

附 錄 五

地質鑽探資料

台北市大同區玉泉段一小段
520、521、522、523、524、525、526、527、
528、529、530、532、533、534、535、536、
537、538 地號
地質鑽探工程

報告書

耀 泰 工 程 有 限 公 司
地 址：臺北市士林區葫蘆街 80-2 號二樓
電 話：(02) 2816-0036
中 華 民 國 一 百 零 二 年 十 一 月

台北市大同區玉泉段一小段 520、521、522、523、524、
525、526、527、528、529、530、532、533、534、535、
536、537、538 地號

地質鑽探工程報告

目 錄

頁次

第一章 前言	1
第二章 工作項目及數量	2
第三章 現場鑽探及取樣	4
3.1 一般土層鑽孔	4
3.2 標準貫入試驗 (S. P. T)	4
第四章 室內土壤試驗	5
4.1 土壤一般物理性質試驗	5
4.2 土壤直接剪力試驗	8
4.3 土壤無圍壓縮試驗	9
4.4 土壤單向度壓密試驗	10
4.5 土壤三軸飽和壓密不排水式抗剪試驗(C. U)	11
第五章 基地土層概況及工程特性	12
5.1 基地土層概況	12
5.2 設計用簡化土層表	14
5.3 地盤反力係數 K 值之推估	15
5.4 地下水狀況及上浮力	18
第六章 基礎形式分析	20
6.1 浮筏式基礎分析	20
6.1.1 承載力分析	20
6.1.2 沉陷量分析:	26
6.2 樁基礎分析	32
第七章 擋土設施與側壓力分析	38
7.1 擋土設施之選擇	38
7.2 側壓力分析	40
第八章 開挖穩定性分析	45
第九章 地震力	52
第十章 土壤液化潛能評估	54

第十一章 工程地質綜合評估	60
---------------------	----

附 錄

附錄一	地質鑽探及土壤試驗報告表
附錄二	顆粒分佈曲線圖
附錄三	土壤直接剪力試驗結果
附錄四	土壤無圍壓縮試驗結果
附錄五	土壤單向度壓密試驗結果
附錄六	土壤三軸飽和壓密不排水式抗剪試驗結果
附錄七	土壤液化潛能分析結果
附錄八	現場施工照片

表目錄

	頁次
表 2-1 鑽探及試驗一覽表.....	2
表 4-1 土壤直接剪力試驗結果表.....	8
表 4-2 土壤無圍壓縮試驗結果表.....	9
表 4-3 土壤單向度壓密試驗結果表.....	10
表 4-4 土壤三軸飽和壓密不排水式抗剪試驗結果表.....	11
表 5-1 基地土層概況總表.....	12
表 5-2 土層參數表.....	14
表 5-3 地盤反力係數表.....	17

圖目錄

	頁次
圖 2-1 鑽孔位置圖.....	3
圖 5-1 鑽孔地質斷面圖.....	13

台北市大同區玉泉段一小段 520、521、522、523、524、 525、526、527、528、529、530、532、533、534、535、 536、537、538 地號地質鑽探工程報告

第一章 前言

台北市大同區玉泉段一小段 520、521、522、523、524、525、526、
527、528、529、530、532、533、534、535、536、537、538 地號，
擬新建地上二十一層地下四層之建築物，為瞭解其基礎地質情形，以
為設計之依據與參考。耀泰工程有限公司接受委託辦理地質鑽探工作。

本工作於民國一百零二年十一月全部完成，提出本報告書。

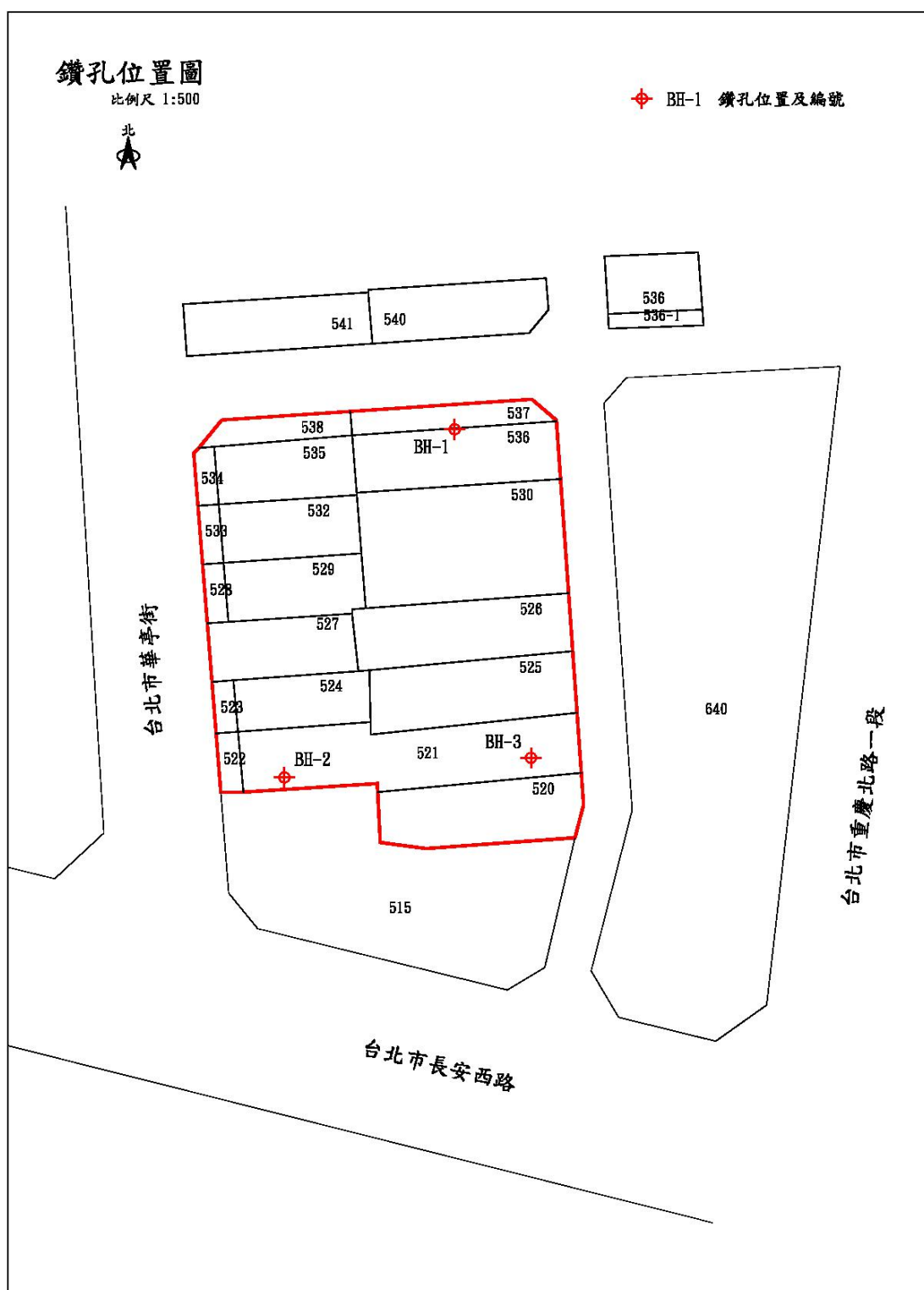
第二章 工作項目及數量

本工程共鑽探3孔，總深度計115.70公尺，鑽孔位置詳圖2-1 鑽孔位置圖，詳細之工作項目及數量，如表2-1所示。

表 2-1 鑽探及試驗一覽表

項目	單位	BH-1	BH-2	BH-3	合計
總深度	公尺	55.70	30.00	30.00	115.70
一般土層鑽探	公尺	52.70	30.00	30.00	112.70
卵礫石層鑽探	公尺	3.00	0.00	0.00	3.00
標準貫入試驗	次	35	20	20	75
劈管取樣	組	33	20	20	73
3" 薄管取樣	支	4	3	2	9
土壤一般物理性質試驗	組	33	20	20	73
土壤直接剪力試驗	組	1	1	1	3
土壤無圍壓壓縮試驗	組	1	2	0	3
土壤單向度壓密試驗	組	1	1	1	3
土壤三軸強度試驗	組	1	1	1	3
地下水位觀測井安裝	孔	1	0	0	1

圖 2-1 鑽孔位置圖



第三章 現場鑽探及取樣

3.1 一般土層鑽孔

鑽探工作之進行，均依ASTM所規定之程序施作，使用KH-2L旋轉油壓式鑽機，以沖鑽法施鑽，於施鑽時細心觀測層次變化之深度及土層厚度，每1.50公尺進行標準貫入試驗乙次，並以分裂式劈管採取代表性土壤，於適當地層，並以3" ϕ 薄管採取不擾動土樣。取得之土壤樣品，經標誌密封後，送交試驗室進行各種試驗。在鑽孔進行中，並嵌入套管，以防孔壁崩塌。

3.2 標準貫入試驗 (S.P.T)

標準貫入試驗係採用縱裂式劈管，其規格符合美國材料試驗學會標準(A. S. T. M D1586)之規定，試驗方法係以重量63.5公斤之重錘自落距為76公分之高度自由落下，錘擊取樣器入土45公分之錘擊數，每15公分計數一次，並分別記錄，最後兩次15公分錘擊數之和即為N值，超過50次時，則記錄錘擊50次之貫入深度以供參考。

第四章 室內土壤試驗

室內土壤試驗可分為物理性試驗及工程性質試驗。物理性試驗主要目的在於瞭解土壤之基本性質以作為檢定土壤及分類之用，並用於土壓力計算、土壤垂直應力、土壤壓實程度及流砂現象等之檢討。此試驗包括含水量、密度、顆粒分析、稠度、比重等。工程性質試驗又稱為力學試驗，試驗所得之參數可用於擋土之穩定計算，坡面穩定與黏土層沉陷量計算等力學之檢討，包括無圍壓縮試驗、直接剪力試驗、三軸壓縮試驗、單向度壓密試驗等。

4.1 土壤一般物理性質試驗

於現場取得之代表性土壤樣品皆進行物理性質試驗（分類試驗），試驗項目包括含水量測定、液限試驗、塑限試驗、比重試驗、顆粒分析及孔隙比測定等，試驗方法及步驟皆依洪如江（1972）土力學試驗及 LAMBE (1971) SOIL TESTING FOR ENGINEERS, A. S. T. M. 及 EARTH MANUAL 等書中之規定進行。

（一）顆粒分析試驗（GRAIN SIZE ANALYSIS）：

本試驗包括比重計分析與篩分析試驗，試驗時取烘乾土樣50克，置於矽酸鈉(SODIUM SILICATE) 溶液中24小時後，再經電動攪拌機攪拌後，洗入1000C.C. 沉降筒中並於不同歷時量取比重計之讀數，經24小時後，倒入200#篩內，洗去小於200#篩之土壤顆粒，剩餘土壤顆粒

經烘乾後，置於篩網系列(4#、10#、40#、100#、200#)上，進行篩分析試驗，本試驗之目的在求得土壤之粒徑分佈，試驗之進行依 A. S. T. M. D422 之規定實施。

(二) 含水量測定試驗 (MOISTURE CONTENT):

本試驗乃土壤最常測定的特性之一，其定義為土中所含水重與土壤乾土重之比值，本試驗所選取之土壤重量約100公克，置於氣溫 (105 °C)之烘箱內24小時，試驗步驟均參照 A. S. T. M. D2216 之規定實施。

(三) 液限試驗 (LIQUID LIMIT):

本試驗之土樣均為氣乾土而非烘乾土樣，試驗方法係 EARTH MANUAL 所建議的 ONE-POINT METHOD，以求得液限儀25次擊數時之含水量，其計算公式如下：

$$W_{25}=W_n \times (N/25)^{0.120}$$

本試驗的目的在求得黏性土壤處於液體與塑性體臨界點之含水量，試驗方法依 A. S. T. M. D423 之規定進行。

(四) 塑限試驗 (PLASTIC LIMIT):

試驗均依 A. S. T. M. D424 之規定進行，其目的在求得塑性體與半固體臨界點之含水量。

(五) 土壤單位重測定:

單位重測定為乾土重量與原體積之比，單位重體積係直接用含水量試驗之土樣量取其體積大小尺寸得之。

(六) 比重試驗 (SPECIFIC GRAVITY):

試樣均為通過 10# 篩之烘乾土樣，其重量約45克，試驗均依 A. S. T. M. D854 之規定實施，其計算方法如下:

$$\text{比重} = \text{乾土重} / \text{乾土所排的水量 (乾土體積)}$$

(七) 孔隙比測定:

孔隙比測定係由單位重、含水量及比重等計算而得:

$$e = G / \gamma_d - 1$$

式中 e = 孔隙比

γ_d = 土壤乾密度

G = 比重

(八) 土壤分類:

土壤分類係參照美國材料試驗學會標準 (A. S. T. M. D2487) 之統一分類法進行分類。

4.2 土壤直接剪力試驗

本試驗係採壓密—快剪式行之，試體上下兩端放置有孔夾土鈑，採用之剪動速率為 0.15 mm/min，試驗之進行是將呆重掛上加壓架，並記錄沉陷錶讀數，一如壓密試驗，待沉陷停止後，開動剪力機，並發動馬錶，在一定間隔記錄衡圈讀數，至衡圈讀數不變，或達 20%變形時停車，倒車解除呆重退出剪力盒，清出盒內之土烘乾，求試樣之質量及含水比，重複上述步驟，但呆重加倍，如此可求出破壞包絡線。試驗結果詳附錄三及表4-1。

表4-1 土壤直接剪力試驗結果表

孔號	樣號	樣品深度 (m)	強度參數	
			C (t/m ²)	Φ(度)
BH-1	T-2	5.00-5.55	0.3	27.5
BH-2	T-2	8.00-8.55	0.1	34.7
BH-3	T-1	11.00-11.55	0.1	33.0

4.3 土壤無圍壓縮試驗

本項試驗使用ELE公司出品的一噸壓縮機，試體直徑5cm，高度約10公分，置於壓縮機平台上，以0.1cm/min之速率加壓，以衡圈(Proving Ring)測量試體所受的荷重，以測微錶測量試體之軸向變形，直到試體破壞或軸向變形達20%時為停止。試驗結果詳附錄四及表4-2。

表4-2 土壤無圍壓縮試驗結果表

孔號	樣號	取樣深度 (m)	qu值 t/m ²
BH-1	T-1	2.00-2.55	7.1
BH-2	T-1	3.50-4.05	6.3
BH-2	T-3	14.00-14.55	11.1

4.4 土壤單向度壓密試驗

試驗儀器使用 SOILTEST 之定環式壓密儀，加壓架係採用平衡槓桿式，荷重採用標準重量鐵塊，試驗時先施加一 0.03kg/cm^2 之接觸壓力，使試驗與加壓軸完全接觸，加壓之荷重係採用單倍選增，每階荷重均保持24小時，加壓後試體之壓縮量以測微錶度量之。試驗步驟均參照美國材料試驗學會標準(ASTM D 2435)規定實施。試驗結果詳附錄五及表4-3。

表4-3 土壤單向度壓密試驗結果表

孔號	樣號	樣品深度 (m)	壓密係數	
			Cc	Cs
BH-1	T-3	15.50-16.05	0.188	0.040
BH-2	T-3	14.00-14.55	0.220	0.046
BH-3	T-2	17.00-17.55	0.195	0.041

4.5 土壤三軸飽和壓密不排水式抗剪試驗(C.U)

飽和壓密不排水三軸抗剪試驗，基本步驟參照 Bishop & Henkel 所述者進行，飽和試體所使用之反水壓 4.00kg/cm^2 、室壓 4.05kg/cm^2 ，係採多段式進行，圍壓之增加依 0.5 、 1.0 、 2.0kg/cm^2 之序，待試體飽和後（進行 B test，當B值為1時，試體始達飽和狀態），關閉排水閥門，提昇室壓至適當之壓力，打開排水閥門進行壓密，壓密完成後，關閉排水閥門，開動壓縮機，記取衡圈及零點指示器讀數，各段試驗於記取讀數後，即計算其軸差應力，待其連續三個讀數皆不再增加時或讀數下降時或應變達15%時，即停止試驗，提高圍壓，進行下一段試驗。試驗結果詳附錄六及表4-4。

表4-4 土壤三軸飽和壓密不排水式抗剪試驗結果表

孔號	樣號	取樣深度 (m)	強度參數			
			總應力		有效應力	
			C t/m ²	Φ(度)	C' t/m ²	Φ'(度)
BH-1	T-3	15.50-16.05	2.0	15.7	0.1	31.2
BH-2	T-1	3.50-4.05	1.5	14.8	0.2	27.3
BH-3	T-2	17.00-17.55	1.7	16.2	0.1	30.5

第五章 基地土層概況及工程特性

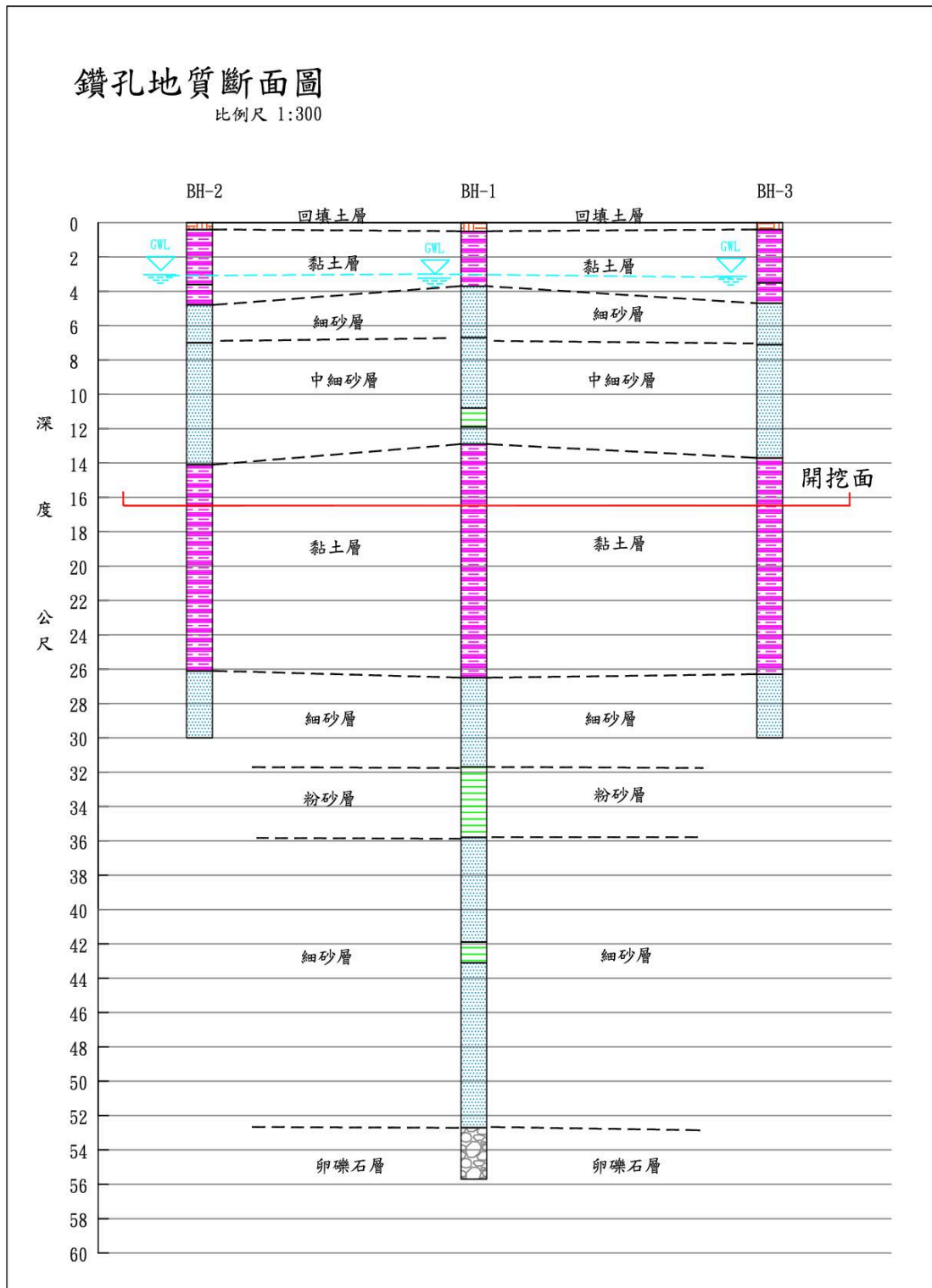
5.1 基地土層概況

依地質鑽探所得的資料結果顯示，本基地地層可概分為八個層次，如下表所示。

表 5-1 基地土層概況總表

層次	層厚(m)	地質情形
一	4.4	黏土層，由棕黃至灰色粉土質黏土所組成，平均N值約 5 Blows/ft。
二	2.5	細砂層，由灰色粉土質細砂組成，平均N值約 6 Blows/ft。
三	6.0	中細砂層，由灰色中細砂夾粗砂礫石組成，平均N值約 17 Blows/ft。
四	13.4	黏土層，由灰色粉土質黏土所組成，平均N值約 10 Blows/ft。
五	5.4	細砂層，由灰色粉土質細砂組成，平均N值約 27 Blows/ft。
六	4.1	粉砂層，由灰色粉砂組成，平均N值約 17 Blows/ft
七	16.9	細砂層，由灰色粉土質細砂組成，平均N值約 28 Blows/ft。
八	大於 3.0	卵礫石層，由棕黃灰色卵礫石夾粗中細砂組成，平均N值大於 50 Blows/ft。為良好的樁基礎承載層。

圖 5-1 鑽孔地質斷面圖



5.2 設計用簡化土層表

為便利分析之進行，將本基地之地層簡化成下表所示之土層及參數。

表 5-2 土層參數表

深度 (m)	土層 厚度 (m)	土質 情形	N 值 Blows/ ft	指數性質			力學性質							
				含 水 量	單 位 重 t/m ³	孔 隙 比	C t/m ²	Φ 度	C' t/m ²	Φ' 度	Cc	Cs	qu t/m ²	Su t/m ²
4.4	4.4	CL	5	29	1.91	0.84	1.5	14.8	0.2	27.3	-	-	6.7	* 4.0
6.9	2.5	SM	6	30	1.93	0.80	0.3	27.5	0.3	27.5	-	-	-	-
12.9	6.0	SM	17	24	2.01	0.65	0.1	33.8	0.1	33.8	-	-	-	-
26.3	13.4	CL	10	26	1.99	0.72	1.8	16.0	0.1	30.8	0.201	0.042	11.1	* 7.5
31.7	5.4	SM	27	21	2.07	0.56	*	*	*	*	-	-	-	-
35.8	4.1	ML	17	22	2.04	0.61	*	*	*	*	-	-	-	-
52.7	16.9	SM	28	20	2.07	0.55	*	*	*	*	-	-	-	-
55.7	大於 3.0	GM	50	**	**	**	*	*	*	*	-	-	-	-

*

$C=(1.4N+1)/2$日本道路設計要領(1980)

$\Phi=20+\sqrt{12N}$Dunham(1954)

$Cc=0.0054(2.6w-35)$

$Cs=(0.1-0.2)Cc$

$Su=(1.4N+1)/2$日本道路設計要領(1980)

Bjerrum(1984)

粘土 $Es=500Su$

砂土 $Es=280N$

** 推估值

5.3 地盤反力係數 K 值之推估

(1) 土壤垂直地盤反力係數 K_v 值：

基礎版之垂直地盤反力係數 K_v 值，與地層性質、基礎尺寸及基礎深度等因素有關。除了直接於承載層位置，施作現場平鈹載重試驗，依據施加之載重及量測得之平鈹沉陷量，即可求得垂直地盤反力係數 K_v 值。另外尚可利用半經驗公式或採經驗值推估。

Vesic 所提出之關係式，以推導垂直地盤反力係數(K_v)如下：

$$K_v = E / [(1 - \mu^2) \times B] \cdots \cdots \cdots \text{Vesic(1961)}$$

(1) 粘性土壤：

$$E = (250 \sim 500) \times S_u$$

$$\mu = 0.4$$

$$B = 1.0 \text{ m}$$

$$K_v = (300 \sim 600) \times S_u$$

$$\text{取 } K_v = 450 \times S_u$$

(2) 砂性土壤：

$$E = 280 \times N$$

$$\mu = 0.3$$

$$B = 1.0 \text{ m}$$

$$\text{取 } K_v = 300 \times N$$

式中 K_v = 垂直地盤反力係數， t/m^3

B = 基礎之寬度， m

S_u = 土壤不排水剪力強度， t/m^2

μ = 土壤泊生比

N = 土壤標準貫入試驗N值

E = 土壤楊氏模數， t/m^2

經驗值以謝旭昇、程日晟(1996)所提之建議值，如下表所示，
表中Kv值基本上與SPT-N值約略有一正比例之關係($K_v=150\sim300N$)。

垂直地盤反力係數Kv建議值

土壤種類	SPT-N值	Kv(t/m^3)
粘性土壤		
極軟	0 - 2	<500
軟弱	2 - 4	500-1000
中等堅實	4 - 8	1000-2000
堅實	8 - 15	2000-4000
極堅實	15 - 30	4000-8000
堅硬	>30	>8000
砂質土壤		
極疏鬆	0 - 4	<800
疏鬆	4 - 10	800-2000
中等緊密	10 - 30	2000-6000
緊密	30 - 50	6000-8000
極緊密	>50	>8000
承載層	>50	8000-10000

(2)土壤水平地盤反力係數Kh值：

土壤之水平地盤反力係數，一般可經由現場側向壓力試驗求得或由經驗公式推算。依據地工技術第75期(88年10月)第61~76頁之”RIDO程式之最佳化土層參數之探討”---王建智、冀樹勇、陳錦清等之建議，Kh值可以下式估算：

$$Kh=(100-150)\times N \rightarrow \text{採 } Kh=100\times N \text{ (t/m}^3\text{)}\cdots\cdots\text{for sand}$$

$$Kh=(200-300)\times Su \rightarrow \text{採 } Kh=200\times Su \text{ (t/m}^3\text{)}\cdots\cdots\text{for clay}$$

由上述推估本基地之地盤反力係數Kv及Kh，如表5-3所示。

表 5-3 地盤反力係數表

深度(m)	土層種類	平均之N值 或(Su)值	Kv(t/m ³)	Kh(t/m ³)
0-4.4	CL	(4.0)	1800	800
4.4-6.9	SM	6	1800	600
6.9-12.9	SM	17	5100	1700
12.9-26.3	CL	(7.5)	3375	1500
26.3-31.7	SM	27	8100	2700
31.7-35.8	ML	17	5100	1700
35.8-52.7	SM	28	8400	2800
52.7-55.7	GM	50	15000	5000

5.4 地下水狀況及上浮力

5.4.1 地下水狀況

依鑽探期間觀測所得之地下水位資料顯示，本基地地下水位約位於地表下2.80公尺處。暴雨期間地下水位可能會上昇至相當的高度，建議採用地表面為設計用高水位值。

5.4.2 上浮力

對於地下室基礎底版位於地下水位以下深處且上部結構體重量較輕之結構物，如多層地下室之鋼骨結構物及地下停車場等，應檢核地下水對基礎底版作用之上浮力是否會使結構物產生上浮現象。

檢核上浮力作用之安全性時，地下水位是非常重要之資料，因此最好進行長期之水位觀測，才能涵蓋季節性之變化，若無長期資料，則地下水位宜取保守值估計。若有其他環境因素之影響，亦須加以考慮，例如台北盆地以往曾超抽地下水，致使地下水位嚴重下降，惟近年來，政府明令禁止抽水後，地下水因而獲得補注，造成地下水位回升，因此在檢核上浮力時要妥為考量未來地下水位上升之趨勢，以確保結構物長期的穩定。有時雖然建築物長期之抗浮穩定無虞，但在施工過程中常因地下開挖而抽水，以保持開挖面處於乾燥狀態，然隨地

下構造物往上施

築，通常會為節省抽水費用，而逐步關掉部份抽水機，致使地下水位逐漸恢復，故須隨時查核建築物總重量與上浮力之平衡關係，以防施工過程中發生建築物上浮現象。

此外，對位於盆地邊緣或靠近山麓之地區，地下常有壓力水層存在，其水頭可能會高於靜水位，檢核上浮力時，須仔細評估建築物基礎是否會受此壓力水層水壓之影響。

依鑽探結果顯示，本基地地層無受壓水層存在。

基地地下水位約位於地表下2.80公尺處，基礎砌置深度約地表下16.45公尺，地下水會對基礎底版產生 13.65t/m^2 的上浮力。暴雨期間地下水位可能會上昇至地表面，地下水會對基礎底版產生 16.45 t/m^2 的上浮力。

第六章 基礎形式分析

選擇基礎型式常需考慮的因素，為基礎承載之穩定性、基礎之沉陷、建築物之功能要求、施工方法之可行性、基礎工程之費用和工期等。根據本工程基地土壤之特性及考慮上列因素，用浮筏式基礎之設計原理，乃利用挖除之土重及地下水浮力，來抵銷部份或全部的結構物重量，使結構物實際傳至土層之淨載重減小，而增加土壤承載力的安全性及減少基礎的沉陷量。樁基礎基礎之設計原理，乃利用基樁，將結構物的荷重傳遞到軟弱地層下方的承載地層上。本案為地上21層地下4層的大樓，開挖深度約16.45公尺，茲檢討如下：

6.1 浮筏式基礎分析

6.1.1 承載力分析

在非均一土層中，各層次的剪力強度參數 C 、 Φ 值各不相同，如何求得合理的平均參數，對求得適切的基礎承載力影響很大。本報告採用 B. Stayanaray & R. K Gray (1980) 所提出之 Bearing Capacity of Footings on Layered C - Φ Soil 之分析方法，求得承載力參數 C_a 及 Φ_a ，其方法簡述如下：

$$C_a = (C_1 Z_1 + C_2 Z_2 + \dots + C_n Z_n) / (Z_1 + Z_2 + \dots + Z_n)$$

$$\Phi_a = \tan^{-1} [(Z_1 \tan \Phi_1 + Z_2 \tan \Phi_2 + \dots + Z_n \tan \Phi_n) / (Z_1 + Z_2 + \dots + Z_n)]$$

式中

Z_n = n 土層之厚度

C_n = n 土層之 C 值

Φ_n = n 土層之 Φ 值

求得本區承載力參數 $C_a = 0.92 \text{ t/m}^2$ 、 $\Phi_a = 26.96^\circ$

基礎的容許承載力依九十年十月內政部建築研究所”建築物基礎構造設計規範”第四章淺基礎中建議之容許支承力公式，計算本基地土層之極限承載力為 232.5 t/m^2 ，取3倍安全係數，求得容許承載力為 77.5 t/m^2 。

最大深度 35.80

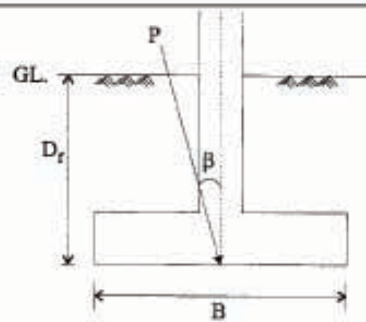
附5-26

淺基礎容許承载力計算

資料來源：
建築技術規則建築構造編基礎構造設計規範(含解說)
製作單位：
順泰應用地質技師事務所

淺基礎之極限承载力應根據第三章基地調查及土壤試驗之結果，依下列公式估計之：

$$q_v = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{cr} + \gamma_2 D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qr} + 0.5 \gamma_1 B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma r}$$



淺基礎示意圖

式內

q_v = 極限承载力 (tf/m²)

c = 基礎版底面以下之土壤凝聚力 (tf/m²)

γ_1 = 基礎版底以下B深度範圍內之土壤平均單位重，在地下水位以下者，應為其有效單位重 (tf/m³)

γ_2 = 基礎版底以上之土壤平均單位重，在地下水位以下者，應為其有效單位重 (tf/m³)

D_f = 基礎附近之最低地面至基礎版底面之深度，如鄰近有開挖，須考慮其可能之影響 (m)

B = 矩形基腳之短邊長度，如屬圓形基腳則指其直徑 (m)

L = 矩形基腳之長邊長度 (m)

β = 載重方向與鉛直線之夾角 (°)

N_c, N_q, N_γ = 承载力因數

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = 形狀影響因素

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = 埋置深度影響因素

$F_{cr}, F_{qr}, F_{\gamma r}$ = 載重傾斜影響因素

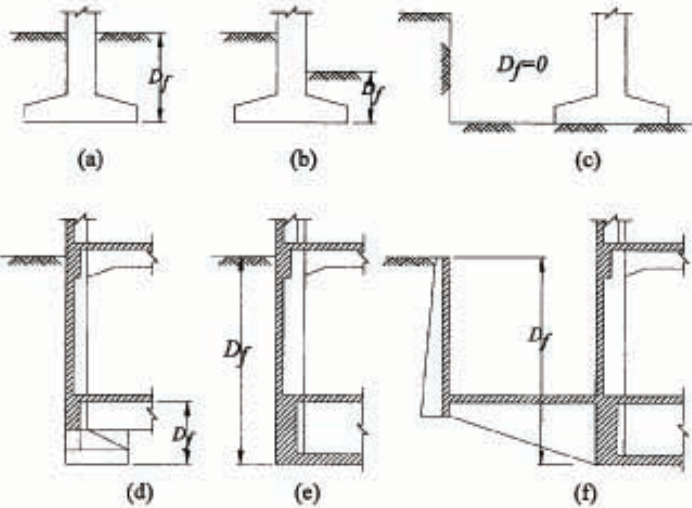
淺基礎容許承载力計算

資料來源：
建築技術規則建築構造編基礎構造設計規範(含解說)
製作單位：
順泰應用地質技師事務所

各項影響因素之計算式(Modified from Meyerhof, 1963)

提供承载力項目	凝聚力(c)	黏土(q)	土重(γ)
考慮影響項目			
形狀影響因素(s)	$\phi=0$ 法 $F_{cs}=1+0.2\left(\frac{B}{L}\right)\leq 1.2$	$F_{qs}=1.0$	$F_{\gamma s}=1.0$
	$(\phi\geq 10^\circ)$ $F_{cs}=1+0.2\left(\frac{B}{L}\right)\tan^2\left(45^\circ+\frac{\phi}{2}\right)$	$F_{qs}=1+0.1\left(\frac{B}{L}\right)\tan^2\left(45^\circ+\frac{\phi}{2}\right)$	$F_{\gamma s}=1+0.1\left(\frac{B}{L}\right)\tan^2\left(45^\circ+\frac{\phi}{2}\right)$
埋置深度影響因素(d)	$\phi=0$ 法 $F_{cd}=1+0.2\left(\frac{D_f}{B}\right)\leq 1.5$	$F_{qd}=1.0$	$F_{\gamma d}=1.0$
	$(\phi\geq 10^\circ)$ $F_{cd}=1+0.2\left(\frac{D_f}{B}\right)\tan\left(45^\circ+\frac{\phi}{2}\right)$	$F_{qd}=1+0.1\left(\frac{D_f}{B}\right)\tan\left(45^\circ+\frac{\phi}{2}\right)$	$F_{\gamma d}=1+0.1\left(\frac{D_f}{B}\right)\tan\left(45^\circ+\frac{\phi}{2}\right)$
載重傾斜影響因素(i)	$(\beta\geq \phi)$ $(\beta<\phi)$	$F_{ci}=1-\frac{\beta}{90^\circ}$ $F_{qi}=1-\frac{\beta}{90^\circ}$	$F_{\gamma i}=0$ $F_{\gamma i}=1-\frac{\beta}{\phi}$

註：當 $\phi<10^\circ$ 時使用 $\phi=0$ 法，此時形狀與埋置深度影響因素均有上限值。



基礎埋置深度示意圖

淺基礎容許承载力計算

資料來源：
建築技術規則建築構造編基礎構造設計規範(含解說)
製作單位：
順泰應用地質技師事務所

支承力因數

ϕ (度)	N_c	N_q	N_γ	N'_γ
0	5.3	1.0	0.0	0.0
1	5.3	1.1	0.0	0.0
2	5.3	1.1	0.0	0.0
3	5.3	1.2	0.0	0.0
4	5.3	1.3	0.0	0.0
5	5.3	1.4	0.0	0.0
6	5.3	1.5	0.0	0.0
7	5.3	1.6	0.0	0.0
8	5.3	1.7	0.0	0.0
9	5.3	1.8	0.0	0.0
10	5.3	1.9	0.0	0.0
11	5.5	2.1	0.0	0.0
12	5.8	2.2	0.0	0.0
13	6.0	2.4	0.0	0.0
14	6.2	2.5	1.1	0.9
15	6.5	2.7	1.2	1.1
16	6.7	2.9	1.3	1.4
17	7.0	3.1	1.5	1.7
18	7.3	3.4	1.6	2.0
19	7.6	3.6	1.8	2.4
20	7.9	3.9	2.0	2.9
21	8.2	4.2	2.2	3.4
22	8.6	4.5	2.4	4.1
23	9.0	4.8	2.7	4.8
24	9.4	5.2	3.0	5.7
25	9.9	5.6	3.3	6.8
26	10.4	6.0	3.6	8.0
27	10.9	6.5	4.0	9.6
28	11.4	7.1	4.4	11.2
29	13.2	8.3	5.4	13.5
30	15.3	9.8	6.6	15.7
31	17.9	11.7	8.4	18.9
32	20.9	14.1	10.6	22.0
33	24.7	17.0	13.7	25.6
34	29.3	20.8	17.8	31.1
35	35.1	25.5	23.2	37.8
36	42.2	31.6	30.5	44.4
37	51.2	39.6	41.4	54.2
38	62.5	49.8	57.6	64.0
39	77.0	63.4	80.0	78.8
40以上	95.7	81.2	114.0	93.6

註： N'_γ 為偏心載重基礎使用

6.1.2 沉陷量分析：

擬建結構物為地上二十一層地下四層之建築物，開挖深度為16.45公尺，概估結構物之荷重約 31.5 t/m^2 。基礎載重所引致之沉陷量包括瞬時沉陷、壓密沉陷、次要壓縮沉陷以及塑性流潛移等造成之沉陷。砂質土以瞬時沉陷為主，黏性土壤則以壓密沉陷為主。一般土壤之次要壓縮沉陷很小，設計上可略而不計，特殊軟弱土壤如極軟弱黏土、腐植土及有機土等應另加考慮塑性流潛移導致之沉陷。砂質土之瞬時沉陷及黏性土之壓密沉陷，又需考慮因基礎開挖，土層回脹的再壓沉陷及結構物加諸地層的淨荷重所引起的初壓沉陷。

結構物加諸於地層的淨荷重為結構物荷重減去開挖的土重及水的浮力，開挖的土重及水的浮力約 32.35 t/m^2 。

黏性土層之壓密沉陷，依公式

$$S_c = H \times [C_c / (1 + e)] \times \text{Log}[(\delta + \Delta \delta) / \delta]$$

式中 C_c ：土壤的壓縮指數

e ：孔隙比

δ ：壓縮土層中的有效覆土壓力

$\Delta \delta$ ：地層內應力增量

H ：黏性土層厚度

黏性土層之再壓沉陷，依公式

$$S_c = H \times [C_s / (1+e)] \log[(\delta + \Delta \delta) / \delta]$$

式中 C_s : 土壤的壓縮指數

e : 孔隙比

δ : 壓縮土層中的有效覆壓力

$\Delta \delta$: 地層內應力增量

H : 黏性土層厚度

砂質土層之初壓沉陷，依公式

$$S_i = H \times (C/N) \delta \times \log[(\delta + \Delta \delta) / \delta]$$

式中 S_i : 沉陷量

N : 標準貫入試驗N值

δ : 壓縮土層中點之有效土壓力

$\Delta \delta$: 壓縮土層中點內應力增量

H : 壓縮土層厚度

沉泥、砂質沉泥 $C=0.0767$

細至中砂含少量沉泥質砂 $C=0.0438$

粗砂或含少量礫石 $C=0.0306$

砂質礫石、礫石 $C=0.0256$

砂質土層之再壓沉陷，依公式

$$S_i = H \times [(C/5N) \delta \times \log(\delta + \Delta \delta) / \delta]$$

式中 S_i : 沉陷量

N : 標準貫入試驗N值

δ : 壓縮土層中點之有效土壓力

$\Delta \delta$: 壓縮土層中點內應力增量

H : 壓縮土層厚度

設基礎部份之尺寸為20m×20m。求得中心點及角隅點之沉陷量，如下表所示。

	中心點	角隅點
再壓沉陷(cm)	12.73	5.33
初壓沉陷(cm)	0	0
總沉陷量(cm)	12.73	5.33
不均勻沉陷角變形	1/191	

不均勻沉陷角變形為1/191，不均勻沉陷角變形稍大於容許值，可能會影響結構物的安全性，需將基礎底面下的黏土層進行改良，或採用樁基礎。

沉陷量分析

沉陷點 位置	再壓沉陷		基礎尺寸	基礎荷重		再壓應力 Σi_q	初壓應力 Σi_q	含水量 w	Cc 值	Cs 值	孔隙比	N 值	再壓沉陷 量 cm	初壓沉陷 量 cm
	初壓沉陷	12.73		0.00	基礎寬度									
中心點	總沉陷量	12.73	基礎尺寸		基礎長度	10	10							
深度	地層厚度	地層中點 與基礎底 面距離	地層浸水 單位重	地層底面有 效土壓力	地層中點有 效土壓力	再壓應力 Σi_q	初壓應力 Σi_q	含水量 w	Cc 值	Cs 值	孔隙比	N 值	再壓沉陷 量 cm	初壓沉陷 量 cm
16.45	0	0	0.99	18.70	18.70									
22	5.55	2.775	0.99	24.20	21.45	31.041		0.260	0.201	0.042	0.72		5.27	
26.3	4.3	7.7	0.99	28.46	26.33	25.651		0.260	0.201	0.042	0.72		3.10	
28	1.7	10.7	1.07	30.27	29.36	21.008		0.210			0.56	27.0	0.38	
30	2	12.55	1.07	32.41	31.34	18.336		0.210			0.56	27.0	0.41	
31.7	1.7	14.4	1.07	34.23	33.32	15.955		0.210			0.56	27.0	0.31	
33	1.3	15.9	1.04	35.59	34.91	14.257		0.220			0.61	17.0	0.61	
35.8	2.8	17.95	1.04	38.50	37.04	12.257		0.220			0.61	17.0	1.16	
38	2.2	20.45	1.07	40.85	39.67	10.260		0.200			0.55	28.0	0.27	
41	3	23.05	1.07	44.06	42.46	8.605		0.200			0.55	28.0	0.32	
44	3	26.05	1.07	47.27	45.67	7.110		0.200			0.55	28.0	0.27	
47	3	29.05	1.07	50.48	48.88	5.949		0.200			0.55	28.0	0.23	
50	3	32.05	1.07	53.69	52.09	5.037		0.200			0.55	28.0	0.20	
52.7	2.7	34.9	1.07	56.58	55.14	4.343		0.200			0.55	28.0	0.15	
54	1.3	36.9	1.2	58.14	57.36	3.935		0.100			0.40	50.0	0.02	
55.7	1.7	38.4	1.2	60.18	59.16	3.665		0.100			0.40	50.0	0.03	
合計												12.73	0.00	

沉陷量分析

沉陷量分析																
沉陷點 位置	再壓沉陷	5.33	基礎尺寸		基礎荷重			31.50								
	初壓沉陷	0.00	基礎寬度		再壓荷重	31.50										
角隅點	總沉陷量	5.33	基礎長度		初壓荷重	0										
	地層厚度	地層中點 與基礎底 面距離	地層浸水 單位重	地層底面有 效土壓力	地層中點有 效土壓力	再壓應力 Σ iq	初壓應力 Σ iq	含水量 w	Cc值	Cs值	孔隙比	N值	再壓沉陷 量 cm	初壓沉陷 量 cm		
16.45	0	0	0.99	18.70	18.70											
22	5.55	2.775	0.99	24.20	24.20	7.860	21.45	0.260	0.201	0.042	0.72		1.84			
26.3	4.3	7.7	0.99	28.46	28.46	7.593	26.33	0.260	0.201	0.042	0.72		1.16			
28	1.7	10.7	1.07	30.27	30.27	7.223	29.36	0.210			0.56	27.0	0.15			
30	2	12.55	1.07	32.41	32.41	6.929	31.34	0.210			0.56	27.0	0.18			
31.7	1.7	14.4	1.07	34.23	34.23	6.600	33.32	0.210			0.56	27.0	0.14			
33	1.3	15.9	1.04	35.59	35.59	6.317	34.91	0.220			0.61	17.0	0.30			
35.8	2.8	17.95	1.04	38.50	38.50	5.919	37.04	0.220			0.61	17.0	0.60			
38	2.2	20.45	1.07	40.85	40.85	5.433	39.67	0.200			0.55	28.0	0.15			
41	3	23.05	1.07	44.06	44.06	4.946	42.46	0.200			0.55	28.0	0.19			
44	3	26.05	1.07	47.27	47.27	4.424	45.67	0.200			0.55	28.0	0.17			
47	3	29.05	1.07	50.48	50.48	3.951	48.88	0.200			0.55	28.0	0.15			
50	3	32.05	1.07	53.69	53.69	3.531	52.09	0.200			0.55	28.0	0.14			
52.7	2.7	34.9	1.07	56.58	56.58	3.178	55.14	0.200			0.55	28.0	0.11			
54	1.3	36.9	1.2	58.14	58.14	2.955	57.36	0.100			0.40	50.0	0.02			
55.7	1.7	38.4	1.2	60.18	60.18	2.801	59.16	0.100			0.40	50.0	0.02			
合計													5.33	0.00		

基礎沉陷量分析

4.4.5 壓密沉陷

黏土土層之單向度壓密沉陷量，原則上可由壓密前後之孔隙比變化，依下式推估之：

$$H_s = \sum_{i=1}^n \frac{e_{s0} - e_{si}}{1 + e_{s0}} H_i$$

式內

H_s = 壓密沉陷量 (cm)

e_{s0} = 第 i 層土層初始正向應力為 σ_{si}^0 時之孔隙比

e_{si} = 第 i 層土層正向應力增加為 σ_{si}^1 時之孔隙比

σ_{si}^0 = 第 i 層土層中夾點之初始正向有效垂直應力 (t/m²)

σ_{si}^1 = 第 i 層土層中夾點之最終正向有效垂直應力 (t/m²)

H_i = 第 i 層之厚度 (cm)

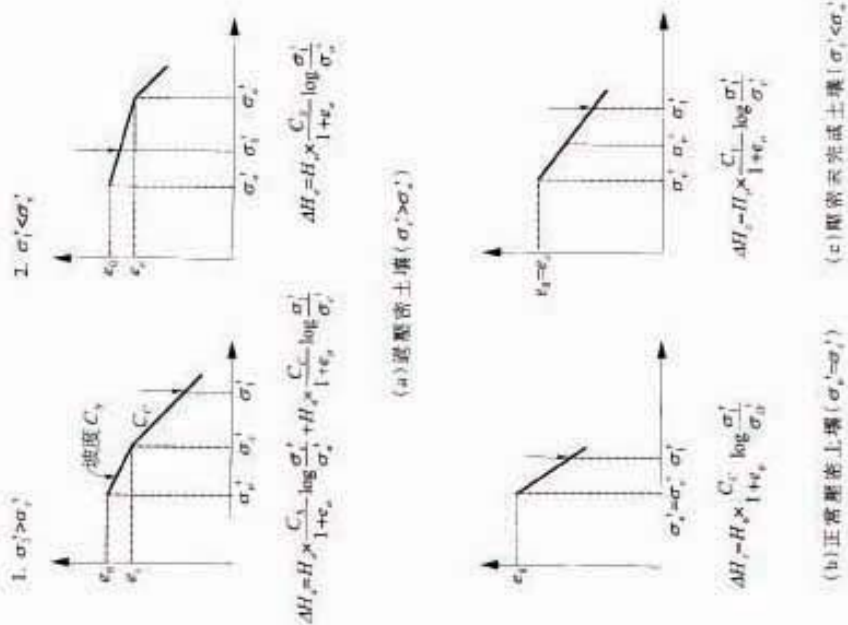
向壓單向壓密沉陷程度 (引自 Terzaghi, 1943)

角變異	應變無損程度
1/400	無損之狀態者受損之狀態
1/200	建築物不安者無損產生之安全限度 (含安全係數)
1/100	房間牆面開始出現裂縫 (不含安全係數)
1/750	欄柱之角變異建築新開始有明顯的傾斜
1/150	房間牆及樓板產生相當多的裂縫
1/130	可通性鋼筋之安全限度 (含安全係數)
1/110	建築物產生結構性損壞

沉陷沉陷量 (單位：公分)

構造物類型	沉陷土	沉陷量	沉陷量
基礎型式	沉陷量	沉陷量	沉陷量
總沉陷量	4.0	10.0	20.0

資料來源：建築技術規則建築構造篇基礎構造設計規範(含解說)
製作單位：聯合應用地質技師事務所



壓密沉陷量計算示意圖

6.2 樁基礎分析

本案為地上二十一層地下四層之建築物，開挖深度為16.45公尺，基礎型式如採用樁基礎，將結構物的荷重藉基礎傳遞至卵礫石層中，以防止不均勻沉陷，基樁需鑽入卵礫石層中至少三公尺，基樁長度約56公尺(包含空打的16.45公尺)，有效樁長約40公尺。

基樁之容許承载力依內政部營建署於民國九十年十月出版之建築物基礎構造設計規範第五章樁基礎所建議之單樁極限垂直支承力公式

$$Q_u = F_s A_s + q_b A_b$$

式中

Q_u : 單樁之極限垂直支承力(t)

F_s : 樁表面摩擦阻力(t/m^2)

A_s : 樁之表面積(m^2)

q_b : 樁端之極限支承壓力(t/m^2)

A_b : 樁端之斷面積(m^2)

樁表面之摩擦阻力 F_s

黏土層 $F_s = C_a \quad t/m^2$

砂土層 $F_s = 1/3 N$

式中

C_a : 土壤與樁身之附著力 $= \alpha \quad C_u (t/m^2)$

α : C_u 之經驗折減值, 0.45

C_u : 沿樁身之平均土壤不排水強度

N : 現場標準貫入試驗 N 值, Blows/ft $N \leq 50$

樁端點之極限支承力

黏性土層 $q_b = C N_c$ (t/m^2)

砂質土層 $q_b = 7.5N$ (t/m^2)

式中

C : 樁底部土壤之凝聚力, t/m^2

N : 樁端點上方 4 倍樁徑範圍內平均 N 值與樁徑下方 1 倍, 樁徑範圍內平均 N 值之平均值, 且 N 不得超過 50 Blows/ft

取 3 倍安全係數得容許承载力。

單樁之容許拉拔力, 依公式

$$R_a = W_p + 1/6 F_s A_s$$

式中

R_a : 單樁之短期容許拉拔力, t

W_p : 樁體有效重量

F_s : 樁表面摩擦阻力

A_s : 樁之表面積

求得樁徑與容許承载力與拉拔力之關係，如下表所示。

單樁容許承载力與拉拔力關係表

樁徑(公尺)	單樁容許承载力(噸)	單樁容許拉拔力(噸)
1.4	651	314
1.5	712	343
1.6	775	373
1.7	841	403
1.8	908	435
1.9	977	467
2.0	1048	500

樁基礎支承力計算

資料來源：
建築技術規則建築構造編基礎構造設計規範(含解說)

5.3.1 單樁容許垂直支承力

1. 單樁之極限垂直支承力包含由樁周表面提供之摩擦阻力及由樁底端點提供之支承力，分別可依靜力學公式、貫入試驗公式、樁載重試驗、動態分析等方法推估之。單樁之極限垂直支承力與容許垂直支承力得依下列公式估算：

$$Q_u = Q_s + Q_b = f_s A_s + q_b A_b \quad \text{式(5.3-1)}$$

$$Q_a = \frac{Q_u}{FS} = \frac{Q_s}{FS_1} + \frac{Q_b}{FS_2} \quad \text{式(5.3-2)}$$

式內 Q_u = 單樁之極限垂直支承力(tf)

Q_a = 單樁之容許垂直支承力(tf)

Q_s = 樁表面摩擦阻力 (tf)

Q_b = 樁底端點支承力(tf)

FS, FS_1, FS_2 = 樁總垂直支承力、表面摩擦阻力與端點支承力之安全係數，其值按表 5.3-1 所列規定，惟對於長樁或鑽掘樁，樁端支承力之安全係數應視容許沉降量及施工品質酌予提高

f_s = 樁表面摩擦阻力(tf/m²)

A_s = 樁身之表面積(m²)

q_b = 樁端之極限支承壓力(tf/m²)

A_b = 樁端之斷面積(m²)

表 5.3-1 垂直支承力安全係數

載重狀況 \ 支承力推估方法	樁載重試驗	支承力推估公式	
	FS	FS ₁	FS ₂
平時	2	3	3
地震時	1.5	2	2

樁基礎支承力計算

資料來源：
建築技術規則建築構造編基礎構造設計規範(含解說)

2. 以靜力學公式推估基樁極限支承力時，得參考以下方式推估：

(1) 樁表面之摩擦阻力

$$f_s = c_u + K\sigma'_v \tan \delta \quad (\text{tf/m}^2) \quad \text{式(5.3-3)}$$

式內

$c_u = \alpha c_u$ 為土壤與樁身之附著力(tf/m^2)

α = 對 c_u 之經驗折減值，與土壤強度、樁長、樁徑及施工方法等有關，一般介於 0.25~1.0 之間

c_u = 沿樁身之平均土壤不排水抗剪強度(tf/m^2)

K = 側向土壓力係數，與土壤及基樁施工方法有關

σ'_v = 有效覆土壓力(tf/m^2)

δ = 樁身與土壤間之摩擦角，與土壤、基樁材料及施工方法等有關，一般約為土壤內摩擦角之 1/3~2/3

土層如為粘性土壤，則上式之後項不計；如為砂質土壤，則前項不計。

(2) 樁端點之極限支承壓力

$$q_b = cN_c^* + \sigma'_v N_q^* + 0.5\gamma DN_y^* \quad (\text{tf/m}^2) \quad \text{式(5.3-4)}$$

式內

N_c^* 、 N_q^* 、 N_y^* = 支承力因數，其值與土壤性質、基樁施工方法及貫入承載層深度等有關(參見解說)

c = 樁底部土壤之凝聚力(tf/m^2)

σ'_v = 樁端點之有效覆土壓力(tf/m^2)

γ = 土壤之有效單位重(tf/m^3)

D = 樁身之有效直徑，如係擴座基樁，其底部有效直徑不得超過樁身直徑之兩倍(m)

(3) 砂質地層中，基樁之表面摩擦力及端點支承力，應根據土層之相對密度、地下水位深度、樁徑及基樁施工方法，適當考量臨界深度效應，或根據樁載重試驗結果考量之。

3. 以貫入試驗公式推估基樁極限支承力時，得參考以下方式推估：

樁基礎支承力計算

資料來源：

建築技術規則建築構造編基礎構造設計規範(含解說)

(1)以現場標準貫入試驗 N 值推估基樁支承力，僅限用於砂性土層，此時樁表面之摩擦阻力 f_s ，及樁端點之極限支承力 q_b 得依表 5.3-2 所列推估之。

表 5.3-2 基樁最大表面摩擦阻力及端點極限支承力(tf/m²)

施工法 支承力	打入式基樁	鑽掘式基樁	植入式基樁	
			預鑽孔工法	中掘工法
f_s	$N/3(\leq 15)$	不使用皂土液 $N/3(\leq 15)$ 使用皂土液 $N/5(\leq 10)$	$N/5(\leq 15)$	1.5
q_b	$30\bar{N}$	$7.5\bar{N}$	$25\bar{N}$	$25\bar{N}$

註：表中 $\bar{N}$ 值均採樁端點上方 4 倍樁徑範圍內土壤平均 N 值與樁端下方 1 倍樁徑範圍內土壤平均 N 值之平均值，其值均不得超過 50。

(2)如係底端開口之打入式基樁，應考慮土栓效應，對端點支承力作適當之修正。

第七章 擋土設施與側壓力分析

7.1 擋土設施之選擇

擋土壁係承受地盤開挖所產生之土壓力與水壓力，並將此等壓力傳遞到支撐構材。

一般常見之擋土壁工法有

1. 主樁橫板條工法（鋼軌樁）
2. 版樁工法
3. 排樁式地下連續壁工法
4. 壁式地下連續壁工法

在基礎工程作業上最感困擾的乃是對周圍地盤之影響與噪音、振動等問題。此等問題在多數的開挖工程中，尤其都市地區之施工中，大多難於忍受，特別是因開挖作業而導致周圍地盤之沉陷問題，更應考慮。各類主要擋土壁之特徵與問題點如下表所示。

本基地之擋土設施建議採用地下連續壁。

開挖擋土設施比較表

資料來源：

建築物基礎構造設計規範

國內開挖基地常用之擋土設施

擋土方法	施工方法	適用地層	優點	缺點
兵樁 (包括鋼軌、H型鋼)	打擊式； 震動式； 油壓貫入； 預鑽孔	堅實粘土層； 開挖深度<8m	施工簡單； 便宜； 可重覆使用； 位置調整容易	須要降水； 垂直度差； 背側沉陷量大；拔除後常留下空洞
鋼板樁	震動式； 打擊式； 油壓貫入	軟弱土層； 開挖深度<8m	水密性良好； 可重覆使用； 品質控制容易	施工易有噪音及震動； 變形量大； 背側沉陷量大(施工中及拔除後)
預疊排樁	空幹螺旋鑽	軟弱土層； 開挖深度<10m	施工簡單； 便宜； 快捷	水密性不良 垂直度差； 不超過 15m 長度
鑽掘排樁	衝擊式； 鑽掘-無套管 鑽掘-有套管	各類土層； 卵礫塊石地層較不宜； 開挖深度<15m	剛性良好	水密性不良； 垂直度差； 昂貴； 用地較多
手掘式沉箱	人工挖掘	卵礫塊石地層； 開挖深度<15m	無噪音及震動； 剛性良好； 可多組人員同時施工	昂貴； 安全性差； 工作條件差； 須要降水配合
連續壁	抓斗式； 反循環式	各類土層； 卵礫塊石地層較不宜； 開挖深度不限	噪音量低； 無震動； 剛性良好； 水密性較好； 可用作永久牆	昂貴； 技術要求較高； 用地較多

7.2 側壓力分析

本工程地下室開挖深度為16.45公尺，地下室開挖及地下室之設計應考慮側向土壓力、水壓力、地震力、超載力等對擋土工及地下室側壁之影響。開挖支撐之側向土壓力採用九十年十月出版之”建築物基礎構造設計規範”視側壓力分佈圖(Peck，1969)。

當開挖深度內包含多種土層的情形，Peck建議以下列公式，以決定相當凝聚力($\Phi=0$ 觀念)

$$C_{av}=1/2H[r_s k_s H_s^2 \tan \Phi_s + (H-H_s)n' q_u]$$

其中

H:開挖深度，m

r_s :砂土單位重

H_s :砂土層厚度

k_s :砂土層之側向土壓力係數，1

Φ_s :砂土層之摩擦角

q_u :黏土無圍壓縮強度

n' :繼進破壞係數(0.5~1)

地下室側壁之側土壓力，採用靜止土壓力係數 k_0 。對於粒狀土壤而言， k_0 依公式 $K_0=1-\sin \Phi'$ 求得，對正常壓密黏土依Brooker and

Ireland所建議的關係式， $k_0=0.95-\sin\Phi'$ ，式中 Φ' 為排水的摩擦角。

超載力依彈性理論公式 $\sigma_z=2q/\pi(\beta-\sin\beta\cos2\alpha)$ 求得
式中

$$\alpha=(\pi/2)-\tan^{-1}[z/(b'+a'/2)]$$

$$\beta=\tan^{-1}(z/b')-\tan^{-1}[z/(b'+a')]$$

z :土層深度，m

b' :地表載重外緣與開挖坑的距離，m

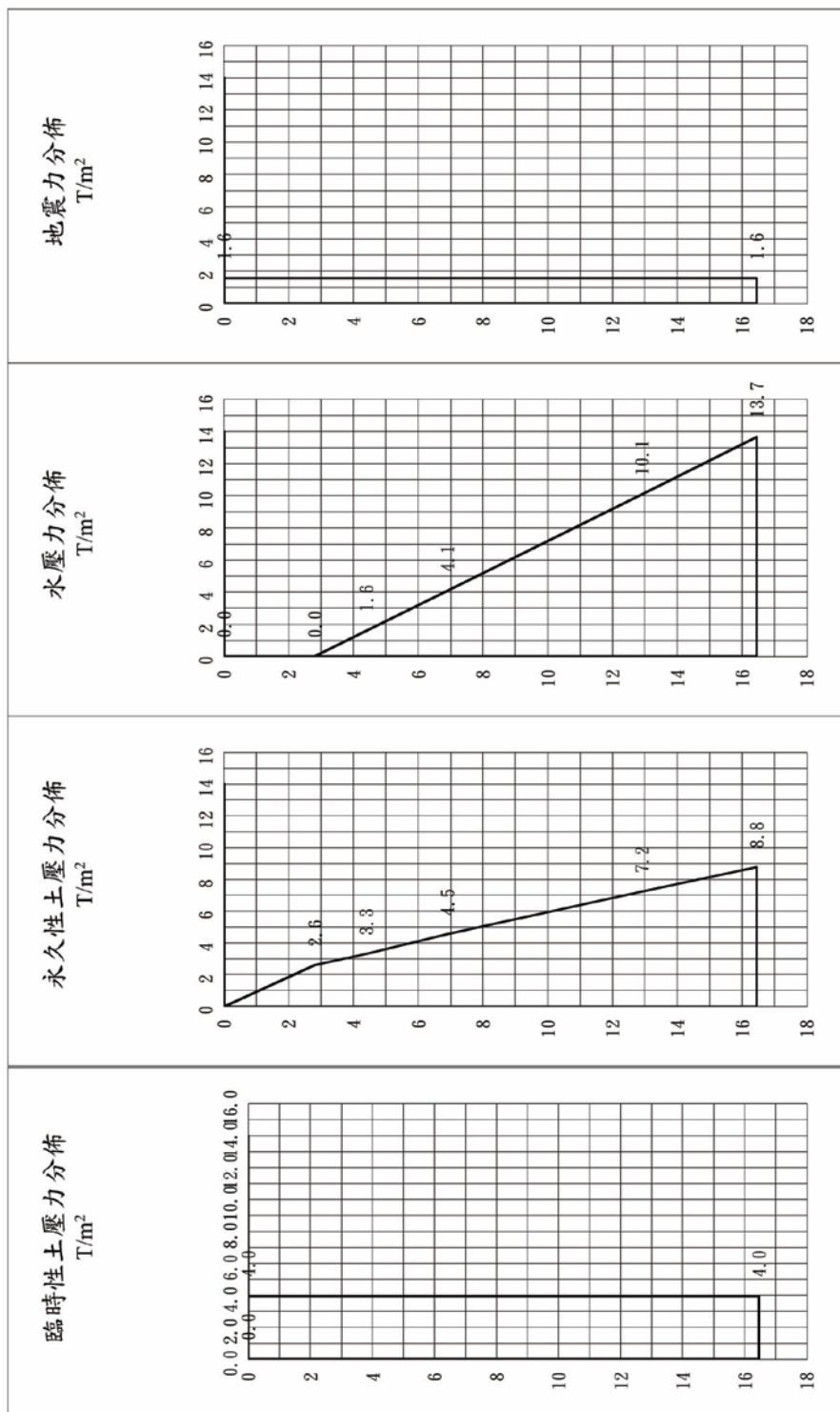
a' :地表載重的寬度，m

q :地表載重， t/m^2

地震力採用水平加速度 $k_h=0.24\text{ g}$ 、垂直加速度 $k_v=0.12\text{ g}$ ，求得地震時，側土壓力的增量 $\Delta P_{ae}=P_{ae}-P_a$ ，以矩形分佈作用於側牆上。

依分析結果，求得本基地的側壓力分佈,如圖所示。

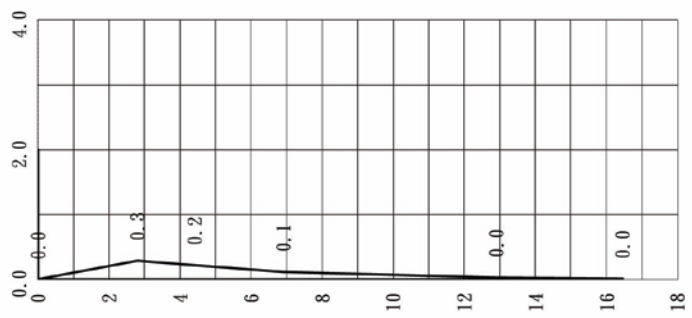
擋土結構物側壓力分佈圖



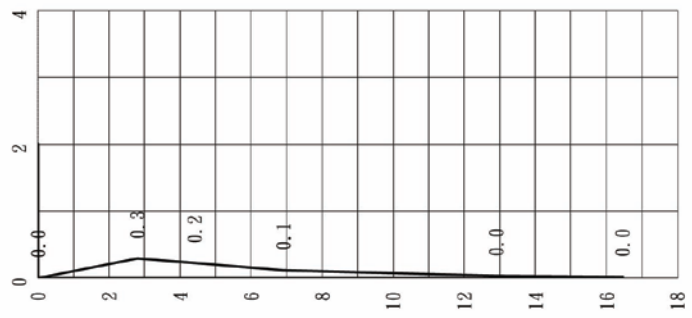
擋土結構物超載力分佈圖

0

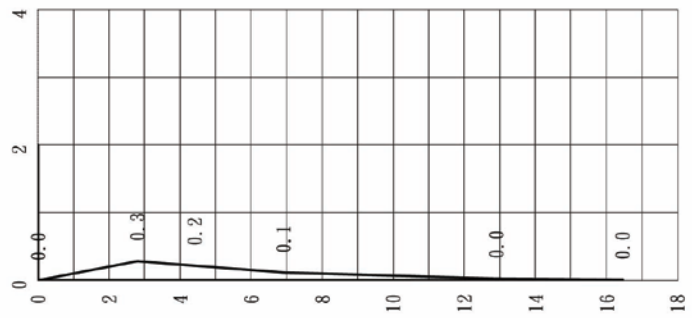
東向超載力分佈
 T/m^2



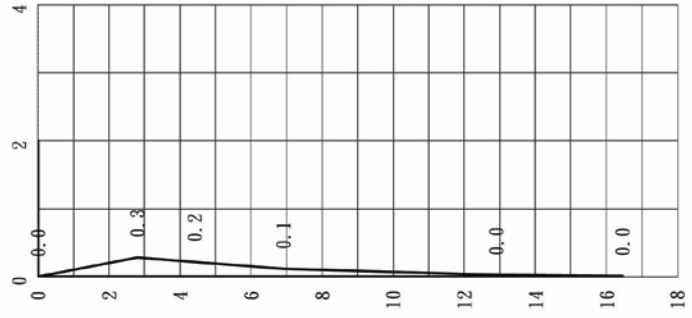
南向超載力分佈
 T/m^2



西向超載力分佈
 T/m^2



北向超載力分佈
 T/m^2



地下壁側土壓力

資料來源：

實用基礎工程學-姚義九著(1976)

動態土壓力之計算與應用-翁作新(1985)

6.4 作用於地下壁之土壓

地下室之四週外牆為一環繞密封的擋土牆。作用於地下壁之土壓，可計算如下：

1 地面無超載情況：(如圖 6.7)

① 地下水位以上部分之土壓

$$p = \mu \gamma H_1 \dots\dots\dots (6.8)$$

② 地下水位以下部分之土壓

$$p = \mu (\gamma H_1 + \gamma_{\text{sat}} H_2) + \gamma_w H_2 \dots\dots\dots (6.9)$$

μ ：靜止土壓係數(≈0.5)

γ ：土壤單位重

2 地面有超載之情況：

① 超載為均佈載重(如圖 6.8)

$$\Delta p = \mu q \dots\dots\dots (6.10)$$

將 Δp 加於(6.8)式及(6.9)式即得。

② 超載為集中載重(如圖 6.9)

$$\Delta p = \frac{3PX^2Z}{\pi(r^2+Z^2)^{3/2}} \dots\dots\dots (6.11)$$

q ：作用於地表之均佈載重

P ：作用於地表之集中載重

r ：自載重作用點至欲求土壓位置之水平距離

Z ：自載重作用點至欲求土壓位置之鉛直距離

X ：自載重作用點至地下壁之最短距離

6.5 地震時之土壓

地震時單位質量產生之加速度與重力加速度之比，稱為震度(seismic coefficient)，例如震度 0.2，即為地震時之最大加速度 0.2g 之謂(g 為重力加速度)。震度可分為水平震度 k_h 及鉛直震度 k_v ，靜止之物體，受地震力作用後之合加速度如圖 6.10 (a)，(b) 所示。

(1) 祇考慮水平震度時，合加速度之大小及方向如圖 6.10 (a)。

$$a = \sqrt{g^2 + (kg)^2} = g\sqrt{1 + k_h^2} \dots\dots\dots (6.12)$$

$$\theta' = \tan^{-1} k_h \dots\dots\dots (6.13)$$

(2) 同時考慮鉛直震度時，合加速度之大小及方向如圖 6.10 (b)。

$$a = \sqrt{(k_h g)^2 + [g(1 - k_v)]^2} = g\sqrt{k_h^2 + (1 - k_v)^2}$$

$$= g(1 - k_v) \sec \theta' \dots\dots\dots (6.14)$$

$$\theta' = \tan^{-1} \frac{k_h}{1 - k_v} \dots\dots\dots (6.15)$$

故地震時之土壓(參考圖 6.11)祇要將 Coulomb 土壓公式(常時，參考拙著實用土力學 7-61 式)中之 H 改為 $H' = H \frac{\sin(\theta + \theta')}{\sin \theta}$ ， γ 改為 $\gamma' = \gamma(1 - k_v) \sec \theta'$ ， K_A 改為 K'_A 即可。

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma' H'^2 K'_A = (1 - k_v) \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{AE} \dots\dots\dots (6.16)$$

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\theta + \theta' - \phi)}{\cos \theta' \sin^2 \theta \sin(\theta + \theta' + \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi - \beta - \theta')}{\sin(\theta - \beta)} \right]}$$

$$\left[\frac{\sin(\phi + \delta)}{\sin(\theta + \theta' + \delta)} \right]^2 \dots\dots\dots (6.17)$$

P_{AE} ：地震時主動土壓

K_{AE} ：地震時主動土壓係數

同理可得地震時 Coulomb 被動土壓公式為

$$P_{PE} = (1 - k_v) \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{PE} \dots\dots\dots (6.18)$$

$$K_{PE} = \frac{\sin^2(\theta + \theta' + \phi)}{\cos \theta' \sin^2 \theta \sin(\theta + \theta' - \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \beta + \theta') \sin(\phi + \delta)}{\sin(\theta - \beta) \sin(\theta + \theta' - \delta)} \right]}$$

$$\dots\dots\dots (6.19)$$

動態土壓力作用位置

根據完全彈性法計算之動態主動土壓與實測值很接近，但作用力位置並非於距牆趾 $\frac{1}{3}H$ 處，而常在 $\frac{1}{4}H$ 與 $\frac{1}{2}H$ 之間。若將地震時擋土設施所受動態土壓力： P_{AE} ，分為靜態土壓力： P_A ，與動態土壓力增量： ΔP_{AE} ：

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE}$$

P_A 之作用位置與靜態土壓完全一樣，乾砂背填土時為距牆底 $\frac{1}{3}H$ 處。而 ΔP_{AE} 之作用位置則根據現有資料，一般可在距牆 0.5H 高處。保守一點則可取 0.6H 高處。

至於動態被動土壓力增量之作用位置，目前並無定論。視擋土設施於地震時之位移情況而定。但暫時亦可取距牆底 0.5H 高處。

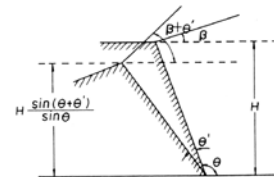


圖 6.11

P_{PE} ：地震時被動土壓

K_{PE} ：地震時被動土壓係數

θ' ：地震合成角

第八章 開挖穩定性分析

基地在未開挖前之地層可視為處於平衡狀態。此平衡狀態在基地開挖後即改變，地層產生應力及變位。穩定分析利用地層參數及地下水壓分析基地在開挖過程中及最後階段之穩定狀況，以安全係數表示。但只考慮地層之應力部份，不考慮地層之變位。因此在開挖基地須要嚴格限制變位量時，其安全要求應提高。換言之，縱能符合穩定性之最低安全要求時，亦未必能達到變位量之安全要求。通常開挖土層之穩定性愈高或安全係數愈大，其變位量即愈小。

開挖安全措施之擋土壁應有足夠之貫入深度，使其於兩側之側向壓力作用下，具足夠之穩定性。擋土壁之貫入深度 D ，依內政部建築研究所 90 年 10 月出版之建築物基礎構造設計規範求得。式中 M_s 於一般在分析時為未知數，可忽略不算。當開挖較深，或開挖面為軟弱粘土，被動側壓力尚不足抵抗主動側壓力時，即使增加貫入深度，尚無法符合安全要求（廖洪鈞與許世宗，1990），可以地層改良方法加強被動側土壤之強度。

根據一般施工案例之資料顯示，在具高地下水位之基地進行深開挖，目前常用之擋土壁長度（開挖深度 H 加貫入深度 D ），可概估如下：

極軟弱地層：

$$(H+D) = (2.2\sim 2.4)H$$

$$D = (1.2\sim 1.4)H$$

砂土、粉土、粘土、中等、緊密或硬：

$$(H+D) = 1 \cdot 8H$$

$$D = 0 \cdot 8H$$

卵礫石、軟岩：

$$(H+D) = (1.4 \sim 1.6) H$$

$$D = (0.4 \sim 0.6) H$$

開挖底面下方土層係軟弱黏土時，應檢討其抵抗底面隆起之穩定性。依內政部建築研究所 90 年 10 月出版之建築物基礎構造設計規範求得。隆起破壞之發生，係由於開挖面外土壤載重大於開挖底部土壤之抗剪強度，致使土壤產生滑動而導致開挖面底部土壤產生向上拱起之現象。工程上用於檢討隆起之極限分析計算公式有許多，本分析方法係採用日本建築學會（1974）之修正式。分析方法之滑動面半徑 X 為變數，應選取其中安全係數為最小者。分析時，除非擋土壁貫入滑動面有相當之深度，否則不考慮擋土壁之容許彎矩值，因為當產生隆起破壞時，擋土壁在滑動面以上部份可隨滑動土塊轉動。當地層為極軟弱粘土時，即使 F_s 能達到 1.2，仍應考量擋土壁之變位量及擋土壁背之地面沉陷量，若超過容許值，應增加擋土壁之貫入深度或以地層改良方法增加滑動面土壤之剪力強度。

擋土壁下方為透水性佳之砂質土壤，且擋土壁未貫入不透水層時，即應檢討其抵抗砂湧之安全性。依內政部建築研究所 90 年 10 月出版之建築物基礎構造設計規範求得抵抗砂湧之安全性。砂湧係指開挖面下為透水性良好之土壤時，由於開挖側抽水使內外部有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重時，滲流水壓力會將開挖面內之土砂湧舉而起，造成破壞。一般深開挖基地，除因擋土壁貫入深度不足而引起砂湧外，應注意下列原因所

引致之砂湧：

- (1) 基地鑽孔完畢後未封孔。
- (2) 擋土壁大量滲漏，縮減滲流路徑。
- (3) 中間柱施工不良，回填不實，引致中間柱周邊砂湧。

開挖底面下方土層中，如有不透水層且承受壓力水頭者，應檢討開挖過程中此不透水層抵抗上舉破壞之安全性。依內政部建築研究所 90 年 10 月出版之建築物基礎構造設計規範求得抵抗上舉之安全性。應用上舉檢討式於基地地層有受壓水層之情況，不僅應在地下室開挖施工階段考慮地下水上舉力之影響，而於開始從事類似如連續壁、排樁等之擋土結構施做時，就應考量因受壓水層水壓力之作用即易導致抓掘或鑽掘孔壁的崩塌，影響施工之品質。處理受壓水的方式可設置解壓井以達解壓之目的。對於短暫之開挖，上舉水壓力應考慮兩天之水位；對永久結構物之上舉水壓力則應採用長期高水位設計。如不透水層受上舉水壓力影響產生隆起現象，而支撐系統之中間柱座落在此不透水層中時，須要考慮開挖過程中解壓及上舉水壓力所產生之隆升現象，避免使原先水平之支撐系統產生過度垂直變位。

依分析結果，本案開挖深度為 16.45 公尺，擋土設施需貫入開挖面下 11.55 公尺，即擋土設施採用 28.00 公尺的長度，安全係數達 2.30，符合規定之 1.5。開挖底面抵抗隆起的安全係數為 2.30，大於規定之 1.2。開挖底面下為粘土層，不會發生砂湧。

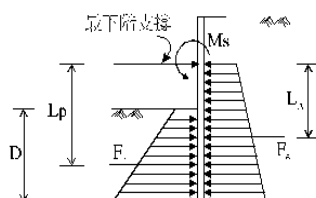
開挖穩定性分析(一)

資料來源：

建築物基礎構造設計規範

擋土壁貫入深度：

擋土壁應有足夠之貫入深度，使其於兩側之側向壓力作用下，具足夠之穩定性。擋土壁之貫入深度D，可依下列公式計算其安全性：



擋土設施土壓力平衡

$$F_s = \frac{F_P L_P + M_S}{F_A L_A} \geq 1.5$$

式(8.8-1)

式內

F_A = 最下階支撐以下之外側作用側壓力（有效土壓力+水壓力之淨值）之合力(tf/m)

L_A = F_A 作用點距最下階支撐之距離(m)

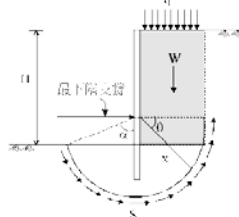
M_S = 擋土設施結構體之容許彎矩值(tf-m/m)

F_P = 最下階支撐以下之內側作用側土壓力之合力(tf/m)

L_P = F_P 作用點距最下階支撐之距離(m)

底面隆起：

開挖底面下方土層係軟弱黏土時，應檢討其抵抗底面隆起之穩定性。可依下列公式計算其安全性：



隆起檢討

$$F_s = \frac{M_r}{M_d} = \frac{X \int_0^{\frac{\pi}{2} + \alpha} S_u (X d\theta)}{W \cdot \frac{X}{2}} \geq 1.2$$

式(8.8-2)

式內

M_r = 抵抗力矩(tf-m/m)

M_d = 傾覆力矩(tf-m/m)

S_u = 黏土之不排水剪力強度(tf/m²)

X = 半徑(m)

W = 開挖底面以上，於擋土設施外側X寬度範圍內土壤重量與地表上方載重(q)之重量和(tf/m)

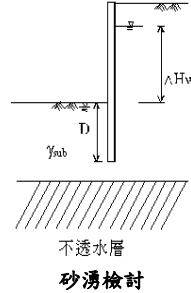
開挖穩定性分析(二)

資料來源：

建築物基礎構造設計規範

砂湧：

如擋土壁下方為透水性佳之砂質土壤，且擋土壁未貫入不透水層時，即應檢討其抵抗砂湧之安全性。分析方法可用滲流解析方式、臨界水力坡降解析方式、或以下列兩公式分別計算之，擇其中貫入深度最大者為設計依據。



砂湧檢討

$$F_s = \frac{2\gamma_{sub}(D)}{\gamma_w(\Delta H_w)} \geq 1.5$$

式(8.8-3)

$$F_s = \frac{\gamma_{sub}(\Delta H_w + 2D)}{\gamma_w(\Delta H_w)} \geq 2.0$$

式(8.8-4)

式內

γ_{sub} = 砂質土壤之有效單位重(tf/m³)

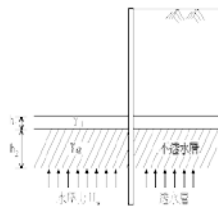
D = 擋土設施之貫入深度(m)

γ_w = 地下水之單位重(tf/m³)

ΔH_w = 擋土設施內外兩側地下水位之水頭差(m)

上舉：

開挖底面下方土層中，如有不透水層且承受壓力水頭者，應檢討開挖過程中此不透水層抵抗上舉破壞之安全性。可依下列公式計算其安全性：



上舉水壓力檢討

$$F_s = \frac{\sum \gamma_{si} \cdot h_i}{U_w} \geq 1.2$$

式(8.8-5)

式內

γ_{si} = 不透水層底面以上之各土層土壤單位重(tf/m³)

h_i = 不透水層底面以上之各土層厚度(m)

U_w = 透水層頂部之水壓力(tf/m²)

第九章 地震力

9.1 一般工址之震區短週期與一秒週期水平譜加速度係數

震區短週期及一秒週期之設計水平譜加速度係數 S_s^D 與 S_i^D 分別代表工址所屬震區在堅實地盤下，設計地震作用時之短週期結構與一秒週期結構之5%阻尼譜加速度與重力加速度 g 之比值。

震區短週期及一秒週期之最大考量水平譜加速度係數 S_s^M 與 S_i^M 分別代表工址所屬震區在堅實地盤下，最大考量地震作用時之短週期結構與一秒週期結構之5%阻尼譜加速度與重力加速度 g 之比值。

我國之震區係以鄉、鎮、市等行政區為單位劃分，各微分區內之震區設計水平譜加速度係數 S_s^D 與 S_i^D 乃根據50年10%超越機率之均布危害度分析訂定，地震回歸期為475年；震區最大考量水平譜加速度係數 S_s^M 與 S_i^M 則根據50年2%超越機率之均布危害度分析訂定，地震回歸期為2500年。

9.2 臺北市及新北市之工址設計與最大考量水平譜加速度係數

臺北市及新北市之震區分為臺北盆地微分區及一般震區。

臺北盆地微分區：

臺北盆地範圍訂定為淡水河水系內海拔20公尺以下區域，包括臺北市及新北市之三重區、新莊區、板橋區、中和區、永和區、新店區、土城區、樹林區、蘆洲區、五股區、泰山區、淡水區、八里區、汐止區等轄區之全部或部分里，並劃分為臺北一區、臺北二區及臺北三區。

各微分區之工址短週期設計水平譜加速度係數 S_{Ds} 、工址短週期最大考量水平譜加速度係數 S_{MS} 以及反應譜短週期與中週期分界之轉換

週期 T_0^D 及 T_0^M 。

臺北盆地之工址設計水平譜加速度係數 S_{aD} ，隨建築物基本振動週期 T 、工址短週期設計水平譜加速度係數 S_{DS} 與轉換週期 T_0^D 而改變；工址最大考量水平譜加速度係數 S_{aM} ，隨建築物基本振動週期 T 、工址短週期最大考量水平譜加速度係數 S_{MS} 與轉換週期 T_0^M 而改變。

一般震區：

臺北市及新北市非屬盆地範圍之一般震區包含之里，其設計地震力規定計算，震區短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 S_s^D 與 S_l^D ，與短週期與一秒週期之最大考量水平譜加速度係數 S_s^M 與 S_l^M 。

9.3 本基地位於臺北市大同區，屬台北二區。

臺北盆地各微分區之工址短週期設計水平譜加速度係數 S_{DS} 、工址短週期最大考量水平譜加速度係數 S_{MS} ，如下表所示：

微分區	S_{DS}	S_{MS}
臺北一區	0.6	0.8
臺北二區	0.6	0.8
臺北三區	0.6	0.8

9.4 本基地地表水平加速度依規定採用

短週期：

中小地震時，地表水平加速度 $A=0.4S_{DS}g/3.5=0.069g$ 。

設計地震時，地表水平加速度 $A=0.4S_{DS}g=0.240g$ 。

最大考量地震時，地表水平加速度 $A=0.4S_{MS}g=0.320g$ 。

第十章 土壤液化潛能評估

地震時飽和土壤之液化為工程結構物受損之主要原因之一。飽和土壤產生液化之基本機制為土壤內孔隙水壓因受地盤震動作用而上升，引致土壤剪力強度減小，當孔隙水壓上升至與土壤之有效應力相等時，即產生土壤液化現象，而造成嚴重之損壞，諸如基礎支承力的喪失，崩瀉、建築物坍塌、地盤側向擴張及下陷等現象，依土壤變形程度常分為液化（liquefaction）及反覆流動（cyclic mobility）兩種情況，兩種情況均須按下列規定加以評估其安全性。

對一基地受地震作用時，影響地盤振動之因素包括地震之震源位置、震源機制、傳播路徑及基地之地盤性質等。因此，欲評估基地之設計地震大小，應以或然率理論為基礎，考慮該區域之地質環境（包括板塊運動、地質構造、斷層位置及活動性等），以及已往所發生地震之規模及發生機率，最後並考慮基地土層之性質，進行地盤反應分析，決定地表運動之特性及大小，作為設計之基準。對於重大建築物之基地，應進行詳細之地震危害度評估選取具代表性之設計地震。對於一般之小型建築物而言，欲針對其基地進行上述之機率分析，將有實質上之困難，而且亦不需要，可直接引用已有之分析結果。依台灣地區之震區劃分圖，此圖係集集地震後根據國家地震工程研究中心（1999）所從事之地震危害度分析而得，代表台灣地區堅實地盤基地在50年內超越機率為10%（相當於回歸期為475年之地震）之預期加速度值，可據其選取適合該建築工程性質之設計地震供工程分析使用。

基地土壤於地震作用下是否會發生土壤液化現象，係以地震引致

地層中之剪應力大小是否大於土壤之抗液化強度作為判斷之標準。在工程應用上，一般使用安全係數來表示，安全係數定義為土壤抗液化強度與地震引致剪應力的比值。依一百年七月一日施行之修正「建築物耐震設計規範及解說」，液化之評估由液化抵抗率 F_L 決定之， F_L 值小於 1.0 時，即判定該土層可能液化。

發生土壤液化現象之地盤，其損害程度隨液化土層之深度、厚度及液化程度而定，國際土壤力學與基礎工程學會大地地震工程技術委員會（ISSMFE TC4，1993）所編訂「地震地質災害微分區手冊」中所建議之損害評估方法有二：

1．相對厚度

根據 Ishihara (1985) 之研究，地表是否產生土壤液化破壞現象決定於液化土層厚度與其上非液化土層厚度之比值，在各種不同震度下之關係如后圖所示，當地表非液化土層之厚度 H_1 大於其下液化土層之厚度 H_2 時，地表將不會產生顯著之破壞現象，在各種不同情況時 H_1 之決定方法如后圖所示。

2．液化潛能指數

Iwasaki et al. (1982) 提出以液化潛能指數 P_L 來評估土壤液化之嚴重程度，其定義如下所示

$$P_L = \int_0^{20} F(z)W(z)dz$$

式內

P_L = 液化潛能指數，介於 0~100 之間

z = 地盤深度(m)，考慮之深度範圍為 0~20m

$F(z)$ = 抗液化係數，介於 0~1 之間，以下式估計

$$F(z) = 1 - F_L \quad \text{若 } F_L > 1, \text{ 則 } F(z) = 0$$

$W(z) =$ 深度權重係數， $w(z)=10-0.5z$

Iwasaki et al. (1982) 根據日本地震案例之研究，定義地盤液化之損害程度可分為三級，如下所示

$P_L > 15$ 嚴重液化

$5 < P_L < 15$ 中度液化

$P_L < 5$ 輕微液化

對於具高液化潛能之基地，應視基地之地層特性、結構物型式及其重要性，進行適宜之地層改良，或將土質參數折減，進行耐震設計，以免地震時發生土壤液化引致之災害。

液化潛能指數危害度及抗液化措施

地基液化等級和建議的抗液化措施						
液化等級	液化潛能指數(P_L)	噴水冒砂特點	由液化引起的建築物震害	抗液化措施選擇原則		
				重要建築	一般建築	次重建築
I (輕微)	<5	無噴水冒砂現象或在局部低窪地、池邊有零星噴水冒砂點	液化危害性小，一般不致引起明顯的震害	部份消除液化沉陷，或對基礎和上部結構處理	基礎和上部結構處理，亦可不採取措施	可不採取措施
II (中等)	5~15	噴水冒砂的可能性很大，多數屬於中等程度的噴水冒砂	液化危害性較大，可能造成不均勻沉降或開裂	全部消除液化沉陷，或部份消除液化沉陷且對基礎和上部結構處理	基礎和上部結構處理或更高要求的措施	可不採取措施
III (嚴重)	>15	噴水冒砂嚴重，地裂縫較多，地表形態發生很大變化	液化危害性大，一般可使建築物產生10-30cm的不均勻沉陷，高重心建物可能嚴重傾斜	全部消除液化沉陷	全部消除液化沉陷或部份消除液化沉陷且對基礎和上部結構處理	基礎和上部結構處理或其他經濟的措施

依分析結果顯示：

- 中小度地震時， $A=0.069$ ，液化潛能指數 $P_L=0$ ，不會液化。
- 設計地震時， $A=0.240$ ，液化潛能指數 $P_L=0$ ，不會液化。
- 最大考量地震時， $A=0.320$ ，液化潛能指數 $P_L=0$ ，不會液化。

土壤液化潛能評估(一)

資料來源：

建築物基礎構造設計規範

土壤液化潛能評估：

基地土壤於地震作用下是否會發生土壤液化現象，係以地震引致地層中之剪應力大小是否大於土壤之抗液化強度作為判斷之標準。在工程應用上，一般使用安全係數來表示，安全係數定義為土壤抗液化強度與地震引致剪應力的比值，即

$$FS=R/L$$

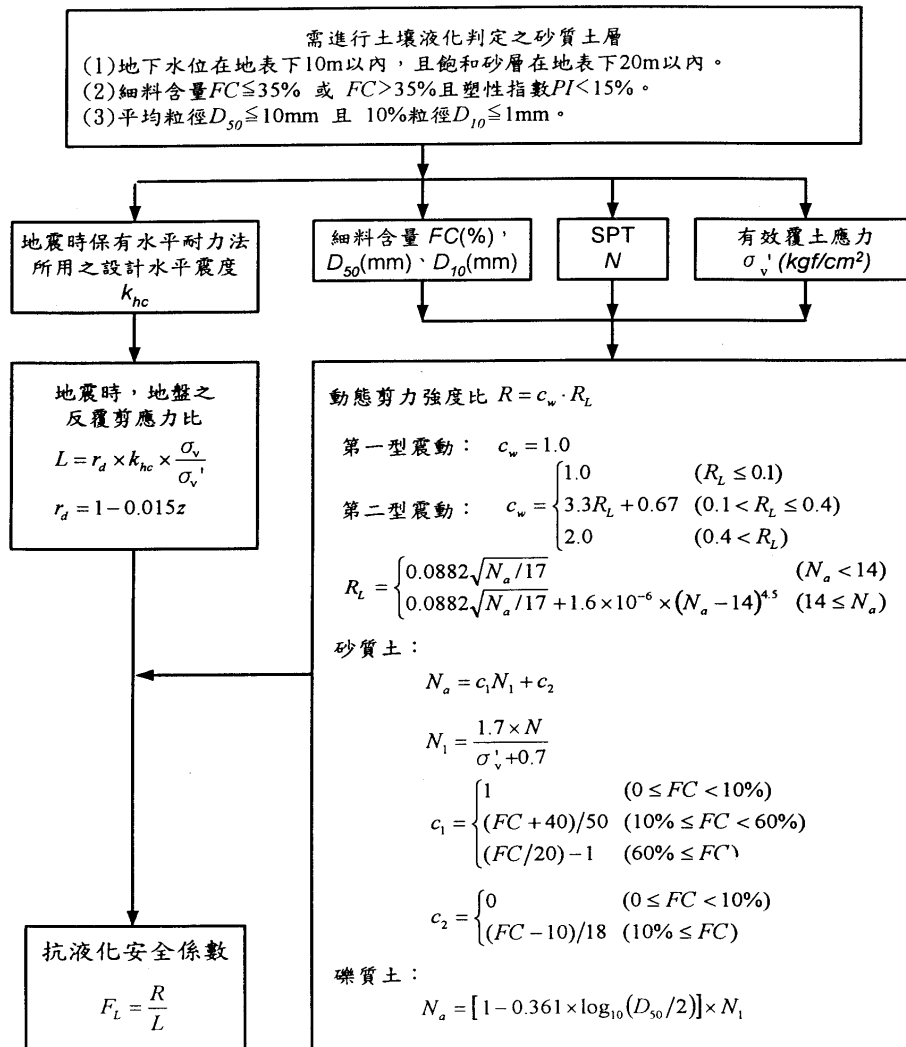
上式中

FS=安全係數

$R=\tau/\sigma_v'$ 為土壤抗液化強度 τ 與有效覆土壓力 σ_v' 之比值，係指土壤在 N 次反覆荷載作用下達到初始液化或反覆流動所需之反覆剪應力比值。

$L=\gamma_{av}/\sigma_v'$ 為設計地震對應於相當於 N 次反覆荷載作用之平均剪應力 γ_{av} 與土壤有效覆土壓力 σ_v' 比值。

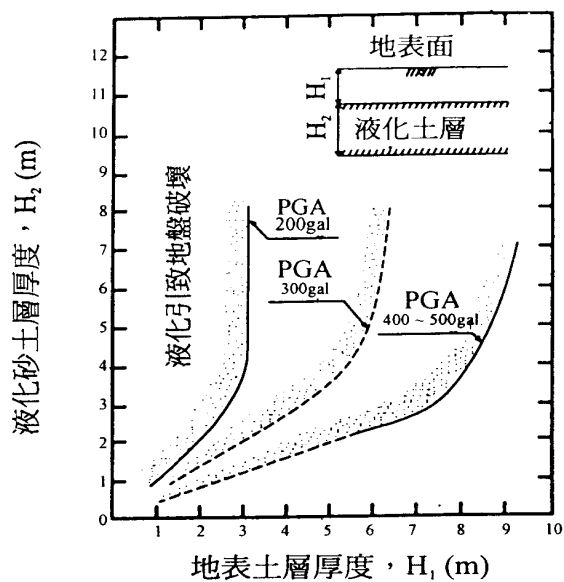
新日本道路橋液化評估法 (日本道路協會，1996)



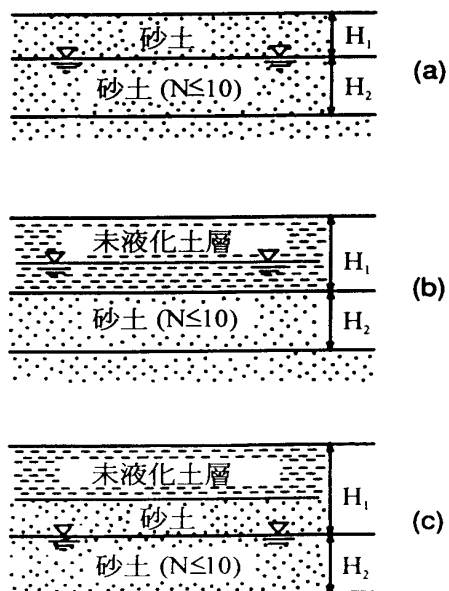
土壤液化潛能評估(二)

資料來源：

建築物基礎構造設計規範



土壤液化破壞之分界線(Ishihara, 1985)



非液化土層與液化土層厚度之定義(Ishihara, 1985)

土壤液化潛能評估(三)

資料來源：

建築物基礎構造設計規範

日本道路協會規範之土質參數折減係數 D_F

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_F	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq z \leq 10$	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

註： R 為依該規範計算所得之土壤抗液化剪力強度比

日本建築學會規範之土質參數折減係數 D_F

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_F		
		$N_a \leq 10$	$10 \leq N_a \leq 20$	$20 \leq N_a$
$F_L \leq 0.5$	$0 \leq z \leq 10$	0	0.05	0.1
	$10 < z \leq 20$	0	0.1	0.2
$0.5 < F_L \leq 0.75$	$0 \leq z \leq 10$	0	0.1	0.2
	$10 < z \leq 20$	0.05	0.2	0.5
$0.75 < F_L \leq 1.0$	$0 \leq z \leq 10$	0.05	0.2	0.5
	$10 < z \leq 20$	0.1	0.5	1.0

註： N_a 為依該規範計算所得之土壤抗液化 N 值

第十一章 工程地質綜合評估

1. 基地地層可概分為八個層次，如下表所示。

層次	層厚(m)	地質情形
一	4.4	黏土層，由棕黃至灰色粉土質黏土所組成，平均N值約 5 Blows/ft。
二	2.5	細砂層，由灰色粉土質細砂組成，平均N值約 6 Blows/ft。
三	6.0	中細砂層，由灰色中細砂夾粗砂礫石組成，平均N值約 17 Blows/ft。
四	13.4	黏土層，由灰色粉土質黏土所組成，平均N值約 10 Blows/ft。
五	5.4	細砂層，由灰色粉土質細砂組成，平均N值約 27 Blows/ft。
六	4.1	粉砂層，由灰色粉砂組成，平均N值約 17 Blows/ft
七	16.9	細砂層，由灰色粉土質細砂組成，平均N值約 28 Blows/ft。
八	大於 3.0	卵礫石層，由棕黃灰色卵礫石夾粗中細砂組成，平均N值大於 50 Blows/ft。為良好的樁基礎承載層。

2. 基地之地盤反力係數 K_v 及 K_h ，如下表所示。

深度(m)	土層種類	平均之N值 或(Su)值	$K_v(t/m^3)$	$K_h(t/m^3)$
0-4.4	CL	(4.0)	1800	800
4.4-6.9	SM	6	1800	600
6.9-12.9	SM	17	5100	1700
12.9-26.3	CL	(7.5)	3375	1500
26.3-31.7	SM	27	8100	2700
31.7-35.8	ML	17	5100	1700
35.8-52.7	SM	28	8400	2800
52.7-55.7	GM	50	15000	5000

3. 基地地下水位約位於地表下 2.80 公尺處。暴雨期間地下水位可能會上昇至相當的高度，建議採用地表面為設計用高水位值。基礎砌置深度約地表下 16.45 公尺，地下水會對基礎底版產生 13.65t/m^2 的上浮力。暴雨期間地下水位可能會上昇至地表面，地下水會對基礎底版產生 16.45 t/m^2 的上浮力。

4. 筏式基礎的容許承载力依九十年十月內政部建築研究所”建築物基礎構造設計規範”第四章淺基礎中建議之容許承载力公式，計算本基地土層之極限承载力為 232.5 t/m^2 ，取 3 倍安全係數，求得容許承载力為 77.5 t/m^2 。

5. 設基礎部份之尺寸為 $20\text{m}\times 20\text{m}$ 。求得中心點及角隅點之沉陷量，如下表所示。

	中心點	角隅點
再壓沉陷(cm)	12.73	5.33
初壓沉陷(cm)	0	0
總沉陷量(cm)	12.73	5.33
不均勻沉陷角變形	1/191	

不均勻沉陷角變形為 1/191，不均勻沉陷角變形稍大於容許值，可能會影響結構物的安全性，需將基礎底面下的黏土層進行改良，或採用樁基礎。

6. 基礎型式如採用樁基礎，將結構物的荷重藉基礎傳遞至卵礫石層

中，以防止不均勻沉陷，基樁需鑽入卵礫石層中至少三公尺，基樁長度約 56 公尺(包含空打的 16.45 公尺)，有效樁長約 40 公尺。

7. 樁徑與容許承載力與拉拔力之關係，如下表所示。

樁徑(公尺)	單樁容許承載力(噸)	單樁容許拉拔力(噸)
1.4	651	314
1.5	712	343
1.6	775	373
1.7	841	403
1.8	908	435
1.9	977	467
2.0	1048	500

8. 基地之擋土設施建議採用地下連續壁。

9. 本案開挖深度為 16.45 公尺，擋土設施需貫入開挖面下 11.55 公尺，即擋土設施採用 28.00 公尺的長度，安全係數達 2.30，符合規定之 1.5。開挖底面抵抗隆起的安全係數為 2.30，大於規定之 1.2。開挖底面下為粘土層，不會發生砂湧。

10. 地表水平加速度依規定採用：

中小地震時，地表水平加速度 $A=0.4S_{DS}g/3.5=0.069g$ 。

設計地震時，地表水平加速度 $A=0.4S_{DS}g=0.240g$ 。

最大考量地震時，地表水平加速度 $A=0.4S_{MS}g=0.320g$ 。

11. 依分析結果顯示：

- a. 中小度地震時， $A=0.069$ ，液化潛能指數 $P_L=0$ ，不會液化。
- b. 設計地震時， $A=0.240$ ，液化潛能指數 $P_L=0$ ，不會液化。
- c. 最大考量地震時， $A=0.320$ ，液化潛能指數 $P_L=0$ ，不會液化。