

# 地工技術

## 高鐵緊鄰基地深開挖之設計及施工監測管理

俞清瀚 張登貴

富國技術工程股份有限公司

楊恆偉

台灣高速鐵路股份有限公司

### 摘要

本文以位於高雄左營緊鄰高速鐵路平面路段之開發基地為例，介紹其深開挖之規劃、分析評估、設計及施工期間之監測與管理。基於高鐵基地對地層沉陷之嚴格限制，乃配合本基地地下室開挖需求，檢討擋土連續壁與地中壁、扶壁配置，同時分析開挖對高鐵基地之影響程度，並設計適當之輔助措施。開挖前，先進行連續壁單元試挖，以評估連續壁施工之可能影響及檢討其工法與程序；然後於基地內進行分區抽水試驗，以檢測擋土連續壁體之水密性，並進行灌漿改善措施。開挖期間，則藉由監測系統之連續性觀測研判，配合高鐵基地之定期檢測與階段性局部整確調軌，管控基地開挖作業，並確保高鐵基地正常營運。以上深開挖之設計與影響評估、施工計畫及施工期間之監測管理，則由公正第三單位進行獨立之實質審查與督導；而高鐵近接施工之三階段管理則為本案例成功的重要因素。

**關鍵字：**高速鐵路、深開挖、地中壁、試挖單元、監測系統、回饋分析。

### Design and Construction Management of Deep Excavation for Site Adjacent to High Speed Rail

Ching-Han Yu Teng-Kuei Chang

Sino Geotechnology, Inc.

Han-Wei Yang

Taiwan High Speed Rail Corporation

### Abstract

The analysis, design, influence evaluation and management of monitoring during construction of deep excavation for project site adjacent to Taiwan High Speed Rail (THSR) in Zuoying, Kaoshiung are presented in this paper. Layout of retaining diaphragm walls together with cross walls and buttresses as well as the ground deformation induced by excavation were studied and the auxiliary measures were also evaluated to meet the strict limits on additional settlement for THSR. Prior to excavation, the test panels of diaphragm wall were constructed and monitored to evaluate the potentially induced ground deformation then revise the construction method and procedures. In addition, the pumping tests were performed within the excavation area to investigate the water-tightness of retaining diaphragm system then the grouting improvements were conducted outside the diaphragm wall. During excavation, the monitoring results of comprehensive instrumentation together with the periodical measurements and re-adjustment on rail alignment of THSR were used to control the construction sequences; thus, safety for the operation of THSR was ensured during the basement construction. All the design, evaluation, construction plan of the deep excavation and the management of monitoring during construction were reviewed and audited by the independent third party.

**Key Words :** High speed rail, Deep excavation, Cross wall, Test panel, Monitoring system, Back analysis.

### 一、前言

因應都市發展需求，建築基地之開挖深度日

益加深，以致對鄰近既有結構設施之影響程度相對嚴重；由於腹地限制，深開挖基地常緊鄰對地層變位敏感之捷運或高速鐵路等交通設施，故有關深開挖之規劃設計與施工管控課題日形重

要。本文以緊鄰高速鐵路基地為例，說明其深開挖之規劃設計、分析評估及施工監測成果，並介紹其審查與督導管理機制。

## 二、基地概況

### 2.1 基地地理位置及地質

本基地位於高雄左營區，地處高雄沖積平原，其地層主要為砂、礫石、泥組成之全新世沖積層，沖積層則不整合覆蓋在較老以泥岩為主的岩層(屬上新世至更新世之古亭坑層)之上。

### 2.2 基地區域地形及配置

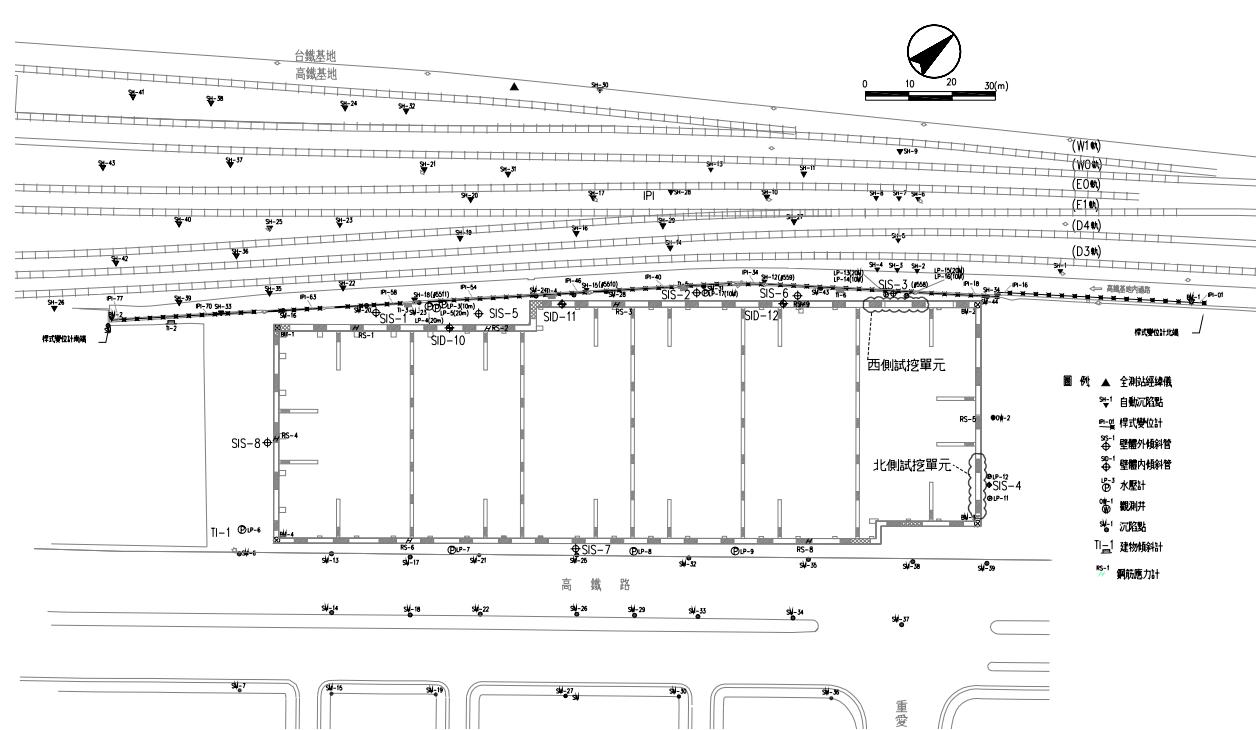
基地計畫範圍南北長約180m、東西寬52~60m，面積約10,500m<sup>2</sup>，開發前為平坦空地，擬興建地上10層、地下5層的百貨商業大樓。基地整體區域地表高程大致相當；惟西側緊鄰營運中之高鐵道碴式軌道基地，其地表係經回填而較本基地高約1.4~1.7m。基地區域配置如圖一。

基地北側同為延伸之空地，將與本基地同時興建為公園綠地；東側緊鄰寬約30m之新闢道路；南側約15m外為結構體已完成，地上5層、地下2層之聯合開發大樓，其地下室開挖深度約

10.5m，採厚度80cm、深度24m之連續壁，配合7層可回收式地錨，以順打方式進行地下室開挖構築。該地下室開挖期間，其西側鄰高鐵基地局部區域，曾因連續壁瑕疵造成漏水漏砂，而導致已完工但尚未營運高鐵軌道基地之地層下陷。

高鐵基地軌道配置與本基地位置關係如圖一，本基地西側距高鐵軌道最近約8~12m。高鐵軌道面下為厚度約0.7m之道碴及道碴次層，其下為路基層；而道碴及路基層鄰本基地係以厚度約50cm、貫入地面下約4m之PC版樁做為擋土措施。高鐵與本基地構造物及地層剖面如圖二。

高鐵公司為瞭解本基地西側軌道區域在回填及營運荷重下可能引致之沉陷，於2004年12月起陸續配合高鐵施工、營運進度及本基地興建時程，於軌道設施上裝設沉陷點進行監測。至本基地西側連續壁試挖單元攪拌樁施工前(2007年1月底)，於受基地南側聯合開發大樓事故影響範圍內之累積地表沉陷量最大約11cm，其餘區域地表沉陷約0.8~1.9cm(2004.12~2006.12)；於本基地施工前約4個月(2006.08~12)，其沉陷速率約1mm/month。(依本基地連續壁完工後(2007.07)之監測資料，高鐵基地本身沉陷已趨穩定)。

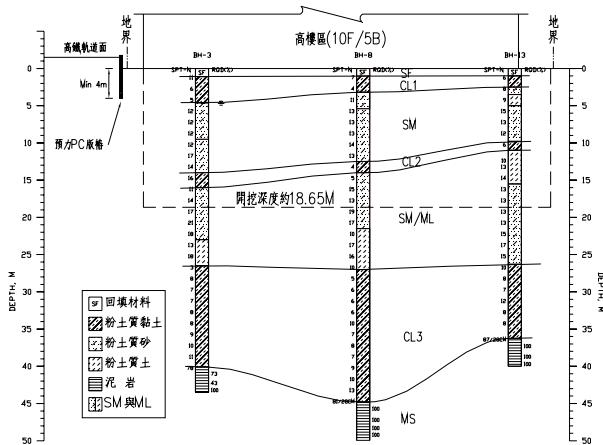


圖一 基地區域配置、監測儀器及試挖單元平面

# 地工技術

## 2.3 基地地層分佈及工程性質

基地代表性地層剖面如圖二，簡化地層及建議工程性質參數如表一。本基地岩層面分佈於深度29.5~45.2m以下，變化甚大；致其上覆粉土質黏土層(CL3)之分佈深度及厚度，亦呈明顯差異。



圖二 基地構造物及地層剖面

表一 基地簡化地層及建議工程性質參數

層別	土層	分佈深度 (平均深度) (m)	厚度 (平均值) (m)	N值 (平均值)	e	$r_f$ ( $\text{t/m}^3$ )	W (%)	LL (%)	PI (%)	C ( $\text{t/m}^2$ )	$\phi'$ ( $^\circ$ )	$S_u$ ( $\text{t/m}^2$ )
1	回填(SF)	0~4.5 (0~1.5)	0.6~4.5 (1.5)	4~11 (7)	-	-	-	-	-	0	28	-
2	粉土質黏土(CL1)	0.6~5.5 (1.5~3.6)	0.3~5.5 (2.1)	4~12 (7)	0.74	1.95	24	40	21	0.1	30	-
3	粉土質細砂至中細砂(SM)	2.5~15.5 (3.6~13.1)	7.4~13 (9.5)	2~22 (10)	0.74	1.89	23	-	-	0	32	-
4	粉土質黏土(CL2)	10.7~17 (13.1~15.3)	0~6 (2.2)	3~16 (6)	0.94	1.83	30	34	13	0.1	30	4
5	粉土質細砂或細砂質粉土(CL/ML)	13~30.5 (15.3~26.7)	8.6~14.5 (11.4)	4~28 (13)	0.81	1.87	26	-	-	0	33	-
6	粉土質黏土(CL3)*	25.6~44.8	2.5~18.4	3~31 (8)	0.79	1.92	25	33	14	0.1	33	6~10
7	岩層(MS)**	29.5~>62	-	>50	-	-	-	-	-	-	-	-

## 2.4 基地地下水位及水壓分佈

本基地淺層含水層之地下水位約位於地表下4.6~4.9m；埋設於砂性土層(SM/ML)(埋設深度18.5m)之地下水壓，小於依淺層含水層地下水位之靜態分佈水壓約1 t/m<sup>2</sup>；泥岩層中之地下水壓則較靜態分佈水壓低約0.5~3 t/m<sup>2</sup>。

## 三、高鐵基地沉陷管理值及要求

### 3.1 高鐵軌道基地沉陷管理值

為確保高鐵正常營運，高鐵公司針對本基地之開發施工，行文要求：「針對鄰近高鐵工程之第三人施工引致之地表沉陷，訂定地表沉陷觀測基準為：(1)警戒值：10公尺範圍內之差異沉陷大

於或等於7mm時；(2)行動值：10公尺範圍內之差異沉陷大於或等於10mm時。」依前述規定，本基地深開挖等地下施工作業，對西側緊鄰高鐵軌道基地造成之差異沉陷角變量應控制在0.7/1000(警戒值)及1/1000(行動值)。(註：以上管理值係高鐵公司於本案開發時訂定，目前管理值請參照「高速鐵路兩側毗鄰地區限建範圍內開發行為審核作業要點」，2006年11月。)

### 3.2 自動化即時監測系統

因應高鐵營運期間，軌道區進出之嚴格管制，以確保人身安全及高鐵正常營運；並提供「即時」且「連續」之觀測數據，隨時研判本基地施工對營運中列車之影響程度，以及管控本基地之施工程序。高鐵公司要求針對高鐵基地及軌道設施之可能沉陷及變位，應採自動化監測系統進行連續性觀測；再配合深夜至凌晨高鐵停止營運期間，進行定期之人工檢測與必要之維修。

藉由自動化即時監測系統之運作，建立「獨立」且「不可逆」的資料庫，確保監測數據的真實性與透明度；高鐵公司、開發業者、設計及監造顧問、施工廠商及第三獨立審查等相關單位，於第一時間「同步」取得「相同」之資料進行研判與管控。

## 四、深開挖規劃設計及影響評估

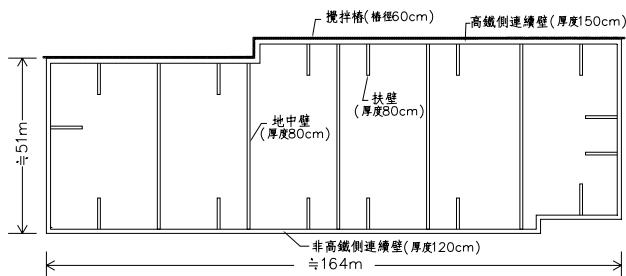
本基地之深開挖，除須滿足一般施工對擋土設施變位與應力，以及鄰近地層沉陷之要求外；尚須符合西側緊鄰高鐵軌道基地對沉陷的特別規定。因此，規劃設計階段，乃就擋土連續壁貫入深度滿足開挖穩定需求狀況下；針對不同連續壁厚度、不同扶壁/對撐式地中壁之厚度、及其總深度及數量配置等方案，分析開挖引致之鄰近地層變位，並評估對高鐵基地之影響程度，以決定適當之擋土設施配置方案。

### 4.1 開挖範圍及擋土設施配置

地下室開挖範圍南北長約167m、東西寬約55m，原規劃開挖深度約21.85m(分析設計及影響評估階段採21.85m，然連續壁完工後，則變更為18.65m進行開挖)；採連續壁作為擋土設施，

連續壁厚度除西側因應緊鄰高鐵基地回填超載及營運要求採150cm外，其他側皆為120cm；連續壁設計深度需達43m或入岩1~4m，總深度介於34m~43m(部分單元配合柱位承載加深至45m)。

基地最終開挖擋土設施配置平面如圖三，配合於基地設置5道80cm厚之東西向對撐式地中壁，地中壁頂部提高至地表下2m，總深度達32~41m，各地中壁間同時配置80cm厚之扶壁。扶壁及地中壁與四周擋土連續壁連結處均採T單元施築，扶壁全斷面採無筋混凝土( $fc'=140\text{kg/cm}^2$ )；地中壁於開挖面上採無筋混凝土( $fc'=140\text{kg/cm}^2$ )，開挖面下則採鋼筋混凝土( $fc'=280\text{kg/cm}^2$ )。另基地西側緊鄰高鐵基地連續壁施工前，先施作樁徑60cm、樁長26m密接式攪拌樁(採機械攪拌噴射工法，向外傾斜約5°)。



圖三 基地最終開挖擋土設施配置平面

#### 4.2 開挖影響數值模擬及評估

##### 4.2.1 地下室開挖工法及施工順序

本基地採逆打工法進行地下室開挖及構築，主要以地下室樓版作為支撐；基地內之扶壁及地中壁則配合各階開挖逐階敲除。有關規劃設計階段之地下室開挖施工順序如下：

- (1)開挖至GL.-1.7m，於GL.+0.0m施作1F版；
- (2)開挖至GL.-5.9m，於GL.-4.5m施作B1版；
- (3)開挖至GL.-10.9m，於GL.-9.5m施作B2版；
- (4)開挖至GL.-14.7m，於GL.-13.3m施作B3版；
- (5)開挖至GL.-17.95m，於GL.-16.55m施作B4版；
- (6)開挖至GL.-21.85m，分別於GL.-19.8m及GL.-21.3m施作B5版及BSF版。

##### 4.2.2 數值模擬方法

###### 1. 使用程式及分析模式

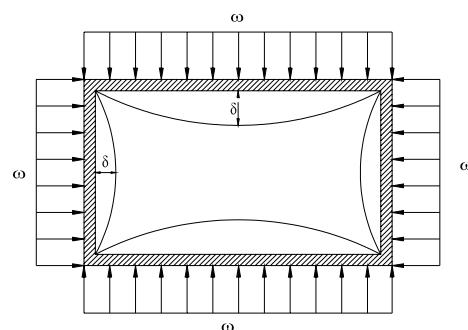
本評估採用二維有限差分法FLAC程式進行數值分析，土壤採Mohr-Coulomb彈塑性模式；

高鐵基地PC版樁，本基地擋土連續壁、支撐樓版、以及地中壁效應等，均採樑結構元素模擬。

###### 2. 地中壁模擬方式

本基地於開挖面內配置地中壁，以減少開挖對高鐵基地之影響。一般配置地中壁基地之開挖壁體變形主要屬三向度行為，惟實務上以三維軟體分析尚有其限制，因此本基地於數值分析時，提出地中壁之二維簡化分析模式。

有關深開挖工程中連續壁三向度行為，岡原美知夫及木村嘉富曾提出簡化二維形狀因素 $K_w=\omega/\delta$ (如圖四所示)。



圖四 地中壁水平勁度評估示意圖

依岡原美知夫之二維簡化評估方法，以式(1)計算設置地中壁後開挖面內土壤之水平勁度 $K_h$ ：

$$K_h = K_{wall} + K_s = \frac{w}{\delta} + K_s \quad \dots \dots (1)$$

式中

$K_s$ =原土壤之水平勁度；

$K_{wall}$ =岡原美知夫簡化二維形狀因素；

$\omega$ =連續壁外側作用之土、水等壓力；

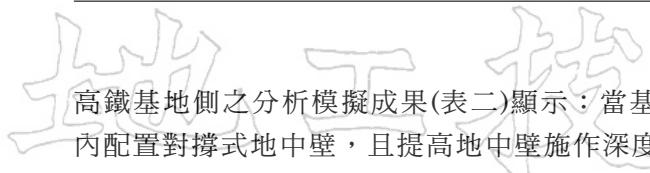
$\delta$ =開挖面內無被動土壓等反力作用下連壁中央處之最大側向位移量。

根據上述公式，本基地配置地中壁之效應乃利用平面應變程式(FLAC)進行三向度簡化模擬；同時針對既有三向度案例之分析與監測結果，利用國內目前常用之一維彈塑性程式(RIDO)進行相互比對與驗證。分析結果顯示：上述簡化模擬方式，可合理地分析配置地中壁深開挖基地之壁體側向變位與支撐應力(張登貴等，2007)。

##### 4.2.3 數值模擬分析成果

###### 1. 方案評估比較及檢討

針對基地內不同地中壁及扶壁配置方案，鄰



高鐵基地側之分析模擬成果(表二)顯示：當基地內配置對撐式地中壁，且提高地中壁施作深度，同時於地中壁間增設扶壁，並配合各階開挖進行地中壁與扶壁之敲除時，最大壁體側向變位與相應之地表沉陷將明顯降低；而一般常用一維(RIDO)及二維平面應變(Flac)程式分析結果相當接近。

## 2. 最終配置方案模擬分析結果

因應高鐵基地對沉陷之要求，本基地依分析狀況(四)規劃最終之開挖擋土系統配置；該方案各階開挖模擬分析之連續壁體側向變位及地表沉陷彙整如圖五。圖五中同時參考台北捷運案例研究(楊玲玲，2000)與一般設計經驗公式，考量連續壁溝槽開挖可能引致之地表沉陷(包含溝槽開挖深度之0.02~0.04%及最大地表沉陷約1cm等狀況)；估計以溝槽開挖深度之0.04%對高鐵基地之沉陷影響最大，當再累加地下室開挖引致之沉陷影響，評估造成高鐵基地垂直車行方向之差異沉陷角變量將達0.68/1000，略小於高鐵公司之安全管理警戒值0.7/1000。

而對高鐵基地平行車行方向之影響，當保守地假設連續壁體於地中壁支撐處背側之地表沉陷為0，而兩處支撐中央產生上述分析之最大地表沉陷時；以5道地中壁平均支撐間距28m，估算之差異沉陷角變量亦小於警戒值0.7/1000。因此，本方案評估可滿足高鐵規定。

## 五、公正第三單位審查機制

為有效管控高鐵沿線「近接施工」基地，降低對高鐵設施之影響，高鐵公司要求於高鐵禁限建範圍(原則上為高鐵結構設施外緣起算60m)內之開發基地，必須委託公正第三單位，針對：(1)設計階段之開挖影響評估報告、(2)施工前之施工計畫、及(3)施工期間之作業程序與監測資料，循序進行三階段之獨立實質審查及督導。

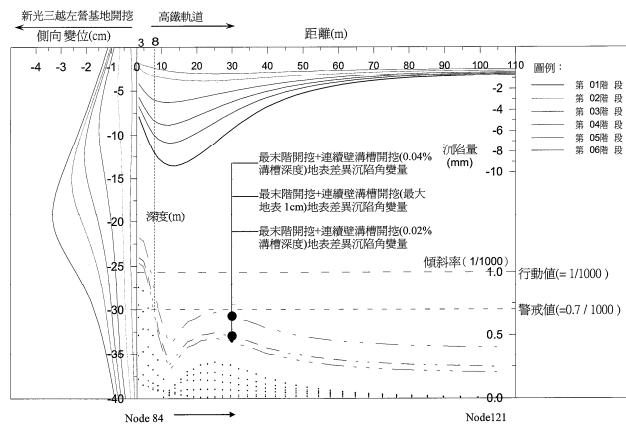
## 六、開挖前置施工及驗證作業

本基地開挖前先進行相關前置施工及檢測，以驗證原設計與分析評估成果之合理性及施工可行性，並滿足地下室開挖構築之穩定需求。

表二 各方案最大壁體側向變位與地表沉陷比較

施工方式	分析狀況 (一)	分析狀況 (二)	分析狀況 (三)	分析狀況 (四)
地中壁配置數量	無	5道	5道	5道
地中壁施作深度	-	開挖面以下 GL-2m 以下	GL-2m 以下	GL-2m 以下
每地中壁間隔區內扶壁數	無	無	無	1道
最大側向變位量 $\delta_{hn}$ (cm)	RIDO 分析	10.4	4.4	3.3
	FLAC 分析	9.0	5.9	3.5
最大地表沉陷量 $\delta_{vn}$ (cm)		4.7	2.6	1.1
$\delta_{hn}/H$	FLAC 分析	0.41%	0.27%	0.16%
$\delta_{vn}/\delta_{hn}$		0.52	0.44	0.31
				0.27

註：H=分析開挖深度(21.85m)。



圖五 基地最終方案之模擬分析結果

### 6.1 連續壁單元試挖監測及評估檢討

為瞭解連續壁施工期間溝槽穩定性，及可能引致之鄰近地層變位與影響程度，依基地現況與連續壁尺寸及其單元分割配置，規劃兩處先期試挖單元之測試。試驗位置如圖一，分別位於基地北側(B07、B08及B09三個單元，厚度120cm)；及西側鄰高鐵基地區域(A32、A33、A34三個單元，厚度150cm，有攪拌樁保護)。

#### 6.1.1 試挖單元監測儀器配置

依試挖單元配置，針對連續壁溝槽開挖可能影響範圍裝設地表沉陷點、土中傾斜管以及電子式水壓計等儀器，配合各單元施作進行監測；另西側試挖單元同時將高鐵基地內設置之監測系統(參見圖一，包含全測站自動化沉陷點、電子式桿式變位計及人工量測地表沉陷點)納入觀測。

#### 6.1.2 試挖監測結果

##### 1. 試挖單元施工之水壓變化

西側試挖單元外側深度26m攪拌樁施工期間，孔隙水壓變化量測結果(圖六)顯示：SM層次於深度10m之孔隙水壓，隨攪拌樁施工即逐漸累

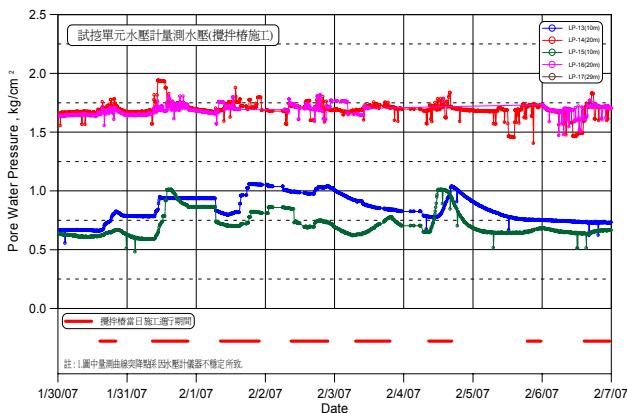
# 試挖單元

積升高，並於施工結束後方緩慢下降，其累積升幅介於  $0.5\sim4\text{ t/m}^2$ 。而 SM/ML 層次於深度 20m 之孔隙水壓，雖於攪拌樁洗孔時無明顯變化；但灌漿時則呈迅速上升及下降，其幅度約  $0.5\sim1.4\text{ t/m}^2$ 。此外，西側試挖單元挖掘及混凝土澆置時，SM 層次及 SM/ML 層次之孔隙水壓變化幅度介於  $1.0\sim1.5\text{ t/m}^2$ 。

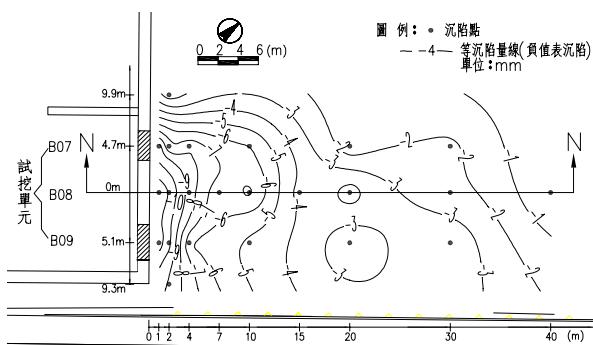
## 2. 試挖單元施工引致之地表沉陷變化

基地北側 B07~B09 試挖單元完工後之鄰近地表累積沉陷如圖七，最大地表沉陷約  $11\sim12\text{ mm}$ ；而垂直 B08 單元中央之地表沉陷剖面變化如圖八。西側 A32~A34 試挖單元完工後(含攪拌樁)，鄰近高鐵基地之累積地表沉陷分佈如圖九，其中距試挖單元約 7m 自動沉陷點之最大地表沉陷約  $15\text{ mm}$ ；而攪拌樁及各單元依序完成後之沉陷剖面變化如圖十。

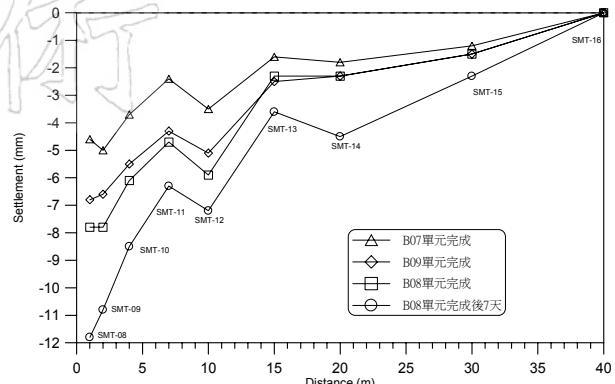
圖八及圖十顯示：北側及西側最後試挖單元 B08 及 A33 完成後 7~10 天，其鄰近地表沉陷仍呈持續增加。此外，圖十亦顯示：西側試挖單元攪拌樁施作階段即對鄰近地層造成顯著之地表沉陷，而鄰近距離約 1m 處於深度 10m 及 20m 砂性土層之孔隙水壓於攪拌樁施工期間之上升幅度分



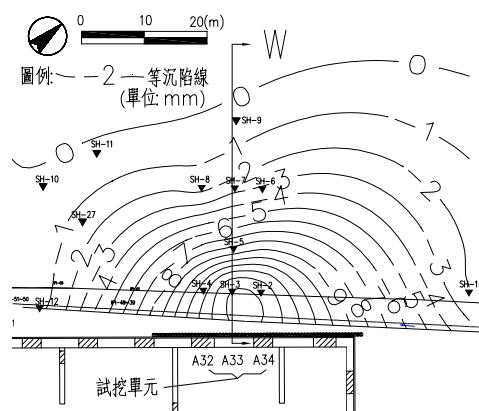
圖六 攪拌樁施工期間孔隙水壓變化監測結果



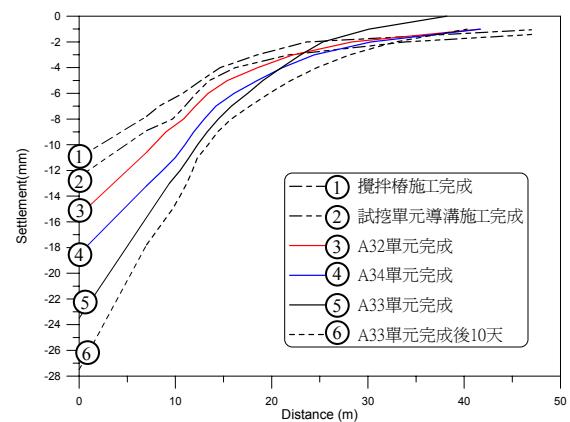
圖七 北側試挖單元引致之累積地表沉陷



圖八 北側試挖單元引致之地表沉陷剖面(N)



圖九 西側試挖單元引致之累積地表沉陷



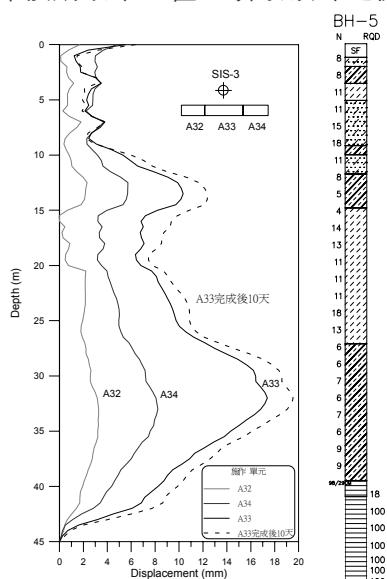
圖十 西側試挖單元引致之地表沉陷剖面(W)

別達  $4\text{ 及 }1.4\text{ t/m}^2$  (參見圖六)；研判攪拌樁施工引致之地表沉陷，應與其施工所激發孔隙水壓之變化而對鄰近地層造成擾動有關。

## 3. 試挖單元施工引致之地層側向變位

以西側試挖單元為例，施工期間其外側約 1.7m 處土中傾斜管所量測之地層側向變位變化如圖十一；圖中顯示深度  $10\sim15\text{ m}$  及  $25\sim40\text{ m}$  範圍間黏性土層之側向變位相對顯著，累積之最大側向變位分別約  $10\text{ mm}$  及  $17\text{ mm}$ 。而圖十一亦顯示：當最後試挖單元 A33 混凝土澆置後 10 天之側

向變位仍持續增加，與地表沉陷變化趨勢相同；而其外側預先施作深度約26m之攪拌樁並未發揮預期效果，甚至引致額外之沉陷(如圖十)。



圖十一 西側試挖單元引致之地層側向變位變化

### 6.1.3 試挖單元測試結果檢討及因應措施

基地西側A32~A34試挖單元測試後，接續施作其北側鄰接之A35~A37單元，惟施工後，其西側高鐵基地內垂直車行方向之差異沉陷角變量已達高鐵公司規定之行動值(1/1000)。因此，基地暫停施工作業，並檢討連續壁(含試挖單元)施工引致沉陷之原因及改善因應措施。

#### 6.1.3.1 西側試挖單元施工引致沉陷原因評估檢討

依試挖單元監測成果及基地現況，研判西側試挖單元施工引致較大沉陷原因，主要包括：

(1)攪拌樁施工造成孔隙水壓變化，導致地層擾動而變位；(2)溝槽開挖時之側向解壓效應，而厚層黏土於開挖時具側向塑性內擠潛能(俞清瀚、張登貴，2009)；(3)攪拌樁及連續壁之施工擾動，降低高鐵擋土PC版樁鄰本基地側之被動抵抗土壓力；(4)西側高鐵基地回填載重作用，而高鐵列車營運荷重及震動亦可能造成額外沉陷。

#### 6.1.3.2 改善及因應措施

參考上述施工引致沉陷原因之研判，乃針對後續西側鄰高鐵基地之連續壁施工作業，檢討施工技術及程序，並提出改善及因應措施：

1. 攪拌樁施工改善措施：(1)增設解壓井，降低施工之孔隙水壓；並將攪拌樁打設角度由 $5^\circ$ 減小

為 $1^\circ$ ；(2)藉由增加水泥用量、跳島間隔施做及延長養護時間方式，提高連續壁挖掘時攪拌樁強度。

2. 連續壁施工改善措施：(1)依連續壁單元分割配置，採三循環跳島交錯方式施做；(2)公單元寬度由6~6.5m縮小為5.5m；(3)母單元澆置後，兩翼端版外碎石回填至深度25m以上，以涵蓋側向塑性內擠明顯之黏土層分佈範圍(參見圖十一)；(4)縮短各單元挖掘至灌漿時間，以降低地層可能潛變及相應沉陷。

3. 施工管控措施：以上改善因應措施經第三公正單位審查及督導會議檢討後，除既有自動化儀器持續監測外，並以加強人工觀測、現場巡勘方式，配合高鐵公司之定期水準測量及巡軌車檢測，進行後續連續壁施工之管控；同時高鐵公司並隨時依其定期檢測結果，針對沉陷可能影響營運之軌道區域進行局部整碴調軌。

## 6.2 連續壁全面施工及因應措施

### 6.2.1 基地全區監測儀器配置

本基地除北側及西側試挖單元測試所設置之監測儀器外；全區連續壁施工前，並完成基地週圍(含西側高鐵基地)全區監測儀器之佈設(如圖一)，包括：基地開挖範圍四周之地表沉陷點、電子式水壓、建物傾斜計、土中傾斜管；以及高鐵基地內採自動化連續觀測之全測站自動沉陷點(32處反光稜鏡)與電子式桿式變位計(分A、B兩測線共配置85支，總長約255m)。(如照片一)



(a)電子式桿式變位計



(b)自動沉陷點全測站

照片一 高鐵基地自動化監測儀器

### 6.2.2 連續壁施工引致之地表沉陷監測結果

本基地除西側緊鄰高鐵基地具1.4~1.7m回填荷重外，其他各側皆為平坦區。基地北側與東側連續壁(厚度120cm、深度34~43m)及基地內扶壁、地中壁(厚度80cm、深度32~41m)施作期間，超音波檢測並未發現連續壁槽溝發生大規模坍孔現象。基地東側區域地表沉陷分佈如圖十二，

緊鄰連續壁位置之最大地表沉陷約12~13mm，約為連續壁深度(D)之0.03~0.04%；其沉陷影響範圍達連續壁外35~40m，約等於1D。

西側連續壁(厚度150cm、深度39~45m)施工範圍約170m，共39個單元完成後(含攬拌樁)，造成西側高鐵基地之累積地表沉陷如圖十三，緊鄰連續壁區域之最大累積地表沉陷達65~70mm，約為(0.13~0.16)D%；其沉陷影響範圍約達連續壁外50~55m，約為(1.2~1.3)D。

### 6.2.3 連續壁施工引致沉陷之評估與比較檢討

本基地東側無填土荷重狀況下，連續壁施工引致之地表沉陷及影響範圍，皆遠小於台北都會區之研究成果(圖十四)；並與北側試挖單元測試結果相當，顯示該區域連續壁施工經有效管控。

然基地西側連續壁施工引致高鐵基地之最大地表沉陷約(0.13~0.16)D%，明顯大於基地東側(圖十二)，且大於台北都會區研究成果之上限0.13D(%)。除因連續壁溝槽開挖側向解壓與高鐵基地回填影響外；進一步檢視施工期間監測資料，評估尚包含：(1)攬拌樁施作對地層的擾動，惟經試挖後之改善措施，估計後續攬拌樁引致之沉陷約小於5mm；(2)西側連續壁厚度及深度皆較大，且皆入岩2~4m，導致挖掘施工時間較長；(3)基地西側連續壁係最後施工，於施作進度約60%時(如圖十五黑色部份單元)，A18單元發生坍孔，當時高鐵基地地表沉陷最大約20~25mm(圖十五)；為確保溝槽施工穩定，後續單元施工乃配合局部抽水，導致對高鐵基地產生額外沉陷。

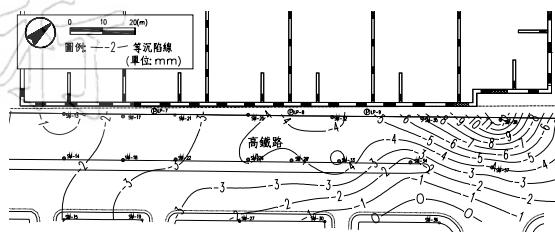
### 6.2.4 後續因應措施

連續壁全面完工後，引致高鐵基地內局部區域之差異沉陷角變量又超過管理值。故本基地再度配合停工，高鐵公司則針對沉陷影響較明顯軌道區域進行整碴調軌；整碴調軌後，高鐵基地內之監測儀器則配合重訂初值，以進行後續管控。

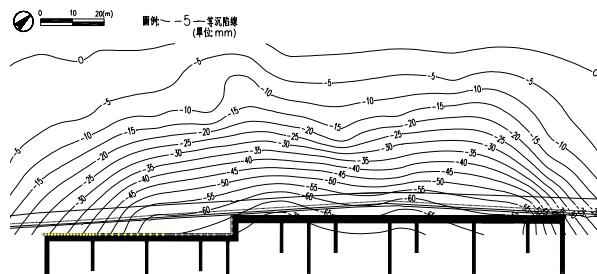
## 6.3 工作基樁施工

### 6.3.1 施工概況

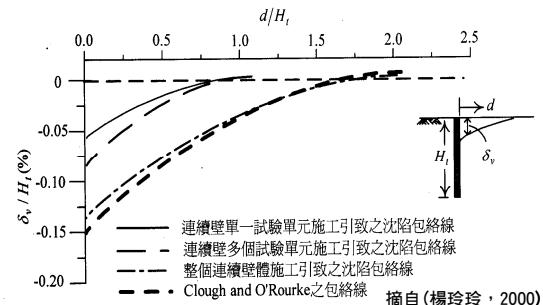
本基地基樁配置如圖十六，樁徑2.5m，共計97支，貫入泥岩層3~9m不等；因基地內岩盤面深度變化及設計入岩深度不同，基樁總長度介於36.5~51m，其中空打回填深度約18m。



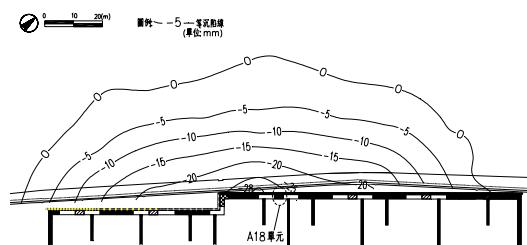
圖十二 基地東側連續壁施工引致之累積地表沉陷



圖十三 基地西側連續壁施工引致之累積地表沉陷



圖十四 台北都會區連續壁施工引致地表沉陷比較



圖十五 基地西側連續壁施工期間引致之地表沉陷

### 6.3.2 基樁施工監測成果

基樁施工引致高鐵基地之地表沉陷如圖十六，最大達10~15mm；而基地西側外鄰高鐵基地區域之土中傾斜管側向位移量測結果如圖十七。整體而言，傾斜管位移主要呈朝基地內傾斜之懸臂型態，於地表最大側向位移達10~23mm。

### 6.3.3 地層變位原因檢討評估

本基地基樁施工前全區連續壁已完工，然基樁施工仍引致地層產生明顯側向位移，並對高鐵基地造成沉陷影響，研判主要原因為：

- (1)基樁挖掘施工造成四周地層之側向解

壓，使地層發生側向內擠位移而導致垂直壓縮，而空打段未有效回填則增加其變位潛能；

(2)參考連續壁單元測試結果(圖十一)，深度25~45m黏土層於側向解壓及高鐵基地回填超載作用下，使該黏土層產生顯著之側向塑性內擠；

(3)連續壁施工引致地層變位之潛變效應。

## 6.4 開挖前連續壁體水密性及完整性檢測作業

開挖前於基地內進行局部抽水井(深度約25m)試抽時，發現區外地下水位有下降現象，然連續壁均進入開挖面下粉土質黏土層(CL3) 8~19m，大部份並貫入泥岩層1~4m，原則上應已阻隔基地開挖範圍內外之地下水。因此，依施工期間大地技師公會督導會議檢討結論，進行開挖範圍全面抽水試驗，以檢測連續壁體之水密性。

### 6.4.1 分區抽水試驗及監測作業

本基地開挖範圍由五道對撐式地中壁分隔為六個區塊，於是配合基地內既有抽水井及基地內、外水壓計配置(參見圖十八)，進行各區塊之分區抽水及鄰近地下水位監測。

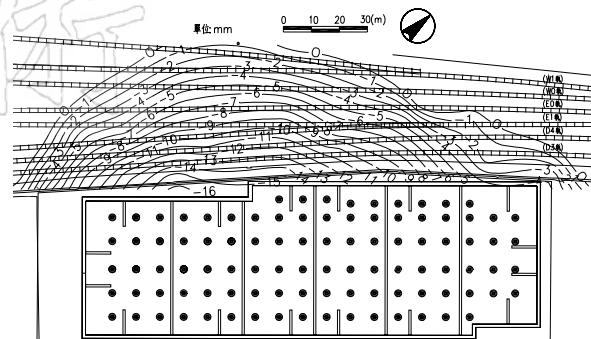
分區抽水試驗結果顯示：區塊一試抽時，其北側(OW-2)地下水位下降達40cm；區塊六試抽時，其東南角隅(LP-6)及東側外(LP-7)地下水位下降約10~11cm；而區塊二~五試抽時，其鄰近區域外地下水位則相對僅微幅下降。

區塊一、六內抽水時，區外水位呈較明顯下降之現象，研判：(1)除抽水使基地內土水體積縮小，引致連續壁體內擠而使基地外水壓下降；因區塊一及六之北南兩側僅配置扶壁，故可能產生較大內擠，而使其外側水壓下降較大外；(2)亦不排除其四周擋土連續壁可能有水密性不良情形(如單元接縫滲漏、或單元壁體本身滲漏)。因此，針對區塊一、六連續壁外側進行深度5~26m之CCP止水灌漿；同時配合監測區內水位與水壓變化，以管控CCP施作位置，並檢驗其改良成效。

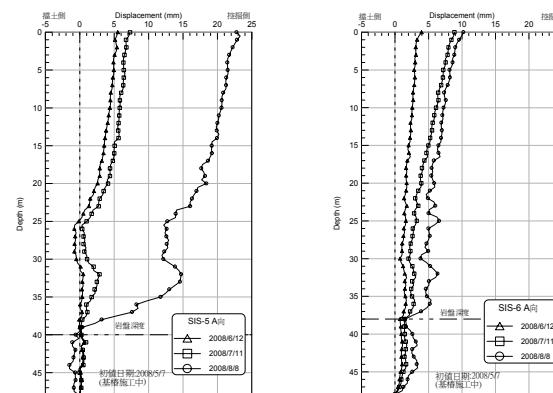
### 6.4.2 連續壁CCP止水灌漿及監測

區塊一及區塊六連續壁外側CCP止水灌漿及區內增設水位觀測井之配置如圖十九，各區塊內既有抽水井亦放置水壓計進行水位監測。以下乃介紹區塊一止水灌漿及水位變化監測結果。

區塊一之CCP止水灌漿，除於16處連續壁單元接縫(C-1-1~C-1-16)進行外；並針對局部公、



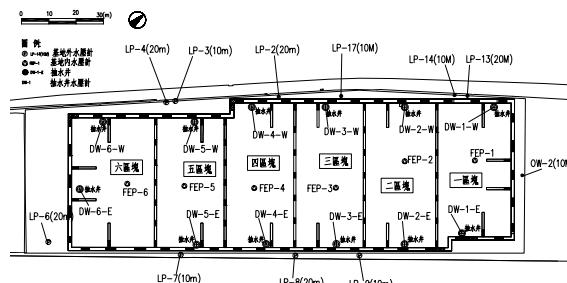
圖十六 基樁施工引致高鐵基地之地表沉陷分佈



(a) SIS-5

(b) SIS-6

圖十七 基樁施工期間傾斜管之側向變位



圖十八 基地分區抽水及監測系統位置

母單元中央(C-1-7A及C-1-12A)以及已完成單元接縫處(C-1-5A)施作，以進行比對檢討。

區塊一CCP施工期間，區內觀測井水位變化(圖二十)顯示：每支CCP樁灌漿時，區內水位皆呈上升，並逐漸累積升高，而以距各CCP樁最近觀測井之水位上升最高，且所需時間亦最短。綜上研判，除CCP施工擠壓連續壁體而使區內水壓上升外；亦反映連續壁體可能存在局部“滲流路徑”，其分布區域與各CCP樁施作位置有關；惟上昇之水位觀測資料，並未顯示有單一特別顯著之滲流路徑或嚴重之壁體瑕疪存在。

因此，後續進一步針對止水灌漿期間，水位激發特別高區域之單元接縫旁補作CCP樁，以確

保接縫之水密性；而監測結果顯示，補強CCP止水樁施工時所造成之水位激發量皆有顯著下降。

### 6.5.3 CCP止水灌漿施工後抽水試驗與比較

區塊一止水灌漿施工前、後，於區塊內所進行抽水試驗之水位觀測結果比較如圖二十一。

以區塊一外側觀測井OW-2為例，抽水試驗水位下降量由止水灌漿前之40cm降至22cm；且其下降速率，亦有較灌漿前小之現象。此外，區塊一止水灌漿前抽水試驗(抽水量 $284\text{m}^3$ )造成之區內水位洩降量約0.3m，而灌漿後抽水試驗(抽水量 $196\text{m}^3$ )之洩降量約介於2.4~2.5m。因此，研判區塊一於進行CCP止水灌漿後，應達到增加其連續壁體水密性及減少地下水滲流之效果。

## 七、地下室開挖監測及回饋管理

本基地於完成前述前置作業及驗證檢測後，進行地下室開挖構築。施工期間針對基地四周及高鐵基地內之監測儀器進行持續觀測；檢討高鐵基地之地表沉陷變化，並配合回饋預估分析及調整施工程序，或進行必要之輔助措施。

### 7.1 地下室開挖施工概況

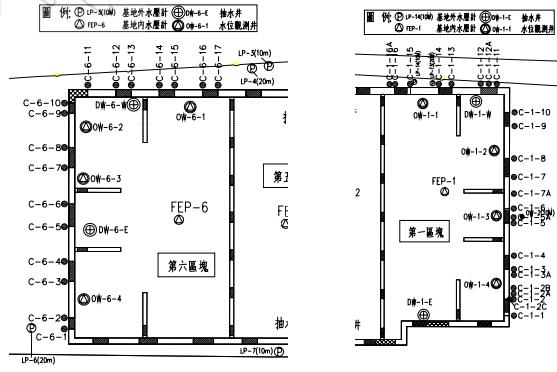
本基地地下室設計5層，最終開挖深度為18.65公尺，採逆打工法施作，地下室開挖構築歷時約13個月。基地開挖範圍北半區分六階開挖，南半區因無B1樓板，則分五階進行開挖，有關各階開挖及樓板深度剖面示意如圖二十二。

### 7.2 地下室開挖引致高鐵側之地層變位與沉陷

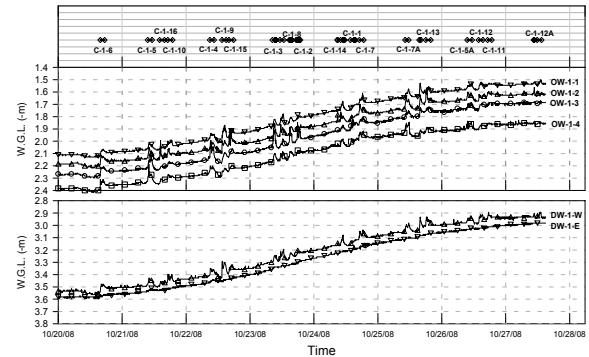
本基地地下室開挖期間，西側緊臨高鐵軌道區之土中傾斜管(位置參見圖一)，於各階段開挖後之地層側向變位量測結果如圖二十三所示，其中SIS-2及SIS-5最大側向變位量分別約為3.2cm及4.5cm，接近或略大於設計階段之模擬分析預估值3.3cm(參見表二)，顯示基地內所配置之地中壁及扶壁應已發揮其預期效果。

圖二十四為本基地地下室開始開挖至基礎版完成期間(2008.08.06~2009.09.14)所引致高鐵基地內之地表等沉陷分佈，圖中顯示高鐵基地內沉陷槽型態主要為凹槽型沉陷，最大地表沉陷約20mm，其位置約位於距離連續壁20~25m

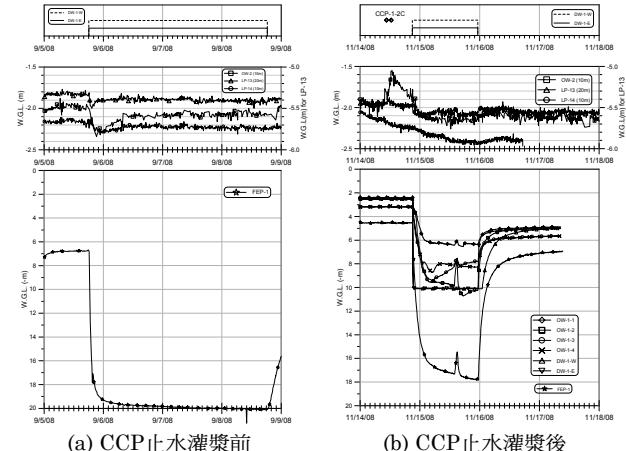
處；地表最大沉陷與傾斜管最大側向位移量之比值約介於40~60%。



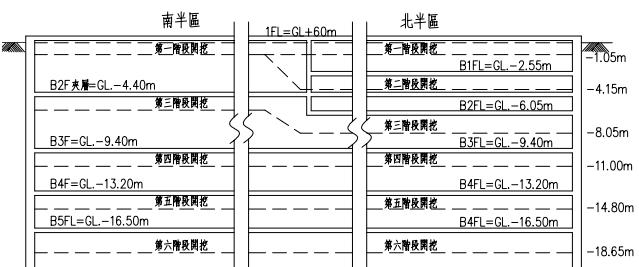
(a) 區塊六  
(b) 區塊一  
圖十九 CCP止水灌漿樁及觀測井位置



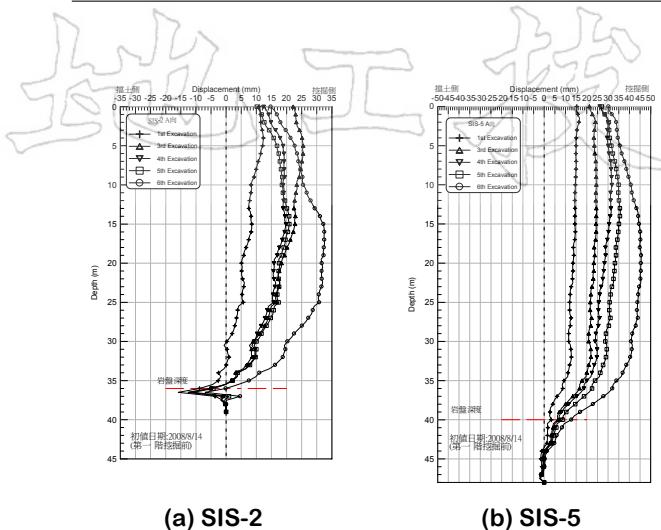
圖二十 區塊一止水灌漿期間區內水位變化



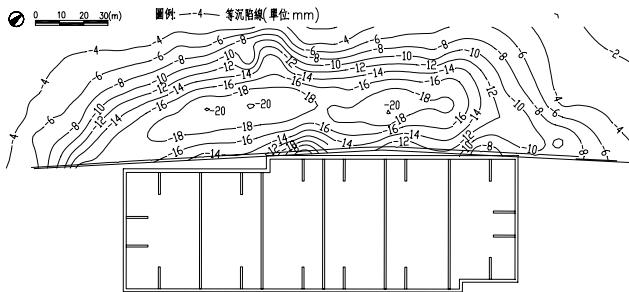
圖二十一 區塊一止水灌漿前、後抽水試驗結果比較



圖二十二 地下室開挖及結構剖面



圖二十三 地下室開挖階段之土中傾斜管側向變位



圖二十四 地下室開挖引致之高鐵基地地表沉陷

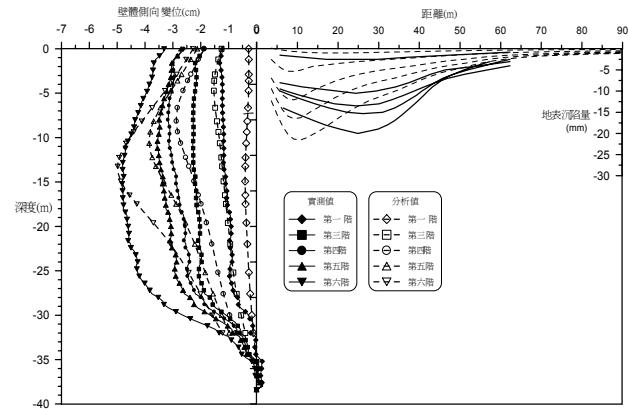
以上地下室開挖對高鐵基地引致之地表沉陷遠小於連續壁施工造成之沉陷(見圖十三)，並與基樁施工所發生之沉陷值相當(見圖十六)；顯示連續壁與基樁施工之影響不容忽視，同時也反映本基地地下室開挖擋土設施(含地中壁及扶壁配置)設計應屬合理，而開挖施工則經有效管控。

## 7.2 開挖回饋分析

本基地雖於設計階段，即就地下室開挖期間之連續壁側向位移及對高鐵基地可能引致沉陷影響進行分析評估，惟受限於土壤及分析模式之合理性、地層分佈與性質之變化，以及開挖擋土措施與地層間互制行為之複雜性，實際之壁體變位與地層沉陷與分析值將有所差異。因此，本基地於各階開挖結束，皆根據連續壁側向變位、高鐵基地地表沉陷之監測成果進行回饋分析，並預估下一階開挖可能引致之壁體側向變位及對高鐵基地之沉陷影響程度；以檢討調整本基地開挖施工程序，及進行必要之預防因應措施。

圖二十五為根據傾斜管SIS-5監測結果，所進行各階開挖之地層側向變位及地表沉陷之回饋分析與比較成果，除第一及第三階開挖之分析值

與實測值差異較大外；其餘階段所分析之最大側向變位與最大地表沉陷與實測值差異不大，惟最大地表沉陷發生位置與實測結果仍有所差異。就工程實務及最終施工成果而言，本基地之回饋分析成果仍足以供施工管制之參考。



圖二十五 地下室開挖期間高鐵側監測及回饋分析

## 7.3 施工管控及安全管理作業

為確保高鐵基地列車之正常營運及安全，本基地開挖過程中，第三公正單位除逐日檢核自動化即時傳送之監測數據與駐地專業技師提送之日報表；並定期（本案原則每月一次）至現場勘查督導，及會同高鐵公司之工程、測量及營運管理單位，召集業主、建築師、營造廠商及大地專業顧問公司與技師進行工作會議，檢討：(1)監測數據合理性及其彙整研判結果；(2)開挖作業對高鐵基地之沉陷影響；(3)開挖回饋模擬分析結果；(4)開挖施工作業調整及改善因應措施。此外，定期之督導及工作會議亦發揮協調效果，於確保高鐵行車安全前提下，使本基地工程依設計品質及既定時程施作，茲舉以下事項摘要說明：

### 1. 開挖面長時間靜置之安全管理

本基地於2008.12.22完成第二階開挖，並於2009.01.14完成B1版澆置後，營造廠商擬接續第三階開挖作業，然第三階開挖至預定深度後將逢連續9天農曆春節(2009.01.24~02.01)；依據第二階開挖完成後之回饋分析結果，預估第三階開挖後高鐵基地內差異沉陷角變量已接近安全管理值，當考量開挖面於春節期間之靜置潛變可能對高鐵基地地層產生潛在不利影響，因此要求營造廠商需配合以下措施以續行第三階開挖作業：

(1)開挖過程中地中壁與扶壁皆不予敲除，以提供靜置期間開挖面內之結構性支撐(照片二)；

# 技術

(2) 提前於春節前7~10天即停止開挖，並密集觀測靜置期間傾斜管側向變位及高鐵基地沉陷變化狀況，必要時於春節前即可採取應變措施。

根據農曆春節前、後靜置期間之監測結果，於保留地中壁及扶壁未敲除情況下，傾斜管側向變位及高鐵基地沉陷皆呈穩定而無明顯加情形。



照片二 開挖面地中壁保留未敲除狀況

## 2. 開挖過程中達安全管理值之作業協調

本基地第四階開挖完成後之回饋分析結果顯示，部份軌道區域地層之差異沉陷角變量可能於第五階開挖完成前達到警戒值。經工作督導會議檢討：倘於第五階開挖過程中達警戒值而停工進行巡軌及整碴調軌作業時，停工靜置除可能造成高鐵基地額外沉陷之不利影響外，亦將影響本基地開挖面之穩定性及開發時程。因此，協調各單位配合採取以下因應措施，進行第五階開挖：

(1)高鐵公司進行軌道基地沉陷檢測及巡軌作業，並利用第四階開挖完成後B3樓板構築、養護期間進行整碴調軌；同時營造廠商則配合增加傾斜管監測頻率直至整碴調軌作業完成。有關整碴調軌費用原則由營造廠商支付；

(2)整碴調軌區域內監測儀器之量測數值則不予調整，而依回饋分析結果，以調高安全管理值方式進行後續施工之管控。

本基地於整碴調軌作業及第五、六階開挖期間，乃依以上(1)、(2)項因應措施，配合原訂第三公正單位審查督導機制，進行安全監測管理運作，最後順利完成地下室開挖構築，期間並維持高鐵軌道基地之正常營運。

# 技術

## 八、結論

因應都市建築及交通建設開發，有關兩者近接施工之相互影響日益嚴重，其互制影響之規劃設計、分析評估及施工管理亦相對重要，總結本深開挖案例之介紹，提出以下結論：

1. 設計階段應依基地地層及鄰近結構設施特性，進行完整之開挖影響模擬分析與評估，並預先研擬及進行因應改善措施。

2. 基地深開挖前，包含地盤改良、連續壁擋土設施、基樁等前置工項之施工即可能對鄰近地層造成顯著沉陷與變位，其影響不容忽視，應於設計評估階段即納入考量，並於配合施工監測及必要之檢討與改善因應措施。

3. 高鐵近接施工之三階段管理為本案例成功的重要因素；故規劃設計及施工期間，第三公正單位之獨立實質審查督導機制應予推廣。

## 誌謝

筆者特別感謝開發業者應允無條件提供施工紀錄及監測資料，並鼓勵將資料彙整及撰文供工程界參考；同時感謝台灣高鐵公司及台灣省大地工程技師公會先進對本深開挖工程之指導。

## 參考文獻

- 俞清瀚、張登貴(2009)，“連續壁施工引致地層變位案例之測試及探討”，第十三屆大地工程學術研討會論文集，宜蘭。
- 張登貴、俞清瀚(2007)，“地中壁應用於深開挖之簡化模擬方法探討”，第十二屆大地工程學術研討會論文集，南投。
- 富國技術工程股份有限公司(2006)，「高雄左營基地基礎土壤地質調查及大地工程分析報告書」。
- 富國技術工程股份有限公司(2006)，「高雄左營基地深開挖工程對高鐵、台鐵及捷運影響評估報告書」。
- 富國技術工程股份有限公司(2007)，「高雄左營基地新建工程連續壁試挖單元工作報告書」。
- 富國技術工程股份有限公司(2007)，「高雄左營基地新建工程連續壁施工階段監測工作報告書」。
- 楊玲玲(2000)，“連續壁施工引致地盤變位探討”，碩士論文，台灣科技大學營建工程研究所。
- 岡原美知夫，木村嘉富(1994)，“大規模土留，立坑の設計，施工技術の現状”，土木技術，48卷2號，pp.48-49。