

國立交通大學
土木工程學系
碩士論文

圓桶型配置 JSG 地盤改良應用於
既有建物更新之基礎重建案例研究

Case Study of Cylindrical JSG Ground Improvement for
Renewal of an Old Foundation

研究生：李易昌

指導教授：方永壽 博士

中華民國一〇二年八月

圓桶形配置 JSG 地盤改良應用於
既有建物更新之基礎重建案例研究

Case Study of Cylindrical JSG Ground Improvement for
Renewal of an Old Foundation

研究生：李易昌 Student：Yi-Chang Li

指導教授：方永壽 博士 Advisor：Dr. Yung-Show Fang

國立交通大學
土木工程學系
碩士論文

A Thesis

Submitted to Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Chiao Tung University

In Partial Fulfillment of the Requirements

for the Degree of

Master

In

Civil Engineering

August 2013

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國 一〇二年八月

圓桶形配置 JSG 地盤改良應用於 既有建物更新之基礎重建案例研究

研究生：李易昌

指導教授：方永壽 博士

國立交通大學土木工程學系碩士班

摘要

本論文主題為台北市基隆路上一基礎重建工程之地盤改良案例研究。探討利用舊連續壁內圓桶形配置 JSG 高壓噴射灌漿改良土，於後續開挖支撐時抑止擋土壁水平變位及地盤沉陷之效益。本基礎重建案例，保留舊擋土連續壁，於舊地下室中，進行 JSG 地盤改良及加深擋土壁工程，研究中說明其施工流程、遭遇困難、及解決對策。根據監測結果，探討高壓噴射灌漿造成舊連續壁之水平位移及地表沉陷，破除與支撐及開挖造成之舊連續壁水平變位及基地周圍地表沉陷量，並將壁體水平位移監測結果與 TORSAs 程式分析結果比較，獲得以下各項結論。根據空地旁傾度管之監測結果，施作高壓噴射灌漿會對於壁體水平位移造成影響(± 3 mm 以內)。施作跳孔之 JSG 高壓噴射灌漿，隨施作點距離壁體遠近，會影響地表面隆起及沉陷(± 10 mm)。壁體外有外加荷載，開挖時，壁體頂端位移小於壁體中間深度之水平位移(中 12.48 mm > 頂 3.48 mm)；若壁體外無外加荷載，開挖時，壁體頂端水平位移大於壁體中間深度之水平位移(頂 8.02 mm > 中 4.4 mm)。於舊筏基下之圓桶型 JSG 改良土中向下開挖，空地旁之壁體最大位移變化量為 1.23 mm。根據本研究探討之舊壁體傾度管及地表沉陷點監測資料，在舊連續壁內施作圓桶型配置 JSG 高壓噴射灌漿及加深擋土壁，對於控制壁體水平位移及地表沉陷量有一定效益。

關鍵字：雙重管高壓噴射灌漿、地盤改良、基礎重建、連續壁水平變位、地表沉陷

Case Study of Cylindrical JSG Ground Improvement For Renewal of an Foundation

Student: Yi-Chang Li

Advisor: Dr. Yung-Show Fang

Department of Civil Engineering

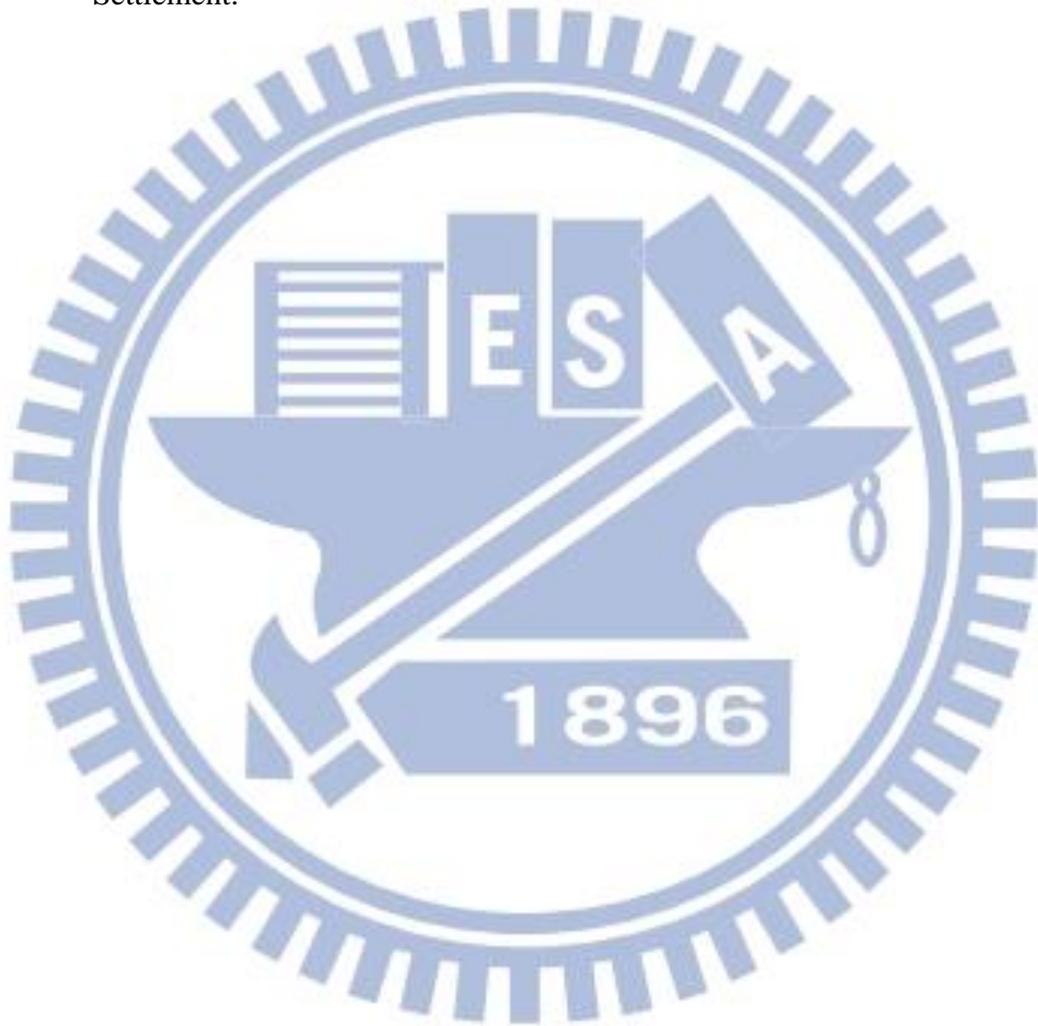
National Chiao Tung University

Abstract

This thesis introduced a case study which involved the on a renewal of an old foundation by applying cylindrical JSG ground improvement in Taipei. The old diaphragm wall was kept in this reconstruction project. Within the old diaphragm wall, the JSG ground improvement was applied to reduce the horizontal displacement of the old diaphragm wall and the surface settlement of the ground during the cutting and bracing. A deeper H-beam retaining wall was constructed to increase the retaining depth. This paper investigated the effectiveness of the JSG ground improvement and the H-beam retaining wall during the reconstruction. The construction procedure, difficulties encountered, and the solutions for the problem experienced. Based on the monitoring results, this investigation examined the displacement of the diaphragm wall and the settlement of the ground during grouting, cutting and bracing. The monitored field data were compared with those calculated with software TORSA. The following conclusions were drawn. Based on the data monitored from the inclinometer, the JSG operation caused the adjacent diaphragm wall to move laterally up to ± 3 mm. Following the distance between the grouting location and the monitored point, the JSG operation would cause the ground surface to settle or heave. With the reinforcement of a new cylindrical JSG ground improvement within the old diaphragm wall, the maximum lateral wall movement measured during the foundation renewal was 15.96 mm. Based on the monitored data, it was

found that the JSG grouting and the extension of H-beam retaining wall had been an effective measure to reduce the horizontal movement of diaphragm wall and the ground settlement due to the cutting and bracing process.

Keywords : Diaphragm wall; Displacement; Foundation renewal; Ground improvement; JSG; Settlement.



誌謝

兩年前，來到陌生的新竹開始了研究生的生活，這兩年中學校老師提供了專業豐富的課程、野外的實習、企業的參訪及工地的參觀，使身為一個未來工程師的我於能力上、知識上更加開闊。

首先，感謝指導教授 方永壽博士在本人研究過程初期，以老師豐富的人脈為我找到獨創性的研究案例，親自出面與施工單位、設計單位進行協商使我可以順利進入工地研究；並在研究過程中以耐心、細心的態度雕琢我、指導我，教我如何以正確的態度進行研究的過程；最後在研究的尾聲不厭其煩地挑出我論文中的盲點及缺點使本研究可以更為完善。

於口試期間，承蒙張惠文博士及馮道偉博士的細心指導，藉由他們寶貴的經驗提供我需多於論文上的建議，特此深表感謝。學期中，感謝同校的潘以文博士、廖志中博士、黃安斌博士、林志平博士以及單信瑜博士於課堂上、書報討論中給予知識的傳承、常識的介紹及經驗的分享。

於研究時期，感謝三力技術謝旭昇博士、王崑瑞經理在初期的引進以及程日晟學長在中期對於有限元素程式分析的指導。感謝朝瀚實業楊易璋董事長、楊振東經理、工地主任王大哥、地改師傅王大哥於地盤改良工項期間細心的指導，使尚未涉入社會的我有更多的實際經驗。感謝森城營造張主任、邱主任、陳泰安大哥、陳裕安大哥、鄧大哥，讓我在將近十個月的時間內可以自由進出本研究案例工地，在我有疑惑不懂的時候悉心的為我解答或是幫我找到答案，並且提供我許多於研究上需要的資料。感謝永裕鋼鐵劉主任，在工程架設支撐時期熱心且不厭其煩的回答我的問題。

在校期間，感謝大地組上的每位同學、學長學弟妹，不論是鼓勵、讚美、批評、幫忙都是不遺餘力。特別感謝同門的劉政學長，同學承佑、湘銘一起同甘共苦，學弟承劭、慶祐、同心在我有需要的時候伸出援手協助。

感謝一路上陪伴的好友們，十三人團、六人行、國中同學、高中同學及大學同學，尤其是和我同時期一起寫論文的人，大家的互相鼓勵、相互扶持才能度過這迷惘混亂的最後幾個月。

感謝爸爸、媽媽讓我沒有任何經濟壓力下完成學業，在我對於自己毫無信心的時刻依舊相信我做得到。感謝妹妹，我不在家的時候幫忙打理家裡一切，也給我極大的鼓勵。感謝心靈導師魏老師的開導，常常在我迷航時為我點亮燈塔。感謝眾神明讓我生命一切平安，也謝謝親戚朋友的支持鼓勵。

最後，感謝爺爺與吉利，在另一個世界保佑我、照顧我，讓我一切順遂。



目 錄

摘要	i
誌謝	iv
表目錄	viii
圖目錄	ix
符號說明	xiv
第一章 緒論	1
1.1 前言	1
1.2 研究動機	1
1.3 研究目的	2
1.4 研究方法	2
1.5 論文內容	3
第二章 文獻回顧	4
2.1 都市更新	4
2.2 舊建物改建前之調查與檢討	5
2.3 既有建築地下室拆除與重建	6
2.4 深開挖工程	7
2.4.1 深開挖工程簡介	7
2.4.2 深開挖工程之破壞模式	8
2.5 地盤改良	9
2.5.1 地盤改良概述	9
2.5.2 土層灌漿工法	10
2.6 高壓噴射灌漿工法	11
2.6.1 工法原理	11
2.6.2 施工步驟及常用工法	12
2.6.3 改良土特性	13
2.7 國內基礎重建案例	15
2.7.1 高雄捷運 O2 車站出入口 B 共構大樓	15
2.7.2 台北金融大樓重建案例	17
2.7.3 利用舊有連續壁進行地下室開挖案例	18
第三章 帛詩華基礎重建工程	20
3.1 工程概況	20
3.2 地質狀況	21
3.2.1 臺北盆地之地質介紹	21
3.2.2 基地鑽探結果	23
3.3 新建地下結構之施工概念	24
3.4 監測系統	26

3.4.1 監測儀器介紹	26
3.4.2 地盤改良之施工監測	28
3.4.3 開挖及支撐之施工監測	28
第四章 地盤改良與擋土壁加深施工	29
4.1 雙重管高壓噴射灌漿	29
4.1.1 施工機具及材料	29
4.1.2 設計樁位配置	30
4.1.3 施工流程	30
4.1.4 施工遭遇之困難及對策	31
4.2 H 型鋼擋土樁加深擋土壁	33
4.2.1 施工機具及材料	33
4.2.2 設計樁位配置	33
4.2.3 施工流程	34
4.3 改良成果檢測	36
4.3.1 取樣位置	36
4.3.2 取樣方式及合格標準	36
第五章 破除及支撐與開挖	38
5.1 破除舊地下室樓版梁柱筏基及架設支撐	38
5.2 加深開挖深度及支撐與建構新地下室樓版筏基	40
5.3 施工遭遇之困難及對策	42
第六章 數值分析與監測結果	43
6.1 數值分析程式 TORS A 介紹	43
6.1.1 分析原理	43
6.1.2 控制參數之假設	44
6.1.3 分析之輸入參數	47
6.2 案例之 TORS A 分析模式確立	47
6.2.1 案例之建立模式概念	48
6.2.2 案例之輸入參數及施工順序	48
6.3 監測結果與數值分析	49
6.3.1 高壓噴射灌漿造成之舊連續壁水平變位	49
6.3.2 破除開挖及支撐至構築新筏基造成舊連續壁之水平變位	50
6.3.3 高壓噴射灌漿及開挖支撐造成之地表沉陷	51
第七章 結論與建議	53
7.1 結論	53
7.2 建議	54
參考文獻	55
表	59
圖	69

表目錄

表 2.1 既有建物資料調查項目及內容	59
表 2.2 既有建物檢測調查檢討項目	59
表 2.3 基地及鄰近區域調查項目及內容	60
表 2.4 新建物與既有地下結構物之關係	61
表 2.5 既有地下結構拆除重建之設計型態	62
表 2.6 高壓噴射灌漿工法分類表	63
表 2.7 JSG 工法砂質土之標準設計參數	64
表 2.8 JSG 工法黏性土之標準設計參數	64
表 3.1 臺北盆地地層劃分表	65
表 3.2 松山層次層層序表	65
表 4.1 改良土樁施工參數	66
表 4.2 JSG 改良土鑽心試體取樣深度表	66
表 6.1 簡化基地土層參數	67
表 6.2 簡化改良土層參數	67
表 6.3 分析模式之施工流程	68

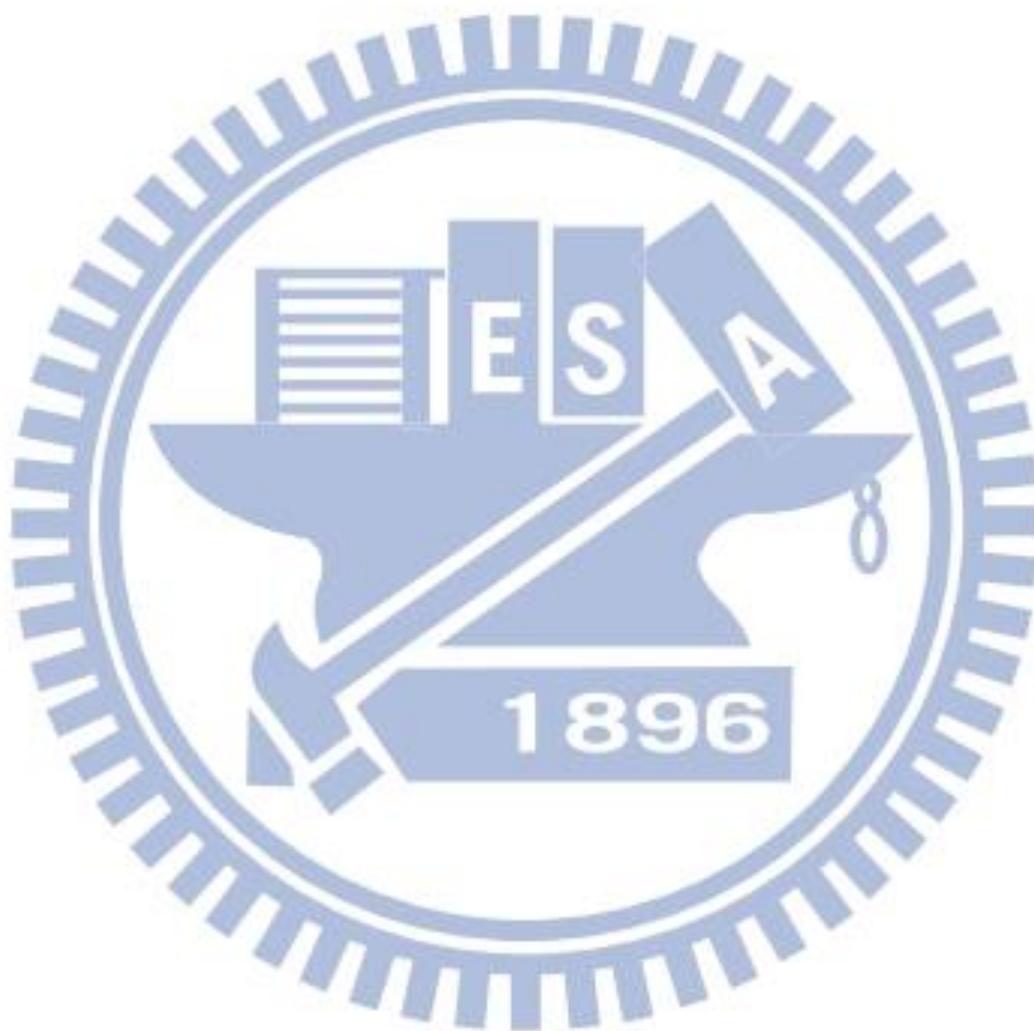
圖目錄

圖 2.1 舊有基礎改建施工方法擬定建議流程圖	69
圖 2.2 舊有建物基礎拆除及重建施工法	70
圖 2.3 既有地下建物拆除工程與新建工程之相關事項	70
圖 2.4 開挖工程之破壞模式	71
圖 2.5 灌漿機制	71
圖 2.6 高壓噴射灌漿工法原理	72
圖 2.7 高壓噴射灌漿施工順序示意圖	73
圖 2.8 高壓噴射灌漿管之噴嘴	73
圖 2.9 高壓噴射灌漿	74
圖 2.10 O2 車站出入口共構大樓位置圖	74
圖 2.11 新舊建物地下結構及地質剖面	75
圖 2.12 地下結構拆除及回填順序	75
圖 2.13 新舊建物擋土壁配置	76
圖 2.14 全套管擋土排樁斷面配筋	76
圖 2.15 扶壁式地盤改良	77
圖 2.16 建物周邊概況	77
圖 2.17 地層剖面	78
圖 2.18 新舊連續壁關係剖面	79
圖 2.19 基地周圍狀況	79
圖 2.20 新設圓桶形連續壁、地中壁及壁樁配置	80
圖 2.21 地盤改良配置	80
圖 3.1 案例位置	81
圖 3.2 案例周圍環境	81
圖 3.3 地盤改良配置俯視	82

圖 3.4 案例位置於北市工程地質分區	82
圖 3.5 山腳斷層	83
圖 3.6 臺北盆地由淡水河系沖積而成示意	83
圖 3.7 a.地調所鑽探孔剖面線. b.XY 地層剖面	84
圖 3.8 松山層的六個次層	85
圖 3.9 松山第三及第五層次層在 K1 區有厚度減小	86
圖 3.10 松山層第四次層遍布台北盆地全區	86
圖 3.11 案例基地內之既有建物剖面示意及地層說明	87
圖 3.12 舊連續壁深度不足應付新開挖深度示意圖	87
圖 3.13 擋土壁側向土壓力傳遞	88
圖 3.14 監測系統配置	88
圖 3.15 土中傾度管	89
圖 3.16 舊連續壁體內傾度管	89
圖 3.17 新擋土 H 型鋼樁壁體內傾度管	90
圖 3.18 地面沉陷點	90
圖 3.19 建物沉陷點	91
圖 3.20 水位計套管	91
圖 3.21 水壓計套管	91
圖 4.1 JSG 高壓噴射灌漿之施工機具	92
圖 4.1 JSG 高壓噴射灌漿之施工機具 (續)	93
圖 4.2 案例使用之 JSG 高壓噴射灌漿噴嘴三視圖	94
圖 4.3 鑽頭及噴出口組合圖	94
圖 4.4 對向高壓水試噴	95
圖 4.5 JSG 改良土樁施作順序圖	95
圖 4.6 舊有 B3 樓版切割	96
圖 4.7 B3 樓版及筏基洗孔及埋設套管(GL. -13.5 m~ GL. -14.2 m)	97

圖 4.8 鑽機定位及清水試噴	98
圖 4.9 下沖水鑽孔至設計深度	99
圖 4.10 進行高壓噴射灌漿之鑽孔迴漿	99
圖 4.11 投入鋼珠封閉下沖水口	100
圖 4.12 鑽頭之鑽牙遭磨損	101
圖 4.13 高壓噴射灌漿之迴漿	101
圖 4.14 H 型鋼擋土樁施作機具	102
圖 4.15 鑽頭前端之擴孔鑽牙及定位桿	103
圖 4.16 400×400×13×21 H 型鋼斷面圖	103
圖 4.17 H 型鋼擋土樁之位置圖	104
圖 4.18 H 型鋼擋土樁與舊連續壁結合示意圖	104
圖 4.19 舊有樓版切割及地下室周邊樑打除	105
圖 4.20 施作引孔	106
圖 4.21 螺旋鑽桿前端之上定位桿與鑽孔中之下定位桿	107
圖 4.22 螺旋鑽桿向下鑽掘帶出 JSG 改良土體	107
圖 4.23 於 B3 觀測螺旋鑽桿之鑽掘垂直度	108
圖 4.24 砂漿自螺旋鑽桿之鑽頭噴出澆置	108
圖 4.25 H 型鋼上之護耳	109
圖 4.26 H 型鋼樁吊放插入砂漿樁	110
圖 4.27 H 型鋼樁完成後之樁位偏移	111
圖 4.28 改良土鑽心取樣之位置	112
圖 4.29 鑽孔取樣	113
圖 4.30 改良土鑽心取樣之取樣率	114
圖 4.31 改良土鑽心取樣之岩石品質指標	114
圖 4.32 JSG 改良土鑽心取樣無圍壓縮強度與深度關係	115
圖 4.32 JSG 改良土鑽心取樣無圍壓縮強度與深度關係(續 1).....	116

圖 4.32 JSG 改良土鑽心取樣無圍壓縮強度與深度關係(續 2).....	117
圖 5.1 JSG 地盤改良前就連續壁與地下室結構	118
圖 5.2 JSG 地盤改良及 H 型鋼擋土樁完成.....	119
圖 5.3 破除舊地下室樓版梁柱筏基及架設支撐之施工流程	120
圖 5.4 破除舊地下室樓版梁柱筏基及架設支撐示意圖	121
圖 5.4 破除舊地下室樓版梁柱筏基及架設支撐示意圖 (續 1).....	122
圖 5.4 破除舊地下室樓版梁柱筏基及架設支撐示意圖 (續 2).....	123
圖 5.5 H 型鋼圍令與舊連續壁間縫隙之填充	123
圖 5.6 以油壓千斤頂施於水平橫撐施加預壓力	124
圖 5.7 加深開挖及支撐與建構新地下結構之施工流程	125
圖 5.8 加深開挖及支撐與建構新地下結構示意圖	126
圖 5.8 加深開挖及支撐與建構新地下結構示意圖 (續).....	127
圖 5.9 H 型鋼樁周圍填充砂漿樁	128
圖 5.10 構築 B3FL 前置作業.....	128
圖 5.11 H 型鋼擋土樁之切除、開孔	128
圖 6.1 TORSA 彈塑性基礎梁示意	129
圖 6.2 TORSA 梁元素自由度	129
圖 6.3 TORSA 梁元素等值節點力示意	130
圖 6.4 TORSA 程式模擬案例施工之至開挖最終階段基地剖面	130
圖 6.5 基地周圍環境與擋土壁傾度管位置	131
圖 6.6 地表沉陷點監測布設位置分區	132
圖 6.7 JSG 高壓噴射灌漿造成之舊連續壁水平位移	133
圖 6.7 JSG 高壓噴射灌漿造成之舊連續壁水平位移 (續).....	134
圖 6.8 破除樓板開挖支撐至構築新筏基造成之舊連續壁水平位移	135
圖 6.8 破除樓板開挖支撐至構築新筏基造成之舊連續壁水平位移(續)	136
圖 6.9 舊連續壁水平變位之監測結果(2013/5/28)與 TORSA 分析比對	137



符號說明

B: 單位寬度

c : 未改良土壤剪力強度

c_m : 複合土壤剪力強度

E: 支撐之彈性係數

f'_c : 混凝土抗壓強度

I_r : 改良率(改良樁面積/改良區域總面積)

K_a : 總主動土壓力係數

K_p : 總被動土壓力係數

K_s : 支撐勁度

L: 支撐之有效程度

P_a : 主動土壓力

P_p : 被動土壓力

q_u : 改良樁單軸抗壓強度

S_v : 地表垂直沉陷量

S_u : 未改良土壤之不排水剪力強度

S_{uw} : 複合土壤不排水剪力強度

t: 壁體厚度

u_w : 水壓力

δ_h : 壁體水平變位

σ_v : 總覆土應力

σ'_v : 有效覆土應力

ϕ : 未改良土壤摩擦角

ϕ_m : 複合土壤摩擦角

第一章

緒論

1.1 前言

由於都市居住人口數趨於零成長，使得都市永續發展理念由擴張主義逐漸轉成市中心更新主義，因此都市更新、都市重劃、舊建物重建、舊建物改建等民生建設也因運而生。但是要如何在交通量繁重、建築基地狹小、與鄰房相近等條件下的都會區中進行建設而不對他人、他房造成影響或是破壞，這是一個重要的課題。

在將舊建物拆除重建的過程中，所產生的噪音、廢棄物、空氣汙染、振動等問題對於周遭居民的影響是不容忽視的。最重要的是，在重建既有的地下室結構物時，在樓版開孔、打拆樓版、架設支撐、開挖、架設樓版時，都不允許施工對於鄰房造成危害，因此在舊建物拆除重建過程對於鄰房的保護工作極為重要。目前業界的應對工法莫過於將基地下的土壤進行地盤改良(Ground improvement)為主，使建築基地下的土體可提高強度、減小其變形、改善其透水性，進而保護周圍建設，避免其差異沉陷過大造成破壞。

地盤改良工法之內容多樣，其中以灌漿工法(Grouting)有噪音低、振動小、施工快速、及施工空間小等多項優點，且又能明顯改善土壤之勁度、強度及降低土壤透水性，因此在工程界廣泛被應用。

本論文主要探討以圓桶形配置的 JSG 高壓噴射灌漿工法，應用於保護一都市建物舊有地下室結構拆除與重建之案例研究。

1.2 研究動機

都會區中舊大樓地下室的拆除與重建工程需要注意的重點如下：(1) 如何於受到限制的舊地下室空間及舊擋土設施緊貼地界的情況下，打拆舊地下結構體然後施作新地下結構體；(2) 如何將舊有地下結構做最有效的利用；(3) 如何避免因拆除、開挖、支撐

施工，使鄰近建物造成危害。對於以上的課題，近年來許多學界、業界的前輩都對於這方面的問題提出相關案例研究。

何樹根等人(2007)，彙整出地下室重建擋土措施概念性工法及地下室拆除重建之概念性工法，並介紹台北金融大樓重建之地下工程設計案例。程日晟與盧怡志(2007)以台北市北投區一建案為例，以新設圓桶狀連續壁於方形舊連續壁體內，再施作低壓固結灌漿於兩者間，以減少地盤開挖及支撐時連續壁的變形及鄰房的沉陷。

本案例研究是以台北市基隆路之一建物更新建案為研究主題，其地盤改良施工法包含：(1) 於舊地下室施作九道地中扶壁；(2) 舊連續壁內施作雙層桶狀配置的 JSG 高壓噴射灌漿改良土；(3) 沿舊連續壁體內側配置的高壓噴射灌漿改良土壤、並新設 H 型鋼擋土樁以加深擋土壁深度，綜合以上各項工法，來提高舊地下室拆除及新建物地下室工程之穩定度及安全性。

1.3 研究目的

此案例研究之目的如下：

1. 介紹於舊連續壁內進行 JSG 地盤改良、加深擋土壁、及開挖支撐之施工案例
2. 探討連續壁內圓桶型配置 JSG 地盤改良配置對於舊有地下室重建之開挖的效益
3. 藉由數值模擬程式分析本案例採用之特殊擋土設施，於開挖支撐時所造成的連續壁變形及鄰近地盤沉陷

1.4 研究方法

本研究依照台北市基隆路帛詩華重建工程現場施作情況進行探討，分析都會區舊建物地下室拆除重建影響到的各個因素。依據案例監測結果探討特殊的圓桶形配置 JSG 高壓噴射灌漿改良應用於重建舊有地下結構的效益。研究以套裝軟體 TORSAs 分析此地盤改良配置，來探討其對於舊連續壁水平位移及地表沉陷的影響，並將現地監測資料與軟體分析結果相互比對。

1.5 論文內容

本研究論文之內容如下：第一章為緒論，敘述本研究之動機與目的，以及對於研究方法的簡述。第二章為文獻回顧，介紹都市更新中拆除舊大樓於原地建造新大樓之地下室施工工法，深開挖施工所面臨的影響，介紹高壓噴射灌漿，及國內三個舊基礎重建案例。第三章為帛詩華基礎重建案例之基地環境、基地位置、地質地質狀況、及施工監測系統介紹。第四章說明 JSG 地盤改良與擋土壁加深施工，介紹本基礎拆除重建所使用的地盤改良及擋土壁加深工法之相關施作內容。第五章說明破除及開挖與支撐工程，介紹本工程於地盤改良完成後，實施破除舊有地下結構、架設水平支撐、加深開挖深度、及構築新地下室樓版施工。第六章為監測結果與數值分析探討。第七章為結論及建議。



第二章

文獻回顧

本論文研究都會區中舊建物重建更新案例，本章首先對都市更新之概念加以說明。第二部分對於都會區之既有建築地下室拆除與重建及其擋土施工概念進行相關回顧。第三部分探討重建時需施作深開挖工程之相關調查、及可能發生的災害。第四部份，對本研究案例探討的高壓噴射灌漿地盤改良工法進行回顧。最後介紹國內三個建物基礎重建的施工案例。

2.1 都市更新

首先定義都市更新之宗旨。根據內政部營建署於民國九十九年五月十二日公布之都市更新條例，總則第 1 條及第 3 條：「為了促進都市土地有計畫之再開發利用，復甦都市機能，改善居住環境，增進公共利益；根據本條例所定程序，在都市計畫範圍內，實施重建、整建或維護措施」。由此可知，都市更新需在兼顧社會、環境及經濟效益的影響下，由政府、相關專家、策畫者以及民眾共同協商，來為都市規劃最適當的發展。

依據都市更新條例總則第 4 條，都市更新處理方式分成以下三種：

1. 重建：係指拆除更新地區內原有建築物，重新建築，住戶安置，改進區內公共設施，並得變更土地使用性質或使用密度。
2. 整建：係指改建、修建更新地區內建築物或充實其設備，並改進區內公共設施。
3. 維護：係指加強更新地區內土地使用及建築管理，改進區內公共設施、以保持其良好狀況。

本研究案例為拆除地上結構物，保留原地下擋土結構，向下增深開挖，再建築而上，因此屬於重建項目。

2.2 舊建物改建前之調查與檢討

一般建築工程案件在施工規劃及設計階段，需事先進行現地調查，針對該建築之地質狀況、地下水位分布、周邊道路分布、未來交通動線規劃、鄰近地上地下建築物位置、以及地下維生管線位置調查。若是事前的調查不盡周詳，小則需要檢討變更原設計而延宕施工進度，大則會造成施工災害或是鄰近建物的損害(莊皇彬，2010)。本研究案例是屬於拆除地上結構、以及部分保留地下結構之改建，因此在規劃設計階段除了前述調查外，還須加上保留之既有建物調查、及保留擋土壁體的相關資訊。施工前之上述調查結果，加上相關技師的設計，掌握建物現況及預估未來可能發生的情形，可增加施工時期的安全性、以及降低施工時不確定因素發生的可能性。

關於舊建物的改建的研究中，吳銘剛等(2002)對既有基礎改建的施工方法建議施工流程，包含事前調查、項目檢討與影響評估、以及施工計畫方案擬定三大步驟，如圖 2.1 所示。

另外，何泰源與陳聰海(2007)提出施工前之資料調查如下：

1. 既有建物調查

既有建物資料調查之項目包含設計及施工圖說的蒐集及內容確認，並實施既有建物檢測調查。如有資料缺漏遺失可訪談當初參與設計及施工人員，以取得完整資訊。既有建物資料調查及建物檢測調查相關內容彙整如表 2.1 與表 2.2 所示。

2. 基地及鄰近區域調查

調查內容包含基地之地界線及基地內外地中管線之狀況，這些管線均影響新建結構物之配置。另外，對既有建物拆除時大型重機具之出入及其他施工作業，對鄰近區域之影響等，均須納入調查範圍，如表 2.3 所示。

3. 地質調查

考量新建結構物的設計或既有地下結構物外牆欲做為擋土壁再利用時，為確實評估土水壓力之大小，必須掌握地質狀況。尤應注意都市區早年地下水超額抽取問題，地下水位上昇後之建物結構強度，是否滿足目前需求等問題。

4. 其他調查

既有地下結構物拆除前，基於政府法令規範規定，必須向主管機關提出申請的項目，包括建物登記、電力、電話、自來水、瓦斯、消防等，其適用法令條文及申請程序等必須事前加以調查釐清，以利工程進度。

施工前，對於建案的規劃設計考慮是否完善、調查是否徹底，往往影響日後施工時之工程進度。藉由考量前述研究中的調查項目，加上個案特別須注意調查部分來思考規劃，將使後續工程作業更加順利。

2.3 既有建築地下室拆除與重建

在重建舊建物的工程中，地上結構物予以拆除的情況下，設計通常依據工程效益以及建案現況，來判斷舊有的地下結構保留、或是拆除。

何樹根等(2007)提出四種舊有建物基礎拆除及重建之擋土措施概念工法如下：

1. 替代法：在舊擋土壁之內或之外另築新壁，來取代原有者，如圖 2.2a 所示。
2. 置換法：以機具切削破除舊擋土壁，並隨即構築新壁在舊壁原址上，如圖 2.2b 所示。
3. 新舊壁共同擋土：新擋土壁結合舊壁或補強舊壁，如圖 2.2c 所示。
4. 舊壁加強法：使用舊壁，並增加必要之地盤改良或其他工法加強舊壁，如圖 2.2d 所示。

除上述概念工法之外，何泰源等(2007)根據日本基礎工雜誌(1997, 2005)，對既有建物之新建地下結構物配置及施工法檢討後，整理出以下之建議：

基地內的既有地下結構物，常成為新建工程設計與施工上的限制條件，必須依據施工前調查的結果加以分析檢討，以反應在新建工程之規劃設計作業上通常分成以下三個重要部分加以討論。

1. 新設擋土壁之型式及位置

新設擋土壁的位置必須與擋土壁型式、及施工法一併考量。既有地下結構物與地界線有相當距離、或埋深很淺的情況，可以不影響新建物的規劃而單獨解體拆除，但在都會區寸土寸金的情況下，幾乎不可見。一般新建物的地下結構物均與舊建物的地下結構體、基礎、及基樁有密切關係，二者之相關連工項如圖 2.3 及表 2.4 所示。

既有地下結構外牆如可利用做為新建物之擋土壁的一部分，在安全性及經濟上均非常有利，但實際上並不多見。當既有地下結構外牆已相當接近地界線時，新設擋土壁一般僅能設置於其內側，新設擋土壁的施工必須避開梁柱及基樁位置，且先鑿穿樓板及基礎才可設置，其設計及施工上均遭受嚴格的挑戰。最近，在舊擋土壁的位置新設擋土壁的工法(置換法)已逐漸普遍，大幅提升規劃設計的自由度。

2. 基樁的配置

新建物採用樁基礎時，必須檢討與既有建物樁基礎之關係。如既有基樁為小口徑 PC 樁或樁頭淺之短樁，事先撤除的難度不大。但若是大口徑 RC 樁，且樁長較長時，新建物的基樁需考慮偏心配置，並調查既有基樁之完整性，以決定是否可以再利用。

3. 既有地下結構拆除重建之設計型態

基於上述新設擋土壁型式及位置、基地面積之有效利用、對鄰近區域之影響、及工期與工程費等考量，新建地下結構可分為表 2.5 所示之 4 個設計型態，每個型態在施工上各有優缺點，僅提供作為參考。

2.4 深開挖工程

2.4.1 深開挖工程簡介

開挖(Excavation)工程即是使用人力或機器將土壤或是岩石進行鬆動、破碎、挖掘並運出之工程。在開挖過程中，由於挖掘動作會造成開挖土壤介面產生解壓效果，破壞了

土層中的應力傳遞，而使得原本土壓平衡產生變化，此時就須要視分析設計結果適時地加上支撐擋土設施以抵擋側向土壓力。

Terzaghi (1943)考慮開挖的穩定性問題時，定義開挖深度小於開挖寬度之開挖工程為淺開挖，開挖深度大於開挖寬度者為深開挖(Deep excavation)，而後許多學者提出對於開挖工程深度之不同定義。歐章煜(2002)提及，依現實狀況而言，開挖工程於分析設計上所使用的電腦程式中並無所謂「深開挖」或「淺開挖」之區分，分析均一體適用。亦即是說，二者在分析上所用的基礎理論是為相同，因此不須區分。

2.4.2 深開挖工程之破壞模式

於寸土寸金的都會區中，建物林立、腹地小且建物之建築線常與鄰房重疊，因此無法以斜坡明挖方式開挖。而若未做擋土設施即垂直向下挖掘，開挖區鄰土會因失去側向支撐而崩落，即會造成鄰近建物受損。故都會區深開挖工程大部分皆需要伴隨著支撐擋土設施建造。但若事前的調查、分析及檢驗未達周詳，或是建造時期發生工程疏失，可能使得設計之擋土結構不足以抵抗周圍土體的變化，進而產生工地災害。

基礎深開挖工程中主要發生的破壞模式如下：

1. 擋土壁管湧之災害

如圖 2.4a 所示，當有阻水效能的地下擋土壁發生破壞裂縫時，高於裂縫之壁外地下水會經由此透水路徑產生滲流。當水力坡降大到足以破壞土壤顆粒間的黏結力及摩擦力後，其地下水會混和土壤顆粒將其帶出至開挖基地內，其壁外破壞土壤同時持續往上游面延伸，形成更大的滲流管道，此現象稱為管湧 (Piping)。

2. 開挖面砂湧之災害

如圖 2.4b 所示，在開挖面下為透水性良好之土壤，如砂土時，由於開挖區抽水使擋土壁內外部出現水頭差而引致滲流現象。當上湧滲流水之壓力大於開挖面底部土壤之有效土壤重時，滲流水壓力可能造成開挖面土之砂湧 (Boiling)，造成破壞。

3. 開挖面隆起之災害

如圖 2.4c 所示，隆起災害常發生在於開挖區周圍為軟弱黏土層，則可能因開挖面上方土壤被移除，粘土剪力強度不足以抵抗兩側土體向下之覆土壓力，造成開挖面隆起(Heaving)。

4. 擋土壁支撐系統之災害

開挖工程常搭配與擋土壁互相垂直的水平支撐系統，一般多採用各種尺寸的 H 型鋼架構。支撐系統之破壞因素包含細長比過大造成挫屈(Buckling)或是因為局部構件如斜撐的架設不當、人為的施工不當、溫度變化的熱脹冷縮等，可能造成擋土壁水平位移及周邊地面沉陷。

5. 擋土壁破壞之災害

如圖 2.4d 所示，在開挖工程中，除了與土壤之間側向力所造成的主動破壞及被動破壞以外，擋土壁體入地盤深度不足亦可能發生壁體內擠造成破壞。此擋土壁體施工不良如接頭施工不當、連續壁公母接頭處理不當、或是壁體鋼筋及混凝土配置不當，皆可能對於壁體造成破壞。

開挖工程於事前對於場址環境需詳細的調查，在設計層面對依照業主需求作符合效益計畫，選取對該場址相對最合適之擋土設施。另外，若是對於該場址之軟弱地盤進行合適的地盤改良，亦可減少上述災害發生之風險。

2.5 地盤改良

2.5.1 地盤改良概述

在施工中遭遇到軟弱的地層或地下水時，大地工程師須以增加土壤的強度、減少地層透水性、及減少土體之便行量，使工程得以順利進行，這種改變地層特性的方式稱為地盤改良。Das (2007)指出，地盤改良是為了減少土體受壓之變形量、增加土壤的剪力強度以及減少土壤之滲透性為要旨。施工人員使用的地盤改良方式有許多種形式，例如夯實工法、振動擠壓工法、排水固結工法、灌漿工法、冷凍工法等，而本研究案例則是

以灌漿工法中的高壓噴射灌漿工法為主要施工工法來進行地盤改良。

2.5.2 土層灌漿工法

大地工程界發展出許多施工型式的灌漿工法，來因應各種不同的地層狀況，以下分別依照灌漿機制及灌漿壓力進行分類。

1. 依灌漿機制分類

(1) 脈狀灌漿 (Intrusion grouting)

此方法適用於黏土層，如圖 2.5a 所示，脈狀灌漿又稱為劈裂灌漿，灌漿壓力稍微高於滲透灌漿，漿液侵入土層內形成樹枝狀、脈狀之改良體，主要是用來增加滲透性低的土壤之剪力強度及承载力。

(2) 滲透灌漿 (Permeation grouting)

此工法適用於砂土層，如圖 2.5b 所示，在滲透灌漿過程中，漿液以低壓灌入土層中，在不改變土壤顆粒排列方式的情況下，漿液填充顆粒間的縫隙。

(3) 擠壓灌漿 (Compaction grouting)

如圖 2.5c 所示，美國土木工程師學會(ASCE 1980)建議將坍度小於 1 英寸(25.4 mm)之濃稠漿液灌入土層內，形成球狀固結體以擠壓、夯實周圍土壤。此種灌漿方式因漿液在土層中擠壓，通常會造成地層隆起，故多被用來扶正已傾斜之建物。

(4) 高壓噴射灌漿 (Jet grouting)

如圖 2.5d 所示，在預定深度中，以高壓噴射水泥漿液、空氣、水，切割、攪拌及取代土層。被切割之土壤與水泥漿液攪拌混合而膠凝硬化。部分被切削之土壤受壓排出地表面，以漿液取代被排出之土壤，相關細節將在下一節說明。

2. 依灌漿壓力分類

(1) 低壓灌漿

低壓灌漿工法所採用的壓力一般小於 0.98 MPa (10 kgf/cm²)(廖洪鈞，1994)，其基本原理為在不改變土壤結構的原則下，將漿液以低壓的方式緩慢注入並滲透進入

土壤孔隙間，將空氣及水趕出土壤孔隙，固結土壤以達到止水、強化、及穩定地盤的目的。

(2)高壓灌漿：

利用鑽桿末端鑽頭所噴射出之垂直方向水流，以向下鑽孔。在鑽桿緩緩向上旋轉及提升的同時，在水平方向的噴嘴中噴出水泥漿、水、或空氣以形成堅硬不透水的改良土(Soilcrete)柱體。其所形成的改良土之強度高、透水性低，故應用範圍甚廣。灌漿壓力一般高於 19.62 MPa (200 kgf/cm²)(廖洪鈞，1994)。

2.6 高壓噴射灌漿工法

高壓噴射灌漿是本論文最重要的地盤改良工法，故特此進一步說明。依照切削地盤方法、使用鑽桿種類及切削壓力，高壓噴射灌漿主要分為單管 CCP(Chemical Churning Pile)工法、二重管 JSG(Jumbo Special Grout)工法、二重管 SJM(Super Jet-Midi)工法、及三重管 CJG(Colum Jet Grout)工法，如表 2.6 所示。以下對於高壓噴射灌漿工法原理、施工步驟、工法種類及改良土特性分別進行介紹。

2.6.1 工法原理

高壓噴射流之所以能夠切削土壤，其原理大致可分下列數項，如圖 2.6 (王劍虹，1984)。

1. 噴射流之動壓

因噴射流而產生的動水壓超過土壤所能承受之應力，使土層內的土粒子強制分離及再重新組合。

2. 噴射流之脈動

噴射流體間歇性地衝擊地盤時，在土體表面上因蓄積流體負荷所產生的殘留應力，因而促進土層之破壞。

3. 渦漩現象

當土層內沒有空隙，受噴射流衝擊時，在衝擊面將發生壓力之變動；或當土層內有空隙時，使得噴射流產生亂流現象。

4. 水劈效果

此乃因噴射流的反力作用在噴軸垂直方向而產生推開土層的力量。

2.6.2 施工步驟及常用工法

高壓噴射灌漿工法的典型的施工順序如圖 2.7 所示，依照施工前後分別敘述 JSG 工法施工步驟如下 (JJGA, 2002)：

1. 整地挖槽定位安裝

如圖 2.7(a)所示，將施灌地點以測量方法定位，並將高壓噴射灌漿專用機具移置施灌位置上方，在施灌位置挖一沉澱池沉澱泥漿，以免迴漿(Slime) 流出造成環境污染。

2. 鑽孔至設計深度

如圖 2.7(b)所示，鑽機定位後，向下鑽孔並以清水沖洗土層至預定深度。沖洗時，出水口向下，並旋轉鑽桿切削鑽孔。

3. 預灌噴射

如圖 2.7(c)所示，削孔完成後，投入一顆鋼珠將鑽桿之下方出水口堵塞。再以高壓(19.62 MPa)清水配合低壓(0.69 MPa)空氣施作水平方向噴射，以檢查鑽桿接頭部分是否密接良好及漿液流動是否暢通。

4. 噴射灌漿

如圖 2.7(d)所示，以水泥系硬化材料水泥漿代替清水，在固定深度進行水平方向噴射，並以設定之鑽桿回轉速率旋轉鑽桿。由於開始噴射水泥漿時，其流量不甚穩定，若此時立刻提昇鑽桿，可能會造成改良土拌合不均。須待硬化材料流量穩定後，方能提昇鑽桿。依設定的鑽桿提昇速度及回轉速率，噴射高壓水泥漿及低壓空氣以形成改良土樁體。

5. 改良成樁、提桿清洗

如圖 2.7(e)所示，灌漿完成後，將鑽桿拔出並以清水沖洗，確實做好保養工作，以免影響後續工程灌注品質及器材使用壽命。

高壓噴射灌漿依照灌漿管設計的不同，分為單管、雙重管及三重管工法，如圖 2.8 所示三種灌漿管之噴嘴。以下介紹大地工程界常用之二重管工法及三重管工法：

1. 雙重管工法(如 JSG 工法)

如圖 2.9a 所示，係利用水泥漿液及壓縮空氣以同心雙重管傳遞，將內管的高壓(如 19.62 MPa)水泥漿及外管的低壓(如 0.69 MPa)空氣經同心環狀噴嘴同時橫向噴射，水泥漿外圍形成環狀空氣膜，使噴射範圍得以加大。

2. 三重管工法(如 CJG 工法)

如圖 2.9b 所示，利用超高壓(如 39.24 MPa)清水及低壓縮(如 0.69 MPa)空氣削割土層後，以低壓(如 1.96~4.90 MPa)水泥漿液混合土壤，稱為三重管工法。此工法是經由同心三重管，由鑽孔上端將高壓水、空氣同時橫向噴射以切削周圍土體，藉水及空氣之壓力將部分泥漿經由鑽孔排出，同時在鑽孔之較下端，將水泥漿以低壓注入殘餘泥漿中，混合凝固成改良土樁體。

本重建工程所使用的工法為 JSG 工法。依據 JJGA(2002)對於其工法之標準設計參數，如有效直徑、鑽桿提升速度、硬化材單位噴射量及灌漿壓力有公布相關參考資料，如表 2.7 及表 2.8 所示，分別對於砂質土及於黏性土設計不同施工參數。

2.6.3 改良土特性

高壓噴射灌漿改良土的特性，與原土層及混凝土都不相同，影響因素包含：土壤種類、漿液的配比、噴射流動、噴嘴大小、鑽桿的提昇速度及旋轉速度等 (Gallavresi, 1992)。Yahiro et al. (1982)為了探討影響改良土直徑及強度的各項因素，在東京附近 Koto-ku

的土層中進行試灌，得到下列結果：

1. 在不同土層中，所得改良土之直徑亦不同。在砂質土中，其改良的直徑比在粘土層中改良土直徑為大。
2. 噴射流的壓力越大、以及噴出量越大，不論在粘性土或是在砂質土層其直徑都增加。
3. 當硬化材(水泥漿)流量越大時，所得的改良土單軸壓縮強度及直徑都增加。
4. 鑽桿旋轉速率越慢時，所形成的改良土直徑越大。而提昇速度越快時，所形成的改良土直徑越小。
5. 土壤種類不同，其單軸壓縮強度亦不同。在砂質土中改良，其強度較大；在粘性土中改良，其強度較小。

依據台北捷運工程設計監造經驗，王劍虹等(1994)提出改良土特性如下：

1. 水灰比：當漿液水灰比增加時，改良土之強度會降低。
2. 水泥用量：改良土強度隨漿液每單位體積使用的水泥量增加而增加。
3. 土壤種類：砂及礫石改良後強度較高，粉土及粘土改良後強度較弱。
4. 養治時間：改良土的強度隨養治時間增加而增加，但增加之速率小於混凝土之強度增加速率。
5. 灌漿方式：採單管、雙重管或三重管的灌漿方式，對所形成改良土之性質影響很大。

Kauschinger et al. (1992)指出，改良土樁徑依施工法及土壤顆粒而不同。單管工法於凝聚性土壤內形成之樁徑為 0.4~0.8 m，於粒狀土壤內形成之樁徑為 0.5~1.2 m。雙重管工法於凝聚性土壤內形成之樁徑為 0.8~1.6 m，於粒狀土壤內形成之樁徑為 1.0~2.4 m。三重管工法於砂土及粘土內形成之樁徑分別為 0.5~3.0 m 及 0.5~1.5 m。

2.7 國內基礎重建案例

2.7.1 高雄捷運 O2 車站出入口 B 共構大樓

本案例為高雄捷運 CO1 區段標、O2 車站出入口 B 共構大樓新建工程(何泰源與陳聰海，2007)。設計將基地上之原光復戲院(地下一層，開挖深度 5.3 m，連續壁厚度 0.5 m、深度 16.5 m)，改建成捷運出入口共構大樓(地下三層，開挖深度 13.05 m，擋土排樁直徑 0.8 m、深度 25 m)。以下介紹案例之基地位置概況、基地地質狀況、舊大樓結構拆除、新擋土結構施作、舊地下結構拆除工程、及施工遭遇問題。

1. 基地概況

本工程基地位於高雄市鹽埕區大勇路與新樂街口，如圖 2.10 所示。基地舊建物為光復戲院，是一 RC 構造建物(4F/1B)；本工程設計將此處新建一 RC 大樓(8F/3B)，且與高雄捷運 O2 車站之 B 出入口共構。圖 2.10 顯示，基地北側緊鄰國泰大樓(14F/3B)，其筏基底部約在地面下 14 m，以厚度 0.6 m、深度 23 m 之連續壁為地下室外牆；東側緊鄰四樓與七樓民房；南側毗鄰新樂街商店區；西側連接位於大勇路之捷運 O2 車站。

2. 基地地質狀況

基地之地層主要由粉土質黏土及粉土質細砂所組成，地質調查結果顯示，地表下 50 m 以內之地層大致可分為 5 個層次，由地表向下分述說明如下(見圖 2.11)：第 1 層次為回填級配層(SF)，所在高程為 GL. 0 m~-1.1 m；第 2 層次為軟弱至中等堅實粉土質黏土夾粉土質砂層，所在高程為 GL. -1.1 m~-8.6 m；第 3 層次為中等緊密之粉土質砂層，所在高程為 GL. -8.6 m~-21.5 m；第 4 層次為中等緊密之砂質粉土層，所在高程為 GL. -21.5 m~-28.8 m；第 5 層次為堅實至極堅實之粉土質黏土層，GL. -28.8 m~-50.0 m，下方為堅硬之砂土質粉土層，地下水位於 GL. -0.8 m~-2.15 m。如圖 2.11 所示，新建地下結構之最終開挖面位於第三層次之粉土質細砂，全套管切削樁施作之設計為第四層次之砂質粉土。

3. 新擋土結構施作

為了避免大樓重建工程之地下開挖造成鄰房損害及施工災害，且新建地下擋土結構避免與舊擋土壁衝突為原則，在開挖基地東側及南側於舊連續壁內側施作全套管切削擋土樁。基地西側於連續壁外側施作擋土樁，基地北側與車站共構，如圖 2.13 所示。

配合共構大樓地下結構開挖範圍，配置了 $\phi 0.8$ m 全套管切削擋土排樁共 165 支於上述周邊，深度為 25 m，依照工程進度分作先行樁 83 支及後行樁 82 支，其排樁之斷面配筋如圖 2.14 所示。

4. 舊大樓結構拆除工程

為配合 O2 車站整體施工時程，舊光復戲院結構體分為地上結構拆除及地下結構拆除。第一階段先行將地上 4 層結構自屋頂逐層向下拆除，並將拆除之建築渣料回填於地下室內，以避免整體結構荷重過輕，造成地下室發生上浮。

第二階段之舊地下室結構、水箱、及筏基拆除，於確認新設擋土排樁壁體之施工品質及止水性後，開始分區破除。受限制於舊地下室狹小空間施工，且開挖區內林立中間樁、抽水井、及水位觀測井等設施，因此設計單位將開挖區分為 12 區塊，依照順序予以破除結構並回填，如圖 2.12 所示。

5. 施工遭遇困難

根據作者以往經驗，地下開挖工程會有擋土設施止水性不佳之狀況，需於開挖前確認擋土壁體之阻水性功能，以防止開挖時有漏水、漏砂情事，進而會對鄰房造成災害。

本案例在有限的地下空間施作開挖破除，其施工動線為影響施工進度之一大因素，因此需於事前規劃周善，以免妨礙共構車站之工程進度。

此外，於施工前的開挖分析結果顯示，於新設之擋土排樁內進行開挖之壁體變位可能過大。為減少開挖變位對鄰近建物造成不利影響，除增加臨時水平支撐系統之勁度及預力外，再於擋土壁內側施作扶壁式高壓噴射灌漿地盤改良(圖 2.15)，可有效減少開挖過程中擋土壁之水平變位量。

2.7.2 台北金融大樓重建案例

本設計案例為何樹根等(2007)介紹台北市金融大樓重建工程設計案例，該建物地上結構因 921 地震受損，遂於原地拆除並重建。原建物為 14F/4B 之大樓，其舊筏式基礎開挖深度為 GL. -12.4 m，以建造舊資料顯示地下擋土結構為厚 0.7 m 之連續壁(西側深度 26 m、其餘三側之深度為 23 m)。

以下對設計案例基地周圍概況、基地下狀況、新擋土結構施作、舊地下結構拆除工程規劃、及施工遭遇問題介紹。

1. 基地周圍概況

基地位於台北市松山區南京東路三段與敦化北路交會處，其位置如圖 2.16。基地東側為寬 70 m 敦化北路，北側為寬 40 m 道路，東北側有穿越道路之人行地下道，西側為地上 12 層地下 1 層之大樓，南側隔一 8 m 寬之巷道有一地上 12 層地下 2 層之大樓。

2. 基地地質狀況

鑽孔資料顯示，基地所在位置之地層剖面如圖 2.17 所示。新基礎最終開挖面 (GL.-14.4 m) 之土層為粉土質黏土層 (CL)。新設擋土連續壁深度為 GL. -37m。依序經過之土層為粉土質黏土層 (CL1)、細砂質粉土或粉土質細砂層 (SM1)、及粉土質黏土層 (CL2)。平均地下水位在 GL. -2.5 m 處。

3. 新擋土連續壁施作

新建物設計為地上 14 層地下 4 層之大樓，其筏式基礎開挖深度為 GL. -14.4 m，保留舊擋土連續壁，並新設一厚度為 0.7 m、深度為 GL. -7 m 至 GL. -37 m 之連續壁，如圖 2.18，於舊壁內側 0.25 m 處，其新舊壁搭接深度為 GL. -7.0 m 至 GL. -23.0 m，。

設計上，考量舊連續壁可能有包泥、大肚、及垂直度有誤之狀況，無法於當時施工紀錄得知，因此以新作擋土壁內縮 0.25 m 進行設計，以避免新壁施工時遭遇舊壁阻礙。新壁與舊壁間 0.25 m 之縫隙，於施作連續壁深導溝牆及施作連續壁時，以混凝土填充。

由於連續壁施工機具無法挖掘既有建物之鋼筋混凝土，施工單位以分區方式將新連續壁經過之舊地下室結構破除，並施作導溝及隔艙牆，導溝牆內及隔艙範圍回填機具可挖掘之砂石級配或土方，使局部區域之土壓可平衡，而後遂施作新連續壁於設計位置。

4. 舊大樓地下室開挖及拆除規劃

於新擋土連續壁施作完成後，施工單位以一階拆除、一階架設支撐交互施工，以順打工法施工至最終開挖面。

5. 施工遭遇困難

本案技術上最困難之處在於保留舊連續壁、及在舊地下結構保護下加深新地下室深度，結合新舊連續壁作為新大樓之地下擋土壁。如上述所提，施工前需考量舊壁之變形狀況，並事先準備施工時發生問題之解決對策。施工前需詳細規劃，保留舊地下室及施作新連續壁之施工步驟及施工動線，以免施工期間各單位介面溝通不良，造成工進延宕甚至引發工程災害。

2.7.3 利用舊有連續壁進行地下室開挖案例

本案例為台北市北投一大樓利用舊連續壁，加上基地內新建之圓桶形連續壁擋土設施，搭配內側十字型地中壁、壁樁、攪拌樁及低壓固結灌漿等地盤改良工法，來避免新地下室開挖時壁體內擠變形及鄰房損壞。程日晟與盧怡志(2007)介紹基地概況、圓桶形連續壁與地中壁之配置、地盤改良內容、及施工遭遇困難。

1. 基地概況

本基地為台北市北投一閒置十年之工地，內已有厚 0.5 m、深 20 m 之方形連續壁及直徑 0.8 m、1 m、及 1.2 m 基樁若干支，地下室尚未開挖，地上亦無建物。如圖 2.19 所示，基地西南側為承德路，西北側隔 8 m 巷道有 2F 鄰房，東北側為二排地上四層頂樓加蓋一層之鄰房，東南側緊鄰一新建中之地上 12 層地下 1 層大樓。

地質鑽探顯示，基地自地表下 5.4 m 至 30.3 m 為一層厚約 25 m 極軟弱之黏土層，

本案預定最終開挖深度為 14.65 m，基礎工程施工皆於此土層中進行。

2. 圓形連續壁及地中壁配置

因舊有連續壁深度僅 20 m，其貫入深度並不符合本案之開挖深度(14.65 m)之要求，故設計於基地內設置一貫入深度較深之剛性擋土結構以提高開挖穩定度。

基本規劃於基地內構築厚度 0.8 m、深度 39 m、直徑約 23.9 m 之圓桶形連續壁，以截斷隆起之破壞圓弧，如圖 2.20 所示。另於圓桶形連續壁體內配置厚 0.8 m、深 31 m 之十字地中壁。並於基地四處角落，配置深 39 m 及 50 m、厚度 0.8 m、長度 2.5 m 及 6.0 m 之壁樁加強，及配合地上結構之荷重需求。

3. 地盤改良

如圖 2.21 所示，以攪拌樁及低壓固結灌漿二種工法固結新舊連續壁間之軟弱黏土，確保開挖時作用於舊連續壁外側之土壓力可傳遞至新設圓桶形連續壁，以避免舊連續壁可能發生之內擠破壞。並可控制向下開挖造成之壁體側向變位，以保護鄰房及降低舊連續壁承受之應力。

4. 施工遭遇困難

本案例遭遇之主要問題在於，其舊連續壁及基樁完成時間已經過十年，相關的施工紀錄無從得知，因此施作新圓形連續壁之導溝時，曾遭遇未知深度之舊基樁，迫使設計顧問需進行設計變更，影響工進。並因為無法確實得知舊連續壁之變形狀況，因此無法直接將新建擋土結構緊貼舊壁施作，需使用多項施工法及時間來提高本基地之開挖安全性。

第三章

帛詩華基礎重建工程

在人口眾多、交通繁忙的台北都會街道中，樹立著許多早期興建的大樓。隨著時間的推移，這些建物在使用目的改變、建物損壞、空間不敷使用、以及商業利益等影響因素下，都市發展及更新也因運而生，既有建物的拆除以及原地重建的工程案例也日益增加。本研究探討的帛詩華新建工程案，即是一個都會區中重建案例，要如何在擁擠的都會區中，施作不損壞鄰近建物的拆除及重建工程，是一個值得探討的課題。本章對此案例之基地環境概況、基地地質、地下結構施工、地盤改良應用機制、及其監測系統加以介紹。

3.1 工程概況

本案例位於台北市信義區基隆路二段 149 號，如圖 3.1 所示，內政部地政司公布之地籍為台北市信義區三興段三小段 406 號。本案例業主為宏普建設公司，營造廠商為森城建設公司，基礎重建工程施工協力廠商為朝瀚實業公司。設計單位為王承熹建築師事務所，大地工程專業顧問為三力技術工程顧問公司。

原建物為地上十二層、地下三層之辦公大樓，宏普建設設計將此建物改建成地上十四層、地下四層之住宅大樓。基地西側緊鄰地上十二層、地下兩層之辦公大樓。東側隔著基隆路二段 147 巷(路寬 5 m)為地上十二層、地下兩層之辦公大樓。南側為一間置空地；北側為基隆路二段(路寬 30 m)，如圖 3.2 所示。基地形狀為一梯形，基地四邊長由北邊順時針排序約為 22.4 m、21.4 m、22.9 m、26 m，基地面積約為 583 m²，舊基礎開挖面積約為 468 m²。

本案例改建前之地下室有三層，筏基深度為 14.1 m，其擋土結構使用寬 0.7 m、深 25 m 之連續壁。改建後之地下室增為四層，開挖深度達到 21.5 m。經設計公司計算後，

基地改建工程保留四周舊擋土連續壁，及並增設 46 支長 22 m 之 H 型鋼預壘擋土樁(深度 GL -12 m~GL -34 m)，來作為改建後之地下擋土結構。

為避免地下室開挖施工時造成鄰房損害、及降低拆除開挖工程之風險，設計單位安排了九道寬 0.4 m、長 4 m、深 12.1 m 之地中扶壁(Buttress)，以補強因樓版開孔破壞之舊地下室結構。此外，如圖 3.3 所示，在舊連續壁體內側(GL. -14.2 m ~ GL. -34.0 m)及開挖區中央環狀(GL. -14.2 m ~ GL. -28.0 m)，設計高壓噴射灌漿(JSG 改良土樁)，用以增加開挖土體之強度，以防發生開挖工程造成災害。

3.2 地質狀況

圖 3.1 顯示本案例位置所在在台北盆地的東南方，該處鄰近台灣西部麓山帶之拇指山山區。將案例位置套疊於台北市工程地質分區圖(李咸亨，1996)，如圖 3.4 所示，工地是落在基隆河一區(K1)。以下分別介紹台北盆地之成因、地層分區、及基地鑽探結果。

3.2.1 臺北盆地之地質介紹

1. 盆地成因

根據丹桂之助(1939)的研究，臺北盆地的形成，是由於林口台地東側的山腳斷層(圖 3.5a)陷落，因而形成西高東低之地勢。山腳斷層的上盤即是現在的台北盆地，如圖 3.5b 所示。

依據中央地質調查所歷年來鑽探資料得知，臺北盆地位於淡水河系中下游流域，自盆地陷落後，以大漢溪、新店溪、基隆河及淡水河等河流沖蝕堆積(圖 3.6)，於第三紀岩盤上形成沉積層，該沉積層厚度於盆地西北隅可達約 650 m，自此向東區、南區高山遞減(陳文山等，2008)。

2. 盆地地層層序

地質學家(Wu, 1965；丹桂之助，1939；王執明等，1978；李咸亨，1996；洪如江，1966；洪奕星等，2006；陳文山等，2008；劉平妹等，2008；鄧屬予等，2004、

1994)根據台北盆地形成的時間、形成區域、及層內岩性，將沉積層分層序。隨著地質鑽探井數目增加、鑽探深度增深，地層層序分類也逐漸精細，從早期丹桂之助(1939)分出松山層及林口層兩層到近年陳文山等(2008)將台北盆地劃分出松山層、景美層、五股層、板橋層及關渡層五層，如表 3.1 所示。以下簡介基盤及各沉積地層之深度及特性，並藉由地調所鑽探孔剖面線圖(圖 3.7a)及地層剖面圖(圖 3.7b)，表示各地層之位置。

1. 基盤：

基盤為第三紀(Tertiary Period)之褶皺沉積岩盤，岩盤頂部深度自台北盆地西北向東北變淺，目前得知基盤最深處在五股地區，深度約為 680 公尺。

2. 板橋層：

板橋層為盆地陷落後最早期發育之地層，堆積形成時間從 44 萬年前至 16 萬年前。整體以不整合型態堆積於基盤之上，厚度可達到 350 公尺。其下部約 300 公尺厚以層礫石為主，其上部則是包含砂泥層及火山泥流堆積物，見其剖面位置。

3. 五股層：

五股層最厚可達到 160 公尺，其組成材料包含礫石、砂層及泥層相互交層，礫石主要分布於台北盆地東南半部，而漸次向西北部轉為砂泥層。由於整體沉積層向盆地邊緣變薄、顆粒變粗，因此到了東側及南側入山區，邊緣其岩性界線就不易辨識，也常難與上層景美層區分。

4. 景美層：

景美層主要以礫石組成，中間夾帶些許紅棕黃色砂土，厚度可達到 50 公尺以上，為工程中一適合作為承載的地層。此層厚度及顆粒粒徑都由台北盆地東南向西北方向遞減，或是被關渡層地火山岩礫取代。由於礫石填充其中，其顆粒間孔隙大，是一含水量豐富之主水層，因此若是工程開挖至此層，需特別注意地下水所可能會產生的工程問題。

5. 松山層：

松山層分布自地表以下至景美層之上，是臺北盆地主要工程地質探討地層。該層以黃棕色粗砂層及灰色泥層相互交合而成，最厚度達 110 公尺。除了砂層、泥層之外，也含有海相化石、泥炭、植物化石及藍鐵礦，是一內含豐富地層。由於泥砂交相出現，學者將松山層再細分出六個次層以茲區分，在下節做詳細說明。

6. 關渡層：

關渡層是以同時異相之於上述四層而存在的地層，表 3.1 所示關渡層底下為第三紀基盤、頂界為松山層中段泥層，厚度達 450 公尺。位於關渡平原至士林一帶，主要是由於大屯火山活動而產生地火山堆積物而組成。

3. 松山層的次層

以臺北盆地內的淺層沉積層的工程特性，從地表至地下 30 公尺最為重要，而這一區段以松山層為主。有鑒於此重要性，洪如江(1966)對淡水河與新店溪以東區域的松山層，區分出六個砂、泥交互出現的次層(Sublayer)，如圖 3.8 所示。由下而上奇數(1、3、5)次層為砂層偶夾礫石，側向連續性不佳，遠離主河道之盆地邊緣，其砂層層厚減少至些許區域會消失，如圖 3.9 所示。偶數(2、4、6)次層為泥層，其側向連續性較高，尤其是第四泥次層幾乎可以遍佈台北盆地全區，如圖 3.10 所示。

中央地質調查所修改吳偉特(1979)的研究，並蒐集整理期鑽井資料，將六個松山層次層的土壤分類、特徵概述、沉積環境及地質解釋整理成表(表 3.2)，可以更清楚的說明六個次層內的土壤分類及特徵。

3.2.2 基地鑽探結果

根據中聯工程公司(2012)於台北市信義區三興段三小段 406 號鑽探報告顯示本案例之地質概況分布，如圖 3.11 鑽孔 AH-2 所示，由上至下分別為：

第一層(CL)：厚 1.5 m 之表土(SF)下黃棕灰色粉土質黏土(CL)，分布於 GL.-1.5m~

GL. -5.0 m，此土層為松山層之第六次層。

第二層(GM/SM)：卵、砂礫石層(GM)夾灰色粉土質細砂(SM)，分布於第一層底至

GL.-16.7m，此土層為松山層之第五次層。

第三層(CL)：灰色粉土質黏土(CL)偶夾粉土質細砂(SM)，分布於第二層底至 GL. -27.0 m，

此土層為松山層之第二次層及第四次層合為一體。

第四層(ML~SM)：灰色砂質粉土(ML)漸變粉土質細砂(SM)，分布於第三層底至

GL. -33 m，此土層為松山層之第一次層。

第五層(GM/SM~CL)：卵礫石夾粉土質砂(GM/SM)漸變灰色粉土質黏土(CL)，分布於第

四層底至 GL -44.6 m，此土層為台北盆地之景美層。

第六層(Sandstone ~ Shale)：灰色砂岩(SS)漸變頁岩，分布於第五層底下。

根據台北市工程地質分區圖得知，案例基地位於基隆河一區 K1。K1 區的特性之一即是松山層第三次層及第五次層厚度自台北盆地中央至西部麓山帶逐漸減少，如圖 3.13 所示。因此將案例地質鑽探結果套入松山層分層概念發現，位於台北盆地邊緣的案例基地松山層第三次層消失，因此第二及第四次層合為一體。

3.3 新建地下結構之施工概念

本基礎重建工程設計將舊有地下室結構保留，地下開挖深度自 GL. -14.2 m 增加至 GL. -21.5 m。為了避免工程災害的發生、符合現有深開挖建造規範及降低工地災害風險，施工上使用多樣穩固地盤的工法，第一部分是利用九道地中扶壁去補強已損壞的舊地下室樓版結構。第二部分於基地之連續壁內施作兩圈環型配置的 JSG 灌漿工法，期此圓桶型改良土配置發揮該形狀的抗壓低變形。第三部分於基地內側四周，貼著舊連續壁體施作 JSG 灌漿工法，來穩固更深的地層，並於完成的改良土中施作預壘 H 型鋼樁，作為開挖深度更深的擋土結構。以下為敘述這三部分的施工方式：

1. 地中扶壁

設計單位及業主討論後決定，將本案舊的地下連續壁(深度為 GL. -25.0 m)予以保留。在施工過程，因為將施工機具吊入及廢料吊出，須將舊 1F 樓版(GL. 0 m)、舊 B1 樓版(GL. -3.3 m)及舊 B2 樓版(GL. -7.7 m)破壞，開工作口。為了防止已破壞的舊地下結構在架設水平支撐前產生災害，故設計施作九道地中扶壁加以補強，扶壁位置如圖 3.3。扶壁深度自地表到舊 B3 樓版(GL. -12.2 m)、寬度為 4 公尺、厚度為 0.4 公尺。施工人員將舊樓版之扶壁位置的混凝土鑿除，並於舊地下室內牆鑽孔、灌入砂漿、植入鋼筋，將扶壁的鋼筋與舊樓版鋼筋、及舊地下室內牆植筋互相綁紮後，澆置混凝土而成扶壁。

2. 圓桶型 JSG 地盤改良

本案例的地質鑽探調查顯示，本案例基礎向下開挖之土層屬於軟弱的黏土層，更深度的開挖支撐施工可能造成連續壁水平位移及鄰近地區地盤沉陷，損害兩側高達 12 樓之建物。

因此設計單位規劃於基地內部施作高壓噴射灌漿，以防止在開挖至新設計深度時造成之施工災害。本案基地開挖面積僅 468 m²，屬於一小型開挖基地，因此在灌漿設計上透過圓桶形改良土的形狀效應配置，將 JSG 改良土灌入舊筏基下方，形成類似木桶型高強度抗壓核心，以期將開挖施工造成之連續壁水平位移及鄰近之地盤沉陷降至最小。

3. 連續壁內側 JSG 地盤改良及預壘 H 型鋼擋土樁

為有效抵抗周圍土壤對舊連續壁施加的土壓力，並增加舊筏基下土壤勁度，設計 JSG 地盤改良工程緊貼舊連續壁內側施作。為使土壓力由舊連續壁傳至新擋土壁後，再傳至中間抗壓圓桶型配置 JSG 改良土，欲使其發揮最大效益，須於外圍 JSG 與內圍 JSG 改良土之間中施作連接點，讓側向土壓力順利地傳遞。此外，本案新開挖深度為 21.5 公尺，而舊連續壁深度只到達 GL. -25 m，其擋土壁以內的土層厚度只有 3.5 公尺，依內政部營建署(2001)發布的建築物基礎構造設計規範及設計檢核，舊連續壁深度是不足以應付新開挖深度(圖 3.12)。因此在設計時(圖 3.3)，於外圍已

改良完成的改良土樁中，自深度 GL -12 m 到 GL -34 m 施作貫入預壘 H 型鋼用以做新設擋土結構。

結合舊地下連續壁、圓桶型 JSG 地盤改良、及 H 型鋼擋土樁之結構，其基地之側向土壓力傳遞如圖 3.13。設計期望三項結構能有效均勻傳遞側向土壓力，使中間抗壓圓桶型 JSG 改良土能發揮其形狀效果，有效抑止開挖時擋土壁的水平變位及周邊土壤及建物的沉陷。並利用加深之 H 型鋼擋土樁及圓桶型 JSG 地盤改良土體，截斷開挖時基地下產生之破壞圓弧，以達開挖時基地穩定。

於都會區中實施深開挖工程，最要注意的即是保護鄰房的完整及施工人員的安全。為了確保開挖期間及建造期間的施工安全，施工單位於基地內部及外部都設置了監測的儀器，下節將對本案例的施工監測系統進行介紹。

3.4 監測系統

於都會區中施工，須注意施工對鄰近建物之影響，並將其變化控制於安全範圍內，且亦須管控施工期間工地內發生意外之風險，通常會依照需求進行監測系統的布設。本案例新建工程於大樓林立、車水馬龍的基隆路旁，為確保施工期間之安全，須對鄰房、道路及舊結構設施進行監測系統的安裝，其配置如圖 3.14。以下簡單介紹本案之監測系統。

3.4.1 監測儀器介紹

1. 傾度管

是一以測讀器感應外套管之相對傾斜程度，進而計算傾度管的相對側向水平位移。以本案配置為例，工地設有土中傾度管、舊壁體內傾度管及新擋土型鋼樁內傾度管。

(1)土中傾度管(Slope Inclinator in Soil)：施工前在基地四周鑽孔布置傾度管，如圖 3.15 所示，其位置為圖 3.15 中之 SIS1~SIS4，用以量測擋土設施外之土層側向位移。

(2)舊連續壁內傾度管(Slope Inclinator in existing Diaphragm wall)：於舊連續壁體中留存的舊紅色外套管中施作傾度測量，如圖 3.16 所示。其位置為圖 3.14 中之 SID1~SID4，用以量測舊連續壁體之側向位移。

(3)新擋土 H 型鋼樁內傾度管(Slope Inclinator in new Diaphragm wall)：於新擋土 H 型鋼樁上布置紅色外套管，並於其中施作傾度量測，如圖 3.17 所示。位置為圖 3.15 中之 SID5、SID6，用以量測新擋土設施之側向位移。

2. 沉陷點

沉陷點為一不易變形之材料設於設計監測位置，以沉陷參考點(圖 3.14 中之 BM)為基準(Bench Mark)，進而以水準儀量測各沉陷點的高程變化，計算該點的相對沉陷量或抬昇量。本案設有地面沉陷點及周遭建物沉陷點。

(1)地面沉陷點(Surface Marker)：如圖 3.18 所示，以特殊鐵釘布設於監測系統之設計位置，其布設位置見圖 3.14 中之 SM1~SM21，以水準儀從參考點起始測量，計算出該點沉陷量。

(2)建物沉陷點(Settlement of Building)：以黏貼或植筋方式將側點布置於鄰房騎樓的柱子上，如圖 3.19 所示，而其布設位置如圖 3.14 中之 SB1~SB6，亦以水準儀從參考點起始測量，計算出該柱子之沉陷量。

3. 電子式水位計(Electronic Water Level Indicator)

施工單位在基地四周取四點鑽孔、埋設套管，如圖 3.20 所示。其位置如圖 3.14 中之 OW1~OW4，而後在規定設計時間利用水位計觀測該孔水位，監控基地周邊的水位高程。

4. 電子式水壓計(Electronic Piezometer)

在施工基地四周取兩點鑽孔、埋設套管，如圖 3.21 所示。裝設至不同深度的土層，用以量測土壤中 JSG 高壓噴射灌漿及破除、開挖、支撐造成之孔隙水壓力變化，本案設置兩孔如圖 3.14 中之 PS1(GL. -31.15 m)及 PS2(GL. -30.95 m)。

3.4.2 地盤改良之施工監測

為避免於舊筏基下進行高壓噴射灌漿(JSG)時，其高達 300 kgf/cm^2 之灌漿壓力可能對於四周土壤造成擠壓引致鄰房隆起。施工單位於基地四周布設了各式監測儀器，灌漿時監測管控地盤的變化，以防止意外的發生。如圖 3.14 顯示基地四周布設許多沉陷點，用以監測工址四周地表及建物起伏變化是否在安全範圍之內。在舊連續壁體中埋設的壁體傾度管用來監測，灌漿壓力是否過大，推擠連續壁側向位移，影響鄰房或是基隆路個功能。監測報告之灌漿過程所造成的連續壁體位移量、地表沉陷量及水位水壓變化量，將於第六章與數值模擬結果相互比較。

3.4.3 開挖及支撐之施工監測

開挖期間舊結構體狀況充滿不確定性，需在拆除地下結構及開挖工程前期每日監測，以確保開挖過程鄰近區域的穩定。依照施工廠商經驗，開挖至設計底部時壁體側向變位會最大，及其發生問題之風險會最高。在此之前須對於所有監測數據加強管理，若是達到其設定之警戒值及行動值必須盡快檢討處理。此外，若是無支撐距離過大或是拆除支撐時樓版尚未達到設定強度時，亦容易發生意外，這種時間點的施工觀測也是十分重要。

第四章

地盤改良與擋土壁加深施工

研究案例基礎重建工程使用的地盤改良工法採用雙重管 JSG 高壓噴射灌漿，擋土壁加深則採用 H 型鋼擋土排樁。其特別之處在於，本案設計的改良土樁體分布，包含連續壁內雙層圓筒形配置的 JSG 改良土、沿著舊連續壁內側施作的 JSG 改良土內插 400x400 H 型鋼樁加深擋土壁深度，利用雙層圓筒形改良土、H 型鋼預壘樁、及舊連續壁聯合成一堅固結構體，共同抵抗開挖造成之連續壁體變形及地盤沉陷，以 H 型鋼向下貫入對於土壤地盤加勁及加深可開挖深度，降低開挖時發生災害的風險。本章將介紹桶形配置地盤改良工法與 H 型鋼擋土樁的施工步驟，使用的施工機具、灌漿材料性質、改良土配置，及施工遭遇之問題及其注意事項。

4.1 雙重管高壓噴射灌漿

雙重管高壓噴射灌漿工法是以水泥漿為主之固結材料對土壤進行強制置換及攪拌成改良土體樁。本工程所使用的鑽孔機具、灌漿機具、施工步驟與一般工程界所施作的高壓噴射地盤改良工程相差不大。本案例最大的特色在於其改良土樁體配置概念。以下分別介紹施工機具、灌漿材料性質、改良土配置、及施作過程。

4.1.1 施工機具及材料

本案所施用的施工機具如圖 4.1 所示，水泥儲存槽(圖 4.1a)、水泥粉塵集塵機(圖 4.1b)、水泥自動秤重拌合機(圖 4.1c)、儲漿攪拌桶(圖 4.1d)、棄土槽(圖 4.1e)、拌漿水儲水池(圖 4.1f)、流量壓力紀錄器(圖 4.1g)、高壓幫泵浦(圖 4.1h)、漿液二次攪拌桶(圖 4.1j)、儲水桶(圖 4.1i)、鑽孔及灌漿機(圖 4.1k)、及灌漿二重管(圖 4.1l)。地盤改良工程在舊有地下

室三樓樓版上向下施作，為了增加施工進度及考量整體施工空間路線，施工單位配置三座灌漿機一起施作。

本施工案灌漿壓力設定，不同於傳統 JSG 工法之 19.6 MPa (200 kgf/cm²)，而是採用 29.4 MPa(300 kgf/cm²)高壓，以噴嘴(圖 4.2)，置入雙向噴出口之鑽頭組(圖 4.3)，將漿液及低壓空氣(0.69 MPa)水平對向噴射(圖 4.4)，藉以抵消噴流之反作用力，維持噴流於中心點噴射。施工時將水泥漿液以高壓方式噴入土壤，以切削、擾動、攪拌方式破壞原土結構，並與原土壤進行混合取代，隨著時間慢慢達成改良土之設計強度。

施工單位設計漿液中的硬化材比例：高爐水泥：水 = 650 kg : 790 ℓ，水泥比重為 1.44。其水泥用量及排泥量依照不同樁徑(ϕ 2.0 m、 ϕ 1.8 m、 ϕ 1.6 m)及不同樁長(19.8 m、13.8 m)而有所不同。

4.1.2 設計樁位配置

為了提升於拆除舊樓版、及在軟弱粉土質黏土中向下作更深度開挖時之安全性，本案例以 JSG 高壓噴射灌漿工法改良舊連續壁內側的土壤，以增加開挖區土體對於壁體變位之抵抗能力。在改良土樁的配置上，不使用工程界常見的全區改良配置、及均勻改良配置，而是採用不同樁徑、樁長及桶狀的環形地改配置(如圖 3.3)。如表 4.1 所示，施工單位依照樁徑 ϕ 2.0 m、 ϕ 1.8 m、 ϕ 1.6 m 及樁長 19.8 m、13.8 m 不同搭配，將地盤改良施工分為五個部分，總施作改良樁支數為 127 支，總改良樁長度為 2094.6 m。

施工單位以跳孔方式排定 127 支樁的施工順序(圖 4.5)，以每台施工機具每天大約完成一支改良土樁的施工速率進行施作。

4.1.3 施工流程

本節介紹雙層雙環圓桶型配置高壓噴射灌漿土樁施工步驟：

1. 舊有地下三層底板切割

如圖 4.6a 及圖 4.6b 所示，施工單位依設計圖將 B3 樓版切除，利用舊水箱作為 JSG 地盤改良時的迴漿(Slime)儲存池。

2. 樁位放樣

依照施工計畫書設計的樁心位置進行量測、放樣，以供後續施作地盤改良樁心定位。

3. 洗孔及埋設套管

如示意圖(圖 4.7)所示，為使灌漿鑽桿可順利通過筏基，於舊有地下三樓樓版及筏基版之樁心位置洗孔，於孔內埋設 $\phi 6$ "之 PVC 套管。

4. 鑽機定位

鑽機依照 PVC 管位置定位後，檢核鑽桿的垂直度(圖 4.8a)，並以清水試噴檢查灌漿管路是否堵塞(圖 4.8b)，而後下鑽桿。

5. 鑽孔

如圖 4.9 所示，鑽頭及鑽桿自筏基地部向下鑽掘至設計之樁底高程。削孔過程中，為洗出孔內之土壤並適時冷卻碳鋼鑽頭，故於鑽孔時以少許低壓水下沖施鑽。

6. 灌注漿液

如圖 4.10，當鑽掘至樁底高程時，關閉下沖水，投入小鋼珠使其封閉鑽桿底部出水孔，如圖 4.11a 及圖 4.11b 所示，而後轉動導向閥，導入水泥漿開始高壓噴射灌漿。在灌注過程需隨時注意高壓泵浦輸出的壓力，本案例水泥漿壓力設定值為 29.43 MPa $\pm 10\%$ (300 kgf/cm² $\pm 10\%$) 範圍內，以確保改良成果。灌漿時，鑽桿由鑽機設定的自動上升定速定時器控制，其鑽桿迴轉數(r.p.m.) 依據不同的改良樁型式而有差異，施工時的提昇速率如表 4.1 所示。

為避免在分段拆除長 1.5 m 之灌漿桿時發生改良土樁斷樁的現象，分段回收灌漿桿時應先將其昇高至已灌注高程以上 5 cm 再進行拆除。而後續灌時，須將鑽桿下降至已灌注高程下 5 cm 處才可施灌。

4.1.4 施工遭遇之困難及對策

1. 地下室施工空間狹小

本新建工程在既有地下室中施工，施工空間狹小，使人員或機具行動不易。狹小地下室內置入三台灌漿鑽孔機、兩台 PC200 怪手、一台堆土機、及擺放於 B3 的廢漿液回收桶，使施工空間更為狹小，增加施工困難。施工設計需確認機具及人員的動線順暢，地下空間之照明設備及通風設備需足夠，不同樓層間的施工人員之溝通管道需順暢。

2. 卵礫石層鑽掘困難

根據地質鑽探調查，舊筏基下深度 GL. -16.7 m~ GL. -16.9 m 處有一薄層卵礫石層夾細砂，在深度 GL. -33.1 m~ GL. -34.0 m 處有一層卵礫石夾粉土質黏土。部分孔位於鑽孔初期及末期時，遭遇到堅硬卵礫石層而難以向下鑽掘，需以鎢鋼鑽頭減低向下鑽掘速率，以磨蝕方式穿過卵礫石層。期間須特別注意鑽頭之磨耗，避免鑽牙磨平(圖 4.12)而造成鑽孔機空轉。

3. 施灌參數異常

於灌漿過程中如發現注入壓力及注入量體有大幅變化時，須立即停止灌漿，調查其原因並採適當之措施後，始能繼續施工。也需要確認灌漿過程中，迴漿是否順利從鑽桿周圍縫隙冒出，如圖 4.13 所示。並注意基地內外有無不正常冒漿或冒泡情形發生，如有上述不合理情況應立即停灌，待確認原因及問題排除才可以繼續施工。為使地質改良成形樁之改良土強度得以均勻、及其形成樁徑得以如同設計的形狀，掌控鑽桿之迴轉及提昇速度是地質改良施工中之重要環節。

4. 高壓灌漿可能損害鄰房

灌漿工程進行時期及灌漿完成後，都必須以安全監測系統注意各式監測參數，並隨時派員於基地四周巡視環境是否發生異樣，以避免如此高壓力的漿液於施作時，可能損及(例如隆起)鄰房或其他地上、地下結構物。

4.2 H 型鋼擋土樁加深擋土壁

這節介紹，於連續壁內側 JSG 改良土樁中鑽孔、孔中澆置砂漿、及孔中貫入 H 型鋼加深擋土壁之施工機具、灌漿材料性質、改良土配置、及施作過程。擋土樁之施作步驟包含：(1) 鑽掘直徑 60.5 mm 之引孔；(2) 以螺旋鑽桿鑽掘直徑 0.8 m 之 H 型鋼插入孔；(3) 以強度 210 kgf/cm² 的砂漿填充插入孔；(4) 將 400×400 mm 之 H 型鋼貫入插入孔之砂漿內。

4.2.1 施工機具及材料

加深擋土壁施工使用一台 PC 410 鑽掘機(圖 4.14a)、一台 25 噸吊車(圖 4.14b)、螺旋鑽桿(圖 4.14c)、及 ϕ 0.05 m 灌漿桿(圖 4.14d)。由於鑽掘機操作人員的視線於施工期間被樓版阻擋，無法目視螺旋鑽桿入孔處之情形，本案特別在鑽頭(圖 4.15)前端加裝一定位桿，鑽掘時鑽桿依循定位桿插入已預鑽之引孔，可以維持其螺旋鑽桿鑽掘垂直度。

加深擋土壁施工所使用的填充物為強度 210 kgf/cm² 之水泥砂漿，澆置高程 GL.-13.5 m ~ GL.-34.0 m。施工所使用的擋土樁為 46 支長度 22 m 之 400×400×13×21 H 型鋼，型鋼安放高程為 GL.-12.0 m ~ GL.-34.0 m，如圖 4.16 所示。

4.2.2 設計樁位配置

為了加深基地開挖深度(GL. -14.2 m 加深至 GL. -21.5 m)，採取新設的擋土牆貫入更深地層，使擋土壁深度從 GL. -25 m 加深至 GL. -34 m。並以 H 型鋼加勁 JSG 改良土樁，

與舊連續壁結合。新設之擋土樁位置如圖 4.17，緊貼著既有連續壁內側的 JSG 改良土樁及其內之加勁 H 型鋼，如圖 4.18 所示。

4.2.3 施工流程

以下以施工示意圖及施工照片，說明預壘 H 型鋼擋土樁之施工流程。

1. 切除現有樓版及周邊樑

如圖 4.19a 及 4.19b 所示，由於螺旋鑽桿吊入及型鋼吊放入 B3 地下室皆要從一樓吊入，因此須將舊有 B1、B2、B3、及筏基底(含周邊樑)開孔。於樓板量測、放樣及定位後，以水泥切割機將樓板下切 3 cm 之深度作為定位，再以人工或是破碎機打除混凝土並切除鋼筋。

2. 鑽掘引孔

如圖 4.20 所示，依據計劃書上的孔位量測放樣定位，將 HC-25 型引孔機於鑽掘 JSG 改良土樁樁心定位後下鑽 $\phi 60.5$ mm 鋼鑽桿，鑽桿鑽掘至設計深度(GL. -34.0 m)後拔出鑽桿。僅留一最上段鑽桿(下定位桿)於孔中固定，便於後續鑽掘時與鑽頭之上定位桿結合。

3. 鑽掘插入孔

如圖 4.21 所示，將 PC410 鑽機定位於開孔樓板附近，先對於鑽機實施垂直向及水平向之校正、對於鑽桿作定心校正。而後將鑽桿吊放至導引桿上方，將預留於孔中的下定位桿($\phi 60.5$ mm)與螺旋鑽鑽頭($\phi 80$ cm)前方之上定位桿銜接。

如圖 4.22 所示，螺旋鑽桿於 JSG 改良土中下鑽直至設計深度 GL. -34 m，鑽桿下鑽時期需在 1F 及 B3(圖 4.23)鑽桿位置附近觀測鑽桿垂直度，如有發現偏移須適時調整修改。

4. 砂漿填充插入孔

如圖 4.24 所示，當插入孔鑽掘 JSG 改良土樁至設計深度時，將強度 210 kgf/cm^2 砂漿以灌漿管送至螺旋鑽桿鑽頭澆置，同時將鑽桿旋轉徐徐拉昇至 JSG 改良土樁頂部 (GL. -13.5 m)。

5. 吊放 H 型鋼

如圖 4.25a 及圖 4.25b 所示，預先於基地外空地焊接整支 H 型鋼並於翼板兩側每間距 2 m 施作護耳，護耳功用在於增加對於砂漿的握裹、及較可控制型鋼在插入孔的位置。

如圖 4.26a 至 4.26c 所示，於砂漿填充完成後，盡快將 H 型鋼樁吊放貫入 JSG 改良土樁的插入孔之砂漿內。施工人員於吊放過程須隨時監控 H 型鋼之垂直度。

4.2.4 施工遭遇之困難及對策

1. 施工人員視線阻礙

有別以往擋土樁的施作，本案之貫入土層孔位在地下三層樓處，位於一樓的鑽孔機操作人員無法及時觀察貫入情形。因此，在施工初期人員磨合時期，下部人員發現鑽桿卡住但上部操作人員反應不及導致鑽桿斷掉，這種施工視線的阻礙是本工程困難之一。此問題必須依靠施工人員間，暢通之無線電的通訊傳遞，才能使鑽孔機操作人員適時掌握工程進度。

2. 不易維持 H 型鋼擋土樁之垂直度

由於擋土樁是依靠著舊連續壁(深度至 GL. -25 m)施作，在鑽掘過程中需隨時注意鑽掘垂直度，因為此連續壁體為二十年前產物，經過時間的推移壁體可能會造成所謂大肚的現象導致鑽掘困難或是鑽掘偏移。且在超過壁體底部時，因為鑽掘周圍勁度改變亦可能造成樁位偏移。因此要維持設計時樁位的準確度是有一定難度。

施工完成後，由於上述討論原因影響導致約三分之二的樁體有變位、偏移或是旋轉，如圖 4.27 所示)。後續於架設臨時水平支撐及新地下室內牆施作，須將偏移、變位及旋轉的擋土樁體經過結構技師審核予以切割及穿孔。

3. H 型鋼擋土樁完成後之保護

擋土型鋼吊放完成後，須先以支撐物固定不得使其發生上浮、下降或是側移，如有上述情況發生，應盡速找出問題所在。另外，雖然本工程是在施作地質改良灌漿工程之後進行，但鑽掘過程中還是需要備置水玻璃及化學藥液，如發生湧砂及湧水時，立即停止施作及先行止水，再依現況制定對策後(如先施作鄰近樁位及點井抽水降低水位等)，再行施作。

4.3 改良成果檢測

4.3.1 取樣位置

為了瞭解地下形成 JSG 改良土的完整性以及驗證所設計的改良土參數進行施工品質控制，由施工單位依照主辦單位指定孔位，於 A3、B35、B46、D1、E13(如圖 4.28) 所示，每一取樣鑽孔提取一組兩孔位，一孔在兩改良土柱重疊處、一孔於距離改良土樁心 200 mm 內。每一取樣孔挑選 5 個直徑 50 mm、長度 83 mm 以上之改良土樣試體，送至實驗室進行試驗，見表 4.4 所示。

4.3.2 取樣方式及合格標準

1. 取樣深度：自改良土柱頂部起連續取樣，至改良柱底部上 0.5 m 停止。
2. 取樣方法：如圖 4.29a 及圖 4.29b 所示，以 NX 套管進行鑽心採取土樣，樁心連續取樣須以標準之岩心三套管進行取樣。採取土樣經由地盤改良施作廠商指定之不同位置，各取一個試體，共 5 個，取出之試體，與主辦單位一同送至核可之實驗室依 CNS 12384 A3282 進行 28 天養護齡期之單軸壓縮強度試驗。
3. 取樣限制：每一連續取樣孔之取樣率不得小於 90 %、 $RQD \geq 70\%$ ；所有試樁及試驗室之試驗結果不符合上述要求之失敗率不得超過 20 %。
4. 合格標準：試體 28 天期之黏土改良後，單軸壓縮強度 $q_u \geq 10 \text{ kgf/cm}^2$ 。若任一個試體強度未達到規定強度，則應依甲方之指示於該組改良體重新取樣二孔。

5. 取樣時機：於正式改良樁施工開始後第 14 天，依主辦單位指定之位置開始進行。

根據鑽心取樣試體結果，在所有改良土樁取樣之取樣率皆在要求值(90%)以上(圖 4.35)。如圖 4.31 所示，於 A03 及 D01 之改良土樁鑽心取樣，其距樁心 0.2 m 處之 RQD 大於與他樁重疊處之 RQD(A03：82.43 % > 79.53 %；D01：77.92 % > 73.77 %)；B46 處之 RQD 是重疊處之值大於距樁心 0.2 m 處之值(B46：90.3 % > 84.45 %)；而 B35 及 E13 之 RQD，則是兩處數值相近(B35：83.98 % \approx 84.81 %；E13：77.29 % \approx 76.39 %)。

藉由於兩樁交會處之取樣單壓強度需在標準值 0.98 Mpa \approx 10 kgf/cm² 以上，來得知該圓桶形配置改良土之密合，以達其圓形之形狀效益。如圖 4.32 所示，於十處改良土中鑽心取樣，所得到的單壓強度皆在標準值以上，以此判定本案例之地盤改良土於舊連續壁內結合成一土樁圓桶。



第五章

破除及支撐與開挖

本章介紹案例基地自拆除舊有地上結構物後(圖 5.1)，施作 JSG 高壓噴射灌漿改良工程及 H 型鋼擋土樁工程施作完畢(如圖 5.2)，施工單位於舊地下室分層打除舊內牆及樓版、架設水平支撐、並於舊筏基下加深開挖，本重建工程於舊連續壁內側施作。新建地下室之結構拆除順序及架設水平臨時支撐之作法如下：(1) 破除舊有地下室之樓版、梁、柱、水箱、及筏基，並加以水平支撐；(2) 加深開挖至設計深度(GL.-21.5 m)、架設水平支撐並構築新地下室樓版及筏基。最後說明本案於舊地下室狹窄空間內，進行施作開挖及架設支撐遭遇問題及解決對策。

5.1 破除舊地下室樓版梁柱筏基及架設支撐

於 H 型鋼擋土樁及臨時中間樁(作為開挖時臨時水平支撐的垂直向支柱)施作完成後，施工單位拆除舊一樓樓版及舊地下一層梁柱，如施工流程圖(圖 5.3)及基地施工示意圖(圖 5.4)所示。施工流程以破除一層樓版及梁柱結構後，架設一層支撐，交錯施作，至舊筏基底部。

1. 第一階段破除

以大型破碎機將舊一樓樓版及舊 B1 之梁柱結構破除，及將舊地下一層西側內牆破除。並將鑿除之大塊混凝土二次破碎、鋼筋以油壓夾壓縮成球狀，方便土方開挖廠商載運處理。

2. 架設第一層支撐及施工構台

以舊 B1 樓版當作施工平台(圖 5.4(2))，於 GL. -2.0 m 處架設第一層水平臨時支

撐系統。橫擋(圍令)部分使用 350×350×12×19 H 型鋼，於舊連續壁內側架設一道圍令；水平支撐部分採用 350×350×12×19 H 型鋼，支撐型鋼之水平間距約 5.5 m。於圍令架設完成後，於舊連續壁及圍令之間不平整空隙處，充填強度為 20.6 MPa(210 kgf/cm²)混凝土，如圖 5.5 所示，以避免不平整的舊連續壁對圍令造成應力集中，使應力傳遞不均造成型鋼局部破壞。本層水平支撐以油壓千斤頂(圖 5.6a)施加預壓力(圖 5.6b~圖 5.6d)，總施加壓力為 6 tonf，分為二次加壓(0 至 30 tonf、30 tonf 至 60 tonf)。(註：1 tonf = 9.81kN)

3. 第二階段破除

此階段破除舊有 B1 樓版及 B2 之梁柱結構、及基地西側內牆，廢棄物處理方式如同第一階段破除方式。

4. 架設第二層支撐

此階段架設第二層水平臨時支撐系統。施工廠商以舊有 B2 樓版作為施工平台，於舊連續壁內側之 GL. -5.3 m 處架設圍令(H 400×400×13×21)，以水平間距(約 5.5 m)架設水平支撐(H 400×400×13×21)。舊連續壁與圍令縫隙需填充混凝土。本層水平支撐以油壓千斤頂施加預壓力，總施加壓力為 60 tonf，分為二次加壓(0 至 30 tonf、30 tonf 至 60 tonf)。

5. 第三階段破除

此階段破除舊有 B2 樓版及 B3 之梁柱結構，打除基地西側舊內牆。

6. 架設第三層支撐

此階段架設第三層水平臨時支撐系統。施工廠商以舊有 B3 樓版作為施工平台，於舊連續壁內側之 GL. -8.65 m 處架設圍令(H 400x400x13x21)，及以水平間距(5.5 m)架設一道水平橫撐(H 400x400x13x21)，並於連續壁與圍令間縫隙填充混凝土。本層水平支撐以油壓千斤頂施加預壓力，總施加壓力為 100 tonf，分為三次加壓(0 至 30 tonf、30 tonf 至 60 tonf、60 T 至 100 tonf)。

7. 第四階段破除

此階段破除舊有 B3 地下室空間、樓版及舊地梁，此階段破除深度至 GL. -12.5

m。

8. 架設第四層支撐

此階段架設第四層臨時水平支撐系統。施工人員以舊有筏基作為施工平台。由於施工深度增加，連續壁外側土水壓力增大，故於舊連續壁內側之 GL. -11.0 m 處架設兩道圍令(H 400x400x13x21)，及以水平間距(5 m)架設兩道水平支撐(H 414x405x18x28)，並於連續壁與圍令間縫隙填充混凝土。本層水平支撐以油壓千斤頂施加預壓力，總施加壓力為 100 tonf，分為三次加壓(0 至 30 tonf、30 tonf 至 60 tonf、60 tonf 至 100 tonf)。

9. 第五階段破除

本階段為本案最後破除工程，將舊筏基及舊底版拆除，其破除深度至舊筏基底部(GL. -14.10 m)。

5.2 加深開挖深度及支撐與建構新地下室樓版筏基

在破除舊筏基及舊底版時，即遭遇於筏基下之 JSG 高壓噴射灌漿改良土體，開挖面四周之 H 型鋼擋土樁。這節輔以下以施工流程圖(圖 5.7)及基地施工示意圖(圖 5.8)介紹舊筏基下之開挖，構築新 B3 樓版，而後開挖、架設支撐至最終開挖深度 GL. -21.5 m 之施工。

10. 第一階段開挖

本階段施工為開挖舊筏基(GL. -14.1 m)底下土壤至 GL. -16.0 m。除了加深開挖外，並打除 H 型鋼擋土樁周圍之 JSG 改良土樁(圖 5.9a)、中間樁周圍之填充砂漿(圖 5.9b)打除，以利後續圍令及水平支撐架設施作。(註：中間樁為一插於填充砂漿樁之 H 型鋼，作為臨時水平橫撐之支承，避免橫撐之無支撐間距過大而挫屈。其施作方式如同 H 型鋼擋土樁，惟砂漿樁填充深度為 GL. -21.0 m~GL. -36.0 m，H 型鋼置於 GL. -0.65 m~GL. -30.65 m。)

11. 構築新 B3 樓版

為減少地下結構工程施作時間，遂於 GL. -14.6 m 處先行構築新 B3 樓版，以便後續以 B3 樓版及 B4 樓版作為兩個施工平台，同時施作地下室結構。

先於 GL. -16.0 m 處澆置一層厚 0.1 m 之 PC 層(圖 5.10)，以便 B3 樓版構築的施作，接著於 GL. -15.0 m 處施作托梁層(圖 5.10)，用以臨時支撐 B3 樓版之結構。於托梁層上架設 B3 樓版之模板、鋼筋、通道空間、維生管線與 B3 內牆之鋼筋綁紮及模板組立。接著進行 B3 樓版混凝土澆置、養護，六天後進行 B3 內牆混凝土澆置、養護。

12. 第二階段開挖

本階段於 B3 樓版養護 10 天後，打除臨時施工 PC 層進行基地加深開挖，並鑿除 H 型鋼擋土樁周圍之 JSG 改良土及中間樁周圍之填充砂漿，開挖深度至 GL. -18.0 m。

13. 架設第五層支撐

本階段架設第五層臨時水平臨時支撐系統。以 H 型鋼擋土樁內側之 GL. -17.0 m 深度架設兩道圍令(H 400x400x13x21)，及以水平間距約 5.0 m 架設兩道水平支撐(H 400x400x13x21)。本層水平支撐以油壓千斤頂施加預壓力，總施加壓力為 80 tonf，分為二次加壓(0 至 40 tonf、40 tonf 至 80 tonf)。

14. 第三階段開挖

本階段進行 B3 樓版之模板拆除及第三次土體開挖，鑿除 H 型鋼擋土樁周圍之 JSG 改良土及中間樁周圍之填充砂漿，開挖深度至 GL. -20.0 m。

15. 架設第六層支撐

本階段架設第六層臨時水平支撐系統。於 H 型鋼擋土樁內側之 GL. -19.0 m 處架設兩道圍令(H 400x400x13x21)，及以水平間距約 5.0 m 架設兩道水平支撐(H 400x400x13x21)。

本層水平支撐以油壓千斤頂施加預壓力，總施加壓力為 100 T，分為三次加壓(0 至 30 tonf、30 tonf 至 60 tonf、60 tonf 至 100 tonf)。

16. 第四階段開挖

此階段進行本案例最終階段向下開挖，鑿除 H 型鋼擋土樁周圍之 JSG 改良土及中間樁周圍之填充砂漿，開挖深度至 GL. -21.5 m。

17. 構築新筏基及地梁結構與 B4 樓版

5.3 施工遭遇之困難及對策

以下介紹破除及支撐與開挖所遭遇施工的困難及解決對策。

1. 舊有連續壁之包泥現象

於舊地下室破除階段，施工單位發現基地西側舊擋土連續壁出現包泥現象，經施工單位研判應是當時於灌注混凝土時，連續壁槽溝之底部有砂、石掉落或是側壁土壤突出造成。為使後續架設於連續壁內側之圍令，於受壓後不因舊連續壁包泥現象而降低其效能，施工時以破碎機將該側地下室內牆及連續壁，全面打除至連續壁靠基地側之第一層鋼筋。

2. 圍令與舊連續壁間之縫隙處理

施工單位於架設臨時水平支撐時，發現舊地下室之內牆及舊連續壁面，因使用時間久遠、當時施工品質欠佳，造成牆面不平整及壁面有包泥現象。為使支撐系統之圍令能均勻的將壓力傳遞，施工時於圍令與牆面、壁面間填充強度為 20.6 MPa(210 kgf/cm²)之水泥漿，以達均勻傳遞壓力目的。

3. H 型鋼擋土樁之偏移

於施作 H 型鋼擋土樁時，因舊有連續壁體之變形，造成擋土樁施作時難以準確的垂直貫地下，落於如設計圖上之位置所在，可能發生型鋼旋轉、偏移、及歪斜現象，影響臨時支撐系統施作及新地下室結構內牆的施作。經由結構技師計算審核後，將發生偏移、旋轉變形之 H 型鋼樁，以開孔、切除(如圖 5.11 所示)方式處理，以利後續工程進行。

第六章

數值分析與監測結果

本工程所使用的圓桶型配置高壓噴射灌漿地盤改良工法為一新概念，加上以舊地下結構物作為一保護外殼以抵擋側向土壓力，再以 H 型鋼擋土樁貫入更深土層以達到增深開挖深度之目的。在未來，若欲用前述施工概念來降低在都會區中重建舊建築物之風險性時，需要確實了解這工法所發揮的效益，因此本章利用數值模擬軟體 TORSA 來比對現地監測結果，希望從比對結果中得到相關資訊，探討於舊有結構中構築圓桶型配置地盤改良樁所產生的圍束效應。

6.1 數值分析程式 TORSA 介紹

為了瞭解環形配置地盤改良的施工效益及其產生的效應發揮成果，本論文係利用地工技術研究基金會於 2001 年發行的數值分析程式 TORSA 為本案例進行開挖擋土分析。TORSA 為 Trinity Originated Retaining Structure Analysis 的簡稱(起源於三力技術工程顧問公司之擋土結構分析程式)，本節對研究內使用的 TORSA 2.0 版之理論背景作簡單介紹(謝旭昇等，2002)。

6.1.1 分析原理

TORSA 程式將擋土結構視為彈性樑模式，如圖 6.1 所示，支承在側向支撐及開挖區之土壤等值彈簧基礎上，又把主動土壓力、淨水壓力、超加載重、支撐預力、開挖側塑性區被動土壓力等視作外加載重。模擬開挖、架設支撐各階段中，此彈性樑達到平衡時所產生擋土結構的變位、相對彎矩及相對剪力即可得知，同時可獲得各支撐的受力。

深開挖工程除了工作井及小型基地外，一般開挖平面的長與寬都比開挖深度的尺寸

大許多。因此開挖過程中引致的不平衡力對擋土結構變位，除了角隅部分之外，其分析皆以擋土壁結構中間以平面應變模式作分析。

TORSA 程式將擋土結構視為彈性樑，並分割成不考慮軸向變位之樑元素，其元素有兩個節點，任一節點只有側向變位及傾角等兩個自由度，如圖 6.2 所示。假設 $[K]$ 是整體擋土結構勁度矩陣、 $\{q\}$ 為樑元素節點的變位與傾角矩陣、及 $\{p\}$ 為節點作用力矩陣，則梁元素節點的變位與傾角可由下二式解聯立方程式求得：

$$[K]\{q\}=\{p\} \quad (6-1)$$

$$\{q\}=[K]^{-1}\{p\} \quad (6-2)$$

上二式中 $\{q\}=\{\delta_i\theta_i\delta_j\theta_j\}^T$

$$\{p\}=\begin{Bmatrix} P_i \\ M_i \\ P_j \\ M_j \end{Bmatrix}, \text{ 為考慮受均佈側向壓力的等值節點剪力及彎矩矩陣, 如圖 6.3}$$

所示

6.1.2 控制參數之假設

在進行 TORSA 程式分析時，有許多控制參數為條件狀況下的公式假設。

1. 連續壁強度參數

考慮單位寬度 $B=1\text{m}$ 的連續壁擋土結構，若其壁體厚度為 t ，彈性模數為

$$E=15000\sqrt{f'_c} \quad (6-3)$$

連續壁的有效抗彎勁度為

$$\phi_c EI = \phi_c 15000\sqrt{f'_c} \times t^3 / 12 \quad (6-4)$$

上二式中 f'_c 為混凝土抗壓強度

ϕ_c 為連續壁勁度折減係數

2. 支撐強度參數

分析上將型鋼支撐及 R.C. 樓版視為只傳遞軸向力之二力桿件(Two force member)。

分析中以計算支撐勁度模擬支撐對連續壁之支撐效果，支撐勁度以下式計算

$$K_s = \phi_s EA/L \quad (6-5)$$

式中 ϕ_{ss} 為支撐勁度折減係數

E 為支撐之彈性係數

(鋼支撐 $E=2100000 \text{ kg/cm}^2$ ，R.C.樓板取 $E=15000\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$)

L 為支撐之有效程度

3. 側向土壓力

TORSA 程式在分析時，於砂性土層中採用有效應力之土壓力公式，而於黏性土層中採用不排水之總應力分析模式，以反映土壤在施工時對擋土結構變形之影響。

(1) 砂土中之主、被動土壓力

於砂質地層中，作用於擋土結構之主動土壓力及被動土壓力，應考慮土壤與壁體間之摩擦角 δ 。TORSA 程式採用 Coulomb 土壓力公式，主動土壓力與被動土壓力分別為

$$P_a = K'_a \sigma'_v + u_w \quad (6-6)$$

$$P_p = K'_p \sigma'_v + u_w \quad (6-7)$$

上二式中 u_w 為水壓力

σ'_v 為有效覆土應力

K'_a 為主動土壓力係數

K'_p 為被動土壓力係數

其中

$$K'_a = K_a \cos \delta = \cos^2 \psi / \left\{ \cos \delta \left[1 + \sqrt{\sin(\psi + \delta) / \cos \delta} \right]^2 \right\} \quad (8)$$

$$K'_p = K_p \cos \delta = \cos^2 \psi / \left\{ \cos \delta \left[1 - \sqrt{\sin(\psi + \delta) / \cos \delta} \right]^2 \right\} \quad (9)$$

上二式中 ψ 為砂性土壤之摩擦角

(2) 黏土中之主、被動土壓力

黏性土層中，採用土壤之不排水剪力強度 S_u 參數分析 ($c=S_u$)，此時之摩擦角

。作用於擋土結構之主動土壓力及被動土壓力，應考慮土壤與壁體間之凝

聚力 S_{uw} 。TORSA 程式依據 Padfield and Mair(1984)之研究，主動土壓力與被動土壓力可以表示如下

$$P_a = K_a \sigma_v - 2S_u \sqrt{(1 + S_{uw}/S_u)/K_a} \quad (10)$$

$$P_p = K_p \sigma_v + 2S_u \sqrt{(1 + S_{uw}/S_u)/K_p} \quad (11)$$

上二式中 K_a 為主動土壓力係數，如式(9)

K_p 為被動土壓力係數，如式(10)

σ_v 為總覆土應力

4. 地下水壓力參數

將地下淨水壓力分布簡化為，未考慮滲流影響者使用梯形分布，考慮滲流影響者使用三角形分布，或其他狀況介於其間之四邊形分布。

5. 地盤改良參數

深開挖工程常搭配地盤改良工程進行施工，配置方式有塊狀型、柱狀型、及壁狀型，配置方式不同會影響分析模式。TORSA 程式亦可換算扶壁效應為地盤改良參數。以下對柱狀型及扶壁之地盤改良進行介紹：

(1) 柱狀型地盤改良

柱狀型以複合土壤觀念，將複合土壤剪力強度依據改良面積比率加權平均計算之，以代表改良土體之剪力強度，並直接輸入程式中進行分析。改良後複合土壤剪力強度可以應用下列公式估算

$$\text{砂性土層 } c_m = (1 - I_r) \times c + \alpha \times I_r \times q_u/2 \quad (12)$$

$$\phi_m = \phi \quad (13)$$

$$\text{黏性土層 } S_{uw} = (1 - I_r) \times S_u + \alpha \times I_r \times q_u/2 \quad (14)$$

上三式中 c_m 、 ϕ_m 、 S_{uw} 為複合土壤剪力強度

c 、 ϕ 、 S_u 為未改良前土壤剪力強度

I_r 為改良率(改良樁面積/改良區域總面積)

q_u 改良樁單軸抗壓強度

α 為改良樁強度折減係數，一般取 0.5

(2) 內扶壁地盤改良

TORSA 程式將內扶壁簡化為一具有抵抗力上限(約為扶壁側邊與土壤之摩擦力)之等值彈簧，其除增加土壤之勁度外，亦同時增加開挖側之被動阻抗。因此，程式之計算分析中除調整開挖側之土壤勁度參數(土壤彈簧)外，亦須視土壤種類調整土壤之強度參數。

6.1.3 分析之輸入參數

使用 TORSA 分析時，輸入參數有基地基本資料、土層參數、地盤改良參數、外力超載、及施工步驟與程序，以下介紹分析時需輸入之參數內容。

1. 基地基本資料

基本資料包含基地尺寸、擋土壁之型式及尺寸、開挖前後之地下水位、臨時鋼支撐間距、構築樓板之尺寸及其強度，與預估沉陷量之參數。

2. 土層資料

土層資料包含土層分布深度、土壤分類、單位重、不排水剪力強度、摩擦角、土層上邊界之地盤反力係數、及 SPT-N 值。

3. 改良土層資料及扶壁參數

改良土層資料之參數同未改良土層資料。扶壁參數包含扶壁尺寸及數量。

4. 外力超載

外力超載包含水平超載之變化深度及超載重量，垂直超載之水平範圍及超載重量。

5. 施工步驟與程序

施工步驟包含修改壁體勁度、開挖、架設支撐、架設樓版、及拆除支撐。

6.2 案例之 TORSA 分析模式確立

本節介紹建立研究案例之 TORSA 分析模式，包含建立模式之概念、輸入模式之各

種參數，及自破除舊地下樓版、架設臨時支撐、更深度開挖、至構築新筏基之施工順序。

6.2.1 案例之建立模式概念

1. 開挖基地外之荷重超載分類

將案例分析模式分為二種。第一種模式，施工時基地外無地表超載，以模擬基地南側之擋土壁中間點之變形及地表垂直沉陷情形；第二種模式，施工時基地緊鄰一地表垂直超載，以模擬基地西側之擋土壁中間點變形及地表垂直沉陷情形。

2. 新設 H 型鋼擋土樁之勁度建立

本案例之擋土壁分為開挖基地外側之舊連續壁(GL. 0 m ~ GL. -25.0 m)及開挖基地內側之新 H 型鋼擋土樁(GL. -12.0 m ~ GL. -34.0 m)。分析上，先設定 GL. 0 m ~ GL. -34.0 m 為混凝土強度 $f_c' = 245 \text{ kgf/cm}^2$ 之連續壁。再於施工步驟輸入處將 GL. -12.0 ~ GL. -25.0 m 之擋土壁勁度修改為 38000 tf/m^2 ，代表舊連續壁及新 H 型鋼擋土樁之重疊處。最後將 GL. -25.0 m ~ GL. -34.0 m 之擋土壁勁度修改為 5000 tf/m^2 ，代表新 H 型鋼擋土樁。

3. 舊有地下室樓板之建立

TORSA 程式無法事先模擬舊地下室結構再於以破除，因此本分析模式將舊地下室結構於假設方式先行開挖、架設臨時支撐當作舊地下室結構，而後再進行開挖當作破除舊地下室樓版，依序至本案例之設計深度。

6.2.2 案例之輸入參數及施工順序

本案例分析模式所使用的土層資料，由鑽探結果經大地工程顧問公司將其簡化成表 6.1，地下水位在 GL. -3.5 m 處，並將改良土層資料簡化成表 6.2。

本分析模式之施工順序會因 TORSA 程式之條件限制，而與前一章之案例實際施工順序有些許不同，其模式之施工順序如表 6.3 所示。而圖 6.4 為依照模式之施工順序，分析案例至最終階段開挖，其基地之剖面圖。

6.3 監測結果與數值分析

本案例之監測結果根據儀大工程公司，於 2012 年 9 月 28 日在 SID3~SID4 傾度管(監測點位置如圖 6.5 所示)，所測得舊連續壁之水平變位。於 2013 年 9 月 28 日在地表沉陷釘 SM5~SM14 測得之地表沉陷，作為監測之初始值，並將其 10 個監測點分成 Z2 及 Z3 兩區，如圖 6.6 所示。案例之數值分析則以前節假設之參數及施工步驟，以下分別說明開挖支撐施工至設計深度 GL. -21.5 m 期間，擋土壁水平變位及地表沉陷量。

分別說明 JSG 高壓噴射灌漿施工階段造成的舊連續壁體水平變位與地表沉陷，及破除、開挖、支撐至新筏基構築完成之舊連續壁體水平變位、及地表沉陷。並且將舊連續壁體水平變位之監測結果及數值分析結果相互比對。

6.3.1 高壓噴射灌漿造成之舊連續壁水平變位

根據舊連續壁之壁體傾度管監測結果可知，在施作 JSG 高壓噴射灌漿期間，對於舊壁體水平變位會產生影響。以下分別探討壁體傾度管 SID3 及 SID4 之監測結果。

1. 空地旁之傾度管(SID3)之水平變位

觀察舊連續壁傾度管 SID3 所測得之壁體水平變位監測結果，如圖 6.7a 所示。於施作 JSG 高壓噴射灌漿初期(23 天)，為沿著舊連續壁內側施行灌注，期間 JSG 高壓(29.4 MPa)將舊連續壁向外側推擠，使其造成最大相對位移量 1.6 mm。

於施作灌漿工程中期(49 天)，外側之 JSG 改良土樁完成，進行內圈改良，其施加於壁體之高壓消失而停止推擠連續壁，外側已完成之 JSG 改良土如同混凝土般發生塑性收縮，致使壁體開始向內側變形。於內圈施作之 JSG 高壓因距離遠離壁體，對於壁體變位影響較小。

在 JSG 高壓噴射灌漿改良結束時(79 天)，該壁體向內側最大位移量為 2.51 mm、向外側最大位移量為 2.3 mm，自此探討出於高壓噴射灌漿時對於壁體之水平變位會造成影響。

2. 鄰建物地下室旁之壁體傾度管(SID4)之水平變位

觀察舊連續壁傾度管 SID4 水平變位之監測結果，如圖 6.7b 所示。灌漿初期，筏基上部之連續壁如同 SID3 之向外側推擠，最大位移量為 1.81 mm。而筏基深度以下之壁體幾乎沒有產生位移，研判鄰房為 12F/B3 之建物，其地下室結構與連續壁對於高壓噴射灌漿推擠連續壁，有相當的束制，其最大變形為向外側 0.63 mm。

於灌漿施作結束時，此壁體向內最大位移為 6.08 mm，向外側 1.77 mm。

6.3.2 破除開挖及支撐至構築新筏基造成舊連續壁之水平變位

自 JSG 高壓噴射灌漿施作結束後，進行加深擋土壁施作及臨時支撐之中間樁施作。於前二工項施作完畢，即進行舊地下室破除、於舊連續壁內架設臨時水平支撐、破除舊筏基、構築新 B3 樓版、開挖至最終開挖面 GL. -21.5 m。以下探討上述施工對於舊連續壁之水平變位影響。

1. 空地旁之傾度管(SID3)之水平變位

觀察壁體傾度管 SID3 之監測結果，如圖 6.8a 所示。隨著破除舊 1F 樓版、舊地下室結構、架設臨時水平支撐，至破除舊筏基時，壁體以深度 17 m 處向內側逐漸變位，其最大相對變位量為 4.42 mm，壁體頂端則向外側變位 8.02 mm。而自舊筏基底向下開挖至設計深度，其壁體最大變化值為 3.73 mm 至 4.66 mm，其差異不大。

研判拆除舊地下室結構及筏基，造成連續壁因壁外土水側向壓力向內變形，而壁體頂部，因外側為一空地，對於壁體無垂直荷重(surcharge)之束制，使壁體向外側變位。並且於筏基下之 JSG 改良土中向下開挖，其壁體最大變位量僅 1.23 mm，顯示於 JSG 改良土中進行開挖，對於舊壁體影響極小。

2. 鄰建物地下室旁之壁體傾度管(SID4)之水平變位

觀察壁體傾度管 SID4 之監測結果，如圖 6.8b 所示。隨著逐階破除舊地下室、

架設支撐、至破除舊筏基時，舊壁以深度 GL. -18 m 處向內變位 12.48 mm，壁體頂部則是向外 3.78 mm。於舊筏基下開挖至設計深度期間，該壁體向內最大變位為 15.96 mm。

將 SID4 與 SID3 深度 18 m 處之同時期監測結果比較，發現 SID4 於破除筏基時水平變位為 12.48 mm > 3.73 mm (SID3)。於開挖至 GL. -21.5 m 時 SID4 之水平變位為 12.96 mm > 4.96 mm (SID3)。研判 SID4 外為一 12F/B3 之建物，其建物重量施予垂直載重於連續壁，使其壁體產生大肚現象，而舊連續壁頂端因有該建物之束制，因此向外最大變位僅 3.78 mm。

3. 監測連續壁水平位移與程式分析結果比對

如圖 6.9a 顯示，在無外加荷載下進行開挖、支撐、構築地下室結構情況之產生的水平變位監測與 TORSAs 結果之比較。途中相對變位顯示，模擬出之壁體頂部變位為向外 38.7 mm > 8.99 mm (SID3)、壁體深度 GL. -20 m 處則向內變位 13.7 mm > 4.4 mm (SID3)，其數值皆大於實際測量值。

如圖 6.9b 所示，SID4 與 TORSAs 模擬壁體外有一垂直荷載下進行開挖、支撐、構築地下室結構情況之產生的水平變位比較。其相對變位顯示，模擬出之壁體頂部變位為向外 31 mm，SID4 之變位則為向內 1.5 mm；另外，TORSAs 分析出於壁體最大向內變位為於 GL. -20 m 處之 14.9 mm，SID4 之最大向內變位為 GL. -16 m 處之 15.54 mm。

經由研判，SID3 與 SID4 之水平變位監測結果與 TORSAs 分析結果相互有出入，其因素在於 TORSAs 為模擬一平面應變的問題，雖程式內可考慮角隅效應，但不足以實際模擬本案例之基地長寬相近之課題，因此未來可朝可模擬三向度問題程式來對案例作探討。

6.3.3 高壓噴射灌漿及開挖支撐造成之地表沉陷

JSG 灌漿及開挖支撐造成觀察地表沉陷點之監測結果，如圖 6.10(a)及圖 6.10(b)所示。

以下分別說明施作 JSG 高壓噴射灌漿、破除舊地下室結構及筏基、架設臨時水平支撐、於舊筏基底部開挖、及構築新筏基造成之地表起伏。

1. JSG 灌漿初期，於舊連續壁內側施作 JSG 高壓噴射灌漿，其灌漿壓力高達 300 kgf/cm^2 ，此高壓力對於舊連續壁有向外推擠之現象，壁體進而推擠地盤土壤引致地表面隆起最多約 5 mm。
2. 本案例之 JSG 高壓噴射改良土樁共有 127 支，進行施灌時，為避免高壓噴漿施作影響強度尚未發展成熟之鄰樁，施工人員依設計規劃，進行跳孔施灌。於跳孔施作時，若 JSG 施工遠離舊連續壁，及施加於壁上之高壓下降，會使地表略為沉陷。因此，隨著 JSG 施作距離舊連續壁遠近，進而影響其地表面的沉陷與隆起。
3. 於 JSG 高壓噴射灌漿結束時，高壓漿液推擠之壓力消失，監測結果發現連續壁稍微向內側位移，地表面略微下降，地表沉陷量介於 1~5 mm。
4. 基礎重建施工進行至 190 天時，拆除舊筏基完畢。舊筏基行為類似一地中版在水平方向支撐著舊連續壁，當移除筏基時，舊連續壁失去一水平支撐結構，而產生一較大水平位移，因此圖中使地表現略為加快。
5. 於重建工程進行至 243 天時，開挖至新筏基底部深度 (GL. -21.5 m)。此時 Z2 區測得之地表沉陷範圍在 9 mm (SM9)~13 mm (SM5) 之間；Z3 區測得之地表沉陷範圍在 5 mm (SM12)~12.4 mm (SM14) 之間。

第七章

結論與建議

本論文依據帛詩華基礎重建案例，採用的圓桶型配置 JSG 高壓噴射灌漿改良土及加深之 H 型鋼擋土樁，探討對於保留舊地下連續壁之破除舊地下室結構及筏基、架設臨時水平支撐、向下更深開挖、施作新地下室結構及筏基的影響。獲得以下各項結論及建議。

7.1 結論

1. 於 JSG 高壓噴射灌漿改良土中鑽心取樣，獲得改良土柱中心點及兩樁交會處樣本之無圍壓縮強度皆大於 $(0.98 \text{ MPa})10\text{kgf/cm}^2$ 以上，其樣本之取樣率(recovery ratio)皆大於 90%，樣本之 RQD 皆大於 70%。
2. 在施作 JSG 高壓噴射灌漿改良過程中，空地旁舊連續壁體向內側最大位移量為 2.5 mm、向外側最大位移量為 1.6 mm，上述監測資料顯示施作高壓噴射灌漿會對於連續壁壁體之水平位移造成影響。
3. SID4 傾度管旁鄰房為 12F/3B 之建物，其地下室結構與擋土壁對於本案例 JSG 高壓噴射灌漿推擠連續壁，可能有相當的側向束制作用，因此舊筏基以下之連續壁最大水平變形為向外側 0.63 mm。
4. 筏基下之 JSG 改良土中向下開挖，其靠空地側之壁體最大位移變化量僅 1.23 mm，顯示於雙層圓桶型 JSG 改良土中進行開挖，對於舊連續壁體之水平位移影響極小。
5. SID4 傾度管外約 0.5 m 處為一 12F/B3 之建物，其建物重量施加垂直載重 12 層樓於地盤，此因素使得破除開挖造成鄰近建物之壁體產生向內位移 15.96 mm。而此舊連續壁頂端因有該建物地下室及擋土壁之側向束制，因此牆頂向外最大水平變位僅 3.78 mm。
6. 於跳孔施作時，隨著 JSG 施作之壓力源距離舊連續壁遠近，進而影響其地表產生沉

陷及隆起，地表起伏之範圍在 ± 10 mm 以內。

7. 根據本論文探討之舊壁體傾度管及地表沉陷點監測資料，於舊連續壁內施作圓桶型配置 JSG 高壓噴射灌漿及加深擋土壁，對控制壁體水平位移及地表沉陷量有一定效益。

7.2 建議

1. 本基礎重建案例屬於都市更新中的一類，本論文於文獻回顧參考了三個前人之案例，惟於資料收集期間，發現國內相關之案例整理不多，以期後續可蒐集國外之相關案例，作為討論。
2. 本研究案例為探討一圓桶型配置 JSG 高壓噴射灌漿對於舊基礎重建工程之效益，本論文僅以二向度數值分析軟體 TORSAs 進行探討，其擋土壁體水平位移之監測結果與程式分析結果互有出入。以期以三向度數值模擬軟體，對於本案例之特殊改良土配置進行研究。
3. 本論文於破除、支撐、開挖時，探討了開挖區周圍之地表沉陷，但僅有紀錄距壁體附近之地表沉陷監測點。若是可以設計距離壁體較遠的地表沉陷監測點，便能以監測結果建立前人研究之經驗沉陷曲線，對本案例之地表面沉陷變化進行探討。

參考文獻

1. 丹桂之助，「台北盆地之地質學考察」，矢部教授還曆紀念論文集，第 1 冊，第 371-380 頁 (1939)。
2. 王執明、鄭穎敏、王源，「臺北盆地之地質及沉積物研究」，台灣礦業，第 30 期，第 350-380 頁 (1978)。
3. 王劍虹，「淺談高壓噴射灌漿工法」，土工技術雜誌，第 8 期，第 88-93 頁 (1984)。
4. 王劍虹、蘇鼎鈞，「高壓噴射灌漿工法及試灌案例探討」，土工技術雜誌，第 47 期，第 71~83 頁 (1994)。
5. 內政部營建署，「建築物基礎構造設計規範」，(2001)。
6. 內政部營建署，「都市更新條例」，(2010)。
7. 中央地質調查所，「台北盆地的隱憂-山腳斷層」，新聞稿，經濟部中央地質調查所 (2008)。
8. 中央地質調查所，「臺北盆地的地質與防災」，初版，經濟部中央地質調查所 (2011)。
9. 中聯工程顧問股份有限公司，「宏普建設股份有限公司台北市信義區三興段三小段 406 地號地質紀實調查及基本分析報告書」，(2012)。
10. 田家豪，「基礎施工災害防制措施之研究」，碩士論文，國立台北科技大學土木與防災研究所 (2003)。
11. 李咸亨，「台北市區工程地質分區」，土工技術，第 54 期，第 25-34 頁 (1996)。
12. 何泰源、陳聰海，「既有建物拆除及新建捷運出入口之設計與施工案例探討」，土工技術，第 111 期，第 15-26 頁 (2007)。
13. 何樹根、高秋振、周家瓊、陳斗生、姚村淮、甘錫滢，「台北金融大樓重建之地下工程調查、設計案例」，土工技術，第 111 期，第 27-38 頁 (2007)。
14. 吳偉特，「臺北盆地土壤工程特性」，土木水利季刊，第 5 卷，第 4 期 (1979)。

15. 吳銘剛、張麗景、黃子明，「都會區大樓重建連續壁施築與舊地下室拆除互制問題探討」，土工技術第 17 次研討會，台北 (2002)。
16. 郭林堯，「以高壓噴射灌漿工法改良土壤之工程性質」，碩士論文，國立交通大學土木工程研究所 (2000)。
17. 洪如江，「臺北盆地各土層土壤之物理特性」，國立台灣大學工程學刊，第 10 期，第 194-217 頁 (1966)。
18. 洪奕星、彭慧蘭、劉桓吉、賴慈華、黃智昭、費力沅，「臺北盆地沉積相和沉積環境分析」，西太平洋地質科學，第 6 期，第 59-86 頁 (2006)。
19. 掛川伸一、大嶋康文，「既有構造物處理伴隨之地下工程設計施工之注意點」，基礎工，第 25 卷，第 6 期，日本 (1997)。
20. 倪至寬，「建築基礎施工災害案例研討」，教育部科技顧問室 (1999)。
21. 倪志寬，「地盤灌漿工程實務」，詹氏書局 (2010)。
22. 陳文山、林朝宗、楊志成、費立沅、謝凱旋、鞏慧敏、林佩儀、楊小青，「晚期更新世以來臺北盆地沉積環境與構造演化的時空演變」，經濟部中央地質調查所彙刊，第 21 卷，第 61-106 頁 (2008)。
23. 莊皇彬，「都市更新中舊有建物基礎改建施工規劃模式之研究」，碩士論文，國立台北科技大學土木與防災研究所 (2010)。
24. 張穎林，「舊建物改建既有地下結構再利用深導溝規劃施工模式探討」，碩士論文，國立臺灣海洋大學河海工程學系 (2011)。
25. 彭志雄、鄧屬予、袁彼得，「臺北盆地的岩相特徵」，經濟部中央地質調查所特刊，第 11 期，第 67-99 頁 (1999)。
26. 湯淺肇，「直接基礎の既存地下軀体を再利用した事例」，基礎工，第 33 卷，第 4 期，日本 (2005)。
27. 程日晟、盧怡志，「利用舊有連續壁進行地下室開挖設計案例」，土工技術，第 111 期，第 55-64 頁 (2007)。
28. 森城建設股份有限公司，「宏普建設帛詩華新建工程地質改良工程施工計畫書第四次

- 送審」，(2012)。
29. 森城建設股份有限公司，「宏普建設帛詩華新建工程型鋼樁工程施工計畫書第三次送審」，(2012)。
30. 森城建設股份有限公司，「宏普建設帛詩華地下室 H 型鋼支撐工程施工計畫書修正 B 版」，(2012)。
31. 森城建設股份有限公司，「宏普建設帛詩華案地下室安全措施工程安全支撐施工計畫書」，(2012)。
32. 劉平妹、黃淑玉、郭兆敏、李政益，「台灣湖積物古氣候紀錄」，第十一屆「台灣之第四紀」研討會論文集，第 19-21 頁 (2006)。
33. 鄧屬予、劉聰桂、陳于高、劉平妹、李錫堤、劉桓吉、彭志雄，「大漢溪襲奪對台北盆地的影響」，師大地理研究報告，第 41 期，第 61-78 頁 (2004b)。
34. 鄧屬予、王世忠、張致斌、許誠、袁彼得、陳培源，「臺北盆地第四系地層架構」，「台灣之第四紀」第五次研討會暨「臺北盆地地下地質與工程環境綜合調查研究」成果發表會論文集，第 129-135 頁 (1994)。
35. 歐章煜，「深開挖工程-分析設計理論與實務」，科技圖書股份有限公司 (2002)。
36. 廖洪鈞，「土壤灌漿於水位下管幕地下道工程之應用」，土工技術雜誌，第 47 期，第 35-54 頁 (1994)。
37. 蔡錦松、周立德，「都會區舊地下室拆除之開挖工程」，土工技術，第 53 期，第 15-24 頁 (1996)。
38. 儀大工程股份有限公司，「帛詩華新建工程監測案報表」 (2012)。
39. 儀大工程股份有限公司，「帛詩華新建工程監測案報表」 (2013)。
40. 謝旭昇、冀樹勇、程日晟、洪世勳，「TORSAL 程式使用手冊」，財團法人土工技術研究發展基金會 (2002)。
41. 謝立德，「軟弱土層深開挖工程防災技術之探討」，碩士論文，國立臺灣海洋大學河海工程學系 (2009)。
42. Japan Jet Grout Association(JJGA)，「Jet Grout 工法」，技術資料，第 10

- 版，東京，日本 (2002)。
43. JSG 協會，「JSG 工法」，技術資料，第 4 版，日本 (1986)。
44. Das, B. M., “Principles of Foundation Engineering.” 6th edition, Nelson, United States (2007).
45. Gallavresi, F., “Grouting Improvement of Foundation Soils.” Grouting Soil Improvement and Geosynthetics, ASCE Geotechnical Special Publication No. 30, Vol. 1, pp. 1-38(1992).
46. Hausmann, M. R., (1990). “Engineering Principles of Ground Modification.” International Edition, McGraw-Hill Book Company, New York.
47. Hunt, R. E., “Geotechnical Engineering Techniques and Practices.” McGraw-Hill Book Company, New York (1986).
48. Kauschinger, J. L., Perry, E. B., and Hankour, R., “Jet Grouting: State of the Practice.” Grouting Soil Improvement and Geosynthetics, ASCE Geotechnical Special Publication No. 30, Vol. 1, pp. 169-181 (1992).
49. Padfield, C. J. and Mair, R. J., “Design of retaining walls embedded in stiff clay” CIRIA Report, No.104, England, pp. 83-84 (1984).
50. Terzaghi, K., “Theoretical Soil Mechanics” John Wiley and Sons, New York (1943).
51. Wu, “Subsurface Geology of the Hsinchuang Structure in the Taipei Basin.” Petroleum Geology of Taiwan, 4, pp. 271-282 (1965).
52. Yahiro, T., Yoshida, H., and Nishi, K., “Soil Improvement Method Utilizing a High Speed Water and Air Jet on the Development and Application of Columnar Solidified Construction Method (Column Jet Method).” Sixth ACI Committee Reports, State-of-the-Art Report on soil Cement. ACI Materials Journal, Tittle No. 87-M43, ACI 230.1R, July-August, 1990, pp.395-417 (1982).

表 2.1 既有建物資料調查項目及內容 (摘自何泰源、陳聰海，2007)

調查項目	內容	資料來源
施工計劃書	工程名稱、業主名稱、位置、規模施工時期、基礎型式、結構型式	施工承商
建築設計圖	周邊道路、用地界線、建築材料規格	施工承商 設計單位
結構設計圖	基礎深度、基礎型式、結構斷面、材料強度、地質調查報告	施工承商 設計單位
水電設計圖	電力、瓦斯、給排水、通訊等設備之引入點及變電設備	施工承商 設計單位
竣工圖書	擋土支撐施工圖說(地下結構外牆線之確認、推估有無地下殘留物體)、結構施工圖	施工承商 設計單位

表 2.2 既有建物檢測調查檢討項目 (摘自何泰源、陳聰海，2007)

調查項目	檢討項目
目視調查	<ol style="list-style-type: none"> 1. 設計圖與現狀之相異點 2. 建物龜裂、鋼筋腐蝕狀況 3. 樓板的變形狀況 4. 其他劣化狀況調查
實測調查	<ol style="list-style-type: none"> 1. 建物實測圖 2. 建物與地界線之關係 3. 樓板變形量測
試挖調查	<ol style="list-style-type: none"> 1. 地下外牆部分-包含地界線與新設擋土壁之關係 2. 基礎部分包括深度、地下水位狀況、基礎之狀況
結構強度調查	<ol style="list-style-type: none"> 1. 混凝土與鋼筋之材料強度 2. 結構斷面調查包括厚度及配筋狀況
其他調查	<ol style="list-style-type: none"> 1. 發生火災或震災紀錄 2. 殘存化學物品或可燃物狀況

表 2.3 基地及鄰近區域調查項目及內容 (摘自何泰源、陳聰海，2007)

調查項目	內容
基地狀況調查	<ol style="list-style-type: none"> 1. 地界線 (申請鑑界) 2. 基地高程、基地內外高低差、方位、尺寸、使用狀況
基地內地中管線及障礙物調查	<ol style="list-style-type: none"> 1. 舊結構物 (地下室、基樁、擋土壁等) 之位置大小、深度 2. 舊水井、下水道及自來水引入點等
基地內外地上物調查	<ol style="list-style-type: none"> 1. 交通標誌、信號機、路燈、消防栓、電話、郵筒等 2. 樹木等植生物
鄰近結構物調查	<ol style="list-style-type: none"> 1. 位置、形狀、大小、高度、結構及基礎型式等 2. 沉陷、龜裂、漏水等狀況 3. 使用狀況(用途)
基地鄰近區域地中管線調查	<ol style="list-style-type: none"> 1. 各種維生管線或地下構造物之形狀、尺寸、結構型式、深度等 2. 使用狀況
基地鄰近區域概況調查	<ol style="list-style-type: none"> 1. 豪雨時之雨量及流向，下水道及河川狀況、地盤沉陷狀況 2. 附近之地下工程概況、道路鋪面狀況 3. 日常噪音、振動
當地民眾訪查	<ol style="list-style-type: none"> 1. 工程對民眾之影響程度 2. 當地民眾的活動狀況(生活型態、商業活動、團體活動)、社會意識等

表 2.4 新建物與既有地下結構物之關係

(摘自何泰源等，2007；修改自掛川伸一等，1997)

新建物			既有建物 (拆除)		既有地下結構物		既有基礎		既有基樁	
			基地外周	基地中央	基地外周	基地中央	基地外周	基地中央	基地外周	基地中央
與開挖擋土支撐相關事項	開挖	全面開挖、部分開挖	決定開挖區劃及順序	決定開挖區劃及順序	決定開挖區劃及順序	決定開挖區劃及順序	決定開挖區劃及順序	決定開挖區劃及順序	決定開挖區劃及順序	決定開挖區劃及順序
	擋土壁	鋼板樁、主樁橫板條、柱列式基樁、地下連續壁	避開舊擋土壁，視地界線之位置設於其內或外；舊外壁或舊擋土壁做為新建物之擋土壁	-	● 避開外周基礎 ● 局部拆除	-	● 避開外周基樁 ● 外周基樁拆除或拔除	-	-	-
	中間樁	支撐支柱、構台支柱、逆打樓版支柱	-	避開舊梁柱位置，於舊樓版打洞	-	避開基礎於承壓底版打洞	-	● 避開基樁位置 ● 基樁拆除或拔除	-	-
	排水	重力排水、機械排水	必要時事先排水	-	-	-	-	-	-	-
與基樁相關事項	預鑄樁	RC 樁、PC 樁、鋼樁	● 決定打樁機械的作業床版位置 ● 必要時補強樓版及梁柱結構強度 ● 樁孔打洞	● 可否避開舊基礎設置新基礎 ● 有無必要變更打樁工法	● 避開既有基樁位置 ● 既有基樁拆除或拔除 ● 既有基樁可否再利用	-	-	-	-	-
	場鑄樁	反循環工法、全套管工法等	● 決定打樁機械的作業床版位置 ● 必要時補強樓版及梁柱結構強度 ● 樁孔打洞	● 可否避開舊基礎設置新基礎 ● 有無必要變更打樁工法	● 避開既有基樁位置 ● 既有基樁拆除或拔除 ● 既有基樁可否再利用	-	-	-	-	-
		深基礎工法	既有地下式拆除後挖掘深基礎	既有地下式拆除後挖掘深基礎	既有地下式拆除後挖掘深基礎	既有地下式拆除後挖掘深基礎	既有地下式拆除後挖掘深基礎	既有地下式拆除後挖掘深基礎	既有地下式拆除後挖掘深基礎	既有地下式拆除後挖掘深基礎

表 2.5 既有地下結構拆除重建之設計型態

(摘自何泰源、陳聰海，2007；修改自湯淺肇，2005)

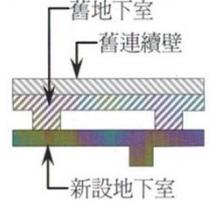
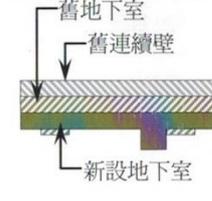
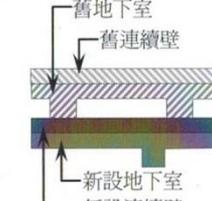
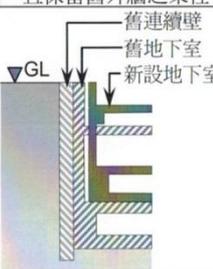
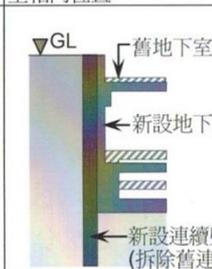
	CASE 1	CASE 2	CASE 3	CASE 4
平面圖				
	新地下室設於舊地下室內側，且保留舊外牆之梁柱	新地下室設於舊地下室內側，但拆除舊外牆之梁柱	新地下室及擋土壁設於舊地下室內側，且保留舊外牆之梁柱	新地下室及擋土壁設於舊地下室相同位置
斷面圖				
	新地下室較舊地下室淺，且保留舊筏式基礎梁	新地下室較舊地下室淺，但拆除舊筏式基礎梁	新地下室較舊地下室深	新地下室較舊地下室深
設計限制條件	不利基地面積有效利用	不利基地面積有效利用，須確認舊基礎版的完整性	每一層樓的面積縮小，但地下室深度不受限	可充分利用基地面積
地下容積大小	4(最小)	3	2	1(最大)
新設擋土壁	可以省略新設擋土壁，但須檢討舊地下室外牆補強	可以省略新設擋土壁，但須檢討舊地下室外牆補強	必須新設擋土壁，可能可以採地盤改良因應	視舊擋土壁種類、深度及勁度而異，新擋土壁施工前必須先拆除舊擋土壁
地下水對策	1(須檢討上浮)	2(須檢討上浮對策、基礎版的補強)	3(藉新設擋土壁止水，並在開挖區內降水)	4(藉新設擋土壁止水，並在開挖區內降水)
環保對策	1(較其他 CASE，噪音、振動及廢棄物量最小)	2(大，拆除舊外牆梁柱及基礎梁)	3(大，拆除舊基礎)	4(最大，拆除全部舊地下室及擋土壁)
對鄰近影響	1(被舊地下室包圍，地下工程施工對鄰近影響最小)	2(拆除舊外牆梁柱，可能引致外牆變形)	3(雖被舊地下室包圍，但降水可能引致沉陷)	4(拆除舊地下室外牆及擋土壁時，設置新擋土壁及開挖時可能引致沉陷)
工期	1(最短，拆除量體最小，且不需新設擋土壁)	2(短，拆除結構體，尤其梁柱須花費時間)	3(長，拆除結構體及新設擋土壁均須花費時間)	4(最長，拆除舊結構體、擋土壁及新設擋土壁時間長)
工程費	1(最少，拆除量體最小，且不需新設擋土壁)	2(少，拆除量體增多)	3(多，拆除結構體及新設擋土壁)	4(最多，拆除舊結構體、擋土壁及新設擋土壁)

表 2.6 高壓噴射灌漿工法分類表 (摘自 JJGA, 2002)

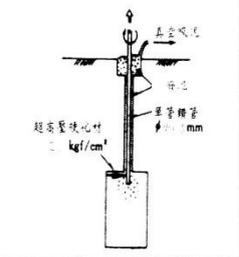
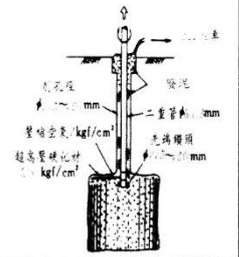
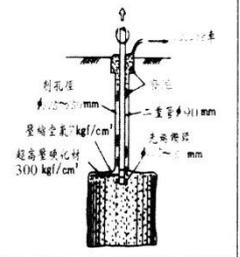
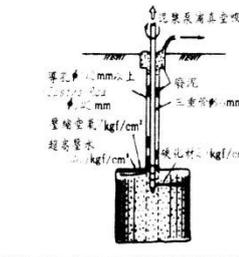
工法	單管工法 CCP 工法	二重管工法 JSG 工法	二重管工法 SJM 工法	三重管工法 CJG 工法
切削方法	超高壓硬化 材液	超高壓硬化 材液+空氣	超高壓硬化 材液+空氣	超高壓水+空氣+ 硬化材液
使用鑽桿	單管鑽桿 φ40.5 mm	二重管鑽桿 φ60.5 mm	二重管鑽桿 φ90 mm	三重管鑽桿 φ90 mm
形成直徑	30~50 cm	80~200 cm	240~350 cm	100~200 cm
施工深度	20 m	25 m	30 m	40 m
切削壓力	200 kgf/cm ²	200 kgf/cm ²	300 kgf/cm ²	400 kgf/cm ²
灌注材料	水泥+水玻璃	水泥系固化材	水泥系固化材	水泥系固化材
鑽桿轉數	20 rpm	5~10 rpm	2~5 rpm	6 rpm 以下
改良體 強度	砂質土 ≒ 10~30 kgf/cm ² 黏性土 ≒ 5~10 kgf/cm ²	砂質土 ≒ 10~30 kgf/cm ² 黏性土 ≒ 5~10 kgf/cm ²	砂質土 ≒ 10~30 kgf/cm ² 黏性土 ≒ 5~10 kgf/cm ²	砂質土 ≒ 10~30 kgf/cm ² 黏性土 ≒ 5~10 kgf/cm ²
概略圖				
其他	硬化材噴射吐出 量 25 L/min	硬化材噴射吐出 量 60 L/min	硬化材噴射吐出 量 200x2 L/min	水噴射吐出量 70 L/ min 硬化材噴射吐出 量 140,180 L/min

表 2.7 JSG 工法砂質土之標準設計參數 (摘自 JJGA, 2002)

項目	土壤種類		砂質土					
	N 值		N ≤ 10	10 < N ≤ 20	20 < N ≤ 30	30 < N ≤ 35	35 < N ≤ 40	40 < N ≤ 50
標準有效直徑 (m) 深度 Z 0 m < Z ≤ 25 m			2.0	1.8	1.6	1.4	1.2	1.0
鑽桿提昇速度 (min/m)			40	35	30	26	21	17
硬化材單位噴射量 (m ³ /min)			0.06					
灌漿壓力 P kgf/cm ²			200					

表 2.8 JSG 工法黏性土之標準設計參數 (摘自 JJGA, 2002)

項目	土壤種類		粘性土				
	N 值		N < 1	N = 1	N = 2	N = 3	N = 4
標準有效直徑 (m) 深度 Z 0 m < Z ≤ 25 m			2.0	1.8	1.6	1.4	1.2
鑽桿提昇速度 (min/m)			30	27	23	20	16
硬化材單位噴射量 (m ³ /min)			0.06				
灌漿壓力 P kgf/cm ²			200				

表 3.1 臺北盆地地層劃分表

(摘自中央地質調查所，2011)

年代	地層層序							
	丹桂之助 (1939)	Wu (1965)	王執明等 (1978)	鄧屬予等 (1994)	陳文山等 (2008)			
全新世	松山層	松山層	松山層	松山層		松山層		
更新世	林口層	新莊層	景美層	新莊群	景美層	新莊群	景美層	關渡層
			新莊層		五股層		五股層	
					板橋層		板橋層	
中心世	第三紀基盤							

表 3.2 松山層次層層序表

(摘自中央地質調查所，2011；修改自吳偉特，1979)

地層	次層	土壤分類	特徵概述 (修改自吳偉特，1979年)
松山層	六	CL	厚度約為3~8公尺，主要成份為地表黃棕土層與灰黑色粉土層。淡水河岸附近較薄，且有尖滅現象。
	五	SM	厚度約2~20公尺，主要成份為灰色粉土質細砂，顆粒均勻且粉土含量約佔30~40%。靠近新店、景美一帶，本次含有粗砂與小粒石。
	四	CL	厚度約為6~29公尺，主要成份為灰色粉土質黏土，砂含量小於10%，且含有貝殼及腐木片。本次層幾乎存在於整個臺北盆地之中，為松山層分布最廣、厚度最厚的次層。自然含水量約為30%，且接近液性限度。
	三	SM	厚度約為0~19公尺，主要為中等堅實且含多量貝殼的黃灰色非塑性粉土質砂，粉土含量約為25%。鄰近淡水河地區本層較厚，向東漸次遞減，在部分地區有尖滅的現象。
	二	CL	厚度約0~19公尺，主要為低至中等塑性的灰色粉土質黏土，粉土含量約45~70%，自然含水量約在23~25%。
	一	SM	位於景美礫石層上方，厚度約0~15公尺，主要為中等緊密至緊密粉土質砂或礫石質砂，細料含量約20%或稍多。部分地區第一次層與景美礫石層間含有紅棕色土層薄層。

表 4.1 改良土樁施工參數 (摘自森城建設公司, 2012)

灌漿參數	Type A	Type B	Type C	Type D	Type E
灌漿壓力 (kgf/cm ²)	300±10%	300±10%	300±10%	300±10%	300±10%
空氣壓力 (kgf/cm ²)	7	7	7	7	7
流量 (ℓ /min)	70±10%	70±10%	70±10%	70±10%	70±10%
灌漿管直徑 (mm)	60.5	60.5	60.5	60.5	60.5
改良樁直徑 (m)	2.0	1.8	2.0	1.8	1.6
改良樁高程 (m)	GL. -14.2 ~ GL. -34.0	GL. -14.2 ~ GL. -34.0	GL. -14.2 ~ GL. -28.0	GL. -14.2 ~ GL. -28.0	GL. -14.2 ~ GL. -28.0
提升速率 (sec/25 mm)	33±1	27±1	33±1	27±1	24±1
鑽桿迴轉數 (r.p.m.)	1.5~2.0	2.0~3.0	1.5~2.0	2.0~3.0	2.5~3.5

表 4.2 JSG 改良土鑽心試體取樣深度表 (摘自森城建設公司, 2012)

項次	樁號	樁徑 (m)	試體送驗取樣深度 (GL. m)				
			NO.1	NO.1	NO.3	NO.4	NO.5
1	A03	2.0	-14.7	-19.5	-24.0	-29.0	-33.5
2	B35	1.8	-14.7	-19.5	-24.0	-29.0	-33.5
3	B46	1.8	-14.7	-19.5	-24.0	-29.0	-33.5
4	D1	1.8	-14.7	-18.0	-21.0	-24.5	-27.5
5	E13	1.6	-14.7	-18.0	-21.0	-24.5	-27.5

表 6.1 簡化基地土層參數

深度 (m)	地層描述		N ($N_{avg.}$)	γ_t (t/m^3)	S_u (t/m^2)	ϕ (deg.)	S_u/σ_v'	K_h (t/m^3)	K_h/σ_v' (1/m)
4.7	1	CL	5	1.88	2	0	0	400	0
16.8	2	SM	28	2.04	0	33	0	2800	0
27.4	3	CL	9	1.82	0	0	0.26	0	52
32.8	4	SM	18	1.96	0	31	0	1800	0
44.6	5	GM	12	1.9	0	29	0	1200	0

表 6.2 簡化改良土層參數

土層頂 (m)	土層底 (m)	地層描述		γ_t (t/m^3)	S_u (t/m^2)	ϕ (deg.)	S_u/σ_v'	K_h (t/m^3)	K_h/σ_v' (1/m)	備註
14.2	16.8	1	SM	2.04	16	30	0	5000	0	柱狀型地改
16.8	27.4	2	CL	1.82	16	0	0.1	3200	20	柱狀型地改
27.4	28	3	SM	1.96	16	30	0	5000	0	柱狀型地改

表 6.3 分析模式之施工流程

階段	施工內容
1	架設第 1 層斜撐 6000 t/m@1 m,at GL.-0 m；預壓 0 t
2	修改壁體勁度 at. GL.-12 ~ -24m(38000t/m ²)
3	修改壁體勁度 at. GL.-24 ~ -34m(5000t/m ²)
4	開挖第 1 層至 GL.-3m；拆除第 1 層支撐
5	架設第 2 層支撐 1H350@6m,at GL.-2m； 預壓 1×60t/支=60t
6	開挖第 2 層至 GL.-3.6m 架設第 3 層斜撐 6000t/m@1m,at GL.-3.6m；預壓 0t
7	開挖第 3 層至 GL.-6.3m；拆除第 3 層支撐
8	架設第 4 層支撐 1H400@6m,at GL.-5.3m 預壓 1×60t/支=60t
9	開挖第 4 層至 GL.-7.7m 架設第 5 層斜撐 6000t/m@1m,at GL.-7.7m；預壓 0t
10	開挖第 5 層至 GL.-9.65m；拆除第 5 層支撐
11	架設第 6 層支撐 1H400@6m,at GL.-8.65m 預壓 1×100t/支=100t
12	開挖第 6 層至 GL.-12.1m 架設第 7 層斜撐 6000t/m@1m,at GL.-12.1m；預壓 0t
13	架設第 8 層支撐 2H400@6m,at GL.-11.1m 預壓 2×100t/支=200t 拆除第 7 層支撐
14	開挖第 7 層至 GL.-14.2m 架設第 9 層斜撐 6000t/m@1m,at GL.-14.2m；預壓 0t
15	開挖第 8 層至 GL.-16m；拆除第 9 層支撐
16	構築 B3FL(GL.-14.6m)
17	開挖第 9 層至 GL.-18m
18	架設第 10 層支撐 2H400@6m,at GL.-17m 預壓 2×80t/支=160t
19	開挖第 10 層至 GL.-20m
20	架設第 11 層支撐 2H400@6m,at GL.-19m 預壓 2×100t/支=200t
21	開挖第 11 層至 GL.-21.5m
22	構築 MAT(GL.-21.25m) 構築 B4FL(GL.-19.9m)

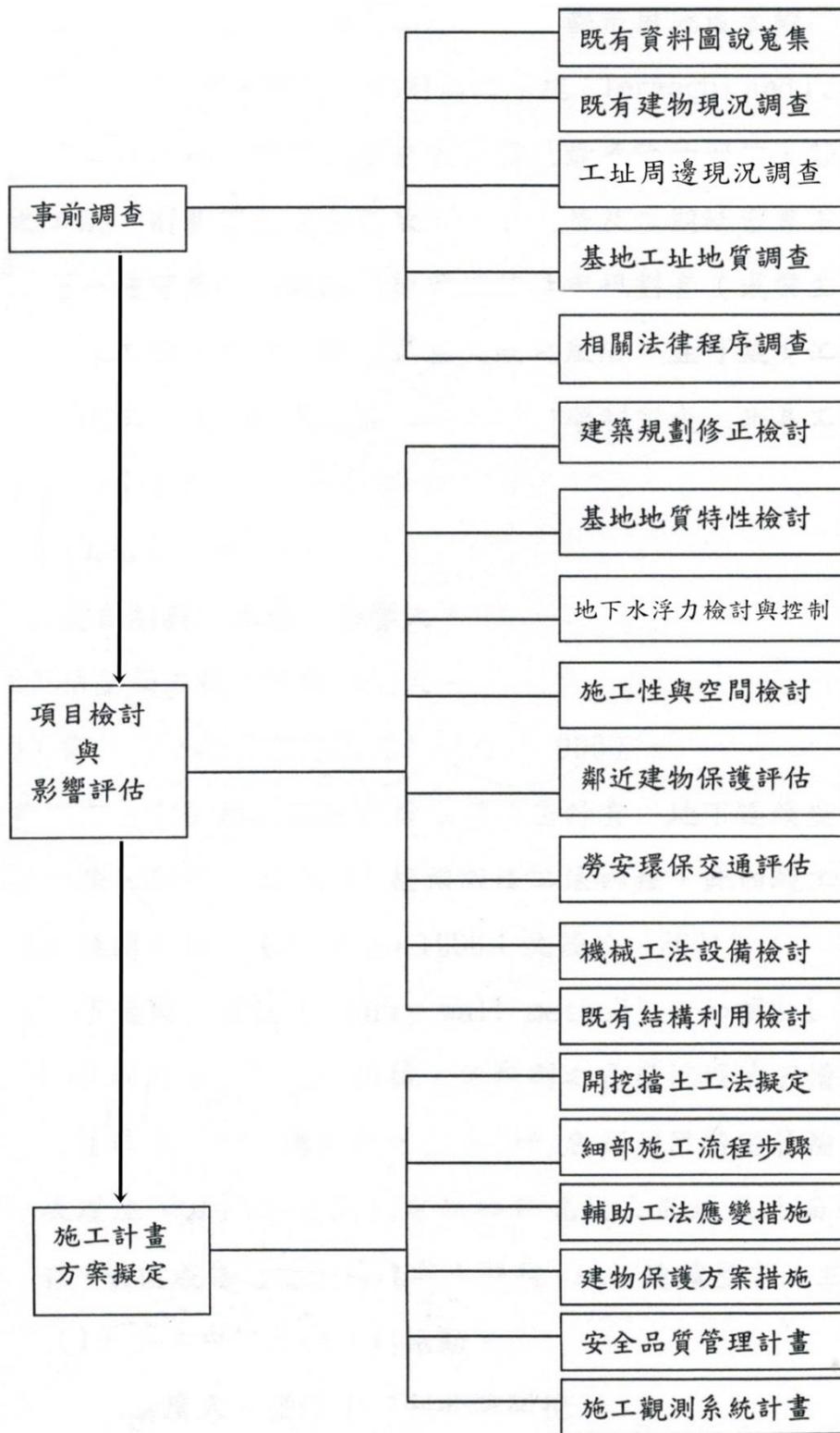


圖 2.1 舊有基礎改建施工方法擬定建議流程圖 (摘自吳銘剛等，2002)

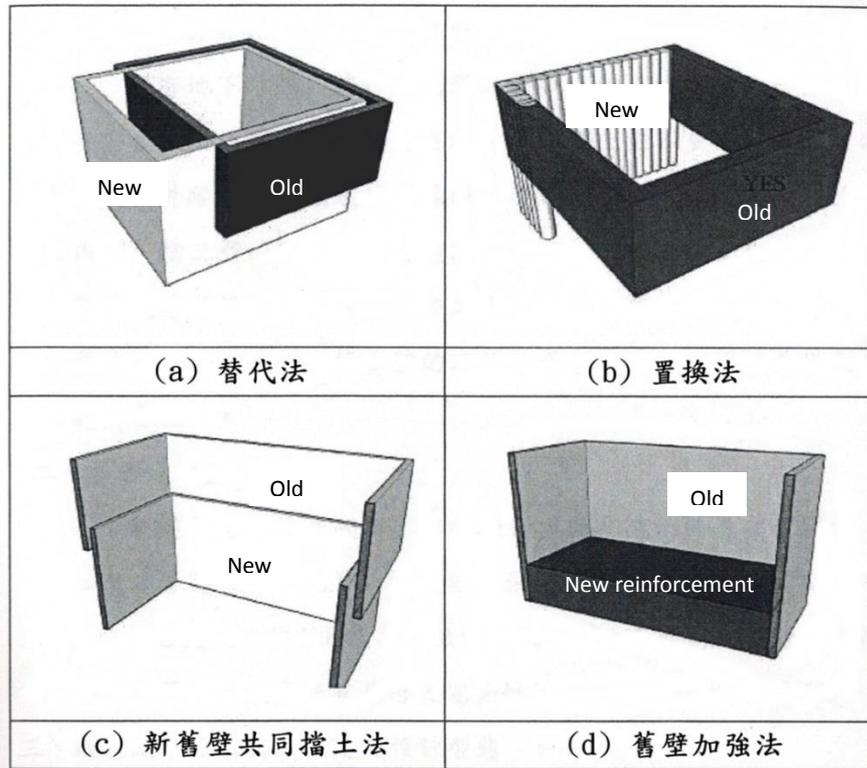


圖 2.2 舊有建物基礎拆除及重建施工法 (摘自何樹根等, 2007)

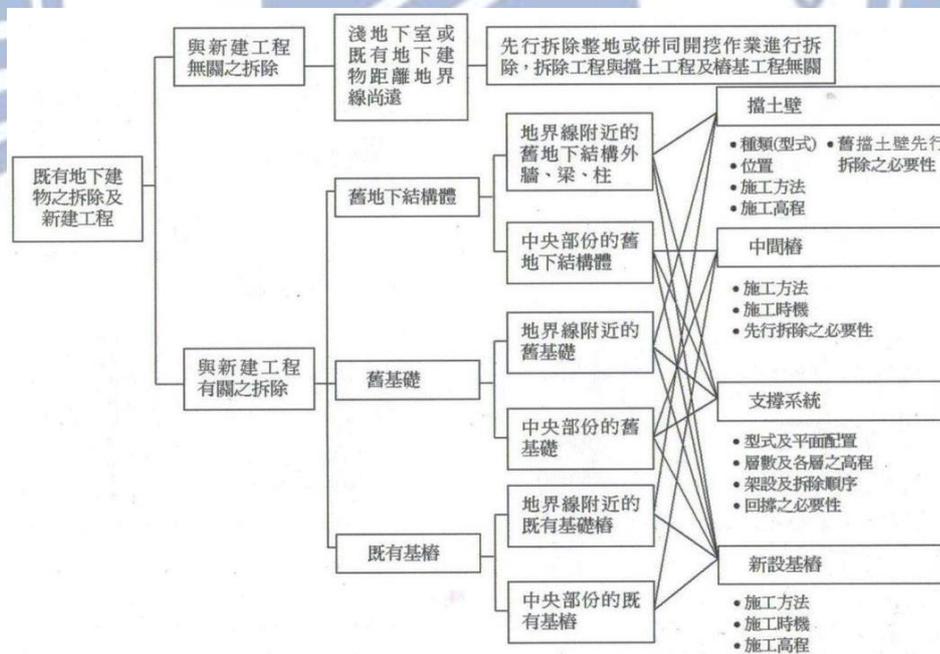


圖 2.3 既有地下建物拆除工程與新建工程之相關事項

(摘自何泰源與陳聰海, 2007)

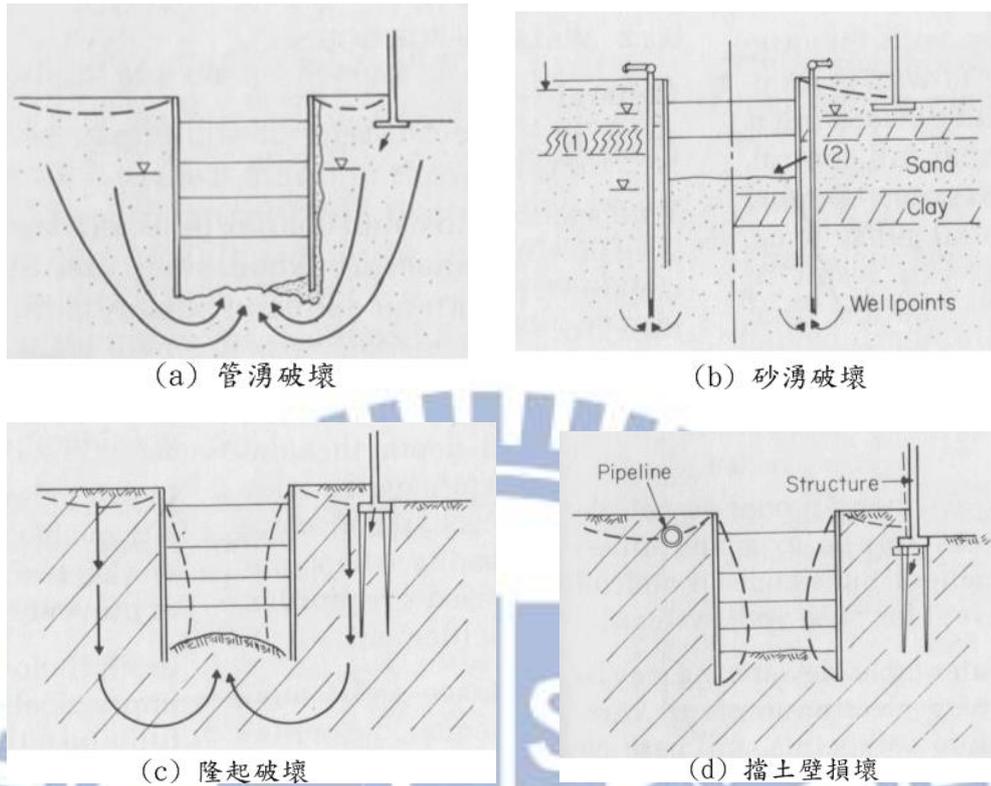


圖 2.4 開挖工程之破壞模式 (摘自 Hunt, 1986)

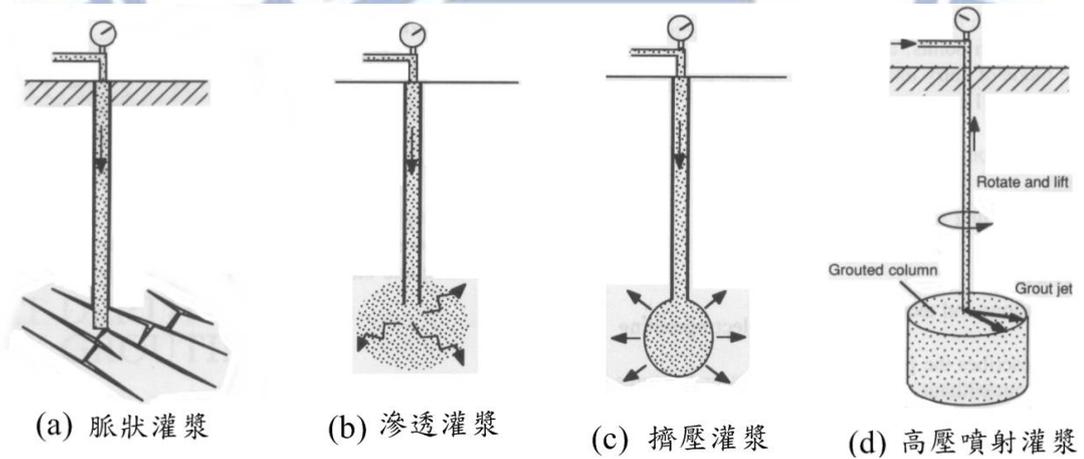
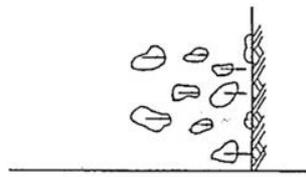
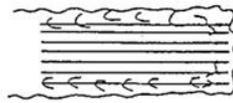


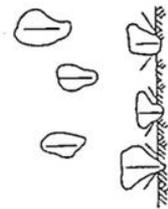
圖 2.5 灌漿機制 (摘自 Hausmann, 1990)



(a) 脈動現象



(b) 渦漩現象



(c) 水劈效果

圖 2.6 高壓噴射灌漿工法原理 (摘自王劍虹, 1984)

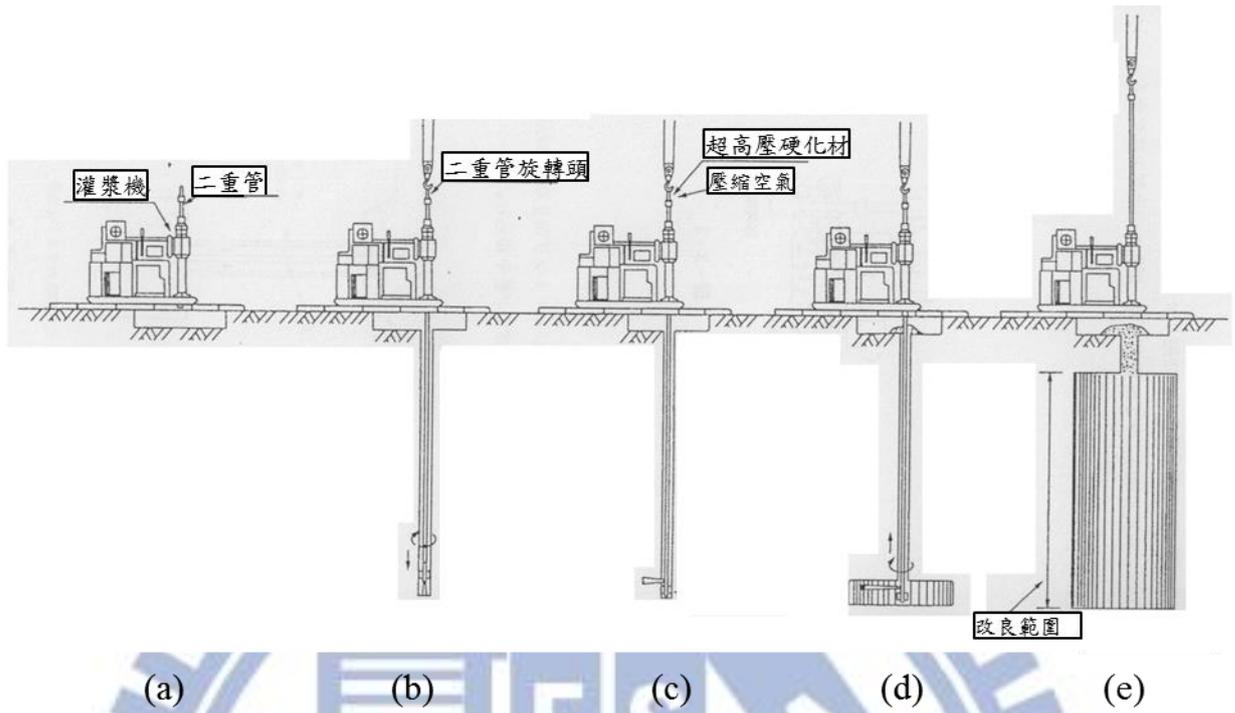


圖 2.7 高壓噴射灌漿施工順序示意圖 (摘自 JJGA, 2002)

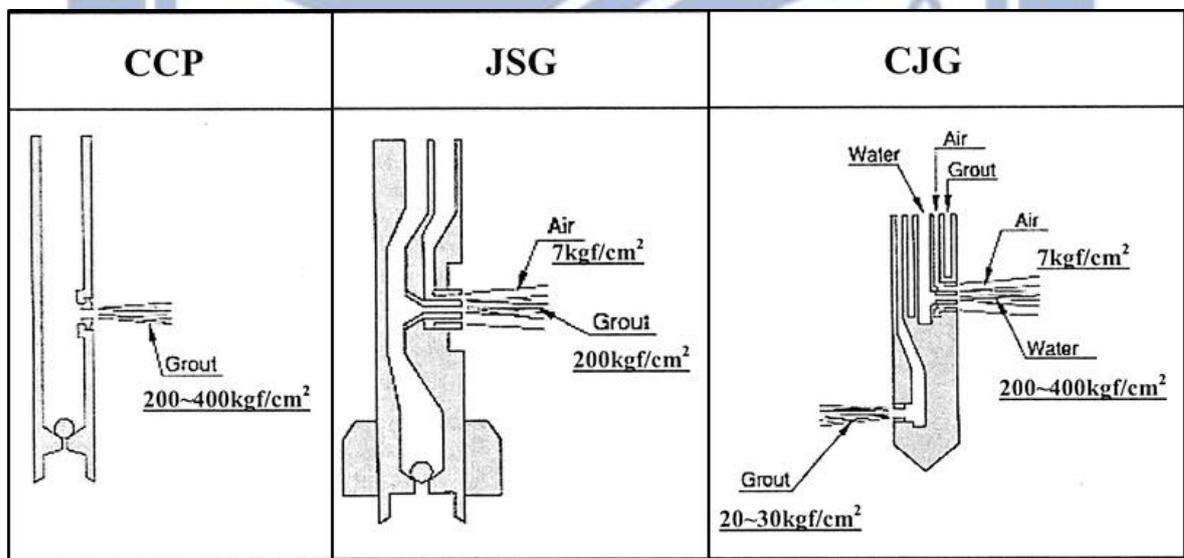


圖 2.8 高壓噴射灌漿管之噴嘴 (摘自 JJGA, 2002)

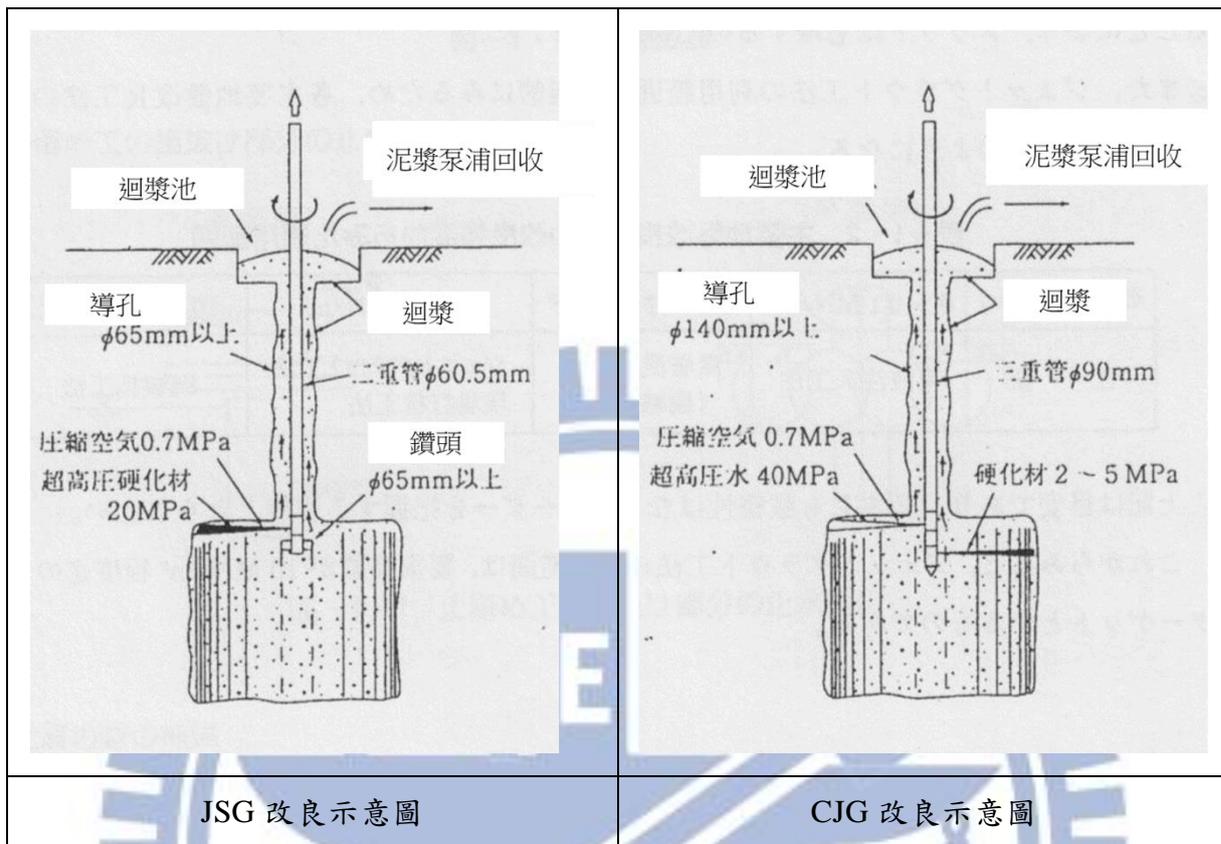


圖 2.9 高壓噴射灌漿 (摘自 JJGA, 2002)



圖 2.10 O2 車站出入口共構大樓位置圖 (摘自何泰源、陳聰海, 2007)

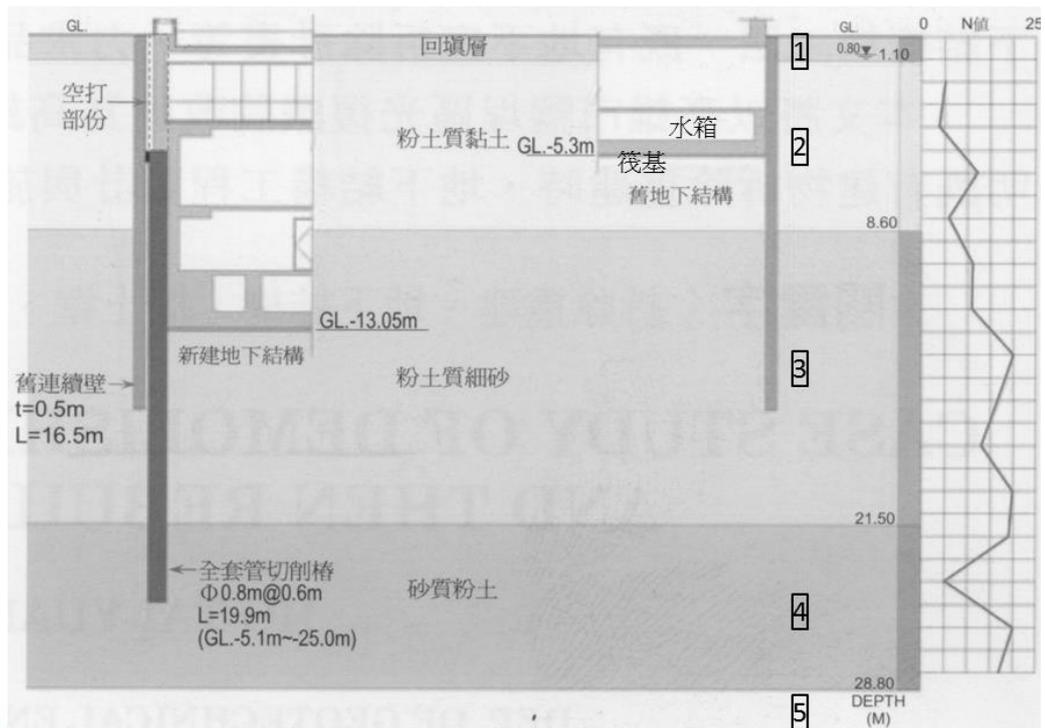


圖 2.11 新舊建物地下結構及地質剖面 (摘自何泰源、陳聰海，2007)



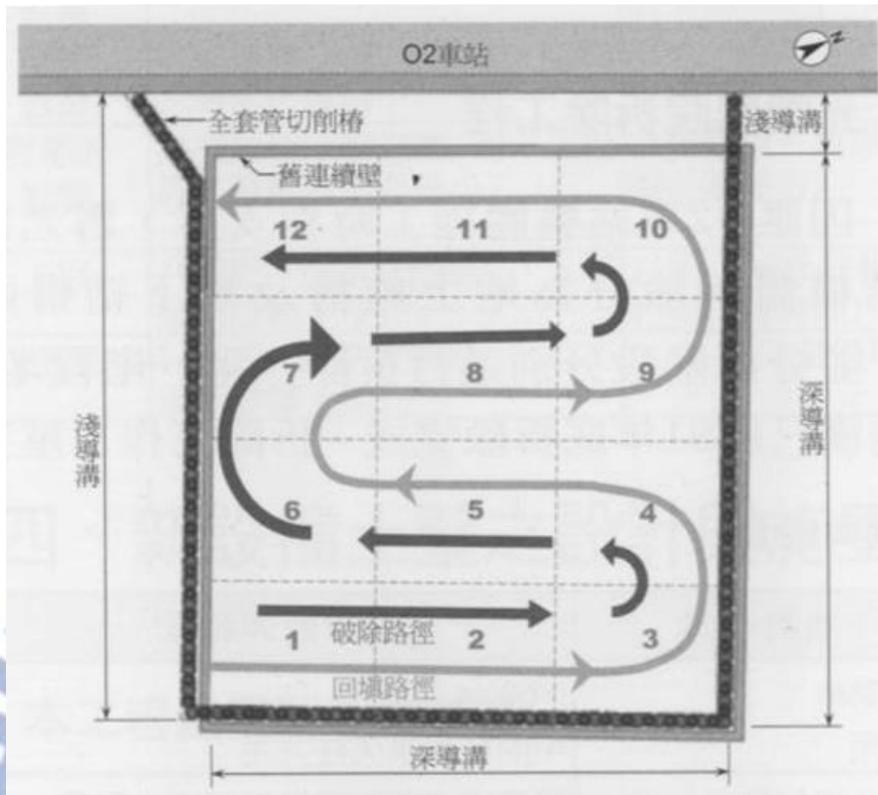


圖 2.12 地下結構拆除及回填順序 (摘自何泰源、陳聰海，2007)

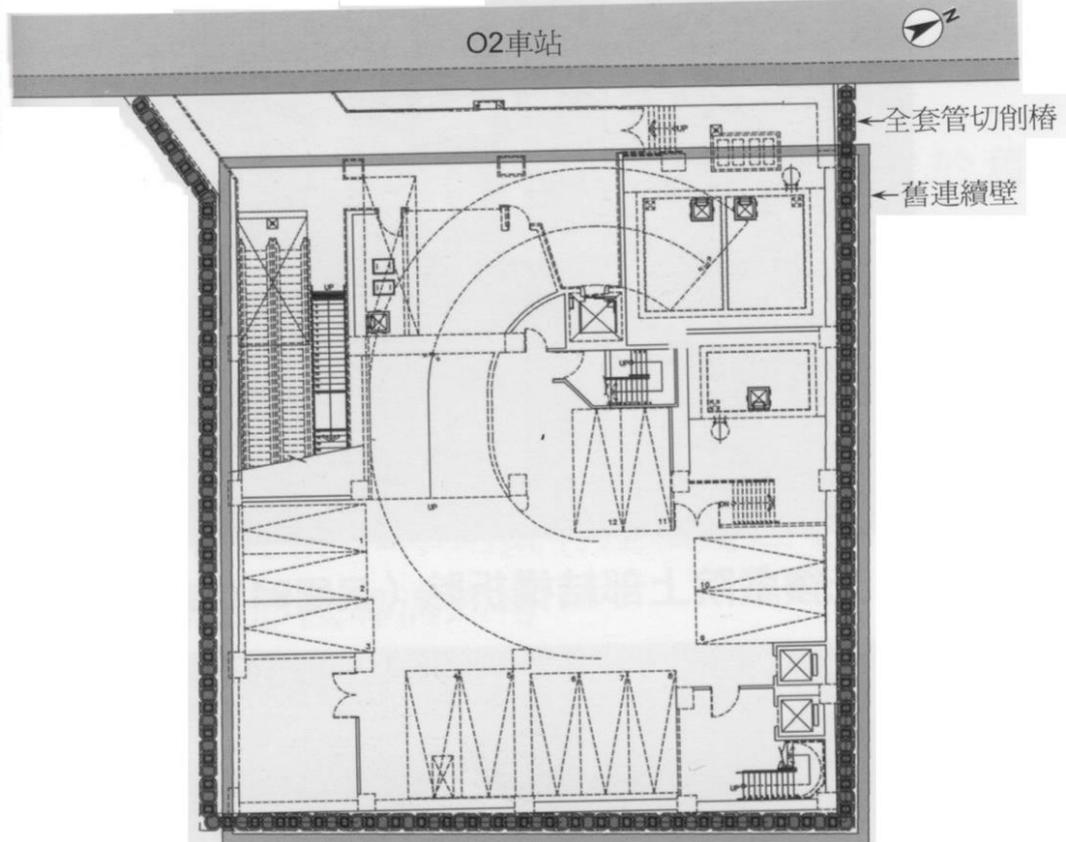


圖 2.13 新舊建物擋土壁配置 (摘自何泰源、陳聰海，2007)

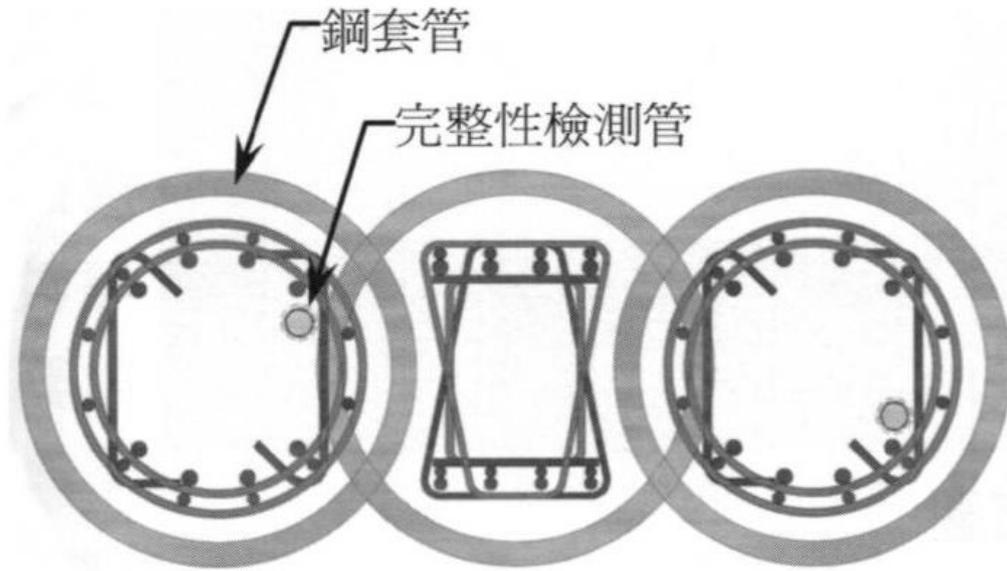


圖 2.14 全套管擋土排樁斷面配筋 (摘自何泰源、陳聰海，2007)

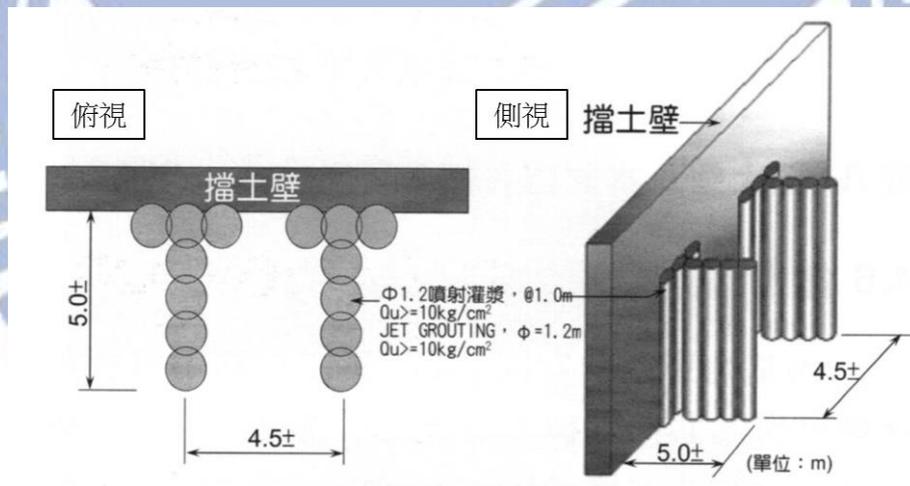


圖 2.15 扶壁式地盤改良 (摘自何泰源、陳聰海，2007)

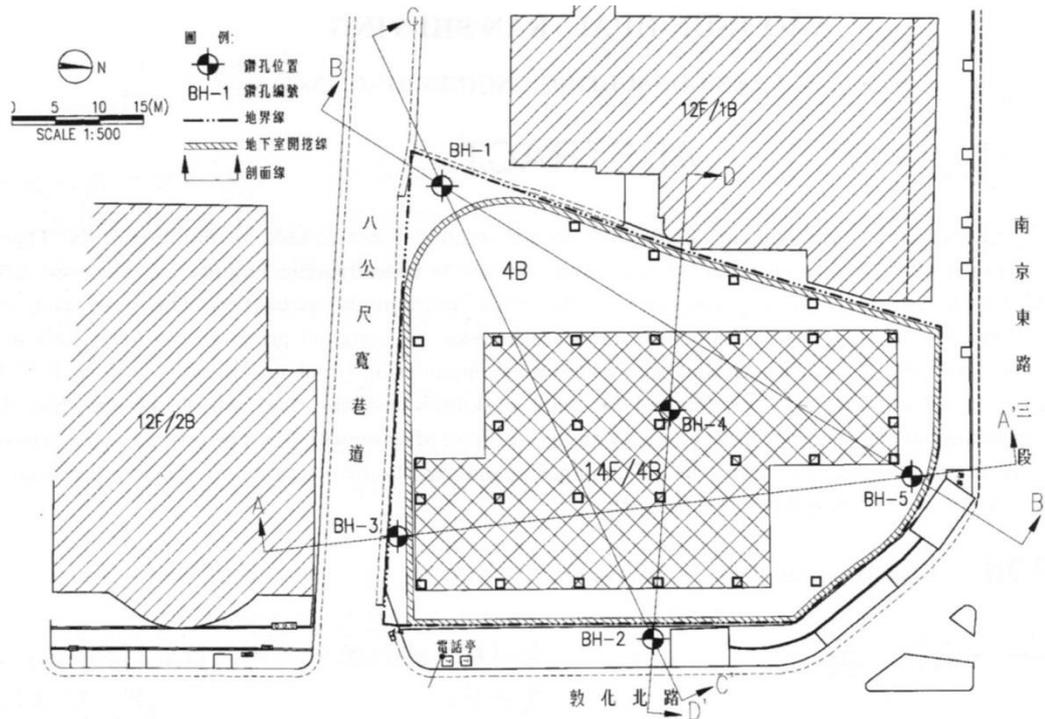


圖 2.16 建物周邊概況 (摘自和樹根等，2007)

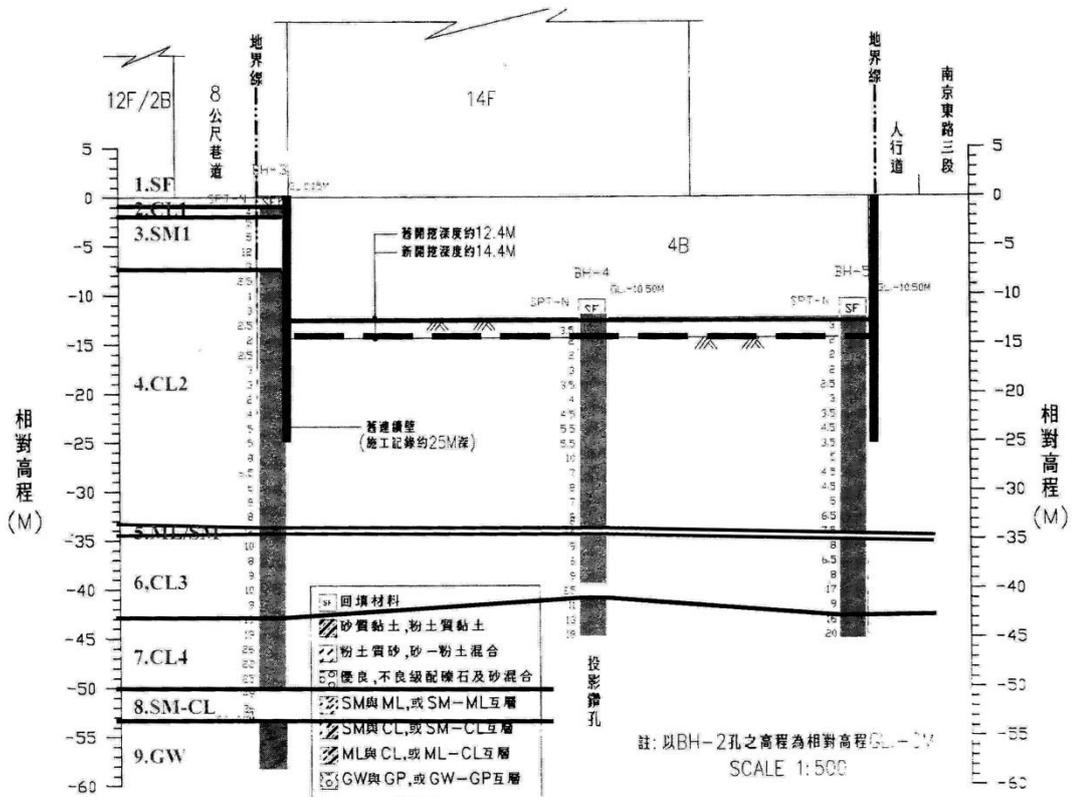


圖 2.17 地層剖面 (摘自何樹根等，2007)

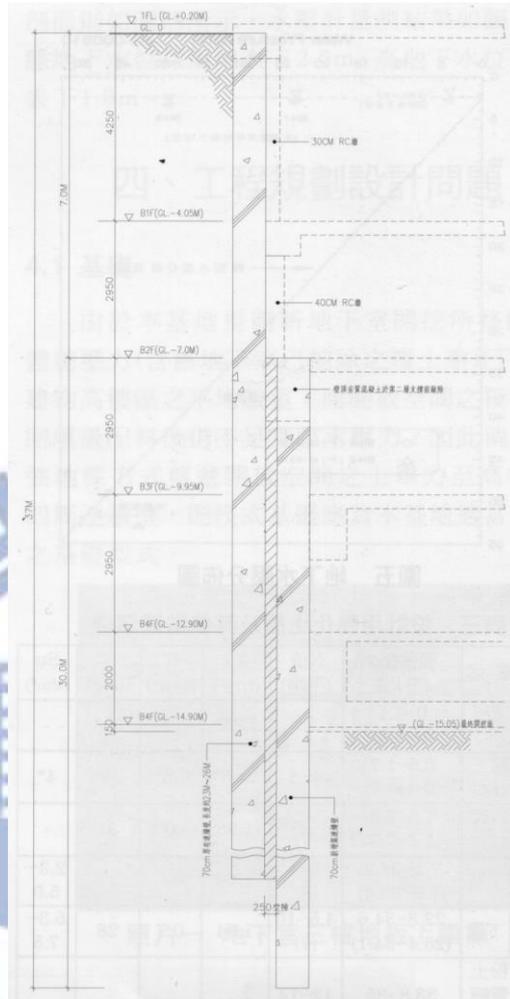


圖 2.18 新舊連續壁關係剖面 (摘自何樹根等, 2007)

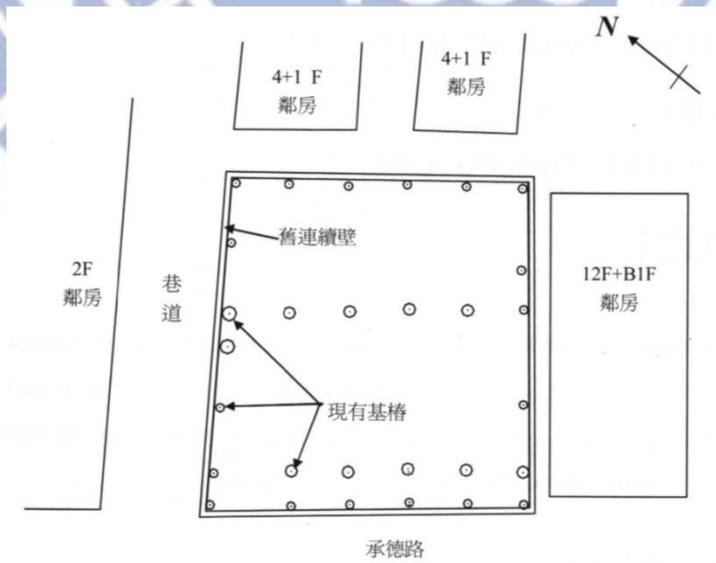


圖 2.19 基地周圍狀況 (摘自程日晟、盧怡志, 2007)

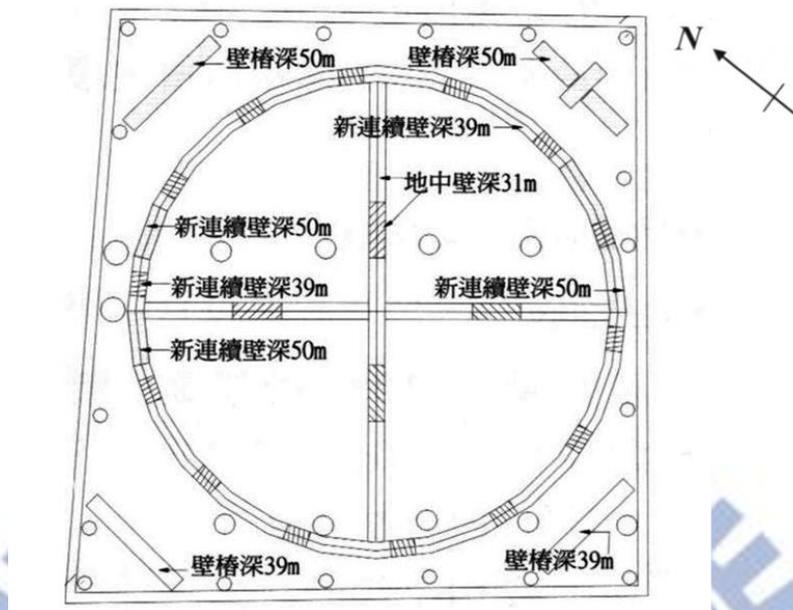


圖 2.20 新設圓桶形連續壁、地中壁及壁樁配置

(摘自程日晟、盧怡志，2007)

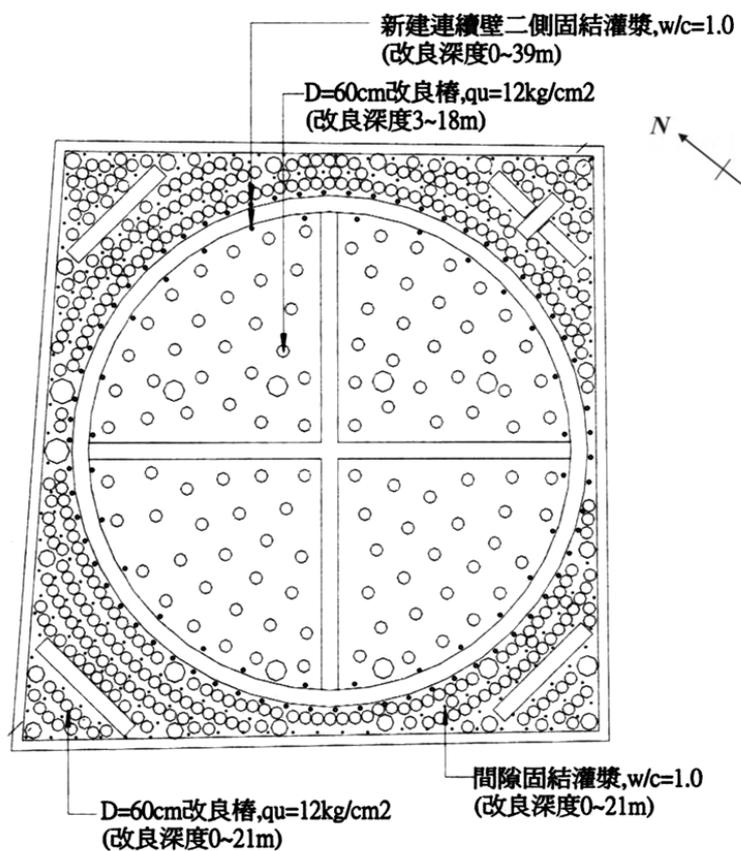


圖 2.21 地盤改良配置 (摘自程日晟、盧怡志，2007)



圖 3.1 案例位置
 (修改自 CSRSR 台北市影像地圖)

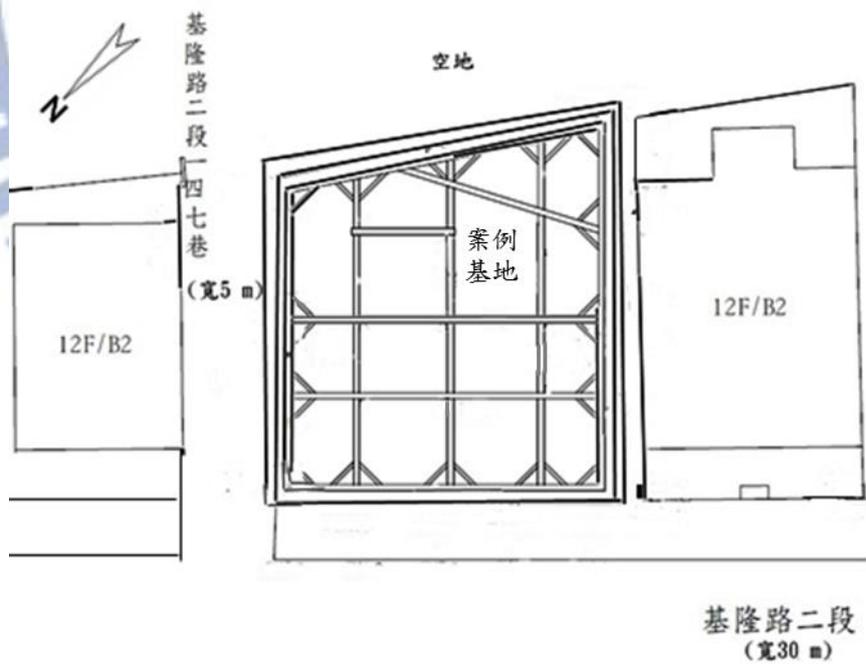


圖 3.2 案例周圍環境 (修改自儀大工程公司，2012)

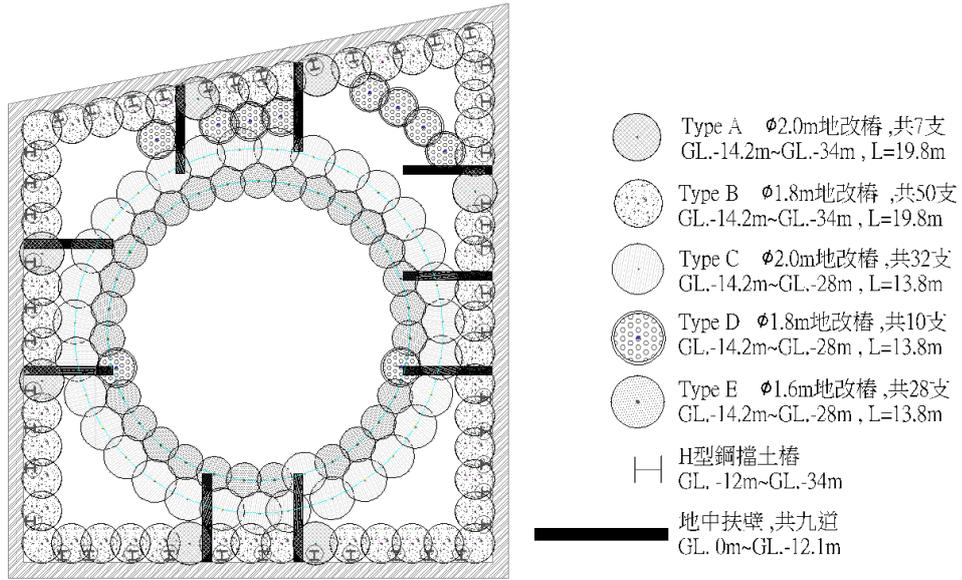


圖 3.3 地盤改良配置俯視

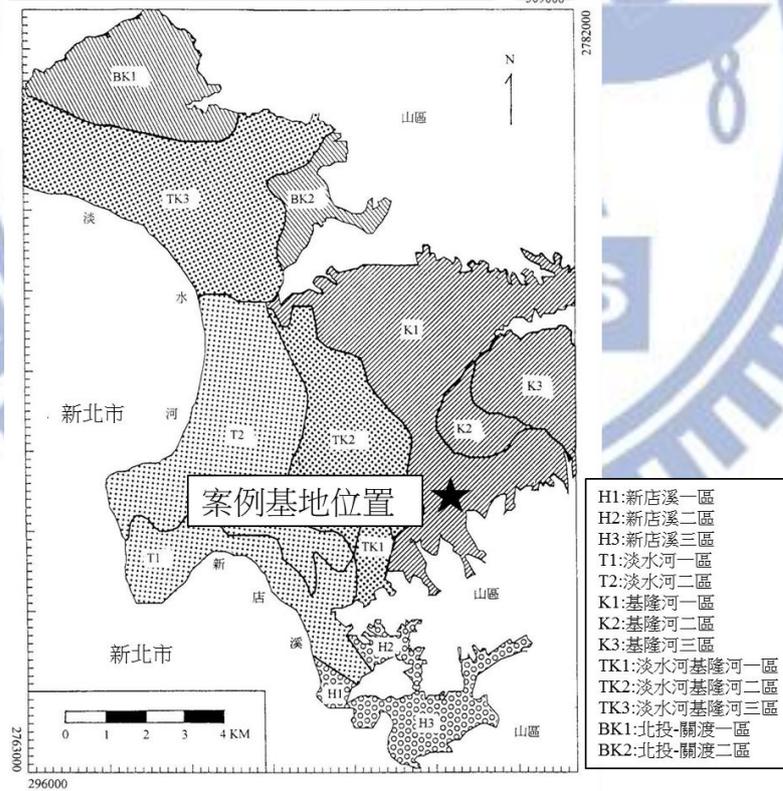


圖 3.4 案例位置於北市工程地質分區

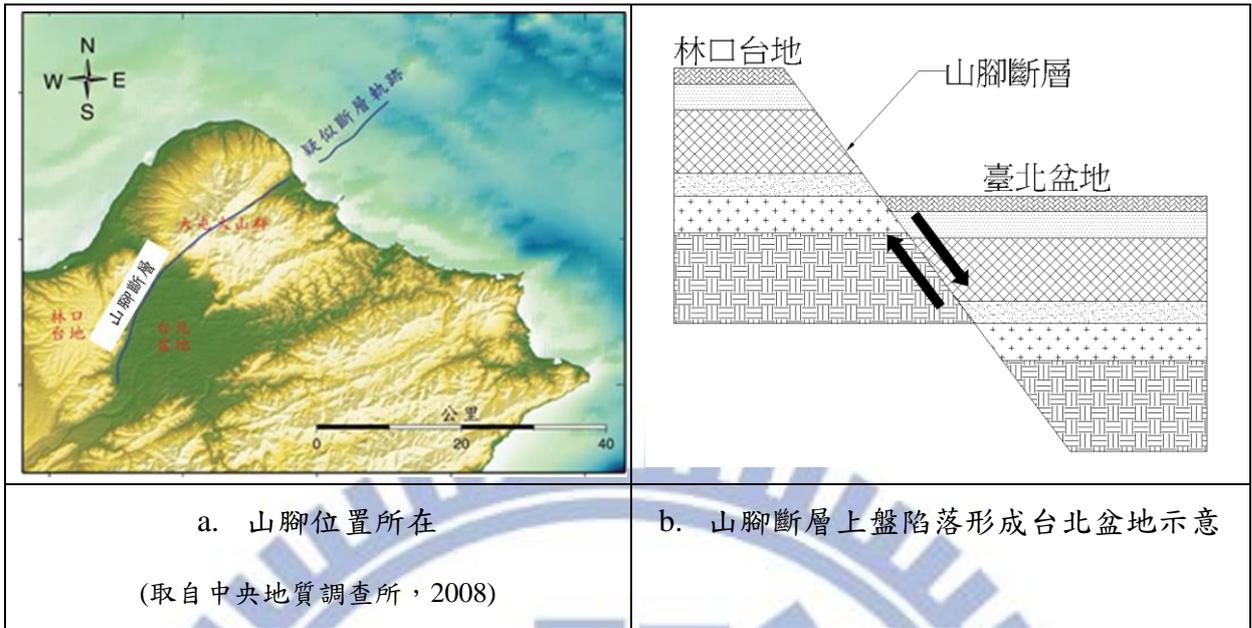


圖 3.5 山腳斷層



圖 3.6 臺北盆地由淡水河系沖積而成示意

(修改自 CSRSR 台北市衛星 3D 影像圖)

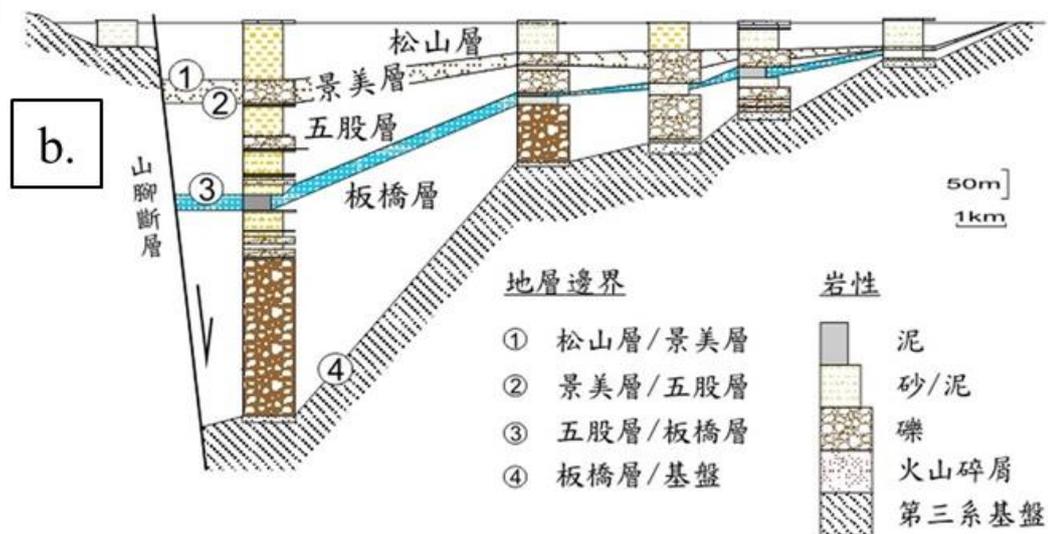
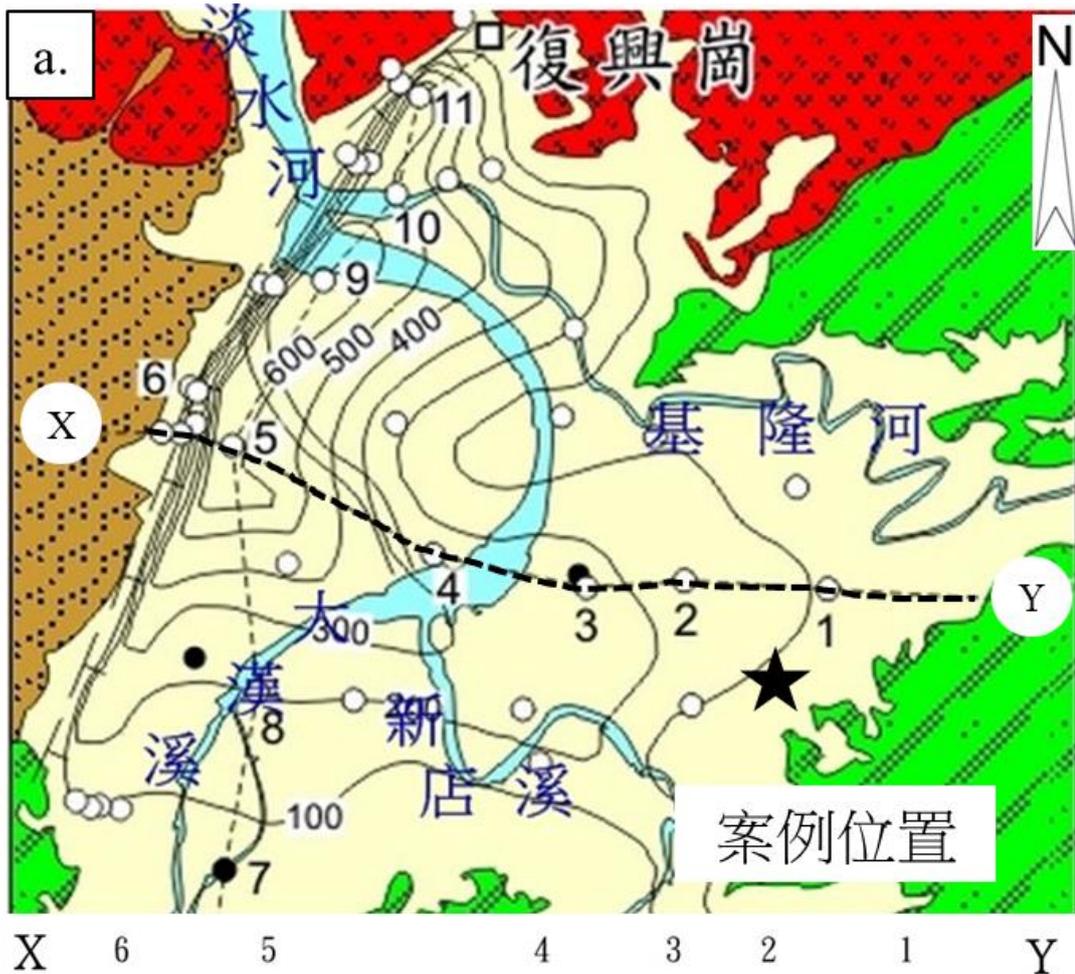


圖 3.7 a.地調所鑽探孔剖面線. b.XY 地層剖面

(摘自中央地質調查所，2011)

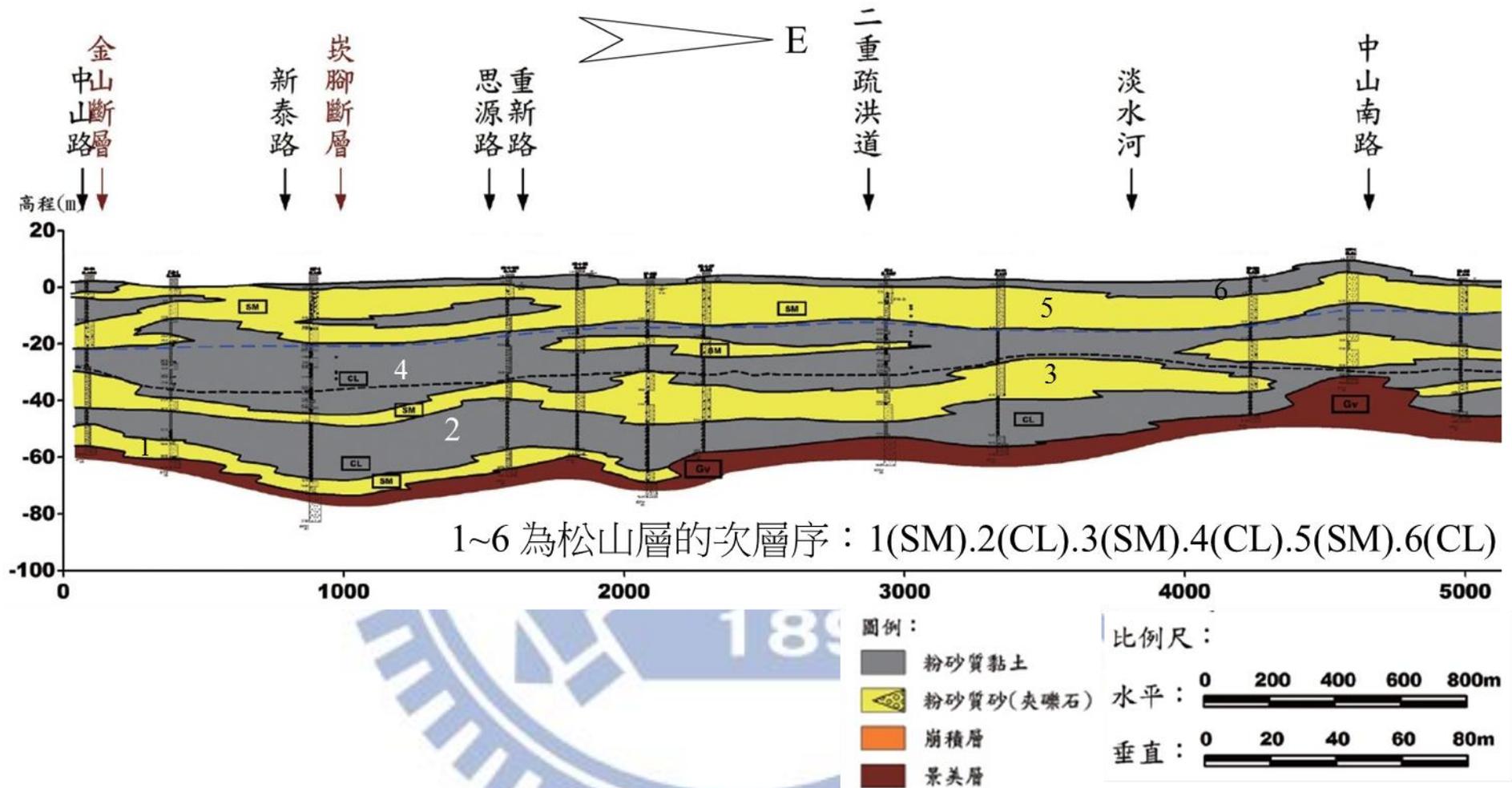


圖 3.8 松山層的六個次層

(摘自中央地質調查所，2011)

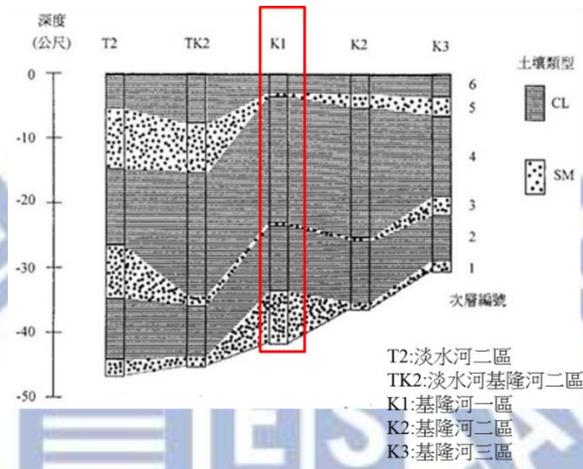


圖 3.9 松山第三及第五層次層在 K1 區有厚度減小

(摘自李咸亨，1996)

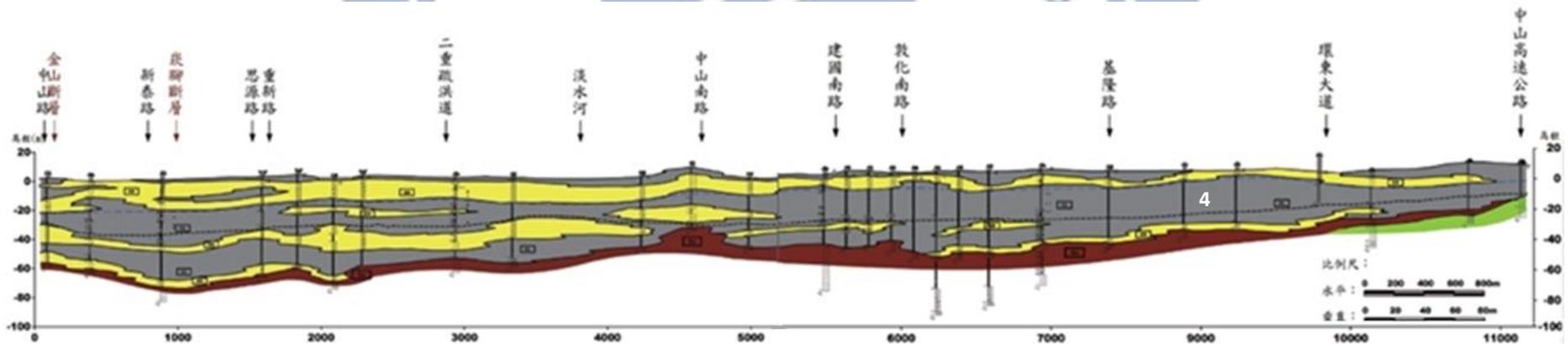
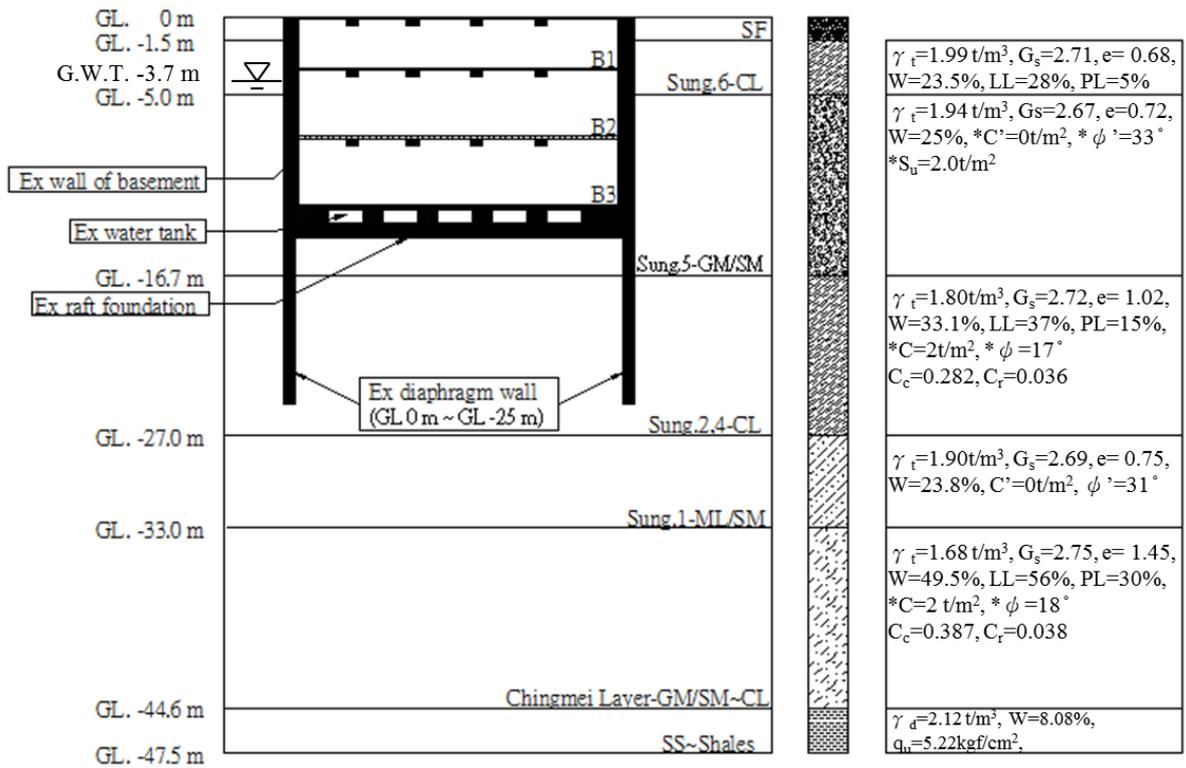


圖 3.10 松山層第四次層遍布台北盆地全區

(摘自中央地質調查所，2011)



*表示為建議值

圖 3.11 案例基地內之既有建物剖面示意及地層說明

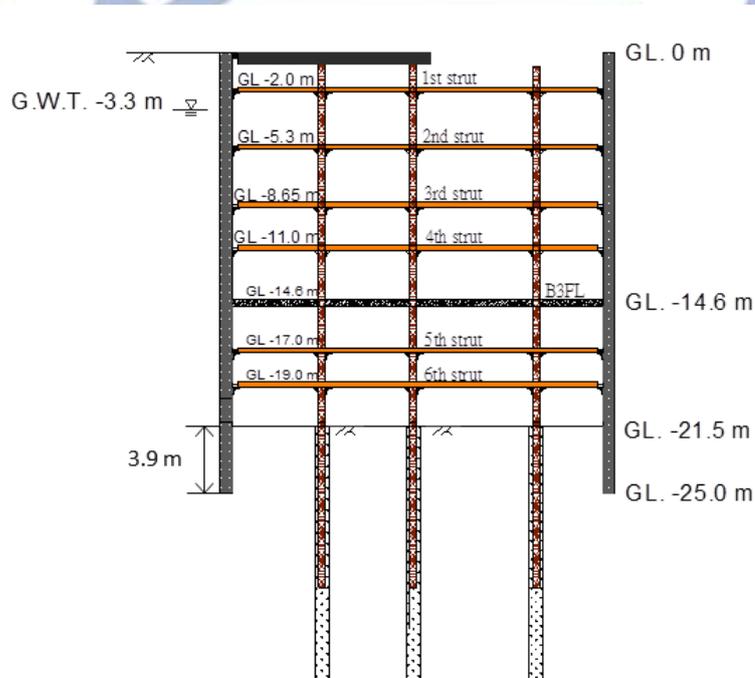


圖 3.12 舊連續壁深度不足應付新開挖深度示意圖

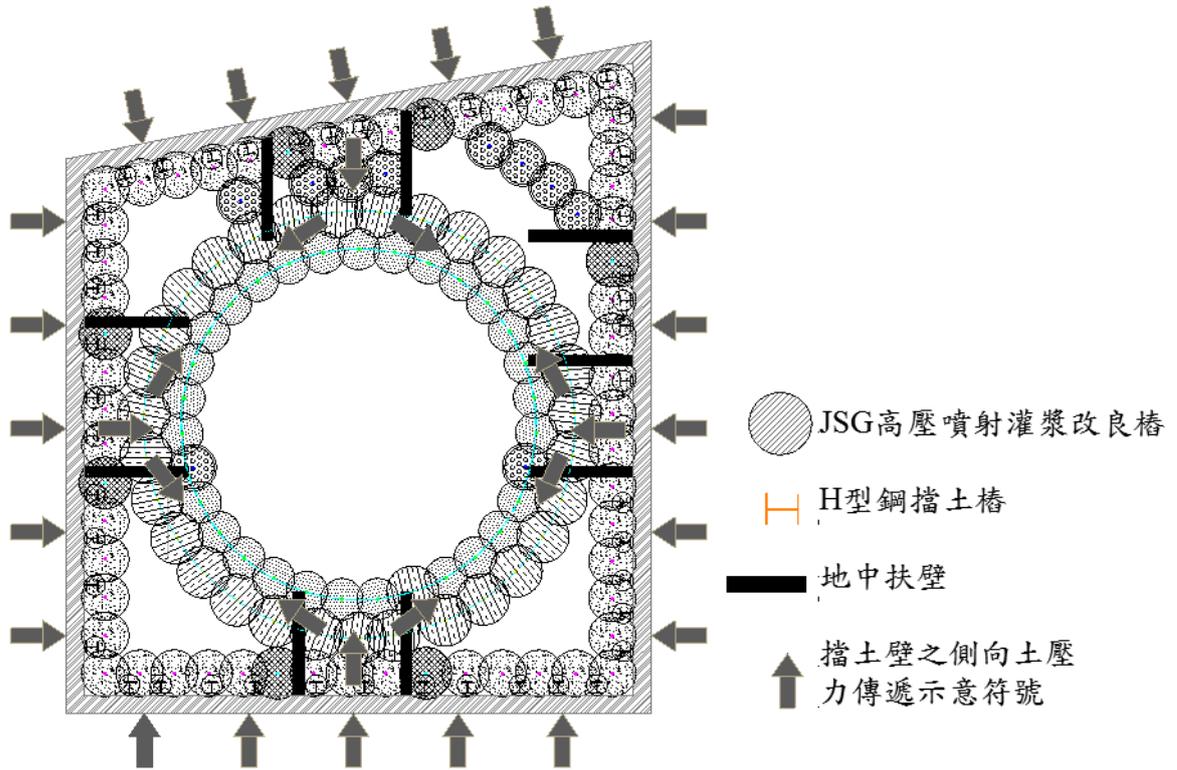


圖 3.13 擋土壁側向土壓力傳遞

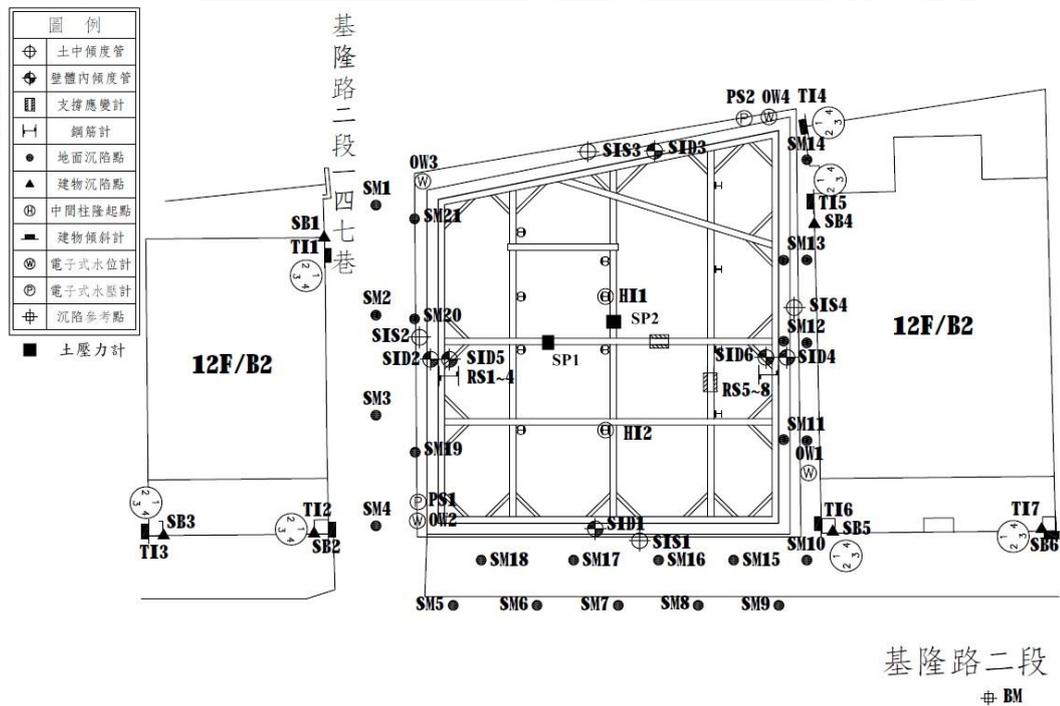


圖 3.14 監測系統配置

(摘自儀大工程公司，2013)



圖 3.15 土中傾度管



圖 3.16 舊連續壁體內傾度管

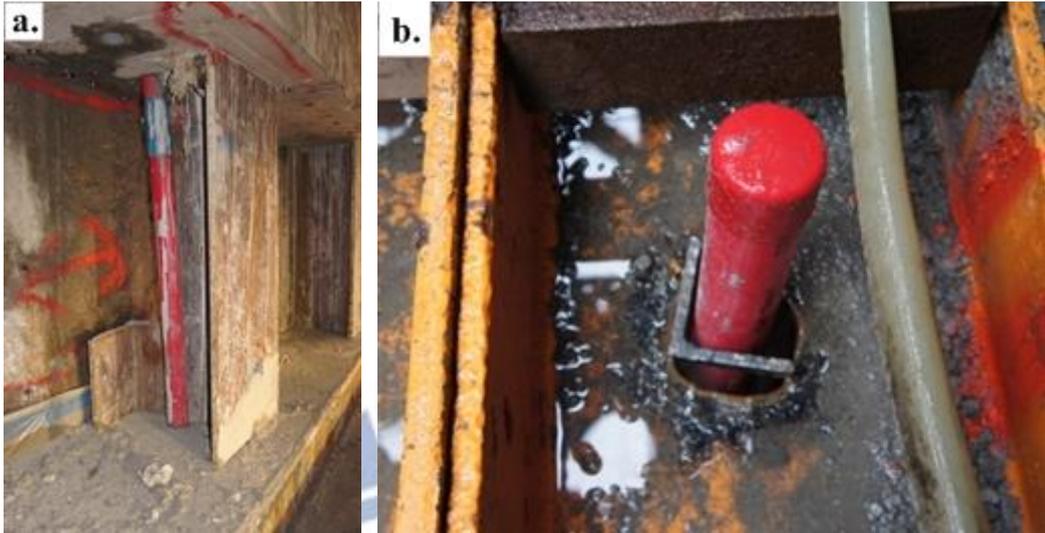


圖 3.17 新擋土 H 型鋼樁壁體內傾度管 (a. 側視, b. 頂部)



圖 3.18 地面沉陷點



圖 3.19 建物沉陷點

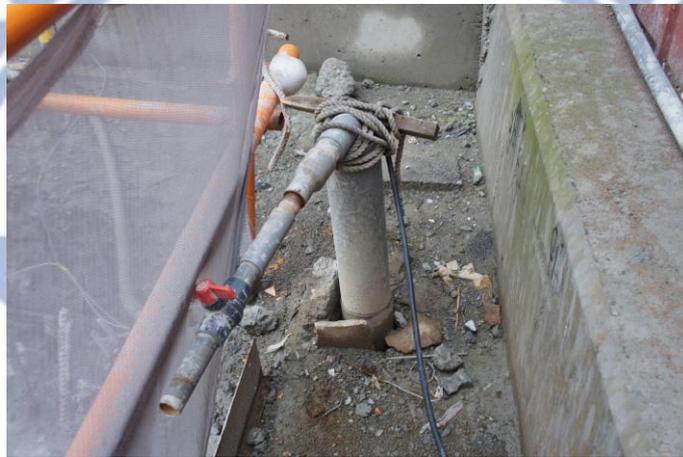


圖 3.20 水位計套管



圖 3.21 水壓計套管



a. 水泥儲存槽



b. 水泥粉塵集塵機



c. 水泥自動秤重拌合機



d. 儲漿攪拌桶



e. 棄土槽



f. 儲水池

圖 4.1 JSG 高壓噴射灌漿之施工機具



g. 流量壓力紀錄器



h. 高壓幫泵浦



i. 漿液二次攪拌桶



j. 儲水桶



k. 鑽孔及灌漿機



l. 灌漿二重管

圖 4.1 JSG 高壓噴射灌漿之施工機具 (續)



圖 4.2 案例使用之 JSG 高壓噴射灌漿噴嘴三視圖 (摘自森城建設公司, 2012)

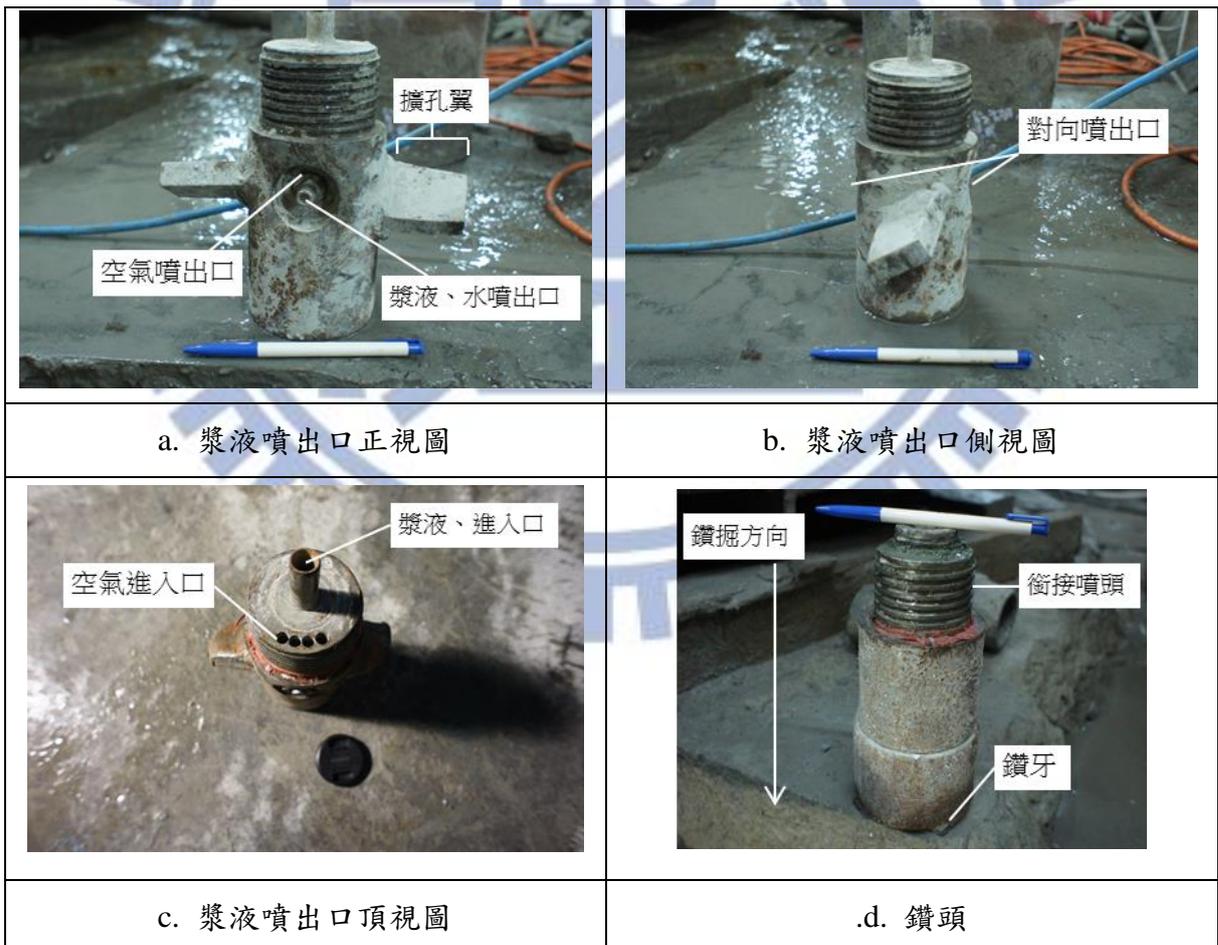


圖 4.3 鑽頭及噴出口組合圖



圖 4.4 對向高壓水試噴

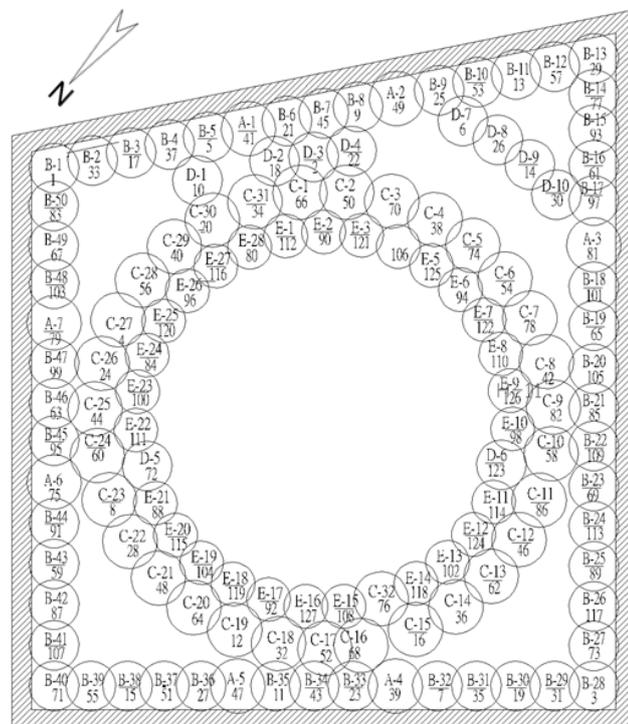
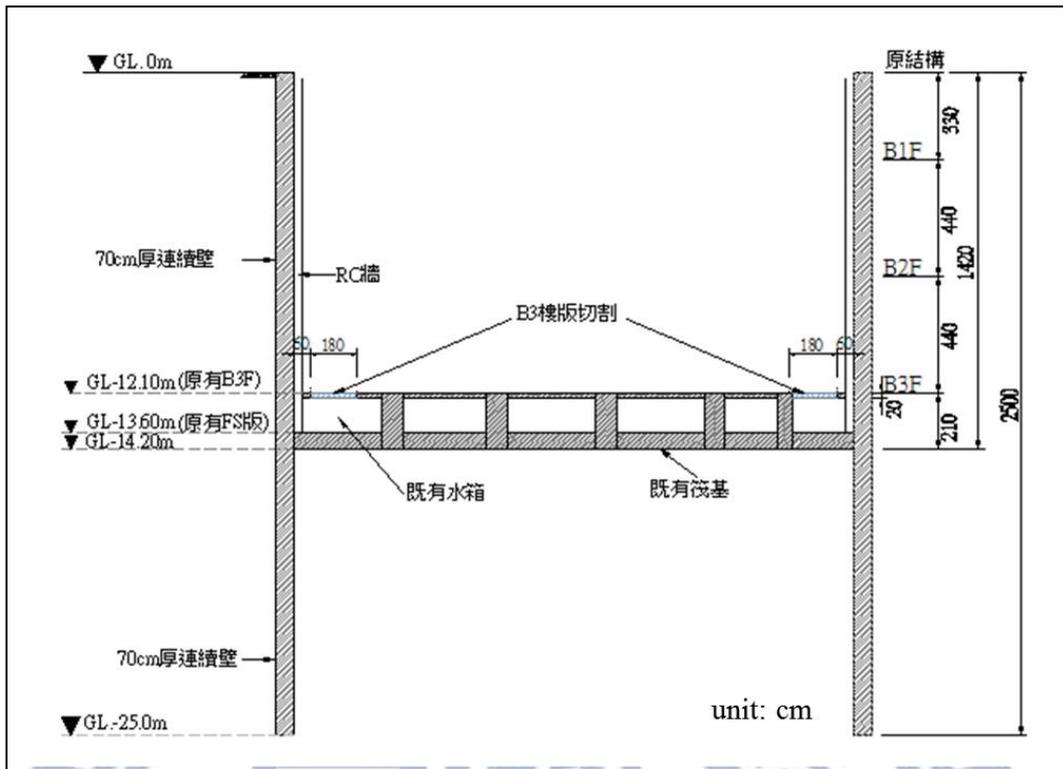
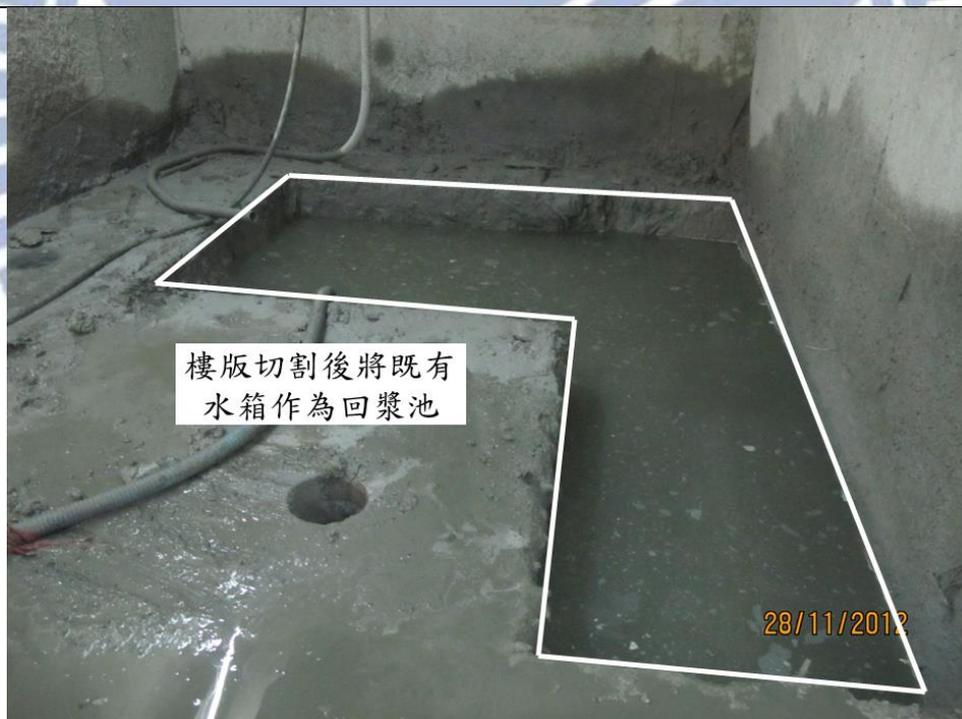


圖 4.5 JSG 改良土樁施作順序圖 (修改自森城建設公司, 2012)



a. 樓版切割示意圖 (摘自森城建設公司, 2012)



b. 樓版切割完成圖

圖 4.6 舊有 B3 樓版切割

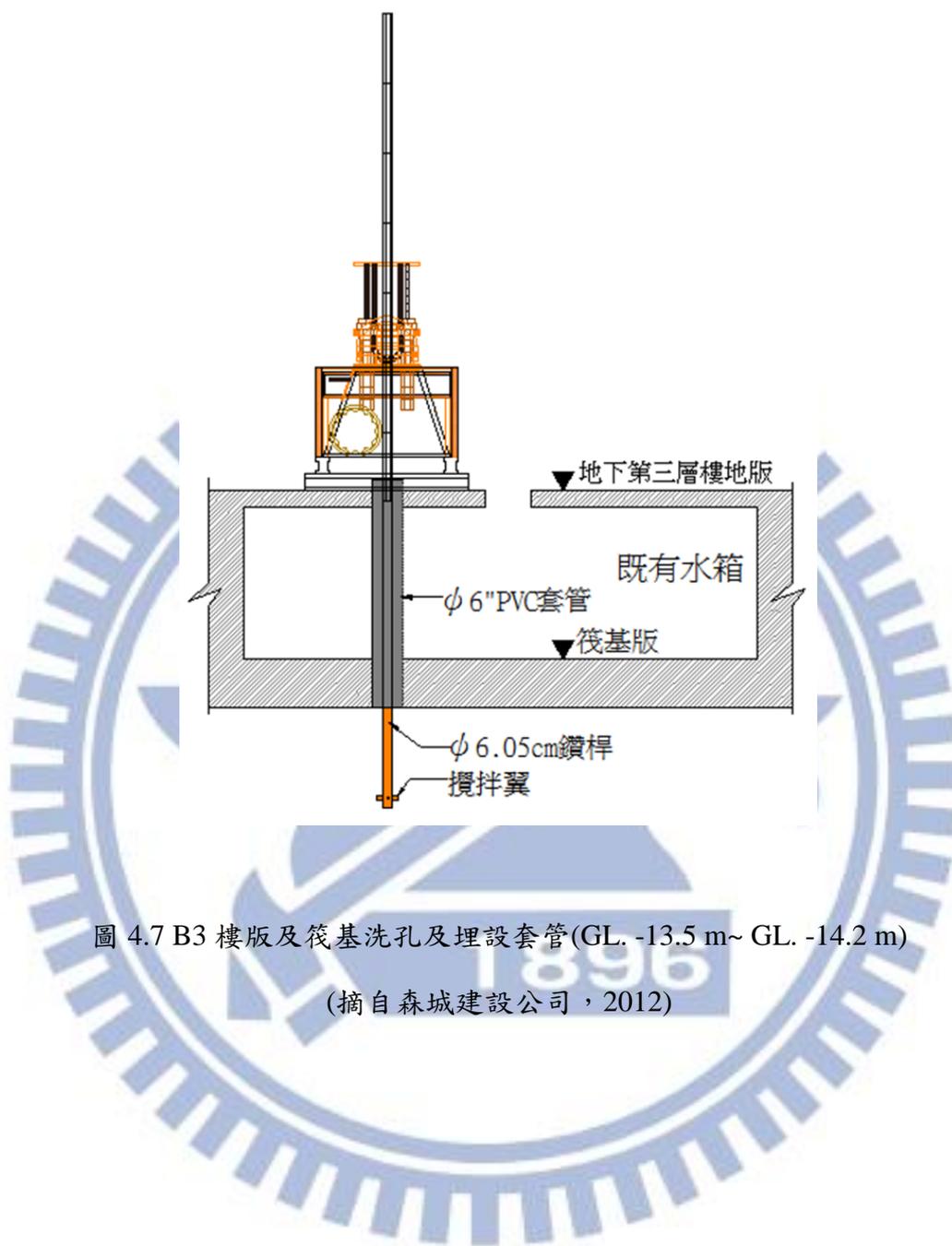


圖 4.7 B3 樓版及筏基洗孔及埋設套管(GL. -13.5 m~ GL. -14.2 m)

(摘自森城建設公司，2012)



圖 4.8 鑽機定位及清水試噴

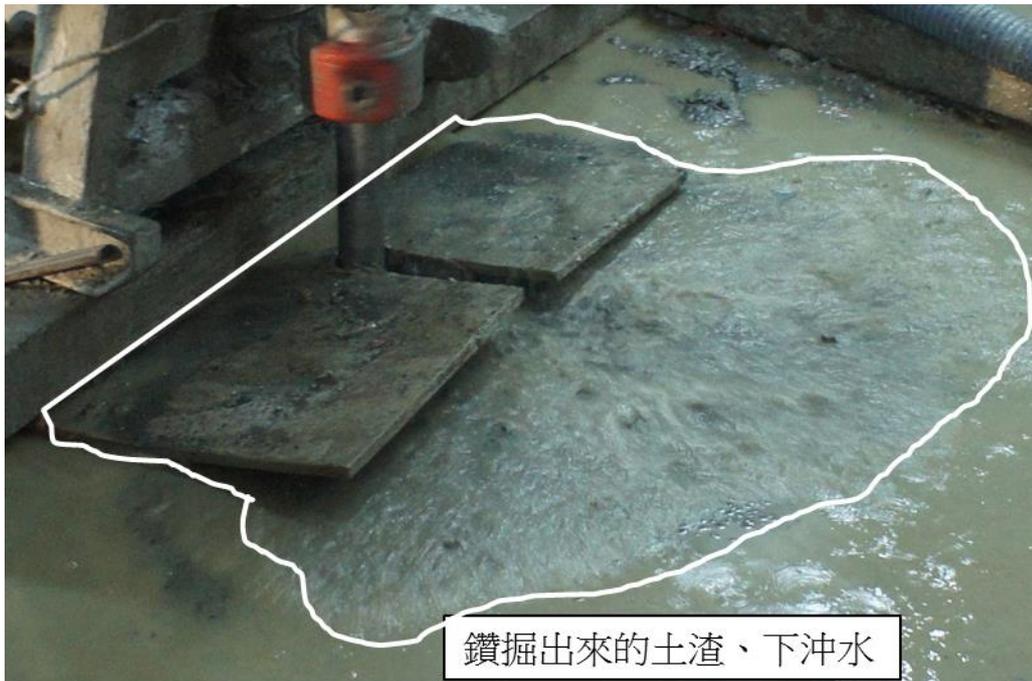


圖 4.9 下沖水鑽孔至設計深度

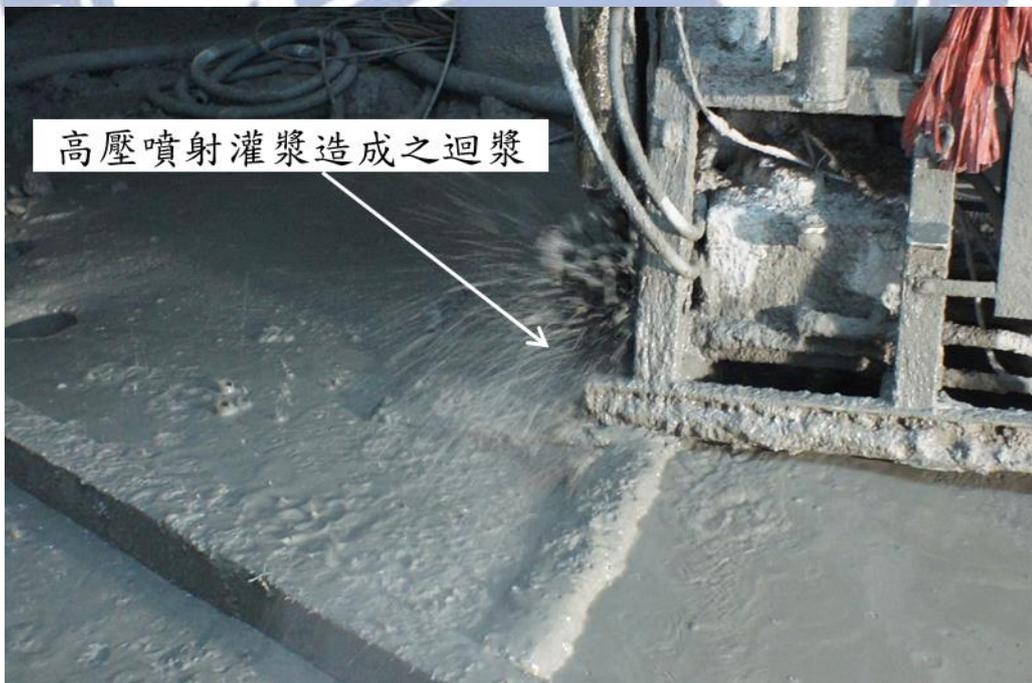


圖 4.10 進行高壓噴射灌漿之鑽孔迴漿



a. 鋼珠



b. 鋼珠投入至鑽桿底部封閉下沖出水口

圖 4.11 投入鋼珠封閉下沖水口



圖 4.12 鑽頭之鑽牙遭磨損

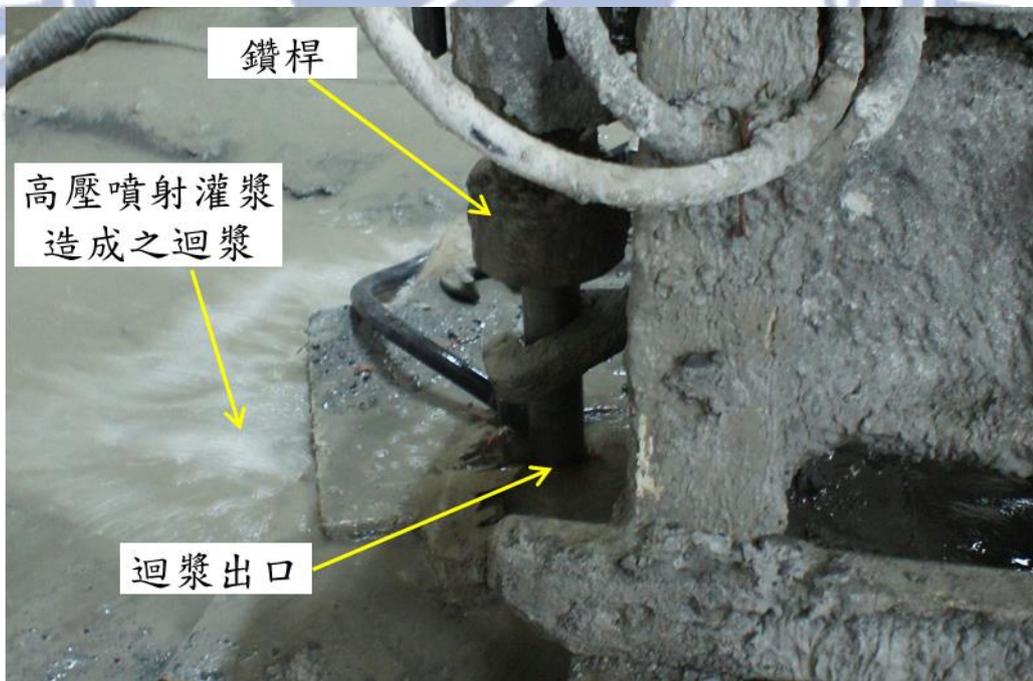


圖 4.13 高壓噴射灌漿之迴漿



圖 4.14 H 型鋼擋土樁施作機具



圖 4.15 鑽頭前端之擴孔鑽牙及定位桿

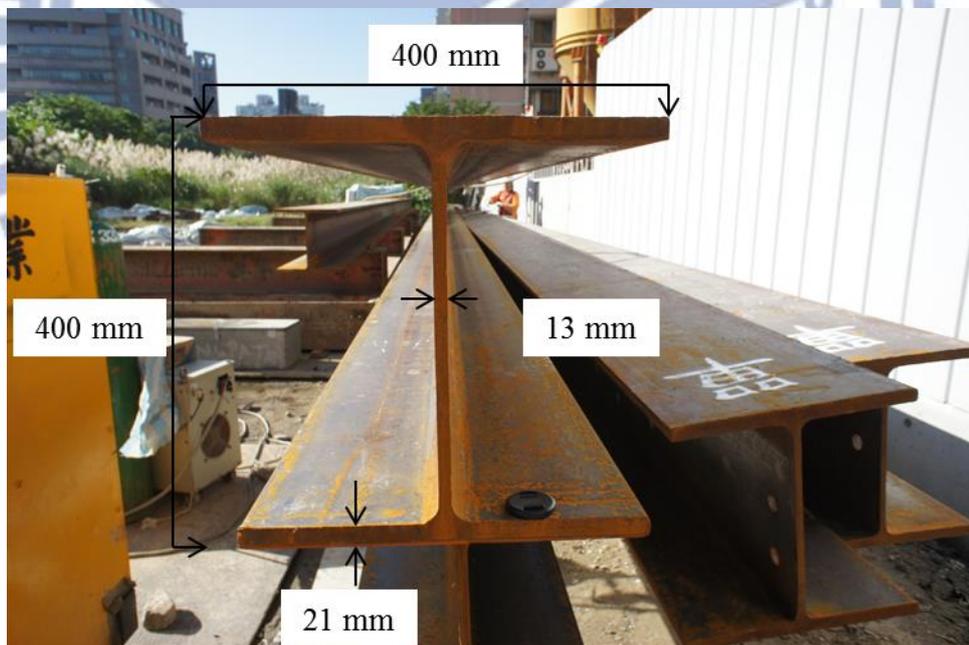


圖 4.16 400×400×13×21 H 型鋼斷面圖

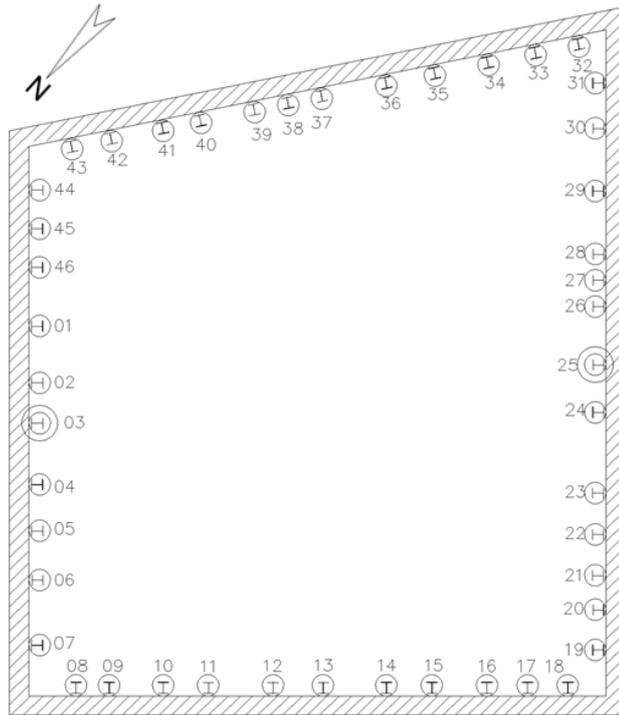


圖 4.17 H 型鋼擋土樁之位置圖 (修改自森城建設公司, 2012)

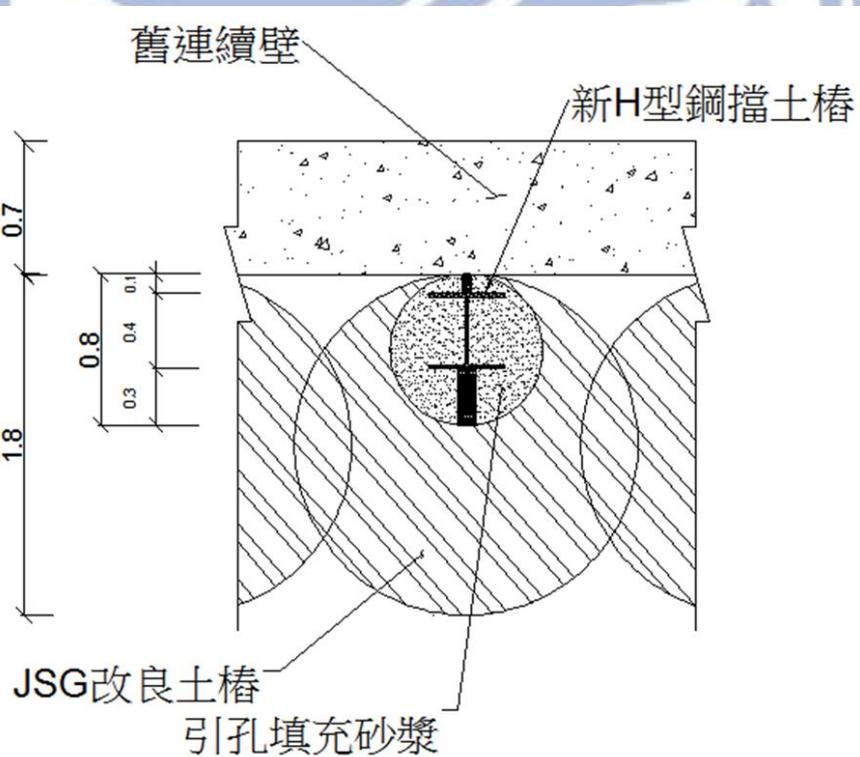


圖 4.18 H 型鋼擋土樁與舊連續壁結合示意圖 (unit: m)

(修改自森城建設公司, 2012)

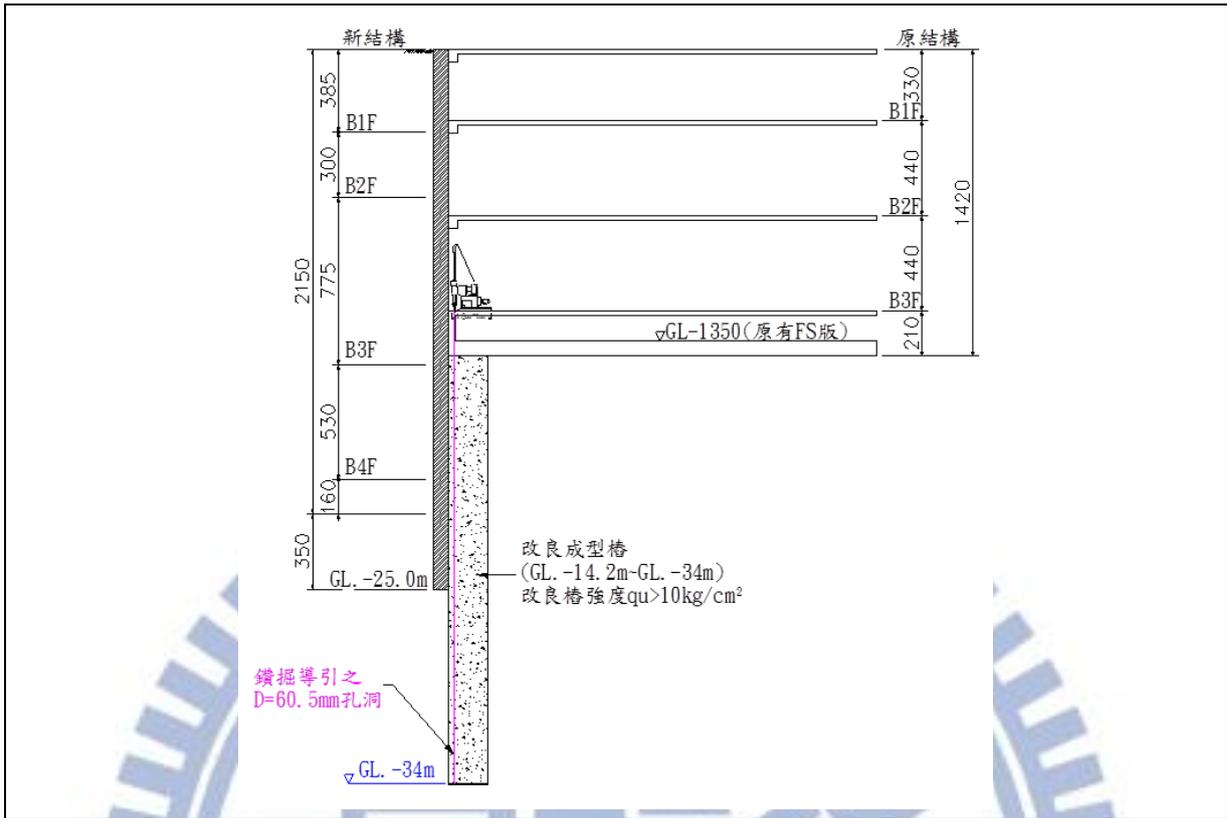


a. 切割既有樓版及打除混凝土



b. 將既有地下室周邊樑打除

圖 4.19 舊有樓版切割及地下室周邊樑打除



a. 鑽機施作 $\phi 60.5 \text{ mm}$ 引孔之示意 (摘自森城建設公司, 2012)



b. 引孔完成並預留孔中下定位桿

圖 4.20 施作引孔



圖 4.21 螺旋鑽桿前端之上定位桿與鑽孔中之下定位桿



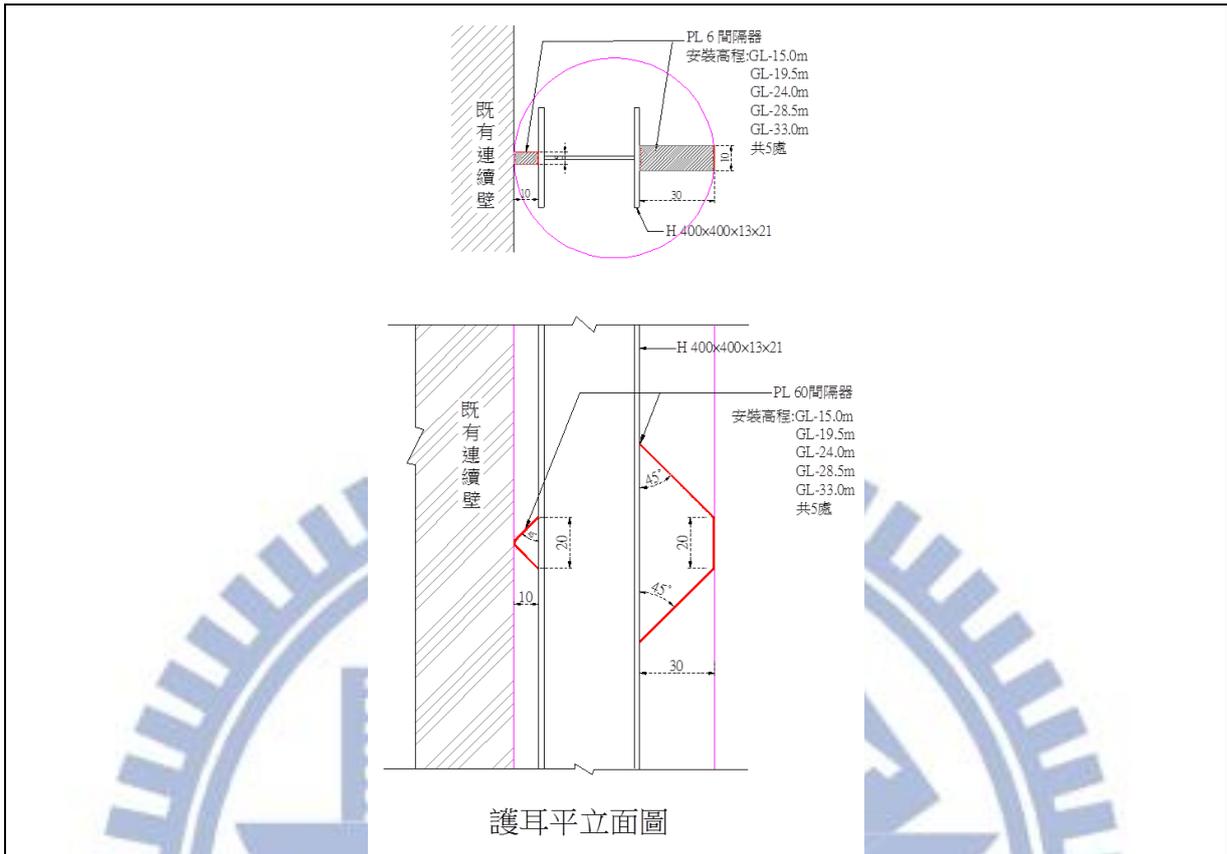
圖 4.22 螺旋鑽桿向下鑽掘帶出 JSG 改良土體



圖 4.23 於 B3 觀測螺旋鑽桿之鑽掘垂直度



圖 4.24 砂漿自螺旋鑽桿之鑽頭噴出澆置



a. H 型鋼上護耳尺寸圖

(摘自森城建設公司，2012)



b. H 型鋼上焊接護耳(GL. -15.0m, -19.5m, -24.0m, -28.5m, -33.0m)

圖 4.25 H 型鋼上之護耳



圖 4.26 H 型鋼樁吊放插入砂漿樁

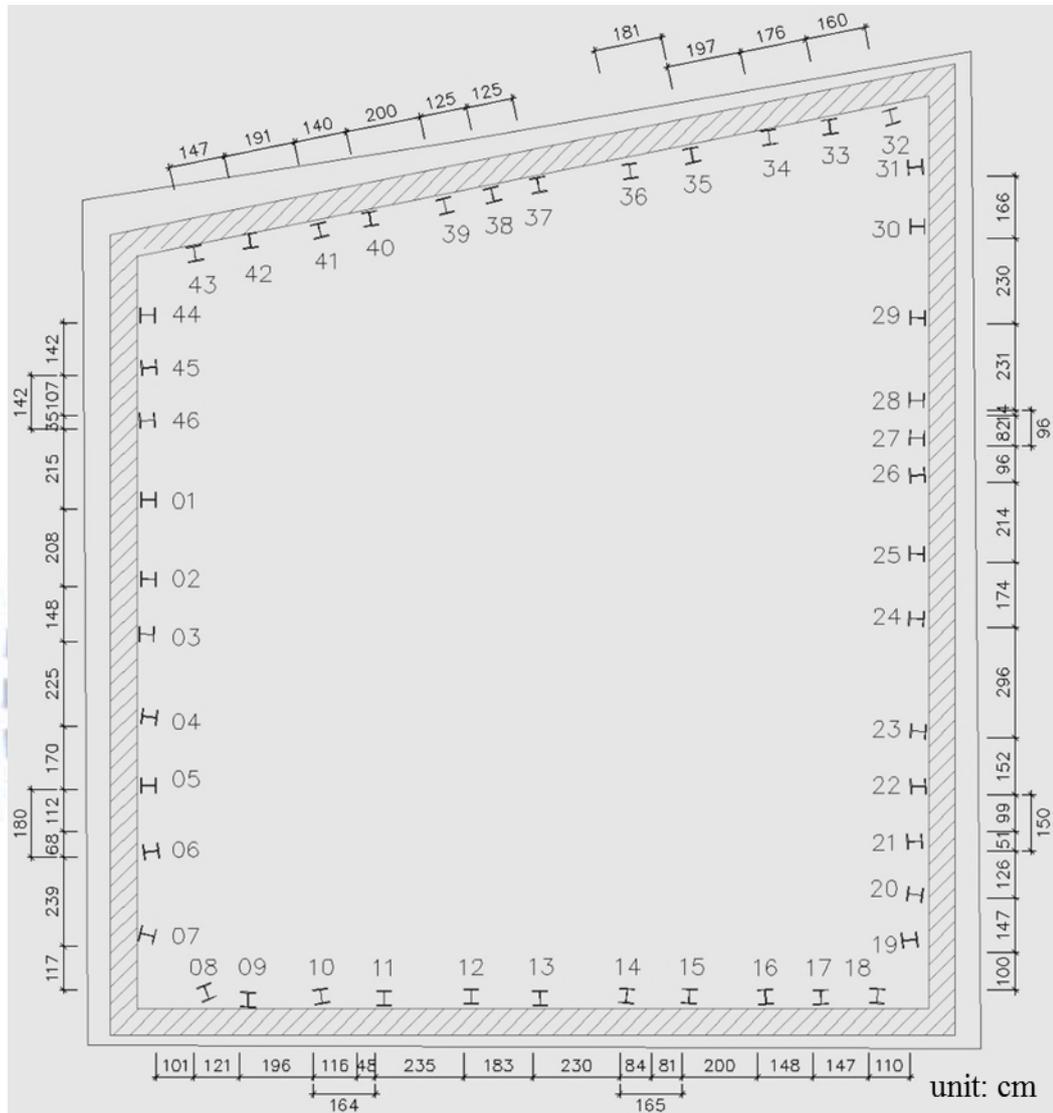


圖 4.27 H 型鋼樁完成後之樁位偏移 (摘自森城建設公司，2013)



a. JSG 改良土鑽探施作



b. 樁號 A3 之改良鑽心取樣

圖 4.29 鑽孔取樣

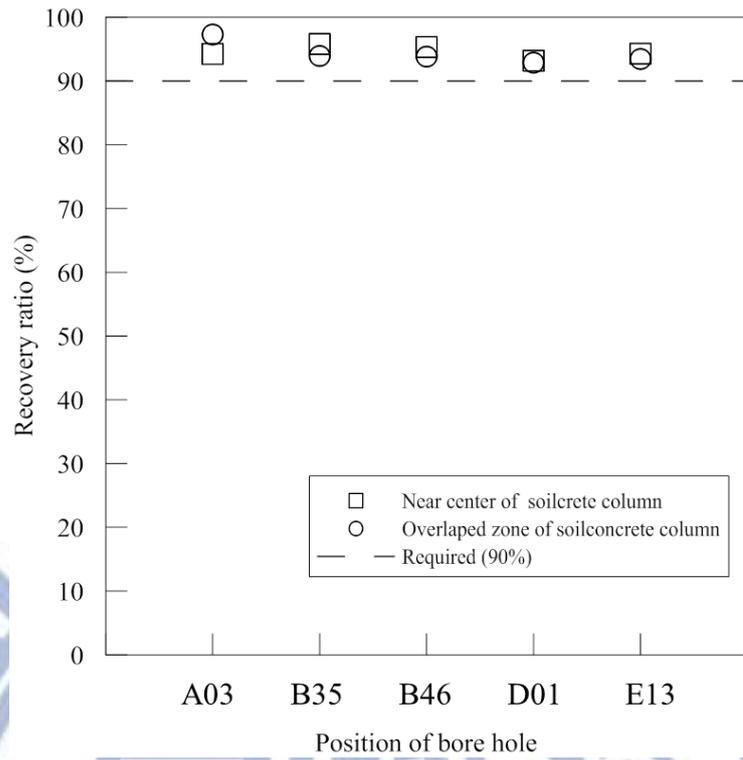


圖 4.30 改良土鑽心取樣之取樣率

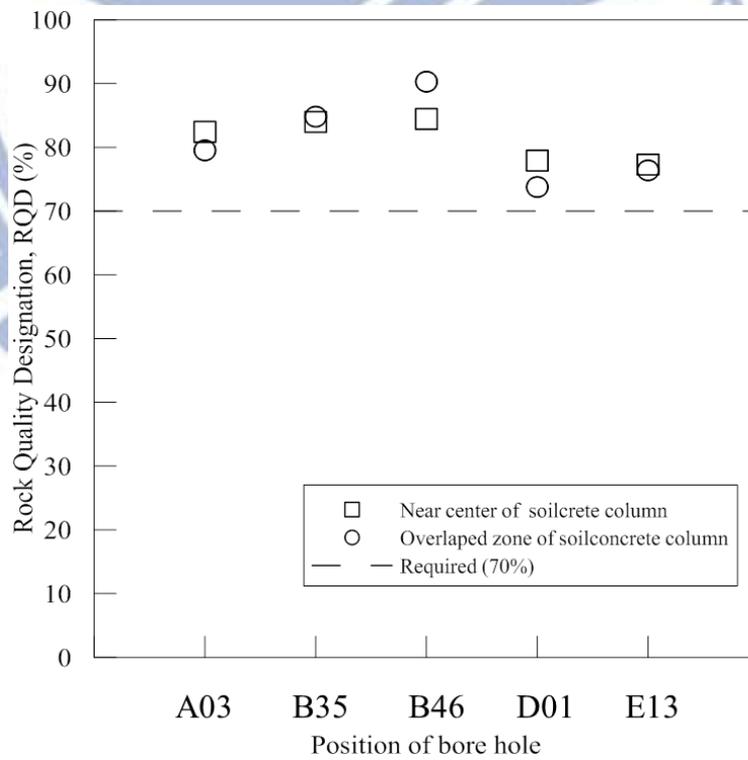


圖 4.31 改良土鑽心取樣之岩石品質指標

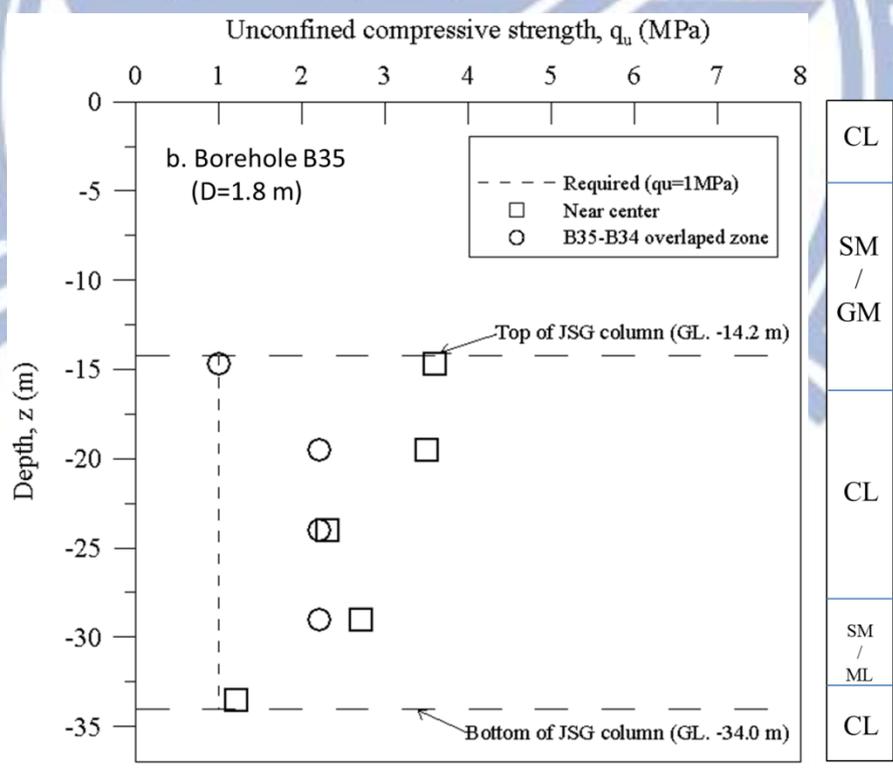
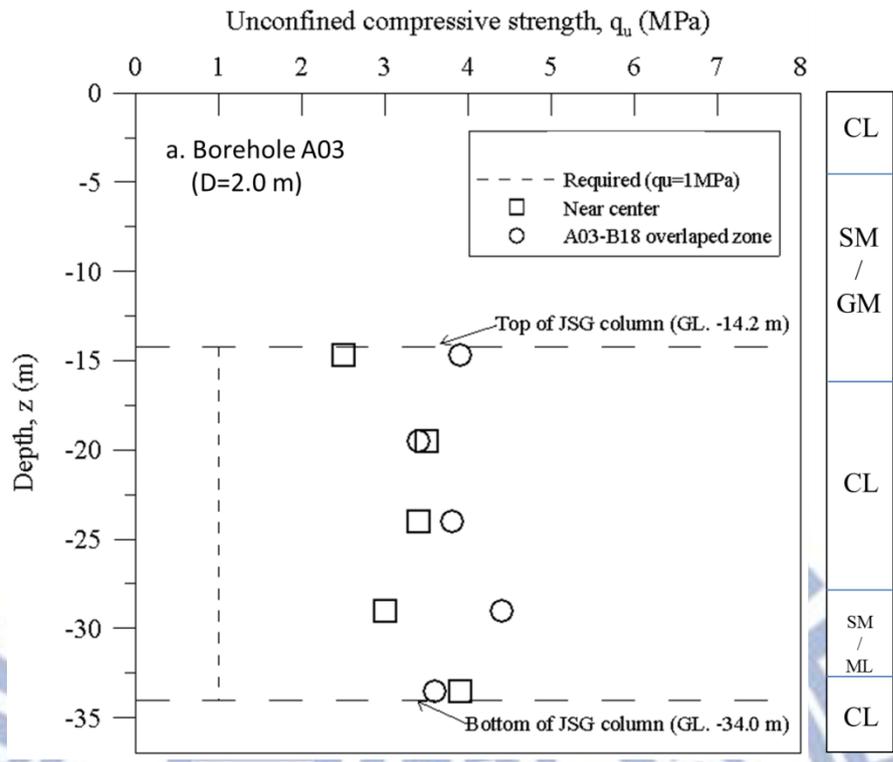


圖 4.32 JSG 改良土鑽心取樣無圍壓縮強度與深度關係

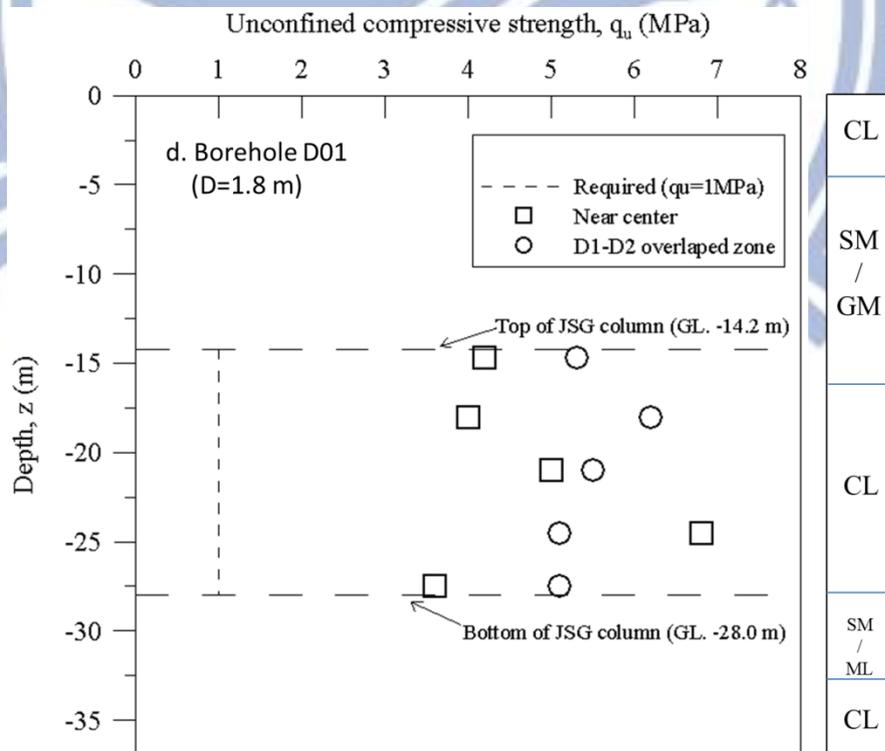
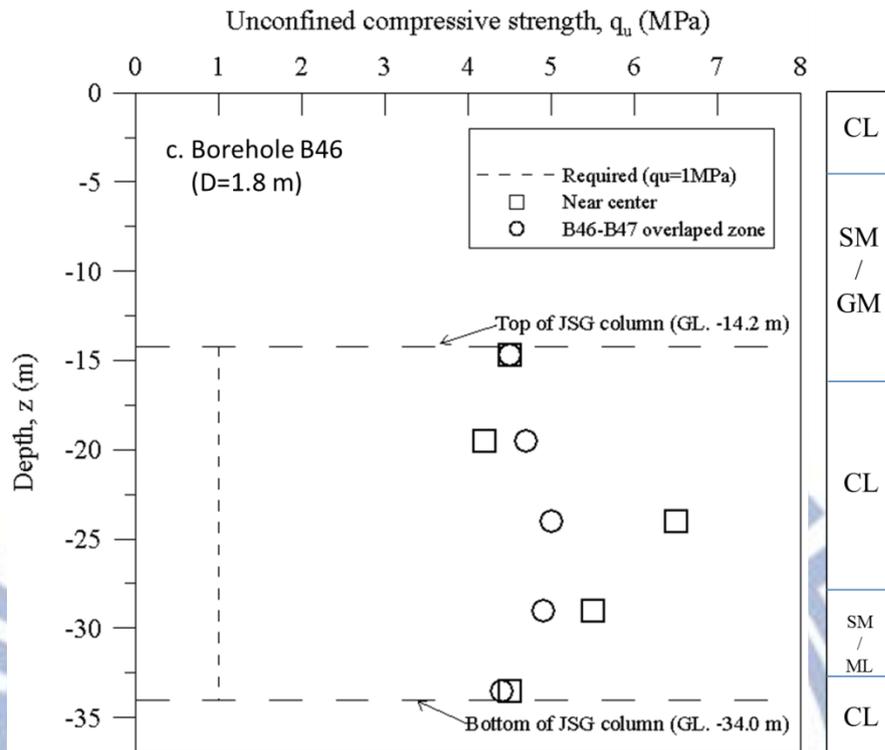


圖 4.32 JSG 改良土鑽心取樣無圍壓縮強度與深度關係(續 1)

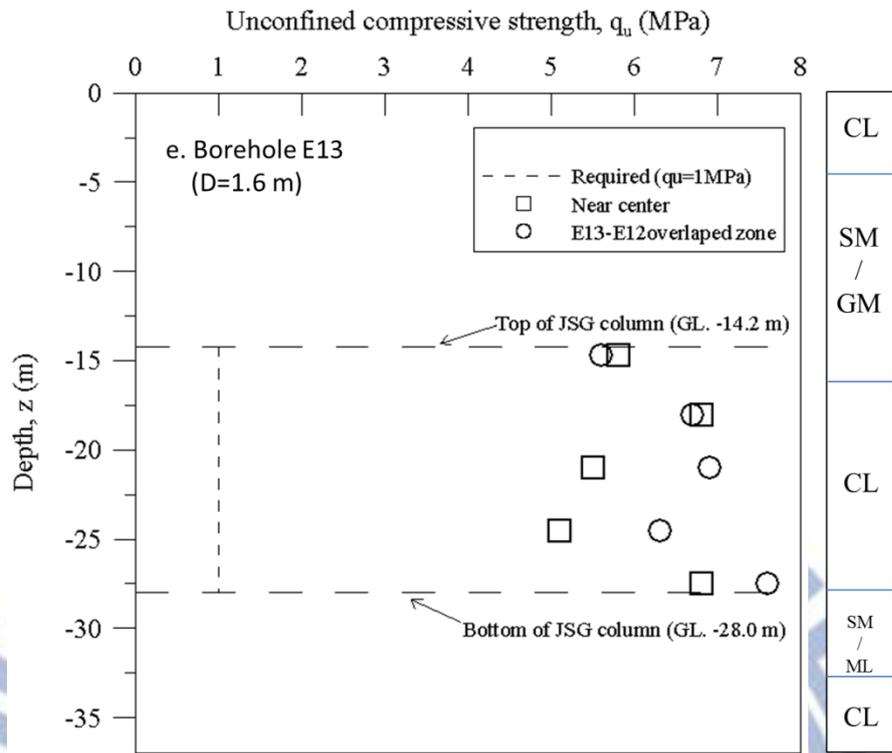
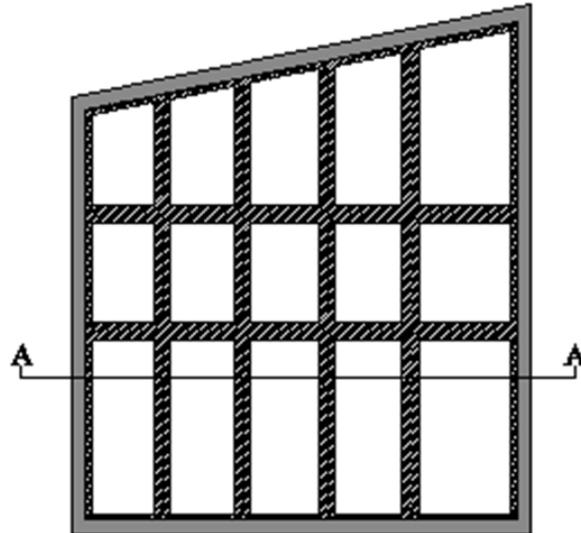


圖 4.32 JSG 改良土鑽心取樣無圍壓縮強度與深度關係(續 2)

a. Plan



b. Section

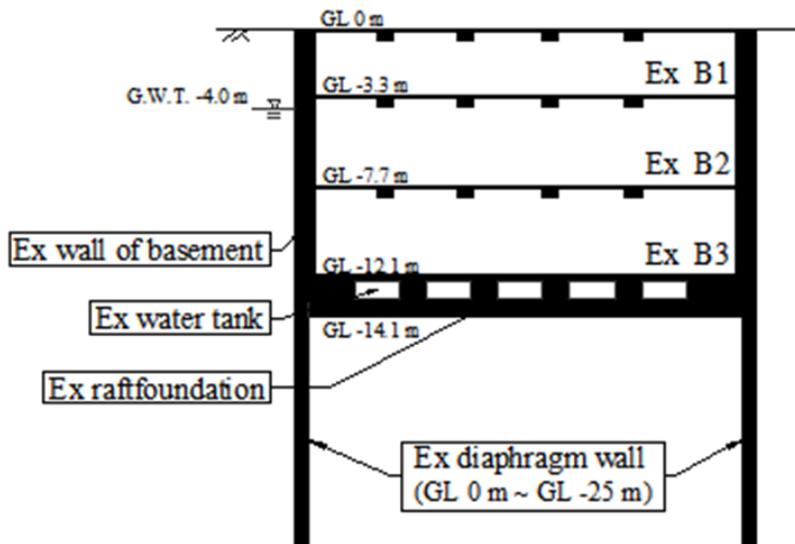


圖 5.1 JSG 地盤改良前就連續壁與地下室結構

(0)

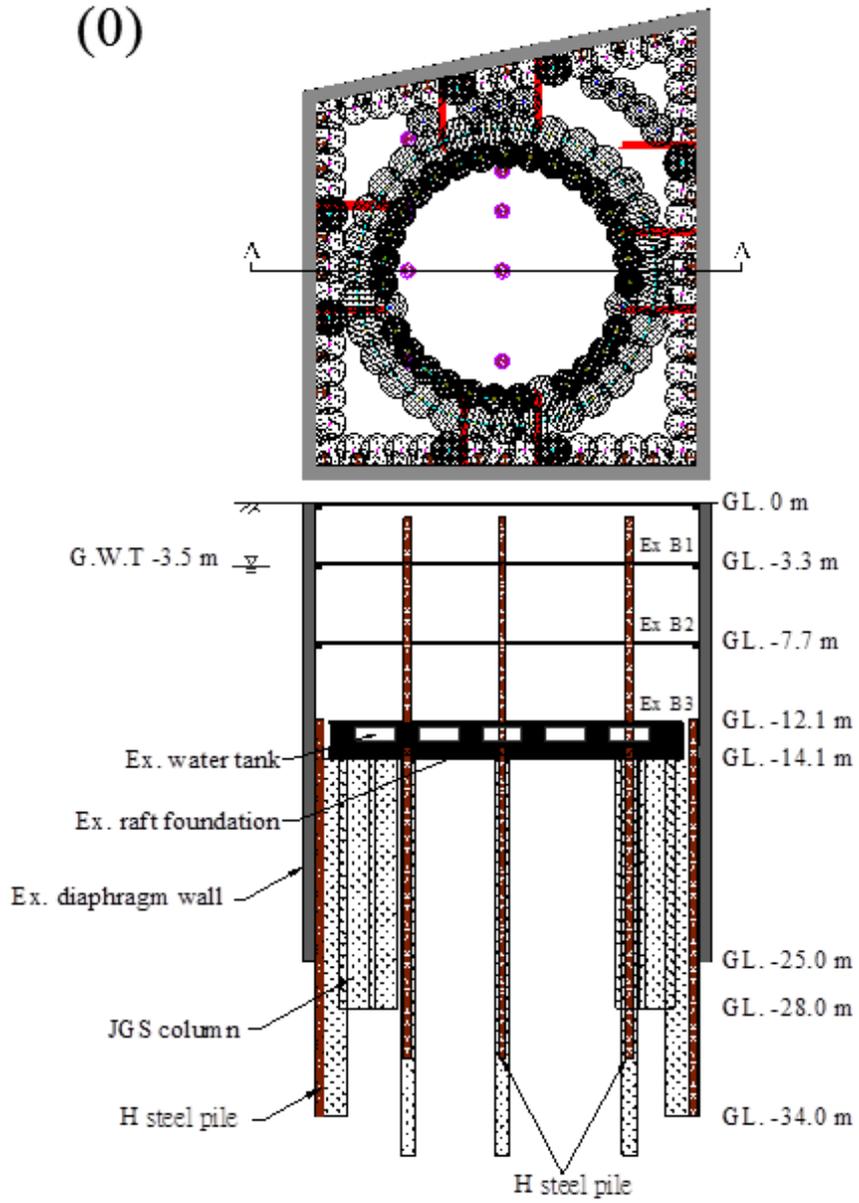


圖 5.2 JSG 地盤改良及 H 型鋼擋土樁完成

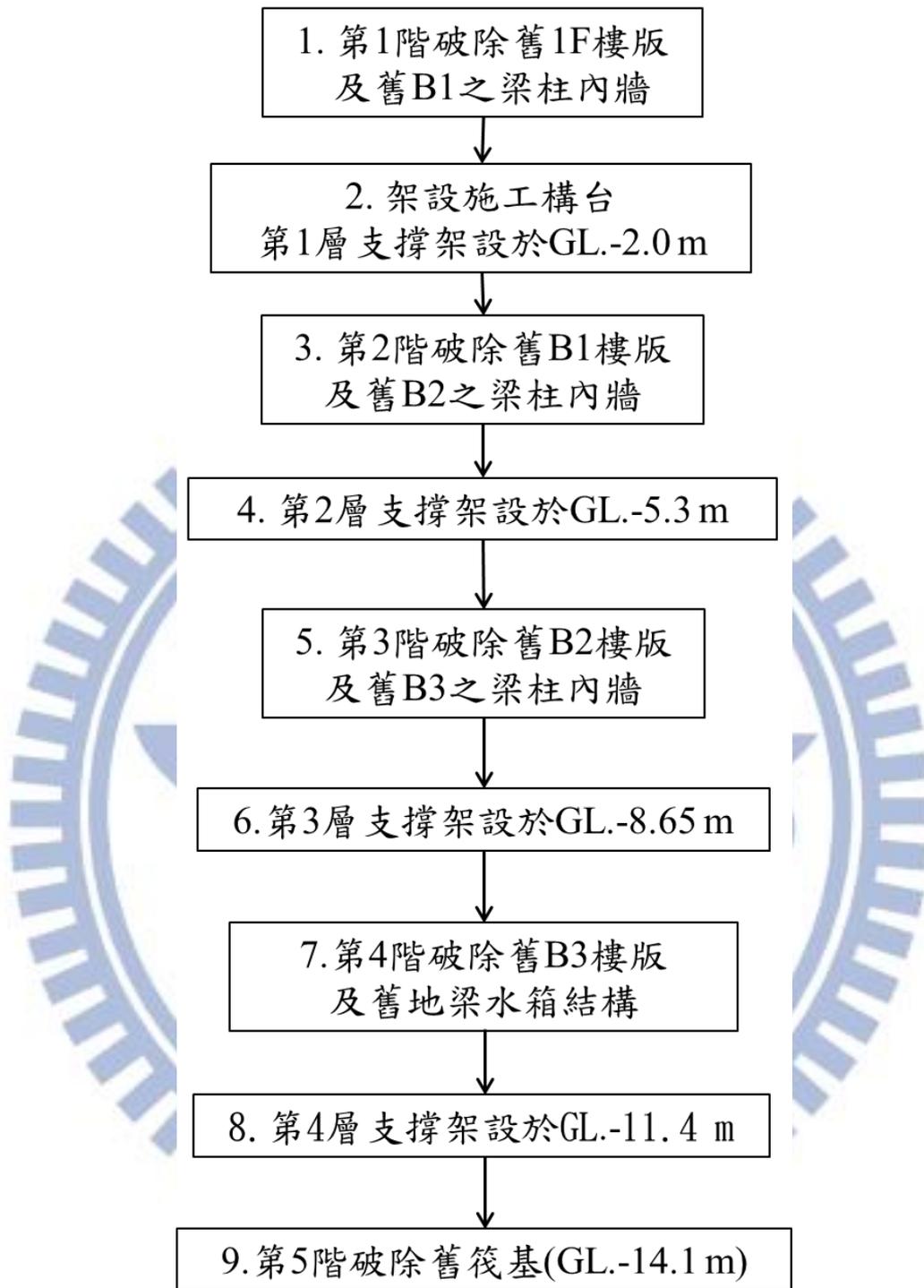


圖 5.3 破除舊地下室樓版梁柱筏基及架設支撐之施工流程

(摘自森城建設公司，2012)

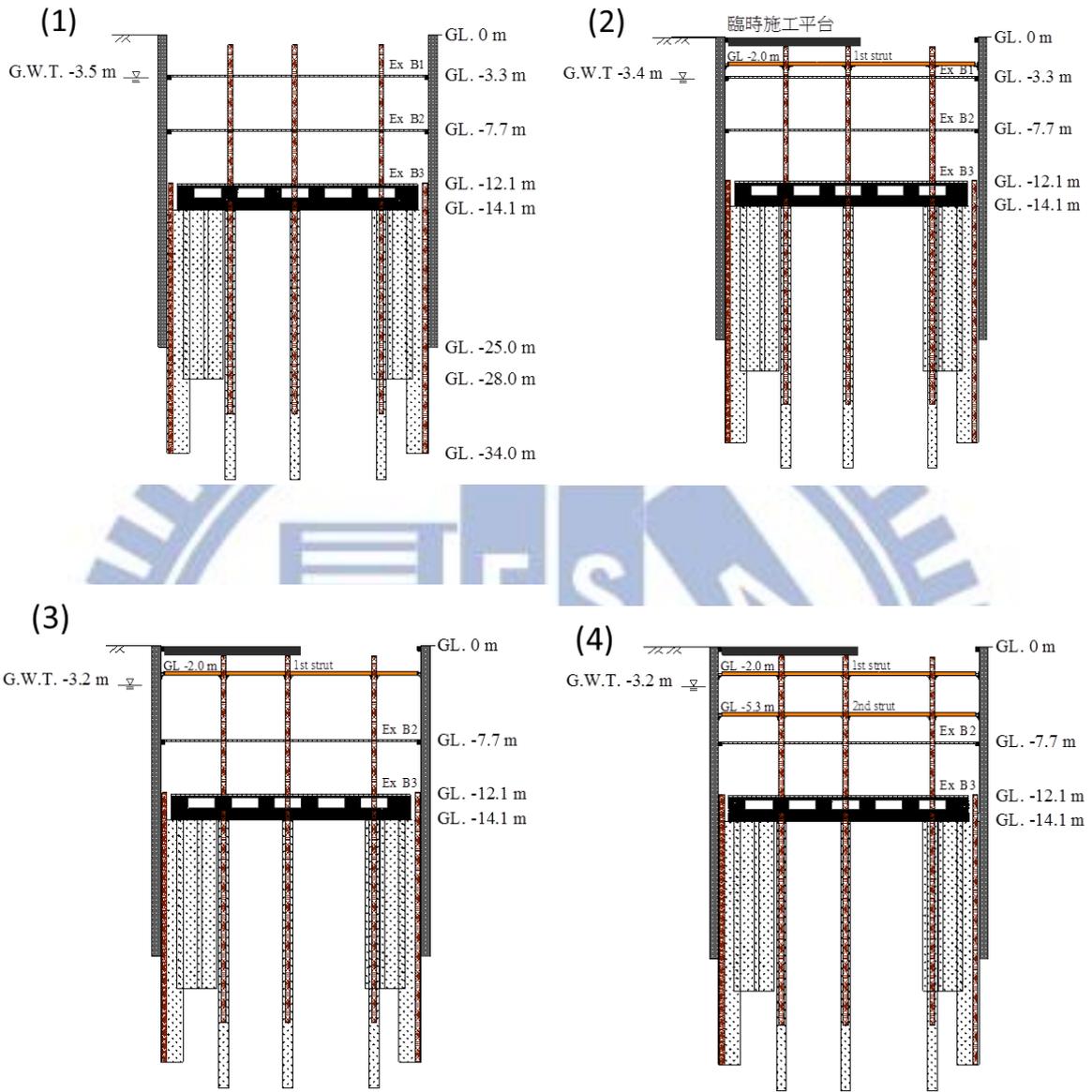


圖 5.4 破除舊地下室樓版梁柱筏基及架設支撐示意圖

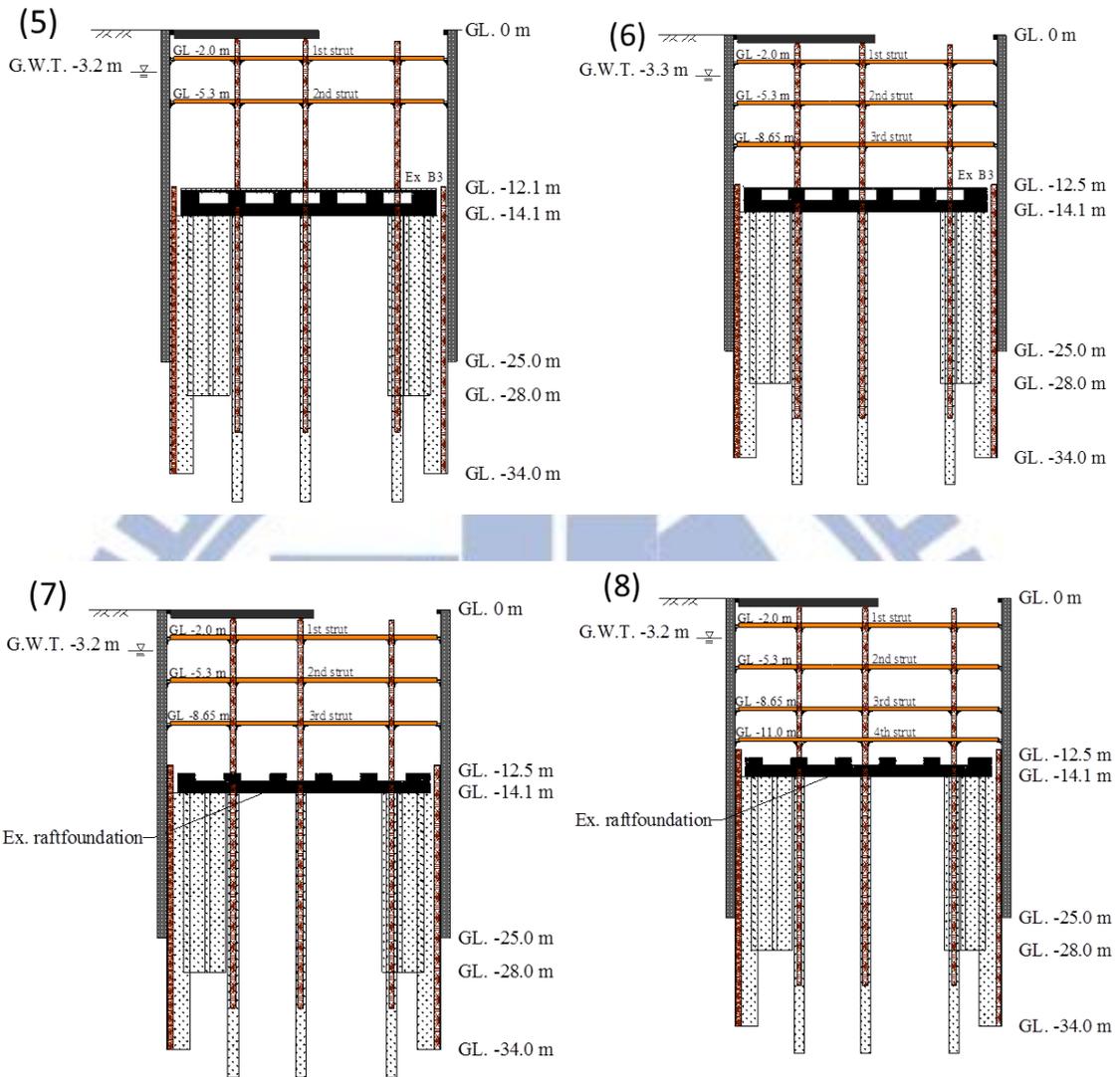


圖 5.4 破除舊地下室樓版梁柱筏基及架設支撐示意圖 (續 1)

(9)

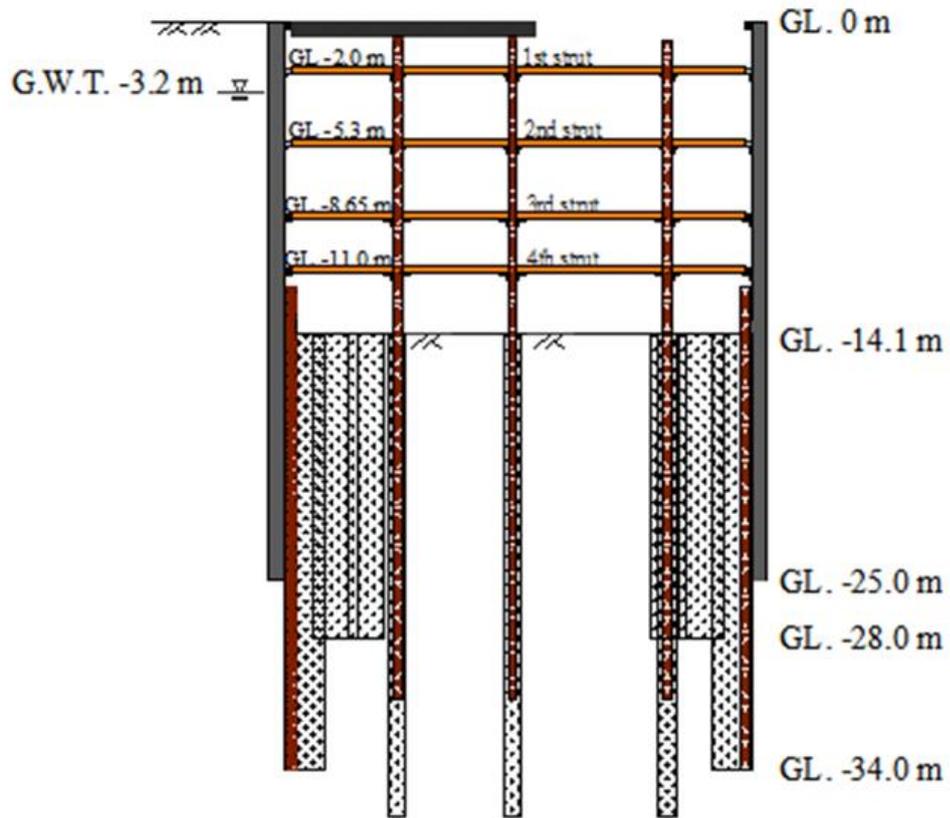


圖 5.4 破除舊地下室樓版梁柱筏基及架設支撐示意圖 (續 2)

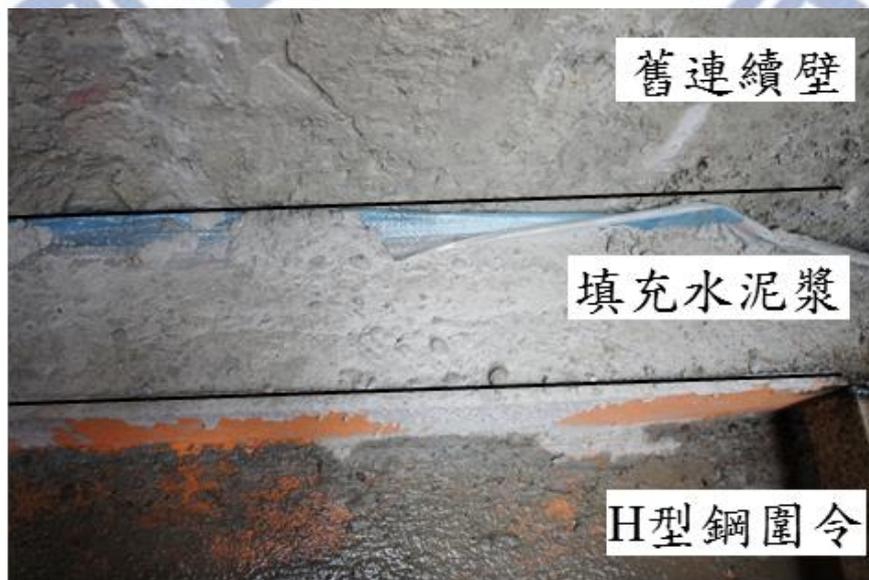


圖 5.5 H 型鋼圍令與舊連續壁間縫隙之填充



圖 5.6 以油壓千斤頂施於水平橫撐施加預壓力

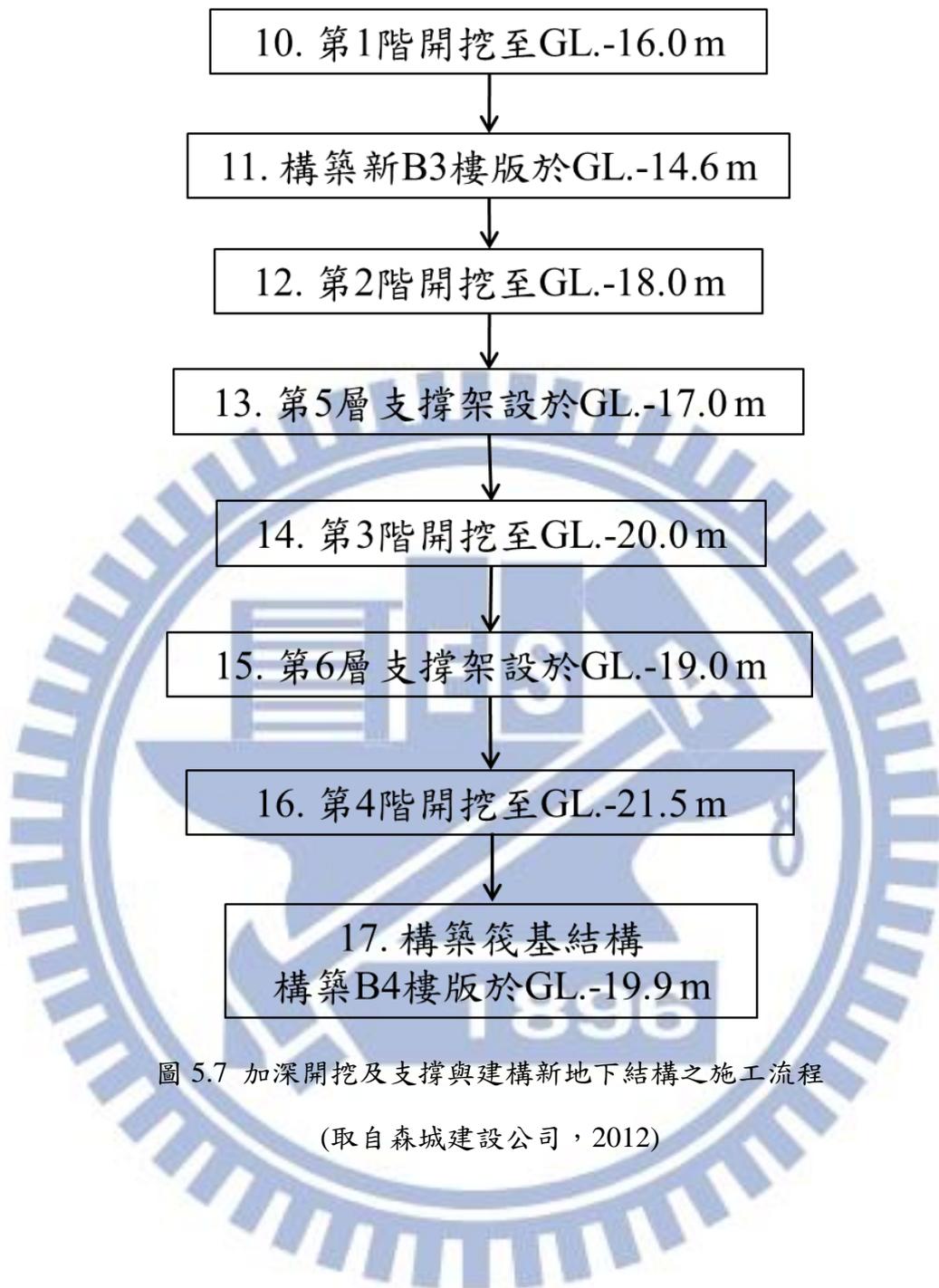


圖 5.7 加深開挖及支撐與建構新地下結構之施工流程

(取自森城建設公司，2012)

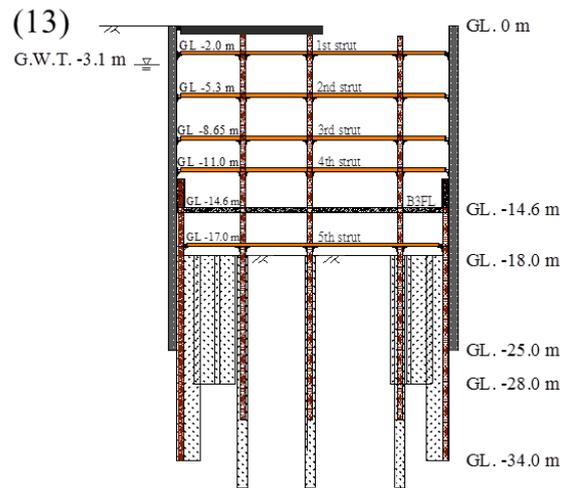
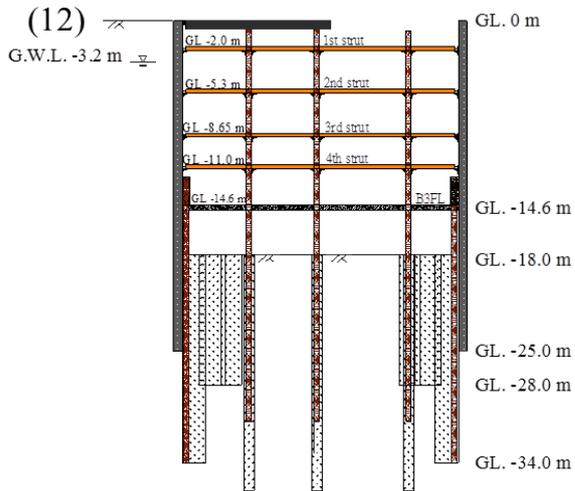
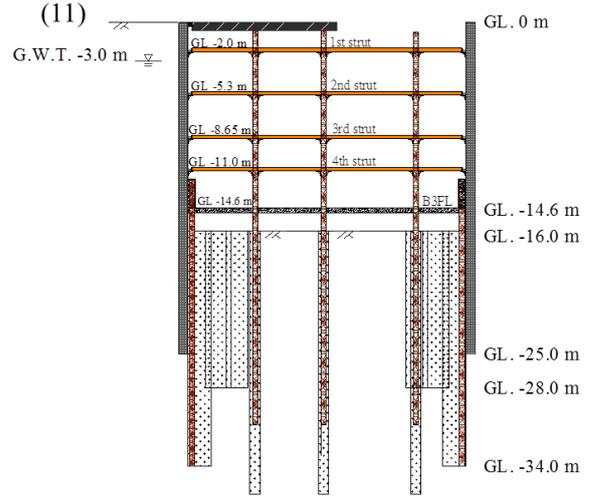
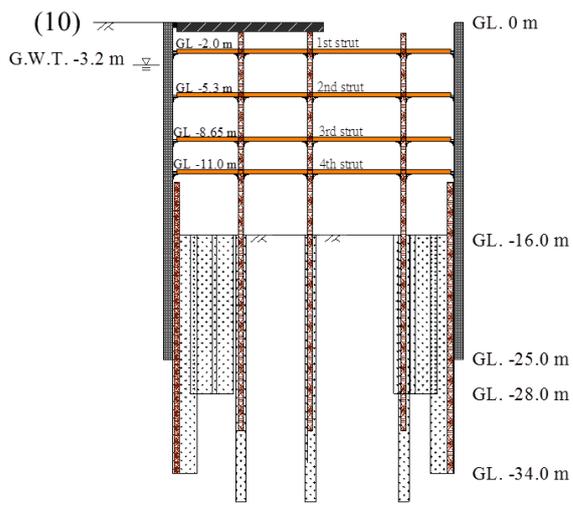


圖 5.8 加深開挖及支撐與建構新地下結構示意圖

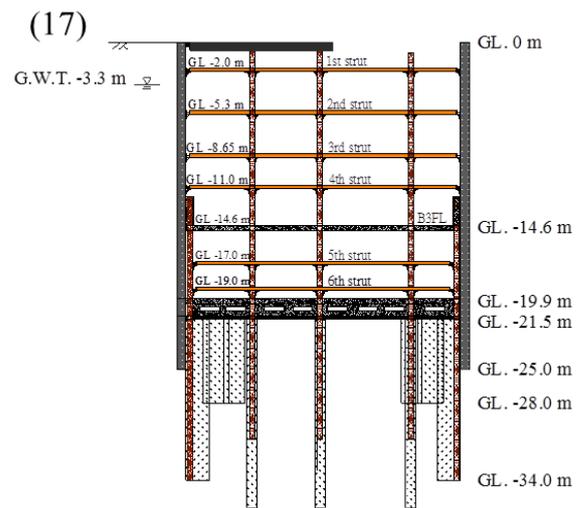
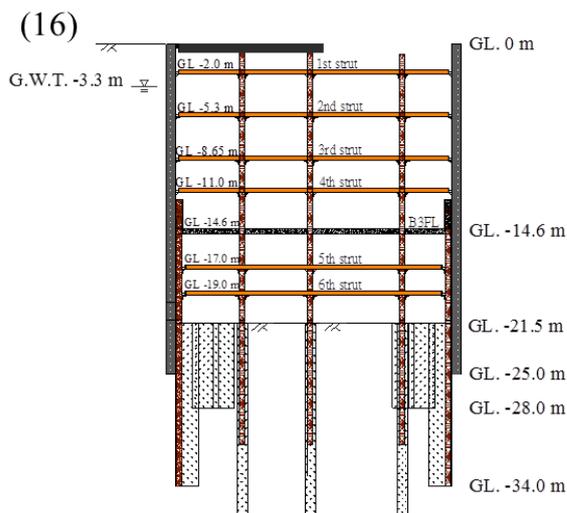
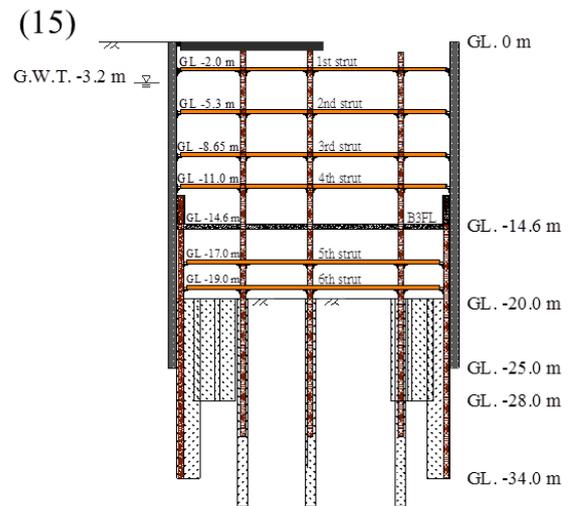
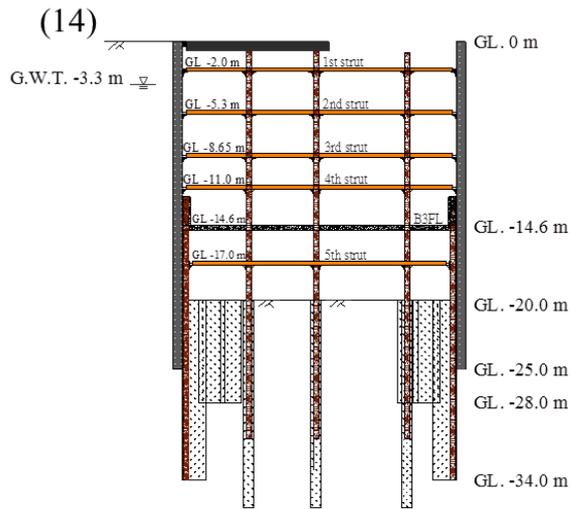


圖 5.8 加深開挖及支撐與建構新地下結構示意圖 (續)

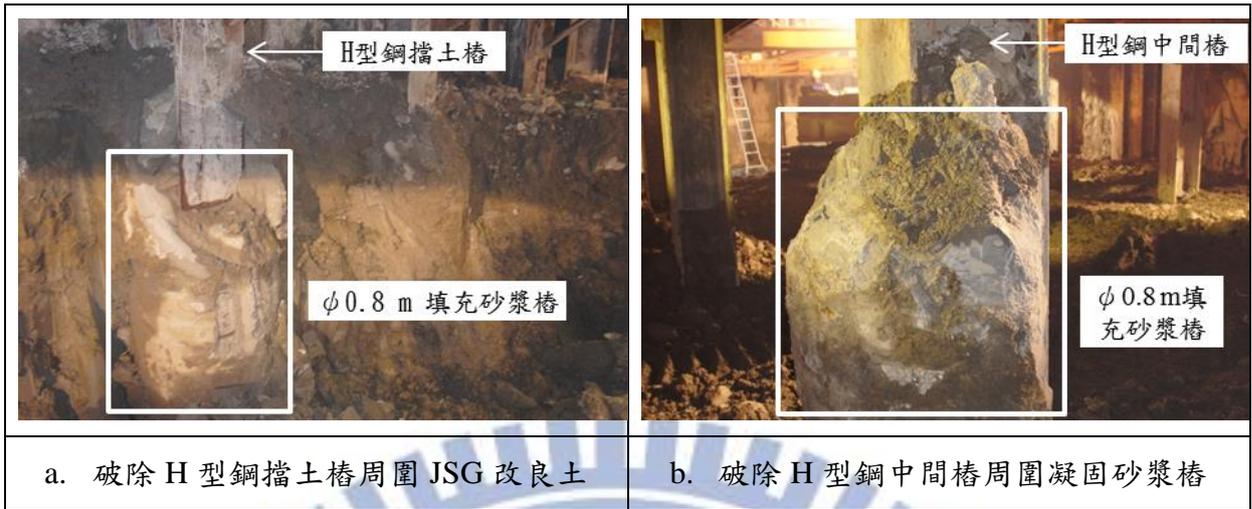


圖 5.9 H 型鋼樁周圍填充砂漿樁



圖 5.10 構築 B3FL 前置作業

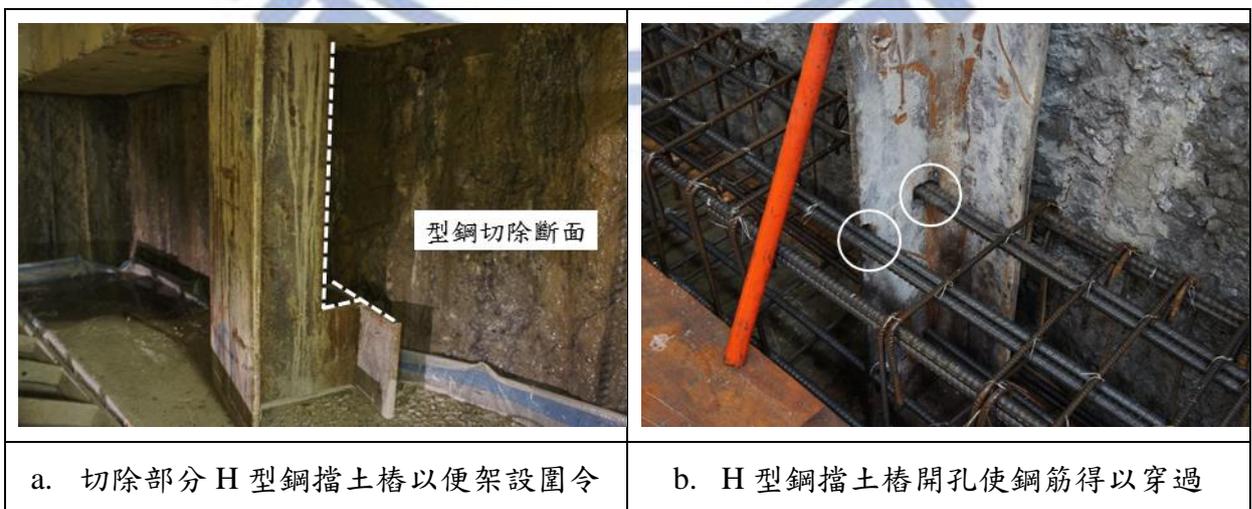


圖 5.11 H 型鋼擋土樁之切除、開孔

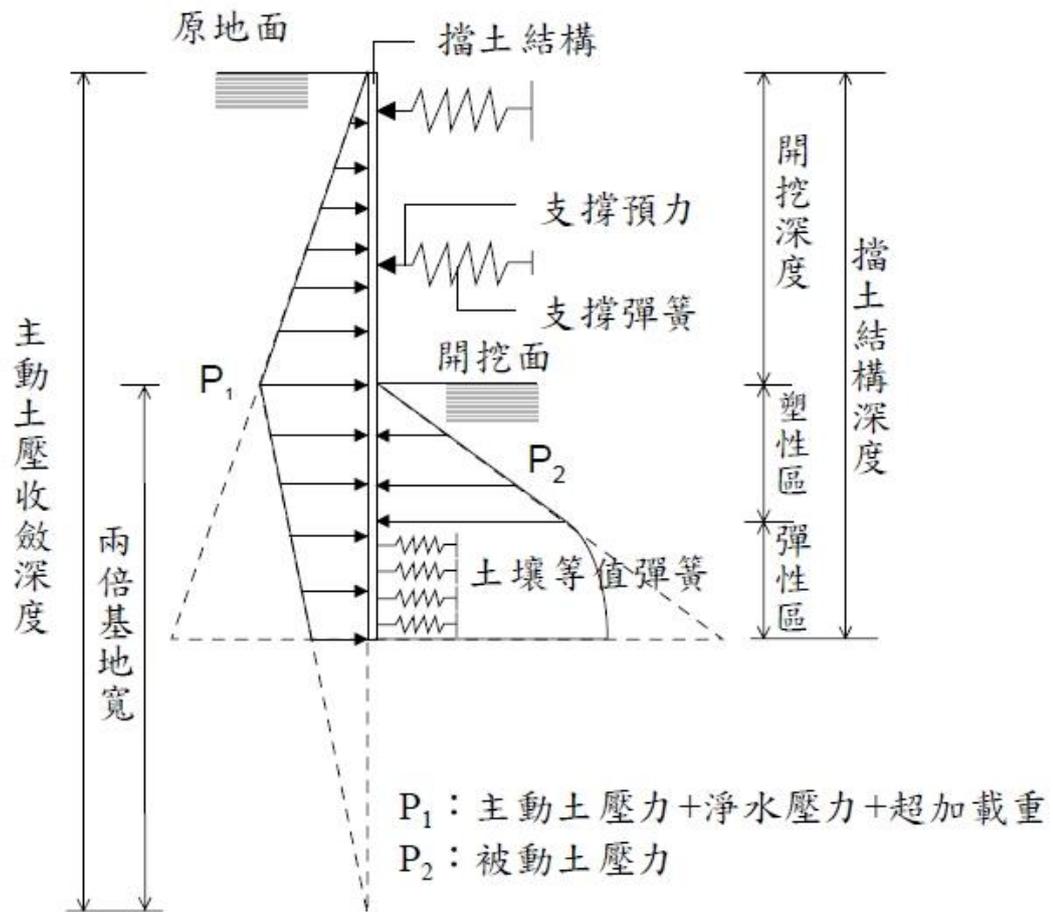


圖 6.1 TORSA 彈塑性基礎梁示意 (摘自謝旭昇等, 2002)

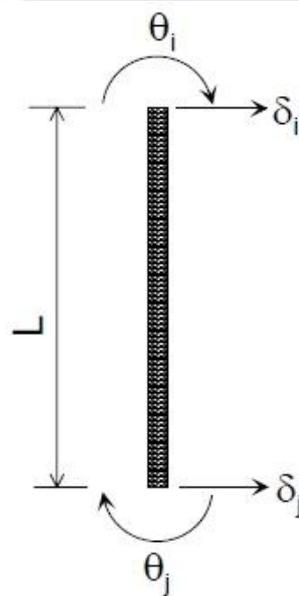


圖 6.2 TORSA 梁元素自由度 (摘自謝旭昇等, 2002)

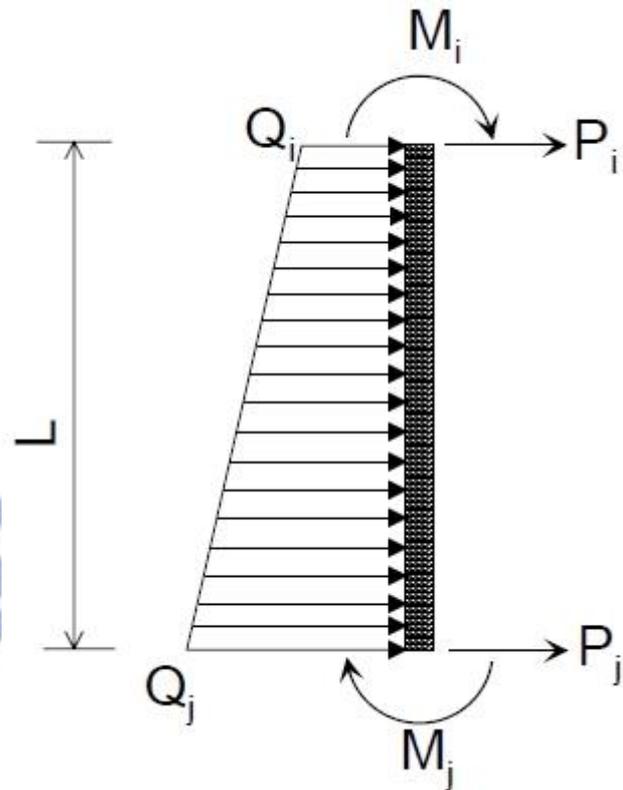


圖 6.3 TORSA 梁元素等值節點力示意 (摘自謝旭昇等, 2002)



圖 6.4 TORSA 程式模擬案例施工之至開挖最終階段基地剖面

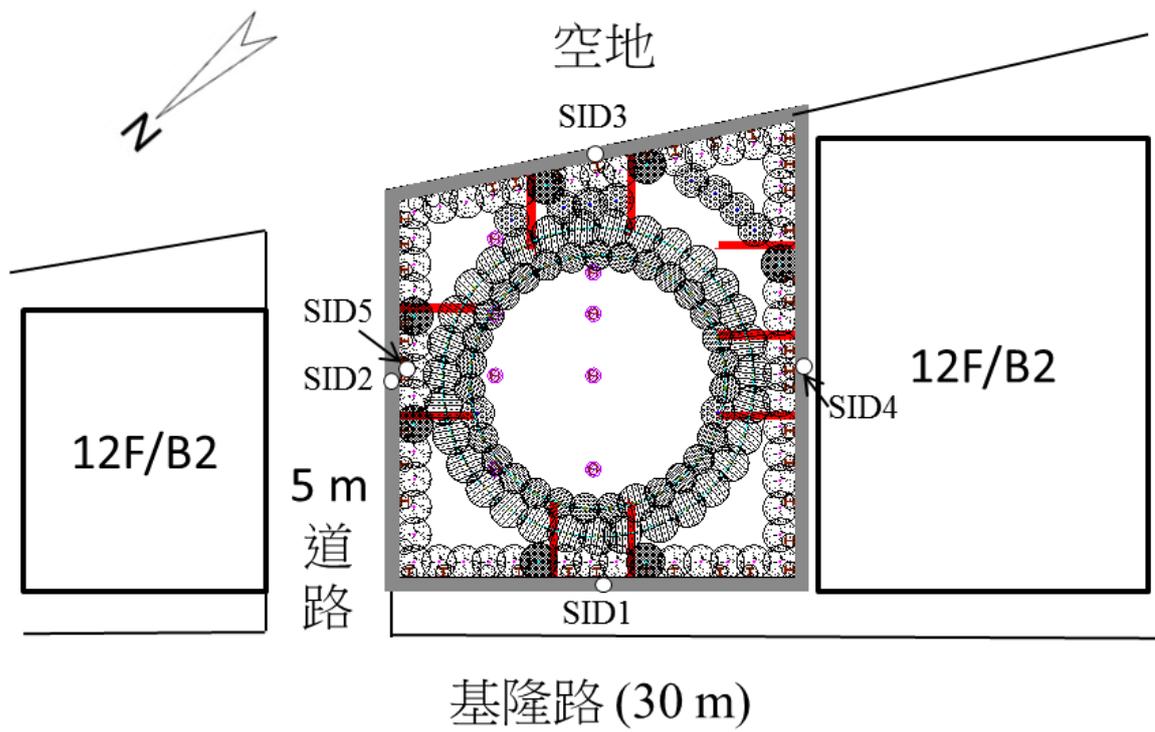


圖 6.5 基地周圍環境與擋土壁傾度管位置



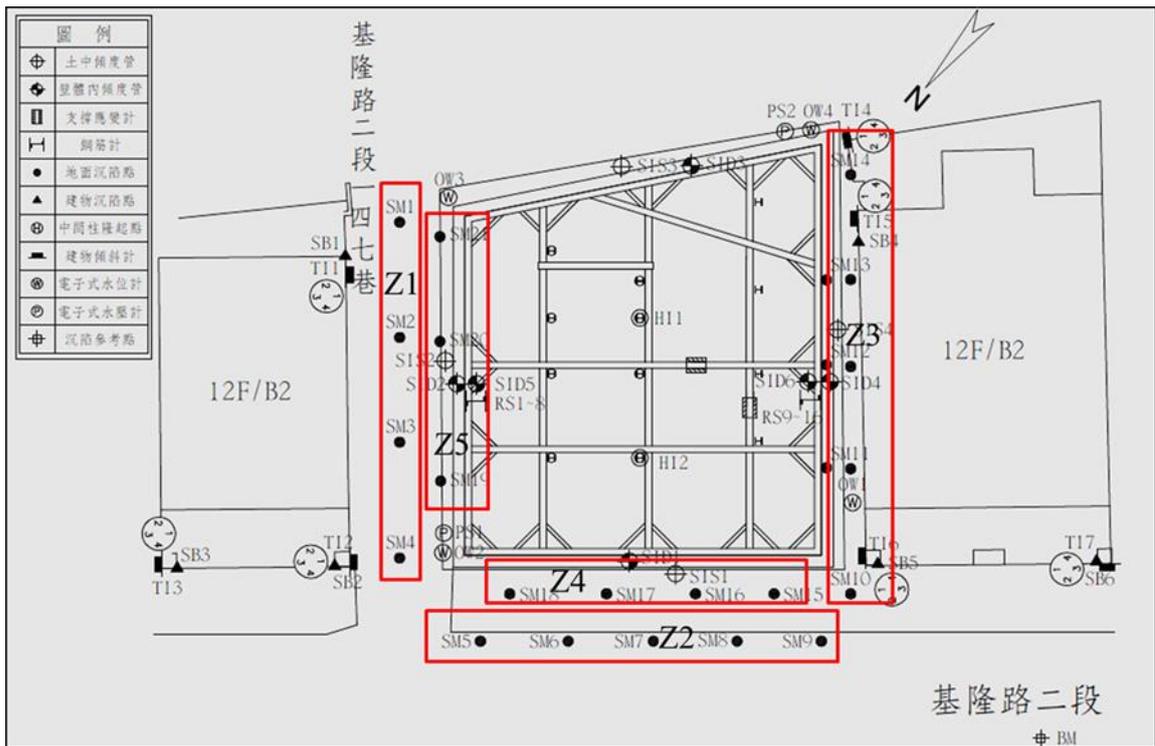
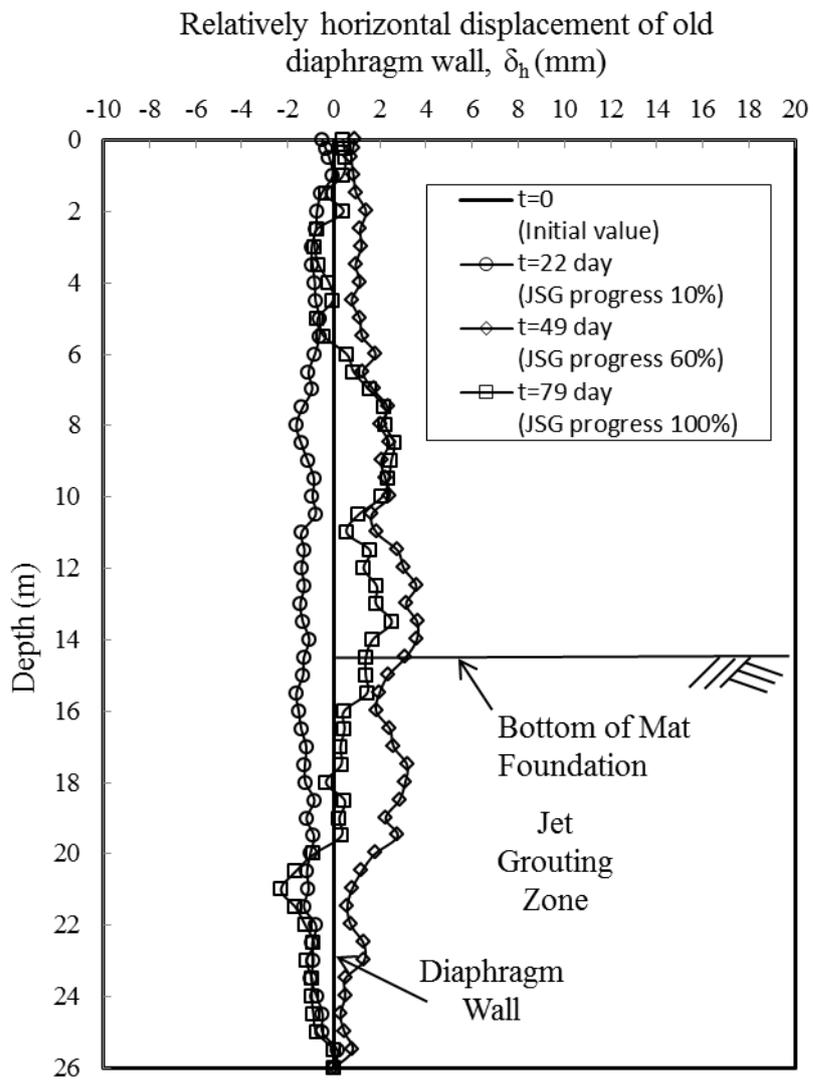


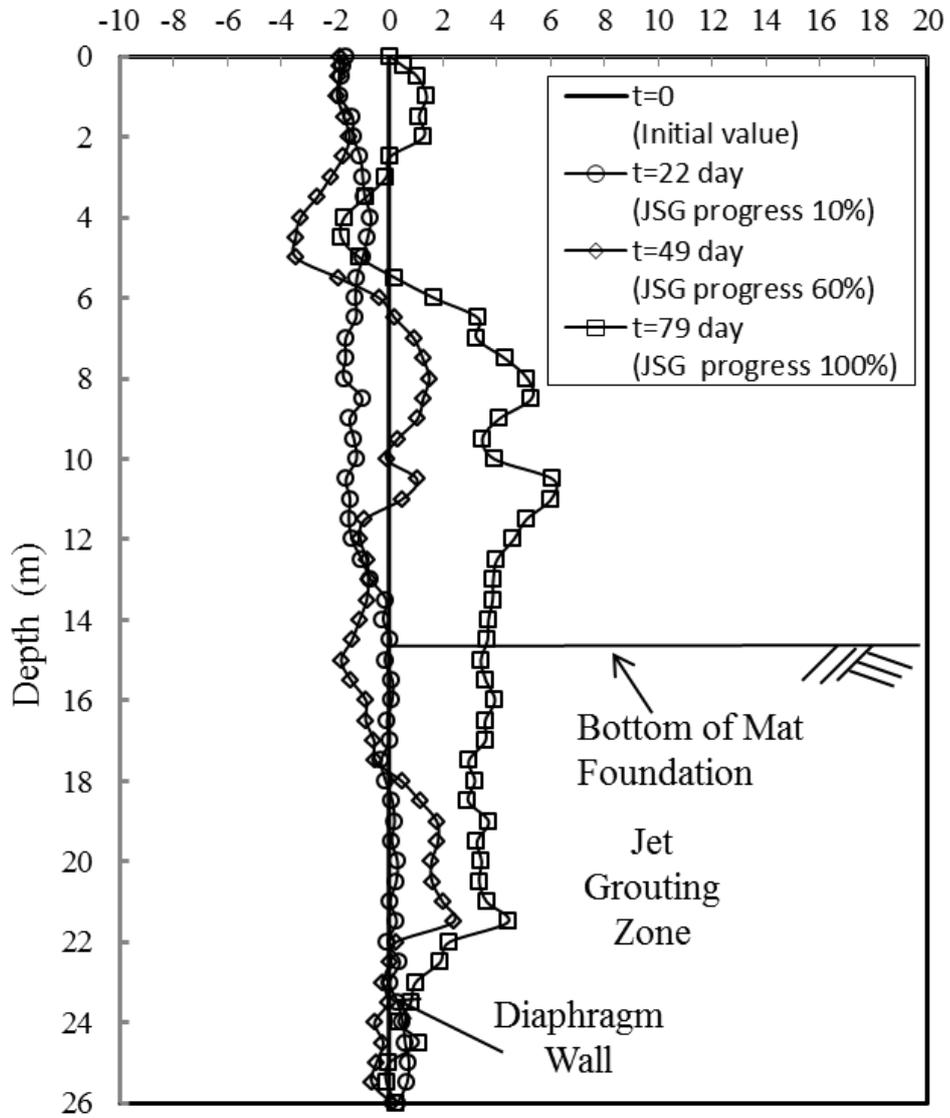
圖 6.6 地表沉陷點監測布設位置分區



(a) 傾度管 SID3

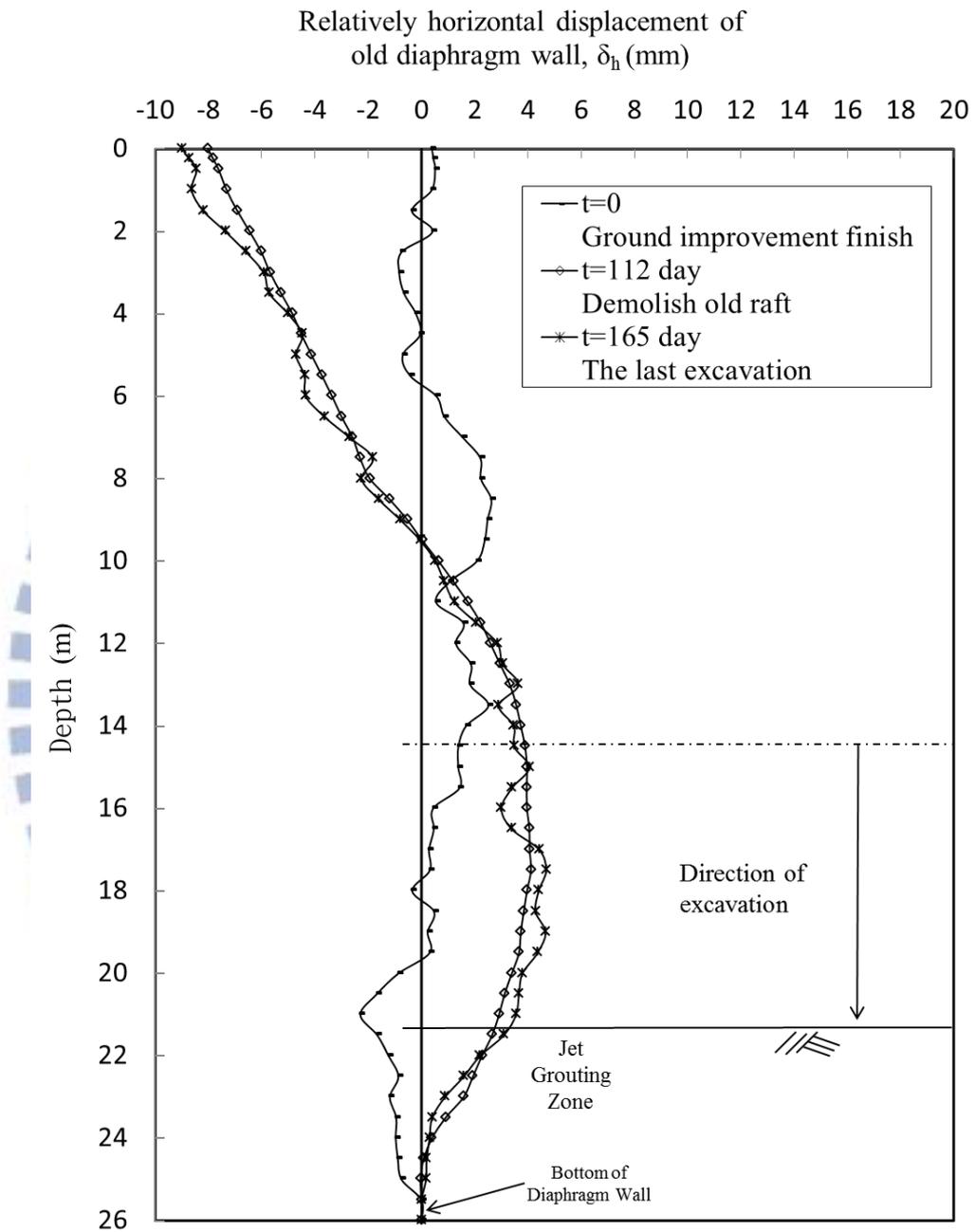
圖 6.7 JSG 高壓噴射灌漿造成之舊連續壁水平位移

Relatively horizontal displacement of old diaphragm wall, δ_h (mm)



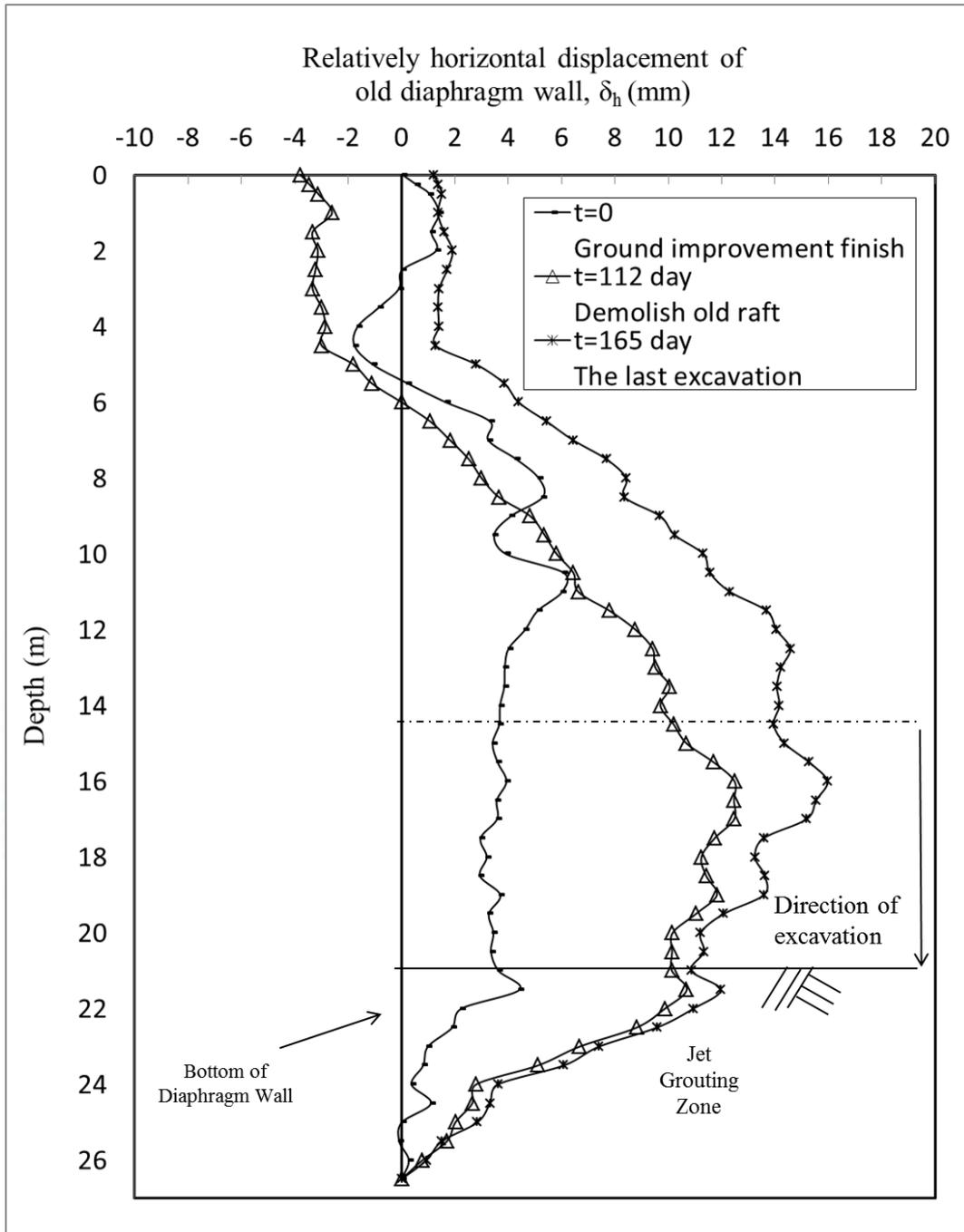
(b) 傾度管 SID4

圖 6.7 JSG 高壓噴射灌漿造成之舊連續壁水平位移 (續)



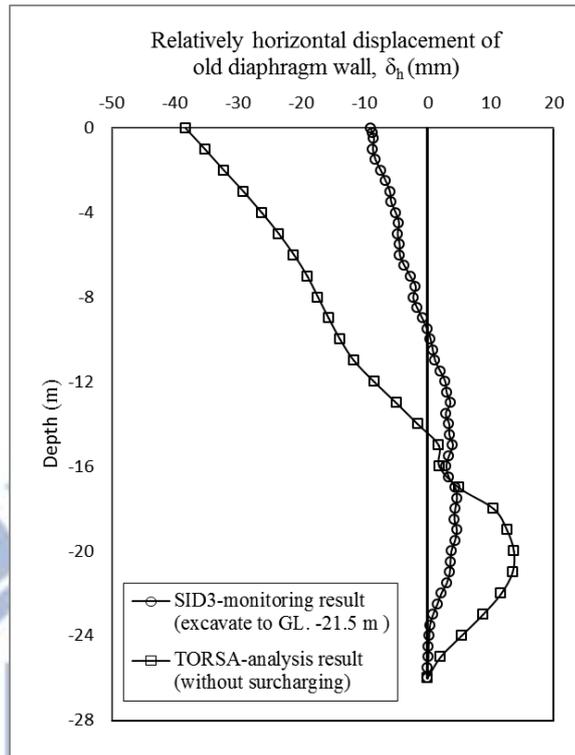
(a) 傾度管 SID3

圖 6.8 破除樓板開挖支撐至構築新筏基造成之舊連續壁水平位移

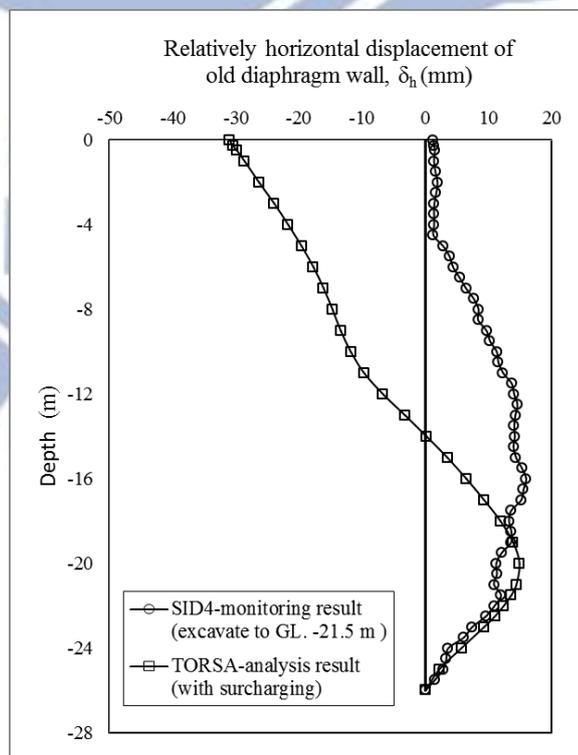


(b) 傾度管 SID4

圖 6.8 破除樓板開挖支撐至構築新筏基造成之舊連續壁水平位移(續)

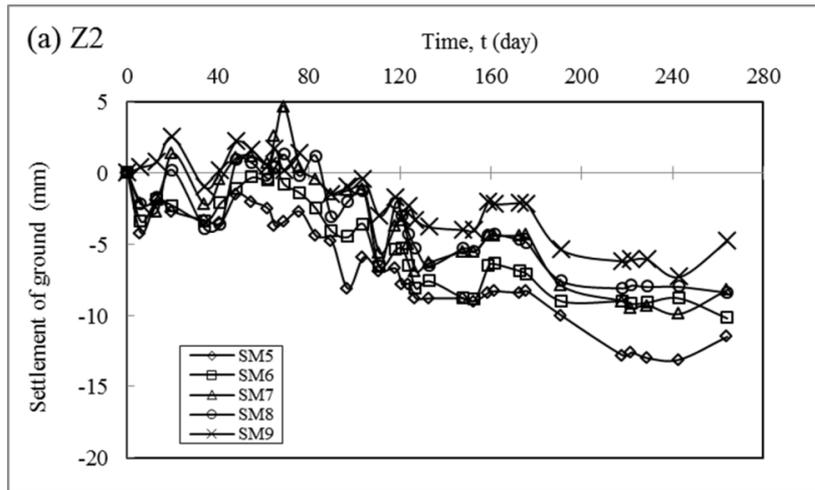


(a) SID3 傾斜管之相對水平位移



(b) SID4 傾斜管之相對水平位移

圖 6.9 舊連續壁水平變位之監測結果(2013/5/28)與 TORSA 分析比對



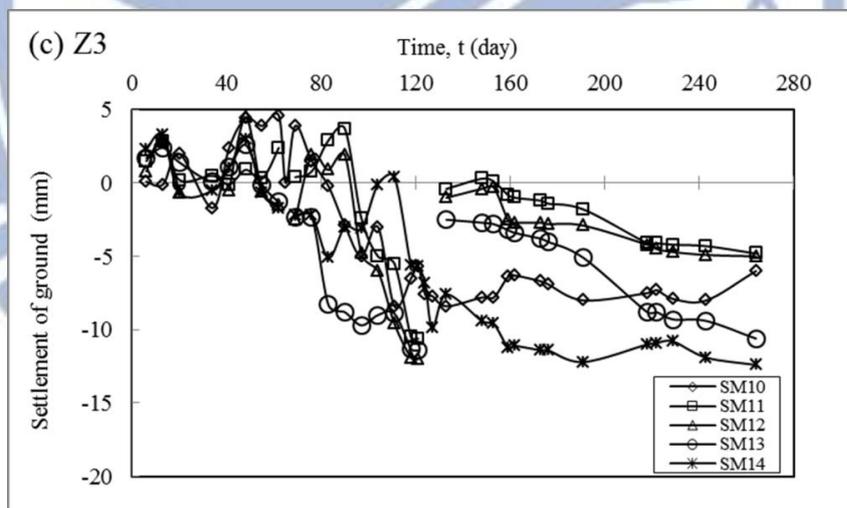
JSG
高壓噴射灌漿

擋土樁、中間樁施作

破除舊基底
至筏基底
室架設支撐

構築新筏基
開挖至最終開挖面

(a) Z2 測區之地面沉陷點之沉陷量



JSG
高壓噴射灌漿

擋土樁、中間樁施作

構築新筏基
開挖至最終開挖面

(b) Z3 測區之地面沉陷點之沉陷量

圖 6.10 JSG 灌漿及開挖支撐造成之地表沉陷