

附錄十三 臺北市士林官邸北側地區區
段徵收委託專案管理技術服
務—地質鑽探及試驗工作報
告書節錄



臺北市政府地政處

臺北市士林官邸北側地區區段徵收

委託專案管理技術服務

地質鑽探及試驗工作報告書



昭凌工程顧問股份有限公司
中華民國九十三年十月

目錄

	頁次
目錄	i
圖目錄	ii
表目錄	ii
一、前言	1
二、基地位置	2
三、現場調查工作	4
3-1 現場鑽探及取樣工作	4
3-2 地下水位觀測工作	4
四、試驗室土壤試驗工作	8
五、基地地質、地形、土層分佈及地下水位概況	11
5-1 區域地質	11
5-2 地形	12
5-3 基地土層分佈概況	12
5-4 基地地下水位概況	13
六、大地工程分析及評估	17
6-1 土壤液化潛能評估	17
6-2 承载力分析	19
6-3 基礎沉陷量分析	21
七、結論及建議	24

圖目錄

	頁次
圖 2.1 基地地理位置圖	3
圖 3.1 鑽孔位置示意圖	5
圖 5.1 區域地質圖	14
圖 5.2.1 地層剖面示意圖(A-A斷面)	15
圖 5.2.2 地層剖面示意圖(B-B斷面)	16

表目錄

	頁次
表 3.1 現場鑽探、取樣及室內試驗工作實做數量統計表	6
表 3.2 各鑽孔之座標及高程一覽表	7
表 3.3 觀測井及水壓計埋設孔號、深度及觀測結果	7
表 4.1 試驗室土壤試驗項目及數量統計表	8
表 4.2 土壤單向度壓密試驗結果表	9
表 4.3 土壤單軸壓縮試驗結果表	9
表 4.4 土壤三軸壓縮試驗(CIU)結果表	9
表 4.5 岩石單軸壓縮試驗結果表	10
表 6.1 日本道路協會規範之土質參數折減係數 D_E	23

一、前言

本計畫區係以區段徵收方式辦理開發，依其於九十三年二月二十三日府都字第09305141100號發布實施細部計畫內容所載，區內除劃設「第二種住宅區（特）」及「市民住宅區」等兩種住宅區外，尚規劃有公共設施用地，其中屬於土地徵收條例第四十四條第一項第二款規定之可無償登記為公有者，計有公園、廣場、綠地及道路等四種用地，面積合計為1.65公頃，約佔區段徵收土地之29.99%，其餘有償撥用之公共設施為機關用地，面積約0.14公頃，約佔區段徵收土地之2.55%。

為配合本案設計及施工作業之需要，須對基地內之土層分佈狀況及性質有所瞭解，於基地共設置14個鑽孔進行鑽探取樣及室內土壤試驗，其中現場鑽探取樣工作於93年9月18日開始，至93年10月4日全部完成，今將所有結果加以整理分析後，彙集成本地質調查工作報告書。

二、基地位置

本計畫區位於台北市士林區福林路，基地東北側為泰北中學，西南側為士林官邸公園，東南側緊鄰福山山脈，計畫面積為5.5公頃，詳圖2.1。計畫區內除東南側臨福山山脈地勢較高外，其餘地區地形平緩，區內大部份土地為干城四村及老舊低矮房舍，沿福林路側為零星商業使用，其餘土地則供農業使用，自祥街北側則有保六總隊中隊部。

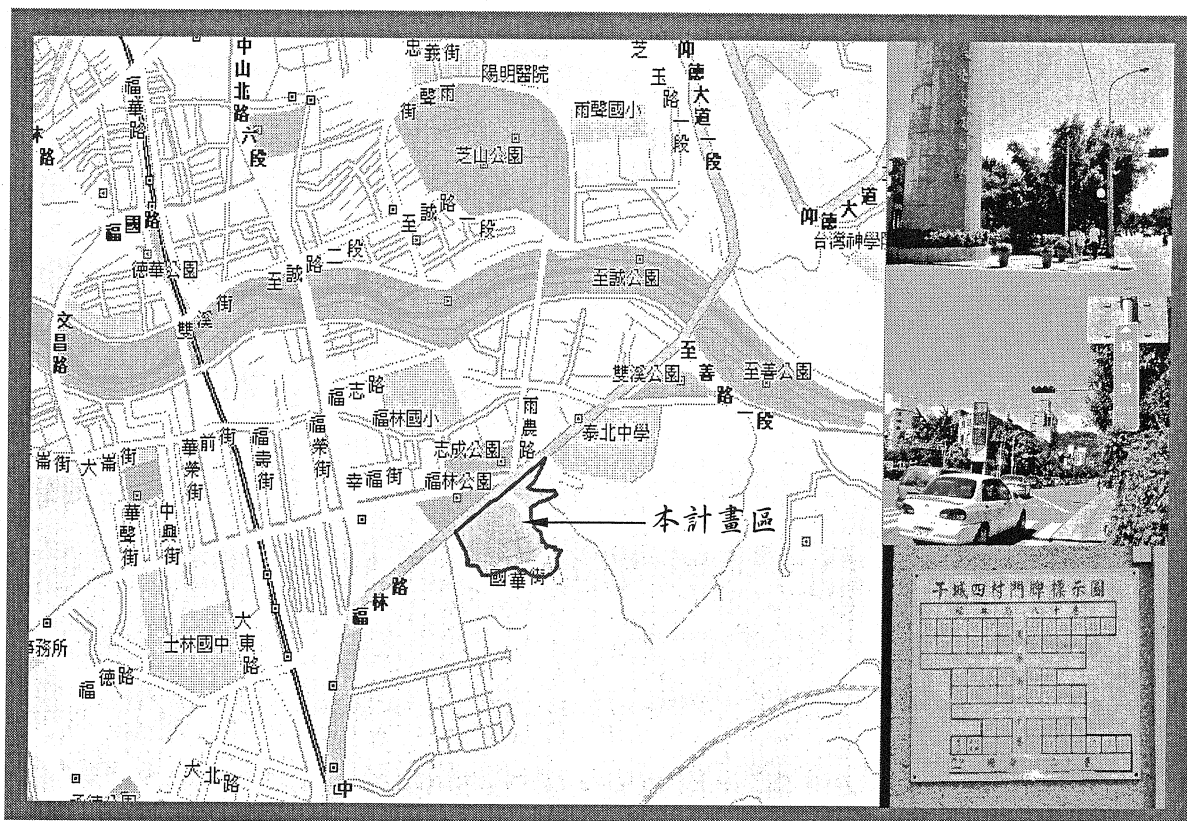


圖 2.1 基地地理位置圖

三、現場調查工作

現場調查工作包括(1)現場鑽探及取樣工作(2)地下水位觀測工作，有關各項工作內容說明如下：

3-1 現場鑽探及取樣工作

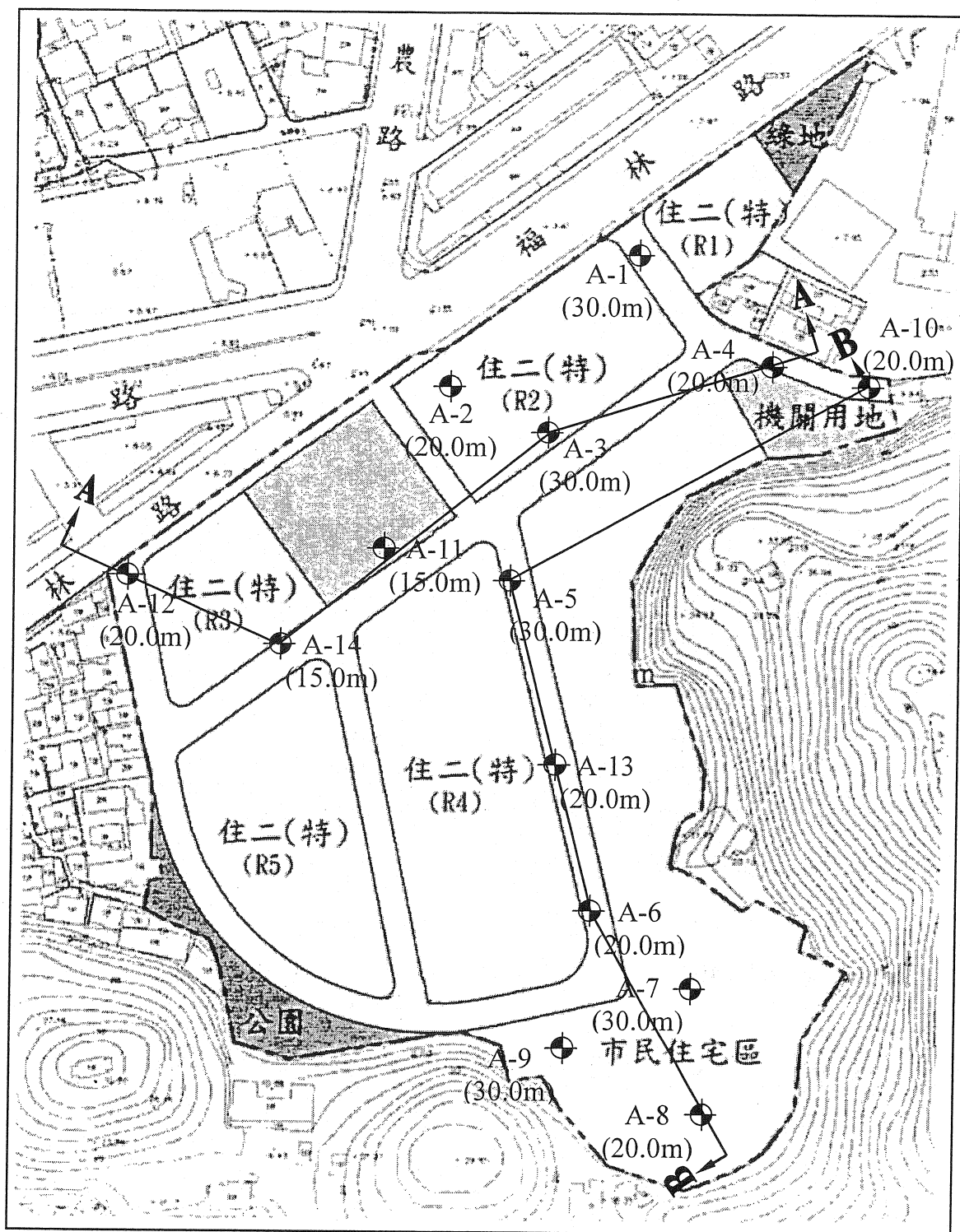
本調查工作於基地內共設置14處垂直鑽孔，各鑽孔之平面位置示意圖示於圖3.1。於鑽探過程中視現場實際需要採用10.2公分(4吋)導管或8.9公分(3.5吋)套管保護孔壁，使不致崩坍。現場鑽探採沖鑽方式進行，根據規範於土層中每隔1.5~2.0公尺進行標準貫入試驗，並施以劈管取樣，劈管取得之擾動土樣供一般物理性質試驗使用。另於土層中指定深度處以直徑7.6公分(3吋)薄管取得不擾動土樣，現場立即封蠟後運送至試驗室進行各項土壤力學性質試驗。現場完成總鑽探深度共計320公尺，標準貫入試驗131次，劈管取樣118組，三吋薄管取樣5支，岩心箱32箱。有關現場鑽探及取樣工作實做數量列於表3.1。各鑽孔之座標及高程列於表3.2。

3-2 地下水位觀測工作

為將來工程結構物基礎力學分析及挖填施工過程中可能遭遇之問題等，應對基地內地下水位分佈情形有所瞭解。

本次調查工作有關地下水位觀測係採用觀測井及水壓計；於各孔鑽探完成後，立即埋設觀測井一支，以觀察地下水位變化情形；另於A-6、A-11及A-12三鑽孔內各埋設水壓計一支，以量測土層內某特定深度處之水壓。

有關觀測井、水壓計之埋設深度及觀測結果示於表3.3。



圖例：● A-1 (30.0m) 鑽孔編號及鑽孔深度

圖 3.1 鑽孔位置示意圖

表 3.1 現場鑽探、取樣及室內試驗工作實做數量統計表

孔號	深度				現場試驗						室內土壤試驗					
	土層	卵礫石層	岩層	合計	觀測井埋設	水壓計	薄管取樣	標準貫入試驗	劈管取樣	岩心箱	一般物理性質試驗	三軸試驗	單軸壓縮試驗	單向度壓密試驗	岩石單軸壓縮試驗	
	公尺	公尺	公尺	公尺	孔	孔	孔	次	組	箱	組	組	組	組	組	
A-1	30.0	0.0	0.0	30.0	1	0	1	20	20	0	20	1				
A-2	20.0	0.0	0.0	20.0	1	0	0	13	13	0	13					
A-3	22.3	0.0	7.7	30.0	1	0	1	17	15	2	15		1	1		
A-4	13.9	0.0	6.1	20.0	1	0	1	8	8	2	8	1				
A-5	3.0	0.0	27.0	30.0	1	0	0	4	2	6	2				1	
A-6	6.9	3.2	9.9	20.0	1	1	0	8	5	2	5				1	
A-7	0.0	3.5	26.5	30.0	1	0	0	3	2	6	2					
A-8	6.0	0.0	14.0	20.0	1	0	0	8	5	3	5					
A-9	13.8	0.0	16.2	30.0	1	0	1	9	9	4	9		1	1	1	
A-10	4.0	0.0	16.0	20.0	1	0	0	3	2	4	2				1	
A-11	15.0	0.0	0.0	15.0	1	1	1	10	10	0	10		1			
A-12	20.0	0.0	0.0	20.0	1	1	0	13	13	0	13					
A-13	6.5	0.0	13.5	20.0	1	0	0	5	4	3	4					
A-14	15.0	0.0	0.0	15.0	1	0	0	10	10	0	10					
合計	176.4	6.7	136.9	320.0	14	3	5	131	118	32	118	2	3	2	4	

表 3.2 各鑽孔之座標及高程一覽表

孔號	座標		高程 (M)
	N	E	
A-1	2776811	302930	7.28
A-2	2776726	302836	6.50
A-3	2776712	302880	6.80
A-4	2776769	302975	7.70
A-5	2776660	302912	7.10
A-6	2776621	302928	7.30
A-7	2776567	302953	11.70
A-8	2776547	302973	15.80
A-9	2776545	302950	12.11
A-10	2776754	303019	9.50
A-11	2776665	302826	5.85
A-12	2776692	302765	5.90
A-13	2776641	302920	7.20
A-14	2776652	302799	6.20

表 3.3 觀測井及水壓計埋設孔號、深度及觀測結果

孔號	觀測井 水壓計	埋設深度 (m)	量測水位深度 (m)
A-1	觀測井	30.0	-0.40
A-2	觀測井	20.0	-0.45
A-3	觀測井	30.0	-0.50
A-4	觀測井	20.0	-0.30
A-5	觀測井	30.0	-0.35
A-6	觀測井	20.0	-0.10
	水壓計	20.0	-0.25
A-7	觀測井	30.0	-0.18
A-8	觀測井	20.0	-0.30
A-9	觀測井	30.0	湧水
A-10	觀測井	20.0	-3.50
A-11	觀測井	12.0	-0.50
	水壓計	15.0	-0.80
A-12	觀測井	12.0	-0.40
	水壓計	15.0	-0.50
A-13	觀測井	20.0	-0.30
A-14	觀測井	15.0	-0.60

四、試驗室土壤試驗工作

為瞭解基地地層之特性，將鑽探期間所採取之土樣送至試驗室進行相關試驗，有關試驗項目及數量則示於表4.1，試驗結果列於表4.2、表4.3、表4.4、表4.5。

表 4.1 試驗室土壤試驗項目及數量統計表

試 驗 項 目	數量(組)
1.土壤一般物理性質試驗	118
2.土壤單向度壓密試驗	2
3.土壤單軸壓縮試驗	3
4.土壤三軸壓縮試驗(CIU)	2
5.岩石單軸壓縮試驗	4

表 4.2 土壤單向度壓密試驗結果表

孔 號 Hole No.	試樣編號 Sample No.	深 度 Depth (m)	單位重 r_t (t/m^3)	含水量 W (%)	初始孔隙比 e_i (%)	土壤分類	預壓密壓力 P_c (kg/cm^2)	壓縮指數 C_c	回脹指數 C_s
A-3	T-1	8.00-8.80	1.72	44.9	1.313	CL	1.144	0.456	0.066
A-9	T-1	2.30-3.00	1.93	28.2	0.793	CL	0.940	0.226	0.034

表 4.3 土壤單軸壓縮試驗結果表

孔 號 Hole No.	試樣編號 Sample No.	深 度 Depth (m)	單位重 r_t (t/m^3)	含水量 W (%)	單壓強度 q_u (kg/cm^2)	破壞應變 ϵ (%)	土壤分類
A-3	T-1	8.00-8.80	1.74	45.6	0.31	13.32	CL
A-9	T-1	2.30-3.00	1.96	27.9	0.40	6.34	CL
A-11	T-1	6.30-7.05	1.76	42.5	0.25	16.19	CL

表 4.4 土壤三軸壓縮試驗(CIU)結果表

孔 號 Hole No.	試樣編號 Sample No.	深 度 Depth (m)	單位重 r_t (t/m^3)	含水量 W (%)	土壤分類	總凝聚力 C (kg/cm^2)	總內摩擦角 ϕ (degree)	有效凝聚力 C' (kg/cm^2)	有效內摩擦角 ϕ' (degree)
A-1	T-1	9.50-10.30	1.82	34.6	CL	0.07	17.62	0.01	23.47
A-4	T-1	6.50-7.20	1.81	41.8	CL	0.12	15.50	0.04	26.93

表 4.5 岩石單軸壓縮試驗結果表

孔 號 Hole No.	深 度 Depth (m)	單位重 r_t (t/m^3)	自然含水量 W (%)	單壓強度 q_u (kg/cm^2)	岩石描述
A-5	22.65-23.00	2.44	4.6	64.95	砂岩
A-6	16.70-17.00	2.61	3.3	51.36	砂岩
A-9	29.00-29.50	2.45	5.0	78.99	砂岩
A-10	11.10-11.38	2.59	5.8	74.65	砂岩

五、基地地質、地形、土層分佈及地下水位概況

5-1 區域地質

本基地位於台北盆地內，區域地質以經濟部中央地質調查所台北圖幅第二版概述之(圖5.1)。台北盆地外形上略呈一不等邊三角形，三角形之北側頂點為淡水河出海口之關渡、北投，東側頂點為基隆河入盆地之汐止、南港，西南側頂點為大漢溪入盆地之土城、樹林。台北盆地四周環山，北側為大屯火山群，出露地質屬第四紀之火山岩層，主要為安山熔岩流組成；盆地東側及東南側為丘陵地，地質屬西部麓山帶之第三紀沉積岩層；盆地西側為林口台地，地質以礫石層為主，台地北方則為觀音山火山。

根據地質學者之研究，證實台北盆地為一構造盆地。於上新世至更新世時期，因菲律賓海板塊持續向歐亞大陸板塊擠壓，引起台灣西部造山運動，於台北附近產生一系列東北-西南走向之逆斷層，如新莊斷層(金山斷層)、崁腳斷層、台北斷層、新店斷層等。後來因台北地區由受擠壓轉為受張裂，沿著新莊逆斷層位置產生正斷層(山腳斷層)，因山腳斷層上盤之陷落作用，致使台北地區逐漸陷落成一盆地。

數十萬年前以來，因大屯火山群噴發之火山岩屑阻塞淡水河道以及氣候因素影響，台北盆地經歷過陸地-湖-陸地-湖-陸地之變化，台北盆地已為晚更新世至現代沉積物所填滿，沉積物以泥沙、礫石為主。盆地內未固結沉積物可略分為三層，由下而上分別為新莊層、景美層及松山層，分述如下：

- 1.新莊層：新莊層不整合覆於第三紀岩層之上，僅出現於台北盆地之西部，如新莊、蘆洲及三重以西之地區。
- 2.景美層：景美層主要由砂、礫石所生成，其於台北盆地景美一帶最厚，距景美愈遠則厚度愈薄或有尖滅現象，依傅怡仁等(民國79年)對台北盆地內卵礫石層分佈之研究，台北市松山層下方之景美礫石層上部雖為卵礫石所組成，但其中間仍夾有土層，且大部分由黏土所組成，厚度局部可達30公尺以上，而景美層下部仍由礫石所組成。
- 3.松山層：松山層最早由丹桂之助(1939)命名，後為地質學者沿用至今，洪如江(民國55年)最早將松山層分為六個次層，由下往上數第一、三、

五層為砂土層，第二、四、六層為粘土層，各次層之分佈厚度會因地點不同而有所變化。松山層主由尚未固結之泥沙組成，為盆地沉積物之最上層，其普遍分佈於台北盆地各處，於盆地邊緣並不整合覆於第三紀基盤之上。

台北盆地沉積層下之基盤為第三紀岩層，其深度不一，基盤較高處為士林一帶之士林高地及板橋、土城一帶之華江高地，其深度約五十公尺；西側地區基盤深度較深，中油於新莊地區的鑽井資料顯示基盤超過二百公尺，而中央地調所於五股地區之探井資料，基盤深度最深可達六百公尺以上。根據區域地質資料，區域東南側有大寮層及石底層等岩盤出露(圖5.1)，其屬第三紀中新世地層，分述如下：

- 1.大寮層：大寮層於台灣北部海岸至南投一帶均有出露，在台灣北部由厚層或塊狀砂岩、深灰色頁岩或粉砂質頁岩所構成，富含孔蟲及貝類等化石。大寮層在沉積過程中，出現一些分散之火山中心，其噴發之基性火山產物造成玄武岩質凝灰岩、集岩塊及熔岩流等，這些堆積物便散佈於大寮層中。
- 2.石底層：石底層於台灣北部由砂岩、粉砂岩、頁岩及薄煤層所構成，在台灣最北部石底層下部有厚層塊狀白砂岩，而漸往南此厚層白砂岩逐漸不明顯。本層為一含煤地層，所含煤層五至七層，為瀝青煤。

5-2 地形

本計畫區位於台北盆地西北處，地形屬平坦之地勢，除了南側之福山山脈外，海拔高度約介於6~8公尺之間，區內土地多屬農地及住宅地。

5-3 基地土層分佈概況

綜合本基地已完成14個鑽孔(地層剖面展開如圖5.2)之資料，調查深度內之地層主要由回填土層、粉土質粘土、粉土質細砂及岩層所組成。今將各鑽孔地層資料加以平均簡化，調查深度內地層由上而下可略分為五個層次，茲說明如下：

(1)回填土層

本層主要為地表柏油鋪面、級配、粉土質砂、粉土質粘土、碎磚及風化岩塊等所組成，厚度約介於0.5~2.7公尺間，平均厚度約為1.6公尺。

(2)粉土質粘土層(CL1)

本層主要存在於A~A斷面所涵蓋孔號A-1,2,3,4,11,12,14等7孔(圖5.2.1)。本層主要為灰色粉土質粘土所組成，偶夾少量粉土質細砂及貝屑，約分佈在回填土層下方至地表下9.4~29.3公尺間，平均約分佈在地表下1.6~20.0公尺間，平均厚度約為18.4公尺。N值約介於1~4之間且多低於2，平均值約為1.5，屬極軟弱至軟弱土壤；平均單位重約為 1.78t/m^3 。

(3)粉土質粘土層(CL2)

本層主要存在於B~B斷面所涵蓋孔號A-5,6,8,9,10,13等6孔(圖5.2.2)。本層主要為灰色粉土質粘土所組成。夾少量粉土質細砂及風化岩塊屑，約分佈在回填土層下方至地表下2.1~6.9公尺間，平均約分佈在地表下1.6~3.9公尺間，平均厚度約為2.3公尺。N值約介於3~8間，平均值約為6，屬軟弱至中等堅實土壤；平均單位重約為 1.86t/m^3 。

(4)粉土質細砂層

本層主要為棕灰色粉土質細砂夾風化岩塊及貝屑所組成，約分佈在粉土質粘土(CL1/CL2)下方至岩層之間，平均厚度約為2.4公尺(於A-9號孔附近約厚10.7公尺)。本層N值約介於10~43，屬中等緊密至緊密土壤；單位重約為 2.10t/m^3 。

(5)岩層

在粉土質細砂層下方為岩層，主要為棕灰色至灰色砂岩，局部夾有砂頁岩及頁岩。根據岩石單軸壓縮試驗結果，砂岩之單軸抗壓強度約介於 $51\sim79\text{kg/cm}^2$ 。

5-4 基地地下水位概況

根據工作期間埋設之觀測井量測結果(表3.2)，基地地下水位約位於地表下0.1~0.6公尺之間，且A-9號孔附近有湧水現象，將來設計施工時應予注意。因本次量測時間短暫，此量值恐未能真正代表常態水位，建議未來施工前應再作檢測，以期更能掌握基地地下水位狀態。

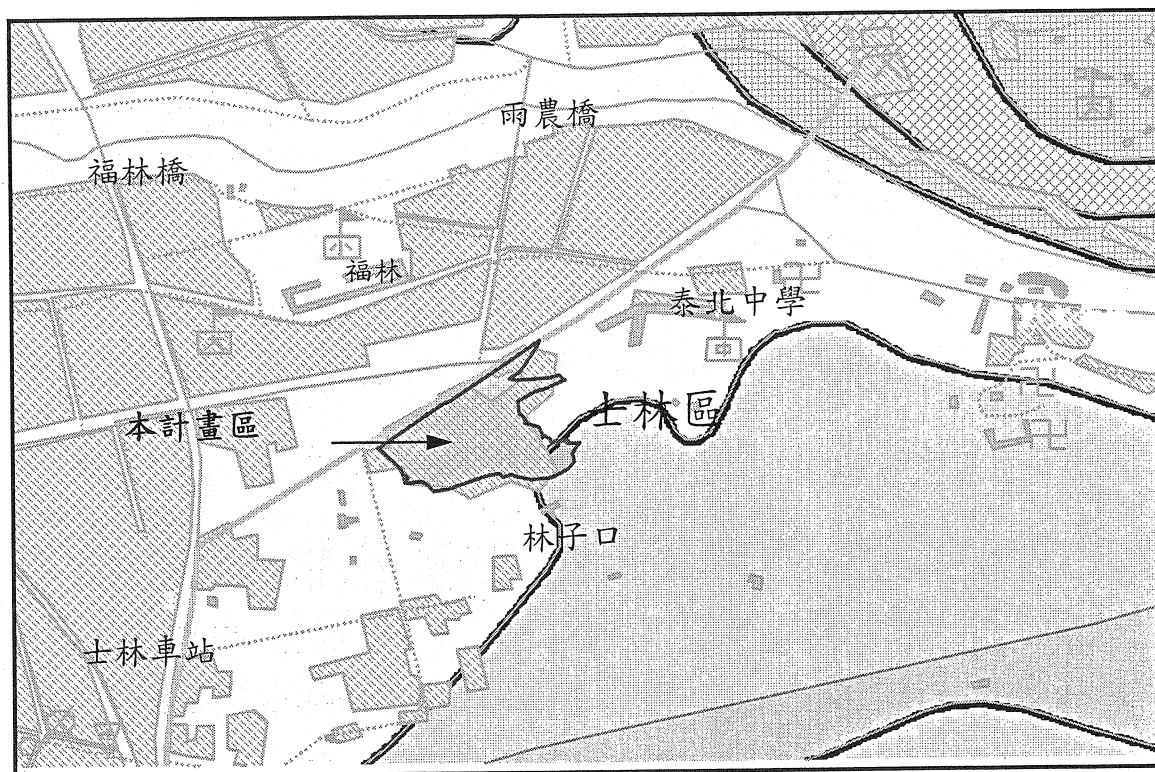


圖 5.1 區域地質圖

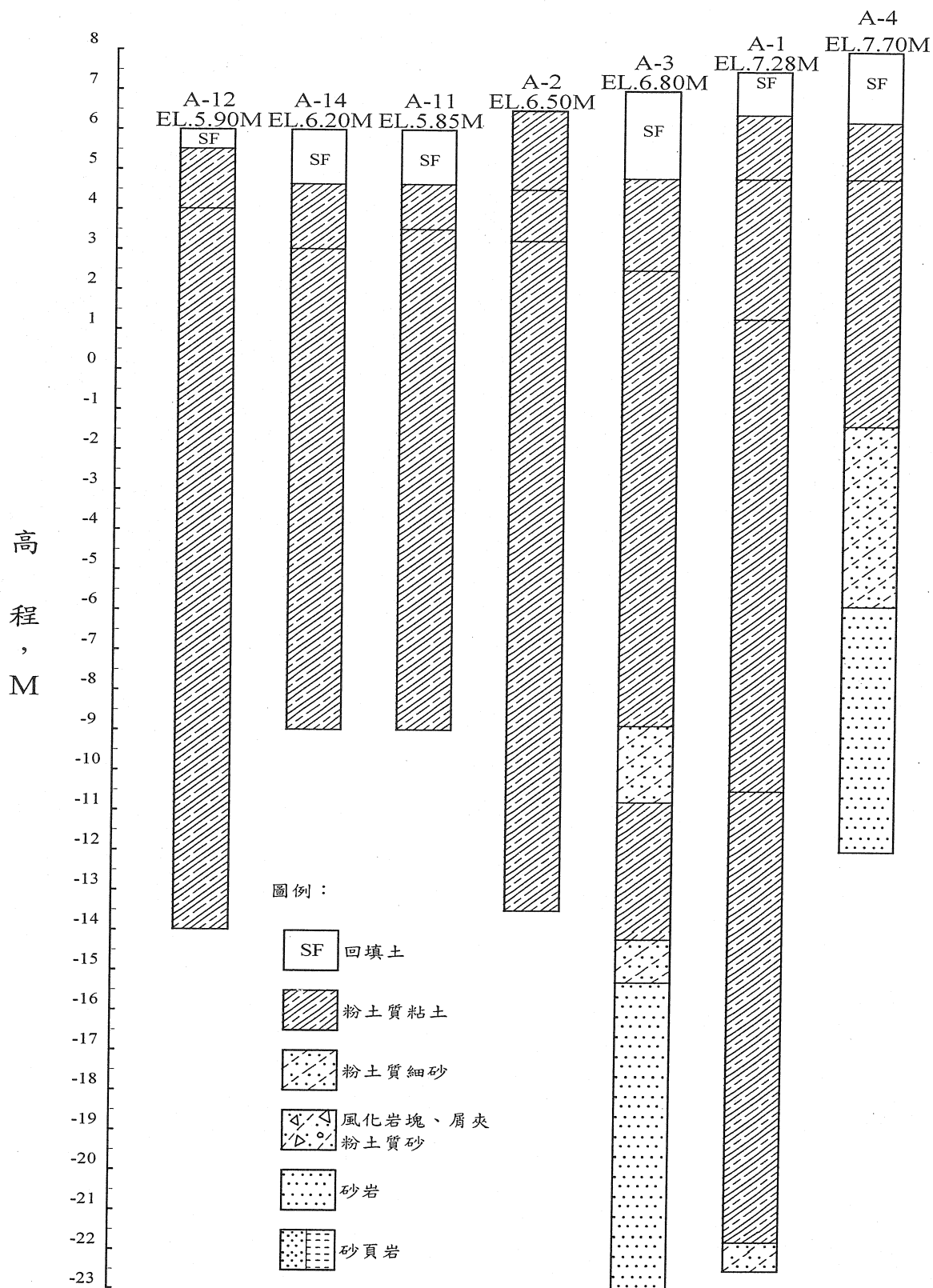


圖 5.2.1 地層剖面示意圖(A-A斷面)

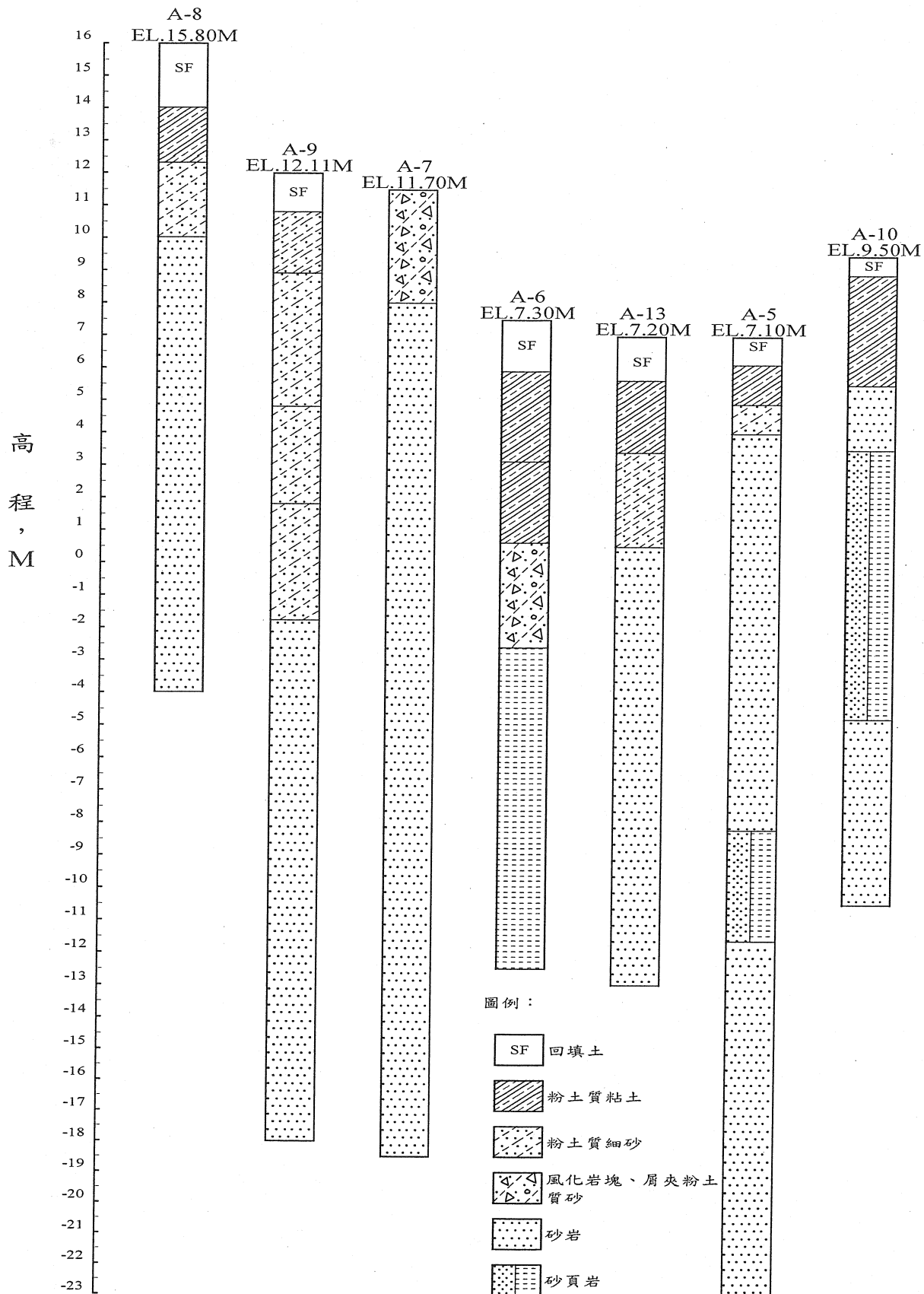


圖 5.2.2 地層剖面示意圖(B-B斷面)

六、大地工程分析及評估

6-1 土壤液化潛能評估

土壤液化現象乃係地震或其他動力反覆作用於土壤，而使土壤顆粒結構趨於緊密，導致孔隙水壓增大，若土體無法迅速宣洩上升之水壓，孔隙水壓將持續累積增加，因而降低了土壤的有效應力，更甚者將抵消全部的有效應力，而使土壤降低了承受荷重的能力或呈液性狀態。

砂性土壤之液化潛能與土層之平均粒徑、密度、孔隙比、初始應力、應力歷史、地震特性等皆有關，一般飽和且疏鬆之砂土質土壤，通過200號篩之細顆粒含量(FC)在10%~15%以下者具較高的液化傾向；而對於含較多細料之粉土質或粘土質砂土，塑性指數及細料含量為另二個影響其液化潛能之重大因素。綜合建議需進行液化評估之土層如下：

- (1)地表下20公尺以內之沖積土層且地下水位在地表下10公尺以內。
- (2)過200#細料含量FC(%)在35%以下。
- (3)FC(%)在35%以上，但塑性指數PI(%)在15%以下。
- (4) $D_{50} < 10 \text{ mm}$ ， $D_{10} < 1 \text{ mm}$ 。

日本阪神地震後，日本道路協會重新擬定新的液化評估法(1996)，本分析採用此法評估土壤之液化潛能，土壤液化潛能評估由液化抵抗率FL決定之，FL值小於1.0時，即表示該土層可能液化。

$$F_L = R / L$$

R：土壤抵抗液化剪力強度比

L：地震時尖峰剪應力與有效覆土應力比

其中 $R = c_w \times R_L$

$$L = r_d \times k_{hc} \times \frac{\sigma_v}{\sigma'_v}$$

k_{hc} ：地震時保有水平耐力法所設計水平震度， $k_{hc} = c_z \times k_{ho}$

c_z ：震區修正係數，強、中、弱震區分別為1.0、0.85、0.7

k_{ho} ：不同種類地盤之標準設計水平震度

σ_v ：總覆土應力(kg/cm^2)

σ'_v ：有效覆土應力(kg/cm^2)

r_d : 深度折減係數, $r_d=1-0.015 \times z$

z : 地下深度(m)

第一型震動:

$$c_w = 1.0$$

第二型震動:

$$c_w = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases}$$
$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_a/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \times (N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases}$$

砂質土:

$$N_a = c_1 N_1 + c_2$$

$$N_1 = \frac{1.7 \times N}{\sigma'_v + 0.7}$$

$$c_1 = \begin{cases} 1 & (0 \leq FC < 10\%) \\ (FC + 40)/50 & (10\% \leq FC < 60\%) \\ (FC/20) - 1 & (60\% \leq FC) \end{cases}$$

$$c_2 = \begin{cases} 0 & (0 \leq FC < 10\%) \\ (FC - 10)/18 & (10\% \leq FC) \end{cases}$$

礫質土:

$$N_a = [1 - 0.361 \times \log_{10}(D_{50}/2)] \times N_1$$

D_{50} : 過篩比50%時之粒徑

FC : 細粒料含有率(%)

依據建築物耐震設計規範，建築物基礎下之土層，在地表加速度 $ZI_g/3.5$ 時，液化抵抗率 FL 不得小於 1.0；在地表加速度 ZI_g 時，容許產生液化，但應依液化抵抗率 FL 值折減土壤參數(詳表 6.1)，必要時建築物須設置適當基礎補強措施，並評估液化後之安全性。

本基地常時地下水位接近地表面，因此需針對地下 20 公尺內之砂性土層進行液化評估。根據最新耐震設計規範，本基地屬地震乙區，其水

平加速度係數 Z 為0.23，而用途係數 I 採用1.0，則液化潛能分析乃針對可能來襲之大地震與中度地震狀況，分別採用地表加速度為 $ZIg(0.23g)$ 及 $\frac{ZIg}{3.5}(0.07g)$ 進行分析。

當中度地震地表加速度為 $\frac{ZIg}{3.5}$ (即0.07g)時，基地內土壤之液化潛能甚低，其抗液化之安全係數皆大於1.0，符合規範之要求；而於大地震地表加速度為 ZIg (即0.23g)時，基地內地表下20公尺內之砂性土層局部有液化之可能。

6-2 承載力分析

基礎承載力之大小與地層分佈、土壤抗剪強度、基礎埋置深度、基礎形狀及尺寸、地下水位深度等有關。

一般常採用的基礎型式有二：(1)淺基礎(2)樁基礎。此二種基礎之選擇，取決於地層之地質構造條件、施工可行性、適用性及經濟安全等因素。其承載力之估算，係根據鑽探試驗所得之 C 、 ϕ 值或按標準貫入試驗記錄之 N 值求基礎土壤之 C 及 ϕ 值，並配合 N 值依理論或半經驗公式計算各種基礎之承載力。

樁基礎係利用基樁將結構物之載重，藉基樁之傳遞，使結構物載重傳至軟弱土層以下，而承載於具較佳承載力之堅實土層、岩層或卵礫石層，其乃利用基樁底端之端點支承力及基樁外圍表面之摩擦力作用。此外，基樁表面摩擦力共同承受結構物載重亦可減少基礎沉陷量及增加其對水平力之抵抗與結構物之穩定性。

為初步瞭解基礎之承載力，茲將基礎依淺基礎及樁基礎兩類分述如下，以供分析設計參考。

(1)淺基礎承載力分析

淺基礎承載力分析依我國建築技術規則建議之計算公式為：

$$Q_{ult} = (1 + 0.3 \frac{B}{L}) C \times N_c + \gamma_1 \times D_f \times N_q + (0.5 - 0.1 \frac{B}{L}) \gamma_2 B N_r$$

其中：

$$Q_{ult} = \text{極限承載力}(t/m^2)$$

$$B = \text{基礎承載面之矩形短邊長度}(m)$$

L = 基礎承載面之矩形長邊長度(m)

N_c 、 N_q 、 N_r = 基礎承載力因數

C = 基礎承載面以下之土壤凝聚力(t/m^2)

γ_1 = 基礎承載面以上之平均土壤單位重(t/m^3)

γ_2 = 基礎承載面以下之平均土壤單位重(t/m^3)

D_f = 基礎埋置深度(m)

(2) 樁基礎承載力分析

樁基礎之承載力分別為樁周摩擦力及樁尖點承力所貢獻，而樁基礎依其施工方式之不同可概分為打擊樁及鑽掘樁兩類，其樁承載力分析依Meyerhof、日本道路協會或日本國鐵設計標準等建議公式，估計其承載力。

$$Q_u = Q_b + Q_s$$

砂土層

承載力 樁型	Q_b	Q_s	備 註
打擊式樁	$30N_{A_b} \leq 1000A_b$	$rl_s k_v \tan \delta$	日本國鐵設計標準
鑽掘式樁	$12N \cdot A_b$	$0.1N_s \cdot A_s$	Meyerhof
鑽掘式樁	$10N_{A_b} \leq 300A_b$	$0.5N_s A_s \leq 20A_s$	日本道路橋示方書

粘土層

承載力 樁型	Q_b	Q_s	備 註
打擊式樁	$3 q_u A_b$	$q_u/3 \leq 5$	日本國鐵設計標準
鑽掘式樁	$3 q_u A_b$	$(C \text{ 或 } N_s) \cdot A_s \leq 15A_s$	日本道路橋示方書

其中：

Q_u = 基樁極限承載力(T)

Q_b = 基樁樁尖之點承力(T)

Q_s = 基樁樁身之摩擦力(T)

A_b = 基樁之斷面積(M^2)

A_s = 樁身與砂土層之接觸面積(M^2)

A_c = 樁身與粘土層之接觸面積(M^2)

N = 樁尖附近之標準貫入值

N_s = 樁在砂土層之平均標準貫入值

N_c = 樁在粘土層之平均標準貫入值

Q_u = 無圍壓縮強度

如係採用群樁，則群樁之承載力可依Converse-Labarre公式計算：

$$E_g = 1 - \theta \frac{(m-1)n + (n-1)m}{90mn}$$

$$Q_{ag} = E_g \cdot N \cdot Q_a$$

式中：

Q_{ag} = 群樁容許承載力

Q_a = 單樁容許承載力

E_g = 群樁效應折減係數

$$\theta = \tan^{-1} \frac{D}{S} (\text{deg})$$

D = 基樁直徑

S = 基樁中心間距

m = 基樁排數

n = 每排樁數

N = 樁數

一般打擊式基樁對砂土有震實作用，故對於打入砂土層之群樁，其群樁效應折減係數建議採用1.0，而對於鑽掘式基樁因無震實作用，其群樁效應折減係數依上述公式計算所得之值，將群樁之承載力予以折減。

6-3 基礎沉陷量分析

土層承受外加载重後，產生之總沉陷量主要為以下二種：

(1)立即沉陷：為荷重作用下立刻發生之沉陷量，採下列彈性理論公式 (Timoshenko and Goodier, 1951)推求。

$$S_i = q \times B \cdot \frac{1 - \mu^2}{E_s} I_s I_f$$

式中 S_i = 立即沉陷量

q = 接觸壓力大小

B' = 基礎最小寬度

E_s, μ = 土壤彈性模數與柏松比

I_s, I_F = 影響因素，與基礎尺寸、壓縮地層厚度有關

(2) 壓密沉陷：由於粘性土壤加載下會激發超額孔隙水壓，經過長時間之消散會使體積減少，而產生壓密沉陷量。利用Terzaghi單向度壓密理論，依下列公式推估壓密沉陷量 S_c ：

$$S_c = \frac{C_c H}{1+e} \log \frac{P_o + \Delta P}{P_p} + \frac{C_r H}{1+e} \log \frac{P_p}{P_o}$$

C_c = 壓縮指數

C_r = 再壓縮指數

ΔP = 各壓縮土層中點之有效應力增量

P_o = 各壓縮土層中點之有效應力

P_p = 各壓縮土層中點之預壓密應力

H = 每一壓縮土層厚度

上式適用於開挖解壓至 P_o 時，再加荷重增量 ΔP 使 $P_o + \Delta P$ 超過預壓密應力之壓密沉陷量計算。

表 6.1 日本道路協會規範之土質參數折減係數 D_E

抗液化安全係數 F_L	地表面下深度 z	土質參數折減係數 D_E	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq z \leq 10$	0	1/6
	$10 < z \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq z \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < z \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq z \leq 10$	2/3	1
	$10 < z \leq 20$	1	1

七、結論及建議

- 1.於本次調查深度範圍內地層由上而下可略分為五個層次，即(1)回填土層，平均厚度約為1.6公尺。(2)粉土質粘土層(CL1)，平均厚度約為18.4公尺。N值約介於1~4之間且多低於2，平均值約為1.5，屬極軟弱至軟弱土壤；平均單位重約為 1.78t/m^3 。(3)粉土質粘土層(CL2)，平均厚度約為2.3公尺。N值約介於3~8間，平均值約為6，屬軟弱至中等堅實土壤；平均單位重約為 1.86t/m^3 。(4)粉土質細砂層，平均厚度約為2.4公尺(於A-9號孔附近約厚10.7公尺)。本層N值約介於10~43，屬中等緊密至緊密土壤；單位重約為 2.10t/m^3 。(5)岩層，主要為棕灰色至灰色砂岩，局部夾有砂頁岩及頁岩。根據岩石單軸壓縮試驗結果，砂岩之單軸抗壓強度約介於 $51\sim 79\text{kg/cm}^2$ 。
- 2.根據工作期間埋設之觀測井量測結果(表3.2)，基地地下水位約位於地表下0.1~0.6公尺之間，且A-9號孔附近有湧水現象，將來設計施工時應予注意。因本次量測時間短暫，此量值恐未能真正代表常態水位，建議未來施工前應再作檢測，以期更能掌握基地地下水位狀態。
- 3.當中度地震地表加速度為 $\frac{ZIg}{3.5}$ (即0.07g)時，基地內土壤之液化潛能甚低，其抗液化之安全係數皆大於1.0，符合規範之要求；而於大地震地表加速度為 ZIg (即0.23g)時，基地內地表下20公尺內之砂性土層局部有液化之可能，須依液化抵抗率 F_L 值折減砂土層參數(詳表6.1)。