

95 -129-7225

# 臺灣西南沿海地區軟弱地質交通 結構物設計處理對策研討會 論文集



主辦單位：交通部運輸研究所

協辦單位：杜風工程顧問有限公司

中華民國 95 年 10 月

# 臺灣西南沿海地區軟弱地質交通結 構物設計處理對策研討會

## 論文集



主辦單位：  交通部運輸研究所

協辦單位：  杜風工程顧問有限公司

時間：中華民國 95 年 10 月 12 日

地點：交通部運輸研究所港研中心禮堂

臺灣西南沿海地區軟弱地質交通結構物設計處理對策論文集

出版機關：交通部運輸研究所

地 址：臺北市敦化北路 240 號

網 址：[www.ihmt.gov.tw](http://www.ihmt.gov.tw) (中文版 > 中心出版品)

電 話：(04) 26587176

出版年月：中華民國 95 年 10 月

印 刷 者：

版(刷)次冊數：初版一刷 150 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所港灣技術研究中心網站

**「臺灣西南沿海地區軟弱地質交通結構物設計處理對策」研討會  
議程表**

時 間	課程題目	主講人	主持人
8:30~9:10	報 到		
9:10~9:30	開幕及來賓致詞		
9:30~10:30	臺灣西南沿海地區軟弱地質分佈	楊教授長義 淡江大學	黃所長德治 運輸研究所
10:30~10:50	休 息		
10:50~11:50	軟弱地質基樁工程之設計處理對策	張教授德文 淡江大學	陳教授景文 成功大學
11:50~13:30	午 餐		
13:30~14:20	軟弱地質路堤工程之設計處理對策	林教授炳森 中興大學	張總工程司弘義 高速公路局
14:20~14:30	休 息		
14:30~15:20	軟弱地質地盤改良工法之設計處理對策	曾總經理一平 杜風工程公司	劉總工程司健朗 公路總局
15:20~15:40	休 息		
15:40~16:30	軟弱地質監測之設計處理對策	倪教授至寬 台北科技大學	許主任澤善 逢甲大學
16:30~17:00	綜 合 討 論	黃所長德治、邱主任永芳、陳教授景文、張總工程司弘義、劉總工程司健朗、許主任澤善、楊教授長義、張教授德文、林教授炳森、曾總經理一平、倪教授至寬	

# 「臺灣西南沿海地區軟弱地質交通結構物 設計處理對策」論文集

## 目 錄

臺灣西南沿海地區軟弱地質分佈 .....	1-1
主講人：楊長義 教授	
淡江大學土木工程學系	
軟弱地質基樁工程之設計處理對策 .....	2-1
主講人：張德文 教授	
淡江大學土木工程學系	
軟弱地質路堤工程之設計處理對策 .....	3-1
主講人：林炳森 教授	
國立中興大學土木工程學系	
軟弱地質地盤改良工法之設計處理對策 .....	4-1
主講人：曾一平 總經理	
杜風工程顧問有限公司	
軟弱地質監測之設計處理對策 .....	5-1
主講人：倪至寬 教授	
國立台北科技大學土木工程學系	

# 臺灣西南沿海地區軟弱地質分佈

楊長義<sup>1</sup>、陳建伸<sup>2</sup>、朱金元<sup>3</sup>、賴瑞應<sup>4</sup>

## 摘 要

臺灣西南沿海地區遍佈軟弱地質，一直是土木工程規劃設計時重要的考慮因素，因此本文旨在對臺灣西南沿海地區的軟弱地質分佈進行研究。本文蒐集西南沿海七縣市 3230 孔鑽探資料，利用繪圖軟體繪製西南沿海地區軟弱地質分佈圖，並建立自動化更新繪圖程序系統。研究結果發現雲林、嘉義及台南縣的沿海地區地盤最為軟弱，而且軟弱地質分佈與地形變遷過程有密切關係。

## 一、西南沿海軟弱地質概述

### 1.1 軟弱地質之定義

所謂「軟弱地質」一般係指由軟弱土壤(soft soil)形成之地盤，通常具鬆軟、高孔隙比、高含水量、強度低、易於壓縮變形、受地震影響明顯等特性。但土壤是否軟弱乃依據建造其上部之結構物規模或荷重大小而定，故「軟弱地質」是一相對性考慮而非絕對性的標準。

### 1.2 軟弱地質之成因及分佈

軟弱地質之形成可分為自然形成與人為形成兩種。自然形成為地盤地表日積月累慢慢堆積風化所產生；一般而言，自然形成之軟弱地質多為沖積土層，分佈在山谷、湖沼地以及下游之沖積平原。自然形成之軟弱地質尚可區分為(1)海成作用、(2)河成作用、(3)湖成作用、(4)地球重力作用及(5)人為作用等五類形成原因。人為形成則可在短暫時間內回填堆積產生，多分佈在山谷棄土區、濱海抽砂造陸區或港灣回填區等地。

---

<sup>1</sup> 淡江大學土木工程學系教授。

<sup>2</sup> 杜風工程顧問有限公司工程師。

<sup>3</sup> 交通部運輸研究所港灣研究中心科長。

<sup>4</sup> 交通部運輸研究所港灣研究中心副研究員。

以地質學而言，台灣的鬆軟地層常為較新年代之堆積所構成的沖積層，其上層部分形成之鬆軟地層的年代估計約在五千年左右。另外根據上段形成原因，可推測軟弱地質可能分佈地帶；如：(1)被海岸沙洲淤閉之海灣內部淤積地帶。(2)因河流的主流被淤積，使支流無法暢流時，該支流出口地區亦極易形成鬆軟地層。(3)水流流速緩慢的河流，其出口處之三角洲或浮洲地區。(4)湖沼地帶的沿岸。(5)天然形成的堤防外側低窪地區，因排水不良常淤積泥水，逐漸堆積而形成軟弱地盤區域。

### 1.3 各鄉鎮軟弱地質分佈研判

在上節中已知軟弱地質可能形成的位置，因此本文蒐集西南地區地形變遷資料；藉由歷史資料研判軟弱地盤的可能位置。因此蒐集古地圖、歷史文獻及期刊論文等來判斷地形變遷地區並標於圖上；結果如圖 1 所示。

圖中，「黃色」為海岸外移後之新生地（洪英聖<sup>[4]</sup>，2002）；「淺綠色」為河積地或湖泊凹地《台灣府志》；「紫色」為北港溪到阿公店溪的河道變遷範圍（張瑞津等<sup>[2]</sup>，1997）；「咖啡色」為海岸線的變遷範圍（陳翰霖<sup>[3]</sup>，1999）。

## 二、鑽探資料分析與特性

### 2.1 鑽探分佈狀況

本文目前已搜集有 3230 孔西南沿海七縣市之鑽探資料，鑽孔分佈如圖 2 所示；後續文內土壤性質各種分佈圖上亦同時表鑽孔分佈位置，以資對照。

### 2.2 地質圖製作

本文之地圖製作係採用 Surfer 軟體，為一種專門繪製等值線圖軟體。繪圖時需要以三維座標相關資料輸入；而其繪圖程序為：(1)輸入分析資料，選擇空間插值分析法，產生網格資料。(2)將網格資料繪圖。(3)套疊上地圖資料。

## 三、鑽孔基本性質之分佈

### 1. 地下水位深度

圖 3 為本文搜集分析之地下水位深度分佈與河系關係。圖中可以發現河流沿線之地下水位深度較淺，地下水位深度多在 10m 內，且此現象隨河流流向延伸。

## 2.含水量

鬆軟地盤除以 N 值來作界定；但日本高速公路是利用自然含水量來做劃分：對黏性土壤自然含水量大於 50%，砂性土壤大於 30%，即可視為鬆軟地盤。圖 4 為本文之土壤最大含水量分佈狀況，顯示在某些深度處的最大含水多數高於 30%，雲林與台南甚至高於 40%以上。

## 四、西南地區軟弱地層分析

### 4.1 鬆軟地質分區之原則

#### 1.以 N 值劃分

一般而言，黏土之 N 值小於 4、或砂土之 N 值小於 10 皆可定義為鬆軟土壤。因之本文將分佈圖中 N 值為 4 與 10 的等值線劃出，以供直接辨識各縣市鬆軟土壤的分佈位置。惟日後若鑽探資料能夠持續增加收集、且鑽孔位置分佈更均勻時，則本鬆軟土壤分佈圖將會更具代表性。

#### 2.以厚度劃分

鬆軟地盤除可利用 N 值區做簡單區分外，日本鐵道判定鬆軟地質的條件中，尚需根據鬆軟地層厚度作為標準。因此本文亦將台灣西南地區鬆軟土層累計厚度經統計後繪出分區，也可將厚度作為判斷鬆軟地盤條件之一。

### 4.2 SPT-N 值計算

#### 4.2.1 N 值修正

考慮有效覆土壓力修正：為去除有效覆土應力影響，利用下式(1)修正

$$N^* = 0.77N^{**} \log\left(\frac{200}{\sigma'}\right) \dots\dots\dots(1)$$

其中，N\*為修正後的 N 值、N\*\*為現場記錄 N 值、 $\sigma'$ (t/m<sup>2</sup>)為試驗深度之有效覆土應力。

考慮地下水位影響修正：Terzaghi 研究顯示，土壤若有浸水時，N 值應以式(2)修正：

$$N = \frac{1}{2}(N^* - 15) + 15 \dots\dots\dots(2)$$

其中，N 為經過浸水修正完的 SPT-N 值、N\*為有效應力修正過後的 SPT-N 值。

#### 4.2.2 $N_{eq}$ 值計算

為考慮地盤土壤互層效應而求得等值 N 值( $N_{eq}$ )，有兩種計算方法：(1)Schmertmann 法( $N_{Sch}$ )與(2)Parry 法( $N_{Parry}$ ) (房性中<sup>[1]</sup>，1994)，以下便是二法之計算法說明。

Schmertmann ( $N_{Sch}$ )計算法：這種等值計算法是由外力引起之土壤變形為出發點，所推導的等值計算公式；從有限寬度基礎座落於地盤上，推估基礎下方兩倍基礎寬度內每層土壤的變形量，將總變形量換算為均質土層的變形參數，最後在反推對應 N 值（下式中之  $N_{Sch}$ ）計算公式(3)如下：

$$N_{Sch} = \frac{\sum_{z=0}^{2B} \Delta z_i I_z}{\sum_{z=0}^{2B} \frac{\Delta z_i I_z}{N_i}} \dots\dots\dots (3)$$

其中，B 為基礎寬度、 $N_i$  為 N 值、 $\Delta z_i$  為 N 值所代表的土層厚度、 $I_z$  為影響因子。

Parry( $N_{Parry}$ )計算法：計算步驟如下：(1)基礎基面到 0.75 倍基礎寬度深度之間平均 N 值乘以三倍，得  $3N_1$ ；(2) 0.75 倍基礎寬度深度到 1.5 倍基礎寬度深度之間平均 N 值乘以二倍，得  $2N_2$ ；(3)1.5 基礎寬度深度到 2 倍基礎寬度深度之間平均 N 值乘以一倍，得  $N_3$ ，而等值 N 值之計算式(4)如下：

$$N = \frac{3N_1 + 2N_2 + N_3}{6} \dots\dots\dots (4)$$

### 4.3 N 值分佈

#### 1.在深度的變化

本文將每一孔鑽探資料中的前 20 公尺資料，以公式(2)進行各深度處 N 值修正後，並比較取得 N 之最小值(稱為  $N_{min}$  值)，並每 5 公尺為一層分為四層繪圖比較，其結果如圖 5 所示。由圖可知：(1) $N_{min}$  值多發生於地表下 5 公尺內。(2)0~5 公尺內，嚴重鬆軟地區(紅色)主要分佈於雲林地區、嘉義台南海岸平原交界處及台南海岸地區。(3)5~10 公尺內，嚴重鬆軟地區

位置與前 5 公尺相當，但面積縮小。(4)10~15 公尺內，除部份地區出現紅色外；其餘地方之地盤皆為黃色；顯示強度提高。(5)15~20 公尺內，除台南縣的仁德鄉外，其餘地方已呈堅硬的狀態。

## 2.土壤之 $N_{min}$ 值分佈

圖 6 為  $N_{min}$  值分佈狀況，可做為判斷鬆軟地盤的準則，以台灣西南地區初級觀察鬆軟土層的分佈狀況。由圖可知，地質較鬆軟地區包括彰化縣中央、雲林縣之西部、嘉義縣與雲林縣交界與沿海處、台南縣之西半部、高雄縣西南地區、高雄市高雄港附近、屏東縣林邊鄉附近。

## 3.黏土與砂土之 $N_{min}$ 值分佈

依土壤種類不同，即使在相同  $N$  值，黏性土壤和砂性土壤行為不盡相同；因此本文加入土壤分類界定，將黏性土壤(CL、CH、MH、ML)分析結果繪成圖 7。由圖可知，地質較軟弱地區包括彰化縣中央、雲林縣之西部、嘉義縣與雲林縣交界與沿海處、台南縣之西半部、高雄縣西南地區、高雄市高雄港附近。

砂性土壤(SP、SW、SM、SC)則分析得圖 8，由圖可知，地質較疏鬆地區包括台中縣西南部、彰化縣全縣、雲林縣全縣、嘉義縣部份鄉鎮、台南縣之西部沿海處及南部、高雄縣西南地區、屏東縣的部分地區。

## 4.等值 $N$ 值( $N_{eq}$ )分佈

圖 9 為等值  $N_{eq}$  值分佈狀況：圖 9(a)為 Parry 法，圖 9(b)為 Schmertmann 法。由圖可知，兩圖在  $N$  值介於 4 到 10 之間（黃色）相差甚遠，且 Schmertman 法的計算結果較 Parry 法來的低，因此本文進行工程參數推估時，若需考慮地盤土壤互層效應時，則使用 Schmertmann 法計算而得的  $N_{eq}$  值較為保守。

由圖可知：考慮整孔鑽探加權平均後的等值  $N$  值( $N_{eq}$ )比最小  $N$  值( $N_{min}$ )明顯提升許多。除少數特定區域（雲林的虎尾鎮及北港鎮、台南市安南區、高雄縣的小港區、永安鄉潟湖、岡山鎮與阿蓮鄉交界處、屏東縣的林邊鄉）利用 Schmertmann 的計算法仍維持等值  $N$  值低於 4 之外，其餘原來  $N_{min}$  值小於 4 之地區均已提高。因此可知道，上述之相關地區的地質相當鬆軟，且鬆軟土層的厚度應當也相當大。

#### 4.4 鬆軟土壤厚度分佈

本文另外統計鬆軟土層厚度，將砂性土壤(SP、SW、SM、SC)的  $N$  值小於等於 10，或黏土(CL、CH、MH、ML)的  $N$  值小於等於 4 者，視為鬆軟土層，並累加其厚度，結果可得圖 10 鬆軟地盤厚度分佈狀況。圖中顯示：在地表下 20m 內，多數地區鬆軟土層的累積厚度可達 3m 或 5m 以上，雲林縣多處鬆軟土層累積厚度甚至超過 10m，而且鬆軟土層厚度分佈多與圖 6 的  $N$  值分佈趨勢一致。

#### 4.5 多重式鬆軟地盤評估

本節將整合國外各種鬆軟地盤準則之精神，利用(1) $N_{\min}$  值、(2)最大含水量( $\omega_{N_{\max}}$ )、(3)鬆軟土層厚度( $\Sigma H$ )三項準則，進行台灣西南地區的地盤綜合評分。將每項準則依嚴重程度分為(1)極鬆軟[2 分]；(2)鬆軟[1 分]；(3)非鬆軟[0 分]三級。即每項最多可評至 2 分，分數愈高表示其地盤的鬆軟的程度愈嚴重。其評分標準參閱表 1。

本文之鬆軟地盤判定標準共根據前述三種評分項目，滿分為 6 分，並將總評分劃分成三種等級 (I 級：0 ~ 2 分，II 級：3 ~ 4 分，III 級：5 ~ 6 分)。分數愈高，其級數愈高，代表地盤的鬆軟軟弱程度愈嚴重。分析結果展示如圖 11 所示。圖中 III 級與 II 級之鄉鎮大致如後所列：

##### ➤ III 級鬆軟地質

彰化縣：鹿港鎮及大村鄉。

雲林縣：麥寮鄉、二崙鄉、褒忠鄉、虎尾鎮、土庫鎮、北港鎮及水林鄉。

台南縣：北門鄉、學甲鎮及安南區。

高雄縣：永安鄉、岡山鎮、阿蓮鄉、大社鄉、仁武鄉、烏松鄉、苓雅區及前鎮區。

##### ➤ II 級中等鬆軟地質

彰化縣：伸港鄉、線西鄉、秀水鄉、福興鄉、花壇鄉、員林鎮、埔心鄉、溪湖鎮、田尾鄉、埤頭鄉、二林鄉、竹塘鄉及大城鄉。

雲林縣：西螺鄉、莿桐鄉、崙背鄉、台西鄉、東勢鄉、斗六鄉、古坑鄉、大埤鄉、斗南鎮、元長鄉、口湖鄉及四湖鄉。

嘉義縣：大林鄉、溪口鄉、民雄鄉、新港鎮、六腳鄉、朴子市、東石鄉、布袋鎮、義竹鄉及鹿草鄉。

台南縣：後壁鄉、東山鄉、柳營鄉、新營市、鹽水鎮、下營鄉、麻豆鎮、六甲鄉、官田鄉、善化鎮、新市鎮、安定鄉、西港鄉、佳里鎮、七股鄉、永康市、仁德鄉、歸仁鄉、南區。

高雄縣：杉林鄉、旗山鎮、美濃鎮、田寮鄉、路竹鄉、湖內鄉、茄萣鄉、燕巢鄉、橋頭鄉、梓官鄉、鳳山市、林園鄉及高雄市。

屏東縣：新園鄉、東港鄉、林邊鄉、佳冬鄉、恆春鎮及滿州鄉。

## 4.6 各縣市之軟弱地質微分區

### 1. 台中縣

圖 12 為台中地區各鄉鎮鬆軟地盤等級分佈，另外可與圖 4、圖 6 及圖 10 比對土壤性質；綜合比對四張圖可知：整體來說台中地區的地質條件尚佳，龍井鄉需要注意含水量及鬆軟土壤厚度。

### 2. 彰化縣

圖 13 為彰化地區各鄉鎮鬆軟地盤等級分佈，另外可與圖 4、圖 6 及圖 10 比對土壤性質；綜合比對四張圖可知：彰化縣全縣  $N_{min}$  值多小於 10，最大含水量超過 30~40%（達砂土疏鬆標準 30%），因此彰化縣中被列為中等鬆軟地盤以上的鄉鎮須注意疏鬆砂土相關問題。

### 3. 雲林縣

圖 14 為雲林地區各鄉鎮鬆軟地盤等級分佈，另外可與圖 4、圖 6 及圖 10 比對土壤性質；綜合比對四張圖可知：全雲林縣同時具備  $N_{min}$  值偏、最高含水量以達 30% 以上，且部份地區尚有 40% 以上，大部份地區的鬆軟土層厚度超過 5 公尺；雲林縣需密切注意鬆軟地質的問題。

### 4. 嘉義縣

圖 15 為嘉義地區各鄉鎮鬆軟地盤等級分佈，另外可與圖 4、圖 6 及圖 10 比對土壤性質；綜合比對四張圖可知：東石鄉、布袋鎮、義竹鄉及鹿草鄉靠近沿海的鄉鎮雖同時具備低  $N$  值、含水量偏高及鬆軟土壤厚度厚等問題存在，但不嚴重。因此於本縣施作重大建設時，可先詳加調查附近地盤，可避開可能之鬆軟地盤。

## 5.台南縣

圖 16 為台南地區各鄉鎮鬆軟地盤等級分佈，另外可與圖 4、圖 6 及圖 10 比對土壤性質；綜合比對四張圖可知：台南縣西部半縣普遍有 N 值低、最大含水量高且鬆軟土層厚度大等問題。

## 6.高雄縣

圖 17 為高雄地區各鄉鎮鬆軟地盤等級分佈，另外可與圖 4、圖 6 及圖 10 比對土壤性質；綜合比對四張圖可知：高雄縣鬆軟地盤處多位於西南沿海處，且土壤的低 N 值與鬆軟土壤厚度分佈有向內陸延伸的現象，且與沿海的鬆軟地盤有切割的現象；內陸地區卻沒有文獻相關的地形變遷資料。

## 7.屏東縣

圖 18 為屏東地區各鄉鎮鬆軟地盤等級分佈，另外可與圖 4、圖 6 及圖 10 比對土壤性質；綜合比對四張圖可知：本縣林邊地區有低 N 值的現象，且含水量達 30%，有偏高的現象。

### 4.7 土壤工程參數之分佈

以標準貫入 N 值簡易推估土壤工程參數業界已累積有豐富的經驗。本研究進行土壤工程參數轉換時（相關參數轉換公式參考 房性中(1994)），分別使用兩種 N 值為轉換的根據：(1) $N_{min}$  值，(2) $N_{eq}$  值。前者僅利用於強度參數參數之推估：例如：黏土凝聚力 C（參考圖 19）與砂土摩擦角（參考圖 20）；其餘的工程參數的推估則因考慮到地盤土壤互層效應，因此轉換時多以整體鑽孔平均  $N_{eq}$  值（Schmertmann 法）進行轉換，例如：圖 21 為地層承載力、圖 22 為土壤彈性模數、圖 23 為土壤最大剪力模數及圖 24 為地層水平反力係數。

## 五、地質資訊系統

### 5.1 地質圖製作

本案之地質圖製作時主要需要三項資料：(1)欲插值分析資料（如： $N_{min}$ 、 $W_n$  等）(2)地圖邊界資料（\*.BLN）(3)相關套疊地圖（\*.DXF）等。

## 5.2 地質資訊系統建立

地質圖建立分為兩大步驟：(1)鑽探資料分析，包括資料的擷取、分析與格式化輸出、(2)鑽探資料表現：將第(1)部分的資料進行插值分析、繪圖及套疊地圖資料，將零散的鑽探資料做系統整合及將資料具體表現。

### 1. 鑽探資料分析

本文之鑽探資料分析係利用 Microsoft 出版的 Visual Fortran 6.6a 版編譯器來撰寫分析程式。

### 2. 鑽探資料繪圖

本案之鑽探資料繪圖係利用 Surfer 軟體製作；若要進行自動化繪圖時需要仰賴 Surfer 軟體所提供的支援。而 Surfer 軟體內建 Surfer Scripter 的功能，提供了繪圖時需要的指令。吾人可將繪圖的流程順序及相關參數設定完成後，即可進行自動化繪圖功能。最後，配合地圖資料尚能進行疊圖功能，使繪製之地質圖具有參考座標；對於缺乏精確座標的使用者，能大幅增加地質圖的使用性。

## 5.3 地質分析系統操作步驟

地質分析系統操作步驟如下：

- (1) Surfer 軟體安裝完成後，將相關資料放置到 C:\Program Files\Golden Software\Surfer8\Samples 資料夾中。
- (2) 開啟 Scripter.exe ( 路徑：C:\Program Files\Golden Software\Surfer8\Scripter\Scripter.exe )，並載入「台灣西南地區軟弱地質分佈.BAS」( 路徑：C:\ProgramFiles\GoldenSoftware\Surfer8\Sample )；載入後之畫面可參考圖 25。
- (3) 按 F5 執行程式。
- (4) 程式會依序詢問使用者下列問題：(a) 儲存檔案名稱 ( 參閱圖 26 )。(b) 詢問鑽探資料是否更新計算，( 參閱圖 27 )；若沒有繪圖資料資料，建議選取最上面的選項。(c) 若選擇資料更新時，靜待程式擷取資料；當資料「計算完畢」時，圖 28 的確認鍵按下後，則靜待繪圖結果。
- (5) 繪圖程式完成時會自動存檔，儲存檔案名稱如上述步驟中的(a)選項所輸入之名稱。

(6)將 Surfer 軟體關閉後，再重新開啟繪圖檔案。

## 5.4 地質資訊系統使用

依上節中之步驟，將存檔之檔案重新開啟後可得圖 29。以下將分為使用上的兩大目標說明。

### 1.圖面系統操作

圖面系統操作主要在於控制圖面的輸出效果；依使用者的需要可做不同的調整。系統圖面操作介面（參考圖 29）可分為四大部分：(1)圖層開關：控制圖層是否開啟，使用者可依照需要開關圖層；原則上「地質圖」只開一張，「地圖」可依需要開啟。(2)圖面控制鍵：可供使用者自由放大或縮小圖面。(3)地圖名稱及地質資料名稱：為輸入檔的檔案名稱，以供使用者方便判讀目前所使用的資料。

### 2.座標查詢

座標查詢為 Surfer 附加的功能，座標查詢的操作步驟如後：(1)在左邊選單的「台灣西南地區地圖」上按滑鼠右鍵，選取「Digitize」(參考圖 30)。(2)觀察圖面的右下角處，顯示之數據即為滑鼠在地圖上的座標。

### 3.更改等值取線間距

更改等值曲線間距亦為本案的研究重點。更改等值曲線間距有以下二種方法：(1)程式外部更改（LVL 檔，參考圖 31(a)）：在程式繪圖時，等值曲線的間距及填滿的控制選項即是利用 LVL 來控制間距及顏色。利用記事本程式開啟 LVL 檔，可以直接編輯等值曲線的上下限及顏色等參數。(2)程式內部更改（Contour Map-Properties 選單下，在圖 31(b)）中亦可以直接在程式內部修改設定，或是儲存、載入其他類似之 LVL 檔的設定。

### 4.鑽探資料更新及繪圖

將鑽探資料更新後，依「地質分析系統使用步驟」(5.3 節)重新操作一次即可。

## 六、結論

1. 西南沿海縣市中多處地區之地質確實鬆軟，其中以雲林、嘉義及台南縣的地盤最為軟弱，而且軟弱地質分佈與地層的形成過程確有密切關係。

2. 西南沿海軟弱地質地區尚具有高含水量與高厚度等問題，須進一步探討。
3. 本研究鬆軟土壤分佈成果圖，已可供工程界初期規劃時之參考，在鑽探資料持續增加、且鑽孔位置分佈更均勻時，將會更具代表性與應用性。
4. 本案所建構之地質分析繪圖系統具備供日後資料更新能力。

## 參考文獻

- 1.房性中，標準貫入試驗 N 值應用的比較與探討，1994。
- 2.張瑞津、石再添、陳翰霖，台灣西南部嘉南海岸平原河道變遷之研究，*國立台灣師範大學地理系地理研究報告*，Vol.27，1997，第 105-133 頁。
- 3.陳翰霖，十七世紀以來台灣西南海岸平原地形變遷之研究，1999。
- 4.洪英聖，畫說康熙台灣輿圖，2002。

表 1 多重式鬆軟地盤評分標準

項目	標準	評分
N <sub>min</sub>	N <sub>min</sub> 4	2
	4 < N <sub>min</sub> 10	1
	10 < N <sub>min</sub>	0
N <sub>max</sub>	N <sub>max</sub> 50%	2
	50% > N <sub>max</sub> 30%	1
	30% > N <sub>max</sub>	0
H	H 10m	2
	10m > H 5m	1
	5m > H	0

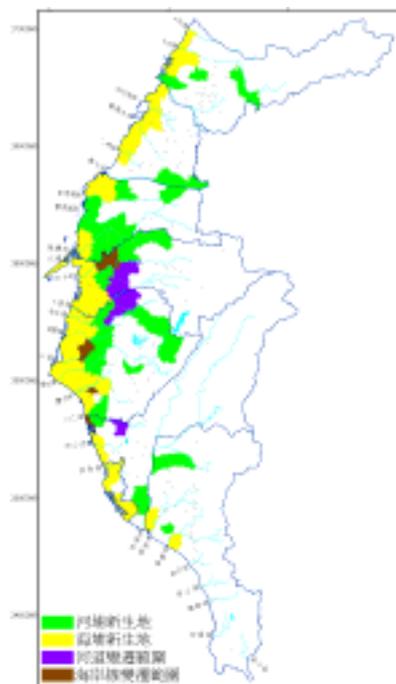


圖 1 本案推測西南地區軟弱地質分佈

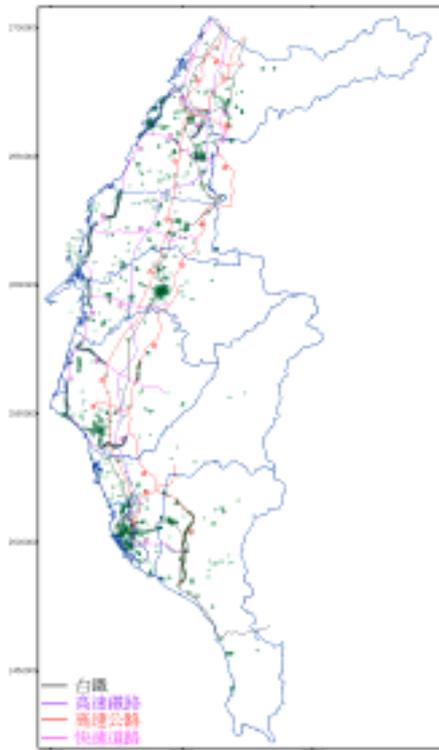


圖 2 本研究所搜集之鑽孔分佈狀況

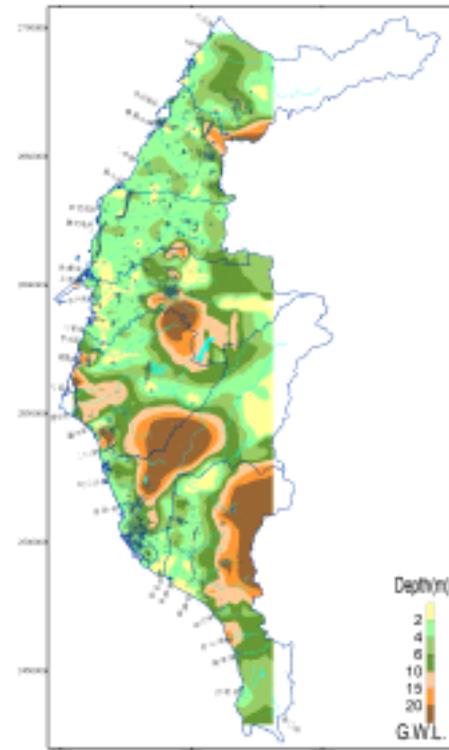


圖 3 本案之地下水位深度狀況

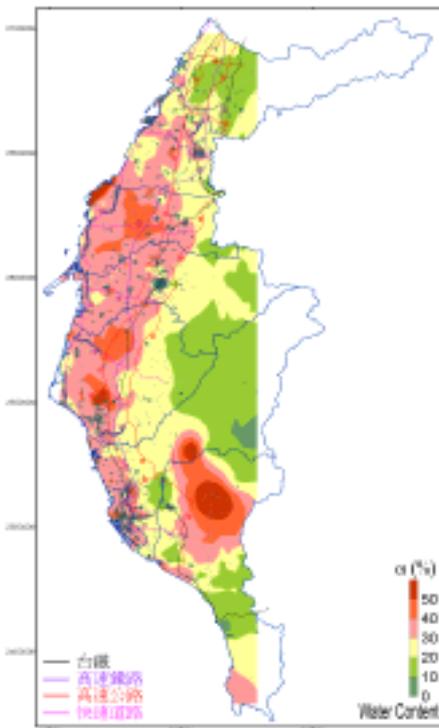


圖 4 本案之土壤最大含水量狀況

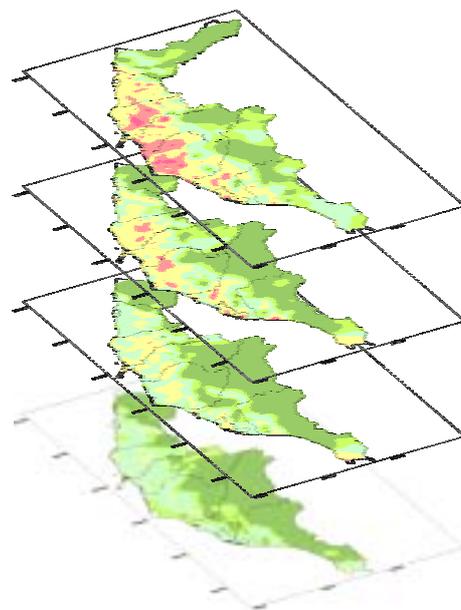


圖 5 不同深度之  $N_{min}$  值狀況

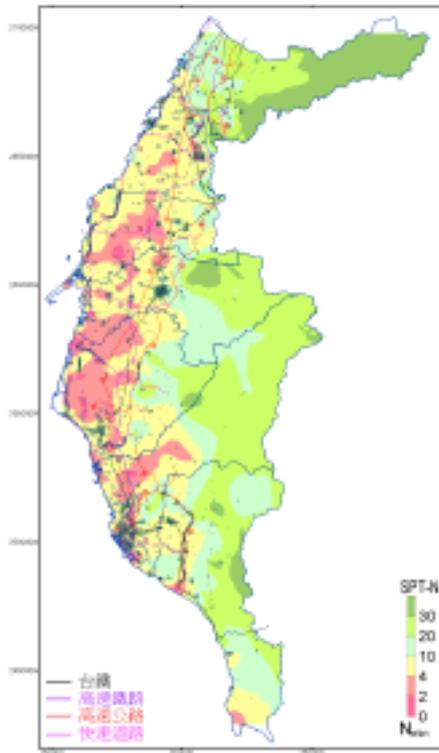


圖 6  $N_{min}$  值分佈狀況

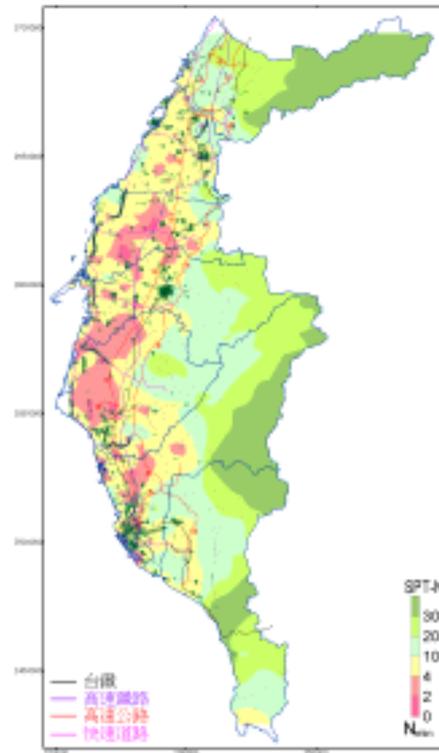


圖 7 黏性土壤之  $N_{min}$  值分佈狀況

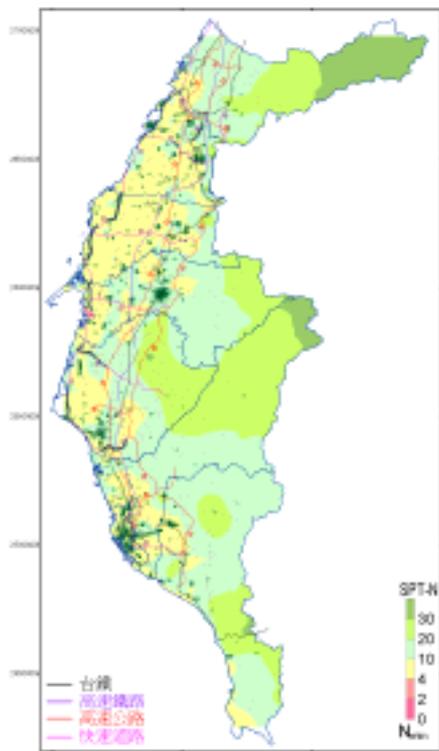
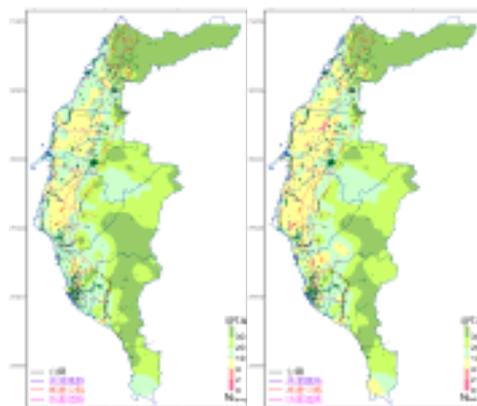


圖 8 砂性土壤之  $N_{min}$  值分佈狀況



Parry 法 (b) Schmertmann 法

圖 9 等值  $N_{eq}$  值分佈狀況

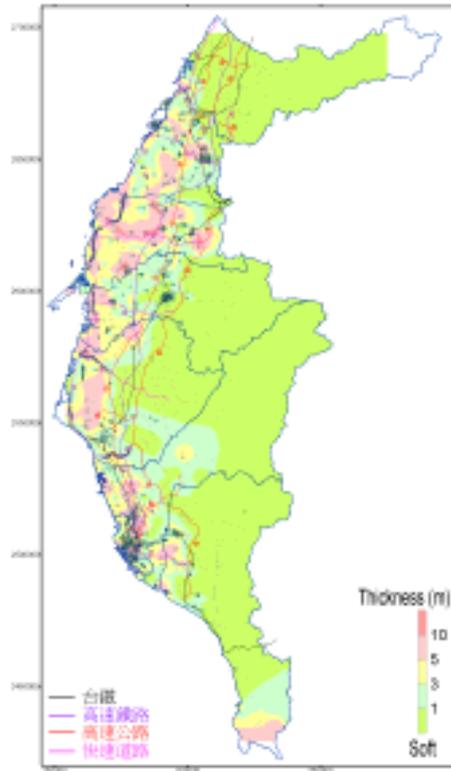


圖 10 鬆軟地盤厚度分佈狀況



圖 11 地質鬆軟等級分區

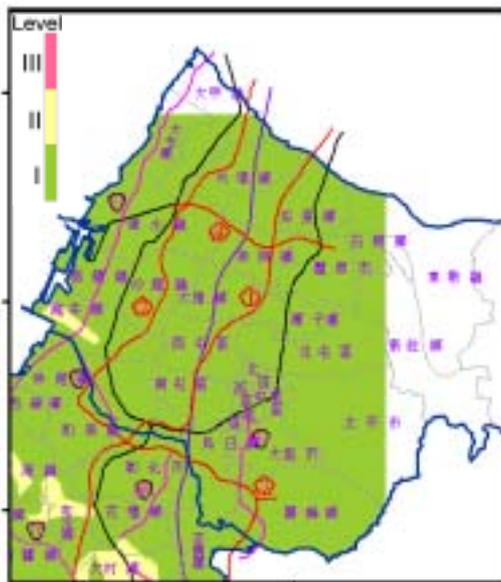


圖 12 台中地區鬆軟地盤分佈

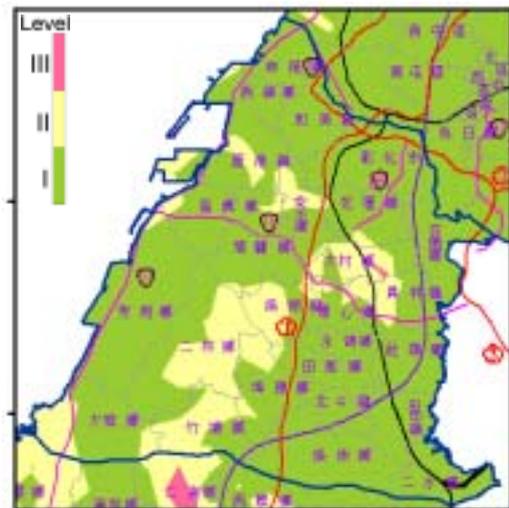


圖 13 彰化地區鬆軟地盤分佈

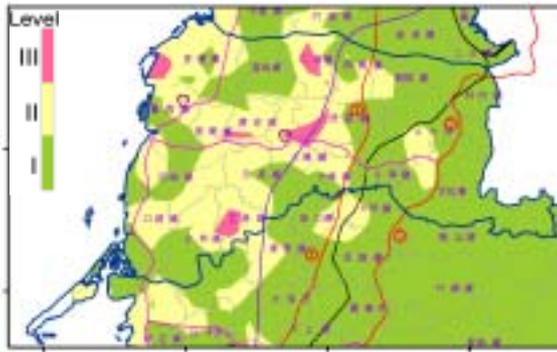


圖 14 雲林地區鬆軟地盤分佈

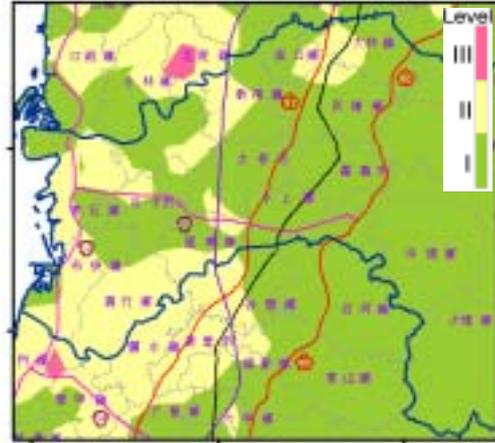


圖 15 嘉義地區鬆軟地盤分佈

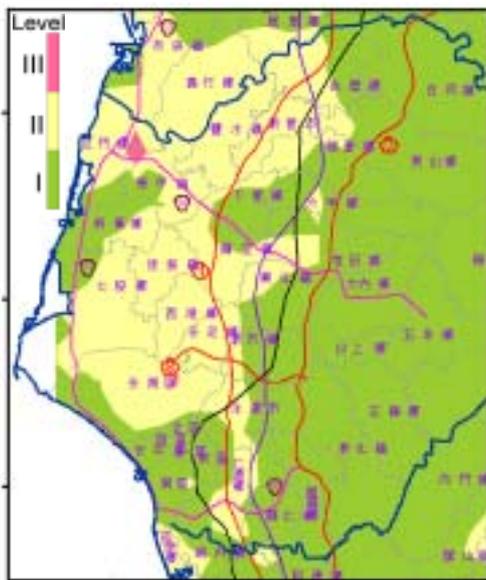


圖 16 台南地區鬆軟地盤分佈

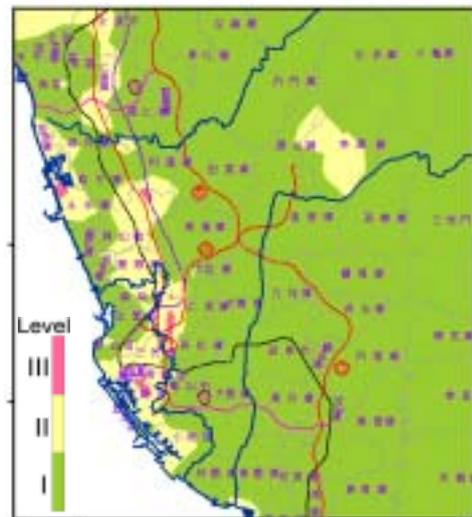


圖 17 高雄地區鬆軟地盤分佈

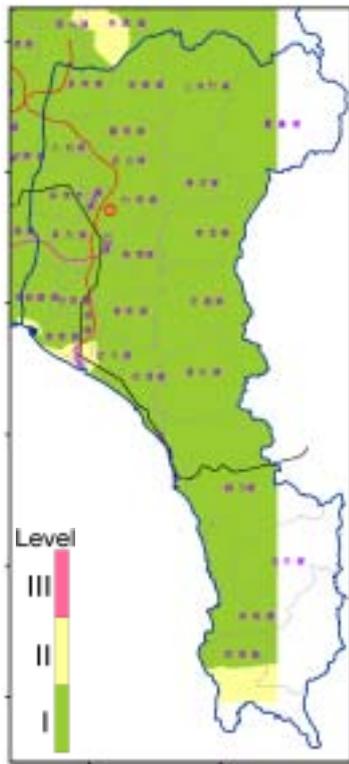


圖 18 屏東地區鬆軟地盤分佈

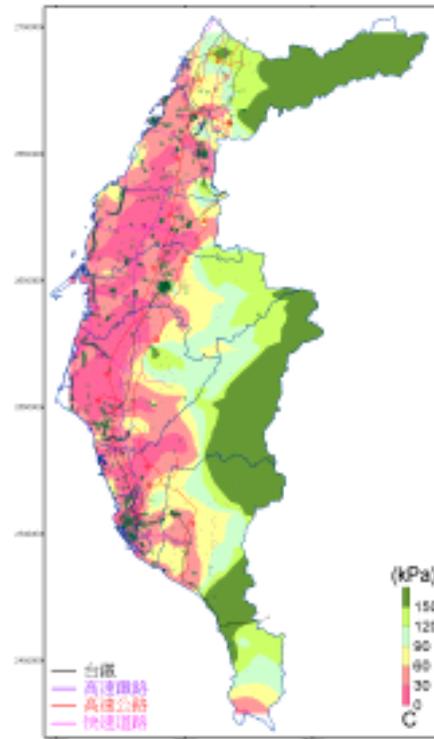


圖 19 黏性土壤凝聚力值分佈

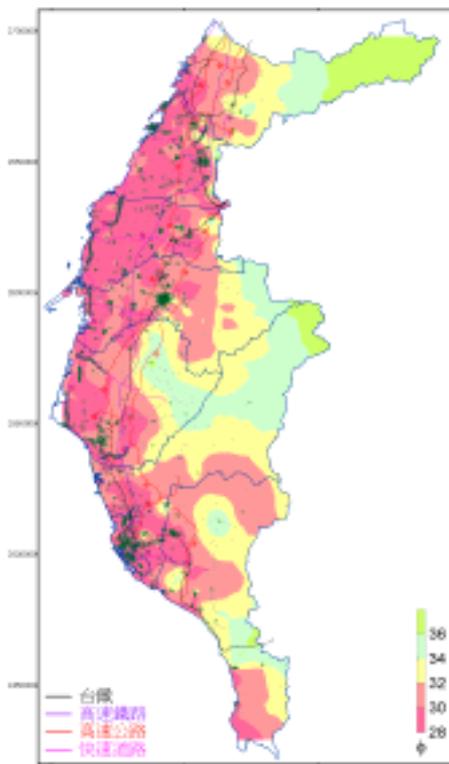


圖 20 砂土摩擦角分佈

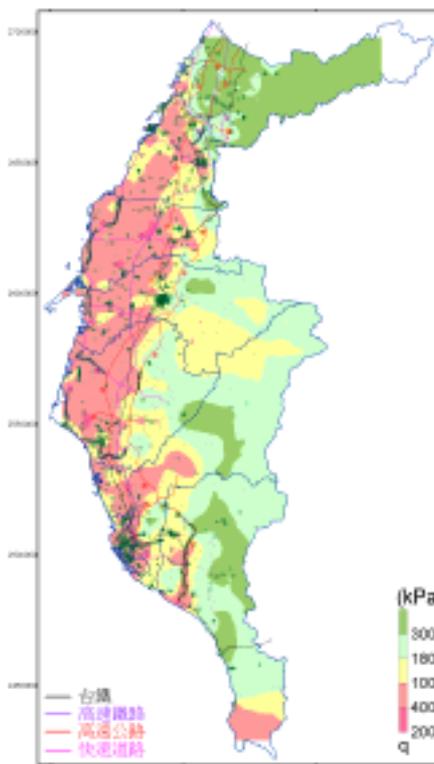


圖 21 地層承載力分佈



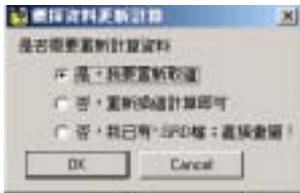


圖 27 詢問資料更新計算

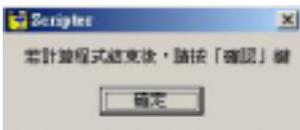


圖 28 更新計算結束確認



圖 29 地質分析系統儲存資料

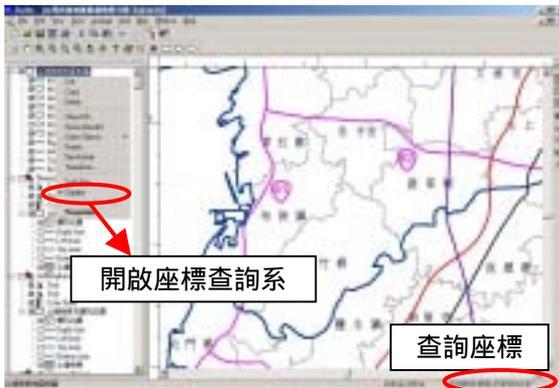


圖 30 地質分析系統座標查詢



(a)LVL 檔



(b)Contour Map-Properties 選單下

圖 31 更改等值曲線間距

# 軟弱地質基樁工程之設計處理對策

張德文<sup>1</sup>、林伯勳<sup>2</sup>、賴瑞應<sup>3</sup>

## 摘 要

本文旨在討論軟弱地盤橋樑樁基礎之設計與處理對策，全文包括橋基選址、樁基破壞機制、設計流程與分析細節、防治與修補方法、設計案例等。其中軟弱地盤橋基承載力、沉陷量、負摩擦力乃至鬆砂或粉土細砂層所產生的液化問題將為重點，除新建基礎設計需加以防治考量外，既有基礎之補強可利用地盤改良之固結工法、增樁或汰換老舊基礎或將基礎四周設置地下外牆方式處理。

## 一、橋基選址

有關公路、鐵路乃至捷運等交通系統之定線須依據我國公路和鐵路等交通設施相關設計規範(交通部，2001)而訂定，交通橋樑結構之選線自然須配合規範和設計手冊而進行，同時亦應將地質狀況和地盤條件回饋於規劃中。該項規劃若能避開軟弱地盤自當最佳，若規劃路線必須通過軟弱地盤者，可依據以下原則設置基礎。

1. 若軟弱地盤範圍較小，可藉長跨距、簡支樑方式設計，避免橋基位於軟弱地盤位置。若軟弱地盤範圍甚大，無法避免者，則橋基位置當以承載層距地表的深度為首要考慮條件，宜將載重傳遞至較堅硬的承載層，以控制承載和沉陷問題。
2. 另應避免抽取深層地下水而導致大規模沉陷之地盤，大量且不均勻的沉陷將致使剛度較大的橋樑基礎產生破壞，地層沉陷之負摩擦力影響須加以注意；若無法避免者，應以短跨距、簡支樑方式進行設計，同時於橋墩頂部調整支承墊等設施以保持橋身高程。
3. 交通流量將引發噪音和振動等環境問題，並影響鄰近建物和人員，需慎加注意。一般而言，軟弱地盤將能濾除頻率較地盤自然頻率為高(短週期)

<sup>1</sup> 淡江大學土木工程學系教授。

<sup>2</sup> 淡江大學土木工程學系博士。

<sup>3</sup> 交通部運輸研究所港灣研究中心副研究員。

的振動，對於低頻、長週期的振動，其消能影響將減少，距離在兩倍波長範圍內之建物仍易受地盤微振動影響，此現象將為工程設計上亟待克服的問題。

4. 除軟弱地盤外，斷層帶通過和鬆砂或粉土細砂的高液化潛能問題亦須加以注意，橋基選址時宜避免設置於斷層帶一百公尺範圍內，同時須對高液化潛能地盤加以改良或設置強化基礎設施，避免破壞產生。

另外，工程師須注意河川和水道之橋基設置，選址應以避免水流湍急區和深槽區為原則，避免水力淘刷引發橋基裸露等問題(曾一平等人，2005)。綜言之，吾人必須掌握地質和地理條件，詳細的地質調查和評估將可確保工程規劃的成功。

## 二、樁基礎破壞型式與機制

樁基礎破壞原因大致可分為以下六類：(1) 超額結構荷重，當工作荷重超過設計荷重過多時，樁基礎所衍生的破壞行為。(2) 地盤崩潰，因地形之坍塌滑動所造成的基礎破壞行為，多發生在坡地基礎。(3) 基礎裸露無保護，河床基礎因水力淘刷作用導致部份基礎裸露，造成承載力不足所引發的破壞行為。(4) 地盤沉陷，軟弱黏土層或粉土層受地下水位降低或地表覆土荷重影響，產生大量沉陷，該沉陷將對現地之樁基形成負摩擦力，該項拖曳力將使基樁承受大量壓應力，並導致其破壞。(5) 過量拉拔力，樁基拉拔力所產生的張力破壞。(6) 地震衝擊，地震將引起斷層之錯動，並致使飽和砂土產生液化(liquefaction)或地盤流動(lateral spread)，以上各項地震所引發的機制均有可能造成樁基破壞。各式機制所造成之樁基礎破壞型式將包括：承載力降低或喪失、基礎沉陷、傾倒和偏移、樁帽或基樁斷裂、基樁挫屈等破壞模式。然就基樁本身之結構破壞機制而言，大致可分為壓力破壞，剪力破壞、彎曲破壞和挫屈等狀況，其細節詳見(曾一平等人，2006)。

## 三、樁基礎設計與流程

傳統之地工設計法係以工作應力設計(Working Stress Design, WSD)概念為主，該方法起源於十九世紀，亦可稱為容許應力設計(Allowable Stress Design, ASD)。設計概念為設計載重需小於或等於容許載重，即符合安全。分析法則多以極限平衡法(Limit Equilibrium Method)為主，俟求出地盤極限承載力或土壓力後，再配合上述安全係數概念求取設計荷重；由於極限平衡法並未使用材料模數進行分析，亦未能說明結構系統之應力應變狀態，是項

設計概念將與鋼筋混凝土之工作應力設計法不同；在地工上，實宜正名為容許力設計(Allowable Load Design, ALD)或工作力設計(Working Load Design, WLD)。

為改善工程經濟效益，1950 年代有極限狀態設計法之衍生。其設計概念分成兩項，一為最大極限狀態(Ultimate Limit State, ULS)，一則為服務極限狀態(Serviceability Limit State, SLS)。最大極限狀態適用於確保結構安全性，服務極限狀態則著重於結構元件服務性之滿足。前項設計將阻抗和載重同時加以修正，此即為 AASHTO 橋樑樁基礎阻抗和載重因子設計法(LRFD)方法之本；後者則以結構元件的局部變形做為設計重點，可稱為結構服務功能設計。就樁基礎而言，ULS 和基礎總體承載力和荷重有關，SLS 則和基樁過量變形和沉陷或衍生的破壞有關。有關 AASHTO 橋樑樁基礎阻抗和載重因子設計法(LRFD)方法之介紹可見張德文等人(2006)，該項設計法目前以樁基礎垂直承載力為重點，其優點在於能更合理地考慮各項設計影響因素，以使設計更加符合經濟效益。我國現行設計規範(內政部營建署，2001)深基礎設計係以容許力設計和極限狀態設計混合為主，設計者須逐項就單樁支承力、群樁支承力、變位量、結構設計、載重試驗逐一檢覈，以滿足設計要求。

基樁之選擇與設計，應綜合考量地質條件、上部結構型式，載重型式與方向、容許變形、施工可行性與環境等。若基樁設於軟弱土壤地盤，則建議可(內政部營建署，2001)藉增加樁長、樁徑或增加樁數方式改善基礎承載力；若地盤液化潛能較高，恐將發生大量的基樁變形時，可採地盤進行改良或加大樁徑或其它防治工法將液化危害度降低，避免破壞情事。本文基於軟弱地盤之液化可能性，建議新建樁基礎之設計流程可將原規範(內政部營建署，2001)稍加修正如圖 1 所示。各項設計原則說明如后。

#### 四、設計分析要點

根據基樁的行為影響和分析方法之難易，樁基礎分析可分為一般工程設計常用之靜力分析和難度較高的耐震性能評估分析。一般方法旨在處理一般屬靜力之破壞行為，包括上述之承載、沉陷或側向位移等所引起之樁體斷裂現象。大體而言，基樁軸向承載力除可使用簡易公式或數值計算軟體(例如：APILE 程式)進行計算外，樁載重試驗(Pile Load Test, PLT)數據、打樁公式(Pile Driving Formula)和打樁分析儀(Pile Driving Analyzer, PDA)均能提供吾人該項資料。當結構荷重超量致使樁基礎承載力無法負荷時，基礎便發生破壞，該項破壞型式亦可藉由嚴謹之數值分析(例如：有限元素法程式 ABAQUS、PLAXIS、SAGE-Crisp 等分析軟體)配合適當之土壤和結構材料

組成律所掌握。基樁側向承載力之計算遠較軸向承載更為複雜，工程上除使用基樁之側向載重試驗數據進行經驗化之解讀評估外，亦可採用合理之計算模式配合土壤反力係數方程式，使模擬所得之基礎反應趨近於試驗結果，進而估算土壤之承載力。知名之 LPILE 程式即以代表土壤受力反應之  $p$ - $y$  曲線方程式搭配溫氏基礎梁模式估算土層之側向承載力。對於群樁，吾人亦可使用 GROUP 程式分析處理其整體結構承載力。

此外，基礎沉陷量可根據垂直應變量積分而完成，積分範圍將為基礎應力所能達到之有效深度。該項應變量可分為彈性應變和壓密應變討論之，彈性沉陷量之計算將以對應於樁體本身工作應力、樁周身土壤工作應力、樁底部土壤工作應力的應變和位移為主要考量，將由彈力公式計算而得之沉陷量累加；樁基礎周身或下方土層壓密沉陷量之分析亦可使用傳統 Terzaghi and Peck (1967) 所建議者計算之，或依相似合理之分析要領求取。若考慮由液化所引致之地盤沉陷，可參考范嘉程(2001)之論文說明，將各層土壤之體積應變分別乘以該層土壤厚度，再進行累加即可求得其值。值得吾人留意者為：基礎沉陷經常為非均勻，其將產生歪斜之沉陷作用，進而使上部構造物荷重產生偏心現象，並引發其他破壞行為。

基樁屬細長結構，過大之側向位移量將致使樁身產生過量彎矩和剪力，是以樁基礎之側向變形亦屬重要。分析樁基側向變形最常用之方法當以溫氏基礎(Winkler's foundation)為最普遍，其為靜力分析模式，該項模式亦可稱為彈性基礎梁(Beam on elastic foundation)模式，控制方程式係為四階常微分方程式，若土層和樁基均假設為均質等向者，吾人可依據解析解分析基樁之變形量和相關內力機制(Reese and Van Impe, 2001)；若為成層土層構造或樁基有材質或斷面之變化，則可使用數值方法求解該系統方程式，最常見的解即為有限差分法，配合描述樁周土壤受力和變形機制的  $p$ - $y$  曲線方程式，即可模擬樁基變形，前述之程式 LPILE 即依據該項方法而建立，由樁身所承受之彎矩和剪力而進行鋼筋混凝土樁之配筋設計。除使用程式進行分析外，張有齡(Chang, 1937)所建議之解析解亦經常為工程界所採用。以上各項設計及分析方法請見曾一平等人 (2006)。

樁基礎之耐震行為素為工程界重視，其可藉動力分析或擬靜態分析等方式處理。其中，動力分析方法多以有限元素法為主，然有限元素分析亦有其不便處，對於一般工程設計而言，並不常見。為簡化有關分析便於實務設計，Chang and Wen (2001), Chang and Lin (2003) 乃建議樁基礎振動行為之波動方程式有限差分解，該項方法相似於溫氏模式，但其控制式為四階偏微分方程式，且為動力方程，與時間有關；該模式解經驗證與有限元素解相似，其可

大幅縮短分析時間，並能提供合理有效的結構行為（張德文等人，2005；林伯勳等人，2005；鄭世豪等人，2005<sup>a</sup>、2005<sup>b</sup>；林伯勳，2006）。

傳統樁基礎耐震設計僅考慮上部結構所傳達下來之地震力。但經驗顯示軟弱地層中樁基礎的破壞常因過大的相對變位而引起，斷樁位置經常發生在非液化與液化地層之交界面（Hamada, 1992）。Meyersohn (1994)曾提出液化中樁基礎之三類破壞模式，模式一是地盤液化作用致使土壤弱化，造成樁基支承性喪失，進而產生挫屈破壞(buckling failure)；模式二則是樁身側向位移過大形成塑性鉸(plastic hinge)，造成彎矩破壞；模式三則是因基樁底部束制不良、樁基貫入深度不足或樁體材料對側向阻抗較弱，致使樁基產生過度轉動(excessive rotation)，以上樁體變形反應均需以適當的數值方法加以模擬，以確保其安全性。若基樁通過可能液化之地層時，則需進行液化影響評估，以瞭解樁基礎之抗震性能。基樁貫入承載層愈深者，地震時雖然土壤發生液化，但其受損程度將較輕微，反之，貫入承載層愈淺者，其受損程度將較嚴重。群樁間土壤之性質可能因基樁施工而改變，打入式基樁之樁間土壤因緊密度提高，故其液化潛能將大幅降低。此外，位於坡地或岸邊之樁基礎，因受地表面傾斜之影響，設計時必須考慮基樁受上坡面載重之影響，並可核檢下坡面土壤承載力。當地盤水平時，水平方向地盤反力係數可視為一定值，但在傾斜地盤面的基樁則應依實際之設計條件將水平方向地盤反力係數適度調整，以反映地盤面傾斜之影響(內政部營建署，2001)。林伯勳(2006)建議可藉樁基波動方程分析瞭解樁基礎在地震下之行為，液化土壤之處理方式可採土質參數折減模式或孔隙水壓模式分析；流動地盤之影響則可採擬動態土壓力模式、靜態土壓力和地盤反力模式進行分析。土質參數折減分析利用簡易經驗式建構均質土層系統，配合液化潛能評估依規範求得不同深度對應土質折減係數，再施用於土層模數上，藉以考量液化影響。孔隙水壓模式分析則著重於土壤有效應力處置，估算孔隙水壓受震激發量，掌握衰減之土壤有效應力以模擬液化土壤弱化行為；擬動態土壓力分析利用地震加速度值配合環境概況及地質構造參數，透過擬動態土壓模式計算動態土壓力係數，並使用超額孔隙水壓比修正液化土壤單位重或摩擦角，求取不同深度地盤流動力。靜態土壓力和地盤反力法分析則屬傳統靜力分析，可配合溫式基礎法拆解計算樁身之變形反應。相關分析流程圖可參考圖 2 至 4。此外，吾人可參考陳正興等人 (2006)建議進行有關分析。

## 五、軟弱地盤樁基礎防治工法

提高軟弱地盤既有樁基防治與抗液化對策如下：(1)固結工法，選則深層

混合處理或注入固化工法予以改良。(2)可於橋墩兩側新增加補強樁，使於地震時發揮效用。(3)抑制土壤剪動變形，砂土層液化皆伴隨土壤之剪動變形或噴砂掏空地下土層，若基礎構造採封閉式鋼版樁圍繞，限制基礎下方土壤剪動變形與側移，並遮斷地震引起之超額孔隙水壓之傳遞，將有助於液化之防治，且可延伸承載面積至較深土層，強化基礎之承載功能與耐震能力。根據日本液化對策檢討委員會(1994)之建議，橋墩樁基之有效地盤改良法將以固結和碎石樁等排水工法較為適合，詳見表 1。

國家地震工程研究中心 (2005) 曾針對土壤液化對交通結構物之影響進行研究，其建議橋梁樁基礎將通過液化土層時，應考量土壤液化強度與勁度折減之效應，以及液化土層側向流動或側向變位引致之效應，將樁基礎加勁或加長，將上部結構載重通過液化土層，傳遞至足以支承之非液化土層或穩固地盤，另可考量設置具排水機能之鋼管樁。另對於位於堤岸或碼頭附近樁基礎之軟弱地盤防治工法，Yasuda (2005)亦提出相關建議，如圖 5 所示。關於位於近海岸之建築物，由於表層土壤多屬較疏鬆之回填層，地震造成上層土壤液化時將危及樁體，新建結構物防制液化措施可採樁基或沉箱式基礎，穿過液化土層，將載重傳遞至深層；而既有結構物則可於樁頂上層另以格子狀改良壁體加固。表層土發生液化時，由於基礎周圍土壤無法提供足夠抗力、反力，將使建築物橫向慣性力，加諸於樁體之水平作用力恐將超過樁體允許值，肇致損壞或破壞。為克服此問題，亦可在樁頂段基礎版外圍增設內壕壁構造，藉由壕壁外側之被動土壓力，分擔水平慣性力影響，以使樁體承受水平力減低。

## 六、基樁修補工法

既有樁基礎之修復補強工法通常可分為：(1)結構性之基礎補強方法 - 例如增設新樁與擴大樁帽；(2)地盤改良方式 - 例如以固結工法改良原本的軟弱地盤。既有樁基礎修復或補強工法之選擇與樁基受損之程度有很密切關係。若既有樁基尚可再利用，一般是對樁頭部等能目視的損壞部分作修補，修補方式如下數種：

1. 使用鋼管包套既有樁分段壓入、焊接，其間隙以水泥漿等填充。
2. 將既有樁樁頭切斷，以鋼管套入既有樁分段壓入、焊接，其間隙亦以水泥漿等填充。
3. 依壓入樁之承載性能，如將既有樁樁頭切斷，於基礎版及樁間以千斤頂將既有樁壓入較佳之承載層，增強樁之承載力者。

4. 在既有樁底端或周圍地層、空洞以水泥漿固結、強化，以增加地盤整體之穩定性者。

若既有樁不能再使用的話，須另設新樁。此時可採用鋼管樁壓入工法，以原基礎為反力，使用千斤頂將鋼管分段壓入焊接成鋼管樁，以輔助既有樁承載力之不足。但若建築物較輕或結構條件不佳，致千斤頂壓入有困難時，也可以人工挖掘之方式施作深基礎樁置換(換底工法)。在大規模復舊時，亦可在建物四周增設新樁及帽梁托撐，以提高基礎之承載力。此法可維持原有交通及保留上部結構情況下，使用安全支撐構架以移轉橋樑載重傳遞的方式，而僅拆除強度不足之基樁(張荻薇等人，2005)。若既有樁損害嚴重，無法再使用，亦可改採直接基礎，與承壓版及地層改良併用。樁基礎修復補強之工法很多，各具特色及適用性，工程師需依樁之損害程度、地盤種類、下陷防止方式、未來穩定性及周邊環境狀況等條件綜合評估後採用之(周功台等人，2000)。圖 6 為我國大地工程技師公會所建議採用之基樁補強修復工法。

## 七、設計案例

今以圖 7 基樁案例做為設計範例，以供設計參考。相關參數列於表 2 至表 4。對於軟弱地盤深基礎設計，應加強注意負摩擦力及沈陷量之檢核，以下為設計要點：

1. 蒐集現地地質條件並進行液化潛能評估，確認是否為液化地盤
2. 選擇適合基樁形式
3. 計算上部載重組合，包括常時、地震時
4. 樁基之垂直承載力檢核
5. 群樁間距檢核
6. 樁基之沈陷量計算
7. 樁基之負摩擦力檢核
8. 樁基之側向承載力檢核
9. 樁基之拉拔力

### 7.1 樁基之垂直承載力檢核

案例以 2x2 群樁系統進行配置，樁距與樁徑比為 3.6，樁徑為 2 米，樁長

為 44 米，混凝土抗壓強力為  $280 \text{ kg/cm}^2$ ，材料單位密度為  $2400 \text{ kg/m}^3$ ，土壤平均單位重  $18.9 \text{ kN/m}^3$ ，並採貫入方式施工。

$$Q_a = \frac{Q_u}{FS} = \frac{Q_s}{FS_1} + \frac{Q_b}{FS_2} \dots\dots\dots (1)$$

$$Q_s = \sum_i f_{si} A_{pi} \dots\dots\dots (2)$$

$$Q_b = q_b A_b \dots\dots\dots (3)$$

其中  $Q_u$  為單樁極限承載力； $Q_a$  為單樁容許承載力； $Q_s$  為樁表面摩擦阻力； $Q_b$  為樁底端點之承載力； $q_p$  為樁底之極限阻抗； $f_{si}$  為樁表面之摩擦力， $A_p$  為樁身斷面積； $FS$ ， $FS_1$ ， $FS_2$  分別為樁總垂直承載力、表面摩擦阻力與端點承載力安全係數。

### 單樁極限承載力

$$Q_s = 2\pi \left( \frac{16}{3} \times 6.7 + \frac{16}{3} \times 6.8 + \frac{32}{3} \times 3 + \frac{42}{3} \times 13 + \frac{30}{3} \times 7 + \frac{45}{3} \times 7.5 \right) \dots\dots\dots (4)$$

$$= 2941.18 \text{ ton} = 28862.8 \text{ kN}$$

$$Q_b = q_b A_b = (30 \times 44.25) \times \pi \times 1^2 = 4168 \text{ ton} = 40891.2 \text{ kN} \dots\dots\dots (5)$$

### 群樁總容許承載力 ( $n_{pile}$ 為樁數)

$$Q_t = Q_a \times n_{pile} = \frac{4}{3} (28862.8 + 40891.2) = 93005.3 \text{ kN} > V_p \text{ (OK)} \dots\dots\dots (6)$$

## 7.2 群樁間距檢核

該案例之其樁距與樁徑比為 3.6，大於建築物基礎構造設計規範(內政部營建署，2001)之最小值(2.5)，故 OK。

## 7.3 樁基沈陷量檢核

受到垂直載重作用下樁之總沈陷量( $S$ )，包括樁身彈性沈陷( $S_1$ )、樁底沈陷( $S_2$ )、沿樁身傳遞載重所導致之樁沈陷( $S_3$ ) (Das, 1998)。

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \dots\dots\dots (7)$$

若假設樁材料為彈性，樁身變形計算如下：

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p} \dots\dots\dots (8)$$

其中  $Q_{wp}$  為在工作載重條係下樁底所承受之載重， $Q_{ws}$  為在工作載重條下表面阻力所承受之載重， $A_p$  為樁之截面積， $E_p$  為樁之楊氏模數， $L$  為樁長， $\xi$  為樁身阻力分佈因子(若樁身阻力分佈為均勻或拋物線， $\xi$  為 0.5；若樁身阻力分佈為三角形， $\xi$  為 0.67)。樁底承受載重所導致之樁沈陷及沿樁身傳遞載重所導致之樁沈陷則以 Vesic (1977)半經驗公式求取：

$$S_2 = \frac{Q_{wp} C_p}{Dq_p} \dots\dots\dots (9)$$

$$S_3 = \frac{Q_{ws} C_s}{Lq_p} \dots\dots\dots (10)$$

$$C_s = (0.93 + 0.16\sqrt{L/D})C_p \dots\dots\dots (11)$$

其中  $D$  為樁之寬度或直徑， $q_p$  為樁底之極限阻抗， $C_p$  為經驗係數，列於表 5 中。

考慮樁之沈陷量時，建築物之容許沈陷量與差異沈陷量應視地層狀況、基礎型式、載重大小、構造種類、使用條件及環境因素而定，基礎沈陷所導致角變量及總沈陷量，應不得使建築物發生有害之裂縫(內政部營建署，2001)。顏東利和張桂才(1991)整理中、日兩國規範並參考他人研究(Terzaghi and Peck, 1967; Skempton and MacDonald, 1957)建議基礎容許沈陷量與差異沈陷量如表 6。

a. 樁身彈性沈陷 ( $S_1$ )，假設  $\xi = 0.6$ ，

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p} \dots\dots\dots (12)$$

$$= \frac{(40891/3 + 0.6 \times 28862.8/3) \times 44}{(\pi \times 1^2) \cdot (2.5 \times 10^7)} = 0.0108m = 1.08cm$$

b. 樁底承受載重所導致之樁沈陷 ( $S_2$ )，依表 4，採  $C_p = 0.03$ ，

$$S_2 = \frac{Q_{wp} C_p}{Dq_p} = \frac{(40891/3) \times 0.03}{2 \times 13022.7} = 0.0156m = 1.56cm \dots\dots\dots (13)$$

c. 沿樁身傳遞載重所導致之樁沈陷 ( $S_3$ )

$$C_s = (0.93 + 0.16\sqrt{L/D})C_p = (0.93 + 0.16\sqrt{44/2}) \times 0.03 = 0.05 \dots\dots\dots(14)$$

$$S_3 = \frac{Q_{ws} C_s}{Lq_p} = \frac{(28862.8/3) \times 0.05}{44 \times 13022.7} = 8.39 \times 10^{-4} m = 0.083cm \dots\dots\dots(15)$$

d. 樁之總沈陷量( $S = S_1 + S_2 + S_3$ )，依表 6，採樁之容許陷量為 3 cm，

$$S = S_1 + S_2 + S_3 = 1.08 + 1.56 + 0.083 = 2.723cm < 3cm \text{ (OK)} \dots\dots\dots(16)$$

另外，對於群樁沈陷量( $S_g$ )估算，可依經驗公式估算之。以下為常見之經驗式：

(1) Skempton (1959)

$$S_g = S \times \frac{(4B_g + 9)^2}{(B_g + 12)^2} \dots\dots\dots(17)$$

式中  $B_g$  為群樁斷面之寬度(m)。

(2) Meyerhof (1976)

$$S_g = S \times \frac{SD \times (5 - SD/3)}{\left(1 + \frac{1}{Row}\right)^2} \dots\dots\dots(18)$$

式中  $SD$  為樁距與樁徑之比值； $Row$  為群樁之排數。

(3) Vesic (1977)

$$S_g = S \times \sqrt{\frac{B_g}{D}} \dots\dots\dots(19)$$

式中  $B_g$  為群樁斷面之寬度(m)； $D$  為樁徑(m)。

若採 Vesic (1977)之經驗式：

$$S_g = S \times \sqrt{\frac{B_g}{D}} = 2.723 \times \sqrt{\frac{7.2 + 2}{2}} = 5.84cm \dots\dots\dots(20)$$

上式所估算群樁沈陷，應符合上部結構之容許沈陷量基準。

## 7.4 樁基之負摩擦力檢核

單樁負摩擦力( $P_{fn}$ )的計算方式，如下：

$$P_{fn} = \psi \sum_{i=1}^{L_n} l_i f_{ni} \dots\dots\dots(21)$$

式中  $P_{fn}$  為中立點以上負摩擦力總和； $\psi$  為樁周長； $L_n$  為地表至中立點 (neutral point) 之長度， $f_{ni}$  為樁表面之負摩擦力； $l_i$  為考慮發生負摩擦土層之厚度。日本建築學會(1974)所擬「建築基礎構造設計規準同解說」中建議中立點深度( $L_n$ )為：

- (1) 摩擦樁及局部點承樁(端點貫入阻力 N 值小於 20 之情形)

$$L_n = 0.8L \dots\dots\dots (22)$$

- (2) 點承於砂土或砂礫土層基樁

$$L_n = 0.9L \dots\dots\dots (23)$$

- (3) 點承於岩盤或極堅實粘土層基樁

$$L_n = 1.0L \dots\dots\dots (24)$$

一般常用於估算樁基之負擦力的方式為有效應力法(歐晉德，1987)，其本形式如下：

$$f_n = \sigma'_v K \tan \delta_f = \beta \sigma'_v \dots\dots\dots (25)$$

式中  $K$  為土壤之側向土壓係數； $\delta_f$  為土層與基樁表面間之有效摩擦角； $\sigma'_v$  為土層之有效覆土壓力； $\beta$  為無單位之係數，其值與地層特性有關。在分析上為簡化分析，通常以  $\beta$  值取代  $K \tan \delta_f$ 。表 7 及為表 8 分別為 Garlanger (1974)及日本鋼管會(1978)針對不同土層所做之建議值。

考慮基樁之負摩擦力時，應按下式檢討其安全性：

$$(P + P_{fn}) / A_p \leq \sigma_{sa} \dots\dots\dots (26)$$

$$(P + P_{fn}) \leq (Q_p + R_f) / 1.2 \dots\dots\dots (27)$$

式中  $P$  為樁頂部之長期軸向荷重， $Q_p$  為樁端點之極限支承力， $R_f$  為樁身中立點以下之正摩擦阻力， $A_p$  樁身斷面積， $\sigma_{sa}$  為樁材料之短期容許應力強度。

- a. 考量地表至中立點之長度

$$L_n = 0.9L = 0.9 \times 44 = 39.6m \dots\dots\dots (28)$$

- b. 計算中立點以上之負摩擦力及中立點以下之正摩擦力

$$P_{fn} = \psi \sum_{i=1}^{L_n} l_i f_{ni}$$

$$= 2\pi(0.3 \times 0.92 \times 12.2 \times 6.7 + 0.2 \times 0.92 \times 19 \times 6.8 + 0.3 \times 0.92 \times 45.1 \times 26.1) \dots (29)$$

$$= 2331 \text{.ton} = 22896 \text{kN}$$

$$R_f = 2\pi\left(\frac{45}{3} \times 4.4\right) = 414.48 \text{.ton} = 4066 \text{kN} \dots (30)$$

c. 檢核安全性

$$(P + P_{fn})/A_p \leq \sigma_{sa}$$

$$\Rightarrow \left(\frac{37100}{4} + 22868\right)/(\pi \times 1^2) \quad (OK) \dots (31)$$

$$= 10236.6 \text{kN} / \text{m}^2 = 104.34 \text{kg} / \text{cm}^2 < 280 \text{kg} / \text{cm}^2$$

$$(P + P_{fn}) \leq (Q_p + R_f)/1.2$$

$$\Rightarrow \left(\frac{37100}{4} + 22868\right) = 32143 \text{kN} \leq (40891 + 4066)/1.2 = 37464 \text{kN} \quad (OK) \dots (32)$$

## 7.5 樁基水平承載力檢核

基樁承受側向載重時，其樁頂之水平變位應小於容許水平變位(1.0cm 與 1% 樁徑取大者)。若假設樁頭與樁帽為剛性連接，採用張有齡法(Chang, 1937) 計算其樁頂水平變位( $\delta$ )：

$$\delta = \frac{H}{4E_p I_p \beta^3} \dots (33)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4E_p I_p}} \dots (34)$$

其中  $\beta$  為單樁特徵值( $\text{m}^{-1}$ )， $E_p I_p$  為單樁之撓曲剛度 ( $\text{kN}\cdot\text{m}^2$ )， $k_h$  為水平地盤反力係數 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )， $D$  為樁徑 (m)。根據 ACI (1995) 規範中混凝土之楊氏模數計算方式，如下

$$E_p = 15000\sqrt{f'_c} \quad (\text{kg}/\text{cm}^2) \dots (35)$$

根據日本土質工學會(1992)建議地盤水平反力係數可為如下：

$$k_h = 0.34(\alpha_h E_0)^{1.1} D^{-0.31} (E_p I_p)^{-0.103} \quad (\text{kg}/\text{cm}^3) \dots (36)$$

$$E_0 = 28N \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (37)$$

其中  $\alpha_h$  為常數，常時取 1.0，地震時取 2.0； $E_0$  為地盤變形係數。

$$k_h = 0.34(28 \times 16)^{1.1} (200)^{-0.31} (2.5 \times 10^5 \times 7.85 \times 10^7)^{-0.103} \dots\dots\dots(38)$$

$$= 2.32 \text{ kg/cm}^3 = 22754.9 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{22754.9 \times 2}{4 \times 2.5 \times 10^7 \times 0.785}} = 0.155 \text{ m}^{-1} \dots\dots\dots(39)$$

$$\delta = \frac{(9660/4)}{4 \times 2.5 \times 10^7 \times 0.785 \times 0.155^3} = 0.0083 \text{ m} = 0.83 \text{ cm} < 0.01D = 2 \text{ cm (OK)} \dots\dots(40)$$

## 7.6 樁基拉拔力

若樁為均勻斷面，其容許拉拔力可計算如下式：

$$R_a = W_p + \frac{1}{FS_1} \sum_i f_{si} A_{pi} \dots\dots\dots(41)$$

其中  $W_p$  為單樁樁體自重 (kN)，計算如下：

$$R_a = \frac{2400 \times \pi \times 1^2 \times 44 \times 9.81}{1000} + \frac{1}{6} \times 28862.7 = 8063.3 \text{ kN} \dots\dots\dots(42)$$

基於容許拉拔力，吾人可依據拉拔荷載瞭解結構之安全性。

## 七、結語

軟弱地質交通結構物常採用深基礎方式設計，藉橋樑結構荷載車具流量並將上部結構荷重透過深基礎傳遞至較大較深之地盤，以增加結構體安全性。深基礎型式可以樁基礎為代表，若能將樁基植入地面下較深較為堅硬的地盤，可避免淺層軟弱地盤承载力不足和基礎沉陷量可能過大的問題，然因橋樑結構系統剛度頗鉅，不同橋基差異沉陷所造成的問題和橋身結構的連接方式等均須考慮，以避免上部結構柔度不足造成破壞。同時，地震所可能引發的淺層砂土或粉土質細砂的液化問題亦需加以考量，必要時，可先行進行地盤改良或增加樁徑及樁長方式確保結構之安全性。剛性橋樑基礎和柔性路堤基礎之選用均應以能滿足結構安全性為首要條件，在安全無虞狀況下，工程造價亦為考量要件；由於交通結構物之興建決策除工程專業外，尚與環境、維修、營運和民意等各項因素有關，設計者需賴案例實況詳細評估方能做出最佳決策。

## 八、誌謝

本文研究承交通部運輸研究所港灣研究中心計劃(MOTC-IOT-95-H1DB006)經費補助，作者謹申最大謝忱。

## 參考文獻

1. Terzaghi, K., and Peck, R.B. (1967), "Soil Mechanics in Engineering Practice", 2<sup>nd</sup> ed., Wiley, New York.
2. Reese, L.C., and Van Impe, W.F. (2001), Single Piles and Pile Groups under Lateral Loading, A.A. Balkema.
3. Chang, Y.L. (1937), "Discussion on Lateral Pile-Loading Tests," by Feagin, Trans., ASCE, Paper No. 1959, pp. 272-278.
4. Chang, D.W., and Wen, C.H. (2001), "Direct Wave Equation Analysis on Vertically Loaded Raft-Pile", Procds., 10th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Tucson, Arizona, USA, pp. 1451-1456.
5. Chang, D.W., and Lin, B.S. (2003), "Wave Equation Analyses on Seismic Responses of Grouped Piles," Procds., 12th Asian Regional Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Singapore, August, pp. 581-586.
6. Hamada, M. (1992), "Large Ground Deformations and Their Effects on Lifelines: 1964 Niigata Earthquake," in Case Studies of Liquefaction and Lifeline Performance During Past Earthquakes, Vol. 1, Japanese Case Studies, Technical Report NCEER-92-0001, NCEER, Buffalo, NY, USA. 3.1-3.123.
7. Meyersohn, W.D. (1994), "Pile response to Liquefaction-induced lateral spread," Doctor's dissertation, Cornell University, USA.
8. Yasuda (2005), "Development of Countermeasure Methods against Liquefaction-Induced Flow after the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake in Japan", Taiwan-Japan Joint Workshop on Geotechnical Hazards from Large Earthquakes and Heavy Rainfall, Taiwan.
9. Das, B. M. (1998), "Principles of Foundation Engineering", PWS, Inc., New York.
10. Vesic, A.S. (1977), "Design of Pile Foundation", National Cooperative

- Highway Research Program Synthesis of Practice. No. 42, Transportation Research Board, Washington, D. C..
11. Skempton, A.W. and MacDonald, D.H. (1956), "Allowable Settlement of Buildings", Procds., Institute of Civil Engineering, Part , Vol. 5, pp. 727-768.
  12. Skempton, A. W. (1959), "Case in-situ Bored Pile in London Clay", Geotechnique, Vol. 9, No. 4, pp. 153-173.
  13. Meyerhof, G. G. (1976), "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundation", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 100, No. GT7, pp. 709-747.
  14. Garlanger, J.E. (1974), "Measurement of pile Downdrag Beneath a Bridge Abutment", Highway Research Board, TRR No. 517.
  15. American Concrete Institute (ACI) (1990), "Building Code Requirement for Reinforced Concrete With Design Application", ACI 318-89, Detroit, Mich..
  16. 交通部 (2001), 公路橋梁耐震設計規範修訂草案之研究。
  17. 曾一平, 林炳森, 陳景文, 張德文, 楊長義, 張睦雄, 葛德治 (2005), "臺灣西南沿海地區軟弱地質交通結構物設計處理對策研究(1/2)", 港灣研究所研究報告, MOTC-IOT- 94- H1DB006。
  18. 曾一平, 楊長義, 林炳森, 張德文, 楊長義, 倪至寬 (2006), "臺灣西南沿海地區軟弱地質交通結構物設計處理對策研究(2/2)", 港灣研究所研究報告, MOTC-IOT- 95- H1DB006。
  19. 張德文, 楊恒偉, 鄭世豪 (2006), "AASHTO 樁基礎載重和阻抗因子設計(LRFD)新近發展", 土工雜誌, 第 109 期。(已接受)
  20. 內政部營建署 (2001), 建築物基礎構造設計規範, 營建雜誌社。
  21. 范嘉程 (2001), "高樓建築物基礎工程於地震時之分析考慮", 土工技術, 第 84 期, 第 5-18 頁。
  22. 張德文、林伯勳、巫秀星 (2005), "橋樑樁基礎地震反應之液化和地盤流動分析", 2005 兩岸鐵道工程技術與營運管理學術研討會論文集, 台灣, 淡水, 十二月, 第 15-28 頁。
  23. 林伯勳、巫秀星、張德文 (2005), "液化土壤模數折減之樁基反應分析", 第十一屆大地工程學術研討會, 台灣金山。

24. 鄭世豪、林伯勳、張德文 (2005), “簡易橋墩結構和樁基礎之地震反應分析”, 第十一屆大地工程學術研討會, 台灣金山。
25. 鄭世豪、梁尹齡、張德文 (2005), “高速列車引致之橋墩基礎與地盤振動反應分析”, 第十一屆大地工程學術研討會, 台灣金山。
26. 林伯勳 (2006), “樁基礎受液化與地盤側向流動之結構行為分析”, 淡江大學土木工程研究所, 博士論文。
27. 國家地震工程研究中心 (2005), 土壤液化對交通結構物之影響及液化潛能評估方法與災害分析模式之研究 (2/2)。
28. 張荻薇, 王炤烈, 林曜滄, 游明益, 褚朝慶 (2005), “橋樑換底工法之探討與應用”, 財團法人中華顧問工程司研發成果發表會論文集, 台灣, 台北, 11月, 第 1-12 頁。
29. 周功台, 李志剛, 廖瑞堂, 余清瀚, 余榮生, 郭漢興, 黃富國、鄭清江 (2000), 液化區基礎修復補強工法, 成陽出版社, 台北。
30. 顏東利, 張桂才 (1991), “建築物允許沈陷量之探討”, 土工技術, 第 34 期, 第 78-96 頁。
31. 日本建築學會 (1974), “建築基礎構造設計規準, 同解說”。
32. 日本鋼管協會 (1978), “基樁承受負摩擦力作用之對策”, 鋼管協會報告 第 2 號。
33. 日本土質工學會 (1992), “基築設計資料集”。

表 1 基礎改良對策表(摘自 日本液化對策檢討委員會, 1994)

構造物之種類 改良地盤之 對策工法	土構造物		橋樑		港灣構造物	
	新設	既設	新設	既設	新設	既設
土壤粒徑分佈改良 (置換為良質土)						
固結 (深層混合處理、 注入固化工法)						
密度的增大 (壓實砂樁工法、 振浮揚實工法)						
有效應力的增大 (回填土)						
孔隙水壓的消散與阻 斷(碎石樁、 排水工法等)						
剪力變形的抑制、 遮斷孔隙水壓 (鋼板樁)						

表 2 案例之設計荷載組合

荷載名稱	常時設計	地震時設計 (組合 1)	地震時設計 (組合 2)
樁帽垂直力 $V_p$ (kN)	37100	39237	37350
橋軸向水平力 $H_L$ (kN)	9660	30494	14178
橋橫向水平力 $H_T$ (kN)	163	3306	10040
橋軸向彎矩 $M_L$ (kN-m)	63819	185152	86833
橋橫向彎矩 $M_T$ (kN-m)	412	66044	190917

表 3 案例之土壤參數

深度(m)	土壤種類	SPT-N 值	單位重 ( $\text{kN/m}^3$ )	凝聚力( $\text{kN/m}^2$ )	摩擦角 (度)
0.0~4.0	黏性土	6	19.2	36.0	-
4.0~8.5	砂質土	16	20.8	-	31.8
8.5~12.2	砂質土	16	20.8	-	31.8
12.2~19.0	黏性土	16	18.3	96.0	-
19.0~22.0	砂質土	32	20.9	-	36.6
22.0~35.0	砂質土	42	20.9	-	39.6
35.0~42.0	砂質土	30	22.0	-	36.0
42.0~56.0	砂質土	45	22.4	-	40.0

表 4 案例所採用之安全係數

設計種類	點承力	摩擦力	拉拔力
常時設計	3	3	6
地震時設計	2	2	3

表 5 典型之  $C_p$  值 (摘自 Vesic, 1977)

土壤類型	貫入樁	鑽掘樁
砂土(緊密至鬆散)	0.02-0.04	0.09-0.18
粘土(堅硬至軟弱)	0.02-0.03	0.03-0.06
沈泥(緊密至鬆散)	0.03-0.05	0.09-0.12

**表 6 容許沈陷量與差異沈陷量 (摘自 顏東利和張桂才, 1991)**

基礎型式	土層	容許沈陷量 (公分)	差異沈陷量 (公分)
獨立基腳	砂土	3.0	2.0~3.0
	粘土	10.0	-
筏式基礎	砂土	6.0~8.0	2.0~3.0
	粘土	20.0~30.0	4.5~5.6

**表 7  $\beta$  建議值 (摘自 Garlanger, 1974)**

土層	$\beta$
黏土	0.2~0.25
粉土	0.25~0.35
砂土	0.35~0.50

**表 8  $\beta$  建議值 (摘自 日本鋼管會, 1978)**

土層	砂含量 (%)	$\beta$
黏土	20 以下	0.2~0.25
粉土	20~50	0.25~0.35
砂土	50~70	0.35~0.50

「臺灣西南沿海地區軟弱地質交通結構物設計處理對策」研討會  
臺灣 臺中

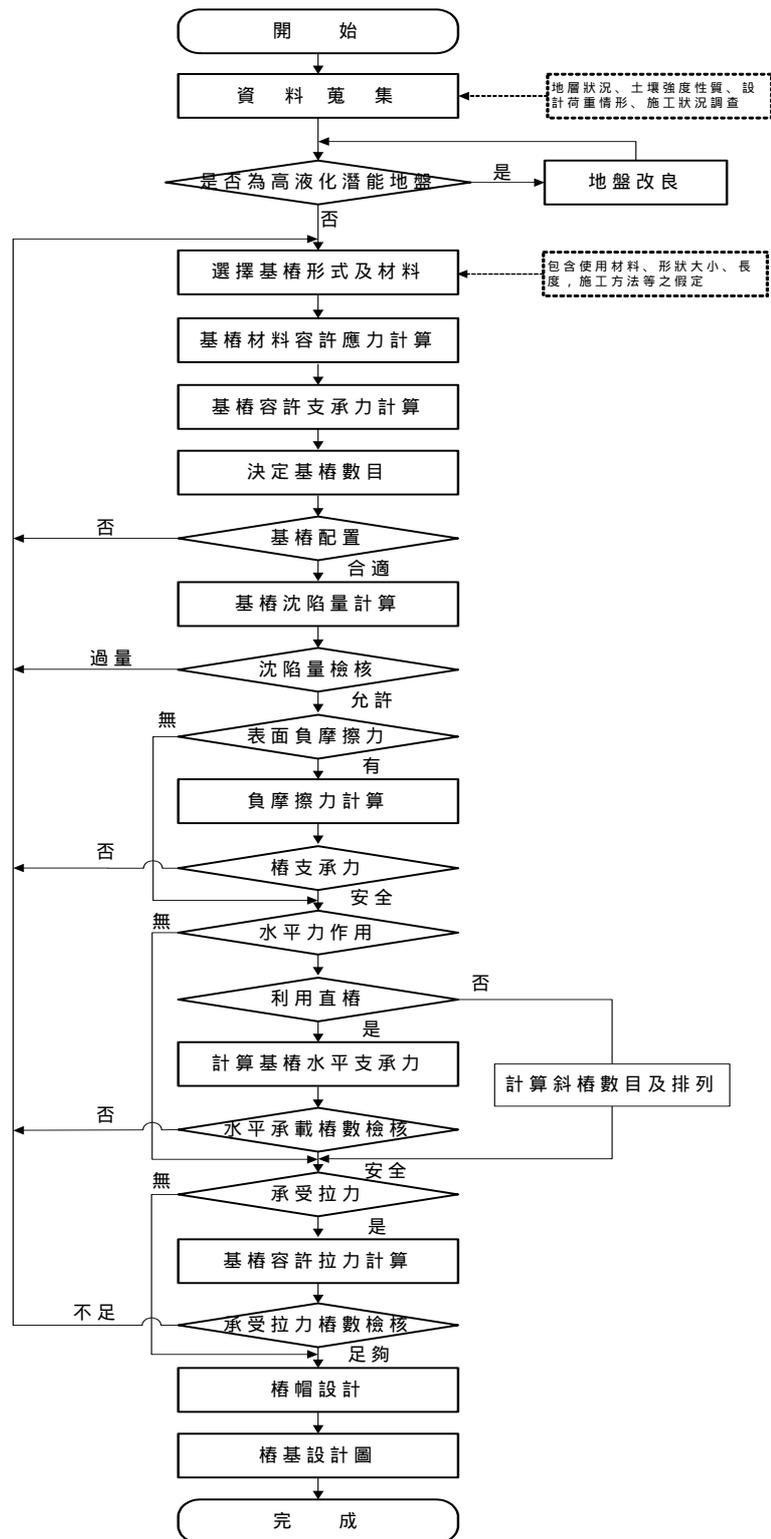


圖 1 基樁設計流程 (修改自 內政部營建署, 2001)

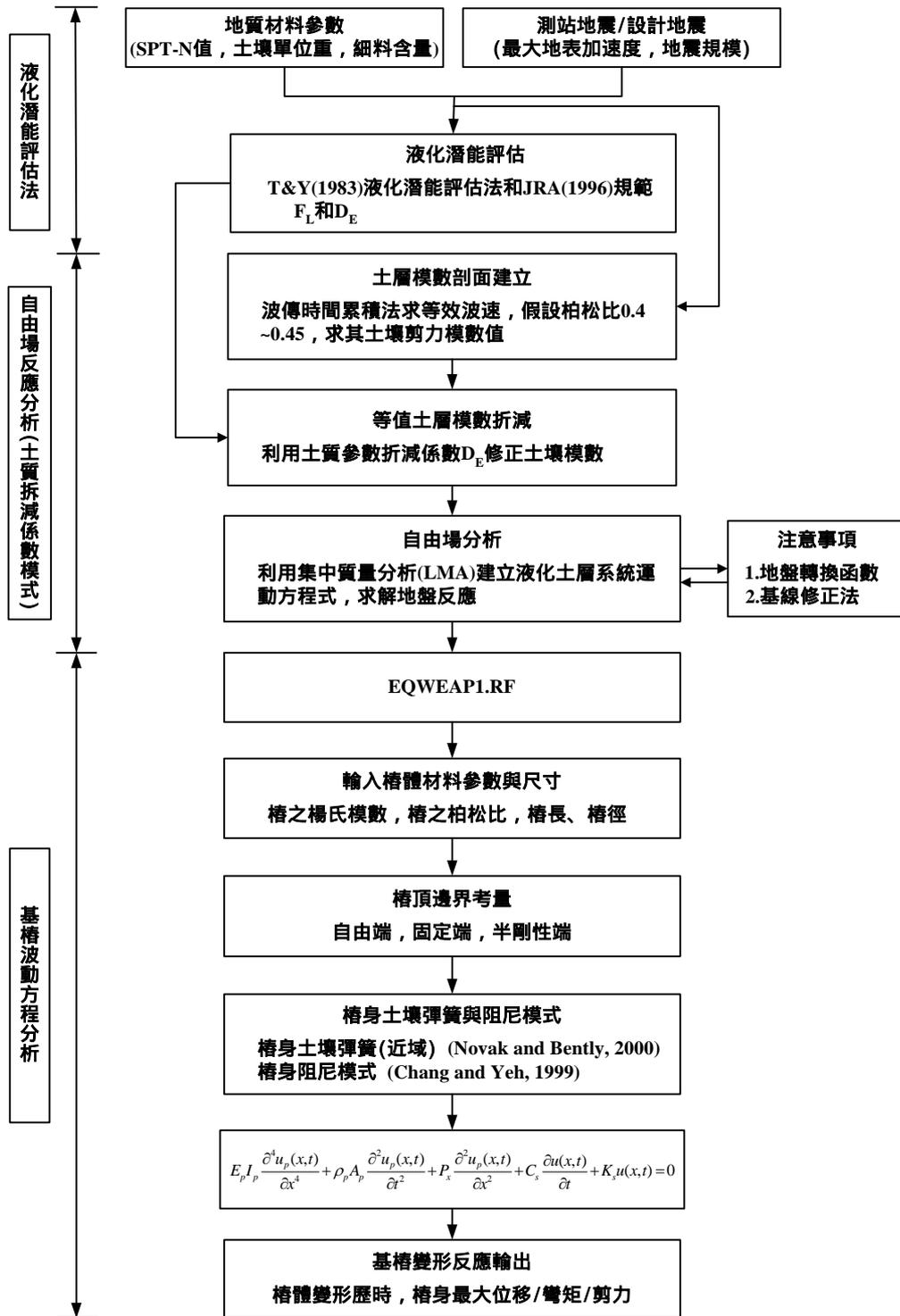


圖 2 土質參數折減分析流程圖  
(摘自 林伯勳, 2006)

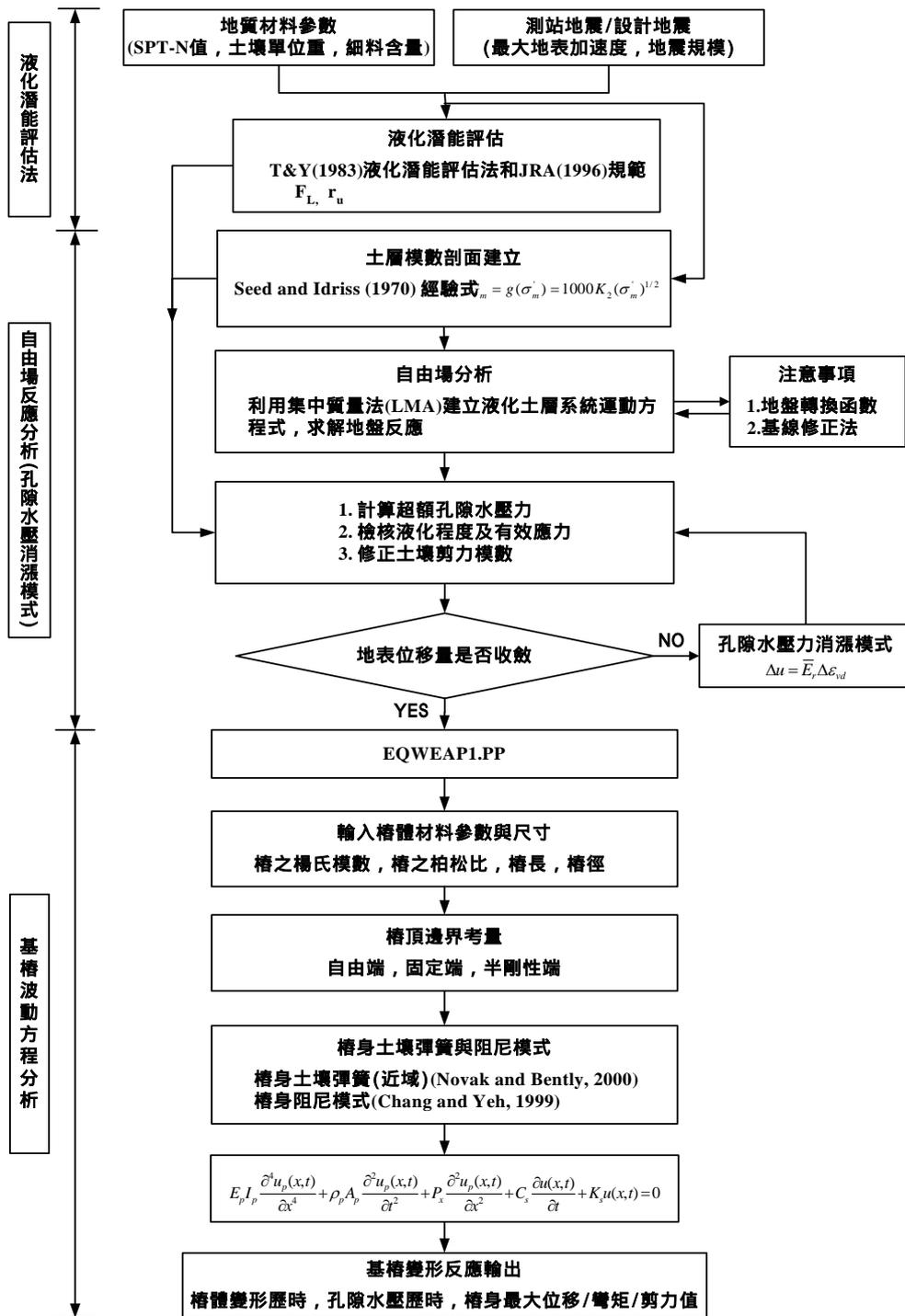


圖 3 孔隙水壓模式分析流程圖  
(摘自 林伯勳, 2006)

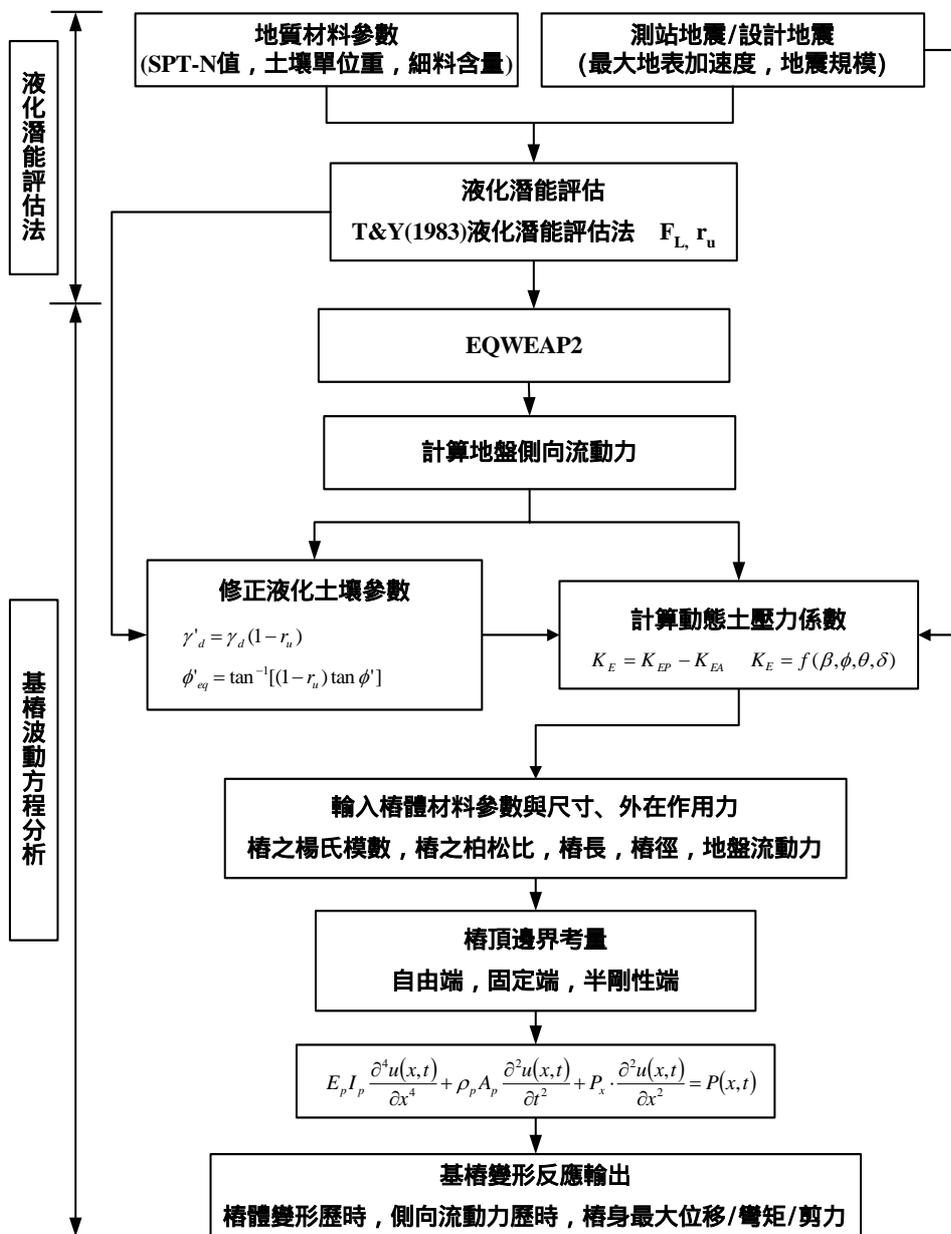


圖 4 擬動態土壓模式分析流程圖  
(摘自 林伯勳, 2006)

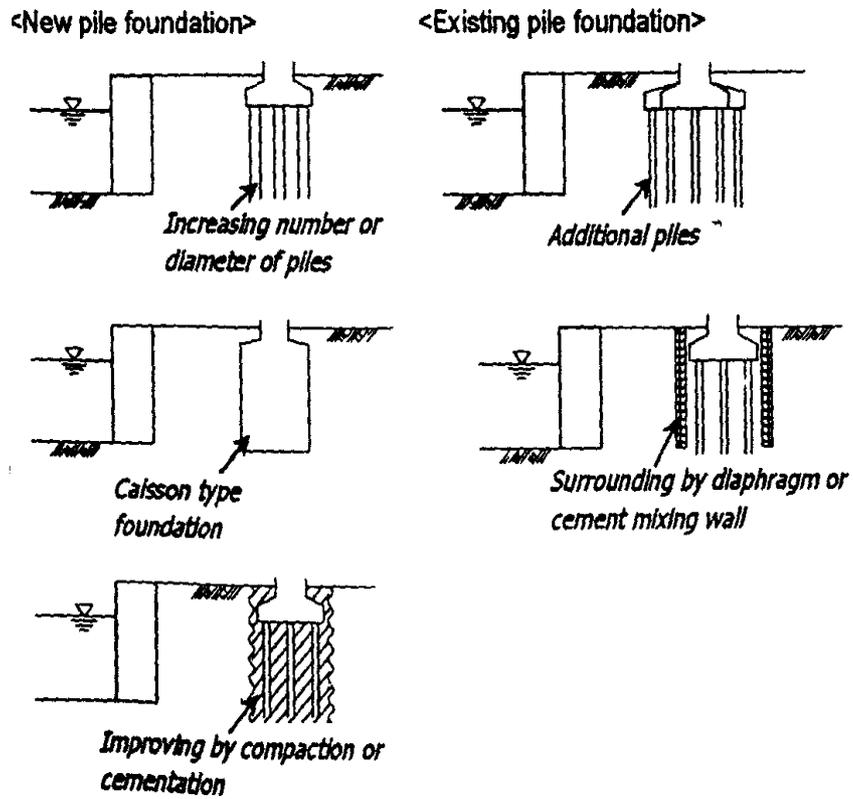


圖 5 軟弱地盤防治工法說明圖  
(摘自 Yasuda , 2005)

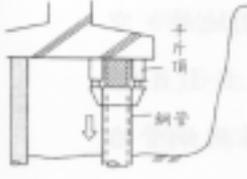
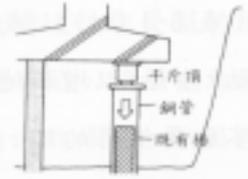
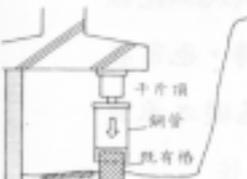
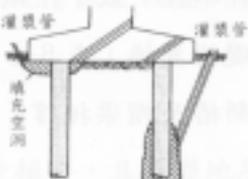
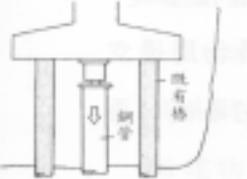
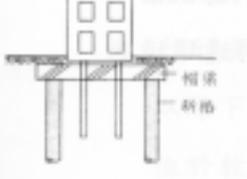
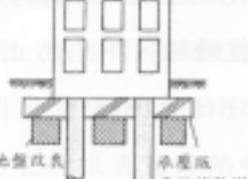
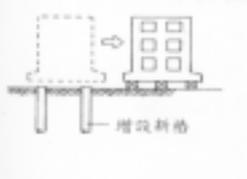
<p>(a) 既有樁補強工法</p>  <ul style="list-style-type: none"> <li>● 鋼管包套既有樁分段壓入、銲接，其間隙以水泥漿等填充</li> <li>● 對既有樁損害輕微者補強效果佳</li> </ul>	<p>(b) 既有樁補強工法</p>  <ul style="list-style-type: none"> <li>● 既有樁樁頭切斷，以鋼管套入既有樁分段壓入、銲接，其間隙以水泥漿等填充</li> <li>● 對既有樁損害輕微或樁頭損害者補強效果佳</li> </ul>
<p>(c) 既有樁再壓入工法</p>  <ul style="list-style-type: none"> <li>● 既有樁樁頭切斷，於基礎版及樁間以千斤頂將既有樁壓入較佳之承載層，增強樁之承載力</li> </ul>	<p>(d) 既有樁灌漿補強工法</p>  <ul style="list-style-type: none"> <li>● 既有樁底端或周圍地層、空洞以水泥漿固結、強化</li> </ul>
<p>(e) 鋼管樁壓入工法</p>  <ul style="list-style-type: none"> <li>● 鋼管分段壓入銲接成鋼管樁，補助既有樁之承載不足</li> </ul>	<p>(f) 深礎樁置換工法</p>  <ul style="list-style-type: none"> <li>● 增設深礎樁補助既有樁之承載不足</li> </ul>
<p>(g) 帽梁工法</p>  <ul style="list-style-type: none"> <li>● 增設新樁及帽梁托撐</li> </ul>	<p>(h) 直接基礎</p>  <ul style="list-style-type: none"> <li>● 既有樁損害嚴重，無法再使用，改採直接基礎</li> <li>● 承壓版與地盤改良併用</li> </ul>
<p>(i) 建物搬移及增設新樁工法</p>  <ul style="list-style-type: none"> <li>● 將建物暫時轉移至一旁，待基樁設置後恢復原來位置。工事規模大，周邊要有空地。基樁設置條件與新建施工時要求相同。</li> </ul>	<p>選擇工法要點</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>● 樁之損害程度</li> <li>● 地盤種類</li> <li>● 如何修正下陷</li> <li>● 未來的穩定性</li> <li>● 周邊環境狀況</li> <li>● 等等考慮後再選擇</li> </ul>

圖 6 基樁補強修復工法圖 (摘自 周功台等人, 2000)

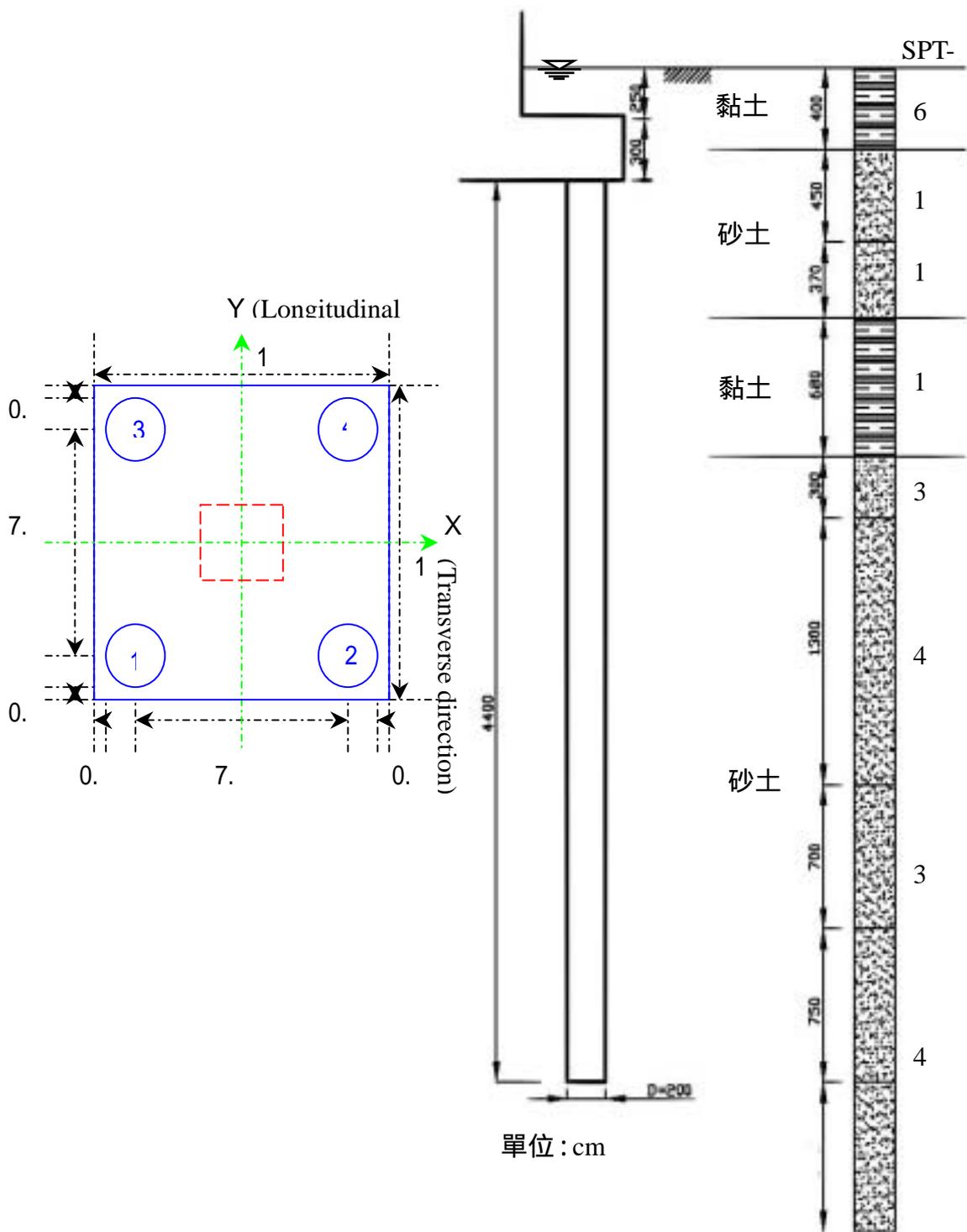


圖 7 設計案例之地層剖面圖

## 軟弱地質路堤工程之設計處理對策

林炳森<sup>1</sup>、邱永芳<sup>2</sup>

### 摘要

臺灣平原地區多為含有砂土和黏土互層之河流沖積地層，濱海工業區則有許多抽砂回填之新生地為厚砂土地層，二者之地質狀況尚處於不穩定狀態，屬於軟弱土壤。當交通結構物構築於軟弱土層上時，軟弱土層承受其載重後，將可能呈現不同程度之破壞。較常見之破壞包含軟弱土層所導致之路面沉陷、邊坡滑動及基礎土壤之擠壓變形等。當交通結構物發生上述破壞時，輕則造成交通不便，重則造成生命財產及社會成本之損失。

國內受到地形之限制與用地不易取得問題，交通建設已很難自由選擇最佳場址，受到地域限制而必須設法改良或克服不良的軟弱地盤而加以利用。因此軟弱地層上路堤的設計工作就相形重要。而 EPS 工法應用於減少路堤填土造成的沉陷有不錯的效果。

### 一、軟弱土層

軟弱地質一般是由未遭受過地形或地質變動、荷載重或地震等物理作用，或未受土粒子間化學性作用之軟弱黏土、沉泥、有機土或鬆散砂土等所構成。而有關於軟弱地質之形成原因大致上可以分為自然形成與人為形成兩種。

#### 1.1 自然形成

自然形成的軟弱地盤為地盤地表在隨時間日積月累慢慢堆積風化所產生，一般而言，自然形成之軟弱地質多為沖積土層，分佈在山谷、湖沼地以及下游之沖積平原。

---

<sup>1</sup> 中興大學土木工程學系教授。

<sup>2</sup> 交通部運輸研究所港灣研究中心主任。

## 1.2 人為形成

人為形成的軟弱地盤則可能是在在短暫時間內回填堆積產生，多分佈在山谷棄土區、濱海抽砂造陸區或港灣回填區等地，屬於人工地盤。

## 二、軟弱土層上路堤常見問題

軟弱土層上填築路堤結構物時最常見的問題大致上可以歸類為兩大類，一為路堤邊坡滑動造成路堤結構物的破壞，詳見圖 1，其次是軟弱地層在承受填土加載後產生過大的沉陷，造成路面破壞或因差異沉陷造成路堤與其他結構物如橋樑交界處之破壞，詳見圖 2。其中有關於邊坡滑動的問題可以由打樁貫入堅實地盤亦或設法降低地下水位等等方法來解決，而降低沉陷的情形則可以用土壤改良工法來改善地層的地質情況，或是使用如 EPS 此種輕質填充料來取代回填土，降低路堤填土載重以減少沉陷量，降低過大沉陷所造成的道路破壞發生。

## 三、軟弱土層路堤改良方法

路堤一直是工程界較常採用之道路型式，但若建造在軟弱地盤上，因土壤承受側向土壓較小，使得路堤有側向擴散的趨勢，一般可在路堤側面加載以增加抵抗滑動之機制。另外亦可於路堤下方打設基樁，將路堤所加載之重量以基樁承受，此種基樁一般多採木樁，其利用表面摩擦提供承載力，唯其需考量地下水位。因在地下水位升降較頻繁之區域，木樁需全設置於地下水位以下，以避免水位升降所伴隨之乾濕循環而發生腐蝕現象。近代發明的地工材料，如地工織物或地工格網，其強度高且能承受張力，將其水平鋪設於路堤中可增加路堤本身強度，防止破壞之發生。加勁路堤常用於非常軟弱的地盤，如飽和沈泥、黏土、泥炭層或有局部軟弱或孔隙之基礎中。

軟弱地質交通工程的處理對策(李維峰等,2004)主要方式如下:(1)以優良土壤置換軟弱土壤。(2)改良軟弱土壤之強度與勁度。(3)土壤加勁或結構物加勁。(4)減低結構物承載荷重。(5)利用樁基基礎型式傳遞結構物重量至適當承載層。以下將針對通過軟弱地質路堤之處理方式作一簡單的介紹。

### 3.1 置換法

土壤改良之最簡單方法便是採用性質較佳的土壤置換軟弱土壤，依據軟弱土壤的深度及強度，本法依地層狀況可分為：(a)全部置換、(b)部份置換、(c)地下水位下置換、(d)以擠壓及開挖方式置換、(e)以爆炸方式移除軟弱地層。為維持路堤穩定，開挖置換之深度應儘可能加深。

### 3.2 排水預壓工法

當結構物建造於軟弱黏土或沉泥質黏土地盤時，除了沈陷與承载力不足的問題，還有孔隙水壓的問題。若地層承载力足夠，但其因載重而漸次產生之壓密沉陷時間長久，結構物完工後之設計高程將受影響。一般可以預壓之方式加速壓密量提早完成，降低未來之工程問題。

預壓工法係應用壓密理論--當軟弱土壤之有效應力增加則會產生壓密行為，因此，預壓工法的主要目的是增加土壤之有效應力。本工法之原理為適當增加排水管道，提供孔隙水壓之釋放通路而加快排水速度，進而達到縮短壓密時間的要求。本工法施作早期多以排水砂樁等天然材料作為其加快壓密速率之輔助工法，但近期多被垂直排水帶等人工材料所取代。

### 3.3 地質改良工法

一般而言，軟弱地質改良之目的在於增加土壤強度、減少沉陷量、減少透水性與改良動力特性，並增加其穩定性以為工程設計之所需。黏質土壤改良之目的在於加速土層排水，以加速黏土之壓密；砂質土壤改良目的在使現場土壤脫水而呈現高密度，或增加土壤內摩擦角與凝聚力。然而，因黏性土壤與非黏性砂質土壤常常交替出現，各種改良工法均有其限制，通常非單一工法所能奏效，可能須多種工法配合使用。在工程應用上，地質改良最主要處理的對象就是地下水與沈陷：

#### 3.3.1 地下水

土壤中含水量過大或地下水位過高都會影響工程進行，甚至引發危險。為預防施工中工程災害的發生，控制土層中含水量(或地下水位)，為地質改良中一大目標。一般採用砂樁、點井或鑽孔，直接抽取地下水，以降低地下水位面。

### 3.3.2 沈陷

工程完工後地盤可能仍持續壓密沉陷，但其必需已經接近極限值。為避免完工後仍然出現過大的沈陷量，可利用夯實工法使土壤強度達到預期標準，或用灌漿工法提高土壤強度與有效降低土壤透水性。

綜合來說，地質改良手段不外乎排水、阻水、夯實、置換、擠壓及膠結，來達到低透水性，高強度之目的，其原理則利用水的流動性、土壤壓密及土壤與各種改良材料（水泥、石灰、化學藥劑等）間的反應變化，來達到工程應用之目的。地質改良工法種有很多，各種施工法均具有其特徵及適用範圍，如何選擇當的改良工法，以達到經濟而效的目標，須針對以下因素進行評估考量：

- 1.所處理地質未來之使用計劃及改良所要求程度。
- 2.處理區域之範圍及軟弱地質深度。
- 3.原地質之土壤性質及地層分佈狀況。
- 4.可供選擇之改良技術、機具設備與使用材料等條件狀況。
- 5.環境因素之考量及其他限制。
- 6.以往工程施工經驗。
- 7.工期之配合。
- 8.工程經費。

### 3.4 輕質填方

處理公路軟弱地盤時，路堤材料的重量和沈陷以及穩定性等息息相關，因此，在提供足夠承載力及容許沈陷的情況下，設法減輕土堤的重量亦為一相當可行之工法。EPS 為最常使用之輕質填方材料，雖然其單位重輕且能提供足夠之承載力，但也可能因吸水而增加其單位重，或是地下水位上升而浮起。

### 3.5 土壤加勁

路床填方改良可利用土壤加勁工法埋入地工合成材料，藉由地工合成材料受力變形時會負擔部份荷重，因而減少鋪面受力後所產生之變形，進而達到加勁的效果。路基土壤使用加勁片可提高路基承載力，其原理為：(1)增加

土壤剪力強度；(2)增加土壤與加勁材界面間摩擦力所產生之剪力阻抗。目前大部份土壤加勁之設計僅應用於排水良好之粒狀土壤，以避免孔隙水在凝聚性土壤造成不良影響而降低剪力強度。

#### 四、EPS 運用於軟弱土層路堤

為了解決軟弱土層上填築路堤產生荷載造成的沉陷影響，EPS 輕質填方不失為一有效的方法，日本亦將此工法應用在軟弱地盤上高速公路興建使用上。根據日本使用情形，EPS 工法運用於公路路基或路堤的案例為最多（見圖 3），其次是擋土牆、橋台之背填材料。

EPS 工法在日本雖已普遍的使用於公路路基及路堤構造中，但是國內將 EPS 應用於工程上之用途則較為少見，國內 EPS 工法使用有公路局於民國 84 年在台 17 線 133K+740~133K+770 實驗道路建造一處試驗 EPS 路堤以及最近期的洲美快速道路堤防段工程等等，如附表 1。以前者而言，於當年 12 月完工通車至今，路面及側牆尚無任何異狀。

EPS 輕質填土工法係採用化學合成材料 EPS(Expanded Poly-Styrol)取代土壤進行填土之工法，亦即利用提煉自石油中之液態單體苯乙烯，再摻入發泡劑後製成 EPS 型塊，可以代替一般土建工程中所用之砂土填料之施工方法。

EPS 俗稱發泡塑脂或保麗龍，由於具有輕質性（比重約為土壤的 1/60~1/100）、耐壓縮性、自立性、耐水性及施工性等等特徵，各國都已大量應用於軟弱地盤之沉陷防止對策上之應用，而國內近年也已有使用之案例。由於自重極輕，EPS 作為路基填築材料將具有下列優點：

- 1.降低因自重所造成之壓密沈陷。
- 2.有優良的自立性。
- 3.具吸震性。
- 4.替代土方，減少料源短缺問題。
- 5.不需分層滾壓又可依開挖形狀切割填實，品質容易控制。
- 6.施工迅速，工期較短。
- 7.容易搬運，利於搶修。

8.影響交通較輕微。

9.施工期間受天候影響較小。

#### 4.1 EPS 用途

EPS 工法由於其工程特性具有可以防止填土增加基地盤載重的不良影響、適合於各種現場條件下的填土重量及強度、具有自立性，可以大幅減輕作用於擋土牆等壁面之土壓力、不需進行一般填土作業的鋪均夯實作業，在施工性上具有優越條件等用途。

#### 4.2 EPS 工法之材料特性

##### 1.超輕量：

EPS 密度僅約為砂土重量的 1/100，應用在軟弱地盤上不需改良承载力即無沉陷之虞。有關砂土與 EPS 密度詳見表 2 所示。

##### 2.經濟性：

EPS 工法具有工期短、用地省、挖方少、維修費低，工程總造價經濟等等優點。

##### 3.耐水性佳：

單獨氣泡體不易吸水，材質不致產生變化。

##### 4.施工簡便、迅速：

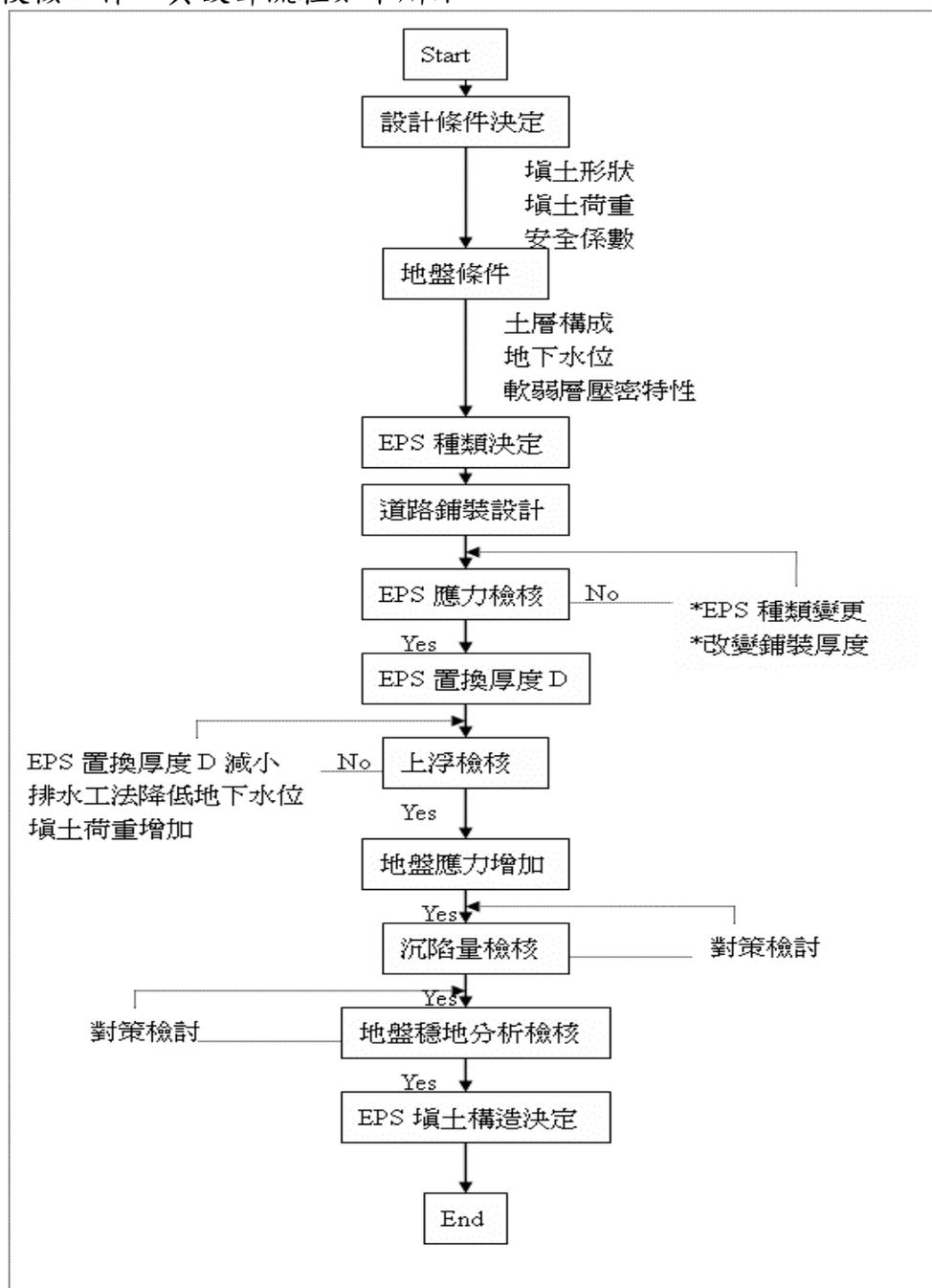
不需大型機具及特殊技術、以人力即可輕便迅速施工，可以解決技術工難求之困擾。

##### 5.自立性良好：

柏松比小、自立性佳、可以減低側向土壓力，適用於擋土結構物之背填材料。緩衝性優：單獨氣泡體能發揮優越的緩衝性，具減少衝擊力、震動效果、容許壓應力在 2~20 t/m<sup>2</sup> 範圍可依工程需求製造。

### 4.3 EPS 設計與施工

EPS 工法之主要用途可以分為兩大類，一為減輕載重、二為減低土壓，而 EPS 應用於軟弱地盤上路堤填土時的主要目的就是減輕載重，其設計過程中需決定填土厚度、針對浮力影響、EPS 本身應力以及地盤穩定影響等等進行校核工作，其設計流程如下所示：



EPS 路堤填土設計流程

由於地層內任意點 x 在填土前後之應力平衡關係，以求必要之置換深度 D，如圖 4 說明置換填土厚度之計算法。而有關於浮力校核，計算時需注意地下水位位置對 EPS 產生的浮力影響，安全係數 FS 為載重 P 除以浮力 U，即  $F_s = \frac{P}{U} = \frac{\gamma_{t1} \cdot h_1}{\gamma_w \cdot h}$ ，如圖 5 所示。而有關於 EPS 施工之順序流程如圖 6 所示。

## 五、軟弱土層 EPS 路堤設計例

軟弱地盤上填土設計的計算範例。

### 5.1.1 設計條件：

對如圖 7 中一樣軟弱地盤上設計規劃高度 3m 的道路填土。

設計條件如以下所列：

1. 填土形狀如圖 7。
2. 地盤滑動破壞對應設計安全係數： $F_{SD} \geq 1.5$ 。
3. EPS 填土的浮力檢核對應設計安全係數： $F_{SD} = 1.2$ 。

再者，對 EPS 填土浮力檢核時，使用圖 7 中所表示地下水位。

4. 開放通車使用後的容許沉降量： $s_a = 10\text{cm}$ 。
5. 對黏土做壓密試驗所得 e-logp 曲線如圖 8 所示。

### 5.1.2 EPS 部分的應力討論

EPS 材料採用型號 D-20，密度為  $20(+1.5/-1.0)\text{kg/m}^3$ ，抗壓強度採用單軸壓縮至壓縮應變為 5% 時之單軸壓縮強度，抗壓強度為  $1.0\text{kgf/cm}^2$  以上。相關力學性質如表 3 所示。

因此作為填土材料，單位體積重量  $\gamma = 20\text{kgf/m}^3$  的 EPS 許容壓縮應力  $\sigma_a = 1.0\text{kgf/cm}^2$

EPS 上部設置混凝土板面，EPS 上部的鋪面設計結果，如圖 9 所示，這個時候，鋪面造成的靜載重對 EPS 表面的作用之應力  $\sigma_{z1}$  為

$$\begin{aligned}\sigma_{z1} &= \sum \gamma_i \cdot h_i \\ &= 2.3 \cdot (0.05 + 0.05 + 0.10) + 2.0 \cdot (0.20 + 0.20) + 2.5 \cdot 0.10\end{aligned}$$

$$=1.51\text{tf}/\text{m}^2$$

活載重部分，設活載重 T-20 (後輪荷重  $P=8.0\text{tf}$ ，後輪輪帶寬  $B=0.5\text{m}$ ，後輪接地長  $L=0.2\text{m}$ ，衝擊係數  $i=0.3$ ， $\theta=45$ ， $Z=0.7$ )

考慮以上，對由於活載重的 EPS 表面的作用應力  $\sigma_{z2}$

$$\begin{aligned}\sigma_{z2} &= \frac{P(1+i)}{(B+2\cdot Z\cdot \tan\theta)(L+2\cdot Z\cdot \tan\theta)} \\ &= \frac{8.0\times(1+0.3)}{(0.5+2\times 0.7\times \tan 45^\circ)\times(0.2+2\times 0.7\times \tan 45^\circ)} \\ &= 3.42\text{tf}/\text{m}^2\end{aligned}$$

因此作用在 EPS 上面的應力  $\sigma_z$ ，變成

$$\begin{aligned}\sigma_z &= \sigma_{z1} + \sigma_{z2} \\ &= 1.51 + 3.42 \\ &= 4.93\text{tf}/\text{m}^2\end{aligned}$$

對於填土材料而言，單位體積重量  $\gamma=20\text{kgf}/\text{m}^3$  的 EPS 的容許壓縮應力為  $\sigma_a=1.0\text{kgf}/\text{cm}^2=10.0\text{tf}/\text{m}^2$  的關係

$$\sigma_z = 4.93\text{tf}/\text{m}^2 < \sigma_a = 10.0\text{tf}/\text{m}^2$$

因此 EPS 部分承受載重的應力並無問題。

### 5.1.3 EPS 厚度之換算

為了使填土施工前後的地盤內應力相等，所挖掘的深度  $D$ (EPS 替代厚度)之估算如下，假設以  $w_L=1.0\text{tf}/\text{m}^2$  作為交通量之荷重，則挖掘深度為

$$\begin{aligned}D &= \frac{w_L + \gamma_{t1} \cdot h_1 + \gamma_{t2} \cdot h_2}{\gamma_t - \gamma_{t2}} \\ &= \frac{1.0 + 1.51 + 0.02 \times (3.0 - 0.7)}{1.6 - 0.02} \\ &= 1.6\text{m}(\text{掘削面深度: G.L.} - 1.6\text{m})\end{aligned}$$

這個時候，因為挖掘面地下水位為(G.L. - 1.0m)，考慮此點設定挖掘深度  $D=0.7\text{m}$ 。

#### 5.1.4 浮力檢核

我們估計地下水位上升到最高水位(G.L.±0m)時的情況，來做 EPS 填土浮力的檢討。這時候，位於地下水位以下之 EPS 厚度為

$$h' = 0.7m$$

因此，EPS 填土浮力檢討之對應安全係數  $F_S$  為：

$$\begin{aligned} F_S &= \frac{\gamma_{t1} \cdot h_1}{\gamma_w \cdot h'} \\ &= \frac{1.51}{1.0 \times 0.7} \\ &= 2.16 > F_{SD} = 1.2 \end{aligned}$$

所以滿足安全係數，浮力檢核沒有問題。

#### 5.1.5 地盤下陷之討論

現地地盤開挖深度  $D$  由 1.6M 減少至 0.7M 的緣故

造成地盤內填土荷重應力  $\sigma$  的增加，因此，我們估算增加應力所造成基礎地盤壓密的沈陷量，在開挖面位置上土荷重所造成應力的增加  $\sigma$  如下：

$$\begin{aligned} \Delta\sigma &= p_1 - p_0 \\ &= \{w_L + \gamma_{t1} \cdot h_1 + \gamma_{t2}(h_2 + D)\} - \gamma_t \cdot D \\ &= \{1.0 + 1.51 + 0.02 \times (2.3 + 0.7)\} - 1.6 \times 0.7 \\ &= 1.45tf / m^2 = 0.145kgf / cm^2 \end{aligned}$$

壓密層厚度  $H$  為

$$H = 4.0 - 0.7 = 3.3m = 330cm$$

回填施工前被壓密黏土層中間點之有效被動土壓力為  $p_{z0}$

$$p_{z0} = 1.6 \times 1.0 + (1.6 - 1.0) \times 1.0 = 2.2tf / m^2 = 0.22kgf / cm^2$$

$$\therefore p_{z1} = p_{z0} + \Delta\sigma = 0.22 + 0.145 = 0.365kgf / cm^2$$

$p_{z0}=0.22kgf/cm^2$ ,  $p_{z1}=0.365kgf/cm^2$  所對應的地層孔隙比  $e_0, e_1$  從  $e$ - $\log p$  曲線所得，圖 8 所示， $e_0=3.0$ ， $e_1=2.93$

因此，基礎地層的壓密沈陷量  $S$  如下

$$\begin{aligned} s &= \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot H \\ &= \frac{3.0 - 2.93}{1 + 3.0} \times 330 \\ &= 5.8\text{cm} < s_a = 10\text{cm} \end{aligned}$$

所以，並無地層下陷之問題發生。

### 5.1.6 地層的穩定討論

根據圓弧滑動理論分析，分析其邊坡穩定結果，如圖 10 所示，邊坡滑動破壞對應之安全係數  $F_S$ ，在此設計情況下滿足  $F_{SD} \geq 1.5$ ，邊坡地層穩定並無問題發生。

### 5.1.7 EPS 填土構造之設定

綜合以上討論結果等等，我們決定 EPS 填土構造，如圖 11 所示

## 六、結論

1. EPS 工法具有其經濟性及施工方便性，唯設計時需考量地下水位高低及其產生的浮力影響，以免發生破壞情況。
2. 日本 EPS 路堤填築以 4 公尺左右最多，而國內將來 EPS 路堤填築高度以 5-8 公尺較為合適。
3. 國外使用此 EPS 工法已有相當多的案例，國內則尚屬起步階段，相關單位可對此工法在國內之適用性作更進一步之相關研究。

## 參考文獻

1. 蔡茂生、呂芳森，國道第二高速公路邊坡坍塌滑案例回顧，大地工程困難案例，(2001)，P309~P312。
2. 何泰源，EPS 輕質填土工法之特性及應用案例，台灣公路工程，第 32 卷第 11 期，(2006)，P22~42。

3.何泰源、吳文隆、詹穎裕，洲美快速道路堤防段工程應用 EPS 輕質填土  
案例探討，中華技術，10 月號、第 68 期，(2005)。

4.EPS 工法，発泡スチロール土木工法開発機構，(1998)。

表 1 國內 EPS 使用情形

施工地點	施工時間	施工原因	EPS 用量	施工結果
西部濱海公路	民國 84 年	實驗道路	135m <sup>3</sup>	安全通車至今
南投縣梨山 台七甲線	民國 88 年 4 月	改善地滑	4740m <sup>3</sup>	因 921 地震，計 劃終止
台北中山 大直橋	民國 89 年	減少構台底部回填 土之自重所產生之 沉陷	2440m <sup>3</sup>	安全通車至今
洲美快速道路堤 防段工程	民國 90 年 7 月	克服高架橋與高填 土路堤共構之不均 勻沉陷問題	12105m <sup>3</sup>	安全通車至今

表 2. 各種輕質材料之密度

材料種類		密度 t/m <sup>2</sup>
一般砂土		1.4~2.2
輕質材料	火山灰	1.2~1.6
	水碎爐渣	1.2~1.3
	煤灰	1.2~1.3
	氣泡砂漿	0.5~0.9
輕質骨材		0.35~0.8
EPS 材料		0.012~0.035

表 3. EPS 型塊之標準力學特性

項目	試驗方法	單位	製造方法：模內發泡法				
			D-30	D-25	D-20	D-16	D-12
密度	CNS 7407	kg/m <sup>3</sup>	30 ± 2.0	25 ± 1.5	20+1.5/-1.0 (19.0~21.5)	16 ± 1.0	12 ± 1.0
抗壓強度	CNS 7408	kg/cm <sup>2</sup>	1.8 以上	1.4 以上	1.0 以上	0.7 以上	0.4 以上

附註：1.參考型號 D-20 代表其密度為 20kg/m<sup>3</sup>，依此類推。

2.抗壓強度採單軸壓縮至 5%壓縮應變時之強度。



圖 1 路堤坍塌，填築路面有高差及裂縫產生

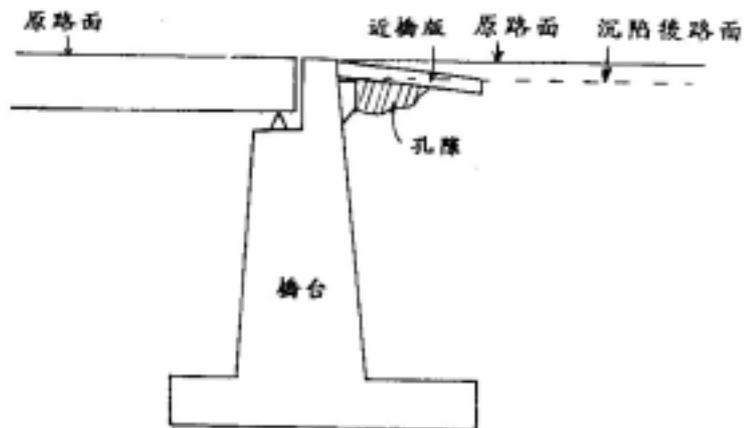


圖 2 路堤與橋樑因差異沉陷造成的破壞示意圖



圖 3 路堤填築使用 EPS 示意圖

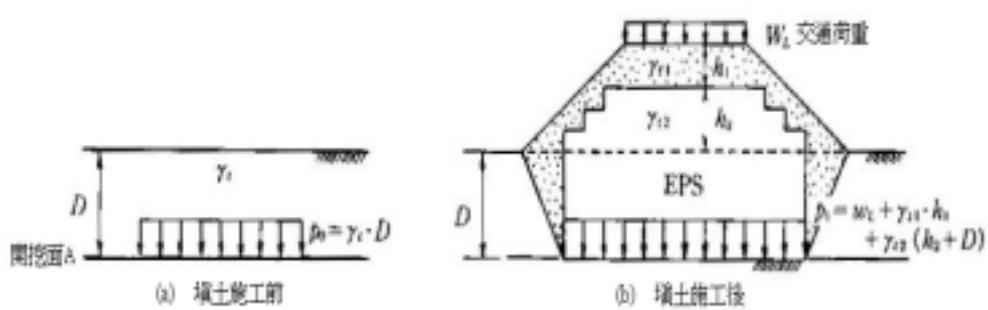


圖 4 置換填土厚度計算

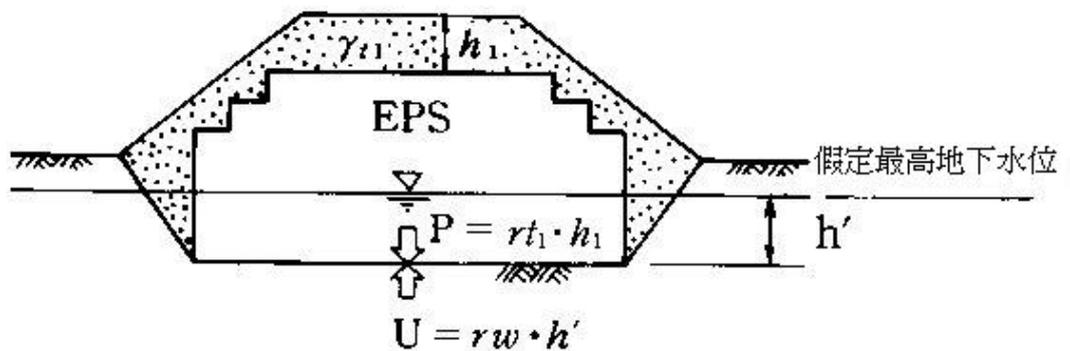


圖 5 EPS 路堤浮力檢核示意圖

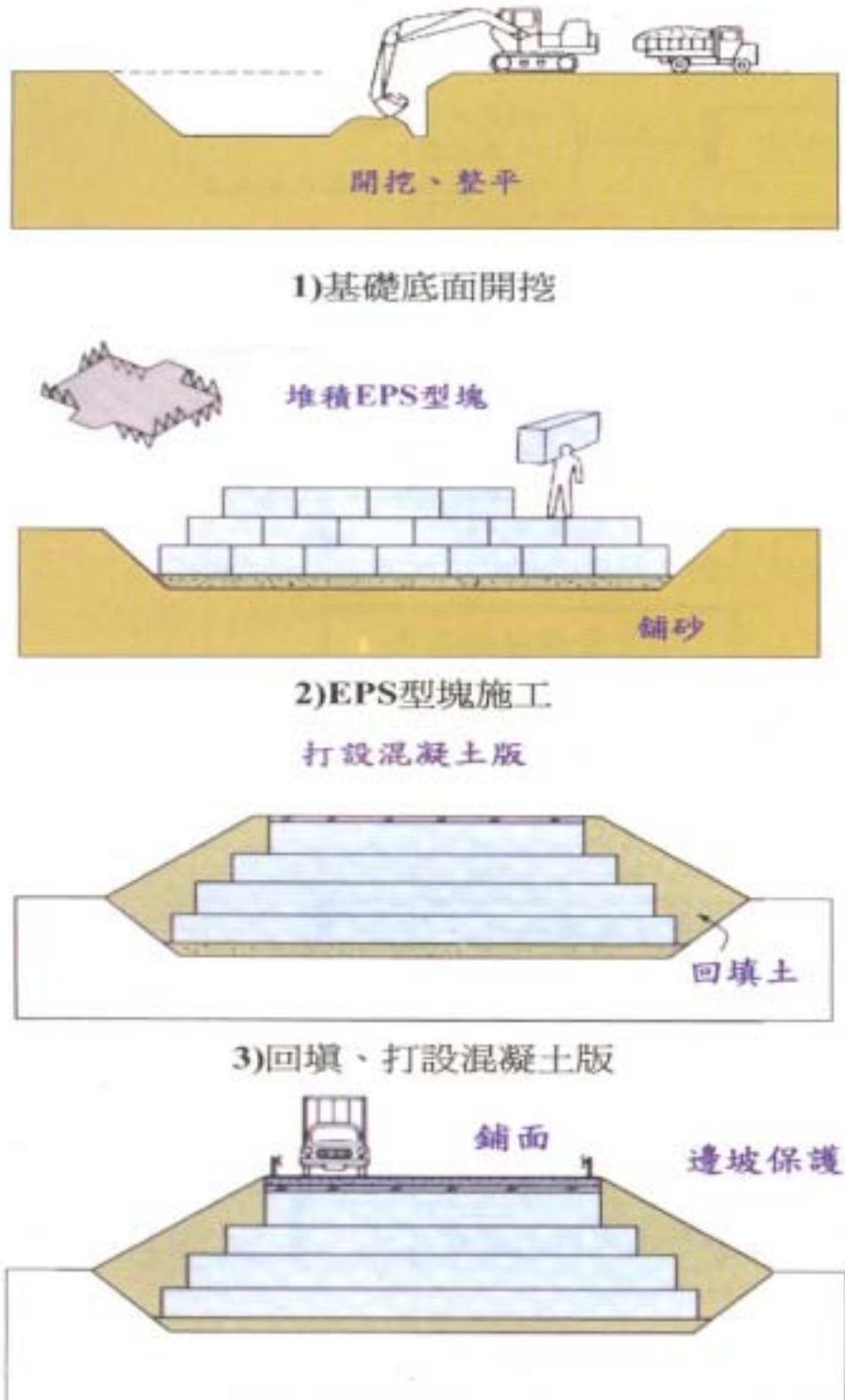


圖 6 EPS 施工流程圖

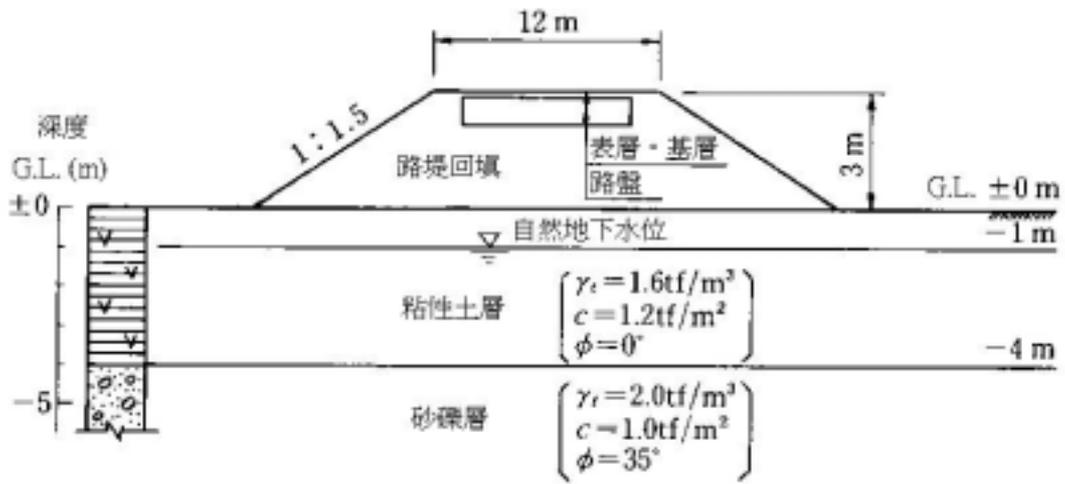


圖 7 規劃高度 3m 的道路填土路堤

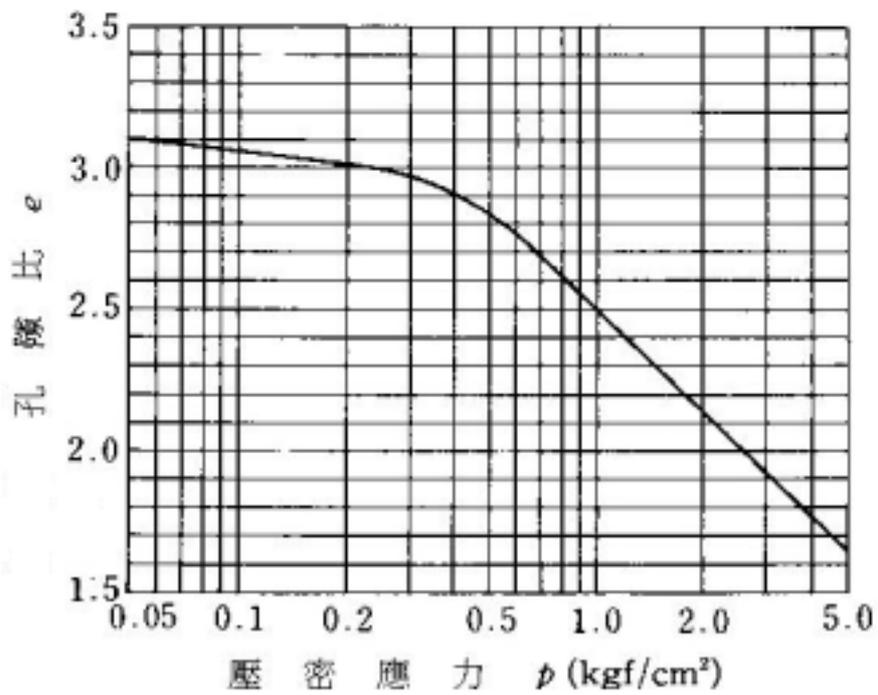


圖 8 壓密試驗所得 e-log p 曲線

表面磨擦層	$\gamma_t = 2.3 \text{tf/m}^3$	5cm	70 cm
中間層	$\gamma_t = 2.3 \text{tf/m}^3$	5cm	
密級配瀝青層	$\gamma_t = 2.3 \text{tf/m}^3$	10cm	
瀝青處理底層	$\gamma_t = 2.0 \text{tf/m}^3$	20cm	
級配粒料層	$\gamma_t = 2.0 \text{tf/m}^3$	20cm	
混凝土版	$\gamma_t = 2.5 \text{tf/m}^3$	10cm	

E P S

圖 9 鋪面設計結果

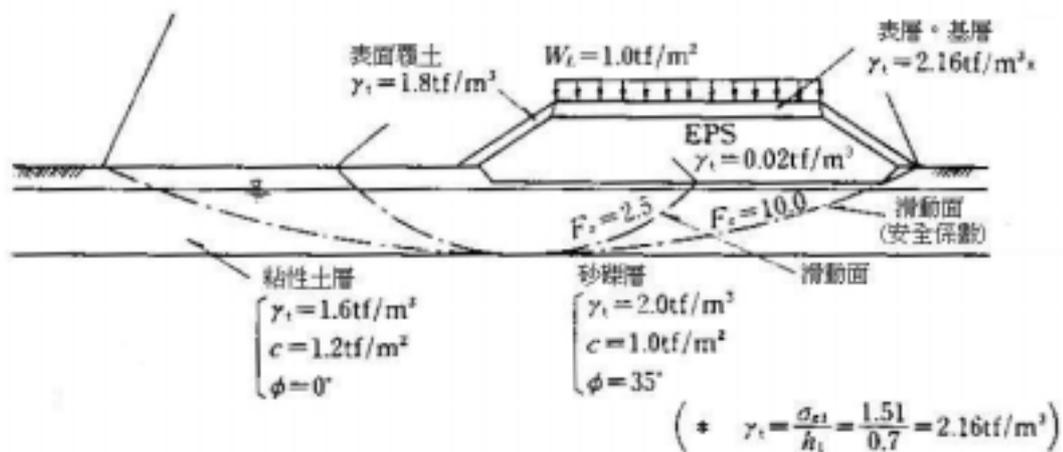


圖 10 設計路堤邊坡穩定分析結果

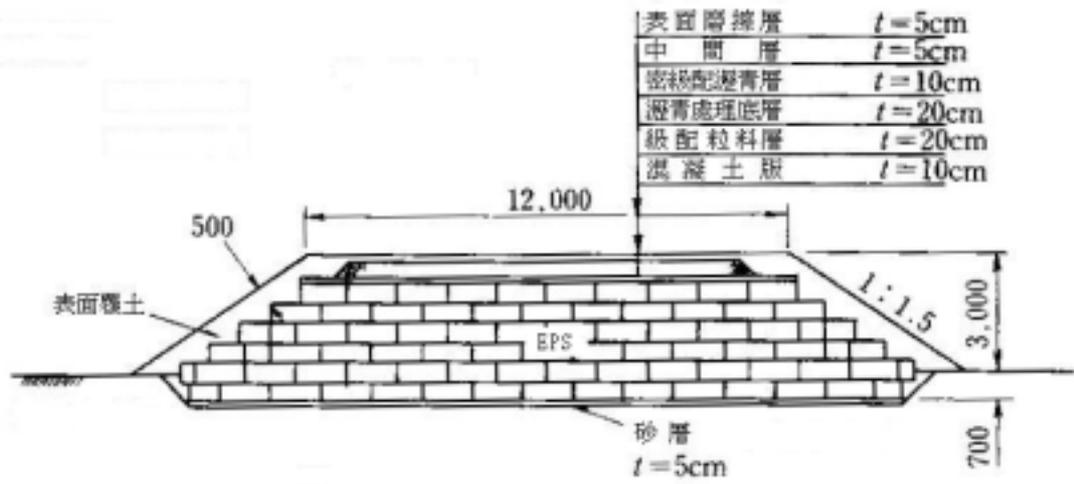


圖 11 EPS 路堤填土構造

# 軟弱地質地盤改良工法之設計處理對策

曾一平<sup>1</sup>、陳建伸<sup>2</sup>、賴瑞應<sup>3</sup>

## 摘 要

為改善新建工程之地質或改善既有結構物之地質，除改變上部結構物的分配外，另一方法即為地盤改良。本案有搜集國內常見地盤改良工法，經整理後選用三種常見之地盤改良工法（擠壓砂樁工法、預壓排水工法及低壓灌漿工法）；本文主要介紹此三種改良工法之原理、適用性、工法特徵及設計等，以期能供工程界在地盤改良時之參考。

### 一、工法分類

地盤改良為利用物理或化學的方法改善地盤之特性，使基礎土壤合乎構造物穩定要求之工程方法，地盤改良工法之基本原理可歸納為下列六大類：

1. 置換：將自然地盤中可能影響構造物穩定安全之區域以良質土或其他材料取代。
2. 排水壓密：將高含水量之軟弱土層，以外加載重或排水方式促進土壤壓密之進行，增加土壤緊密度。
3. 夯壓振實：利用動力能量或配合天然砂石材料，將鬆散之土層強制夯擊、振動或擠壓，以提高土層之承載力。
4. 固化：利用水泥與化學藥劑等固化材料，以填充土壤間之孔隙或與土壤混成一體，藉由化學作用而固化地盤。
5. 加勁：在軟弱地盤中置入抗張、抗壓或抗剪材料，以改善土壤強度。
6. 凍結暫凝：利用冷媒將土層中之熱量攜出，使土壤孔隙中之水分凍結，對地盤施行暫時性固化作用。

一種地盤改良工法常同時併用上述原理中之數項，如砂礫石夯實樁係同時利用置換、排水壓密與夯壓振實等原理。地盤改良又依其改良深度之大

---

<sup>1</sup> 杜風工程顧問有限公司總經理

<sup>2</sup> 杜風工程顧問有限公司工程師。

<sup>3</sup> 交通部運輸研究所港灣研究中心副研究員。

小，分為淺層地盤改良與深層地盤改良兩種：一般而言，淺層地盤改良之改良深度約在 0~5m 間，而深層地盤改良則可達 40m。

## 二、適用性評估

### 2.1 工法考量因素

地盤改良之目的在於改善軟弱地盤的工程性質，例如增加地層之承載力及抗剪強度、減少壓縮性、改變透水性、增加地層穩定性及改善地層動態性質等，以為工程設計之所需。地盤改良工法種類很多，各種工法均具有其特性與適用範圍，若要選擇適當的地盤改良工法以符合工程需求並達到經濟有效之目標，須考量下列諸因素：

- 1.場址未來使用計畫及改良所要求程度。
- 2.地盤之土壤性質及地層分佈狀況。
- 3.改良技術、機具設備與使用材料等條件。
- 4.軟弱地盤及地盤改良之範圍深度。
- 5.以往施工經驗。
- 6.工期考量。
- 7.工程經費。
- 8.環境因素之考量及其他限制因素。

### 2.2 選擇工法原則

通常選擇地盤改良工法之原則如下：

- 1.若需改良深度不深，可考慮振動夯實方式。
- 2.若基地位於郊區空曠地區，受施工噪音、振動之限制較少，可考慮採用動力壓密工法、振動揚實法、甚或爆震方式，其施工迅速費用低，一般適用於大面積建築工區，惟需確保環保問題。
- 3.對於非郊區大型工程，則可利用具有排水壓密效果之擠壓砂樁工法、礫石樁工法、深層振動工法，若允許抽取地下水，則亦可採降水工法達到壓密效果。

- 4.化學固結工法一般費用較高，惟若只於基礎下方或基礎外圍局部改良，亦不失為可行之方法。
- 5.事前混合處理通常僅用於新生地填築，可免除事後再改良工作。

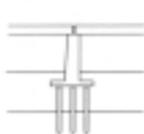
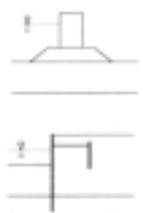
### 2.3 工法設計原則

當一般基地調查資料不足，或不符地盤改良規劃及設計需求時，應針對地盤改良目的、改良方法進行特定目的之補充調查。地盤改良之設計應依下列原則進行：

- 1.選擇改良方法或材料時，應考慮改良效果之時效性及材料之耐久性。
- 2.應就地盤改良之力學機制，研判可能發生之破壞模式或力學行為。
- 3.若某一地盤改良技術未臻成熟，除非已具有相當豐富之類似工程經驗，否則應以現場測試或室內模型試驗，證實該改良方法及設計理念之可靠性。
- 4.考慮改良效果之不均勻性，應適當且保守之選擇改良後地層之設計參數。
- 5.應考慮改良區外之鄰近地層可能受改良施工影響而產生之災變，並對鄰近地區之構造物，採行適當之防護措施。
- 6.應考慮地盤改良可能對環境所造成之污染。

一般而言，地盤改良工法又依新建構造物及既有構造物有不同的處理方式；前者施做較後者方便，後者施做時則應注意在施做過程中對既有構造物之損壞或是對鄰近設施的影響。故後者在施做時需要更為注意。表 1 則是數種常見的應用於各式基礎常用之地盤改良方法。

表 1 基礎改良對策表(摘自 日本液化對策檢討委員會, 1994)

構造物之種類	土構造物		橋樑		港灣構造物	
						
改良地盤之對策工法	新設	既設	新設	既設	新設	既設
土壤粒徑分佈改良 (置換為良質土)						
固結(深層混合處理、 注入固化工法)						
密度的增大(壓實砂樁 工法、振浮揚實工法)						
有效應力的增大 (回填土)						
孔隙水壓的消散與阻斷 (碎石樁、排水工法等)						
剪力變形的抑制、遮 斷孔隙水壓(鋼板樁)						

### 三、地盤改良工法之設計

#### 3.1 擠壓砂樁工法

##### 1.改良原理

振動擠壓砂樁之施工係利用振動及高壓空氣的輔助，將空中鋼管套貫入擬改良之地層，投入回填砂料，藉鋼管的上下反覆拉拔及貫入，擠壓回填砂料並夯實成堅實柱體。兼具加速壓密及提升強度之功能，達到支承力改善之效果。

##### 2.適用性評估

擠壓夯實砂樁改良適用於鬆軟地盤，諸如以人工抽砂浚填方式築造的新生地，土層種類可能是疏鬆的沈泥質細砂或是夾雜沈積的細粒土壤(silt or clay pockets)，國內亦有對淤泥層(沈泥及黏土)進行地盤改良。

### 3.分析與設計

本工法設計係依孔隙比與相對密度之關係推算改良效果，在粘土地盤內藉經搗實的砂樁與粘土之複合地盤，使砂樁分擔較多負載，減輕粘土負載，降低沈陷量，增加地盤強度及對滑動的阻抗性，而且與砂樁排水工法相同，藉著粘土中之砂樁縮短粘土的排水距離，可有效減少壓密時間。

由於砂樁在鬆散砂和軟弱黏性土壤中作用機制不同，因此所發展出的分析理論及設計方法也不同。由於現有的計算方法及經驗公式都不具通用性，因此於土層均勻性較差或選用的評估參數不符合實際時，對於計算結果的準確性都有影響。因此，在大規模擠壓砂樁正式進行工程之前，必須進行規模較小的前導試驗，以確定砂樁間距。

#### ➤ 砂性土壤

(1)決定砂樁間距：砂性土壤係根據砂樁直徑，天然土壤的孔隙比及要求達到改良目標的孔隙比來推估砂樁間距，一般砂樁排列方式有正方形與三角形二種，如圖 1 所示。

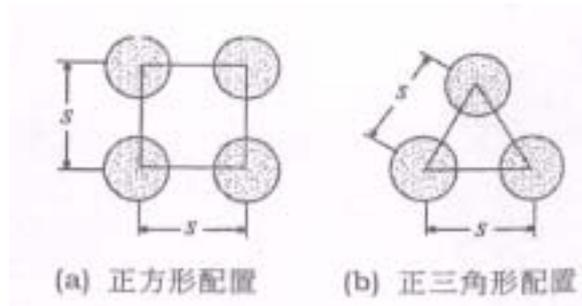


圖 1 砂樁排列方式

$$S = \sqrt{\frac{\pi(1+e_0)}{e_0-e}} a, \text{ (正方形排列)} \dots\dots\dots (1)$$

$$S = 1.08 \sqrt{\frac{\pi(1+e_0)}{e_0-e}} a, \text{ (三角形排列)} \dots\dots\dots (2)$$

式中：S 為砂樁間距，e 為需求孔隙比，e<sub>0</sub> 為初始孔隙比，a 為砂樁半徑。

(2)根據要求貫砂率計算：

$$V_p = \frac{S_A}{A} \dots\dots\dots (3)$$

式中：V<sub>p</sub> 為單位長度平均灌砂率，S<sub>A</sub> 為每米灌砂量，A 為砂樁截面積。

## ➤ 黏性土壤

黏性土壤係根據預計改良支承力砂樁分攤面積，砂樁支承力及砂樁黏土支承力分攤比來推估砂樁斷面積，其計算公式如下：

$$\sigma \times A = \sigma_s A_s + \sigma_c (A - A_s) \dots\dots\dots (4)$$

式中： $\sigma$  為複合地盤支承力， $A$  為砂柱分擔面積， $\sigma_s$  為砂柱之支承力， $A_s$  為砂柱面積， $\sigma_c$  為黏土之支承力， $\sigma_s / \sigma_c$  為荷重分攤比=5(通常為4~6)。

## 4.工法特徵與施工步驟

擠壓砂樁工法之砂柱之於複合地盤有如鋼筋之於鋼筋混凝土柱。夯實砂樁施工過程中，影響改良效果最重要的步驟即是將投入砂料反覆振動擠壓夯實的動作是否確實。因此，施工中的品質(QC)即為此工法的作業重點，包括：

- (1)鋼管拉拔、擠壓的速度與高程控制應適當，且符合規範。
- (2)投砂量應足夠且均勻，避免局部投砂量不足。
- (3)遇局部軟弱或疏鬆地層，雖已擠壓夯實既定砂量，但若擠壓時反應出的電流量仍低時，應再補投砂料重覆擠壓。利用震動式機具將內徑 40 公分，且底部附有可開閉之自動閥之鋼管，豎立於事前測定之砂樁位置，而後以震動機打入地中至規定設定深度。
- (4)將一定量之合格用砂由漏斗注入管內，並以壓縮空氣壓實之。
- (5)將鋼管徐徐拔起一定深度(約 3.7 公尺)，使管中之砂經由自動閥流入管底孔中。
- (6)使拔起之鋼管再往下擠壓，並利用震動使填充砂壓擠至 1.0 公尺，樁徑約 70 公分之砂柱，依此每次拔管高度 3.7 公尺，再往下震壓 2.7 公尺，使形成 1.0 公尺長之砂柱，往復操作，直至全長完成為止。

以下為衝擊式施工法之施工順序示意圖(圖 2)：

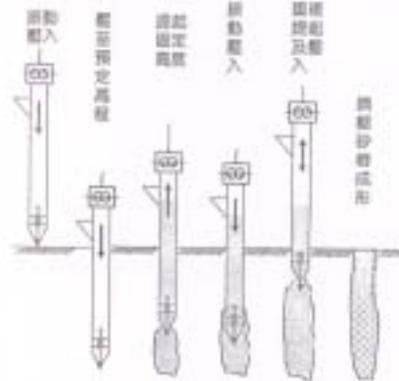


圖 2 衝擊式施工法施工順序圖

- (1)內外管安裝在地面上，外管內部下端放置刃口用砂、礫石。
- (2)利用內管作為落錘，敲打砂樁，將外管打入地盤內。
- (3)將外管貫入到預定位置，打擊內管，將砂樁壓出。
- (4)由內管上部補給砂料。
- (5)將外管稍向上提昇，同時將砂壓入地盤內。
- (6)重覆步驟 5 之操作。
- (7)施工完成。

## 5. 施工機具與設備

擠壓夯實砂樁施工機具主要有振動機、震動錘、中空鋼管（一般為直徑 40cm）、砂斗、電力設備、吊車及自動記錄器等。為確保擠壓砂樁之效果，施工機具必須由熟練之工人操作，而且施工時必須裝設各式自動記錄器，以將施工過程作成記錄。

## 3.2 預壓配合排水帶工法

### 1. 發展背景

當結構物建造於軟弱黏土或沉泥質黏土地盤時，除了沈陷與承載力不足的問題，還有孔隙水壓的問題。若地層承載力足夠，但其因載重而產生之壓密沉陷時間過久，結構物完工後之設計高程將受影響。一般可以預壓之方式加速壓密量提早完成，降低未來工程問題。

## 2.改良原理與反應機制

預壓工法係應用壓密理論 當軟弱土壤之有效應力增加則會產生壓密行為，因此，預壓工法的主要目的是增加土壤之有效應力。本工法之原理為適當增加排水管道，提供孔隙水壓之釋放通路而加快排水速度，進而達到縮短壓密時間的要求。本工法施作早期多以排水砂樁等天然材料作為其加快壓密速率之輔助工法，但近期多被垂直排水帶等人造材料所取代。

## 3.預壓工法原理

當高壓縮性的正常壓密粘土位於有限深度，且因公路路堤或土壩等構造物的建造而預期有大量壓密沉陷時，土壤的預壓可用來消除建造後沉陷的問題。預壓原理可以圖 3 來解釋。假設每單位面積的設計結構載重為  $\Delta P_{(p)}$ ，且承受壓密的粘土層厚度為  $H_c$ 。因此，由結構載重  $S_{(p)}$  所導致的最大主要壓密沉陷量可以表為式(5)：

$$S_{(p)} = \frac{CcHc}{1+e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p_{(p)}}{p_0} \dots\dots\dots(5)$$

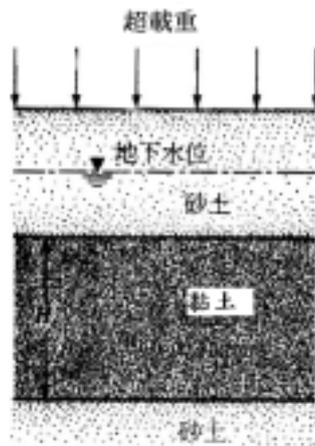


圖 3 預壓原理示意圖(Das,2000)

而在上部載重下沉陷-時間關係特性將如圖 4 所示。然而，若一附加荷載置於地表，則主要壓密沉陷  $S_{(p+f)}$  將為：

$$S_{(p+f)} = \frac{CcHc}{1+e_0} \log \frac{p_0 + [\Delta p_{(p)} + \Delta p_{(f)}]}{p_0} \dots\dots\dots(6)$$

由附加荷載作用下的沉陷-時間關係亦示於圖 4。注意總沉陷  $S_{(p)}$  會發生在時間  $t_2$ ，時間  $t_2$  比  $t_1$  小很多。所以，如果將暫時性的總附加荷載作用

於地表經過一段  $t_2$  時間，則沉陷量將會等於  $S_{(p)}$ 。此時，若將附加荷載移除且建造單位面積永久載重為  $\Delta P_{(p)}$  的結構物，將不會再有顯著的沉陷發生。這套程序便稱為預壓，總附加荷載可以臨時填土來得到。

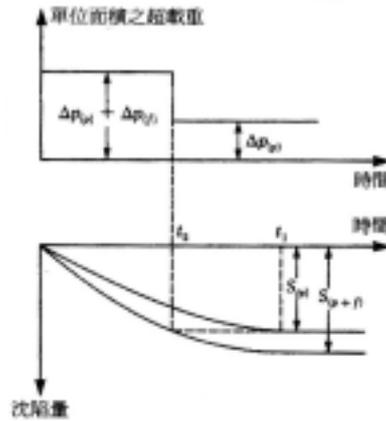


圖 4 沉陷-時間關係圖(Das,2000)

#### ➤ 排水帶原理

排水帶的應用是另一種加速軟弱正常壓密粘土層壓密沉陷且在基礎建造前達到預壓的方法。排水帶是在現場以規則間距鑽孔穿過粘土層，然後於地表面施以附加載重，這個附加載重會增加粘土中的孔隙水壓。粘土中的超額孔隙水壓將經由排水而消散。在排水帶的垂直方向及輻射方向，進而加速粘土層的沉陷率。

要決定作用於地表所需的附加載重和它必須維持的時間長度，可參考圖 4 和使用此對應式(7)：

$$U_{v,r} = \frac{\log \left[ 1 + \frac{\Delta p_{(p)}}{p_0} \right]}{\log \left\{ 1 + \frac{\Delta p_{(p)}}{p_0} \left[ 1 + \frac{\Delta p_{(f)}}{\Delta p_{(p)}} \right] \right\}} \dots\dots\dots (7)$$

上式左邊為平均壓密度而非中央面的壓密度。這平均壓密度是由於輻射的和垂直排水造成的效果。如果對任何已知時間  $t_2$  可以決定，則總附加載重  $\Delta P_{(f)} + \Delta P_{(p)}$  則可求出。

#### 4.適用性評估

地盤改良中，土壤預壓之主要目的有二，其一是減少殘餘沉陷的發生，即讓大部分沉陷於結構物建造前先行完成；其二是藉臨時回填砂土的載重壓實，增加地盤強度，抑制殘餘沉陷的出現。依施工方式的不同，土

壤預壓可分為兩種類型一為預載工法；另一為超載工法。以下將針對這兩種工法作一簡述。在結構物本體建造前，先加載與結構物荷重相當之臨時載重以提早完成將來因結構物載重而產生之壓密沉陷，謂之預載工法。一般粘性土層壓密時，在外部顯現沉陷，而在內部則隨荷重壓實而增加強度，因此，預壓工法之第一目的係使壓密沉陷於事前完成，讓對結構物有害之沉陷不致殘留；第二目的係增加地盤強度，以防止結構物破壞。不均勻沉陷可能與總沉陷量成一比例，如事先完成大部分之沉陷，則不均勻沉陷則可忽略。

路堤或堤防之部分殘餘沉陷可由加高填土予以減少，此即為超載工法之應用。本施工法所處理之地盤的承载力較結構物的接地壓力來得大，雖不致發生破壞，但沉陷量大且會長期持續。超載工法是減少沉陷量至容許範圍之一有效工法。而當軟弱土層厚度大時，為促進壓密沉陷，常與排水砂樁或排水帶併用以期能減少工期。

而排水壓密技術係利用額外載重讓土壤產生超額孔隙水壓，或利用透水性良好之砂、砂袋(sand-pack drains)、紙帶(paper-drains)、預鑄排水帶(prefabricated drains)等材料以縮短排水路徑；或結合兩者之效果，達到地層之排水與事先壓密，以降低日後之沉陷量。

預壓配合排水帶工法主要為改善預壓工法所需時間較長的缺點，利用排水帶加速排水，使大部分壓密提早完成。根據 Terzaghi 的一維壓密理論，黏土壓密時間與排水距離二次方成正比，因此於遭遇壓密係數小且土層厚度大之黏土層時，施作時可考慮使用本改良工法。

## 5.分析與設計

根據地盤改良工程設計與實例手冊中(財團法人中華顧問工程司，2005)，排水預壓工法之工程步驟包括基地調查、分析、設計、前導試驗(或現場試作)、施工、及監測(含回饋分析)等。本工法係於無法目視之地表下進行地層改良之工作，因地層條件、分析模式、及施工不確定等因素無法完全掌握，因此設計前之前導試驗或施工前之現場試作為影響地盤改良成功與否之重要關鍵。

施工中之監測資料亦需隨時配合回饋分析，驗證土層參數、分析模式、及設計施工等各項不確定因素，並對原設計及施工作必要之調整，直至工程完成。

## ➤ 預壓設計

預載工法之設計方法如下（引用自地盤改良工程設計與實例手冊（財團法人中華工程顧問工程司，2005））：

- (1) 計算第一階段之施加载重  $P_1$  (不得超出土層剪力強度)。
- (2) 假定一個壓密度，然後求出強度增量。
- (3) 計算達假定之壓密度所需之時間，以確定第一階段之施加载重  $P_1$  所需留滯時間。
- (4) 根據第 2 步驟所求之土壤強度求第二階段之施加载重  $P_2$  與留滯時間。
- (5) 按以上步驟確定之載重進行每一階段之穩定分析。
- (6) 計算預載下最終之沈陷量。

首先假設結構物之載重將為  $P_p$ ，當厚度為  $H_c$  之粘土層受結構載重作用之壓密下，最終沈陷量  $S_p$  可由式(8)求得：

$$S_p = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{P_o + \Delta P_p}{P_o} \dots\dots\dots (8)$$

如地表載重增至  $P_p + P_f$ ，其最終沈陷量  $S_{p+f}$  將為式(9)：

$$S_{p+f} = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{P_o + (\Delta P_p + \Delta P_f)}{P_o} \dots\dots\dots (9)$$

因此當載重加至  $P_p + P_f$  經過一段時間  $t_1$  後，於沈陷量達  $S_p$  時除去  $P_p + P_f$  載重，再建造單位面積載重為  $P_p$  之永久結構物，地層將不致發生明顯壓密沈陷。

當載重加至  $\Delta P_p + \Delta P_f$  經過一段時間  $t_1$  後，壓密度(U)等於：

$$U = \frac{S_p}{S_{p+f}} = \frac{\log \frac{P_o + \Delta P_p}{P_o}}{\log \frac{P_o + (\Delta P_p + \Delta P_f)}{P_o}} \dots\dots\dots (10)$$

上述 U 係  $t_1$  時間之平均壓密度。因  $P_o$ 、 $P_p$  及  $P_f$  為已知，由式(10)可求出 U。再由式(11)、式(12)、及式(13)、可推估  $T_v$  及  $t_1$ 。

$$T_v = \frac{\pi}{4} \left( \frac{U\%}{100} \right)^2, \quad U=0\%-60\% \dots\dots\dots (11)$$

$$T_v = 1.781 - 0.9331 \log(100 - U\%) , U > 60\% \dots\dots\dots (12)$$

$$T_v = \frac{C_v * t}{H_{dr}^2} \dots\dots\dots (13)$$

式中： $T_v$  為壓密時間因數， $C_v$  為垂直壓密係數， $t$  為壓密時間， $H_{dr}$  為排水路徑距離。

最後根據現地監測結果，反算分析已完成之壓密度及預估殘餘沈陷量，以確定預載之卸除時間。

### ➤ 垂直排水帶設計

(1)設計考量：垂直排水帶之設計，一般而言分為預載填土、排水材料之施打深度及施打間距等三大項目。其中預載填土已於先前敘述，而施打深度則視軟弱土層的厚度而定，施打間距之設計係依據容許壓密時間及達到該壓密時間所要求之壓密度而定，垂直排水帶間距與排列須適當，以免材料成本高，不合乎經濟效應或導致排水能力不佳，因而影響土層壓密速率，至於關於垂直排水帶排列方式將於稍後介紹之。

(2)分析設計方法：目前常用之分析設計方法有 Barron 解法、Kjellman 解法及砂袋樁排水法。因砂樁排水法之排水材料直徑  $d_w$ ，通常在 40 公分至 60 公分之間，故係數  $n$  ( $n=d_e/d_w$ ， $d_e$  影響圓直徑)通常以不超過 10 為原則，而砂袋樁排水法或排水帶法， $d_w$  通常在 5 公分至 12 公分之間，故  $n$  通常大於 10。一般而言，Barron 解法之應用結果，不論  $n$  值之大小均不失其準確性。因此，設計砂樁排水法、砂袋樁排水法或排水帶時，均可用 Barron 解法 而 Kjellman 解法一般適用於當  $n$  值大於 10，故 Kjellman 解法僅適合於設計砂袋樁排水法或排水帶法，本研究乃以最常用之 Barron 法作為分析設計之方法。

(3)排水帶設計之相關參數：

$$n = d_e / d_w \dots\dots\dots (14)$$

式中： $d_e$  為影響圓直徑， $d_w$  為為排水井之等效直徑。

排水帶之直徑可由下式換算(見圖 5)。

$$d_w = \alpha \frac{2a + 2b}{\pi} \dots\dots\dots (15)$$

式中：a 為排水帶寬度，b 為排水帶厚度， $\alpha$  = 換算係數( $\alpha$  隨排水帶之透水性斷面積與長度等因素而異，一般由材料廠商提供)。

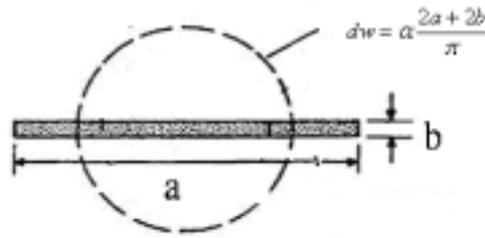


圖 5 排水井之等效直徑  $d_w$  的表示式及示意圖

其中，a 為排水帶之寬度，b 為排水帶之厚度。

(4) 排水帶排列：垂直排水帶之排列方式包括正方形及三角形排列，如圖 6 所示。

對正方形排列而言：

$$\frac{\pi}{4} d_e^2 = d^2 \dots\dots\dots (16)$$

$$d_e = 1.128d \dots\dots\dots (17)$$

對正三角形排列而言：

$$\frac{\pi}{4} d_e^2 = \frac{\sqrt{3}}{2} d^2 \dots\dots\dots (18)$$

$$d_e = 1.05d \dots\dots\dots (19)$$

式中，d 為排水帶間距。

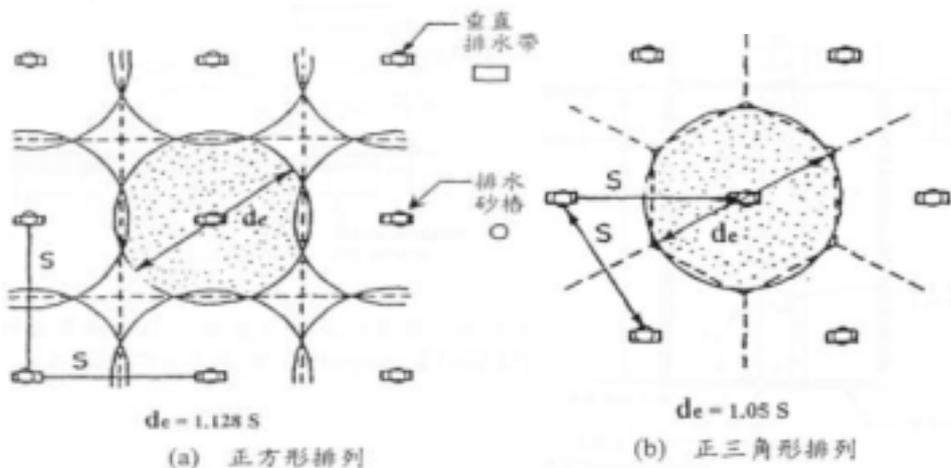


圖 6 垂直排水帶排列方式示意圖

(5) Barron 法設計步驟 (財團法人中華工程顧問工程司, 2005):

(a) 假設適當之  $n$  值, 再由下式計算  $F(n)$ 。

$$F(n) = \frac{n^2}{(n^2 - 1)} \times \log_e n - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \dots\dots\dots (20)$$

將  $F(n)$  及壓密度  $U$  代入下式計算  $T_h$  :

$$T_h = \frac{-F(n)}{8} \times \log_e(1 - U) \dots\dots\dots (21)$$

(b) 將  $n$  及  $dw$  代入下式計算  $d_e$

$$d_e = n \times dw = 1.050d \text{ (正三角形排列)} \dots\dots\dots (22)$$

$$d_e = n \times dw = 1.128d \text{ (正方形排列)} \dots\dots\dots (23)$$

式中,  $d$  為施打間距設計值

(c) 將  $T_h$ ,  $d_e$  及  $C_h$  (水平壓密係數, 通常假設為  $C_v$ ) 之值代入下式計算  $t$

$$t = \frac{T_h}{C_h} \times d_e^2 \dots\dots\dots (24)$$

(d) 重複(a)至(c)之步驟, 直至所求之  $t$  等於所要求之壓密時間為止, 以此時之  $d_e$  值由式(22)或式(23)式反求  $d$ (施打間距設計值)。

(e) 在(a)項  $n$  值之假設, 因  $n$  小於 10, 故可由  $n=2, 3, 4\dots$  等開始假設; 如為砂袋樁排水法, 因  $n$  大於 10, 故可由  $n=11, 12, 13\dots$  等開始假設。

Barron 解法為試算法, 惟實際設計時通常試算三次, 求三組  $t$  及  $d_e$  值並繪成  $t-d_e$  關係曲線(如圖 7 所示), 再將欲求之  $t$  對應在該曲線上即可求設計之  $d_e$  值。

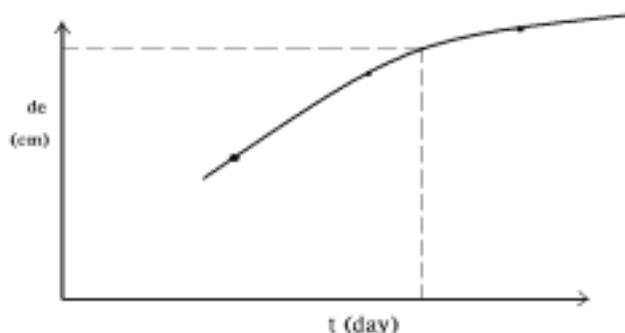


圖 7  $t-d_e$  關係示意圖

### 3.3 低壓灌漿工法

#### 1. 發展背景

低壓灌漿工法屬於膠結固化技術的一種。膠結固化處理之起源甚早，在二百年前法國以利用在處理緊急止水與地盤崩壞等突發事故。台灣在 1931 年即引進灌漿技術，應用於一般建物基礎改良（財團法人中華工程顧問工程司，2005）。

#### 2. 工法原理與反應機制

低壓灌漿工法屬於膠結固化技術的一種，藉由水泥、石灰、飛灰、添加劑等固化材料，將其填充於土壤間孔隙與土壤混合成一體，藉由膠結等化學反應而固化地盤以提高土層強度與承載力或減少透水性等目的。

低壓滲透灌漿為常用地盤改良工法之一，該工法所採用之灌漿壓力一般小於  $20 \text{ kg/cm}^2$ ，其基本原理為不改變土壤結構及體積的原則下，將灌漿液緩慢灌注並且滲透進入土壤空隙間，進而置換土壤孔隙水以固結土壤，以達到止水、強化及穩定地盤之目的，並且灌注定成之固結體具有連續性，以及因使用低壓灌漿可防止地盤變形等優點。因此，該工法在國內常運用在土石壩、深開挖、下水道及捷運等土木工程施工上。

#### 3. 工法分類與特性

低壓滲透灌漿工法依灌漿管型態，可分為單管型式及二重管型式之灌漿管，如表 2 所示；以下則為各工法的簡介（台灣營建研究院）。

表 2 低壓灌漿工法之分類

灌漿管型式	分類	工法
單管型式	鑽桿工法	rod method
	多孔管工法	strainer method
二重管型式	二重管雙環塞工法	soletanche double strainer T.A.M. method sleeve grouting double grid injection
	二重管複合工法	unipack multilizer

➤ 單管型式之灌漿管

主要有鑽桿工法與多孔管工法：

- (1)鑽桿工法：鑽孔完成後，直接將鑽桿轉換為灌漿管者，稱為鑽桿工法。其施工機具及方法較為簡易，也較具經濟性。但是漿液只能由鑽桿出口向下噴出，灌漿液之流向受到限制，使得灌注阻力提高，甚至有漿液沿著鑽桿與土壤間空隙向上逆流而溢出地表之情形。
- (2)多孔管工法：多孔管係將中空之 PE 管或鐵管之前端加工成錐形，並視土質與改良深度在管壁開為數不等之孔洞。將此多孔管埋置於預定改良範圍，經由管壁之開孔把漿液注入土層中。

➤ 二重管型式之灌漿管

主要可分為二重管雙環塞工法與二重管複合工法：

- (1)二重管雙環塞工法：其主要是在灌漿內管(injection pipe)設置環塞(Packer)，使灌漿液能在某一限定範圍內擴散。
- (2)二重管複合工法：除了可以防止漿液由灌漿管周圍溢出地面，及向地盤中空隙較大部份逸流之現象外，同時還能以滲透性漿液滲透到微細土壤顆粒間，達到地盤止水和強化之效果。在黏性土地盤與砂質土地盤的形成機制有所不同，見以下介紹：

黏性土地盤中，即使是膠凝時間長之漿液，也難以滲透至土壤孔隙內，故以 2.0 shots 方式灌注瞬結性漿液，產生枝脈狀改良成果，藉由壓密作用以強化地盤。

砂質土地盤，採取瞬結性漿液與滲透性漿液並用之複合灌注型式，讓漿液滲透到土壤顆粒間以進行固結。

#### 4.適用性評估

二重管雙環塞工法主要目的在於固結地盤，一般砂質地層可完全固結，沉泥質細砂層可以達到部分固結及脈狀滲透之改良效果，固結後地盤增加之強度，則因土壤密度及粒狀大小而異。適用範圍如下：

- (1)如採用適當滲透性漿液，本工法可適用於淺深度及孔隙較小之砂質地層。
- (2)層複雜，由數種不同透水係數土壤所組成之地層。
- (3)要求具止水性擋土牆閉合措施。
- (4)豎坑或深基礎，對於集中之高水壓要求止水。
- (5)鐵路及公路下方新闢穿越孔道，所覆蓋上層之厚度不大，而需予以控制者。

#### 5.施工步驟與要領

以二重管雙環塞為例，施工步驟如下（參閱圖 8 所示）：

- (1)鑽孔：將套管鑽至預定之深度，如圖 8 之(1)所示。樁位控制精度吻合後方可開始鑽孔，鑽桿旋轉時須保持正確垂直度，將鑽桿沖洗至設計深度。
- (2)外灌漿管安裝：外灌漿管裝入鑽孔內，與鑽孔間之空隙填充封堵材後，拔除套管，如圖 8 之(2)所示。將灌漿管、泵浦與攪拌機等機具安裝接合，並且以清水施行灌注作業，目的在測試灌漿機具之作業能力，並且依據灌注所得數據修訂灌漿量與灌漿壓力。
- (3)封堵材破壞：將內灌漿管置入外灌漿管內，以加壓水破壞封堵材，如圖 8 之(3)所示。
- (4)灌漿：泵送漿液並加壓，使之滲透入地層內，如圖 8 之(4)所示。將灌漿液調整至適當配比，在拌合機中攪拌均勻，才開始進行灌漿作業。作業時，灌漿量及灌漿壓力必須依照設計值施作，並且需確實監測其數值變化以變更漿液配比或相關應變措施。

- (5)分層灌漿：按照步驟(3)(4)分層把漿液灌入地層內，如圖 8 之(5)。於灌漿孔作業過程中，當各灌漿孔段之灌漿壓力到達設計值時，表示該改良範圍已達計畫設計之目標，將灌漿管緩慢拔起至下一孔段繼續施作。
- (6)灌漿完成：當完成整個灌漿範圍後，將灌漿管拔出並以清水清洗，避免造成灌漿液堵塞現象。

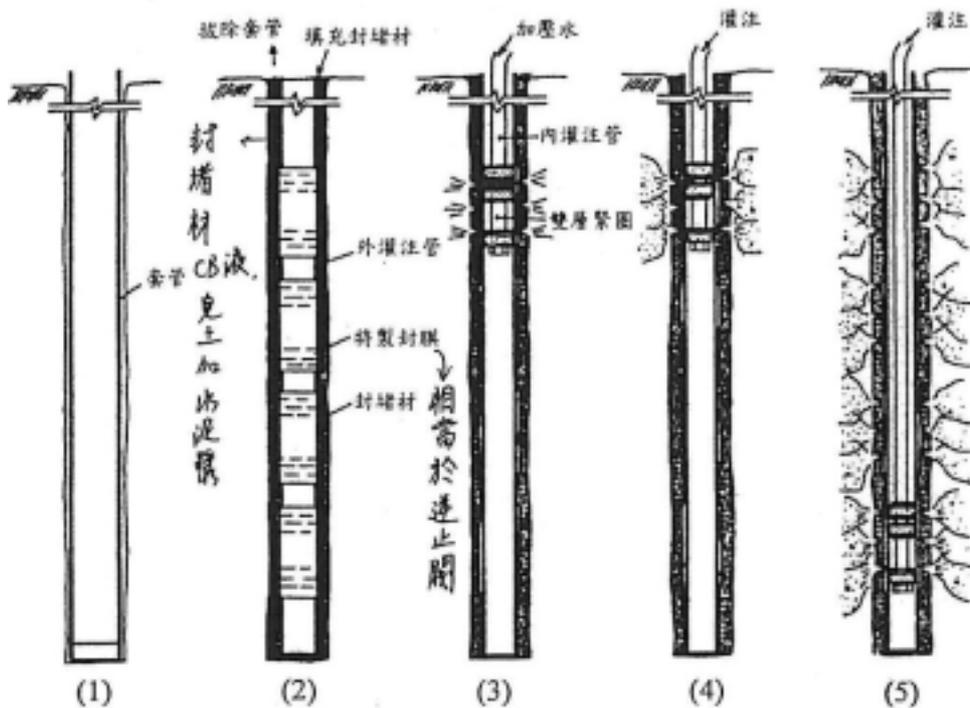


圖 8 二重管雙環塞工法施工步驟(台灣營建技術研究院)

#### 四、模擬施工

模擬施工係指於工程開始前，就所選擇之地盤改良方法，先行於工程基地內，施以小規模之現場改良試驗，以確認所選擇之改良方式，包括施工方式、順序、改良點配置及間距、改良材料用量、品質措施等之適用性及正確性。於下列情況下，進行地盤改良時，應以模擬施工驗證其改良方式：

1. 供公眾使用、或極具重要性結構物之地盤改良。
2. 地層層次構造複雜，各層次地層特性差異極大時。
3. 依據工程經驗，所選擇之改良方法不易達成均勻之改良效果者。
4. 改良標準超過一般經驗值時。

- 5.經改良後之地點，若其成效未能符合設計需求但卻難以補強者。
- 6.於工程基地鄰近地區之類似地層狀況中，缺乏同一改良方法成效之檢核資料時。

## 五、地盤改良效果之檢核

除緊急保護措施外，地層經改良後，均應針對改良目的，以詳細、有效之現場或室內檢驗方式，檢核改良後地層之工程性質，以確認施工品質及改良成效。改良效果之檢核。基本上屬具特定目的之基地調查，改良成效若未能符合設計要求時，應予補強改良，或就改良後之現況，選取適當之土壤參數，修正原基礎或構造物之設計。其檢驗原則歸納如下：

- 1.表層夯實之檢核，採用平鈹載重試驗或相對夯實度等檢驗。
- 2.深層加密或以防止液化為目的之改良，應以現場貫入試驗為主，試驗時間宜待夯實一週後進行。
- 3.以灌漿或混合攪拌處理方式之改良，宜以現場試驗檢核，必要時，得以現場取樣進行試驗，以檢討其成效。其改良範圍，得以挖掘試坑或其他適當方法檢核之。
- 4.以預壓或排水固結法之改良，應定期監測土壤行為之變化，如孔隙水壓與沉陷等，並藉工程學理研判改良之成效。

## 參考文獻

1. 財團法人中華工程顧問工程司，地盤改良工程設計與實例手冊，2005。

# 鬆軟地質路堤及基樁工程監測設計處理對策

倪至寬<sup>1</sup>、朱金元<sup>2</sup>

## 摘要

臺灣西南沿海地區分佈之軟弱黏土及疏鬆砂土地層，常導致交通結構物之路堤及橋墩基樁產生滑動、不均勻沈陷及傾斜等破壞，而危及交通運輸安全，本文將對臺灣西南沿海地區的鬆軟地質所在之路堤與橋墩基樁兩項工程進行探討，以瞭解該兩項工程於生命週期中之穩定與安全性，並依據可能發生之滑動、不均勻沈陷及傾斜等破壞模式，裝設相關監測儀器，並以人工或自動化方式進行監測，適時提供公路主管機關緊急應變及用路人安全之保障。

## 一、路堤工程監測儀器簡介及應用

一般位於軟弱黏土或疏鬆砂土之路堤工程常用監測儀器，大約可分為：位移監測、傾斜監測及應力監測等三大類，以下章節將對各監測之儀器設備，詳述其使用原理及裝設原則。

### 1.1 位移監測

位移之監測儀器包括有沉陷計、傾度管、地表伸縮儀、裂縫計、沉陷觀測點等五種監測儀器，其說明如下：

#### 1.1.1 沈陷計

##### 1. 觀測目的

於路堤分層滾壓各階段設置沈陷板，量測因分層滾壓所造成之路堤土壤沈陷，屬於路堤施工階段之監測；於路堤滾壓完成後，設置地中沈陷計（分層多點式），量測路堤因運輸工具長時間輾壓及降雨滲水等因素，不同滾壓土層所產生之沈陷變化，屬路堤於營運階段之長時間監測。

<sup>1</sup> 台北科技大學土木工程學系副教授。

<sup>2</sup> 交通部運輸研究所港灣研究中心科長。

## 2. 觀測原理

### (1) 沈陷板 (人工與自動記讀)

使用水準儀或經緯儀，測定土方測沈板板底裝設之初始高程，於施工期間持續監測其鋁管高程，直到土方完成時之高程，最後確認全部高程，判定填方區路堤下面土壤與土層所產生之沈陷量。

### (2) 多點桿式地中沈陷計 (人工記讀)

監測管理於土中如下圖 1.1 所示，係用於量測不同深度土層的沈陷情形。觀測時將磁感應探棒置入監測管，當磁感應探棒在磁圈中心時，即發出聲響，觀測該點在管內之深度，當土層壓密沈陷時，磁圈同時沈陷，深度讀數也增加，如圖 1.2 (a) 所示。

當將測微量尺放置多點桿式地中沈陷計頂部量測沈陷，由讀數器之讀數經與原初始值比較，即得沈陷量之大小，如圖 1.2 (b) 所示。

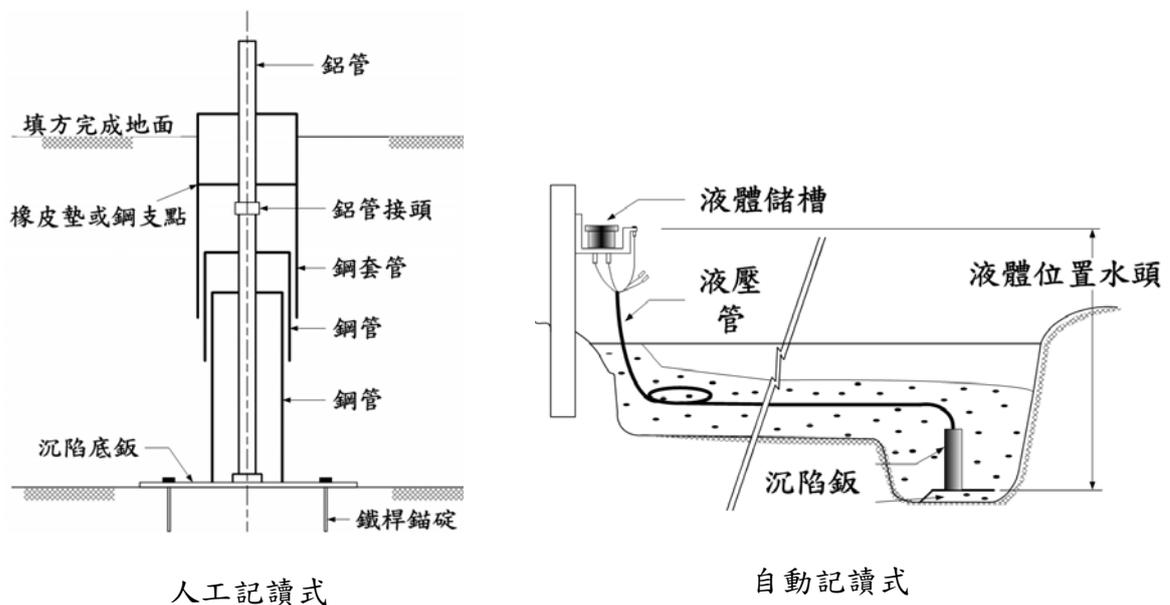
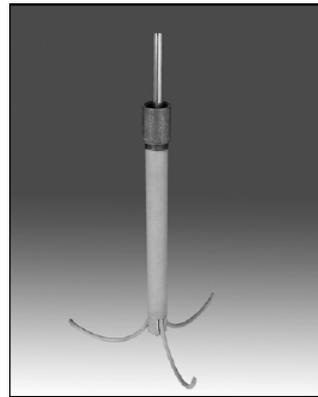


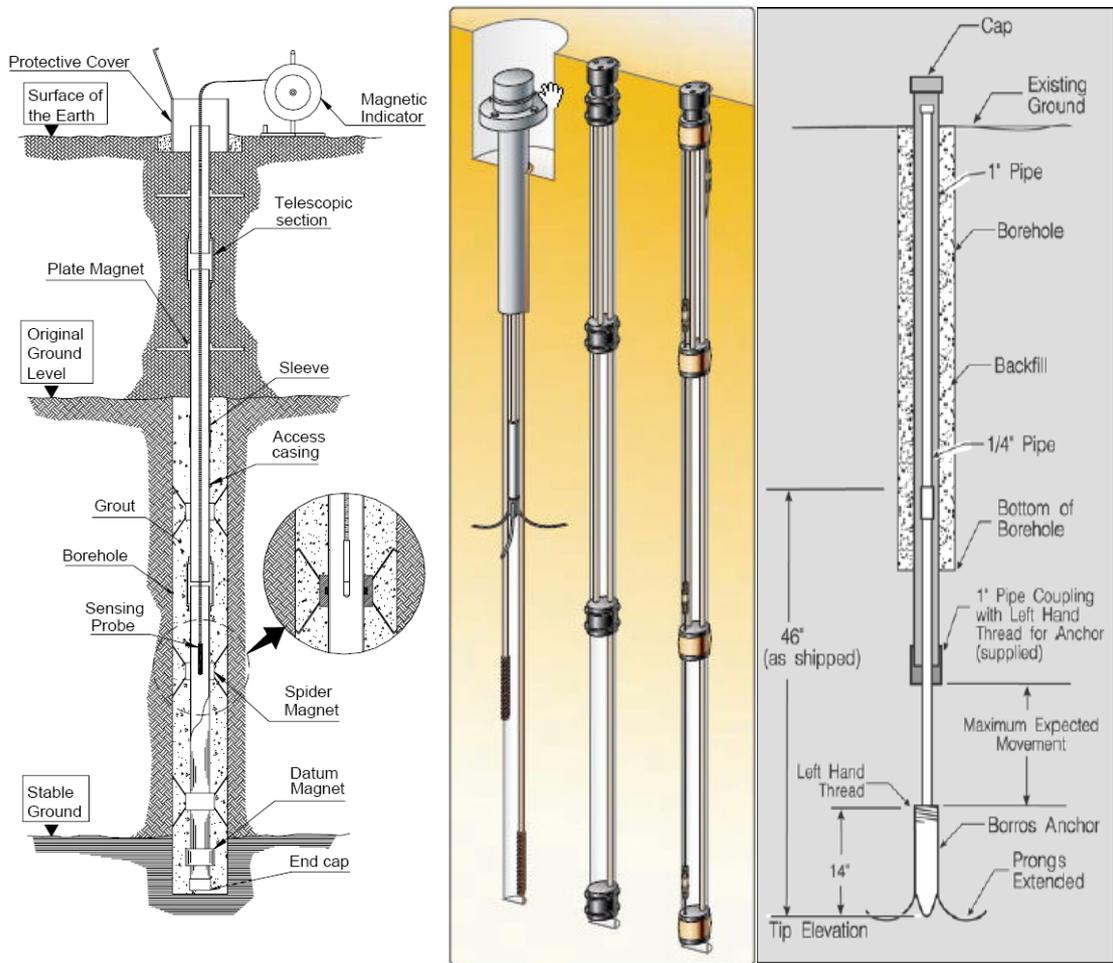
圖 1.1 沈陷板設置圖



磁圈及量測探棒



多點桿錨碇端



(a) 多點磁圈式

(b) 多點桿式

圖 1.2 地中沈陷計設置方式

### 1.1.2 傾度管 (人工記讀)

#### 1. 觀測目的

埋設於路堤、擋土壁後方土壤 (土層中傾度管) 或擋土壁體中，用來量測邊坡滑動及潛移的變位行為，作為邊坡穩定性的重要研判依據。

#### 2. 觀測原理

傾度儀為具有兩對滑輪組之傾斜度感應器 (或稱電子錘球)。伺服加速度式的原理，將錘球置於位置感應器的線圈磁場內，當有傾角或位移產生時，位置感應器之線圈磁場即可感應錘球與該系統垂直方向之位移，將此訊號轉為一電壓，電壓通過線圈後產生力量，使錘球回復至原來位置，電壓輸出訊號之改變量即為量測值。

觀測方向之定義為上導輪較高側 (垂直路堤之軸線) 為  $A^+$  方向，指向滑動方向，較低側為  $A^-$  向，而  $B^+$  向為  $A^+$  向順時針旋轉  $90^\circ$  的方向，如圖 1.3 所示。觀測時以電纜線連接雙軸感應器及傾度讀數器，並利用埋設之傾度管 (管內有四個方向之溝槽)，以滑輪組件引導雙軸感應器，沿著傾度管之溝槽緩緩的置入傾度管底端，沿著溝槽以每 50cm 為一單位，逐段提升雙軸感應器並記錄傾度值，持續量測至管口，即完成  $A^+$  方向工作。此時將感應器旋轉 180 度，再行逐段觀測，待完成  $A^-$  方向後，即可按量測值計算出地盤每 50cm 側向位移的情況。

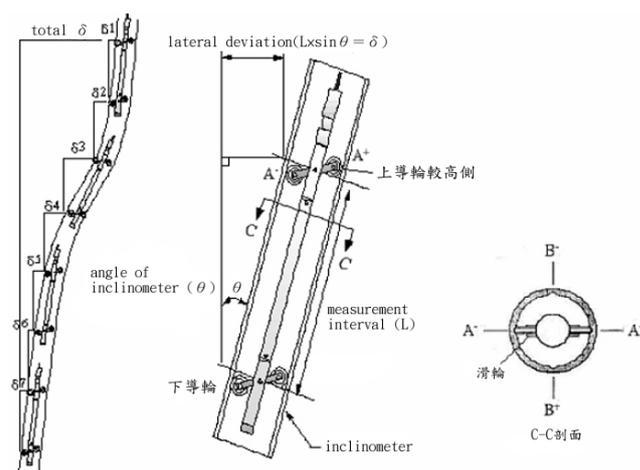


圖 1.3 傾度儀量測原理示意圖

傾度管在埋入時，傾度管裝設時， $A^+$ 及 $A^-$ 方向平行於滑動方向，而且 $A^+$ 為指向滑動方向，需深至地盤深處不動點（圖 1.3），經緯儀於設置時即觀測傾度管管口之座標值，視為不動點，於後續之傾度管監測皆以此點為基準施作，以避免遇到路堤坡土流動時，而隨之側向移動，造成不動點之假設產生錯誤，造成不正確之量測紀錄。

### 1.1.3 地表伸縮儀（人工與自動記讀）

#### 1. 觀測目的

用於監測路堤邊坡之土層滑動，又稱為地滑計，如圖 1.4。

#### 2. 觀測原理

主要由一鋼製可轉動之圓盤及電壓測讀計主體所構成（圖 1.4），圓盤上跨鋼鋼線，鋼鋼線一方連接一重錘設於邊坡上方之假設不動點，另一方則固定於斜坡上之滑動區內。當邊坡滑動時鋼鋼線隨著土體往下邊坡拉扯，圓盤亦跟著轉動並改變測讀系統之輸出電壓，該電壓可轉換成位移量。

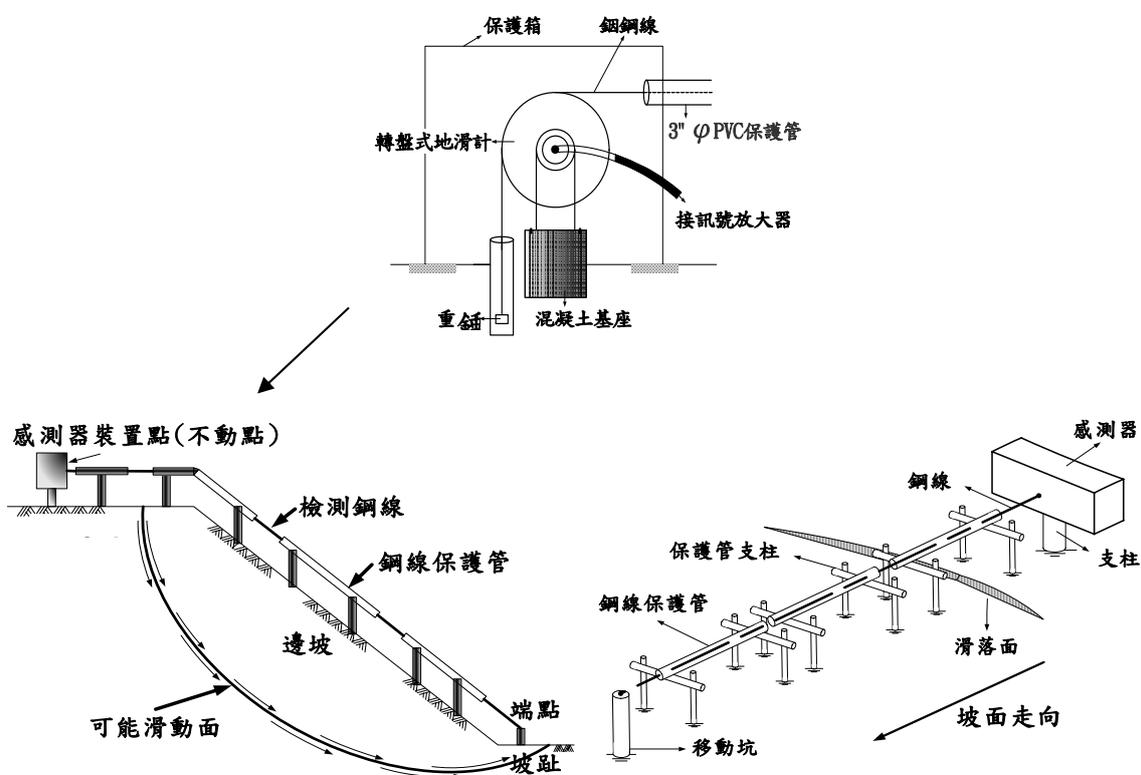


圖 1.4 地表伸縮儀感測系統配置圖

### 1.1.4 結構體裂縫計（自動記讀）

#### 1. 觀測目的

當發現路堤之擋土結構設施產生張力裂縫時（圖 1.5），跨過裂縫之兩端裝設，觀測紀錄裂縫伸張量之大小。

#### 2. 觀測原理

裝設是跨過裂縫之上端安裝於擋土結構之表面上，當擋土結構有不穩定之張力裂縫現象時，裂縫之兩端會產生相對位移，經由儀器之紀錄即可瞭解裂縫之伸縮情形。

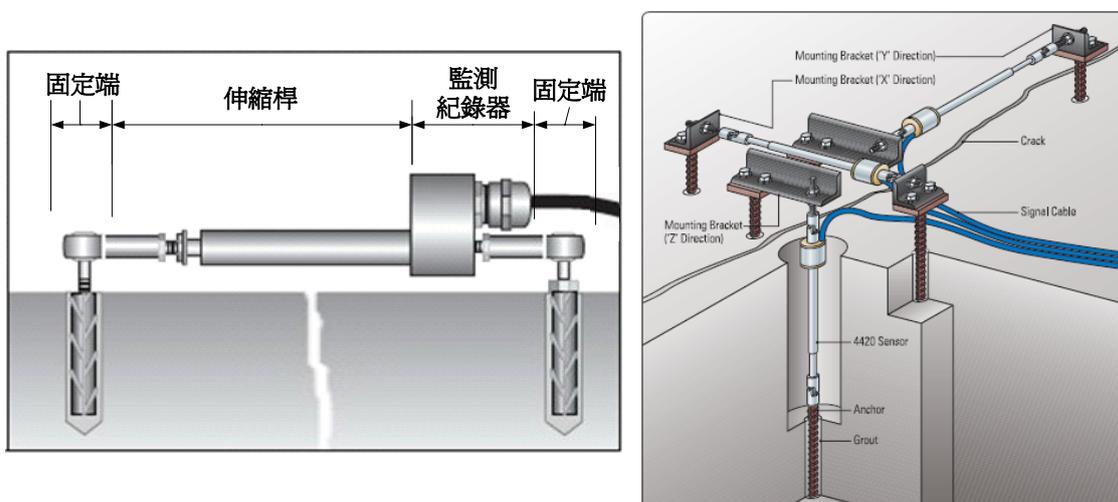


圖 1.5 監測裂縫單向與三向變位之裝設配置

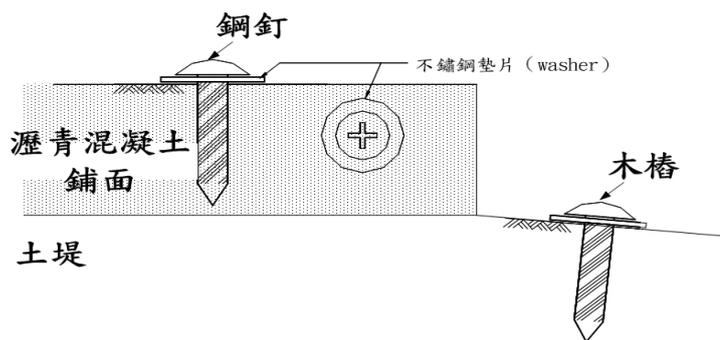
### 1.1.5 地表沈陷觀測點

#### 1. 觀測目的：

觀測路堤之路面的地表沈陷量，圖 1.6。

#### 2. 觀測原理：

沈陷觀測點多為不銹鋼螺栓或木材製品，分別安裝於路堤之路面或坡面上，觀測時在臨時水準點持立一水準尺，並以水準儀觀測之，稱為後視，然後再將水準尺置於沈陷釘上，以水準儀觀測之，稱為前視。觀測時避免於中午前後觀測，並且儘量避免觀測水準尺離地面 30cm 以下之讀數。



1.6 地面沈陷點布設方式

## 1.2 傾斜計 (人工記讀)

監測傾斜之儀器為傾斜計，主要是在監測擋土設施之傾斜量，以下將介紹傾斜計之原理與應用。

### 1. 觀測目的

本監測儀器是安裝於路堤之擋土結構物上，主要量測路堤之擋土設施，因土堤之側向土水壓力產生之傾斜量變化。

### 2. 觀測原理

當路堤結構物發生傾斜時，裝設於其上之傾斜計亦隨之傾斜，所產生之傾斜角即轉換成訊號輸至傾度讀數器而顯示出讀數，由此讀數可轉換回傾斜角；其設置方式與量測方法如下圖 1.7。



圖 1.7 傾度盤安裝於擋土結構上之方式

### 1.3 應力監測

應力之監測儀器包括有水位觀測井、電子式水壓計、電子式土壓計與地錨荷重計等四種監測儀器，其說明如下：

#### 1.3.1 水位觀測井（人工記讀）

##### 1. 觀測目的

主要是監測填築之路堤內的水位變化，以了解路堤內之水壓力大小與變化，分析路堤之穩定狀態。

##### 2. 觀測原理

水位觀測井是利用連通管原理，裝設於透水性較高之土壤中使用，在量測土層之水位高於或低於豎管時，豎管內外之水壓力差會造成地下水經由事先打設之透水孔流入或流出豎管，待豎管內外之水壓平衡穩定後，由豎管內量得之水位，即可代表該處土層之地下水位；其裝設方式如圖 1.8。

一般的水位觀測井，若孔徑太大，則豎管內水位反應管外之地下水位升降，可能較為緩慢，亦即時間延遲效應較為明顯；若豎管之孔徑較小，可以較為快速反應豎管外之水位變化，減少時間延遲效應，可是豎管孔徑至少需大於水位指示器之直徑，避免水位指示器無法放入豎管內量測地下水位。

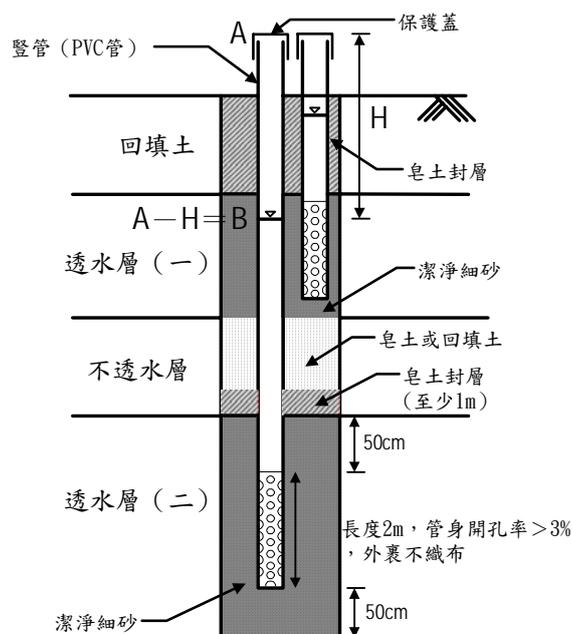


圖 1.8 水位觀測井安裝方式

### 1.3.2 電子式水壓計（自動記讀）

#### 1. 觀測目的

其觀測目的在於了解不同深度或不同土層之土壤孔隙水壓力變化及水位分佈情形。

#### 2. 觀測原理

電子式水壓計適合裝設於各種土層，可快速反應裝設處的水壓變化，沒有時間延遲效應，配合自動記讀系統長期連續記錄地下水位變化，提供地下水長期變化趨勢。

電子式水壓計約可分為兩種，一種是振弦式（圖 1.9），一種是電阻式，設計理念為必須隔絕土壓力對受壓版面的影響，因此，在受壓版前端裝設透水石，電子式水壓計在飽和狀態下，地下水進入透水石而對受壓版產生壓力，受壓版的位移導致振動鋼弦張力的變化或電阻迴路電阻的變化，達到量測水壓力的目的，因此量測水壓時沒有時間差的效應。可是振弦式儀器需要數據穩定或是收斂後才可記讀，因此無法量測地震時的水壓力，即不適合進行動態量測；而電阻式之水壓計則可在任何靜及動態情況下記讀水壓力的變化。

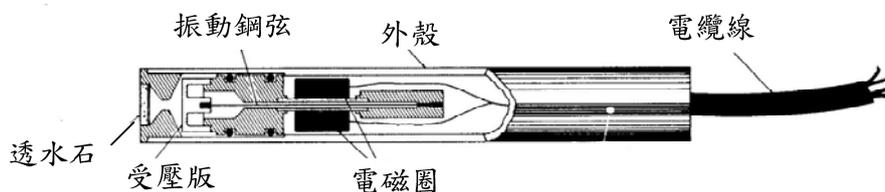


圖 1.9 振弦式電子水壓計構造

### 1.3.3 電子式土壓計（自動記讀）

主要是監測擋土牆後方之土壓力大小。



### 1.3.4 地錨荷重計（人工記讀）

#### 1. 觀測目的

在於監測路堤邊坡擋土設施上地錨受力情形，如圖 1.9。



圖 1.9 地錨荷重計安裝設置情況

#### 2. 觀測原理

荷重計是利用機械或液體受壓可傳導壓力之原理製成，其設備組成有裝置於錨頭之荷重環與專業量測用之測讀儀，透過地錨鋼鍵受拉伸張傳遞錨碇力至錨頭，然後利用荷重計與承壓結構體鎖固錨定鋼鍵，則鋼鍵將對荷重計與承壓結構體產生反作用力，此時再經由荷重計之量測，並記讀其監測值。

## 二、路堤工程監測系統之規劃原則

路堤工程於軟弱地質的沉陷及側移之監測系統規劃，將視路堤本身的重要性及保全對象而決定，例如台鐵路堤及高鐵路堤及供公眾高密度使用之國道運輸系統等，橋樑與路堤相接處之橋台路堤段，均應考慮橋樑與橋台路堤之不同沉陷量對交通結構物所影響的情形，對軟弱地質之路堤區段來規劃及配置不同的自動記讀監測系統。

至於縣道或鄉道之橋樑與橋台路堤或路堤下方有軟弱地質之監測系統規劃，若礙於維護經費之限制，建議可採人工記讀監測系統規劃，以確保橋台路堤本身及人車使用之安全。

### 2.1 路堤監測系統規劃之通則

路堤監測系統規劃為專業工作且須因地制宜，以下彙整監測系統規劃之通則：

1. 監測規劃前需要先蒐集現場地形、地表特徵、地質資料與地下水滲流情況、降雨紀錄評估及路堤現況等資訊，其次，依據上述資料進行路堤下陷或滑動原因之探討及可能的災害模式，選擇適當的監測儀器種類來證實災害種類，預估災害範圍，配置監測儀器的平面及深度位置，再決定適當的監測儀器數量，以人工或自動化方式進行監測。
2. 傾度管埋設深度應超過預期滑動面以下一定深度，以確定其為不動點，並由兩支傾度管的監測結果預估滑動面的位置。地下水位或水壓監測應接近預期滑動面，如下圖所示，當SP-2裝設於預期滑動面時，隨著滑動面的剪應變增加，SP-2的水壓力也將較其他水壓計的增量為大，進一步證實滑動面的位置，所以，監測儀器佈設種類及數量應足以交叉比對確認滑動現象之真實性。

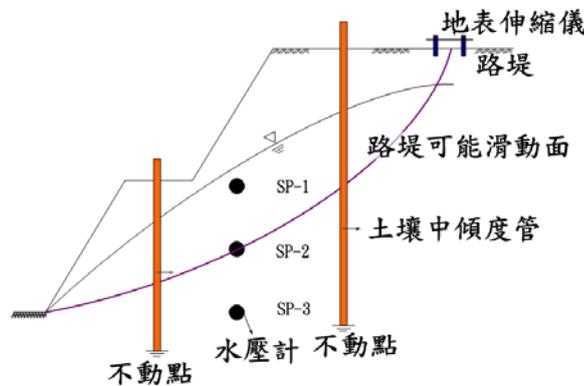


圖 2.1 路堤監測儀器佈設示意圖

3. 水位觀測井僅適用於透水性良好的地層，因在細顆粒土壤的滲透係數

低，無法快速的反應土層內水位之變化，必須使用氣壓 (pneumatic)、振弦 (vibrating - wire) 或電子壓力感應器 (electronic transducer) 式之水壓計，才可快速反應細顆粒土壤及黏土中之水位高程變化。

- 4.若路堤之上邊坡或下邊坡有設置擋土牆或格框地錨等護坡工法時，需配置相關之監測儀器，如擋土牆牆面之結構物傾度盤、裂縫計、地錨荷重計及擋土牆內之土壓計等以綜合研判路堤之安全性。

## 2.2 路堤不同破壞模式之監測系統規劃

一般位於軟弱黏土或疏鬆砂土地盤之路堤工程監測系統規劃，分別概述如下：

### 1.軟弱黏土地盤路堤圓弧型滑動破壞之監測系統規劃佈設

當路堤沿著下凹的彎曲面發生滑動或剪力破壞，即下凹的彎曲面上之土壤剪力強度小於滑動體所產生之剪應力時，所產生之圓弧型滑動破壞，使路堤產生破壞，主因為排水設施不良，受雨水侵蝕，路基土壤含水量增加，自重增加，剪力強度降低，或者施工滾壓不當等。須於路堤周圍配置以下監測儀器，如表2.1所示，並將數種監測結果相互交叉比對，以確定路堤是否處於安全穩定之狀態，如圖2.2所示。

表 2.1 軟弱黏土地盤路堤圓弧型滑動破壞之監測儀器與目的

監測儀器	監測目的
沉陷觀測點	監測地表沉陷量
水壓計	監測軟弱黏土地層中之超額孔隙水壓的變化情形
土壤中傾度管	監測軟弱黏土地層之弧型滑動的深度
地滑計 (地表伸縮儀)	監測張力裂縫兩側之相對位移量及滑動時間
結構物傾度盤	監測構造物兩個方向不同之傾斜量
結構物裂縫計	監測構造物表面裂縫的大小
地錨荷重計	地錨預力的大小
土壓計	監測構造物承受土壓力的大小

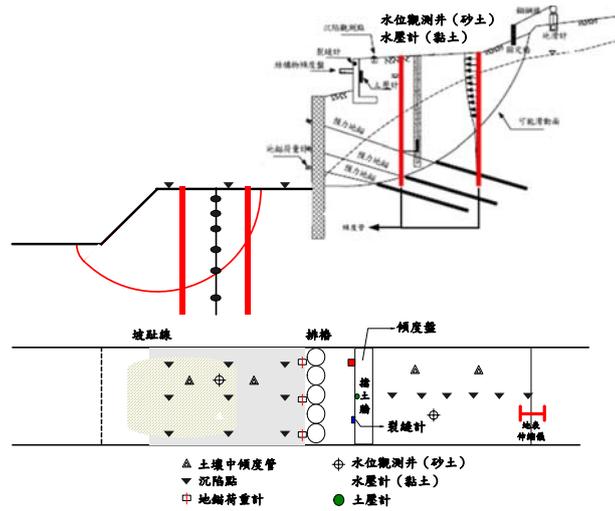


圖 2.2 軟弱黏土地盤路堤圓弧型滑動破壞之監測系統規劃佈設示意圖

## 2. 疏鬆砂土地盤路堤滑動之監測系統規劃佈設

當路堤沿著平面（弱面、不連續面或不同材料之界面）發生滑動或剪力破壞，即平面上之土壤剪力強度小於滑動體所產生之剪應力時，所產生之平面型滑動，使路堤產生平面滑動破壞。當路堤下方之疏鬆砂土發生震動而液化流動，使路堤產生之側向移動或產生漸次擴展之側向運動破壞。須於路堤周圍配置以下監測儀器，如表 2.2 所示，並將數種監測結果相互交叉比對，以確定路堤是否處於安全穩定之狀態，如圖 2.3 所示。

表 2.2 疏鬆砂地盤路堤滑動之監測儀器與目的

監測儀器	監測目的
沉陷觀測點	監測地表沉陷量
水位觀測井	監測疏鬆砂土地層中之水位的變化情形
土壤中傾度管	監測疏鬆砂土地層之側向變位情形
水壓計	監測疏鬆砂土地層中之水壓的變化情形

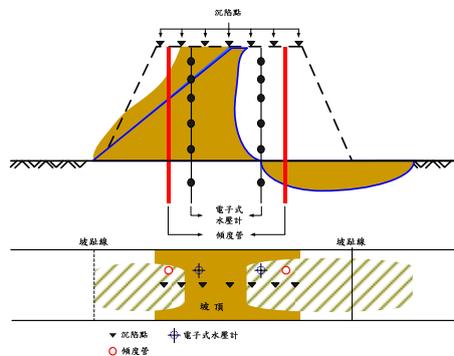


圖 2.3 疏鬆砂地盤路堤滑動破壞之監測系統規劃佈設示意圖

### 三、基樁工程監測儀器簡介及應用

一般位於軟弱黏土及疏鬆砂土地盤之基樁工程常用監測儀器，大約可分為位移監測、傾斜監測及應力監測等三大類，以下章節將對各監測之儀器設備，詳述其使用原理及裝設原則。

#### 3.1 位移監測

位移之監測儀器包括有傾度管、永久水準點、連通管沉陷計、地面沉陷觀測點、地中多點桿式沈陷儀等五種監測儀器，其說明如下：

##### 3.1.1 傾度管（人工記讀）

用來量測在土壤中基樁的側向變位，特別是樁載重為水平方向時，這些監測是必須的。傾度管可埋入基樁或樁外之土壤（土壤中傾度管）等，其材質有合成塑膠（ABS-plastic）與鋁製等二種。

量測方式一般由傾度管底部向上取等距離 50cm 為間距，量測各測點的側向位移，累加即為該結構體之總側向位移，如圖 3.1 所示，其計算方法如下所示：

$$\text{測點間位移量} = L \times \sin \theta$$

$$\text{總位移量} = \sum L \times \sin \theta$$

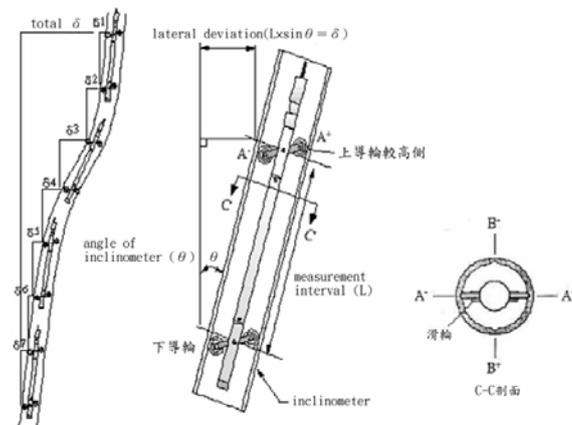


圖 3.1 傾度儀量測原理示意圖

利用傾度管量測基樁之側向變位量需有一個前題，必須已知傾度管任一點之側向變位量，因此必須將傾度管埋入地盤深處不動點，以避免基樁底端側向移動，造成底端不動點的假設產生錯誤，如圖 3.2 所示。

##### 3.1.2 永久水準點（人工記讀）

永久水準點之埋設深度應達承載層（圖 3.3），即岩盤或地質年代久遠之沉積地盤，做為平常測量隆起與沉陷的基準，一般需定期進行永久基準點之閉合測量，檢測其是否有變動。

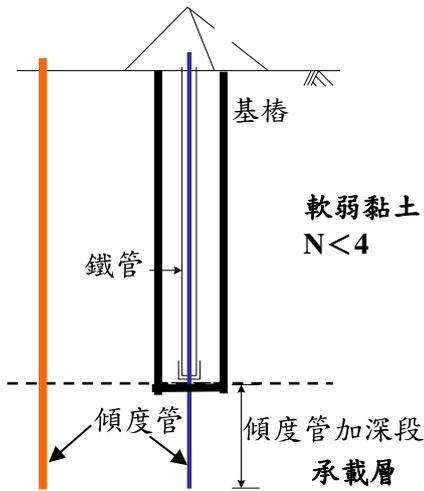


圖 3.2 樁內傾度管至不動層示意圖

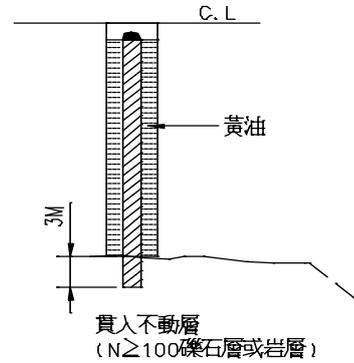


圖 3.3 永久水準點安裝示意圖

### 3.1.3 連通管沉陷計（可自動記讀）

本沉陷計必須設置基準水槽，以量測各橋墩之相對沉陷量。

#### 1. 觀測原理

利用連通管原理之相對沉陷計，即於各受測點約略等高處安裝小型水槽及水壓計，並以水管相連接成液體相通之系統，當其中某測點處發生沉陷時，該處水槽之水位增高導致水壓上升，即可換算為相對沉陷量。設置時應考慮溫度效應及管線過長時管壁磨擦所造成之壓力水頭損失（head loss）。因甘油可減低水受熱膨脹效應，因此採用甘油與水以 1：1 之比例混合之液體，以減少溫差所造成之影響。

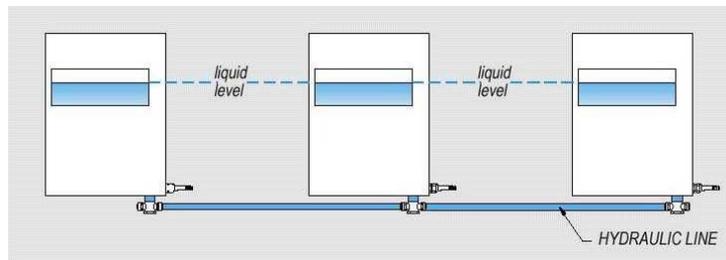


圖 3.4 連通管原理沉陷計之示意圖

#### 2. 安裝步驟

- (1) 於現場橋墩及堤防外指定位置及高程安裝固定基座和基準水槽。

- (2) 將連通管沉陷計固定於基座上，並連接連通管、氣壓平衡管及量測電纜。
- (3) 設定量測頻率及啟動裝置進行自動監測。

### 3.1.4 地面沉陷觀測點（人工記讀）

沉陷觀測點可配置於現有樁帽基礎或橋墩上或埋於土中不動點處，且多為不銹鋼螺栓製品。

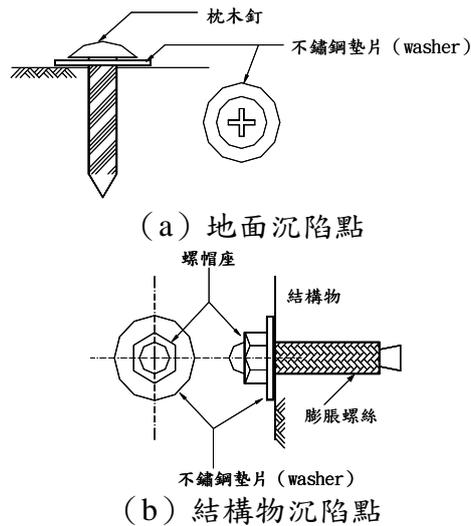


圖 3.5 沉陷點示意圖

### 3.1.5 地中多點桿式伸縮儀（人工記讀）

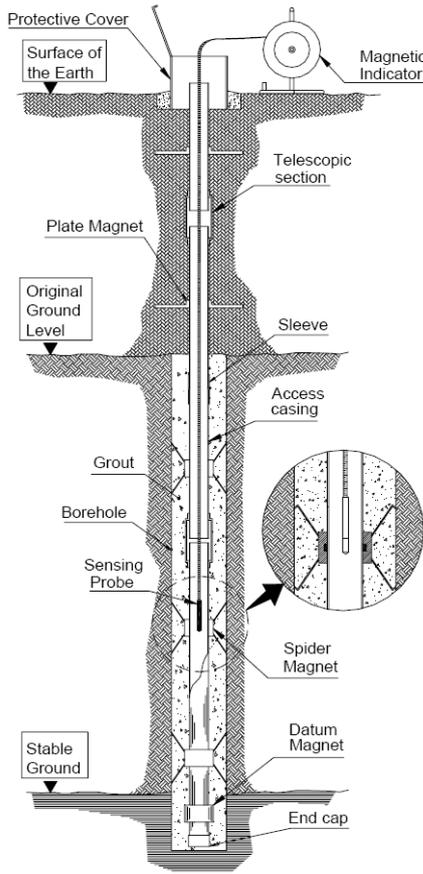
將多點桿式伸縮儀埋於土中（如圖 3.6 所示），係用於量測不同深度土層的沉陷情形。觀測時直接採用電子感應器或測微量尺放置伸縮儀頂部進行沉陷觀測，由讀數器之讀數經與原初始值相互比較，得沉陷量之大小。



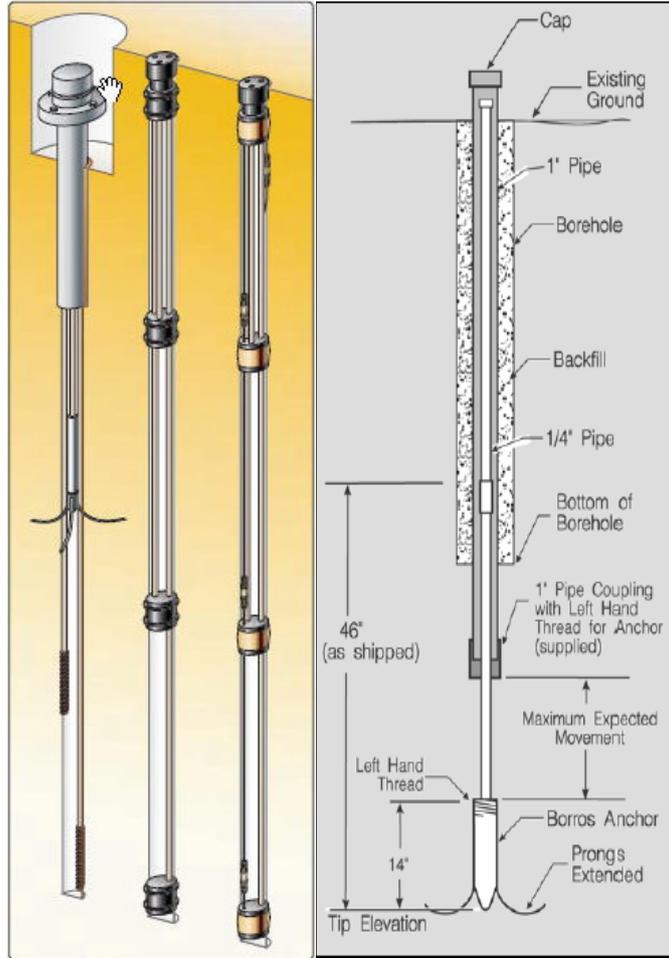
磁圈及量測探棒



多點桿錨碇端



(a) 測層磁圈式



(b) 多點桿式

圖 3.6 多點桿式及磁圈式伸縮儀安裝示意圖

### 3.2 傾斜監測

傾斜之監測儀器為傾斜計，主要是在監測基樁之傾斜量，以下將介紹傾斜計之原理與應用。

儀器安裝於橋墩基樁之傾斜計，可分為人工監測之傾斜計（如

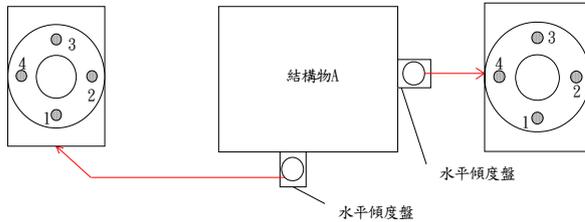


圖 3.7 傾度盤配置平面圖

圖 3.8 自動監測傾斜計

所示)，及自動化監測之傾斜計；而自動化監測之傾斜計為 Geokon Model 6350 雙軸傾斜計。

- 1.人工記讀之傾斜計
- 2.自動化監測之傾斜計（Geokon Model 6350 傾斜計）

本雙軸傾斜計，可量測橋墩在車行方向及垂直車行或水流方向之傾斜量。

基本上由兩個單軸振弦式傾斜計所組成，安裝時兩個單軸傾斜計固定一個支撐架上形成 90 度的垂直角以利量測雙軸向之傾斜度，當橋樑產生傾斜時電磁感應線圈就隨著產生感應量，線圈的改變量轉換成電壓訊號，再經過數位轉換的運算即可瞭解橋樑傾斜的物理量。

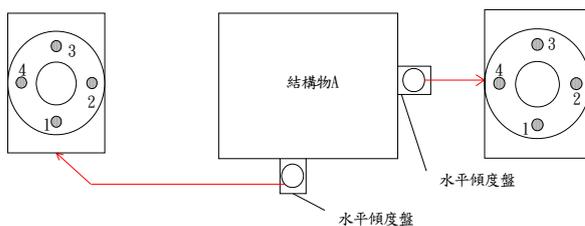


圖 3.7 傾度盤配置平面圖



圖 3.8 自動監測傾斜計

### 3.3 應力監測

- (1) 水位觀測井（人工記讀）

水位觀測井是利用連通管原理，當所量測土層之水位高於或低於豎管時，豎管內外之水壓力差會造成地下水經由事先打設之透水孔流

入或流出豎管，待豎管內外之水壓平衡穩定後，由豎管內量得之水位，即可代表該處土層之地下水位。

一般的水位觀測井，根據使用的目的，而可能設計不同的孔徑，若孔徑太大，則豎管內水位反應管外之地下水位升降，可能較為緩慢，亦即時間延遲效應較為明顯；若豎管之孔徑較小，可以較為快速反應豎管外之水位變化，減少時間延遲效應，可是豎管孔徑至少需大於水位指示器之直徑，避免水位指示器無法放入豎管內量測地下水位。

## (2) 電子式水壓計 (Piezometer, 人工記讀)

安裝電子式水壓計的目的在於了解不同深度或不同土層之土壤孔隙水壓力變化及水位分佈情形，適合裝設於所有土層，可快速反應裝設處的水壓變化，沒有時間延遲效應，配合自動記讀系統長期連續記錄地下水位變化，提供地下水長期變化趨勢。

電子式水壓計構造之設計理念為必須隔絕土壓力對受壓版面的影響，因此，在受壓版前端裝設透水石，電子式水壓計在飽和狀態下，地下水進入透水石而對受壓版產生壓力，受壓版的位移導致震動鋼弦張力的變化，造成鋼弦自然振動頻率的改變，因此達到量測水壓力的目的，所以量測水壓沒有時間差的效應。可是振弦式儀器需要數據穩定或是收斂後才可記讀，因此均無法量測地震時的水壓力，即不適合進行動態量測。

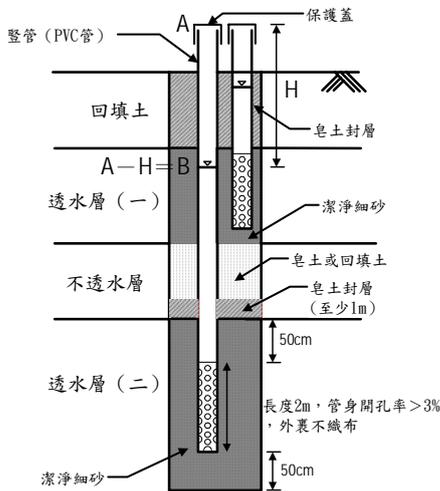


圖 3.9 水位觀測井安裝示意圖

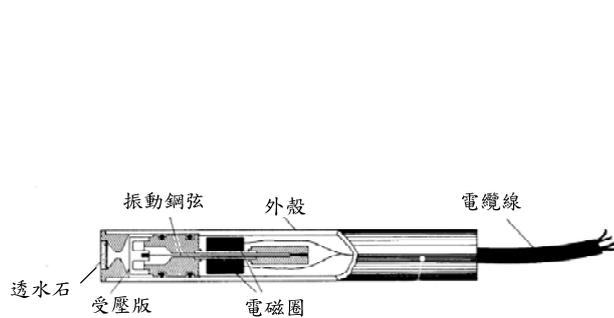


圖 3.10 電子式水壓計示意圖

## 四、基樁工程之監測系統規劃

基樁監測系統規劃可分為基樁施工前的樁載重試驗及研判分析如 4.1 & 4.2 所敘述，以及營運階段的安全觀測，此時需要考慮地盤土壤的種類所對應的可能發生災害之模式，以選擇合適種類的監測儀器，安裝在適當的平面位置及適當的地盤深度中，如 4.3 所述。

### 4.1 基樁載重試驗監測系統及檢測項目

為了解試驗樁各階段受力過程之樁身軸力分佈、磨擦力分佈、伸縮量、樁尖承載力和基樁混凝土品質，故於試驗樁樁身埋設鋼筋計、混凝土應變計、伸縮儀以及完整性檢測管等監測儀器，鋼筋計及混凝土應變計通常裝設於土層分界處，伸縮儀則安裝於基樁的各節鋼筋籠，完整性檢測管之長度需配合基樁樁長，安裝時必須確實固定於鋼筋籠上。在基樁載重試驗之前，必須先進行基樁混凝土完整性超音波檢測，確認混凝土的品質是正常的，再進行樁載重試驗。樁頂荷重分成數階段的加載及卸載的週期，於試驗過程中，藉由電腦自動記讀設備及人工定時記錄，讀取樁頂荷重計、沉陷計及樁身內各項監測儀器讀值，以便進行後續之分析工作，監測儀器配置如圖 4.1 所示。

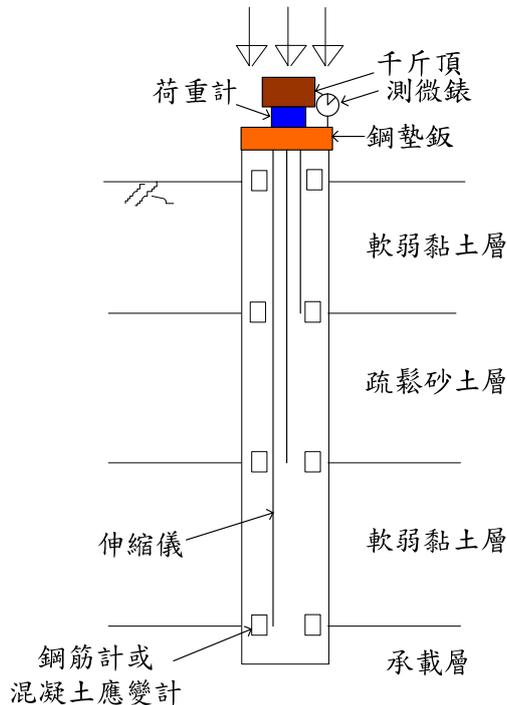


圖 4.1 樁載重試驗監測系統之埋設示意圖

### 4.2 樁載重試驗資料之彙整與分析

#### A. 基樁壓(拉)應力及軸力分析

基樁載重試驗過程中，樁體之應力分佈情形及其變化，藉由樁體內部特定斷面所安裝之鋼筋計量測資料，得以推算各加載階段鋼筋所受應力，通常混凝土應變計會和鋼筋計安裝於同一斷面，如果混凝土和鋼筋充分握裹，可以假設混凝土之應變量與鋼筋之應變量相同 ( $\varepsilon_c = \varepsilon_s$ )，而混凝土的彈性模數已知，即可推算得混凝土所受應力，將混凝土和鋼筋所受應力分別乘上受力面積並且加以疊加，故可得樁體所受軸力。

#### B. 樁身摩擦力分析

由各斷面上樁體所受軸力差值即為樁段之樁身摩擦力。

#### C. 樁身所受平均摩擦應力分析

根據該樁段之樁身摩擦力除以樁段樁周面積，即為該樁段平均摩擦應力。

#### D. 平均摩擦應力與位移曲線(t-z curve)

平均摩擦應力與位移曲線(t-z curve)代表了樁身土壤摩擦應力和位移之關係，其中平均摩擦應力(t)計算方式如前述，各樁段上下斷面軸力得到樁段的彈性變位量，計算方法如下式所示。

$$\delta_i = \frac{\left( \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \right) \cdot L_i}{A_s \cdot E_s + A_c \cdot E_c}$$

其中  $\delta_i$  為 i 斷面和 i+1 斷面間的彈性變位量(m)

$L_i$  為 i 斷面和 i+1 斷面之間的樁段長度(m)

樁頂的位移量可以由樁頂沉陷計(LVDT)得到，將樁頂位移量扣除樁頂到某斷面深度的樁身彈性變位量，所得即基樁於該斷面相對於土壤之位移量。因此將每個樁段上下斷面的樁土相對位移量加以平均，就可以代表該樁段中點之樁土相對位移量。求得每個樁段的樁土相對位移量後，配合每個樁段的平均摩擦應力，就可以得到各樁段隨樁頂荷載變化的 t-z 曲線。

#### E. 樁底應力與位移曲線(q-z curve)

樁底應力與位移曲線(q-z curve)代表了樁底土壤承載應力與位移的關係，壓力樁之樁底承載力可以藉由假設最後一個樁段的傳遞荷重完全傳遞至樁底，將此傳遞荷重除以樁底斷面積，即為樁底承載應力，再把樁頂位移量扣掉整支基樁的彈性變位量，可求得樁底沉陷量，如此便可繪出每一階載重之樁底承載應力與對應樁底位移之關係，即 q-z 曲線，如圖 4.2 所示。

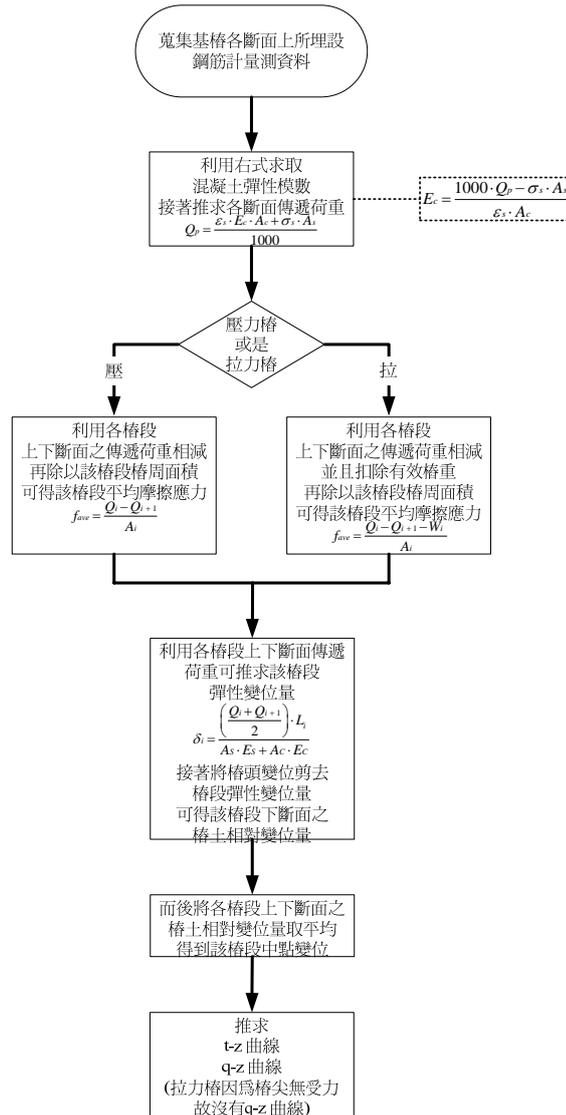


圖 4.2 推求 t-z 與 q-z 曲線流程圖

#### F. 樁頂荷載與位移曲線(P-S curve)

現場基樁載重試驗完成後，藉由彙整荷重計及樁頂沉陷計(LVDT)之讀值，可以得到基樁樁頂荷載與位移曲線，一般簡稱為試樁曲線(P-S curve)。

#### 4.3 基樁監測系統佈設規劃

基樁監測系統的規劃必須依據下列部驟:1.首先蒐集地盤鑽探資料與力學參考資料及地下水狀況，由於不同的土壤種類及鬆軟特性，將形成某種基樁破壞模式，2.依據地盤的資訊研判基樁破壞的可能模式，然後選擇可以擷取這種破壞模式的監測儀器類別，3.研判災害影響範圍，4.決定儀器配置平面位置，同時再依據地盤層別土壤性質，以決定監測儀器裝設深度。5.依據災害的潛在規模、橋樑本身的重要性及經費預算決定可採用人工計讀或自動化監測系統，以確保橋樑本身及人車使用之安全。其

規劃流程如圖 4.3 所示。

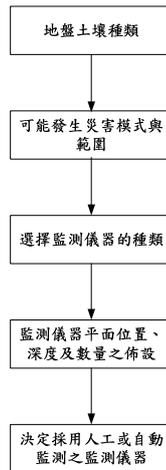


圖 4.3 基樁監測系統規劃流程圖

一般位於軟弱黏土或疏鬆砂土地盤之基樁工程之監測系統規劃，基樁破壞模式與對應之監測系統規劃佈設，大約可分為二種：1.基樁承受負摩擦力之變位。2.基樁產生傾斜變位。茲分別概述如下：

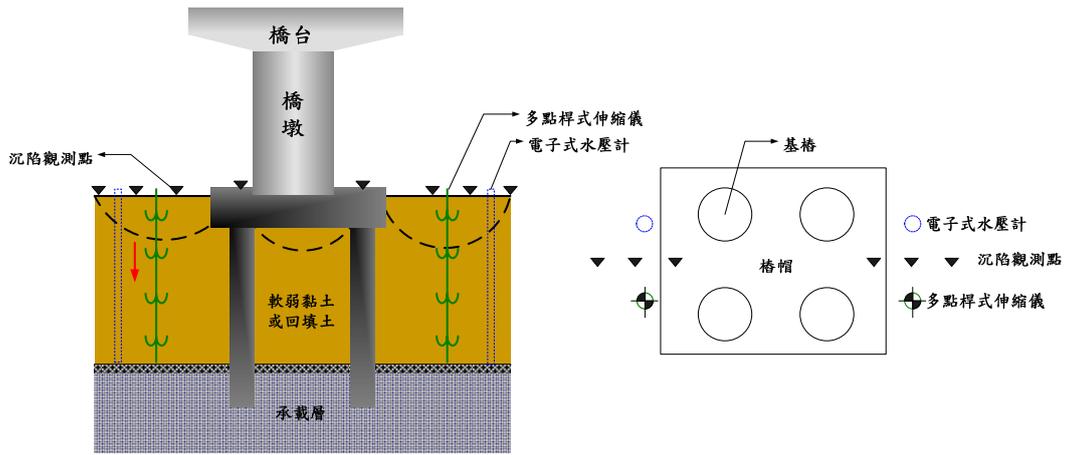
#### 4.3.1 基樁承受負摩擦力

當基樁穿過地質年代輕，屬剛沉積之軟弱黏土地盤 ( $OCR < 1$ ) 或疏鬆砂土地盤因抽取地下水導致地層下陷，使樁身周圍土壤沉陷速率大於基樁本身的下沉速率，土壤對基樁產生向下拉拔的力，稱之為負摩擦力，至於造成負摩擦力之原因可簡單歸納下列幾點：1.軟弱黏土地盤因樁體施工時之擾動，如施工時的重機械造成之超額荷載加速地盤壓密沉陷、2.疏鬆砂土地盤因鄰近工地抽取及使用地下水，使土壤承受的有效應力增加，造成土壤短期的壓密沉陷。

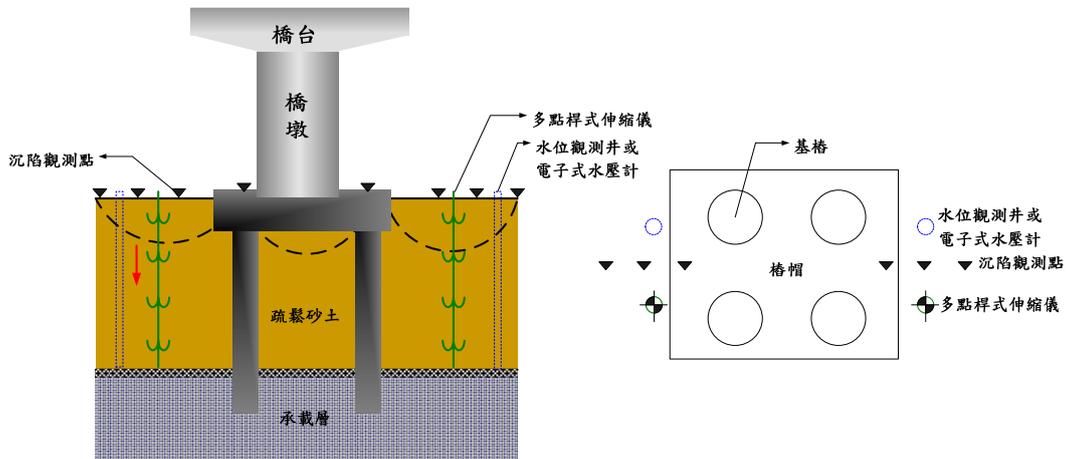
為了瞭解基樁是否承受負摩擦力，必須在基樁周圍配置以下之監測儀器，如表 4.1 所示，並將三種監測結果相互交叉比對，以確定基樁是否處於安全穩定之狀態，如圖 4.4 所示。

表 4.1 量測基樁承受負摩力之監測儀器與目的

監測儀器	監測目的
桿式伸縮儀	地盤不同深度的沉陷
式水壓計	軟弱黏土地盤中之超額孔隙水壓變化情形
觀測點	地表沉陷量



(a) 軟弱黏土或回填土



(b) 疏鬆砂土

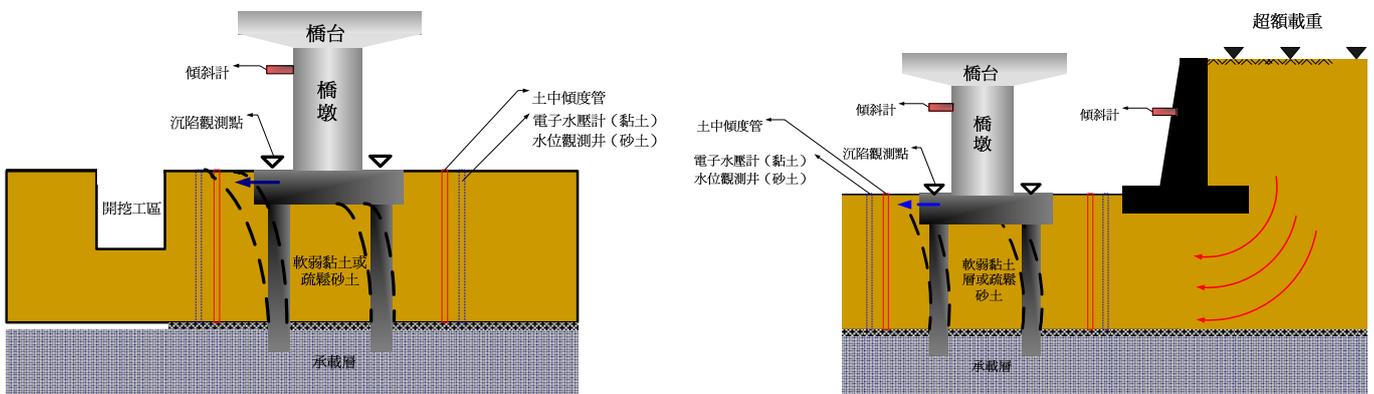
圖 4.4 基樁承受負摩擦力之監測系統規劃佈設示意圖

### 4.3.2 基樁產生傾斜變位之監測系統規劃佈設

當鄰近工區進行土方開挖工程，則連續壁的側向變位必會發生，周圍地盤土壤向開挖側流動，連帶使得基樁產生傾斜變位，如圖 4.5 (a) 所示；當地表有超載作用並且樁身周圍土壤極為軟弱（軟弱黏土或疏鬆砂土），地盤土壤的移動方向如圖 4.5 (b) 所示，造成樁帽的水平移動。為了瞭解基樁是否產生水平變位，必須在基樁周圍配置下述監測儀器如表 4.2 所示，並將四種監測結果相互交叉比對，以確定基樁是否處於安全穩定的狀態。

表 4.2 量測基樁產生傾斜變位之監測儀器與目的

監測儀器	監測目的
中傾度管	監測軟弱黏土或疏鬆砂土等地盤之側移情形
水壓計（軟弱黏土）或 水位觀測井（疏鬆砂土）	水 監測軟弱地層側移時所產生之水壓或水位的變化情形
觀測點	監測地表沉陷量
計	監測樁基礎上方橋墩之傾斜情形



(a) 側邊土方開挖

(b) 超額載重作用

圖 4.5 基樁產生傾斜變位之監測系統規劃佈設示意圖

臺灣西南沿海地區軟弱地質交通結構物設計處理對策論文集

交通部運輸研究所