

93-65-798
MOTC-IOT-92- H1BA01

港灣地區大地監測調查與 液化防治之研究(2/3)



交通部運輸研究所
中華民國九十三年四月

93-65-798
MOTC-IOT-92- H1BA01

港灣地區大地監測調查與 液化防治之研究(2/3)

著 者：賴聖耀、陳圭璋、李豐博
陳志芳、謝明志、賴瑞應

交通部運輸研究所
中華民國九十三年四月

港灣地區大地監測調查與液化防治之研究(2/3)

著 者：賴聖耀、陳圭璋、李豐博、陳志芳、謝明志、賴瑞應

出版機關：交通部運輸研究所

地 址：台北市敦化北路 240 號

網 址：www.iot.gov.tw/chinese/lib/lib.htm

電 話：(02)23496789

出版年月：中華民國九十三年四月

印 刷 者：

版(刷)次冊數：初版一刷 120 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所網站

定 價： 元

展 售 處：

交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880

三民書局重南店：台北市重慶南路一段 61 號 4 樓•電話：(02)23617511

三民書局復北店：台北市復興北路 386 號 4 樓•電話：(02)25006600

國家書坊台視總店：台北市八德路三段 10 號 B1•電話：(02)25787542

五南文化廣場：台中市中山路 6 號•電話：(04)22260330

新進圖書廣場：彰化市中正路二段 5 號•電話：(04)7252792

青年書局：高雄市青年一路 141 號 3 樓•電話：(07)3324910

港灣地區大地監測調查與液化防治之研究
(2/3)

交通部運輸研究所

GPN : 1009301428

定價 元

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

TITLE: Geotechnical Monitoring and Measures against Liquefaction at Harbor Area (2/3)			
ISBN(OR ISSN)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1009301428	IOT SERIAL NUMBER 93-65-798	PROJECT NUMBER 92-H1BA01
DIVISION: HARBOR & MARINE TECHNOLOGY CENTER DIVISION DIRECTOR: Yung-Fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: S. Y. Lai PROJECT STAFF: K. C. Chen , F. B. Lee , J. F. Chen, M. J. Hsieh, R. I. Lai PHONE: 04-26587186 FAX: 04-26564418			PROJECT PERIOD FROM Jan. 2003 TO Dec. 2003
KEY WORDS: Seismic Monitoring, Soil structure, Model of Liquefaction, Measures against Liquefaction, Ground Subsidence.			
ABSTRACT:			
<p>Taiwan is located in the western branch of the Cum-Pacific Seismic Belt; therefore, earthquakes occurred frequently. Under strong earthquake shaking, the liquefaction of sandy soils of alluvium and reclaimed lands in western coastal area of Taiwan may occur, and cause damages for coastal and harbor facilities at this area.</p> <p>Hence, this project is divided into five subprojects: (1) Seismic Wave and Excess Porewater Pressure Monitoring at Harbor Area, (2) Soil structure of Harbor Area, (3) Local Models of Liquefaction and the Risk of Liquefaction at Harbor Areas, (4) Measures against Liquefaction and Ground Improvement at Harbor Area, and (5) Ground Subsidence Monitoring of Harbor Areas.</p> <p>In the first subproject, the ground surfaced and embedded seismographs and piezometers were installed in Taichung and Taipei Harbor areas. In the second subproject, geophysical methods are conducted to investigate the soil speed structure. H/V ratios from micro tremor measurements are used to study the site effect of Taipei harbor area. In the third subproject, we collected 174 CPT data sets and 288 SPT data sets of liquefaction and non-liquefaction cases from Chi-Chi earthquake. Some local models for evaluating liquefaction potential using CPT data and SPT data were established in this study. In the fourth subproject, some methods of soil improvement for measures against liquefaction of soils were summarized and their mechanisms of improvement were analyzed. Applicable methods of soil improvement for local soil conditions at harbor area and guidelines for design and construction of these methods will be proposed. In the fifth subproject, observation wells with depth of 200m to monitor subsidence and groundwater pressure were set up in Taichung Harbor, Pudai Harbor, AnPeng Harbor and Tapeng Bay.</p>			
DATE OF PUBLICATION April 2004	NUMBER OF PAGES 576	PRICE	CLASSIFICATION SECRET CONFIDENTIAL UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

第一子計畫

港灣地區地震及動態孔隙水壓監測 之研究(2/3)

著者：賴聖耀、陳志芳、賴瑞應

港灣地區地震及動態孔隙水壓監測之研究(2/3)

目 錄

目 錄.....	III
圖目錄.....	V
表目錄.....	VIII
第一章 前言	1-1
第二章 地震放大效應之相關文獻分析	2-1
2.1 沖積土層對地震之影響	2-1
2.2 軟弱土層之相關耐震規範.....	2-4
2.3 震波放大效應之相關研究.....	2-5
第三章 港灣地區地震及動態孔隙水壓監測.....	3-1
3.1 港灣地區地震監測系統之種類	3-1
3.2 港灣地區地震及動態孔隙水壓監測規劃.....	3-3
3.3 港灣地區地震及動態孔隙水壓監測	3-6
第四章 台中港地震監測結果分析	4-1
4.1 地震監測結果分析.....	4-1
4.2 SHAKE 地震模擬分析	4-2
4.3 動態孔隙水壓之監測結果分析.....	4-3
第五章 台北港地震監測結果分析	5-1
5.1 地震監測結果分析.....	5-1
5.2 SHAKE 地震模擬分析	5-4
5.3 HASKALL 地震模擬分析	5-5

第六章 結論與建議	6-1
參考文獻	7-1
附錄一 台中港區 26 號碼頭地震監測反應波形圖例	附 1-1

圖 目 錄

圖 2-1 美國不同地盤條件之地表 PGA_S 與岩盤露頭 PGA_R 關係圖.....	2-9
圖 2-2 軟弱地盤地表 PGA_S 與岩盤露頭 PGA_R 之關係圖	2-9
圖 2-3 各種地盤相對於硬岩盤之短週期及中周期反應譜放大函數量	2-10
圖 2-4 日本東京灣附近三處工址之地盤最大加速度比值 隨深度變化之剖面圖.....	2-11
圖 2-5 日本 Kobe 市附近四處工址之剪力波速剖面.....	2-12
圖 2-6 日本 Kobe 市附近四處工址之地盤最大加速度隨深度變化剖面 ...	2-12
圖 2-7 日本 Kobe 市附近四處工址之地盤最大加速度隨深度與量測 最深處之地盤最大加速度關係圖.....	2-12
圖 2-8 日本 Kobe 市附近四處工址之土層放大係數	2-13
圖 2-9 台北盆地五股測區最大加速度隨深度變化之關係圖	2-14
圖 2-10 台北盆地板橋水利處測區最大加速度隨深度變化之關係圖.....	2-15
圖 2-11 台北盆地板橋退輔會測區最大加速度隨深度變化之關係圖.....	2-16
圖 2-12 台北盆地 SHAKE 程式之土層放大係數分析結果.....	2-17
圖 2-13 蘭陽平原 SMART-1 地震資料之土層放大係數	2-17
圖 2-14 蘭陽平原 SMA、SMART-1 地震資料之土層放大係數.....	2-17
圖 3-1 港區地震監測系統規劃與流程圖.....	3-4
圖 3-2 機房及設備外觀示意圖	3-5
圖 3-3 台中港測站平面配置示意圖.....	3-6
圖 3-4 台中港測站及機房配置現況示意圖.....	3-6
圖 3-5 台北港測站平面配置示意圖	3-7
圖 3-6 台北港測站位置及機房配備示意圖.....	3-7

圖 3-7 台灣地區較可能影響港區之斷層分佈圖.....	3-8
圖 3-8 台中港測站地層構造圖.....	3-10
圖 3-9 台中港測站地層構造圖與特性.....	3-11
圖 3-9 26 號碼頭地下水壓隨潮汐之單日連續變化關係圖.....	3-13
圖 3-10 台中港 26 號碼頭地震監測系統佈置及環境平面概況示意圖.....	3-14
圖 3-10a 台中港地震監測站液化潛能評估結果-1 (M=7.3, Amax=0.163g) .	3-12
圖 3-10b 台中港地震監測站液化潛能評估結果-2 (M=7.3, Amax=0.163g) .	3-12
圖 3-11 台北港測站地層構造圖.....	3-13
圖 4-1a 台中港 2002 年 3 月 31 日 14 點 53 分地震波(南北向).....	4-5
圖 4-1b 台中港 2002 年 3 月 31 日 14 點 53 分地震波(東西向)	4-6
圖 4-1c 台中港 2002 年 3 月 31 日 14 點 53 分地震波(垂直向).....	4-7
圖 4-2a 台中港井下地震儀南北向之最大加速度隨深度變化圖.....	4-8
圖 4-2b 台中港井下地震儀東西向之最大加速度隨深度變化圖	4-8
圖 4-2c 台中港井下地震儀垂直向之最大加速度隨深度變化圖.....	4-9
圖 4-3a 台中港井下地震儀南北向正規化之最大加速度隨深度變化圖	4-9
圖 4-3b 台中港井下地震儀東西向正規化之最大加速度隨深度變化圖	4-10
圖 4-3c 台中港井下地震儀垂直向正規化之最大加速度隨深度變化圖	4-10
圖 4-4 應力折減因數 r_d 隨深度之變化範圍 (Seed & Idriss, 1971)	4-11
圖 4-5a 台中港南北向震波放大倍率與最大加速度之關係圖.....	4-11
圖 4-5b 台中港東西向震波放大倍率與最大加速度之關係圖	4-12
圖 4-5c 台中港垂直向震波放大倍率與最大加速度之關係圖.....	4-12
圖 4-6 台灣西海岸港區沉泥質砂性土壤 G/G_{max} 與剪應變之關係.....	4-13

圖 4-7 台灣西海岸港區沉泥質砂性土壤阻尼比與剪應變之關係.....	4-13
圖 4-8 台中港地震監測站剪力波速隨深度變化關係圖	4-14
圖 4-9 台中港 2002 年 3 月 31 日-SHAKE 模擬地震(南北向).....	4-15
圖 4-10 台中港 26 號碼頭地下水壓隨潮汐之單日連續變化關係圖	4-16
圖 5-1a 台北港 2003 年 6 月 10 日 16 時 41 分地震(南北向).....	5-6
圖 5-1b 台北港 2003 年 6 月 10 日 16 時 41 分地震(東西向)	5-7
圖 5-1c 台北港 2003 年 6 月 10 日 16 時 41 分地震(垂直向).....	5-8
圖 5-2a 台北港井下地震儀南北向之最大加速度隨深度變化圖.....	5-9
圖 5-2b 台北港井下地震儀東西向之最大加速度隨深度變化圖	5-9
圖 5-2c 台北港井下地震儀垂直向之最大加速度隨深度變化圖.....	5-10
圖 5-3a 台北港井下地震儀南北向正規化之最大加速度隨深度變化圖	5-10
圖 5-3b 台北港井下地震儀東西向正規化之最大加速度隨深度變化圖	5-11
圖 5-3c 台北港井下地震儀垂直向正規化之最大加速度隨深度變化圖	5-11
圖 5-4 台北港地震監測站剪力波速隨深度變化關係圖	5-12
圖 5-5a 台北港南北向震波放大倍率與最大加速度之關係圖.....	5-13
圖 5-5b 台北港東西向震波放大倍率與最大加速度之關係圖	5-13
圖 5-5c 台北港垂直向震波放大倍率與最大加速度之關係圖.....	5-14
圖 5-6 台北港 2003 年 6 月 10 日-SHAKE 模擬地震(南北向).....	5-15
圖 5.7a 2003 年 6 月 10 日模擬與觀測加速度在 R 方向比較圖.....	5-16
圖 5.7b 2003 年 6 月 10 日模擬與觀測加速度在 T 方向比較圖.....	5-17

表 目 錄

表 3-1 台中港監測站 2001 年地震監測資料表.....	3-15
表 3-2 台中港監測站 2002 年 1~2 月地震監測資料表.....	3-15
表 3-3 台中港監測站 2002 年 3~5 月地震監測資料表.....	3-15
表 3-4 台中港監測站 2002 年 5~9 月地震監測資料表.....	3-15
表 4-1 台中港區實測地震波篩選資料-1.....	4-13
表 4-2 台中港區實測地震波篩選資料-2.....	4-14
表 4-3 台中港區實測地震波篩選資料-3.....	4-15
表 4-4 台中港區實測地震波篩選資料-4.....	4-16
表 5-1 台北港井下地震觀測資料之規模、震央與震源深度.....	5-1
表 5-2 台北港地震監測站各頻道最大加速度值(2003 年 5 月).....	5-18
表 5-3 台北港地震監測站各頻道最大加速度值(2003 年 6 月).....	5-18
表 5-4 台北港地震監測站各頻道最大加速度值(2003 年 6 月).....	5-19
表 5-5 台北港地震監測站各頻道最大加速度值(2003 年 6 月).....	5-19
表 5-6 台北港地震監測站各頻道最大加速度值(2003 年 7 月).....	5-20
表 5-7 台北港地震監測站各頻道最大加速度值(2003 年 7 月).....	5-20
表 5-8 台北港地震監測站各頻道最大加速度值(2003 年 8 月).....	5-21
表 5-9 台北港地震監測站各頻道最大加速度值(2003 年 9 月).....	5-21
表 5-10 台北港地震監測站各頻道最大加速度值(2003 年 11 月).....	5-22
表 5-11 台北港地震監測站各頻道最大加速度值(2003 年 11 月).....	5-22
表 5-12 台北港地震監測站各頻道最大加速度值(2003 年 12 月).....	5-23

第一章 前 言

台灣西海岸各港區地質多屬疏鬆軟弱之沖積土層及海埔新生地，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，土壤之承載力會逐漸減低，當土壤之超額孔隙水壓之上升累積至與土壤之垂直壓力相等時即所謂之土壤液化，當此種現象發生的時候，土壤的承載力會瞬間驟降甚至到零的地步，築在其上的結構物也因基礎失去支撐而傾斜或倒塌，而側向之構造物如碼頭、護岸、海堤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，因此地震時動態水壓之監測，對港灣構造物之安全極為重要。

1995 年日本發生阪神大地震，港區新生地發生嚴重液化造成神戶港之碼頭、岸壁等港灣設施嚴重毀損，港灣機能全面癱瘓。921 大地震除造成車籠埔斷層沿線重大災害外，遠在斷層數十公里外的台中港區亦發生土壤液化，造成港灣結構物的損毀。分析港區內之地層可初步瞭解，靠近地表之地層屬於震波傳遞較慢的鬆軟沖積層或回填層，這些地層均易造成特定頻率震波之放大。因此徹底瞭解地震在港區沖積土層之放大效應及動態孔隙水壓變化行為，作為各港區後續工程設計時的依據為本研究主要目標。

本計畫於民國 90 年底完成台中港監測站，民國 91 年完成台北港監測站，於今年底(民國 92 年)完成高雄港監測站。由於高雄港監測站為今年新設，故未有地震監測資料。台中港監測站設置已二年多，台北港監測站設置已一年多，監測期間雖未有強震之觀測資料，唯小地震非常頻繁，目前擷取之台中港地震觀測資料已有 36 組，台北港地震觀測資料已有 17 組，今年度即以台中港及台北港之地震監測資料進行分析，以探討地震在台中港及台北港之放大效應，作為港區碼頭、防波堤等港灣設施耐震設計之參考。

第二章 地震放大效應之相關文獻分析

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，在 1985 年墨西哥(Mexico)地震，1988 年亞美尼亞(Armenia)地震以及 1989 年美國洛馬普利塔(Loma Prieta)地震中，均有非常重大之災害發生，綜合各戡災報告及研究，可發現其主要震災均係場址效應所引起，由於軟弱土層對地震波之放大作用造成局部地區非常嚴重之損害，因此場址效應的問題普遍引起大家之注意。

而土壤液化大都發生於地表附近之較軟弱沖積土層中，因此，軟弱地盤受震時之振動行為亦為研究土壤液化之重要課題，此即所謂場址效應(site effect)問題。一般而言，影響場址效應之因素甚多，若針對局部場址效應而言，主要因素包括地盤特性及地震動強度，後者係指地盤中土壤材料於不同震度時之非線性效應。因場址效應造成地盤反應之變異性很大，且軟弱地盤上之強震紀錄有限，所以目前工程設計上所使用之設計地震力係數，皆係由硬地盤上之地震紀錄經由地震危害度分析求得，因此這些參數僅適用於硬地盤地區，對於軟弱地盤條件，則須針對場址效應作適當之修正，方能使用，但目前國內各規範對軟弱地盤之設計地震尚無完整、具體的規定。本章將分別就沖積土層對地震之影響、軟弱土層之相關耐震規範及震波放大效應之相關研究(黃富國, 1996)等探討如下：

2.1 沖積土層對地震之影響

一般於同一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，甚至有時距震央較遠者反比較近者感受較大之震度與災害，可從歷史地震觀測記錄得知。此與沖積地層之

地震振動特性有關。觀測區域地震記錄，可幫助瞭解區域沖積地層之地震振動特性：

- 1.區域地盤對地震之振動波型與強度之影響。
- 2.區域地盤對結構物之振動阻尼之影響。
- 3.地震振動對地盤強度之影響。
- 4.瞭解地盤差異之影響性。

由於埋入型地震儀之發展，地震已可做地盤之分層觀測，對瞭解不同地層之振動與其相互關係極有幫助。一般地震之相關振動特性值，地面大於地下，但於地震主震動之初期，地下與地面之振動記錄除時間上之差異外確大致相似。欲探討沖積土層對地震之影響，主要應可分兩方面探討：

2.1.1 沖積土層對地震振動頻率之影響

1.卓越週期之計算

- (1)於沖積性地盤近表面地盤的卓越週期。其長短因表面層之細部組織而定。依多從反射理論計算法，若表面層為一性質均勻之單層，其卓越週期可由下式計算：

$$T = \frac{4H}{C}$$

，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，最長之卓越週期可用一換算波速 C 計算： $T = \frac{4H}{C} = 4\sum \frac{H_i}{C_i}$ 。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。計算值之可靠否依分層波速之正確值而定。

2.卓越週期之測定

- (1)地震之卓越週期對建物於地震之震動有極大之影響，其值必須預先測知。一般可透過微震量測及搜集現址觀察地震波動記錄之頻率曲線(頻率與振動週期之關係圖)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)K.Kanai(1962)金井博士之研究結果：1.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。2.某一地區振波如有兩個以上之卓越週期，其值常因各地震而異，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。一般常重視大地震之觀測，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。

2.1.2 沖積土層對地震強度之影響

- 1.沖積土層之震動阻抗較岩盤及洪積地盤為小，同時沖積地盤又有卓越週期，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、速度與位移等重要特性質，因表面層之沖積地盤而擴大了多少。其值之一般差異性如下：
 - (1)因區域地質之差異，其值有區域性之差異。
 - (2)沖積地層越厚位移越大，加速度亦相對增加。
 - (3)地震振動波之週期長者產生最大位移，週期短者產生最大加速度。
 - (4)沖積地層因多重反射，使其在地震時可能因共振使表面震動振幅增大而生較強之振動。其增幅之計算依 K.Kanai(1962)金井博士之研究結果：

$$G(T) = 1 + \frac{1}{\sqrt{\left[\frac{1+\kappa}{1-\kappa} \left\{ 1 - \left(\frac{T}{T_G} \right)^2 \right\} \right]^2 + \left(\frac{0.3}{\sqrt{T_G}} \frac{T}{T_G} \right)^2}}$$

2.其中 $\kappa = \frac{\rho_1 c_1}{\rho_2 c_2}$ ，G(T)=增幅比率，T=地震波振動成分之週期，TG=表面層之卓越週期， ρ_1 =表面層之質量， ρ_2 =基盤之質量， c_1 =表面層之地震波速， c_2 =基盤之地震波速。

2.2 軟弱土層之相關耐震規範

2.2.1 日本規範

現行日本之耐震設計規範中，直接考慮不同地盤條件對地表最大加速度之影響者甚少，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，雖然各規範之設計準則並無一致之標準，但其主要原則不外乎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，對設計地震力作修正；這些針對結構物設計地震力所訂定之地盤係數，雖然無法直接代表地盤條件對地表最大加速度之放大係數，但仍可由其間接瞭解各規範對場址效應之考慮方向。

檢視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)，三規範對所謂之軟弱地盤雖有其各自的定義，但相對於岩盤或硬地盤而言，均給予 1.25~1.5 倍之地盤係數值供結構設計時使用，以考慮軟弱地盤之效應。

2.2.2 美國規範

美國 AASHTO 橋梁耐震設計說明書(AASHTO, 1983)與 ATC3-06 完全一樣，係參考 Seed et al.(1974)之研究成果將地盤分為三類，對不

同地盤類別之地盤，各有其正規化之 $1g$ 反應譜，所須之律常數(scaling factor)可由危害度分布圖查得，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盤效應，事實上，根據統計資料顯示，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 。

此外，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，其中之 S 代表土壤放大係數，係由 SHAKE 程式作案例分析歸納所得，當土層厚度逐漸增厚時，或岩盤輸入運動之 PGA 變大時，在短週期範圍內，其 S 值均逐漸減小，此乃由土壤受震之非線性反應所引致。

2.3 震波放大效應之相關研究

有關軟弱地盤地表最大加速度(PGA_S)放大(或折減)效應之案例研究非常多，在此僅就國外重要文獻及本土資料之研究成果作一概述，以了解已有之成果及將來發展之趨勢。

2.3.1 國外案例

1. 美國

Seed et al.(1975)統計美國西部 23 次地震共 104 個地震紀錄之地表 PGA_S 與岩盤露頭最大加速度 PGA_R 的關係，結果如圖 2-1 所示。當岩盤露頭之 PGA_R 值較小時，在較深厚或較軟弱土層地表之 PGA_S 值明顯較岩盤露頭為大，顯示土層具有放大之作用，但當岩盤露頭之 PGA_R 值較大時，在厚層軟弱土層上紀錄所得之 PGA_S 值反而較岩盤露頭為小，上述兩種情形分界點之 PGA_R 值約介於 $0.10\sim 0.15g$ 之間。Idriss(1990)之研究(圖 2-2)也得到類似之趨勢，惟其分界點之 PGA_R 值較高，約為 $0.4g$ 左右，其樣本空間是 1985 年 9 月墨西哥地震、1989 年 10 月美國 Loma Prieta 地震之資料，以及數值模式之計算結果。

Borcherdt(1994)亦利用 1989 年 10 月美國 Loma Prieta 地震之地震紀錄及豐富的地盤資料作土壤放大係數(反應譜放大係數)之研究,並提出新的地盤分類法,根據近地表地層之材料性質、30m 深度範圍內之平均剪力波速及使土層發生共振放大效應之最小厚度(土層週期大於 0.1 秒),將地盤分為四類,並根據各類地盤之地震反應資料歸納出短週期(0.1~0.5 秒)及中週期(0.4~2.0 秒)之反應譜放大係數,如圖 2-3 所示;當土層愈軟(波速愈小)、輸入震波愈高頻(週期愈低),地盤反應之非線性效應愈明顯,圖中顯示,第三類(SC-III)及第四類(SC-IV)地盤之短週期反應譜在岩盤輸入運動之加速度值較小時,有明顯放大作用,但當岩盤輸入之加速度值逐漸增大時,其短週期反應譜之放大係數則逐漸減小,圖中亦顯示,當 $I_a=0.4g$ 時,此兩類地盤之反應譜放大係數均為 0.9,反而有折減之效應。

2.日本

Kazuhiko & Keiichi(1991)統計日本東京灣附近 Ukishima 公園、Futtsu 岬及 Kannonzaki 三處之下孔最大加速度紀錄與地表最大加速度之比值(RD_{PGA}),所用之地震資料筆數依序為 28,54 及 124,所得結果如圖 2-4 所示。該三工址之地質剖面如圖上所示,Ukishima 公園近地表為一相當軟弱之沖積土層,剪力波速只有 120~170m/sec,而 Futtsu 岬近地表為砂與粉質砂互層,其剪力波速為 240~300m/sec,另外 Kannonzaki 則為近地表產生風化之堅硬岩石地盤,其剪力波速估計約為 600~1000m/sec。圖示結果顯示 PGA 放大效應主要發生於近地表處,尤其土層較軟弱之 Ukishima 公園工址最明顯,且該工址 RD_{PGA} 值之變異帶寬也較小。

於 1995 年元月時,關西地區則發生規模 7.2 的 Hyogoken-Nanbu 大地震,其中四個工址(簡稱 PI, SGK, TKS 及 KNK 工址)有量測到下孔加速度紀錄,其中 PI 工址近地表處發生嚴重之液化破壞,而 TKS 工址則於地震後發生噴砂現象。該四處工址之剪力波速剖面如圖 2-5 所示,各工址近地表 60m 之剪力波速約 100 ~ 400m/sec 左右,

其中 KNK 工址最底部為堅硬岩盤，其餘工址埋設地震儀之最深處(約地下 100m)則為更新世(Pleistocene)之礫石土層。此次地震該四工址實測最大加速度隨深度變化之關係如圖 2-6 所示，圖中顯示，除液化工址 PI 外，其餘三工址在地表下 25m 處之 PGA 值與地盤深處之最大加速度 PGA_B 大小差異極微，顯示放大效應主要仍發生於近地表處。至於地表 PGA_S 及 PGA 放大係數 $M_{A,S}(=PGA_S/PGA_B)$ 與地盤深處 PGA_B 之關係分別如圖 2-7 及圖 2-8 所示，由圖中可知，當 PGA_B 較小時， $M_{A,S}$ 很大，但當 PGA_B 漸大時，由於土壤的非線性效應，因此 $M_{A,S}$ 漸小，至於液化工址 PI，因其地表土層之剪力強度幾已完全喪失，因此地表 PGA_S 遠小於地盤深處之 PGA_B 。

此外，Ishihara(1985)曾收集日本地區曾發生土壤液化之地震案例，發現液化工址表面附近約 5 公里以內的地表最大加速度約僅為岩盤露頭紀錄之 0.65~0.9 倍，因此，Ishihara 建議在作土壤液化分析時，土層地表之最大加速度值約可取附近岩盤露頭最大加速度值之 0.8 倍。

2.3.2 國內案例

1. 台北盆地

溫國樑、葉永田(1996)以井下地震儀陣列資料，經由統計迴歸分析，得台北盆地之五股、板橋等測區最大加速度隨深度變化之關係圖，如圖 2-9 至圖 2-11 所示，張吉佐等(1992)曾將台北盆地之表土層及松山層簡化為 60m 厚之地層，利用 SHAKE 程式以人造地震進行地盤受震反應分析，其結果如圖 2-12 所示。圖中亦顯示 PGA 放大係數 $M_{A,S}$ (該圖以 \square 表示)有隨基盤 PGA_B 增大而減小之趨勢，當 $PGA_B < 0.2g$ 時， $M_{A,S} > 1.0$ ；而當 $PGA_B > 0.2g$ 時， $M_{A,S} < 1.0$ 。

2. 羅東工址

Wen(1994)曾分析蘭陽沖積平原上 SMART-1 強震陣列資料，比較沖積層地表 PGA 與岩盤露頭 PGA 之關係，發現其比值隨岩盤露

頭 PGA 之增加而減小，如圖 3-13 所示，其關係符合 Sugito & Kameda(1990)之理論轉換曲線($S_n=0.45, d_p=60$)，比值減小之現象係由土壤之非線性行為所引起。上述統計分析之樣本資料大都為岩盤露頭 PGA 小於 0.2g 者，對於更大之地震動，土壤之非線性行為將更顯著，推測其 PGA 比值將更為減小。

張吉佐等(1992)亦利用 SMART-1 地震資料，再補充全省性強震觀測網 SMA 資料，分析芮氏規模約 5、6、7 地震之軟地盤 PGA 放大係數與硬地盤震動強度 PGA 之變化關係，如圖 2-14 所示，圖中顯示 $M_{A,S}$ (該圖以 \square 表示)隨硬地盤 PGA 增大而減小，且地震規模愈大， $M_{A,S}$ 愈小。

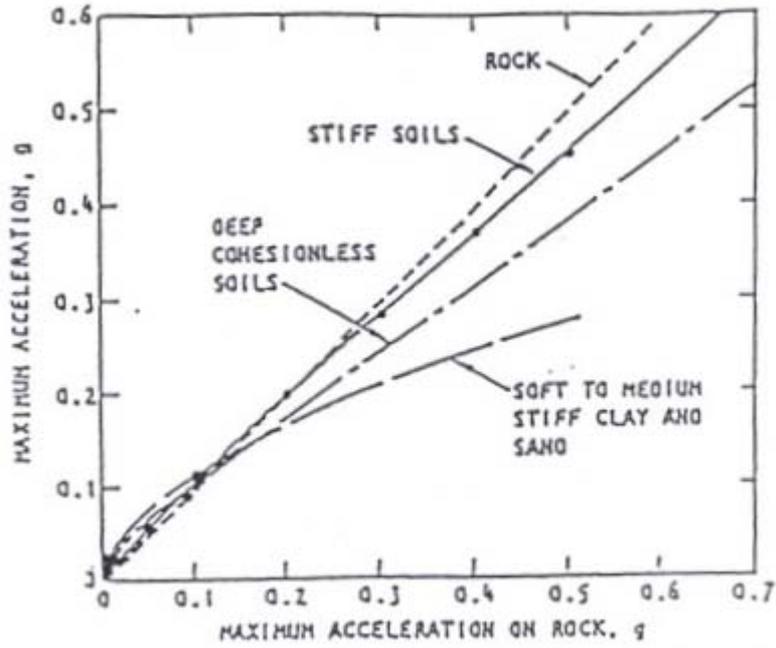


圖 2-1 美國不同地盤條件之地表 PGA_S 與岩盤露頭 PGA_R 關係圖
(Seed et al., 1975)

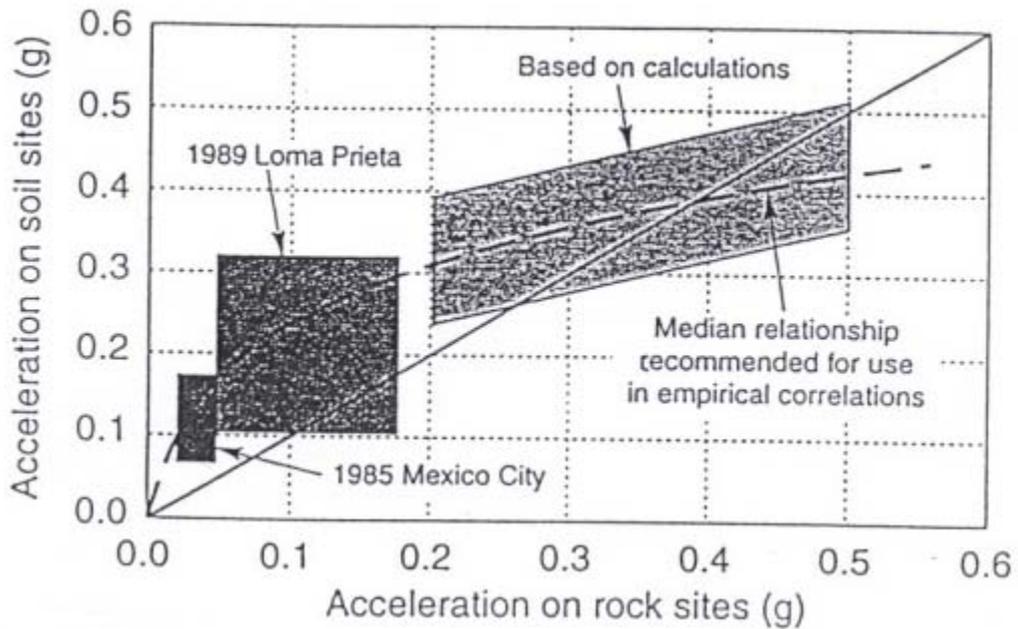
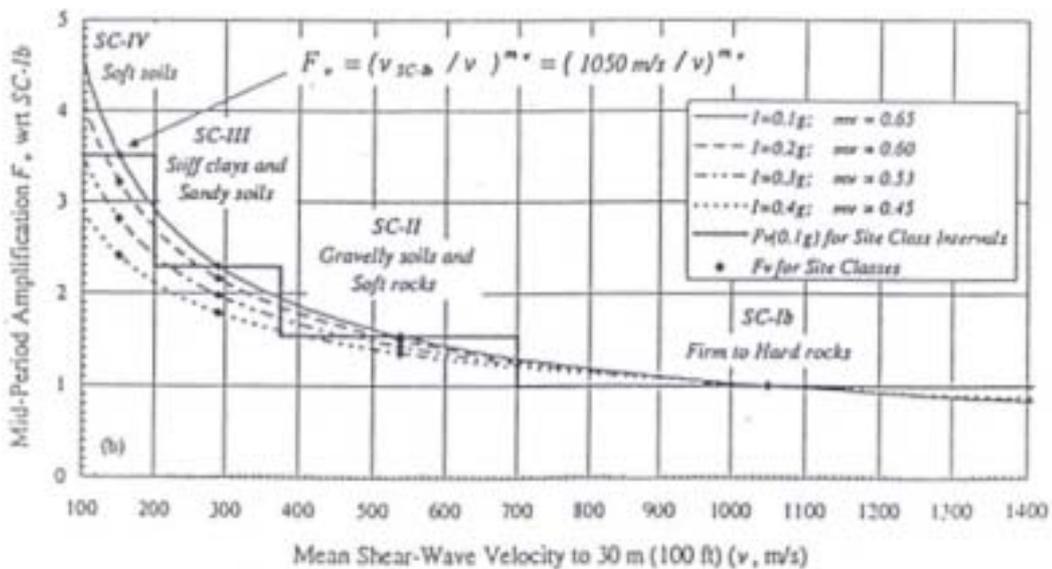
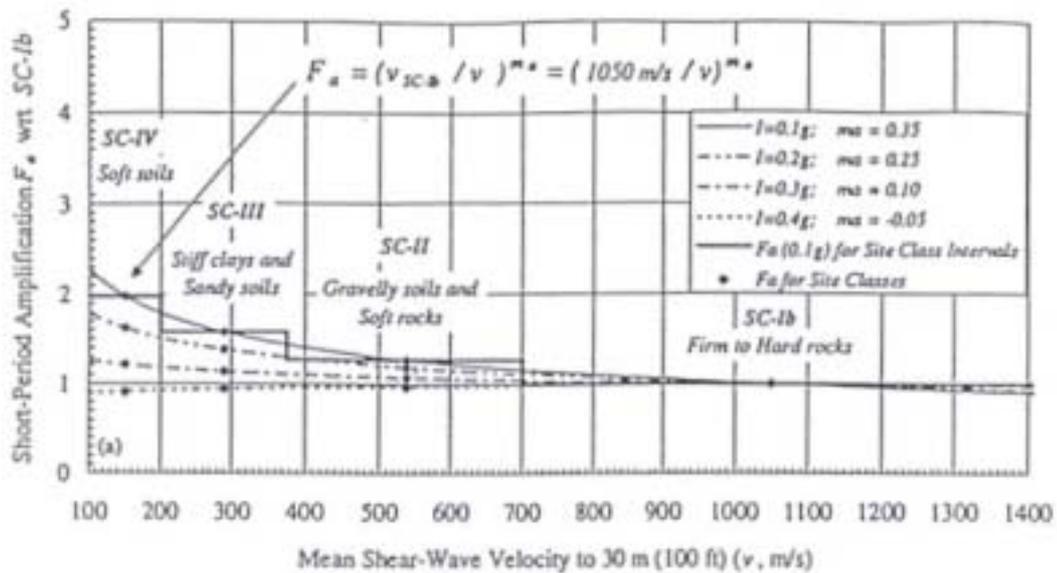
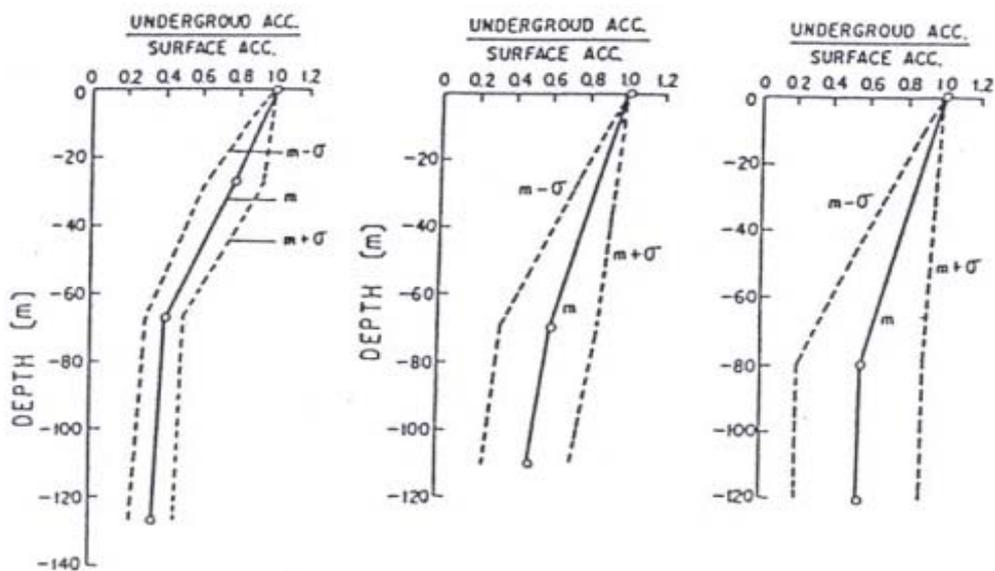
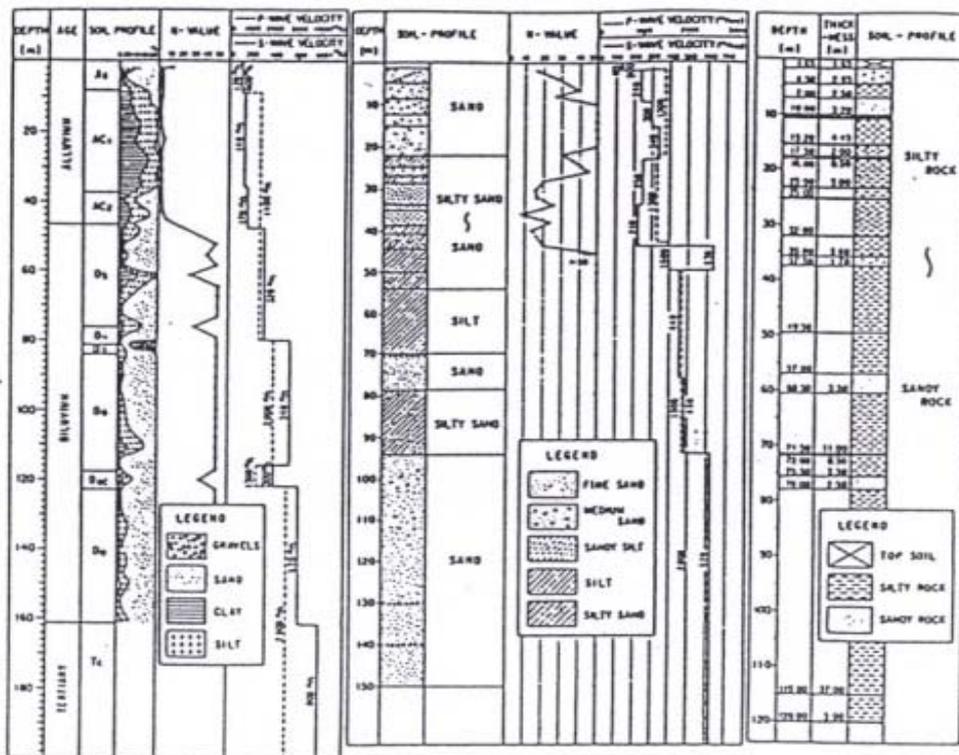


圖 2-2 軟弱地盤地表 PGA_S 與岩盤露頭 PGA_R 之關係圖
(Seed et al., 1975)



(a) Short-period F_s and (b) mid-period F_v amplification factors with respect to Firm to Hard rock, SC-Ib, plotted as a continuous function of mean shear-wave velocity, using the indicated equations for specified levels of input ground motion (equations 2 or 4, see text). Amplification factors with respect to SC-Ib for the simplified site classes also are shown.

圖 2-3 各種地盤相對於堅硬岩盤之短周期及中周期反應譜放大函數量 (摘自 Borcherde, 1994)



(a) Ukishima Park (b) Futtsu Cape (c) Kannonzaki

圖 2-4 日本東京灣附近三處工址之地盤最大加速度比值隨深度變化之剖面圖(Kazuhiko & Keiichi, 1991)

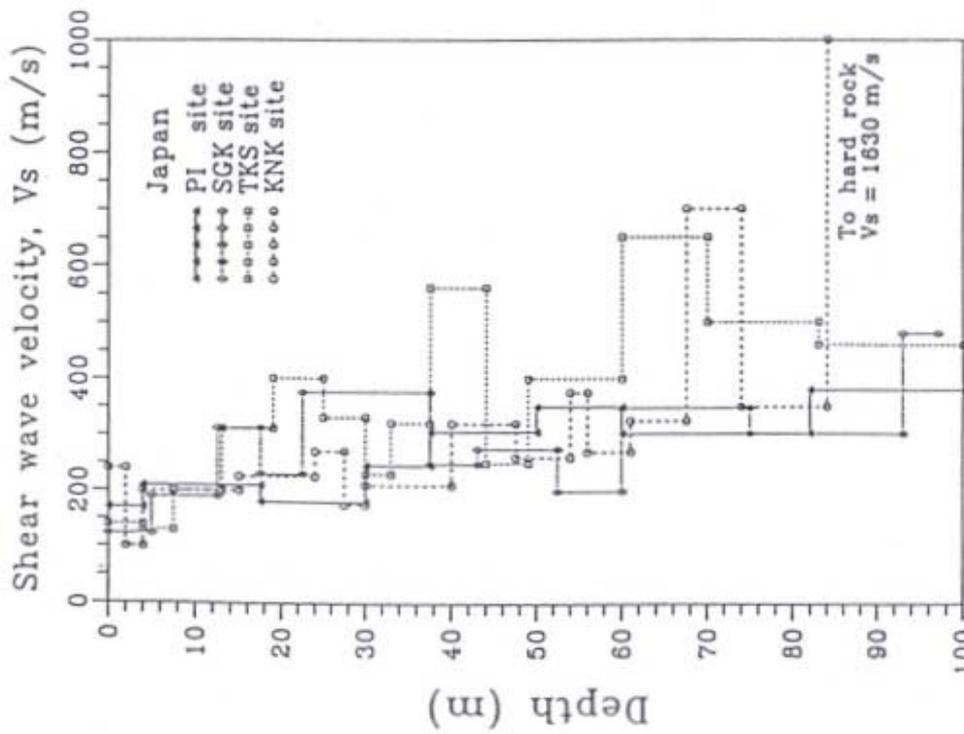


圖 2-5 日本 Kobe 市附近四處工址之剪力波速度剖面(摘自 Sato et al, 1996)

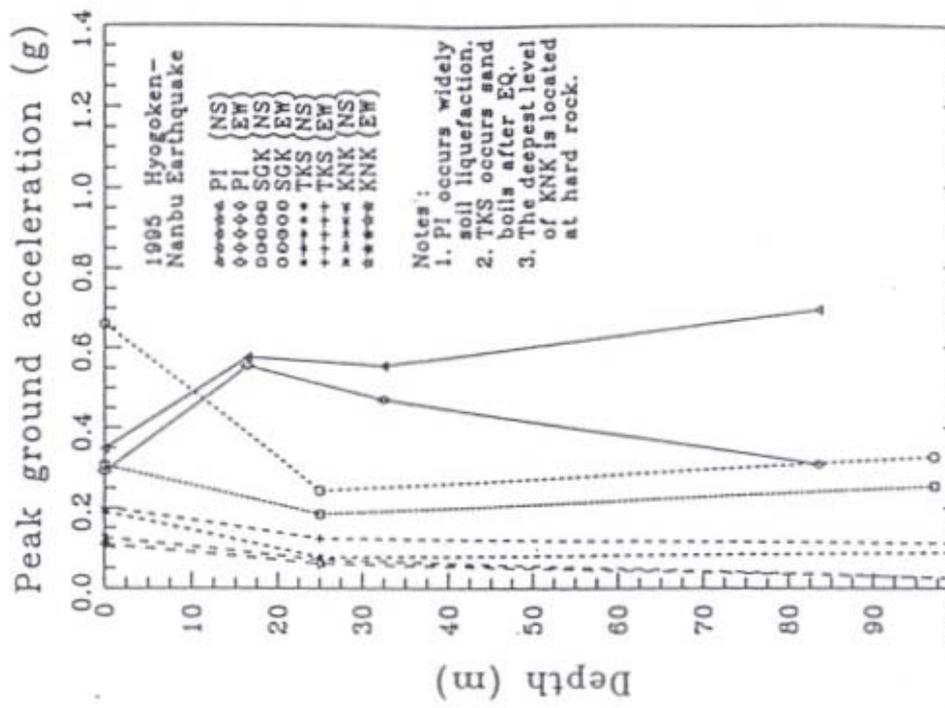


圖 6-5 日本 Kobe 市附近四處工址之地盤最大加速度隨深度變化剖面(摘自 Sato et al, 1996)

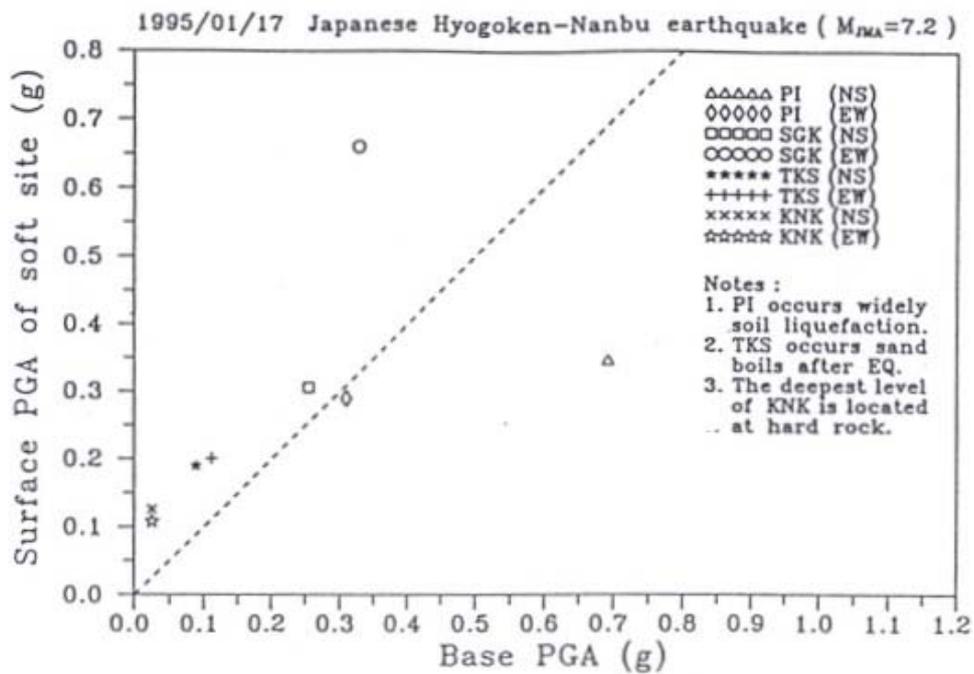


圖 2-7 日本 Kobe 市附近四處工址之地盤最大加速度與量測最深處之地盤最大加速度關係圖(取自 Sato et al, 1996)

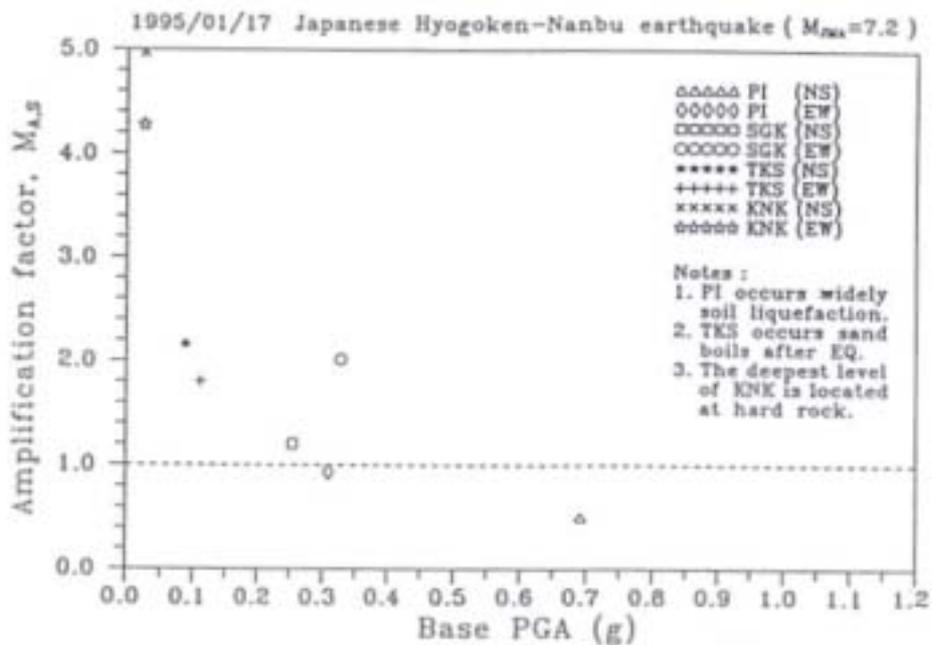


圖 2-8 日本 Kobe 市附近四處工址之土層放大係數(取自 Sato et al, 1996)

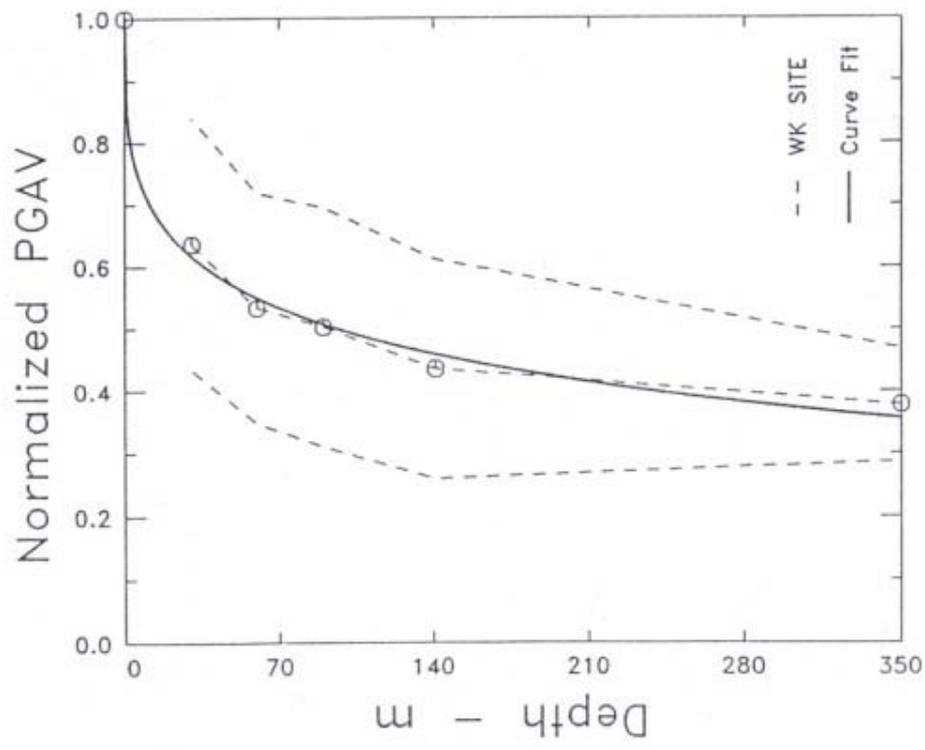
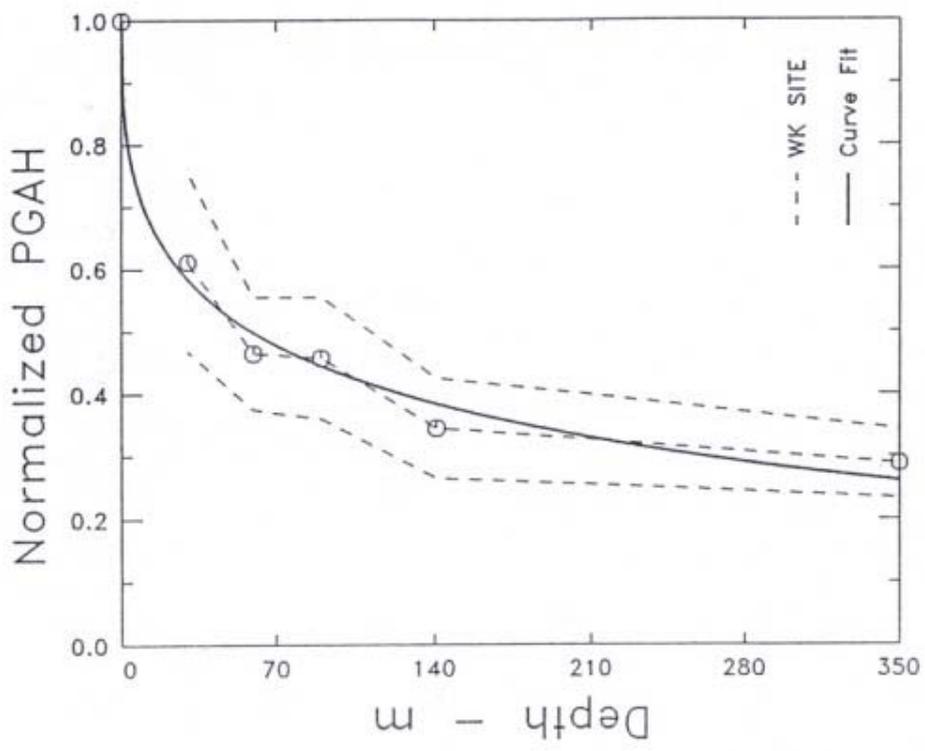


圖 2-9 台北盆地五股測區最大加速度隨深度變化之關係圖
(溫國樑、葉永田,1996)

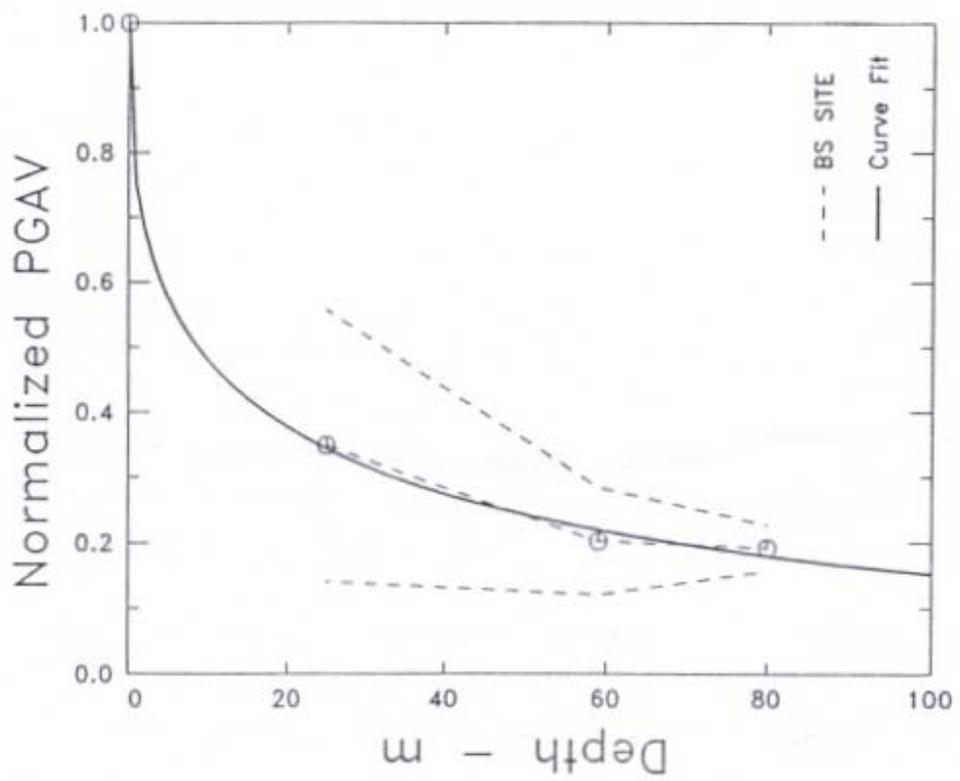
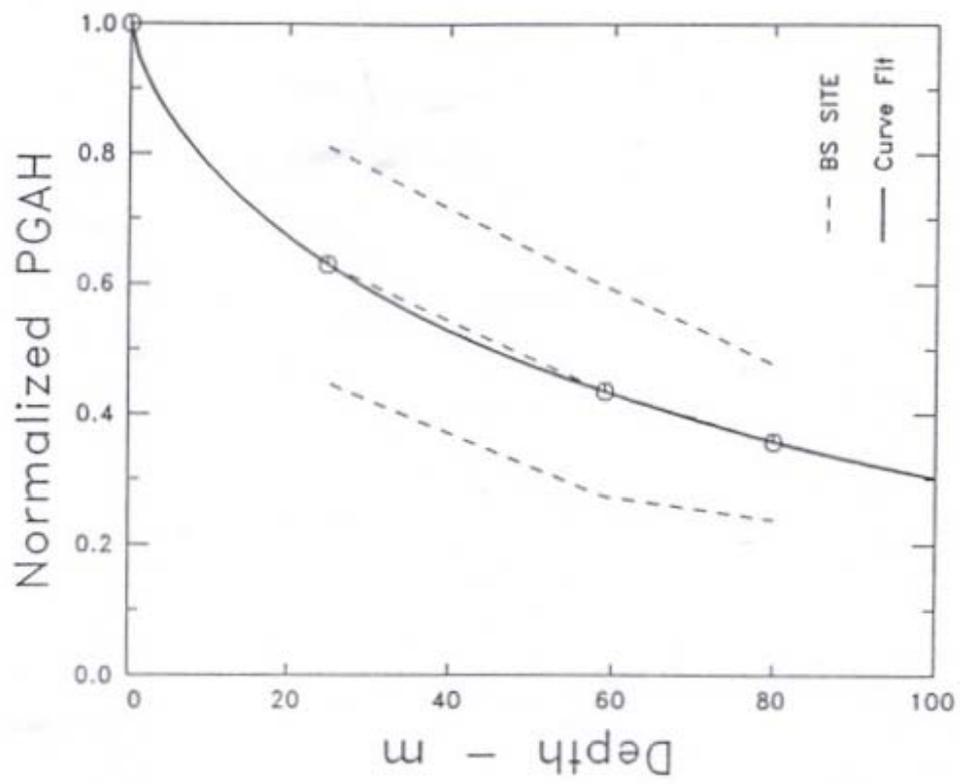


圖 2-10 台北盆地板橋水利處測區最大加速度隨深度變化之關係圖
(溫國樑、葉永田, 1996)

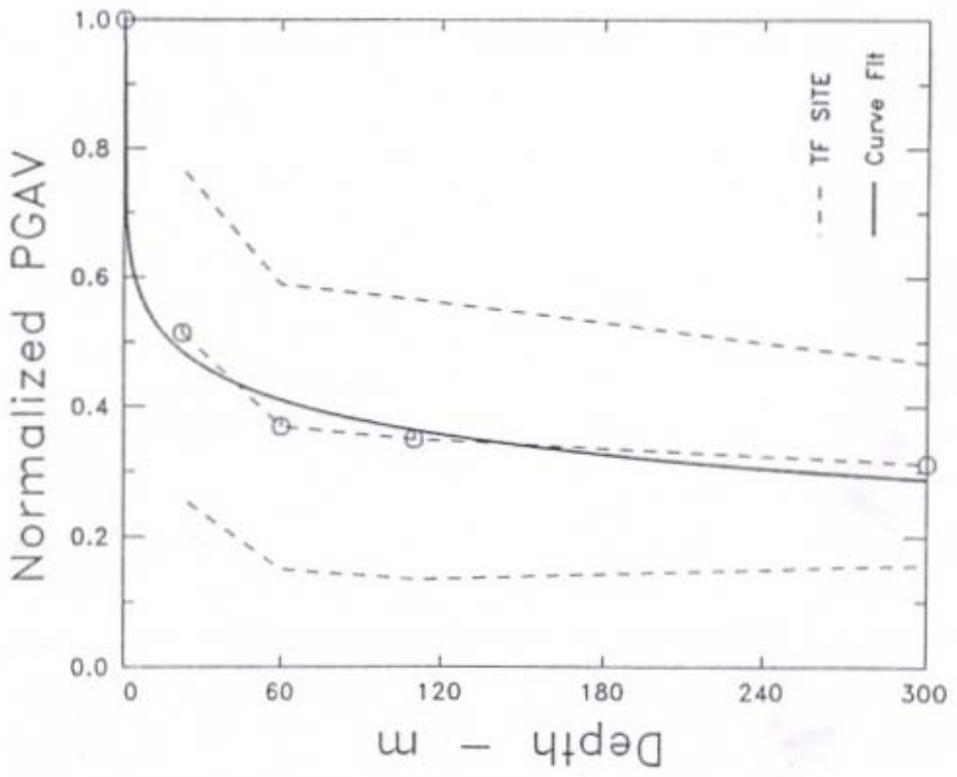
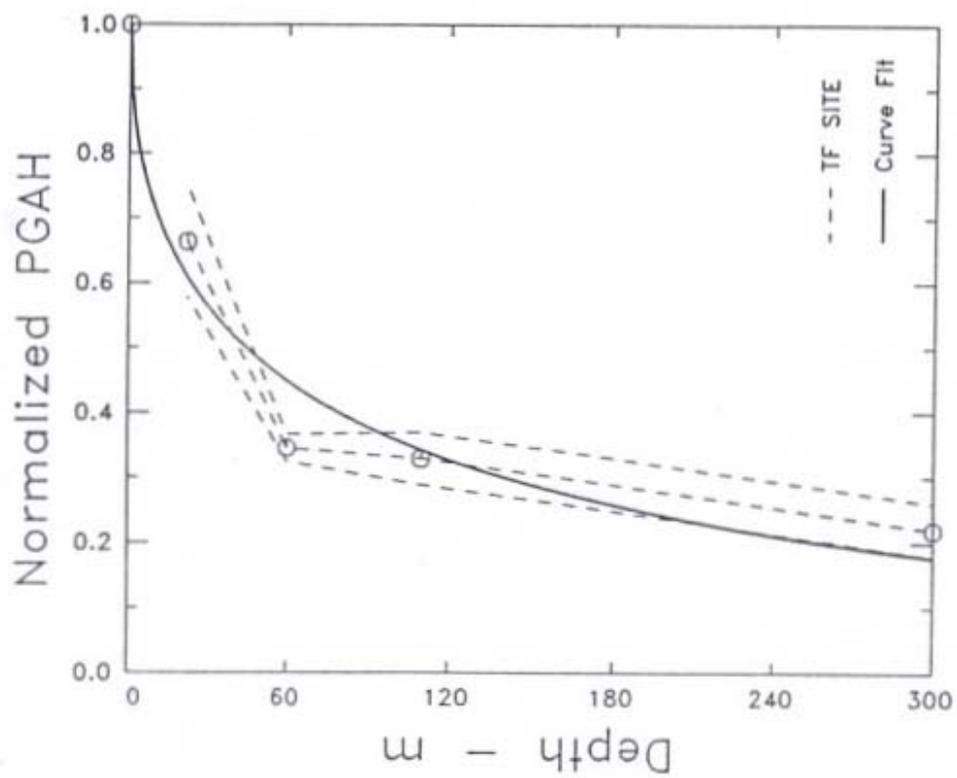


圖 2-11 台北盆地板橋退輔會測區最大加速度隨深度變化之關係圖
(溫國樑、葉永田, 1996)

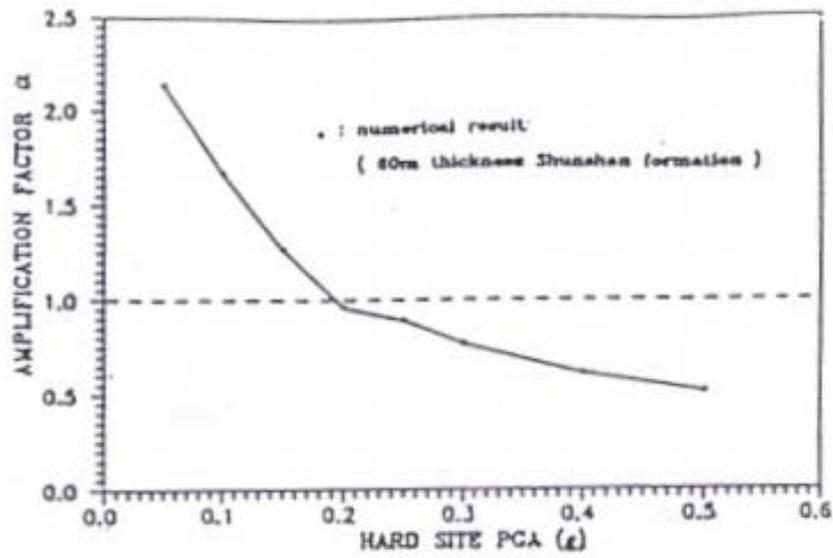


圖 2-12 台北盆地 SHAKE 程式之土層放大係數分析結果
(張吉佐等,1992)

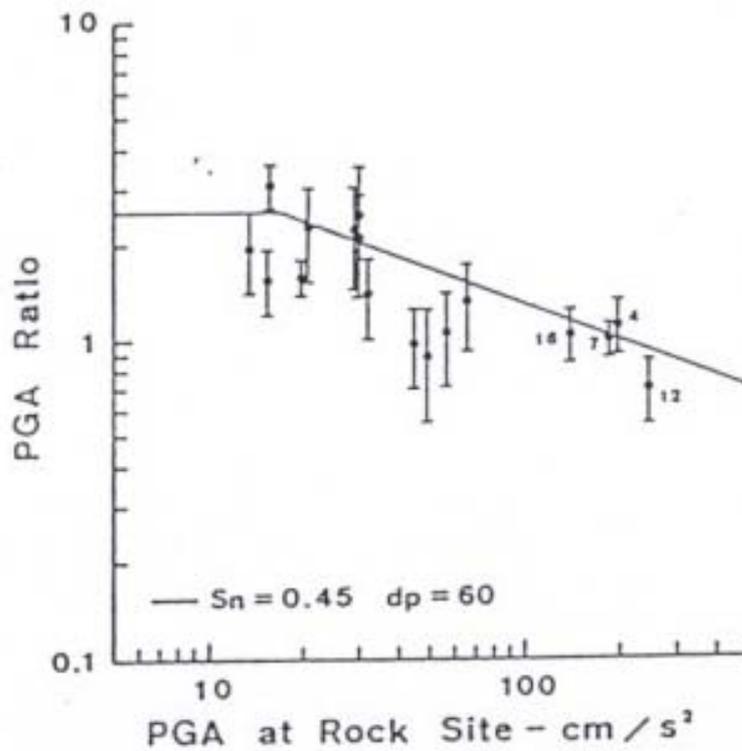


圖 2-13 蘭陽平原 SMART-1 地震資料之土層放大係數
(溫國樑,1994)

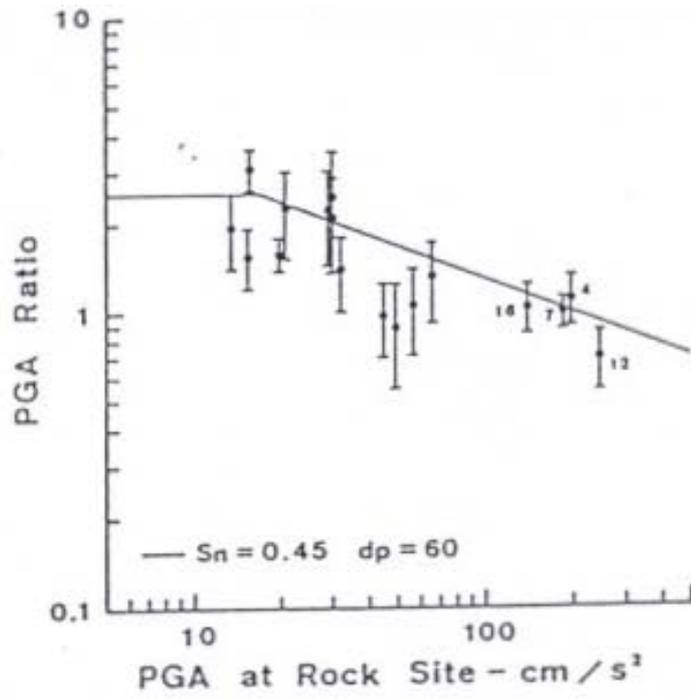


圖 2-14 蘭陽平原 SMA、SMART-1 地震資料之土層放大係數
(張吉佐等,1992)

第三章 港灣地區地震及動態孔隙水壓監測

3.1 港灣地區地震監測系統之種類

為確保地震發生時位於軟弱沖積土層結構物之安全，須針對地震所產生之效應進行監測，以作為設計結構物之參考，於港灣地區設置地震反應監測系統，本研究依功能與目的將其歸納為：地震監測、動態孔隙水壓監測、地層下陷監測、碼頭及地層之傾斜變位監測等四種，分述於下列各小節。

3.1.1 地震監測

本研究將其分為：地表自由場地震力監測、地震在軟弱土層之放大效應監測、重要構造物之地震反應監測等 3 方面探討。

1. 地表自由場地震力監測：自由場之地震監測為港灣地區最基本之地震監測，其是以三向式之地表地震儀，設置於寬度空曠地區之地表，再以電纜線連接至室內之監測記錄器。本研究在台中港、台北港、布袋港、安平港、花蓮港及高雄港等地區均已完成設置之工作。
2. 地震在軟弱土層之放大效應監測：港灣地區地層大都為疏鬆軟弱之沖積土層及浚砂回填土所構成，因此地震在鬆軟地層之放大效應，悠關港灣構造物之安全甚巨，為了瞭解地震時，地層中震波之傳遞特性，鑽數口井至各個地層，分別於最深之堅硬地盤及不同深度之軟弱土層，分層安置埋入型地震計，分層監測(本研究分層設計深度規劃為 GL-10m、GL-20m、GL-100m、GL -200m，得依現地土層變化狀況而調整。)，以瞭解當地地層之地震放大效應。目前本研究已先後於安平港、台中港與台北港各完成一組地震監測系統。
3. 重要構造物之地震反應監測：港灣地區有棧橋式、板樁式、沉箱式等各種不同型式之基礎及碼頭、防波堤、海堤、過港隧道等各種不

同構造物，其對地震之反應皆各有不同，為了瞭解地震時，重要構造物之地震反應，亦需安裝地震儀加以監測。

3.1.2 動態孔隙水壓監測

在強烈地震之反復作用下，土壤之孔隙水壓會逐漸上升，土壤之承載力會逐漸減低，當土壤之超額孔隙水壓之上升累積至與土壤之垂直壓力相等時即所謂之土壤液化。當此種現象發生的時候，土壤的承載力會瞬間驟降甚至到零的地步，築在其上的結構物也因基礎失去支撐而傾斜或倒塌，而側向之構造物如碼頭、護岸、河海堤亦會因土壤液化增加之側向力，而產生向海側（河側）位移或傾斜等破壞。因此地震時動態水壓之監測，對港灣構造物之安全極為重要。目前本中心在安平港、台中港與臺北港均已個別完成設置一組動態水壓即時監測系統(本研究分層設計深度規劃為 GL-3m GL-6m GL-10m GL -15m GL -30m, 得依現地土層變化狀況而調整)。以監測地震時淺層動態水壓之即時變化。此外，在台中港、布袋港、安平港、大鵬灣等港區亦分別設置 1 組 200M 分層地下水壓監測系統，除了可以監測港區平時之水壓變化外，亦可監測地震前後深層地下水壓之變化。

3.1.3 地層下陷監測

在強烈地震作用下，港灣地區之沖積層及抽砂浚填土層易產生液化及下陷現象，而可能影響結構物安全。1906 年之舊金山及 1964 年之阿拉斯加大地震，發生 5 公分至 30 公分之沉陷者十分普遍，而 1995 年 1 月 17 日之阪神大地震，造成神戶港區新生地（Port Island）液化後之沉陷，在無基礎構造物之廣闊地區平均液化後之沉陷為 50 公分，最大者為 90 公分；但在港區沉箱式碼頭背填土液化後回填砂外漏被掏空及沉箱位移後砂土填補位移空間造成之沉陷卻高達 3-4 公尺。921 集集大地震，造成台中港區 1-4 號沉箱式碼頭背填土液化後之沉陷及沉箱位移後砂土填補位移空間造成之沉陷高達 60-100 公分。本中心在台中港、布袋港、安平港、大鵬灣等港區已分別完成 1 至 2 組 200M

深之分層沉陷監測井，平時可監測港區附近抽水、填土等造成之沉陷，地震時，亦可監測地震之下陷量，921 地震台中港監測井即發揮了其沉陷監測功能。

3.1.4 碼頭及地層之傾斜變位監測

地震不但會造成地層下陷，亦會產生側向力使港灣構造物造成位移、傾斜，日本阪神地震造成港灣碼頭位移 1-5m，台灣 1999 年 921 地震造成台中港 1-4A 碼頭外移 0.5~1.7m，傾斜 2~4%，因此對碼頭及地層之傾斜變位之監測亦為地震反應安全監測之一環。

3.2 港區地震及動態孔隙水壓監測規劃

本研究依年度預算及工作進度，依序分別於各港區選擇適當位置安置地震及動態孔隙水壓監測系統，且各港監測系統自成一個監測站，其各站監測系統規劃與流程設計如圖 3-1 所示，每個監測系統規劃設計原則說明如下：

1. 每個系統設計監測儀器設井各 7 孔，分別為水壓計監測井 3 孔及地震監測井 4 孔。水壓計安裝設計深度為 3M、6M、10M、15M、20M、30M 等 6 支分置於 3 孔，地震計安裝設計深度為 10M、20M、100M、300M 等 4 組分置於 4 孔，另於地表安裝地震儀 1 組後，藉由電纜線組合一起延長到觀測房以自動記錄方式將資料記錄保存在電腦。
2. 電子式水壓計監測井 3 孔，主要是量測地下水的壓力，並與地震計配合可以測得地震來時的地下水位變化，以求得地震時土壤液化的變化情形。所有電子式水壓計經由配管接到觀測房的集錄器上。
3. 地震監測井，主要在監測地震波在不同土層的震波變化，故地震儀設計成分層安置，但監測時係同時啟動同步監測，並以 Cable 串聯傳到觀測房，用自動記錄的方式將資料收集，再由電腦讀取提供研

研究者作分析。採用集錄系統，為一先進數位化自動記錄器，可記錄於 IC 卡上再取回分析，也可經電腦連線再自動傳輸或強迫傳輸，亦可直接到集錄器的螢幕上觀看波形。

4. 各站並設獨立式地震計及記錄器，主要用於地震時監測地表的波動及強度，並提供與埋入式地震計做比較，並配備 GPS 做自動校時的功能。監測時亦與分層埋設之部份同時啟動且同步監測，亦以 Cable 串聯傳到觀測房。

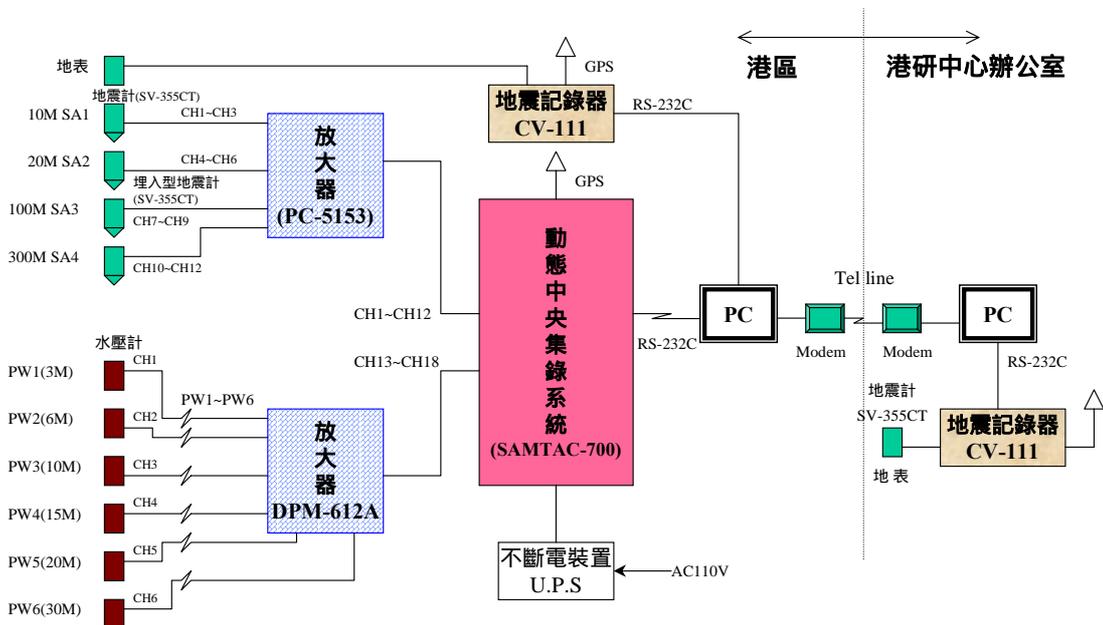


圖 3-1 港區地震監測系統規劃與流程圖

5. 各系統地震儀係以分層分孔方式，分置於 $GL \pm 0m$ (地表)、 $GL - 10m$ 、 $GL - 20m$ 、 $GL - 100m$ 、 $GL - 283m$ 等 5 點觀測深度，每點均記錄 X、Y、V 等三方向之振波，水壓計亦分 3 孔，每孔 2 點觀測深度，故共須記錄 21ch 之訊號。各系統觀測記錄原則可分:(a)定時激發記錄與(b)即時感測記錄。分述如下：

(a)定時激發記錄

係於每日整點(即一天記錄 24 次)，不分振動原因或大小，與地下水壓一併同時記錄。

(b)即時感測記錄—

係於系統預設一基本激發起動值，不分振動原因，只要振波大於基本激發起動值，系統即予自動啟動記錄。

6. 機房之設計原則：

各測站機房之設計原則為：機房為不鏽鋼材外表噴漆，有隔熱裝置，附門、門栓、門鎖。整體堅固不易破壞。水泥機座大小約 180cmL × 180cmW × 20cmH。機房預定大小 150cmL × 150cmW × 220cmH，機房內基本配備：監測儀 1 套、PC 1 部、不斷電系統 1 組、冷氣 1 部(室溫大於攝氏 23 度冷氣方自動開起)、電話 1 部、機架一組。機房外配系統管路(內配 Cable)、電話線路、電力線路及電錶。機房外並噴寫標示。監測站另立不鏽鋼材標示牌。機房及設備外觀參考示意圖如圖 3-2。

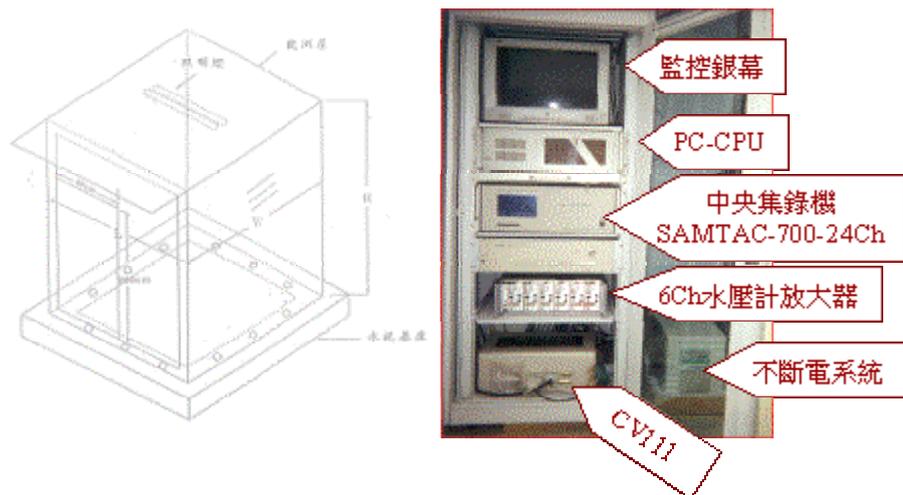


圖 3-2 機房及設備外觀示意圖

3.3 港區地震及動態水壓監測

3.3.1 港區地震及動態水壓監測站設置狀況

目前本研究已先後於台中港與台北港各完成一組地震監測系統。各港監測站之設置環境現況如圖 3-3 至 3-6。

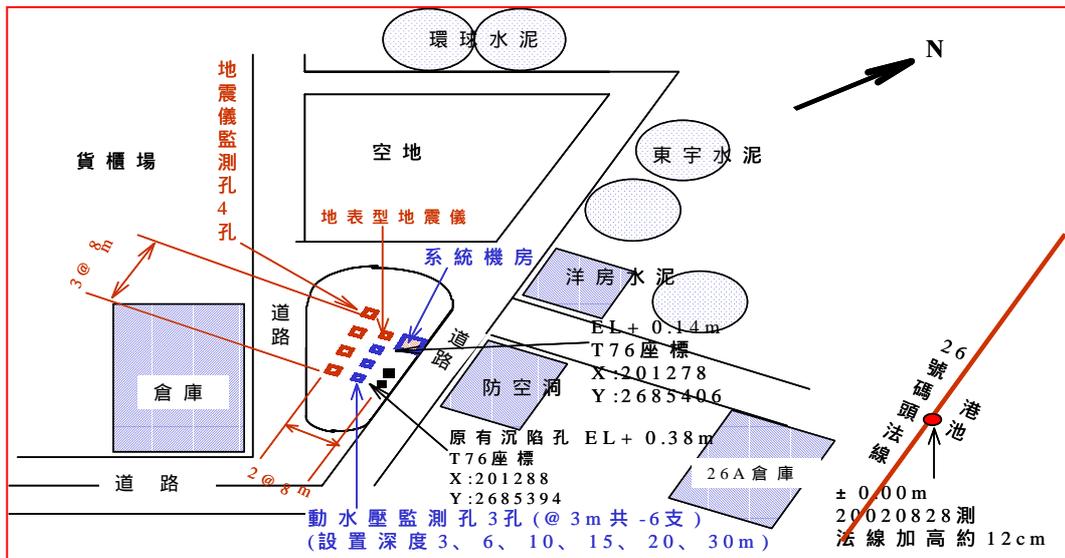


圖 3-3 台中港測站平面配置示意圖



圖 3-4 台中港測站及機房配置現況示意圖

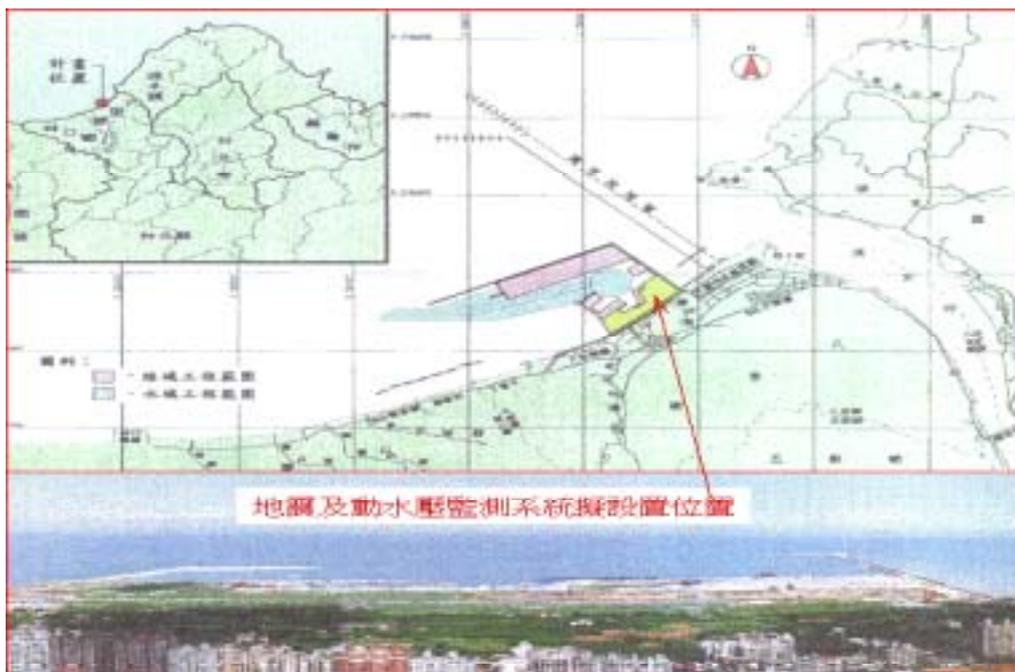


圖 3-5 台北港測站平面配置示意圖



圖 3-6 台北港測站位置及機房配備示意圖

3.3.3 各港測站地層狀況

1. 台中港區觀測站地質構造與特性

港區地震觀測站設於原沉陷監測站，即 26 號碼頭後線三角綠地，其地質構造如圖 3-8 與圖 3-9 所示，其特性分述如下：

(1) 深度 GL(約 EL+6.5m)至 GL-30m(約 EL-23.5m)：

觀測站與港區全區雷同，地表鋪 AC 約 10cm 厚，約 GL -0.5~2.0m 為黃土質卵粒石級配、灰色砂質碎石級配或河川料砂石級配。平均約 GL -2.0 至-13.5m 主要為 SM、ML 與 SP。其 SPT-N 值幾平均小於 10 或趨近於 10。平均 GL 約-13.5m 至-30m 間主要亦為 SM、ML 與 SP，但地質分佈則較零亂，偶夾礫石或薄層 CL。其 SPT-N 值分佈於 5 至 30 間，上層最軟弱帶出現於 GL 約-4.50m 至-7.50m 間。全區土壤單位重介於 1.90t/m^3 至 2.00t/m^3 間，平均含水量介於 23% 至 30% 間。SM 透水係數介於 10^{-4} 至 10^{-3} 間。若以 16-18 號碼頭 GL-6m 至 22.5m 地質為例，考慮地震規模 $M=7.5$ 作用下(相當反復次數 $N_{eq}=15$)，依動三軸試驗結果；液化強度試驗均值 $SR=0.280\pm 0.0365$ ， $D_{50}=0.14\pm 0.06\text{mm}$ ，細粒含量 $FC=26\pm 12\%$ 。若以 921 地震，地震規模 7.3，台中港最大加速度 163gal，以 CPT 試驗分析本監測站之液化潛能，分析結果亦如圖 3-10 所示。

(2) 深度 GL-30m(約 EL-23.5m)至-300m(約 EL-303.5m)：

以 26 號碼頭觀測站 300m 監測孔為例，平均約 GL -30 至-300 m 主要為 SM、ML 與 SP，偶夾 CL 與 GM。

2. 台北港區觀測站地質構造與特性

台北港區觀測站地質構造如圖 3-11。

深度 M	柱狀圖	土層描述
GL		
10		回填砂石及SM
20		沉泥質細砂偶夾粘土
30		
40		粉土 (CL)
50		沉泥質細砂
60		
70		粉土 (CL)
80		沉泥質細砂
90		粉土 (CL)
100		沉泥質細砂
110		粉土 (CL)
120		
130		沉泥質細砂偶夾粘土
140		
150		
160		粉土 (CL)
170		
180		沉泥質細砂
190		粉土 (CL)
200		沉泥質細砂
210		
220		
230		粉土 (CL)
240		
250		
260		沉泥質細砂
270		
280		粉土 (CL)
290		沉泥質細砂
300		粉土 (CL)

圖 3-8 台中港測站地層構造圖

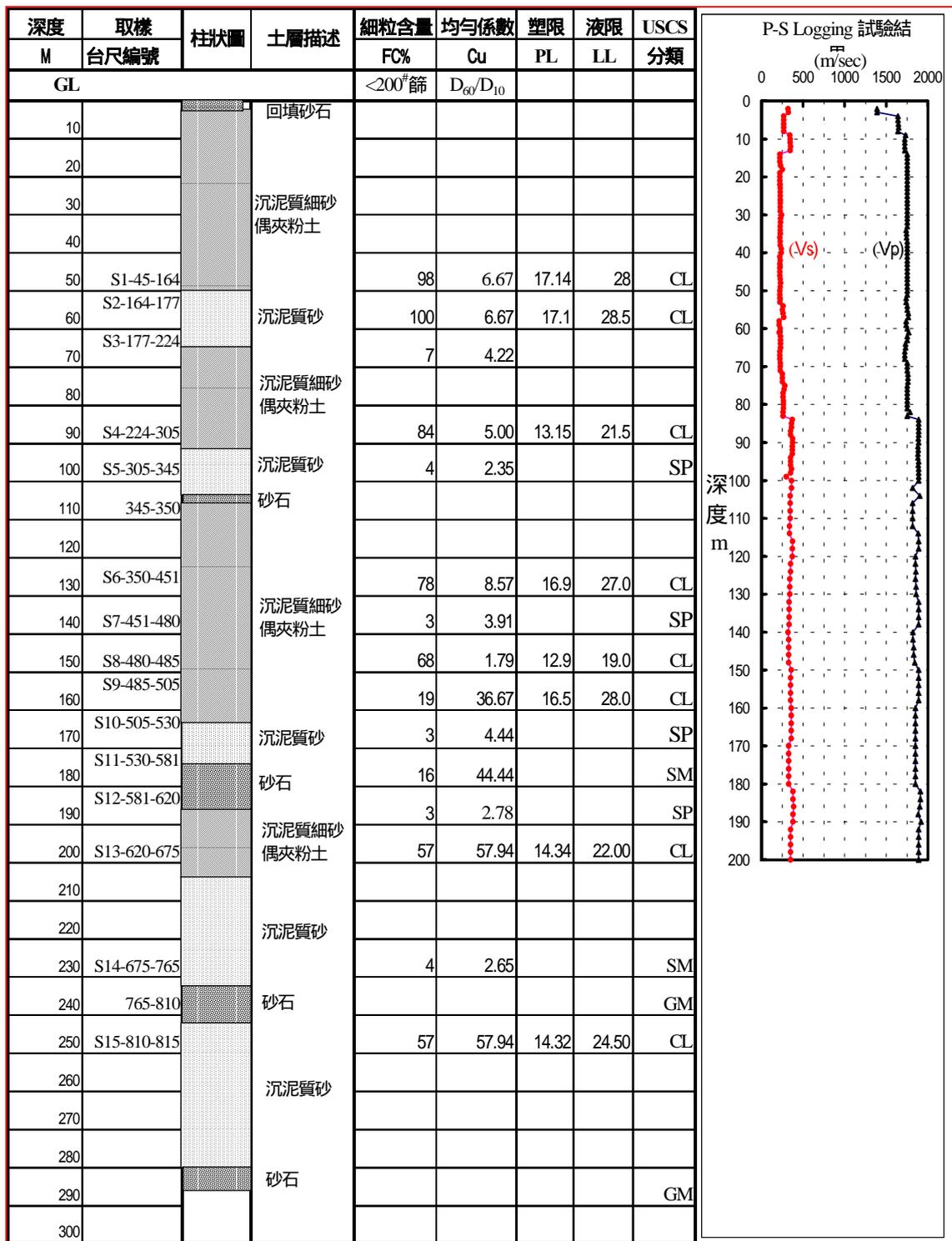


圖 3-9 台中港測站地層構造圖與特性

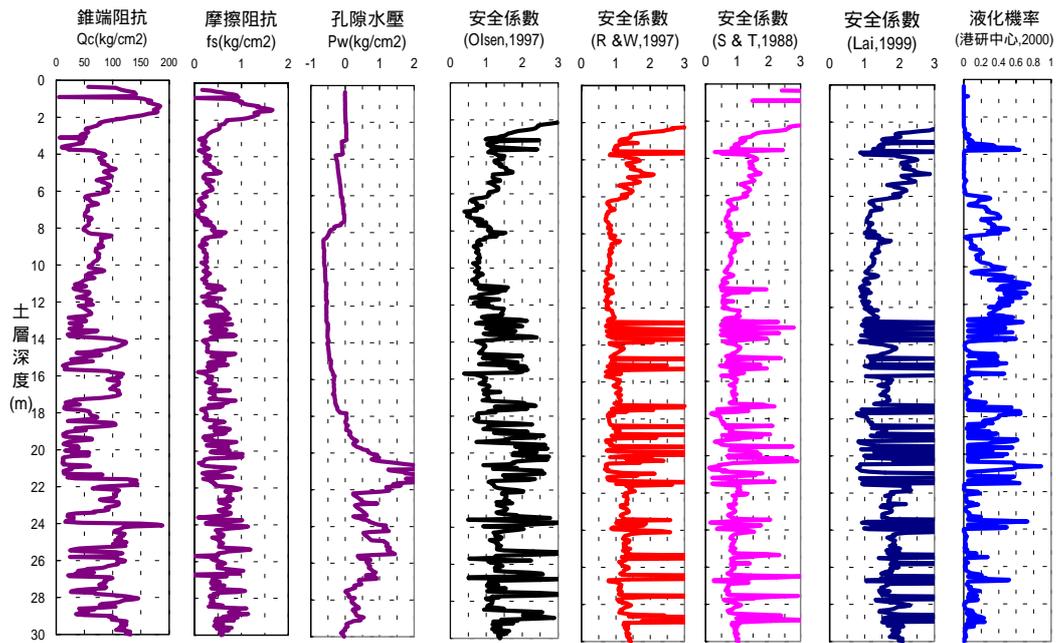


圖 3-10a 台中港地震監測站液化潛能評估結果-1
($M=7.3$, $A_{max}=0.163g$)

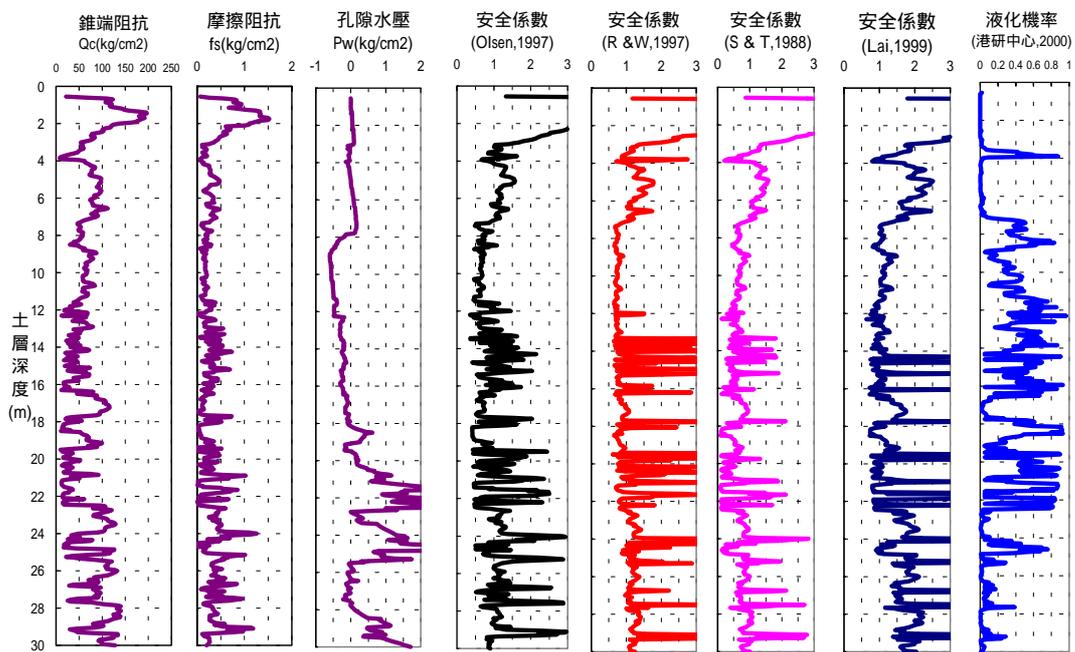


圖 3-10b 台中港地震監測站液化潛能評估結果-2
($M=7.3$, $A_{max}=0.163g$)

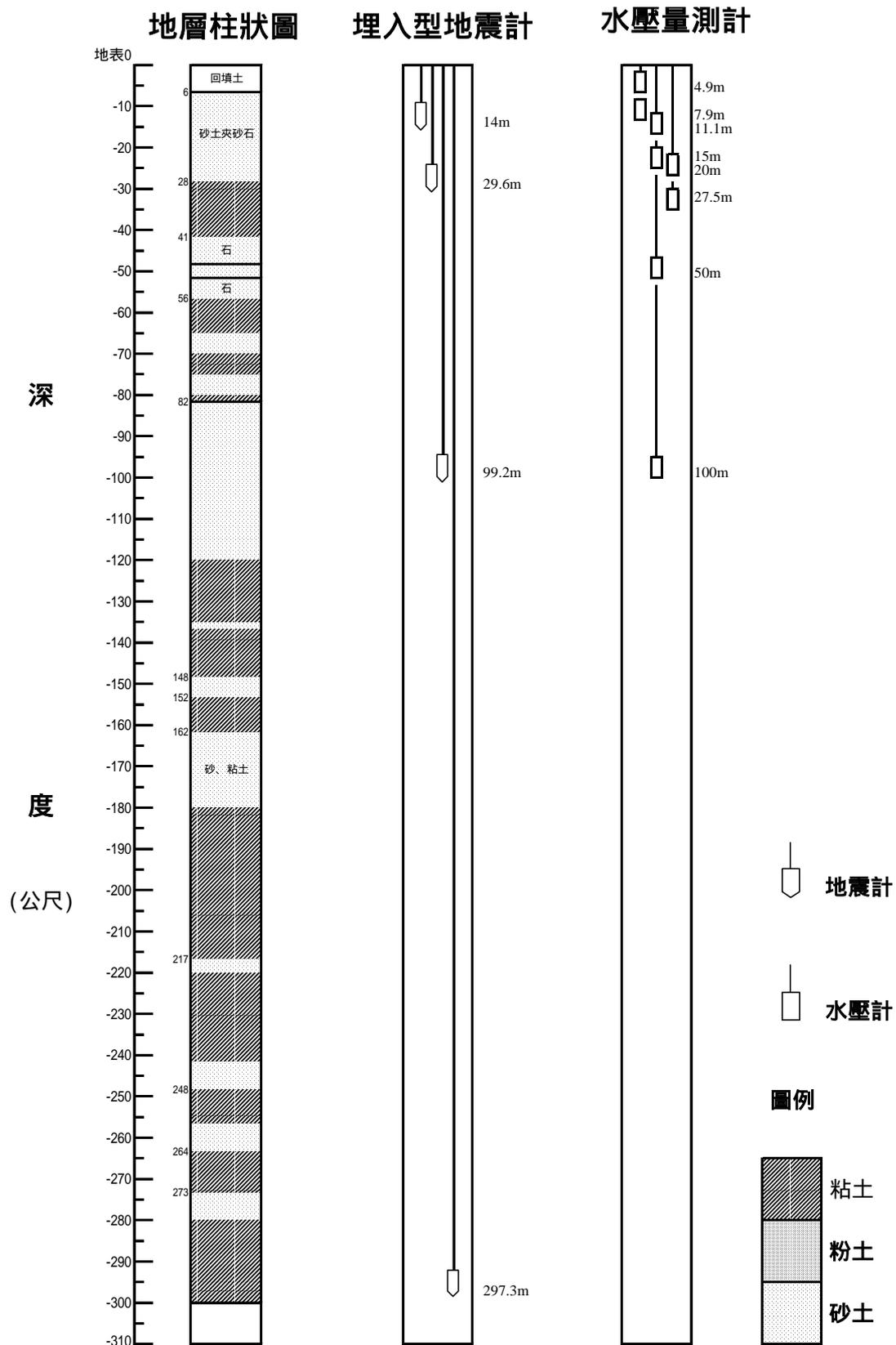


圖 3-11 台北港測站地層構造圖

3.3.4 港區地震及動水壓監測資料

本研究於民國 90 年底完成台中港監測站，於民國 91 年底完成台北港監測站。兩港區地震及動水壓監測系統系統均大同小異。

目前各港區監測資料擷取狀況，以台中港監測站之擷取最為穩定資料最為齊全。現有各港已整理之監測資料如表 3-1 至 3-4。

表 3-1 台中港監測站 2001 年地震監測資料

觀測日期 年/月/日	地震 觀測 編號	震源		震央		規模 M	最大加速度 gal															
		相對位置	深度	東經	北緯		測站	觀測時間 時/分/秒	測向	監測土層深度 (M)												
		發震時間	Km							GL-0	GL-10	GL-20	GL-100	GL-283								
2001 年 8 月至 12 月																						
2001/9/4		三義E22.2Km	4.2	120.98	24.4	4.4	鯉魚潭			2級												
		14/51/14.5					港務局															
							港研中心															
		20010904145135	(含貨櫃車震波)				26號碼頭	14/51/35	SN	5.229	0.798	0.733	0.608	0.391								
2001/9/18	氣象局90101號	大埔E5.3Km	3.2	120.65	23.28	5.4	東山			113.000												
		06/44/51.1					港務局															
	20010918064522						港研中心	06/45/22	SN	3.662												
							26號碼頭	06/45/11	SN	3.103	2.923	2.168	1.461	0.830								
2001/9/19	氣象局90103號	古坑SW6.5Km	5.0	120.53	23.64	4.3	古坑			37.000												
		05/46/39.5					港務局			2.000												
							港研中心															
							26號碼頭		SN													
2001/10/14	氣象局90117號	花蓮市WN4.3Km	10.6	121.58	24.01	4.5	太魯閣			18.000												
		04/07/13.8					港務局															
							港研中心															
		20011014040743					26號碼頭	04/07/43	SN	0.528	0.391	0.306	0.255	0.210								
2001/10/26	氣象局90119號	花蓮市ES56.8Km	9.3	122.08	23.71	5.2	太魯閣															
		18/42/37.7					港務局															
							港研中心															
		20011026184330					26號碼頭	18/43/30	SN	1.356	0.935	0.635	0.639	0.379								
2001/11/4	氣象局90122號	魚池E19Km	5.9	121.04	23.93	5.1	日月潭			24.000												
		16/45/39.8					港務局															
							港研中心															
		20011104164552					26號碼頭	16/45/52	SN	3.167	2.929	1.598	1.640	0.992								
2001/12/10	氣象局90129號	利稻SW20.7Km	3.1	120.98	23.01	4.5	成功			9.000												
		16/24/25.7					港務局															
							港研中心															
		20011210162513	(含貨櫃車震波)				26號碼頭	16/25/13	SN	2.298	0.596	0.565	0.278	0.240								
2001/12/16	氣象局90131號	蘇澳E56.9Km	71.7	122.4	24.53	5.3	南澳			10.000												
		09/05/9.5					港務局															
							港研中心															
		20011216090548					26號碼頭	09/05/48	SN	1.190	0.723	0.552	0.381	0.343								
2001/12/18	氣象局90132號	秀林E5139.5Km	32.2	123.04	23.89	6.7	蘇澳港			31.000												
		12/02/59.6					港務局															
							港研中心															
		20011218120347					26號碼頭	12/03/47	SN	5.232	5.063	4.256	2.870	2.705								
								EW	5.453	4.216	4.423	3.632	2.321									
								V垂直	3.065	2.291	2.417	1.664	1.409									

表 3-3 台中港監測站 2002 年 3~5 月地震監測資料

觀測日期 年/月/日	地震 觀測 編號	震源		震央		規模 M	測站	觀測時間 時/分/秒	測向	最大加速度 gal				
		相對位置 發震時間	深度 Km	東經	北緯					監測土層深度 (M)				
										GL-0	GL-10	GL-20	GL-100	GL-283
2002 年 3 月至 4 月														
2002/3/14	氣象局91022號	嘉義草山E10.2Km	9.5	120.68	23.39	4.8	草山			15.000				
		19/25/54.5					港務局							
							港研中心							
	20020314192611						26號碼頭	19/26/11	SN	1.802	1.156	1.049	0.645	0.843
								EW	2.654	1.200	1.478	0.719	0.593	
								V垂直	0.989	0.734	0.595	0.310	0.426	
2002/3/31	氣象局91026號	花蓮秀林E44.3Km	9.6	122.17	24.24	6.8	南澳			283.000				
		14/52/54.7					港務局							
							港研中心							
	20020331145320						26號碼頭	14/53/20	SN	40.908	38.850	29.579	12.894	10.906
								EW	23.371	23.981	22.431	11.894	12.959	
								V垂直	11.441	11.577	10.240	8.233	5.961	
2002/4/1	氣象局91031號	宜蘭南澳E10.7Km	11.1	121.84	24.4	4.8	南澳			173.000				
		01/09/43.7					港務局							
							港研中心							
	20020401011024						26號碼頭	01/10/24	SN	0.359	0.276	0.187	0.152	0.131
								EW	0.345	0.253	0.191	0.121	0.178	
								V垂直	0.206	0.195	0.143	0.068	0.071	
2002/4/3	氣象局91034號	花蓮秀林E42.1Km	10.3	122.14	24.23	5.2	南澳			14.000				
		14/48/6.2					港務局							
							港研中心							
	20020403144831						26號碼頭	14/48/31	SN	1.096	0.589	0.414	0.265	0.233
								EW	1.012	0.536	0.417	0.267	0.229	
								V垂直	2.136	1.207	0.714	0.147	0.142	
2002/4/4	氣象局91035號	花蓮秀林E15.3Km	10.3	121.86	24.34	5.4	南澳			89.000				
		02/06/10.8					港務局							
							港研中心							
	20020404020641						26號碼頭	02/06/41	SN	1.112	0.852	0.673	0.636	0.482
								EW	1.384	1.161	1.042	0.675	0.371	
								V垂直	0.603	0.620	0.445	0.315	0.244	
2002/4/4	氣象局91038號	花蓮秀林E15.3Km	10.3	121.86	24.34	5.4	南澳			89.000				
		21/04/48.9					港務局							
							港研中心							
	20020404210532						26號碼頭	21/05/32	SN	0.583	0.632	0.324	0.235	0.257
								EW	0.655	0.524	0.379	0.299	0.249	
								V垂直	0.329	0.306	0.248	0.193	0.143	
2002/4/8	氣象局91044號	花蓮秀林E15.3Km	10.3	121.86	24.34	5.4	南澳			61.000				
		07/20/45					港務局							
							港研中心							
	20020408072130						26號碼頭	07/21/30	SN	0.929	0.659	0.352	0.303	0.232
								EW	0.908	0.528	0.453	0.307	0.254	
								V垂直	1.400	1.219	0.638	0.159	0.165	
2002/4/11	氣象局91047號	花蓮秀林W9.8Km	13.6	121.64	24.25	4.5	太魯閣			106.000				
		02/57/16.3					港務局							
							港研中心							
	20020411025747						26號碼頭	02/57/47	SN	0.162	0.113	0.095	0.077	0.106
								EW	0.177	0.106	0.114	0.062	0.109	
								V垂直	0.097	0.126	0.067	0.035	0.050	
2002 年 5 月至 7 月														
2002/5/3		南投丹大WN3Km	24.1	121.11	23.77	4.4	名間			3級				
		16/26/47.6					港務局							
							港研中心							
	20020503162736						26號碼頭	16/27/36	SN	1.200	0.624	0.616	0.247	0.214
								EW	0.766	0.417	0.455	0.261	0.247	

第四章 台中港地震監測結果分析

4.1 地震監測結果分析

本研究於民國 90 年底完成台中港監測站，監測期間雖未有強震之觀測資料，唯小地震非常頻繁，目前擷取之地震觀測資料已有 36 組，唯其中有多組觀測資料受港區貨櫃車輛經過時之振動干擾，資料分析時予以篩除，本文僅篩選 28 組較完整之監測資料進行分析研究。

為瞭解地震波於台中港區地層之放大特性，統計台中港測站(26 號碼頭)實測地震波資料，分別以正規化及未正規化，比較東西向(EW)、南北向(SN) 及垂直向(V)之尖峰加速度隨深度之變化，其結果如表 4-1 至 4-4。

圖 4-1 為振幅較大之 91 年 3 月 31 日之地震歷時圖，圖 4-2 為數組最大加速度隨深度變化圖。由圖 4-1 及圖 4-2 顯示：東西向(EW)、南北向(SN) 及垂直向(V)之尖峰加速度，由 283m 上傳至地表時，其振幅均有明顯放大。

為探討台中港震波放大特性，本文將 28 組地震之各深度之最大加速度正規化，即將各深度之最大加速度除以地表之最大加速度。並加以統計迴歸分析，正規化之最大加速度隨深度變化之迴歸分析結果，如圖 4-3 所示，迴歸函數如下列所示。

$$\text{南北向：PGA}=\exp(-0.20*(\text{深度})^{0.30})\dots\dots\dots(4-1)$$

$$\text{東西向：PGA}=\exp(-0.24*(\text{深度})^{0.25})\dots\dots\dots(4-2)$$

$$\text{垂直向：PGA}=\exp(-0.10*(\text{深度})^{0.45})\dots\dots\dots(4-3)$$

由圖 4-3a 迴歸分析結果可發現：南北向之地震波自 283m 至地表，地震震波放大 2.86 倍；其中自 283m 至 20m，其厚度達 263m 之地層，正規化之最大加速度由 0.351 放大至 0.589，約放大 1.678 倍；但自 20m 至地表，其厚度僅 20m 之地層，正規化之最大加速度由 0.589

放大至 1，放大亦達 1.698 倍；由此可知南北向之地震震波放大，主要來自淺層地層，但深層地層之震波放大效應仍不能忽略。

由圖 4-3b 迴歸分析結果可發現：東西向之地震波自 283m 至地表，地震震波放大 2.80 倍；其中自 283m 至 20m，其厚度達 263m 之地層，正規化之最大加速度由 0.356 放大至 0.593，約放大 1.666 倍；但自 20m 至地表，其厚度僅 20m 之地層，正規化之最大加速度由 0.593 放大至 1，放大達 1.686 倍；由此可知東西向之地震震波放大，主要亦來自淺層地層。

由圖 4-3c 迴歸分析結果可發現：垂直向之地震波自 283m 至地表，地震震波放大 2.83 倍；其中自 283m 至 20m，其厚度達 263m 之地層，正規化之最大加速度由 0.353 放大至 0.621，約放大 1.75 倍；但自 20m 至地表，其厚度僅 20m 之地層，正規化之最大加速度由 0.621 放大至 1，放大亦達 1.61 倍；由此可知垂直向之地震震波放大，主要亦來自淺層地層。

圖 4-4 為 Seed & Idriss (1971) 有關應力折減因數隨深度變化範圍之研究，由圖 4-3 台中港震波放大特性初步探討結果亦可發現，台中港淺層地層之震波放大稍大於 Seed & Idriss (1971) 之平均值。

Idriss(1990) 對軟弱地盤震波放大效應之研究結果，如圖 2-2 所示，由圖 2-2 可發現：震波放大有非線性效應，即各最大加速度值之震波放大效應不同。因此為進一步探討台中港震波放大效應之非線性，本文亦分析台中港震波放大倍率與最大加速度之關係，如圖 4-5 所示。由圖 4-5 可發現：台中港震波放大倍率約於 2-5 倍之間，平均約為 3 倍，由於皆為小地震，並未發現有非線性效應，俟有一些大地震時再進一步分析。

4.2 SHAKE 地震模擬分析

SHAKE 程式係以加速度記錄的型態輸入產生地震，並考慮該地

土壤與地質情況因素，以進行地盤反應分析。SHAKE 為一總應力地盤反應分析程式，用以估計地震來臨時地盤所承受的反覆應力比及作用週期數等相關之地盤反應。分析過程所需參數包含現地土層之剪力模數、阻尼比、以及具代表性的地震入射波基盤資料等，分析結果一般可求得地表及各層交接面之最大加速度歷時曲線、土層基本振動週期、任意土層間運動之放大倍率、地表加速度之富氏震幅譜（Fourier Spectrum）及各土層之反應譜等，除了可以作為設計震譜之重要依據外，並藉此計算地震時地盤所承受的應力應變，評估砂性土壤受震時之反覆應力比。

本研究以 SHAKE 程式模擬加速度歷時曲線，並與井下地震記錄比較，以探討台中港區地震之放大倍率。由於目前無法獲得地震入射波，所以將井下 283 公尺所收到的地震記錄視為入射波，以進行模擬地表、井下 10 公尺、20 公尺、100 公尺之加速度歷時曲線，計算長度擷取剪力波開始後 60 秒之記錄，模擬過程中亦將地表自由端反射波列入計算。本研究相關之動態參數與剪應變之關係，是以台灣西海岸港區沉泥質砂性土壤之動態試驗結果為程式分析時之輸入曲線，如圖 4-6 及圖 4-7 所示，各層土壤之剪力波速，則以台中港地震監測站之懸浮式速度井測(P-S Logging)結果為輸入資料，如圖 4-8 所示。

圖 4-9 是利用 SHAKE 程式模擬 91 年 3 月 31 日南北向加速度歷時曲線之模擬結果，與圖 4-1a 之實際的觀測值互相比較，比較結果可發現地表、20 公尺及 100 公尺之 PGA 值相當接近，10 公尺之模擬結果與觀測值相差甚多，有待進一步研究。本研究以 283 公尺記錄當作入射波，而實際上這記錄除了包含入射波之外，尚有來自其它地層反射回來的反射波，如果能減低這些反射波後，再作為入射波，則可進一步改善模擬結果。

4.3 動態孔隙水壓之監測結果分析

由 Ishihara et al. (1981,1987)之研究顯示，地震之最大加速度須大

於 65 gal 以上，才會有動態孔隙水壓之激發，由於監測期間於港區附近未有強震發生，因此亦未有地震引致土壤孔隙水壓逐漸上升之監測資料，俟有動態孔隙水壓之監測資料時再進行分析。

地下水壓除受強震之影響外，亦受潮汐之影響，瞭解地下水壓變化受潮汐及地震波動之影響，有助於更進一步瞭解港區地層之液化行為。故本研究除擷取地震時之動水壓資料外，亦同時量測當時之潮位與臨孔之地下水，以為日後比較研析之用。圖 4-6 即為 2001 年 8 月 6 日當日之動水壓與潮位量測資料之比較圖。

中港26號碼頭20020331145320號觀測地震波

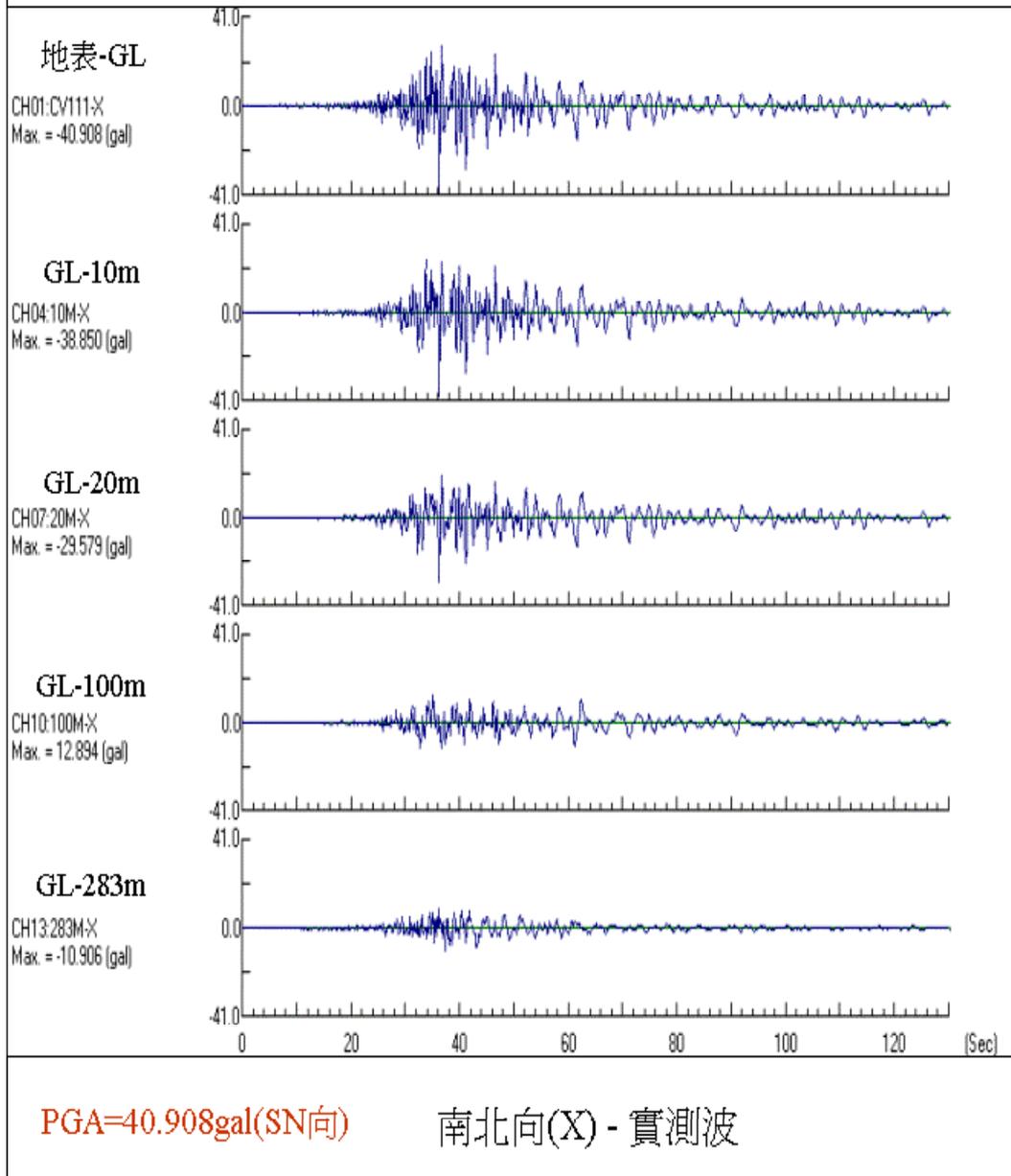


圖 4-1a 台中港 2002 年 3 月 31 日 14 點 53 分地震波(南北向)

中港26號碼頭20020331145320號觀測地震波

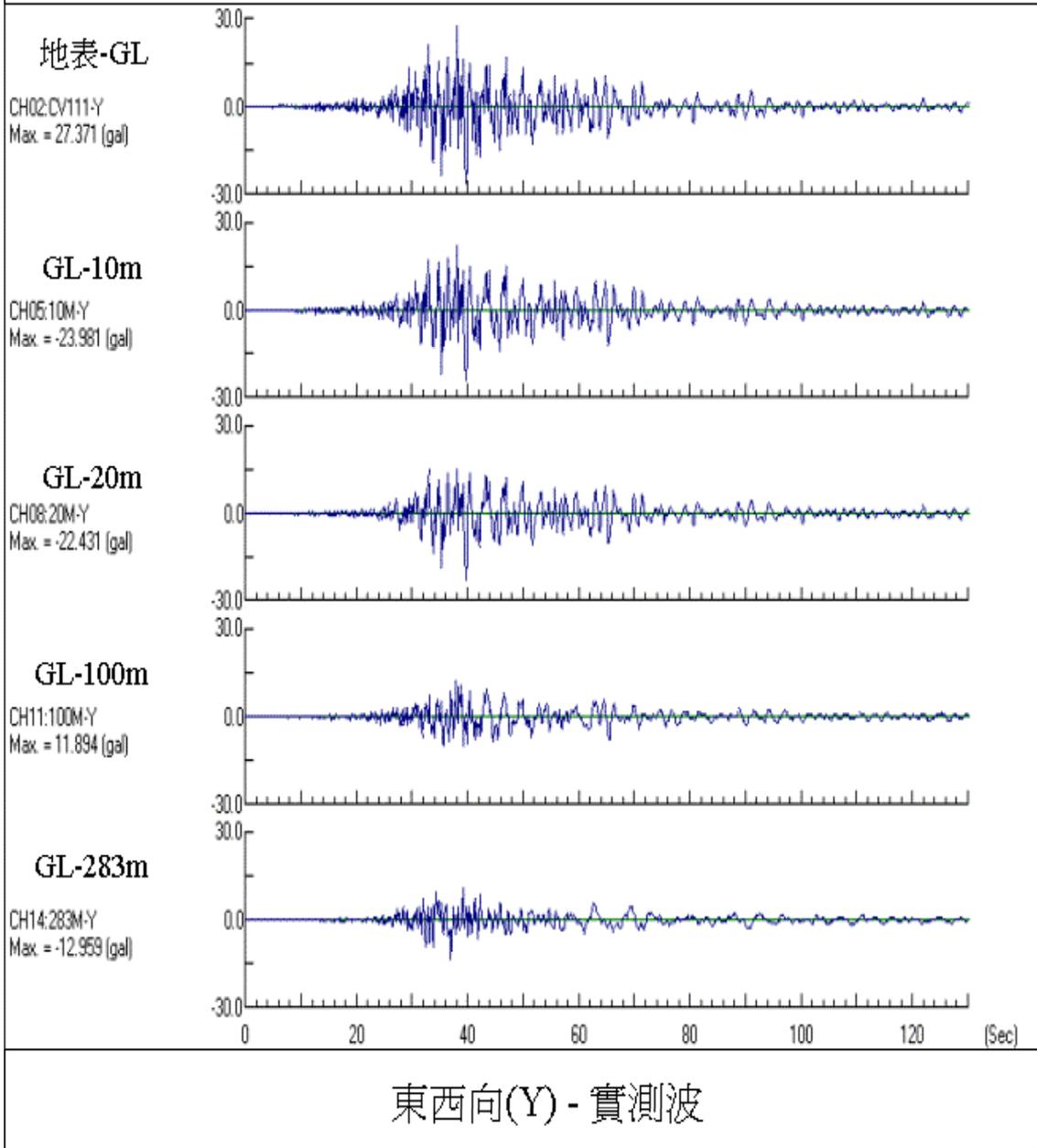


圖 4-1b 台中港 2002 年 3 月 31 日 14 點 53 分地震波(東西向)

中港26號碼頭20020331145320號觀測地震波

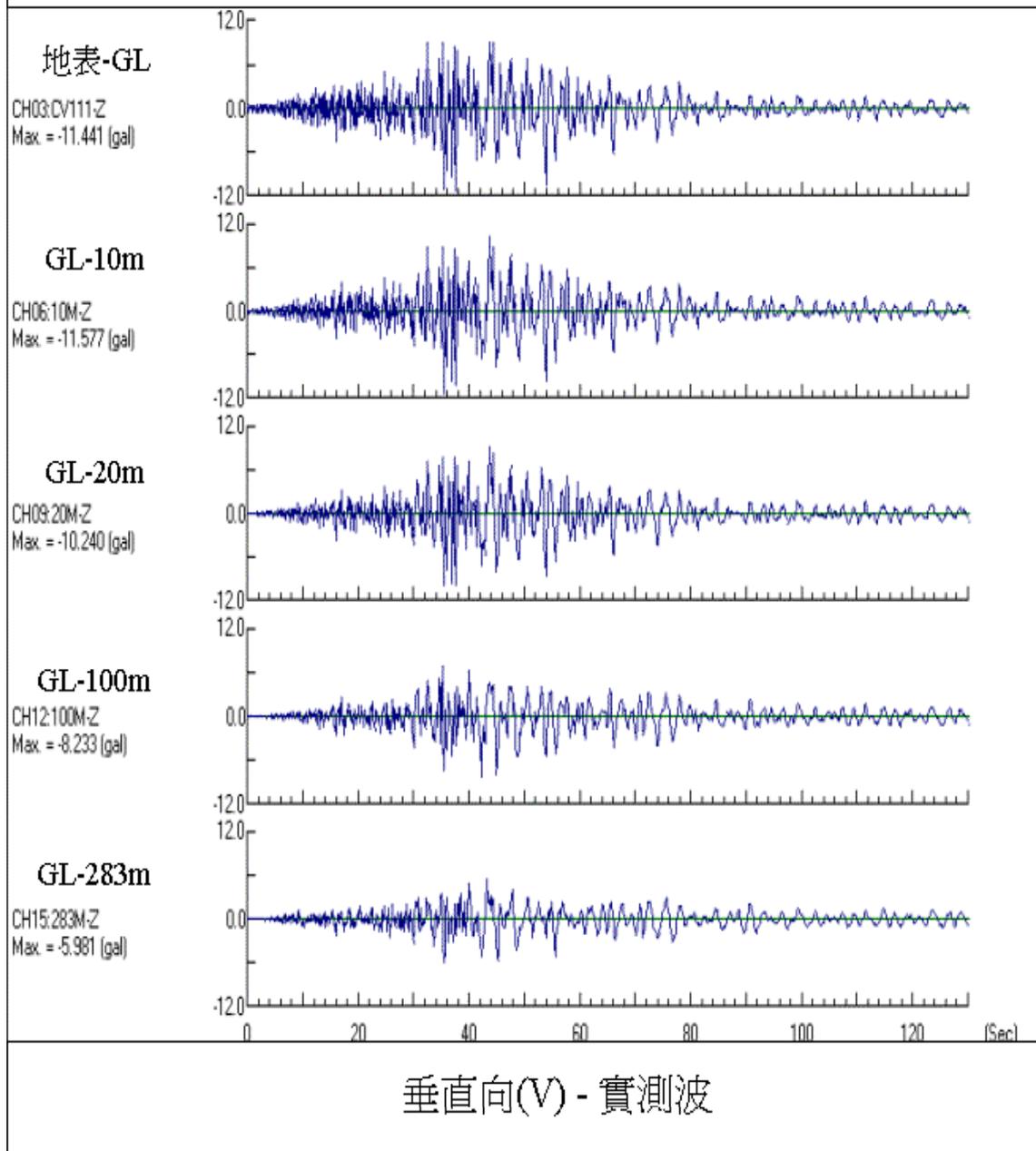


圖 4-1c 台中港 2002 年 3 月 31 日 14 點 53 分地震波(垂直向)

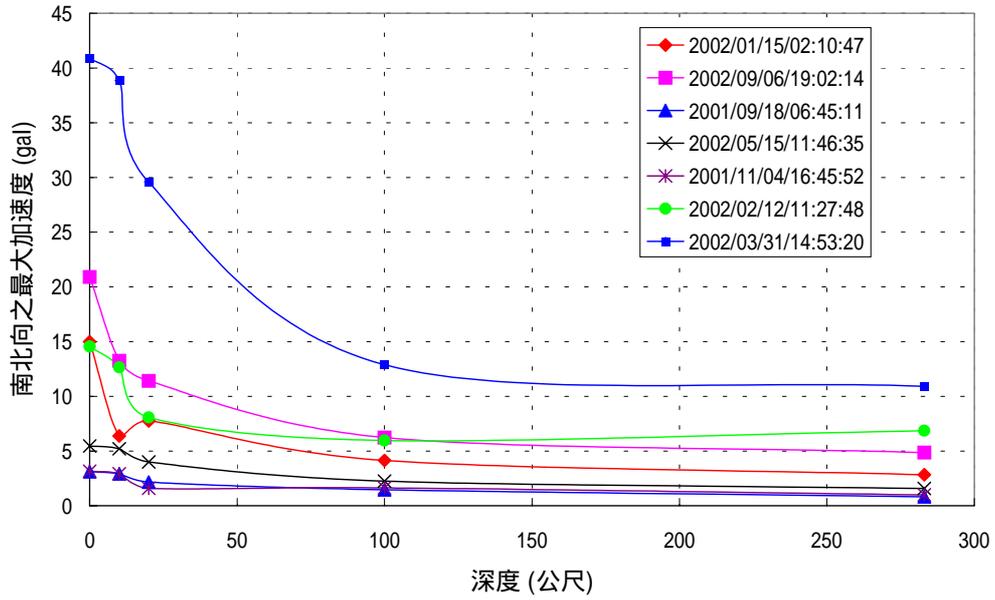


圖 4-2a 台中港井下地震儀南北向之最大加速度隨深度變化圖

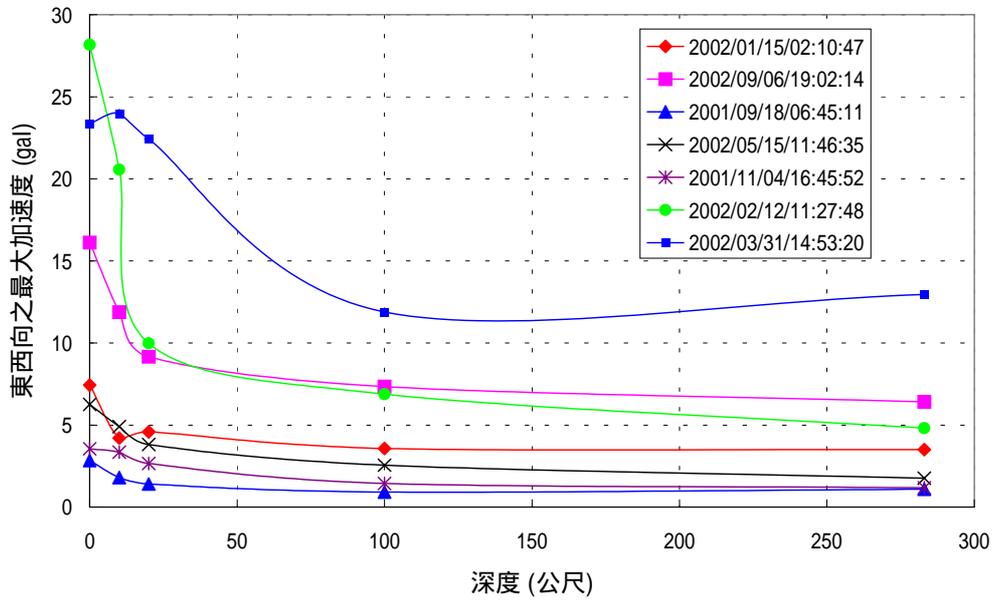


圖 4-2b 台中港井下地震儀東西向之最大加速度隨深度變化圖

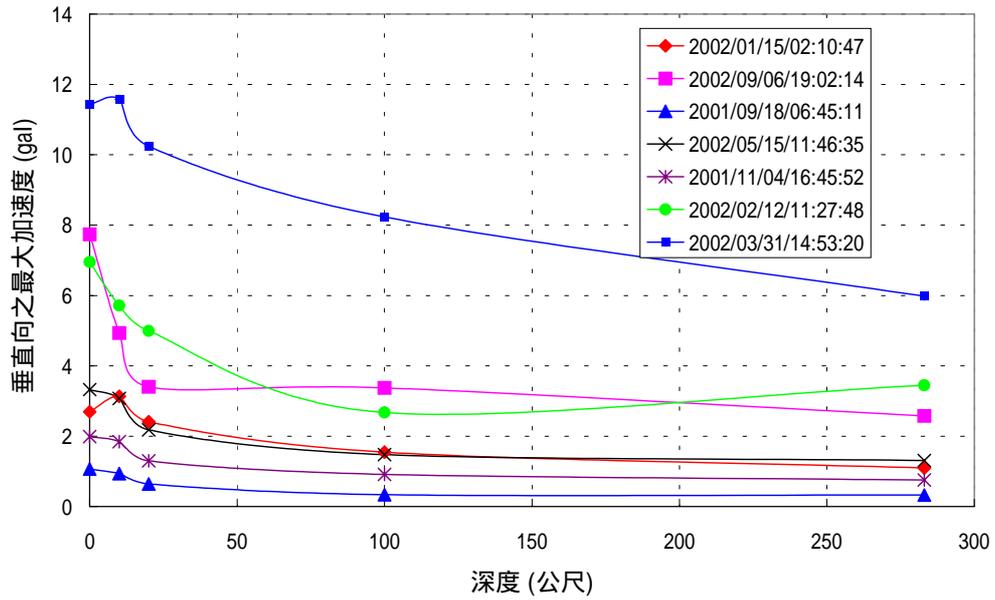


圖 4-2c 台中港井下地震儀垂直向之最大加速度隨深度變化圖

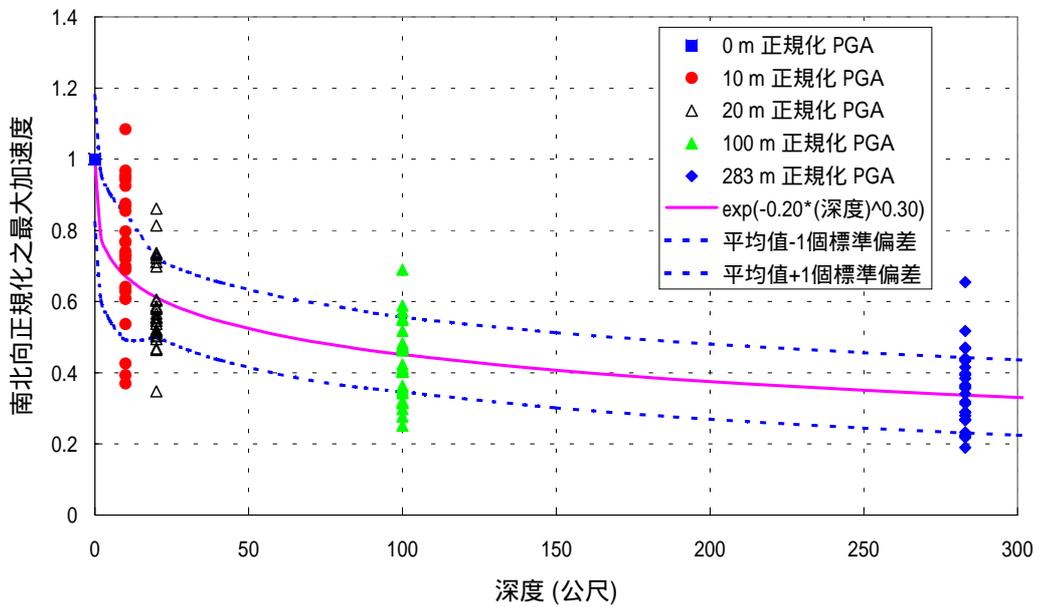


圖 4-3a 台中港井下地震儀南北向正規化之最大加速度隨深度變化圖

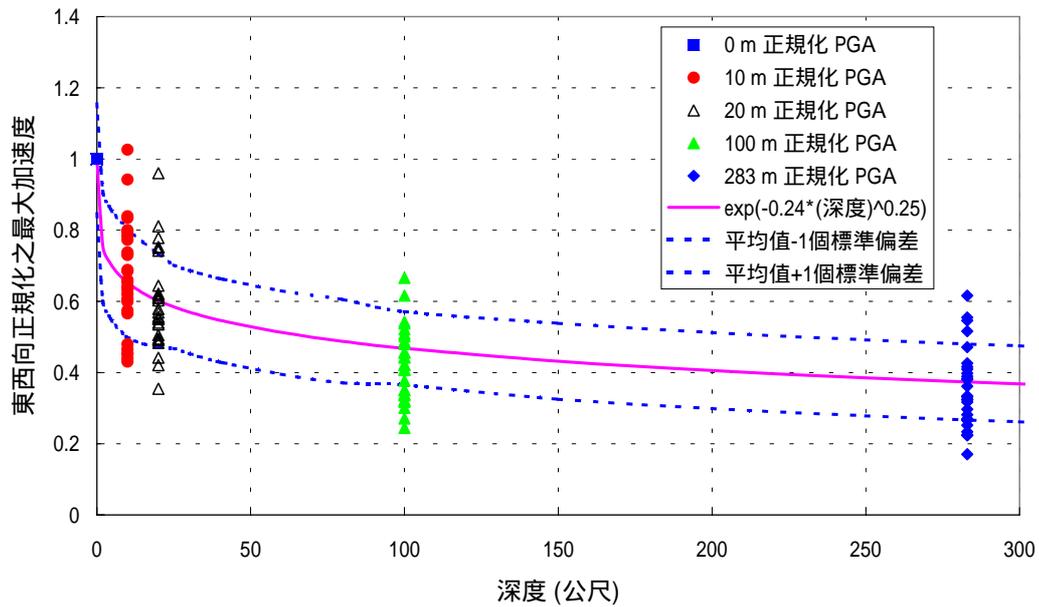


圖 4-3b 台中港井下地震儀東西向正規化之最大加速度隨深度變化圖

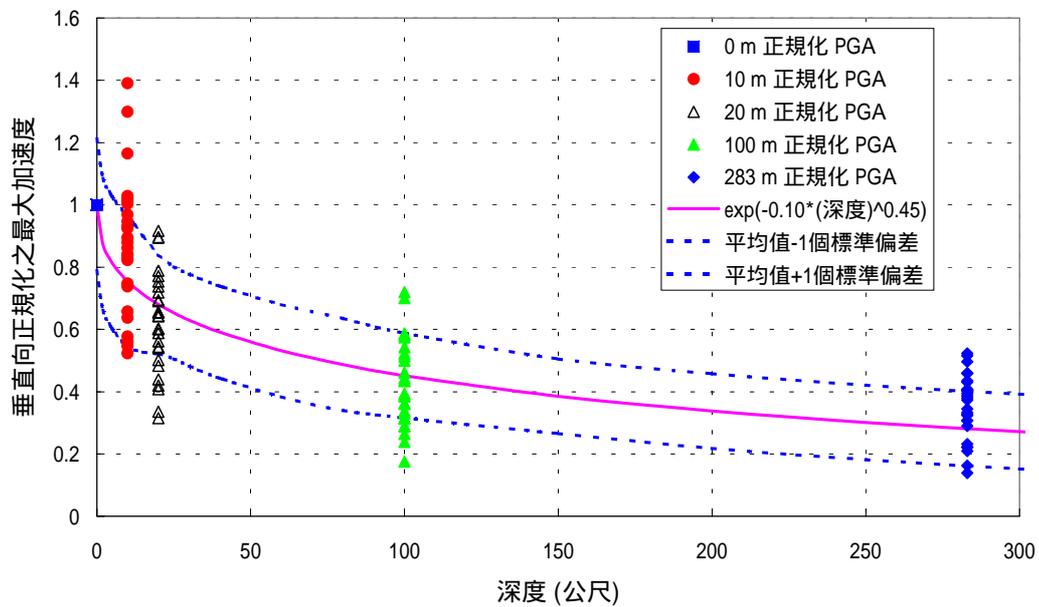


圖 4-3c 台中港井下地震儀垂直向正規化之最大加速度隨深度變化圖

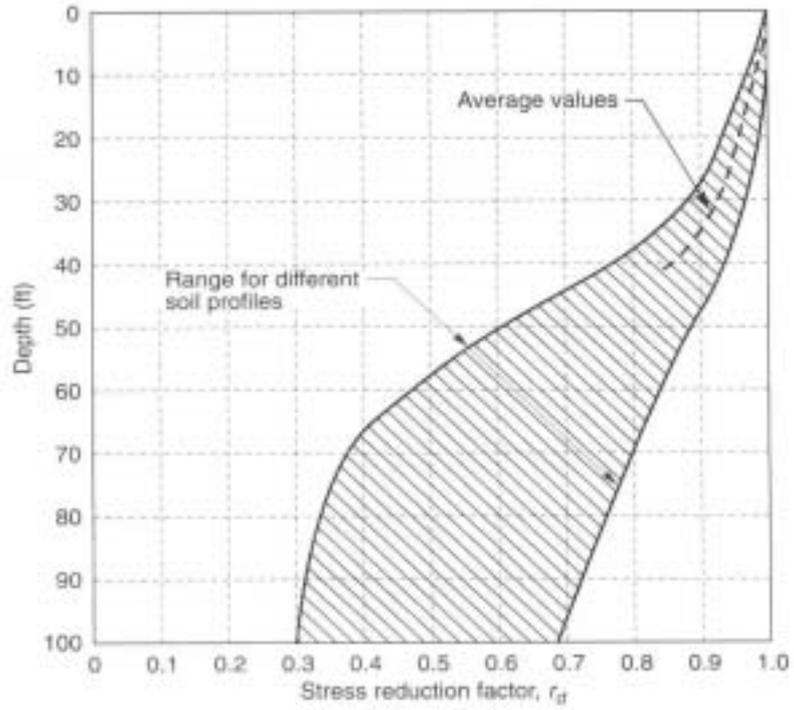


圖 4-4 應力折減因數 r_d 隨深度之變化範圍 (Seed & Idriss, 1971)

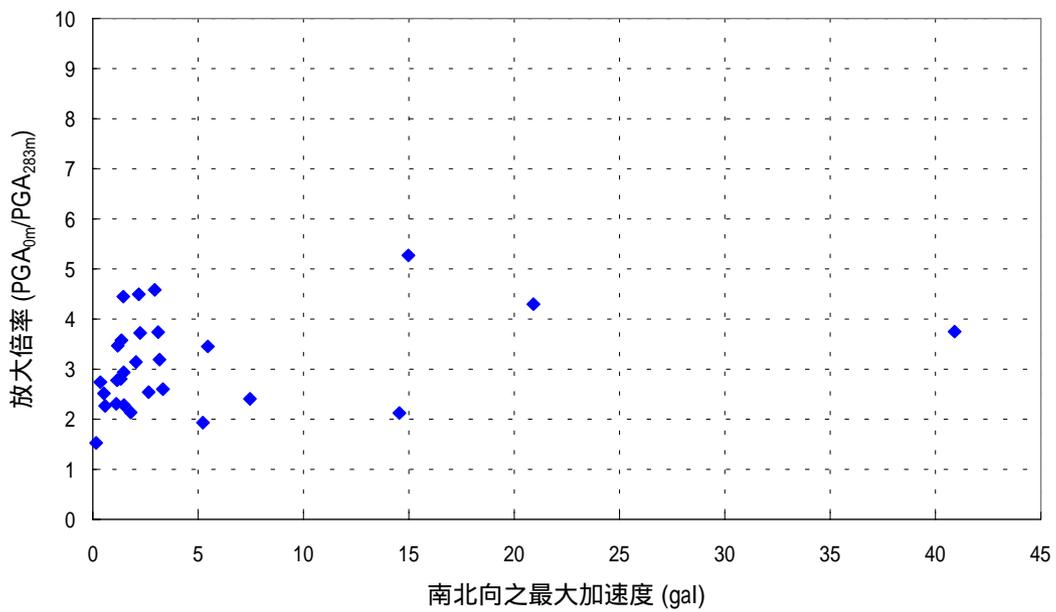


圖 4-5a 台中港東西向震波放大倍率與最大加速度之關係圖

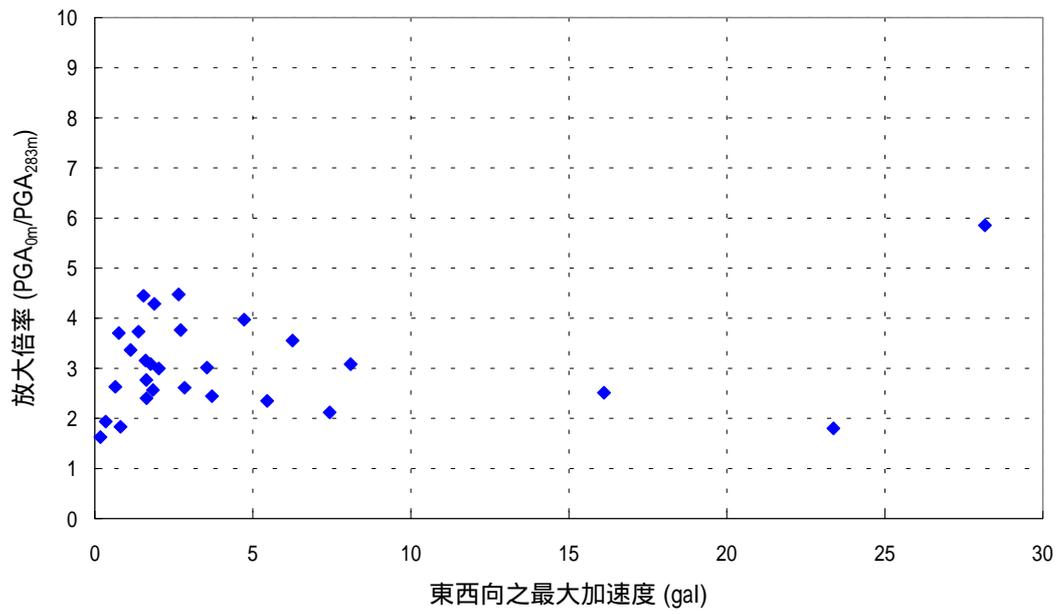


圖 4-5b 台中港東西向震波放大倍率與最大加速度之關係圖

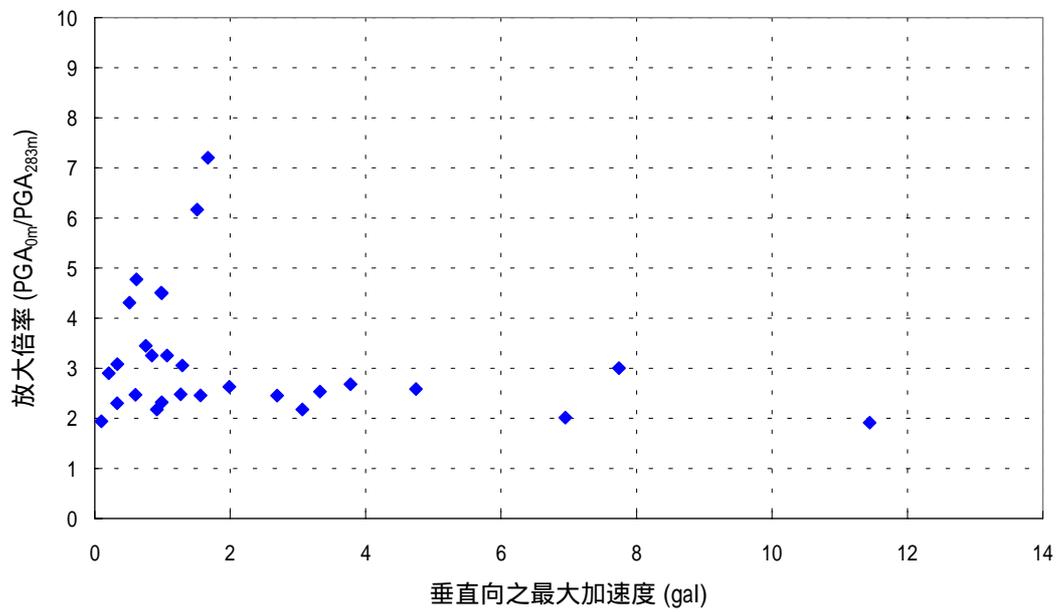


圖 4-5c 台中港垂直向震波放大倍率與最大加速度之關係圖

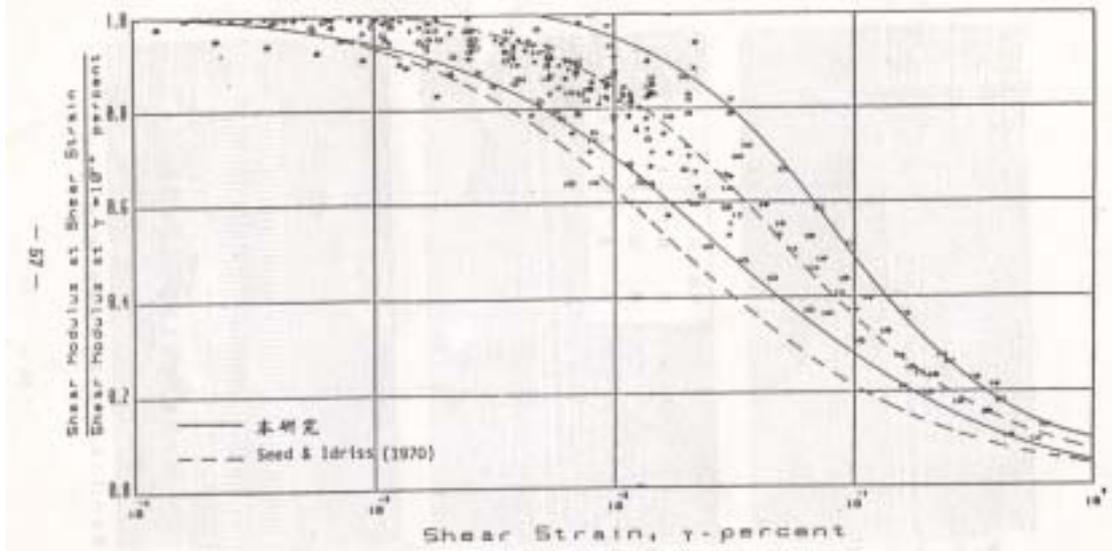


圖 4-6 台灣西海岸港區沉泥質砂性土壤 G/G_{max} 與剪應變之關係

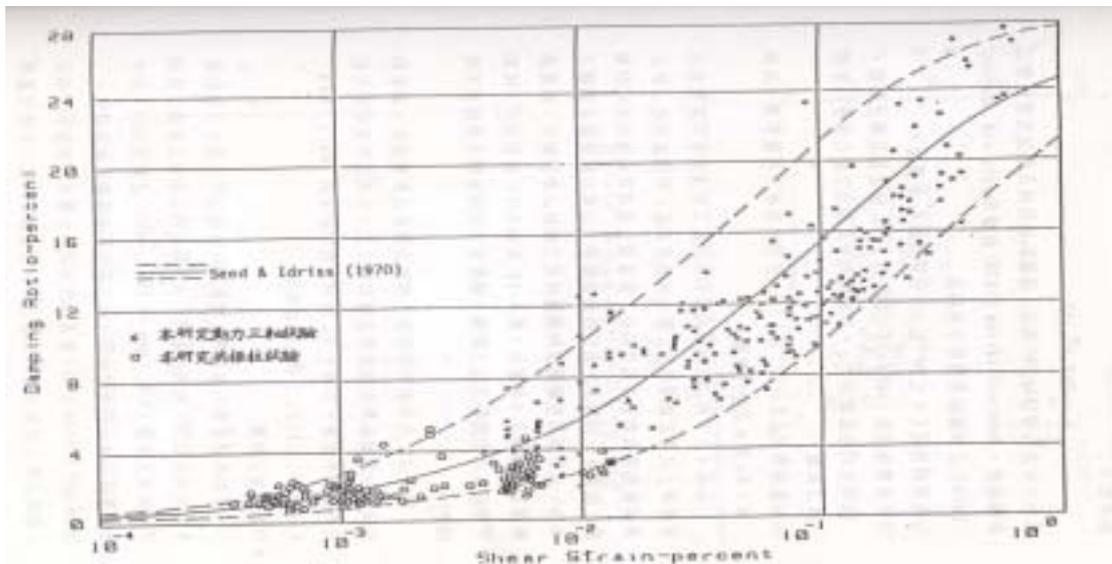


圖 4-7 台灣西海岸港區沉泥質砂性土壤阻尼比與剪應變之關係

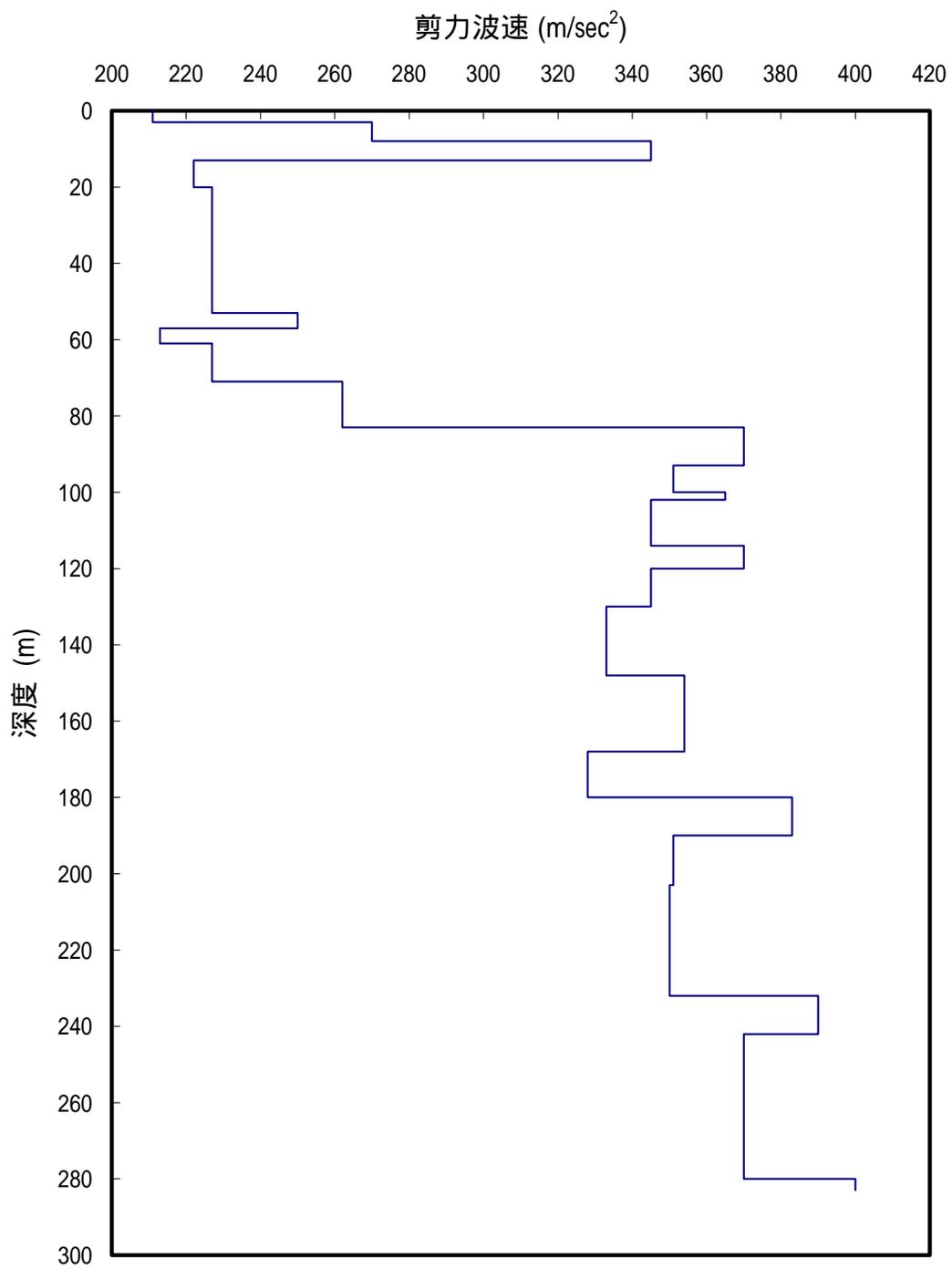


圖 4-8 台中港地震監測站剪力波速隨深度變化關係圖

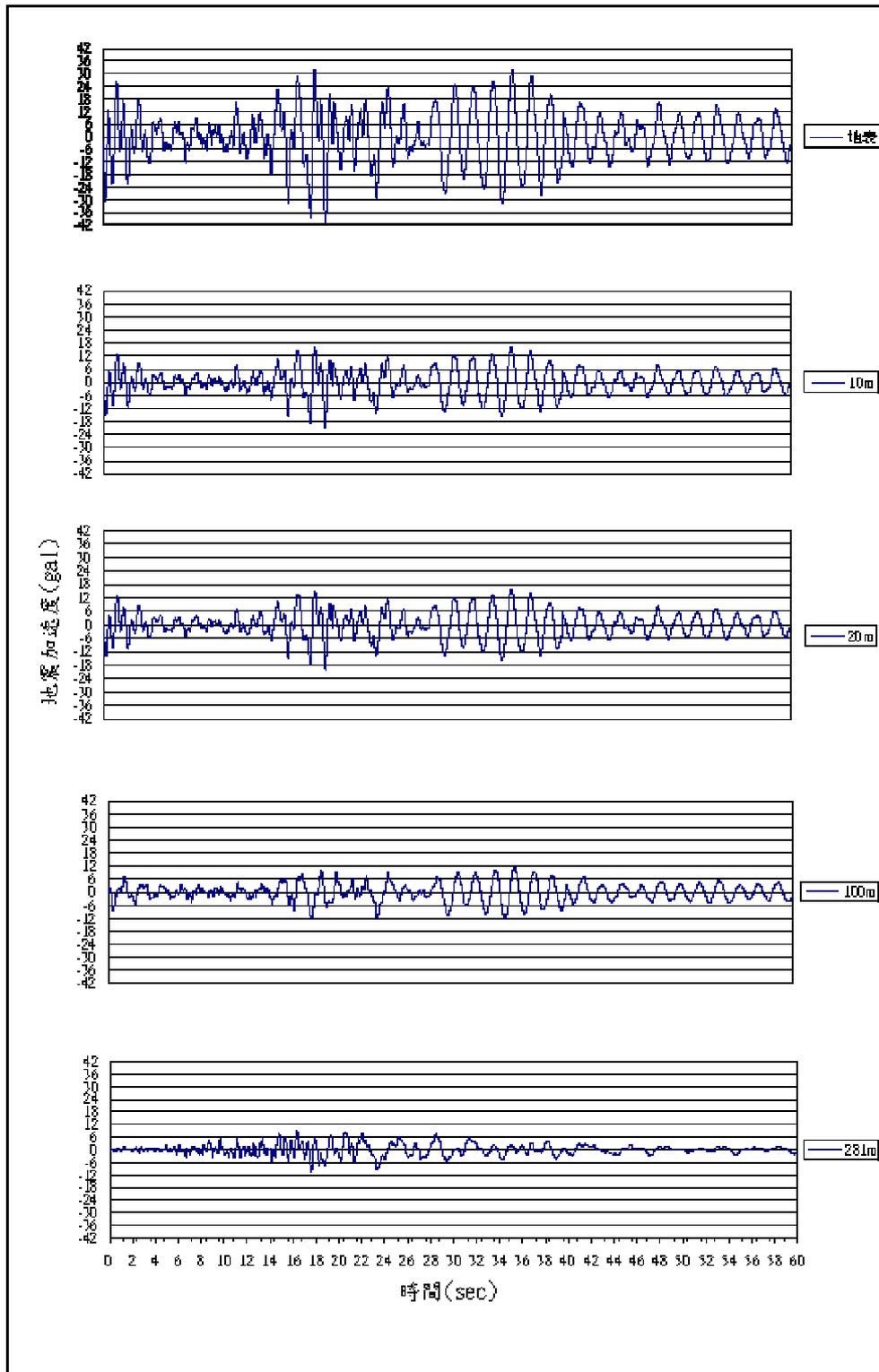


圖 4-9 台中港 2002 年 3 月 31 日-SHAKE 模擬地震(南北向)

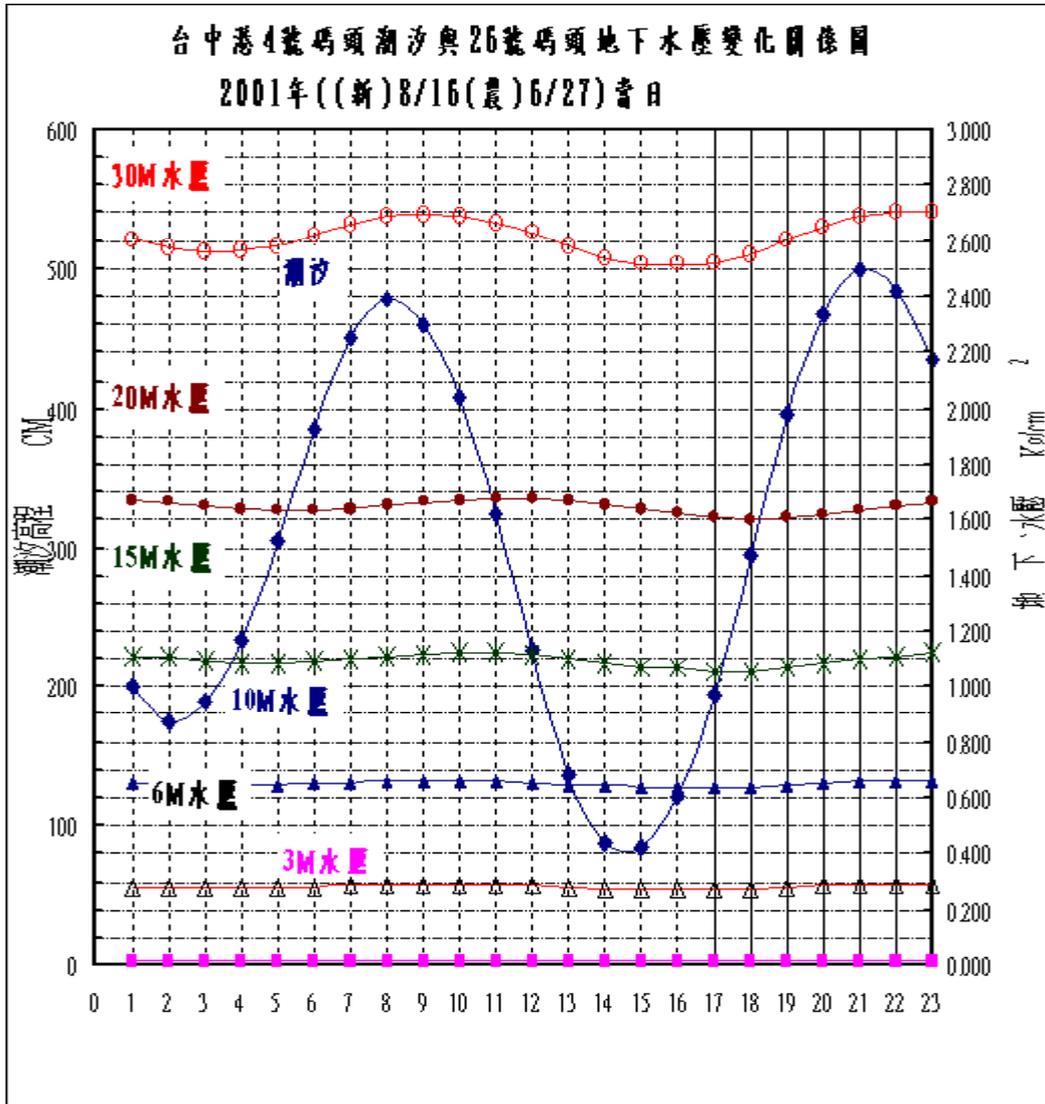


圖 4-10 台中港地震監測站地下水壓隨潮汐之單日連續變化關係圖

表 4-1 台中港區實測地震波篩選資料-1

台中港26號碼頭地震波放大效應統計分析資料 - 1

地震編號 西元年月時分秒	地震規模 M	震源深度 Km	監測深度	尖峰加速度					
				SN	正規化 SN	EW	正規化 EW	V垂直	正規化 V
20010918064511	5.4	3.2	0	3.103	3.739	2.842	2.612	1.067	3.253
			10	2.923	3.522	1.799	1.653	0.938	2.860
			20	2.168	2.612	1.407	1.293	0.641	1.954
			100	1.461	1.760	0.916	0.842	0.335	1.021
			283	0.830	1.000	1.088	1.000	0.328	1.000
20011014040743	4.5	10.6	0	0.528	2.514	0.763	3.704	0.333	3.083
			10	0.391	1.862	0.335	1.626	0.463	4.287
			20	0.306	1.457	0.337	1.636	0.187	1.731
			100	0.255	1.214	0.288	1.398	0.088	0.815
			283	0.210	1.000	0.206	1.000	0.108	1.000
20011026184330	5.2	9.3	0	1.356	3.578	1.606	3.155	0.984	4.514
			10	0.935	2.467	0.729	1.432	0.848	3.890
			20	0.635	1.675	0.792	1.556	0.413	1.894
			100	0.639	1.686	0.511	1.004	0.332	1.523
			283	0.379	1.000	0.509	1.000	0.218	1.000
20011104164552	5.1	5.9	0	3.167	3.193	3.551	3.014	1.987	2.632
			10	2.929	2.953	3.345	2.840	1.846	2.445
			20	1.598	1.611	2.663	2.261	1.300	1.722
			100	1.640	1.653	1.444	1.226	0.916	1.213
			283	0.992	1.000	1.178	1.000	0.755	1.000
20011216090548	5.3	71.7	0	1.190	3.469	1.135	3.368	0.513	4.311
			10	0.723	2.108	0.749	2.223	0.459	3.857
			20	0.552	1.609	0.706	2.095	0.277	2.328
			100	0.381	1.111	0.502	1.490	0.148	1.244
			283	0.343	1.000	0.337	1.000	0.119	1.000
20011218120347	6.7	32.2	0	5.232	1.934	5.453	2.349	3.065	2.175
			10	5.063	1.872	4.216	1.816	2.291	1.626
			20	4.256	1.573	4.423	1.906	2.417	1.715
			100	2.870	1.061	3.632	1.565	1.664	1.181
			283	2.705	1.000	2.321	1.000	1.409	1.000
20020109010050	5.3	5	0	7.459	2.407	8.096	3.082	3.777	2.681
			10	5.450	1.759	3.883	1.478	3.180	2.257
			20	4.225	1.363	3.976	1.514	2.222	1.577
			100	3.011	0.972	4.985	1.898	1.639	1.163
			283	3.099	1.000	2.627	1.000	1.409	1.000
20020115021047	4.8	2.5	0	14.986	5.271	7.435	2.122	2.692	2.454
			10	6.380	2.244	4.207	1.201	3.135	2.858
			20	7.750	2.726	4.586	1.309	2.412	2.199
			100	4.146	1.458	3.569	1.019	1.545	1.408
			283	2.843	1.000	3.503	1.000	1.097	1.000

表 4-2 台中港區實測地震波篩選資料-2

台中港26號碼頭地震波放大效應統計分析資料-2

地震編號 西元年月時分秒	地震 規模 M	震源 深度 Km	監測 深度	尖峰加速度					
				SN	正規化 SN	EW	正規化 EW	V垂直	正規化 V
20020115045540	4.4	5.3	0	2.939	4.585	1.638	2.402	1.511	6.167
			10	1.087	1.696	0.994	1.457	0.847	3.457
			20	1.477	2.304	1.000	1.466	0.507	2.069
			100	0.739	1.153	0.726	1.065	0.360	1.469
			283	0.641	1.000	0.682	1.000	0.245	1.000
20020212112748	6.2	25.1	0	14.553	2.125	28.163	5.855	6.949	2.015
			10	12.646	1.846	20.564	4.275	5.713	1.657
			20	8.075	1.179	9.982	2.075	4.991	1.448
			100	5.955	0.869	6.890	1.432	2.674	0.776
			283	6.850	1.000	4.810	1.000	3.448	1.000
20020212114336	5.2	21.7	0	2.188	4.493	1.843	2.567	0.843	3.255
			10	1.574	3.232	1.204	1.677	0.622	2.402
			20	1.120	2.300	0.986	1.373	0.541	2.089
			100	0.749	1.538	0.778	1.084	0.305	1.178
			283	0.487	1.000	0.718	1.000	0.259	1.000
20020212120019	5.2	24.2	0	2.248	3.722	1.769	3.087	1.268	2.481
			10	0.884	1.464	1.134	1.979	0.732	1.432
			20	0.782	1.295	1.066	1.860	0.690	1.350
			100	0.708	1.172	0.922	1.609	0.651	1.274
			283	0.604	1.000	0.573	1.000	0.511	1.000
20020304170448	4.9	13.3	0	1.486	2.283	2.718	3.765	1.292	3.054
			10	1.038	1.594	1.265	1.752	0.706	1.669
			20	0.896	1.376	1.143	1.583	0.624	1.475
			100	0.702	1.078	0.872	1.208	0.645	1.525
			283	0.651	1.000	0.722	1.000	0.423	1.000
20020314192611	4.8	9.5	0	1.802	2.138	2.654	4.476	0.989	2.322
			10	1.156	1.371	1.200	2.024	0.734	1.723
			20	1.049	1.244	1.478	2.492	0.595	1.397
			100	0.645	0.765	0.719	1.212	0.310	0.728
			283	0.843	1.000	0.593	1.000	0.426	1.000
20020331145320	6.8	9.6	0	40.908	3.751	23.371	1.803	11.441	1.913
			10	38.850	3.562	23.981	1.851	11.577	1.936
			20	29.579	2.712	22.431	1.731	10.240	1.712
			100	12.894	1.182	11.894	0.918	8.233	1.377
			283	10.906	1.000	12.959	1.000	5.981	1.000
20020401011024	4.8	11.1	0	0.359	2.740	0.345	1.938	0.206	2.901
			10	0.276	2.107	0.253	1.421	0.195	2.746
			20	0.187	1.427	0.191	1.073	0.143	2.014
			100	0.152	1.160	0.121	0.680	0.068	0.958
			283	0.131	1.000	0.178	1.000	0.071	1.000

表 4-3 台中港區實測地震波篩選資料-3

台中港26號碼頭地震波放大效應統計分析資料-3

地震編號	地震規模	震源深度	監測深度	尖峰加速度					
				SN	正規化 SN	EW	正規化 EW	V垂直	正規化 V
西元年月時分秒	M	Km							
20020404020641	5.4	10.3	0	1.112	2.307	1.384	3.730	0.603	2.471
			10	0.852	1.768	1.161	3.129	0.620	2.541
			20	0.673	1.396	1.042	2.809	0.445	1.824
			100	0.636	1.320	0.675	1.819	0.315	1.291
			283	0.482	1.000	0.371	1.000	0.244	1.000
20020404210532	4.9	15.7	0	0.583	2.268	0.655	2.631	0.329	2.301
			10	0.632	2.459	0.524	2.104	0.306	2.140
			20	0.324	1.261	0.379	1.522	0.248	1.734
			100	0.235	0.912	0.299	1.201	0.193	1.350
			283	0.257	1.000	0.249	1.000	0.143	1.000
20020411025747	4.5	13.6	0	0.162	1.528	0.177	1.624	0.097	1.940
			10	0.113	1.066	0.106	0.972	0.126	2.520
			20	0.095	0.896	0.114	1.046	0.067	1.340
			100	0.077	0.726	0.062	0.569	0.035	0.700
			283	0.106	1.000	0.109	1.000	0.050	1.000
20020515114635	6.5	5	0	5.460	3.454	6.257	3.553	3.326	2.535
			10	5.211	3.296	4.905	2.785	3.075	2.344
			20	3.997	2.528	3.812	2.165	2.179	1.661
			100	2.256	1.427	2.554	1.450	1.476	1.125
			283	1.581	1.000	1.761	1.000	1.312	1.000
20020529004601	6.2	5.7	0	3.333	2.602	3.707	2.444	1.562	2.460
			10	2.916	2.276	3.092	2.038	1.567	2.468
			20	2.455	1.916	2.884	1.901	1.432	2.255
			100	1.843	1.439	1.993	1.314	1.094	1.723
			283	1.281	1.000	1.517	1.000	0.635	1.000
20020530145406	5.9	91.1	0	2.656	2.542	4.726	3.971	4.741	2.585
			10	2.118	2.027	2.034	1.709	3.116	1.699
			20	2.287	2.189	2.601	2.186	3.050	1.663
			100	1.831	1.752	1.422	1.195	1.848	1.008
			283	1.045	1.000	1.190	1.000	1.834	1.000
20020718031540	5.1	46.9	0	1.450	4.448	0.815	1.831	0.616	4.775
			10	0.778	2.387	0.561	1.261	0.515	3.992
			20	0.717	2.199	0.605	1.360	0.251	1.946
			100	0.506	1.552	0.409	0.919	0.178	1.380
			283	0.326	1.000	0.445	1.000	0.129	1.000
20020829010641	6	13.2	0	2.054	3.141	2.028	2.996	0.917	2.178
			10	1.498	2.291	1.610	2.378	0.888	2.109
			20	1.240	1.896	1.024	1.513	0.707	1.679
			100	0.746	1.141	1.100	1.625	0.535	1.271
			283	0.654	1.000	0.677	1.000	0.421	1.000

表 4-4 台中港區實測地震波篩選資料-4

台中港26號碼頭地震波放大效應統計分析資料-4

地震編號 西元年月時分秒	地震 規模 M	震源 深度 Km	監測 深度	尖峰加速度					
				SN	正規化 SN	EW	正規化 EW	V垂直	正規化 V
20020830040635	5.6	83	0	1.332	2.804	1.882	4.287	0.989	4.495
			10	0.810	1.705	1.081	2.462	0.816	3.709
			20	0.947	1.994	0.910	2.073	0.496	2.255
			100	0.784	1.651	0.638	1.453	0.311	1.414
			283	0.475	1.000	0.439	1.000	0.220	1.000
20020901135716	5.6	2.5	0	1.152	2.776	1.543	4.447	1.671	7.203
			10	0.985	2.373	0.958	2.761	0.874	3.767
			20	0.637	1.535	0.850	2.450	0.527	2.272
			100	0.533	1.284	0.650	1.873	0.294	1.267
			283	0.415	1.000	0.347	1.000	0.232	1.000
20020906190214	5.5	26	0	20.908	4.299	16.112	2.513	7.741	3.004
			10	13.250	2.725	11.884	1.853	4.935	1.915
			20	11.413	2.347	9.163	1.429	3.404	1.321
			100	6.231	1.281	7.343	1.145	3.374	1.309
			283	4.863	1.000	6.412	1.000	2.577	1.000
20020908070010	5.5	40	0	1.471	2.936	1.632	2.766	0.752	3.450
			10	0.923	1.842	1.117	1.893	0.767	3.518
			20	0.790	1.577	0.881	1.493	0.452	2.073
			100	0.593	1.184	0.549	0.931	0.296	1.358
			283	0.501	1.000	0.590	1.000	0.218	1.000

第五章 台北港地震監測結果分析

5.1 地震監測結果分析

本研究於民國 91 年底完成台北港井下地震儀監測站,以期藉由所收到之地震紀錄進行各方面之研究,此井下地震儀陣列於地表 14 米、30 米、99 米及 297 米共設置 5 部地震儀,監測期間雖未有強震之觀測資料,唯小地震非常頻繁,目前擷取之地震觀測資料已有 19 組,唯其中有多組觀測資料受港區貨櫃車輛經過時之振動干擾,資料分析時予以篩除,本文僅篩選 17 組較完整之監測資料進行分析研究,表 5-1 為 17 組地震之規模、震央與震源深度,其各深度之最大加速度如表 5-2 至 5-12 所示。

表 5-1 台北港井下地震觀測資料之規模、震央與震源深度

No	時間	位置		深度 km	規模
		緯度	經度		
1	2003 5 15 9:18 04.00	25° 18'	122° 14.8'	4.4	5.4
2	2003 5 26 17:25 31.00	24° 42'	121° 41.4'	70.3	4.9
3	2003 6 09 09:53 10.00	24° 24'	121° 59.4'	21.3	6.3
4	2003 6 09 13:08 24.00	24° 23.4'	121° 51'	9.7	5.3
5	2003 6 10 16:41 02.00	23° 31.2'	121° 40.2'	27.6	6.5
6	2003 6 12 21:41 49.00	24° 22.8'	121° 49.8'	12.9	5.0
7	2003 6 17 02:34 15.00	23° 33.6'	121° 36.6'	18.8	5.9
8	2003 7 13 23:06 48.00	24° 28.2'	121° 52.8'	16.4	5.0

9	2003 7 18 10:41 36.00	24° 35.4'	121° 50.4'	72.6	5.4
10	2003 7 31 02:37 27.00	23° 55.8'	122° 27.6'	46.8	5.3
11	2003 8 03 19:35 42.00	24° 15.0'	121° 42.0'	56.5	5.5
12	2003 8 12 00:30 27 00	24° 38.4'	121° 34.2'	56.0	5.6
13	2003 9 26 07:42 59.70	24° 19.2'	121° 54.0'	20.5	4.9
14	2003 11 09 13:36 06.00	24° 50.4'	121° 55.2'	79.3	5.4
15	2003 11 12 08:02 56.00	24° 27.6'	121° 55.2'	20.7	5.5
16	2003 11 14 23:54 39.00	24° 07.2'	121° 42.0'	27.6	5.1
17	2003 12 10 12:39 01.00	23° 06.0'	121° 20.4'	10.0	6.6

圖 5-1 為其中振幅較大之 92 年 6 月 10 日之地震歷時圖，圖 5-2 為數組最大加速度隨深度變化圖。由圖 5-1 及圖 5-3 顯示：東西向 (EW)、南北向(SN) 及垂直向(V)之尖峰加速度，由 297m 上傳至地表時，其振幅均有明顯放大。

為探討台北港震波放大特性，本文將 17 組地震之各深度之最大加速度正規化，即將各深度之最大加速度除以地表之最大加速度。並加以統計迴歸分析，正規化之最大加速度隨深度變化之迴歸分析結果，如圖 5-3 所示，迴歸函數如下列所示。

$$\text{南北向：PGA}=\exp(-0.16*(\text{深度})^{0.38}) \dots\dots\dots (5-1)$$

$$\text{東西向：PGA}=\exp(-0.21*(\text{深度})^{0.32}) \dots\dots\dots (5-2)$$

$$\text{垂直向：PGA}=\exp(-0.22*(\text{深度})^{0.28}) \dots\dots\dots (5-3)$$

由分析觀測與回歸結果有幾點特別值得注意，首先由水平向觀測結果發現，30 公尺深之 PGA 值大於 14 公尺深之 PGA 值，此點違反一般深度越深 PGA 值越小之情況，推測造成此一不尋常之原因為此二深度之地震儀位於同一地層，故未發生振波音穿透低速層所發生之放大現象，相反的由於衰減因素造成能量降低，使得較深之 PGA 值大於淺部之 PGA 值，對照地層速度構造調查結果，此二深度之地震儀均為於深度 8~36 公尺之地二層內，亦符合上述之推測。令一值得注意的是 PGA 明顯之放大不在淺層與地表之間，而是發生在 30 與 100 公尺之間，同樣對照台北港地震監測站各層土壤之剪力波速，如圖 5-4 所示，港區內地下地層剪力波速度對比最大之介面位於 36 公尺處，此點也說明 PGA 明顯之放大不在淺層與地表之間，而是發生在 30 與 100 公尺之間的原因。

由圖 5-3a 迴歸分析結果可發現：南北向之地震波自 297m 至地表，地震震波放大 3.87 倍；其中自 297m 至 30m，其厚度達 267m 之地層，正規化之最大加速度由 0.258 放大至 0.567，約放大 2.2 倍；但自 30m 至地表，其厚度僅 30m 之地層，正規化之最大加速度由 0.567 放大至 1，放大亦達 1.764 倍；由此可知南北向之地震震波放大，主要來自淺層地層，但深層地層之震波放大效應仍不能忽略。

由圖 5-3b 迴歸分析結果可發現：東西向之地震波自 297m 至地表，地震震波放大 3.71 倍；其中自 297m 至 30m，其厚度達 267m 之地層，正規化之最大加速度由 0.269 放大至 0.536，約放大 1.99 倍；但自 30m 至地表，其厚度僅 30m 之地層，正規化之最大加速度由 0.536 放大至 1，放大達 1.86 倍；由此可知東西向之地震震波放大，主要亦來自淺層地層。

由圖 5-3c 迴歸分析結果可發現：垂直向之地震波自 297m 至地表，地震震波放大 3.12 倍；其中自 297m 至 30m，其厚度達 267m 之地層，正規化之最大加速度由 0.321 放大至 0.555，約放大 1.73 倍；但自 30m 至地表，其厚度僅 30m 之地層，正規化之最大加速度由 0.555 放大至

1,放大亦達 1.8 倍；由此可知垂直向之地震震波放大，主要亦來自淺層地層。

Seed & Idriss (1971)有關應力折減因數隨深度變化範圍之研究，如圖 4-4 所示，由圖 5-3 台北港震波放大特性初步探討結果亦可發現，台北港淺層地層之震波放大稍大於 Seed & Idriss (1971)之平均值。

Idriss(1990)對軟弱地盤震波放大效應之研究結果，如圖 2-2 所示，由圖 2-2 可發現：震波放大有非線性效應，即各最大加速度值之震波放大效應不同。因此為進一步探討台北港震波放大效應之非線性，本文亦分析台北港震波放大倍率與最大加速度之關係，如圖 5-5 所示。由圖 5-5 可發現：台北港震波放大倍率約於 3-5 倍之間，平均約為 4 倍，由於皆為小地震，並未發現有非線性效應，俟有一些大地震時再進一步分析。

5.2 SHAKE 地震模擬分析

本研究以 SHAKE 程式模擬加速度歷時曲線，並與井下地震記錄比較，以探討台北港區地震之放大倍率。由於目前無法獲得地震入射波，所以將井下 297 公尺所收到的地震記錄視為入射波，以進行模擬地表、井下 14 公尺、30 公尺、100 公尺之加速度歷時曲線，計算長度擷取剪力波開始後 40 秒之記錄，模擬過程中亦將地表自由端反射波列入計算。本研究相關之動態參數與剪應變之關係，是以台灣西海岸港區沉泥質砂性土壤之動態試驗結果為程式分析時之輸入曲線，如圖 4-6 及圖 4-7 所示，各層土壤之剪力波速，則以台北港地震監測站之懸浮式速度井測(P-S Logging)結果為輸入資料，如圖 5-4 所示。

圖 5-6 是利用 SHAKE 程式模擬 92 年 6 月 10 日南北向加速度歷時曲線之模擬結果，與圖 5-1a 之實際的觀測值互相比較，比較結果可發現地表、10 公尺及 100 公尺之 PGA 值相當接近，30 公尺之模擬結果與觀測值相差甚多，有待進一步研究。本研究以 297 公尺記錄當作入射

波，而實際上這記錄除了包含入射波之外，尚有來自其它地層反射回來的反射波，如果能減低這些反射波後，再作為入射波，則可進一步改善模擬結果。

5.3 Haskall 地震模擬分析

為了進一步模擬加速度歷時曲線，本研究利用 Haskall (1953, 1960) 數值模擬方式，並以陳圭璋、賴聖耀 (2003) 所計算之轉換函數及衰減因子 Q 值，進行不同深度時間歷時之模擬，再與井下地震記錄比較，以探討台北港區地震之放大倍率。用來進行模擬之地震為 92 年 6 月 10 日之地震記錄，模擬之項目包括原始之加速度記錄。Haskall 模擬方式與 SHAKE 模擬方式不同，是以地表記錄當作輸入歷時，以進行地下 14、30、100、297 公尺深之歷時計算，同時計算前先將地表歷時旋轉至徑向 (R) 以及切向 (T)，計算長度擷取剪力波開始後 40 秒之記錄，模擬過程中亦將地表自由端反射波列入計算，圖 5-7 為加速度在 R 與 T 方向之模擬與觀測比較圖。由圖 5-7 可發現，在淺層的 14 以及 30 公尺部份，模擬與觀測結果不論是振幅或波相均相當一致；至於較深層之 100 公尺及 297 公尺之部分，則發現加速度模擬結果之振幅較觀測值稍高，但波相與整體趨勢仍十分接近，推測在深層部分有變化較劇烈之薄層夾雜其中，使得較能反映薄層之高頻加速度訊號產生變化所致，此外震波在深層部分並非完全如計算時所假設是以接近垂直之入射角入射，也造成一定程度之影響，但就整體而言，模擬與觀測仍屬接近。

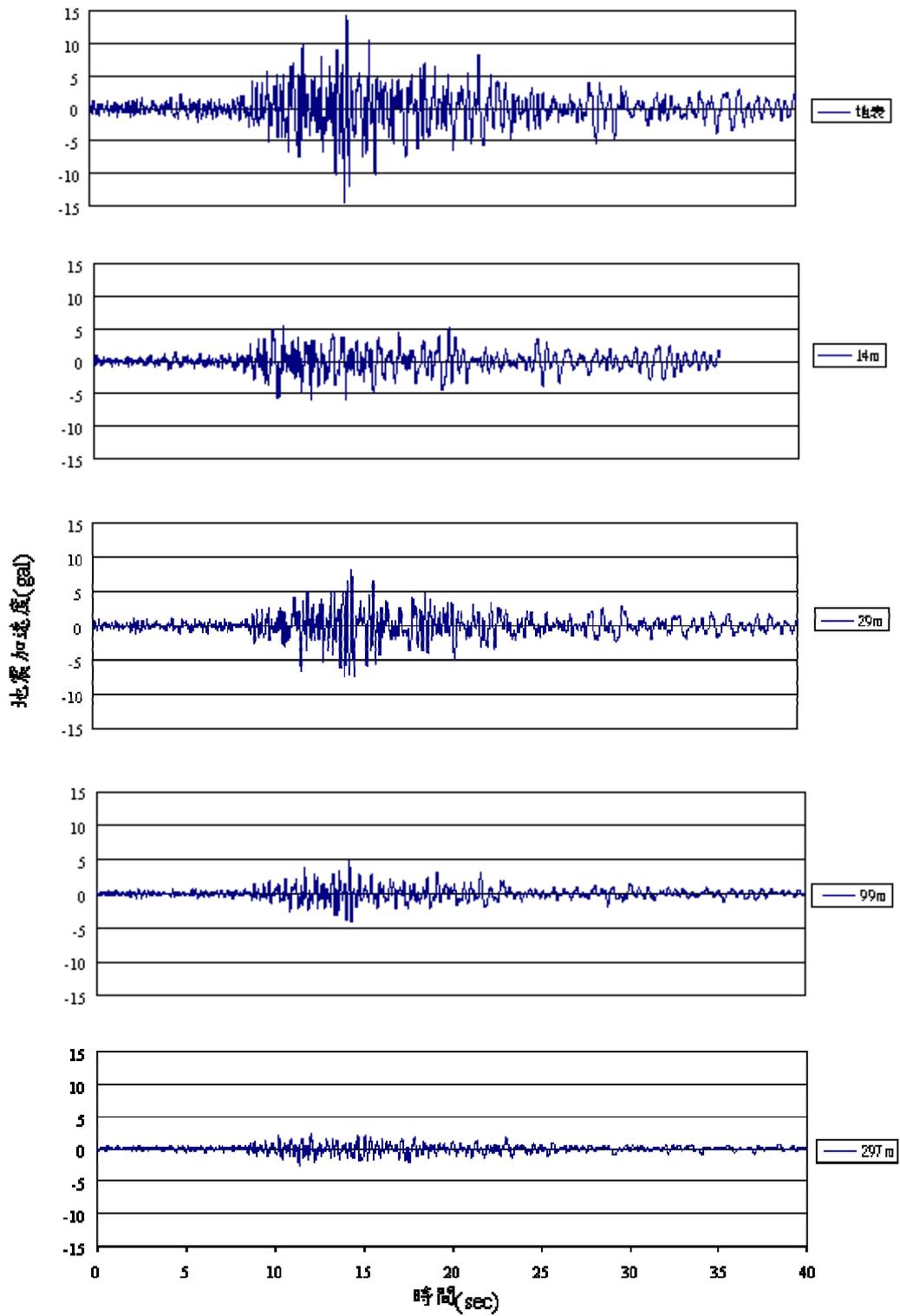


圖 5-1a 台北港 2003 年 6 月 10 日 16 時 41 分地震(南北向)

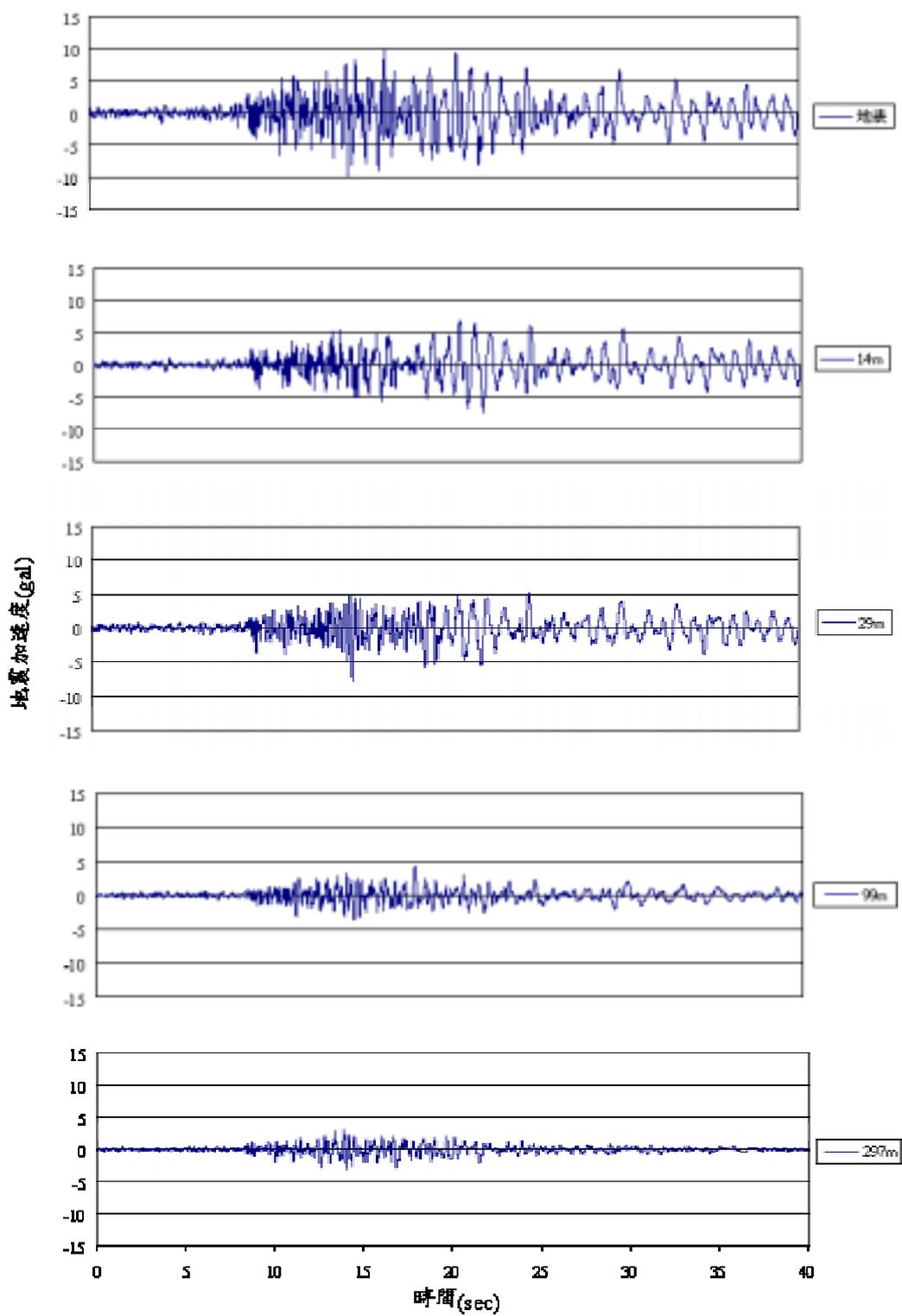


圖 5-1b 台北港 2003 年 6 月 10 日 16 時 41 分地震(東西向)

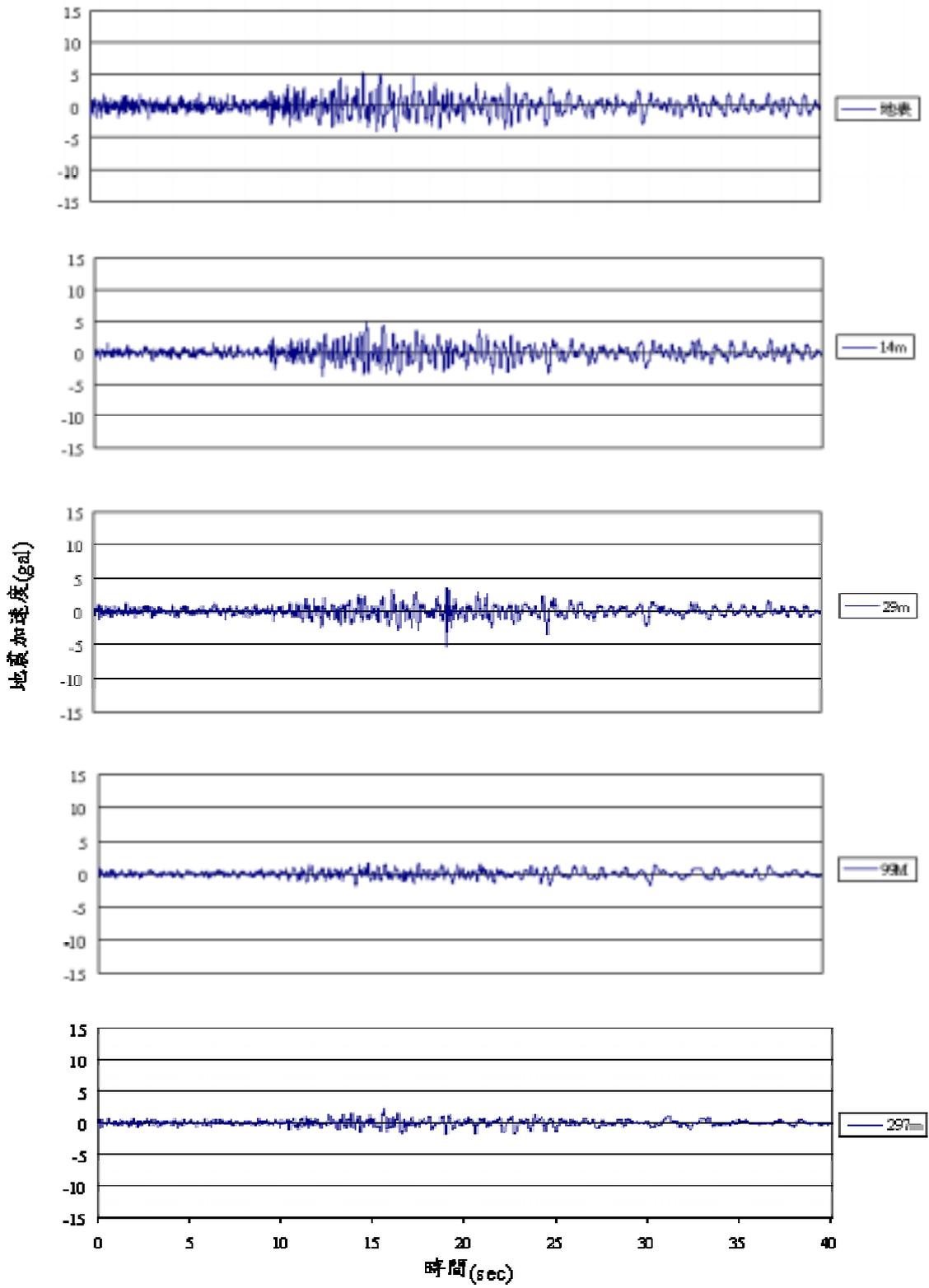


圖 5-1c 台北港 2003 年 6 月 10 日 16 時 41 分地震(垂直向)

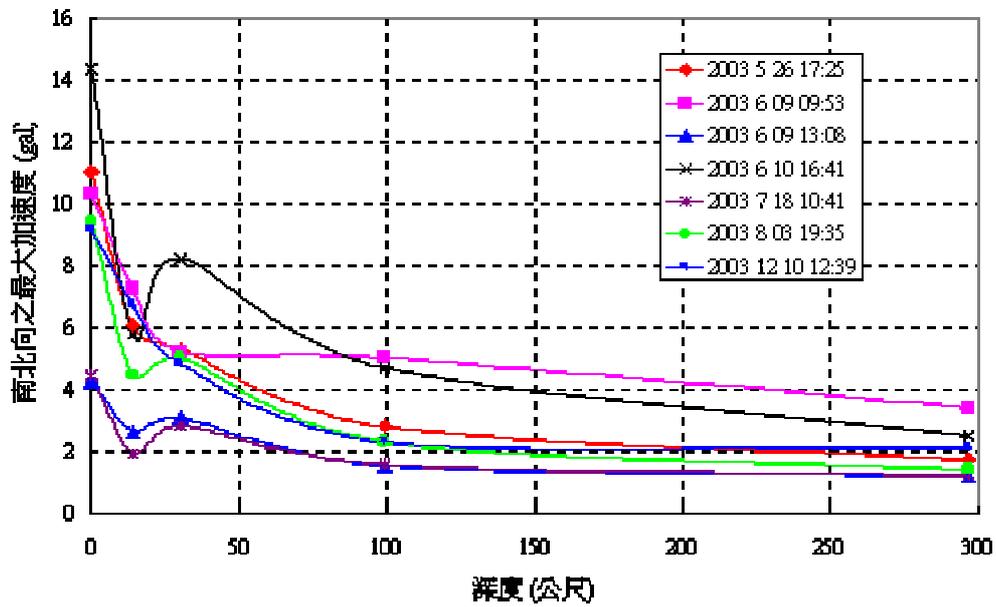


圖 5-2a 台北港井下地震儀南北向之最大加速度隨深度變化圖

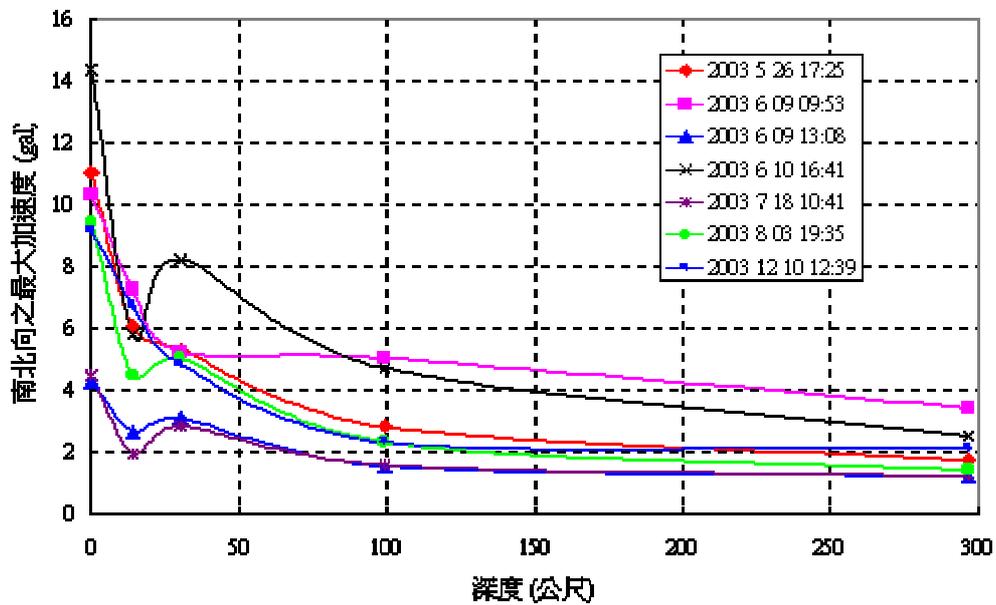


圖 5-2b 台北港井下地震儀東西向之最大加速度隨深度變化圖

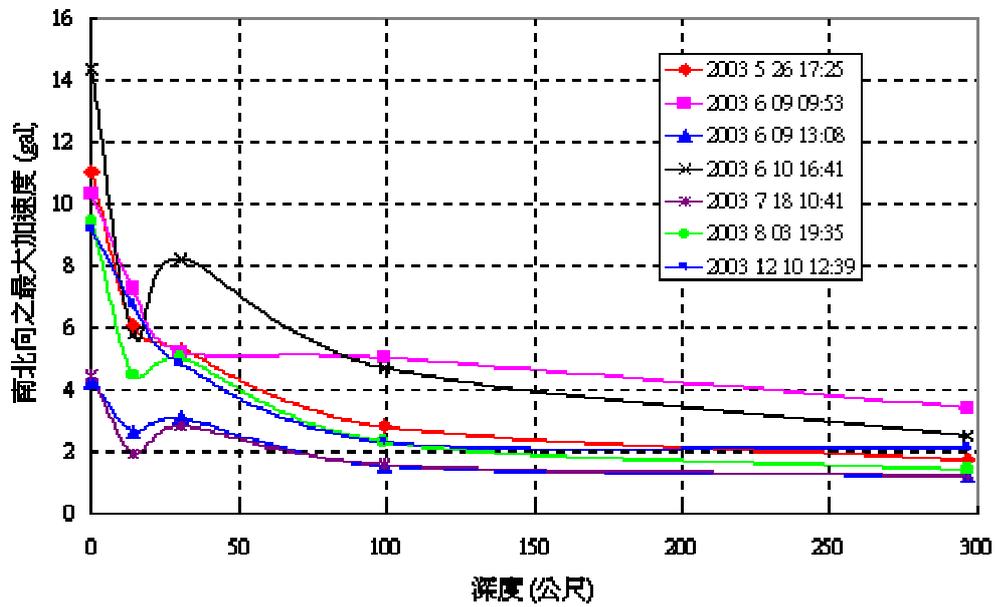


圖 5-2c 台北港井下地震儀垂直向之最大加速度隨深度變化圖

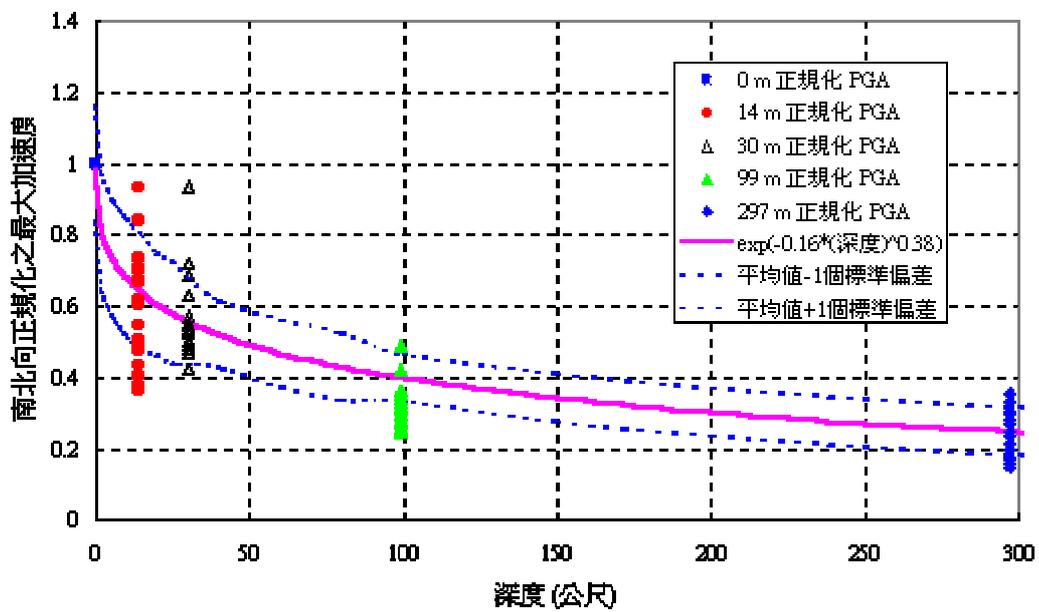


圖 5-3a 台北港井下地震儀南北向正規化之最大加速度隨深度變化圖

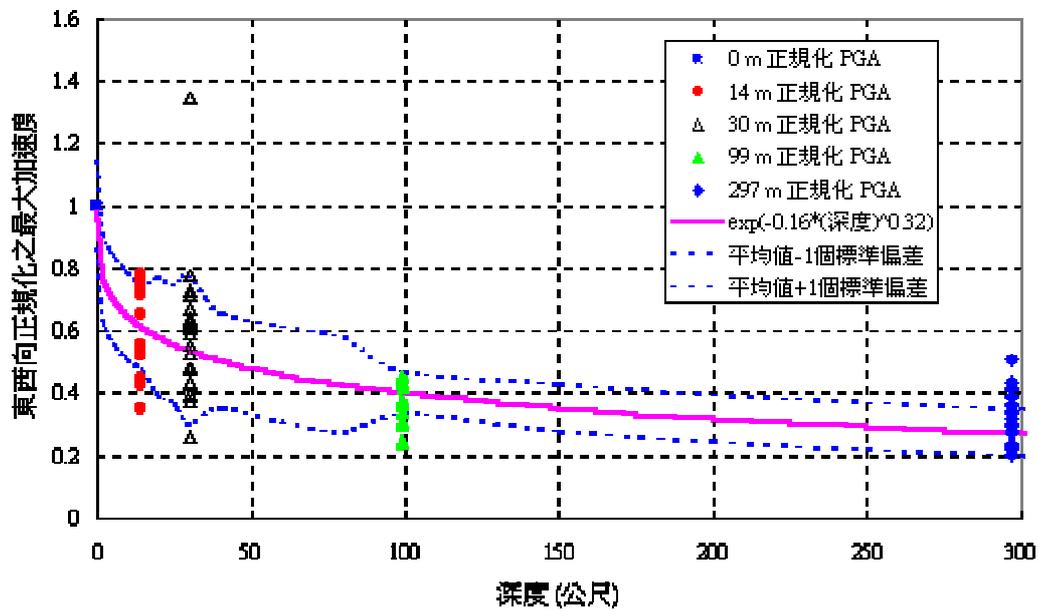


圖 5-3b 台北港井下地震儀東西向正規化之最大加速度隨深度變化圖

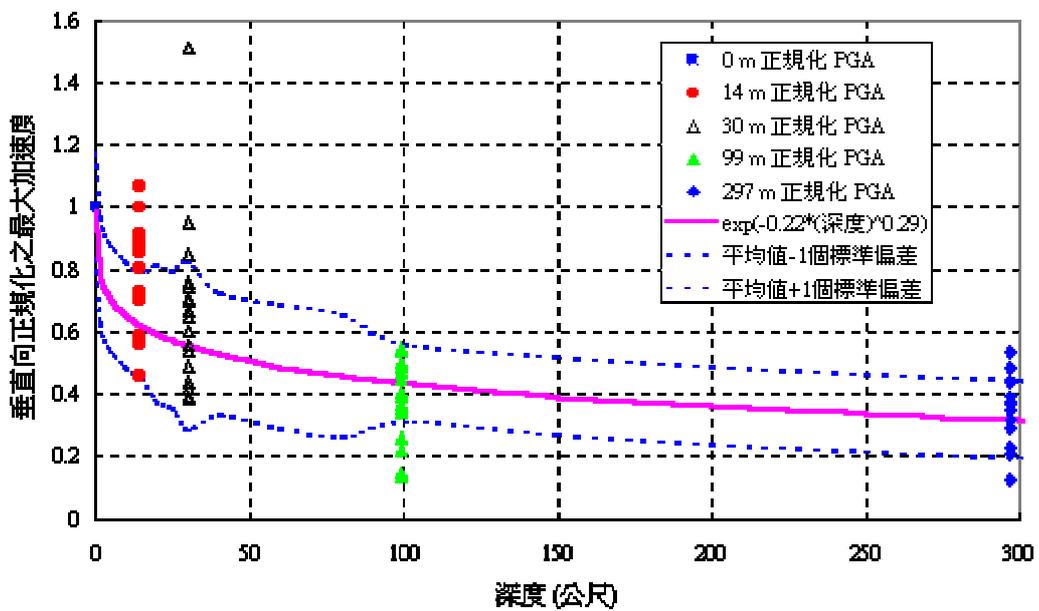


圖 5-3c 台北港井下地震儀垂直向正規化之最大加速度隨深度變化圖

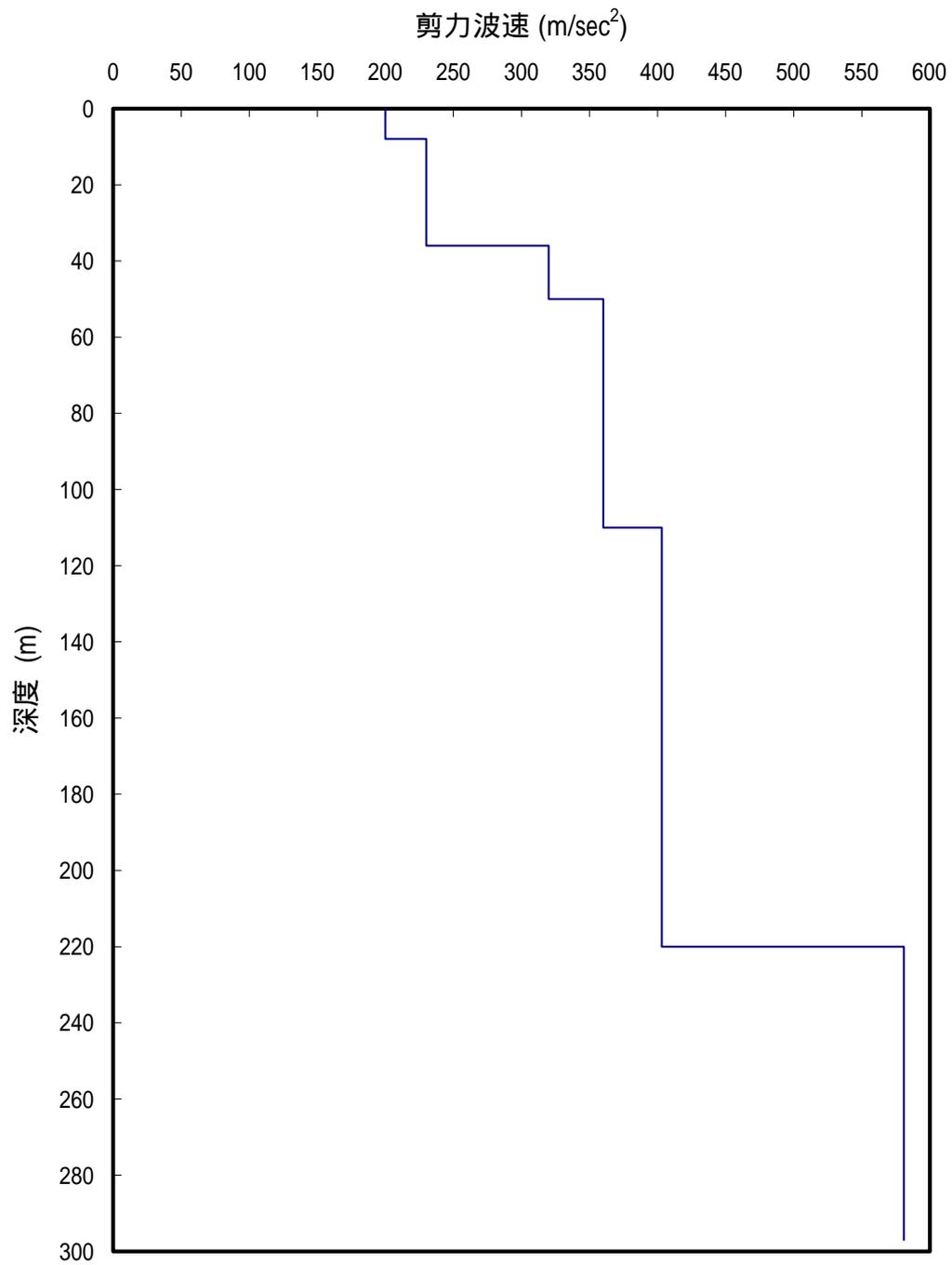


圖 5-4 台北港地震監測站剪力波速隨深度變化關係圖

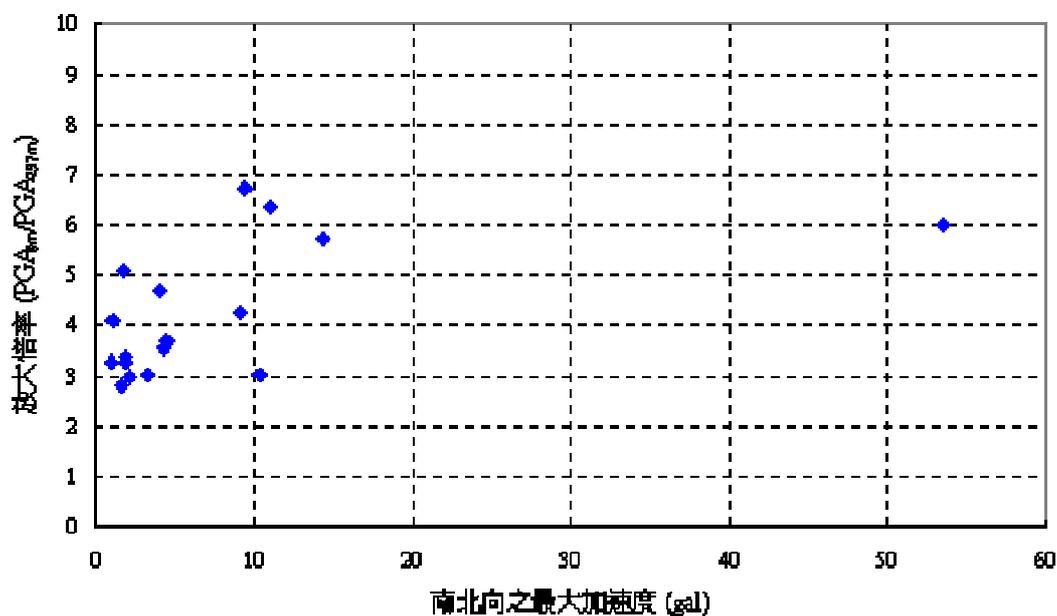


圖 5-5a 台北港南北向震波放大倍率與最大加速度之關係圖

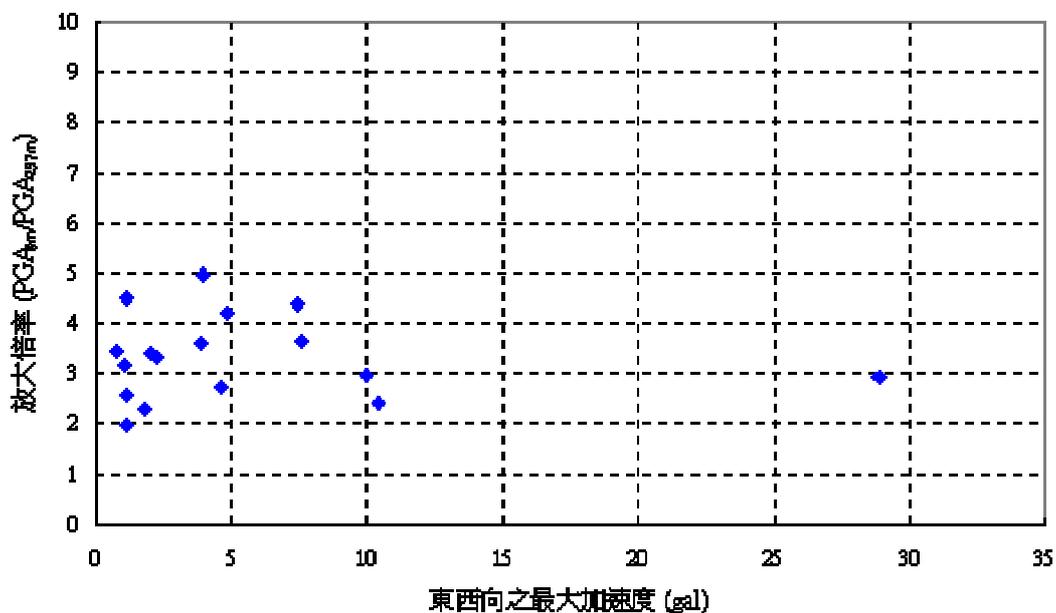


圖 5-5b 台北港東西向震波放大倍率與最大加速度之關係圖

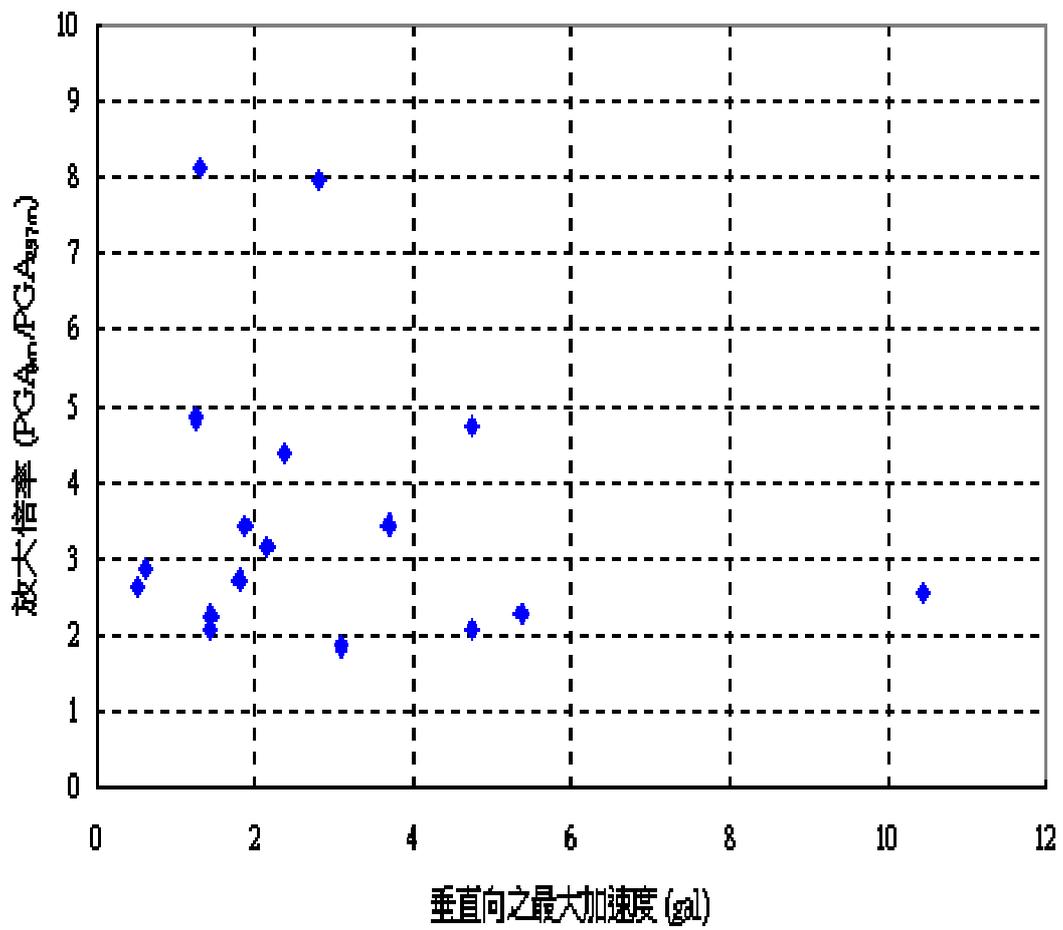


圖 5-5c 台北港垂直向震波放大倍率與最大加速度之關係圖

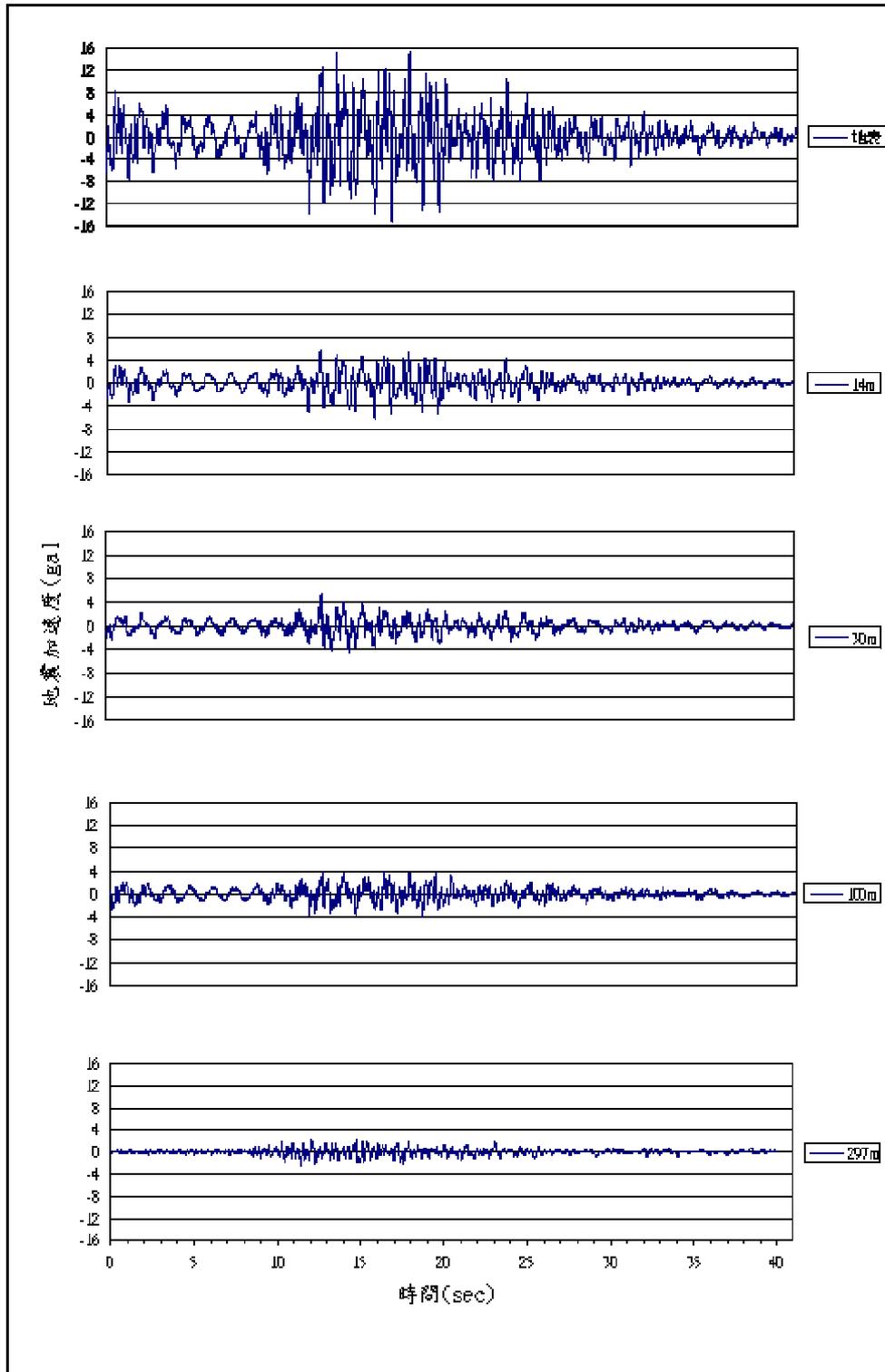


圖 5-6 台北港 2003 年 6 月 10 日-SHAKE 模擬地震(南北向)

2002 6 10 16:41
R component

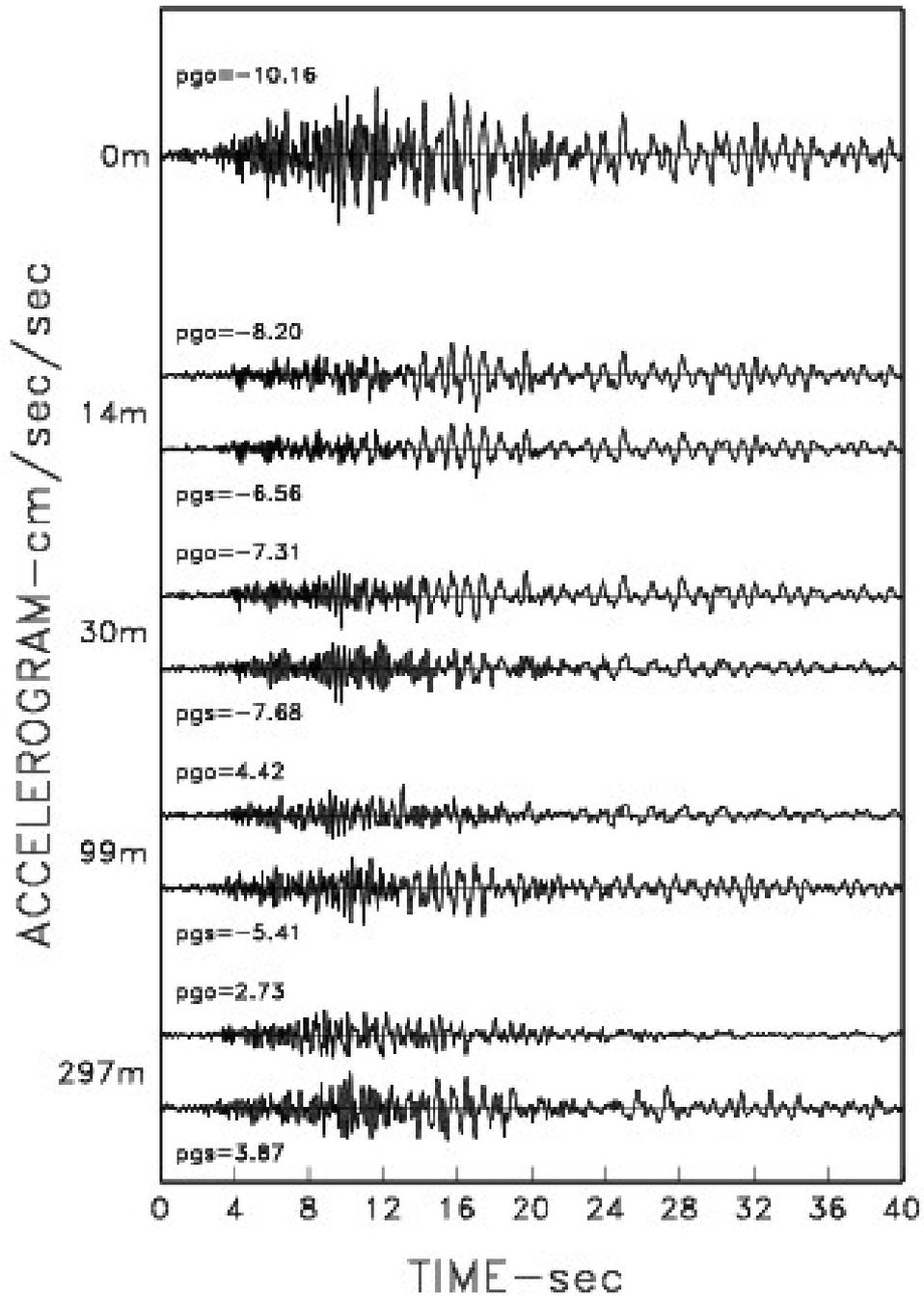


圖 5.7a 2003 年 6 月 10 日模擬與觀測加速度在 R 方向比較圖

2002 6 10 16:41

T component

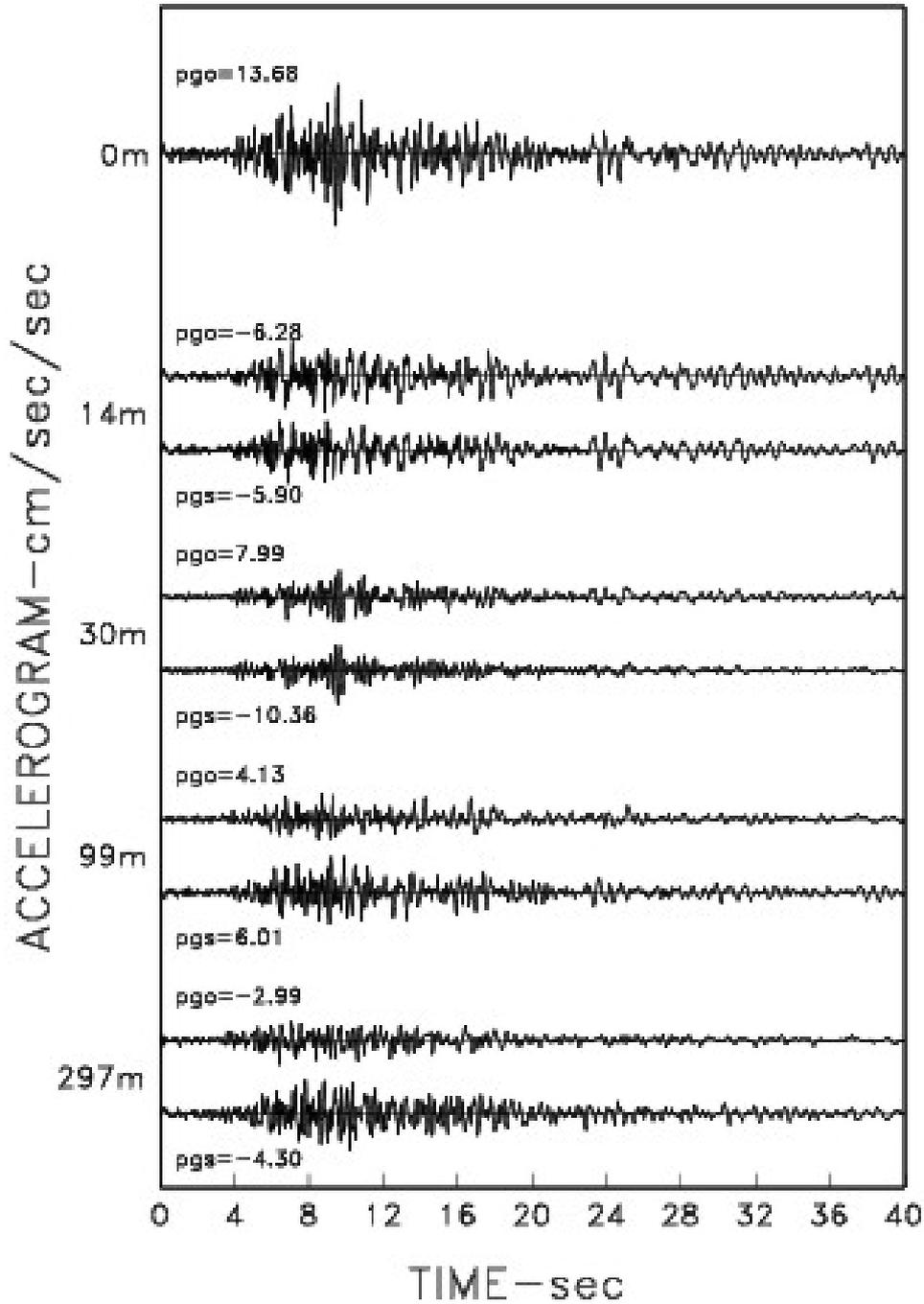


圖 5.7b 2003 年 6 月 10 日模擬與觀測加速度在 T 方向比較圖

表5-2 台北港地震監測站各頻道最大加速度值(2003年5月份-共2筆)

頻道(方向)	儀器深度	PGA(gal)	頻道(方向)	儀器深度	PGA(gal)
1(南北)	地表	1.84	1(南北)	地表	11.02
2(東西)	地表	1.82	2(東西)	地表	4.64
3(垂直)	地表	1.45	3(垂直)	地表	2.16
4(南北)	14m	1.30	4(南北)	14m	6.03
5(東西)	14m	1.38	5(東西)	14m	3.02
6(垂直)	14m	1.45	6(垂直)	14m	1.56
7(南北)	29m	1.02	7(南北)	29m	5.30
8(東西)	29m	1.30	8(東西)	29m	2.84
9(垂直)	29m	1.23	9(垂直)	29m	1.20
10(南北)	99m	0.47	10(南北)	99m	2.81
11(東西)	99m	0.80	11(東西)	99m	1.12
12(垂直)	99m	0.78	12(垂直)	99m	0.77
13(南北)	297m	0.56	13(南北)	297m	1.74
14(東西)	297m	0.80	14(東西)	297m	1.70
15(垂直)	297m	0.64	15(垂直)	297m	0.68

表5-3 台北港地震監測站各頻道最大加速度值(2003年6月份-共5筆)

頻道(方向)	儀器深度	PGA(gal)	頻道(方向)	儀器深度	PGA(gal)
1(南北)	地表	10.34	1(南北)	地表	4.28
2(東西)	地表	10.43	2(東西)	地表	3.89
3(垂直)	地表	4.75	3(垂直)	地表	1.81
4(南北)	14m	7.26	4(南北)	14m	2.66
5(東西)	14m	7.62	5(東西)	14m	1.64
6(垂直)	14m	5.07	6(垂直)	14m	1.59
7(南北)	29m	5.24	7(南北)	29m	3.09
8(東西)	29m	6.17	8(東西)	29m	1.87
9(垂直)	29m	3.55	9(垂直)	29m	1.28
10(南北)	99m	5.04	10(南北)	99m	1.55
11(東西)	99m	3.79	11(東西)	99m	1.15
12(垂直)	99m	2.60	12(垂直)	99m	0.91
13(南北)	297m	3.43	13(南北)	297m	1.20
14(東西)	297m	4.33	14(東西)	297m	1.08
15(垂直)	297m	2.29	15(垂直)	297m	0.66

表5-4 台北港地震監測站各頻道最大加速度值(2003年6月份,共5筆)

編號：3/5	規模：6.5	深度：27.6 km	編號：4/5	規模：5.0	深度：12.9 km
地震時間：03/06/10/16:40'32.7"			地震時間：03/06/12/21:41'14.2"		
記錄時間：03/06/10/16:41'02"			記錄時間：03/06/12/21:41'49"		
震央位置：北緯：23°31.2' 東經：121°40.2'			震央位置：北緯：24°22.8' 東經：121°49.8'		
頻道(方向)	儀器深度	PGA(gal)	頻道(方向)	儀器深度	PGA(gal)
1(南北)	地表	14.36	1(南北)	地表	1.78
2(東西)	地表	9.96	2(東西)	地表	1.08
3(垂直)	地表	5.37	3(垂直)	地表	0.62
4(南北)	14m	5.79	4(南北)	14m	0.68
5(東西)	14m	7.44	5(東西)	14m	0.58
6(垂直)	14m	4.83	6(垂直)	14m	0.55
7(南北)	29m	8.22	7(南北)	29m	1.23
8(東西)	29m	7.73	8(東西)	29m	0.68
9(垂直)	29m	5.11	9(垂直)	29m	0.34
10(南北)	99m	4.72	10(南北)	99m	0.49
11(東西)	99m	4.32	11(東西)	99m	0.40
12(垂直)	99m	1.84	12(垂直)	99m	0.24
13(南北)	297m	2.51	13(南北)	297m	0.35
14(東西)	297m	3.37	14(東西)	297m	0.34
15(垂直)	297m	2.36	15(垂直)	297m	0.22

表5-5 台北港地震監測站各頻道最大加速度值(2003年6月份,共5筆)

編號：5/5	規模：5.9	深度：18.8 km	編號：	規模：	深度：
地震時間：03/06/17/02:33"39.9"			地震時間：		
記錄時間：03/06/17/02:34'15"			記錄時間：		
震央位置：北緯：23° 33.6' 東經：121° 36.6'			震央位置：北緯：	東經：	
頻道(方向)	儀器深度	PGA(gal)	頻道(方向)	儀器深度	PGA(gal)
1(南北)	地表	2.12	1(南北)	地表	
2(東西)	地表	2.01	2(東西)	地表	
3(垂直)	地表	2.81	3(垂直)	地表	
4(南北)	14m	1.78	4(南北)	14m	
5(東西)	14m	1.44	5(東西)	14m	
6(垂直)	14m	2.26	6(垂直)	14m	
7(南北)	29m	1.99	7(南北)	29m	
8(東西)	29m	2.71	8(東西)	29m	
9(垂直)	29m	4.24	9(垂直)	29m	
10(南北)	99m	0.67	10(南北)	99m	
11(東西)	99m	0.77	11(東西)	99m	
12(垂直)	99m	0.42	12(垂直)	99m	
13(南北)	297m	0.71	13(南北)	297m	
14(東西)	297m	0.59	14(東西)	297m	
15(垂直)	297m	0.35	15(垂直)	297m	

表5-6 台北港地震監測站各頻道最大加速度值(2003年7月份_共3筆)

編號：1/3	規模：5.0	深度：16.4 km	編號：2/3	規模：5.4	深度：72.6 km
地震時間：03/07/13/23:06'30.5"			地震時間：03/07/18/10:41'20.6"		
記錄時間：03/07/13/23:06'48"			記錄時間：03/07/18/10:41'36"		
震央位置：北緯：24° 28.2' 東經：121° 52.8'			震央位置：北緯：24° 35.4' 東經：121° 50.4'		
頻道(方向)	儀器深度	PGA(gal)	頻道(方向)	儀器深度	PGA(gal)
1(南北)	地表	1.57	1(南北)	地表	4.48
2(東西)	地表	1.14	2(東西)	地表	3.93
3(垂直)	地表	1.43	3(垂直)	地表	1.88
4(南北)	14m	0.95	4(南北)	14m	1.95
5(東西)	14m	0.89	5(東西)	14m	2.18
6(垂直)	14m	1.00	6(垂直)	14m	1.72
7(南北)	29m	0.86	7(南北)	29m	2.83
8(東西)	29m	0.83	8(東西)	29m	1.56
9(垂直)	29m	0.86	9(垂直)	29m	1.25
10(南北)	99m	0.49	10(南北)	99m	1.57
11(東西)	99m	0.48	11(東西)	99m	1.19
12(垂直)	99m	0.58	12(垂直)	99m	0.76
13(南北)	297m	0.56	13(南北)	297m	1.21
14(東西)	297m	0.58	14(東西)	297m	0.79
15(垂直)	297m	0.69	15(垂直)	297m	0.55

表5-7 台北港地震監測站各頻道最大加速度值(2003年7月份_共3筆)

編號：3/3	規模：5.3	深度：46.8 km	編號：/	規模：	深度： km
地震時間：03/07/31/02:36'9.7"			地震時間：		
記錄時間：03/07/31/02:37'27"			記錄時間：		
震央位置：北緯：23° 55.8' 東經：122° 27.6'			震央位置：北緯：	東經：	
頻道(方向)	儀器深度	PGA(gal)	頻道(方向)	儀器深度	PGA(gal)
1(南北)	地表	1.06	1(南北)	地表	
2(東西)	地表	0.79	2(東西)	地表	
3(垂直)	地表	0.53	3(垂直)	地表	
4(南北)	14m	0.99	4(南北)	14m	
5(東西)	14m	0.62	5(東西)	14m	
6(垂直)	14m	0.47	6(垂直)	14m	
7(南北)	29m	0.57	7(南北)	29m	
8(東西)	29m	0.53	8(東西)	29m	
9(垂直)	29m	0.37	9(垂直)	29m	
10(南北)	99m	0.26	10(南北)	99m	
11(東西)	99m	0.33	11(東西)	99m	
12(垂直)	99m	0.24	12(垂直)	99m	
13(南北)	297m	0.26	13(南北)	297m	
14(東西)	297m	0.23	14(東西)	297m	
15(垂直)	297m	0.20	15(垂直)	297m	

表5-8 台北港地震監測站各頻道最大加速度值(2003年8月份.共2筆)

編號：1/2	規模：5.5	深度：56.5 km	編號：2/2	規模：5.6	深度：56 km
地震時間：	03/08/03/19:35'23.8"		地震時間：	03/08/12/00:30'13.4"	
記錄時間：	03/08/03/19:35'42"		記錄時間：	03/08/12/00:30'27"	
震央位置：	北緯：24° 15.0' 東經：121° 42.0'		震央位置：	北緯：24° 38.4' 東經：121° 34.2'	
頻道(方向)	儀器深度	PGA(gal)	頻道(方向)	儀器深度	PGA(gal)
1(南北)	地表	9.43	1(南北)	地表	53.54
2(東西)	地表	7.45	2(東西)	地表	28.85
3(垂直)	地表	4.74	3(垂直)	地表	10.44
4(南北)	14m	4.49	4(南北)	14m	19.59
5(東西)	14m	3.91	5(東西)	14m	12.88
6(垂直)	14m	2.18	6(垂直)	14m	7.62
7(南北)	29m	5.02	7(南北)	29m	22.77
8(東西)	29m	1.95	8(東西)	29m	10.81
9(垂直)	29m	1.82	9(垂直)	29m	4.58
10(南北)	99m	2.31	10(南北)	99m	14.61
11(東西)	99m	2.54	11(東西)	99m	9.04
12(垂直)	99m	1.68	12(垂直)	99m	2.71
13(南北)	297m	1.40	13(南北)	297m	8.94
14(東西)	297m	1.70	14(東西)	297m	9.86
15(垂直)	297m	1.00	15(垂直)	297m	4.10

表5-9 台北港地震監測站各頻道最大加速度值(2003年9月份.共1筆)

編號：1/1	規模：4.9	深度：20.5	編號：	規模：	深度：
地震時間：	03/09/26/07:42'59.7"		地震時間：		
記錄時間：	03/09/26/07:43'36"		記錄時間：		
震央位置：	北緯：24°19.2' 東經：121°54.0'		震央位置：	北緯：	東經：
頻道(方向)	儀器深度	PGA(gal)	頻道(方向)	儀器深度	PGA(gal)
1(南北)	地表	0.95	1(南北)	地表	
2(東西)	地表	1.17	2(東西)	地表	
3(垂直)	地表	1.30	3(垂直)	地表	
4(南北)	14m	0.64	4(南北)	14m	
5(東西)	14m	0.41	5(東西)	14m	
6(垂直)	14m	0.73	6(垂直)	14m	
7(南北)	29m	0.47	7(南北)	29m	
8(東西)	29m	0.62	8(東西)	29m	
9(垂直)	29m	0.51	9(垂直)	29m	
10(南北)	99m	0.40	10(南北)	99m	
11(東西)	99m	0.29	11(東西)	99m	
12(垂直)	99m	0.18	12(垂直)	99m	
13(南北)	297m	0.29	13(南北)	297m	
14(東西)	297m	0.26	14(東西)	297m	
15(垂直)	297m	0.16	15(垂直)	297m	

表5-10 台北港地震監測站各頻道最大加速度值(2003年11月份-共3筆)

編號：1/3	規模：5.4	深度：79.3 km	編號：2/3	規模：5.5	深度：20.7 km
地震時間：03/11/09/13:35'49.8"			地震時間：03/11/12/08:02'36"		
記錄時間：03/11/09/13:36'06"			記錄時間：03/11/12/08:02'56"		
震央位置：北緯：24° 50.4' 東經：121° 55.2'			震央位置：北緯：24° 27.6' 東經：121° 55.2'		
頻道(方向)	儀器深度	PGA(gal)	頻道(方向)	儀器深度	PGA(gal)
1(南北)	地表	4.07	1(南北)	地表	3.27
2(東西)	地表	2.23	2(東西)	地表	4.88
3(垂直)	地表	3.69	3(垂直)	地表	2.37
4(南北)	14m	2.07	4(南北)	14m	2.18
5(東西)	14m	1.46	5(東西)	14m	3.73
6(垂直)	14m	2.08	6(垂直)	14m	2.03
7(南北)	29m	2.16	7(南北)	29m	1.54
8(東西)	29m	1.07	8(東西)	29m	2.12
9(垂直)	29m	1.81	9(垂直)	29m	1.54
10(南北)	99m	1.20	10(南北)	99m	1.04
11(東西)	99m	0.75	11(東西)	99m	2.23
12(垂直)	99m	1.35	12(垂直)	99m	1.16
13(南北)	297m	0.87	13(南北)	297m	1.08
14(東西)	297m	0.67	14(東西)	297m	1.16
15(垂直)	297m	1.07	15(垂直)	297m	0.54

表5-11 台北港地震監測站各頻道最大加速度值(2003年11月份-共3筆)

編號：3/3	規模：5.1	深度：27.6 km	編號：/	規模：	深度：
地震時間：03/11/14/23:54'4.2"			地震時間：		
記錄時間：03/11/14/23:54'39"			記錄時間：		
震央位置：北緯：24° 07.2' 東經：121° 42.0'			震央位置：北緯：	東經：	
頻道(方向)	儀器深度	PGA(gal)	頻道(方向)	儀器深度	PGA(gal)
1(南北)	地表	1.92	1(南北)	地表	
2(東西)	地表	1.16	2(東西)	地表	
3(垂直)	地表	1.26	3(垂直)	地表	
4(南北)	14m	0.94	4(南北)	14m	
5(東西)	14m	0.61	5(東西)	14m	
6(垂直)	14m	0.74	6(垂直)	14m	
7(南北)	29m	1.32	7(南北)	29m	
8(東西)	29m	0.74	8(東西)	29m	
9(垂直)	29m	0.53	9(垂直)	29m	
10(南北)	99m	0.66	10(南北)	99m	
11(東西)	99m	0.42	11(東西)	99m	
12(垂直)	99m	0.28	12(垂直)	99m	
13(南北)	297m	0.57	13(南北)	297m	
14(東西)	297m	0.45	14(東西)	297m	
15(垂直)	297m	0.26	15(垂直)	297m	

表5-12 台北港地震監測站各頻道最大加速度值(2003年12月份.共1筆)

編號：1/1 規模：6.6 深度：10.0 km			編號： 規模： 深度：		
地震時間： 03/12/10/12:38'15.2"			地震時間：		
記錄時間： 03/12/10/12:39'01"			記錄時間：		
震央位置： 北緯：23° 06' 東經：121° 20.4'			震央位置： 北緯： 東經：		
頻道(方向)	儀器深度	PGA(gal)	頻道(方向)	儀器深度	PGA(gal)
1(南北)	地表	9.15	1(南北)	地表	
2(東西)	地表	7.57	2(東西)	地表	
3(垂直)	地表	3.10	3(垂直)	地表	
4(南北)	14m	6.74	4(南北)	14m	
5(東西)	14m	5.45	5(東西)	14m	
6(垂直)	14m	2.75	6(垂直)	14m	
7(南北)	29m	4.83	7(南北)	29m	
8(東西)	29m	4.21	8(東西)	29m	
9(垂直)	29m	2.35	9(垂直)	29m	
10(南北)	99m	2.31	10(南北)	99m	
11(東西)	99m	3.40	11(東西)	99m	
12(垂直)	99m	1.46	12(垂直)	99m	
13(南北)	297m	2.15	13(南北)	297m	
14(東西)	297m	2.08	14(東西)	297m	
15(垂直)	297m	1.66	15(垂直)	297m	

第六章 結論與建議

1. 由台中港地震監測資料之迴歸分析結果顯示：台中港地表最大加速度約為井下283m最大加速度之3倍；其中自283m至20m，其厚度達263m之地層，地震波約放大1.7倍；但自20m至地表，其厚度僅20m之地層，地震波放大亦達1.7倍；由此可知台中港之地震震波放大，主要來自淺層地層，但深層地層之震波放大效應仍不能忽略。
2. 由台北港地震監測資料之迴歸分析結果顯示：台北港地表最大加速度約為井下297m最大加速度之4倍；其中自297m至30m，其厚度達267m之地層，地震波約放大2.2倍；但自30m至地表，其厚度僅30m之地層，地震波放大亦達1.8倍；由此可知台北港之地震震波放大，主要來自淺層地層，但深層地層之震波放大效應仍不能忽略。
3. 由地震波放大倍率隨深度變化之初步探討結果亦可發現：台中港及台北港淺層地層之震波放大皆稍大於Seed & Idriss (1971) 之平均值。
4. 由地震波放大倍率與最大加速度之研究可發現：台中港震波放大倍率約於2-5倍之間，平均約為3倍，台北港震波放大倍率約於3-5倍之間，平均約為4倍，由於皆為小地震，並未發現有Idriss(1990)發現之非線性效應，俟有一些大地震監測資料時再進一步分析。
5. 本研究以SHAKE程式模擬加速度歷時曲線，並與台中港及台北港井下地震記錄比較，比較結果其之PGA值大多相當接近。由於目前無法獲得地震入射波，所以台中港以井下283公尺之地震記錄視為入射波，台北港以井下297公尺之地震記錄視為入射波，而實際上這記錄除了包含入射波之外，尚有來自其它地層反射回來的反射波，如果能減低這些反射波後，再作為入射波，則可

進一步改善模擬結果。

6. 由Haskali I數值模擬與台北港井下地震記錄比較發現：在淺層的14公尺及30公尺部份，模擬與觀測結果不論是振幅或波相均相當一致；至於較深層之100公尺及297公尺之部分，則發現加速度模擬結果之振幅較觀測值稍高，但波相與整體趨勢仍十分接近。
7. 由Ishihara et al.(1981,1987)之研究顯示，地震之最大加速度須大於65 gal以上，才會有動態孔隙水壓之激發，由於監測期間於港區附近未有強震發生，因此亦未有地震引致土壤孔隙水壓逐漸上升之監測資料，俟有動態孔隙水壓之監測資料時再進行分析。

參考文獻

- [1]日本土木研究所(1977)，新耐震設計法(案)。
- [2]日本國有鐵道(1979)，日本國鐵構造物耐震設計標準。
- [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，V 耐震設計編。
- [5]台中港務局(1976) "台中港第一期工程完工報告"。
- [6]江志俊 (1989)，超額孔隙水壓與地盤運動之相關性研究，台灣大學土木系碩士論文。
- [7]李景亮 梁英文(1995)：結構耐震設計。
- [8]徐明同(1988 著)：地震工程學，中國土木工程師學會。
- [9]張伯烈(1987 譯)：工程地質與岩石力學(原著 Neil Duncan)。
- [10]張吉佐、黃俊鴻、鄒家琪、王一航(1992) 「不同地盤之地表最大加速度」第一屆結構工程研討會。
- [11]陳圭璋、賴聖耀、彭瀚毅、李俊延、張漢忠(2003)，「台北港區場址效應研究與土壤液化潛能分析」，第十屆台灣地區地球物理研討會，PP.97-102。
- [12]黃富國 (1996) 「土壤液化之危害度分析」台灣大學土木系博士論文。
- [13]國立台灣大學地震工程研究中心(1976 譯)：地震工程學(原著岡本舜三)。
- [14]港灣研究所(1997)"港灣及海岸結構物設計基準"，港灣研究所專刊123號。
- [15]港灣研究中心(1999)「台中港 1 4A 碼頭 921 地震液化災損初步調查研究」港灣研究中心專刊 172 號。

- [16]溫國樑、葉永田(1996)「盆地對地震波效益之研究」經濟部中央地質調查所報告第 85-006 號。
- [17]賴聖耀(2001),「台中港北碼頭區之液化潛能與碼頭穩定性分析」2001 年地震災害情況模擬研討會。
- [18]謝百鍾、柯鎮洋 (1989)「基礎耐震設計新擬規範之精義」地工技術雜誌第 26 期,第 23-38 頁。
- [19]AASHTO (1983). Guide Specifications for Seismic Design of Highway Bridges.
- [20]Borcherdt, R. D. (1994). Estimates of Site-Dependent Response Spectra for Design (Methodology and Justification), Earthquake Spectra Vol.10, No.4, pp. 617-653.
- [21]CALTRANS (1990). Bridge Design Specifications, Department of Transportation, California.
- [22]Idriss, I. M. (1990). Response of Soft Soil Sites during Earthquakes, Proceedings, H Bolton Seed Memorial Symposium, J. Michael Duncan (ed.) Vol.2, pp. 273-289.
- [23]Ishihara, K., Shimizu., and Yamada,Y. (1981), Pore Water Pressure Measured in Sand Deposits During an Earthquake, Soils and Foundations , Vol. 21, No.4 .
- [24]Ishihara, K., Anazawa,Y., and Kuwano, J. (1987), Pore Water Pressure and Ground Motions Monitored During the 1985 Chiba-Ibaragi Earthquake, Soils and Foundations, Vol. 27, No.3 .
- [25]Ishihara, K. (1981), Measurement of Insitu Pore Water Pressure During Earthquake, Proc. Intl. Conf. On Recent Advances in Earthquake Engineering and Soil Dynamics , Missouri, Vol. No.1.
- [26]Ishihara, K., and Yoshimine, M., (1991), Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and foundations, Vol.32, No.1, pp.173-188.

- [27]Ishihara, K., Yasuda, S., and Nagase,H., (1996), Soil characteristics and ground damage, Special Issue of Soils and Foundations, pp.109-118
- [28]Kanai, K. (1962): On the Predominant Period of Earthquake Motions,Bull.of ERI.,vol.40.
- [29]Kazuhiko, K. and Keiichi, T. (1991). Amplification of Ground Acceleration Based on Measured Record, Proceedings Fourth International Conference on Seismic Zonation, Stanford University, Stanford California, Vol. ,pp. 237-244.
- [30]Matsuzawa, H., I. Ishibashi and M. Kawamura(1985) " Dynamic soil and water pressure of submerge soils, " J. of Geot. Engr., ASCE, Vol.111, No.10, pp.1161~1176.
- [31]Matsuo,H. and S. O'Hara (1960) " Lateral earth pressures and stability of quay walls during earthquakes, " Proc. 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Japan, Vol.1.
- [32]Menard,L. and Broise,Y.,Theoretical and Practical Aspects of Dynamic Consolidation,Geotechnique,Vol.25,No.1,1975.
- [34]Mononobe, N. and H. Matsuo(1929) " On the determination of earth pressures during earthquakes, " Proceedings, World Engineering Conference 9, pp.176-182.
- [35]Nagase,H., (1984), "Strength and deformation characteristics of sand subjected to irregular loading in multiple directions, " PhD dissertation to the University of Tokyo, (in Japanese).
- [36]Nagase, H., and Ishihara, K., (1988), "Liquefaction-induced compaction and settlement of sand during earthquakes, "Soils and Foundations, Vol.28, No.1, pp.66-76.
- [37]Okabe, S.(1926) " General theory of earth pressure, " J. of the Japanese Society of Civil Engr., Tokyo, 12,(1).
- [38]Seed, H. B., Murarka, R., Lysmer, J. and Idriss, I. M. (1975). Relationship between Maximum Acceleration, Maximum

Velocity, Distance from Source and Local Site Conditions for Moderately Strong Earthquakes, Report No. EERC 75-17, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.

[39]The Third Port Construction Bureau of Japan (2000)REBIRTH

[40]The Japanese Geotechnical Society , Remedial Measures against Soil Liquefaction, A.A.Balkema, Rotterdam, Netherlands, 1998.

[41]Westergaard, H.M. (1933) “ Water pressure on dams during earthquakes, ” Transactions, ASCE, Vol.98, pp.418-433.

第二子計畫

港灣地區地層構造調查研究 (2/3)

著者：陳圭璋

港灣地區地層構造之調查研究 (2/3)

目 錄

中文摘要.....	I
英文摘要.....	II
圖目錄.....	V
第一章 前 言.....	1-1
第二章 試驗地區地質概況與試驗位置.....	2-1
2.1 研究地區地質概況.....	2-1
2.2 現地調查試驗數量與位置.....	2-1
第三章 地球物理探測.....	3-1
3.1 折射震測探測.....	3-1
3.2 反射震測探測.....	3-7
3.3 表面波譜法(SASW).....	3-11
3.4 地球物理探測結果.....	3-15
第四章 微地動量測與場址效應分析.....	4-1
4.1 微地動量測.....	4-1
4.2 場址效應分析.....	4-3
4.3 近地表 Q 值計算.....	4-8
4.4 整體場址效應.....	4-10
4.5 土壤液化潛能分析.....	4-15
第五章 結論與建議.....	5-1
參考文獻.....	6-1

附錄 現地量測試驗結果

附錄 A 地球物理及微地動試驗野外工作照片

附錄 B 台北港區微地動量測頻譜

附錄 C 台北港區微地動量測單站頻譜比

圖 目 錄

圖 2.1.1 台北港地理位置圖(摘自聯合大地,2001)	2-3
圖 2.1.2 台北港區附近地質圖(重繪自地質調所林口數值地質圖)..	2-4
圖 2.2.1 台北港區地球物理測線位置圖.....	2-5
圖 2.2.2 台北港區微地動試驗位置圖.....	2-6
圖 3.1.1 折射震波探測儀器配置圖.....	3-17
圖 3.1.2 折射震測流程圖.....	3-17
圖 3.1.3 泛化互換法(GRM)原理之基本模型：(A)速度分析函數， (B) 時間 深度函數.....	3-18
圖 3.1.4 折射震測測線 LA-1 速度層剖面圖.....	3-19
圖 3.1.5 折射震測測線 LA-2 速度層剖面圖.....	3-19
圖 3.1.6 折射震測測線 LA-3 速度層剖面圖.....	3-20
圖 3.1.7 折射震測測線 LA-4 速度層剖面圖.....	3-20
圖 3.1.8 折射震測測線 LA-5 速度層剖面圖.....	3-21
圖 3.1.9 折射震測測線 LA-6 速度層剖面圖.....	3-21
圖 3.1.10 折射震測測線 LA-7 速度層剖面圖.....	3-22
圖 3.2.1 野外反射震測探測配置圖.....	3-22
圖 3.2.2 反射震測施測流程圖.....	3-23
圖 3.2.3 反射震測 LR-1 P 波速度分布圖.....	3-23
圖 3.2.4 反射震測 LR-2-1 P 波速度分布圖.....	3-24
圖 3.2.5 反射震測 LR-2-2 P 波速度分布圖.....	3-24
圖 3.2.6 反射震測 LR-3 P 波速度分布圖.....	3-25
圖 3.2.7 反射震測 LR-1(A)地層構造原始剖面圖.....	3-26

圖 3.2.7 反射震測 LR-1(B)地層構造解釋剖面圖	3-27
圖 3.2.8 反射震測 LR-2-1(A)地層構造原始剖面圖	3-28
圖 3.2.8 反射震測 LR-2-1(B)地層構造解釋剖面圖	3-29
圖 3.2.9 反射震測 LR-2-2(A)地層構造原始剖面圖	3-30
圖 3.2.9 反射震測 LR-2-2(B)地層構造解釋剖面圖	3-31
圖 3.2.10 反射震測 LR-3(A)地層構造原始剖面圖	3-32
圖 3.2.10 反射震測 LR-3(B)地層構造解釋剖面圖	3-33
圖 3.3.1 表面波譜法(SASW)探測儀器配置圖	3-34
圖 3.3.2 表面波譜法(SASW)流程圖	3-34
圖 3.3.3 表面波譜法(SASW)紀錄圖	3-35
圖 3.3.4 表面波譜法(SASW)頻散曲線圖	3-35
圖 3.3.5 LS-1~LS-4 S 波速度分布圖	3-36
圖 3.3.6 LS-5~LS-8 S 波速度分布圖	3-36
圖 3.3.7 LS-9~LS-10 S 波速度分布圖	3-37
圖 4.2.1 微地動量測 H/V 與理論計算轉換函數比較圖	4-18
圖 4.2.2 TSMIP 地震震央分佈圖	4-19
圖 4.2.3 TAP050 及 TAP049 在 1996/6/25 地震之地動歷時	4-20
圖 4.2.4 不同 TSMIP 測站單站頻譜比結果	4-21
圖 4.2.5 TSMIP 測站單站頻譜比平均結果與微地動資料單站頻 譜比結果比較	4-21
圖 4.2.6 井下地震儀陣列地震震央分佈圖	4-22
圖 4.2.7 井下地震儀陣列地震紀錄之地動歷時	4-23
圖 4.2.8 井下地震儀陣列正規化 PGA 隨深度變化圖	4-26
圖 4.2.9 地表與不同深度地層之頻譜比圖	4-27

圖 4.2.10 地表與深度 297 米地層之頻譜比與理論轉換函數 比較圖.....	4-29
圖 4.3.1 衰減因子 Q 隨頻率變化回歸結果.....	4-30
圖 4.3.2 模擬與觀測加速度在 R 方向比較圖.....	4-31
圖 4.3.2 模擬與觀測加速度在 T 方向比較圖.....	4-32
圖 4.3.2 模擬與觀測速度在 R 方向比較圖.....	4-33
圖 4.3.2 模擬與觀測速度在 T 方向比較圖.....	4-34
圖 4.3.2 模擬與觀測位移在 R 方向比較圖.....	4-35
圖 4.3.2 模擬與觀測位移在 T 方向比較圖.....	4-36
圖 4.4.1 特性週期 4 秒台北港區放大倍率等值圖.....	4-37
圖 4.4.2 特性週期 3 秒台北港區放大倍率等值圖.....	4-37
圖 4.4.3 特性週期 2 秒台北港區放大倍率等值圖.....	4-38
圖 4.4.4 特性週期 1.5 秒台北港區放大倍率等值圖.....	4-38
圖 4.4.5 特性週期 1 秒台北港區放大倍率等值圖.....	4-39
圖 4.4.6 特性週期 0.5 秒台北港區放大倍率等值圖.....	4-39
圖 4.4.7 特性週期 0.3 秒台北港區放大倍率等值圖.....	4-40
圖 4.4.8 特性週期 0.2 秒台北港區放大倍率等值圖.....	4-40
圖 4.4.9 台北港區共振主頻等值均佈圖.....	4-41
圖 4.5.1 台北港區 K_g 等值均佈圖.....	4-41

第一章 前 言

台灣位於環太平洋地震帶地震頻繁，在震央附近固然造成重大災害，但與震央相距甚遠的地區仍有嚴重之災害產生，較為人知者如在台北市區及台中港區在花蓮地震及集集地震時造成嚴重之災害，經專家學者之研究分析指出造成此等現象之原因主要是由於該等地區之地下土層均易造成特定頻率震波之放大。台灣西部沿海各重要港區靠近地表之地層大都屬於震波傳遞較慢的鬆軟沖積層或回填層，這些地層均易造成特定頻率震波之放大，因此徹底瞭解港區之局部震波放大效應，以做為災後重建及後續工程設計時之參考是必要的。本研究為三年之研究計劃，將針對台中港、台北港及高雄港等地區進行地層構造調查及場址效應分析，本年度為研究計劃之第二年，研究地區為台北港區。

要瞭解地層之震波放大效應，則必須先瞭解地層構造。近年來在學界及業界的努力下，已發展出有效的地球物理方法來探測地層構造。本研究將運用地球物理探勘技術中之反射震測法、折射震測法及淺層表面波分析等方法來瞭解地層速度構造，並配合鑽井試驗實施井下震測來檢核分析地層分佈。

除了利用地球物理方法所得之地層速度構造來反應震波放大倍率及主頻，本研究將蒐集分析一組設置於地面及井下之地震儀量測記錄，來確認地層之放大倍率及主頻。此外亦進行現地微地動觀測以瞭解台北港區放大倍率的平面分佈情形，藉由微地動觀測結果及前面地球物理方法與地震觀測數據，將可分析出結構物遭受破壞的原因，該等結果對港區日後規畫設計工程結構物將有助益。

第二章 試驗地區地質概況與試驗位置

2.1 研究地區地質概述

本年度之港區地層構造調查研究係以台北港區為範圍。其地理位置如圖 2.1.1 所示，台北港屬台北縣八里鄉訊塘村濱海地區，位處於淡水河入海口西南岸，對外交通目前以聯外道路與中山路及省道台 15 線相連接，往南接西部濱海快速道路，可直達苗栗、台中，往北可連接八里、淡水、五股地區道路及國道 1 號高速公路，或經關渡大橋跨河至淡水、北投等地，構成綿密優良路網。未來更可經由規劃興建中的八里 新店線快速道路，直通板橋、中永和及新店，接通國道 3 號高速公路及北宜快速道路。

依據聯合大地工程顧問股份有限公司『台北港行政區土壤液化防治對策及設計報告』(2001)，及工研院能資所出版『台灣省政府建設廳環境地質資料庫』(1991)所述，台北港行政區附近地層除抽砂回填層之外，上層為現代沖積層，其下為更新世大南灣層。現代沖積層主要由泥、粉土、砂及礫石組成，主要分布於台灣海峽沿岸及紅水仙溪河谷。大南灣層為一平緩海象沉積岩層，出露於林口台地西北側，主要由細粒砂岩、粉砂岩、頁岩和泥岩互層所組成，於岩層中常夾有礫石凸鏡體或不規則團塊，岩層厚度約數十公分至數公尺之間，層面發育不佳；新鮮露頭呈淡灰色至淡青灰色，岩層膠結差，易碎裂且顆粒易分離為砂、粉砂及泥土。

依經濟部地質調查所的林口地區地質圖(詳圖 2.1.2)，本區地層屬於第四紀，地質構造較單純，地層位態皆十分平緩或彼此以不整合接觸，依林口地區地質圖所切剖面，可發現大南灣層之下為觀音山層，主要由砂岩及泥岩互層所組層，上部夾礫岩層，距離本基地最近的斷層為金山 新莊斷層，位於基地東南側約 8 公里。

2.2 現地調查試驗數量及位置

本年度研究地點位於台北港區，工作項目包含反射震波探測、折射震波探測、表面波頻譜分析、微地動試驗與液化潛能分析、場址效應分析及淺地層震波衰減因子分析等六個主要工作項目。本年度總共完成折射震波探測 644m，反射震波探測 2258m，表面波頻譜分析 10 處，微地動試驗 51 點，並近行場址效應分析及淺地層震波衰減因子分析。現地試驗工作照片如附錄 A 所示，各試驗工作佈置如圖 2.2.1 及圖 2.2.2 所示，試驗項目及數量詳述如下：

1.反射震測

東碼頭區佈置 3 條測線，第一條測線(LR-1)貫穿台北港聯外道路至岸邊，測線長度 679 公尺，第二條測線(LR-2)位於地震觀測站前方道路並垂直第一條測線佈置，其中 LR-2-1 測線長度 383 公尺，LR-2-2 測線長度 765 公尺，第三條測線(LR-3)位於東碼頭最右側(東側)，測線長度 431 公尺，總長度 2258 公尺。

2.折射震測

測線位置大致與反射震測相同，於東碼頭區平均佈置 6 條測線，於台北港大門外之聯外道路上佈置 1 條測線，測線編號為 LA-1~LA-7，總長度 644 公尺。

3.表面波頻譜分析

測線位置位大致與反射震測相同，測線於東碼頭區平均佈置 9 處，於台北港大門外之聯外道路上佈置 1 處，測線編號為 LS-1~LS-10。

4.微地動試驗與液化潛能分析

量測方式為在東碼頭內以均勻分佈的方式量測 29 點，東碼頭以外依結構物特性及功能量測 22 點。

5.場址效應分析

主要分為土層放大倍率分析與土層共振主頻分析二方面，並進行實際地震資料比對。

6.近地表衰減因子(Q 值)分析

收集港區井下地震儀各個深度收到之地震紀錄並分析頻譜，分析所得之衰減因子(Q 值)必須為隨頻率變化之函數。

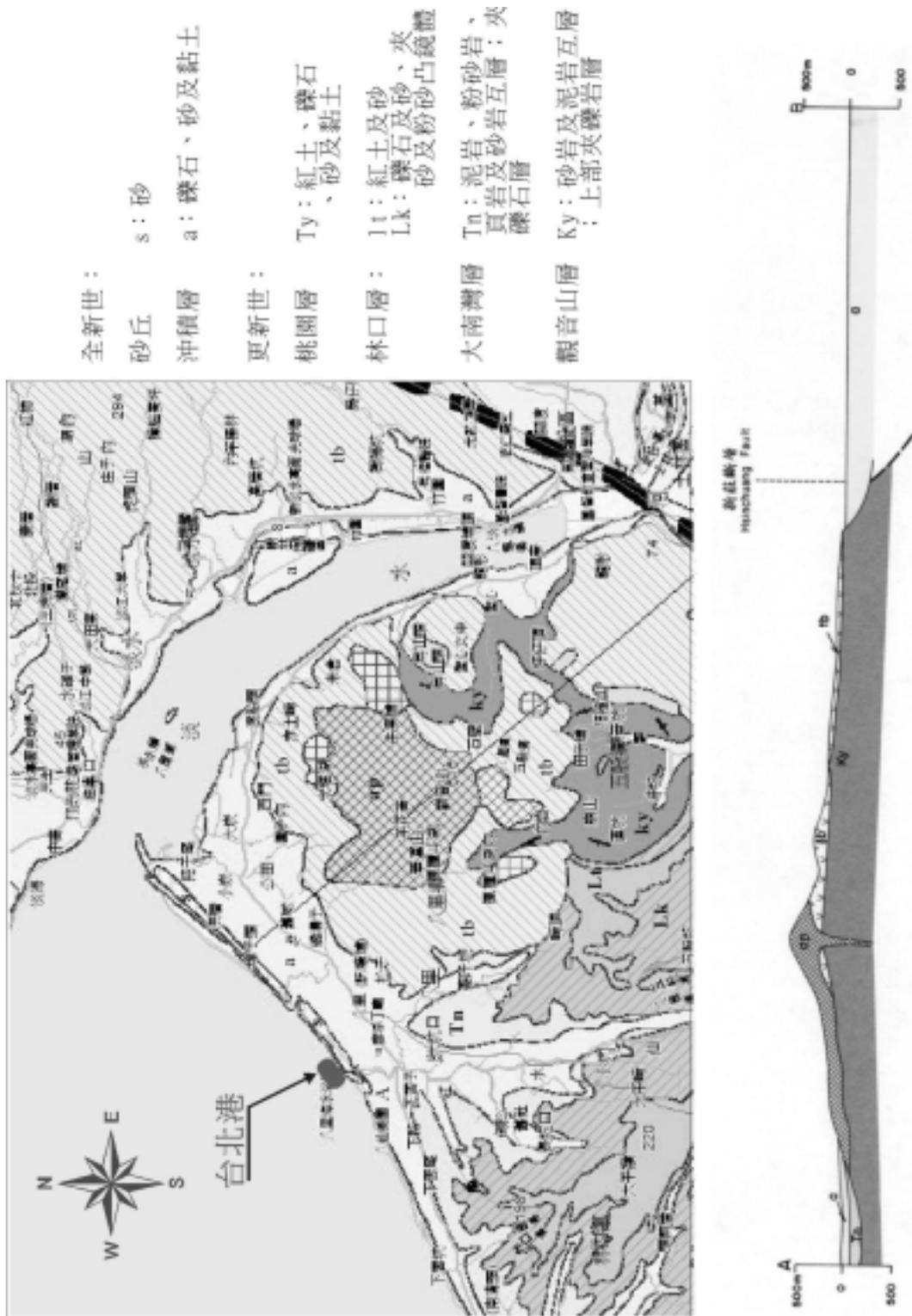


圖 2.1.2 台北港區附近地質圖(重繪自地質調所林口數值地質圖)

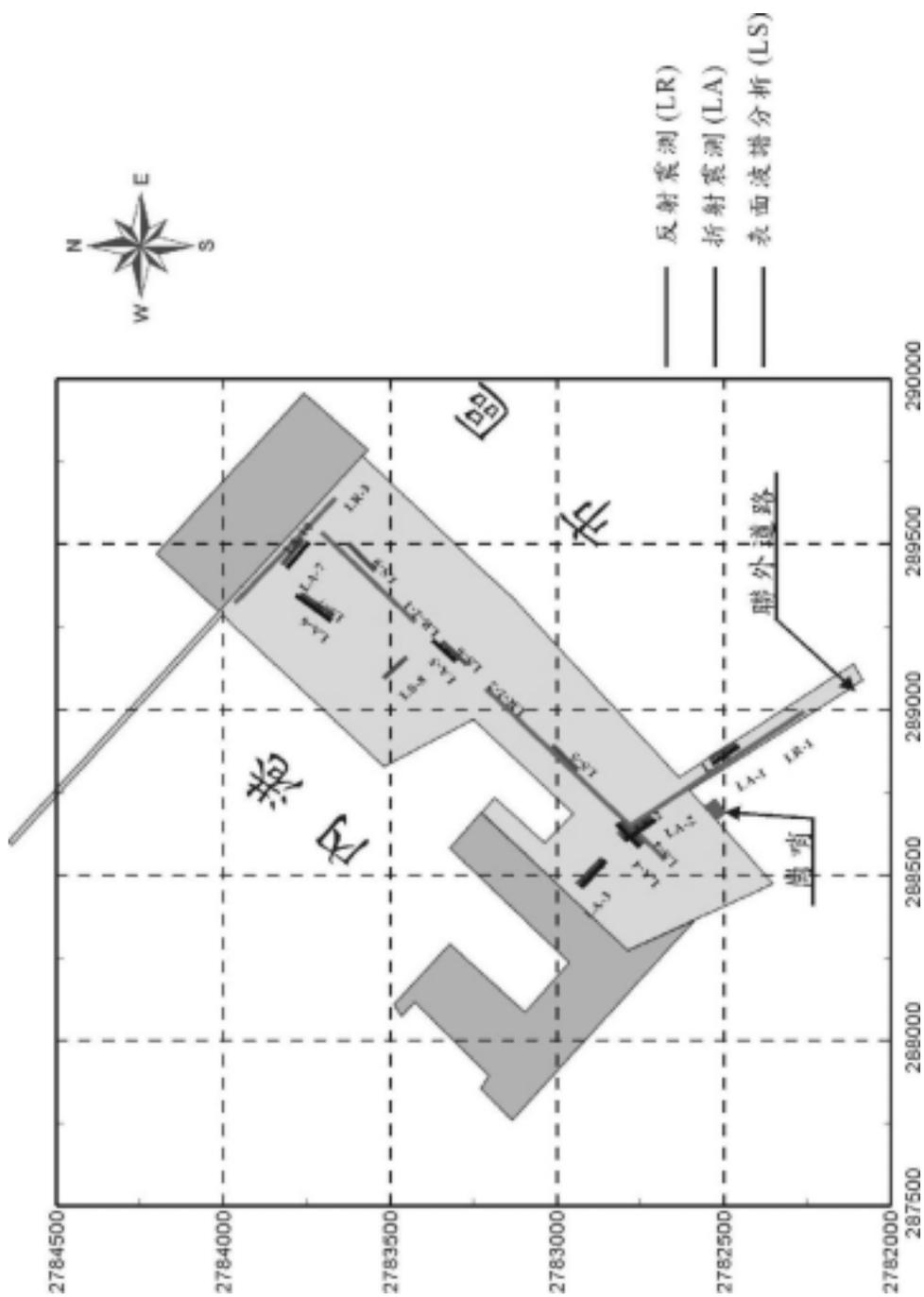


圖 2.2.1 台北港區地球物理測線位置圖

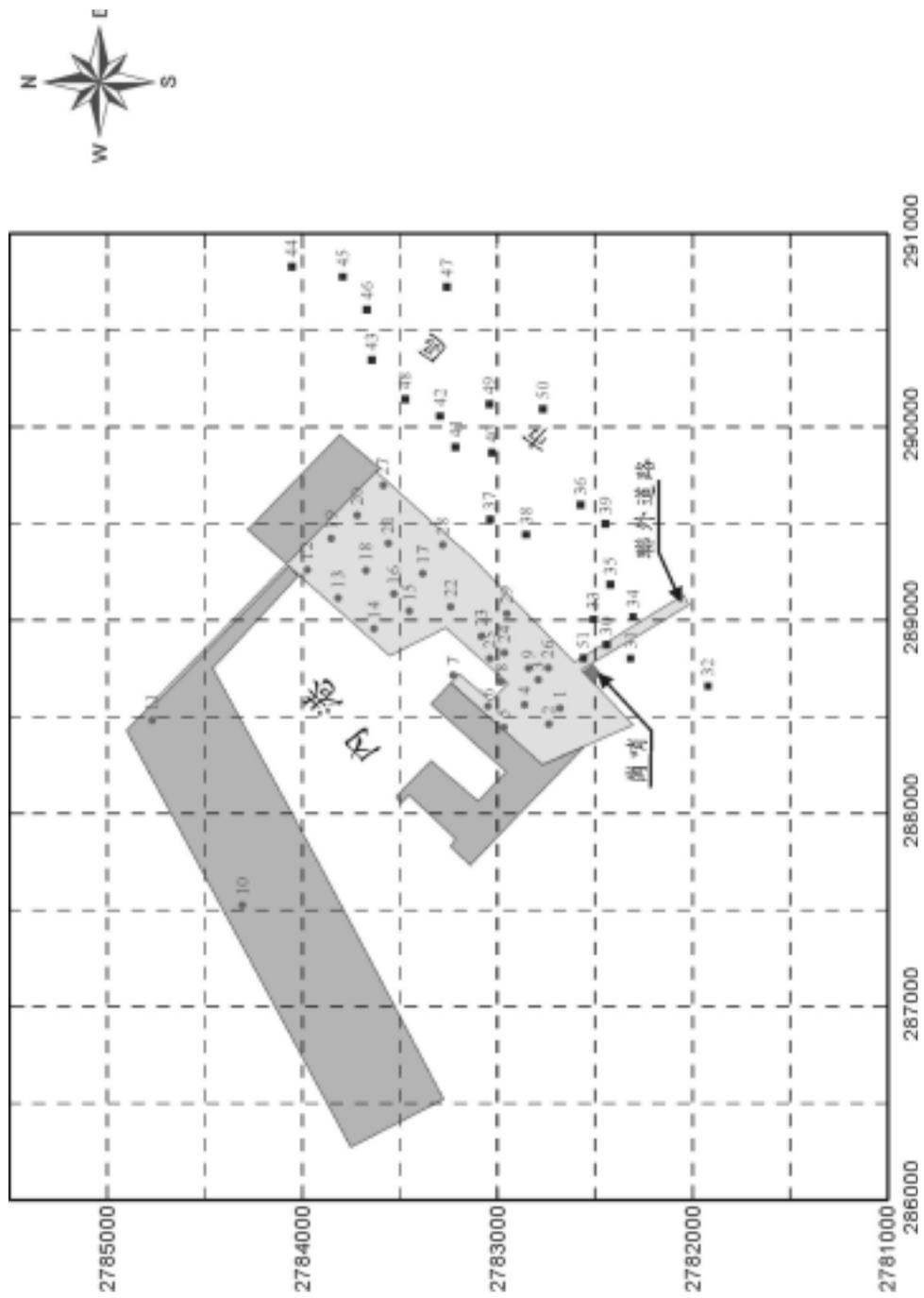


圖 2.2.2 台北港區微地動試驗位置圖

第三章 地球物理探測

進行速度構造調查，常採用地球物理方法，本研究同時應用折射震波探測、反射震波探測及表面波譜法(SASW)，其中折射震測所獲得之速度層剖面有助於了解表土層及淺層體波(P Wave)速度構造，反射震波探測所獲得之速度層剖面有助於了解深層體波(P Wave)速度構造，表面波譜法有助於了解地層剪力波(S Wave)速度構造。將其探測原理及結果分述如下：

3.1 折射震波探測

3.1.1 探測原理

折射震測法係藉炸藥(爆竹)引爆或重錘敲擊產生人造震波，傳播於地下地層，因地層間速度不同，震波於層面處，依斯涅爾(Snell)定律發生折射現象返回地表，為埋設於地表之受波器接收。根據其時間距離關係（通稱時距曲線）求出地層之構造。一般來說折射震測法可經濟且準確地探測出地質速度構造，速度層是以震波速度值表示之。由理論上和實驗上均顯示折射震波的傳遞均沿著速度較快的地層，因此由速度慢進入速度快的地層，較易測得其第二層界面，反之，由速度快進入速度慢的地層，則不易測得其第二層界面，易行成一“盲帶”。

3.1.2 儀器設備

折射震測野外儀器設備眾多，主要可分為震源、接收器、震測儀三大部分，其儀器配置示意圖如圖 3.1.1 所示，茲將儀器分述如下：

1.震源(Source)

一般而言震測震源能量的來源包括機械能(重錘、榔頭)與化學能(炸藥、槍械)。震源要求是要高能量、操作方便、容易維修、可

重複使用、成本低、效率高與安全之震源，基於上述條件，本研究選擇 EWG 彈簧式震源。

2.受波器(Geophone)

本研究使用的受波器為 OYO Geospace 出產，響應頻率為 14Hz 的速度型受波器。

3.震測儀

震測儀必須具備以下幾項基本功能：(1)較大的動態範圍(dynamic range)，以提升記錄訊號的有效位數。(2)前置低切濾波，在訊號記錄之前，先壓抑低頻的地面波，降低其能量。(3)疊加功能，震測訊號相較雜訊而言通常是相當微弱的，藉由疊加的功能，可以提升震測信號的能量。本研究使用的震測儀為 OYO 公司出產的 DAS-1 其動態範圍達到 120dB，可以記錄到相當微弱的信號，經由處理之後可得較佳信號。

其他輔助儀器包括有啟動器 (trigger)、啟動器傳輸線、電纜線 (cable)、皮尺、橡膠錘等等。

3.1.3 試驗步驟

1.測線設計

依據欲探測之場址或構造物之基址形狀，可能之地層構造情形及目標層之深度，決定測線配置及受波器間距。

2.測線佈置

依預定之水平間距，於每一測點上釘樁或噴漆並標示編號。

3.受波器之安置

於每次震測展距安置 24 個受波器，受波器應以鉛錘直立方向穩固的安置在測點上，受波器若安置不穩固，非但接收到之信號較微弱且易受風力等其他外界雜波干擾。另外受波器若偏斜 15° 以上，則將會記錄不良之波形，影響震波判讀之準確性。

4. 錘擊點佈置

一般折射震測之設計為六處炸點，分別位於測線之第 1、8、16、24 個受波器附近及測線兩端遠處。錘擊產生之初達波波形顯示於震測儀之螢幕上。若顯現不甚清晰時，則需作多次錘擊疊加震波，直至足以判斷初達波為止。

5. 震測儀操測

檢視各受波器與震測儀接通狀況良否。測試各受波器之雜訊狀況，同時調整各受波器之放大倍率，並設定濾波頻率、震波取樣速率、延遲時間及信號疊加狀態等參數。疊加震波波形，直至波形清晰後，存入硬碟內。

折射震測施測之基本流程詳圖 3.1.2 所示。

3.1.4 資料處理

1. 挑選初達波

由每次錘擊所得各受波器原始資料，研讀震波第一初達波走時。若第一初達波位置受雜波干擾不易判讀時，則可使用 FFT-IFFT 濾波處理或 Analog 濾波處理，以產生清晰之初達波。

2. 繪製時距曲線

將各測點各受波器之震波走時，以 X 軸為距離軸、Y 軸為時間軸繪成時間距離曲線。

3. 速度層之研算

由各錘擊（炸點）所得之震波記錄，經挑選初達波繪製成時距曲線後，採用目前發展最為完整之泛化互換法(GRM, Generalized Reciprocal Method)(Palmer, 1980, 1981)，來計算地層之震波速度、速度層厚度、速度層構造、低速層構造等。GRM 之原理涵蓋了傳統的互換法（Reciprocal Method）和海勒斯法（Hales' Method），但能因不同狀況下做適度的修正，且此法較以地表數個

點的折射資料來反應地下地層單一點之訊息要可靠很多，故為折射震測目前最精確及完整之資料處理方法。茲以圖 3.1.3 所示之基本模型，來探討泛化互換法計算地層構造之原理。圖中 A、B 為炸點，X、Y 為受波點，G 為 XY 之中點，R 為 G 在地下層對應點，其計算原理可分兩部分來討論：

(1) 速度分析函數

速度分析函數 t_v 定義如下：

$$t_v = 1/2(t_{AY} - t_{BX} + t_{AB}) \dots\dots\dots (1)$$

式 t_{AY} = 由 A 點產生震波至 Y 點接收之走時

t_{BX} = 由 B 點產生震波至 X 點接收之走時

t_{AB} = 由 A 點產生震波至 B 點接收之走時

圖 3.1.3 中之實際線部分即為 t_v 計算結果所代表之波徑，經分析代換得

$$t_v = \sum_{j=1}^{n-1} z_{jp} (\cos \alpha_{jn} + \cos \beta_{jn}) / 2v_j +$$

$$AG \left[\cos \theta_{n-1} / v_n - \sum_{j=1}^{n-2} (\cos \alpha_{jn} - \cos \beta_{jn}) \sin(\theta_j - \theta_{j-1}) \cos \theta_{j-1} / 2v_j \right]$$

.....(2)

式中 j=表第 j 層

n=第 n 層為折射層

α, β = 根據 Snell's law 所求得之臨界角

θ_j = 第 j 層傾角

z_{jp} = 地表任一點 P 以下第 j 層之厚度

因 t_v 和 AG 為線性關係，則方程式之斜率就是 AG 之係數，其倒數為視速度 V'_n ，即

$$\frac{d}{dx}t_v = \frac{1}{V_n'} = \frac{\cos \theta}{V_n} - \sum_{j=1}^{n-2} (\cos \alpha_{jn} - \cos \beta_{jn}) \sin(\theta_j - \theta_{j-1}) \cos \theta_{j-1} / 2V_j$$

.....(3)

當地層傾角不大時

$$V_n \cong V_n' \cos \theta_n$$

如此可計算出折射層之速度，而且由式(1)在不同 XY 值的結果，可分析判斷最佳之 XY 值。

(2)時間—深度函數

時間—深度函數 t_G 之定義為：

$$t_G = \frac{1}{2} [t_{AY} + t_{BX} - (t_{AB} + XY/V_n')] \dots\dots\dots(4)$$

式中之 XY/V_n' 即為偏移修正項，將由 X,Y 收到之資料對應回地層中之折射點 R，而 t_G 在值則對應至 XY 中點 G 處，其計算結果代表之波徑如圖 B.4 中實線部分所示，經分析代換得：

$$t_G = \sum_{j=2}^{n-1} z_{jG} (\cos \alpha_{jn} + \cos \beta_{jn}) / 2V_j \dots\dots\dots(5)$$

藉由上式的計算，可求得地表任一點以下之地層厚度，且所對應地表面之點係經過偏移修正之結果。

3.1.5 探測結果

本年度研究折射震波探測共施測 7 條，測線編號分別為 LA-1~LA-7，每條測線 92m，總共長度 644m，受波器間距 4m。東碼頭區平均佈置 6 條測線，於台北港大門外之聯外道路上佈置 1 條測線，折射震波速度層剖面圖如圖 3.1.4~圖 3.1.10，由本次分析結果，研判本調查測線範圍內第一層為回填土及其下的細砂層或粉土層，速度約

介於 0.50 km/sec~0.95 km/sec，第二層速度層仍為砂土層，速度約介於 1.45 km/sec~1.73 km/sec，茲將結果詳列如下：

1. LA-1 測線探測結果(詳圖 3.1.4)

層序	地層研判	P 波速度 (km/sec)	厚度 (m)
1	回填土或細砂層	0.80 0.95	7.5 15.9
2	砂土層	1.45 1.52	

2. LA-2 測線探測結果(詳圖 3.1.5)

層序	地層研判	P 波速度 (km/sec)	厚度 (m)
1	回填土或細砂層	0.55 0.60	4.91 8.75
2	砂土層	1.61 1.63	

3. LA-3 測線探測結果(詳圖 3.1.6)

層序	地層研判	P 波速度 (km/sec)	厚度 (m)
1	回填土或細砂層	0.58 0.68	2.90 5.52
2	砂土層	1.60 1.62	

4. LA-4 測線探測結果(詳圖 3.1.7)

層序	地層研判	P 波速度 (km/sec)	厚度 (m)
1	回填土或細砂層	0.58 0.80	4.80 10.83
2	砂土層	1.57 1.73	

5. LA-5 測線探測結果(詳圖 3.1.8)

層序	地層研判	P 波速度 (km/sec)	厚度 (m)
1	回填土或細砂層	0.68 0.75	5.00 6.75
2	砂土層	1.61 1.62	

6. LA-6 測線探測結果(詳圖 3.1.9)

層序	地層研判	P 波速度 (km/sec)	厚度 (m)
1	回填土或細砂層	0.50 0.80	4.11 6.54
2	砂土層	1.60 1.62	

7. LA-7 測線探測結果(詳圖 3.1.10)

層序	地層研判	P 波速度 (km/sec)	厚度 (m)
1	回填土或細砂層	0.71 0.74	3.58 6.00
2	砂土層	1.63 1.66	

3.2 反射震波探測

3.2.1 探測原理

1. 反射定律

反射震測原理是在地表以一人工震源產生震波信號，進入地下後，在速度與密度不連續面（通常為地層介面）產生反射，依 Snell 反射定律將信號「反射」回地表，經地表預先設置之受波器收錄。設震源發震時間為零，則震波在地下來回之歷時即可記錄下來，這些記錄經電腦分析後，可用來描繪地下地層構造。

2. 共深點(CDP)方法

CDP 法 (Common Depth Point) 是近代反射震測法最主要的觀念，它可讓我們以不同的角度，看同一反射點（叫若干重合，Fold），因此可以把反射層「看」得更清楚，更能分別信號與雜波，而提高剖面的可信度。屬於同一 CDP 的描線，其震波雖然在垂直方向上走時相同，但在側向上，因炸點與受波器之距離不同，故走時也有差異，但也因為在一 CDP 聚排內之信號經過之側向距離不同，走時不同，而提供我們有關震波在地層內傳波速度之資料。利用此速度即可將側向走時修正掉（叫做垂直隔距時差修正，NMO）；此時，所有描線全都代表垂直走時，即可將它們加起來，屬反射信的部份就因此而放大加強，至於雜波部份則因不同相位相加而減弱，這個疊加（又叫重合，Stack）的動作，是 CDP 法最有用的部份。CDP 重合後的描線代表震波垂直地層來回之信號，當我們將連續的 CDP 點之描線畫出來，即構成一張震測剖面，此剖面代表地下地層大致分佈情形，當配合其它地質資料，即可對地下構造做合理的解釋。

3.2.2 儀器設備

淺層反射震測野外儀器設備眾多，主要可分為震源、接收器、震測儀三大部分，其儀器配置示意圖如圖 3.2.1 所示，茲將儀器分訴如

下:

1.震源(Source) :

選擇 EWG- 彈簧式震源，理由與折射震波探測相同。

2.受波器(Geophone) :

由於地球本身對於震波而言像一低通濾波器，震波經地底向下傳播之後，高頻信號漸漸被吸收而降低能量，相對的低頻信號就強得多（Ex：地面波），為求高解析度，所以淺層反射震測所使用的受波器是要高頻響應的，才能夠提升高頻的反射信號，將低頻信號壓抑。本研究所使用的受波器為 OYO Geospace 出產，響應頻率為 100Hz 的速度型受波器。

3.震測儀 :

本研究中使用的震測儀為 OYO 公司出產的 DAS-1，理由與折射震波探測相同。為提高資料品質，進行 96 波道施測，另外使用沿移開關（Roll along switch）為輔助施測之另一利器，在施測時使用此一裝置，可以將使近站支距（near offset）保持在一固定的距離，可以增加野外工作效率，並可以使 CDP 重合數固定。

其他輔助儀器包括有啟動器（trigger）、啟動器傳輸線、電纜線（cable）、皮尺、橡膠錘等等。

3.2.3 試驗步驟

1.測線設計

測線以直而平坦地形為佳，另依據欲探測之場址或構造物之基地形狀、可能之地層構造情形及目標層之深度，決定測線之配置、測線之長度及測點之間距。本研究間距為 2 公尺。

2.測線測量

依預定之水平間距，於每一測點上釘樁或噴漆並標示編號。

3.受波器佈置

144 個受波器佈置在一直線上(測線上),受波器之間的距離叫站間距(Spacing), 本案間距為 2 公尺。施測前, 可沿測線上以等間距安排測點並給予編號, 並將受波器以鉛錘直立方向穩固安置在測點上, 若受波器安置不穩固, 非但接收到之信號較微弱且受風力等其他外界雜波干擾。

4.震源佈置

典型反射震測易收到二種雜波, 一為空氣波, 即震波沿空氣直接傳過來的波動, 速度在 350m/sec 左右; 另一為地面波, 又叫地滾(Ground Roll), 這是震波陷在近地表地層內, 經多次反射形成共振而造成。這些雜波皆不具反射波之意義。地面波振幅很大, 常掩蓋了有用的反射信號, 幸好它們的速度較慢 (150m/sec 300m/sec), 本研究近站支距使用 60m, 遠站支距使用 250m, 目的為避開地面波進入時掩蓋反射波。

5.震測儀操測

檢視各受波器與震測儀接通狀況良否。測試各受波器之雜音狀況, 同時調整各受波器之放大倍率, 並設定濾波頻率、震波取樣速率、延遲時間及信號疊加狀態等參數。疊加震波波形, 直至波形清晰後, 存入硬碟內。

6.施測程序

本研究野外施作時為達到 16 重合(Fold), 使用 6 公尺為一敲擊震源, 每完成 16 個炸點後進行移線, 即將測線前端的前 48 個受波器移至測線尾端, 如此直至整條測線施測完成, 施測流程詳圖 3.2.2 如示。

3.2.4 資料處理

資料處理的目的是要把影響之雜訊去除, 而忠實的將反射訊號表現出來, 在本研究中可以分為三大部分:

1.重合前

此步驟是把野外資料轉入工作站，並建立幾何關係及做靜態修正（含高程修正及風化層修正），並開始許多濾波的工作，包括帶通濾波（濾除低頻之地面波或高頻之雜亂雜訊）、陷頻濾波（濾除高壓電之 60Hz 雜訊）、傾斜濾波（濾除地面波或其他線形雜訊）、解迴旋（濾除多次反射或信號振盪現象）等，把一些不需要的雜波濾掉，以提高訊號雜訊比（S/N）。其主要任務是要將雜訊盡量的壓抑，並加強反射訊號的能量。

2.重合中

此步驟主要包括速度分析及殘餘靜態修正，將炸點剖面的資料轉換到同深點聚集做速度分析，獲得速度分布，並以之進行殘餘靜態修正，改善 CDP 重疊性，最後做動態修正並且將其疊加重合，獲得重合後震測剖面。

3.重合後

此步驟將所得的重合後剖面做進一步的改進，進行濾波以獲得最後震測剖面（final section），提供做為解釋使用。另外亦做重合後移位（migration），獲得移位後震測剖面（migrated section），以呈現正確之地層位置，並將時間轉換為深度。

3.2.5 探測結果

本研究反射震波探測共施測 4 條，佈置於東碼頭區，第一條測線 (LR-1)貫穿台北港聯外道路至岸邊，測線長度 679 公尺，施測方向由南向北施測；第二條測線(LR-2)位於地震站後方道路並垂直第一條測線佈置，其中 LR-2-1 測線長度 383 公尺，LR-2-2 測線長度 765 公尺，施測方向由西向東施測；第三條測線(LR-3)位於東碼頭最右側(東側)，測線長度 431 公尺，施測方向由南向北施測，總長度 2258 公尺。本研究反射震波探測使用 100MHz 的受波器為 96 波道的，測線佈置 DAS-1 震測儀，受波器間距為 2 公尺，震源間距 6 公尺，使用

16 重合 (Fold) 方式累加訊號，用以消除部份地面波雜訊及增加電訊能量，採用機械式震源，以求得較大能量及較深的探測深度，柏油路面上先鑽孔再安插受波器，受波器安置垂直偏斜不超過 15 度，以得到較佳的 P 波速度構造。圖 3.2.3~圖 3.2.6 為 4 條測線的 P 波速度變化分佈圖，由地層速度變化的位置及清楚的反射界面(反射層較黑且連續)，可得到地層的構造剖面，圖 3.2.7~圖 3.2.10 為其地層構造剖面圖，左邊縱軸為時間，右邊縱軸為深度，由圖中 LR-1 及 LR-3 的南北向震測剖面中可看出地層構造略為向南傾，在 LR-2-1 及 LR-2-2 的東西向震測剖面中可看出地層構造略為向西傾，在 1450m 以內的 P 波速度構造在 1400m/sec~3500m/sec 之間，依其速度構地層深度在 120m 以內為沖積層，震波速度約為 1400m/sec~1778m/sec，深度在 120m~250m 為大南灣層，震波速度約為 1980m/sec~2327m/sec，深度在 250m 以下為觀音山層，速度約 2527m/sec~3400m/sec，觀音山層以下的反射層尚須較多的深層鑽孔及地質資料對比方能研判其地層。

3.3 表面波譜法(SASW)

3.3.1 探測原理

表面波為地表量測法中最容易產生，振幅最大之震波，一般地表附近傳遞之表面波以雷利波(Rayleigh Wave)為主，而雷利波之特性主要係受地層 S 波所影響，表面波探測基本原理乃藉由量測表面波之相位速度，分析得頻散曲線，再進行 S 波速度層構造之解析，於探測過程中相位速度及頻散曲線分析為表面波探測法之重要步驟。SASW 量測得之相位速度或頻散曲線，可經逆推程序解析出地層之 S 波速度層構造，其具有施測容易、經濟快速且非破壞性之優點。利用多波道式表面波探測法，可增加逆推之準確性，另由多波道之信號比較，可容易判斷出有效之雷利波及無效之雜波，依據判斷得之雷利波及雜波特性和，選擇適當之濾波方式濾除雜訊增加 S/N 比，同時增加探測之準確性，並了解地層構造的實際側向變化。

3.3.2 儀器設備

表面波譜探測法野外儀器設備眾多，主要可分為震源、接收器、震測儀三大部分，其儀器配置示意圖如圖 3.3.1 所示，茲將儀器分訴如下：

1.震源(Source)：

選擇 EWG- 彈簧式震源，理由與折射震波探測相同。

2.受波器(Geophone)：

為求得較低頻的表面波(雷利波)，本研究所使用的受波器為 OYO Geospace 出產，響應頻率為 4.5Hz 的速度型受波器。

3.震測儀：

本案中使用的震測儀為 OYO 公司出產的 DAS-1，理由與折射震波探測相同。

3.3.3 試驗步驟

1.測線設計

測線以直而平坦地形為佳，另依據欲探測之場址或構造物之基地形狀、可能之地層構造情形及目標層之深度，決定測線之配置、測線之長度及測點之間距。本研究之間距為 2 公尺。

2.測線測量

依預定之水平間距，於每一測點上釘樁或噴漆並標示編號。

3.受波器佈置

48 個受波器佈置在一直線上(測線上),受波器之間的距離叫站間距(Spacing)，本研究之間距為 2 公尺。施測前，可沿測線上以等間距安排測點並給予編號，並將受波器以鉛錘直立方向穩固安置在測點上，若受波器安置不穩固，非但接收到之信號較微弱且受風力等其他外界雜波干擾。

4.震源佈置

將受波器安置固定不動，以編號 48 之受波器位置為第一震源點，往外延伸以編號 96 之位置為第二震源點，再往外延伸以編號 144 之位置為第三震源點。

5.震測儀操測

檢視各受波器與震測儀接通狀況良否。測試各受波器之雜訊狀況，同時調整各受波器之放大倍率，並設定濾波頻率、震波取樣速率、延遲時間及信號疊加狀態等參數。疊加震波波形，直至波形清晰後，存入硬碟內。

6.施測程序

施測流程詳圖 3.3.2 如示。

3.3.4 資料處理

本研究採用多波道式表面波頻譜探測法，將 48 個受波器排成一列，因此可處理基態及高次模組之頻散曲線，此種方式易增加逆推準確性，並有助於判斷有效之雷利波及無效之雜波，增加 S/N 比。多波道式表面波頻譜探測法資料處理分為四大部分：

1. 連接各震源點所得之雷利波紀錄(如圖 3.3.3)。
2. 將連接後之雷利波紀錄選取適當之波段，經傾斜重合(slant stack)由距離時間域(distance-time domain)轉換至慢度截時域(slowness-intercept domain)。
3. 經傅氏轉換(fourier transform)，轉換為慢度頻率域，由於慢度為速度倒數，因此慢度頻率域即為頻散曲線(如圖 3.3.4)。
4. 頻散曲線經由逆推即可求出地層 S 波速度構造。

3.3.5 探測結果

本年度研究 SASW 探測計進行 10 處，編號為 LS-1~LS-10，測線

於東碼頭區平均佈置 9 處，於台北港大門外之聯外道路上佈置 1 處，使用 4.5MHZ 的受波器及 48 波道的測線佈置，受波器間距 2m，利用可產生較大能量的機械式震源，以產生可供分析的 S 波訊號，及達到 100m 的探測深度，受波器安置垂直偏斜不超過 15 度，如此方能得到較佳的 S 波速度構造。探測結果如圖 3.3.5~圖 3.3.7 及下表所示：

深度(m)	LS-1 V _s (m/sec)	深度(m)	LS-2 V _s (m/sec)	深度(m)	LS-3 V _s (m/sec)	深度(m)	LS-4 V _s (m/sec)
0~10	227.7	0~5	200	0~4	197.7	0~5	218.7
10~35	260.4	5~28	230.4	4~27	220	5~33	250.4
35~50	337.2	28~45	307.2	27~40	327.2	33~50	347.2
50~70	378.9	45~75	350.9	40~80	380	50~80	375.9
70~100	351.4	75~100	349.9	80~100	361.4	80~100	359.4

深度(m)	LS-5 V _s (m/sec)	深度(m)	LS-6 V _s (m/sec)	深度(m)	LS-7 V _s (m/sec)	深度(m)	LS-8 V _s (m/sec)
0~4	197.3	0~6	217.3	0~4	207.3	0~5	207.3
4~33	254.9	6~35	230.9	4~27	243.1	5~35	235
33~46	338.2	35~60	348.2	27~45	328.2	35~62	339.2
46~63	390.6	60~80	380.6	45~80	380.6	62~80	397.6
63~100	377.8	80~100	367.8	80~100	360	80~100	370

深度(m)	LS-9	深度(m)	LS-10				
	V _s (m/sec)		V _s (m/sec)				
0~3	200.1	0~5	210.1				
3~28	248.4	5~30	252.4				
28~44	345.7	30~60	355.7				
44~70	391.5	60~78	393.5				
70~100	380.9	78~100	370.9				

3.4 地球物理探測結果

1. 由折射震測探測可知第一層速度層約在地表下 2.5m~10m 之間，對比港區以前的鑽探資料可知，第一層為回填土及其下的細砂層或粉土層，速度約介於 0.50 km/sec~0.95 km/sec，第二層速度層仍為砂土層，速度約介於 1.45 km/sec~1.73 km/sec。
2. 由反射震測探測在 LR-1 及 LR-3 的南北向震測剖面中可看出地層構造略為向南傾，在 LR-2-1 及 LR-2-2 的東西向震測剖面中可看出地層構造略為向西傾，在地表下 1450m 以內的地層其 P 波速度構造在 1400m/sec~3500m/sec 之間，依其速度構造推估，深度 120m 以內為沖積層，震波速度約為 1400m/sec~1778m/sec，深度 120m~250m 為大南灣層，震波速度約為 1980m/sec~2327m/sec，深度 250m 以下為觀音山層，速度約 2527m/sec~3400m/sec。
3. 由 10 處表面波頻譜探測法及收集之前埋設井下地震儀所作的 292m 懸浮式速度井測法的 S 波探測結果，可看出其趨勢頗為一致，在地表下 30m~36m 之地層以下其 S 波速度明顯增高。因此本研究場

址效應分析中的速度模型在地表下 0m~100m 地層部分可依據表面波頻譜探測法及懸浮式速度井測探測結果。

4. 綜合地球物理探測結果可建立一速度模型供場址效應分析使用，此一模型在地表下 0m~100m 部分可依據表面波頻譜探測法及懸浮式速度井測探測結果，地表下 100m 以下的地層其 P 波速度可依據反射震測探測結果，地表下 100m 以下的地層其 S 波速度仍延續依據懸浮式速度井測 S 波探測結果。由港區地層速度構造所建立以供場址效應分析使用之模型如下：

深度 (m)	P 波速度 (m/sec)	S 波速度 (m/sec)	密度 (g/cm ³)
0-8	1754	200	2.05
8-36	1639	230	2.03
36-50	1694	320	2.04
50-110	1820	360	2.06
110-220	1980	403	2.10
220-292	2040	581	2.11
292-550	2667	581	2.23
550-900	3333	581	2.37
900-1450	3478	581	2.40

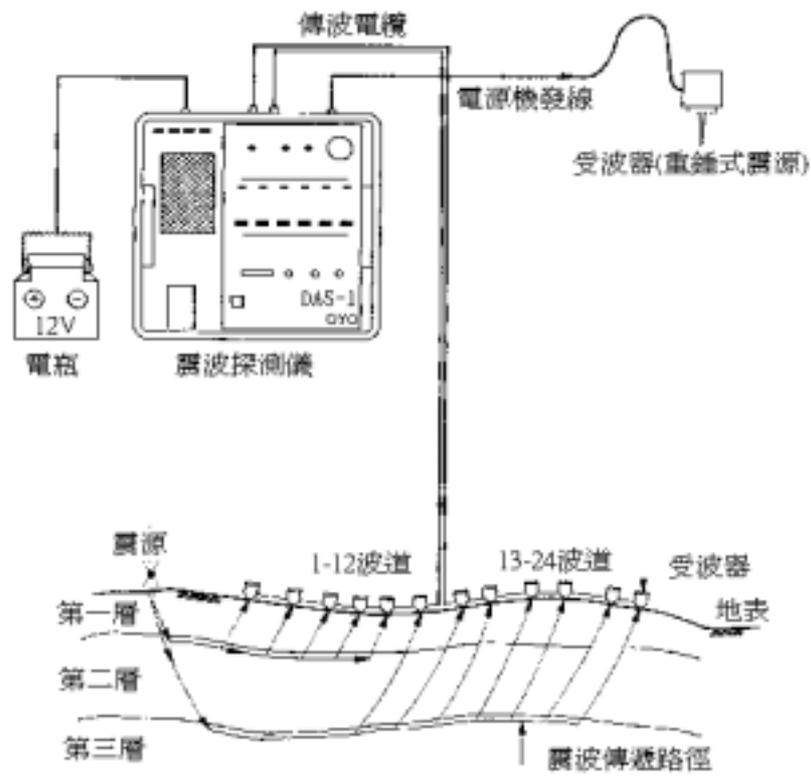


圖 3.1.1 折射震波探測儀器配置圖



圖 3.1.2 折射震測流程圖

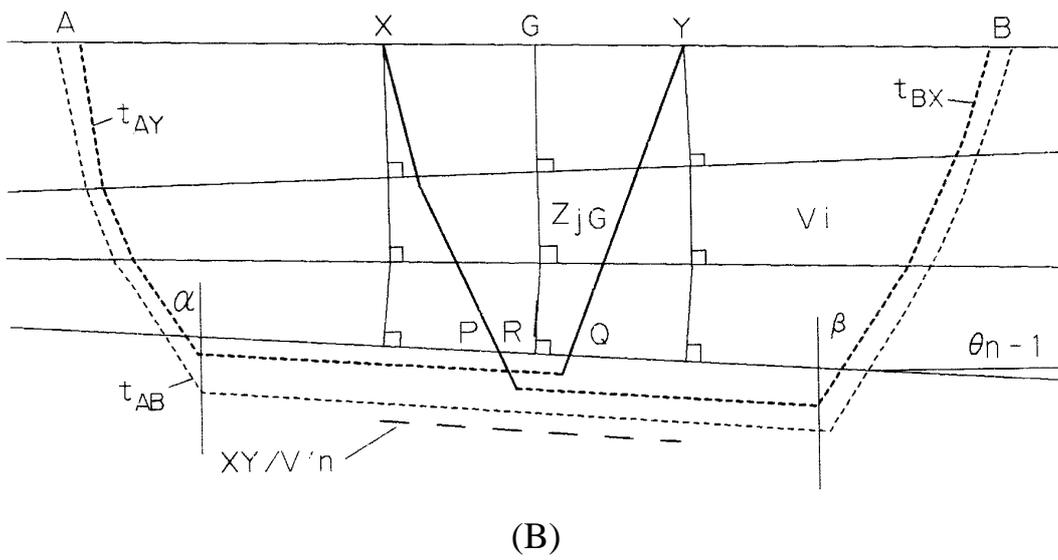
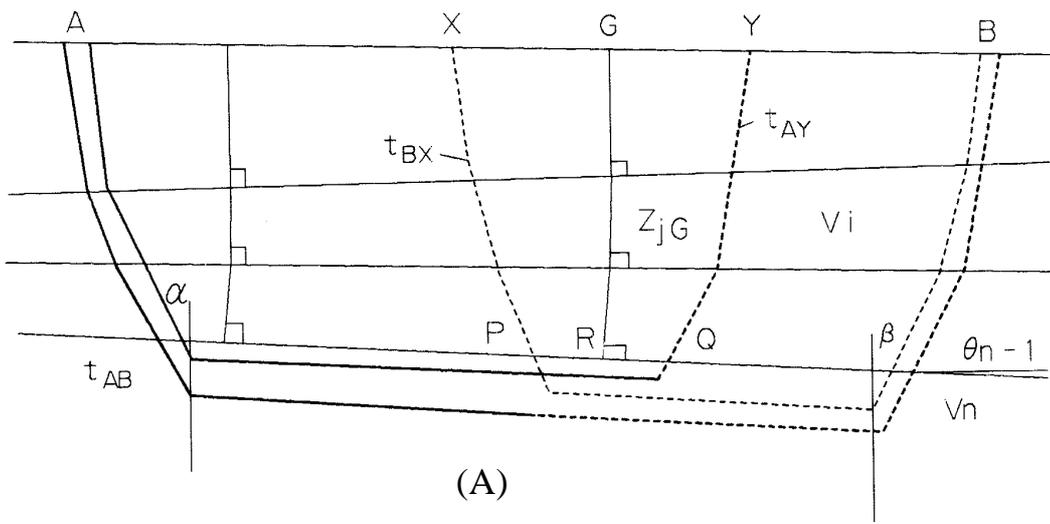


圖 3.1.3 泛化互換法(GRM)原理之基本模型：

(A)速度分析函數，(B) 時間 深度函數

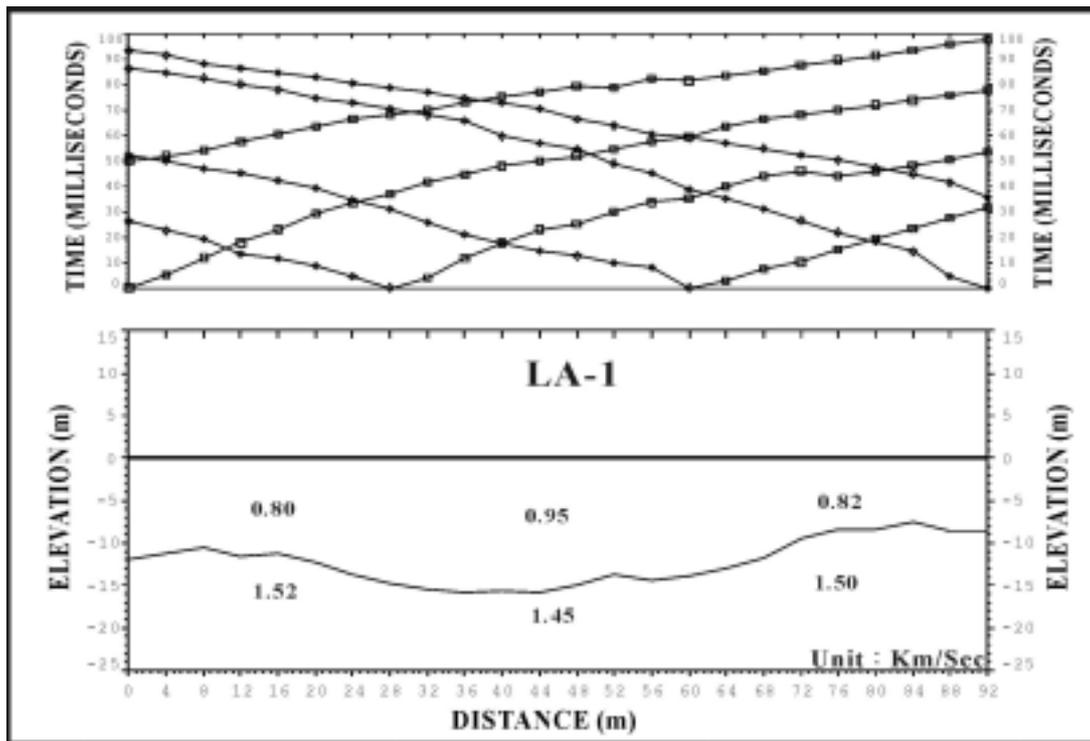


圖 3.1.4 折射震測測線 LA-1 速度層剖面圖

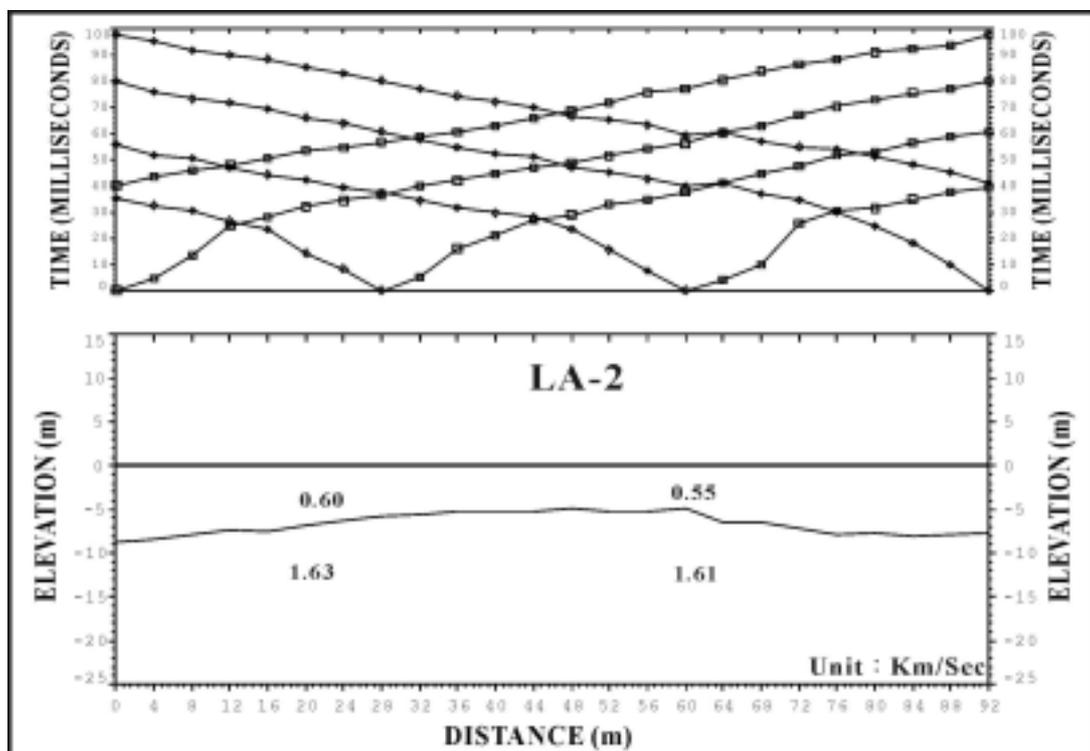
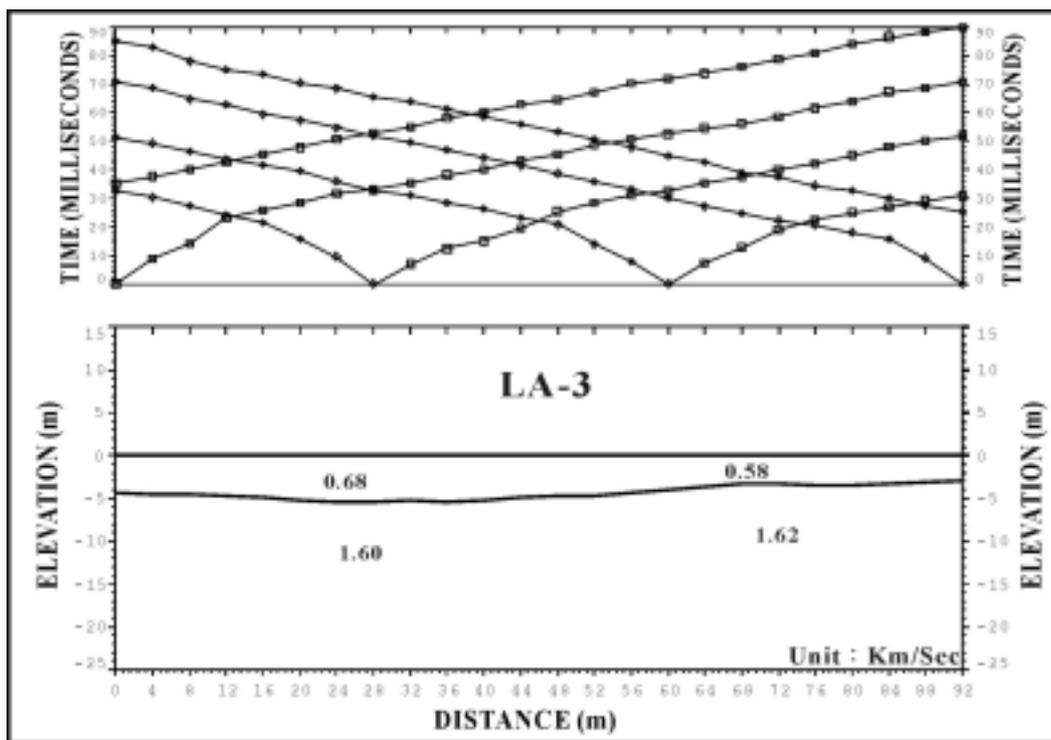


圖 3.1.5 折射震測測線 LA-2 速度層剖面圖



3.1.6 折射震測測線 LA-3 速度層剖面圖

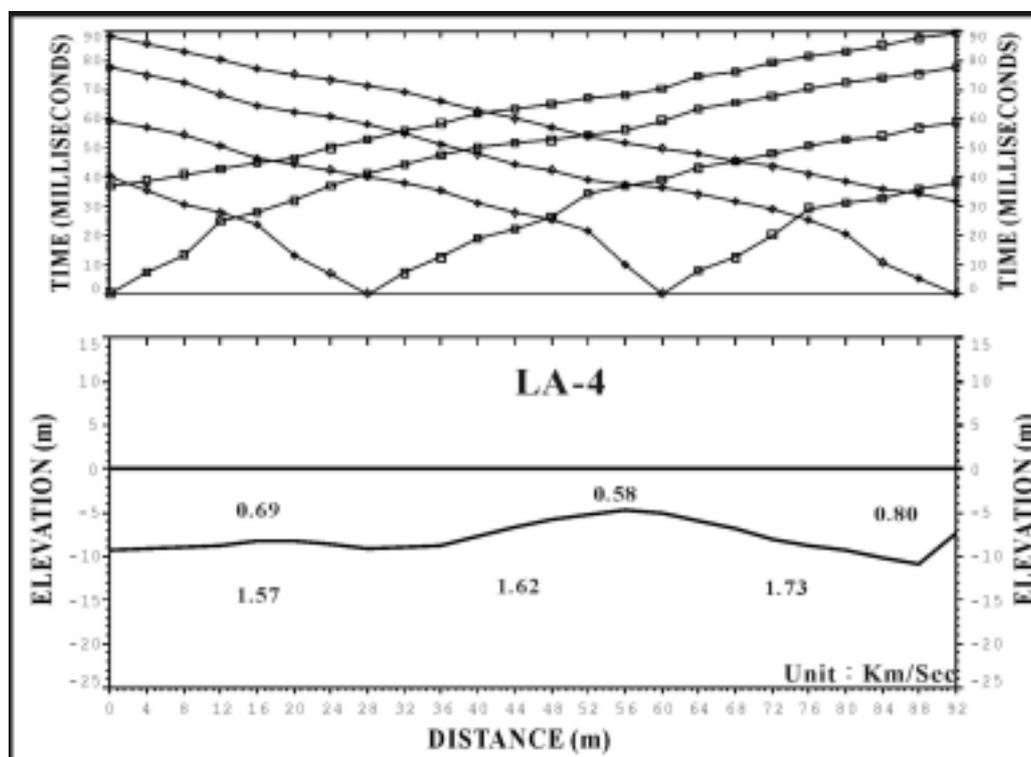


圖 3.1.7 折射震測測線 LA-4 速度層剖面圖

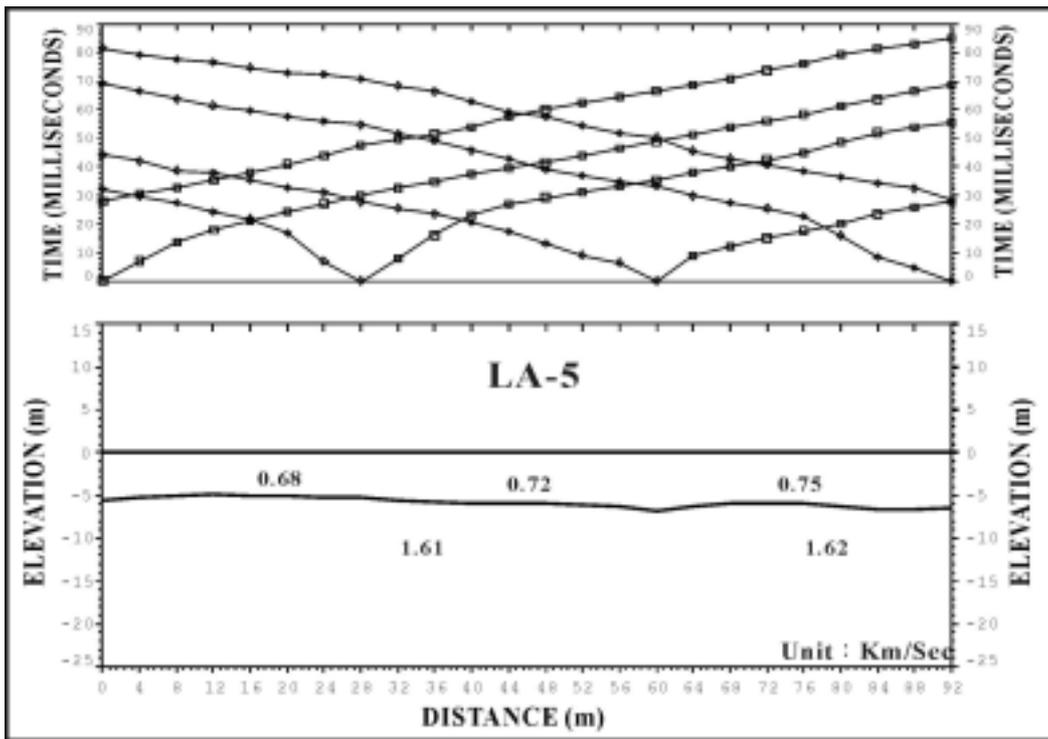


圖 3.1.8 折射震測測線 LA-5 速度層剖面圖

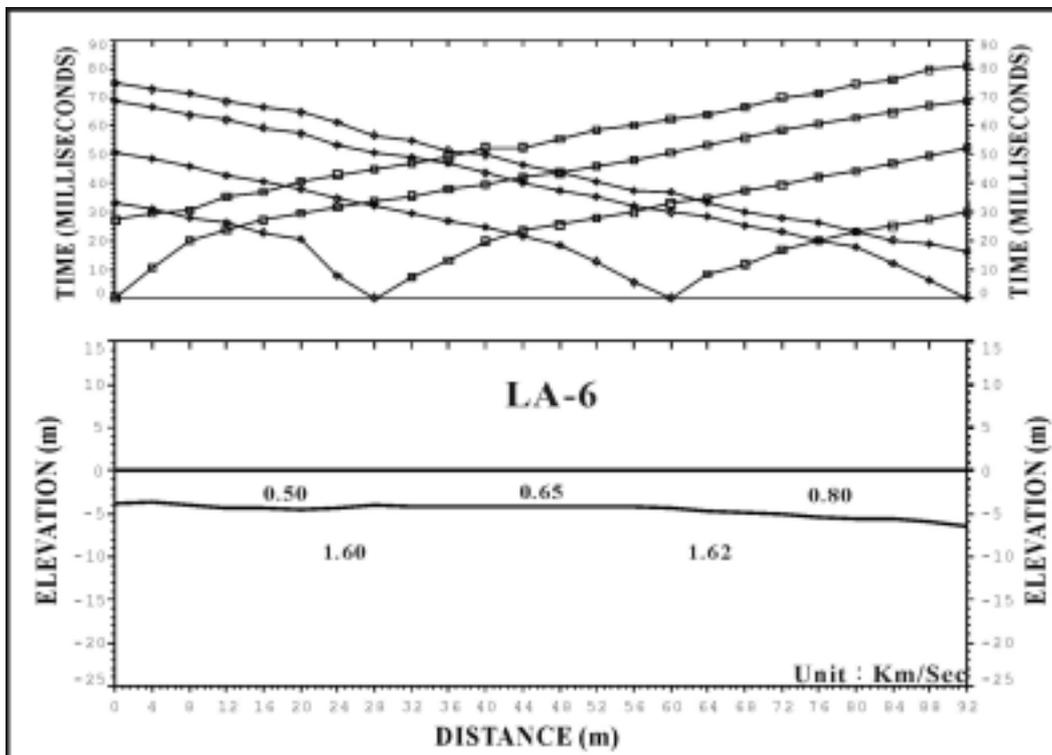


圖 3.1.9 折射震測測線 LA-6 速度層剖面圖

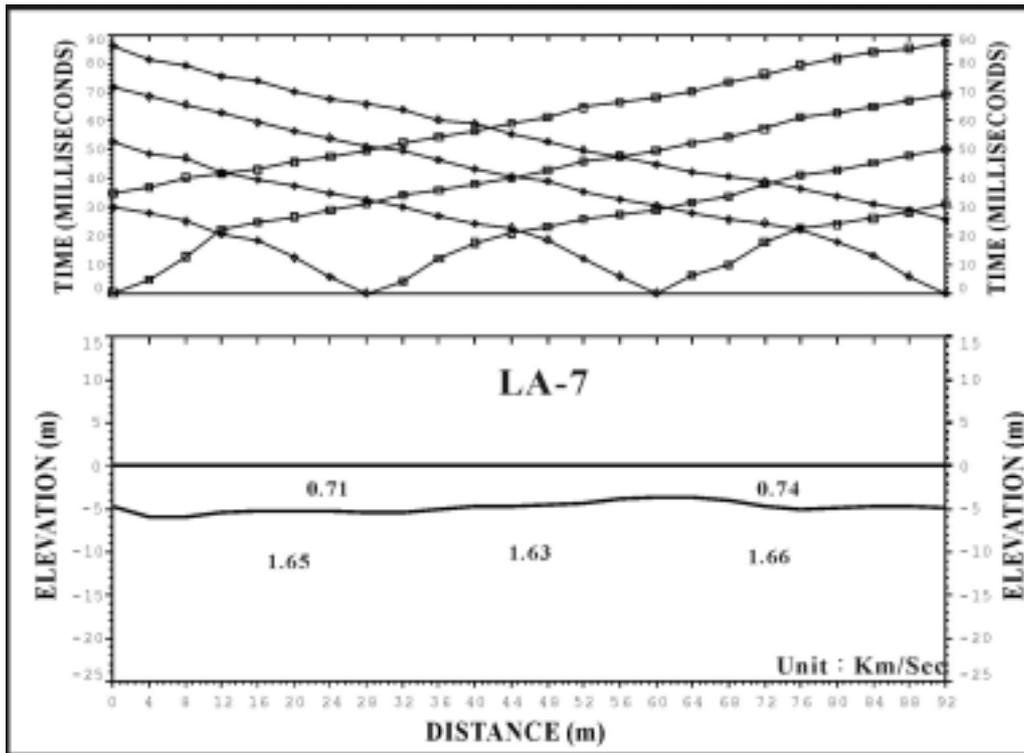


圖 3.1.10 折射震測測線 LA-7 速度層剖面圖

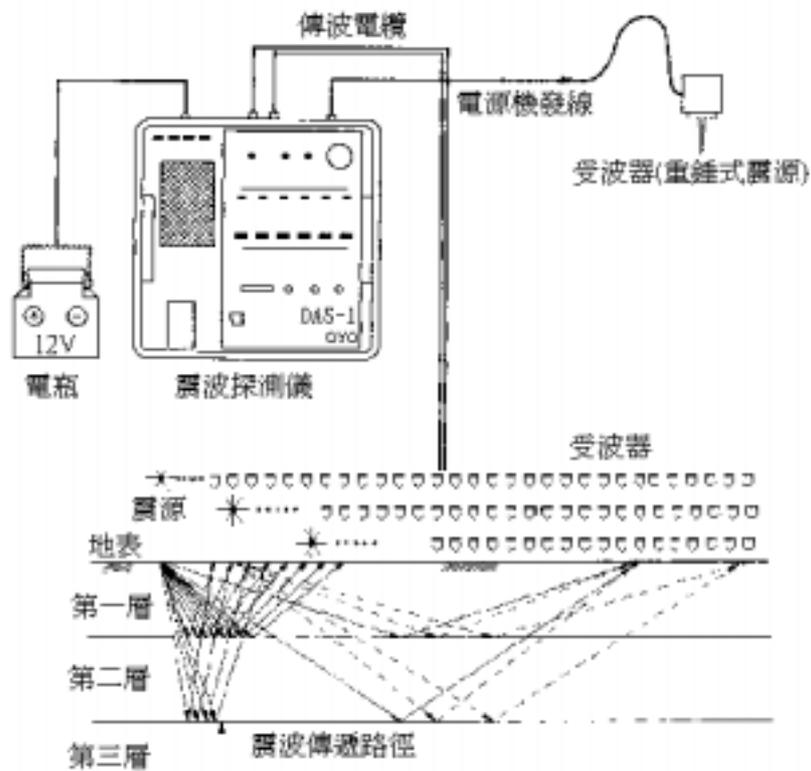


圖 3.2.1 野外反射震測探測配置圖

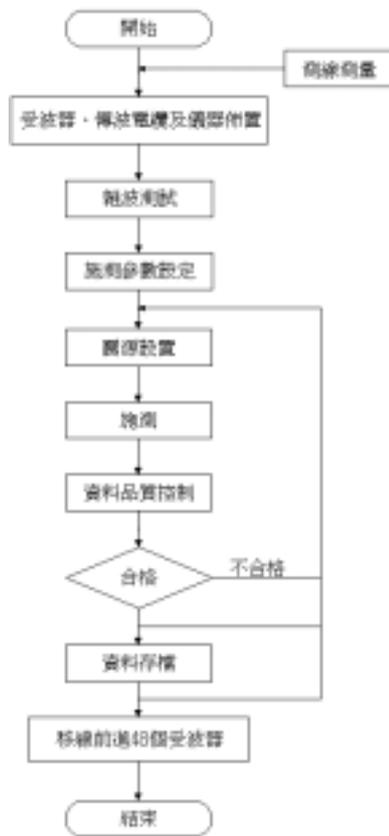


圖 3.2.2 反射震測施測流程圖

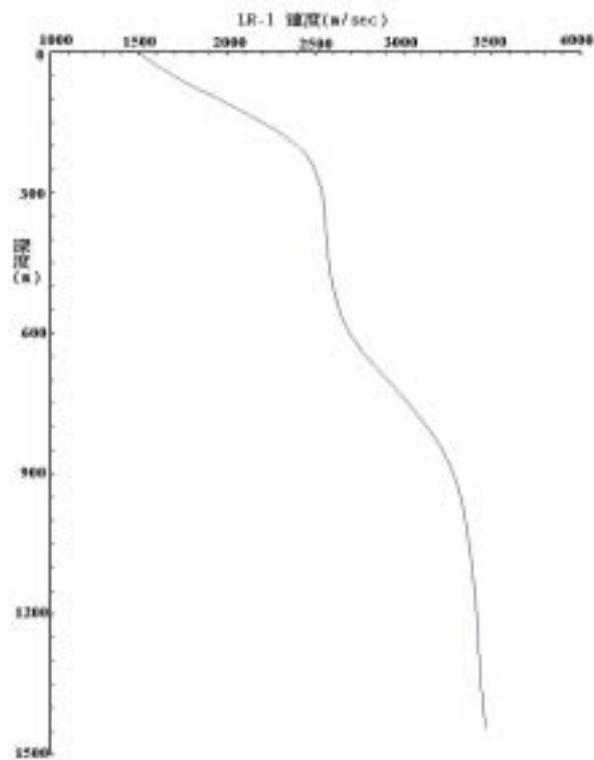


圖 3.2.3 反射震測 LR-1 P 波速度分布圖

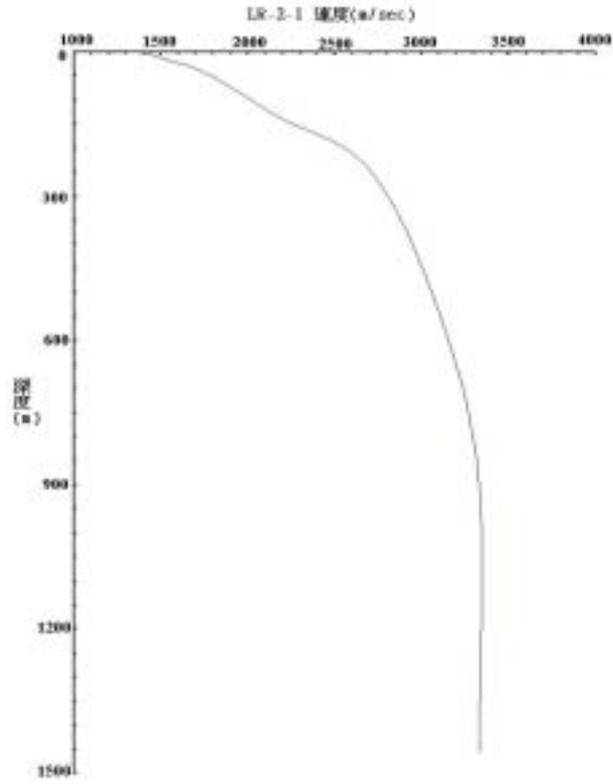


圖 3.2.4 反射震測 LR-2-1 P 波速度分布圖

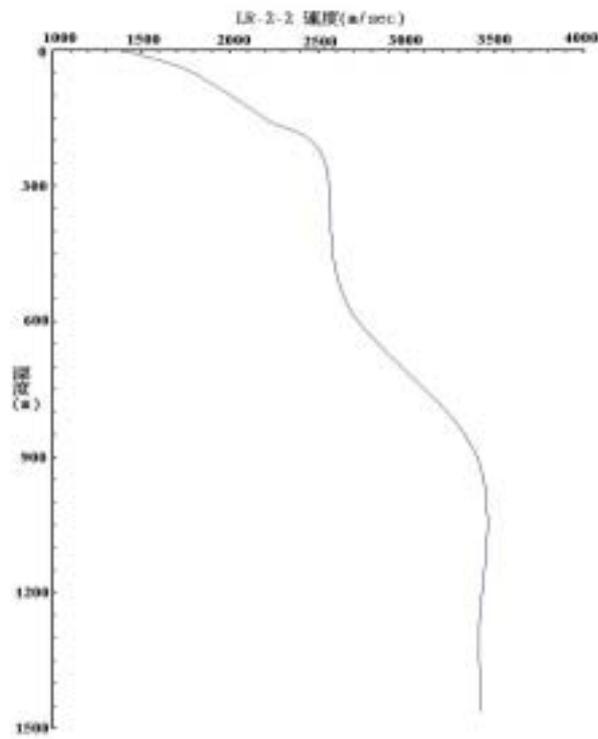


圖 3.2.5 反射震測 LR-2-2 P 波速度分布圖

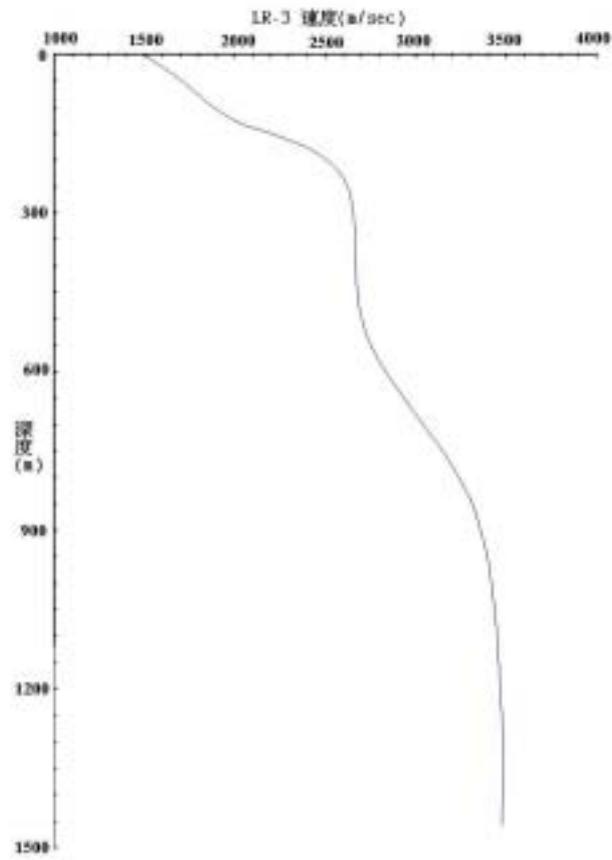


圖 3.2.6 反射震測 LR-3 P 波速度分布圖

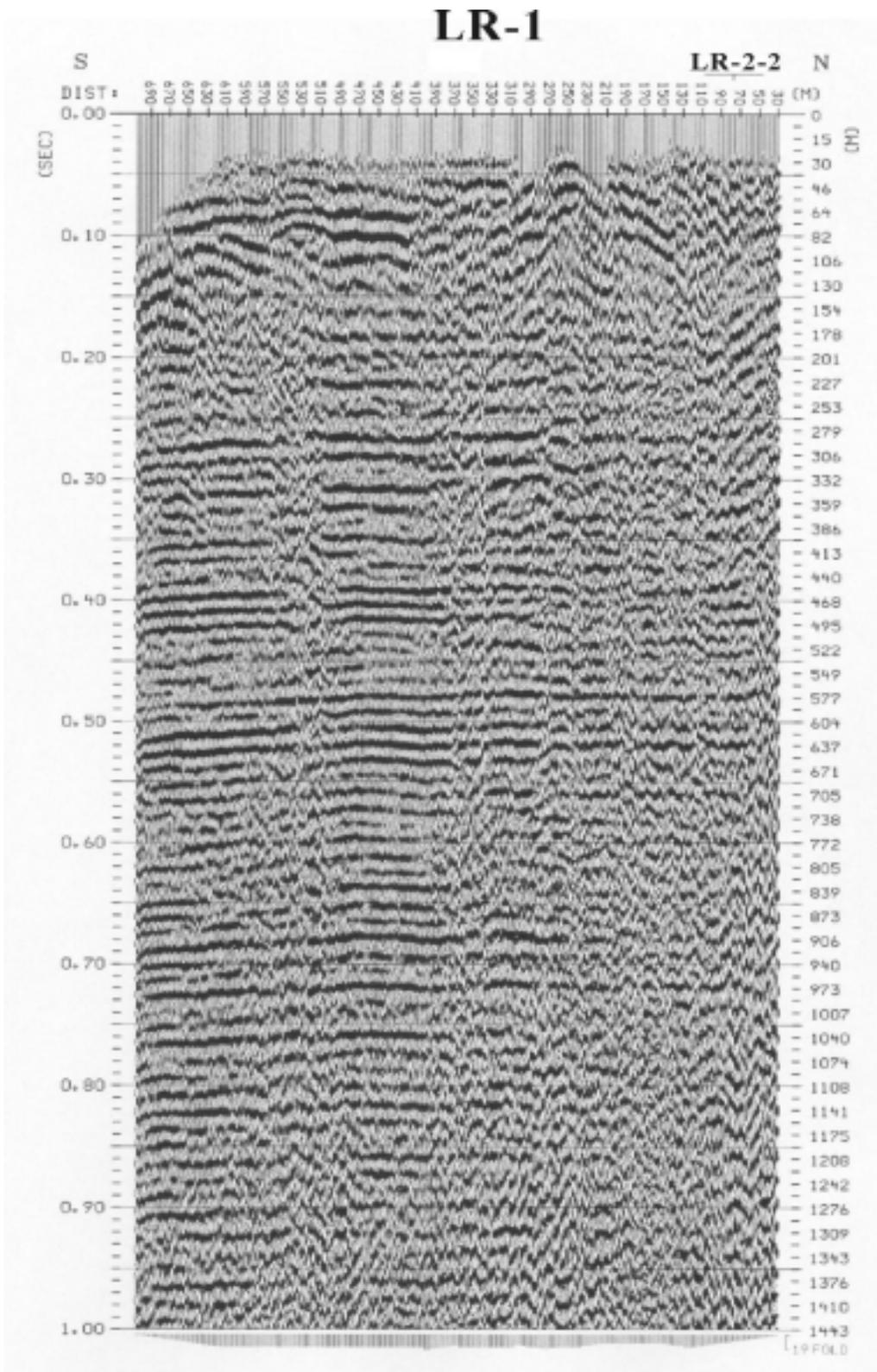
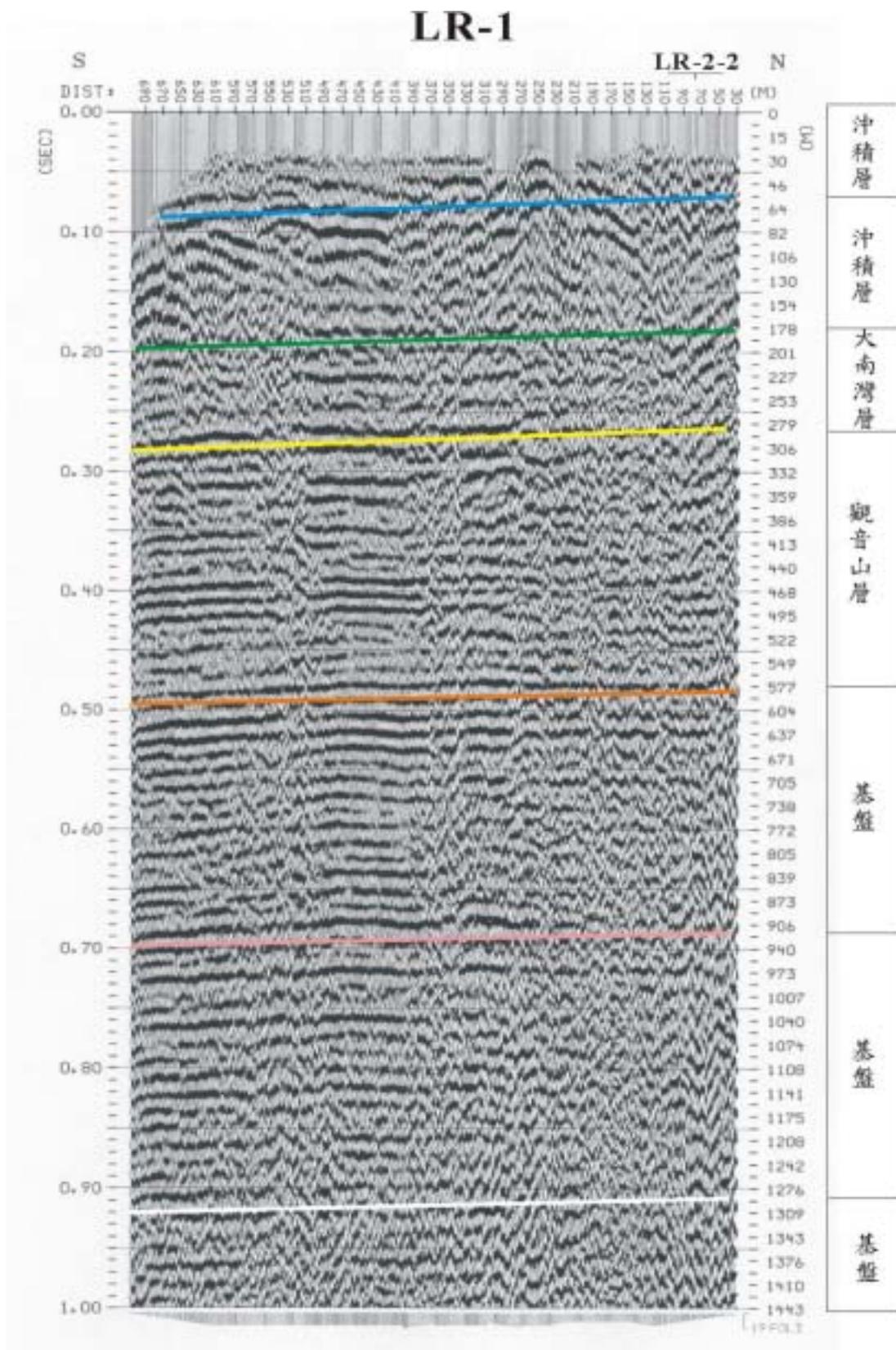


圖 3.2.7 反射震測 LR-1(A)地層構造原始剖面圖



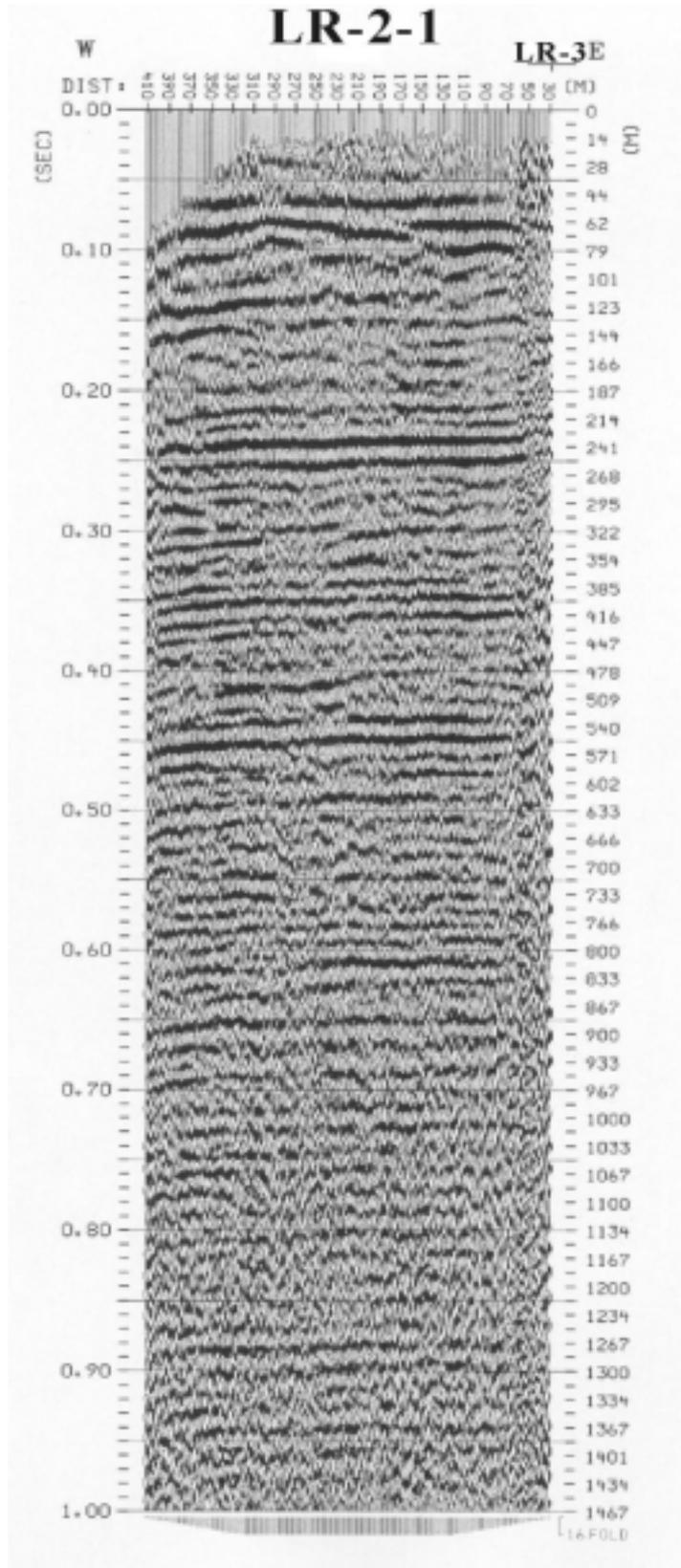
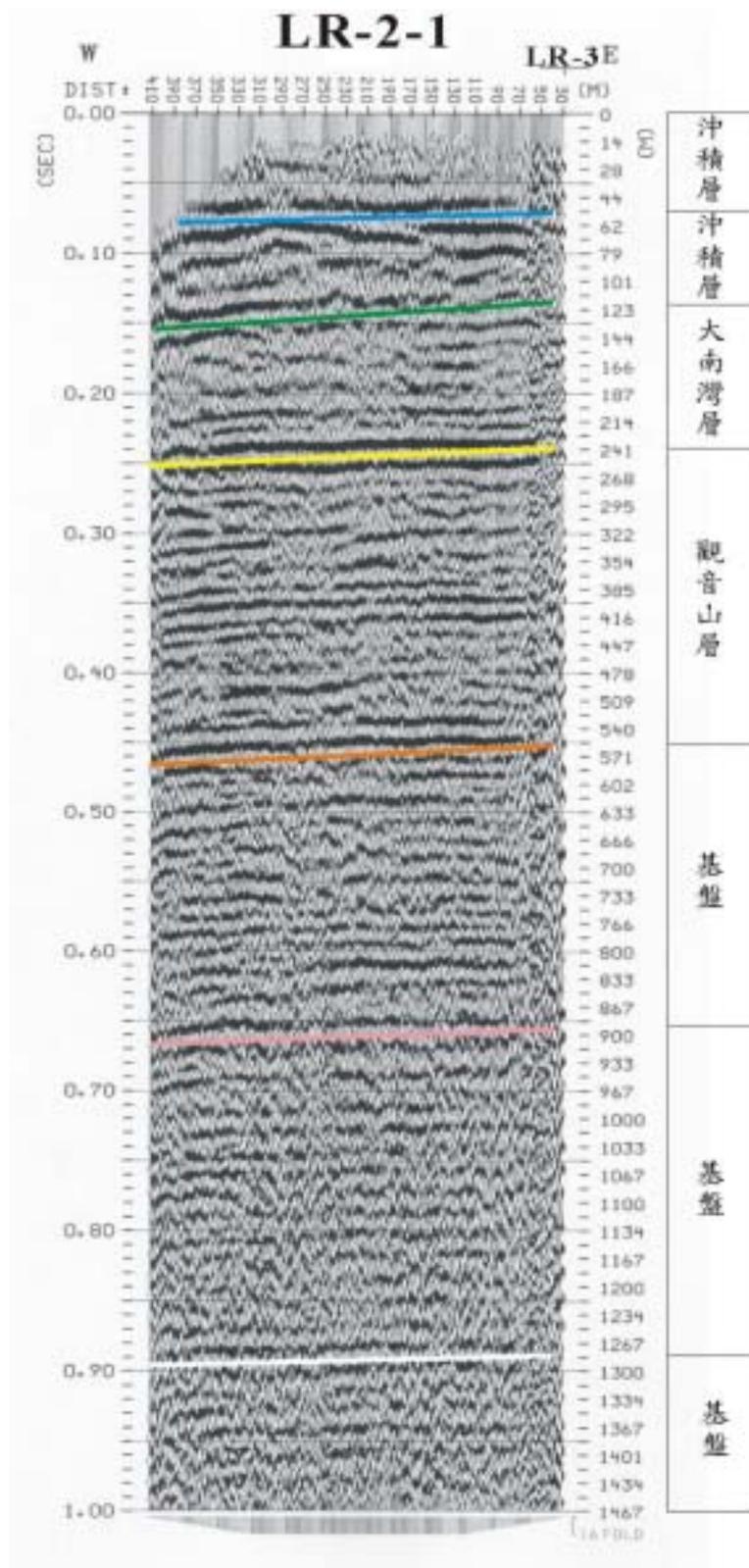


圖 3.2.8 反射震測 LR-2-1(A)地層構造原始剖面圖



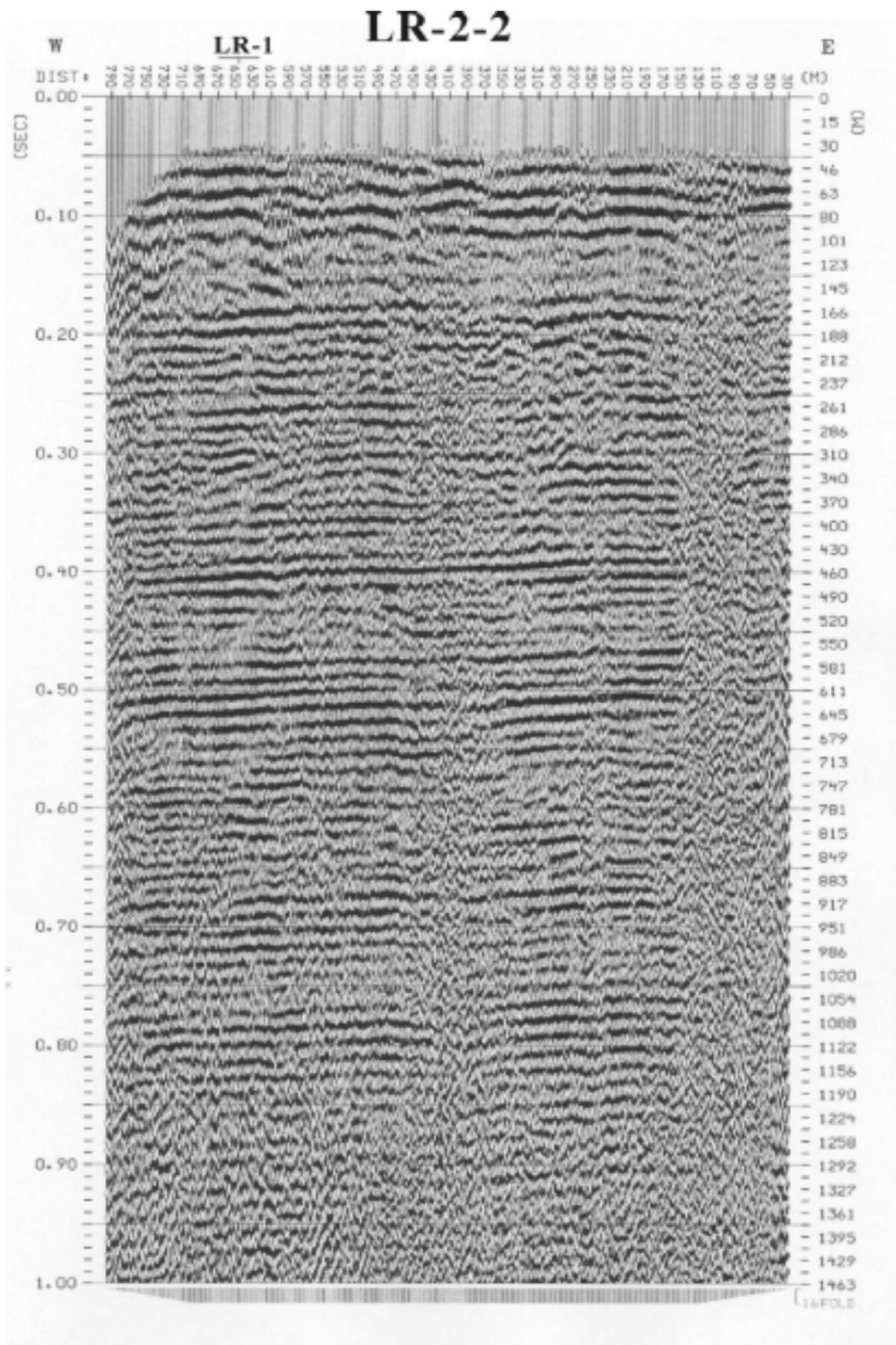


圖 3.2.9 反射震測 LR-2-2(A)地層構造原始剖面圖

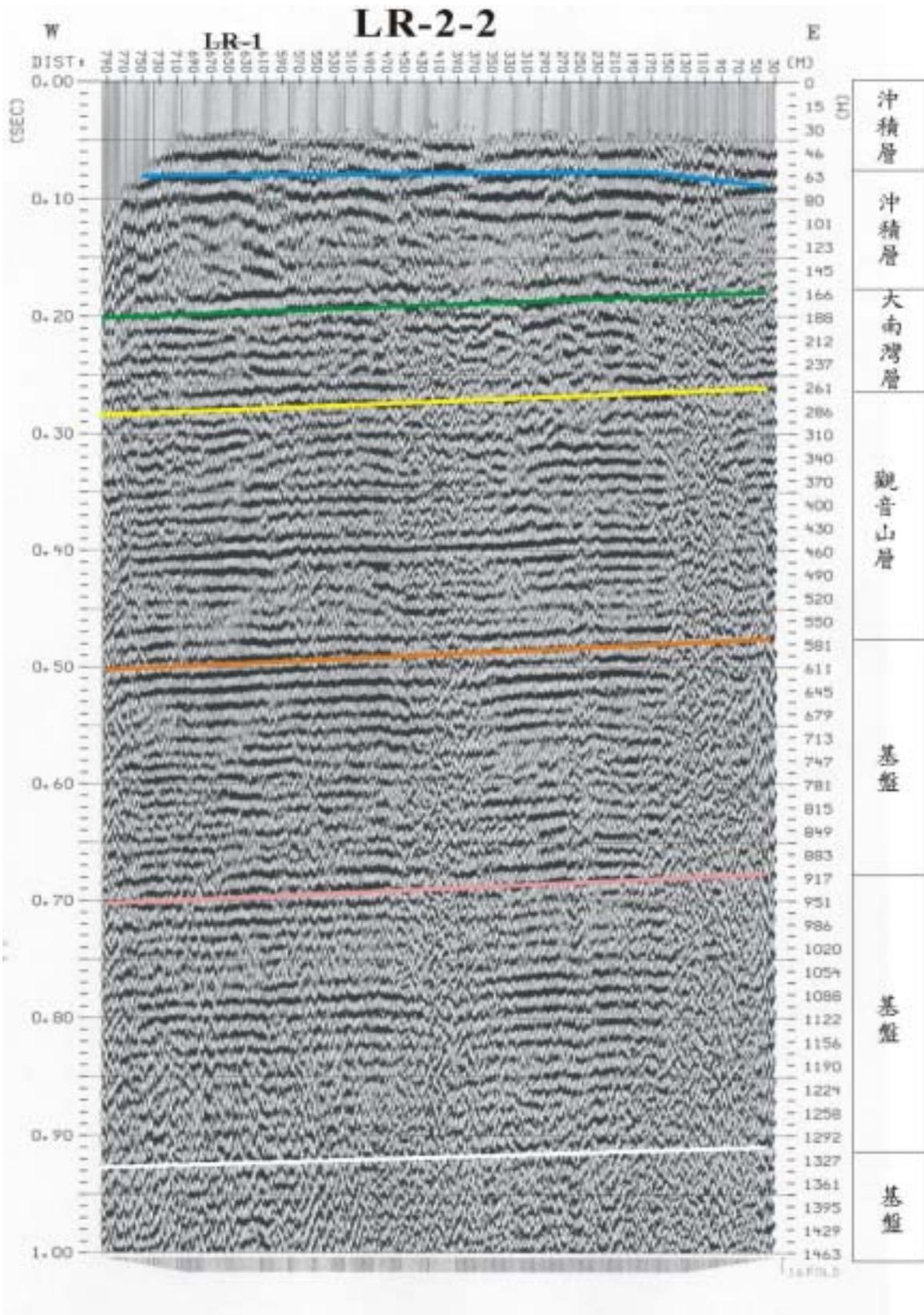


圖 3.2.9 反射震測 LR-2-2 (B)地層構造解釋剖面圖

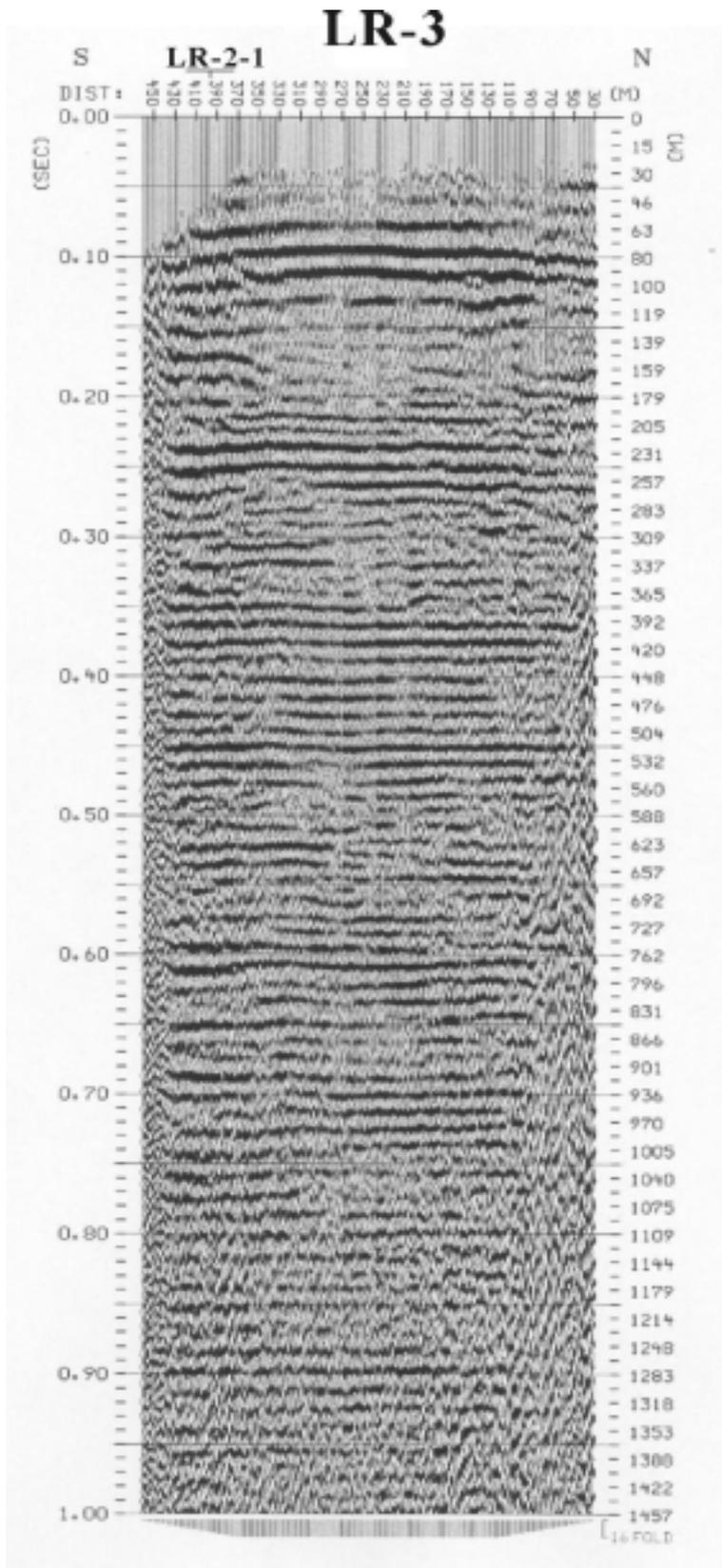


圖 3.2.10 反射震測 LR-3(A)地層構造原始剖面圖

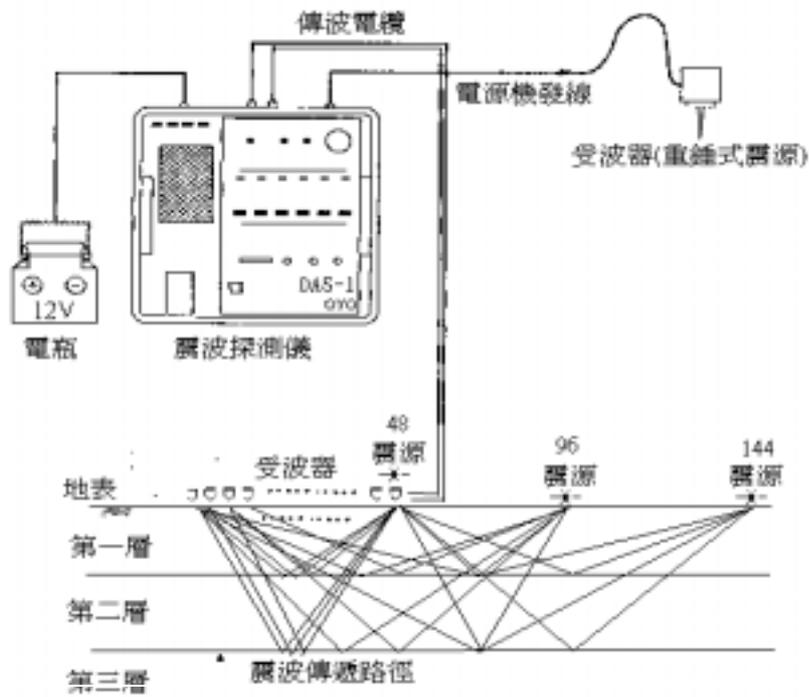


圖 3.3.1 表面波譜法(SASW)探測儀器配置圖

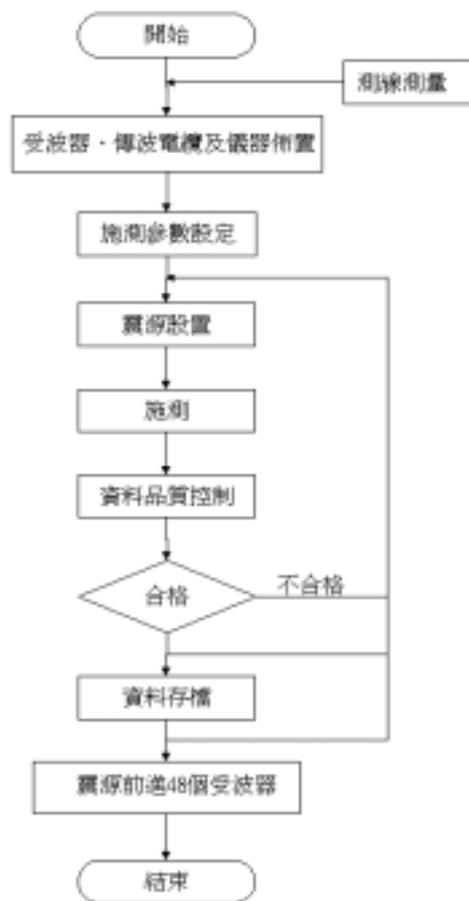


圖 3.3.2 表面波譜法(SASW)流程圖

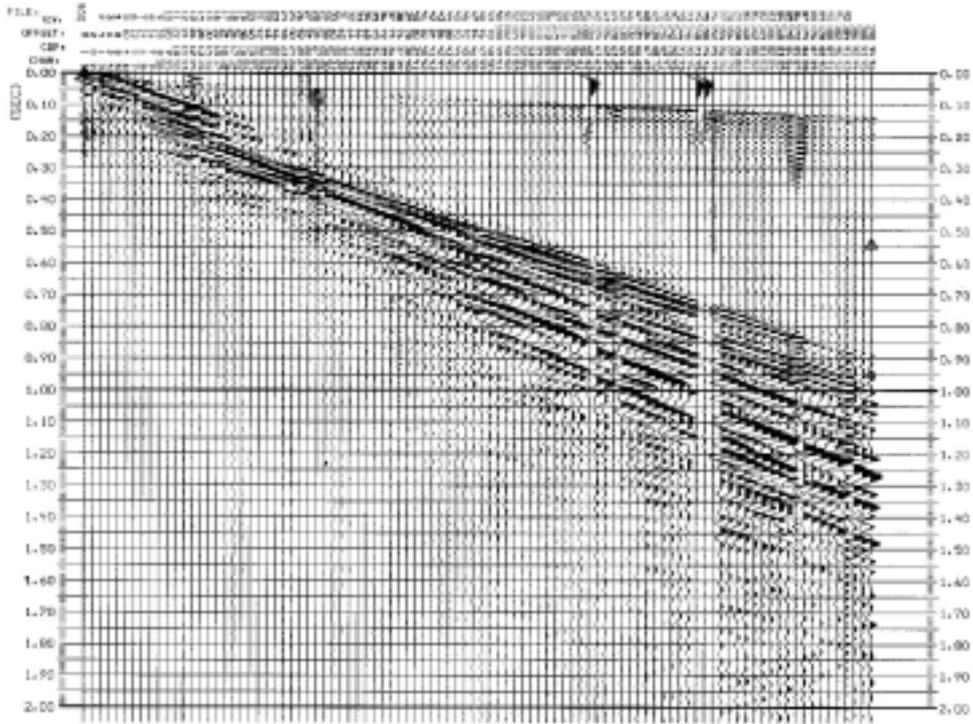


圖 3.3.3 表面波譜法(SASW)紀錄圖

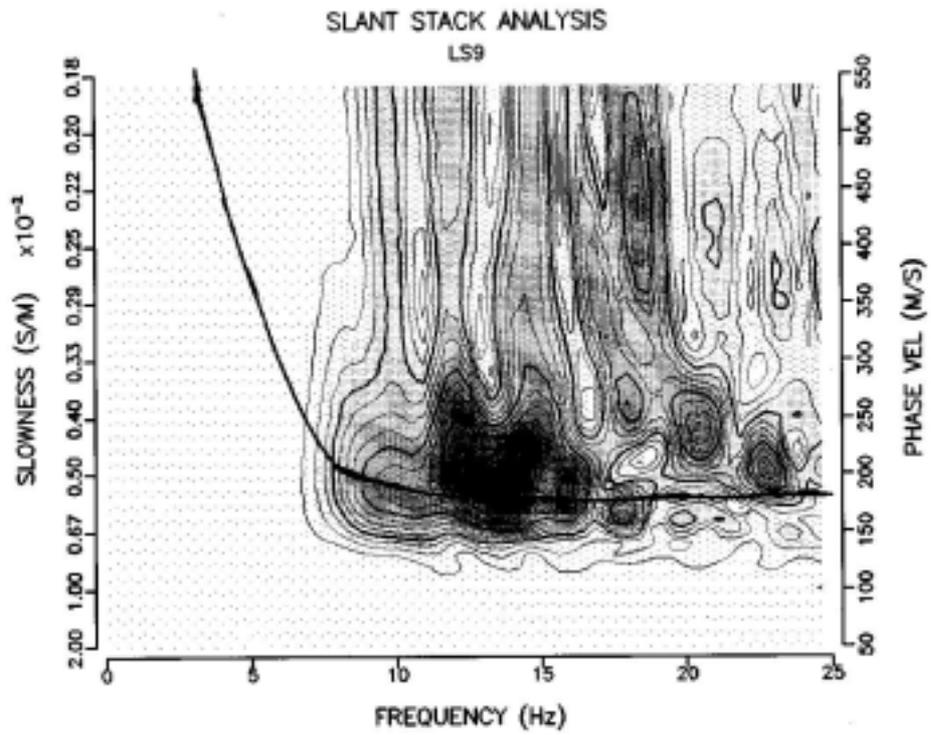


圖 3.3.4 表面波譜法(SASW)頻散曲線圖

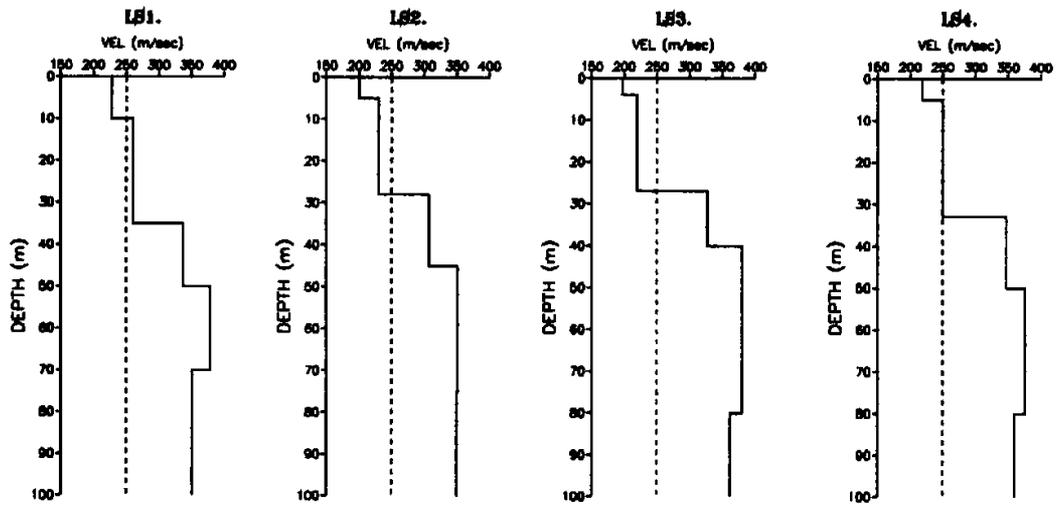


圖 3.3.5 LS-1~LS-4 S 波速度分布圖

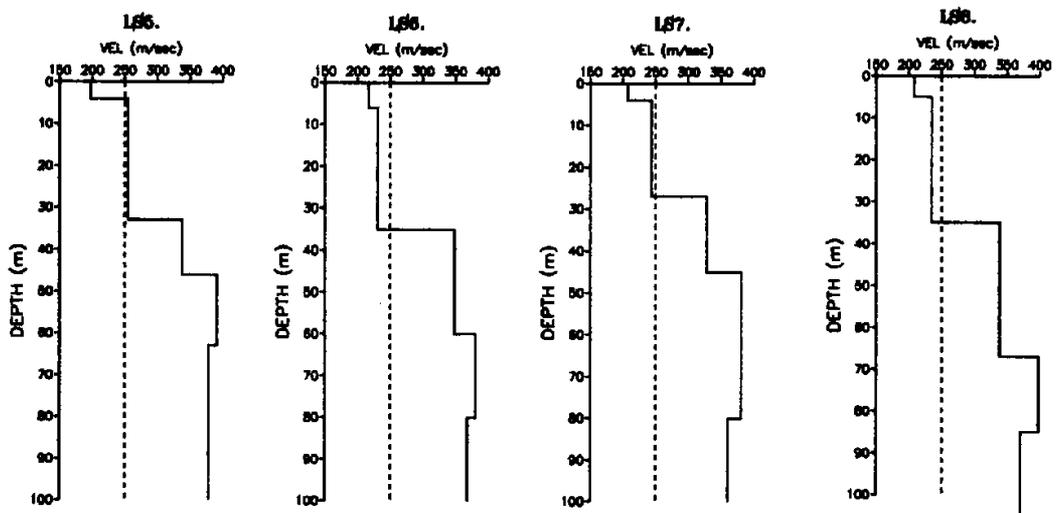


圖 3.3.6 LS-5~LS-8 S 波速度分布圖

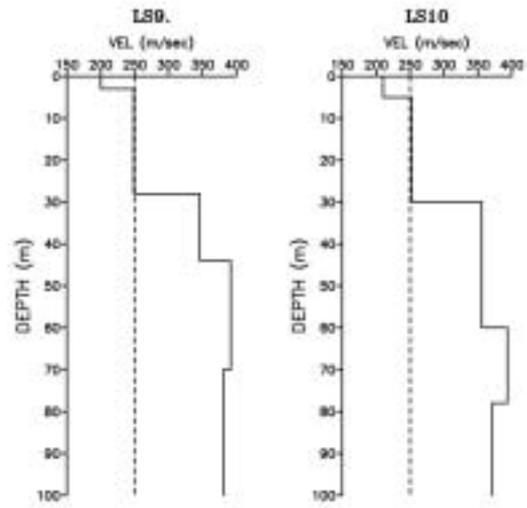


圖 3.3.7 LS-9~LS-10 S 波速度分布圖

第四章 微地動量測與場址效應分析

4.1 微地動量測

4.1.1 量測方式

為了能獲得整個台北港區及其週邊地區之場址效應，本研究計畫於港區內及其週邊地區各處均加以施測，總計量測了 51 個測點，量測諸元說明如下：

1. 儀器：採用美國 Kinemetrics 公司生產之 K2 地震儀加以量測，並配合記錄啟動器啟動地震儀，所量測之記錄則儲存於地震儀中之抽取式 PCMCIA 記憶卡中。
2. 量測地點：於港區中儘可能以平均的方式選擇測點，各測點間距離 100~200 公尺，量測同時以手提式 GPS 定位系統加以定位，以獲得資料所在地之確切位置。
3. 資料擷取：量測採樣率設定為每秒 200 點，以獲得高頻訊號，並同時紀錄垂直、東西與南北三向量之微地動，量測時間長度為 180 秒。為了得到品質良好之資料，量測前地震儀之方位必須準確且調校水平。量測前須確認地震儀電量充足，但仍準備了必要時所需輔助電力。量測過程中注意週遭環境變化，紀錄所有可能干擾資料之人為震動源。

4.1.2 資料處理與分析方式

1. 資料處理流程：檢視所有量得之原始紀錄，將每筆記錄中受到人為雜訊干擾之區段剔除。將每筆品質良好量測紀錄以 10 秒為單位，以餘弦制窗擷取下來，最多可獲得 18 個制窗之資料。將時間域之資料做快速傅立葉轉換 (Fast Fourier Transform) 以獲得頻譜

(Amplitude Spectrum) 資料，所獲得之頻譜資料可作為頻譜比分析之用，各測點頻譜見附錄 B。

2. 分析方式：採用 Nakamura (1989) 所提出之單站頻譜比法加以分析，並用統計方式獲得平均值與標準偏差。單站頻譜比法如下：

若 S_V 代表地表震動之垂直分量之傅氏振幅譜， B_V 為地底下半空間之垂直分量之傅氏振幅譜，則震源之振幅效應 A_S 為

$$A_S = \frac{S_V}{B_V}$$

再則，若 S_H 代表地表震動之水平分量之傅氏振幅譜， B_H 為鬆軟土層底部水平分量之傅氏振幅譜，則場址效應 S_E 可以表示為

$$S_E = \frac{S_H}{B_H}$$

為了除去來自震源之效應，將上式修正為

$$S_M = \frac{S_E}{A_S}$$

亦即

$$S_M = \frac{\left(\frac{S_H}{S_V} \right)}{\left(\frac{B_H}{B_V} \right)}$$

最後若假設 B_H/B_V 之比值為 1，則場址效應可近似為

$$S_M = \frac{S_H}{S_V}$$

此即為單站頻譜比，利用此式只需單站之紀錄即可求出場址效應。

4.1.3 量測結果

經過將每個測點所有制窗之頻譜做單站頻譜比，並將每個測點所有制窗之頻譜比加以平均以獲得平均值及標準偏差，以及將 2 個水平分量之頻譜比做均方根 (Root Mean Square) 等步驟之後，獲得港區各地之場址效應，各測點之單站頻譜比結果見附錄 C。由每個測點之單站頻譜比分析場址效應發現，主要放大的頻段均在 1Hz~2Hz 之間，放大倍率最高可達 4 倍以上。但此結果為初步結果，將在場址效應分析章節中由理論計算加以驗證。

4.2 場址效應分析

4.2.1 理論轉換函數計算

綜合之前地球物理方法所得到之港區地層速度構造，並以前面章節懸浮式速度井測所得到之細部速度構造為主，建立工址所在之地層速度剖面。運用數值模擬方式 Haskall Method (Haskall, 1953, 1960) 進行理論場址效應計算，所用之模型為上述所獲得之地層速度剖面。模擬項目為不同深度地層與地表間之震波轉換函數，由此轉換函數 (Transfer Function) 推估地震來襲時地表不同頻率之放大倍率與共振主頻。配合井下地震儀擺放位置所採用之模型如下：

深度 (m)	P 波速度 (m/sec)	S 波速度 (m/sec)	密度 (g/cm ³)
0-8	1754	200	2.05
8-36	1639	230	2.03
36-50	1694	320	2.04
50-110	1820	360	2.06
110-220	1980	403	2.10
220-292	2040	581	2.11

於微地動量測時，測點 TH026 位於懸浮式井測之測井旁邊，於是將理論模擬之結果與 TH026 所得到之頻譜比加以比對，結果如圖 4.2.1 所示。由圖 4.2.1 可發現，二者之結果就整個趨勢而言十分類似，均是在 1~2Hz 附近有一明顯放大，放大倍率在 2~4 之間，依照地層速度調查與地層厚度為波長 1/4 時之共振原理估算，此一放大應為最靠近地表 36 米內之地層所造成。此外在高頻處二者結果十分吻合，由於高頻反應出的部分為細部及淺部之構造，因此判斷地層速度調查在淺層部分十分準確。此外除了 1Hz 附近之主要共振頻率外，不論是微地動觀測或是理論轉換函數，雖然二者在倍率上有差異，但均在 0.6Hz 附近有放大情形，若同樣依照地層厚度為波長 1/4 時之共振原理估算，0.6Hz 之放大應來自 200 米深以上之地層共振，此一結果亦將由後續地震資料分析時得到進一步確認。至於二者在低頻部份倍率上之差異，原因主要是微地動本身反應的主要是淺層地層所造成之效應，對造成低頻放大之深層地層原本就較不靈敏，加上單站頻譜比法主要目的在找共振主頻，因此若主頻接近則低頻部份放大倍率上之差異是可接受的。

4.2.2 TSMIP 資料分析

為了進一步探討台北港區之場址效應，本研究收集台北港區附近中央氣象局強地動觀測網 (Taiwan Strong Motion Instruments Program 簡稱 TSMIP) 所紀錄的地震資料進行分析，所使用的測站資料包括位於台北港區附近之 TAP050 八里國小，以及同樣位於淡水河南岸但較接近台北盆地之 TAP049 米倉國小等 2 個測站，所使用的資料則為 11 個加速度值較大且 2 個測站均有記錄之地震，所使用地震之各項參數如下表所示，圖 4.2.2 則為所有使用地震之震央分佈圖，圖 4.2.3 則為此 2 個測站在 1996 年 6 月 25 日地震時所記錄之之地動歷時。至於距離台北港區不遠之淡水一帶雖然仍有許多 TSMIP 測站，但由於其位於淡水河北岸，屬於不同系統之地層構造，因此其頻譜比無法代表本區域之基本場址效應，故不在本研究採用範圍之內。

No	時間	位置		深度 km	規模
		緯度	經度		
1	1994 1 2 05:50 15.57	24° 3.89'	121° 51.14'	49.4	5.5
2	1994 5 23 15:16 58.75	23° 51.76'	122° 38.14'	5.5	6
3	1994 5 24 4:00 40.49	23° 49.6'	122° 36.2'	4.4	6.6
4	1994 6 5 1:09 30.09	24° 27.74'	121° 50.26'	5.3	6.5
5	1995 2 23 5:19 2.78	24° 12.22'	121° 41.22'	21.6	5.7
6	1995 3 24 4:13 51.09	24° 38.28'	121° 51.64'	76	5.6
7	1995 4 24 10:04 0.96	24° 39.1'	121° 37.33'	63	5.2
8	1995 6 25 6:59 7.09	24° 36.37'	121° 40.11'	39.8	6.5
9	1995 7 14 16:52 46.48	24° 19.22'	121° 51.06'	8.7	5.8
10	1996 7 29 20:20 53.53	24° 29.33'	122° 20.82'	65.6	6.1
11	1997 6 24 16:37 12.89	25° 7.18'	121° 34.79'	8.5	3.7

根據 Lermo and Chavez-Garcia (1993) 之研究可知，單站頻譜比同樣適用於 S 波之分析，故此處之分析方法與微地動所採用之方法相同，同樣採用單站頻譜比法，不同處在於所採用之紀錄為真實地震紀錄中 S 波部分，資料擷取方式為以視窗擷取各筆紀錄 S 波到達後 20 秒之紀錄加以分析，同時將二個水平向之結果進行均方根 (RMS) 處理，圖 4.2.4 為 TAP050 與 TAP049 等 2 個不同測站所得到之單站頻譜比結果。由圖 4.2.4 可發現此二測站雖然所在位置不同，但其單站頻譜比結果不論在高頻或低頻區域，放大主頻率與放大倍率均十分吻合，可見本區域地下速度構造十分接近，因此 TAP050 之結果即可代表本區域淺部及深部構造之基本場址效應。由 TAP050 之頻譜比結果可知，本區域有二個主要放大頻率，第一主頻位於 0.8~1Hz，放大倍率在 4~6 倍之間，此外在 4~5Hz 之高頻部份有另一較小之主頻，放大倍率約為 3~5。接著本研究進一步將港區內微地動分析結果與 TAP050

之頻譜比進行比對，以確認港區內場址效應與本區域基本場址效應之差異。圖 4.2.5 即是將微地動觀測分析結果與 TAP050 之分析結果繪在一起加以比對，由圖 4.2.5 可發現二者倍率有些許差異，一般而言 TAP050 之倍率較微地動結果稍高，但主頻位置十分一致。值得注意的是二者在 1Hz 附近的第一主頻處，倍率十分接近，可見造成此一主頻之地層速度構造可能涵蓋台北港區附近區域。以下有關井下地動觀測陣列資料分析之研究將繼續確認主頻倍率之可靠性，以利後續利用單站頻譜比之主頻及倍率所做之液化潛能分析。

4.2.3 井下地動觀測陣列資料分析

本所於 2002 年在台北港區裝設井下地震儀陣列，以期藉由所收集到之地震紀錄進行各方面之研究，此井下地震儀陣列於地表、14 米、30 米、99 米及 297 米共設置 5 部地震儀，截至目前為止已紀錄到 9 筆地震紀錄，在此選取其中資料品質較好之 8 筆紀錄進行分析，下表為本報告中所採用地震之參數，圖 4.2.6 為其震央分佈圖，圖 4.2.7 則為其中振幅最大之地震之地動歷時。

No	時 間	位 置		深度 km	規模
		緯度	經度		
1	2003 5 15 9:42 6.00	25° 18'	122° 14.8'	4.3	5.4
2	2003 5 26 17:16 36.00	24° 42'	121° 41.4'	70.3	4.9
3	2003 6 9 13:4 54.00	24° 23.4'	121° 51'	9.7	5.3
4	2003 6 10 16:32 42.00	23° 31.2'	121° 40.2'	27.6	6.5
5	2003 6 12 21:14 12.00	24° 22.8'	121° 49.8'	12.9	5
6	2003 6 17 23:9 48.00	23° 33.6'	121° 36.6'	18.8	5.9
7	2003 7 13 23:30 30.00	24° 28.2'	121° 52.8'	16.4	5
8	2003 7 18 10:20 36.00	24° 35.4'	121° 50.4'	72.6	5.4

在此首先針對最大地動加速度 (PGA) 隨深度之變化進行分析，並由分析結果對造成場址效應之原因進行初步探討。圖 4.2.8 為擷取不同深度之所有地震紀錄正規化 PGA 值平均後加以回歸之結果，不同方向之正規化 PGA 值隨深度變化之函數如下列所示：

$$\text{垂直向：Normalize PGA (D) =exp (-0.027D}^{0.682}\text{)}$$

$$\text{東西向：Normalize PGA (D) =exp (-0.184D}^{0.359}\text{)}$$

$$\text{南北向：Normalize PGA (D) =exp (-0.136D}^{0.378}\text{)}$$

由分析觀測與回歸分析結果有幾點特別值得注意，首先由水平向觀測結果發現，地表下 30 公尺深之 PGA 值大於 14 公尺深之 PGA 值，此點違反一般深度越深 PGA 值越小之情況，推測造成此一不尋常之原因為此二深度之地震儀位於同一地層，故未發生振波因穿透低速層所發生之放大現象，相反的由於衰減因素造成能量降低，使得地層較深之 PGA 值大於淺部之 PGA 值，對照地層速度構造調查結果，此二深度之地震儀均位於深度 8~36 公尺之第二層內，亦符合上述之推測。另一值得注意的是 PGA 值明顯之放大不在淺層與地表之間，而是發生在地表下 30 與 100 公尺之間，同樣對照地層速度構造調查結果，港區內地下地層剪力波速度對比最大之介面位於地表下 36 公尺處，此點也說明 PGA 值明顯之放大不在淺層與地表之間，而是發生在地表下 30 與 100 公尺之間的原因。綜合上述情形，初步推測造成 1Hz 附近主要放大之地層為地表至 36 公尺深之地層。

為了確認正規化 PGA 值隨深度變化之函數之正確性同時檢驗上述之推論，接著進行計算地表與不同深度紀錄之頻譜比，同時並與由微地動觀測所獲得之單站頻譜比結果進行比較，圖 4.2.9 為計算之結果。由圖 4.2.9 發現，地表與不同深度紀錄之頻譜比，隨著深度增加其第一階共振主頻往低頻移動，在地表與 14 米深地層之頻譜比中，第一階共振主頻約在 4~5Hz 之間，但在地表與 30 米深地層之頻譜比中最明顯之共振主頻位於 6Hz 附近，但是在 2Hz 附近有另一較小之放

大，此二主要放大應為地表與 14 米深地層之頻譜比中 4~5Hz 主頻分離之結果，但基本上可視為同一型態，此點支持前面認為此二深度位於同一地層之推論。接著將此結果與微地動觀測所獲得之單站頻譜比結果之主頻比對，發現微地動之主頻較低，可見台北港區主要放大之地層介面應較 30 公尺更深，亦符合先前推測之結果。而在地表與 100 米與 297 米深地層之頻譜比中，其第一階共振主頻降至 1~2Hz 之間，恰好與微地動觀測所獲得之單站頻譜比結果中之主頻符合，顯示造成微地動觀測所獲得之單站頻譜比中之共振主頻，其地層介面應位於 30~100 公尺之間，加上地層厚度為波長 1/4 時之共振原理估算，造成港區主要放大之地層確實為地表至 36 公尺間之地層。此結論可做為後續全港區場址效應細部評估時之依據。

除此之外，本研究同時比對地表與 297 米深地層之頻譜比與理論轉換函數，以驗證先前所獲得之速度構造，結果見圖 4.2.10。由圖 4.2.10 可發現二者不論是放大倍率或放大頻率均十分吻合，可見先前利用多種地球物理方法所獲得之地下速度構造十分準確，可供其他相關方面之應用與參考。

4.3 近地表 Q 值計算

4.3.1 Q 值計算

近地表之鬆軟沖積層除了有強大之放大效應外，同時亦有強大之衰減效應，故評估近地表衰減效應為必須的。首先考慮二測站間之頻譜比與衰減因子 Q 之關係，可表示為：

$$\frac{S_1(f)}{S_2(f)} = \exp[-\pi f \tau / Q(f)]$$

其中 τ 為二測站間之走時差，同時 $Q(f)$ 亦可表示為：

$$Q(f) = af^b$$

在本報告中， S_1 、 S_2 分別表示地表與井下地震紀錄頻譜，由於井下地震紀錄含有自地表全反射之反射波，故 S_1 、 S_2 須表示成下式：

$$S_1(f) = 2S_I(f)A_1 \exp\left(\frac{-\pi f\tau}{Q(f)}\right)$$

$$S_2(f) = S_I(f) \left[1 + A_1 A_2 \exp\left(\frac{-2\pi f\tau}{Q(f)}\right) \right]$$

其中 A_1 、 A_2 為入射（上行波）與反射（下行波）之穿透係數， $S_I(f)$ 為入射波，將上面二式合併可得到：

$$\frac{S_1(f)}{S_2(f)} = \frac{2A_1 \exp[-\pi f\tau / Q(f)]}{1 + A_1 A_2 \exp[-2\pi f\tau / Q(f)]}$$

經由數學轉換，可得到：

$$Q(f) = \frac{-\pi f\tau}{\ln \left[\frac{1 - \sqrt{1 - \frac{A_2 S_1(f)^2}{A_1 S_2(f)^2}}}{A_2 \frac{S_1(f)}{S_2(f)}} \right]}$$

利用上式即可求取衰減因子 Q 。本報告利用上式以及地表與 297 米紀錄之頻譜比計算衰減因子 Q ，計算過程中經已知之速度構造推算穿透係數，同時在時間域利用 0.1 秒之移動餘弦視窗進行頻譜平滑化，所得到之結果見圖 4.3.1，而得到隨頻率變化之 Q 值如下所示：

$$Q(f) = 10.7f^{1.12}$$

此處所得到之 Q 值若與台灣地區整體 Q 值比較其值較低，此為近地表 Q 值之正常現象，若與前人近地表 Q 值之結果比對，包括 Shieh (1992) 研究蘭陽盆地之 Q 值、Peng and Wen (1993) 研究花蓮地區沖積層之 Q 值以及彭瀚毅 (1998) 研究台北盆地之 Q 值，台北港區之近地表 Q 值較蘭陽盆地與花蓮低但較台北盆地高，此為合理之

現象。若與同樣屬於港區之台中港之結果比對（陳圭璋等，2002），則台北港之 Q 值稍低，但仍在同一範圍內。

4.3.2 時間歷時模擬

為了進一步檢驗地層速度構造與 Q 值之可靠性，本研究利用先前所獲得之轉換函數，並配合所計算出之 Q 值，進行不同深度時間歷時之模擬，再與真實地震記錄加以比對。用來進行模擬之地震為 2003 年 6 月 10 日之地震記錄，模擬之項目包括原始之加速度記錄，以及經積分後之速度與位移記錄。模擬方式為以地表記錄當作輸入歷時，以進行地下 14、30、99、297 公尺深之歷時計算，同時計算前先將地表歷時旋轉至徑向（R）以及切向（T），計算長度擷取剪力波開始後 40 秒之記錄，模擬過程中亦將地表自由端反射波列入計算，圖 4.3.2 至圖 4.3.7 即為加速度、速度與位移在 R 與 T 方向之模擬與觀測比較圖。由以上之比較圖可發現，在淺層的 14 以及 30 公尺部份，模擬與觀測結果不論是振幅或波相均相當一致，可見本研究所得之地層速度構造及 Q 值與真實情況十分接近；至於較深層之 99 以及 297 公尺之部分，則發現位移模擬結果之振幅較觀測值稍低，而速度與加速度模擬結果之振幅則較觀測值稍高，但波相與整體趨勢仍十分接近，推測在深層部分有變化較劇烈之薄層夾雜其中，使得較能反映薄層之高頻速度以及加速度訊號產生變化所致，此外震波在深層部分並非完全如計算時所假設是以接近垂直之入射角入射，也造成一定程度之影響，但就整體而言，模擬與觀測仍屬接近，表示所獲得之深部地下構造與 Q 值與真實情況接近。

4.4 整體場址效應

由於頻譜比所顯示的為各測站場址不同頻率之震波放大效應，為比較台北港區及週邊地區不同區域場址效應之變化，在此選定幾個特定頻率，將不同測點同一頻率之振幅比值挑出，並作成等值圖，藉以得知台北港區在特定頻率下震波放大之趨勢。基於一般鋼筋混凝土建

築物每加一層其共振週期約增加 0.1 秒，例如十層樓之鋼筋混凝土建築物之共振週期為 0.1 秒乘以 10，即為 1 秒。所以此處所選擇之週期為針對高矮不同之鋼筋混凝土建築物，分別為 4 秒、3 秒、2 秒、1.5 秒、1 秒、0.5 秒、0.3 秒及 0.2 秒等 8 個週期加以分析。各頻率之振幅比等值圖見圖 4.4.1~圖 4.4.8，在等值圖製作過程中，由於經 4.2.2 節之各項分析顯示微地動觀測資料之單站頻譜比即可代表該地之場址效應，故並未對觀測資料加以修正。下表為各微地動測點所對應不同週期之放大倍率。

測點	編號	位置(二度分帶)		不同週期之放大倍率							
		X	Y	4.0	3.0	2.0	1.5	1.0	0.5	0.3	0.2
TH001	1	288545	2782679	1.458	1.621	2.033	1.941	2.571	2.092	1.188	0.818
TH002	2	288463	2782736	1.469	1.593	1.502	1.855	1.797	1.897	1.439	0.821
TH003	3	288693	2782791	2.349	2.337	1.391	1.675	2.129	1.335	0.915	0.887
TH004	4	288563	2782861	2.529	3.326	1.606	2.068	2.676	2.436	1.766	1.179
TH005	5	288446	2782967	1.676	1.811	1.749	2.27	2.238	2.065	1.377	1.554
TH006	6	288555	2783048	3.105	2.606	2.015	2.093	2.337	1.552	1.308	1.076
TH007	7	288716	2783227	1.822	3.393	2.414	2.255	3.67	1.863	1.491	1.074
TH008	8	288681	2782979	1.485	2.362	1.926	2.277	2.825	1.427	0.925	0.781
TH009	9	288751	2782840	1.636	1.991	1.588	2.386	2.989	1.455	1.132	1.384
TH010	10	287526	2784307	3.067	3.141	2.199	2.11	2.873	1.63	1.793	2.233
TH011	11	288482	2784769	2.046	1.858	1.908	2.325	2.814	1.025	1.466	1.746
TH012	12	289261	2783975	1.685	1.765	1.743	2.592	2.927	1.365	1.33	1.411
TH013	13	289115	2783817	1.984	1.955	1.885	2.045	2.729	1.6	1.684	1.477
TH014	14	288956	2783633	1.803	1.933	1.78	2.491	2.775	1.548	1.612	1.33

TH015	15	289048	2783452	2.042	1.795	1.595	2.489	3.449	1.474	1.226	1.438
TH016	16	289137	2783530	1.462	2.025	1.603	1.85	2.923	1.694	1.339	1.469
TH017	17	289242	2783383	2.144	1.491	2.481	2.262	2.869	1.825	1.769	1.529
TH018	18	289258	2783674	1.517	2.143	1.665	2.267	2.521	1.677	1.609	1.375
TH019	19	289423	2783852	2.199	1.722	1.93	2.117	2.772	1.637	1.282	1.399
TH020	20	289543	2783719	1.8	1.981	2.031	2.927	3.232	1.842	1.712	1.439
TH021	21	289398	2783559	1.904	2.402	1.465	2.362	3.093	1.685	1.915	1.479
TH022	22	289069	2783240	1.607	1.617	1.483	1.943	3.054	1.895	1.743	1.59
TH023	23	288917	2783083	1.805	1.779	2.049	2.104	2.901	1.618	1.104	1.39
TH024	24	288831	2782964	1.577	1.59	1.769	2.444	3.037	2.158	1.655	1.264
TH025	25	288802	2783038	1.754	1.566	1.725	2.084	2.68	1.707	1.625	1.879
TH026	26	288753	2782739	1.839	2.087	2.269	2.335	3.012	1.924	1.642	1.58
TH027	27	289698	2783585	1.487	1.552	2.067	2.437	2.87	1.504	1.602	1.155
TH028	28	289390	2783280	2.275	1.632	2.009	1.966	3.062	1.397	1.011	0.96
TH029	29	289034	2782952	1.48	1.74	1.779	1.992	3.105	1.977	0.916	1.096
TH030	30	288874	2782441	1.938	2.055	1.714	2.08	2.385	2.387	1.642	1.553
TH031	31	288802	2782318	2.416	1.898	1.973	1.781	2.421	2.612	2.156	2.823
TH032	32	288659	2781921	1.943	1.996	1.797	1.866	2.231	1.89	1.267	1.383
TH033	33	289005	2782507	2.266	1.651	1.808	1.504	3.062	1.889	0.983	1.026
TH034	34	289015	2782305	1.526	1.961	1.892	1.731	2.166	1.832	1.289	1.51
TH035	35	289184	2782422	1.724	1.984	1.891	2.259	2.585	2.21	1.755	1.888
TH036	36	289597	2782574	1.358	1.906	1.766	2.305	2.166	2.092	1.892	1.711

TH037	37	289522	2783038	2.98	3.462	2.293	2.2	2.798	1.652	1.298	1.374
TH038	38	289443	2782852	1.783	1.726	1.685	1.942	2.473	2.551	1.604	1.907
TH039	39	289498	2782446	2.348	1.725	2.458	2.152	2.357	2.303	1.931	2.132
TH040	40	289866	2783029	1.612	1.891	1.836	2.213	2.494	1.995	1.424	1.817
TH041	41	289897	2783215	2.319	2.464	1.696	1.933	2.49	2.048	1.688	1.841
TH042	42	290056	2783294	1.931	2.419	2.374	1.967	2.173	1.982	1.459	1.584
TH043	43	290346	2783645	1.918	2.756	1.969	2.071	2.403	1.672	1.236	0.898
TH044	44	290828	2784054	1.908	1.766	1.899	2.357	3.196	1.729	1.98	1.504
TH045	45	290777	2783793	2.246	2.022	1.893	2.143	2.724	1.422	1.598	1.658
TH046	46	290608	2783669	2.106	2.314	1.991	2.676	3.102	1.79	1.668	1.502
TH047	47	290725	2783259	2.063	2.711	2.076	2.351	2.573	1.864	1.449	1.799
TH048	48	290143	2783473	2.017	2.059	1.971	2.1	2.438	2.237	1.529	1.313
TH049	49	290117	2783041	2.388	2.121	1.931	2.617	2.85	2.242	1.69	1.618
TH050	50	290093	2782766	2.255	1.862	1.628	2.053	2.205	2.236	1.985	1.288
TH051	51	288803	2782559	1.35	1.717	1.678	2.015	2.407	1.992	1.344	1.544

由等值圖可發現，在 4~1.5 秒的低頻部份整個區域之變化並不劇烈，大體上放大倍率均落在 1.5~2.7 之間，但在主頻附近的 1 秒放大倍率等值圖則可明顯看出差異，即靠近海邊與港區有較大之放大，往山邊則明顯放大較少，且其邊界十分明顯，此一結果可視為地下地層變化之反應。此外在高頻部份此區域之放大相對於低頻而言小很多，很少超過 2.5，且靠近山邊處有較大之趨勢，此點也顯示沖積層往山邊漸漸變薄。

此外本研究亦同時針對共振主頻做全港區之均佈圖，結果見圖

4.4.9。由等值圖可發現大部分共振主頻均落在 1~2Hz 之間，與先前之分析相符，若做細部之比較則可發現主頻在靠近山邊處較高，往海邊與港區則漸漸變低，但不論高低仍未超過前面分析所預測之範圍，此點亦與先前推測沖積層往山邊漸漸變薄之結論符合，下表為各微地動測點所對應之主頻。

測點	編號	位置 (二度分帶)		主頻
		X	Y	
TH001	1	288545	2782679	1.13E+00
TH002	2	288463	2782736	1.31E+00
TH003	3	288693	2782791	1.28E+00
TH004	4	288563	2782861	1.52E+00
TH005	5	288446	2782967	1.43E+00
TH006	6	288555	2783048	1.37E+00
TH007	7	288716	2783227	1.37E+00
TH008	8	288681	2782979	1.43E+00
TH009	9	288751	2782840	1.03E+00
TH010	10	287526	2784307	3.07E+00
TH011	11	288482	2784769	2.05E+00
TH012	12	289261	2783975	8.30E-01
TH013	13	289115	2783817	1.06E+00
TH014	14	288956	2783633	1.12E+00
TH015	15	289048	2783452	1.01E+00
TH016	16	289137	2783530	8.50E-01
TH017	17	289242	2783383	1.31E+00
TH018	18	289258	2783674	1.31E+00

TH019	19	289423	2783852	1.04E+00
TH020	20	289543	2783719	1.25E+00
TH021	21	289398	2783559	9.10E-01
TH022	22	289069	2783240	9.70E-01
TH023	23	288917	2783083	9.40E-01
TH024	24	288831	2782964	1.43E+00
TH025	25	288802	2783038	1.31E+00
TH026	26	288753	2782739	1.37E+00
TH027	27	289698	2783585	9.70E-01
TH028	28	289390	2783280	1.15E+00
TH029	29	289034	2782952	1.31E+00
TH030	30	288874	2782441	1.64E+00
TH031	31	288802	2782318	1.61E+00
TH032	32	288659	2781921	1.49E+00
TH033	33	289005	2782507	1.09E+00
TH034	34	289015	2782305	1.12E+00
TH035	35	289184	2782422	1.71E+00
TH036	36	289597	2782574	1.80E+00
TH037	37	289522	2783038	1.16E+00
TH038	38	289443	2782852	1.52E+00
TH039	39	289498	2782446	2.04E+00
TH040	40	289866	2783029	1.92E+00
TH041	41	289897	2783215	1.22E+00
TH042	42	290056	2783294	1.37E+00
TH043	43	290346	2783645	1.43E+00

TH044	44	290828	2784054	1.15E+00
TH045	45	290777	2783793	1.22E+00
TH046	46	290608	2783669	1.03E+00
TH047	47	290725	2783259	1.10E+00
TH048	48	290143	2783473	1.40E+00
TH049	49	290117	2783041	1.74E+00
TH050	50	290093	2782766	2.71E+00
TH051	51	288803	2782559	1.28E+00

綜合上述所有分析結果，本研究區域之主頻落在 1~2Hz，造成主要放大之地層為地表至地表下 36 公尺間之沖積層，受到沖積層變化之影響，海邊及港區之主頻較低且放大倍率較高，越往山邊則主頻升高但放大倍率降低。

4.5 土壤液化潛能分析

Nakamura (1996) 提出利用單站頻譜比法所獲得之主頻 f_p 與主頻對應之放大倍率 A_f ，加上經驗公式所獲得之 K_g 值可推算土壤液化潛能，其關係式如下：

$$K_g = A_f^2 / f_p$$

上式中 K_g 之可代表剪應變，也就是說當 K_g 值越大時相對的剪應變也越高，則土壤液化潛能也隨之提高，利用先前微地動分析所獲得之主頻及其對應之放大倍率，即可獲得本區域 K_g 值之分佈，結果見圖 4.5.1，下表為各微地動測點所對應之 K_g 值。

測點	編號	位置 (二度分帶)		Kg 值
		X	Y	
TH001	1	288545	2782679	1.46E+01
TH002	2	288463	2782736	5.12E+00
TH003	3	288693	2782791	6.85E+00
TH004	4	288563	2782861	1.16E+01
TH005	5	288446	2782967	1.67E+01
TH006	6	288555	2783048	9.04E+00
TH007	7	288716	2783227	1.70E+01
TH008	8	288681	2782979	9.78E+00
TH009	9	288751	2782840	1.07E+01
TH010	10	287526	2784307	3.07E+00
TH011	11	288482	2784769	2.05E+01
TH012	12	289261	2783975	2.05E+01
TH013	13	289115	2783817	1.14E+01
TH014	14	288956	2783633	1.20E+01
TH015	15	289048	2783452	1.68E+01
TH016	16	289137	2783530	2.69E+01
TH017	17	289242	2783383	1.41E+01
TH018	18	289258	2783674	1.28E+01
TH019	19	289423	2783852	1.44E+01
TH020	20	289543	2783719	1.87E+01
TH021	21	289398	2783559	1.61E+01
TH022	22	289069	2783240	1.59E+01
TH023	23	288917	2783083	1.55E+01

TH024	24	288831	2782964	1.45E+01
TH025	25	288802	2783038	1.08E+01
TH026	26	288753	2782739	1.37E+01
TH027	27	289698	2783585	1.58E+01
TH028	28	289390	2783280	1.60E+01
TH029	29	289034	2782952	1.53E+01
TH030	30	288874	2782441	1.02E+01
TH031	31	288802	2782318	6.60E+00
TH032	32	288659	2781921	7.90E+00
TH033	3	289005	2782507	1.70E+01
TH034	34	289015	2782305	7.98E+00
TH035	35	289184	2782422	7.04E+00
TH036	36	289597	2782574	8.00E+00
TH037	37	289522	2783038	1.49E+01
TH038	38	289443	2782852	1.11E+01
TH039	39	289498	2782446	6.49E+00
TH040	40	289866	2783029	5.88E+00
TH041	41	289897	2783215	1.27E+01
TH042	42	290056	2783294	7.81E+00
TH043	43	290346	2783645	5.76E+00
TH044	44	290828	2784054	1.48E+01
TH045	45	290777	2783793	8.87E+00
TH046	46	290608	2783669	1.85E+01
TH047	47	290725	2783259	1.00E+01
TH048	48	290143	2783473	6.64E+00
TH049	49	290117	2783041	6.68E+00

TH050	50	290093	2782766	5.44E+00
TH051	51	288803	2782559	1.60E+01

由圖 4.5.1 發現海邊及港區之主頻較低且放大倍率較高，而其 K_g 值也較高，越往山邊則主頻升高但放大倍率降低，則其 K_g 值相對較低，換言之海邊及港區土壤液化潛能較高，越往山邊土壤液化潛能相對較低。仔細比對可發現，此一土壤液化潛能高低分佈趨勢十分明顯且為漸進式，港區內之 K_g 值最高達 20 以上，而遠離海邊之靠山地區 K_g 值則不到 8。對照陳政治與黃蕙珠（2002）研究南投市液化區之結果發現，南投市於 921 地震中發生液化之區域其 K_g 值約為 15~28 之間，非液化區 K_g 值則多在 10 以下，而本研究所得之 K_g 值在台北港內大部份地區其值在 15 以上，加上海邊地下水位一般較高，故台北港區在地震來襲時土壤發生液化之可能性很高。

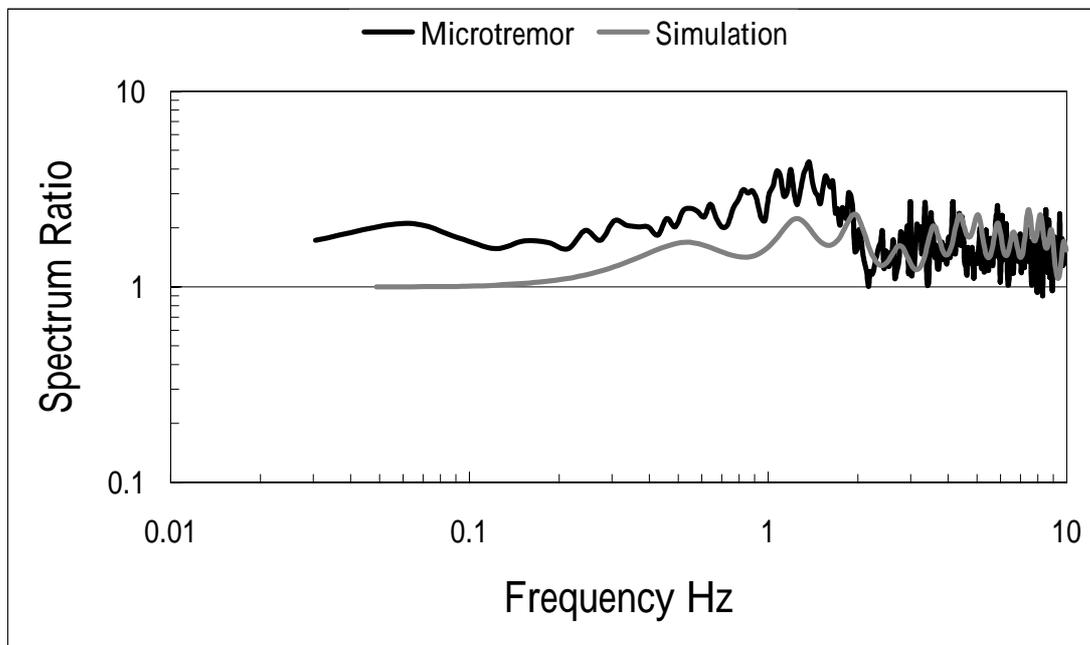


圖 4.2.1 微地動量測 H/V 與理論計算轉換函數比較圖

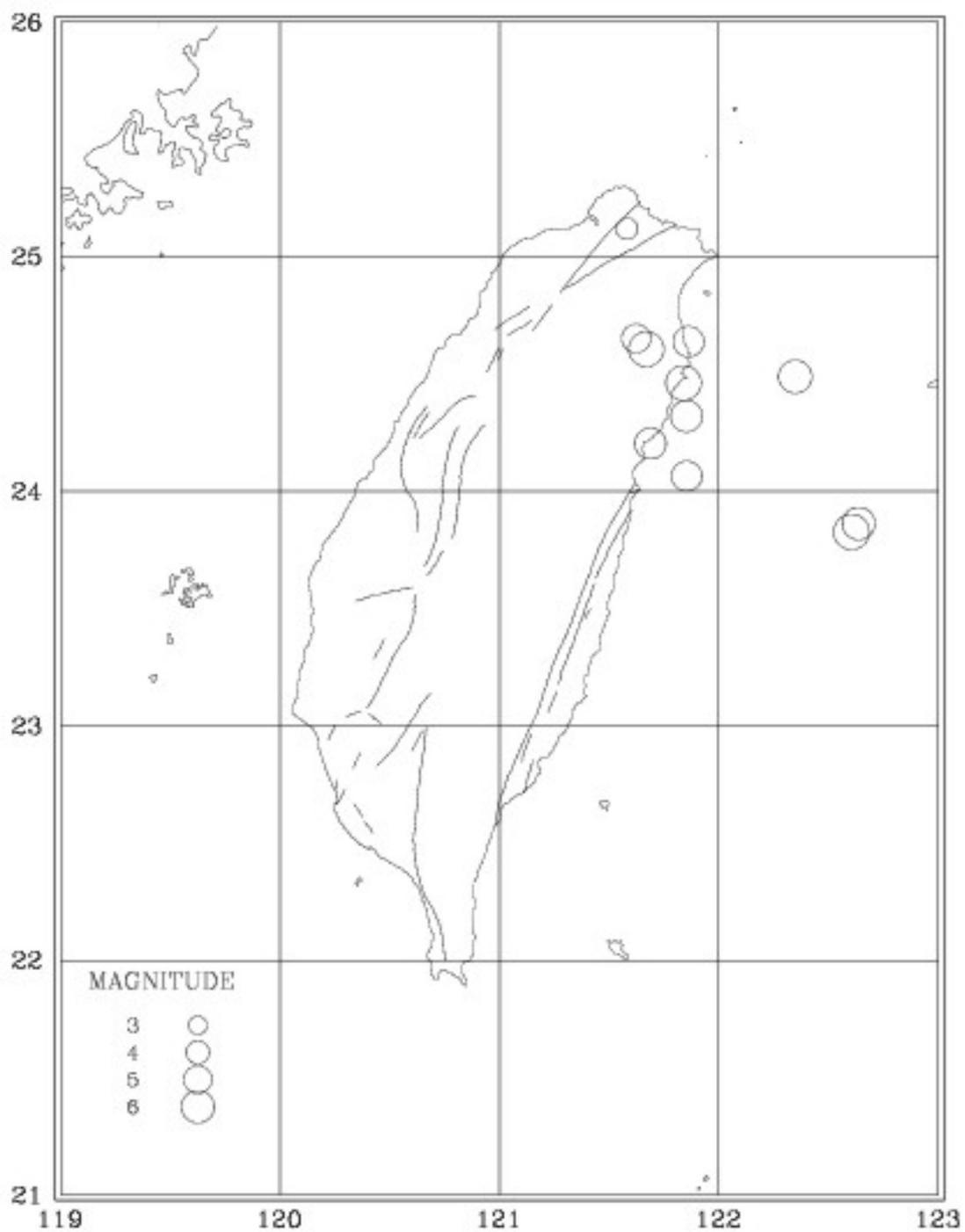


圖 4.2.2 TSMIP 地震震央分佈圖

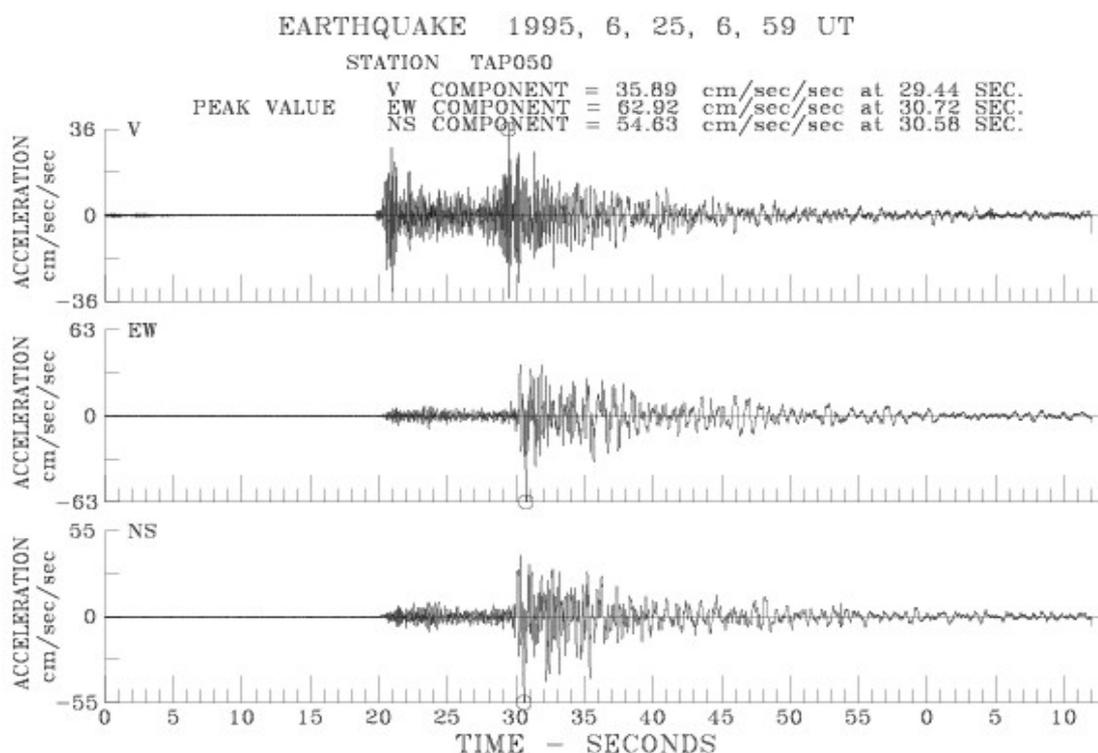


圖 4.2.3 TAP050 在 1996/6/25 地震地動歷時

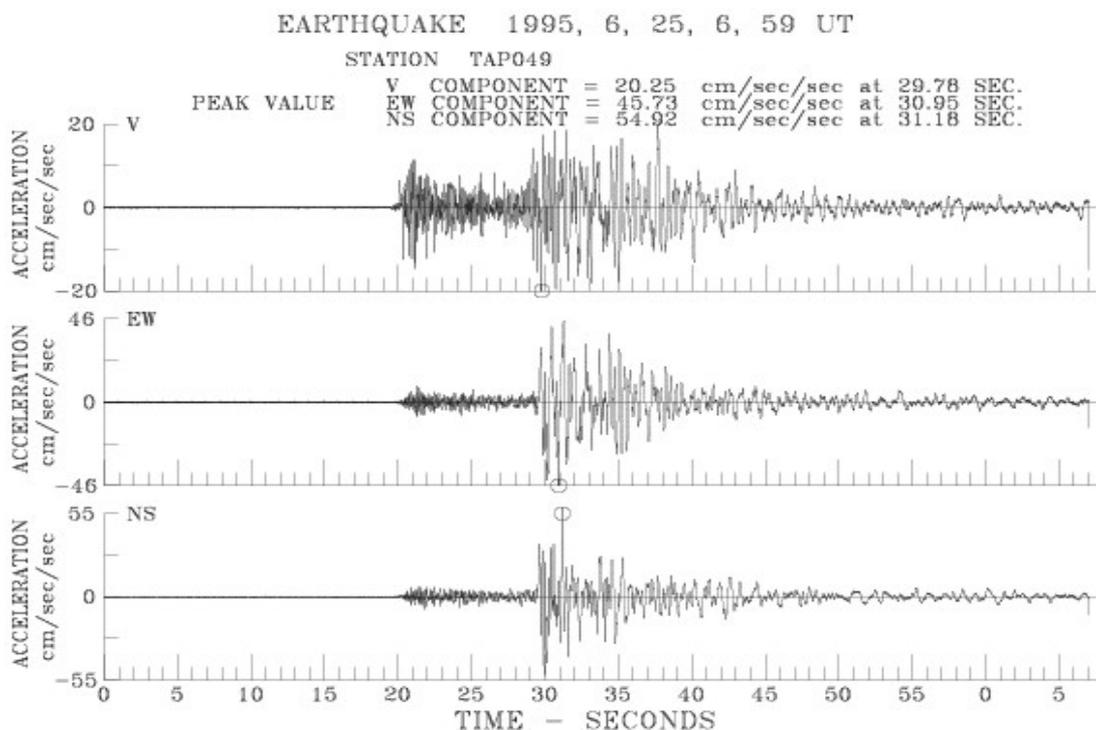


圖 4.2.3(續) TAP049 在 1996/6/25 地震地動歷時

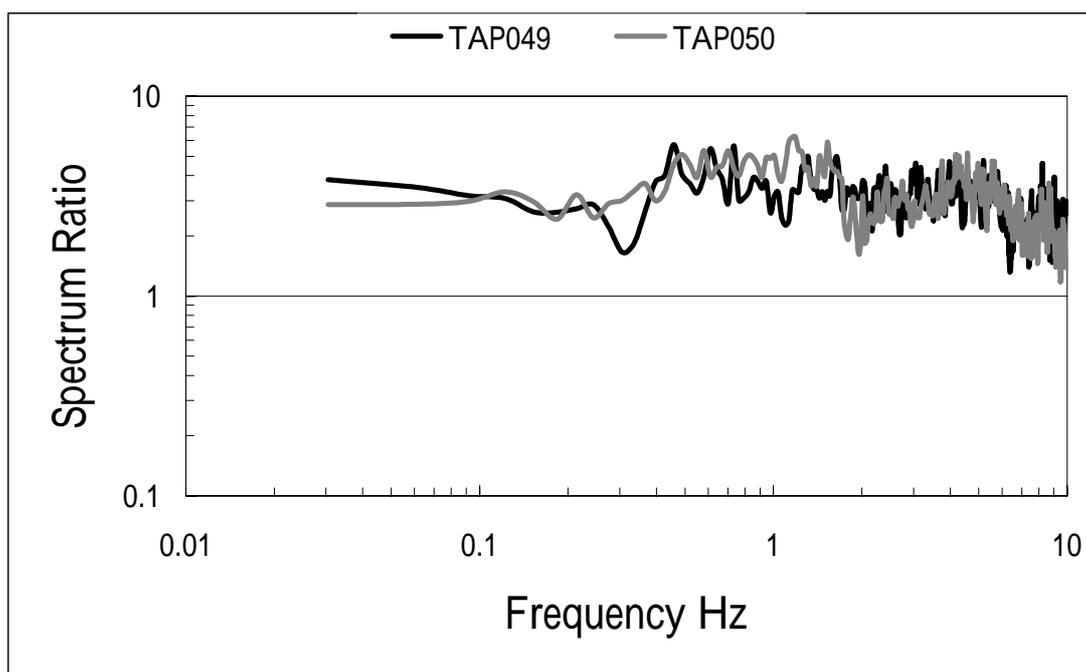


圖 4.2.4 不同 TSMIP 測站單站頻譜比結果

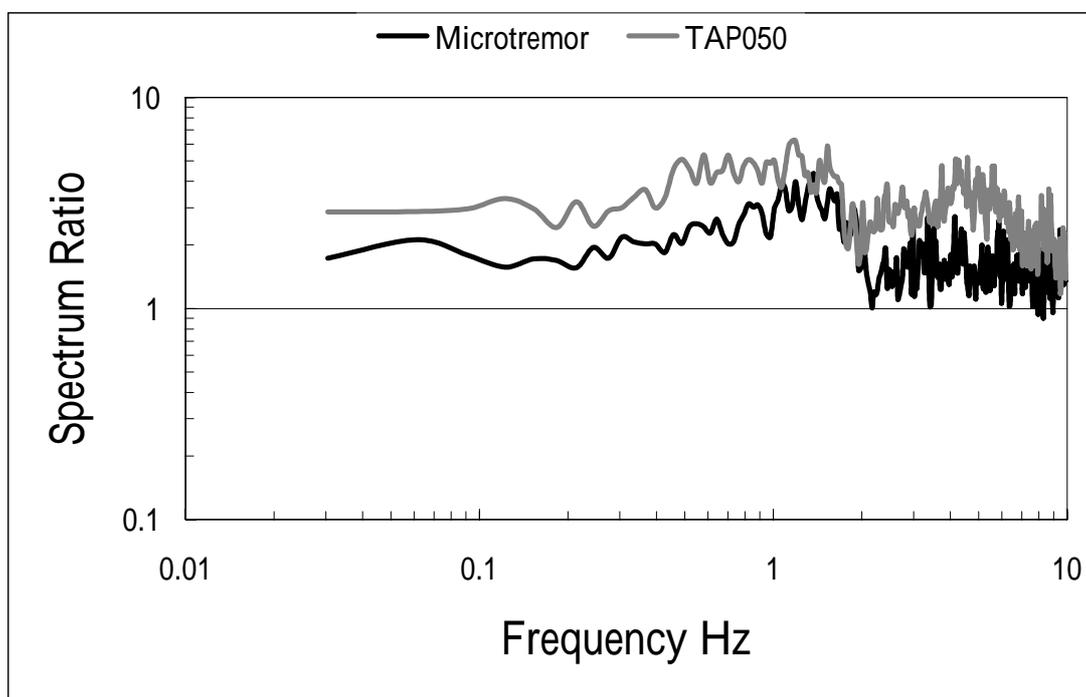


圖 4.2.5 TSMIP 測站單站頻譜比平均結果與微地動資料單站頻譜比結果比較

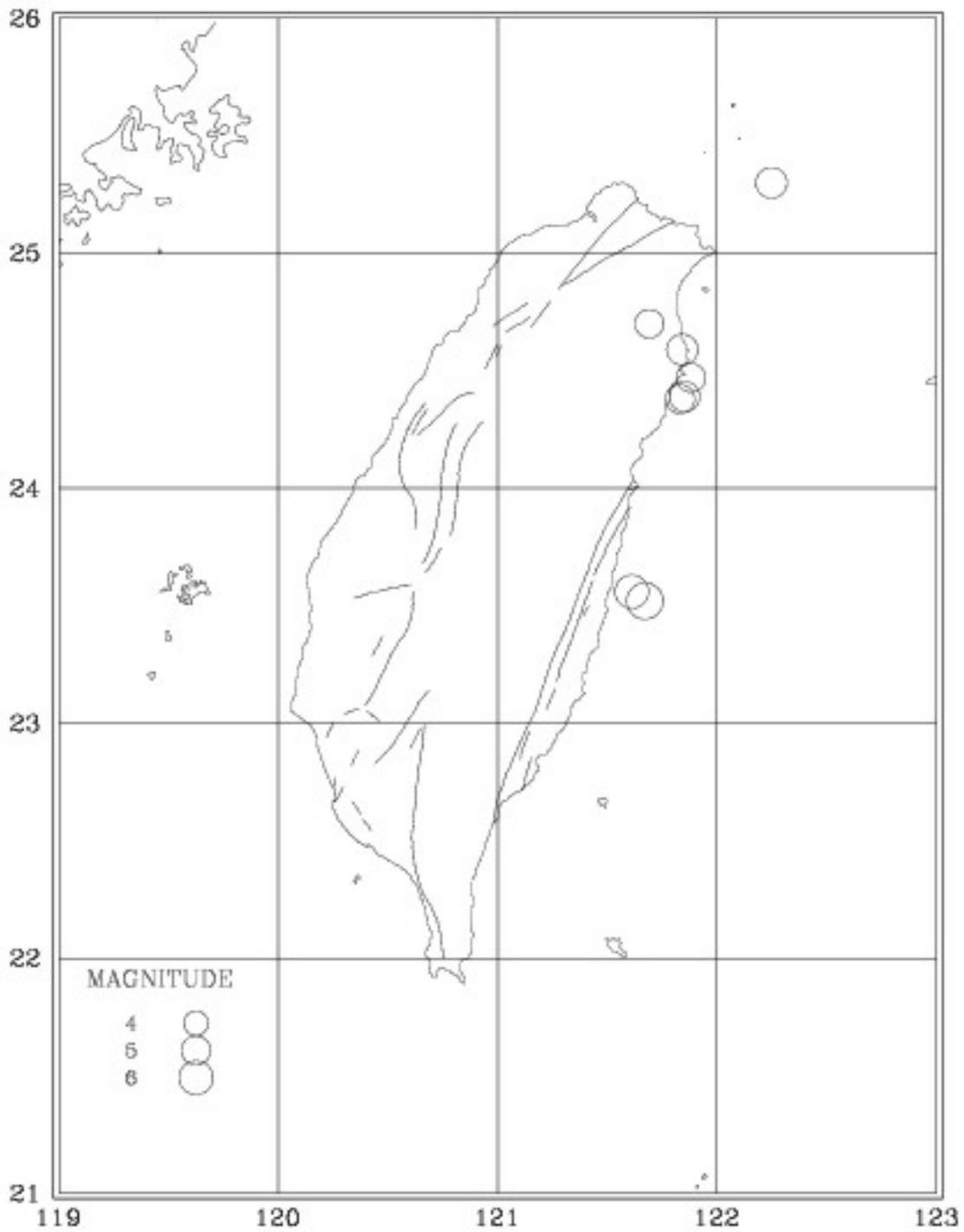


圖 4.2.6 井下地震儀陣列地震震央分佈圖

ACCELEROGRAM OF EQ. 2003-6-10 16:41 UT
V Component

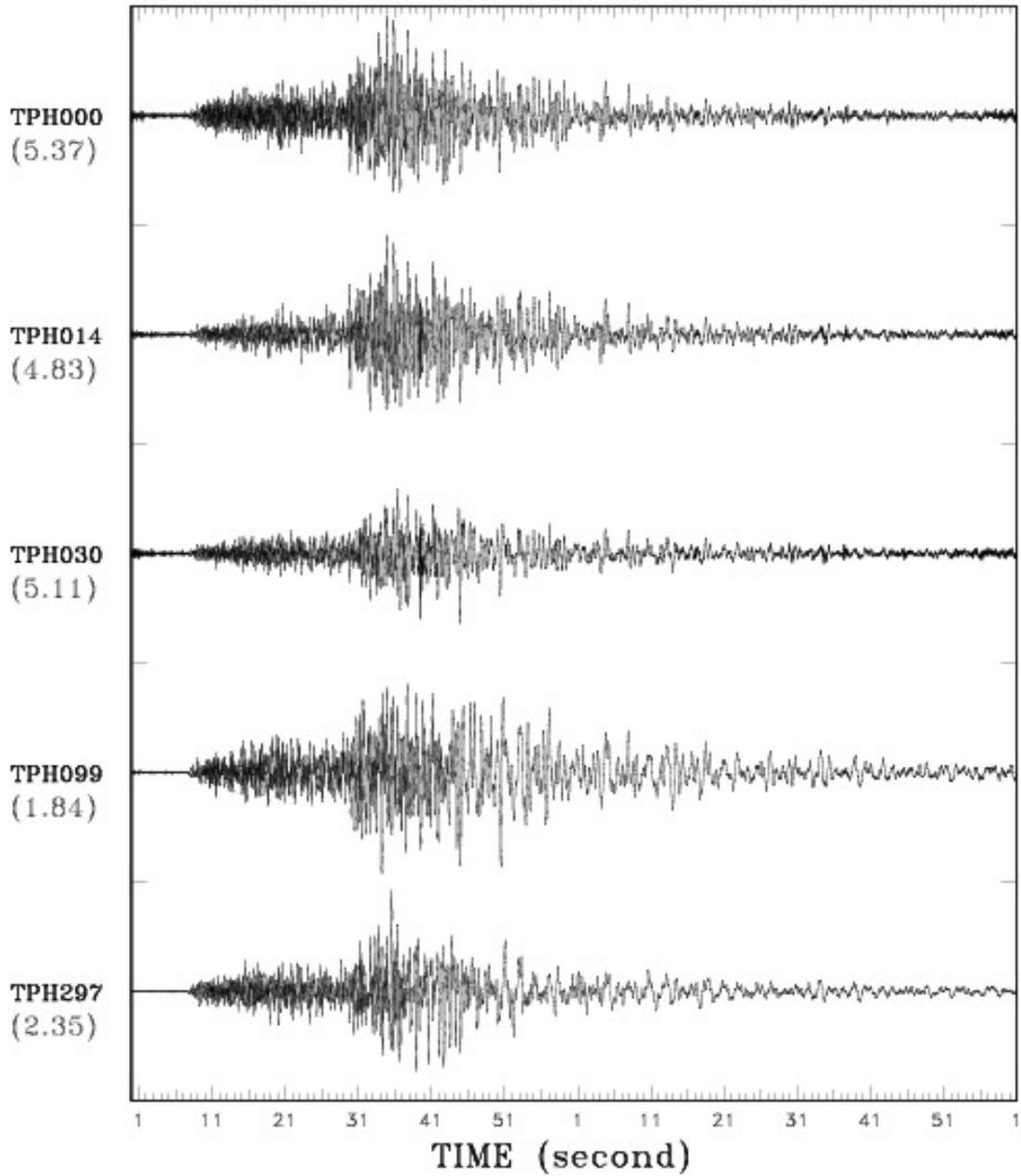


圖 4.2.7 井下地震儀陣列地震紀錄之垂直向地動歷時

ACCELEROGRAM OF EQ. 2003-6-10 16:41 UT
EW Component

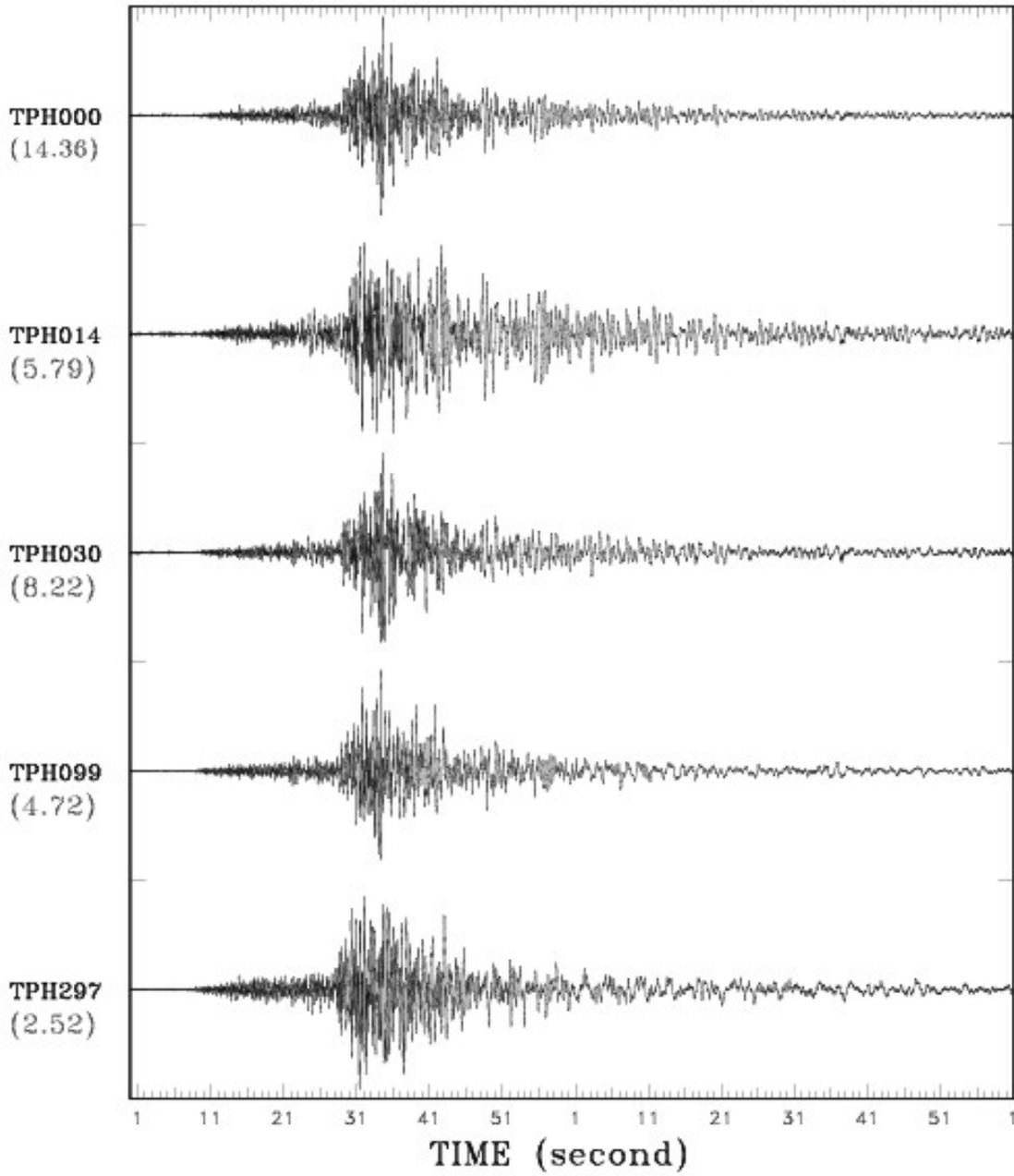


圖 4.2.7(續) 井下地震儀陣列地震紀錄之東西向地動歷時

ACCELEROGRAM OF EQ. 2003-6-10 16:41 UT
NS Component

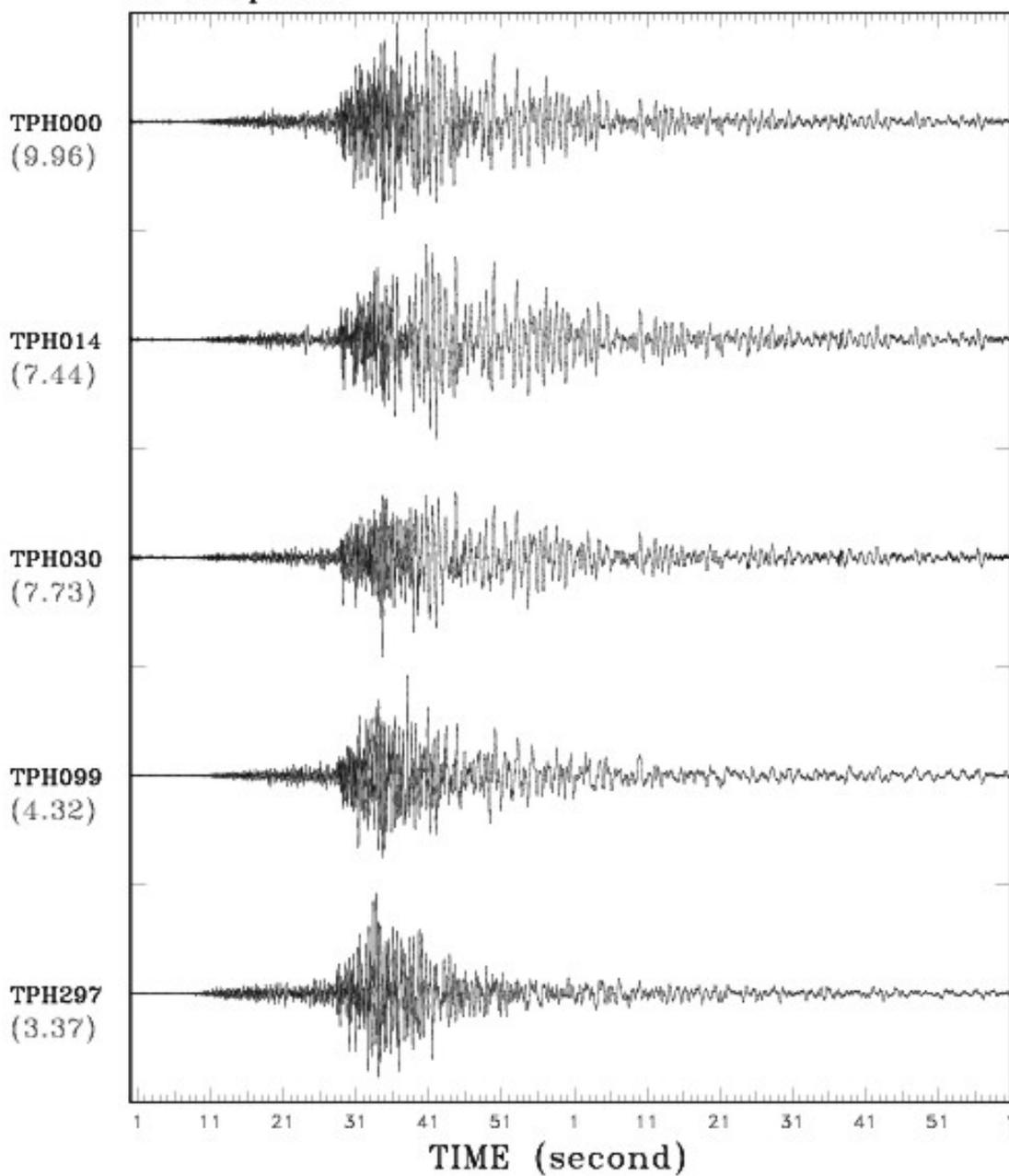


圖 4.2.7(續) 井下地震儀陣列地震紀錄之南北向地動歷時

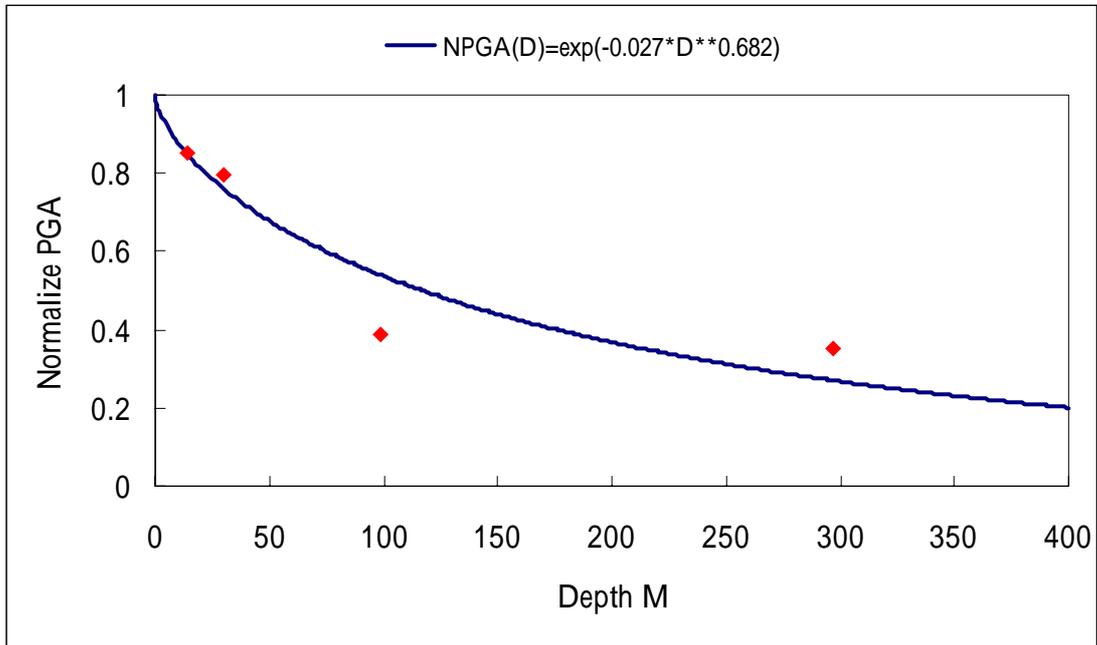


圖 4.2.8 井下地震儀陣列垂直向正規化 PGA 隨深度變化圖

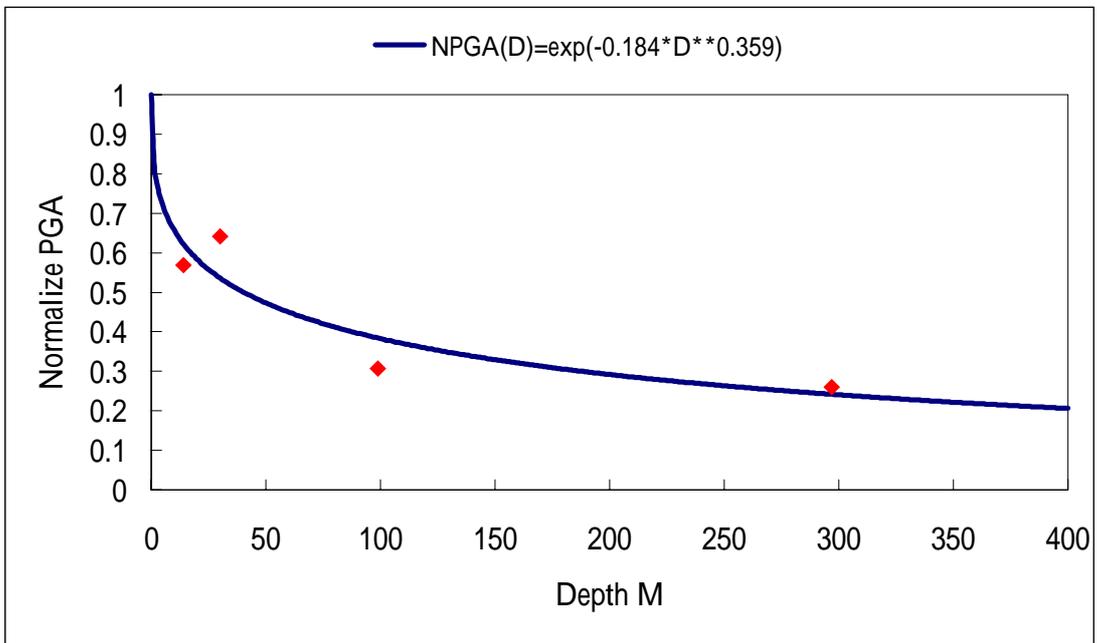


圖 4.2.8(續) 井下地震儀陣列東西向正規化 PGA 隨深度變化圖

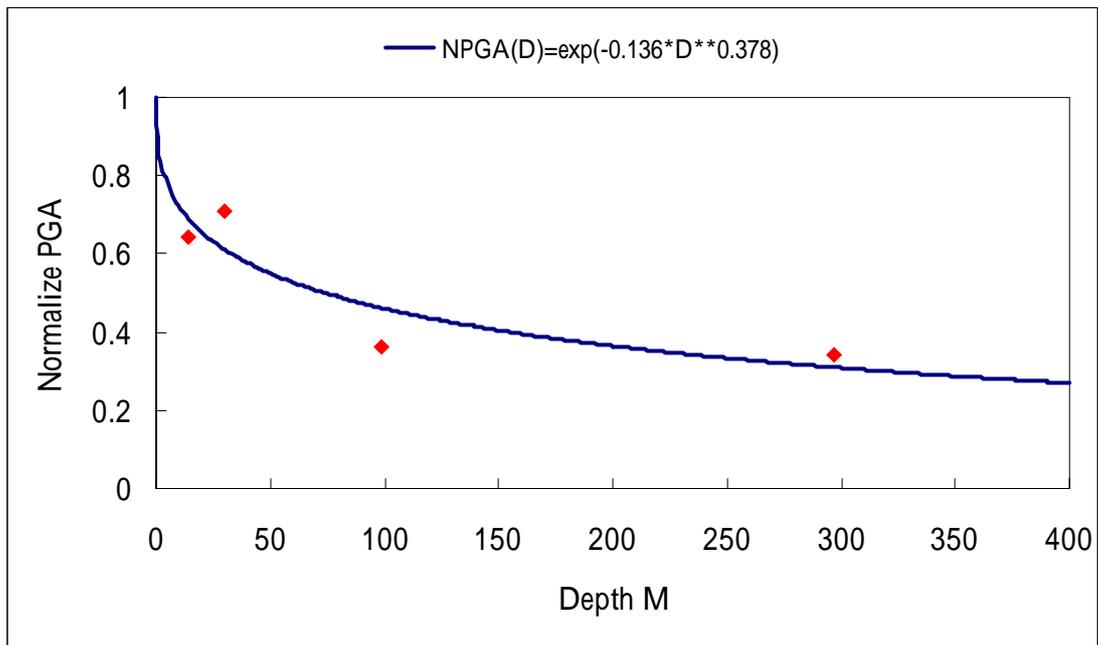


圖 4.2.8(續) 井下地震儀陣列南北向正規化 PGA 隨深度變化圖

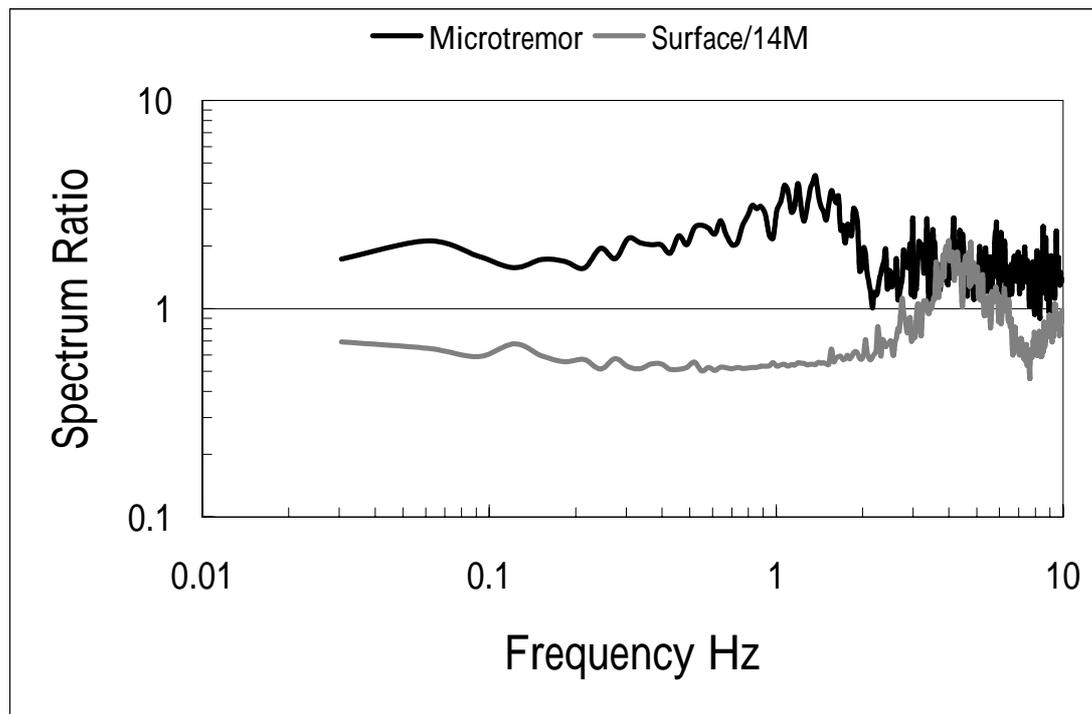


圖 4.2.9 地表與深度 14 米地層之頻譜比圖

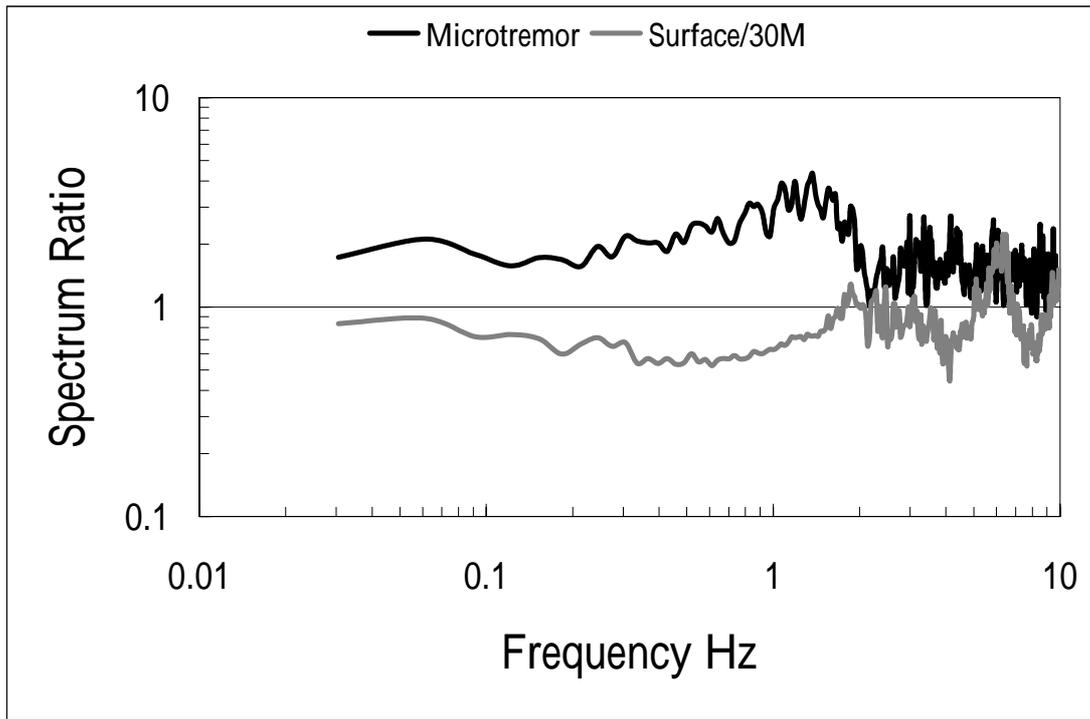


圖 4.2.9(續) 地表與深度 30 米地層之頻譜比圖

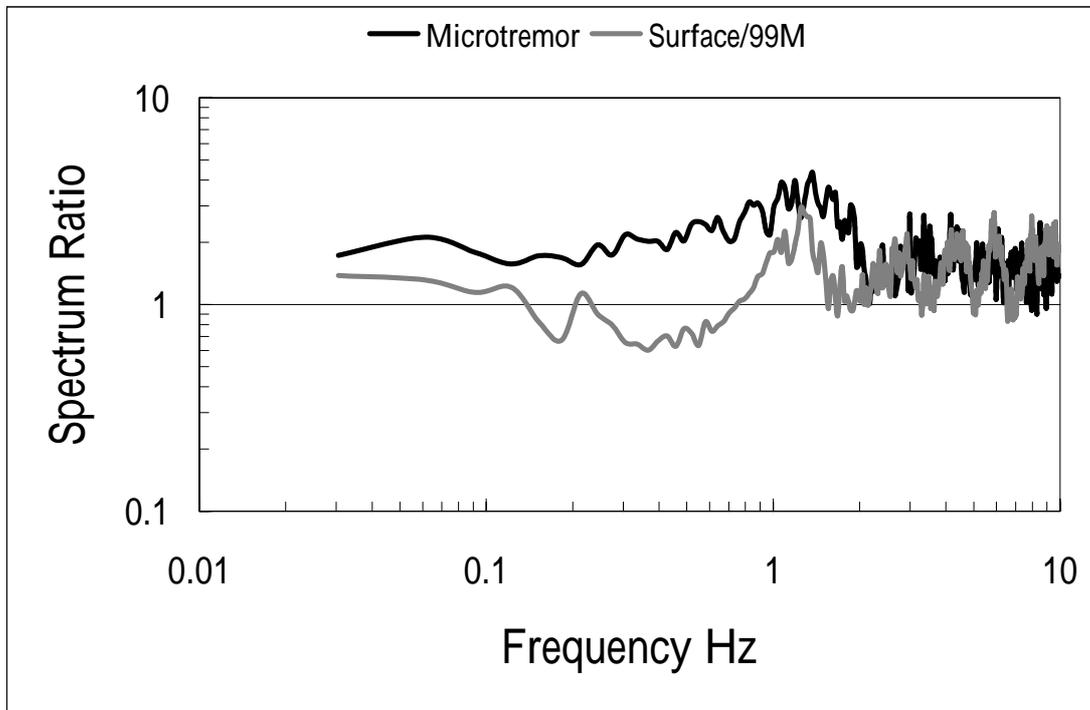


圖 4.2.9(續) 地表與深度 100 米地層之頻譜比

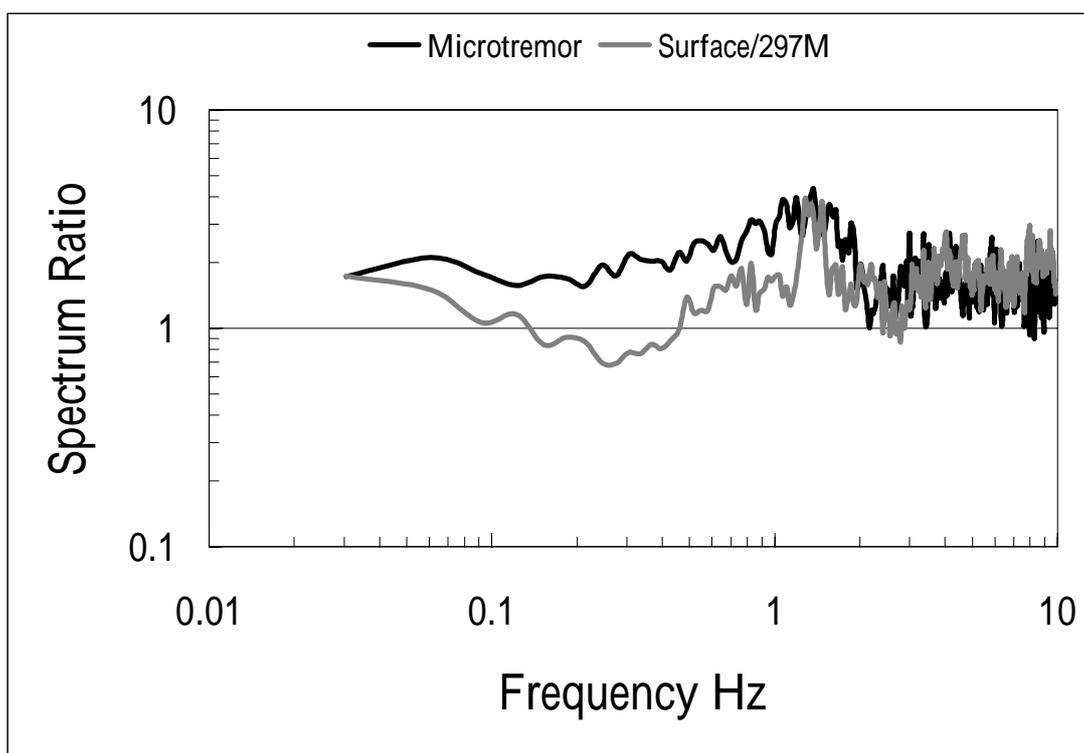


圖 4.2.9(續) 地表與深度 297 米地層之頻譜比

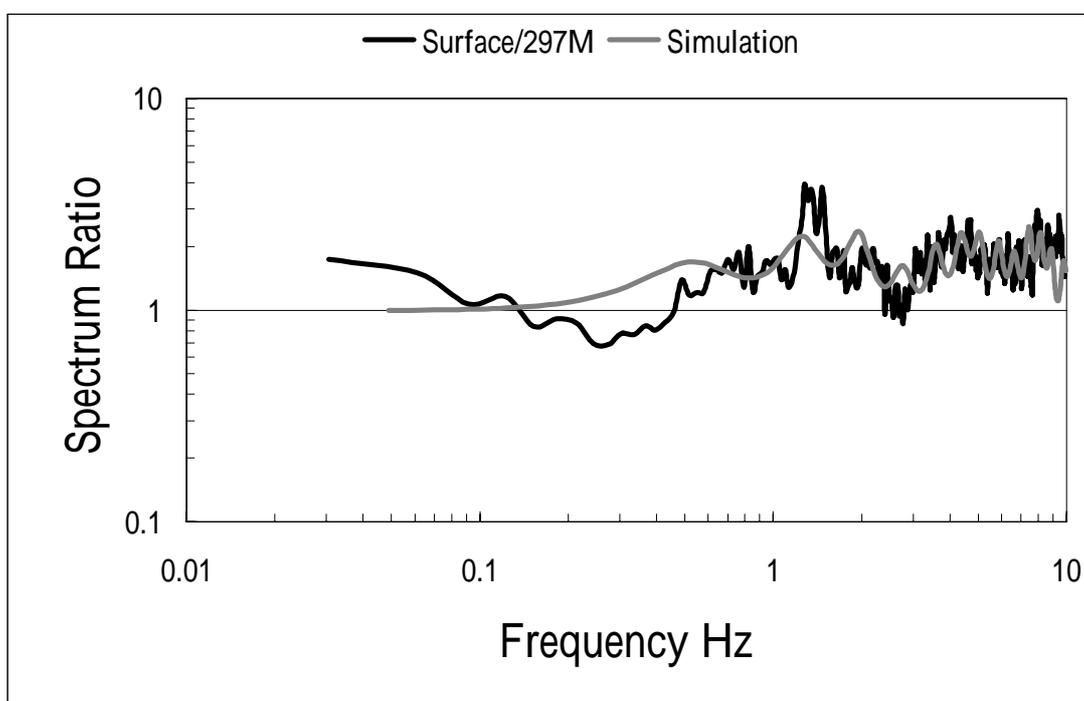


圖 4.2.10 地表與深度 297 米地層之頻譜比與理論轉換函數比較圖

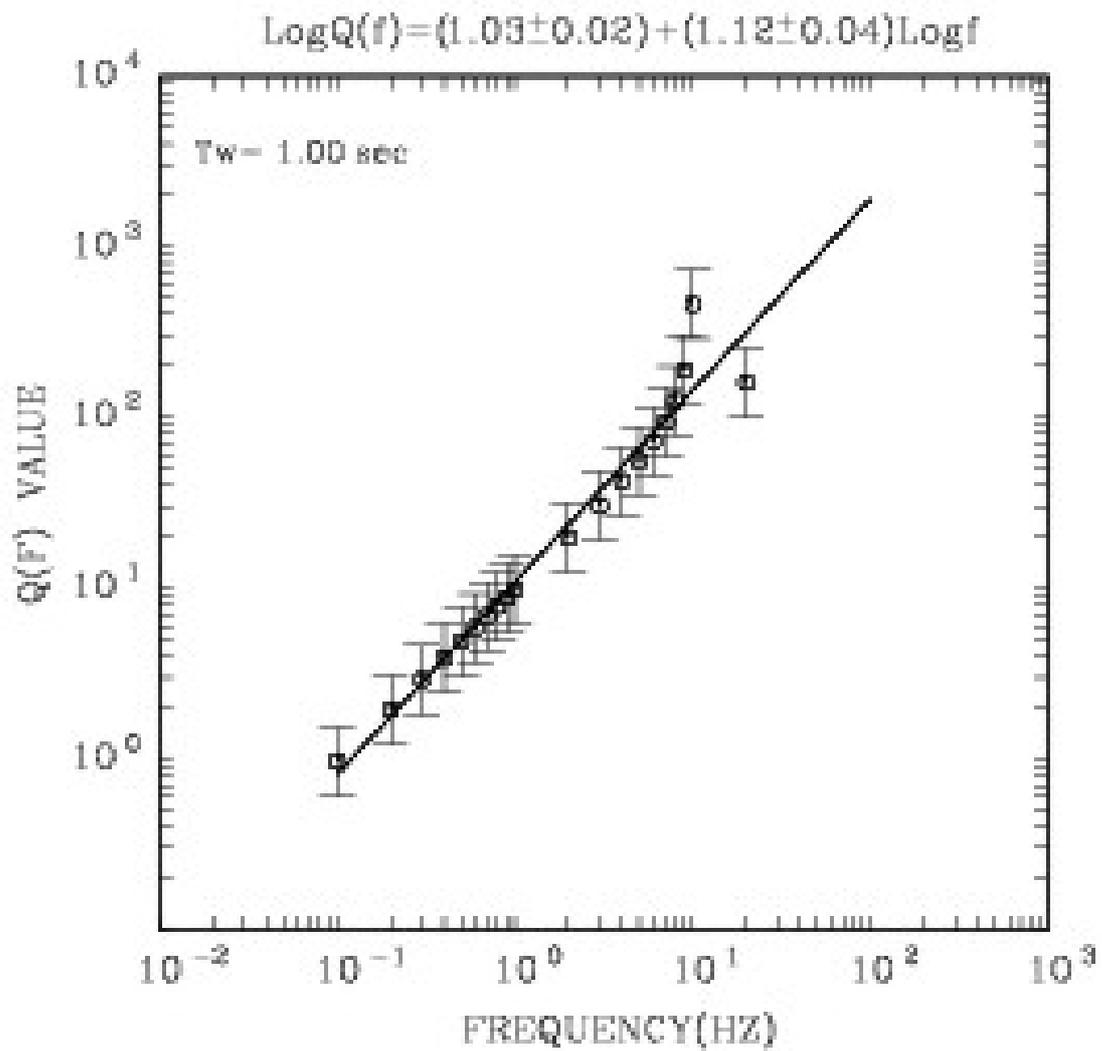


圖 4.3.1 衰減因子 Q 隨頻率變化回歸結果

2002 6 10 16:41

R component

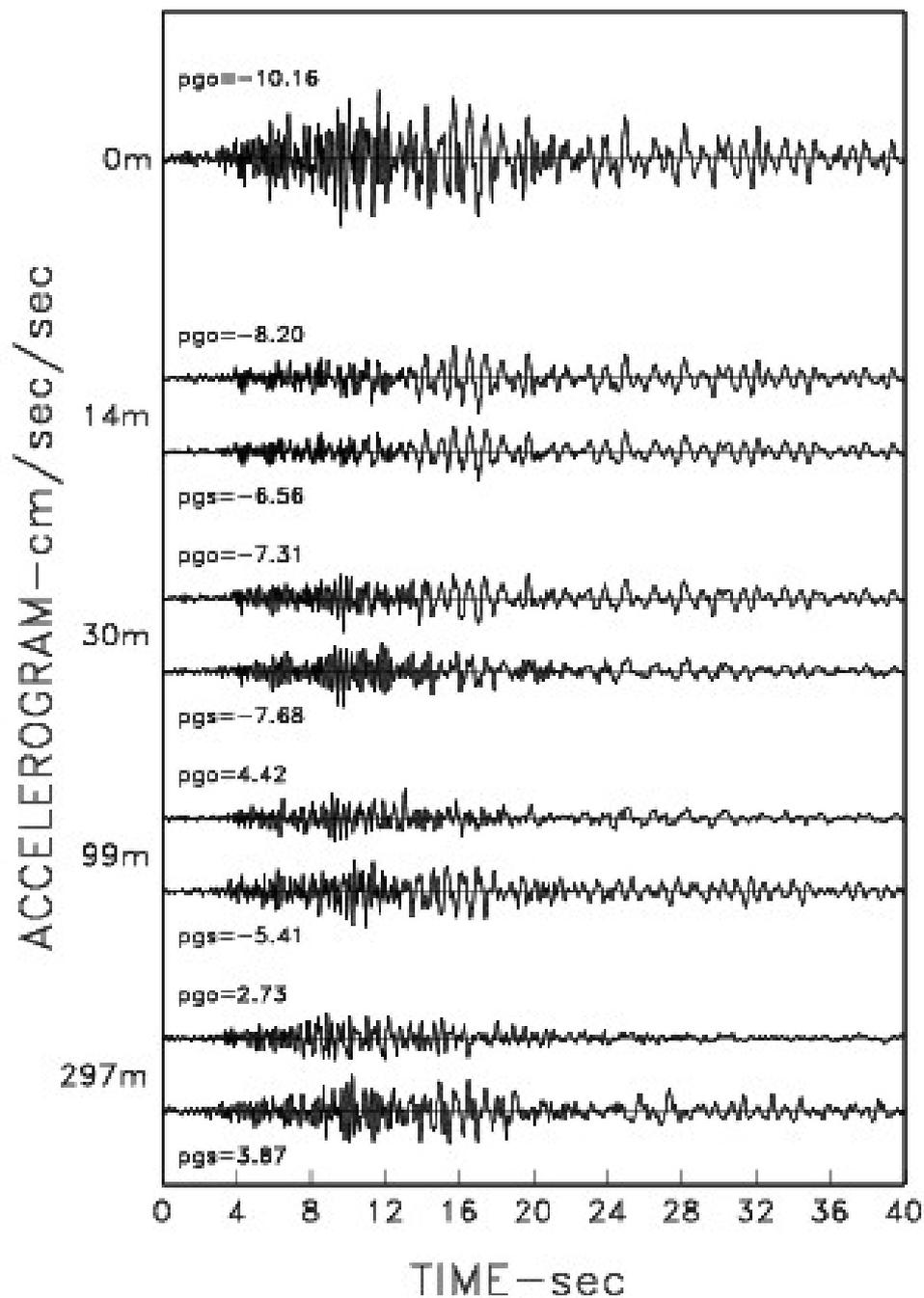


圖 4.3.2 模擬與觀測加速度在 R 方向比較圖

2002 6 10 16:41

T component

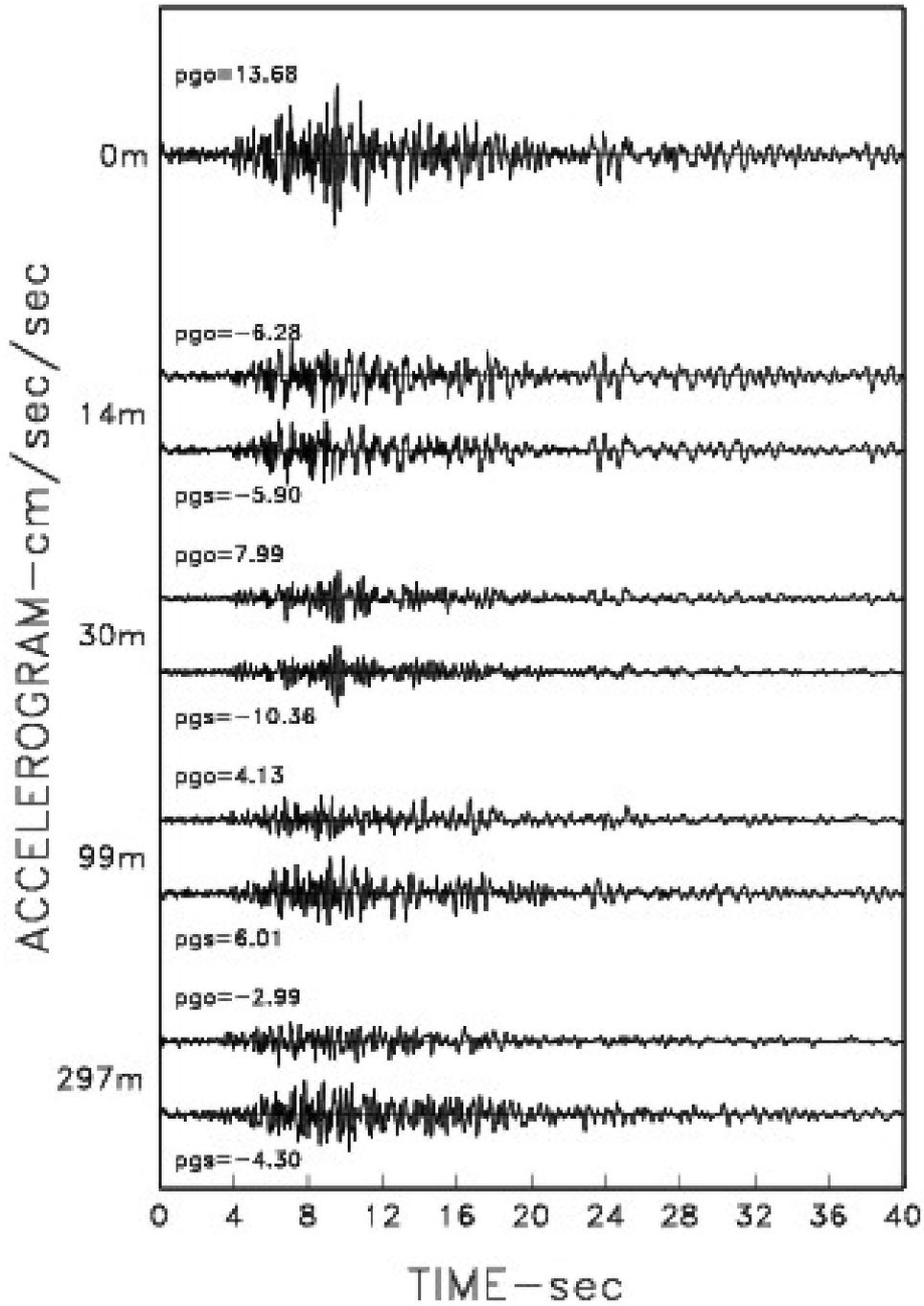


圖 4.3.3 模擬與觀測加速度在 T 方向比較圖

2002 6 10 16:41

R component

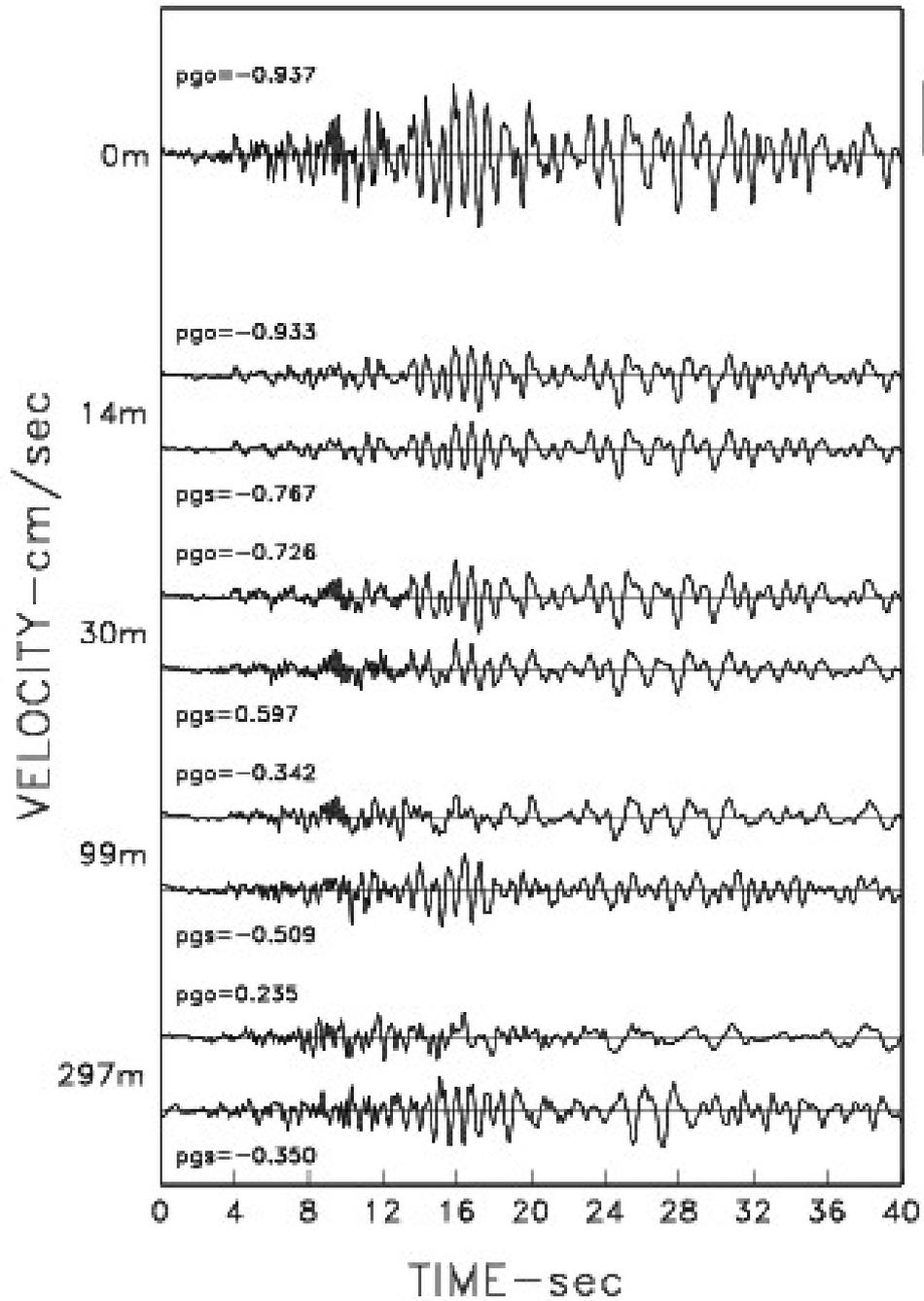


圖 4.3.4 模擬與觀測速度在 R 方向比較圖

2002 6 10 16:41

T component

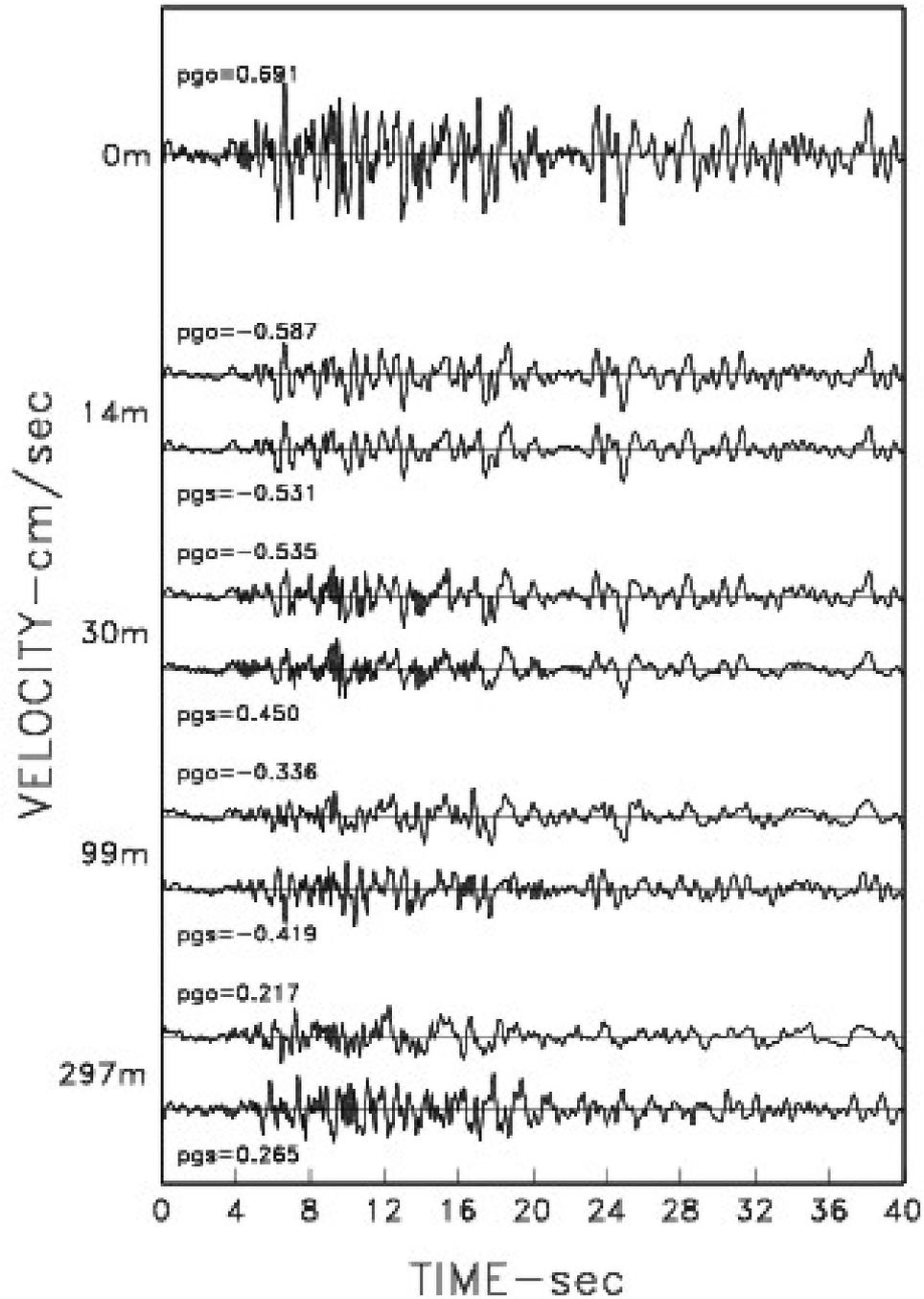


圖 4.3.5 模擬與觀測速度在 T 方向比較圖

2002 6 10 16:41
R component

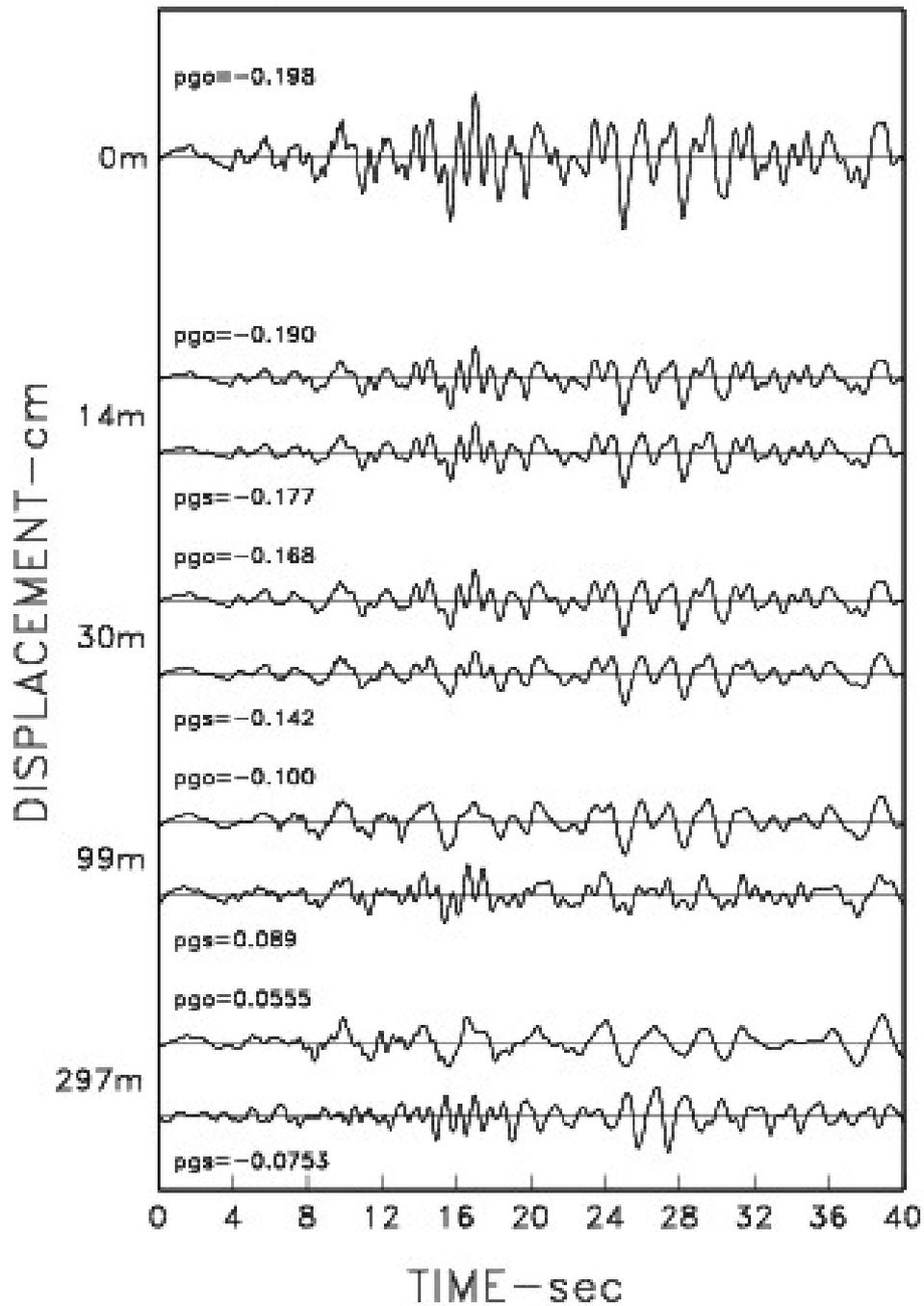


圖 4.3.6 模擬與觀測位移在 R 方向比較圖

2002 6 10 16:41

T component

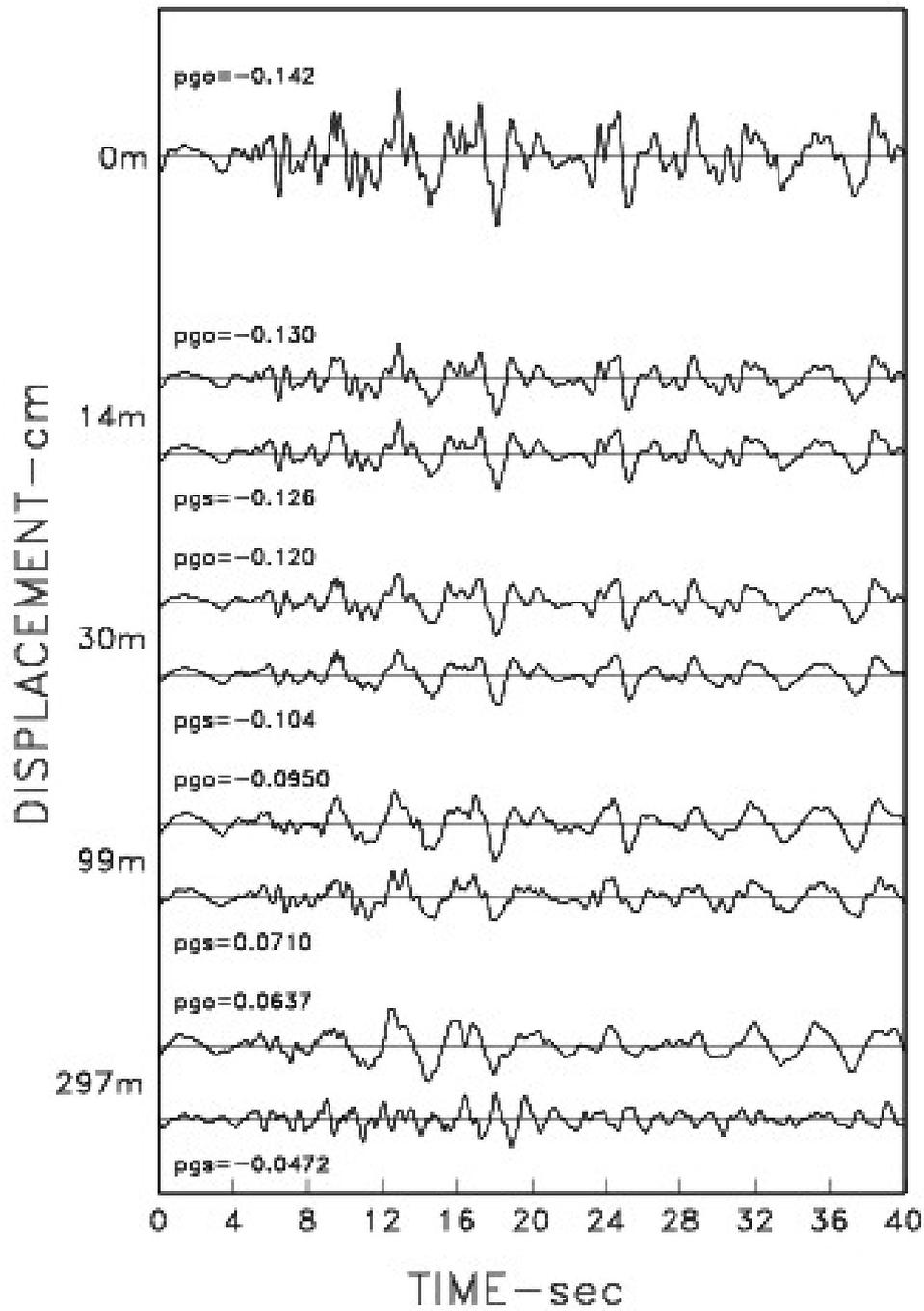


圖 4.3.7 模擬與觀測位移在 T 方向比較圖

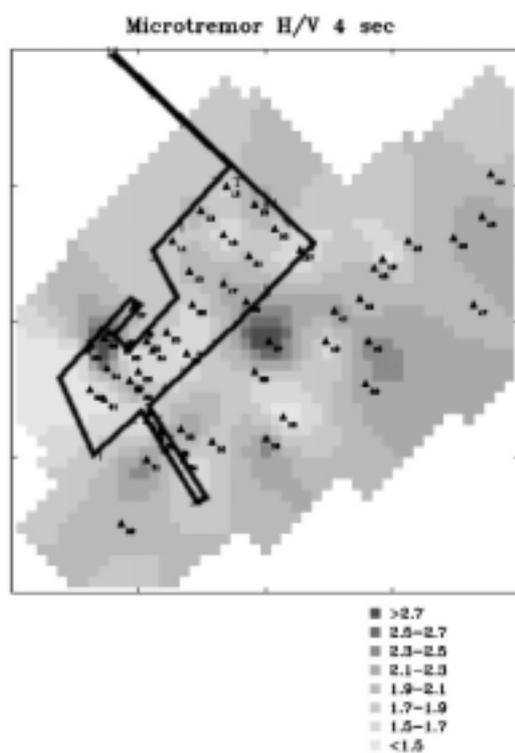


圖 4.4.1 特性週期 4 秒台北港區放大倍率等值圖

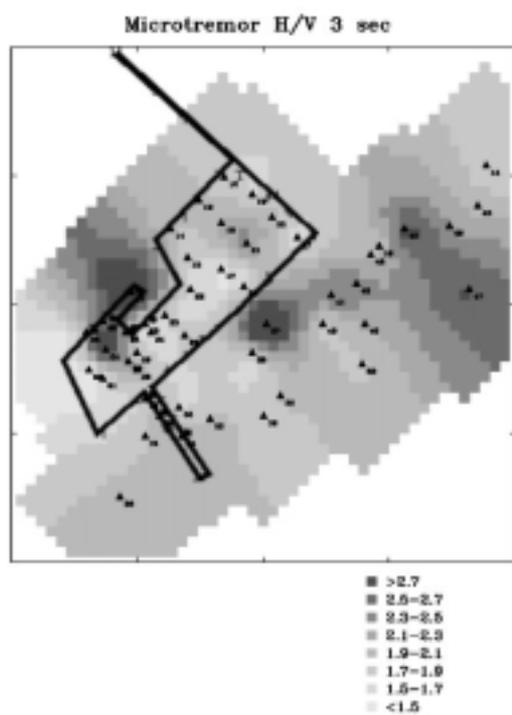


圖 4.4.2 特性週期 3 秒台北港區放大倍率等值圖

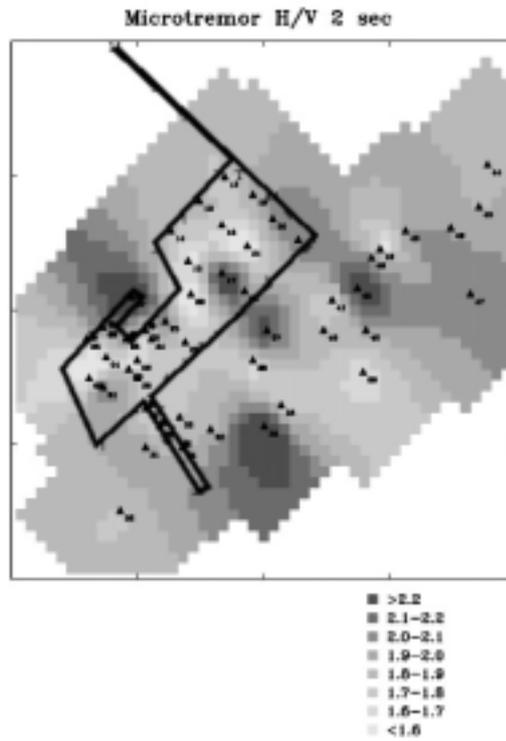


圖 4.4.3 特性週期 2 秒台北港區放大倍率等值圖

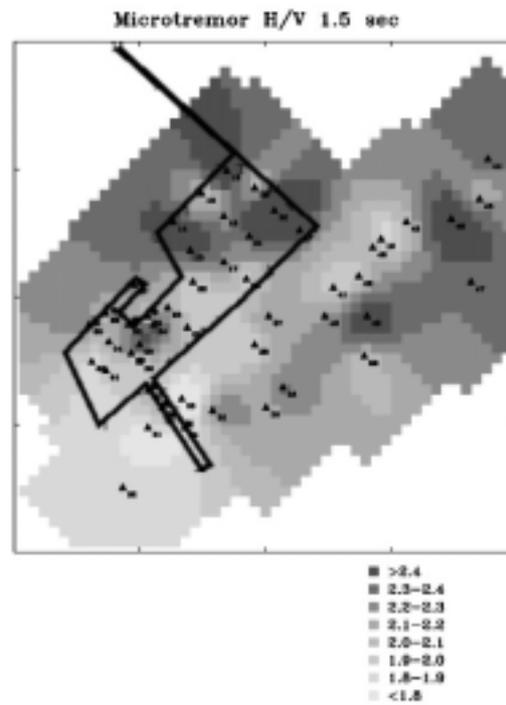


圖 4.4.4 特性週期 1.5 秒台北港區放大倍率等值圖

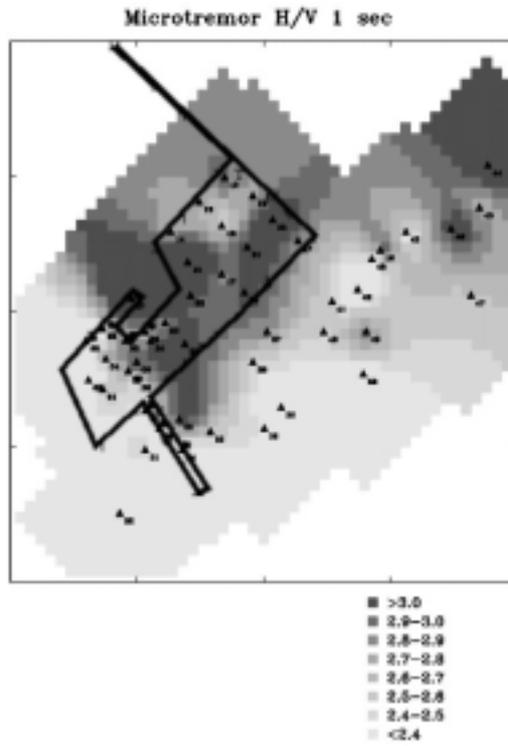


圖 4.4.5 特性週期 1 秒台北港區放大倍率等值均佈圖

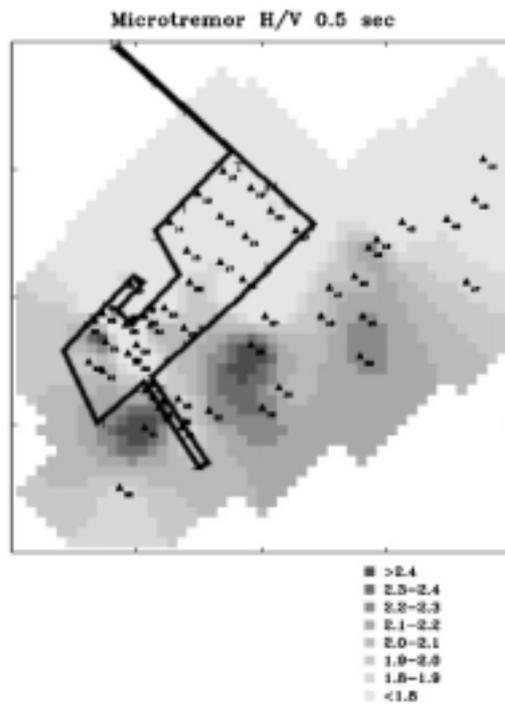


圖 4.4.6 特性週期 0.5 秒台北港區放大倍率等值圖

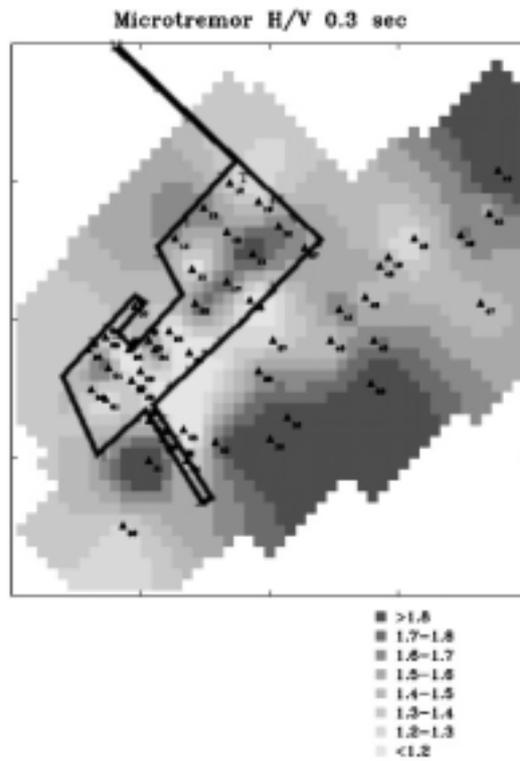


圖 4.4.7 特性週期 0.3 秒台北港區放大倍率等值圖

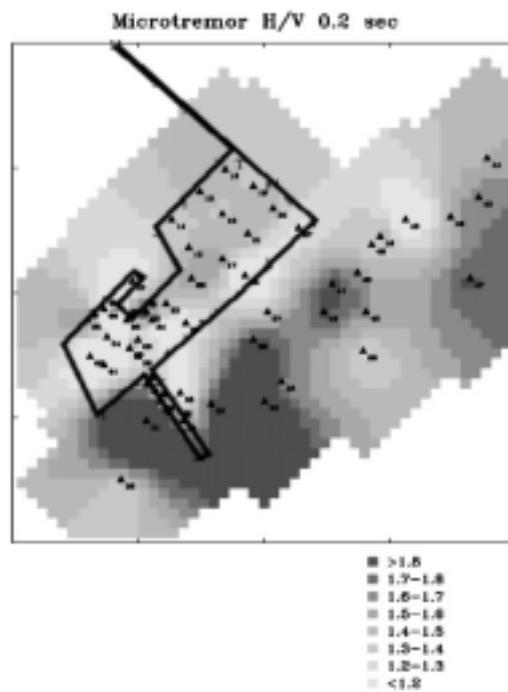


圖 4.4.8 特性週期 0.2 秒台北港區放大倍率等值圖

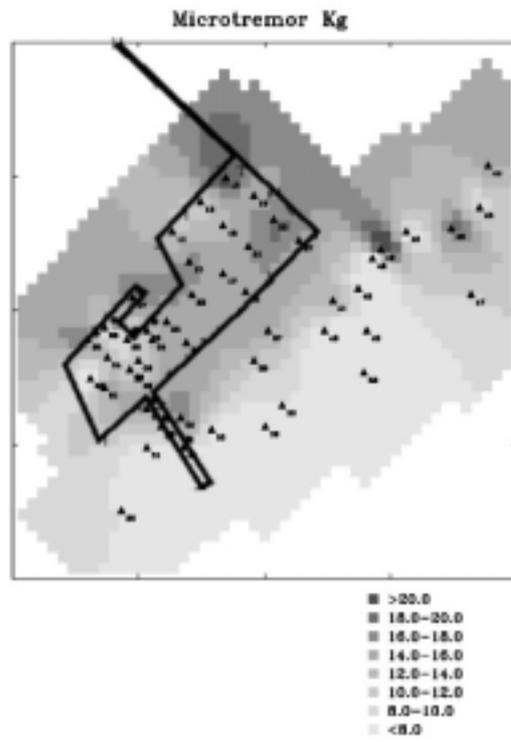


圖 4.4.9 台北港區共振主頻等值均佈圖

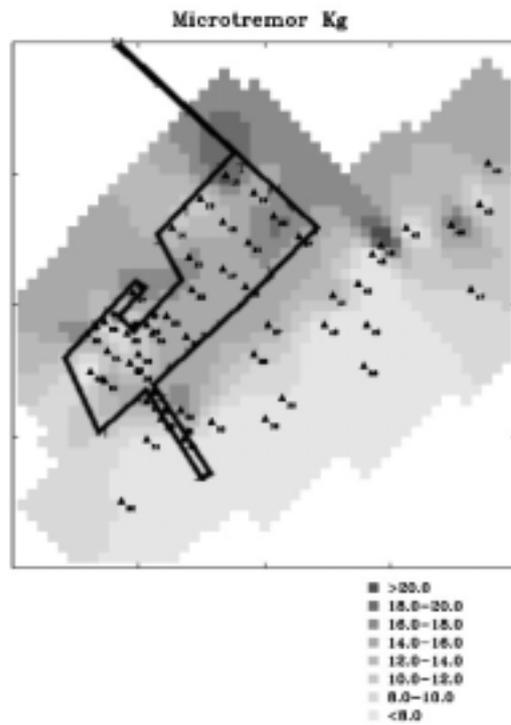


圖 4.5.1 台北港區 K_g 等值均佈圖

第五章 結論與建議

本研究計畫之主要工作，乃是藉由地球物理方法，找出台北港之地下速度構造，並利用得到之速度構造與微地動量測，分析台北港區之場址效應，以利台北港區後續開發時建築物耐震設計之參考。本研究計畫所採用之地球物理方法包括反射震波探測、折射震波探測、表面波頻譜分析以及安裝井下地震儀所施作的懸浮式速度井測等，所得之速度構造達 1450 公尺，並利用此速度構造模擬理論之場址效應。經由理論模擬之場址效應與觀測資料之比對，發現二者十分接近，顯示本速度構造相當精確，同時也顯示微地動量測可反應場址效應。本研究計畫同時利用微地動量測結果，分析台北港區在不同頻段之震波放大倍率均佈圖，由均佈圖可知放大倍率在台北港區變化之情形，以及隨頻率增加造成放大倍率變化之趨勢。此外本研究計畫也利用微地動與單站頻譜比結果推估本區域之放大主頻，並利用所獲得之放大主頻加上其所對應之放大倍率分析台北港區土壤液化潛能。經反覆計算與驗證後，研判本研究區域之主頻落在 1~2Hz，造成主要放大之地層為地表至地表下 36 公尺間之沖積層，受到沖積層變化之影響，海邊及港區之主頻較低且放大倍率較高，越往山邊則主頻升高但放大倍率降低，而土壤液化潛能分析方面，由台北港區之高 K_g 值研判該地區在地震來襲時土壤發生液化之可能性很高。

目前之探測與分析結果僅止於已開發之區域，建議未來仍應在未開發區域做地球物理探測，可作為港區後續開發時規劃之參考，以建立完整之地層速度構造以及場址效應之完整資料庫。

參考文獻

1. Wang, C. Y., Chen, G. P. and Jong, D. T., 1994a, The Detection of Active Faults on Taiwan Using Shallow Reflection Seismics, TAO, 5, 277-294.
2. Wang, C. Y., Hsiao, W. C., Sun, C. T., 1994b, Reflection Seismic Stratigraphy in Taipei Basin (I)-Northwestern Taipei Basin, J. Geol. Soc. China, 37, 69-95.
3. Haskell, N. A., 1953. The Dispersion of Surface Wave on Multilayered Media, Bull. Seism. Soc. Am. 43, 17-34.
4. Haskell, N. A., 1960. Crustal reflection of plane SH waves, J. Geophys. Res., 65, 4147-4150.
5. Lermal, J. and Chavea-Garcia F. J., 1993. Site effect evaluation using spectral ratio with only one station, Bull. Seism. Soc. Am. 83, 1574-1594.
6. Nakamura Y., 1989. A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface, QR of RTR1 30, 1, February.
7. Peng, H. Y. and Wen, K. L., 1993. Downhole instrument orientation and near surface Q analysis from SMART2 array data, TAO, 4, 367-380.
8. Shieh, C. F., 1992, Estimation of Q value by SP/S spectra ratio, TAO, 3, 469-482.
9. 陳政治、黃惠珠，2002。利用單站頻譜比法探討南投市之土壤液化特性，第九屆台灣地區地球物理研討會論文集，台灣中壢。
10. 陳圭璋、賴聖耀、彭瀚毅、李俊延、張漢忠，2002。台中港區速度構造調查與場址效應研究（II），第九屆台灣地區地球物理研討會論文集，台灣中壢。
11. 彭瀚毅，1998. 台北盆地場址效應之研究，中央大學博士論文。

- 12.李奕亨，1996. 使用反射震測法研究台北盆地松山層剪力波速度構造，國立中央大學地球物理研究所碩士論文。
- 13.經濟部中央地質調查所全球資訊網(<http://www.moeacgs.gov.tw/>)
- 14.聯合大地工程顧問股份有限公司，2001. 台北港行政區土壤液化防治對策及設計。

附錄 A 地球物理及微地動試驗 野外工作照片

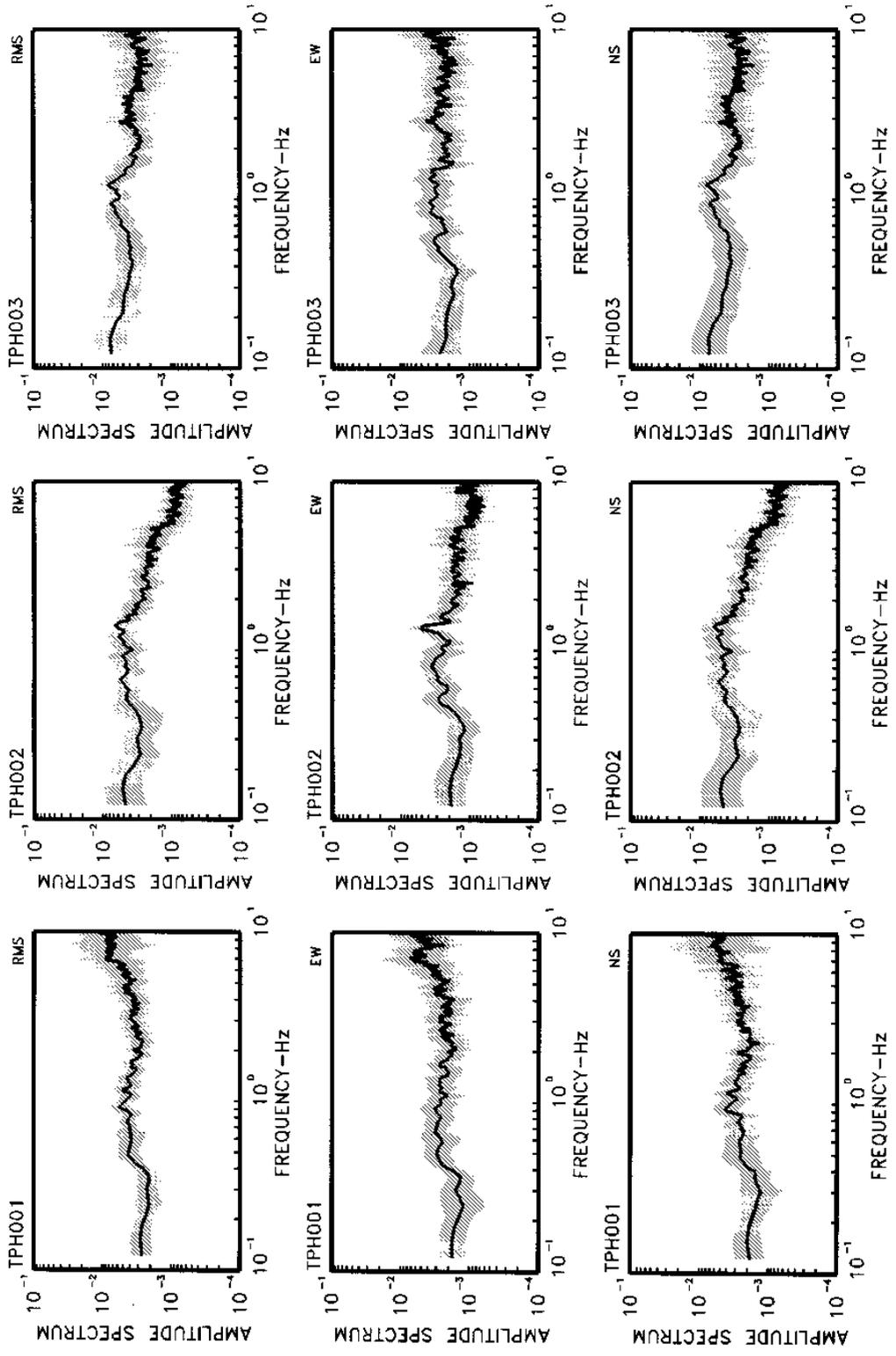


附圖 A.1 地球物理野外工作照片

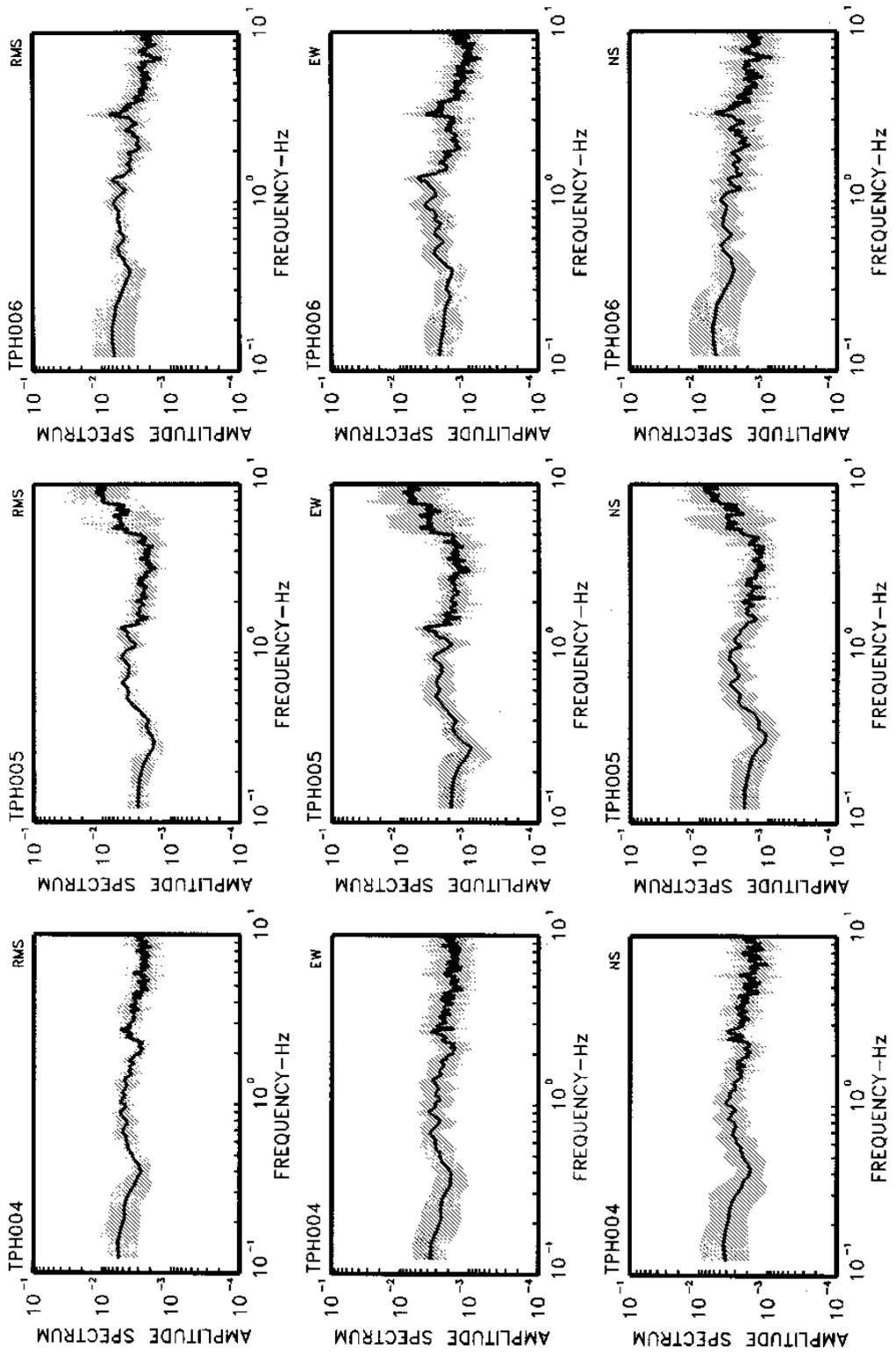


附圖 A.2 微地動試驗野外工作照片

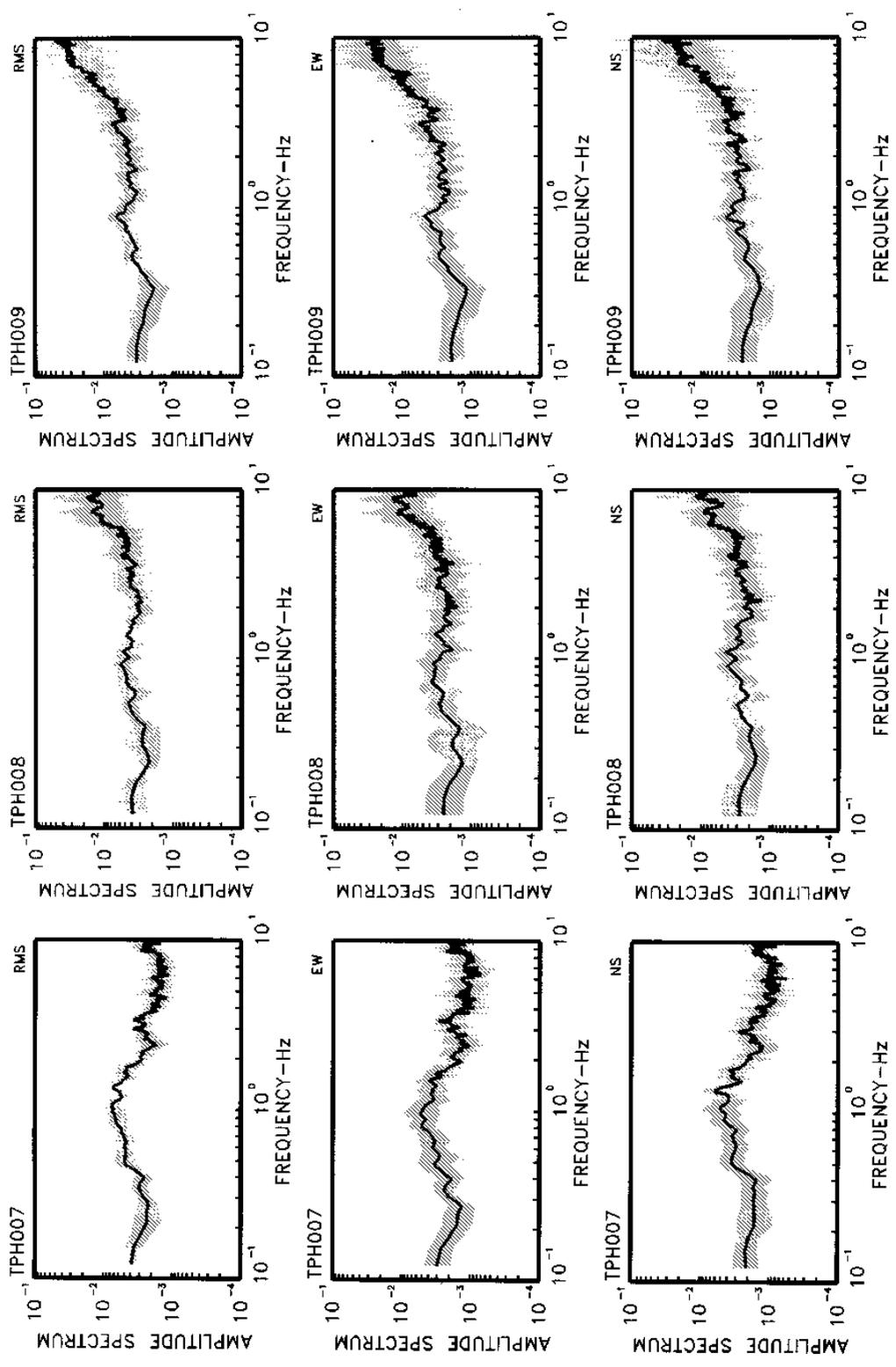
附錄B 台北港區微地動量測頻譜



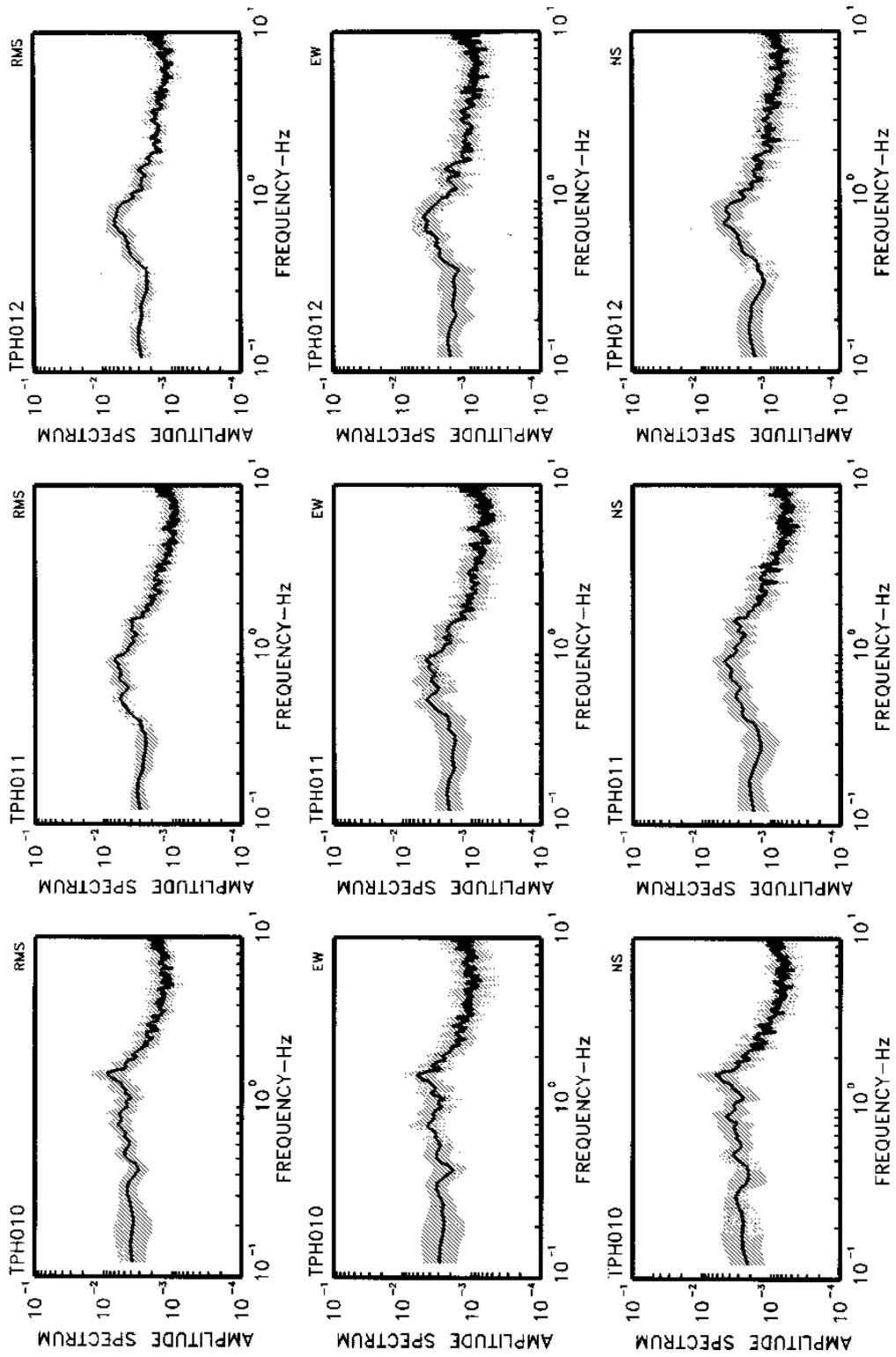
附 B-1

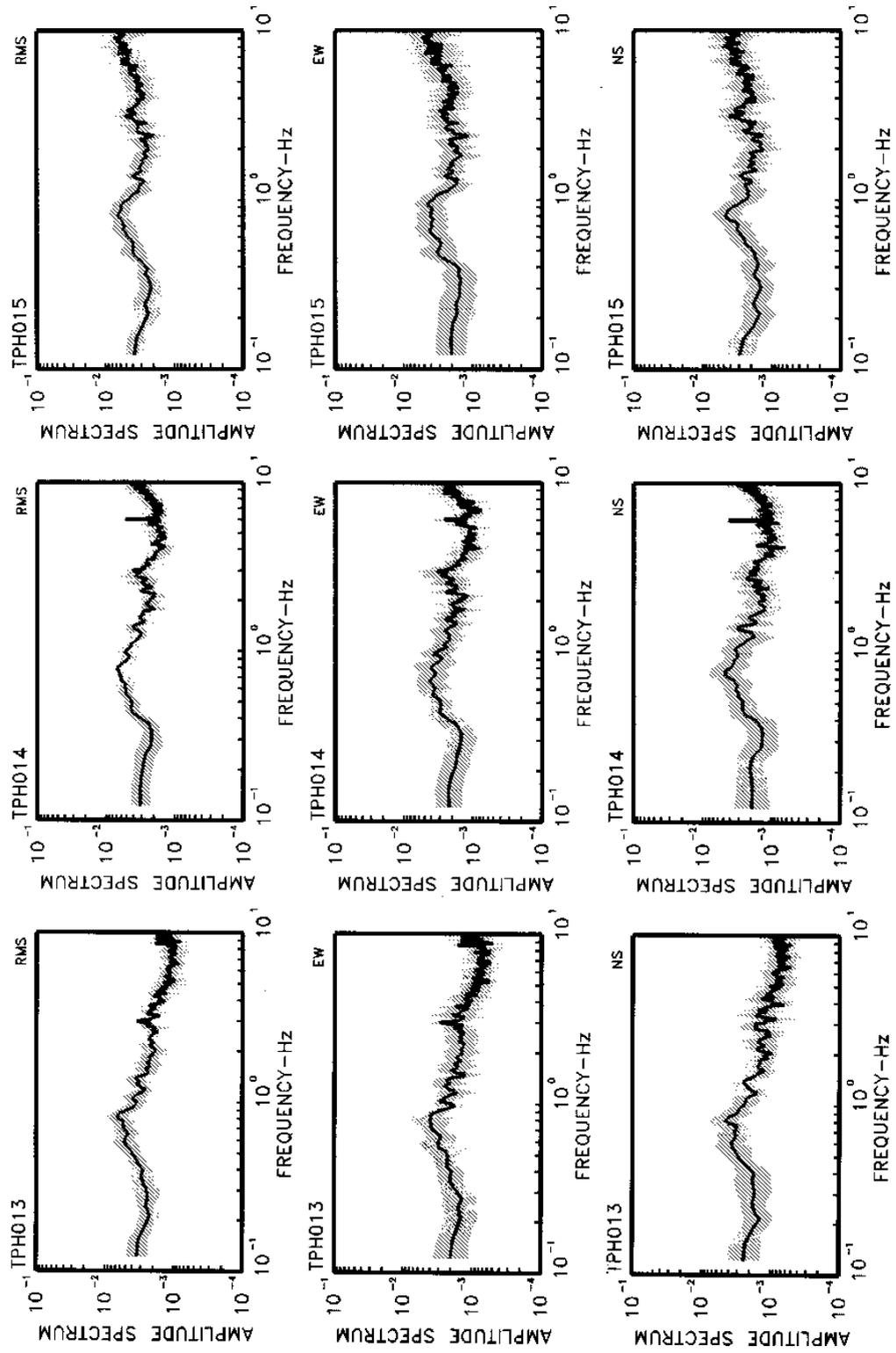


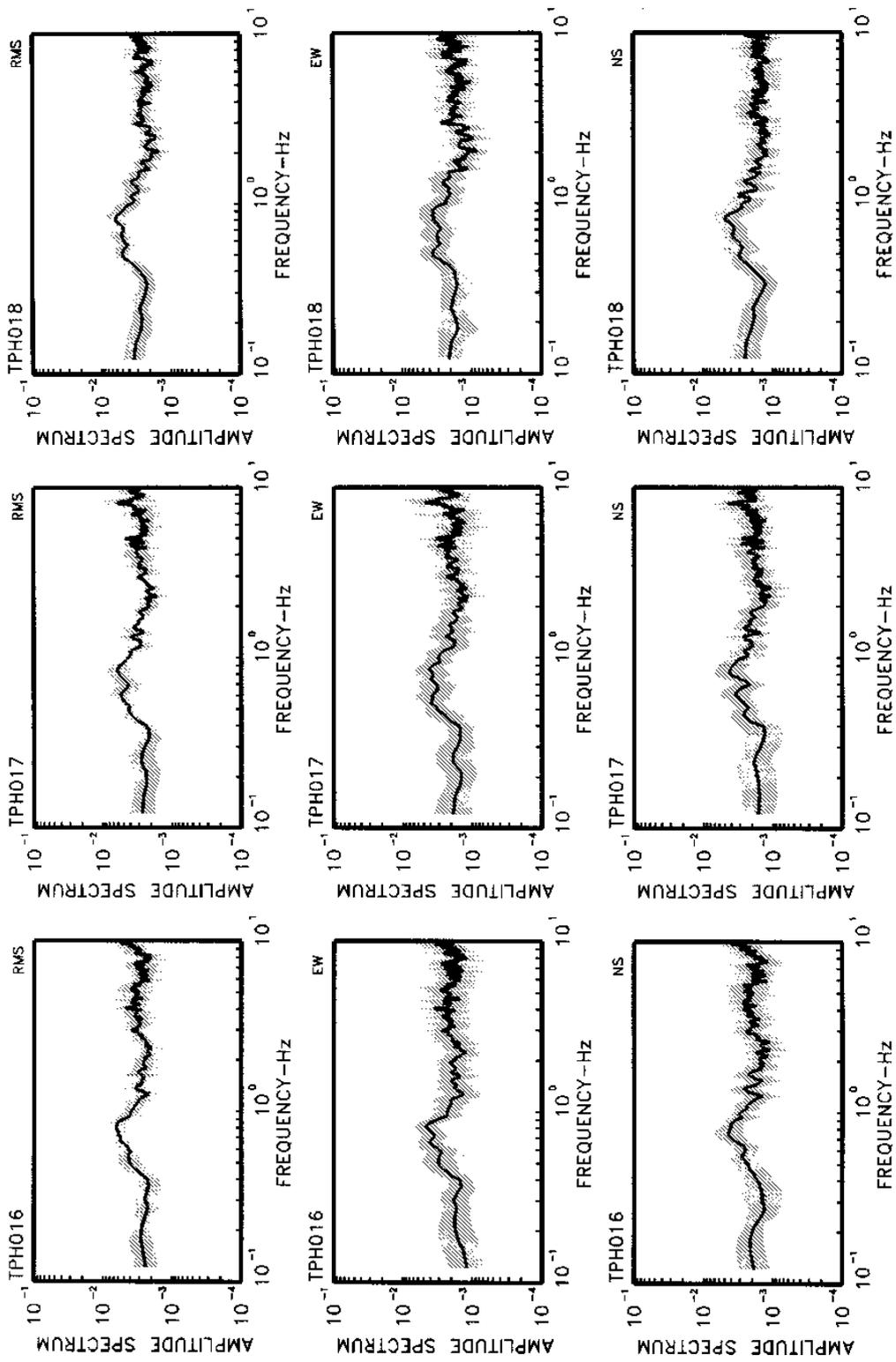
附 B-2

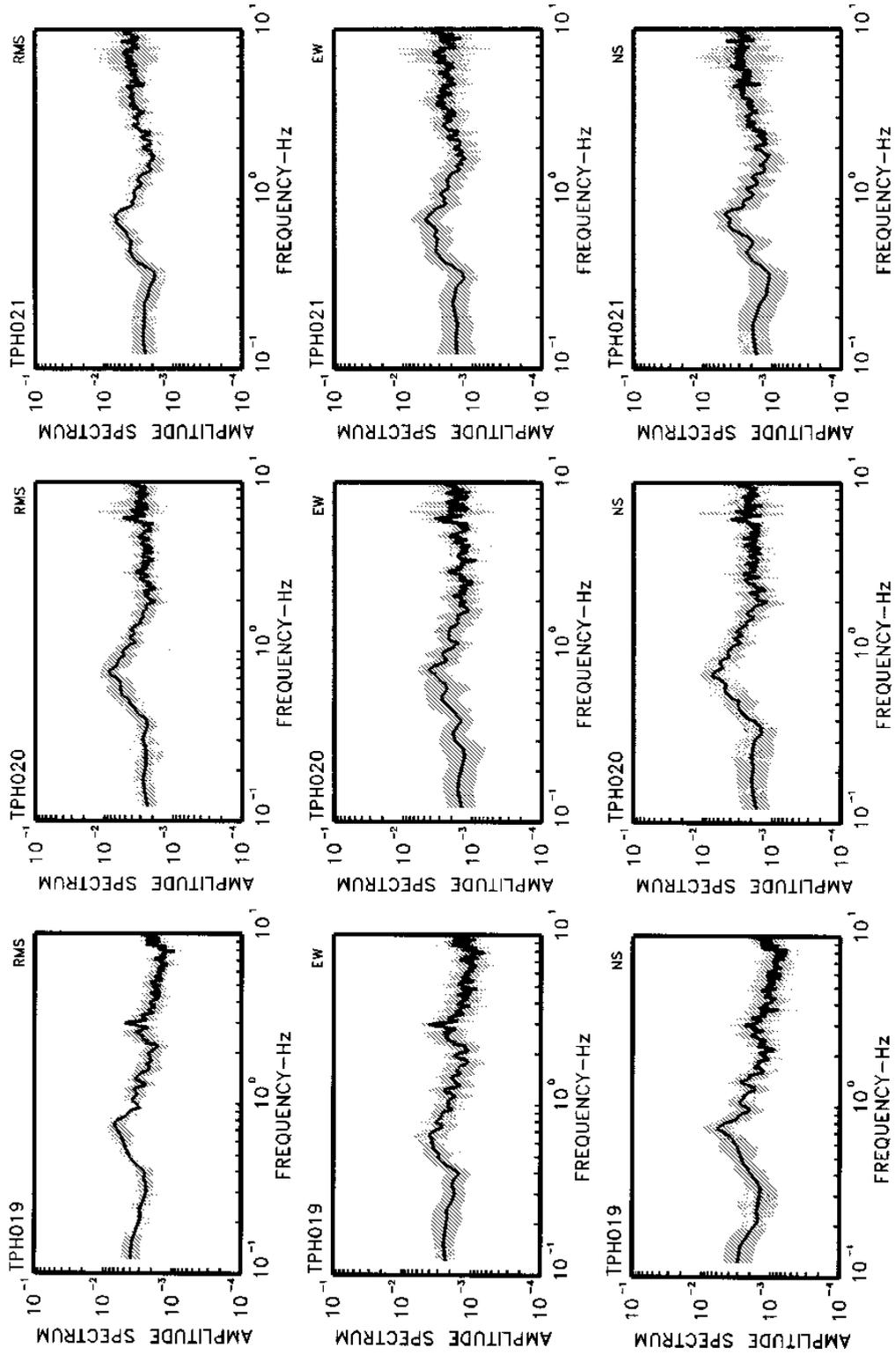


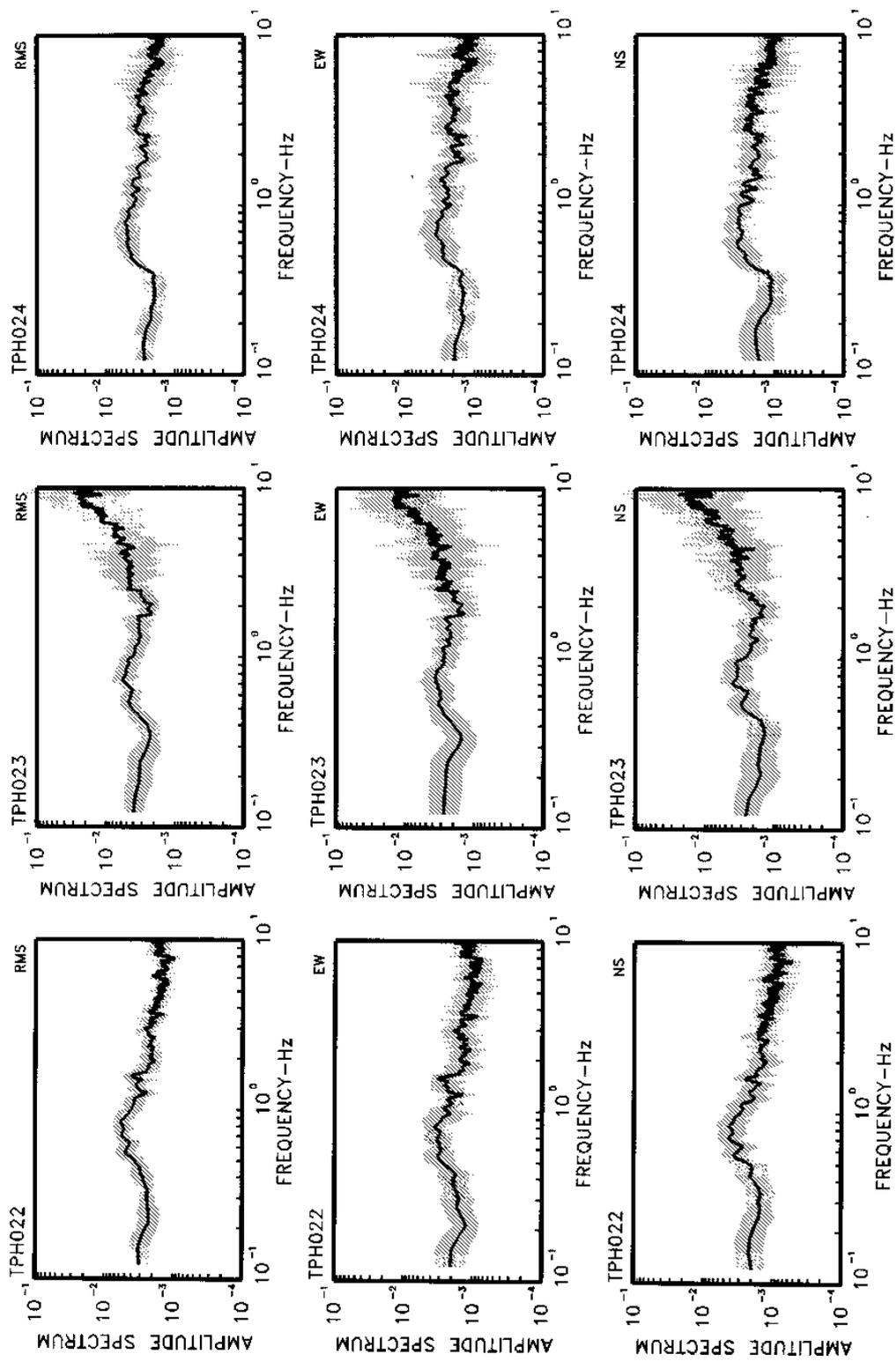
附 B-3

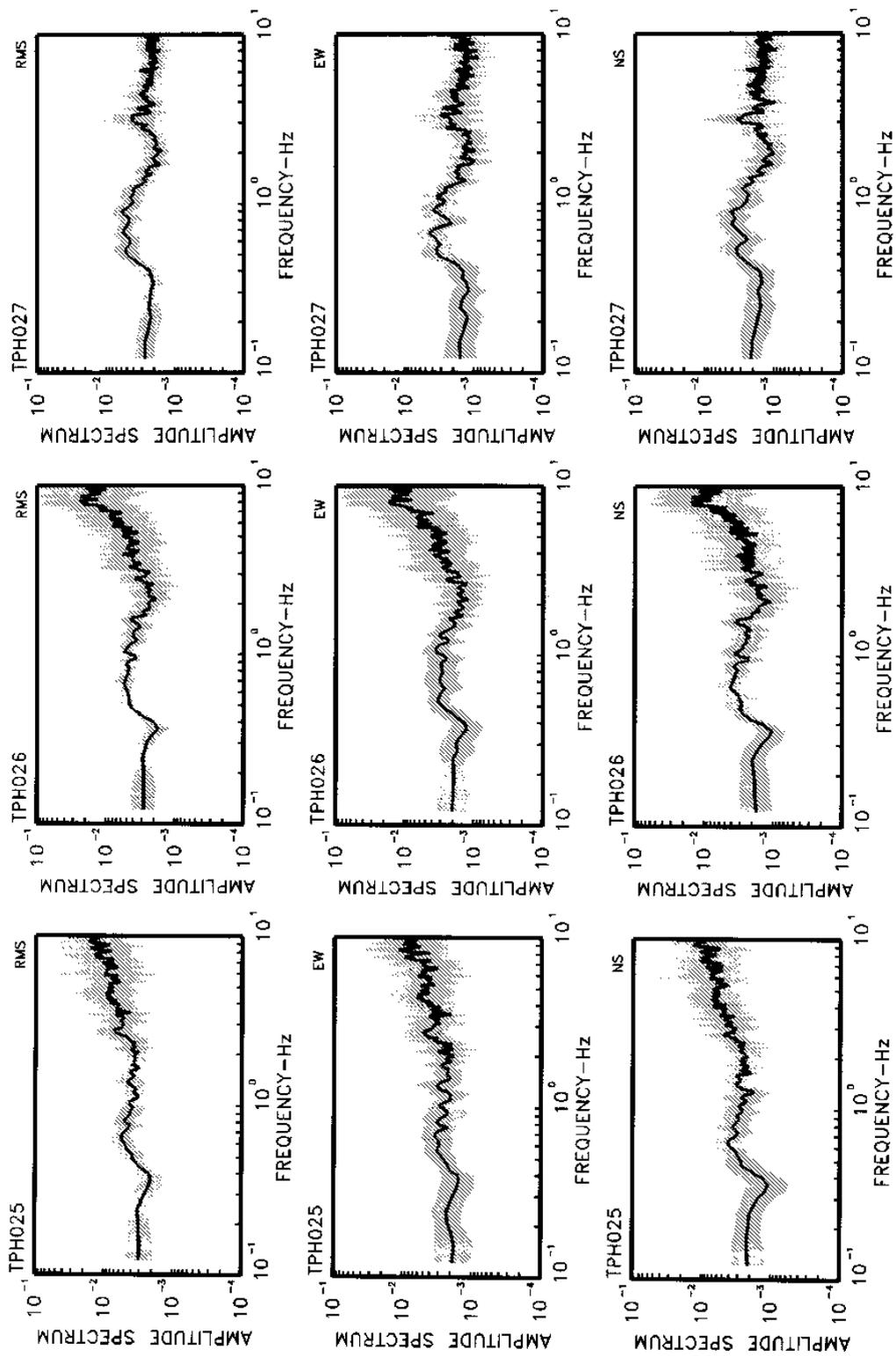


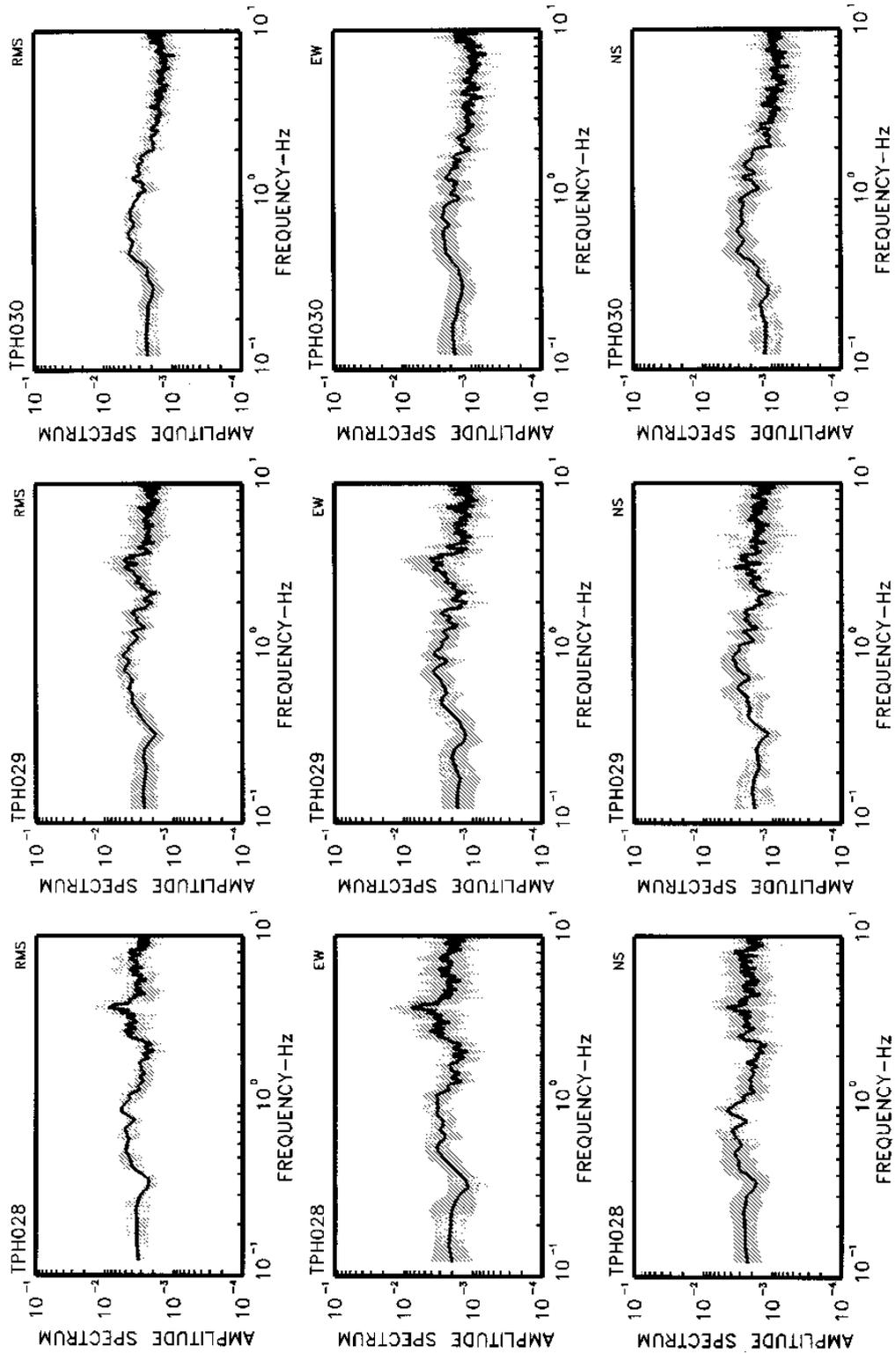


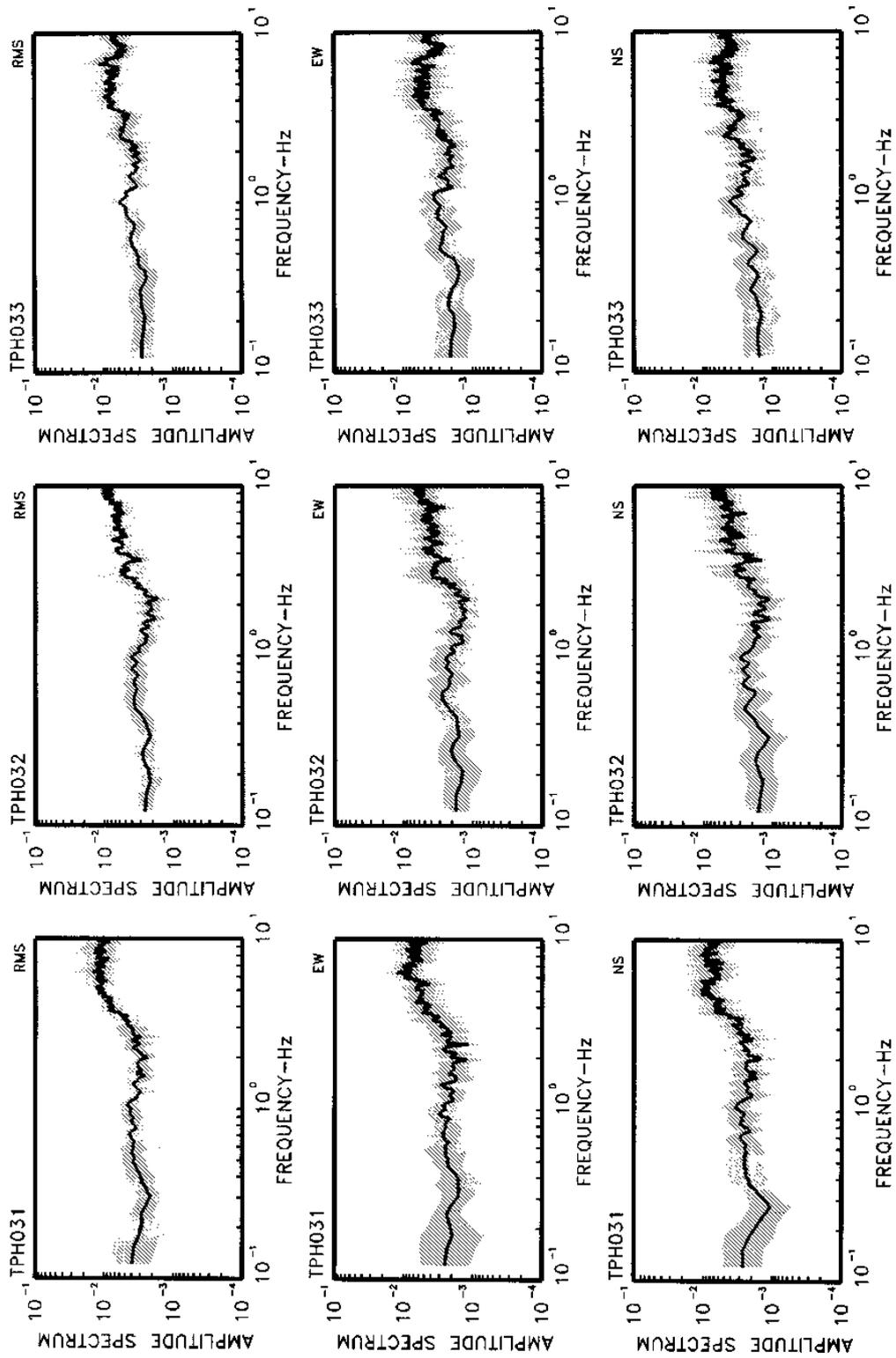


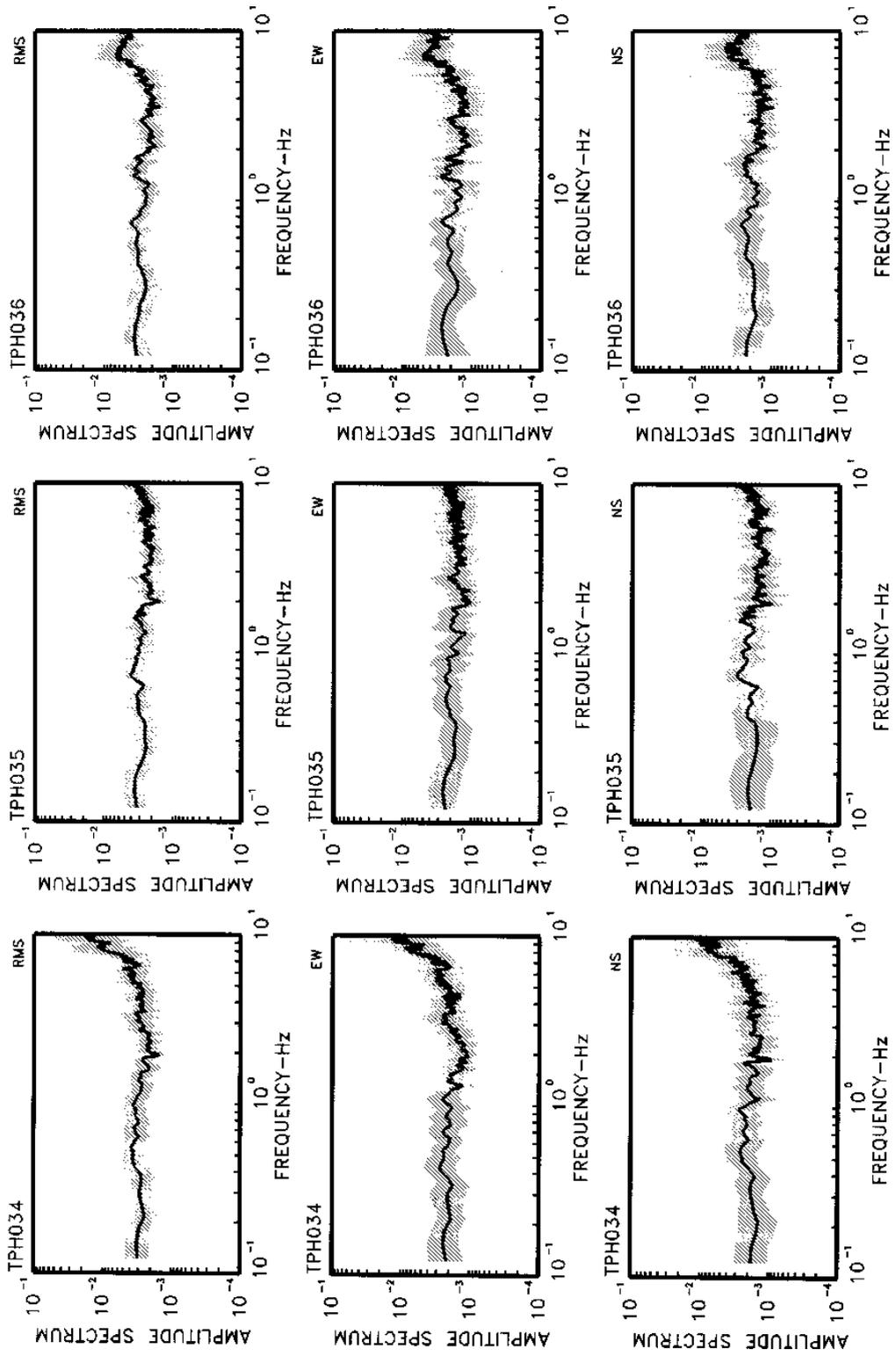


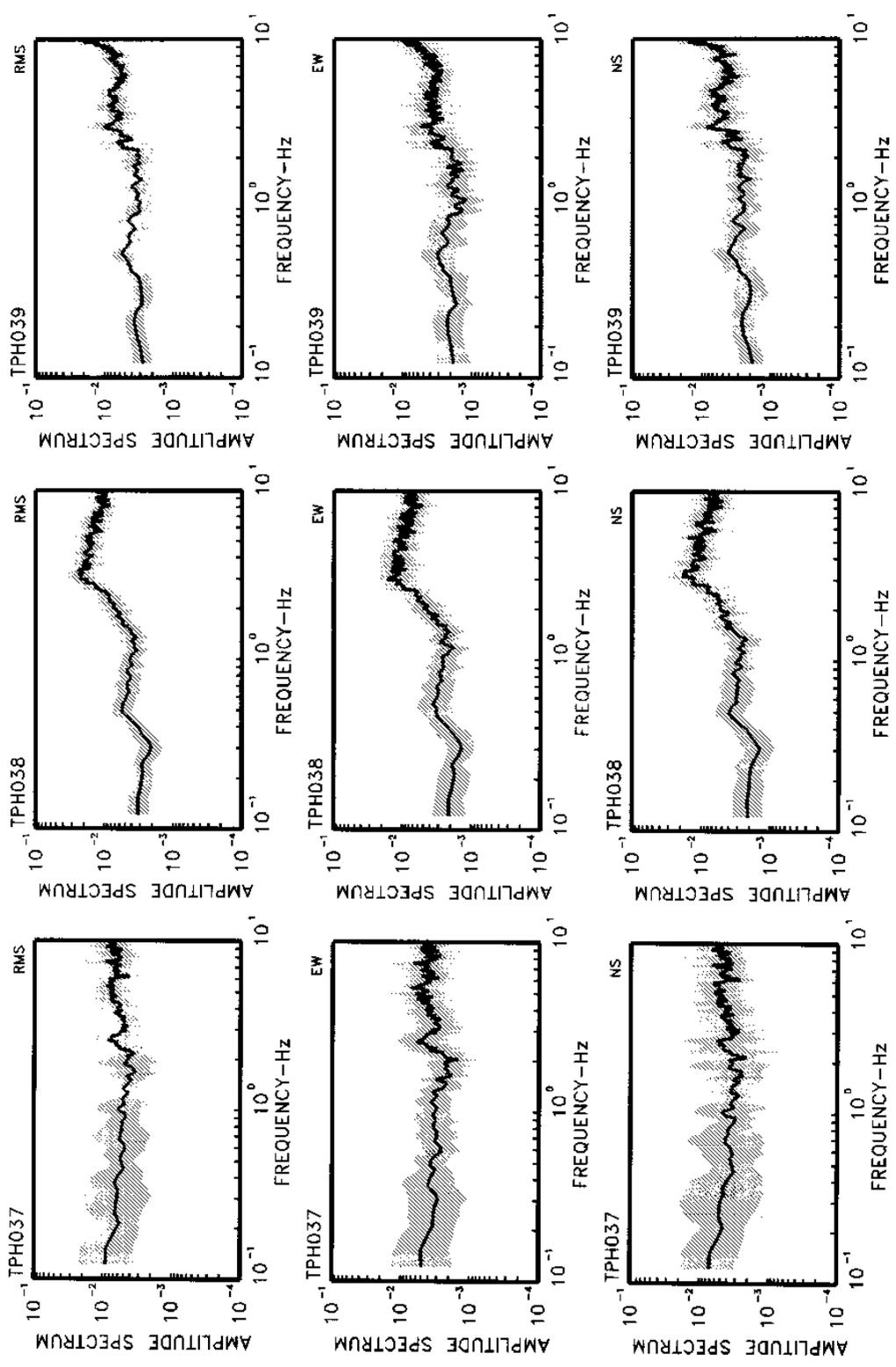


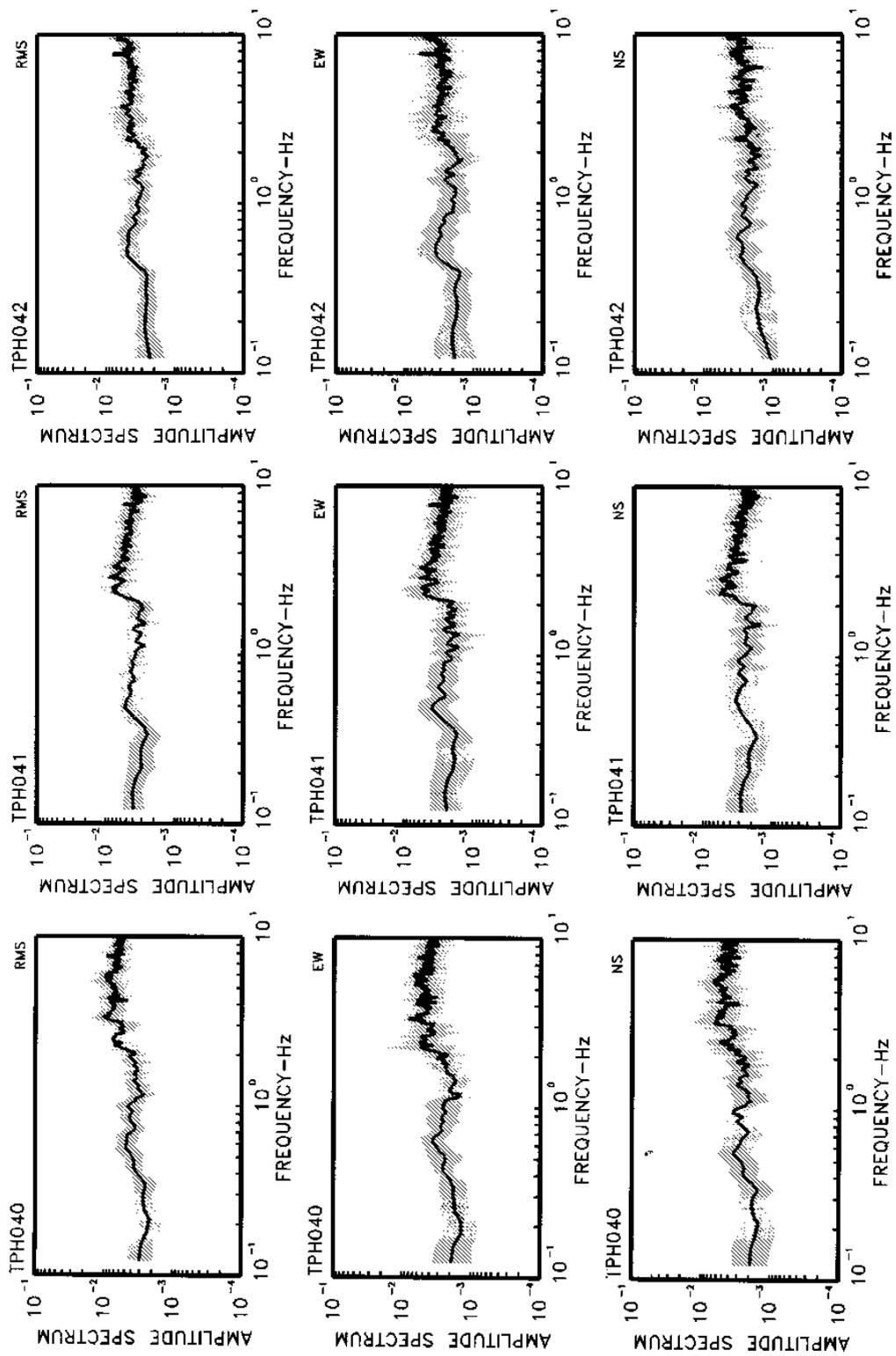


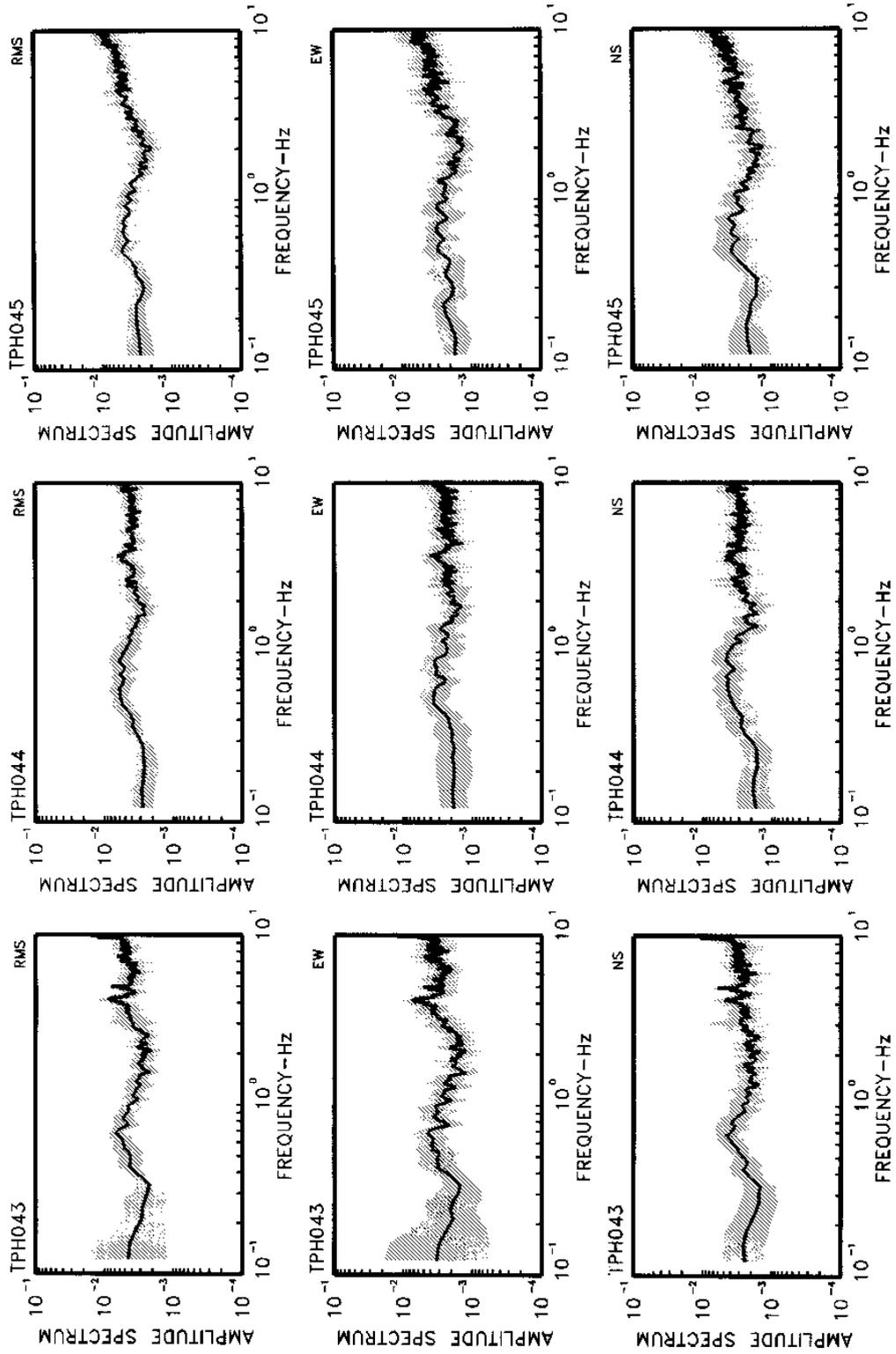


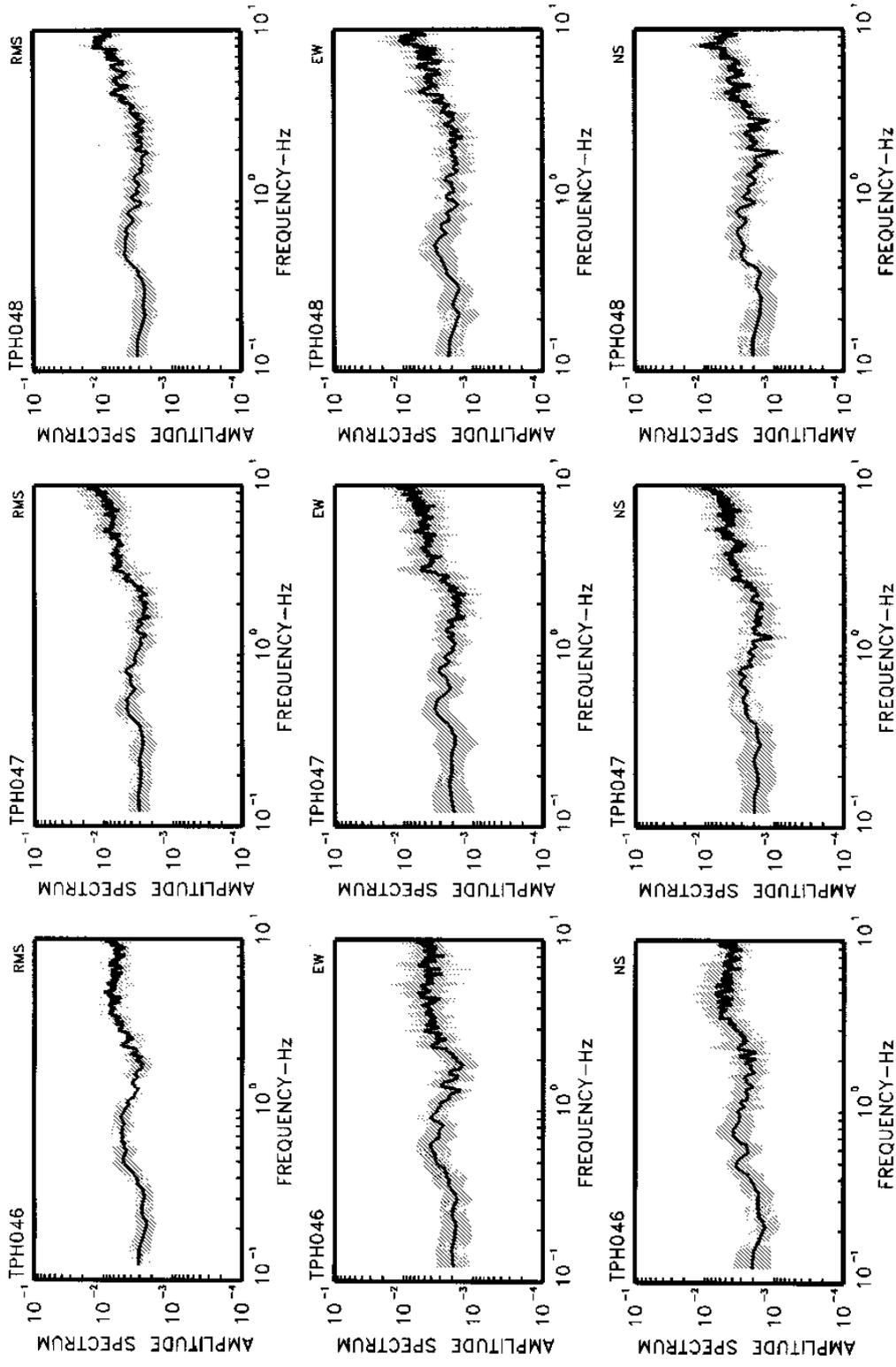


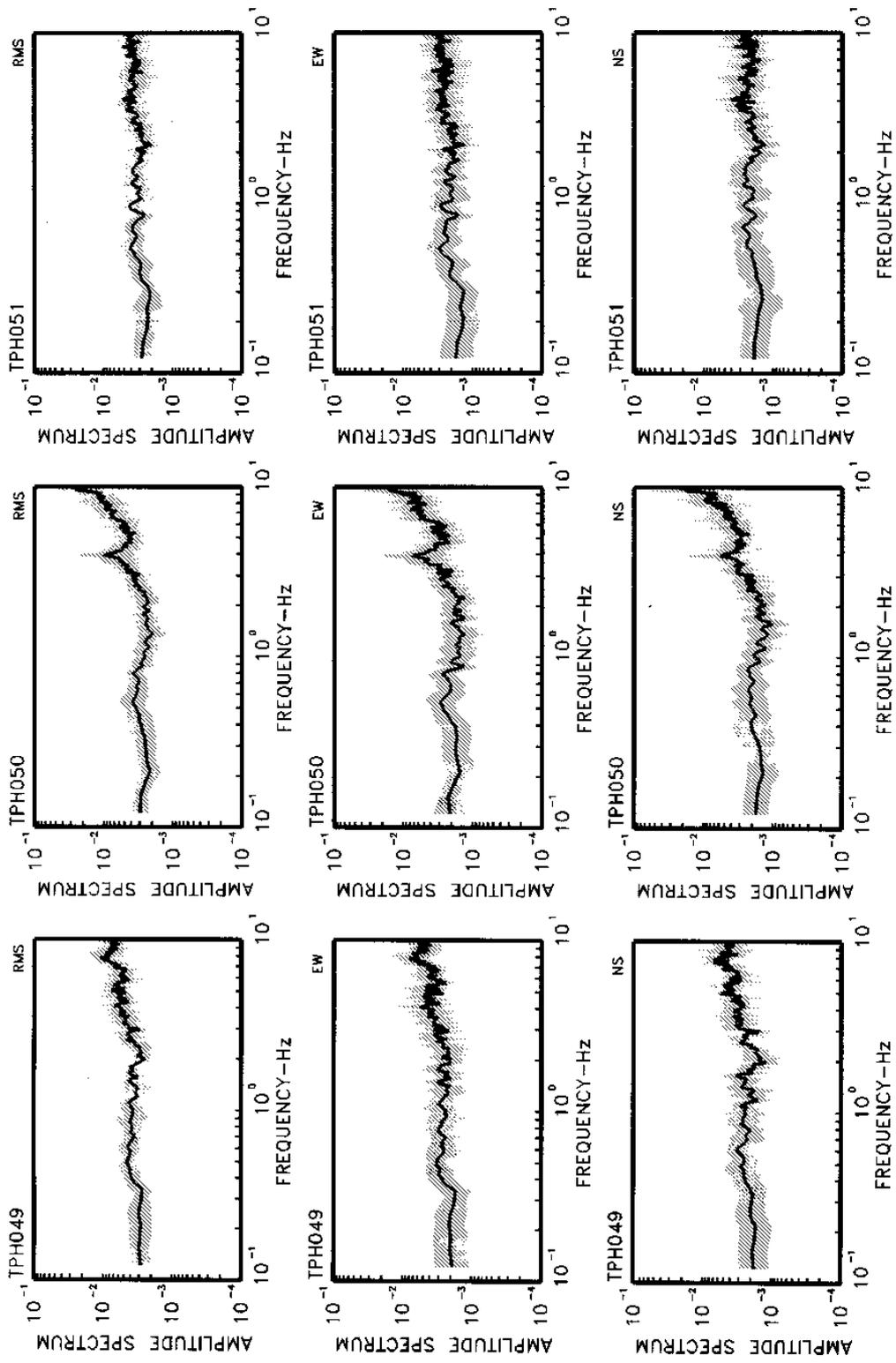




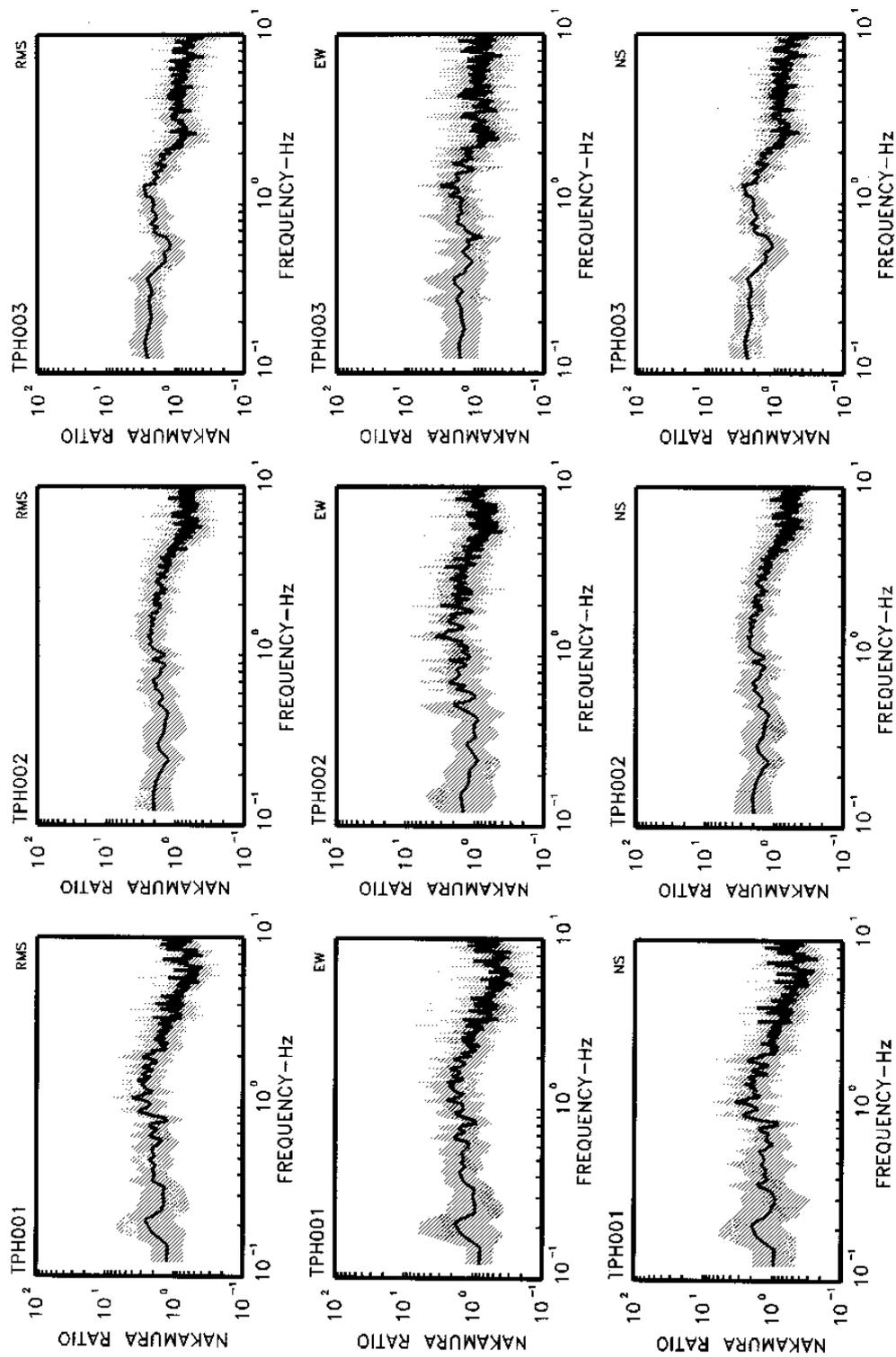




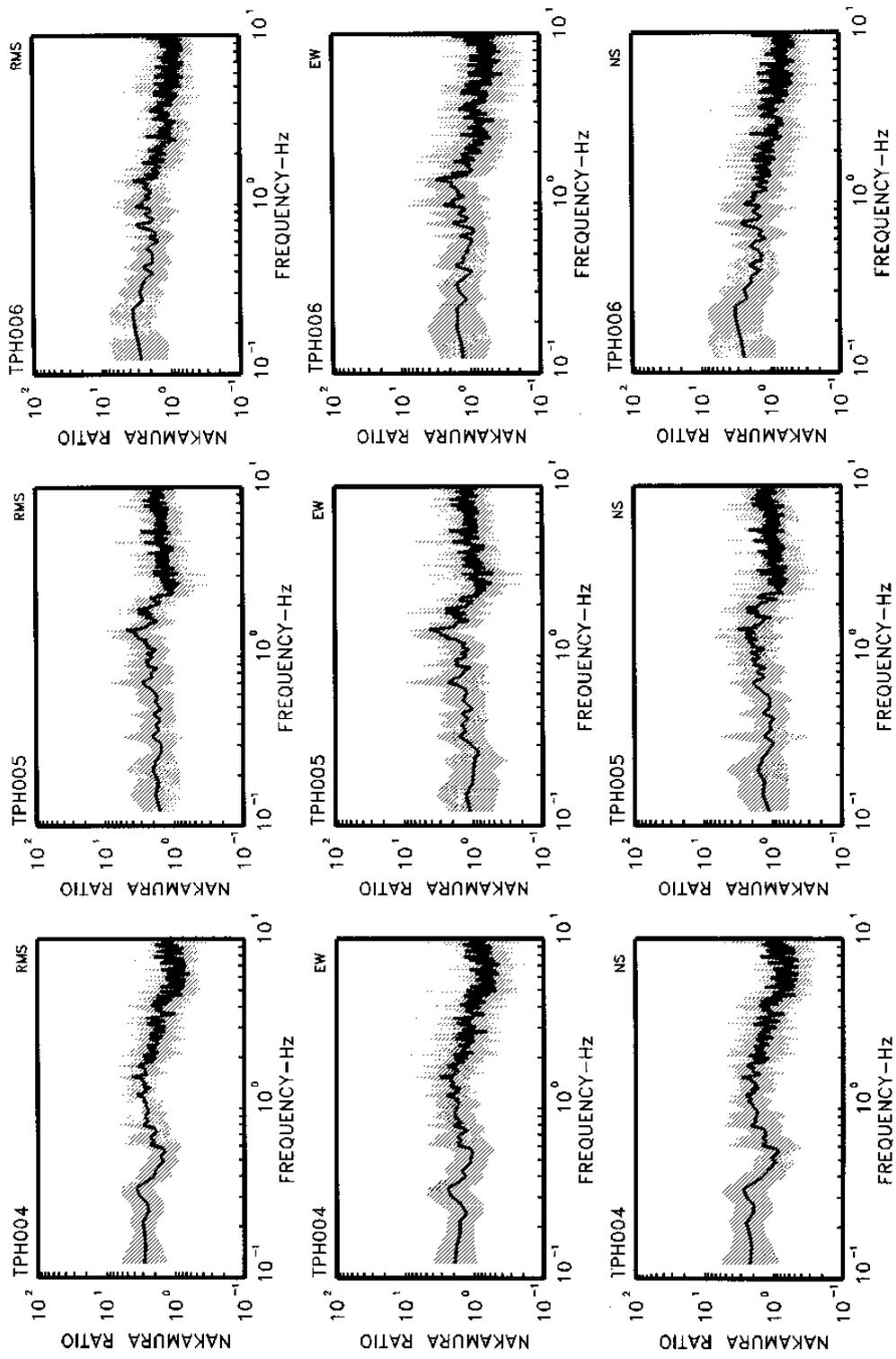


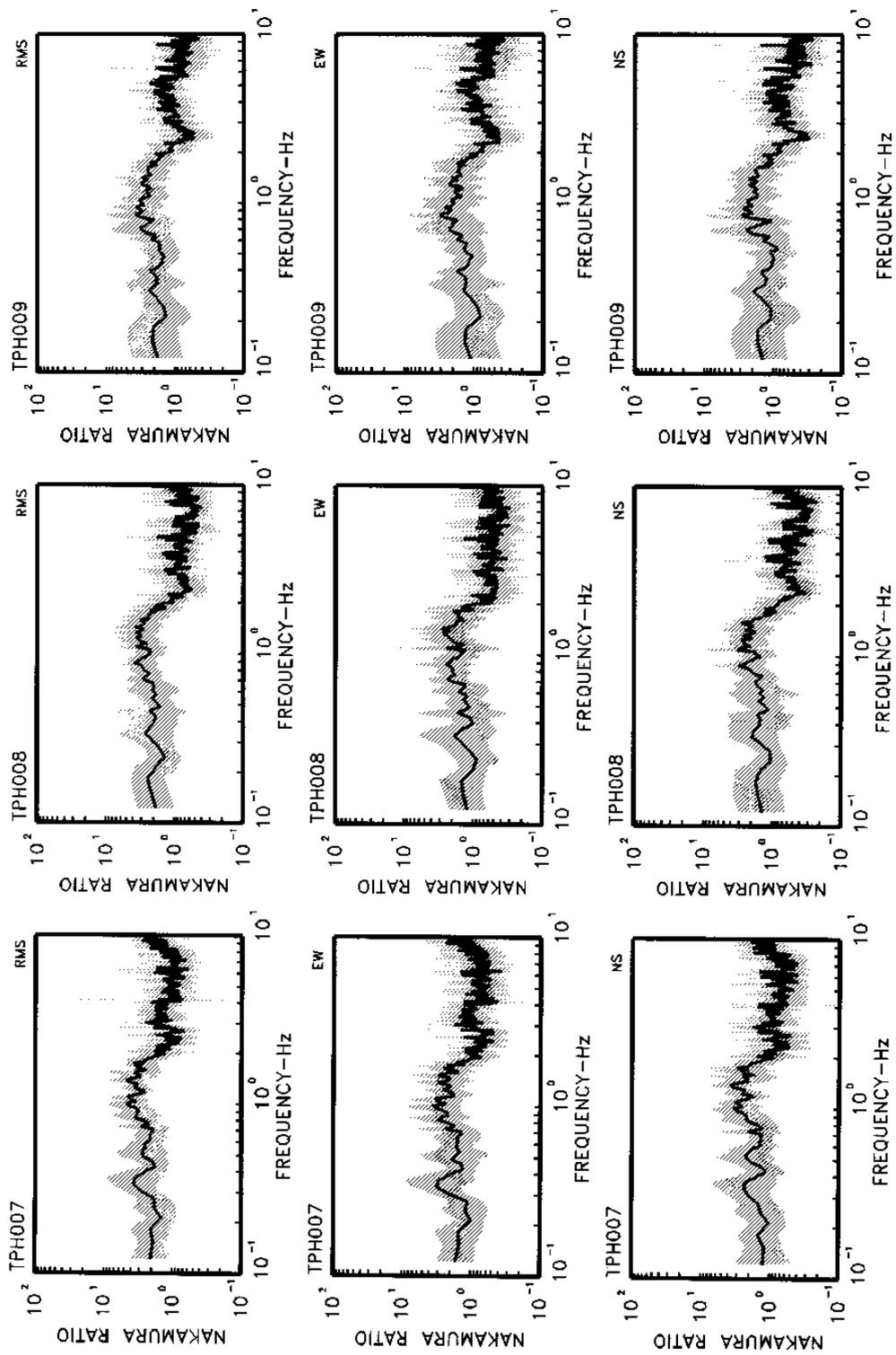


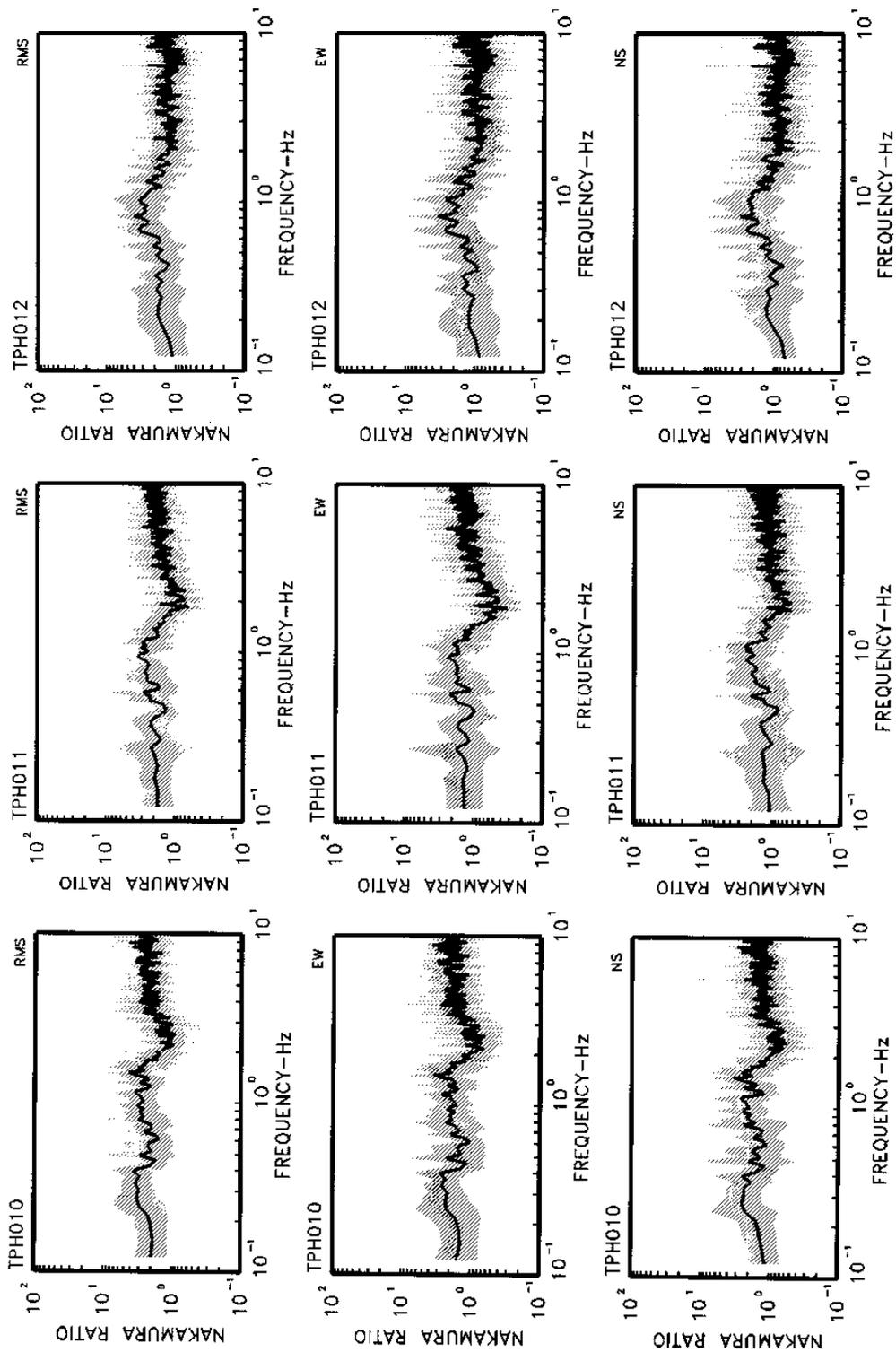
附錄 C 台北港區微地動量測 單站頻譜比

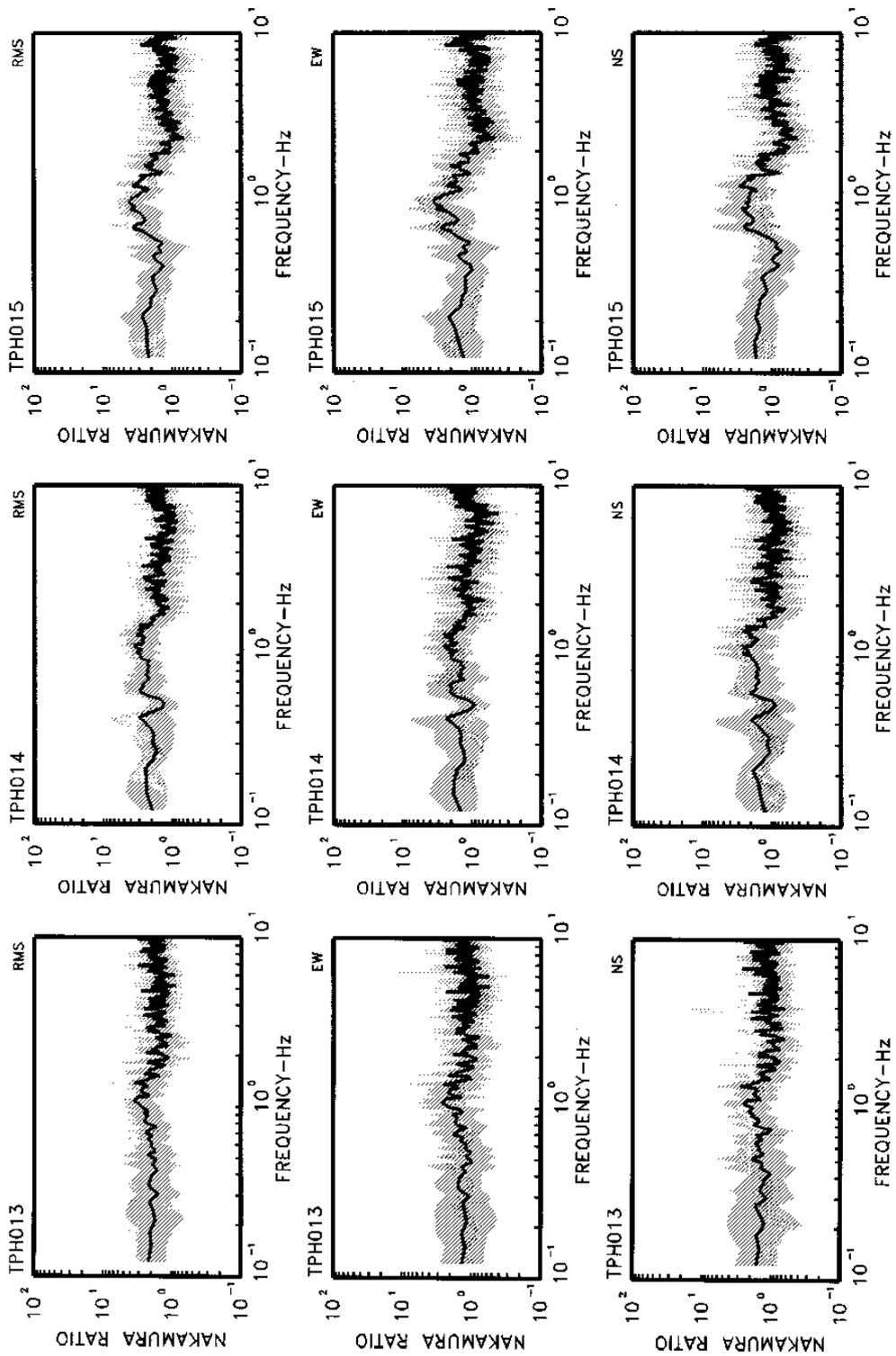


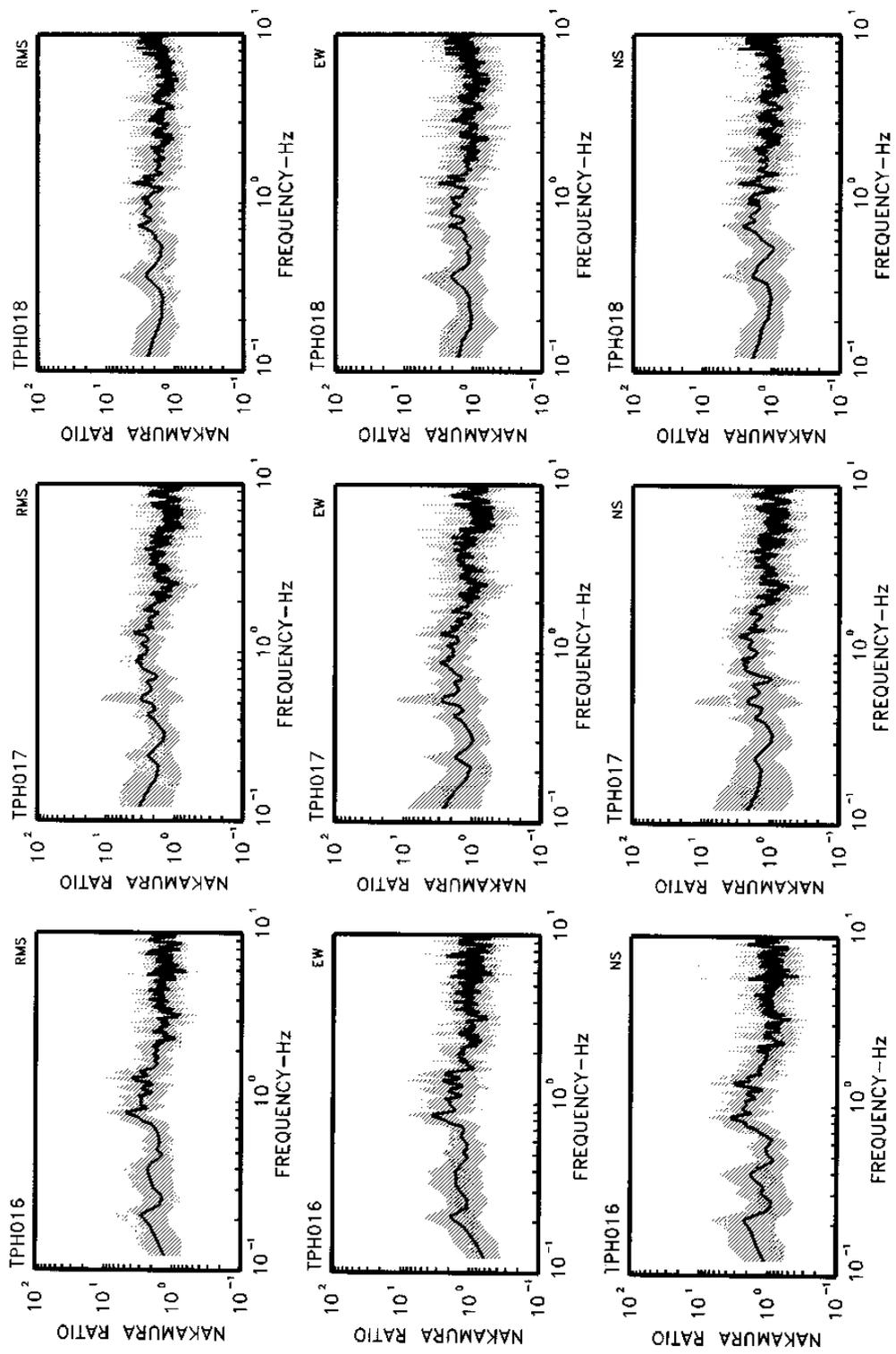
附 C-1

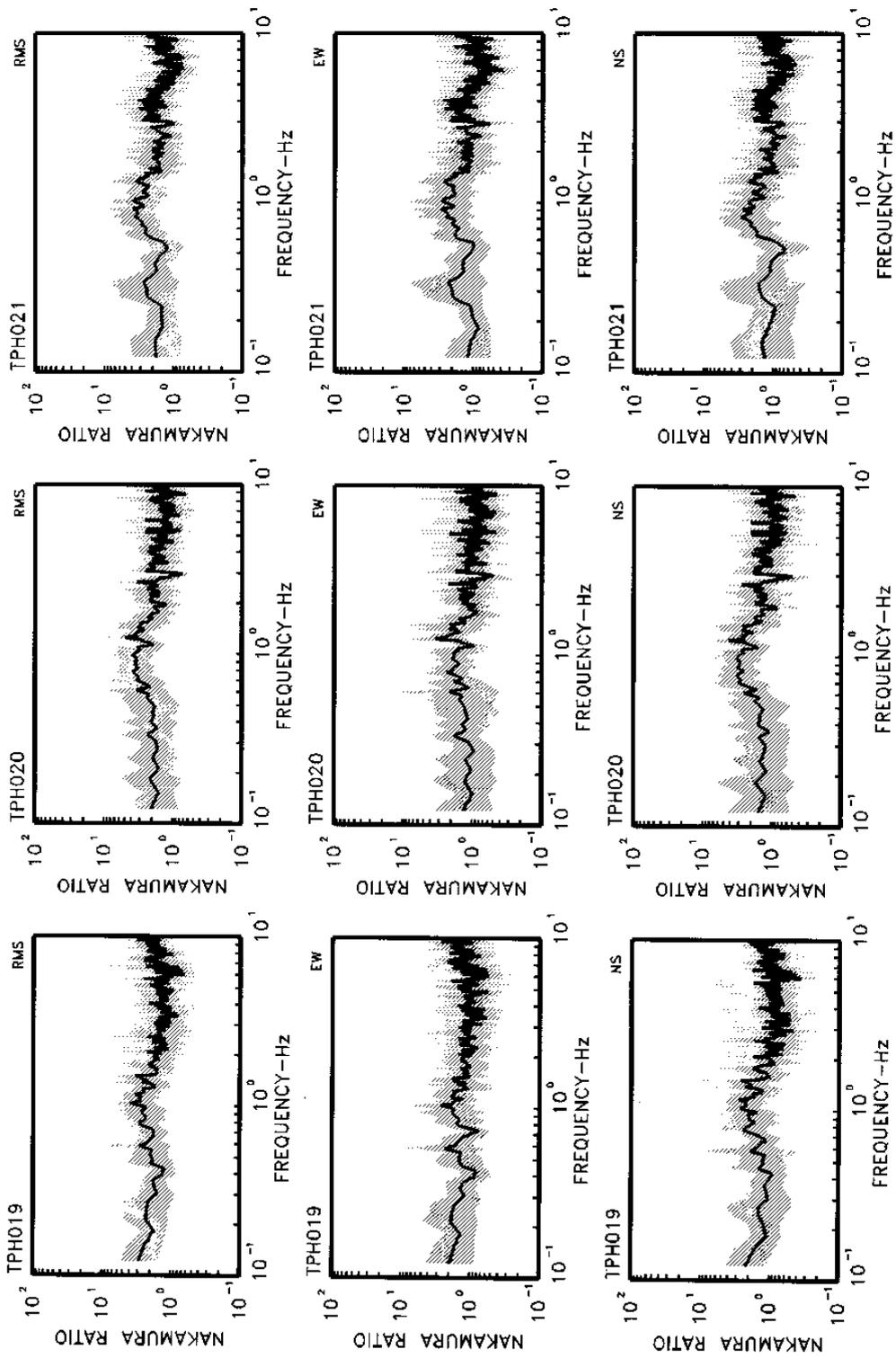


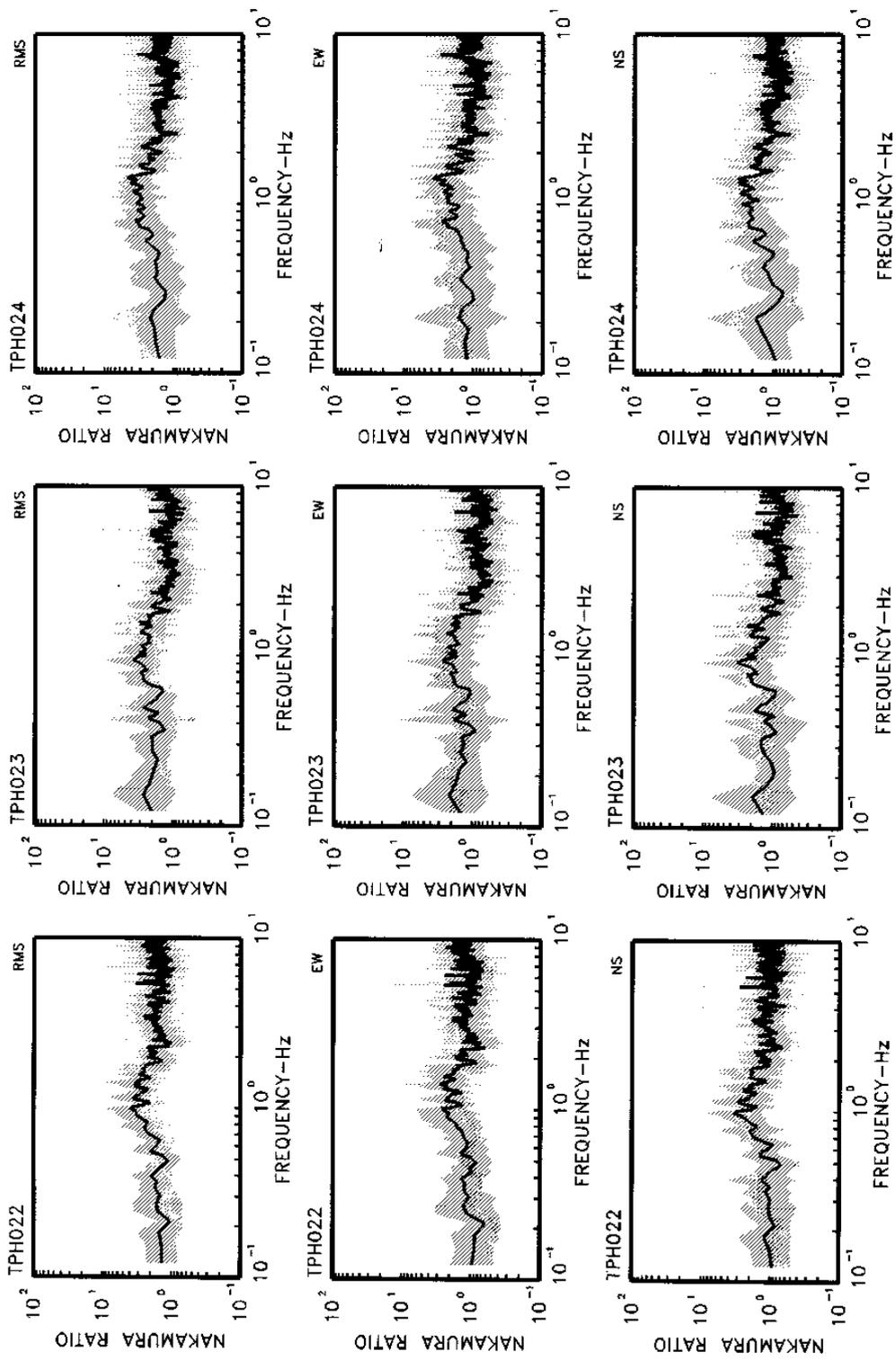


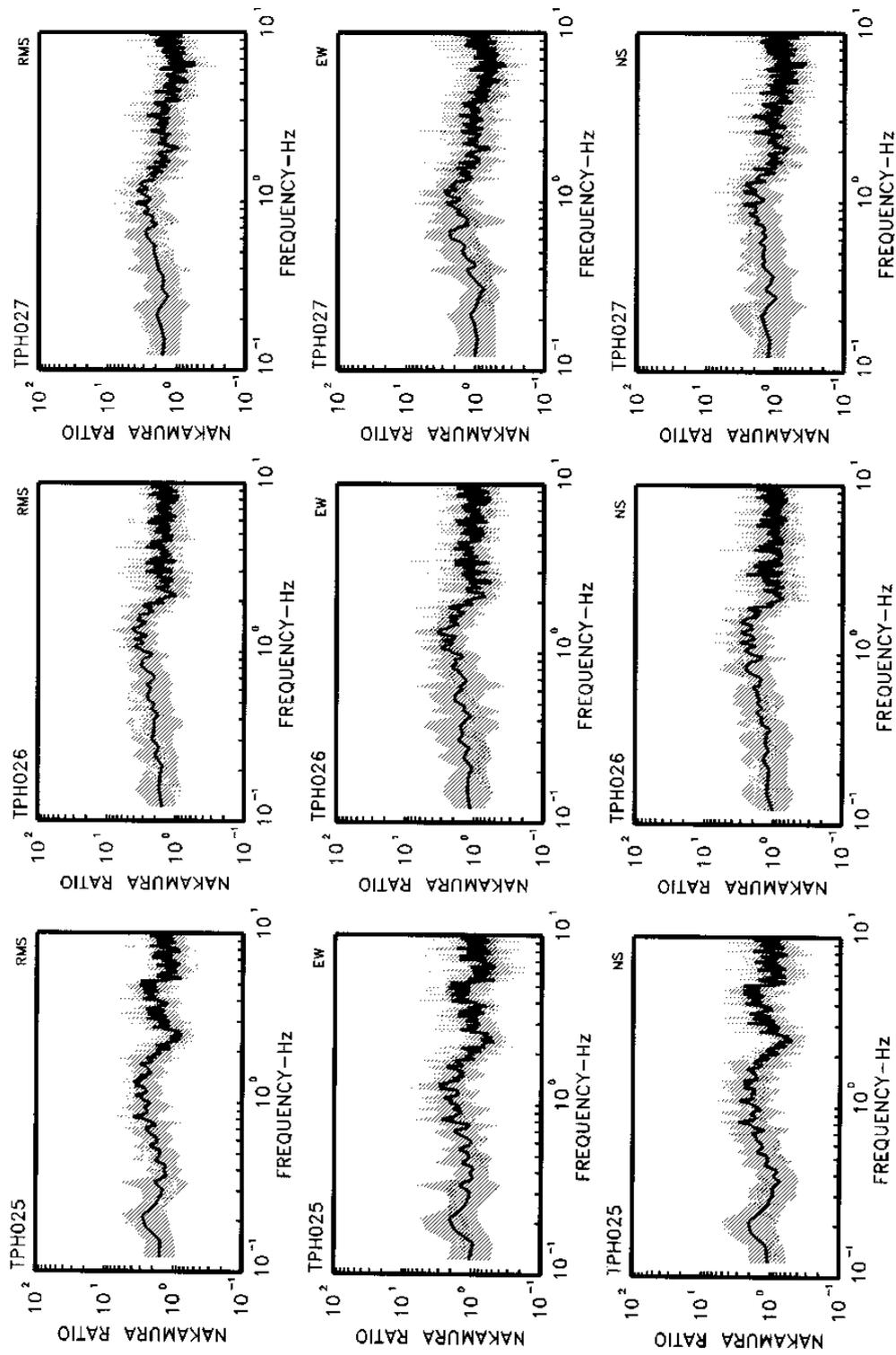


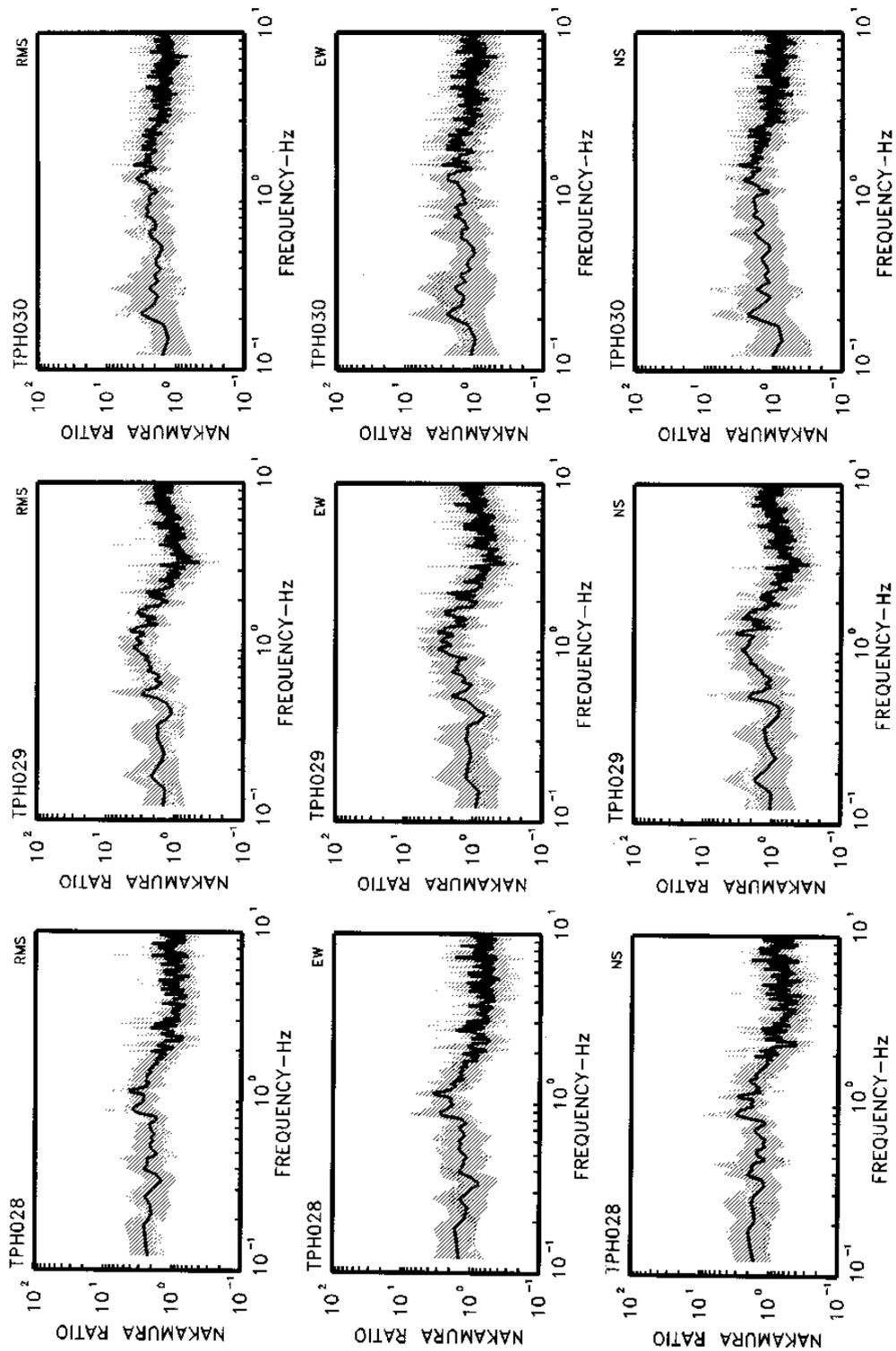


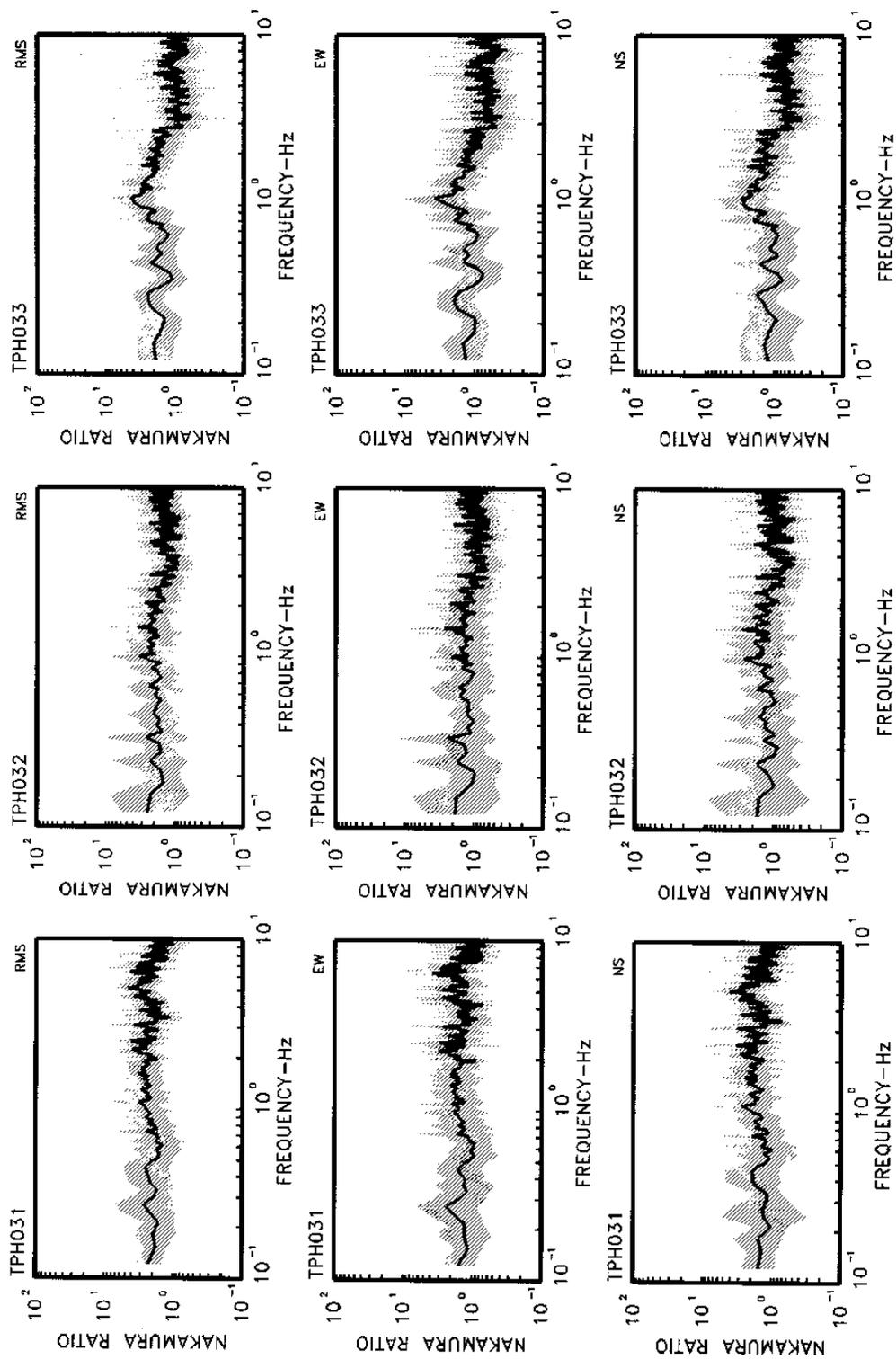


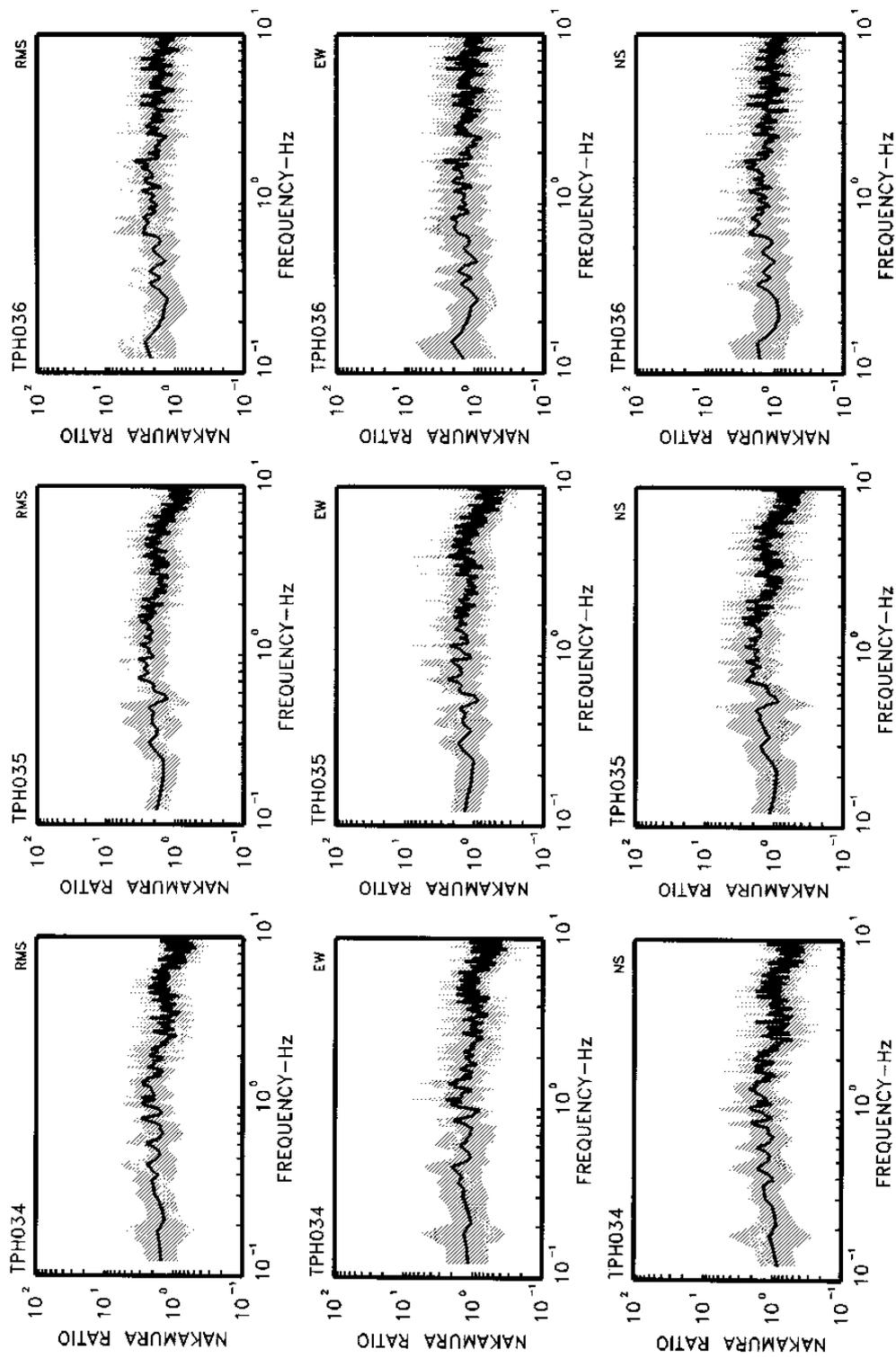


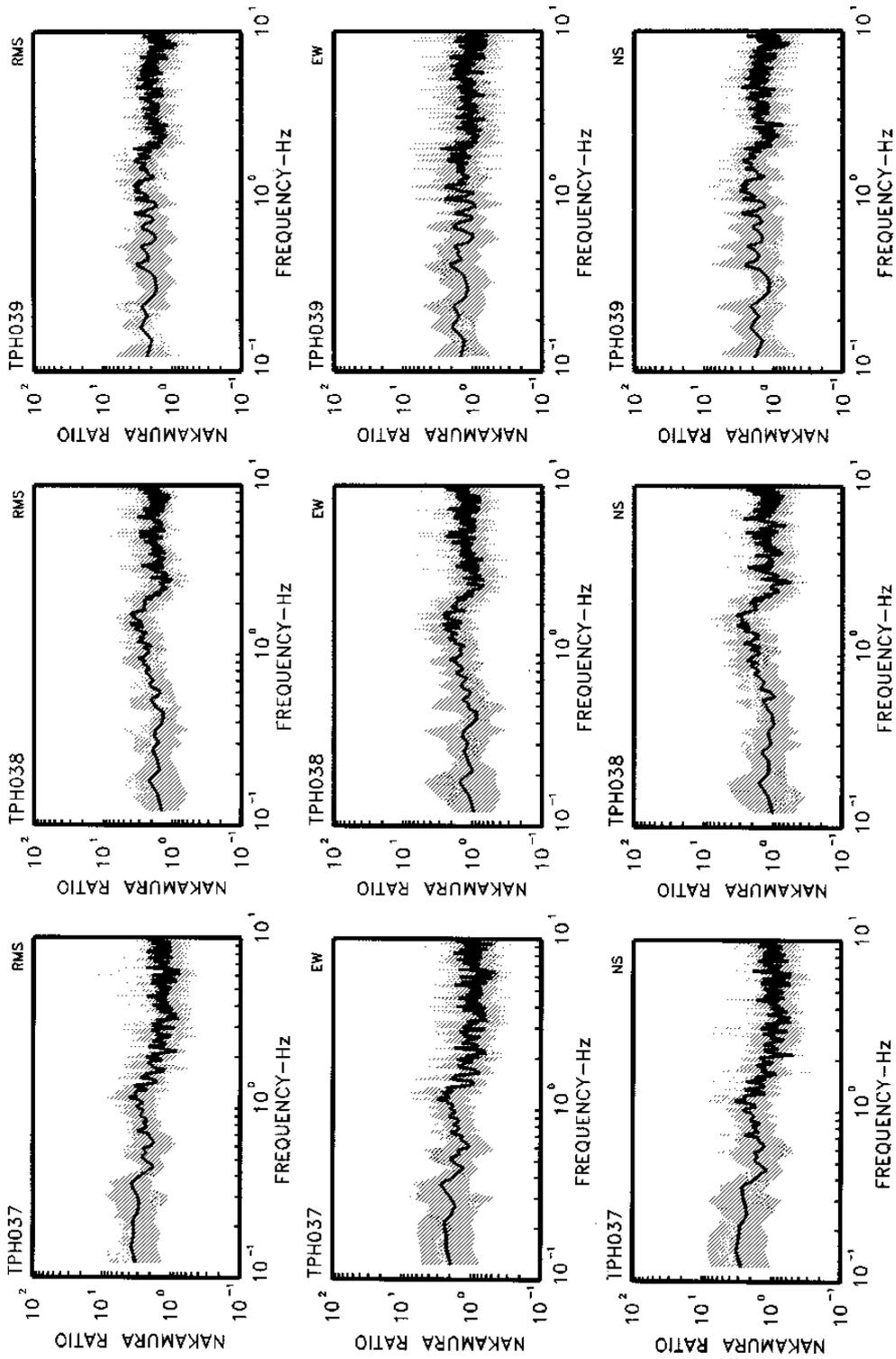


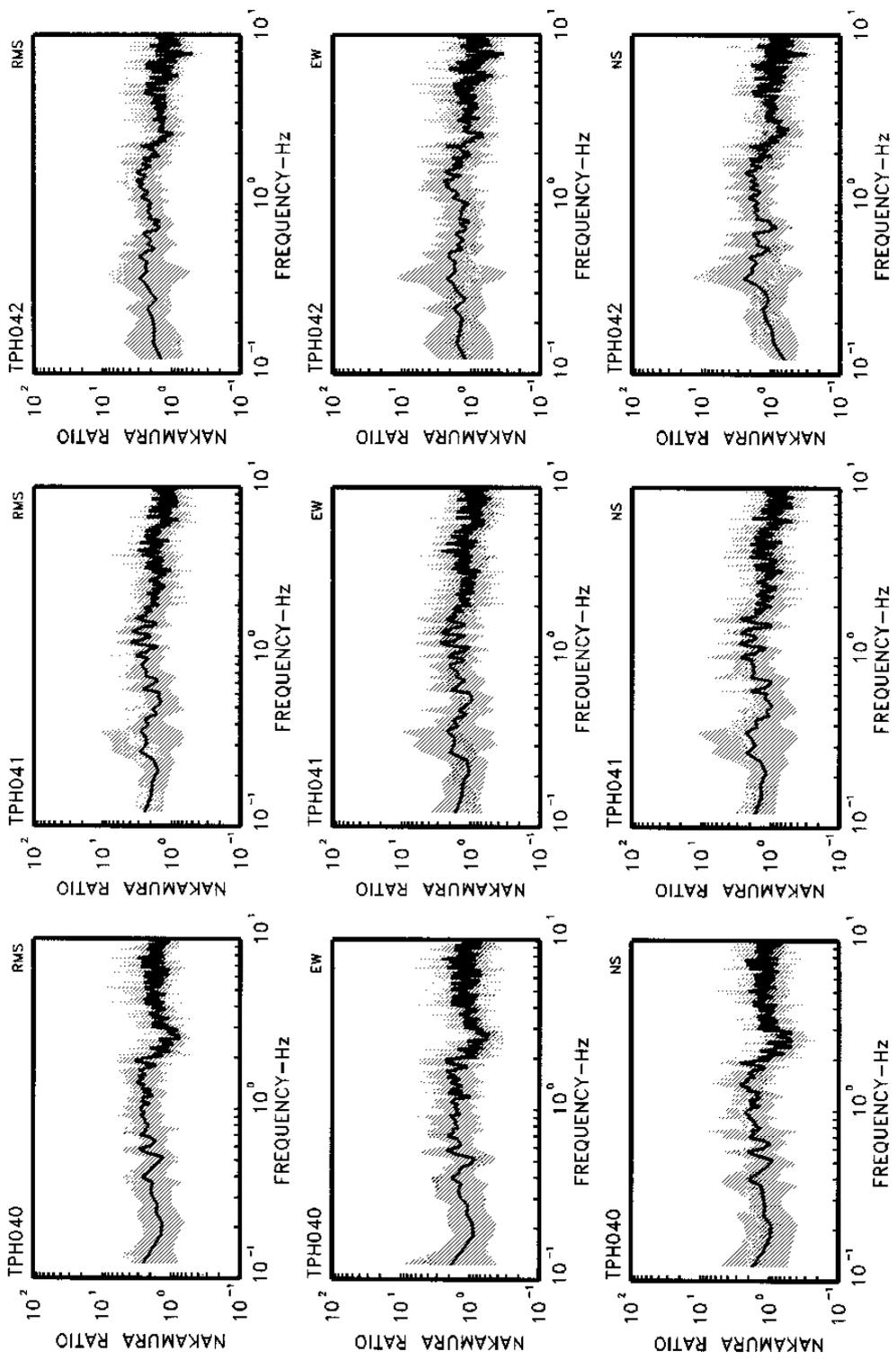


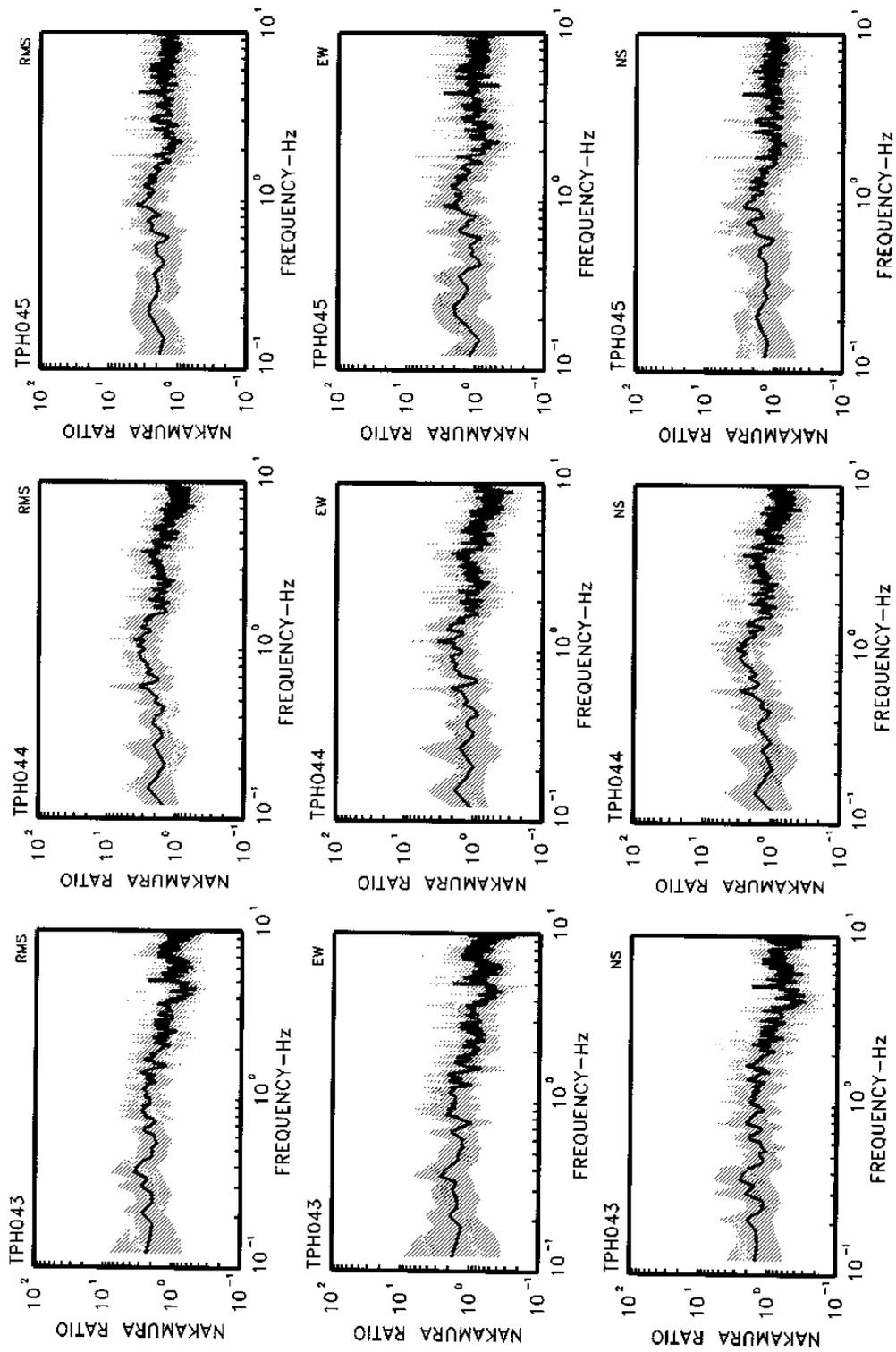


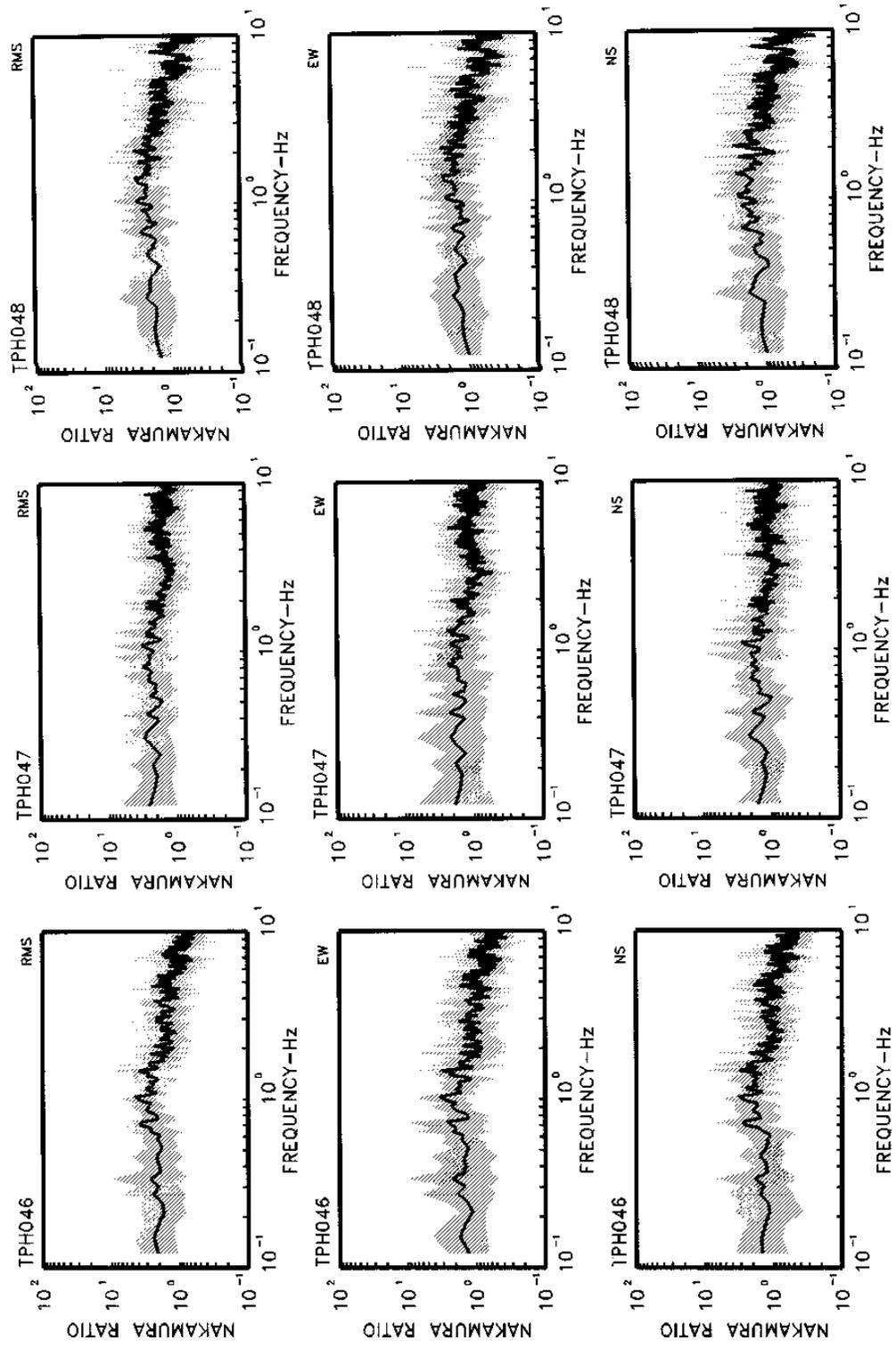


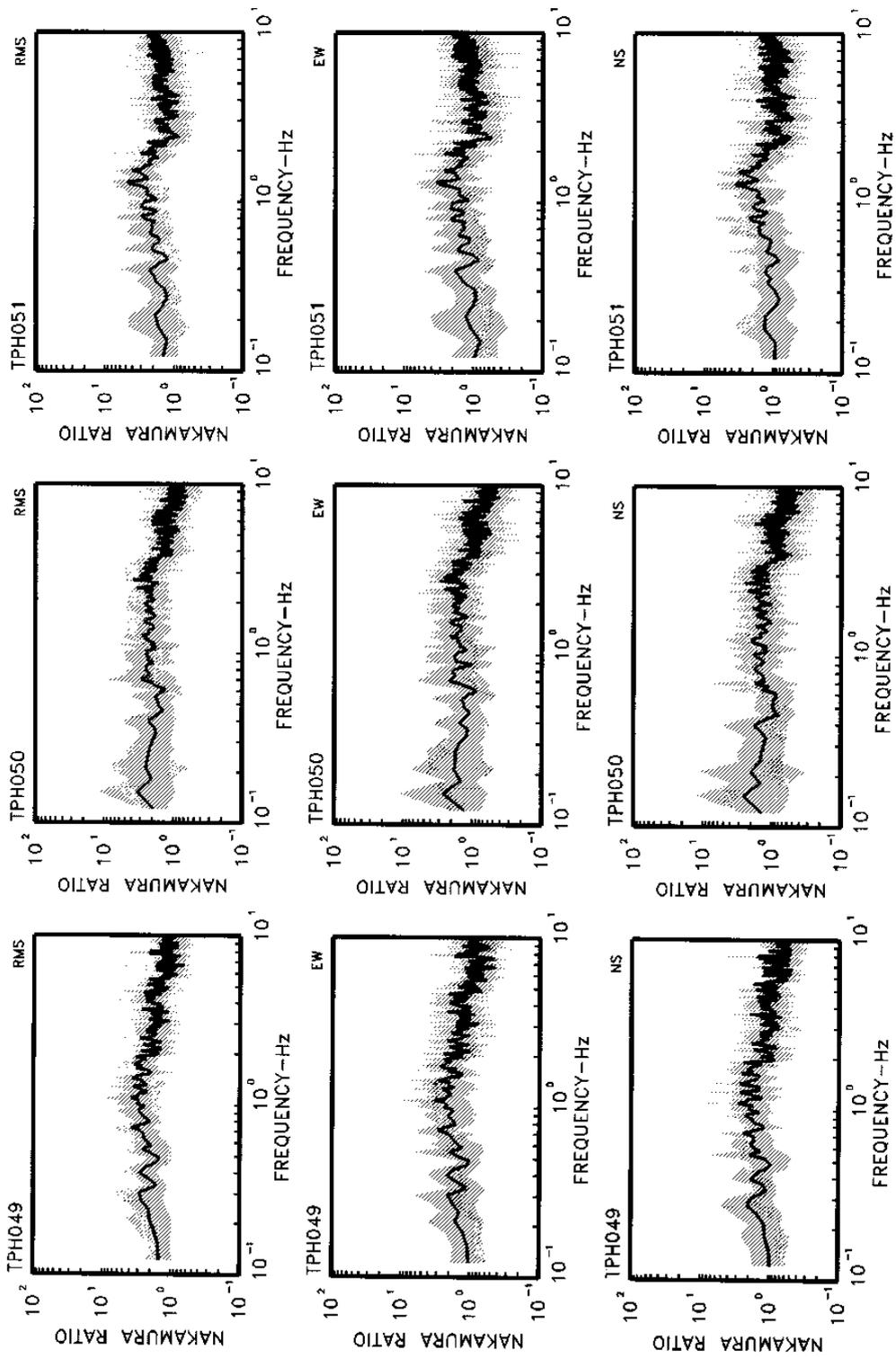












第三子計畫

本土化液化分析模式與港區液化 危害度之研究(2/3)

著者：賴聖耀、謝明志

本土化液化分析模式與港區液化危害度之研究(2/3)

目 錄

圖目錄.....	IV
表目錄.....	IX
第一章 前言	1-1
第二章 液化相關文獻回顧	2-1
2.1 液化機制.....	2-1
2.2 影響土壤液化之因素	2-3
2.3 可能發生液化之地質	2-5
2.4 土壤液化評估方法.....	2-6
第三章 SPT 試驗之本土化液化分析模式.....	3-1
3.1 前言.....	3-1
3.2 判別分析	3-2
3.3 SPT 評估土壤液化潛能之參數.....	3-5
3.4 SPT 評估液化潛能之判別模式.....	3-7
3.5 判別模式與傳統相關經驗法之比較	3-11
3.6 液化機率模式	3-12
3.7 判別模式之液化分析流程.....	3-14
3.8 小結.....	3-14
第四章 CPT 試驗之本土化液化分析模式	4-1
4.1 前言.....	4-1

4.2 土壤分類之邏輯迴歸分析	4-2
4.3 液化機率之邏輯迴歸分析	4-6
4.4 邏輯迴歸模式與傳統相關經驗法之比較	4-10
4.5 抗液化安全係數與液化機率之相關性	4-11
4.6 小結	4-11
第五章 台中港區液化危害度分析	5-1
5.1 液化危害度分析方法	5-1
5.2 台中港區附近之斷層與地震	5-3
5.3 台中港區液化危害度分析結果	5-5
第六章 台中港區震陷潛能分析	6-1
6.1 液化與沉陷相關性之探討	6-1
6.2 地震引致之下陷行為	6-4
6.3 SPT-N 值評估震陷潛能之 III	6-7
6.4 台中港區震陷潛能分析結果	6-8
第七章 台北港區液化危害度分析	7-1
7.1 台北港地質及地層構造法	7-1
7.2 液化危害度分析方法	7-2
7.3 台北港區液化危害度分析結果	7-2
第八章 液化對沉箱式碼頭穩定性及位移量之影響分析	8-1
8.1 前言	8-1
8.2 碼頭背填土壤未液化	8-1
8.3 碼頭背填土壤液化	8-6
8.4 碼頭背填土壤部份液化	8-9
8.5 碼頭位移量之分析	8-11

8.6 921 地震台中港 1 4A 碼頭之穩定性及位移量分析	8-12
8.7 小結	8-22
第九章 結論與建議	9-1
參考文獻	10-1

圖目錄

圖 3-1	0%	FC	10%之 SPT 試驗 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 值繪於常態或然率圖上.....	3-16
圖 3-2	0%	FC	10%之 $CSR_{7.5}$ 值繪於對數常態或然率圖上	3-16
圖 3-3	10%	FC	20%之 SPT 試驗 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 值繪於常態或然率圖上.....	3-17
圖 3-4	10%	FC	20%之 $CSR_{7.5}$ 值繪於對數常態或然率圖上	3-17
圖 3-5	20%	FC	30%之 SPT 試驗 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 值繪於常態或然率圖上	3-18
圖 3-6	20%	FC	30%之 $CSR_{7.5}$ 值繪於對數常態或然率圖上.....	3-18
圖 3-7	30%	FC	40%之 SPT 試驗 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 值繪於常態或然率圖上.....	3-19
圖 3-8	30%	FC	40%之 $CSR_{7.5}$ 值繪於對數常態或然率圖上	3-19
圖 3-9	0%	FC	10% 液化判別圖.....	3-20
圖 3-10	10%	FC	20% 液化判別圖.....	3-20
圖 3-11	20%	FC	30% 液化判別圖.....	3-21
圖 3-12	30%	FC	40% 液化判別圖.....	3-21
圖 3-13	FC=5%、FC=15%、FC=25%、FC=35%		等液化判別式 -C(P)=0 之比較.....	3-22
圖 3-14	FC=5%、FC=15%、FC=25%、FC=35%		等液化判別式 -(P=0.15)之比較.....	3-22
圖 3-15	FC=5%		之判別模式與 Seed(NCEER 1997)及 T&Y(1983) Cs=85 比較圖	3-23
圖 3-16	FC=15%		之判別模式與 Seed(NCEER 1997)及 T&Y(1983) Cs=85 比較圖	3-23
圖 3-17	FC=25%		之判別模式與 Seed(NCEER 1997)及 T&Y(1983)	

Cs=85 比較圖	3-24
圖 3-18 FC=35% 之判別模式與 Seed(NCEER 1997)及 T&Y(1983) Cs=85 比較圖	3-24
圖 3-19 液化案例之 $\sqrt{F_s}$ 值繪於常態或然率圖上	3-25
圖 3-20 非液化案例之 F_s 值繪於對數常態或然率圖上	3-25
圖 3-21 貝氏定理 $C(P)=0$ 、 $p=0.15$ 之抗液化安全係數 與液化機率之關係圖	3-26
圖 3-22 判別模式之液化分析流程圖	3-27
圖 4-1 淨砂、粉土質砂、粉土等三種土壤 之 R_f 值繪於常態或然率圖上	4-14
圖 4-2 台中港 CPT 試驗與土壤分類之邏輯迴歸分析結果	4-14
圖 4-3 CPT 試驗之 $\sqrt{q_{c1N}}$ 值繪於常態或然率圖上	4-15
圖 4-4 反復應力比 $CSR_{7.5}$ 繪於對數常態或然率圖上	4-15
圖 4-5 R_f 0.45% 邏輯模式之液化機率曲線圖	4-16
圖 4-6 0.45% R_f 1.05% 邏輯模式之液化機率曲線圖	4-16
圖 4-7 1.05% R_f 2.8% 邏輯模式之液化機率曲線圖	4-17
圖 4-8 淨砂、粉土質砂、粉土等土壤以 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 為液化判別式之比較	4-17
圖 4-9 淨砂液化邏輯模式 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 與 Olsen(1997)、 R&W(1997)及修正之 Seed 等方法之比較	4-18
圖 4-10 粉土質砂液化邏輯模式 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 與 Olsen(1997)、 R&W(1997)及修正之 Seed 等方法之比較	4-18
圖 4-11 粉土液化邏輯模式 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 與 Olsen(1997)、 R&W(1997)及修正之 Seed 等方法之比較	4-19
圖 4-12 邏輯模式 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 之抗液化安全係數	

與液化機率之關係圖.....	4-19
圖 4-13 液化案例之 $\sqrt{F_s}$ 、 $\sqrt{F_s^*}$ 值繪於常態或然率圖上.....	4-20
圖 4-14 非液化案例之 F_s 、 F_s^* 值繪於對數常態或然率圖上.....	4-20
圖 4-15 貝氏定理 PL=0.5、PL=0.3 之抗液化安全係數 與液化機率之關係圖.....	4-21
圖 5-1 台灣地區造成百人以上死亡之重大災害地震震央分佈圖 (鄭世楠、葉永田, 2001).....	5-7
圖 5-2a、影響台中港之活動斷層分佈圖 (根據中央地質調查所網站資料重繪).....	5-8
圖 5-2b、影響台中港之活動斷層剖面圖(中央地質調查所網站).....	5-8
圖 5-3 台中港區 135 孔鑽探資料位置圖.....	5-9
圖 5-4 台中港區地震引致土壤液化之危害度(賴(2002)安全係數法 +Iwasaki(1982)深度加權法) ($M_L=7.1, M_w$ 約為 7.3, $A_{max}=0.15g$) (1935 年新竹、台中烈震之台中港區震度).....	5-10
圖 5-5 台中港區地震引致土壤液化之危害度(賴(2002)安全係數法 +Iwasaki(1982)深度加權法) ($M_L=7.3, M_w=7.6, A_{max}=0.16g$) (1999 年 921 集集大地震之台中港區震度).....	5-11
圖 5-6 台中港區地震引致土壤液化之危害度(賴(2002)安全係數法 +Iwasaki(1982)深度加權法) ($M_w=7.5, A_{max}=0.23g$) (新訂耐震設計規範乙區) (相當於彰化斷層發生 $M_L=6.5$ 時台中港區震度).....	5-12
圖 5-7 台中港區地震引致土壤液化之危害度(賴(2002)安全係數法 +Iwasaki(1982)深度加權法) ($M_w=7.5, A_{max}=0.33g$) (新訂耐震設計規範甲區) (相當於彰化斷層發生 $M_L=7.0$ 時台中港區震度).....	5-13

- 圖 5-8 台中港區地震引致土壤液化之危害度(賴(2002)安全係數法 +Iwasaki(1982)深度加權法) ($M_L=7.2$, M_w 約為 7.4, $A_{max}=0.55g$) (1995 年日本阪神大地震, 神戶港區震度) (相當於彰化斷層發生 $M_L=7.5$ 時台中港區震度)..... 5-14
- 圖 5-9 台中港區地震引致土壤液化之機率危害度(賴(2002)液化機率法 +賴、謝(1986)深度加權法) ($M_L=7.1$, M_w 約為 7.3, $A_{max}=0.15g$) (1935 年新竹、台中烈震之台中港區震度)..... 5-15
- 圖 5-10 台中港區地震引致土壤液化之機率危害度(賴(2002)液化機率法+賴、謝(1986)深度加權法) ($M_L=7.3$, $M_w=7.6$, $A_{max}=0.16g$) (1999 年 921 集集大地震之台中港區震度) 5-16
- 圖 5-11 台中港區地震引致土壤液化之機率危害度
賴(2002)液化機率法+賴、謝(1986)深度加權法
($M_w=7.5$, $A_{max}=0.23g$; 新訂耐震設計規範乙區)
(相當於彰化斷層發生 $M_L=6.5$ 時台中港區震度)..... 5-17
- 圖 5-12 台中港區地震引致土壤液化之機率危害度
賴(2002)液化機率法+賴、謝(1986)深度加權法
($M_w=7.5$, $A_{max}=0.33g$; 新訂耐震設計規範甲區)
(相當於彰化斷層發生 $M_L=7.0$ 時台中港區震度)..... 5-18
- 圖 5-13 台中港區地震引致土壤液化之機率危害度
賴(2002)液化機率法+賴、謝(1986)深度加權法
($M_L=7.2$, M_w 約為 7.4, $A_{max}=0.55g$)
(1995 年日本阪神大地震, 神戶港區震度)
(相當於彰化斷層發生 $M_L=7.5$ 時台中港區震度)..... 5-19
- 圖 5-14 台中港區地震引致土壤液化之機率危害度
Liao(1988)液化機率法+賴、謝(1986)深度加權法
($M_L=7.1$, M_w 約為 7.3, $A_{max}=0.15g$)
(1935 年新竹、台中烈震之台中港區震度)..... 5-20

圖 5-15 台中港區地震引致土壤液化之機率危害度 Liao(1988)液化機率法+賴、謝(1986)深度加權法 ($M_L=7.3, M_w=7.6, A_{max}=0.16g$) (1999年921集集大地震之台中港區震度)	5-21
圖 5-16 台中港區地震引致土壤液化之機率危害度 Liao(1988)液化機率法+賴、謝(1986)深度加權法 ($M_w=7.5, A_{max}=0.33g$; 新訂耐震設計規範甲區) (相當於彰化斷層發生 $M_L=7.0$ 時台中港區震度).....	5-22
圖 5-17 台中港區地震引致土壤液化之機率危害度 Liao(1988)液化機率法+賴、謝(1986)深度加權法 ($M_L=7.2, M_w$ 約為 7.4, $A_{max}=0.55g$) (1995年日本阪神大地震, 神戶港區震度) (相當於彰化斷層發生 $M_L=7.5$ 時台中港區震度).....	5-23
圖 6-1 體積應變與反復剪應力比及 N 值之相關經驗圖	6-2
圖 6-2 N 值、 q_c 值、抗液化安全係數及體積應變之經驗關係	6-3
圖 6-3 台中港區地震引致沉陷之等值色階圖($M=7.1, A_{MAX}=0.15g$) (1935年新竹、台中烈震之 ^{VII} 台中港區震度)	6-10
圖 6-4 台中港區地震引致沉陷之等值色階圖($M=7.3, A_{MAX}=0.16g$) (1999年921集集大地震之台中港區震度)	6-11
圖 6-5 台中港區地震引致沉陷之等值色階圖($M=7.5, A_{MAX}=0.33g$) (新訂耐震設計規範甲區之震度)	6-12
圖 6-6 台中港區地震引致沉陷之等值色階圖($M=7.2, A_{MAX}=0.55g$) (1995年日本阪神烈震之神戶港區震度)	6-13
圖 7-1 台北港地理位置圖.....	7-4
圖 7-2 台北港區附近地質圖(重繪自地質調所林口數值地質圖).....	7-5

圖 7-3 台北港區反射震測地層構造解釋剖面圖.....	7-6
圖 7-4 台北港區 74 孔鑽探資料位置圖.....	7-7
圖 7-5 台北港區地震引致土壤液化之危害度 (Mw=7.0, Amax=0.12g)	
賴(2002)安全係數法+Iwasaki(1982)深度加權法	7-7
圖 7-5 台北港區地震引致土壤液化之危害度 (Mw=7.0, Amax=0.12g)	
賴(2002)安全係數法+Iwasaki(1982)深度加權法	7-7
圖 7-6 台北港區地震引致土壤液化之危害度 (Mw=7.0, Amax=0.15g)	
賴(2002)安全係數法+Iwasaki(1982)深度加權法	7-8
圖 7-7 台北港區地震引致土壤液化之危害度 (Mw=7.5, Amax=0.23g)	
賴(2002)安全係數法+Iwasaki(1982)深度加權法	7-8
圖 7-8 台北港區地震引致土壤液化之危害度 (Mw=7.0, Amax=0.12g)	
賴(2002)液化機率法+賴、謝(1996)深度加權法.....	7-9
圖 7-9 台北港區地震引致土壤液化之危害度 (Mw=7.0, Amax=0.15g)	
賴(2002)液化機率法+賴、謝(1996)深度加權法.....	7-9
圖 7-10 台北港區地震引致土壤液化之危害度 (Mw=7.0, Amax=0.23g)	
賴(2002)液化機率法+賴、謝(1996)深度加權法.....	7-10
圖 8-1a 背填土壤未液化之沉箱式碼頭示意圖	8-2
圖 8-1b 背填土壤未液化之沉箱式碼頭受力示意圖.....	8-2
圖 8-2 水平地震力係數 K_h 與地表水平最大加速度 a_{hmax} 之關係	8-4
圖 8-3b 以重流體觀念解釋背填土壤液化之沉箱式碼頭受力示意圖	8-7
圖 8-3c 以超額孔隙水壓解釋背填土壤液化之沉箱式碼頭受力示意圖	8-7
圖 8-4a 背填土壤部份深度液化之沉箱式碼頭示意圖.....	8-9
圖 8-4b 背填土壤部份深度液化之沉箱式碼頭受力示意圖.....	8-9

圖 8-5 台中港 1~3 號碼頭斷面圖.....	8-12
圖 8-6 台中港 1~3 號碼頭背填土未液化之碼頭外移量分析結果.....	8-17
圖 8-7 台中港 1~3 號碼頭背填土液化之碼頭外移量分析結果.....	8-18
圖 8-8 台中港 1~3 號碼頭背填土部份液化之碼頭外移量分析結果.....	8-19
圖 8-9 台中港 4 號碼頭背填土未液化之碼頭外移量分析結果.....	8-20
圖 8-10 台中港 4 號碼頭背填土部份液化之碼頭外移量分析結果.....	8-21

表 目 錄

表 4-1 液化機率各種迴歸模式之比較表.....	4-9
表 6-1 台中港區各種地震強度引致之液化機率危害度及平均沉陷量	6-9
表 8-1 摩擦係數(港研所, 1997).....	8-3
表 8-2 921 地震台中港 1~3 號碼頭抗滑動之穩定性分析.....	8-13
表 8-3 921 地震台中港 4 號碼頭抗滑動之穩定性分析結果.....	8-15
表 8-4 921 地震台中港 4A 號碼頭抗滑動之穩定性分析結果.....	8-16

第一章 前 言

台灣西部海岸及港灣地區之地層大都屬現代沖積層，另港灣碼頭設施大都由抽砂填土而成。此沖積土層與海埔新生地，多為砂性土壤所構成，地質年代較輕，密度不高，在強烈地震作用下，可能發生液化現象，造成港灣設施、房屋、地下管線等發生沉陷、側傾與破壞等災害。

1994 年美國發生地震規模 6.6 之北嶺大地震，造成加州 King 港之土壤液化下陷及護岸前傾，最大下陷達 1.5-2.0 公尺，海堤最大水平位移量達 5.5 公尺，1995 年日本發生地震規模 7.2 之阪神大地震，港區新生地發生液化，產生 0.3-1.5 公尺之地層下陷，造成神戶港之碼頭、岸壁等港灣設施嚴重毀損，港灣機能全面癱瘓。台灣過去亦曾發生類似地震規模之地震，1906、1941 年之嘉義烈震其地震規模 7.1，1935 年之台中烈震其地震規模 7.1，1927、1930、1946、1964 年之台南烈震其地震規模超過 6.3，以上地震皆有造成液化、噴砂、沉陷等災害，1999 年 9 月 21 日中部發生地震規模 7.3 之地震，亦造成台中港 1 至 4 A 號碼頭後線地區液化、沉陷災害及碼頭外移等災害，1999 年 10 月 22 日嘉義發生地震規模 6.4 之地震，亦造成八掌溪河岸土壤液化，沉箱向河中傾斜，因此我們相信台灣發生大地震之可能性很大，而地震造成液化、沉陷等災害問題我們須加以重視。

本計畫搜集台中港、布袋港、彰濱工業區、員林、霧峰、南投等地之 921 地震現場液化與非液化案例 CPT 試驗共 174 組數據，SPT 試驗共 288 組數據，以統計分類法中之邏輯迴歸法，建立 CPT 試驗之本土化液化分析模式，以多變數統計方法中處理現地觀測資料之判別分析法，建立 SPT 試驗之本土化液化分析模式，再以貝氏定理，分別建立 CPT、SPT 抗液化安全係數 F_s 與液化機率 P_L 之關係式。並以新建立之本土化液化分析模式，進行台中港區及台北港區液化危害度及震陷潛能分析，作為港區碼頭、防波堤等港灣設施耐震設計之參考。

第二章 液化相關文獻回顧

地震造成的災害眾多，除對地面結構物產生程度不一損害之外，地表於地震產生時，受害最大者莫過於「液化」情況的發生。本章首先對液化之形成條件及機制做一說明，並介紹相關之液化潛能評估方法。

2.1 液化機制

土壤液化 (Soil Liquefaction) 一詞最早是在 1920 年由 Hazen 提出，其後 Casagrande 於 1936 年亦提出相關討論，不過都僅限於非地震狀況下之液化情形。直到 1964 年美國阿拉斯加 (Alaska) 及日本新潟 (Niigata) 地區發生強烈地震，大部分建築物發生沈陷、傾斜、仰覆的情形，乃至於橋墩下沉、路面破壞和大規模的山崩，都是由於土壤受地震力作用產生液化情形的後果。此種地震造成的破壞情形震撼了學術界，因此，自 1964 年以後，由地震力反覆作用下土壤液化行為的研究受到廣泛重視與討論。

所謂「土壤液化」(Liquefaction)，顧名思義，就是土壤由原先固態的行為，轉變為類似「液體」的狀態，而這種「液化」的狀況通常可持續數秒到數分鐘之久。當此種現象發生的時候，土壤的承载力會在瞬間驟降甚至到零的地步，而建築在其上的結構物也就是因基礎失去支撐而傾斜或倒塌，造成無法彌補的損害。其實，「土壤液化」是大地工程學的專有名詞，是指飽和砂性土壤在地震等反復荷重作用下，土壤顆粒有緊密化之傾向，由於孔隙水不能及時排出，導致超額孔隙水壓逐漸上升，土壤有效應力相對地逐漸減低。當超額孔隙水壓之上升累積至與土壤之垂直壓力相等時，土壤之有效應力為零，即稱土壤達到初始液化狀態(Initial liquefaction)，開始產生較大明顯之應變。在後續之反復荷重作用下，隨著土壤密度狀態不同，可能產生兩種不同之變形反應。對於密度低之疏鬆砂土，其後續之變形量快速增大，僅

具有微弱甚或不具有應變抵抗，這種現象即為液化(Liquefaction)；對於中等密度以上(孔隙比在臨界狀態下)之砂土，其在後續反復荷重作用下之膨脹特性(Dilatancy)，使其變形量僅作有限之增大，是為反復流動現象(Cyclic Mobility)。土層發生液化現象或反復流動現象皆可能引致不同程度之沉陷、側向位移或砂潰等現象，使其上承之構造物、建築設施、基礎、地下管線等發生不同之沉陷或上浮、傾側甚至毀損等災害。廣義之土壤液化現象即包含上述兩種現象。液化現象，其產生過程及土壤間應力的消長可以圖 2-1 表示。

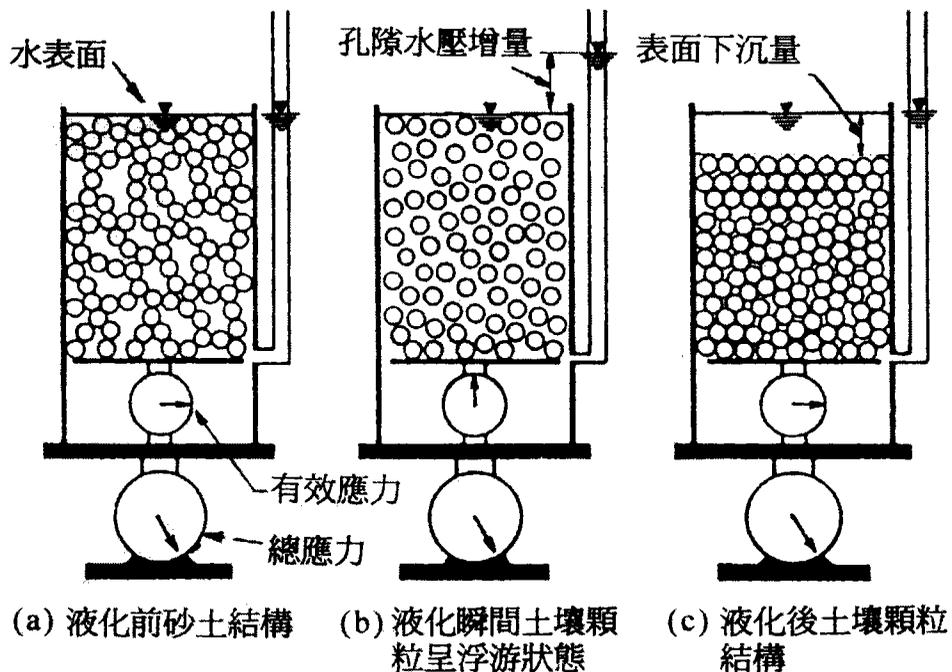


圖 2-1 砂土顆粒結構於液化過程之演變 (Ishihara, 1985)

2.2 影響土壤液化之因素

一般而言，影響土壤液化的因素眾多，以下分別就土壤本身與外在兩種因素作概略性的探討。

2.2.1 土壤本身特性

1.相對密度

粒狀土壤通常以相對密度來研判其緊密的程度，同一砂性土壤，密度越高，則土壤顆粒越不易產生相對位移，因此越不易液化。Seed 與 Idriss (1971) 於研究 1964 年日本新潟地震中，發現相對密度在 50%左右的土層均發生嚴重液化，相對密度在 70~75%之地區液化情形較為罕見，而相對密度在 70%以下之土壤則必須研究其發生活化之可能性。

2.顆粒特性

顆粒特性包含顆粒本身大小、級配及形狀。就土壤性質而言，砂土最容易液化，黏土或礫石較不易液化，而實驗結果顯示，中細砂土壤亦較其他顆粒大小之砂性土壤易液化。Seed 與 Idriss (1971) 進行砂土平均粒徑 D50 之研究，並指出 D50 愈大者，其抗液化之能力愈強。就級配而言，優良級配土壤較均勻級配土壤之抗液化强度高，就顆粒形狀而言，在相同的密度參數控制下，越趨近於圓形的顆粒，具有越高的液化潛能，顆粒形狀若不規則，則顆粒間彼此相互箝制，使土體在受震過程中體積變化程度降低，因此較不易液化。

3.細料含量

Seed 等人 (1984) 指出，若細料含量增加，則會提高欲引起現地土壤液化所需之反覆應力比 (cyclic stress ratio)。Ishihara(1978) 亦曾在土壤中添加細顆粒含量並進行試驗，發現土壤之液化阻抗有隨細料含量增加而增加之趨勢。

4.土壤應力、應變歷史

由於土壤本身之早期微小應變歷史，造成結構間的互鎖作用 (interlocking)，因此曾受過小規模地震的土層，將呈現較大的液化阻抗 (Seed 等人, 1975)。若土層之年代久遠，沈積過程中顆粒間形成膠結作用，因此其抗液化的能力較高；過壓密土壤亦較正常

壓密土壤不易液化。Mulilis 等人 (1977) 曾研究美國 Monterey No.O 砂土受不同持續荷重之影響，顯示較長荷重持續時間作用下，其導致土壤液化所需之剪應力比有明顯增加之趨勢。

5. 地下水狀況

- (1) 地下水位-研究結果顯示，即使不飽和之粒狀土壤亦有可能達到液化現象，惟地下水位以下之土壤，由於飽和度高，受靜態或動態應力作用時，孔隙水壓快速增加，因此液化潛能較高，水位以上土壤中的孔隙由於毛細作用，其內包含水及空氣兩部分，受力作用時，由於空氣可壓縮，孔隙水壓相對於土壤飽和情況僅有少量的增加，液化潛能較低 (Sherif, 1977)。由此可知，土壤的飽和度越高，越容易產生液化。
- (2) 土壤排水狀況-Seed、Martin 與 Lysmer 等人 (1975) 指出，土壤排水速率快，由於孔隙水壓不易增加，因此液化潛能低，反之，若土壤本身不易排水，則液化潛能高，故經由人為設施改善土層之排水情況，可有效降低地表土層發生液化之可能性。

2.2.2 外力作用

1. 初始有效圍壓：Seed 與 Peacock (1971) 認為導致土壤液化所需之剪應力比會隨靜止側向土壓力係數 k_0 之增加而增大，是以初始圍壓越大，土壤越不易達液化，亦即圍壓越大，土壤之抗液化強度越高。深層土壤較淺層土壤不易達到液化。
2. 地震規模越大，地震延時越長，或地表最大加速度越大時，則土壤的液化潛能越高。

2.3 可能發生液化之地質

由土壤液化的成因來看，具有下列條件者，有較高的液化潛能

1. 地下水位: 水位高。
2. 土層特性: 土壤主要為飽合之疏鬆細砂、粉土質砂，而且分佈深度較淺。
3. 地盤振動: 強震規模大、地表加速度大、場址地震強度放大效應強。

根據研究顯示，液化現象常在同地點一再地發生。因此，過去曾發生液化現象之地點，在未來的地震中發生液化之機率亦較未發生過液化現象之地點為高。如將過去的液化紀錄與區域地質狀況加以比較，應可作為工程師判斷的重要依據，Iwasaki et al. (1982) 分析了數十個日本地震引致的液化案例，提出區域地質狀況與液化現象間之關係如表 1 所示。

表 2-1 可能發生液化之地質(Iwasaki,1982)

等級	地 質	液化潛能
A	現有河床、古河道、沼澤、新生地、谷地	最可能發生液化
B	沖積扇、沖積平原、天然土堤、沙丘、 海灘、河灘、平原地	可能發生液化
C	台地、丘陵、山地	較不會發生液化

2.4 土壤液化評估方法

目前現有之液化潛能分析評估方法眾多，惟大致可分為理論或數值分析方法，以及採用經驗或半經驗公式之簡易分析法兩種。

由於液化潛能評估之理論或數值分析方法，通常須採用電腦程式進行複雜的運算過程，因此目前於工程界較少使用。

當今世界上工程界著名之土壤液化評估方法，大多是累積許多地震液化案例及大量現場或室內試驗研究成果，並針對工程實務應用發

展而成。基本上，這些方法，都不需要煩雜之理論計算，經由簡單公式，即可獲得符合工程需要之評估結果，因此，廣為工程界普遍應用，稱之為簡易分析法(Simplified Method)。

一般簡易分析法之計算工作可分為兩大部份，第一部份是利用地震時地表最大加速度 PGA 〈Peak Ground Acceleration〉，以半經驗之簡易公式計算地震時土層所受之反覆剪應力比 〈Cyclic Stress Ratio〉，第二部份則是估計土層之抗液化強度〈以反覆剪應力比表示〉，此部份之抗液化強度可取現地不擾動土樣於室內進行動態強度試驗求得，稱之為室內試驗法；或採用現地試驗參數如 SPT-N、CPT- q_c 或震測剪力波 V_s 等，利用地震液化案例反求之經驗曲線，稱之為現地經驗法。以下將對 SPT-N 評估液化潛能常用的之簡易分析法作一概略說明。

SPT-N 法為目前工程界評估液化潛能最常用的方法,這是因為一般地層液化案例之鑽探調查資料中大多有標準貫入試驗及劈管取樣成果,除可獲知 N 值之外,藉由劈管取樣所取得之銅圈土樣進行一般物理性質試驗,可進一步獲得準確之土壤分類與指數性質及粒徑分佈資料,因此目前世界各國設計規範均以 SPT-N 法為基本方法,並成為工程界之主流,廣為各界所採用。其中較常被使用的方法;如(1)Seed 簡易經驗法(1997 NCEER Workshop)、(2)Tokimatsu 與 Yoshimi 簡易經驗法(1983)、(3)Iwasaki 簡易經驗法(1986)與(4)日本道路協會簡易經驗法(1996)、(5) Liao 液化機率分析方法(1988),相關方法說明如下:

2.4.1 Seed 等人 (1971, 1985, 1996) 簡易經驗分析法

本方法首先由 Seed 與 Idriss (1971) 所提出；再根據震災案例與其經驗，Seed et al. (1983) 提出修正，考慮平均粒徑 (D_{50}) 對土層液化潛能影響；而於 1985 年 Seed 等人根據美國西部、阿拉斯加、日本、中國大陸與南美地區等地之液化與非液化資料，將 D_{50} 之影響改以細料含量 (Fines Content) 作為修正後，才較為完善；此法廣泛應用於美國地區，並納入 AASHTO 規範中。而 1997 NCEER Workshop

針對本分析法進行修正，並提出數個迴歸公式取代原本查閱圖表之方法，使本法對於工程界之實用性更行提高。

1. Seed 分析法之發展

(1) 現場覆土應力與細料含量之探討

Seed 與 Peacock(1971)於 1964 年美國阿拉斯加及日本新潟大地震發生後，廣泛收集歷年地震發生後現地液化資料，藉由土層相對密度和地層在地震液化時受到的反覆應力比，即土層欲達液化所需施加反覆應力與其有效覆土應力比值 τ_{av}/σ'_0 ，來界定液化區與非液化區，如圖 2-2 所示。其後，Seed 等人於 1975 年以修正至現地有效覆土應力為 $1 \text{ ton}/\text{ft}^2$ 情況下之現場 SPT-N 值(以 N_1 表示)為評估液化區域之主要因素，並以 N_1 涵蓋相對密度及其他相關因素。圖 2-3 所示為 Seed 等人於 1975 年提出以土層在地震作用下使土壤達液化平均反覆應力比和土層 N_1 值之間的關係，來界定液化區與非液化區。此後，Seed、Idriss、及 Arango(1983)就以反覆應力比和 N_1 值間的關係來界定液化區。同時，Seed 等人以 Tokimatsu 與 Yoshimi 現場試驗結果為基礎，更進一步考慮細粒料對顆粒狀土壤在受震時之液化影響程度，即考慮平均粒徑 D_{50} 的影響。其以粉質砂土為例，研究中將砂土界定為 $D_{50}>0.25\text{mm}$ ，而 $D_{50}<0.15\text{mm}$ 者則視為粉質砂土。研究結果如圖 2-4 所示，顯示粉質砂土發生液化現象的敏感度較低，其可能液化區範圍較砂土層小。此項粉質砂土的考量於一年後，Seed、Tokimatsu、Harder、以及 Chung (1984) 更明確地以細粒料含量(通過 200 號篩者)的多寡來界定液化區，如圖 2-5 所示。之後，Seed 等人(1985)正式將 D_{50} 之影響改為細粒料含量(FC)之影響。

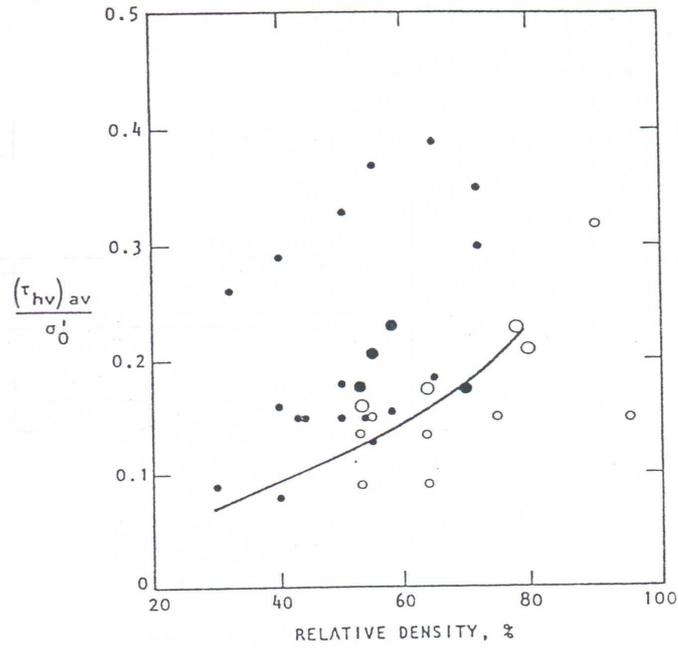


圖 2-2 液化及非液化區間相對密度與反覆應力比之關係
(Seed & Idriss, 1971)

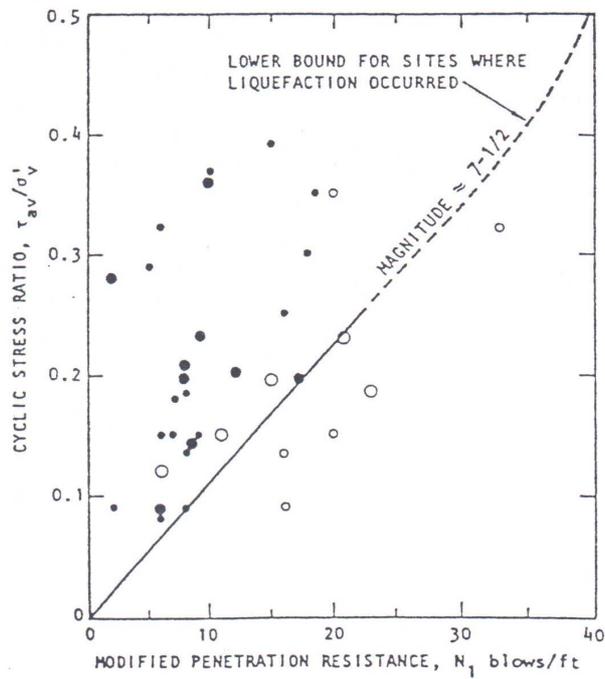


圖 2-3 液化及非液化區間 N_1 與反覆應力比之關係
(Seed & Idriss, 1982)

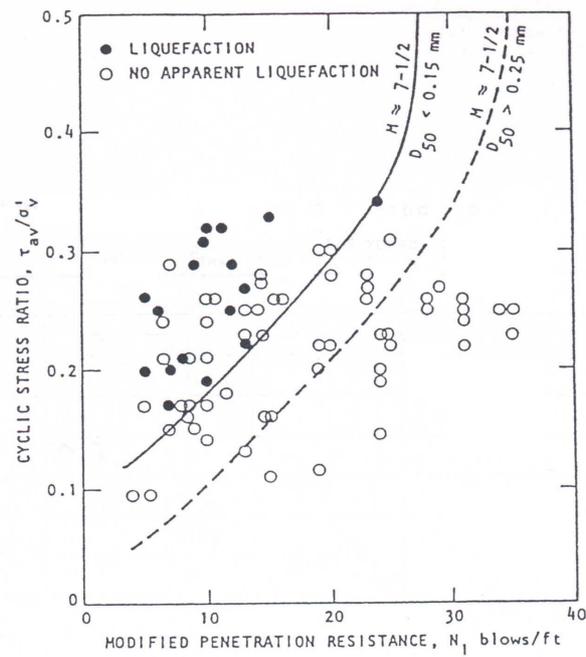


圖 2-4 粉質砂土 ($D_{50} < 0.15\text{mm}$) 與砂土 ($D_{50} > 0.15\text{mm}$) 在液化區與非液化區間 N_1 與反覆應力比之關係 (Seed & Idriss, 1982)

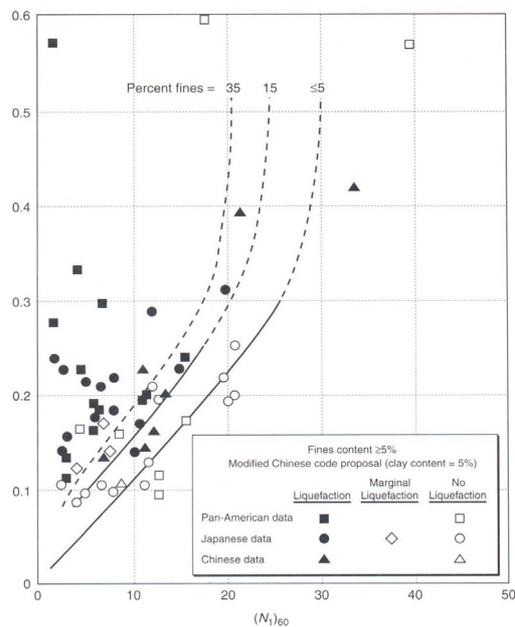


圖 2-5 細粒料含量於液化區與非液化區間反覆應力比與 $(N_1)_{60}$ 之關係 (修改自 Kramer, 1996)

另外，於 1997 年時美國國家地震工程研究中心（National Center for Earthquake Engineering Research, NCEER）針對 Seed 提出之 $(N_1)_{60}$ -CRR 曲線（圖 3-4）中細料含量 $\leq 5\%$ 之曲線進行部分的修正。Seed 提出之關係圖中，細料含量 $\leq 5\%$ 曲線延長部分會通過原點，而美國國家地震中心提出之修正，依據 Liao 等人（1988）、Youd、以及 Noble 彙整現場資料及進行 CPT 試驗所得結果，認為此曲線延伸部分應與縱軸交於 0.05 之截距，修正結果如圖 2-6 所示。此修正對於較低 $(N_1)_{60}$ 值所對應之 CRR 值有準確的評估值。

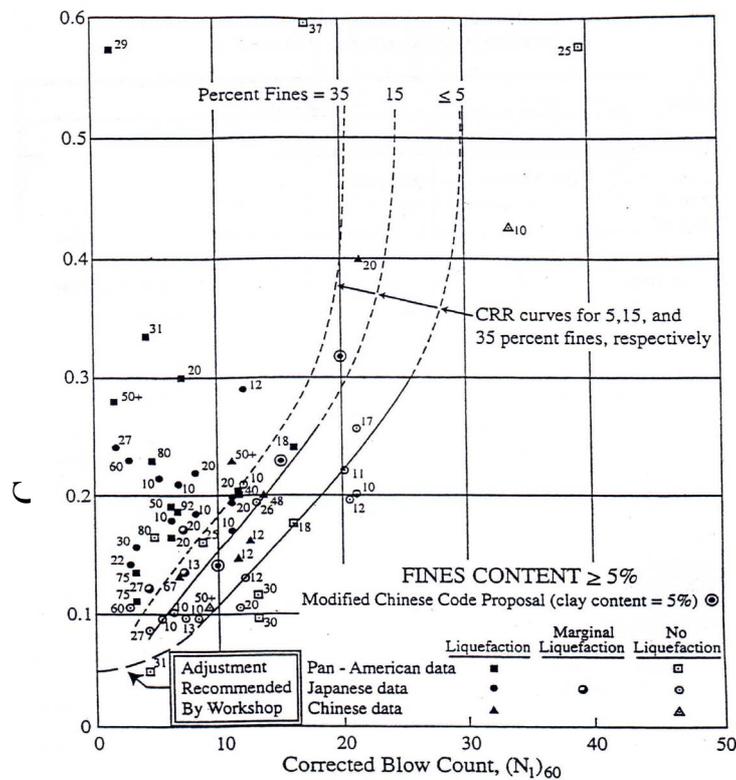


圖 2-6 細粒料含量 5% 曲線之建議修正值 (NCEER, 1997)

(2) 落錘能量修正

除了細料含量因素之外，由於進行現場標準貫入試驗時，落錘能量無法完全傳遞至鑽桿內，故 Seed 等人將現地 SPT 試驗之落錘能量之修正列入考慮，亦即將 N_1 與土壤本身抗液化反覆應力比間的關係，改成 $(N_1)_{60}$ 與土壤本身抗液化反覆應力比間的關係。其

中，標準貫入修正值 $(N_1)_{60}$ ，為將現場試驗所得到之 N 值修正至有效覆土應力為 $1 \text{ ton}/\text{ft}^2$ 之情況之後，假設落錘傳遞 60% 的能量至鑽桿中之代表性 N 值。 $(N_1)_{60}$ 的使用，不僅改善簡易經驗公式的準確度，並且藉由傳遞能量的標準化擴大了適用的範圍。

(3) 土壤塑性之影響

基於細粒料含量 $FC(\%)$ 內土壤塑性值 PI 對液化阻抗之貢獻，Seed 等人於 1996 年亦對 SPT-N 值進行部分修正。對於粉土質砂與均勻乾淨砂，Seed 建議針對細料含量的貢獻，修正貫入值 $(N_1)_{60cs}$ 可表示為

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} \times C_F + \Delta N_F \dots\dots\dots (2-1)$$

其中， C_F ：細粒料塑性指數之修正係數，如圖 2-8 所示。

ΔN_F ：細粒料含量修正因數，如圖 2-9 所示。

故由細料含量及其塑性指數可知 C_F 及 ΔN_F ，帶入修正公式即可得修正貫入值 $(N_1)_{60cs}$ 。查圖 2-5，以 $(N_1)_{60cs}$ 取代 $(N_1)_{60}$ ，並配合土壤之細料含量，可得地震規模 $M_w=7.5$ 下其所對應之 CRR 值。

另外，Seed 考慮土壤本身塑性指數，針對圖 2-5 中細料含量 15% 及 35% 曲線提出修正。將 $(N_1)_{60}$ 、細料含量 $FC(\%)$ 之值查圖 2-10 及圖 2-11，內插土壤塑性指數 PI 即可求得土層本身之抗液化反覆應力比 CRR。

2.4.2 Seed 分析法之分析過程

前一章節中提及簡易法評估液化之過程，主要是求出震時地震所引致的反覆剪應力比 CSR (cyclic stress ratio)，及土壤本身之抗液化反覆剪應力比 CRR (cyclic resistance ratio)， $\frac{CRR}{CSR}$ 即為考慮深度土壤之抗液化

安全係數。由於實際地震之歷時曲線為極度不規則之記錄曲線，而進行室內試驗以求取土壤本身抗液化強度時，僅能藉由試驗所繪得均勻振幅之反覆剪應力曲線加以估計(Kramer, 1996)，故欲針對地震造成之現場應力大小與室內決定之土壤阻抗進行比較時，需將地震產生之不規則剪應力歷時曲線轉換為等效均勻振幅之反覆剪應力曲線。Seed 等人(1975)針對以往地震發生時強地動記錄結果提出一等效權重值 65%，亦即取實際地震剪應力歷時曲線中尖峰剪應力 τ_{max} 之 0.65 倍，作為等效反覆剪應力曲線之振幅，如圖 2-7 所示。至於等效震動次數 N_{eq} 則為地震規模 M 之函數，其關係示於圖 2-12。

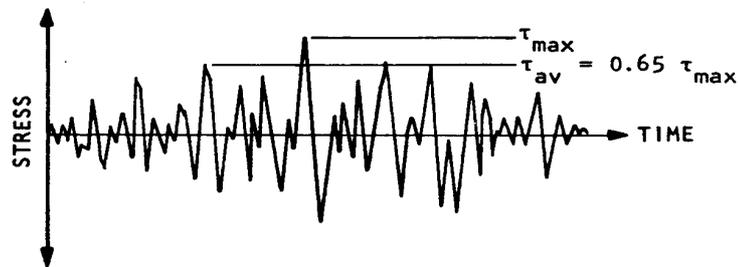


圖 2-7 最大剪應力 τ_{max} 與等效剪應力 τ_{av} 間之關係
(Seed & Idriss, 1982)

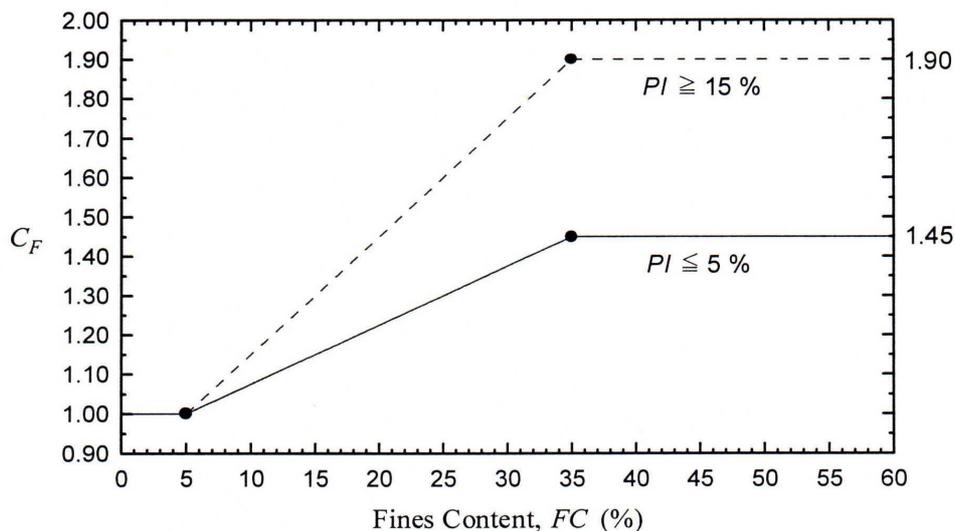


圖 2-8 C_F 與細粒料含量 $FC(\%)$ 及塑性指數 PI 之關係
(Seed 等人, 1996)

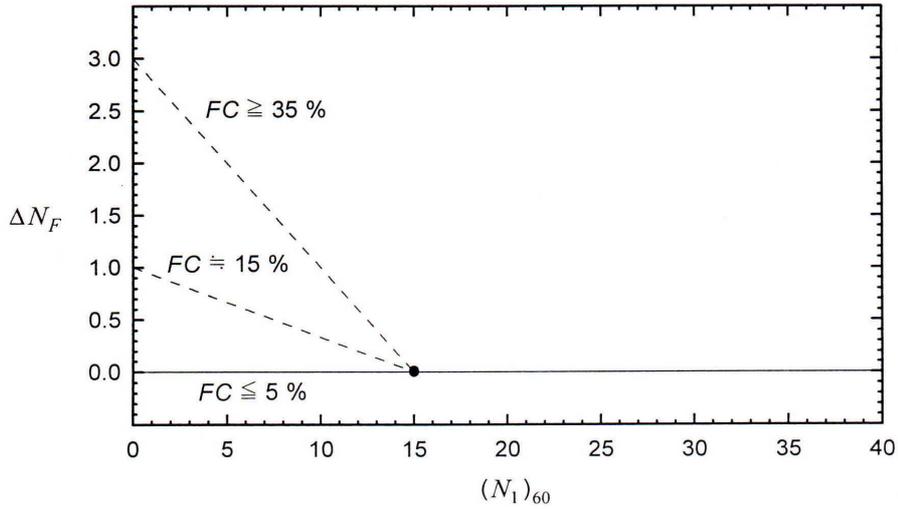


圖 2-9 ΔN_F 與 $(N_1)_{60}$ 及細粒料含量 FC(%)之關係 (Seed 等人, 1996)

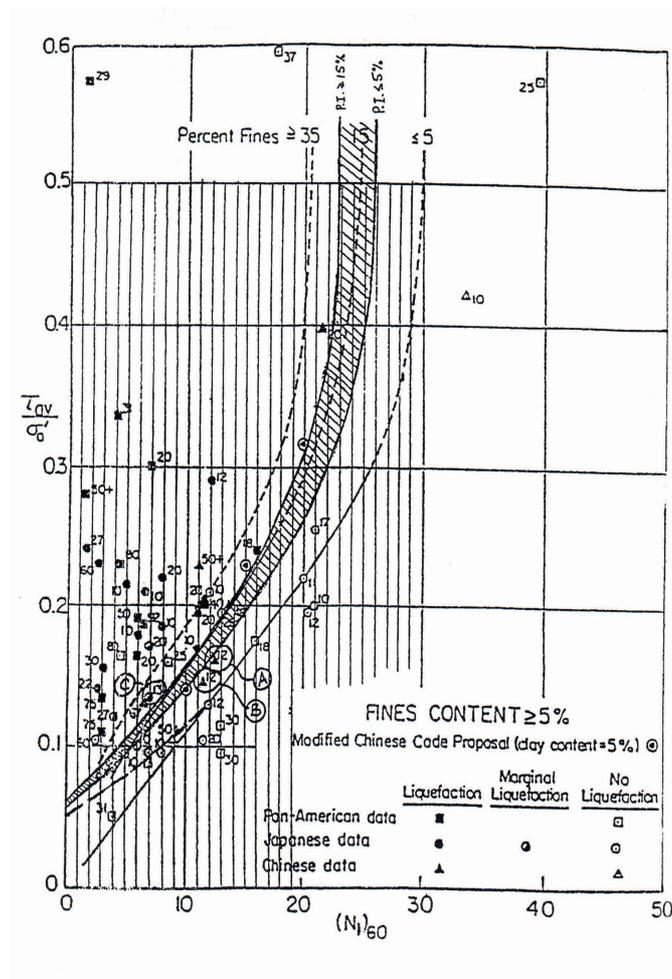


圖 2-10 塑性指數 PI 對細料含量 15% 曲線之影響 (Seed 等人, 1996)

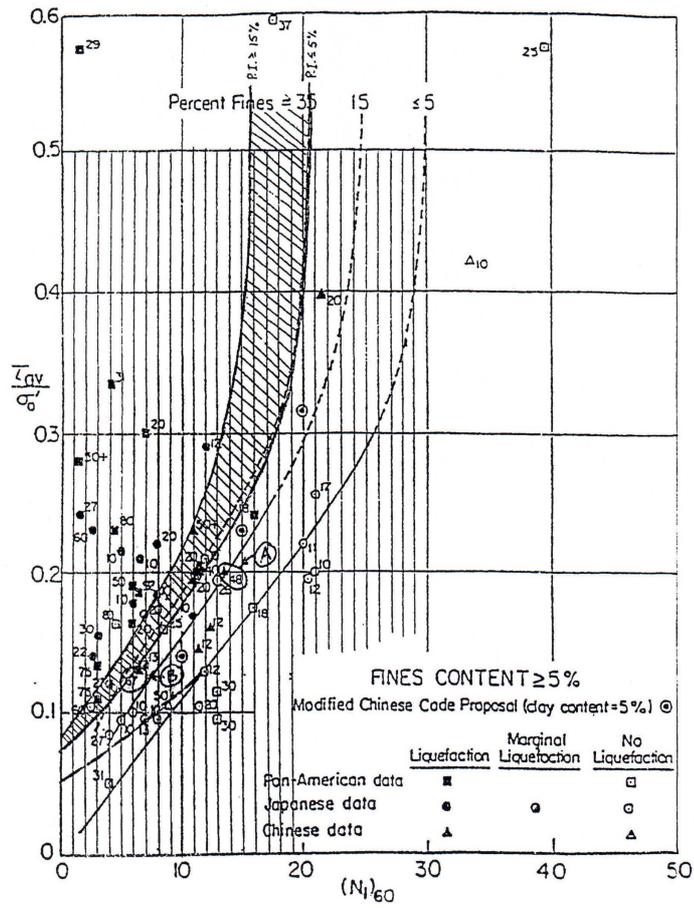


圖 2-11 塑性指數 PI 對細料含量 35% 曲線之影響
(Seed 等人, 1996)

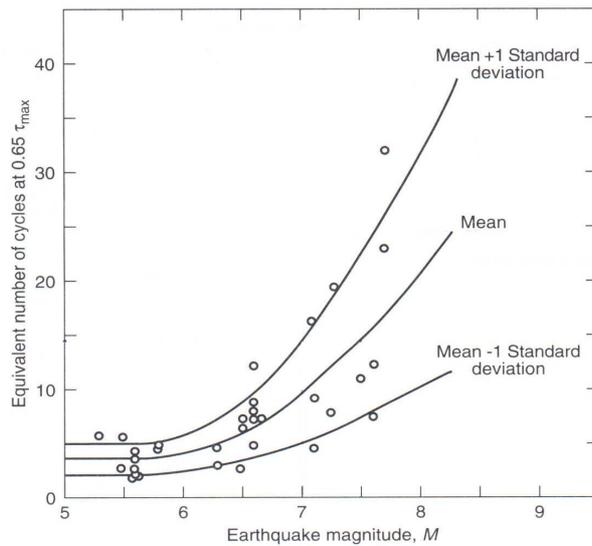


圖 2-12 等效反覆應力震動數, N_{eq} , 與不同地震規模之關係
(Seed 等人, 1975)

土體中的剪應力是由於當地震來臨時，岩盤受震產生向上傳遞的剪力波所致，因此進行土體中剪應力分析時，首先假設深度 h 之土壤柱體為一剛體，如圖 2-13 所示，此時，土層所受之剪應力隨深度呈線性增加，若剪力波向上傳遞至地表時所產生之地表最大加速度為 a_{\max} ，則該土柱體底端之最大剪應力 $(\tau_{\max})_r$ 為

$$(\tau_{\max})_r = ma_{\max} = \gamma \cdot h \cdot \frac{a_{\max}}{g} = \sigma_v \cdot \frac{a_{\max}}{g} \dots\dots\dots (2-2)$$

式中， h ：土層深度

m ：深度 h 處之覆土質量

g ：重力加速度

γ ：土壤單位重量

a_{\max} ：最大地表加速度

σ_v ：深度 h 處之土壤總垂直覆土應力

$(\tau_{\max})_r$ ：將土壤視為剛體時，深度 h 處之土壤最大剪應力

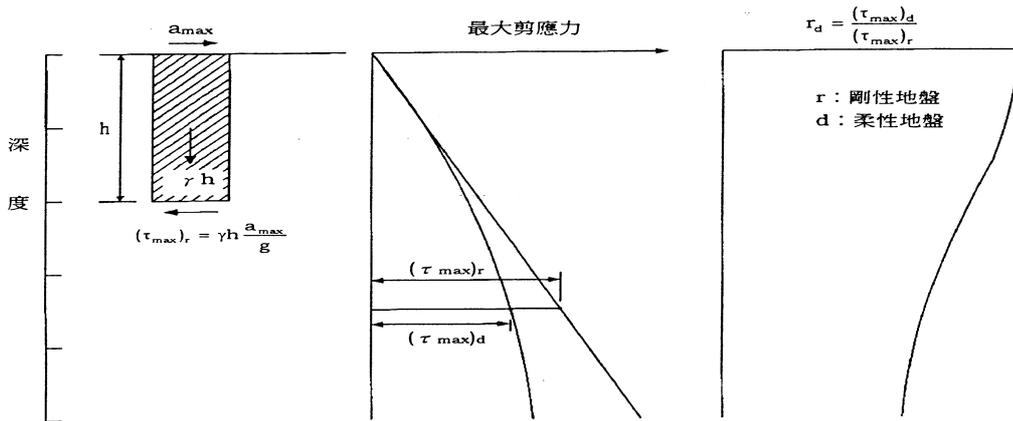
由於現地土層於地震來臨時，其受力行為如同一可變形之黏彈性體，故地層受到的實際剪應力隨深度呈非線性增加，由地盤反應分析結果可知，深度 h 處土壤所受實際最大剪應力 $(\tau_{\max})_d$ 較之前將土壤視為剛性體時土壤最大剪應力 $(\tau_{\max})_r$ 為小，故應對 $(\tau_{\max})_r$ 進行修正：

$$(\tau_{\max})_d = (\tau_{\max})_r r_d = \frac{a_{\max}}{g} \sigma_v r_d \dots\dots\dots (2-3)$$

式中， $(\tau_{\max})_d$ ：自地盤反應分析，所得深度 h 處土體所受實際最大剪應力

r_d ：應力折減因數

$(\tau_{\max})_d$ 、 $(\tau_{\max})_r$ 、及 r_d 之間關係則如圖 2-13 (a)、(b)、(c) 所示。



(a) 剛性地盤模式 (b) 最大剪應力之分佈 (c) 應力折減因數

圖 2-13 $(\tau_{\max})_d$ 、 $(\tau_{\max})_r$ 之關係及 r_d 之使用 (Seed & Idriss, 1971)

r_d 為一隨深度改變之應力折減因數，其關係如圖 2-14 所示 (Seed & Idriss, 1971)。圖中陰影部分為各土層剖面 r_d 之變化範圍，虛線則為 r_d 之平均值。另外，美國國家地震工程研究中心對於 r_d -深度關係圖整理並提出相關建議公式：

$$r_d = 1.0 - 0.00765z \quad \text{for } z \leq 9.15\text{m} \dots\dots\dots (2-4)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \quad \text{for } 9.15\text{m} < z \leq 23\text{m} \dots\dots\dots (2-5)$$

$$r_d = 0.744 - 0.008z \quad \text{for } 23\text{m} < z \leq 30\text{m} \dots\dots\dots (2-6)$$

$$r_d = 0.50 \quad \text{for } z > 30\text{m} \dots\dots\dots (2-7)$$

於式 (2-4) ~ (2-7) 中， z 表土壤深度。

圖 2-15 則將上面四式繪於 r_d -深度關係圖中。圖中折線為依據建議公式所繪得。另外，Thomas F. Blake 等人亦對 r_d 範圍內之平均值提出建議值公式：

$$r_d = \frac{(1.000 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5})}{(1.000 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^2)} \dots\dots\dots (2-8)$$

式中， z 為土壤深度 (m)。

對於 r_d 之決定，美國國家地震中心及 Thomas 等人所建議之經驗公式應可滿足一般工程上應用，惟 r_d 之範圍隨深度而擴大，深度愈深，

則 r_d 之不確定性亦會相對提高。一般而言，求取 r_d 之經驗公式僅適用於土壤深度在 15m 以內，深度大於 15m 以上（圖 2-15 下部陰影部分）其不確定性增加，大幅度影響地震造成現場反覆剪應力比之評估精度，故欲求取深度超過 15m 之 r_d 時，需要更多現地記錄資料及進行較深入之研究，方能得到準確之反覆剪應力評估結果。

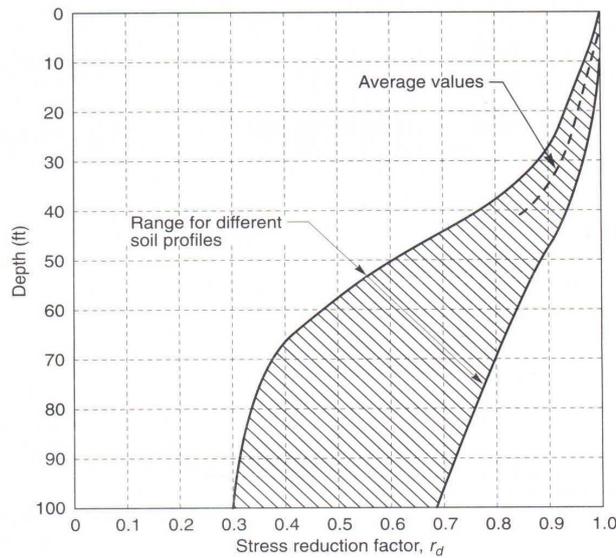


圖 2-14 應力折減因數 r_d 隨深度之變化範圍 (Seed & Idriss, 1971)

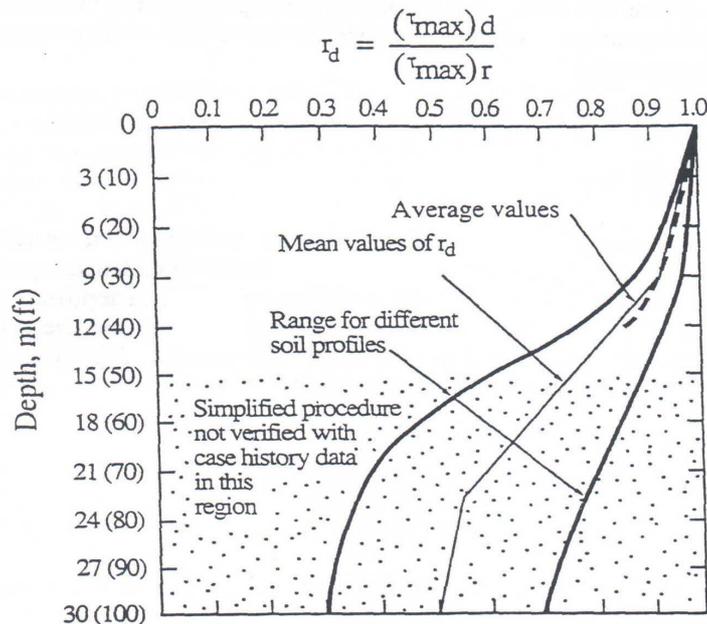


圖 2-15 r_d 之平均值曲線與不同土層剖面 r_d 範圍之關係
(Liao & Whitman, 1986)

綜上所述，可知等效反覆剪應力 τ_{cyc} 為最大反覆剪應力之 0.65 倍，亦即可用下式表示：

$$\tau_{cyc} = 0.65\tau_{max} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \sigma_v r_d \dots\dots\dots (2-9)$$

其中， τ_{cyc} ：均勻振幅之等效反覆剪應力

故地震造成之反覆剪應力比 $\frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}}$ 為

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_{v0}} r_d \dots\dots\dots (2-10)$$

式中， σ'_{v0} ：土壤有效覆土應力

CSR：地震來臨時土層所產生之反覆剪應力比 (cyclic stress ratio)

至於估計土壤在某一地震規模作用下之抗液化反覆剪應力比 CRR，Seed 等人建議 $(N_1)_{60}$ 與土壤在地震規模 $M=7.5$ 作用下抗液化反覆剪應力比 $CRR_{7.5}$ 間的關係曲線，如圖 2-5 所示。若設計地震不是 7.5，則以 $(N_1)_{60}$ 及土層細料含量 FC，由圖 2-5 查得 $CRR_{7.5}$ 之後，另外依照表 2-2 所示修正係數進行地震規模 M 之修正。

$(N_1)_{60}$ 的獲得，是將現場 SPT-N 值修正至有效覆土壓力為 $1 \text{ ton}/\text{ft}^2$ (100kpa)，且落錘能量比為 60% 情況下之現地修正 N 值，以式 (2-11) (Kramer, 1996) 表示為

表 2-2 反覆應力法之地震規模修正係數

地震規模 (M)	$CRR_M / CRR_{M=7.5}$
$5\frac{1}{4}$	1.50
6	1.32
$6\frac{3}{4}$	1.13
$7\frac{1}{2}$	1.00
$8\frac{1}{2}$	0.89

$$(N_1)_{60} = N_1 \frac{E_m}{0.60E_{ff}} = N_m C_N \frac{E_m}{0.60E_{ff}} \dots\dots\dots(2-11)$$

其中， N_m ：現場 SPT-N 值之能量修正因數

C_N ：覆土壓力修正因數

N_1 ：將現場標準貫入試驗修正至有效覆土應力為 $1 \text{ ton}/\text{ft}^2$ 之修正 N 值

E_m ：實際樁錘傳遞至鑽桿之能量

E_{ff} ：理論自由落錘之敲擊能量

$(N_1)_{60}$ ：現場 SPT-N 值修正至有效覆土應力為 $1 \text{ ton}/\text{ft}^2$ 及落錘傳遞能量為 60% 時之 N 值

C_N 的取得，各學者提出之方式略有差異，圖 2-16 為各種提出之 C_N 值曲線。其中 C_N 與有效覆土應力 σ'_{v0} 之間的關係大致可由下式表示為：

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_{v0} (\text{ton}/\text{ft}^2)}} = \sqrt{\frac{1}{0.01044\sigma'_{v0} (\text{kpa})}} \dots\dots\dots(2-12)$$

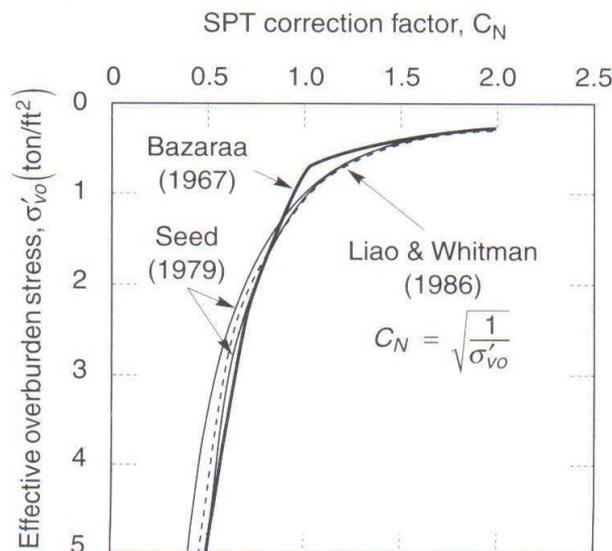


圖 2-16 SPT 覆土壓力修正因數 (Liao & Whitman, 1986)

另外，尚有其他學者提出之 C_N 建議值，依 Liao 及 Whitman(1986) 整理結果，彙整如表 2-3 所示。

表 2-3 Liao 和 Whitman(1986)整理之修正係數 C_N

建議學者	修正因數 C_N	σ'_{v0} 單位
Teng(1962)	$C_N = 50/(10 + \sigma'_{v0})$	psi
Bazaraa(1967)	$C_N = 4/(1 + 2\sigma'_{v0}); \sigma'_{v0} \leq 1.5$ $C_N = 4/(3.25 + 0.5\sigma'_{v0}); \sigma'_{v0} > 1.5$	ksf
Peck et.al(1974)	$C_N = 0.77 \log(20/\sigma'_{v0})$	tsf
Seed(1976)	$C_N = 1 - 1.25 \log \sigma'_{v0}$	tsf
Seed(1979)	見圖 3-15	tsf
Tokimatsu 等人(1983)	$C_N = 1.7/(0.7 + \sigma'_{v0})$	kg/m ²
Liao 和 Whitman(1986)	$\sqrt{\frac{1}{\sigma'_{v0}}}$	kg/m ²

由 C_N 值以及考慮深度土層之細粒料含量，配合圖 3-4 之抗液化反覆剪應力曲線，可得該土層於地震規模 $M=7.5$ 時，引起液化所需之剪應力比 CRR，若細料含量不在曲線上，則以內插計算之。此外，若是發生地震規模不為 7.5，則以表 2-2 進行修正。

故由以上敘述可知，使用 Seed 簡易經驗法評估某一深度土壤之液化潛能，CRR 與 CSR 兩者之比值即為評估土層液化潛能之安全係數 FS。依 Seed (1985) 建議，臨界安全係數值介於 1.3~1.5 之間，本文一律採用 $FS=1$ 作為土壤液化與非液化之分界。其分析流程則如圖 2-17 所示。

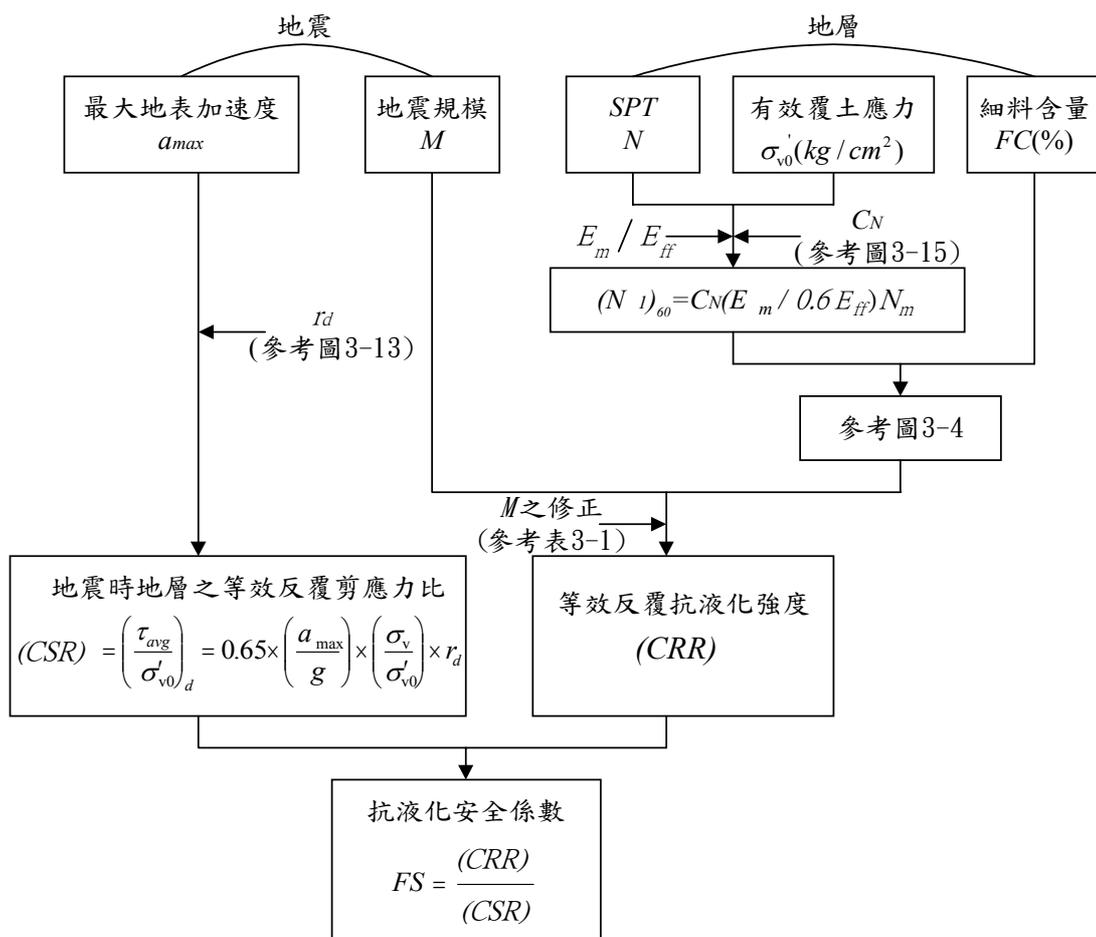


圖 2-17 Seed 簡易經驗法之液化分析流程 (Seed 等人, 1985)

2.4.2 Tokimatsu 和 Yoshimi (1983) 簡易經驗分析法

此法為 Tokimatsu 與 Yoshimi 根據日本及世界各地發生地震液化及非液化區之案例，並與使用現地冰凍法鑽取高品質之試體土樣，進行室內動力三軸試驗所得之土層抗液化強度結果進行比較，獲得一判定土壤液化安全係數之半經驗公式。Tokimatsu 與 Yoshimi 考慮土層抗液化安全係數為 F_L ，並以下式表示：

$$F_L = \frac{(\tau/\sigma'_{v0})_R}{(\tau/\sigma'_{v0})_L} \dots\dots\dots (2-13)$$

式中， $(\tau/\sigma'_{v0})_R$ ：現地土層抗液化之反覆剪應力比

$(\tau/\sigma'_{v0})_L$ ：地震所引起之反覆剪應力比

其中 $(\tau/\sigma'_{v0})_R$ 、 $(\tau/\sigma'_{v0})_L$ 分別以下式表示：

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_{v0}}\right)_R = a \times C_r \times \left[\frac{16\sqrt{N_a}}{100} + \left(\frac{16\sqrt{N_a}}{C_a}\right)^n \right] \dots\dots\dots (2-14)$$

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_{v0}}\right)_L = 0.1 \times (M-1) \times \left(\frac{a_{\max}}{g}\right) \times \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_{v0}}\right) \times r_d \dots\dots\dots (2-15)$$

式中， σ'_{v0} ：考慮深度土層之有效垂直覆土應力

σ_v ：考慮深度土層之總垂直覆土應力

a ：回歸係數，一般取 $a=0.45$

C_r ：試驗室動力三軸試驗與現場抗液化強度之關係常數，亦即是將室內試驗修正至現場抗液化強度之修正係數，由實驗所得 C_r 值約為 0.57

C_a ：剪應變振幅修正係數。為判定液化和非液化條件之關係常數，一般可表示為 $C_a = 97 - 19 \log_{10}(DA)$ ，其中 DA 為動力三軸試驗中，試體因承受週期應力而產生之雙向軸應變振幅。一般 C_a 常用值介於 80~90 之間，若考慮現場大範圍之液化破壞時，Tokimatsu 和 Yoshimi 僅祇建議 C_a 可取 75。

n ：回歸係數，取 $n=14$

M ：地震規模

a_{\max} ：水平最大地表加速度

g ：重力加速度

r_d ：考慮土層變形之應力折減係數

$r_d = 1 - 0.015Z$ ， Z 為深度 (m)

N_a : N_a 為對現場覆土應力及細料含量修正之 N 值，表示式：

$$N_a = N_1 + \Delta N_f \dots\dots\dots (2-16)$$

$$\text{其中， } N_1 = \frac{1.7}{\sigma'_{v0} + 0.7} N \dots\dots\dots (2-17)$$

$$\Delta N_f = 0 \quad \text{for } FC \leq 5$$

$$\Delta N_f = FC - 5 \quad \text{for } 5 \leq FC \leq 10$$

$$\Delta N_f = 0.1FC + 4 \quad \text{for } 10 \leq FC$$

式中， N_a : 修正後用於分析之 $SPT-N$ 值

N_1 : 修正有效覆土應力之 $SPT-N$ 值

ΔN_f : 因細料含量而增加之 $SPT-N$ 修正值

N : 現場標準貫入試驗 N 值

σ'_{v0} : 考慮深度土壤之有效垂直覆土應力 (kg/cm^2)

FC : 考慮深度土壤之細粒料含量 (%)

將各分析參數代入 $(\tau/\sigma'_{v0})_R$ 與 $(\tau/\sigma'_{v0})_L$ 中，即可求出抗液化安全係數 FS 。Tokimatsu 和 Yoshimi 建議，疏鬆砂土層 ($N_1 \leq 10$) 安全係數為 1.5；中等至緊密砂，臨界安全係數則為 1.3。其分析流程如圖 2-18 所示。

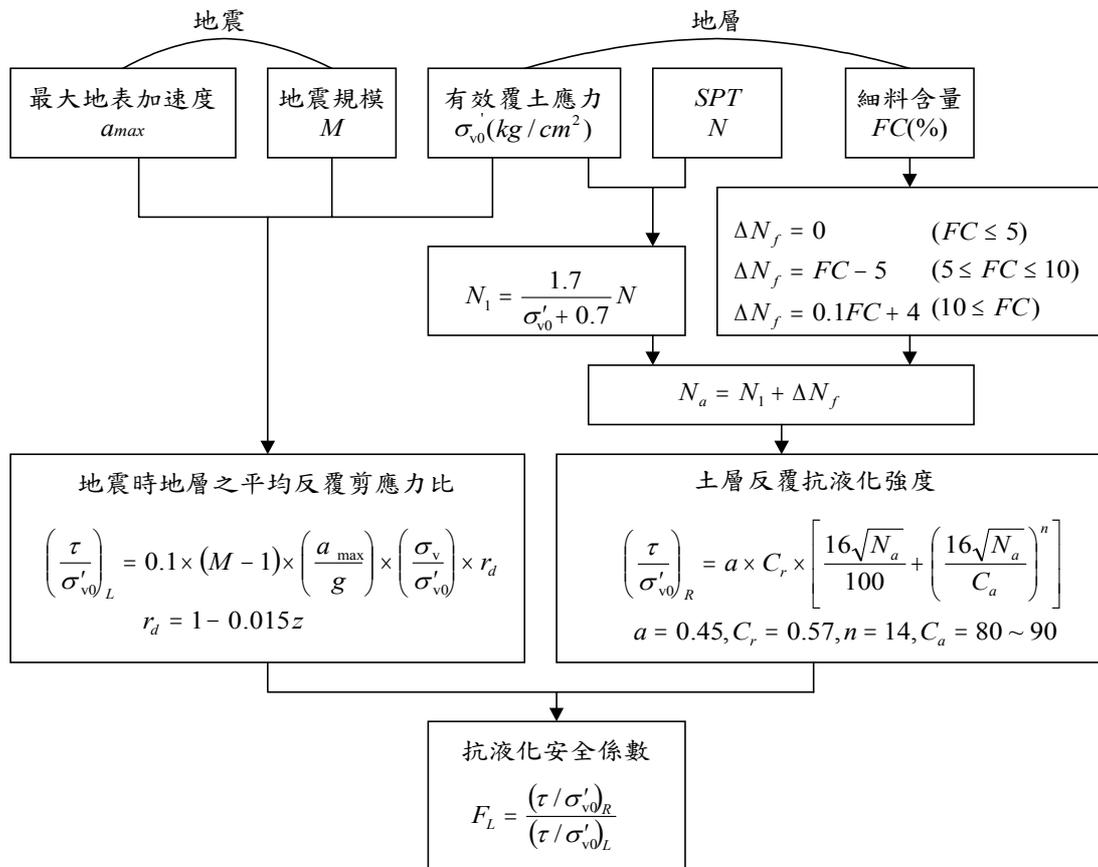


圖 2-18 Tokimatsu 和 Yoshimi 建議法之分析流程圖 (Tokimatsu & Yoshimi, 1994)

2.4.2 Iwasaki (1986) 簡易經驗分析法

Iwasaki 除了根據土壤之細料含量 FC 與 $SPT-N$ 值，並考慮土層平均粒徑 D_{50} ，提出一套評估土層之液化潛能之方法。Iwasaki 建議法為先求出現地土壤液化阻抗 R ，以及地震造成之動態載重 L ，將土壤液化潛能以抗液化安全係數 $F_L = \frac{R}{L}$ 表示， F_L 大於 1.0 視土壤為安全不會液化，小於 1.0 時土壤則有液化之可能性。其與 Seed 分析法及 Tokimatsu & Yoshimi 分析法之最大差異在於分析過程中所使用之地震造成現地反覆剪應力比 L 為最大反覆剪應力比，亦即 L 可表示為

$$L = \frac{\tau_{\max}}{\sigma'_{v0}} = \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_{v0}} r_d \dots\dots\dots (2-18)$$

式中， τ_{\max} ：考慮深度之土層於震時所受之最大剪應力

σ'_{v0} ：考慮深度之有效垂直覆土應力

σ_v ：考慮深度之總垂直覆土應力

a_{\max} ：水平最大地表加速度

g ：重力加速度

r_d ：考慮地層變形所採用之剪應力折減係數

$r_d = 1.0 - 0.015Z$ ， Z 為深度 (m)

若地震規模 M 及距地震之震央距離 D_{focus} 為已知，則 a_{\max} 可用下式計算：

$$a_{\max} = 18.4 \times 10^{0.302M} \times (D_{focus})^{-0.8} \dots\dots\dots (2-19)$$

單位： a_{\max} (gal)； D_{focus} (km)

另外，土壤承受動態載重本身之抗液化強度 R 則與土壤之 SPT-N 值、平均粒徑 D_{50} 、以及細粒料含量 FC 有關，其可表示為

$$R = R_1 + R_2 + R_3 \dots\dots\dots (2-20)$$

$$\text{其中， } R_1 = 0.00882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_{v0} + 0.7}} \dots\dots\dots (2-21)$$

$$R_2 = \begin{cases} 0.19 & \text{for } 0.02mm \leq D_{50} \leq 0.05mm \\ 0.225 \log_{10} \left(\frac{0.35}{D_{50}} \right) & \text{for } 0.05mm \leq D_{50} \leq 0.6mm \\ -0.05 & \text{for } 0.6mm \leq D_{50} \leq 2.0mm \end{cases} \dots\dots\dots (2-22)$$

$$R_3 = \begin{cases} 0 & \text{for } 0 \leq FC \leq 40 \\ 0.004FC - 0.16 & \text{for } 40 \leq FC \leq 100 \end{cases} \dots\dots\dots (2-23)$$

式中， N ：現場 SPT-N 值

σ'_{v0} ：考慮深度之有效垂直覆土應力

D_{50} ：土壤平均粒徑

FC ：土層細粒料含量

土層抗液化安全係數則為 $F_L = \frac{R}{L}$

Iwasaki 建議法於 1990 年亦被日本道路協會採用為評估土層液化潛能之方法。日本道路協會規範中規定，若現地地下水位於地表面下 10m 內之沖積層，且地面下 20m 內含有飽和砂，其平均粒徑 D_{50} 滿足 $0.02\text{mm} \leq D_{50} \leq 2.00\text{mm}$ 者，則有必要評估該處土壤受震時發生液化之可能性。其分析流程則示於圖 2-19。

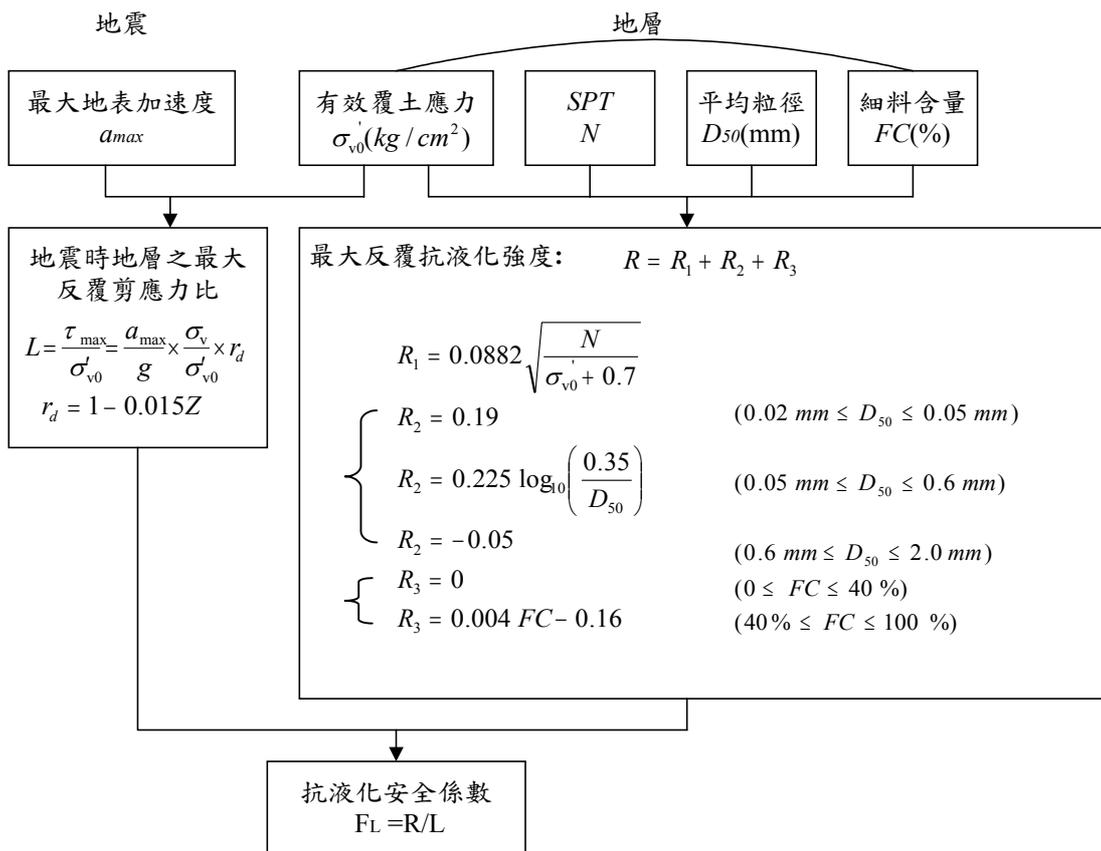


圖 2-19 Iwasaki 液化潛能評估法分析流程(Iwasaki, 1986)

2.4.4 新日本道路橋（1996）建議分析法

自 1995 年日本發生阪神大地震後，日本道路協會根據此次地震液化經驗及學者相關研究結果，於 1996 年重新修訂新的土壤液化潛能評估規範，包含重新探討需要進行液化評估的土壤種類；直下型近震及板塊型遠震之地震力，重訂抗液化強度的計算方法。

1. 需進行液化評估之土壤種類

- (1) 土層為沖積砂質土，地下水位在深度 10m 以內，且飽和砂層位於地表下 20m 以內。
- (2) 土壤細料含量 $FC \leq 35\%$ ，或細料含量 $FC > 35\%$ 但塑性指數 $PI < 15$ 。
- (3) 土層本身滿足平均粒徑 $D_{50} \leq 10mm$ 且有效粒徑 $D_{10} \leq 1mm$ 者。

2. 直下型近震及板塊型遠震地震力探討

一般將發生在板塊邊界隱沒區（subduction zone）之大型的板塊地震歸類為第一型地震（動）（遠震），而內陸直下型地震（近震）則歸類為第二型地震（動）。當估計現地土層最大反覆抗液化強度比時，由於考慮地震產生形式不同，而有不同之決定參數。土壤液化阻抗 R 可表示為

$$R = c_w R_L \dots\dots\dots (2-24)$$

式中，修正係數 c_w 依地震形式分為

$$\text{第一型地震（動）： } c_w = 1.0 \dots\dots\dots (2-25)$$

$$\text{第二型地震（動）： } \begin{cases} c_w = 1.0 \dots\dots\dots (R_L \leq 0.1) \\ c_w = 3.3R_L + 0.67 \dots\dots\dots (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ c_w = 2.0 \dots\dots\dots (0.4 < R_L) \end{cases} \dots\dots\dots (2-26)$$

R_L 則依土質（砂質土及礫質土）之不同及細料含量決定之：

$$R_L = 0.0882 \sqrt{\frac{N_a}{1.7}} \dots\dots\dots (N_a < 14) \dots\dots\dots (2-27)$$

$$R_L = 0.0882 \sqrt{\frac{N_a}{1.7}} + 1.6 \times 10^{-6} \times (N_a - 14)^{4.5} \dots\dots (N_a \geq 14)$$

砂質土： $N_a = c_1 N_1 + c_2 \dots\dots\dots (2-28)$

式中， $N_1 = 1.7 \times \frac{N}{(\sigma_{v0}' + 0.7)} \dots\dots\dots (2-29)$

$$c_1 = \begin{cases} 1 \dots\dots\dots 0 \leq FC < 10\% \\ \frac{FC + 40}{50} \dots\dots\dots 10\% \leq FC < 60\% \\ \frac{FC}{20} - 1 \dots\dots\dots 60\% \leq FC \end{cases} \dots\dots\dots (2-30)$$

$$c_2 = \begin{cases} 0 \dots\dots\dots 0 \leq FC < 10\% \\ \frac{FC - 10}{18} \dots\dots\dots 10\% \leq FC \end{cases} \dots\dots\dots (2-31)$$

礫質土：

$$N_a = \left[1 - 0.361 \times \log_{10} \left(\frac{D_{50}}{2} \right) \right] \times N_1 \dots\dots\dots (2-32)$$

式中， c_w ， c_1 ， c_2 ：修正係數

FC ：土壤之細料含量（%）

N ：現地 $SPT-N$ 值

σ_{v0}' ：土壤之有效垂直覆土應力 (kg/m^2)

N_1 ：修正有效覆土應力後之修正 N 值

評估地震對現地工址土層造成之反覆剪應力比，可依照下列公式：

$$L = r_d \times k_{hc} \times \frac{\sigma_v}{\sigma_{v0}} \dots\dots\dots (2-33)$$

式中， L ：地震時地層之最大反覆剪應力比

r_d ：應力折減因數， $r_d = 1 - 0.015z$ (z :深度，單位為 m)

k_{hc} ：地震時保有水平耐力法所用之設計水平震度係數，可用下式表示：

$$k_{hc} = c_z \times k_{h0} \dots\dots\dots (2-34)$$

式中， c_z ：震區修正係數。所對應強、中、弱震區之 c_z 值分別為 1.0、0.85、0.7。

k_{h0} ：地盤之標準設計水平震度，依地盤種類不同而異。其代表值如表 3-3 所示，其中地盤分為

I：岩石或地表下 200ft 以內位於岩石底下之硬砂、碎石或硬黏土。

II：地表下超過 200ft 以下之低凝聚性黏土或硬黏土，此處亦包含岩石底下之硬砂、碎石或硬黏土

III：中等硬度或較軟之砂或黏土、碎石或硬黏土。

考慮深度土壤之抗液化安全係數，日本道路協會設計規範則訂為 $F_L = \frac{R}{L}$ ，其分析流程如圖 2-20 所示。

表 2-4 不同種類地盤所對應之 k_{h0} 值

地盤 種類	發生機率較高 之地震	發生機率較低但強度大之地震	
		第一型地震（動） -- 板塊邊界隱沒區地震 （遠震）	第二型地震（動） -- 內陸直下型地震 （近震）
I	0.16	0.30	0.80
II	0.20	0.35	0.70
III	0.24	0.40	0.60

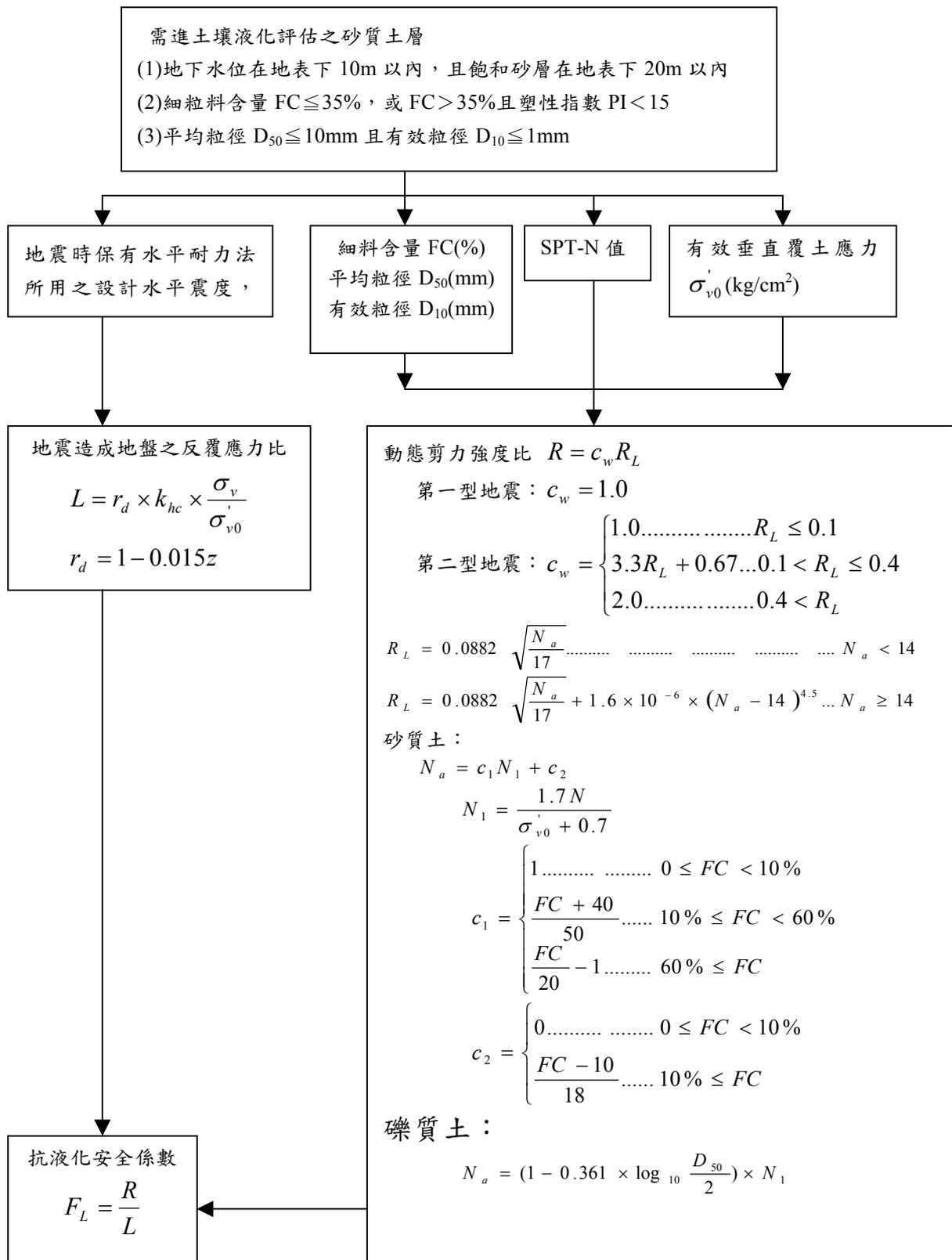


圖 2-20 新日本道路橋建議法液化評估流程圖(日本道路協會, 1996)

2.4.5 Liao 液化機率分析方法

Liao et al.(1988)以邏輯轉換(Logic Transformation)及最大似然性法(Maximum Likelihood)之推定分析，將液化機率 P_L 表示成地震力參數及土壤特性參數之函數。Liao 蒐集了震災地區共 278 組 SPT 現場數據，以邏輯迴歸方法進行分析，建立以 SPT—N 值評估液化機之迴歸模式。此法之最大優點為允許更多影響液化特性之參數，納入邏輯迴歸之評估中，另一優點為能夠直接定量的表達工址可能發生液化之機率。唯其缺點為未對影響液化特性之參數加以或然率檢定,使其符合邏輯迴歸之統計條件,此缺點已於本文發展之 CPT 試驗評估液化機率之邏輯模式中改進。

Liao et al.(1988)以 $CSR_{7.5} = \tau_{av}/\sigma'_o$ 為地震力參數，以 $(N_1)_{60}$ 為土壤液化特性參數，建立液化機率 P_L 如下所示：

$$P_L = \frac{1}{\{1 + \exp[-(\beta_o + \beta_1 \ln(CSR_{7.5}) + \beta_2 (N_1)_{60})]\}} \dots\dots\dots (2-35)$$

Liao et al.(1988)所蒐集世界各震災地區液化與非液化之 SPT 資料，其中淨砂($FC \leq 12\%$)有 182 組、泥砂($FC > 12\%$)有 96 組、不分淨砂或泥砂之淨砂／泥砂共 278 組，經其以邏輯迴歸法分析得液化機率模式分別為：

(a)淨砂($FC \leq 12\%$)模式

$$P_L = \frac{1}{\{1 + \exp[-(16.447 + 6.46031 \ln(CSR_{7.5}) - 0.3970(N_1)_{60})]\}} \dots\dots\dots (2-36a)$$

(b)泥砂($FC > 12\%$)模式

$$P_L = \frac{1}{\{1 + \exp[-(6.4831 + 2.68541 \ln(CSR_{7.5}) - 0.1890(N_1)_{60})]\}} \dots\dots\dots (2-36b)$$

(c)不分淨砂、泥砂之淨砂／泥砂模式

$$P_L = \frac{1}{\{1 + \exp[-(10.167 + 4.1933 \ln(CSR_{7.5}) - 0.24375(N_1)_{60})]\}} \dots\dots\dots(2-37c)$$

第三章 SPT 試驗之本土化液化分析模式

3.1 前言

在地震活動頻繁的區域，以土壤為材料之工程構造物或工址，均須考慮土層液化之可能性，當今世界上工程界著名之土壤液化評估方法，大多是累積許多地震液化案例及大量現場或室內試驗研究成果，並針對工程實務應用發展而成。而現場試驗被發展用來評估液化潛能者：有標準貫入試驗 (SPT)、荷式錐貫入試驗 (CPT)或震測剪力波試驗 V_s 等。其中以標準貫入試驗，為全世界最廣泛使用之現場試驗，歷年地震發生時，所進行的 SPT 試驗和現場觀測數據資料甚豐，目前地震災區發生液化與非液化之現地 SPT 試驗資料，有 Hwang et al. (2001) 所蒐集 921 集集地震液化與非液化案例 288 組、Liao et al. (1988) 所蒐集世界各國液化與非液化案例 278 組及 Boulanger et al. (1997) 所蒐集美國 Loma Prieta 地震液化與非液化案例 26 組，因此本文乃根據以上共 592 組，為目前世界上最充足之 SPT 現場液化與非液化案例數據，以較合理之統計方法，發展出一個以 SPT 評估土壤液化潛能之本土化及全球化分析模式。

以 SPT 評估土壤液化潛能之分析方法，須先建立土壤抗液化強度 X_R 與 SPT-N 值之關係式或關係圖，欲求得 X_R 與 SPT-N 值之關係，有傳統經驗判斷法及統計分類法。由於傳統方法所推導之相關經驗式或相關經驗圖，如 Seed 簡易經驗法 (1971, 1985, 1997 NCEER)、Tokimatsu & Yoshimi 簡易經驗法 (1983)、日本道路橋協會簡易經驗法 (1990, 1996) 等方法，在數據上常顯得較不足，而且推導之方法，亦偏重於經驗判斷，較缺乏統計上的根據。因此，其推導之經驗式或經驗圖較易產生偏差。

欲求得 X_R 與 SPT-N 值之關係，目前之統計方法約有三種：(1) 判別分析法，(2) 邏輯迴歸法，(3) 最小錯誤分類法，由於各種方法皆各具特色及適用性，本文乃根據以上共 592 組，為目前世界上最充足之 SPT

現場液化與非液化案例數據，利用多變數統計之判別分析方法，建立以標準貫入試驗值評估土壤液化潛能之判別模式，及其可能導致誤差判斷之機率。並分別與 Seed et al.(1997 NCEER)、Tokimatsu & Yoshimi (1983)簡易經驗法(簡稱 T&Y 法)等方法所提出之相關經驗曲線相互比較。以利工程師進行工程規劃、設計之參考。

3.2 判別分析

判別分析(discriminant analysis)是多變數統計分析之一個步驟，即將一群現地調查資料區分為兩個種類；就本文來講，是將地震區液化與非液化之 SPT 資料，加以統計分析求得適當之判別式區分液化與非液化兩個種類，以便能由工址之現地調查資料，評估工址之液化潛能，及其可能導致誤差判斷之機率。

依據 Christian & Swiger(1975)及賴聖耀(1990)之建議，進行判別分析之現地調查資料須符合三項假設，即：

- 1.全部現地調查資料皆為隨機調查所得。
- 2.判別分析之參數須符合常態分佈。
- 3.現地調查資料兩種個別種類之變異性(variances)及相關性(correlation)須與全部調查資料之變異性、相關性相同。

若地震區液化與非液化之現地貫入試驗資料，符合上述三項假設，則其液化潛能之判別式，依 Christian & Swiger(1975)之意見，可表示如下式：

$$V = \left[X - \frac{1}{2}(\bar{X}_\ell + \bar{X}_{n\ell}) \right]^T S^{-1}(\bar{X}_\ell - \bar{X}_{n\ell}) \dots\dots\dots(3-1)$$

式中

V ：判別參數； $V \geq 0$ 表示非液化， $V < 0$ 表示液化。

X ：液化解釋參數之向量

\bar{X}_ℓ ：現地調查資料中，液化部分解釋參數平均值之向量，其中下標 ℓ 符號表示液化。

$\bar{X}_{n\ell}$ ：現地調查資料中，非液化部分解釋參數平均值之向量，其中下標 $n\ell$ 符號表示非液化。

S^{-1} ：全部調查資料變異性矩陣 S 之反矩陣。

由式(3-1)之判別分析,僅能尋找一條液化與非液化之理論分界曲線，本文以應用更廣泛之新的判別式(Lai ,1990, 2003)進行判別分析，新的判別式為式(3-1)結合誤差機率函數(function of probability of misclassification) $C(P)$ ，如式(3-2)所示，依此新的判別式可尋找數條液化與非液化之分界曲線，再依工程之重要程度，選擇較合理誤差機率函數之理想分界曲線。

$$V_p = \left[X - \frac{1}{2}(\bar{X}_\ell + \bar{X}_{n\ell}) \right]^T S^{-1} (\bar{X}_\ell - \bar{X}_{n\ell}) - C(P) \dots\dots\dots(3-2)$$

式中

V_p ：判別參數； $V_p \geq 0$ 表示非液化， $V_p < 0$ 表示液化，其中下標 P 符號表示誤差機率。

P ：誤差機率(probability of misclassification)

$C(P)$ ：誤差機率函數

式(3-1)及式(3-2)之液化解釋參數，包括地震強度解釋參數 SR ，及土壤抗液化強度之解釋參數 XR ，因此液化解釋參數之向量 X 可以下式表示：

$$X = \begin{Bmatrix} SR \\ XR \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (3-3)$$

現地調查資料中，液化部分解釋參數平均值 \bar{X}_ℓ 之向量可表示成下

式：

$$\bar{X}_l = \left\{ \begin{array}{l} \overline{SR}_l \\ \overline{XR}_l \end{array} \right\} \dots\dots\dots(3-4)$$

式中

\overline{SR}_l ：液化部分地震強度解釋參數 SR_l 之平均值。

\overline{XR}_l ：液化部分土壤抗液化強度解釋參數 XR_l 之平均值。

而現地調查資料中，非液化部分解釋參數平均值 X_{nl} 之向量亦可表示成下式：

$$\bar{X}_{nl} = \left\{ \begin{array}{l} \overline{SR}_{nl} \\ \overline{XR}_{nl} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (3-5)$$

式中

\overline{SR}_{nl} ：非液化部分地震強度解釋參數 SR_{nl} 之平均值

\overline{XR}_{nl} ：非液化部分土壤抗液化強度解釋參數 XR_{nl} 之平均值

全部調查資料變異性矩陣 S 如下式所示：

$$S = \begin{bmatrix} \text{Var}(SR) & \text{Cov}(SR, XR) \\ \text{Cov}(SR, XR) & \text{Var}(XR) \end{bmatrix} \dots\dots\dots (3-6)$$

式中

$\text{Var}(SR)$ ：地震強度解釋參數 SR 之變異數

$\text{Var}(XR)$ ：土壤抗液化強度解釋參數 XR 之變異數

$\text{Cov}(SR, XR)$ ： SR 與 XR 之協方差(covariance)

判別分析之判別式，除受液化解釋參數之影響，亦受誤差機率函數 $C(P)$ 之影響，而誤差機率 P ，並不是工址之液化機率，而是表示預測工址為非液化，事實上工址發生了液化之機率，亦即以該判別式區

分液化與非液化有或然率 P 之可能誤差，其誤差機率之參數 α 如下式所示：

$$\alpha = (\bar{X}_\ell - \bar{X}_{n\ell})^T S^{-1} (\bar{X}_\ell - \bar{X}_{n\ell}) \dots\dots\dots (3-7)$$

而誤差機率函數 $C(P)$ 為誤差機率 P 及誤差機率參數 α 之函數，如下式所示：

$$C(P) = \sqrt{2\alpha} \operatorname{erf}^{-1}(1-2P) - \frac{\alpha}{2} \dots\dots\dots (3-8)$$

式中

erf^{-1} ：為誤差函數 erf 之反函數

erf ：為誤差函數，其定義為：

$$\operatorname{erf}(Y) = \int_0^Y \frac{2}{\sqrt{\pi}} \exp(-X^2) dX \dots\dots\dots (3-9)$$

由以上之判別分析，可將現地之調查資料，加以統計分析，獲得適當之判別式 V_p ，其為地震強度解釋參數 SR 、土壤液化強度解釋參數 XR 及誤差機率函數 $C(P)$ 之函數，可表示成 $V_p = f[SR, XR, C(P)]$ ，以預測工址屬於液化或非液化，並說明該判別式可能導致誤差判斷之機率。

3.3 SPT 評估土壤液化潛能之參數

震災地區之 SPT 現場數據包括土壤抗液化之強度及地震引致土層之作用強度。地震引致土層的作用強度參數，以無因次之反復應力比 τ_{av}/σ'_o 表示，根據 Seed et al. (1985) 方法，反復應力比為飽和砂土層因地震作用引起的平均剪應力 τ_{av} ，與砂土之有效覆土壓力 σ'_o 之比值，並修正至地震規模 $M_w=7.5$ 以 $CSR_{7.5}$ 表示，其計算式如下所示：

$$CSR_{7.5} = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_o} = 0.65 \cdot \frac{\gamma d}{MSF} \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_o}{\sigma'_o} \dots\dots\dots (3-10)$$

其中，

CSR_{7.5}: 修正至地震規模 Mw=7.5 之反復應力比。

τ_{av} : 地震引致土層之平均剪應力, kg/cm²。

a_{max} : 地表最大水平加速度 m/sec²。

g : 重力加速度, m/sec²。

σ_o : 最初垂直覆土壓力, kg/cm²。

σ'_o : 有效覆土壓力, kg/cm²。

γ_d : 應力折減因數。

γ_m : 地震規模影響因素。

MSF : 地震規模影響因素(Magnitude Scaling Factor)。

根據 Liao et al.(1988)所建議之土層深度 Z 與 γ_d 之關係式如下:

$$\begin{aligned} \gamma_d &= 1.0 - 0.00765Z, & Z &\leq 9.15 \text{ m} \\ &= 1.174 - 0.0267Z, & 9.15 \text{ m} < Z < 23 \text{ m} \dots\dots\dots (3-11) \end{aligned}$$

根據 Idriss (1999)所建議之地震規模 Mw 與 MSF 之關係式如下:

$$\begin{aligned} \text{MSF} &= 37.9(\text{Mw})^{-1.81} & \text{for Mw} > 5.75 \\ &= 1.625 & \text{for Mw} < 5.75 \dots\dots\dots (3-12) \end{aligned}$$

而土壤抗液化之強度參數以 SPT-N 值表示,不過由於 SPT-N 值,在鑽探時,易受有效應力及落錘能量之影響。因此以現場資料和 SPT-N 值評估土壤液化潛能之前,需將 N 值加以修正,本文以 Seed et al.(1985)建議使用一個新的標準化參數 $(N_1)_{60}$ 值其為進行標準貫入試驗時,施加於鑽桿之能量,為理論自由落錘能量之 60%所量測的貫入值。根據此提議, $(N_1)_{60}$ 值應為:

$$(N_1)_{60} = N_m \cdot C_n \cdot N \dots\dots\dots(3-13)$$

其中,

$(N_1)_{60}$ ：修正至落錘能量為 60% 之正規化貫入值。

N_m ：落錘能量之修正係數, $N_m = (ER/60)$, ER 為落錘能量比(%)。

C_n ：有效覆土壓力之修正係數，依 Liao & Whitman(1986)之建議，
 $C_n = \sqrt{1/\sigma'_o}$, σ'_o 為有效覆土壓力, kg/cm^2 。

N ：標準貫入試驗值。

本文之 921 地震液化與非液化案例 288 組資料之落錘能量比 (Energy Ratio)，乃參考亞新工程顧問公司(2000)於員林地區施作落錘能量檢測之結果，其經驗公式如下所示：

$$ER = 30 * (Z/11) + 50 \quad \text{for } Z \leq 11\text{m} \quad \dots\dots\dots (3-14)$$

$$ER = 80 \quad \text{for } Z > 11\text{m} \quad \dots\dots\dots (3-15)$$

3.4 SPT 評估液化潛能之判別模式

欲建立 SPT 評估液化潛能之判別式，首需檢視 SPT 資料是否符合判別分析之三項假設，本文以世界各震災區共 592 組資料進行檢定分析，由於本文所蒐集之 SPT 資料為世界各地震區之調查結果，因此假設其屬於隨機資料，而液化參數之變異性、相關性及機率分佈之檢定，說明如下：

本文分別以 $0\% \leq FC \leq 10\%$ 、 $10\% \leq FC \leq 20\%$ 、 $20\% \leq FC \leq 30\%$ 與、 $30\% \leq FC \leq 40\%$ 等四組資料進行或然率圖檢定及統計分析，這些資料經或然率圖檢定，其結果如圖 3-1 至圖 3-8 所示，由圖 3-1 至圖 3-8 顯示：SPT 試驗之 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 值符合常態分佈，而反復應力比 $CSR_{7.5}$ 符合對數常態分佈，因此若將反復應力比取對數 $\ln(CSR_{7.5})$ 即符合常態分佈。經統計分析， $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 、 $\ln(CSR_{7.5})$ 兩解釋參數之液化、非液化與全部資料之變異係數相當一致，而 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 與 $\ln(CSR_{7.5})$ 之相關性，由液化、非液化與全部資料之相關係數，亦大致一致。

因此，本文以 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 為土壤抗液化強度之解釋參數，以 $\ln(CSR_{7.5})$ 為地震強度之解釋參數，根據第二節之判別分析，可得液化潛能之判別式，如式(3-16)所示：

$$V_p = \left[\begin{array}{c} \left\{ \begin{array}{c} \sqrt{(N_1)_{60}} \\ \ln(CSR_{7.5}) \end{array} \right\}_{liq} - \frac{1}{2} \left\{ \begin{array}{c} \sqrt{(N_1)_{60}} \\ \ln(CSR_{7.5}) \end{array} \right\}_{liq} + \left\{ \begin{array}{c} \sqrt{(N_1)_{60}} \\ \ln(CSR_{7.5}) \end{array} \right\}_{non-liq} \end{array} \right]^T \cdot \left[\begin{array}{cc} Var(\sqrt{(N_1)_{60}}) & Cov[\sqrt{(N_1)_{60}}, \ln(CSR_{7.5})] \\ Cov[\sqrt{(N_1)_{60}}, \ln(CSR_{7.5})] & Var[\ln(CSR_{7.5})] \end{array} \right]_{liq. \text{ and } non-liq}^{-1} \cdot \left[\begin{array}{c} \left\{ \begin{array}{c} \sqrt{(N_1)_{60}} \\ \ln(CSR_{7.5}) \end{array} \right\}_{liq} - \left\{ \begin{array}{c} \sqrt{(N_1)_{60}} \\ \ln(CSR_{7.5}) \end{array} \right\}_{non-liq} \end{array} \right] - C(P) \quad (3-16)$$

誤差機率參數 α ，如式(3-17)

$$\alpha = \left[\begin{array}{c} \left\{ \begin{array}{c} \sqrt{(N_1)_{60}} \\ \ln(CSR_{7.5}) \end{array} \right\}_{liq} - \left\{ \begin{array}{c} \sqrt{(N_1)_{60}} \\ \ln(CSR_{7.5}) \end{array} \right\}_{non-liq} \end{array} \right]^T \cdot \left[\begin{array}{cc} Var(\sqrt{(N_1)_{60}}) & Cov[\sqrt{(N_1)_{60}}, \ln(CSR_{7.5})] \\ Cov[\sqrt{(N_1)_{60}}, \ln(CSR_{7.5})] & Var[\ln(CSR_{7.5})] \end{array} \right]_{liq. \text{ and } non-liq}^{-1} \cdot \left[\begin{array}{c} \left\{ \begin{array}{c} \sqrt{(N_1)_{60}} \\ \ln(CSR_{7.5}) \end{array} \right\}_{liq} - \left\{ \begin{array}{c} \sqrt{(N_1)_{60}} \\ \ln(CSR_{7.5}) \end{array} \right\}_{non-liq} \end{array} \right] \quad (3-17)$$

因此本文分別建立 $0\% \leq FC \leq 10\%$ 、 $10\% \leq FC \leq 20\%$ 、 $20\% \leq FC \leq 30\%$ 與、 $30\% \leq FC \leq 40\%$ 等四組 SPT 評估土壤液化潛能之判別模式，其分析結果如下所示：

模式一： $0\% \leq FC \leq 10\%$ 之液化判別模式

世界各震災區共 592 組資料,分析得 $0\% \leq FC \leq 10\%$ 之液化資料 58 組、非液化資料 70 組，進行判別分析得判別模式，如下式所示：

$$V_p = 0.9450876\sqrt{(N_1)_{60}} - 2.406358 \ln(CSR_{7.5}) - 7.80260t - C(p) \dots\dots\dots (3-18)$$

其誤差機率參數 $\alpha=1.917175$

其誤差機率函數 $C(P)$, 如下式所示 :

$$C(P)=1.95815 \operatorname{erf}^{-1}(1-2P)-0.958587 \dots (3-19)$$

模式二： $10\% \leq FC \leq 20\%$ 之判別模式

世界各震災區共 592 組資料,分析得 $10\% \leq FC \leq 20\%$ 之液化資料 77 組、非液化資料 95 組 , 進行判別分析得判別模式 , 如下式所示 :

$$V_p = 1.107534 \sqrt{(N_1)_{60}} - 2.245728 \ln(CSR_{7.5}) - 8.116554 - C(p) \dots (3-20)$$

其誤差機率參數 $\alpha=2.354608$

其誤差機率函數 $C(P)$, 如下式所示 :

$$C(P)=2.170073 \operatorname{erf}^{-1}(1-2P)-1.177304 \dots (3-21)$$

模式三： $20\% \leq FC \leq 30\%$ 之判別模式

世界各震災區共 592 組資料,分析得 $20\% \leq FC \leq 30\%$ 之液化資料 64 組、非液化資料 32 組 , 進行判別分析得判別模式 , 如下式所示 :

$$V_p = 0.8621721 \sqrt{(N_1)_{60}} - 1.503677 \ln(CSR_{7.5}) - 5.65012 - C(p) \dots (3-22)$$

其誤差機率參數 $\alpha=2.171423$

其誤差機率函數 $C(P)$, 如下式所示 :

$$C(P)=2.08395 \operatorname{erf}^{-1}(1-2P)-1.08571 \dots (3-23)$$

模式四： $30\% \leq FC \leq 40\%$ 之液化判別模式

世界各震災區共 592 組資料 , 分析得 $30\% \leq FC \leq 40\%$ 之液化資料 37 組、非液化資料 29 組 , 進行判別分析得判別模式 , 如下式所示 :

$$V_p = 0.8938813 \sqrt{(N_1)_{60}} - 1.403875 \ln(CSR_{7.5}) - 5.443882 - C(p) \dots (3-24)$$

其誤差機率參數 $\alpha=2.078286$

其誤差機率函數 $C(P)$ ，如下式所示：

$$C(P)=2.038767 \operatorname{erf}^{-1}(1-2P)-1.039143 \dots \dots \dots (3-25)$$

為了使工程界瞭解判別模式之應用，分別將 $0\% \leq FC \leq 10\%$ 、 $10\% \leq FC \leq 20\%$ 、 $20\% \leq FC \leq 30\%$ 與、 $30\% \leq FC \leq 40\%$ 等四組判別模式，繪製於圖 3-9~圖 3-12，並以誤差機率函數 $C(P)=0$ 即液化與非液化誤差機率相等之判別式，劃於圖 3-13 互相比較，並進行統計迴歸，以 $CRR_{7.5} = CSR_{7.5}$ ，則抗液化強度 $CRR_{7.5}$ 與 $(N_1)_{60}$ 之關係如下式：

$$CRR_{7.5} = \exp[(0.3865548+0.0072398 FC)\sqrt{(N_1)_{60}} - (3.3597395+0.0186297 \cdot FC - 0.0001093 FC^2)] \dots \dots \dots (3-26)$$

理論上，以誤差機率函數 $C(P)=0$ 為判別式較合理，其誤差機率 p 約為 0.2，但工程實務上常以較保守之誤差機率為判別式，因此本文將誤差機率 $p=0.15$ 之判別式，亦劃於圖 3-14 互相比較，並進行統計迴歸，則抗液化強度 $CRR_{7.5}^*$ 與 $(N_1)_{60}$ 之關係如式(22)：

$$CRR_{7.5}^* = \exp[(0.3865548+ 0.0072398 FC)\sqrt{(N_1)_{60}} - (3.6762598-0.0150227 \cdot FC + 0.0020571 \cdot FC^2 - 0.0000343 FC^3)] \dots (3-27)$$

由圖 3-13 及圖 3-14 $C(P)=0$ 、 $p=0.15$ 之判別式皆可發現：在相同之 $(N_1)_{60}$ ，抗液化強度反復應力比 $CRR_{7.5}$ 之大小分別為： $30\% \leq FC \leq 40\%$ 最大、 $20\% \leq FC \leq 30\%$ 次之、 $10\% \leq FC \leq 20\%$ 再次之、 $0\% \leq FC \leq 10\%$ 最小，與實際之土壤情況極為吻合；但於 $(N_1)_{60} \leq 5$ (以 $C(P)=0$ 為判別式)、及於 $(N_1)_{60} \leq 8$ 時(以 $p=0.15$ 為判別式)，其各種土壤之抗液化強度反復應力比 $CRR_{7.5}$ 皆相當接近。

以上述 $C(P)=0$ 為判別式分析液化潛能，其土壤之抗液化強度， $CRR_{7.5}$ ，以式(3-26)計算，地震引致土層之作用強度 $CSR_{7.5}$ ，以式(3-10)計算，其抗液化之安全係數 F_s ，如下所示：

$$F_s = CRR_{7.5} / CSR_{7.5} \dots \dots \dots (3-28)$$

以較保守之 $p=0.15$ 為判別式分析液化潛能，其土壤之抗液化強度 $CRR_{7.5}^*$ ，以式(3-27)計算，地震引致土層之作用強度 $CSR_{7.5}$ ，以式(3-10)計算，其抗液化之安全係數 F_s^* ，如下所示：

$$F_s^* = CRR_{7.5}^* / CSR_{7.5} \dots\dots\dots (3-29)$$

3.5 判別模式與傳統相關經驗法之比較

SPT 評估液化潛能之方法，傳統上較偏重於經驗判斷所推導出之相關經驗式或相關經驗曲線，其中以 Seed et al.(1997 NCEER)、T&Y(1983)簡易經驗法等方法較為工程界所接受及使用，由於其相關曲線包括細料含量 FC 之影響，本文以 $FC = 5\%$ 、 $FC = 15\%$ 、 $FC = 25\%$ 、 $FC = 35\%$ 等 Seed et al.(1997 NCEER)、T&Y(1983) 之相關經驗曲線，分別與本文建立之 $C(P)=0$ 、 $p=0.15$ 之判別模式相互比較，比較結果如圖 3-15~圖 3-18 所示。

由圖 3-15 $FC = 5\%$ 淨砂模式之比較可發現：於 $(N_1)_{60} \leq 10$ 時，本文之 $C(P)=0$ 模式與 T&Y(1983)之曲線相當接近，本文之 $p=0.15$ 模式與 Seed et al.(1997 NCEER)之曲線相當接近；於 $10 \leq (N_1)_{60} \leq 20$ 時，本文之 $C(P)=0$ 模式與 Seed et al.(1997 NCEER)之曲線相當接近，於 $20 \leq (N_1)_{60} \leq 30$ 時，本文之 $C(P)=0$ 、 $p=0.15$ 模式，介於 Seed et al.(1997 NCEER)曲線與 T&Y(1983)曲線之間；於 $(N_1)_{60} > 30$ 時，本文模式小於 Seed et al.(1997 NCEER)曲線與 T&Y(1983)曲線甚多。

由圖 3-16 $FC = 15\%$ 粉土質砂模式之比較可發現：於 $(N_1)_{60} \leq 20$ 時，本文之 $C(P)=0$ 模式與 Seed et al.(1997 NCEER)之曲線接近；於 $20 \leq (N_1)_{60} \leq 30$ 時，本文之 $p=0.15$ 模式與 T&Y(1983)之曲線接近；於 $(N_1)_{60} > 30$ 時，本文模式小於 Seed et al.(1997 NCEER)曲線與 T&Y(1983)曲線甚多。

由圖 3-17 $FC = 25\%$ 粉土質砂模式之比較可發現：於 $(N_1)_{60} \leq 11$ 時，本文之 $C(P)=0$ 、 $p=0.15$ 模式小於 Seed et al.(1997 NCEER)曲線與

T&Y(1983)之曲線；於 $15 \leq (N_1)_{60} \leq 23$ 時，本文之 $C(P)=0$ 模式與與 Seed et al.(1997 NCEER)之曲線接近；於 $16 \leq (N_1)_{60} \leq 30$ 時，本文之 $p=0.15$ 模式與 T&Y(1983)之曲線接近；於 $(N_1)_{60} > 30$ 時，本文模式小於 Seed et al.(1997 NCEER)曲線與 T&Y(1983)曲線甚多。

由圖 3-18 $FC = 35\%$ 粉土質砂模式之比較可發現：除了於 $14 \leq (N_1)_{60} \leq 19$ 時，本文之 $C(P)=0$ 模式與 Seed et al.(1997 NCEER)曲線相當接近外；其餘 $(N_1)_{60}$ 時，本文之模式與 Seed et al.(1997 NCEER)曲線與 T&Y(1983)曲線相當甚多。

整體而言：於 $(N_1)_{60} \leq 10$ 時，除了於 $FC = 5\%$ 淨砂模式外，本文 $FC = 15\%$ 、 25% 、 35% 等模式之抗液化強度皆小於 Seed et al.(1997 NCEER)曲線與 T&Y(1983)曲線。於 $10 \leq (N_1)_{60} \leq 30$ 時，本文之 $C(P)=0$ 模式與 Seed et al.(1997 NCEER)之曲線接近，本文之 $p=0.15$ 模式與 T&Y(1983)之曲線接近；於 $(N_1)_{60} > 30$ 時，由於本文模式之曲線較平直，本文模式小於 Seed et al.(1997 NCEER)曲線與 T&Y(1983)曲線甚多。

3.6 液化機率模式

以判別模式分析液化潛能，僅能計算土壤抗液化之安全係數， F_s 、 F_s^* 。本文進一步以貝氏定理(Juang et al., 1999) 分析土壤液化機率，其分析方法如下式所示：

$$P_{LB} = \frac{f_L(F_s)}{f_L(F_s) + f_{NL}(F_s)} \dots\dots\dots (3-30)$$

式中：

P_{LB} ：貝氏定理分析之土壤液化機率。

$f_L(F_s)$ ：為液化案例安全係數 F_s 之機率密度函數。

$f_{NL}(F_s)$ ：為液化案例安全係數 F_s 之機率密度函數。

本文以式(3-26)至式(3-29)之判別模式，計算液化及非液化案例，獲得 F_S 及 F_S^* ，這些資料經或然率圖檢定，其結果如圖 3-19 至圖 3-20 所示，由圖 3-19 液化案例安全係數 F_S 、 F_S^* 之或然率圖檢定顯示，液化案例之 $\sqrt{F_S}$ 、 $\sqrt{F_S^*}$ 值符合常態分佈，由圖 3-20 非液化案例安全係數 F_S 、 F_S^* 之或然率圖檢定顯示，非液化案例之 F_S 、 F_S^* 值符合對數常態分佈，因此液化案例安全係數之機率密度函數， $f_L(F_S)$ 、 $f_L(F_S^*)$ ，可表示如下式：

$$f_L(F_S) = \frac{1}{0.188 * \sqrt{8\pi * F_S}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\sqrt{F_S} - 0.763}{0.188} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (3-31)$$

$$f_L(F_S^*) = \frac{1}{0.171 * \sqrt{8\pi * F_S^*}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\sqrt{F_S^*} - 0.678}{0.171} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (3-32)$$

非液化案例安全係數之機率密度函數， $f_{NL}(F_S)$ 、 $f_{NL}(F_S^*)$ ，可表示如下式：

$$f_{NL}(F_S) = \frac{1}{0.511 * F_S * \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(F_S) - 0.485}{0.511} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (3-33)$$

$$f_{NL}(F_S^*) = \frac{1}{0.513 * F_S^* * \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(F_S^*) - 0.260}{0.513} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (3-34)$$

將式(3-31)-式(3-34)代入式(3-30) 之貝氏定理，分析液化及非液化案例，獲得 (P_{LB}, F_S) 及 (P_{LB}^*, F_S^*) ，並以迴歸分析建立抗液化安全係數與液化機率之關係，如式(3-35)-式(3-36)及圖 3-21($R^2=0.99$, $R^{*2}=0.99$)所示：

$$P_{LB} = \frac{1}{1 + 0.6(F_S)^3 + 0.4(F_S)^8} \dots\dots\dots (3-35)$$

$$P_{LB}^* = \frac{1}{1 + 1.5(F_S^*)^3 + 1.9(F_S^*)^8} \dots\dots\dots (3-36)$$

由圖 3-21 顯示，以 $C(P)=0$ 為判別式，建立之抗液化安全係數與

液化機率關係，當 $F_S = 1$ 時， $P_{LB} = 0.5$ 。以較保守之誤差機率 $p=0.15$ 為判別式，建立之抗液化安全係數與液化機率關係，當 $F_S^* = 1$ 時， $P_{LB}^* = 0.23$ 。

3.7 判別模式之液化分析流程

根據第 3-4 節抗液化安全係數及 3-6 節液化機率之研究成果，可以將 SPT 試驗評估液化潛能之分析步驟以簡化之數學式表示，其分析之流程圖如圖 3-22 所示。

3.8 小結

1. 本文對於以現地貫入試驗評估液化潛能之研究，提供了進一步之分析方法，本文發展之判別模式，不但有傳統上評估土壤是否可能液化之功能，更進一步指出該判別式可能導致誤差判斷之機率，提供工程設計更多之資訊。
2. 本文不但以誤差機率函數 $C(P)=0$ 為判別式，建立理論上之抗液化強度 $CRR_{7.5}$ 與 $(N_1)_{60}$ 之關係式，即式(3-26)；亦以較保守之誤差機率 $p=0.15$ 為判別式，建立適用於工程上之抗液化強度 $CRR_{7.5}$ 與 $(N_1)_{60}$ 之關係式，即式(3-27)。提供液化分析上更多之資訊。
3. 由本文建立之判別模式可發現：在相同之 $(N_1)_{60}$ ，抗液化強度反復應力比 $CRR_{7.5}$ 之大小分別為：30% $\leq FC \leq$ 40% 最大、20% $\leq FC \leq$ 30% 次之、10% $\leq FC \leq$ 20% 再次之、0% $\leq FC \leq$ 10% 最小，與實際之土壤情況極為吻合；但於 $(N_1)_{60} \leq 5$ (以 $C(P)=0$ 為判別式)、及於 $(N_1)_{60} \leq 8$ 時 (以 $p=0.15$ 為判別式)，其各種土壤之抗液化強度反復應力比 $CRR_{7.5}$ 皆相當接近。
4. 本文所建立之判別模式，與 Seed(1997 NCEER)簡易經驗法、T&Y(1983)簡易經驗法比較，於 $(N_1)_{60} \leq 10$ 時，除了於 $FC = 5\%$ 淨砂模式外，本文 $FC = 15\%$ 、25%、35% 等模式之抗液化強度皆小於 Seed et

al.(1997 NCEER)曲線與 T&Y(1983)曲線；於 $10 \leq (N_1)_{60} \leq 30$ 時，本文之 $C(P)=0$ 模式與 Seed et al.(1997 NCEER)之曲線接近，本文之 $p=0.15$ 模式與 T&Y(1983)之曲線接近；於 $(N_1)_{60} > 30$ 時，由於本文模式之曲線較平直，本文模式小於 Seed et al.(1997 NCEER)曲線與 T&Y(1983)曲線甚多。

5.本文以貝氏定理，分別建立以 $C(P)=0$ 及 $p=0.15$ 為判別式之抗液化安全係數與液化機率的關係式，即式(3-35)及式(3-36)，其相關性皆甚良好。

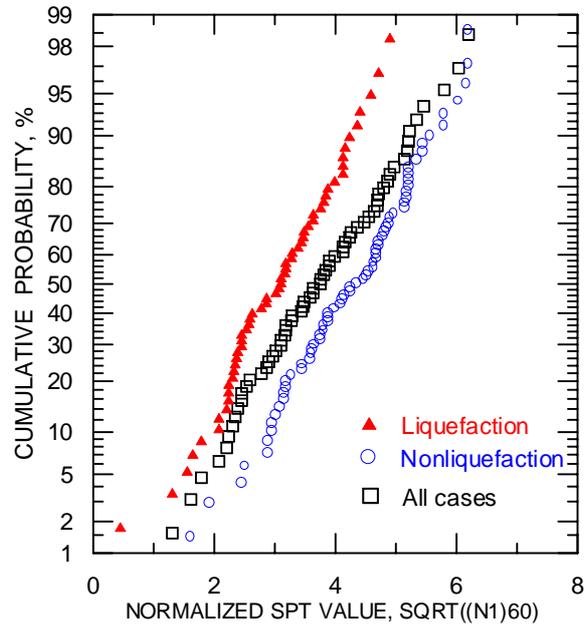


圖 3-1 0% FC 10%之 SPT 試驗 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 值繪於常態或然率圖上

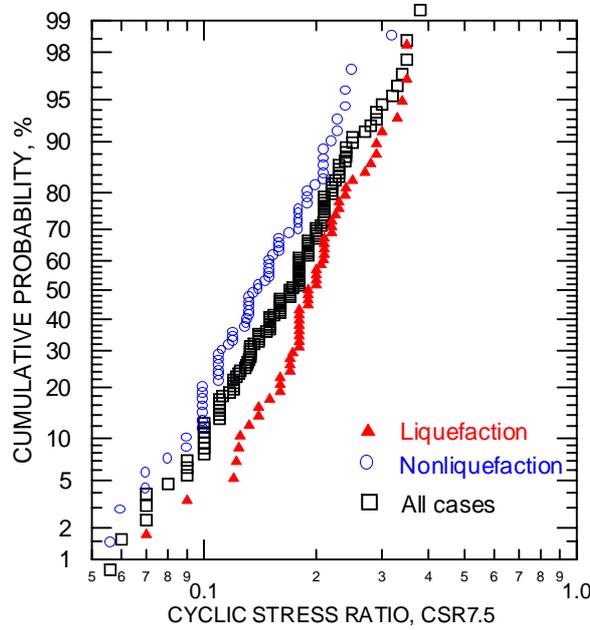


圖 3-2 0% FC 10%之 $CSR_{7.5}$ 值繪於對數常態或然率圖上

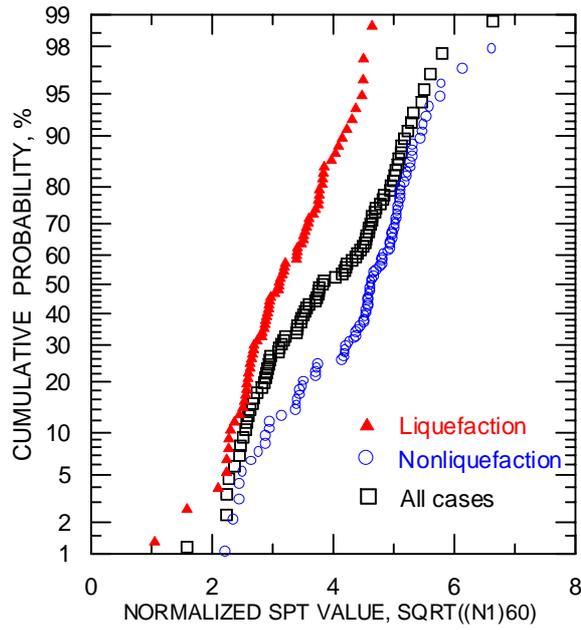


圖 3-3 10% FC 20%之 SPT 試驗 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 值繪於常態或然率圖上

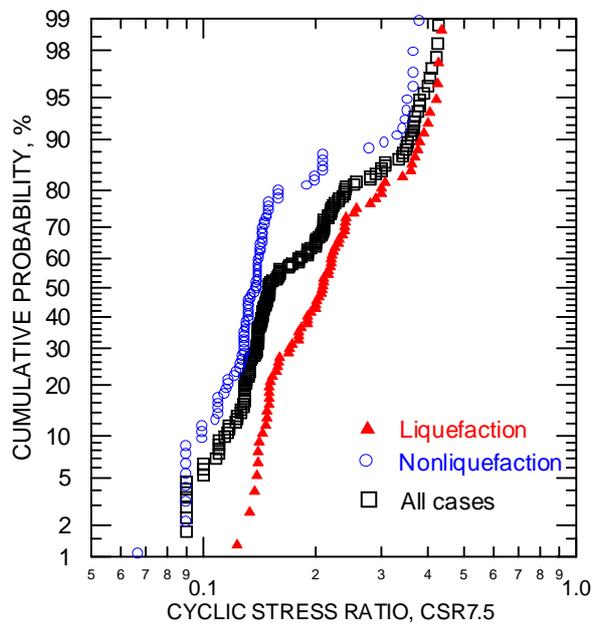


圖 3-4 10% FC 20%之 CSR_{7.5} 值繪於對數常態或然率圖上

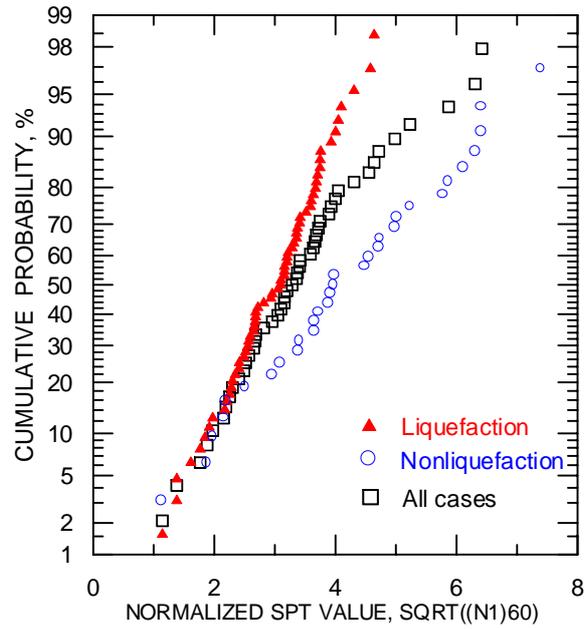


圖 3-5 20% FC 30%之 SPT 試驗 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 值繪於常態或然率圖上

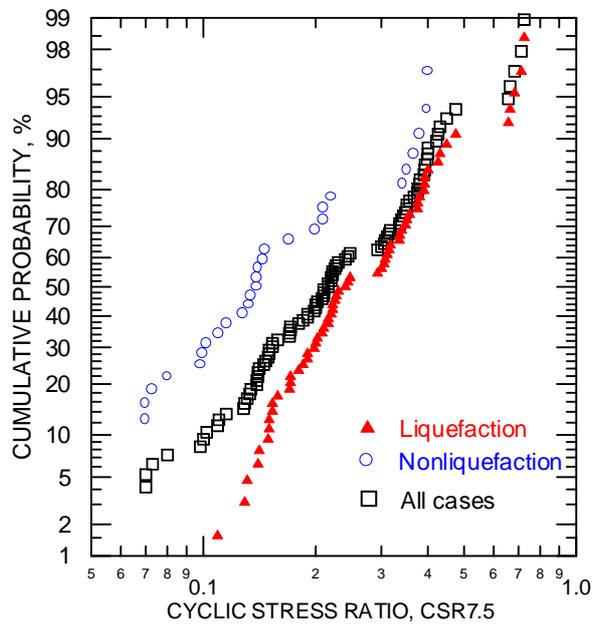


圖 3-6 20% FC 30%之 $CSR_{7.5}$ 值繪於對數常態或然率圖上

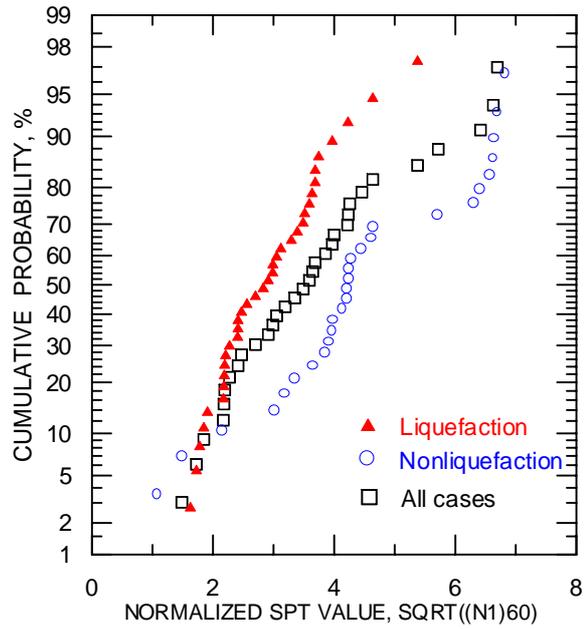


圖 3-7 30% FC 40%之 SPT 試驗 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 值繪於常態或然率圖上

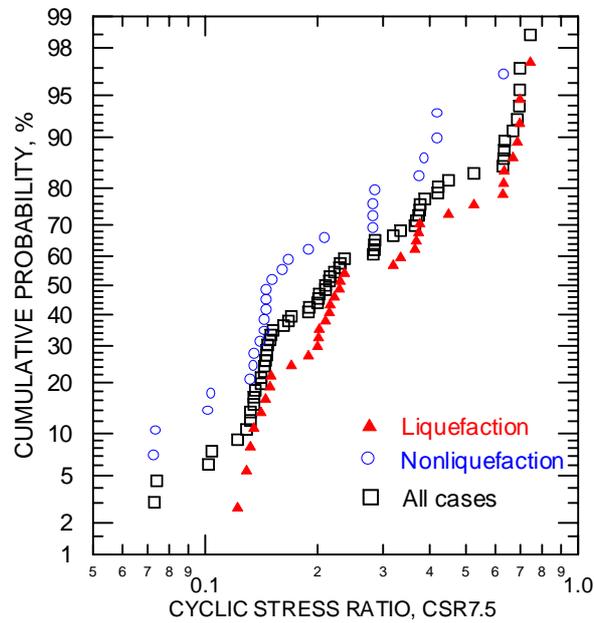


圖 3-8 30% FC 40%之 $CSR_{7.5}$ 值繪於對數常態或然率圖上

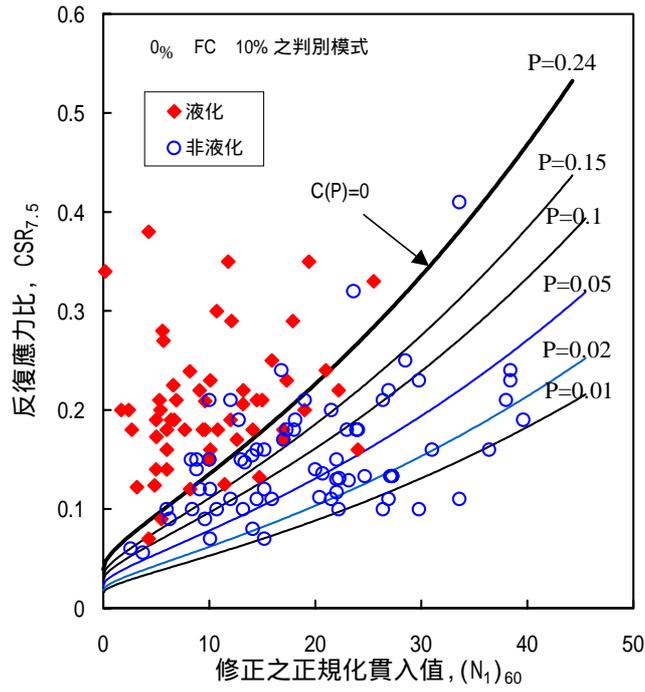


圖 3-9 0% FC 10% 液化判別圖
(58 組液化及 70 組非液化案例)

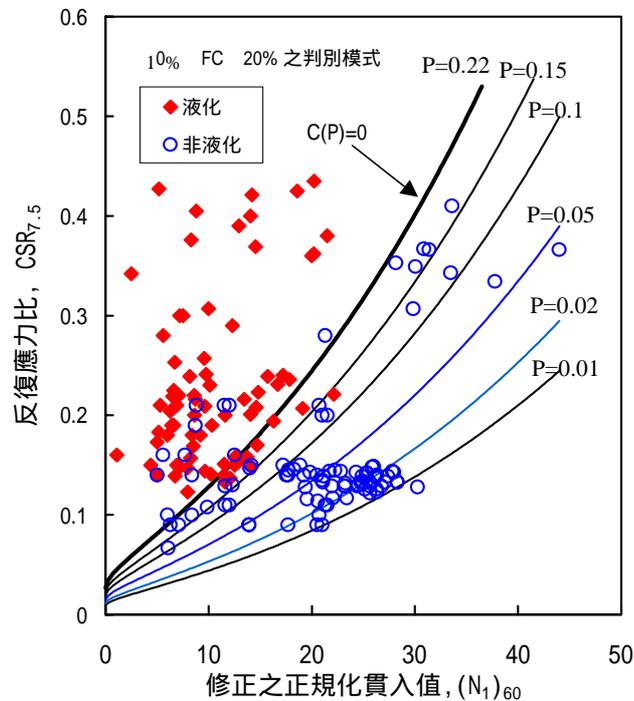


圖 3-10 10% FC 20% 液化判別圖
(77 組液化及 95 組非液化案例)

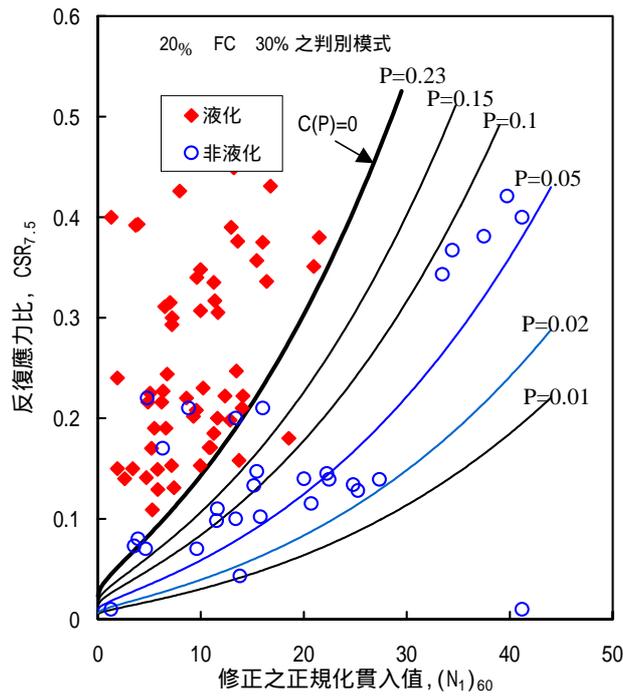


圖 3-11 20% FC 30% 液化判別圖
(64 組液化及 32 組非液化案例)

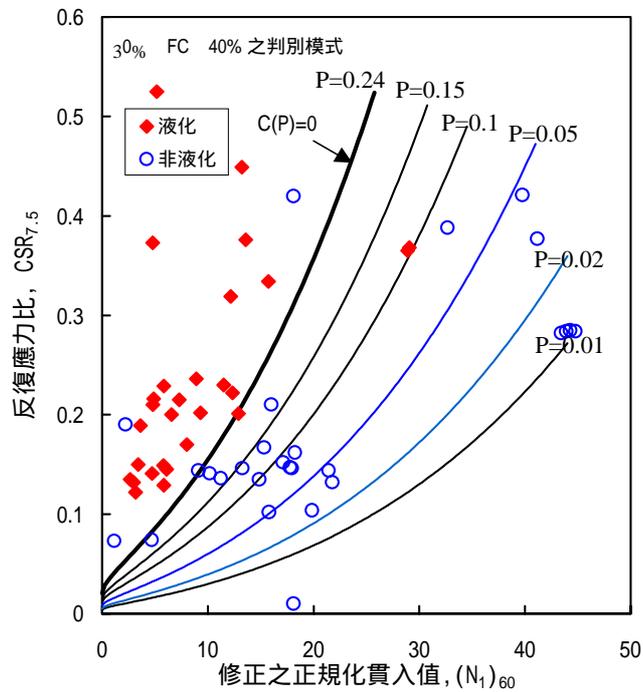


圖 3-12 30% FC 40% 液化判別圖
(37 組液化及 29 組非液化案例)

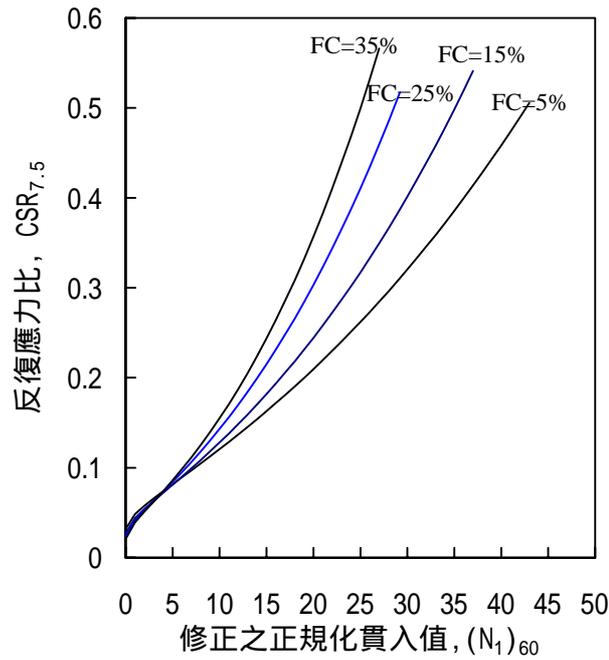


圖 3-13 FC=5%、FC=15%、FC=25%、FC=35%等
液化判別式-C(P)=0 之比較

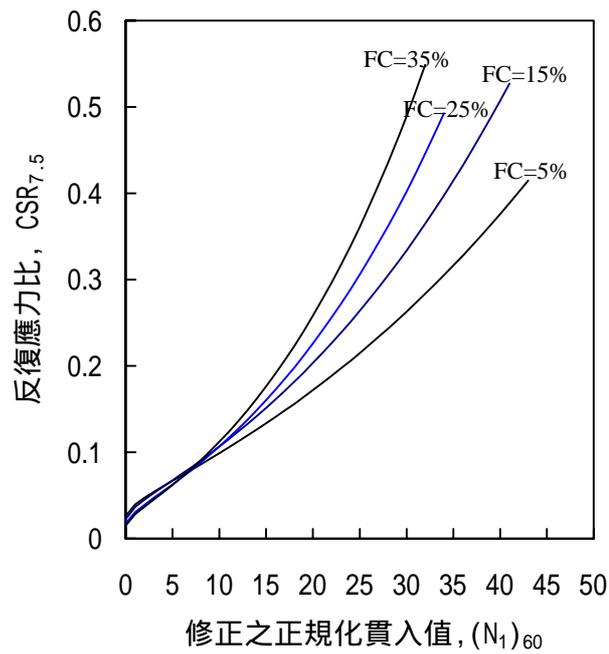


圖 3-14 FC=5%、FC=15%、FC=25%、FC=35%等
液化判別式(P=0.15)之比較

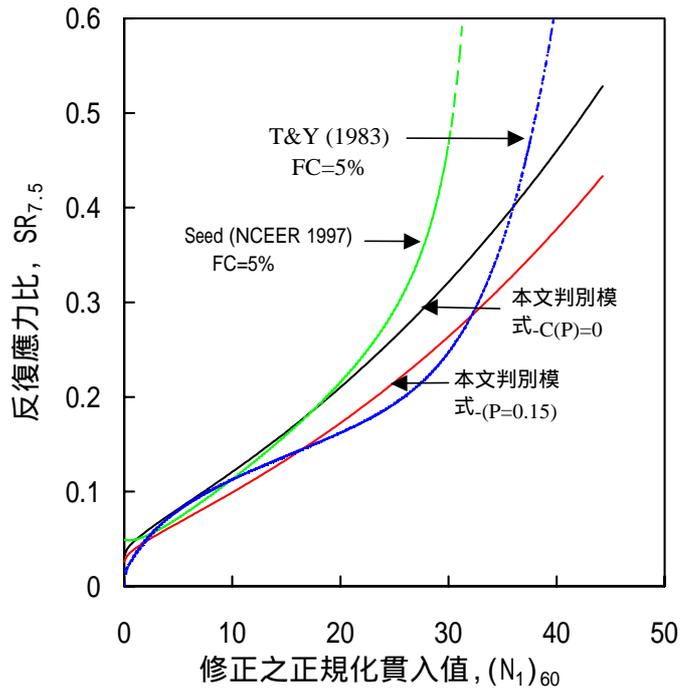


圖 3-15 FC=5%之判别模式與 Seed(NCEER 1997) 及 T&Y(1983)Cs=85 比較

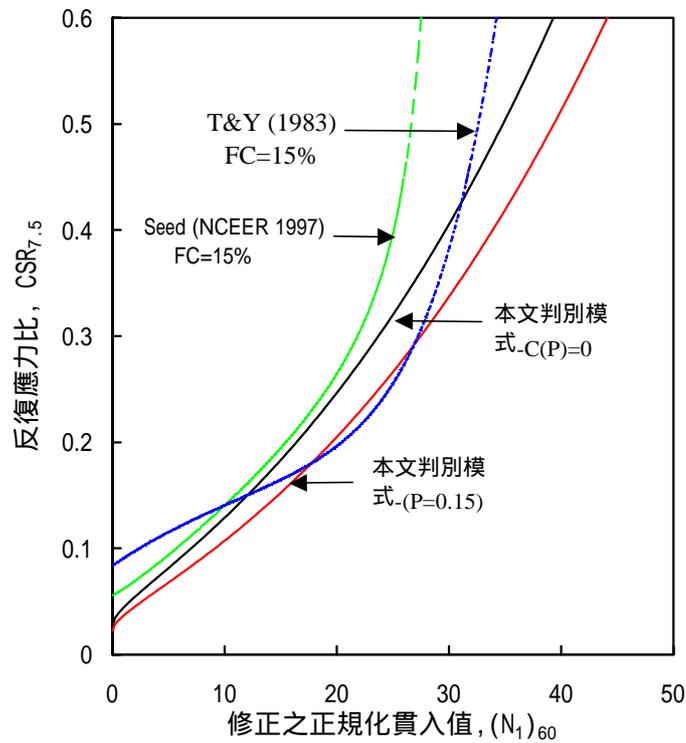


圖 3-16 FC=15%之判别模式與 Seed(NCEER 1997) 及 T&Y(1983)Cs=85 比較

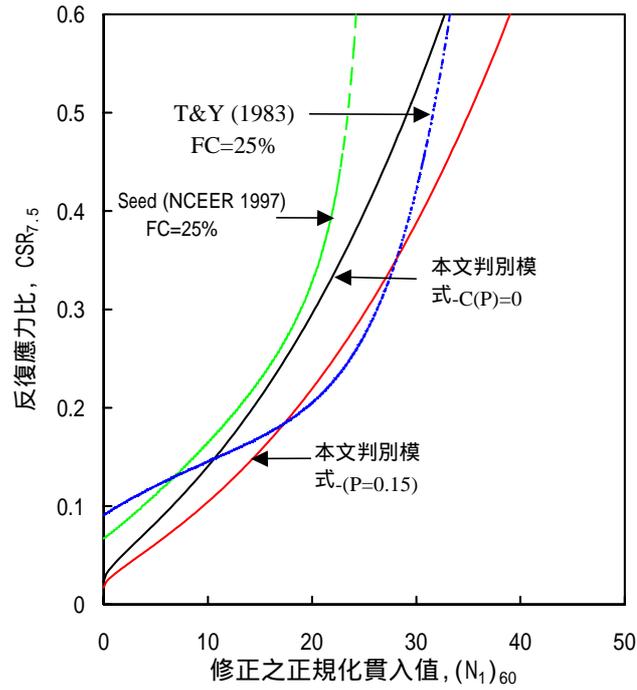


圖 3-17 FC=25%之判別模式與 Seed(NCEER 1997) 及 T&Y(1983) $C_s=85$ 比較

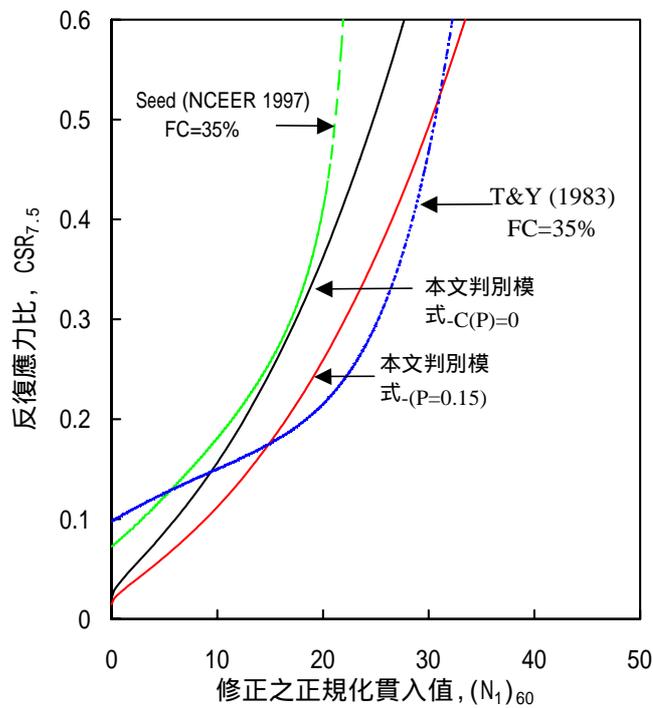


圖 3-18 FC=35%之判別模式與 Seed(NCEER 1997) 及 T&Y(1983) $C_s=85$ 比較

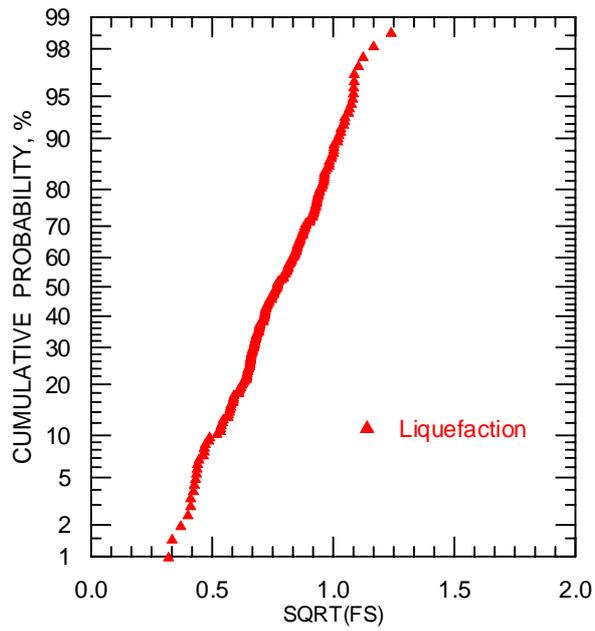


圖 3-19 液化案例之 $\sqrt{F_s}$ 值繪於常態或然率圖上

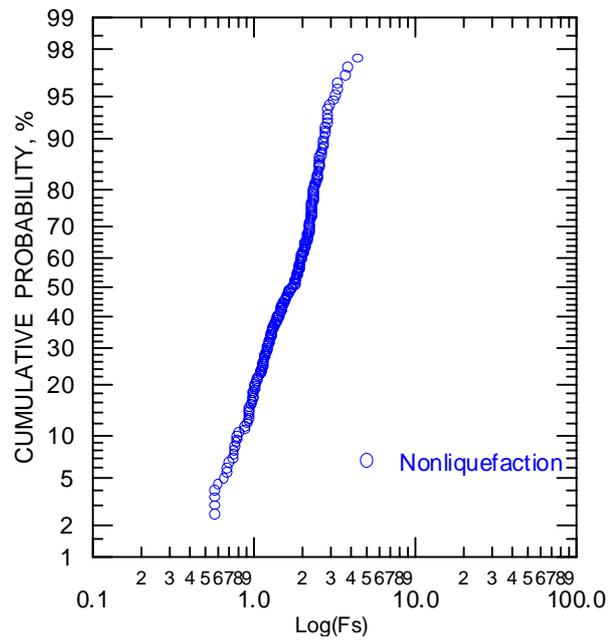


圖 3-20 非液化案例之 F_s 值繪於對數常態或然率圖上

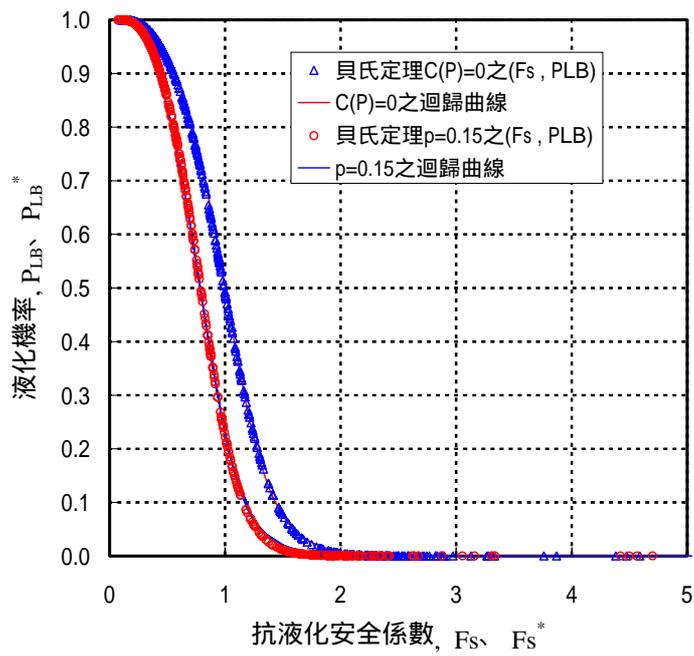


圖 3-21 貝氏定理 $C(P)=0$ 、 $p=0.15$ 之抗液化安全係數與液化機率之關係圖

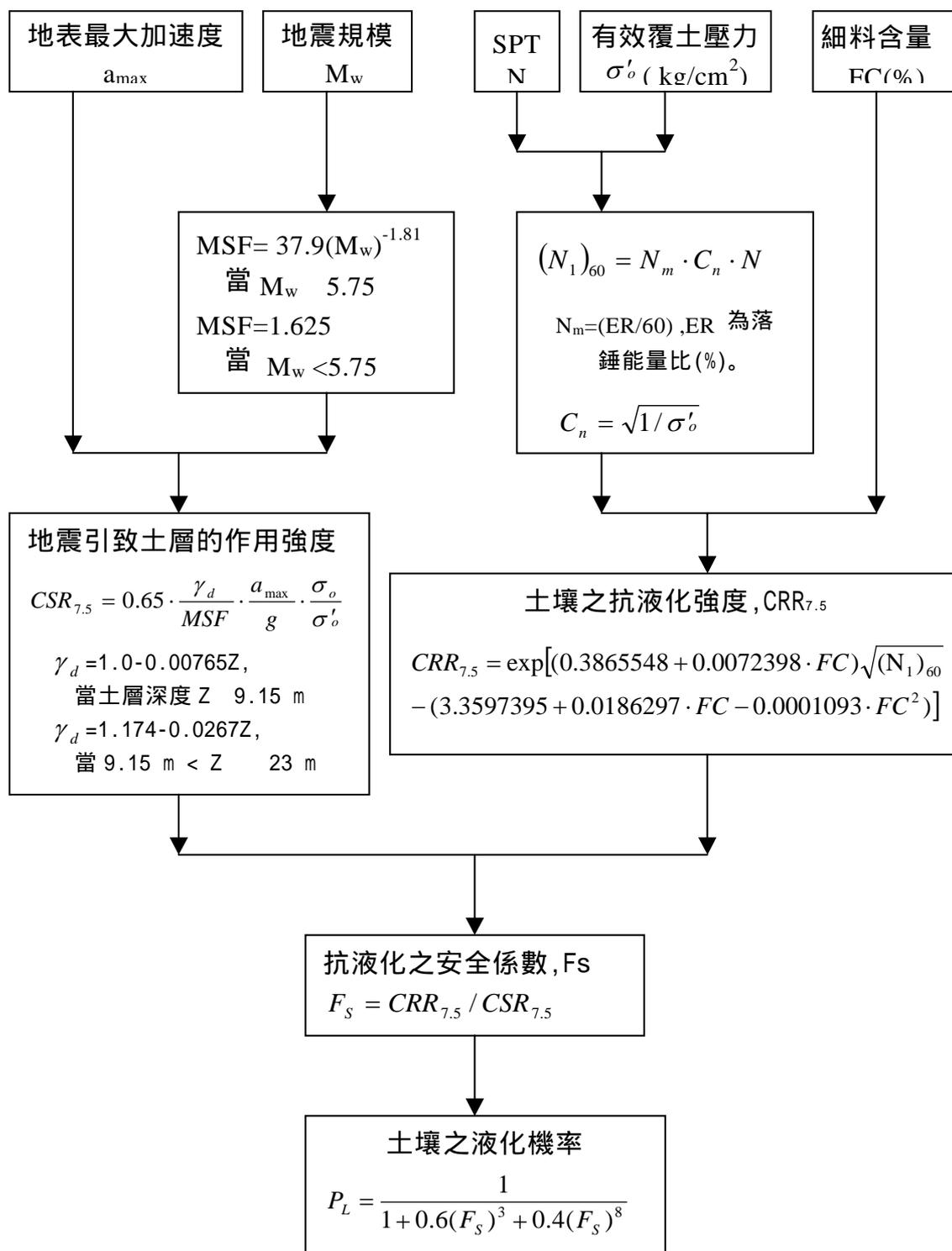


圖 3-22 判別模式之液化分析流程圖

第四章 CPT 試驗之本土化液化分析模式

本章搜集布袋港、台中港、彰濱工業區、員林、霧峰、南投等地之 921 地震現場液化與非液化案例 CPT 試驗共 174 組數據，利用統計分類法中之邏輯迴歸法，以純 CPT 現場試驗數據之錐端阻抗 q_c 值與摩擦比 R_f 為分析參數，建立 CPT 試驗評估液化機率之模式，並以液化機率 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 為判別式，分別建立理論上及工程實用上兩種抗液化安全係數 F_s 之公式，再以邏輯迴歸法及貝氏定理，分別建立抗液化安全係數 F_s 與液化機率 P_L 之關係式。

4.1 前言

921 集集地震雖然造成中部多處土壤液化災害，但亦提供許多液化案例，可建立本土化之液化分析模式。當今世界上工程界著名之土壤液化評估方法，大多是累積許多地震液化案例及大量現場或室內試驗研究成果，並針對工程實務應用發展而成。早期由於標準貫入試驗 SPT-N 值之地震液化案例現場觀測數據資料較多，CPT 液化潛能評估法乃將 CPT- q_c 與 SPT-N 值之間轉換，唯近年來累積地震災區發生液化與非液化之現地 CPT 試驗資料亦相當豐富，本文搜集布袋港、台中港、彰濱工業區、員林、霧峰、南投等地之 921 地震現場液化與非液化案例 CPT 試驗共 174 組數據，如表 1 所示。因此可直接以 CPT 試驗之地震液化案例資料，建立 CPT 液化潛能評估之本土化模式。

以地震液化與非液化案例現場觀測數據資料，建立現場試驗之液化潛能評估模式，主要是建立土壤抗液化強度 CRR 與現場試驗值之關係式或關係圖，欲求得其關係，有傳統經驗判斷法及統計分類法。傳統方法所推導之相關經驗式或相關經驗圖(Shibata & Teparaksa, 1988; Seed, Idriss & Arango, 1983 ; Seed & De Alba, 1986; Robertson & Campanella, 1985; Stark & Olson, 1995; Olson, 1997; Robertson & Wride, 1997)，雖經嚴謹之經驗判斷分析，但仍缺乏統計上的根據。

本文利用統計分類法中之邏輯迴歸法，先建立以 CPT 試驗之摩擦

比 R_f 判別土壤分類，再根據 921 地震現場液化與非液化案例 CPT 試驗共 174 組數據，亦利用邏輯迴歸法，以純 CPT 現場試驗數據之無因次化之錐端阻抗 q_{cIN} 值與摩擦比 R_f 為分析參數，建立以 CPT 試驗評估液化機率之本土化模式。並以液化機率 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 為判別式，分別建立理論上及工程實用上兩種抗液化安全係數 F_s 之公式，再以邏輯迴歸法及貝氏定理，分別建立抗液化安全係數 F_s 與液化機率 P_L 之關係式。

4.2 土壤分類之邏輯迴歸分析

4.2.1 土壤分類之邏輯迴歸方法

土壤分類之邏輯迴歸分析，係以 A 類土壤之調查資料及 B 類土壤之調查資料，建立以 m 個解釋參數表示 A 類土壤之可能機率 (P_A) 函數。因此 A 類土壤之可能機率 $P_A(X)$ 為被給定之已知 m 個解釋參數之函數，可表示如下式所示：

$$P_A(X) = \frac{1}{1 + \exp[-(\beta_o + \beta_1 x_1 + \dots + \beta_m x_m)]} \dots\dots\dots (4-1)$$

上式之 $P_A(X)$ 介於 0 與 1 之間，藉著邏輯轉換 (Logit Transformation)，將 $P_A(X)$ 轉換為 $-\infty$ 至 ∞ 之單調變化函數 $Q_A(X)$ (Cox, 1970)。如下式所示：

$$Q_A(X) = \log it[P_A(X)] = \ln \left[\frac{P_A(X)}{1 - P_A(X)} \right] \dots\dots\dots (4-2a)$$

$$= \beta_o + \beta_1 x_1 + \dots + \beta_m x_m \dots\dots\dots (4-2b)$$

式(4-1)、(4-2)中， x_1, x_2, \dots, x_m 為解釋參數，依據 Cox(1970)之意見，以上之解釋參數須符合常態分佈，其為土壤分類特性參數之函數。而 $\beta_o, \beta_1, \dots, \beta_m$ 為迴歸係數，必須由可資利用之 A 類土壤之調查資料及 B 類土壤之調查資料，進行邏輯迴歸分析推定之。

本文以 CPT 試驗之摩擦比 R_f 值表示土壤分類之解釋參數。如下式所示：

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} * 100\% \dots\dots\dots (4-3)$$

其中，

R_f ：CPT 試驗之摩擦比(Friction ratio),%。

f_s ：CPT 試驗之摩擦阻抗(Friction resistance)值，kg/cm²。

q_c ：CPT 試驗之錐端阻抗(Tip resistance)值，kg/cm²。

式(4-3) R_f 值經下一節之或然率圖檢定分析，其符合常態分佈。

根據式(4-1)

A 類土壤之可能機率 P_A 可表示成式(4-4) 所示。

$$P_A = \frac{1}{1 + \exp[-(\beta_o + \beta_1 \cdot R_f)]} \dots\dots\dots (4-4)$$

以 Y 為指示參數，即 A 類土壤時 Y=1，非 A 類土壤時，即 B 類土壤時 Y=0。根據最大似然性法(Maximum Likelihood)加以推定其似然性函數(Likelihood Function)如下式所示：

$$L(X; \beta) = \prod [P_A(X_i)]^{Y_i} [1 - P_A(X_i)]^{(1-Y_i)} \dots\dots\dots (4-5)$$

其似然性函數之對數可推導得

$$\begin{aligned} \ln[L(X; \beta)] = & \sum_{i=1}^n -\ln[1 + \exp[-(\beta_o + \beta_1 \cdot (R_f)_i)]] \\ & + \sum_{i=1}^{n_1} -[(\beta_o + \beta_1 \cdot (R_f)_i)] \dots\dots\dots (4-6) \end{aligned}$$

式中，n：為 A 類土壤與 B 類土壤之調查資料數。

n_1 ：為 B 類土壤之調查資料數。

吾人可將 $L(X; \beta)$ 對 β 微分並置為零，求出 $\hat{\beta}_i$ ，此時似然性函數往往為極大，然而傳統上往往先將似然性函數取對數，再求其極大值，即

$$\frac{\partial \ln[L(X; \beta)]}{\partial \beta_i} = 0 \dots\dots\dots (4-7)$$

因此迴歸係數 $\beta_o, \beta_1, \beta_2$ 之最大似然性推定值，可由下列聯立方程式

組來解得：

$$\frac{\partial \ln(L)}{\partial \beta_o} = \sum_{i=1}^n \frac{\exp[-(\beta_o + \beta_1 \cdot (R_f)_i)]}{1 + \exp[-(\beta_o + \beta_1 \cdot (R_f)_i)]} - \sum_{i=1}^{n_1} 1 = 0 \dots\dots\dots (4-8a)$$

$$\frac{\partial \ln(L)}{\partial \beta_1} = \sum_{i=1}^n \frac{(R_f)_i \cdot \exp[-(\beta_o + \beta_1 \cdot (R_f)_i)]}{1 + \exp[-(\beta_o + \beta_1 \cdot (R_f)_i)]} - \sum_{i=1}^{n_1} (R_f)_i = 0 \dots\dots\dots (4-8b)$$

由式(4-8)求出 $\hat{\beta}_i$ 之解，此邏輯迴歸模式是否適當，可利用 Horowitz(1982)提議之修正似然性比之指數(Modified Likelihood Ratio Index, MLRI) ρ^2 ，加以判定，其定義如式(4-9)：

$$\rho^2 = 1 - \frac{\ln[(\hat{\beta})] - \frac{(m+1)}{2}}{\ln[L(0)]} \dots\dots\dots (4-9)$$

式中， $\ln[L(\hat{\beta})]$ ：最大似然性函數。

$\ln[L(0)]$ ： $\beta = 0$ 之似然性函數。

m：解釋參數之數目。

理論上 ρ^2 是介於 0 與 1 之間，若 ρ^2 高於 0.4 以上，即表示該邏輯迴歸模式良好。

4.2.2 土壤分類之邏輯迴歸模式

欲建立土壤分類之邏輯迴歸模式，首需檢視土壤分類之解釋參數是 否符合常態分佈。本文以台中港 CPT 試驗之土壤分類數據共 111 組，分別以淨砂(SP, SP-SM)、粉土質砂(SM)、粉土(ML)等三種土壤 R_f 資料進行或然率分析，這些資料經或然率圖檢定，其結果如圖 4-1 所示，由圖 4-1 顯示：淨砂、粉土質砂、粉土等三種土壤之 R_f 值於常態或然率圖上皆接近直線，因此 CPT 試驗之 R_f 值符合常態分佈。

本文以 R_f 為土壤分類之解釋參數，分別以淨砂(SP,SP-SM)、粉土質砂(SM)與粉土質砂(SM)、粉土(ML)等二組土壤分類，建立土壤分類之邏輯迴歸模式，其分析結果如下所示：

模式一：淨砂、粉土質砂之土壤分類邏輯迴歸模式

經台中港 CPT 試驗之土壤分類分析得淨砂之資料 24 組、粉土質砂之資料 61 組，進行推定分析，得土壤分類邏輯迴歸模式如圖 4-2 及式 (4-10)：

$$P_{SP} = \frac{1}{1 + \exp[-(7.54 - 16.89 \cdot R_f)]} \dots\dots\dots(4-10)$$

其修正之似然性指數 $\rho_1^2 = 0.6783$

以上述 $P_{SP} = 0.5$ 為判別式，分析得 $R_f = 0.45\%$ ，因此淨砂與粉土質砂之判別分界為 $R_f = 0.45\%$ 。

模式二：粉土質砂、粉土之土壤分類邏輯迴歸模式

經台中港 CPT 試驗之土壤分類分析得粉土質砂之資料 61 組、粉土之資料 26 組，進行推定分析，得土壤分類邏輯迴歸模式如圖 4-2 及式 (4-11)：

$$P_{SM} = \frac{1}{1 + \exp[-(13.49 - 12.85 \cdot R_f)]} \dots\dots\dots(4-11)$$

其修正之似然性指數 $\rho_1^2 = 0.6061$

以上述 $P_{SM} = 0.5$ 為判別式，分析得 $R_f = 1.05\%$ ，因此粉土質砂與粉土之判別分界為 $R_f = 1.05\%$ 。

由於未搜集到粉土質粘土之 CPT 土壤分類資料，因此無法針對粉土與粉土質粘土之土壤分類進行邏輯迴歸分析，本文僅以接近粉土之臨界下限值 $R_f = 2.8\%$ 為粉土與粉土質粘土之判別分界。

由以上土壤分類之綜合分析得知， $0\% \leq R_f < 1.05\%$ 為淨砂， $1.05\% \leq R_f < 2.8\%$ 為粉土質砂， $R_f \geq 2.8\%$ 為粉土。

4.3 液化機率之邏輯迴歸分析

4.3.1 液化機率之邏輯迴歸方法

液化機率之邏輯迴歸分析，係以液化之調查資料及非液化之調查

資料，建立以 m 個解釋參數表示液化機率 (P_L) 之函數。本文以 Robertson & Wride (1998) 建議之式(4-12)無因次化之錐端阻抗 q_{c1N} 值表示土層特性之參數，以式(4-13)反復應力比 ($CSR_{7.5}$) 表示地震強度之參數。

$$q_{c1N} = C_N \cdot \frac{q_c}{P_a} = \sqrt{P_a / \sigma'_o} \cdot \frac{q_c}{P_a} \dots\dots\dots(4-12)$$

其中，

q_{c1N} :修正至有效覆土壓力為 1 atm 之無因次化之錐端阻抗值。

C_N :有效覆土壓力之修正係數。

q_c :CPT 試驗之錐端阻抗(Tip resistance)值。

P_a : 1 大氣壓力(1 atm)

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_o} = 0.65 \cdot \gamma_d \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_o}{\sigma'_o} \dots\dots\dots(4-13a)$$

$$CSR_{7.5} = CSR / MSF \dots\dots\dots(4-13b)$$

其中，

CSR : 地震強度參數,無因次化之反復應力比。

$CSR_{7.5}$: 修正至地震規模 $M_w=7.5$ 之反復應力比。

τ_{av} : 地震引致土層之平均剪應力， kg/cm^2 。

a_{max} : 地表最大水平加速度 m/sec^2 。

g : 重力加速度， m/sec^2 。

σ_o : 最初垂直覆土壓力， kg/cm^2 。

σ'_o : 有效覆土壓力， kg/cm^2 。

γ_d : 應力折減因數。

MSF : 地震規模影響因素(Magnitude Scaling Factor)。

根據 Liao et al.(1988)所建議之土層深度 Z 與 γ_d 之關係式如下:

$$\begin{aligned} \gamma_d &= 1.0 - 0.00765Z, & Z &\leq 9.15 \text{ m} \\ &= 1.174 - 0.0267Z, & 9.15 \text{ m} < Z &\leq 23 \text{ m} \dots\dots\dots(4-14) \end{aligned}$$

根據 Idriss (1999)所建議之地震規模 M_w 與 MSF 之關係式如下：

$$\begin{aligned} \text{MSF} &= 37.9(M_w)^{-1.81} && \text{for } M_w \geq 5.75 \\ &= 1.625 && \text{for } M_w < 5.75 \dots\dots\dots (4-15) \end{aligned}$$

由於式(4-12)之 q_{cIN} 值及式(4-13)之 $CSR_{7.5}$ 值皆不符合常態分佈，不能成為邏輯迴歸分析之解釋參數，經下一節之或然率圖檢定分析結果， $\sqrt{q_{cIN}}$ 值及 $\ln(CSR_{7.5})$ 值符合常態分佈。因此以 $\sqrt{q_{cIN}}$ 值及 $\ln(CSR_{7.5})$ 值為液化特性之解釋參數。其液化機率 P_L 可表示成式(4-16) 所示。

$$P_L = \frac{1}{1 + \exp[-(\beta_0 + \beta_1 \ln(CSR_{7.5}) + \beta_2 \sqrt{q_{cIN}})]} \dots\dots\dots (4-16)$$

式(4-16)迴歸係數 $\beta_0, \beta_1, \beta_2$ 之推定值，可由下列聯立方程式組來解得：

$$\frac{\partial \ln(L)}{\partial \beta_0} = \sum_{i=1}^n \frac{\exp[-(\beta_0 + \beta_1 \ln(CSR_{7.5})_i + \beta_2 (\sqrt{q_{cIN}})_i)]}{1 + \exp[-(\beta_0 + \beta_1 \ln(CSR_{7.5})_i + \beta_2 (\sqrt{q_{cIN}})_i)]} - \sum_{i=1}^{n_1} 1 = 0 \dots\dots\dots (4-17a)$$

$$\frac{\partial \ln(L)}{\partial \beta_1} = \sum_{i=1}^n \frac{\ln(CSR_{7.5})_i \cdot \exp[-(\beta_0 + \beta_1 \ln(CSR_{7.5})_i + \beta_2 (\sqrt{q_{cIN}})_i)]}{1 + \exp[-(\beta_0 + \beta_1 \ln(CSR_{7.5})_i + \beta_2 (\sqrt{q_{cIN}})_i)]} - \sum_{i=1}^{n_1} \ln(CSR_{7.5})_i = 0 \dots\dots\dots (4-17b)$$

$$\frac{\partial \ln(L)}{\partial \beta_2} = \sum_{i=1}^n \frac{(\sqrt{q_{cIN}})_i \cdot \exp[-(\beta_0 + \beta_1 \ln(CSR_{7.5})_i + \beta_2 (\sqrt{q_{cIN}})_i)]}{1 + \exp[-(\beta_0 + \beta_1 \ln(CSR_{7.5})_i + \beta_2 (\sqrt{q_{cIN}})_i)]} - \sum_{i=1}^{n_1} (\sqrt{q_{cIN}})_i = 0 \dots\dots\dots (4-17c)$$

由式(4-17)求出 $\hat{\beta}_i$ 之解，此邏輯迴歸模式是否適當，仍以式(4-9)之修正似然性比之指數 ρ^2 ，加以判定。

4.3.2 液化機率之邏輯迴歸模式

欲建立 CPT 評估液化機率邏輯迴歸模式，首需檢視 CPT 資料是否符合常態分佈。本文以 921 地震共 174 組數據，依據第二章土壤分類之邏輯迴歸分析結果分組進行或然率檢定，即分別以淨砂 (R_f 0.45%)、粉土質砂(0.45% R_f 1.05%)、粉土(1.05% R_f 2.8%)等三

組資料進行或然率分析，這些資料經或然率圖檢定，其結果如圖 4-3 至圖 4-4 所示，由圖 4-3 顯示，CPT 試驗之 $\sqrt{q_{c1N}}$ 值符合常態分佈，由圖 4-4 顯示，反復應力比 $CSR_{7.5}$ 符合對數常態分佈，因此若將反復應力比取對數 $\ln(CSR_{7.5})$ 即符合常態分佈。

因此本文以 $\sqrt{q_{c1N}}$ 及 $\ln(CSR_{7.5})$ 為液化特性之解釋參數，分別以 R_f 0.45%、0.45% R_f 1.05%、1.05% R_f 2.8% 等三種土壤，建立 CPT 評估液化機率之邏輯迴歸模式，其分析結果如下所示：

模式一：淨砂(R_f 0.45%)之液化機率邏輯迴歸模式

經 921 地震現地資料分析得淨砂之液化資料 17 組、非液化資料 20 組，進行推定分析，得液化機率邏輯迴歸模式如圖 4-5 及式(4-18)：

$$P_{L1} = \frac{1}{1 + \exp[-(21.8 + 6.8\ln(CSR_{7.5}) - 1.36\sqrt{q_{c1N}})]} \dots\dots\dots(4-18)$$

其修正之似然性指數 $\rho_1^2 = 0.4709$

模式二：粉土質砂(0.45% R_f 1.05%)之液化機率邏輯迴歸模式

經 921 地震現地資料分析得粉土質砂液化資料 30 組、非液化資料 51 組，進行推定分析，得液化機率邏輯迴歸模式如圖 4-6 及式(4-19)：

$$P_{L2} = \frac{1}{1 + \exp[-(19.6 + 6.4\ln(CSR_{7.5}) - 1.26\sqrt{q_{c1N}})]} \dots\dots\dots(4-19)$$

其修正之似然指數 $\rho_2^2 = 0.4817$

模式三：粉土(1.05% R_f 2.8%)之液化機率邏輯迴歸模式

經 921 地震現地資料分析得粉土之液化資料 41 組、非液化資料 13 組，進行推定分析，得液化機率邏輯迴歸模式如圖 4-7 及式(4-20)：

$$P_{L3} = \frac{1}{1 + \exp[-(19.6 + 5.9\ln(CSR_{7.5}) - 1.48\sqrt{q_{c1N}})]} \dots\dots\dots(4-20)$$

其修正之似然性指數 $\rho_3^2 = 0.5752$

將模式一至三之比較如表 4-1。

表 4-1 液化機率各種迴歸模式之比較

土壤分類	資料 數目	邏輯之迴歸式	ρ^2
R_f 0.45%	37	$Q_L = 21.8 + 6.8 \ln(CSR_{7.5}) - 1.36 \sqrt{q_{c1N}}$	0.4709
0.45% R_f 1.05%	81	$Q_L = 19.6 + 6.4 \ln(CSR_{7.5}) - 1.26 \sqrt{q_{c1N}}$	0.4817
1.05% R_f 2.8%	54	$Q_L = 19.6 + 5.9 \ln(CSR_{7.5}) - 1.48 \sqrt{q_{c1N}}$	0.5702

以上之邏輯迴歸模式，不但可直接以 CPT 試驗定量評估土壤液化機率，亦可以液化機率 $P_L=0.5$ 為判別式定性評估土壤液化潛能。因此本文分別將 R_f 0.45%、0.45% R_f 1.05% 與 1.05% R_f 2.8% 之液化邏輯迴歸模式，以液化機率 $P_L=0.5$ 為判別式，劃於圖 4-8 互相比較，並進行統計迴歸，以 $CRR_{7.5} = CSR_{7.5}$ ，則抗液化強度 $CRR_{7.5}$ 與 q_{c1N} 之關係如式 (4-21):

$$CRR_{7.5} = \exp[(0.2169 - 0.0760R_f + 0.0658R_f^2) \sqrt{q_{c1N}} - (3.426 - 0.9002R_f + 0.5539R_f^2)] \dots\dots\dots(4-21)$$

理論上，以液化機率 $P_L=0.5$ 為判別式較合理，但工程實務上常以較保守之液化機率為判別式，因此本文亦將將液化機率 $P_L=0.3$ 之判別式，亦劃於圖 4-8 互相比較，並進行統計迴歸，則抗液化強度 $CRR_{7.5}^*$ 與 q_{c1N} 之關係如式(4-22):

$$CRR_{7.5}^* = \exp[(0.2169 - 0.0760R_f + 0.0658R_f^2) \sqrt{q_{c1N}} - (3.5451 - 0.8809R_f + 0.5519R_f^2)] \dots\dots\dots(4-22)$$

上述之式(4-21)、(4-22)僅適用 $0 < R_f < 2.8\%$ ，即淨砂、粉土質砂及粉土等土壤。由圖 8-8 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 之判別式皆可發現：在相同之 q_{c1N} ，抗液化強度反復應力比 $CRR_{7.5}$ 之大小分別為： $1.05\% < R_f < 2.8\%$ 最

大、0.45% R_f 1.05% 次之、 R_f 0.45% 最小，與實際之土壤情況極為吻合。

以上述 $P_L=0.5$ 為判別式分析液化潛能，其土壤之抗液化強度 $CRR_{7.5}$ ，以式(4-21)計算，地震引致土層之作用強度 $CSR_{7.5}$ ，以式(4-13)計算，其抗液化之安全係數 F_s ，如下所示：

$$F_s = CRR_{7.5} / CSR_{7.5} \dots\dots\dots(4-23)$$

以較保守之 $P_L=0.3$ 為判別式分析液化潛能，其土壤之抗液化強度， $CRR_{7.5}^*$ ，以式(4-22)計算，地震引致土層之作用強度 $CSR_{7.5}$ ，以式(4-13)計算，其抗液化之安全係數 F_s^* ，如下所示：

$$F_s^* = CRR_{7.5}^* / CSR_{7.5} \dots\dots\dots(4-24)$$

4.4 邏輯迴歸模式與傳統相關經驗法之比較

本文之邏輯迴歸模式，不但可直接以 CPT 試驗定量評估土壤液化機率，亦可以液化機率 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 為判別式定性評估土壤液化潛能。因此本文以液化機率 $P_L=0.5$ $P_L=0.3$ 為判別式，分別與 Olson(1997)、Robertson & Wride(1997) 簡稱 R & W(1997)及修正之 Seed 法相互比較，以探討其差異性。比較結果如圖 4-9 至圖 4-11 所示。其中修正之 Seed 法，由 Youd & Idriss(1997) 以邏輯迴歸模式修正 Seed et al.(1985)之 SPT-N 法，本文再以港研所(1984) q_c 與 N 相關性之研究成果，即淨砂以 $(q_c/N)=4$ 、粉土質砂以 $(q_c/N)=3.7$ 、粉土質砂以 $(q_c/N)=3$ ，轉換為修正之 Seed CPT- q_c 法。

由圖 4-9 至圖 4-11 之比較可發現：於淨砂、粉土質砂及粉土等三種土壤之情況，於 $q_{c/N} \leq 70$ 附近時，本文 $P_L=0.3$ 模式之抗液化強度，皆相當接近於修正之 Seed CPT- q_c 法之相關經驗曲線；於淨砂及粉土質砂土壤時，本文 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 模式之抗液化強度大於 Olson(1997)、R & W (1997) 之相關經驗曲線許多；於粉土土壤時，本文之 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 模式，與 Olson(1997)、R & W (1998) 之相關經驗曲線則相差甚多。

整體而言：本文 $P_L=0.5$ 之邏輯判別式，為理論上液化與非液化之分界線；本文 $P_L=0.3$ 之邏輯判別式及修正之 Seed CPT- q_c 法，介於為理論分界線與液化臨界下限；而 Olson(1997)、R & W (1997) 法，為液化臨界下限之經驗判斷分析法，因此 Olson(1997)、R & W (1997) 法最為保守。由賴、謝(1999)、亞新工程顧問公司(2000)、Chu et al.(2000)、Lin et al.(2000)等，針對 921 地震之台中港、員林、霧峰、南投等地區之液化危險度分析可發現，Olson(1997)、R & W (1997) 等 CPT- q_c 法較保守，而 Youd & Idriss al.(1997)修正 Seed et al.(1985)之 SPT-N 法較適中。

4.5 抗液化安全係數與液化機率之相關性

本文分別以邏輯迴歸模式及貝氏定理，建立抗液化安全係數 F_s 與液化機率 P_L 之相關性。

邏輯迴歸模式不但可分析土壤液化機率，亦可以液化機率 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 為判別式，計算土壤抗液化之安全係數， F_s 、 F_s^* 。本文以式(8-18)至式(8-20)之邏輯迴歸模式，計算液化及非液化案例，獲得 174 組(P_L, F_s)及 (P_L^*, F_s^*)，並以迴歸分析建立抗液化安全係數與液化機率之關係，如式(4-25)-式(4-26)及圖 4-12 ($R^2=0.82$ ， $R^{*2}=0.84$)所示：

$$P_L = \frac{1}{1 + 0.3(F_s)^3 + 0.7(F_s)^7} \dots\dots\dots(4-25)$$

$$P_L^* = \frac{1}{1 + 0.5(F_s^*)^3 + 1.8(F_s^*)^7} \dots\dots\dots(4-26)$$

本文亦以貝氏定理(Juang et al., 1999) 分析土壤液化機率，其分析方法如式(4-27)所示：

$$P_{LB} = \frac{f_L(F_s)}{f_L(F_s) + f_{NL}(F_s)} \dots\dots\dots(4-27)$$

式中：

P_{LB} ：貝氏定理分析之土壤液化機率。

$f_L(F_s)$ ：為液化案例安全係數 F_s 之機率密度函數。

$f_{NL}(F_S)$: 為非液化案例安全係數 F_S 之機率密度函數。

由圖 4-13 液化案例安全係數 F_S 、 F_S^* 之或然率圖檢定顯示，液化案例之 $\sqrt{F_S}$ 、 $\sqrt{F_S^*}$ 值符合常態分佈，由圖 4-14 非液化案例安全係數 F_S 、 F_S^* 之或然率圖檢定顯示，非液化案例之 F_S 、 F_S^* 值符合對數常態分佈，因此液化案例安全係數之機率密度函數， $f_L(F_S)$ 、 $f_L(F_S^*)$ ，可表示如下式：

$$f_L(F_S) = \frac{1}{0.214 * \sqrt{8\pi * F_S}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\sqrt{F_S} - 0.793}{0.214} \right)^2 \right] \dots\dots\dots(4-28)$$

$$f_L(F_S^*) = \frac{1}{0.201 * \sqrt{8\pi * F_S^*}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\sqrt{F_S^*} - 0.741}{0.201} \right)^2 \right] \dots\dots\dots(4-29)$$

非液化案例安全係數之機率密度函數， $f_{NL}(F_S)$ 、 $f_{NL}(F_S^*)$ ，可表示如下式：

$$f_{NL}(F_S) = \frac{1}{0.322 * F_S * \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(F_S) - 0.353}{0.322} \right)^2 \right] \dots\dots\dots(4-30)$$

$$f_{NL}(F_S^*) = \frac{1}{0.322 * F_S^* * \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(F_S^*) - 0.221}{0.322} \right)^2 \right] \dots\dots\dots(4-31)$$

將式(4-28)-式(4-31)代入式(4-27) 之貝氏定理，分析液化及非液化案例，獲得 174 組 (P_{LB}, F_S) 及 (P_{LB}^*, F_S^*) ，並以迴歸分析建立抗液化安全係數與液化機率之關係，如式(4-32)-式(4-33)及圖 4-15($R^2=0.98$, $R^{*2}=0.99$)所示：

$$P_{LB} = \frac{1}{1 + (F_S / 0.98)^{5.2}} \dots\dots\dots(4-32)$$

$$P_{LB}^* = \frac{1}{1 + (F_S^* / 0.86)^{5.3}} \dots\dots\dots(4-33)$$

由圖 4-12 及圖 4-15 顯示，以 $P_L=0.5$ 為判別式，建立之抗液化安全係數與液化機率關係，當 $F_S = 1$ 時， $P_L = 0.5$ 、 $P_{LB} = 0.47$ 。以 $P_L=0.3$ 為判別式，建立之抗液化安全係數與液化機率關係，當 $F_S^* = 1$ 時， $P_L^* = 0.3$ 、 $P_{LB}^* = 0.31$ 。

4.6 小結

- 1.由土壤分類之邏輯迴歸分析得知: 0% R_f 0.45%為淨砂、0.45% R_f 1.05%為粉土質砂、1.05% R_f 2.8%為粉土。
- 2.本文以 921 地震現場液化與非液化案例 CPT 試驗共 174 組數據,建立以 CPT 評估液化機率之邏輯迴歸模式,不但可定性評估土壤液化潛能,亦可定量評估土壤液化機率,提供工程設計更多之資訊。
- 3.本文所建立之邏輯迴歸模式,是以 CPT 現場試驗數據之錐端阻抗 q_{c1N} 值與摩擦比 R_f 為分析參數,不需其他非 CPT 試驗之數據,並以簡易之相關式表示,在液化分析上甚為方便。
- 4.本文不但以液化機率 $P_L=0.5$ 為判別式,建立理論上之抗液化強度 $CRR_{7.5}$ 與 q_{c1N} 之關係式,即式(4-21);亦以較保守之液化機率 $P_L=0.3$ 為判別式,建立適用於工程上之抗液化強度 $CRR_{7.5}$ 與 q_{c1N} 之關係式,即式(4-22)。提供液化分析上更多之資訊。
- 5.本文邏輯迴歸模式與傳統相關經驗法之比較可發現:於淨砂、粉土質砂及粉土等三種土壤之情況,於 $q_{c1N} \leq 70$ 附近時,本文 $P_L=0.3$ 模式之抗液化強度,皆相當接近於修正之 Seed CPT- q_c 法之相關經驗曲線;於淨砂及粉土質砂土壤時,本文 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 模式之抗液化強度大於 Olson(1997)、R & W (1998) 之相關經驗曲線許多;於粉土土壤時,本文之 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 模式,與 Olson(1997)、R & W (1998) 之相關經驗曲線則相差甚多。
- 6.本文分別以邏輯迴歸模式及貝氏定理,建立抗液化安全係數與液化機率之關係式,即式(4-25)-式(4-26)及式(4-32)-式(4-33),其相關性皆甚良好。

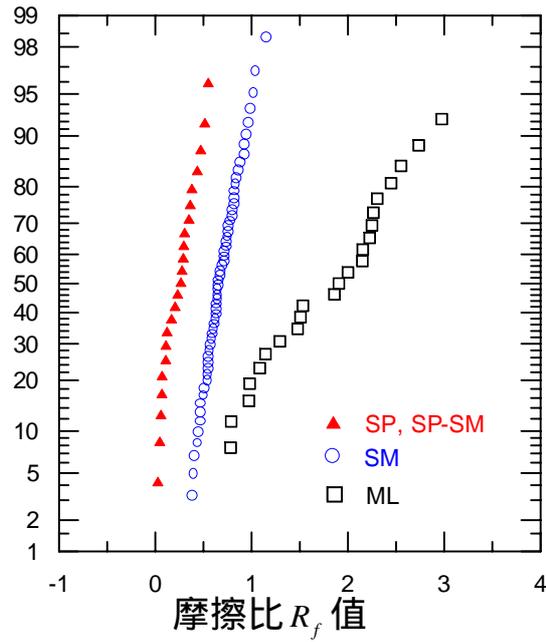


圖 4-1 淨砂、粉土質砂、粉土等三種土壤之 R_f 值繪於常態或然率圖上

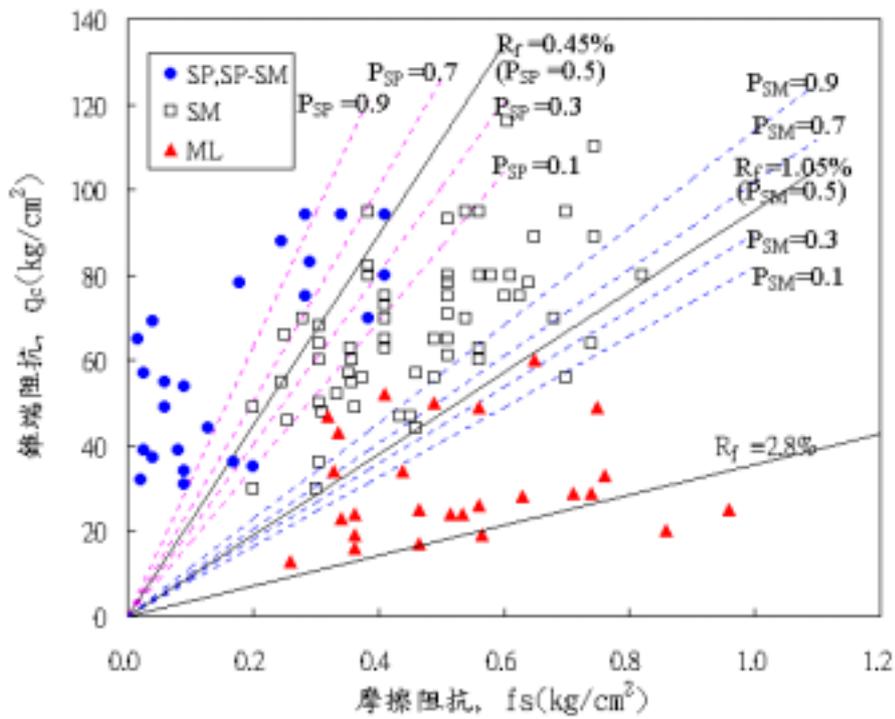


圖 4-2 台中港 CPT 試驗與土壤分類之邏輯迴歸分析結果

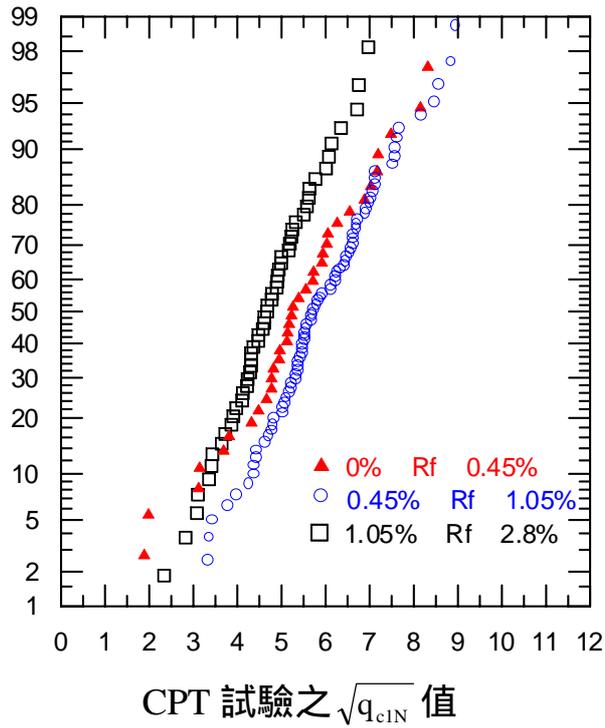


圖 4-3 CPT 試驗之 $\sqrt{q_{c1N}}$ 值繪於常態或然率圖上

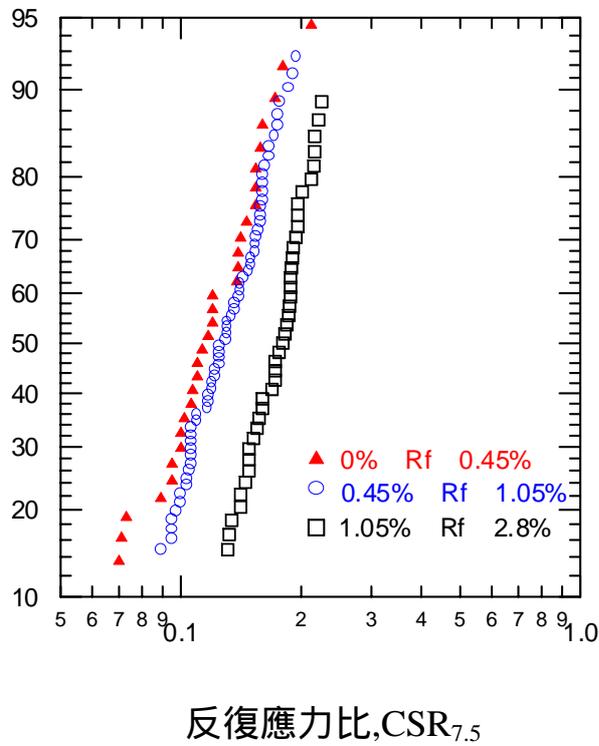


圖 4-4 反復應力比 $CSR_{7.5}$ 繪於對數常態或然率圖上

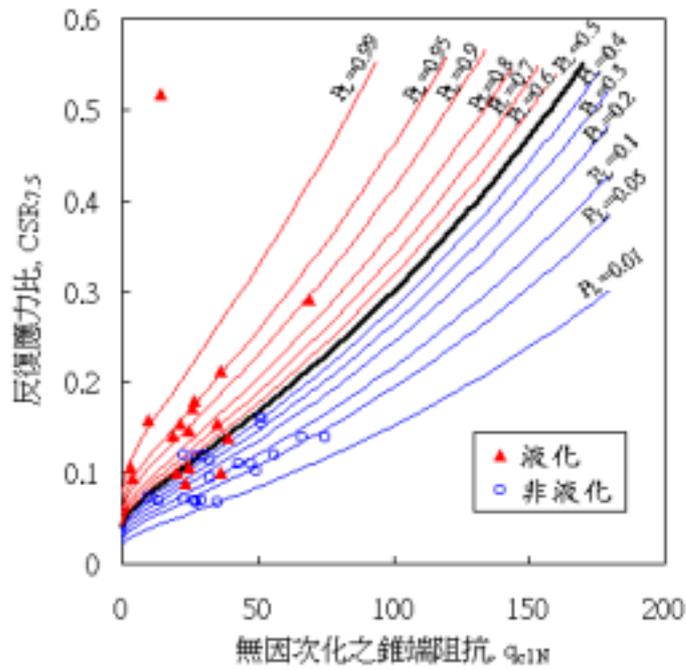


圖 4-5 R_f 0.45% 邏輯模式之液化機率曲線圖

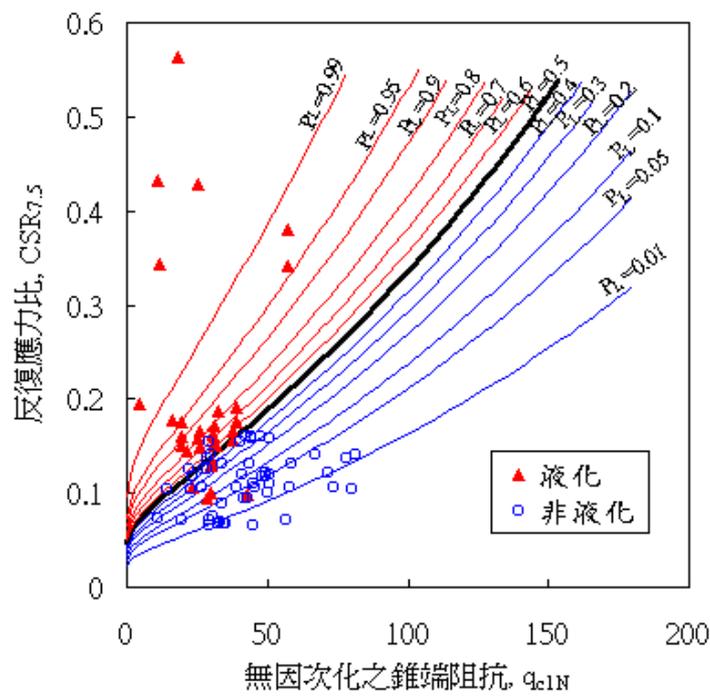


圖 4-6 0.45% R_f 1.05% 邏輯模式之液化機率曲線圖

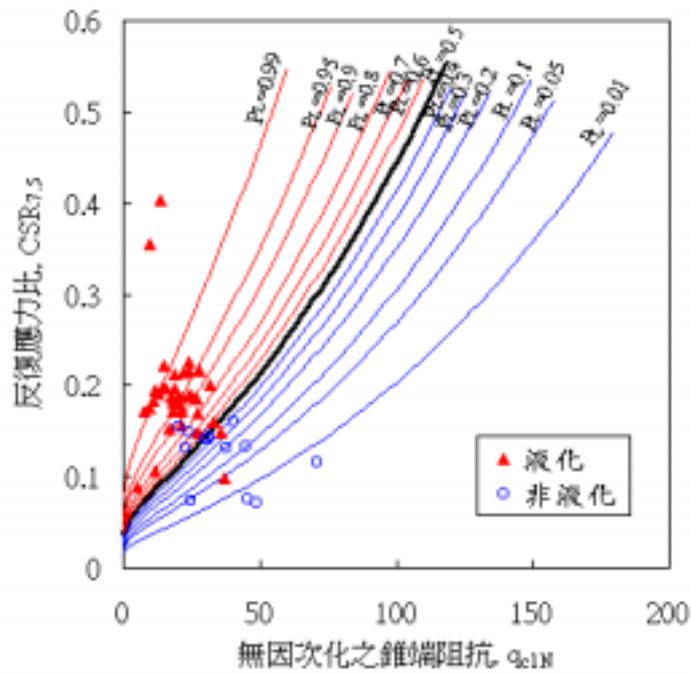


圖 4-7 1.05% R_f 2.8% 邏輯模式之液化機率曲線圖

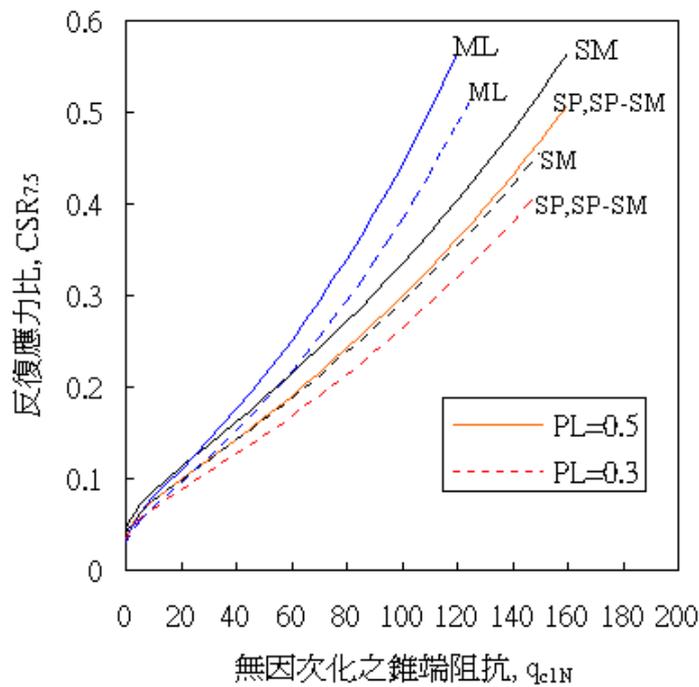


圖 4-8 淨砂、粉土質砂、粉土等土壤以 P_L=0.5、P_L=0.3 為液化判別式之比較

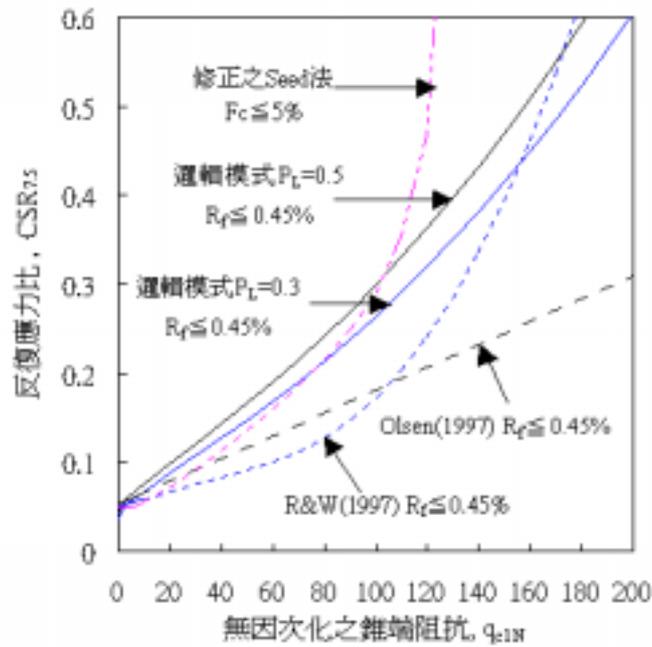


圖 4-9 淨砂液化邏輯模式 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 與 Olsen(1997)、R&W(1997)及修正之 Seed 等方法之比較

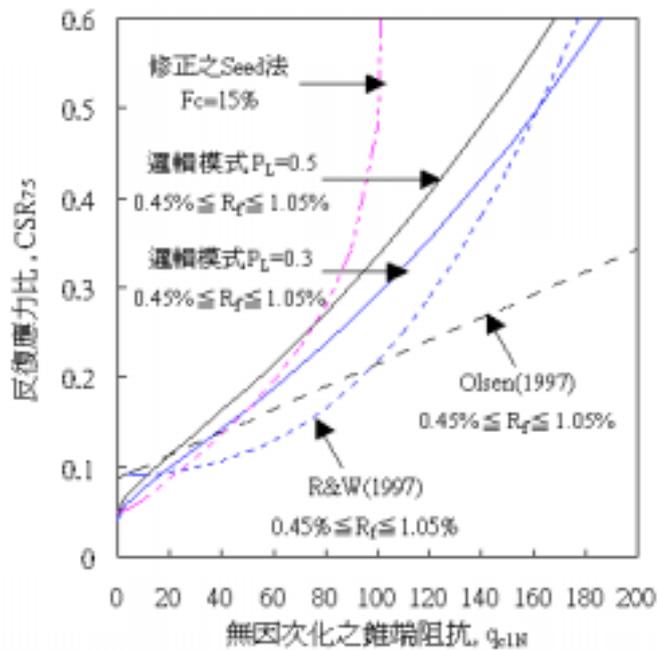


圖 4-10 粉土質砂液化邏輯模式 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 與 Olsen(1997)、R&W(1997)及修正之 Seed 等方法之比較

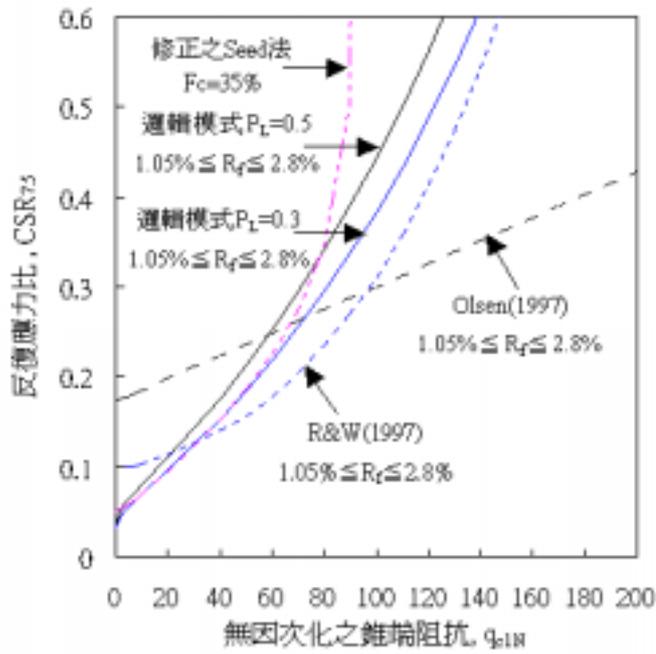


圖 4-11 粉土液化邏輯模式 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 與 Olsen(1997)、R&W(1997)及修正之 Seed 等方法之比較

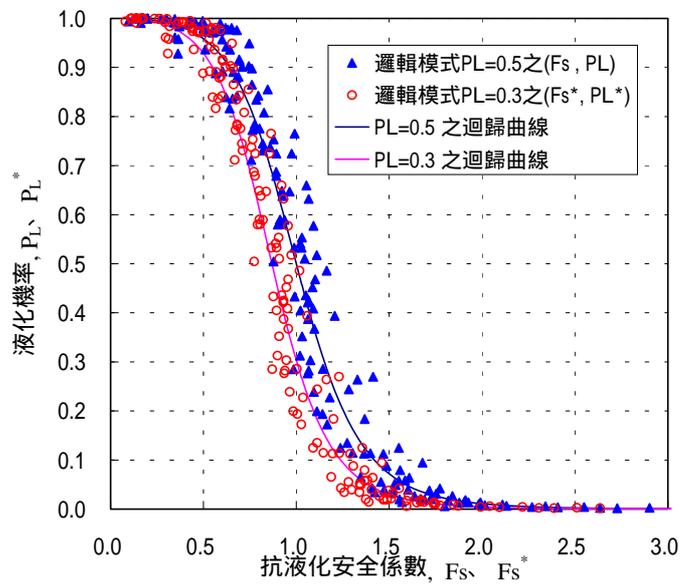


圖 4-12 邏輯模式 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 之抗液化安全係數與液化機率之關係圖

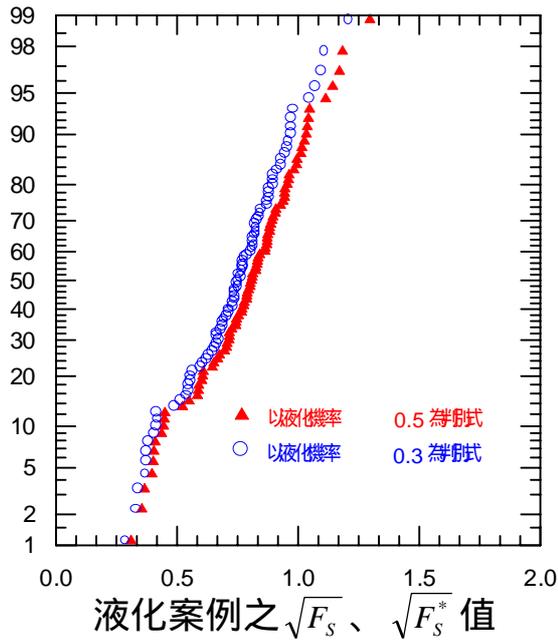


圖 4-13 液化案例之 $\sqrt{F_s}$ 、 $\sqrt{F_s^*}$ 值繪於常態或然率圖上

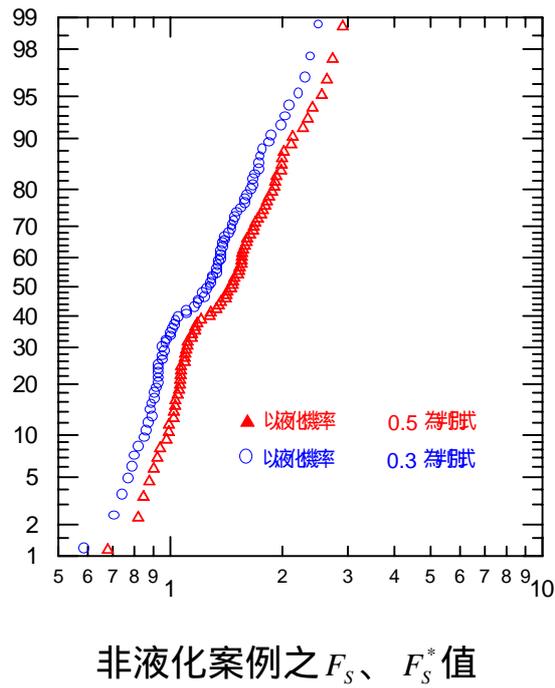


圖 4-14 非液化案例之 F_s 、 F_s^* 值繪於對數常態或然率圖上

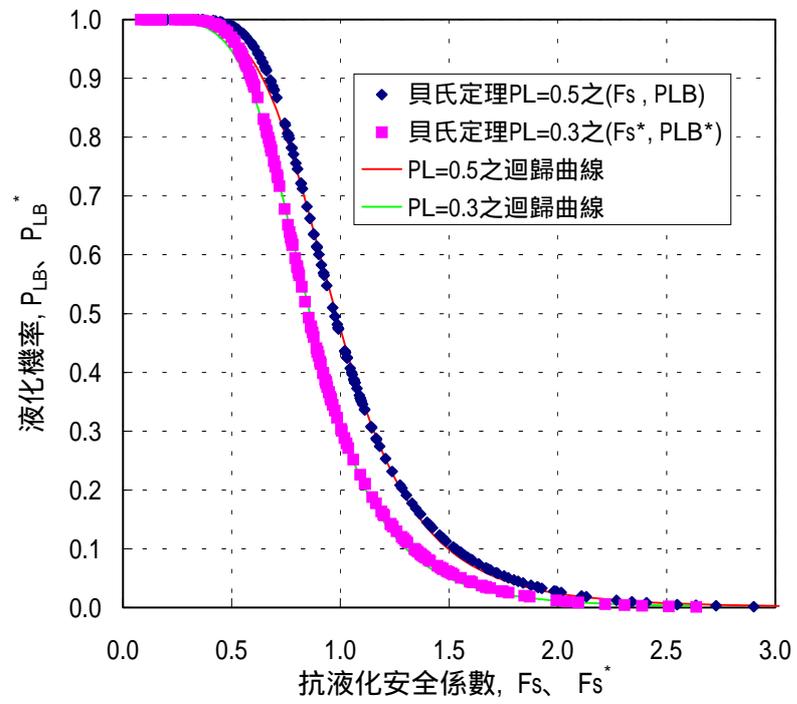


圖 4-15 貝氏定理 PL=0.5、PL=0.3 之抗液化安全係數與液化機率之關係圖

第五章 台中港區液化危害度分析

5.1 液化危害度分析方法

本文分別以第三、四章新建立之本土化液化分析模式，即以921地震台中港、布袋港、彰濱工業區、員林、霧峰、南投等地液化與非液化案例之CPT試驗及SPT試驗數據，以統計分類法中之邏輯迴歸法、判別分析法及貝氏定理，分別建立CPT及SPT試驗之本土化液化分析模式，進行台中港區液化潛能評估。

依上述液化評估法分析，進行液化潛能評估時，所獲得的結果僅為各鑽孔地表下某一深度之砂土層是否液化，對於整個鑽孔而言，是否為液化區仍無定論。因此，為了涵蓋土層各深度之液化情形及更深入探討整個地區之液化潛能分佈圖，本文再分別以Iwasaki等人(1982)安全係數深度加權法、及賴聖耀、謝明志 (1996) 液化機率深度加權法，分別分析台中港區各種模擬地震之液化危害度。茲將此兩種深度加權法略述如下。

5.1.1 安全係數危害度分析

若鑽孔液化分析結果是以安全係數來表示，本研究採用Iwasaki之深度加權法加以評估液化危害度，Iwasaki等人(1982)考慮深度的影響，提出一評估液化潛能之深度加權法，建議以液化潛能指數 (Liquefaction Potential Index) IL表示任一鑽孔之液化危險程度。

$$IL = \int_0^H F(z) \cdot W(z) dz \dots\dots\dots(5-1)$$

其中

IL 為液化潛能指數，介於 0~100 之間

$$F(Z)=1-F_L(Z) \quad \text{for } F_L(Z)<1.0$$

$$F(Z)=0 \quad \text{for } F_L(Z)>1.0$$

$$W(Z)=10-0.5Z$$

Z：距地表之深度，單位 m

H：鑽孔深度

Iwasaki等人(1982) 依此分析過去6次地震中，64個液化區域和23個非液化區域的資料，綜合整理後，提出下列指標：

- (1) $IL \geq 15$ 高度液化災害風險，地表發生明顯液化表徵機會較高，如噴砂或顯著沈陷等現象
- (2) $5 < IL < 15$ 中度液化災害風險，地表發生明顯液化表徵機會低，但深層可能液化，地表沈陷量不明顯。
- (3) $0 < IL < 5$ 輕微液化災害風險，液化之可能性很低
- (4) $IL = 0$ 非液化潛能區

5.1.2 液化機率危害度分析

若鑽孔液化分析結果是以機率值來表示,依上述液化機率評估法分析，進行液化機率評估時，所獲得的結果僅為各鑽孔地表下某一深度之砂土層液化機率，對於整個鑽孔而言，液化危害程度如何仍無定論。因此，為了涵蓋土層各深度之液化情形及更深入探討整個地區之液化危害程度分佈圖，則採用賴聖耀 謝明志(1996)之深度加權法加以評估。賴聖耀 謝明志 (1996) 考慮深度的影響，提出一評估液化危險度之深度加權法，建議以液化危險度 P_{LW} 表示任一鑽孔之液化危險程度。

$$P_{LW} = \frac{\int_0^{20} P_L(z) \cdot W(z) \cdot dz}{\int_0^{20} W(z) \cdot dz} \dots\dots\dots(4-6)$$

上式中

$P_L(z)$ ：為各孔各個深度之液化機率，介於 0~1 之間

P_{LW} ：為各孔之液化危險度，介於 0~1 之間

$W(z)$ ：為權重函數， z 為深度(公尺)。 $W(z)=1-0.05z$

吾人可以仔細觀察式4-5、4-6所代表的意義，式4-5之 F_L 為安全係數，依照液化的觀點， $F_L < 1.0$ 的液化機率為 $P_L > 0.5$ 。而式4-3對 $F_L > 1.0$ 的土層並不計算其液化危害度，因此其所計算的液化危害度範圍若對應到機率的觀點來看，約是計算液化機率 P_L 在0.5~1.0的範圍，至於0.0~0.5之間的範圍則不加以計算，而式4-6之 P_{LW} 所計算之液化危害度，其所使用液化機率 P_L 的範圍在0.0~1.0之間，約為式4-3之 IL 所計算液化危害度範圍的兩倍。由於液化潛能指數，介於0~100之間，故當式4-5液化危害度指數為15時，其為液化潛能總指數之15%，其所對應到式4-6之液化危險度機率約為0.3。因此賴聖耀 (2001)亦依照Iwasaki等人 (1982)安全係數法之液化潛能分級，建議液化危害度機率法之分級，如下所示：

- (1) $P_{LW} \geq 0.3$ 高度液化災害風險，地表發生明顯液化表徵機會較高，如噴砂或顯著沈陷等現象
- (2) $0.1 \leq P_{LW} < 0.3$ 中度液化災害風險，地表發生明顯液化表徵機會低，但深層可能液化，地表沈陷量不明顯。
- (3) $0 < P_{LW} < 0.1$ 輕微液化災害風險，液化之可能性很低
- (4) $P_{LW} = 0$ 非液化潛能區

5.2 台中港區附近之斷層與地震

台灣位處於環太平洋地震帶西側，受到歐亞大陸與菲律賓海板塊間的碰撞與擠壓作用，導致台灣地區地震頻繁，自古以來常發生大地震，災情慘重者不少。根據鄭世楠和葉永田(2002)的統計結果顯示，造成百人以上死亡的重大災害地震有14次，其分佈圖如圖5-1所示，其中超過千人死亡的有4次：分別是1848年彰化地震(1,030人死亡)、1906年梅山地震(1,258人死亡)、1935年新竹 - 台中地震(3,276人死亡)與1999年集集地震(2,444人死亡)。而超過千人死亡的4次地震中，有3次地震發生於中部地區，分別由彰化斷層、屯子腳斷層、車籠埔斷層所引發而成，而此三個斷層亦為影響台中港之重要活動斷層，其分佈圖如圖5-2所示。

1999年9月21日集集地震在台灣中部地區造成巨大的災害，伴隨發生的有車籠埔斷層的錯動以及大範圍地區的土壤液化現象。台中港區(距離車籠埔斷層約25公里，距離震央約55公里)在地震中造成顯著的液化，導致部分碼頭、倉棧及卸儲設施遭受損壞，相關單位因而重視地震與活動斷層對台灣西部新生地、港灣與新興工業區的潛在威脅。

根據張徽正等(1998)、中央地質調查所(中央地質調查所網站/台灣活動斷層2000年版本)與中央大學應用地質研究所(中央大學應用地質研究所網站/台灣活動斷層)對於活動斷層的研究結果顯示，通過西部精華地區的彰化斷層對於西部海岸地區最具威脅(圖5-2)。1848年(清道光28年)彰化地區曾經發生超過千人死亡的重大災害地震，此地震是否與彰化斷層有直接或間接的關聯？尤其是對於垂直距離僅有6公里的台中港而言，是否會發生大規模土壤液化與地層下陷？1995年日本板神地震造成神戶港灣機能全面癱瘓的情形是否會在台灣發生？是值得相關單位進一步探討的課題。根據鄭世楠、葉永田(2002)之研究結論：由災害規模、受災地區與災害較嚴重區域分佈等資料推估，1848年彰化地震與整段彰化地震(包括大甲、鐵砧山、清水與彰化斷層)的錯動有密切的關聯。雖然目前沒有找到直接與地表斷層錯動相關的文字描

述，僅有「北路彰化尤重，官舍、民房皆為瓦礫場。間有裂地出水漿，土人嘗之，其味甘。」(治台必告錄)，此地裂可能僅是土壤液化所造成的噴水現象，亦可能是斷層錯動所造成，因缺乏相關資訊，無法更深入探討。由受災地區與災害較嚴重區域南北狹長的分佈情形，可以確定震源深度相當淺。

有鑑於此，本文之台中港液化危害度分析，除了考慮1935年新竹、台中裂震、1999年集集大地震之外，亦將彰化斷層對台中港之可能液化危害度進行分析；若彰化斷層發生地震規模 $M_L=6.5$ ，台中港區之地表最大加速度約為 $0.23g$ ，與新訂耐震設計規範乙區地震強度 $A_{max}=0.23g$ 相當；若彰化斷層發生地震規模 $M_L=7$ ，台中港區之地表最大加速度約為 $0.33g$ ，與新訂耐震設計規範甲區地震強度 $A_{max}=0.33g$ 相當；若彰化斷層發生地震規模 $M_L=7.5$ ，台中港區之地表最大加速度約為 $0.5g$ ，與1995年日本阪神大地震，神戶港區之地表最大加速度 $A_{max}=0.55g$ 相當，以供下節液化危害度分析研究之參考。

5.3 台中港液化危害度分析結果

本文搜集台中港區現有鑽探資料135孔，共約1800筆N值資料，其相關位置如圖5-3所示，分別以①1935年新竹、台中裂震，地震規模 $M_L=7.1$ ，台中港區之地表最大加速度 $A_{max}=0.15g$ ；②1999年集集大地震，地震規模 $M_L=7.3$ 、 $M_w=7.6$ ，台中港區之地表最大加速度 $A_{max}=0.16g$ ；③新訂耐震設計規範乙區地震強度 $A_{max}=0.23g$ ，相當於彰化斷層發生地震規模 $M_L=6.5$ 時台中港區之地表最大加速度；④新訂耐震設計規範甲區地震強度 $A_{max}=0.33g$ ，相當於彰化斷層發生地震規模 $M_L=7.0$ 時台中港區之地表最大加速度；⑤1995年日本阪神大地震，地震規模 $M_L=7.2$ ，神戶港區之地表最大加速度 $A_{max}=0.55g$ ，相當於彰化斷層發生地震規模 $M_L=7.5$ 時台中港區之地表最大加速度；等五種地震條件，並利用標準貫入試驗(SPT)之土層調查資料來評估台中港區沖積土層液化危害度。

本文分析各種地震強度引致台中港區之液化危害度，是以平均地下水水位為 -1.6m 為分析依據，本文新模式賴(2002)安全係數法+Iwasaki(1982)深度加權法之分析結果，如圖5-4至圖5-8所示；本文新模式賴(2002)液化機率法+賴、謝(1986)深度加權法之分析結果，如圖5-9至圖5-13所示；去年度(90年度)以Liao(1988)液化機率法+賴、謝(1986)深度加權法之分析結果，亦如圖5-14至圖5-17所示，繼續提供參考比較。

由圖5-4至圖5-8、圖5-9至圖5-13、圖5-14至圖5-17等三種模式分析結果之比較顯示：賴(2002)本土化安全係數法較嚴苛，賴(2002)本土化液化機率法最適中，Liao(1988)液化機率法較保守；由921地震台中港液化危害度分析結果之比較亦顯示：賴(2002)本土化液化機率法之分析結果，與921地震台中港液化災害現象最為吻合；即港區除1至4A碼頭抽砂回填區、9至11號碼頭沖積土層造成較嚴重液化，及西碼頭之北填方區中度液化外，其餘大部份地區液化程度極為輕微。

由圖5-4至圖5-17之整體分析結果顯示：台中港受1935年地震或921地震地表最大加速度0.15g或0.16g作用，港區除1至4A碼頭抽砂回填區及9至11號碼頭沖積土層造成較嚴重液化現象外，其餘大部份地區液化程度極為輕微；此評估結果與921地震台中港液化災損相當符合。如果台中港遭受新訂耐震設計規範乙區地震強度 $A_{max}=0.23g$ ，相當於彰化斷層發生地震規模 $M_L=6.5$ 時台中港區之震度，港區約有一半會發生嚴重液化災害。如果台中港不幸遭受耐震設計規範甲區最大加速度0.33g，或阪神地震之神戶港最大加速度0.55g，即相當於彰化斷層發生地震規模 $M_L>7.0$ 時台中港區之震度，如此強烈之地震侵襲時，則大部份港區均會發生嚴重液化災害。

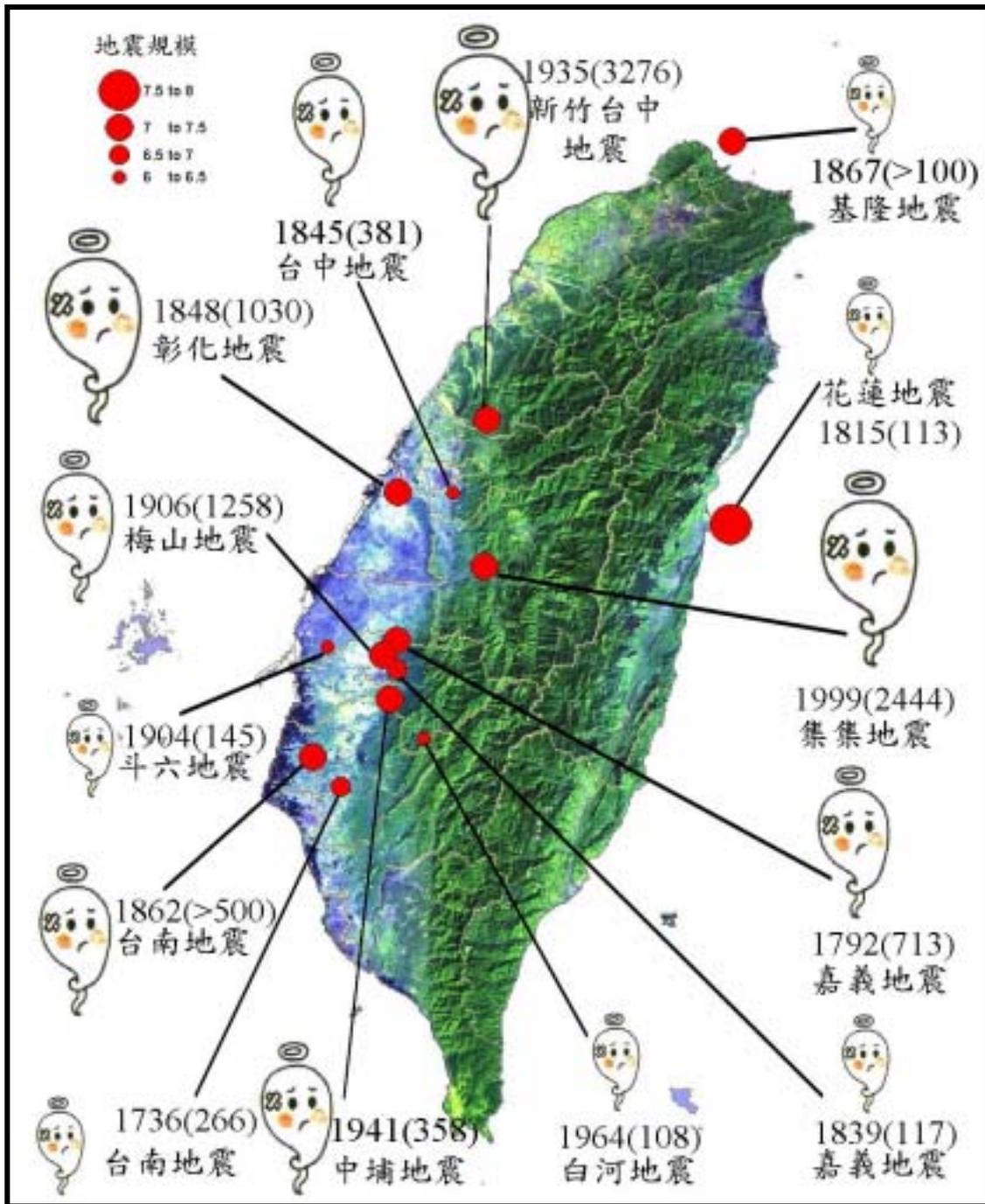


圖 5-1 台灣地區造成百人以上死亡之重大災害地震震央分佈圖
(鄭世楠、葉永田, 2001)

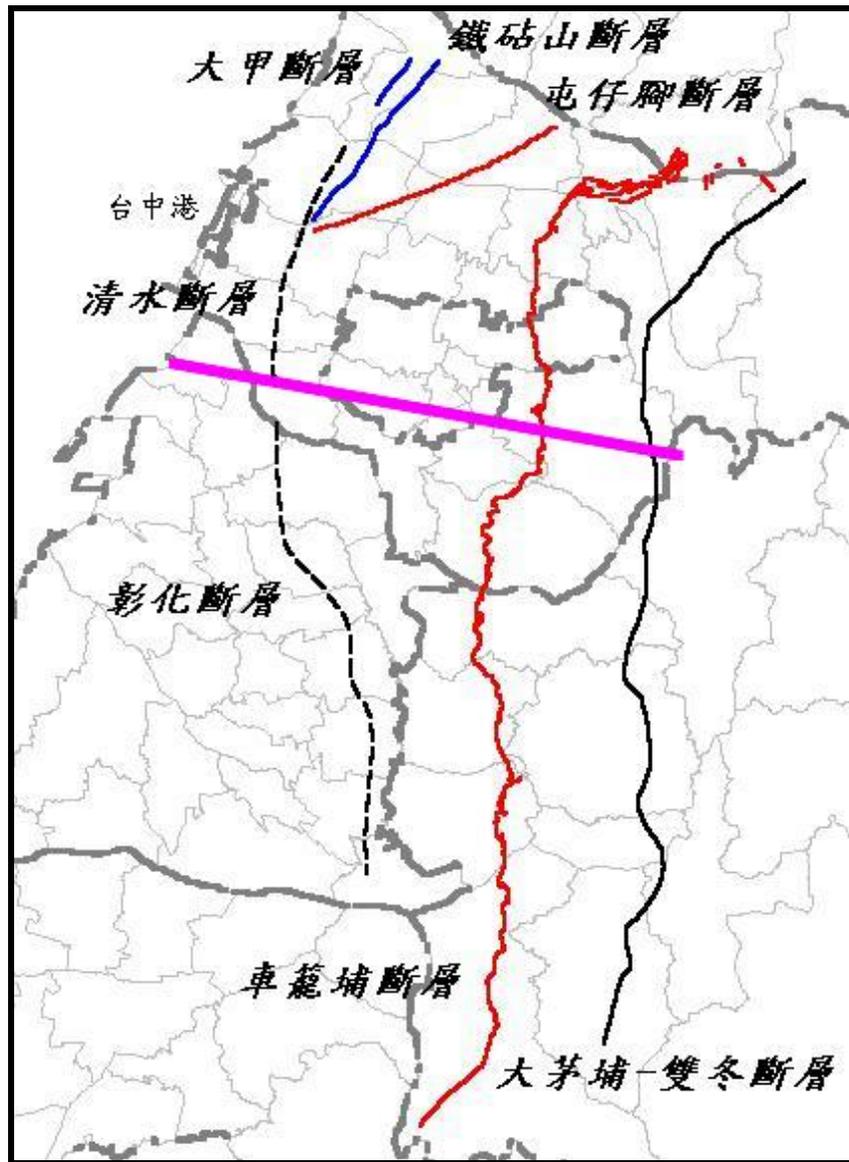


圖 5-2a 影響台中港之活動斷層分佈圖
(根據中央地質調查所網站資料重繪)

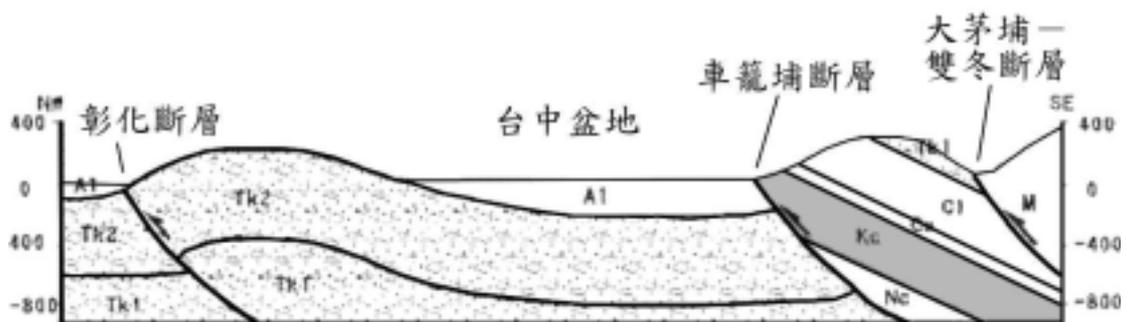


圖 5-2b、影響台中港之活動斷層剖面圖(中央地質調查所網站)

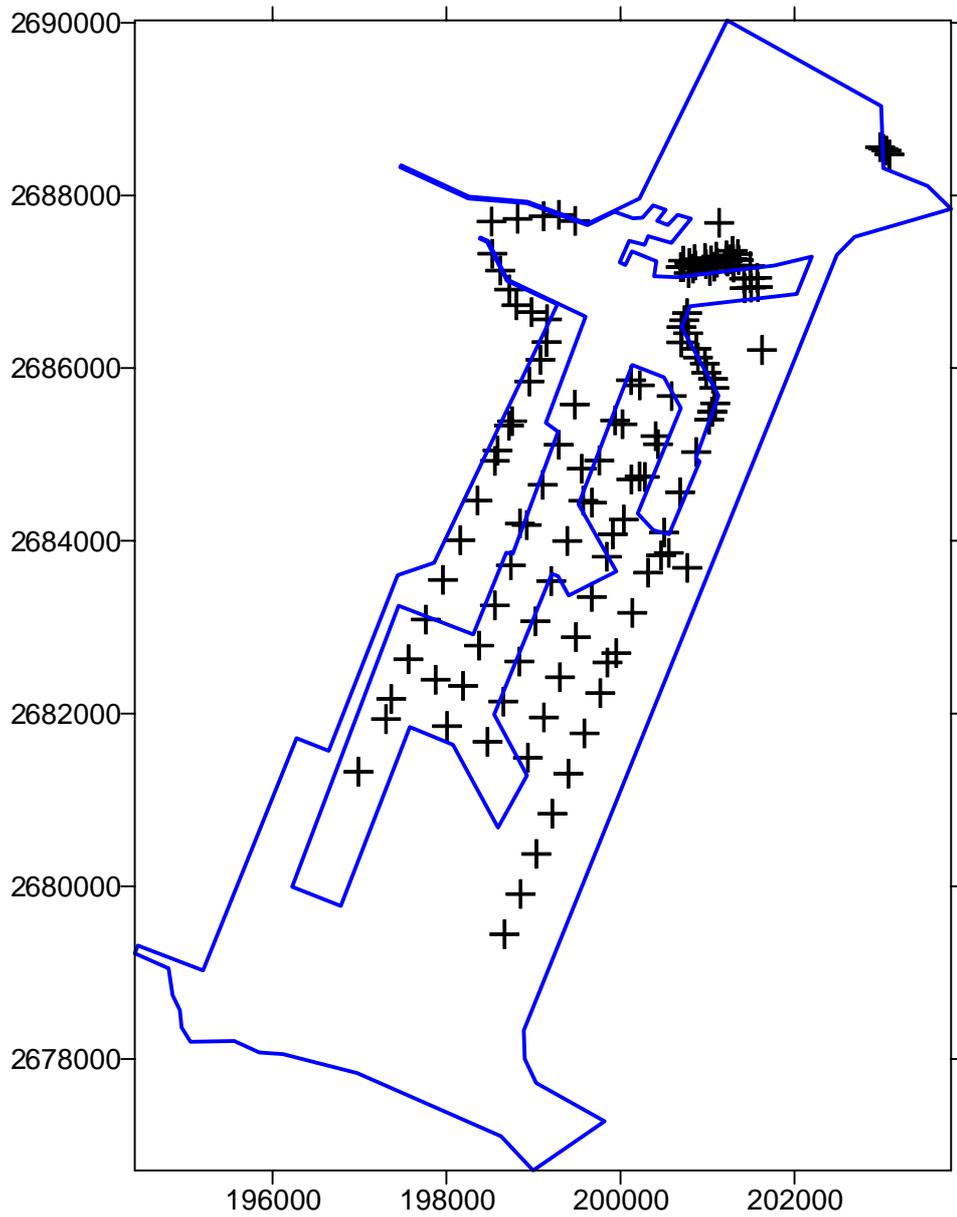
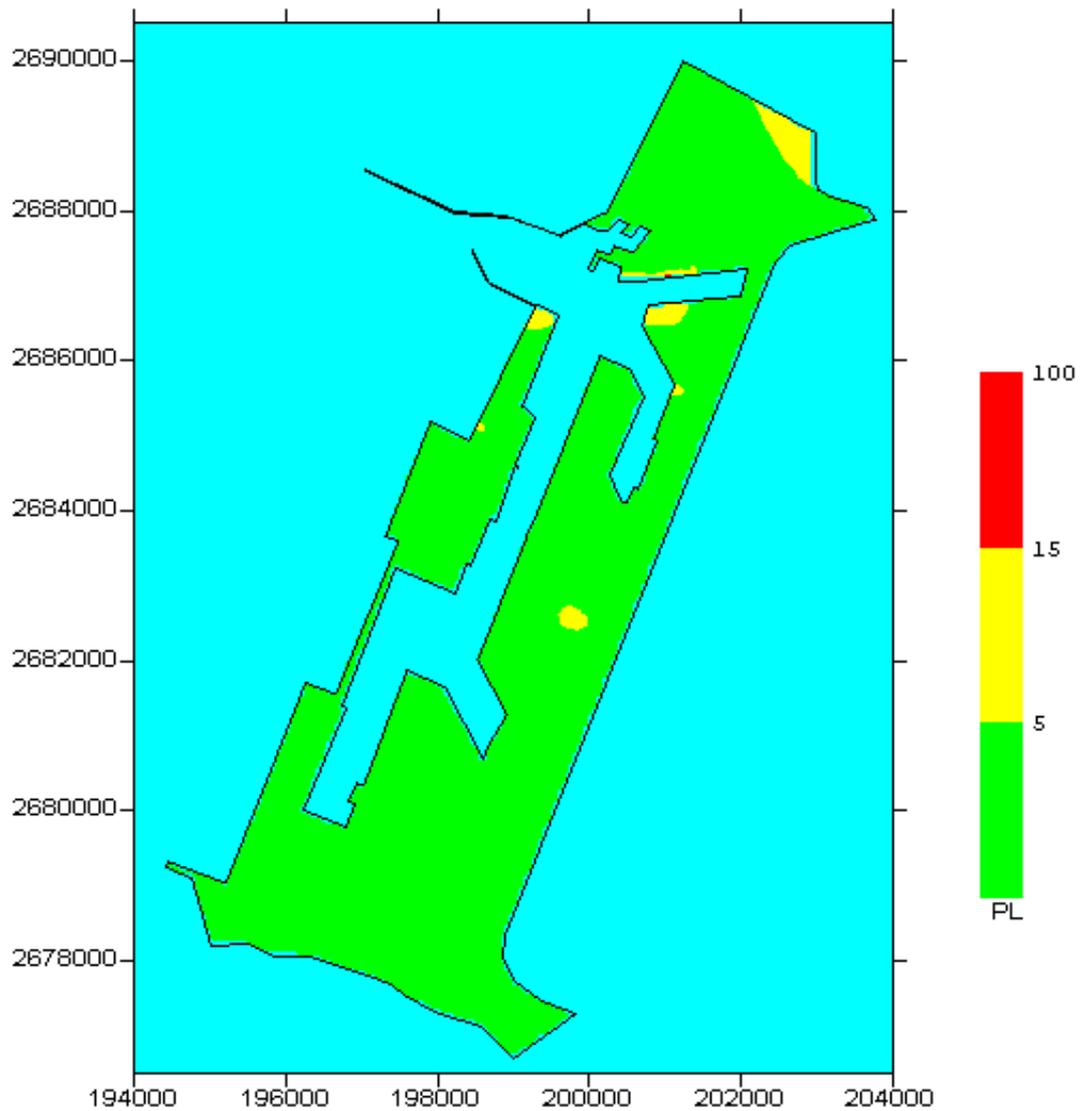
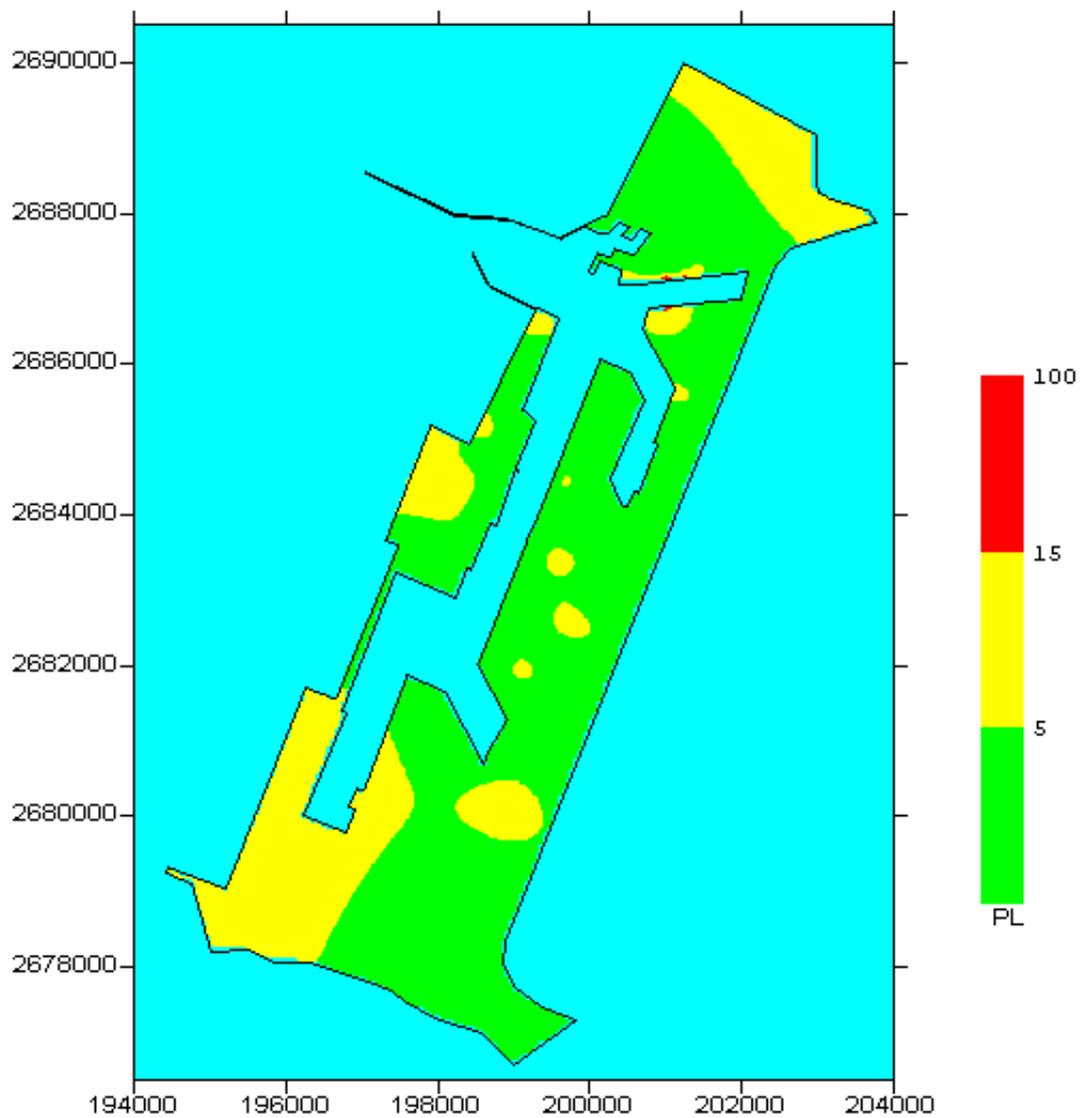


圖 5-3 台中港區 135 孔鑽探資料位置圖



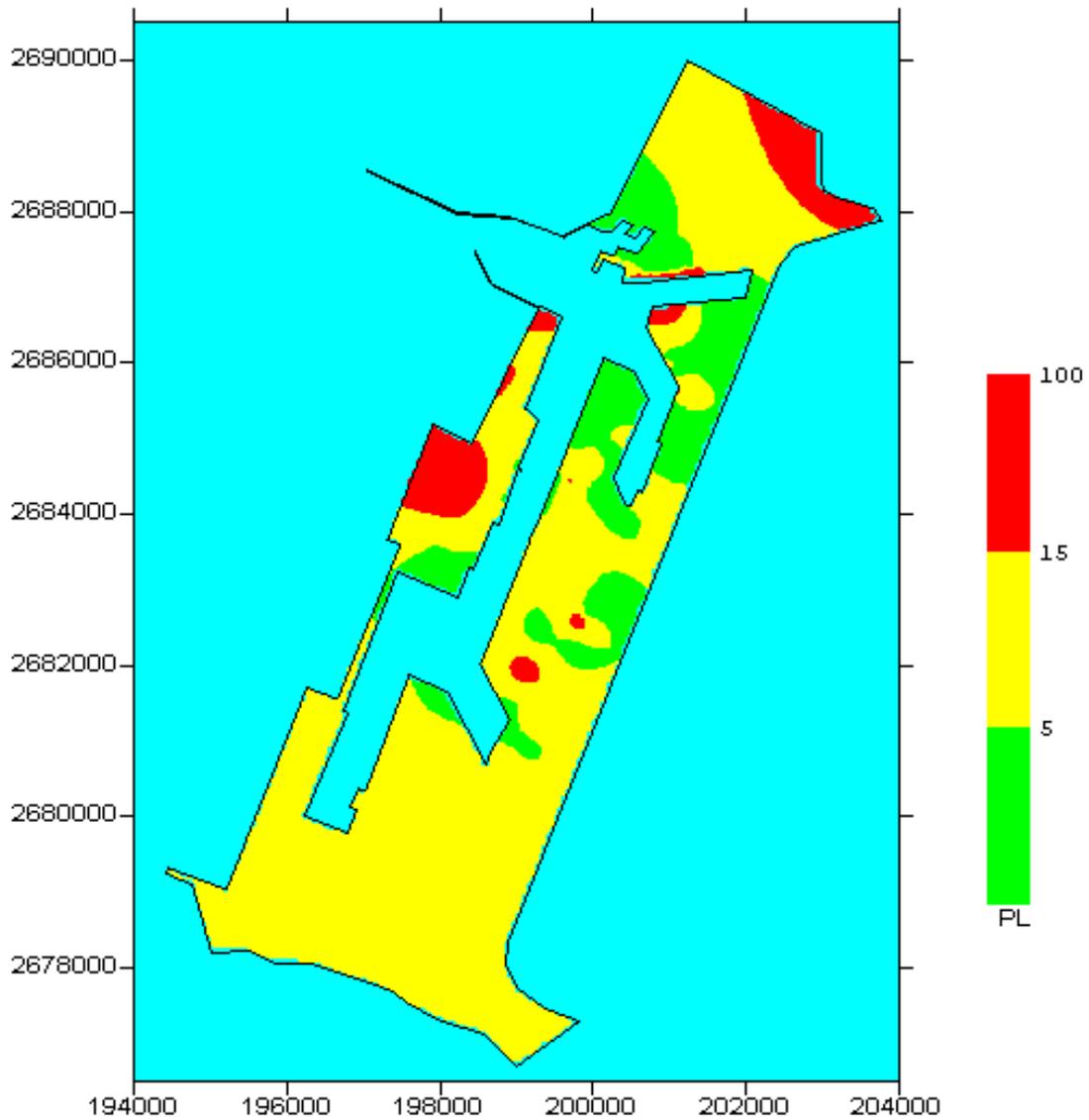
Liquefaction Analysis by Lai-Iwasaki method, $M=7.3$, $PGA=0.15g$

**圖 5-4 台中港區地震引致土壤液化之危害度
 賴(2002)安全係數法+Iwasaki(1982)深度加權法
 ($M_L=7.1, M_w$ 約為 7.3, $A_{max}=0.15g$)
 (1935 年新竹、台中烈震之台中港區震度)**



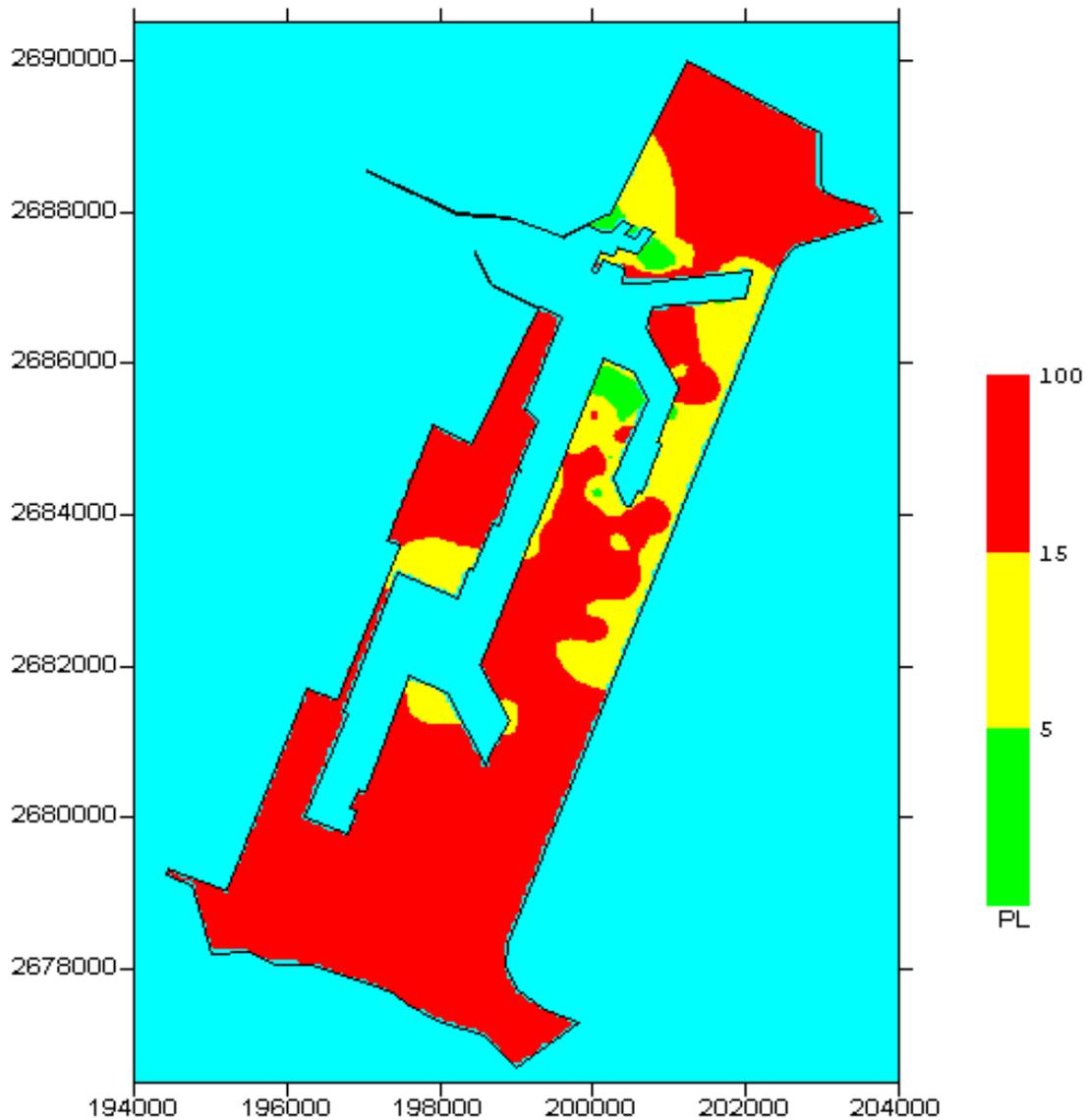
Liquefaction Analysis by Lai-Iwasaki method, $M=7.6$, $PGA=0.163g$

**圖 5-5 台中港區地震引致土壤液化之危害度
 賴(2002)安全係數法+Iwasaki(1982)深度加權法
 ($M_L=7.3, M_w=7.6, A_{max}=0.16g$)
 (1999 年 921 集集大地震之台中港區震度)**



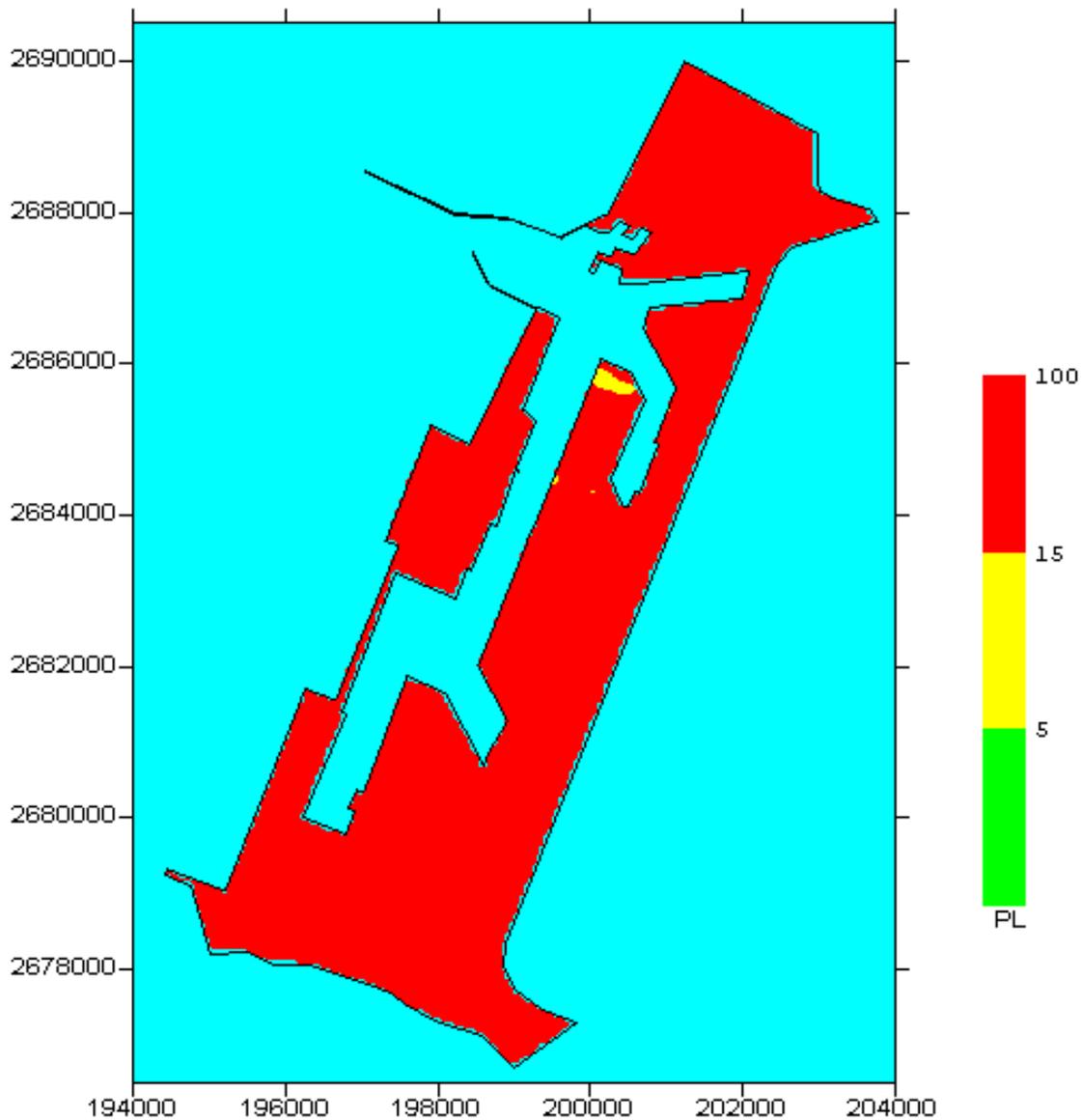
Liquefaction Analysis by Lai-Iwasaki method, $M=7.5$, $PGA=0.23g$

**圖 5-6 台中港區地震引致土壤液化之危害度
 賴(2002)安全係數法+Iwasaki(1982)深度加權法
 ($M_w=7.5, A_{max}=0.23g$; 新訂耐震設計規範乙區)
 (相當於彰化斷層發生 $M_L=6.5$ 時台中港區震度)**



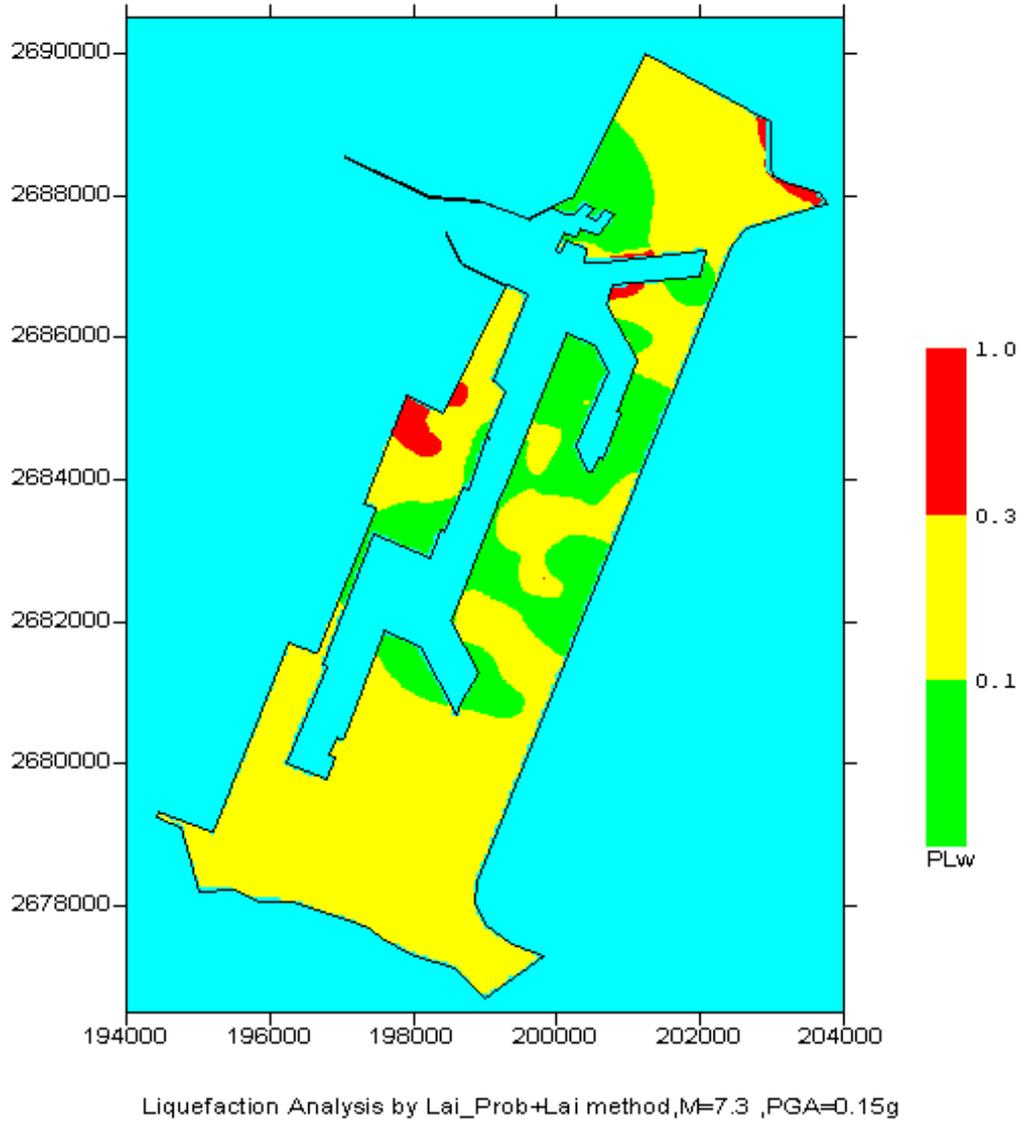
Liquefaction Analysis by Lai-Iwasaki method, $M=7.5$, $PGA=0.33g$

圖 5-7 台中港區地震引致土壤液化之危害度
 賴(2002)安全係數法+Iwasaki(1982)深度加權法
 ($M_w=7.5, A_{max}=0.33g$; 新訂耐震設計規範甲區)
 (相當於彰化斷層發生 $M_L=7.0$ 時台中港區震度)



Liquefaction Analysis by Lai-Iwasaki method, $M=7.4$, $PGA=0.55g$

圖 5-8 台中港區地震引致土壤液化之危害度
 賴(2002)安全係數法+Iwasaki(1982)深度加權法
 ($M_L=7.2$, M_w 約為 7.4, $A_{max}=0.55g$)
 (1995 年日本阪神大地震, 神戶港區震度)
 (相當於彰化斷層發生 $M_L=7.5$ 時台中港區震度)



**圖 5-9 台中港區地震引致土壤液化之機率危害度
 賴(2002)液化機率法+賴、謝(1986)深度加權法
 ($M_L=7.1$, M_w 約為 7.3, $A_{max}=0.15g$)
 (1935 年新竹、台中烈震之台中港區震度)**

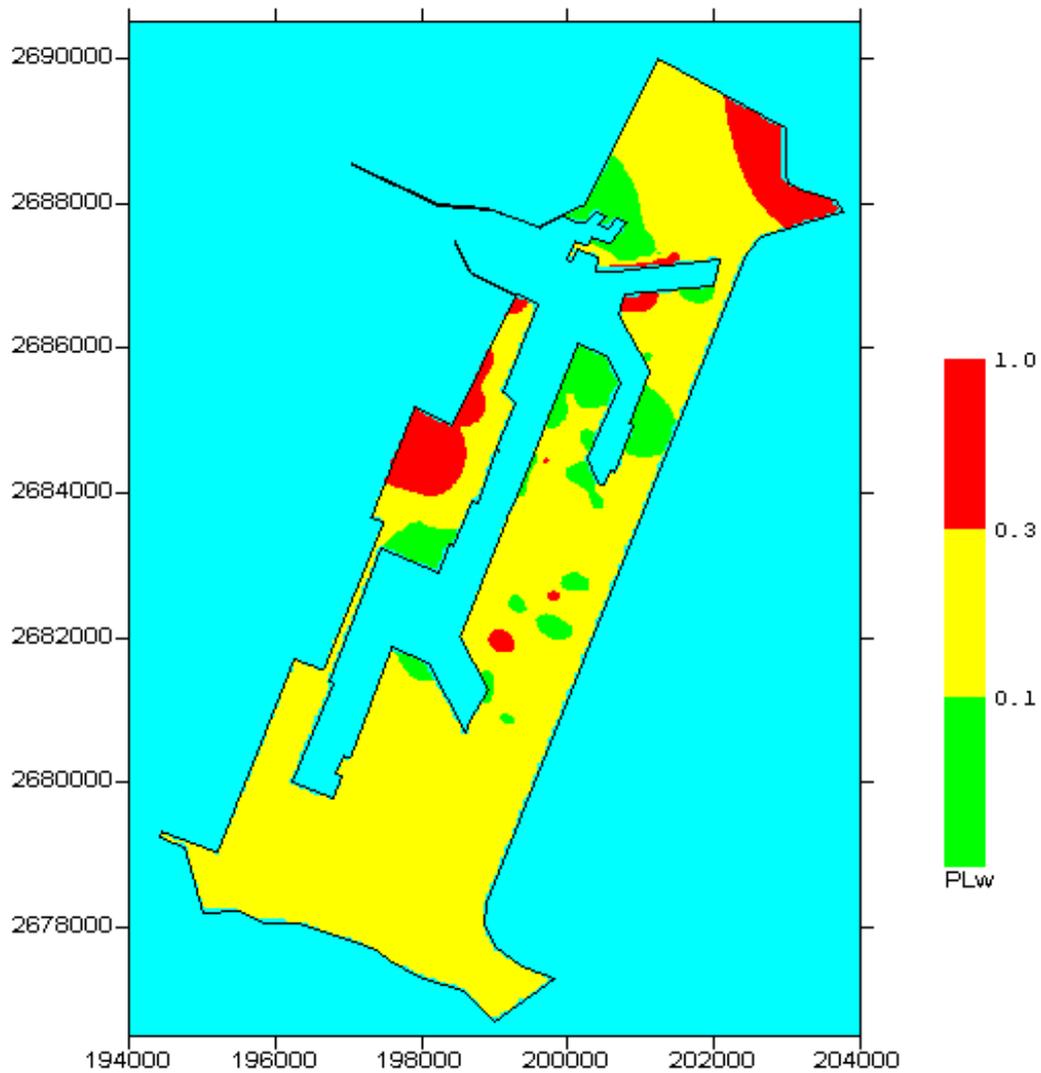
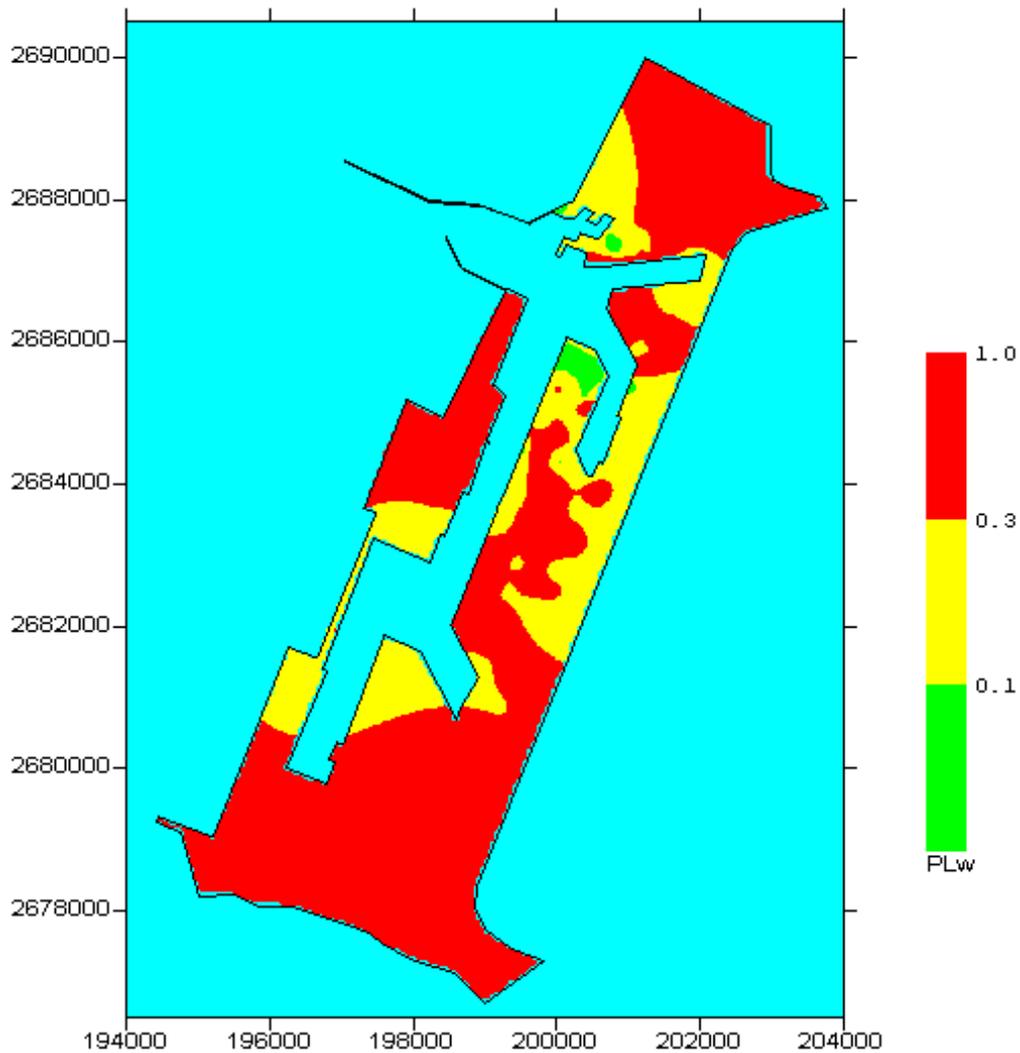
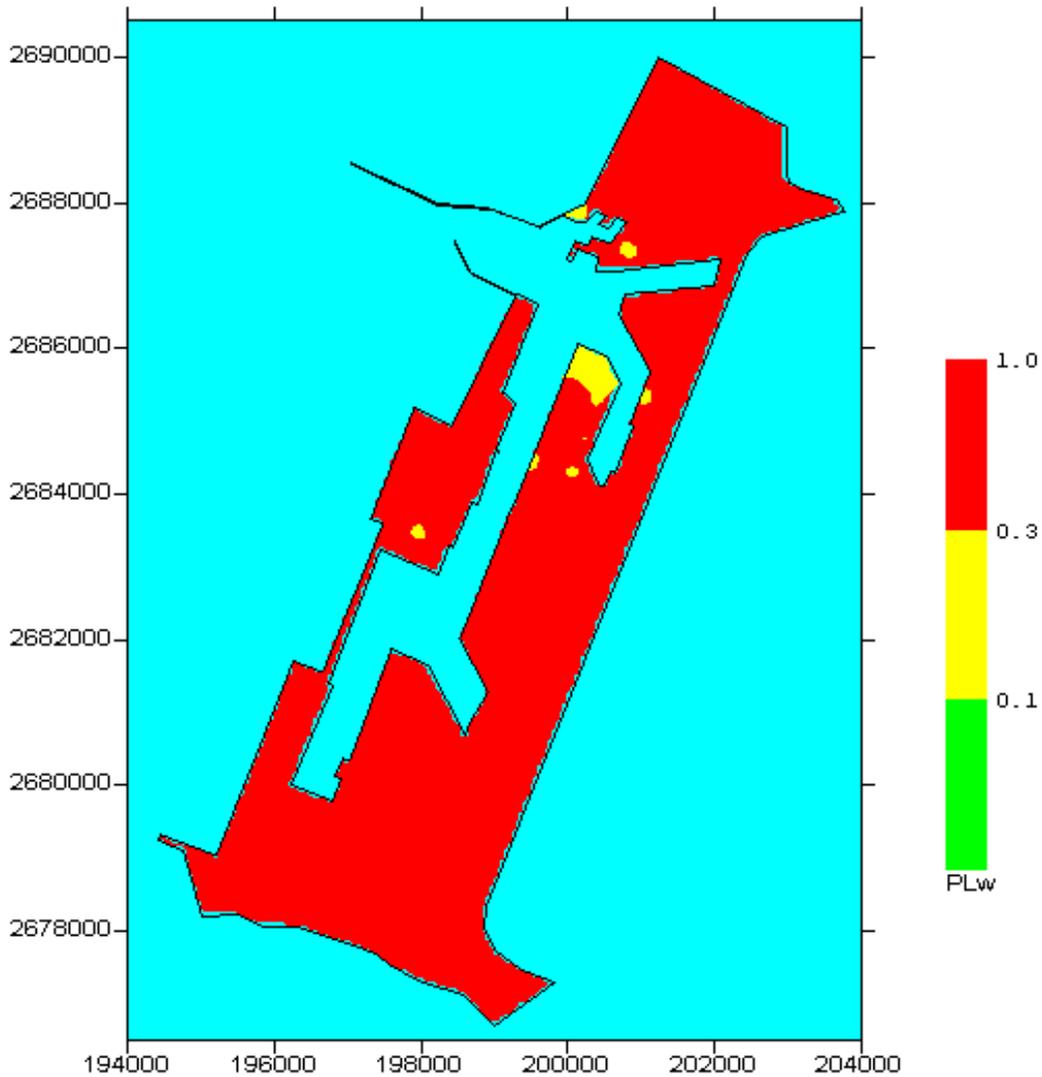


圖 5-10 台中港區地震引致土壤液化之機率危害度
 賴(2002)液化機率法+賴、謝(1986)深度加權法
 ($M_L=7.3, M_w=7.6, A_{max}=0.16g$)
 (1999 年 921 集集大地震之台中港區震度)



Liquefaction Analysis by Lai_Prob+Lai method, $M=7.5$, $PGA=0.23g$

**圖 5-11 台中港區地震引致土壤液化之機率危害度
 賴(2002)液化機率法+賴、謝(1986)深度加權法
 ($M_w=7.5, A_{max}=0.23g$; 新訂耐震設計規範乙區)
 (相當於彰化斷層發生 $M_L=6.5$ 時台中港區震度)**



Liquefaction Analysis by Lai_Prob+Lai method, $M=7.5$, $PGA=0.33g$

**圖 5-12 台中港區地震引致土壤液化之機率危害度
 賴(2002)液化機率法+賴、謝(1986)深度加權法
 ($M_w=7.5, A_{max}=0.33g$; 新訂耐震設計規範甲區)
 (相當於彰化斷層發生 $M_L=7.0$ 時台中港區震度)**

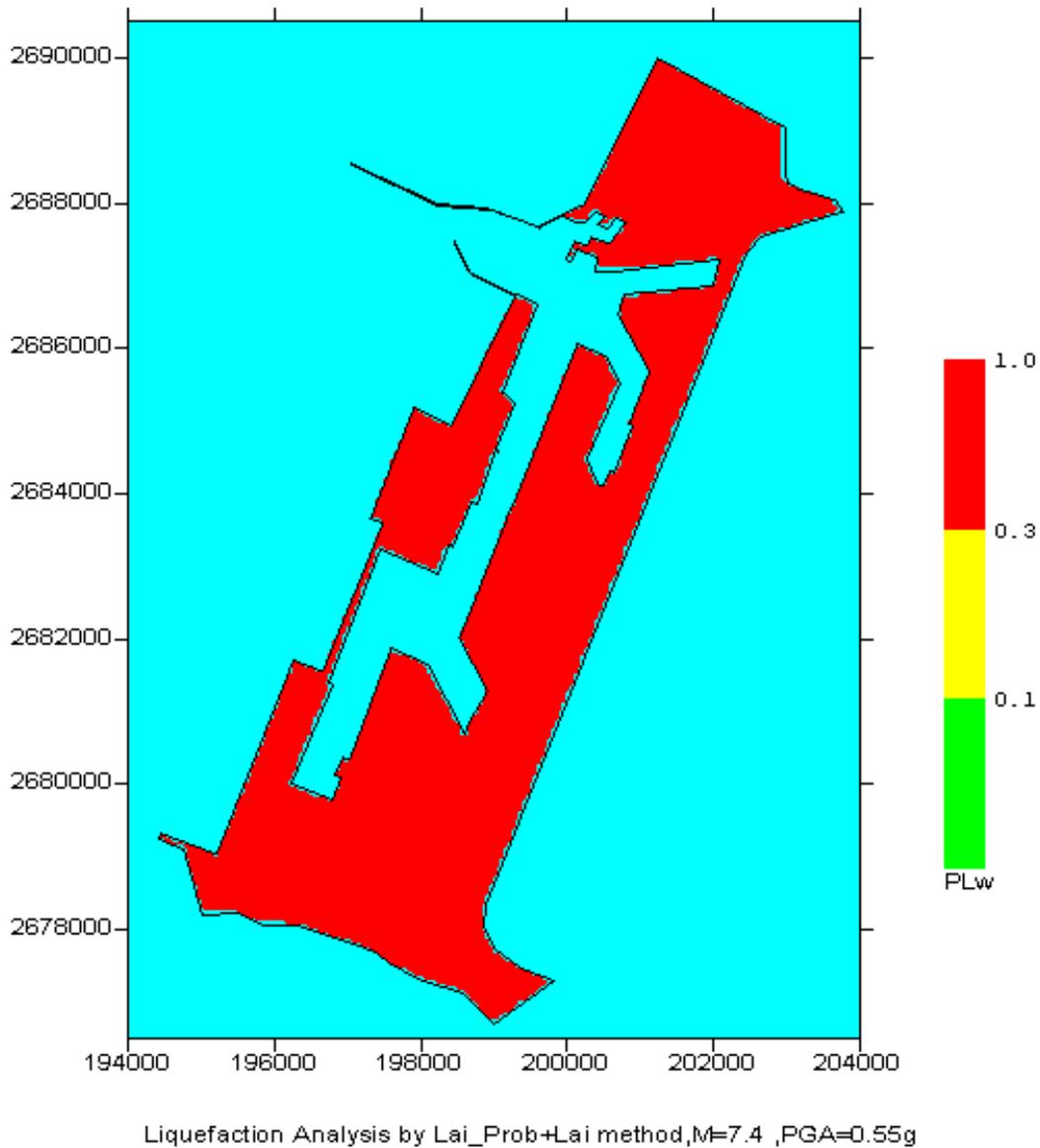


圖 5-13 台中港區地震引致土壤液化之機率危害度
 賴(2002)液化機率法+賴、謝(1986)深度加權法
 ($M_L=7.2$, M_w 約為 7.4, $A_{max}=0.55g$)
 (1995 年日本阪神大地震, 神戶港區震度)
 (相當於彰化斷層發生 $M_L=7.5$ 時台中港區震度)

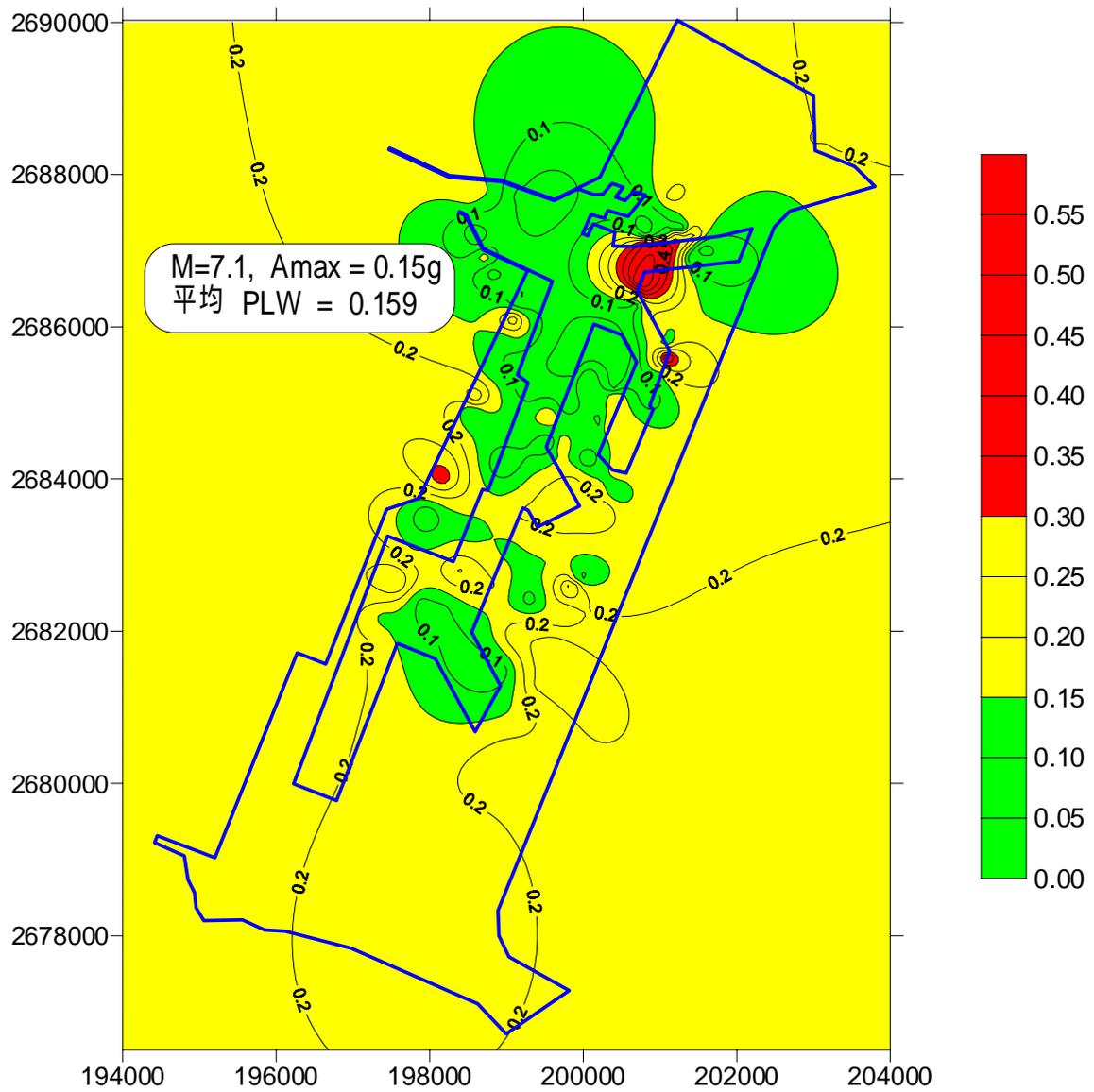


圖 5-14 台中港區地震引致土壤液化之機率危害度
Liao(1988)液化機率法+賴、謝(1986)深度加權法
($M_L=7.1, M_w$ 約為 7.3, $A_{max}=0.15g$)
(1935 年新竹、台中烈震之台中港區震度)

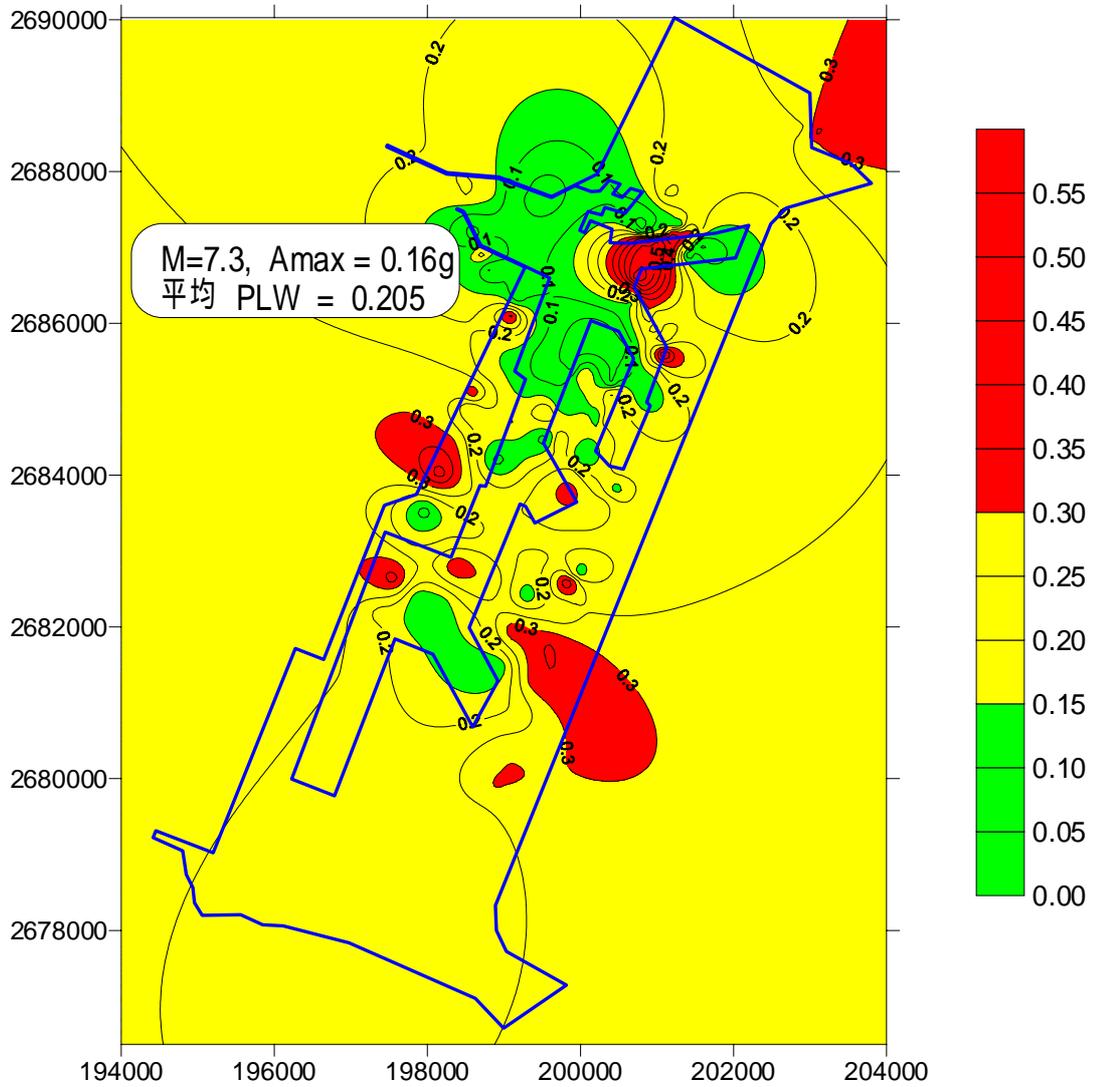


圖 5-15 台中港區地震引致土壤液化之機率危害度
 Liao(1988)液化機率法+賴、謝(1986)深度加權法
 ($M_L=7.3, M_w=7.6, A_{max}=0.16g$)
 (1999 年 921 集集大地震之台中港區震度)

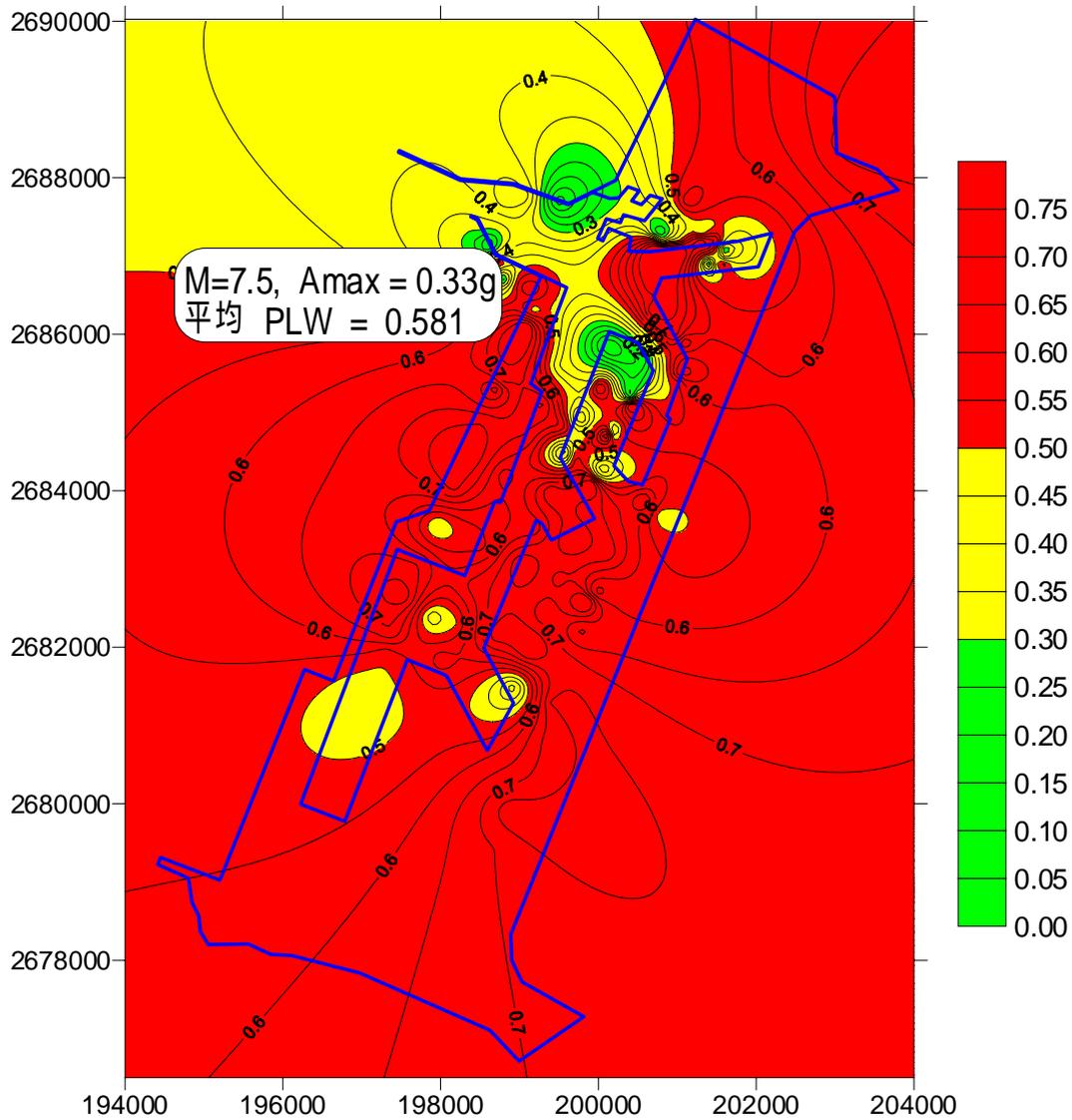


圖 5-16 台中港區地震引致土壤液化之機率危害度
 Liao(1988)液化機率法+賴、謝(1986)深度加權法
 ($M_w=7.5, A_{max}=0.33g$; 新訂耐震設計規範甲區)
 (相當於彰化斷層發生 $M_L=7.0$ 時台中港區震度)

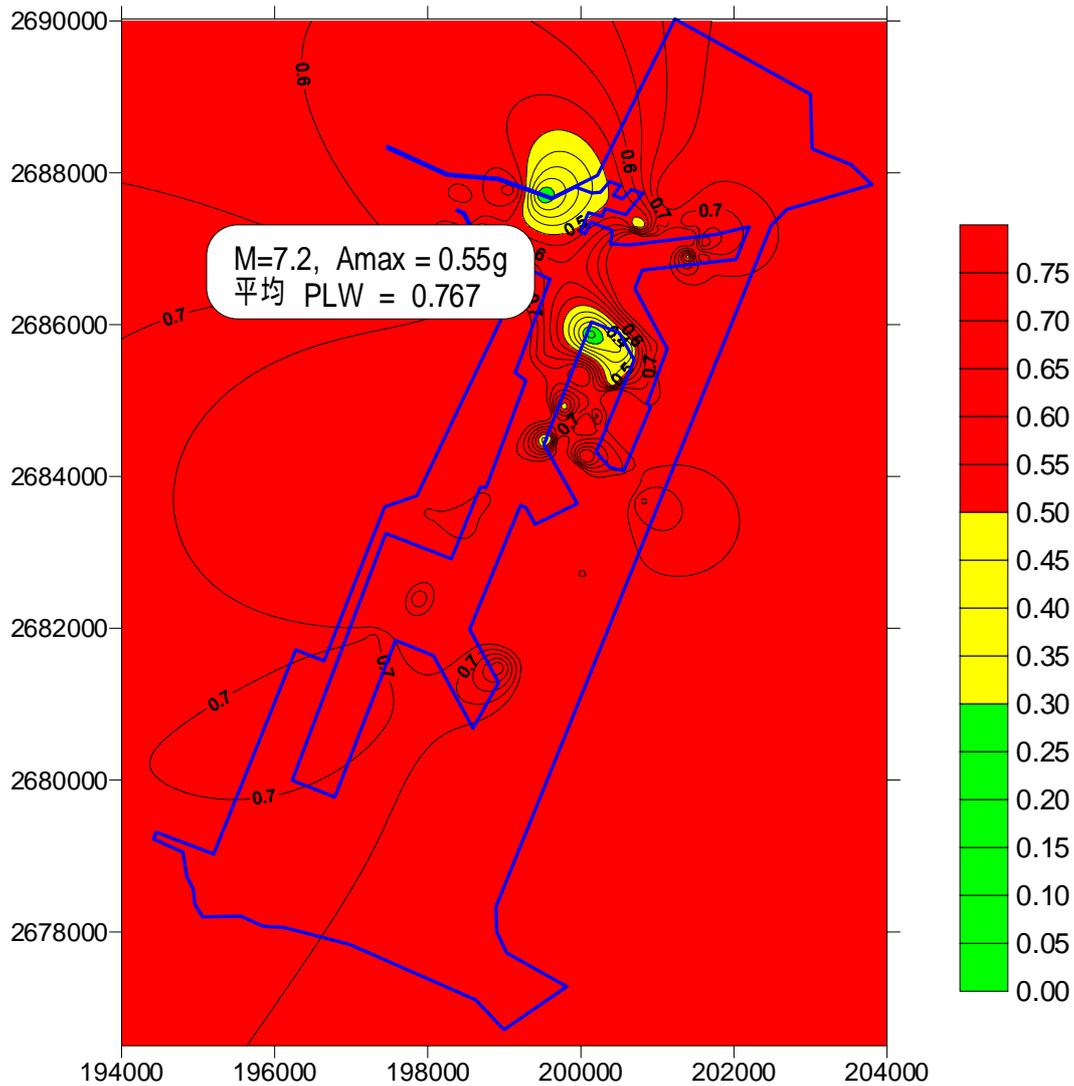


圖 5-17 台中港區地震引致土壤液化之機率危害度
Liao(1988)液化機率法+賴、謝(1986)深度加權法
($M_L=7.2$, M_w 約為 7.4, $A_{max}=0.55g$)
(1995 年日本阪神大地震, 神戶港區震度)
(相當於彰化斷層發生 $M_L=7.5$ 時台中港區震度)

第六章 台中港區震陷潛能分析

地震力引致之沉陷對於較為深厚且疏鬆之沖積土層，尤其是抗液化安全係數小於 1.6 之土層(Tokimatsu & Seed, 1987)，應對此項沉陷之影響作審慎之考慮。對於此項沉陷之研究，一般均如同液化潛能分析一樣，將其邊界條件簡化為水平地盤且無結構物荷重影響之情況，而於此情況下，土體將呈現單向度壓縮行為，亦即其垂直應變量等於其體應變量。

目前以現地試驗評估土層沉陷方法有兩種：一為 Tokimatsu & Seed (1987)曾綜合許多飽和砂土之試驗結果，建議一反覆剪應力比(σ_v / σ'_v)，N 值及體積應變之關係，如圖 6-1 所示；另一為 Ishihara et al.(1991,1996)建議之 N 值、 q_c 值、抗液化安全係數及體積應變之經驗關係，如圖 6-2 所示，以上均可作為沉陷推估之參考。

本文以 Tokimatsu & Seed(1987)所建議之圖 6-1 體積應變與反復剪應力比及 N 值之相關經驗圖為沉陷分析依據。茲分別對地震所引致之土壤液化與沈陷之相關性、地震引致土層之下陷行為、SPT-N 值評估地震引致沉陷之方法、及台中港區震陷潛能分析之結果等，分述如下：

6.1 液化與沈陷相關性之探討

現地土壤承受反覆荷重作用所產生的壓密和液化問題，對大地工程師而言是一項重要而值得研究的問題。

土壤液化後，在其孔隙水壓消散過程將使得土壤產生壓密現象，而使基礎構造產生超額之差異沈陷，致使結構物發生破壞或傾斜現象。一般設計者可能會較為注意淺層土壤之液化問題，其實較深層土壤液化時，雖不致直接影響基礎之支承力，但因超額孔隙水壓消散引致之沉陷，則可能影響結構物之安全，對於沉陷較為敏感及重要之結構物於設計時應作適度之考慮。

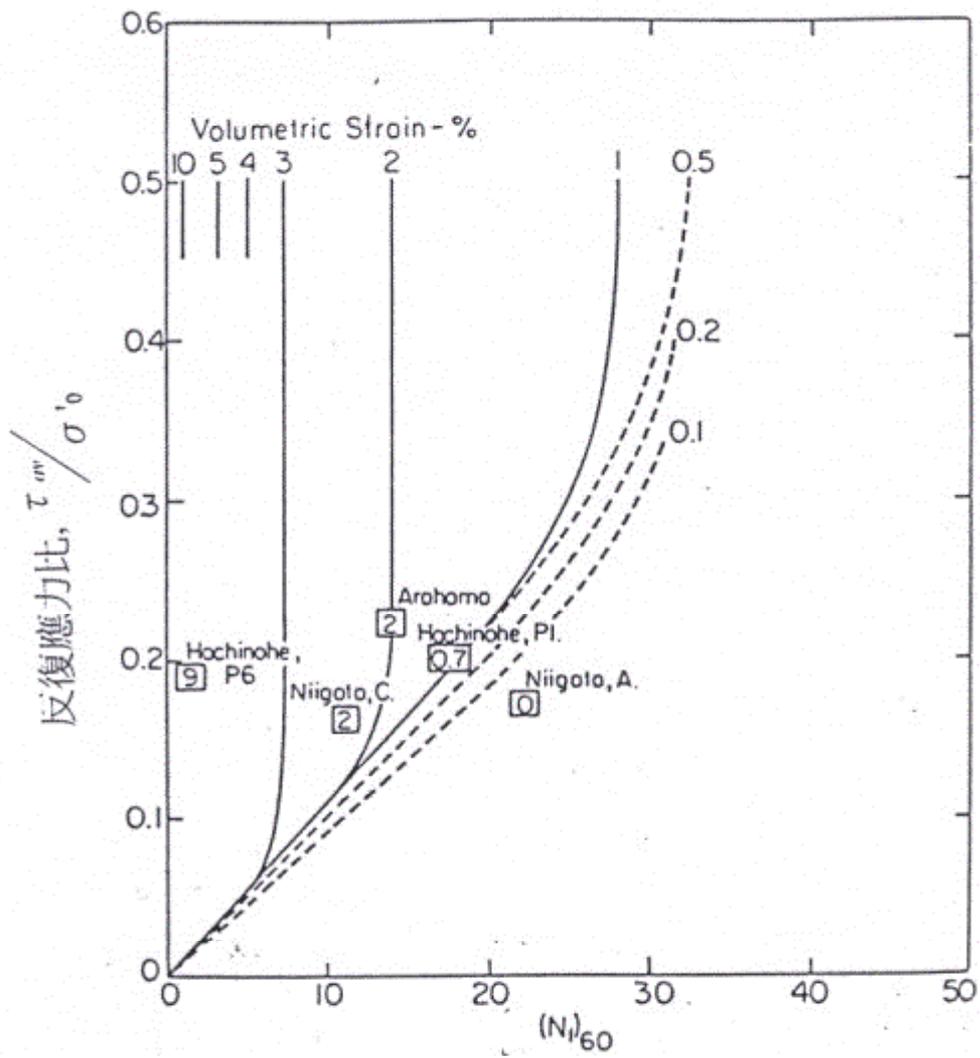


圖 6-1 體積應變與反復剪應力比及 N 值之相關經驗圖
(Tokimatsu & Seed, 1987)

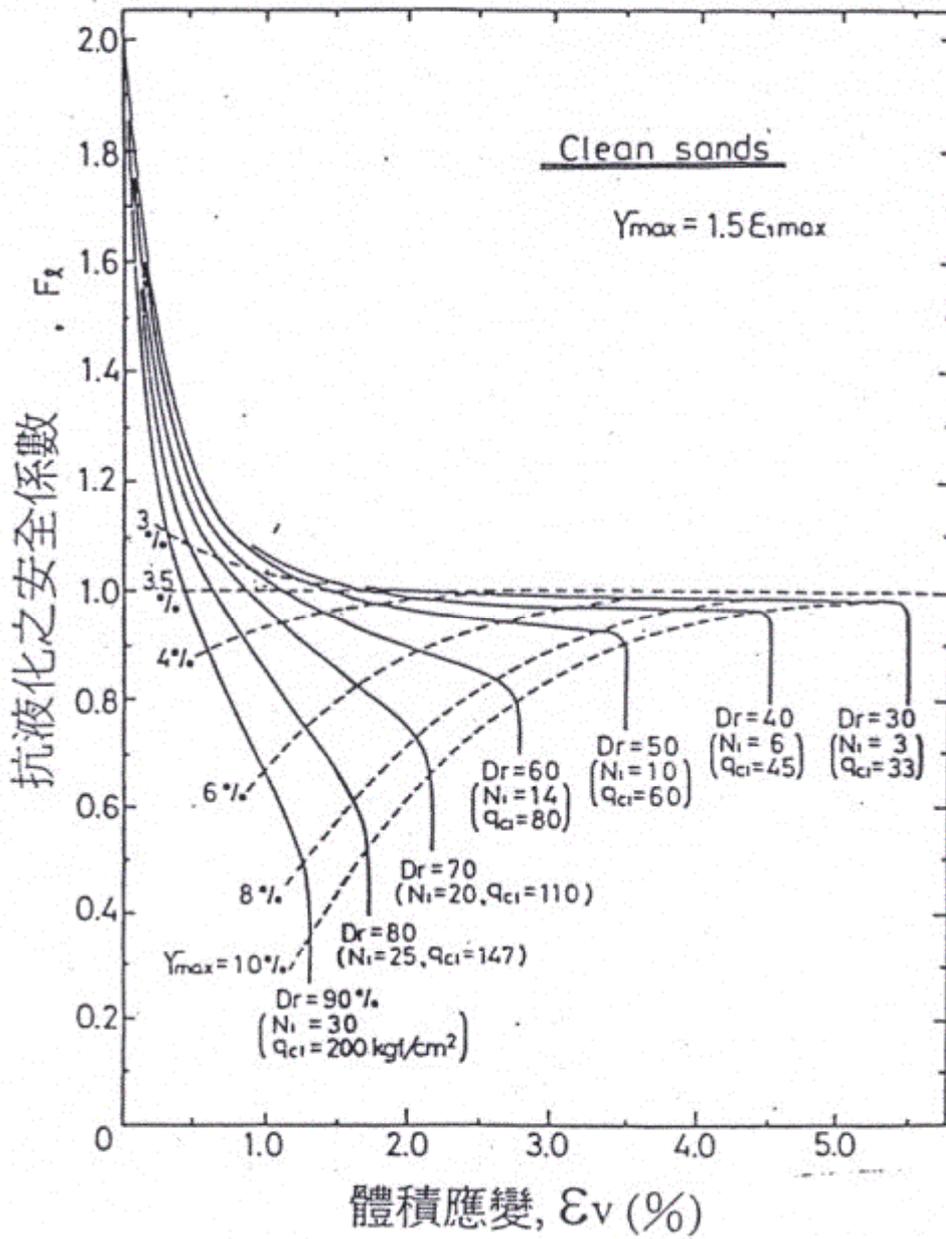


圖 6-2 N 值、 q_c 值、抗液化安全係數及體積應變之經驗關係 (Ishihara et al.,1991,1996)

根據 Lee & Albaisa(1974)整理多位學者之研究及實地觀測資料，發現不論飽和或不飽和之砂土層在強震或人造反覆前應力作用時，均會產生沉陷現象；對於未發生液化之砂土層沉陷應變量均小於 1%，而發生液化後產生之沉陷應變量將可達 2%至 5%，Ishihara et al.(1991,1996)亦提出抗液化安全係數與沉陷應變量之相關經驗圖如圖 6-2 所示。如圖 6-2 可明白液化程度與沉陷應變量之關係，或未液化情況 ($F_L > 1.0$) 之沉陷應變量。EERI(1986)提到在一些大地震中曾觀測得沉陷量達一公尺以上者，如 1906 年之舊金山及 1964 年之阿拉斯加大地震，而發生 5 公分至 30 公分之沈陷者則十分普遍。

而 1995 年 1 月 17 日之阪神大地震，造成神戶港區新生地(Port Island)液化後之沉陷，在無基礎構造物之廣闊地區平均液化後之沉陷為 50 公分，最大者為 90 公分；但在港區沉箱式碼頭背填土液化後回填砂外漏被掏空及沉箱位移後砂土填補位移空間造成之沉陷高達 3-4 公尺，Port Island 碼頭岸壁後 150 公尺以內，其土壤液化造成地表之沉陷量由岸壁向碼頭後線遞減。921 集集大地震，造成台中港區 1-4 號沉箱式碼頭背填土液化後之沉陷及沉箱位移後砂土填補位移空間造成之沉陷高達 60-100 公分，台中港區 1-4 號沉箱式碼頭後線 100 公尺以內，其土壤液化造成地表之沉陷量亦由岸壁向碼頭後線遞減。在碼頭背填土液化後回填砂外漏被掏空及沉箱位移後砂土填補位移空間造成十幾個大坑洞深度高達 4-5 公尺。

6.2 地震引致之下陷行為

現地土壤受到地震之振動作用，產生沉陷的來源有四方面：(1)乾燥或飽和但能充分排水的砂土，因振動作用而有壓實的產生；(2)若砂土為飽和而且未能排水，則在振動作用期間所產生的殘留變形；(3)在振動停止後，超額孔隙水壓消散使砂土再壓密造成沉陷。(4)飽和粘土在承受反復剪力載重後，亦如飽和砂土一樣有再壓密現象，而發生長期沉陷。

6.2.1 壓實作用所造成的沉陷

Silver & Seed (1971)以反覆單剪儀器對乾燥砂土施以 0.01%至 0.5% 之反覆剪應變，藉以探討乾砂因壓實作用而導致的體積應變。其結論認為體積改變量受垂直應力的影響並不顯著，而主要是與試體所受的剪應變振幅有關。尤其是在剪應變大於 0.05% 之後。反覆剪應變可使土壤顆粒移動至較緊密狀態，因而可將之當作決定體積應變的基本參數。同時亦發現當垂直應力增加，則達到某一壓實程度所需的反覆剪應力亦增加。

由 Silver & Seed(1971)的結論乃是以單一方向受剪為依據，而在實際的地震力作用情況，土壤乃是受到多方向剪力的作用，因此 Pyke et al. (1975)以振動桌對乾砂施加多方向振動研究其沉陷行為。其結果發現，多方向水平聯合振動所造成的沉陷，大約等於單方向振動所造成沉陷之和。同時亦指出，若是垂直方向單獨作用的加速度小於 1g，則並不會引起沉陷。但是若垂直方向與水平方向同時作用，則將引起明顯增加的沉陷量。

Youd(1972)對飽和渥太華砂以單應儀器施以反覆剪應變，並使試體能充分排水。其結論亦認為剪應變是砂性土壤引起壓實作用的主要因素，同時反覆剪應變頻率範圍在 10 cycles/min 與 150 cycles/min 之間，對試體的壓實行為沒有明顯的影響。乾砂與飽和而完全排水砂的試體，亦沒有明顯的行為差異。Bhatia et al.⁽¹⁴⁾用相同的材料與試驗設備，但施加不同的反覆剪應力及靜態剪應力，藉以探討靜態剪應力對反覆體積變化行為的影響。其試驗結果顯示：(A)累積剪應變和體積應變均會隨著反覆應力比和靜剪應力的增加而加大；(B)主要的體積應變發生於最先的 10 個振動週期內，超過 30 個振動週期後，由於緊密化或硬化的現象，產生的體積應變很小；(C)在第一個振動週期過後，體積應變的大小與所施加的靜剪應力大小無關；(D)在任一靜剪應力比下，累積體積應變和剪應變間存在有線性關係。

6.2.2 殘留壓縮應變所造成的沉陷

非均向壓密的試體在受到反覆振動作用期間所產生的不排水殘留變形，亦是造成沉陷的原因之一。Chang⁽¹⁴⁾認為殘留變形量的大小受初始應力狀態、反覆荷重所產生的超額孔隙水壓、及土壤性質所影響。並且從“殘留變形量主要是在反覆軸差應力作用下有效圍壓之降低所引起”的假設中，提出一含有五個參數的半經驗模式加以預測：

$$\frac{\Delta \varepsilon_1}{\Delta u} = \frac{R_f \left[\frac{\sigma'_d}{\sigma'_{ult} - \sigma'_d} \right]^2 \left[\frac{2 \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \right]}{K p_a \left[\frac{\sigma'_3}{p_a} \right]^n} + \frac{n \left[\frac{\sigma'_d}{\sigma'_{ult} - \sigma'_d} \right] \left[\frac{\sigma'_{ult}}{\sigma'_a} \right]}{K p_a \left[\frac{\sigma'_3}{p_a} \right]^n} \dots\dots\dots (6-1)$$

上式中 K, n, Rf 為土壤參數， ϕ' 為內摩擦角， p_a 為大氣壓力。

6.2.3 砂土再壓密作用所造成的沉陷

Lee 和 Albaisa (1974)以均向壓密動力三軸試驗研究水平地表下砂土受到反覆荷重後由於超額孔隙水壓消散所導致的沉陷。其結論指出，在尚未液化的情況，再壓密之體積應變量將隨著下列各項因素而增加：土壤顆粒尺寸的增加、相對密度的減小、和超額孔隙水壓力的增加。體積應變幾乎是與孔隙水壓的產生方式無關，且通常小於 1%。

Yoshimi 和 Tokimatsu(1975)將實際的結構模型置於飽和砂土上，以振動桌試驗研究結構物附近的砂土，其孔隙水壓發展情形及影響沉陷的因素。其結論指出：(1)在模型結構物正中心下方所產生的超額孔隙水壓較其他地方為小；(2)當結構物的重量增加，則其正下方的超額孔隙水壓比將降低；(3)當結構物底下的孔隙水壓達到一臨界值，其沉陷量將較顯著增加；和(4)結構物的寬度增加，則會降低沈陷量。

6.2.4 粘土層再壓密所造成的沉陷

Ohara & Matsuda(1988)亦發現，飽和粘土在承受反復剪力載重後，

亦如飽和砂土一樣有再壓密現象，產生可觀之長期沉陷。Ohara & Matsuda (1988)提出一個計算粘土層受震後之壓密沉陷量：

$$\varepsilon_v = \frac{C_{dyn}}{1 + e_o} \times \log\left(\frac{1}{1 - U_{dyn}/\sigma'_{vo}}\right) \dots\dots\dots (6-2)$$

式中， ε_v 為粘土沉陷應變量， e_o 為粘土初始孔隙比， C_{dyn} 為反復荷重引致壓縮之指數，其介於壓縮指數 C_c 與回脹指數 C_s 之間，即 $C_s < C_{dyn} < C_c$ ，由 Ohara & Matsuda(1988)之個案研究 $C_{dyn} = 1/3C_c$ ； U_{dyn}/σ'_{vo} 為正規化之動態孔隙水壓比，其與地震作用力及土壤性質相關。

地震力引致之沉陷對於較為深厚且疏鬆之沖積土層，尤其是抗液化安全係數小於 1.6 之土層(Tokimatsu & Seed, 1987)，應對此項沉陷之影響作審慎之考慮。對於此項沉陷之研究，一般均如同液化潛能分析一樣，將其邊界條件簡化為水平地盤且無結構物荷重影響之情況，而於此情況下，土體將呈現單向度壓縮行為，亦即其垂直應變量等於其體應變量。

6.3 SPT-N 值評估震陷潛能之方法

本文以 Tokimatsu & Seed(1987)所建議之圖 6-1 體積應變與反復剪應力比及 N 值之相關經驗圖為沉陷分析依據。其分析步驟如下：

1. 計算地震引致之反復應力比：以第四章液化潛能評估方法中之式(6-1)，求得地震引致土層的作用強度參數，反復應力比 $SR = \tau_{av} / \sigma'_{vo}$
2. 修正 SPT-N 值至有效覆土壓力 1kg/cm^2 及落錘能量為 60%：以第四章液化潛能評估方法中之式(6-)，求得土壤抗剪力強度參數，修正之 $(N1)_{60}$ 。
3. 計算體積應變量 ε_v ：由(1)、(2)步驟所得之反覆應力比(SR)，及修正之 $(N1)_{60}$ ，利用圖 6-1，Tokimatsu & Seed(1987)所建議之體積應變與反復應力比及 $(N1)_{60}$ 之關係圖，計算各深度之體積應變量 ε_v 值。

4.重覆步驟(1) (3)計算每一點*i*之 v 值,再以下列公式將每一點*i*的沉陷量加以累計計算總沉陷量 S_d 。

$$S_d = \sum_{i=1}^N \varepsilon_{v,i} \cdot \Delta h_i \dots\dots\dots (6-3)$$

6.4 台中港區震陷潛能分析結果

本文搜集台中港區現有鑽探資料 135 孔，共約 1800 筆 N 值資料，其相關位置如圖 4-1 所示，分別以①1935 年新竹、台中裂震,地震規模 $M_L=7.1$,台中港區之地表最大加速度 $A_{max}=0.15g$ ；②1999 年集集大地震，地震規模 $M_L=7.3$ ，台中港區之地表最大加速度 $A_{max}=0.16g$ ；③新訂耐震設計規範甲區地震強度 $A_{max}=0.33g$ ；④ 1995 年日本阪神大地震，地震規模 $M_L=7.2$ ，神戶港區之地表最大加速度 $A_{max}=0.55g$ 等四種地震條件，利用 Tokimatsu & Seed(1987)所建議之體積應變與反復剪應力比及 N 值之相關經驗圖，再以本文 6-3 評估步驟，分析台中港區沖積土層各孔 20m 內之沉陷量，並將分析結果繪製成液化危害度等值圖。而以 CPT 試驗評估台中港 1 至 4A 碼頭之震陷潛能，可參考賴聖耀 謝明志 (2000)等相關之研究報告。

本文分析各種地震強度引致台中港區之震陷潛能，是以平均地下水位為-1.6m 為分析依據,其分析結果分別如圖 6-3 至圖 6-6 所示，其中圖 6-3，是以 1935 年台中港區附近之屯子腳斷層，曾發生一次地震規模 7.1 之破壞性地震，於台中港地表最大加速度約為 0.15g，其所引致之沉陷等值圖，其引致港區之最大沉陷量為 35 公分，平均沉陷量為 7.24 公分。圖 6-4，是以 1999 年車籠埔斷層，發生地震規模 $M_L=7.3$ 之集集大地，台中港區之地表最大加速度為 0.16g，其所引致之沉陷等值圖，其引致港區之最大沉陷量為 40 公分，平均沉陷量為 8.75 公分,此評估結果與 921 地震台中港液化沉陷及沉陷監測結果相當符合。圖 6-5，是假設台中港不幸遭受耐震設計規範甲區最大加速度 0.33g，其所引致之沉陷等值圖，其引致港區之最大沉陷量為 60 公分，平均沉陷量為 30.15 公分。圖 6-6，

是以 1995 年日本阪神烈震 $M_L = 7.2$ ，其於神戶港區之最大地表加速度 $A_{max} = 0.55g$ 為台中港之設計地震，該次地震造成神戶港 80% 的碼頭全壞及半壞，其 150 座公用碼頭中，僅有 3 座耐震碼頭未受到災害，使整個神戶港遭受到毀滅性之打擊，若如此災害性之地震於台中港發生，則其可能引致港區之沉陷等值圖，由圖 5-6 顯示，最大沉陷量為 80 公分，平均之沉陷量為 50.68 公分，此沉陷分析結果與神戶港之沉陷災害調查結果相當。圖 6-3 至 6-6 之分析結果，皆以港區為廣闊無碼頭岸壁等港灣構造為分析依據，據 1995 年神戶港災害調查及今年 921 大地震台中港 1-4A 碼頭震害調查，於碼頭岸壁附近，在強烈地震下，沉箱式碼頭背填土液化沉陷及碼頭岸壁之側傾及位移後砂土填補位移空間，將造成更大之沉陷。

茲將以上分析各種地震強度引致台中港區之液化機率危害度及震陷潛能整理如表 6-1 所示。

表 6-1 台中港區各種地震強度引致之液化機率危害度及平均沉陷量

地震條件	地震規模 (M_L)	地表最大加速度 (A_{max})	液化機率 危害度	平均沉陷 (cm)
1935 年新竹、台中裂震之台中港區震度	7.1	0.15	0.14 (輕度及中度液化)	7.24
1999 年集集大地震之台中港區震度	7.3	0.16	0.18 (輕度及中度液化)	8.75
訂耐震設計規範乙區地震強度	7.5	0.23	0.33 (中度及嚴重液化)	----
新訂耐震設計規範甲區地震強度	7.5	0.33	0.45 (嚴重液化)	30.15
1995 年日本阪神大地震之神戶港區震度	7.2	0.55	0.61 (嚴重液化)	50.68

綜合圖 5-9 至圖 5-13 及圖 6-3 至圖 6-6 之液化機率危害度及沉陷等值圖整體觀之，台中港區有五處土質較為鬆軟，極易因地震而造成較嚴重之液化及沉陷災害，其分別位於(1)北碼頭區之第 1-4 號碼頭，(2)北突堤之第 8、9、10 號碼頭，即第 1 貨櫃中心，(3)西碼頭區之 W10、W11、W12 號碼頭，(4) 南突堤之貨櫃基地，(5)臨港工業專業區()近安良港大排附近。

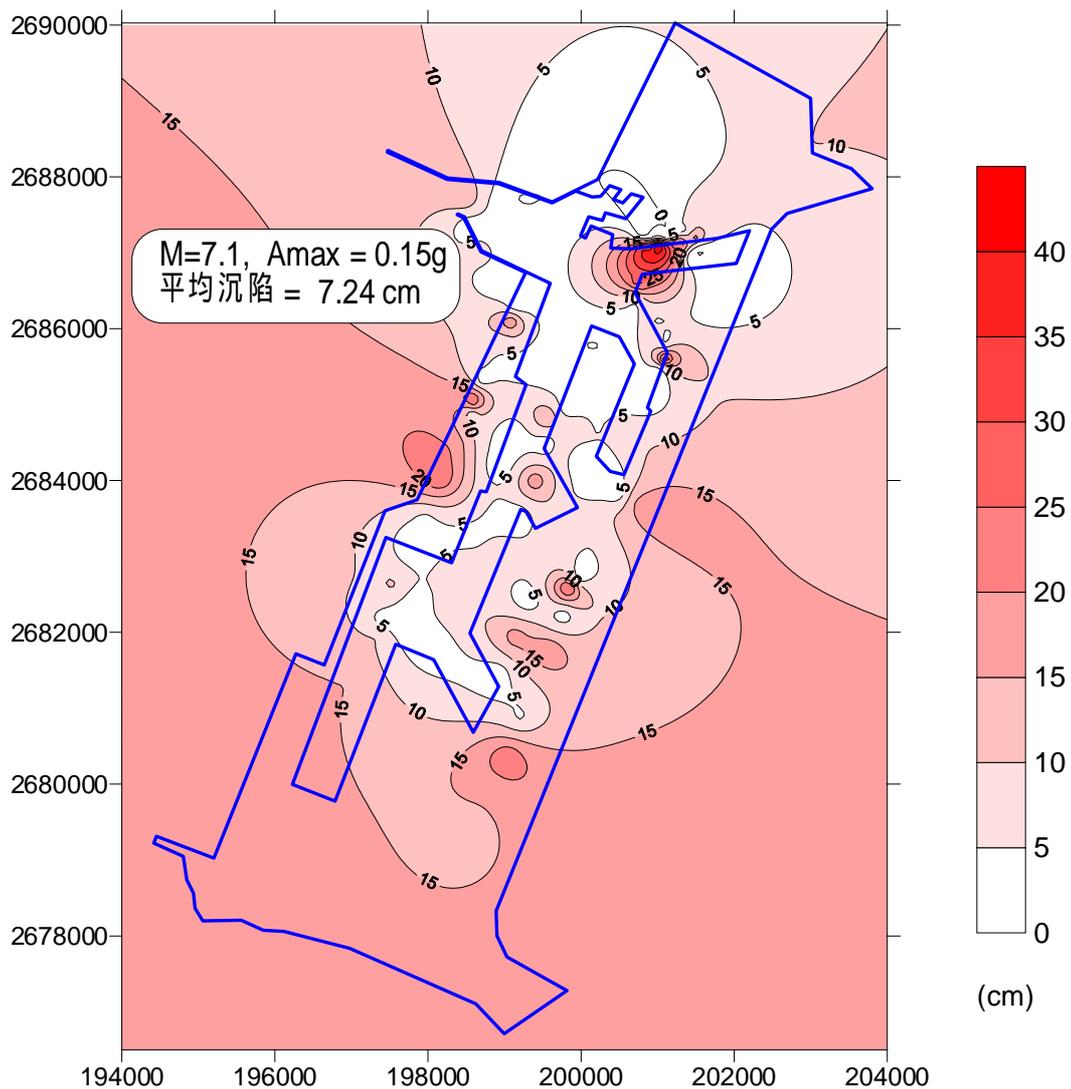


圖 6-3 台中港區地震引致沉陷之等值色階圖 ($M_L=7.1, A_{max}=0.15g$)
(1935 年新竹、台中烈震之台中港區震度)

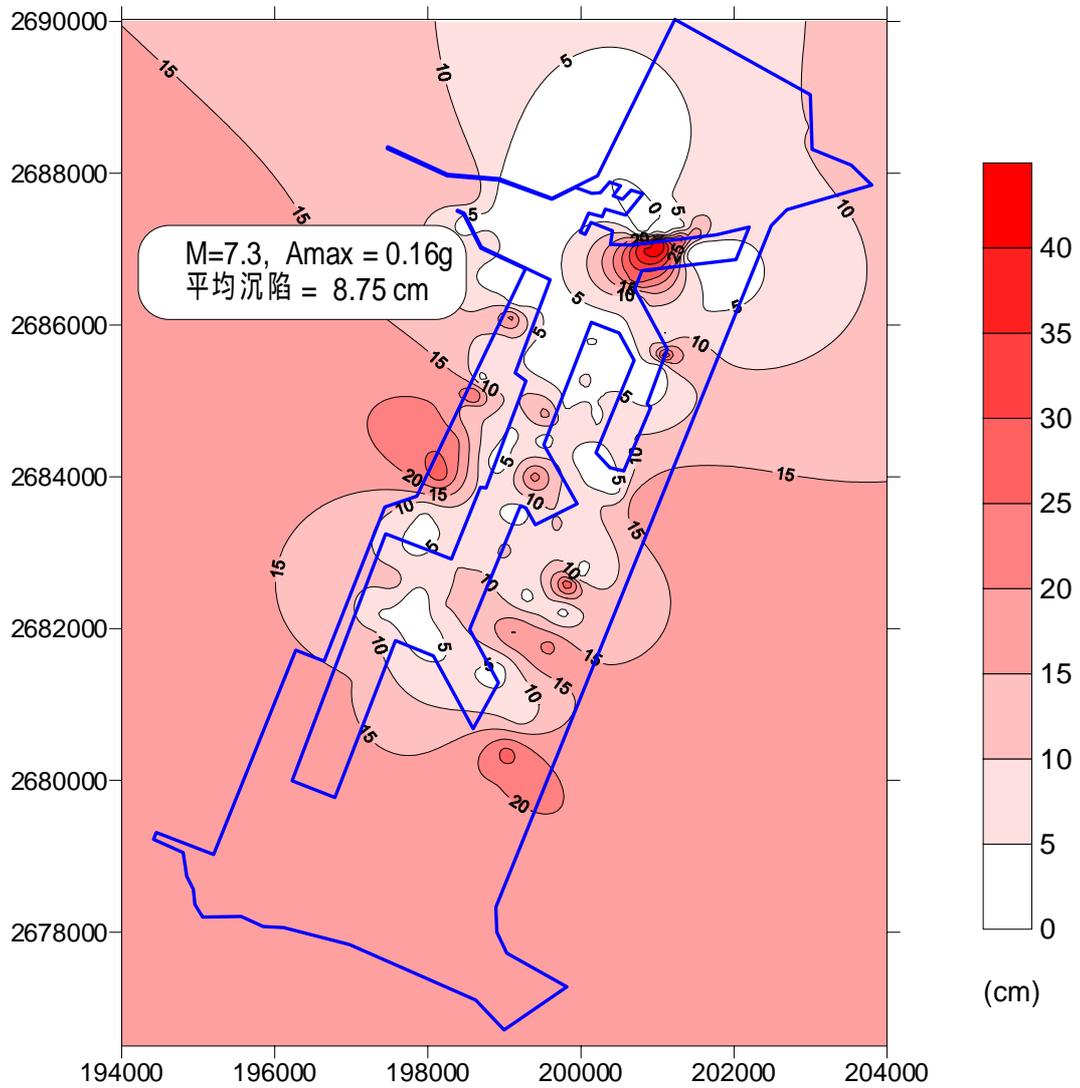


圖 6-4 台中港區地震引致沉陷之等值色階圖 ($M_L=7.3, A_{max}=0.16g$)
(1999 年 921 集集大地震之台中港區震度)

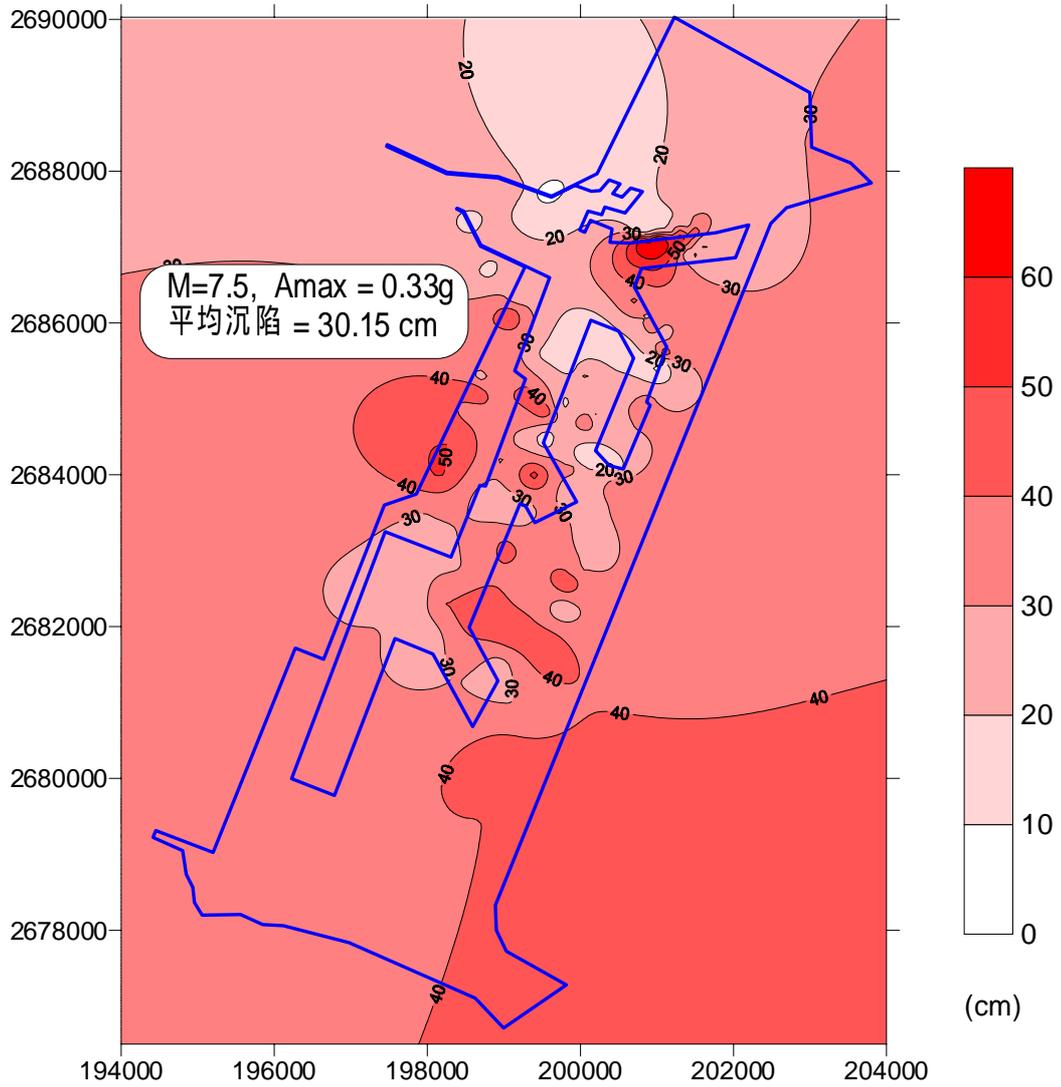


圖 6-5 台中港區地震引致沉陷之等值色階圖 ($M_L=7.5, A_{max}=0.33g$)
 (新耐震設計規範之台中港區震度)

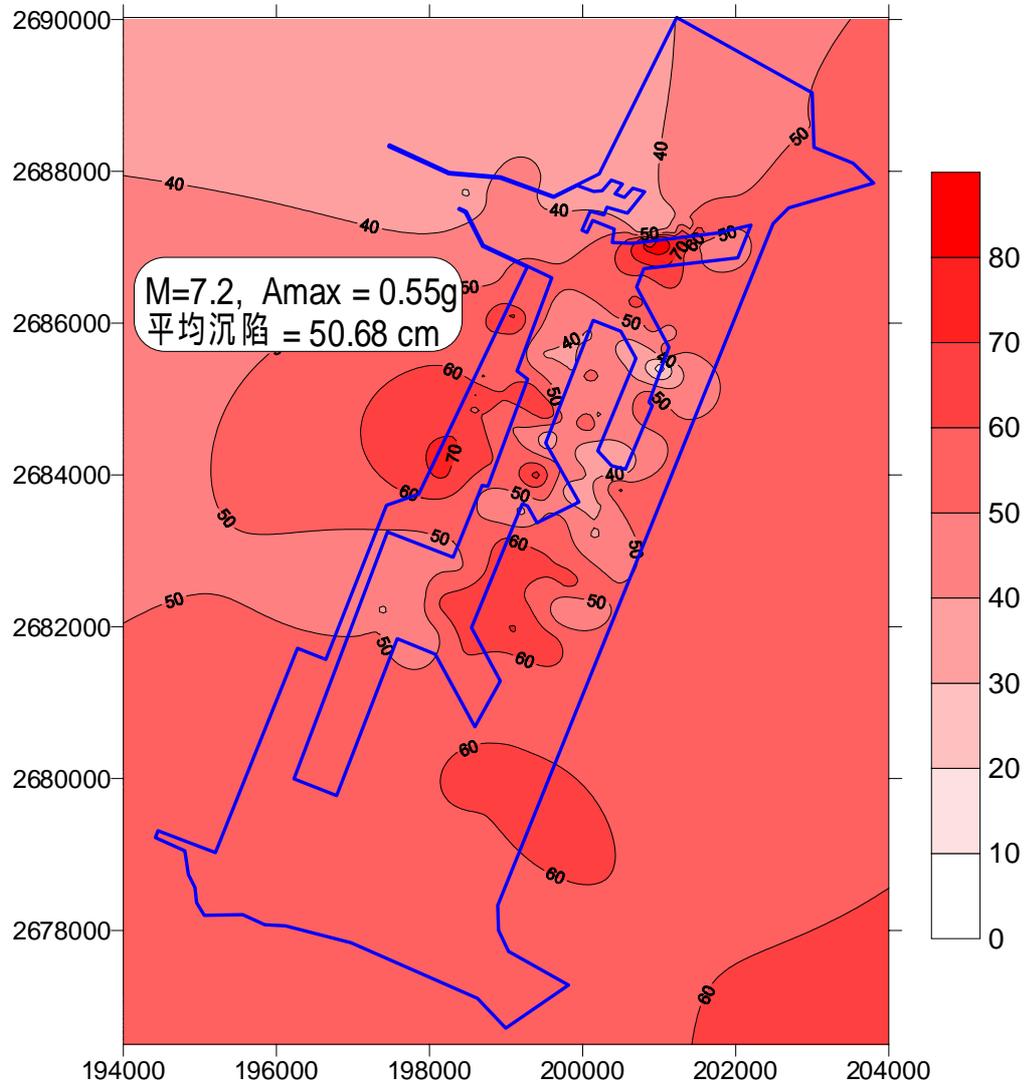


圖 6-6 台中港區地震引致沉陷之等值色階圖 ($M_L=7.2, A_{max}=0.55g$)
(1995 年日本阪神烈震之神戶港區震度)

第七章 台北港區液化危害度分析

7.1 台北港地質及地層構造

台北港屬台北縣八里鄉訊塘村濱海地區，位處於淡水河入海口西南岸，其地理位置，如圖7-1 所示。對外交通目前以聯外道路與中山路及省道台15線相連接，往南接西部濱海快速道路，可直達苗栗、台中，往北可連接八里、淡水、五股地區道路及國道1號高速公路，或經關渡大橋跨河至淡水、北投等地，構成綿密優良路網。未來更可經由規劃興建中的八里 新店線快速道路，直通板橋、中永和及新店，接通國道3號高速公路及北宜快速道路。

台北港附近地層除抽砂回填層之外，上層為現代沖積層，其下為更新世大南灣層。現代沖積層主要由泥、粉土、砂及礫石組成，主要分布於台灣海峽沿岸及紅水仙溪河古。大南灣層為一平緩海象沉積岩層，出露於林口台地西北側，主要由細粒砂岩、粉砂岩、頁岩和泥岩互層所組成，於岩層中常夾有礫石凸鏡體或不規則團塊，岩層厚度約數十公分至數公尺之間，層面發育不佳；新鮮露頭呈淡灰色至淡青灰色，岩層膠結差，易碎裂且顆粒易分離為砂、粉砂及泥土。

依經濟部地質調查所的林口地區地質圖，如圖7-2 所示。本區地層屬於第四紀，地質構造較單純，地層位態皆十分平緩或彼此以不整合接觸，依林口地區地質圖所切剖面，可發現大南灣層之下為觀音山層，主要由砂岩及泥岩互層所組層，上部夾礫岩層，距離本基地最近的斷層為金山 新莊斷層，位於基地東南側約8公里。

由反射震測探測結果，如圖7-3 所示。在LR-1的南北向震測剖面中，可看出地層構造略為向南傾，在1450m以內的P波速度構造在1400m/sec~3500m/sec之間，依其速度構造推估，120m以內為沖積層，震波速度約在1400m/sec~1778m/sec，120m~250m為大南灣層，震波速

度約在 1980m/sec~2327m/sec，250m 以下為觀音山層，速度約 2527m/sec~3400m/sec。

7.2 液化危害度分析方法

本文分別以第三章新建立之本土化液化分析模式，即以921地震台中港、布袋港、彰濱工業區、員林、霧峰、南投等地液化與非液化案例之SPT試驗數據，以統計分類法中之判別分析法及貝氏定理，分別建立SPT試驗之本土化液化分析模式，進行台北港區液化潛能評估。

依上述液化評估法分析，進行液化潛能評估時，所獲得的結果僅為各鑽孔地表下某一深度之砂土層是否液化，對於整個鑽孔而言，是否為液化區仍無定論。因此，為了涵蓋土層各深度之液化情形及更深入探討整個地區之液化潛能分佈圖，本文再分別以Iwasaki等人(1982)安全係數深度加權法、及賴聖耀、謝明志 (1996) 液化機率深度加權法，分別分析台北港區各種模擬地震之液化危害度。

7.3 台北港液化危害度分析結果

本文搜集台北港區現有鑽探資料74孔，共約1000筆N值資料，其相關位置如圖7-4所示，分別以①地震規模 $M_w=7.0$ ，台北港之地表最大加速度 $A_{max}=0.12g$ ；②地震規模 $M_w=7.0$ ，台北港之地表最大加速度 $A_{max}=0.15g$ ；③新訂耐震設計規範乙區地震強度 $A_{max}=0.23g$ 等三種地震條件，並利用標準貫入試驗(SPT)之土層調查資料來評估台北港區土層液化危害度。

本文分析各種地震強度引致台北港區之液化危害度，是以平均地下水水位為-1.5m為分析依據，本文新模式賴(2002)安全係數法+Iwasaki(1982)深度加權法之分析結果，如圖7-5至圖7-7所示；本文新模式賴(2002)液化機率法+賴、謝(1996)深度加權法之分析結果，如圖7-8至圖7-10所示。

由圖7-5及圖7-8二種模式分析結果均顯示：地震規模 $M_w = 7.0$ ，台北港之地表最大加速度 $A_{max} = 0.12g$ 時，台北港極大部份地區屬於輕微液化災害風險，液化之可能性很低，僅極小部份地區屬於中度液化，因此 $A_{max} = 0.12g$ 可視為台北港區液化之臨界地表加速度。

由圖7-6及圖7-9二種模式分析結果顯示：地震規模 $M_w = 7.0$ ，台北港之地表最大加速度 $A_{max} = 0.15g$ 時，台北港大部份地區屬於中度液化災害風險，地表發生明顯液化表徵機會低，但深層可能液化，地表沈陷量不明顯；僅小部份地區屬於輕度液化。

由圖7-7及圖7-10二種模式分析結果顯示：地震規模 $M_w = 7.5$ ，台北港之地表最大加速度 $A_{max} = 0.23g$ 時，即台北港發生新訂耐震設計規範乙區地震強度 $A_{max} = 0.23g$ ，台北港大部份地區屬於高度液化災害風險，地表發生明顯液化表徵機會較高，如噴砂或顯著沈陷等現象；僅小部份地區屬於中度液化。

由圖7-5至圖7-7及圖7-8至圖7-10二種模式分析結果比較顯示：賴(2002)本土化安全係數法與賴(2002)本土化液化機率法之液化危險程度極為相似。

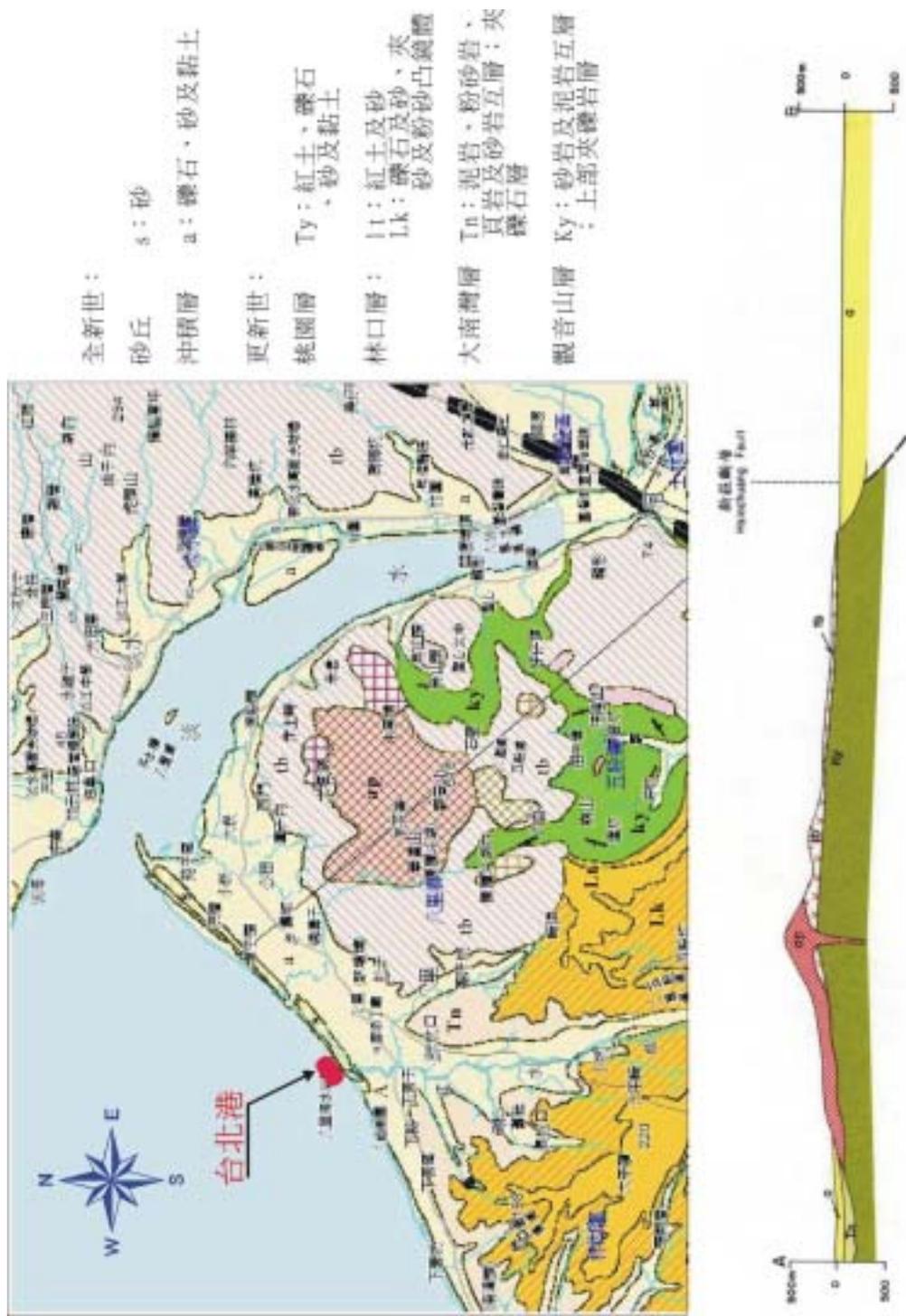


圖 7-2 台北港區附近地質圖(重繪自地質調所林口數值地質圖)

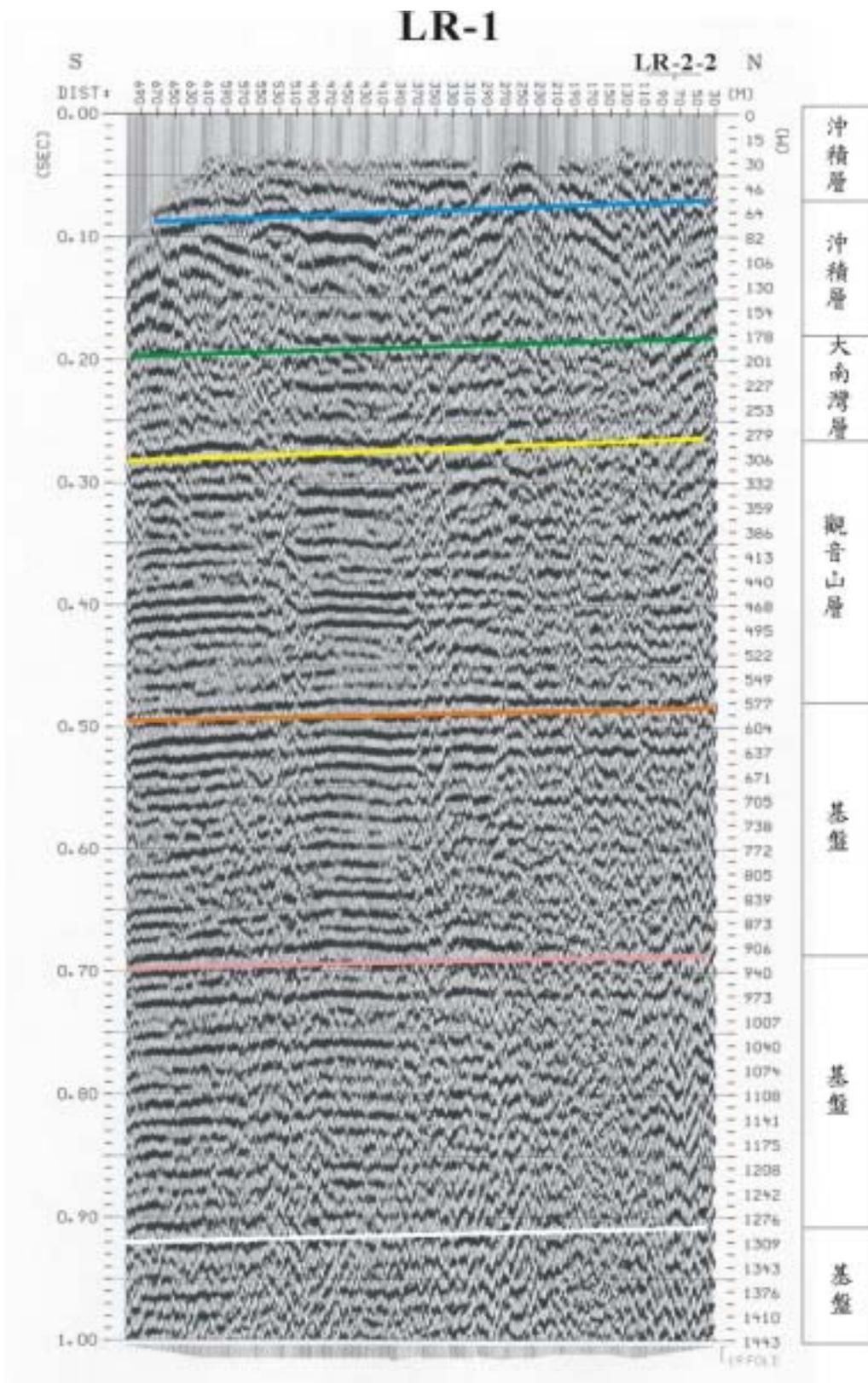


圖 7-3 台北港區反射震測地層構造解釋剖面圖

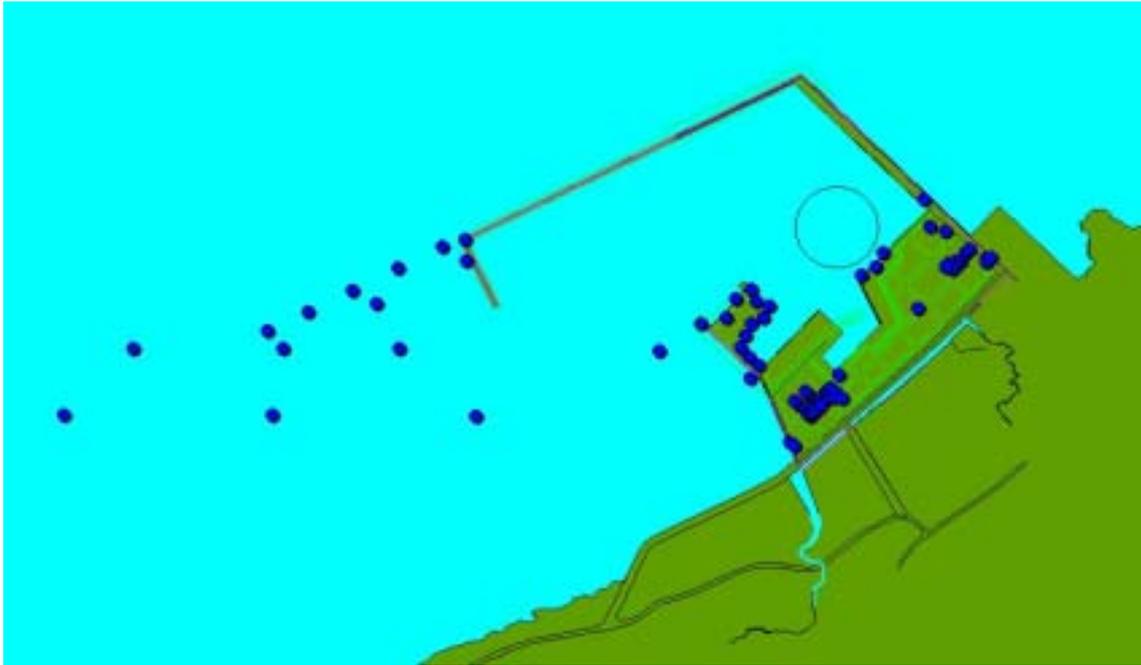


圖 7-4 台北港區 74 孔鑽探資料位置圖

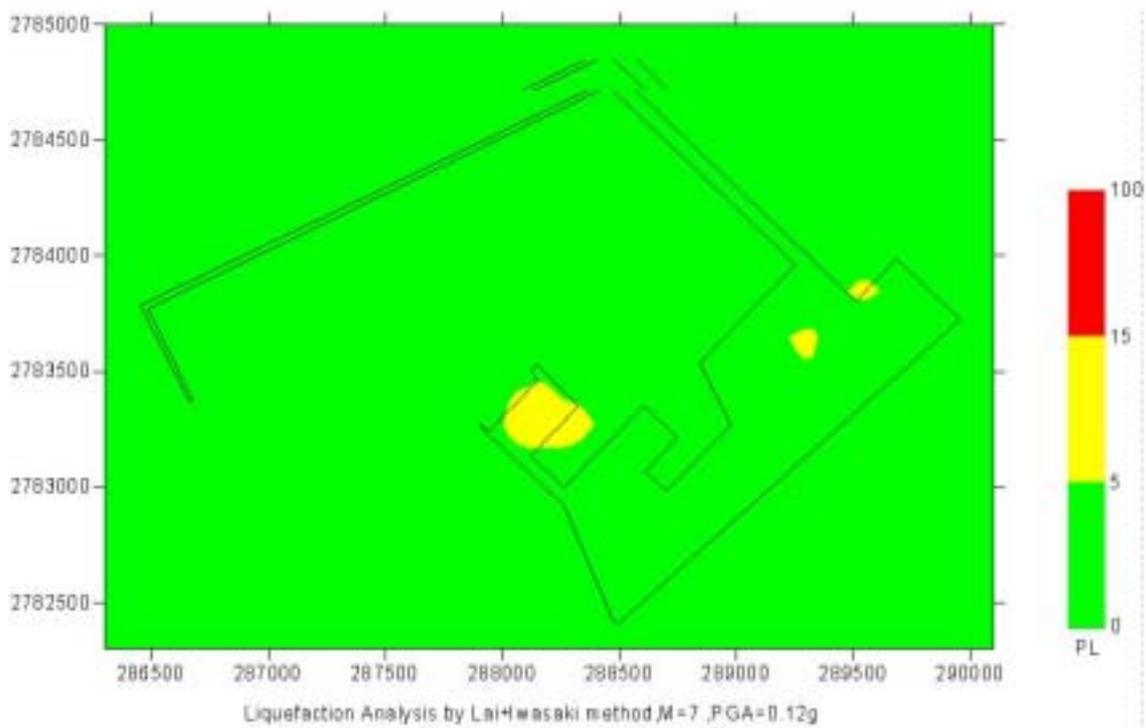


圖 7-5 台北港區地震引致土壤液化之危害度 ($M_w=7.0, A_{max}=0.12g$)
 賴(2002)安全係數法+Iwasaki(1982)深度加權法

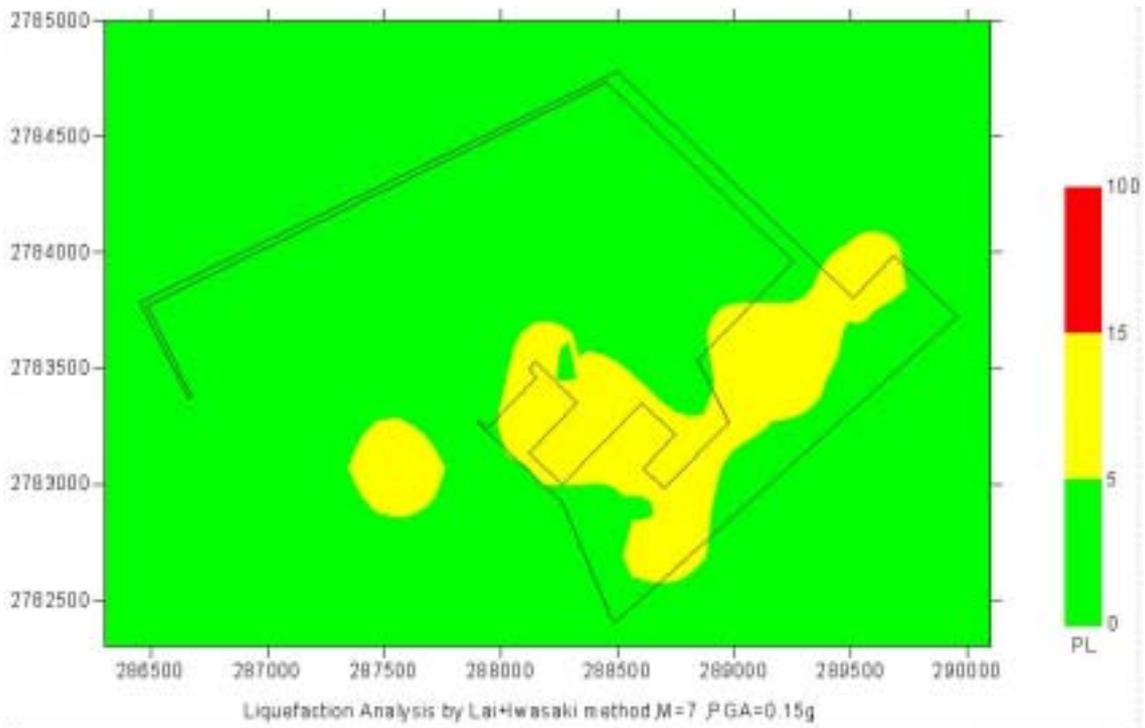


圖 7-6 台北港區地震引致土壤液化之危害度 ($M_w=7.0, A_{max}=0.15g$)
 賴(2002)安全係數法+Iwasaki(1982)深度加權法

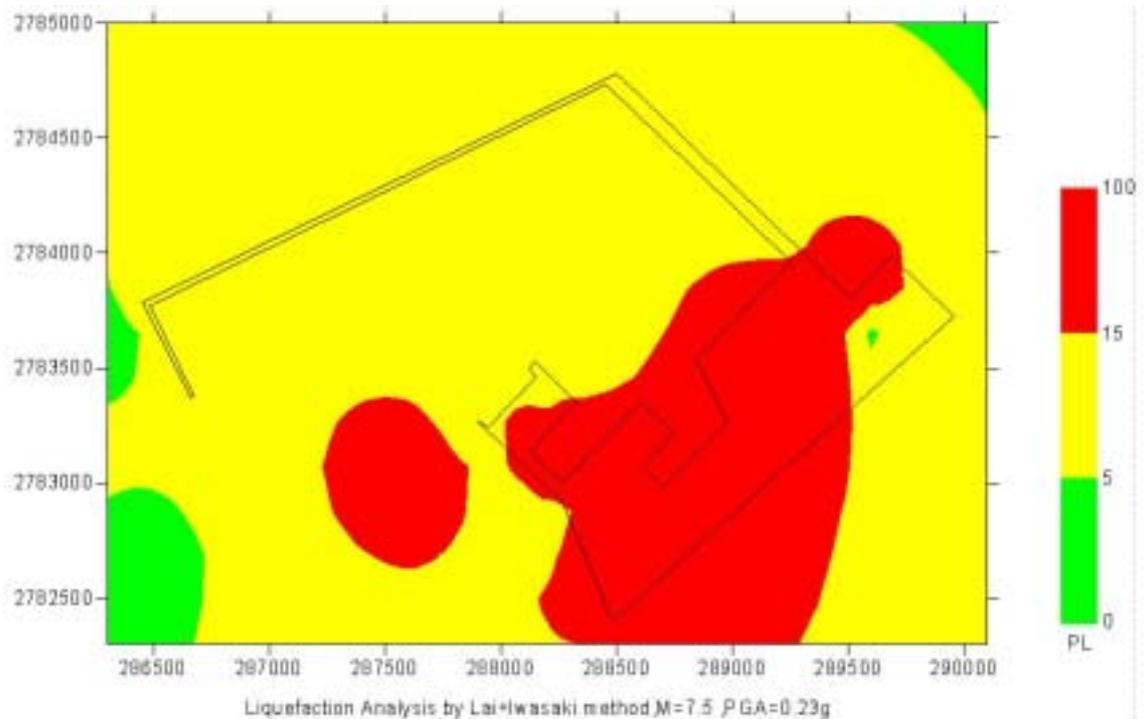


圖 7-7 台北港區地震引致土壤液化之危害度 ($M_w=7.5, A_{max}=0.23g$)
 賴(2002)安全係數法+Iwasaki(1982)深度加權法

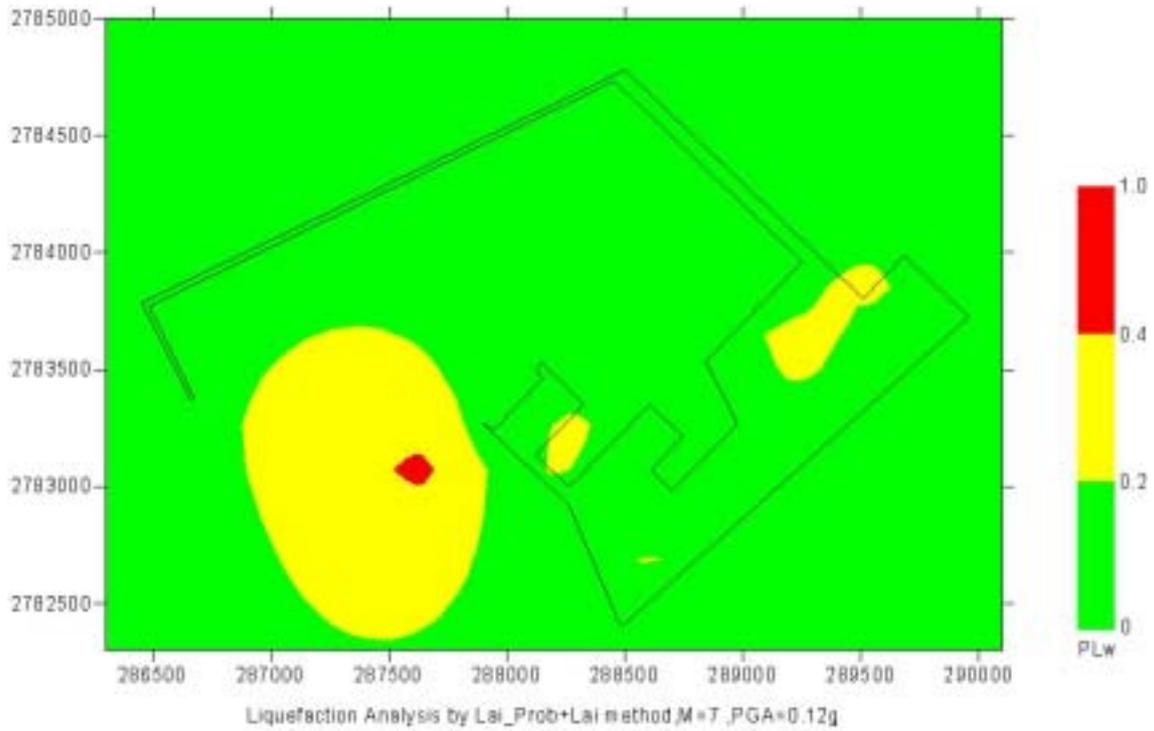


圖 7-8 台北港區地震引致土壤液化之危害度 ($M_w=7.0, A_{max}=0.12g$)
 賴(2002)液化機率法+賴、謝(1996)深度加權法

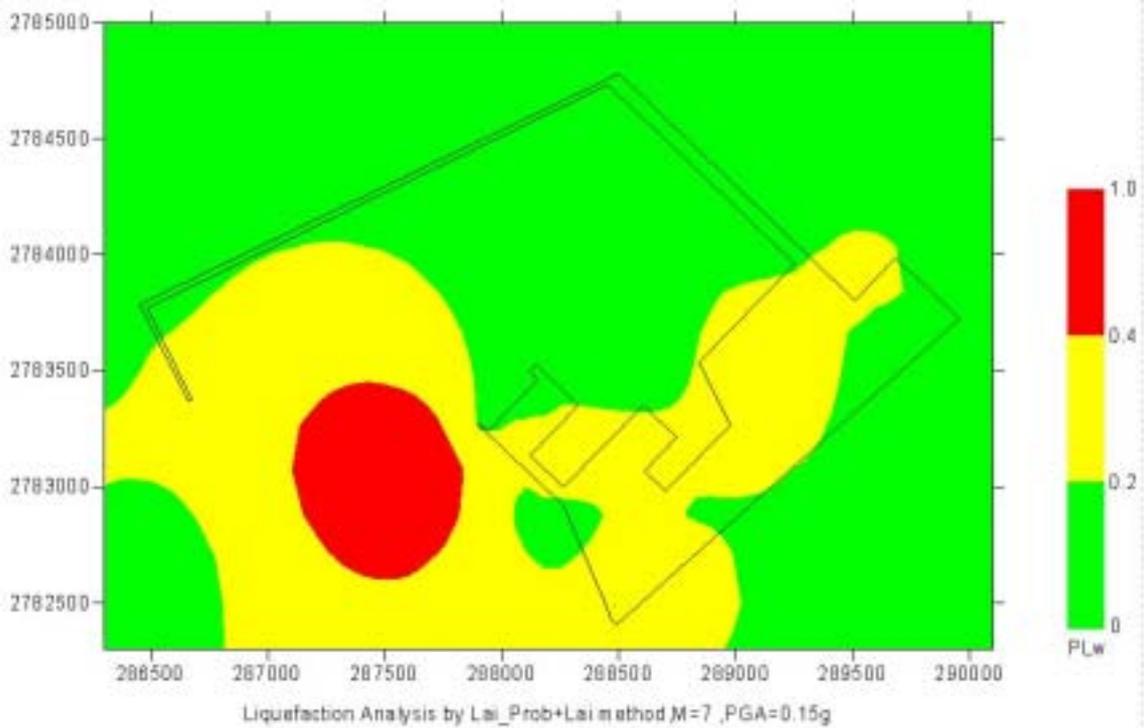


圖 7-9 台北港區地震引致土壤液化之危害度 ($M_w=7.0, A_{max}=0.15g$)
 賴(2002)液化機率法+賴、謝(1996)深度加權法

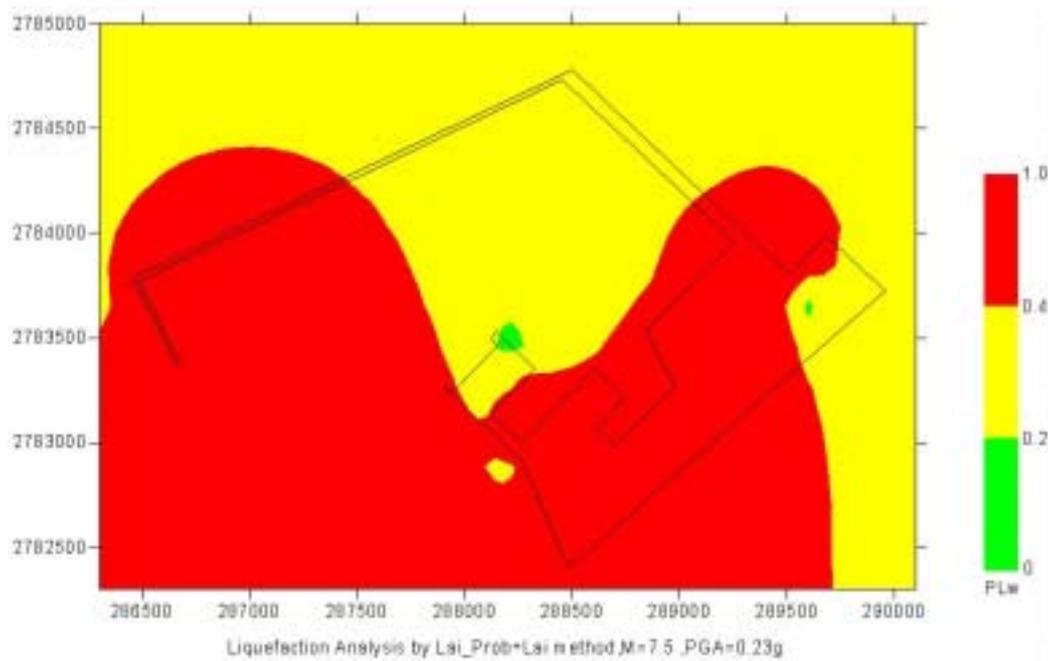


圖 7-10 台北港區地震引致土壤液化之危害度 ($M_w=7.5, A_{max}=0.23g$)
 賴(2002)液化機率法+賴、謝(1996)深度加權法

第八章 液化對沉箱式碼頭穩定性及位移量之影響分析

8.1 前言

土壤液化會造成噴砂、沉陷、龜裂、流潰等土壤破壞；若液化土壤上部有建築物，亦會由於土壤液化後，土層承载力降低或喪失，導致建築物基礎發生嚴重下陷或傾斜，造成上部結構之傾側與損毀。而側向構造物，諸如河堤、海堤、碼頭、岸壁、擋土牆等，是否會因背填土壤液化而造成構造物之滑移與外傾？是學術界及工程界關切之新的主題之一。

1999 年 921 大地震，台中港之地表水平最大加速度 a_{hmax} 為 0.163g，造成台中港 1 至 3 號沉箱式碼頭外移 0.5~1.7 公尺，4 號沉箱碼頭外移 0~0.5 公尺，4A 號沉箱碼頭輕微外移(港，1999)，1995 年日本發生阪神大地震，神戶港之地表水平最大加速度 $a_{hmax}=0.55g$ ，造成神戶港碼頭、岸壁外移 2~5.9 公尺，港灣機能全面癱瘓(張、賴，2000)。使土壤液化是否會造成側向構造物之不穩定性的問題再次引起關切。因此，本文針對港灣碼頭受到地震力時，其抗滑動之穩定性加以探討。

港灣碼頭有許多為沉箱式基礎所構築而成，在受到地震力時，不但碼頭本身有慣性力，背填土會引致動態土壓力及動態水壓力，若背填土壤發生液化，亦會產生液化之側壓力，造成港灣碼頭更加不穩定。為了探討液化對沉箱式碼頭或海堤穩定性之影響，茲分別以背填土壤液化、未液化、部分深度液化三種情形進行分析。

8.2 碼頭背填土壤未液化

沉箱式之碼頭或海堤，有港側及陸側，港側有海水，陸側有背填土壤及地下水，且陸側之地下水位通常高於港側之海水位，地下水位高出海水位之部分稱之殘留水位，一般計算殘留水位以朔望平均低潮位 (L.W.L.) 至朔望平均高潮位 (H.W.L.) 潮差之 1/3 為標準(港，1997)。

背填土壤未液化之沉箱式碼頭，其示意圖如 1a 所示，當其受地震力時，其受力之示意圖，如圖 1b 所示，由圖 1b 顯示，碼頭在水平方向之驅動力，不但有沉箱本身之慣性力 $Kh \cdot W$ ，沉箱兩側之靜水壓力 $P_w(\text{陸側})$ 及 $P_w(\text{港側})$ ，陸側地下水位震盪變化及港側潮位震盪變化之動水壓力 $P_{WE}(\text{陸側})$ 及 $P_{WE}(\text{港側})$ ，亦有背填土壤之動主動土壓力 P_{AE} ，而抗滑動力僅有摩擦力 $\mu \cdot (W' - K_v W)$ ，而其中沉箱陸側之靜水壓力高於港側之靜水壓力，高出之靜水壓力稱之殘留水壓力。

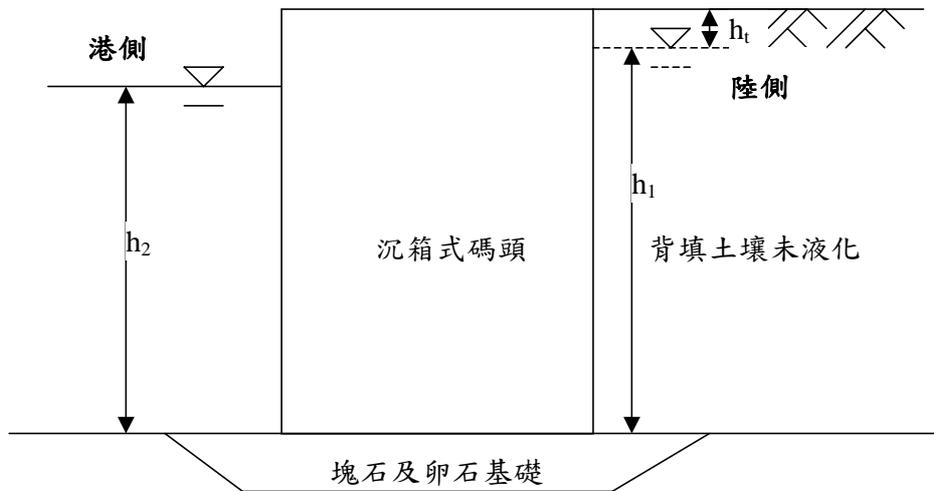


圖 8-1a 背填土壤未液化之沉箱式碼頭示意圖

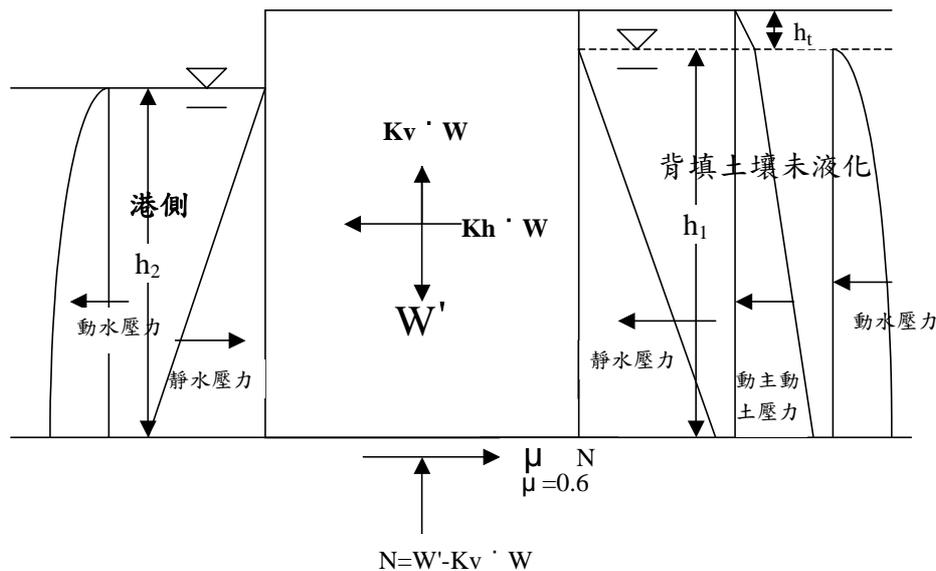


圖 8-1b 背填土壤未液化之沉箱式碼頭受力示意圖

因此背填土壤未液化之沉箱受地震力時，其抗滑動之安全係數， F_s ，如下式所示：

$$F_s = \frac{\text{抗滑動之摩擦力}}{\text{沉箱之慣性力} + \text{動主動土壓力} + \text{殘留水壓力} + \text{兩側之動水壓力}}$$

$$= \frac{\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE} + (P_{W(\text{陸側})} - P_{W(\text{港側})}) + (P_{WE(\text{陸側})} + P_{WE(\text{港側})})} \dots\dots\dots (8-1a)$$

上式中，

μ ：為沉箱底面與基礎之摩擦係數，詳如表 8-1 所示。

W' ：為沉箱總重減去浮力；若沉箱底部之土壤未液化，其浮力為沉箱底部之水壓力；若沉箱底部之土壤已液化，其浮力為沉箱底部之水壓力與液化時超額孔隙水壓力之合。

W ：為沉箱之重量。

K_v ：為垂直地震力係數 $a_{v\max}/g$ ， $a_{v\max}$ 為地表垂直最大加速度。

K_h ：為水平地震力係數，其與地表水平最大加速度 ah_{\max} 之關係，依據 Noda & Uwave (1975) 之研究，如圖 8-2 所示，(1)當 $ah_{\max} \leq 0.2g$ 時， $K_h = ah_{\max} / g$ (2) 當 $ah_{\max} > 0.2g$ 時， $K_h = (1/3) \cdot (ah_{\max} / g)^{1/3}$ 。

表 8-1 摩擦係數(港研所，1997)

項 目	摩擦係數
混凝土與混凝土	0.5
混凝土與岩層	0.5
水中混凝土與岩層	0.7~0.8
混凝土與拋石	0.6
拋石與拋石	0.8
金屬與石	0.3~0.4

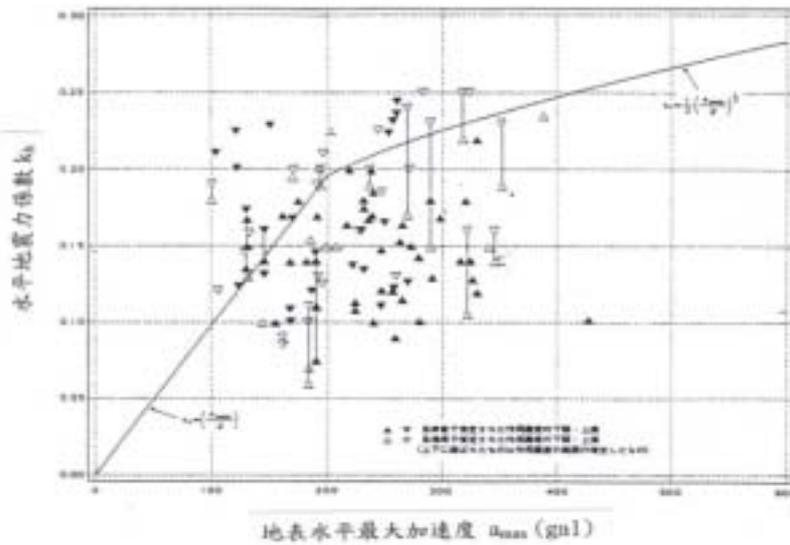


圖 8-2 水平地震力係數 K_h 與地表水平最大加速度 a_{hmax} 之關係
(Noda & Uwave, 1975)

P_w (陸側)：為陸側之靜水壓。 P_w (陸側) = $\frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_1^2$ ， γ_w 為海水的單位重 1.03t/m³， h_1 為陸側水位至沉箱底深度(m)。

P_w (港側)：為港側之靜水壓。 P_w (港側) = $\frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_2^2$ ， h_2 為港側水位至沉箱底之深度(m)。

P_{WE} (陸側)：為陸側地下水位震盪變化之動水壓力，依據 Matsuo & O'Hara(1960)建議， $P_{WE} = 0.7 \cdot \frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_w \cdot h_1^2$ ，唯若以水中震度計算之動態主動土壓力 (港，1997；Matsuzawa et al., 1985)，已包含背填土壤地下水位震盪引起之動水壓力，因此動水壓力不必另外分析。

P_{WE} (港側)：為港側潮位震盪變化之動水壓力，1997 年以後之新設計基準 (港，1997) 建議將碼頭前之動水壓力以外力設計計算之，依據 Westergaurd (1933) 建議， $P_{WE} = \frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_w \cdot h_2^2$ 。

P_{AE} ：為背填土壤之動態主動土壓力，包含殘留水位以上及殘留水位以下至沉箱底之動態主動土壓力，以修正之 Mononobe-Okabe (港，1997；Matsuzawa et al.，1985)公式計算，原 Mononobe-Okabe (Mononobe & Matsuo，1929(11)；Okabe，1926)公式是適用於背填乾砂，經修正之 Mononobe-Okabe 公式是以水中震度計算，因此其計算之動態主動土壓力，已包含背填土壤地下水位震盪引起之動水壓力，其計算公式如式 (1b)(1c)所示：

$$P_{AE} = K_{AE} \left(\sum \gamma_i' h_i + w \right) \cos \psi \dots\dots\dots (8-1b)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos \psi}} \right]^2} \dots\dots\dots (8-1c)$$

式中，

P_{AE} ：土層之動態主動土壓 (t/m^2)。

K_{AE} ：土層動態主動土壓係數。

ϕ ：土層土壤內摩擦角 (度)。

γ' ：土層土壤有效單位體積重量 (t/m^3)，在殘留水位以上為單位體積重量 γ ，約為 $1.8t/m^3$ ，在殘留水位以下為 $(\gamma \text{ sat} - \gamma w)$ ，約為 $1t/m^3$ 。

h ：土層厚度 (m)。

Ψ ：壁面與垂直面所成之角度 (度)。

δ ：壁面與土壤間之摩擦角 (度)。

w ：上方載重 (t/m^2)。

θ ：地震合成角，殘留水位上， $\theta = \tan^{-1} K$ ；殘留水位下， $\theta = \tan^{-1} K'$ 。

K ：為震度， $K = Kh / (1 - Kv)$ 。

K' ：換算之水中震度 $K' = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - 1} K$ ， γ_{sat} 為土壤之飽和單位重。

8.3 碼頭背填土壤液化

背填土壤液化之沉箱式碼頭，其示意圖，如圖 8-3a 所示，當背填土壤液化時，可有兩種觀念解釋沉箱之受力情況，說明如下：

一為以液化時土壤與水成為單位重 γ_{sat} 之重流體觀念解釋，此觀念之提出者有 Ishibashi & Madi(1990)、陳&黃(2000)等，其沉箱之受力示意圖，如圖 8-3b 所示，由圖 8-3b 可知，碼頭在水平方向之驅動力與土壤未液化時之驅動力有所不同，沉箱本身之慣性力不變，因背填土壤液化而不再有動態土壓力及靜水壓力，而以液化時之靜態重流體壓力取代，港側潮位震盪變化之動水壓力不變，但陸側地下水位震盪變化之動水壓力以液化時重流體震盪變化之動流體壓力取代。

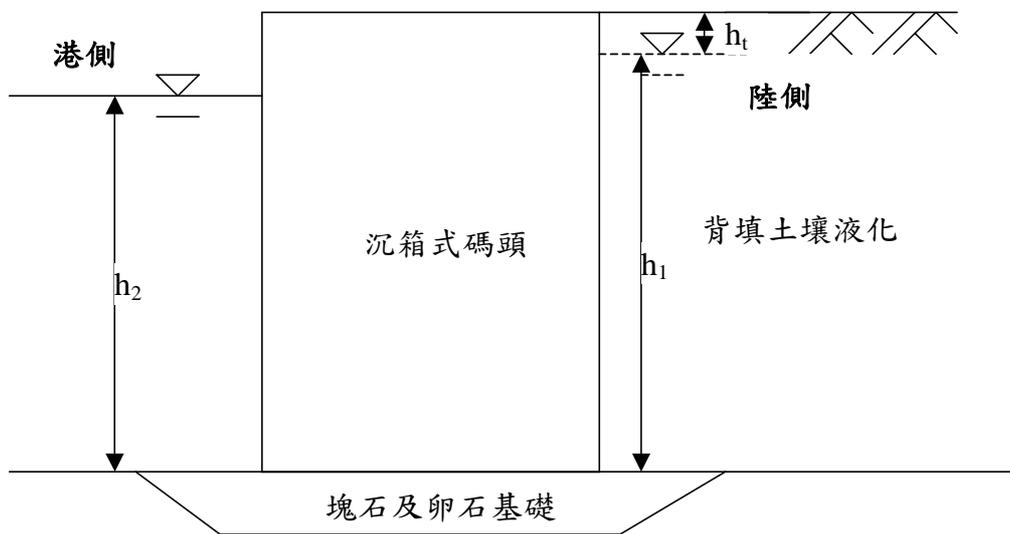


圖 8-3a 背填土壤液化之沉箱式碼頭示意圖

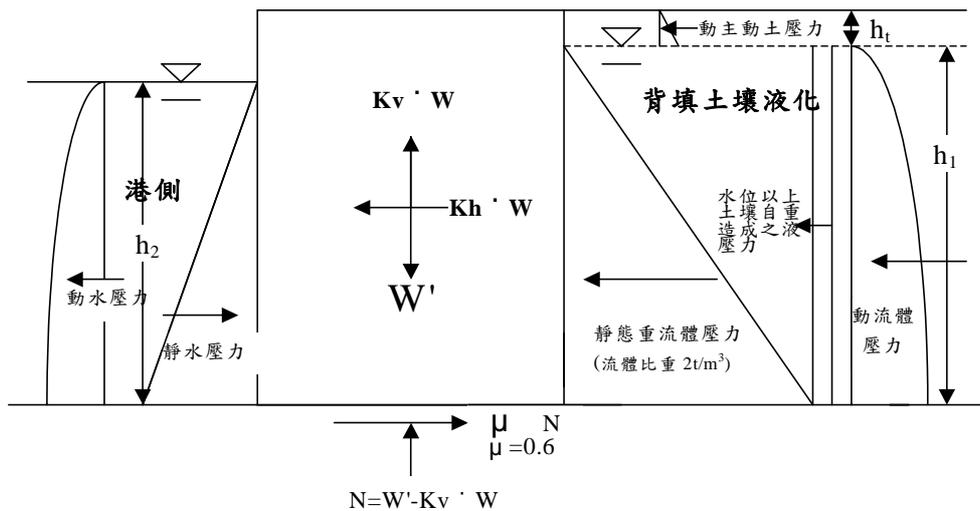


圖 8-3b 以重流體觀念解釋背填土壤液化之沉箱式碼頭受力示意圖

另一為本文以液化時超額孔隙水壓力之觀念解釋，當背填土壤液化時，超額孔隙水壓力上升至與土壤之垂直壓力相等，此時土壤之有效應力為零，由於土壤之有效應力為零，因此不再有動態土壓力，而以液化時地下水位異常變化之超額孔隙水壓力取代，由於超額孔隙水壓力上升至與土壤原來之有效應力相等，因此液化時地下水位異常變化之超額孔隙水壓力等於土壤原來之有效應力，因此本文沉箱之受力示意圖，如圖 8-3c 所示。

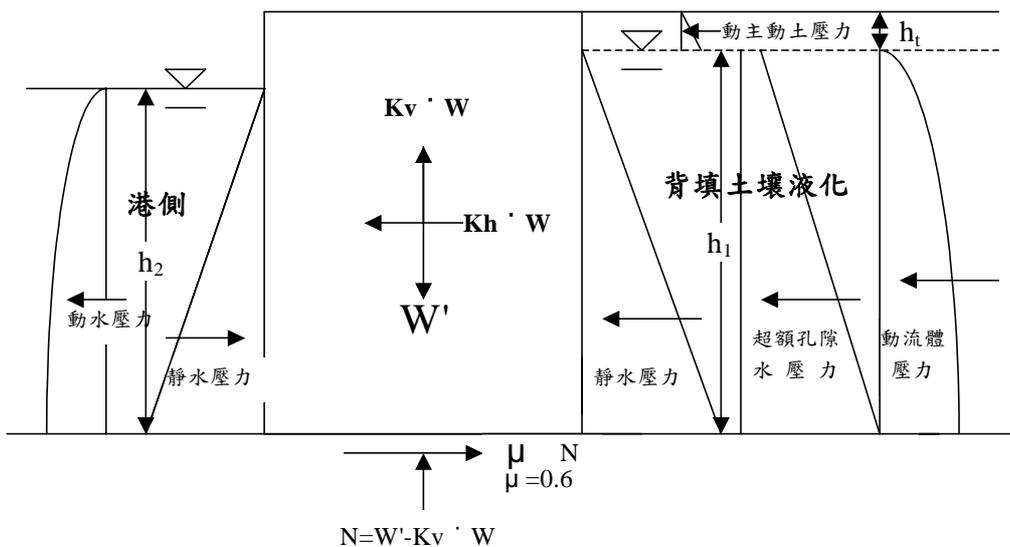


圖 8-3c 以超額孔隙水壓解釋背填土壤液化之沉箱式碼頭受力示意圖

由圖 8-3c 可知，碼頭在水平方向之驅動力與土壤未液化時之驅動力有所不同，沉箱本身之慣性力與兩側之靜水壓力不變，而背填土壤因液化而不再有動態土壓力，而以液化時地下水位異常變化之超額孔隙水壓力取代，港側潮位震盪變化之動水壓力不變，但陸側地下水位震盪變化之動水壓力以液化時重流體震盪變化之動流體壓力取代，而抗滑動力仍然是 $\mu \cdot (W' - K_v W)$ ，因此背填土液化時，其抗滑動之安全係數， F_s ，如下所示：

$$F_s = \frac{\text{抗滑動之摩擦力}}{\text{沉箱之慣性力} + \text{殘留水位以上之動態土壓力} + \text{殘留水壓力} + \text{港側動水壓力} + \text{液化側壓力}}$$

$$= \frac{\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)}{Kh \cdot W + P_{AE1} + (P_w(\text{陸側}) - P_w(\text{港側})) + P_{WE}(\text{港側}) + (P_{LE1} + P_{LE2})} \quad (8-2)$$

式中，

$$\begin{aligned} \text{液化之側壓力} &= \text{液化之超額孔隙水壓力} + \text{液化時之動流體壓力} \\ &= P_{LE1} + P_{LE2} \end{aligned}$$

P_{LE1} ：為液化時之超額孔隙水壓，其等於土壤原來之有效應力，

$$P_{LE1} = \gamma_t \cdot h_t \cdot h_1 + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_1^2 \quad \circ$$

P_{LE2} ：為液化時重流體震盪變化之動流體壓力， $P_{LE2} = \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_{sat} \cdot h_1^2 \quad \circ$

P_{AE1} ：殘留水位以上之動態主動土壓力， $P_{AE1} = K_{AE1} \cdot \frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_t^2$ ；而式(8-

1a)之動態主動土壓力 P_{AE} 為殘留水位以上及殘留水位以下至沉箱底動態主動土壓力之總合， $P_{AE} = K_{AE1} \cdot \frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_t^2 +$

$K_{AE2} \cdot \left(\gamma_t \cdot h_t \cdot h_1 + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_1^2 \right)$ ， K_{AE1} 為殘留水位以上之動態主動土壓係數， K_{AE2} 為殘留水位以下之動態主動土壓係數。

由圖 8-3b 與圖 8-3c 比較可知，兩種觀念解釋液化時沉箱之受力情況雖然不同，但總合力卻相同，但本文以超額孔隙水壓力觀念之解

釋較符合大地工程學液化之定義，而且於超額孔隙水壓力上升，但未達液化之情況，本文之觀念亦能解釋，但重流體之觀念，僅適合液化之情況，至於超額孔隙水壓力上升，但未達液化之情況，重流體之觀念則不適合解釋。

8.4 碼頭背填土壤部分深度液化

背填土壤部分深度液化，另部分深度非液化，其示意圖，如圖 4a 所示，其沉箱之受力示意圖，如圖 8-4b 所示。

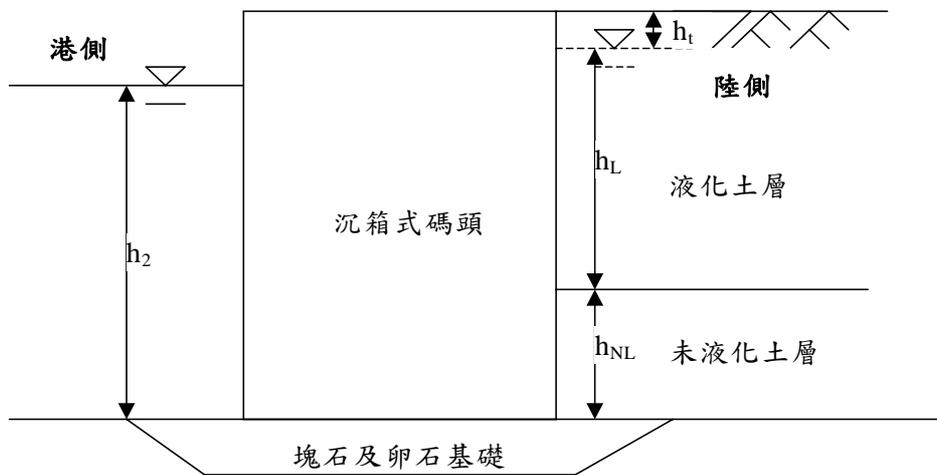


圖 8-4a 背填土壤部份深度液化之沉箱式碼頭示意圖

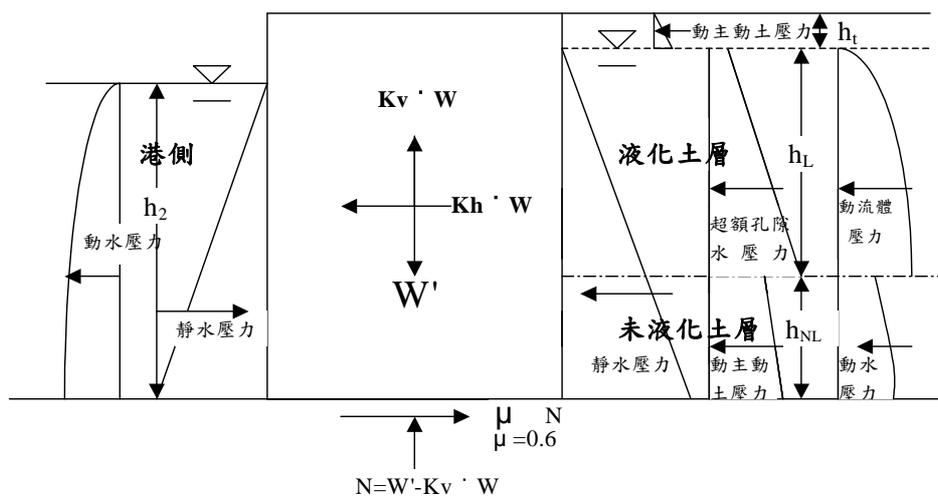


圖 8-4b 背填土壤部份深度液化之沉箱式碼頭受力示意圖

由圖 8-4b 可知碼頭背填土壤部分深度液化在水平方向之驅動力為液化與非液化之綜合，而抗滑動力仍然是 $\mu \cdot (W' - K_v W)$ ，其抗滑動之安全係數， F_s ，如下所示：

$$F_s = \frac{\text{抗滑動之摩擦力}}{\text{沉箱慣性力} + \text{殘留水位以上動土壓力} + \text{殘留水壓力} + \text{港側動水壓力} + \text{液化側壓力} + \text{非液化側壓力}}$$

$$= \frac{\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)}{Kh \cdot W + P_{AE1} + (P_{W(\text{陸側})} - P_{W(\text{港側})}) + P_{WE(\text{港側})} + (P_{LE1} + P_{LE2}) + (P_{AENL} + P_{WENL})}$$

..... (8-3)

式中，

液化之側壓力 = 液化部分之超額孔隙水 壓力 + 液化部分之動流體壓力
 $= P_{LE1} + P_{LE2}$

非液化側壓力 = 非液化部分之動態土壓 力 + 非液化部分之動水壓力
 $= P_{AENL} + P_{WENL}$

P_{LE1} ：為圖 8-4 液化土層厚度 h_L 之超額孔隙水壓力，

$$P_{LE1} = \gamma \cdot h_t \cdot h_L + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_L^2 \circ$$

P_{LE2} ：為圖 8-4 液化土層厚度 h_L 之動流體壓力，

$$P_{LE2} = \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_{sat} \cdot h_L^2 \circ$$

P_{AE1} ：為圖 8-4 殘留水位以上之動態主動土壓力， $P_{AE1} = K_{AE1} \cdot \frac{1}{2} \gamma \cdot h_t^2 \circ$

P_{AENL} ：為圖 8-4 非液化土層厚度 h_{NL} 之動態主動土壓力，

$$P_{AENL} = K_{AENL} \cdot (\gamma \cdot h_t + \gamma' \cdot h_L + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_{NL}) \cdot h_{NL} \circ$$

K_{AENL} 為殘留水位以下非液化土層之動態主動土壓係數。

P_{WENL} ：為圖 8-4 非液化土層厚度 h_{NL} 之動水壓力，

$$P_{WENL} = 0.7 \cdot \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_w [(h_L + h_{NL})^2 - h_L^2] \circ$$

$P_{WE(\text{港側})}$ ：港側之動水壓力， $P_{WE(\text{港側})} = \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_w \cdot h_2^2 \circ$

唯若以水中震度計算之動態主動土壓力，已包含背填土壤之動水壓力，因此動水壓力不必另外分析。

8.5 碼頭位移量之分析：

本文以 Newmark (1965)滑動塊分析(Sliding Block Analysis)地震時碼頭之位移量，所謂滑動塊分析是將碼頭主體視為可滑動之剛體，地震力由作用於碼頭基礎之地震歷時表示，碼頭滑動之位移由開始滑動後至滑動結束之加速度歷時積分得到。

採用滑動塊模型 (sliding block model) 簡化計算重力式碼頭在地震中的永久位移，首先以側向土壓理論或液化之超額孔隙水壓理論評估碼頭與背填土壤之穩定性，分析得到臨界滑動加速度。當歷時中的加速度超過臨界滑動加速度 a_{cri} ，碼頭與背填土系統開始滑動，將超過 a_{cri} 直到滑動停止之加速度歷時二次積分，得到碼頭相對於滑動面以下堅實基礎之位移。

8.6 921 地震台中港 1~4A 碼頭之穩定性分析

在 921 大地震時，台中港 1~3 號沉箱碼頭外移 0.5 至 1.7 公尺，4 號沉箱碼頭外移 0 至 0.5 公尺，4A 號沉箱碼頭外移極微，因此本文以台中港 1~4A 碼頭 921 地震之穩定性分析作為釋例說明。

台中港 1 至 4A 號碼頭皆屬沉箱重力式碼頭(中港，1976)，碼頭面高程均為+6.2m，設計水深分別為 1 至 3 號碼頭高程-13m，4 號碼頭-11.0m，4A 號碼頭為-9.0m，沉箱寬度分別為 1 至 3 號碼頭 17.6m，4 號碼頭 16.12m，4A 號碼頭為 14.8m，沉箱碼頭基礎為厚約 1.5 公尺之塊石及 1 公尺厚之卵石基礎拋石。1 至 4A 號碼頭建造於 1976 年，其中 1 至 3 號及 4 號碼頭牆背為粒徑 10cm 以上之卵石，回填料成三角形分佈，回填料坡度約 1：1.5 接近回填料之安息角，其上加鋪 2 公尺厚粒徑 10cm 以下之河床料作為濾層，4A 號碼頭後線因有水泥圓倉，因此無背

填卵石，1 至 4A 號碼頭基礎浚挖坡度為 EL.0 以上為 1:8，EL.0 以下為 1:3.5，其上再以水力回填砂回填作為碼頭後線作業場，原設計之地震力係數 $K_h=0.15$ 、背填料之抗剪角 $\phi=35^\circ$ 、沉箱與基礎之摩擦係數 $\mu=0.6$ 。其中 1 至 3 號碼頭斷面圖，如圖 8-5 所示。

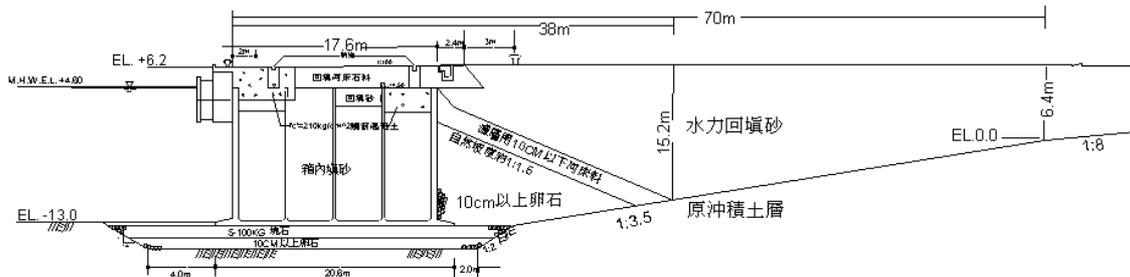


圖 8-5 台中港 1~3 號碼頭斷面圖

根據港灣技術研究中心於 4 號碼頭之監測，921 地震當時之潮位為 1.9m，陸側水位為 3.4m，921 地震後，港灣技術研究中心針對台中港 1 至 4 號碼頭液化地區進行 18 孔 CPT 地質調查結果顯示：地表下約可分為兩種粉土質細砂層，一為疏鬆之水力回填砂，其 q_c 值約為 25~50kg/cm²，另一為較緊密之原沖積土層，其 q_c 值約為 50~200kg/cm²。因此根據碼頭基礎竣工圖及 CPT 地質調查結果研判，與賴聖耀、謝明志(2000)之液化潛能分析得知，自沉箱至現有倉儲區亦即 921 地震發生液化及嚴重破壞範圍內均屬水力回填區。

1~4A 號碼頭，在受到地震力時，不但構造物本身有慣性力，背填土會引致動態土壓力及動態水壓力，若背填土壤發生液化，亦會產生液化之側壓力，造成港灣構造物更加不穩定(陳&黃(2000)；賴，2001；Ishibashi & Madi, 1990)，本文分別以 1~3 號碼頭未液化、液化、部份深度液化之抗滑動穩定性加以分析，其抗滑動穩定性分析示意圖，如圖 1~圖 4 所示，921 地震時，根據距離台中港最近之清水國小測站，其 $a_{hmax}=0.163g$ 、 $a_{vmax}=0.06g$ ，且該測站並無液化現象，因此台中港地震力以該測站為分析依據，地震力係數 $K_h=0.163$ 、 $K_v=0.06$ ，其他分析參數 $\phi=35^\circ$ 、 $\mu=0.6$ 、 $h_r=2.8m$ 、 $h_l=16.4m$ 、

$h_2=14.9\text{m}$ 、 $h_L=11.2\text{m}$ 、 $h_{NL}=5.2\text{m}$ ，其中抗剪角考慮背填卵石 ϕ 約 40° 與疏鬆水力回填砂 ϕ 約 30° 之聯合影響，因此假設 $\phi=35^\circ$ ，分析結果如表 8-2 所示。

表 8-2 921 地震台中港 1~3 號碼頭抗滑動之穩定性分析

	未液化	全部液化	部分深度液化（地表下 2.8~14m 液化）
地震力係數 Kh	0.163	0.163	0.163
地震力係數 Kv	0.060	0.060	0.060
抗滑動之摩擦力(t/m)	265.79	265.79	265.79
水平慣性力(t/m)	124.58	124.58	124.58
殘留水壓力(t/m)	23.48	23.48	23.48
動態土壓力(t/m) + 陸側動水壓力(t/m)	109.29	2.99	51.17
港側動水壓力(t/m)	21.11	21.11	21.11
液化之動流體壓力(t/m)	0	51.14	23.42
液化之超額孔隙水壓力(t/m)	0	217.14	119.17
抗滑動之安全係數	95 (1997 新基準) 1.03 (1976 原基準)	0.60	0.73
臨界滑動加速度(gal)	142	0	34
預測之位移量(cm)	0.21	326	93
實測之位移量(cm)	52~168		

*原基準:不計算港側動水壓力，新基準:計算港側動水壓力

由表 8-2 未液化之碼頭抗滑動穩定性分析可知，若以 1~3 號碼頭施工時即 1976 年之原設計基準(中港，1976)分析，即未計算碼頭前之動水壓力，其抗滑動安全係數， $F_s=1.03$ ，碼頭仍屬穩定狀況，若以 1997 年以後之新設計基準(港，1997)將碼頭前之動水壓力以外力設計計算之，其抗滑動安全係數， $F_s=0.95$ ，碼頭屬於稍微不穩定；因此 921 大地震時，1~3 號碼頭之背填土若未液化，碼頭應屬於穩定與不穩定之臨界附近，不致於發生外移 0.5 至 1.7 公尺之現象。

由表 8-2 全部液化之碼頭抗滑動穩定性分析可知，全部液化超額孔隙水壓力及動流體壓力產生之側壓力約為未液化主動土壓力之 2.4 倍；若未考慮背填卵石之影響，全部液化之抗滑動安全係數極低， $F_s=0.60$ ，屬於極不穩定。因此 921 大地震時，1~3 號碼頭之背填土若全部液化，碼頭應屬於極不穩定而向港側大移動。

由賴、謝(2000)之液化潛能分析得知，921 台中港 1~3 號碼頭後線土層，並未全部液化，其液化土層約為地表下 2.8~14m，其抗滑動安全係數，由表 8-2 顯示， $F_s=0.73$ ，其 F_s 雖較全部液化為高，但碼頭仍很不穩定，而向港側移動。

另將 4、4A 碼頭抗滑動之安全係數 F_s 之分析結果亦列於表 8-3、表 8-4，由表 8-2、表 8-3 及表 8-4 之安全係數 F_s 比較可知：1-3 碼頭最小、4 碼頭次之、4A 碼頭較大，因此 921 地震時，1-3 碼頭最不穩定外移最大。而 4A 碼頭後線因有水泥圓倉之載重，其背填土壤之有效應力已大於 2kg/cm^2 ，不太可能發生液化，其抗滑動之安全係數 $F_s=1.00\sim 1.07$ ，因此 921 地震時，4A 號沉箱碼頭幾乎沒有外移。

表 8-3 921 地震台中港 4 號碼頭抗滑動之穩定性分析結果

	未液化	全部液化	部分深度液化 (地表下 2.8~12m 液化)
地震力係數 Kh	0.163	0.163	0.163
地震力係數 Kv	0.060	0.060	0.060
抗滑動之摩擦力(t/m)	221.87	221.87	221.87
水平慣性力(t/m)	102.28	102.28	102.28
殘留水壓力(t/m)	20.48	20.48	20.48
動態土壓力(t/m) + 陸側動水壓力(t/m)	89.68	2.99	46.07
港側動水壓力(t/m)	15.82	15.82	15.82
液化之動流體壓力(t/m)	0	39.43	16.10
液化之超額孔隙水壓力 (t/m)	0	176.26	88.69
抗滑動之安全係數	0.97 (1997 新基準) 1.04 (1976 原基準)	0.62	0.77
臨界滑動加速度(g)	149	0	56
預測之位移量(cm)	0.09	326	33
實測之位移量(cm)	0~52		

*原基準:不計算港側動水壓力，新基準:計算港側動水壓力

表 8-4 921 地震台中港 4A 號碼頭抗滑動之穩定性分析結果

	未 液 化
地震力係數 Kh	0.163
地震力係數 Kv	0.060
抗滑動之摩擦力(t/m)	183.9
水平慣性力(t/m)	83.05
殘留水壓力(t/m)	17.48
動態土壓力(t/m) +	
陸側動水壓力(t/m)	71.54
港側動水壓力(t/m)	11.30
抗滑動之安全係數	1.00 (1997 新基準) 1.07 (1976 原基準)
臨界滑動加速度(g)	0.163
預測之位移量(cm)	0
實測之位移量(cm)	0

*原基準:不計算港側動水壓力，新基準:計算港側動水壓力

為了檢驗抗滑動穩定性分析之正確性，本文進一步以 Newmark (1965)滑動塊分析 1~4A 號碼頭之位移量，分析結果如圖 8-6 至圖 8-10 所示。

由圖 8-6 至圖 8-8 之 1~3 號碼頭位移量分析結果可知，背填土壤未液化狀態下，雖然抗滑動安全係數 $F_s=0.95<1.0$ ，但位移量僅 0.21 公分，與 921 地震之位移量 52-168 公分相差甚多，但背填土壤全部液化狀態下，其位移量 326 公分，亦與實測之位移量不符，若部分深度液化之位移量 93 公分，與實測之位移量相當，因此 1~3 號碼頭位移量 52-168 公分，應為背填土壤部分深度液化所造成。

由圖 8-9 至圖 8-10 之 4 號碼頭位移量分析結果可知，背填土壤未液化狀態下，雖然抗滑動安全係數 $F_s=0.97<1.0$ ，但位移量僅 0.09 公分，與 921 地震之位移量 0-52 公分相差甚多，但背填土壤全部液化狀態下，其位移量 326 公分，亦與實測之位移量不符，若部分深度液化之位移量 33 公分，與實測之位移量相當，因此 4 號碼頭位移量 0-52 公分，亦應為背填土壤部分深度液化所造成。

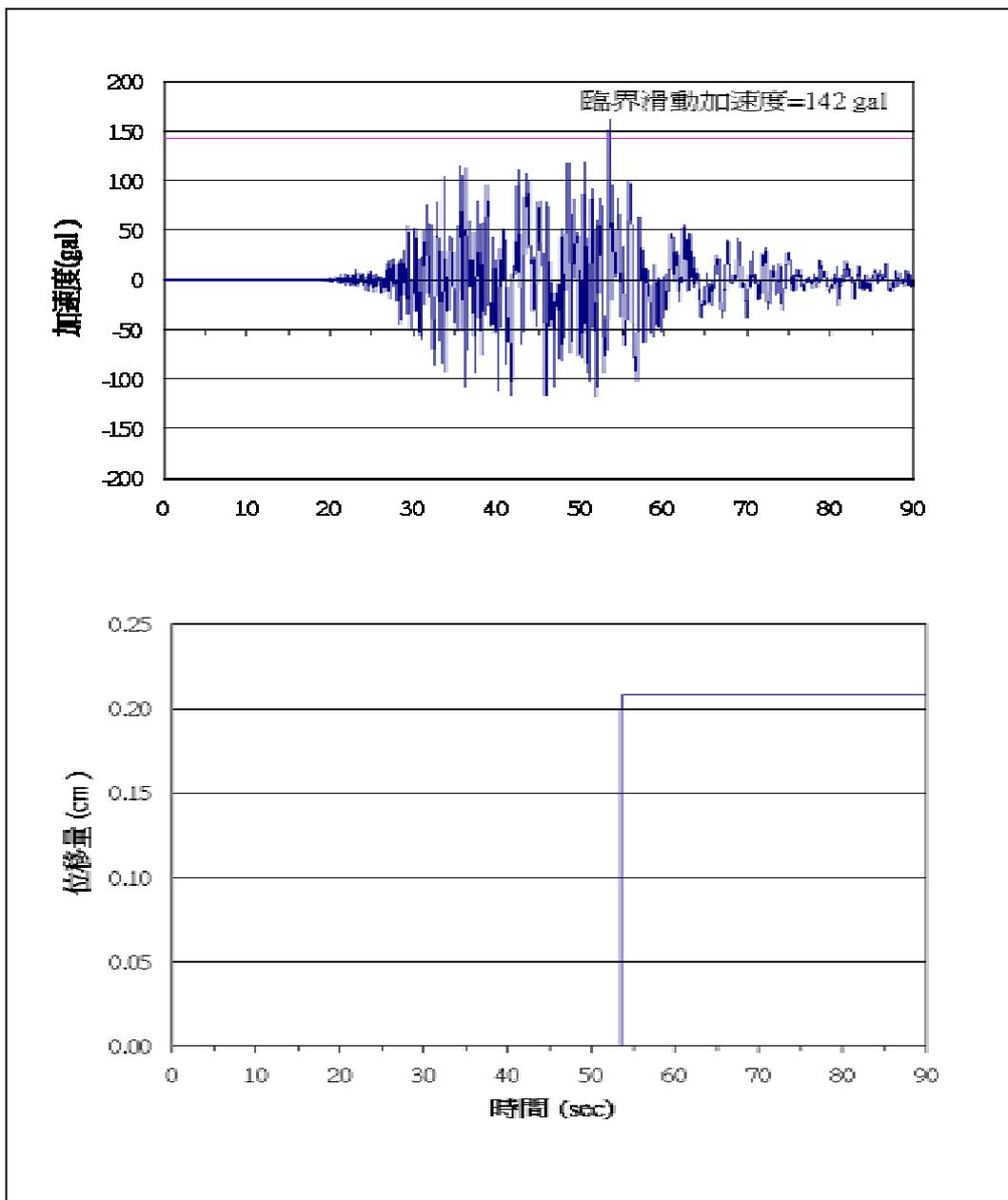


圖 8-6 台中港 1~3 號碼頭背填土未液化之碼頭外移量分析結果

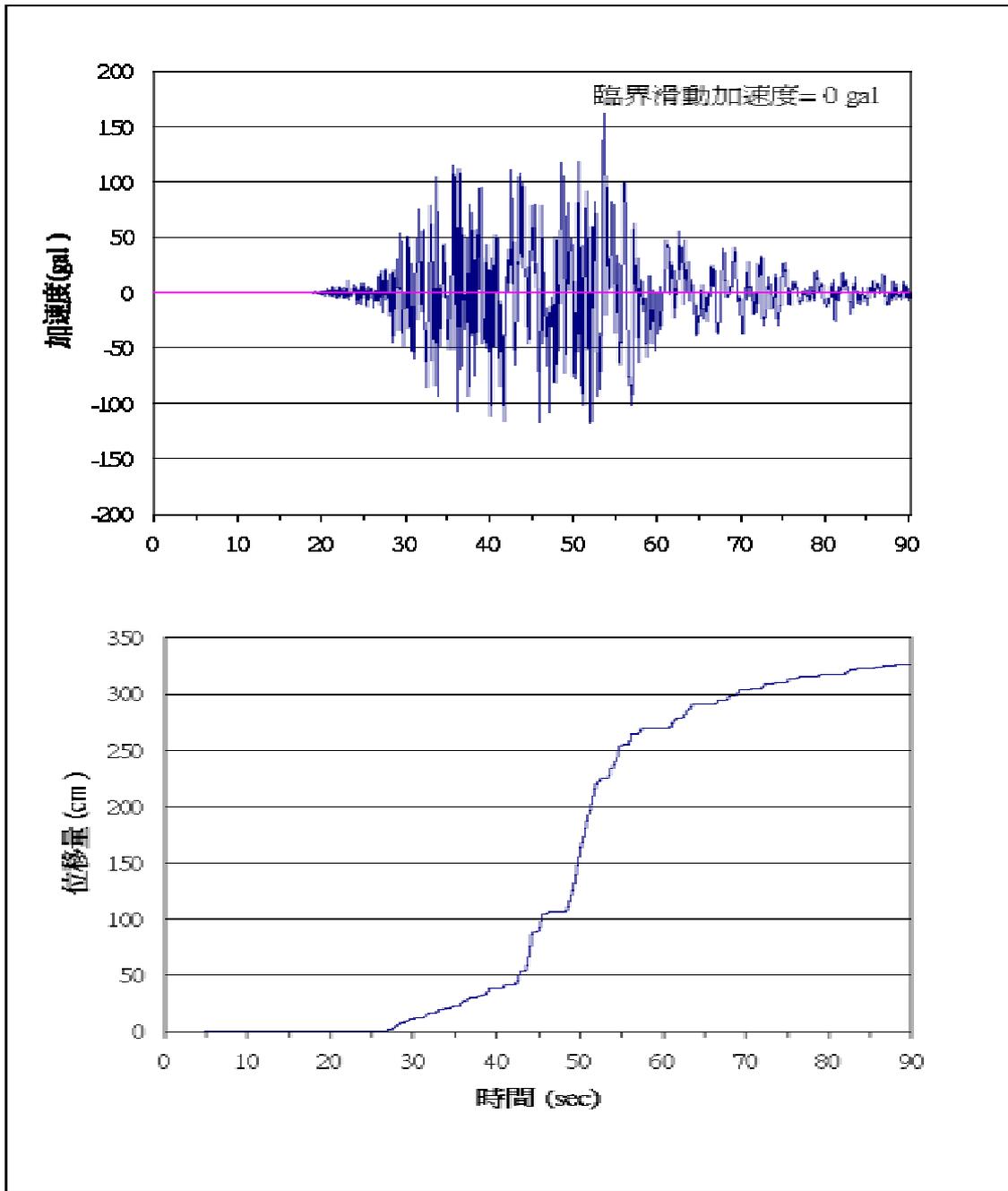


圖 8-7 台中港 1~3 號碼頭背填土液化之碼頭外移量分析結果

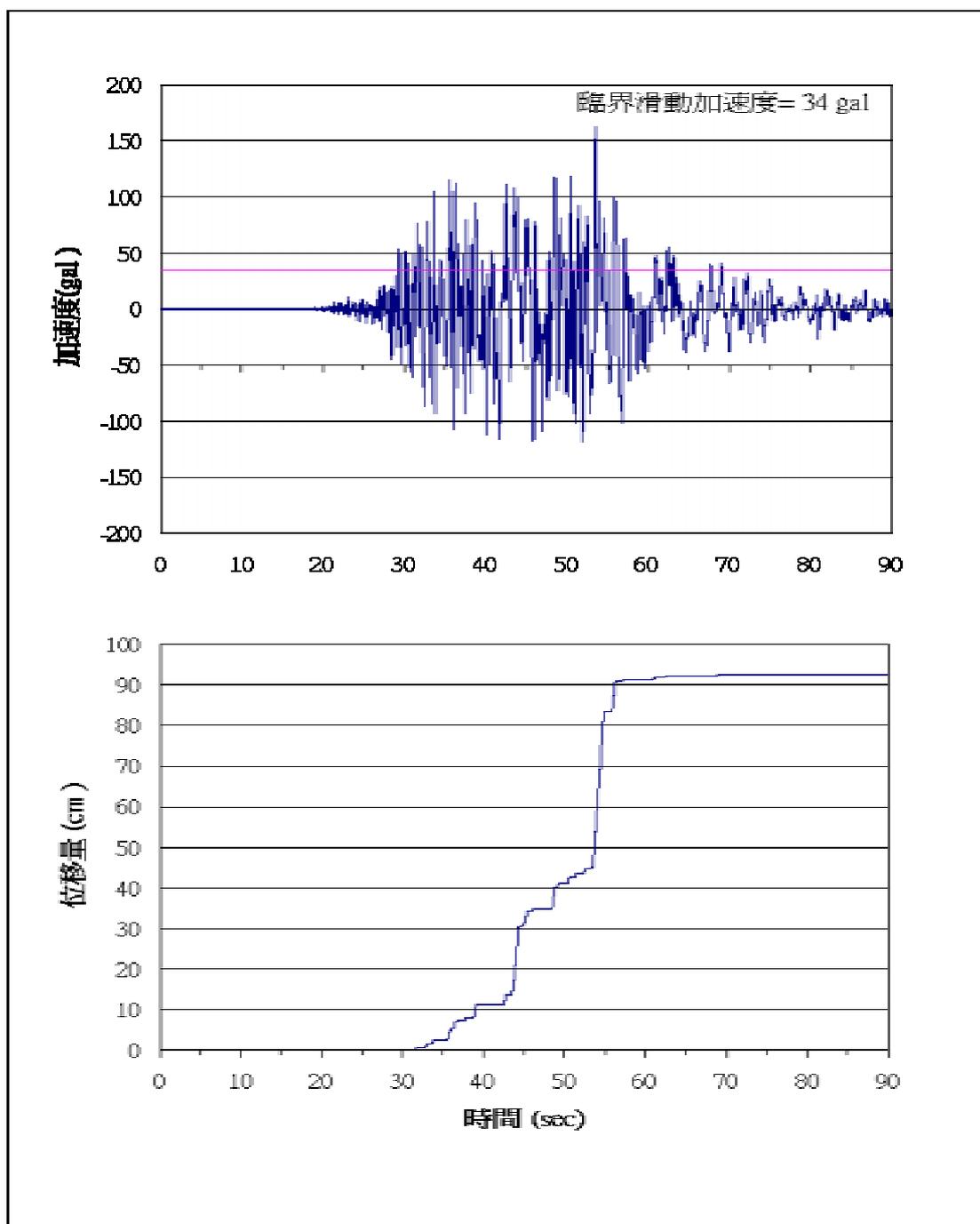


圖 8-8 台中港 1~3 號碼頭背填土部份液化之碼頭外移量分析結果

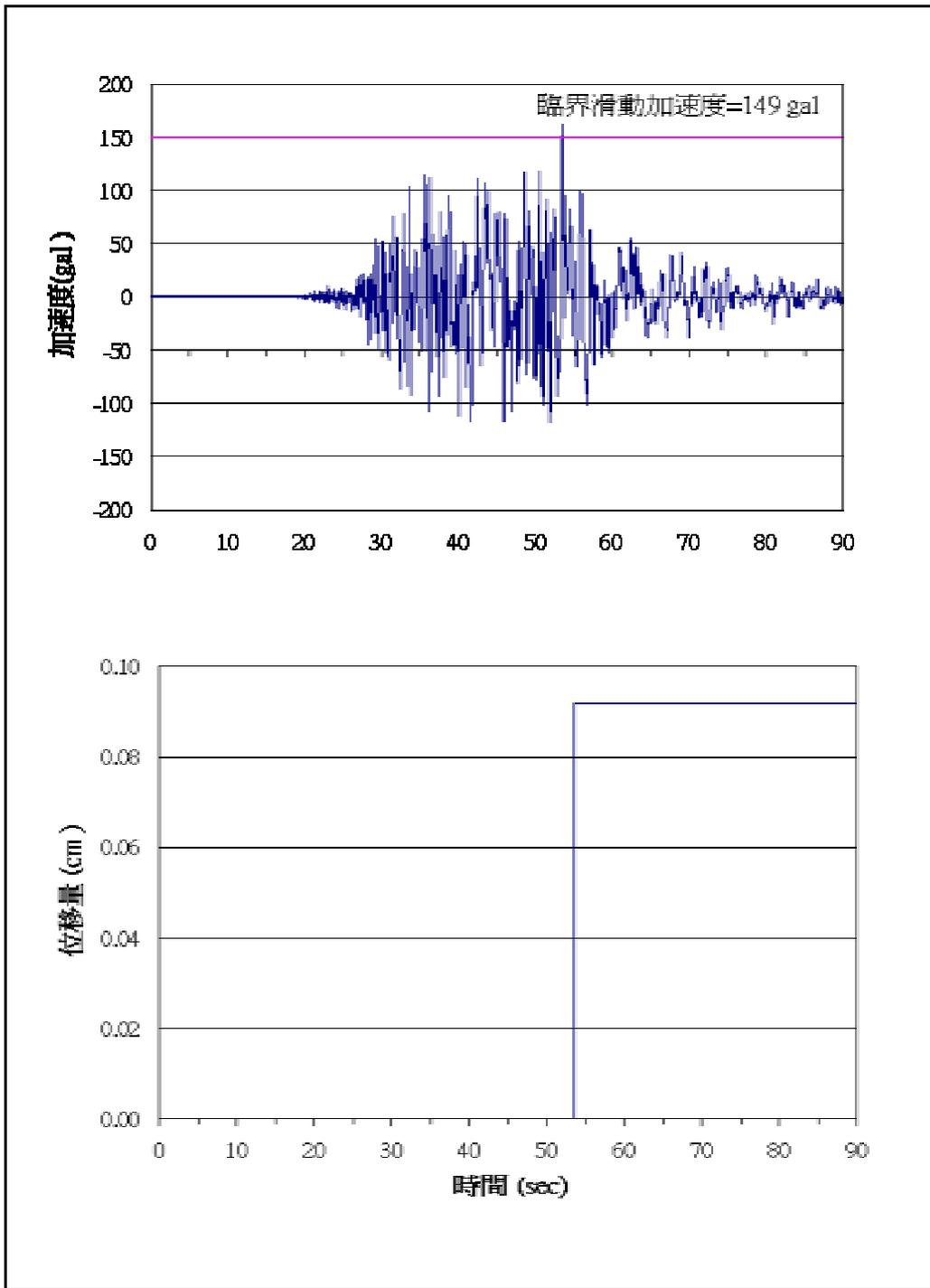


圖 8-9 台中港 4 號碼頭背填土未液化之碼頭外移量分析結果

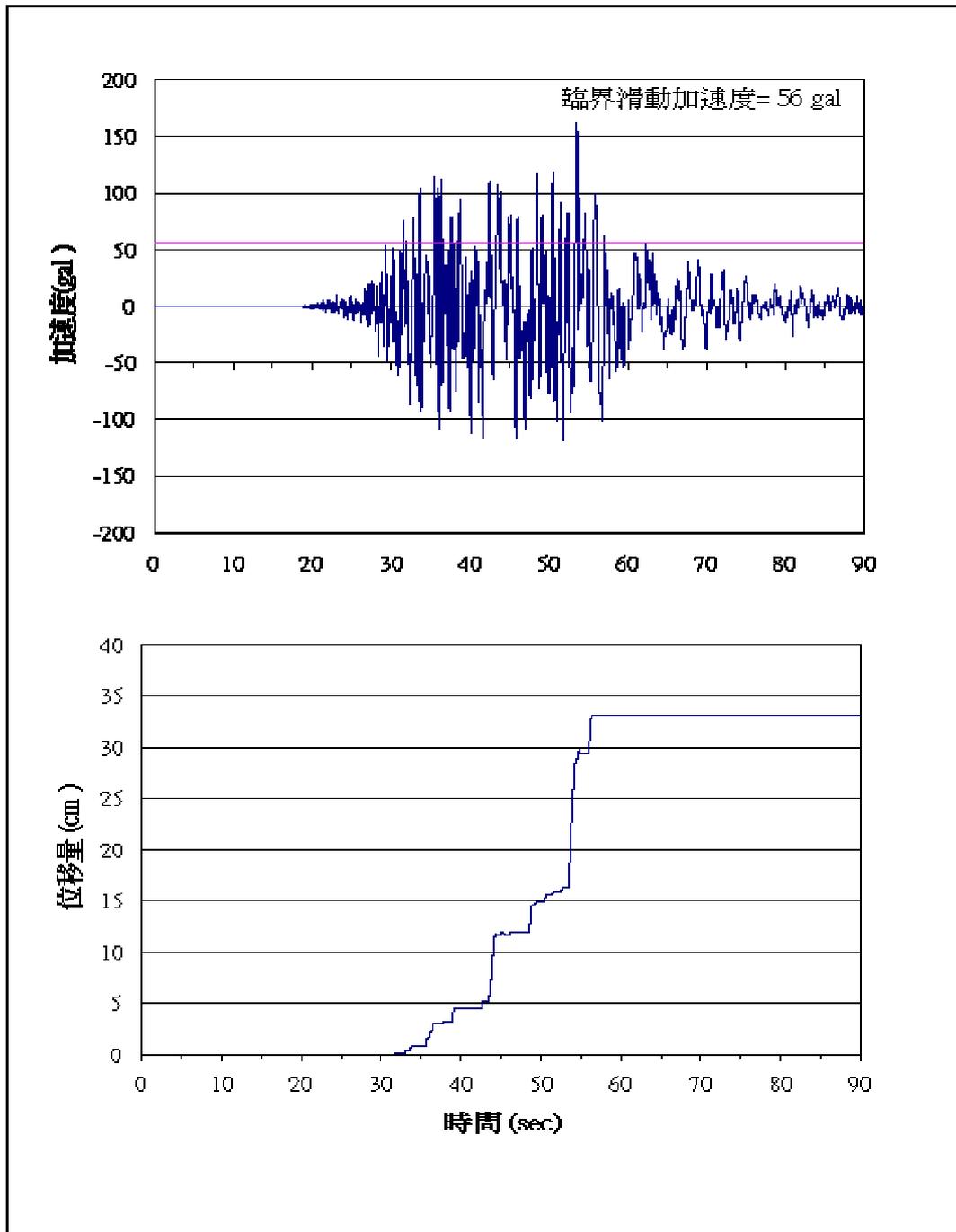


圖 8-10 台中港 4 號碼頭背填土部份液化之碼頭外移量分析結果

8.7 小結

由 921 地震台中港 1~4A 碼頭之穩定性之實例分析顯示：

1. 碼頭背填土若未液化，921 地震台中港 1~3 碼頭其抗滑動安全係數， $F_s=0.95\sim 1.03$ ，碼頭位移量分析結果為 0.21 公分，碼頭應屬於穩定與不穩定之臨界附近，不致於發生外移 52 至 168 公分之現象。
2. 碼頭背填土若全部液化，921 地震台中港 1~3 碼頭其抗滑動安全係數， $F_s=0.60$ ，碼頭位移量分析結果為 326 公分，碼頭應屬於極不穩定而向港側大移動。
3. 由賴、謝 (2000)之液化潛能分析得知，921 地震台中港 1~3 碼頭碼頭後線土層，並未全部液化，其液化土層約為地表下 2.8~14m，即水力回填砂之深度(2.8~14m)液化，其抗滑動安全係數， $F_s=0.73$ ，其 F_s 雖較全部液化為高，但碼頭仍很不穩定，碼頭位移量分析結果為 93 公分，與實測之位移量相當，因此 1~3 號碼頭位移量 52-168 公分，應為背填土壤部分深度液化所造成。
4. 921 地震台中港 1~3 碼頭向海側移動 0.5 至 1.7 公尺之原因，除了地震引致沉箱之慣性力外，可能是背填土部份深度液化，增加之側壓力所造成。若全部液化，其超額孔隙水壓力及動流體壓力產生之側壓力約為未液化主動土壓力之 2.4 倍，則碼頭不穩定之移動可能更大。
5. 由台中港 1~3、4、4A 碼頭抗滑動之安全係數 F_s 比較可知：1~3 碼頭最小、4 碼頭次之、4A 碼頭較大，因此 921 地震時，1~3 碼頭最不穩定外移最大。而 4A 碼頭後線因有水泥圓倉之載重，其背填土壤之有效應力已大於 2 kg/cm^2 ，不太可能發生液化，其抗滑動之安全係數 $F_s=1.00\sim 1.07$ ，因此 921 地震時，4A 號沉箱碼頭幾乎沒有外移。

第九章 結論與建議

1. 本文以判別分析方法所建立 SPT 試驗之本土化液化分析模式，與 Seed(1997 NCEER)簡易經驗法、T&Y(1983)簡易經驗法比較，於 $(N_1)_{60} \leq 10$ 時，除了於 $FC = 5\%$ 淨砂模式外，本文 $FC = 15\%$ 、 25% 、 35% 等模式之抗液化強度皆小於 Seed et al.(1997 NCEER)曲線與 T&Y(1983)曲線；於 $10 \leq (N_1)_{60} \leq 30$ 時，本文之 $C(P)=0$ 模式與 Seed et al.(1997 NCEER)之曲線接近，本文之 $p=0.15$ 模式與 T&Y(1983)之曲線接近；於 $(N_1)_{60} > 30$ 時，由於本文模式之曲線較平直，本文模式小於 Seed et al.(1997 NCEER)曲線與 T&Y(1983)曲線甚多。
2. 本文以邏輯迴歸方法所建立 CPT 試驗之本土化液化分析模式與傳統相關經驗法之比較可發現：於淨砂、粉土質砂及粉土等三種土壤之情況，於 $q_{cIN} \leq 70$ 附近時，本文 $P_L=0.3$ 模式之抗液化強度，皆相當接近於修正之 Seed CPT- q_c 法之相關經驗曲線；於淨砂及粉土質砂土壤時，本文 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 模式之抗液化強度大於 Olson(1997)、R & W (1998) 之相關經驗曲線許多；於粉土土壤時，本文之 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 模式，與 Olson(1997)、R & W (1998) 之相關經驗曲線則相差甚多。
3. 本文以貝氏定理，分別建立以 SPT 試驗及 CPT 試驗之抗液化安全係數與液化機率的關係式，其相關性皆甚良好。
4. 由土壤分類之邏輯迴歸分析得知： $0\% \leq R_f < 1.05\%$ 為淨砂、 $0.45\% \leq R_f < 1.05\%$ 為粉土質砂、 $1.05\% \leq R_f < 2.8\%$ 為粉土。
5. 由本文所建立本土化安全係數法、本土化液化機率法及 Liao(1988)液化機率法三種模式，分析台中港液化危害度之結果比較顯示：本文本土化安全係數法較嚴苛，本文本土化液化

機率法最適中，Liao(1988)液化機率法較保守；由 921 地震台中港液化危害度分析結果之比較亦顯示：本文本土化液化機率法之分析結果，與 921 地震台中港液化災害現象最為吻合。

6. 由台中港液化危害度之整體分析結果顯示：台中港受 1935 年地震或 921 地震地表最大加速度 0.15g 或 0.16g 作用，港區除 1 至 4A 碼頭抽砂回填區及 9 至 11 號碼頭沖積土層造成較嚴重液化現象外，其餘大部份地區液化程度極為輕微；此評估結果與 921 地震台中港液化災損相當符合。如果台中港遭受新訂耐震設計規範乙區地震強度 $A_{max}=0.23g$ ，相當於彰化斷層發生地震規模 $M_L=6.5$ 時台中港區之震度，港區約有一半會發生嚴重液化災害。如果台中港不幸遭受耐震設計規範甲區最大加速度 0.33g，或阪神地震之神戶港最大加速度 0.55g，即相當於彰化斷層發生地震規模 $M_L>7.0$ 時台中港區之震度，如此強烈之地震侵襲時，則大部份港區均會發生嚴重液化災害。
7. 由台中港地震之液化危害度及震陷分析結果顯示：台中港區有五處土質較為鬆軟，極易因強烈地震而造成較嚴重之液化及沉陷災害，其分別位於(1)北碼頭區之第 1-4 號碼頭。(2)北突堤之第 8、9、10 號碼頭，即第 1 貨櫃中心。(3)西碼頭區之 W10、W11、W12 號碼頭。(4)南突堤之貨櫃基地。(5)臨港工業專業區()近安良港大排附近。其中(1)北碼頭區之第 1-4 號碼頭，(2)北突堤之第 8、9、10 號碼頭，於 921 地震時發生中重度之液化及沉陷災害。
8. 由台北港液化危害度之整體分析結果顯示：地震規模 $M_w=7.0$ ，台北港之地表最大加速度 $A_{max}=0.12g$ 時，台北港極大部份地區屬於輕微液化災害風險，液化之可能性很低，因此 $A_{max}=0.12g$ 可視為台北港區液化之臨界地表加速度。地震規模 $M_w=7.0$ ，台北港之地表最大加速度 $A_{max}=0.15g$ 時，台北港大部份地區屬於中度液化災害風險，地表發生明顯液化表徵

機會低，但深層可能液化，地表沈陷量不明顯。地震規模 $M_w=7.5$ ，台北港之地表最大加速度 $A_{max}=0.23g$ 時，即台北港發生新訂耐震設計規範乙區地震強度 $A_{max}=0.23g$ ，台北港大部份地區屬於高度液化災害風險，地表發生明顯液化表徵機會較高，如噴砂或顯著沈陷等現象。

9. 由液化對碼頭穩定性及位移量之實例分析顯示：(1)碼頭背填土若未液化，921 地震台中港 1 3 碼頭其抗滑動安全係數， $F_s=0.95 \sim 1.03$ ，碼頭位移量分析結果為 0.21 公分，碼頭應屬於穩定與不穩定之臨界附近。(2)碼頭背填土若全部液化，921 地震台中港 1 3 碼頭其抗滑動安全係數， $F_s=0.60$ ，碼頭位移量分析結果為 326 公分，碼頭應屬於極不穩定而向港側大移動。(3) 碼頭背填土部份液化，即水力回填砂之深度(2.8 ~ 14m) 液化，其抗滑動安全係數， $F_s=0.73$ ，其 F_s 雖較全部液化為高，但碼頭仍很不穩定，碼頭位移量分析結果為 93 公分，與實測之位移量相當，因此 921 地震 1~3 號碼頭位移量 52-168 公分，應為背填土壤部分深度液化所造成。

參考文獻

1. 日本道路協會，道路橋示方書 同解說，V 耐震設計編(1990)。
2. 日本道路協會，道路橋示方書 同解說，V 耐震設計編(1996)。
3. 亞新工程顧問公司，「評估土壤液化評估與處理對策研擬第一期計畫(彰化縣員林鎮大村鄉與社頭鄉)總報告」行政院國家科學委員會(2000)。
4. 台中港務局，“台中港第一期工程完工報告”，1976。
5. 成功大學，「彰濱工業區新生地動態地層下陷研究」期末報告(1999)。
6. 港灣技術研究所，「荷式錐貫入試驗於基礎工程之應用研究」73-研(六)(1984)。
7. 港灣技術研究所，“港灣及海岸結構物設計基準”，港灣研究所專刊123號，1997。
8. 港灣研究中心，「台中港1 4A碼頭921地震液化災損初步調查研究」港灣研究中心專刊172號(1999)。
9. 張金機、賴聖耀，“日本神戶港災後重建制度考察”，港灣技術研究中心出國報告書，2000。
10. 陳正興、黃國祥，“集集地震台中港沉箱滑移之初步分析”，港灣工程耐震安全評估與災害防治研討會，pp.3-1 3-18，2000。
11. 賴聖耀，「以標準貫入試驗值建立土壤液化潛能判別模式」，中國土木水利工程學刊，第二卷，第四期，PP.301-311(1990)。
12. 賴聖耀，「以最小錯誤分類模法統計震災地區土壤抗液化強度與SPT調查結果之關係」土木水利季刊，第十八卷，第一期，pp.29-44(1991)。
13. 賴聖耀、謝明志(1996)，「台中港區土壤液化危險度分析與應用」八十五年度港灣大地工程研討會 PP.7-1 7-18。
14. 賴聖耀、謝明志(2000)「港灣地區土壤液化與震陷潛能評估」，港灣工程耐震安全評估與災害防治研討會。

15. 賴聖耀, “港灣地區地震監測與土壤液化潛能評估之研究”, 交通部運輸研究所報告, MOTC-IOT-IHMT-GA9013, 2001。
16. 賴聖耀, 「以 921 地震液化案例之 SPT - N 值建立土壤液化潛能判別模式」, 液化潛能評估方法及潛能圖之製作研討會 (2002)。
17. 賴聖耀、謝明志, 「以邏輯迴歸法建立 CPT 試驗評估液化機率之本土化模式」, 24 屆海洋工程研討會, PP.653-657, (2002)。
18. 經濟部中央地質調查所全球資訊網(<http://www.moeacgs.gov.tw/>)
19. 謝百鍾、柯鎮洋 (1989) 「基礎耐震設計新擬規範之精義」地工技術雜誌第 26 期, 第 23-38 頁。
20. 顏宗瓊 (1992) 「反覆荷重下飽和砂土之累積應變比之探討」成功大學土木系碩士論文。
21. 鄭世楠和葉永田, (2002) 「1848 年彰化地震與彰化斷層關係的初步研究」港灣報導季刊, 61 期。
22. 萬明憲 (2000) 「台南地區地層液化潛能評估」, 國立成功大學土木工程研究所碩士論文。
23. Boulanger, R.W., Mejia, L.H., Idriss, I.M. "Liquefaction at Moss Landing during Loma Prieta earthquake " J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, Vol.123, No.5, pp.453-467(1997).
24. Christian, J. T. and Swiger, W. F., "Statistics of liquefaction and SPT results," Journal of the Geotechnical Engineering Division., ASCE, Vol. 101, NO. GT11, pp.1135 -1150 (1975).
25. Chu, B. L., Hsu, S. C., Lai, S. Y., and Chang, Y. M., "Failures associated with liquefaction at Wufeng during Chi-Chi earthquake. " *Proceedings of International Workshop on Annual Commemoration of Chi-Chi Earthquake, September 18-20, Taipei.* Vol. , 46-57 (2000).
26. Cox, D. R., *The analysis of binary data.* Methuen and Co. Ltd., London, U.K. (Reprinted by Chapman and Hall, London, U.K., 1983) (1970).
27. Horowitz, J.L., "Evaluation of usefulness of two standard goodness-of-fit indicators for comparing non-nested random utility model " *Advances in Trip Generation, Transportation Research Record*

- 874, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 19-25(1982).
- 28.Hwang, J.H., Yang, C.W., "Verification of critical cyclic strength curve by Taiwan Chi-Chi earthquake data " *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.21, pp.237-257 (2001).
- 29.Idriss, I. M., "An update of the Seed-Idress simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. " *Proceedings, TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction Analysis*, FHWA-RD-99-165. Washington, DC:Federal Highway Administration(1999).
- 30.Ishibashi, I. and Madi, L., "Case Studies of Quaywalls Stability with Liquefied Backfills",*Proc.4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Vol.3, pp. 725-735,1990.
- 31.Ishihara, K., "Stability of Natural Deposits during earthquakes, " *State-of-the-Art Reports, XI Int.Conf.on Soil Mech.and Fdn.Eng*,San Francisco(1985) .
- 32.Ishihara, K., and Yoshimine, M., (1991), Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, *Soils and foundations*, Vol.32, No.1, pp.173-188.
- 33.Ishihara, K., Yasuda, S., and Nagase,H., (1996), Soil characteristics and ground damage, *Special Issue of Soils and Foundations*, pp.109-118
- 34.Iwasaki, T., Arakawa, T. and Tokida, K. (1982) , "Simplified Procedures for Assessing Soil Liquefaction During Earthquakes", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering Conference Southampton*, pp.925-939.
- 35.Juang, C. H., Rosowsky, D.V., and Tang, W.H., "A reliability-based method for assessing liquefaction potential of sandy soils." *Journal Geotech. and Geoenvir. Engineering*, ASCE, 125(8), 684 ~689 (1999).
- 36.Lee, K., and Albaisa, A., (1974), "Earthquake induced settlements in saturated sands," *Journal of ASCE*, Vol.100, GT 4, pp.387-405
- 37.Lai, S. Y., Hsu, S. C., and Hsieh, M. J., " Discriminant model for evaluating soil liquefaction potential using CPT data." *J. of Geot. Engr. ASCE*, (2003 accepted).

- 38.Liao, S. S.,and Whitman, R.V., " Overburden correction factors for SPT in sand." J. of Geot. Engr. ASCE, Vol.112, No.3, pp.373-377(1986).
- 39.Liao,S.S.C., D.Veneziano, and R.V. Whitman "Regression Models for Evaluating Liquefaction Probability " ,J. of Geot. Engr., ASCE, Vol.114, No.4, pp.389~411 (1988).
- 40.Lin, P. S., Lai, S. Y., Lin, S. Y., and Hseih, C. C. , "Liquefaction potential assessment on Chi-Chi earthquake in Nantou, Taiwan. " *Proceedings of International Workshop on Annual Commemoration of Chi-Chi Earthquake September 18-20, Taipei*.Vol. ,83-94(2000).
- 41.Matsuzawa, H., Ishibashi, I. and Kawamura, M., "Dynamic Soil and Water Pressure of Submerge Soils", J. of Geot. Engr., ASCE,Vol.111,No.10, pp.1161~1176,1985.
- 42.Matsuo,H.,and O'hara, S., "Lateral Earth Pressures and Stability of Quay Walls during Earthquakes", Proc. 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Japan, Vol.1,1960.
- 43.Mononobe, N., and Matsuo, H., "On the Determination of Earth Pressures during Earthquakes", Proceedings, World Engineering Conference 9, pp.176-182, 1929.
- 44.Nagase,H., (1984), "Strength and deformation characteristics of sand subjected to irregular loading in multiple directions, " PhD dissertation to the University of Tokyo, (in Japanese).
- 45.Nagase, H., and Ishihara, K., (1988), "Liquefaction-induced compaction and settlement of sand during earthquakes, "Soils and Foundations, Vol.28, No.1, pp.66-76.
- 46.Newmark, N. M. (1965), "Effects of earthquakes on dams and embankments.", *Geotechnique*, 15(2), pp.139-159.
- 47.Noda, S. ,and Uwabe, T., "Relation between Seismic Coefficient and Ground Acceleration for Gravity Quay Wall", Proc. the 10th Earthquake Engineering Symposium, pp.575-582, 1975.
- 48.Ohara, S, and Matsuda, H, (1988), "Study on the Settlement of Saturated Clay Layer Induced by Cyclic Shear", *Soils and Foundations*, Vol.28, No.3.
- 49.Okabe, S., "General Theory of Earth Pressure", J. of the Japanese

Society of Civil Engr., (Tokyo), 12,(1), 1926.

50. Olsen, R. S., "Cyclic Liquefaction Based on the Cone Penetrometer test." *Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soil.* Edited by T.L. Youd and I.M. Idriss. NCEER-97-0022(1997).
51. Pyke, R., Seed, H. B., and Chan, C. K. (1975). "Settlement of sands under multidirectional shaking." *J. Geotech. Engrg. Div., ASCE*, 101(4), 379-398.
52. Robertson, P. K. and Campanella, R.G, "Liquefaction Potential of Sands using the CPT." *J. of Geot. Engr., ASCE*, 111 (3), 384 ~ 403 (1985).
53. Robertson, P. K. and Wride C. E, "Cyclic Liquefaction and its Evaluation Based on SPT and CPT." *Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soil, Edited by T. L. Youd and I. M. Idriss. NCEER - 97- 0022 (1997).*
54. Seed, H.B., and Idriss, I. M., " Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.97, No.SM9, pp.1249-1273 (1971)*
55. Seed, H.B., and Silver, M.L., (1972), "Settlement of Dry sands During Earthquakes", *Jnl. Soil Mechanics and foundations, ASCE, Vol.98, SM4.*
56. Seed, H.B., Idriss, I. M., and Arango, I., " Evaluation of liquefaction potential using field performance data." *J. Geotech. Eng., ASCE*, 109 (3), 458-482(1983).
57. Seed, H.B., Yokimatsu, K., Harder, L.F., and Chung, R.M., "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluation," *J. of Geot. Engr., ASCE, Vol.111, No.12, pp.1425-1445(1985).*
58. Seed, H.B., and De Alba, P.M., "Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands." *Proc. of In-Situ Test, ASCE*, 281-302 (1986).
59. Shibata, T. and Teparaksa, W., "Evaluation of liquefaction Potentials of Soil Using Cone Penetration Tests." *Soils and found., Tokyo, Japan, 28(2), 49-60(1988).*

60. Silver, M.L., and Seed, H.B., (1971), "Volume Changes in Sands During cyclic Loading", *Jnl. Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.97, SM9.*
61. Soydemir, C., and Lecount, P.L., (1984), "Foundation design for potential liquefaction: A Case Study", *Proc. 8th World Conf. Earthquake Engg, San Francisco, California.*
62. Stark, T.D. and Olson, S.M., "Liquefaction Resistance using CPT and Field Case Histories." *J. Geotech. Eng., ASCE, 121(12), 856~869(1995).*
63. Tatsuoka, F., Sasaki, T., and Yamada, S., (1984), "Settlement in saturated sand induced by cyclic undrained simple shear, "Eighth World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, Vol. , pp.95-102.
64. Tokimatsu, K. and Seed, H.B. (1987), "Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking, "Journal of ASCE, Vol.113, GT8, pp.861-878.
65. Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y., "Empirical correlation of soil Liquefaction Based on SPT-N Value and Fines Content "Soils and Foundations. Vol.23, No.4, pp. 56-74(1983).
66. Westergaard, H.M., "Water Pressure on Dams during Earthquakes", *Transactions, ASCE, Vol.98, pp.418-433, 1933.*
67. Yoshimi, Y., Kuwabara, F., and Tokimatsu, K. (1975). "One-dimensional volume change characteristics of sands under very low confining stresses." *Soil and Found., 15(3), 51-60.*
68. Youd, T. L. and Idriss, I. M., "Proceeding of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils." *State University of New York at Buffalo(1997).*
69. Zeevaert, L. (1973), *Foundation Engineering in Difficult Subsoil Condition, Van Nostrand-Reinhold Company, New York*

第四子計畫

港灣地區土壤液化防治與地盤改良 研究(2/3)

著者：李豐博

港灣地區土壤液化防治與地盤改良研究

目 錄

目 錄	
圖目錄	
表目錄	
第一章 前 言	1-1
第二章 液化現象、災害與評估	2-1
2.1 液化現象	2-1
2.2 液化災害	2-1
2.3 液化評估方法	2-4
2.3.1 Seed 簡易經驗法	2-5
2.3.2 日本道路協會簡易經驗法	2-5
2.3.3 Tokimatsu 與 Yoshimi 簡易經驗法	2-8
2.3.4 新日本道路協會簡易經驗法	2-8
第三章 液化防治	3-1
3.1 液化防治原理	3-1
3.2 地質改良方法	3-2
3.2.1 夯實法	3-2
3.2.2 排水法	3-5
3.2.3 固化法	3-6
3.2.4 置換法	3-6
3.3 改良方法之評估與選擇	3-7
3.3.1 各種改良方法之適用性	3-7
3.3.2 改良方法之評估與選擇	3-8
第四章 夯實法	4-1
4.1 概說	4-1
4.2 夯實砂樁法	4-1

4.2.1 改良機制	4-1
4.2.2 設計概要	4-1
4.2.3 設計方法	4-4
4.3 動力壓密法	4-8
4.3.1 方法概述	4-8
4.3.2 改良機制	4-10
4.3.3 設計方法	4-10
第五章 排水法	5-1
5.1 概說	5-1
5.2 礫石樁法	5-1
5.2.1 方法概述	5-1
5.2.2 改良機制	5-2
5.2.3 設計原則	5-4
5.2.4 設計方法	5-6
第六章 後續工作	6-1
參考文獻	7-1

圖 目 錄

圖 2.1	反復荷重作用下之孔隙水壓上升機制.....	2-2
圖 2.2	Seed 簡易經驗法液化分析流程.....	2-6
圖 2.3	Seed 簡易經驗法之相關圖表.....	2-7
圖 2.4	日本道路協會簡易經驗法液化分析流程.....	2-9
圖 2.5	Tokimatsu 與 Yoshimi 簡易經驗法液化分析流程.....	2-10
圖 2.6	新日本道路協會簡易經驗法液化分析流程.....	2-11
圖 3.1	夯實砂樁改良示意圖.....	3-10
圖 3.2	振動揚實法示意圖.....	3-10
圖 3.3	深層攪拌法.....	3-11
圖 4.1	夯實砂樁配置圖.....	4-3
圖 4.2	夯實砂樁改良設計原理.....	4-3
圖 4.3	夯實砂樁傳統圖表法示意圖.....	4-5
圖 4.4	夯實砂樁傳統圖表法設計圖(JGS , 1998).....	4-5
圖 4.5	夯實砂樁法細料含量與改良後 N 值之關係(Mizuno et al., 1987)	4-6
圖 4.6	夯實砂樁 N-Dr-e 法示意圖.....	4-7
圖 4.7	夯實砂樁 D-Dr-e 法設計圖(JGS , 1998).....	4-7
圖 4.8	動力壓密法施工示意圖.....	4-9
圖 4.9	改良深度與夯實能量之關係(JGS , 1998).....	4-13
圖 4.10	夯實能量與 N 值增量之關係(JGS , 1998).....	4-13
圖 5.1	礫石樁法施工示意圖.....	5-3
圖 5.2	適用於礫石樁改良之土壤粒徑分佈範圍(Brown , 1977).....	5-5
圖 5.3	最大平均孔隙水壓比與排水系統參數間之關係(Brown , 1977)	5-8
圖 5.4	Seed & Booker 法礫石樁設計流程.....	5-9
圖 5.5	Ohkita 法礫石樁設計流程.....	5-11

表 目 錄

表 3.1	防治液化之地質改良方法及其相關特性比較.....	3-3
-------	--------------------------	-----

第一章 前言

台灣西海岸各港區之地質多屬疏鬆軟弱之沖積砂土層，新開發之海埔新生地亦多為砂質土壤所組成，土層之地質年代短、密度不高；而台灣恰處於世界最大且最活躍之太平洋地震帶西環，每年大小地震相當頻繁。在強烈地震作用下，沖積砂土層與海埔新生地極有可能發生液化現象，造成海岸與港灣設施、房屋、地下管線等發生沉陷、傾側與破壞等災害之虞。

1995 年 1 月同處太平洋地震帶西環之日本發生阪神大地震，造成神戶港之碼頭、岸壁等港灣設施嚴重毀損，港灣機能全面癱瘓，即是港區新生地發生液化所造成之災害。台灣過去亦曾發生類似阪神地震規模之地震，1927、1930、1964 年台南烈震之地震規模 6.5，1906、1941 年嘉義烈震之地震規模 7.1，1935 年台中烈震之地震規模 7.1，1999 年 9 月 21 日中部發生地震規模 7.3 之強烈地震，亦造成台中港 1-4A 碼頭後線地區液化及沉陷。因此可以相信台灣發生大地震之可能性很大，地震災害之預防須加以重視，而土壤液化防治與地盤改良是地震災害預防工作相當重要之課題。

本計畫將歸納分析各種土壤液化防治與地質改良之方法及其機理，並進行國內外之案例分析評估，研提適用國內港灣地區地質及施工等條件下之方法，並研擬各適用方法之設計與施工準則(草案)，以供港灣地區土壤液化防治與地質改良方法選用之依據。

第二章 液化現象、災害與評估

2.1 液化現象

自 1964 年日本新潟地震以及同年美國阿拉斯加地震之後，吾人對於地震所引致之土壤液化現象、液化災害以及液化潛能之分析與評估方法等，有了相當之認識與了解。及至今日，液化問題仍是工程界與學術界相當關切與持續研究之課題。

飽和砂性土壤在地震等反復荷重作用下，土壤顆粒有緊密化之傾向，由於孔隙水不能及時排出，導致超額孔隙水壓逐漸上升，土壤有效應力相對地逐漸減低，孔隙水壓上升機制如圖 2.1 所示。當超額孔隙水壓之上升累積至與土壤之垂直壓力相等時，土壤之有效應力為零，即稱土壤達到初始液化狀態(Initial liquefaction)，開始產生較大明顯之應變。在後續之反復荷重作用下，隨著土壤密度狀態不同，可能產生兩種不同之變形反應。對於密度低之疏鬆砂土，其後續之變形量快速增大，僅具有微弱甚或不具有應變抵抗，這種現象即為液化(Liquefaction)；對於中等密度以上(孔隙比在臨界狀態下)之砂土，其在後續反復荷重作用下之膨脹特性(Dilatancy)，使其變形量僅作有限之增大，是為反復流動現象(Cyclic Mobility)。土層發生液化現象或反復流動現象皆可能引致不同程度之沉陷、側向位移或砂潰等現象，使其上承之構造物、建築設施、基礎、地下管線等發生不同之沉陷或上浮、傾側甚至毀損等災害。廣義之土壤液化現象即包含上述兩種現象。

2.2 液化災害

依據國內外過去之震害調查，港灣地區主要之液化災害型式可歸納出下列數種：

1. 噴砂

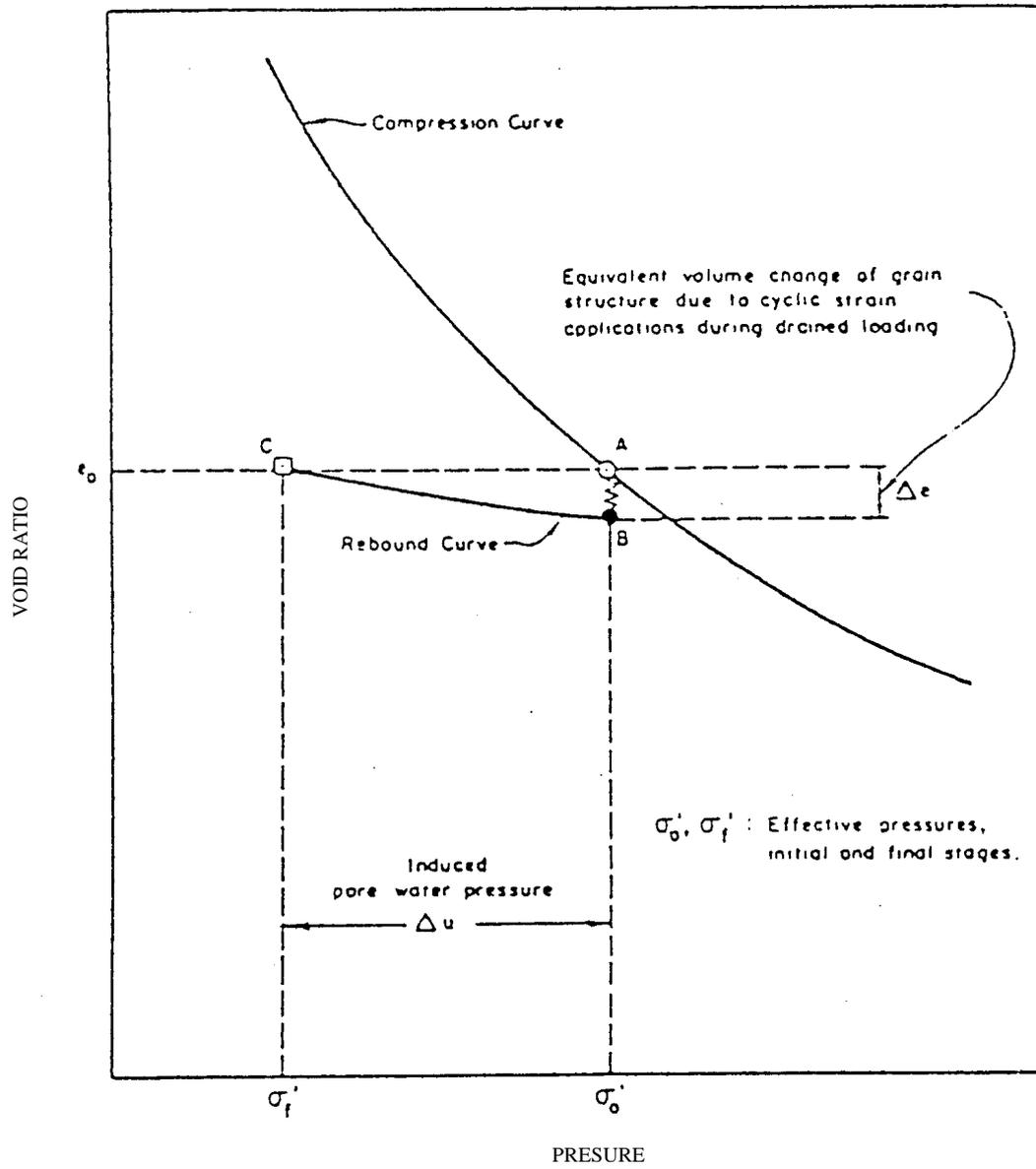


圖 2.1 反復荷重下之孔隙水壓上升機制

噴砂為土層發生液化現象最直接之表徵，顯示土層液化區域為地表淺層或已自下層向上發展至地表下之淺層，此時地表將產生沉陷、龜裂，近地表之淺基礎構造物將因土壤承載力明顯降低而產生較大之位移沉陷，甚或失去穩定而造成破壞。

2. 構造物基礎破壞

基礎破壞型式之液化災害為港灣後線建築物常見之震害。由於土壤液化後，土層承載力降低或喪失，或岸壁移位或破壞後由於土壤液化引致側向擴展(Lateral spreading)現象，導致建築物基礎發生嚴重下陷或傾斜，造成上部結構之傾側與損毀。

上部結構之受損程度與結構物構造型式及基礎型式與埋置深度有關，一般而言，磚造或加強磚造之淺基礎構造物，由於結構系統薄弱，基礎發生差異沉陷後，極易造成牆體或梁柱之開裂，甚至造成傾圮，鋼筋混凝土構造物則因構架勁度較高，能承受較大之不均勻沉陷，因此即使地基發生液化，牆體或可能因差異沉陷而龜裂，但其梁柱系統通常可保持完整，具深基礎或筏基之鋼筋混凝土構造，其液化災損通常最為輕微。

3. 地下結構上浮

土壤液化後激發之超額孔隙水壓，將使得埋設於地表淺層之地下結構如地下維生管線等設施發生上浮與破壞，影響正常營運功能與安全。

4. 碼頭位移破壞

碼頭或岸壁由於基礎底部土壤發生液化，碼頭或岸壁面將產生塌陷，使得碼頭設施如起重機發生傾側與破壞，造成碼頭機能喪失。碼頭或岸壁背填區土壤液化，其激發之超額孔隙水壓與動態土壓及地震力形成強大之水平推力，使得碼頭或岸壁向海側滑移與外傾，甚或造成結構破壞，後線區域地表將產生向陸側遞減之差異沉陷，影響後線區域地下管線與結構物之功能與安全。

5.側向擴展

碼頭或岸壁背填土區之土壤由於壁體結構損壞及/或土壤液化，後緣地層將向海側發生側向擴展與滑動現象。地層之側向擴展與滑移對碼頭或岸壁近鄰之建築、地下管線與樁基礎可能造成永久變形與破壞。

2.3 液化評估方法

土壤液化潛能之評估方法大致上可分為理論分析法及簡易分析法兩類。理論分析法通常需採用電腦分析程式進行複雜的運算過程，一般工程師多不熟悉，因此工程界較少採行。簡易分析法則大多是國際地工界知名學者專家累積許多地震液化案例及大量現場及室內試驗研究成果，並針對工程實務應用發展而成。基本上，這些方法，都不需要煩雜之理論計算，經由簡單公式，即可獲得符合工程需要之評估結果，因此廣為工程界採行應用。

一般簡易法可分為兩大部份之計算工作，第一部份是利用地震時地表最大加速度 PGA(peak ground acceleration)，以半經驗之簡易公式計算地震時土層所受之反覆剪應力比(cyclic stress ratio)，第二部份則是估計土層之抗液化強度(以反覆剪應力比表示)，此部份之抗液化強度可取現地不擾動土樣於室內進行動態強度試驗求得，稱之為室內試驗法；或採用現地試驗參數，如 SPT-N，CPT- q_c ，震測剪力波速 V_s 等，利用地震液化案例反求之經驗曲線求得，稱之為現地經驗法。上述兩種方法各有優缺點，惟室內試驗之砂土試樣取得不易甚難避免受到擾動，且試驗費用昂貴，不若以現地試驗參數為基準之現地經驗法廣受工程界採用。

現地經驗法雖可採用 SPT-N，CPT- q_c ，震測剪力波速 V_s 等參數，但由於以往地震引致之液化案例中大都僅有標準貫入試驗 SPT-N 資料，且因該試驗可同時取得劈管土樣而獲得準確之土壤分類與指數性質資料，故一般認為以 SPT-N 作為評估參數較為可靠，目前各國設計

規範亦均以 SPT-N 法為基本方法，成為工程界應用之主流。

本節就目前國際上較具代表性之 SPT-N 法，包括(1)Seed 簡易經驗法(Seed 法, 1985)，(2)日本道路協會簡易經驗法(JRA 法, 1990)，(3)Tokimatsu 與 Yoshimi 簡易經驗法(T-Y 法, 1983)，及(4)新日本道路協會簡易經驗法(NJRA 法, 1996)等四種評估法概要說明如下：

2.3.1 Seed 簡易經驗法

本法為美國加州柏克萊大學教授 H. B. Seed 所領導之研究群，長期累積相關研究成果所提出之簡易經驗法。本法主要是蒐集世界上許多規模 $M_L \leq 7.5$ 之地震案例，估計現地液化及非液化飽和砂土所受之地震反覆剪應力比 CSR_{15} (振動周數約為 15)與 $(N_1)_{60}$ 之關係， $(N_1)_{60}$ 為鑽桿能量比為 60% 標準落錘能量且修正至有效覆土應力為 1kg/cm^2 之 SPT-N 值，並據以建立一條判定液化與否之臨界液化強度曲線 $CSR_{15} = f((N_1)_{60})$ ，即抗液化強度 CSR_{15} 與 $(N_1)_{60}$ 之關係。對於不同地震規模，則利用規模與振動作用週數之經驗關係，建立了不同地震規模之臨界曲線。如此，即可直接利用現地 SPT-N 值評估地層在不同地震規模作用下之抗液化強度。本法歷經多年之研究改進，才臻於完善，其中對細料含量對抗液化強度之貢獻，以及 SPT-N 之鑽桿能量詳加考慮，於 1983 年提出 $(N_1)_{60}$ 之標準，並以 D_{50} 為參數考慮細料含量之影響，其後於 1985 年再改以細料含量 $FC(\%)$ 為考慮細料影響之參數。本法廣泛應用於美國地區，並納入 AASHTO 規範，國內早期亦廣為工程界使用，為工程師較熟悉之液化評估方法。

本法之液化分析流程如圖 2.2 所示，其相關圖表如圖 2.3 所示。

2.3.2 日本道路協會簡易經驗法

本法為日本道路協會(1990)道路橋示方書第五部耐震設計規範所採用之方法，為 Iwasaki 及 Tatsuoka(1978, 1980, 1982)根據大量高品質現地取樣試體，於室內進行土壤液化試驗所得振動周數為 20 之抗液化強度 CSR_{20} 與現地之 SPT- N_1 關係所發展出來之評估方法，曾以日本 6

Seed SPT-N 液化評估法
(Seed et al., 1985)

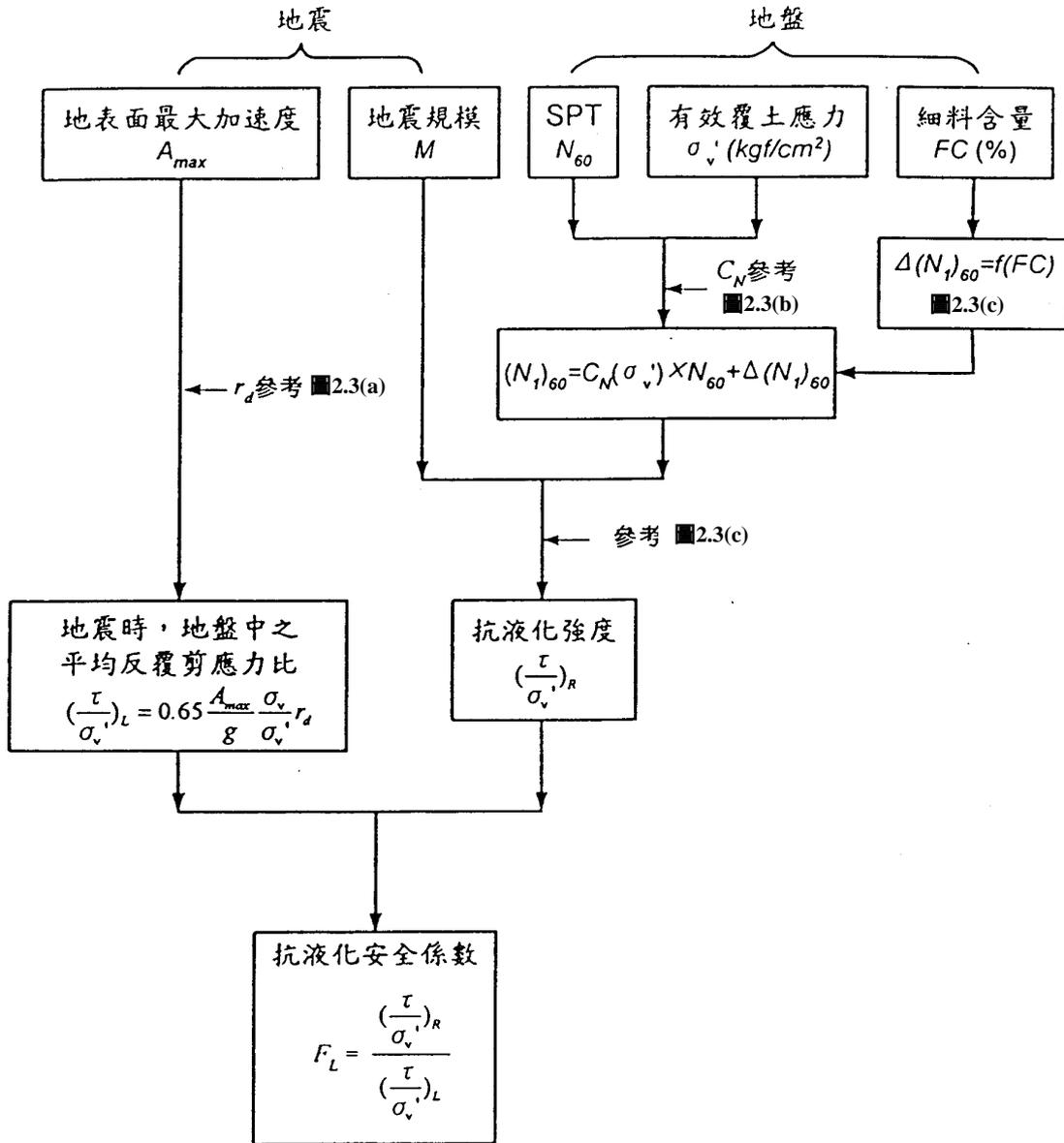


圖 2.2 Seed 簡易經驗法液化分析流程

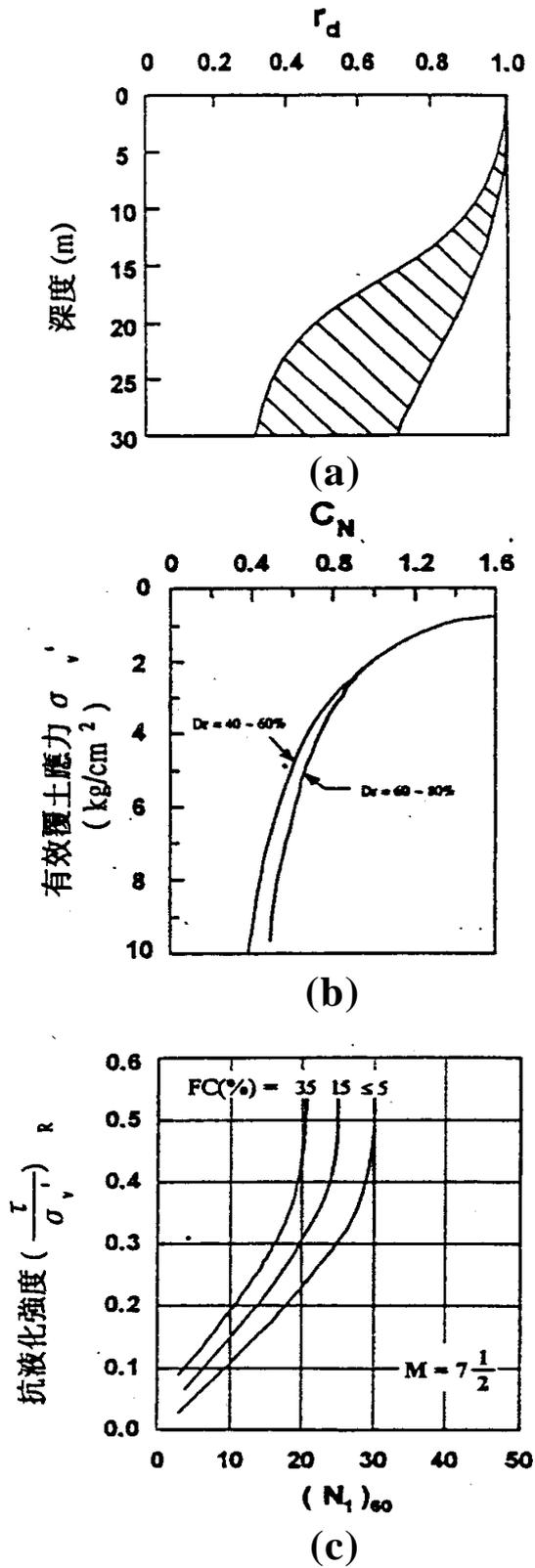


圖 2.3 Seed 簡易經驗法之相關圖表

次地震，64 個液化案例與 23 個非液化案例驗證其可靠性。本法之特點在於以最大反覆剪應力比而非以平均反覆剪應力比作為比較之基準，同時所用之設計地震參數僅需地表最大加速度 PGA 值，而不需地震規模 M_L 。本法在日本應用廣泛，主要用於公路及鐵路系統。國內公路橋樑及建築耐震設計規範中亦採用本法作為土壤液化潛能評估方法。

本法之液化分析流程如圖 2.4 所示。

2.3.3 Tokimatsu 與 Yoshimi 簡易經驗法

本法為日本東京工業大學 Tokimatsu 與 Yoshimi 教授整理日本地震液化案例及綜合現地冰凍土樣之液化試驗結果發展而成，有關細料含量對抗液化強度方面之考量最為詳盡。此法略經修改後，近年來已被日本建築學會及原子能委員會納為設計規範。本法之特點為 N 值小時，所評估之抗液化強度與日本道路協會法相近，在 N 值大時，則與 Seed 法相近。

本法之液化分析流程如圖 2.5 所示。

2.3.4 新日本道路協會簡易經驗法

阪神地震後，日本道路協會將該次地震液化經驗及相關研究結果整合後，重新擬訂新的土壤液化判定方法，包括重新探討需要進行液化評估之土壤種類，直下型近震及板塊型遠震之地震力，重新修訂抗液化強度的計算方法與液化後土質參數之折減係數，並加入有關地盤流動之分析設計方法。與 1990 年之版本比較，整個土壤液化評估規範幾乎重新修訂。新方法僅稍微改善舊方法低估 N 值高時之土壤抗液化強度之缺點，在考慮細料對抗液化強度之影響上則改為採用細料含量 $FC(\%)$ 為參數，放棄原有以平均粒徑 D_{50} 為參數之方法，惟本法細料含量之修正遠較舊法保守。此外，考慮緊密砂土液化後仍具有相當之阻抗，本法重新修訂淺層液化土壤之土質參數折減係數。

本法之液化分析流程如圖 2.6 所示。

日本道路橋液化評估法
(日本道路協會, 1990)

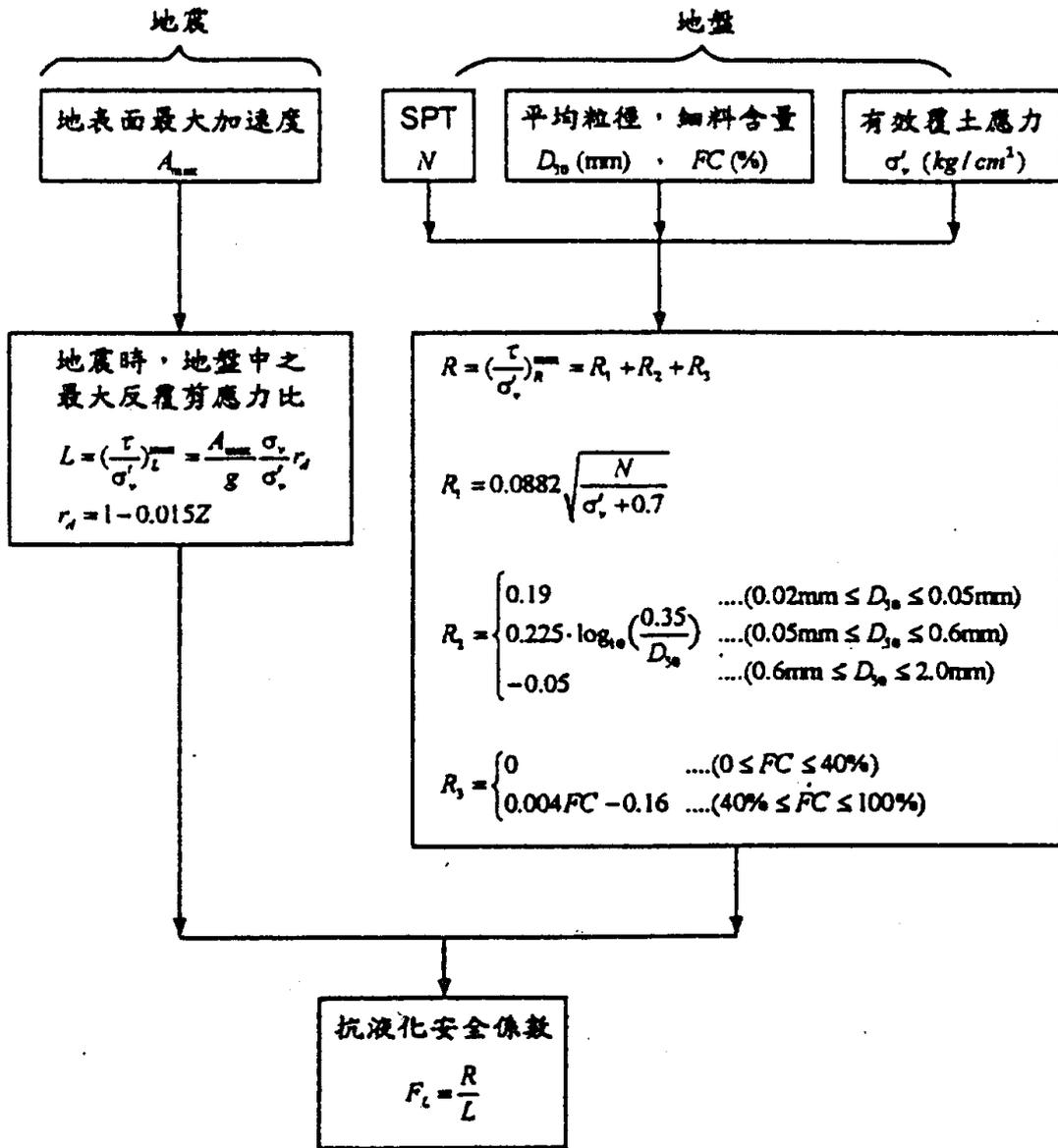


圖 2.4 日本道路協會簡易經驗法液化分析流程

Tokimatsu & Yoshimi 液化評估法
(Tokimatsu & Yoshimi, 1983)

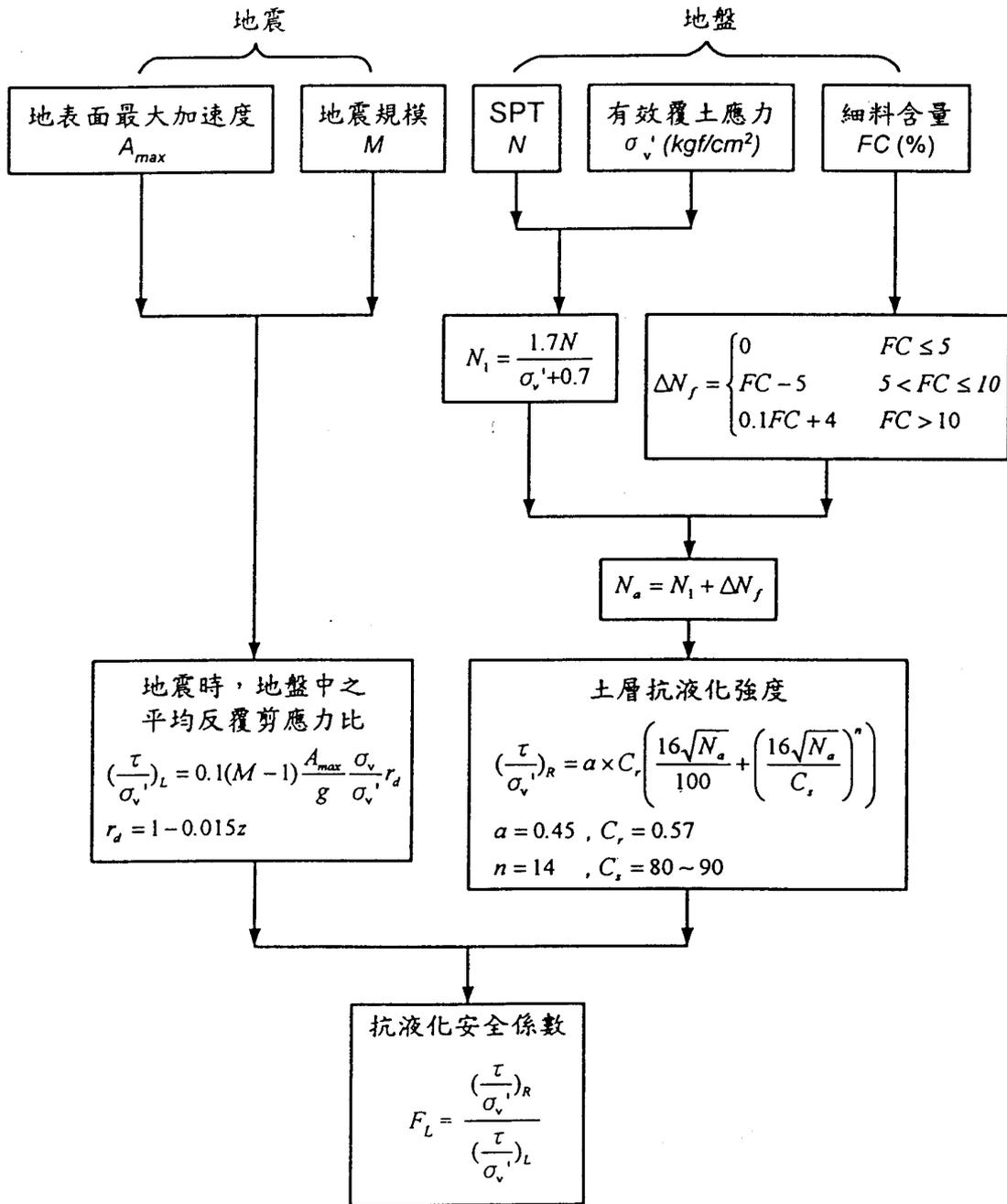


圖 2.5 Tokimatsu & Yoshimi 簡易經驗法液化分析流程

新日本道路橋液化評估法
(日本道路協會, 1996)

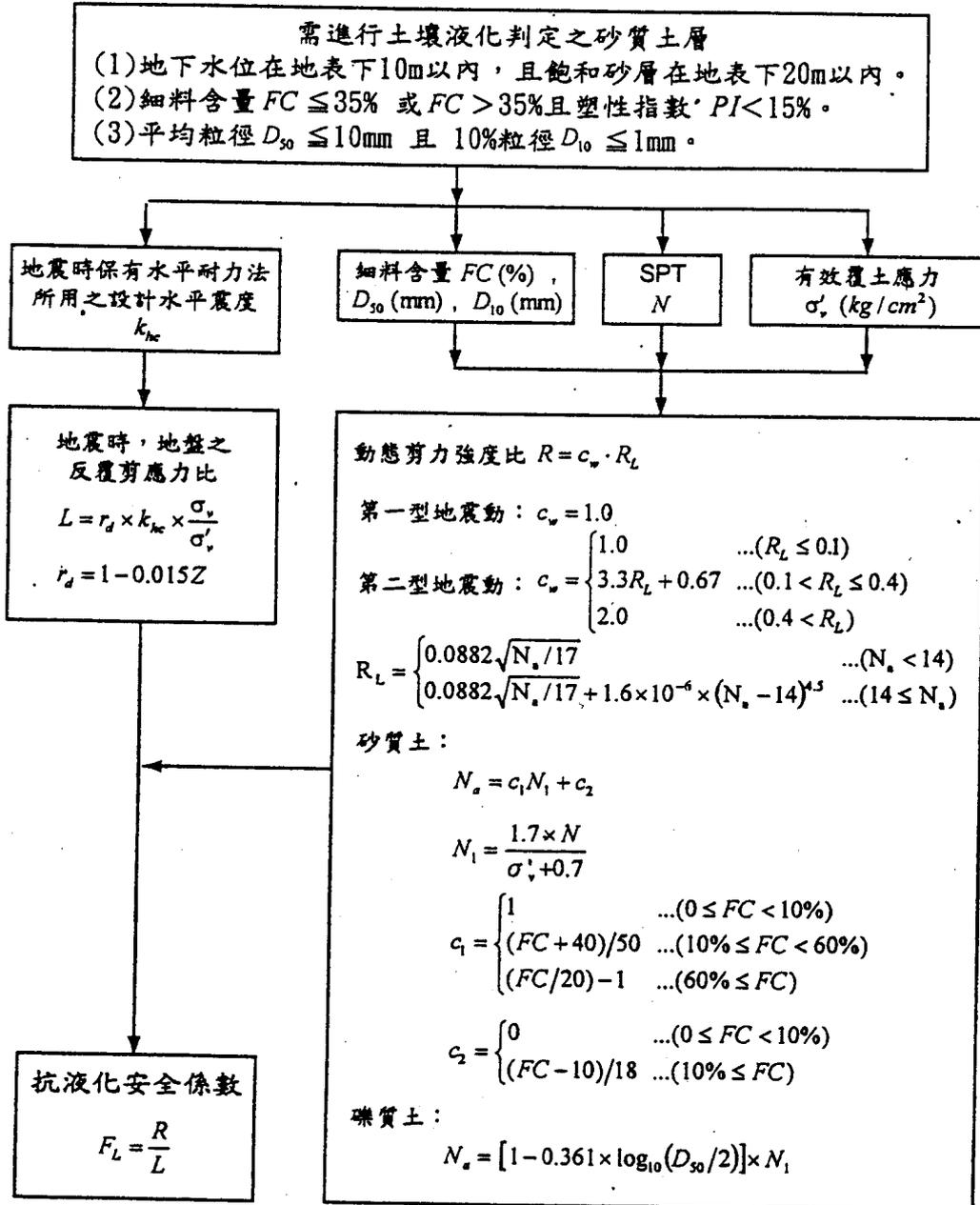


圖 2.6 新日本道路協會簡易經驗法液化分析流程

第三章 液化防治

3.1 液化防治原理

砂性土層經液化分析評估，具有液化潛能者，需進行液化防治。學理概念上，液化防治方法可分成防止液化及減低地震時液化對結構設施損壞等兩個層面來探討。

液化之防止在於提高土壤對液化抵抗之能力，可藉著增強土壤之動力強度、改善土壤對變形之抵抗能力或促進土壤內孔隙水壓之消散等方法來達成。

下列諸項為提高土壤對液化抵抗能力之要素：

1. 密度高
2. 顆粒大小分佈適當
3. 顆粒結構穩定
4. 飽和度低
5. 超額孔隙水壓消散快速
6. 阻截自液化區傳遞之超額孔隙水壓
7. 增加有效覆土應力
8. 減少地震時地層之剪應變

綜合上述諸要素，提高土壤對液化抵抗之能力以防止液化發生之方法，可歸納如下：

1. 夯實法(Densification method):藉由增加土壤之密度以改良地層對液化抵抗之能力。上述要素第七項亦可利用本法密實土壤後達成。
2. 置換法(Soil replacement method):將可能液化範圍內之土壤以性能較

佳者加以置換，此與土壤顆粒分佈有關，礫石即經常被用來作為置換之材料，礫石材料具高透水性，可快速消散超額孔隙水壓，達到上述要素第五項之目的。

3. 固化法(Solidification method):在土壤內添加固結材料，使土壤與固結材料發生固結化學反應，或在地層內填注硬化性材料固化土壤，以改善地層之工程特性。本法之應用可達到上述要素第三、第六及第八等三項之目的。

4. 排水法(Drainage method):藉由降低地下水位可達到上述要素第四及第七項，減低飽和度及增加有效覆土應力之目的。第五及第六項與排水作用有關。

上述方法為地質改良(ground improvement)方法，表 3.1 摘列防止液化常用之地質改良方法，各種方法於 3.2 節詳述。

至於減低地震時液化對結構設施損壞之方法，可藉由加強結構基礎、採用撓性結構等方式來達成。

3.2 地質改良方法

3.2.1 夯實法

此類方法係利用衝擊或振動作用，使砂土顆粒之排列趨於密實與穩定，從而增強砂土強度之方式。常用之方法有夯實砂樁法、振動揚實法、動力壓密法、炸震夯實法等。

1. 夯實砂樁法(sand compaction pile method)

本法係利用振動或高壓空氣將鋼套管壓入土層中，鋼管內投入砂料，再藉鋼管反復提拔及振動作用，將砂料擠壓並夯實成密實樁體，同時也使樁體周圍土壤擠壓與震實。圖 3.1 為夯實砂樁改良示意圖。

夯實砂樁法結合夯實與排水之地質改良機制，藉由砂樁對周圍土壤

擠壓及機械夯實作用，使原有土層密度與強度增加，而砂樁本身具有相當之強度，地震引致之超額孔隙水壓亦可迅速消散，達到防治液化之目的。

本法為常用之砂土層地質改良方法之一，但由於本法採用衝擊與振動方式，施工時產生之噪音與震動對周圍環境有不利影響，樁體四周之隆起現象，亦需預先考慮處理對策。

表 3.1 防治液化之地質改良方法及相關特性比較

原理	改良方法	最大改良深度	適用土壤範圍	特點	相對費用
排水	降低地下水位法	可視需要增加	淨砂或沉泥質砂	造成過壓密效果	因工程而異
	礫石樁法	約 30m	一般沖積土	透水率高，兼具夯實與排水作用	中等
夯實	夯實砂樁法	25m(國內 20m)	鬆砂或黏性	施工容易，惟對緊密層效果有限	中等
	動力壓密法	30m(國內 13m)	鬆砂或黏性土	操作簡易迅速，震動大，適用於大區域	低等
	振動揚實法	33m(國內 20m)	鬆砂	低噪音震動，改良深度大	中等
	震爆法	大於 30m	淨砂或沉泥	施工迅速，對環境影響大	最低
固化	深層攪拌法	大於 20m	軟弱黏土或鬆砂	低噪音震動，使用原地土壤拌合	中至高
	生石灰樁法	大於 20m	軟弱黏土或鬆砂	低噪音震動，吸水發生膨脹擠壓作用	中至高

(取自張惠文 et al., 1992)

2.振動揚實法(Vibroflotation method)

本法係利用揚實錐(vibroflot)之水平振動與噴水作用，使原有土層與回填料之顆粒級配重新調整，並由於振動夯實，使回填樁體兼具強度與排水功能，其施工示意圖如圖 3.2 所示。

本法之回填料可使用細砂、粗砂、礫石或碎石等，打設間隔一般在 1.2~2.2m 間，成正方形或正三角形配列。根據施工經驗，本法對砂土層之細料含量低於 15% 者改良效果良好，惟若細料含量超過 40%，則很難達到改良效果。

本法之震動及噪音公害低。

3.動力壓密法(Dynamic consolidation method)

本法係利用特殊吊車懸吊重量 10~40t 之重錘，自 5~40m 高處自由落下，反復對土層施加衝擊力，利用重錘之衝擊能量使土層產生壓縮與壓密作用，於是夯實土層，改良其工程特性。

本法係於 1970 年由法國 Louis Menard 發展出來，原應用於碎石填方或砂礫土層之改良，稱為重錘搗實法(heavy tamping method)或動力夯實法(dynamic compaction method)，其後經過研發改良，逐漸推廣引用於飽和粘土層或沖積砂土層之地質改良，易名為動力壓密法(dynamic consolidation method)。

本法之改良機制在於重錘之衝擊作用在土層內產生強大應力波，其蓄含之巨大能量壓縮土層，未飽和土層經壓縮後達到更緊密之效果；對飽和土層則造成孔隙水壓之急劇上升，砂土層會導致局部液化，而將孔隙水迅速排出，對粘土層會在衝擊點周圍產生剪力破裂面，使孔隙水得以順利排出，如此導致土壤之組織結構重新排列而趨於緊密，達到壓實土層之目的。

本法之改良效果與錘擊能量之關係已累積不少經驗，其改良深度可以下列 Menard 公式(Menard and Broise,1975)初步概算：

$$D = (w \cdot H)^{1/2}$$

式中

D=改良深度(m)

W=錘重(t)

H=落距(m)

=效能係數(砂質土壤, =0.4~0.6)

本法施工簡易迅速，尤適用於大區域之地質改良，惟應考慮施工造成之震動對附近之影響。

4.炸震夯實法(Blasting densification method)

本法係利用炸藥引爆產生高壓震波，迅速傳遞至土層深處，震波能量在土層內產生超額孔隙水壓，導致飽和砂土液化，孔隙水迅速排出後，土壤顆粒重新排列而趨於緊密，因而達到地質改良效果。

本法費用低，惟其改良效果不均，對深層緊密土層可能造成反效果，並且爆炸產生震動、噪音與安全問題。

3.2.2 排水法

此類方法係藉由排水方式降低砂土層地下水位，增加土層之有效應力，或提高土層之透水性，使地震引致之超額孔隙水壓能迅速排除，從而增強土層抵抗液化之能力。

1.降低地下水位法

利用排水降低地下水位，可使原有土層之有效應力增加，並使地下水位以上之土層之飽和度降低，其液化抵抗能力因而提高。降低地下水位亦略使土層產生壓密作用，惟其效果自然遠不如動態夯實作用。

暫時性之地下水位降低，可造成土層之過壓密效果，有助其對液化

之抵抗力。

2. 礫石樁法(Stone column method)

本法係以振動方式將套管打入砂土層中，再以礫石回填震實，使形成礫石柱體。施工過程之振動作用，使砂土層趨於緊密，而礫石柱體具有良好之排水功能。本法係結合排水與夯實兩種方法之地質改良方法，液化防治效果較之夯實砂樁法為佳。

3.2.3 固化法

此類方法係在土壤內添加固結材料，使土壤與固結材料發生固結化學反應，或在土層內填注硬化性材料固化土壤，以改善土層之工程特性。

1. 深層攪拌法(Deep mixing pile method)

本法係將粉末或漿液狀之固結材料與原有土層之土壤攪拌混合，藉由化學固結作用而改良土層。本法依混合作業方式不同，可分為以化學安定液或粉狀安定劑為主之攪拌混合法，及以高壓噴射為主之噴射混合法，如圖 3.3 所示。

本法於施工中不產生噪音或振動，惟其費用高，且需考慮固結材料對周圍環境污染之影響。

2. 生石灰樁法(Lime pile method)

本法係將特殊生石灰或生石灰與砂土混合料，打入地下水位以下之砂土層中，形成石灰樁體。樁體吸水後之膨脹反應產生膨脹壓力，將樁體間之土層壓實，而樁體本身亦由凝結作用產生相當之強度。本法以靜態方式改良土層，施工時不產生振動與噪音，對地下水之污染問題，則需預作評估與防治。

3.2.4 置換法

本法係將可能液化範圍內之鬆軟土壤以性能較佳者加以置換，其

改良原理簡單，施工容易。惟本法僅適用於淺層局部土層之地質改良，不適用於大面積之全面性改良。

3.3 改良方法之評估與選擇

3.3.1 各種改良方法之適用性

綜合檢討上節所述之各種地質改良方法之適用性，分述如下。

夯實法是最可靠之方法，因其改良效果最為有效，Yoshimi(1990)指出本法可改良土層之韌性(ductility)，因此液化防治效果最佳。惟本法有產生噪音與震動之缺點，如何能在執行本法時保持低噪音與低震動，應是將來研究重點。

夯實砂樁法與振動揚實法係在鬆軟土層中形成礫石或砂柱，可改良較深之土層，而動力壓密法對大面積之處理具經濟性，施工費用較低，但土層改良深度有限，且其改良效果與土壤細料含量成反比，土層之地下水位高時效果亦不佳。

炸震夯實法施工快速，費用低，惟改良土層性質不均，表層之改良效果差，深層較具危險性。

排水法消散超額孔隙水壓，低噪音與低震動，惟本法不能增加土層之密度，因此不能改良土層之韌性，且可能產生殘餘沉陷，需輔以改良周圍土層之密度。若改良土層之透水性低或體積壓縮係數大，則需注意排水系統之排水功能是否降低，以免影響液化防治效果。

降低地下水位法主要目的在於降低土層之飽和度，以增加有效覆土應力，但需注意地下水位降低導致之地層下陷問題。本法係排水與截水同時施行，利用點井或深井抽水，配合當地情況，利用集水溝或導管使其自然排水，且需長期保持抽水狀態。

固化法有低噪音與低震動之施工環境之優點，為液化防治有效方法，惟其工程費用較高，且需注意所使用之固結材料對周遭環境之影

響。深層攪拌法可使現地土壤與固結材料攪拌混合後不發生液化，其周圍土壤亦可因剪應變束制效應而減低液化潛能，惟考慮此效應之相關設計方法仍有待探討。

置換法是施工最容易之方法，但僅適用於淺層或局部區域之地質改良，因置換所需之良質材料體積龐大，相當於欲改良地層之體積，且置換之良質材料仍需加以夯實，若地下水位高時亦需進行抽水。

3.3.2 改良方法之評估與選擇

1.改良方法應用概況

液化防治之各種地質改良方法之應用情形，根據日本土壤力學與基礎工程學會(JSSMFE)之調查資料(JGS,1998)顯示，日本在 1985 至 1990 年間共執行地質改良約 305 件，選用之改良方法以夯實法佔最大比例(59.0%)，其次分別為孔隙水壓消散排水法 (33.4%)及固化法 (5.6%)，降低地下水位法及置換法所佔比例均不及 1%。

國內地質改良方法之應用尚無統計資料，但仍以夯實法為主，其中又以壓實砂樁法及動力壓密法最常被採用。夯實砂樁法於國內應用歷史最久，所累積之工程經驗最為豐富，應用之工程近年來有中油永安液化天然氣接收站、高雄港第五貨櫃中心、安平港 9-10 號碼頭等。動力壓密法則於 1993 年引進國內，大規模使用於台塑六輕抽砂回填工程。此外，振動揚實法曾於 80 年代初期應用於高雄林園工業區中美和石化廠工程，其後十餘年國內再無應用記錄，台塑六輕工程則再度引進，應用於海豐區可能液化深度大於 13m，以動力壓密法未能有效改良之土層。炸震夯實法於 2000 年引進，但僅及試驗性研究，尚無應用實績。

2.改良方法之評估與選擇

如上所述，液化防治所可採行之地質改良方法很多，各種改良方法分別具有不同之特性、限制與優劣條件，其優劣之評估與選擇並不能單憑處理改良效果加以評斷，尚需考量許多因素。如何選擇適當

之方法，以較低之經費，在合理之工期內達到較佳之改良效果，必需就下列諸因素審慎評估與比較：

- (1)原有土層之土質狀況
- (2)計劃改良之區域範圍與深度
- (3)所需之改良程度及檢核方法
- (4)廠商之施工能力及以往之工程施工經驗
- (5)環境限制因素之考量
- (6)工期之配合
- (7)經費

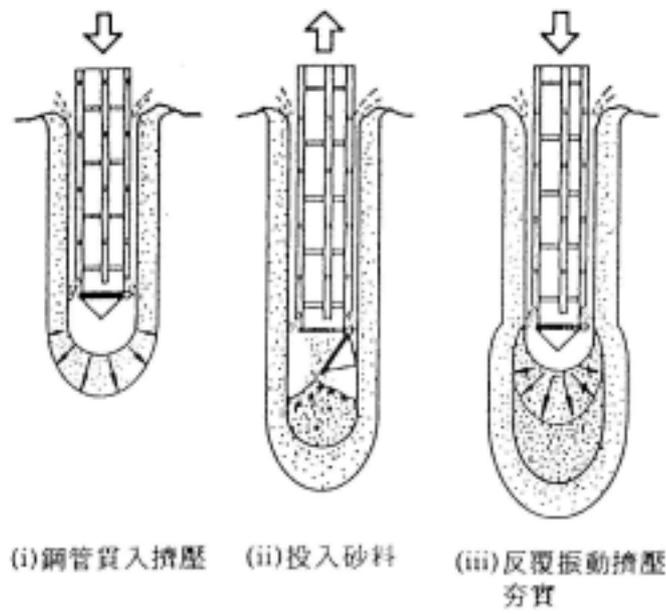


圖 3.1 夯實砂樁改良示意圖

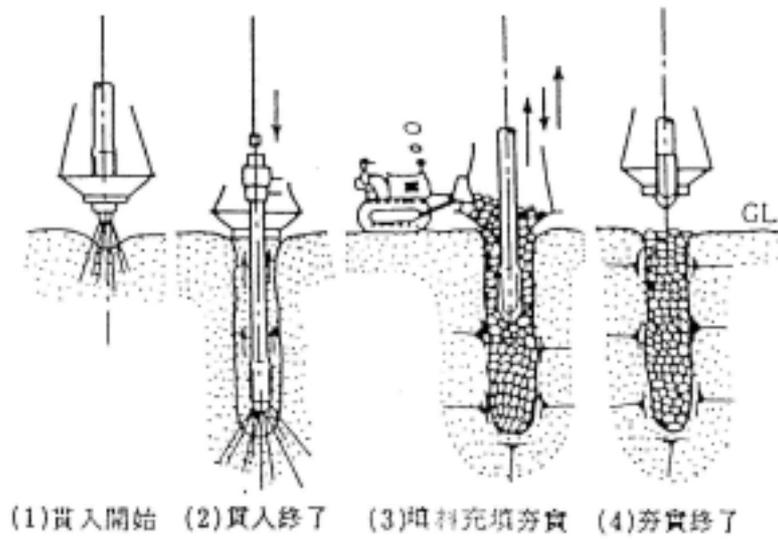
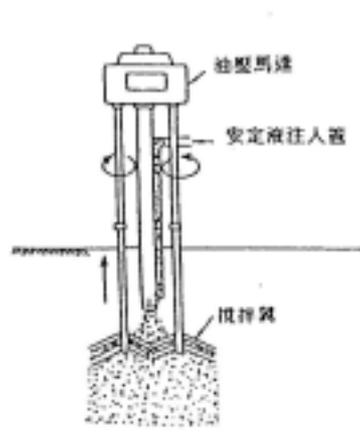
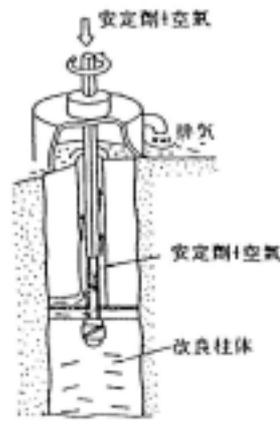


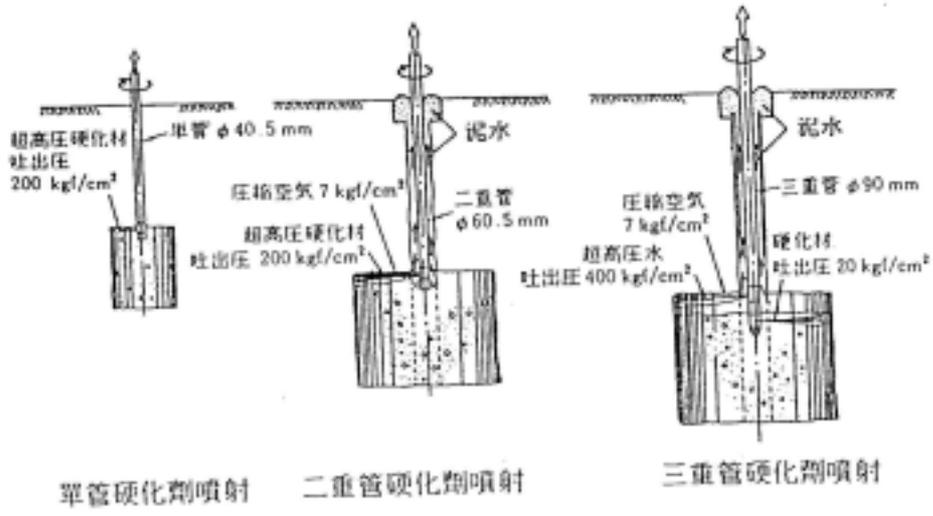
圖 3.2 振動揚實法



安定液之混合處理



安定粉劑之混合處理



單管硬化劑噴射

二重管硬化劑噴射

三重管硬化劑噴射

圖 3.3 深層攪拌法

第四章 夯實法

4.1 概說

夯實法係採用振動、擠壓或衝擊方式改善與增強土層之工程性質，達到抵抗液化之目的，此類方法中以夯實砂樁法、動力壓密法及振動揚實法等為目前國內已引進之深層夯實法，施工技術較為單純且改良效果確認容易，均經過強震之驗證，確實可有效防止液化，故可被應用於港灣地區土層之抗液化處理。此類方法共通缺點為施工中之振動與噪音較大，較不適用鄰近房舍區之施工，且緊鄰既有構造物亦有其困難，通常須配合或採用其他小位移工法如排水法等施作。

4.2 夯實砂樁法

4.2.1 改良機制

夯實砂樁之施工(如圖 3.1)，係利用振動機及高壓空氣的輔助，將中空鋼套管(直徑一般為 40cm)貫入擬改良之地層中，到達預定改良深度後，再將回填砂料由施工機械上部之填料斗投入，經由鋼管及管底的自動靴投送至管底，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為直徑 60cm~70cm 的堅實柱體，並使砂樁周圍土壤受到擠壓及振動而趨於緊密，達到增加地層密度及剪力強度之目的，同時由於夯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震時之剪應力，並可使地震時所產生之超額孔隙水壓迅速排除，能有效防止砂質地層之液化現象。

4.2.2 設計概要

1. 砂樁配置

夯實砂樁之樁徑一般約在 60~70cm 之間，其配置通常採用正三角形、

正方形或長方形，如圖 4.1 所示，其間距則視欲改良原地層特性如細料含量、緊密度等以及改良目標值而定，一般約在 1.4~1.8m 之間。砂樁回填料一般規範均要求採用乾淨之級配砂，以確保夯實砂樁振動擠壓之能量不致因其過大阻尼或減損，而能確實傳遞至鄰近土層，達到擠壓及振動夯實之目的。

2. 砂樁置換比

夯實砂樁置換比(replacement ratio)，亦即夯實砂樁打設面積比，可以下式表示(圖 4.1)：

正方形或長方形配置

$$a_s = \frac{A_s}{A} = \frac{A_s}{x^2} \quad \text{或} \quad \frac{A_s}{x_1 x_2} \quad (4.1)$$

正三角形配置

$$a_s = \frac{A_s}{A} = \frac{2}{\sqrt{3}} \frac{A_s}{x^2} \quad (4.2)$$

上式中， a_s = 置換比

A_s = 砂樁斷面積

A = 每一支砂樁有效影響面積

x, x_1, x_2 = 砂樁間距

3. 設計原理

夯實砂樁設計之原理如圖 4.2 所示。原地層體積為 $1 + e_o$ ， e_o 為原地層土壤孔隙比，由於夯實砂樁改良導入砂量 Δe ，改良後之土壤孔隙比可減為 e_1 ，則砂樁置換比可以下式表示：

$$a_s = \frac{\Delta e}{1 + e_o} = \frac{e_o - e_1}{1 + e_o} \quad (4.3)$$

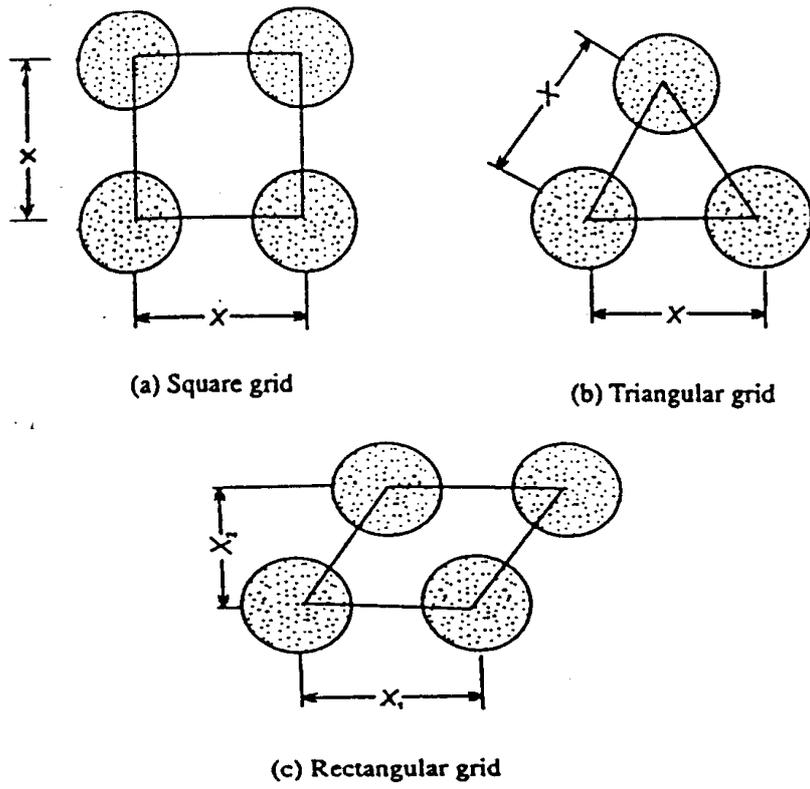


圖 4.1 夯實砂樁配置圖

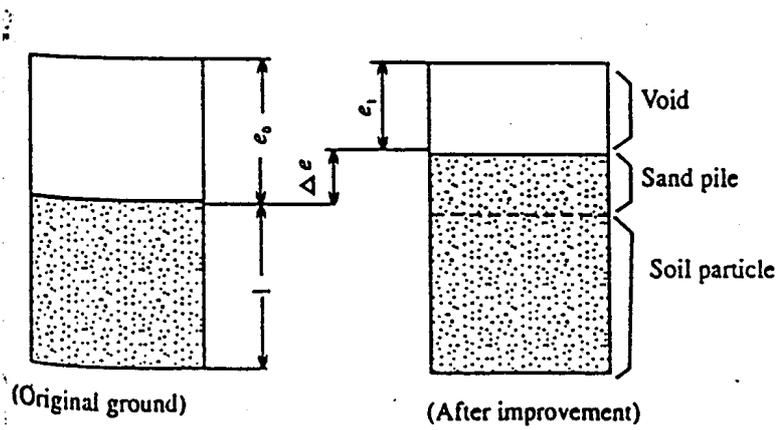


圖 4.2 夯實砂樁改良設計原理

式中， a_s = 砂樁置換比

e_o = 原地層孔隙比

e_1 = 地層改良後孔隙比

4.2.3 設計方法

夯實砂樁改良地層之控制標準，一般採用 STP-N 值或相對密度 Dr 值，其亦為砂樁設計主要參數。砂樁之設計方法有二：(1)傳統圖表法，及(2)N-Dr-e 法，其合適方法之選擇在於評估建立 N 值與孔隙比之關係。

1. 傳統圖表法

傳統圖表法係利用現場資料所建立之原始地層 N 值與改良後砂樁間土壤平均 N 值之關係圖，由該關係圖則根據原始地層之 N 值及改良目標 N 值，可設計出砂樁置換比 a_s ，再據以設計砂樁間距。本法示意圖如圖 4.3 所示。

圖 4.4 所示為日本土質工學會(The Japanese Geotechnical Society)建議採用，適用於土壤細料含量 F_c 低於 20%，由於細料含量增加將減低改良後 N 值之增量，細料含量 F_c 與改良後 N 值關係如圖 4.5 所示 (Mizuno et al, 1987)。由於國內尚未建立此類地區性圖表，圖 4.4~4.5 可作為設計之參考。

2. N-Dr-e 法

本法係利用 Gibbs and Holtz(1957)所建立之 N-Dr 關係以及 Dr-e 關係，先求出原地層孔隙比 e_o 以及改良後孔隙比 e_1 ，再由式 4.3 設計砂樁置換比 a_s ，從而設計出某一樁徑之樁距。

圖 4.6 所示為本法示意圖。圖 4.7 為日本土質工學會建議設計圖，可供本法砂樁設計參考。圖 4.7 適用於地層細料含量低於 20%，若細料含量高，則改良目標 N 值需予調整提高，如下式，

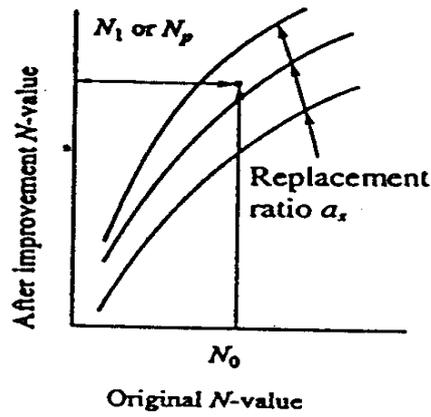


圖 4.3 夯實砂樁傳統圖表法示意圖

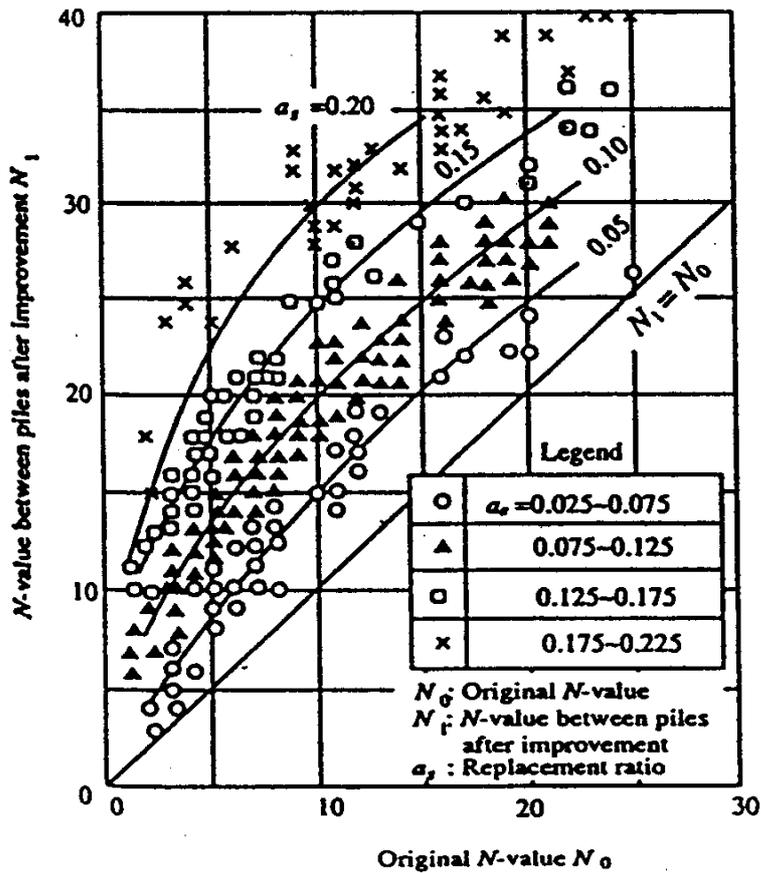


圖 4.4 夯實砂樁傳統圖表法設計圖(JGS , 1998)

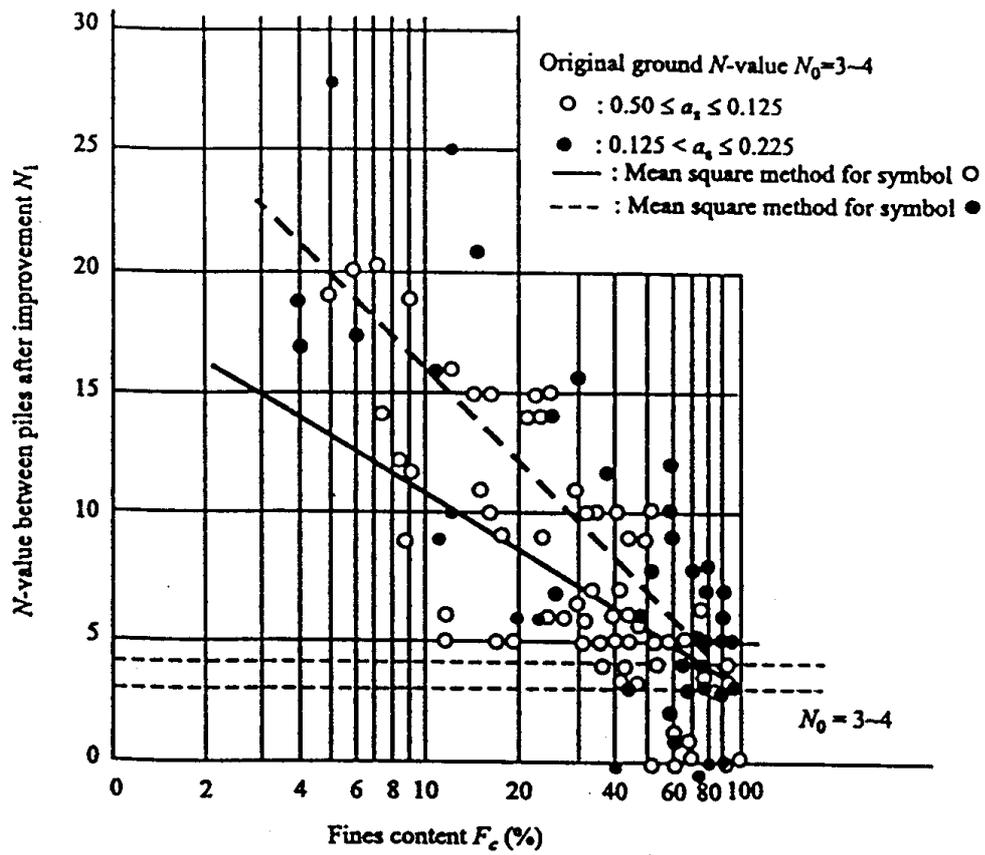


圖 4.5 夯實砂樁法細料含量與改良 N 值之關係(Mizuno et al. 1987)

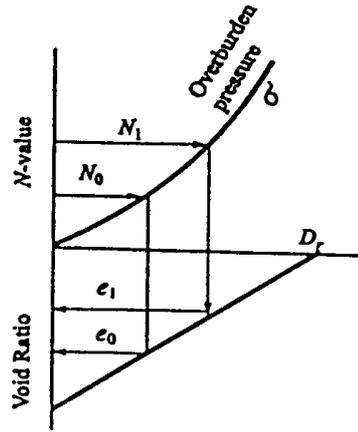


圖 4.6 夯實砂樁 N-Dr-e 法示意圖

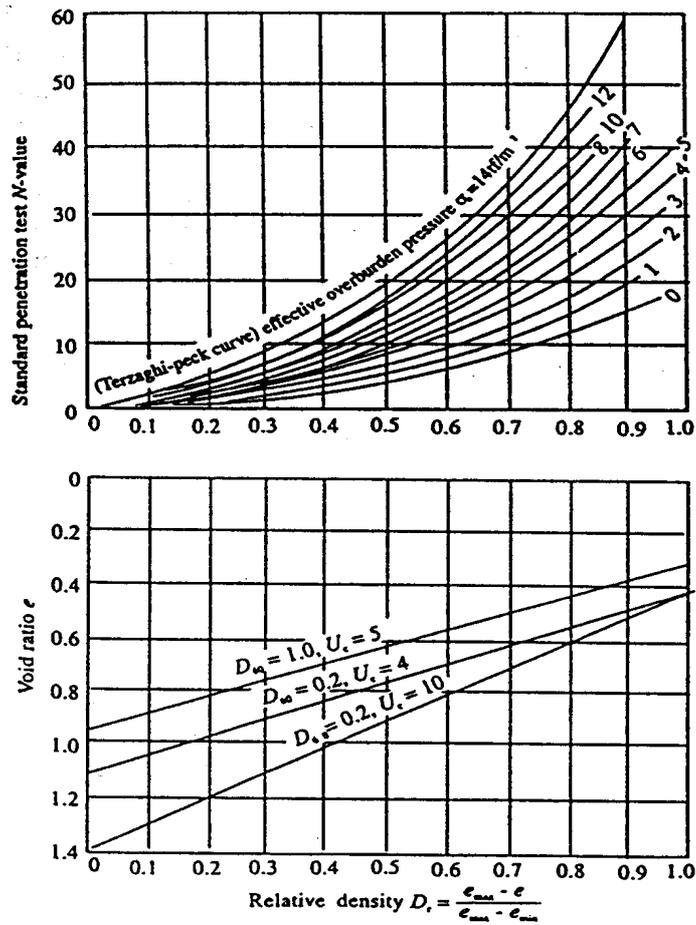


圖 4.7 夯實砂樁 N-Dr-e 法設計圖(JGS , 1998)

$$N'_1 = N_o + (N_1 - N_o) / \beta \quad (4.4)$$

式中， N'_1 = 考慮細料含量修正之改良後目標 N 值

N_1 = 原改良後目標 N 值

N_o = 原地層 N 值

β = 修正係數

$$= 1.05 - 0.51 \log F_c \leq 1$$

F_c = 細料含量

亦即細料含量高時宜以 N'_1 值求取改良後地層孔隙比 e_1 值，則據以求得之砂樁置換比 a_s ，高於不考慮細料含量修正者。

4.3 動力壓密法

4.3.1 方法概述

動力壓密法係將混凝土或鋼製重錘，利用吊車等起重設備吊至相當高度，再讓其自由落下，以適當之重覆次數，夯擊欲改良之地層表面，藉重錘落下時所產生之巨大夯擊能量改變地層土壤之組構，使疏鬆地層壓縮趨於密實，達到地質改良之目的。本法施工示意圖如圖 4.8 所示。

動力壓密法早期曾應用於 1930 年德國快速鐵路工地以及 1968 年羅馬尼亞軟土基地之夯實，以改良地層。惟其時夯擊能量小，約相當於 2~3 噸錘重，4~8 公尺落距之夯擊能量(Paul et al, 1984)。1970 年法國工程師 Louis Menard 將其改良，發展出使用重錘並配合重型吊車施工之方法，適用於砂質土壤地層，因此稱之為重錘搗實法(heavy tamping method)或動力夯實法(dynamic compaction method)，其後再經研發改良，並依據既有改良資料，發現此法對於細粒土壤、飽和粘土以及沖積土層亦有改良效果，因此本法稱之為動力壓密法(dynamic

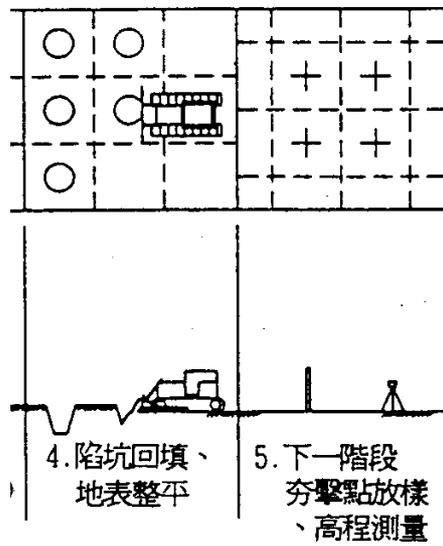
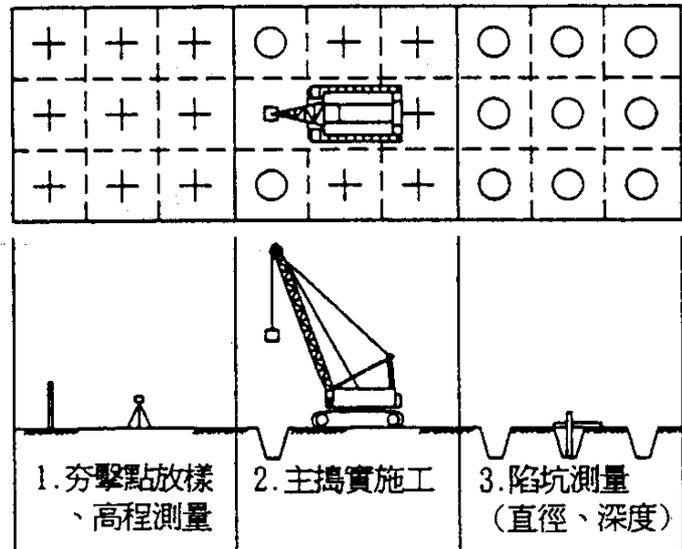


圖 4.8 動力壓密法施工示意圖

consolidation method)(Menard and Broise , 1975) , 簡稱 DC 法。

由於本法機具簡單、施工迅速，因此費用低廉，特別適用於港灣地區與新生地等大面積基地之地質改良。國內於 1993 年台塑六輕麥寮工業區首度引用，其後彰濱工業區、高雄港第五貨櫃中心 78 號碼頭及台中港區等地亦採用本法進行地質改良。

4.3.2 改良機制

動力壓密法改良土壤之原理，在於利用當地層表面受到夯擊時，夯擊作用會在地表下產生強大的應力波，其所攜帶的夯擊能量將壓縮地表下土壤。對於未飽和土壤，其壓縮作用直接達到更壓密的效果，對於飽和土壤則造成孔隙水壓急劇上升。當地層為砂土時，孔隙水壓上升導致局部液化，會將孔隙水迅速排出；對於粘性土壤，孔隙水會在夯擊點周圍產生輻射狀裂縫，使孔隙水得以順利排出。由於孔隙水的排出，導致土壤的組織結構產生重新排列，達到土壤壓縮或壓密，從而改良地層的目的。

4.3.3 設計方法

動力壓密法之改良原理與施工方法雖然簡單，但夯擊能量、夯擊方式等若規劃不當，將無法達到預期之改良效果。為能有效改良地層，一般均規劃成棋盤式夯擊，即先將預定改良區域劃分成棋盤狀之網格點(即夯擊點)，再將設計之夯擊能量依地質條件分成數個夯擊階段，每個階段配合適當的夯擊數施加於夯擊點上。

夯擊作用分成主夯擊(primary tamping)及補強夯擊(ironing tamping)兩類。主夯擊階段採用較高的夯擊能量及較寬的夯擊間距，以改良較深處之土壤。補強夯擊階段則降低夯擊能量、縮短間距，以夯實淺層土壤以及整平主夯擊後地表形成之陷坑。

1.主夯擊之設計

(1)錘重與落距

錘重與落距與改良深度有關，其關係式可以 Menard 公式(Menard and Broise, 1975)表示如下式：

$$D = \alpha(WH)^{1/2} \quad (4.5)$$

式中， D = 改良深度(m)

W = 夯錘重(t)

H = 落距(m)

α = 效能係數(通常小於 1.0)

α 值可能受到許多因素影響，包括機具之機械效能、夯擊能量、土層狀況包括土壤種類與緊密度等。圖 4.9 所示為日本土質工學會以工程實務而得之經驗值。

若採用之重錘並非以自由落體方式打擊，而是以鋼索絞盤帶動，則需考慮能量損失，式 4.5 中 WH 宜以有效之單擊能量(βWH)取代，其中 β 為打擊能量之有效率，參考 FHWA(1995)統計之結果，量測鋼索式施工重錘落地前之速度約為自由落體式之 0.9 倍，依動能為速度之平方倍換算， β 約為 0.81。

(2) 夯距

第一階段夯擊點之間距通常以經驗式(式 4.6)來決定，

$$L = D \quad (4.6)$$

式中， L = 夯距(m)

D = 改良深度(m)

第二階段夯擊時，夯擊點通常配置在第一階段夯擊點中間，如是進行下一階段之夯擊，夯距逐次縮小。

(3) 夯擊能量與夯擊次數

單位面積之夯擊能量可以下式表示：

$$E = E_v D \quad (4.7)$$

式中， E = 夯擊能量(tm/m^2)

D = 改良深度(m)

E_v = 改良地層單位體積之夯擊能量(tm/m^3)

地層之改良效果與單位體積土體之夯擊能量 E_v 有關， E_v 愈大，則改良效果愈佳。圖 4.10 係日本土質工學會根據現地實測資料所得之夯擊能量(E_v)與 N 值增量 N 之關係(JGS, 1998)。根據欲改良地層之原始 N 值與欲達到之改良目標 N 值，可自圖 4.10 得到所需之夯擊能量 E_v ，再由式 4.7 可算出單位面積夯擊能量 E 。

夯擊能量在土體中傳遞，隨著深度增加而遞減，所有能量耗損於其所經之土壤體積。單位體積夯擊能量 E_v 可以下式表示：

$$E_v = \frac{E_t}{V} = \frac{WHN}{V} \quad (4.8)$$

式中， E_t = 施加總夯擊能量(t-m)

W = 錘重(t)

H = 落距(m)

N = 總夯擊次數

V = 所經之土壤總體積(m^3)

夯擊能量在土體中如何傳遞目前尚無定論，張等人(1988)根據試驗室以及現場實測結果提出擴散角理論，認為夯擊能量之擴散角為 $30 \sim 35^\circ$ 。若取夯擊能量向下傳遞之擴散角 30° ，能量以夯擊間距 L 所構成之單位面積向下傳遞，則 V 值可由下式求得：

$$V = L^2 D + 1.15LD^2 + 0.441D^3. \quad (4.9)$$

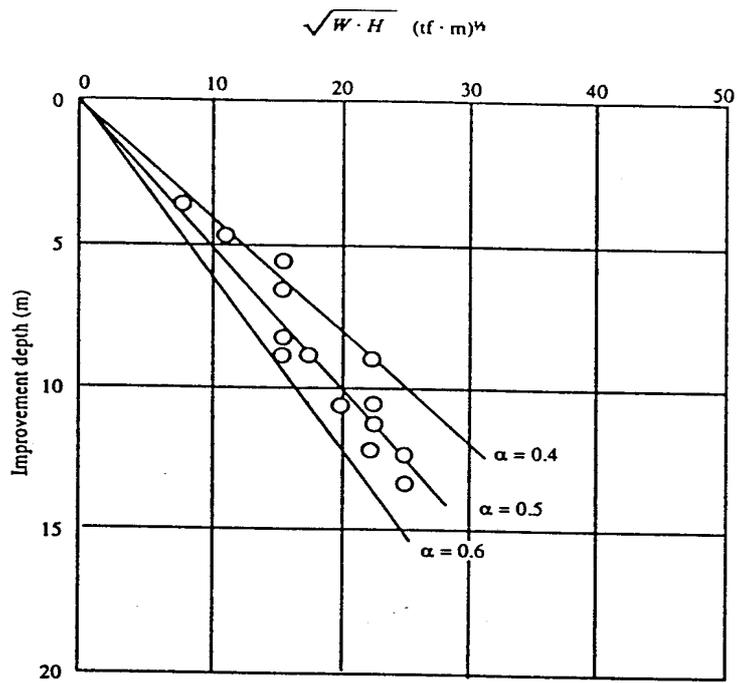


圖 4.9 改良深度與夯擊能量之關係(JGS , 1998)

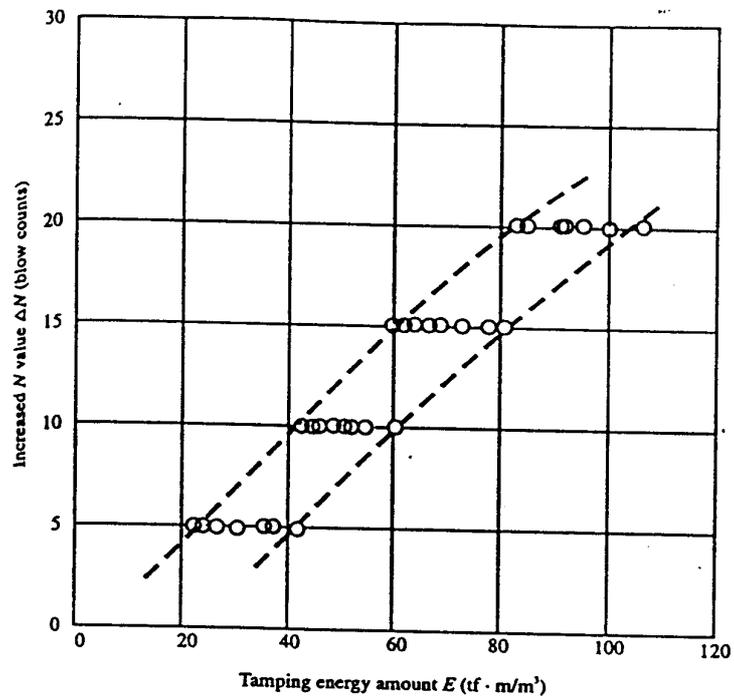


圖 4.10 夯擊能量與 N 值增量之關係(JGS , 1998)

式中， L = 夯擊間距(m)

D = 改良深度(m)

單位體積土體之夯擊能量 E_v 可由式 4.8 及式 4.9 求得。

單位體積土體所需夯擊能量與欲改良土層 N 值之增量 N 成正比，圖 4.10 所示為根據現地實測資料所得之 $E_v \sim N$ 關係，由欲改良土層原始 N 值以及改良目標 N 值，則其所需單位體積夯擊能量可由圖 4.10 估計得之。

至於每一夯擊點之夯擊次數可以下式求得(鳴海直信，1987)：

$$N_B = \frac{EL^2}{WHn} \dots \quad (4.10)$$

式中， N_B = 每一夯擊點之夯擊次數

E = 單位面積所需夯擊能量(tm/m^2)

W = 錘重(t)

H = 落距(m)

L = 夯擊間距(m)

n = 夯擊階段數

(4) 夯擊階段數

一般而言，地層需由數個夯擊階段之夯擊作業方能達到地質改良之目的。第一階段夯擊之夯距較寬，作為深層夯實，而後第二階段夯擊之夯擊點取前階段夯擊點中間，如是夯擊間距逐次遞減。對於疏鬆地層或深層改良，夯擊能量需施加多次，因此需增加夯擊階段數。

(5) 靜置時間

細料含量高之地層如水力回填地層，夯擊時易產生超額孔隙水壓，會造成能量波受干擾，影響夯擊能量傳遞深度，因此各階段夯擊間需有足夠靜置時間，以等待孔隙水壓消散。一般而言，砂質土壤數十分鐘至數小時內即可消散，遇粘土夾層，靜置時間則視粘土夾層厚度及分佈而異，可於施工前埋設水壓計，監測超額孔隙水壓消散情形，再決定下一階段夯擊時機。

2.補強夯擊之設計

補強夯擊在於夯實深度 2~3m 之表層土層以及主夯擊階段產生之陷坑補平及其周圍之夯實，因此每一夯擊之夯擊能量低於主夯擊階段，夯擊作業均勻分佈在全區。通常補強夯擊之夯擊能量約 50~100tm，其使用之錘重約 5~12t，落距約 5~15m，夯擊次數 2~5 次，採均勻夯擊法。

對於一個尚無動力壓密法施工先例之基地而言，模擬施工(pilot test)之試夯擊非常重要，透過各種不同之夯擊模式、夯擊能量與夯實次數之模擬施工，經由夯擊前、夯擊中及夯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。

第五章 排水法

5.1 概說

排水法係利用排水以防止砂質地層液化之方法，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即將來襲階段降低水位，以增加地層中之有效應力。被動排水則是提高地層之透水性，或縮短可能液化地層之排水路徑，使地層受震時得以將地震產生之超額孔隙水壓迅速排除，以抑制孔隙水壓上升，而達到防止液化之目的。排水礫石樁是國內正引進之深層排水法。事實上，礫石樁兼具排水/夯實功能，亦可將其歸類為深層夯實法。

5.2 礫石樁法

5.2.1 方法概述

礫石樁乃振動揚實法(vibroflotation method)系列工法之一支。振動揚實法最早之應用係利用揚實錐(vibroflot)之振動與擠壓回填粒料之方式改良疏鬆砂質地層，以提高其強度並降低壓縮性及液化潛能。由於其機制主要在藉反覆振動以達到夯實改良砂質地層之目的，故稱為振動夯實法(vibro-compaction method)。此後，揚實錐之應用延伸至軟弱粘性土壤改良，在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，與現地土壤構成較高強度且較低壓縮性之複合地層。由於此種施工方式可於地層中形成連續而緊密之礫石柱狀體，故又稱之為礫石樁法(stone column method 或 granular column method)。

1930 年代振動揚實法之技術在德國萌芽，台灣地區在 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次引進，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 年代台塑六輕工業區建廠工程初期，各種振動揚實法再度被引

進，主要是應用於改良深度大於 13 公尺，以動力壓密法無法有效改良之地區及護岸地區。迄今國內廠商已擁有多部礫石樁施工機組，累積相當工程經驗。

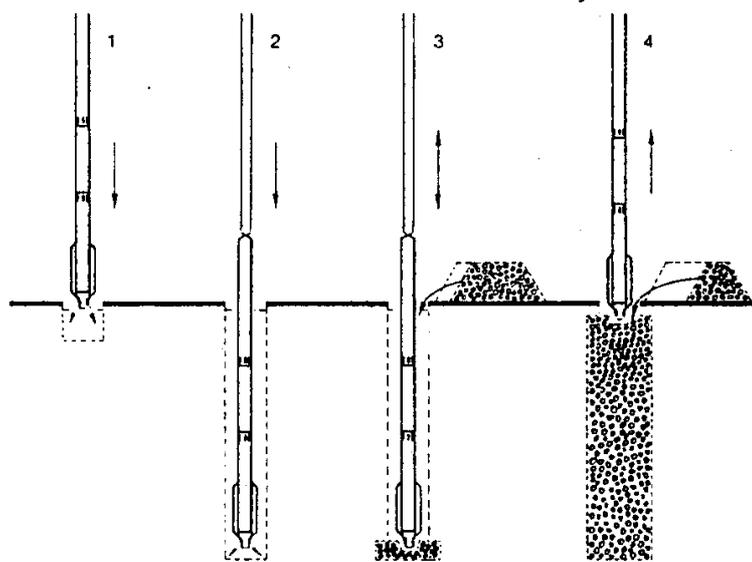
礫石樁法之施工可分為傳統之濕式頂部投料與改良之乾式底部供料兩種施工方法，濕式頂部投料施工方式如圖 5.1(a)所示，施工時係利用揚實錐以噴水及振動方式使砂土層達到液化狀態，並利用揚實錐自重，使其貫入至預計改良深度。達預定深度後，降低水之流量，並將水流由下噴水口轉至上噴水口，使水流沿導桿外圍向上流動，於揚實錐周圍造成一水路，可使回填料從地表擠進至底部，而不致將揚實錐束縛住。當揚實錐於提昇階段，每一位置稍予振動將土壤密化，同時由地表孔口不斷投入回填料，以填塞揚實錐提昇時所遺留之孔洞。

改良乾式底部供料施工方式，如圖 5.1(b)所示，施工時係利用揚實錐產生之側向振動力使飽和砂土層液化，或藉由自重、油壓及高壓空氣之輔助將揚實錐貫入至設計深度，並由供料管口投入礫石料，經由供料管送至揚實錐尖處，當揚實錐拔起一定高度(約 0.5~1.0m)，礫石料即由供料管底部開口卸入孔底，再藉由揚實錐向下及側向擠壓使周圍地層密實，並使投入礫石料緊密成樁，俟振動夯實壓力達一定值(如 280 bar)或振實時間達 2 分鐘，即再拔起揚實錐一定高度，反覆上述拉拔—投料—擠壓之步驟，即可完成礫石樁。採用乾式高壓空氣輔助施工相較於濕式使用噴射水流之施工方式，可保持乾淨之施工環境，同時採用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而不致半途阻塞於樁孔內，對於施工品質較易掌握。

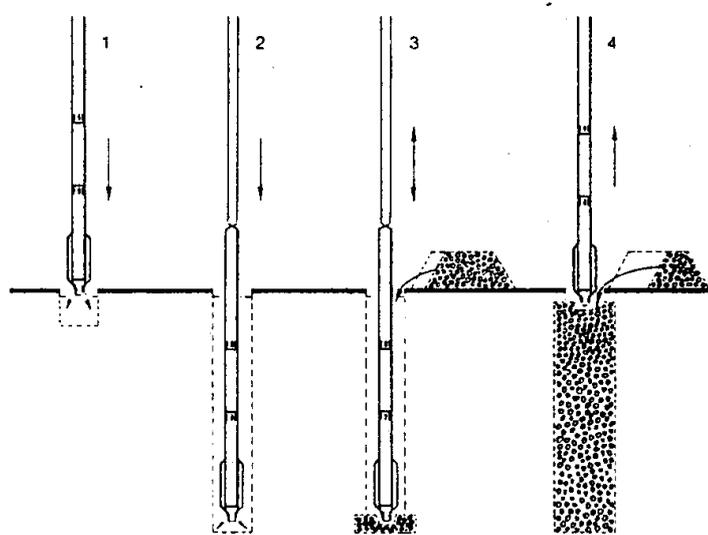
5.2.2 改良機制

打設礫石樁以改良地層，其改良機制大致歸納如下：

1. 擠壓密實：揚實錐貫入地層，投入礫石料後再反覆振動擠壓，使得原土壤之體積減少、孔隙比降低、原土壤更為密實，此功效於砂性土壤尤為顯著。



(a) 溼式頂部頭料施工步驟



(b) 乾式底部供料施工步驟

圖 5.1 礫石樁施工示意圖

- 2.加勁補強：礫石樁打設完成後，由於礫石具有較高之內摩擦角，又經擠壓振實，形成較周遭土壤勁度更高的柱體，使整體地層形成一個經過加勁補強之複合土體。
- 3.加速排水：由於礫石樁具有較大之孔隙及較快之排水速度，地層中打設礫石樁可提供垂直排水管道，縮短排水路徑。對砂性地層承受地震力作用而言，礫石樁可加速超額孔隙水壓之排除，有助於降低液化潛能。對於粘性地層，礫石樁之排水功能則有利於壓密沉陷之提早完成，縮短壓密所需時間。

5.2.3 設計原則

礫石樁之設計，主要是根據欲改良砂土層之顆粒組成、初始緊密程度(孔隙比、相對密度或 SPT-N 值)、覆土應力、地下水位、設計地震規模及地表加速度、結構物範圍及重要性等，以決定礫石樁之處理深度範圍、佈孔形式、間距。

1.樁位配置

礫石樁之配置常用正三角形和正方形兩種。於獨立基礎和條形基礎下常用等腰三角形或矩形配置。對大面積改良處理，採用正三角形配置比正方形配置可得到更佳之擠密效果。礫石樁之間距視砂土之顆粒組成、密實要求、揚實錐功率而定。砂土粒徑越細，密實要求越高，則間距應越小。

2.適用地層

本法適用於砂性土壤地層，由過去施作經驗，欲改良地層之細料含量不超過 10%，可得到顯著之擠壓振實效果，若細料含量大於 30%，則擠密效果明顯降低。適用於礫石樁改良之顆粒級配曲線範圍如圖 5.2 所示(Brown, 1977)。

3.回填料選擇

回填料之作用為填充揚實錐提昇後於砂層中可能遺留之孔洞，並作為

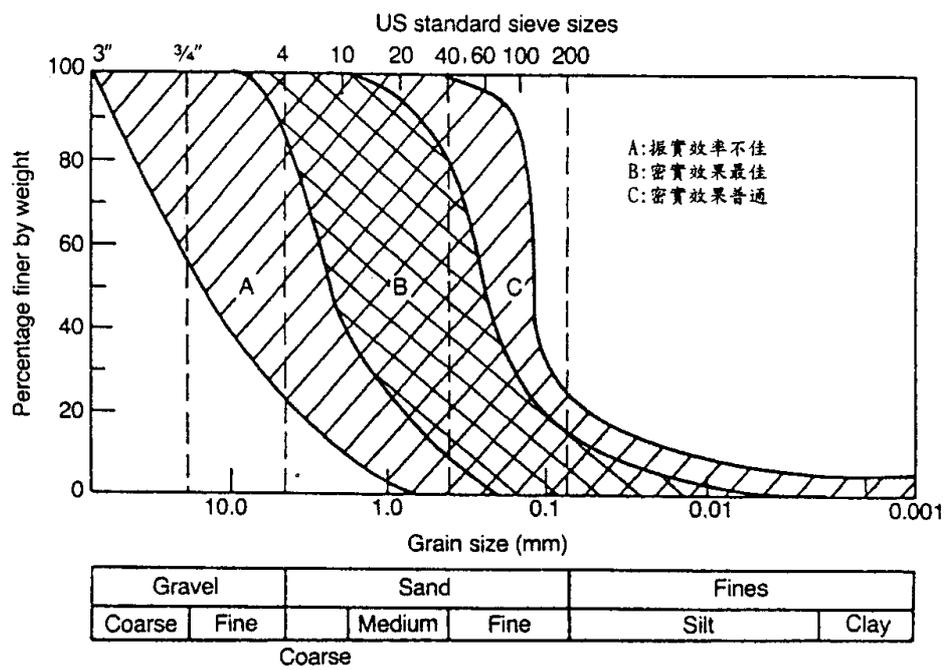


圖 5.2 適用於礫石樁改良之土壤粒徑分佈範圍(Brown , 1977)

傳力介質，使揚實錐之振動效應能透過連續填充之回填料傳遞至原土壤中，將揚實錐周圍之砂層進一步擠壓密實。

回填料可用粗砂、礫石、碎石或爐渣等材料，其粒徑一般約為0.5~5cm。為使回填料能達到要求的緊密度，獲得良好的施工速率與品質，Brown(1977)根據現場實作經驗，提出以適合值， S_N (suitability number)作為判別回填料級配之合適程度，

$$S_N = 1.7 \sqrt{\frac{3}{(D_{50})^2} + \frac{1}{(D_{20})^2} + \frac{1}{(D_{10})^2}} \quad (5.1)$$

式中 D_{50} 、 D_{20} 、 D_{10} 分別為通過重量百分比為 50%、20% 及 10% 之粒徑(mm)。適合值越小，則樁體之緊密度愈高，揚實錐之揚升速率可以愈快。若適合值大於 30，回填料品質不佳。

5.2.4 設計方法

1. 等體積取代法

等體積取代法係假設欲改良地層達到抵抗液化之緊密度，土體中孔隙體積所需之減少量完全可由擠入之礫石樁體積所填充取代，同時假設改良效果於土體中各點均相同，即假設改良效果十分均勻。

本法與夯實砂樁設計法大致相同(詳見 4.2.2 節)。

2. 排水理論法

(1) Seed & Booker's Method

本法係假定礫石樁法之抵抗液化成效，完全由樁體提供之超額孔隙水壓消散功能所貢獻，且不考量礫石樁之夯實擠密效果，亦不考慮礫石樁之加勁效應。Seed & Booker(1977)假設經礫石樁改良後之地層，其超額孔隙水壓之消散是沿水平方向朝礫石樁中心之路徑排除，砂質地層可能存在之垂直排水效應則予忽略。根據徑向壓密理論，Seed & Booker 推導出以下之控制方程式：

$$\frac{k_h}{\gamma_w m_v} \left[\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right] = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \quad (5.2)$$

式中， k_h = 現地土層之水平方向透水係數

u = 超額孔隙水壓

r = 礫石樁半徑

m_v = 土壤之體積壓縮係數(coefficient of compressibility)

γ_w = 水之單位重

u_g = 反覆剪應力作用 N 次下所產生之超額孔隙水壓

N = 反覆剪應力之作用次數

土層於反覆剪力作用下孔隙水壓變化之關係則以實驗室中所得出之反覆剪應力作用次數 N 與激發之超額孔隙水壓 u_g 之近似曲線模擬之，如下式：

$$\frac{u_g}{\sigma'_v} = \left(\frac{2}{\pi} \right) \sin^{-1} \left(\frac{N}{N_\ell} \right)^{1/2\alpha} \quad (5.3)$$

式中， N_ℓ = 現地土壤受到反覆剪應力作用後達到初始液化時所需次數

α = 常數(0.7)

σ'_v = 初始有效壓密壓力

Seed & Booker 根據式 5.3 解析式 5.2，其結果如圖 5.3 所示。

本法之礫石樁設計流程，如圖 5.4 所示。

(2) Ohkita's Method

Seed & Booker 於推導礫石樁之孔隙水壓消散理論時，係假設礫石樁之透水係數為無限大，而實際上礫石樁之透水係數為有限值，

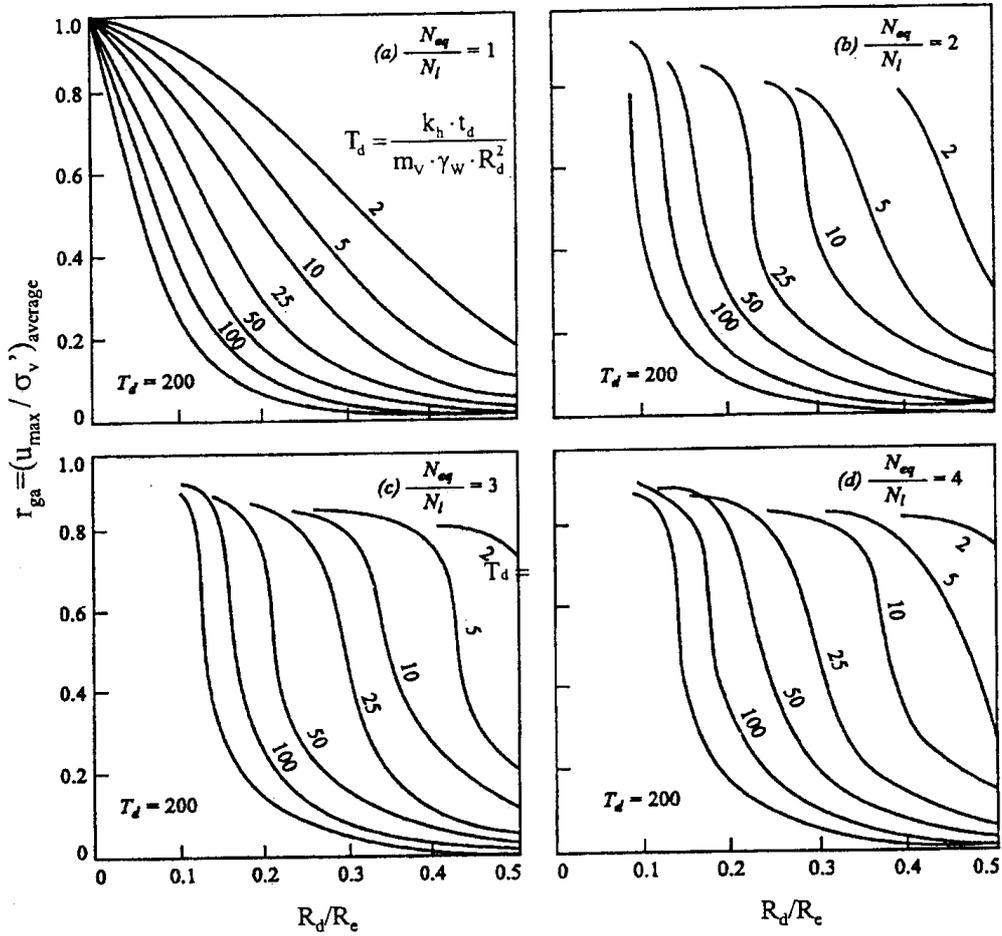


圖 5.3 最大平均孔隙水壓比與排水系統參數間之關係(Brown , 1977)

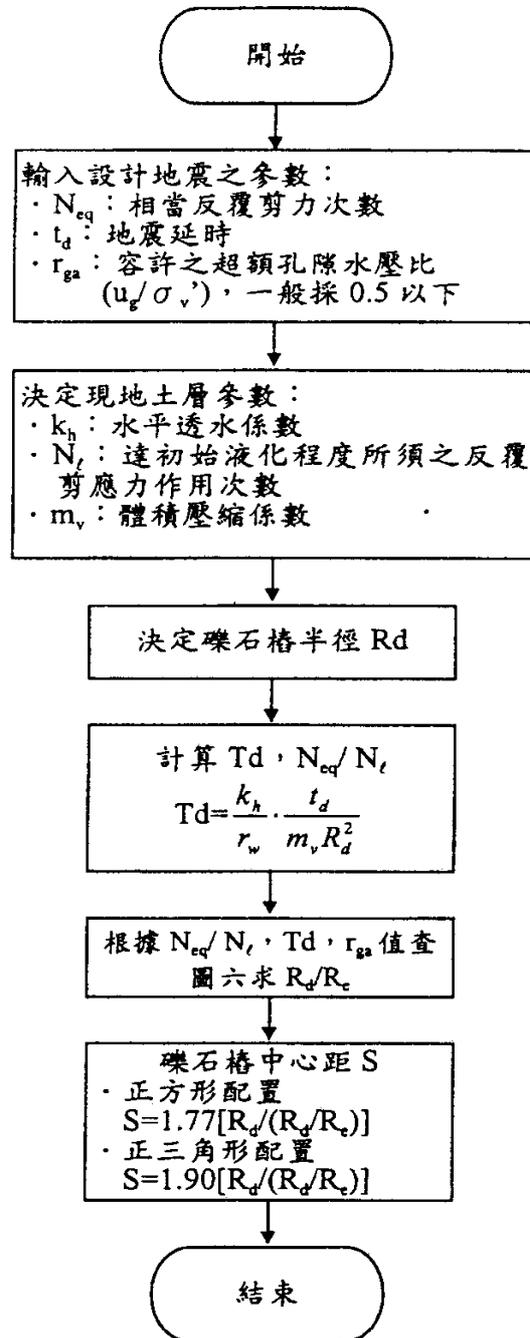


圖 5.4 Seed 與 Booker 法礫石樁設計流程

當改良砂層中超額孔隙水壓消散排出之水流向礫石樁，再通過礫石樁流出地表時，由於礫石料對滲流之阻力，將影響超額孔隙水

壓消散之速率，此一現象稱為井阻作用(well resistance)，井阻作用之規模可以井阻係數 L 表示之，如下式：

$$L = \frac{32 k_h}{\pi^2 k_d} \left(\frac{H}{2R_d} \right)^2 \dots \quad (5.4)$$

式中， R_d = 礫石樁半徑

k_d = 礫石樁透水係數

H = 垂直向之排水距離

圖 5.5 所示為 Ohkita 等人(1986)考慮井阻作用所建議之礫石樁設計流程。根據 Ohkita 等人所建議之方法，考量井阻作用之超額孔隙水壓消散時間因素，須依據井阻係數及改良面積比進行折減。

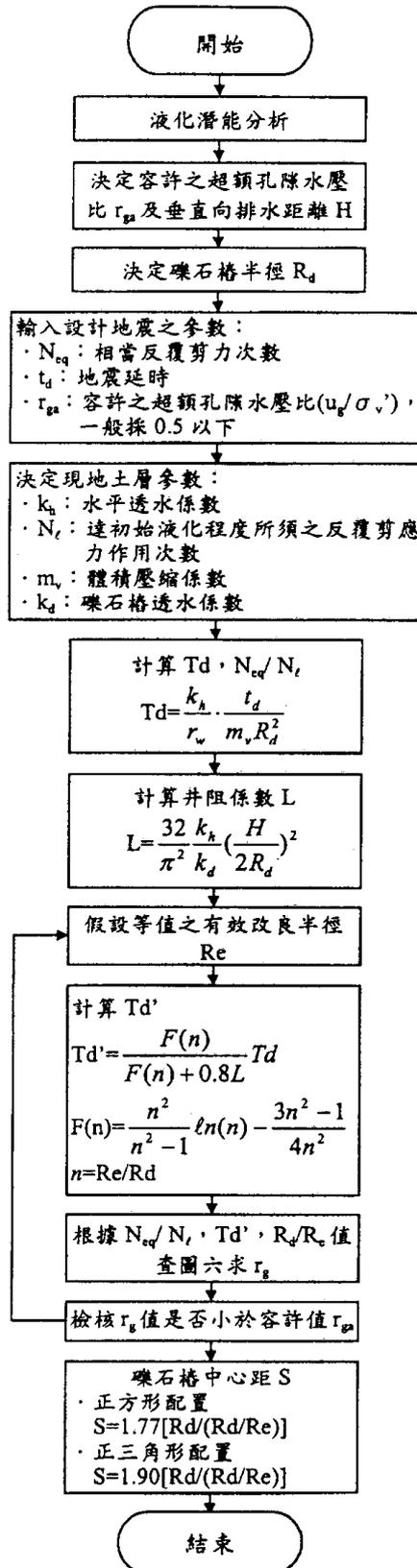


圖 5.5 Ohkita 法礫石樁設計流程

第六章 結語與後續工作

隨著經濟發展需要，目前國內港灣建設或新生地開發仍然持續不斷地推展。國人體認到開發建設中之基礎土壤高液化潛能問題，對於重要結構物基地必需進行液化防治與地質改良，以防止液化災害。

本計畫旨在綜合整理分析港灣地區土壤液化防治與地質改良方法，研提適用國內港灣地區地質及施工等條件下之方法，並研擬各適用方法之設計與施工準則(草案)，以供港灣地區土壤液化防治與地質改良方法選用之依據。本計畫預定二年完成，本年度初步歸納分析液化防治原理及各種地質改良方法，並先對適用於港灣地區之三種地質改良方法，包括夯實砂樁法、動力壓密法及礫石樁法進行初步探討，包括方法概述、改良機制與設計方法等。後續工作包括：

- (1) 進行前三項改良方法之國內外案例分析評估。
- (2) 補充與周延前三項改良方法之設計與施工內容。
- (3) 評估分析其他各種地質改良方法。
- (4) 研究分析液化防治在於減低液化對結構設施損壞層面之措施。

參考文獻

1. 日本道路協會(1990)，道路橋示方書 同解說，V 耐震設計篇。
2. 日本道路協會(1996)，道路橋示方書 同解說，V 耐震設計篇。
3. 內政部營建署(1997)，建築技術規則建築構造篇耐震設計規範及解說。
4. 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”，地工技術，第 78 期，pp.50~74。
5. 張永鈞等(1988)，“強夯法處理可液化砂土地基的試驗研究”，軟土地基處理與強夯法，土建專題情報資料，中國建築技術發展中心文獻部，pp.107~125。
6. 張惠文、廖新興、鄭清江(1992)，“砂質地盤液化之防治方法探討”，地工技術，第 38 期，pp.17~29。
7. 港灣技術研究中心(1999)，“台中港 1~4A 碼頭 921 地震液化災損初步調查研究”，港研中心專刊第 172 號。
8. 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，pp.23~44。
9. 黃俊鴻、楊志文(2002)，“以集集地震案例探討本土液化評估方法之適用性”，集集地震液化工程問題研討會論文集，pp.51~60。
10. 鳴海直信(1987)，“最新軟弱地盤對策工法設計與施工例—動力壓密工法”，月刊建設。
11. Brown, R. E. (1977), “Vibroflotation Compaction of Cohesionless Soil”, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.103, GT 12, pp.1437~1451.
12. Federal Highway Administration (1995), “Dynamic Compaction”,

publication No. FHEW-SA-95-037.

13. Fudo Construction Co., Ltd. (1971), " Design Manual of Compaction System " , pp.11~18.
14. Gibbs, H. J. and Holtz, W. Z. (1957), " Research on Determining the Density of Sand by Spoon Penetration Tests " , Proc. of 4th Intl' Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE, London.
15. Menard, L. and Broise, Y., " Theoretical and Practical Aspects of Dynamic Consolidation " , Geotechnique, Vol.25, No.1.
16. Mizuno, Y., Suematsu, N. and Okuyama, K. (1987), " Design Method of Sand Compaction Pile for Sandy Soils Containing Fines " , Jour. of JSSMFE, Vol.35, No.5, pp.21~26.
17. Ohkita, Y., Yunoki, T., Ito, K., Nakajima, Y. and Simaoka, H. (1986), " Effect of Drain Permeability on Nomograph of Gravel Drain System " , Proc. of 21th JNC, JSSMFE.
18. Paul, W. Mayne, John S. Jones and Jean C. Dumas (1984), " Ground Response to Dynamic Compaction " , Jour. of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.110, No.6, pp.757~774.
19. Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1971), " Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential " , Jour. of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.107, No.SM9, pp.1249~1274.
20. Seed, H. B. and Brooker, J. R. (1977), " Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits Using Gravel Drains " , Jour. of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.103, No.GT7, pp.757~768.
21. Seed, H. B. (1979), " Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground during Earthquake " , Journal of the Geotechnical

Engineering Division, ASCE, Vol.105, No.GT2, pp.201~255.

- 22.Seed, H. B., Idriss, I. M. and Arango I. (1983), “ Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data ” , Jour. of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.109, No.3, pp.458~482.
- 23.Seed, H. B., Tokimatsu K., Harder L. F. and Chung, R. M. (1985), “ The Influence of SPT Procedure in Soil Liquefaction Resistance Evaluation ” , Jour. of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.111, No.12, pp.1425~1445.
- 24.The Japanese Geotechnical Society (1998), “ Remedial Measures against Soil Liquefaction ” , A. A. Balkema, Rotterdam, Netherlands.
- 25.Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. (1983), “ Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT-N Value and Fines Content ” , Soils and Foundations, Vol.23, No.4, pp.56~74.
- 26.Yoshimi, Y. (1990), “ Ductility Criterion for Evaluating Liquefaction Remediation Measures ” , Jour. of JSSMFE, Vol.38, No.6, pp.33~38.

第五子計畫

港灣地區地層下陷監測研究(2/3)

著者：陳志芳、賴聖耀

港灣地區地層下陷監測研究(2/3)

目 錄

目 錄.....	I
圖目錄.....	
表目錄.....	
第一章 前 言.....	1-1
第二章 港灣地區地層下陷行為與分析方法.....	2-1
2.1 有效應力增量分佈.....	2-2
2.2 超抽地下水之下陷行為.....	2-3
2.3 地層下陷分析方法.....	2-6
2.4 地層下陷模擬預測.....	2-9
第三章 監測系統規劃與安裝.....	3-1
3.1 位置與深度.....	3-1
3.2 儀器裝設.....	3-1
3.3 各港監測站.....	3-8
第四章 監測結果分析.....	4-1
4.1 大鵬灣.....	4-1
4.2 安平港.....	4-10
4.3 布袋港.....	4-16

4.4 台中港	4-29
第五章 結論與建議	5-1
參考文獻	6-1

圖目錄

圖 2-1 沉陷分析之流程圖	2-2
圖 2-2 自由水位下降引致之有效應力增量分佈	2-4
圖 2-3 受壓水位下降引致之有效應力增量分佈	2-5
圖 3-1 系統儀器架構流程圖	3-2
圖 3-2 電子式地下水壓計安裝示意圖	3-3
圖 3-3 開放式水壓計安裝示意圖	3-5
圖 3-4 沉陷計安裝示意圖	3-6
圖 3-5 磁感式層別沉陷安裝示意圖	3-7
圖 3-6 大鵬灣監測站位置圖	3-9
圖 3-7 安平港監測站位置圖	3-13
圖 3-8 布袋港監測站位置圖	3-16
圖 3-9 台中港監測站示意圖	3-20
圖 4.1 大鵬灣分層沉陷及水壓觀測站土層柱狀圖	4-4
圖 4.2 大鵬灣分層水位變化圖(手動量測)	4-5
圖 4.3 大鵬灣分層個別下陷量圖	4-8
圖 4.4 大鵬灣地層分層下陷觀測圖	4-9
圖 4.5 安平港分層沉陷及水壓觀測站土層柱狀圖	4-13
圖 4.6 安平港分層水位變化圖(手動量測)	4-14
圖 4.7 安平港分層累積下陷量圖	4-15

圖 4-8 布袋港分層沉陷及水壓觀測站土層柱狀圖	4-18
圖 4-9 布袋港淺層水位變化圖(自記式).....	4-21
圖 4-10 布袋港深層水位變化圖(自記式).....	4-22
圖 4-11 布袋港分層水位變化圖(手動量測).....	4-23
圖 4-12 布袋港分層水位變化圖(自記式).....	4-24
圖 4-13 布袋港分層個別下陷量圖	4-25
圖 4-14 布袋港分層累積下陷量圖(200m).....	4-28
圖 4-15 台中港分層沉陷及水壓觀測站土層柱狀圖	4-31
圖 4-16 台中港分層水位變化圖(自記式).....	4-32
圖 4-17 台中港分層水位變化圖(手動量測).....	4-33
圖 4-18 台中港分層累積下陷量圖(200m).....	4-34

表目錄

表 3-1 大鵬灣沉陷計感應環安裝深度一覽表	3-10
表 3-2 大鵬灣地下水壓觀測站水壓計埋設資料表	3-11
表 3-3 安平港 18~19 號碼頭沉陷磁環安裝深度表	3-14
表 3-4 布袋港監測井座標高程一覽表	3-15
表 3-5 布袋港沉陷計感應環安裝深度一覽表	3-17
表 3-6 布袋港地下水壓觀測站水壓計埋設資料表	3-18
表 3-7 台中港沉陷計感應環安裝深度一覽表	3-21

第一章 前 言

台灣西南沿海之台中港、布袋港、安平港、大鵬灣等港灣地區，其地層大都屬現代沖積層，土層疏鬆軟弱壓密固結尚未全部完成，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，而影響港區工程及各樣設施之安全。

近年來由於地下水大量之開發引致之地層下陷問題，在台灣各地區，已是一種普遍現象。而在沿海地區，亦由於養殖業大量開發抽取超額之地下水，導致愈演愈烈之地層下陷，其中以屏東地區累積最大下陷量 3.00 公尺為最嚴重，雲林、嘉義地區累積最大下陷量約 1.5~2.0 公尺次之，而彰化濱海地區亦有 1.2 公尺之下陷量，整個西南沿海地區幾乎均有地層下陷現象。由於超抽地下水易造成區域性之地下水位下降，港灣地區雖無超抽地下水，但受到附近沿海地區超抽地下水之影響，其地下水位大多已降到海平面以下，有引發海水入侵之疑，若水位繼續下降，恐會導致地層下陷。加上港區之地質多屬疏鬆軟弱之沖積土層、港灣碼頭設施大都由抽砂填土而成，在強震作用下，極易造成基礎土壤液化或沉陷，致使碼頭破壞，尤其貨櫃碼頭之貨櫃裝卸及堆置漸朝自動化設計，碼頭地面少許之差異沉陷，皆易使碼頭自動化之機械設備損壞或喪失使用功能。因此為維護港區工程及各樣設施之安全，有必要對地層下陷進行監測。

本所港研中心已於台中港、布袋港、安平港、大鵬灣等港區，各設置 1 至 2 組 200 m、300 m 深沉陷井，以無線電波感應式層別沉陷儀進行港區地層分層沉陷之長期監測，並埋設水壓計，水位觀測井，以瞭解地下水位及水壓變化對港區地層下陷之影響，其目的不但可成為維護港區現有工程及各樣設施安全監測之一環，並可做為港區碼頭、堤防等擴建工程規劃設計之參考。

本研究計畫之目標，主要是維護各港區沉陷及水位觀測井之正

常監測，平時定期量測各港區之沉陷及水位變化，以探討地下水位及水壓變化對各港區地層下陷之影響。地震後,以無線電波層別沉陷儀量測分層地層下陷，分析各土層地震時之沉陷量。

第二章 港灣地區地層下陷行為與分析方法

港灣地區地層下陷之原因，非常複雜，如大地應力作用所引致地殼之升降，地震作用引致港灣地區沖積砂土層與海埔新生地發生液化而產生嚴重之下陷，防波堤為港灣之重要構造物，大都由大型沉箱連接而成，有極大的荷重，亦會產生嚴重之下陷；另港灣碼頭設施大都由抽砂填土而成，大規模之填土易造成區域性之不均勻沉陷，及港灣附近地區超抽地下水易造成區域性之地下水位下降，導致港區地層下陷等，依據世界各地研究觀察結果，大部分之地層下陷，皆因過量開發地下水資源而產生，台灣西南海岸港灣地區之地層下陷亦然。因此本文特就超抽地下水之下陷行為，分述如下：

一般而言，無論是港灣構造物荷重或超抽地下水造成之地層下陷，大都因土層受到外力而產生壓縮所致，所以欲對地層下陷進行分析之前，首需對整體土層所受有效應力增量之分佈情形，及整體土層之下陷行為與各分層土壤壓縮特性進行瞭解，然後再應用壓密理論進行沉陷分析，如圖 2-1 所示。

從土壤力學中壓密理論的觀點來看，地層下陷的主要原因是土壤受到壓力，使土壤內之孔隙水逐漸排出，體積發生變化導致土壤壓密現象，由於壓密作用，地層表面將有沉陷變形產生。所謂之土壤受到壓力，是指土壤在土層中受到比原來存在土層中有效應力更大之應力，即有效應力增量，亦即有效應力增量存在之土層才有土壤壓密或壓縮現象，而有效應力所指為地層中土壤顆粒之間（即架構）所承受的應力，與孔隙水壓力共同組成地層中的總應力，一般認為只有有效應力的部份才會影響地層的架構，其改變為造成地層下陷的主因，因此對土層內有效應力增量分佈之研判極為重要。

茲就超抽地下水，其所引致有效應力增量之分佈情形、下陷行為、分析方法等，分述如下：

2.1 有效應力增量分佈

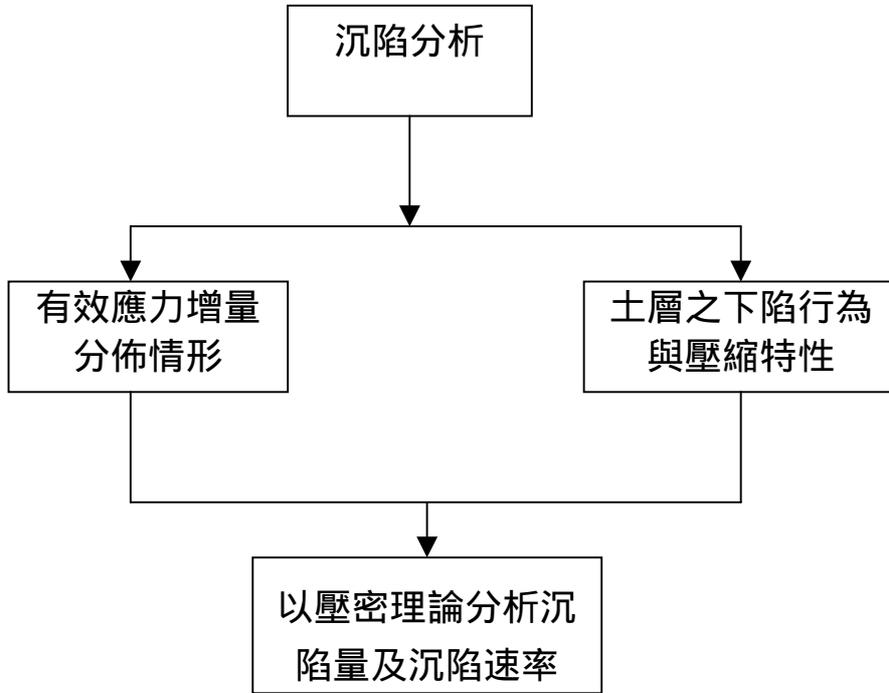


圖 2-1 沉陷分析之流程圖

超抽地下水引致地層下陷，一般可分為二類(7)，一為自由水位下降引致之淺層沉陷，另一為受壓水位下降引致之深層沉陷。若由於自由水層受到過量抽水，引致自由水位下降，其有效應力增量僅分佈於最淺層自由水層及其下之難透水層(Aquitard)或粘土層，而其他之受壓水層(Aquifer)及粘土層則無有效應力增量產生，其分佈情形如圖 2 - 2 所示，由於在有效應力增量存在之土層，才有土壤之壓密或壓縮現象，因此超抽自由水層產生之沉陷屬於淺層沉陷。若由於受壓水層受到過量抽水，而致受壓水位下降，其有效應力增量如圖 2 - 3 所示，除分佈於該超抽受壓水層外，並分佈於其上下之難透水層或粘土層，而最淺層之自由水層及其他之受壓水層與粘土層則無有效應力增量產生，由

於超抽受壓水層引致之有效應力增量產生於土層深處，土壤之壓密或壓縮亦發生於深處，因此此種沉陷屬於深層沉陷。

2.2 超抽地下水之下陷行為

超抽地下水引致之沉陷，不論是超抽自由水層或受壓水層，由於其影響之區域範圍均很廣大，因此其沉陷特性屬於區域沉陷，亦由於屬於均勻沉陷，且是無聲無息的情況下進行著沉陷，一般均不易察覺，往往等到發生海水倒灌、排水情況惡化等災害時，才察覺到地層下陷。

大部分海岸地層下陷皆因過量抽取受壓含水層中地下水而產生之沉陷，此種沉陷不但其影響達於土層深處，更由於其沉陷主因，是土層深處之受壓含水層及其上下之難透水層或粘土層，受壓縮而產生地層下陷，故稱為深層沉陷(Deep subsidence)，此種沉陷行為，相當於一水力起重機(Hydraulic jack)將荷重舉高後突然水壓力減少時之情形，此時荷重即漸漸下降。在發生區域沉陷時，主要因受壓含水層中水壓因過度抽取地下水而下降，受壓含水層及其上下之粘土層受到壓縮，此稱為受壓縮土層，而此受壓土層至地表面間之土層並未受到壓縮，只是整體隨受壓縮土層之壓縮而向下移動產生地層下陷，故地面之沉陷與受壓含水層中水壓之減少量成正比。當地下水繼續超抽時所發生之沉陷，在地下水文學裡稱為活性沉陷(Active subsidence)。當過量抽水已遏止，地下水壓已趨穩定後，地面之沉陷並不立即停止，而仍將持續一段時間，惟其沉陷速率隨時間而漸趨緩和，最後始停止，此期間所發生之沉陷，在地下水文學裡稱為「稽延沉陷」(Lag subsidence)或「殘餘沉陷」(Residual subsidence)(2)，通常在活性沉陷後，殘餘沉陷仍將繼續數十年，而後沉陷方可認為全部停止。

在整個壓縮之土層中，受壓含水層中之砂土層為立即壓縮，即在超抽受壓含水層之地下水位下降時，立即壓縮，此為活性沉陷之主要部分。受壓含水層中亦含有大部分之夾層粘土(Interbeds)，由於含水層之水流是互通的，因此夾層粘土產生全面排水之壓密沉陷，其壓密速

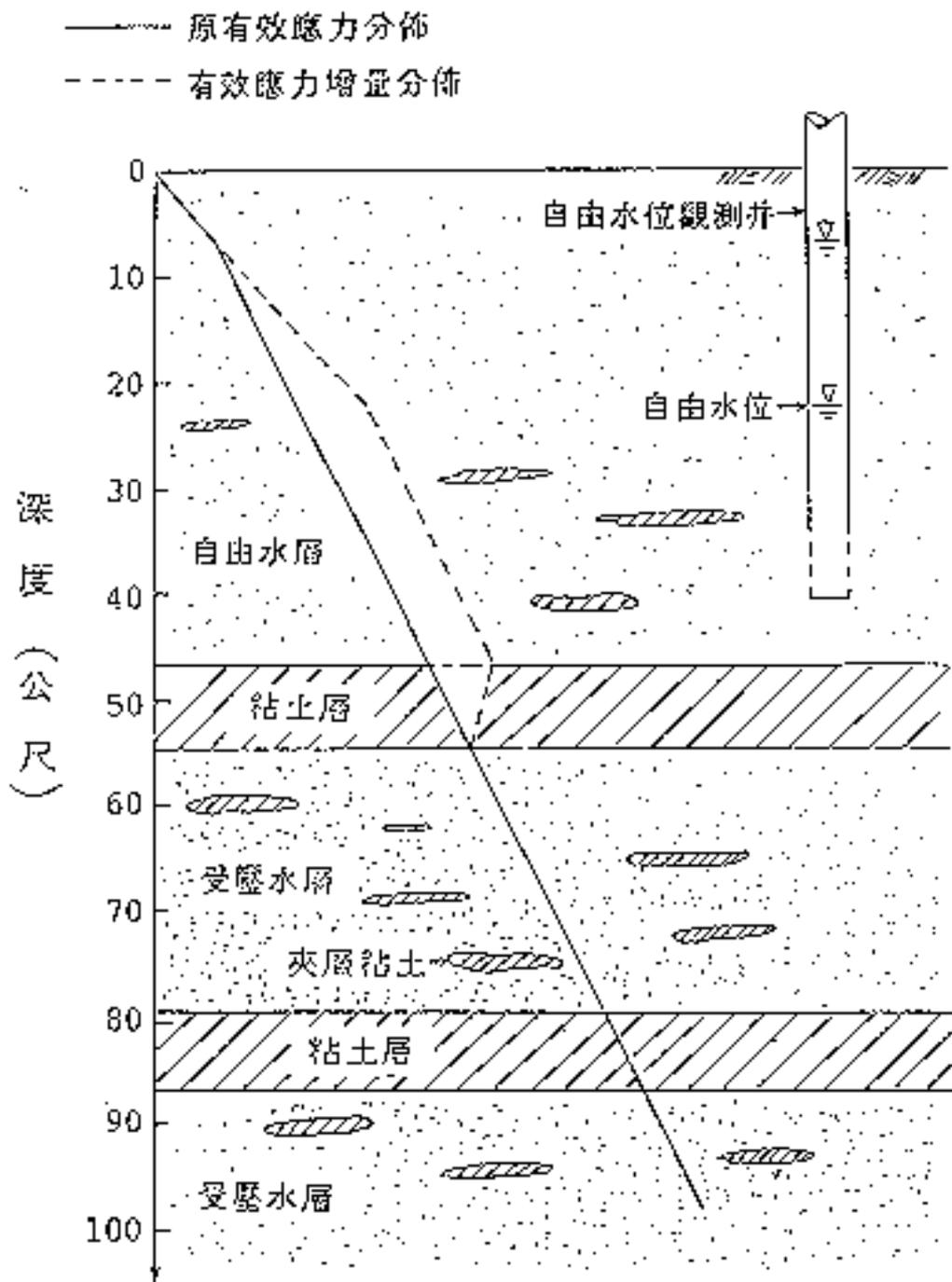


圖 2-2 自由水位下降引致之有效應力增量分佈

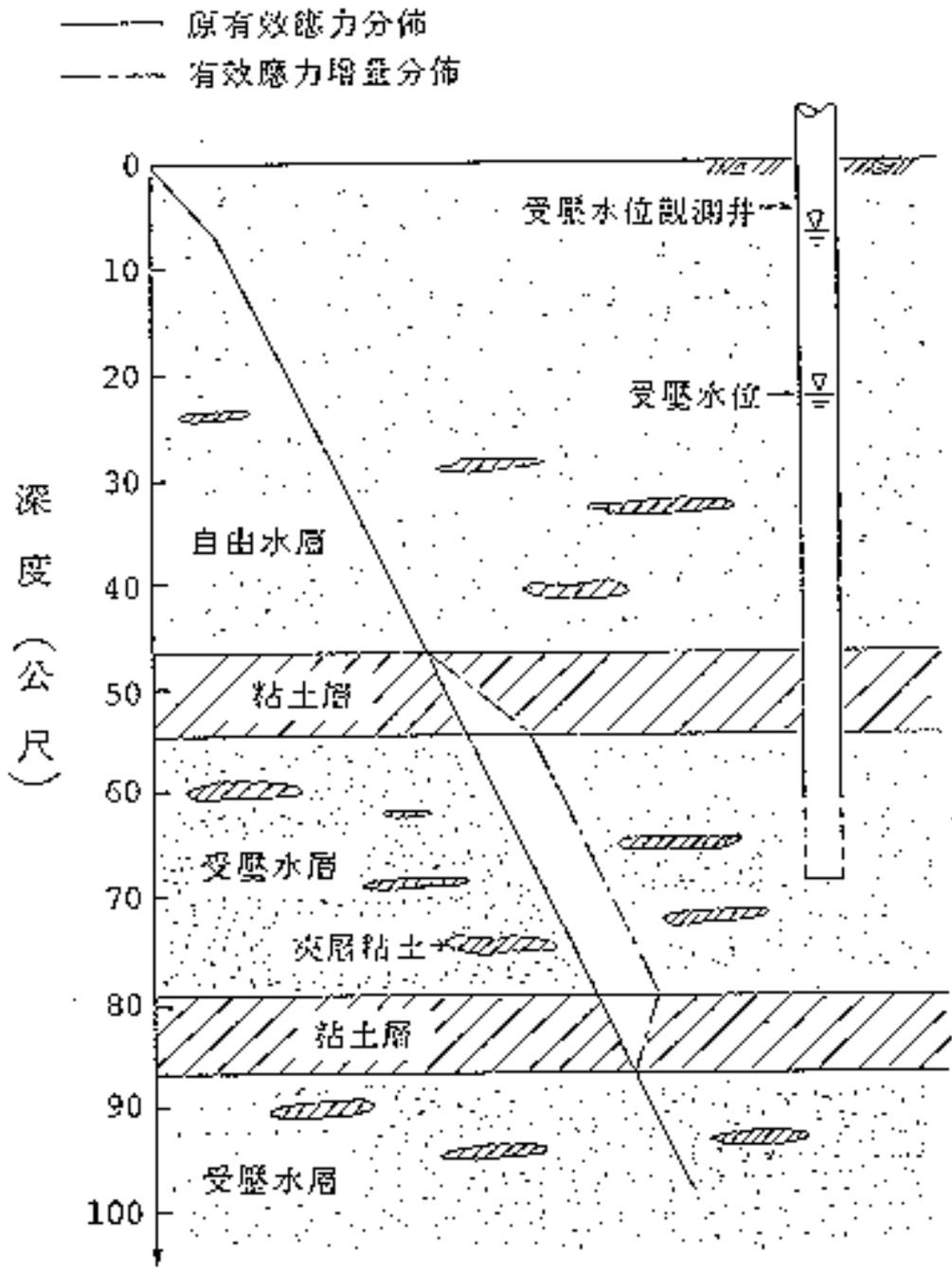


圖 2-3 受壓水位下降引致之有效應力增量分佈

率較快，夾層粘土之厚度，雖然很薄，但受壓含水層中有多層夾層粘土，累積之總壓密沉陷量亦很可觀，此夾層粘土之沉陷影響部分之活性沉陷量及大部分初期之稽延沉陷。

受壓含水層上下之難透水粘土層，雖為高壓縮性之土壤，但在受壓含水層過量超抽地下水時，產生單向受壓之壓密沉陷，其總沉陷量為雙向受壓沉陷之一半而已，且其土層較厚，壓密速率極慢，對活性沉陷影響極微，為稽延沉陷之主要來源。

若地層下陷是由於自由水層超抽地下水而引起者，則其沉陷主要來源，為自由水層中砂土之立即壓縮，及自由水層中夾層粘土全面排水之壓密，與自由水層下一層難透水粘土層之單向、受壓之壓密現象。

2.3 地層下陷分析方法

因地下水位下降造成之地層下陷，其下陷量大小與土壤種類有關。砂質土層的沈陷速度較快但沈陷量較小；而粘性土層之壓縮則較具延滯性且沈陷量也較大。

因地下水位下降所引致的地表壓密沉陷之分析方法大致可區分為兩類，一為基於 Terzaghi 壓密理論之“分離式方法”(decoupled approach) 與另一為基於 Biot 理論之“耦合式方法”(coupled approach)。前者是先求出孔隙水壓力之分佈，再應用有效應力觀念計算土層之應變及地表壓密沉陷量。後者是基於孔隙水與介質之間存在某種互制關係，以介質位移和孔隙水壓力為基本變數之耦合壓密理論。

1. Terzaghi 壓密理論

本文以 Terzaghi(1943)之單向壓密理論分析地層下陷問題。該理論係利用飽和土壤內孔隙水在穩定層流情況下之連續條件，及有效應力原理和土壤本身之應力 - 應變關係推得計算式。其基本之假設為(1)土壤是飽和狀態，(2)土壤顆粒與水有不同壓縮度，(3)孔隙水流符合達西定律(Darcy law)，(4)土壤之壓縮性與滲透性在受壓過程中保持不變。

$$T_v = \frac{C_v \times t}{H_{dr}^2} \dots\dots\dots(2-5)$$

式中， H_{dr} ：最長之排水路徑長

因此各土層在各壓密應力之歷時性沉陷量 $s(t)$ 如下所示：

$$s(t) = S_u \times U(t) \dots\dots\dots(2-6)$$

2. Biot 耦合壓密理論

有關土壤的耦合壓密理論首先係由 Biot (1941) 提出的。Verruijt (1969) Bear & Corapcioglu (1981) 等曾對 Biot 壓密理論作過研究，以地下水流動觀點推導壓密模式，其基本假設為：(a)土壤完全飽和；(b)孔隙水可壓縮，且其壓縮性僅與孔隙水壓力有關；(c)土壤之固體顆粒不可壓縮；(d)孔隙水滲流遵循 Darcy 定律；(e)土壤為均質且均向性之線彈性介質；(f)土壤介質之應變量微小；(g)影響孔隙率之主要因素為介質的有效應力。根據以上假設，該壓密理論之基本方程式如下所示：

$$\left. \begin{aligned} G\nabla^2 S_x + \frac{G}{1-2\nu} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} - \frac{\partial p}{\partial x} &= 0 \\ G\nabla^2 S_y + \frac{G}{1-2\nu} \frac{\partial \varepsilon}{\partial y} - \frac{\partial p}{\partial y} &= 0 \\ G\nabla^2 S_z + \frac{G}{1-2\nu} \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} - \frac{\partial p}{\partial z} &= 0 \\ k\nabla^2 p &= \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + n\beta \frac{\partial p}{\partial t} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(2-7)$$

式中 $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial X^2} + \frac{\partial^2}{\partial Y^2} + \frac{\partial^2}{\partial Z^2}$ ， S_x 、 S_y 、 S_z 分別表土壤介質在 x 、 y 、 z 方向上的位移。 $\varepsilon = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz}$ 為介質之體積應變量， p 表超額孔隙水壓力(excess pore water pressure)， E 、 ν 、 G 分別表土壤在排水情況下所測得之平均楊氏係數(Young's modulus)、平均柏松比(Poisson's ratio)、以及平均剪力係數，其中 $G=E/2(1+\nu)$ 。 k ， n ， β 亦分別表土壤之滲透係數(permeability)，孔隙率(porosity)及孔隙水之壓縮係數(compressibility)。

由於地下水位觀測井所測得之水位變化，可代表鄰近區域亦有相同之水位變化，而且地下水位變化引致之地層下陷屬於區域沉陷，因此若考慮為單向度之壓密過程，即 $S_x = S_y = 0$ ， $\varepsilon = \frac{\partial S_z}{\partial z}$ ， $\frac{\partial S_x}{\partial x} = \frac{\partial S_y}{\partial y} = 0$ ，可將基本方程式(3-7)簡化如下：

$$2\eta G \frac{\partial^2 S_z}{\partial z^2} - \frac{\partial p}{\partial z} = 0,$$

$$-k \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 S_z}{\partial z \partial t} + n\beta \frac{\partial p}{\partial t} = 0 \quad \dots\dots\dots(2-8)$$

其中 $\eta = (1-\nu)/(1-2\nu)$ 。式中土壤位移 S_z 與孔隙水壓力 p 同時出現在方程式中，為一耦合壓密模式。

若考慮一土壤厚度為 H ，受到瞬間荷重 P_0 ，則其壓密沉陷，經式(3-8)解析得如下所示：

$$S_z = \frac{4P_0H}{\pi^2\eta G} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{(2n+1)^2} \times \left\{ 1 - \exp \left[- \left(\frac{(2n+1)\pi}{2H_d} \right)^2 C_v t \right] \right\} \dots\dots\dots(2-9)$$

式中，壓密係數 $C_v = \frac{k}{n\beta + \frac{1}{2\eta G}}$ ， H_d 為排水路徑長，若為單向排水

$H_d = H$ ，若為雙向排水 $H_d = H/2$

2.4 地層下陷模擬預測

地層下陷模擬預測，是根據分層之水位資料及地層之土壤分類，來求地層之沉陷歷線，並與定期量測之沉陷資料比較，以了解地層下陷之力學行為。賴聖耀、謝明志(1995)以 Biot(1941)壓密理論為基礎，發展階段性荷重模式(Step-loading model)之地層下陷預測模式，唯該文僅考慮水位下降過程，土壤有效應力增加之加壓變形，而忽略了水位上升及再下降過程中之解壓及再壓所產生之微量變形。賴聖耀

(1998) 以大地工程界所熟悉之 Terzaghi (1943) 壓密理論為基礎，且考慮水位下降、上升、再下降之加壓、解壓、再壓等變形特性，發展另一個階段性荷重模式。茲將賴聖耀 (1998) 之階段性荷重模式，簡述如下：

$$s(t) = \sum_{i=1}^m \left\{ \frac{8H_i}{\pi^2} \sum_{j=1}^k \left\{ C_{\epsilon ij} \times \log \frac{P'_{ij} \pm \gamma_w h_{ij}}{P'_{ij}} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{(2n+1)^2} \times \left[1 - \exp \left[- \left(\frac{(2n+1)\pi}{2H_{di}} \right)^2 \times C_{vi} \times (t - t_{ij}) \right] \right] u(t - t_{ij}) \right\} \right\} \dots (2-10)$$

式中， $s(t)$ ：第 t 時間之地層下陷量。

m ：土層數。

H_i ：第 i 層土壤厚度。

k ：水位變化階段數。

$C_{\epsilon ij}$ ：第 i 層土壤在第 j 個水位變化階段之土壤壓縮、回彈或再壓縮係數。

水位下降時： $C_{\epsilon} = C_{c\epsilon} = C_c / (1 + e_0)$ ， $C_{c\epsilon}$ 為壓縮係數、 C_c 為壓縮指數、 e_0 為初始孔隙比。

水位上升或水位再下降時： $C_{\epsilon} = C_{r\epsilon} = C_r / (1 + e_0)$ ， $C_{r\epsilon}$ 為回彈係數， C_r 為回彈指數。

P'_{ij} ：第 i 層土壤在第 j 個水位變化階段之有效應力。

γ_w ：水之單位重。

h_{ij} ：第 i 層土壤在第 j 個水位變化階段之水位變化量。水位下降為正，水位上升為負。

H_{di} ：第 i 層土壤之排水路徑長度，單向排水， $H_{di} = H_i$ ，雙向排水
 $H_{di} = H_i / 2$

C_{vi} ：第 i 層土壤之壓密係數。

t_{ij} ：第 i 層土壤在第 j 個水位變化階段之起始時間。

$u(t - t_{ij})$ ：為 Heaviside Step 函數，當 $t < t_{ij}$ 時， $u(t - t_{ij}) = 0$ ，當 $t \geq t_{ij}$ 時， $u(t - t_{ij}) = 1$ 。

賴聖耀（1998）之階段性荷重模式，經由布袋港沉陷模擬分析結果，如圖 2-4 所示，並與分層地層下陷之觀測資料比較，比較結果極為相近。

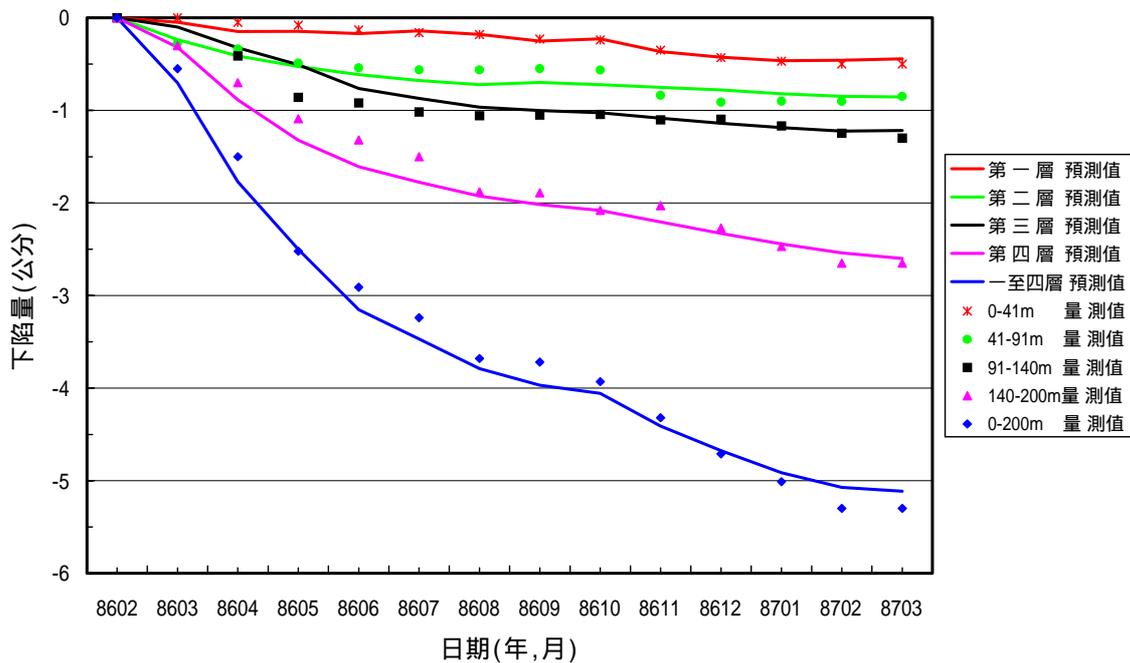


圖 2-4 布袋港沉陷模擬分析與分層下陷之觀測資料比較

第三章 監測系統規劃與安裝

3.1 位置與深度

地下水壓的大小、水位之深度及變化皆對地層下陷有極大影響，且用來量測水壓大小之水壓計必須埋設在透水性良好之受壓水層裡，並在其上下不透水層以皂土進行封層，才能量得正確水壓。

埋設土層分層沉陷計之深度需依各監測站地質狀況而定，即於主要土層層次變化之位置安裝沉陷磁環，設置完成後，定期再以無線電波層別沉陷儀測量沉陷環之深度變化，此量測結果可以顯示個別層次之土層沉陷變化量，進而求得各深度土層沉陷之變化情形。

電子式、開放式水壓量測及土層分層沉陷量測可採用手動及自動記錄，其系統儀器架構流程如圖 3-1 所示。

3.2 儀器裝設

1. 電子式水壓計

本水壓計採用日本 DOBOKU 生產，型式為電阻式 $20\text{kg}/\text{cm}^2$ 、 $10\text{kg}/\text{cm}^2$ 及 $2\text{kg}/\text{cm}^2$ 耐水壓型水壓計。

- (1) 因本地區位於海濱附近及鑽孔深度為 200 m，因此施鑽時先採用皂土保護孔壁以防崩孔，待鑽探至預定深度後再以清水置換，直到迴水無皂土成份，再開始安裝儀器。
- (2) 水壓計於地面上先行接線，並於電纜線上註明安裝深度位置，並於接線位置確實做好防水措施，並先行飽和量測初值。
- (3) 待鑽探完成後將預先準備好水壓計，放入孔內，並量測其水壓值是否合理再開始回填水洗石，並用 6 分 PVC 管搗實工作及量

測其回填深度，待回填至欲灌漿(封層)位置，利用 PVC 管將水泥及皂土混合液以灌漿機打入預定位置，然後再回填七厘石。

- (4) 第二組及第三組水壓計皆重覆(2)、(3)步驟，直到回填至表面為止，再將電纜線連線至觀測箱內，其安裝示意圖如圖 3-2 所示。

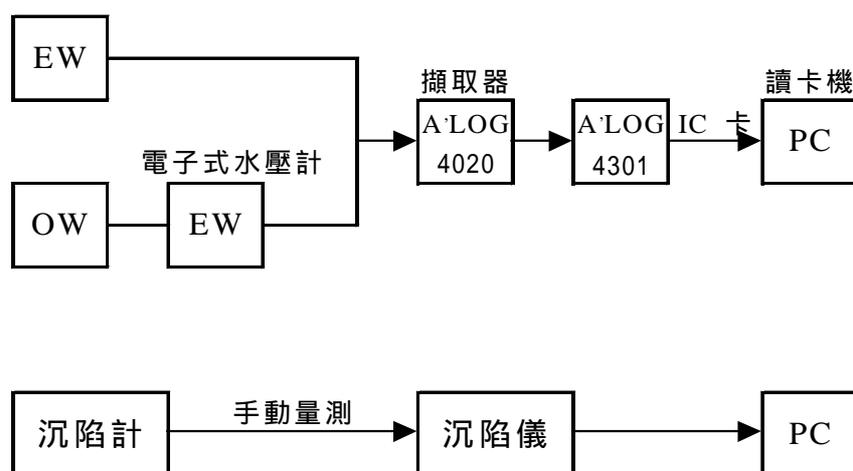


圖 3-1 系統儀器架構流程圖

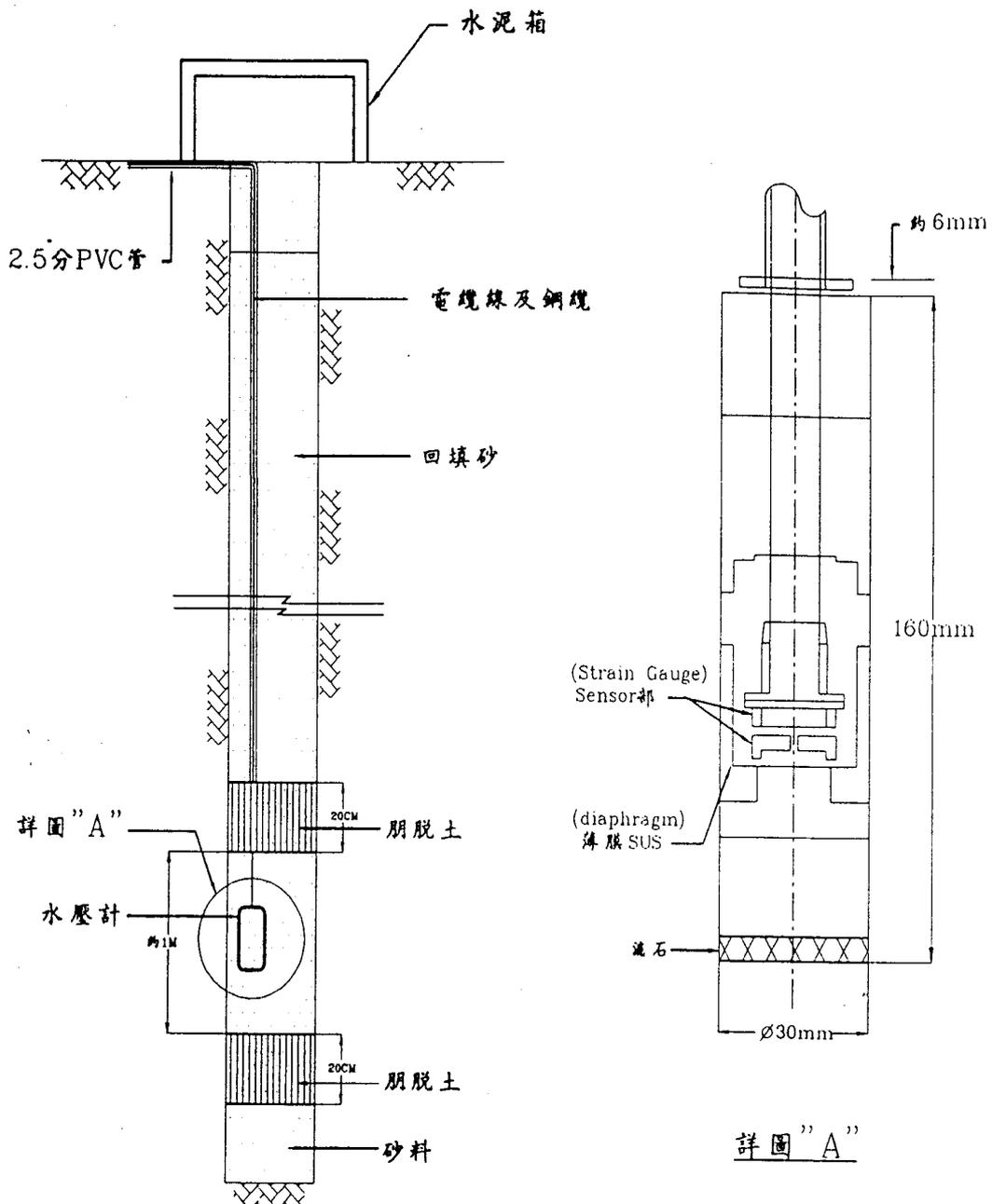


圖 3-2 電子式地下水壓計安裝示意圖

2. 開放式水壓計

- (1) 安裝方式與電子式水壓計安裝步驟相同。
- (2) 當開放式水壓計完成保護措施後，先用水位指示器量測其自然水頭高，然後再將電子式水壓計安裝於水頭水位下 10 m 處，再將電纜線連線至觀測箱內便完成，其安裝示意圖如圖 3-3 所示。

3. 地盤分層沉陷觀測井

本沉陷井採用日本 DOBOKU 生產之磁感式沉陷環，磁環及安卡皆為防腐蝕不銹鋼材質，井管為南亞 2.5 英吋井管，為耐腐蝕及酸鹼材質。

- (1) 鑿井到達預定深度 210 m 時，儘量清除孔內沉泥，靜置 1 小時後檢查孔深以作為安裝深度及沉砂管長度之依據。
- (2) 依據土層資料決定沉下磁環安裝位置，並將量測管安裝摩擦切管排列於地面，並依序編號及記錄長度再固定沉陷磁環於預定安裝深度，並連接燃燒樹脂導線。
- (3) 於量測井管底部安裝沉砂管及止水活閥以便量測導管順利及垂直下井，並於止水活閥處以鋼纜牽引避免導管下放時因過重產生失敗。
- (4) 待量測井依秩序完成後，再利用燃燒樹脂機打開磁環，使安卡可順利固定於土壤上，便可進行回填工作，回填原料以河砂，慢慢回填以防崩孔造成量測管損害，所有作業完成後便可進行孔口保護台及洗孔作業，並待測孔穩定後可做初值設定。
- (5) 安裝示意圖如圖 3-4、3-5 所示。

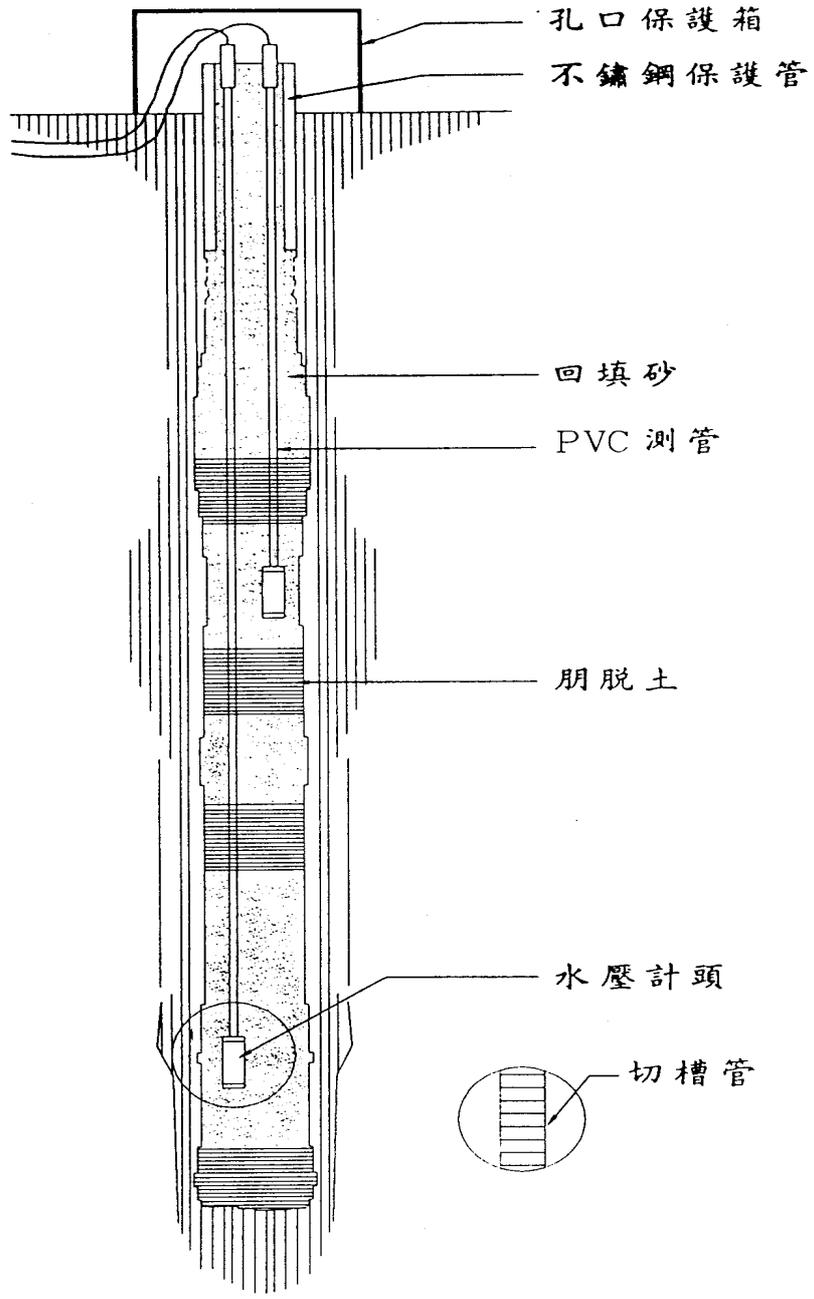


圖 3-3 開放式水壓計安裝示意圖

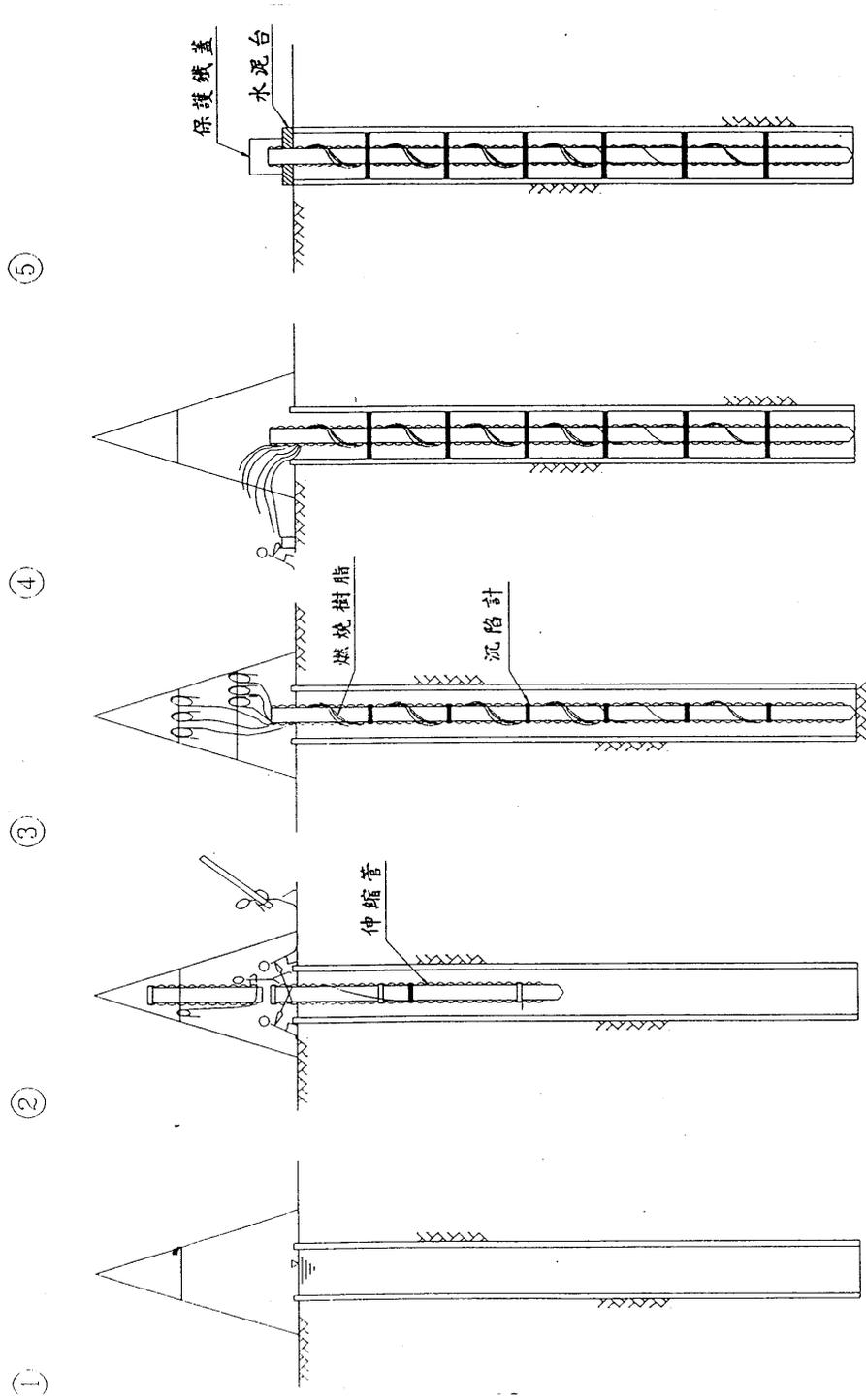


圖 3-4 沉陷計安裝示意圖

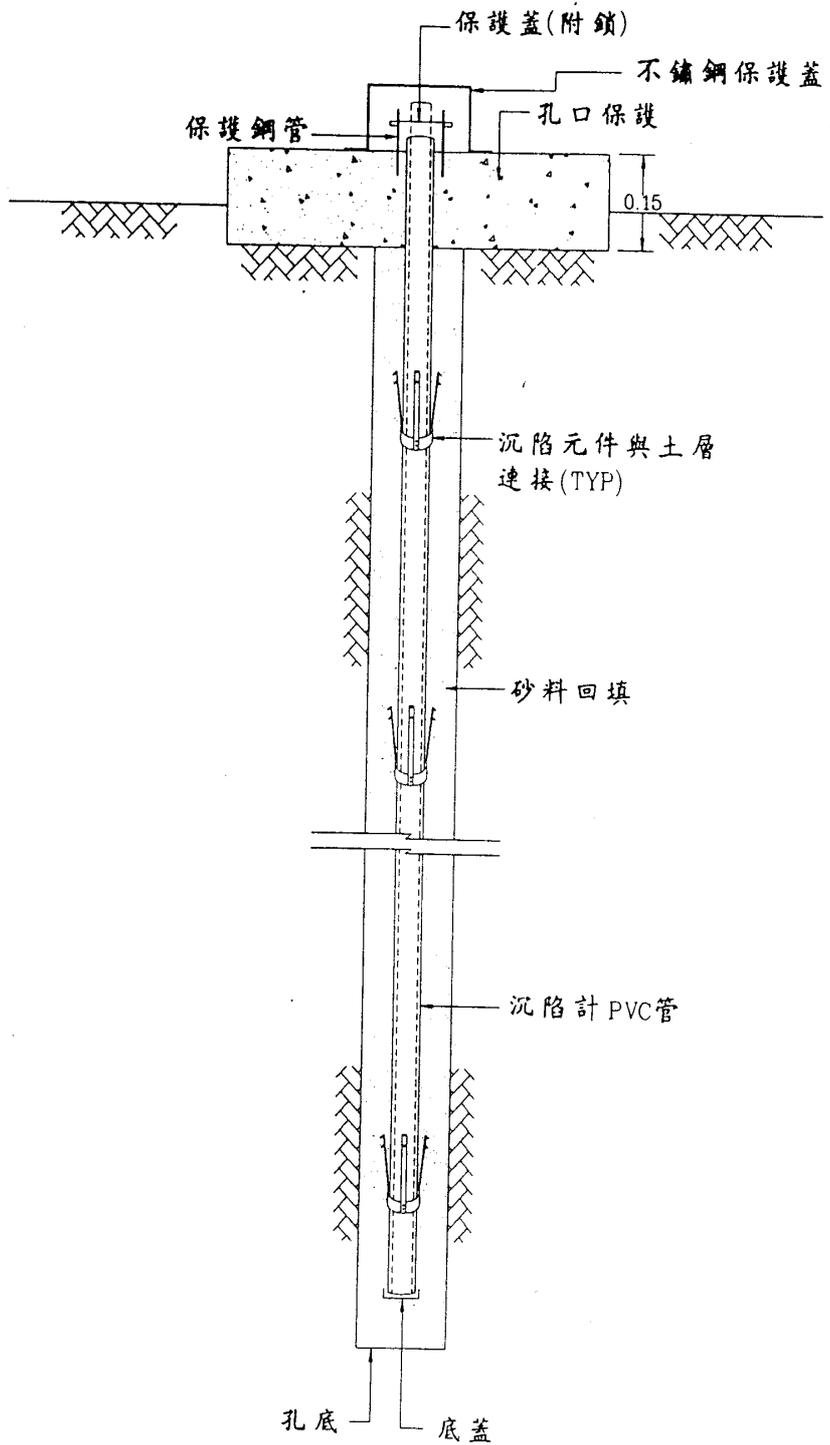


圖 3-5 磁感式層別沉陷安裝示意圖

3.3 各港監測站

各港監測站設置概述如下：

3.3.1 大鵬灣監測站

選擇位於大鵬灣原青洲濱海遊憩區內，靠近南平海堤前端處之適當位置（如圖 3-6），埋設監測儀器。

本監測井共計二孔，分別為分層沉陷觀測井 1 孔，水壓計觀測井 1 孔，可採用手動及自動方式記錄，其內容如下：

- (1) 電磁場式分層沉陷觀測井 1 孔，其深度為 193 m，安裝沉陷計感應環 23 個，深度如表 3-1 所示。
- (2) 電子式水壓計觀測井 1 孔，共有 5 組電子式水壓計，安裝於開放式水壓計管口內，開放式水壓計安裝深度為 202 m、142 m、105 m、58 m、35 m，而電子式水壓計則安裝於壓力水頭下 10 m 處，所有電子式水壓計經由配管接至同一個自動記錄器，本觀測井採用 IC 卡自動記錄器地下水位資料每 6 小時自動記錄於 IC 卡上，取回 IC 卡後以讀卡機讀出記憶之資料，水壓計安裝深度如表 3-2 所示。

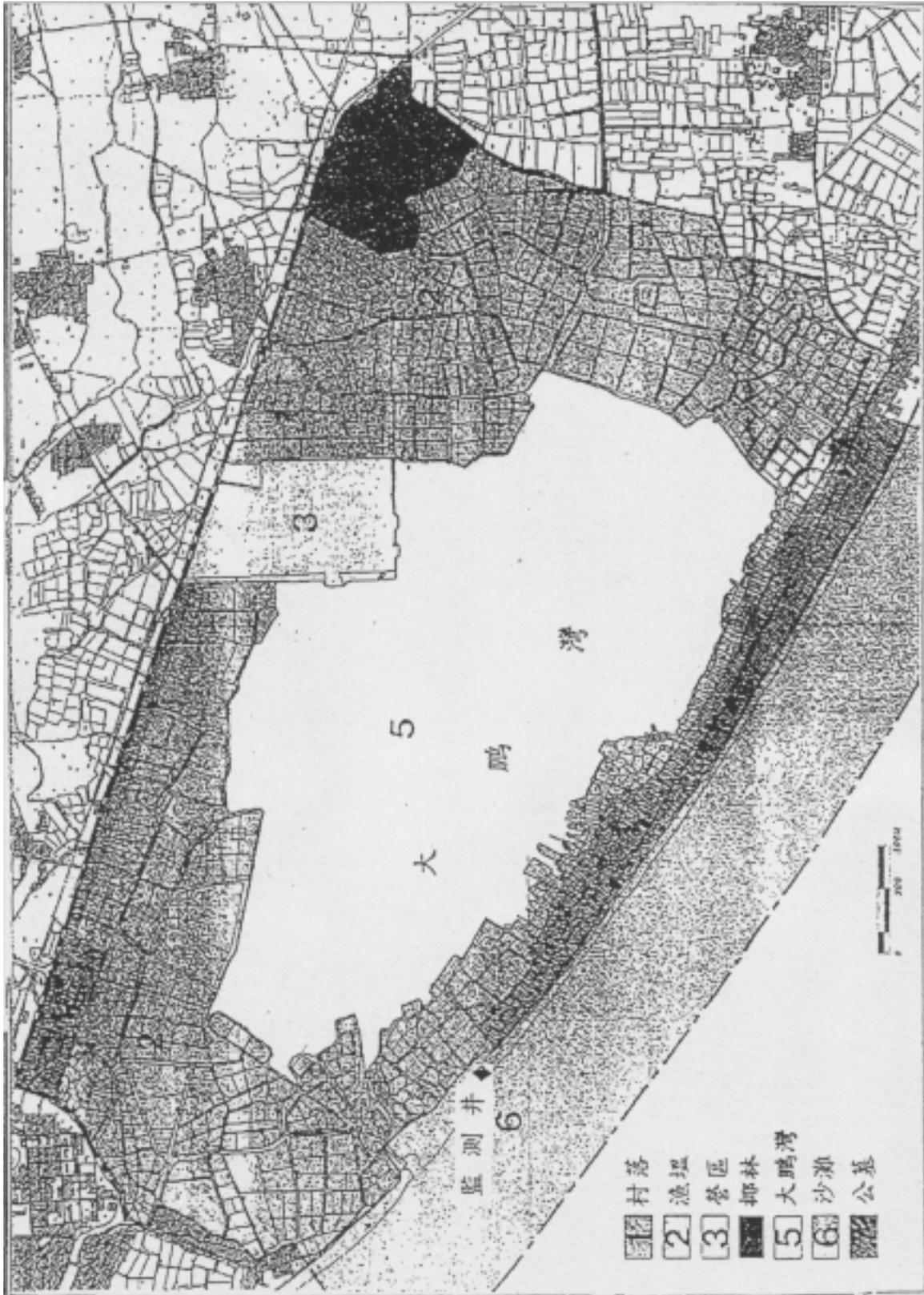


圖 3-6 大鵬灣監測站位置圖

表 3-1 大鵬灣沉陷計感應環安裝深度一覽表

序 號	埋設深度 (m)
S1	189.2
S2	188.2
S3	177.2
S4	173.2
S5	161.0
S6	155.2
S7	146.1
S8	138.2
S9	129.1
S10	125.0
S11	120.0
S12	116.0
S13	109.1
S14	104.1
S15	101.2
S16	90.1
S17	62.2
S18	55.2
S19	51.3
S20	31.3
S21	26.4
S22	3.7
S23	0.6

表 3-2 大鵬灣地下水壓觀測站水壓計埋設資料表

儀器編號	原廠編號	埋設深度	記錄器編號	初值 (飽和)	較正係數	水頭高 (管口)	備 考
EW	41894	13.73 m	CH1	242	0.000682		電子式水壓計
	41895	13.73 m	CH2	276	0.000667		電子式水壓計
	41897	15.26 m	CH3	225	0.000670		電子式水壓計
	41898	14.58 m	CH4	105	0.000671		電子式水壓計
	41896	17.85 m	CH5	245	0.000672		電子式水壓計
		35 m				3.73 m	開放式水壓計
		58 m				3.73 m	開放式水壓計
		105 m				5.26 m	開放式水壓計
		142 m				4.58 m	開放式水壓計
		202 m				7.85 m	開放式水壓計

3.3.2 安平港監測站

安平港監測井之設置地點位於安平港區第 18、19 號碼頭後線綠帶區之位置，其地點如圖 3-7 所示。

監測井共計二孔，電磁場式分層沉陷觀測井 1 孔，及電子式水壓計觀測井 1 孔，可採用手動及自動方式記錄，其內容如下：

1. 電磁場式分層沉陷觀測井 1 孔，其深度為 200 m，安裝沉陷計感應環 22 個，安裝深度如表 3-3 所示。
2. 電子式水壓計觀測井 1 孔，本水壓監測井共有 5 組電子式水壓計，安裝於開放式水壓計管口內，開放式水壓計安裝深度為 187、145、105、75、35 m，而電子式水壓計則安裝於壓力水頭下 10 m 處，所有電子式水壓計經由配管接至同一個自動記錄器，觀測井採用 IC 卡自動記錄器地下水位資料每 6 小時自動記錄於 IC 卡上，取回 IC 卡後以讀卡機讀出記憶之資料。

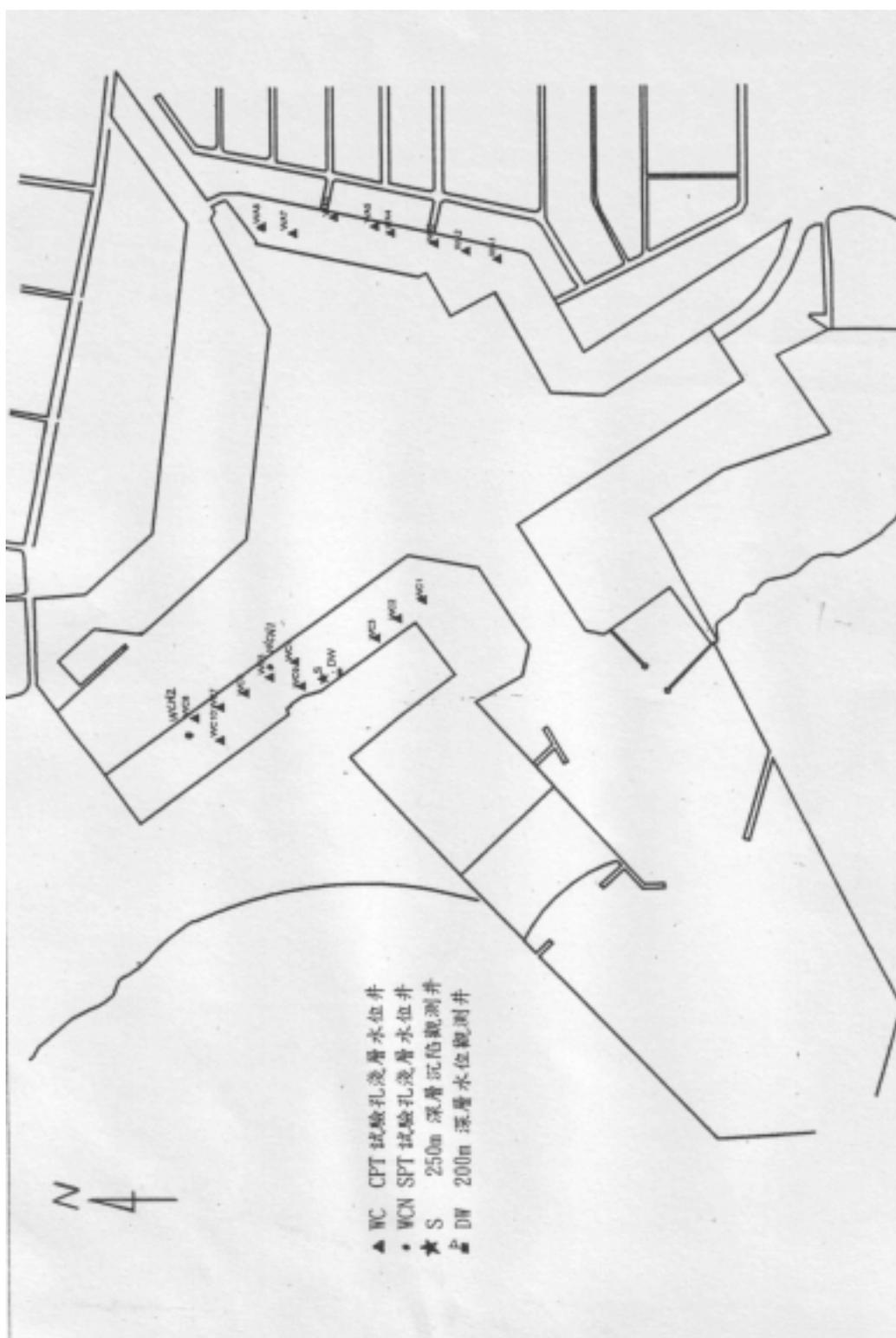


圖3-7 安平港監測站位置圖

表 3-3 安平港 18~19 號碼頭沉陷磁環安裝深度表

序 號	埋設深度 (m)
S1	249.5
S2	248.8
S3	239.8
S4	231.4
S5	221.2
S6	211.2
S7	200.5
S8	181.0
S9	175.0
S10	150.0
S11	134.0
S12	110.6
S13	94.3
S14	79.9
S15	56.0
S16	52.6
S17	40.2
S18	30.8
S19	20.8
S20	10.9
S21	3.8
S22	0.6

3.3.3 布袋港監測站

布袋港監測站選擇位於布袋港區第二期海埔地之西北角隅之適當位置(如圖 3-8)，各監測井之座標如表 3-4。

本監測井共計三孔，分別為分層沉陷觀測井 1 孔，水壓計觀測井 2

孔(含電子式水壓計及開口式水壓計)，並採用手動及自動記錄方式，其內容如下：

1. 電磁場式分層沉陷觀測井 1 孔，其深度為 200 m，安裝沉陷計感應環 18 個，安裝深度如表 3-5 所示。
2. 電子式水壓計觀測井 2 孔
 水壓監測井共有 7 組電子式水壓計，3 組安裝於鑽探試驗孔內，4 組安裝於開放式水壓計管口內，前 3 組其安裝深度為 131、68、44 m，開放式水壓計安裝深度為 178、143.5、105、34 m，電子式水壓計則安裝於壓力水頭下 10 m 處，所有電子式水壓計經由配管接至同一個自動記錄器，本觀測井採用 IC 卡自動記錄器地下水位資料每 6 小時自動記錄於 IC 卡上，取回 IC 卡後以讀卡機讀出記憶之資料，水壓計安裝深度如表 3-6 所示。

表 3-4 布袋港監測井座標高程一覽表

監測井編號	高程	縱座標 N(m)	橫座標 E(m)
水壓井 OW-1	3.166	2587280.959	161254.669
水壓井 OW-2	3.498	2587281.740	161268.649
沉陷井 S-B	3.416	2587281.574	161264.043

表 3-5 布袋港沉陷計感應環安裝深度一覽表

序 號	埋設深度 (m)
S1	8.262
S2	15.7775
S3	29.633
S4	40.5855
S5	55.548
S6	65.563
S7	75.514
S8	85.469
S9	100.4705
S10	110.4515
S11	120.4515
S12	130.7385
S13	140.441
S14	157.4565
S15	170.4380
S16	180.6975
S17	190.4455
S18	200.4735

表 3-6 布袋港地下水壓觀測站水壓計埋設資料表

儀器編號	原廠編號	埋設深度	記錄器編號	初值 (飽和)	較正係數	水頭高 (管口)	備 考
OW-1	35549	44 m	CH2	27	0.00339		電子式水壓計
	35550	68 m	CH3	125	0.00331		電子式水壓計
	39332	131 m	CH5	-134	0.00680		電子式水壓計
OW-2		34 m				4.07 m	開放式水壓計
		105 m				24.46 m	開放式水壓計
		143 m				24.81 m	開放式水壓計
		178 m				25.26 m	開放式水壓計
	25986	14.07 m	CH1	115	0.000673		電子式水壓計
	25985	34.46 m	CH4	296	0.000673		電子式水壓計
	25987	34.81 m	CH6	147	0.000672		電子式水壓計
	25983	35.26 m	CH7	-315	0.000672		電子式水壓計

3.3.4 台中港監測站

台中港監測站選擇位於台中港區 26 號碼頭區綠地之適當位置(如圖 3-9)。

本監測井共計二孔，分別為分層沉陷觀測井 1 孔，水壓計觀測井 1 孔(含電子式水壓計及開口式水壓計)，並採用手動及自動記錄方式，其內容如下：

1. 電磁場式分層沉陷觀測井 1 孔，其深度為 200 m，安裝沉陷計感應環 18 個，安裝深度如表 3-7 所示。
2. 電子式水壓計觀測井 1 孔，鑽探孔 173 m，監測井共有 5 組電子式水壓計，安裝於開放式水壓計管口內，安裝深度為 29、63、100、145、173 m，電子式水壓計則安裝於壓力水頭下 10 m 處，所有水壓計經由配管接至同一個自動記錄器，本觀測井採用 IC 卡自動記錄器地下水位資料每 6 小時自動記錄於 IC 卡上，取回 IC 卡後以讀卡機讀出記憶之資料。



圖 3-9 台中港監測站示意圖

表 3-7 台中港沉陷計感應環安裝深度一覽表

序 號	埋設深度 (m)
S1	0.7
S2	3.6
S3	10.5
S4	18.8
S5	27.5
S6	31.6
S7	55.0
S8	73.2
S9	90.9
S10	110.4
S11	139.1
S12	157.2
S13	164.3
S14	179.8
S15	182.5
S16	189.8
S17	199.7
S18	200.7

第四章 監測結果分析

地下水位變化會引起地層之變化，而雨量及地下水抽取量會引起地下水位及地下水壓之變化，因此雨量、地下水位、地層下陷三者存在著某種相關性，茲就各港分別說明其量測結果及其相關性。

4.1 大鵬灣

4.1.1 監測井地質分析

大鵬灣監測站在深度 207 公尺之土層，根據現場鑿井取樣如圖 4-1，約可概分為 12 個次層，分別簡述如下：

1. 砂土層(SW SM)：分佈在地表下 0 -60 m，皆大部分為灰色砂土層，其中-24 m -29 m，及-49 m -53 m 深處含有一層厚達約 5 公尺之灰色粘土層(CL)。
2. 粘土層(CL)：分佈於地表下-60 m -101 m 處，而-88 m -90 m 深度位置夾有一層約 2 公尺厚之砂土層(SW SM)。
3. 砂土層(SW SM)：分佈於地表下-101 m -106 m 處，厚約 5 公尺之灰色砂土層。
4. 粘土層(CL)：分佈於地表下-106 m -113 m 深度，厚達 7 公尺之灰色粘土層。
5. 砂土層(SW SP)：分佈於地表下-113 m -117 m 深，厚約 4 公尺之灰色砂土層。
6. 粘土層(CL)：分佈於地表下-117 m -128 m 深處，為一層低塑性灰色粘土層，其中-122 m -125 m 深處夾有一層厚約 3 公尺之沉泥質砂土層(SM)。
7. 砂土層(SW SP)：分佈於地表下-128 m -144 m 深為一層灰色砂土

層，其中-134 m -136 m 深夾有厚約 2 公尺之低塑性粘土層(CL)。

8. 粘土層(CL)：分佈於地表下-144 m -153 m 深處，比重為 2.72，厚約 9 公尺之灰色低塑性粘土。
9. 砂土層(SW SP)：分佈於地表下-153 m -159 m 深，厚為 6 公尺之灰色砂土層。
10. 粘土層(CL)：分佈於地表下-159 m -171 m 深，為一層厚達 12 公尺之灰色粘土層。
11. 砂土層(SW SP)：分佈於地表下-171 m -188 m 深，厚約 17 公尺之砂土層，而自-175 m 深以下之砂土層，其顆粒分佈隨著深度之增加有較粗之趨勢。
12. 卵礫石層(GP)：分佈於地表下-188 m 至-207 m 深度為止，皆是卵礫石層。

4.1.2 地下水位分析

於大鵬灣風景區西南角隅，埋設 202 公尺深之分層水壓觀測站，共埋設 5 支水壓計，其深度分別為 35 m、58 m、105 m、142 m、202 m，自 87 年 3 月 15 日開始至 92 年 12 月 16 日止，可以手動及自動量測系統量測，其中 87 年 9 月 14 日至 10 月 30 日、88 年 7 月 13 日至 9 月 14 日及 89 年 10 月 17 日至 12 月 30 日止，因自動量測儀故障，而缺乏資料，由於水位井為開放式，亦可以手動量測水位，手動量測自 87 年 3 月開始，每月量測一次，其結果如圖 4-2 所示：

由圖 4-2 顯示：35 m 及 58 m 處之水位變化介於-3 -4 m 之間反復震盪，並無太大變化，僅在 91 年 1~3 月及 91 年 10 月~92 年 5 月水位下降至-4 m 以下。

105 m 及 142 m 之水位雖同屬深層水位，但含水量豐富，且此兩水位雖來自不同受壓水層，但是其水位變化趨勢亦非常類似，表示皆受

到超抽地下水影響，依圖 4-2 所示，自 87 年 3 月至 92 年 12 月止，105 m 之水位介於-4.7 m~-6.8 m，其中 88 年 5 月及 90 年 5 月之水位-6.6 m~-6.8 m 最低，142 m 之水位自-2.8 m 上升到-5.8 m，其中以 88 年 5 月之-5.8 m 最低。

202 m 處之水位，變化情形則與 105 m、142 m 之水位不同，自 87 年 3 月之-7.4 m 水位逐漸往上升，直到 88 年 2 月旱季時才往下降，88 年 8 月雨季時開始上升，其中以 88 年 8 月及 90 年 9 月之水位-5.1 m 及-4.9 m 最高顯示此深層水位超抽地下水尚未普遍。

綜合各地層之地下水位資料，如圖 4-2 所示，大鵬灣水層約可分為 4 個層次，35 m、58 m 水位為第 1 含水層之水位，105 m 水位為第 2 含水層之水位，142 m 水位為第 3 含水層之水位，202 m 水位為第 4 含水層之水位。由水位變化現象顯示：第 1 層水位變化較小，較無超抽地下水現象，第 2、3、4 層地下水位較低且變化較大，超抽地下水現象明顯，尤其 88 年 3~5 月、90 年 5 月、91 年 5 月及 92 年 5 月時，水位忽然下降，表示旱季時，超抽地下水更為嚴重。

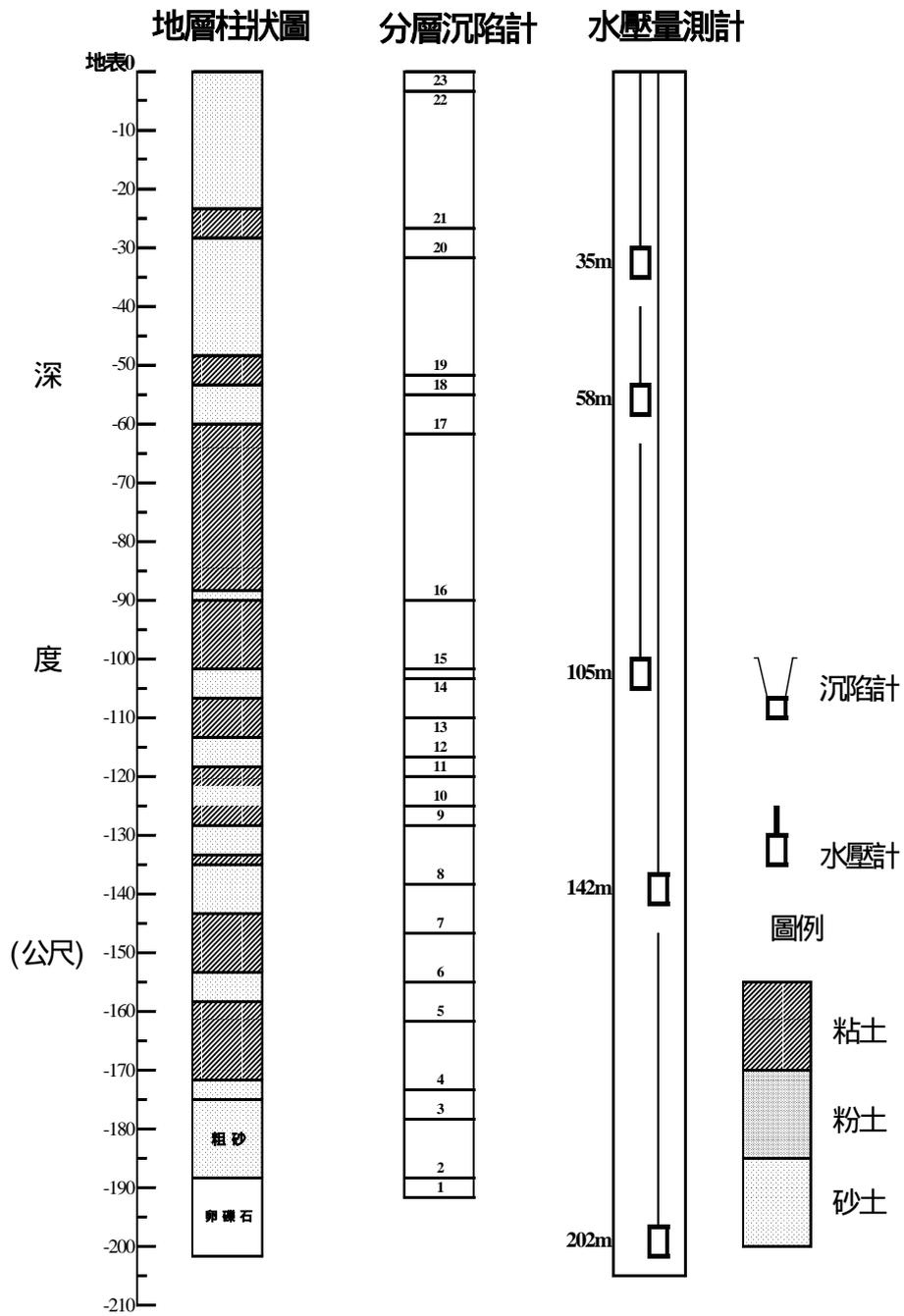


圖 4.1 大鵬灣分層沉陷及水壓觀測站土層柱狀圖

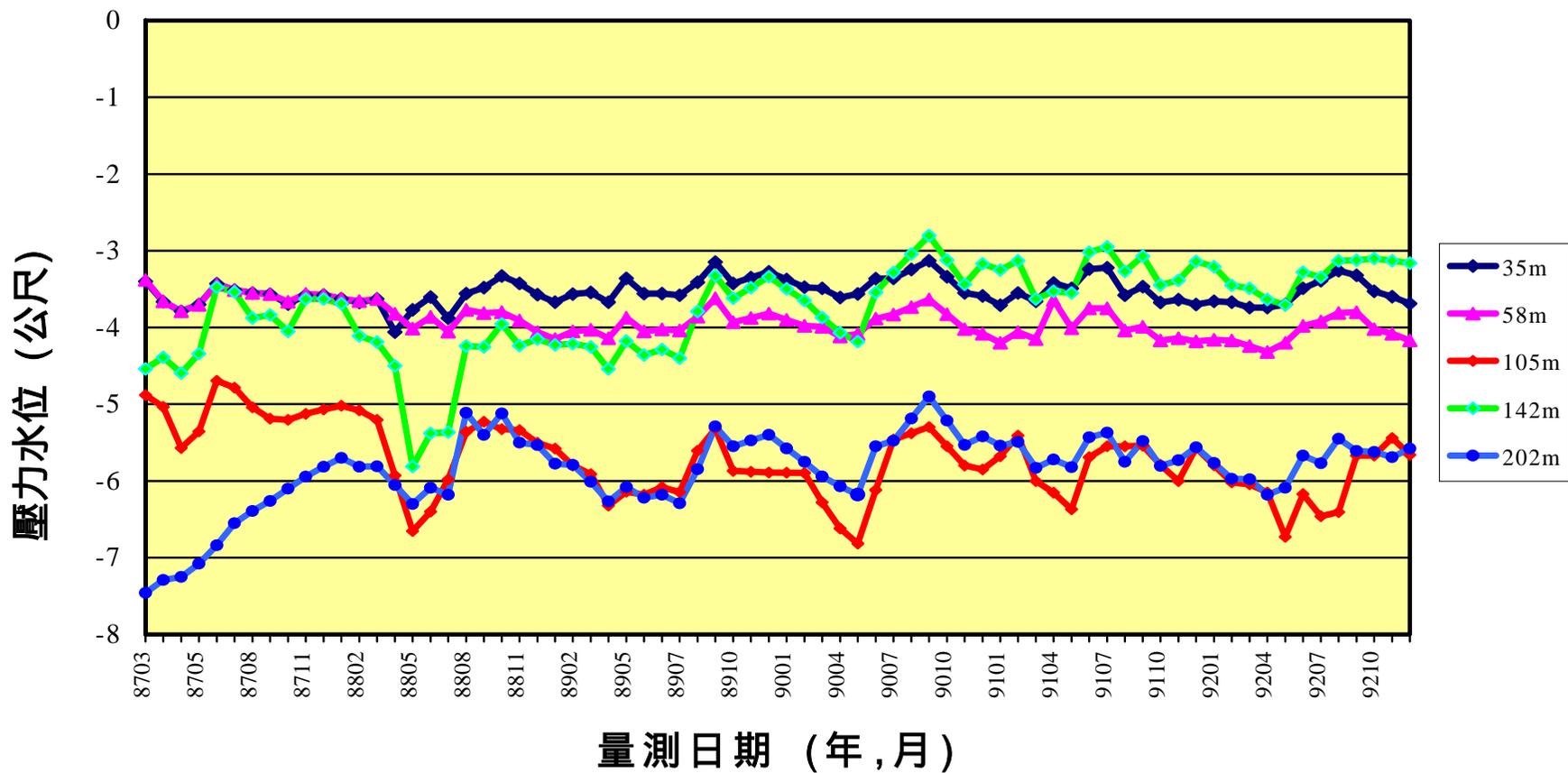


圖 4.2 大鵬灣分層水位變化圖(手動量測)

4.1.3 分層地層下陷分析

為了探討大鵬灣不同深度之壓縮行為，於水壓觀測站旁之位置，設立 200 m 深之分層地層下陷監測井，分別在深度 4、26、31、51、55、62、90、101、103、108、115、119、124、129、138、146、155、161、173、177、188、189 m 之位置安裝一個沉陷磁環，共 22 個磁環，每個月之中旬定期以無線電波監測儀量測各沉陷磁環之相對移動變化量，以分析不同深度地層之壓縮量，資料值由鋼鋼尺上之刻度讀取，其最小刻度為公厘。

圖 4-3 為至民國 92 年 12 月止，不同深度地層之壓縮量，以柱狀圖形表示，負值表壓縮，正值表回脹，因為感應磁環之最大深度為 189 公尺，所以圖中所有的量測數值均以此為參考點所計算之相對壓縮量，由圖 4-3 可發現較深之地層壓縮量較小，壓縮量較大之地層為 26m、31 m 及 51 m 之深度。

圖 4-4 為不同時期不同深度之感應磁環相對於深度 200 公尺感應磁環之累積曲線比較圖，由圖 4-4 顯示，從 87 年 3 月至 92 年 12 月止，共 5 年 8 個月期間，大鵬灣地表下 4 m 至 177 m 間之沉陷總量為 82 公厘，而其中地表 51.3 m 之沉陷量為 66 mm，佔總沉陷量之 80%，由此資料顯示，大鵬灣之沉陷屬於淺層沉陷。

4.1.4 相關性分析

綜合上述地質、雨量、分層地下水位及地層下陷之分析，本節簡要敘述其間之相關性。大鵬灣地區之沉陷由分層地層監測得知，80% 以上沉陷發生於地表至 51.3 m 深位置，而壓縮量較大之位置，大多發生在砂土層厚度較大之鄰近粘土層，又由 202 公尺之土層柱狀圖得知，淺層土層 0 m -60 m 之間，皆大部分為含水量豐富之砂土層，僅於-24 m -29 m 及-49 m -53 m 深夾有厚約 4 -5 公尺之粘土層，而此土層壓縮量較大，亦是本地區地層下陷主要之土層。

而-60 m -128 m 深之土層，大都是不透水之粘土或透水性較低之沉泥土層，僅於-101 m -106 m，-113 m -117 m 及-122 m -125 m 深夾有 2 公尺 4 公尺厚之砂土或沉泥質砂土層，因砂土層厚度小，壓縮量亦小，且此土層水位也較易受到超抽地下水之影響。而自-171 m 以下為顆粒愈來愈粗之砂土及卵礫石層，此深層土層含水量高，壓縮量小，故沉陷量亦很少。

由地層分層下陷監測圖及雨量來看可知，於 2、3、4、5 月旱季雨量少時，地面水缺乏，附近之農漁養殖業大量抽取地下水，致水位下降，故地層下陷速率較大，而 7、8、9 月雨量多時，地面水源充足，減少使用地下水，故水位上升，而下陷速率較緩。

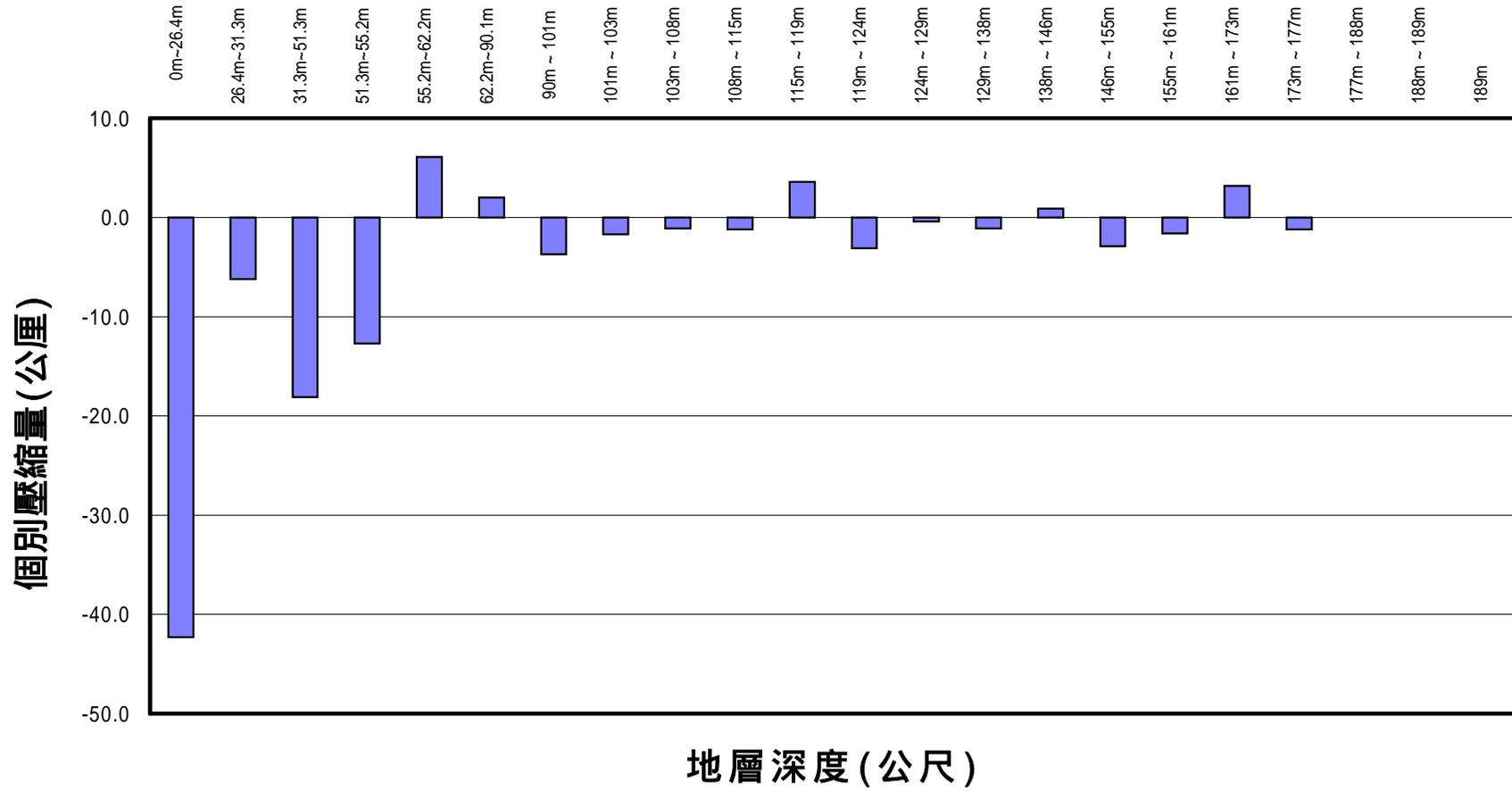
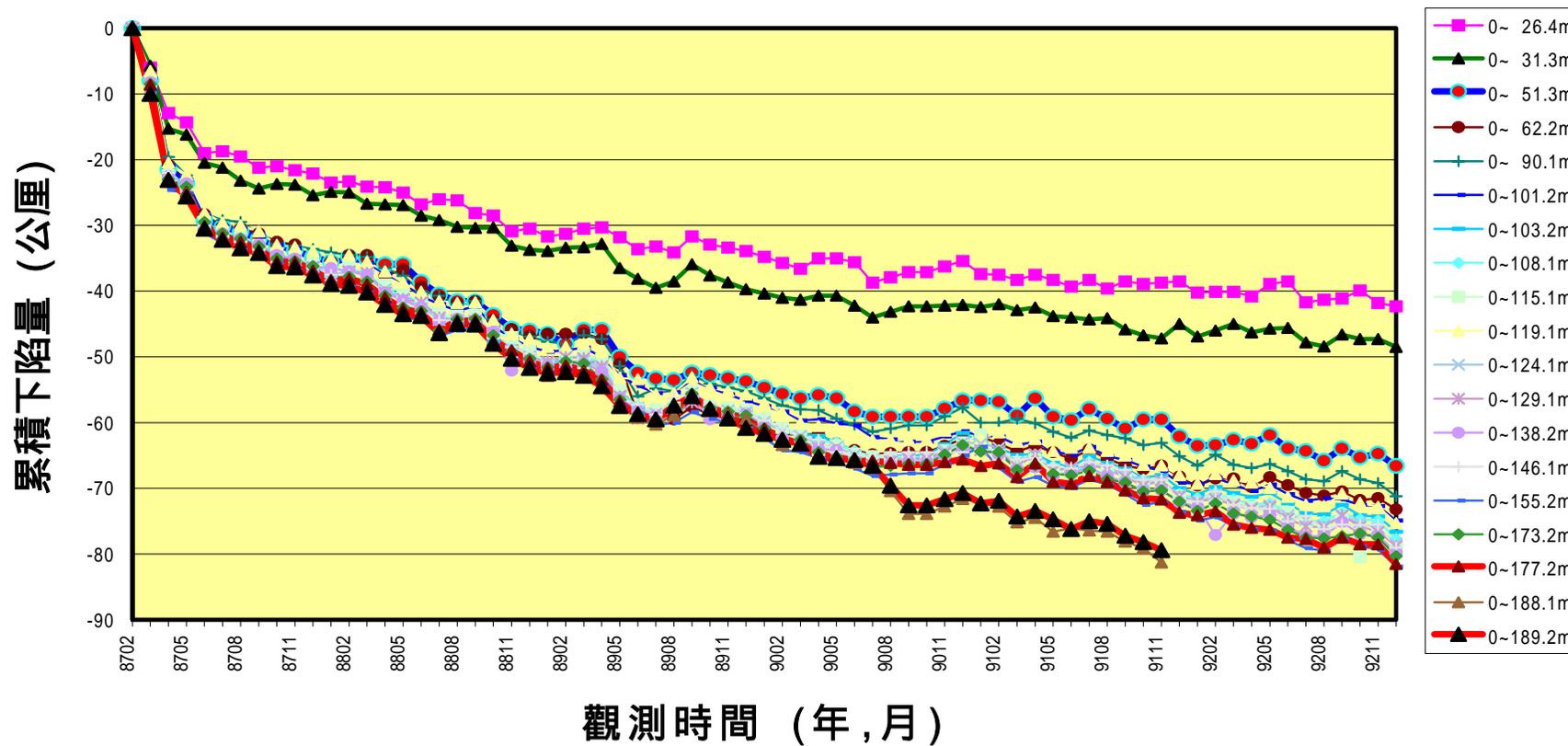


圖 4.3 大鵬灣分層個別下陷量圖

大鵬灣地層分層下陷觀測圖



4.2 安平港

4.2.1 監測井地質

根據安平港監測站(18-19 號碼頭)200 m 鑽探資料及 258 m 鑽井資料如圖 4-5 所示，在深度 258 公尺之土層狀況約可分為 27 個次層，分別簡述如下：

1. 灰色粉土質細砂 (SM): 約分佈於地表下深度 0 ~ 20.3 m。
2. 黏土薄層 (CL): 分佈於地表下深度 20.3 m ~ 22.2 m。
3. 灰色粉土質細砂 (SM): 分佈於地表下 22.2 ~ 30.4 m。
4. 黏土與粉土質細砂互層 (CL+SM): 分佈於地表下 30.4 m ~ 34.3 m。
5. 灰色粉土質細砂 (SM): 分佈於地表下 34.3 m ~ 37.4 m。
6. 黏土薄層 (CL): 分佈於地表下 37.4 m ~ 39.5 m。
7. 灰色粉土質細砂 (SM): 分佈於地表下 39.5 m ~ 50.4 m。
8. 灰色粉土質黏土夾薄層粉土質細砂 (CL+SM): 分佈於地表下 50.4 m ~ 55.6 m。
9. 灰色細砂質粉土夾黏土薄層 (ML+CL): 分佈於地表下 55.63 m ~ 88.4m。
10. 黏土偶夾薄層細砂 (CL、SM): 分佈於地表下 88.4 m ~ 93.7 m。
11. 灰色粉土質黏土夾細砂或粉土薄層 (ML-CL、SM): 分佈於地表下 93.7 m ~ 134.3 m。
12. 灰色粉土質細砂 (SM): 分佈於地表下 133.4 m ~ 137.3 m。
13. 灰色粉土質黏土層 (CL): 分佈於地表下 137.3 m ~ 141.2 m。
14. 灰色粉土質砂夾細砂質粉土薄層 (SM、ML): 分佈於地表下 141.2m ~ 155 m。

15. 灰色粉土質砂夾黏土薄層 (SM、CL): 分佈於地表下 155 m 174.6m。
16. 灰色粉土質黏土 (CL): 分佈於地表下 174.6 m 180.4 m。
17. 灰色粉土質細砂 (SM): 分佈於地表下 180.4 m 184.2 m。
18. 灰色粉土質黏土夾薄層細砂 (CL、SM): 分佈於地表下 184.2 m 194.4 m。
19. 灰色粉土質細砂 (SM): 分佈於地表下 194.4 m 196.3 m。
20. 灰色粉土質黏土夾薄層細砂 (CL、SM): 分佈於地表下 196.3 m 210.7 m。
21. 灰色粉土質砂夾黏土薄層 (SM、CL): 分佈於地表下 210.7 m 220.7m。
22. 灰色粉土質黏土層 (CL): 分佈於地表下 220.7 m 223.1 m。
23. 灰色粉土質細砂 (SM): 分佈於地表下 223.1 m 229.7 m。
24. 灰色粉土質黏土層 (CL): 分佈於地表下 229.7 m 235.36 m。
25. 灰色粉土質細砂 (SM): 分佈於地表下 235.36 m 244.45 m。
26. 灰色粉土質黏土層 (CL): 分佈於地表下 244.45 m 255 m。
27. 灰色粉土質細砂 (SM): 分佈於地表下 255 m 258.3 m。

4.2.2 地下水位分析

於安平港之 18-19 號碼頭綠地區,埋設 200 公尺深之分層水壓觀測站,共埋設 5 支開放式水壓計,其深度分別為 40 m 75 m 105 m 145m 182 m,自 88 年 7 月開始量測,每月量測一次,其結果如圖 4-6 所示。

由圖 4-6 顯示,各地層之地下水位,40 m 及 75 m 為第 1 含水層之水位,145 m 為第 2 含水層之水位,182 m 為第 3 含水層之水位,75 m、105 m 為粉土層及粘土層之水位。由水位變化顯示,第 1 層含水層之

40 m 及 75 m 粉土層之水位下降較大，超抽地下水現象明顯，第 2 層含水層之 145 m 及 105 m 粘土層之水位變化較小，較無超抽地下水現象，第 3 層之 182 m 之水位變化亦很大，唯水位不降反升，顯示此層 7 至 11 月有減抽現象。由此可知，安平港附近地區 7 至 11 月有超抽淺中層之地下水，而深層之受壓水層則有減抽現象。

4.2.3 分層地層沉陷分析

於安平港之 18-19 號碼頭綠帶地區，設立 250 m 深之分層地層下陷監測井，分別在深度 0.6、4、10、20、30、40、52、55、79、94、110、133、149、174、180、200、210、220、230、239、248、249 m 之位置安裝一個沉陷磁環，共 22 個磁環，每個月之中旬定期以無線電波監測儀量測各沉陷磁環之相對移動變化量，以分析不同深度地層之壓縮量，資料值由鋼鋼尺上之刻度讀取，其最小刻度為公厘。

圖 4-7 為不同時期不同深度之感應磁環相對於深度 200 公尺感應磁環之累積曲線比較圖，由圖顯示，從 88 年 7 月至 92 年 12 月之 4 年 5 個月期間，安平 18-19 號碼頭區地表下 0 m 200 m 間之沉陷總量為 77mm，而其中 0 56 m 之沉陷量為 67 mm，佔總沉陷量之 87% 以上，由此資料顯示，安平 18-19 號碼頭區之沉陷屬於淺層沉陷。由圖 4-7 可發現較深之地層壓縮量較小，壓縮量較大之地層為 4 11 m、11 21 m、31 52 m、56 80 m 及 181 200 m 之深度，而此地層為地下水位變化較大之處，即超抽地下水較嚴重，因此壓縮量較大。

4.2.4 相關性分析

綜合上述地質 分層地下水位及分層地層下陷之分析，因淺層之 40m 水位下降 1.6 m 最大，故淺層之 0 52 m 沉陷亦最多，累計沉陷量約 66 mm；而 75 m 粉土層之水位下降 1.5 m 次之，故 52 80 m 土層之沉陷亦較大，沉陷量約 34mm；105 m 及 145 m 處之水位變化不大，94 110 m 及 134 150 m 沉陷亦變化不大；深層 182 m 之水位變化較大，

唯水位不降反升，水位上升 0.8 m，而 181 200 m 沉陷量 3 mm，顯示此層亦是超抽之地下水層，只是有減抽現象，因此亦有些深層沉陷。唯安平 18-19 號碼頭區之沉陷雖有超抽地下水引致之沉陷，但由水位變化可知超抽並不嚴重，因此超抽地下水引致之沉陷量，應不會如上述沉陷監測結果那樣大，故上述監測結果之沉陷量，可能亦有大半為填土所引致之沉陷。

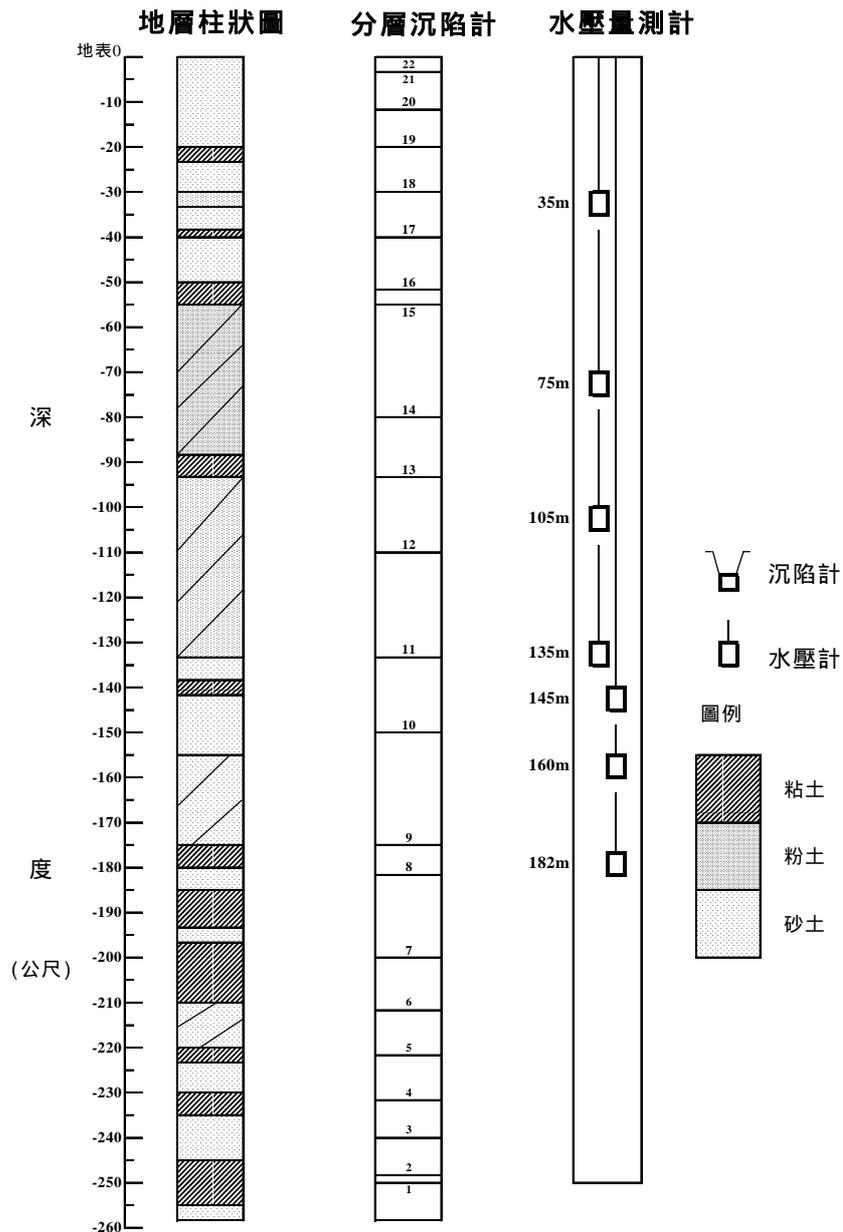
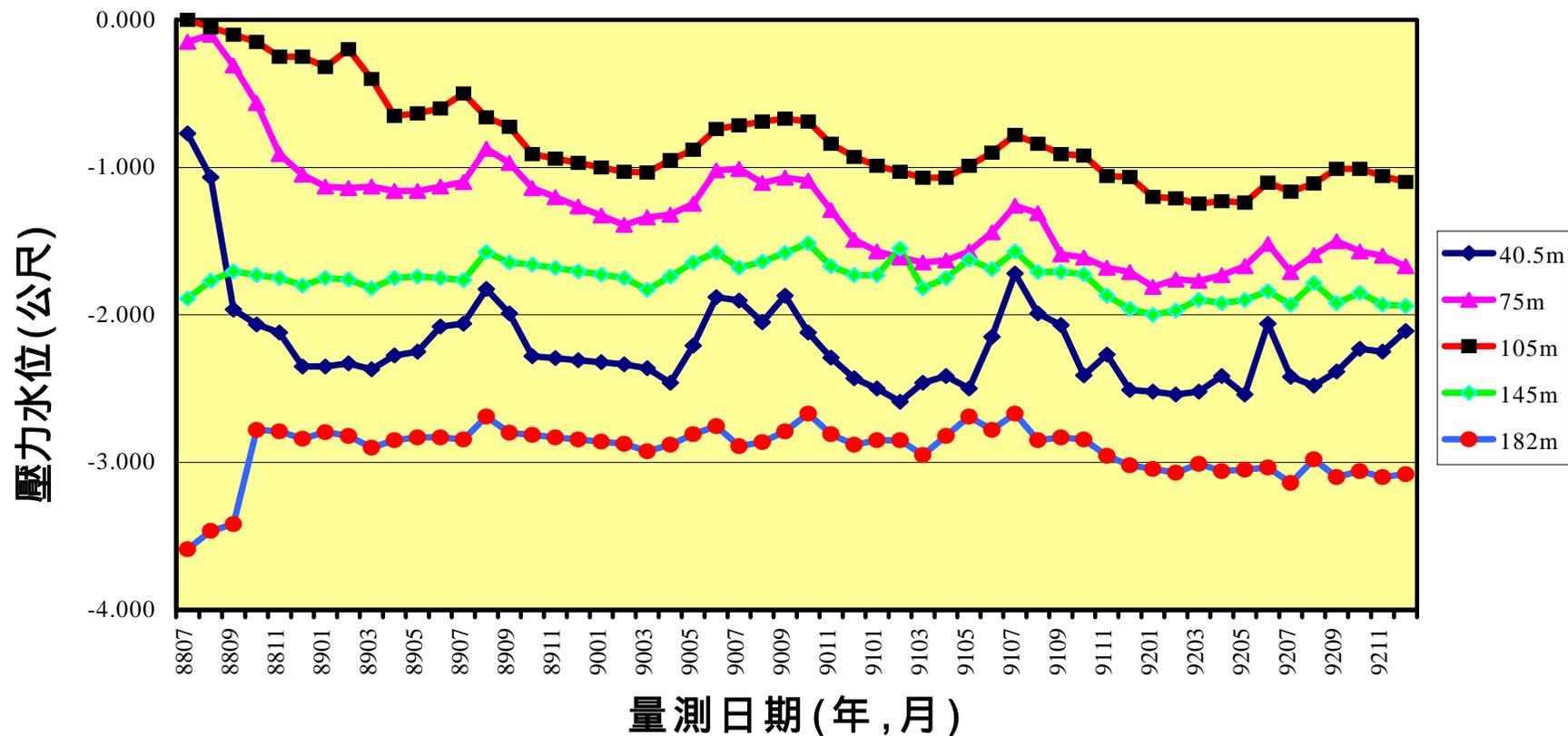


圖 4.5 安平港分層沉陷及水壓觀測站土層柱狀圖

安平港18~19號碼頭地層分層水位變化(手動量測)



4-14

圖 4.6 安平港分層水位變化圖(手動量測)

安平港18~19號碼頭地層分層下陷觀測圖

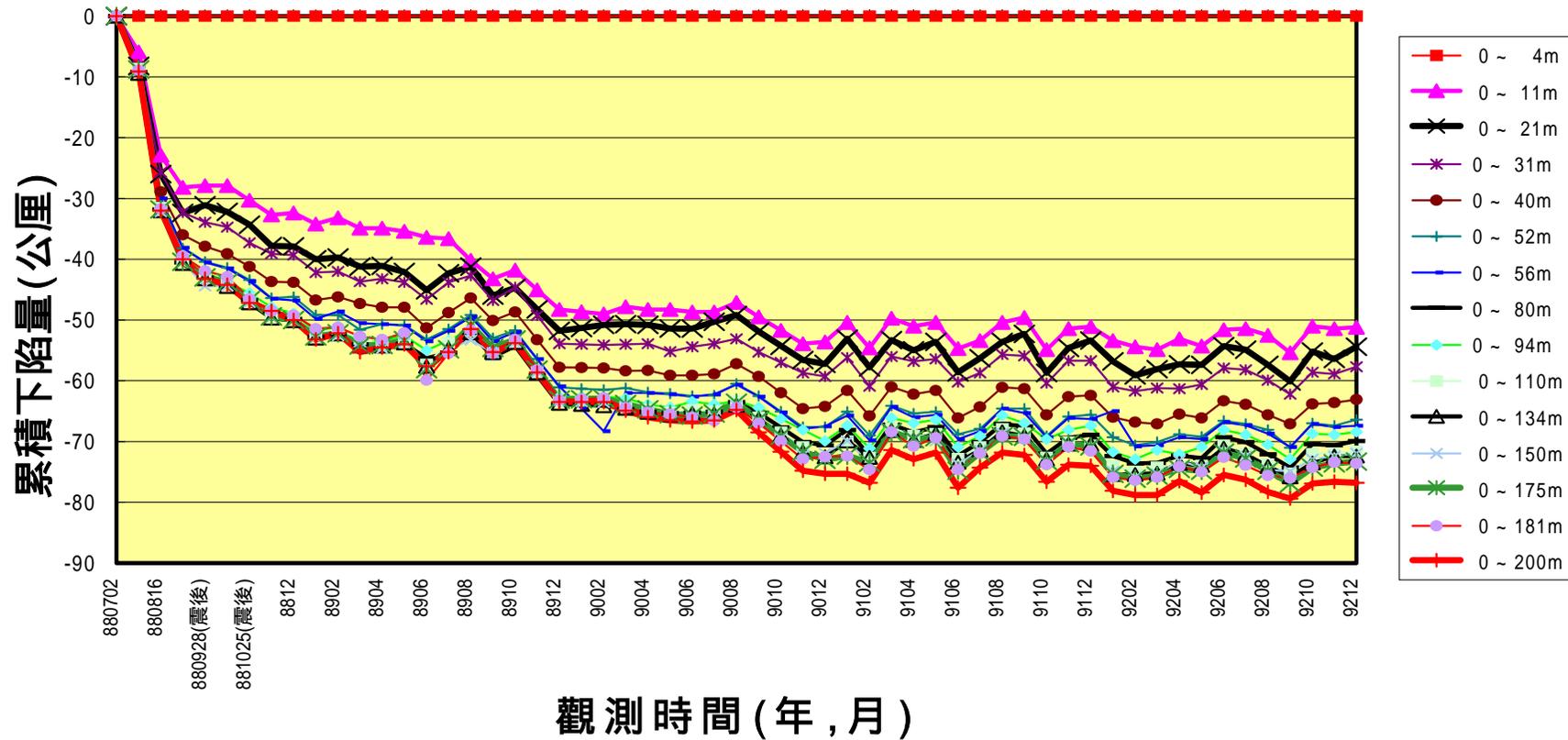


圖 4.7 安平港分層累積下陷量圖

4.3 布袋港

4.3.1 監測井地質分析

布袋港監測站在深度 200 公尺之土層，根據現場鑽探資料所示(如圖 4-8)，約可分為 24 個次層，分別簡述如下：

1. 棕黃色細砂(SP)：分佈在地表下深 0~9.5 m 且含有貝屑，SPT-N 值為 8~17 間，表土層有 0.45 m 之回填礫石夾棕黃色細砂。
2. 灰色砂質沉泥(ML)：分佈於地表下 9.5~11.6 m 深，其 N 值為 3，屬軟弱土層。
3. 灰色細砂(SP)：分佈於地表下 11.6~14.1 m，N 值為 13 屬中等緊密土層。
4. 灰色細砂夾薄粘土層(SM+ML)：約分佈於地表下深度 14.1~32.8 m，其 N 值自 7~24 之間，屬軟弱粘土及中等緊密砂土層。
5. 灰色細砂(SM)：分佈於地表下 32.8~36.5 m，N 值平均為 25 之中等緊密土層。
6. 灰色粘土或砂質沉泥層(CL~ML)：分佈於地表下 36.5~41.1 m，N 值在 12~16 間，屬中等堅硬土層。
7. 灰色沉泥質細砂(SM)：分佈於地表下 41.1~48.7 m，N 值為 41 之中等緊密土層。
8. 灰色泥質粘土至砂質沉泥(CL~ML)：分佈於地表下 48.7~75.3 m，N 值為 15~34 間，屬中等堅硬土層，其中於深度 52~52.5 m，58~60 m，64~66 m 為沉泥質細砂(SM)土層，N 值為 34~40 間之中等緊密土層。
9. 灰色泥質細砂含泥質粘土(SM+CL)：分佈於地表下 75.3~82.4 m，N 值於 28~74 之間。
10. 灰色沉泥質粘土(CL)：分佈於地表下 82.4~84.75 m，N 值約為 40。
11. 灰色砂質沉泥(ML)：分佈於地表下 84.75~87.2 m，N 值約為 41。

12. 灰色沉泥質細砂(SM):分佈於地表下 87.2~91.15m, SPT-N 值為 45。
13. 青灰色沉泥質粘土(CL):分佈於地表下 91.15m~95.8 m, N 值介於 28~36 之間。
14. 青灰色沉泥質細砂(SM):分佈於地表下 95.8~108.2 m, SPT-N 值在 50~77 時貫入土層為 4~9 cm。
15. 灰色泥質細砂含砂質粘土(CL+SM):分佈於地表下 108.2~115.2 m, N 值為 31 及 50 時貫入土層約 4 cm。
16. 灰色沉泥質細砂(SM):分佈於地表下 115.2~132.2 m, 其 SPT-N 值為 60 時貫入土層約 7cm。
17. 灰色粘土含泥質細砂(CL+SM):分佈於地表下 132.2~139.3 m, N 值為 100 時貫入土層約 13 cm。
18. 褐色或灰色粘土含沉泥質細砂(CL+SM):分佈於地表下 139.3~147.35 m, N 值為 30 時貫入土層約 3 cm。
19. 灰色粘土(CL):分佈於地表下 147.35~157 m, N 值為 50~60 時貫入土層約 38~40 cm。
20. 灰色沉泥(ML):分佈於地表下 157~164.35 m, N 值為 60 時貫入土層約 4 cm。
21. 灰色細砂含灰色粘土(SM+CL):分佈於地表下 164.35~170.15 m, SPT-N 值在 60 時貫入土層約 4 cm。
22. 灰色粘土(CL):分佈於地表下 170.15~172.5 m, SPT-N 值在 100 時貫入土層約 7 cm。
23. 灰色細砂(SM):分佈於地表下 172.5~175.8 m, N 值在 100 時貫入深度約 7 cm。
24. 灰色粘土(CL):分佈於地表下 175.8~200 m, N 值為在 100 時貫入土層約 5~13 cm。

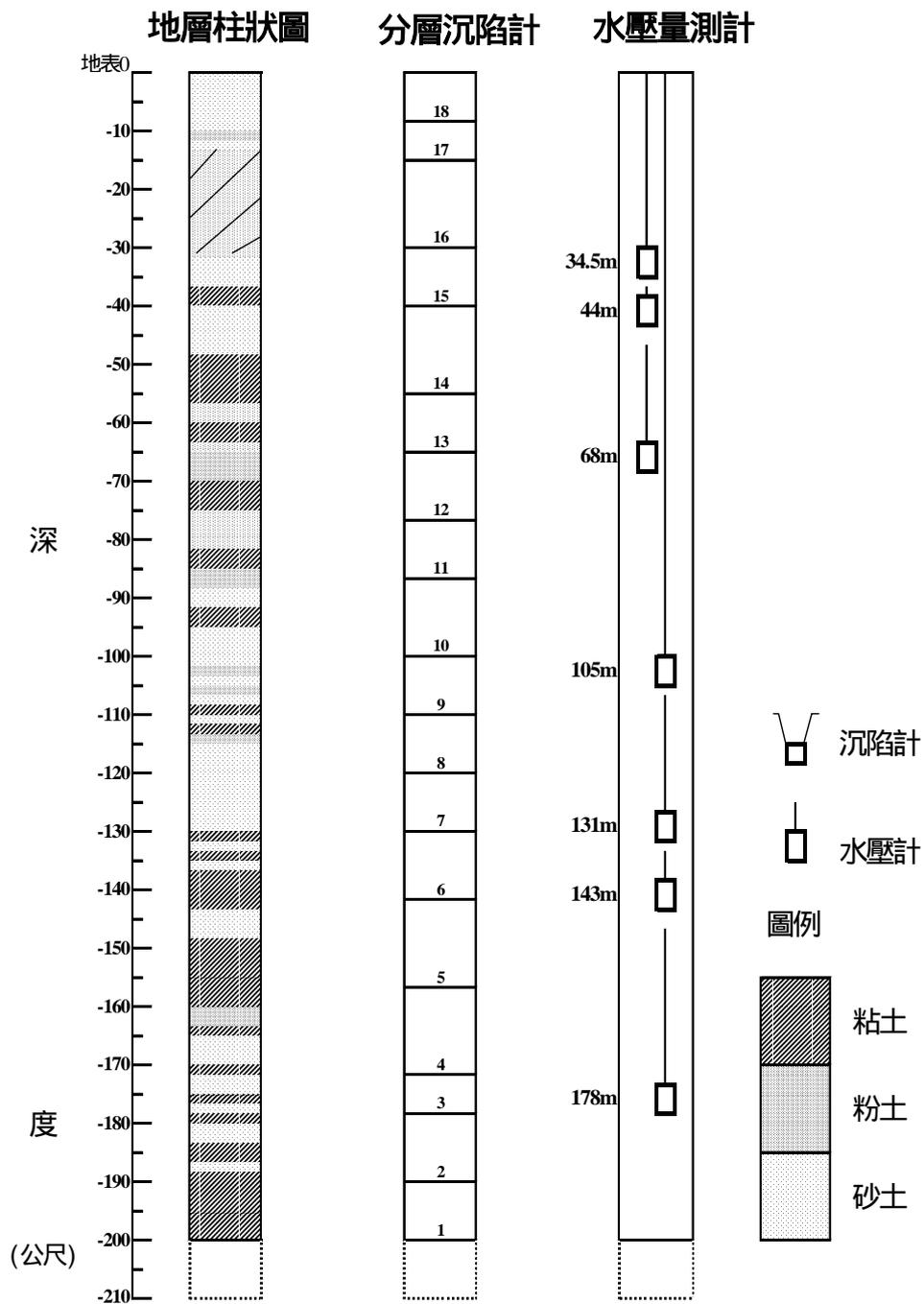


圖 4-8 布袋港分層沉陷及水壓觀測站土層柱狀圖

4.3.2 地下水水位分析

於布袋港區第二期海埔地西北角隅，埋設 200 公尺深之分層水壓觀

測站，共埋設 7 支水壓計，其深度分別為 34 m、44 m、68 m、105 m、131 m、143 m、178 m，自 86 年 7 月 22 日開始以自動量測系統量測，量測中因水壓自動量測儀曾故障，而缺乏資料，茲將分層地下水壓 (t/m^2) 正規化為分層地下水位 (m)，以利比較，分別如圖 4-9 至圖 4-10 所示。由於其中 34 m、105 m、143 m、178 m 之水壓計為開放式，亦可以手動定期量測，手動量測自 86 年 4 月開始量測，每月量測一次，其量測結果如圖 4-11 所示。

由圖 4-9 及 4-10 顯示：34 m 處之水位變化介於-3.3 -3.7 m 之間反復性之震盪，並無多大變化，僅在 87 年 5 - 8 月及 90 年 9 月雨量較多時，水位稍微上升。44 m 處之水位，除了 86 年 10 月旱季時，水位較低為-7.4 m 外，其餘時期水位皆在-6 -7 m 之間反復震盪，而至 87 年 5 - 8 月雨量較多，水位稍為上升，至 90 年 9 月上升到-5 m。68 m 之水位介於-6.4 -10.9 m 之間，其中因 87 年降雨量豐富，故該年之 11 - 12 月水位最高為-6.4 m，而 91 年 3 - 5 月時因降雨量太少，故 91 年 6 月之水位降到最低為-10.9 m，且有逐年下降趨勢。

由圖 4-11 及圖 4-12 顯示：105 m 處之水位變化極大，最高水位-16.6 m，最低水位-26.8m，在 86 年 6 - 8 月及 87 年降雨量較多時，水位最高，89 年及 90 年降雨量較少時，水位明顯降低。131 m 處之水位變化亦極大，最高水位-17 m，最低水位可能為-24 m，其水位大小及變化與 105 m 處水位相當，是屬於同一含水層，但自 87 年 4 月以後因水壓計損壞而缺少資料。143 m 及 178 m 水位大小及變化亦很相當，亦屬同一含水層，其最高水位為-17.8 m，最低水位為-25 m，其水位變化與 105m、131 m 處相似。

綜合各地層之地下水位資料，如圖 4-12 所示，布袋港水層約可分為 4 個層次，34 m 水位為第 1 含水層之水位，44 m、68 m 水位為第 2 含水層之水位，105 m 及 131 m 水位為第 3 含水層之水位，143 m、178 m 水位為第 4 含水層之水位。由水位變化現象顯示：第 1、2 層水位變化較小，較無超抽地下水現象，第 3、4 層地下水位低且變化極大，超抽地下水現象明顯，而且以 89 年 10 月 - 90 年 4 月及 90 年 10 月 - 91 年

5 月旱季時，水位相對較低，表示降雨量減少時，超抽地下水更為嚴重。

4.3.3 分層地層下陷分析

於布袋港區第二期海埔地西北角隅之位置，設立 200 m 深之分層地層下陷監測井，分別在深度 8、16、30、41、56、66、76、85、100、110、120、131、140、157、170、181、190、200 m 之位置安裝一個沉陷磁環，共 18 個磁環，每個月之中旬定期以無線電波監測儀量測各沉陷磁環之相對移動變化量，資料值由鋼鋼尺上之刻度讀取，其最小刻度為公厘。

圖 4-13 為至民國 92 年 12 月，不同深度地層之壓縮量，以柱狀圖形表示，負值表壓縮，正值表回脹，因為感應磁環之最大深度為 200 公尺，所以圖中的量測數值均以此為參考點所計算之相對壓縮量，由圖 4-12 可發現較淺之地層壓縮量較小，壓縮量較大之地層為 140 157 m 及 170 181 m 之深度，而此地層屬粘土層，且深層超抽地下水較嚴重，因此壓縮量較大。

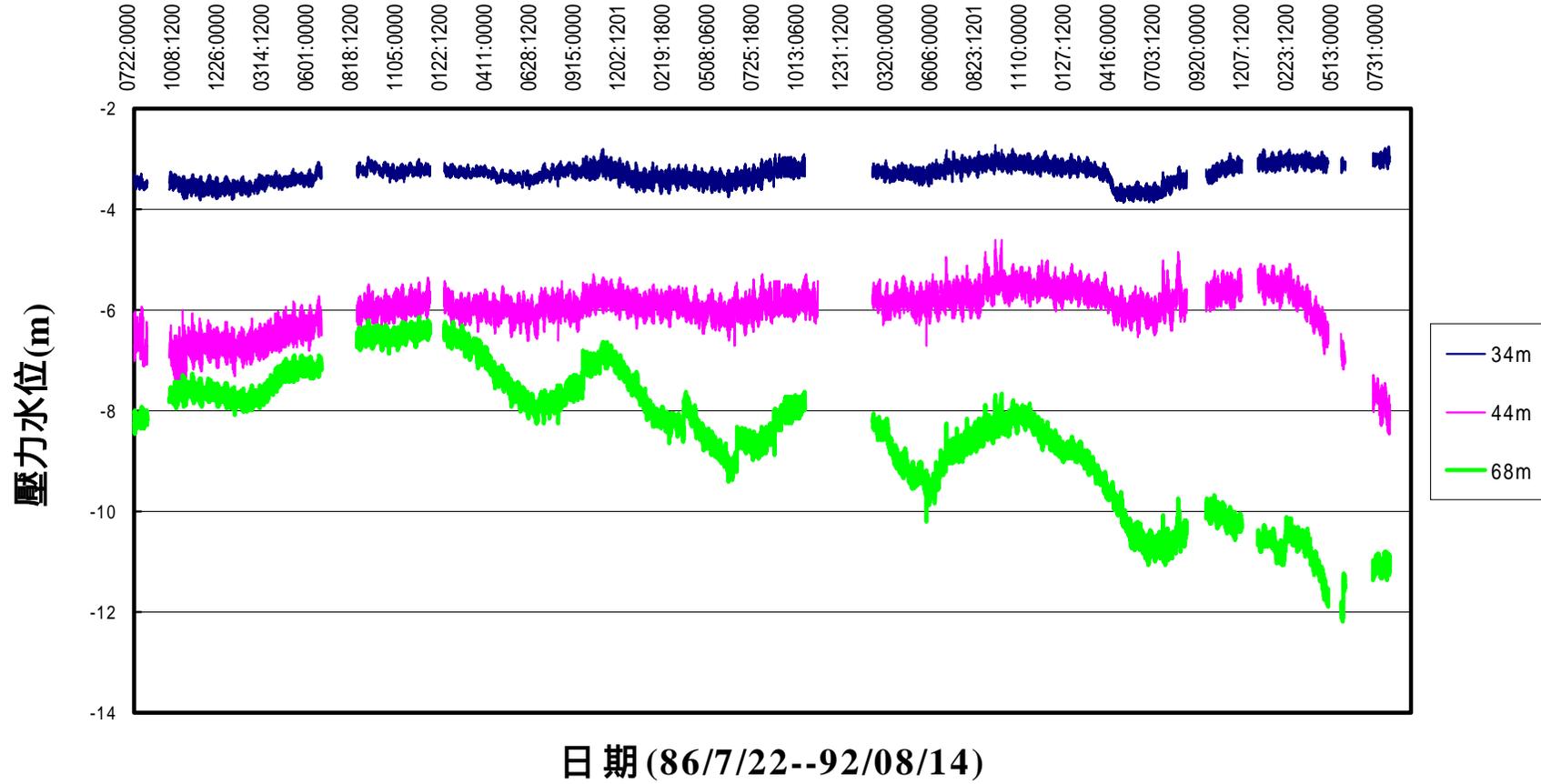


圖 4-9 布袋港淺層水位變化圖(自記式)

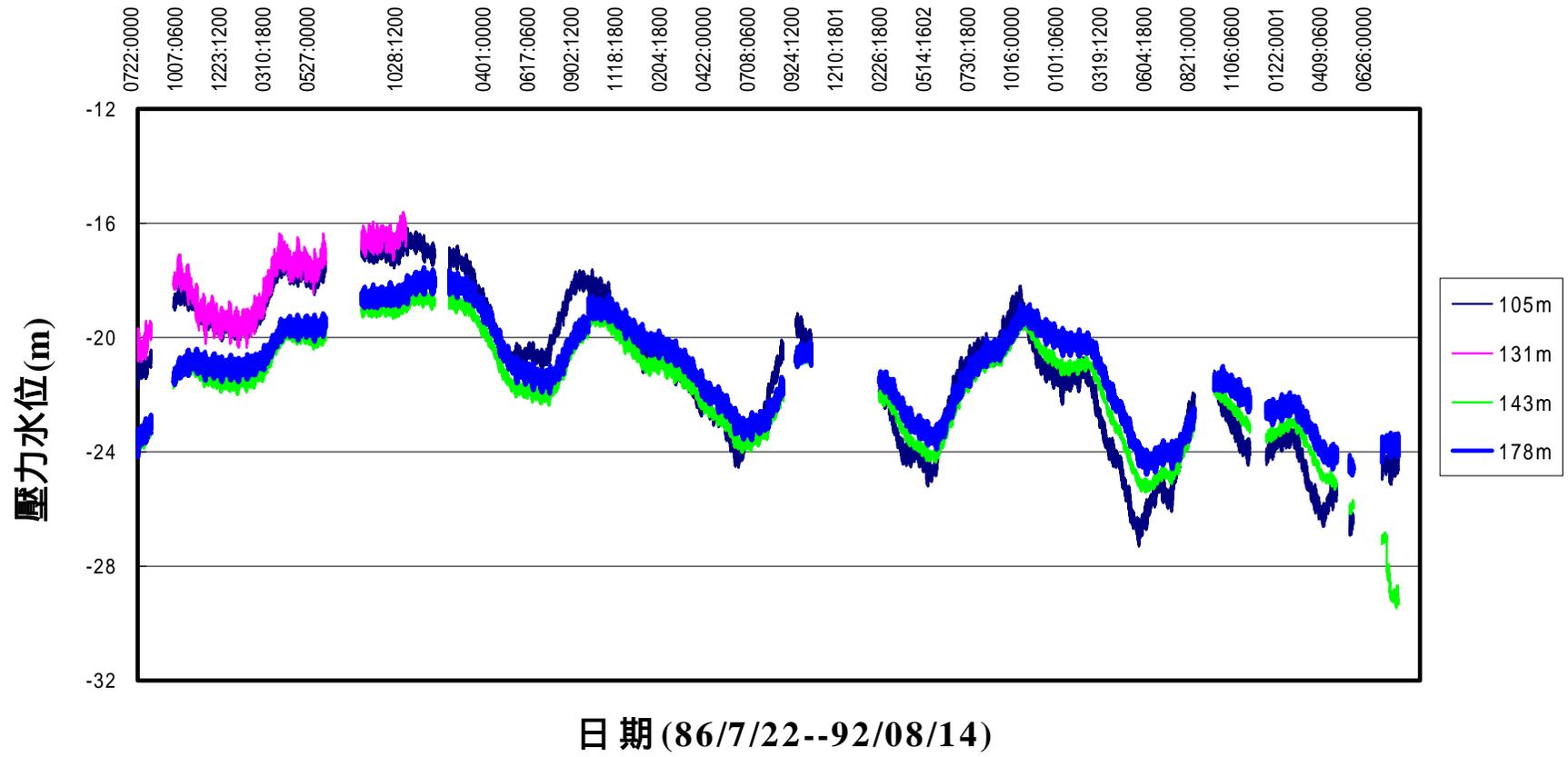


圖 4-10 布袋港深層水位變化圖(自記式)

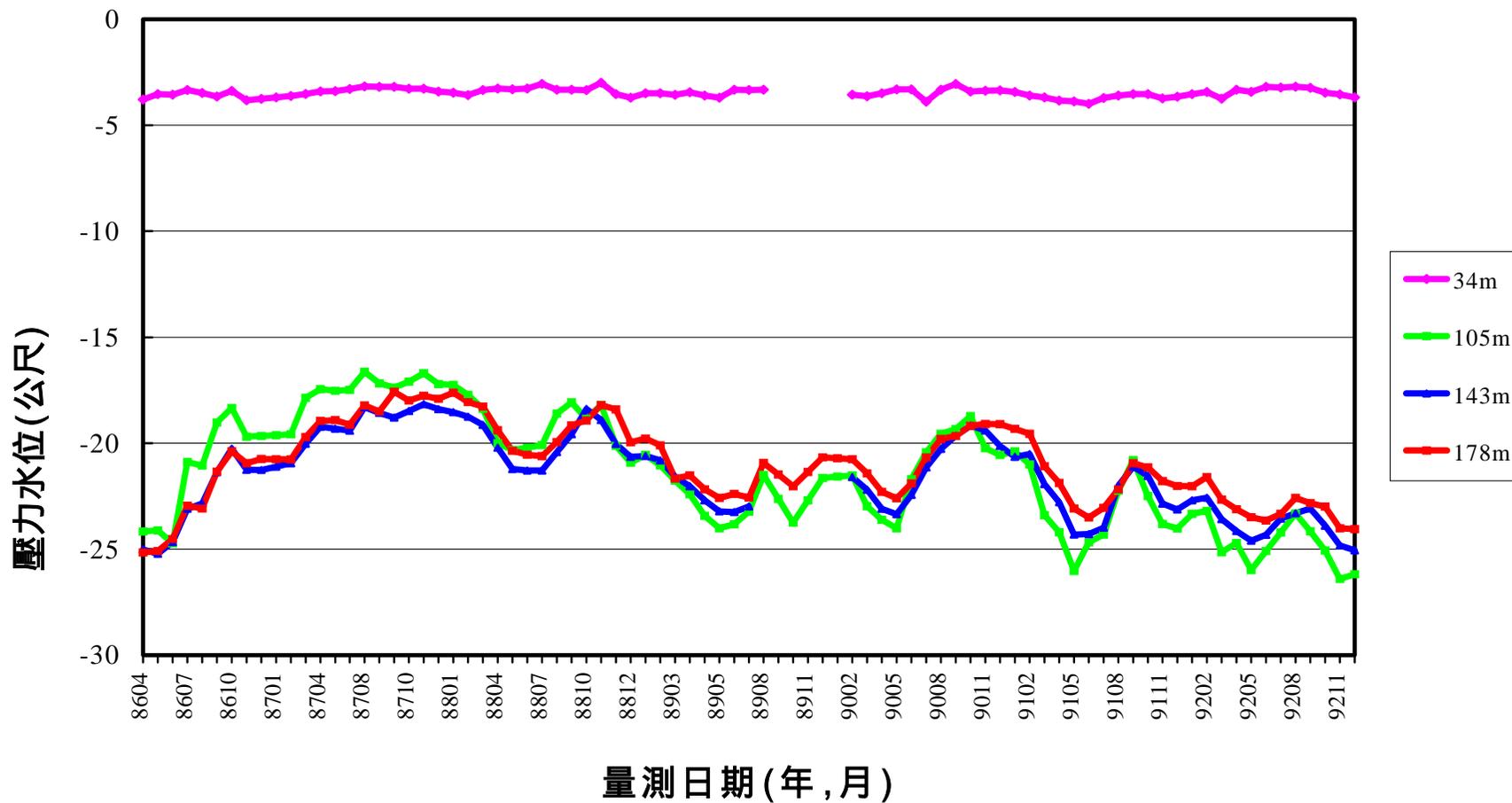


圖 4-11 布袋港分層水位變化圖(手動量測)

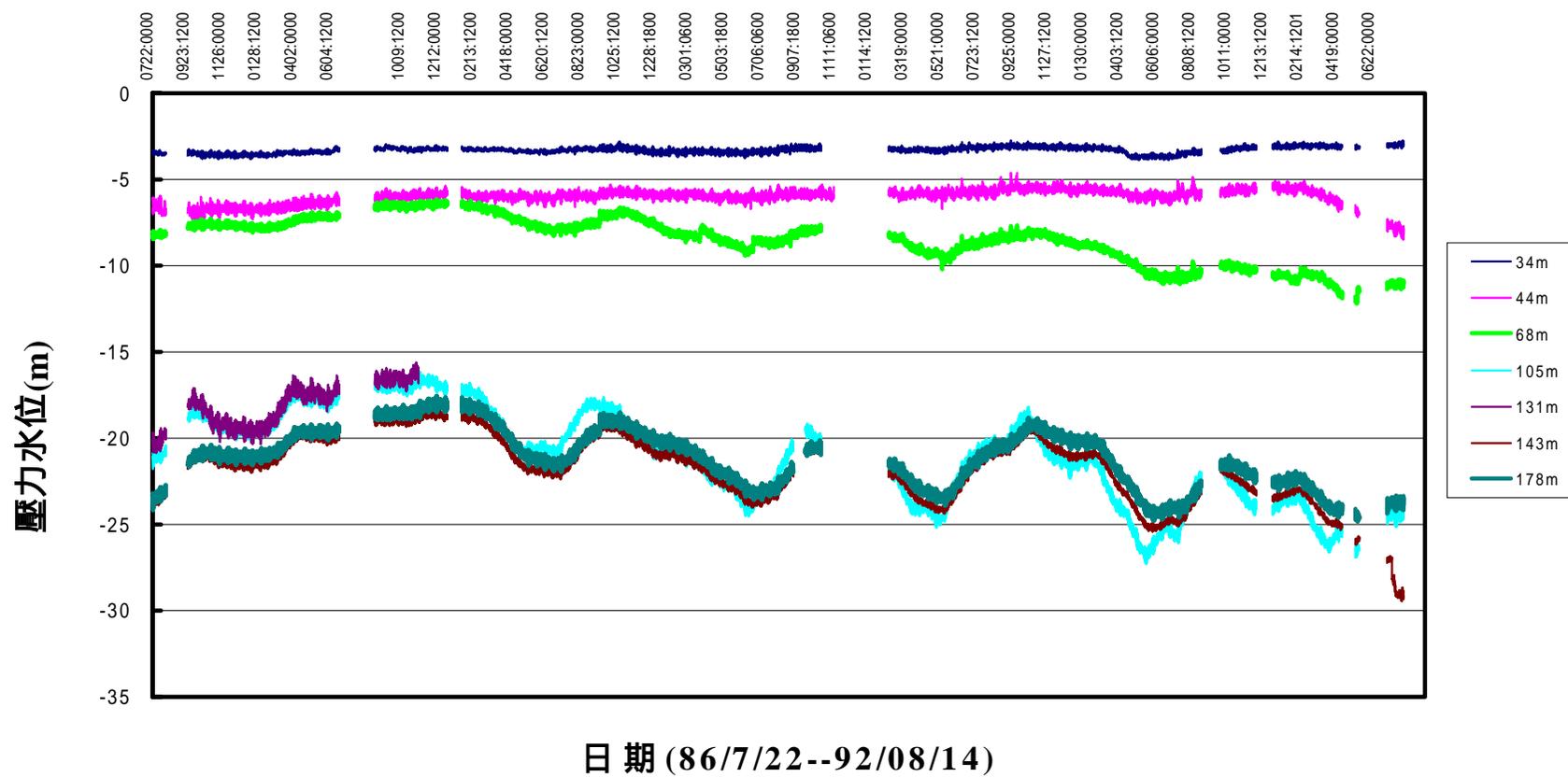


圖 4-12 布袋港分層水位變化圖(自記式)

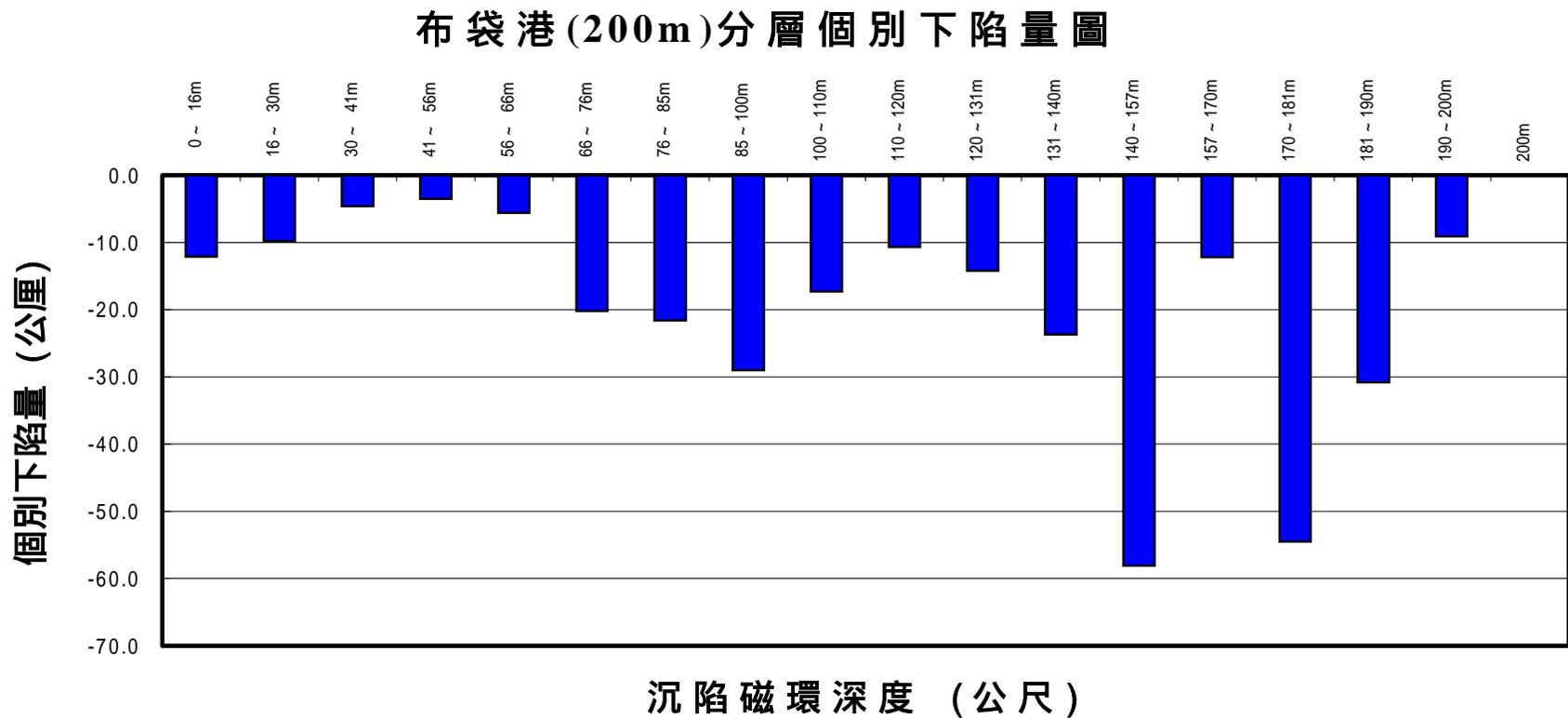


圖 4-13 布袋港分層個別下陷量圖

圖 4-14 為不同時期不同深度之感應磁環相對於深度 200 公尺感應磁環之累積曲線比較圖，由圖顯示，從 85 年 2 月至 92 年 12 月之 6 年 9 個月期間，布袋港地表下 8 m 至 200 m 間之沉陷總量為 337 公厘，而其中 140 ~ 200 m 之沉陷量 164 公厘，佔總沉陷量之 48% 以上，由此資料顯示，布袋港之沉陷屬於深層沉陷，且較 200 m 更深之處仍可能有沉陷發生，因此布袋港之總沉陷量應比監測所量測之壓縮總量還大。

4.3.4 相關性分析

綜合上述地質、雨量、分層地下水位及分層地層下陷之分析，本節簡要之探討其間之相關性。布袋港位於嘉義沿海地區，其雨量分析乃依據中央氣象局記錄，86 ~ 91 年之降雨量大多集中在 6、7、8 月，其餘月份雨量較少，唯 87 年降雨量從 2 月份開始便增多，但 89 年之年降雨量僅有 1350 公釐，而 90 年 9 月份之降雨量則高達 1,320 公釐。

淺層地下水位屬於局部性，其受港區抽水之影響，若是鄰近區域之抽水，則較不影響，而深層之地下水位屬於區域性，港區及附近區域之抽水皆會對其影響，由於港區並無抽水現象發生，淺層水位應無多大變化，但淺層水位除了受漲退潮之潮位影響外，受到雨量之影響最大，7、8 月雨季時，水位上升，11、12 月旱季時，水位下降，因此淺層土層若無抽水引致壓密水位下降之影響，僅受季節性雨量之影響，則淺層土層僅會因水位上升受解壓而微小之膨脹，水位下降時受再壓而微小之壓縮，整體而言不太會有沉陷發生。而 34 m 之地下水位，雖屬淺層水位，但由於 9.5 ~ 11.6 m 有沉泥層，14.1 ~ 32.8 m 有細砂夾多層之薄粘土，因此 34 m 之水位已非純自由水位而是半受壓水位，因此附近區域之抽水亦會影響其水位變化，由水井之調查，布袋鎮 10 ~ 30 m 之水井有 909 口，是淺層抽水之主要深度，故 34 m 之水位於 11、12 月旱季時因抽水較多，而水位較低，致使淺層土壤 16 ~ 41 m 亦有些壓縮量。而深層之地下水位理應較不受到雨量變化之影響，而受到深層抽水之影響較大，其中 44 m 之水位無多大變化，雖然 41 ~ 66 m 土層

大多為粘土層或沉泥層，其土層壓縮量亦極小。而 68 m 之水位變化較 44 m 水位為大，又 66 85 m 之土層大多為粘土層或沉泥層其土層之壓縮量較大；105 m、131 m、143 m、178 m 處之水位變化極為明顯，因此 85 200 m 之土層沉陷亦很明顯，100 200 m 之水位屬於較深層之水位，理應不太受雨量分佈之影響，若有受雨量補注之影響亦應有一段延遲現象，但此處深層水位，卻於 7、8 月雨季時水位逐漸上升，11、12 月旱季時水位逐漸下降，其原因何在？依本研究之見解，乃因雨季時地面水源充足，附近工業區或漁塭區減少使用地下水，而較少抽水，故深層水位上升，而旱季時，地面水源缺乏，引起附近工業區或漁塭區，大量抽取地下水，致使深層水位急速下降，亦引發深層之地層下陷。而由圖 4-14 分層沉陷顯示：壓縮量較大之位置，大多發生在抽水層鄰近深度之粘土層，即發生在砂土層厚度較大之鄰近的粘土層，如 131 157 m，170 181 m 即是抽水層鄰近之粘土層，其壓縮量最大。另由水井之調查，可發現 150 m 深以上之水井有 319 口，佔抽水井之比例極高，因此 143 m、178 m 之水位最低且變化大，因此沉陷量亦大，由分層沉陷資料圖 4-14 顯示，140 200 m 之沉陷量約佔總沉陷量 50 %。

布袋港(200m)地層分層下陷觀測圖

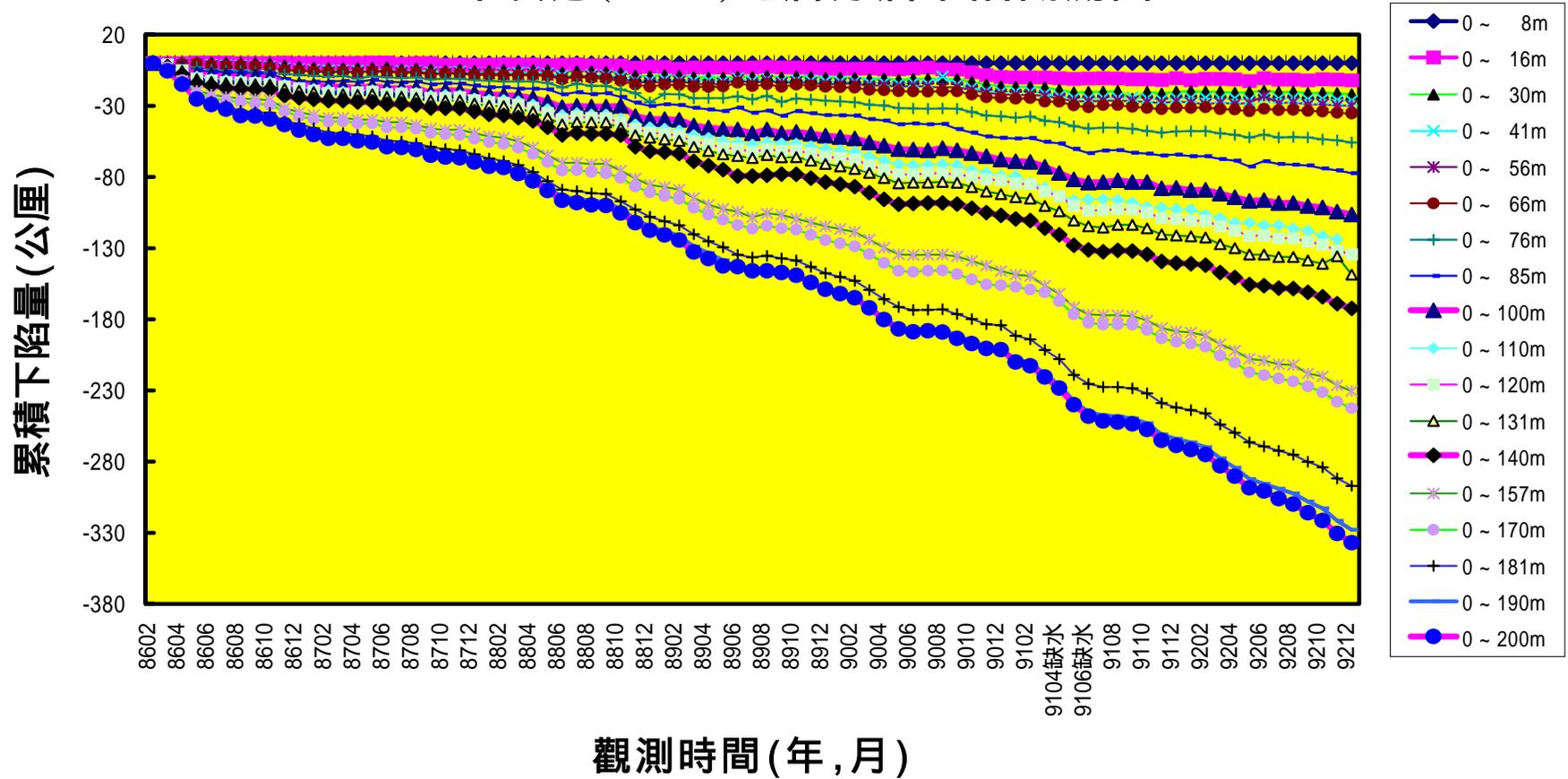


圖 4-14 布袋港分層累積下陷量圖(200m)

4.4 台中港

4.4.1 監測井地質分析

台中港監測站在深度 199 公尺之土層，根據現場鑿井取樣如圖 4-1，約可概分為 14 個次層，分別簡述如下：

1. 砂土層(SW SM)：分佈在地表下 0 -18.18 m，皆大部分為灰色砂土層。
2. 粘土層(CL)：分佈於地表下-18.18 m -27.27 m 處，厚約 9 公尺之灰色砂土層。
3. 砂土層(SM)：分佈於地表下-27.27 m -30.91 m 處，厚約 3.6 公尺之灰色砂土層。
4. 粘土層(CL)：分佈於地表下-30.91 m -54.55 m 深度，厚達 14 公尺之灰色粘土層。
5. 砂含石子層(SW SP)：分佈於地表下-54.55 m -72.73 m 深，為含砂石之灰色砂土層。
6. 粘土層(CL)：分佈於地表下-72.73 m -90.3 m 深處，為一層厚約 17 公尺之灰色粘土層。
7. 砂含石子層(SW SP)：分佈於地表下-90.3 m -110 m 深處，為含砂石之灰色砂土層。
8. 粘土層(CL)：分佈於地表下-110 m -138.48 m 深處，厚約 28 公尺之灰色粘土層。
9. 砂土層(SM)：分佈於地表下-138.48 m -156.67 m 深，厚為 18.2 公尺之灰色砂土層。
10. 粘土層(CL)：分佈於地表下-156.67 m -163.64 m 深，為一層厚 7 公尺之灰色粘土層。
11. 砂土層(SM)：分佈於地表下-163.64 m -179.4 m 深，厚約 16 公尺

之砂土層。

12. 粘土層(CL)：分佈於地表下-179.4 m 至-181.8 m 深，為一層厚 2 公尺之粘土層。
13. 砂石層(SW SP)：分佈於地表下-181.8 m -189.4 m 深處，為灰色之砂石土層。
14. 粘土層(CL)：分佈於地表下-189.4 m 至-199 m 深，為一層厚 10 公尺之粘土層。

4.4.2 地下水位分析

於台中港之 26 號碼頭綠地區，設置 200 公尺深之分層水壓觀測站，共埋設 5 支開放式水壓計，其深度分別為 29 m、63 m、100 m、145 m、173 m，自 88 年 6 月 29 日開始以自動量測系統量測(如圖 4-16)，目前因量測系統故障，資料記錄至 91 年 6 月 7 日止。手動量測自 88 年 7 月開始，每月量測一次，其結果如圖 4-17 所示。

由圖 4-17 顯示，地下水位可分為 5 個層次，由水位變化得知，第 1 層含水層 29 m 之水位介於-3~-4.8 m，第 2 層含水層之 63 m 之水位介於-3~-5.5 m，其中以 92 年 8 月時水位(-5.5 m)最低，第 3 層含水層之 100 m 水位為-3.4~-5.6 m，第 4 層含水層之 145 m 水位為-3.6~-5.8 m，第 5 層含水層之 173 m 水位於-3.7~-6.3 m 之間，故變化較大。圖 4-16 為自記式分層水位變化圖，資料擷取為設定每 6 小時記錄一次，由於台中港受到 921 大地震影響，導致部份碼頭有液化現象，而本水壓監測站之水位亦取得記錄，88 年 9 月 21 日 00 時 00 分之各分層水位約-3~-5 m，地震後 9 月 21 日 06 時 00 分之各分層水位約為-0.2 m，因地震時間為 9 月 21 日 01 時 47 分，由此印證各層水位是於地震後才上升。

4.4.3 分層沉陷分析

於台中港區第 26 號碼頭綠地之位置，設立 199 m 深之分層地層下

陷監測井，分別在深度 0、3、10、18、27、31、54、73、90、110、138、157、164、179、181、189、199 m 之位置安裝一個沉陷磁環，共 17 個磁環。自 88 年 6 月開始量測，至 92 年 12 月止共 4 年 6 個月期間，累積總沉陷量約 55 mm，其中 0~90 m 沉陷量約 39 mm，佔總沉陷量 70% 以上，其間以 88 年 9 月至 10 月，因地震產生之總沉陷量 32.9 mm 最多，而 88 年 10 月至 92 年 12 月止，總沉陷量為 22.1 mm。

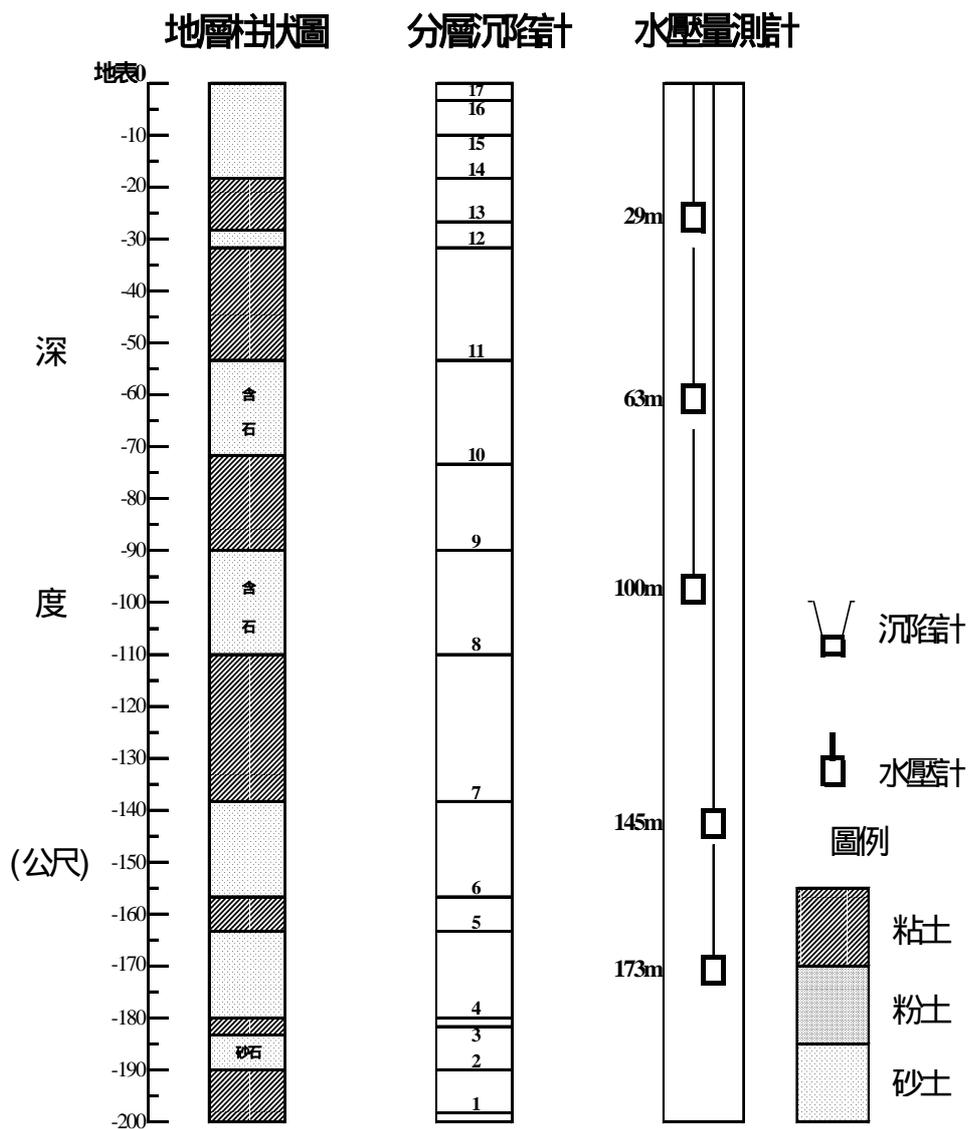


圖 4-15 台中港分層沉陷及水壓觀測站土層柱狀圖

台中港分層水位變化(自記式)

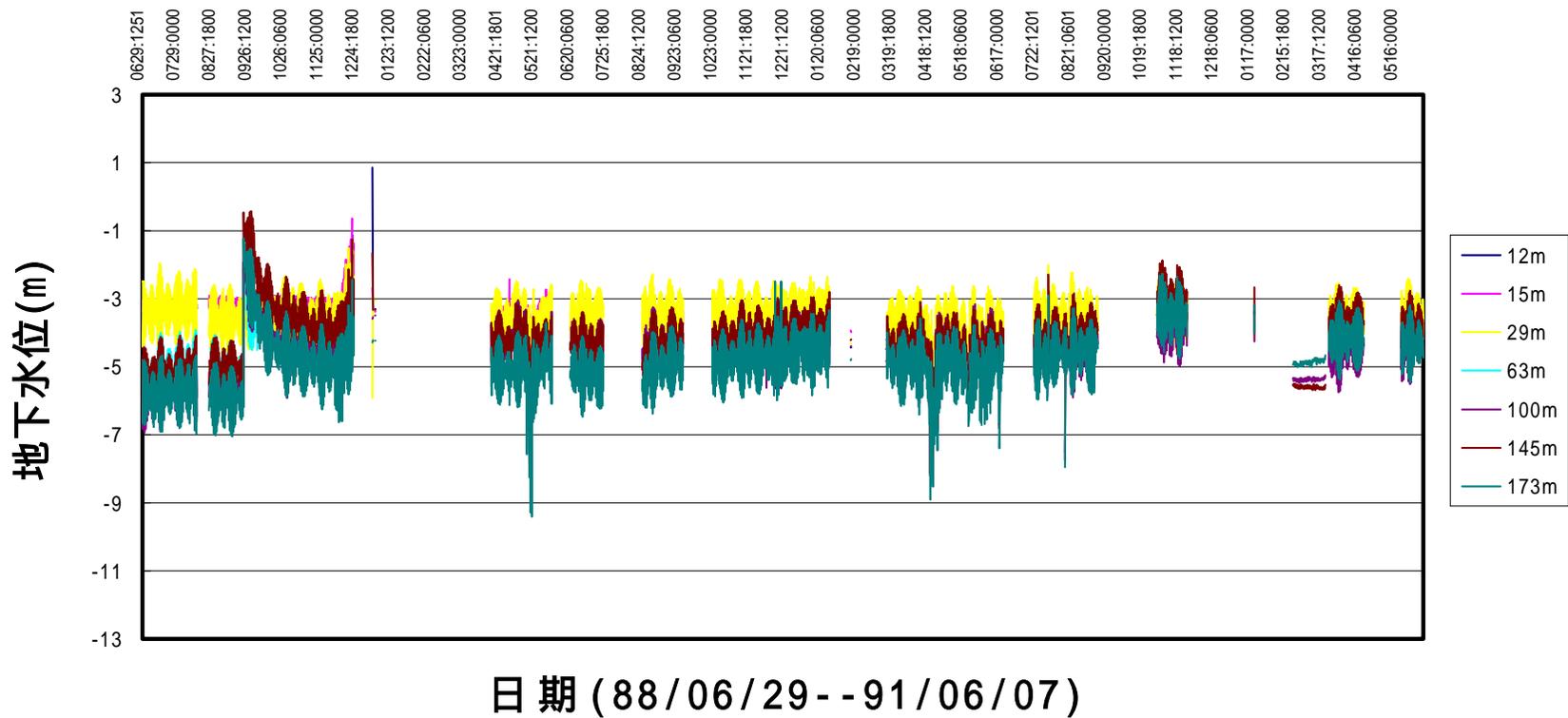


圖 4-16 台中港分層水位變化圖(自記式)

台中港地層分層下陷觀測圖

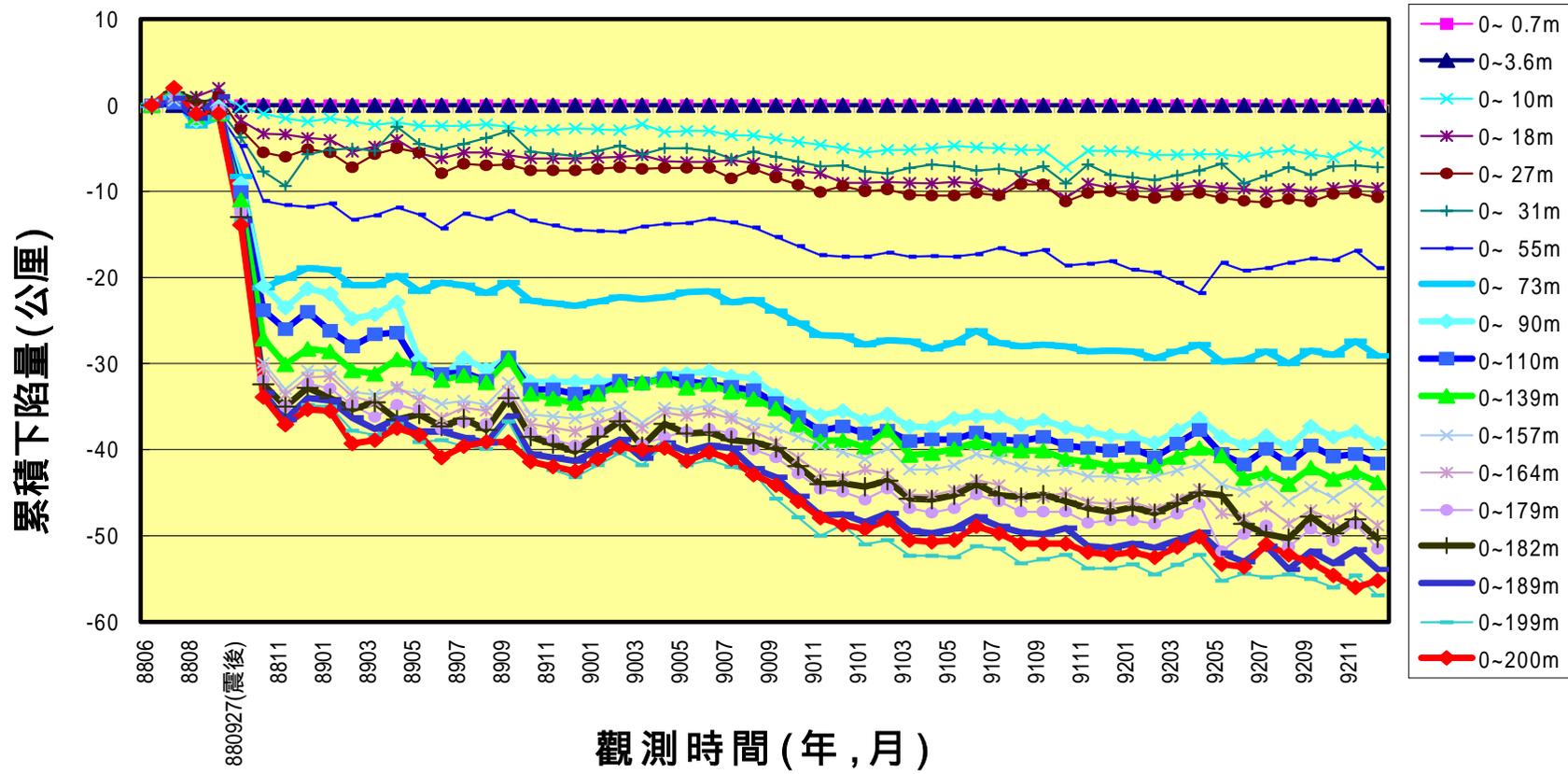


圖 4-17 台中港分層水位變化圖(手動量測)

台中港分層水位變化(手動量測)

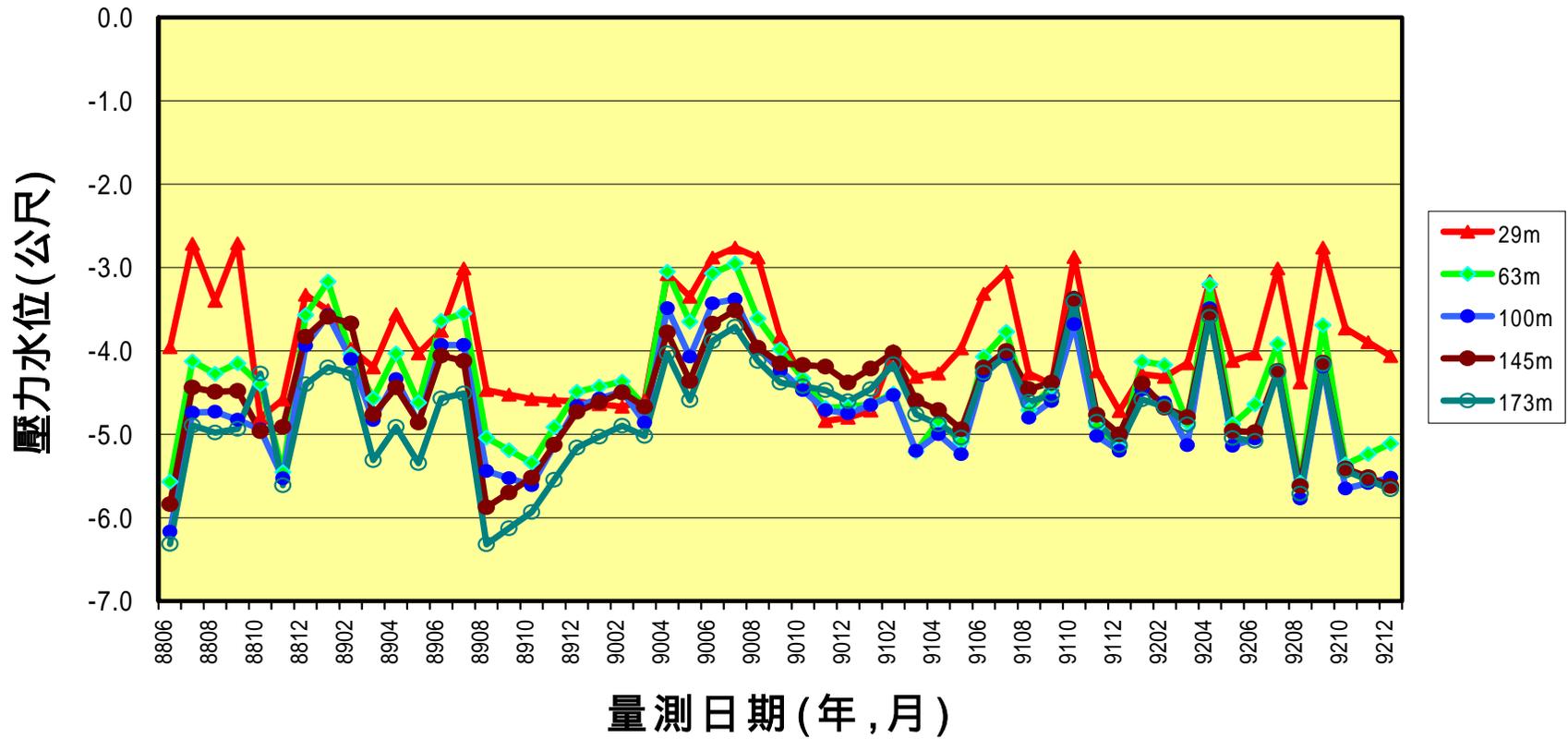


圖 4-18 台中港分層累積下陷量圖(200m)

第五章 結論與建議

5.1 大鵬灣

1. 由大鵬灣地下水位監測結果顯示:35 m 及 58 m 之淺層水位介於-3 m -4 m 之間,105 m 142 m 之深層水位變化較大,105 m 之水位自-4.8 m 下降至-5.6 m 後又回到-4.7 m , 然後緩和下降至-6.4 m , 至 90 年 5 月之-6.8 m 最低 ; 142 m 處之水位由-4.5 m 漸漸上升至-3.5 m 再下降至-5.8 m , 隨後緩升至-3.2 m ; 202 m 之深層水位由-7.4 m 逐漸上升至-5.7 m 後再下降至-6.3 m , 由此可知 , 大鵬灣附近地區有超抽地下水情形 , 而以 105 m、 142 m 深度之受壓水層較為明顯。另 87 年聖嬰年關係 , 使得水位上升沉陷速率較緩 , 至 88 年 2、 3、 4 月雨量較少 , 水位繼續下降 , 沉陷速率亦加大。
2. 由大鵬灣地層下陷監測結果顯示 : 大鵬灣自 87 年 3 月至 92 年 12 月止 , 共 5 年 8 個月總累積沉陷量為 8.2 公分 , 一年之沉陷量約為 2 公分 , 而其中地表至 51.3 m 之沉陷量 6.6 公分 , 佔總沉陷量之 80% , 由此資料顯示 , 大鵬灣之沉陷屬於淺層沉陷。

5.2 安平港

1. 由安平港 16 20 號碼頭區 88 年 7 月至 92 年 12 月之地下水位監測結果顯示:40.5 m 75 m 之淺中層地下水位分別下降 1.3 m 及 0.8 m , 105 m 之粘土層地下水位稍微下降 0.25 m , 145 m 之深層地下水位沒有變化 , 187 m 之深層地下水位沒有下降 , 反而上升 1.8 m。由此可知 , 安平港附近地區 88 年 7 月至 92 年 12 月有超抽 40 m、 75 m 淺中層之地下水 , 而深層 187 m 之受壓水層則有減抽現象。

2. 由安平港 16 20 號碼頭區之地層下陷監測結果顯示：安平港 16 20 號碼頭區 88 年 7 月至 92 年 12 月之沉陷量約為 7.7 公分，其中地表至 56 m 之沉陷量 6.7 公分，佔總沉陷量之 87%，由此資料顯示，安平港 16 20 號碼頭區之沉陷屬於淺層沉陷。而 181 200 m 沉陷量 0.3 cm，顯示此層亦是超抽之地下水層，因此亦有些深層沉陷。唯安平 18-19 號碼頭區之沉陷雖有超抽地下水引致之沉陷，但由水位變化可知超抽並不嚴重，因此超抽地下水引致之沉陷量，應不會如上述沉陷監測結果那樣大，故上述監測結果之沉陷量，可能亦有大半為填土所引致之沉陷。

5.3 布袋港

1. 由布袋港之地下水位監測結果顯示：淺一層(34m)地下水位約在 -3.3~3.7 m 間反復振盪，淺二層(68m)約在 -6 m~-8 m 間振盪，而深層之 105 m、131 m 及 143 m、178 m 處之地下水位已分別降至 -24.7 m 及 -25 m，由此可知，布袋港附近地區有超抽深層之地下水，致使港區之深層水位受影響而下降。
2. 由布袋港之地層下陷監測結果顯示：布袋港自 86 年 2 月至 92 年 12 月止，共 6 年 8 個月總累積沉陷量為 33.7 公分，平均一年之沉陷量約為 5 公分，其中百分之 50 以上之沉陷在深度 140~200 m 處發生，是屬於深層沉陷，因此在本計劃監測深度 200 m 之外，即較 200 m 更深之處亦有可能產生沉陷。

5.4 台中港

1. 由台中港之地下水位監測結果顯示：台中港各層水位維持約於 -3~-5 m 之間，而中、深層 63、100、145、173 m 之水位雖於 89 年降雨量減少而有明顯下降，但隨後又漸回升。

2. 由台中港之地層下陷監測結果顯示：自 88 年 6 月開始至 92 年 12 月止共 4 年 6 個月期間，累積總沉陷量約 5.5 公分，其間 88 年 9 月至 10 月，因 921 地震所產生之總沉陷量為 3.29 公分，此震陷資料則留待進一步詳細分析。

參考文獻

- 1.水利處(1995), 台南地區地盤下陷檢測成果報告。
- 2.水利處(1996), 嘉義沿海地區地盤下陷檢測報告。
- 3.水利處(1997), 屏東縣沿海地區地盤下陷檢測報告。
- 4.屏東縣政府(1997), 大鵬灣風景特定區整體發展規劃設計。
- 5.港灣研究中心(1999), 港灣地區地層下陷監測研究(), 安平港地層下陷監測與資料查詢系統之研究。
- 6.港灣研究中心(2000), 大鵬灣地下水位及地層下陷監測研究計畫, 大鵬灣國家風景區管理處委託研究。
- 7.港灣研究中心(2001), 布袋港漂沙及地層下陷監測研究計畫(), 交通部高雄港務局委託研究。
- 8.歐陽正宅、侯和雄(1982)「台灣地區環島航運系統發展計畫(二)港址的調查與設計」, 港灣技術研究所。
- 9.嘉義縣政府(1995), 布袋海埔新生地第二期地質鑽探工程。
- 10.嘉義縣政府(1993), 嘉義縣布袋港擴建客貨碼頭整體規劃報告。
- 11.李豐博、賴聖耀、謝明志 (1992)「海岸土層下陷行為與預測之研究」, 港灣技術研究所研究報告82-研(十)。
- 12.陳志芳、賴聖耀(2002),「布袋港地下水位與地層下陷監測研究」, 第二十四屆海洋工程研討會, PP.664~670。
- 13.賴聖耀、李豐博、陳志芳(1997)「安平港長期性地下水位變化與分層地層下陷監測研究」, 港灣技術研究所研究報告86-研(十)。
- 14.賴聖耀、李豐博、謝明志 ,(1993)「地下水位歷時性變化與地層歷時性下陷之關係研究」, 第十七屆全國力學會議。
- 15.賴聖耀(1994)「雲林沿海地區地下水位變化與地層下陷之關係」, 港灣報導, No.27。
- 16.賴聖耀、李豐博、蘇吉立、陳志芳(1995)「以Rowe cell壓密試驗探討海岸土層之沉陷特性」第六屆大地工程學術研究討論會。

17. Becker, D.E. (1981), Settlements under intermittent loading on a clay subsoil, Ph.D. thesis University of Western Ontario, Canada.
18. Biot, M.A. (1941), "General theory of three-dimensional consolidation", J. of applied physics 12(2).
19. Lay, S.Y. & Hsieh, M.J. (1995) "The step-loading model of subsidence induced by groundwater level changes with time." Proceedings of the Fifth International Symposium on Land Subsidence The Hague.
20. Leake, S.A. & Prudic, D.E. (1988), Documentation of A Computer Program to Simulate Aquifer-System Compaction Using the Modular Finite-Difference Ground-water Flow Model, U.S. Geological Survey, Report No. 88-482, Tucson, Arizona.
21. Helm, D.C. (1975), "One-Dimensional Simulation of Aquifer -System Compaction Near Pixley, California, 1, Constant Parameters", Water Resources Research, Vol. 11, No. 3, PP. 465-478.
22. Terzaghi, K. (1943), Theoretical soil mechanics, John Wiley & Sons, New York.
23. Liao, S.S.C., D. Veneziano, and R.V. Whitman (1988) "Regression Models for Evaluating Liquefaction Probability" , J. of Geot. Engr., ASCE, Vol. 114, No. 4, pp. 389-411.
24. Seed, H.B., K. Yokimatsu, L.F. Harder, and R.M. Chung (1985) "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluation", J. of Geot. Engr., ASCE, Vol. 111, No. 12, pp. 1425-1445.