

建物保護工程案例探討
CASE HISTORIES ON BUILDING PROTECTION

張志榮，陳奕耿，李健榮，王復國
C. J. Chang, Y. K. Chen, C. J. Lee and F. G. Wang

原著載於營建知訊第 183 期
1998 年 4 月，第 50~58 期

*Reprinted from Construction News Record
Taipei, Taiwan
April, 1998, No. 183, pp.50~58*

建物保護工程案例探討

張志榮 陳奕耿

李健榮 王復國

台北市政府捷運工程局東區工程處

亞新工程顧問股份有限公司

一、前言

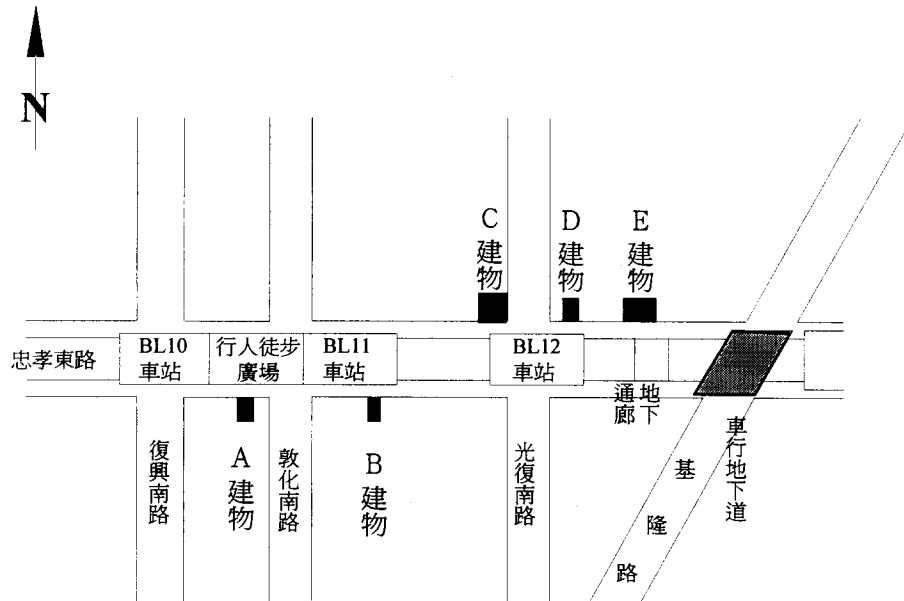
近年來，都會區中眾多深開挖工程於施工時之不慎，使鄰房建物受損致引起糾紛，造成工程上甚多困擾與不便。捷運系統因係重大公共工程，為避免因施工所造成之地表沈陷危及民房，故於設計之初便針對沿線之建物進行分析，更針對不同建物及基礎訂定一系列管理值，以便有效管控。此外，施工前亦對某些特定建物採取適當之建物保護措施，加以預防，因此建物保護工作實為捷運施工中不可忽視之一環。

一般而言，常用之建物保護方式以地盤改良或施作阻隔樁為主，但就其施作位置而言，又可區分成開挖區內施作與開挖區外施作兩種。而其施作成效與建物構造型式、地層狀況，甚至承商施工品質等因素皆有相關，稍有不慎，則適得其反。

本文內容茲以台北都會區大眾捷運系統南港線某施工標現場實際採行之代表性保護工法為例，除介紹不同工法之施作方式外，並經由施工過程中取得之監測結果，評估檢討保護成效，及進一步試圖釐清於開挖區內、外側施作改良之差異性，期能對爾後之相關設計、施工者有所助益。

二、基地概況

本施工標案例之基地位置如圖一所示。施工標路線全長約 2.2 公里，其中明挖覆蓋段約佔 1.3 公里，主體結構主要為南北寬約 20 至 22 公尺之地下 2 至 3 層 RC 結構，採半逆打工法施工，即先行施築頂版後，依一般順打方式，逐層往下開挖及回築。擋土措施採用 1.0 公尺厚地下連續壁，深度由 GL-33 至 -41 公尺，開挖深度由 GL-16 至 -22 公尺不一，而相鄰之出入口、通風井擋土措施則採 0.6 公尺厚之連續壁或 0.45 公尺直徑之預壘樁，開挖深度不超過 GL-12 公尺，沿線兩側建物大部份為 7 至 14 層高層建築，基礎型式多為筏式基礎，少部份為獨立基腳之 2 樓平房。本路線主要施工顧慮為出入口及通風井因其大都緊鄰建物施作，建物因而受到多次施工影響(如多道連續壁挖掘及站體施築)。基於建物安全考量，承商原則上先行施築車站主體結構，再行開挖附屬之出入口及通風井[1][2]。



圖一 南港線某施工標基地及施作保護之建物位置示意圖

三、土層概況

本區域之土層屬台北盆地之K1區，為典型之松山層，由粉質粘土和粉質砂土交互組成。松山層大致可細分為6個次層，於本區域範圍松山薄砂層(第5

次層)由西往東漸次尖滅，於通過光復南路後則砂層不復見，其餘各次層分野並不明顯，相關之簡化土層參數詳表一[3][4]所示。其中第6次層(深度GL-12公尺內)愈往東，土質愈軟弱，N值僅為1~2下。

表一 台北捷運南港線某施工標土層參數一覽表

次層	A~B 建物區域					C~E 建物區域				
	土壤分類	深度 (m)	平均 N值	γ_t (KN/m ³)	φ (度)	土壤分類	深度 (m)	平均 N值	γ_t (KN/m ³)	φ (度)
6	CL	3.5	5	18.8	30	CL	12	1.5	18.6	30
5	SM	9	8	18.9	32	-	-	-	-	-
4	CL	31	4.5	18.5	30	CL	36	5.5	18.4	30
3	SM	34	12	19.2	33	SM	39.5	17.2	18.7	33
2	CL	45	14	19.3	33	CL	48.5	18.5	19.4	33
1	SM	45.5	48	19.3	35	SM	50	45	22.6	35
G	-	-	-	-	-	-	-	>100	22	37

另根據現場地下水觀測資料顯示，本區內地下水壓呈非靜態水壓分佈，大致形成兩個地下水位，

一水位在第5次層砂土中，約於地表下1.5至3.5公尺間，另一水位則約在地表下8至10公尺左右。

四、建物保護施工案例

一般常用之建物保護方法很多，本文將逐一介紹前述施工標中五棟建物(位置詳見圖一)中採行之保護工法，包括LW低壓灌漿、純水泥低壓灌漿、CCP高壓灌漿、攪拌樁灌漿、JSP地中樑法及微形樁，相關之灌漿材料、配比及灌漿壓力整理如表二所示。以下將針對各案例實際施工細節及對建物沉陷之影響情形進行說明。

表二 建物保護灌漿材料配比及灌漿壓力一覽表

建物保護位置	灌漿工法	材 料	配 比	灌漿壓力
A建物	LW 低壓灌漿	A液 水泥	500kg	脈動壓力 20~30kg/cm ² 持續壓力
		水	340 l	
	B液 #3水玻璃	200 l	300 l	
A建物	純水泥 低壓灌漿	水泥	1000kg	3~8kg/cm ²
	水	683 l		
B建物	LW 低壓灌漿	A液 水泥	375kg	脈動壓力 180~200 kg/cm ²
		水	375 l	
	B液 #3水玻璃	150 l	350 l	
B建物	純水泥 低壓灌漿	水泥	1000kg	3~8kg/cm ²
		水	680 l	
	攪拌樁 灌漿	水泥	1000kg	<20kg/cm ²
	水	680 l		
C建物	JSP	水泥	760kg	200kg/cm ²
D建物	地中樑法	水	760 l	
E建物	微形樁	水泥	450kg	5~10kg/cm ²
		水	230 l	
		細砂	1620kg	

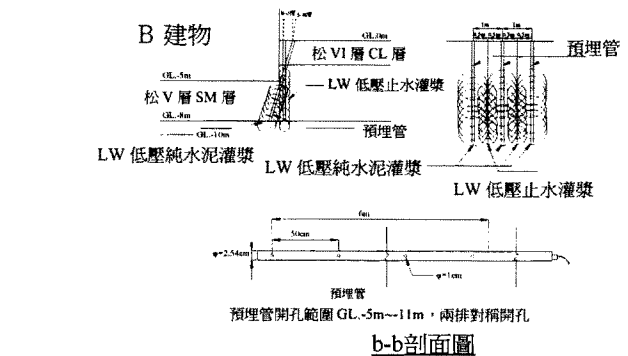
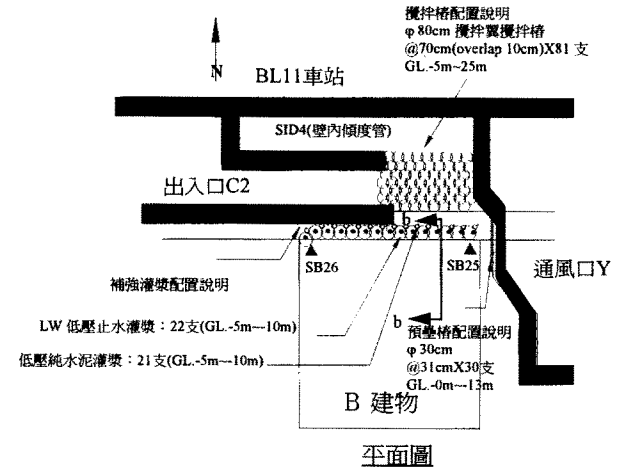
4.1 A建物保護案例

A建物為地上12層，地下1層之RC結構，該建物配置有建物沈陷點共四處(SB124~125、SB129)，其平面配置詳如圖二所示，因該建物西側受鄰近出入口連續壁及增公圳箱涵改道施工影響，致該建物略朝西向傾斜，其傾斜量達58公厘(SB125)，超出

行動值之45公厘，承商為防止該建物於日後各項施工動作中傾斜量持續變化，遂提出相關之建物保護方案。承商所提之建保方案施作程序係先沿建物基礎外緣施作LW低壓灌漿形成一止水圍幕，改良厚度為6公尺(GL-5~-11公尺)，其目的為防止後續純水泥灌漿時漿液四處擴散，此外並期望LW施作能達到初期先行穩定建物之功能。此外，並於忠孝東路側建物與緊臨之出入口連續壁間施作CCP形成一道圍幕，以防止連續壁施作時坍孔之產生，惟承商於施作6支CCP樁後，因對附近管線產生不良影響。故改以LW低壓灌漿取代之，改良厚度8公尺(GL-5~-13公尺)。接著於先前預埋管中進行純水泥灌漿，於建物基礎下方填充土壤孔隙，強固土層以達托底之功能，改良厚度6公尺(GL-5~-11公尺)。

有關本建物保護施作及相關施工時程沉陷歷時曲線情形如圖三所示，本區低壓灌漿開始於2/20/95至3/21/95止，為期約30天，由觀測資料顯示於2/20/95至3/19/95期間建物沉陷點變化範圍在±10公厘以內，但在3/20/95於建物角隅部份則明顯的被頂昇，頂昇量達20至30公厘(SB124、125)，但待施灌結束後，各建物點隨即有逐漸回沉之趨勢，於3個月後之量測資料顯示回沉率達50~60%左右。而後續進行之北側出入口連續壁施作及站體開挖造成之建物沉陷亦達30至40公厘(SB124、129)，即若針對該建物北側區域最終沈陷而言，實際沈陷較施作前增加15至40公厘，平均約為28公厘，與承商之預估沈陷量約10公厘比較，顯示其建保成效並未達預期效果。

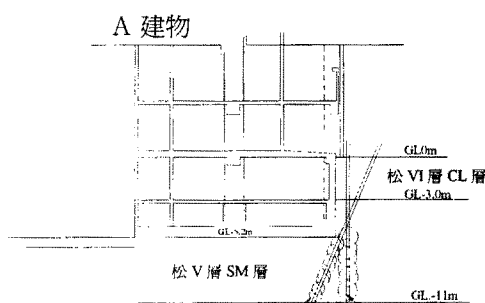
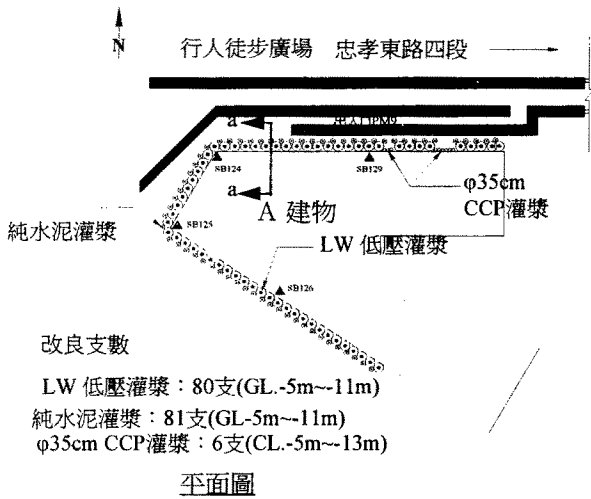
低壓與純水泥補強灌漿等三項施工方法混合使用，其平面配置、剖面示意如圖四所示，其目的在確保後續施工動作中(含站體開挖、通風口連續壁及開挖施作等)不再產生超過預期之建物沉陷，後更因應實際沈陷狀況於該建物與通風口連續壁間增作一排 $\phi 30$ 公分，長度13公尺共30支之預壓樁，以抑制後續通風口連續壁施作及開挖時對建物之沈陷影響。



圖四 B 建物地盤改良配置平面及剖面示意圖

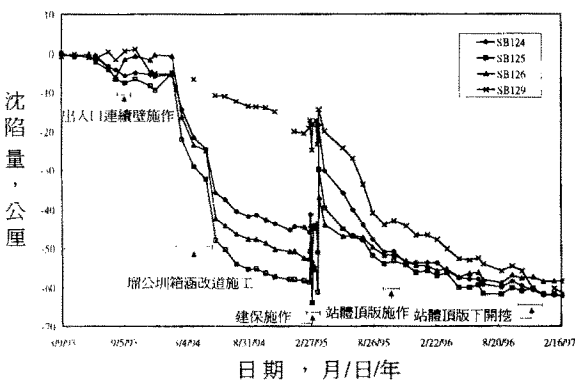
在地盤改良施灌期間，站體業已進行頂版下之開挖施作(深度約8公尺)，由圖五顯示，此階段地改之施作，使1.0公尺厚之主體連續壁承受額外應力，致使壁體有往開挖區內位移現象(SID4)，由於施工時程有重疊情形，不易區分，但經過濾開挖直接造成之影響，得知其對壁體側向位移可達2公分左右。另由密集量測之建物點歷時曲線結果(如圖六所示)亦顯示，在主體開挖過程中，進行地改施作，建物亦時而隆起，時而沉陷現象，直至構築階段始趨於穩定。由此可知，承商雖試圖以上述工法於各階開挖時頂升建物，惟效果不佳，徒然造成建物基礎之反覆變形，而後續之通風井連續壁施作及開挖，本建物亦明顯受到影響，造成之沉陷約為20公厘左右。

承商原預估施作建保措施後之後續沈陷約為26公厘，而實際量測結果則顯示建物沈陷達45公厘以上。



圖二 A 建物地盤改良配置平面及剖面示意圖

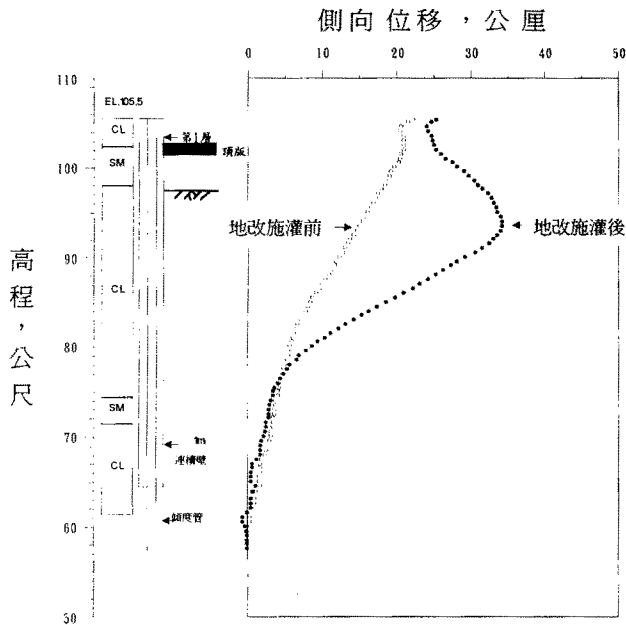
圖二 A 建物地盤改良配置平面及剖面示意圖



圖三 A 建物鄰近施工之建物沈陷歷時曲線圖

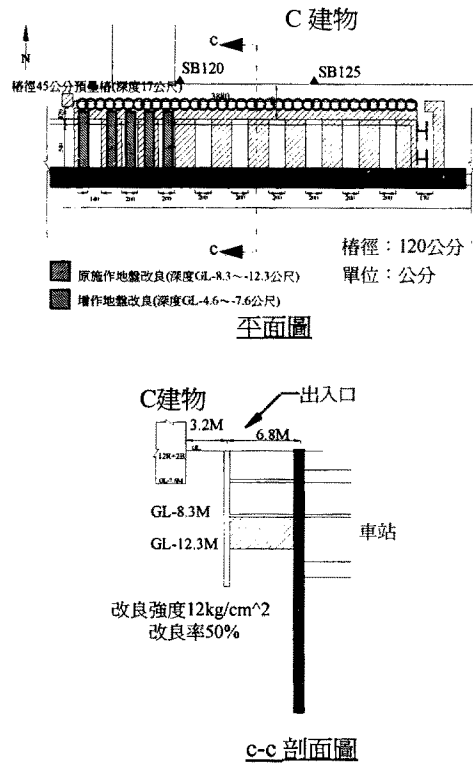
4.2 B 建物保護施工案例

B 建物結構體系為地上14層，地下1層之RC建築。該建物配置有建物沈陷點共二處(SB25、26)及北側站體連續壁中之傾度管一處(SID4)，其平面配置詳圖四所示。由於該建物受鄰近區域之出入口及站體連續壁施作影響，致使建物沈陷達46公厘(SB26)，超過該建物之行動值(45公厘)，承商遂提出建物保護方案，初期計有 $\phi 80$ 公分攪拌樁、LW



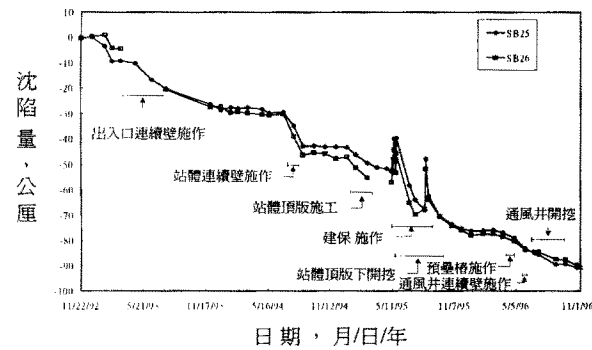
圖五 B建物前站體連續壁變形曲線圖

建物嚴重沈陷，故承商於後續開挖前針對部份區域進行JSP補強施灌，深度為GL-4.6~-7.6公尺，其平面位置亦詳如圖七所示。



圖七 C 建物地盤改良配置平面及剖面示意圖

有關出入口JSP施作、後續站體、出入口開挖期間，C建物沉陷點之沈陷歷時曲線如圖八所示，由圖中顯示，JSP施作對建物之沉陷影響並不大，在3公厘以內，惟於站體開挖階段，該建物沉陷則明顯增加，部份測點陸續超出行動值(即45公厘)，最大沉陷量達75公厘(SB125)，與原承商所提建保計劃之預估沈陷值19公厘比較，顯示預期地改之效用並未發揮，直至構築階段，始趨於穩定。而俟出入口開挖期間，該建物之沉陷影響僅約8mm左右，與原先預期之4公厘比較，差異不。針對本案例而言，在開挖側(被動側)施作地改之效用較於背側(主動側)為佳。

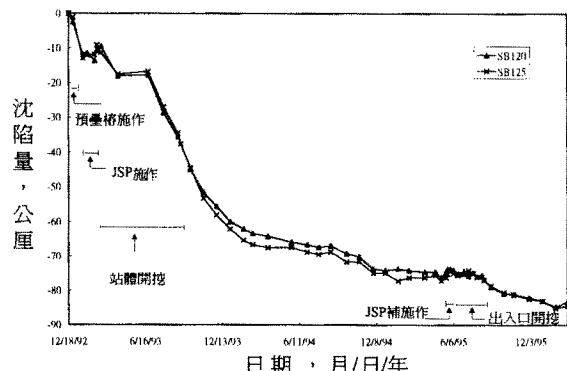


圖六 B建物鄰近施工之建物沈陷歷時曲線圖

4.3 C建物保護施工案例

C建物位於忠孝東路、光復南路西北角區域，該建物為地上12層，地下2層之RC建築，係合約指定須作保護建物，該建物配置有建物沈陷點二處(SB120、125)，其平面配置詳圖七所示，鄰近之出入口擋土壁係採 $\phi 45$ 公分，長度17公尺之預疊樁。承商於站體開挖前，設計以地中樑方式並以JSP工法於出入口開挖側施作，藉改良此區域土體，期能減少於站體及出入口開挖時擋土壁之位移。此工法係利用 $200\text{kg}/\text{cm}^2$ 壓力，將土粒子切攪拌成泥漿混合物後，使用空氣壓縮將泥漿混合物排出孔外，使其達到半置換之功能，以增強土壤之強度。

承商先於出入口開挖側深度為GL-8.3~-12.3公尺處進行施灌，改良厚度為4公尺，其相關平面及剖面圖如圖七所示，後歷經站體開挖過程，仍造成



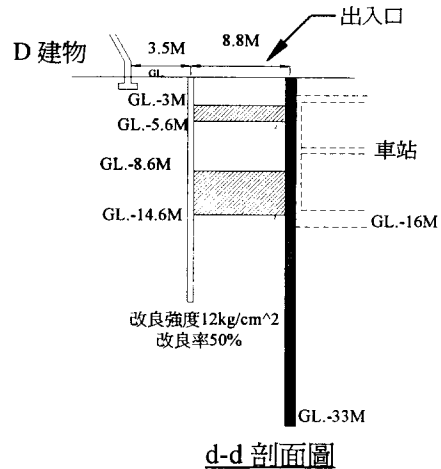
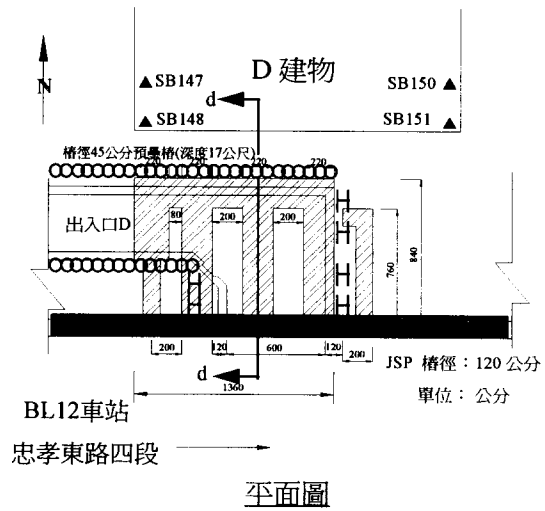
圖八 C 建物鄰近施工之建物沈陷歷時曲線圖

4.4 D建物保護施工案例

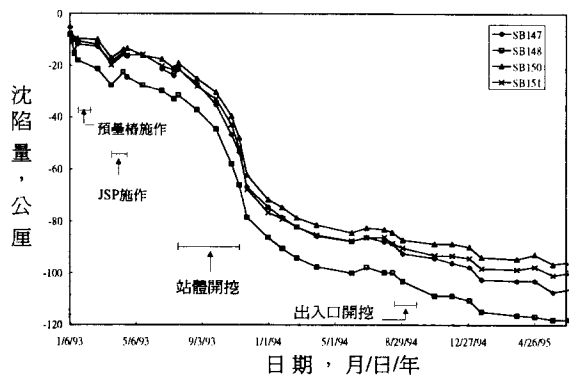
D建物位於忠孝東路、光復南路東北角區域，該建物為獨立基腳建築，係合約指定保護建物，該建物配置有建物沈陷點四處(SB147~148、150~151)，平面配置詳圖九所示。其鄰近出入口擋土壁亦採 $\phi 45$ 公分，長度17公尺之預疊樁，承商於出入口開挖側進行地中樑式之JSP施作，藉以改良此區域土體，期能於站體及出入口開挖期間達到降低鄰近建物沉陷之目的。

承商於出入口開挖側深度分別為GL-3~-5.6公尺及GL-8.6~-14.6公尺兩部份進行施灌，改良厚度為2.6公尺及6公尺，其相關平面及剖面圖如圖九所示。

有關出入口JSP施作及後續站體開挖期間，D建物沉陷點之沈陷歷時曲線如圖十所示，由圖中顯示，JSP施作對建物之沉陷影響並不大，在5公厘以內，惟於站體開挖階段，建物沉陷則明顯增加，沉陷量達88公厘，與原承商所提建保計劃之預估值24公厘比較，顯示預期地改之效用並未發揮，亦是直至構築階段，始趨於穩定。而俟出入口開挖期間，該建物之沉陷影響僅約10公厘左右，與原先預估值之7公厘非常接近。上述建物沈陷影響趨勢，與C建物之反應情形極為類似，即站體開挖期間，施作於主動側之地盤改良，保護效果並不明顯，但針對出入口而言，地改區域屬被動側，其開挖期間，建物沈陷影響則顯然受到控制，因此，就本案例而言，在開挖側(被動側)施作地改之效用較於背側(主動側)為佳。



圖九 D 建物地盤改良配置平面及剖面示意圖



圖十 D 建物鄰近施工之建物沈陷歷時曲線圖

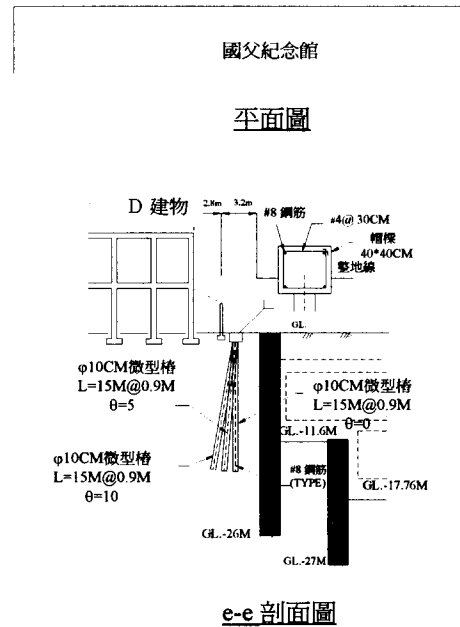
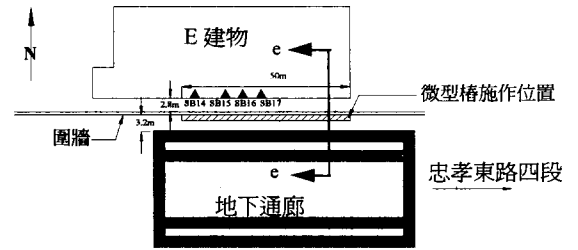
4.5 E建物保護施工案例

位於潛盾隧道上方之某地下通廊工區，其南側緊臨國父紀念館，北側則為E建物所在。該建物亦屬合約指定保護建物，該建物配置有建物沈陷點共四處(SB14~17)，其配置平面詳圖十一所示。該建物結構型態為2層RC構架建築，無地下室且為獨立基腳之建物，離工區距離為6公尺。本工區長約83

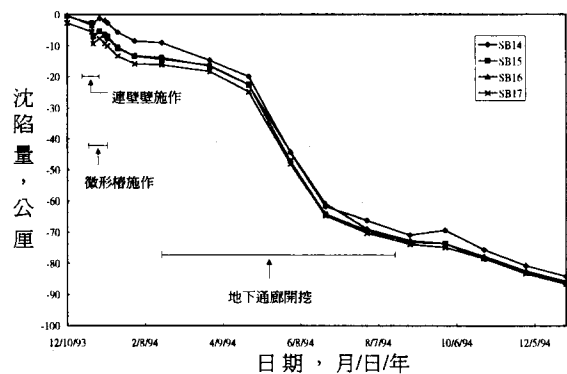
公尺，寬約38公尺，採明挖覆蓋順打工法施工，與其餘站體之半逆打工法不同，南北兩側開挖較淺約GL-11.2公尺，中間區域較深最終開挖深度為GL-17.8公尺，採階梯式開挖，而地下擋土結構東西兩端採1公尺厚，GL-35公尺深連續壁，南北兩側則各包含兩道0.8公尺及0.6公尺厚連續壁，其深度分別為CL-26公尺及GL-27公尺。

觀之現場，本工區北側連續壁至E建物圍牆邊密佈管線，僅餘路燈線約80公分寬可供建物保護施工。最終承商採用微形樁工法進行該建物之保護動作，其所持原理為增加連續壁背側滑動面之抗阻力，以減少土體滑動變形所產生之地面沉陷，受微形樁阻隔之土壤，因無法向開挖面滑動，而產生土拱效應，而達到保護的效果。現場採用φ10公分微形樁長度15公尺，角度0~10度交叉排列，樁與樁間距30公分，樁內插入#8鋼筋，樁體強度175kg/cm²，由水泥砂漿灌注而成。並採用5~10 kg/cm²之灌漿壓力使漿液滲入土層中，以增加摩擦力，最後樁頂以帽樑連接，其施作平面、剖面圖詳圖十一所示。

有關地改期間監測儀器建物點之量測歷時曲線如圖十二所示。微形樁施作開始於12/26/93，結束於1/9/94，工期約14天，此期間造成建物約10公厘之沉陷，而地下通廊開挖階段，建物仍明顯持續沉陷達70公厘以上，期間曾造成E建物地面、壁面明顯裂縫情形，與先前預估值29公厘比較，本案例之改良效果顯不理想。



圖十一 E 建物地盤改良配置平面及剖面示意圖



圖十二 E 建物鄰近 施工之建物沈陷歷時曲線圖

五、結論與建議

由上述建保案例之施作地點大致可劃分為開挖區外地盤改良及開挖區內地盤改良兩種方式，包含開挖區外之LW低壓灌漿、純水泥灌漿、CCP、攪拌樁、微形樁及開挖區內地中樑方式之JSP工法。有關上述建物保護效果整理評估如表三所示。

表三 台北捷運某施工標建物保護效果評估一覽表

建物	基礎型式、深度(m)	施工前預估沉陷(mm)		實際沉陷量(mm)		備註
		站體施作	出入口施作	站體施作	出入口施作	
A建物	筏基 GL-5.2	7.6	2.2	28	-	
B建物	筏基 GL-5	26	-	45	-	主體施作含通風井開挖
C建物	筏基 GL-7.6	19	4	75	8	
D建物	獨立基腳 GL-1.5	24	7	88	10	
E建物	獨立基腳 GL-1.5	29	-	70	-	

根據上述資料，可歸納成以下幾點結論與建議：

1. 由建物A之各項監測資料顯示，採行LW及純水泥灌漿等工法欲頂升建物似乎未能達預期之效果，由沈陷歷時曲線顯示，灌漿地改停止後即產生立即之沈陷，顯然已擾動了基礎下方之土壤，故此一地改方式並不適用本區域。
2. 於案例E中顯示微形樁於施作中已造成建物約7公厘之沈陷，開挖期間建物仍沈陷達70公厘，顯然微形樁並未發揮樁體間摩擦力作用及樁體抗剪力作用，是故軟弱土層應不宜採形本工法。
3. 抑止連續壁位移之發生為防止建物或地表沈陷之最佳手段。因此由上述案例顯示以地中樑增加被動側土壓力能達到預期之效果，而於主動側所作之保護措施效果則不顯見。

參考文獻

- [1] 亞新工程顧問股份有限公司(1995), "台北都會區捷運系統南港線CN255標忠孝復興站、忠孝敦化站及忠孝敦化站間行人徒步廣場工程觀測結果總報告", 台北。
- [2] 亞新工程顧問股份有限公司(1995), "台北都會區捷運系統南港線CN256標國父紀念館站及敦化站至市政府站間隧道工程觀測結果總報告", 台北。
- [3] 亞新工程顧問股份有限公司(1992), "台北都會區大眾捷運系統南港線CN255標大地工程設計審查報告", 台北。
- [4] 亞新工程顧問股份有限公司(1992), "台北都會區大眾捷運系統南港線CN256標大地工程設計審查報告", 台北。