

# 具地下室之重建大樓連續壁深導牆的施工案例

譚國豪 潘文昇

達欣工程股份有限公司

## 摘 要

目前在台北市已有一些具地下室之老舊或受損建物於原地重建的實際案例，由於新建物之地下室開挖深度通常較舊建物來得深，因此施工上其主要困難點是如何安全且經濟地進行新舊擋土壁之更換，本文是以一實際施工案例介紹新建連續壁與舊建物地下室外牆重疊的情況下施作深導牆的工法及所遭遇到的問題，並輔以工率分析及安全監測結果作詳細說明。

**關鍵字：** 極軟弱地盤、大樓重建、深導牆。

## CASE STUDY OF THE CONSTRUCTION OF DEEP GUIDE WALL FOR BUILDING REHABILITATION WITH BASEMENTS

TAM K. H. PAN V. C.

DA CIN CONSTRUCTION CO., LTD.

## ABSTRACT

A few cases of rehabilitation of old or damaged buildings with basements have taken place in Taipei city lately. The basement of the new buildings is generally deeper than the existing basement. Therefore, the most important and difficult task is how to construct a new retaining structure in substitution for the old one safely and economically. In this paper, the construction method and difficulties encountered for the construction of a deep guide wall for a new slurry wall, which is overlapping with the exterior wall of the existing basement, is presented. Progress analysis and monitoring results are also briefly discussed.

**KEY WORDS :** very soft ground、building rehabilitation、deep guide wall.

## 一、前 言

隨著台北市的經濟及建設快速發展，可利用之土地愈益稀少，因此都市更新已成為政府施政及民間建設投資的重點，加上921及331地震受損建物近年也陸續進行重建工作。投資者或建設公司當然把握更新或重建的機會，在工程技術允許的情況下把土地作最充分的利用發展以發揮其最大價值，也就是說，重建工作勢必朝地下開挖更深的方向規劃。如果舊建物原本即具有地下室，則新建物的擋土壁位置將會是位於原建物地下室外牆之外、之內或與原建物地下室外牆重疊

等三種可能情況，若擋土壁規劃位置屬於前述第一及第二種情況，在設計及施工上是比較容易處理，若規劃位置屬於第三種情況則在設計及施工上其難度將比較高，因為首先須拆除舊地下室外牆方可施作新導牆及擋土連續壁，拆除舊地下室期間將使已處於穩定狀態之土體處於解壓狀態，導致土體變形對鄰房或道路設施產生影響。

本個案原為地下二層/地上14層之老舊集合住宅，因921震災受損而重建，新大樓按政府「九二一震災重建暫行條例」可維持原建築之容積，所以新設擋土壁部份在舊地下室外側、大部份則與舊地下室外牆重疊，且新設擋土壁外緣緊貼地界線，因此本案之施工重點及挑戰在於新舊擋土

壁之更換過程，必須以對土壤擾動最小的方式完成。本文主要是針對新設擋土連續壁與原建物地下室外牆重疊時之深導牆的施工工法、作業期間所遭遇的問題與處理對策及安全監測結果作詳細說明，雖然導牆施工屬於假設工程，但其施工品質及精度將直接影響連續壁施工之成敗，且基地位於台北市交通要道旁及屬極軟弱地盤，故提供本施工案例作為日後類似工程之參考。

## 二、基地概況與地層分佈及性質

### 2.1 基地位置及概況

本基地位於台北市信義區，形狀呈L型，基地長約81公尺、寬約24公尺(北側)及45公尺(南側)，基地面積約2,188m<sup>2</sup>，西側臨寬40公尺基隆路，基隆路中央下方為車行地下道，北側臨寬30公尺松隆路，南側隔6公尺寬巷道為地上11層/地下2層之大樓，東側緊鄰地上4層/無地下室及地上7層/地下1層之鄰房，圖一為基地及周邊平面位置圖。

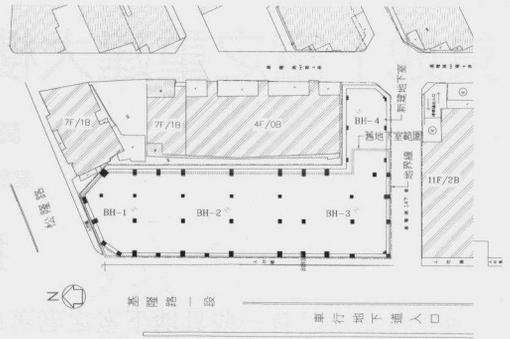
基地內原為地上14層、地下2層之鋼筋混凝土大樓，約於1970年代完工，屋齡約30年左右，因921地震受損而原地重建，根據建築師提供之資料及施工單位向市府建管處調閱相關圖說研判，原建物は採筏式基礎，深約8.2m，並無任何永久性擋土結構物，圖二為原建物地下室剖面圖。

原建物地上結構已先行發包拆除並將混凝土碎塊回填至地下一層及二層內，地下室結構則仍保留(見照片一)。

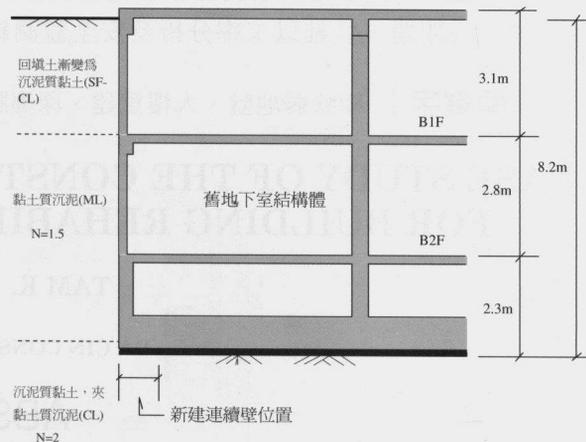
地上層拆除後曾立即對周邊鄰房進行現況鑑定測量，結果顯示東側及南側鄰房之柱角傾斜度均大於1/500，部份甚至大於1/250。

### 2.2 基地地層及地下水分佈概況

本基地位於台北盆地東側，鄰近基隆河，屬台北盆地K1區，根據地質調查結果(中聯工程顧問股份有限公司，2000)得知松山層第五次層及第三次層並未出現，地層主要為厚層沉泥質黏土或黏土質沉泥，地表下21.9公尺以上之SPT-N值平均介於1.5~2.5之間，屬極軟弱狀態，且自然含水量接近液性限度；地表下



圖一 基地及鑽孔平面位置圖



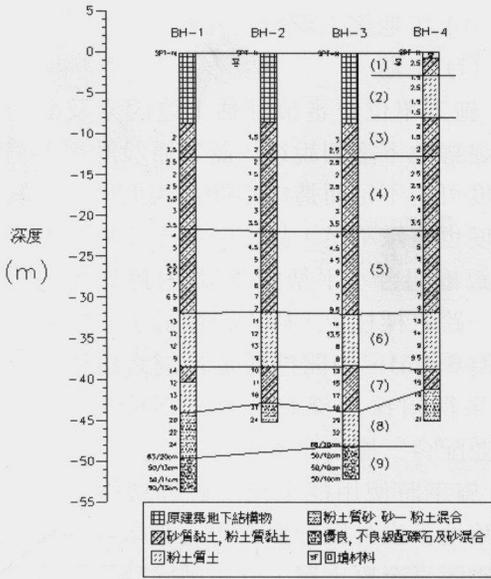
圖二 原建物地下室剖面圖



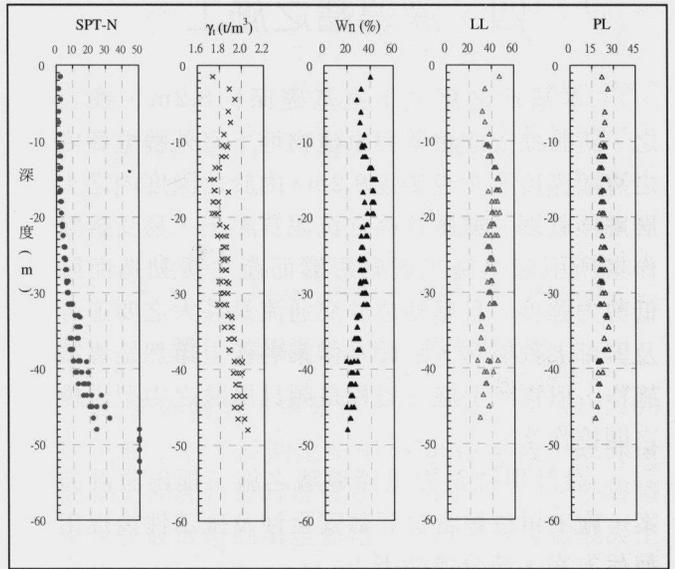
照片一 舊地下室內部回填情況

21.9~42.6公尺之間的SPT-N值平均介於6~14之間，屬中等稠密至稠密狀態，圖三為基地鑽孔柱狀圖，圖四為標準貫入試驗N值及一般物理性質結果隨深度之分佈圖，表一為本基地之簡化地層分佈及工程參數。

依地質調查結果的建議，基地常時地下水位位於地表下1公尺。



圖三 基地鑽孔柱狀圖



圖四 土壤一般物理性質分佈圖

表一 簡化地層分佈及工程特性

地層層次	土壤分類	平均分佈深度 (m)	平均 N 值	單位重 ( $t/m^3$ )	含水量 (%)	液性限度 (%)	塑性指數 (%)	$s_u$ ( $t/m^2$ )	$c'$ ( $t/m^2$ )	$\phi'$ (deg)
1	回填土漸變為沉泥質黏土(SF-CL)	0~2.9	2.5	1.74	40	47	25	-	0	28
2	黏土質沉泥(ML)	2.9~8.0	1.5	1.90	28~32	32~34	8~10	-	0	26
3	沉泥質黏土，夾黏土質沉泥(CL)	8.0~12.8	2	1.84	32~36	35~40	13~18	3	0	26
4	沉泥質黏土(CL)	12.8~21.9	2.5	1.77	32~45	37~47	16~25	3	0	27
5	沉泥質黏土 (CL)	21.9~31.9	6	1.84	30~38	35~45	12~23	1.9~4.8	0	28
6	黏土質沉泥夾砂質沉泥 (ML)	31.9~38.6	9	1.89	25~31	30~32	4~8	-	0	29
7	沉泥質黏土 (ML)	38.6~42.6	14	1.97	18~29	27~45	8~24	-	0	30
8	沉泥質細砂(SM)	42.6~48.9	19~32	1.98	18~25	-	-	-	0	31
9	卵礫石夾沉泥質砂(GW)	>48.9	>50	2.25	-	-	-	-	1	40

### 三、工程概要

本新建大樓規劃興建地上13層、地下5層之SRC大樓，地下室開挖面積及深度分別約為1,900m<sup>2</sup>及21.75m，開挖擋土措施是採用厚度及深度分別為100cm及43m之連續壁，採順打工法開挖，配合7層水平安全支撐，輔助措施包括地質改良樁(樁徑80cm、中心間距=160cm、改良深度由GL-8m~33m、改良率=19.6%、 $q_u \geq 15kg/cm^2$ )及三道地中壁(深度由GL-8m~33m、厚

100cm、GL-21.75m以上之  $f'_c=140kg/cm^2$ 、GL-21.75m以下則採  $f'_c=280kg/cm^2$ )。

如圖一及圖二所示，除基地東側外，新建之擋土連續壁均與舊地下室結構外牆重疊，所以無法利用舊地下室結構外牆作為新連續壁構築時之內或外導牆，因此須新設臨時擋土支撐措施，把舊地下室外牆、邊樑及部份樓版由上而下逐步拆除，然後施作新導牆。

基地東側因新設連續壁位於舊地下室結構之外側，故此範圍是施作一般2m深之淺導溝。

## 四、深導牆之施工

本基地之舊地下室基礎深約8.2m，換言之，新設擋土連續壁與原建物地下室外牆重疊處之導牆深度至少也須達8.2m，由於此深度內之土層屬極軟弱、靈敏性高之沉泥質黏土，易受拆除作業所引起之施工震動影響而產生擾動進而降低剪力強度，且基地位於交通流量甚大之要道旁及緊鄰老舊鄰房，因此本作業名義上雖然是導牆施作，但實際上施工過程是頗具風險之中型規模之開挖作業。

設計單位針對此深導牆之施工提出設計方案，施工單位經審慎評估安全性及施工性後提出替代方案，茲分述如下：

### 4.1 原設計方案

設計單位針對新連續壁與舊地下室外牆重合處之處理方式是於外導牆預定位置鑽掘直徑20cm、深14m之微形樁，然後植入50kg/m鋼軌樁並澆置水泥砂漿，微形樁採密接排列，微形樁外側配合點井降水，然後以每次一個跨距的範圍、由上而下逐層破除舊地下室外圍一個跨距之樓版、邊樑、外牆及基礎版，並配合三層臨時支撐，隨後即分段往上構築內、外導牆及拆除臨時支撐，樓版及基礎版拆除時須保留原有鋼筋，做成彎勾與內導牆連結，並配合導溝內、外回填級配及混凝土碎塊直至地表，以為傳遞土壓力並防止導溝變形。

### 4.2 施工規劃方案

施工單位認為配合新導牆之施作所須之臨時擋土支撐措施必須考量下列因素：

- (1) 安全性，即臨時擋土措施具足夠之勁度及深度。
- (2) 施工性，即舊地下室外牆與擋土措施之相對位置，是否允許施工。
- (3) 臨時擋土措施之垂直度及開挖引致之側向變位須在可接受範圍內，不致影響後續連續壁之挖掘。
- (4) 臨時擋土措施之密接性。
- (5) 地質條件，即打設臨時擋土措施不致造成過大之震動而擾動土壤。

(6) 工地施工環境及條件。

(7) 工期。

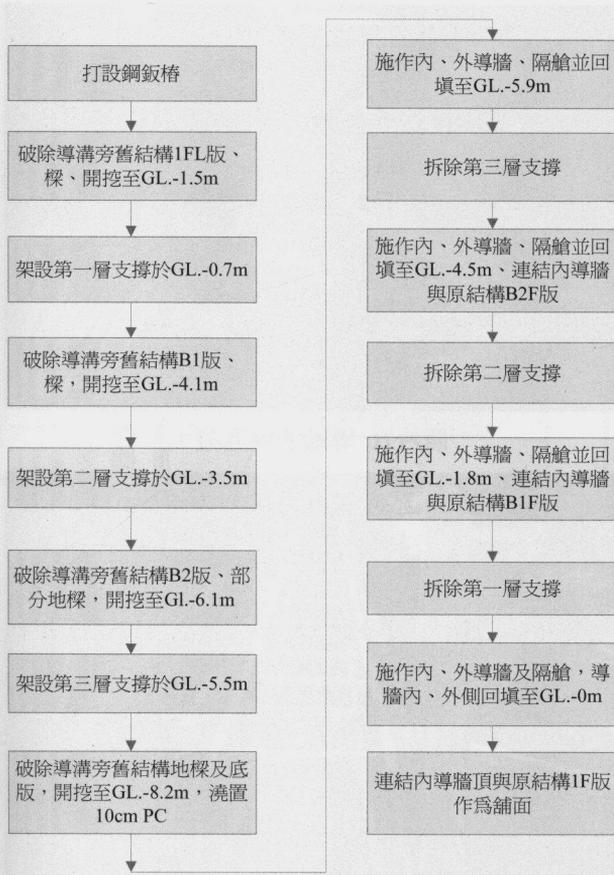
施工單位經審慎評估上述因素及套繪整合新舊建物地下室圖說後，認為原設計微形樁之垂直精度可能不足而造成樁間出現間隙、且其勁度及深度也略嫌不足，故臨時擋土支撐措施擬改採用鋼軌樁配合水平型鋼支撐(對撐於舊地下室結構第一跨之樑柱上，柱心距離最小約為4.5m、最大約為6.4m)，由開挖穩定及鋼軌樁應力變位分析結果得須採用深16公尺之NKSP III型鋼軌樁，並配合三層水平支撐。

施工時使用挖土機及破碎機由上而下逐層破除舊地下室外圍一個跨距之樓版、邊樑、外牆及基礎版直至原土層，分層破除時須配合安裝水平支撐，然後採與原設計方案相同之方式逐步構築內、外導牆、拆除水平支撐、內導牆與原地下室樓版連結、導溝內回填等，此外配合連續壁單元分割於構築內、外導牆的同時在導溝內每2m~3m築模施作無筋混凝土隔牆(厚20cm)作為臨時支撐，導溝頂端(約30cm~45cm)與PC鋪面同時施作，圖五為深導溝之施工流程，施作剖面示意如圖六所示。

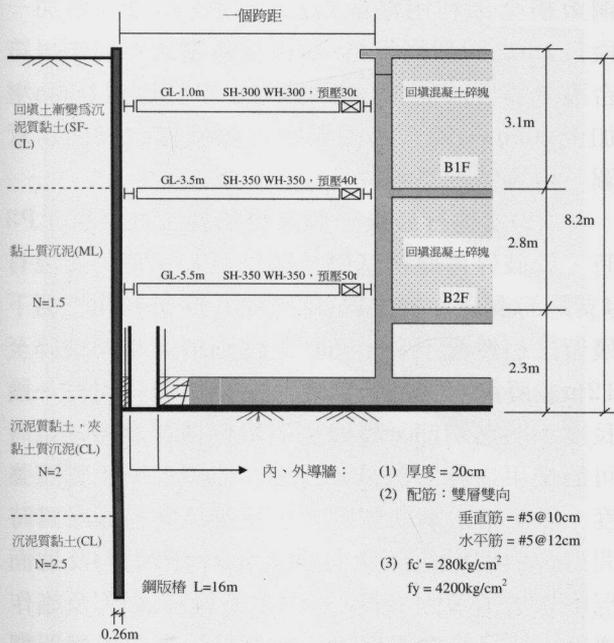
考慮工期緊迫、導牆預留鋼筋搭接問題、一次開挖面不宜過大及場地動線等因素，以分向及分段對稱的原則，全基地分成三個作業區(南、西及北側)共13個單元(編號P1~P13)，每次每區1個單元同時進行深導牆之施工，每深導牆單元之施工是以一~二個跨距的範圍(約6m~12m左右)為單元，並採用跳島式施工，先行開挖施工之深導牆單元須完成回填後才能進行相鄰單元之破碎及開挖作業，圖七為深導溝分區施工順序平面圖。

開挖解壓後鋼軌樁之最大側向變形量預估約達5.5cm，同時考慮打設鋼軌樁之垂直度及舊地下室外牆可能之不平整，因此放樣時鋼軌樁內緣與舊地下室外牆線約保留5~10cm的空間(視地界線位置而定)。

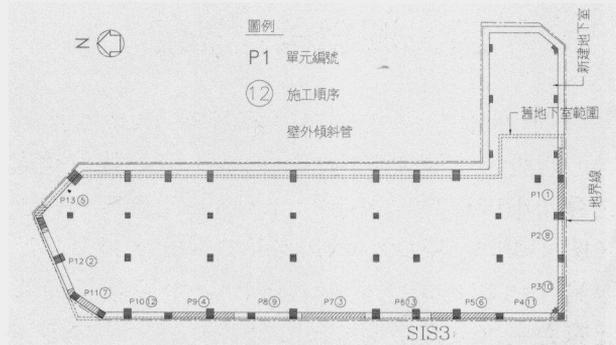
破除舊地下室結構時破碎機將無可避免地碰觸到鋼軌樁及破碎所引起的震動將傳遞至鋼軌樁，但由於並非持續性撞擊，同時於施工前對操作人員施以教育訓練盡量避免碰撞到鋼軌樁，以降低其對鋼軌樁之不良影響。



圖五 深導溝之施工流程



圖六 施工單位規劃方案剖面示意圖



圖七 深導溝分區施工順序平面圖

破碎舊地下室結構上半段時是使用PC200挖土機、下半段則是使用PC60挖土機，破碎後混凝土碎塊將暫時堆置在工區內，待內、外導牆單元完成後再回填至舊地下室。深導牆混凝土澆置是使用PC200吊掛一具吊桶及軟管進行灌注作業，現場施工情形如照片二~七所示。

本基地地層為厚層低透水性之沉泥質黏土層(CL或ML)，因此開挖至預定導牆底部時應無大量地下水湧出之問題，故僅以集水坑收集少量之滲透水及表面水後以抽水機排除。



照片二 破碎舊地下室及架設水平支撐



照片三 舊地下室基礎下開挖



照片四 導牆鋼筋綁紮



照片六 導牆澆灌混凝土



照片五 導溝分段施作無筋混凝土隔牆及回填



照片七 最上一層導牆之施作情形

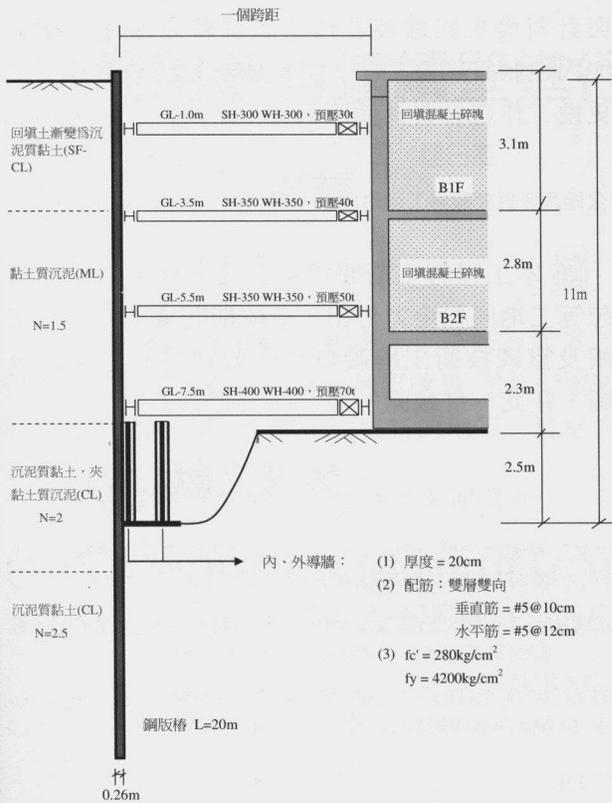
#### 4.3 實際施工遭遇之問題及解決

深導牆實際施工時，基本上是依循規劃方案的原則及精神來執行，但因原建物之建築/結構圖說不完整且無竣工圖可供參考，施工時會視開挖後之實際狀況而略作調整(例如部份第一層水平支撐之對撐柱頭因混凝土品質劣化而改為或直接增設斜撐固定於B1F之柱頭上)，施工過程中所遇到的問題主要以下列兩項最為棘手：

(1)打設鋼板樁之後，施工單位為審慎起見，於舊地下室西側外牆旁進行試鑽以確認舊地下室深度及是否有任何地下障礙物，結果發現舊結構外牆下有深約10.7m之鋼筋混凝土結構物，推估為舊建物基礎開挖時所增設之臨時擋土樁，因此導牆之施作深度須增加至11m，乃重新進行相關之開挖穩定分析計算及評估，結果顯示臨時擋土措施須加深至20m，水平安全支撐也須增加至四層，施工單位考慮安全性、工期、經濟

性及施工不確定性等因素後，乃將已打設完成之鋼板樁全部利用鋼板焊接的方式於頂部增加一段長4m之同型鋼板樁，然後重新壓入地盤中以符合設計需要，此外，打底PC之厚度也由10cm增加至20cm，圖八為深導牆實際施作之剖面示意圖，現場情況見照片八。

(2)當進行最後一個深導牆施工循環單元P3時，於破碎舊建物基礎及開挖至11m時仍發現有4支鋼筋混凝土樁出露(見照片九)，研判開挖面下殘留之樁體應不長，乃針對個別樁體繼續破碎至12m並將鋼筋拔出，但在12m以下仍發現有一段長度不明之鋼筋，經與監造單位檢討及考量當時可能使用之施工機具及技術、樁體混凝土實際強度、所使用之鋼筋號數大小及避免開挖面曝露時間過長引致鋼板樁側向變形量(土壤潛變)及地面沉陷量增加等因素後，乃決定先行澆灌PC及施作導牆，待日後連續壁施工時直接挖掘拔出殘留鋼筋。



圖八 實際施工之剖面示意圖



照片九 施作P3單元時出露之殘留鋼筋混凝土樁

## 五、工率分析

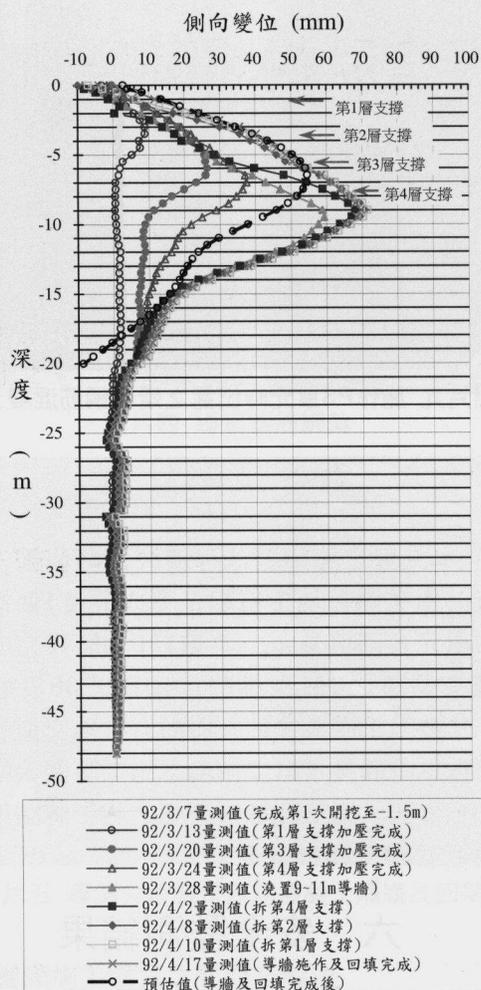
本工程之連續壁深導牆共分四個施工循環執行，由破除舊地下室起至完成最後1個深導牆施工單元及回填為止，共需130日曆天完成，第一施工循環之3個深導牆單元需時38日曆天完成，其後因工序漸次熟練與配合當地交通管制及居民作息時間後，第二循環之施工時間大幅縮短至33日曆天，第三及第四循環之施工時間則進一步縮短至30及29日曆天。

## 六、安全監測結果

施工單位於深導牆施作前，於基地西側先行安裝1支深48m之土中傾度管(編號SIS3，如圖七所示)，作業期間定期進行量測以掌握土壤及擋土鋼板樁之側向位移，圖九為傾度管SIS3於深導牆單元編號P6施作期間之量測成果(富國技術工程股份有限公司，2003)，此外，利用Rido程式(RFL，2001)預估鋼板樁於深導牆完成時之側向變位也同時繪於圖中，由量測結果得深導牆完成時土體之最大側向位移約介於6.5~7cm之間，出現於地表下9m，而鋼板樁底之側向位移約為0.5cm，而鋼板樁之最大側向位移預估值約為5.5cm，出現於地表下6.5m，量測值與預估值兩者之差異研判可能是因為軟弱黏土受施工震動影響而降低強度及土壤潛變特性所造成，此外，模擬分析時未把內導牆與原地下室樓版連結及無筋混凝土隔牆之支撐效果納入考量也是因素之一。



照片八 開挖至預定深度及完成支撐架設



圖九 深導牆單元編號P6施作期間土中傾度管SIS3之量測結果變化圖

## 七、結語

進行都市更新或震損重建工作，若原建物具有地下室，則新建物之基礎設計及地下室施工方式必須考慮原建物地下室之結構配置及施工方式以規劃可行之方案，但通常這種建物之屋齡一般至少在二、三十年以上，原建物之建築/結構設計圖或竣工圖通常已不可究或不完整，因此設計及施工單位於施工前雖然已作慎密考量及詳細施工計劃，實際施工前仍有必要對原建物之結構及基礎型式進行重點確認，施工期間除在管理上非常小心謹慎外，並須設置適當之安全監測系統以掌握施工變化，及透過專業大地工程師之參

與針對發生異常及非預期狀況時立即進行檢討與因地制宜調整工法，皆為成功完成新舊擋土壁更換工作之必要具備因素。

## 誌謝

本工程施工期間承余白安、林東仁、陳旭恕等工地同仁全力付出，撰稿期間承本公司蔡婉娟及富國技術工程股份有限公司呂協宜協助繪圖，在此一併致謝。

## 參考文獻

- 中聯工程顧問股份有限公司(2000)，「台北市信義區雅祥段四小段476地號工程地質調查及分析」。
- 富國技術工程股份有限公司(2003)，「基隆路惠寶大廈重建工程監測案週報表」，2003年3月~2003年7月。
- RFL(2001)，「RIDO 4 User's Manual」, Robert Fages Logiciels, Version 4.01.