

95-35-7179

MOTC-IOT-94-H1DB006

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)



交通部運輸研究所

中華民國 95 年 3 月

95-35-7179

MOTC-IOT-94-H1DB006

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)

著者：賴瑞應、曾一平、林炳森、陳景文、
張德文、楊長義、張睦雄、葛德治、
吳志強、聶國昀

交通部運輸研究所

中華民國 95 年 3 月

臺灣西南沿海地區軟弱地質交通結構物設計處理
對策研究. (1/2) / 賴瑞應等著. -- 初版. --
- 臺北市：交通部運研所，民 95
面：公分
參考書目：面
ISBN 986-00-4761-8(平裝)

1. 地質調查 — 臺灣 2. 結構工程 3. 道路工
程

356.232

95005639

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)

著者：賴瑞應、曾一平、林炳森、陳景文、張德文、楊長義
張睦雄、葛德治、吳志強、聶國昀

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(中文版>中心出版品)

電話：(04)26587176

出版年月：中華民國 94 年 3 月

印刷者：德輝興業有限公司

版(刷)次數冊：初版一刷 130 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

定價：500 元

展售處：

交通部運輸研究所運輸資訊組·電話：(02)23496880

國家書坊臺視總店：臺北市八德路 3 段 10 號 B1·電話：(02)25781515

五南文化廣場：臺中市中山路 2 號 B1·電話：(04)22260330

GPN：1009500713

ISBN：986-00-4761-8 (平裝)

著作財產權人：中華民國(代表機關：交通部運輸研究所)

本著作保留所有權利，欲利用本著作全部或部份內容者，須徵求交通部運輸研究所書面授權。

95 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)

交通部運輸研究所

GPN : 1009500713

定價 500 元

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：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)			
國際標準書號 (或叢刊號) ISBN 986-00-4761-8 (平裝)	政府出版品統一編號 1009500713	運輸研究所出版品編號 95-35-7179	計畫編號 94-H1DB006
本所主辦單位：港研中心 主管：邱永芳 計畫主持人：賴瑞應 聯絡電話：04-26587115 傳真號碼：04-26564418	合作研究單位：杜風工程顧問有限公司 計畫主持人：曾一平 研究人員：林炳森、陳景文、張德文、楊長義、張睦雄、葛德治、吳志強、聶國昀 地址：臺北縣淡水鎮中正東路二段27-7號17樓 聯絡電話：02-88098001		研究期間 自 94 年 3 月 至 94 年 12 月
關鍵詞：軟弱地質、交通結構物、臺灣西南部			
<p>摘要：</p> <p>臺灣西南部的沖積平原地區多屬砂土和黏土互層之年輕地層，濱海工業區則多抽砂回填之新生地，兩者之地質相當軟弱。有鑑於目前國內之交通建設因受到地形之限制與用地取得問題，已很難自由選擇最佳場址或路線，而必須設法改良軟弱地盤、或克服軟弱地盤對交通結構物的不良影響，而加以利用。然而，目前國內尚未有系統地彙整西南沿海地區軟弱土層之分佈，而且對軟弱土層對交通結構物之影響，亦未加以有系統的分析受損機制。因此，針對臺灣西南沿海地區軟弱地質交通結構物設計處理對策確是一亟待研究探討的課題。</p> <p>本年度之主要研究目標在蒐集西南部沿海七縣市現有鑽探資料，期以瞭解西南部沿海地區軟弱地質區的分佈狀況，並完成西南沿海地區軟弱地質資料庫之建檔。另外，並蒐集發生在軟弱土層上之路堤路面基礎與橋樑樁基礎之受損案例，分析歸納其受損型態與原因，並初步針對地盤改良工法、基礎補強工法與結構補強工法，據以研擬相關設計處理之可能對策，以提供新建與既有交通結構物規劃、設計或改善參考。</p>			
出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
95 年 3 月	370	500	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
<p>機密等級：</p> <p><input type="checkbox"/>密 <input type="checkbox"/>機密 <input type="checkbox"/>極機密 <input type="checkbox"/>絕對機密</p> <p>(解密條件：<input type="checkbox"/> 年 月 日解密，<input type="checkbox"/>公布後解密，<input type="checkbox"/>附件抽存後解密， <input type="checkbox"/>工作完成或會議終了時解密，<input type="checkbox"/>另行檢討後辦理解密)</p> <p>■普通</p>			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

PUBLICATION ABSTRACTS OF RESEARCH PROJECTS
INSTITUTE OF TRANSPORTATION
MINISTRY OF TRANSPORTATION AND COMMUNICATIONS

TITLE: Design Procedures of Transportation Infrastructures on the Soft Soil Foundation in the Southwestern Ocean Area of Taiwan (1/2)			
ISBN(OR ISSN) ISBN 986-00-4761-8 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1009500713	IOT SERIAL NUMBER 95-35-7179	PROJ ECT NUMBER 94-H1DB006
DIVISION: Harbor & Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Chiu Yung-Fang PRINCIPAL INVESTIGATOR: Lai J ui-Ying PHONE: (04) 26587115 FAX: (04) 26564418			PROJ ECT PERIOD FROM March 2005 TO December 2005
RESEARCH AGENCY: SINOTECH ENGINEERING CONSULTANTS, LTD. PRINCIPAL INVESTIGATOR: Tseng, Yi-Ping PROJ ECT STAFF: Lin, P.S., Chen, J .W., Chang, D.W., Yang, Z.Y., Chang, M.S., Ke, T.C., Wu, J .C., Nieh, K.Y. ADDRESS: 17F, 27-7, Chung Cheng E. Rd, Tamsui, Taipei, Taiwan, R.O.C. PHONE: 02-8809-8001			
KEY WORDS: Soft ground, transportation ifrastructure, southwestern area of Taiwan			
ABSTRACT: <p>Civil engineers usually concern the soft soil in the southwestern area of Taiwan. However, the distribution of soft soil is not systematically recorded. There are no any literatures or reports on this subj ect. Therefore the first goal of this proj ect is to develop and analyze the geological boring data of this area. The results can be then applied to the planning and design of transportation infrastructures. On the other hand, the uncertainty of soft soil properties is also not verified. There are no codes or regulations for the soil improvement, foundation retrofit, and soft soil design. The associated design is usually based on engineering j udgment. Therefore, the second goal of this proj ect is to develop the design procedures for the transportation infrastructures located in soft soil areas. It is expected that this study can help engineers get some experiences.</p> <p>In the first year of the proj ect, the distributon of soft ground is preliminarily determined based on numerous SPT-N values of borehole data in the southwestern area of Taiwan. The damage mechanism of road embankment and pile foundation is drawn from the collected field cases in this area. The ground improvement methods and the design principles to avoid the damage of embankment and pile foundation in soft ground were then proposed.</p>			
DATE OF PUBLICATION March 2006	NUMBER OF PAGES 370	PRICE 500	CLASSIFICATION RESTRICTED CONFIDENTIAL SECRET TOP SECRET UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

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)

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	II
表目錄	X
圖目錄	X II
照片目錄	X VII
第一章 緒 論	1-1
1.1 緣起	1-1
1.2 研究目的	1-1
1.3 研究內容與方法	1-2
1.4 研究對象	1-3
1.5 研究分期	1-3
第二章 軟弱地質概述	2-1
2.1 軟弱地質之定義	2-1
2.2 軟弱地質之形成因素	2-1
2.3 軟弱地質分佈區之特徵	2-3
2.4 軟弱地質之工程考量	2-4
2.4.1 路堤工程	2-4
2.4.2 路塹工程	2-4
2.4.3 基樁工程	2-4
2.5 軟弱地質之環境影響因子	2-5
2.5.1 土壤參數	2-5
2.5.2 地下水	2-5

2.5.3 地震	2-5
2.6 軟弱地質受震反應	2-5
2.6.1 沖積土層對地震之影響	2-6
2.6.2 沖積土層對地震振動頻率之影響	2-6
2.6.3 沖積土層對地震強度之影響	2-7
2.6.4 震波放大效應之相關研究	2-7
2.6.5 土壤非線性反應	2-8
2.7 軟弱地質之耐震考量	2-8
2.7.1 日本規範	2-8
2.7.2 美國規範	2-8
第三章 西南沿海新生地之地形變遷	3-1
3.1 區域地質	3-1
3.2 地層分佈	3-2
3.3 西南沿海地層概述	3-5
3.4 西南沿海地形特色	3-5
3.5 西南沿海軟弱地質分佈鄉鎮研判	3-12
第四章 西南沿海地形、地質與水文概況	4-1
4.1 臺中縣市	4-1
4.1.1 臺中縣市地形與地質概況	4-1
4.1.2 臺中縣市水文概述	4-5
4.2 彰化、雲林縣市	4-6
4.2.1 彰化、雲林縣市地形與地質概況	4-6
4.2.2 彰化、雲林縣市水文概述	4-9
4.3 嘉義、臺南縣市	4-15
4.3.1 嘉義、臺南縣市地形與地質概況	4-17
4.3.2 嘉義、臺南縣市水文概述	4-22
4.4 高雄縣市	4-23
4.4.1 高雄縣市地形與地質概況	4-23
4.4.2 高雄縣市水文概述	4-25
4.5 屏東縣市	4-27
4.5.1 屏東縣市地形與地質概況	4-27

4.5.2 屏東縣市水文概述	4-29
第五章 軟弱地質調查與判定準則	5-1
5.1 地質調查概述	5-1
5.2 地質調查目的、方法及項目	5-2
5.3 軟弱地質調查項目	5-3
5.4 軟弱地質調查分類	5-5
5.5 軟弱地質之鑽探與取樣	5-5
5.5.1 鑽探	5-5
5.5.2 取樣	5-6
5.6 相關土壤參數之強度分類	5-8
5.7 軟弱地質之判斷標準	5-12
5.7.1 臺灣之定義	5-12
5.7.2 日本之定義	5-13
5.7.3 大陸公路試驗規範定義	5-15
5.7.4 Kamon & Bergado 軟弱地盤之判定	5-15
5.7.5 本研究案對軟弱地盤之判定	5-16
5.8 土壤強度參數換算之相關經驗公式	5-17
5.8.1 N 值與土壤強度(q_u 或 C 、 ϕ)之關係	5-17
5.8.2 N 值與沉陷量之關係	5-18
第六章 地質資料庫之建立	6-1
6.1 資料庫架構與資料格式	6-1
6.1.1 基本資料與編碼	6-1
6.1.2 物性分析資料	6-2
6.2 資料正確性和完整性檢核	6-6
6.2.1 試算表檢核	6-8
6.2.2 人工逐一檢核	6-9
6.2.3 無法檢核	6-9
6.2.4 檢核結果處理	6-9
6.3 各縣市現有之有效鑽孔分佈概況	6-10
6.3.1 臺中縣市現有之有效鑽孔	6-10
6.3.2 彰化縣市現有之有效鑽孔	6-11

6.3.3	雲林縣現有之有效鑽孔.....	6-12
6.3.4	嘉義縣市現有之有效鑽孔.....	6-13
6.3.5	臺南縣市現有之有效鑽孔.....	6-14
6.3.6	高雄縣市現有之有效鑽孔.....	6-15
6.3.7	屏東縣市現有之有效鑽孔.....	6-16
6.4	軟弱地盤 SPT-N 值之判定.....	6-17
6.5	地理資訊系統建立.....	6-20
第七章 西南沿海軟弱地質分區..... 7-1		
7.1	軟弱地質分區之處理原則.....	7-1
7.2	現有鑽孔位置分佈.....	7-2
7.3	西南沿海軟弱地質分佈.....	7-5
7.3.1	分佈範圍.....	7-5
7.3.2	軟弱地層分佈深度與厚度.....	7-10
7.3.3	軟弱地質分區圖—最小 N 值.....	7-13
7.3.4	軟弱地質分區圖—修正 N 值.....	7-16
7.4	軟弱地質分佈—砂土 VS.黏土.....	7-18
7.5	相關土壤力學參數分佈.....	7-26
7.5.1	土壤承载力.....	7-26
7.5.2	水平反力係數.....	7-26
第八章 軟弱地質交通結構物受損案例之探討..... 8-1		
8.1	軟弱地質路堤工程受損案例.....	8-1
8.1.1	臺 78 線東西向快速道路(案例 A1).....	8-1
8.1.2	臺 86 線 13k+947 主線及側車道路面(案例 A2).....	8-3
8.1.3	臺中港區道路路面下陷(案例 A3).....	8-6
8.1.4	嘉義縣東石沿海地區地層下陷案例(案例 A4).....	8-6
8.1.5	臺 17 線 133K+740~133K+770 之南下車道路段(案例 A5).....	8-7
8.1.6	臺中港碼頭 921 地震受損案例(案例 A6).....	8-11
8.2	基樁工程受損案例.....	8-20
8.2.1	臺灣高速鐵路之土庫段(案例 B1).....	8-20
8.2.2	南二高後續計畫九如至林邊路段(案例 B2).....	8-24
8.2.3	土壤液化對橋樑構造物造成之破壞型式(案例 B3).....	8-26

8.2.4 斷層錯動(案例 B4).....	8-31
8.3 案例歸納整理	8-32
第九章 軟弱地質路堤工程力學分析.....	9-1
9.1 地表荷重之產生應力增量計算.....	9-2
9.2 軟弱土壤的沉陷計算	9-3
9.3 路堤穩定性分析	9-4
9.4 路堤之擬靜態分析	9-6
9.5 土壤液化造成堤防構造物之破壞型式.....	9-7
9.6 路堤工程土壤液化之變形破壞機制.....	9-11
9.7 路堤工程基礎土壤之液化分析.....	9-12
9.8 土堤動力分析	9-13
9.8.1 分析模式	9-13
9.8.2 軟弱土壤上之路堤受震反應分析	9-16
9.8.3 堅硬土壤上之路堤受震反應分析	9-24
第十章 軟弱地質基樁工程力學分析	10-1
10.1 樁基礎破壞型式	10-1
10.2 樁基礎承载力	10-1
10.3 樁基礎之分析方法	10-5
10.3.1 一般性破壞	10-5
10.3.2 地震破壞	10-7
10.3.3 地盤流動分析模式	10-11
10.4 案例分析—日本新潟 Showa 橋.....	10-22
10.5 分析與對策	10-28
第十一章 新建交通結構物設計處理對策.....	11-1
11.1 地層調查分析	11-2
11.2 新建路堤工程處理對策	11-2
11.3 新建路堤抗液化對策	11-6
11.4 新建樁基礎構造之對策	11-8
11.4.1 樁基結構設計分析	11-8
11.4.2 減少負摩擦力之方法	11-9

11.4.3 樁基之抗液化對策	11-10
11.4.4 基樁試驗與檢測	11-11
第十二章 既有交通結構物改善處理對策.....	12-1
12.1 既有路堤基礎沉陷處理對策.....	12-1
12.2 既有路堤基礎土壤之抗液化對策.....	12-1
12.3 既有樁基礎之修復補強工法.....	12-4
12.4 既有樁基礎抵抗土壤液化對策.....	12-6
12.4.1 既有樁基礎土壤之改善對策.....	12-6
12.4.2 既有樁基礎構造之改善對策.....	12-6
第十三章 軟弱地質監測探討.....	13-1
13.1 監測儀器簡介.....	13-1
13.2 土壤監測之目的.....	13-3
13.2.1 工址現況調查.....	13-4
13.2.2 降低設計之安全係數.....	13-4
13.2.3 施工時安全控制.....	13-4
13.2.4 施工時設計之檢討與修正.....	13-4
13.3 監測系統分類.....	13-5
13.4 邊坡動態監測範例.....	13-6
13.4.1 監測項目.....	13-6
13.4.2 路堤與橋墩樁基施工中與長期監測.....	13-6
13.4.3 監測管理值.....	13-8
13.5 監測儀器規格.....	13-9
13.5.1 感應單元.....	13-9
13.5.2 資料蒐集記錄單元.....	13-9
13.5.3 資料傳送單位.....	13-9
13.5.4 資料顯示單元.....	13-9
13.6 監測系統之規劃.....	13-10
13.6.1 監測目的.....	13-10
13.6.2 監測系統規劃.....	13-10
13.7 資料測讀與分析應用.....	13-11
13.7.1 監測資料測讀.....	13-11

13.7.2 分析應用	13-12
13.8 野外監測儀器之特性.....	13-12
13.9 地震監測.....	13-13
第十四章 結論與建議.....	14-1
14.1 結論.....	14-1
14.2 建議.....	14-3

參考文獻

附錄 A 海埔新生地及河埔新生地之判定

附錄 B 地盤改良工法概述

附錄 C 期末簡報資料

附錄 D 審查意見處理情形表

表 目 錄

表 4.1 臺中地區地層對比表	4-2
表 5.1 一般地質調查目的、方法及試驗項目表	5-3
表 5.2 土壤鑽探工法之比較表	5-6
表 5.3 不擾動土樣取樣法之比較表	5-7
表 5.4 砂性土壤緊密度與 N 值的關係表	5-9
表 5.5 黏性土壤與 N 值的關係表	5-9
表 5.6 土壤強度與稠度指數之關係表	5-10
表 5.7 黏性土壤稠度與圓錐阻抗值的關係表	5-10
表 5.8 砂性土壤緊密度與圓錐阻抗值的關係表	5-10
表 5.9 砂性土壤緊密度與內摩擦角之關係表	5-11
表 5.10 黏性土壤稠度與無圍壓縮強度的關係表	5-11
表 5.11 黏性土壤稠度與飽和不壓密不排水剪力強度表	5-12
表 5.12 各種構造物之軟弱地盤判定表（日本）	5-14
表 5.13 中國大陸之軟弱土壤劃分標準表	5-15
表 5.14 各種交通工程所定義之軟弱地質表	5-16
表 6.1 主要研究人員代碼表	6-3
表 6.2 鑽孔基本資料之建檔格式範例表	6-3
表 6.3 物性分析資料之建檔格式範例表	6-3
表 6.4 鑽孔基本資料樣本表	6-4
表 6.5 物性分析資料樣本表	6-5
表 6.6 西南沿海地區鑽孔數量統計表	6-6
表 6.7 當量 SPT-N 值範例計算表	6-20
表 8.1 EPS 路面高程觀測統計表	8-10
表 8.2 臺中港區鑽探資料對照表	8-13
表 8.3 臺中港區 921 地震災損情形表	8-14
表 8.4 路堤路基受損案例歸納整理表	8-33
表 8.5 橋墩基樁受損案例歸納整理表	8-33
表 9.1 角變量與建築物損壞程度表	9-4
表 9.2 各式基礎容許沉陷量表	9-4
表 9.3 軟弱土壤路堤土層參數表	9-17

表 9.4 軟弱土壤路堤動力分析輸入參數表	9-17
表 9.5 堅硬土壤路堤土層參數表	9-24
表 9.6 堅硬土壤路堤動力分析輸入參數表	9-24
表 9.7 軟弱土層與堅硬土層地震波結束瞬間之位移量表	9-31
表 10.1 基樁最大表面摩擦阻力及端點極限支承力表	10-2
表 10.2 臺灣西南沿海地區樁載重試驗結果與預測值之比較表	10-3
表 10.3 基樁完整性調查結果表	10-9
表 10.4 日本道路協會規範(1990)之土質參數折減係數 D_E 表	10-12
表 10.5 日本道路協會規範(1996)之土質參數折減係數 D_E 表	10-12
表 10.6 不同材料型式之迴歸常數表	10-15
表 10.7 $K_{2(\max)}$ 值建議表	10-16
表 10.8 Showa 橋土壤的基本性質表	10-25
表 10.9 Showa 橋樁基的基本參數表	10-25
表 12.1 基礎改良對策表	12-8
表 13.1 監測系統分類表	13-5
表 13.2 地滑監測項目與監測儀器表	13-7
表 13.3 地滑監測之管理區分基準值	13-8
表 B.1 常用之七大地盤改良工法表	附錄 B-1
表 B.2 地盤改良之工法一覽表	附錄 B-18~20

圖 目 錄

圖 3.1 臺灣西南沿海之地質圖	3-3
圖 3.2 西部麓山帶與平原之地層層序圖	3-4
圖 3.3 1640 年之臺灣古地圖	3-6
圖 3.4 瀉湖、沖積扇、三角洲等各類新生沉積地之形成示意圖	3-8
圖 3.5(a) 西南沿海地質分佈圖	3-10
圖 3.5(b) 西南沿海地質分佈與本研究範圍之關係圖	3-11
圖 3.6 西南沿海軟弱地質可能的分佈鄉鎮圖	3-13
圖 4.1 臺中盆地的井點位置圖	4-4
圖 4.2 臺中市及其鄰近地區地質屏狀圖	4-5
圖 4.3(a) 濁水溪北側鑽孔地質剖面圖	4-7
圖 4.3(b) 濁水溪南側鑽孔地質剖面圖	4-8
圖 4.4 濁水溪沖積扇沈積物分佈圖	4-8
圖 4.5 濁水溪沖積平原斷層分佈圖	4-9
圖 4.6 現今濁水溪沖積平原河系圖	4-10
圖 4.7 濁水溪河道變遷圖	4-12
圖 4.8 彰化地區水文地質剖面圖	4-13
圖 4.9 雲林地區水文地質剖面圖	4-14
圖 4.10 臺西分層地下水位變化圖	4-15
圖 4.11 嘉南平原範圍圖	4-16
圖 4.12 嘉義地區地質地地形分區圖	4-18
圖 4.13 屏東地區區域概況圖	4-28
圖 4.14 屏東平原細粒沉積物(<0.0625mm)百分比分佈圖	4-31
圖 4.15 屏東平原水文地質剖面圖	4-32
圖 6.1 西南沿海鑽孔資料分佈圖	6-7
圖 6.2 臺中縣市各鄉鎮鑽孔分佈圖	6-10
圖 6.3 彰化縣市各鄉鎮鑽孔分佈圖	6-11
圖 6.4 雲林縣各鄉鎮鑽孔分佈圖	6-12
圖 6.5 嘉義縣市各鄉鎮鑽孔分佈圖	6-13
圖 6.6 臺南縣市各鄉鎮鑽孔分佈圖	6-14
圖 6.7 高雄縣市各鄉鎮鑽孔分佈圖	6-15

圖 6.8 屏東縣市各鄉鎮鑽孔分佈圖	6-16
圖 6.9 圓形荷重所建議之 I_z 深度影響因子分佈圖	6-18
圖 6.10 SPT-N 值與深度關係範例圖	6-19
圖 7.1a 西南沿海鑽孔分佈圖(各鄉鎮縣市)	7-3
圖 7.1b 西南沿海鑽孔分佈圖(各縣市、道路及水系)	7-4
圖 7.2a 西南沿海軟弱地質分佈圖(各鄉鎮縣市)	7-7
圖 7.2b 西南沿海軟弱地質分佈圖(交通幹線)	7-8
圖 7.2c 西南沿海軟弱地質分佈圖(河川流域)	7-9
圖 7.3 西南沿海軟弱地層深度分佈圖	7-11
圖 7.4 西南沿海軟弱地層累計厚度圖	7-12
圖 7.5 西南沿海軟弱地質分區圖(N_{min})	7-15
圖 7.6 西南沿海軟弱地質分區圖(N_{eq})	7-17
圖 7.7a 西南沿海軟弱地質分佈圖(砂土)	7-19
圖 7.7b 西南沿海軟弱地質分佈圖(黏土)	7-20
圖 7.8a 西南沿海軟弱地層累積厚度圖(砂土)	7-22
圖 7.8b 西南沿海軟弱地層累積厚度圖(黏土)	7-23
圖 7.9a 西南沿海軟弱地質分區圖(砂土)	7-24
圖 7.9b 西南沿海軟弱地質分區圖(黏土)	7-25
圖 7.10 西南沿海土壤承载力分佈圖	7-27
圖 7.11 西南沿海水平反力係數分佈圖	7-28
圖 8.1 臺 78 線東西向快速道路案例之場址圖	8-2
圖 8.2 臺 78 線東西向快速道路(32k+030)沉陷量歷時曲線	8-2
圖 8.3 臺 86 線 13k+947 災害路段地理位置圖	8-3
圖 8.4 臺 86 線 13k+947 災害搶修平面配置圖	8-4
圖 8.5 EPS 試驗路堤設計斷面圖	8-8
圖 8.6 EPS 路面高程觀測對照圖	8-10
圖 8.7 臺中港區配置圖	8-11
圖 8.8 重力式沉箱碼頭之一般災損模式圖	8-18
圖 8.9 重力式碼頭受地震作用災損情形圖	8-19
圖 8.10 臺灣高速鐵路 C207 標預鑄場址圖	8-20
圖 8.11 高速鐵路 C207 標預鑄場周遭沈陷等值曲線及 地下水流向圖 (90-91 年)	8-21
圖 8.12 高速鐵路土庫段之沈陷歷時曲線圖 (91-92 年)	8-21

圖 8.13 橋樑沉箱下陷、傾斜示意圖	8-27
圖 8.14 橋樑上部結構破壞示意圖	8-27
圖 8.15 側向壓力造成樁基礎破壞示意圖	8-28
圖 8.16 側向移坍造成橋樑破壞示意圖	8-28
圖 8.17 側向移坍造成堤腳擋土牆樁基礎破壞示意圖	8-29
圖 8.18 液化土層中樁-土-結構互制示意圖	8-30
圖 8.19 包尾山基樁傾斜破壞示意圖	8-32
圖 9.1 路堤荷重之應力增量計算圖	9-2
圖 9.2 軟弱地層之圓弧滑動破壞圖	9-6
圖 9.3 堤防沉陷與滑動破壞示意圖	9-8
圖 9.4 堤防側向移坍破壞示意圖	9-8
圖 9.5 噴砂造成堤防破壞示意圖	9-10
圖 9.6 側向移坍造成堤腳擋土牆樁基礎破壞示意圖	9-11
圖 9.7 FLAC 軟體對廣義問題之分析流程圖	9-15
圖 9.8 FLAC 程式原理圖	9-16
圖 9.9 路堤尺寸示意圖	9-17
圖 9.10 FLAC 軟體分析網格圖	9-18
圖 9.11a 軟弱土層路堤建築後之堤內垂直應力分佈圖	9-19
圖 9.11b 軟弱土層路堤建築後之堤內水平應力分佈圖	9-19
圖 9.11c 軟弱土層路堤建築後之堤內垂直位移分佈圖	9-20
圖 9.11d 軟弱土層路堤建築後之堤內水平位移分佈圖	9-20
圖 9.12 岩盤節點之地震速度歷時圖	9-21
圖 9.13a 軟弱土層地震波結束瞬間之堤內垂直應力差值分佈圖	9-22
圖 9.13a 軟弱土層地震波結束瞬間之堤內垂直應力差值分佈圖	9-22
圖 9.13c 軟弱土層地震波結束瞬間之堤內垂直位移分佈圖	9-23
圖 9.13d 軟弱土層地震波結束瞬間之堤內水平位移分佈圖	9-23
圖 9.14a 堅硬土層路堤建築後之堤內垂直應力分佈圖	9-26
圖 9.14b 堅硬土層路堤建築後之堤內水平應力分佈圖	9-26
圖 9.14c 堅硬土層路堤建築後之堤內垂直位移分佈圖	9-27
圖 9.14d 堅硬土層路堤建築後之堤內水平位移分佈圖	9-27
圖 9.15a 堅硬土層地震波結束瞬間之堤內垂直應力差值分佈圖	9-29
圖 9.15b 堅硬土層地震波結束瞬間之堤內水平應力差值分佈圖	9-29
圖 9.15c 堅硬土層地震波結束瞬間之堤內垂直位移分佈圖	9-30

圖 9.15d 堅硬土層地震波結束瞬間之堤內水平位移分佈圖.....	9-30
圖 10.1 包尾山基樁傾斜破壞示意圖.....	10-8
圖 10.2 地盤與樁基礎之變位計算示意圖.....	10-10
圖 10.3 主動狀況下結構系統力平衡示意圖.....	10-19
圖 10.4 被動狀況下結構系統力平衡示意圖.....	10-19
圖 10.5 土壤與基礎系統之典型運動模式圖.....	10-21
圖 10.6 新瀉大地震加速度歷時曲線圖.....	10-22
圖 10.7 1964 年日本新瀉地震對昭和橋造成之破壞示意圖.....	10-23
圖 10.8 樁基礎破壞模式及簡化分析模式圖.....	10-24
圖 10.9 樁身位移與彎矩值分佈圖.....	10-24
圖 10.10 樁身位移圖.....	10-27
圖 10.11 樁身剪力圖.....	10-27
圖 10.12 樁身彎矩圖(樁頂束制為自由端).....	10-27
圖 10.13 樁身彎矩圖(樁頂束制為固定端).....	10-27
圖 11.1 新建土堤之抗液化對策圖.....	11-7
圖 11.2 新建樁基礎之抗液化對策圖.....	11-11
圖 12.1 防止土壤液化之相關工法與原理圖.....	12-2
圖 12.2 既有土堤之抗液化對策圖.....	12-3
圖 12.3 基樁補強修復工法圖.....	12-5
圖 12.4 既有樁基之抗液化對策圖.....	12-6
圖 13.1 軟弱地質監測佈置圖.....	13-8
圖 A.1.1 臺中縣市古代海岸位置分佈圖.....	附錄 A-3
圖 A.1.2 臺中縣市軟弱地質可能分佈鄉鎮.....	附錄 A-3
圖 A.2.1 彰化縣市古代海岸位置分佈圖.....	附錄 A-6
圖 A.2.2 彰化縣市軟弱地質可能分佈鄉鎮.....	附錄 A-6
圖 A.3.1 雲林縣古代海岸位置分佈圖.....	附錄 A-9
圖 A.3.2 雲林縣軟弱地質可能分佈鄉鎮.....	附錄 A-9
圖 A.4.1 嘉義縣市古代海岸位置分佈圖.....	附錄 A-12
圖 A.4.2 嘉義縣市軟弱地質可能分佈鄉鎮.....	附錄 A-12
圖 A.5.1a 臺南縣市古代海岸位置分佈圖(1/2).....	附錄 A-16
圖 A.5.1b 臺南縣市古代海岸位置分佈圖(2/2).....	附錄 A-17
圖 A.5.2 臺南縣市軟弱地質可能分佈鄉鎮.....	附錄 A-18
圖 A.6.1a 高雄縣市古代海岸位置分佈圖(1/2).....	附錄 A-20

圖 A.6.1b 高雄縣市古代海岸位置分佈圖(2/2)	附錄 A-21
圖 A.6.2 高雄縣市軟弱地質可能分佈鄉鎮	附錄 A-21
圖 A.7.1 屏東縣市古代海岸位置分佈圖	附錄 A-23
圖 A.7.2 屏東縣市軟弱地質可能分佈鄉鎮	附錄 A-23
圖 B.1 軟弱土壤防治方法與原理圖	附錄 B-17

照片目錄

照片 8.1	AB區車道內路基壓力灌漿照.....	8-5
照片 8.2	小型推土機清理水泥漿液照.....	8-5
照片 8.3	高壓水柱清洗路面照.....	8-5
照片 8.4	臺 17 線 116K+500 積水照 (94.06.18).....	8-6
照片 8.5	頂部 10cm 厚 RC 版之鋼筋組立與混凝土澆置照.....	8-8
照片 8.6	RC 底版上方及路堤側面鋪設不織布、PE 布及 EPS 塊體照....	8-9
照片 8.7	1~4 號碼頭地盤下陷軌道懸空、扭曲變形照.....	8-15
照片 8.8	1~4 號碼頭地盤滑動、擠壓造成鋼軌斷損照.....	8-15
照片 8.9	5~8 號碼頭岔尖處基本鋼軌挫曲照.....	8-16
照片 8.10	13 號碼頭湧砂掩埋鋼軌照.....	8-16
照片 8.11	九如林邊段之高架橋照.....	8-26
照片 9.1	路基軟弱土壤剪力強度不足所引致之路堤邊坡滑動照.....	9-5

第一章 緒論

1.1 緣起

長久以來，在臺灣西南沿海（臺中、彰化、雲林、嘉義、臺南、高雄及屏東）地層中所存在之軟弱地質一直是土木工程設計上之隱憂，所擔憂之問題包含對軟弱土層之分佈，以及對土層性質之不確定性。另一隱憂是，當交通結構物建築於軟弱土層上時，土層在承受載重下之表現對交通結構物所產生之影響。常見之交通結構物包含：公路、鐵路、橋樑及港灣，此類之交通結構體在軟弱土層之影響下，會造成不同程度及種類之破壞。較常見之破壞包含路面沉陷、軟弱土層所導致之邊坡滑動及基礎土壤之擠壓變形；另外在含有樁基礎的部份，其破壞形式可包含基礎承载力失敗所引起之基礎結構性破壞。當交通結構物發生上述類型之破壞時，輕則造成交通不便，重則造成生命及社會成本之損失。所以本研究擬針對軟弱土層對交通結構物之影響做一深入探討，並研擬相關設計處理手冊，以提供工程人員參考。

1.2 研究目的

臺灣西南沿海地區為軟弱地質，工程資料零散，無專書彙整，亦無「土壤改良」、「基礎補強」、「軟弱地盤設計」之相關規範，相關工程設計與施工皆由各設計者依據工程專業判斷進行。

故本研究主要目的可摘列整理如下：

1. 調查臺灣西南沿海地區之軟弱地質分佈，期以瞭解各地區軟弱地質狀況及工程地質特性。
2. 彙整相關「土壤改良」、「基礎補強」、「軟弱地盤設計」之相關文獻，以提供工程人員參考。

3. 蒐集交通結構物受損案例，針對軟弱土層對交通結構物之影響做一深入探討，分析受損機制，以提供未來訂定「軟弱地盤交通結構物設計處理對策」之參考。

1.3 研究內容與方法

軟弱地盤改良工法之發展歷史悠久，但隨科技之進步，各類改良工法施工技術日新月異，新工法層出不窮。本研究探討軟弱地質對交通結構物之不良影響後，針對地盤改良工法、基礎補強工法與結構補強工法，提供既有交通結構物改善方案、新建交通結構物設計處理對策與軟弱地質監測等之建議，以供相關工程界人士參考。

本研究將蒐集現有資料與受損案例，逐步整合分析，其研究方法順序如下：

1. 蒐集臺灣西南沿海地區軟弱地質交通結構物受損案例。
2. 蒐集臺灣西南沿海地區軟弱地質鑽探資料並建檔。
3. 彙整分析軟弱地質交通結構物受損型式與機制。
4. 彙整分析調查臺灣西南沿海地區軟弱地質分佈狀況。
5. 研擬軟弱地質交通結構物地質補強對策與補強工法。
6. 研擬軟弱地質工程設計地質改良對策與改善工法。
7. 完成臺灣西南沿海地區軟弱地質資料建檔與分佈成果圖。

1.4 研究對象

常見之交通結構物包含公路、鐵路及橋樑，而本研究案所探討之對象為路堤工程、路塹工程及基樁工程等。上述各結構所應考慮之土壤因素說明如下：

- 1.路堤工程：路堤工程荷重增加地層應力，可能造成砂質土壤之彈性沉陷及黏質土壤之壓密沉陷。若路堤工程荷重過大時，地層可能因承載力不足而發生損壞，也可能因過大之沉陷造成路面高程不符設計需求。
- 2.路塹工程：交通工程為克服地形常須削坡築路而產生路塹工程邊坡，該邊坡可能造成地質與土壤環境不穩定。
- 3.基樁工程：基樁工程承重均相當大，承載力及沉陷量(差異沉陷)均需詳細分析；若地震發生時，更須考量土壤液化及土壤流動性所造成之基樁承載力、側向應力增加與橋墩側移之問題。

上述土壤考量皆需考慮地震因素，尤其發生土壤液化時，結構物將承受更大之地震力。

1.5 研究分期

本研究案分為二年(目前為第一年)，其分期之工作項目如下：

1.第一年(94年)：

- (1)完成軟弱地質交通結構物受損型式與機制，提供改善對策。
- (2)完成軟弱地質交通結構物改善對策比較，以初步擬定改善工法。
- (3)完成部份臺灣西南部軟弱地質分佈狀況調查，供工程界初步評估之參考。

(4)完成部份臺灣西南部地區鑽探資料蒐集及建檔，以利工程界應用。

2.第二年(95年)：

(1)完成軟弱地質交通結構物設計處理手冊。

(2)完成軟弱地質改良工法適用性與成效評估。

(3)完成軟弱地質交通結構物監測規劃。

(4)完成臺灣西南部軟弱地質分佈狀況調查，供工程界初步評估之參考。

(5)完成臺灣西南部地區鑽探資料蒐集及建檔，以利工程界應用。

(6)完成教育推廣工作，以推廣本案研究成果並供工程界應用。

第二章 軟弱地質概述

2.1 軟弱地質之定義

各類土木結構均構築於地盤上，荷重傳遞分散於地盤內，結構物傳遞至基礎的載重不可超越地盤強度，沉陷量也有一定的容許值。當原始地盤條件無法讓預定興建結構物達到穩定性或設計要求之機能時，此類之地盤大多屬於軟弱地質。

所謂「軟弱地質」一般係指由軟弱土壤(soft soil)形成之地盤，軟弱地質通常強度低而柔軟、易於壓縮變形，受地震影響明顯，亦即在建築物、結構物、填土等之靜態荷重及交通車輛、地震等之動態荷重作用下，最容易發生剪力破壞、整體滑動破壞及過大沉陷之所有地層，即稱為軟弱土壤。但土壤是否軟弱乃依據建造其上之結構物規模或荷重大小而定，故是一相對性考慮而非絕對性的標準。

2.2 軟弱地質之形成因素

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。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；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，屬於人工地盤。

1.海成作用

由於海水之漲、退潮，經年累月沖積而形成的新年代新生地，包括有下列四種(河海大學，2001)。

- (1)濱海相：由於濱海環境的水動力狀況比較複雜，主要受波浪和潮汐作用，形成沉積砂土，包括粗、中、細粉砂。粗沙在近海岸處沉積，而細粒物質向海方向搬運，形成不對稱的波浪，並在海灘邊緣形成一系列平行海岸連續的砂積或沙丘，以而使濱海相軟土在沿岸與垂直岸方向有較大的變化，交錯層理是其沉積特徵。
- (2)潟湖相：沉積物顆粒細微，分布範圍較寬廣，常形成濱海平原。表層為較薄的黏性土層，其下為厚層淤泥層，在潟湖邊緣常有泥炭堆積。
- (3)溺谷相：分布範圍略窄，結構疏鬆，在其邊緣表層常有泥炭堆積。
- (4)三角洲相：三角洲沉積屬於海過度環境的沉積。它是河流流入海洋時，在河口附近的淺水環境中形成的碎屑沉積物。由於河流及海湖的交替作用，而使軟土層與薄層砂交錯沉積，多交錯成不規則的透鏡體夾層，篩選程度差，結構疏鬆，顆粒細。表層為黃色黏性土，其下則為厚層的軟土或軟土夾薄層砂。三角洲相沉積是一個多種沉積環境的沉積體系，包括三角洲平原、三角洲前緣和前三角洲。

2.河成作用

由大小河流之流水將細粒土壤帶至滯流處而形成者，如牛軛湖，成層情況較複雜，其成份不均，走向和厚度變化較大，平面分佈不規則，軟土常成帶狀或透鏡狀，間或與砂或泥炭土互層，其厚度不大。

3.湖成作用

湖泊是陸地上封閉的大型水體，在湖或泥沼沿岸，由於山區流下之細粒土壤沉澱而形成者。由湖岸到湖心沉積物一般由粗到細依次變化，沉積物中間夾有粉砂顆粒，呈現明顯的層理，淤泥結構疏鬆，呈暗灰、灰綠、或黑色，表層硬層不規則，時有泥炭透鏡體。

4.地球重力作用

由於重力作用，使丘陵陡峻地段，受自然因素影響而發生崩塌，崩塌後微粒土壤被帶至滯流處而堆積形成軟弱地盤。

5.人為作用

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。

2.3 軟弱地質分佈區之特徵

軟弱土壤一般是指在靜水或緩慢流水狀態環境中孔隙比大於或等於 1.0，天然含水量大於或等於液限的以灰色為主的一種軟塑至流塑狀態的細粒土。一般以淤泥、淤泥質土為主的天然含水量大，壓縮性高、承載力低的飽和黏性土、粉土。本研究所謂軟弱地質則廣義的包括軟弱黏性土壤(soft clay)與疏鬆砂土(loose sand)兩者。

由地質學而言，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。由上節所述軟弱土壤成因，可推測其分佈地帶之特徵可能在下列幾處：

- 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。

2.4 軟弱地質之工程考量

常見之交通網路有公路、鐵路、高鐵及捷運等，而本研究案所探討之交通結構物對象主要針對路堤工程、路塹工程與基樁工程等。上述各結構物之工程考量因素如下：

2.4.1 路堤工程

路堤結構物為常見的土木工程結構物，如河岸土堤、港灣護堤、以及鐵、公路土堤等。路堤工程因為增加土壤之地表荷重，可能造成砂質土壤之彈性沉陷及黏質土壤之壓密沉陷。若路堤工程荷重過大時，地層可能因承載力不足而發生路堤邊坡破壞。亦可能因地震液化而造成沉陷與側向滑動的破壞。

2.4.2 路塹工程

山區之交通工程為克服地形常須削坡築路而產生路塹工程邊坡，軟弱地質之邊坡開挖時可能造成開挖面上方之地盤下陷、開挖底部隆起、流砂或管湧等。然而，在本研究案臺灣西南沿海地區之軟弱地質多位於平地，除了部份穿越鐵路之道路採用路塹設計外，本工程並不多見。

2.4.3 基樁工程

基樁承受上部結構物全部之重量，當承載力不足時將引發破壞行為；若軟弱土層發生大量沉陷，該沉陷將對樁基形成負摩擦力，亦可能導致破壞。故承載力、沉陷量及樁身負摩擦力之作用均需詳細分析。另外地震衝擊，地震將引起斷層之錯動，並致使飽和砂土產生液化或地盤流動，以上各項地震所引發的機制均有可能造成樁基破壞。

2.5 軟弱地質之環境影響因子

影響軟弱地質上交通結構物工程安全之環境因子有三，包括：土壤參數、地下水與地震等，茲分述如下。

2.5.1 土壤參數

軟弱地層土壤參數為基礎工程設計之基本，徹底瞭解土壤狀況才可獲得適當之設計而且節省工程經費，因此在設計時，需審慎依據土層資料進行土壤參數評估。

2.5.2 地下水

地下水影響大地工程之設計頗鉅，不但臨時結構設計需考慮施工時之水壓問題，永久結構物設計亦有水壓的問題，而且不同工法所面臨的地下水問題亦不同，設計時需針對不同地下水狀況採取不同解決之道。

2.5.3 地震

臺灣位於太平洋板塊與歐亞大陸板塊擠壓之多震帶上，常有地震發生，深厚軟弱地層有放大地震強度之效果，因此軟弱地質之工程設計時需考量結構體及地層在遭受地震時之土壤 - 結構互制行為。另一方面，砂土地層更需考慮地層是否產生液化現象。

2.6 軟弱地質受震反應

臺灣西海岸各港區地質多屬疏鬆軟弱之沖積土層與海埔新生地，地震來襲時，震波從震源深處向上經過軟弱的覆土層，振幅通常有放大作用。另在強烈地震之反復作用下，土壤之孔隙水壓會逐漸上升，承載力會逐漸減低，當土壤之超額孔隙水壓上升，而導致土壤有效應力變為零、土壤失去承載力，此現象即為土壤液化，此時結構物將因

基礎失去支撐而傾斜或倒塌，而碼頭、護岸、海堤等單向結構物亦會因土壤液化增加之側向力，而產生向海側位移或傾斜等破壞。港灣碼頭後線區域一般設計上均配合港池航道之浚深，採水力抽砂方式回填，當土壤顆粒徑由水力自然沉降後，其顆粒結構相當疏鬆，相對密度值介於 35% ~ 45% 之間(一般則均在 50% 以下)，若此疏鬆浚填土壤未經適當之土壤改良，於較大地震作用下，極可能產生土壤液化，造成土壤強度降低或喪失，因而發生噴砂與地層下陷，影響港灣設施之安全。

2.6.1 沖積土層對地震之影響

從歷史地震觀測記錄得知，地震中各地所感受之震度與災害其隨距震央之距離而減弱，但因各地區地盤之差異效應，使得與震度等距之各區感受震度與災害之程度，往往大不相同，有時距震央較遠者反比較近者感受較大之震度與災害，此與沖積地層之地震振動特性有關。

2.6.2 沖積土層對地震振動頻率之影響

1. 卓越週期之計算

- (1) 沖積性地盤近表面地盤的卓越週期，卓越周期因表面層之細部組成而定，若表面層性質均勻，其卓越週期可由下式計算：

$$T = \frac{4H}{C} \quad (2-1)$$

其中，T 為地盤的卓越週期，H 為表面地層的厚度，C 為橫波之速度。依此公式表面層越厚，主週期越長。

- (2) 若表面層為多層堆積而成，且各層物理性質相差不大時，卓越週期可以波速 C 計算：

$$T = \frac{4H}{C} = 4\sum \frac{H_i}{C_i} \quad (2-2)$$

其中，H 為表面層總厚度， H_i 為分層之厚度， C_i 為分層之橫波速。

2.卓越週期之測定

- (1)地震卓越週期對建物於地震之震動有極大之影響，一般可透過微震量測與現址觀察地震波動記錄之頻率曲線(頻率與振動週期關係圖)得之。於現地地震儀之長期觀測記錄中可獲得有價值之地層特性資料。
- (2) Kanai (1962) 金井博士之研究結果如下：
 - (a)地震規模大於 6 時，各地之卓越週期因地而異，其值與微震之值相同。
 - (b)某一地區震波如有兩個以上之卓越週期，其值常因地震而異，但其中之一常與微震頻率曲線上所示多數高峰之一重合。
- (3)由歷史觀測資料顯示，大地震時地盤之卓越週期與計算之第一振動週期近似，但小地震時地盤之卓越週期近於計算之第二或次高之振動週期，而與第一振動週期無關。一般只常重視大地震，實際上中地震與大地震所引起地盤振動之卓越週期可能不同，於結構安全設計必須兼顧兩種地震之卓越週期。

2.6.3 沖積土層對地震強度之影響

沖積土層之震動阻抗小於岩盤，同時沖積地盤之卓越週期使其在地震時可能因共振而生較強之振動，故必須瞭解每一地震之震波最大加速度、速度與位移因表面層之沖積地盤而增加多少。

2.6.4 震波放大效應之相關研究

有關軟弱地質之地表最大加速度(PGA_s)放大或折減效應之研究非常多。地震發生時土壤之放大作用，係指地震波自地層深處傳至地表面時，震波振幅(位移、速度或加速度)因受土層動力反應之影響而逐漸變大之現象。

2.6.5 土壤非線性反應

震波在經過鬆軟土層時有放大效應，而地震災害也常由於鬆軟土層之震波放大作用及飽和鬆砂的液化現象而加重。

以往預估強地動的模型，幾乎都是假設震波傳遞的過程是線彈性行為，且認為在弱震與強震時，土壤放大因子不會有明顯的差別。然而近年來地震觀察得知，在特定頻中，強震時之土壤放大因子小於弱震，即壓抑放大(deamplification)作用，稱為土壤非線性反應。

土壤液化會造成地層剪力波速大幅減小，而在土壤非線性行為中同樣有此項特徵。

2.7 軟弱地質之耐震考量

2.7.1 日本規範

現行日本之耐震設計規範，並未直接考慮不同地盤條件對地表最大加速度之影響，大都只針對不同地盤條件上結構物之設計地震力有所規定，但其主要原則乃將地盤依其土壤種類、厚度、剪力波速或地盤週期不同予以分類，分別給予適當之地盤係數值，之後修正設計地震力。亦即此地盤係數無法直接代表地盤條件對地表最大加速度之放大係數，但仍間接考量場址效應。

日本土木研究所新耐震設計法(案) (日本土木研究所，1977)、日本國鐵構造物耐震設計標準(日本國有鐵道，1979)及日本道路橋示方書耐震設計篇(日本道路協會，1990)等三個規範對軟弱地質，但相對於硬地盤，地盤係數皆放 1.25~1.5 倍，以考慮軟弱地質之效應。

2.7.2 美國規範

美國 AASHTO 橋梁耐震設計說明書(AASHTO，1983)與 ATC3-06 完全參考 Seed *et al.*(1974)之研究成果將地盤分為三類，對不同類別之地盤各有其正規化之 1g 反應譜，所須之律常數(scaling factor)可由危害

度分佈圖查得，但對於第三類地盤而言，當 PGA 等於或大於 0.4g 時，可將其乘以 0.8 之係數以考慮軟弱地質效應，此修正係數並非常數，而是隨地盤運動之增大而減少的，通常小於此處所建議之 0.8。

美國加州運輸局之橋梁耐震說明書(CALTRANS, 1990)採用 ARS 反應譜設計法，土壤放大係數，係採用 SHAKE 程式案例分析歸納所得，當土層厚度逐漸增厚時，或岩盤輸入運動之 PGA 變大時，在短週期範圍之 S 值均逐漸減小，此乃由土壤非線性反應所引致。

第三章 西南沿海新生地之地形變遷

臺灣為一高山島，南北長 380 公里、東西寬 144 公里，總面積 36,961 平方公里，面積並不大，但從南到北，從山區、平原到濱海地區，其間之地質條件變化甚大，所面臨的大地工程問題也有很大的差異。另一方面，臺灣島乃由連接中國大陸之歐亞大陸板塊受菲律賓海板塊碰撞擠壓而形成。此一板塊聚合擠壓作用始於中新世(Miocene)，且於褶皺、抬昇、隆起形成現在地形，菲律賓海板塊仍在臺灣島東岸南澳~花蓮間之海域以一穩定推擠力，向臺灣島下方掩沒，故造成臺灣島地震不斷，災害頻傳。

3.1 區域地質

臺灣大致可分成三個主要地質區，包括中央山脈地質區、西部麓山地質區、海岸山脈地質區；其中西部麓山地質區又可分為西部麓山帶地質區(III)、濱海平原(II)及澎湖群島(I)，詳細資料可參考何春蓀(1986)。

在地質分區上，本研究區域大致涵蓋了濱海平原與西部麓山帶地質區。濱海平原地形平整，地層大致水平，只有局部的正斷層和褶曲活動；西部麓山帶主要是一個高程低於 2000 m 的丘陵區，其構造是由一連串近乎南北走向、呈疊瓦狀排列的褶皺與逆斷層組成，本區之地形高度及岩層變形都有由西向東逐漸增高的趨勢。

3.2 地層分佈

臺灣西部麓山帶主要由不同時代的沈積岩堆疊而成，由於沈積相的變化，以及沈積盆地發育過程及地質時間的不同，臺灣西南部地層的岩石材料組成及其特性與北部有相當程度的差異。主要地層之組成與分佈，自地表以下依序歸納為(詳見圖 3.1 及圖 3.2 所示)：

- (1)現代沖積層：主要由黏土、粉砂、砂和礫石組成，廣泛覆蓋在西部海岸平原及臺中、埔里的盆地內。
- (2)臺地堆積層：分佈在臺中縣的鐵砧山和大肚山、彰化縣的八卦山和南投縣的凍頂臺地等地區，大多由未經膠結的礫石以及夾在其中的平緩砂質或粉砂質透鏡體組成，一般淘選度都很差。
- (3)頭嵙山層：主要出露在上述臺地及部分山區，礫石相與砂頁岩互層相都有很好的發育，前者通常覆蓋在後者的上面；時代為更新世初期，整合在上新世的卓蘭層上面。
- (4)卓蘭層：由砂岩、粉砂岩、泥岩和頁岩的互層組成，平均厚度約 2000 m，出露於車籠埔斷層以東。
- (5)錦水頁岩：岩相呈深灰色，且有發育良好的球狀剝離構造，通常夾有暗灰色透鏡狀砂岩層以及粉砂岩和泥岩的薄層，向上和卓蘭層整合接觸。



圖 3.1 臺灣西南沿海之地質圖(修改自 (中央地調所, 2000))

區域		西部麓山帶及平原												
年代		北部			南部									
中生代	第四紀	更新世	中泥層		安山岩	安山岩質碎屑岩	六雙層	玉井頁岩	六雙層					
			店子湖層	林口層			二重溪層		六龜礫岩					
			大南河層				楊梅層	六重溪層	北寮頁岩	古亭坑層				
			觀音山層	樟樹山層				大南河層		法水溪層	竹頭崎層	南勢崙砂岩		
			第三紀	漸新世			晚新世	卓蘭層			魚藤坪砂岩	烏嘴層	茅埔頁岩	蓋子寮頁岩
								錦水頁岩						
								二崗層	桂竹林層	關刀山砂岩	糖恩山層	烏山層		
								大埔層					南莊(五堵)層	南莊層
								中新世	上福基砂岩	水裡坑層	達邦層			
									東坑層					
南港層	觀音山砂岩	大坑層			三民頁岩									
打鹿頁岩														
早新世	北寮砂岩	水裡坑層			大坑層									
	出磺坑層													
	石底層	營盤頁岩	大坑層											
	大寮層													
木山層	汶水層	大坑層												
古新世	五指山層		巴陵層	粗坑層										
	蚊子坑層													
	始新世	晚新世	粗坑層											
				粗坑層										
中生代	白堊紀	侏羅紀	三疊紀	二疊紀	石炭紀	<ul style="list-style-type: none"> 本表不包括全新世以來未固結之沖積層與堆積材料。 								

圖 3.2 西部麓山帶與平原之地層層序圖(中央地調所，2000)

3.3 西南沿海地層概述

臺灣地層的年代由東向西逐漸年輕，通常內麓山帶以中新世為主，外麓山帶以上新世和第四紀居多，濱海平原則為更新世及全新世覆蓋。西部的海岸平原和西部麓山帶，以新生代的沉積岩為基盤，另有少許零星分佈的古生代和中生代。古生代為一結晶石灰岩；中生代是一套濱海到淺海相的砂頁岩。由於受到中生代晚期造山運動的影響，古生代和中生代都已褶曲變形。第三紀以濱海及淺海相的砂頁岩為主，間夾少許石灰岩；岩相由西北向東南變細、變深、變厚；組成顆粒多石英、長石、火山岩和便質岩岩屑，沉積物主要來自中國大陸的閩浙地區。第四系有陸相的礫岩，濱海-淺海相的砂頁岩和礁石灰，以及深海相的泥岩；岩相由東北向西南變細、變深、變厚，組成顆粒多輕度變質岩的岩屑，沉積物主要來自中央山脈。

臺灣西南部濱海地區之地層主要為黏土、粉土、砂和礫石組成之近代沖積層所覆蓋，土層疏鬆軟弱壓密固結尚未完成，地下水位較高，且 20 m 深度內大都以低至中等錐尖阻抗之砂性土層為主，緊密度則介於疏鬆至中等緊密之間，極可能因附近地區地下水抽取、大規模海埔新生地回填、地震等原因造成地層下陷，而影響各樣交通設施之安全。

3.4 西南沿海地形特色

依臺灣 1640 年的古地圖顯示(如圖 3.3 所示)，濁水溪以南的西南沿海鄉鎮之位置在當時多尚古海岸外或沙州，後來因海岸外移沉積而形成新生地，其地質年代較年輕，多為軟弱地質分佈的區域。



圖 3.3 1640 年之臺灣古地圖(間接引用自 李德河(2005))

通常海岸地區的沉積作用是由海浪和潮汐主導，只有河口三角洲地區仍受河川作用影響，如圖 3.4 所示。海浪和潮汐的能量，一般在低潮線附近最強，向高潮線及外海逐漸減弱，所以低潮線附近的海岸堆積物，多為粗粒的礫石或砂，潮間帶及近海為砂、泥互層，高潮線及外海則以泥為主。在碎屑物供應不多的特殊環境中(如湖泊、沼澤、瀉湖、珊瑚礁及深海)，生物及化學作用常主導沉積。

「瀉湖」是海岸地帶由沙洲或礁堡圍成的半封閉水域。在臺灣，瀉湖是西南沿海特有的海岸地形。瀉湖形成是因為河流從上游挾帶來大量的泥砂入海，再加上西南沿海潮差較小的因素，使得大量的泥砂在沿海堆積、沈澱形成一連串的海外沙洲。而海外沙洲與臺灣本島之間的淺水域就稱為「瀉湖」。

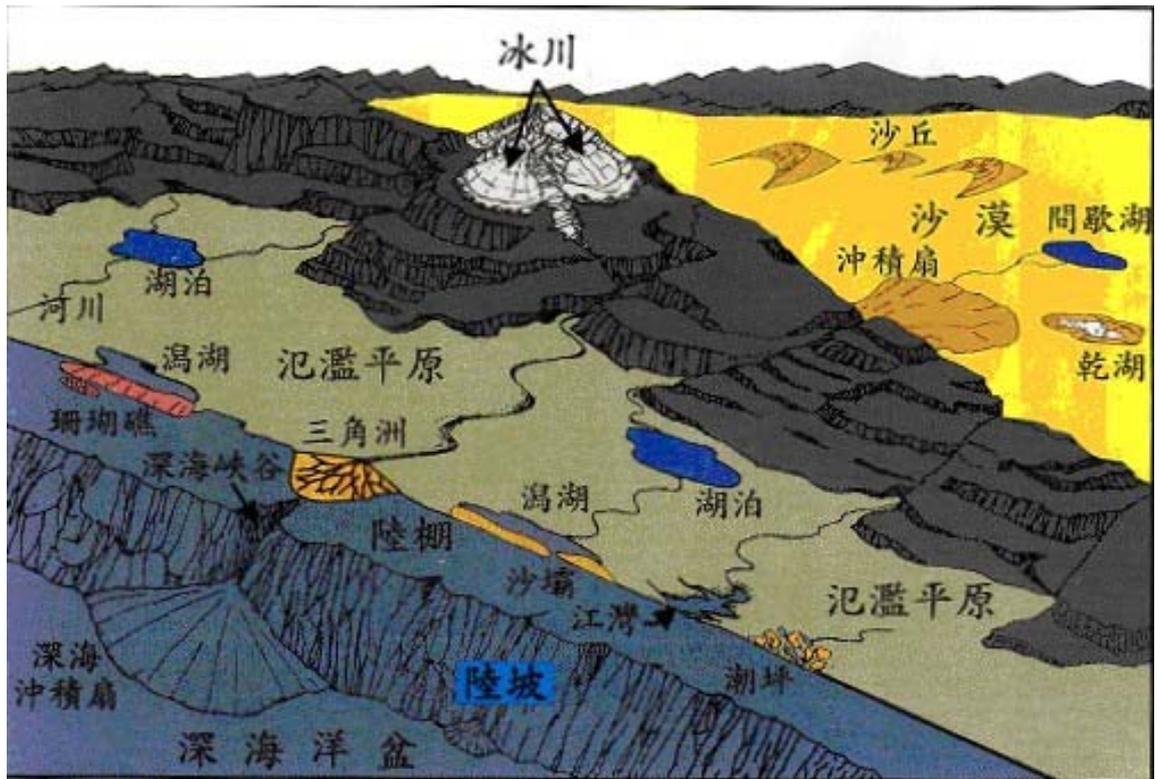


圖 3.4 瀉湖、沖積扇、三角洲等各類新生沉積地之形成示意圖(鄧屬予，1997)

根據圖 3.5(a)得知，西南沿海濁水溪口以南之的軟弱地質區域主要分佈於沙洲地帶、三角州平原、氾濫平原地區，由北往南分述如下。

座落在濁水溪與北港溪間的雲林縣多為三角洲平原，北港溪以南的縣市多為氾濫平原，沙州與潮坪多分部在濁水溪與曾文溪之間的沿海地區。然而，此一文獻資料尚未包含本研究範圍中之臺中縣市、彰化縣屏東縣市。彰化縣可依地形推測與雲林縣同屬濁水溪沖積平原於仍為三角洲平原。

北港溪口南端有嘉義鯊鼓海埔新生地，北港溪口外海有排列成東北、西南走向的外傘頂洲離岸沙洲島，南北縱長約 7 公里，東西最寬可達 3.5 公里，低潮時最大總面積為 18 平方公里。離岸沙洲島與西海岸間形成瀉湖，水深在數公尺以內，外傘頂洲以東的瀉湖水淺，可見北面狹窄的水道與外海相通。

臺南沿海沙洲羣分佈在八掌溪口到曾文溪口之間的沿海，由海仙洲、王爺港洲、北青山港洲、青山港、網子寮、頂頭額及浮崙等沿海沙洲構成。這一連串的沙洲斷續相連，形成北東、西南走向之細長砂堤，全長約 30 餘公里，離臺灣本島海岸在 30 公里以下。沿海砂堤所包圍的瀉湖深在 1 公尺以內，瀉湖東側大多被利用為鹽田、水稻田，或魚塭。北門至麻豆間的溼地，這個狹長溼地呈西北、東南走向，與外傘頂洲的南緣平行，在急水溪的南側，分佈深入內陸。

西南沿海地質分佈與本研究範圍之關係圖詳見圖 3.5(b)所示。

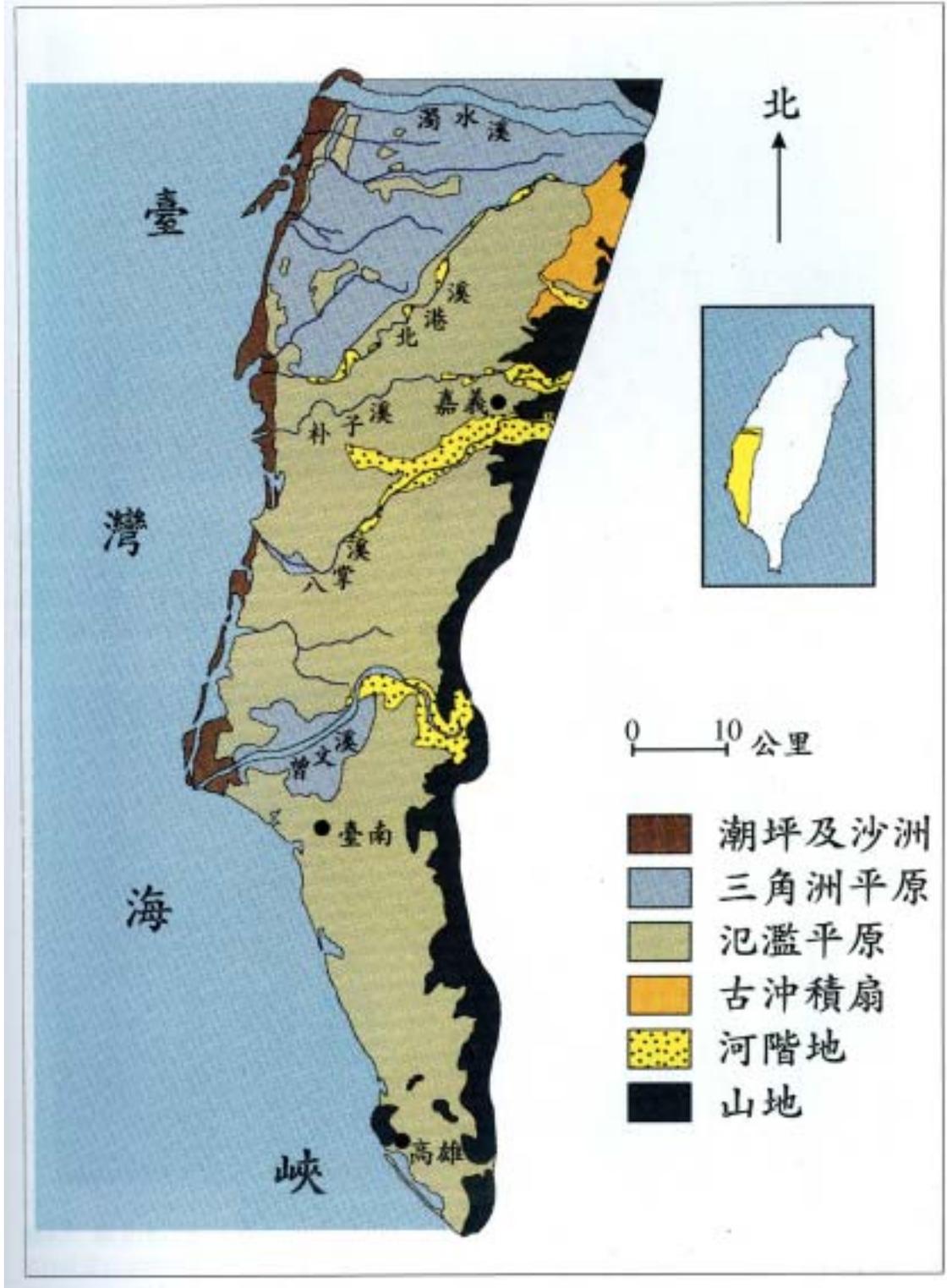


圖 3.5(a) 西南沿海地質分佈圖(鄧屬予，1997)



圖 3.5(b) 西南沿海地質分佈與本研究範圍之關係圖

3.5 西南沿海軟弱地質分佈鄉鎮研判

為進一步確認在本研究範圍內，因瀉湖、三角洲等海成作用形成之軟弱地質分佈區，以推測古代沿海位置或海埔新生地等可能是軟弱土層分佈的鄉鎮，本案另採用標示較為完整且距今年代較為久遠的「康熙臺灣輿圖」(有效年代在西元 1696~1704 年期間)與現今之地表狀況相比較，以便找出當時可能的海岸線變遷以至其海埔新生地盤，詳見附錄 A。

另一方面，並輔以臺灣的地名由來記載之歷史敘述(臺灣咁仔店)，其資料考證主要依據《臺灣府志》及各地方之縣誌，以推測其他曾經可能存在河川沖積河埔地、氾濫平原或湖泊凹地的鄉鎮，詳見附錄 A。唯某些可能有軟弱土層分佈的鄉鎮若未顯示在這兩份資料內將未被予標記。

結果顯示：(1)根據新舊地圖對照推測顯示，在清朝時期，臺中到高雄之間大部分之沿海鄉鎮幾乎都在海岸外或海邊，其應該為現今海岸外移後之新生地，結果如圖 3.6 中標示黃色的鄉鎮。(2)而依據《臺灣府志》及各地方之縣誌推測顯示，標示淺綠色的內陸鄉鎮則屬於曾經有歷史記載該鄉某局部區域是河積地或湖泊凹地，這部分軟弱地質除了位於雲林至嘉義(北港溪以北)間的沿海地區範圍較廣外，彰化雲林兩縣交界之濁水溪沿岸鄉鎮分佈較多，雲林縣內許多鄉鎮地質均曾經極差，其餘縣市則都零星分佈。

上述兩種年輕之沖積地層包括有海埔地、三角洲沖積地層、河埔地、砂丘或氾濫平原等新生地層，此等地質最可能為軟弱地質分佈區。

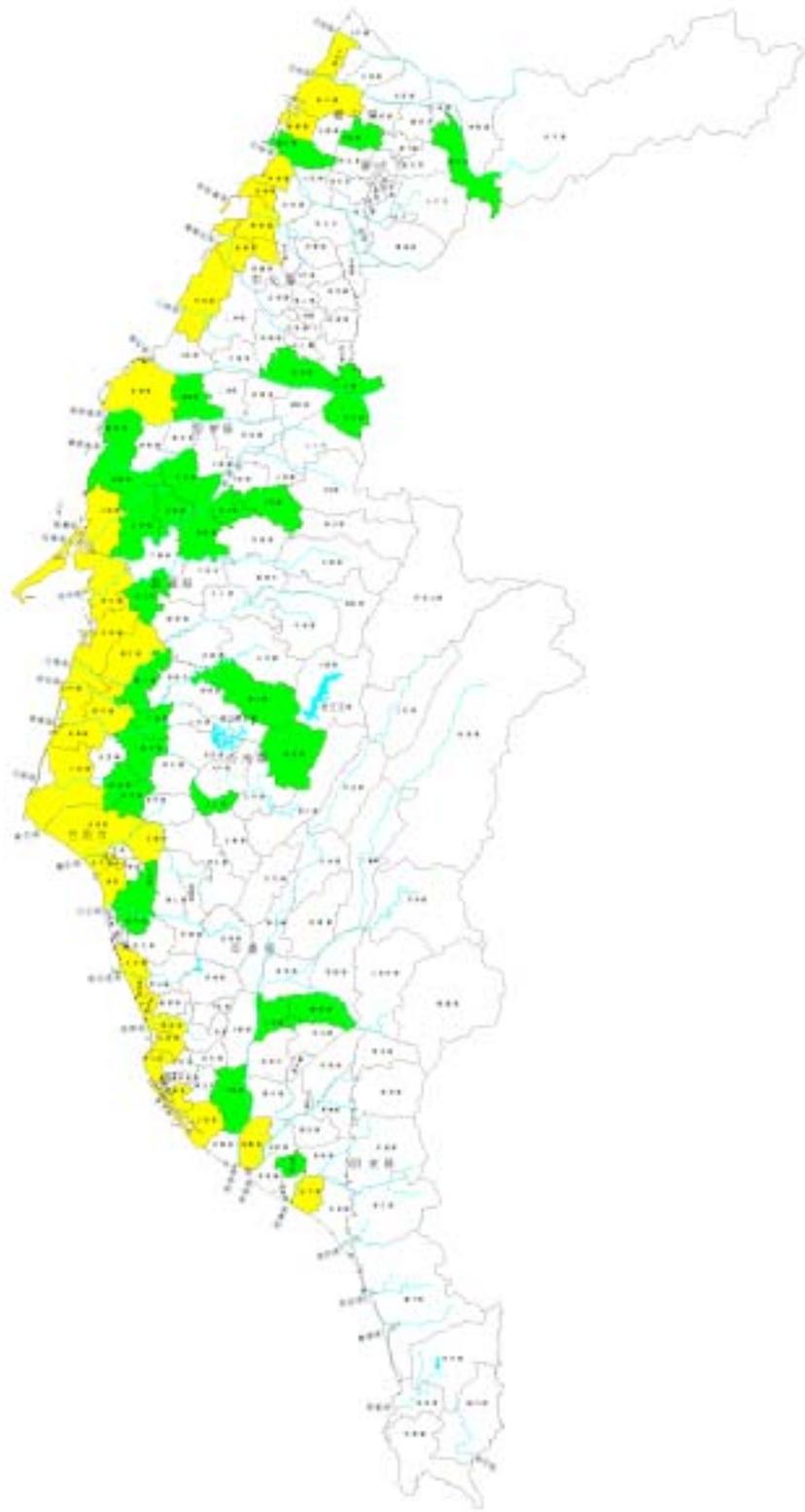


圖 3.6 本研究推測西南沿海軟弱地質可能的分佈鄉鎮

第四章 西南沿海地形、地質與水文概況

4.1 臺中縣市

臺中縣與臺中市地區交通系統相當完善，尤其以大肚山丘陵與八卦山丘陵兩側為臺灣西部主要之交通廊道，是中部地區最重要的交通樞紐。高速公路與省一號公路縱貫南北，縱貫鐵路山線和海線在大肚山丘陵南側的王田附近匯合，經彰化市往南行，與高速公路及省道合為本區交通之大動脈。

4.1.1 臺中縣市地形與地質概況

臺中縣市沿海地區地勢除大肚山丘陵之地勢較高外，其餘之高度多在 200 公尺以下。西緣有兩個主要沖積平原，分別稱為清水沖積平原及彰化沖積平原，兩者以大肚溪為界。

清水沖積平原分佈於大甲溪沖積扇與大肚溪之間，面積達 60 平方公里，全區皆為現代沖積層所覆蓋，其坡度緩，東緣標高僅 10 公尺。除沙鹿南方之北勢坑緣自大肚山丘陵外，其餘的小河流多為新生之順向河或人工之灌溉渠。

另一彰化沖積平原則分佈於大肚溪與濁水溪沖積扇北緣之間，涵蓋面積約 540 平方公里，沖積平原面向南漸寬與增高，東側為大肚台地與八卦台地者，兩者皆屬於八卦山中寮丘陵地形分區，兩者高度多為 300 公尺以下。大肚山丘陵北由大甲溪南岸起，南至大肚溪北岸止，總長約 20 公里，平均寬約 7 公里，大致成北北東—南南西之延長方向。八卦山丘陵則由大肚溪以南至濁水溪北岸總長約 3.2 公里，寬 4~7 公里，中段較窄而南北兩端較寬，呈北北西—南南東方向。背斜軸（北為大肚山背斜，南為八卦山背斜）與山脈延伸方向一致，西坡較陡且侵蝕切割程度較高，而其東坡呈緩斜坡，原有沉積面較為完整。

臺中盆地係一細長之盆地，為西側大肚山—八卦山丘陵與東側麓山帶所環繞而成，地體構造上亦屬一盆地構造，南北縱長約 48 公里，盆地面以西側大肚溪缺口為最低點，呈向西緩傾斜面，其沉積物供應來源主要為北部之大甲溪古沖積扇，中部之太平聯合沖積扇及南部烏溪沖積扇與貓羅溪沖積扇等。

主要的構造線為車籠埔斷層與彰化斷層，皆約略成南北走向，車籠埔斷層以東依序出露錦水頁岩、卓蘭層與頭斜山層，形成單斜的地質構造(詳見表 4.1)。其中，錦水頁岩下部未出露地表，而其上部岩性以厚層或塊狀泥岩為主，夾薄砂頁岩互層，偶見厚數十公分的風暴層。卓蘭層出露較為完整，其層界皆能清楚辨認，岩性上以砂頁岩互層為主，愈往上部砂岩比例漸增、單層厚度漸厚。車籠埔斷層以西屬臺中盆地，為現代沖積層與零星分佈於麓山帶最西緣的階地堆積層所覆蓋。清水斷層與彰化斷層西側則為現代沖積層之沖積平原。

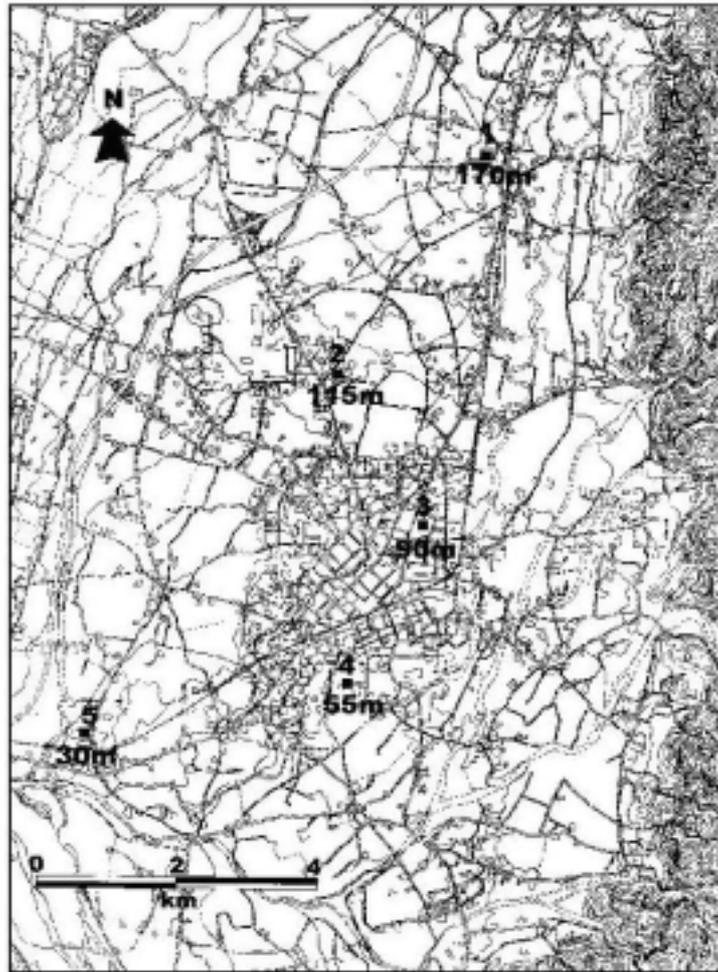
表 4.1 臺中地區地層對比表(中央地質調查所，2000b)

大甲圖幅 (張憲卿,1994)		東勢圖幅 (烏居敬送,1935)		台中圖幅 (中油,1982)		本圖幅 (何與陳,2000)
沖積層		現世層		沖積層		沖積層
階地堆積層 <small>不整合</small>		段丘堆積層		壠地堆積層		階地堆積層 <small>不整合</small>
紅土台地堆積層		台地礫土		紅土台地堆積層		紅土化階地堆積層
頭斜山層	礫岩	東勢層群	礫岩層	頭斜山層	火炎山相	頭斜山層
	砂頁岩		大茅埔層		香山相	
卓蘭層		卓蘭層		卓蘭層		卓蘭層
錦水頁岩		錦水頁岩		錦水頁岩		錦水頁岩 <small>斷層</small>

大肚山丘陵西南側邊緣出露呈西北至北北西帶狀分佈的階地堆積層，與下伏之頭嵙山層的砂岩層以不整合接觸。據野外判斷應是大肚山丘陵西側之古大肚溪所造成之階地(侵蝕自己紅土化之頭嵙山層)，如今，大肚溪已經往西南遷移至現今之位置。

根據蒐集之數口鑽井資料顯示(詳見圖 4.1 及圖 4.2)，臺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，蓋在厚度約十公尺至數十公尺而普遍分佈的砂質礫石層之上。由地形等高線呈現扇狀的分佈可知，盆地的沉積物實由數個山麓沖積扇所充填；如以現今位於豐原地區的古大甲溪沖積扇為例，其沉積物於臺中盆地內是由北北東往南南西的方向搬運，亦即順著等高線的地形坡度，因此，靠近扇頂及麓山帶邊緣的地區沈積較厚的礫石層(如圖 4.1、井位 1)，愈往沖積扇扇緣則礫石層愈薄(如圖 4.1、井位 4)，如位於主河道附近，則礫石層亦會厚些(如圖 4.1、井位 6)。

臺中盆地內有舊河道、洪水氾濫、斷層等可能發生地質災害之潛在問題，尤其是車籠埔斷層切穿現代沖積層與呈水平狀的年輕階地堆積層。土壤液化是土壤由固體狀態轉化為液體狀態的行為，就地質材料而言，有兩種土壤可能發生這種現象，一是黏土，另一則是細砂或粉砂土壤，此兩者皆為軟弱土壤。由於液態砂漿可流動、具浮力、無法抗剪、無法維持固定，如發生在地表面，則可能僅是地面變濕或是因地面坡度而發生砂漿流動，但液化層上有其他非液化土層或結構物存在時，這些上覆層瞬間將發生漂移與沉陷，或因沉陷不均勻而發生張力破裂，甚至如地形有坡度時還會有漂移的側向擴展或流潰等破壞，而下層液化的砂漿會沿上覆層的裂隙或既有孔道(如井)等衝出，而發生噴砂現象。九二一地震，土壤液化現象除發生在沿海的臺中港、伸港等地區外，內陸的南投、社頭、員林、田寮等地區亦發生液化現象。



- 註：1.臺中加工出口區管理處：標高 170 公尺，鑽井深度 120 公尺。
 2.臺中市北屯區配電中心：標高 115 公尺，鑽井深度 61 公尺。
 3.臺中市自來水廠：標高 90 公尺，鑽井深度 79 公尺。
 4.中興大學：標高 55 公尺，鑽井深度 61 公尺。
 5.臺中烏日中興啤酒廠：標高 30 公尺，鑽井深度 100 公尺。

圖 4.1 臺中盆地的井點位置圖(中央地質調查所，2000 b)

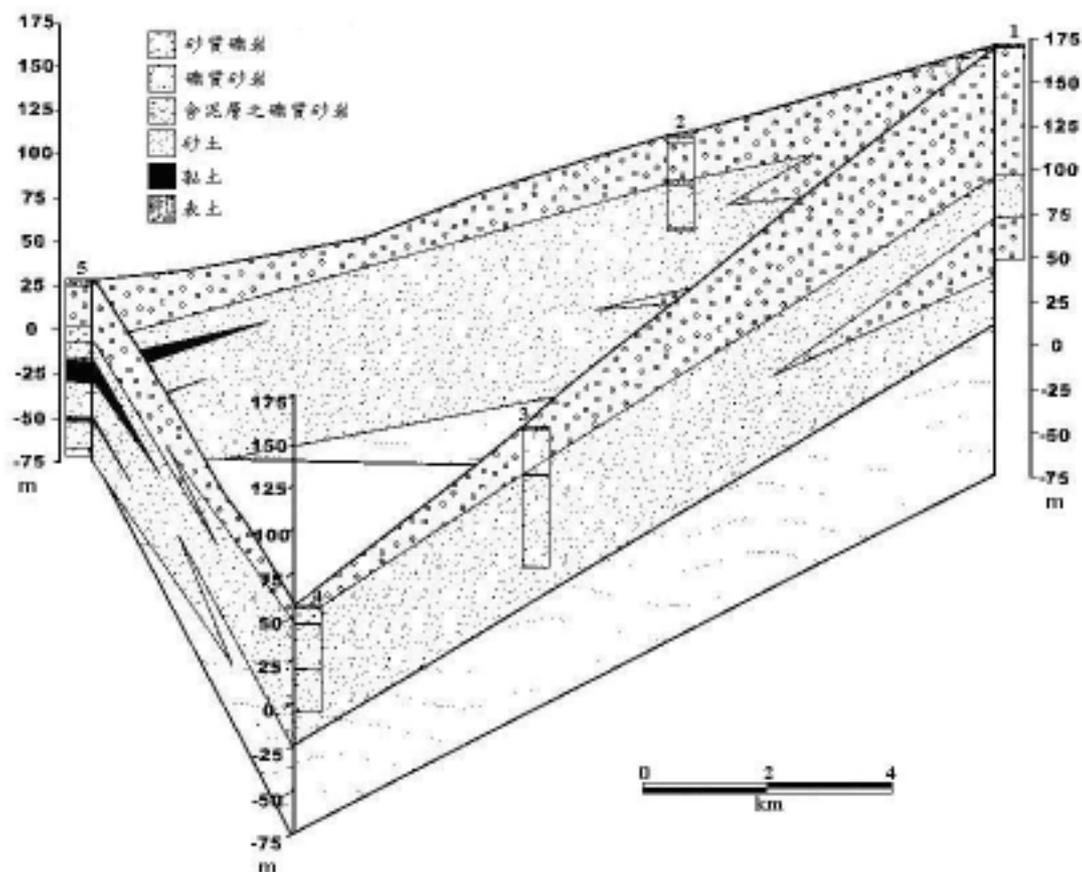


圖 4.2 臺中市及其鄰近地區地質屏狀圖(中央地質調查所，2000 b)

4.1.2 臺中縣市水文概述

根據臺灣省水利局（1990）之資料，本區地下水以自由含水層為主，臺中盆地地下水補給主要來自於北部大甲溪之河水補注以及盆地本身之集水與地表滲透水。源自東部丘陵地帶之諸溪流則補注盆地東部太平沖積扇之地下水；盆地南端草屯以北之地下水由烏溪補注；而更南端的貓羅溪流域以東（位於八卦台地東麓）自草屯、中興新村、南投至名間一帶，推測由八卦山麓東側之地表滲透水補注，並匯流入濁水溪，或可能由南側之濁水溪補充。

地下水之流動方向，由大甲溪向南側之烏溪方向滲流，南端則由濁水溪向烏溪方向滲流，地表水系流向一致。臺中附近之地表地層屬於第四紀全新世未固結沖積層，依據水井地層資料（臺灣省水利局，

1990)，其組成以砂、巨厚礫石層為主，間夾黏土層、砂層及粉砂層，透水性高，屬良好之含水層。

4.2 彰化、雲林縣市

本區域包含整個濁水溪沖積扇平原及少部分受大肚溪、北港溪影響之區域，行政區域劃分上屬彰化與雲林二縣，本案將以「濁水溪沖積平原」統稱之。

濁水溪發源於中央山脈合歡山南麓，由於地形陡峻、岩層破碎及降雨豐沛，侵蝕作用盛行，沖蝕下來大量物質堆積於河道、氾濫平原、潮間帶、濱岸及淺海等區域，形成廣大之扇洲，幹流全長 186 公里，流域面積 3157 平方公里。沖積扇以鼻子頭隘口（彰化二水縱貫鐵路橋）為扇頂，半徑約 40 公里，範圍北起洋子厝溪，南迄舊虎尾溪，包括彰化平原的大部分及雲林縣的西北部，為全省最大之下游沖積扇，同時亦為臺灣最豐富的地下水蘊藏區。

濁水溪沖積平原為臺灣重要之農業區，由於近年來不斷的興建規劃許多重要的交通建設及開發工業區，帶動了本區發展及經濟成長。

4.2.1 彰化、雲林縣市地形與地質概況

濁水溪沖積平原為一起伏不大、坡度緩的不等邊三角形沖積扇平原，扇面上之河流自扇頂呈輻射狀之順向河。地面標高 100 m 以上者只有東側的八卦台地和斗六丘陵，全區向西緩傾。濁水溪沖積平原及其周圍的地質年代絕大多屬於第四紀。八卦台地屬於第四紀更新世頭嵙山層以及紅土堆積層，表面覆蓋紅色土壤，其下有很厚的礫石層。斗六丘陵及其以東地區所出露之岩層以第三紀中新世晚期至第四紀更新世之沈積岩為主。而第四紀更新世紀及全新世之未固結岩層主要為中新世之桂竹林層則分佈在斗六丘陵以西地區。

濁水溪沖積扇平原則為第四紀全新世沖積層，主要由礫、砂、淤

泥及黏土所組成，沖積層厚約 200 m (林朝渠，1963)，其沉積物主要源自濁水溪水系，部分來自大肚溪及北港溪水系。變質岩屑和石英顆粒是本沖積扇沈積物的主要成份，沈積岩屑之含量較少；濁水溪以北之沈積物顆粒度一般較濁水溪以南同層位地層之顆粒度為粗。由本區的地質之剖面如圖 4.3(a)及圖 4.3(b)所示；其扇頂部分以礫石層為主，往下游漸變為砂層；扇端附近以黏土、粉砂及夾砂層為主。以上所述亦可由濁水溪沖積扇沈積物分佈圖 (如圖 4.4 所示) 加以佐證。

根據 Bonilla (1977) 的研究，臺灣有將近五十條活動斷層，大都分佈在西部。而根據中央地質調查所公布之最新活動斷層分佈圖顯示，跨越本研究區域最主要之斷層為彰化地區東側之彰化斷層，及雲林地區東側之大尖山斷層、九芎坑、古坑斷層與梅山斷層；其中大尖山斷層為車籠埔斷層在雲林縣境內之延續，如圖 4.5 所示。

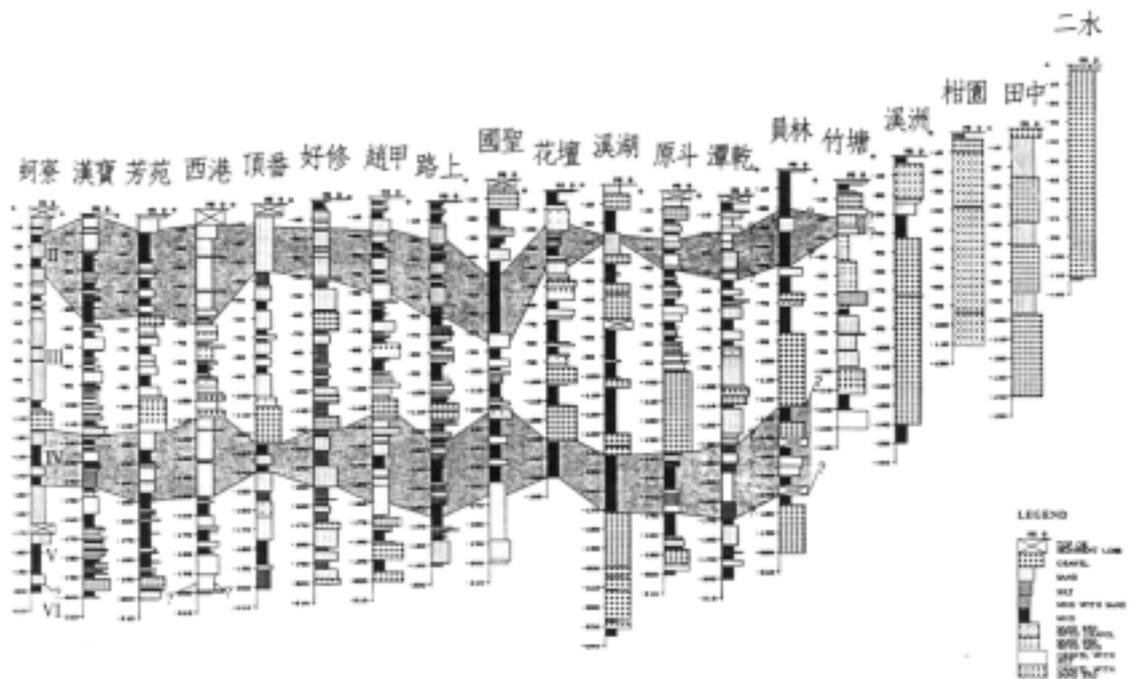


圖 4.3(a) 濁水溪北側鑽孔地質剖面圖(黃奇瑜 1996)

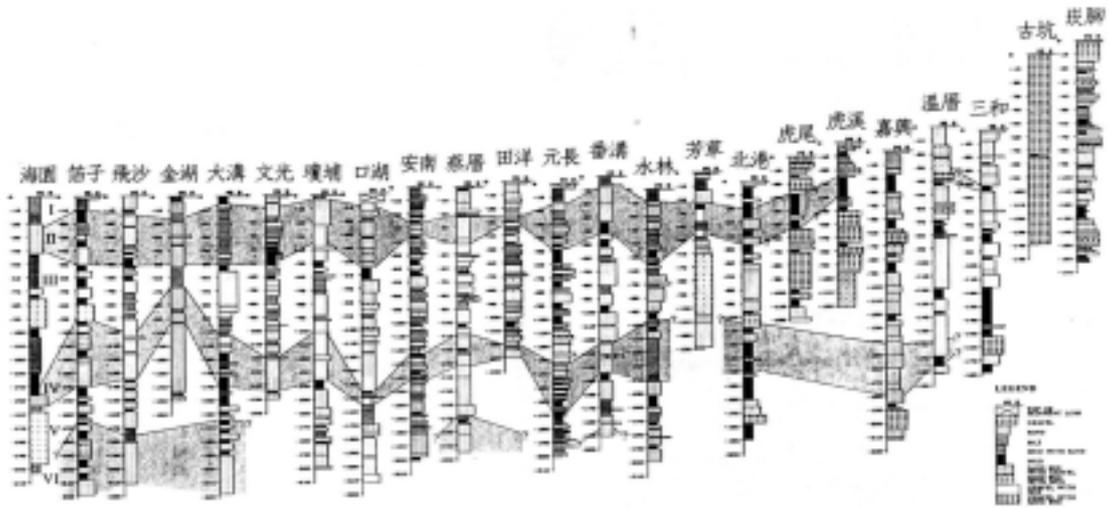


圖 4.3(b) 濁水溪南側鑽孔地質剖面圖(黃奇瑜 1996)

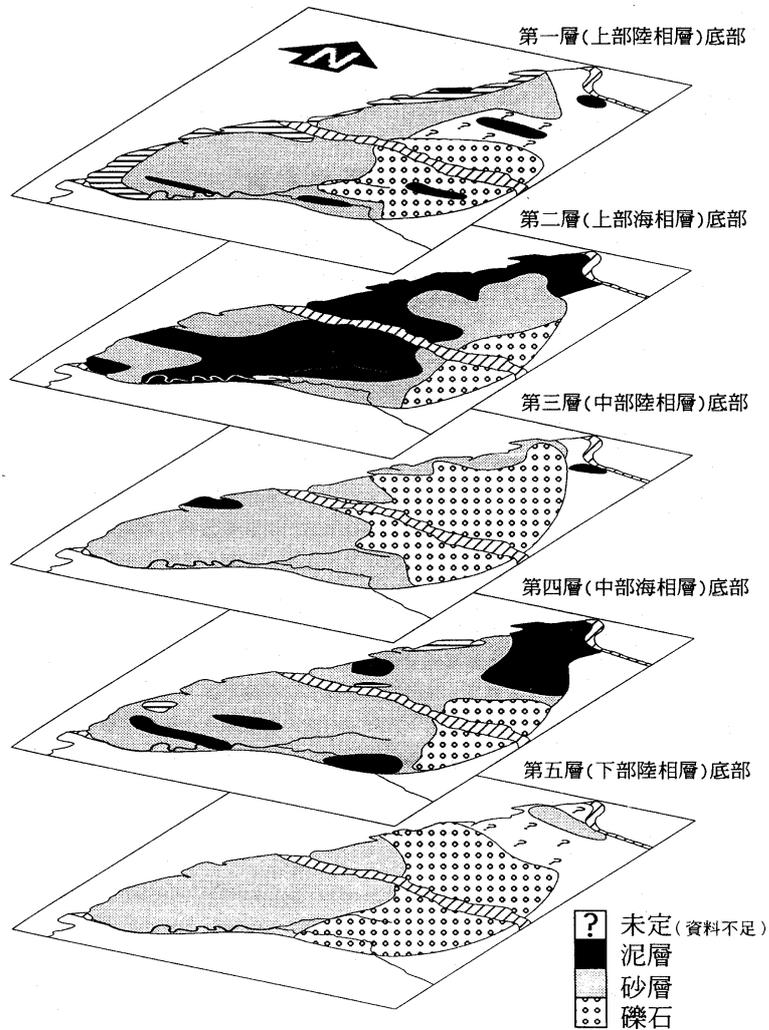


圖 4.4 濁水溪沖積扇沈積物分佈圖(黃奇瑜 1996)

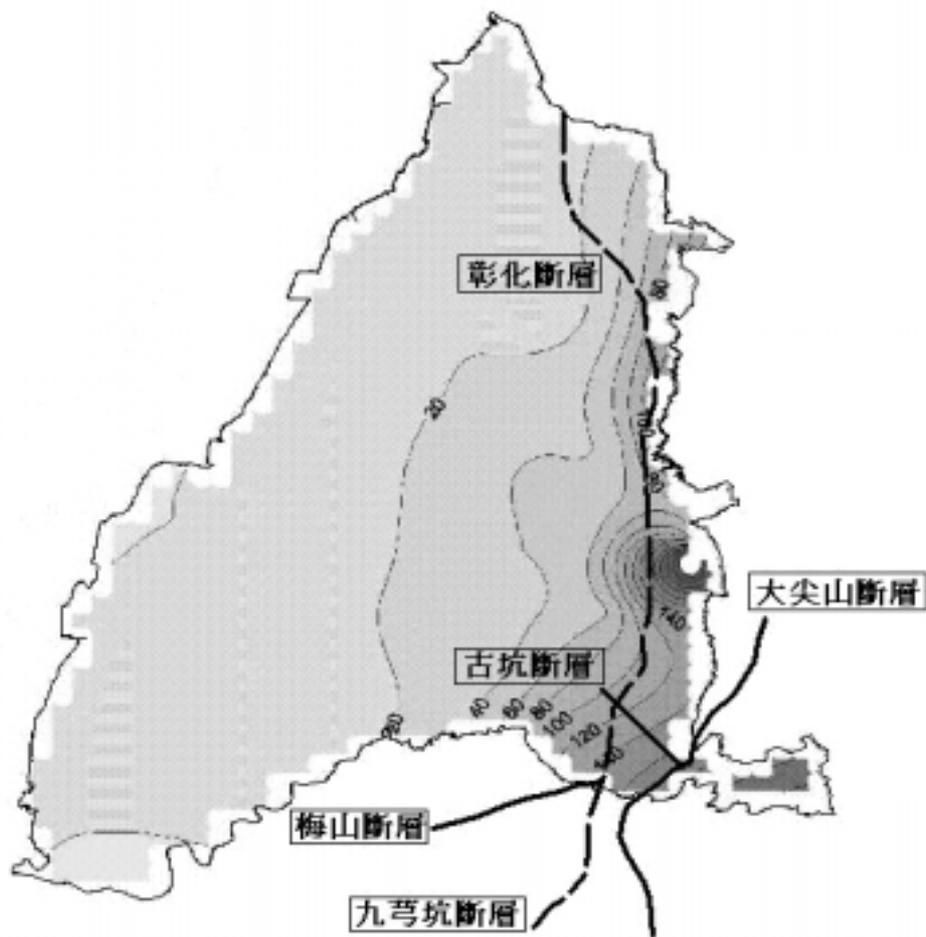


圖 4.5 濁水溪沖積平原斷層分佈圖

4.2.2 彰化、雲林縣市水文概述

濁水溪為臺灣最長之河川，亦為流域面積最廣之河流；其北側為大肚溪（又名烏溪）流域，南側則為北港溪流域，現今在濁水溪沖積平原上及其附近的主要河系分佈如圖 4.6。

至 1980 年時，濁水溪流域之河系已有所變更，其中舊濁水溪與新虎尾溪明顯萎縮，西螺溪則成為流域之主要河流，茲就各河系分述如下：



圖 4.6 現今濁水溪沖積平原河系圖

- (1) 洋子厝溪、二林溪、魚寮溪及舊虎尾溪等河系，在 1904~1980 年間河道無明顯的變更，惟洋子厝溪下游因海埔地的向西擴展，河道下游也隨之延伸，成為標準的延長河。
- (2) 鹿港溪流經鹿港鎮，其上游連接八堡圳，與洋子厝溪同為八卦台地西側諸水之排水河川。1941 年因原有的鹿港溪河道進行截彎取直，並與上游的灌溉渠道相連，使得鹿港溪加長，並更名為「員林大排水」。但下游距河口三公里處，因另建新渠道，使得原有 4 公里的曲流成為廢河道，一直維持至今。
- (3) 舊濁水溪在 1904 年圖上稱為濁水溪，與西螺溪同為當時濁水溪下游的主流，埤頭以上網流非常發達。今日的北斗即位於網流間的河中洲而發展起來，與北岸之田尾及南岸之溪州二鄉鎮成一線排列。

下游至萬興與石埤之間，尚有舊河道的痕跡，顯示早前河道相當寬大。石埤以下發生分流，北支流由鹿港西側粘厝村北方入海，南分流至王功北面漢寶入海，南北二河口相距約 8 公里，而以南支流為主，北支流為次。此外，分流處之東北方有一牛軛形之沼澤，面積頗大，約 100 公頃，為氾濫平原上之濕地。之後扇頂附近的網流，因主流導向西螺溪，水量變小，上游河寬顯著縮減，由 4 公里銳減至數百公尺，網流不如往昔發達。河中洲多已被開發，只剩下中段有兩個規模頗大的沙洲。下游的分流起了重大的變化，原有的二分流斷離，南分流另成一河流，稱為舊濁水溪；北分流流路雖未改變，但又分成數條分流，稱為麥嶼厝溪，惟上游仍稱濁水溪。據 1955 年文獻記載，扇頂附近河堤切過溪流，水源大部份被攔截；埤頭附近的河床僅餘一個規模頗大的河中洲；長 3 公里，最寬達 1 公里。下游原有數條分流，可能因上游水源被截，水量減少，又成為兩個分流。此後流路維持不變，溪流及沙也逐漸縮小，兩岸平原不斷地被開發，至 1979 年埤頭附近之河中洲也消失，舊濁水溪變得更細小。

- (4) 西螺溪由 1904 年圖觀之，自扇頂鼻子頭出山後，直接奔向西流。其間因濁水溪東水導向西螺溪，自此以後，西螺溪成為沖積扇平原灌溉及排水的主要河川，即今之濁水溪。
- (5) 新虎尾溪原為濁水溪平原南邊的一分處，於蚊港入海。據 1926 年文獻顯示，此溪在下游麥寮附近，河流分歧為二，北分流由後安寮南側入海，南側仍由蚊港入海，南北河口相距約 4.5 公里。其後北分流消失，僅餘下南分流，新虎尾溪河寬逐漸變小。

上述河系變更，可由圖 4.7 窺見各溪流由 1904 年至 1980 年的變化端倪。

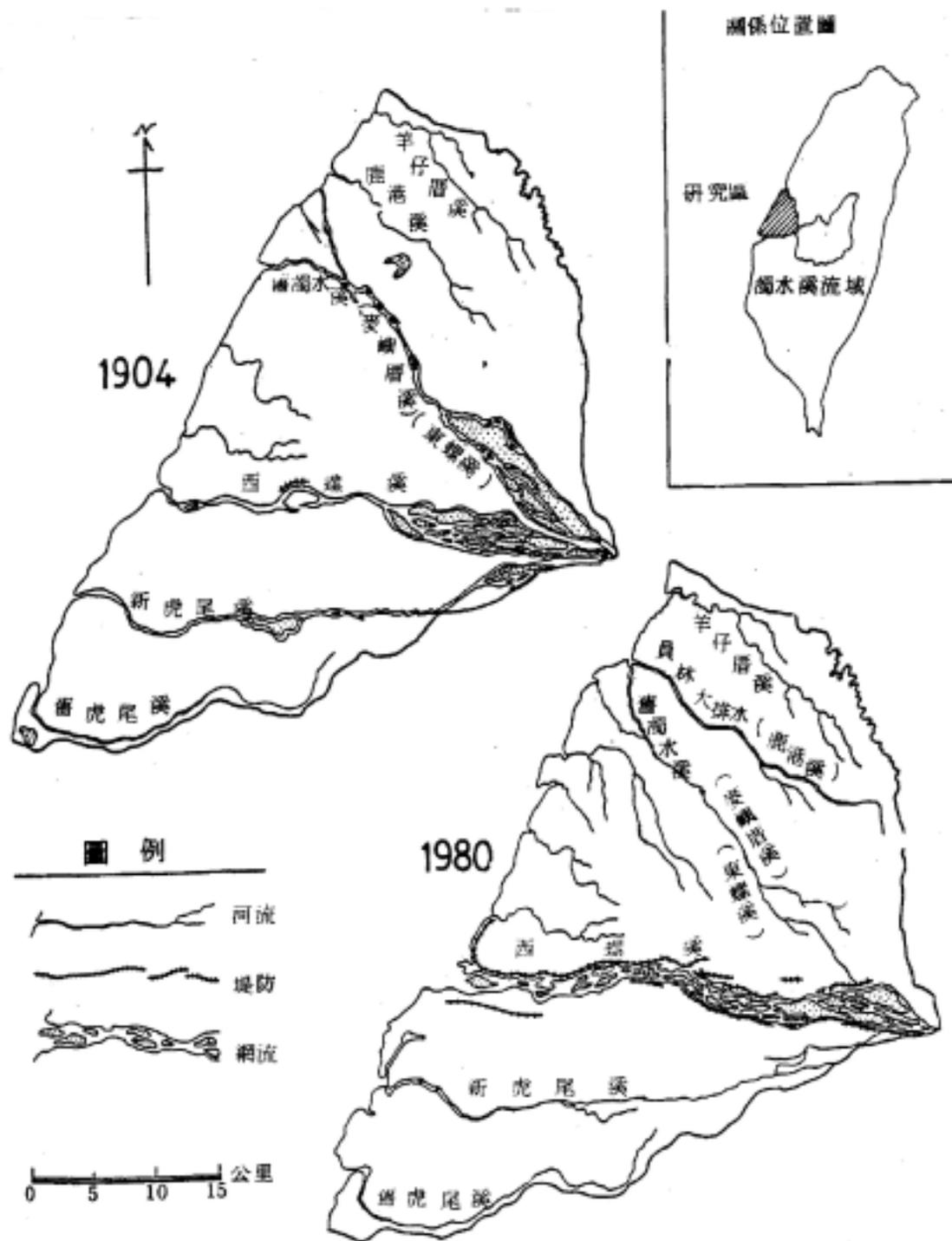


圖 4.7 濁水溪河道變遷圖 (張瑞津 1983)

根據中央地質調查所針對濁水溪沖積平原之水文地質調查結果顯示，本區水文地質分層共可分為三層富水層及二層阻水層（圖 4.8 及圖 4.9）。其中富水層是指礫石層、粗砂層及中砂層，而阻水層則為粉砂、泥及黏土。由於細砂及粉砂因常夾泥層或黏土層，易受到水頭降低而導致壓密沈陷，故將之併入阻水層之一部份。含水層在扇頂屬於巨厚之礫石層，往扇央及扇尾則厚度變薄，粒徑漸細，依此自然趨勢推測各含水層最終均於臺灣海峽中分別尖滅於增厚之阻水層中；亦即各含水層下游端應近似封閉，未於海床出露。河水、雨水及灌溉水於扇頂及丘陵區入滲，形成地下水再分別流入各富水層，因此河床、扇頂及丘陵地區為各富水層主要之地下水補注區。

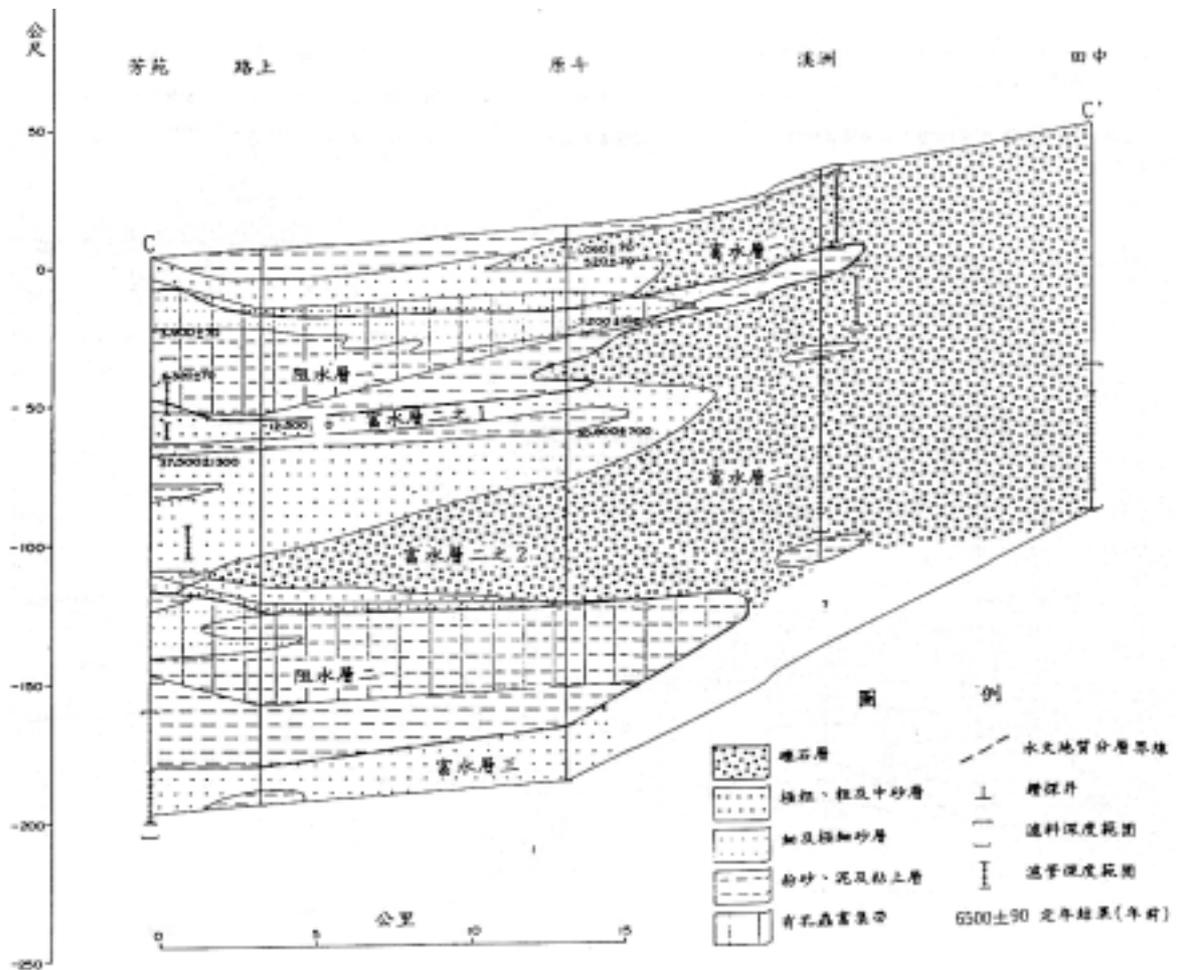


圖 4.8 彰化地區水文地質剖面圖 (中央地質調查所 1995)

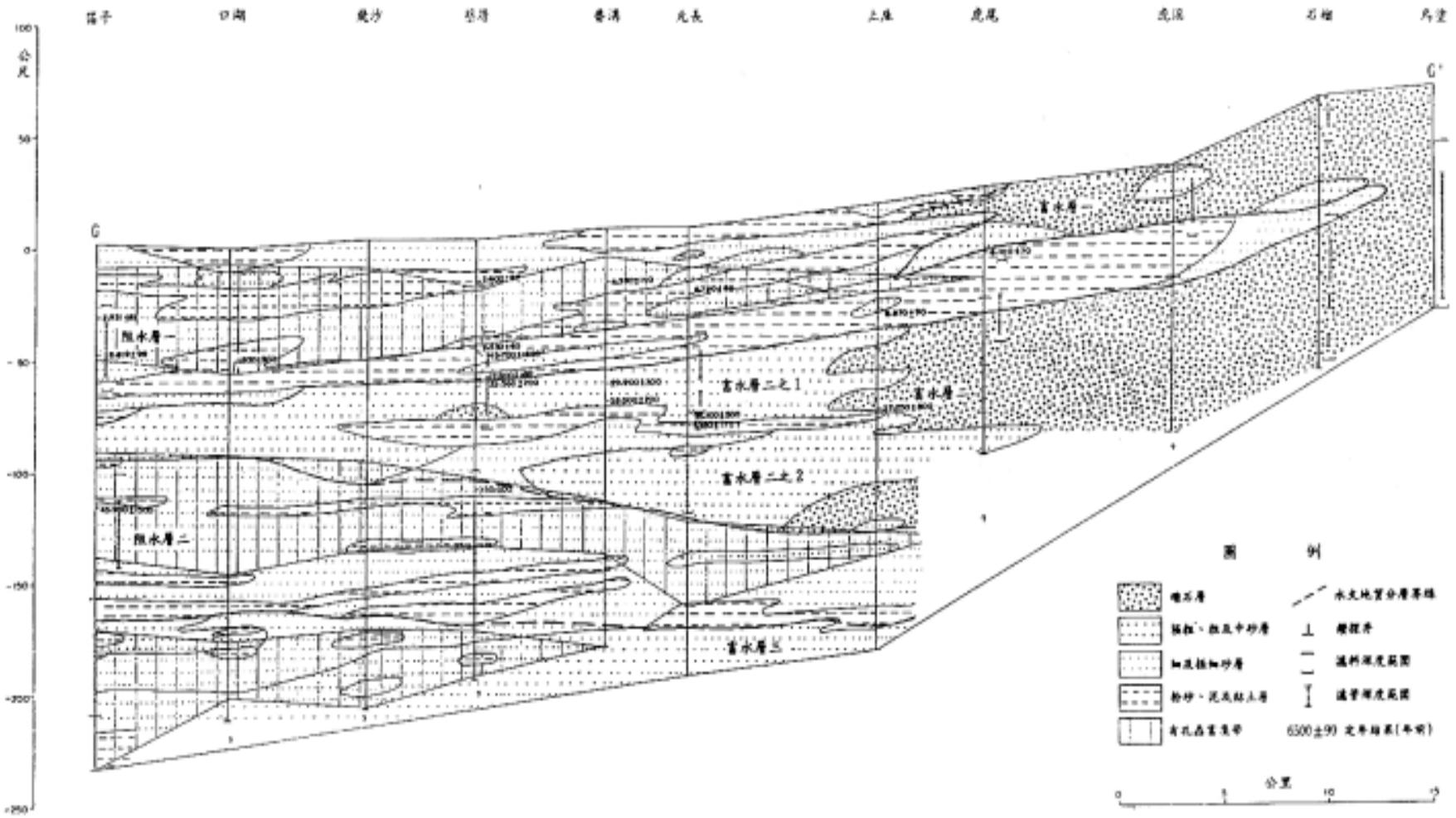


圖 4.9 雲林地區水文地質剖面圖 (中央地質調查所 1995)

依據經濟部水利處長期地下水位觀測資料、並參照賈儀平 (1997) 之研究結果顯示，估計乾濕季影響可能造成本區域地下水位浮動之最大變化量約為 ± 3 m 左右，如圖 4.10 所示。

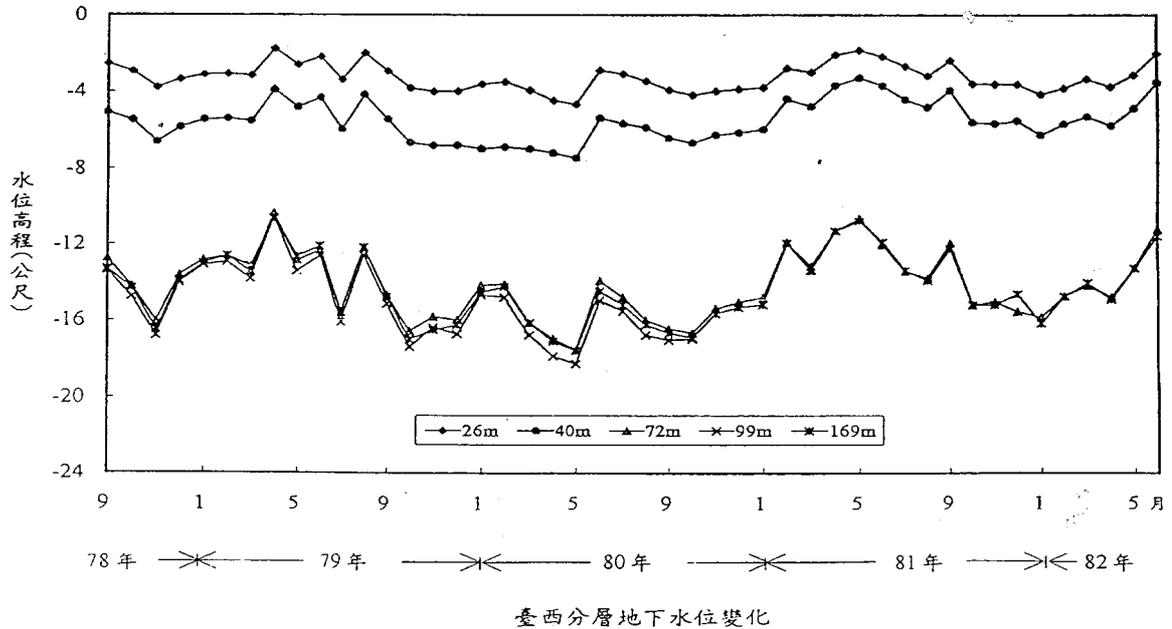


圖 4.10 臺西分層地下水位變化圖 (賈儀平 1997)

彰化與雲林二縣之「濁水溪沖積平原」年代十分年輕，由礫石、砂、粉砂、泥及黏土等土壤所組成，其中礫石及砂量向西快速遞減。參照圖 4.3 及圖 4.4 可推估，二縣軟弱地盤之可能區域大部分佈於中山高速公路之西側平原，若該區內之鑽孔資料顯示淺層 (20m 內) SPT-N 值小於 10 之土層總厚度愈厚，代表其地盤愈軟弱，愈可能因工程開發而引起災損。

4.3 嘉義、臺南縣市

嘉義及臺南兩縣同屬於臺灣西南部的嘉南海岸平原，範圍為北起北港溪，南至二仁溪，西臨臺灣海峽，東接山麓丘陵之間的平原區，如圖 4.11 所示。嘉南海岸平原南北長約八十公里，東西寬約四十公里，全區地勢平坦，濱海地區多沼澤及沿岸砂洲，海底深度淺。

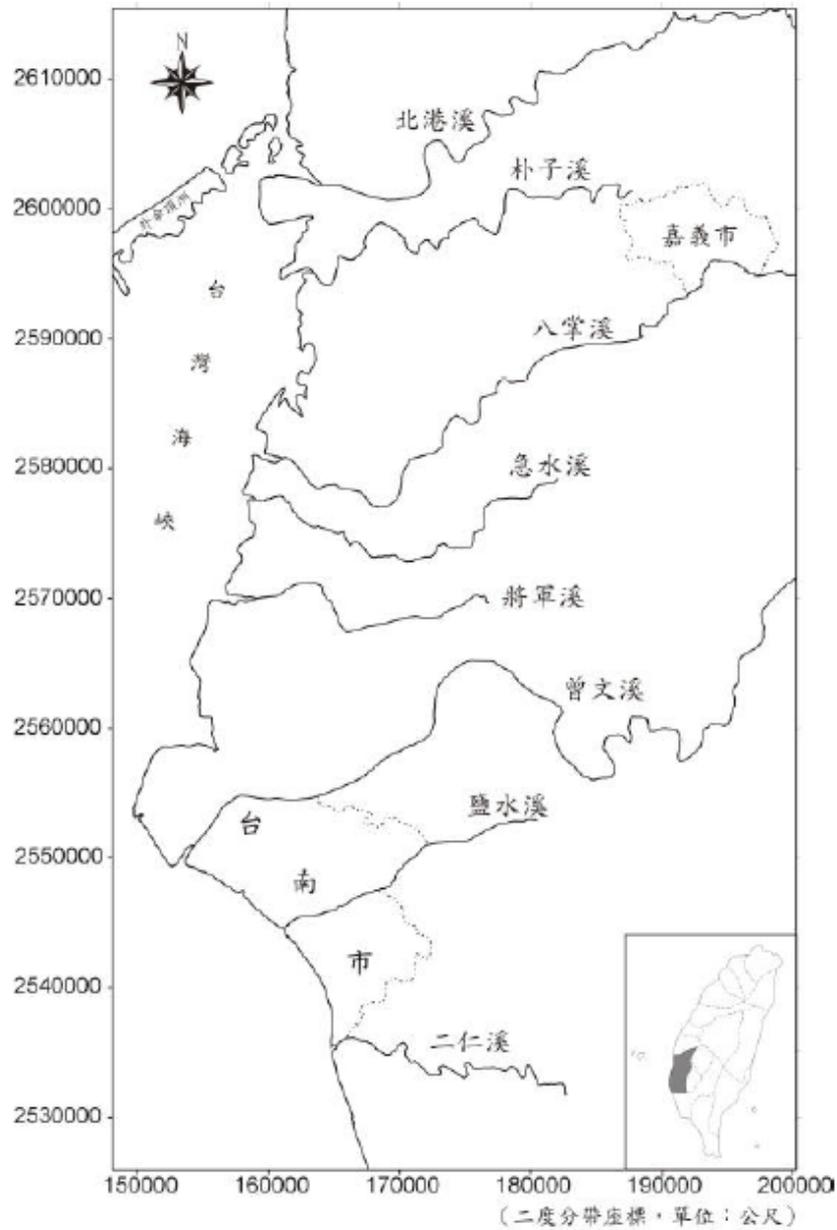


圖 4.11 嘉南平原範圍圖

地層上除了臺南台地區域以外，並沒有明顯的褶曲現象，在全新世初期，海水面上升，為海進時期，加上本區雨量充沛，使得地表受到侵蝕，產生一侵蝕面，此侵蝕面以下為晚更新世以及更古老的地層。自從全新世以來，受到海水面上升的影響，沿海地區洲潟堆積成陸作用持續進行，海岸平原不斷的往西擴張。林朝榮（1961）推測自全新世以來，臺南西南部海岸線應有兩次海進與海退。吳東錦（1990）推

論臺南台地的臺南層為古堰洲島－瀉湖系統所造成的海進堆積層，臺南地區在近六千年來至少經歷過三個高海水期。本平原區為幼年期之海岸平原，海底地形平緩，沿海砂洲甚為發達，且持續向西方擴張中。

嘉南海岸平原為一個半地塹盆地，盆地因不斷容納沈積物而形成現今海岸平原。嘉義地區岩性以厚砂岩為主，其中夾有薄泥岩層，臺南地區則以厚泥岩為主，但是主要的岩性差異並不大。早期上新世嘉南平原北部(嘉義地區)因為靠近北港高地，前陸盆地無法下折所以較淺為陸棚區，沈積物多為砂岩；臺南地區屬於較深地區，為半深海環境，沈積物多為泥岩。

4.3.1 嘉義、臺南縣市地形與地質概況

嘉南隆起海岸平原之南段尚包含大岡山、小岡山、半屏山、壽山及鳳山等隆起珊瑚礁(由北而南)。至於其周圍地區，東側由北而南與斗六、嘉義及新化等丘陵接壤，並於高雄縣北部開始與西部衝上斷層山地(或西部麓山帶)相接，於高雄縣南部與屏東平原比鄰。

嘉南平原之地層層序由上而下依次為全新世臺南層、更新世六雙層、二重溪層及崁下寮層，臺南層屬全新世中期地層，由粉砂、黏土、砂、和壤土所組成，含有豐富的有孔蟲和貝類化石，層厚在十六至一百公尺間。六雙層屬更新世晚期地層，厚約五百到八百公尺，大部分為暗灰色至青灰色泥岩和夾有砂岩和粉砂岩互層的頁岩組成，本層的上部及下部含有少數較厚的砂岩層，此外本層還含有豐富的有孔蟲化石以及漂木碎塊。二重溪層屬更新世中至晚期地層，厚約五百公尺，其岩性以頁岩和細粒至中粒砂岩的互層為主，砂岩內含有豐富的海相貝類化石和漂木碎塊。最下的崁下寮層由砂岩及頁岩的互層組成，厚五百四十到一千公尺(何春蓀，1986)

孫習之(Sun, 1964, 1971, 1972)研究高雄至嘉義間平原區的地表沈積物，區分出不同的沈積層，由老至新分別為：含紅土沖積扇層、臺南層、老三角洲沈積層、較新瀉湖沈積層、近海砂洲沈積層、較新

三角洲沈積層、現在瀉湖沈積層。這些主要由細砂與泥組成的地層除含紅土層沖積扇層以外，其餘皆劃分為第四紀沖積層（中油臺探總處，1986，1989）。

1. 嘉義縣市

嘉義地區地質地形如前述分為濱海平原、西部麓山地質區與中央山脈西翼地質區之雪山山脈帶等三個地質分區，其分佈位置參考圖 4.12，各區地質概述如下：

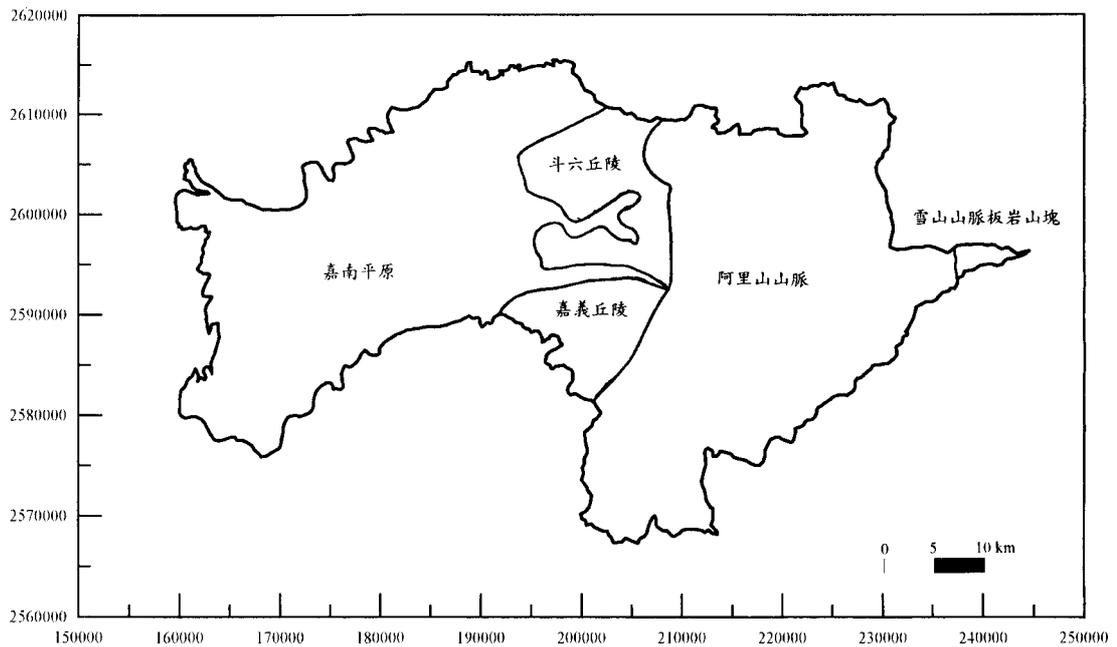


圖 4.12 嘉義地區地質地形分區圖

(1) 濱海平原區

本區屬嘉南海岸平原，北起北港溪，南迄八掌溪，寬約 35 公里。本平原東與麓山丘陵地帶相接，平原東緣部份，海拔 40 至 50 m，平原地面乃成為一極為平緩之斜坡，地面坡度約為 1/800 至 1/1000。嘉南海岸平原一片平坦，僅於本平原東緣有小台地地形。本平原面積正向西逐漸拓展中，沿海沙洲甚為發達。

(2) 西部麓山地質區

本區以觸口斷層為分界線。斷層以西為斗六丘陵及嘉義丘陵，斷

層以東為西部覆瓦狀斷層山塊，即阿里山山脈。茲分別敘述如下：

(A) 丘陵區

觸口斷層以西地區在地形上屬於斗六丘陵及嘉義丘陵，為低緩之丘陵及部份台地地區，海拔高度均在 700 m 以下，向西逐漸降低而沒入雲嘉南平原。在牛稠溪以北，本區之基盤由頭嵙山層之礫岩所構成。在牛稠溪以南之基盤岩層由砂岩及頁岩組成。丘陵區由礫石及表土組成，受溪谷切割形成台地地形。

(B) 阿里山山脈

本區西以觸口斷層與斗六丘陵及嘉義丘陵相隔。本區為西部覆瓦狀斷層山塊，即阿里山山脈，區內崇山峻嶺，海拔高度 1000 餘 m，坡度陡急。本山稜之西側坡度陡峻，溪流短促，發育尚屬幼年期。山脈向西突入雲嘉丘陵平原，於山稜轉折附近(海拔約 950 m)，仍保有局部老年期地形特徵，諸如平緩山丘、寬闊 U 字形山谷等。

(3) 中央山脈西翼地質區之雪山山脈帶

本區位於玉山山塊內，在濁水溪與位於中央山脈西側之雪山山脈相接。由於雪山山脈與玉山山塊可視為同一大斷層山塊，且二者岩性相似，其構成岩層均以板岩、硬頁岩、千枚岩為主，故合稱雪山山脈板岩山塊。本區受蝕強烈多高崖深谷，植被不厚，晝夜溫差大，冬季有短暫的雪期，冰蝕作用盛行。

2. 臺南縣市

臺南市位於臺灣西南部嘉南平原上，為一地勢低平、起伏不大的平地，臺南市之東半為臺南台地，西半則為安平平原區。臺南台地為一橢圓形台地，南部稍寬，北部較窄，東側以明顯的台地崖與大灣低地相接，西側則為海拔 2.5 m 左右之安平平原。台地南北長約 12 公里，東西寬約 4 公里，台地之最高點海拔約 35 m，且其最高位置偏東，形成北東—南西走向之分水嶺。

臺南至高雄間之海岸平原自晚期更新世至現在，曾有兩次的海進與海退出現(孫習之，1964)，即臺南海進、海退，大湖海進、海退。臺南海進促使臺南層的沉積，沉積材料可能來自東邊麓山帶之八掌溪、曾文溪、急水溪、將軍溪等。由於地體構造運動，海岸平原於背斜構造處上升，於向斜構造處低下，而另一次較小規模的海進造成在平原較低下處沉積，是為大湖海進，而造成潟湖及沼澤沉積層。大湖海進的時間很短，之後發生大湖海退，並使得比潟湖及沼澤沉積層年代年輕的地層沉積在平原西緣，這些年代較年輕的地層自老至新分別為三角洲沉積層、新期潟湖沉積層、濱外沙洲、新期三角洲沉積層及現代潟湖沉積層。上述地層廣義稱為臺南層，即基岩古亭坑層以上的所有地層皆屬之。

根據林朝榮 (1971)的描述，臺南層約可分為四段，最底部為灰色粉砂、泥質粉砂或粉砂質與褐黃色粉砂或粉砂質砂之互層，厚約 1 m；第二段為粉砂質砂，砂質粉砂為主，厚約 2.8 m；第三段為黃灰色砂或粉砂，厚約 3 m；第四段為暗褐色粉砂及砂，其中夾有 2 cm 左右薄凸鏡狀灰色粉砂，淘選度佳，厚度約 2 m。而吳東錦等(1922)指出，臺南台地東半部之臺南層由下至上大致可分為三段，最底部為厚約 1 m 之砂層(濱前相沉積)；第二段為厚約 2 m 的粉砂層(潟湖相沉積)；第三段則包含兩個向上變細，厚度共約 5 m 的砂層(潮流河道沉積)。李德河等(1988) 研究臺南都會區地質概況指出，臺南層表層是 1~3 m 之褐色細砂或 1 m 左右之褐色沉泥，其下為 2~7 m 之灰色粉砂，最下方為厚約 7~10 m 之沉泥，而臺南層之下則為基岩古亭坑泥岩層。古亭坑泥岩層

在臺南火車站東側成功大學學人宿舍約在水平面上 7 m 出現，分別向南北方向下降，李德河等推測泥岩層面之起伏為泥岩層在臺南層未形成前即被沖蝕成惡地地形之故。

臺南都會區之主要覆土層以砂、黏土為主，其下方則為古亭坑岩層，其地層分佈約略分為四區如下：

(1)安平平原區

本區甚廣，約位於臺南都會區之西部，呈北寬南窄型，屬於瀉湖沿積或隆起堆積層，土層分佈極為複雜，性質差異甚大，而其地層略可分為(1)表土層，N 值約介於 4~26 之間；(2)粉土質黏土層，N 值約介於 5~8 之間；(3)粉土質砂至砂質土層，N 值則約介於 26~60 之間。

(2)臺南台地區

本區位於臺南都會區之中部，呈狹長型，地層主要為覆土，其下則為古亭坑層。本區之岩層為泥岩，且分佈深度變化極大，由成大附近之地下約 16 m 處至開元路陸橋之地下約 35 m 處遇泥岩，泥岩層面起伏甚大，且在與大灣低地接壤處之台地斷層崖附近，泥岩層深度則急劇下降。本區地層大約可區分為(1)粉土質砂層，N 值約介於 8~30 之間；(2)砂質粉土層；N 值約介於 15~35 之間；(3)粉土質砂層，N 值約介於 30~60 之間；(4)粉土質黏土層，N 值約介於 10~14 之間；(5)泥岩層，N 值皆大於 50。

(3)大灣低地區

本區位於臺南都會區之東側，即臺南台地與關廟海階之間，過去曾被海水淹沒，本區地表下 20 m 內細砂層很薄，一般僅 2~3 m，其餘土層大部份皆屬於粉土層或黏土層，為一軟弱地質；本區地層大約可區分為(1)砂質粉土層，N 值約介於 1~7 之間；(2)砂質粉土層；N 值約介於 3~16 之間；(3)粉土質砂層，N 值約介於 2~13 之間；(4)粉土質黏土層，N 值約介於 2~10 之間；(5)黏土質粉土層，

N 值介於 15~22 之間；(6)粉土質黏土層，N 值約介於 4~12 之間。

(4)櫻丘砂丘群區

本區位於臺南台地之西南側，主要由灰色之粉土質細砂所構成，而一般在淺層夾有厚約 1 m 之高塑性塑性黏土層，其地層大約可區分為(1)粉土質細砂層，N 值約介於 1~10 之間；(2)粉土質黏土層，N 值約介於 3~6 之間；(3)粉土質砂層，N 值約介於 22~60 以上。

臺南都會區之地下水水位約在地表下 1.5~4.0 m 左右，分佈深度變化約呈由西向東漸深，且地下水含量不甚豐富，補給量亦不多。多數鄉鎮土層接近水平均質土層，但新市鄉、善化鎮及新化鎮土層因受到曾文溪河道變遷或丘陵區之影響，致使層次排列會有不同分佈，較為複雜，整體明顯發現愈靠沿海，西側區域之鄉鎮，土層分佈較為均勻，以沈泥質砂(SM)及砂質沈泥(ML)為主，靠東側內陸之鄉鎮土層分部層次組成雜亂而粘土含量提高，偶夾部分砂土或沈泥層。

4.3.2 嘉義、臺南縣市水文概述

依地形地質與水文特性，臺灣地區分為九大地下水分區(水資會，1969)，嘉南平原分區北起北港溪以南，而迄高雄縣鳳山附近，其地下水區面積達 2,520 平方公里。本區境內河川及灌溉溝渠遍佈，河川由北而南依序為：北港溪、朴子溪、八掌溪、急水溪、將軍溪、曾文溪、鹽水溪、二仁溪、竹子港溪、後勁溪、高屏溪等重要河流。

除了北部邊界的北港溪外，本分區內最重要的河系為曾文溪，全長達 130 公里，集水區範圍廣大，河川離開丘陵區進入平原區後，並未形成沖積扇，亦無分出支流，此與臺灣西部主要河川的特性不同(林朝榮，1957)。本區各河川上游坡陡流急，侵蝕旺盛，下游進入平原區，地勢平坦，坡度驟減，導致泥沙淤積，各河川流量並不穩定，夏季流量很大，夾帶大量泥沙沈積於河口海岸地區，使得平原區不斷向西擴張，冬季則為枯水期。

嘉南平原泥層分佈，除區內北部北港溪及朴子溪流域、中部曾文溪流域、南部高雄港區外，泥層厚度皆達 60% 以上；細砂則與泥層呈反向分佈，在以上三個區域厚度可達 40%；粗砂僅在區內東北部斗六丘陵西側、中部曾文溪中上游、南部高雄港區等三個區域有 10% 以上的分佈；礫石則僅在區內東北部斗六丘陵及嘉義丘陵西側、南部鳳山隆起珊瑚礁有 10% 左右的分佈，其他大部分的區域皆無礫石分佈(陳文政,2001)。

4.4 高雄縣市

4.4.1 高雄縣市地形與地質概況

就地質分區而言，本區位於西部麓山帶南緣，其出露之地層以更新世至全新世地層為主，由老而新包括大社層、古亭坑層、嶺口礫岩、台地堆積層及現代沖積層。

高雄都會區位於嘉南沖積平原之南端，北方屏障著壽山與半屏山等石灰岩台地，東臨嶺口丘陵與鳳山丘陵。從地形與地面地質的特性初步研判，高雄都會區屬河口內灣之堆積環境，以古亭坑泥岩為基盤，逐漸淤積陸化而成（中興工程，1999）。沖積層由未固結之砂、粉砂、粘土及礫石所組成。高雄市境內除半屏山、壽山、龜山三個獨立山丘外，其餘的平原皆被現代沖積層所覆蓋。由地調所（2000）針對高雄都會區所作之地下地質調查研究報告指出，其礫石、砂級和細粒沈積物的分佈曲線顯示此區是屬於較鬆軟的地層。

高雄市西臨臺灣海峽，東、北與南邊均與高雄縣相臨，北以後勁溪為界，其地勢低平，大致由東向西傾斜，地形起伏不大，除東北側半屏山、西側壽山及東南側鳳山丘陵等地勢較高外，大部分為由砂丘、瀉湖與沼澤堆積而成之平坦地形。因高雄市之地層主要為砂地層，且地下水位高，又受潮汐影響，經常造成深基礎施工之坍塌問題，以及地下室開挖之漏水漏砂問題，常需以灌漿和高壓噴射攪拌等地盤改良方式。

由於鳳山丘陵之地形阻隔，區域內地層受控於地形、水系等沈積環境之不同而有差異，工程地質大致可依水系及地形特性而分為仁愛—前鎮河沖積平原區、鳳山丘陵區、高屏溪沖積平原區等三大分區。

1.仁愛—前鎮河沖積平原區

本區之東、北、西北側皆為丘陵地，東起鳳山丘陵、西至壽山，北緣仍為沖積平原區，距更北之半屏山約 6 公里，西南至南緣臨臺灣海峽；仁愛河及前鎮河為本區主要河流，沈積層主要源自於其挾帶之沈積物所堆積形成，

- (1)地表下 60 m 範圍內，沈積層之沈積可能包括一次海水及海退。海進期大約為高程-30 m 以下之沈積期，造成西南近海區域之大量厚層含泥沈積層；此期同時於東北向近陸區域產生砂層沈積，間夾沈泥或黏土之沈積。自高程-30 m 以上則進入海退期，此期造成全區大量厚砂層之沈積，間夾有沈泥或黏土。
- (2)自然含水量約在 15% 以上，多介於 20%~30% 之間，與深度並無直接而明顯之關係；塑性指數多小於 20%，屬中低塑性，但土壤塑性與深度無明顯之關係；孔隙比普遍高於 0.5，屬疏鬆程度。

2.鳳山丘陵區

本區大致以鳳山水庫為界，分為南北兩區。北區出露地層主要為大社層，岩性為厚層泥岩，間夾有細至粗粒砂岩、礫岩與砂頁岩互層；於大坪頂附近之台地，則以台地堆積層為主，係由泥晶及生物化石碎屑組成，一般厚度約 30 m；本層屬於大社層之石灰岩透鏡體，台地礫石層則以不整合覆於其上。

3.高屏溪沖積平原區

高屏溪為本區主要河流，地層主要由其沈積物堆積形成。

- (1)上層為厚 10~20 m 之礫質砂層，間夾礫石，可能屬近期之河流堆積，N 值介於 5~25，近地表處皆在 10 以下；其下至孔底，於上游區以厚層細砂層為主，間夾沈泥層，於下游區含泥量漸增，幾以厚

層泥層為主。

- (2)自然含水量與深度並無直接明顯之關係，多介於 20%~30%之間，其中黏土層之自然含水量較高，多高於 30%，亦有高達 55%者；塑性指數多小於 20%，屬中低塑性，但土壤塑性與深度無明顯之關係；孔隙比普遍高於 0.5，屬疏鬆程度。

4.4.2 高雄縣市水文概述

1.高雄縣

高雄縣境內主要河川為高屏溪、鳳山溪、典寶溪、二仁溪、阿公店溪等，流域面積以高屏溪 3,256 平方公里為最大，長度亦以高屏溪 171 公里為最長。此區域境內之河川有一共同特性，即年逕流量豐沛，但分布不均勻，豐枯水期流量相差甚大，年逕流量有百分之九十以上集中於五至十月的豐水期，而其中以高屏溪、東港溪為最主要的取水河川。

高屏溪發源自中央山脈玉山，流經高雄林園、大寮、大樹、六龜、內門、甲仙、茂林、桃源、三民、杉林等十鄉及旗山及美濃兩鎮，接著流經屏東縣，由屏東新圓注入大海，主流長度約 171 km，流域面積約為 3257 km²，河床的主要坡降約為 1/150，荖濃溪及旗山溪等二溪為其主要的支流。

鳳山溪發源自高雄縣九曲堂山區，流經高雄大寮、烏松及鳳山等三地，於高雄港入海，主流長度約 20 km，流域面積約 58.853257 km²。

典寶溪發源自高雄縣燕巢，流經高雄大社、橋頭、岡山、棺官鄉及高雄縣楠梓區，最後於楠梓區入海，主流長度約為 32 km，流域面積約 107 km²。

二仁溪發源自高雄縣內門鄉的山豬湖，流經臺南縣及高雄縣內門、田寮、湖內、茄萣、旗山、路竹及阿蓮等地，最後於高雄縣茄萣鄉入海，主流長度約 62.2 km，流域面積為 339.2 km²，松仔腳溪及牛稠埔溪為其主要的支流。

阿公店溪發源自高雄縣烏山頂，流經高雄縣岡山、燕巢、阿蓮、路竹，永安及彌陀等地，其主流長度約為 38 km，流域面積為 137.7 km²，潭底洋排水為其主要的支流。

2. 高雄市

高雄市內的主要河川主要包括後勁溪流域、愛河流域及前鎮河流域。

後勁溪發源於大社及仁武地區附近觀音山東方的丘陵，發源高度約 120 公尺，匯合引入高屏溪的水流後，蜿蜒相西流經橋頭鄉及楠梓區後，在左營港的北方流入臺灣海峽。主流長度 23.04 公里，坡降 5.21/1000，流域面積約 61 平方公里，全流域平均高度 52 公尺，坡度為 0.52%（高雄市文獻委員會，1996）。

愛河原名為高雄川，其源頭有二，其一為發源於高雄市、鳳山市及烏松鄉交界處之覆鼎金及半屏山之間，其二發源高雄市苓雅區之五塊厝、林德官之平野，流經左營、鼓山、三民、苓雅等區後，在前金與鹽埕區之交界注入高雄港。主流長度 12.42 公里，流域面積約 104 平方公里，全流域平均高度 57 公尺，坡度為 0.16%（高雄市文獻委員會，1996）。

前鎮河發源於鳳山地區之東南方丘陵，發源高度約 57 公尺，流經鳳山市區後，南下沿鳳山、小港及鳳山、前鎮之行政界線，於前鎮區流入高雄港內出海。主流長度約 14 公里，坡降 4.15/1000，流域面積約 43 平方公里。

高雄市境內除了上述主要三條主要的河流外，其重要的水系，亦有在高雄市北邊左營區境內的蓮池潭及高雄市南邊小港區境內的鳳山水庫。蓮池潭位於左營的東側，潭長 1.4 公里、寬 400 公尺，湖面佔地約 75 公頃，南近龜山，北接半屏山，潭水是源自於高屏溪。而鳳山水庫位於林園鄉、大寮鄉、及小港的交接處，因水庫北邊有鳳凰山而得名，實際的位址在高雄市小港區，而不是在高雄縣鳳山市。其水源來自於高屏溪主流與東港溪支流，集水流域面積 3 平方公里，最

高洪水位標高 50 公尺，滿水位面積 74.9 公頃，總蓄水量 9,200,000 立方公尺，主要供應林園工業區、大發工業區、臨海工業區的用水。

4.5 屏東縣市

4.5.1 屏東縣市地形與地質概況

屏東地區依地形與地質特性主要可分成，如圖 4.13 所示：屏東沖積平原地區、中央山脈南端高山區、恆春半島地區，說明如下。

(1) 屏東沖積平原地區

屏東平原由高屏溪、旗山溪、荖濃溪、隘寮溪、林邊溪等網狀河流沖積而成，是多個沖積扇的綜合再綜合；東有斷層分界的高山，西隔鳳山丘陵、內門丘陵與嘉南平原相望。本平原區標高 100 m 以下，坡度平均低於 5%，地下水豐富，農業發達為本區最大特色。平原內之未固結地層則屬第四紀沖積地層，由其東側潮州斷層崖下之河川沖積成扇，以及由北側荖濃溪、楠梓仙溪(旗山溪)等河川搬運、堆積於平原中所形成，其膠結度差，透水性良好。現代沖積層：為屏東平原內分佈最廣之地層，涵蓋整個屏東平原，亦是屏東平原內之主要含水層，主要由未膠結之砂、泥、礫石、卵石等所組成。依據沈積物之特性區分，可由東北向西南分為：粗礫帶、交互層帶及細粒沈積物帶等三帶，即沖積扇扇頂之組成顆粒以粗粒為主，扇央為粗粒至細粒之漸變帶，扇尾則以細粒為主。

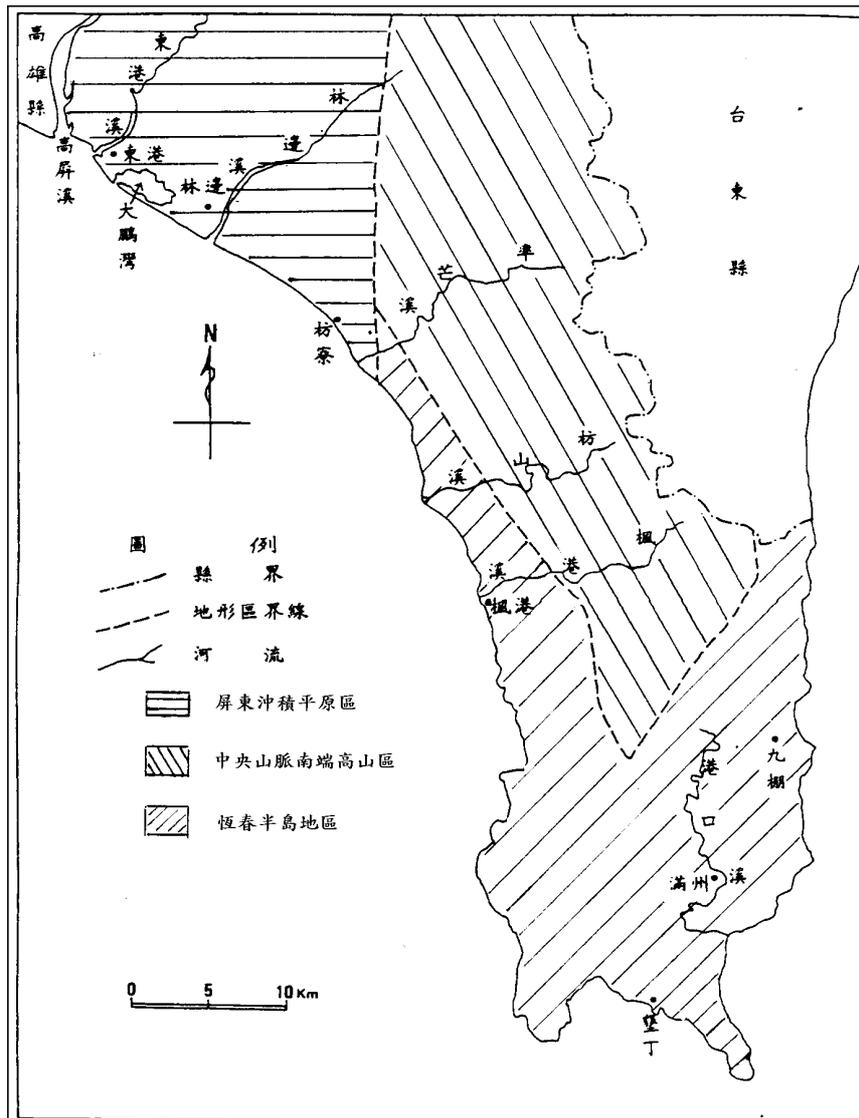


圖 4.13 屏東地區區域概況圖(濟部水資源局，1988)

- A.粗礫沈積帶：沈積物屬粗大巨礫及礫石，偶含有少數之細粒沈積物，但並不多見，主要分佈於屏東平原之北部以及東部地區，為九如、內埔、萬隆以東諸沖積扇之上游，為屏東地區地下水最豐富之區域。
- B.砂礫交互帶：本帶分佈於屏東平原之中部，呈西北至東南走向，為各主要沖積扇之下游地區，沈積物由中粒徑之礫石，漸變至砂泥質之薄層，含水性能亦佳，為上游之粗礫漸變至下游細粒沈積物之漸變帶。

C.細粒沈積帶：分佈於屏東平原之西南部，成份以中細粒砂與泥質沈積物為主，偶含少數粗礫，由於以細粒沈積物為主。

(2)中央山脈南端高山區

本區位於潮州斷層以東，平均海拔在 1,000 m 以上，由於地勢陡峭坡度大，故對外交通不便。本區地質係由頁岩、板岩、石英岩、煤層、礫岩錯綜構成，地層堅固，大都屬於國有林班地，故農業不發達，但為許多河川發源地，且地形富於變化，極具觀光遊憩價值。

(3)恆春半島地區

恆春半島地區一般係指臺 9 號公路一線以南之區域，依地形可以大致分成海岸地帶和內陸地區兩大分區，標高大致在 700 m 以下，地勢大致以四重溪為界劃分為南北二部，北部之坡度陡峻，在 30% 以上，南部平均坡度則較為平緩，在 30% 以下，河川有枋山溪、楓港溪、四重溪、保力溪等溪流。

4.5.2 屏東縣市水文概述

平原區內主要河流有高屏溪、東港溪及林邊溪等，均發源於平原東側之中央山脈。地表逕流的情形與雨量類似，五月至十月之豐水期流量佔全年 86% 以高屏溪：高屏溪流經屏東縣境之主要支流包括旗山溪(楠梓仙溪)、荖濃溪、隘寮溪，為高屏溪主要入滲補注地下水之河段(水資會，1993)。

- (1)荖濃溪發源於秀姑巒山、大水窟山及玉山東翼，長約 101 公里，於里港附近與旗山溪匯流成高屏溪。
- (2)隘寮溪發源於知本主山附近之巴尤泡，全長約 90 公里，其中約有 50 公里蜿蜒於山區之中。
- (3)東港溪：發源於北大武山，上游支流分佈於瑪家鄉與泰武鄉，於萬巒鄉內匯聚成主流，流經潮州、崁頂、東港入海。

(4)林邊溪：發源於大武山、茶人山、衣丁山等地，注要支流有庫瓦魯溪、托阿沃溪、來社溪及力力溪等，各之流於新埤附近匯聚成駐留，流經林邊、佳冬鄉交界，於林邊鄉南側入海。

本區域內主要河川有高屏溪、東港溪、林邊溪，次要河川有率芒溪、枋山溪、楓港溪、四重溪、保力溪、港口溪等六條，其流域分佈詳見圖 4.13。其中高屏溪、林邊溪、東港溪為屏東沖積平原的灌溉水源，高屏溪更為當地工業用水與民生用水的主要來源，但飽受畜牧污染。以下為本區域內三條主要河川之概況分述：

1.高屏溪

高屏溪位於高雄與屏東縣之交界，為南部區域最大河川，逕流量豐沛，可惜豐枯分佈懸殊，估計九曲堂以上約有 3,772 百萬立方公尺潛能量蘊藏。目前全流域利用率約 10.5%，然而在一至五月尚有缺水現象。

2.東港溪

東港溪位於潮州之北方，亦為供應高雄地區用水之來源，尚有剩餘潛能量 340 百萬立方公尺，自來水公司為因應高雄地區未來用水，已於本溪下游設置取水口抽引逕流。

3.林邊溪

林邊溪其出海口位於林邊鄉內，豐水期可引用水量不多，枯水期流量幾全潛伏為地下水，估計有 40 百萬立方公尺蘊藏量，目前已競相利用而致超量使用。

屏東平原水文地質系統之表層，分佈涵蓋全區，起自地表，最深達 83.5 公尺，厚度從 23.5 至 83.5 公尺不等，平均厚度約 49.9 公尺。本層岩性以粗、中砂層最為發達，其次為礫石層和細砂層，泥與黏土層則最不發達，僅於地表附近分佈較廣。根據吳樂群（1998）對屏東平原沈積物及沈積環境所作的分析，礫石和細粒沈積物的分佈曲線（圖 4.14、4.15）在潮州附近有明顯的分界，且礫石層的厚度及含量越往屏東平原的西邊及南邊，其含量越少，而細粒沈積物的含量呈現由北向南及由東向西增加的趨勢。

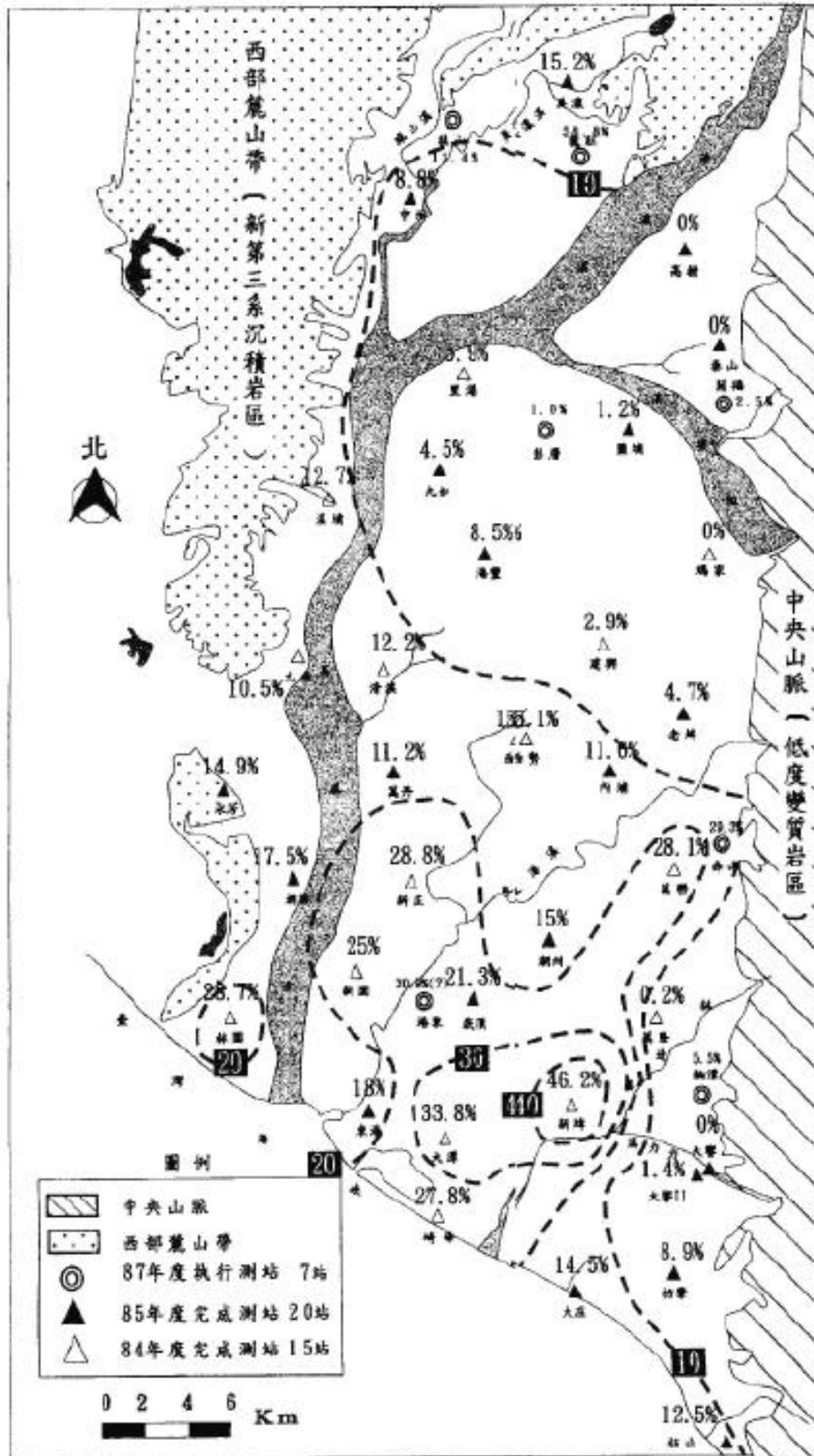


圖4.14 屏東平原細粒沉積物(<math><0.0625\text{mm}</math>)百分比分佈圖(吳樂群, 1998)

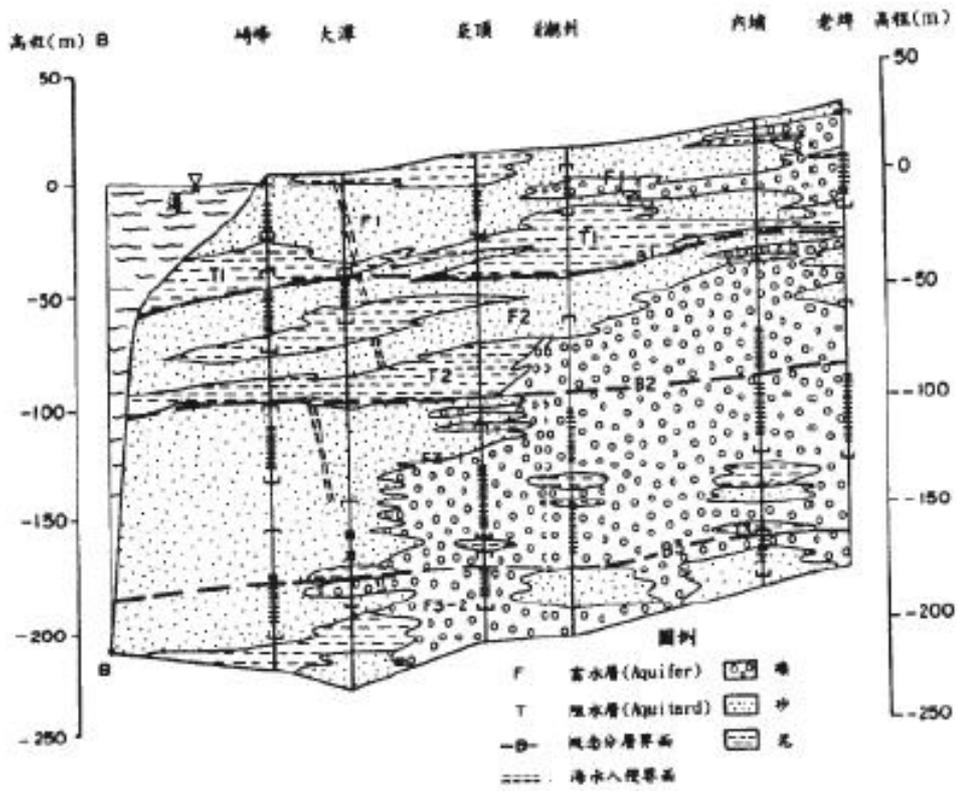


圖4.15 屏東平原水文地質剖面圖(吳樂群, 1998)

第五章 軟弱地質調查與判定準則

臺灣之地質條件複雜，除山坡丘陵地外，平原地區僅佔全島面積約 30%，而西南沿海平原地區多屬新生紀之沖積地層，所形成之海岸地帶，地質上原屬疏鬆軟弱之地層組成，即便經圍堤築港、填海造地成埠，若未經適當之土壤改良，疏鬆之砂質地盤在地震力作用下將容易發生土壤液化，甚而危及新生地與海堤、碼頭、岸壁等結構之安全。在此種地層上興建構造物常需適當地考量地盤承载力與沈陷量，進而再選擇合適之基礎。

大地工程之設計及施工中任何疏忽都將導致工程費及時間損失，此種情況在地質條件差的地盤上更易發生。因軟弱地質之基礎工程問題相當複雜，故施工前務必精密、完整的調查以清楚明瞭土壤層次的變化，並對其強度、壓密特性、透水性質、水壓變化等深入瞭解，以期於設計時得以選擇適當之基礎形式，或適宜有效之地盤改良施工方法，使得施工中不致遭受困難或甚至失敗。

5.1 地質調查概述

一般之地質調查必須具備土壤基本常識以及部分之工程概念，分述如下：

1. 地層雜複性

原始地層或堆積地層皆歷經大自然多次變化，其構造與組成都受到影響，依地質之觀點，可尋得一個的軌跡，但土木工程常侷限於一小區域，必須針對該地區做精細的調查方得瞭解地層局部性的變化，而各土層的層次、性質更需由各種試驗獲得。

2. 土壤試驗及調查法之短處

土壤調查及試驗方法日益改進，以求精確掌握土壤變化行為，但由於土壤複雜性，現場或室內土壤試驗皆有其界限，很難涵蓋土層完全的性質，因此必須加以研判。

對軟弱地質而言，無論砂質土或黏質土極易在取樣過程中遭受干擾，則試驗過程與現場狀況並不完全相合，因此現場試驗常較可靠。

3.理論之極限

土壤力學理論為求簡化常引進甚多假設條件，此假設條件將限制理論之適用性，並使預測的精確度受到多項因素的控制。因此，施工前應利用各種試驗研判土壤性質，設計時也需選擇適當的安全係數，並且根據經驗及施工中持續的追蹤觀測，方足以彌補理論的不足。

4.工程變異性

土層的性質受施工環境的影響甚大，軟弱地質尤甚，例如施工中長期泡水、震動等皆可能降低軟弱黏土之強度。設計時可探討土壤強度受溫度變化、解壓及再壓、乾燥及濕潤等反復作用過程的影響程度，但無法完全掌握工程施工之變異性，工程設計及施工應有適當的配合，但不可期望依賴某些簡單試驗與分析，即求獲得完善之設計。

5.2 地質調查目的、方法及項目

一般基礎工程調查之目的(歐晉德、游坤，1983)在於取得設計及施工所需資料，因此調查項目須密切配合設計要求。交通工程常為連續分佈的土木構造物，例如路基、路堤或橋樑等，而此構造物基地可能會連續跨越多種地質單元，地質調查需查明軟弱土壤的分佈範圍、分佈規律與均勻性或差異性，以便選擇適當之構造物型式。一般地質調查目的、方法及試驗項目如表 5.1 所示。

表 5.1 一般地質調查目的、方法及試驗項目表

調查目的	調查方法	試驗項目
判別土壤層次	控測或測探 鑽探 震測 物理探測	基岩深度 覆蓋層厚度 地層層次
分類性質	取樣	單位重 T，含水重 W 比重 Gs，粒徑分佈阿太堡限度
支承力 邊坡穩定 土壓力	取不擾動土樣 鑽探 現場試驗	單軸壓縮強度 q_u 凝聚力 C_u 內摩擦角 ϕ 相對密度 D_r
壓密特性	不擾動取樣	壓密係數 C_v 體積壓縮係數 m_v
透水性	取不擾動土樣現場透水試驗	透水係數 K
夯實特性	取樣及夯實試驗	最大乾密度 T^{dmax} 最佳含水量 W_{opt} CBR 值
地下水位及地下水壓	鑽探 觀測井 水壓計	地下水位化 地下水壓變化

5.3 軟弱地質調查項目

交通構造物構築於軟弱地質上所面臨的主要問題有二種：(1) 基礎支承力不足以負荷結構物之荷重。(2) 地盤沈陷超過結構物所能接受的限度。一般所謂之軟弱地質主要包含疏鬆砂土及軟弱黏土。對疏鬆砂土而言，全面之剪力破壞通常不易發生，但震動荷重或地震則可能發生液化或大量沈陷；軟弱黏土則須考慮局部性破壞或長期過量沈陷。軟弱地層的改良及基礎施工方法，其適用性因土壤性質而異，因此，調查項目就必須依設計要點及施工目的作適切安排，查明軟弱土壤的分佈與特性是必需的。

軟弱地質調查之項目主要為：(1) 在工程區及荷重影響範圍內之軟弱地質分佈狀況，包含分佈面積、深度及各層次的厚度等。(2) 各軟弱地質的組成及其工程性質。

一般土層的分佈狀況通常相當複雜，若調查有所疏忽則無法達致精確的預測，例如利用預壓法使土壤壓密以改良土層，常使用 Terzaghi 單向壓密理論，其精確度有賴於土層壓縮性質，而排水性亦為主要控制。若土層中含有薄層之砂土存在時，將促使排水時間縮短，調查中若疏忽了薄層土的存在，對壓密時間、土壤強度增加率等預測均有絕大的影響。

對於土壤之調查深度，原則上至少應達到基礎設計與施工安全所需要之深度，亦需依構造物結構型式及基地之地層條件而定，一般情況下，可採下列原則：

- (1)各式淺基礎在載重作用下，地中垂直應力增量隨深度之分佈，對於正方形獨立基腳，深度達二倍基腳寬度以上時，其垂直應力增量小於 10%之基礎載重，所產生之沉陷量甚小，通常不是調查的重點，因此，一般規定淺基礎調查深度應達基腳寬度之四倍以上。對於相鄰之基腳群及連續基腳，因應力影響圈重疊之故，調查深度應遠較獨立基腳之規定為深。若在二倍基腳寬度之深度內有明顯堅硬之承載層，則調查深度達可確認之承載層深度即可。近年來，國內很多大型建築都使用筏基，其寬度有達百公尺以上，若墨守四倍基腳寬度之規定，而忽視淺部承載層(如卵礫石層、堅硬砂層 $N > 50$ ，岩層)之存在，會使調查工作過於浪費而不實際。
- (2)對於樁基礎，基樁端點承載力之影響範圍通常在樁底以下 4 倍直徑範圍內，為能詳實計算樁之點支承力，故調查深度一般定為樁基礎底面以下至少 4 倍樁直徑之深度，或達可確認之承載層深度為止。
- (3)對於沉箱基礎，因其垂直承載設計理念與淺基礎類似，故其調查深度應達沉箱基礎底面以下至少 3 倍沉箱直徑之深度。
- (4)對於浮筏基礎或其他各類基礎，若其基礎下方遭遇非常容易發生壓密沉陷之軟地層時，調查深度應達低壓縮性之堅實地層，或因建築物載重所產生之垂直應力增量少於百分之十之地層有效覆土應力值之深度範圍，以有效減少建築物之沉陷量。

5.4 軟弱地質調查分類

軟弱地質調查分成前期調查、初步調查、細部調查與特殊調查等四類，概述如下：

1.前期調查

根據地質狀況配合地質工程師作全面性的現場踏勘，地形、地物的特徵詳細列入記錄，探討軟弱地質之形成過程與環境條件，以安排合理及經濟的詳細調查計劃，供設計施工之參考。

2.配合設計之初步調查

根據工程設計之目的進行初步調查，利用現場鑽探、物理探測、取樣及試驗室試驗等獲取工程區之基礎土壤資料、標準貫入試驗、圓錐貫入試驗、孔內側壓試驗等現場試驗，以獲得工區土層之大致性質。

3.重點性之細部調查

於進行細部設計當中，依據工程之重要性，對重要地區進行更詳細的補充調查，以求取進一步確實資料，必要時則連續取樣，以確實掌握軟弱地質性質。

4.配合工程施工之特殊調查

當工程施工法大致決定，宜配合施工目的，進行試驗，確定該施工法之可行性，並考慮工程之應變性，可對工程施工合理規劃。針對地震，必要時對地震反應問題作進一步調查。

5.5 軟弱地質之鑽探與取樣

軟弱地質之現場土壤調查項目類似於一般調查，但調查方法則應考慮土壤之軟弱特性。依序說明如下：

5.5.1 鑽探

鑽探是工程地質調查的主要手段，它可直接觀察判別地層，主要

目的在瞭解土壤層次的變化，且在取樣深度取得適用之土壤樣品，一般鑽探方法大致都可求得土壤層次的變化，但不同的鑽探法對土壤的干擾程度則各不相同，在軟弱地質中影響尤甚。就地盤條件而言，對嘉南沖積平原，各河川沖積平原及海埔新生地，水洗鑽法為較合適之調查方法。常用鑽探法說明如表 5.2 所示：

表 5.2 土壤鑽探工法之比較表

方法	說明	對土壤之干擾度				可靠性						限制
		砂質土壤		黏質土壤		顏色	深度 判別	夾層	代表 性土 樣	標準 入試 驗	不擾 動樣 品	
		緊密	疏鬆	堅實	軟弱							
鑽探法 螺旋鑽探 (Auger Boring)	利用人力或 機械旋轉螺 旋鑽桿移除 土壤	小， 但難 貫入	小， 但需 保護	小~ 中等	小	佳	佳	佳	可	可	一	受動力限制， 探測深度有 限，配合其他 試驗困難，使 用中空鑽桿， 可提高土壤辨 別效果
衝擊式 (Percussion Drilling)	利用動力衝 擊鑽孔，擠 壓並移除孔 內土壤	中等	高	小~ 中等	高	可	不良	可	尚可	可~ 不良	不良	干擾程度較 高，常影響取 樣之精確度
沖洗鑽探 (Wash Boring)	利用水力沖 洗鑽孔，通 常利用套管 或穩定液保 護孔壁	小	中等 ~小	中等 ~小	小	可	可	可~ 困難	可	可	可	使用穩定液 時，顏色辨別 困難，薄層土 壤容易忽略
旋轉鑽探 (Rotary Drilling)	利用動力旋 轉鑽掘土 壤並移除 之，通常利 用套管或穩 定液保護孔 壁	小	小	小	小	佳	可	可	可	可	可	使用穩定液 時，顏色辨別 困難，需使用 機械，極軟弱 地質難以使用
連續取樣 (Continuous Sampling)	利用取樣器 壓入或打入 土層中並移 除土壤	小， 但難 貫入	小， 但需 保護	小	小	佳	佳	佳	佳	可	佳	需藉其他鑽探 方法方可清孔

5.5.2 取樣

一般地質鑽探所採用之標準貫入試驗及圓錐貫入試驗，其皆可達到相當的深度，而其餘現場試驗則僅能於有限深度內進行，因此，大部分試驗都必須先現場取樣後帶回試驗室中進行試驗，以獲得其強度。軟弱地質通常含水量較高，強度低，利用一般取樣器，樣品容易

滑落，因此常需借助一些特殊設備，以保持土樣不受干擾及落失。常用之不擾動土樣取樣器如表 5.3 所示：

表 5.3 不擾動土樣取樣法之比較表

型式	操作基本方式	適用土層	說明
1.固定式活塞取樣器	以靜壓將薄管壓入土中，壓入時活塞固定於土樣頂部。	鬆砂： $0 < N < 10$	活塞如不能完全活動，易干擾土樣密度。
2.水力式活塞取樣器 (Osterberg)	利用水壓將薄管壓入土中，壓入時活塞固於土樣頂部。	鬆砂至緊密砂土： $5 < N < 50$ 軟弱黏土層： $N < 4$	萬樣長度較難控制，對鬆砂取樣率較佳，不會發生薄管過量壓入之現象。
3.分段式活塞取樣器	以靜壓薄管壓入土中，以特殊固定方式使土樣頂部之活塞配合薄管之向下運動而上昇。	軟弱黏土層： $N < 4$	較易控制樣品品質，但對取樣率無法完全掌握。
4.活動式活塞取樣器	以靜壓薄管壓入土中，壓入時，活塞靜置於土壤頂部。	軟弱黏土層： $N < 4$	砂土層取樣較不適合
5.打擊式取樣器	以敲擊方式將薄管打入土中。	堅實至極堅硬黏土層： $N > 20$	不適合於砂土層之取樣
6.丹尼森 Denison 取樣器	薄管取樣器壓入土中時，薄管外之套管利用類似岩心鑽洗方式擴孔，以免除薄管管壁外之摩擦阻力。	鬆砂至緊密砂土： $5 < N < 50$ 堅實黏土層： $4 < N < 20$	並不適宜於鬆砂或軟弱黏土層之取樣工作。對於緊密砂土之取樣可用三重管形式之丹尼森取樣器。
7.扭轉式取樣器 (Twisted Sampler)	經改良之薄管取樣器，於取樣器外圍加鋼套管及橡皮環，取樣後，薄管略提升，扭轉之，使管口橡皮環收緊以抓住土樣。	極軟鬆砂上至中等緊密砂土： $0 < N < 20$	極鬆砂層之取樣率可達 95% 以上
8.改良 Bishop 取樣器	利用空氣及水壓將薄管壓入土中，取土後，薄管縮回至外套管內，繼續加空氣壓力，利用毛細水表面張力托住土樣。	鬆砂： $0 < N < 10$	對於極鬆之砂土層，取樣特別有利，但為了保持表面張力水，樣品斷面通常較小。
9.旋轉襯托式取樣器 (Rotary Foil Sampler)	襯托式取樣器置於岩心管中，加壓時，以金屬襯托擴孔，皮薄管能順利壓入土中取得樣品。	堅硬黏土層： $4 < N < 20$	適合於極長之連續取樣工作。

固定式活塞取樣器在國內之應用較普遍，例如臺北市沈泥質土層較多，以固定式活塞取樣器成功率屬相當高者。沖積之軟弱地質中，若地層中夾有多層黏土，或以黏土層壓密沉陷為目的之調查，為徹底明瞭土層層次變化與性質，連續取樣則有非常之必要(一般較常採用旋轉襯托式取樣器)，尤其利用預壓與垂直排水等方法改良土質時，軟弱黏土中之薄透水細砂土層的存在，對預壓效果分析預測之正確性有決

性影響。因此，宜有部份鑽孔以連續取樣方式確認黏土層之厚度、連續性及影響壓密時間的排水路徑等關鍵因素，連續取樣在此類調查中顯得極為重要。

取樣正確性對分析之可靠度有極大影響，近年來大地工程界人士對取樣方法逐漸重視，為配合各種土層之特性而發展出各型之取樣器。針對疏鬆土層需採用有柵欄之大型取樣器，此類大型取樣器壁體固然甚厚，但若與直徑相比，則其所謂之面積比(Area Ratio)亦僅約17%，與一般薄管相似，所生之擾動度有限；疏鬆砂土之取樣亦可利用扭轉取樣器(或採改良式之 Bishop 取樣器)，取樣器中加置橡皮套，於抵達取樣深度，壓取樣品後，將取樣器略提高，並予扭轉，此運動促使管內橡皮膜緊縮於孔口而將砂土托束於薄管內，此取樣器曾成功的運用在 N 值小於 5 之砂土層中。

5.6 相關土壤參數之強度分類

一般而言，若設計要求之地質調查精度越高，相對地鑽探試驗就必須付出較高之成本。因此，在一般鑽探報告中往往很少或甚至沒有各式完整之強度試驗資料。反之，簡易試驗成果卻因其成本低廉而垂手可得，如標準貫入試驗 SPT-N 值。本案整理之相關土壤參數之強度分類有八種，茲分述如下。

1. 自然含水量評估準則

根據日本道路協會對軟弱地盤的判定：當泥碳層之自然含水量大於 100%，黏性土層大於 50% 和砂性土層大於 30% 時，皆屬於軟弱地盤。

2. 標準貫入試驗 (SPT) 評估準則 (Terzaghi, 1948)

標準貫入實驗 (SPT) 之 N 值與土壤強度之關係可依土壤種類之不同而有所改變，表 5.4 及表 5.5 分別為 SPT-N 值與黏性土壤及 SPT-N 值與砂性土壤強度之關係。由二表所示可知， $N < 10$ 為疏鬆砂土的判斷標準，而軟弱黏土則以 $N < 4$ 為判斷標準，

表 5.4 砂性土壤緊密度與 N 值的關係表 (Terzaghi, 1948)

SPT-N 值	等級
<4	非常疏鬆
4-10	疏鬆
10-30	中等緊密
30-50	緊密
>50	非常緊密

表 5.5 黏性土壤與 N 值的關係表 (Terzaghi, 1948)

SPT-N 值	等級
<2	非常軟弱
2-4	軟弱
4-8	中等堅硬
8-15	堅硬
15-30	非常堅硬
>30	堅實

3. 液性指數評估準則 (Holtz, 1981)

依液性指數 LI (Liquidity Index) 之定義，土壤在受到剪力作用時會因 LI 的數值而產生不同的反應(i) $LI < 0$ ，此時土壤的自然含水量 $W_n < PL$ ，當受剪時會產生裂縫。(ii) $0 < LI < 1$ ，此時土壤受剪會呈現塑性狀態。(iii) $LI > 1$ ，此時土壤受剪就像非常黏稠的液體一般，對土壤結構之斷損也非常敏感，這種土壤在未受擾動前非常堅固，不過一旦受到剪力或土壤結構斷損時就像液體般流動。

4. 稠度指數評估法則 (Ramiah, 1984)

表示土壤之相對強度時，將其分為黏土或沉泥等具有豐富凝聚力成分之土壤及砂或礫石等凝聚力較少之土壤，而各由不同尺度判斷其軟弱程度。依稠度指數 I_c (Consistency Index) 之定義如表 5.6。

表 5.6 土壤強度與稠度指數之關係表 (Ramiah, 1984)

稠度指數	土壤強度
$I_c < 0$	呈液態性質
$0 \leq I_c < 0.25$	非常軟弱
$0.25 \leq I_c < 0.5$	軟弱
$0.5 \leq I_c < 0.75$	塑性變形
$0.75 \leq I_c < 1$	硬
$I_c \geq 1$	中等堅硬至堅實

5.圓錐貫入實驗 (CPT) 評估準則 (林耀煌, 1994、Meyerhof, 1956)

以圓錐貫入實驗之 q_c 值 (圓錐承载力, t/m^2) 區分, 根據土壤種類的不一樣, q_c 值與土壤強度之關係如表 5.7 及表 5.8 所示。

表 5.7 黏性土壤稠度與圓錐阻抗值的關係表 (林耀煌, 1994)

圓錐承载力 q_c (t/m^2)	分類
< 12.5	極軟弱
12.5-25	軟弱
25-50	普通

表 5.8 砂性土壤緊密度與圓錐阻抗值的關係表 (Meyerhof, 1956)

圓錐承载力 q_c (t/m^2)	分類
< 20	非常疏鬆
30-35	疏鬆
35-40	中等緊密
40-45	緊密
> 45	非常緊密

6.內摩擦角評估準則 (Meyerhof, 1956)

由直接剪力實驗可得到砂性土壤之 ϕ 角，而根據 (Meyerhof, 1956) 的研究，依 ϕ 角可將砂性土壤之緊密度分五級，其結果如表 5.9 所示。

表 5.9 砂性土壤緊密度與內摩擦角之關係表 (Meyerhof, 1956)

內摩擦角 ($^{\circ}$)	分類
<30	非常疏鬆
30-35	疏鬆
35-40	中等緊密
40-45	緊密
>45	非常緊密

7.無圍壓縮強度評估準則 (Terzaghi, 1948)

由無圍壓縮實驗所得到之 q_u 值可顯示出土壤之強度，其關係如表 5.10 所示：

表 5.10 黏性土壤稠度與無圍壓縮強度的關係表 (Terzaghi, 1948)

無圍壓縮強度 (Kg/cm^2)	分類
<0.24	非常軟弱
0.24-0.48	軟弱
0.48-0.96	中等硬
0.96-1.92	堅硬
1.92-3.83	非常堅硬
>3.83	堅實

8.飽合不壓密不排水剪力強度評估準則 (Craig, 1978)

飽合不壓密不排水剪力強度的得到，可分別由室內試驗與室外試驗說明。室內試驗可經由三軸飽和不壓密不排水試驗得到 S_u 值（不排水強度），而是外試驗由十字片剪力試驗得到。而飽和不壓密不排水剪力強度與土壤稠度之關係如表 5.11 所示。

表 5.11 黏性土壤稠度與飽和不壓密不排水剪力強度表 (Craig, 1978)

不排水強度 (KN/m ²)	分類
<20	非常軟弱
20-40	軟弱
40-50	軟弱至硬
50-75	硬
75-100	硬至堅硬
>100	堅硬至非常堅硬

5.7 軟弱地質之判斷標準

軟弱土壤是指濱海、谷地或沼澤地帶近代沉積的高天然含水量、高孔隙比、高壓縮性、低剪力強度的細粒土。軟弱地盤之一般特徵為：由黏土、沉泥組成或其他土壤（例如砂土、泥炭土、人工填積地盤），地下水位高、土壤呈飽和狀態、土壤之承载力小、而壓縮性極大，均應納入軟弱地盤考慮範疇、以謀求對應之策。

一般而言，無圍壓縮強度在 0.5kgf/cm² 以下或 N 值在 4 以下之黏性土壤皆可視為軟弱土壤。若為砂質土地盤，其 N 值小於臨界液化之 N 值，則受地震作用時亦可視為軟弱地盤，其判斷基準常按工程單位類別、及構造物之種類不同而有所不同。

5.7.1 臺灣之判定準則

- (1) 中華民國臺灣區交通部民國 84 年頒布的「公路橋樑耐震設計規範」，規定距地盤面 3m 深度以內的粘土層或粉土層，由單軸壓縮試驗或現地試驗推定其單軸壓縮強度在 0.2kgf/cm² 以下之土層，即視為耐震設計上之極軟弱土層。
- (2) 大眾捷運系統兩側禁建限建辦法，定義特殊軟弱地段則指土壤標準貫入試驗之貫入值小於 8 之軟弱粘土地層，且總厚度大於 50 公尺，其間夾雜不同土層之厚度小於 3 公尺。

5.7.2 日本之判定準則

日本針對各種交通構造物之軟弱地盤判定如表 5.12 所示(經濟部，1985)，與 Kamon & Bergado 雷同(表 5.14)。一般而言，N 值在 4 以下之黏性土壤，皆可認為軟弱土壤；砂層土壤之 N 值在 10 以下者可能稱為軟弱地盤，唯如僅對填土而言可不予重視，因砂質土之沉落速度極快，受到上面填土的荷重時，可在極短的時間內完成壓密而終止其沉陷現象。

表 5.12 日本對各種構造物之軟弱地盤判定表（經濟部，1985）

構造物種類	區分	土的狀態	含水比	N 值	一軸壓縮強度 q_u	錐形承载力 q_c	摘要
道路土工指針	A	超軟弱	-	2 以下	2.5 t/m ² 以下	12.5 t/m ²	粘土的狀態
	B	軟弱	-	2~4	2.5~5.0	12.5~25.0	粘土的狀態
	C	普通	-	4~8	5.0~10.0	25.0~50.0	粘土的狀態
高速道路設計 要領	-	泥炭層	100% 以上	4 以下	5.0 以下	-	
	-	粘性土層	50% 以上	4 以下	5.0 以下	-	
	-	砂質土層	30% 以上	10 以下		-	
鐵路判定基準	-	厚層 2m 以上	-	0	-	-	粘土的狀態，N 值 30 以上，厚層
	-	厚層 5m 以上	-	2 以下	-	-	3m 以上，而下面無軟層時為支持
	-	厚層 10m 以上	-	4 以下	-	-	層。
東海道新幹線 土質調查規準	A	-	-	2 以下	-	2.0 以下	需精密調查（沉陷與破壞）
	B	-	-	2~5	-	2.0~5.0	若厚時沉陷需要大致調查
	C	-	-	5 以上	-	5.0 以上	不需要事後調查

5.7.3 大陸公路試驗規範定義

一般以軟土劃分標準為依據，結合具體的公路等級和其所建的構造物的種類、規模、條件來確定。中國大陸《公路土工試驗規程》規定了軟土的劃分標準(見表 5.13)，但它又限於室內試驗指標，用於高速公路軟弱土壤地基勘察設計中(見河海大學(2001))。

表 5.13 中國大陸之軟弱土壤劃分標準表 (河海大學, 2001)

	含水量 (%)	孔隙比	壓縮係數 (MPa ⁻¹)	壓縮模數 (Kpa)	內摩 擦角	不排水強度 (Kpa)	貫入阻力 (Kpa)	N
黏土	>35	1.0	>0.5	<4000	<5	<25	<700	<4
砂土	>30	>0.95	>0.3		<5			<10

5.7.4 Kamon & Bergado 軟弱地盤之判定

通常判定是否為軟弱土壤多現地土壤標準貫入試驗 SPT-N 值為依據，但是因為標準貫入試驗結果較易受人為因素之影響，故也有以試驗過程較嚴謹之荷氏錐貫入試驗(CPT)之阻抗值大小為依據的準則，其分類依據大致可參考表 5.14 所示(與日本所採用的雷同，表 5.12)。

1. 依土壤性質而言

對凝聚性土壤如黏土或粉土，若標準貫入試驗 N 值小於 4 或無圍壓縮強度小於 0.05 Mpa，即屬軟弱地質。對非凝聚性的砂土，相對密度小於 10 即可視為強度低、易變形的鬆砂。以植物為主的泥碳土(peat)具有極高的含水量亦屬軟弱地質的範疇。

2. 依工程類別

對道路工程而言，若土壤 N 值小於 4 則視為軟弱地質。對高速公路而言，黏土 N 值小於 4 且含水量 50% 以上、或砂土 N 值小於 10 且含水量 30% 以上，則視為軟弱地質。對鐵路工程而言，若路基土壤厚 5 m 以上而土壤 N 值小於 2、或路基土壤厚 10 m 以上而土壤 N 值小於 4，則視為軟弱地質。

表 5.14 各種交通工程所定義之軟弱地質表(Kamon & Bergado,1991)

工程種類	土壤 軟弱程度	SPT-N	q_u (Mpa)	q_c (Mpa)	w (%)
道路	A. 非常軟弱	< 2	< 0.025	< 0.125	
	B. 軟弱	2~4	0.025~0.05	0.125~0.25	
高速公路	A. 泥礫土	< 4	< 0.05		> 100
	B. 黏土	< 4	< 0.05		> 50
	C. 砂土	< 10	—		> 30
鐵路	土層厚度				
	> 2m	0			
	> 5m	< 2			
	> 10m	< 4			
高速鐵路		< 2		< 0.2	
		2—5		0.2—0.5	

5.7.5 本研究案對軟弱地盤之判定

在本研究收集西南沿海地區之鑽孔資料中(詳見第 6 章),以標準貫入試驗 SPT-N 值隨深度變化之記錄最為齊全,因此,本研究將嘗試以 N 值作為繪製軟弱地盤分區(詳見第 7 章)之判定參考。

考量構造物種類之不同(如土堤或樁基),以及土壤性質之差異(砂性土壤或黏性土壤),本研究案之 N 值判定基準將分開採用,並將土層厚度與深度同時一併展示以供參考之用。例如路堤應力影響深度內之軟弱土層厚度超過 1 公尺與否,或樁尖附近之地層 N 值等,均是重要的判斷點,簡而言之,單一判定準則可能並不適用於各種工程條件。

若僅以 N 值為主要判定基準,綜合本節收集之文獻觀之,可得知:當黏性土壤 $N < 4$ (即 soft clay 判定標準)與砂性土壤 $N < 10$ (即 loose sand 判定標準)兩者屬於軟弱地層(含極軟弱地層)之可能性最高,故本研究在第 7 章之軟弱地盤分區判斷將同時繪出這二 N 值分佈範圍之等值曲線以供界定參考。

5.8 土壤強度參數換算之相關經驗公式

根據全球各地之學者、研究人員以及各單位研究累積之豐富經驗，將 SPT-N 值推估換算成不同土壤強度參數值，包括承载力、沉陷量或抗液化能力等，分述如下。

5.8.1 N 值與土壤強度(q_u 或 C 、 ϕ)之關係

若無法由現地直接獲得土壤強度，可間接由 N 值與強度關係推估土壤強度及其性質：

1. Meyerhof (1956)推得 N 值與砂土摩擦角 ϕ 之關係

$$\phi = 25 + 0.15D_r \quad (\text{粗砂含有 5\% 以上的細砂或粉土}) \quad (5-1)$$

一般對 $N < 4$ 極疏鬆的砂質土壤，相對密度 $D_r < 20\%$ ，內摩擦角 $\phi < 30^\circ$ 。

2. 日本道路下部結構委員會建議 N 值與砂土摩擦角 ϕ 之關係

$$\phi = \sqrt{15N} + 15 \quad (5-2)$$

3. 日本道路協會之軟弱地質指針(1977)建議 N 值與土壤單軸壓縮強度 q_u 之關係

$$q_u = (1/8 \sim 1/2)N \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (5-3)$$

4. 日本道路設計要領(1980)建議 N 值與土壤單軸壓縮強度 q_u 之關係

$$\text{粉土質黏土} \quad q_u = 0.1 + 0.15N \quad (5-4)$$

$$\text{黏土}(N < 10) \quad q_u = 0.2 + 0.15N \quad (5-5)$$

$$\text{沖積黏性土壤} \quad q_u = 0.1 + 0.14N \quad (5-6)$$

$$\text{洪積黏土} \quad q_u \sim (1/6 \sim 1/5)N \quad (5-7)$$

5.日本道路協會之假設結構物施工指針(1977)建議 N 值與土壤單軸壓縮強度 q_u 之關係

$$N < 2, \text{ 則 } q_u < 0.25 \text{ (kg/cm}^2\text{)}、C < 0.12 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (5-8)$$

$$N=2\sim 4, \text{ 則 } q_u=0.25\sim 0.5 \text{ (kg/cm}^2\text{)}、C=0.12\sim 0.25 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (5-9)$$

6. Terzaghi- Peck(1948)也建議 N 值與黏質土壤單軸壓縮強度 q_u 之關係

$$N < 2, \text{ 則 } q_u < 2.5 \text{ (T/m}^2\text{)} \quad (5-10)$$

$$N=2\sim 4, \text{ 則 } q_u=2.5\sim 5 \text{ (T/m}^2\text{)} \quad (5-11)$$

5.8.2 N 值與沉陷量之關係

若無法由現地獲得鬆砂之不擾動土樣，可以下式間接由 N 值推估土壤沉陷量 S_i (De Beer & Martins, 1957)：

1.粉土、砂質粉土

$$S_i = \frac{0.0767}{N} P_0 H_i \log \frac{P_0 + \Delta P_i}{P_0} \quad (5-12)$$

2.砂(含少量粉土)

$$S_i = \frac{0.0438}{N} P_0 H_i \log \frac{P_0 + \Delta P_i}{P_0} \quad (5-13)$$

式(5-12)與式(5-13)中， P_0 為土壤之有效覆土應力(T/m²)、 H_i 為壓縮土層厚(m)、 ΔP_i 為土壤上部結構荷重所引致之垂直應力增量(T/m²)。

第六章 地質資料庫之建立

臺灣已有不少單位正在建立大地工程資料庫，如經濟部國土資訊系統之「工程地質探勘資料庫系統」、國科會國家地震中心有關臺灣液化潛能分析之資料蒐集、營建署之大地工程資料庫、國道新建工程局以及幾個規模較大之民營工程顧問公司等。本計畫搜集一般大地工程常見的鑽探報告，鑽探資料來源主要是由本研究團隊各位成員平時收集資料所提供，部分則由地調所國土資訊系統之「工程地質探勘資料庫系統」及公路總局等單位提供。

本研究案資料庫格式則參考採用國家地震研究中心之資料庫格式，參考其「全國液化潛能圖製作及評估方法之研究」的內容，並遵循目前港灣研究所已建構之資料庫格式，使得本研究案之資料可與國內相關研究單位接軌。

6.1 資料庫架構與資料格式

因各單位對地質探勘資料的應用領域與作業需求不同，所蒐集之項目、格式及其精細程度也各有差異。本研究期望資料庫標準化，達到分散建置、互通共用與資源共享的目標。鑽探資料之蒐集除了量之多寡外，更需確認資料之正確性和完整性，後續分析才有意義與可靠性。故參考國家地震中心之鑽探資料格式訂定輸入項目，最後採用之資料庫軟體為 Fox Pro (可用 Excel 輸入後再轉換)。各縣市之鑽探資料將區分開來建立，每一縣市將建立鑽探孔位基本資料與各鑽孔物性分析資料等兩個檔案，建立格式如下所述。

6.1.1 基本資料與編碼

本計畫蒐集之鑽孔基本資料(Well-data)，包括：鑽孔編號(tag_key)、工程名稱(project)、孔號(hole_no)、提供單位(offer_comp)、鑽探單位(borin_comp)、試驗單位(test_comp)、鑽孔日期(borin_date)、

鑽探所在地(locat_desc)、孔位 TM 二度分帶 X 座標(pos_x)、孔位 TM 二度分帶 Y 座標(pos_y)、孔位高程 Z 座標(pos_z)、水壓計(pizometer)、水壓計深度(pizo_depth)、鑽孔角度(h_angle)、鑽孔直徑(h_diameter)、鑽孔深度(h_depth)、地下水位一(gw_level1)、地下水位一觀測日期(gw_date1)、地下水位二(gw_level2)、地下水位二觀測日期(gw_date2)、地下水位三(gw_level3)、地下水位三觀測日期(gw_date3)、地下水位四(gw_level4)、地下水位四觀測日期(gw_date4)、地下水位五(gw_level5)、地下水位五觀測日期(gw_date5)、地下水位六(gw_level6)、地下水位六觀測日期(gw_date6)等。

鑽孔編號定義如下：89LCJ510001

最左兩碼(89)：89 年度計劃

LCJ：為參與計劃的研究者姓名，各主要研究人員之代碼如表 6.1。

510：鑽孔點之郵遞區號(此範例為員林鎮)

001：鑽孔編號，每一區西南沿海七縣市、鄉、鎮、市從 001 至 999 共可 999 個鑽孔。

鑽孔基本資料輸入之格式如表 6.2 所示。這些資料將可提供鑽探作業的基本資訊，以及未來統整成單一資料庫時組織各個鑽孔資料的主要依據。

6.1.2 物性分析資料

各孔位之一般基本物理性質，包含：鑽孔編號(tag_key)、深度(Depth)、土層描述(desc)、統一土壤分類(class)、取樣率(smpl_rate)、岩心品質指標(rqd)、標準貫入試驗值(n_value)、試體編號(smpl_no)、礫石含量百分比(gravel_)、砂含量百分比(sand_)、粉土含量百分比(silt_)、黏土含量百分比(clay_)、含水量(water_cont)、液性限度(II)、塑性限度(pl)、單位重(unt_weight)、比重(s_gravity)、孔隙率(void_ratio)、10%過篩土粒直徑(d10)、50%過篩土粒直徑(d50)、其他試驗(other_test)等。物性分析基本資料格式如表 6.3 所示。表 6.4 及表 6.4 所示為鑽孔基本資料及物性分析資料樣本。

表 6.1 主要研究人員代碼表

曾一平	林炳森	陳景文	張德文	楊長義	張睦雄	葛德治	聶國昀	吳志強
TYP	LPS	CJW	CDW	YZY	CMS	KTC	NKY	WJC

表 6.2 鑽孔基本資料之建檔格式範列表

tag_key	project	hole_no	offer_comp	borin_comp	test_comp	borin_date	locat_desc	pos_x	pos_y	pos_z	pizometer	pizo_depth
---------	---------	---------	------------	------------	-----------	------------	------------	-------	-------	-------	-----------	------------

接續下一列

h_angle	h_diameter	h_depth	gw_level1	gw_date1	gw_level2	gw_date2	gw_level3	gw_date3	gw_level4	gw_date4	gw_level5	gw_date5
---------	------------	---------	-----------	----------	-----------	----------	-----------	----------	-----------	----------	-----------	----------

表 6.3 物性分析資料之建檔格式範列表

tag_key	depth	desc	class	smp1_rate	rqd	n_value	smp1_no	gravel__	sand__	silt__	clay__
---------	-------	------	-------	-----------	-----	---------	---------	----------	--------	--------	--------

接續下一列

water_cont	ll	pl	unt_weight	s_gravity	void_ratio	d10	d50	other_test
------------	----	----	------------	-----------	------------	-----	-----	------------

表 6.4 鑽孔基本資料樣本表

Tag_key	Project	Hole_no	Offer_comp	Borin_comp	Test_comp	Borin_date	Locat_desc	Pos_x	Pos_y
90CMH500001	彰化市東側外環道路新闢工程地質鑽探調查及分析報告書			財團法人中央營建技術顧問研究社		1999/11/16		207888.46	2664317.15
90CMH500002	彰化市東側外環道路新闢工程地質鑽探調查及分析報告書			財團法人中央營建技術顧問研究社		1999/11/20		207854.83	2664233.06
90CMH500003	彰化市東側外環道路新闢工程地質鑽探調查及分析報告書			財團法人中央營建技術顧問研究社		2000/7/4		207818.5	2664127.09
90CMH500004	彰化市東側外環道路新闢工程地質鑽探調查及分析報告書			財團法人中央營建技術顧問研究社		1999/9/28		207787.3	2663387.22
90CMH500005	彰化市東側外環道路新闢工程地質鑽探調查及分析報告書			財團法人中央營建技術顧問研究社		1999/9/29		207800.81	2663327.19
90CMH500006	彰化市東側外環道路新闢工程地質鑽探調查及分析報告書			財團法人中央營建技術顧問研究社		1999/11/22		207810.86	2663224.67
90CMH500007	彰化市東側外環道路新闢工程地質鑽探調查及分析報告書			財團法人中央營建技術顧問研究社		1999/9/23		207832.75	2663158.77
90CMH500008	彰化市東側外環道路新闢工程地質鑽探調查及分析報告書			財團法人中央營建技術顧問研究社		1999/9/30		207860.8	2663129.48
90CMH500009	彰化市東側外環道路新闢工程地質鑽探調查及分析報告書			財團法人中央營建技術顧問研究社		1999/9/20		207821.65	2662813.81
90CMH500010	彰化市東側外環道路新闢工程地質鑽探調查及分析報告書			財團法人中央營建技術顧問研究社		1999/9/29		207853.93	2662813.59

接續下一表格

Pos_z	Pizometer	Pizo_depth	H_angle	H_diameter	H_depth	Gw_level1	Gw_date1	Gw_level2	Gw_date2	Gw_level3	Gw_date3	Gw_level4	Gw_date4	Gw_level5	Gw_date5
28.94					25		2.82								
35.92					30		1.9								
43.54					20		3.9								
61.9					20		4.1								
62.39					20		8.6								
68.68					30		13.7								
70.37					30		8.9								
71.82					20		7.6								
115.78					20		12.3								
98.24					20		12.5								

表 6.5 物性分析資料樣本表

Tag_key	Depth	Desc	Class	Smpl_rate	Rqd	N_value	Smpl_no	Gravel__	Sand__	Silt__	Clay__
90CMH500001	1.5	0~2.5m;灰色粉土質黏土	CL			2	S-1	0	24.9	75.1	
90CMH500001	2.5	0~2.5m;灰色粉土質黏土									
90CMH500001	3	2.5~3.7m;灰色粉土質細砂中砂	SM			5	S-2	0	82.7	17.3	
90CMH500001	3.7	2.5~3.7m;灰色粉土質細砂中砂									
90CMH500001	4.5	3.7~5.6m;灰色粉土質黏土	CL			2	S-3	0	3	97	
90CMH500001	5.6	3.7~5.6m;灰色粉土質黏土									
90CMH500001	6	5.6~6.7m;灰色粉土質細砂中砂	SM			11	S-4	0	72.8	27.2	
90CMH500001	6.7	5.6~6.7m;灰色粉土質細砂中砂									
90CMH500001	7.5	6.7~7.5m;灰色粉土質黏土	SM			5	S-5	0	54.9	45.1	
90CMH500001	9	7.5~9m;灰色粉土質細砂夾粘土	CL-ML			7	S-6	0	22.6	77.4	
90CMH500001	9.15										

接續下一表格

Water_cont	Ll	Pl	Unt_weight	S_gravity	Void_ratio	D10	d30	D50	D60	Other_test
37.8	29	9	1.73	2.7		0.029	0.051	0.06	0.065	
23.6			1.97	2.69		0.01	0.17	0.31	0.41	
33.4	34.2	14.9	1.89	2.7		0.005	0.021	0.036	0.044	
17.8			2.13	2.68		0.0096	0.084	0.19	0.25	
29			1.91	2.67		0.023	0.058	0.082	0.105	
28.7	23.6	5.5	1.88	2.7		0.0046	0.027	0.05	0.059	

蒐集的鑽孔大部份來自重大公共工程建設(如捷運、第二高速公路和東西向快速道路)，本團隊參與合作教授配合國家地震工程研究中心，目前已收集完成臺灣西南沿海地區之土壤鑽探資料計有 3097 孔，資料統計如表 6.6 所示，目前鑽探資料庫係存放於港研所系統中。本研究範圍內蒐集之各鑽孔分佈狀況詳如圖 6.1 所示。

表 6.6 西南沿海地區鑽孔數量統計表

縣市	鑽孔數量	年度	主要研究人員
臺中	226	94	林炳森
彰化	532	94	張睦雄/葛德治
雲林	562	94	張睦雄/葛德治
嘉義	459	94	陳景文
臺南	473	94	陳景文
高雄	478	94	陳景文
屏東	367	94	陳景文
共計	3097	94	-

6.2 資料正確性和完整性檢核

地質鑽探資料的內容正確性、完整性和可性評估，除了依據顧問公司和鑽探公司的聲譽作為判斷指標外，目前尚無任何具體可行的方法。若鑽孔座標並未重覆，未比對出錯誤發生時，本試算表都將原始資料實體內容預設為完全正確，並不對資料進行任何修改與校正。

單就一個資料本體內容而言，是無法得知其正確性的，必須透過資料間彼此之關係進行交叉比對，互相佐證才有可能識別出『錯誤』與『無錯誤』的資料，但『無錯誤』的資料未必就一定是完全正確的資料，識別資料錯誤的能力完全取決於資料間相依的程度及分析方法所須參數之合理範圍。

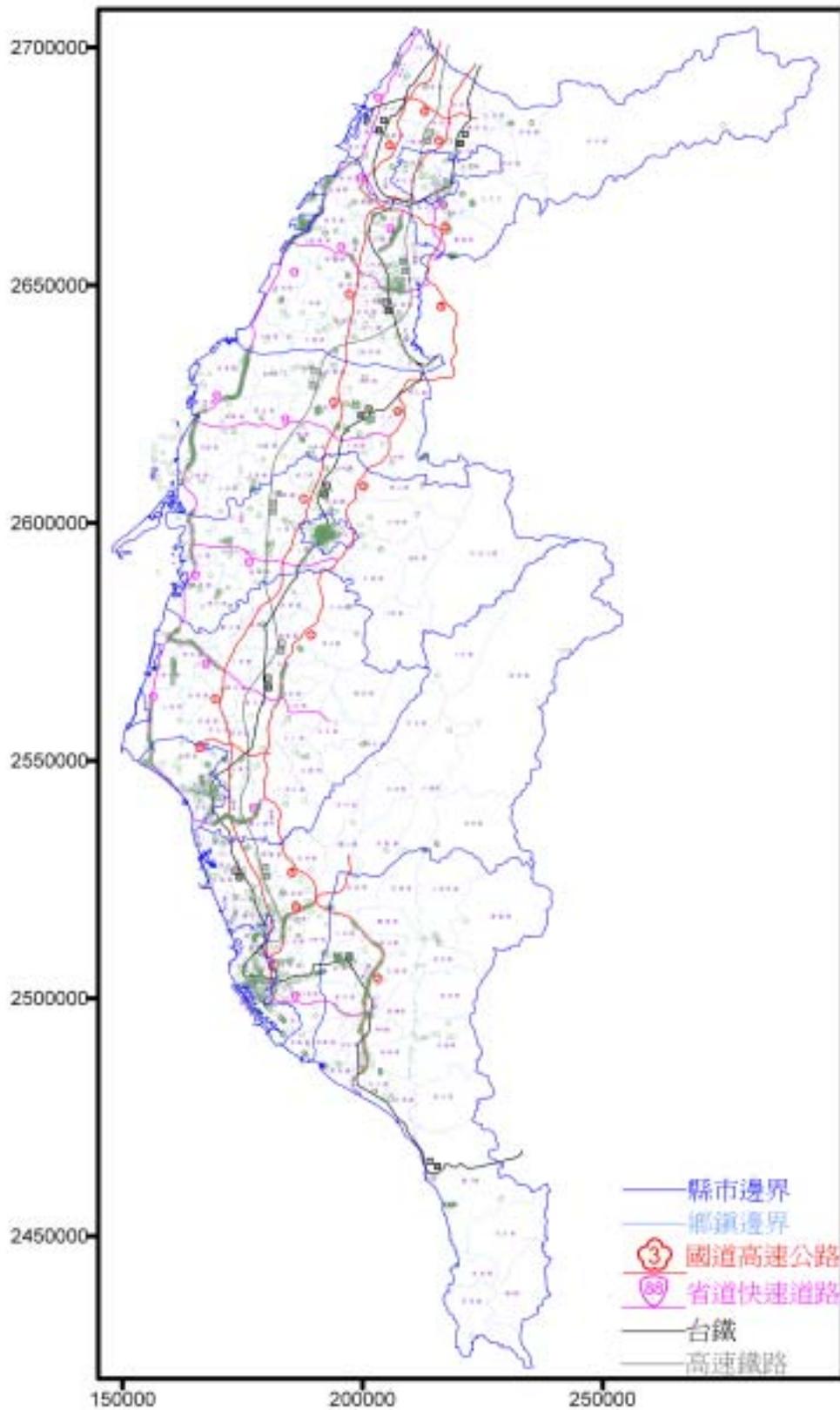


圖 6.1 西南沿海鑽孔資料分佈圖

6.2.1 試算表檢核

使用地質鑽探資料之前，須檢核資料之正確性，採用國家地震工程研究中心之試算表中查核的項目，如下所示：

1. 粒徑總百分比檢核(若任一項為 0 者，則輸入 0)

$$\text{Gravel \%} + \text{Sand \%} + \text{Silt \%} + \text{Clay \%} = 100 \%$$

2. 粒徑大小認序檢核

$$D_{60} > D_{50} > D_{30} > D_{10}$$

3. USCS 檢核(僅能檢核以下情況)

(1) $FC < 50 \%$ 且 $\text{Sand \%} < (100 - FC \%) / 2$ 則為 G

(2) $FC < 50 \%$ 且 $\text{Sand \%} \geq (100 - FC \%) / 2$ 則為 S

(3) 細粒料含量 $\geq 50 \%$ 且 $LL \geq 50$ 則為 *H

(4) 細粒料含量 $\geq 50 \%$ 且 $LL < 50$ 則為 *L

4. 總深度檢核

總深度檢核 所列鑽孔深度之最大值

5. 深度次序檢核

下一深度必大於上一深度

6. 地下水深度檢核

(1) 地下水深度 \leq 總深度

(2) 若地下水深度 $>$ 總深度，可能地下水深度所代表的是絕對高程，再與鑽孔地表扣除後之值 $<$ 總深度，則代表從地表下算之水位深度。

7. 物性資料完整性檢核

(1) 全無 N 值，但有其他物性資料

(2) 無地下水位資料

(3) 無 D₅₀ 資料者，以 D₅₀(陳景文)迴歸公式代入運算

(4)無 γ_t , 但其他資料物性皆有者(以 1.9t/m³ 代入)

(5)有粒徑百分比 , 但卻無 USCS 分類

(6) 2.50 比重 < 2.80(一般土壤範圍)

(7) 1.20(t/m³) γ_t 2.30 (t/m³)(一般土壤範圍)

6.2.2 人工逐一檢核

- 1.有 N 值 , 但卻無其他物性資料
- 2.無粒徑百分比資料 , 有其他物性資料。
- 3.厚砂土層 , 但卻只做一兩組試驗(N 值或粒徑百分比) , 無法代表整層 (若大部份為礫石層者為例外)。
- 4.在 20m 內 , 不管是砂土層或土層 , 全部只做幾組試驗(N 值或粒徑百分比) , 無法代表整層。
- 5.岩層鑽孔。

6.2.3 無法檢核

- 1.一般鑽孔資料並未採用相同方式表示地下水位深度 , 若地下水位深度之高程介於絕對高程和鑽孔深度之間 , 就無法確實判斷真正的表示方式。
- 2.重覆輸入相同資料當成不同鑽孔(鑽孔座標不同)。
- 3.不同鑽孔之座標鍵入錯誤(彼此對調)

6.2.4 檢核結果處理

若檢核結果有錯誤 , 首先找出原始鑽探報告書 , 檢查是否有資料鍵入錯誤情形 ; 若無 , 則知原始鑽探報告書有誤 , 可進行合理修改 ; 若無把握 , 可再比對此鑽孔點附近點之鑽孔相關資料 , 以合理修改資料 ; 若仍無絕對把握 , 則剔除該鑽孔。

6.3 各縣市現有之有效鑽孔分佈概況

6.3.1 臺中縣市現有之有效鑽孔

臺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，蓋在厚度約十公尺至數十公尺而普遍分佈的砂質礫石層之上。本區蒐集到之鑽孔共有 226 孔，主要分佈於臺中市及大里附近。臺中縣市鑽孔分佈圖詳見圖 6.2 所示。

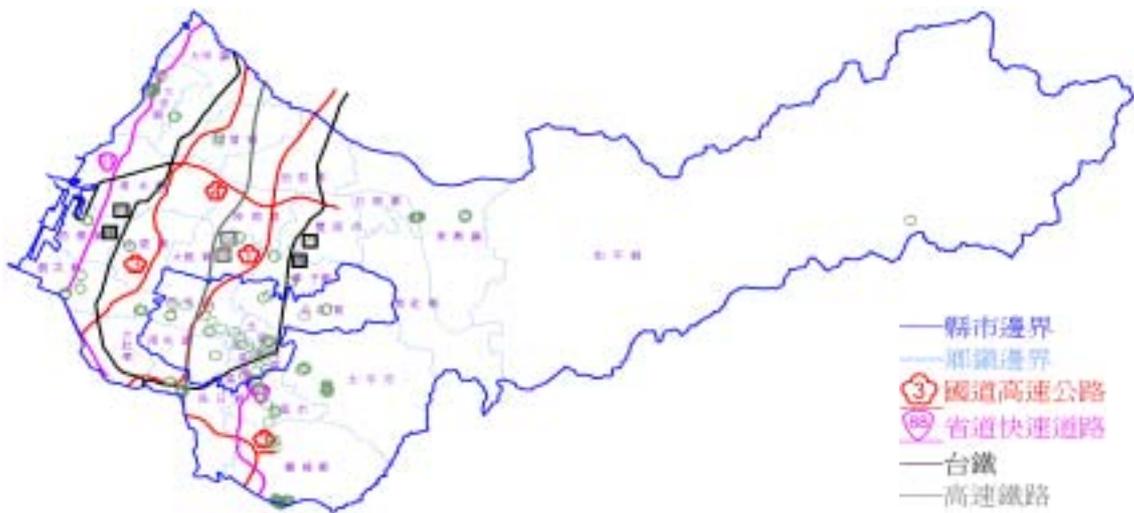


圖 6.2 臺中縣市各鄉鎮鑽孔分佈圖

6.3.2 彰化縣市現有之有效鑽孔

彰化縣市北側所處之八卦台地屬於第四紀更新世頭嵙山層以及紅土堆積層，表面覆蓋紅色土壤，其下有很厚的礫石層；中部及南部位於濁水溪沖積扇平原，其扇頂部分以礫石層為主，往下游漸變為砂層；扇端附近以黏土、粉砂及夾砂層為主。本區蒐集到之鑽孔共有 532 孔，大致上散佈於彰化縣市各地，但西部濱海公路、臺 74 甲線以及員林鎮附近孔數較密集。彰化縣市鑽孔分佈圖詳見圖 6.3 所示。



圖 6.3 彰化縣市各鄉鎮鑽孔分佈圖

6.3.3 雲林縣現有之有效鑽孔

雲林縣北側與濁水溪沖積扇平原相連，其扇頂部分以礫石層為主，往下游漸變為砂層；扇端附近以黏土、粉砂及夾砂層為主。本區域蒐集到之鑽孔共有 562 孔，大致散佈於雲林縣各鄉鎮，而西部濱海公路沿線則非常密集。雲林縣鑽孔分佈圖詳見圖 6.4 所示。



圖 6.4 雲林縣各鄉鎮鑽孔分佈圖

6.3.4 嘉義縣市現有之有效鑽孔

嘉義縣市地質地形分區可概分為三個區域，一為西部濱海平原區、二為西部麓山帶、三為阿里山山脈地區，西部濱海平原地層主要由粉砂、黏土、砂、和壤土所組成。本區蒐集到之鑽孔共有 459 孔，主要集中於西部濱海平原區，並以嘉義市最多，東部地區因屬山地區域，因此少有鑽探資料。嘉義縣市鑽孔分佈圖詳見圖 6.5 所示。



圖 6.5 嘉義縣市各鄉鎮鑽孔分佈圖

6.3.5 臺南縣市現有之有效鑽孔

臺南縣市土層大致以沈泥質砂(SM)、砂質沈泥(ML)、沈泥質粘土(CL)或粘土質沈泥(ML)為主。本區鑽孔資料共收集 473 筆，主要集中於西部濱海平原區，並以臺南市最多，而濱海公路及東西向省道之鑽孔量也很密集。臺南縣市鑽孔分佈圖詳見圖 6.6 所示。

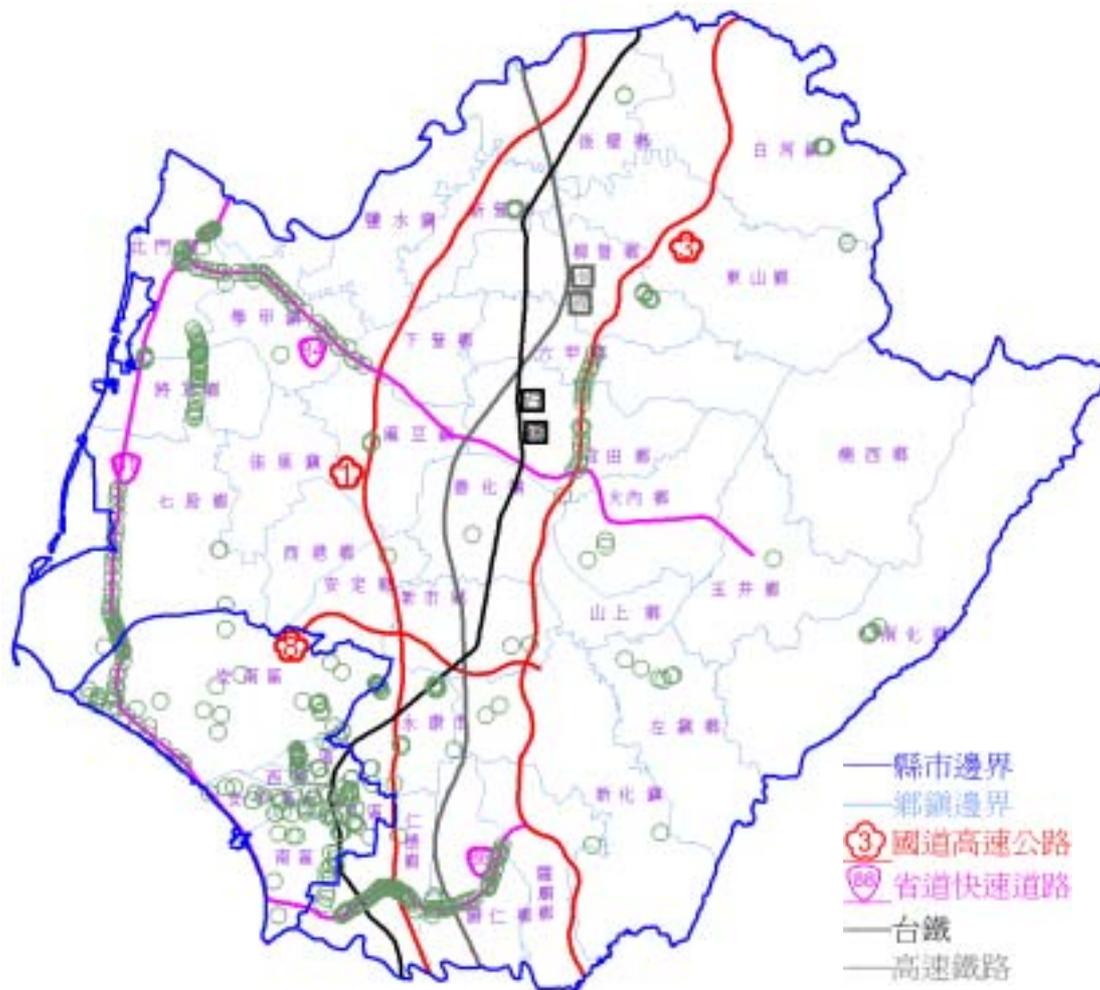


圖 6.6 臺南縣市各鄉鎮鑽孔分佈圖

6.3.6 高雄縣市現有之有效鑽孔

高雄都會區位於嘉南沖積平原南端，屬河口內灣之堆積環境，以古亭坑泥岩為基盤，逐漸淤積陸化而成。沖積層由未固結之砂、粉砂、粘土及礫石所組成。本區蒐集到之鑽孔共有 478 孔，高雄市之鑽孔資料主要是收集自公共工程如高雄捷運工程，因此多呈線性分佈；高雄縣則集中於高雄縣西部地區。高雄縣市鑽孔分佈圖詳見圖 6.7 所示。

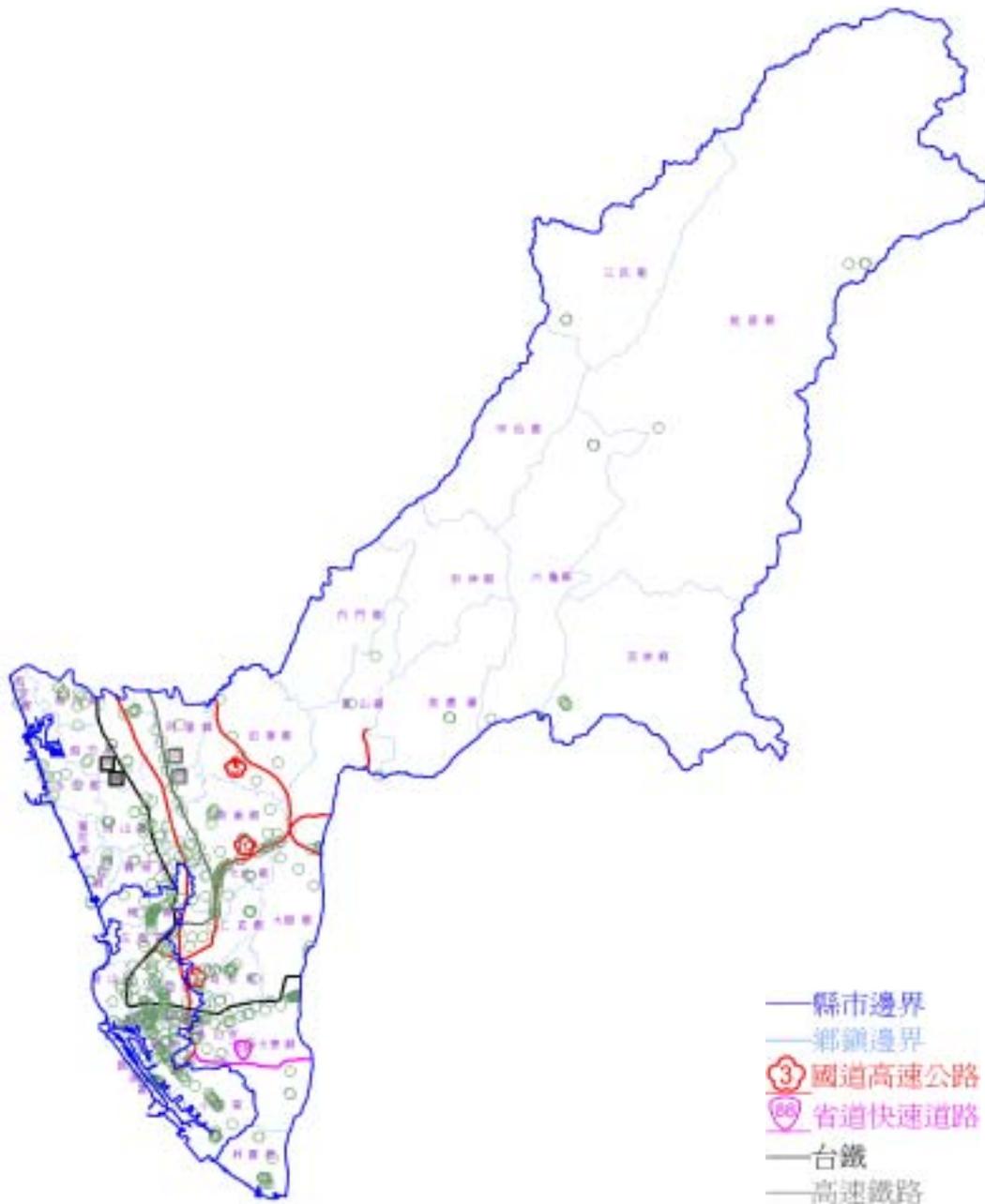


圖 6.7 高雄縣市各鄉鎮鑽孔分佈圖

6.3.7 屏東縣市現有之有效鑽孔

屏東沖積平原主要由未膠結之砂、泥、礫石、卵石等所組成，蒐集到之鑽孔共有 367 孔，主要分佈於屏東市及南二高沿線。雖然屏東面積廣大，但所收集鑽孔資料卻相對較少，主要是因為收集過程以公共工程為主。屏東縣市鑽孔分佈圖詳見圖 6.8 所示。



圖 6.8 屏東縣市各鄉鎮鑽孔分佈圖

6.4 軟弱地盤 SPT-N 值之判定

臺灣西南沿海地區多為沖積層所堆積成，其組成材料並非均質單一，因此，鑽孔資料中之 SPT-N 值並未隨深度之增加而有均勻的變化。SPT-N 值為各工程鑽孔中之資料最齊全者，幾乎各個深度都有其紀錄值，所以本研究嘗試以該值之衍生參數作為軟弱地盤之判定參考，範例說明如下。

A、最小 SPT-N 值 (N_{\min})

此乃考慮最保守之情況，選出單孔最小 SPT-N 值 (N_{\min}) 代表之，然而為了指出其空間分佈屬性，亦同時記錄其出現深度 (Z_{\min}) 及累積土層厚度 (Δ_{\min})。

B、當量 SPT-N 值 (N_{eq})

此考慮地盤互層效應而求得平均之當量 (N_{eq})。依據 Mitchell & Gardner (1975) 可知砂土及黏質砂層之彈性模數 (E) 大約與其 SPT-N 值呈線性關係，即

$$E = cN \quad (6-1)$$

其中 c 代表某常數。而某水平 n 層地盤受地表均佈荷重 (q, 寬度 B) 所造成之立即沉陷可以下式代表

$$S_e = \sum_{i=1}^n \Delta z_i \varepsilon_i = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta z_i I_z q}{E_i} \quad (6-2)$$

其中 I_z 為深度影響因子。假設只需考慮深度 2B 以上土層之貢獻，則式(6-2)變為

$$S_e = \sum_{z=0}^{2B} \frac{\Delta z_i I_z q}{E_i} \quad (6-3)$$

將式(6-1)代入(6-3)可得

$$S_e = \sum_{z=0}^{2B} \frac{\Delta z_i I_z q}{cN_i} \quad (6-4)$$

若另外令 S_e 等於

$$S_e = \frac{\sum_{z=0}^{2B} \Delta z_i I_z q}{cN_{eq}} \quad (6-5)$$

由式(6-4~6-5) 可得

$$N_{eq} = \frac{\sum_{z=0}^{2B} \Delta z_i I_z}{\sum_{z=0}^{2B} \frac{\Delta z_i I_z}{N_i}} \quad (6-6)$$

針對地表圓形均佈荷重, Schmertmann (1970) 所建議之 I_z 深度影響因子分佈如圖 6.9 所示 (屬於三角形分佈, I_z 對應 $z=0, 0.5B, 2B$ 之值分別為 0, 0.6, 0, 即峰值出現於 $z=0.5B$), 本研究令其所得之當量 SPT-N 值為 N_{eqSo}

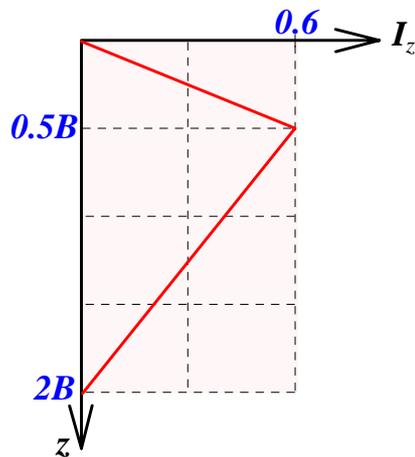


圖 6.9 圓形荷重所建議之 I_z 深度影響因子分佈圖
(Schmertmann, 1970)

若採用 2 : 1 應力增量法，地表方形及條形均佈荷重之深度影響因子分別為 (I_{z1}, I_{z2})

$$I_{z1} = \frac{B^2}{(B+z)^2} \text{ and } I_{z2} = \frac{B}{B+z} \quad (6-7)$$

可見其分別隨深度呈二次及一次遞減；並且令其對應當量 SPT-N 值之分別為 (N_{eq1}, N_{eq2})。而由於所收集鑽孔之深度大部小於 30m，暫定 $B=10\text{m}$ (即 $2B=20\text{m}$)。

例如圖 6.10 範例顯示一深度 20m 鑽孔之 SPT-N 值分佈圖，可知其 ($N_{\min}, Z_{\min}, \Delta_{\min}$) 分別為 (4, 2.5m, 5m)，而其當量 SPT-N 值如表 6.7 所計算者，由於最大 SPT-N 值出現於 $z=5\text{m}\sim 13\text{m}$ 處，所以 $N_{eqS} > N_{eq1,2}$ 。

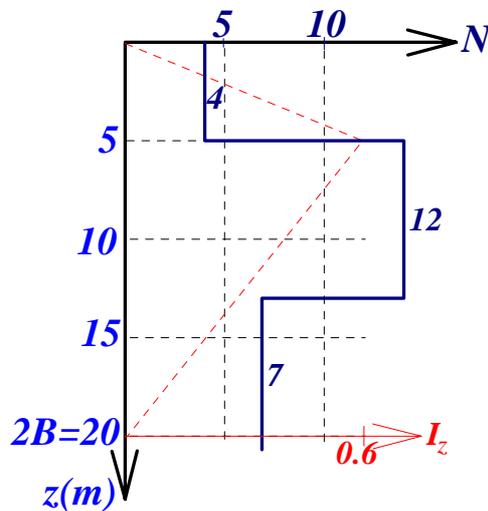


圖 6.10 SPT-N 值與深度關係範例圖

表 6.7 當量 SPT-N 值範例計算表

i	zi(m)	Δz_i (m)	N_i	Schmertmann's			2:1 square			2:1 strip		
				I_z	$I_z \Delta z_i$	$I_z \Delta z_i / N_i$	I_{z1}	$I_z \Delta z_i$	$I_z \Delta z_i / N_i$	I_{z2}	$I_z \Delta z_i$	$I_z \Delta z_i / N_i$
1	2.5	5	4	0.3	1.5	0.375	0.64	3.2	0.8	0.8	4	1
2	9	8	12	0.44	5.28	0.293	0.277	2.216	0.185	0.526	4.211	0.351
3	16.5	7	7	0.14	0.98	0.14	0.142	0.997	0.142	0.377	2.642	0.377
Equivalent SPT-N				$N_{eqS} = 9.6$			$N_{eq1} = 5.69$			$N_{eq2} = 6.281$		

6.5 地理資訊系統建立

地理資訊系統(Geographic Information Systems, 簡稱 GIS), 為「空間決策支援」的工具, 其以電腦為基礎, 進行空間資料的建立、存取、管理、分析、輸出及展示, 並可根據不同的決策環境及目的做更廣泛的應用。

本案第一年已將西南沿海軟弱地質分佈以圖示方式表現, 後續研究將分別使用 Arc View、MapInfo 和 Surfer, 透過關聯式資料庫的轉換連結。因 GIS 可對圖上物體的屬性資料執行分類、比較、計算、查詢和展示, 本案第二年將嘗試透過座標資料的連結, 將不同主題的地圖層層套疊, 繪製軟弱地質分佈圖, 以供查詢使用。

第七章 西南沿海軟弱地質分區

7.1 軟弱地質分區之處理原則

1. 以 N 值劃分

本研究針對西南沿海七縣市之軟弱地質的區分，首先並不界定 N 值多大以下才屬軟弱地質區域，而以不同 N 值的等值曲線(尤其針對 N=4 與 N=10 兩範圍)圖變化展現七縣市(含鄉鎮)軟弱地質的分佈趨勢，並將其分佈結果分別對應於主要的鐵公路交通幹道及河系流域，以瞭解其間之關聯性，故計有 3 幅西南沿海七縣市 N 值的等值曲線分佈色階圖。

本研究另嘗試使用兩種 N 值為劃分的根據，分別是以：(1) 原始鑽探標準貫入試驗 SPT-N 值 - 取該鑽孔內所有深度內 N 值之最小值(稱為 N_{min}) 為代表值;或以(2)修正 N 值 - 考慮在深 20m 以內深度效應(因考量本研究大部分收集到的鑽孔資料深度可滿足者)，採用原始試驗 SPT-N 值乘上該深度處的權重係數後，以平均當量 N_{eq} 值(參見公式(6-6)) 代表該鑽孔位處之整體 N 值軟弱程度。

本研究依據各孔位以上述方式所判得的 N 值，再繪製出之 N 值分佈成果圖，繪製方法係採用 Surfer 軟體內之克利金(kringing)方式進行各孔位間等值線之內插工作。故若在孔位分不均勻處，使用時則需考慮其內插獲得的 N 值所代表意義或實際值，或可於現地直接進行鑽探工作瞭解之。

2. 依黏土與砂土之劃分

根據上述以原始試驗 SPT-N 值判定為最小值 N_{min} 深度處鑽探資料紀錄之統一土壤分類，可進一步區別該深度處軟弱地層是偏於黏性土壤(含 CL、CH、MH、ML)或砂性土壤(含 SM、SC、SW、SP)，

粉土與泥炭土將歸於細粒類的黏性土壤，則可進一步分別畫得西南沿海七縣市軟弱黏性土及砂性土分佈圖。

3. 軟弱地層厚度及深度的分佈

軟弱地層分佈位置的深淺與軟弱土層厚度，兩者亦是交通工程構造物設計之主要考量因素之一，故本文將同時繪製西南沿海七縣市軟弱地層厚度及深度的分佈圖，以供判斷軟弱程度或比對分析使用。

(1) 軟弱地層 N_{min} 深度之訂定

採用各鑽孔出現之最小原始 SPT-N 值(N_{min})之深度，若同時出現兩處 N_{min} ，則以較淺者之深度為代表。黏性土及砂性土之訂定亦同。

(2) 軟弱地層 N_{min} 厚度之計算

本研究依原始 SPT-N 值黏性土取 $N \leq 4$ 、砂性土則取 $N \leq 10$ 為判斷各深度處地層是否為軟弱地層之依據。因一般鑽探之標準貫入試驗約每 1.5m 試驗一次，故本研究將採用 1m 厚度來代表各 SPT-N 值代表該土層之厚度(即紀錄深度點上下各 50cm 厚)。軟弱地層厚度則是將各孔內屬於軟弱分層厚度予以累加，以代表該孔位處之整體軟弱地層累積厚度。

前述 N 值劃分處理，若經考慮各深度權重處理者(即平均當量 N_{eq} 值)，將不再進行上述第(2)項黏性土及砂性土之區隔以及第(3)項軟弱地層厚度及深度的細部繪圖工作。

7.2 現有鑽孔位置分佈

如 6.4 節所述，本研究今年所搜集到西南沿海七縣市的鑽孔資料孔位分佈示如 [圖 7.1a](#) 及 [圖 7.1b](#)。由圖中分佈可知，鑽孔位置多分佈在沿海沖積平原上，其地層較年輕，而地層年代較老的麓山帶山區之鑽孔

資料則儘量不納入本研究。若以行政區來分，彰雲兩縣資料幾乎已均勻涵蓋整個縣市，其餘臺中、嘉南、高屏等五縣市之鑽孔皆位於該縣西半部，鑽孔位置大致分佈在第二高速公路以西(屏東則分佈在臺鐵幹線以西)。

根據蒐集到之現有鑽孔資料，本研究將先繪製部分軟弱地層分佈圖，進行初步探討軟弱地層分佈趨勢與範圍。往後當鑽探資料持續收集，使孔位數量能有倍數的增加，鑽孔孔位更能均勻散佈於各鄉鎮縣市，此時的鑽孔資料將更具代表性，據此新資料庫所獲得的軟弱地層分區位置或界線將更加準確，也更具有代表性與實用性，目前西南縣市區域大範圍之判定結果應該與本報告不致有太大的改變，本研究軟弱地層分佈結果已具備初步規劃參考價值。

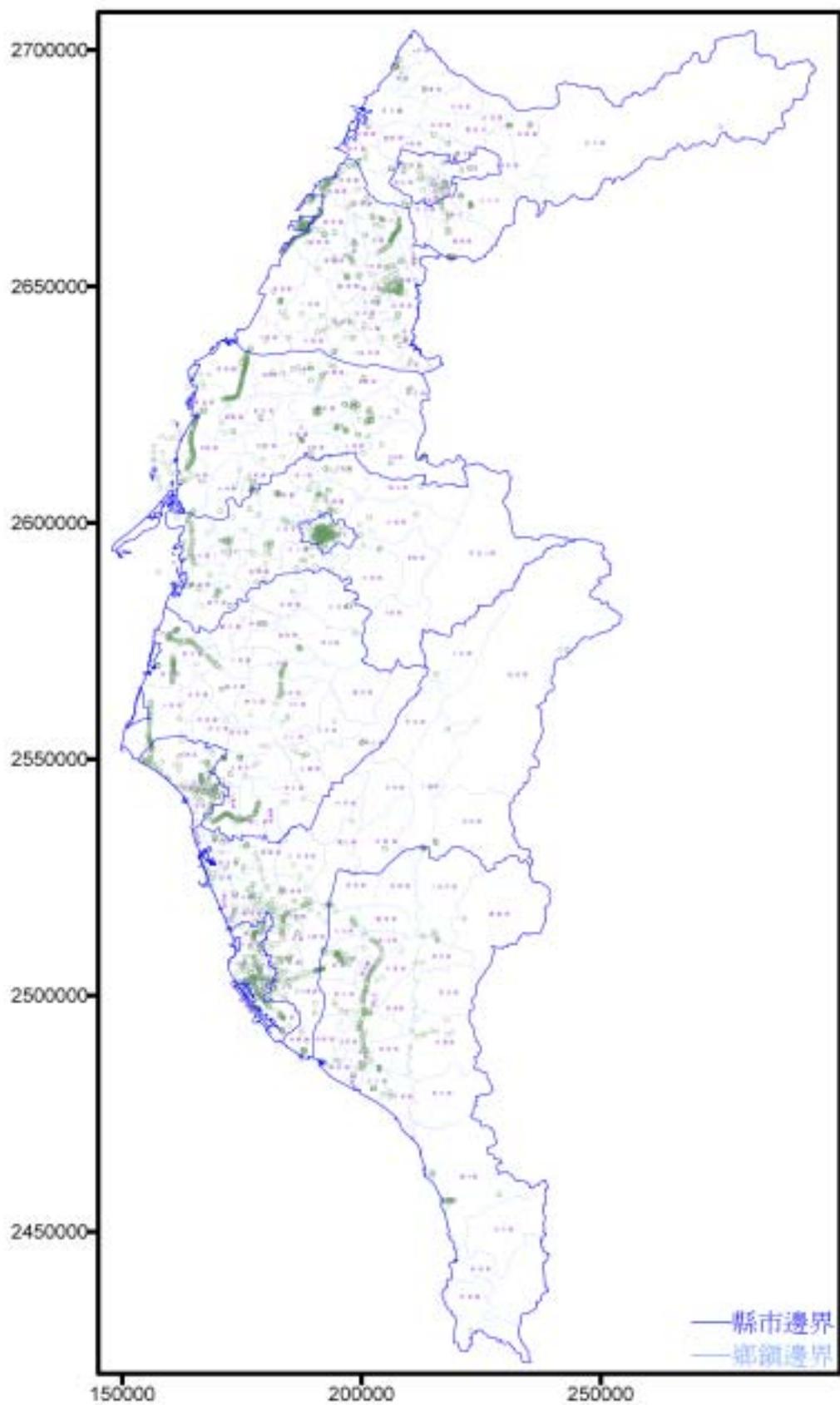


圖 7.1a 西南沿海各鄉鎮縣市所收集之鑽探孔位分佈

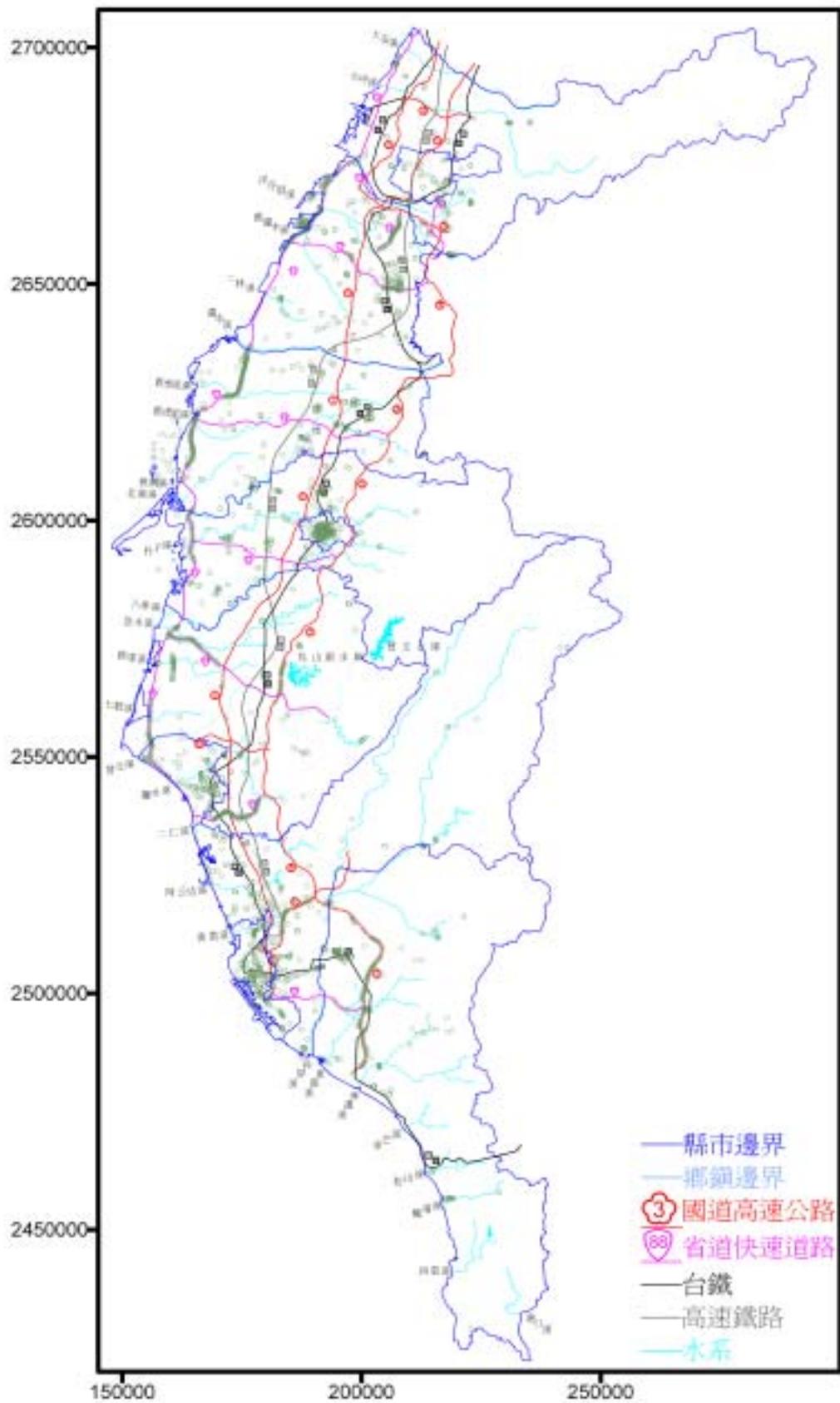


圖 7.1b 西南沿海各縣市所收集之鑽探孔位分佈與道路及水系關係

7.3 西南沿海軟弱地質分佈

7.3.1 分佈範圍

1. 以鄉鎮縣市行政區表示

由圖 7.2a、西南沿海鄉鎮縣市之軟弱地質分佈圖，可歸納如下幾點：

- (1) 西南沿海七縣市北由臺中彰化交界，南到高雄屏東交界的西半部區域，其地質都屬於軟弱(以屬較嚴格判斷標準 N_{min} 所獲致的分佈)。
- (2) 彰化與雲林兩縣境內幾乎都屬 $N \leq 10$ 的軟弱地質區；而臺中與屏東兩縣境內軟弱範圍區域則相對較少；嘉南及高雄則多在西半部濱海鄉鎮區。
- (3) 彰化、雲林、嘉義、臺南與高雄五縣市某些地區之 N 值甚至低於 4 或低於 2。

然而必須指出，這是目前本研究以該孔位處未經修正的平常時最低 N 值所獲致的結論，若考慮 N 值之覆土深度或能量比等等修正影響因素，軟弱地質的軟弱程度應可改善，被判定為軟弱地層的分佈範圍也會有所縮小。設計時若參考本研究成果尚需綜合考量工程種類與軟弱土層分佈深度及厚度等種種問題。

2. 對鐵、公路系統之相對位置

由目前南北向之四條主要交通幹線(中山高、二高、臺鐵及高鐵)位置發現：四條幹線在某些路段都穿越軟弱地層分佈帶，尤其在彰化、雲林、嘉義、臺南到高雄等五個縣市特別嚴重，大約以南二高為界，其西側多屬於軟弱地層分佈區。此外，高鐵在雲林、嘉義與臺南等縣市皆穿過 $N < 4$ 的軟弱地層分佈區，在彰化境內則恰巧避開 $N < 4$ 之區域。詳見圖 7.2b、西南沿海交通幹線之軟弱地質分佈圖。

3. 相對於河川流域之關係

由西南沿海河川流域之軟弱地質分佈圖(圖 7.2c)可知，西南沿海七縣市中，若地質分區屬於現代沖積層者，其大部分範圍地層之 N_{min} 均小於 10。軟弱地質分佈位置除與海埔新生地有關外，應尚與河川淤積改道之歷史有關，歸納如下：

- (1) 彰化縣軟弱地質分佈多位於新、舊濁水溪之間。
- (2) 雲林縣分佈在新、舊虎尾溪間與北港河流域附近。
- (3) 嘉義縣分佈在朴子溪沿線以及八掌溪、急水溪、曾文溪間。
- (4) 臺南縣分佈在曾文溪、鹽水溪及二仁溪下游。
- (5) 高縣分佈在阿公店溪與高屏溪附近。
- (6) 屏東縣分佈在林邊溪。

4. 相對於活動斷層之關係

圖 7.2a 係由鑽探資料所界定的軟弱地質分佈結果，而圖 3.6 係由古代歷史資料所判讀之可能的軟弱地質鄉鎮，進一步可將兩者進行比對，結果如圖 7.2d 所示。由圖中比對可知由古代歷史資料判斷之軟弱地質鄉鎮(標示藍色鄉鎮界者)確實多位於現今本研究由鑽探資料中 N 值較低的軟弱地質分佈區，顯示由歷史資料亦可輔助軟弱地盤分佈地區的判斷。

5. 相對於活動斷層之關係

由圖 7.2e 西南沿海軟弱地質分佈與活斷層圖顯示，本研究所探討的軟弱土壤之分佈特性與西部的活斷層沒太大關係。概因活斷層影響的軟弱地盤係處在較深的岩層，並非本報告所定義的淺層軟弱地質。

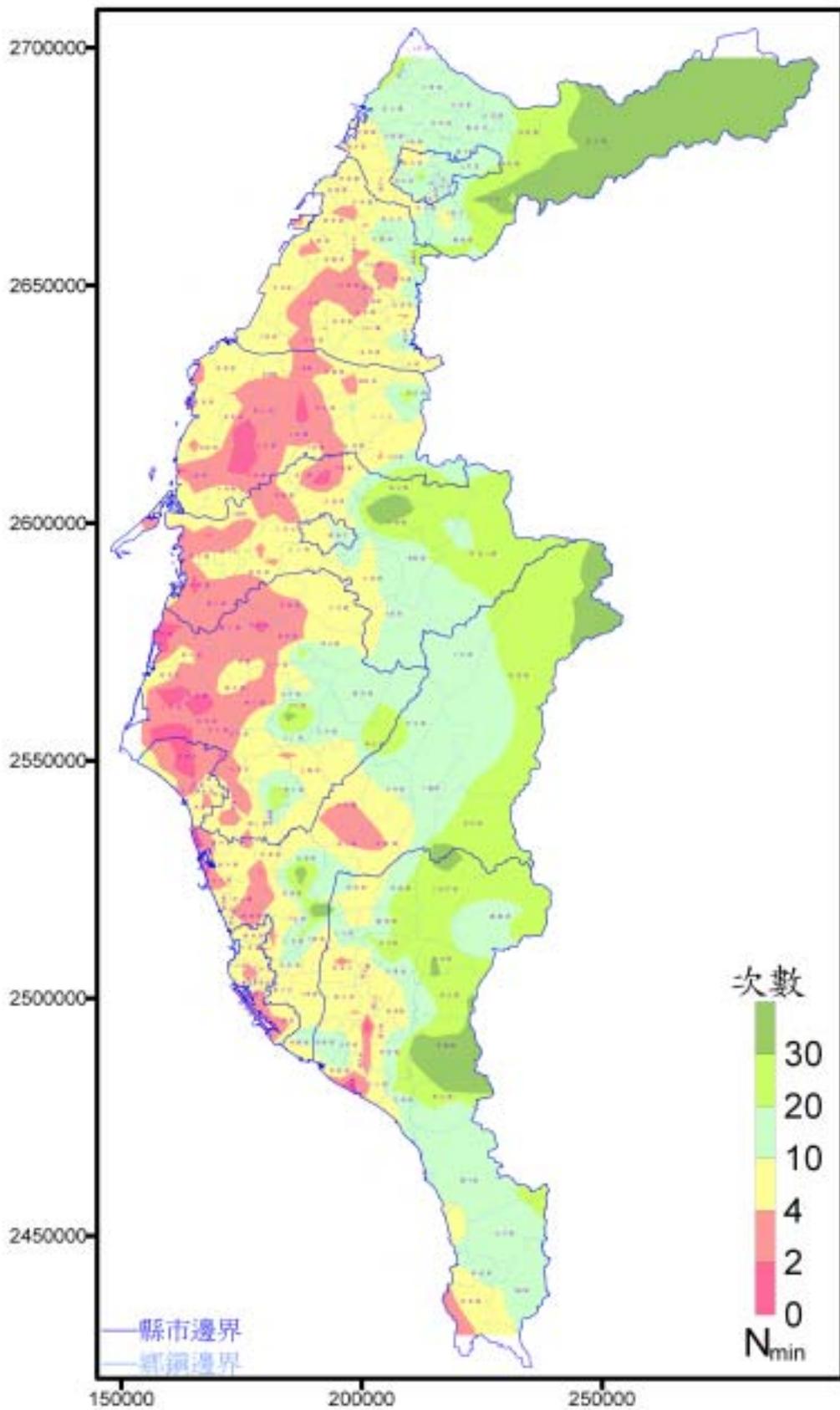


圖 7.2a 西南沿海各縣市鄉鎮軟弱地質 N 值之分佈

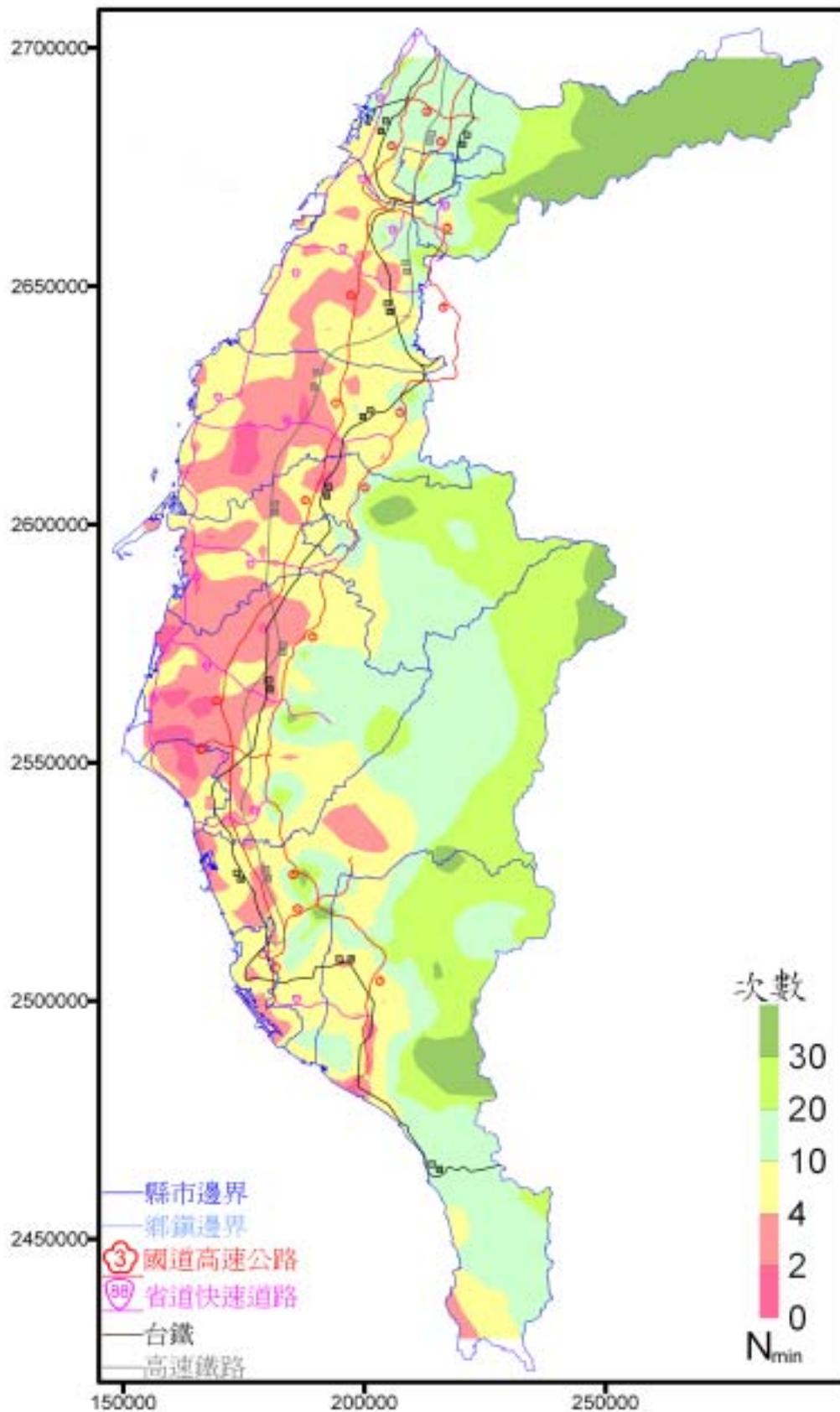


圖 7.2b 西南沿海軟弱地質 N 值分佈與交通幹線之關係

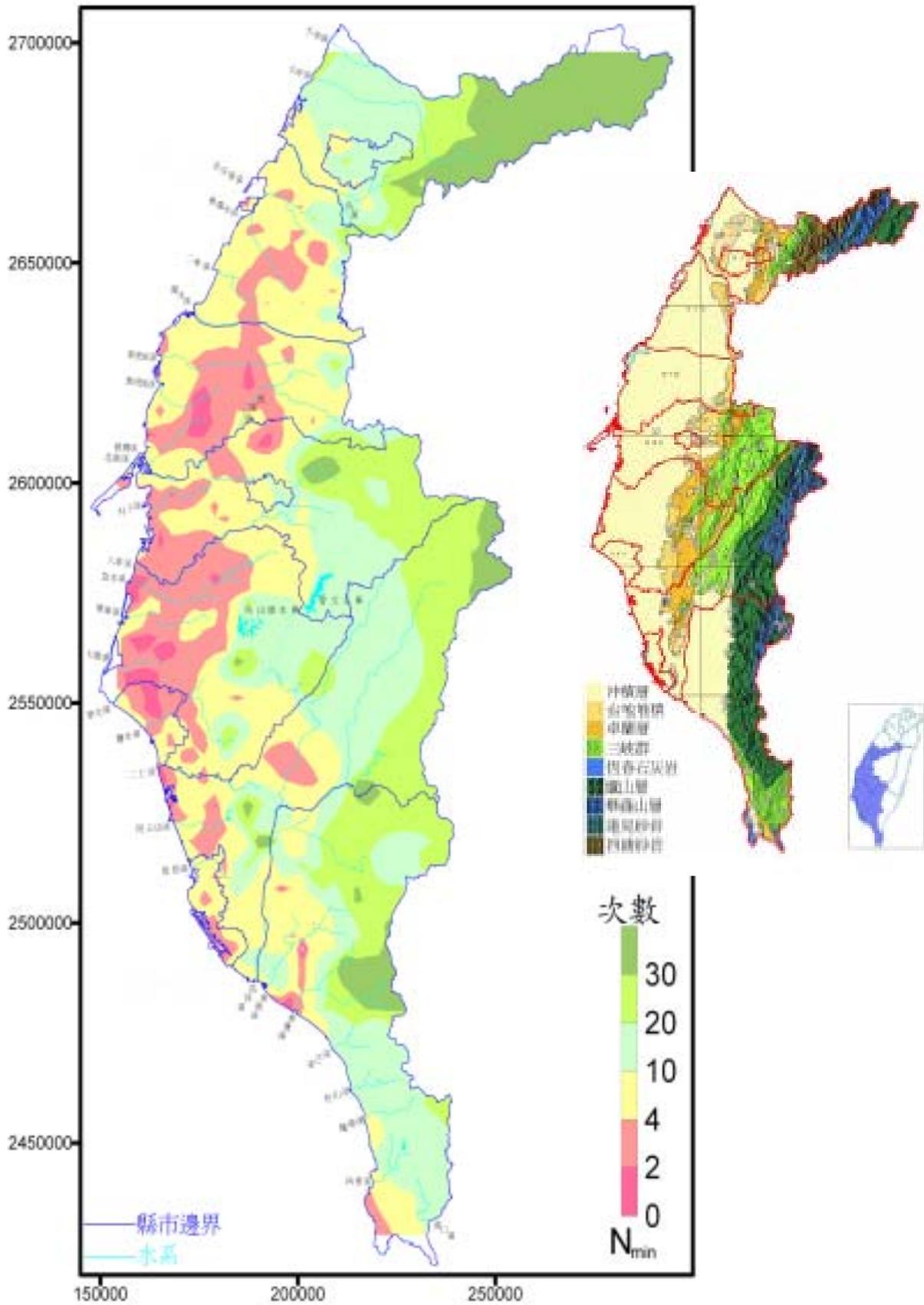


圖 7.2c 西南沿海軟弱地質 N 值分佈與河流之關係

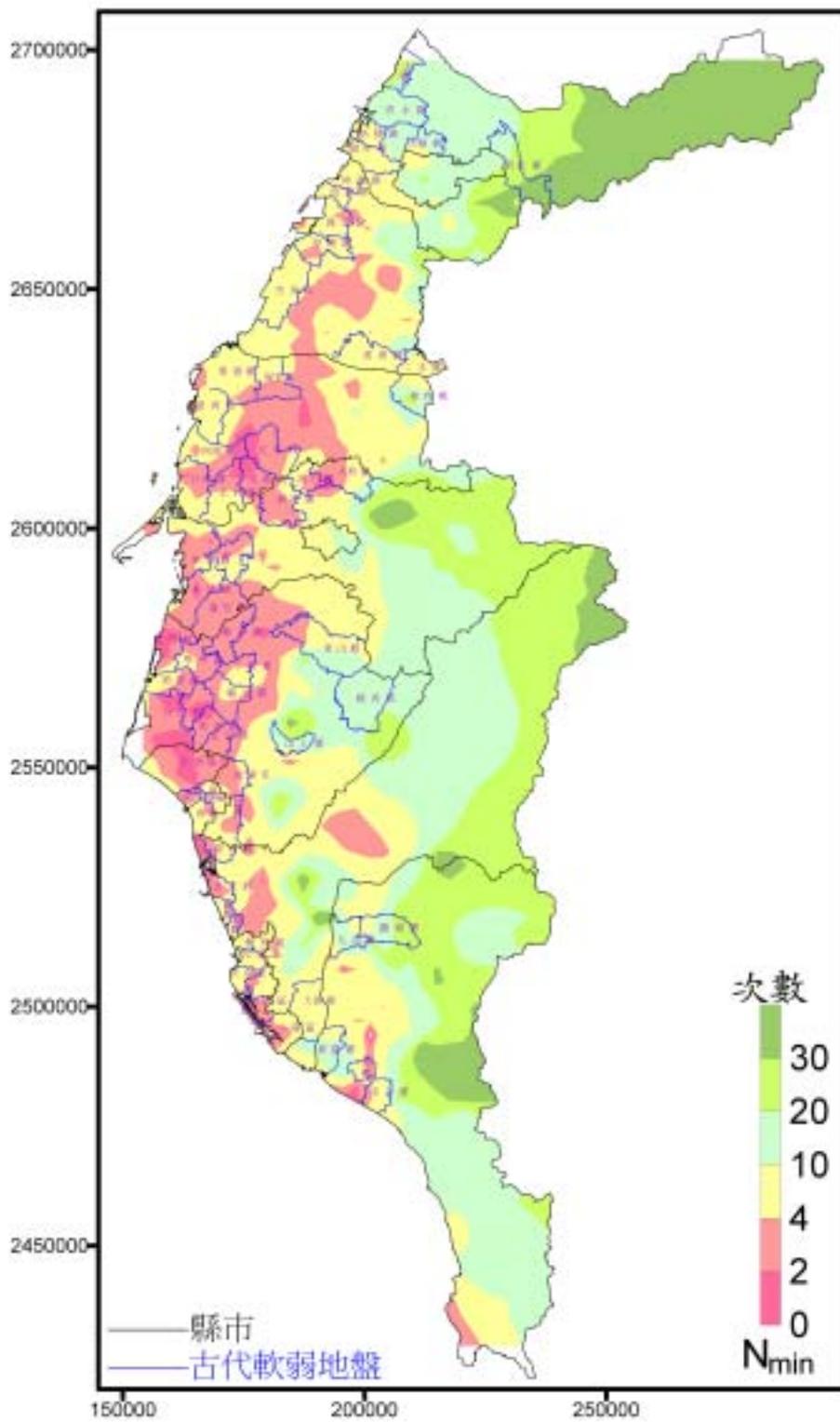


圖 7.2d 本研究軟弱地質分佈與圖 3.6 之歷史資料推估鄉鎮比對

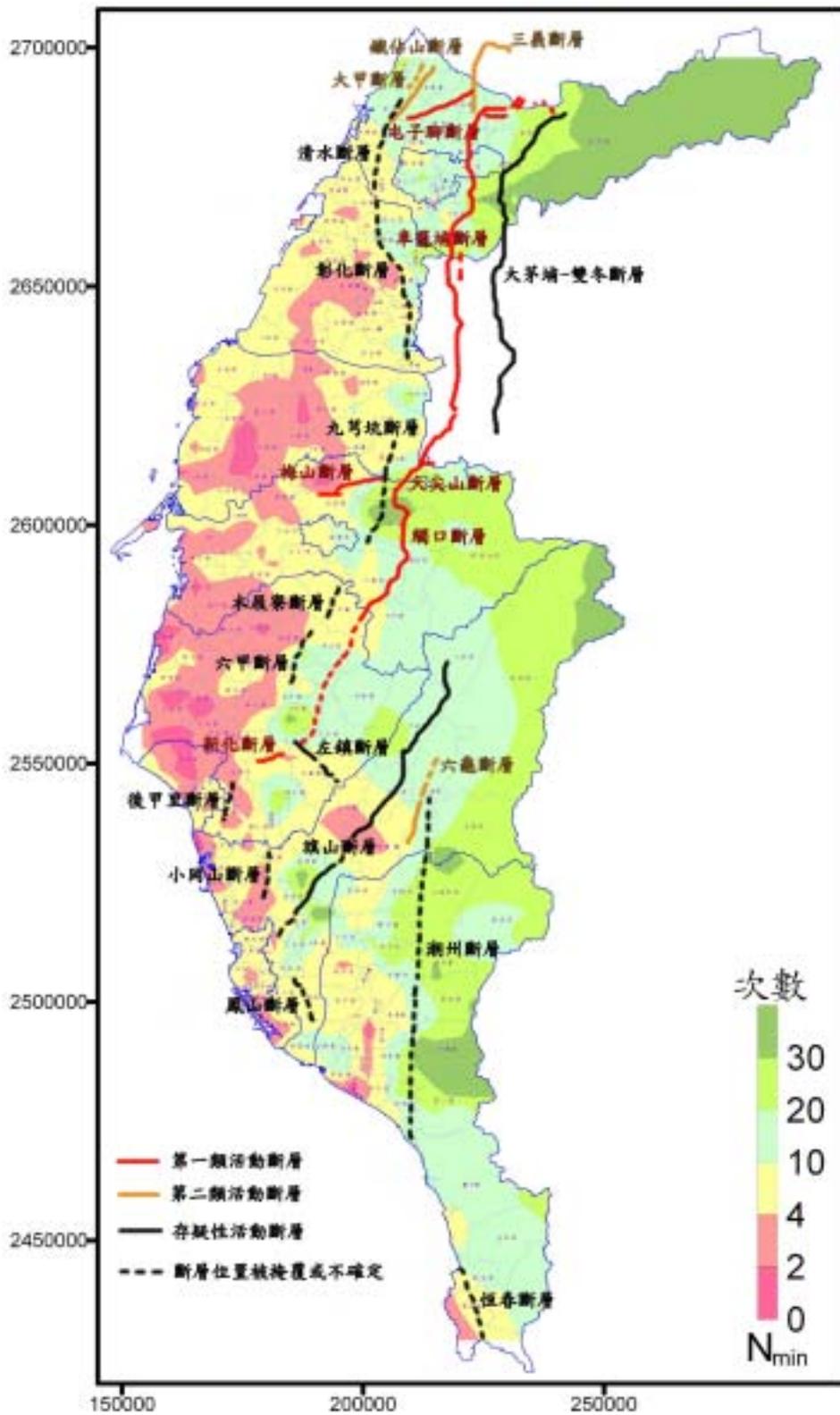


圖 7.2e 西南沿海軟弱地質 N 值分佈與活斷層之關係

7.3.2 軟弱地層分佈深度與厚度

1. 鄉鎮縣市行政區

圖 7.3 為軟弱地層出現之深度分佈圖，相對應於圖 7.2 所示之軟弱地質區，除了在屏東及在臺中、彰化、雲林、臺南與高雄的少數濱海區域，各縣市境內在 10m 深度以內均出現軟弱地層，多數地區更分佈在地表下 4m 內，顯見西南沿海縣市在淺層深度內均會遭遇軟弱地層問題。

在軟弱地層累計厚度方面，由圖 7.4 軟弱地層厚度分佈圖中顯示，濱海地區軟弱地層之累計厚度通常較山區為厚，其中又以彰雲兩縣(屬於濁水溪沖積平原)與高雄近海地區之軟弱地層累計厚度較厚，厚度可達 4~8m 厚；相較下，嘉義臺南兩縣市之軟弱地層累計厚度則較薄，多在 2m 厚以內。

2. 鐵、公路系統

在四條主要鐵公路幹線上，軟弱地層均出現在地表下 4m 以內之淺層位置，而彰化、雲林兩縣之幹線上，軟弱地層的累計厚度則大於嘉義、臺南及高雄等地。進一步蒐集資料得知，臺灣高鐵途經雲林縣某些鄉鎮(見圖 7.4，詳災損案例說明章節)之軟弱地層累計厚度確實超過 4m 以上，甚至有達到 8m 之厚度。

軟弱地層累計厚度較大之路段包括：雲林縣中之南二高與臺鐵路段、彰化縣之中山高與臺鐵路段、高雄縣之高鐵與兩條高速公路段。另外，西濱公路在彰化、雲林、嘉義三縣境內，以及彰化、雲林縣內各條東西向道路沿線之軟弱地層厚度亦較大。

綜合各圖面之分析結果可得：(1)西南部七縣市沿海地區在淺層深度內均存在有軟弱地層，彰化、雲林兩縣全區都有此類問題，其它縣市之軟弱地層則多分佈在各縣市之西半部。(2)彰化、雲林兩縣軟弱地層的累計厚度最大，而嘉義、高雄沿海區域也有較厚之軟弱地層出現，臺中、彰化交界處(大肚溪流域)及屏東、高雄交界處(高屏溪流域)也有此情形。

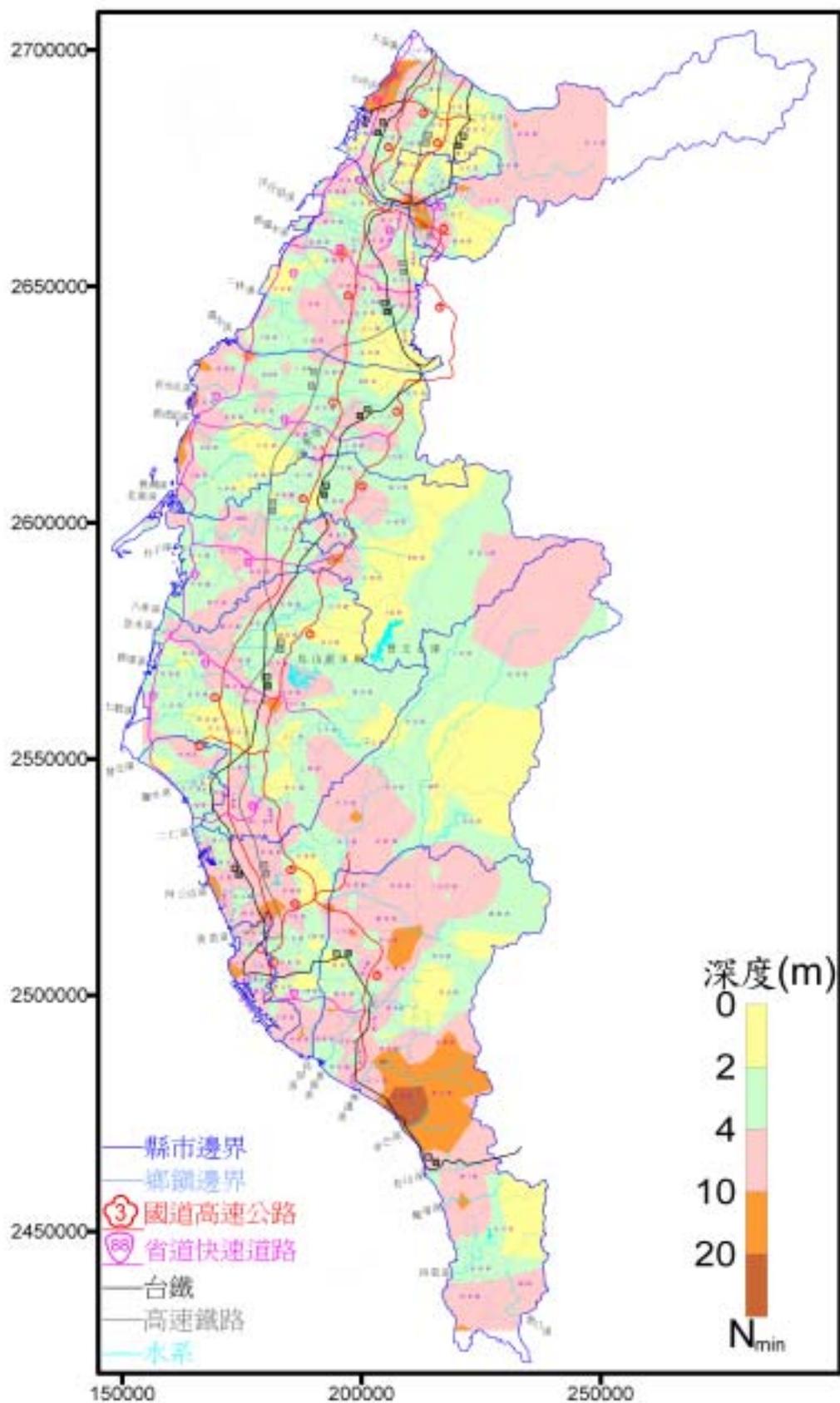


圖 7.3 軟弱地層深度分佈圖

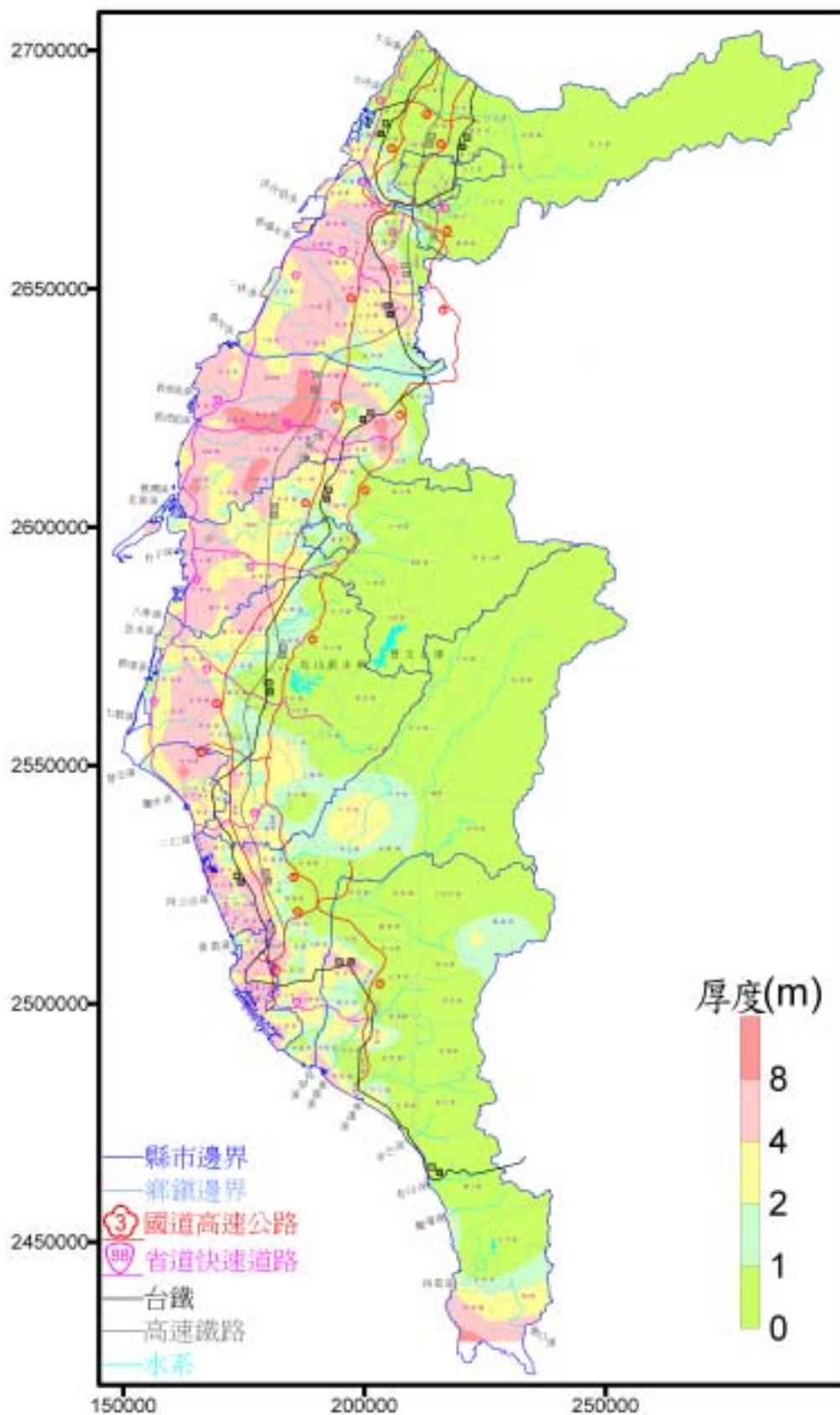


圖 7.4 軟弱地層累計厚度圖

7.3.3 軟弱地質分區圖—最小 N 值

本研究採用 $N < 4$ 以及 $N < 10$ 為分界，將西南沿海七縣市地層軟弱的程度分成三個等級：鑽孔土層中只要出現 $N < 4$ 者即屬於軟弱地質區，出現最小之 N 質介於 4~10 之間($4 \leq N < 10$)者為中等土壤地質區，出現最小之 N 質大於等於 10($10 \leq N$)者則為堅硬(緊密)土壤地質區。經篩選整理後繪製之分區圖詳見圖 7.5。由圖中可看出，雲林、嘉義以及臺南等三縣市，其 $N < 4$ 的地質分佈最廣，其顯示該三縣市境內普遍存在著軟弱地質之問題；而彰化、高雄的分佈則次之。

本研究進一步將七縣市內屬於軟弱地質之鄉鎮名稱(及其累計厚度，m)，分別依 $N < 4$ 及 $4 \leq N < 10$ 兩種等級統計如下：

A、 $N < 4$ (軟弱地質區)

彰化縣市：和美鎮(4~8m)，鹿港鎮(4~8m)，福興鄉(4~8m)，秀水鄉(4~8m)，埔鹽鄉(2~8m)，大村鄉(4~8m)，員林鎮(2~4m)，埔心鄉(2~4m)，永靖鄉(2~4m)，田尾鄉(2~4m)，二林鄉(4~8m)，竹塘鄉(4~8m)。

雲林縣：崙背鄉(4~8m)，二崙鄉(>8m)，虎尾鎮(>2m)，大埤鄉(4~8m)，土庫鎮(>4m)，褒忠鄉(>4m)，元長鄉(4~8m)，四湖鄉(4~8m)，口湖鄉(4~8m)，水林鄉(2~4m)。

嘉義縣市：東石鄉(4~8m)，布袋鎮(4~8m)，義竹鄉(4~8m)，六腳鄉(2~4m)，新港鎮(2~4m)，溪口鄉(2~4m)，大林鎮(2~4m)。

臺南縣市：北門鄉(2~4m)，學甲鎮(2~4m)，鹽水鎮(2~4m)，新營市(2~4m)，後壁鄉(4~8m)，柳營鄉(1~2m)，六甲鄉(<2m)，官田鄉(<1m)，麻豆鎮(2~4m)，善化鎮(0~2m)，安定鄉(2~4m)，西港鄉(4~8m)，佳里鎮(4~8m)，將軍鄉(4~8m)，七股鄉(2~4m)，永康市(2~8m)，安南區(4~8m)，安平區(4~8m)，西區(2~4m)。

高雄縣市：茄萣鄉(4~8m)，永安鄉(4~8m)，岡山鎮(4~8m)，橋頭鄉(4~8m)，三民區(4~8m)，前鎮區(4~8m)，旗津區(4~8m)，小港區(2~4m)。

B、4 N<10(中等土壤地質區)

臺中縣市：大雅鄉(0m)，西屯區(0~1m)，南區(0~1m)，梧棲鎮(1~2m)，龍井鄉(2~4m)，大肚鄉(1~4m)，烏日鄉(0~2m)，大里市(0~1m)。

彰化縣市：伸港鄉(1~2m)，西線鄉(2~4m)，彰化市(1~2m)，花壇鄉(2~4m)，鹿港鎮(4~8m)，社頭鄉(4~8m)，溪湖鎮(4~8m)，芳苑鄉(2~4m)，大城鄉(2~4m)，埤頭鄉(4~8m)，北斗鎮(2~4m)，田中鎮(1~2m)，二水鄉(1~2m)。

雲林縣：麥寮鄉(4~8m)，西螺鄉(4~8m)，莿桐鄉(4~8m 軟弱處)，斗六市(4~8m)，古坑鄉(4~8m)，斗南鎮(4~8m)，北港鎮(>4m)，東勢鄉(>4m)，臺西鄉(4~8m)。

嘉義縣市：朴子市(2~4m)，鹿草鄉(2~8m)，太保市(2~4m)，水上鄉(2~4m)，民雄鄉(2~4m)，嘉義市(1~2m)，中埔鄉(0~1m)。

臺南縣市：下營鄉(0~2m)，南化鄉(0~1m)，白河鎮(<1m)，東山鄉(<1m)，新市鄉(1~2m)，仁德鄉(2~4m)，歸仁鄉(2~4m)，新化鎮(2~4m)，左鎮鄉(1~2m)，東山鄉(<1m)，北區(2~4m)，中區(2~4m)，東區(1~2m)。

高雄縣市：彌陀鄉(4~8m)，梓官鄉(4~8m)，湖內鄉(2~4m)，路竹鄉(2~4m)，楠梓區(4~8m)，左營區(4~8m)，鼓山區(4~8m)，鹽埕區(4~8m)，前金區(4~8m)，新興區(4~8m)，苓雅區(4~8m)，林園鄉(2~4m)，大寮鄉(2~4m)，鳳山市(2~4m)，烏松鄉(0~8m)，大樹鄉(2~4m)，仁武鄉(4~8m)，大社鄉(2~4m)，燕巢鄉(<4m)，阿蓮鄉(2~4m)，美濃鎮(0~2m)，田寮鄉(0~2m)，內門鄉(2~4m)，旗山鎮(0~2m)，杉林鄉(0~2m)。

屏東縣：里港鎮(<1m)，九如鄉(<4m)，屏東市(2~4m)，麟洛鄉(1~2m)，內埔鄉(<1m)，竹田鄉(2~4m)，萬巒鄉(<1m)，潮州鎮(2~4m)，萬丹鄉(1~4m)，崁頂鄉(0~4m)，新園鄉(2~4m)，南州鄉(<1m)，東港鎮(2~4m)，林邊鄉(1~4m)，佳冬鄉(2~4m)。

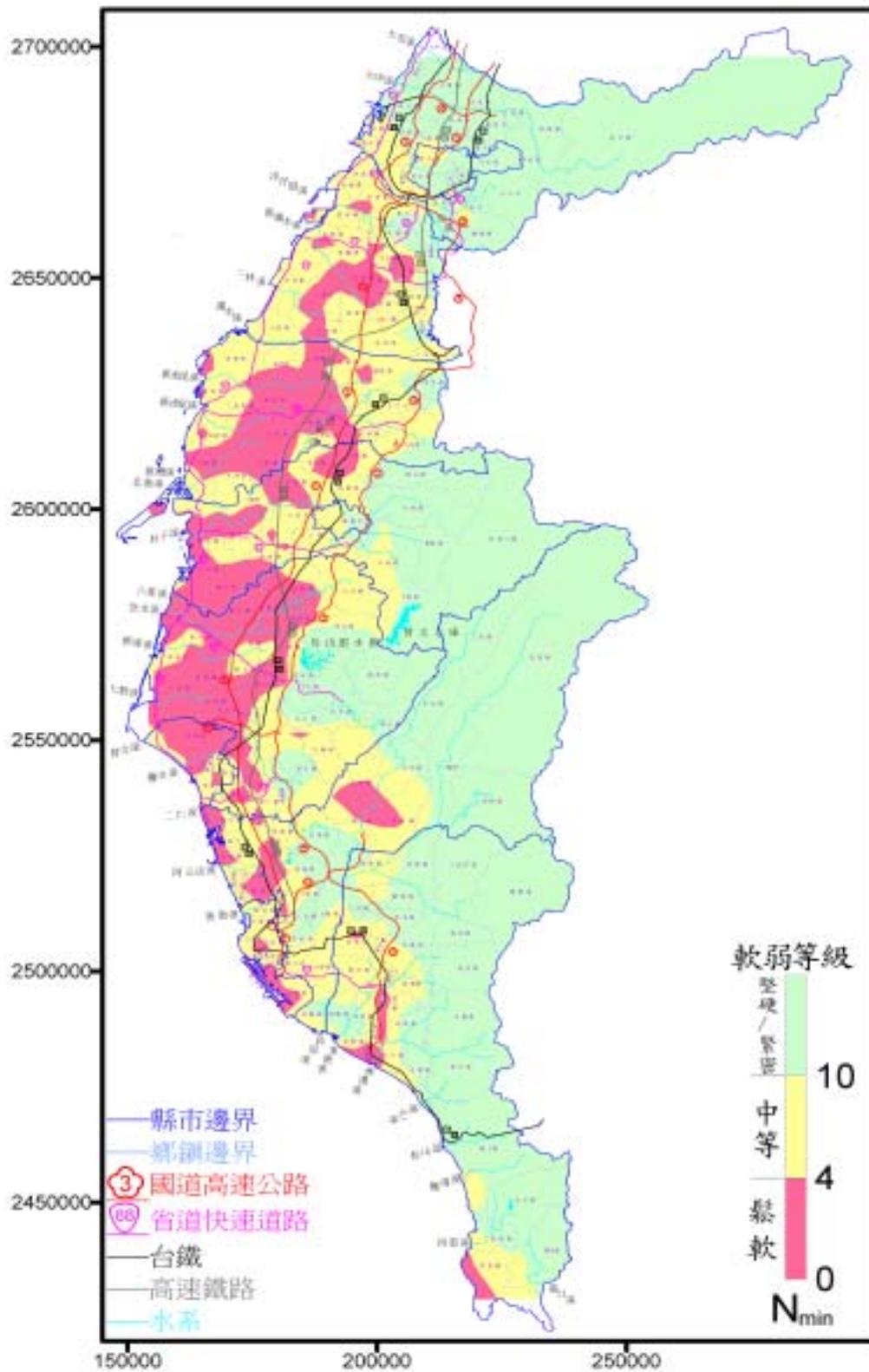


圖 7.5 西南沿海地質軟硬程度分區

7.3.4 軟弱地質分區圖—修正 N 值

若依 6.4 節考慮地盤互層效應之當量 (N_{eq}) 觀念，將 20m 內各深度之 N 值以 Schmertmann (1970) 所建議之 I_z 深度影響因子分佈加以修正，計算得整個鑽孔位置之平均 N 值，據以劃分軟弱地質分區，結果如圖 7.6 所示。

由圖 7.6 之 N 值等值曲線分佈可知，雲林、嘉義及臺南依舊是地質條件較差的縣市，其 N 值介於 4~10 之間的分佈區域最廣，彰化與高雄次之，臺中與屏東最少。最重要的是，在採用當量修正後的 N 值來判別軟弱地質後，各縣市幾乎已無 4 以下之軟弱地質區。

意即若將地盤互層效應之當量值(N_{eq})納入考量評估，其出現之地層在軟硬程度上將會高於未修正之評估值(原始 N_{min})，但相對上較為軟弱的區域是可以由 N_{min} 直接判定。

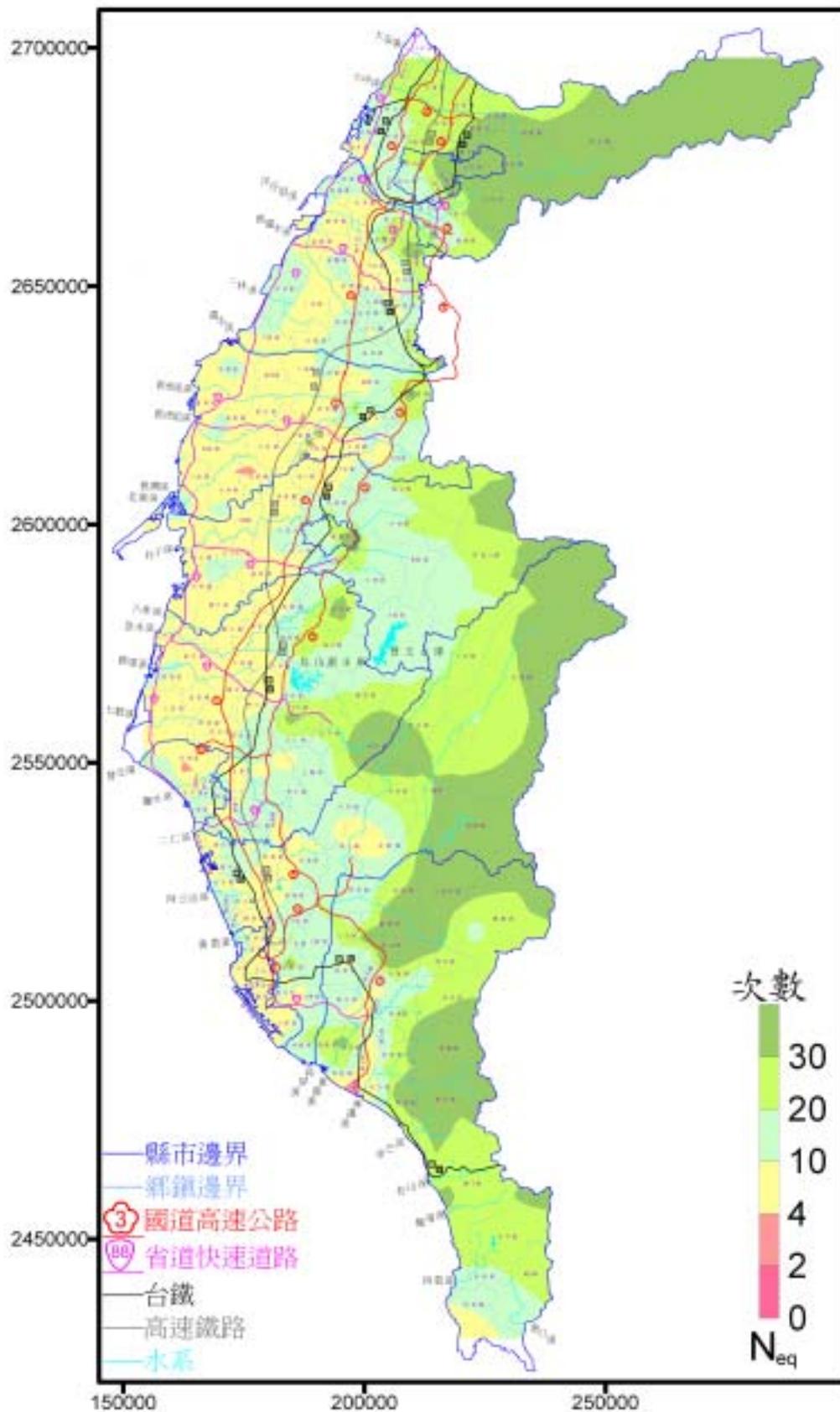


圖 7.6 西南沿海軟弱地質平均 N 值分區圖(N_{eq})

7.4 軟弱地質分佈—砂土 VS.黏土

(1) 軟弱地質分佈

由於砂性土壤及黏性土壤之土壤特性以及工程性質大不相同，一般定義的 N 值判別次數標準也有差異，因此，本節將進一步將兩者區分開，分別予以判定軟弱地層之分佈情況。採用之標準為：砂土之 $N < 10$ 即判定為軟弱地質；黏土則採用 $N < 4$ 屬軟弱地質，分析結果如圖 7.7a、圖 7.7b 所示。茲分別說明如下。

(A)砂土之軟弱地層($N < 10$)多分佈在沿海地區以及彰化、雲林全區，位於雲林縣中部地帶高速鐵路通過之區域恰巧有極軟弱的砂土地層($N < 4$)。砂土之軟弱地質分佈區域與不分土壤性質 N_{\min} 之分佈情況類似。

(B)黏土之軟弱地層($N < 4$)之分佈則較偏離海岸線，多散佈在各縣境內，應該是屬於古早時期河川中下游之湖積(或河積)地形，大約介於南二高以西、濱海公路以東之範圍內。尤以在雲林與臺南境內分佈最廣；彰化、嘉義、高雄次之；臺中、屏東最少。

綜上可知，屬於濁水溪沖積平原之彰化雲林含有較多砂土性軟弱地層；而屬於嘉南沖積平原之嘉義臺南則含有較多黏土性軟弱地層。就雲林而言，全區都有砂土性軟弱地層，黏土性軟弱地層則分佈在中間區域。

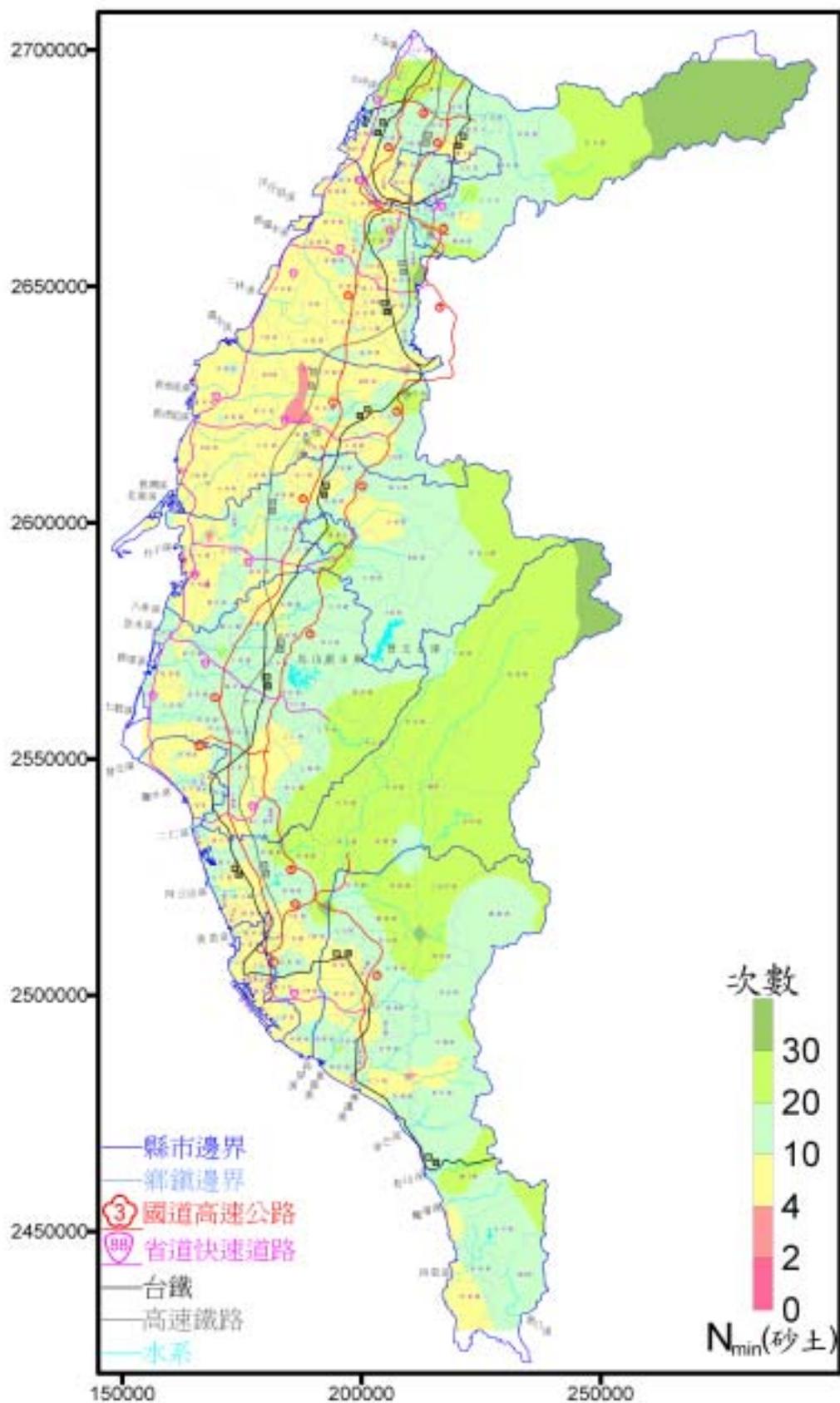


圖 7.7a 西南沿海砂土地質 N 值分佈

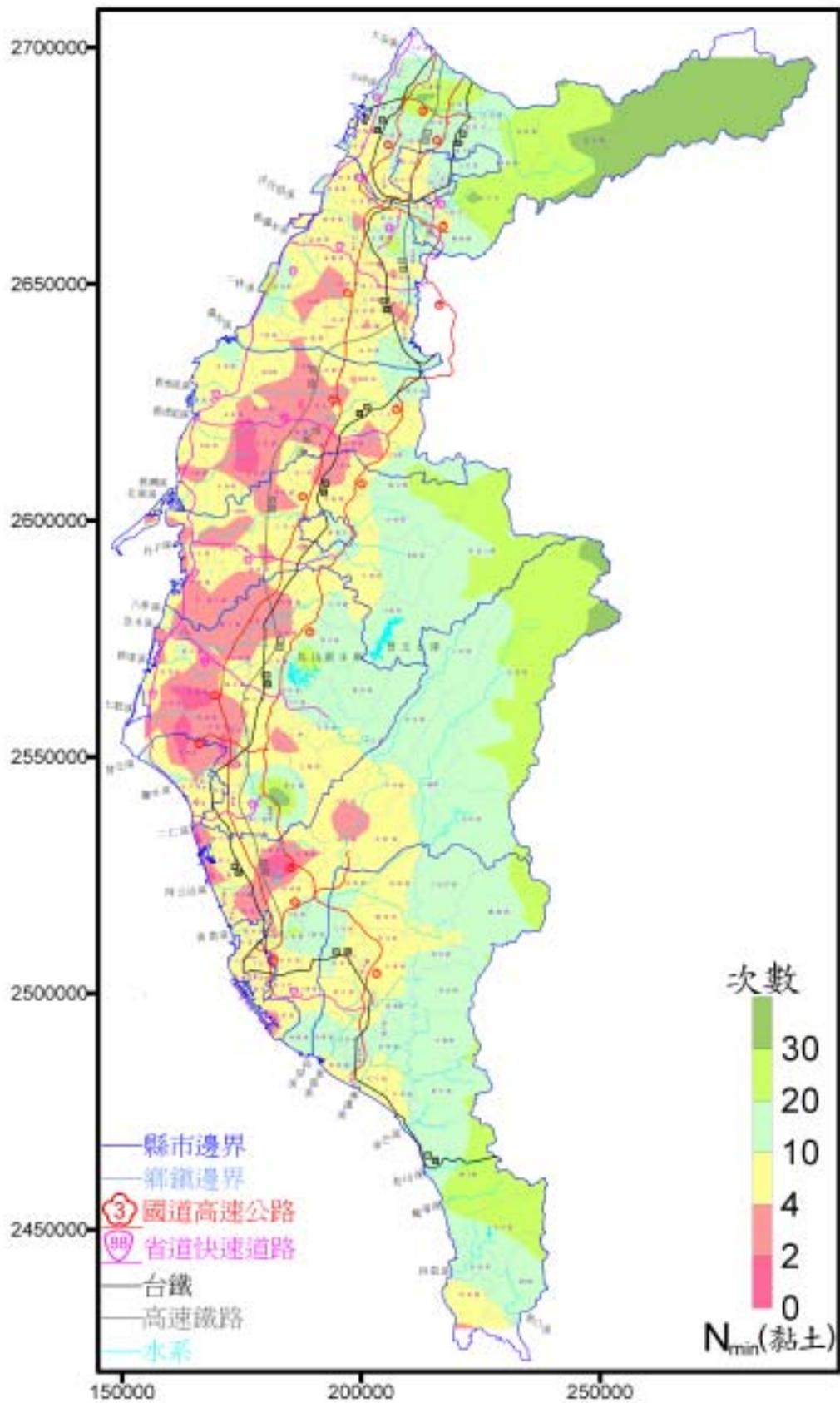


圖 7.7b 西南沿海黏土 N 值分佈圖

(2) 軟弱地層厚度與河川流域之關係

由圖 7.8a、圖 7.8b 得知，較厚的黏性土壤軟弱地質區多分佈在河道兩側或河道附近，可能與河道遷移歷史位置有關。而厚層砂性土壤軟弱地質區多分佈除了在河道兩側或河道附近(尤以彰雲兩縣)，尚分佈在河道出海口三角洲地帶。由此可證，軟弱地質區分佈與河流有密切關係。

(3) 軟弱地質分區—砂土 VS. 黏土

砂質土壤軟弱地質以彰化、雲林兩縣市分佈最廣，嘉義、臺南、高雄及屏東次之。黏性土壤軟弱地質則以雲林、嘉義、臺南等縣市分佈最廣。兩者分佈皆廣泛者則僅雲林縣，詳見圖 7.9a、圖 7.9b 所示。

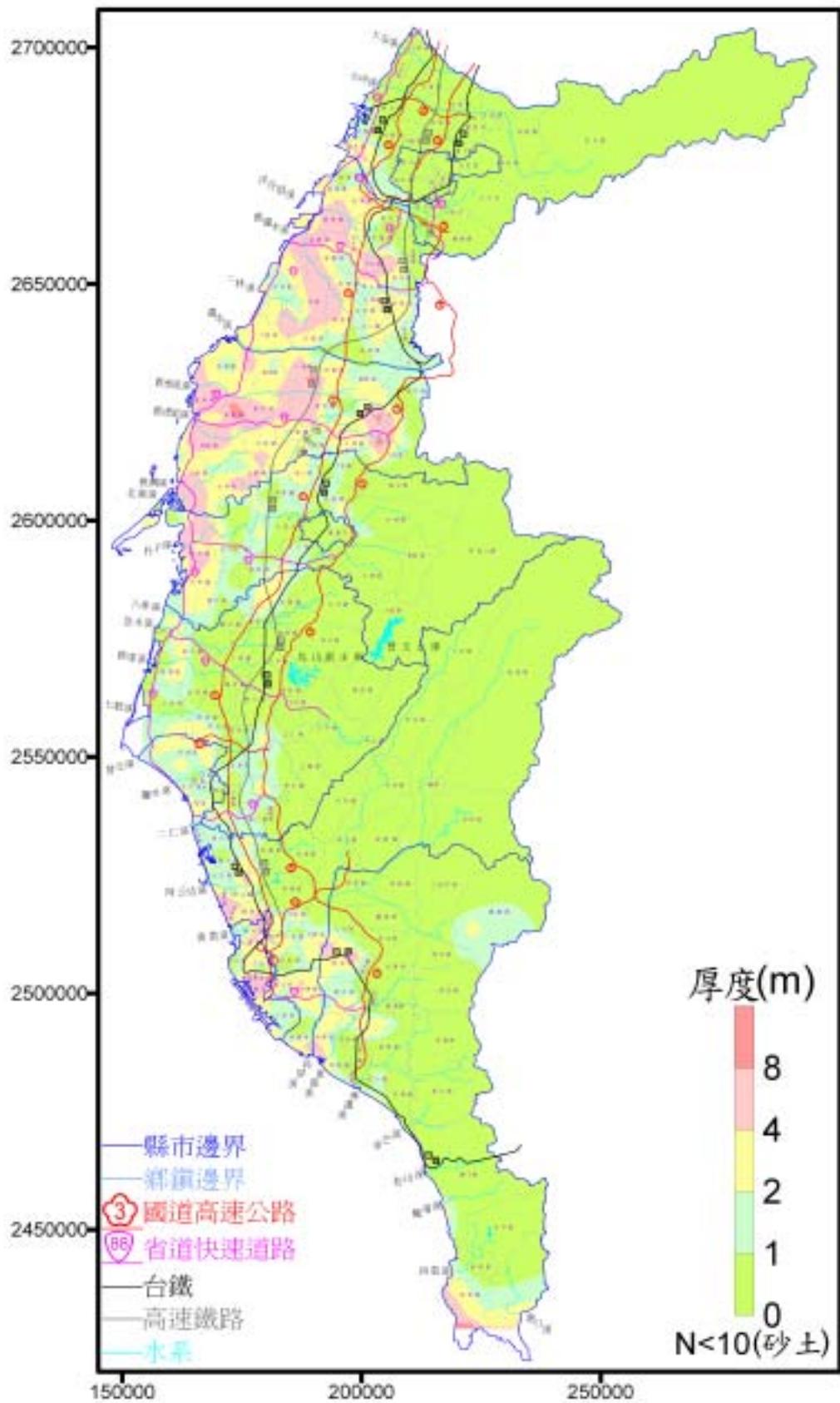


圖 7.8a 西南沿海軟弱砂土地層累積厚度分佈

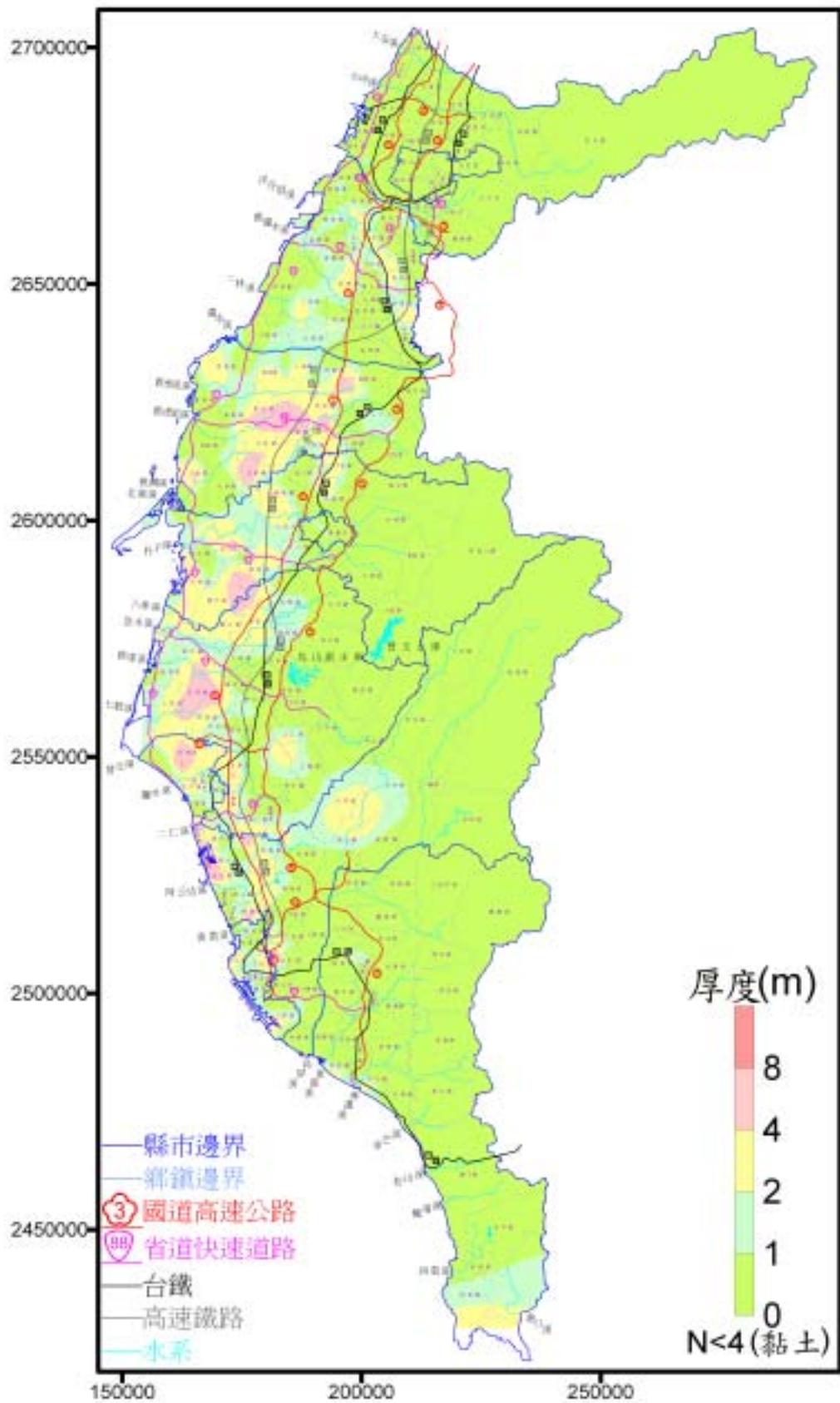


圖 7.8b 西南沿海軟弱黏土地層累積厚度分佈圖

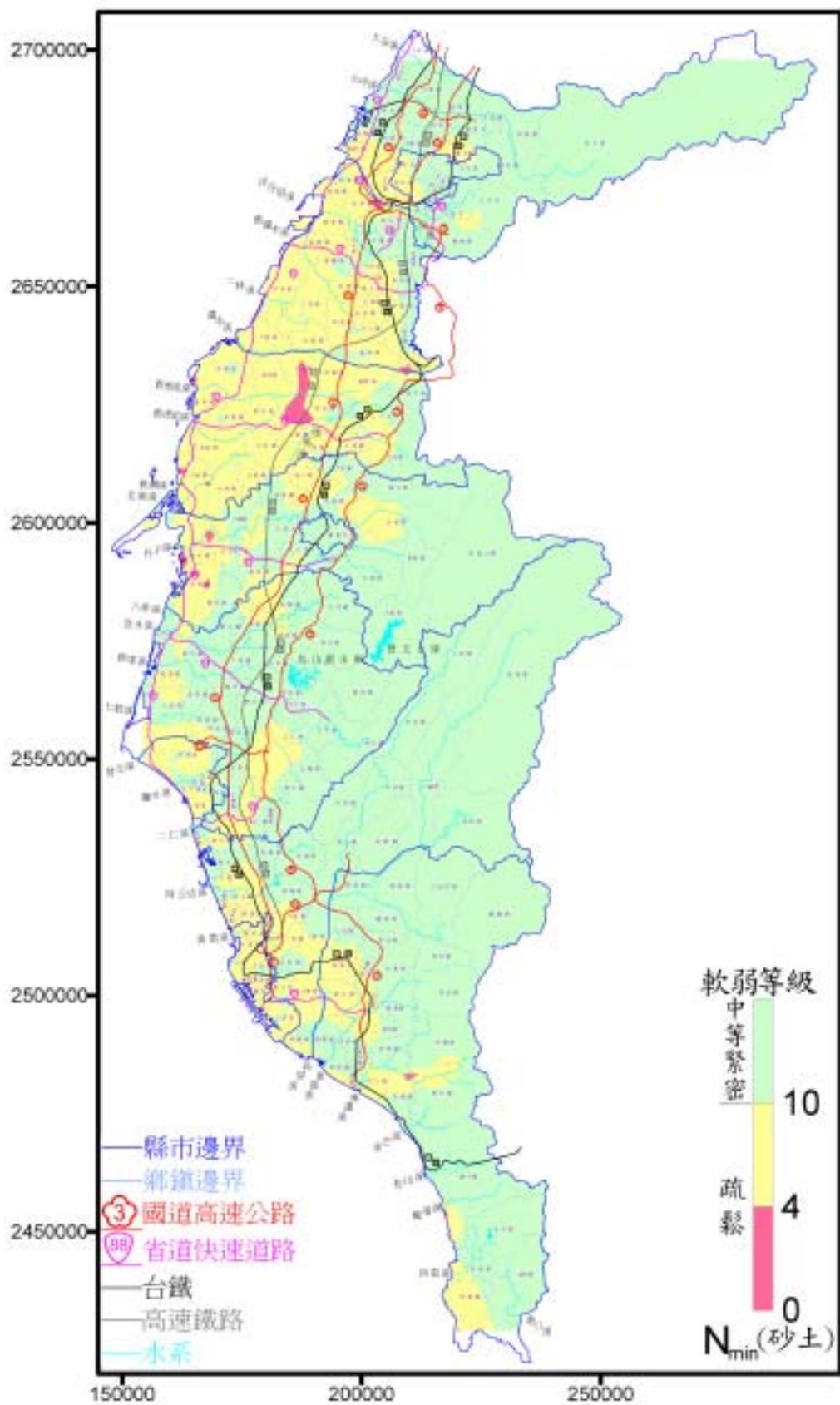


圖 7.9a 西南沿海砂質地質軟硬程度分區圖

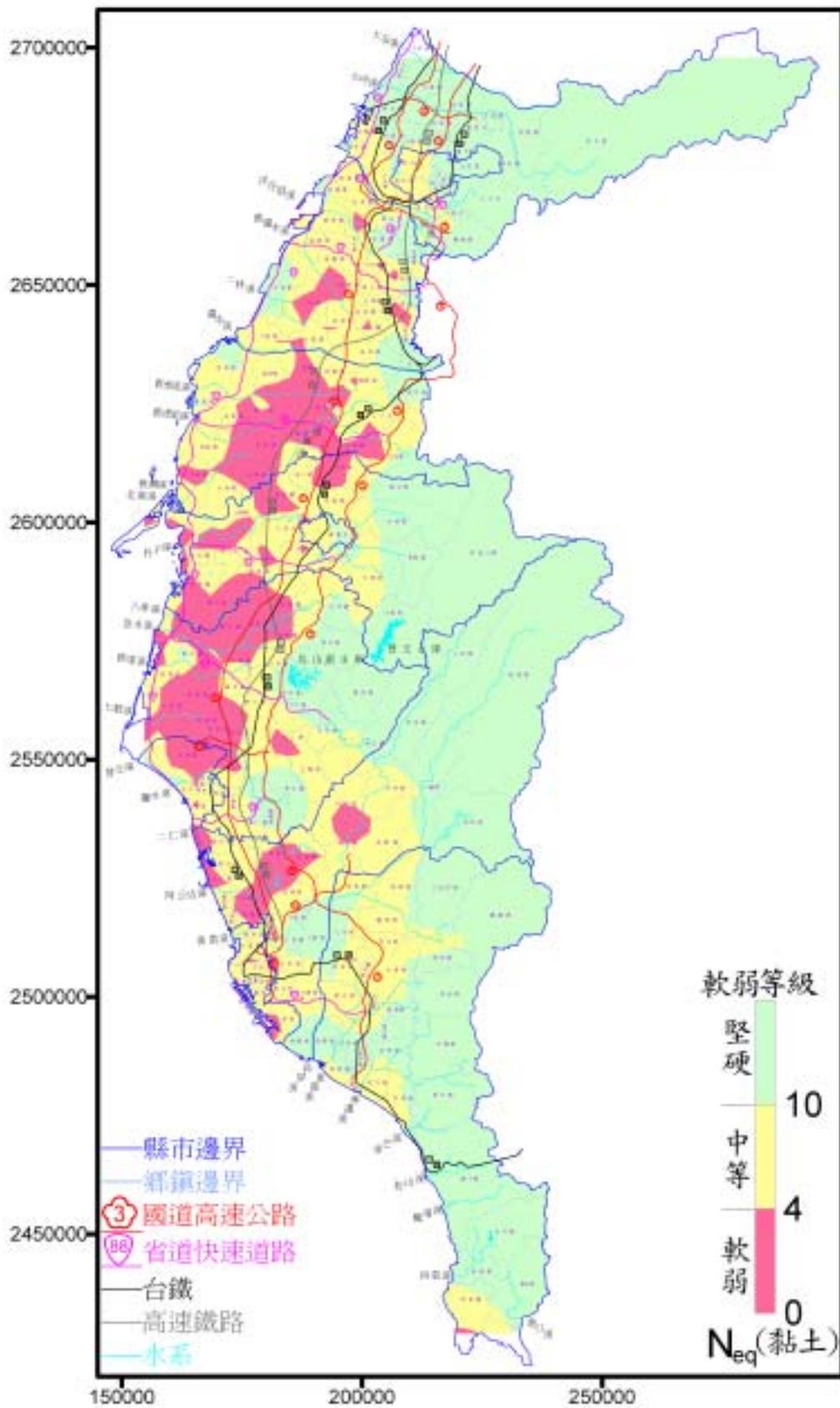


圖 7.9b 西南沿海黏性土壤軟硬程度分區

7.5 相關土壤力學參數分佈

7.5.1 土壤承載力

如 5.8 所提，由累積 N 值豐富的經驗可以預估軟弱地質之承載力，例如利用日本道路協會之軟弱地質指針(1977)建議 N 值與土壤單軸壓縮強度 q_u 之關係推估軟弱地質之承載力，即

$$q_u = \left(\frac{1}{8} \sim \frac{1}{2}\right)N \quad (\text{單位：kg/cm}^2) \quad (7-1)$$

取其保守估計，此處暫取最小值狀況即 $q_u=N/8$ 估計之，結果示於 [圖 7.10](#)，用以表現西南沿海七縣市地盤承載力之分佈概況。

7.5.2 水平反力係數

於地震頻繁地區，樁基礎常需承受水平載重，利用 N 值推估水平反力係數的公式甚多(房性中，1994)可供規劃及初步設計之參考，例如根據日本人赤井、高橋之建議，N 值與水平反力係數 K_h 之關係如下：

$$K_h=0.502N^{0.37} \quad (\text{單位：kg/cm}^3) \quad (7-2)$$

經換算分析之結果如 [圖 7.11](#)，用以表現西南沿海七縣市地盤水平反力係數之分佈概況。

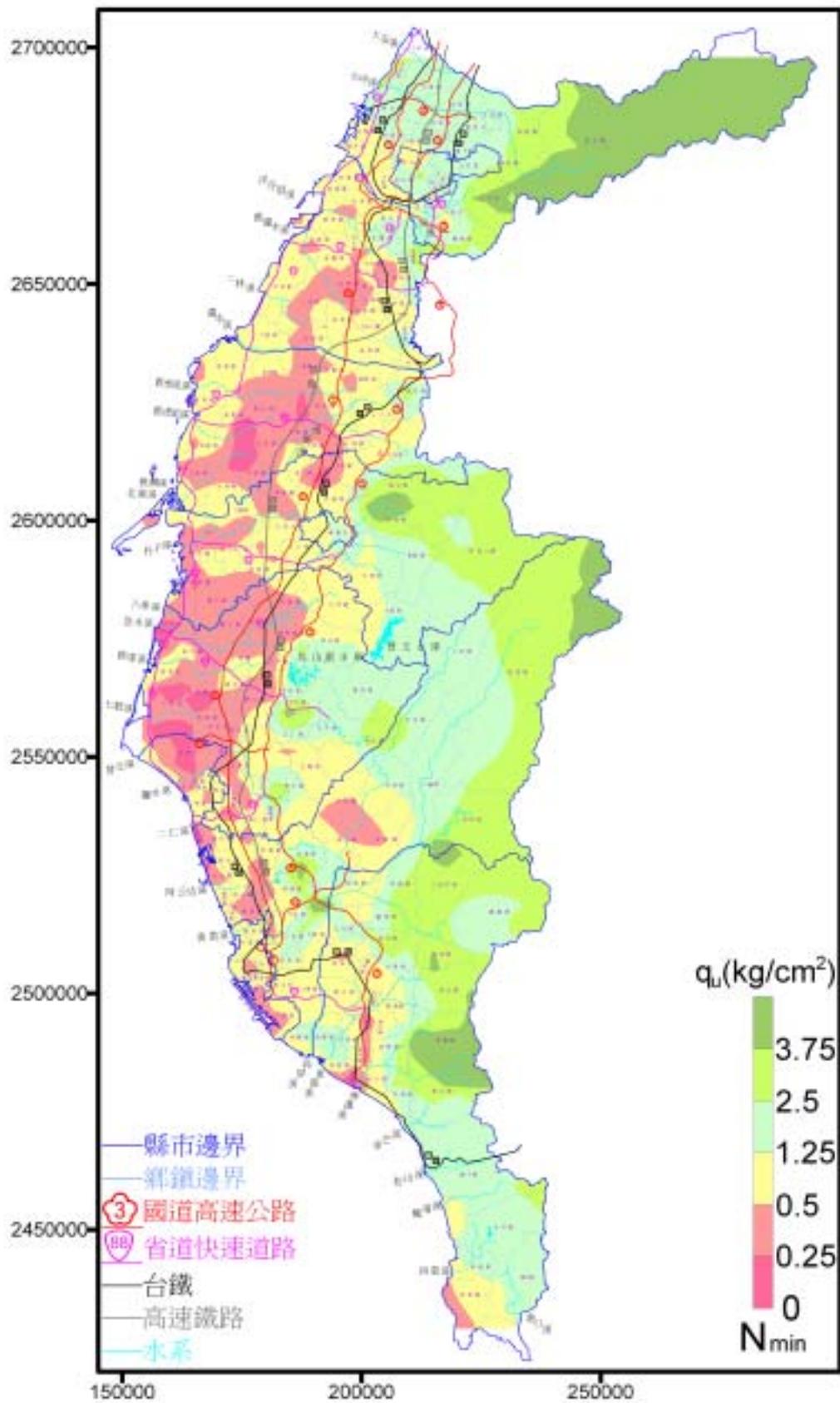


圖 7.10 西南沿海軟弱土層之承載力分佈圖

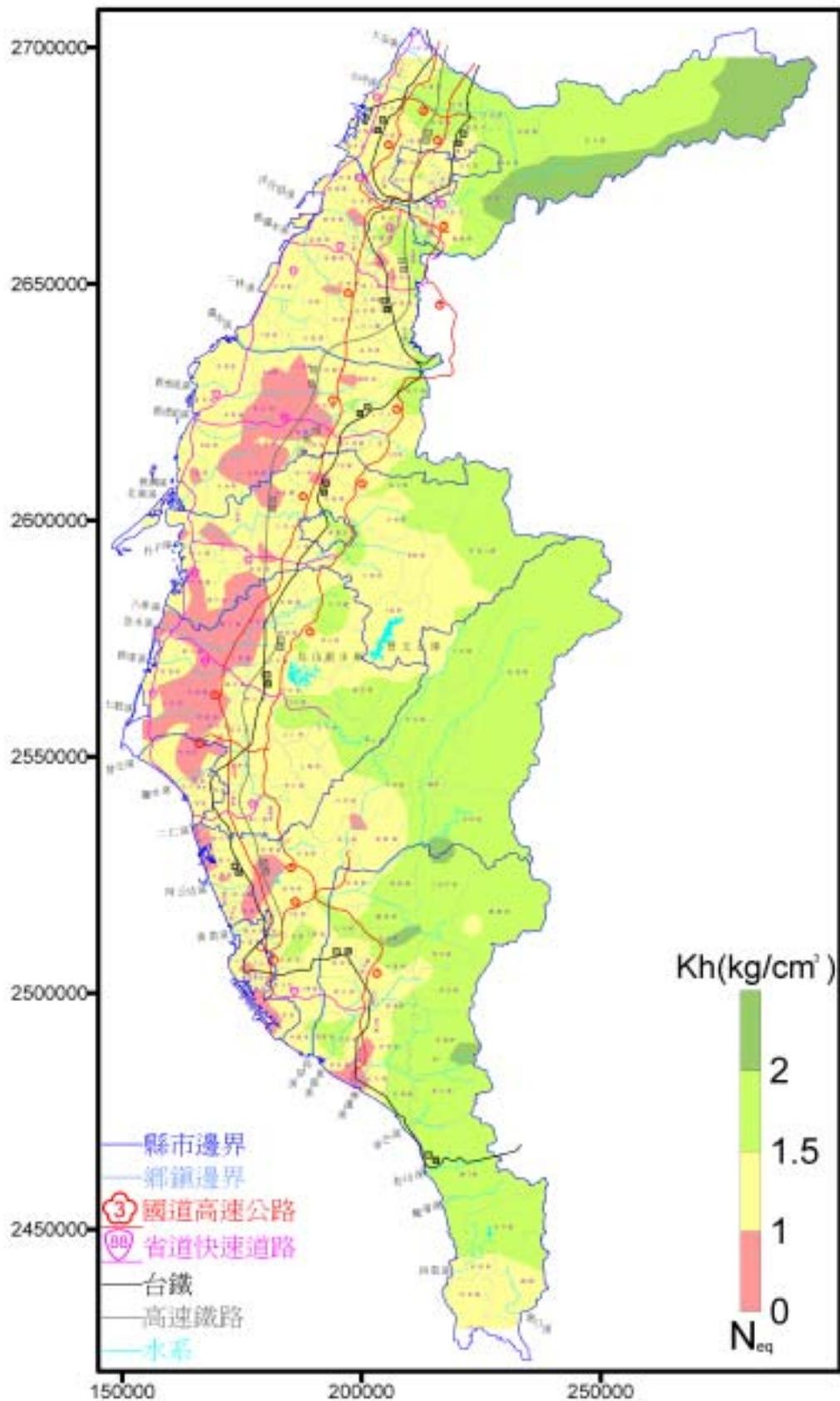


圖 7.11 西南沿海軟弱土層之水平反力係數分佈圖

第八章 軟弱地質交通結構物受損案例之探討

為了針對軟弱地質交通構造物中之路堤與橋墩基樁之災損原因有所瞭解，本案參與學者分別蒐集國內外之相關案例以及公開發表的研討會論文與期刊報導，進行分析與災害原因之歸納整理，以供後續對策之擬定。

本報告目前共計蒐集六個路堤受損案例(編號 A1~A6)以及四個樁基礎案例(編號 B1~B4)，其包含路堤沉陷、路面下陷、路橋引道差異沈陷、樁基下陷、沉箱側移、樁基傾斜等問題。這些案例大多位於本研究案設定之西南沿海七縣市的範疇內。

8.1 軟弱地質路堤工程受損案例

8.1.1 臺 78 線東西向快速道路(案例 A1)

雲林縣臺 78 線東西向快速道路由臺西向東延伸至古坑，全長約 40 餘公里，全線路堤工程設計高度約為 6~8 m，寬度約為 30~40 m。路堤工程荷重造成現場地盤之預期沉陷量為 20~30cm (由路中心線之測沉版量得)。

本案例位於 508 標之 32k+030~300 段(工程位置詳見圖 8.1)，施工中觀測之路堤工程構築高度及測沉版沉陷量之歷時曲線如圖 8.2 所示。本路段沉陷版之沉陷量隨路堤填土高度之增高而加大，當填土高度達到 3.75m 時，沉陷量之最終值已經接近 80cm，高於一般值甚大(通常小於 10cm)。

本案經研判可能是該場址軟弱地層之厚度過大所致，現場處理對策為考量長期穩定之壓密沉陷值後，再加高近 60 cm 的填方，以期達到原設計路堤工程之頂部高程。



圖 8.1 臺 78 線東西向快速道路案例之場址圖

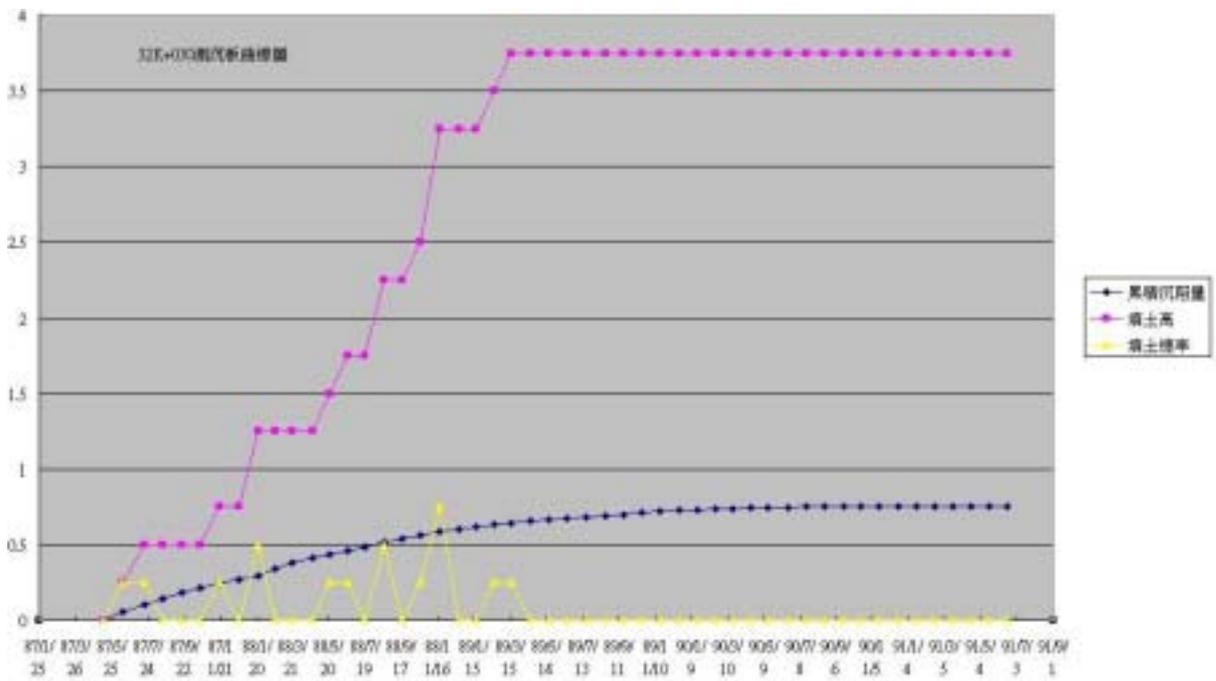


圖 8.2 臺 78 線東西向快速道路(32k+030)沉陷量歷時曲線圖

8.1.2 臺 86 線 13k+947 主線及側車道路面(案例 A2)

臺南縣臺 86 線 13k+947 主線，由地質鑽探資料得知此區細砂含量高，極易受雨水浸潤飽和影響(參見 交通部公路總局第五區養護工程處(新化工務段)，2003)。本路段於民國九十二年九月十一日受豪大雨之影響，導致路基及箱涵基礎等處之土壤遭到掏空而造成路面下陷，路面下陷深度約 40~50cm，長度約為 100m。災害路段地理位置圖詳見圖 8.3 所示。

為了穩定該處路基與箱涵基礎，交通部公路總局特於現場施作壓力灌漿工程進行緊急搶修。在壓力灌漿完成後，則利用小型推土機進行路面水泥漿液之清理工作，並利用高壓水柱清洗路面。本案災害搶修平面配置圖詳見圖 8.4，緊急搶修照片詳見照片 8.1~照片 8.3 所示。

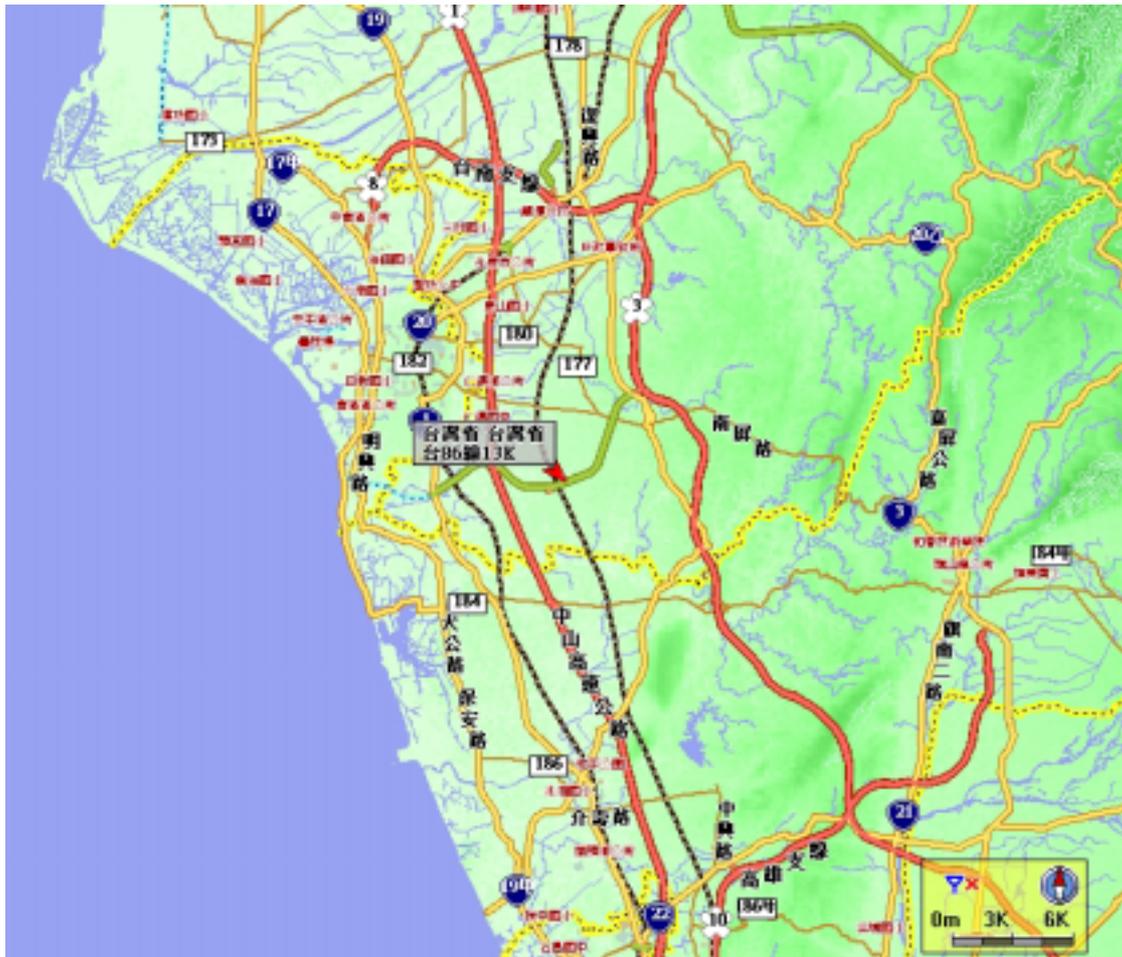


圖 8.3 臺 86 線 13k+947 災害路段地理位置圖

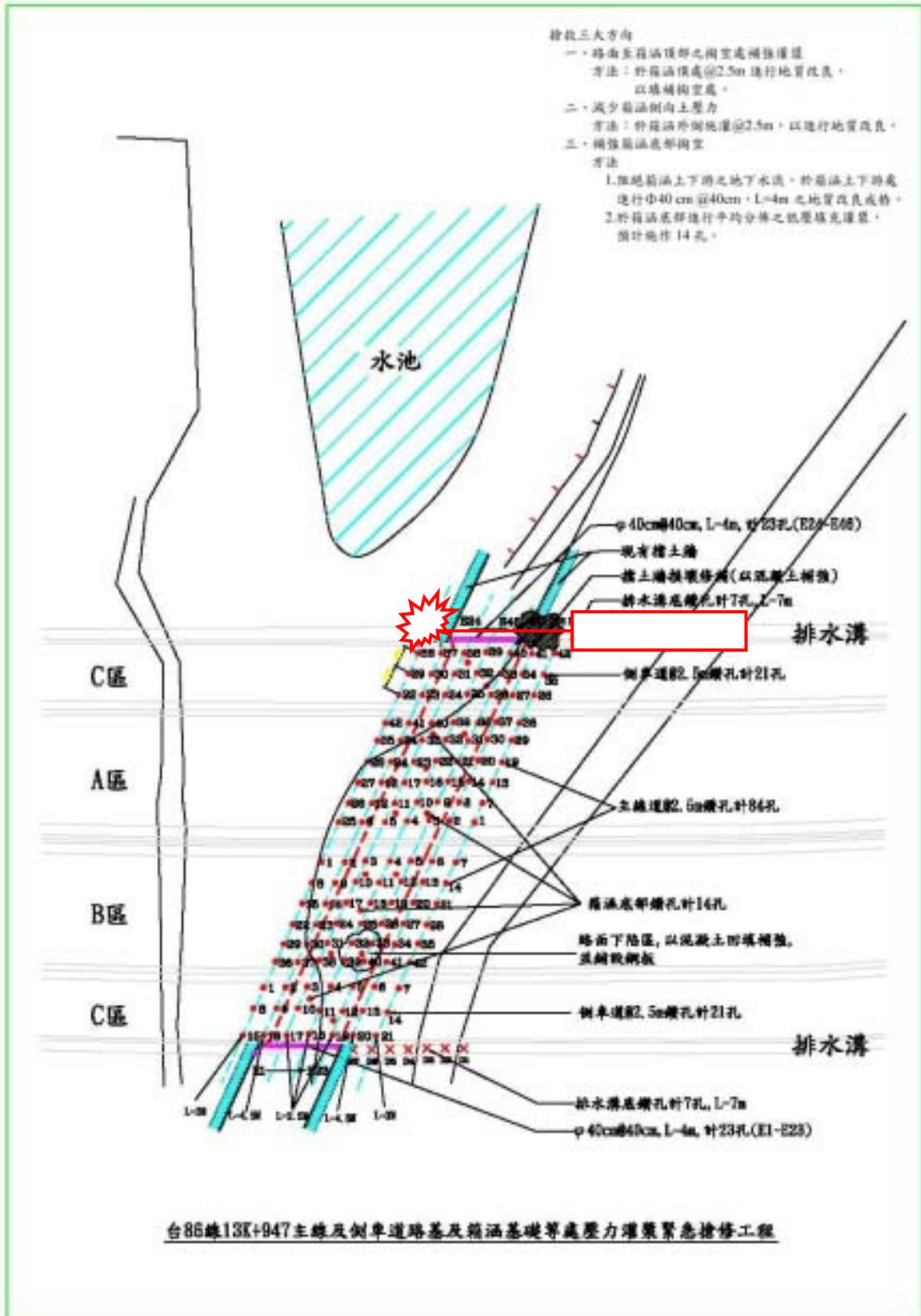


圖 8.4 臺 86 線 13k+947 災害搶修平面配置圖



照片 8.1 AB區車道內路基壓力灌漿照



照片 8.2 小型推土機清理水泥漿液照



照片 8.3 高壓水柱清洗路面照

8.1.3 臺中港區道路路面下陷(案例 A3)

臺中港區之主要道路系統，因路基土壤黏土層較厚，且因鄰近海邊導致地下水位較高，雖然路基完工後所進行之工地密度試驗均合乎規範要求，然當道路全部鋪設完工通車後，適逢大雨不斷，地下水位上升使得路基土壤軟化，造成路面車轍難行(林炳森等，2001)。

8.1.4 嘉義縣東石沿海地區地層下陷案例(案例 A4)

嘉義縣縣道 168 線 0K+800~1K+200 段曾於 87 年進行路基加高工程，但是因當地地層逐年下陷，導致滿潮時海水倒灌，路面又發生淹水的情形(交通部公路總局第五區養護工程處(水上工務段)提供之書面資料)。而臺 17 線 116K +200~116 K+900 段因地勢低窪以及地層下陷的影響，每逢豪雨、漲潮時，潮水便會淹至路面 (如照片 8.4 所示)。



照片 8.4 臺 17 線 116K+500 積水照 (94.06.18)

8.1.5 臺 17 線 133K+740~133K+770 之南下車道路段(案例 A5)

嘉義縣布袋鎮過溝村團結橋北端臺 17 線 133K+740~133K+770 之南下車道路段，因該地區地勢低窪，使得下雨常導致側溝積水，而部份地下管線年代久遠無可考，施工中亦常遭挖斷。由鑽探資料得知，此區域多為沉泥質粘土分佈，路基容易受外加荷重造成過量的沈陷，而擋土牆則容易因不均勻沉陷產生破壞，橋台引道與橋墩間也有差異沈陷的問題(臺灣省交通處公路局西部濱海公路南區工程處，1992；臺灣省交通處公路局西部濱海公路南區工程處，1997；翁有來，2002)。

交通部公路總局選擇本路段進行保麗龍(簡稱 EPS)實驗性路堤之修築(參見(黃景川、呂秀崑，1999))，本實驗性路堤長 30m、寬 3m、高 1.5m，其內容係以密度約 25 kg/m^3 之保麗龍 EPS 塊體(容許壓縮應力 0.7 kgf/cm^2)，配合 10 cm 厚之 RC 版及 H 版鋼側牆來構築，其施工設計斷面如圖 8.5，現場施工照片如照片 8.5 及照片 8.6 所示。因保麗龍具有自重輕、不需分層滾壓以及受天候影響較小...等之特性，所以多用於搶修不穩定帶之路堤工程，或是必須急速搶修之管線工程。該公路自民國 84 年 12 月完工後通車至今，路面及側牆尚無任何異狀。

本案在 EPS 路堤之不同位置及高程共安裝三處工字型變型量測架，使用之變位計為 Mido-risokki LP-100，其儀器精度約為 0.1%(即 0.1mm)，已經足夠顯示路堤之變形量。觀測期間共量測四次，測點間距 5~10m，觀測 EPS 路堤縱斷面平坦度之變化，其結果歸納於表 8.1。

第一測點位於試驗路段北側舊有路面，假設該處已承受車輛長期載重且達穩定狀態，相對於 EPS 路堤(NO.3~9 測點)及新填土路段(NO.10~13 測點)而言，其可概略地視為不動點，因此，以第一測點為相對高程點 EL+0，並以第二、三、四次檢測各點之相對高程與第一次相對高程之差值為縱座標，如圖 8.6 示。最大沈陷點略發生於 EPS 路堤中段(NO.6、7)附近，最大相對沈陷點發生於第二次檢測時，而第四次檢測時則高程有略有回升現象，若不計中間變動，則 EPS 路堤在第一、四次檢測之八個月期間累計約有 5mm 之地表沈陷，最大沈陷約 11mm。在交通頻繁衝擊下，經過三個月壓縮量觀測，EPS 壓縮變形發

生於路基級配層填築時 (約 3~9mm)，其後累積變形甚小 (4~12mm)。EPS 總壓縮量累積值上層約 12mm，下層約 4mm。

一般 EPS 工法雖適用於軟弱地層，但由於有浸水上浮之現象，須檢驗滯留水上浮力對結構體之安全係數分析。所以必須詳查地質條件以及週邊環境之情況，項目包括地質(土層構成、軟弱土層深度及壓密特性)、地下水位、雨季最高水位、排水狀況、地面高程及公共管線。

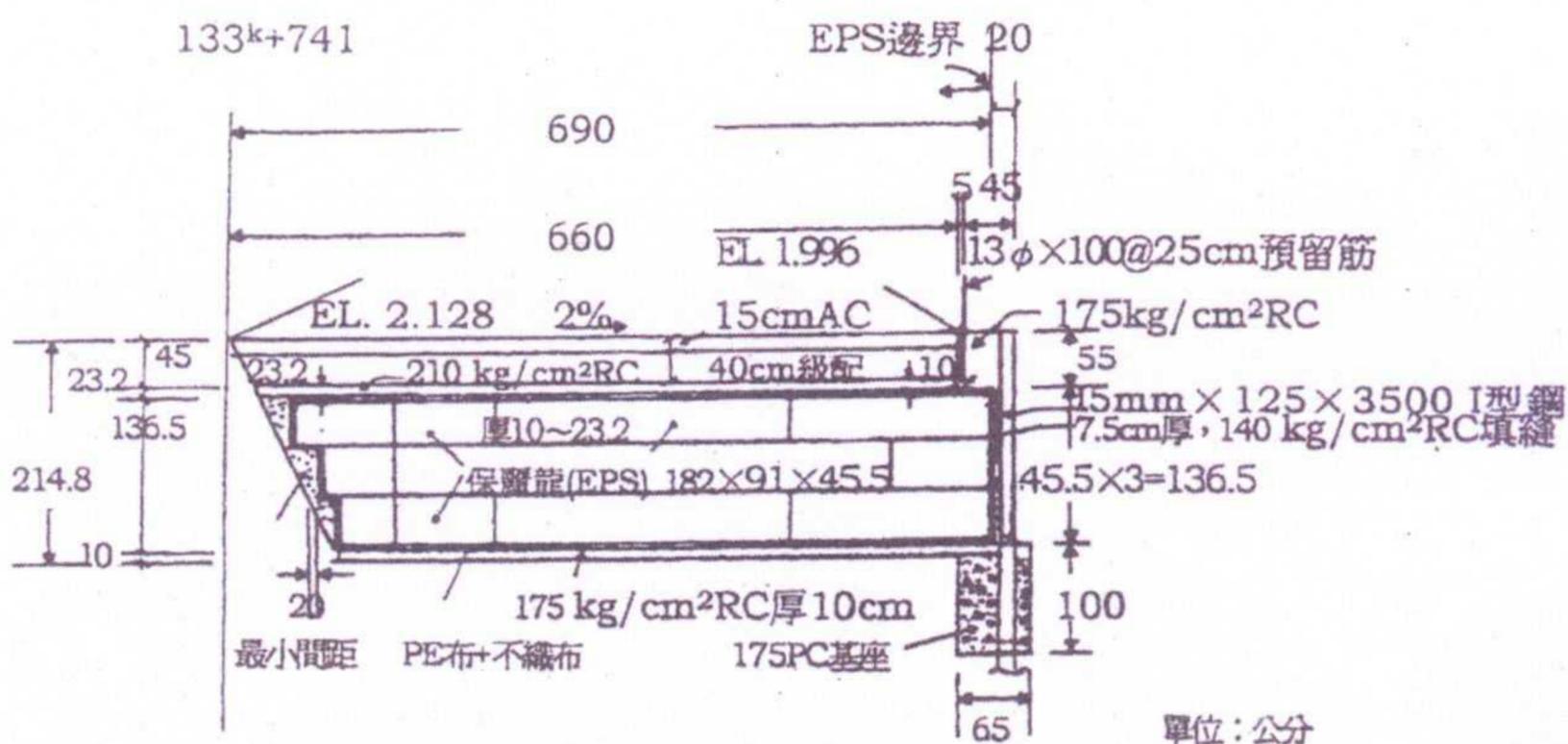


圖 8.5 EPS 試驗路堤設計斷面圖



照片 8.5 頂部 10cm 厚 RC 版之鋼筋組立與混凝土澆置照



照片 8.6 RC 底版上方及路堤側面鋪設不織布、PE 布及 EPS 塊體照

表 8.1 EPS 路面高程觀測統計表

次數	日期	測點之箱尺讀數, cm (括號內讀數是相對於測點一之相對高程)												
		1	2	3*	4*	5*	6*	7*	8*	9*	10	11	12	13
一	7月23日	136.4 (0.0)	137.1 (-0.7)	129.4 (7.0)	130.9 (5.5)	131.2 (5.2)	130.3 (6.1)	128.3 (8.15)	124.5 (11.9)	120.8 (15.6)	115.2 (21.2)	111.3 (25.1)	107.4 (29.0)	—
二	10月15日	129.0 (0.0)	129.2 (-0.2)	121.8 (7.2)	123.5 (5.5)	123.5 (5.5)	129.2 (5.7)	121.3 (7.7)	117.2 (11.8)	113.2 (15.8)	107.9 (21.1)	103.5 (25.5)	99.4 (29.6)	98.1 (30.9)
三	12月16日	125.0 (0.0)	125.0 (-0.8)	118.8 (6.2)	120.4 (4.6)	120.7 (4.3)	125.0 (5.0)	117.9 (7.1)	114.2 (10.8)	110.3 (14.7)	104.4 (20.6)	100.1 (24.9)	95.2 (29.8)	94.5 (30.5)
四	3月26日	128.9 (0.0)	129.8 (-0.9)	122.4 (6.5)	123.8 (5.1)	124.0 (4.9)	123.4 (5.5)	121.0 (7.9)	117.5 (11.4)	113.5 (15.4)	107.9 (21.0)	104.0 (24.9)	100.0 (28.9)	98.8 (30.1)

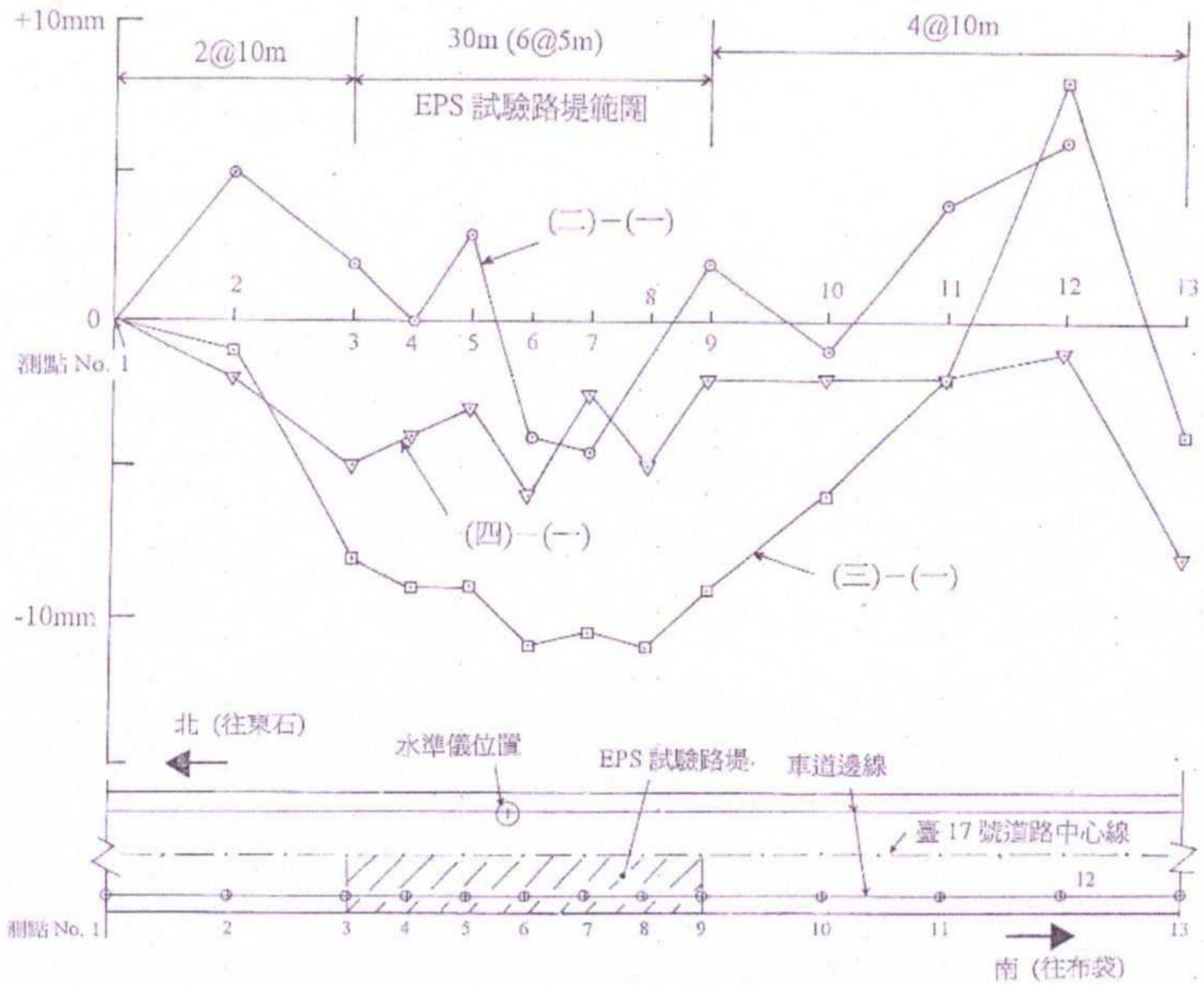


圖 8.6 EPS 路面高程觀測對照圖

8.1.6 臺中港碼頭 921 地震受損案例(案例 A6)

臺中港位於臺灣西部海岸中央，距北部基隆港和南部的高雄港各約 110 哩之航程，為臺灣中部地區對外貿易之重要門戶。臺中港區配置圖詳見圖 8.7。

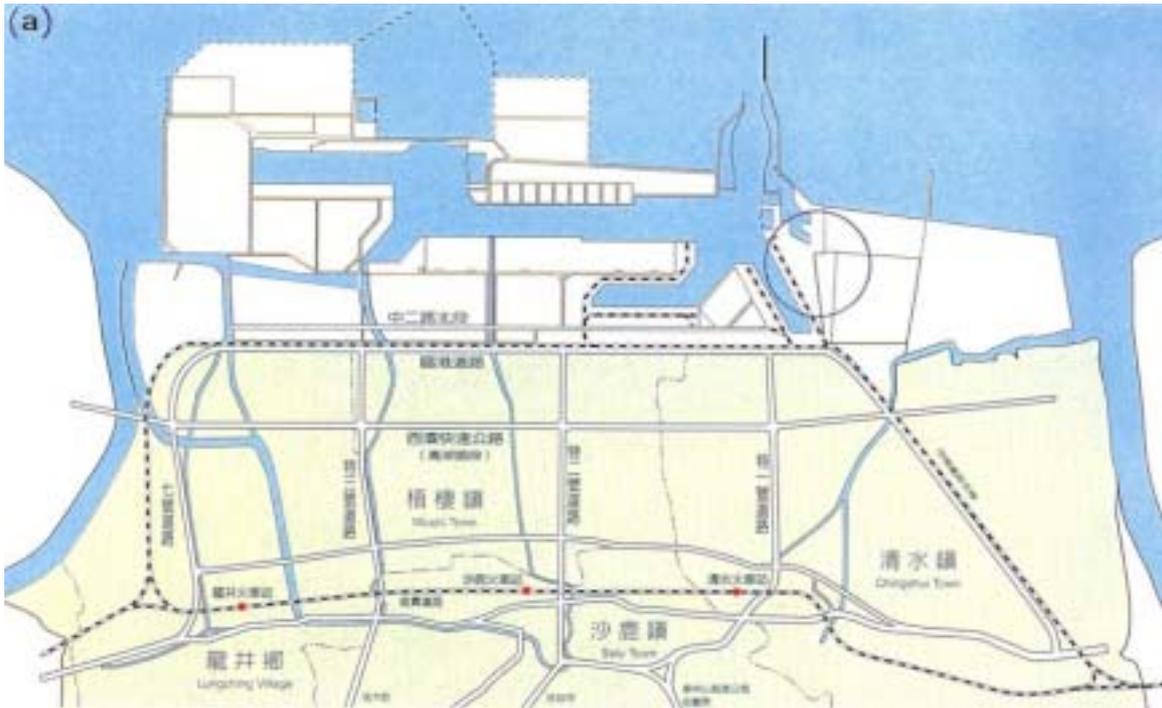


圖 8.7 臺中港區配置圖(資料來源：臺中港務局)

- 1.地質條件：依據臺中港務局於港區內進行的鑽探資料顯示，臺中港地質構造屬現代沖積層，其接近地表處之主要土壤成分為沉泥、砂土層。高程為-60M 時多為沉積砂土層，屬不良承載地區。
- 2.地質背景：(A)臺中港位於臺灣西部海岸線中央，大甲、大肚二溪所沖積而成之西部海岸平原上，其地質構造屬臺灣第三紀地盤盆地中之臺西-臺中構造盆地。(B)地盤構造由地表而下依序為現代沖積層、上新世及更新世未固結之頭嵛山層、上新世之卓蘭層及錦水頁岩層。
- 3.地表現代沖積層概況：(A) 由河川沖積及海洋沖積雙重作用下而形成之厚層砂土層，厚度在 200M 以上。(B)主要成份為沉泥質砂、砂質沉泥、黏土質沉泥及沉泥質黏土等交雜而成，僅於較深層處含少許礫

石層，其礫石之粒徑亦不超過 6cm。

4.地質鑽探資料如表 8.2 所列、災損狀況則列於表 8.3。

5.921 災損狀況歸納：

- (1) 1~4 碼頭大量砂湧，數量約 3000 立方公尺，高達 70 公分，不但覆蓋軌道，更淹沒車輪及轉轆閘柄。
- (2) 地盤裂開下陷深達 6~7 公尺，造成軌道懸空，扭曲變形，如照片 8.7、照片 8.8。
- (3) 因地盤滑動、擠壓、造成 50 公分厚的 PC 軌道混凝土和鋼軌形同刀割被切斷。
- (4) 5~8 碼頭 PC 軌道受擠壓混凝土版龜裂或切斷，鋼軌扭曲變形，埋入式道岔鋼軌斷裂，如照片 8.9。
- (5) 13 號碼頭砂湧掩埋鋼軌面，如照片 8.10。

表 8.2 臺中港區鑽探資料對照表

項目		內容
港區歷年 鑽探資料	地表下 10M 以上	以灰色細中砂為主，其緊密度在疏鬆至中等緊密程度之間，尤其在近地表處之土壤粒徑分佈均屬不良級配之中細砂，為基礎不良之承載層。
	地表下 10M 以下	(1) 以沉泥質細砂為主，土層間有交錯沉積現象，層間含複雜不延續之黏土質沉泥或沉泥質黏土層，其厚度隨地區不同而有從幾公分至 2M 以上者，甚為散亂。 (2) 土壤緊密度於同一深度中亦甚為散亂，大致於高程-25M 以下為中等緊密以上(標準貫入試驗 SPT-N 值>30)，於高程-80M 以下屬極緊密(SPT-N 值>100)堅硬之層次，可提供較佳之承載力。
地震後碼頭背填區 鑽探資料	噴砂粒徑分析資料	由現地噴砂採樣進行粒徑分析之結果，中值粒徑 D_{50} 之分佈較為散亂，其值介於 0.06~0.11mm 之間，而均勻係數 C_u 分佈於 4~5.2 間，曲率係數 C_d 為 1.78~2.15，細粒料含量 FC 則從 30%到 80%
	碼頭鑽探資料	依據交通部港灣技術研究中心(1999)鑽探資料，碼頭背填區除表層之卵礫石級配外，平均深度在-1.8M~-13.5M 間主要為沉泥質細砂(SM)或低塑性沉泥(ML)，其 SPT-N 值幾乎均小於 10，尤其在深度平均為-4.5M~-7.5M 間最為軟弱。

表 8.3 臺中港區 921 地震災損情形表

碼頭	碼頭型式	受損情形	
		碼頭本體	後線背填區
1 號碼頭	重力式沉箱碼頭	1.沉箱沉陷 25~55cm 2.沉箱外移 15~148cm 3.沉箱傾斜 3/1000 4.平行碼頭輸送帶架樑受損	1.背填土流失 2.地面坍塌破裂嚴重，出現許多坑洞 3.倉庫地基掏空、損壞 4.崗亭傾倒、繫船柱坍塌 5.後送輸送帶傾倒 6.鐵軌嚴重扭曲
2 號碼頭	重力式沉箱碼頭	1.沉箱沉陷 9~55cm 2.沉箱外移 70~125cm 3.沉箱傾斜 3/1000	1.背填土流失 2.地面坍塌破裂嚴重，出現許多坑洞 3.繫船柱坍塌 4.鐵軌嚴重扭曲
3 號碼頭	重力式沉箱碼頭	1.沉箱沉陷 10~95cm 2.沉箱外移 65~170cm 3.沉箱傾斜 3/1000 ~ 4/1000	1.背填土流失 2.地面坍塌破裂嚴重 3.繫船柱坍塌 4.平行碼頭輸送帶下陷 80cm 5.後送輸送帶架下陷 6.鐵軌嚴重扭曲
4 號碼頭	重力式沉箱碼頭	1.沉箱沉陷 10~25cm 2.沉箱外移 15~109cm 3.沉箱傾斜 3/1000	1.背填土流失 2.地面坍塌破裂嚴重 3.多座糖蜜儲槽受損，糖蜜外洩 4.繫船柱坍塌 5.鐵軌嚴重扭曲
4A 號碼頭	重力式沉箱碼頭	1.沉箱沉陷 25~35cm 2.沉箱外移 35~55cm 3.沉箱傾斜 3/1000	1.背填土流失 2.地面坍塌破裂嚴重 3.多座糖蜜儲槽受損，糖蜜外洩 4.繫船柱坍塌 5.鐵軌嚴重扭曲



照片 8.7 1~4 號碼頭地盤下陷軌道懸空、扭曲變形照



照片 8.8 1~4 號碼頭地盤滑動、擠壓造成鋼軌斷損照



照片 8.9 5~8 號碼頭岔尖處基本鋼軌挫曲照



照片 8.10 13 號碼頭湧砂掩埋鋼軌照

1.破壞機制：

重力式之碼頭，通常使用沉箱、空心塊或L型塊等方式築成碼頭，以其本身之重量承受來至碼頭上方之載重、背面之背填土壓力、正面之水(波浪)壓力及船舶衝擊力。因碼頭重量集中，於基礎軟弱地盤處易造成滑動、且沉陷量大，故僅適用於基礎地盤較良好之處。

因地震作用而造成沉箱碼頭的破壞(見圖 8.8 所示)，一般均屬 (1) 滑動破壞、或 (2) 因土壤液化產生之不均勻下沉，亦或是兩者相伴發生。1955 年 1 月之日本阪神大地震，造成神戶港區許多地方(如港島、六甲島等地區)沉箱式碼頭之損害，其破壞均亦伴隨發生土壤液化現象，由日本運輸省港灣技術研究所針對神戶港破壞模式所做之大型水工模型振動試驗及數值動態模擬之分析結果可知，造成災害之主要機制有下列三點：

- 1.因超過設計地震力 1~2 倍之地震震動之慣性力與土壓力而產生變位及傾斜。
- 2.背填區因土壤液化之側向擴展而引致土壓力增加。
- 3.基礎置換砂因土壤液化所造成的地盤之變形及下陷。

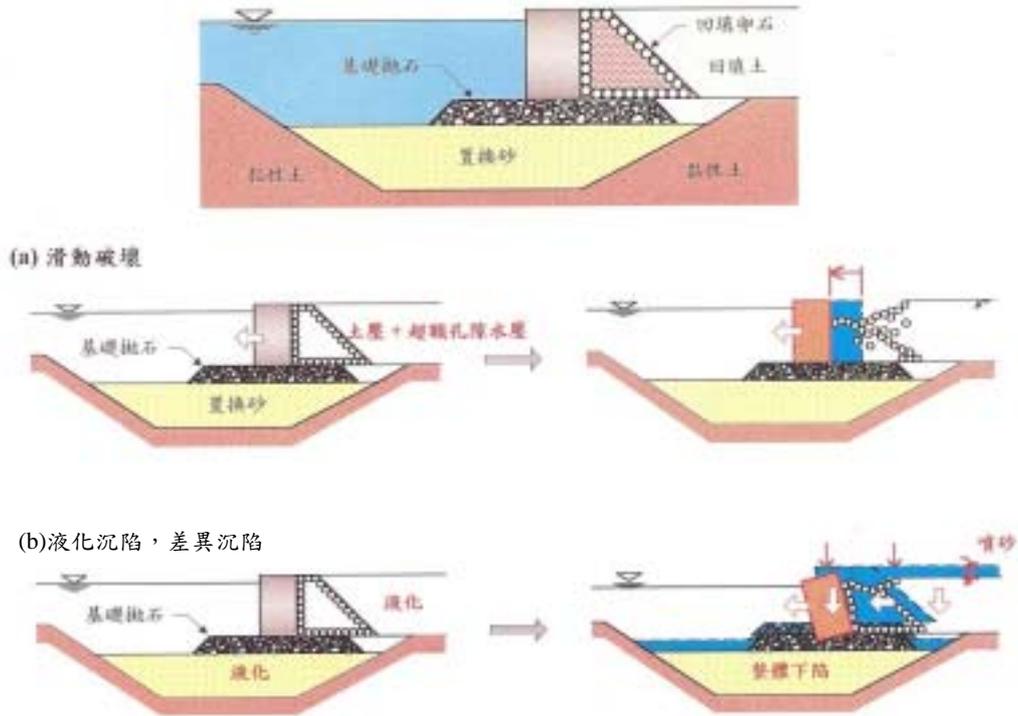


圖 8.8 重力式沉箱碼頭受震災損模式(改繪自：林呈等，2000)

然而，受災之臺中港 1 至 4A 號碼頭，經調查研究可知，災損情形及可能原因可分為三方面：

1. 因受強震之影響，碼頭背填土產生極大之動態土壓力及動態水壓力，造成沉箱式碼頭向海側平移、傾斜(模式 1)，見圖 8.9。
2. 後線背填區因地震引致土壤產生液化，導致碼頭後線儲轉區地層產生下陷情況(模式 5)。
3. 由於碼頭後線背填土區土壤產生液化，且其側向土壓力及土壤流動性增加，使背填土砂因填補碼頭位移量及滲漏現象而往海側流失，因此碼頭岸肩附近有下列及大坑洞之產生(模式 1、5)。

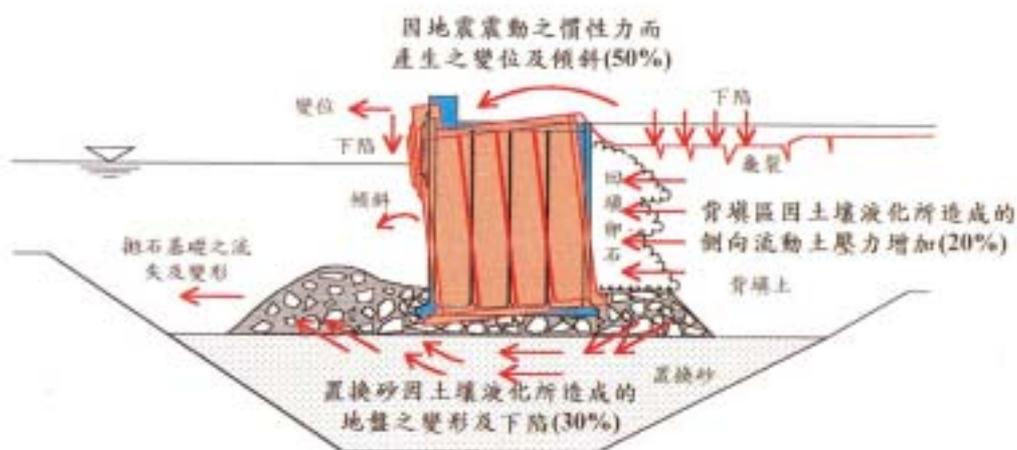


圖 8.9 重力式碼頭受地震作用災損情形圖

8.2 基樁工程受損案例

8.2.1 臺灣高速鐵路之土庫段(案例 B1)

1. 案例概述

臺灣高速鐵路沿中山高速公路西側行經雲林縣境，全部以高架方式通過此平原地帶。本案例位於 C270 標之土庫預鑄場 (如圖 8.10 所示)，恰好位於該縣地層下陷管制區內，圖 8.11 顯示該場址 (雙箭頭處) 周遭之沈陷等值線及地下水流向量圖 (民國 90 ~ 91 年)，得知場址內之該年沈陷量近 7 cm，而其兩側地下水流向量之匯集處代表「抽水井」之集中區，顯然與場址之過量沈陷密切相關。圖 8.12 為民國 91 ~ 92 年高速鐵路之土庫段沈陷之歷時曲線，該年度最大沉陷量接近 14 cm。



圖 8.10 臺灣高速鐵路 C270 標中央路上之預鑄場址位置

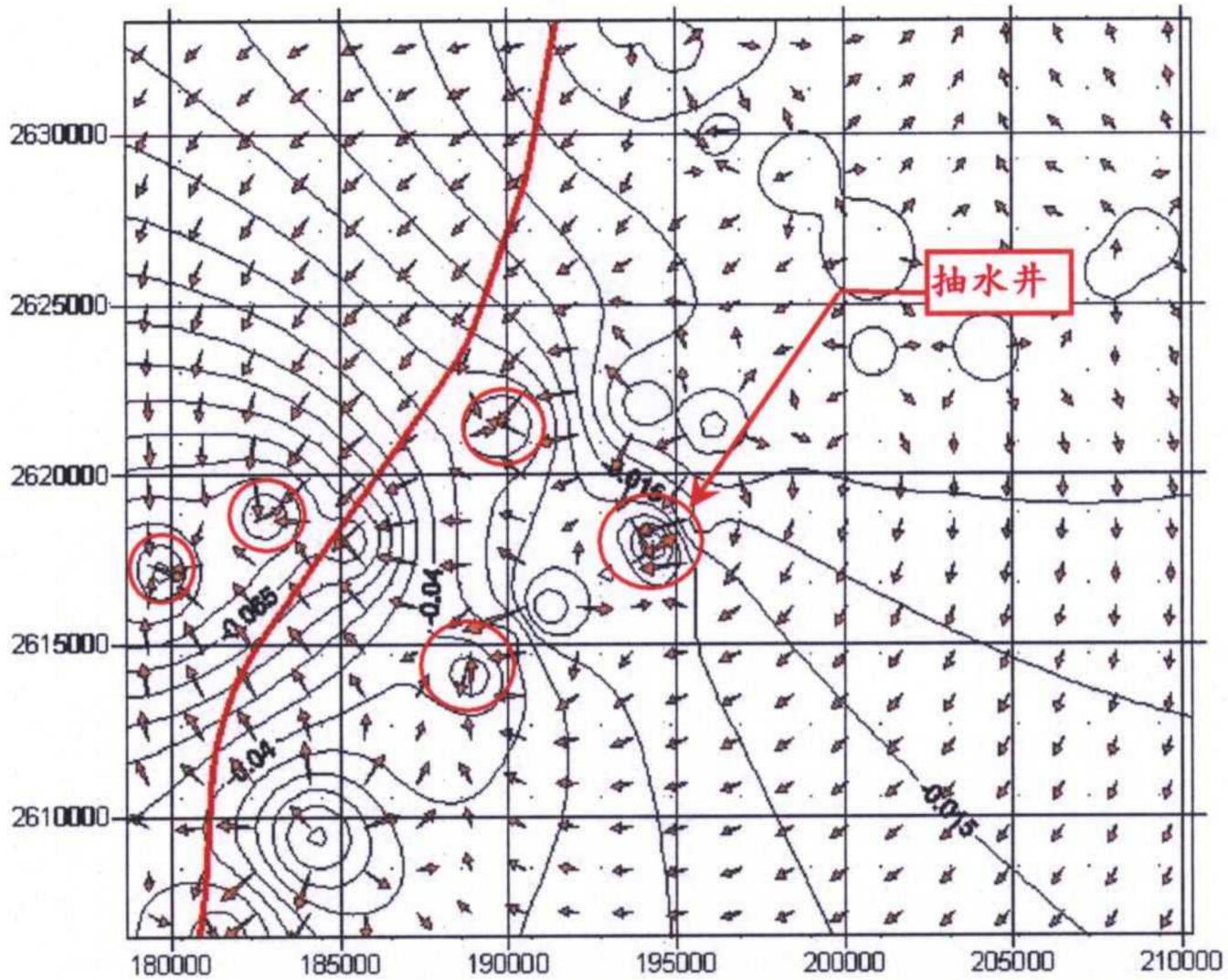


圖 8.11 高速鐵路 C207 標預鑄場周遭沈陷等值曲線及地下水流向量圖 (90-91 年)

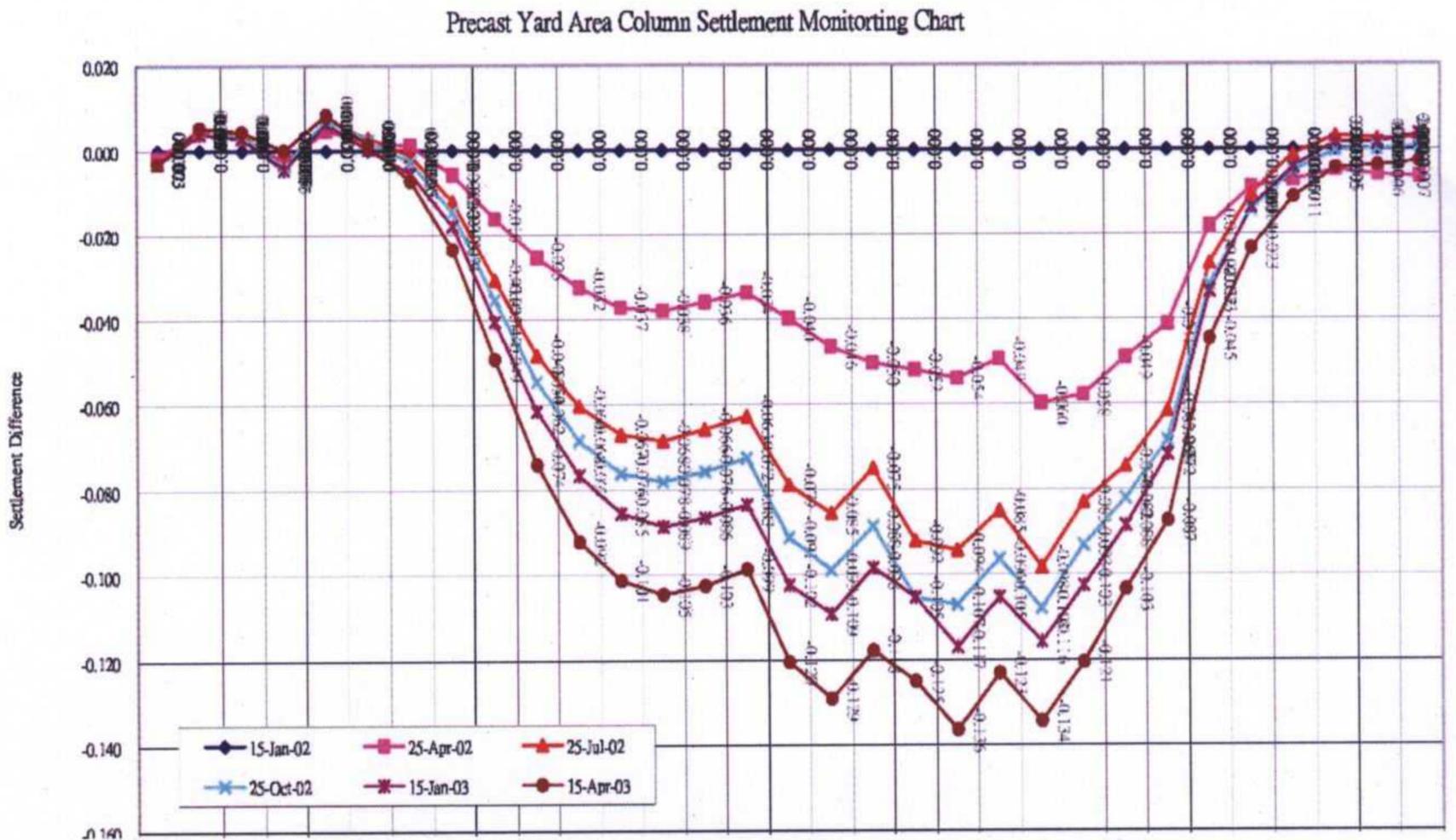


圖 8.12 高速鐵路土庫段之沈陷歷時曲線圖 (91-92 年)

2.地層下陷對高鐵工程之影響

臺灣西南沿海地區由於超抽地下水，相繼發生地層下陷問題，高鐵路線規劃時雖已避開沿海地層下陷區，惟後來雲林地區之地層下陷現象由沿海向內陸推移，致對高鐵沿線雲林路段橋梁結構造成潛在不利影響。依雲林地區發生地層下陷之深度來區分，對高鐵橋梁可能造成之影響計如下兩方面：

(1)淺層地層下陷(約 70m，高鐵基樁長度範圍內)

由於橋梁基樁周圍土層下陷可能對基樁產生向下摩擦力(俗稱負摩擦力)，造成基樁承载力降低問題。依規範規定，若在基樁長度內之地層每年下陷量超過 4 公分時，基樁負摩擦力將全部發揮，導致基樁承载力降低。

(1)深層地層下陷(70~300m)

造成橋梁兩基礎間之差異沉陷問題。依高鐵設計規範規定，橋梁兩基礎間差異沉陷容許坡度，簡支梁式橋梁為 1/1,000，連續梁式橋梁為 1/1,500。

3.高鐵雲林路段地層下陷之情形

依最近 92~93 年臺灣高鐵公司及經濟部水利署對雲林高鐵沿線之地層下陷監測資料顯示，目前地層下陷情況仍在高鐵設計規範規定之範圍內，尚不致對高鐵營運造成影響，說明如下：

(1)依經濟部水利署對雲林高鐵沿線地區之監測結果，淺層地層於 92 年之年沉陷量為 1.9 公分，而臺灣高鐵公司於 92 年 10 月~93 年 8 月計 10 個月進行高鐵沿線地層下陷監測結果，淺層地層最大沉陷量約 2.6 公分(全部地層之最大沉陷量為 13.19 公分)，均小於高鐵設計容許年沉陷量 4 公分。

(2)再依臺灣高鐵公司 92 年 10 月~93 年 8 月計 10 個月之監測資料，計算高鐵橋梁基礎間差異沉陷坡度結果，簡支梁式橋梁最大為 0.69/1000，連續梁式橋梁最大為 0.47/1,500，尚小於高鐵設計規範規定之簡支梁 1/1,000 及連續梁式橋梁 1/1,500 之規範容許值。

4.政府之因應措施

鑑於雲林地區因地面水源不足，導致地下水超抽及地層嚴重下陷，可能對未來高鐵營運造成潛在不利的影響，政府非常重視本案，行政院游前院長於92年5月1日、5月21日及93年4月28日三度召開會議，裁示相關防治措施摘述如下：

(1)地下水管制區之劃設及管制

儘速辦理雲林縣境內高鐵沿線「地下水管制區」公告事宜，並加強地下水管制，嚴格禁止高鐵沿線附近新設水井，並對既有違法水井妥善規劃執行取締、封填工作。(93年中已完成劃設公告)

(2)高鐵沿線五百公尺範圍內違法水井封移

請雲林縣政府針對土庫、北港及元長等三鄉鎮高鐵沿線兩旁各五百公尺範圍內，合計2491口違法水井進行封填作業。(雲林縣政府基於農業民生考量，暫時執行。惟因農用水井深度不深，僅會產生淺層地層下陷，且依監測資料顯示淺層地層下陷量僅占全部地層下陷量10餘%，影響有限)

(3)高鐵沿線三公里範圍內既有水井先行封填

請經濟部就高鐵沿線三公里寬範圍內之自來水公司、農田水利會與臺糖公司所屬公有水井進行封填、遷移、補助及水源因應調度等事項，檢討研擬具體可行計畫報核。

(4)監測系統及預警機制建立

請經濟部與臺灣高鐵公司於九十二年底前完成本區域地下水與高鐵沿線地層下陷監測系統及預警機制之建立並加以整合。(92年底臺灣高鐵公司已完成高鐵沿線地層下陷監測系統，每一橋墩均設監測點，持續嚴密監測)

(5)地面水資源之加速開發

集集攔河堰下游自來水工程計畫(93年中完成)、湖山水庫工程計畫(預定98年底完成)，以及規劃與辦理雲林大湖等開源措施，請務必如期完工甚至能提前供水。

(6)推動造林等輔導措施

繼續推動造林，輔導農民種植；並建立造林示範區，研訂可行之競爭獎勵機制，集中資源積極推動。

經濟部等依前揭裁示，向行政院提報「彰化雲林地區地層下陷防治計畫」，並已於 94 年 5 月 12 日核定，中央、地方政府等相關單位正依計畫辦理。

8.2.2 南二高後續計畫九如至林邊路段(案例 B2)

國道第二高速公路九如林邊段全長約 39 公里(391K~430K)，原設計之全線構造方式主要以路堤填築為主(總長約 31 公里)，後因民眾抗爭，除了收費站、交流道以及部份路段保留原路堤設計型式與配置外，其餘各標皆將原設計路堤變更為高架橋(詳見(中華顧問工程司，1999))。

潮州以南路段里程 423K+241~430K+529 之高架橋原採用連續梁型式設計，後因本段地層存有壓縮性土層，並潛藏著大區域沉陷的問題，且部分軟弱地質路段亦有差異沉陷之虞，經評估結果，國道新建工程局決定將該路段橋梁上部結構改為簡支箱型梁設計，在梁端間距配設 RC 絞接連接，並適度縮小橋樑跨距，橋台與路堤銜接路段則採預壓工法以減少差異沉陷。

潮州以南路段均位於屏東沖積平原區，地表為第四紀全新世沖積層所覆蓋，本段沖積地層分佈較複雜且不規則，其主要以黏土、粉土及砂所組成，依鑽探資料顯示，沖積層厚度至少在 80 公尺以上，在林邊地區更厚達 150 公尺以上，而其下伏地層似為嶺口礫岩層，兩層間為不整合關係。本層地表下 6 公尺左右為軟弱上層，地表下 60 公尺以上為 5~10 公尺厚之壓密土層；且南州交流道以南屬地盤下陷區域，依沉陷研究初步資料推估其地盤下陷每年平均約在 1.2 公分左右。

一般而言，本案影響基礎差異沉陷之主要因素為結構荷重之差異、承載地層附近可壓縮土層之性質與厚度，以及南州林邊地區之地

盤沉陷範圍等。根據該路段前期之鑽探報告，本地層土壤單位重平均約 $\gamma_t=1.95t/m^3$ ，黏土層之壓縮指數 $C_c=0.2\sim 0.35$ ，經評估結果，林邊地區地盤沉陷對本路段之影響範圍概於 425K+641~429K+641 區段內。

綜合對於基樁沉陷行為、樁材適用性探討等，國道新建工程局對於本工程潮州以南地區之基礎設計對策如下。

- 1.本區段內擬採用調整群樁間距來設計群樁基礎，使得向下傳遞之荷重應力大小能夠一致，以此方式佈設將可減少差異沉陷之影響。
- 2.綜合沉陷量與基樁承载力互制條件下，考量在 415K+641~421K+641 路段採用長度 30~40 公尺之基樁較佳，在 421K+641~425K+641 及 425K+641~429K+641 路段採用 40~50 公尺之基樁長度。
- 3.雖可採用調整群樁間距之方式，將不同荷重條件所產生之差異沉陷降到最低。惟在 425K+641~429K+641 區段內，因養殖之抽水沉陷為一較大之不確定因素，上部橋樑結構則考慮採用能承受較大差異沉陷之結構型式。

九如林邊段之高架橋(照片 8.11)原採用一般連續梁的型式設計，由於連續梁容許之差異沉陷甚小，若採用加深基樁長度處理差異沉陷問題，經檢討其所需經費甚高，且大區域沉陷可能引發差異沉陷之不確定性也較高。經國道新建工程局評估結果，將該段橋梁上部結構改為簡支箱型梁設計，並在梁端間距配設 RC 絞接連接，且適度縮小橋樑跨距，上述配置除能維持原設計之橋體外形景觀及連續路面之行車舒適性外，並能達到減低上部荷重及減少差異沉陷對橋樑之影響，工程完工至今也佐證了本設計對策尚且能滿足此段道路之要求。



照片 8.11 九如林邊段之高架橋照

8.2.3 921 地震土壤液化對橋樑構造物造成之破壞型式(案例 B3)

由歸納 921 大地震造成基礎軟弱土壤液化對橋樑構造物之損壞現象，如側向移坍或地盤流動使橋樑構造物產生不同型式及程度上之破壞，沉箱沉陷、傾斜、上部結構之損害及樁基礎之破壞等。地震過後土壤液化對橋樑構造物所造成之破壞情形可歸類如下：

1. 沉箱沉陷或傾斜

地震時橋樑基礎土層發生液化，使土壤承载力喪失或降低，因失去支撐而發生均勻沉陷或不均勻沉陷；亦可能因土壤液化噴砂，造成基礎下方土層被部份掏空，而產生均勻沉陷、傾斜或不均勻沉陷，如圖 8.13 所示。

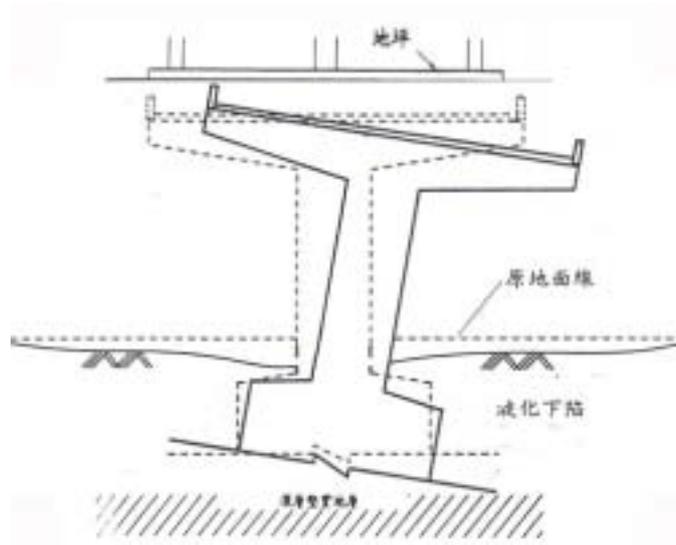


圖 8.13 橋樑沉箱下陷、傾斜示意圖(林呈等，2000)

2. 過大之變位而引致上部結構之損害

土壤液化使基礎因降低或喪失承载力，導致均勻沉陷、傾斜或不均勻沉陷；當土層之變位過大時，橋樑構造物之上部結構會因此而損壞，如圖 8.14 所示。

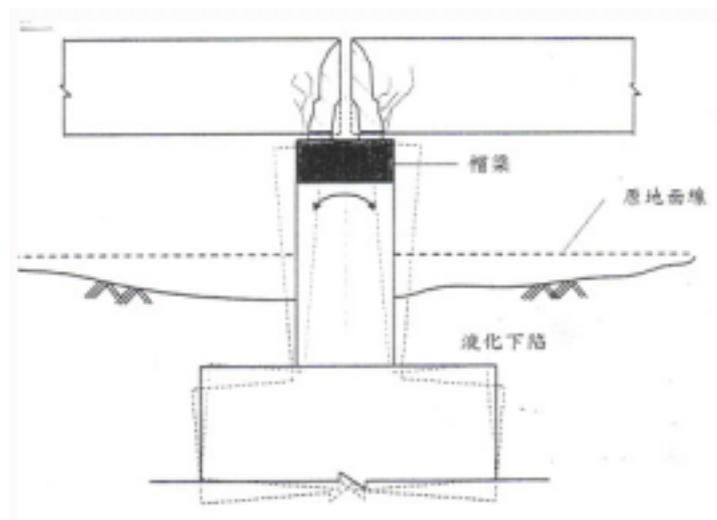


圖 8.14 橋樑上部結構破壞示意圖(林呈等，2000)

3.側向壓力造成樁基礎之破壞

橋樑構造物之樁基礎在地震時之變形及破壞，其作用力包含動態土壓力與孔隙水壓力，當地震引發孔隙水壓力上升，則深入土中之樁基礎將受到不同或部份相同之側向壓力，造成樁基礎彎曲甚至變形龜裂，如圖 8.15 所示。

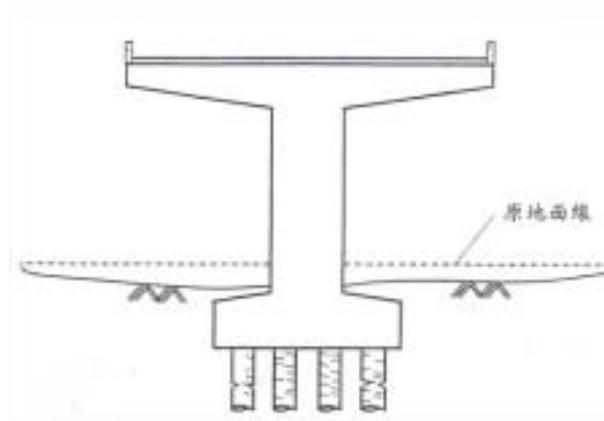


圖 8.15 側向壓力造成樁基礎破壞示意圖(林呈等，2000)

4.側向移坍造成樁基礎之破壞

由於橋樑基礎周邊地層之疏鬆土壤發生液化，而造成側向位移，並引致作用於陸地上樁基礎與樁帽之彎曲力矩與剪力大增，因而導致樁基礎頂部與樁帽位移，並造成基礎有很大之殘留水平變位與樁基礎嚴重龜裂，如圖 8.16 所示。

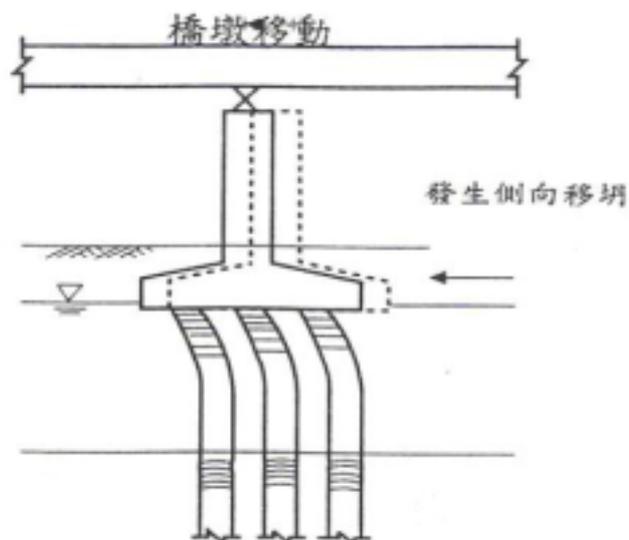


圖 8.16 側向移坍造成橋樑破壞示意圖

液化土壤之抗剪強度極低，上覆之非液化土層在沿著液化界面之自重和土層之水平地震力作用下，而產生滑動，其位移可達數米，導致樁基礎因沉陷滑動而損毀，並造成堤腳擋土牆錯移，如圖 8.17 所示。

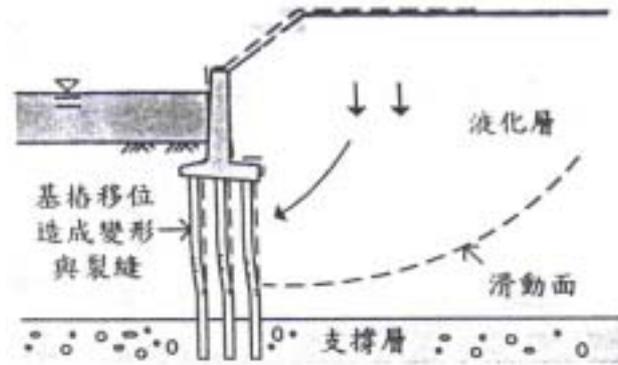
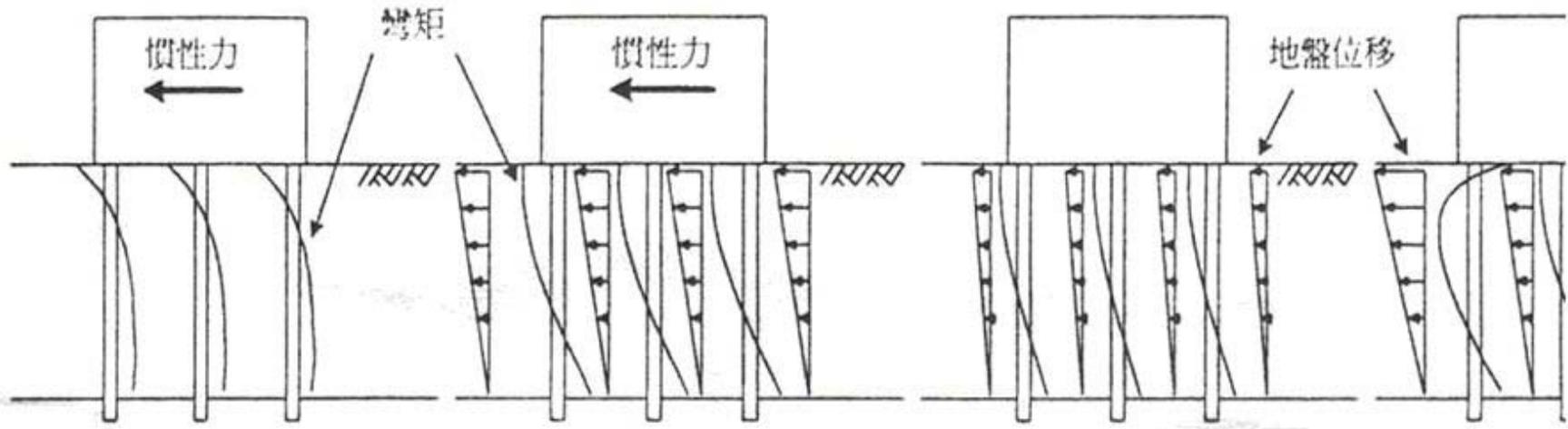


圖 8.17 側向移坍造成堤腳擋土牆樁基礎破壞示意圖

5. 地盤流動造成樁基礎之破壞

地震時土壤液化是一個漸進變化之過程，大致可分為三個階段：(1)在地震動之初期，土壤內所激發之超額孔隙水壓尚低，土壤之模數與強度尚未顯著降低，此時樁基礎之受力與變位主要受上部結構所傳下之慣性力所控制。(2)進入地震之尖峰期，土壤可能已經液化甚至開始產生地盤流動變位，土壤之模數與強度顯著降低，此時樁基礎之受力甚為複雜，包括由上部結構所傳下之慣性力，液化地盤之受震反覆變位與地盤流動初期之永久變位，在此階段上部結構之慣性力可能因土壤液化之減震作用而變得較小，地盤之受震反覆變位會因土壤弱化明顯變大。(3)地震停止後，樁基礎之主要受力，為地盤流動所產生之永久變位，而不再承受上部結構之慣性力，如圖 8.18 所示。



(1) 液化前之震動

(2) 液化後之震動

(3) 震後地盤殘餘位移

(4) 震後地盤側向位移

圖 8.18 液化土層中樁-土-結構互制示意圖(Tokimatsu, 1999)

8.2.4 斷層錯動(案例 B4)

周鴻昇等人(2000)曾根據集集地震後對南投地區公共工程及其鄰近地區地震後所產生之大地工程災害，包括近斷層基樁之破壞及土壤液化等結構基礎破壞展開調查和分析發現，斷層之上盤位移明顯高於下盤位移。

依據近斷層包尾山以南至濁水山區段沿線九個構造物之 34 支基樁完整性鑽心取樣調查，周鴻昇等人並發現在上盤結構破壞性高於下盤結構，樁底愈接近上下盤錯動面者愈易產生傾斜破壞(如圖 8.19)。其調查結果顯示：各式樁基與斷層距離為 0~200 公尺不等，各樁頭垂直變位為 8~176 公分，水平變位則為 11~314 公分。研究並發現近斷層上盤側基樁將產生與斷層垂直方向之水平位移(約 0.9~2.5 公尺)，樁頭隆起量隨著與斷層距離之增加而抬昇(約 1~1.6 公尺)，100 公尺外之上盤基樁即無明顯抬昇趨勢而呈現一定之隆起，且基樁影響多為輕微傾斜(約 1~3 度)、輕微裂隙或無破壞現象。下盤側距斷層約 100 公尺範圍內之基樁亦呈相似之水平位移，且略為向上抬升隆起，上升量約為 4~8 公分，基樁多呈輕微至中度傾斜現象，斜角約 1.5~5 度，100 公尺外之下盤地面則呈下陷位移，基樁無明顯破壞情形。該現象與上下盤堅硬程度不同有關，下盤因受擠壓亦產生隆起之剪裂帶，故其內之基樁反應相似於上盤。

周鴻昇等人建議下盤側對於橫跨活動斷層之道路，宜採路堤或路塹結構設計，並將路寬放大以考慮結構破壞後之復救措施。綜合以上所述，斷層錯動所引致之樁基破壞可以 100 公尺為設計考量要點，近斷層區之交通構造物宜以路堤或路塹設計為主，必要時採行橋樑設計時，其基礎之耐震性應加強考慮，避免過大之位移量或直接破壞影響上部結構之安全。

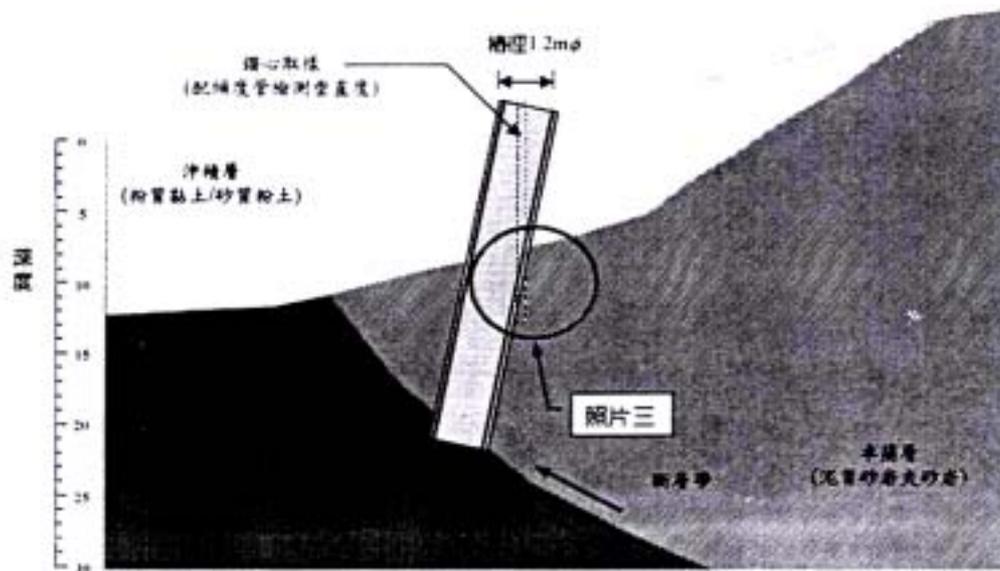


圖 8.19 包尾山基樁傾斜破壞示意圖 (摘自周鴻昇等人, 2000)

8.3 案例歸納整理

由案例資料統計得知，於軟弱地質區內之路堤路面工程受損問題多於橋墩基樁，但因經過公開發表之受損案件，其對於事實之陳述多所保留或不完整，並不易深入瞭解或剖析該問題之癥結。故本研究在此僅對以上所蒐集到的有限案例，進行可能受損原因歸類與其處理對策之整理，詳見表 8.4 及表 8.5。

表 8.4 路堤路基受損案例歸納整理表

案例	工址	受損情況與可能原因	目前處理方式
A1	雲林縣 臺 78 線	1.路堤沉陷量過大(80cm) 2.軟弱地層之厚度過大	加高路堤之頂部高程
A2	臺南縣 臺 86 線	1.路基及箱涵基礎之土壤遭到掏空 且導致路面下陷 2.此區細砂含量高，極易受雨水浸 潤飽和影響	施作壓力灌漿 改良路基土壤
A3	臺中港區道 路	1.路基土壤軟化、路面車轍 2.地下水水位上升軟化細粒土壤	-
A4	嘉義縣 縣道 168 線	地層逐年下陷導致滿潮時海水倒 灌路面淹水	辦理路基加高
A5	嘉義縣布袋 鎮臺 17 線	1.地勢低窪、多為沉泥質粘土分佈 2.考慮易路基沈陷，產生橋臺引道 間之大量差異沈陷	採用輕質 EPS 修築路堤
A6	臺中港區	1.921 地震液化 2.背填土流失、地面坍塌	回填修復

表 8.5 橋墩基樁受損案例歸納整理表

案例	工址	受損情況與可能原因	目前處理方式
B1	雲林縣高 鐵土庫段	1.土庫段年沈陷量接近 14 cm， 沉陷情況似乎愈加嚴重 2.可能與抽地下水致地層下陷有關	使用高架橋墩頂部之調 距設備 限制抽水政策
B2	屏東九如至 林邊段國道	1.推估地盤下陷每年平均 1.2 公分 2.連續梁的橋梁可能受差異沉陷影 響功能	調整群樁間距 改為簡支箱型梁設計
B3	921 地震中 部地區	1.921 地震液化 2.橋墩下陷、側移	修復重建 遷址改建
A6	臺中港區	1.921 地震液化 2.土壤側向流動、沉箱側移	修復重建
B4	包尾山以南 至濁水山區 段沿線	1.近斷層帶基樁樁頭隆起與傾斜 2.因受斷層擠壓產生隆起	建議採路堤或路塹設計

綜上整理得知，本研究收集到之軟弱地質交通結構物受損案例中，路堤之災害多為沉陷問題，其主要原因為：(1)地質軟弱或軟弱地層厚度過大，導致路堤大量沉陷或路面下陷；(2)路基土壤遭雨水掏空或長期受地下水位變動，導致路基與路面之下陷。而承载力不足與路堤之邊坡穩定破壞案例則較少見，此一現象顯示此類問題在施工設計階段時較容易掌握克服。

另一方面，交通工程之橋樑基礎受損問題，主要也是導因於地盤沉陷過大或不均勻沉陷變位等問題，引起此類深基礎受損原因，則是大範圍抽地下水或是基礎穿越斷層錯動帶所致。一般軟弱地層下陷對樁身產生額外之負摩擦力，此拖曳應力造成基樁受損問題，或發生承载力失敗等問題亦未被記載，可能因採用基樁當作深基礎時，皆採用樁底座落於良好承載層之上來設計。

921 地震造成臺中港碼頭土壤液化，土壤流動性增加，側向土壓增大，造成沉箱基礎外移，同時發生土堤沉陷或路面下陷問題。因西南沿海各港區地質多屬厚層鬆散砂土，此等問題除了工程一開始興建時就採用大規模改良工法改良軟弱地質外，針對完工之現有構造物，到目前為止應該沒有較佳之地震防治對策。

第九章 軟弱地質路堤工程力學分析

在軟弱地盤上興建交通工程構造物除了要求穩定外，尚須考量沉陷量過大的影響。在公路工程中，厚層軟弱地盤路基常發生較大的沉陷，或因不均勻沉陷影響路面平整性與行車舒適度及安全性。在橋台引道與橋樑之間，因橋台引道多採荷重大的路堤填築，沉陷量較大，而另一端橋樑基礎則荷重相對較輕，沉陷量較小，此一現象造成兩端差異沉陷的問題可能更為嚴重。一般而言，高速鐵路要求之路面平整性最高，普通鐵路及高速公路次之，另外，碼頭設施和橋樑過大的沉陷變形所造成上部結構之破壞更是不可輕忽。

軟弱土壤變形具有下列幾項特點：

- 1.變形量大：因軟弱土壤之孔隙比較大、自然含水量高，受力後壓縮量必然較一般土壤為大。
- 2.壓密時間較長：由於軟弱土壤組成含細粒土壤或黏土顆粒，滲透係數極低，完成主要壓密與次要壓密變形所需時間較一般土壤為久。
- 3.側向變形較大：飽和軟弱土壤受載初期來不及排水，發生側向擠壓膨脹，因軟土波森比高於一般土壤，故其側向變形也較嚴重。

在軟弱土壤地基上建造鐵路路堤，因為一般路堤高度不高，故其穩定性問題容易克服，但對沉陷的要求比較高，估算沉陷量是否準確關係著工程的成敗。若在軟弱土層地表上填土荷重時，將單獨或同時發生下列的情形：

- 1.由於地層內土壤之抗剪強度極小，將使填方發生滑動或下陷入地層中。
- 2.因所加荷重而發生軟弱土層中之水分被排擠，同時土層沉陷量亦相當於被擠出水分的體積。
- 3.因土層無法承受所加的荷重，致使其本身發生變形而往側向位移。

綜合上述分析，處理軟弱地盤最主要的關鍵在於解決地層之沉陷及滑動兩大目標。

9.1 地表荷重之應力增量計算

基礎載重若為分佈載重時，其垂直應力增量可利用 Boussinesq 公式積分求得，或是利用 Newmark(1942)之應力影響圖法求出。對交通工程基礎路堤為不均勻分佈、呈梯形或三角形荷重時，其垂直應力增量可利用 Osterberg(1957)之應力影響圖求出，公路路堤可以 Osterberg 公式根據路堤幾何關係與疊加原理獲得。

$$\Delta\sigma = \frac{q_0}{\pi} \left[\left(\frac{B_1 + B_2}{B_2} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{B_1}{B_2} (\alpha_2) \right] \quad (9-1)$$

其中， $q_0 = \gamma H$ (H 為路堤高)， B_1 為路面寬之一半、 B_2 為坡面寬，夾角 α_1 、 α_2 ，詳圖 9.1 所示。

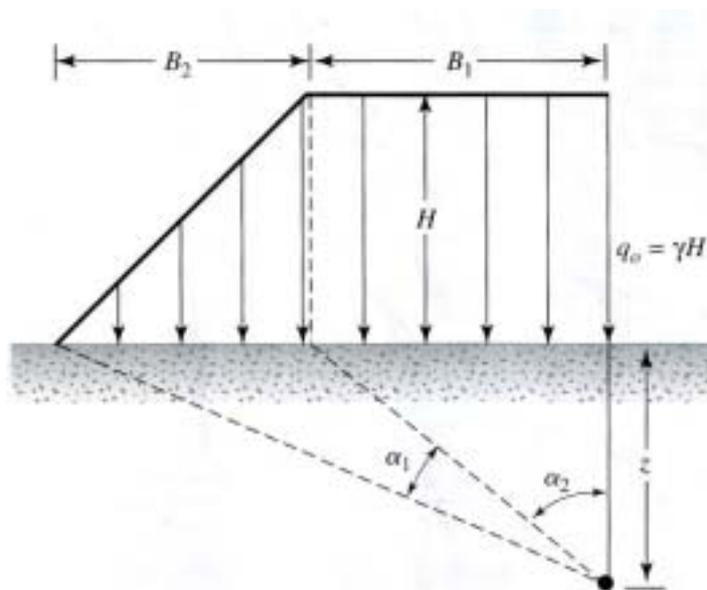


圖 9.1 路堤荷重之應力增量計算圖

9.2 軟弱土壤之沉陷計算

軟弱土壤路基上興建交通工程，除了滿足路基穩定性要求外，尚需選取合理的沉陷估算方法與計算參數，採取改良方法以便減少沉陷或提早達成地盤穩固。軟弱土壤路基在荷載作用下，總沉陷變形包括：

1. 瞬時沉陷：瞬時沉陷是受載重後在極短時間內發生者，係以土粒之彈性變形或土粒局部性重排，引起土粒的側向擠出使土體壓縮為主。
2. 主要壓密沉陷：路基土壤在荷載作用下產生超額孔隙水壓，隨時間之進行，超額孔隙水壓將逐步消散，土粒間的孔隙水分被排出，土體體積因而縮小而使地表產生沉陷。主要壓密沉陷量之計算成果對總沉量及完工沉陷量的數值有重要影響。
3. 次要壓密沉陷：次壓縮沉陷通常發生於高壓縮性之黏土層中，係於主要壓縮(壓密)完成後，在有效應力維持不變之狀況下，隨時間而持續發生之沉陷，此種沉陷可能係由黏土顆粒與黏土團間鍵結之壓縮、土壤結構重組及其他一些微觀結構之改變所造成，相關計算沉陷量方法在許多教科書中均有提述。

基礎沉陷所導致角變量及總沉陷量之一般容許標準如下：

1. 容許角變量：建築物相鄰兩柱或相鄰兩支點間，因差異沉陷引致之角變量，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之關係如表 9.1 所示，此表僅係一般之原則，對於特定之構造物應視其狀況而定。

表 9.1 角變量與建築物損壞程度表(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壞

2.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 9.2 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 9.2 各式基礎容許沉陷量表

(單位：公分)

構造物種類	混 凝 土	鋼 筋 混 凝 土		
		獨立及聯合基腳	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

9.3 路堤穩定性分析

對軟弱土壤路基穩定性的評估與控制一般分兩個階段進行：第一階段是在施工設計期間，對路基的整體穩定性進行預估分析，並結合地基沉陷的計算，擬訂施工加載過程圖。第二階段是在施工填土期間，對路基的沉陷、水平位移，甚至地基土中的孔隙水壓力進行動態觀測，根據動態觀測的結果對路基的穩定性進行評估，並及時修改施工加載歷程線，甚至對地基採取必要的補救處理措施。

當快速填築路堤的填土荷重超過地基的承載力後，地基土體內產生整體剪切破壞，而引起路基的崩塌(見照片 9.1)。根據極限平衡理論，對於飽和黏性土地盤的短期穩定性（不考慮地基強度隨排水壓密

而增長)，路基的承載力可按 Skempton 公式作近似估計：

$$q_u = 5.14 C_u \quad (9-2)$$

式中： q_u 為地基極限承載力， C_u 為路基黏土的不排水抗剪強度。



照片 9.1 路基軟弱土壤剪力強度不足所引致之路堤邊坡滑動照

(Kamon & Bergado, 1991)

人工填築之士堤破壞通常分為：(a) 坡趾破壞、(b) 坡面破壞、(c) 坡底破壞，如在地面下夾有一層軟弱土壤，則破壞圓弧通常會經過該層軟土層。在軟弱地盤上填築路基之滑動面形狀，一般可以圓弧形狀來處理，故穩定計算所用之滑動面圓弧大小的決定，應先參照地層斷面的土性，認定最易滑動地層處為滑動圓弧的範圍，滑動面圓弧的選擇須滿足下列三要列（參考圖 9.2）：

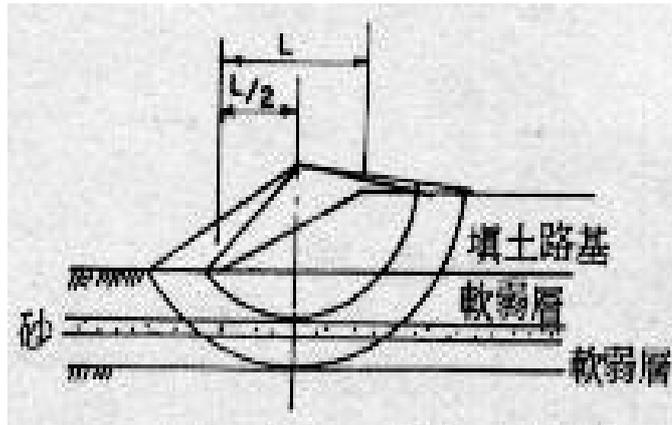


圖 9.2 軟弱地層之圓弧滑動破壞圖(林耀煌，1994)

1. 通過強度弱的鬆軟層之最長圓弧。
2. 可與強度弱之鬆軟層底面相切的圓弧。
3. 軟弱層中間如含有較硬的砂層時，應將通過砂層之圓弧與通過砂質頂部相切的圓弧，分別檢討兩者之穩定性。

路堤(路塹)斜坡穩定分析法甚多，相關之基本計算和分析方法在許多教科書中均有提述

9.4 路堤之擬靜態分析

路堤在地震作用下之穩定性分析，目前主要採用擬靜態分析法。假定土體為絕對剛體，則地震時，將地震作用下產生最大水平地震慣性力看成為靜荷載，並連同其他靜荷載一起加在土體上，以靜力方法分析計算土體的穩定性。

擬靜態分析法是將地震作用在土體上產生慣性力仍按靜荷載處理，但須考慮地震加速度沿土體高度的變化。地震加速度沿土體的變化，與土體的高度和組成土體土層的類別有關。地震影響因素主要包括：土體的動力特性、土體的塑性變形、土體與建築物互制作用等。

9.5 土壤液化造成堤防構造物之破壞型式

堤防構造物在地震時，基礎土壤液化而側向移坍，將導致堤防構造物產生不同型式及程度之破壞，例如沉陷、傾斜、滑動、龜裂與樁基礎破壞等。若堤防構築材料不同，如砂土礫石構築之土堤或混凝土構築之防洪牆等，則土壤液化時會有不同之破壞型式。

土堤發生土壤液化之部位並不是土堤本身，而是土堤之基礎土壤因地震產生之超額孔隙水壓力部份抵消或全部抵消有效應力，使承载力部份降低、土壤成液狀，進而使土堤發生噴砂、側向擴展、承载力降低等，並產生沉陷、傾斜、滑動、龜裂與樁基礎破壞等現象，其大致分類如下：

1. 土壤液化致承载力喪失造成堤防之沉陷、滑動與龜裂

當地震發生時，土壤之超額孔隙水壓力上升，使土壤產生液化，土壤已由原先固態之行為，轉變為懸浮狀類似液體之狀態，因此土壤強度會降低或幾近喪失，其承载力會在瞬間驟降為零。而地震後，剩餘之孔隙水壓力已排出，孔隙水壓力已逐漸消退，土壤顆粒粒子間呈現較緊密化之趨勢而使土壤壓密，造成地表沉陷，上述現象皆會使土壤上方原承載之土堤構造物因失去支撐而沉陷、傾斜、滑動與龜裂，如圖 9.3 所示。

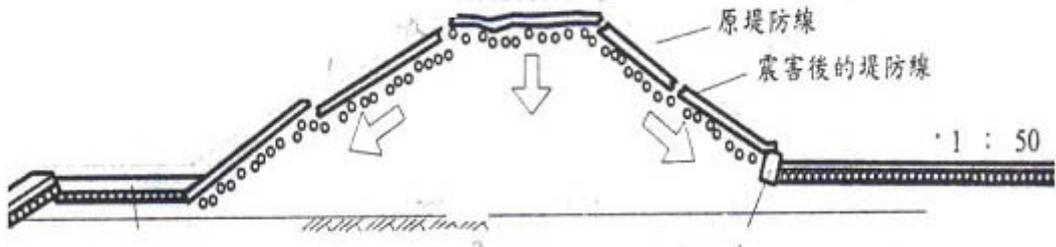


圖 9.3 堤防沉陷與滑動破壞示意圖

2.側向移坍造成堤防沉陷

通常發生在河岸或港灣岸壁背後附近、且坡度甚為平緩之飽和疏松砂土層，由於河岸或港灣岸壁之高程較水際側為高，地震時砂土土壤液化，上方土層乃往具有自由液面之河道中心或海側方向移動而形成側向移坍之破壞現象，如圖 9.4 所示。破壞之附近地面通常都會出現數道幾近於平行於堤岸之主要裂縫，並伴隨著許多連接主要裂縫之細小裂縫。

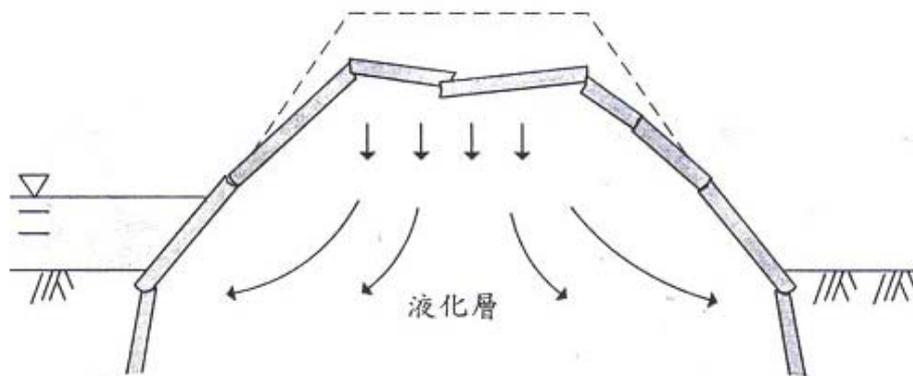


圖 9.4 堤防側向移坍破壞示意圖

3.噴砂造成堤防沉陷與滑動破壞

土層發生液化係導因土壤之超額孔隙水壓力持續激發，當達到土體所在深度之初始有效應力為零時，總水頭高者往總水頭低者處宣洩，當地表處發生噴砂時即代表地表下淺層已發生土壤液化，此時地表淺層之土壤承载力大幅下降，土堤因底部基礎水土流失而產生沉陷或邊坡滑動，如圖 9.5 所示。

4.側向移坍造成堤腳擋土牆樁基礎破壞

液化土壤之抗剪強度極低，上覆之非液化土層在沿著液化界面之自重和土層之水平地震力作用下，而產生滑動，其位移可達數米，導致樁基礎因沉陷滑動而損毀，並造成堤腳擋土牆錯移，如圖 9.6 所示。

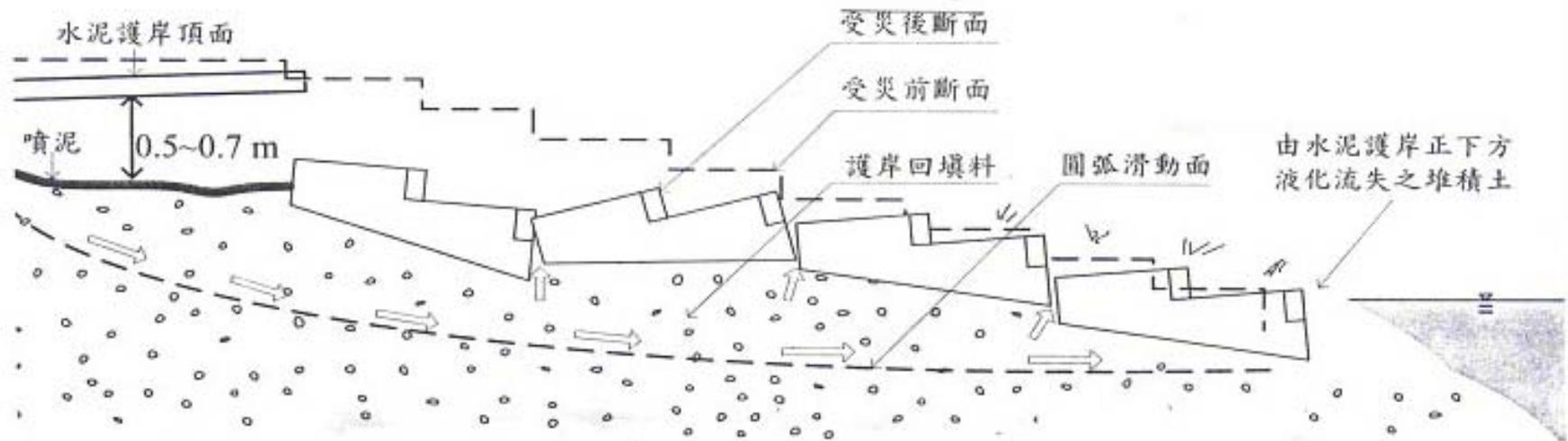


圖 9.5 噴砂造成堤防破壞示意圖 (林呈等, 2000)

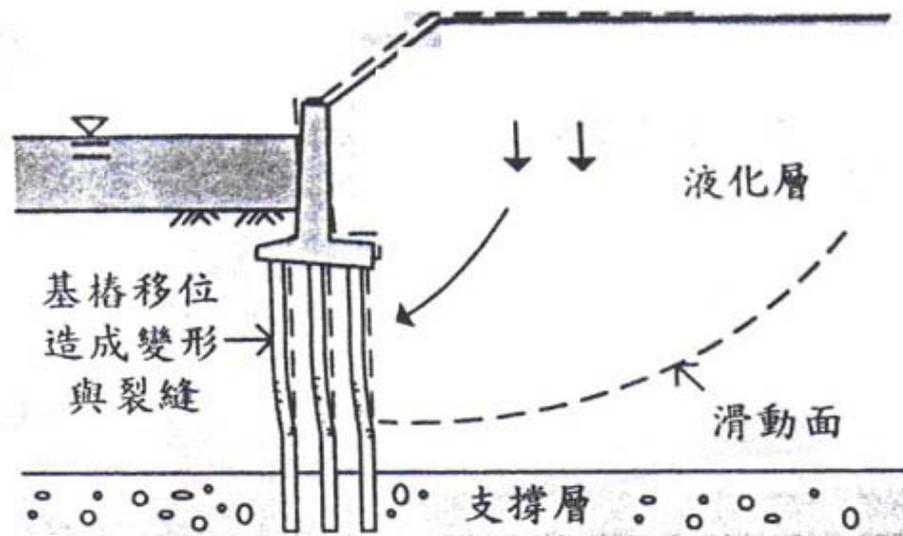


圖 9.6 側向移坍造成堤腳擋土牆樁基礎破壞示意圖

9.6 路堤工程土壤液化之變形破壞機制

路堤工程基礎土壤液化會引致路堤工程之下陷、龜裂、側移，嚴重時造成堤身的滑坡與潰散。

基礎土壤液化造成路堤工程之變形與破壞行為，可由 Adalier 等人 (1998) 所進行的路堤工程基礎土壤液化離心機模型試驗結果說明，該試驗模擬一座 4.5 m 高之黏土質砂土路堤工程，座落於 6 m 厚的飽和疏鬆砂土層上，於不同大小之地震加速度作用下，觀測基礎土壤液化與土堤之變形行為。

觀察標準組(無基礎土壤液化處理)之變形，可發現堤身之下陷龜裂乃由於基礎土壤液化後，在堤身重量作用下基礎液化土壤往堤身外側擠出側移，因此將堤身往兩側拉裂，並造成路堤工程的沉陷變形。因此，若欲使基礎土壤不液化，可將液化土壤圍束住使之不往外擠出流動，即可有效控制路堤工程之變形與破壞。

9.7 路堤工程基礎土壤之液化分析

不同於一般水平地盤液化分析，路堤工程基礎土壤的液化分析說明如下：

- 1.路堤工程中心線下與遠離路堤工程之土壤地表所受初始水平剪應力較小，在路堤工程堤趾附近之土壤地表所受初始剪應力較大，會造成土壤液化行為有明顯的不同。
- 2.路堤工程不同高程位置土壤元素之有效覆土重並不相同。

要真正模擬這兩項因素對路堤工程基礎土壤液化的影響，需要藉助二維的有效應力時間域有限元素分析法，目前尚無適當的分析模式。

工程界常採用簡易的路堤工程液化分析方法，分析步驟如下：

1.以水平地盤簡易分析法

依據一般水平地盤之液化分析，檢核路堤工程下基礎土壤是否會發生液化，若會發生液化則需進行路堤工程液化震後穩定分析，若分析結果滿足設計安全係數之要求，代表路堤工程之震後變形甚小。反之，路堤工程變形可能很大而無法達到設計要求。此時需採用各種防治對策來控制路堤工程之變形。

2.路堤工程基礎土壤液化震後穩定簡易分析

依據傳統之邊坡穩定分析法，土壤剪力強度取液化後之不排水穩態強度，採用傳統切片法邊坡穩定分析，以進行路堤工程之震後穩定分析，此時無須考慮地震對堤身之作用力。若安全係數達到設計要求，則路堤工程不致於會有滑坡或潰散之危害，僅需注意其有限之變形。

9.8 土堤動力分析

臺灣地處歐亞板塊和菲律賓板塊交會處，無法避免地震之發生，因此必須充分瞭解地震並做好萬全準備，才能將地震所造成之衝擊減到最低程度。而臺灣西南沿海地區之軟弱地質一直是土木工程設計上之隱憂，所擔憂之問題包含對軟弱土層之分佈，以及對土層性質之不確定性。

當交通結構物建築於軟弱土層上，軟弱土層受地震力影響，會造成不同程度及種類之破壞。常見之交通結構物包含：公路、鐵路、橋樑及港灣，而常見之破壞包含路面沉陷、軟弱土層所導致之邊坡滑動及基礎土壤之擠壓變形；另外在含有樁基礎的部份，其破壞形式可包含基礎承载力失敗所引起之基礎結構性破壞。當交通結構物發生上述類型之破壞時，輕則造成交通不便，重則造成生命及社會成本之損失。

本章主要討論路堤建築在軟弱土層上與路堤建築在堅硬土層上，在遭受到同樣地震下時所產生之各種行為，並進行動力分析，將分析出之結果數據作一有系統之比較，以作為將來交通結構物規劃、管理及安全評估參考。

9.8.1 分析模式

本節所述為本研究之數值分析原理、分析參數、基本假設、邊界條件、分析方法與步驟及參數擇取等之說明，現分述如下：

1.數值分析原理及方法

FLAC-2D 程式原理乃是基於二維外顯型有限差分法 (Two-dimensional explicit finite difference method) 之原則，模擬岩石、土壤或其他材料結構物在達到降伏後之動態及靜態行為之模擬方法。FLAC 程式係將控制方程式(Govern equation)寫成外顯型有限差分方程式(Explicit finite difference equation)，以動態鬆弛法(Dynamic

relaxation)來求解，此一方法乃是針對阻尼振動之運動方程式，由於阻尼之效應，使運動達到穩定狀態(Steady state)，即求得靜態解。FLAC-2D 程式所使用之二維有限差分法，是將每一節點之運動方程式，以時階(Time step)之方式來求解。FLAC 軟體對廣義問題之分析流程圖如下(示意圖如圖 9.7 所示)：

- 1.由節點受力或變形產生不平衡力。
- 2.求解平衡(運動)方程式，求得速度及位移。
- 3.利用應力、應變間之關係，產生新之不平衡力。

重複 2.及 3.之步驟，直至不平衡力、速度皆趨近於零，或是位移趨向於定值為止。經由 FLAC 程式中之定義，其分析之網格大多為四方形(四方形仍化為三角形來運算)或三角形，如圖 9.8 所示。

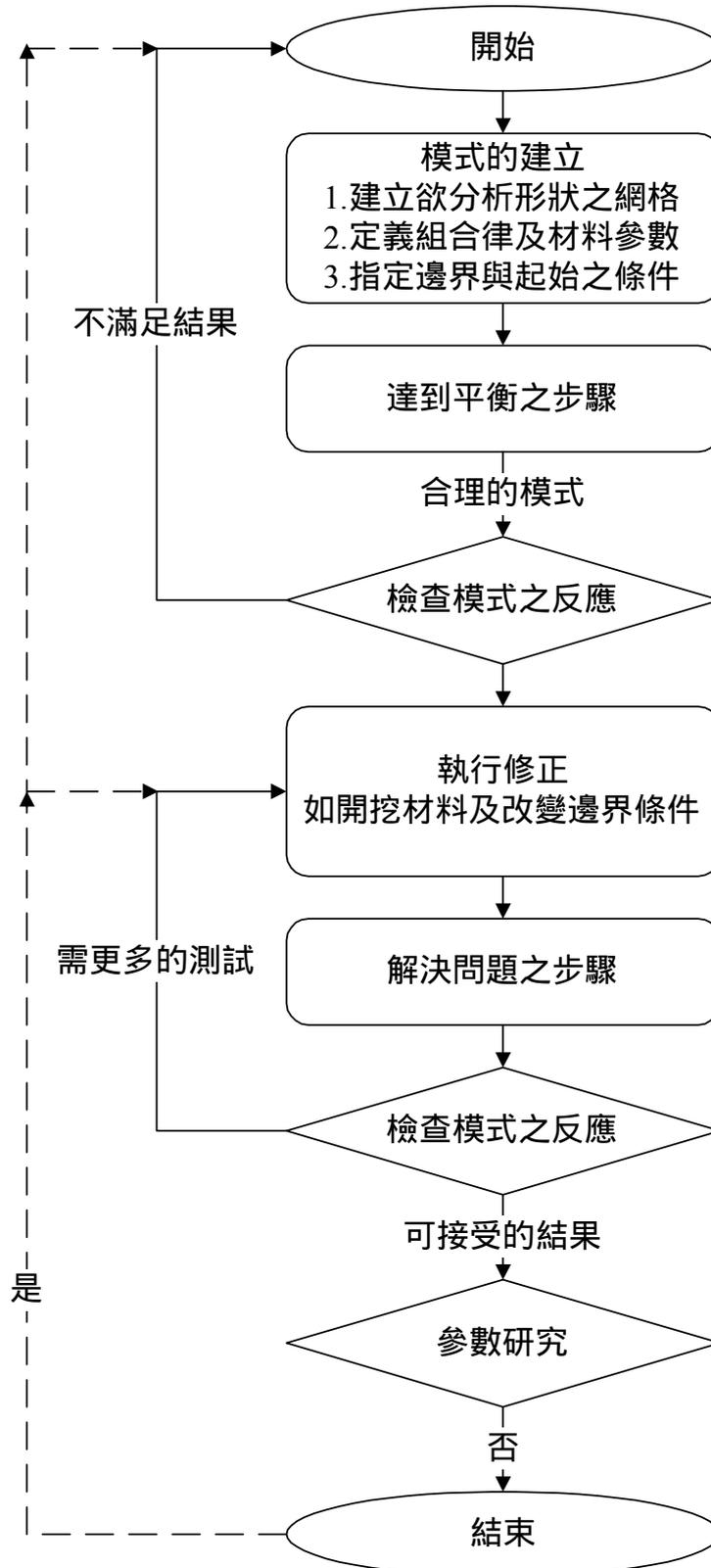
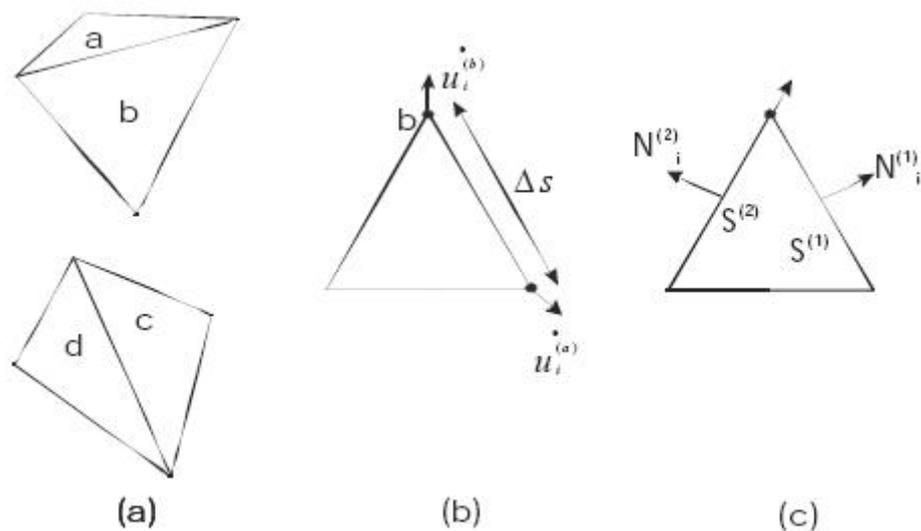


圖 9.7 FLAC 軟體對廣義問題之分析流程圖



(a)使用之四邊形元素
 (b)典型之三角形元素及速度向量
 (c)節點力向量

圖 9.8 FLAC 程式原理圖

9.8.2 軟弱土壤上之路堤受震反應分析

本案例分析中，土壤非線性與不可恢復應變將以彈塑性力學模式來考慮。彈塑性力學模式採用常用之Mohr-Coulomb模式，此模式需要之相關參數包括：定義土壤降伏面之參數（凝聚力、摩擦角）與定義土壤塑性潛能函數之參數（膨脹角）；此外，尚需要定義彈性模數 E （楊氏模數）與 G （剪力模數）。本案例中，設有一路堤建築於軟弱土層上，軟弱土層下有一極堅硬地層，受地震力影響下，所造成不同程度及種類之破壞。表9.3、表9.4為本研究中評估所得軟弱土壤路堤、軟弱土壤之強度參數、變形參數，圖9.9為路堤之尺寸。

表 9.3 軟弱土壤路堤土層參數表

深度 (m)	土層描述	SPT-N 值	單位重 γ (KN/m ³)	\bar{c} (kPa)	$\bar{\phi}$ degree
10	SM	4~11	18.9	0	31
30	Gravel	> 100	20.4	-	-

表 9.4 軟弱土壤路堤動力分析輸入參數表

性質	路堤填土	SM 土層	Gravel 土層
摩擦角 ($\bar{\phi}$)	35	31	-
凝聚力 (\bar{c} , MPa)	0.2	0	-
體積模數 (K, MPa)	85	25	10000
剪力模數 (G, MPa)	40	11.53	1050
密度 (*10 ⁶ Kg/m ³)	0.0020	0.00189	0.0024

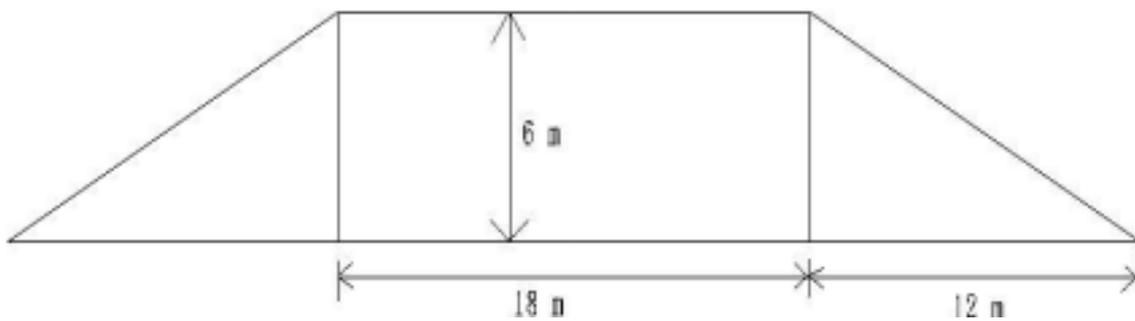


圖 9.9 路堤尺寸示意圖

1.靜力平衡分析結果

第一階段進行路堤在軟弱土層上之平衡分析，圖 9.10 為 FLAC 分析所採用之路堤斷面網格圖，圖 9.11a~圖 9.11d 為路堤建築後之靜力平衡結果。圖 9.11a 與圖 9.11b 分別為路堤內之垂直應力與水平應力分佈狀況(定義張力為正值，壓力為負值)；圖 9.11c 與圖 9.11d 分別為路堤建築後路堤內之垂直位移與水平位移分佈情形(定義 X 向右為正值，Y 軸向下為負值)。在此階段中，因為形狀路堤呈對稱型態，因此，無論是應力分佈或位移分佈均大致對稱。最大之垂直位移值(沈陷量，圖 9.11c)出現在路堤中央底部，而最大水平位移(圖 9.11d)出現在岩盤上。

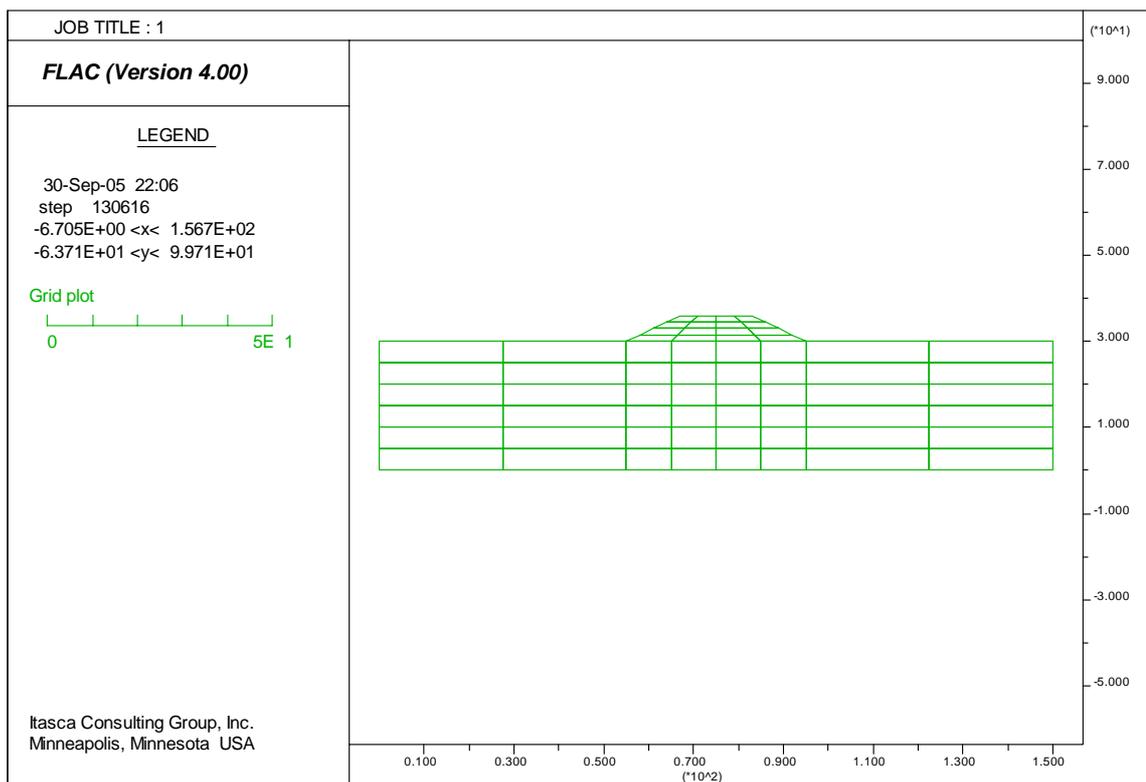


圖 9.10 FLAC 軟體分析網格圖

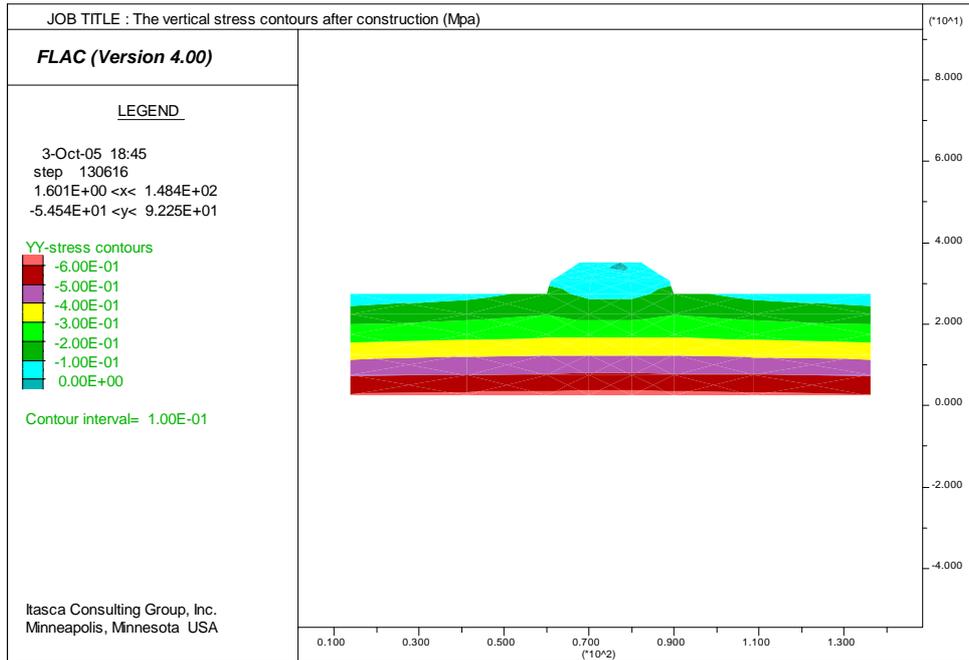


圖 9.11a 軟弱土層路堤建築後路之內垂直應力分佈圖

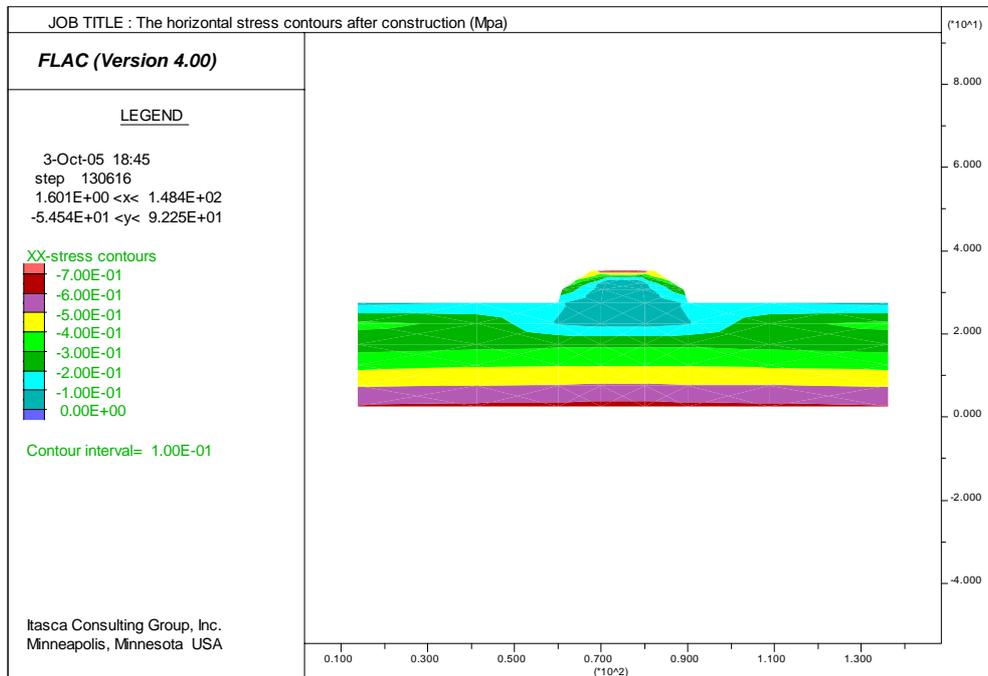


圖 9.11b 軟弱土層路堤建築後之堤內水平應力分佈圖

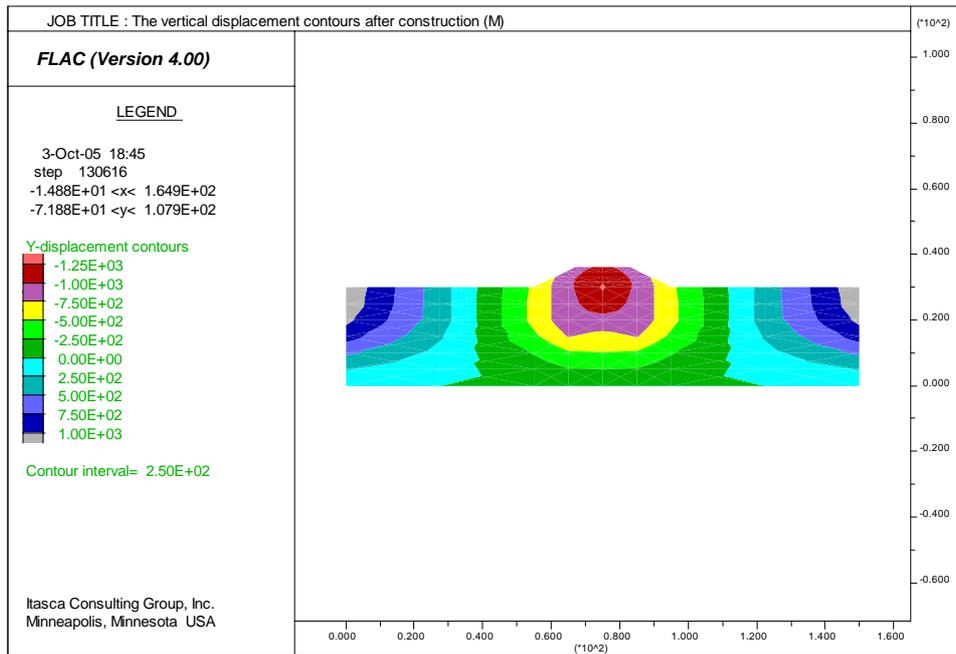


圖 9.11c 軟弱土層路堤建築後之堤內垂直位移分佈圖

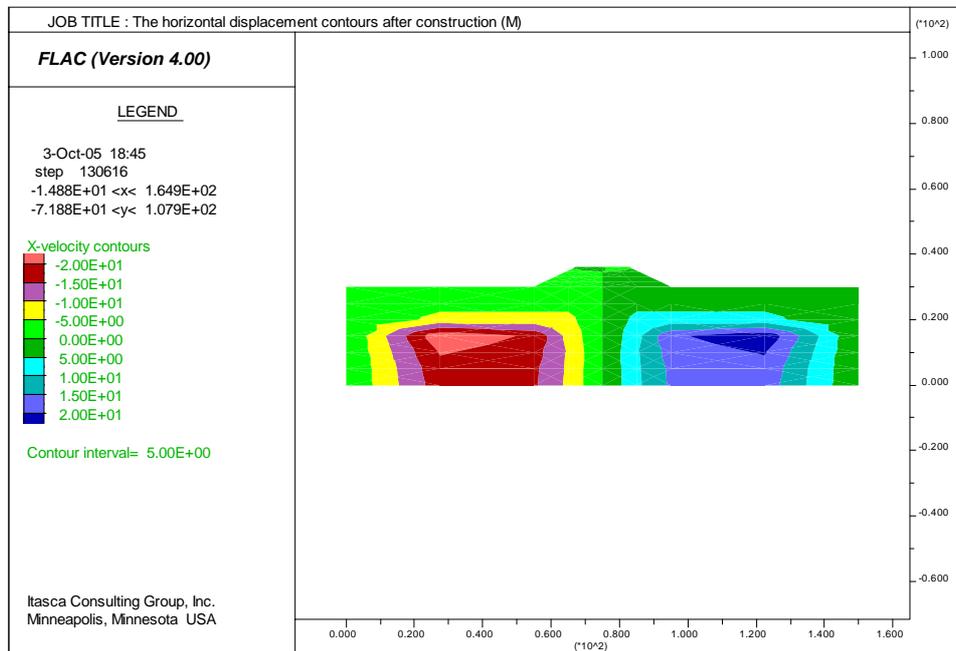


圖 9.11d 軟弱土層路堤建築後之堤內水平位移分佈圖

2.地震波作用之動態分析

最後一個階段係進行特定地震波作用之動態分析；本動態分析中所輸入的地震歷時 30 秒之地震速度(如圖 9.12),在圖 9.13a 與圖 9.13b 為地震波結束時之垂直應力與水平應力，圖 9.13c 與圖 9.13d 分別為地震波結束瞬間之垂直位移與水平位移，與前一階段比較（圖 9.11c 與圖 9.11d），計算值最大垂直位移出現在路堤底部與軟弱土壤交接處約 50 公分，而在路堤上方垂直位移量約 40 公分。在水平位移趨勢方面，路堤與軟弱土層約往左右均勻位移 25 公分。

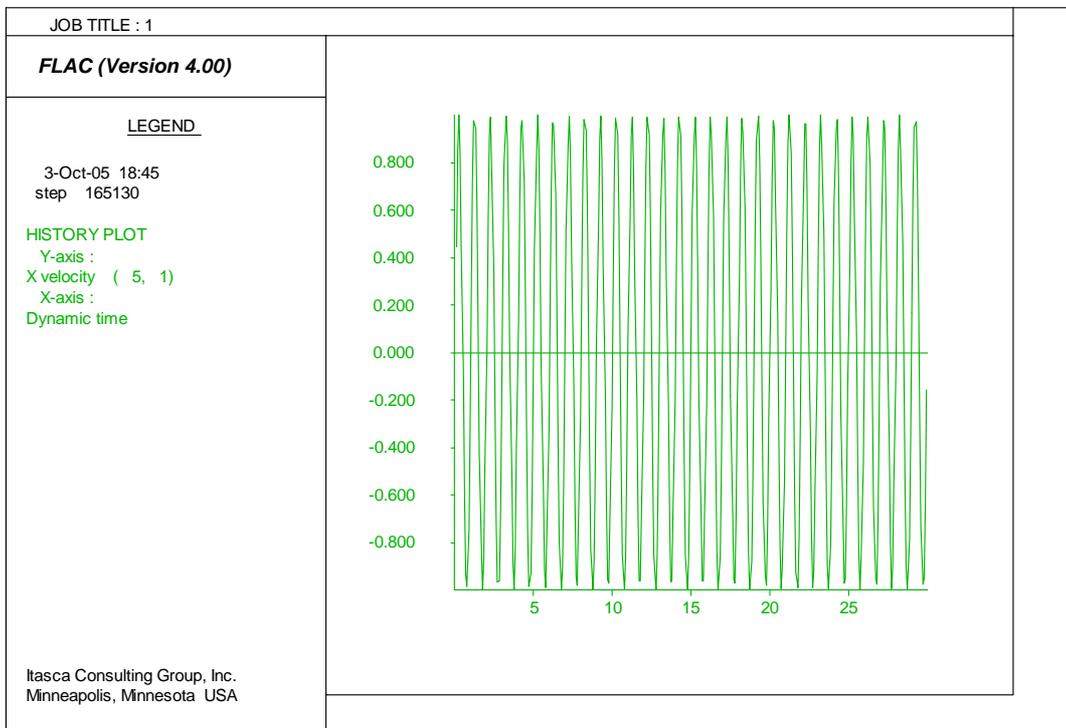


圖 9.12 岩盤節點之地震速度歷時圖

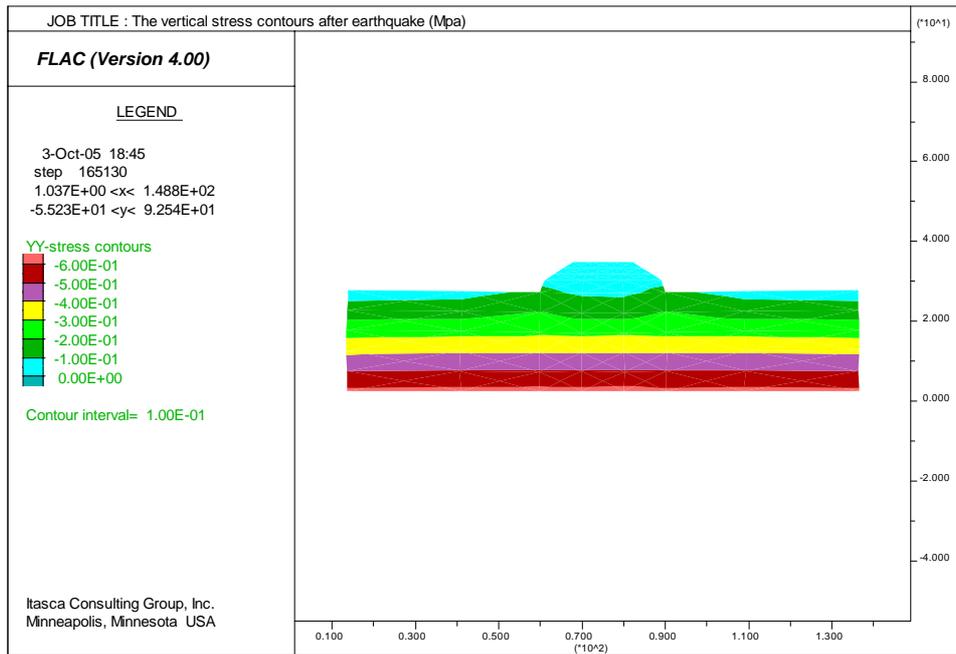


圖 9.13a 軟弱土層地震波結束瞬間之堤內垂直應力差值分佈圖

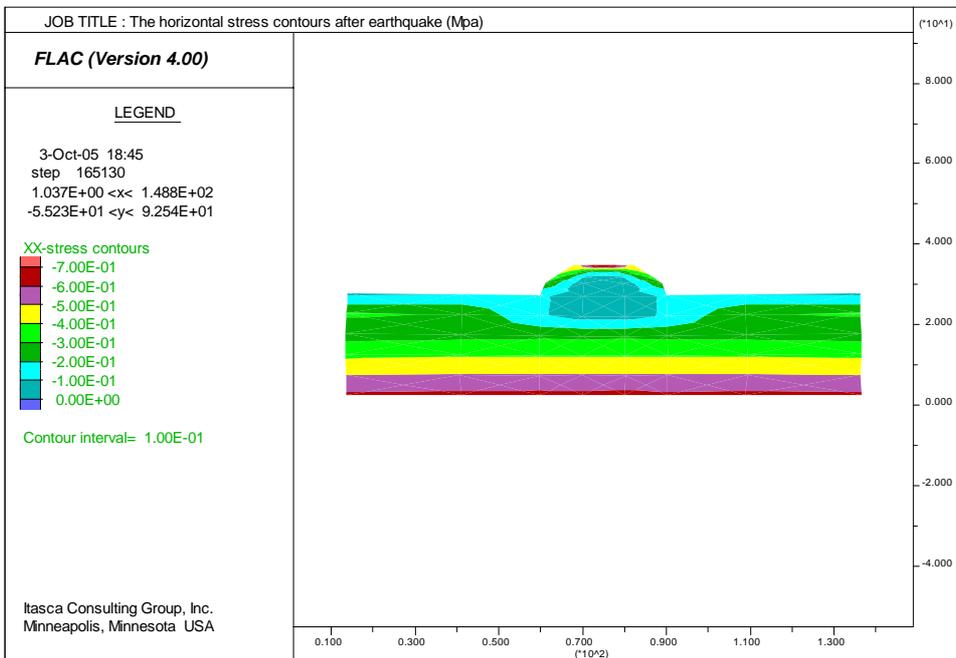


圖 9.13b 軟弱土層地震波結束瞬間之堤內水平應力差值分佈圖

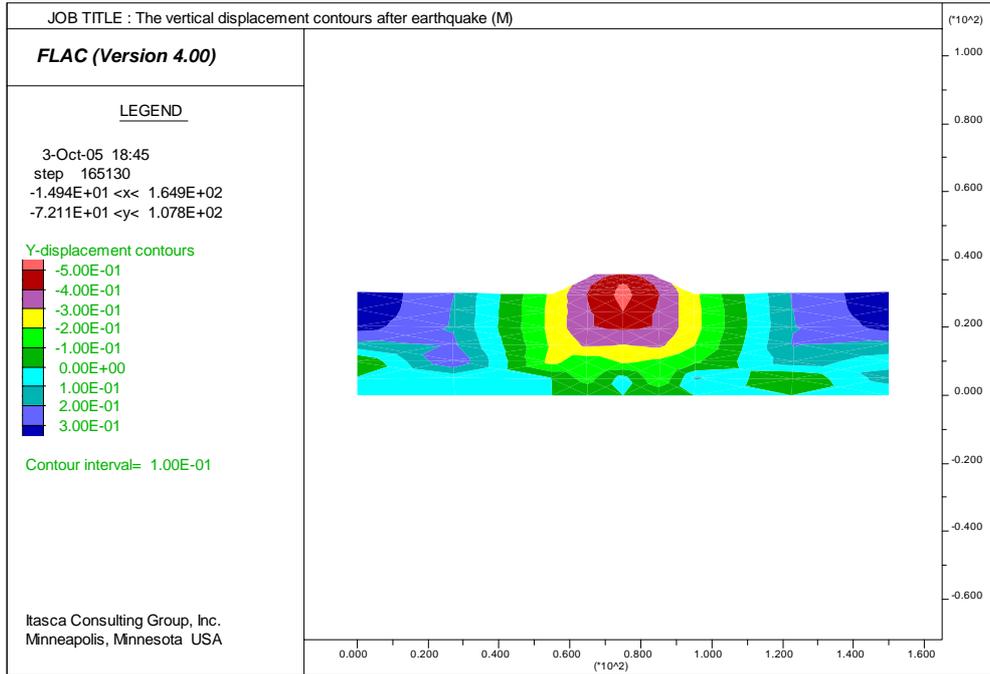


圖 9.13c 軟弱土層地震波結束瞬間之堤內垂直位移分佈圖

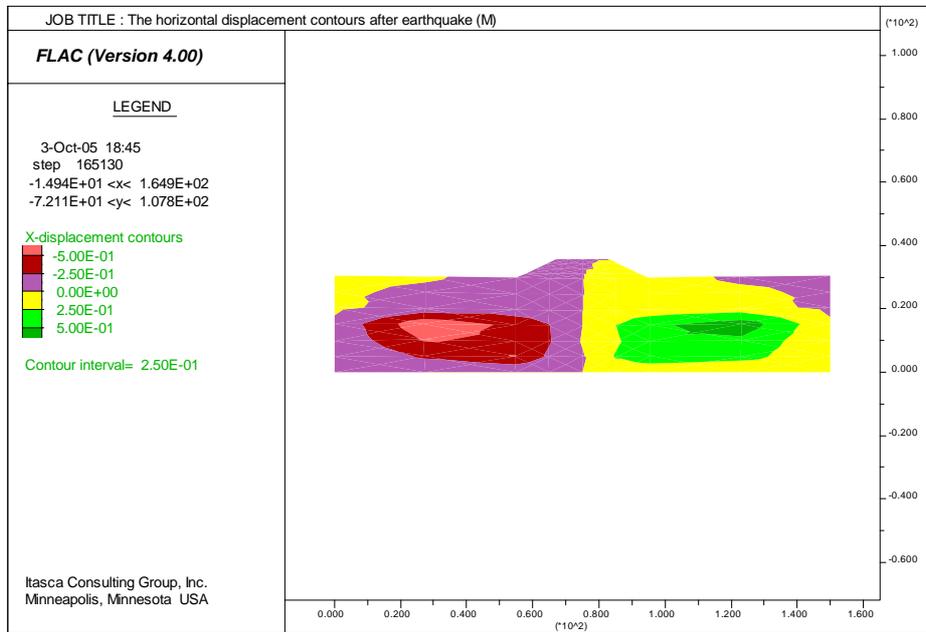


圖 9.13d 軟弱土層地震波結束瞬間之堤內水平位移分佈圖

9.8.3 堅硬土壤上之路堤受震反應分析

本案例分析中，土壤非線性與不可恢復應變與軟弱土層一樣將以彈塑性力學模式來考慮。彈塑性力學模式採用常用之Mohr-Coulomb模式，本案例中，設有一路堤構築於堅硬土層上，土層下有一極堅硬地層，受地震力影響下，所造成不同程度及種類之破壞。表9.5及表9.6為本研究中評估所得堅硬土壤路堤、堅硬土壤之強度參數、變形參數。

表 9.5 堅硬土壤路堤土層參數表

深度 (m)	土層描述	SPT-N 值	單位重 γ (KN/m ³)	\bar{c} (kPa)	$\bar{\phi}$ degree
10	GM	> 30	20.2	200	35
30	Gravel	> 100	20.4	-	-

表 9.6 堅硬土壤路堤動力分析輸入參數表

性質	路堤填土	GW 土層	Gravel 土層
摩擦角 ($\bar{\phi}$)	35	35	-
凝聚力 (\bar{c} , MPa)	0.2	0.2	-
體積模數 (K, MPa)	85	666.67	10000
剪力模數 (G, MPa)	40	400	1050
密度 (*10 ⁶ Kg/m ³)	0.0020	0.0022	0.0024

1.靜力平衡分析結果

第一階段進行路堤在堅硬土層上之靜力平衡分析，圖 9.14a 至圖 9.14d 為路堤建築後之靜力平衡結果。圖 9.14a 與圖 9.14b 分別為路堤建築後路堤內之垂直應力與水平應力分佈狀況(定義張力為正值，壓力為負值);圖 9.14c 與圖 9.14d 分別為路堤建築後路堤內之垂直位移與水平位移分佈情形(定義 X 向右為正值，Y 軸向下為負值)。在此階段中，因為形狀路堤呈對稱型態，因此，無論是應力分佈或位移分佈均大致對稱，與軟弱土層大致相同。最大之垂直位移值(沈陷量，圖 9.14c)出現在路堤與堅硬土壤中央，而最大水平位移(圖 9.14d)出現在岩盤底部。

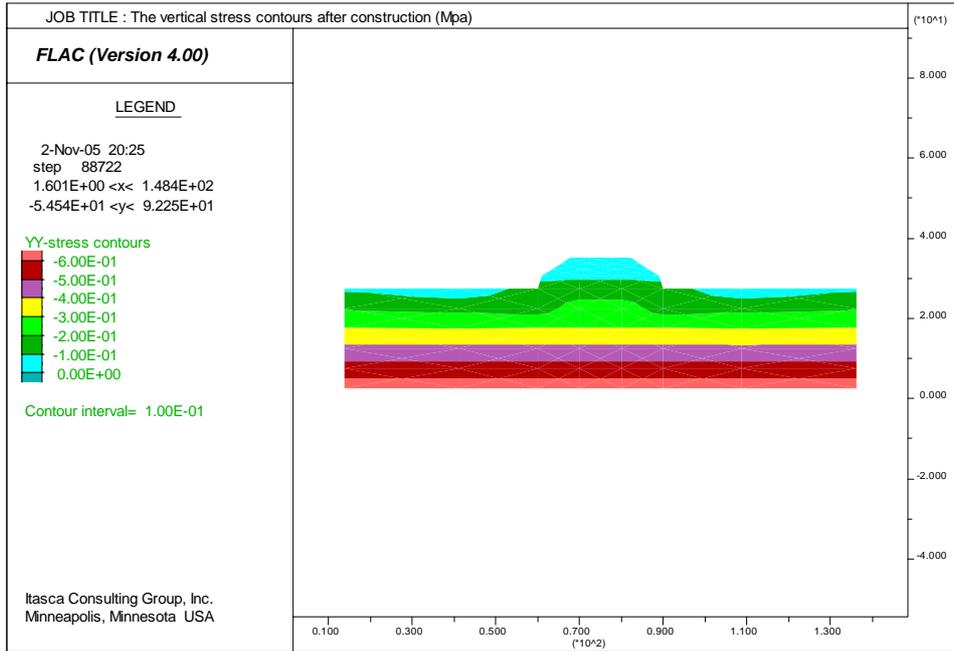


圖 9.14a 堅硬土層路堤建築後之堤內垂直應力分佈圖

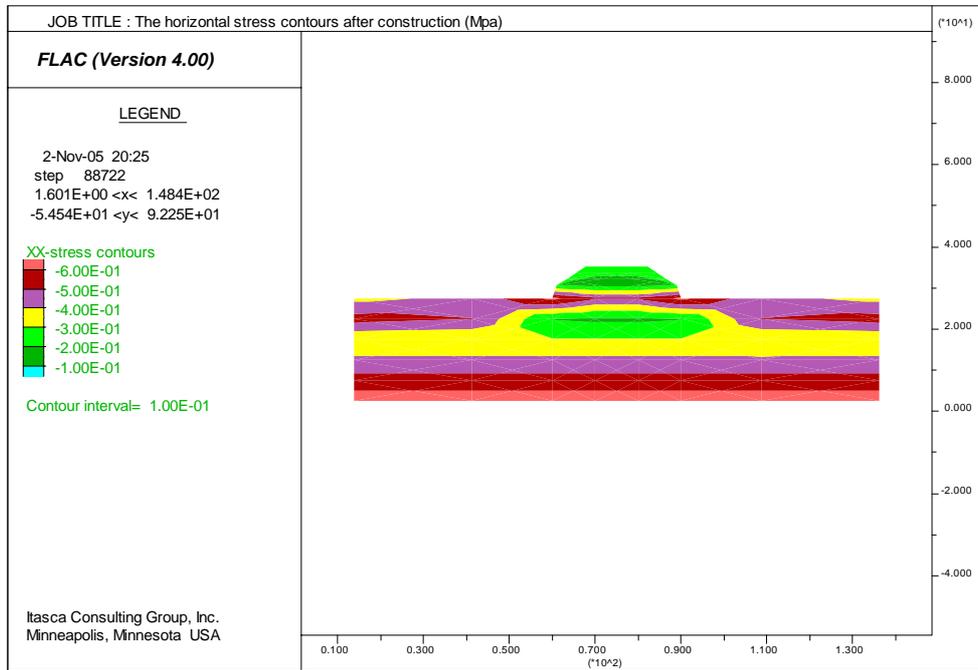


圖 9.14b 堅硬土層路堤建築後之堤內水平應力分佈圖

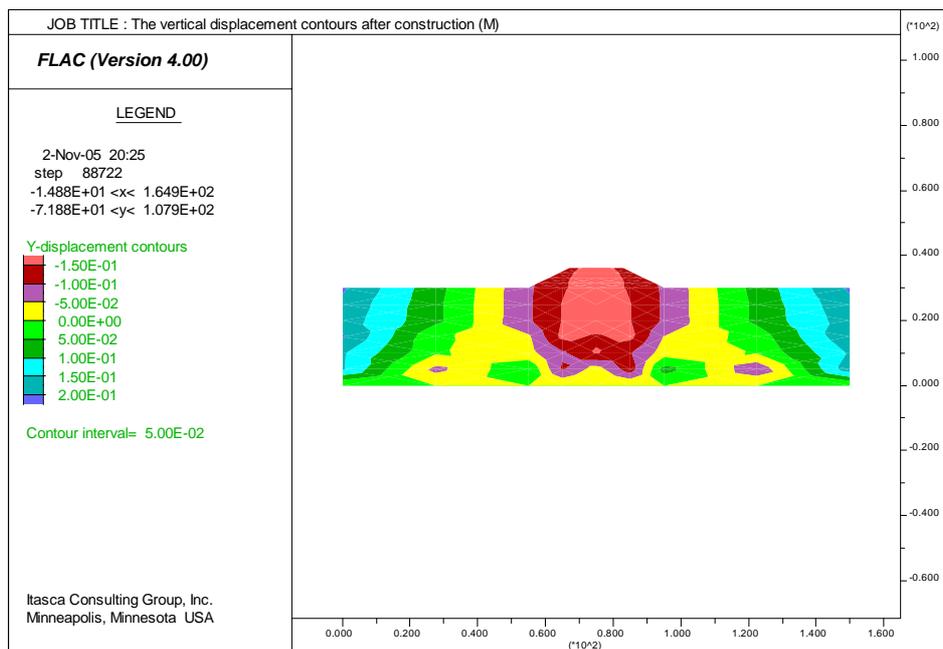


圖 9.14c 堅硬土層路堤建築後之堤內垂直位移分佈圖

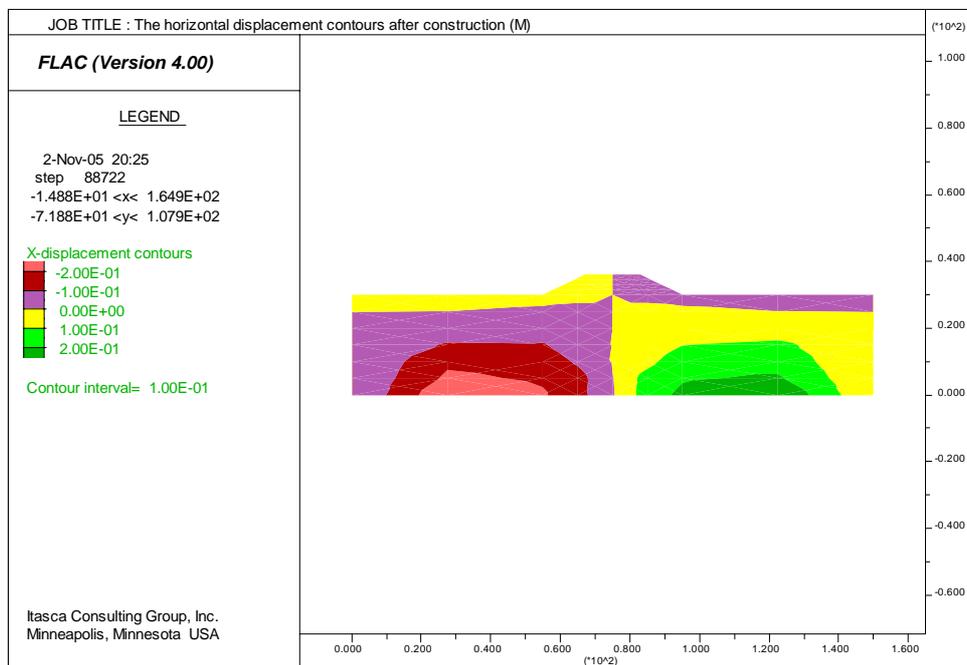


圖 9.14d 堅硬土層路堤建築後之堤內水平位移分佈圖

2.地震波作用之動態分析

最後一個階段係進行特定地震波作用之動態分析；本動態分析中與軟弱土層一樣輸入地震歷時 30 秒之地震速度(如圖 9.12)，在圖 9.15a 與圖 9.15b 為地震波結束時之垂直應力與水平應力，與地震前之垂直應力與水平應力並無太大差別，圖 9.15c 與圖 9.15d 分別為地震波結束瞬間之垂直位移與水平位移，與前一階段比較（圖 9.14c 與圖 9.14d），路堤與軟弱土壤左半部最大垂直位移約抬升 5 公分，路堤與軟弱土壤右半部最大垂直位移約下降 6 公分，在水平位移趨勢方面，路堤與軟弱土層約往左位移 1 公分。

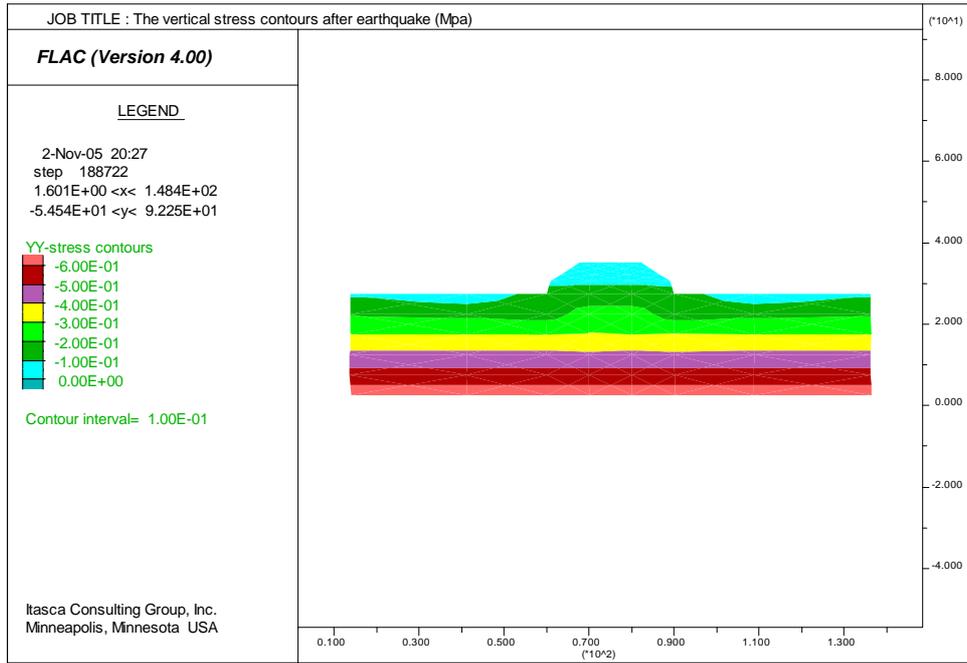


圖 9.15a 堅硬土層地震波結束瞬間之堤內垂直應力差值分佈圖

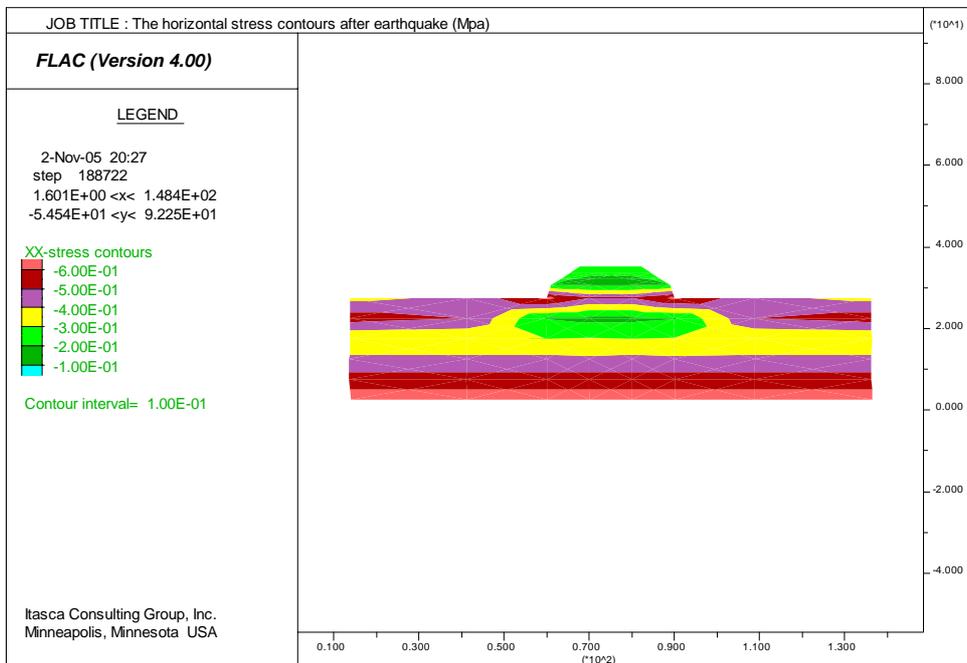


圖 9.15b 堅硬土層地震波結束瞬間之堤內水平應力差值分佈圖

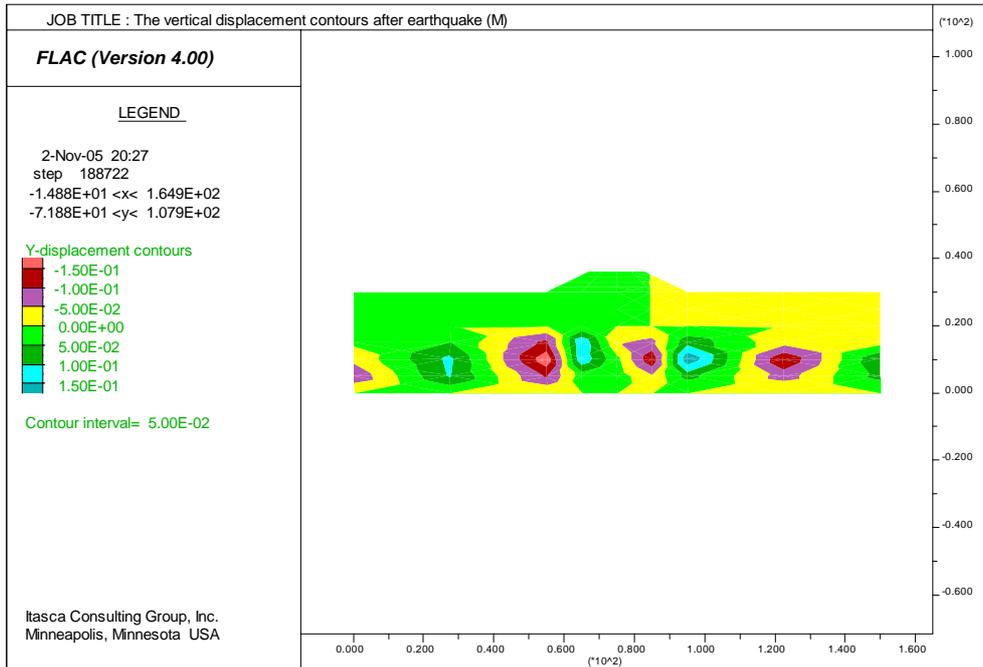


圖 9.15c 堅硬土層地震波結束瞬間之堤內垂直位移分佈圖

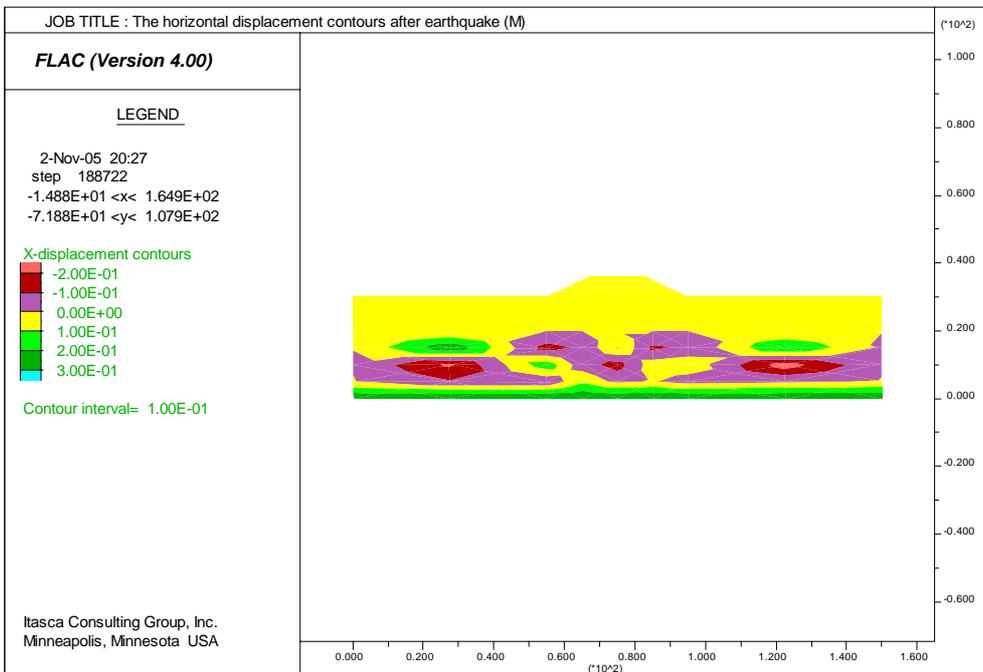


圖 9.15d 堅硬土層地震波結束瞬間之堤內水平位移分佈圖

本案例主要探討當路堤構築於軟弱土層及堅硬土層上，在特定地震力作用下路堤之行為反應影響。在兩個案例中，軟弱土層及堅硬土層下均設置一岩盤，在同一地震力下，其土壤與路堤所產生之沉陷量均不相同，如表 9.7。從表中可看出軟弱土層在遭受地震作用下，路堤之垂直位移量或水平位移量遠大於堅硬土層，而路堤土壤為路面設計時需考慮的一項重要因素。若遇軟弱土層，則須視現地之情形，採取適當方式處理。若軟弱土層中承載力不足，可提高土壤承載力、土壤加勁、減少荷重或用輕質土壤等方法。本案將動力分析案例所產生之各種行為結果與數據作一有系統之比較，以作為將來交通結構物規劃、管理及安全評估參考。

表 9.7 軟弱土層與堅硬土層地震波結束瞬間之位移量表

位移量 性質	最大垂直位移量	最大水平位移量
軟弱土層	最大垂直位移出現在路堤底部與軟弱土壤交接處約下沉 50 公分。	路堤與軟弱土層約往左右均勻位移 25 公分。
堅硬土層	路堤與軟弱土壤左半部最大垂直位移約抬升 5 公分,路堤與軟弱土壤右半部最大垂直位移約下降 6 公分。	路堤與軟弱土層約往左位移 1 公分。

第十章 軟弱地質基樁工程力學分析

一般軟弱地質之橋梁基礎常採用深基礎，深基礎不但能增進下部結構之穩定性和勁度，同時亦能產生較大之抗震力。橋樑結構之深基礎經常以樁和沉箱等結構型式設計，本章將以樁基礎為例，討論樁基礎之分析原理。沉箱基礎可視為大型墩基礎，其分析方式雷同於樁基礎，以下分別說明樁基之破壞型式和機制分析。

10.1 樁基礎破壞型式

樁基礎之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**，因地形之坍方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，造成承载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破壞型式將包括：承载力降低或喪失、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。

10.2 樁基礎承载力

有關樁基礎承载力、沉陷量和側向位移計算均為基礎工程學之重要課題，相關之基本計算和分析方法在許多教科書中均有提述，工程界所經常採用者仍為傳統之設計方法，多以靜力分析為考量，同時亦多將結構系統予以簡化。

樁基礎承載力主要是基樁最大表面摩擦阻力(f_s)及端點極限支承力(q_b)之總和，例如表 10.1 之我國建築技術規則建議基樁最大表面摩擦阻力及端點極限支承力：

表 10.1 基樁最大表面摩擦阻力及端點極限支承力表(tf/m^2)

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

根據葉文謙等(1997)整理臺灣中南部沖積土層中之 PC 樁試樁結果顯示，採用表 10.2 之靜力學公式與參數推估之基樁支承力與樁載重試驗所得之極限支承力相當一致，其差值在 $\pm 25\%$ 以內。

臺灣地區應用 PC 樁的案例大多集中於西南部之沖積平原帶，表 10.2 為整理雲林麥寮、嘉義太保及高雄林園等地依據本規範所建議經驗公式估算之基樁支承力，與實際樁載重試驗結果之比較，顯示此表經驗公式具相當之可靠性。

表 10.2 臺灣西南沿海地區樁載重試驗結果與預測值之比較表

規 範	f_s		q_b	
	打入式	鑽掘式	打入式	鑽掘式
日本建築 基礎構造 設計指針	$N/3$	$N/3$	$30N$ $1800\text{tf}/\text{m}^2$	$7.5N$
日本道路 橋示方書	$0.2N$ $10\text{tf}/\text{m}^2$	$0.5N$ $20\text{tf}/\text{m}^2$	$30N$ (N 40)	$300\text{tf}/\text{m}^2$ (N 30)
日本國鐵 建造物 設計標準	$0.3N+3$ $15\text{tf}/\text{m}^2$	未用穩定液 $0.5N$ $20\text{tf}/\text{m}^2$ 使用穩定液 $0.2N$ $10\text{tf}/\text{m}^2$	砂質土 $30N$ $1000\text{tf}/\text{m}^2$ 砂礫 $30N$ $1500\text{tf}/\text{m}^2$	砂質土 $7N$ $350\text{tf}/\text{m}^2$ 砂礫 $10N$ $750\text{tf}/\text{m}^2$
日本港灣 構造物 設計基準	$N/5$	—	$30N$	—
AASHTO	—	$f_{s\max} = 19.2\text{tf}/\text{m}^2$	—	$5.75N(N \leq 75)$ $431\text{tf}/\text{m}^2(N > 75)$
加拿大基礎工 程規範	$0.2N$	$0.1N$	$40N$	$12N$

1. 考慮影響深度：

表 10.2 中， N 值均採樁端點上方 4 倍樁徑範圍內土壤平均 N 值與樁端下方 1 倍樁徑範圍內土壤平均 N 值之平均值，其值均不得超過 50。若點承樁承載層下方出現較軟弱地層時，樁端點下方承載層之厚度至少需有 2 倍樁徑。

2. 軟弱土壤沉陷之影響：

就實務而言，土壤與基礎底面可能發生分離，諸如：(1) 樁間土壤為未經預壓或夯實改良的疏鬆砂土或軟弱粘土。(2) 樁基礎附近開挖

或其他施工之抽水作業導致地下水位下降者。(3)抽水活動旺盛的沈陷地區，如臺灣西海岸之沿海養殖區。若基礎面底部與土壤密接而未分離的情況下，作用於基礎之載重實際上是由基樁與樁間土壤共同承擔。但此刻則須注意樁間土壤所能提供的承擔部分。

3.基樁通過液化地層之影響：

若基樁通過可能液化之地層時，則於地震或振動載重下，應將可能液化部份之土壤支承力予以適當之折減或不予考慮，並應適度考慮液化後土壤流動所造成之影響。基樁貫入承載層愈深者，地震時雖然土壤發生液化，但其受損程度較輕微，反之，貫入承載層愈淺者，其受損程度較嚴重。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。

4.負摩擦力之影響：

在地盤下陷較嚴重的區域或黏土層極厚的區域，易發生因負摩擦力而導致基樁失敗的案例，因此，負摩擦力問題乃受到相當重視。因地表填土或抽取地下水等情形以致樁周邊地層發生大量壓縮及沉陷時，地層之移動趨勢大於樁體下沉速度，此時樁表面受一向下摩擦力作用，使樁軸向之作用力增加，此摩擦力即稱為負摩擦力(negative skin friction)(歐晉德，1987)。負摩擦力發生的主要原因大致為：

- (1)基樁座落於回填土地層中，當樁周圍之壓縮性土壤受回填土之載重而發生壓縮沉陷現象，導致負摩擦力之發生。
- (2)基樁座落於高敏感性之黏土地層中，於打樁過程中，樁體四周土層發生擾動，完工後逐步壓密而生負摩擦力。
- (3)由於抽取地下水而產生區域性的地盤下陷，此現象在正常壓密或輕度過壓密的黏土地層中最為明顯。

臺灣西部濱海地區，有許多因超抽地下水而發生嚴重沉陷之區域，或因抽砂回填而可能發生長期沉陷之新生地區，在這些地區的樁基礎並不一定會受負摩擦力之作用，大致與下列因素有關，須仔細評

估：(a) 基樁承載方式。(b) 樁長與抽取地下水之深度。(c) 填土與基樁施工之先後次序及時間差。(d) 地層沉陷速率。

值得注意的是在臺灣西岸高液化潛能地區，因擔心液化問題或為增加基樁側向支承力之需求，有些設計理念會在樁基週邊施以深層夯實之地層改良，使樁基週邊之 SPT-N 值大幅提高，這類情況下若週邊土壤發生相對於基樁之向下位移時，基樁承受之負摩擦力亦將大幅提高，檢核負摩擦力安全性時，應以改良後之 SPT-N 值計算。

10.3 樁基礎之分析方法

樁基礎分析設計法依照其目的大致可區分為一般性方法和耐震設計法。其中，耐震設計在現代化的公共工程建設中益形重要，加上電腦運算功能日進千里，樁基礎之耐震設計分析與檢核實有必要落實於例行之規劃設計中。

10.3.1 一般性方法

一般性方法旨在處理一般性破壞，其破壞係指偏向靜力之破壞行為，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其軸向承載更為複雜，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，基礎之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，形成破壞之可能性，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(Winkle's foundation)為最普遍，其係為靜力分析模式，該項模式亦可稱為彈性基礎梁(Beam on elastic foundation)模式，該模式控制式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。

以上破壞機制俱為樁基一般設計所需考慮者，吾人可了解相關設計中，結構應力法(structural stress method)和極限平衡法(limit equilibrium method)同等重要。

10.3.2 耐震設計法

1. 斷層錯動

地震對樁基礎之危害以斷層錯動所引致之地盤永久變形衝擊最為直接。周鴻昇等人(2000)曾根據集集地震後對南投地區公共工程及其鄰近地區地震後所產生之大地工程災害，包括：斷層錯動所引致之地盤永久變形、近斷層基樁之破壞及土壤液化等結構基礎破壞展開調查和分析，其曾整理近斷層建物禁限建區域之規定，由於車籠埔斷層屬逆衝斷層，上盤位移明顯高於下盤位移，周鴻昇等人建議下盤側近斷層之工程設計至少須考慮距斷層 100 公尺之影響範圍，且設計時須考慮近斷層在地震時所產生之脈衝(pulse-like)現象，相關建物之耐震設計除須提高設計地震力外，對於橫跨活動斷層之道路，宜採路堤或路塹結構設計，並將路寬放大以考慮結構破壞後之復救措施。上盤近斷層之構造物因具更高之風險，禁限建範圍應採更大之退縮距離，惟該範圍之制定宜根據現地地質構造、可能災害、結構物種類和重要性以及其他非工程技術面因素審慎研訂之。

依據近斷層包尾山以南至濁水山區段沿線九個構造物之 34 支基樁完整性鑽心取樣調查，周鴻昇等人並發現除穿越過上下盤錯動介面之基樁將產生剪斷破壞外，其餘基樁均呈現輕微裂隙或無明顯損壞現象或傾斜式之破壞現象，其中上盤結構破壞性高於下盤結構，樁底愈接近上下盤錯動面者愈易產生傾斜破壞(如圖 10.1)，調查結果如表 10.3 所示。各式樁基與斷層距離為 0~200 公尺不等，各樁頭垂直變位為 8~176 公分，水平變位則為 11~314 公分。研究並發現近斷層上盤側基樁將產生與斷層垂直方向之水平位移(約 0.9~2.5 公尺)，樁頭隆起量隨與斷層距離增加而抬昇(約 1~1.6 公尺)，100 公尺外之上盤基樁即無明顯抬昇趨勢而呈一定之隆起，且基樁影響多為輕微傾斜(約 1~3 度)、輕微裂隙或無破壞現象。下盤側距斷層約 100 公尺範圍內之基樁亦呈相似之水平位移，且略為向上抬升隆起，上升量約為 4~8 公分，基樁多呈輕微至中度傾斜現象，斜角約 1.5~5 度，100 公尺外之下盤地面則呈

下陷位移，基樁無明顯破壞情形。該現象與上下盤堅硬程度不同有關，下盤因受擠壓亦產生隆起之剪裂帶，故其內之基樁反應相似於上盤。綜合以上所述，斷層錯動所引致之樁基破壞可以 100 公尺為設計考量要點，近斷層區之交通構造物宜以路堤或路塹設計為主，必要時採行橋樑設計時，其基礎之耐震性應加強考慮，避免過大之位移量或直接破壞影響上部結構之安全。

該項破壞機制和分析甚為複雜，吾人可依據工址調查和地質構造等資料避免於斷層區設置樁基礎，若無法避免者，亦可依據上述觀察經驗避免於逆衝斷層區域之上盤設置基礎，以減輕其可能之破壞程度。

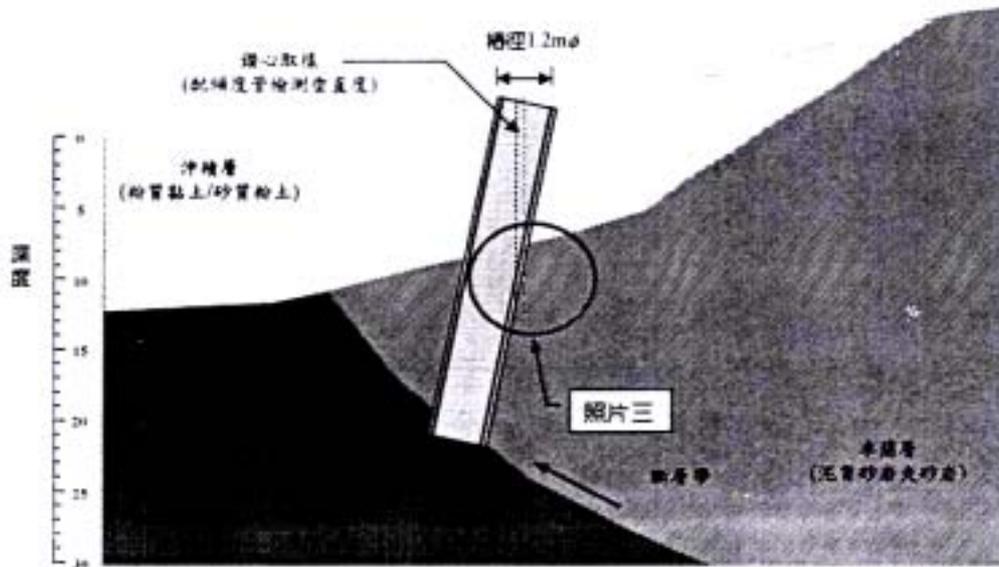


圖 10.1 包尾山基樁傾斜破壞示意圖 (摘自周鴻昇等人，2000)

表 10.3 基樁完整性調查結果表 (摘自 周鴻昇等人, 2000)

橋梁位置	調查樁數 (m)	與斷層距離 (m)	樁徑/樁長 (m)	樁頭變位		調查結果	研判基樁與斷層之位置關係
				水平(cm)	垂直(cm)		
包尾山	28	10~196	1.5~1.2 /9~30	18~270	8~165	基樁傾斜、輕微裂隙或無明顯損壞現象	基樁位置上下盤及斷層相交位置
平林溪	2	141	1.5/29,33	225	171	輕微裂隙或無明顯損壞現象	基樁位於上盤
		95		237	148		
鳳梨山腳下投25道路路旁	1	8	1.5/30	11	176	輕微裂隙或無明顯損壞現象	基礎位於下盤，但據主斷層破裂處非常近
濁水山擋土排樁	1	200	1.2/10	314	---	輕微裂隙或無明顯損壞現象	基樁位於上盤
濁水山南端	2	0	1.5/25	139	45	基樁分別於 13 及 9 公尺以下，由於地層受地震錯動影響，基樁至少側位移 1/2 樁徑 (約 75cm) 以上	主斷層錯動面可能通過基樁

2. 液化和地盤流動

在樁基礎之相關工程議題中，結構耐震行為常受工程界所重視，有關研究亦為土壤動力和土壤結構互制學域的重點項目之一。相關之動力分析方法多以有限元素法為主，然全面之有限元素模擬亦有其不便處，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，對於實務分析亦有助益(林伯勳等人, 2005；鄭世豪等人, 2005a、2005b)。

傳統樁基礎之耐震設計僅考慮上部結構所傳達下來之地震力。但由多次震災經驗顯示，軟弱地層中樁基礎的破壞常因地盤變位對基樁擠壓引起基樁之破損與落橋，日本國鐵規範(1986)針對此現象提出了明確的災害機制過程。

地震時之土壤液化地盤，樁、土與結構之互制作用過程可歸納如下列三個階段所示(詳圖 10.2)：

(1).地震初期

土壤內所激發之超額孔隙水壓尚低，土壤模數與強度尚未顯著降低，此時樁基礎之受力與變位由上部結構所傳下之地震力所控制。

(2).地震尖峰期

土壤可能已經液化甚至產生地盤流動變位，土壤模數與強度顯著降低，此時基樁工程之受力包括由上部結構所傳下之地震力，液化地盤之受震反覆變位以及地盤流動初期之永久變位，在此階段，上部結構之地震力可能因土壤液化之減震作用而變小，但地盤之受震反覆變位會因土壤軟弱明顯變大。

(3).地震停止

基樁工程之受力為地盤流動所產生之永久變位，但不再承受上部結構之地震力。地震停止後，土壤液化所引致之地盤流動對基樁工程有相當大的影響，設計可以地盤流動力(壓)或地盤流動變形來考量。

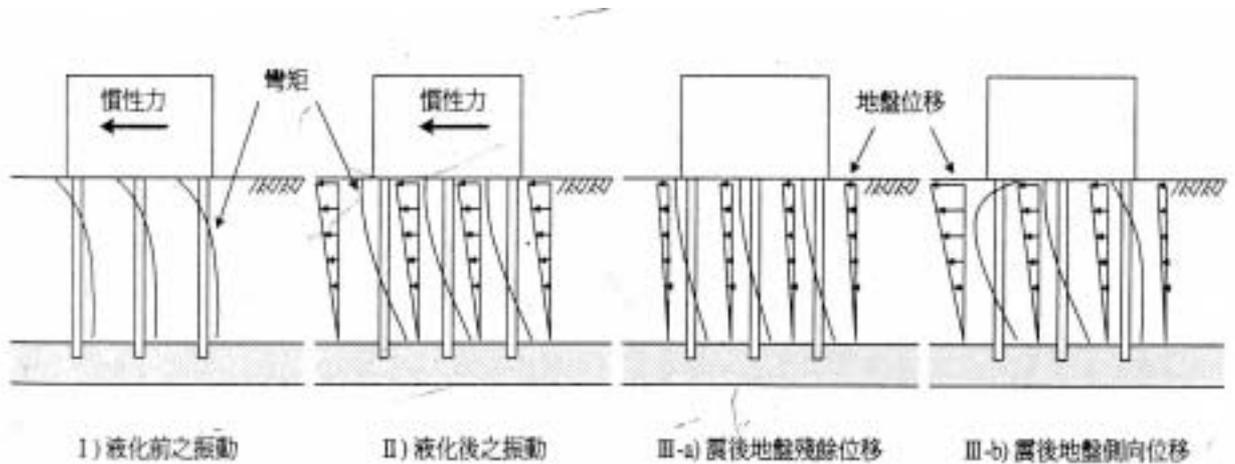


圖 10.2 地盤與樁基礎之變位計算示意圖
(摘自 Tokimatsu and Asaka, 1998)

- 地盤流動力考量

以地盤流動力考量地盤流動變位對樁基之影響，可以 1996 年日本道橋示方書耐震設計篇之規定為代表，該規定依據阪神地震經驗，說明符合下列兩項條件之地盤才有發生地盤流動之可能。

- a. 海邊護岸前面水底與背後地盤高程差在 5 m 以上，離護岸水際線 100 m 範圍內之地盤。
- b. 依液化評估方法判定會液化之砂質土厚度在 5 m 以上，且該液化土層從水際線往內陸水平方向連續存在之地盤。

- 地盤流動變形考量

以 Tokimatsu and Asaka(1998)所建議之方法為代表，詳細說明請見下文。

10.3.3 地盤流動分析模式

近年國際間之大型地震迭起，規模六以上之地震有可能讓自由水面以下的飽和砂土或低塑性粉土層發生液化作用，同時亦有可能導致臨水岸或緩坡之類似地層發生地盤流動現象，以上震災均可能使現場各式構造建物產生不同的破壞現象。對於樁基礎而言，其影響更為直接。不當的設計將導致樁基失敗，造成落橋、道路中斷、橋樑或建物傾斜倒塌、堤岸崩潰沉陷等結構破壞，危害人員生命安全，並嚴重影響社會經濟等各項活動。1964 年的新潟地震和 1995 年的阪神地震分別顯示了有關的報導和論述。為此，日本道路協會(1990、1996)即特別在設計規範中建議有關樁基礎週遭土層液化和地盤流動之處置措施。有關樁基礎週遭土壤液化和地盤流動之分析大致可藉以下數種模式進行：

1. 土質折減係數分析

此方法適用於模擬液化之影響，需配合液化潛能評估法而進行。根據黃俊鴻和陳正興(1998)、黃俊鴻(2002)以及翁作新等人(2004)等研究指出，液化之常用評估法以日本道路協會規範(1990、1996)、Seed 等人(1985)、和 Tokimatsu and Yoshimi (1993)所建議者為主，分析者可根據土壤之標準貫入值配合設計地震分析土壤抗液化安全係數，其中，日本道路協會設計規範更進一步建議所對應的土質參數折減係數以供結構應力分析使用。表 10.4、表 10.5 為相關建議，此外，日本建築學會(1998)亦有類似之建議表。該項係數可配合適當之數值模擬加以使用，以土質參數折減係數進行模擬的研究如 Idriss *et al.* (1978)；Iwasaki *et al.* (1982)；Ueng *et al.* (2002)等，一般而言，液化將迫使近地表地盤反應增加，造成更為嚴峻之基樁破壞。林伯勳等人(2005)亦以上述規範之土質折減係數配合波動方程解模擬地盤液化狀態下樁基礎之動力反應與結構破壞特性，該項簡易分析將有助於實務作業之需。

表 10.4 日本道路協會規範(1990)之土質參數折減係數 D_E 表

抗液化安全係數 F_L	地表面下深度 Z (m)	土質參數折減係數 D_E
$F_L \leq 0.6$	$0 \leq Z \leq 10$	0
	$10 < Z \leq 20$	1/3
$0.6 < F_L \leq 0.8$	$0 \leq Z \leq 10$	1/3
	$10 < Z \leq 20$	2/3
$0.8 < F_L \leq 1.0$	$0 \leq Z \leq 10$	2/3
	$10 < Z \leq 20$	1

表 10.5 日本道路協會規範(1996)之土質參數折減係數 D_E 表

抗液化安全係數 F_L	地表面下深度 Z (m)	土質參數折減係數 D_E	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq Z \leq 10$	0	1/6
	$10 < Z \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq Z \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < Z \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1.0$	$0 \leq Z \leq 10$	2/3	1
	$10 < Z \leq 20$	1	1

註：R 為土壤抗液化剪力強度比

2. 孔隙水壓消長模式分析法

除上述液化之處理方式外，美加等國學者亦多直接以液化應力分析模式為基礎進行有關分析(Wang *et al.*, 1998; Boulanger *et al.*, 1999; Lok *et al.*, 1998; Anamdaraj ah, 2001)結構應力之分析可藉全面之有限元素法或簡化結構系統之梁柱元素進行，溫氏基礎動力梁(BDWF)分析法即為代表。而處理液化之模式眾多，土壤彈塑性組成律中的有效應力模式最具嚴謹性，例如：Prevost model (Prevost, 1985)和 Bounding Surface model (Dafalias and Herrmann., 1980)，但上述模式使用相對複雜。周建捷和陳惠慈(1997)曾利用土壤非線性模式模擬液化超額孔隙水壓消長對樁體之影響。吾人可參考 Martin *et al.* (1975), Finn *et al.* (1977), Finn (1982), Finn and Thavaraj (2001)所建議之液化下孔隙水壓消長模式進行直接分析。Kim (2003)曾利用此模式成功地預測地震下孔隙水壓力，並經實驗驗證。該項模式分為不排水及排水狀況，說明如下：

(1). 不排水狀況

$$\Delta u = \frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\frac{1}{\bar{E}_r} + \frac{n_p}{K_w}} \quad (10.1)$$

其中 Δu 為超額孔隙水壓增量； \bar{E}_r 為有效應力下土壤回彈模數； $\Delta \varepsilon_{vd}$ 為體積改變量； K_w 為水的容積模數； n_p 為孔隙率。

對於飽和砂土，由於 $K_w \gg \bar{E}_r$ ，上式可化為：

$$\Delta u = \bar{E}_r \Delta \varepsilon_{vd} \quad (10.2)$$

根據土壤單剪試驗，體積改變量($\Delta \varepsilon_{vd}$)可設為為體積累積改變量(ε_{vd})之函數，初始體積改變量 $\varepsilon_{vd[0]}$ 將為零，其關係式如下：

$$\Delta \varepsilon_{vd[i]} = C_1(\gamma - C_2 \varepsilon_{vd[i-1]}) + \frac{C_3 \varepsilon_{vd[i-1]}^2}{\gamma + C_4 \varepsilon_{vd[i-1]}} \quad (10.3)$$

$$\varepsilon_{vd[n]} = \sum_{i=1}^n \Delta\varepsilon_{vd[i]} \quad (10.4)$$

其中， $\Delta\varepsilon_{vd[i]}$ 、 $\varepsilon_{vd[i]}$ 表第 i 時間點之體積改變量與體積累積改變量。
 C_1 、 C_2 、 C_3 、 C_4 皆為常數，而與砂土種類和相對密度(D_r)有關。若
 $D_r = 45\%$ 時， $C_1 = 0.80$ ； $C_2 = 0.79$ ； $C_3 = 0.45$ ； $C_4 = 0.73$ 。此外，其他
 相對密度(D_r)的體積變化增量計算，如下式所示：

$$(\Delta\varepsilon_{vd})_{D_r} = R(\Delta\varepsilon_{vd})_{45} \quad (10.5)$$

$$R = 0.00031 \cdot (100 - D_r)^2 + 0.0062 \quad (45 < D_r < 80) \quad (10.6)$$

此外， \bar{E}_r 為土壤有效垂直應力之函數，可寫為：

$$\bar{E}_r = \frac{(\sigma'_v)^{1-m}}{mk_2} (\sigma'_{v0})^{n-m} \quad (10.7)$$

上式中， σ'_{v0} 為土壤初始有效垂直應力； k_2 、 m 、 n 為經驗常數。若
 $D_r = 45\%$ 時， $k_2 = 0.0025$ ； $m = 0.43$ ； $n = 0.62$ 。

(2). 排水狀況

若為排水狀況則需考慮超額孔隙水壓消散現象，其消散模式如下所
 示：

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \bar{E}_r \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{r_w} \frac{\partial u}{\partial z} \right) + \bar{E}_r \frac{\partial \varepsilon_{vd}}{\partial t} \quad (10.8)$$

其中 k 為滲透係數， r_w 為水的單位重。

當孔係水壓求出後，吾人可計算土壤之平均有效應力(σ'_m)，並配合
 迴歸公式求出任意剪應變狀態下的修正土壤剪切模數(G_m)：

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3} \quad (10.9)$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u \quad (u = u_o + \Delta u) \quad (10.10)$$

其中 u 為孔隙水壓力； u_o 為初始孔隙水壓力

可資使用的土壤剪力模數經驗式亦多，吾人可藉 Delfosse-Ribay et al. (2004)所建議之雙曲線應力-應變模式計算，求出任意剪應變狀態的土壤剪切模數，如下式：

$$G_m = \frac{G_{\max}}{[A + B \cdot \gamma \cdot (1 + 10^{C \cdot \gamma})]} \quad (10.11)$$

其中 G_{\max} 為最大剪力模數，A、B、C 為迴歸常數，如表 10.6 所示。若在極小應變時($\gamma \leq 10^{-4}\%$)， G_{\max} 可表如公式(10.12)、(10.13)：

$$G_{\max} = g(\sigma'_m) = 1000K_{2(\max)}(\sigma'_m)^{1/2} \sim \text{Seed and Idriss (1970)} \quad (10.12)$$

$$G_{\max} = g(\sigma'_m) = 14760 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_m)^{1/2} \sim \text{Hardin and Drnevich (1972)} \quad (10.13)$$

表 10.6 不同材料型式之迴歸常數表
(摘自 Delfosse-Ribay et al., 2004 ; Rollins et al., 1998)

材料型式	A	B	C
Sand	200	2.17	0.47
Sand+silicate grout	340	2.17	0.3
Sand+micro-fine cement grout	1000	2.17	0.61
Sand+mineral grout	1050	2.17	0.64
Gravel	1.2	16	-20

對於鬆砂至緊砂等土壤，Seed and Idriss (1970)建議 $K_{2(\max)}$ 如表 10.7 所示。

表 10.7 $K_{2(\max)}$ 值建議表 (摘自 Seed and Idriss, 1970)

相對密度(%)	$K_{2(\max)}$
30	34
40	40
45	43
60	52
75	61
90	70

此外，吾人亦可利用標準貫入值配合經驗式(Youd et al., 2001)，推求 $K_{2(\max)}$ ，相關公式表示如下：

$$K_{2(\max)} \cong 20(N_1)^{1/3} \quad (10.14)$$

$$N_1 = C_N \cdot N \quad (10.15)$$

$$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_v}} \quad (10.16)$$

其中 C_N 為覆土修正因子； σ'_v 表有效垂直應力； P_a 為大氣常壓力(約為 100 kPa)。

使用上述之關係式，即能獲得液化狀態下土壤之剪力模數值 (G_m)，並將其取代舊值在不同分析階段進行迭代分析，謀取系統之平衡與收斂。上述分析所能涵蓋之參數將包括：相對密度、土壤顆粒組構、細料含量與細料特性、土層應力狀況、土層應力歷史(年代、過壓密比等)、地震力特性(最大加速度、延時、卓越週期等)。該項分析將可兼顧實務應用性和各項模擬細節。

3. 靜態土壓力和地盤反力分析法

根據黃俊鴻(2000)所整理，液化土層之地盤流動對基樁設計之影響可分為以下兩種方法進行：(a). 1996 年道路橋示方書耐震設計篇之規定，和(b). Tokimatsu and Asaka (1998)所建議之地盤變位剖面函數應用法。前者係將非液化土層和液化土層之地盤流動力分別以不同之土壓力公式模擬，非液化層之土壓力近似於被動土壓，而以水際線距離和

液化潛能指數做為修正依據；而液化層之土壓力則由覆土壓力計算，並以水際線距離和液化層修正係數做為修正依據。上述研究並指出修正之機制原因和若干分析細節，該項模式可配合適當的靜力分析方法模擬液化時之基樁反應。

後者方法則藉地盤反覆變位剖面(適用於液化)和永久變位剖面(適用於地盤流動)之位移函數 $f(z)$ 計算地盤反力，並藉梁彎曲變形公式 (Chang, 1937; 陳正興, 2000; Reese and Van Impe, 2001) 求取基樁反應，如下式所示：

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} = k_h D (f(z) - y) \quad (10.17)$$

其中 EI 為基樁之彎曲剛度， y 為基樁位移， z 為深度， k_h 為地盤反力係數， D 為樁徑。

反覆變位函數決定於土層之標準貫入值和地震之反覆剪應力比值，吾人可由修正 N 值和反覆剪應力比求取剪應變，當剪應變求出後即可藉積分計算地盤之變位值。而地盤流動之永久變位剖面可根據下列經驗式求出。

$$L/H = (25-100)D_0 / H \quad (10.18)$$

$$D(x)/D_0 = 0.5 \frac{x}{L} \quad (10.19)$$

$$f(z) = D(x) \text{ 當 } z < z_w \text{ 或}$$

$$f(z) = D(x) (1 - (z - z_w)/H) \text{ 當 } z > z_w \quad (10.20)$$

上式中， L 為地盤流動範圍， D_0 為水際線最大位移， H 為液化層厚度， x 為距水際線之距離， z 為深度， z_w 為自由水面深度或液化層之頂部深度。正規化地盤水平位移和水際線距離之關係亦有圖示可循，該模式可用於模擬液化或地盤流動對基樁所造成的影響。Ishihara and Cubrinovski (1998) 亦建議以類似方法模擬地盤側向變位之影響。上述兩模式均以地盤流動力之最大值作為設計考量，其結果或將過於保守並有限度的詮釋基樁行為，同時，兩模式均僅適用於近岸之樁基礎，無

法適用於陸地之緩坡情況。不同地貌地形之地盤流動變位經驗公式亦可見於 Youd 等人之研究(1993, 1997)，相關之變位模式均有助於計算地盤反力。

4. 擬動態土壓力分析法

Tokimatsu (1999, 2003) 曾利用振動台模擬地震下飽和砂土中群樁基礎反應，並建議若忽略土壤與基樁之間摩擦力，作用於樁身總土壓力(P_E)可寫為下式：

$$P_E = P_{EP} - P_{EA} = Q - F \quad (10.21)$$

上式中， P_{EP} 為被動土壓力， P_{EA} 為主動土壓力， Q 為剪力， F 為慣性力。

根據 Mononob-Okabe 之擬靜態土壓力解，Zhang *et al.* (1998) 將地震力所引致土體慣性力並配合力平衡方法求解動態土壓力係數。Mononobe-Okabe 解(簡稱 M-O 解)之主動土壓力及被動土壓力計算公式如下(參照圖 10.3、圖 10.4)：

(1). 主動狀態

$$P_{EA} = \frac{1}{2} K_{EA} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (10.22)$$

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (10.23)$$

(2). 被動狀態

$$P_{EP} = \frac{1}{2} K_{EP} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (10.24)$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2(\phi + \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta - \theta + \psi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + \beta - \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (10.25)$$

$$\psi = \tan^{-1} [k_h / (1 - k_v)] \quad (10.26)$$

其中 $k_h = a_h / g$; $k_v = a_v / g$; a_h 為水平加速度 ; a_v 為垂直加速度 ; g 為重力加速度 ; β 為坡角 ; ϕ 為土壤摩擦角 ; θ 為牆傾角 ; δ 為牆背摩擦角。

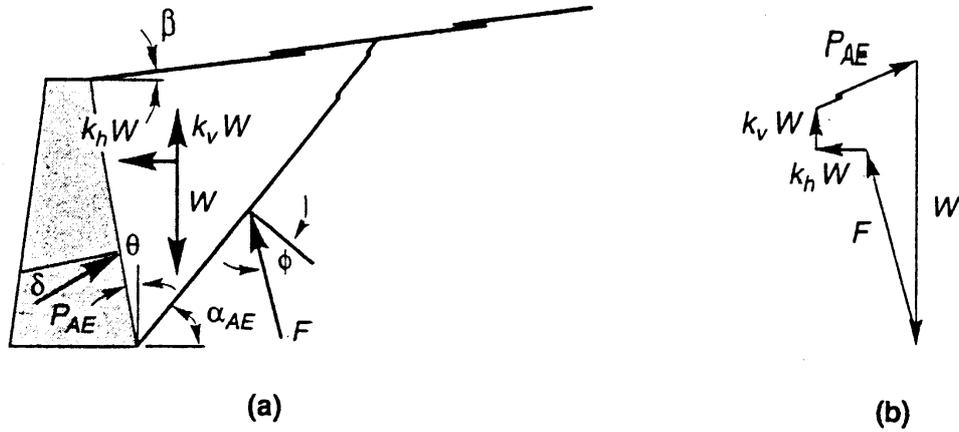


圖 10.3 主動狀況下結構系統力平衡示意圖(摘自 Zhang et al., 1998)

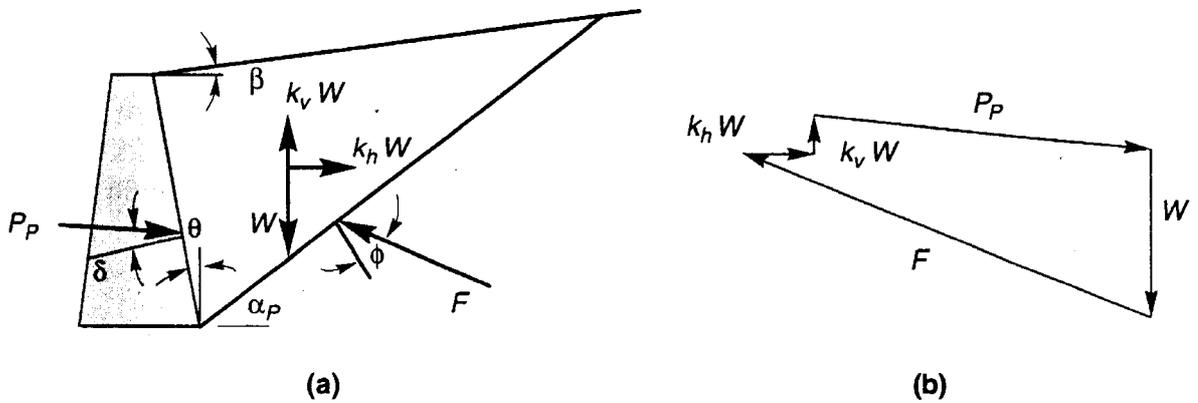


圖 10.4 被動狀況下結構系統力平衡示意圖(摘自 Zhang et al., 1998)

Zhang *et al.* (1998) 考慮地震下土層與基礎間相對變位(圖 10.5)，將 M-O 解加以改良，推求依時性之主動及被動狀況下土壓力係數。其公式如下：

(1). 主動狀態時

$$K_{EA} = \frac{2 \cos^2(\phi - \beta - i)}{\cos^2(\phi - \beta - i)(1 + R) + \cos i \cos^2 \beta \cos(\delta_{mob} + \beta + i)(1 - R)I_{E.1}} \quad (10.27)$$

$$\delta_{mob} = \frac{1}{2}(1 - R)\delta_a \quad (10.28)$$

$$R = \max \left[-1, -\left(\frac{|\Delta_r|}{\Delta_a} \right)^{0.5} \right] \quad (\Delta_a = aH, a = 0.001 - 0.005) \quad (10.29)$$

$$I_{E.1} = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_{mob}) \sin(\phi - \alpha - i)}{\cos(\delta_{mob} + \beta + i) \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2 \quad (10.30)$$

(2). 被動狀態時

$$K_{EP} = 1 + \frac{1}{2}(R - 1) \left[\frac{\cos^2(\phi - i)}{\cos i \cos(\delta_{mob} + i)I_{E.2}} - 1 \right] \quad (10.31)$$

$$\delta_{mob} = \frac{1}{2}(R - 1)\delta_p \quad (10.32)$$

$$R = \min \left[3, 3 \left(\frac{|\Delta_r|}{\Delta_p} \right)^{0.5} \right] \quad (10.33)$$

$$I_{E.2} = \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_{mob}) \sin(\phi + \alpha - i)}{\cos(\delta_{mob} - \beta + i) \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2 \quad (10.34)$$

其中， $i = \tan^{-1}[k_h / (1 - k_v)]$ $k_h = a_h / g$ ； $k_v = a_v / g$ ； a_h 為水平加速度； a_v 為垂直加速度； g 為重力加速度； α 為坡角； ϕ 為土壤摩擦角； β 為牆或基礎傾角； $\delta_{a,p}$ 為主動或被動狀態下牆背摩擦角； Δ_a 、 Δ_p 為主

動或被動狀態下參考相對位移量； Δ_r 為土層與基礎間相對位移量； H 為牆高或基礎埋深。此外，當 R 為 -1 或 3 時，即為 M-O 法之主動及被動狀態。該模式已由平面應變土壓模式修正為適用於樁基礎應用之三維土壓模式，且能以依時性之地震係數模擬動態土壓力，故能成功地模擬地盤流動對基樁所造成的影響。此外，Abdoun and Dobry (2002) 亦以模型試驗和現地調查建構之土壓力模擬基樁受地盤流動之影響，范嘉程(2001)曾討論深基於地震設計之考慮，除上述液化和地盤流動影響外，亦說明地震橫力和沉陷等問題處理方式。

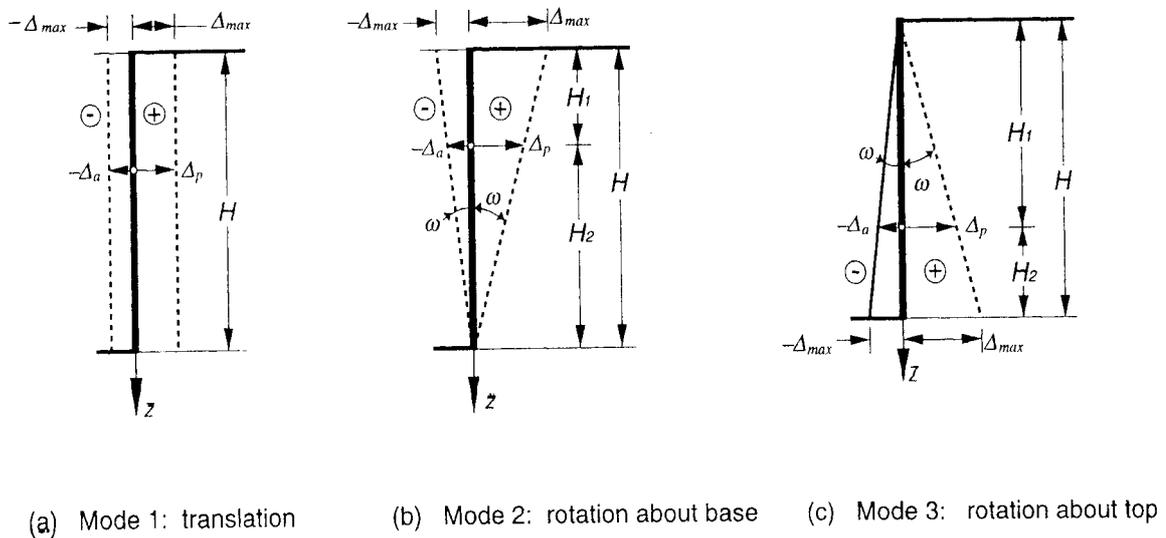


圖 10.5 土壤與基礎系統之典型運動模式圖
(摘自 Zhang et al., 1998)

10.4 案例分析－日本新潟 Showa 橋

本研究將以前述之土質折減係數配合波動方程解分析實際案例之破壞特性，說明液化行為對樁基礎所造成的影響。

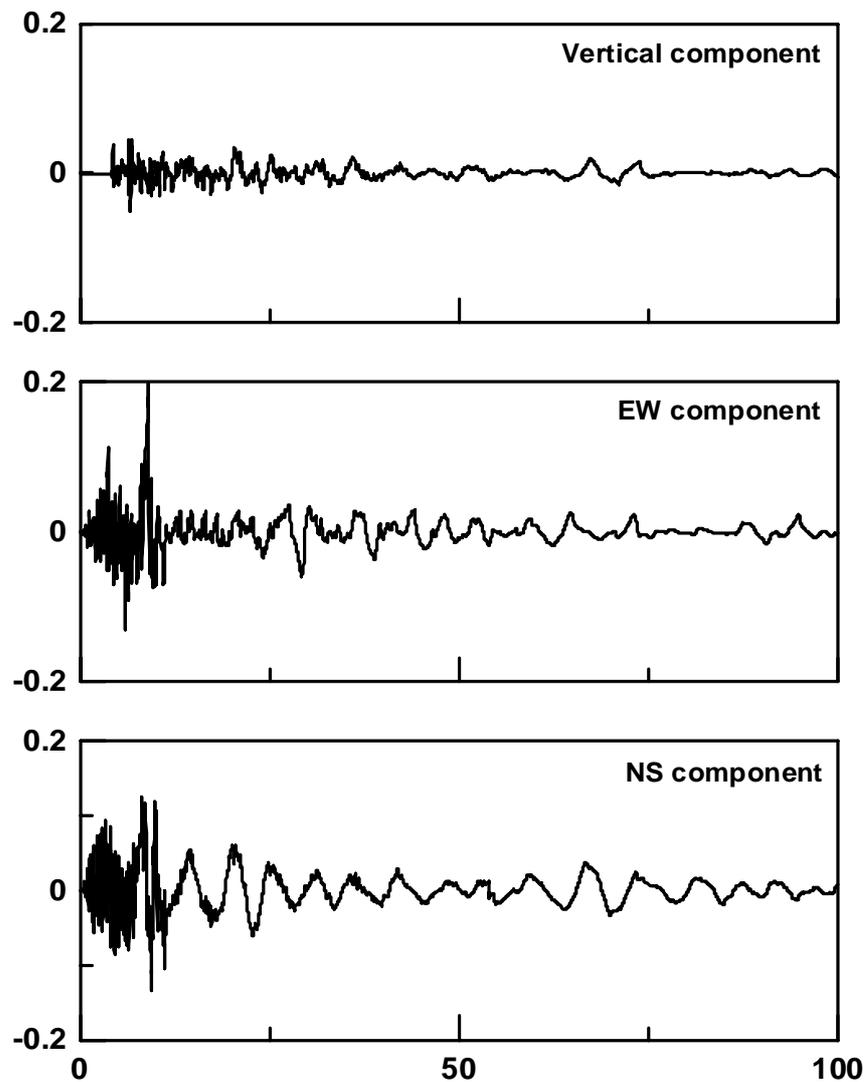


圖 10.6 新潟大地震加速度歷時曲線圖（測站：701 SMAC-A）

本討論案例為 1964 年日本新潟地震 Showa 大橋樁基礎破壞實例。案例所分析之地震資料採用 1964 年 6 月 16 日，在新潟縣栗島東南方處所發生規模為 7.5 級之強烈大地震，在新潟及山形等縣之震度達至日本震度的 V 級。圖 10.6 為新潟地震測站：701 SMAC-A 所量測之加速

度歷時曲線圖。

日本新潟大地震造成 Showa 橋附近河岸地盤產生側潰現象，河岸和河床土壤亦產生液化，Showa 大橋之樁基礎產生嚴重破壞，並造成橋面落橋現象，如圖 10.7 所示。

據 Hamada(1992)之調查報告得知現地之土層及基樁狀況如圖 10.8 所示。樁基係鋼管樁，直徑 60.9 公分，長約 25 公尺。河岸左側之液化土層，據估計約 10 公尺厚，約向河道中間滑動 5 公尺。土層及基樁之基本材料性質亦列表於表 10.8、表 10.9，其中之開裂、降伏及極限彎矩值是直接引用 Bhattacharya 等人 (2002)。

林三賢等人 (2005) 曾使用靜力溫氏基礎梁分析，考慮非線性土壤行為及非線性樁身橫斷面彎矩-曲率關係，回算現場由液化側潰對基樁所產生的破壞。整體土壤-基樁系統簡化如圖 10.8 型式以進行分析。圖 10.9 顯示其所分析之現地觀察結果與其他研究模擬比較，由圖可知樁頂位移有較大出入，而以觀察者較高(約為 0.93m)，樁周身位移亦有明顯差距，最大彎矩約為 600kN-m 左右，相對差異較位移為少。

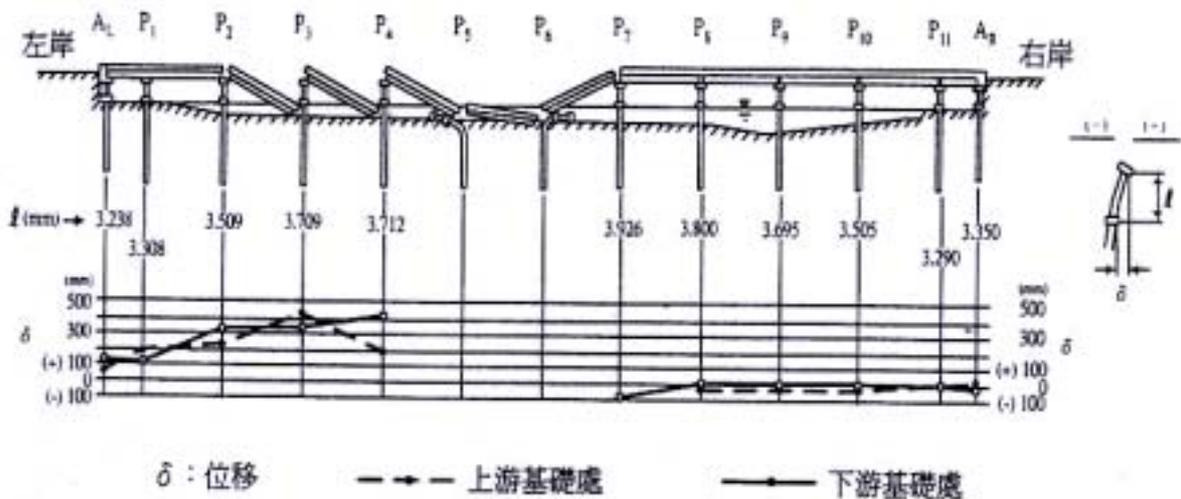


圖 10.7 1964 年日本新潟地震對昭和大橋造成之破壞示意圖
(日本土木學會，1966)

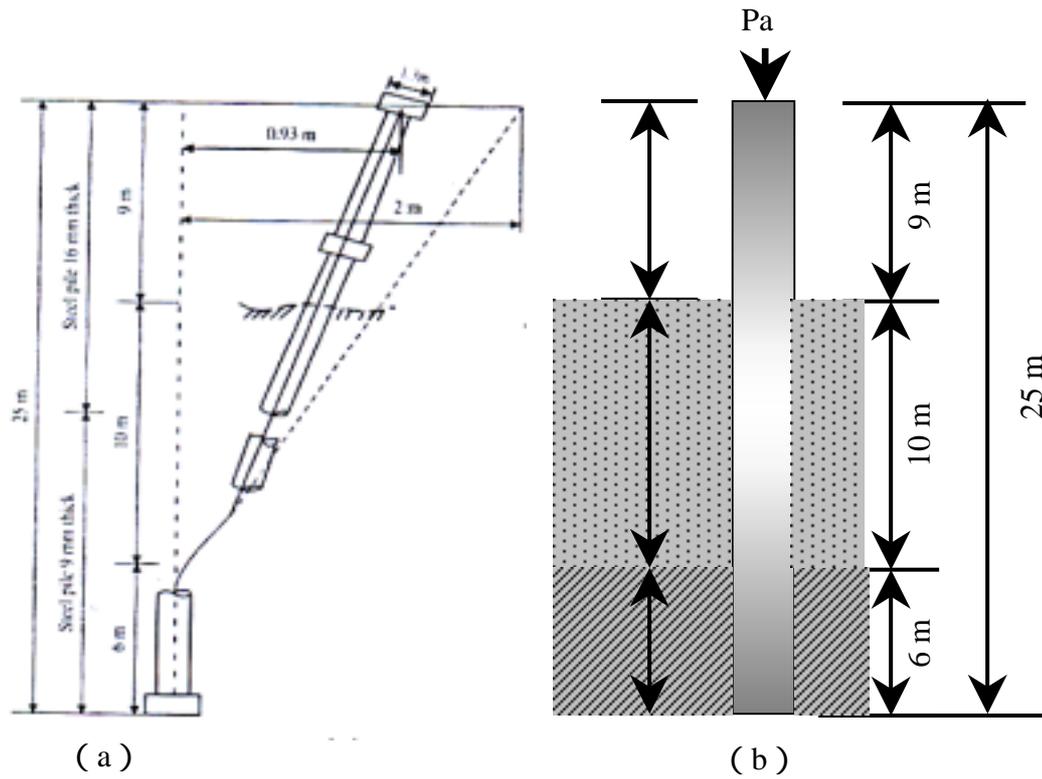


圖 10.8 樁基礎破壞模式及簡化分析模式圖 (Showa Bridge)

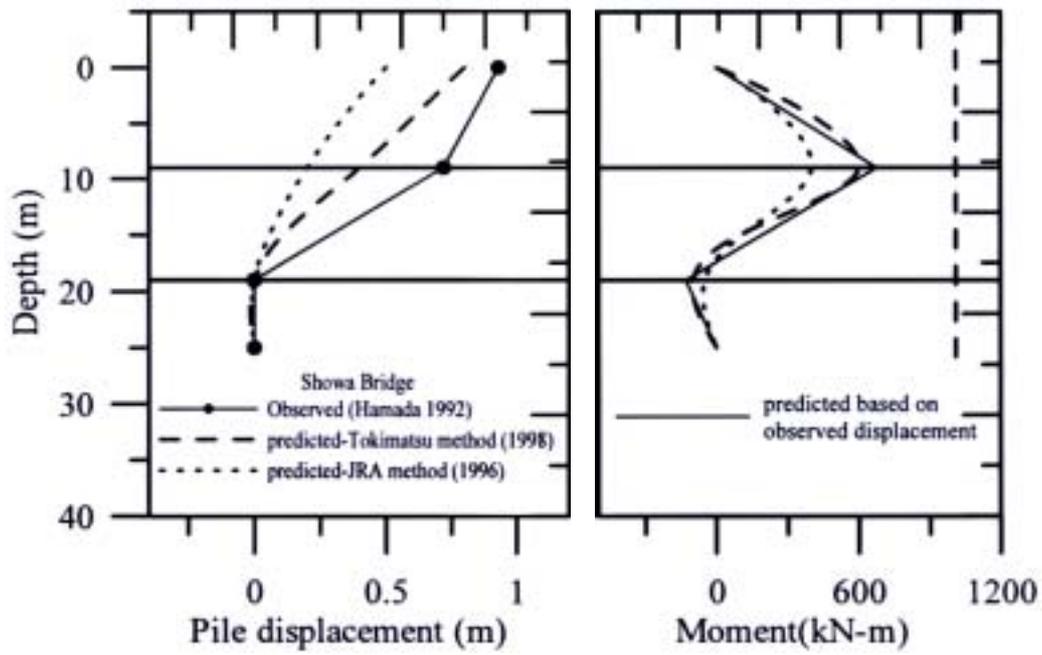


圖 10.9 樁身位移與彎矩值分佈圖 (摘自 林三賢等人, 2005)

表 10.8 Showa 橋土壤的基本性質表 (摘自林三賢等人, 2005)

土壤	上層 0-19 m 為液化土層	
	單位重	16.5 kN/m ³
	內摩擦角	32 °
	土壤勁度	46.75MN/m ²
	下層 19-25 m 為不液化土層	
	單位重	18.5 kN/m ³
	內摩擦角	34 °
	土壤勁度	100 MN/m ²
上部結構	軸向荷重 960 kN	

表 10.9 Showa 橋樁基的基本參數表 (摘自林三賢等人, 2005)

鋼管樁	樁徑	外徑 609 mm 內徑 591mm
	樁長	25 m
	樁身剛度	56300 kN-m ²
	開裂彎矩	1000 kN-m
	降伏彎矩	1000 kN-m
	降伏轉角	0.017 1/m
	極限彎矩	1000 kN-m

由於現地土壤參數不易取得，故本分析之液化區域土質參數折減係數係依照新日本道路橋協會規範(NJ RA, 1996)，其折減值約為 0.6，依據波動方程分析所得結果如圖 10.10~圖 10.13 所示。茲將該案例分析觀察整理如下：

- (a) 最大位移量發生於樁頂處，約為 0.9 m，其與現地觀察結果(0.93 m)最為接近；液化與非液化土層交界處亦有較大之位移量產生。
- (b) 樁身彎矩皆未達到極限彎矩，故不致產生彎矩破壞。最大彎矩發生於地下 8~10m 處，與觀察和其他研究相似，但其值較其他分析為高。
- (c) 無論固定端或自由端，其最大剪力均超過剪力強度，近樁頂處均將會產生剪斷破壞。

此外，Bhattacharya *et al.* (2004) 亦曾指出液化土層將迫使承重之樁體產生挫屈破壞，而在液化土層底面和非液化層介面深度位置造成樁體之斷裂現象。其分析之主要步驟如下：

1. P_{cr} ：基樁之尤拉臨界載重，其相關計算公式如下：

$$P_{cr} = \frac{\pi^2}{L_{eff}^2} \cdot EI$$

2. L_{eff} ：液化區域基樁之有效長度；其有效長度的定義是採自於穩態理論，並且選取較合乎標準之不同樁頂邊界條件。
3. r_{min} ：計算基樁之最小旋轉半徑。
4. L_{eff} / r_{min} ：考慮液化區域之基樁細長比。
5. P ：無論液化與否，一般結構設計時作用於基樁上之載重。
6. 於基樁之軸向應力 σ 之計算，可由個別載重 P 除以基樁之差異面積 A ，而當基樁產生破壞時，其表示應力值為 σ_f

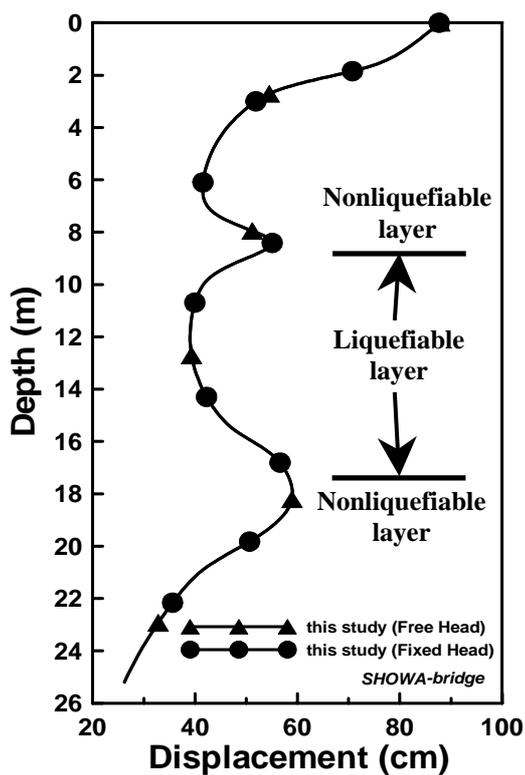


圖 10.10 樁身位移圖

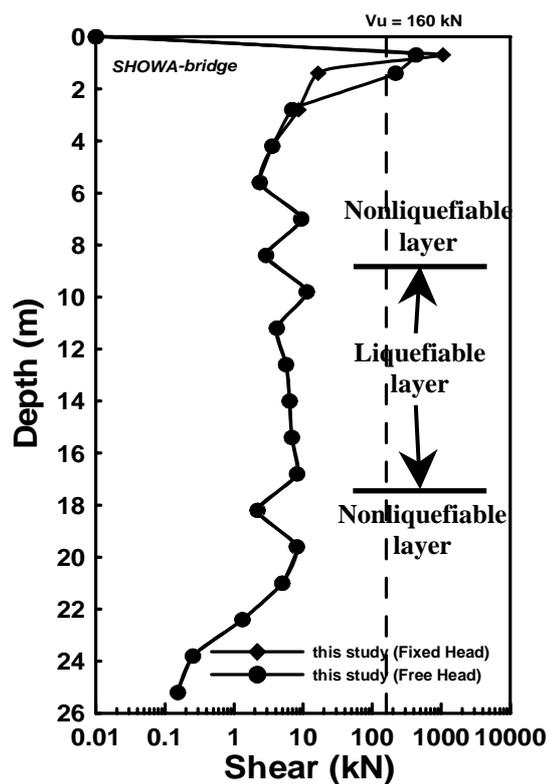


圖 10.11 樁身剪力圖

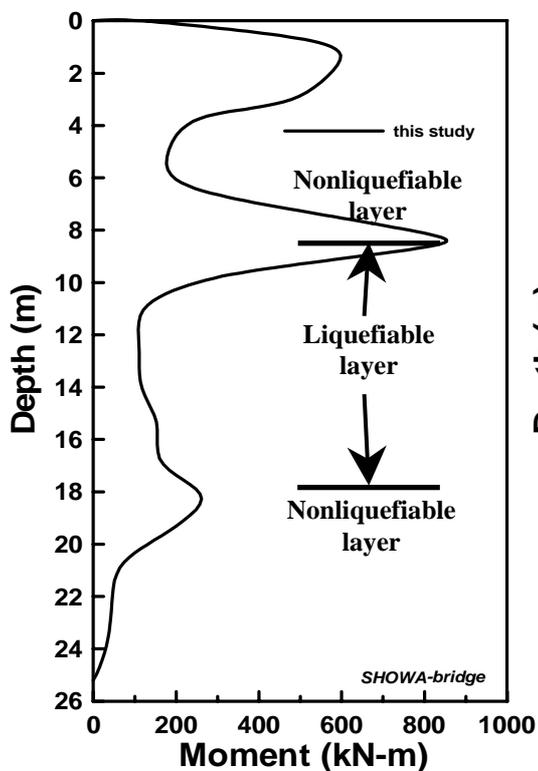


圖 10.12 樁身彎矩圖
(樁頂束制為自由端)

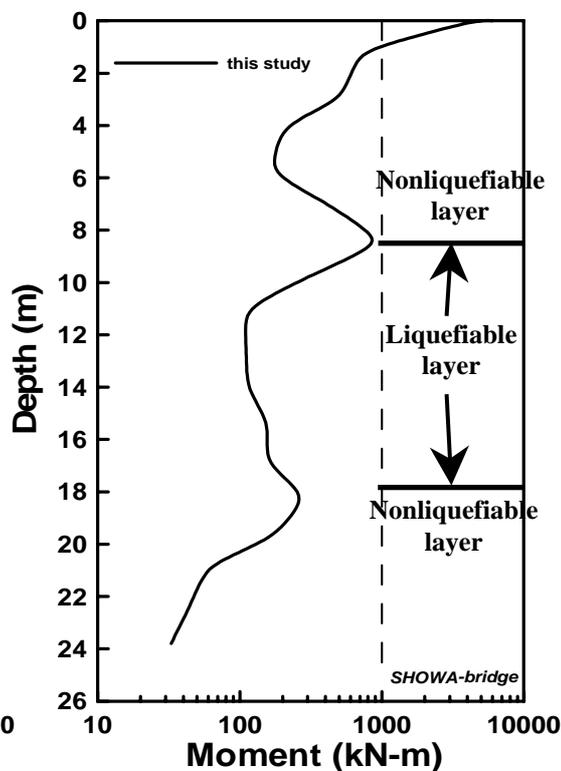


圖 10.13 樁身彎矩圖
(樁頂束制為固定端)

據估計，樁之軸向荷重約為 960 kN (Bhattacharya et al., 2004)，林三賢等人 (2005) 所分析之挫屈荷重則為 1000kN，據此，吾人似乎亦可推測該樁基之破壞可能係承受過大軸向力而產生挫屈破壞。事實上，有關分析仍未能有效區分樁基礎破壞之主要成因，液化、側潰所造成的過量變形，亦或彎矩、剪力乃至挫屈均可能形成，吾人尚須仰賴個案分析以充分了解樁基礎之耐震行為。

10.5 分析與對策

軟弱地盤之樁基礎設計首重其承载力，吾人可依據傳統之靜力公式進行計算，並以現場樁載重試驗加以驗證。若地盤承载力明顯不足，則必須進行地盤改良以提昇基礎承载力，至於所使用之工法必須配合現地地質條件而考量，對於鬆軟之砂層或黏土層，其改良方式有所不同，主要方法之施用細節請見建築物基礎構造設計規範(2004)。

此外，倘若地盤有抽取深層地下水所造成之大範圍下陷問題，則吾人或可師法日本關西機場經驗，宜儘量保有並維持現場設施結構元件之可調性（以簡支樑取代連續樑設計，並設置相關設施以調整差異沉陷量）可設法利用相關措施定期檢視，並進行調整以保持橋樑結構之平整性，避免災害發生；同時，亦必須採取適當之水利措施，以避免該問題惡化。

對於樁基礎結構之耐震設計，可參考交通部交通結構物抗液化設計程序手冊(2005)辦理之。經驗顯示：考慮液化和地盤流動影響之樁基礎靜力分析雖可獲致合理的應用結論，但無法說明結構破壞細節，且過份簡化相關機制，並忽視地震延時對地質以及樁基礎構造所可能產生的共振性。至於動力分析，本研究建議可先行計算該場址振動行為，再將振動位移作用於樁基即可模擬其行為。該項分析雖相對簡易，但能有效地掌握樁基位移和內力之依時性。若地盤產生液化並產生流動土壓力，則可參考前述各項方法進行模擬。若基樁可能發生破壞行為，則吾人亦須採地盤改良方式避免液化和地盤流動之災害生成。有關設計分析應以個案方式辦理，並委請專業學者專家進行，以確保無誤。

第十一章 新建交通結構物設計處理對策

一般交通工程之空間路線設計方式有平面、高架以及隧道等三種方式，而通過軟弱地質區則以高架通過與平面通過兩種方式為主。高架通過即是以高架橋設置基樁方式通過軟弱地質區；平面通過則是以相關工法將地層之物理或化學性質予以增強以符合路堤路基構築需求。

- (1)高架通過工法：當土層太軟弱或太易壓縮而無法提供充分支承時，可利用高架通過之方式避開軟弱地層，而其下部結構多採用深基礎，將載重傳遞到更深、較適合的地層上。

一般高架橋基礎多採樁基，亦有部份採用沉箱。依據樁之支承型式，通常可將之分為點承樁和摩擦樁。點承樁之樁底需打至承載層，利用樁之端點承載力傳達上部荷重通過軟弱土層直達適當的承載層，主要由樁底附近的岩石或土壤全部承受；摩擦樁則未達到承載層，上部載重則由土壤與樁間所形成的剪力阻抗支持。

- (2)平面通過工法：公路工程遇到軟弱地盤時，若無法避開且受主客觀因素影響必須由此一路段經過，其處理工法可採用物理或化學之方式改變土壤之相關性質，來增加承載力或降地載重之分佈。

交通工程之結構物不論是以路堤或樁基通過軟弱地質區，除考慮足夠承載力問題外，均需考量沈陷量可能造成的影響，過量的沈陷或不均勻的沈陷均可能導致運輸服務功能的降低，甚至可能影響上部結構物之穩定性。

軟弱地質不論是高含水量與含泥量的黏性土壤，或是鬆散的砂性土壤等，都具有高壓縮性、低強度、低排水性（僅黏性土壤）等工程問題。在工程上對軟弱地質區交通結構的處理設計對策，可根據不同基礎與結構物型式以及新建或既有結構物兩種考慮因素來區分處理。為確保軟弱地質上與建交通結構物可正常運轉、維持結構安全，設計時須注意下列項目：(1)地質鑽探需正確，(2)土壤設計參數需合宜，(3)設計流程需恰當，(4)上部結構配合考量。

11.1 地層調查分析

新建交通結構物設計前應於基地位置進行詳實之地質調查，可採用鑽探取樣試驗方式進行細部之地層調查，調查數量則視基地範圍、結構物規模與型式而定。調查內容除依據內政部頒佈之建築技術規則規定外，應重視軟弱地質之分佈範圍、分佈規律與均勻性，並小心鑽探與取樣以順利取得不擾動土樣為原則。軟弱地質調查重點項目如下：

- (1)在工程區及荷重影響範圍內軟弱地質的分佈狀況，包含分佈面積、深度及各層次的厚度等。
- (2)各軟弱地質的組成及其工程性質。

若地層中夾有多層黏土或以黏土層壓密沉陷為目的之調查，宜有部份鑽孔以連續取樣方式確認黏土層之厚度、連續性及影響壓密時間的排水路徑等關鍵因素。對嘉南沖積平原、各河川沖積平原及海埔新生地等，水洗鑽法為較合適之調查方法。

欲瞭解問題之型式應由地層調查分析著手，若基礎地層土壤具有較高之液化潛能，則須考量液化分析之需求，增加調查工作內容、項目，而鑽探深度至少需達 20 m，且除了 SPT-N 值標準入試驗外，應考慮採用 CPT- q_c 值荷式貫入錐試驗。

11.2 新建路堤工程處理對策

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。近代發明的土工材料，如土工織物或地

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進一步的介紹。

1.置換法

土壤改良之最簡單方法便是採用性質較佳之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。

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造材料所取代。

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：

(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。

(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）間反應變化，來達到工程應用之目的。地質改良工法種很多，各種施工法均具有其特徵及適用範圍(見附錄 B)，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。

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。

EPS 乃係發泡級聚本乙烯(Expandable Poly Styrolene)，或俗稱保麗龍，其質量很輕，僅為一般回填土壤的 1%~2%，因此輕質回填材料，EPS 的特點包括：質量輕、有高的強度/密度比、材料行為易預測、符合 ASTM 材料標準、可做防蟲化學處理、可依需要之尺寸製造或裁切、可長期掩埋地下而不變質、體積穩定、材料製造容易等等。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。

另外，電廠燃煤後所產生之底灰亦是一種新興之輕質填方材料，其本身為一電廠燃煤後之廢棄物，經研究後可作為填方材料，對整體環境而言其為較佳之材料。使用輕質填方通常較其他改良方法經濟，因單位土體重量減少，其對地層產生之影響亦將減小。

5.土壤加勁

路床填方改良可利用土壤加勁工法埋入土工合成材料，藉由土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载力，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。

11.3 新建路堤抗液化對策

土壤的液化行為係地層結構性問題，是伴隨地震而發生之短暫現象，其引發的財產及生命損失亦不容忽視。通常會發生液化者均屬無凝聚性飽和疏鬆砂土，尤其以 N 值為 10 以下者為最危險之地層。此種地層最常出現在回填新生地、河畔護岸、灘地以及港區碼頭等。其問題的查核雖不難，惟隨著液化層所在之區位、深度與厚度，以及結構型式規模等之不同，其對應之措施也有多種不同變化與選擇(廖國棟，2004)。

處理土壤液化問題之方式，通常可由改良基礎地層土壤或改變結構物基礎構造兩方面加以考慮。前者可藉由：(1)密度增加、(2)有效應

力增高、(3)微觀結構上之穩定性強化等不同方式的改善，而增大其抗液化能力。關於其改良方法通常可利用夯實方式，或採用填充砂土孔隙之方式以提高砂土之相對密度。當砂土相對密度提高後，將可增加該土層之支承力與震動作用期間土壤結構之穩定性，改善其耐震強度特性。另外，採用化學藥液固結處理則可增加顆粒間之膠結力，亦可達到防止液化效果。改變結構物基礎構造係藉由加強基礎構造強度以及增設輔助構造之處理方式，以抵抗或減低土壤液化之影響。

對新建路堤抗液化方式(見圖 11.1)，日本安田進(1993)提出利用：(a)置換、(b)排水壓密、(c)降低地下水位、(d)兩側填土壓腳及(e)施工前混合處理等方式來對抗液化。

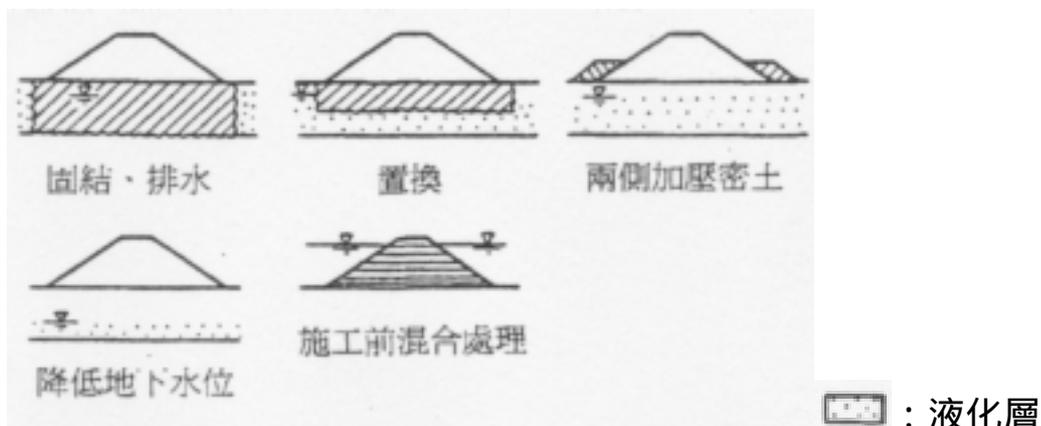


圖 11.1 新建土堤之抗液化對策圖(改繪自 安田進(1993))

11.4 新建樁基礎構造之對策

在西南沿海軟弱地質地區，若採用樁基礎貫穿軟弱土層或易液化土層，而直接支承於下方良好承載層上，則承載力與沉陷問題常不嚴重，但仍然須留意軟弱土層下陷變形對樁身所引起的負摩擦拖曳作用，以及軟弱土層液化側潰對樁的側向土壓推擠作用。

11.4.1 樁基結構設計分析

高架橋樑段橋樑的震害主要是由於墩台的位移及倒塌，或是下部結構變形而連帶引起上部結構的變形或落樑、橋長縮短、樁柱斷裂，因此，基礎土層的好壞對橋樑在地震時的安全性影響最大。結構物興建於軟弱黏土層或嚴重不均勻之土層上時，應儘量減輕載重、加大基礎面積、減少基底偏心或採用樁基礎來設計。

另外，當橋樑設置於可能液化之土層上時，基樁應設計穿過該土層，並在穩定土層中有足夠的嵌入深度，在強震區應儘量減輕橋樑的總重量，採用比較輕型的上部結構，避免頭重腳輕；對於多跨橋樑宜分節建造，化長橋為短橋，使各分節能夠互不依存的變形設計。

就橋樑基礎而言，如發生較原設計水平加速度大之地震，可能因地震產生之振動力，導致基礎與上部結構界面破壞、承載不足或土壤液化引致基礎沉陷與傾斜。但如因液化使其承載力大幅降低甚至為零，則需考慮設置基樁來穿越液化層，並針對結構物容許變形量進行分析。

液化土層中之基樁、土壤、結構互制行為在地震動停止後，基樁主要受地盤流動而產生永久變位。依據耐震設計及相關設計規範，平常時之基礎承載力安全係數為 3，中小型地震時為 2，大地震時若土壤有液化潛能，則土壤將由彈性變形進入非彈性變形，材料強度將完全發揮，其液化區域之土壤強度不計，取其安全係數為 1。

11.4.2 減少負摩擦力之方法

在地層下陷嚴重的鬆砂土層或厚度極大的黏性土層區域，土壤易壓縮沉陷，土壤對樁身產生的負摩擦力應受到相當重視。當基樁出現負摩擦力時，不但將增加樁身之作用力，單樁之支承能力將減少，其可能導致基礎之破壞，並造成當地嚴重之問題。

當遭遇負摩擦力問題時，除必須設法克服地層的問題或改良地質狀況外，一般可採下列方法以增強基樁之支承能力：

- 1.增加基樁之斷面或樁數，以承受更大之荷重。
- 2.增加基樁之材料強度，以抵抗增大之軸向力。
- 3.採用完全摩擦樁，以使基樁發生之沉陷與地盤下陷量接近，以減少負摩擦力發生之程度。
- 4.使用較小間距之群樁，以利用群樁效應減少負摩擦力之作用量。
- 5.使用雙重套管方式基樁，以外管承受負摩擦力，內管則傳遞軸向力。
- 6.使用柏油塗料層形成一滑動層次(Slip Layer)以減少負摩擦力。

以上方法均曾在工程中被應用，其中就經濟性而言，以第 6 種之柏油塗料護層最為有效也最常使用，此法導源於荷蘭，經試驗證明即便 1 mm 厚之柏油護層(Bitumen Coating)亦可降低約 90%之負摩擦力。基樁使用柏油護層後，可有效減少負摩擦力，至於減少的程度則受基樁、土壤以及塗料之性質而異，因而設計上仍應適當估計使用護層後殘餘之負摩擦力大小，殘餘負摩擦力估計應考慮下列因素：

- (1)基樁形式、長度、斷面大小及打設方法。
- (2)土層強度特性、壓縮性質以及地下水位高程與溫度。
- (3)柏油塗料之形式及厚度。

殼牌石油公司出品特殊瀝青塗料護層曾被應用於鋼管樁之施工作為保護層使用，護層可在工廠內預先噴塗方式製造，亦可在現場直接

以浸泡方式生產，歐晉德(1987)曾使用之日本鋼管公司生產之 NF 樁，其試樁結果發現殘餘負摩擦力約為原始負摩擦力值之 10%。若支持層為無凝聚力細砂土層時，可注入水泥膠結物以增強其承載力，或增加樁基數目以減少負摩擦力。

11.4.3 樁基之抗液化對策

在高液化潛感區內之基樁必須穿過可能液化之砂土層，樁面與可能液化砂土接觸面之摩擦力也不應該計入基樁之總承載力內。既使如此，在淺層土壤發生液化時所伴隨產生之側向移坍或地盤流動仍然可能對基樁產生破壞。

考量橋樑結構之安全，基樁周圍之砂土可進行地盤改良，或將側向移坍或地盤流動對基樁所可能施加之力量考慮在基樁設計中。貫入基樁施工的過程本身就會對周圍砂土產生相當程度之夯實或改良效應。在空曠地區，動態夯實與擠壓砂樁工法都是可行的選擇；在都會區域或現有地下結構物附近，則須選擇擾動量較低之低壓灌漿法。

若基樁通過可能液化之地層時，在地震或振動載重下，應將可能液化部份之土壤支承力予以適當之折減或不予考慮，並應適度考慮液化後土壤流動所造成之影響。基樁貫入承載層愈深者，地震時雖然土壤發生液化，但其受損程度較輕微。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。

樁基礎抵抗土壤液化之作法說明如下(見圖 11.2)：

- (1)固結工法：新建樁基選擇深層混合處理或注入固化工法予以地盤改良。新建樁基則更可將軟弱地層置換為良質土壤。
- (2)補強樁工法：新建樁基工程設計時，可增加樁基根數與樁斷面積，即使發生液化亦可保持構造物安定。

(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。新建樁基與既有樁基均適用。

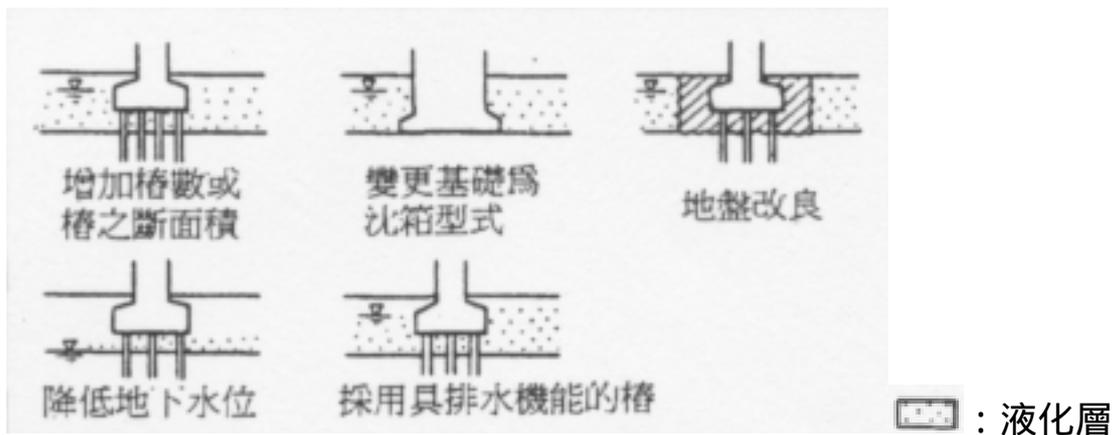


圖 11.2 新建樁基礎之抗液化對策圖(改繪自 安田進(1993))

11.4.4 基樁試驗與檢測

樁基礎是承受上部結構體本身重量的構造物，對於發揮結構物功能及其使用壽命均有直接的關係。基樁係埋設於地表下，因土壤為不均質且變異性大的材料，因此在基樁施作完成後，施工品質及支承能力必須另外進行試驗證明，一般常用方法為完整性試驗及載重試驗。

(1)完整性試驗：

任何類型之基樁都是用來承受載重，因而在設計、製造及施工(打設或鑽掘、澆置混凝土)過程中都不容許有任何失誤，否則品質不良的基樁便無法達到承重的目的。目前場鑄基樁最普遍的檢測方法為超音波檢測，據以判斷基樁完整與否，為一種小應變之非破壞性檢驗。

(2)載重試驗：

基樁載重試驗可分為施工前設計用之樁載重試驗(Preliminary Load Test)及施工中檢驗用之載重試驗(Proof Load Test)，前者目的是要

再次修正相關之設計參數，以作為該區域內之基樁設計依據；後者主要在於抽樣檢驗打設基樁之支承力是否符合設計標準，工程上為了印證承載力與沉陷量是否滿足設計需求，一般荷重加載至設計值的兩倍或以上。

第十二章 既有交通結構物改善處理對策

12.1 既有路堤之沉陷處理對策

由本研究第八章所收集之工程災損案例可知，軟弱地質上之路堤工程以基礎之過量沉陷最常發生，其造成之影響主要包括因路面不平導致行車不順甚至發生危險，而平面道路之路面沉陷則可能因積水而造成通行不便甚至交通受阻。另橫跨積水區之高速公路與省縣道路，亦因必須填高路基或設置高架橋樑來改善，而增加不少工程費用與維護經費。故於路堤基礎之設計時，應考慮地層之過度沉陷以及差異沉之可能性，預留將來可能之沉陷深度，以提高路面高程來解決。

在路堤的穩定性可以確保之前提下，應採用將來容易維修之結構型式、或採用不因沉陷發生而受損之結構設計方式。於完工通車後之維護管理階段，再逐步依沉陷量大小進行維修的工作。沉陷可能導致工程結構物間產生互制問題，因各種結構物所能容許沉陷量的程度不同，當土堤填方與橋樑結構物交互並存，為避免結構物因填方而產生差異沉陷，應配合實施合適之地質改良工法。

12.2 既有路堤之抗液化對策

在評估既有建物會因基礎土壤液化而嚴重變形之後，必須選用有效的工程對策來防治路堤變形破壞，葉祥海等人（2001）整理出防止土壤液化之相關工法與原理，如圖 12.1 所示。觀察離心模型試驗中基礎土壤液化之路堤變形行為，可以歸納出控制路堤基礎土壤液化變形主要的工程對策為：

- (1) 降低基礎土壤的液化潛能。
- (2) 減少基礎土壤液化所帶來的永久變位與破壞。

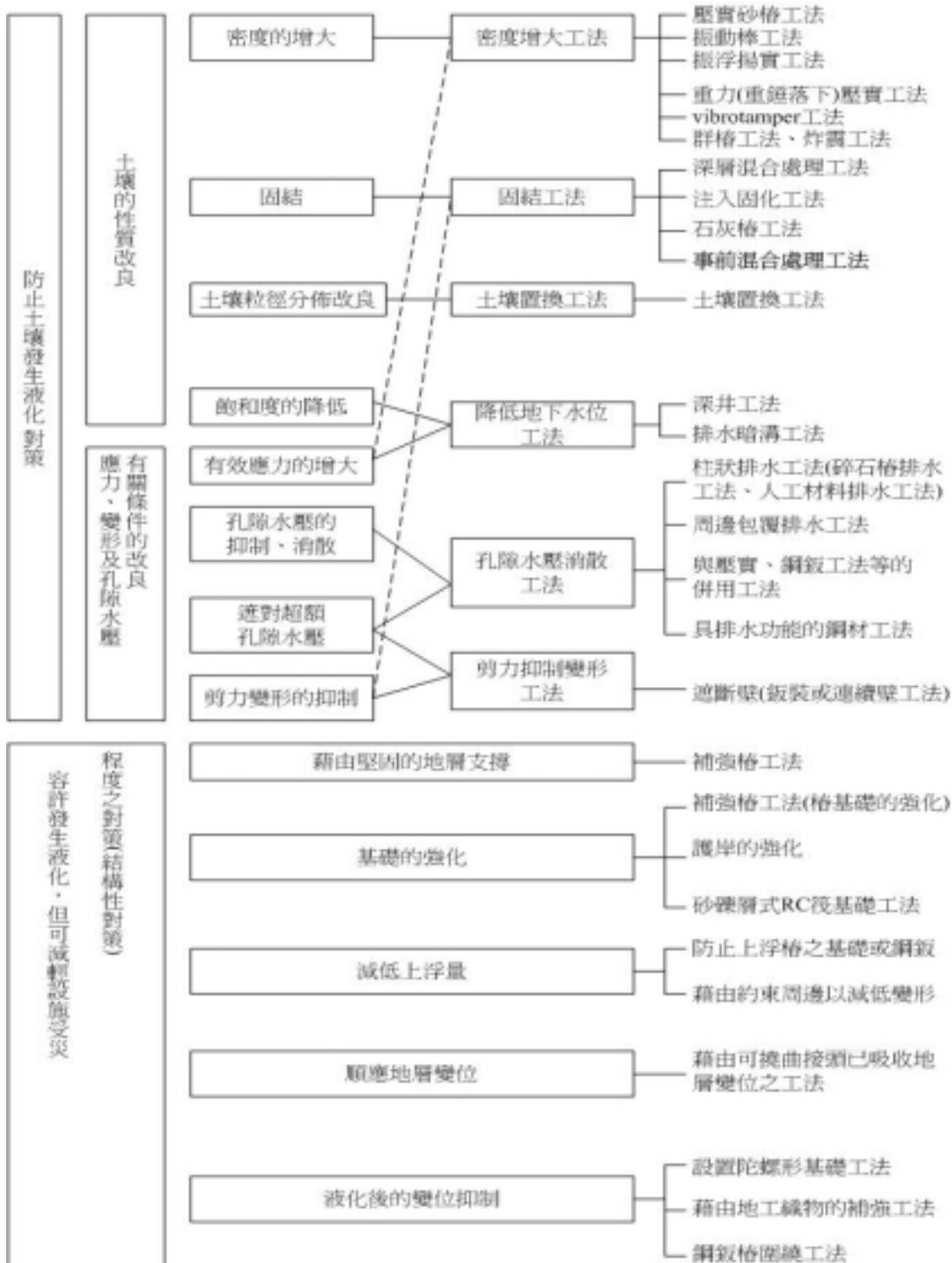


圖 12.1 防止土壤液化之相關工法與原理圖(日本地盤工學會，1988[間接引用自 林呈等(2000)])

對既有路堤構造防止液化之方法，可採用以下四種方式：(1)打設鋼版樁穩固基礎下方並截斷水流，(2)降低地下水位，(3)兩側填土壓腳以及(4)深層混合與打設鋼版樁之處理對策，詳見圖 12.2 所示。Okamura (2001) 指出使用鋼版樁來圍束可強化基礎，並逐漸成為普及的對策工法。在日本過去的五到十年之間，已經應用了該對策工法來保護河岸堤防與公路路堤。

在國內，張吉佐等人(2002)認為於線型工程之土堤或河堤，若基礎土壤有潛在液化土層時，必須評估液化之危害性，並視需要採取適當的防治對策。適用於線型工程之抗液化對策包括換土、地盤改良、填土壓腳、打設鋼版樁等。進行方案評估選擇時，必須考慮經濟性、施工技術、工期與施工環境等。但初步評估，對既有土堤換土與地盤改良較不具經濟性，故針對填土壓腳與圍繞打設鋼版樁兩種措施，模擬與評估其抗液化功效。發現：

- (1)填土壓腳之抗液化功效不佳，原因可能是填土壓腳並不能改善河岸地形之基礎土壤液化所造成的不穩定性。
- (2)沿土堤兩側堤趾打設鋼版樁、並以繫纜對拉可大幅降低土堤的位移量，其成效頗佳，可以有效地抑制液化基礎土壤的側向流動，保持路堤的完整性，將危害降到最低。但是在實際工程應用時需考慮工程經費。

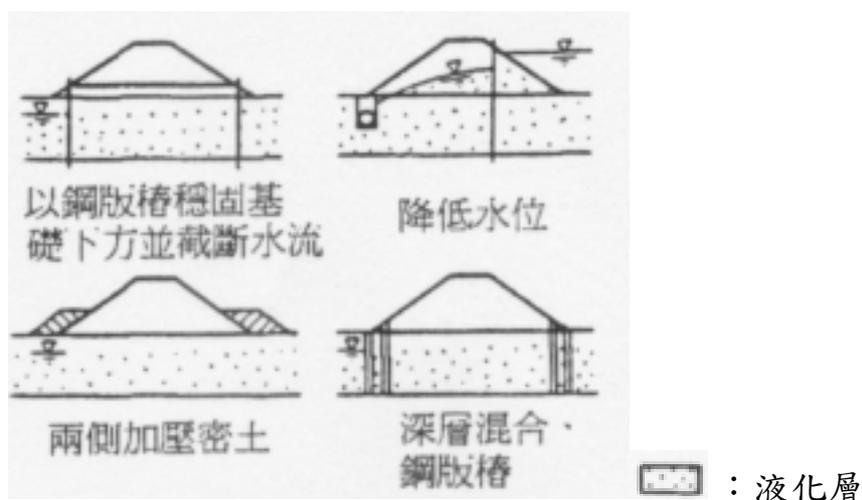


圖 12.2 既有土堤之抗液化對策圖(改繪自 安田進(1993))

12.3 既有樁基礎之修復補強工法

既有樁基礎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礎受損之程度有很密切關係。若既有樁基礎尚可再利用，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。在大規模復舊時，也可在建物四周增設新樁及帽梁托撐，以提高基礎之承載力。

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。

但是樁基礎修復補強之工法很多，各具特色及適用性，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擇之(詳見圖 12.3)。

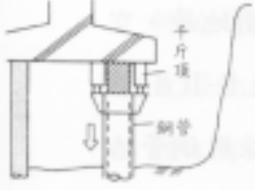
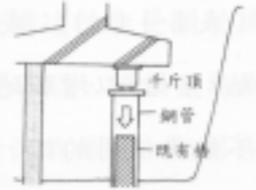
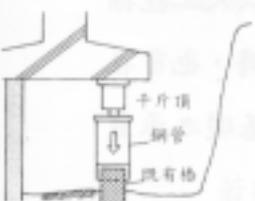
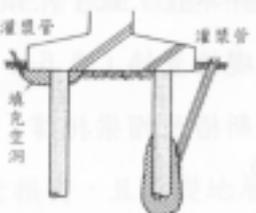
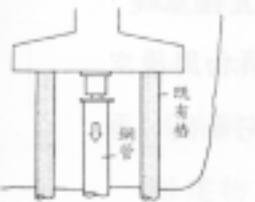
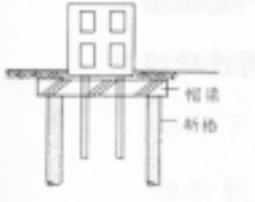
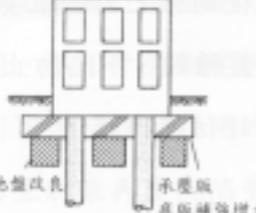
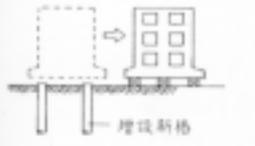
<p>(a) 既有樁補強工法</p>  <ul style="list-style-type: none"> ● 鋼管包套既有樁分段壓入、銲接，其間隙以水泥漿等填充 ● 對既有樁損害輕微者補強效果佳 	<p>(b) 既有樁補強工法</p>  <ul style="list-style-type: none"> ● 既有樁樁頭切斷，以鋼管套入既有樁分段壓入、銲接，其間隙以水泥漿等填充 ● 對既有樁損害輕微或樁頭損害者補強效果佳
<p>(c) 既有樁再壓入工法</p>  <ul style="list-style-type: none"> ● 既有樁樁頭切斷，於基礎版及樁間以千斤頂將既有樁壓入較佳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

圖 12.3 基樁補強修復工法圖(周功台等，2000)

12.4 既有樁基礎抗液化對策

12.4.1 既有樁基礎之土壤改善對策

提高既有樁基處土壤之抗液化對策如下：(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，使於地震時才發揮效用。(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，新建樁基與既有樁基均適用。對策圖詳見圖 12.4，改良成效程度可見表 12.1。

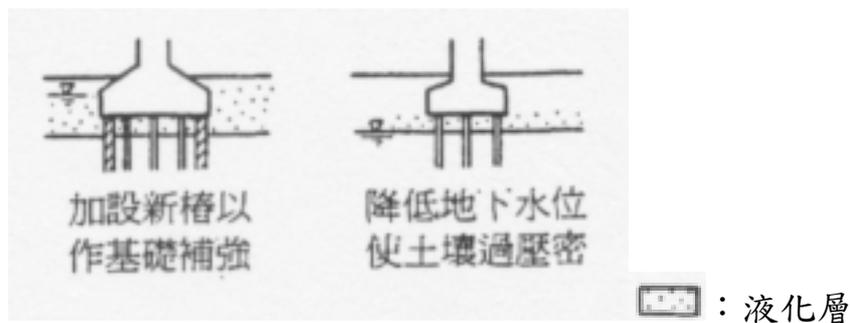


圖 12.4 既有樁基礎之抗液化對策圖(改繪自 安田進(1993))

12.4.2 既有樁基礎構造之改善對策

抗液化措施藉由採用樁基或沉箱式基礎，穿過會液化土層，將載重傳遞至深層。惟隨著液化層厚度與其分佈位置，對基樁將產生不同之影響，大致有下述兩大類別之影響效應。

- (1)當液化層出現在地層表層時，將可能肇致以下數種狀況：(a)為液化層厚大於樁長之情況，可能產生沉陷、傾斜或上浮；(b)為當樁長僅略大於液化層厚之情況，液化時樁之承載力及水平抗力均可能不足，此外由於液化導致側土壓係數增至 1.0，故側土壓亦須

加以檢討；(c)情況為樁長均位在液化層之下，須檢討側土壓及承载力減低程度是否尚屬安全。

- (2)當液化層出現在地層的表層為粘土層之下方時，則將可能肇致以下數種狀況：(a)上覆粘土層較薄時，地震激發之高孔隙水壓將沖破粘土層而發生噴砂現象，樁頂周遭土壤可能導致掏空；(b)當上覆粘土層較厚時，雖可能無噴砂現象，惟仍因液化層的強度喪失，引致承载力與抗水平力下降，亦將發生沉陷與承载不足問題。

依據日本於新瀉地震後，調查樁基構造之建築物破壞情況，得知當樁頂土層液化時，非液化層貫入之承载長度比值至少須達 0.35 以上，較能確保地震液化時建物不發生破壞，否則樁頂液化層須另採其他改良對策因應。

關於位於近海岸之建築物，由於地層的表層多屬較疏鬆之回填層，因地震造成上層發生液化時將危及樁體，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，而肇致損壞或破壞。為克服此問題，亦可在樁頂段之基礎版外圍，增設內壕壁構造，係藉由內壕壁外側之被動土壓力，分擔水平慣性力之抵抗，使得樁體承受之水平作用力減低。

表 12.1 基礎改良對策表(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)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	
固結 (深層混合處理、 注入固化工法)	<input type="checkbox"/>					
密度的增大 (壓實砂樁工法、 振浮揚實工法)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	
有效應力的增大 (回填土)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>				
孔隙水壓的消散與 阻斷(碎石樁、 排水工法等)	<input type="checkbox"/>					
剪力變形的抑制、 遮斷孔隙水壓 (鋼板樁)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>				

第十三章 軟弱地質監測探討

為確保地震發生時位於軟弱沖積土層結構物之安全，須針對地震所產生效應進行監測，以作為設計結構物之參考。本章首先對此一問題對策進行初步規劃，以為第二年研究之架構參酌。

13.1 監測儀器簡介

一般大地工程常用之監測儀器簡介如下：

1. 載重儀(Load Cell)

載重儀有甚多種型式，國內目前多採用應變計式，其又分成機械式應變計、液壓式應變計、差動變壓式(L.V.D.T)等三類。

2. 應變計(Strain Gage)

應變計可應用於量測鋼筋，型鋼、鋼鍵等金屬材料之應變，亦可量測混凝土應變，其分成電阻式應變計、振動弦式應變計等二類。

3. 鋼筋計(REBAR Strain Gauge)

鋼筋計有兩種型式：

- (1) 振種弦式應變計，在工廠銲接於鋼筋上，然後再加外部防水保護措施。
- (2) 黏貼式的應變計，在工廠以膠合劑，黏貼於鋼筋上。

4. 水壓計(Piezometer)

水壓計有開放式、壓氣式、電氣式等三類。

5. 觀測井

視土層狀況，觀測井有不同的埋置深度，利用水位尺來測讀水位。

6. 傾斜計

傾斜計有套管埋入混凝土連續壁、埋入連續壁或擋土壁後土壤等二種，其材質則合成塑膠 ABS plastic 與鋁製等二種。

7. 沉陷點

沉陷點可配置於基礎上成埋於土中，在現有基礎上則為螺栓或道釘，皆為國造產品。

8. 隆起桿

隆起桿之構造需避免桿的重量過重，隆起量受到桿重的影響，故材質宜選用較輕的。

9. 永久水準點

永久水準點穿過會產生壓密沉陷的地層，埋設深度達岩層，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。

10. 建物傾斜計(Tilt)

建物傾斜計係裝設於現有結構物上，以量測結構物的傾斜情況。一般可量測水平和垂直的傾斜，以及 x、y 兩方向的傾斜。

11. 標尺

已繪製刻度的尺黏貼於現有建築物上，或繪製於其上。以水準儀量測，配合沉陷釘施作，以瞭解沉陷的情形。

12. 盤壓計(Pressure Cell)

使用於內支撐系統之支撐(Strut)上，以瞭解支撐受力情形，若有預力時亦可瞭解預力情形，多配合油壓千斤頂使用。

13. 連續沉陷計

連通管方式即有三種，三種最主要的差別在水位高底差的探查器不同，有用光電探查器的，有用差種變壓式，本工首復興橋托底時曾使用氣泡式的水位計做為連通管內水位高低的探查器。

14.總壓力計(Total Pressure Gauge)

一般土壤皆承受土壓力和水壓力，兩者之和即為總壓力，因此同時量測土壓力與水壓力之裝置稱為總壓力。

15.裂縫計(Crack Gauge)

裂縫計可量測裂縫寬度，以瞭解結構物損壞是否有變大趨勢，簡單的為裂縫上，以兩個有刻畫的透明塑膠片固定成懸臂樑式，自由端互相重疊，即可瞭解裂縫是否加大。

16.變位桿

變位桿為一鐵心桿，待測物體變形後帶動影響期可調整桿，而獲知其變動位移量，一桿量測一個方向的變位。

17.溫度計

(1)為瞭解溫度所產生之應力，內支撐系統須裝設溫度計

(2)若應變計有溫度補償作用時，亦可裝設的應變計以代替溫度計，瞭解溫度應力

13.2 土壤監測之目的

裝設大地監測系統之目的可分成四種：工址現況調查、施工安全控制、設計之檢討與修正與用以降低設計之安全係數。

13.2.1 工址現況調查

工址現況調查包括地質、水文、地下埋設物、臨近老舊及主要建

築物，設計施工前之調查，調查的愈清楚，設計時未知因素的考慮就愈少，則設計將較精確且有把握。一般採用之儀器如水壓計、觀測井、C.P.T.、S.P.T.、L.L.T.、十字片剪、貫入試驗、地球物理試驗之震測試驗、傾斜儀、超音波探測器、裂縫計、X光照像儀、埋藏金屬感知器等。

欲充份使大地監測儀器在工址現況調查時發揮作用，應由設計工程師依據施工流程規劃使用的儀器與方式，或基於初步監測結果研判是否需採用更加精確的儀器做更進一步的詳細調查，以確認施工效果。

13.2.2 降低設計之安全係數

設計者常因安全係數之選用而苦惱，然而重要工程處安放監測儀器，供施工監測之用，設計者因有監測系統做最後保障，設計的經濟性與安全性更趨於合理，不至太過於保守浪費。

13.2.3 施工時安全控制

在有安全危險顧慮的大地工程，常在在工地以及臨近地區裝設各種儀器，使工程師瞭解施工之影響，以控制施工安全，當工程完成後仍可能進行持續，應做繼續之觀察，惟監測之重點項目稍有不同。

13.2.4 施工時設計之檢討與修正

大地監測資料分析後將會有三種情況發生：

- 1.獲得資料與原設計完全符合
- 2.原設計過於保守浪費
- 3.原設計過於大膽，有安全危險。

第一項檢討結果最好，不須做任何修正，第三項檢討結果，勢必馬上做修正，以維護施工安全；第二項檢討結果，若工程允許，為撙節費用應做設計修正，對於後兩項檢討結果皆須做變更設計，此時大

地監測系統監測所得之資料即為變更設計之最佳依據。

以監測所得資料檢討原設計，若有適當的回饋，設計者可於類似工程中修正設計公式、參數與安全係數之選用。

監測工作項目、監測儀器設置數量、觀測頻率及監測地點，皆會影響整個監測工作之成效。

13.3 監測系統分類

監測系統從早期人工監測、半自動監測、全自動監測三個不同方式，茲將其測定、記錄、資料回收等進一步比較如下表所示。

表 13.1 監測系統分類表

方式	人工監測	半自動監測	自動監測
測定	現場人工測定 自記	自動	自動
記錄	野外記錄 記錄紙自記	電子式記錄	電子式記錄
資料回收	記錄紙回收	現場資料回收 (IC卡、磁片)	有線無線傳輸
資料收集頻率	間歇性 計測人員現場收集	連續收集	連續收集
節省人力程度	小 (全部仰賴計測人員)	中 (仰賴計測人員)	大 (全部自動化)
設備費用	小	中	大
記錄費用單價	高	中	低
記錄處理	麻煩	中	方便、迅速
緊急應變性	小	小	及時、迅速

13.4 邊坡動態監測範例

邊坡動態監測的項目種類相當多，須考慮地質條件、設置地點、地層坍塌的歷史與現況、坍塌型態、規模及現地條件等因素，才能得到最佳的監測成果。而監測儀器的選擇與配置，則須考慮儀器的特性，觀測資料之精度與現地條件等因素，才能配合監測項目，選定合適之監測儀器。

13.4.1 監測項目

一般的監測項目包括地表變動、地下變動、氣象、水文狀況及工程構造物變形等，表 13.2 為各種監測項目與其選用之監測儀器，同一監測項目可由不同監測儀器，必須依上述各項考慮因素，加以決定，亦可同時採用不同監測儀器進行。

13.4.2 路堤與橋墩樁基施工中與長期監測

圖 13.1 所示為一典型軟弱地質的監測系統佈置，主要的監測項目、目的與可使用之儀器說明如下：

- 1、沈陷監測—可使用地表沈陷點、地中沈陷計等配置，以量測施工中沈陷進行的狀況，以及監控長期的沈陷行為，以評估沉陷量是否過大或不均勻。
- 2、地下水壓監測—可利用沈管水壓計監測施工水壓的激發（路堤使用預壓或真空等輔助工法時），與消散是否如壓密規劃預期以掌控成效；完工後也可用施長期沈陷行為或穩定性的監控。
- 3、側向位移監測—可以傾斜管監測施工或完工後是否有因承載不足、剪裂滑動、或側向滑動破壞現象。而樁基礎設置傾斜管則可了解軟弱土層，若發生側移或液化側潰等現象時，基樁穩定性是否受到影響。

表 13.2 地滑監測項目與監測儀器表

監測項目		監測儀器或方法	設置位置	量測內容	設置或量測方法
滑動體變動	地表變動	地表伸縮計 地表傾斜儀 位移樁測量	地表面 地表面 地表面	地表位移量 地表傾斜變動量 地表移動量	架設於地表張力裂隙兩側 設置於滑動體之頭部、趾部 設立標樁或基準點,以光波測距儀、衛星定位儀(GPS)進行三角測量及控制線測量
	地下變動	應變測定管 管內傾斜儀 設置型管內傾斜儀 孔內伸縮計 多段式孔內伸縮計 同軸電纜(TDR 原理)	鑽孔內 鑽孔內 鑽孔內 鑽孔內 鑽孔內 鑽孔內	滑動面位置 滑動面位置、滑動量 滑動量 滑動面位置	貼有多對應變計之 PVC 管插入鑽孔內,以應變測定器量測其應變量 將儀感測器伸入傾斜儀導管,量測不同深度位移變動量 將傾斜儀分安裝於導管之不同深度,量測滑動量 設置於鑽孔內不同度及地表 設置於鑽孔內不同度及地表 將同電纜安裝於鑽孔內以電纜測定儀量測滑動面位置
水文	地下水位及隙水壓變動	地下水位計 水壓計	鑽孔內 鑽孔內	地下水位 滑動面孔隙水壓變動	安裝於水位觀測井或調查鑽孔內
	降雨量	雨量計	地表面	降雨量、降雨強度	地表面適當場所,須保持水平
	排水量	流量計或量水堰	排水流路	地下排水工程之排水量	於排水流路出口處設置量水堰或流量計
工程構造物	側向土壓力	土壓計	工程構造物	作用於擋土牆、集水井、樁之側向土壓力	安裝於擋土牆(或集水井)受側向土壓之處
	內部應力	應變計 鋼筋計	工程構造物 RC 構造物	整治工程變形(應力、彎矩計算) 鋼筋變形(應力、彎矩之計算)	安裝於集水井、樁表面 RC 工程構造物
	變位及變形	管內傾斜儀	鋼管樁	鋼管樁變形量	安裝傾斜儀導管於鋼管樁內,以傾斜儀量測變形量

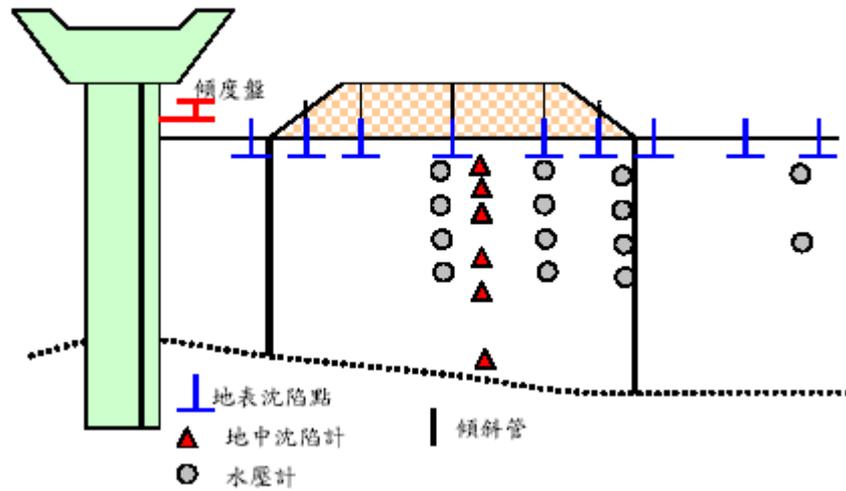


圖 13.1 軟弱地質監測佈置圖 (李維峰等，2004)

13.4.3 監測管理值

表 13.3 地滑監測之管理區分基準值(日本高速道路調會，1988)

監測方法	管理區分		
	注意	警戒	避難
地表伸縮儀	0.5~10 mm/day	>10 mm/day	>50 mm/day
地表傾斜儀	5~10 "/day	—	10~50 "/day
管內傾斜儀	0.5~1 mm/day	2~3 mm/day	—
降雨強度(累積雨量)	—	10~20 mm/h (50mm)	>20 mm/h (100mm)
地表現象	1. 頭部出現裂隙或下陷 2. 電桿、圍牆等發生變形 3. 開挖面上出露層面或滑動面 4. 邊坡出現湧水	1. 邊坡上緣之張力互相連通，則裂隙寬度與錯距不斷增大。 2. 滑動體趾部出現隆起、放射狀壓力裂隙、小規模崩塌等。 3. 趾部突然出現湧泉，或是已有之泉水變濁或乾涸。 4. 地體震動、地鳴、沒颱風但樹木之枝葉卻沙沙作響、電桿搖動等。 5. 動物異常反應等。 以上各種前兆多與異常降雨有關。	

13.5 監測儀器規格

監測系統可分為感應單元(Sensor unit)、資料蒐集記錄單元(Monitoring unit)、資料傳送單元(Communication unit)、資料顯示警報單元(Control unit)等四個單元，分別說明下：

13.5.1 感應單元

感應單元包括地表伸縮儀、地表傾斜儀、管內傾斜儀及壓力式水位計等，依施工規範，儀器規格而孔內傾斜儀感應器埋設深度依地質鑽探柱狀圖而定，原則上於滑動面位附近裝設，其他深度則視實際情況裝設。

13.5.2 資料蒐集記錄單元

資料蒐集記錄單元包括資料蒐集之卡式記錄器、資料記錄卡及供應其電源之太陽能電池(DC12V)與蓄電池。以定期將資料記錄卡取回後，由資料記錄卡讀取資料後輸入電腦之方式；經由無線電自動傳送至現場工作站之電腦，並透過電話專線連線至設於永久辦公室之控制電腦，可直接進行資料傳輸、分析、儲存、測讀與控制。

13.5.3 資料傳送單位

資料傳送單位包括無線數據機(Modem)及無線電機乃利用無線電傳送方式，定時將資料傳送至現場工作站之電腦；另外利用電話專線方式，可定時或隨時將現場工作站之監測資料傳送至永久辦公室，包括數據機(Modem)及電話專線。

13.5.4 資料顯示單元

於現場工作站設置電腦，可將現場資料蒐集儲存電腦之硬碟，並可將所蒐集之資料之圖形顯示，瞭解邊坡坍塌情形。另事前可設定管理基準值，若有過基準值就可發出信號，提醒工作人員加強注意。

13.6 監測系統之規劃

13.6.1 監測目的

為求隨時均能掌握邊坡坍方的訊息，避免大規模災害的產生，在滑動土體內外佈置適宜之監測儀器，藉連續或高頻率觀測及記錄的累積，進行資料分析與回饋，以達成下列監測目的：

1. 確認坍方現象及模式，並進行地滑預測。
2. 工程施工中之安全管理。
3. 提供各年度整治計畫執行之參考。
4. 整治工法設計及施工控制之參考，並確認邊坡整治效果。
5. 配合地滑監測警報系統，擬定管理基準值，提供災害發生前之緊急應變措施。

13.6.2 監測系統規劃

邊坡坍方自動監測系統至少應具備如下之功能：

1. 監測方式

- (1) 必須能同時監測地盤變動量與地下水位或水壓等之變化情形。
- (2) 監測時間通常為 1~24 小時，必要應可調整為時間。

2. 資料儲存方式

觀測資料應於儲存，而且應可傳送至其他系統之軟體。

3. 資料顯示方式

- (1) 計測結果變換成工學單位後，可顯示在電腦終端設備上，並可用印表機、制圖機將之列印。
- (2) 不僅可以時間軸將觀測資料繪製成可利用之圖形，而且須具備可變化比例尺的功能，可使之與降雨量比對。

(3)所有報表皆須中文化

4.資料選用及預警

(1)至少應能顯示觀測值的累積值及平均變動量。

(2)建議全區自動監測系統設置完成後，累積相當之監測資料，而研訂管理基準值，觀測結果超過安全管理基準值時，可自動發出警報信號。

5.通信

(1)工作站與現場監測站間應具備相互通信功能。

(2)通信內容除定期收送觀測資料外，而且應有改變觀測間隔及觀結果之收送時刻等的功能

6.自動監測系統內容

自動監測系統計測、儲存、資料整理、分析、計測管理。

13.7 資料測讀與分析應用

13.7.1 監測資料測讀

依測讀所得之資料經電腦程式，自動處理分析，將數值資料變換繪成圖形方式顯示，一般常見之圖表有下列幾種方式：

1.地層傾斜變化與深度關係圖

2.地表傾斜方向玫瑰圖

3.地表伸縮量與雨量關係圖

4.地下水位與雨量關係圖

5.排水量與雨量關係圖

6.鋼筋計或應變計與時間關係圖

7.土壓力與時關係圖

13.7.2 分析應用

將長期監測分結果，建立分析模式，則可掌握滑動面形狀，滑動速度與方向，並瞭解其發生機制、規模，並可對整治工程之規劃設計之依據或整治工程成效之評估。並可預測地滑之發生，提供緊急避難之預警，消弭災害於無

13.8 野外監測儀器之特性

佈設於野外之監測儀器可能出現下列不利問題，歸納如下：

- 1.地表監測儀器之錯誤訊息(因溫度變化或地層收縮，使地表傾斜計產生誤差，導致伸縮儀之斷裂及接觸不良等)
- 2.商用電源系統誘導雷擊
- 3.動物造成通信線路之切斷
- 4.維持管理費用高
- 5.操作複雜

為解決上述問題，監測儀器需具備下列改善對策：

- 1 強化耐雷性能
 - (1)減少誘導雷擊之商用電源之使用
 - (2)資料傳輸採無線或光纖電纜，以減少雷害
 - (3)電線儘量埋設地下
- 2.避免風雨、雷、氣溫變化、動物等之影響
 - (1)積極利用地中傾斜計、垂直孔內伸縮儀、地下水位計等地中埋型監測儀器
 - (2)地表傾斜計亦埋設於地下
- 3.依據監測記錄設定最適當之警戒值
 - (1)資料記錄之整理分析
 - (2)檢討監測管理值

13.9 地震監測

地表自由場地震力監測、軟弱地質之地震放大效應監測、重要構造物之地震反應。

第十四章 結論與建議

本研究蒐集彙整臺灣西南沿海地區之鑽探資料，建檔後使用電腦程式進一步分析，並與清朝之古地圖比對研判，以了解軟弱地質區之歷史變遷以及現今之分佈情形。此外，更蒐集臺灣西南沿海軟弱地質附近所發生之路堤路面與橋樑樁基礎之交通結構物受損案例，彙整完成其受損型式與機制，並研提改善對策及改善工法後，結論與建議如下。

14.1 結論

1.軟弱地質定義

- (1)標準貫入試驗(SPT)N 值為地質鑽探試驗最常用的現地地質強度試驗方法，在各種地質鑽探中，不論砂土、黏土或岩石，在任何地層、各種深度的情況下都可進行，且各單位鑽探資料也都會有 N 值之紀錄，且各組鑽探人員試驗之標準差異不大，因此最適合用來分析比較。
- (2)若採用其他參數來判別軟弱地質，如 q_u 、 q_c 、 w 、 LL 或 PI 等，其首先遇到的問題便是鑽探資料嚴重不足。除 q_c 外，其他參數多在實驗室試驗求得，而 LL 或 PI 又只有黏土試體才會進行試驗，且許多地質鑽探在考量各種因素後(如時間、經費等)，往往都省略掉部份試驗，使得許多鑽探報告資料內容匱乏，無法為本研究案採用。
- (3)本案嘗試採用他人之經驗公式，以土壤承載力 q_u 及地盤水平反力係數 K_h 值來表現軟弱地質分區，唯因其經驗公式皆根據 N 值推估，因此，兩者顯現出之分區結果與直接採用 N 值所表現之軟弱分區圖圖形差異不大。

2.臺灣西南沿海地區軟弱地質分佈

- (1)臺灣西南沿海七縣市各鄉鎮中，位處於現代沖積層範圍內的土層

N_{\min} 值大部份都小於 10，或甚至低於 4，地質相當軟弱。其由南到北之分佈範圍主要自臺中、彰化交界處(大肚溪)到高雄、屏東交界處(高屏溪)的西半部沿海走廊區域，大致分佈於南二高西側。

- (2)各縣市境內地表深度 10m 以內的範圍均出現軟弱地層，許多鄉鎮地區更分佈在地表下 4m 內，可見西南沿海縣市在淺層深度內非常容易遇到軟弱地層問題。彰化與雲林兩縣境內幾乎都屬 $N_{\min} \leq 10$ 的軟弱地質範圍，而彰化、雲林、嘉義、臺南與高雄五縣市某些地區之 N_{\min} 值甚至低於 4，臺中與屏東兩縣境內軟弱地層範圍則相對較少。臺鐵、高鐵、中山高以及南二高等四條南北向之主要鐵公路交通幹道，其在某些路段都會穿越軟弱地質分佈區，而以彰化、雲林、嘉義、臺南及高雄等五縣市路段特別多。
- (3)軟弱地質之形成除與新生的海埔地有關外，尚與河川淤積或改道之歷史有關。彰化、雲林兩縣內之濁水溪沖積扇含有較多砂土性軟弱地層，其累計厚度最大可達 4~8m 厚；相較下，嘉義、臺南兩縣市(嘉南平原)則含有較多黏土性軟弱地層，其累計厚度較薄，多在 2m 厚之範圍以內。

3.軟弱地質交通結構物受損案例

- (1)本研究收集西南沿海地區軟弱地質交通結構物受損案例中，路堤設計失敗之災損案例較多，大多為沉陷的問題，發生原因分為：(a)地層軟弱或軟弱層厚度過大，導致路堤過量沉陷或路面下陷；以及(b)路基土壤遭雨水掏空或長期受地下水位變動影響，導致路基與路面之下陷。
- (2)基樁工程之受損案例較少，而基樁設計主要之考量問題為沉陷過大與差異沉陷的問題；另外，地震引起土壤液化，導致土壤側潰推擠樁身也是導致樁基受損的原因之一。若樁基礎貫穿軟弱土層或易液化土層，而直接支承於下方良好承載層上，則承載力與沉陷問題常不嚴重，但仍然須留意軟弱土層下陷變形對樁身所引起的負摩擦拖曳作用，以及軟弱土層液化側潰對樁的側向土壓推擠作用。

4.軟弱地質交通結構物改善工法

- (1)新建路堤遇到軟弱黏土地盤時，為克服其沉陷、承載力與穩定性問題，一般的處理方式包括：(a)以優良土壤置換軟弱土壤、(b)改良軟弱土壤之強度與勁度、(c)減低結構物承載荷重、(d)土壤加勁或結構物加勁 (e)改用樁基基礎型式使之將結構物重量傳遞至適當承載層。
- (2)新建路堤對於軟弱砂土地盤時，其抗液化處理對策通常可由改良基礎地層土壤或改變結構物基礎構造兩方面加以考慮。一般的處理方式包括：(a)置換、(b)排水壓密、(c)降低地下水位、(d)兩側填土壓腳、及(e)施工前混合處理方式。而對既有路堤構造之防止液化，則可用：(A) 打設鋼版樁穩固基礎下方並截斷水流、(B)降低地下水位 (C)兩側填土壓腳 及(D)深層混合與打設鋼版樁等處理對策。
- (3)新建樁基礎抵抗土壤液化之作法包括：(a)固結工法：選擇深層混合處理或注入固化工法予以地盤改良或將軟弱地層置換為良質土壤。(b)補強樁工法：可增加基樁根數與基樁斷面積。(c)抑制土壤剪動變形。而對既有樁基礎補強工法，通常則可分為結構性之基礎補強方法(如增設新樁與擴大樁帽)以及地盤改良方式(如以固結工法改良原本的軟弱地盤)等兩種。

14.2 建議

1.臺灣西南沿海地區軟弱地質資料庫

- (1)本研究案蒐集約三千孔之鑽探資料，其中又多分佈在各縣市市區以及公路沿線，使得部份鑽孔密度低之分析區域代表性較不足。將來資料收集數量若再持續增加，且鑽孔能更均勻分佈，則分析成果將可作為各界工程選址之參考。
- (2)在更多資料納入分析，使得本研究案之軟弱地質分區圖更具代表性後，本研究成果除了可直接將圖形置於網頁上供各單位參考外，若經費許可，亦可請專人撰寫網路查詢系統程式，依輸入之地區座標來查得軟弱地質分區或其它地質資料。在進行道路選線時，甚至可

依查詢輸入之起迄點座標，直接建議顯示出合適的路線。

2. 軟弱地質交通結構物處理對策

- (1) 在設計路堤時，應考量地層之過度沉陷與差異沉陷之可能性，並增加填土高度，預留沉陷空間。在路堤的穩定性可以確保之前提下，可採用將來容易維修之結構型式或採用不易因沉陷而受損之結構設計方式(如加勁路堤)。
- (2) 軟弱地質既有道路因沉陷導致路面常積水之現象多發生於濱海地區，其改善的方法必須以不增加地表載重為前提，設法將道路高程提高，以減少日後持續沉陷的發生，此時，分段採用 EPS 來填高應是較好的方法。
- (3) 新建基樁應設計穿過軟弱土層，並在穩定土層中有足夠的嵌入深度。在強震區應儘量減輕橋樑的總重量，採用比較輕型的上部結構，避免頭重腳輕。對於多跨橋樑宜分節建造，化長橋為短橋，使各分節能夠互不依存的變形。
- (4) 軟弱地質中興建橋樑，考量橋墩間之差異沉陷所引發橋樑上部結構之內部應力問題，建議可將橋樑上部結構採用簡支樑設計，以避免差異沉陷過大造成連續樑之內部破壞。

參考文獻

1. 內政部營建署 (2001), 「建築物基礎構造設計規範」。
2. 日本建築學會 (1998), 「建築基礎構造設計指針」。
3. 日本道路協會 (1990), 「道路橋示方書□同解說, V 耐震設計編」。
4. 日本道路協會 (1996), 「道路橋示方書, 同解說. 耐震設計篇」。
5. 日本國有鐵道 (1979), 「日本國鐵構造物耐震設計標準」。
6. 中國石油公司探採研究中心 (1982), “臺南青草崙與三股一帶淺部地電阻之研究”, 中油研究報告摘要, 70 年度, 第 11-12 頁。
7. 中國石油公司臺灣油礦探勘總處 (1986), “出磺坑構造地質剖面 b 勘查指南”, 地質, 第 7 卷, 第 2 期, 第 83-90 頁。
8. 中國石油公司臺灣油礦探勘總處 (1989), “南部麓山區與平原區構造關係振盪震源震測”, 中國地質學會 78 年年會, 第 25 頁。
9. 中華顧問工程司 (1999), 「第二高速公路後續計畫九如林邊段變更設計 - 大地工程調查綜合評估報告」。
10. 水資源局 (1988), 「台灣地區地下水觀測網整體觀測計畫 - 屏東平原地下水文概況」。
11. 中央地質調查所 (1995), 「臺灣的地質構造現象」, 經濟部中央地質調查所, 臺北。
12. 中央地質調查所 (2000a), 「九二一集集大地震專輯」, 經濟部中央地質調查所, 台北。
13. 中央地質調查所 (2000b), 「五萬分之一台灣地質圖台中圖幅」, 台北。
14. 台灣省水利局 (1990), 「改善台灣地區地下水文基本資料收集系統規劃研究報告」, 台灣省水利局。
15. 台灣省交通處公路局西部濱海公路南區工程處 (1992), 「西部濱海快速公路布袋大外環線委辦鑽探工程, 地質鑽探試驗報告書」, 力權營造有限公司。
16. 台灣省交通處公路局西部濱海公路南區工程處(1997), 「超輕質路堤研究計畫」, 期末報告, 國立成功大學土木研究所。

17. 交通部公路總局第五區養護工程處(新化工務段) (2003),「台 86 線 13K+947 主線及側車道路基及箱涵基礎等處壓力灌漿緊急搶救工程報告書」, 大吉勝營造有限公司。
18. 余文儀 (1962),「續修台灣府志」, 臺灣銀行臺灣文獻叢刊, 第 121 種, 臺北。
19. 余明山、鍾毓東、陳福成、王傳奇 (1992),“新生地振動夯實砂樁改良案例探討”, 土工技術, 第 38 期, 第 30-46 頁。
20. 何信昌、陳勉銘 (2000),“台中圖幅及說明書”, 五萬分之一台灣地質圖, 第 24 號, 經濟部中央地質調查所, 台北。
21. 何春蓀 (1975),「台灣地質概論」, 中華民國經濟部。
22. 何春蓀 (1986),「台灣地質圖說明書」, 經濟部中央地質調查所, 台北。
23. 吳東錦 (1990),「台南台地台南層之碳十四定年研究及其在新構造運動上之意義」, 碩士論文, 國立台灣大學地質研究所。
24. 吳建閩、王鴻基、陳彥良、龔浩然、洪崇發 (2000),“礫石樁應用於抗液化之設計及施工”, 土工技術, 第 78 期, 第 50-74 頁。
25. 吳樂群 (1998),“屏東平原沉積物及沉積環境分析”, 屏東平原地下水及水文地質研討會論文集, 屏東。
26. 李維峰、黃亦敏、賴盈如、賴世屏 (2004),“公路工程軟弱地盤之處理”, 公路總局技術座談會專輯, 交通部公路總局。
27. 李德河 (2005),“熱蘭遮城建城相關之大地問題”, 第十一屆大地工程學術研討會, 金山。
28. 李德河、田坤國、黃士昌 (1998),“旗山地區泥岩邊坡破壞特性調查研究”, 岩盤工程研討會論文集, 第 335-343 頁。
29. 房性中 (1994),「標準灌入試驗 N 值應用的比較與探討」, 文笙書局, 台北。
30. 河海大學 (2001),「交通土建軟土地基工程手冊」, 人民交通出版社, 北京。
31. 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。

32. 周建捷、陳慧慈 (1997), “考慮孔隙水壓變化之樁基礎橋樑受震反應解析”, 第七屆大地工程學術研究討論會論文集, 第 319-326 頁。
33. 周鴻昇、楊清源、謝百鍾、余明山、高耀宏 (2000), “南投地區地震災調查與分析”, 土工技術, 第 81 期, 第 69-84 頁。
34. 周璽 (1830), “彰化縣志”, 台灣文獻叢刊第 156 種, 台灣大通書局, 台北。
35. 林三賢、曾玉如、江承家、李維峰 (2005), “液化土層產生側潰對基樁之影響分析”, 土工技術, 第 103 期, 第 43-52 頁。
36. 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。
37. 林呈、孫洪福 (2000), 「見證 921 集集大地震(下): 災害成因與因應對策」, 美商麥格羅·希爾國際股份有限公司。
38. 林炳森、張啟文、呂金彥、林商裕 (2001), “公路路基之地工技術”, 土工技術, 第 88 期, 第 53-62 頁。
39. 林朝榮 (1957), 「台灣地形」, 台灣省文獻委員會。
40. 林朝榮 (1961), “臺灣西南部之貝塚與其地史學意義”, 國立臺灣大學考古人類學刊, 第 15-16 期, 第 49-94 頁。
41. 林朝榮 (1963), “台灣之第四紀”, 台灣文獻, 第 14 卷, 第 1 期。
42. 林朝榮 (1971), “吾土吾民—地質學上的答案”, 中央月刊, 第 3 卷, 第 8 期, 第 189-194 頁。
43. 林耀煌 (1994), 「高層建築基礎開挖施工法與設計實例」, 長松出版社, 台北。
44. 洪英聖 (2002), 「畫說康熙台灣輿圖」, 聯經出版社, 台北。
45. 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。
46. 倪贊元 (1894), 「雲林縣採訪冊」, 臺灣省文獻委員會。
47. 孫習之 (1964), “台灣省南台南至高雄間平原區域航照地質之研究”, 台灣石油地質, 第 3 號, 第 39-51 頁。
48. 孫習之 (1971), “臺灣省新營至嘉義平原區域航照地質之研究”,

- 台灣石油地質，第 8 號，第 65-76 頁。
49. 孫習之(1972),“臺灣省北港至濁水溪平原區域航空地質之研究”，台灣石油地質，第 10 號，第 187-199 頁。
 50. 高拱乾(1960),“臺灣府志”，臺灣銀行臺灣文獻叢刊，第 65 種，臺北。
 51. 高雄市文獻委員會(1996),“續修高雄市志卷六工務志”，高雄市政府。
 52. 翁作新 陳正興 黃俊鴻(2004),“國內土壤受震液化問題之檢討”，土工技術，第 100 期，第 63-78 頁。
 53. 翁有來(2002),“超輕質路堤 EPS 工法之分析與應用”，台灣公路工程，第 27 期，第 13-30 頁。
 54. 張吉佐、方仲欣、黃俊鴻(2002),「貓羅溪河堤之液化分析與對策」，2002 集集地震液化工程問題研討會論文集，第 103-114 頁。
 55. 廖國棟(2004),「彰化地區高鐵工程沿線土壤液化潛能評估及對高鐵土建結構基礎影響研究」，碩士論文，朝陽科技大學營建系，台中。
 56. 張瑞津(1983),“濁水溪沖積扇河道變遷之探討”，國立臺灣師範大學地理學研究，第七期，第 85-100 頁。
 57. 張憲卿(1994),「台灣地質圖幅 - 大甲」，中央地質調查所，台北。
 58. 國工局結構組(2001),“集集大地震對結構物之震害及修復”，交通部台灣區國道新建工程局，技術叢書 014。
 59. 陳文政(2001),“嘉南平原水文地質概況”，台灣地質地下水觀測網計畫 - 89 年度嘉南平原及蘭陽平原工作報告，經濟部中央地質調查所。
 60. 陳文達(1995),“台灣縣志”，台灣文獻叢刊，第 103 種，台灣大通書局，台北。
 61. 陳正興(2000),“側向荷重樁之非線性反應分析”，國立台灣大學土木工程系研究報告。
 62. 鳥居敬造(1936),“東勢圖幅說明書”，臺灣總督府殖產局出版，第 732 號，26 頁(中文)，8 頁(英文)。

63. 黃奇瑜 (1996), “濁水溪沖積扇之地質鑽探岩心有孔蟲微體化石分析及地層對比研究”, 濁水溪沖積扇地下水及水文地質研討會, 第 55-65 頁。
64. 黃俊鴻 (2000), “液化地盤中樁基礎之耐震設計”, 地工技術, 第 82 期, 第 65-78 頁。
65. 黃俊鴻 (2002), 「由集集地震液化案例探討液化評估方法本土適用性之研究」, 國道新建工程局研究報告。
66. 黃俊鴻、陳正興 (1998), “土壤液化評估規範之回顧與前瞻”, 地工技術, 第 70 期, 第 23-44 頁。
67. 黃景川、呂秀崑(1999), “超輕質 EPS 填方路堤之施工與成效”, 地工技術, 第 73 期, 第 85-100 頁。
68. 黃淑璫 (1996), 「赤崁筆談」, 台海使槎錄, 台灣歷史文獻叢刊, 台灣省文獻委員會。
69. 經濟部(1985), 「軟弱地盤改良工法研究」, 經濟部七十四年度研究發展專題, 台北。
70. 經濟部水利署水利規劃試驗所 (2003), 「九二一地震土壤液化區防災規劃總報告」, 第 185-198 頁。
71. 經濟部水資源統一規劃委員會 (1969), 「臺灣地下水地質圖 (二十五萬分之一)」, 經濟部水資源統一規劃委員會出版。
72. 經濟部水資源統一規劃委員會 (1993), 「高屏溪建造地下水庫可行性初步評估」, 經濟部水資源統一規劃委員會出版。
73. 葉文謙、吳建閩、鍾毓東、余明山 (1998), “液化風險與土壤改良評估案例”, 地工技術, 第 67 期, 第 43-54 頁。
74. 葉文謙、葉佳鎮、郭天成 (1997), “PC 樁極限載重試驗案例探討”, 第七屆大地工程研討會論文集, 第 479-476 頁。
75. 葉祥海、李文勳、倪至寬 (2001), 「既有建物液化地盤改良之研究」, 內政部建築研究所, 第 23 頁。
76. 賈儀平、盧詩丁、王原賢 (1996), “濁水溪沖積扇南翼之水文地質架構”, 濁水溪沖積扇地下水及水文地質研討會論文集, 第 113-125 頁。

77. 鄧屬予 (1997), 「臺灣的沉積岩」, 經濟部中央地調所, 台北。
78. 歐晉德 (1987), “基樁負摩擦力”, 土工技術, 第 18 期, 第 24-33 頁。
79. 歐晉德、李延恭、鄭在仁 (1983), 「台北盆地松山層地下水位及水壓分佈對基礎工程影響」。
80. 歐晉德、游坤 (1983), “軟弱地盤基礎設計調查”, 土工技術, 第 3 期, 第 15-23 頁。
81. 潘少昫、黃子明 (1995), “台朔麥寮重機械廠動力壓密地盤改良”, 土工技術, 第 51 期, 第 35-50 頁。
82. 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。
83. 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。
84. AASHTO (1983), Guide Specifications for Seismic Design of Highway Bridges.
85. Abdoun, T., and Dobry, R. (2002), “Evaluation of Pile Foundation Response to Lateral Spreading,” Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 22, No. 9, pp. 1051-1058.
86. Adalier, K., Elgamal, A.W., and Martin, G.R. (1998), “Remediation of Embankment Liquefiable Foundation by Densification,” Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Proceedings of a Specialty Conference, Geotechnical Special Publication No. 75, Seattle, Washington, ASCE, pp. 878-889.
87. Anandarajah, A. (2001), “Nonlinear Analyses of the Earthquake Behavior of a Single Pile Founded on Liquefiable Sand,” Procds., 10th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Tucson, Arizona, USA., pp. 1065-1069.
88. Bergado, D.T., Anderson, L.R., Miura, N. and Balasubramaniam, A.S. (1996), Soft Ground Improvement in Lowland and other Environments, ASCE Press, New York.
89. Bhattacharya, S., Madabhshi, S.P.G., and Bolton, M.D. (2002), “Pile Instability during Earthquake Liquefaction,” ASCE Engineering

- Mechanics Conference, Seattle, July.
90. Bhattacharya, S., Madabhushi, S.P.G., and Bolton, M.D. (2004), "An Alternative Mechanism of Pile Failure in Liquefiable Deposits during Earthquakes," *Geotechnique*, Vol. 54, No. 3, pp. 203-213.
 91. Bjerrum, I., (1963) "Allowable Settlement of Structures," *Proceedings of European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Weisbaden, Germany, 2, pp. 135-137.
 92. Bonilla, M.G., (1977), "Summary of Quaternary Faulting and Elevation Changes in Taiwan," *Mem. Geol. Soc. China*, No. 2, pp. 43-55.
 93. Boulanger, R.W., Curras, C.J., Kutter, B.L., Wilson, D.W., and Abghari, A. (1999), "Seismic Soil-Pile-Structure Interaction Experiments and Analyses," *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE.
 94. Caltrans (1990). *Bridge Design Specifications*, Department of Transportation, California.
 95. 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.
 96. 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.
 97. Chang, Y.L. (1937), "Discussion on Lateral Pile-Loading Tests," by Feagin, *Trans., ASCE*, Paper No. 1959, pp. 272-278.
 98. Craig, R.F. (1978), *Soil Mechanics*. Van Nostr and Reinhold Ltd., London.
 99. Dafalias, Y.F., and Herrmann, L.R. (1980), "A Boundary Surface Soil Plasticity Model," *Int. Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading*, Swansea, U.K., Vol. 1, pp. 335-345.
 100. Delfosse-Ribay, E., Djeran-Maigre, I., Cabrillac, R., and Gouvenot, D. (2004), "Shear Modulus and Damping Ratio of Grouted Sand," *Soil Dynamic and Earthquake Engineering*, Vol. 24, pp. 491-471.

101. Finn, W.D.L. (1982), Soil Liquefaction Studies in the People's Republic of China, Soil Mechanics-Transient and Cyclic Loads, Ch. 22, pp. 609-626, John Wiley & Sons, Ltd.
102. Finn, W.D.L., and Thavaraj, T. (2001), "Practical Problems in the Seismic Analysis of Bridge Pile Foundations," *Procds.*, 10th Int. Conf. Computer Methods and Advances in Geomechanics, Tucson, Arizona, USA, pp. 1011-1018.
103. Finn, W.D.L., Lee, K.W., and Martin, G.R. (1977), "An Effective Stress Model for Liquefaction, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*," ASCE, Vol. 103, No. SM7, pp. 657-692.
104. 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.
105. Hardin, B.O., and Drnevich, V.P. (1972), "Shear Modulus and Damping in Soils:
106. Holtz, R.D., and Kovacs, W.D. (1981), *An Introduction to Geotechnical Engineering*, Prentice-Hall.
107. Idriss, I.M., Dobry, R., and Singh, R.D. (1978), "Nonlinear Behavior of Soft Clays During Cyclic Loading," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 104, No. GT12. pp. 1427-1447.
108. Ishihara, K, and Cubrinovski, M. (1998), "Soil-Pile Interaction in Liquefied Deposits Undergoing Lateral Spreading," *Geotechnical Hazards*, edit. By Maric, Lisac, and Szavits-Nossan, Balkeman, pp. 51-64.
109. Iwasaki, T., Arakawa, T., and Tokida, K. (1982), "Simplified Procedures for Assessing Soil Liquefaction During Earthquakes," *Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Southampton, pp. 925-939.
110. Kamon, M., and Bergado, D.T. (1991), "Ground Improvement Techniques," *Theme Lecture No. 6, Proc. 9th Asian Regional Conference*, Bangkok, Thailand, pp. 521-546.
111. Kanai, K. (1962), "On the Predominant Period of Earthquake

- Motions,” Bull.of ERI.,vol.40.
112. Kim, S.I. (2003), “Liquefaction Potential in Moderate Earthquake Regions,” Procds., 12th Asian Regional Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Singapore, August, pp. 1109-1138.
 113. Koga, Taniguchi, Nakasumi, and Kurinami (1986), “Shaking Table Tests on Sandy Ground Liquefaction Measures by the Deep Mixing Soil Stabilization Method,” Proceedings of 41st Annual Conference of the Japanese Society of Civil Engineers, pp. 201-202.
 114. Lok, T., Pestana, J., Meym, P., Riemer, M., and Seed, R. (1998), “Numerical Modeling and Simulation of Seismic Soil-Pile-Superstructure Interaction Experiments,” Procds., 5th Caltrans Seismic Research Workshop, June, Sacramento, CA, USA.
 115. Martin, G.R., Finn, W.D.L., and Seed, H.B. (1975), “Fundamentals of Liquefaction under Cyclic Loading,” Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT5, pp. 423-438.
 116. Meyerhof, G.G. (1956), “Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soil,” JSMFD, ASCE, Vol. 82, SM 1, pp. 1-19.
 117. Mitchell, J.K., and Gardner, W.S. (1975), “In Situ Measurement of Volume Change Characteristics,” Proceedings, Specialty Conference, American Society of Civil Engineers, Vol. 2, pp. 279-345.
 118. Osterberg, J.O. (1957), “Influence Values for Vertical Stresses in Semi-Infinite Mass due to Embankment Loading, Proceedings,” 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol. 1, pp. 393-396.
 119. Prevost, J.H. (1985), “Simple Plasticity Theory for Frictional Cohesionless Soils,” Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 4 No. 1, pp. 9-17.
 120. Ramiah, B.K., and Chickanapa, L.S. (1984), Soil Mechanics and Foundation Engineering, Balkema-Rotterdam.
 121. Reese, L.C., and Van Impe, W.F. (2001), Single Piles and Pile Groups under Lateral Loading, A.A. Balkema.
 122. Rollins, K.M., Evans, M.D., Diehle, N.B., and Daily, W.D. (1998), “Shear Modulus and Damping Relationships for Gravels,” Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 5, pp. 396-405.

123. Schmertmann, J.H. (1970), "Static Cone to Compute Static Settlement over Sand," J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 96, No. SM3.
124. Seed, H.B., and Idriss, I.M. (1970), "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis," Report No. EERC 75-29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
125. Seed, H. B., Ugas, C. and Lysmer, J. (1974). "Site-Dependent Spectra for Earthquake-Resistant Design" , Report No. EERC 74-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
126. Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F., and Chung, R.M. (1985), "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations," Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 12, pp. 1425-1445.
127. Terzaghi, K., and Peck, R.B. (1948), Soil Mechanics in Engineering Practice, New York, John Wiley & Sons, Inc.
128. Terzaghi, K., and Peck, R.B. (1967), Soil Mechanics in Engineering Practice, A Wiley International Edition.
129. Tokimatsu K., and Yoshimi Y. (1993), "Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-Value and Fines Content," Soil and Foundations, JSSMFE, Vol. 23, No. 4, pp. 56-74.
130. Tokimatsu, K. (1999), "Performance of Pile Foundations in Laterally Spreading Soils," Procds, 2nd Int. Conf. Earthquake Geotechnical Engineering, Vol. 3, pp. 957-964.
131. Tokimatsu, K. (2003), "Behavior and Design of Pile Foundations Subjected to Earthquakes," Procds., 12th Asian Regional Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Singapore, August.
132. Tokimatsu, K., and Asaka, Y. (1998), "Effects of Liquefaction-Induced Ground Displacement on Pile Performance in the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake," Soils and Foundations, Special Issue, No. 2, pp. 163-178.
133. Ueng, T.S., Lin, M.L., Lee I.Y., Chu, C.M., and Lin J.S. (2002), "Dynamic Characteristics of Soils in Yuan-Lin Liquefaction Area," Journal of the Chinese Institute of Engineers, Vol. 25, No. 5, pp.

555-565.

134. Wang, S., Kutter, B.L., Chacko, J.M., Wilson, D.W., Boulanger, R.W., and Abghari, A. (1998), "Nonlinear Seismic Soil-Pile-Structure Interaction," *Earthquake Spectra*, EERI, Vol. 14, No. 2, Okl, and, CA, pp. 377-396.
135. Yasuda, S., *et al.* (1996), "Effect of Soil Improvement on Ground Subsidence due to Liquefaction," *Special Issue of Soil and Foundation*, ASCE, pp. 99-107.
136. Yoshio, S., *et al.* (1989), *An Example of Action Against Liquefaction by the Deep Mixing Method*, Kisoko, Vol. 17, No. 9, pp. 87-95.
137. Youd, T.L.(1993), "Liquefaction-Induced Lateral Spread Displacement," NCEL Tech. Note 1862, Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, California.
138. Youd, T.L., Hansen, C.M., and Bartlett, S.F. (1997), "Revised MLR Equations for Predicting Lateral Spread Displacement," *Procds. 7th US-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction*, August 15-17, Seattle, WA.
139. Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D. (2001), "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils," *Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 127, No. 10, pp. 817-833.
140. Zen, Y., and Nagasawa (1992), "Dynamic Strength and Deformation Characteristics of a Cement - Treated Sand," *Proceedings of 27th Japan National Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 33-34.
141. Zhang, J.M., Shamoto, Y., and Tokimatsu, K. (1998), "Seismic Earth Pressure for Retaining Walls under Any Lateral Displacement," *Soils and Foundations*, Vol. 38, No. 2, pp. 143-163.

附錄 A 海埔新生地及河埔新生地之判定

A.1 臺中縣市

據<<1696~1704 康熙臺灣輿圖>>之記載雙寮溪(編號 54(見圖A.1.1))係指今臺中縣的大安溪，圖上標示距通霄約 1.7 公里，但實際上為 11 公里，這可能是因為大安溪曾經改道或是當時量測有誤。又今大安溪流域中在大甲鎮有雙寮的地名，且在海岸還有雙寮海岸及大安溪雙寮河堤，此不但證明今日的大安溪即為昔日的雙寮溪，且說明大甲鎮在清代便已形成。

在大甲溪南方靠海測有一牛罵社(編號 60)為今日清水鎮整峰里、靈迫里及清水里一帶，其於圖面上緊臨海岸，故推測此三個里以西之區域均可能為清後才形成的。又其東南方有一水里社(編號 61)為今日龍井鄉之龍泉村，且圖上其位於較內側地區，故可知龍井鄉大多地區於當時均已形成了。

接下來往南會看到北大肚社、大肚社、中大肚社及南大肚社等(編號 63-66(圖A.2.1))，這此聚落均位於今日的大肚鄉內，圖上此區域均遠離海岸與今日之地理位置相當；綜合上述，可大致推估臺中縣大安、清水及梧棲鄉較外側之地區有可能為近百年來才漸逐形成的新生地(圖A.1.2)。

另以臺灣的地名由來記載之歷史敘述(臺灣咁仔店)，以推測其他曾經可能存在河川沖積河埔地、氾濫平原或湖泊凹地的鄉鎮，例如：

大安鄉：大安港在大安溪口，明代稱之為「海翁窟港」係《臺灣府志》所云之「螺施港」，因原為一往來繁榮而安全之碇泊所，故名「大安港」。此港於清雍正九年（西元一七三二年）被開闢為島內貿易港，當時水深，十分方便於大船出入，後來因此港變得淺窄，導致僅僅可供小船出入。

梧棲鎮：位於大甲溪口、大肚溪口之中央海岸區域，昔日乃源自大肚山之牛罵溪，因潮水頗深而有船舶碇泊之便。清道光初年以後，隨著此地附近一帶荒埔之逐漸開拓，水圳之開墾縱橫交錯，造成大量流沙逐漸使港口淤淺，以後不斷淤積，終使梧棲失去港灣原來之價值。

龍井鄉：塗葛堀港位於大肚溪口，於西北方開口、街市則在南負溪口之北岸砂嘴之處。清乾隆五十年代，梧棲港形成街肆之後，塗葛堀及梧棲二港分立，塗葛堀港在南方，梧棲港則在北方，直至清道光初年（西元一八二一年）以後，梧棲港因漸漸有土沙堆積，而喪失港灣之價值。之後，因土沙逐漸堆積，碇泊所亦年年變更，遂遷移至距離陸地約一里處。水裡港此港屬於塗葛堀港之一部分，位於大肚溪口之北岸，即距離塗葛堀港北方數百公尺處的一支流河口。清乾隆二十九年出版之《臺灣府志》中亦有簡略之記載：「水裡港，海叉小港」。但後來此港因流沙逐漸堆積而終於失去港灣之利用價值。

新社鄉：水底寮位於大甲溪上游流域之谷地區域，原來屬於平埔巴則海族樸子籬社五社一小社水底寮社之佔據地。

大雅鄉：大雅原本稱為「埧雅街」，日時制度改正時（西元一九二〇年）才改稱為「大雅」，所謂「埧」乃是指閩南人所稱之「溪埔地」，但有時也指「河原」。



圖 A.1.1 臺中縣市古代海岸位置分佈圖



圖 A.1.2 臺中縣市軟弱地質可能分佈鄉鎮（黃色 - 海埔新生地；綠色 - 河埔地）

A.2 彰化縣市

據《康熙臺灣輿圖》之記載大肚溪南岸有一呵東社(編號 69(見圖 [圖 A.2.1](#))), 其為今日的彰化市香山里及牛埔里, 其位於較內陸地區, 表示彰化市區在清代即為陸地。而其西南方有一馬之遶社(編號 72), 此地由臺灣省通誌及日治時期之臺灣堡圖推測此地為今日福興鄉番社村的範圍, 又由圖中發現三座茅房有兩座有看的到房腳, 並設有樓梯, 表示此區近海且常有海水倒灌的情狀發生, 加上清咸豐到光緒間就有三次氾濫的記錄, 故推測此區形成的年代較晚, 可能土層也較為軟弱。此外, 馬芝遶社西南凸起一塊較安全的高地據推估為今日之鹿港鎮, 其原為當時全臺的三大重鎮之一, 其原可通行商船但在康熙年間就發生了淤積的現象了, 到了清嘉慶中葉因淤積過於嚴重而其港灣功能便由王功港所取代, 由此可知鹿港沿海地區可能多為後來才形成的。

在大肚溪南方有一東羅溪(編號 77)其為成日的舊濁水溪, 其在較下游段被一砂洲一分為二, 砂洲上有二林社(編號 76)其為成日的二林鎮東和、西平、南光及北平里一帶, 又其西北方有三林港(編號 75)為芳苑鄉永興村, 在清雍正九年開闢為臺灣對大陸廈門商魚兩用的重要港口, 但於清道光二十年又因淤積而漸漸常去其港口機能, 由此可知二林、芳苑兩鄉有許多土地均為較後期才逐漸形成的。

在二林社以南, 東羅溪北岸有一荒埔(編號 81([圖 A.2.1](#)))為約今日大城、竹塘及芳苑鄉大部分土地, 當時只有零星的田園, 大多為尚未開發的荒埔地, 也就是說這些地區早在清代之前即已成形。

綜合上述, 及其沿岸分佈位置大致可知, 彰化縣北起伸港南至芳苑鄉北側的沿岸應為清代才開始成形, 見 [圖 A.2.2](#)。

鹿港鎮：鹿港（港）此港位於鹿港溪（即今日之大武郡溪）及濁水溪之其中一支流所形成的河口，以塗葛堀港為頂點，港口開向西西南方，以數座門洲壅塞，而幾已失去港灣之優勢。船舶之碇泊位置在

距離鹿港市街西方約一里的地點，滿潮時水深約為三十八尺，退潮時則有六尺，故就其水深而言，十分不利於大型船舶之出入。後來因鹿港溪的漲溢以及濁水溪的氾濫問題日益嚴重，其流沙的沖積在清咸豐年間已頗為嚴重。

線西鄉：因此地位於半線（即今日之彰化）之西方，「線西堡」，乃是「半線西堡」之簡稱，此堡之北方、東方乃是以大肚溪與大肚下溪為分界，南方則鄰接線東堡馬芝堡，西方濱海，原本為半線堡之一部分。

伸港鄉：此地於日本統治時屬於線西庄，直至戰後才分立設鄉，伸港鄉內主要部落有伸港、新港、溪底、海尾、草湖、六塊寮、十五張犁、竹子圍等等。

二水鄉：此地原稱為「二八水」，乃是因此地有二溪流域集匯成八字形，故名。相傳昔日之濁水溪在夏季來臨之時，時常氾濫成災，造成附近居民極大困擾。

芳苑鄉：王功即古時之「王功港」，位於三林港北方。清道光初年幾乎與「番挖港」同時作為停泊船隻之港街而持續發展，而成為當時盛極一時之商港，可惜之後來卻因沙石不斷堆積而漸漸失去港灣之利用價值。番挖港 此港位於濁水溪之支流東螺、西螺二溪所形成的大三角洲的底線中央，此附近一帶退潮時為平淺灘，百石上下的中國型船隻及竹筏亦須等待滿潮之時方能駛近陸地停泊，巨大之中國型船則遠離海岸碇泊，稱為「新盤港」，其沿岸商船往來的繁榮盛況，實不遜於鹿港。雖然港底無岩石便於下錨，但前方一帶沙堆擴延，在冬季北風強勁之時，風浪的運沙作用使得港灣之形勢有所變遷，碇泊位置遂逐漸偏移於南方，且平淺的程度日益增加。

溪洲鄉：此地恰巧位於西螺溪、虎尾溪二者所形成的大三角洲頂點，又有新虎尾溪自中央貫流而過，故以此特殊地勢命名為「溪洲」



圖 A.2.1 彰化縣市古代海岸位置分佈圖



圖 A.2.2 彰化縣市軟弱地質可能分佈鄉鎮

A.3 雲林縣市

在圖 A.3.1 中有一水系稱為西螺溪(編號 82)，其為臺灣最大的水系，今稱為濁水溪，日本學者伊能嘉在臺灣文化誌中提到濁水溪有如小黃河，曾有多次的改道記錄，且其出海口處有許多的分流。

於西螺溪南岸有一茅干社，其在荷蘭時期記載為貓兒干社，約為今日崙背鄉豐榮村一帶，意即今崙背鄉早在清代即已形成，而今麥寮鄉較靠海的地區便有可能是後來才逐漸形成的。

在南雲林近海地區因於清代開發較不興盛，因此於圖上的記載並不多，但由圖上的他里務社(編號 156)即今日的斗南社舊社里，及北港溪南岸的聚落及其位置上來看，大致可推測今口湖鄉臨海地區於清代應多為蒼海。

綜合上述，可大致推估雲林縣麥寮、口湖鄉臨海地區於清代多為蒼海，為近百年來才形成的地區(見圖 A.3.2)，而臺西及四湖兩臨海地區因資料不足而無法判定。

北港鎮：因此地為臨近北港溪（烏溪）北岸之市街，故昔日多稱作「莽港」或「笨港」，早自明朝末年以來便為中國船隻之停泊地之一。然而清乾隆十五年（西元一七五〇年）時，北港溪之流向因發生洪水而有所改變，造成市街中斷並產生新河道，稱為「南笨港」及「北笨港」。北港溪水原即不深，泥沙堆積又逐年增加。

荊桐鄉：此地原稱為「荊桐巷」，因濁水溪上游南岸的沖積平原之上，昔日長滿了荊桐樹，當初移民於該地進行墾拓之時，曾在長有荊桐樹的林蔭巷內建立聚落，於是便為該地取名為「荊桐巷」。

崙背鄉：此地方的平埔族，以往多慣於海濱地帶採收天然形成的乾固鹽巴，《赤崁筆談》中便有相關記載：「南社，冬日海岸水浸浮沙凝而為鹽，蕃婦取食之，不需煎曬，所產不多，漬物易壞」。

麥寮鄉：此地位於古時海豐堡中央地帶、新虎尾溪之北岸。原本此地為一沖積平原，附近之區域盛產大麥與小麥，早期漢人進入此地區從事開墾時大多於此地搭蓋草寮居住，故得「麥寮」之地名。

臺西鄉的「五條港」，位於古時海豐堡的南方海岸，但在《臺灣府志》中尚未出現此名，直至清道光十二年（西元一八三二年）出版的《彰化縣志》才初次出現此一「五條港」之名。此港於昔日似乎與對岸有所往來交通，但附近一帶皆為砂質海濱，因冬季有北風吹沙及潮流的運沙作用，故逐年堆積埋塞港底，導致此港灣的形質變化，逐漸不便於碇泊，是以此港景況自然趨於衰頹。

元長鄉：此鄉附近一帶地方古時習稱為「白沙墩堡」成立於清雍正十二年（西元一七三四年），之所以取名為「白沙墩堡」，乃是因為此堡之天然地形即為一白沙墩，又有高高堆起之白沙，故得此名。

四湖鄉：由湖西村至四湖村之間，昔日曾有四個湖沼，當地村民則大多沿湖而居，故慣稱該地為「四湖」。直至清乾隆五十年代，四湖鄉內的「內湖」、「溪底」二庄亦逐漸由漳州移民陸續拓成。

口湖鄉：昔日「口湖」一地為全縣之出海口，故稱為「口湖」。之後因海岸上升，海口逐漸淤積變淺，內側海湖遂逐漸變成陸地，從此此地便日漸衰退成為一小小漁港。蚵寮附近之海岸一帶皆為沙泥淺平之海灘，自古以來養蚵活動即十分盛行。下湖口係指靠近北港溪口北岸之一小型村落，《雲林縣採訪冊》對此地有以下記載：「下湖港，為外海汊港，南北小商船由此出入，交易貨物則歸北港行棧。」此地昔日入港口半里處為外國貿易船之碇泊所，再入內海半里處則為沿海航船之碇泊所。

水林鄉：此地原稱為「水燦林」，因當地北港溪下游沿海土壤含有豐富之海泥，故成為「水燦林」等植物叢生之處。



圖 A.3.1 雲林縣古代海岸位置分佈圖



圖 A.3.2 雲林縣軟弱地質可能分佈鄉鎮

A.4 嘉義縣市

據<<康熙臺灣輿圖>>之記載猴樹港(編號 159(圖 A.4.1))在朴子溪出海口，其約現今東石鄉朴子溪鄰近北港溪出海口一帶，且據<<續修臺灣府志>>記載朴子街舊稱為猴樹港街，並在此地設置海防，因此可知朴子於清代屬於沿海地代，且東石鄉臨海地區於當時應仍為海洋，而較內側地區為沿海地帶。在猴樹港東南側有大糠榔(編號 169)、大坵田(編號 171)及鹿仔草(編號 168)等三處漢人聚落，其相當於成日的朴子市及鹿草鄉，由現今之相對關係可推估得知現今布袋鎮及義竹鄉西半部份於清代亦仍為蒼海。

因此嘉義縣古代海岸分佈應位於現今海岸線之東側，亦即現今東石鄉、布袋鎮及義竹鄉沿海地區均為近百年來方形成之地區(圖 A.4.2)。

朴子市：朴子於舊時亦多慣稱為「猴樹港街」，據傳明永曆三十五年（西元一六八一年）左右，開始有泉州府安溪人林馬等人進行開拓朴子附近之荒埔地區，當時的牛稠溪水頗深，故可允許大型船舶來往航行並上溯抵達朴仔腳街附近。但可惜的是，清嘉慶末年因牛稠溪口發生變遷，西方的東石港成為新港地，此地市況遂於不得已之際進行快速之轉變。荷苞嶼湖直至清康熙末年一直是一片佔地廣闊之湖泊，湖內的洲嶼被稱為「荷苞嶼」。之後逐漸因淤積沖塞而導致湖面不斷縮小，如今已成為一小小湖泊。牛稠溪由嘉義地方經今日朴子市的北部，並至東石港附近入海，牛稠溪河口之變遷乃在清嘉慶初年之後才發生。

布袋鎮：「布袋」位於八掌溪的支流鹽水溪之嘴口地帶，此地本為沙洲地形，有許多的鹽田深居於瀉湖之內，外圍則有沙嘴環繞。布袋港在冬季北風強烈吹襲之時，港底不免為波浪所夾帶至此的泥沙所埋塞，輪船及大型中國船則不得不碇泊於附近之外海。布袋港東方的前東港、後東港，原為船舶之碇泊所，稱為「冬港」，後來因為地形發生變化而逐漸形成此港。新塭此地原為一海埔地，由泉州府晉江移民蔡

構承購並將之新開為魚塭（即養魚池）。八獎溪發源於嘉義東方山地，於嘉義之南方會合沱水溪而流向西南方，再經鹽水溪分流而注入布袋港，其幹流則由「新塭」入海。但往日之溪口與如今不同，乃是先經過布袋附近，再北折至塭港附近入海。

大林鎮：大林此地因拓殖初期原為廣東省潮州府「大莆」人所進行開墾之地，清道光末年左右，鎮內「排子路」終由呂姓移民拓成，「甘蔗崙」由陳姓移民拓成，至於「大湖」一帶則是由翁寬雲等人拓成，大林火車站則在潭底。

溪口鄉：「溪口」因位於三疊溪與倒孔山溪雙溪之會流河口處，故原本舊稱做「雙溪口」，直至日時制度改正時（西元一九二〇年）才又簡稱為「溪口」。

新港鄉：舊南港此地位於北港溪岸，清乾隆十五年（西元一七五〇年）北港溪流因洪水而改變，清嘉慶八年（西元一八〇三年）此地再次遭受水災肆虐，導致原居此地之大富豪紛紛遷居至較北方處避難，並新建市街，遂使得原本之南笨港完全衰頹，而僅僅留下一「舊南港」之地名。月眉潭因此水潭呈一月眉狀，故名。

東石鄉：東石此港在牛稠溪之河口，清嘉慶末年福建泉州府晉江縣東石之移民於此地定居，並於港內養殖蚵仔。塭港亦即昔日一般人所說之「蚊港」，當時港址在牛稠溪口，於乾隆二十九年之前牛稠西流經今日朴子市之南方，並於塭港附近注入海洋，後來約於清嘉慶初年之後，溪流改道，才轉經朴子之北（稱為朴子溪），而由東石港入海。如今當地之地形已然變化，並已有近一半之區域為海浪所潰決吞噬，其餘地區亦遭到沙石埋沒。又《臺灣府志》（續修）中又記載道：「牛稠溪南出青峰闕入海」、「八掌溪由青峰闕入海」，之後此二溪之河口皆轉移至南方，如今雲林縣臺西鄉八掌溪之河口仍留有「蚊港」之地名，乃是隨其流域之變遷而轉移的。



圖 A.4.1 嘉義縣市古代海岸位置分佈圖



圖 A.4.2 嘉義縣市軟弱地質可能分佈鄉鎮

A.5 臺南縣市

在《康熙臺灣輿圖》中巴掌溪和急水溪間有一叫大圭壁(編號 179(圖 A.5.1))的地方,又鄭氏臺灣地圖記載為大龜壁庄,位於倒風內海的沿岸,據推測其為今鹽水鎮一帶,且鄰近的大線頭(編號)及南、北鯤身(編號)均在現今的北門鄉內,因此推測現今北門鄉及學甲鎮有部份在當時均為蒼海。在急水溪出海口南方有近海處一牛頭山(編號 185),其約在今佳里鎮西北邊,鄉軍鄉及學甲鎮一帶,因此可知將軍及佳里兩地於當時仍有部為蒼海。在北鯤身東南側曾文溪北側有一西仔港(編號 197),即今日之西港鄉,地圖上其位於海邊,但現今其位於內陸,即其外海的南線等沙洲群漸形成海埔新生地,即今日的七股鄉。

接著往南發現網寮(編號 214)、紅毛城(安平古堡)(編號 249)、一崑身到七崑身(編號 252 到 258)等一連串的海中砂洲,及沿岸的娘媽宮(編號 265)、新街頭(編號 267)、土角埕(編號 272)等地名,得知現今臺南市除了北、東、中及部份西區外均為蒼海及砂洲。而其南邊有一桶盤棧(編號 279)及瀨口(編號 281)其為現今的仁德及臺南市西區的鹽埕一帶,即在此一區域內均早為陸地。

於臺南城八里遠處有一鯽魚潭(編號 237),據《臺灣府志》水利篇記載:「鯽魚潭在永康里(就是現今永康市和臺南市附近的交界),週圍大小十餘里。」但於道光年間開始沒落,到日據時期沒落、乾涸,故在此範圍內應屬於較為軟弱土層分佈的地方。

因此,臺南縣市的北門、學甲、將軍、七股及臺南市西半部等地區在清代仍在海底,直至後期方才逐漸浮出水面,另外在永康市靠近臺南市附近原鯽魚潭位置亦為較軟弱地質(如圖 A.5.2)。

永康市:鯽魚潭在今日永康鄉之境內,湖中盛產鯽魚,清道光二十年(西元一八四〇年)之後,因當地屢次遭受洪水之災害肆虐破壞,潭水幾乎全為溪沙所填塞,不久,此潭一帶地區逐漸變為荒埔。今日

永康鄉內的「永康」、「網寮」、「大灣」、「蜈蚣潭」等庄，都是當時開墾潭址附近之荒埔地而逐漸形成的部落。

鹽水鎮：鹽水在八掌溪南岸，昔日船舶必須經由八掌溪支流注入的河口：「冬港」（即為今日嘉義縣布袋鎮前東港、後東港）出入此鹽水港街附近。《臺灣府志》所描述的「井水港、鹽水港分支於北，為是港。」原來因潮水的不斷進入，使得港內有鹽水，故名為「鹽水港」。以後因地勢逐漸變遷，港口日漸淤積，使得此街附近全然失去港灣形勢，尹寵周之《臺灣地輿圖說》中便描述道：「鹽水港，大潮水深三四丈，潮退則見底。」

麻豆鎮：麻豆於清乾隆二十九年（西元一七六四年）出版的《臺灣府志》續修中之記載：「倒風港分三支，西南為麻豆港。」可知昔日麻豆乃原依急水溪而形成一港，而沿著曾文溪流域的古麻荳堡之內，今日麻豆鎮內的「磚子井」、「溝子墘」、「寮子廓」、「安業」、「謝厝寮」等諸庄一帶原本皆為溪埔荒廢地區。

東山鄉：前大埔此地位於番社的東南方，清康熙年間客家移民之足跡已遍及此一窪地地區，後來因今日嘉義縣大埔鄉開拓完成，於是將此地稱之為「前大埔」，而將嘉義縣大埔鄉稱之為「後大埔」以資區別。

下營鄉：茅港尾昔日此地乃依急水溪之形勢而逐漸形成一港灣，至清領之後由福佬移民繼續開拓附近尚未加以開墾之荒埔地區，清雍正十二年時（西元一七三四年）成立一堡，稱之為「茅港尾堡」後來又再分為東、西二堡。

將軍鄉：口寮此地原本稱作「青鯤身」，此地於昔日為最靠近海口的漁寮。《臺灣府志》中便記載道：「青鯤身，西鄰大海」並在所附的諸羅縣地圖中描畫出一島嶼形狀。

西港鄉：西港此地清康熙六十年代分立一堡，取名為「安定里西堡」，後來又改稱為「西港仔堡」。昔日此堡的大部分皆屬於海埔新生

地，而所謂「西港仔庄」實際上乃是一濱海的港灣。

七股鄉：七股早期七股附近地區乃屬於臺江內海區，之後因曾文溪、鹽水溪不斷氾濫沖積成所謂的「浮覆地」，清政府遂放租給附近人民進行墾耕活動。七股國聖港此港於古時隸屬於加老灣港的一部份。國聖港口不遠處有一大沙洲，形狀恰如一小島，將此港略分為內灣及外海二部分。每年雨季之時，曾文溪支流不免氾濫，而國聖港底則難免因此而產生變遷。面積廣達數千公頃的七股瀉湖，屬於古代臺江內海遺跡，由於內海風平浪靜，有外圍頂頭額汕即網址寮汕沙洲擋住風浪，孕育出豐富的內海濕地生態資源。

北門鄉：北門此地原本稱作「北門嶼」，此地在古時學甲堡之西海岸地區，原本為一孤島，見於清乾隆二十九年（西元一七六四年）出版的《臺灣府志》續修中所附之諸羅縣圖。又因為是臺灣府北方的島嶼，故當地習稱之為「北門」，而原本港口凹入內地，島嶼林列，所以為其取名為「北門嶼」。但清嘉慶十二年（西元一八〇七年）出版的《臺灣縣志》續修中所附之地圖，卻已將其畫成陸地的一部份，故其形勢之變遷應該發生於清乾隆末年至嘉慶初年之期間

安定鄉：安定一地原本於古時稱作「直加弄」，根據《臺灣府志》續修之中的記載，「直加弄庄」與當時的「西港仔」並立皆形成一港。今日安定鄉內有所謂「港子尾」及「港口」之地名，亦皆源自於此。清康熙年間，此地方有一部份已逐漸拓殖就緒，唯「港子尾」、「港口」以及「六塊寮」一帶仍為塹埔地而尚未經人工開墾。清嘉慶十年（西元一八〇五年）左右，又有陳姓移民著手開墾，但因屢次遭到溪流氾濫破壞，並導致沖崩沙壓。

山上鄉：山上因此地乃位於新化台地西麓，曾文溪掘鑿河階上的聚落區，以及菜寮溪口東岸，有牛稠埔五十公尺左右的段丘地形，自低地向上仰望村落，便好像坐落於一座小山之上，故此地原本稱作「山仔頂」日時制度才改稱為「山上」。

楠西鄉：楠西此地方為曾文溪上游沿岸的東岸一區，清康熙年間

時原本為一荒埔地帶，在清康熙末年時有漳州、泉州之移民開拓較西部的二重溪庄（屬於今日之大內鄉）地方，遂成為此附近地方開拓之始端。

仁德鄉：中洲當地本為依二層行溪而逐漸形成的洲埔新生地，故取名為「中洲」。

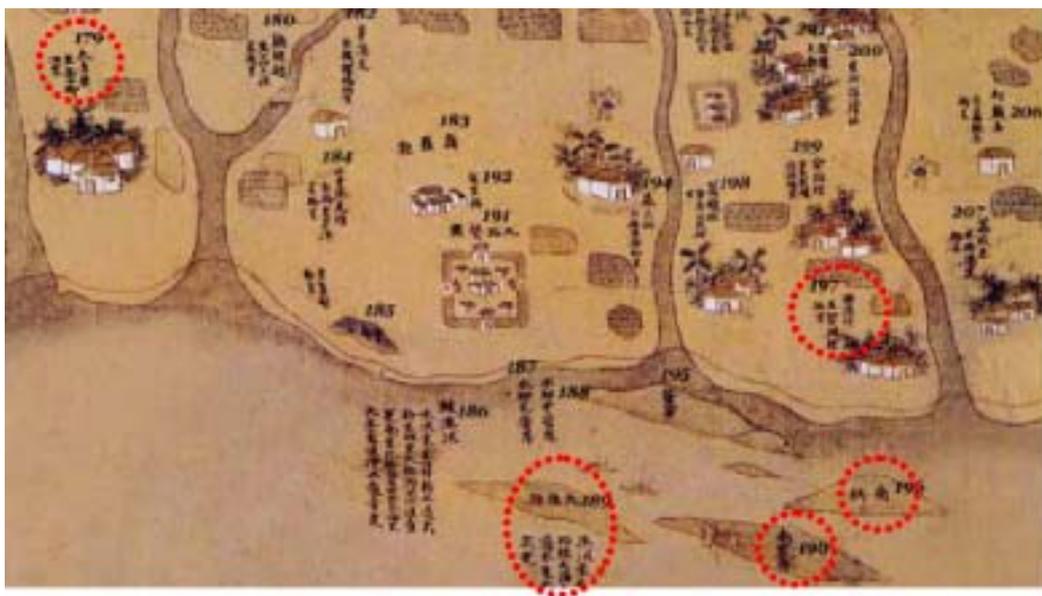


圖 A.5.1a 臺南縣市古代海岸位置分佈圖(1/2)



圖 A.5.1A 臺南縣市古代海岸位置分佈圖(2/2)

A.6 高雄縣市

在二曾行溪(今日的二仁溪)南岸有的二聚落，較內陸者稱長治里(編號 286(圖 A.6.1))，約今日路竹鄉的部份，另一較靠海者稱烏樹林(編號 297)，在今永安鄉東側，故得知路竹、永安兩鄉在清代即已形成路地；於烏樹林南側有一彌羅港(編號 305)，其位置為今日的之彌陀鄉舊港村一帶，且彌羅港南側有仁壽里(編號 312)及凹底山(編號 313)，其中仁壽里的分佈範圍約為今日的彌陀、梓官、橋頭、岡山及高雄市楠梓區局部地區，且據考查小凹底山與梓官鄉和岡山鎮為鄰，故可知舊港村以西之陸地及梓官部份地區為後來河道、港淤積而成。

凹底山南側萬丹溪出海口有一萬丹港(編號 324)，約為今日的左營區軍港，且在萬丹港外海有小島嶼稱石佛山(編號 328)，其推測約為在鼓山西側海岸前，且臨近柴山，但因近來的淤積及海岸工程，使其外海各小嶼多已連成一體，故已不易分便出。於石佛山東南側有打狗山(編號 341)及打狗門(編號 342)，其分別為今日之壽山及高雄港，此二地均臨近河岸、海邊，在此南側分別有岐後(編號 345)及岐後嶼(編號 346)兩地名，該處為現今的旗津區，其為一長條形的沙汕島嶼，故此區為較年輕的地層。

綜合上述，高雄縣市其臨海地區有半數以上為後期淤積而成，其包含了高雄縣永安鄉及彌陀鄉西側地區，高雄市左營、鼓山、鹽埕、旗津及小港等區之臨海側(圖 A.6.2)。

高雄市：小港區清乾隆二十九年（西元一七六四年）時稱此地為「鳳山港」，清朝末年時此港已逐漸淤積，於是自然衰落成為較小型之港灣而改稱為「港仔墘」。

大寮鄉：溪寮此地舊名為「溪埔寮」，因昔日在該地搭建有許多養鴨之寮舍而得名。

永安鄉：永安於日時隸屬於岡山郡「彌陀庄」，阿公店溪出海口的

海埔新生地，原本稱為「竹仔港」，清代夏獻綸監製的「臺灣前後山圖」中記載海岸有「漂底山」，內陸有「永安庄」，之後此地便因祈求永遠平安而將「竹仔港」改稱為「永安鄉」。

彌陀鄉：彌陀此地原稱為「彌陀港」，此地方昔日乃隸屬於「仁壽上里」，而此里的海岸自西南的「漂底邱阜灣」入，而成為「彌陀港」。《臺灣府志》中記載道：「漂底山，平原曠野中，浮一邱，頂寬平，有小竅出水，若霖雨，泥沼其深無底。」又清乾隆二十九年（西元一七六四年）出版的《臺灣府志》續修中則記載道：「彌陀港，水逐大海出入。」而彌陀港與竹仔港相接連的一帶地方原本為一內海，後來逐漸浮出而成為埔坪新生地。

湖內鄉：大湖昔日此附近地方至西鄰的「湖內」一帶皆為茫茫之沼澤地帶。



圖 A.6.1a 高雄縣市古代海岸位置分佈圖(1/2)



圖 A.6.1A 高雄縣市古代海岸位置分佈圖(2/2)



圖 A.6.2 高雄軟弱地質可能分佈鄉鎮

A.7 屏東縣市

在東港河出海口有一東港之標記(編號 361([圖 A.7.1](#)))，且其西南方有一東港營盤(編號 364)之標記，且其緊靠於港邊紮營，此即表示東港鎮在當時即為一海邊鄉鎮；圖上對屏東最尾端之註示為沙馬岐頭(編號 376)，其為今日恆春半島的的貓鼻春半島，在東港到沙馬岐頭間相距甚遠，但圖上對屏東地區之註記並不多，這可能與其開發較為緩慢有關，故無法以此找出屏東地區古代潟湖或海岸線的位置([圖 A.7.2](#))。

九如鄉：下冷坑昔日介在「武洛」及「番仔寮」二溪之間的一帶大致約為溪埔之地，當時習慣稱此地為「永寧洲」。

鹽埔鄉：此「鹽埔」一地因隘寮溪上游之支流數十條在此地附近形成網狀支流之網埔地，此地的土壤富含有鹽分，故稱呼此地為「鹹埔」。

新園鄉：「新園」一地為新開墾的旱田區，此地為介於「下淡水溪」（即今日之高屏溪）以及「東港溪」二溪之間的海岸地帶，當時以「新園」為中心地之附近地區，原本皆為一洲埔地形。

南州鄉：南州此地於日時稱之為「溪洲」，此地因位於屏東溪洲溪南岸之地帶，當地屬於「溪洲溪」與「後寮溪」氾濫地區之洲埔地帶，於日據時期改名為「南洲」。

佳冬鄉：佳冬此地海拔僅約六公尺，原本多慣稱為「茄苳腳」，日時制度改為「佳冬」。



圖 A.7.1 屏東縣市古代海岸位置分佈圖



圖 A.7.2 屏東縣市軟弱地質可能分佈鄉鎮

附錄 B 地盤改良工法概述

地盤改良之設計和施工已從許多實際案例中累積相當豐富的實務經驗。但在因地制宜的處理原則下，地盤改良工法有相當大的「多樣性」，但大致可分成事前混合處理工法、置換工法、攪拌(固結)工法、灌漿工法、排水預壓工法、振動擠壓工法與特殊地盤改良工法等七大地盤改良工法類別，如表 B.1 所示。

表 B.1 常用之七大地盤改良工法

項次	工法類別	詳細種類
1	事前混合處理工法	-
2	置換工法	-
3	攪拌(固結)工法	(1)機械攪拌工法 (2)高壓噴射灌漿工法 (3)攪拌、噴射併用工法(SWING 工法) (4)生石灰樁工法
4	灌漿工法	(1)水泥灌漿工法 (2)擠壓灌漿工法 (3)LW 灌漿工法 (4)藥液灌漿工法
5	排水預壓工法	(1)降低地下水位工法 (2)排水樁(帶)工法 (3)大氣壓載重工法
6	振動擠壓工法	(1)振動夯實砂樁工法 (2)動力夯實工法 (3)振動揚實工法 (4)礫石樁工法 (5)打擊式大位移群樁工法
7	特殊地盤改良工法	(1)地層冰凍工法 (2)爆炸夯實工法 (3)熱瀝青灌漿工法 (4)排水工法

軟弱地質改良工法甚多，較常見工法歸納如下：

- 1.國內最常採用砂樁及高壓水泥噴射樁
- 2.排水預壓工法所隱藏的不確定性還是很高

3.在砂質土壤之改良方面

(1)動力夯實工法經過在臺塑六輕工業區之歷練後，已成為改良海埔新生原砂質土壤之主力工法

(2)改良深度大於 13 m、範圍較小之情況，則可選用振動揚實礫石樁工法

4.在粘性土壤之改良方面

可用排水帶或砂樁配合預壓排水的方法，來加速粘土層之壓密沉陷。

5.受限於都會區之施工環境，地質改良工法常以低震動和低噪音之灌漿或高壓噴射攪拌工法來改善現地土壤之工程性質。

B.1 事前混合處理工法

事前混合處理工法係將水泥系之改良材料(穩定劑)加入回填砂土中，先行拌合後再輸送至回填地點回填，回填過程中無需再滾壓夯實，全賴添加入砂土中之穩定劑所增加之土壤顆粒間膠結力，以達到防止液化、減輕側向土壓力，並提高土壤支承力之目的。

此工法於日本常被使用於大型海岸開發計畫如人工島、海中機場或海埔新生地及港灣地區沉箱碼頭或護岸後方之填土工程，回填後即不須再作地質改良，可縮短工期，省去二次處理工程。於阪神大地震中損害之六甲島沉箱岸壁，應用事前混合處理土壤工法進行修護補強之案例，為了強化沉箱岸壁之抗震性，碼頭後方之浚填土壤改以單壓強度為 1 kg/cm^2 事前混合處理土取代，以減輕作用於沉箱之土壓力，並克服沉箱背後浚填土之液化問題。

實務經驗顯示，5%之水泥添加量即可將疏鬆砂土變成不液化之工程材料，若以改良土之單壓強度為判斷液化處理成效之指標，則 $0.5\sim 1.0 \text{ kg/cm}^2$ 之單壓強度可訂為事前混合處理土不液化之指標(Zen 等，

1992)，惟由於現地施作之條件與室內材料條件不同，故拌合方式、拌合時間、水面下回填時穩定劑自改良土中分離、養護條件等之差異，以及其他未知因素常降低改良土壤之強度。

依據幾個案例之施工結果顯示，同一穩定劑用量下，現地施工之混合處理土壤單壓強度僅為室內試拌結果之 1/1.1~1/2.2，施作時之穩定劑用量最好於現地，根據實際施工條件進行模擬施工決定之，或根據室內試拌結果，考量現地條件將穩定劑用量提高至可以得到 1.1~1.2 倍室內試拌試體單壓強度之用量，以確保回填土之抗液化能力。

本工法應用於水面下之回填時，須特別考慮防止穩定劑自土壤中分離及回填對海域水質之污染。為防止穩定劑之析離，於穩定劑與回填砂充份拌合，並使穩定劑充分附著於土壤顆粒表面後，須再添加分散防止劑再次拌合，使分散防止劑得以包覆於穩定劑外面，以減輕混合處理土投入水中時穩定劑之逸失。另一方面，可利用特製之洩槽投放回填，縮小污染之範圍，以減少水質污染。

B.2 置換工法

挖除可能液化之土層，再分層滾壓夯實，以增加砂質地盤之相對密度，提昇其抗液化能力；或直接置換成低液化潛能之土壤材料。置換工法一般較適用於地下水位以上之淺層土壤，若置換深度加深及地下水位以下，則須配合降水或擋土設施，改良費用將明顯增加，降水引致之區域沉陷問題須詳加考量。

B.3 攪拌(固結)工法

於地層中利用機具攪拌土壤，同時注入硬化劑，將土壤與硬化劑膠結混合為固結體。一般可分為機械攪拌及高壓噴射攪拌兩種施工方法，亦有二者併同者。

B.3.1 機械攪拌工法

以攪拌翼將土壤與硬化劑充分混合形成柱狀固結體，依攪拌機之構造分為單軸、雙軸和多軸等三種。

B.3.2 高壓噴射灌漿工法

利用超高壓幫浦產生具超強運動能量之噴射流，經過特殊射裝置噴出，切削地層之同時，以固化材料混合或置換形成圓柱型改良土體之地層改良工法。本工法為臺灣最常使用之工法，實績豐碩，一般使用之高壓噴射灌漿機具分日系和歐系兩種：

1. 日本系統

- (1) 單管工法(CCP, Chemical Churning Piles)
- (2) 雙重管工法(J SG, Jumbo-jet Special Grouting 舊稱 J GP或 J SP)
- (3) 三重管工法(CJ G, Column Jet Grouting)

2. 歐洲系統

歐洲系統之高壓噴射灌漿設備均較為大型，民國 81~83 年間國內廠商曾進口義大利 CCP International 公司製之外徑為 90mm 二重管、壓力為 400kg/cm² 和吐出量為 100l/min 之超高壓幫浦和履帶自動鑽機(Mustang)。

本工法係以先端裝有攪拌葉之鑽桿，貫入至擬改良之土層深度，利用葉片之旋轉將土壤充份切割擾動，同時由噴漿口噴出水泥系之固化材料，使土層內之土粒與水泥漿充份混合，藉由化學固結之作用改良地盤之抗液化能力。深層攪拌工法之改良配置型式一般包括塊狀(Block Type)、壁狀(Wall Type)、格柵狀(Lattice Type)及柱狀(Pile Type)等，在降低層之液化潛能成效上，以塊狀改良之方式最具實效，但施工費用亦最高，惟就抵抗液化之機制而言，似無全面改良之必要。根據 Koga 等(1986)利用振動台所進行之各種改良型式抗液化成效試驗結果，顯示柱狀、壁狀或格柵狀之改良均有助於抗液化能力之提昇，且

抗液化成效隨改良面積比增加而漸增，各種非全面改良之型式，以格柵狀改良成效最佳，此係因地層受改良體之圍束而抑制受震之剪力變形，因而減抑超額孔隙水壓之發生。另外，根據 Yoshio 等(1989)之振動台模型試驗結果顯示，欲使格柵狀之改良，達到抑制改良體圍束區內土壤受震時之剪力變形，則改良體之最大間距不宜超過液化土層之厚度，方能提供足夠之圍束效用。

神戶港內碼頭邊之客輪中心兼旅館大樓，大樓基礎係採用格柵狀之深層攪拌工法作為液化之防制對策，因此，在發生規模 7.2，最大地表加速度約 0.68 g 之阪神大地震時，大樓周圍之地層已發生嚴重之液化現象，距大樓約 10 m 外之沉箱岸壁亦已向海側移動約 2 m 並呈傾斜狀，惟大樓結構依然完好無損，基礎亦無破壞情形，證實格柵之深層攪拌改良可有效抑制圍束區內土壤之變形，降低地層之液化潛能，並能有效防止岸邊土壤液化後，向海側之側向流動 (鈴木等，1995)。

灌漿工法改善砂質土壤抗液化能力之機制與深層攪拌法相同。灌漿工法係利用 150~200 kg/cm² 或更高之灌注壓力將固化材料噴射於土壤中，使固化材料與土壤充份混合，形成樁徑 30~80 cm 左右之改良樁體，藉由適當之改良配置與改良面積比，可減抑被改良體圍住砂質地盤之剪力變形，並防止土壤液化之產生。

B.3.3 攪拌、噴射併用工法(SWING 工法)

SWING 工法乃綜合深層擴孔攪拌和噴射併用之地層改良工法。其攪拌翼不同於一般傳統之固定式攪拌翼，而是可在任意深度隨鑽頭之旋轉展開攪拌翼擴大鑽孔，同時由攪拌翼末端高壓噴射固化材以獲得更大口徑之改良體，並增進固化材料與土壤之攪拌效果。

B.3.4 生石灰樁工法

生石灰樁工法屬於乾式攪拌工法之一種，軟弱地層中添加生石灰，可利用生石灰和軟弱地質中的水分化學反應所產生之發熱、吸水、膨脹以擠壓週遭土壤，降低土壤含水量，然後再用離子交換和卜作嵐

反應，使土粒子產生凝聚固結作用，以增加土壤強度。

B.4 灌漿工法

係將水泥漿、水泥砂漿、藥液或等混合液灌入地層中，以改善其支承力、變形及阻水性。因其灌注方式和使用材料不同，灌漿工法種類十分繁多，國內常用之灌漿工法如下：

B.4.1 水泥灌漿工法

水泥灌漿是國內最早使用的地層灌漿法，大多用於壩基、隧道工程、橋墩、堤防護岸和基樁工程等之空洞回填，以及岩盤裂縫之灌注。為改善水泥之工程性質，水泥灌漿液中常摻入具有散熱、減水、膨脹和緩凝等功能之添加劑。

B.4.2 擠壓灌漿工法

使用坍度低於一英吋之高稠度水泥砂漿，藉由灌注時之夯實及灌注體對周圍土壤產生壓實，達到減低砂質地盤孔隙比，提高抗液化能力之目的。本工法之優點為施工機具體積小，所需作業空間不大，因此可於既有構造物下方或側面作業，且施工中無噪音振動之公害，惟其缺點為對於淺層覆土壓力較低之土壤改良成效不彰，且施工中可能造成地表之隆起，於既有構造物下方或鄰近地區作業時，應審慎評估地表隆起對地上設施之影響。

B.4.3 LW 灌漿工法

LW(Labiles Wasserglass)工法係日本國鐵(J R)所研發的化學灌漿工法，其於水泥漿懸浮液中摻入水玻璃溶液，因帶正電的水泥粒子和帶負電的水玻璃膠體離子作用，可加速其膠凝反應，縮短凝膠反應時間至數分鐘左右。

B.4.4 藥液灌漿工法

最早的藥液灌漿工法是 1887 年以水玻璃和氯化鈣先後注入地層內矽化之 J oosten 工法。1961 年日本樋口發展以水玻璃和水泥混合之懸濁液灌漿方法，即為眾所熟知之 LW 工法。依灌漿管構造之不同，大致分為鑽桿、二重管和雙環塞等三類工法。

B.5 排水預壓工法

軟弱飽和黏土層之排水預壓工法，係藉由加暫時性之靜載重，增加土體應力量於構造物，俾使施工前土壤沉陷已大部份發生，以減少構造物施築後黏土層之沉陷量和不均勻沉陷量。為加速排水壓密的效果，預載工法往往配合垂直排水工法，以增加孔隙水消散路徑或縮短排水距離，使壓密時間縮短達預壓密的效果，可更迅速有效地縮短工期、增加土壤強度且獲得預期之壓密沉陷量。

B.5.1 降低地下水位工法

根據土層性質與擬降水位高度，採用排水溝、點井或深井工法降低地下水位，以增加原地下水以下地層之有效應力，並降低新地下水位以上地層之飽和度，因而提高地層抗液化能力，減少地層壓縮性，並增加基礎支承能力。惟長期降低水位將引致區域地盤下陷問題，尤其深井抽水影響半徑可達 2 公里以上，採用本工法時需審慎評估，並研擬沉陷減輕對策，以縮小沉陷影響範圍與沉陷規模。

B.5.2 排水樁(帶)工法

本法係將透水性良好之地工材料，以適當之配置與間距打入或植入疏鬆之砂質地盤中，使地層中密佈柱狀、管狀或壁狀之排水管道，地震時引致之超額孔隙水得以利用其優異之排水功能迅速消散，以降低地層之液化潛能。

垂直排水法之主要目的有三：

- 1.軟弱地質在短期內完成壓密沉陷，俾達到一定的壓密度。
- 2.增加土壤強度。
- 3.縮短工期，俾達到經濟效益。

垂直排水工法打入地層中之透水材料，除傳統之粗砂或礫(碎)石所構成之排水砂樁(Sand Drain)或排水礫(碎)石樁(Gravel Drain)外，近年來開發出許多人造透水材，例如包覆濾層之排水管、加勁網管、排水帶、附排水設施之鋼管樁與版樁等，打設工法亦隨透水材料不同而開發出新工法。國內應用排水工法之案例大多採用排水砂樁、礫石樁及排水帶等三種，前兩種工法在打設時有噪音振動之問題，常因環保問題無法應用，新開發之工法多屬低振動低噪音、造價低。

排水砂樁與夯實砂樁有顯著的差異，前者乃提供垂直的排水管道以加速壓密；後者則增加土壤強度及緊密度。

排水工法施作時對周圍地盤之擠壓夯實作用有限，故常被應用於港灣工程版樁式碼頭與沉箱碼頭後方之抗液化改良，惟因排水樁工法多屬小位移工法，因此排水樁周圍之地層幾與未改良之疏鬆地層相同，當實際作用之地震力超過設計地震力時，改良區內之疏鬆地盤將因液化而完全喪失強度，仍出現明顯沉陷與災情，不像夯實工法改良之緊密地層，雖已液化但仍保有部份殘餘強度，而呈現韌性行為。因而採排水工法做為液化防制措施，應規劃必要之輔助設計。

砂樁排水法、砂袋樁排水法或紙帶排水法原理均以 Barron 或 Kjellman之理論為根據，其均以 Terzaghi 之壓密理論為基本。Terzaghi 壓密理論曾述及壓密時間與最大排水距離的平方成比例，因此軟弱粘土層內，若以適當的間距施打垂直方向的排水材料(砂、紙帶或合成纖維板)，形成排水管，則可縮小最大排水距離，而排水時間則以平方的速率大為縮短，加速壓密進行。

B.5.3 大氣壓載重工法

傳統之排水預壓工法乃利用填土作為載重，但新發展大氣壓載重法有逐漸取代傳統填土載重法的趨勢。廣義的大氣壓法分為兩類：

- 1.利用點井之真空排水法，以適當之間隔在地下埋設點井，藉真空泵排除土中水，暫時穩定土層，以降低地下水位，使荷重強度增大。
- 2.使用氣密膜覆蓋地面，故以大氣壓之負壓為載重，復以真空泵排除被排出之孔隙水，以加速排水，降低覆蓋面內之氣壓。

點井法之應用範圍受土壤顆粒分佈之限制，但大氣壓載重法則與土壤之顆粒分佈無關，任何土層均適用。其特點列述如下：

- 1.填土載重工法有時須視土壤之允許承载力，而實施分階段載重時，則所需載重時間相當長，且填土之督導必須十分慎重，否則常易引起土層破壞；而大氣壓載重法可一次實施完畢，荷重無需分階段施行，。不至導致土層破壞，在安全上毫無顧慮，故除可縮短載重時間外，施工管理亦較容易。
- 2.都市地區採用填土載重工法時，填土材料不易取得，費用較高昂；而大氣壓載重法，則區域性之限制，其工程費幾乎不變。故於都市地區，大氣壓載重法遠較填土載重法為低廉。
- 3.填土載重法並用垂直排水法時，孔隙水乃通過敷砂路徑自然排出；而大氣壓載重法排出之孔隙水可藉著真空效果起加速作用排出，因此排水效率高。
- 4.填土載重壓密後，填土必須清除，往往造成極大的困擾，且清除費頗巨；而大氣壓載重法之清除費用幾乎為零。

大氣壓載重法常並用於砂樁排水法或紙帶排水法。於填土不易之軟弱海埔新生地使用本法，不會造成土層破壞，且可突顯其效果。

B.6 振動擠壓工法

振動擠壓工法係利用動力能量或配合天然砂石材料，以振動、擠壓或衝擊的方式將疏鬆之砂質土層強制夯實，改善土壤之工程性質，達到提高土壤承载力，減低地層壓縮性與提昇砂質地層抗液化能力之目的。依施工方式和使用機具之不同，臺灣地區常見之振動擠壓地盤改良工法有夯實砂樁法、動力夯實法、振動揚實法、礫石樁工法、打擊式大位移群樁工法等五種。臺灣已完成之深層夯實工法均經過強震之驗證，確實可有效防止液化，施工技術單純且改良效果確認容易，故常被應用於港灣基礎與後線地區之抗液化處理。此類工法缺點為施工中之振動與噪音較大，較不適用近民房區之施工，且緊鄰既有構造物亦有其困難，須配合或採用其他小位移工法如排水工法等施作。

B.6.1 振動夯實砂樁工法(Sand Compaction Pile)

振動夯實砂樁之施工係利用振動機及高壓的輔助，將中空鋼套管(一般為 40 cm 直徑)貫入擬改良之地層中，於達預定改良深度後，再將回填砂料由施工機械之填料斗投入，經由鋼管及管底的自動靴將砂料投送至管底，然後藉鋼管的上下反覆拉拔及貫入，將回填砂料擠壓並夯實成一直徑約 60 cm~70 cm 的堅實柱體，使砂樁周圍土壤受到擠壓及振動趨於緊密，達到增加地層密度及剪力強度之目的，同時由於實砂樁本身具有一定之強度與良好之透水性，將可分擔並減低地層受振時之前應力，並可使地震時所產生之超額孔隙水壓迅速排除，故能有效防止砂質地盤之液化。

振動夯實砂樁樁徑一般約在 60 cm~70 cm 間，通常採正三角形、等腰三角形或正方配置，間距則視原地層特性(細料含量、強度)及改良目標值而定，一般約 1.4~1.8 m 間。回填砂料部份，一般規範均要求採乾淨之級配砂，以確保夯實砂樁振動擠壓之能量，不致因回填料之過大阻尼而減損，得以確實傳遞至鄰近地層，達到擠壓及振動夯實之目

的。惟經實地試驗顯示，採用浚填之海砂取低優良級配之河砂做為砂樁之回填料，亦可獲致相同之改良效果(余明山等，1992)，此一發現或有助於振動夯實砂樁成本之降低，並減少資源浪費。

振動夯實砂樁應用於細料含量低於 30%之砂質土壤成效最佳，改良成效隨細料含量增加而銳減。對臺灣西部沖積平原之粉土質砂層，若改良面積比在 20%以下，則改良砂樁間土壤之 N 值將不超過 25，此一改良極限可能係國內施工機械之能力及施工品質之限制所致，建議可考慮改用較大直徑(50 cm)之鋼管及採用較大輸出功率之振動機來增加改良成效，至於在施工品質方面，則建議採用可量測管內砂面高程之五針式記錄器，取代傳統式之三針記錄器，以可確實控制每單位深度之擠砂量，確保施工品質。

B.6.2 動力夯實工法(Dynamic Compaction)

動力夯實工法係利用吊車或特製之起重設備將鋼製或混凝土製之重錘吊起相當高度，再讓重錘自由落下，藉重錘落下時所產生之巨大衝擊能量改良現地土壤之組構，使疏鬆地層壓縮趨於密實，並經過多次反覆錘擊而達到地質改良之目的，圖六所示為主錘擊(主搗實)階段之施工示意。本工法因施工迅速、機具簡單、改良費用便宜，尤其適用於港灣地區、新生地等大面積之地質改良，國內六輕麥寮工業區、彰濱工業區、臺中港及高雄港均有改良之案例，其中六輕工業區全廠約 75%以上面積採用 DC 工法改良。

動力夯實工法需重視錘擊能量、錘擊方式之規劃。

- 1.動力夯實錘擊須依地質條件分數個階段進行，能有效改良地盤
- 2.一般均規劃棋盤式打擊點
- 3.主錘擊階段通常採用較高之錘擊能量及較寬間距，以改良較深處之土壤。
- 4.補強錘擊階段則降低錘擊能量，縮減間距，使較淺層土壤受到充份的夯實。若使用間距及能量不正確，則可能使中間層次土壤形成一緊夾層，致使較深處的疏鬆或軟弱地質，難以改良甚或無法改良。

5.在相同的能量作用下粘土質土壤與砂質土壤所反應之影響差異甚大。因此規劃錘擊方式程序等細節前，須徹底瞭解地層構造，尤其細粒土壤分佈情形，才能有效達到改良目標。

表二所示為動力夯實工法夯擊參數之一般建議值，可提供初步規劃之參考，對於一個尚無 DC 先例之基地而言，模擬施工(Pilot Test)之試夯擊非常重要透過各種不同之錘擊模式、夯擊能量與夯實次數之模擬施工，經由錘擊前、錘擊中及錘擊後之試驗與量測數據研判試夯成果，並藉此選擇經濟且安全之夯實參數。

依目前的經驗，影響動力夯實改良效果之主要因素如下：

- 1.地下水位
- 2.土壤細粒含量、排水條件
- 3.原地層緊密度(堅硬度)及層次分佈
- 4.每次錘擊能量(單擊能量)、錘擊次數、錘擊點之配置與間距
- 5.每單位面(體)積之錘擊能量

單擊能量為影響改良深度之最主要參數，以國內現有之吊車能量，最大改良深度約為 13 m。每單位面(體)積之錘擊能量對改良深度並無影響，但對有效改良深度內之土壤夯實效果，有直接影響。有關 DC 工法詳細改良原理及施工方法可參考黃建順(1983)、潘少昫等(1995)之文獻。

B.6.3 振動揚實工法

振動揚實法最早之應用係利用外徑 40 cm 揚實錐(Vibroflot)之振動與擠壓回填粒料之方式改良疏鬆砂質地盤，以提高其強度並降低壓縮及液化潛能。其藉反覆振動以達夯實改良砂質地盤之目的，故稱振動夯實法(Vibro-Compaction Method)。

B.6.4 礫石樁工法(Stone Column Method)

礫石樁乃振動揚實法(Vibroflotation)系列工法之一支。揚實錐應用於軟弱粘性土壤改良時，於粘性土層中以揚實錐施做一群以砂礫等材料組成之高強度樁體，與現地土壤構成一較高強度且較低壓縮性之複合地盤。本法於地層中形成連續而緊密之礫石柱狀體，故稱為礫石樁工法或粗礫樁工法(Granular Column Method)。

臺灣於 1980 年代初期於高雄林園工業區中美和化工廠基礎土壤改良工程中首引進本工法，惟當時國內廠商並未購入施工設備，因此該案完成後即中斷十餘年。直至 1990 年代臺塑六輕工業區建廠工程初期各種振動揚實工法再度被引進，主要應用於改良深度大於 13 m，以動力夯實工法無法有效改良之地區及護岸地區。迄今國內廠商已擁有八部以上之礫石樁施工機組。

礫石樁工法可分為「濕式頂部投料」與「乾式底部供料」兩種施工方式。相較於濕式使用噴水流之施工方式，乾式空氣輔助施工可保持乾淨之施工環境，同時底部供料方式較頂部供料方式，可確保礫石料投卸至施工深度不致半途阻塞於樁孔內，而施工品質監控記錄器可隨時掌握每一深度之投料量與夯實壓力等，較諸溼式施工更能確保施工品質及改良成果之均勻性。

以往經驗顯示，若地層之細顆粒含量不超過 10%，均可得到顯著之擠壓振實效果；若細料含量大於 30%，則擠密夯實效果明顯降低。六輕工業區油槽基礎土壤利用礫石樁改良後之 CPT、qc 值增量與土壤細料含量大於 30% 以上時，改良後之 qc 值增量則多已在 35 kg/cm^2 以下。此外，根據六輕之經驗(吳建閩等，2000)，礫石樁之改良成效比(改良後地層之 qc 值除以改良前地層之 qc 值)隨改良前地層強度之增加而遞減之趨勢。

礫石樁具有擠壓密實、加勁補強及加速排水之功效，但其功效仍難定量評估，尤其降低液化潛能之排水及加勁功效評估。因此，礫石

樁改良土壤之抗液化能力主要以評定礫石樁之擠壓密實效能為主。依應力分擔比，考慮加勁補強效果，或依改良樁體間距考慮排水效應，則仍有待進一步以現場試驗確認及長期觀察。

B.6.5 打擊式大位移群樁工法

本法係利用打擊式大位移樁(如 PC 樁、RC 樁等)打設時，樁體對周圍地層之擠壓作用與施打時所產生之振動夯實作用，使樁周土層趨於密實，進而提昇其抗液化能力。打樁對地層之加密效果與樁徑、樁距等有關，樁徑愈大且樁距愈小則加密效果愈顯著。在「中國大陸冶金建築抗震設計規範」(1992)中便容許當基礎下方之樁數不少於 5×5 支，樁距平均值在 3~4 倍樁徑內時，可考慮打樁之加密效果等影響。國內六輕麥寮工業區施工期間，針對 PC 樁打設對地層之加密效果亦曾進行調查研究，試驗區為打設樁徑 60 cm，樁長 40 cm 之 PC 樁群，採正方形配置，樁中心距為 2.5 m，打樁前地層之 CPT-qc 值變化情形本試驗打設 PC 樁前曾以 DC 工法進行改良，改良有效深度約 10 m，由打樁前後之 CPT 檢驗結果顯示，樁群內之地層於打樁後 qc 值明顯增加，尤以 10~20 m 間之未改良地層更為顯著，約 $40 \sim 60 \text{ kg/m}^2$ ；樁群外之打樁加密效果則隨距群樁外緣距離增加而遞減，依本次試驗結果研判，打樁加密效果之影響半徑約可達基樁工程中心外 4 倍樁徑距離。

港灣地區採用打擊式基樁工程為最合適基礎型式之一，不僅可能解決新生地地質鬆軟承载力不足之問題，亦可減少沉陷與不均勻沉陷，打擊樁樁群更可降低基礎下方之液化潛能，此外，施工迅速、品管容易為其優點，惟施工應採用適當因應對策，以降低噪音、振動及空氣污染等問題。

B.7 特殊地盤改良工法

近年來，國內曾採用地層冰凍工法、炸震夯實工法和熱瀝青灌漿工法等較特殊之地盤改良技術：

B.7.1 地層冰凍工法(Ground Freezing Method)

冰凍工法乃以不凍液(Brine 氯化鈣水溶液)，在冷凍機內以 -20°C ~ -40°C 的溫度循環，輸送到地層內之冰凍管使土壤內之地下水冰凍。

B.7.2 爆炸夯實工法(Blasting Densification Method)

本工法係運用鑽孔裝置炸藥於所欲改良之土層深度，利用不同之炸點配置、爆炸輪進及延時，藉引爆炸藥所引起之高壓振波，使炸點附近土層產生局部液化，使土壤顆粒重組，達到密實土層之目的，並提高土壤強度。由於爆炸引致之夯實效果與引爆點之覆土荷重成正比關係，故本工法較適用於深層砂質地盤之改良；本工法已有許多成功案例，曾被使用於碼頭、道路、飛機場及土石壩等大面積基地深層土壤之改良。

本工法最大優點為改良費用較低，但改良效果之均勻性較差，且對於深層之緊密土層可能造成反效果，而且爆炸產生之振動可能造成魚類死亡，故其應用有所限制。Hansbo(1983)曾提出一爆炸夯實工法改良鬆砂層之指導原則示。

B.7.3 熱瀝青灌漿工法

當瀝青加熱至 200°C 以上的高溫時，為成低黏滯度之液體，施加壓力後可滲透至細微之岩縫，冷卻固態化後，可與岩壁膠結，堵塞岩縫，阻止地下水之滲漏達到降低地層透水性之目的。

B.7.4 排水工法

利用排水以防止砂質地盤液化之工法可分為主動排水與被動排水兩類。主動排水係指長期降低地下水位或至少在地震預報階即將來襲段降低水位；以增加地層中之有效應力；被動降水則是提高地盤之透水性，或縮短可能液化土層之排水路徑，使地盤受震時得以將超額孔隙水壓迅速排除，以抑制地震時之孔隙水壓上升，而達到防止液化之目的。

B.8 地盤改良工法一覽表

一般而言，地震對構築於軟弱地質上之構造物及軟弱地質的影響很大。因此若能以人為方式其土壤受震下不會產生液化及強度降低，則可降低軟弱地層土壤之損害，將會有很大的幫助。故為了防治軟弱土壤變位，將對地盤進行改良，其目的有：

- 1、增加強度；
- 2、改善壓縮性；
- 3、減低透水性。

地盤改良工法之種類繁多，大致可分類為置換、脫水、壓實、固結與其他工法等。茲將防治軟弱地盤之原理與相關工法，整理如圖 B.1 及表 B.2。

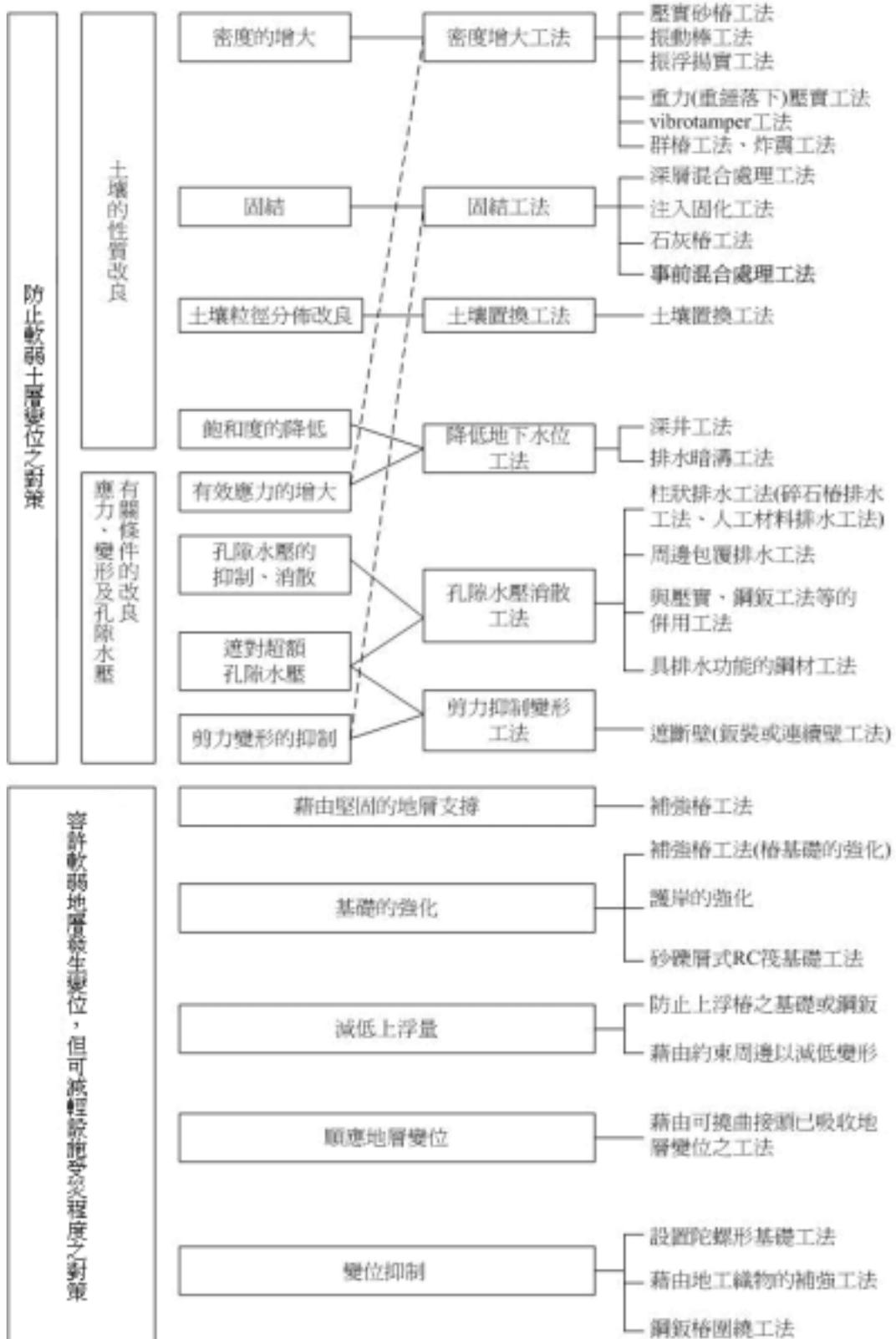


圖 B.1 軟弱土壤防治方法與原理圖(日本地盤工學會,1988[間接引用自 林呈等(2000)])

表 B.2 地盤改良之工法一覽表 (經濟部水利署水利規劃試驗所, 2003)

防治手段	改良方法	工法名稱	工法概要	工法特徵	最大改良深度 (m)	備註	對週邊環境之影響及既有構造物之影響與適用性
土壤性質的改良	置換	土壤置換工	將軟弱地盤以挖除方式或強制方式除去，而以不易液化之材料(例如：碎石)替代。	1.用於一般土壤地層。 2.良質材替代。 3.適用於改良地層相當接近地表、且寬度受限的場合。	10 至 20	1.與滾壓併用。 2.工時必須止水。 3.對費用中高。 4.採用爆破置換工法，應注意安全性。	1.週邊影響少。 2.破壞既有構造物，才能進行置換。不適用於既有構造物。
		(降低地下水) 深井排水工法	構造物的周遭用止水壁圍住，藉由深井降低其內部的地下水位。	1.適用於無法在構造物下方進行施工之情形。 2.適用於乾淨砂或沉泥砂質地層。	10 至 30	1.會促進沉陷，造成過壓密效果。 2.須注意排水泵浦的管理維修。 3.接近海或河川等地下水豐富的區域，降低地下水位之效果不佳。	1.必須考慮既有構造物的下沉。 2.對既有構造物而言，需永久設置抽水設備，且有維修及排水問題。
土壤性質的改良	(降低地下水) 脫水	點井排水工法	以集水管連結打入土中之井點，施以真空抽吸地下水，達到降低地下水位之目的。	1.適用於無法在構造物下方進行施工之情形。 2.適用於乾淨砂或沉泥砂質地層，透水性不良之地盤(10^{-4} ~ 10^{-5} cm/sec)亦適用。	5 至 7	1.會促進沉陷，造成過壓密效果。 2.須注意排水泵浦的管理維修。 3.接近海或河川等地下水豐富的區域，降低地下水位之效果不佳。 4.只能改良淺層地盤，抗液化效果差。	1.必須考慮既有構造物的下沉。 2.對既有構造物而言，需永久設置抽水設備，且有維修及排水問題。
		擠壓樁工法	使用柱樁打入砂質地盤即有同體積之土量被排除，其中一部份造成地盤之隆起，大部分成為壓實地盤而減少孔隙比，因孔隙比之減少而增加其強度，減少沉陷達到改良地盤的效果。	1.一般均採用於當筏式基礎其承载力不足情形時，作為補助措施。 2.柱樁之打設方法有錘擊法、壓入法、振動法、噴射法等。 3.由打樁時對地盤之壓入、衝擊及振動效果產生壓實作用。		1.使用木樁、混凝土樁等廉價樁密集打入土內，雖採用廉價樁，但與其他工法相比，材料仍屬昂貴，非經濟之工法。	1.有震動及噪音之問題。 2.無法在既有構造物下施作。
		密工法 爆炸壓	在欲改良土層埋置炸藥，藉由瞬間爆炸衝擊力達到使土層緊密之效果。	1.如同預先施以人工地震，促使鬆軟砂質地盤液化，而使其產生緊密現象。 2.施工迅速且可改良大範圍土壤(如海埔新生地)及工程費用低。	可改良較深層之土層。	1.在施工前需詳細計算單位炸藥量。 2.需注意施工安全問題。	1.有震動及噪音之問題。 2.無法對既有構造物液化地盤施作。

防治手段	改良方法	工法名稱	工法概要	工法特徵	最大改良深度(m)	備註	對週邊環境之影響及既有構造物之影響與適用性
土壤性質的改良	壓實	密工法 動力壓	以巨大的重錘自高處落下，藉由落地時所產生之衝擊力及振動以壓實地層。	1.適用於各種地層。 2.施工期較一般土壤改良工法為短。 3.操作簡易迅速，適用於大區域，改良後相對密度可達80%。	20	1.改良地層細粒料成分佔大部分者，則改良效果減低。 2.設計方法理論尚不完整。	1.震動及噪音很大。 2.無法對既有構造物液化地盤施作。
		震實工法	將內藏震動器的鋼管，前端噴嘴一邊噴出水、一邊垂直貫入地下。當到達預定的深度時，藉由震動器一邊使鋼管振動、一邊慢慢撤回。地層因振動而壓實的結果，在鋼管周圍形成的間隙則填入砂礫、礫石、砂等粗粒材。	1.細粒料含量低於15%之砂質地盤改良效果佳。 2.地盤改良效果均勻。 3.受地下水影響。 4.施工期間短，且施工安全性高。	13至15	1.改良地層的細粒料含量超過40%者，很難達到改良效果。 2.震動器為水平震動，一般震動機無法使用，且故障率高。 3.多施工於較淺之地層。 4.施工費低廉。	1.仍有震動及噪音問題，但問題較小。 2.無法對既有構造物液化地盤施作。
	壓實兼脫水	將前端原為閉塞的鋼套管貫入地下，到達預定的深度時，將砂貫入套管，當砂一邊壓入地下時、一邊抽出套管而形成砂樁。	1.施工簡單，適合各種軟弱地盤。 2.對砂樁周圍土層具有夯實作用。 3.砂樁構成周圍土層內孔隙水之排水路，促進壓密作用。 4.可補強地盤，亦可達成均勻之地盤改良。 5.施工結果之可靠性高。 6.軟弱砂質地盤由於夯實作用可降低透水性。	20至35	1.工程費低廉。 2.砂樁若有中斷或搗實不足則無法獲得預定之效果。	1.有震動及噪音之問題。 2.無法在既有構造物下施作。	
土壤性質的改良	固結	噴射攪拌工法	係利用噴射混合攪拌灌漿材料之施工方法。以超高速噴射水或灌漿液，在極短時間切削地盤，此切削部分之土砂再與灌漿液混合，使其膠凝硬化，在預定之方向或範圍內形成灌漿硬化物。	1.土壤粒子的組織相互結合，因此改良部分不會發生液化。 2.幾乎不需鑽(挖)掘工事。	大於20	1.會有要處理被置換排出之殘土的問題。 2.相對費用中至高。 3.不適用於卵礫石地盤。	1.震動與噪音較小。 2.施工時週邊地層會發生變位。
		混合處理工法 (水泥系深層)	將水泥漿、水泥砂漿或水泥固化材用掘削攪拌機與軟弱地盤混合攪拌，在原位置依照預定強度製造改良形狀(水泥塊型、壁型、格子型、樁型)以改良地盤。	1.土壤粒子的組織相互結合，因此改良部分不會發生液化。 2.幾乎不需鑽(挖)掘工事。 3.適用於軟弱粘土或疏鬆砂土層。	4至60	1.短時間內即可獲得所要強度。 2.相對費用中至高。 3.不適用於卵礫石地盤。	1.安定處理材通常以低壓(1~2kg/cm ²)灌入，幾乎不會流出浸透影響到週邊地盤。 2.震動與噪音較小。 3.不會發生二次公害。 4.施工時週邊地層會發生變位。 5.施工機具設備大，無法對既有構造物施作。
		漿工法 低壓灌	將灌漿材料注入地盤中，藉其填充孔隙或膠化凝結之作用，以減少地盤之透水性或增加地盤強度之工法。	1.灌漿材料填充土壤顆粒間的孔隙，使地盤不透水性降低。 2.凝固軟弱地盤增加強度。 3.機具設備在狹窄空間亦可施工。	大於20	1.施工及品質之管理較困難。 2.改良土體之耐久性仍有疑慮。	1.震動與噪音較小。 2.灌注壓力小，不會造成地盤隆起。

防治手段	改良方法	工法名稱	工法概要	工法特徵	最大改良深度(m)	備註	對週邊環境之影響及既有構造物之影響與適用性
土壤性質的改良	固結	凍結工法	將冷凍管插入土中，利用冷媒在冷凍管中循環，將土中熱量攜出，土壤孔隙中之水凍結成冰，使含水之土壤固結產生高強度及不透水性。	1.適用於所有土壤。 2.改良效果均勻。 3.凍結後之土壤強度甚高，且完全不透水。		1.有地下水流動時，改良效率差，嚴重時甚至無法達到凍結之效果。 2.費用昂貴。	1.凍結會造成土壤膨脹，使改良範圍內之地盤或既有構造物向上隆起。 2.因解凍會造成地盤體積變化，而產生地盤強度降低或地盤沉陷。 3.凍結改良效果不具永久性。
隙水壓有關條件的改良	抑制	剪力變形法 樁或連續壁(遮斷壁)工法	在建物的外圍設置剛性大的連續地下版(板)壁，防止剪力變形，另與樁併用，以抑制地震時的變形。	1.可遮斷來自週邊的孔隙水壓的傳播。 2.可抑制或阻隔地震時的剪力變形。	40	1.續壁在鬆砂中不易施作。 2.可考慮併用地下水位降低工法。 3.施作連續壁費用高。	1.對週邊環境影響較小。 2.可適用於既有建物。 3.打設板樁有噪音及震動問題。 4.若既有構造物與壁體間有間隙，地震時地下水可能由此排出，而造成沉陷。
變形及孔隙水壓有關條件的改良	孔隙水壓消散	碎石樁排水工法	將螺旋套管在預定的位置旋轉貫入後，碎石一邊灌入地下、一邊撤回套管，使在地下形成碎石樁，以抑制地震時超額孔隙水壓的上昇。	1.可增加土壤承载力。 2.透水性比任何人工材料高。 3.施工管理不易，工期長。	30	1.有時和其它工法併用。 2.相對費用中至高。	1.震動與噪音小。 2.不會對週邊地層產生變位，可在既有建物附近施工。 3.無法讓既有構造物座落在樁上，會有地震後發生沉陷之問題。 4.排水路徑有所改變，雖不會液化，但可能會有差異沉陷之問題。
		人工材料排水工法	壓入或旋轉貫入套管，將人工材料的排水材設置於地下。排水材的週邊用過濾材覆蓋以防止堵塞，此方法可抑制孔隙水壓的上昇。排水材料為塑膠、高分子材料或鋼鐵所製成之管狀排水材。	1.使用人工材料，施作品質較為固定。 2.在地面下無斷面不均，排水不良之情形。 3.易於控制管理、施工。	20至30	1.適合狹隘場所的施工。 2.有各種形狀的排水材料。 3.工費用較低。	1.震動與噪音小。 2.不會對週邊地層產生變位，可在既有建物附近施工。 3.有地震後殘留沉陷的問題，影響既有構造物。 4.排水路徑有所改變，雖不會液化，但可能會有差異沉陷之問題。

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) 期 末 報 告

計畫主持人：曾一平 博士

協同主持人：林炳森 博士

研究員：張德文、楊長義、張睦雄、葛德治、
陳景文、聶國昫博士，吳志强碩士

中華民國 九十四 年 十一 月 十一 日

研究分期

◆ 1. 第一年(94年)：

- (1) 完成軟弱地質交通結構物受損型式與機制，提供改善對策。
- (2) 完成軟弱地質交通結構物改善對策比較，以擬定改善工法。
- (3) 完成部份臺灣西南部軟弱地質分佈狀況調查，供工程界初步評估之參考。
- (4) 完成部份臺灣西南部地區鑽探資料蒐集及建檔，以利工程界應用。

◆ 2. 第二年(95年)：

- (1) 完成軟弱地質交通結構物設計處理手冊。
- (2) 完成軟弱地質改良工法適用性與成效評估。
- (3) 完成軟弱地質交通結構物監測規劃。
- (4) 完成臺灣西南部軟弱地質分佈狀況調查，供工程界初步評估之參考。
- (5) 完成臺灣西南部地區鑽探資料蒐集及建檔，以利工程界應用。
- (6) 完成教育推廣工作，以推廣本案研究成果並供工程界應用。

-- 簡報綱要 --

壹、計畫內容概要

- 一、計畫目的與研究範圍
- 二、軟弱地質判定與資料庫之建立
- 三、軟弱地質分區
- 四、受損案例探討
- 五、交通結構物設計處理對策

貳、結論與建議

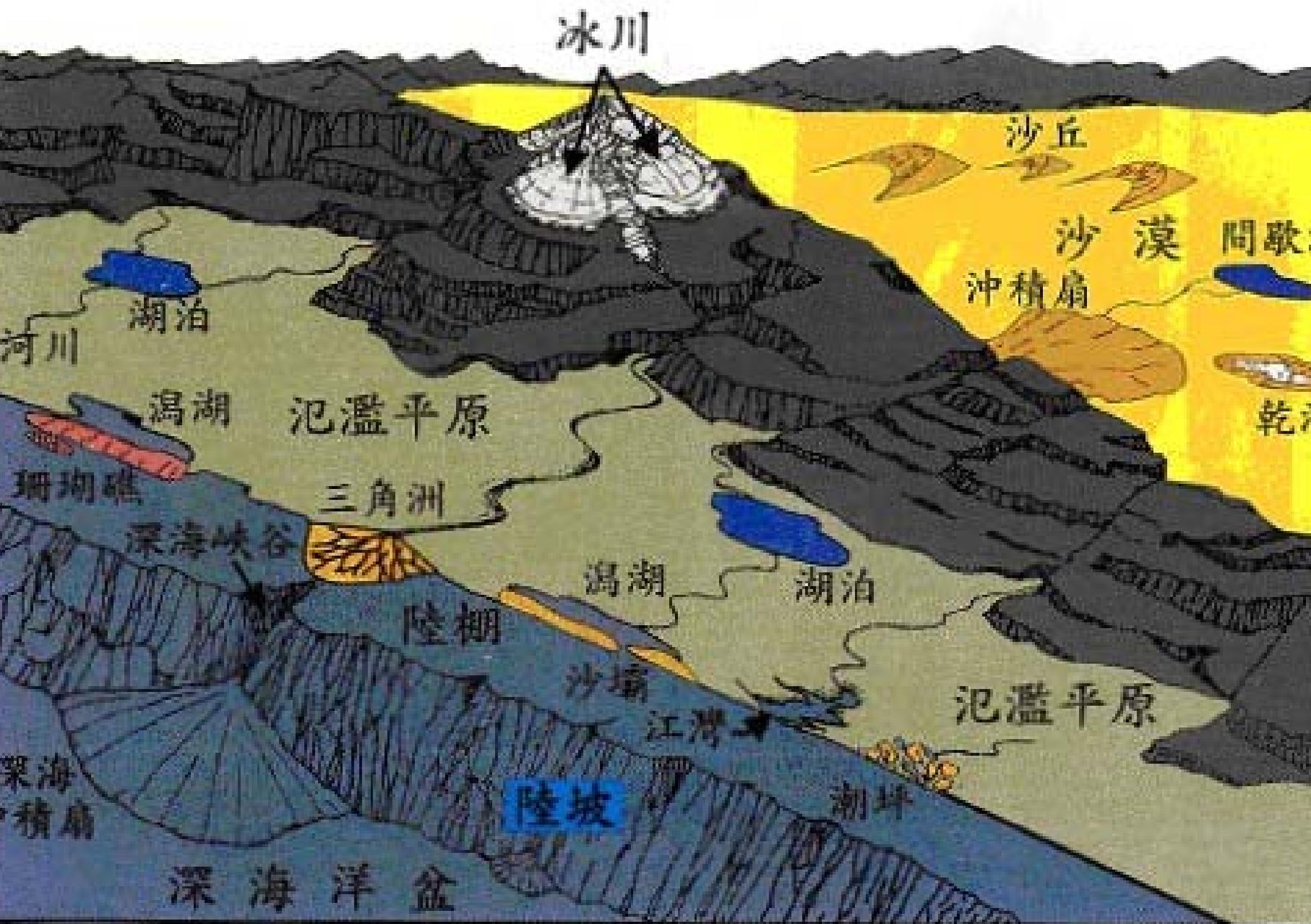
參、審查意見及回覆說明

計畫目的

- ◆ 調查臺灣西南沿海地區之軟弱地質分佈，期以瞭解各地區軟弱地質狀況及工程地質特性，建立「臺灣西南沿海地區軟弱地質資料庫」之資訊系統
- ◆ 蒐集「臺灣西南沿海地區軟弱地質交通結構物受損案例」，針對軟弱土層對交通結構物之影響做一深入探討，分析受損機制，並訂定「軟弱地盤交通結構物設計處理對策」

研究範圍

- ◆ 臺灣西南沿海地區，包括臺中縣市、彰化縣市、雲林縣、嘉義縣市、臺南縣市、高雄縣市與屏東縣市等七縣市
- ◆ 軟弱地質資料，包括鑽探資料蒐集與古河道、瀉湖分佈區域調查
- ◆ 研究對象，包括路堤工程、路塹工程及基樁工程，分別針對新建工程及既有構造物進行對策之研擬



冰川

沙丘

沙漠

間歇河

沖積扇

乾河

湖泊

河川

潟湖

氾濫平原

三角洲

潟湖

湖泊

珊瑚礁

深海峽谷

陸棚

沙壩

江灣

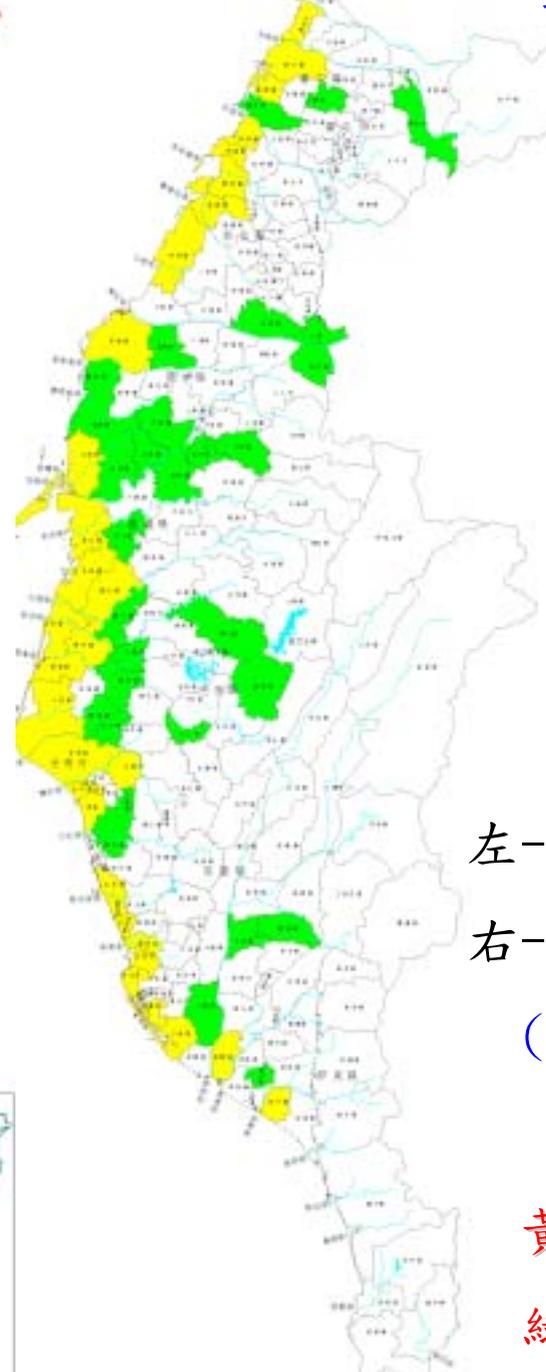
氾濫平原

深海積扇

陸坡

潮坪

深海洋盆



左-西南沿海地區地質圖

右-軟弱地質可能分佈鄉鎮

(根據康熙臺灣輿圖推測

, 1696~1704年間)

黃色=海浦新生地

綠色=河積地、湖泊凹地

壹、計畫內容概要

一、計畫目的與研究範圍

二、軟弱地質判定與資料庫之建立

三、軟弱地質分區

四、受損案例探討

五、交通結構物設計處理對策

貳、結論與建議

參、審查意見及回覆說明

軟弱地質判定

- ◆ 由相關**土壤參數**進行**強度分類**，如含水量 w 、標準貫入試驗 N 、液性指數 LI 、稠度指數 I_c 、圓錐貫入試驗 q_c 、內摩擦角 ϕ 、無圍壓縮強度 q_u 與不壓密不排水剪力強度 S_u
- ◆ **現有之判斷標準**，包括臺灣、日本、大陸公路試驗規範與 Kamon & Bergado 之判定
- ◆ 根據經驗公式，由 **SPT-N** 值可推估換算土壤之 q_u 、 c 、 ϕ 及沉陷量 S_i

各種構造物之軟弱地盤判定（日本與大陸）

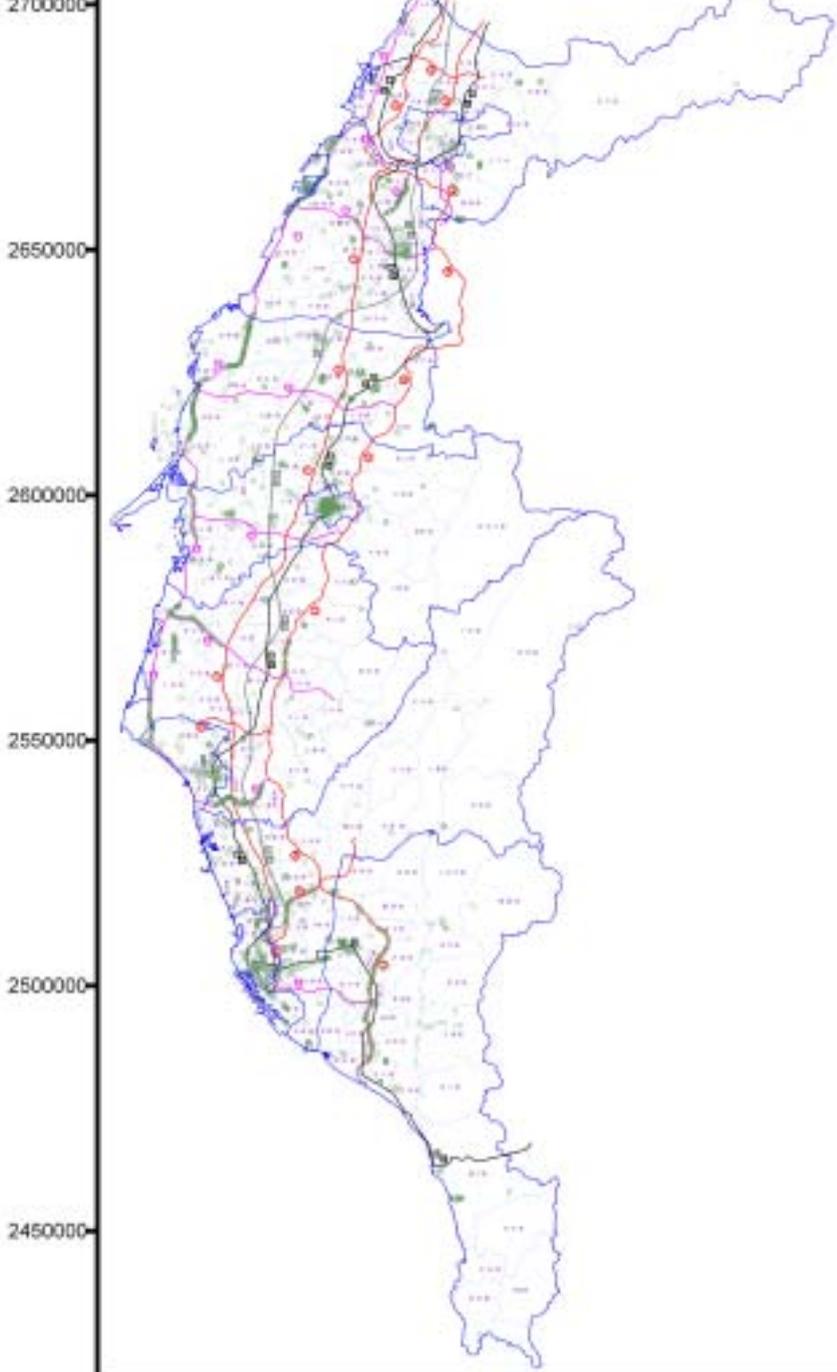
構造物種類	區分	土的狀態	含水比	N值	一軸壓縮強度 qu	錐形承载力 qc	摘要
道路土工指針	A	超軟弱	-	2以下	2.5 t/m2 以下	12.5 t/m2	粘土的狀態
	B	軟弱	-	2~4	2.5~5.0	12.5~25.0	粘土的狀態
	C	普通	-	4~8	5.0~10.0	25.0~50.0	粘土的狀態
高速道路設計 要領	-	泥炭層	100%以上	4以下	5.0以下	-	
	-	粘性土層	50%以上	4以下	5.0以下	-	
	-	砂質土層	30%以上	10以下		-	
鐵路判定基準	-	厚層2m以上	-	0	-	-	粘土的狀態，N值30以上，厚層3m以上，而下面無軟層時為支持層。
	-	厚層5m以上	-	2以下	-	-	
	-	厚層10m以上	-	4以下	-	-	
東海道新幹線 土質調查規準	A	-	-	2以下	-	20.0以下	需精密調查（沉陷與破壞）
	B	-	-	2~5	-	20.0~50.0	若厚時沉陷需要大致調查
	C	-	-	5以上	-	50.0以上	不需要事後調查

	含水量	孔隙比	壓縮係數 (MPa ⁻¹)	壓縮模數 (Kpa)	內摩擦角	不排水強度 (Kpa)	貫入阻力 (Kpa)	N
	(%)							
黏土	>35	1.0	>0.5	<4000	<5	<25	<700	<4
砂土	>30	>0.95	>0.3		<5			<10

地質資料收集建檔

本案已收集建檔之鑽孔資料統計

縣市	鑽孔數量(孔)	年度	主要研究人員
台中縣市	226	94	林炳森/聶國昀
彰化縣市	532	94	張睦雄/葛德治 /聶國昀
雲林縣	562	94	張睦雄/葛德治 /聶國昀
嘉義縣市	459	94	陳景文/聶國昀
台南縣市	473	94	陳景文/聶國昀
高雄縣市	478	94	陳景文/聶國昀
屏東縣市	367	94	陳景文/聶國昀
共計	3097	94	-



西南沿海地區鑽孔資料分佈圖

(根據內政部出版二萬五千分之一
地形圖〈經建版〉圖幅製作)

紅色=高速公路

黑色=臺鐵

紫色=快速道路

灰色=高鐵

深綠色圓圈=鑽孔位置

鑽孔位置多分佈於：

1. 市區

2. 道路沿線

過於老舊之鑽探資料無標示座標

高鐵鑽孔資料因尚未通車而無法提供

壹、計畫內容概要

一、計畫目的與研究範圍

二、軟弱地質判定與資料庫之建立

三、軟弱地質分區

四、受損案例探討

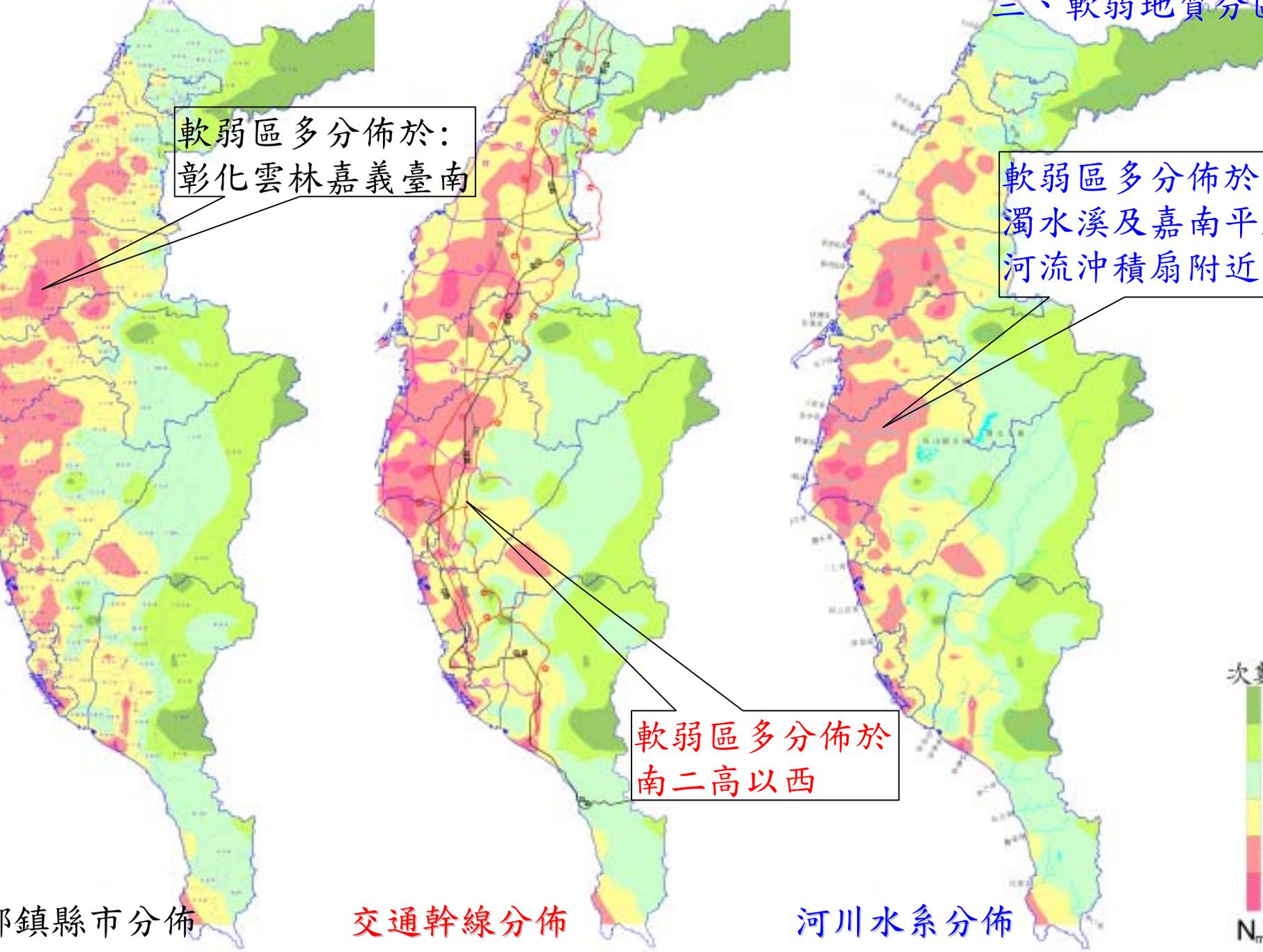
五、交通結構物設計處理對策

貳、結論與建議

參、審查意見及回覆說明

軟弱地質處理原則

- ◆ 針對臺灣西南沿海地區，以及本地地質鑽探常用之試驗方法，採用適合**本土化**之評估方法
- ◆ 以各孔之最小 **N 值** 劃分
- ◆ 區分 **黏土與砂土**
- ◆ 顯示軟弱地層**厚度及深度**的分佈
- ◆ 以相關力學參數 q_u 及 K_h 來表現



軟弱區多分佈於：
彰化雲林嘉義臺南

軟弱區多分佈於
濁水溪及嘉南平
河流沖積扇附近

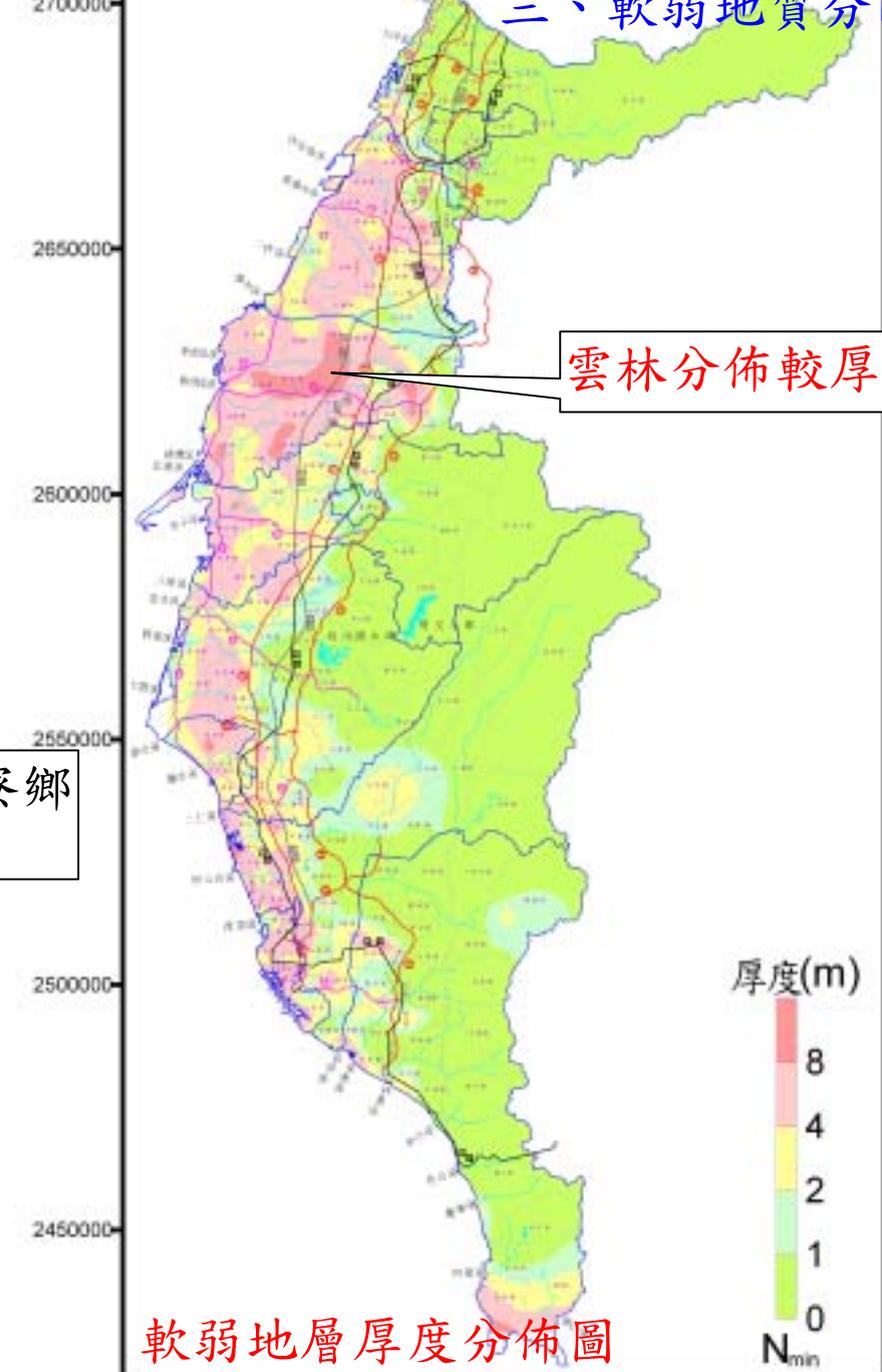
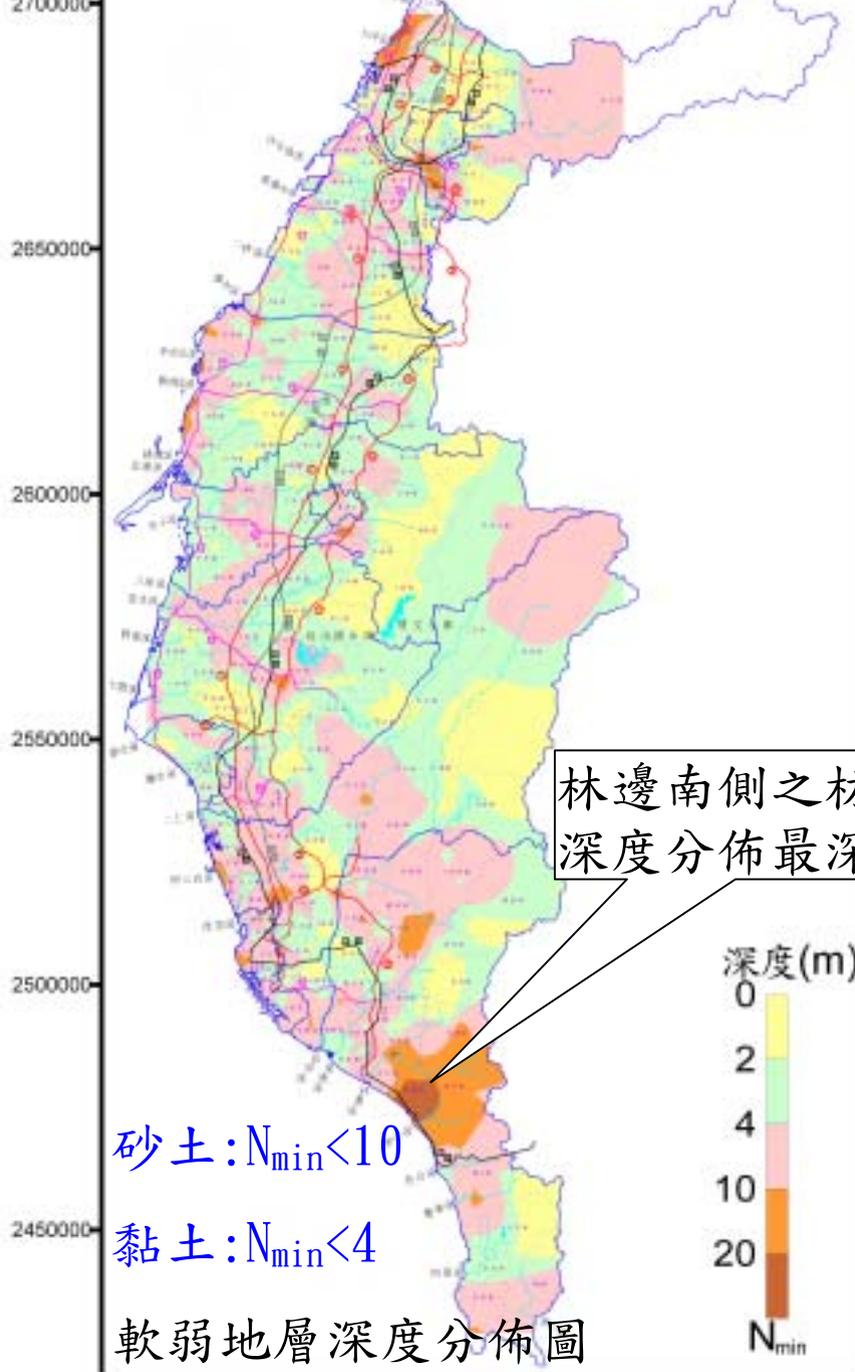
軟弱區多分佈於
南二高以西

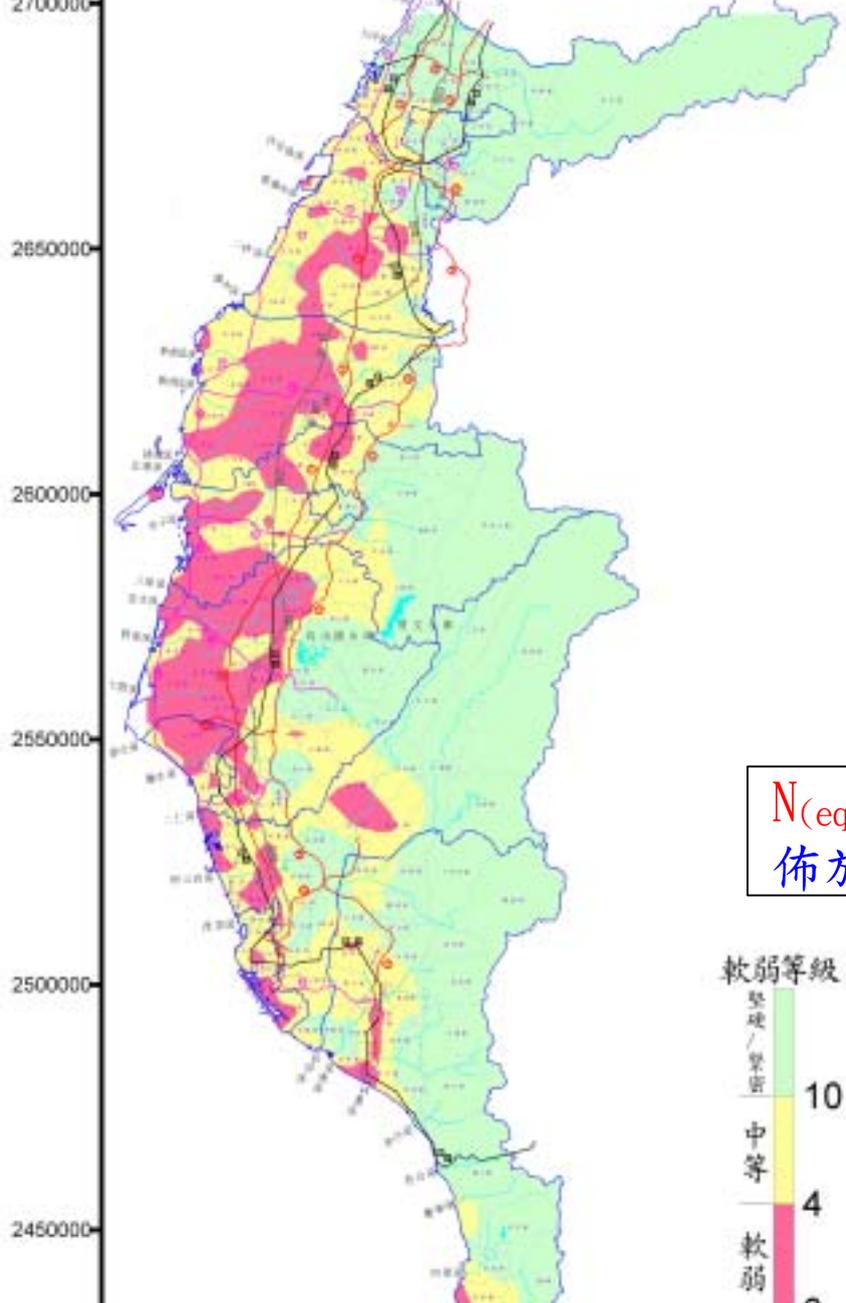
鄉鎮縣市分佈

交通幹線分佈

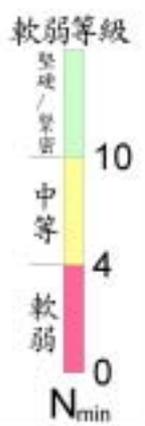
河川水系分佈



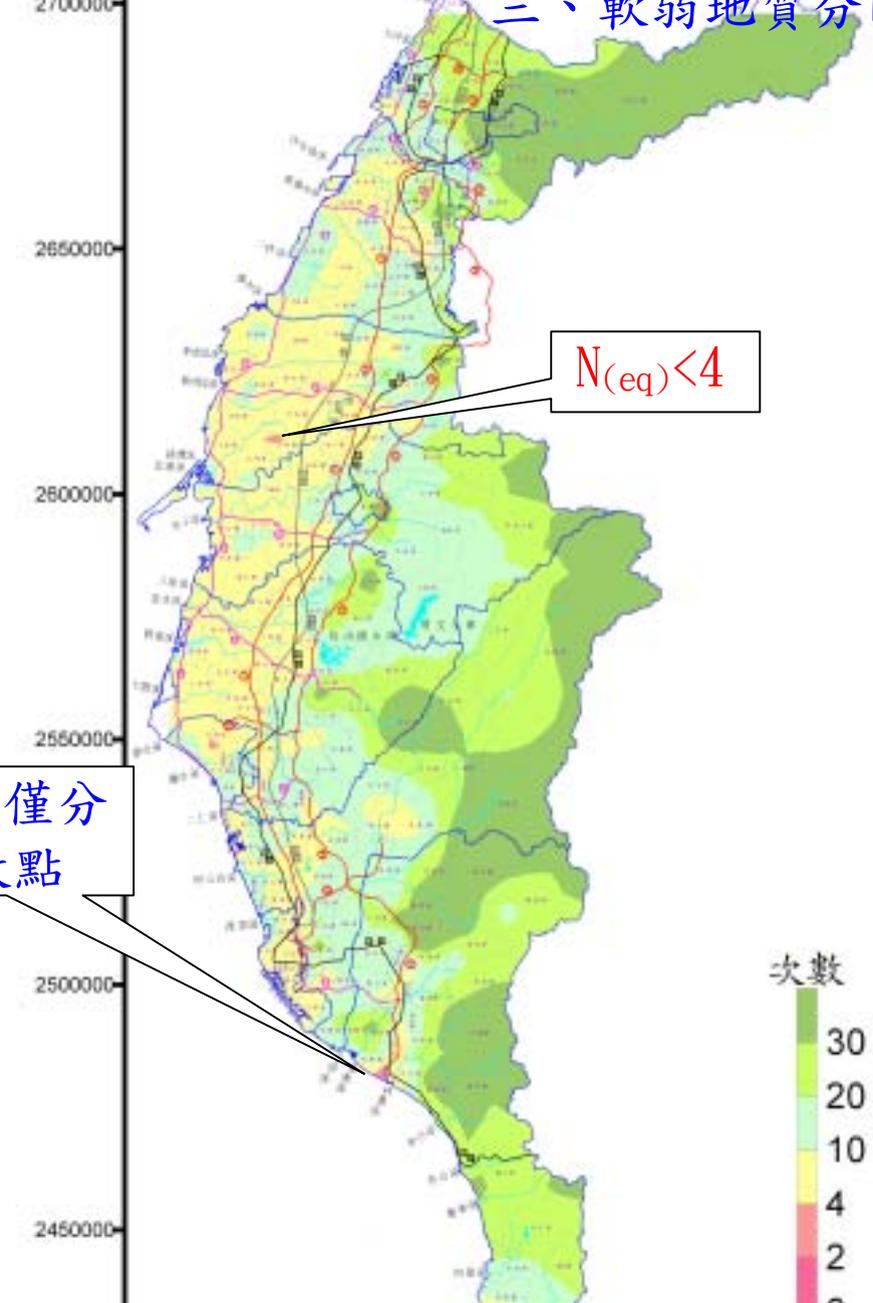




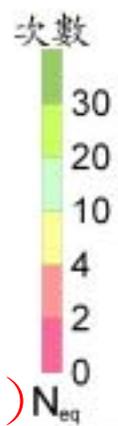
軟弱地質分區圖(N_{min})



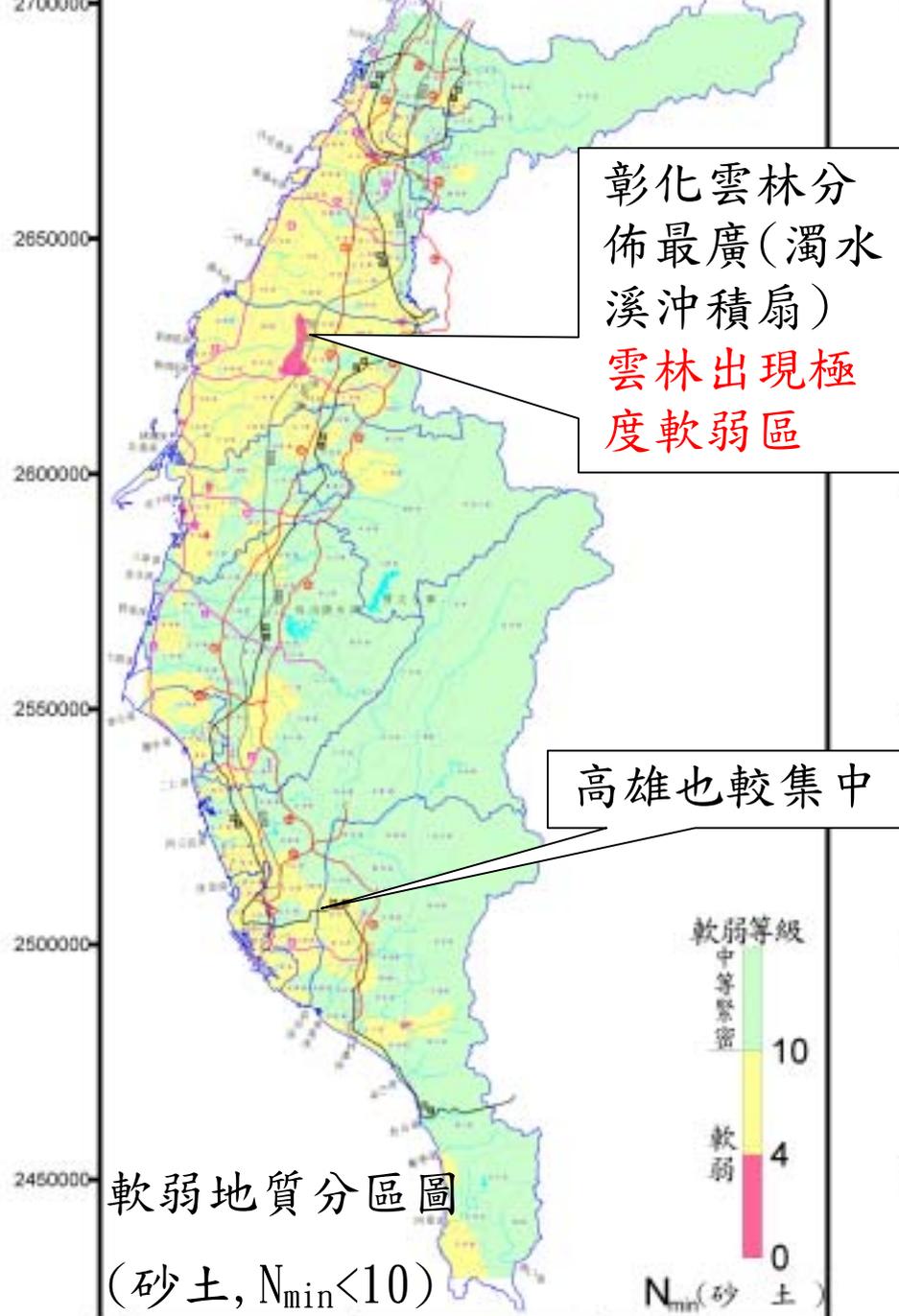
$N_{(eq)} < 4$ 僅分佈於數點



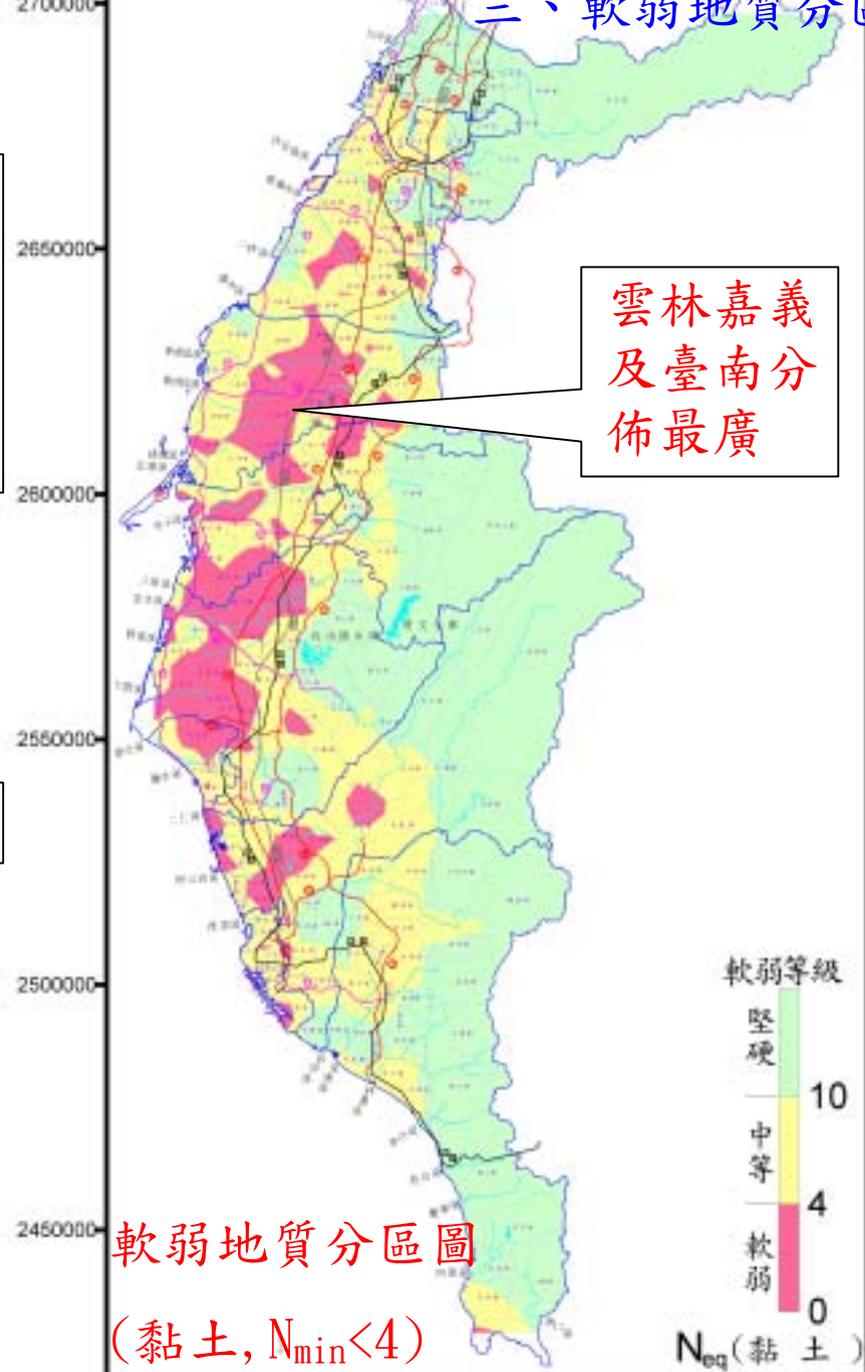
$N_{(eq)} < 4$



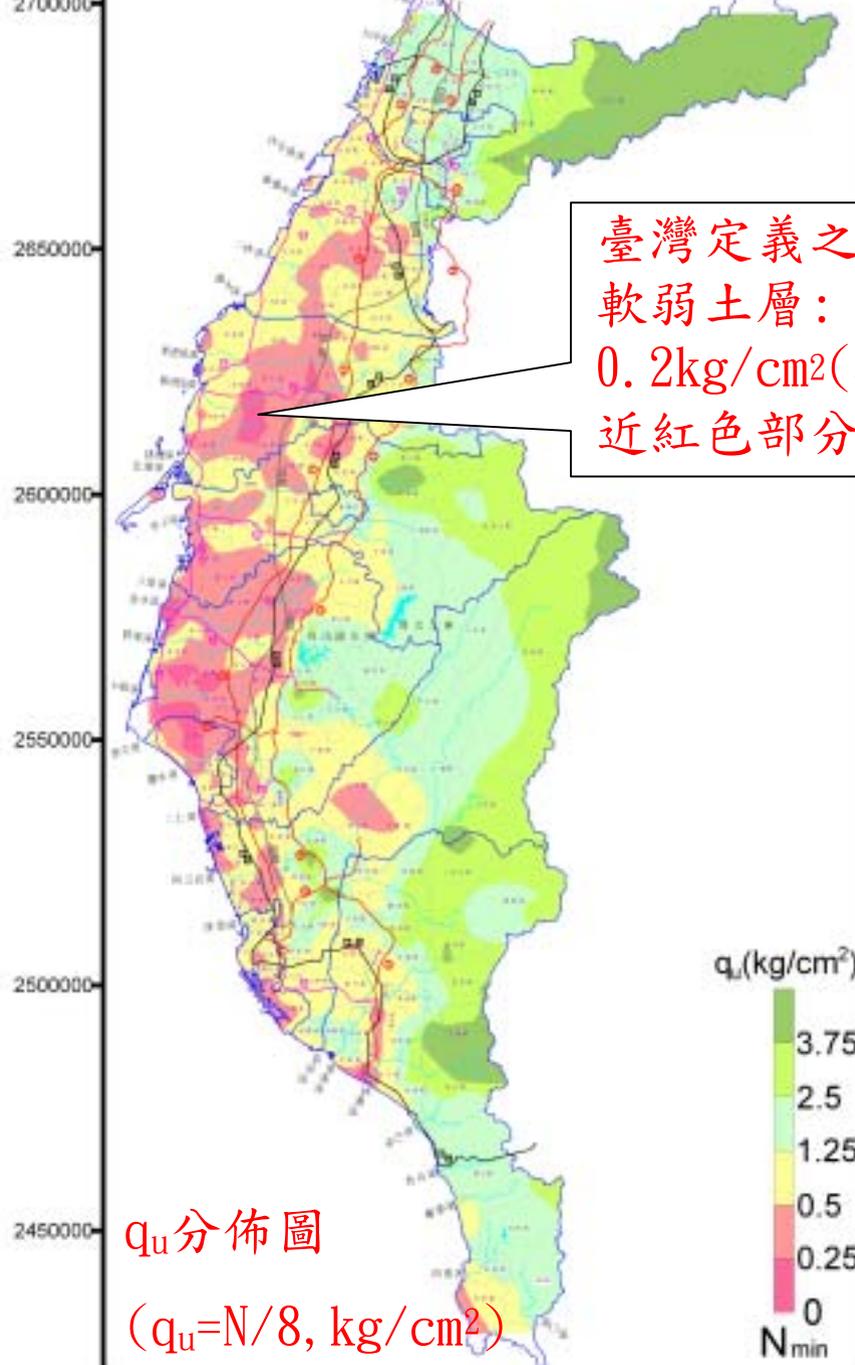
軟弱地質分區圖(N 值當量修正)



軟弱地質分區圖
(砂土, $N_{min} < 10$)

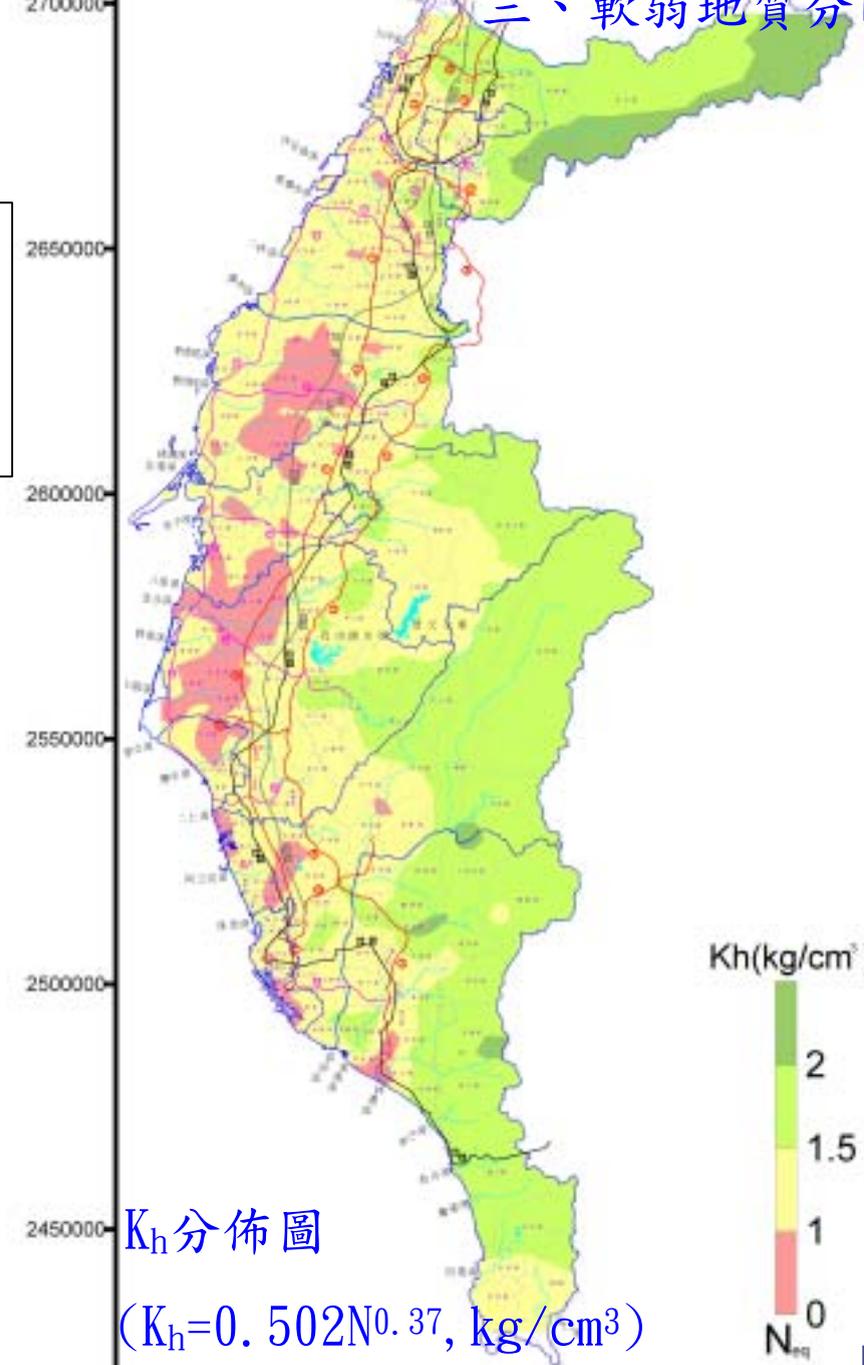


軟弱地質分區圖
(黏土, $N_{min} < 4$)



臺灣定義之極
軟弱土層：
0.2kg/cm²(接
近紅色部分)

q_u 分佈圖
($q_u=N/8, \text{kg/cm}^2$)



K_h 分佈圖
($K_h=0.502N^{0.37}, \text{kg/cm}^3$)

壹、計畫內容概要

一、計畫目的與研究範圍

二、軟弱地質判定與資料庫之建立

三、軟弱地質分區

四、受損案例探討

五、交通結構物設計處理對策

貳、結論與建議

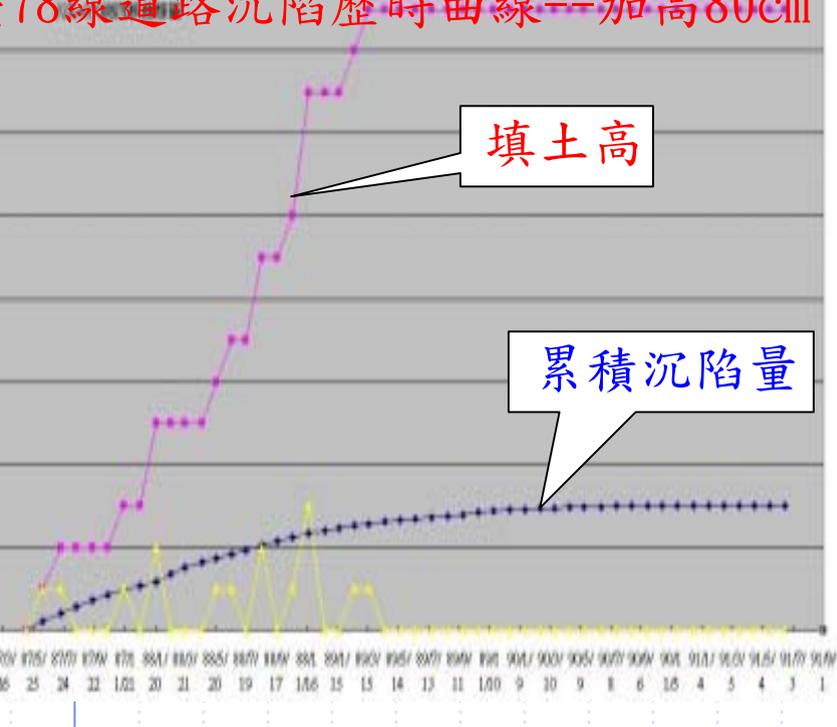
參、審查意見及回覆說明

案例	工址	受損情況與可能原因	目前處理方式
A1	台78線東西向道路 ---雲林縣	1.路堤沉陷量過大(80cm) 2.軟弱地層之厚度過大	加高路堤之頂部高程
A2	台86線東西向道路 ---台南縣	1.路基及箱涵基礎之土壤遭到掏空且導致路面下陷 2.此區細砂含量高，極易受雨水浸潤飽和影響	施作壓力灌漿 改良路基土壤
A3	台中港區道路 ---台中縣	1.路基土壤軟化、路面車轍 2.地下水水位上升軟化細粒土壤	-
A4	嘉168線道路 ---嘉義縣東石鄉	地層逐年下陷導致滿潮時海水倒灌路面淹水	辦理路基加高
A5	台17線道路 ---嘉義縣布袋鎮	1.地勢低窪、多為沉泥質粘土分佈 2.考慮易路基沈陷，產生橋台引道間之大量差異沈陷	採用輕質EPS修築路堤
A6	台中港區碼頭 ---台中縣	1.921地震液化 2.背填土流失、地面坍塌	回填修復

橋墩基樁受損案例歸納

案例	工址	受損情況與可能原因	目前處理方式
B1	台灣高速鐵路 ---雲林縣土庫鄉	1.土庫段年沈陷陷量接近14 cm， 沉陷情況似乎愈加嚴重 2.可能與抽地下水致地層下陷有 關	使用高架橋墩頂 之調距設備 限制抽水政策
B2	南部第二高速公路 ---屏東九如林邊	1.推估地盤下陷每年平均 1.2公分 2.連續梁的橋梁可能受差異沉陷 影響功能	調整群樁間距 改為簡支箱型梁 計
B3	921橋墩基樁 ---台灣中部地區	1. 921地震液化 2.橋墩下陷、側移	修復重建 遷址改建
A6	台中港區 ---台中縣	1. 921地震液化 2.土壤側向流動、沉箱側移	修復重建
B4	包尾山以南至濁水 山區段沿線	1.近斷層帶基樁樁頭隆起與傾斜 2.因受斷層擠壓產生隆起	建議採路堤或路 設計

10線道路陷歷時曲線--加高80CIII



室00線路空一壓力准



168線地屬下陷

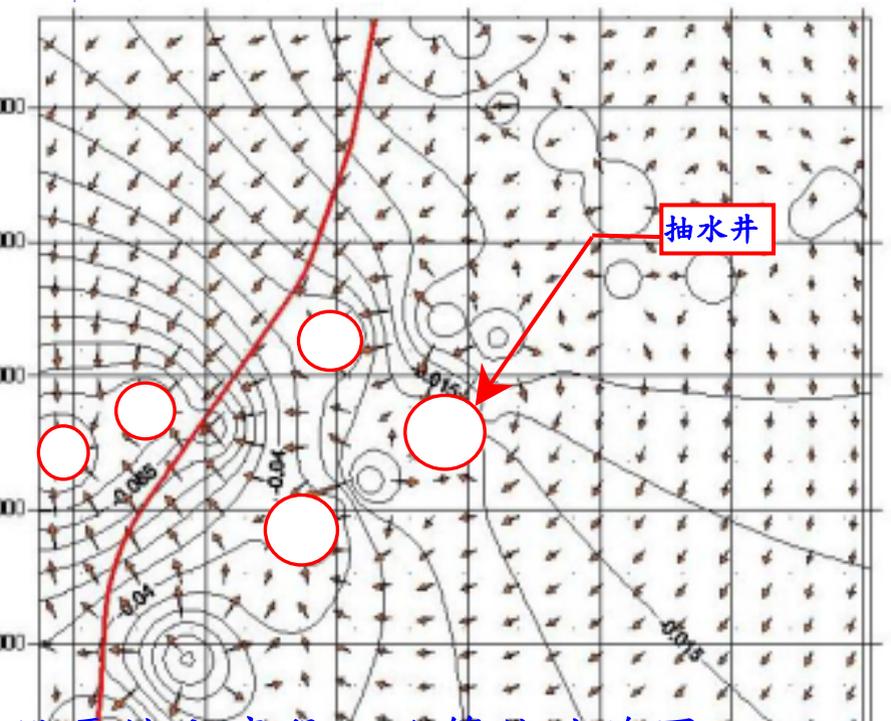
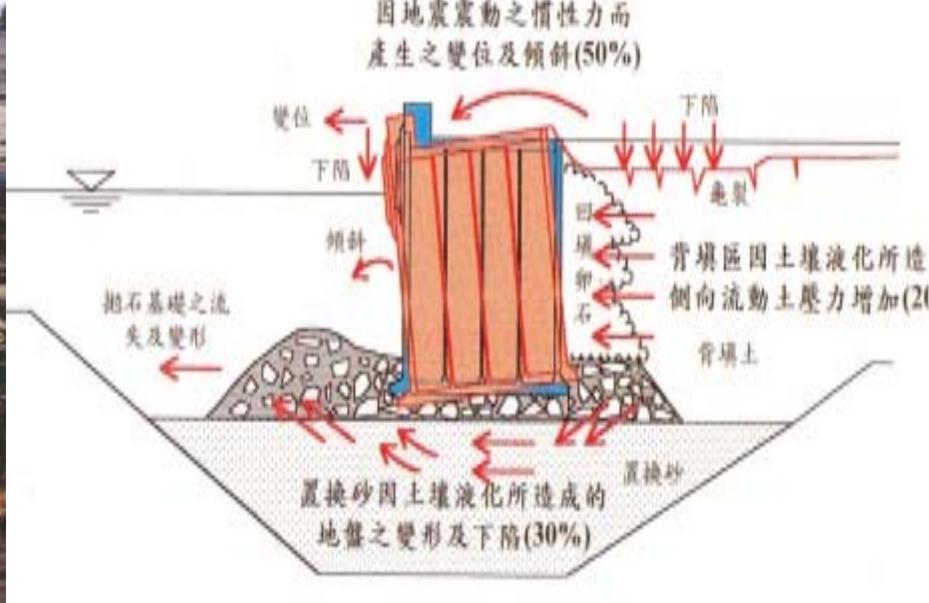


高17給EPC討論

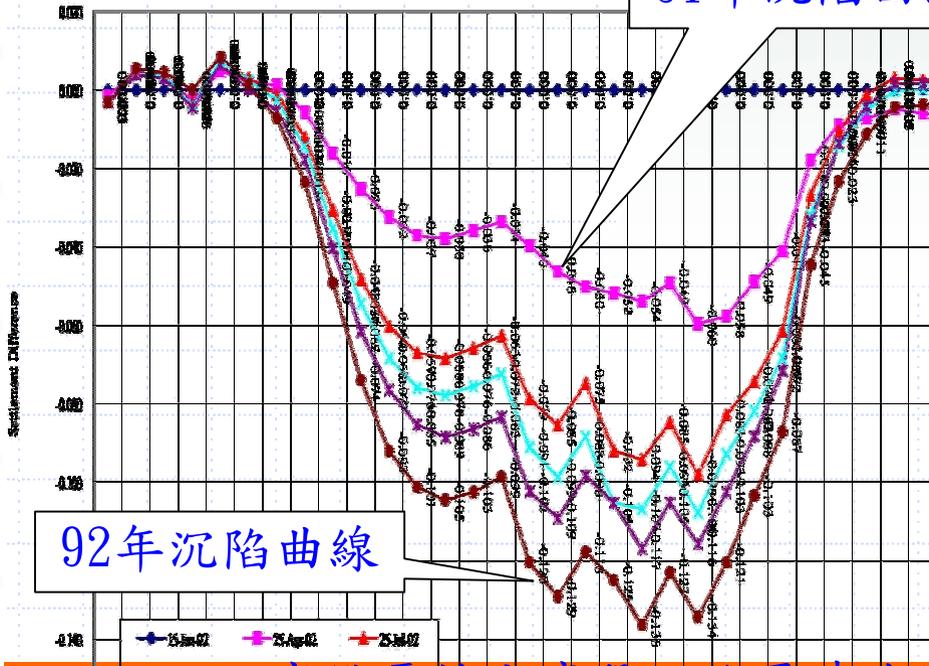
下港碼頭液化下陷,軌道扭曲

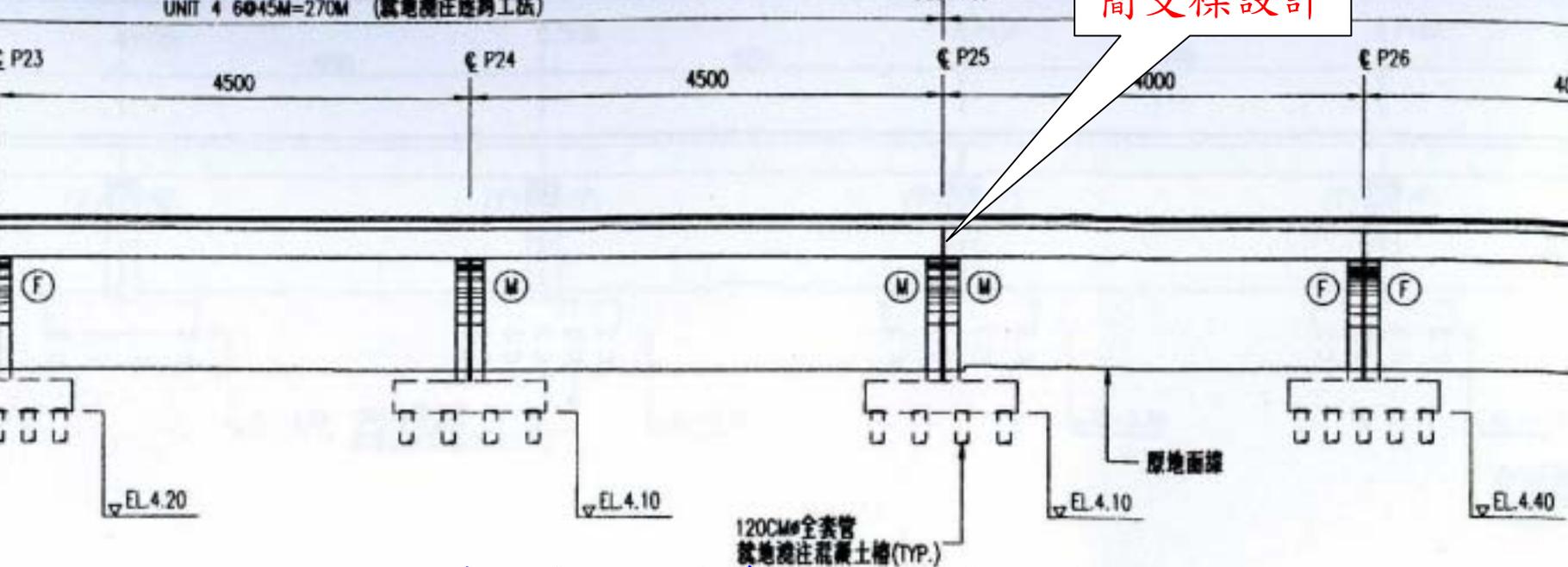


重力式碼頭受損情形



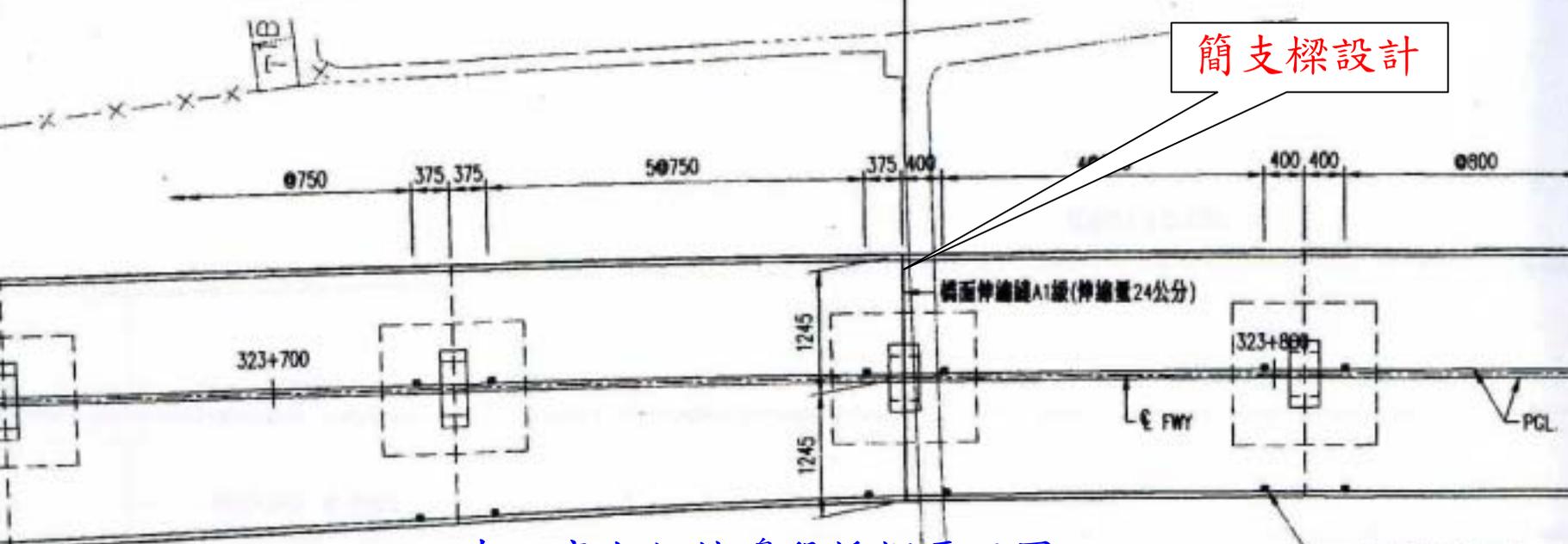
Precast Yard Area Column Settlement Monitoring Chart



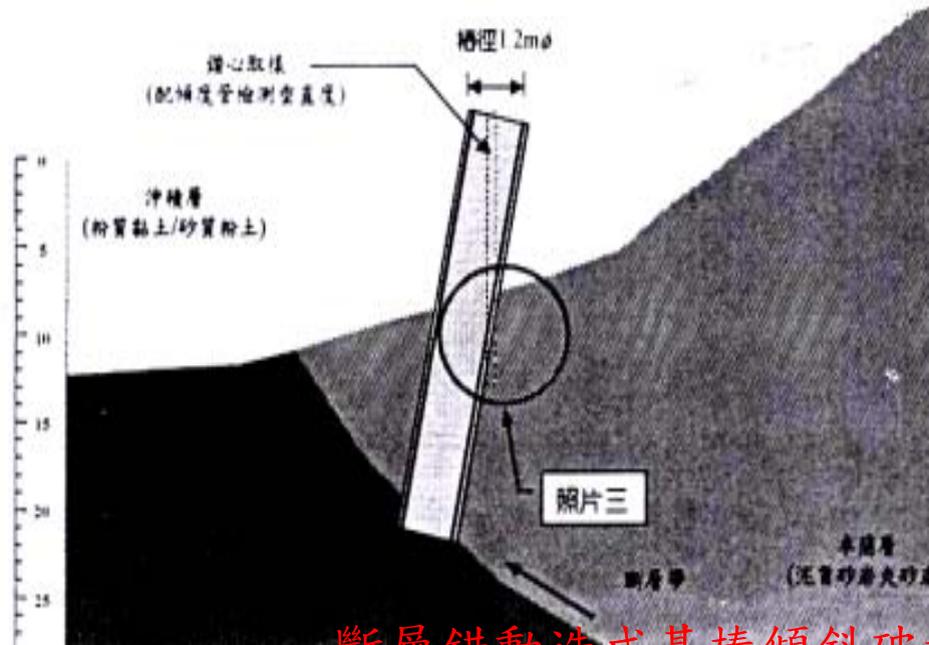
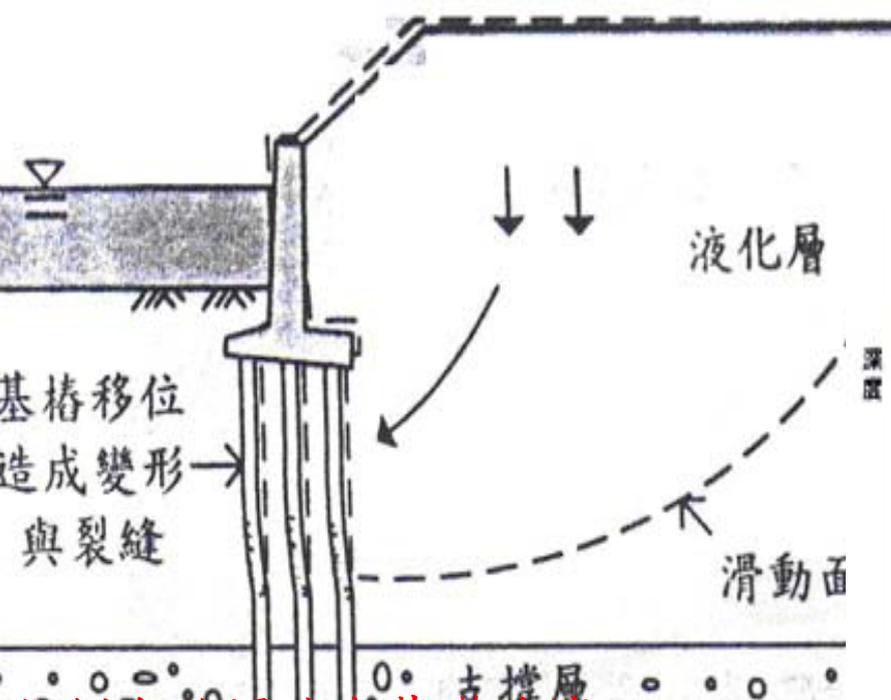
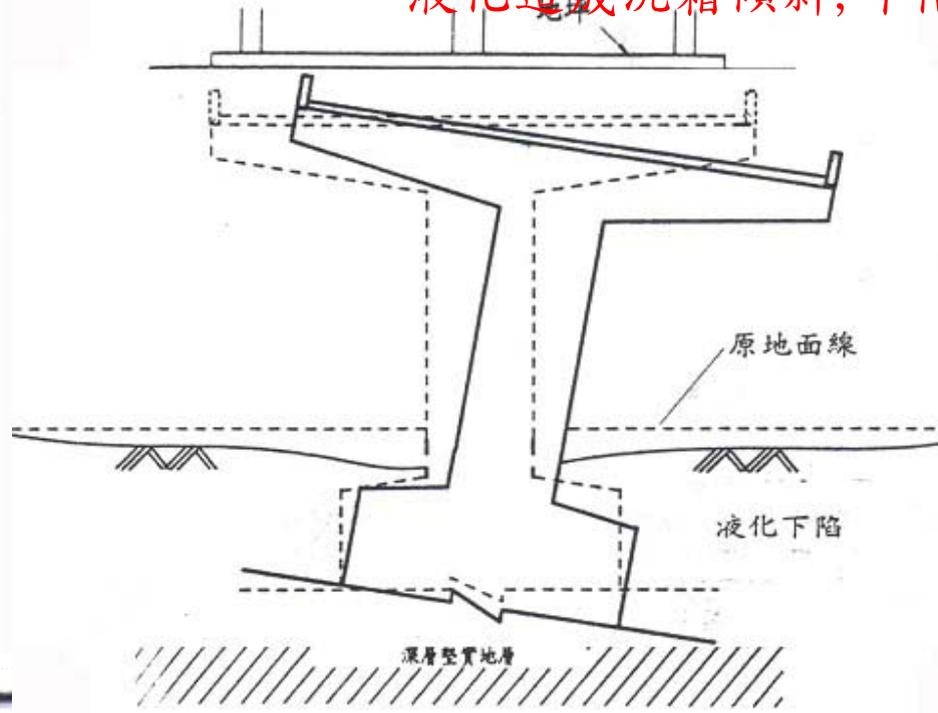
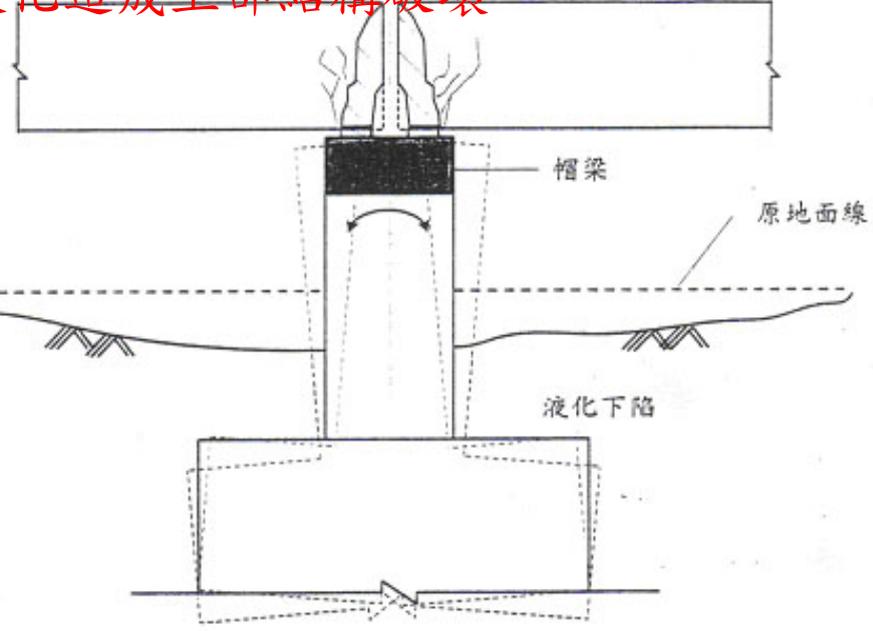


120CM全管管
就地澆注混凝土樁(TYP.)

南二高九如林邊段橋樑縱斷面圖



簡支樑設計



斷層錯動造成其樁傾斜

壹、計畫內容概要

- 一、計畫目的與研究範圍
- 二、軟弱地質判定與資料庫之建立
- 三、軟弱地質分區
- 四、受損案例探討
- 五、交通結構物設計處理對策

貳、結論與建議

參、審查意見及回覆說明

新建交通結構物—路堤

1. 置換法

2. 排水預壓工法

3. 地質改良工法

4. 輕質填方

5. 土壤加勁

◆ 抗液化對策

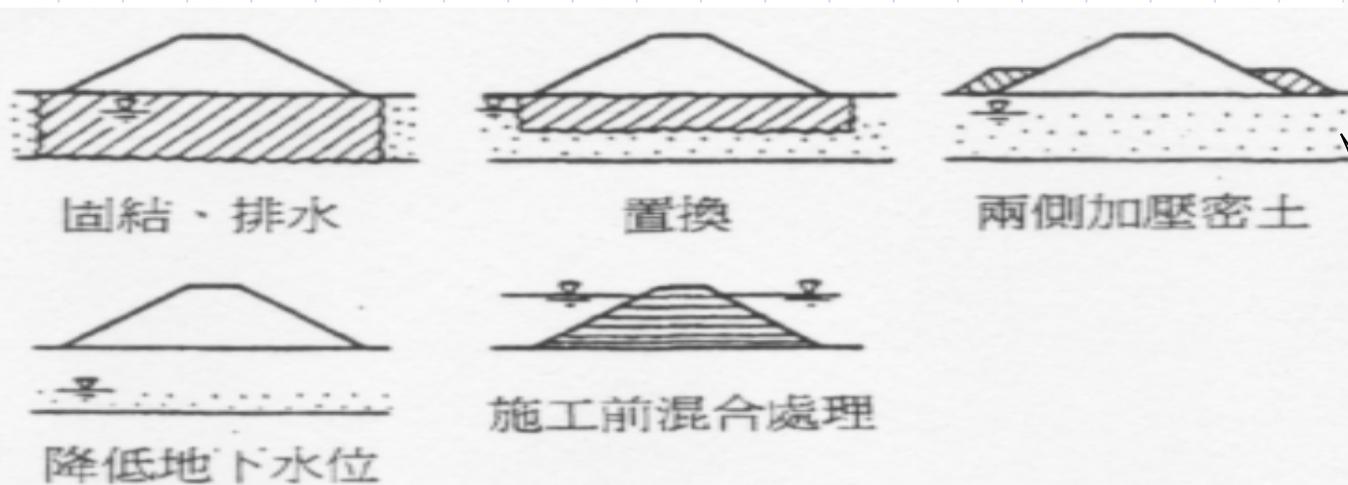
a. 置換

b. 排水壓密

c. 降低地下水位

d. 兩側填土壓腳

e. 混合處理



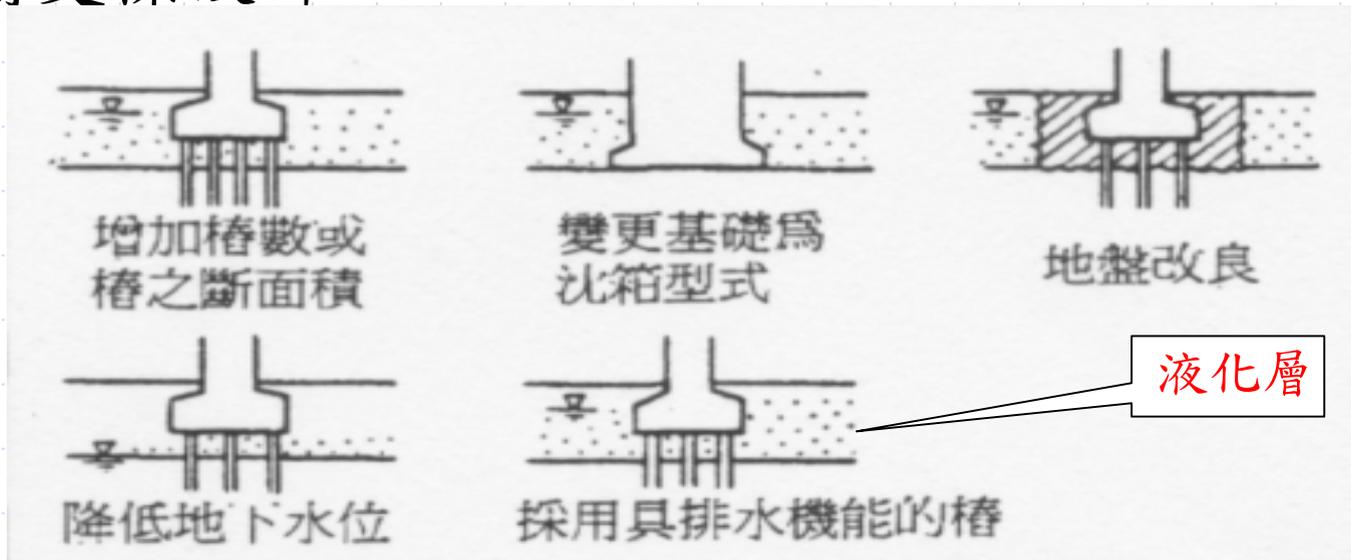
液化層

新建交通結構物—樁基礎

1. 貫穿軟弱土層
2. 減少樁身負摩擦力
3. 減輕上部載重
4. 縮短跨距
5. 簡支樑設計

◆ 抗液化對策

- a. 補強樁工法
- b. 固結工法
- c. 降低地下水位
- d. 抑制土壤剪動變形



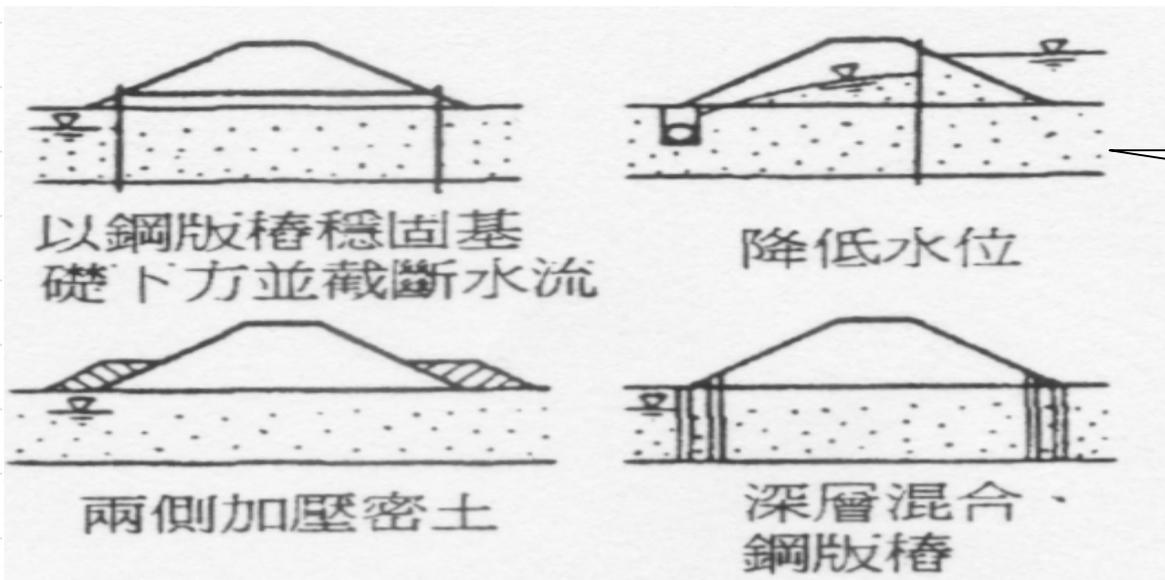
既有交通結構物—路堤

◆ 沉陷處理對策

1. 填高
2. EPS路堤
3. 橋樑
4. 地質改良

◆ 抗液化對策

- a. 打設鋼板樁
- b. 兩側填土壓腳
- c. 降低水位
- d. 深層混合



既有交通結構物—樁基礎

◆ 修復補強工法(樁基可用)

- a. 鋼管包套壓入焊接、水泥漿填縫
- b. 樁頭切斷，鋼管包套壓入焊接、水泥漿填縫
- c. 樁頭切斷，壓入較佳承載層
- d. 樁底或周圍土層空洞，以水泥漿固化

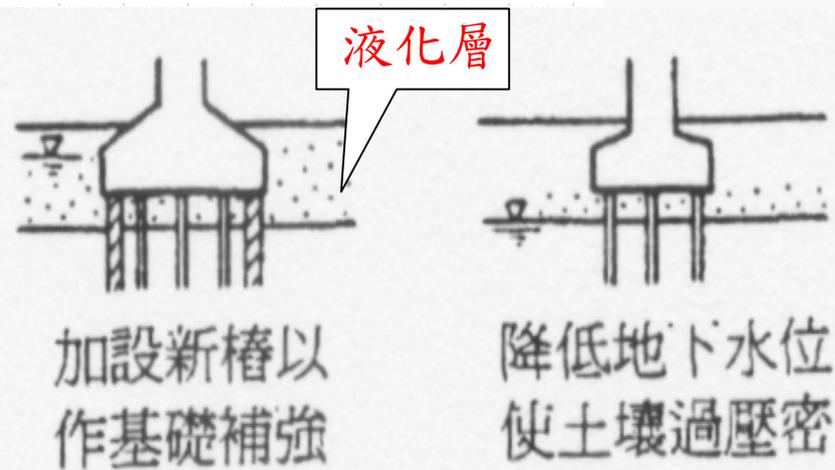
◆ 修復補強工法(樁基不能再用)

- e. 鋼管樁壓入工法，
- f. 深礎樁置換工法
- g. 帽樑工法(增設新樁)
- h. 直接基礎(承壓版及地盤改良)
- i. 結構物暫時搬移，基礎重作

詳見圖12.3

◆ 抗液化對策

1. 固結工法
2. 增加補強樁
3. 抑制土壤剪動變形
4. 降低地下水位



壹、計畫內容概要

- 一、計畫目的與研究範圍
- 二、軟弱地質判定與資料庫之建立
- 三、軟弱地質分區
- 四、受損案例探討
- 五、交通結構物設計處理對策

貳、結論與建議

參、審查意見及回覆說明

結論之一——軟弱地質定義

- ◆ **標準貫入試驗(SPT)N值**為地質鑽探試驗最常用的現地地質強度試驗方法，在各種地質鑽探中，不論砂土、黏土或岩石，在任何地層、各種深度的情況下都可進行，各單位鑽探資料也都會有N值之紀錄，且各組鑽探人員試驗之標準差異不大，因此最適合用來分析比較。
- ◆ 若採用其他參數來判別軟弱地質，如 q_u 、 q_c 、 w 、 LL 或 PI 等，其首先遇到的問題便是**鑽探資料嚴重不足**。除 q_c 外，其他參數多在實驗室試驗求得，而 LL 或 PI 又只有黏土試體才會進行試驗，且許多地質鑽探在考量各種因素後(如時間、經費等)，往往都省略掉部份試驗，使得許多鑽探報告資料內容匱乏，無法為本研究案採用。
- ◆ 本案嘗試採用他人之經驗公式，以**土壤承载力 q_u** 及**地盤水平反力係數 K_h** 值來表現軟弱地質分區，唯因其經驗公式皆根據**N值推估**，因此，兩者顯現出之分區結果與直接採用N值所表現之**軟弱分區圖圖形差異不大**。

結論之二——西南沿海軟弱地質分佈

- ◆ 臺灣西南沿海七縣市各鄉鎮中，位處於現代沖積層範圍內的土層 N_{min} 值大部份都小於10，或甚至低於4，地質相當軟弱。其由南到北之分佈範圍主要自臺中、彰化交界處(大肚溪)到高雄、屏東交界處(高屏溪)的西半部沿海走廊區域，大致分佈於南二高西側。
- ◆ 各縣市境內地表深度10m以內的範圍均出現軟弱地層，許多鄉鎮地區更分佈在地表下4m內，可見西南沿海縣市在淺層深度內非常容易遇到軟弱地層問題。彰化與雲林兩縣境內幾乎都屬 $N_{min} < 10$ 的軟弱地質範圍，而彰化、雲林、嘉義、臺南與高雄五縣市某些地區之 N_{min} 值甚至低於4，臺中與屏東兩縣境內軟弱地層範圍則相對較少。
- ◆ 軟弱地質之形成除與新生的海埔地有關外，尚與河川淤積或改道之歷史有關。彰化、雲林兩縣內之濁水溪沖積扇含有較多砂土性軟弱地層，其累計厚度最大可達4~8m厚；相較下，嘉義、臺南兩縣市(嘉南平原)則含有較多黏土性軟弱地層，其累計厚度較薄，多在2m厚之範圍以內。

結論之三—軟弱地質交通結構物受損案例

- ◆ 本研究收集西南沿海地區軟弱地質交通結構物受損案例中，**路堤設計失敗之災損案例較多**，大多為**沉陷的問題**，發生原因分為：(a)地層軟弱或**軟弱層厚度過大**，導致路堤過量沉陷或路面下陷；以及(b)**路基土壤遭雨水掏空**或長期受地下水位變動影響，導致路基與路面之下陷。
- ◆ **基樁工程之受損案例較少**，而基樁設計主要之考量問題為**沉陷過大與差異沉陷**的問題；另外，地震引起**土壤液化**，導致土壤**側潰推擠樁身**也是導致樁基受損的原因之一。若樁基礎**貫穿軟弱土層**或易液化土層，而**直接支承**於下方良好承載層上，則承載力與沉陷問題常不嚴重，但仍然須留意軟弱土層下陷變形對樁身所引起的**負摩擦拖曳作用**，以及軟弱土層液化側潰對樁的側向土壓推擠作用。

結論之四——軟弱地質交通結構物改善工法

- ◆ **新建路堤**遇到軟弱黏土地盤時，為克服其沉陷、承载力與穩定性問題，一般的處理方式包括：(a)以優良土壤置換軟弱土壤、(b)改良軟弱土壤之強度與勁度、(c)減低結構物承載荷重、(d)土壤加勁或結構物加勁、(e)改用樁基基礎型式使之將結構物重量傳遞至適當承載層。
- ◆ **新建路堤**對於軟弱砂土地盤時，其抗液化處理對策通常可由改良基礎地層土壤或改變結構物基礎構造兩方面加以考慮。一般的處理方式包括：(a)置換、(b)排水壓密、(c)降低地下水位、(d)兩側填土壓腳、及(e)施工前混合處理方式。而對既有路堤構造之防止液化，則可用：(A)打設鋼版樁穩固基礎下方並截斷水流、(B)降低地下水位、(C)兩側填土壓腳、及(D)深層混合與打設鋼版樁等處理對策。
- ◆ **新建樁基礎**抵抗土壤液化之作法包括：(a)固結工法：選擇深層混合處理或注入固化工法予以地盤改良或將軟弱地層置換為良質土壤。(b)補強樁工法：可增加基樁根數與基樁斷面積。(c)抑制土壤剪動變形。而對既有樁基礎補強工法，通常則可分為結構性之基礎補強方法(如增設新樁與擴大樁帽)以及地盤改良方式(如以固結工法改良原本的軟弱地盤)等兩種。

建議之一——軟弱地質資料庫

- (1) 根據公路總局所提供的鑽探資料發現，許多舊的鑽探報告(約民國88年以前)都沒有紀錄鑽孔座標，甚至連鑽孔地理位置圖都是簡單手繪稿，導致資料無法即時被參考使用。本研究案蒐集約三千孔之鑽探資料，其中又多分佈在各縣市市區以及公路沿線，使得部份鑽孔密度低之分析區域代表性較不足。將來資料收集數量若再持續增加，且鑽孔能更均勻分佈，則分析成果將可作為各界工程選址之參考。
- (2) 在更多資料納入分析，使得本研究案之軟弱地質分區圖更具代表性後，本研究成果除了可直接將圖形置於網頁上供各單位參考外，若經費許可，亦可請專人撰寫網路查詢系統程式，依輸入之地區座標來查得軟弱地質分區或其它地質資料。在進行道路選線時，甚至可依查詢輸入之起迄點座標，直接建議顯示出合適的路線。

建議之二——軟弱地質交通結構物處理對策

- (1). 在設計路堤時，應考量地層之過度沉陷與差異沉陷之可能性，並增加填土高度，預留沉陷空間。在路堤的穩定性可以確保之前提下，可採用將來容易維修之結構型式或採用不易因沉陷而受損之結構設計方式（如加勁路堤）。
- (2). 軟弱地質既有道路因沉陷導致路面常積水之現象多發生於濱海地區，其改善的方法必須以不增加地表載重為前提，設法將道路高程提高，以減少日後持續沉陷的發生，此時，分段採用EPS來填高應是較好的方法。
- (3). 新建基樁應設計穿過軟弱土層，並在穩定土層中有足夠的嵌入深度。在強震區應儘量減輕橋樑的總重量，採用比較輕型的上部結構，避免頭重腳輕。對於多跨橋樑宜分節建造，化長橋為短橋，使各分節能夠互不依存的變形。
- (4). 軟弱地質中興建橋樑，考量橋墩間之差異沉陷所引發橋樑上部結構之內部應力問題，建議可將橋樑上部結構採用簡支樑設計，以避免差異沉陷過大造成連續樑之內部破壞。

壹、計畫內容概要

- 一、計畫目的與研究範圍
- 二、軟弱地質判定與資料庫之建立
- 三、軟弱地質分區
- 四、受損案例探討
- 五、交通結構物設計處理對策

貳、結論與建議

參、審查意見及回覆說明

查意見

nd Engineering Consultant CO., LTD.

1. 資料之**表達方式**、**格式**及使用者**需求**。
2. 本研究範圍很廣，建議將**主題縮減**以集中資源。
3. 本研究對「**交通結構物**」之**定義**宜再檢討，如路基、橋梁、港埠等。
4. **研究範圍**宜加以說明，例如西南沿海地區？
5. **章節太多**（十四章）宜整合。

正說明

- ◆ 已重新整理一致，針對設計需求重新整理歸納。
- ◆ 本案已確定方針目標（路堤、路塹、樁基礎）。
- ◆ 研究範圍：西南沿海七縣市、軟弱分區，液化移除。
- ◆ 已經進一步整合，但是依內容重點來分還是以十四章較合適。

1. p35表4.6呈現不連續稠度指數現象，請更正。
2. 「公路局」已更名為「交通部公路總局」，敬請修正。
3. 請加強臺中縣市之相關軟弱地質分佈調查與鑽探資料蒐集。
4. 簡報中對彰化縣軟弱地質作了詳細的介紹，不知其他縣市是否也一樣有詳細的調查資料。
5. 本研究計畫自臺中縣至屏東計七縣市範圍，惟雲林縣之敘述僅p64、p91頁，過於短少？不成比例。
6. 本報告中軟弱地盤引發之交通結構物問題主要集中在地震時液化的問題，建議可對常時即可能發生的問題如沉陷、穩定性、基礎設計等再酌予補充。
7. 本局臺三線石圍橋、東勢橋非液化影響，應為斷層或近斷層之破壞。
8. 有關路堤工程受損破壞之示意圖，文中皆以堤防破壞示意圖代替，可能須要另外補充論述。
9. p97頁8.2.1之1. 沉箱沉陷或傾斜，建議應包含基樁之案例。
10. 本研究範圍很大，鑽孔多，建議有SOP導引分析參數之選擇。

正說明

- ◆ 謝謝指導，文章誤植、錯誤、遺漏或不足之部分皆已修正，詳見各章節內容。
- ◆ 謝謝指導，鑽探資料參數分析將定出一套標準作業程序進行判讀，詳見6.2節。

查意見

- p41表4.15表4.16名稱與一般習慣使用名稱不同，請修正。
- p122微形樁托底液化防治工法之建議與p100圖8.12及附錄三-5圖一衝突。
- 非本研究範圍或內容建議刪除。

修正說明

- ◆ 部分資料內容不合(如液化章節)或錯誤者，已將其移除，詳見各章節內文。

1. 關於軟弱地層之定義建議使用Wn與LL之比較，或液性指數(LI)。
2. 應說明本研究所採用之定義及判定標準。另請說明如何結合GIS加以應用。
3. 軟弱地質之定義，如無法明確定義應否考量承载力做為判斷依據。
4. 希望研究單位能替相關工程單位做一個初步的軟弱地質判斷標準或建議，相信會更實用。另外，建議未來本研究的相關地質鑽探資料庫可藉由本所的地理資訊系統的分析，提供工程界針對其需求依據不同的工程參數來劃分西南沿海軟弱地質的分佈圖。

正說明

- ◆ 由於計畫中之軟弱地質尚包含砂性土壤，因此無法採用黏性土壤常用之LL(或LI)來作全面性判斷，且有許多的鑽孔資料無此種試驗紀錄，而N值是最廣泛可得之試驗資料(例如 q_u 、Wn須先取樣再進行實驗室試驗， q_c 在臺灣則更少用)，且不分任何土壤皆可在現地直接求得N值。本案蒐集到其他國家的分類標準也大都包含N值之判讀，因此敬請委員諒查，建議仍以N值定義軟弱土壤。
- ◆ 本案將採用N值作為軟弱土壤判定標準，30m鑽孔範圍中出現 $N < 4$ 者即視為軟弱土壤(若區分砂土及黏土，則砂土以 $N < 10$)。分析資料將結合地理資訊系統，以臺灣各縣市地形圖(1/25000地形圖「經建版」之數值座標位置)顯示本研究成果，詳見第七章。

軟弱地質之定義，如無法明確定義應否考量
承载力做為判斷依據。

正說明

- ◆ 謝謝指導，由於N值是最廣泛可得之試驗資料（例如 q_u 、 W_n 還必須先取樣再進行實驗室試驗，而 q_c 在臺灣則更少用），且不分任何土壤皆可在現地直接求得N值。本案蒐集到其他國家的分類標準也大都包含N值之判讀，因此，將採用其來定義軟弱土壤。經嘗試採用經驗公式（由N值推導 q_u 、 K_h ）製作之軟弱地質分佈圖詳見圖7.10。

建議收集國內目前與本研究相同規範，以作為修正建立本國交通結構物設計處理軟弱地質規範之參考。

正說明

◆ 遵照辦理，國內之軟弱地質定義最早出現在交通部之公路橋樑耐震設計規範中第六章6.1.2 極軟弱黏土層及沉泥層之判定(民國84年)，而今年營建署亦將此判定納入建築物耐震設計規範中，其條文為：11.1.2 耐震設計有關極軟弱土層之判定--距地盤面3m深度以內的粘土層或粉土層，由單軸壓縮試驗或現地試驗推定其單軸壓縮強度在 $0.2\text{kgf}/\text{cm}^2$ 以下之土層，即視為耐震設計上之極軟弱土層。詳見第五章。

查意見

1. 所提「地質改良工法」甚多，各工法所需工程經費很大及工期甚長，效益評估亦難，建議建立一套評估法則。
2. 所述之地盤改良工法，防治及設計對策似乎均為一般性之應用，能否有針對西南沿海地區之應用作建議，此才是本研究之主要目的。
3. 地盤改良工法的部份，報告蒐整七大地盤改良工法，並給予詳細的說明，希望在期末報告時能針對各工法之優缺點、適用場合及限制場合做進一步的比較分析，以利工程界參考及應用。
4. 地盤改良工法之應用，應強化與本研究重點交通結構物設計處理之關聯性或適用性，尤其應針對不同工法改善對策比較，以其作為改善工法之依據。

正說明

- ◆ 已針對各工法之優缺點、適用場合及限制場合做進一步的比較分析。地質改良工法評估法則有其研究價值，本計畫第二年度將完成改良工法適用性及成效評估，並完成交通結構物設計處理手冊。針對蒐集之災損案例做進一步之分析歸類，並針對各種案例模式，提供具體之建議工法，詳見第十一章及第十二章，而常用之七大地盤改良工法已放至於附錄C。

查意見

nd Engineering Consultant CO., LTD.

省道臺78線下陷60公分，以填高方式處理，是否適宜，請再評估。

正說明

- ◆ 由圖8.2沉陷量歷時曲線研判，省道臺78線下陷60公分應已接近穩定值(厚軟弱土層之壓密量)，所以施工單位採用填高方式達到原設計高程。
- ◆ 針對設計路堤下方有厚層軟弱黏土層之工程設計，貴局西部濱海公路曾採用輕質材料(EPS)進行實驗，通車至今尚無任何異狀，應該是非常可行之工法，詳見第八章8.1.5節。

潛勢分析增加資料的附加價值和效率。

正說明

◆ 謝謝指導，本案至今蒐集約三千孔的鑽探資料，孔位雖不少，但若嚴格審視，應該仍未達到孔位均勻分佈之目標。未來新的資料若持續納入，使得本研究案之軟弱地質分區圖更具代表性後，本研究成果除了可直接將圖形置於網頁上供各單位參考外，若經費許可，亦可請專人撰寫網路查詢系統程式，依輸入之地區座標來查得軟弱地質分區或其它地質資料。在進行道路選線時，甚至可依查詢輸入之起迄點座標，直接建議顯示出合適的路線。

檢討現存鐵公路橋梁或結構是否因承載力不足而需特別注意預警的範圍或區域。

正說明

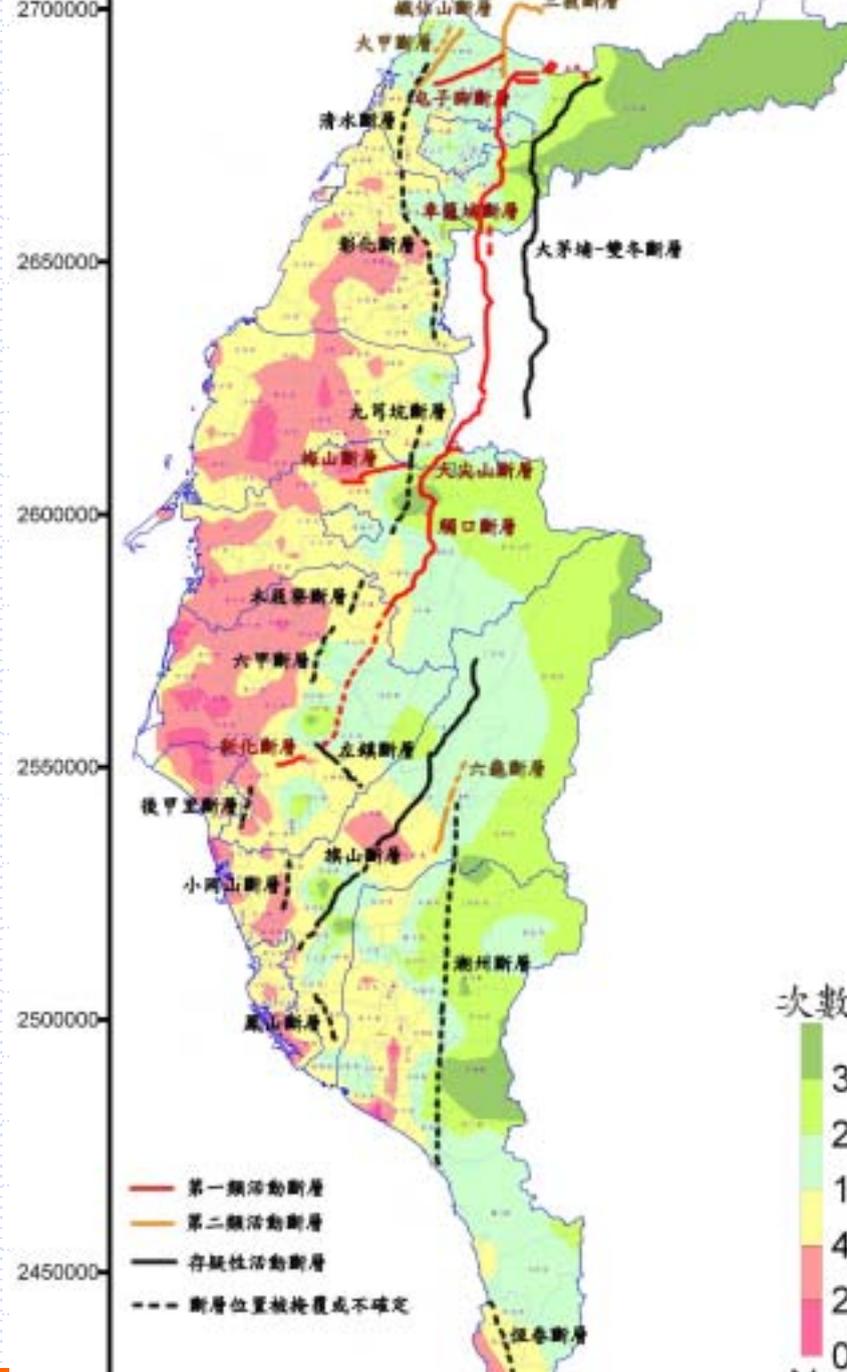
- ◆ 本案分析所得之各縣市軟弱地質分區圖及液化潛能圖，僅能作為各工程單位之參考，公路(或鐵路)管理單位可依本報告之土壤鑽探資料與計算之承載力分析圖，針對軟弱區附近的橋梁結構、基樁或承載力等各自作進一步之檢核。

查意見

斷層帶位置應列入潛勢分析之比較和承載力對應比較。

正說明

◆ 遵照辦理，期末報告將斷層帶位置套繪於軟弱地質分區圖，方便比較了解。



1. 根據研究報告所述，軟弱地質乃為相對性考慮，不過根據2.2.2節及圖3.2，軟弱地質之分佈已有大概之了解，不知蒐集之鑽探孔位資料是否均在此區域內。
2. 孔位儘量採均勻分佈。
3. 本計畫第一年有兩大重點，一為彙整西南沿海地區鑽探資料，繪製軟弱區域分佈圖，另一為蒐集西南沿海地區交通結構物受損案例，彙整受損型式與機制。而西南沿海地區受損案例之蒐集，亦請鐵路局、公路局、高公局或土木技師公會等單位幫忙提供。

正說明

- ◆ 由於臺灣西南沿海地形(除彰化八卦山台地外)多為河流沖積層，本案蒐集之鑽孔資料大多位於此區域，部分山區資料則大都已剔除。
- ◆ 經向公路總局與經濟部地調所等單位索取鑽孔資料，本案最後蒐集約三千孔之鑽探資料，詳如第六章。孔位雖不少，但若嚴格審視，應該仍未達到孔位均勻分佈之目標。未來新的資料若持續納入，則研究之分析結果將比較具有代表性。
- ◆ 西南沿海路堤與基樁因軟弱地質因素造成之災害較少(一般多為地底開挖之災害)，許多都是在施工階段辦理變更設計時就已經克服(如臺78線、南二高九如林邊段、高鐵土庫段等)，本案收集之受損案例共十件，詳如第八章。

1. 若計畫結束前**受損案例**資料蒐集若仍**相當有限**，則表示交通工程於西南沿海軟弱地質區之**設計與施工**皆**非常良好**，建議可以將東西向快速道路或其他道路比較其經過**堅硬地質與軟弱地質**設計與施工之差異處。
2. 西濱公路橋梁之深基礎均採摩擦長樁，且WA41標於921地震產生液化係表層回填產生，惟**施工中沉陷問題**可洽**本局西濱中、南工程處**洽取。
3. 軟弱地質交通結構物受損**案例部份之探討過於簡略**。
4. 請**加強**相關交通結構物受損型式與機制的**資料蒐集與綜合整理**，以利爾後處理對策的擬定。

正說明

- ◆ 謝謝指導。如前所述，西南沿海道路受損案例確實不多，其主要原因還是在於**沉陷量**之問題，詳見第八章。
- ◆ 感謝 公路總局提供本研究區之鑽探資料，其皆已納入期末報告之中。
- ◆ 謝謝指導，已進一步加強文章內容描述分析，詳見第八章。

軟弱地質對橋梁結構之影響，在軟弱地層較厚時（例如嘉南平原之軟弱沉積層厚度常達4-500公尺）即使橋梁打設了60-80公尺長之基樁，橋梁仍持續產生沉陷，造成橋梁之破壞，建議研究團隊針對此一課題能研提具體之對策，以供結構設計參考

正說明

- ◆ 本研究所關注的交通結構物沉陷問題應針對軟弱地質之主體而討論。嘉南平原之軟弱沉基層沉陷問題若非為抽取深層地下水所引致者，便是屬於一般之基礎沉陷問題。該處軟弱地盤的厚度若過大，則樁基傳來的上部結構荷重將引發地盤持續的壓密沉陷，若產生差異沉陷則會導致橋樑上部結構之破壞問題。橋樑加載造成下部土層之壓密已無可避免，因此，軟弱地質區之橋樑可考慮採用簡支樑設計，或者設法減輕上部結構之載重。

1. 建議本計畫增加對各縣市地質之差異性分析，針對各縣地質特性提出改善。
2. 雲林縣沿海地層下陷非常嚴重，尤其不均勻沉陷如何解決，建議於研究報告中提出詳細解決對策。
3. 彰化縣政府西南沿海地區大城鄉、芳苑鄉地層下陷非常嚴重，建請研究團隊針對此部份納入研究範圍，評估適當處理對策。

正說明

- ◆ 由於臺灣西南沿海地形(除彰化八卦山台地外)多為河流沖積層，各縣市濱海區地質差異並不大。本案研究範圍廣，如同前面交大黃安斌教授所建議，期末報告時將主題縮減以集中資源，研究出可以廣泛運用的軟弱地質分區資料。西南沿海七縣市之地形地質變遷與概述詳見第三章、第四章。
- ◆ 臺灣西南沿海地區因養殖漁塭超抽地下水所造成之地層下陷，解決對策等研究案已經有很多，惟其必須配合政府政策進行，經濟部水利署有一套長期的水井遷移管制措施，惟仍需當地居民之配合。解決對策詳如第11、12章。

沿海構造物另一個重要問題就是**腐蝕**，尤其是 R.C. 構造物，建議於報告中補列這方面

正說明

- ◆ 謝謝指導，但本案**研究目標**為交通結構物因**軟弱地質**而受損，所以本報告沒有探討腐蝕問題。
- ◆ 委員所提腐蝕確實為沿海RC構造物損害的重要問題，建議沿海地區之RC構造物可**採用抗硫酸鹽侵蝕之高性能混凝土**，而鋼構造則必須加強防蝕處理。

1. p43各種方法中所採用的參數不儘相同，正確使用與否將影響評估所得結果。
2. 請增加**液化**類型之**陳述**。
3. p23臺灣歷年之土壤液化災害，如表3.1所示僅至1988年，建議**補充近期液化案例**，尤其是1999**集集地震**所引致液化案例。
4. **液化**與地震之關連性，請加述之。
5. 液化現象於921地震臺中港受損嚴重，宜納入本研究參考，請研究團隊參考日本「土木技術」一月號有關阪神新瀉地震液化之檢討報告。

正說明

- ◆ 謝謝指導，**土壤液化評估並非本研究重點**，已將原本之液化章節**移除**，故僅於第九章及第十章有提到。
- ◆ 如同第2點所述，港灣之碼頭岸壁已非本案研究範圍，因此不納入本報告研究內容重點。針對液化案例概要性說明之**臺中港災害案例**說明詳見第八章，**阪神新瀉地震液化之檢討**詳見第十章10.4節。

1. **監測**之最上層分類，建議從分**靜態及動態**兩大類。不同類之監測是針對**不同目的**，其監測系統亦將大不相同。
2. 較弱地質**監測探討**，建議針對研究目的，納入規範建議較有意義。

正說明

◆ 謝謝指導，監測為本案第二年度之探討重點，因此，本年度僅概要描述。

1. 建議本計畫引用相關資料應有清楚說明，以便參考評估。
2. 本研究豐富充實，惟若引用他人研究成果，應注意著作權之相關規定。
3. 圖、表請註明資料來源，文章內有引述別人文獻之處亦請寫清楚。
4. 由於報告是蒐集及彙整資料，對於非本研究團隊之資料引用如圖3.1、3.2表3.1、3.2及許多文章之摘錄應註明出處，以免有牽涉智慧財產權之問題。

正說明

- ◆ 謝謝指導，報告書章節後面將增加「參考文獻」之附錄，將本文所引用之相關資料或數據出處標明清楚。

查意見

and Engineering Consultant CO., LTD.

◆臺灣西南沿海地區軟弱地質交通結構物設計處理對策之研究，對結構物基礎穩定非常重要，值得支持，研究團隊結合學術單位共同合作，收集資料相當豐碩具參考價值，應予肯定

正說明

◆謝謝指導。

簡報結束
敬請指教



交通部運輸研究所合作研究計畫（具委託性質）

期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：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)

執行單位：杜風工程顧問有限公司

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫 承辦單位 審查意見
逢甲大學許主任澤善：		
主題為「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」，期末報告中 p2-1 也已明確定義。軟弱傾向於形容粘土層，相對於軟弱為堅硬；疏鬆傾向於形容砂土層，相對於疏鬆為緊密。因此在本主題下，作業內容應侷限於軟弱粘土層及其延伸之問題；目前整體作業內容擴大至疏鬆的砂土層及其延伸問題，而全文均以軟弱稱之，似有不恰當之處，如果可能，建議加以區分，以符合「專業」內涵。	謝謝指導，本案為研究西南沿海地區“鬆軟”地質交通構造物，研究對象並不侷限於黏土層，其尚包含分佈範圍廣大之砂土層。因本研究案主題已定，故將於文內註明本報告內容中所稱的軟弱地質包含疏鬆砂土與軟弱黏土，詳見第二章。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
敘述性內容需要相關資料佐證，建議補充所有佐證資料，如資料龐大，請以 CD 方式陳送。	謝謝指導，本案蒐集之鑽孔資料檔案已於期末報告前送交港研中心存檔，結案前若發現檔案格式有誤或需修改時，將隨時配合港研中心之要求進行修正，並燒錄成資料光碟儲存。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
p9.7 液化破壞型式僅有二種，而隨構造物之不同可以出現許多不同的破壞現象，請依據正確定義加以修正。	謝謝指導，在清楚定義破壞型式與破壞現象後，本章節內容已加以區分修正，詳見第九章，9.5 節。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
p8-18 所引用的文獻，請檢討其合理性，合理時再使用，以增加報告之可讀性。	圖 8.8 中之各種災損模式係引用原作者之分析歸納結果，部分破壞圖之表現方式可能一時難以和歸納之模式名稱聯想在一起(如圖中左側原始狀態圖出現三個圓弧滑動面，但卻又分支承破壞、圓弧破壞及剪力破壞)，不過若由右側破壞狀態圖判讀後，還是稍微能了解原作者愈歸類表達的意思。為避免本圖說造成他人誤解，本報告已將之修正，詳見圖 8.8。	同意合作研究單位之說明與處理情形。

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫 承辦單位 審查意見
以 N_{min} 來呈現軟弱地層之分佈，無法完全顯現及反應工程需求與所需處理對策，就像降雨量無法完全反應坡地可能發生之災情一樣，以降雨量來要求坡地居民於豪雨季強制搬離住所，經常造成擾民現象，未來本報告完成後若要不擾民，實應說明參考性的極限。	謝謝指導，若採用最保守之單孔單一 N_{min} 來判斷軟弱程度，未來若對外公佈成果的確會造成擾民現象(如土石流潛勢溪流即因如此，其雖僅供參考，但還是造成部分擾民現象)。本案因資料蒐集時間、資料處理、孔位分佈(代表性)以及軟弱判讀模式選用等種種因素之考量，使得無法深入分析，目前之研究結果主要在提供學術界初步參考，而報告中之 N_{min} 採用深度影響因子修正後(N_{eq})，所判定的軟弱地質範圍與程度則變得較輕微，本案後續計畫可進一步深入考慮 N 值之各種修正。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
分析結果均無單位(圖 8.11~圖 8.12、圖 9.10~圖 9.13)。	謝謝指導，單位遺漏部分已經修正，詳見圖 8.11~圖 8.12 圖 9.10~圖 9.13	同意。
請儘量可能區分平時軟弱、地震時軟弱，以免造成誤會或誤用本研究結果。	遵照辦理，已於文內註明適用狀況，詳見 7.3 節。	同意。
交大黃教授安斌：		
研究團隊能夠完成此一內容複雜之研究，值得稱賀。	謝謝指導。	
報告中對於”對策”相關之議題著墨不多，尤其是在地層調查分析方面，可以改進。	本案研究範圍廣，在期中報告審查確認研究範圍後，便針對軟弱分區、災損案例蒐集分析及設計處理對策擬定等工作進行，因此，對於地層僅止於概要性的描述，詳細的調查分析將在第二年度繼續進行。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
臺灣西南沿海地區有許多高孔隙比之粉土細砂，其壓縮性高而強度低，建議在這些問題加強討論。	謝謝指導，如前所述，本案研究範圍廣，因此部分內容將無法深入研究。委員所提的確實是一很好的研究主題對象，可建議港研中心將其列為未來之研究目標。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
海大簡教授連貴：		
期中報告審查意見大致已有適當回覆，工作項目與內容，大致符合要求，資料收集分析豐富，研究團隊努力值得肯定。	謝謝指導。	

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫 承辦單位 審查意見
<p>軟弱地質、軟弱地盤、軟弱地層與軟弱土壤，建議統一或適當說明，以利讀者分別參考。本研究針對軟弱地盤之判定，採用 SPT-N 值判定標準，黏性土壤 $N < 4$，砂性土壤 < 10 屬於軟弱地盤之可能性最高，基本上與國內外規範或學者所提出建議略顯簡約，一般而言所謂軟弱地盤即指可能引致工程災害之地盤，應針對不同交通結構物(或工程種類)審慎評估以符合需求。</p>	<p>為避免過多之不同名詞造成困擾，本報告將統一採用軟弱地質及軟弱土層兩種，前者為大區域之地盤地質統稱，後者則指地表下眾多地層中之單一土層。本研究目前僅選取大多數文獻所共同認定的 N 值標準進行軟弱地質初步分區，因研究範圍廣，故並未再針對不同交通結構物來訂立不同之分區標準，文中將註明「設計時若參考本研究成果尚需綜合考量工程種類與軟弱土層分佈深度及厚度等種種問題」，詳見第七章。</p>	<p>同意合作研究單位之說明與處理情形。</p>
<p>本研究建立西南沿海地區鑽孔達 3097 孔，相當有價值，建議應說明其資料來源以供參考。鑽探資料之正確性和完整性檢核相當重要，如何依資料間相依的相依程度及分析方法所須參數之合理範圍？請補充說明。</p>	<p>本案蒐集之鑽探資料除了沿用其他研究案之既有資料或是由民間單位提供外，最主要的還是向交通部公路總局以及經濟部地質調查所索取。研究之第一年僅採用鑽孔資料中記錄最完整之 N 值來判別軟弱地質分區，並透過人工篩選方式去除將近一百筆之不適用資料(N 值過大、無 N 值、無座標或座標錯誤)。</p>	<p>同意合作研究單位之說明。</p>
<p>軟弱地質分佈圖應更為審慎以避免誤用，現有鑽孔資料分佈並不均勻，如圖 7.1a，如何能繪制出圖 7.2 軟弱地質分佈圖，請說明。建議考量山坡地(>100m)或中央地質調查所區域地質圖比對，同時區域所需最小孔數之探討(即比例尺概念)納入軟弱地質分佈圖繪制較有意義參考價值。</p>	<p>謝謝指導，本案蒐集之部分鑽探資料因無座標紀錄導致無法採用，孔位分佈不均勻則有待未來進一步蒐集資料來克服，孔位分佈之代表性問題將在後續研究中進一步訂定單位面積採用孔數標準來篩選。文中已對繪製軟弱地質分佈之軟體與內插函數作說明，詳見第七章 7.1 節。而本研究收集之鑽孔資料都分佈在西南沿海沖積平原上，在區域地質圖上多為沖積層，詳見圖 3.1。</p>	<p>同意合作研究單位之說明與處理情形。</p>
<p>軟弱地質交通結構物受損型式與機制，對提供改善對策相當重要應強化。軟弱地質交通結構物受損案例，應將案例地質條件納入考量評估說明，以利評估分析參考。同時，建議未來能持續收集軟弱地質不同交通結構物受損案例分析，以利設計處理對策之重要依據參考。</p>	<p>謝謝指導，工程失敗案例之完整資料(如地質調查、原始設計及變更設計等資料)蒐集有一定之困難度，因此其地質條件評估說明可能僅能針對大區域地質來描述(如本報告第四章)。本案後續研究將進一步蒐集了解各案例附近之地質條件，以利評估分析及擬定改善對策之參考。</p>	<p>同意合作研究單位之說明與處理情形。</p>

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫 承辦單位 審查意見
新建交通結構物設計處理對策，如何與本研所得研成果結合？以突顯本研究之貢獻。同時應補充請明目前新建交通結構物設計時，如何處理軟弱地質問題？以作為不同階段調查、規劃、設計與施工應注意及考量事項處理之參考。	本計畫第二年度將完成軟弱地質交通結構物設計處理手冊，本年度主要工作在於彙整改善對策及研提改善工法，詳細的對策將在第二年度繼續進行。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
pp.9-16 軟弱土壤上之路堤受震反應分析，表 9.3 所示土壤 SM，SPT-N4~11，所代表義意為何？請說明是否屬軟弱土壤？	將於定稿報告內補充說明。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
7.3.4 軟弱地質分區圖-修正 N 值，影響 N 值因素很多，基本上必須進行打擊能量檢驗修正，及採用有效覆土應力來修正，請說明本研究不採用之原由。N _{min} 建議可適度將軟弱地質土層厚度納入考量，以符實際工程需求。	已修改內文描述，使之更明確強調適用狀況。	同意合作研究單位之處理情形。
公路總局二區養護工程處陳副處長松堂：		
報告內附圖以彩色印刷相當精美，惟部份未加註圖例，建議補充。另若該圖非研究團隊所繪，則建議加註來源出處	謝謝指導，遺漏之圖例已經補上，詳見第七章各圖。本章圖面為本研究團隊根據內政部出版之二萬五千分之一地形圖(經建版)所描繪，應無版權之問題。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
第四章 4.1.1 敘述臺中縣市地形與地質概況，惟內容敘及八卦山似在彰化與南投縣，宜請查明。	八卦山丘陵位於大肚溪南側，應屬於彰化縣範圍，文中所提與臺中縣無關之八卦山描述將修改刪除，詳見第四章 4.1 節。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
第八章軟弱地質交通結構物受損案例之探討，蒐集資料相當豐富且具有工程參考價值，惟未敘明資料提供來源。	謝謝指導，已註明資料來源，詳見第八章各小節。	同意合作研究單位之處理情形。
8.2.3 土壤液化對橋梁構造物造成之破壞型式惟未詳附實際案例，建議補充。	案例 B3 係 921 地震災害之統計，破壞橋樑名稱已於文內標明，詳見 8.2.3 節。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
新建交通結構物設計處理對策所提工法相當多，惟能否加敘其適用區域或適用範圍。	遵照辦理，本案所提初步之設計處理對策將於第二年度進行深入之研究應用，各工法之適用區域及適用範圍將會納入處理。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
既有交通結構物改善處理對策中對基礎基樁之改善建議考量施工之可行性（如何施工、如何與基礎板固接）。	謝謝指導，施工可行性將於第二年度研擬設計手冊時詳加考量。	同意合作研究單位之處理情形。

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫 承辦單位 審查意見
本研究範圍區域廣大，附圖以 A4 表示顯然比例過小不易日後使用，建議適度放大或另附圖籍。	為清楚表達研究成果，第七章之各種軟弱地質圖已全數採用 A3 圖面。	同意合作研究單位之處理情形。
部份附圖不清晰，如圖 4.1、圖 4.2、圖 8.10(未指明地點)，部份圖表重複，引用他人論述未敘明等，建議改善。	謝謝指導，不清楚之附圖已抽換或刪除；圖 3.5a、圖 7.1a、圖 7.1b、圖 10.2 等重複之圖表已刪除；引用他人論述者已於文內註明。	同意合作研究單位之處理情形。
本研究範圍為路堤、路塹、基樁，建議對路塹之處理對策建議加敘。	因西部沿海地區多為平地，道路開挖成路塹型式的情況較少，後續研究將集中在軟弱地質上之路堤與橋墩樁基。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
本中心邱主任永芳：		
圖名應標明清楚及正確。	謝謝指導，已修改圖名，詳見圖 7.2a、圖 7.2b 及圖 7.2c。	同意合作研究單位之處理情形。
資料庫未來使用或建構之規劃應說明。	本案蒐集之地質鑽探資料皆已依照港研中心要求之格式建檔，未來將可進一步利用這些資料庫作其它之研究，或是在第二年度針對此研究主題改採不同之地質參數來判定。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
地質承载力(補註)之分布圖為何分為交通幹線和鄉鎮縣市、用意為何應說明清楚。	謝謝指導，原規劃分成鄉鎮縣市、交通幹線及河川流域底圖的用意是為了突顯圖面重點，並讓複雜之圖面單純化，現已修改圖名以避免遭誤解，詳見圖 7.2。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
本中心朱科長金元：		
研究單位資料蒐集豐富，工作內容符合要求，值得肯定。	謝謝。	
報告格式與本所出版品規定格式不一致請修改。	遵照辦理，已依 貴所規定之出版品格式修正。	同意合作研究單位之處理情形。
建議對於受損案例能就其地質特性、當初結構物之設計條件加以蒐集，並對處理方式作評估。	如前所述，工程失敗案例之完整資料(如地質調查、原始設計及變更設計等資料)蒐集有一定之困難度。本案後續研究將進一步蒐集各案例之地質特性及結構物設計條件等資料，以利將來評估分析及擬定改善對策之參考。	同意合作研究單位之說明與處理情形。

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫 承辦單位 審查意見
後續研究方向及課題，請補充說明。	遵照辦理，將於第十四章、14.2 節之建議中增補說明。	同意合作研究單位之處理情形。
第五章之結構物設計處理對策是否可以與既有損害案例之處理方式作評析。	本案擬定之廣泛處理對策均已涵蓋災損案例之改善工法，在第二年將更詳細歸類處理對策。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
本中心賴研究員聖耀：		
本研究報告內容包括西南沿海軟弱地質分佈，災害案例探討及軟弱地質對路堤及基樁工程之影響，內容相當豐富。尤其是對軟弱地質分佈之探討最詳細，分別以古地圖及 3 千多孔鑽探資料進行研判，最值得肯定。特別要感謝楊長義教授在此部份之用心努力。	謝謝。	
雖然已分別以古地圖及鑽探資料研判軟弱地質分佈，但建議能綜合比較分析，例如兩三種方法皆研判為軟弱地質者，可歸類為軟弱地質區，其中一種方法為否者，可歸類為可能軟弱區，兩三種方法皆為否者，可分類為非軟弱地質區。或是古地圖僅能研判今日海埔地、河埔地分佈，而鑽探資料才能研判軟弱地質分佈。	謝謝指導，報告已增加兩者之比對，詳見第七章。	同意合作研究單位之處理情形。
有關災害案例之搜集及探討，明年度仍有待加強搜集。唯其中南二高九如至林邊段之案例，為很好之案例，為考慮地盤下陷區之差異沉陷問題，將連續梁改為簡支梁，並採調整群樁間距以減少差異沉陷之影響。	非常感謝港研中心在資料索取上的幫忙，本案第二年之案例蒐集將持續加強。	同意合作研究單位之說明。
有關軟弱地質對路堤之影響，研究團隊以 FLAC 進行靜態及動態分析，亦有不錯之結果，唯若下年度能以西南沿海之實際案例分析，那將會更好。	遵照辦理，本計畫第二年度將針對實際案例作分析。	同意合作研究單位之說明。
有關軟弱地質對基樁工程之影響分析，是以日本新潟 showa 橋為案例分析，若能加上以西南沿海之案例分析，亦將更好。	謝謝指導，第二年度將蒐集臺灣西南沿海之可用案例來進行分析。	同意合作研究單位之說明。
公路總局張副總工程師仁德：		

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫 承辦單位 審查意見
p8-1 提到雲林縣臺 78 線東西向快速道路全長約 50 餘公里，似乎有誤，實際全長應為 42.5 公里，請研究團隊再確認。	謝謝指教，已更正，詳見第八章、8.1 節。	同意合作研究單位之處理情形。
p8-6 嘉義縣東石沿海地區地層下陷案例部份提到嘉 168 線，是否為嘉義縣道請再確認。	經查詢結果 168 線並非省道，為嘉義縣道 168 線無誤。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
p8-33 表 8.4 之受損案例歸納整理表，A2 屏東縣臺 86 線，應為臺南縣臺 86 線才對，請再確認。A4 部份，是否為嘉 168 線也請確認。	謝謝指導，表 8.4 中之案例 A2 “屏東縣臺 86 線”應為“臺南縣臺 86 線”，現已更正。嘉 168 線確定為嘉義縣道無誤。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
高速公路局林生發：		
本研究報告題目主要為交通結構物處理對策研究，但報告內蒐集之結構設計案例僅有雲林縣高鐵土庫段及國道 3 號九如至林邊段二個案例，建議儘量再加強蒐集補充，以充實本研究報告內容。	遵照辦理，本計畫第二年度將持續收集更多交通結構物設計案例。	同意合作研究單位之說明。
在軟弱地層較厚時，一般橋梁基樁設計均使用摩擦樁，為減少負摩擦的影響，似可採用加長基樁設計長度減少基樁數量(維持相同之基樁承载力)，請研究是否可作為設計處理對策參考。對於施工時施工程序之影響及改善對策亦請研究單位納入。	謝謝指導，若軟弱土層厚度不大，可採加長基樁長度使之穿越軟弱土層之方式；若軟弱土層厚度非常大(如南二高林邊段沖積層厚度達 150m)，加長基樁長度則變為不可行，此時地盤沉陷難以避免，結構物設計則要考量沉陷之影響。施工程序之影響將在後續研究將予以考量。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
國道新建工程局書面意見：		
建議於第四章西南沿海地形、地質與水文概況中，增列西南各縣市地形、地質特性彙總表，較能清楚表達臺灣西南地區地層之概略輪廓。	臺灣西南沿海各縣市雖多屬沖積層，但其地形複雜，且縣市範圍多以河川為分界，較不適合以各縣市為單元來整理彙整地形、地質特性總表。因河川沖積扇常為軟弱地質分佈區，故本報告內文多以河系流域之分區原則來撰寫。	同意合作研究單位之說明與處理情形。

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫 承辦單位 審查意見
本(94)年度計畫成果主要為臺灣西南部軟弱地質分佈狀況調查及交通結構物受損型式與機制及改善對策之擬定。其中地質資料庫之建立甚為重要，目前國土資訊系統之「工程探勘資料庫」所收集之鑽探試驗資料較為豐富完整且資料持續增加中，為使本研究成果後續資料之擴充及能有效利用，建議能建立該「工程探勘資料庫」格式及本研究資料庫格式轉化程式，期能使國內資料庫資訊流通效率化。	港研中心要求之鑽孔資料格式類似於國科會研究案的格式，本案目前已取得中央地質調查所西部平原沿海地區之部份鑽孔資料(高鐵資料除外)，未來可考慮與該系統之共享介面。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
高速鐵路工程局書面意見：		
p8-20,「本案例摘錄自....說明如下。」請刪除。	本段敘述已刪除，詳見 8.2.1 節。	同意。
p8-20,「c207 標」請修正為「c270 標」。	已修正，詳見 8.2.1 節。	同意。
p8-23, 第(3)項提到(經濟部現正報院...), 因行政院已核定, 故此句請刪除。	敘述已修改, 詳見 P8-23。	同意。
p8-24, 最後請補充一段, 經濟部等依前揭裁示, 向行政院提報「彰化雲林地區地層下陷防治計畫」, 並已於 94 年 5 月 12 日核定, 中央、地方政府等相關單位正依計畫辦理。	遵照辦理, 詳見 P8-24。	同意。
主辦單位意見：		
報告中有關各種軟弱地質分布圖中之各種鐵公路系統標示太小不清楚, 請加強圖示說明。	謝謝指導, 本研究成果圖已增加各種鐵公路系統的圖例說明, 並全部採用 A3 圖面來顯示, 詳見第七章。	同意合作研究單位之處理情形。
報告雖針對不同判定標準清楚描繪西南沿海各鄉鎮之軟弱地質分布狀況, 但建議研究單位在最後能歸納總結出既有不同之鐵公路運輸系統, 在經過西南沿海地區時, 那些路段或鄉鎮因地質特別軟弱, 為防止未來可能發生的災損, 有必要裝設相關監測系統, 以跟未來軟弱地質監測之相關章節做呼應。	監測為本計畫第二年度之研究重點, 待後續鑽探資料蒐集到更具代表性時, 本監測章節將可對軟弱地質區之鐵公路或鄉鎮做具體的監測建議。	同意合作研究單位之說明與處理情形。

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫 承辦單位 審查意見
<p>礙於種種因素，交通結構物因軟弱地質造成的災損案例蒐集原本就不容易，研究單位能蒐集到 10 個損害案例確實不容易，誠如報告所提，因經過公開發表之受損案例，其對事實之陳述多所保留或不完整，並不易深入瞭解或剖析問題之癥結，故報告僅以蒐集的有限資料進行可能受損原因歸類與探討，原則上可以體諒研究單位的無奈，但為了未來擬訂設計處理手冊之故，交通結構物因軟弱地質受損案例原因探討還需再補強，如大部份案例均未提及其設計背景、設計條件、施工過程及後續養護情況，無法真正判定其發生災損之主要原因，對於爾後設計處理對策之擬訂可能會產生誤導，所以建議研究單位能再加強案例的相關資料蒐集與探討，相信對未來設計處理手冊之擬訂會有很大的幫助。</p>	<p>遵照辦理。如前所述，工程失敗案例之完整資料(如地質調查 原始設計及變更設計等資料)蒐集有一定之困難度，本案後續研究將進一步蒐集各案例之地質特性及結構物設計條件等資料，以利將來評估分析及擬定改善對策之參考，而後續研究重點將放在調查設計施工上應注意之要點或易疏忽之事項上，以便能更周詳擬定改善對策。</p>	<p>同意合作研究單位之說明與處理情形。</p>