

台中市北屯區南興段 236 地號共 1 筆

地基調查報告

增 鏈 工 程 有 限 公 司
中 華 民 國 112 年 02 月

案名：台中市北屯區南興段 236 地號共 1 筆
地基調查報告

鑽探執行廠商：

增鍵工程有限公司

電話：04-22918357

傳真：04-22917039

地址：台中市北屯區平德路49號

E-mail：a22918357@yahoo.com.tw

臺中市建造執照（含變更設計）專業工程部分專業技師辦理簽證案件

地基調查報告 自主檢查表

工程名稱(位置)：北屯區南興段小段236地號等1筆

簽證技師(建築師)姓名：王震中 技師(建築師)類別：土木工程科

事務所(公司)名稱：震懋工程技術顧問有限公司

地址：台中市南屯區五權西路二段666號12樓之8

項次	檢查項目	檢查結果			備註
		應附	免附	頁次	
紀 實	基地與建築工程之概述 (應包含建築用途、地上及地下樓層數)	✓		2	
	1. 基地是否有土地位於地質敏感區? ☐ 否 ☒ 是(☐ 活動斷層 ☐ 山崩與地滑 ☐ 地下水補注)	✓		2	
	基地是否有土地位於液化潛勢區? ☐ 否 ☒ 是(☒ 低潛勢 ☐ 中潛勢 ☐ 高潛勢)	✓		2	
	鑽探調查點檢核：				
	2.1 調查點數是否符合規定? ☐ 否 ☒ 是(調查點數：總共15孔) (基地面積每六百平方公尺或建築物基礎所涵蓋面積每三百平方公尺者，應設一調查點。)	✓		3	
	2.2 調查點深度是否符合規定? ☐ 否 ☒ 是 (基礎型式： ☐ 淺基礎 ☒ 筏式基礎 ☐ 樁基礎 ☐ 其它基礎)(可複選) (基礎預定開挖深度：4.4公尺) (調查點最深深度：30公尺) (達可確認之承載地層深度：12.8公尺)	✓		3	基礎型式與預定開挖深度應檢視與申請建照圖說相符。
	2.3 鑽探調查點之位置、高程及柱狀圖	✓		5、6 附錄 A	
	3. 基地地下水位調查情形? (位於液化中高潛勢區，應說明短期及長期地下水位)	✓		19	
	4. 現地試驗及室內試驗結果 (現地試驗及室內試驗項目及成果應足夠供基礎設計及施工各階段分析、計算所需。)	✓		附錄 A	
	5. 基地地質平面圖及剖面圖 (地質平面圖應包括比例尺、指北、圖例、地表覆蓋層之材料類別及分佈、剖面線位置；地質剖面圖應與鑽探柱狀圖地層紀錄相符合，並應有高程標示。)	✓		14	
	6. 地層分類及描述 (是否與基地地質平面圖、剖面圖相符)	✓		13	

	7.	現場調查照片(鑽探施工照片或地層取樣照片)	✓		附錄 B	
分 析	8.	是否具有潛在地質不利因素並提出因應對策 (基地是否鄰近活動斷層、山坡地、廢土堆、地質結構不良、地層破碎或順向坡有滑動、河岸或向源侵蝕、洪患、斷崖、海埔新生地者情形應詳加說明並提出因應對策)	✓		20	
	9.	簡化之地層剖面及承載層	✓		18	
	10.	建議之地層大地工程參數	✓		18	
	11.	建議之基礎型式及設計準則 (至少應包括建議之基礎型式與基礎深度、支承力計算成果、對鄰地與建築物之影響。) (基地是否位於軟弱土層？ ☒ 否 ☐ 是 是否檢附建築物最大沉陷量、差異沉陷量，及對建築物之影響 ☐ 否 ☒ 是)	✓		33-36	
	12.	基礎開挖、擋土及支撐方式及施工建議 (開挖深度與建照圖說是否差異過大？ ☒ 否 ☐ 是) (屬深開挖者： ☐ 否 ☒ 是 是否檢附開挖擋土穩定性分析？ ☐ 否 ☒ 是 是否說明基礎施工安全監測項目？ ☐ 否 ☒ 是)	✓		37-55	
	13.	建築物位於砂土層有液化之虞者，應辦理基地地層之液化潛能分析。 (屬中、高潛勢區是否具液化潛能分析？ ☒ 否 ☐ 是) (是否提出因應對策？ ☐ 否 ☒ 是)	✓		30-32	

說明：請於檢查結果欄位勾選檢附情形，本表填寫完成後，併同地基調查報告送審。

台中市北屯區南興段236地號

地基調查報告

目錄

目錄.....	I
圖目錄.....	III
表目錄.....	III
第一章 前言.....	1
第二章 工作內容.....	2
2.1 基地位置.....	2
2.2 工作範圍.....	2
2.3 工作數量.....	5
第三章 現地鑽探取樣及試驗.....	7
3.1 現地鑽探.....	7
3.2 取樣.....	7
3.3 現地試驗.....	8
3.4 試驗室試驗.....	8
第四章 基地地質狀況分析.....	10
4.1 區域地質概況.....	10
4.2 基地地層分佈狀況.....	13
4.3 土層參數推估.....	15
4.4 土層參數建議值.....	18
4.5 地下水位分佈.....	19
4.6 潛在地質不利因素評估.....	20
第五章 活動斷層及地震分析.....	21
5.1 場址活動斷層分析.....	21
5.2 地震力分析.....	24
5.3 地盤種類.....	27
5.4 土壤液化潛能評估.....	30
第六章 大地工程分析.....	33
6.1 建議之基礎型式及設計準則.....	33
6.2 基礎承载力計算.....	36
6.3 基礎沉陷量分析.....	37
6.4 垂直、水平地盤反力係數.....	40
6.5 側向土壓力分析.....	42

6.6	開挖底面穩定性分析.....	46
6.7	基礎開挖、擋土及支撐方式及施工建議	52
6.4	安全監測項目建議.....	54
第七章	結論及建議.....	56
附錄A	地質鑽探柱狀圖及試驗室試驗結果.....	57
附錄B	施工照片	58

圖目錄

圖2.1 基地位置圖	6
圖2.2 鑽孔位置圖	6
圖4.1 區域地質圖	12
圖4.2 基地地質圖	14
圖4.3 基地地質剖面	14
圖5.1 台灣地區活動斷層分佈圖	23
圖5.2 基地鄰近活動斷層分佈圖	24
圖5.3 台灣震區短週期與一秒週期之設計與最大水平譜加速度分布圖	29
圖6.1 基礎型式示意	33
圖6.2 臨時性側向土壓力分布示意圖	43
圖6.3 永久性側向土壓力分佈圖	45
圖6.4 擋土設施貫入深度穩定分析示意圖	47
圖6.5 擋土設施貫入深度穩定分析計算	47
圖6.6 開挖面隆起穩定分析	48
圖6.7 開挖面上舉穩定分析	49
圖6.8 砂湧分析示意圖	50

表目錄

表2.1 現場鑽探、取樣及試驗工作數量表	5
表4.1 SPT-N值與Kv值關係表	16
表4.2 粘性土壤之無圍壓縮應力QU與SPT-N值之關係表	17
表4.3 SPT-N值與砂性土壤摩擦角 ϕ 表	17
表4.4 分析用簡化土層參數表	18
表5.1 基地圖幅範圍內活斷層一覽表	22
表5.2 工址水平譜加速度係數表	26
表5.3 地盤分類表	27
表6.1 支承力因數	35
表6.2 角變量與建築物損壞程度(BJERRUM, 1963)	38
表6.3 容許沉陷量(公分)	38
表6.4 垂直與水平地盤反力建議係數表	42
表6.5 開挖擋土工法比較	53

第一章 前言

台中市北屯區南興段236地號，擬興建建築物，為瞭解該建築基地之地質狀況及地層資料，以供該工程設計及施工依據，於民國111年12月委託增鏈工程有限公司（以下簡稱本公司）進行地質鑽探、試驗及分析工作。

本公司於施工期間，遴選具有豐富鑽探工程實務經驗之工地工程師及現場施工人員，備妥工程所需機具及材料進場施做。該鑽探作業進行順利，於完成現地地質鑽探及取樣工作後，陸續進行室內試驗及分析工作，彙整工作內容並提送本報告，供規劃設計之參考。

第二章 工作內容

2.1 基地位置

本基地位於台中市北屯區旱溪東路三段及南興三路交叉口附近，基地地勢平坦，基地位置參見圖2.1。欲興建地上 3 層，地下室 1 層建築物，基地面積 14400m^2 ，開挖深度4.4公尺，預定基礎型式為筏式基礎，基礎長寬尺寸為 $34.70\text{m}\times 36.80\text{m}$ 。依據中央地質調查所地質敏感區查詢系統得知，本工區位於公告之地下水補注地質敏感區。依據土壤液化潛勢查詢系統，本工區位於公告之低液化潛勢區。

2.2 工作範圍

1.鑽探數量與深度

依據建築技術規則建築構造篇第 65 條，地基調查計畫之地下探勘調查點之數量、位置及深度，應依據既有資料之可用性、地層之複雜性、建築物之種類、規模及重要性訂定之。其調查點數應依下列規定：

(1) 基地面積每 600m^2 或建築物基礎所涵蓋面積每 300m^2 者，應設一調查點。但基地面積超過 6000m^2 及建築物基礎所涵蓋面積超過 3000m^2 之部分，得視基地之地形、地層複雜性及建築物結構設計之需求，決定其調查點數。同一基地之調查點數不得少於2點，當2處探查結果明顯差異時，應視需要增設調查點。調查深度至少應達到可據以確認基地之地層狀況，以符合基礎構造設計規範所定有關基礎設計及施工所需要之深度。同一基地之調查點，至少應有半數且不得少於二處，其調查深度應符合前項規定。

本基地為興建為地上 3 層，地下室 1 層之建物，預計開挖深度為 4.4m，基地面積為 14400m²，本調查工程鑽孔數共為 15 孔，已符合上述建築技術規則建築規定鑽孔數量。

(2)另依調查深度至少應達到可據以確認基地之地層狀況、基礎設計與施工安全所需要之深度。一般情況下，可採下列原則：

- A.淺基礎基腳之調查深度應達基腳底面以下至少四倍基腳寬度之深度，或達可確認之承載層深度。
- B.樁基礎之調查深度應達樁基礎底面以下至少四倍基樁直徑之深度，或達可確認之承載層深度。
- C.沉箱基礎之調查深度應達沉箱基礎底面以下至少三倍沉箱直徑或寬度之深度，或達可確認之承載層深度。
- D.對於浮筏基礎或其他各類基礎座落於可能發生壓密沉陷之軟弱地層上時，調查深度至少應達因建築物載重所產生之垂直應力增量小於百分之十之地層有效覆土壓力值之深度，或達低壓縮性之堅實地層。
- E.對於深開挖工程，調查深度應視地層性質、軟硬程度及地下水文條件而定，至少應達 1.5~2.5 倍開挖深度之範圍，或達可確認之承載層或不透水層深度。

→最大鑽孔深度為30.0m，已進入卵礫石層之承載層(N值>100)，已達上述第一項(A)之調查深度應達可確認之承載層深度。

本基地為了解基地地下之土壤及地層性質，基地內共配置15個鑽探孔位，1孔深度為30公尺，8孔深度為10公尺，6孔深度為8公尺共計鑽探深度158公尺。實際鑽孔數量請參表2.1，其中鑽孔高程資料來自內政部國土測繪中心經建版地形圖數值資料檔(比例尺為二萬五千分之一)，鑽探孔位平面配置圖如圖2.2，鑽孔柱狀圖如附錄A。

本工程工作範圍及工作項目包括下列幾項：

1.現場鑽探及試驗工作

(1)現場地質鑽探及取樣。

(2)現場標準貫入試驗(SPT)。

2.試驗室土壤力學試驗。

(1)土壤一般物理性質試驗。

3.大地工程分析，包含下述各項：

(1)基地地質狀況分析。

(2)活動斷層及地震分析。

2.3 工作數量

本工程現場鑽探、取樣及試驗實做數量詳見表2.1。

表 2.1 現場鑽探、取樣及試驗工作數量表

孔 號	深 度 (m)	標 準 貫 入 試 驗 (次)	劈 管 取 樣 (組)	土 壤 一 般 物 理 性 質 試 驗 (組)	高 程 (m)
BH-1	10	7	4	4	132
BH-2	10	7	2	2	132
BH-3	10	7	2	2	132
BH-4	10	7	7	7	132
BH-5	30	20	8	8	132
BH-6	10	7	3	3	132
BH-7	10	7	3	3	132
BH-8	10	7	2	2	132
BH-9	10	7	4	4	132
BH-10	8	5	2	2	132
BH-11	8	5	4	4	132
BH-12	8	5	3	3	132
BH-13	8	5	2	2	132
BH-14	8	5	2	2	132
BH-15	8	5	1	1	132
合 計	158.0	106	49	49	-

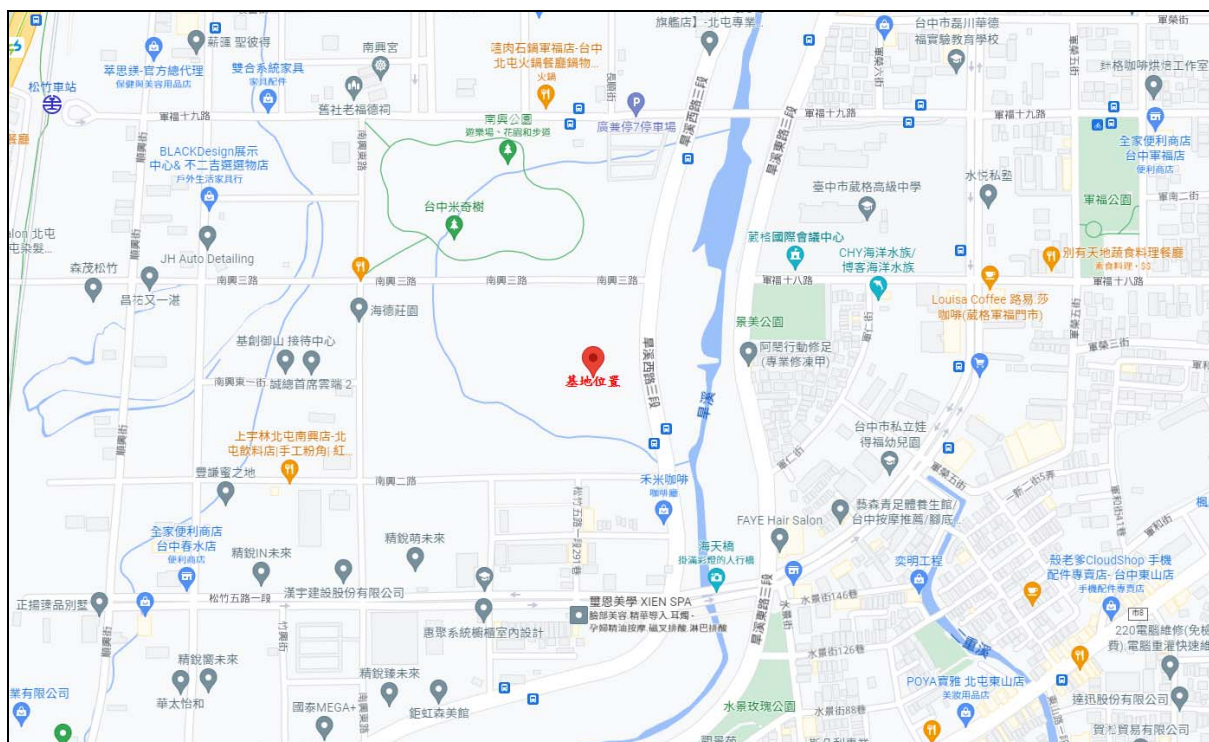


圖 2.1 基地位置圖



圖 2.2 鑽孔位置圖

第三章 現地鑽探取樣及試驗

3.1 現地鑽探

本工程採用沖鑽法施工(Wash Boring)，地下水位以上採乾鑽法，衝鑽法施工(Percussion Driving)；岩層則採用旋鑽法施工(Rotary Drilling)。鑽探過程中視實際需要使用適當套管保護孔壁，使不致崩塌。於地表下每隔適當距離以2英吋分裂式標準取樣器施做標準貫入試驗，並取得劈管土樣供土壤物理性質試驗之用。各孔取樣位置於鑽探深度內儘量平均佈置，期使掌握基地土層物理性質。

3.2 取樣

完成進尺及清孔工作至預定取樣深度後，將取樣器放至鑽孔底部後，再次量測取樣深度無誤後進行取樣，取樣之方法如下所述：

劈管取樣法

使用之取樣器符合ASTM D1586-67之規定，取樣法為打擊取樣，即將取樣器打入鑽孔內未受擾動之土層取樣，礫石層可用外徑63.5公厘(內徑50.8公厘)開裂式取樣器，除另有規定外，在土層內之取樣區間不超過1.5公尺，在土層改變時應即行取樣，若鑽孔內之套管為錘擊方式前進，則取樣處應在套管下端60公分以下或在套管下端立刻取樣，必要時可增減其取樣區間及取樣位置，取樣器取出後，立即封閉樣品不使水氣蒸發，放入適當之容器內，每一樣品外加標籤以標示土樣說明。現場劈管取樣之銅圈，於施工後隨即運送至試驗室施作各項室內土壤力學試驗。

3.3 現地試驗

標準貫入試驗

標準貫入試驗之目的在求得擊數(N值)，所使用之劈管取樣器及試驗步驟均符合ASTM D1586-67之規定，其操作方式是將鑽孔內清除試驗深度上方之土壤，將安裝於鑽桿上之取樣器放置於孔底，於鑽桿上端連接附裝有鐵砧之滑桿，再將 63 ± 0.5 公斤(140磅)夯錘套入滑桿內，使夯錘能自由落下打擊鐵砧，使取樣器能貫入土中，夯擊取樣器入 ± 30.48 公分(12英吋)時所需之錘數，即為標準貫入試驗之打擊數N值，夯擊取樣時每擊入15.24公分(6英吋)計數一次並分別記錄，直到擊入土中45.72公分(18英吋)為止，共計數三次，若遇堅硬土層，當取樣器貫入土中未達15公分，而擊數已達50或取樣器入土中超過15公分而擊數達到100時，即可停止夯擊，並量測其貫入深度，計算此項擊數詳為察看其夯擊及貫入情形是否有不正常的現象發生，以決定擊數之可靠性，並察看土樣是否有受沖洗之現象發生以決定土樣的取捨。

3.4 試驗室試驗

試驗室試驗係指在基地內地層採取擾動或未擾動土樣，送至本公司所屬土壤力學專用試驗室施作土壤一般物理性質試驗及土壤直接剪力試驗，並依室內試驗結果，應用土壤公式計算相關土壤參數。

含水量測定：

各項土壤試驗之含水量均於試驗前測定，其試樣皆取自修裁試體剩下之土壤，惟取劈管者則取整個試樣。各項試驗後亦必須測定其含水量。試樣均置於烘箱($105\pm 5^{\circ}\text{C}$)中24小時。試驗步驟係參照美國材料試驗學會標準ASTM D2216 (1987)規定實施。

單位重測定：

單位重之測定係直接量取試驗土樣之重量及其體積，以重量除以體積得單位重。

粒徑大小分佈試驗：

粒徑大小分佈試驗包括比重計分析與篩分析試驗。試驗時取烘乾土壤45公克置於抗凝劑(Sodium Hexametaphosphate)溶液中24小時後再經電動攪拌機攪拌後置入沉澱筒內，並於不同歷時量取比重計讀數。讀數結束後再將土樣倒入200號篩網內洗去小於200號篩之土壤顆粒經烘乾後置於鋅網系列搖晃5~10分鐘進行篩分析試驗。對粗粒徑土樣則直接進行篩分析即可。本項試驗之步驟參照美國材料試驗學會標準ASTM D421及D422(1987)規定實施。

比重分析：

土壤之比重為土粒重量與同體積蒸餾過水重量之比值。測定比重之試樣均為烘乾試樣，其試驗步驟參照美國材料試驗學會標準ASTM D854(1987)規定實施。

阿太堡限度(Atterberg Limits)試驗：

測定液性限度及塑性限度之試樣均為自然試樣而非烘乾試樣，試驗方法均依美國材料試驗學會標準ASTM D4318(1987)規定實施。

土壤分類：

土壤分類係採用目前工程界最常用之統一土壤分類法，並參照ASTM D2487-85之規定進行分類。

第四章 基地地質狀況分析

4.1 區域地質概況

本基地位於台中盆地，台中盆地介於西側大度山八卦山丘陵之間，在地體構造上屬一構造盆地。基地所在地層為新生代沖積層，由礫石、砂、粉砂及黏土所組成。根據以往鑽井資料顯示台中盆地的沉積物以砂礫為主，偶爾夾有厚薄不一的泥層，地表有一層厚1~3公尺的表土，蓋在十公尺至數十公尺厚而普遍分佈的砂質礫石層上。

台中地區之地質構造，主要由東側車籠埔斷層與西側彰化斷層所控制，兩者先後無台灣西部褶皺與逆衝斷層帶的變形前緣斷層(thrust of deformation front)，有其構造上的關聯性及先後關係。近代的盆地堆積物或沖積物則覆蓋填平低陷的台中盆地與清水—彰化沿海沖積平原，並掩覆大部分的斷層跡。斷層延伸除了少數河床出露的斷層跡可供追蹤外，其他地區多由地形或現有的露頭地質產狀(上下盤的地層接觸情形)推估其可能的延伸位置。

依據中央地質調查所五萬分之一區域地質圖（圖4.1），鄰近本基地之地質構造，包括車籠埔斷層、彰化斷層及大肚山背斜，各構造特性分述如下：

1. 車籠埔斷層

為台中盆地與豐原、南投兩丘陵的交界線，自豐原至名間，呈南北走向，長約50公里。車籠埔斷層兩側地層接觸關係為錦水頁岩逆衝覆蓋在較新的地層之上，且為三義逆掩斷層向南的延伸。

林朝榮(1957)觀察到更新世形成的河階面受此斷層的引曳而向下撓曲(down-warping)，因而推斷此斷層及台中盆地均形成於更新世晚期。另依地表地質調查與重力測勘推斷車籠埔斷層為低角度逆掩斷層。張錫齡並認為此斷層的斷層面向東傾斜40度且延伸至地表，並沿著台中盆地東緣南北延伸。本斷層因誘發九二一地震，中央地質調查所將其列為第一類活動斷層（地震斷層）。

2.彰化斷層

此斷層向北延伸連接后里台地西緣之大甲斷層，向南可延伸至八卦山丘陵西緣，林朝榮並將大肚山丘陵西側的區段另稱為清水斷層。本斷層在大肚山丘陵西側的長度約為22公里，由甲南經清水到沙鹿的一段，呈東北走向，沙鹿以南為北北東，龍井以南呈北北西，斷層延伸略呈弧形，為東側隆起的逆斷層。因為未見斷層露頭，僅以地形特徵推測斷層可能的位置，可能為一盲斷層，本斷層因活動時代不明確，中央地質調查所將其暫列為存疑性活動斷層。

3.大肚山背斜

因褶皺作用所形成之大肚山丘陵，呈現東斜面坡度較緩之非對稱性開放型背斜，背斜軸呈南北或北北東走向。北從大甲溪南岸經公明-清泉里往西南西方向，大致沿著嶺線，經大度山、牛頂頭、瑞井至追分西側。背斜西翼岩層走向為北至北北西方向，東翼為北至北北東方向；西翼岩層傾角向西小於20度，略大於東翼岩層平均向東10度以下的傾角，背斜地形的坡度略陡於岩層傾角。背斜山脈西斜面因地形坡度相對較陡，侵蝕作用較強，加以局部的社區開發與砂石開採，可見較完整的岩層露頭。東斜面除多條垂直背斜軸的侵蝕溝外，並未受到程度較高的侵蝕作用，因而保留較為完整的地形面。

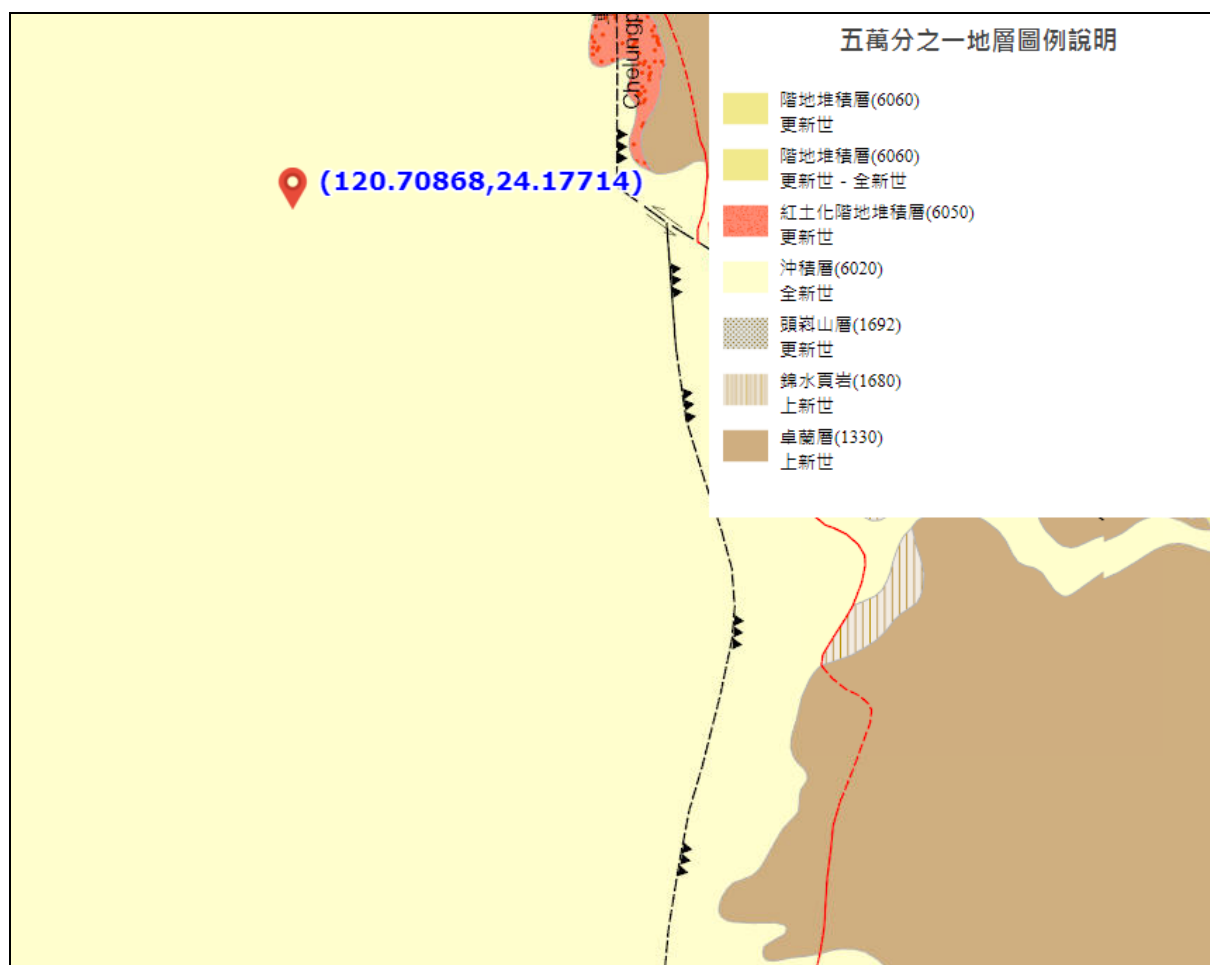


圖 4.1 區域地質圖

4.2 基地地層分佈狀況

本基地依現場鑽探、取樣及試驗室土壤性質試驗結果，地表下地層分佈自地表面(G.L.-0.00m)起至鑽孔最大深度(G.L.-30.0m)止，由上而下概分為3層次層。現場鑽探之鑽孔柱狀圖（鑽孔地層分佈）詳列於本報告之[附錄A](#)。基地地質圖及基地剖面地質圖參見圖4.2及圖4.3。茲將本基地內地層分佈情形及各相關主要物理特性概述如下：

1. 回填層(SF)

自地表下方起算至4.30公尺深度之間為回填級配所構成。

2. 回填棕黃灰色砂質粉土(ML)

自回填層(SF)下方起算至12.80公尺深度之間為回填棕黃灰色砂質粉土所構成，本層次標準貫入試驗 N 值約為5~45，依統一土壤分類法(USCS)分類屬ML。

3. 卵礫石層(GP)

自回填棕黃灰色砂質粉土(ML)下方算起至30.00公尺深度之間為卵礫石所構成，本層次標準貫入試驗 N 值大於100，屬於良好之承載層，依統一土壤分類法(USCS)分類屬GP。

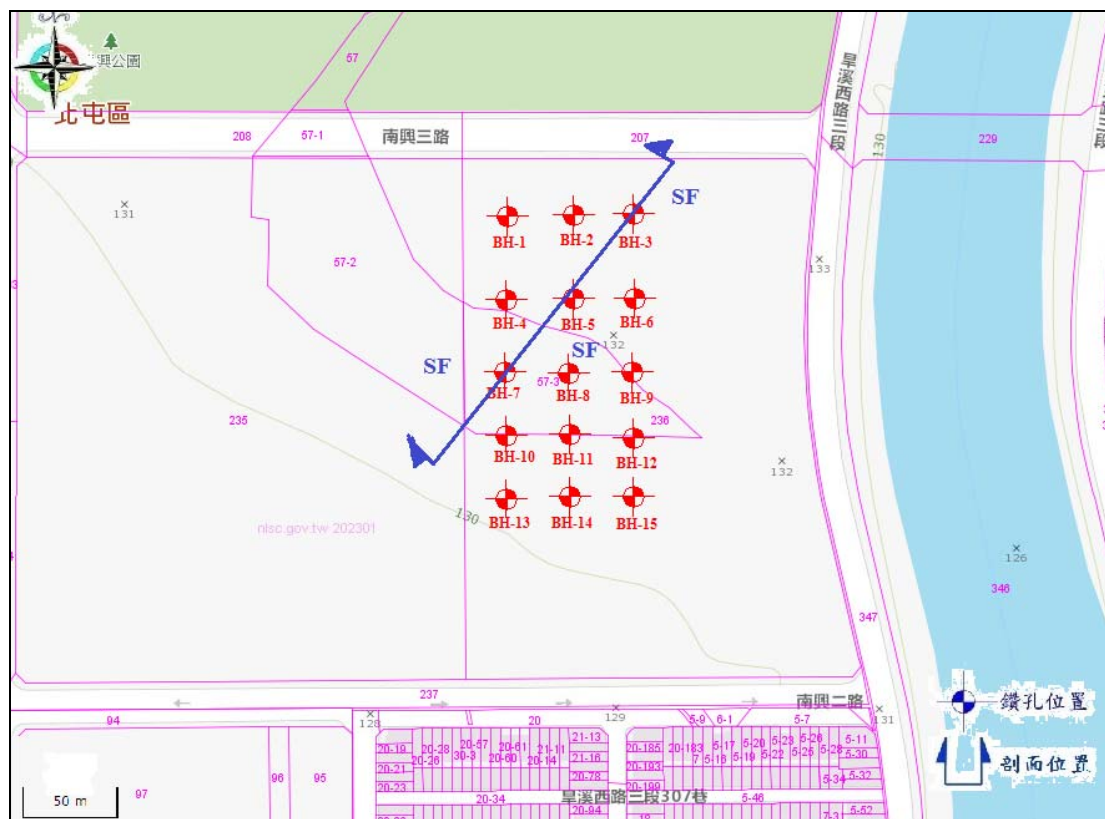


圖 4.2 基地地質圖

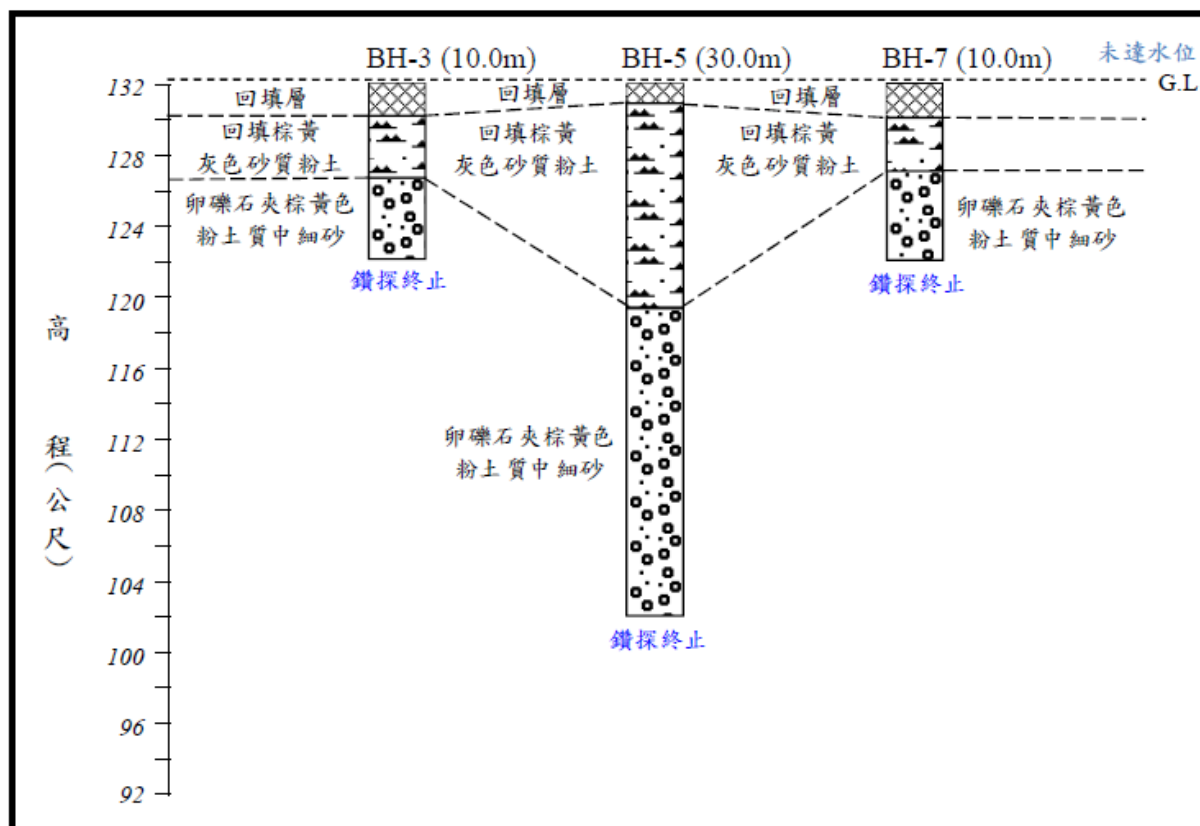


圖 4.3 基地地質剖面

4.3 土層參數推估

垂直向地盤反力係數 (Modulus of Surgrade Reaction, K_v) 為一重要之筏式基礎設計參數，其定義為基礎與土壤之接觸壓力除以基礎沈陷量。實務應用上可以現場平鈹載重試驗、半經驗公式或單向度壓密理論等任一方法推估，其中現場平鈹載重試驗為最直接之方法。惟本案因未於承載層施作現場平鈹載重試驗，故土層採用 Vesic(1961)之建議： $K_v = \frac{E}{B(1-\nu^2)}$ 式中： E = 楊氏係數 (Young's Modulus)， t/m^2 (黏土層 $E = 10/3(N+5) \text{ ton/ft}^2$ ；砂土 $E = 5(N+15) \text{ ton/ft}^2$)

B = 基礎寬度， m

ν = 柏森比 (Poisson's Ratio)

另參考地工技術53期 K_v 值基本上與 SPT-N 值約略有一正方例之關係 ($K_v = 150N \sim 300N$)，其關係歸納如表4.1所示；遇堅實之承載層時則採用謝旭昇、程日晟1996之建議，用 $K_v = 8000 \sim 10000 t/m^3$ 進行推估。

水平地盤反力係數 (Coefficient of Horizontal Subgrade Reaction, K_h) 為使基礎產生側向單位變形所需加的側向應力，即側向壓力與擋土結構變形量之比值，一般可利用現場試驗結果(如樁側向載重試驗、平鈹側向載重試驗或孔內變形試驗)或標準貫入試驗 N 值經驗公式求得。因本基地並未進行上述現場試驗，故僅能參酌 N 值經驗公式推估 K_h 值，惟因土壤為非線性之材料，理論上 K_h 值應與土壤強度、擋土支撐系統之勁度、支撐間距等有關，故 K_h 值之推估應視擋土結構之分析模式而定。本案 K_h 值之計算依據採用福岡、宇都公式「 $K_h = 0.691 \times N^{0.406}$ 」進行計算。

土壤力學性質依標準貫入試驗N值進行推估，參考Principles of Foundation Engineering一書(Chap 2, Braja M.Das, 1990)，粘性土壤之無圍壓縮應力 q_u 與標準貫入試驗N值之關係如表4.2。標準貫入試驗N值與砂性土壤摩擦角 φ 之關係如表4.3。

表 4.1 SPT-N 值與 Kv 值關係表

土壤種類	SPT-N 值	Kv 值
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
註：1.承載層包括礫石層、岩塊層及岩盤等。 2.本表適用於有連續壁束制之狀況。		

表 4.2 粘性土壤之無圍壓縮應力 q_u 與 SPT-N 值之關係表

堅硬程度	SPT N	q_u kN/m ²
很軟弱	0-2	0-25
軟弱	2-5	25-50
中等堅硬	5-10	50-100
堅硬	10-20	100-200
很堅硬	20-30	200-400
堅實	>30	>400

表 4.3 SPT-N 值與砂性土壤摩擦角 φ 表

SPT,N 值	相對密度,Dr(%)	摩擦角 φ
0~5	0~5	26°~30°
5~10	5~30	28°~35°
10~30	30~60	35°~42°
30~50	60~95	38°~46°

4.4 土層參數建議值

本基地依據現場地質鑽探及各項試驗室試驗結果，各土層層次之相關簡化設計用建議參數如表4.4，供基礎設計之參考。

表 4.4 分析用簡化土層參數表

層次	土壤分類	深度(m)	平均N值	γ_t (t/m ³)	C' (t/m ²)	ϕ' (度)
1	SF	0.0~4.3	-	-	-	-
2	ML**	4.3~12.8	11	1.85	0.0*	30.0*
3	GP	12.8~30.0	>100	2.10*	0.0*	38.0*

*表示參酌文獻及鄰近區域地質資料後推估之建議值 **表示為承載層

土壤強度參數 C'與 ψ' 值，可利用下列經驗公式計算後並加以折減求得。

砂土層：N>20時， $\psi'=28+1.3(N)^{1/2}$ (亞新，1987)，

N<20時， $\psi'=0.3N+27$ (Peck，1948)，

黏土層：C'=0.6N； $\psi'=40.95-7.62 \times \log(PI)$ (Moh et al，1989)

卵礫石層之強度參數值，係依據張吉佐等（1996，地工技術第 55 期，

「台灣地區中北部卵礫石層工程性質及施工探討」）、

吳文隆等（1995，國際卵礫石層地下工程研討會論文集，「台灣卵礫石層的工程特性」）

以及蔡明欣、陳錦清等（1995，國際卵礫石層地下工程研討會論文集，

「台灣西部地區卵礫石層現地抗剪強度研究」）等試驗資料，折減後保守推估而得。

4.5 地下水位分佈

地下水觀測除測定地下水位之變化外，尚需測量地下水之壓力、分佈、流向，其需求程度視工程性質而有所不同。在鑽探進行期間，由鑽孔內所量得之水位，實際上通常是地下棲止水(Perchedwater)，而非真正的地下水位，尤其是以水鑽法來鑽孔，其水位之檢定應加以注意。

由於本次鑽探期間為民國111年02月03~05日，故僅能由各鑽孔觀測自由含水層之地下水。鑽孔開鑽時均先以乾鑽方式探測地下水位之概略深度，並於探測完成後在鑽孔中再量測地下水位。本次施鑽期間，各鑽孔所測得之地下水位，最大鑽探深度為30.0m，未達地下水位。考量地下水可能隨季節升降及雨季等影響因素，建議長期設計地下水位為10.0m。但僅由短期間的地下水位觀察資料，實難正確推估長期地下水位變化，故以上建議值僅作為初步參考，不可直接作為設計使用，實際設計時需再保守考慮。

惟地下水位變化易受降雨、大氣壓力、溫度、地下含水層分布及附近水系的伏流、地潮、海潮、引力、季節變化及地質活動和板塊運動的影響，因此建議基地於施工期間仍需設置水位觀測井以便時時掌控地下水位變化。本報告僅針對鑽探期間之地下水位量測值作建議，設計時應以長期監測地下水位為基準。

4.6 潛在地質不利因素評估

(一) 侵蝕、潛移、崩塌、滑動地區

本基地位在沖積層範圍中。由現場地質調查及鑽探深度30.0公尺資料結果顯示，基地地層主要由卵礫石層所組成。本基地無岩化固結之岩層出現，故本基地範圍內無層理面與節理面之工程地質邊坡問題。且基地未處於坡地且不鄰近溪流，無敏感地質因子(包括崩塌地、落石、土石流危險溪流、河岸侵蝕、向源侵蝕、煤坑坑口範圍等)。

(二) 下陷地區

地盤下陷的原因很多，下陷量可以從數公尺至數十公尺不等。如在未固結地層，因地下水超抽，而發生下陷或抽取油氣、地下採礦，位於水庫周圍地區，因水庫放水而使地下水面下陷，而引起地盤下陷或石灰岩地區的地下溶洞塌陷；經調查在本基地皆未發現前述不良之因素，故不會發生地盤下陷的現象。

(三) 活動斷層

參考資料中央地質調查所等資料，本基地鄰近地區6公里內主要地質構造為車籠埔斷層，已明列於中央地質調查所於2021年公告 36 條台灣活動斷層之列。基地雖未處於公告斷層地質敏感區，但仍建議依據現有相關法進行結構設計。

(四) 礦坑、礦渣堆、隧道地區

本基地位在沖積層範圍中，不是台灣的產煤地層(木山層、石底層、南莊層)；且基地內無經濟價值之礦產，因此過去無礦業活動，地下開挖之礦坑、地面開採之礦場或廢棄之礦渣堆、人為隧道等在本區均無。

第五章 活動斷層及地震分析

5.1 場址活動斷層分析

活動斷層的定義，各國學者或官方機構雖無一致性結論，但至少都包含一個近期錯動的時間基準，並強調未來再現或再活動的可能性。各國或單一學者在討論活動斷層時，常有不同期間的時間基準，從「數百年以來」、「全新世以來」、或「第四紀以來」皆有，大體上皆是依據使用者的運用目的及所規範的對象而定。目前，一般工程上常用之活動斷層定義採用經濟部中央地質調查所之規定如下：

(一)第一類活動斷層

全新世(距今10,000年內)以來曾經發生錯移之斷層。

錯移(或潛移)現代結構物之斷層。

與地震相伴發生之斷層(地震斷層)。

錯移現代沖積層之斷層。

地形監測證實具潛移活動性之斷層。

(二)第二類活動斷層

更新世晚期(距今約100,000年內)以來曾經發生錯移之斷層。

錯移階地堆積物或台地堆積層之斷層。

(三)存疑性活動斷層

有可能為活動斷層之斷層，包括對斷層的存在性、活動時代及再活動存疑者。

將第四紀岩層錯移之斷層。

將紅土緩起伏面錯移之斷層。

地形呈現活動斷層特徵，但缺乏地質資料佐證者。

根據中央地調所 2021 年版的台灣活斷層分佈圖（圖 5.1），台灣全島共有 36 條活動斷層。臺灣北部 8 條斷層，中部 9 條斷層，西南部 11 條斷層，南部 4 條斷層，東部 8 條斷層；其中屬於第一類 21 條，第二類 15 條，共 36 條活動斷層，另列出 4 條存疑性活動斷層。

依台灣地區活動斷層分佈圖，本基地範圍內之活動斷層及距離如圖 5.2 及表 5.1 所示。各斷層與本基地場址之距離，依法規規定，皆位於限建範圍以外，但仍建議考量本基地能確實依據相關之建築物耐震設計法規，以抵抗可能發生之強震。

表 5.1 基地圖幅範圍內活斷層一覽表

斷層編號	斷層名稱	距離(km)
6	三義斷層	1.72
7	大甲斷層	16.64
8	鐵砧山斷層	16.39
9	屯子腳斷層	12.01
10	彰化斷層	18.6
11	車籠埔斷層	2.58
12	大茅埔-雙冬斷層	10.64

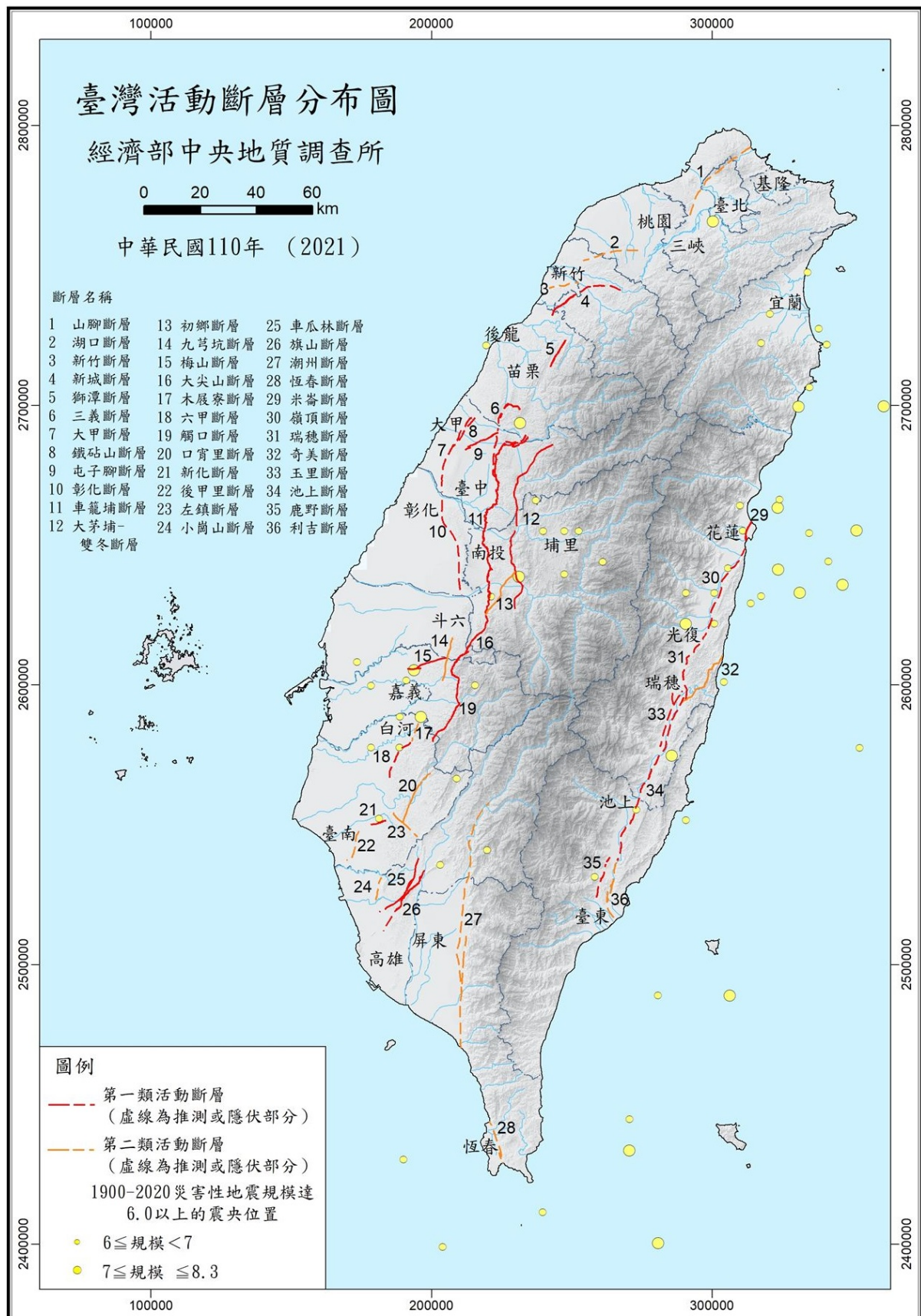


圖 5.1 台灣地區活動斷層分佈圖

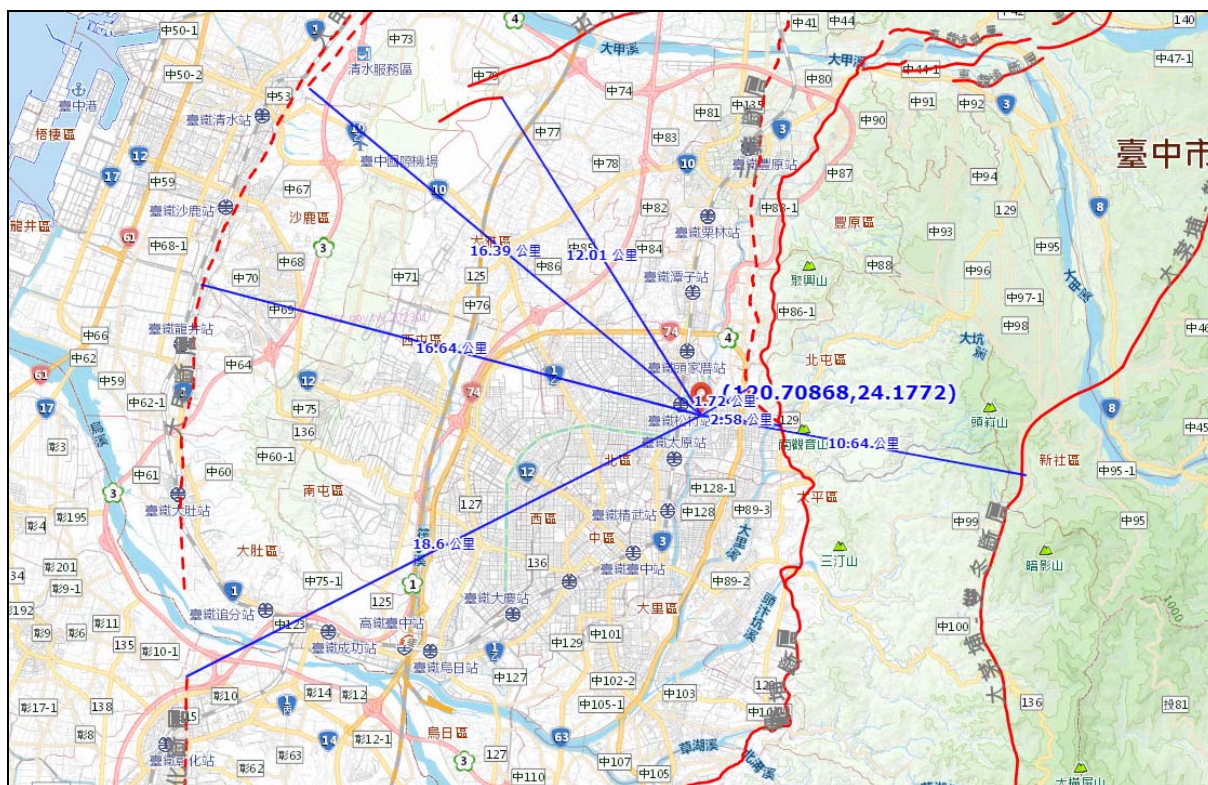


圖 5.2 基地鄰近活動斷層分佈圖

5.2 地震力分析

依據內政部111.6.14台內營字第1110810765號令修正「建築物耐震設計規範及解說」部分規定，自中華民國111年10月1日生效，有關基地設計水平譜加速度係數說明如下：

一般基地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_1^D 分別代表基地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_1^M 分別代表基地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。

我國震區係以鄉、鎮、市等行政區為單位劃分，各微分區內震區

設計水平譜加速度係數 S_s^D 與 S_l^D 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_l^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。

規範規定，當工址鄰近包括新城斷層、獅潭斷層、三義斷層、大甲斷層、鐵砧山斷層、屯子腳斷層、彰化斷層、車籠埔斷層、大茅埔-雙冬斷層、梅山斷層、大尖山斷層、六甲斷層、觸口斷層、新化斷層、旗山斷層與米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層等經經濟部中央地質調查所公布之第一類活動斷層，其震區水平譜加速度係數必須考量近斷層效應。嶺頂斷層與利吉斷層雖公開為第二類活動斷層，因屬花東縱谷序列斷層之一，鄰近鄉鎮亦需考慮近斷層效應。

圖5-3為示臺灣震區短週期與一秒週期之設計與最大考量水平譜加速度係數分佈狀況，對於近斷層區域，須依規範其影響範圍內的行政區之震區短週期及一秒週期設計水平譜加速度係數，與震區短週期及一秒週期最大考量水平譜加速度係數，可由規範中之表所列，依工址至斷層之距離線性內插方式求值。

本基地位處在台中市北屯區，應考慮的斷層包括大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層、屯子腳斷層、三義斷層等。依地震分區，短週期與一秒週期之設計與最大考量水平譜加速度係數如表5-2所示。

表 5.2 工址水平譜加速度係數表

斷層種類	與基地距離 (Km)	S_s^D	S_1^D	S_s^M	S_1^M
大甲斷層全段	大於 14.0	0.80	0.45	1.00	0.55
鐵砧山斷層	大於 14.0	0.80	0.45	1.00	0.55
彰化斷層	大於 14.0	0.80	0.45	1.00	0.55
車籠埔斷層全段	2.58	0.95	0.60	1.22	0.81
大茅埔-雙冬斷層	10.64	0.83	0.46	1.04	0.60
三義斷層	1.72	0.87	0.51	1.16	0.71
屯子腳斷層	12.01	0.80	0.45	1.00	0.55
最大值		0.95	0.60	1.22	0.81

其中 S_s^D : 震區短週期設計水平譜加速度係數

S_1^D : 震區一秒週期設計水平譜加速度係數

S_s^M : 震區短週期最大水平譜加速度係數

S_1^M : 震區一秒週期最大水平譜加速度係數

5.3 地盤種類

另外建築技術規則構造編中明訂，應依工址地盤軟硬程度或特殊之地盤條件訂定適當之反應譜。而根據建築物耐震設計與規範之解說，台灣地區之地盤，依其堅實或軟弱程度分為三類。至於地盤軟硬如何界定問題，則採用ATC-32(1996)及IBC2000(2000)的做法及陳正興與黃富國教授(1997)之研究結果，根據土層性質，藉由地表面下30公尺之土層平均特性決定之，其判斷方式可採用(1)依工址地表面下30公尺之土層平均剪力波速判斷(2)依工址地表面下30公尺之土層平均標準貫入試驗值判斷(3)依工址地面下30公尺內砂質土層之平均貫入試驗值及黏性土壤的平均不透水剪力強度取保守之結果。但不同分類指標將可能導致不同之分類結果，故依建築物耐震設計規範及解說(民國100年7月修訂版)，為將以工址地表面下30公尺內之土層平均剪力波速 V_{S30} 作為決定地盤分類之指標，分類標準如表5.3。

對於土層中若存在有軟弱粘性土層($q_u < 0.255 \text{ kgf/cm}^2$)且其厚度總合超過3公尺者，則宜直接將其歸類為第三類地盤或採用第三種判斷方式進行地盤種類判別。有鑒於許多場址都無法提供實際量測之土壤剪力波速值，故本次修訂參照日本道路橋樑示方書之波速換算公式，規定土壤剪力波波速除可使用實際量測值外，亦可利用 q_u 及 N 值換算而得。

表 5.3 地盤分類表

地盤種類	V_{S30} (m/sec)
第一類地盤(堅實地盤)	$V_{S30} > 270$
第二類地盤(普通地盤)	$180 \leq V_{S30} \leq 270$
第三類地盤(軟弱地盤)	$V_{S30} < 180$

工址地表面下30 公尺內之土層平均剪力波速 V_{S30} 依下列公式計算：

$$V_{S30} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{V_{Si}}\right)}$$

其中， d_i 為第 i 層土層之厚度(m)，滿足 $\sum_{i=1}^n d_i = 30m$ 。 V_{Si} 為第 i 層

土層之平均剪力波速(m/sec)，可使用實際量測值，或依下列經驗公式計算：

$$\text{粘性土層： } V_{Si} = \begin{cases} 120q_u^{0.36}, N_i < 2 \\ 100N_i^{1/3}, 2 \leq N_i \leq 25 \end{cases}$$

$$\text{砂質土層： } V_{Si} = 80N_i^{1/3} \quad ; 1 \leq N_i \leq 50$$

其中， N_i 為由標準貫入試驗所得之第 i 層土層之平均 N 值； q_u 為第 i 層土層之單壓無圍壓縮強度(kgf/cm²)。

根據上述原則及鑽探結果，12.80公尺以下至最大鑽孔深度(距地表面下30.00公尺)為卵礫石層(N 值大於100)。依上述之平均標準貫入試驗之 $\bar{N}$ 值計算，研判其地盤分類屬第一類地盤(堅實地盤)。

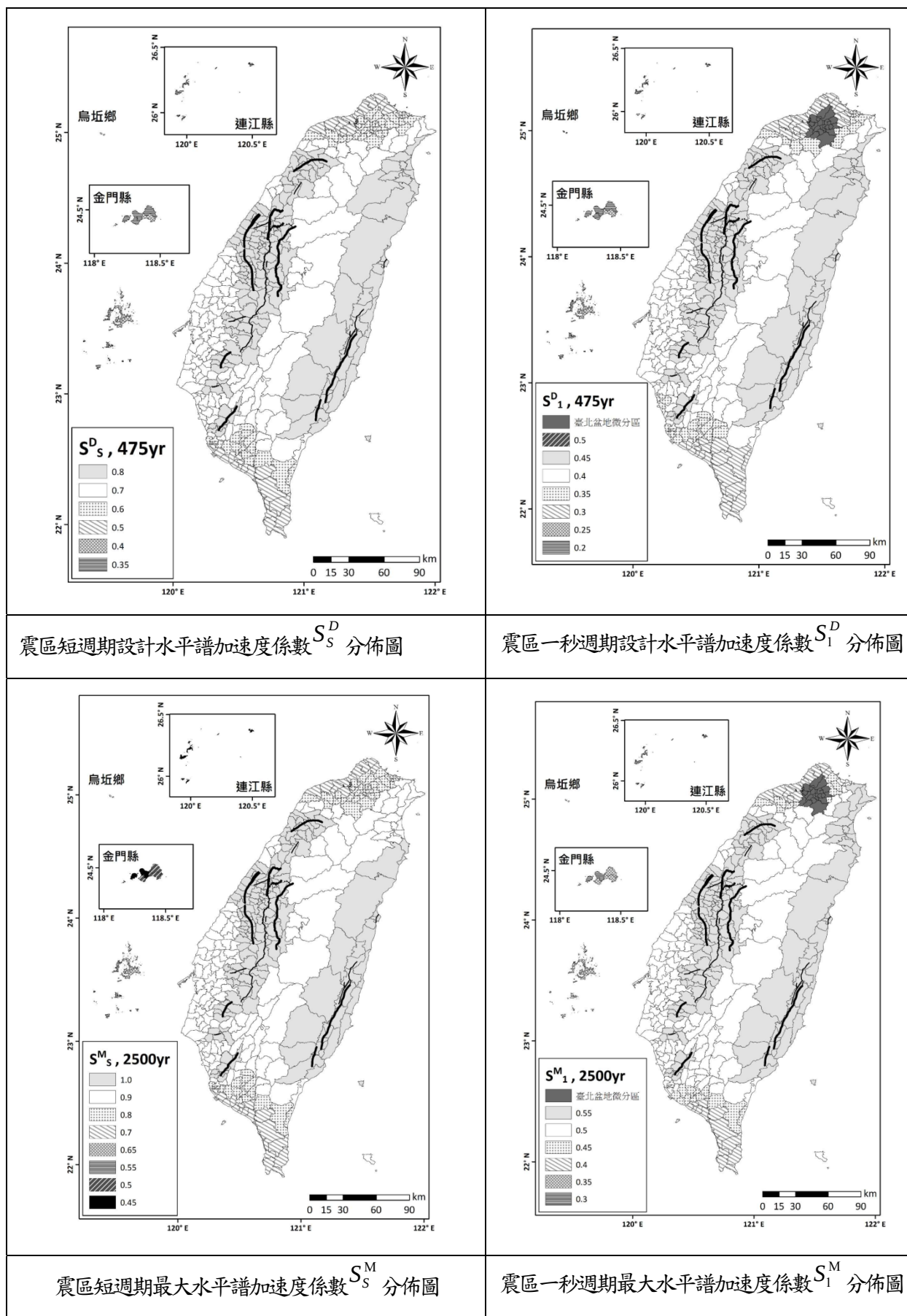


圖 5.3 台灣震區短週期與一秒週期之設計與最大水平譜加速度分布圖

5.4 土壤液化潛能評估

液化現象之發生，是由於疏鬆的飽和中細砂或沈泥等低或無凝聚性土壤，於地震發生時，由於連續性之反覆應力造成超額孔隙水壓之產生，而使得孔隙水壓力接近或等於土體之有效應力，則土壤之抗剪強度隨之降低或全然失去，而呈液化狀態，此時土體無法承受外力或荷重而導致結構物之破壞。

阪神地震後，日本道路協會將該次地震液化經驗及相關研究結果整合後，重新擬訂新的土壤液化判定方法(1996)，包括重新探討需要進行液化評估之土壤種類，直下型近震及板塊型遠震之地震力，重訂液化強度的計算方法與液化後土質參數之折減係數，並加入有關地盤流動之分析設計方法。新方法之分析已稍微改善舊方法低估高N值土壤抗液化強度之缺點，在考慮細料對抗液化強度之影響方面亦改用細料含量FC(%)為參數。而放棄原有以平均粒徑D50為參數之方法，並考慮繁密砂土液化後仍具有相當阻抗之特性，日本道路協會土壤液化判定方法流程(1996)如圖5.4所示。此法為「建築技術規則構造編—基礎構造設計規範(含解說)」(2001)第十章所列參考液化評估方法之一。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，當地表非液化土層之厚度大於其下液化土層之厚度時，地表將不會產生顯著之破壞現象。

2. 液化潛能指數

Iwasaki et al.(1982)提出以液化潛能指數 P_L (Liquefaction Potential Index)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

$$F(z) = 1 - F_L$$

若 $F_L > 1$ ，則 $F(z) = 0$

$W(z)$ = 深度權重係數，以下式計算

$$W(z) = 10 - 0.5 \times z$$

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

工址應分別檢核中小度地震時(一般工址與近斷層工址之地表水平加速度 $A = \frac{0.4S_{DS}}{4.2}g$)，設計地震時(地表水平加速度 $A = 0.4S_{DS}g$ 時)，及最大考量地震時(地表水平加速度 $A = 0.4S_{MS}g$ 時)發生液化的可能性。

S_{DS} 及 S_{MS} 分別為短週期建築物設計地震及最大地震下之水平譜加速度係數，可依下式計算：

$$S_{DS} = S_S^D F_a N_A ; S_{MS} = S_S^M F_a N_A ; N_A \geq 1.0$$

$$S_{D1} = S_1^D F_v N_v ; S_{M1} = S_1^M F_v N_v ; N_A \geq 1.0$$

上二式中， S_S^D 、 S_S^M 分別為震區短周期設計地震及最大地震之水平譜加速度係數； F_a 、 F_v 為工址放大係數； N_a 、 N_v 為近斷層放大係數。

由於本基地之地層主要為堆積緊密且排水良好之卵礫石層，非屬法規定義之飽和鬆散砂土層，因此本工程基地之地層應無發生液化現象之虞。

第六章 大地工程分析

6.1 建議之基礎型式及設計準則

基礎設計時，主要須考慮的因素有三：

- 1.須有足夠安全係數以確保基礎土壤不發生剪力破壞。
- 2.基礎沉陷量須在容許範圍之內。
- 3.須有足夠埋置深度，以防止沖刷或凍脹。

一般而言，基礎極限載重可由土壤之載重～沉陷曲線加以定義。載重-沉陷曲線之形狀與基礎形狀、大小、位置、土壤之力學性質，以及載重特性、載重速率均有關係，極限承载力即為單位面積之極限載重，各類基礎型式如圖 6.1。

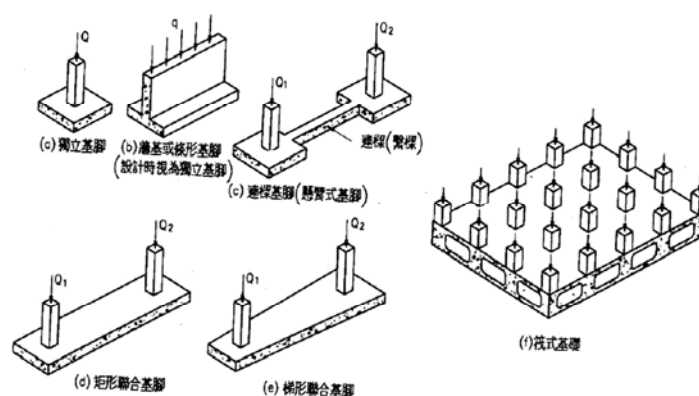


圖 6.1 基礎型式示意

本工程建物設計為地上 3 層、地下室 1 層結構，基礎最大開挖面約在 GL：-4.4m 處。由各鑽孔鑽探資料結果顯示，基礎係承載於粉土層上，考慮基礎承載層之穩定性，基礎形式可採用獨立基礎、聯合基礎或連續基礎及筏式基礎。

依據內政部營建署建築技術規則基礎構造設計規範(2001)，建議以下述公式計算基礎承载力：

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot F_{CS} \cdot F_{Cd} \cdot F_{Ci} + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + 0.5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r \cdot F_{rs} \cdot F_{rd} \cdot F_{ri}$$

$$q_{all} = (q_{ult} - \gamma_2 \cdot D_f) / F.S. + \gamma_2 \cdot D_f$$

上式中：

q_{ult} = 土壤之極限承载力(t/m²)

q_{all} = 土壤之安全承载力(t/m²)

c = 基礎版底下之土壤凝聚力(t/m²)

ϕ = 土壤之內摩擦角(deg.)

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

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)

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)

$F.S.$ = 安全係數，建築基礎支承長期載重不得小於3.0；考慮短期性載重如地震、風力及積雪等，容許承载力得予提高百分之五十。

N_c, N_q, N_r = 支承力因素與土壤摩擦角(ϕ)之關係，如表6.1所示。

F_{CS}, F_{qs}, F_{rs} = 形狀影響因素

F_{Cd}, F_{qd}, F_{rd} = 埋設深度影響因素

F_{Ci}, F_{qi}, F_{ri} = 載重傾斜影響因素

上述各形狀、埋置深度及載重傾斜影響因素分如下所示。

表 6.1 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

6.2 基礎承載力計算

*本公司受業主委託。僅為執行地質調查作業，因此所提供之相關分析資訊僅供參考，

不負設計成果之責，完整且進階之設計分析評估，由本案設計單位負責。

C=	0	(T/M ²)
r ₂ =	1.85	(T/M ³)
r ₁ =	2.1	(T/M ³)
ψ=	30	度
N _c =	15.3	
N _q =	9.8	
N _r =	6.6	
FS=	3	

求得容許承載力與基礎尺寸關係表

B(M)	L(M)	Df(M)	Q _u (T/M ²)	Q _a (T/M ²)
34.7	36.8	4.4	262.4	87.5

依據設計單位提供資料顯示，地上 3 層，地下室 1 層之建築物，開挖深度4.4公尺，預定基礎型式為筏式，基礎長寬尺寸為34.70m×36.80m，假設結構總荷重約為6.0t/m²。由各鑽孔鑽探資料結果顯示，基礎係承載於粉土層上，以上述公式計算，安全係數採用3.00，則安全承載力q_a約在87.5t/m²以上。因此其地基安全承載力將大於本工程結構之最大荷重，因此應無承載力破壞之虞。

6.3 基礎沉陷量分析

基礎面上受到不同結構物施加之載重所引起土層應力增加，通常伴隨發生一些應變，此項應變將導致結構物的沉陷。基礎設計時，除了考慮涉及土壤剪力破壞之土壤承载力外，尚須考慮其沉陷量，一般基礎沉陷可分為(1)瞬時沉陷(2)主要壓密沉陷(3)次要壓密沉陷。有時雖然有足夠承载力，但因沉陷量過大亦屬破壞。

依據最新內政部營建署「建築技術規則構造篇基礎構造篇修正條文第二章第三節第七十八條規定所述：「基礎之容許沉陷量應依基礎構造設計規範，就構造種類、使用條件及環境因素等定之，其基礎沉陷應求其均勻，使建築物及相鄰建築物不致發生有害之沉陷及傾斜」。「相鄰建築物不同時興建，後建者應設計防止因開挖或本身沉陷而導致鄰屋之損壞」。

因基礎若產生沉陷首先將影響建築物粉刷、裝飾或設備之正常使用，沉陷量若過大，則將導致構造物產生龜裂或損壞。所謂容許沉陷量端視要求之標準而定，設計者應視建築物型式審慎評估之，除建築美觀或結構上有特殊需求者外，基礎沉陷所導致角變位及總沉陷量一般容許標準如下：

一.容許角變量：

建築物相鄰兩柱或相鄰兩支點間，因差異沉陷致之角變量，應不得使建築物發生有害之裂縫，或影響其使用功能。角變量與建築物損壞程度關係如表6.2所示，此表僅一般原則，對於特定建造物應視其狀況而定。

二.容許沉陷量：

建築物因基礎載重引致之總沉陷量，原則上不得超過表6.3(建築物基礎構造設計規範第4.4.8解說)所示之值，惟須注意構造物之實際狀況，有時在較小沉陷量即有可能產生損壞。

表 6.2 角變量與建築物損壞程度(Bjerrum, 1963)

角變量	建築物損壞程度
1/600	斜撐之構架有受損之危險
1/500	建築物不容許裂縫產生的安全限度(含安全係數)
1/300	隔間牆開始發生裂縫(不含安全係數)
1/250	剛性之高層建築物開始有明顯的傾斜
1/150	隔間牆及磚牆產生相當多的裂縫
1/150	可撓性磚牆之安全限度(含安全係數)
1/150	建築物產生結構性損害

表 6.3 容許沉陷量(公分)

構造物種類	混凝土	鋼筋混凝土		
		單柱及聯合基腳	連續基腳	筏式基礎
基礎型式	連續基腳			
總沉陷量	4.0	10.0	20.0	30.0

通常討論基礎沉陷時都考慮土層的彈性變形及壓密現象所造成的總壓縮量，亦即考慮瞬時沉陷及壓密沉陷之總沉陷量。瞬時沉陷於各種土層都可能發生，其發生之延時極為短暫，可能於施工完成前，即已達到其全部沉陷量；而壓密沉陷係僅發生於黏土層，其完成壓密之時間則與黏土層厚度及土壤透水性有關，可能長達數年。

基礎之瞬時沉陷計算，可採用 JANBU 建議之公式：

$$S_i = u_o \times u_l \times q \times H / E_s$$

式中 S_i = 基礎瞬時沉陷量，cm

q = 基礎之接觸壓力，t/m²

u_o, u_l = 影響因素，與基礎形式，深度及土層厚度有關

H = 基礎寬度，cm

E_s = 土層之平均靜態彈性係數，t/m²

另砂土層之瞬時沉陷計算，可採用 MEYERHOF 建議之公式：

$$S_i = 1.9 \times q / N \dots \dots \dots \text{for } B < 1.25m$$

$$S_i = 2.84 \times (q / N) \times [B / (B + 0.33)]^2 \cdots \text{for } B > 1.25\text{m}$$

$$S_i = 2.84 \times q / N \cdots \text{for large rafts}$$

式中 S_i = 基礎瞬時沉陷量，cm

q = 基礎之接觸壓力，t/m²

B = 基礎寬度，cm

N = 基礎底下地層之平均標準貫入試驗 N 值

基礎壓密沉陷之估計，係根據 TERZAGHI 壓密理論按下列公式推算：

若 $P'_o + \Delta P < P_c$

$$S_c = [C_r / (1 + e_o)] \times H \times \log[(P'_o + \Delta P) / P'_o]$$

若 $P'_o + \Delta P \geq P_c$

$$S_c' = [C_r / (1 + e_o')] \times H \times \log(P_c / P'_o) + [C_c / (1 + e_o)] \times H \times \log[(P'_o + \Delta P) / P_c]$$

式中 S_c ， S_c' = 基礎之壓密沉陷量，cm

C_r = 土壤之再壓縮指數

C_c = 土壤之壓縮指數

e_o ， e_o' = 土壤於各壓密階段之最初孔隙比

H = 壓縮土層厚度，cm

P'_o = 土層之有效覆土重，t/m²

ΔP = 土層增加之淨應力，t/m²

P_c = 土層之預壓密壓力，t/m²

根據本基地之土層特性及本工程建築物基礎結構配置，結構基礎之沉陷量主要係基礎開挖時土壤回脹並於結構體載重再壓而產生。基地下方主要以砂性土層，沉陷量以瞬時沉陷量為主，根據 MEYERHOF 建議之公式，本工程為地上3層、地下室1樓之結構，基礎最大開挖面約在GL：-4.4m處，結構總荷重約為6.0t/m²。基礎之推估沉陷量為1.55cm，符合表6.3之容許沉陷量。

6.4 垂直、水平地盤反力係數

(一) 垂直地盤反力係數(K_v)

地盤反力係數定義為土壤所受應力與位移之比值，其關係式可表示：

$$K_v = \frac{q}{\Delta}$$

其中 K_v = 垂直地盤反力係數， t/m^3

q = 基礎所受之單位面積載重， t/m^2

Δ = 基礎受載重產生的相對沉陷量， m

此比值因應變之增加而減少，呈非線性之變化。因此，對一已知土壤其地盤反力係數並非常數，其值之變化除了與土壤之受力大小有關外，尚受基礎尺寸影響。Vesic所提出之關係式，以推導垂直地盤反力係數(K_v)如下：

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

$$\text{取 } \mu = 0.4 ; H = 3.00 \text{ m} ; K_v = 0.4 \times E$$

1. 黏性土壤：

$$E = (250 \sim 500) \times S_u \cdots \cdots \text{for N.C. clay}$$

$$K_v = (100 \sim 200) \times S_u$$

$$\text{取 } K_v = 150 \times S_u$$

2. 砂性土壤

$$K_v = \frac{E}{[(1 - \mu^2) \times H]}, t/m^3$$

$$K_v = 150 \times N, t/m^3$$

式中 K_v = 垂直地盤反力係數， t/m^3

H = 基礎之寬度， m

S_u = 土壤不排水剪力強度， t/m^2

μ = 土壤柏生比

N = 土壤標準貫入試驗 N 值

E = 土壤楊氏模數， t/m^2

此比值因應變之增加而減少，呈非線性之變化。因此，對一已知土壤其地盤反力係數並非常數，其值之變化除了與土壤之受力大小有關外，尚受基礎尺寸影響。依據 Terzaghi(1955)所提出之研究：垂直地盤反力係數隨基礎寬度之增大而減少，建議垂直地盤反力係數隨基礎尺寸修正之關係式如下：

$$K_{vs} = K_{vp} * [(B + 0.3) / (2B)]^2 \text{ (適用於砂質土壤)}$$

$$K_{vs} = K_{vp} * (0.3 / B) \text{ (適用於黏土質土壤)}$$

矩形基礎垂直地盤反力係數則以下式修正：

$$K_{vr} = K_v * (1 + B / L) / 1.5$$

其中 K_{vs} = 方形基礎(尺寸： $B \times B$)垂直地盤反力係數， t/m^3

K_{vp} = 平鈹(尺寸： $0.3m \times 0.3m$)載重試驗所得之垂直地盤反力係數， t/m^3

B = 基礎寬度， m

L = 基礎長度， m

(二) 水平地盤反力係數(K_h)

地盤水平反力係作為擋土結構及基樁設計等參數用，就擋土結構之分析而言，水準地盤反力係數為側向土壓力與擋土結構變形量之比值，但土壤為非線性之材料，因此其值之推估須視擋土結構形式、勁度及其分析模式而定。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而得。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、陳錦清等建議， K_h 值可以下式估算：

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

$$K_h = (200 \sim 300) \times S_u \rightarrow \text{採 } K_h = 200 \times S_u \quad (t/m^3) \text{-----for clay}$$

依據本基地土壤之工程特性，由上述公式推估其水平地盤反力係數 K_h 如下表 6.4 所示：

表 6.4 垂直與水平地盤反力建議係數表

土層平均分佈 深度	土層種類	平均之N值 或(S_u)值	$K_v(t/m^3)$	$K_h(t/m^3)$
2.0~7.0	回填粉土質砂	11	1650	1100

註：以上僅供初步參考，設計單位仍須依實際基礎形式、位置、工程規模等適當修正

6.5 側向土壓力分析

擋土牆結構設計所需之側向壓力分布可分設計施工時擋土結構所採用之臨時性側向壓力及設計永久性結構所採用之永久性側向壓力。

1. 開挖時臨時擋土結構所受之側向土壓力

臨時擋土結構，一般在地表面呈水平，牆背面為垂直面，且可不考慮牆面摩擦時，該主動與被動土壓力之合可按下列公式計算：

$$\text{單位面積主動土壓力 } \sigma_a = k_a \gamma H$$

$$\text{單位面積被動土壓力 } \sigma_p = k_p \gamma H$$

$$\text{主動土壓力合 } p_a = \frac{1}{2} k_a \gamma H^2$$

$$\text{被動土壓力合 } p_p = \frac{1}{2} k_p \gamma H^2$$

其中：

$$\text{主動土壓力係數 } k_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$$

$$\text{被動土壓力係數 } k_p = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$$

γ = 土壤單位重，位於地下水位以下者，以浸水重計

H = 牆之垂直高度 (4.4m)

ϕ = 牆背土壤之內摩擦角 (30°)

依據基地內開挖面以上之土層性質計算， $k_a = 0.33$ 。

至於地下水所產生之水壓力，需視施工時所採用之排水系統及擋土結

構之止水性而定，若以裝置於擋土結構體外圍之深井或點井降低地下水位，則可不考慮水壓力對擋土結構體之影響。

另外，擋土牆背地表受有均佈超載重時，該載重得折算成等值填土高度後計算其側向土壓力。擋土牆背地表受有均佈超載重時，該載重得折算成等值填土高度，其公式如下：

因載重之主動土壓力 $\sigma_a = qk_a$ ，採載重 q 為 2.0t/m^2 ，因載重之主動土壓力 $\sigma_a = 0.66\text{ t/m}^2$

本基地開挖時臨時擋土結構所受之側向土壓力如圖6.2所示(施工時水位降至開挖面下，水壓力可不計)：

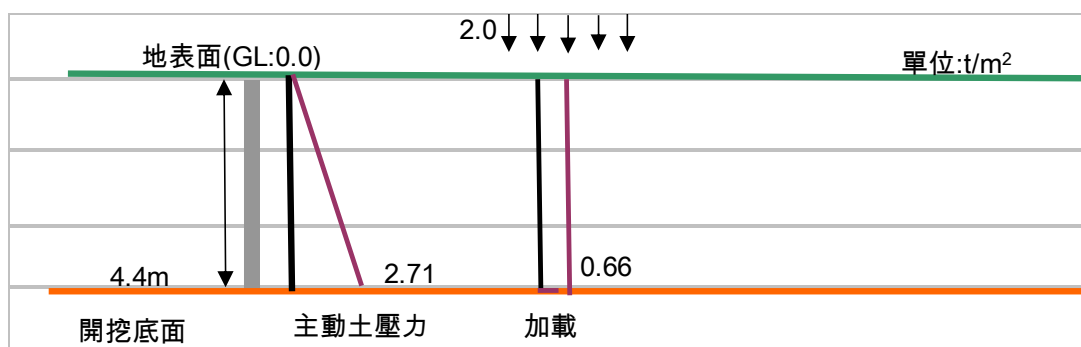


圖 6.2 臨時性側向土壓力分布示意圖

2. 地下室外牆側壓力分析

依據業主初步規劃方案，基地局部區域可能具地下室，建議設計時採用地下室外牆側壓力如下所述：

地下室係構築於土壤中之結構體，其外牆周圍之土壤與外牆之互制作用，不同於一般地表上之擋土牆。其於平常時，牆體不會發生任何位移，所受之土壓力乃靜止土壓力。對於擋土牆牆背垂直且牆背地表面為水平之狀況，非凝聚性土壤靜止土壓力公式如下：

$$k_0 = 1 - \sin \phi$$

依基地之地層 ϕ 為 30 計算， $k_0=0.50$ ，依建築基礎構造設計規範，設計所採之 K_0 值不得低於 0.5， $k_0=0.50$ 。

另外，擋土牆背地表受有均佈超載重時，該載重得折算成等值填土高度後計算其側向土壓力。擋土牆背地表受有均佈超載重時，該載重得折算成等值填土高度，其公式如下：

$$\text{因載重之主動土壓力 } \sigma_a = qk_0$$

採載重 q 為 2t/m^2 ，得

$$\text{因載重之主動土壓力 } \sigma_a = 1.00\text{t/m}^2$$

此外，永久性結構物尚需考慮地震時期之動態土壓力，可依建築基礎設計規範中之公式計算：

$$\text{地震時主動土壓力合 } p_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE}$$

$$\text{地震時被動土壓力合 } p_{PE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{PE}$$

其中 K_{AE} ， K_{PE} 為地震時之主動與被動土壓力係數

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

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

式中(括弧內為本基地所使用之參數)：

ϕ = 牆背土壤之內摩擦角 (30度)

δ = 牆背面與土壤間之摩擦角 (0度)

α = 牆背地表面與水平面之交角 (0度)

θ = 牆背面與垂直面交角 (0度)

H = 擋土牆高度 (m)

$$\varphi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

k_h = 水平向地震係數 (=0.19)，採 $I=1.0$

k_v = 垂直向地震係數 (0.1)

設計所採用之水平向地震係數 k_h ，原則上可取基地地表水平向尖峰加速度值之半估計，但對於側向位移完全受限之情況，地震所引致之動態土壓力將因位移受限而大於上述之主動土壓力值，此時 k_h 值應取地表水平向尖峰加速度值之1.5倍估計。設計所採用垂直向地震係數 k_v ，原則上可取基地地表垂直尖峰加速度值之半估計。

依本基地之參數計算， $K_{AE}=\underline{0.483}$ ， $K_{PE}=\underline{2.607}$

與靜止土壓力比較，地震時基地開挖(15.25m)最深處較常時增加之地震力 ΔP_{AE} 如下公式：

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE} = P_a + \Delta P_{AE}$$

其平均值保守估計取 1.0t/m^2 。

對永久結構物之地下室而言，尚須考慮當擋土牆背後上層中有 H_w 高度之水位時，擋土牆背除承受側向土壓力之外，亦應計算牆背水位造成之水壓力，其合力作用點位於基礎底面以上水位高度(H_w)之三分之一處。 $P_w = \frac{1}{2} \gamma_w H_w^2$ ，式中：

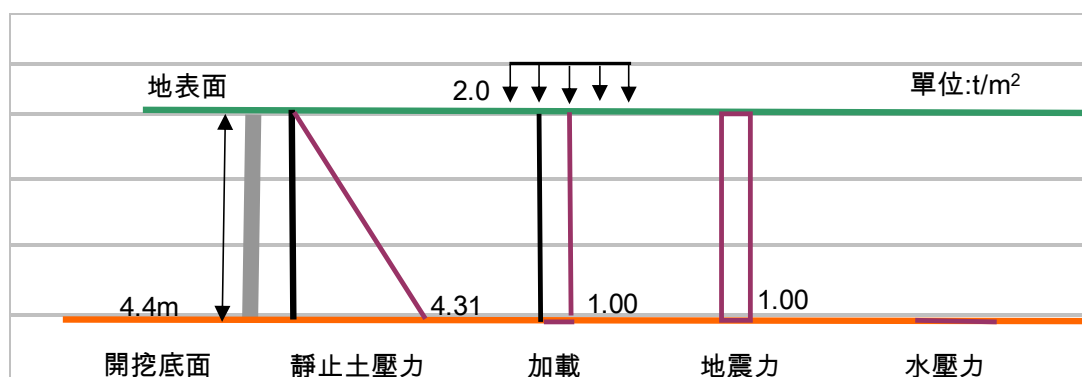
H_w = 牆背水位高度 (0.0m)

γ_w = 水單位重 (1.0t/m^3)

P_w = 牆背之水壓力合力 (0.0t/m^2)

一般開挖時土壓力介於主動及靜止土壓之間；於基礎結構完成時，應採用永久性擋土結構側向土壓力，其側向土壓力如圖6.3之永久性支撐設施側壓力分佈圖所示：

圖 6.3 永久性側向土壓力分佈圖



6.6 開挖底面穩定性分析

本基地開挖底面穩定性之檢討，主要在檢討土層的貫入深度、受壓水層的上舉力及隆起對開挖面造成的影響。

(一)擋土設施貫入深度之檢討

依新訂之「建築技術規則構造編—基礎構造設計規範(含解說)」(2001)第8.8.1條之說明，擋土設施應有足夠之貫入深度，使其於內外兩側之側向壓力作用下，具足夠之穩定性。貫入深度之安全性可由下式計算(圖6.4)：

$$FS = \frac{P_p \times L_p + M_s}{P_a \times L_a} \geq 1.5$$

上式中：

P_a = 最下階支撐以下之外側作用側壓力之合力(t/m)

L_a = P_a 作用點距最下階支撐之距離(m)

M_s = 擋土設施結構之允許彎矩值(t-m/m)

P_p = 開挖底面以下之內側作用側壓力之合力(t/m)

L_p = P_p 作用點距最下階支撐之距離(m)

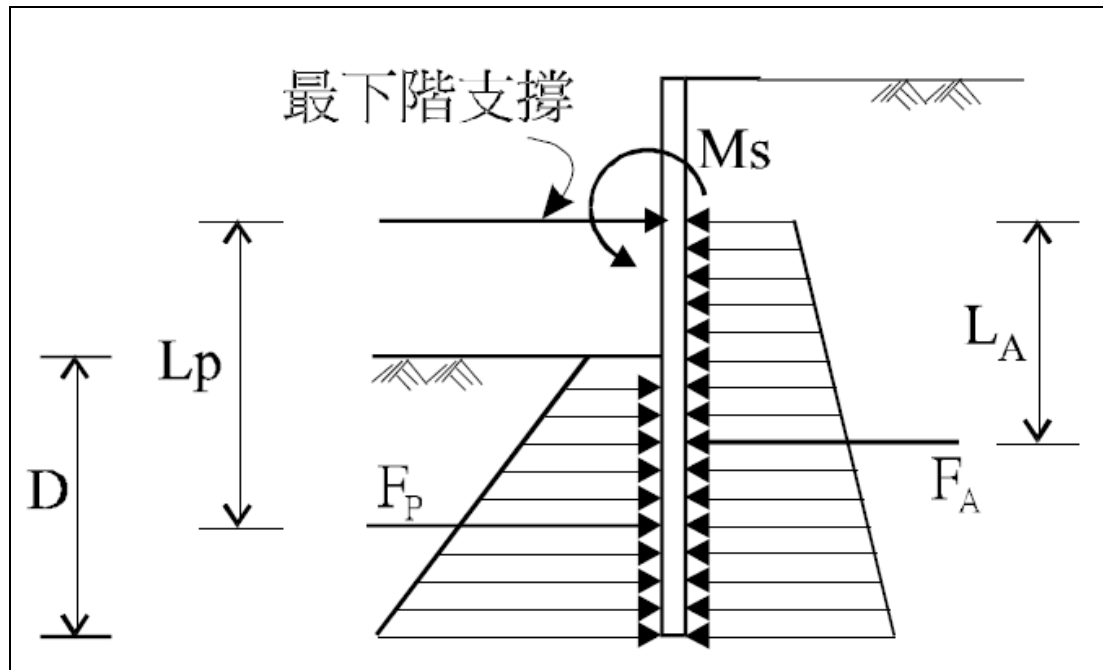


圖 6.4 擋土設施貫入深度穩定分析示意圖

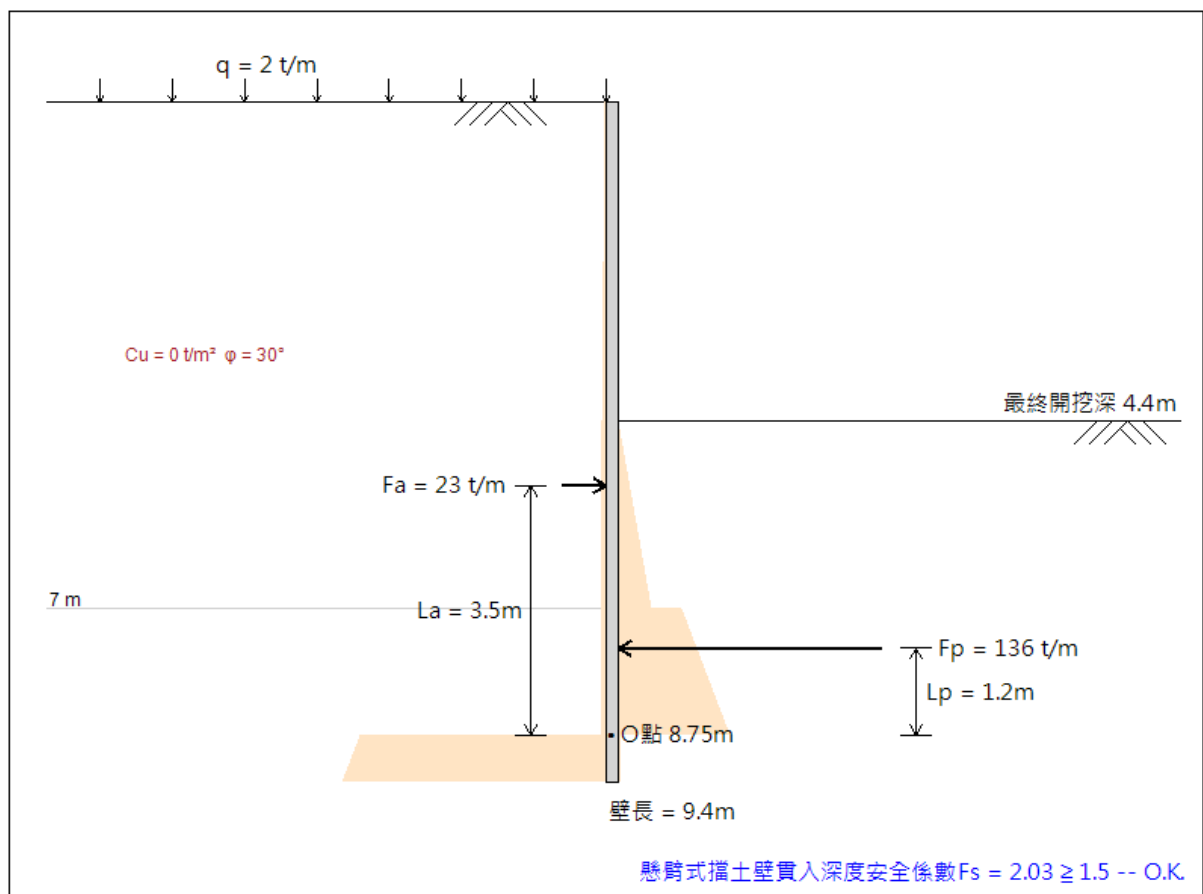


圖 6.5 擋土設施貫入深度穩定分析計算

本工程基地開挖深度約為地表面下4.4m，地下水位為開挖面以下2.0公尺以下時，於擋土結構貫入至開挖面5.0m時(距地表面9.4m)，其安全係數可達建築技術規則1.50以上之要求(因地質條件確實存有相當不確定因數，且亦受工程規模、施工工法、程序及天災等不可抗力之情形控制，因此本計算成果僅供參考，設計、監造及營造單位仍宜依現場作業情形適度調整並自行檢核作業安全性)。

(二)開挖底面隆起之檢討

依新訂之「建築技術規則構造編—基礎構造設計規範(含解說)」(2001)第8.8.2條之說明，隆起(Heaving)是指軟弱粘土地盤(如地盤改良時)，由於開挖背面土塊重量大於開挖底面下地盤承载力，地盤內土壤產生滑動，而在開挖底面上形成鼓起之現象。

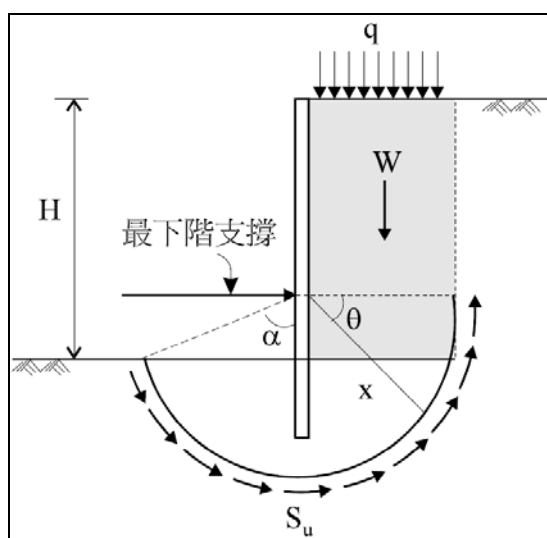


圖 6.6 開挖面隆起穩定分析

隆起之安全性可由下列公式計算：

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

上式中：

M_r = 抵抗力矩(t-m/m)

M_d = 傾覆力矩(t-m/m)

S_u = 粘土之不排水剪力強度(t/m²)

X' =半徑(m)

W = 開挖底面以上，於擋土設施外側之 X' 半徑寬度內，土壤與地表上方載重(q)之重量和(t/m)

$$\alpha < \pi/2$$

本工程基地由於基礎以下至30.0m為回填粉土質砂及卵礫石層，屬無凝聚力之土壤，故應無隆起破壞之情形。惟工程中，仍須隨時注意開挖作業面之任何變動，且若有需要，應採分區開挖施工或移除部份周圍地盤，以減輕滑動面破壞力矩，同時減緩隆起之影響性。

(三)上舉水壓力分析

依新訂之「建築技術規則構造編—基礎構造設計規範(含解說)」(2001)第8.8.4條之說明，開挖底面下方土層中，如具有不透水層(如假設CL層為不透水層時)，且於此不透水層下方之透水層，其水頭較開挖面內之水頭為高時，該不透水層底面將承受上舉水壓力，此時應檢核其抵抗上舉破壞之安全性，並可依下列公式計算其安全性。

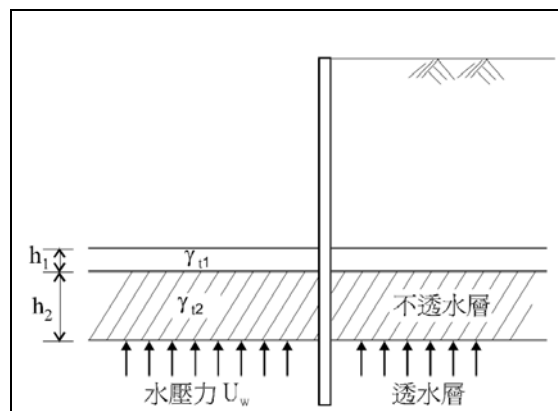


圖 6.7 開挖面上舉穩定分析

$$FS = \frac{\sum_i^n r_{ti} \times h_i}{H_w \times r_w} \geq 1.2$$

上式中：

γ_{ti} = 不透水層底面以上之各土層土壤總單位重(t/m^3)

h_i = 不透水層底面以上之各土層厚度(m)

H_w = 透水壓力水層之壓力水頭(m)

γ_w = 地下水之單位重(t/m^3)

本工程基地由於基礎以下至30.0m為回填粉土質砂及卵礫石層，主要地層係以砂及礫石為主，擋土壁體並未由不透水層穿過透水層之情形，屬無凝聚力之土壤，故應無水壓上舉破壞。

(四)砂湧

依新訂之「建築物基礎構造設計規範」(2001)第8.8.3條之說明，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公式臨界水力坡降解析方式、或以下兩公式分別計算，則其中貫入深度最大者為設計依據。

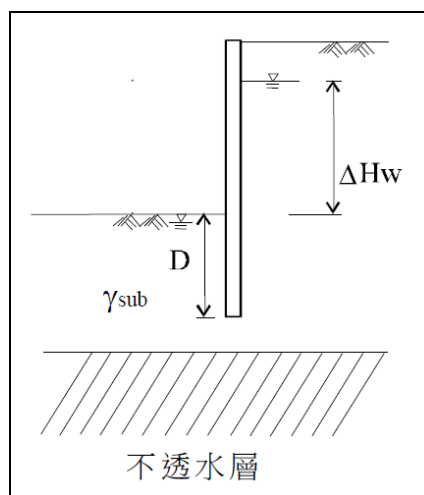


圖 6.8 砂湧分析示意圖

$$FS = \frac{2 \times \gamma_{sub} \times (D)}{\gamma_w \times (\Delta H_w)} \geq 1.5 \text{-----(1)}$$

$$FS = \frac{\gamma_{sub} \times (\Delta H_w + 2 \times D)}{\gamma_w \times (\Delta H_w)} \geq 2.0 \text{-----(2)}$$

式內：

r_{sub} =砂質土壤之有效單位重(tf/m^2)

D =擋土設施之貫入深度(m)

w =地下水之單位重(tf/m^2)

ΔH =擋土設施內外兩側地下水之水頭差(m)

$FS=(2 \times 0.85 \times 3)/(1 \times (2.85 - 1.5))=3.78 > 1.5$

本工程基地由於基礎至深度30.0m以下為回填粉土質砂及及卵礫石層，且假設最高地下水位為地表下10.0公尺，因此在施工期間，應無砂湧之顧慮，惟仍須注意不預期之地下伏流水導致開挖穩定之可能性。

6.7 基礎開挖、擋土及支撐方式及施工建議

1. 擋土工法建議

擋土工法種類繁多，計有(1)主樁橫擋板工法、(2)噴漿岩釘工法、(3)擋牆支撐工法、(4)島式工法、(5)鋼板樁工法、(6)逆築式擋土壁工法、(7)微型樁工法、(8)擋土排樁工法、(9)連續壁工法....等多種。各種工法依其基地周圍狀況、地層狀況、地下水位狀況、開挖深度、建築規模等各有其適用性。如表6.2為開挖擋土工法比較

考量建築物之開挖深度、地層組構、地下水位與附近鄰房現況，建議採用主樁橫擋板工法做為本工程基地之擋土工法，惟基地內回填層、粉土質砂層及卵礫石層於基地內之分布深度差異很大，設計及施作方式建議依實際需求決定。

2. 支撐工法建議

常用支撐工法有下列幾種：內支撐(型鋼)工法、外支撐(地錨)工法、內支撐(RC梁)工法、逆打支撐工法等。本工程建議採用型鋼內支撐工法。另若鄰地允許則可採用明挖法做為地下室之開挖施工方法，實際施作方式依設計需求決定。

表 6.5 開挖擋土工法比較

工法	優點	缺點
主樁橫板條工法 (鋼軌樁襯木材隔板)	1.安裝準確迅速 2.隔板配合開挖，逐步安裝 3.鋼樁可拔起重覆使用 4.允許排水，減少側壓力 5.成本低	1.施工中易於產生噪音及震動 2.開挖面下方被動土壓小 3.隔板不能完全防止細粒土壤漏失 4.排水後，地下水位降低造成鄰近地表沉陷 5.隔板必須迅速安裝，若工程進度不能配合，易使大量土方漏失 6.鋼樁拔除後，遺留空隙易造成鄰近地表沉陷
鋼版樁工法	1.適用多種土壤情況，施工容易 2.如施工良好，可達止水效果 3.強度高，可具相當擋土能力 4.具柔性，可減低側向土壓力	1.施工中造成噪音及震動 2.深度變大時防水效果常無法達成 3.礫質土層中無法應用 4.拔除時，遺留空隙大，必須迅速回填，且易造成鄰近地表沉陷
排樁擋土工法	1.成本低 2.施工技術性要求不高 3.具相當之被動土壓力 4.堅硬之地層亦可裝設	1.通常無法完全止水 2.樁間之孔隙常導致土壤漏失 3.深度增加時，排樁容易參差不齊，偏差變大 4.對較深之開挖，排樁勁度不足，將產生較大之變位
地下連續壁工法	1.可利用為永久結構牆 2.施工良好時，防水及擋土效果極佳 3.勁度高、變形小，可減少外側土壤移動 4.利用不同施工法，可適用於多種地層情況	1.成本高 2.需高度精密施工技術及管理

6.4 安全監測項目建議

1. 地下室開挖導致之沉陷影響

地下室開挖過程中，由於土方移除，使地層中短期應力狀態失去平衡，導致連續壁側向變位現象，進而引致基地外側產生沉陷。此側向變形量之大小，除土壤之因素外，擋土結構本身之勁度亦為控制之因素之一，而鄰房基礎深度、型式及距開挖面之距離，亦為評估此部份沉陷需考量之因素。建議於細部規劃設計時，應詳細評估其影響程度，必要時則須採適當之保護措施，以確保地下室施工之安全性。

2. 監測系統建議

由於本工程基礎最大開挖深度約為4.4公尺，為瞭解基礎開挖工程，對擋土結構、支撐系統、開挖面底部土壤之穩定及鄰近建築物道路、維生管線之影響等，建議設置監測系統，根據監測系統之觀測資料，做為開挖工程施工之依據，以確保開挖施工及鄰近建物之安全。一般監測系統設置包括：(1) 傾斜變位觀測系統 (2) 支撐應力觀測系統 (3) 沉陷觀測系統。茲分述如下：

(1). 傾斜變位觀測系統

裝設傾斜儀 (INCLINOMETER) 以明瞭基礎施工期間，擋土結構受基地開挖影響而產生側向位移與傾斜度大小，再由擋土結構之變形程度，以確定施工期間擋土設施之安全性，進而控制施工之安全。

(2). 支撐應力觀測系統

採用應變計以量測內支撐系統所受之軸荷重，以控制支撐系統承受之荷重皆在安全範圍內。

(3).沉陷觀測系統

為確保開挖施工中鄰近建築物之安全，在鄰近建築物及路面設置各沉陷點，遇有安全顧慮徵兆時，即提出警示，以確保安全。

3. 監測系統安全管理值建議

安全監測主要協助開挖安全管理及管制回饋檢討，故應設定安全管制值，並以該值之訂定警戒值及行動值，以為安全管理之基準。

經考慮本基地之施工方式，建議沉陷觀測點、支撐應變計、傾斜管及鄰房傾斜計等項目可列為首要之配置需求，水位觀測井可列為次要考慮之項目，屆時可依據擋土及開挖方式確定後，於設計之安全管理(SPM)階段，進行詳細配置規劃及安全管制擬定，本案安全管制值建議如下表。

管制項目	監測儀器	警戒值	行動值
壁體變位	傾斜管	0.8倍之設計側位移	設計側位移
地層變位	傾斜管	擋土結構底部變位達1/2倍最大變位	擋土結構底部變位達2/3倍最大變位
沉陷觀測	沉陷觀測點(路面)	3.0cm	4.0cm
	沉陷觀測點(鄰房)	3.0cm	4.0cm
鄰房傾斜	建物傾斜計	1/750	1/500
支撐荷重	支撐應變計	設計軸力之100%	設計軸力之125%

參考資料來源：內政部建築研究所之“建築基礎施工災害安全預警監測系統之研究”—92.3~92.12（歐章煜、劉泉枝）中之建議。

第七章 結論及建議

1.基地地層分佈狀況

本基地依現場鑽探、取樣及土壤性質試驗結果，地表下地層分佈自地表面(G.L.-0.00m)起鑽孔最大深度(G.L.-30.0m)止，由上而下概分為3層次層。分別為：(1).回填層(SF)、(2). 回填棕黃灰色砂質粉土(ML)、(3).卵礫石層(GP)。

2.地下水位分佈

本基地於鑽孔完成後，由觀測結果顯示最大鑽探深度為30.0公尺，未達地下水位。考量地下水可能隨季節升降及雨季等影響因素，建議長期設計地下水位為深度30.0公尺。

3.基地地層工程性質綜合評估及建議

本基地位於台中市北屯區，由基地現場鑽探結果研判，基盤由堅實的卵礫石層所組成，建議本基地經由適當設計應適合建築。

附錄 A 地質鑽探柱狀圖及試驗室試驗結果

附錄 B 施工照片

BORING AND TEST DATA

鑽孔標高：132

[illegible]

BORING AND TEST DATA

鑽孔標高：132

[illegible]

BORING AND TEST DATA

鑽孔標高：132

[illegible]

BORING AND TEST DATA

鑽孔標高：132

[illegible]

增鍵工程有限公司

鑽探報告表

BORING AND TEST DATA

工程名稱：台中市北屯區南興段236地號

孔號：BH-5

地下水位：未達水位

鑽孔日期：112.02.03

鑽孔標高：132

樣 號 No	深 度 m	柱 狀 圖 Log	擊 數 N	地質說明 Description	分 類	顆粒分析			含 水 量 %	液 性 限 度 L.L	塑 性 指 數 P.I	單 位 重 t/m³	孔 隙 比 e	比 重 Gs
						礫 石	砂	粉土 粘土						
S-1	1		14	0.00~0.80m回填棕黃色砂質 粉土夾卵礫石	ML	0	24.5	75.5	17.4	--	NP	1.91	0.65	2.69
S-2	3		14	0.80~12.80m 回填棕黃灰色砂質粉土	ML	0	28.2	71.8	22.6	--	NP	1.88	0.73	2.66
S-3	4		6		ML	0	33.4	66.6	20.9	--	NP	1.81	0.78	2.66
S-4	6		5		ML	0	23.6	76.4	21.6	--	NP	1.83	0.77	2.66
S-5	7		5		ML	0	24.3	75.7	18.4	--	NP	1.81	0.75	2.68
S-6	9		6		ML	0	27.9	72.1	21.6	--	NP	1.84	0.76	2.67
S-7	10		45		ML	0	26.9	73.1	22.4	--	NP	1.84	0.77	2.66
S-8	12		9		ML	0	29.7	70.3	21.5	--	NP	1.89	0.73	2.69
S-9	13		>100	12.80~30.00m 卵礫石夾棕黃色 粉土質中細砂	GP	--	--	--	NO	SAM	PLE	--	--	--
S-10	15		>100		GP	--	--	--	NO	SAM	PLE	--	--	--

增鍵工程有限公司

鑽探報告表

BORING AND TEST DATA

工程名稱：台中市北屯區南興段236地號

孔號：BH-5

地下水位：未達水位

鑽孔日期：112.01.09

鑽孔標高：132

樣 號 No	深 度 m	柱 狀 圖 Log	擊 數 N	地質說明 Description	分 類	顆粒分析			含 水 量 %	液 性 限 度 L.L	塑 性 指 數 P.I	單 位 重 t/m ³	孔 隙 比 e	比 重 Gs
						礫 石	砂	粉土 粘土						
S-11	16		>100	12.80~30.00m 卵礫石夾棕黃色 粉土質中細砂	GP	--	--	--	NO	SAM	PLE	--	--	--
S-12	17		>100		GP	--	--	--	NO	SAM	PLE	--	--	--
S-13	18		>100		GP	--	--	--	NO	SAM	PLE	--	--	--
S-14	19		>100		GP	--	--	--	NO	SAM	PLE	--	--	--
S-15	20		>100		GP	--	--	--	NO	SAM	PLE	--	--	--
S-16	21		>100		GP	--	--	--	NO	SAM	PLE	--	--	--
S-17	22		>100		GP	--	--	--	NO	SAM	PLE	--	--	--
S-18	23		>100		GP	--	--	--	NO	SAM	PLE	--	--	--
S-19	24		>100		GP	--	--	--	NO	SAM	PLE	--	--	--
S-20	25		>100		GP	--	--	--	NO	SAM	PLE	--	--	--

BORING AND TEST DATA

鑽孔標高：132

[illegible]

BORING AND TEST DATA

鑽孔標高：132

[illegible]

BORING AND TEST DATA

鑽孔標高：132

[illegible]

BORING AND TEST DATA

鑽孔標高：132

[illegible]

鑽探報告表

BORING AND TEST DATA

工程名稱：台中市北屯區南興段236地號

孔號：BH-10

地下水位：未達水位

鑽孔日期：112.02.05

鑽孔標高：132

[illegible]

鑽探報告表

BORING AND TEST DATA

工程名稱：台中市北屯區南興段236地號

孔號：BH-11

地下水位：未達水位

鑽孔日期：112.02.05

鑽孔標高：132

[illegible]

鑽探報告表

BORING AND TEST DATA

工程名稱：台中市北屯區南興段236地號

孔號：BH-12

地下水位：未達水位

鑽孔日期：112.02.04

鑽孔標高：132

[illegible]

BORING AND TEST DATA

鑽孔標高：132

[illegible]

BORING AND TEST DATA

鑽孔標高：132

[illegible]

BORING AND TEST DATA

鑽孔標高：132

[illegible]

















