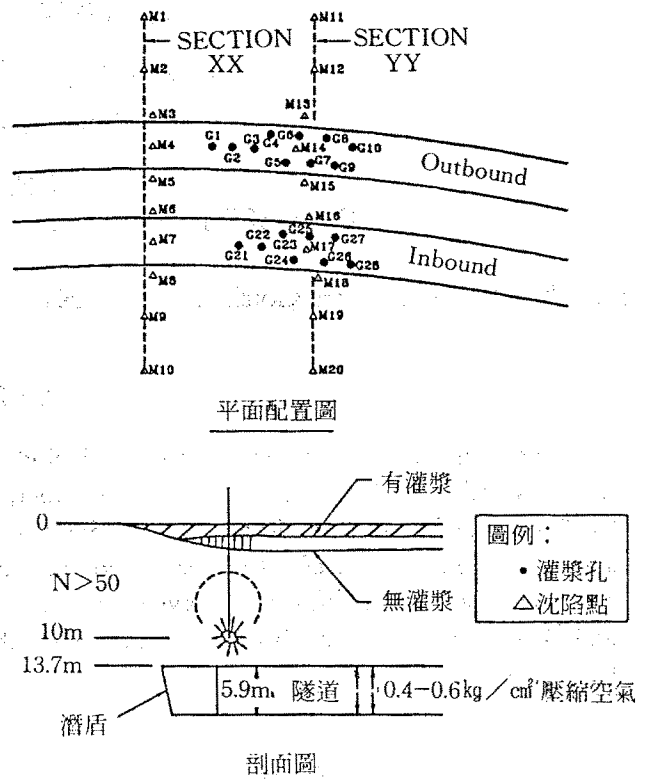
台北都會區捷運系統施工期間，曾在淡水線之CT201A、新店線之CH218、CH219、CH221及中和線之CC275標等五施工標使用擠壓灌漿工法作為鄰近建築物之保護措施，並在正式施作之前，依照規範要求先作試灌以驗證其效益。前四標是在松山第五及第六次層中施作，其結果已在(莫若楫等，1994)一文中詳加討論，在本文中僅摘要介紹，以為佐証。CC275標之擠壓灌漿是在堅硬礫石層中施作，而且最深達15m，其結果與其他四標大不相同，是本文討論之重點。本文綜合各標驗證試驗之結果以分析土壤特性、施作方式對擠壓灌漿成效之影響，並分析破壞模式及機制，以補文獻之不足，與莫若楫等(1994)之文章實為姐妹篇，有相輔相成之作用。

二、擠壓灌漿之應用

擠壓灌漿於50年代起源於美國加州，以前稱作Mud-jacking。在初期之30年間，擠壓灌漿純以扶正結構物為目的，而且其應用侷限於加州。1977年，Hayward Baker Company (Baker, 1981)首度將其應用於巴爾提摩地下鐵工程以減少因隧道施工所產生之後續沉陷。此一案例是在堅

硬礫石層施作擠壓灌漿之實例與本文之主旨相符，也被廣泛引用以作為採用擠壓灌漿以減少隧道上方地表沉陷之佐証，因此在此稍加介紹。

巴爾提摩的波頓山隧道(Bolton Hill Tunnels)採用外徑5.9m開放式潛盾，以機械鏟掘進，以鋼環片襯砌，隧道內並充以0.4至0.6kg/cm³壓縮空氣以保持開挖面之穩定。如圖一所示，在出城線(Outbound)上方共有10個灌漿孔，在入城線(Inbound)上方一共有8個灌漿孔，孔深10m，孔底距隧道頂約3m。在潛盾盾尾通過後立即開始灌漿。漿材是級配良好的砂及水，細料(通過200號篩)含量在15%至20%之間，每m³漿材中含水泥8包，坍度在25mm至50mm之間。灌漿壓力在25至40kg/cm²之間。每孔注入量在0.8



圖一 波頓山隧道擠壓灌漿示意圖 (Baker, 1981)

至 3m³之間，一般在 1.5m³左右。如圖二所示，擠壓灌漿的確大幅減少因隧道掘進所引起之地表沉陷。

自此之後，擠壓灌漿被廣泛應用於美國各大都市之地鐵工程，如華盛頓、巴爾提摩、波斯頓、西雅圖及洛杉磯。80年初期，擠壓灌漿首度與動力壓密法（Dynamic Compaction）共同使用以改良美國佛羅里達州一座 600MW 火力電廠（St. Johns River Power Plant, Jacksonville）發電機房下方之土壤，以減少地震時土壤液化之機率（Stilley, 1982）。其後又用以改良喬治亞州一核能電廠之地基以達到同一目的。80年代中期，擠壓灌漿被應用於佛羅里達州來填補地陷所造成之空穴（Henry, 1987）。

美國土木工程師學會（American Society of Civil Engineers, 簡稱 ASCE）灌漿委員會將擠壓灌漿定義為（ASCE, 1980）：

一種將坍度（Slump）小於 1 英吋（25mm）之漿材注入地盤之工法。通常使用土與水泥之混合物為漿材（Grout），其中須有足夠之粉土（Silt）使漿材有足夠塑性，也必須有足夠之砂土（Sand）使漿

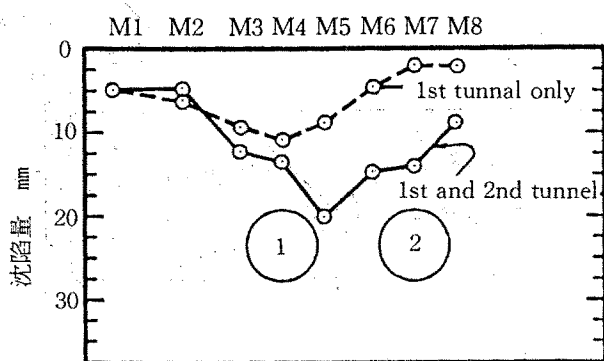
材有足夠之內摩擦力（Internal friction）。一般而言，漿材並不進入土壤之空隙（Pore）之間，而是自成一體，在完全掌控位移（Controlled Displacement）之狀況下，擠壓鬆散之土層，或將結構物上舉（lift up）。

自是擠壓灌漿之目的有二：(1) 擠實土壤以減少後續沉陷及(2) 借局部地表隆起將已傾斜的建築物扶正。此兩者並不衝突，也就是說兩個目的可能同時達成，但一般而言，僅以其中之一為主要標的。因為重點不同，設計理念及施作時機自然不同。簡言之：

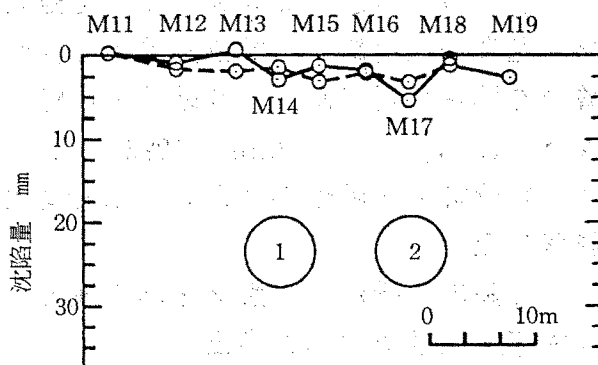
A. 土壤改良式：其目的在藉擠壓效果以強化土壤及減少其壓密性，此法應在建物產生沉陷之前施作以減少其後續沉陷。

B. 上舉式：其目的在將傾斜之建築物扶正，應在沉陷已發生之後施作。

事實上，能達到上述兩個目的之工法甚多，除擠壓灌漿外，還有脈狀注入法（Soil Fracturing）、高壓噴射灌漿（Jet-Grouting）等。其差別在漿材之成分、注入之壓力及機具，甚至打樁亦可達到同樣效果。擠壓灌漿工法與其他注入工法之主要差異如下：



Section-X-X (無灌漿)



Section-Y-Y (有灌漿)

圖二 波頓山隧道擠壓灌漿效果 (Baker, 1981)

工法	漿材	注入壓力
脈狀注入法	半懸濁液 (水泥、皂土或藥液)	$< 20 \text{ kg/cm}^2$
高壓噴射灌漿	水泥、空氣、水	$< 400 \text{ kg/cm}^2$
擠壓灌漿	水泥、礫石、砂、飛灰、皂土、水	$< 60 \text{ kg/cm}^2$

當然所使用之機具各自不同，脈狀注入法使用馬歇爾管 (Tube-A-Manchette) 或其他類似之噴嘴，漿材自兩環塞間之出漿口噴出，將兩環塞提升或降下，可自由選擇注入之深度，日後並可重複注入，因為流度甚高，漿材循阻力最小之方向擴散。高壓噴射灌漿使用二孔噴頭，先以水刀擾動土壤，再將水泥漿及空氣以高壓注入。擠壓灌漿並不需特殊噴頭，漿材由套管自底部擠出以填實孔穴或擠實土壤，因為坍度很低，漿材聚為一體成團狀。

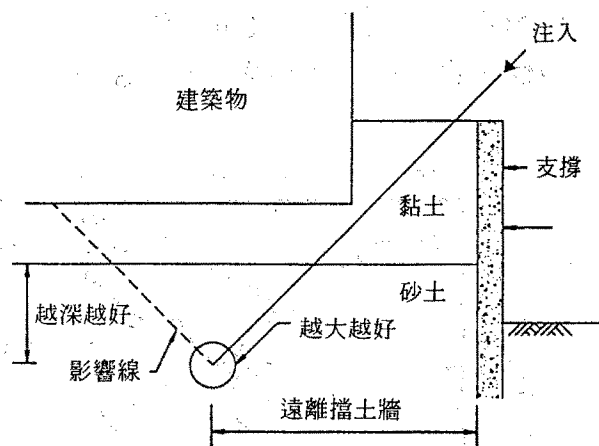
擠壓灌漿使用低坍度漿材，此點與其他兩種注入方式迥異。其目的在減少團塊之收縮。但為增加漿材之可塑性及壓送性，可以添加石灰或其他具有吸水性之材料。擠壓灌漿之定義被廣泛接受，各界對其功能及設計理念也無太大歧見。可是漿材之選擇則眾說紛云，並無定論。在美國曾經作過許多現場試驗，其結論可以歸納如下 (Henry, 1987 ; Warner, 1992) :

1. 漿材之流動性不宜太高，以免產生脈狀破壞
2. 基於同樣理由，漿材之粘土成分不宜太高，更應避免添加皂土
3. 漿材中摻有少數礫石，效果更佳，因為礫石可以防止漿液逸失

幾乎所有擠壓灌漿之相關文獻都強調

脈狀破壞之害處，應該儘量避免其發生。一旦發生脈狀破壞，漿材四逸，除無法繼續注入外，土壤可能因破壞面之產生而強度大減。為限制漿材之流動性，一般將坍度限制在 25 mm 以下。Warner (1992) 指出低坍度並不一定表示低流動性，除坍度外，土料之級配及砂粒之形狀對流動度都有決定性之影響。

問題是，許多現代建築物都有地下室，因此必須在深層施作擠壓灌漿 (圖三)。其次，如在施工期間施作，注入點最好能遠離擋土牆以免擋土牆或支撐系統因土壓過大而受損，因此也有必要加深。第三個加深的理由是：只將靠近開挖區之柱子頂起，有時反而有害無益，因為最靠近深開挖這一排基礎之沉陷並不一定是最大，頂起前排，而不頂起距開挖區較遠之後排基礎，只會增加基礎之撓度，反而對建築物造成更大的傷害，因此有必要深入，以期灌漿之效果能達到後排。坍度過低之漿材，很難在深層注入，這點也是本文檢討之重點。



圖三 擠壓灌漿示意圖

三、CC275標灌漿試驗

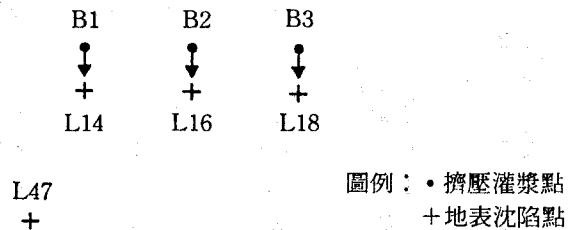
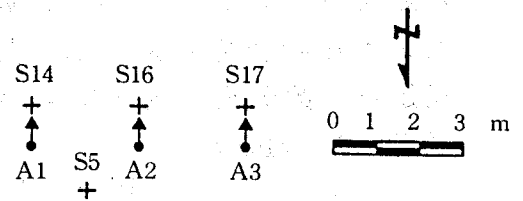
試驗地點在大台北盆地之內，灌漿孔及監測儀器配置見圖四。如圖五所示，試驗區內，在地表有1公尺左右之回填土，其下是含少量礫石之砂土層，再下是一堅實的砂礫層。砂礫層之下，又是砂土層。試驗分6孔（皆為斜孔：與地表呈75度角）進行，各孔之施作時程如下：

日期	灌漿孔
4/26/1993	A3
4/27/1993	A1
4/28/1993	A2
5/3/1993	B1
5/5/1993	B3
5/7/1993	B2

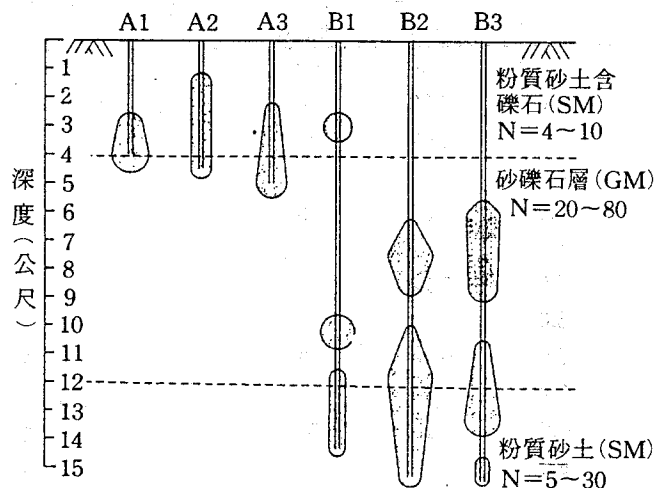
漿材之成分如下：

礫石	320kg
沉泥質砂	1040kg
水泥	160kg
水	425至526kg

A1至A3三淺孔（深度5m）所用之漿材之坍度介於15mm至40mm之間，B1至B3三深孔（深度15m）所用之漿材之坍度介於100mm至250mm之間（其中B1孔在深度10m至2.5m之間所使用之漿材坍度為40mm）。注入方式是在先將灌漿管伸至預期深度，自下而上以高壓將漿材分球注入，每球間隔0.5m。控制方法有三：(1)限制每一球之注入量，(2)限制注入壓力在 $40\text{kg}/\text{cm}^2$ 以內，但因壓力十分不穩，在最後數個衝程（stroke）很可能陡然超過上限，甚至達 $70\text{kg}/\text{cm}^2$ ，或(3)限制每一球之地表隆起。每球之注入量、壓力及地表隆起量見表一。灌注情形說明如下（摘自承商報告：Bilfinger et al, 1993）：



圖四 擠壓灌漿試灌計畫監測儀器平面配置圖



圖五 地質剖面圖與圖塊示意圖

A1—每球定量注入 0.4m^3 ，自深度5m起至深度3m止，總量 2.25m^3 。頭兩球因為壓力太大所以注入量不滿 0.4m^3 ，因此在深度4m處，變通為壓力控制以補足所缺乏之量，注入量達 1.2m^3 。其後在深度3.5m處恢復以原先設定之 0.4m^3 限量注入，隆起量達6mm。之後將灌漿管提升至深度3m處繼續灌注，此時隆起加快，而當注

入量達 0.24m³時，漿材自 S5 處溢
地表，此時隆起量達 43mm，其後隆
起迅速，此球最終注入量為 0.38m³，
隆起量為 171mm。

A2—每球定量注入 0.2m³，自深度 5m 起
至深度 1.5m 止，總量 1.4m³

除第一球不接受灌注外，其餘各球均
照原定計畫進行，只是隆起量並不明

表一 各孔入之注入量及地表隆起量

深度	灌漿孔A1			灌漿A2			灌漿孔A3		
	注入量 (m ³)	壓力 (bars)	隆起, mm (S14)	注入量 (m ³)	壓力 (bars)	隆起, mm (S16)	注入量 (m ³)	壓力 (bars)	隆起, mm (S17)
1.5				0.20	5	75#			
2.0				0.20	10	11			
2.5				0.20	40	5	0.05	10	65?
3.0	0.38	20	180#	0.20	40	2	0.10	10	51
3.5	0.40	30	9	0.20	40	2	0.20	10	32
4.0	1.20	40	3	0.20	40	2	0.40	20	23
4.5	0.20	60	0	0.20	50	0	0.70	40	13
5.0	0.07	70	0	0	70	0	1.00	30	7@

深度	灌漿孔B1			灌漿B2			灌漿孔B3		
	注入量 (m ³)	壓力 (bars)	隆起, mm (L14)	注入量 (m ³)	壓力 (bars)	隆起, mm (L16)	注入量 (m ³)	壓力 (bars)	隆起, mm (L18)
2.5	0.08	60	0?						
3.0	0.53	40							
3.5	0.07	70							
4.0									
4.5	0.06	70							
5.0									
5.5	0.12	70							
6.0							0.85	40	134#
6.5	0.04	70		0.32	45	168	0.55	40	16@
7.0				0.88	45	115	1.29	40	6
7.5	0.11	70		2.95	45	75#	0.71	40	4
8.0				0.48	45	3	0.48	40	2
8.5	0.04	70		0.30	40		1.00	40	
9.0				@0.04	70		0.15	70	
9.5					70			70	
10.0	1.12	40		0.07	70		0.04	70	
10.5	0.07	70		1.82	40		0.67	60	
11.0	0.13	70		0.95	40		0.97	40	
11.5	0.48	60		2.99	40		0.64	40	
12.0	0.26	60		0.97	40		0.60	40	
12.5	0.40	40		1.00	40		0.88	40	
13.0	0.40	40		1.40	40		2.49	40	
13.5	0.40	40		1.60	40		0.01	70	
14.0	0.40	4		1.70	40		0.13	60	
14.5	0.17	60		1.77	40		0.40	60	
15.0	0.17	60		0.81	40		0.40	60	

註：(1)#破壞模式 (2)? 是否有破壞並不明確 (3)@出現裂縫

顯，直至深度 2m 時，隆起才加快，在最後一球（深度 1.5m），隆起量增加 64mm。

A3—不限量注入，自深度 5m 起至深度 2.5m 止，總量 2.45m³

在深度 3.5m 以下，隆起量控制在 8mm 以內，深度 3.5m 以上，隆起量控制在 10mm 以內。在第一球完成後地面即出現裂縫，長達 3m。最後一球增加之隆起量為 14mm。

B1—每球以定量 0.4m³ 注入，自深度 15m 起至深度 2.5m 止，總量 5m³

在深度 10m 及 3m 處，變通為壓力控制。自深度 9m 起，地表有裂縫出現（在 L14 與 L47 之間）但無顯著隆起。

B2—壓力控制，範圍自深度 15m 起至深度 6.5m 止，總量 18.6m³

在深度 7.5m 注入時，地表原有裂縫開始加大。深度 6.5m 時最後一球增加之地表隆起量為 55mm。

B3—壓力控制，範圍自深度 15m 起至深度 6m 止，總量 12.2m³

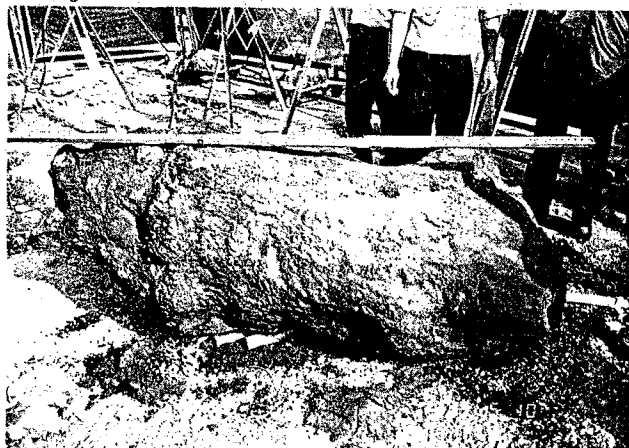
一直到深度 7m 時，地表才有明顯隆起並出現裂縫，長約 4.3 m，寬約 20 mm。最後一球（深度 6m）增加之地表隆起量為 122mm。

在 B3 孔開始施作之前，曾以（每 m³ 漿材中）不同之含水量作坍度試驗。結果如下：

水量	坍度
426kg	25mm
453kg	85mm
472kg	190mm
475kg	205mm

可見高坍度與低坍度漿材中之含水量相差無幾。

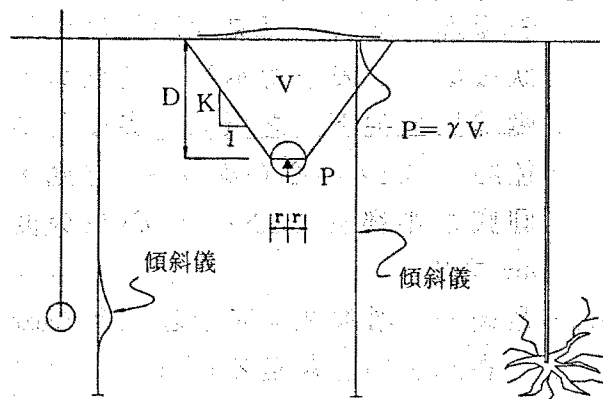
試驗結束後之次日，測得地表回沉 1 至 5mm，約為隆起量之 2 至 5%，其後不再回沉。兩週後，曾將 A3 孔中試體之上半段（圖六）挖出檢視。該試體呈柱狀，成形良好，直徑由上至下約為 0.5m 至 1m。其後並用怪手將其擊裂以觀察其斷面之組成。研判該試體之抗壓強度可能在 50kg/cm² 以上。



圖六 擠壓灌漿試體圖片 (A3 孔)

四、破壞模式與機制

根據 CT201A、CH218、CH219、及 CH221 標之試驗結果，莫若楫等（1994）將地盤對擠壓灌漿之反應歸納成兩個模式：(1)膨脹模式，(2)錐狀破壞（圖七）。在注入初期，漿球之作用只是擠壓其周遭之



模式一：膨脹模式 模式二：錐形破壞 模式三：脈狀破壞

圖七 土壤行為與破壞模式

土壤，地表隆起有限。當漿球之壓力足夠頂起其上之土錐時，地表才會有顯著的隆起。但此時錐體內會產生伸張裂縫，而漿液也可能自裂縫逸出地表，此現象有別於脈狀破壞，有必要加以區分。臨界條件可以表示如下：

上頂力 = $\pi r^2 p$ > 圓錐體之重量

$$= \frac{\pi \gamma}{3k^2} ((D + kr)^3 - k^3 r^3) \dots (1)$$

其中 p = 漿球之液壓

r = 漿球半徑 (如團塊呈繭狀，取頂部半徑)

D = 球心深度

k = 破壞面斜率

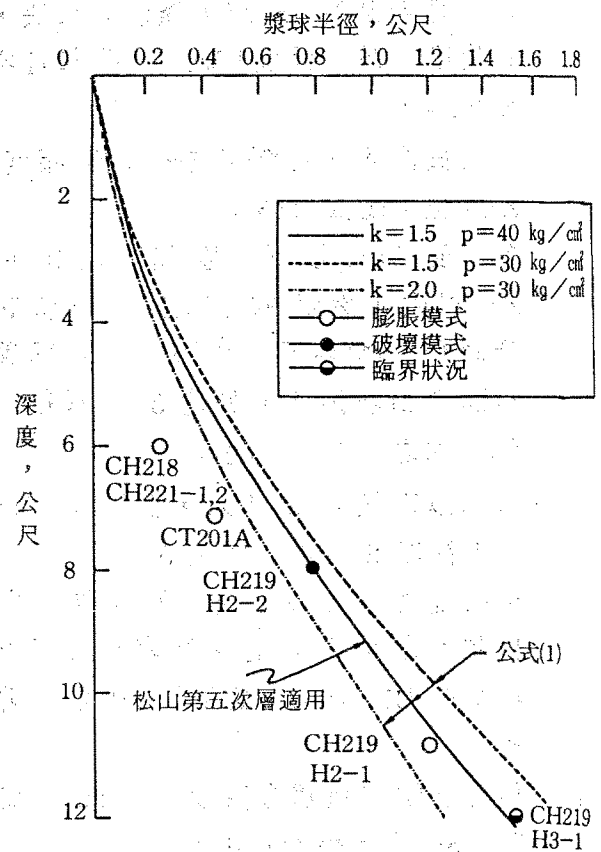
γ = 單位土重 (以 1.9 t/m^3 計算)

此式說明在臨界狀況時，漿球之液壓、大小與深度之關係。如圖八所示，在松山第五次層中，公式(1)顯然適用，並據此推估 $k = 1.5 \sim 2$ ， p 在 $30 \sim 40 \text{ kg/cm}^2$ 之間。

CC275標之地質狀況與松山第五次層不大相同，式(1)之適用性值得探討。根據表一所示各孔之注入記錄，可以推估大型團塊之形狀及尺寸並表示於圖五。現將各孔之資料剖析如下：

A1—當最後一球 (深度 3m) 之注入量達 0.24 m^3 時，地表隆起 43mm，漿材自 S5 處逸出地表，可見此時已發生錐狀破壞。由表一所示注入量推斷，團塊呈上尖下圓之蛋狀。尖頭之半徑約 0.45m，中心在深度 3m 之處，圓底之半徑約 0.66m，中心在深度 4m 之處。

A2—最後一球增加之地表隆起量為 64mm，在此之前隆起並不顯著。因此可以推論破壞是在最後一球發出。因為每球之間距相同，注入量也相同



圖八 松山第五次層錐狀破壞之臨界條件 (莫若楫等，民國83年)

，團塊理應呈圓柱狀成形，半徑約為 0.36m，頭部中心在深度約 1.5m 之處。

A3—因為隆起量受到控制，注入量自深處漸減，因此團塊呈上尖下圓耳墜狀成形，這可由圖六中之照片証實。尖頭半徑約 0.2m，中心位於深度約 2.5m 處，圓底半徑 0.62m，中心位於深度約 5m 處。在第一球完成時，地表即有裂縫產生，可見此時已達臨界狀況。

B1—自注入深度提升至 9m 起，地表有裂縫出現但始終沒有隆起，可以說是在臨界狀態。團塊有三：(1)在深度 10m 至 3.5m 之間，注入量微不足道，因此僅將在深度 3m 附近之三球當作一球體，其半徑約為 0.5m，中心

在深度約 2.8m 處，(2)在深度 10m 處注入量達 1.12m³，自成一球體，半徑約 0.64m，(3)在深度 11.5m 至 14m 之間，團塊呈圓柱狀，半徑約為 0.3m。

B2— 在深度 7.5m 處注入 2.95m³時，地表陡然隆起 72mm，可以想見此時破壞已發生。深度 8.5m 至 6.5m 之間之團塊呈紡錘狀，腹部半徑約為 0.84m，在深度約 7.5m 處。在深度 10m 至 15m 之間，另有一紡錘狀球體，估計在深度 11.5m 處腹部半徑約為 0.8m，而地表並無隆起。

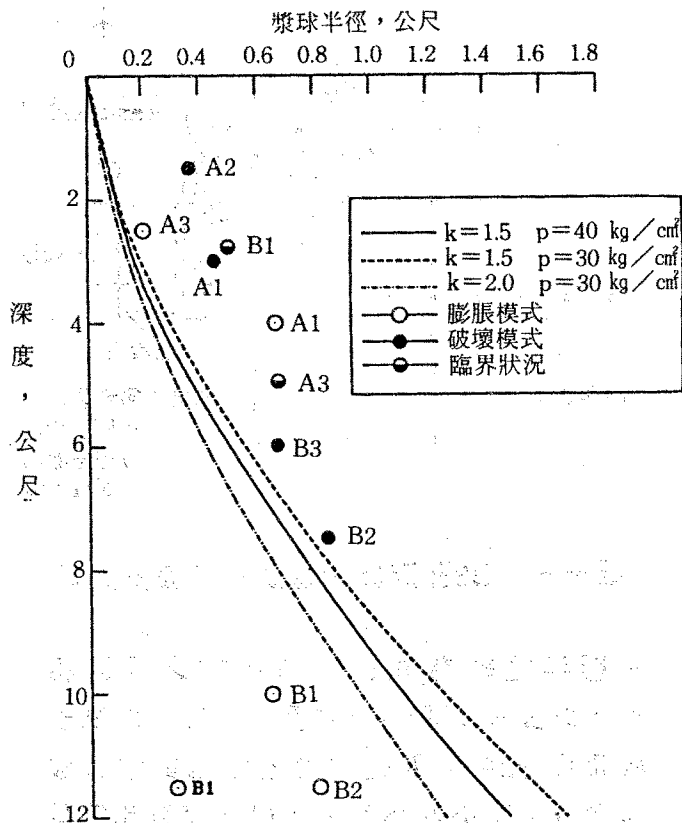
B3— 深度 6.0m 注入最後一球（注入量 0.85m³）所造成之地表隆起量為 122mm，破壞應在此時發生。在深度 6m 至 8.5m 之間之團塊約呈柱狀半徑約 0.68m。在深層另有兩團塊，其位置及大小如圖五所示。

由圖九可見，臨界狀況下，漿球之半徑與注入深度有明確之關係，但與圖八相較較，在礫石層中施作擠壓灌漿，破壞時機與在松山第五次層中施作略有不同。在礫石層中需要更大的注入量（即較大半徑）方能將漿球上方之土錐舉起，這可能是因為砂礫石層透水度高，水壓迅速消散，因此漿球之液壓，即公式(1)中之 p 值，較小之故。

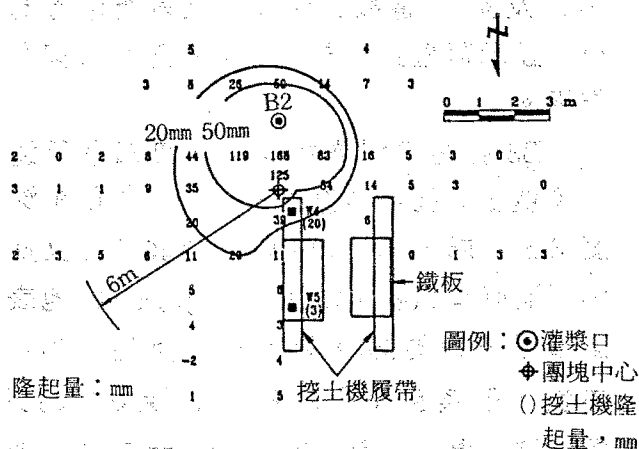
五、討論

5.1 地表荷重之影響

在 B2 孔與 B3 孔灌漿時曾於該孔前側方配置挖土機以探討荷重對隆起之影響，其位置及灌漿所導致之隆起量詳圖十及圖十一。該挖土機之總重約 32 噸，其下

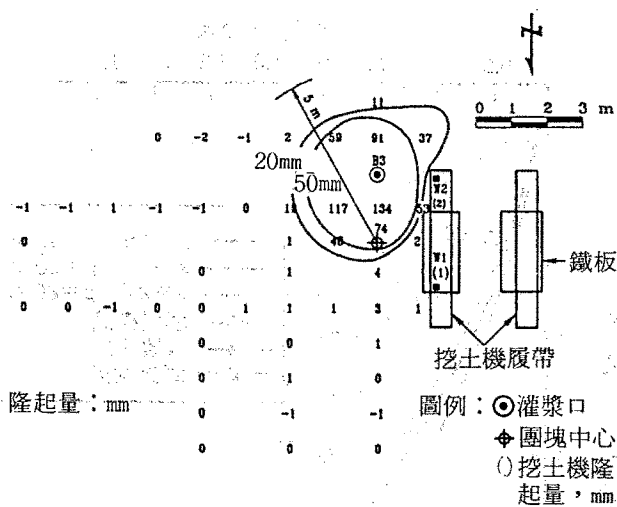


圖九 砂礫石層中錐狀破壞之臨界條件



圖十 B2孔灌漿所造成之地表隆起量

以兩片 1.2m x 2.4m 之鐵板墊襯。如第四章所述，B2 孔中最近地表之團塊（紡錘狀）中心估計在深度 7.5m 之處，因為該孔傾角為 75°，因此團塊中心偏離鑽孔位置約 2m。如上節所述，團塊之腹部半徑約為 0.84m，而由圖十估計，在地表之



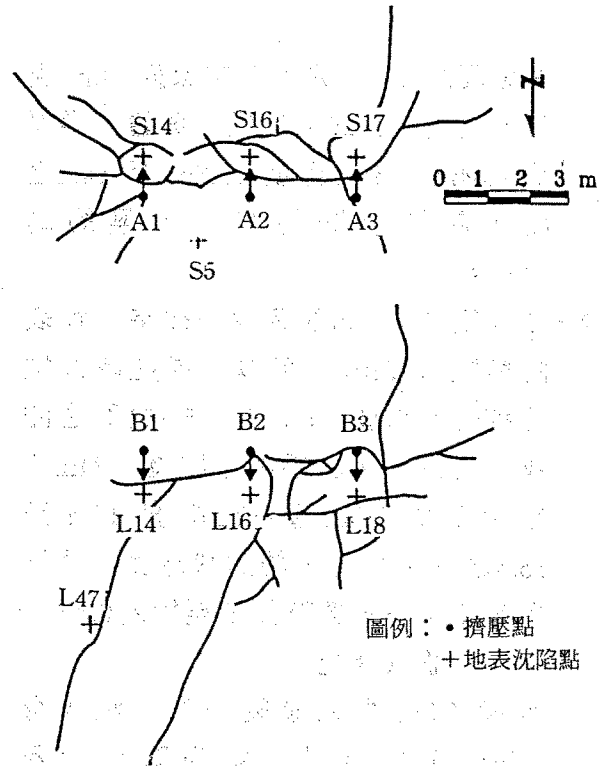
圖十一 B3孔灌漿所造成之地表隆起量

影響半徑約為 6m，與 $k = 1.5$ 之假設相符。以公式(1)求得土錐重 593 噸，而挖土機重僅 32 噸，因此推論挖土機對錐狀破壞形成之時機影響不大。但地表隆起等量線之中心很明顯地偏離挖土機，挖土機上之兩測點 W4 及 W5 之隆起量（分別為 20mm 及 3mm）遠較其緊鄰之地表隆起量為小，顯示荷重對局部地區之隆起有壓抑之作用。

B3 孔之情況亦相似。如第四章所述，團塊上方圓頂半徑約 0.6m，中心在深度 6m 之處，以 75° 傾角推估其平面位置應距灌漿口 1.6m。如圖十一所示，在地表影響半徑約為 5m，與 $k = 1.5$ 之假設相去不遠，但隆起等量線之偏心現象更為明顯。挖土機上測點 W2 僅有 2mm 之隆起量，而其相鄰之地面測點 L19 則有 53mm 之隆起。

5.2 漿材坍度之影響

A 區之三孔使用低坍度（15mm 至 40mm）漿材，而 B 區之三孔使用高坍度（100 mm 至 250mm）漿材，但由表一看不出每球注入量與漿材坍度間之關係。這原因



圖十二 擠壓灌漿試灌後地面裂縫分佈示意圖

可能有二：(1) 漿材之坍度在現場不易控制，如第三節所述，每立方公尺漿材中之含水量由 426kg 增加為 475kg 時，坍度即由 25mm 增加為 205mm。即使嚴格控制每立方公尺漿材所添加之水量，原有骨材（礫石、砂）中本就含有某些水份，其多寡亦會影響漿材之坍度，因此即使在同一孔中，每球之坍度變化就很大，(2) 土壤之壓縮性對注入量之影響遠較坍度為大，而土壤在不同深度之變異性極大。

A、B 兩區之地表裂縫如圖十二所示。由試驗結果也看不出坍度與破壞之相關性，在 A 區使用低坍度漿材，地表一樣產生裂縫。如上所述，低坍度與高坍度漿材中之含水量相差無幾，而在砂礫石層中，水份迅速逸失，漿材中原有水量之些微差異對土壤之反應無足輕重，因此以前人們對高坍度之顧慮似嫌多餘。

六、結論

(1)試驗証實在砂礫石層中施作擠壓灌漿可以造成地表隆起，有效地扶正原已傾斜之建築物。惟建築物荷重之影響須列入考量。

(2)在深層灌注有必要使用高坍度之漿材以增加注入量，而高坍度不至導致脈狀破壞。主要的破壞模式是錐狀破壞。

(3)小區域荷重對錐狀破壞發生之時機影響不大，但在荷重區及其相鄰地區會明顯地抑制地表隆起。

誌謝

本文承承商德商 Bilfinger + Berger 及東怡營造提供詳盡資料，並承台北市政府捷運工程局惠准發表，在此謹誌謝忱。

參考文獻

葉若楫、楊國榮、黃南輝（民國83年），“軟弱土層對擠壓灌漿之反應”，結構與地基國際研討會論文集，杭州。

ASCE (1980), "Preliminary Glossary of Terms Relating to Grouting", *Proc., Geotechnical Eng. Division*.

BAKER, WALLACE H. MACPHERSON, H. H. and CORDING, EDWARD J. (1981), "Compaction Grouting to Limit Ground Movements: Instrumented Case History Evaluation of the Bolton Hill Tunnels, Baltimore, Maryland", *Report No. UMTA-MD-06-0036-81-T*, US Dept. of Transportation, Washington, DC.

BILFINGER + BERGER、東怡營造（民國82年）“CC275、CC276標建物保護施工擠壓灌漿試灌報告書”。

HENRY, J. F. (1987), "The Application of Compaction Grouting to Karstic Foundation Problems", *Proc., 2nd Multidisciplinary Conference on Sinkholes*, Orlando, Florida, USA.

STILLEY, ALAN N. (1982), "Compaction Grouting for Foundation Stabilization", *Proc., Grouting in Geotechnical Engineering*, ASCE/AIME Underground Technical Research Council.

WARNER, J. (1992), "Compaction Grout: Rheology vs. Effectiveness", *Proc., Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics*, New Orleans, Louisiana, USA, Feb. 25-28.

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7月15日收稿

83年8月16日修正

83年8月27日接受