

93-66-799
MOTC-IOT-92-H1BA01-1

港灣地區地震監測與土壤液化 潛能評估之研究(2/3)



交通部運輸研究所
中華民國九十三年四月

93-66-799
MOTC-IOT-92-H1BA01-1

港灣地區地震監測與土壤液化 潛能評估之研究(2/3)

著 者：賴聖耀、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

港灣地區地震監測與土壤液化潛能評估之研究(2/3)

著 者：賴聖耀、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

港灣地區地震監測與土壤液化潛能評估之研究
(2/3)

交通部運輸研究所

GPN : 1009301429

定價 元

交通部運輸研究所出版品摘要表

出版品名稱：港灣地區地震監測與土壤液化潛能評估之研究 (2/3)			
國際標準書號（或叢刊號）	政府出版品統一編號 1009301429	運輸研究所出版品編號 93-66-799	計畫編號 H1BA01-1
主辦單位：港灣技術研究中心 主管：邱永芳 計劃主持人：賴聖耀 協同主持人：陳志芳、謝明志、賴瑞應 聯絡電話：04-26587186 傳真號碼：04-26564418			研究期間 自 92 年 01 月 至 92 年 12 月
關鍵詞：地震監測、動態孔隙水壓、液化潛能			
摘要： 台灣恰處於太平洋地震帶西環，地震相當頻繁。在強烈地震作用下，港灣地區沖積土層與海埔新生地，極有可能發生液化現象造成港灣設施破壞。因此本計畫分二個子計畫分別執行，第一子計畫為「港灣地區地震及動態孔隙水壓監測之研究」，第二子計畫為「本土化液化分析模式與港區液化危害度之研究」。 第一子計畫於台中港及台北港區設置地表型、埋入型地震計及動態水壓計，探討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。第二子計畫搜集台中港、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，以邏輯迴歸法，建立 CPT 試驗之本土化液化分析模式，以判別分析法，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。			
出版日期	頁數	定價	本 出 版 品 取 得 方 式
93 年 4 月	310		凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
機密等級： ☐ 限閱 ☐ 機密 ☐ 極機密 ☐ 絕對機密 （解密【限】條件：☐ 年 月 日解密，☐ 公布後解密，☐ 附件抽存後解密， ☐ 工作完成或會議終了時解密，☐ 另行檢討後辦理解密） ■ 普通			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

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

TITLE: Seismic Wave Monitoring and Evaluation of liquefaction potential at Harbor Areas (2/3)			
ISBN(OR ISSN)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1009301429	IOT SERIAL NUMBER 93-66-799	PROJECT NUMBER H1BA01-1
DIVISION: HARBOR & MARINE TECHNOLOGY CENTER DIVISION DIRECTOR: Yung-Fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: S. Y. Lai PROJECT STAFF: 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, excess porewater pressure, liquefaction potential			
ABSTRACT: 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 may cause damages for coastal and harbor facilities at this area. Hence, this project is divided into two subprojects: The first subproject is "Seismic Wave and Excess Porewater Pressure Monitoring at Harbor Areas." In this study, the ground surfaced and embedded seismographs and piezometers were installed in Taichung Harbor and Taipei Harbor area. By combining with the monitoring results of seismic waves and excess porewater pressures in ground during earthquakes, the seismic response and liquefaction behavior of soils in the concerned area mentioned above were examined. The second subproject is "The Study for Local Models of Liquefaction and the Risk of Liquefaction at Harbor Areas. " In this study, We collected 174 CPT data sets and 288 SPT data sets of liquefaction and non-liquefaction cases from Chi-Chi earthquake. The Logistic regression model and the Discriminant model of the statistic classification method applied on these data. Several local models for evaluating liquefaction potential using CPT data and SPT data were established in this study. The relationship of probability of liquefaction (P_L) and factor of safety against liquefaction (F_s) were also investigated. As a result, ground subsidence and liquefaction potential for the Taichung Harbor and Taipei Harbor area during earthquakes were also analyzed.			
DATE OF PUBLICATION April 2004	NUMBER OF PAGES 310	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,A _{max} =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,A _{max} =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，土壤之承载力會逐漸減低，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，土壤的承载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， T_G =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 $\lg$ 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 0.10~0.15g 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 α 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 α 表示)隨硬地盤 PGA 增大而減小，且地震規模愈大， $M_{A,S}$ 愈小。

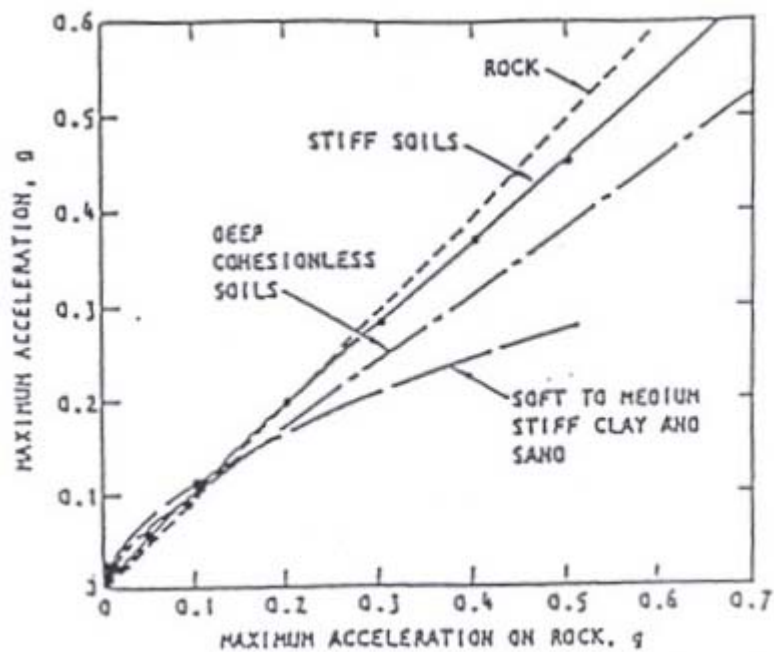


圖 2-1 美國不同地盤條件之地表 PGA_S 與岩盤露頭 PGA_R 關係圖
(Seed et al., 1975)

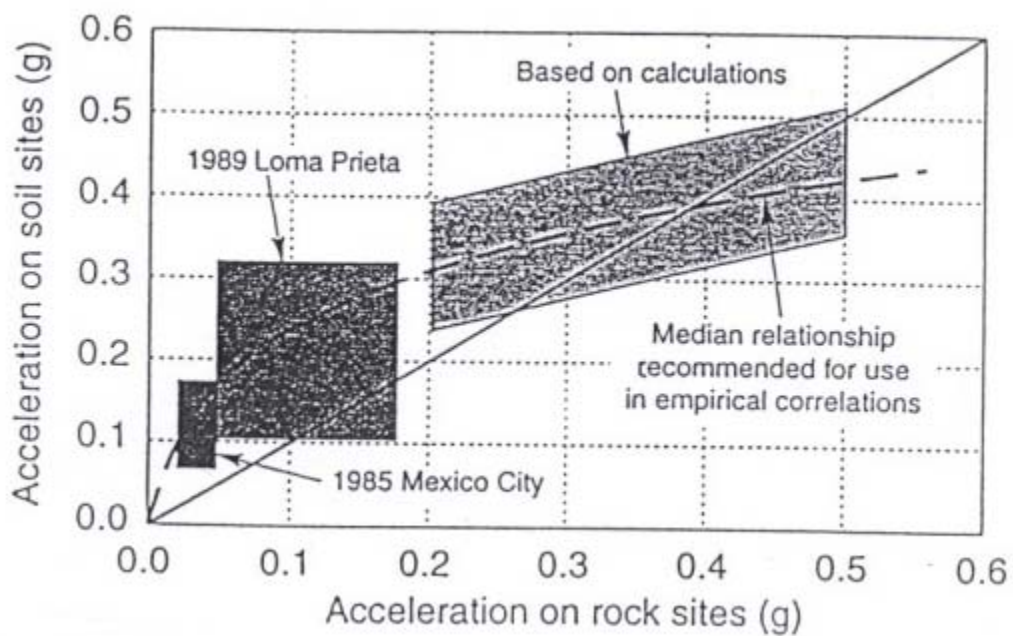
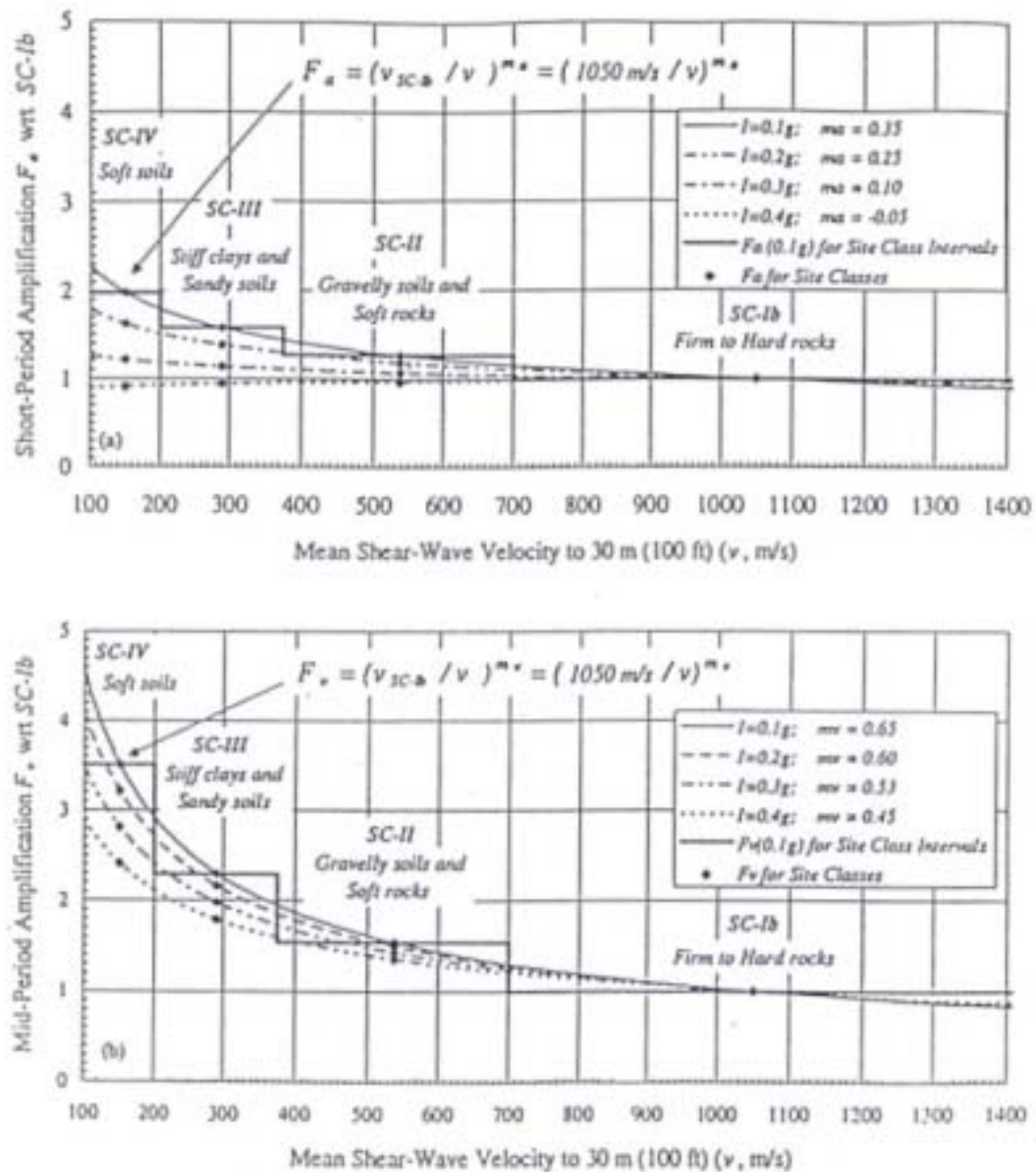


圖 2-2 軟弱地盤地表 PGA_S 與岩盤露頭 PGA_R 之關係圖
(Seed et al., 1975)



(a) Short-period F_a 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)

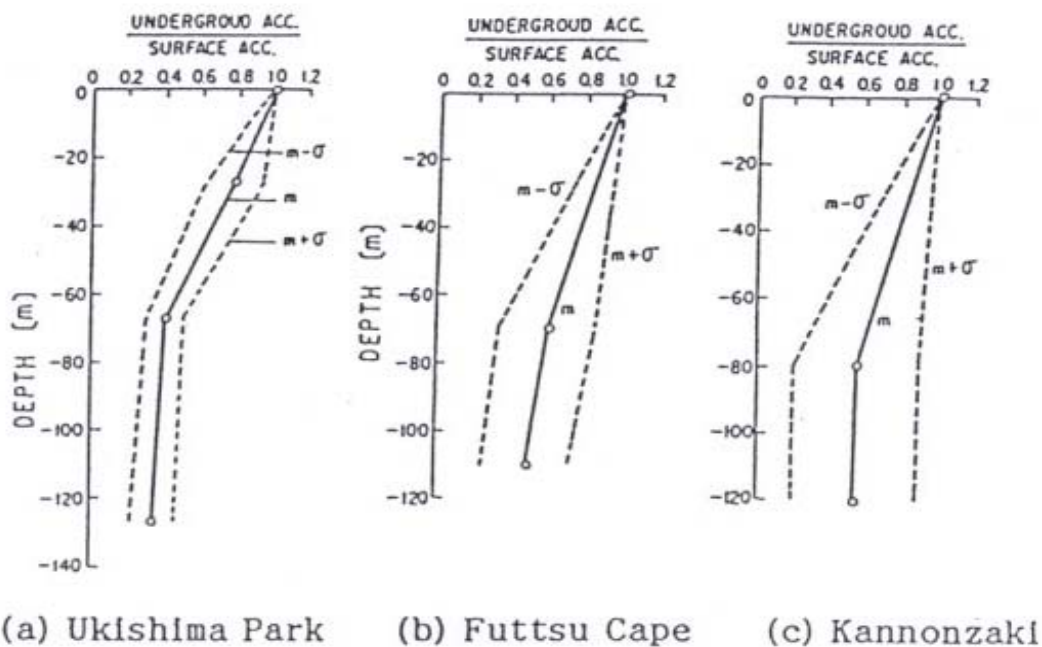
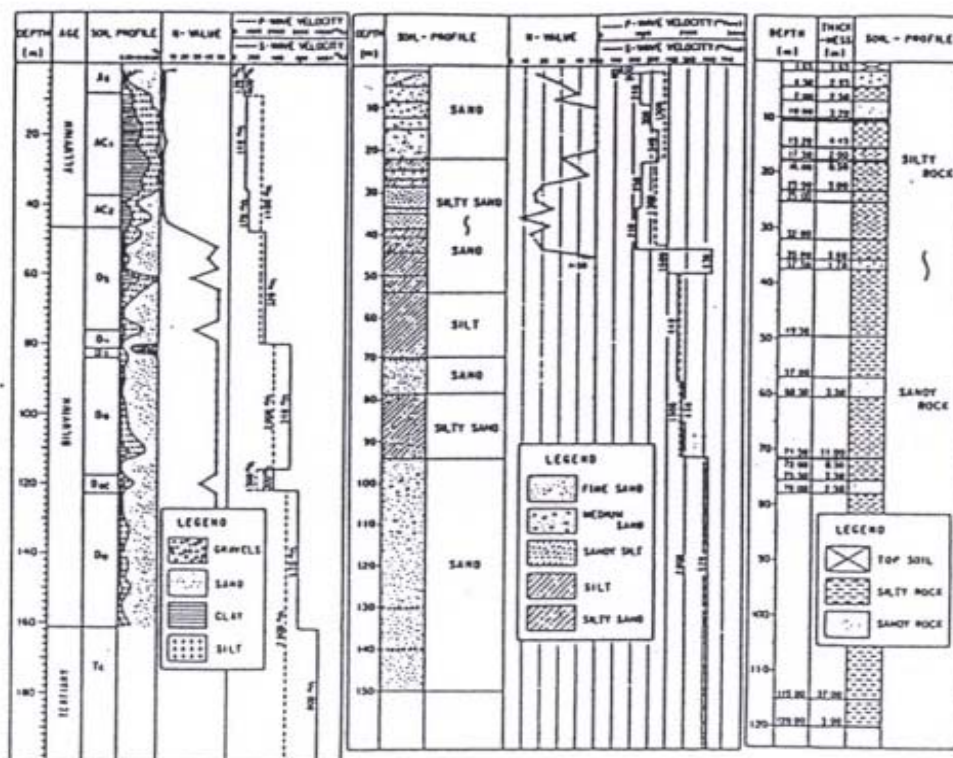


圖 2-4 日本東京灣附近三處工址之地盤最大加速度比值隨深度變化之剖面圖(Kazuhiko & Keiichi, 1991)

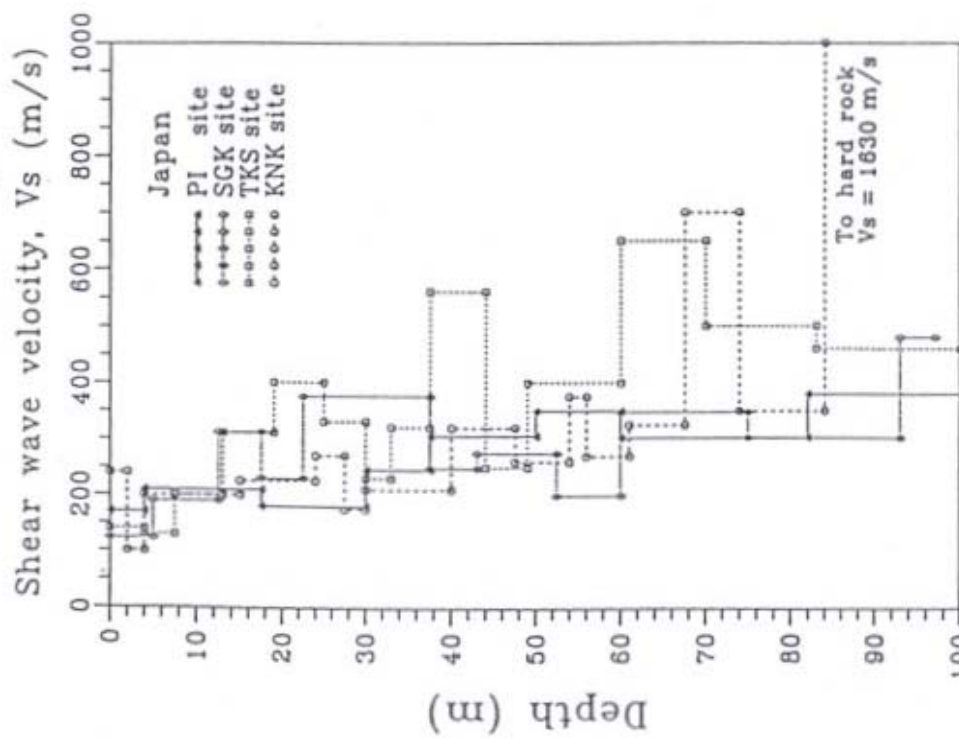


圖 2-5 日本 Kobe 市附近四處工址之剪力波速度剖面(摘自 Sato et al, 1996)

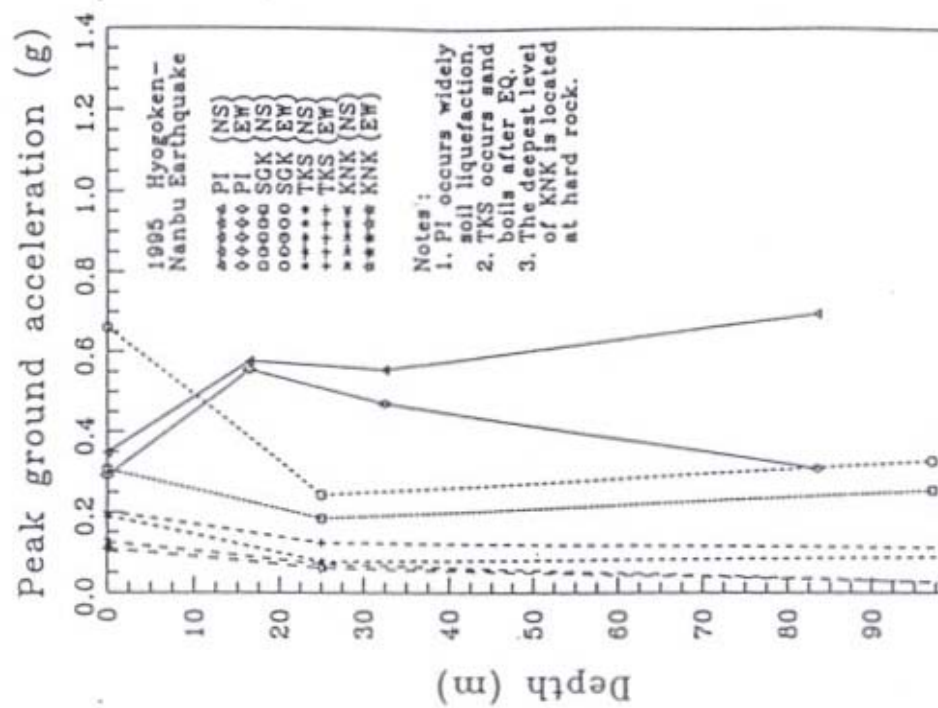


圖 6-5 日本 Kobe 市附近四處工址之地盤最大加速度隨深度變化剖面(摘自 Sato et al, 1996)

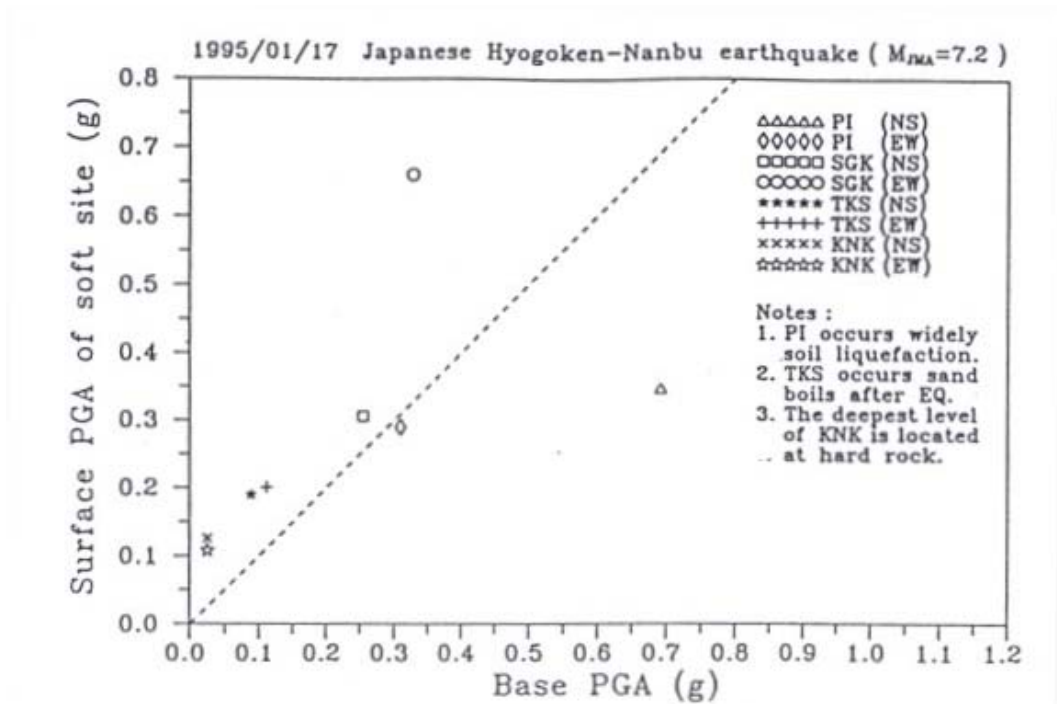


圖 2-7 日本 Kobe 市附近四處工址之地盤最大加速度與量測最深處之地盤最大加速度關係圖(取自 Sato et al, 1996)

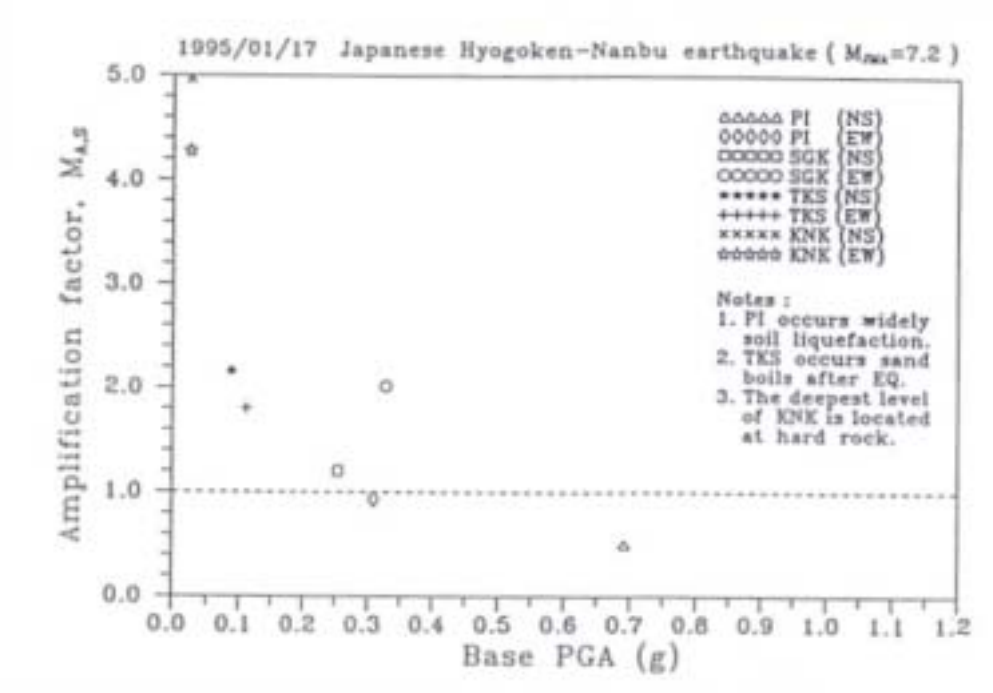


圖 2-8 日本 Kobe 市附近四處工址之土層放大係數
(取自 Sato et al, 1996)

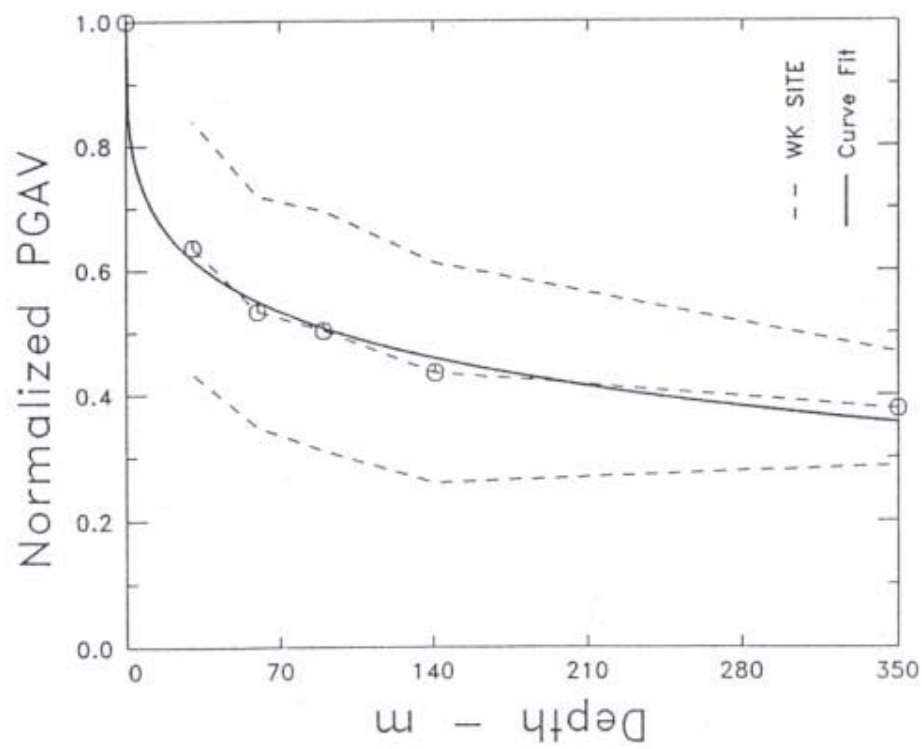
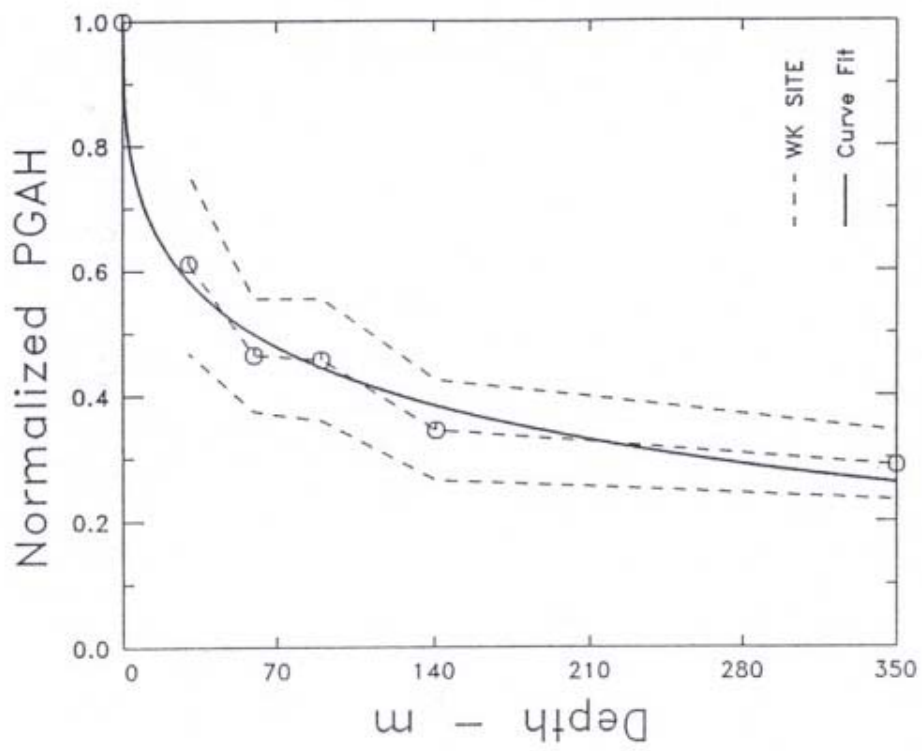


圖 2-9 台北盆地五股測區最大加速度隨深度變化之關係圖
(溫國樑、葉永田,1996)

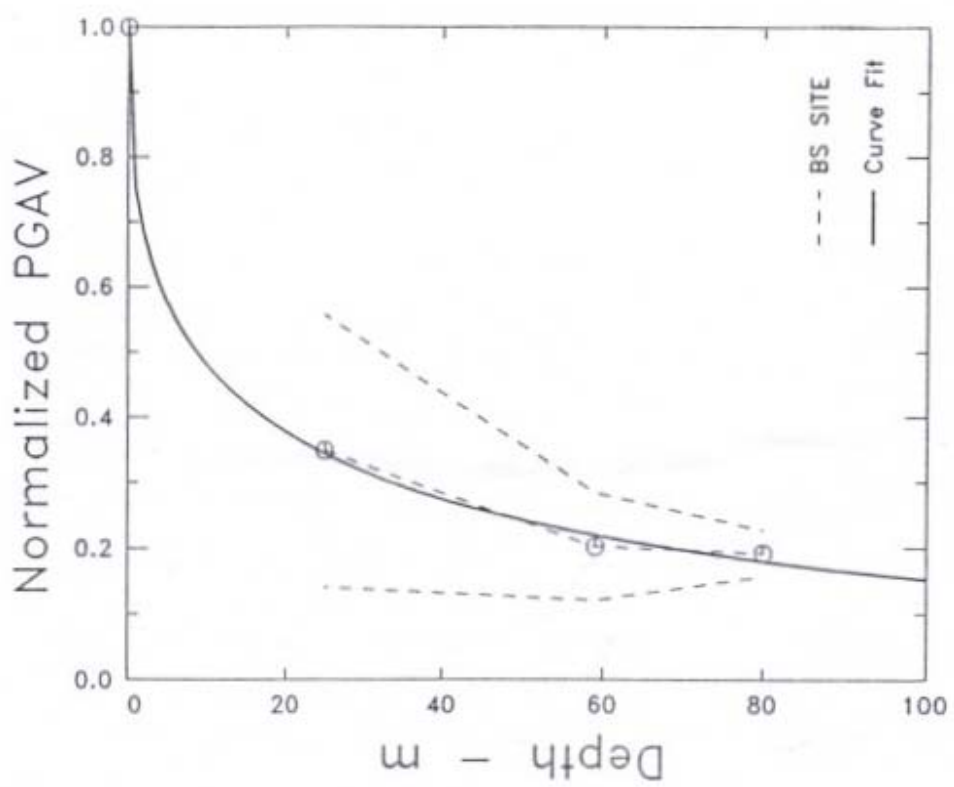
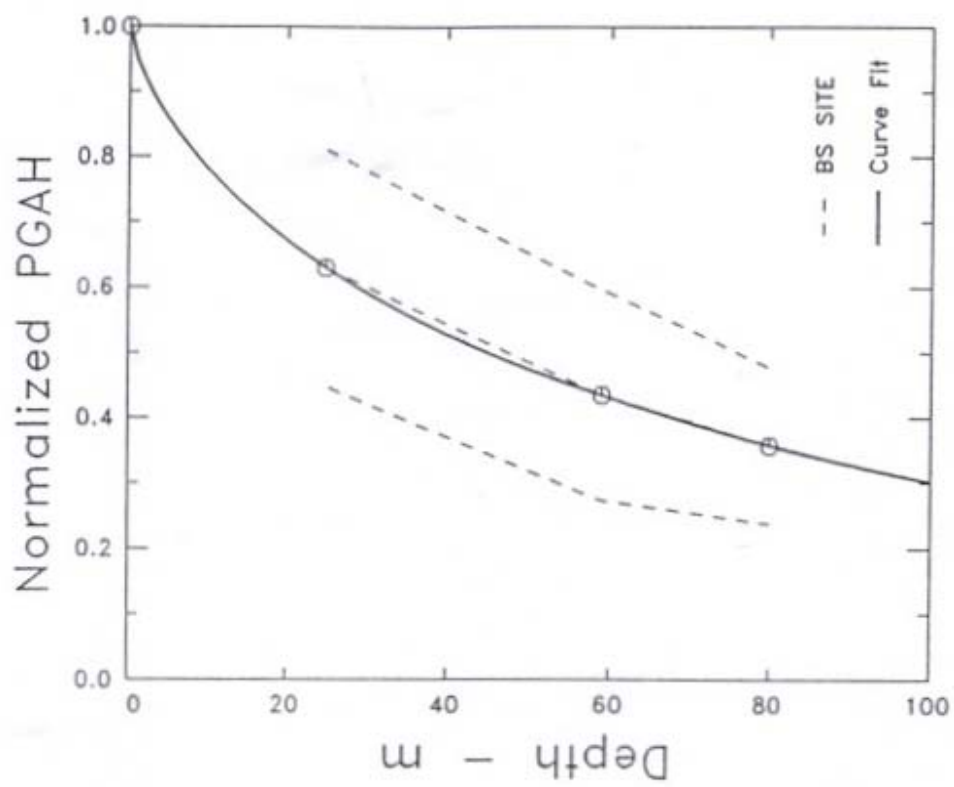


圖 2-10 台北盆地板橋水利處測區最大加速度隨深度變化之關係圖
(溫國樑、葉永田, 1996)

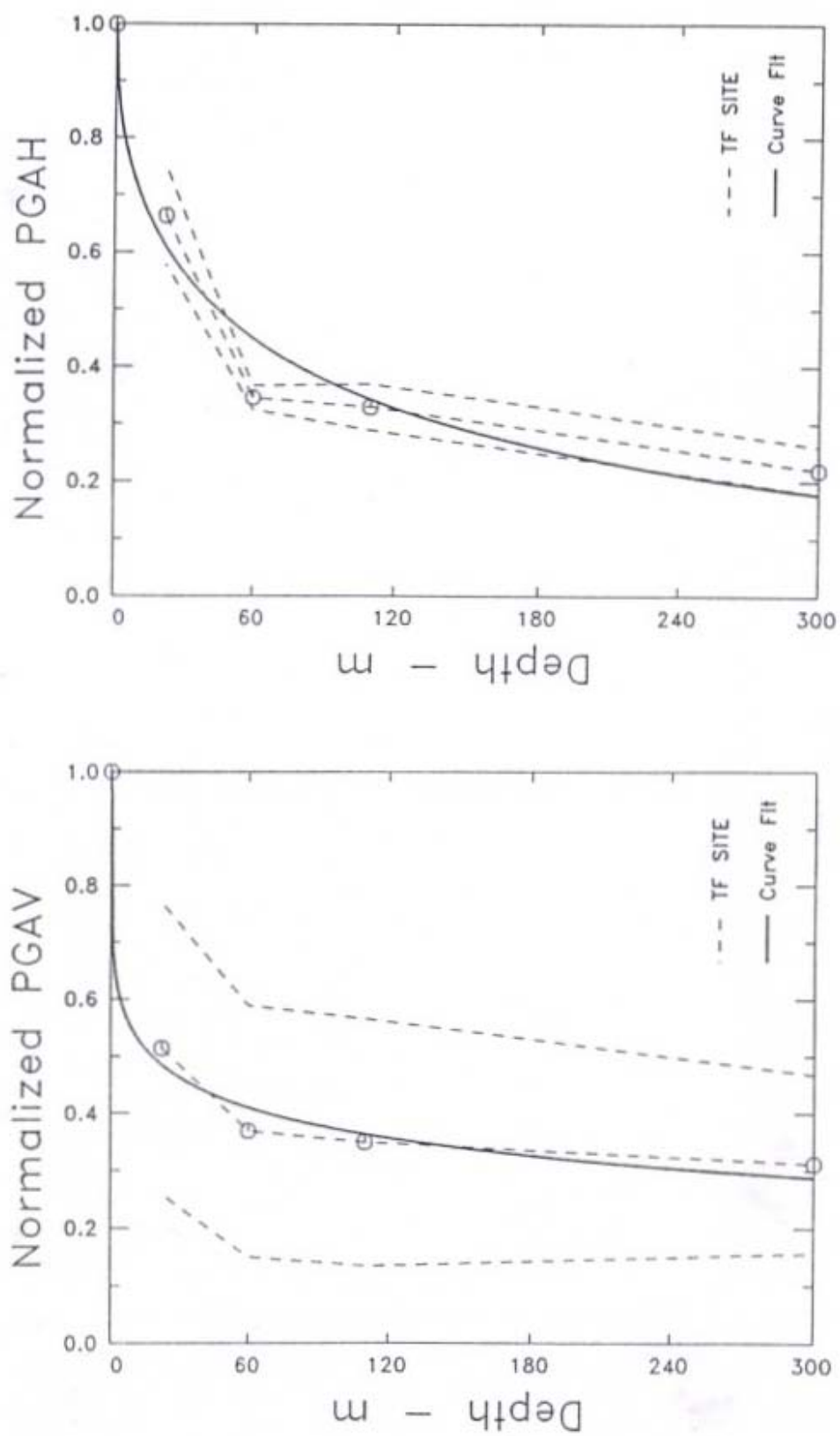


圖 2-11 台北盆地板橋退輔會測區最大加速度隨深度變化之關係圖
(溫國樑、葉永田, 1996)

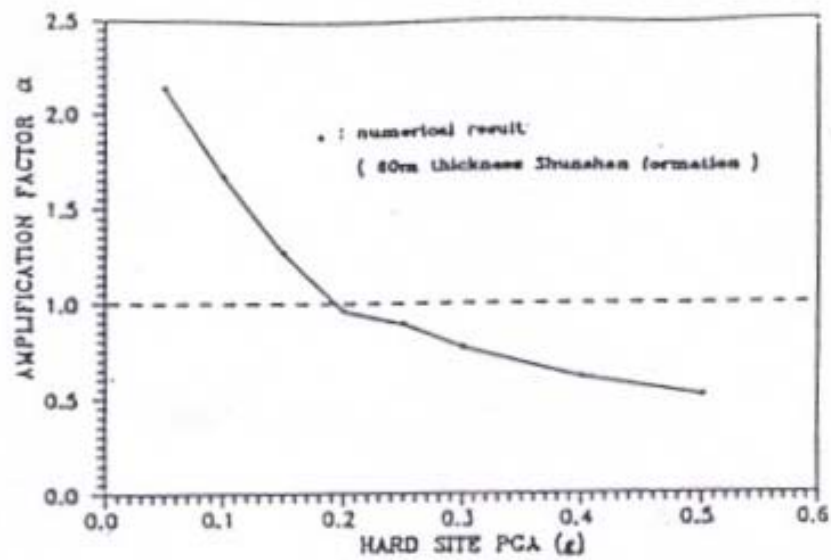


圖 2-12 台北盆地 SHAKE 程式之土層放大係數分析結果
(張吉佐等,1992)

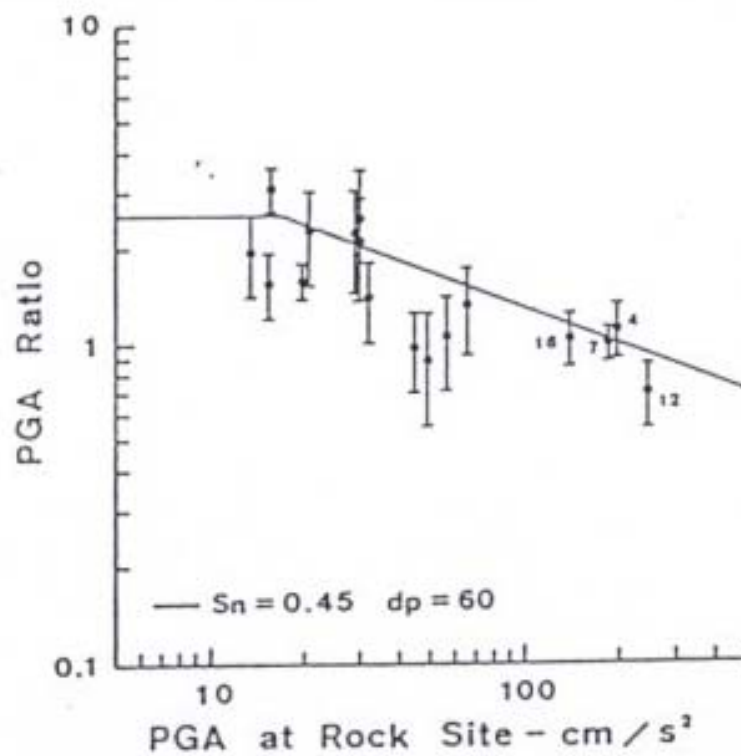


圖 2-13 蘭陽平原 SMART-1 地震資料之土層放大係數
(溫國樑,1994)

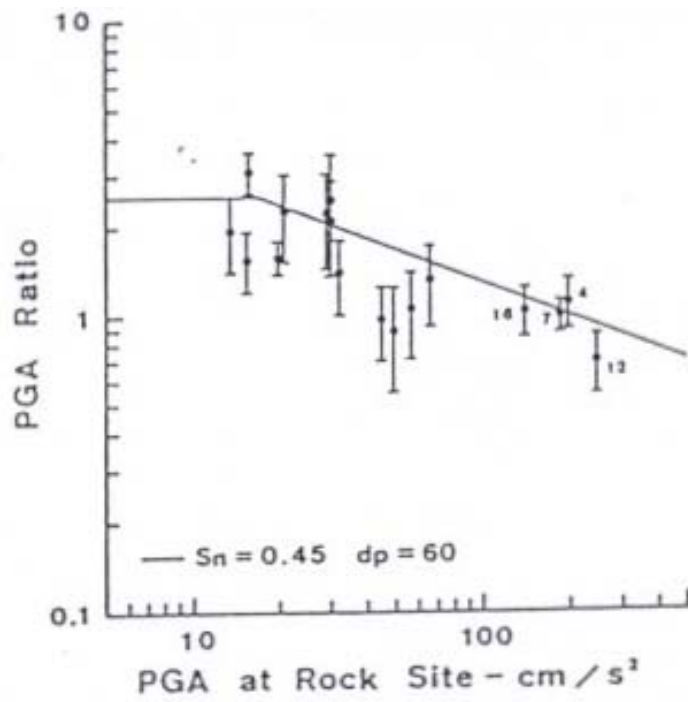


圖 2-14 蘭陽平原 SMA、SMART-1 地震資料之土層放大係數
(張吉佐等,1992)

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

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。

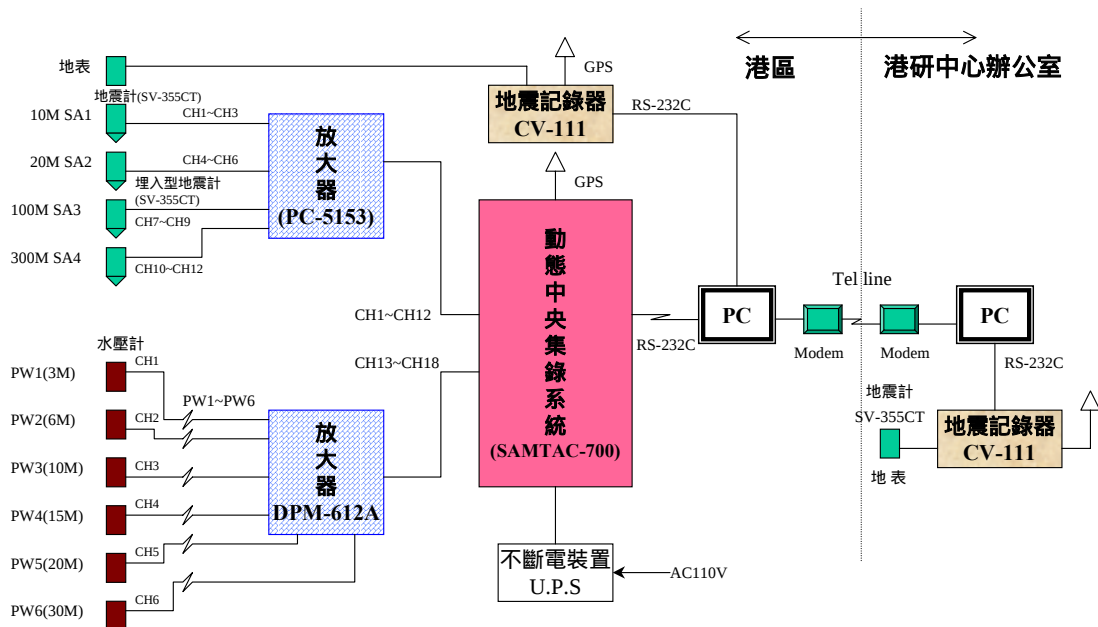


圖 3-1 港區地震監測系統規劃與流程圖

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。

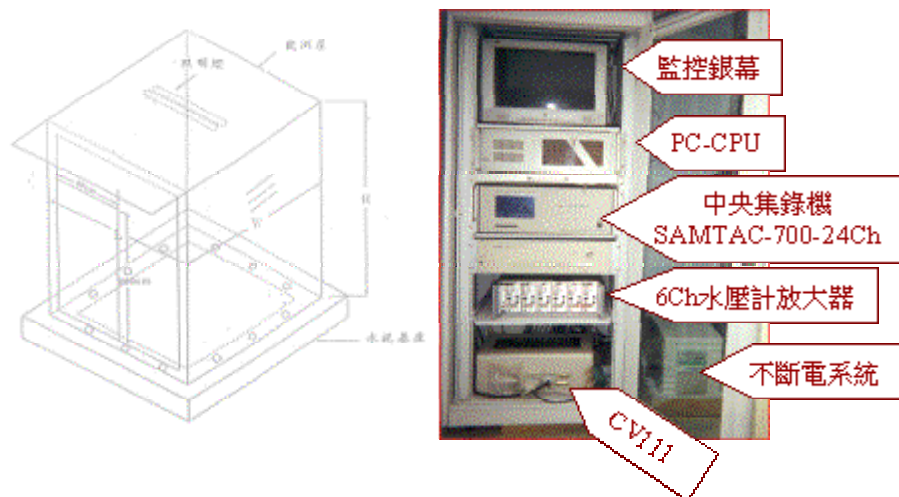


圖 3-2 機房及設備外觀示意圖

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。

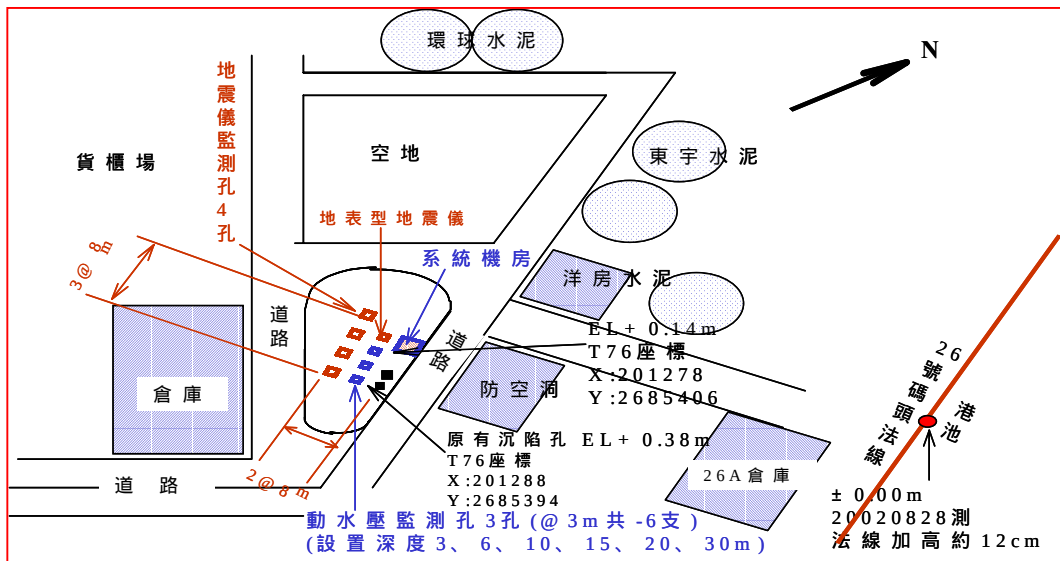


圖 3-3 台中港測站平面配置示意圖



圖 3-4 台中港測站及機房配置現況示意圖

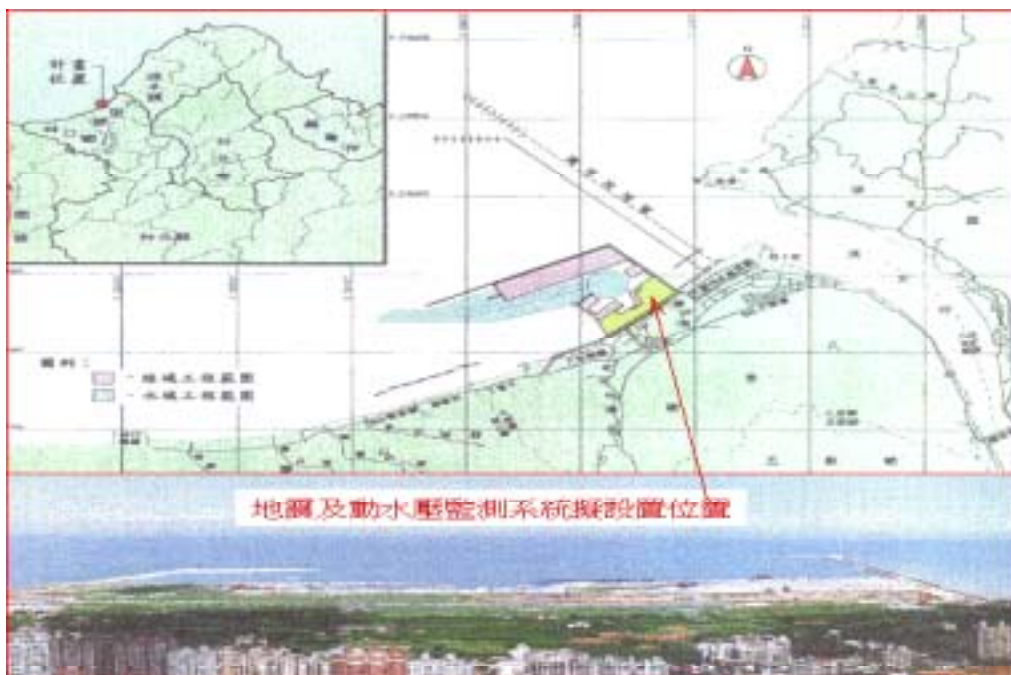


圖 3-5 台北港測站平面配置示意圖



圖 3-6 台北港測站位置及機房配備示意圖

3.3.2 台灣地區斷層分布狀況

為便於日後分析台灣地區斷層可能影響各港地震之狀況，特將台灣地區主要斷層分佈資料予以收集整理如圖 3-7：

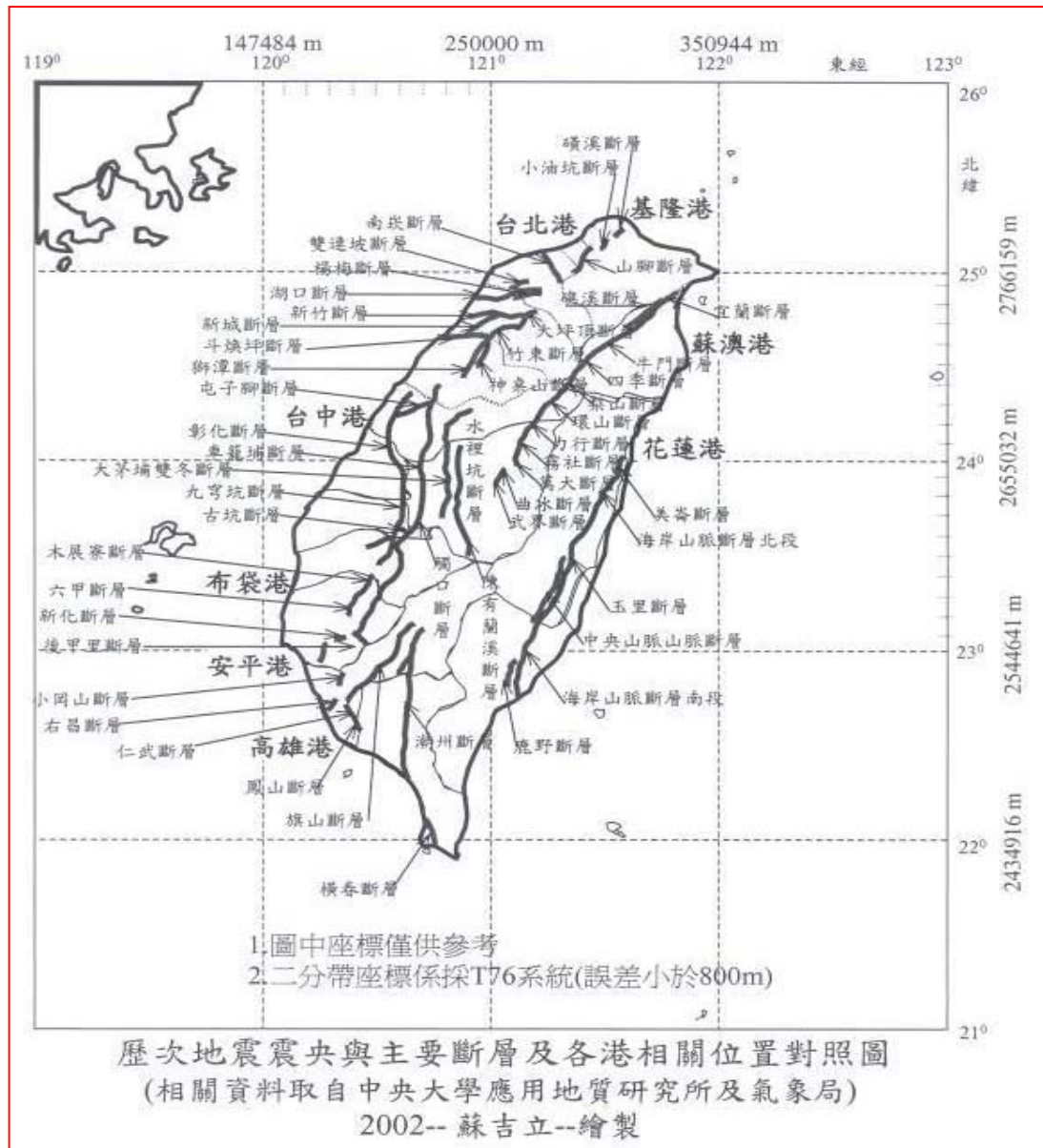


圖 3-7 台灣地區較可能影響港區之斷層分佈圖

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 值幾乎均小於 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		
60		沉泥質細砂
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		
240		粉土 (CL)
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

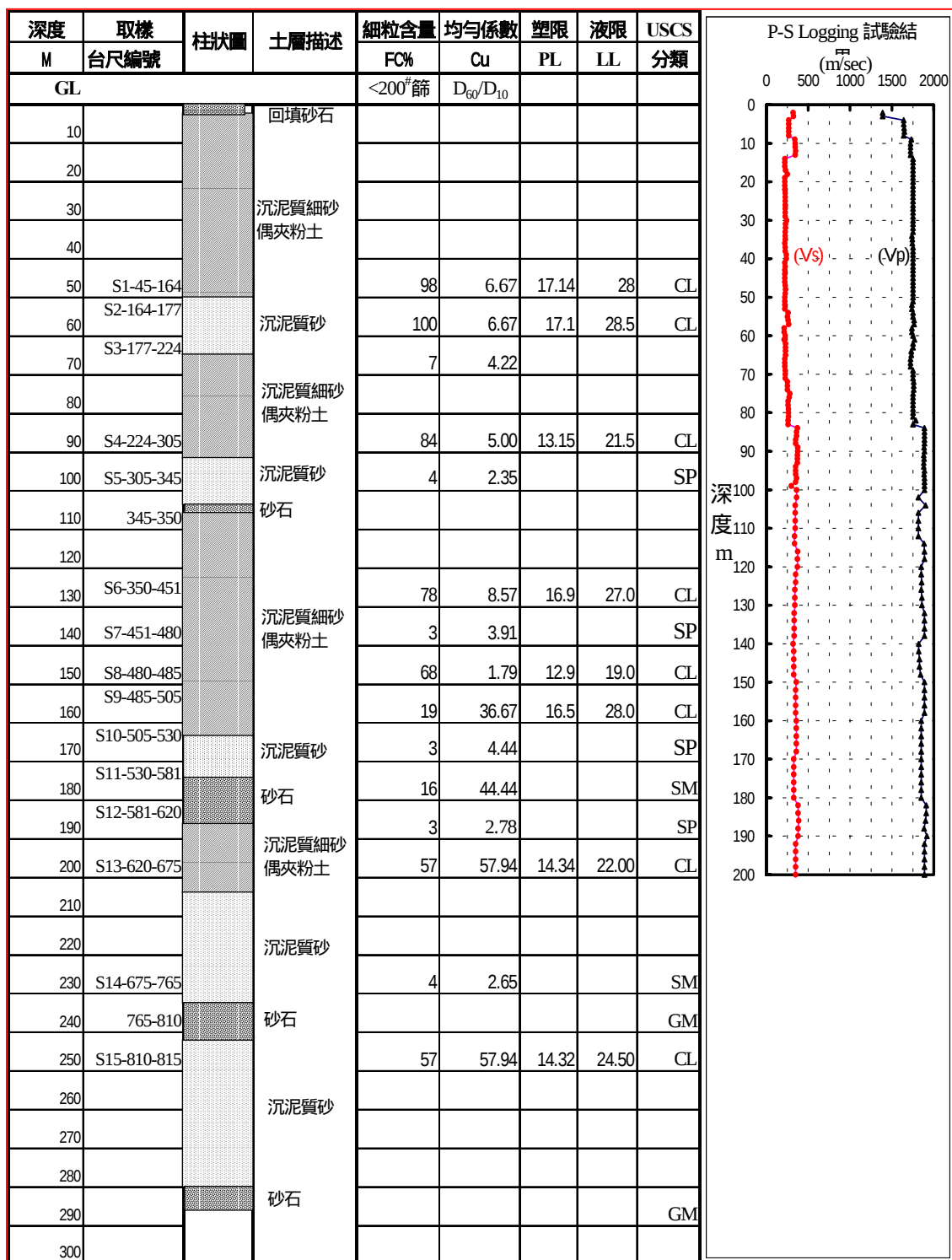


圖 3-9 台中港測站地層構造圖與特性

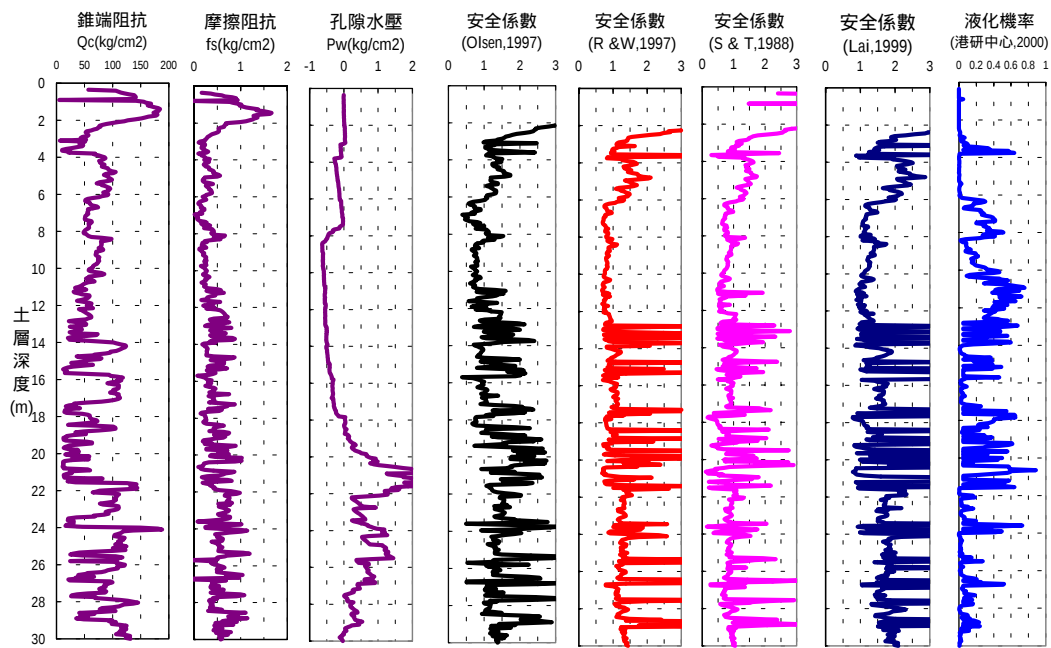


圖 3-10a 台中港地震監測站液化潛能評估結果-1
(M=7.3, Amax=0.163g)

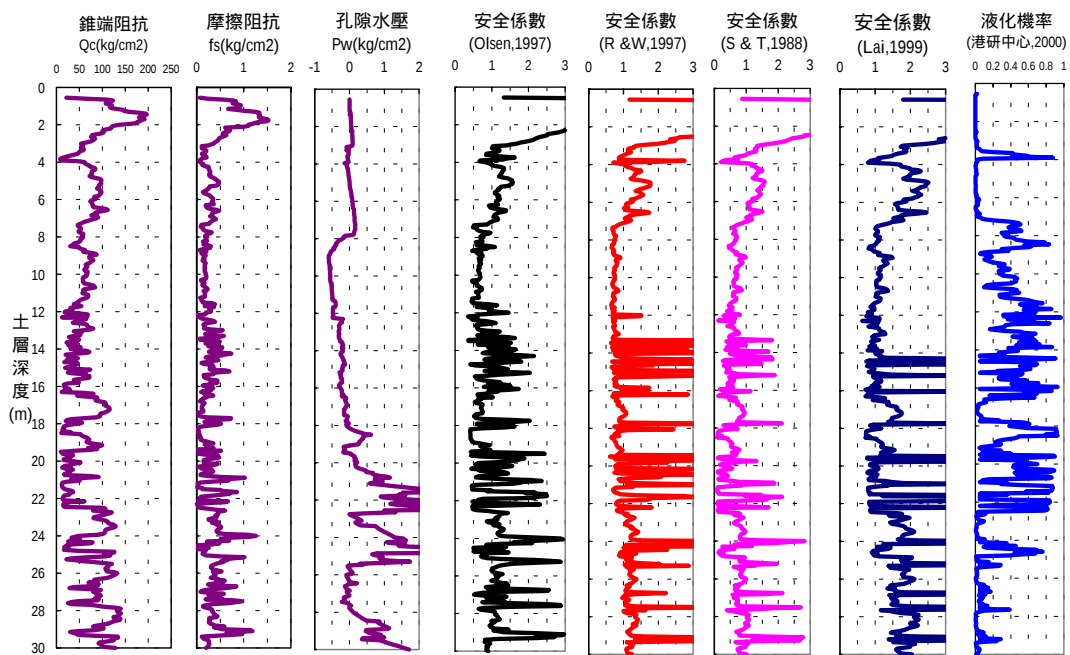


圖 3-10b 台中港地震監測站液化潛能評估結果-2
(M=7.3, Amax=0.163g)

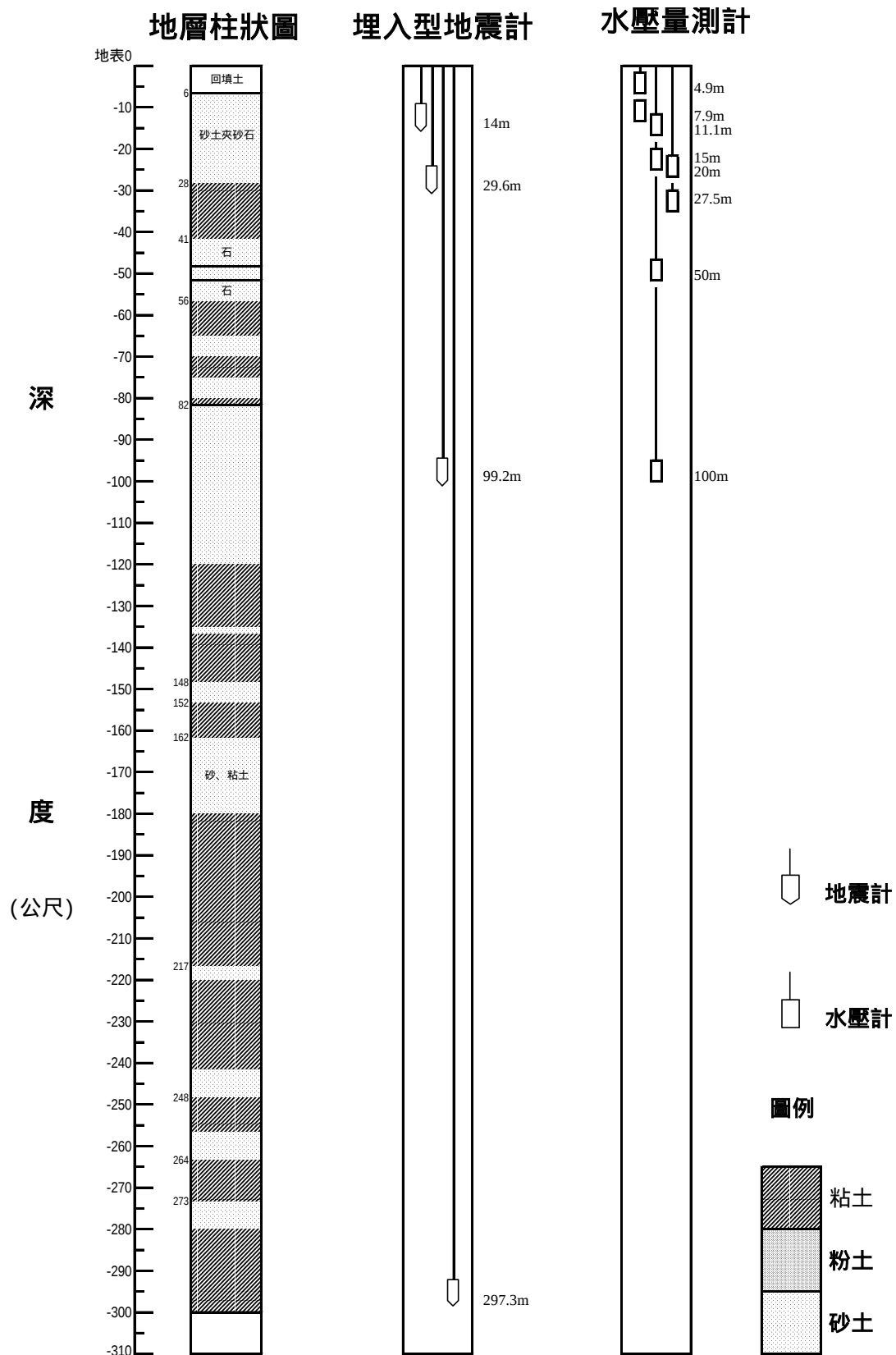


圖 3-11 台北港測站地層構造圖

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	測站	觀測時間 時/分/秒		測向	監測土層深度 (M)						
		發震時間	Km					東經	北緯	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EN5.3Km	3.2	120.65	23.28	5.4	東山							
		06/44/51.1					港務局							
	20010918064522						港研中心	06/45/22	SN	3.662				
	20010918064511						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							
		05/46/39.5					港務局							
							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							
		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							
		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							
		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							
		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ES139.5Km	32.2	123.04	23.89	6.7	蘇澳港							
		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 3-2 台中港監測站 2002 年 1~2 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	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
2002 年 1 月 至 2 月														
2002/1/9	氣象局91003號	三義ES16.9Km	5	120.92	24.38	5.3	鯉魚潭			82.000				
		01/00/38.2					港務局							
							港研中心							
	20020109010050						26號碼頭	01/00/50	SN	7.459	5.450	4.225	3.011	3.099
2002/1/15	氣象局91005號	三義E22.8Km	2.5	120.98	24.39	4.8	鯉魚潭			33.000				
		02/10/32.5					港務局							
							港研中心							
	20020115021047						26號碼頭	02/10/47	SN	14.986	6.380	7.750	4.146	2.843
2002/1/15		三義E23.8Km	5.3	120.99	24.4	4.4	鯉魚潭			3級				
		04/55/23.4					港務局							
							港研中心							
	20020115045540						26號碼頭	04/55/40	SN	2.939	1.087	1.477	0.739	0.641
2002/1/16		不明					港務局							
							港研中心							
							26號碼頭	21/35/07	SN	1.040	0.666	0.386	0.265	0.257
	20020116213507						26號碼頭	21/35/07	EW	0.872	0.496	0.385	0.419	0.241
2002/1/29		成功ES23.8Km	11.8	121.55	22.93	5.1	港務局			1級				
		10/24/21					港研中心							
							26號碼頭	10/25/16	SN	1.687	0.793	0.531	0.269	0.208
	20020129102516						26號碼頭	10/25/16	EW	0.848	0.702	0.534	0.304	0.362
2002/2/5		不明					港務局							
							港研中心							
							26號碼頭	02/50/57	SN	1.691	1.381	0.729	0.607	0.406
	20020205025057						26號碼頭	02/50/57	EW	0.887	0.696	0.539	0.559	0.434
2002/2/12	氣象局91008號	西林ES23.3Km	25.1	121.66	23.77	6.2	紅葉			5級				
		11/43/0.3					港務局			13.000				
	20020212112752						港研中心	11/27/52	EW	24.964				
	20020212112748						26號碼頭	11/27/48	SN	14.553	12.646	8.075	5.955	6.850
2002/2/12	氣象局91009號	西林EN12.5Km	21.7	121.55	23.84	5.2	壽豐			26.000				
		11/43/0.3					港務局			1.000				
	20020212114337						港研中心	11/43/37	EW	2.014				
	20020212114336						26號碼頭	11/43/36	SN	2.188	1.574	1.120	0.749	0.487
2002/2/12		西林ES17.4Km	24.2	121.6	23.77	5.2	壽豐			15.000				
		12/00/38					港務局			1級				
							港研中心							
	20020212120019						26號碼頭	12/00/19	SN	2.248	0.884	0.782	0.708	0.604
2002/2/12							港務局			1.769	1.134	1.066	0.922	0.573
							港研中心			1.268	0.732	0.690	0.651	0.511

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	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
2002 年 3 月 至 4 月														
2002/3/14	氣象局91022號	嘉義草山EN10.2Km	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
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
2002/4/1	氣象局91031號	宜蘭南澳ES10.7Km	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
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
2002/4/4	氣象局91035號	花蓮秀林EN15.3Km	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
2002/4/4	氣象局91038號	花蓮秀林EN7.7Km	15.7	121.77	24.32	4.9	南澳			174.000				
		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
2002/4/8	氣象局91044號	花蓮秀林EN9.9Km	14.2	121.82	24.29	5.1	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
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	

表 3-4 台中港監測站 2002 年 5~9 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	最大加速度 gal							
		相對位置	深度 Km	東經	北緯	M		測站	觀測時間 時/分/秒	測向	監測土層深度 (M)				
											GL-0	GL-10	GL-20	GL-100	GL-283
2002/5/29	氣象局91094號	花蓮E59.1Km	5.7	122.18	24.05	6.2	蘇澳港			22.000					
		00/45/16.7					港務局								
							港研中心								
	20020529004601						26號碼頭	00/46/01	SN	3.333	2.916	2.455	1.843	1.281	
								EW	3.707	3.092	2.884	1.993	1.517		
								V垂直	1.562	1.567	1.432	1.094	0.635		
2002年5月至7月															
2002/5/30	氣象局91095號	宜蘭EN24.1Km	91.1	121.95	24.88	5.9	南澳			49.000					
		14/53/39.2					港務局								
							港研中心								
	20020530145406						26號碼頭	14/54/06	SN	2.656	2.118	2.287	1.831	1.045	
								EW	4.726	2.034	2.601	1.422	1.190		
								V垂直	4.741	3.116	3.050	1.848	1.834		
2002/6/14	氣象局91103號	花蓮紅葉E31Km	24.9	121.63	23.51	5.5	花蓮磯崎			24.000					
		15/22/8.9					港務局								
							港研中心								
	20020614152300						26號碼頭	15/23/00	SN	5.102	2.439	2.262	1.194	1.303	
								EW	5.050	2.997	2.542	2.051	1.172		
								V垂直	3.575	1.586	1.157	0.891	0.709		
2002/6/24	氣象局91111號	花蓮新城WS8.3Km	17.1	121.52	24.04	5.1	花蓮吉安			83.000					
		09/12/20.4					港務局								
							港研中心								
	20020624091258						26號碼頭	09/12/58	SN	2.360	0.698	0.713	0.504	0.382	
								EW	1.405	0.698	0.669	0.452	0.450		
								V垂直	3.393	1.475	0.939	0.193	0.163		
2002/7/11	氣象局91113號	花蓮E73.8Km	3.2	122.33	24.02	5.9	宜蘭南澳			10.000					
		15/36/20.4					港務局								
							港研中心								
	20020711153717						26號碼頭	15/37/17	SN	4.391	1.780	1.913	1.577	1.110	
								EW	3.456	2.037	2.413	1.305	0.985		
								V垂直	4.456	1.908	1.442	0.552	0.589		
2002/07/18		台東成功EN80.5Km	46.9	122.1	23.35	5.1	花蓮磯崎			3級					
		03/14/43.5					港務局								
							港研中心								
	20020718031540						26號碼頭	03/15/40	SN	1.450	0.778	0.717	0.506	0.326	
								EW	0.815	0.561	0.605	0.409	0.445		
								V垂直	0.616	0.515	0.251	0.178	0.129		
2002年8月至9月															
2002/8/15	氣象局91121號	宜蘭南澳E18.1km	20.1	121.92	24.45	5.1	蘇澳			18.000					
		07/28/52					港務局								
							港研中心								
	20020815072853						26號碼頭	07/28/53	SN	1.500	0.392	0.283	0.232	0.135	
								EW	1.290	0.450	0.314	0.242	0.174		
								V垂直	2.254	0.846	0.485	0.101	0.100		
2002/8/29	氣象局91127號	蘭嶼WN27.2Km	13.2	121.35	22.2	6	蘭嶼			5級					
		01/05/30.8					港務局								
							港研中心								
	20020829010641						26號碼頭	01/06/41	SN	2.054	1.498	1.240	0.746	0.654	
								EW	2.028	1.610	1.204	1.100	0.677		
								V垂直	2.254	0.846	0.485	0.101	0.100		
2002/8/30	氣象局91130號	宜蘭EN6.8Km	83.0	121.8	24.81	5.6	宜蘭牛鬥			39.000					
		04/05/54.2					港務局								
							港研中心								
	20020830040635						26號碼頭	04/06/35	SN	1.332	0.810	0.947	0.784	0.475	
								EW	1.882	1.018	0.910	0.638	0.439		

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

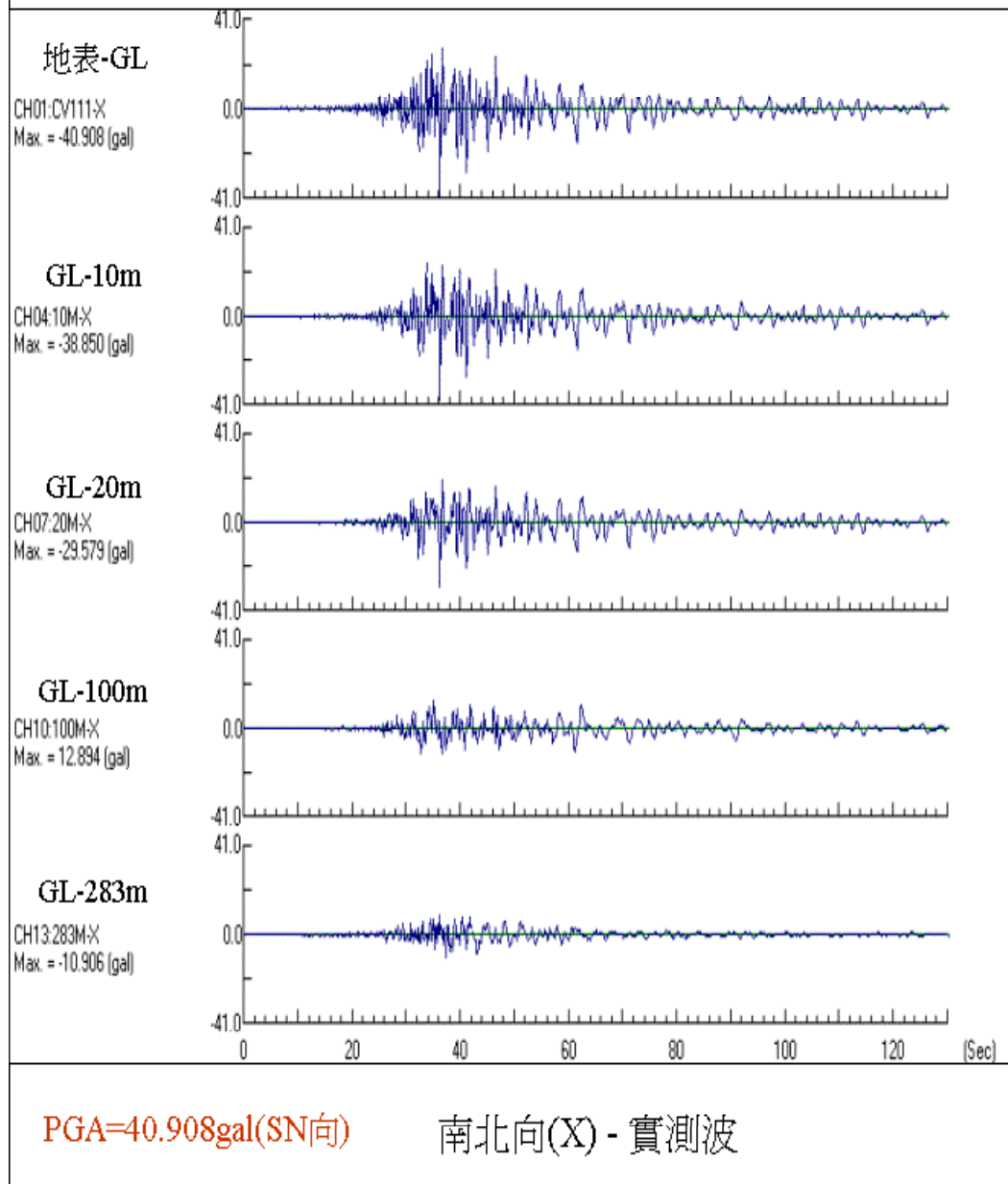


圖 4-1a 台中港 2002 年 3 月 31 日 14 點 53 分地震波(南北向)

中港26號碼頭20020331145320號觀測地震波

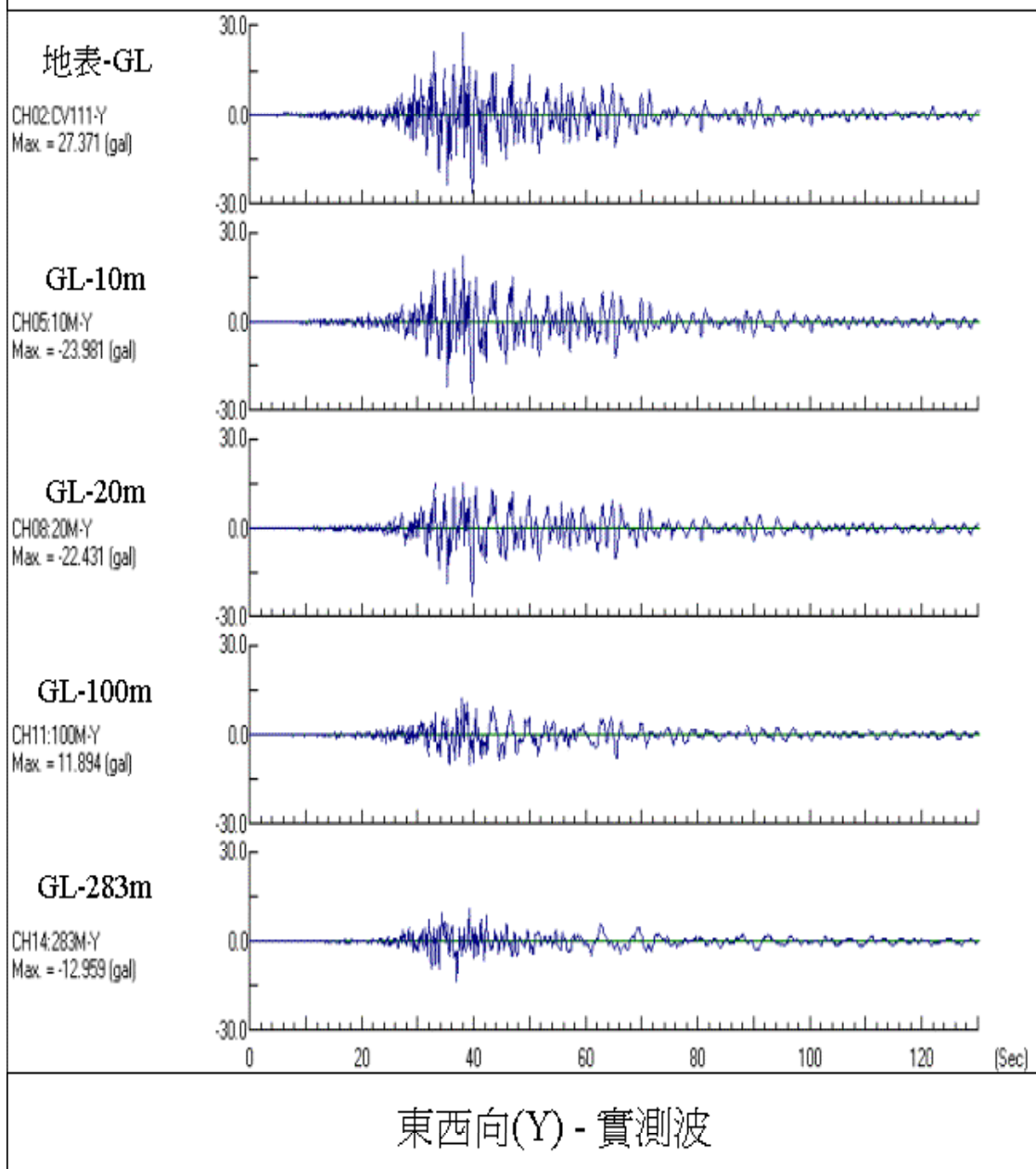


圖 4-1b 台中港 2002 年 3 月 31 日 14 點 53 分地震波(東西向)

中港26號碼頭20020331145320號觀測地震波

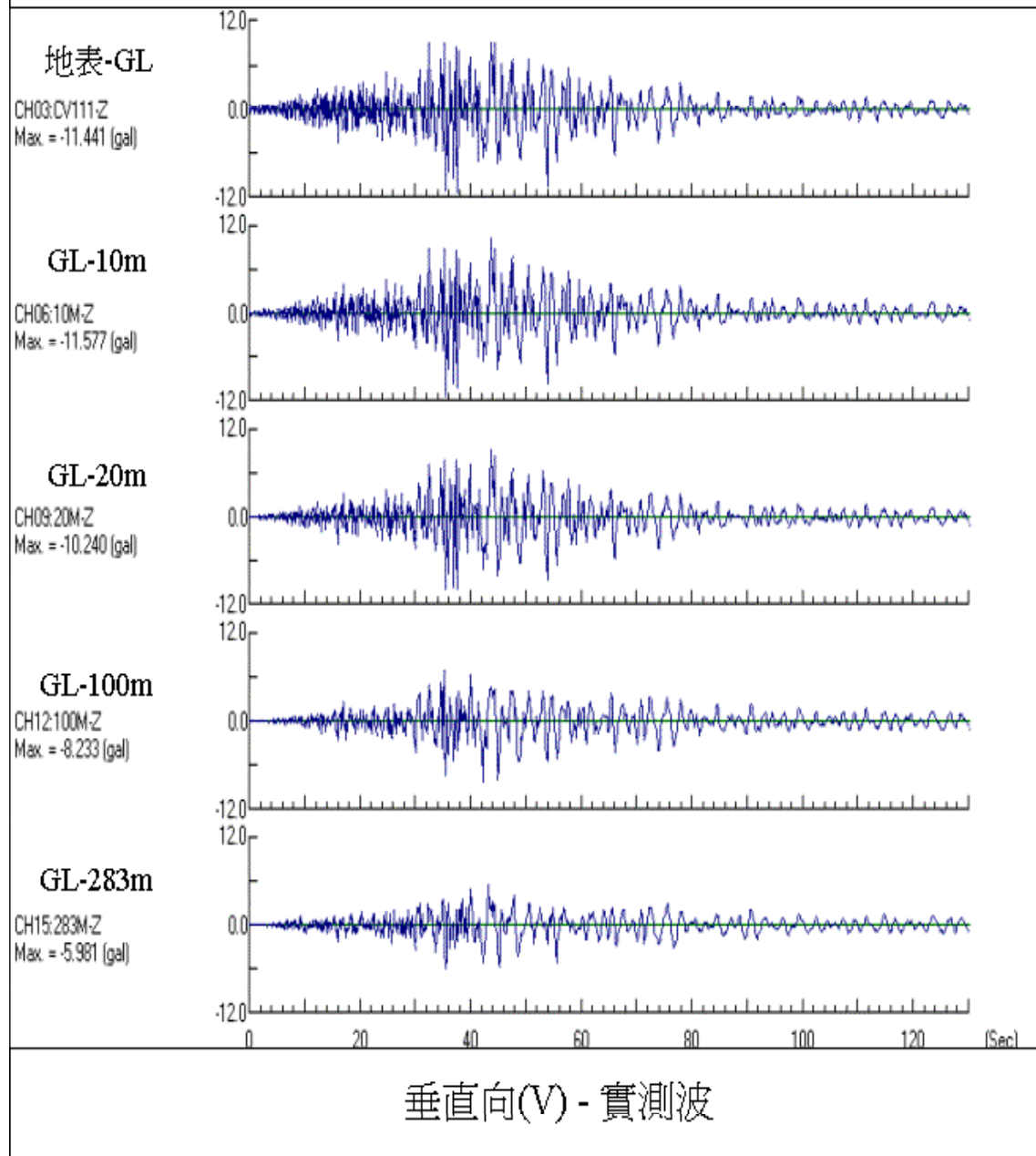


圖 4-1c 台中港 2002 年 3 月 31 日 14 點 53 分地震波(垂直向)

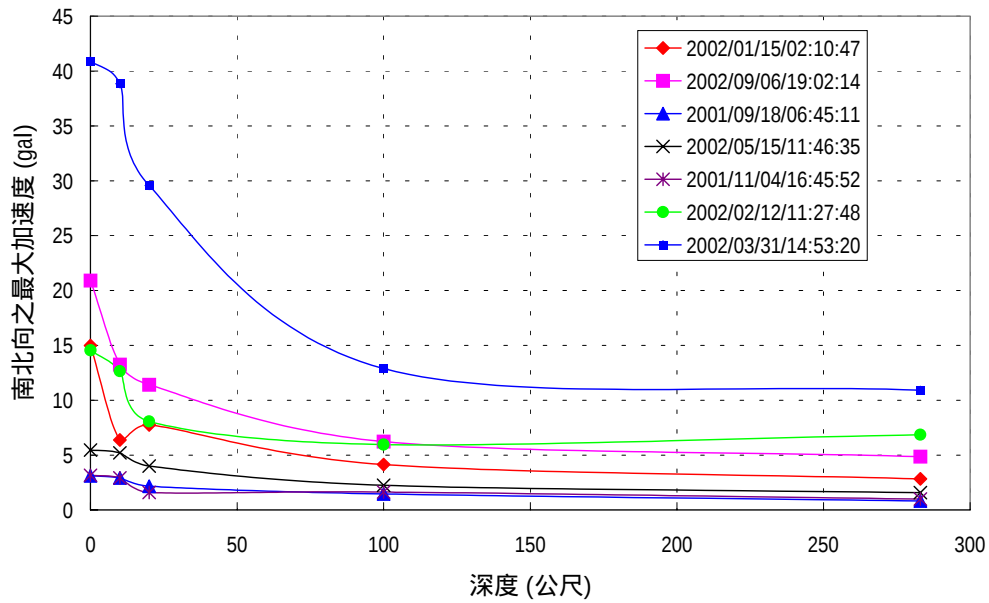


圖 4-2a 台中港井下地震儀南北向之最大加速度隨深度變化圖

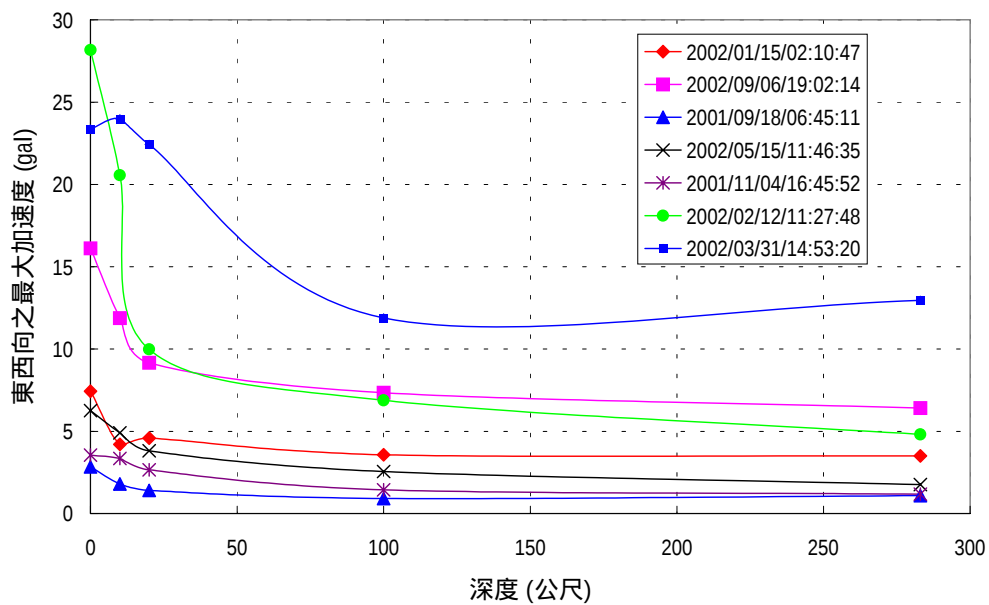


圖 4-2b 台中港井下地震儀東西向之最大加速度隨深度變化圖

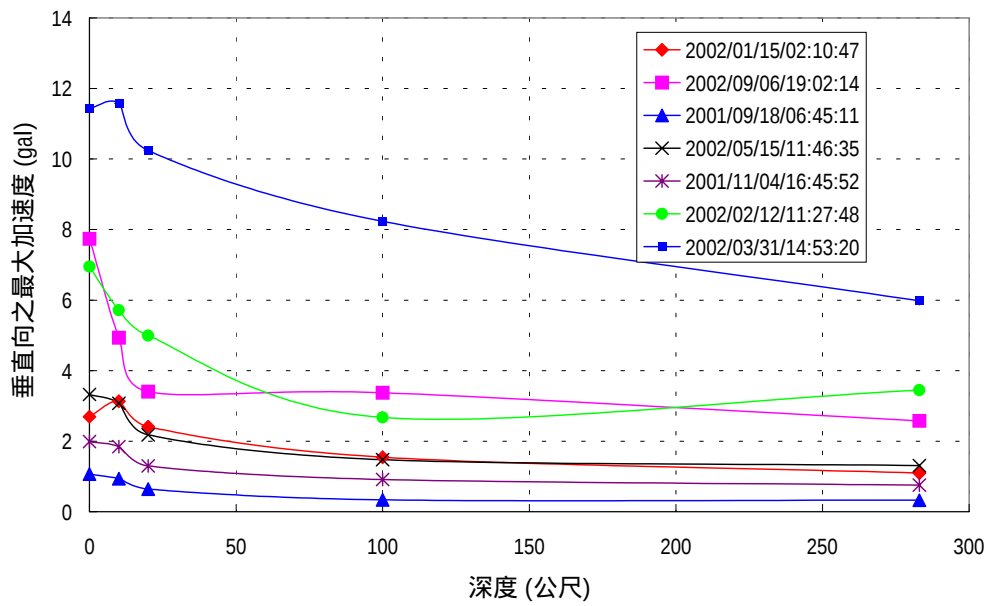


圖 4-2c 台中港井下地震儀垂直向之最大加速度隨深度變化圖

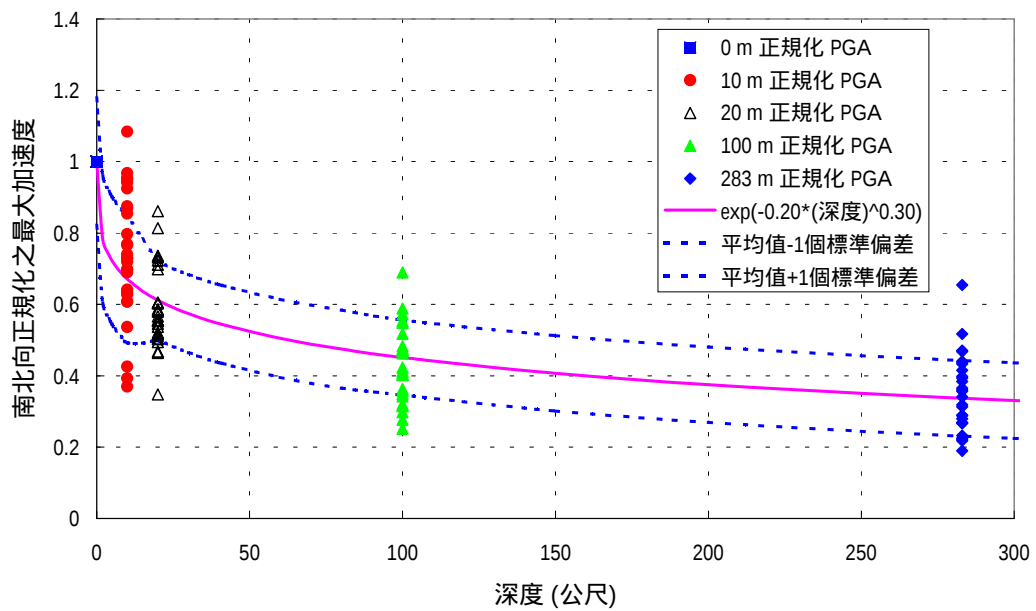


圖 4-3a 台中港井下地震儀南北向正規化之最大加速度隨深度變化圖

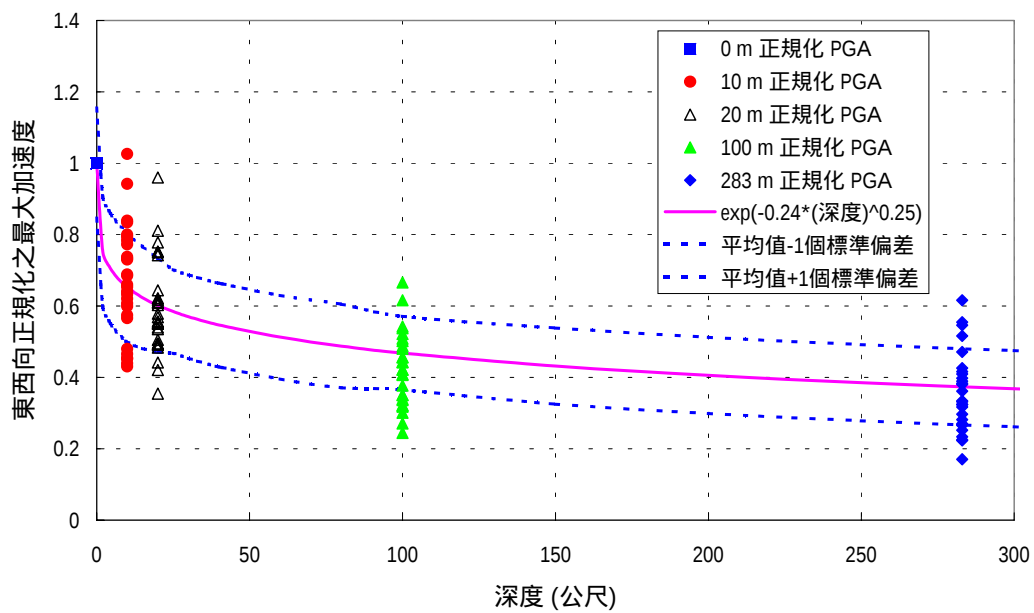


圖 4-3b 台中港井下地震儀東西向正規化之最大加速度隨深度變化圖

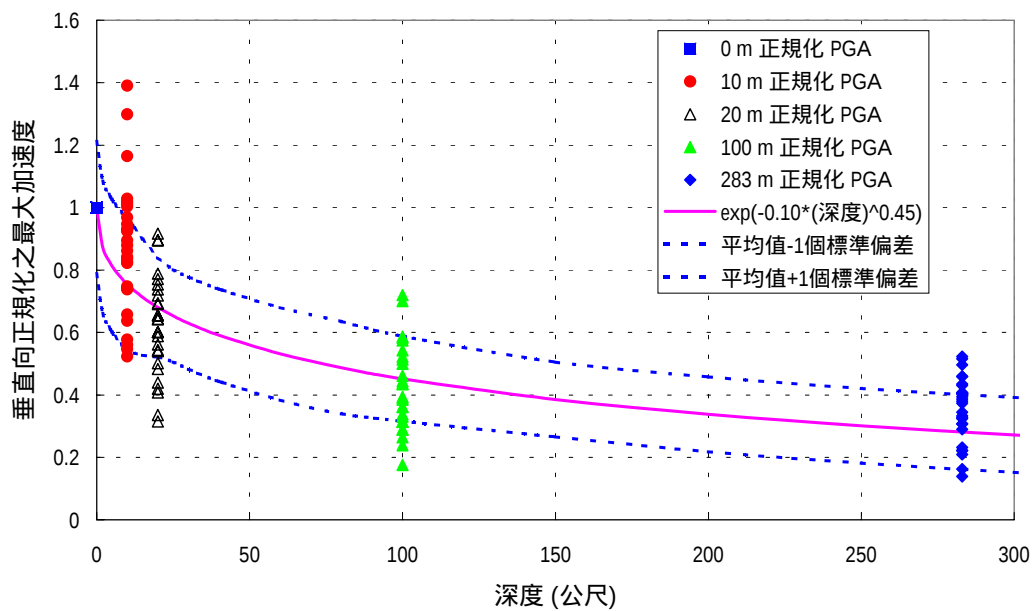


圖 4-3c 台中港井下地震儀重直向正規化之最大加速度隨深度變化圖

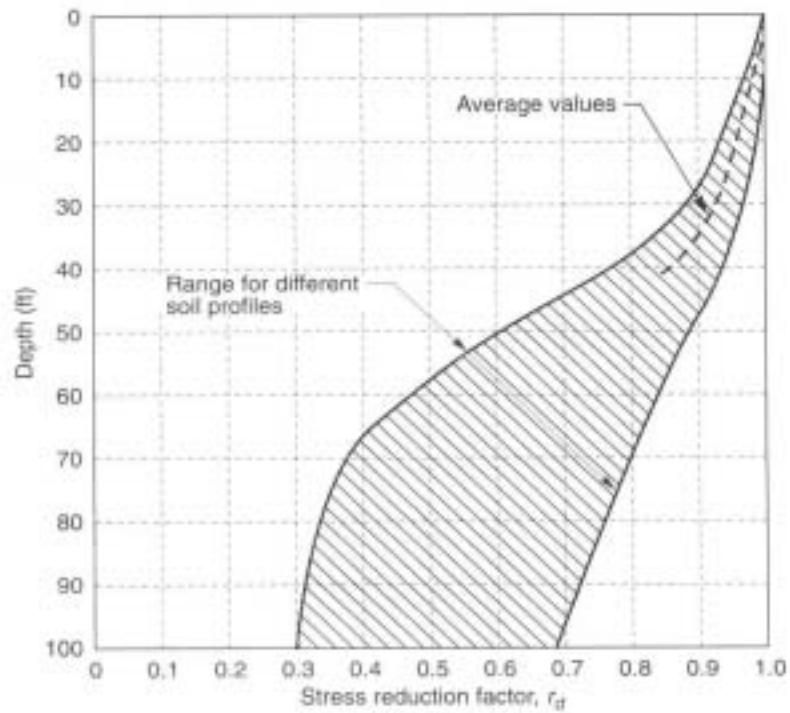


圖 4-4 應力折減因數 r_d 隨深度之變化範圍 (Seed & Idriss, 1971)

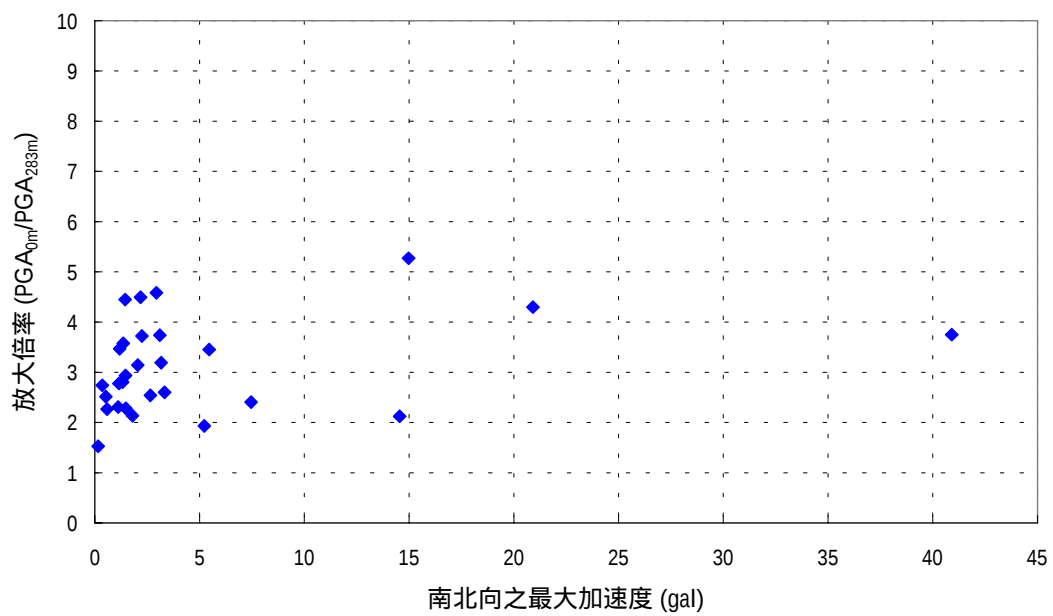


圖 4-5a 台中港東西向震波放大倍率與最大加速度之關係圖

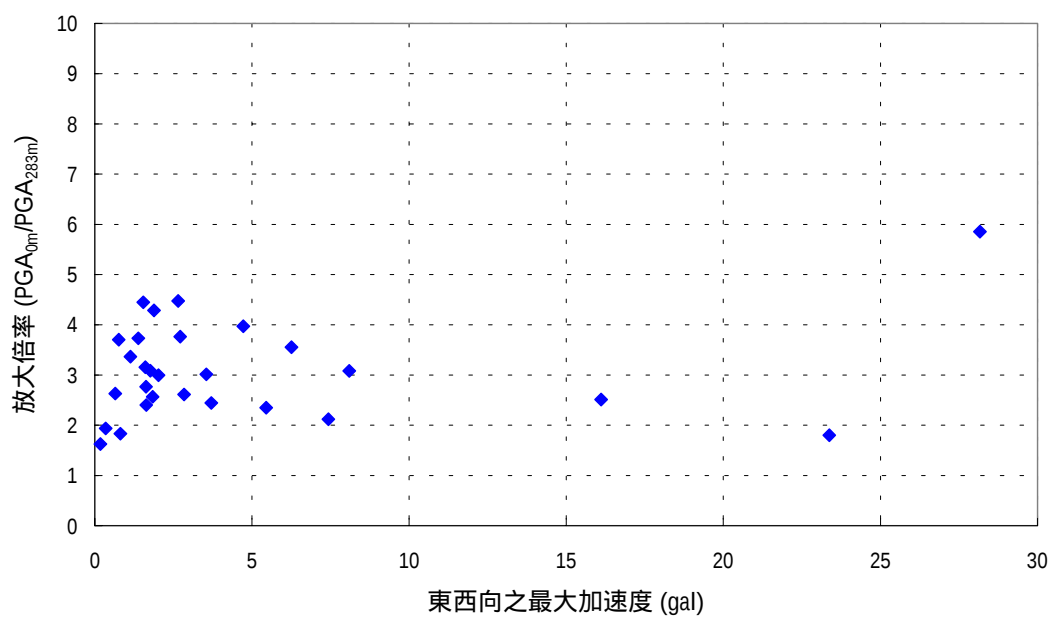


圖 4-5b 台中港東西向震波放大倍率與最大加速度之關係圖

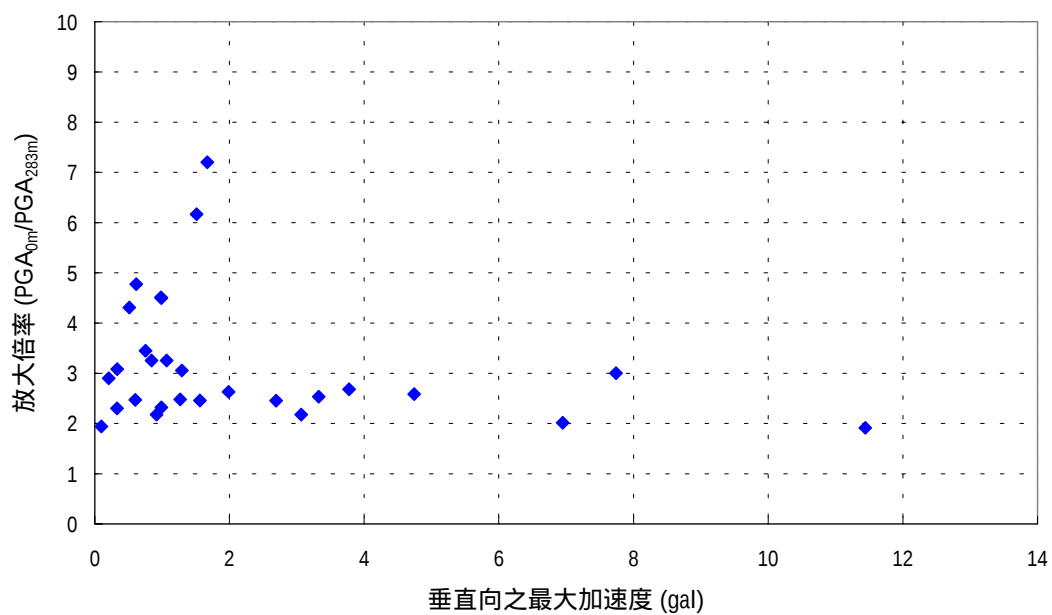


圖 4-5c 台中港垂直向震波放大倍率與最大加速度之關係圖

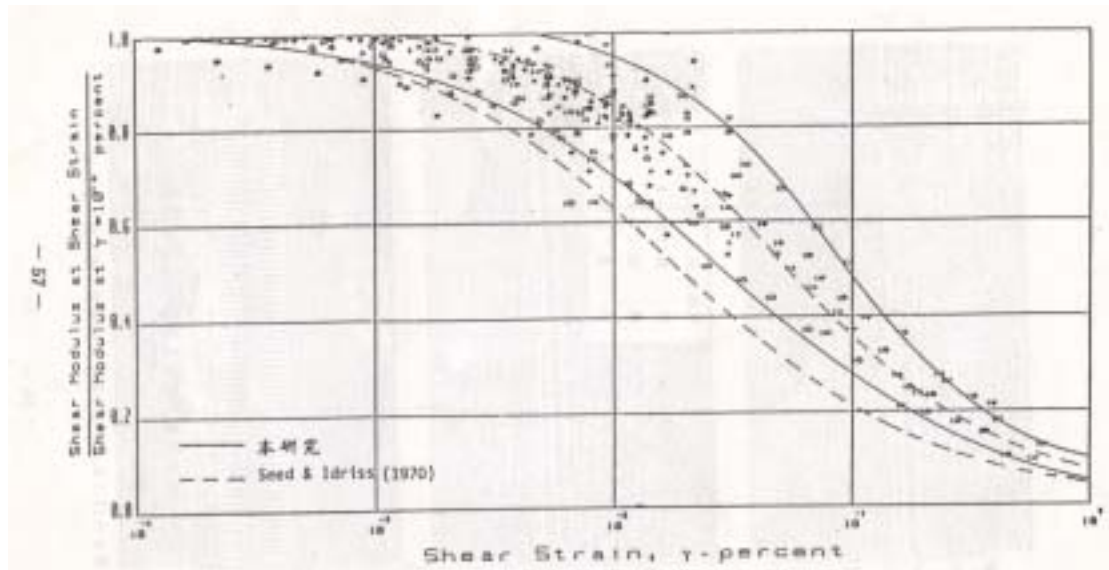


圖 4-6 台灣西海岸港區沉泥質砂性土壤 G/G_{max} 與剪應變之關係

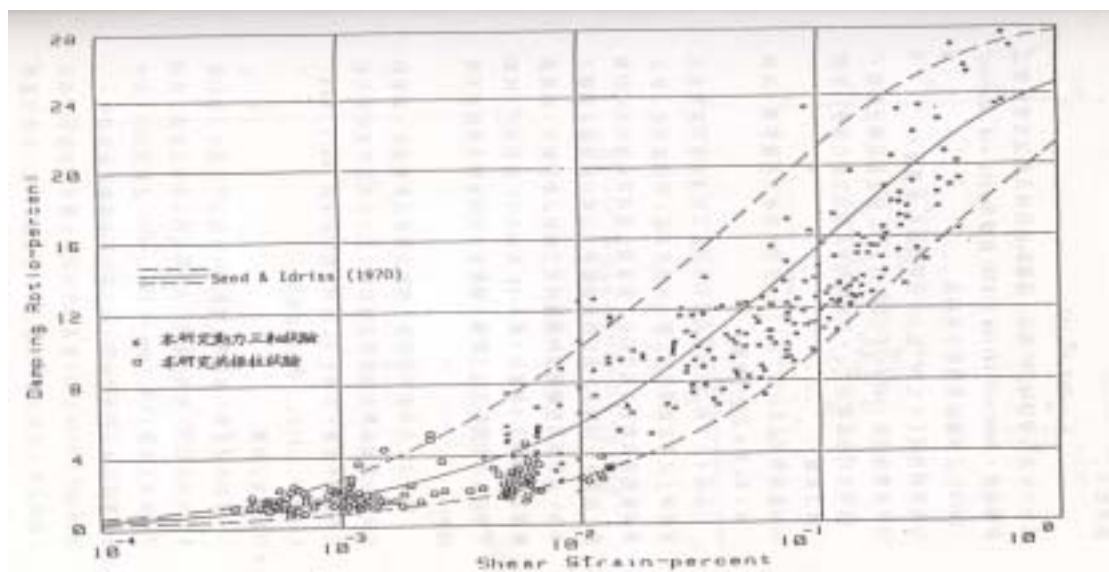


圖 4-7 台灣西海岸港區沉泥質砂性土壤阻尼比與剪應變之關係

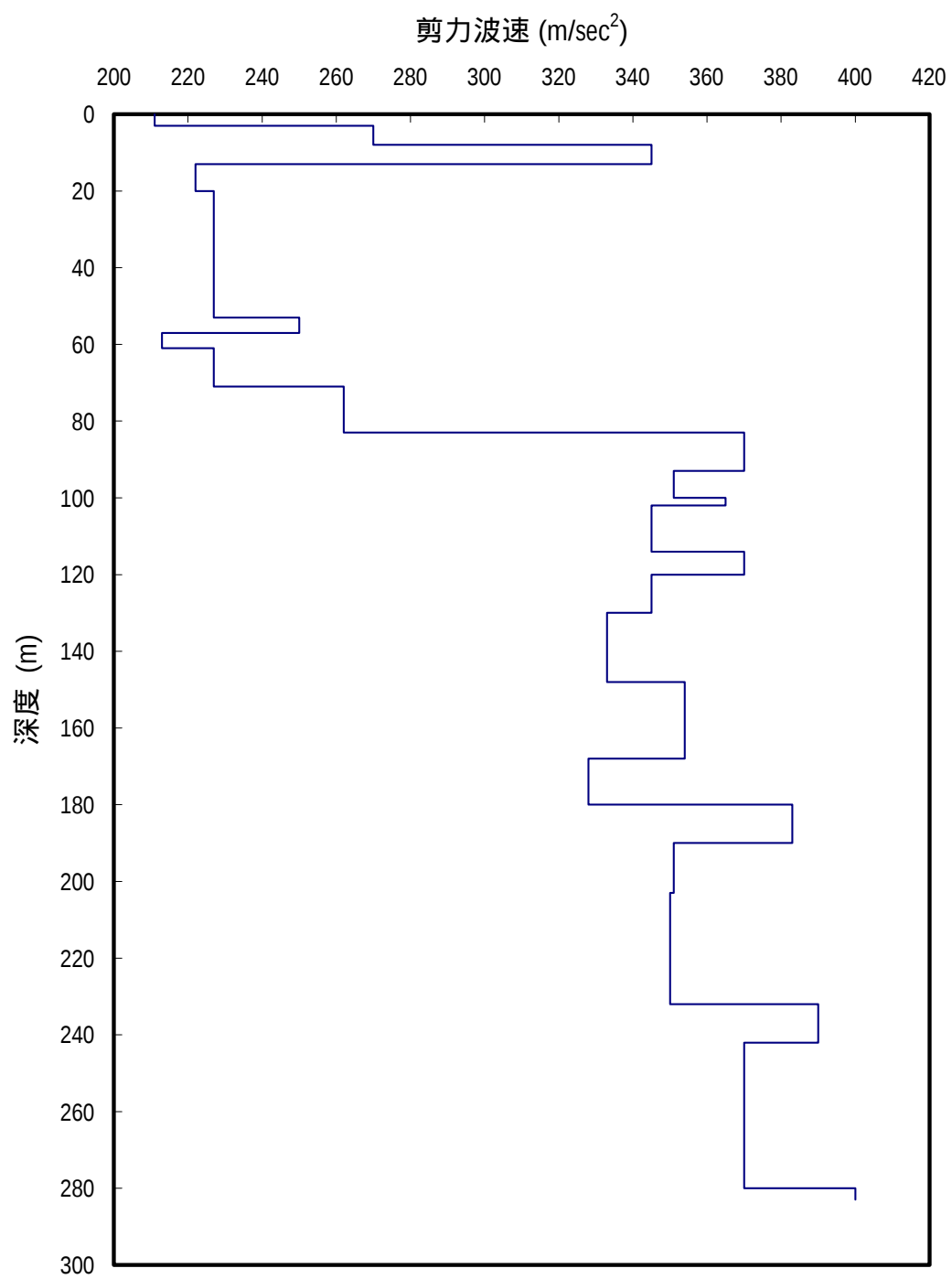


圖 4-8 台中港地震監測站剪力波速隨深度變化關係圖

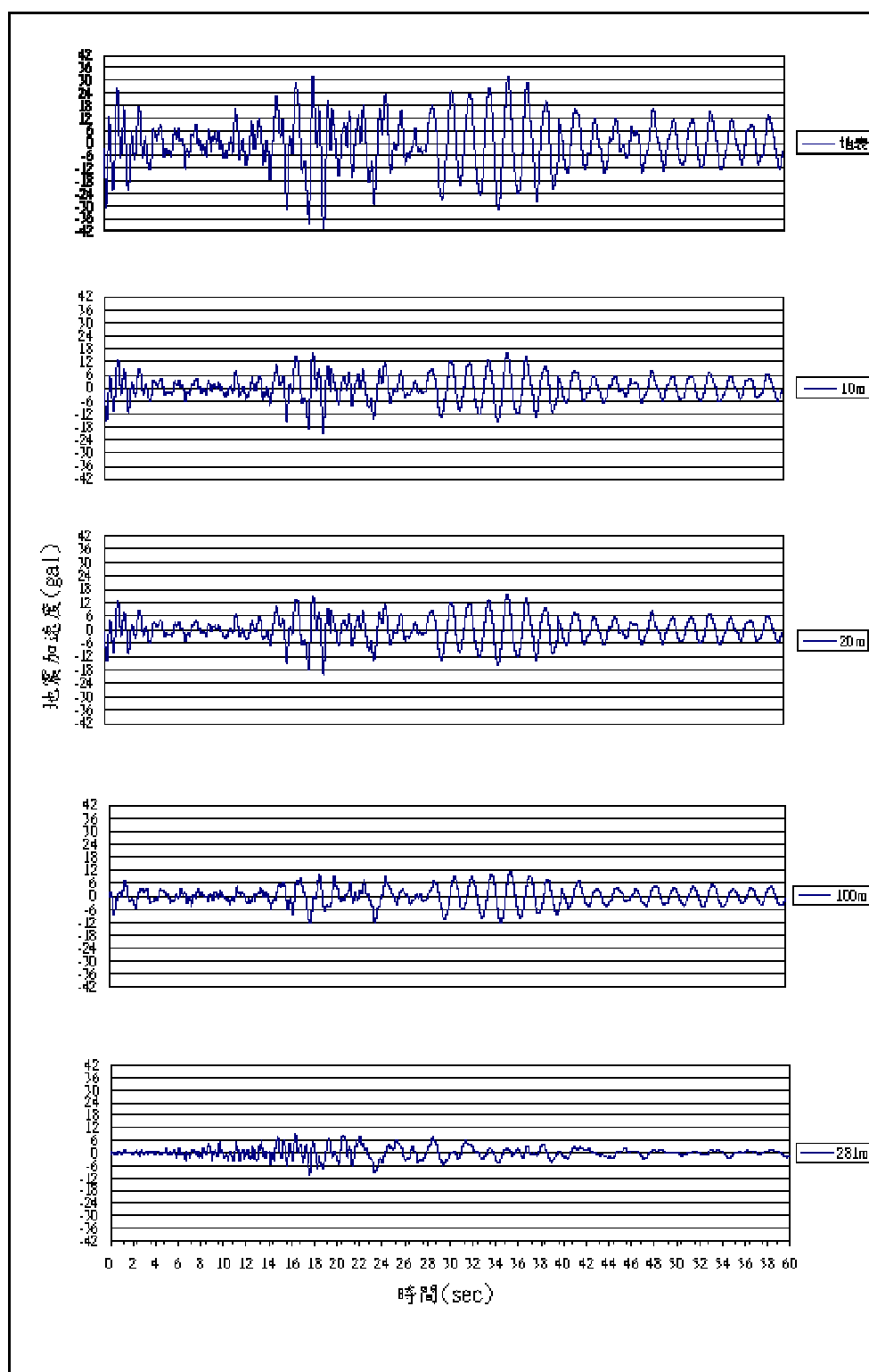


圖 4-9 台中港 2002 年 3 月 31 日-SHAKE 模擬地震(南北向)

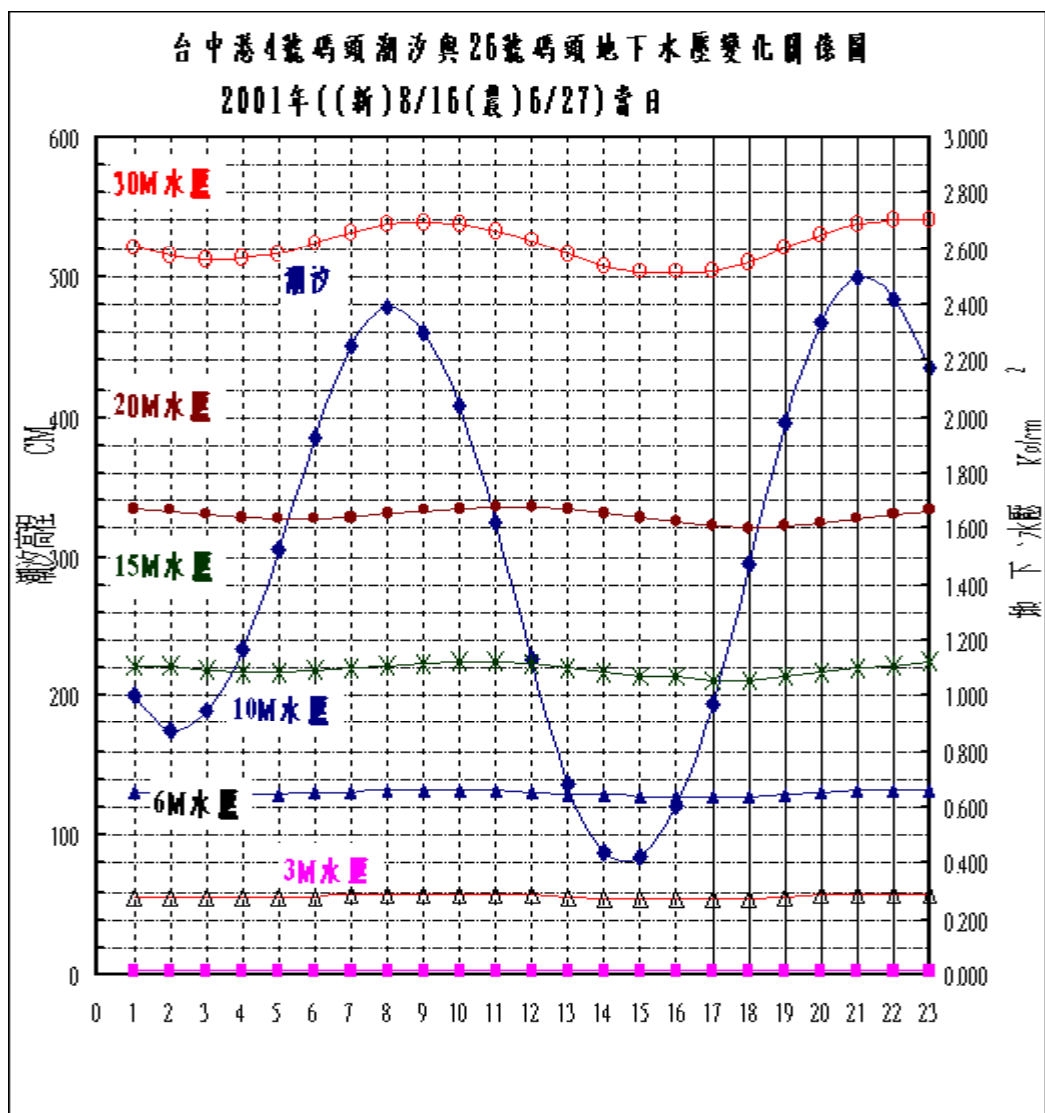


圖 4-10 台中港地震監測站地下水壓隨潮汐之單日連續變化關係圖

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	地震規模	震源深度	監測深度	尖峰加速度					
西元年月時分秒	M	Km		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					
西元年月時分秒	M	Km		SN	正規化 SN	EW	正規化 EW	V垂直	正規化 V
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。

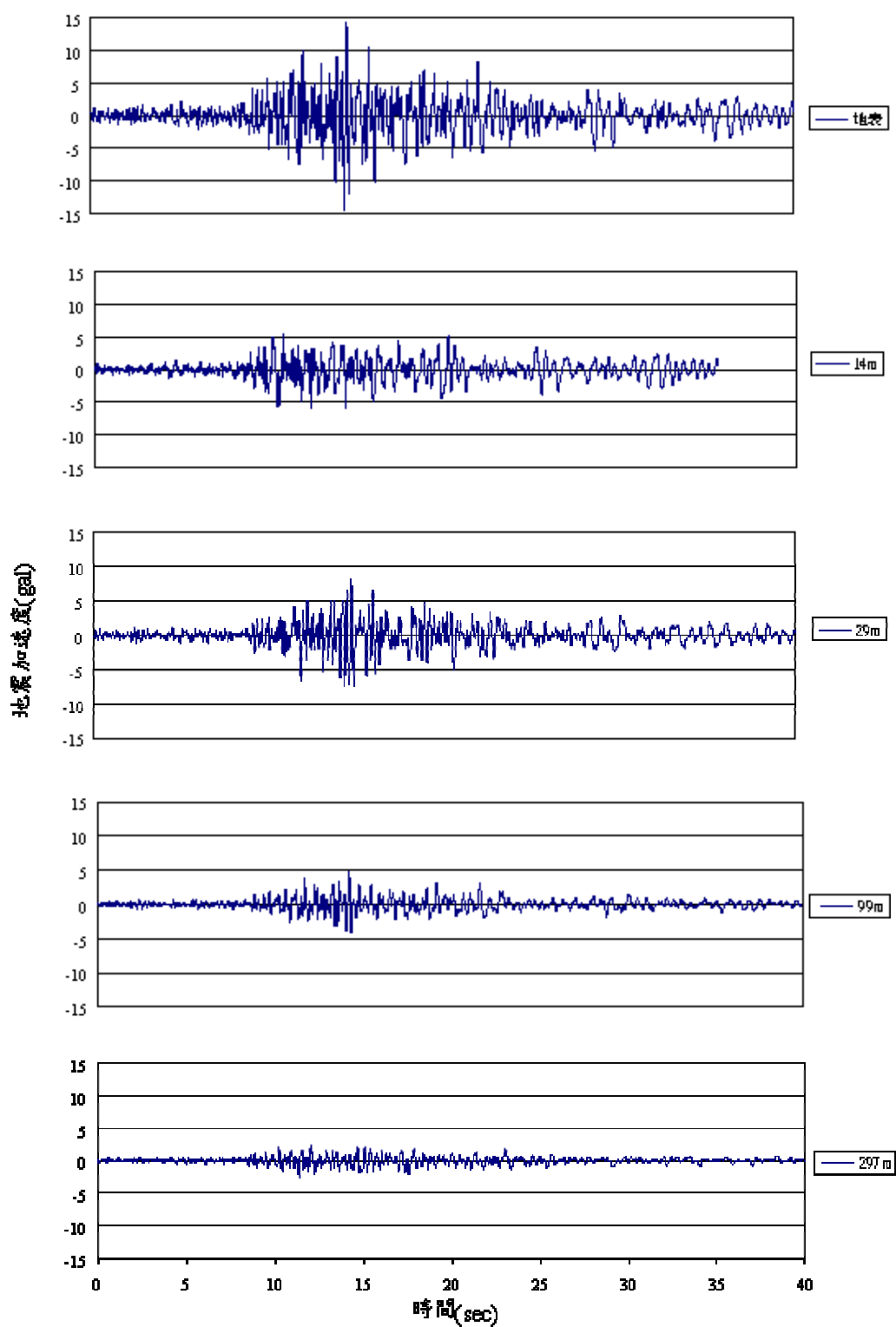


圖 5-1a 台北港 2003 年 6 月 10 日 16 時 41 分地震(南北向)

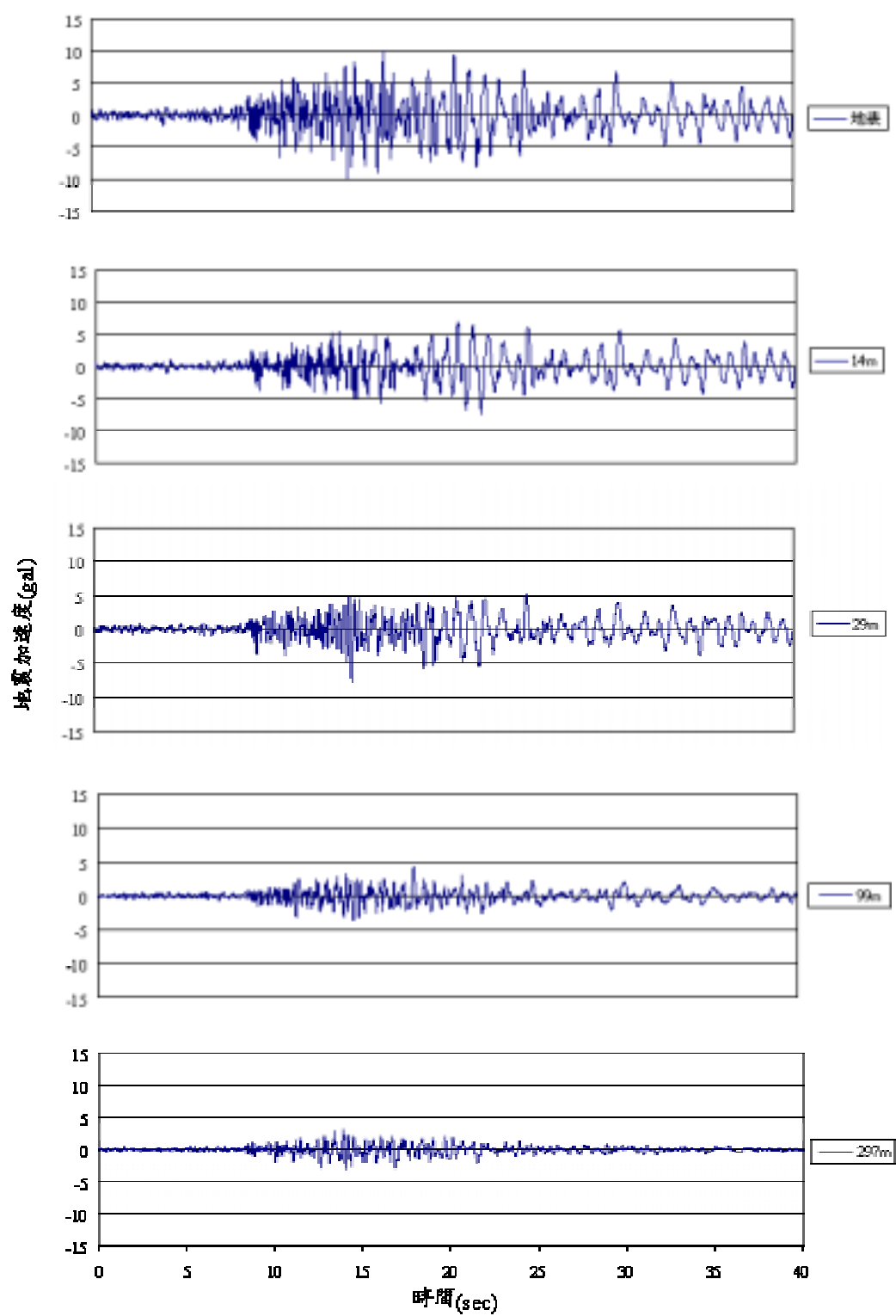


圖 5-1b 台北港 2003 年 6 月 10 日 16 時 41 分地震(東西向)

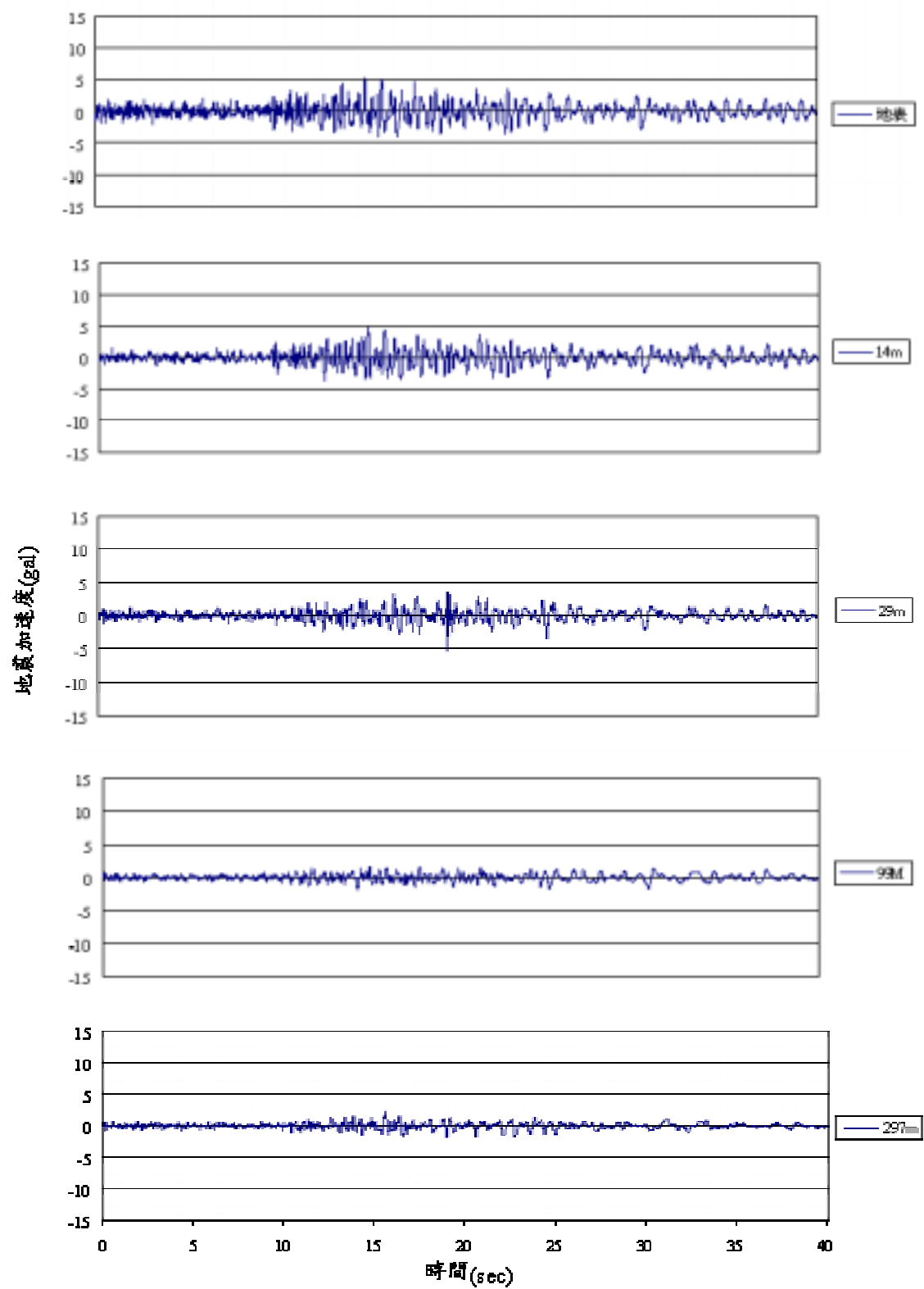


圖 5-1c 台北港 2003 年 6 月 10 日 16 時 41 分地震(垂直向)

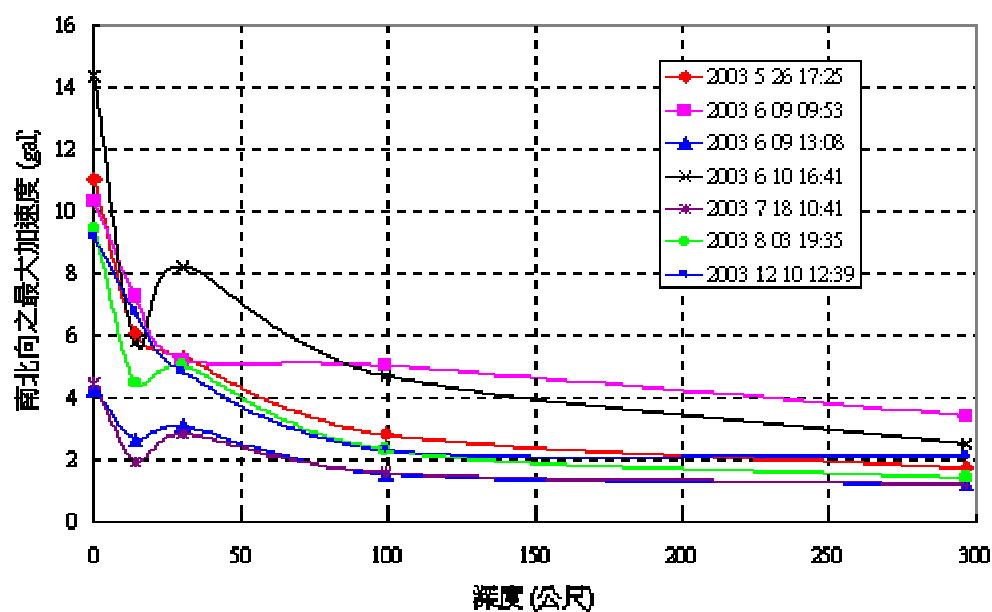


圖 5-2a 台北港井下地震儀南北向之最大加速度隨深度變化圖

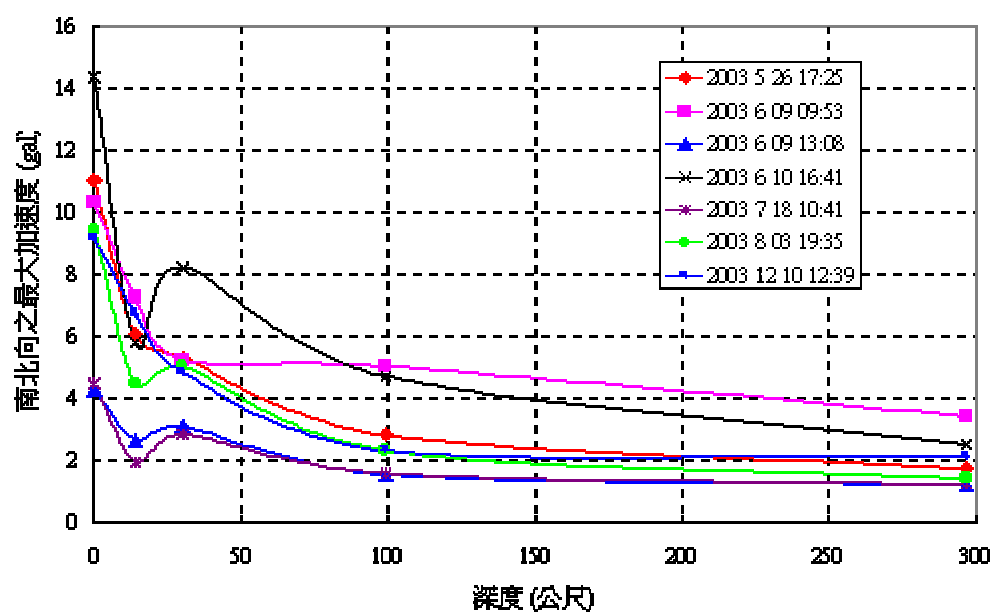


圖 5-2b 台北港井下地震儀東西向之最大加速度隨深度變化圖

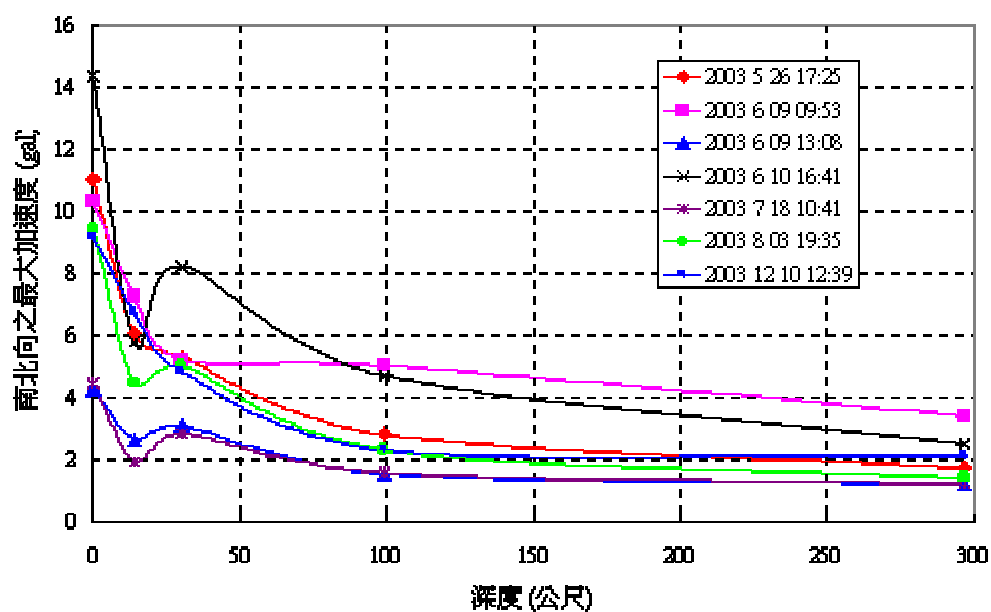


圖 5-2c 台北港井下地震儀垂直向之最大加速度隨深度變化圖

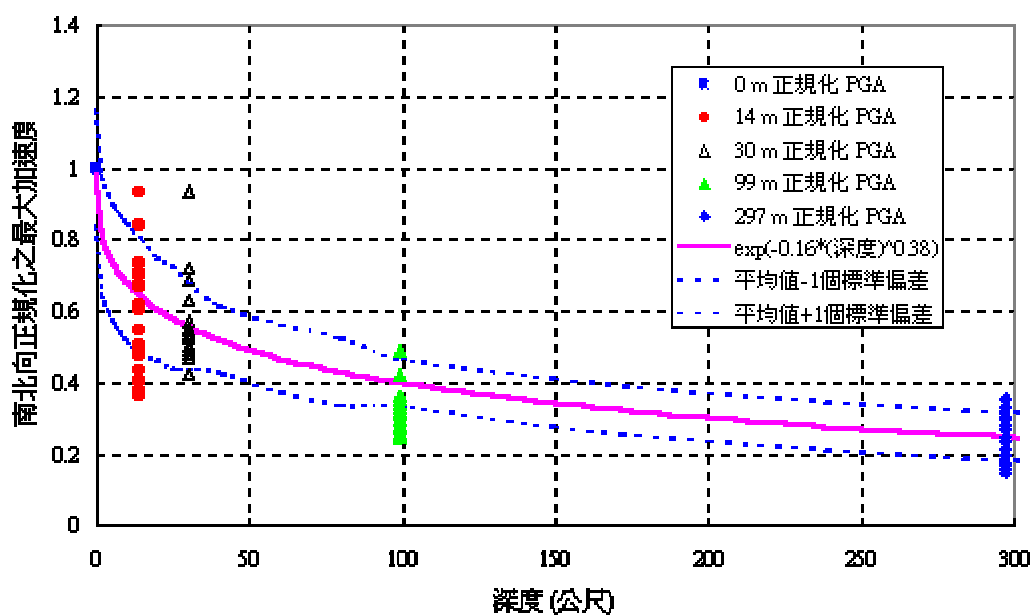


圖 5-3a 台北港井下地震儀南北向正規化之最大加速度隨深度變化圖

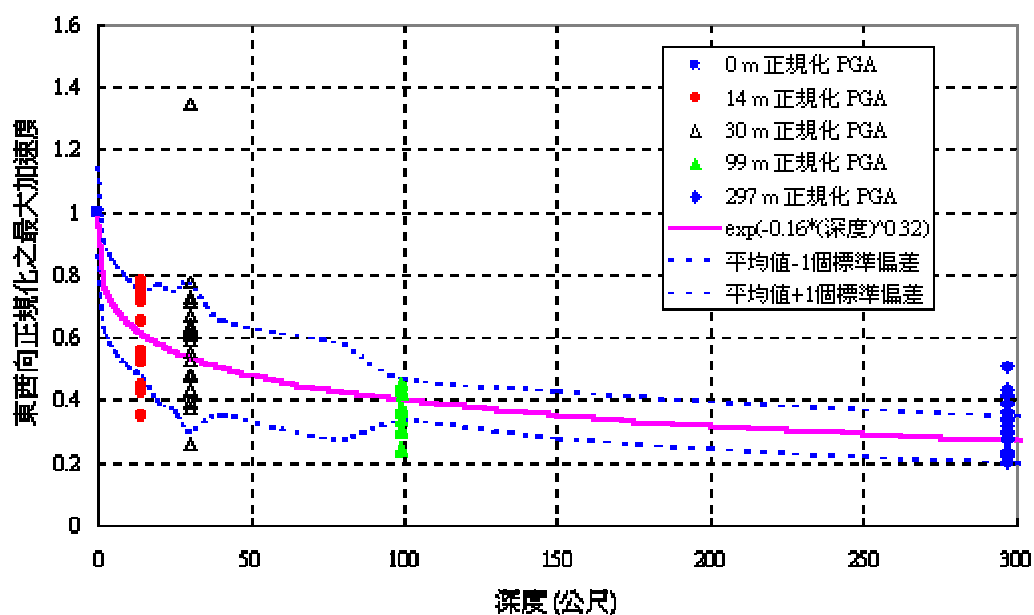


圖 5-3b 台北港井下地震儀東西向正規化之最大加速度隨深度變化圖

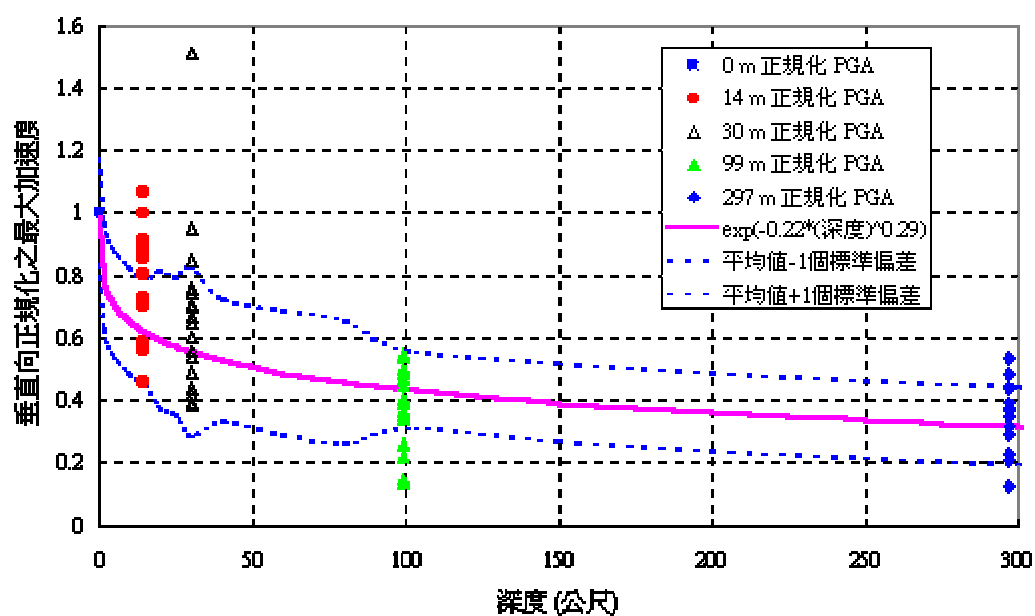


圖 5-3c 台北港井下地震儀垂直向正規化之最大加速度隨深度變化圖

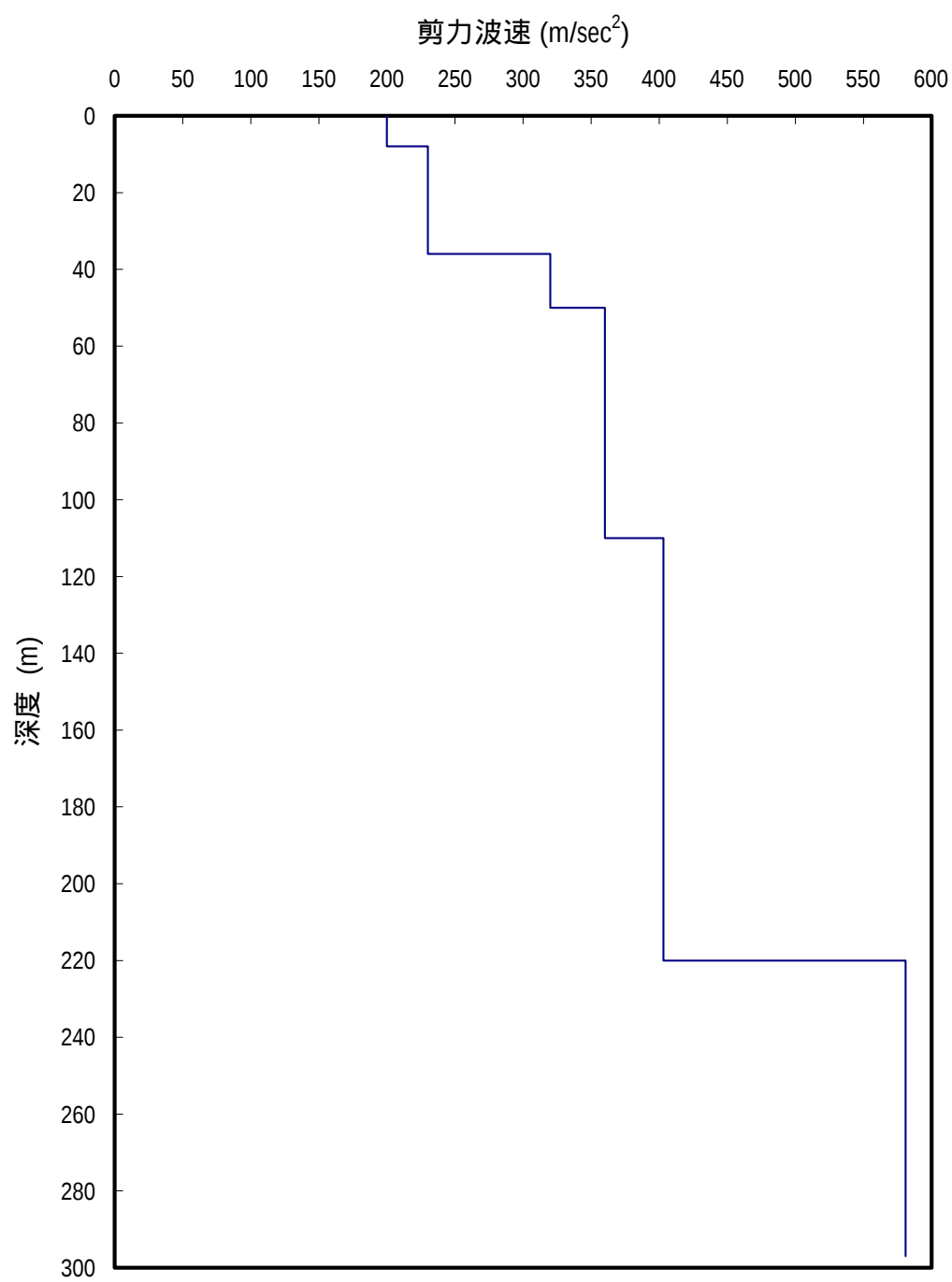


圖 5-4 台北港地震監測站剪力波速隨深度變化關係圖

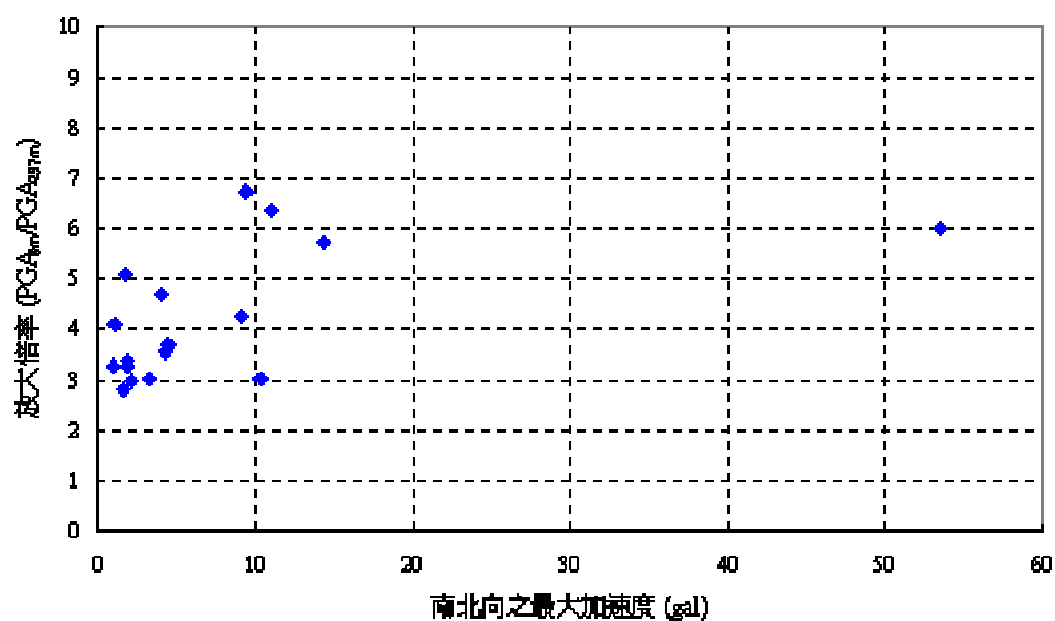


圖 5-5a 台北港南北向震波放大倍率與最大加速度之關係圖

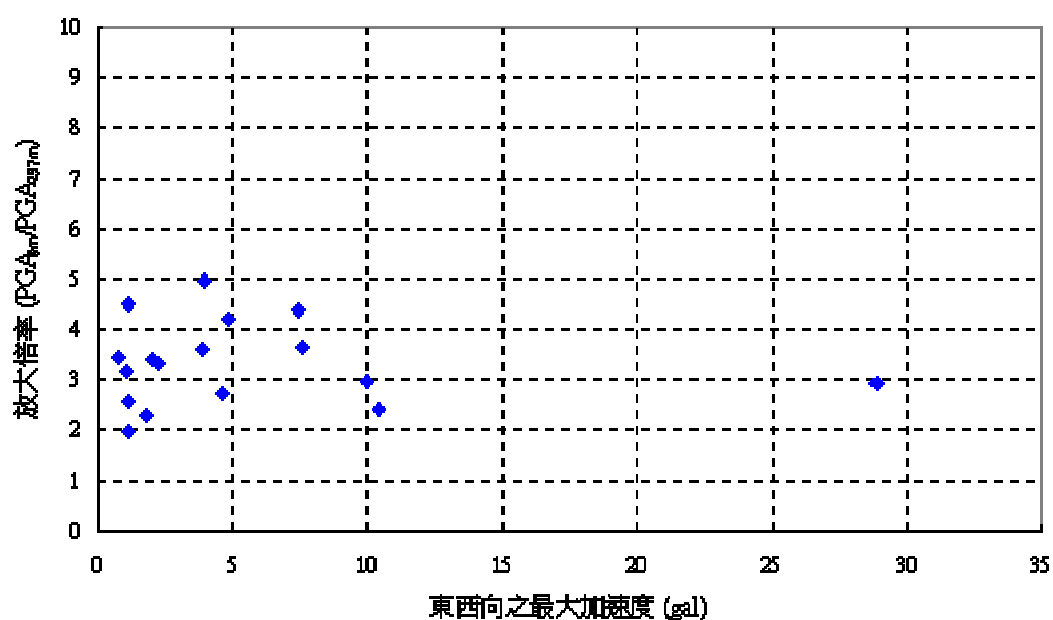


圖 5-5b 台北港東西向震波放大倍率與最大加速度之關係圖

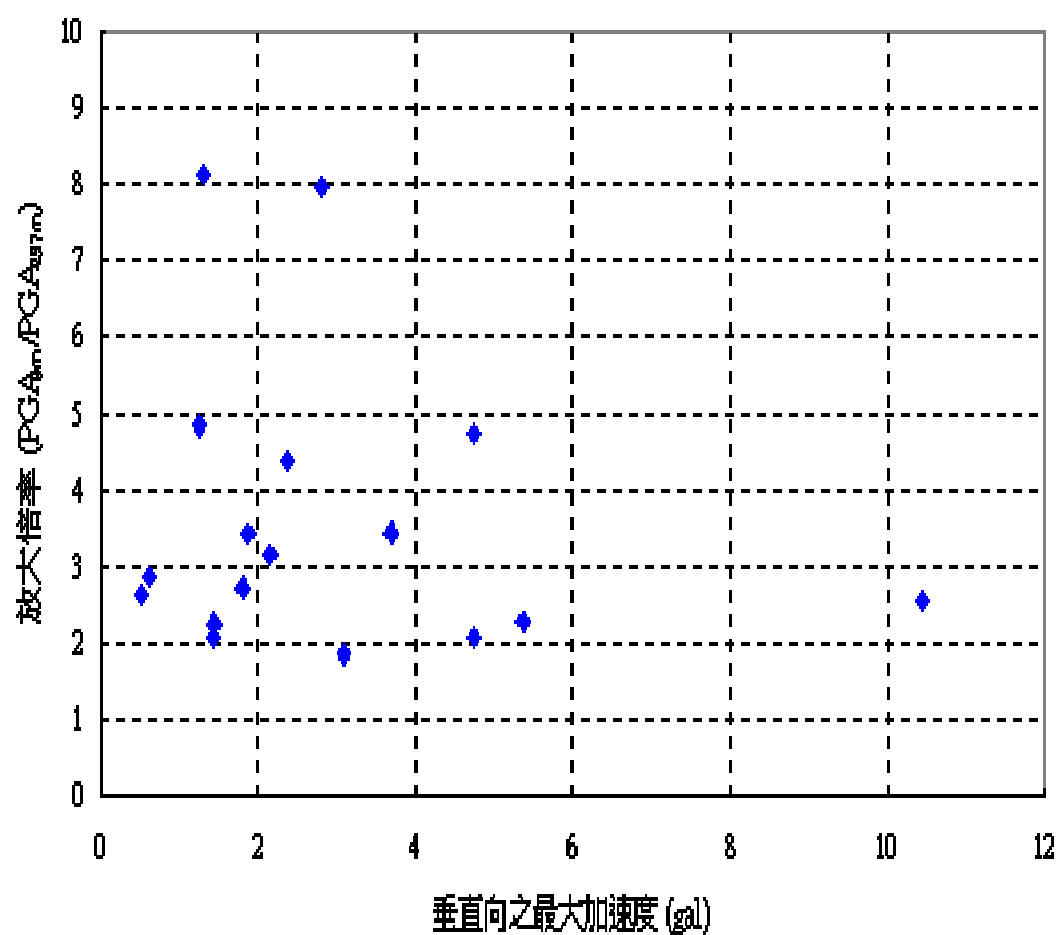


圖 5-5c 台北港垂直向震波放大倍率與最大加速度之關係圖

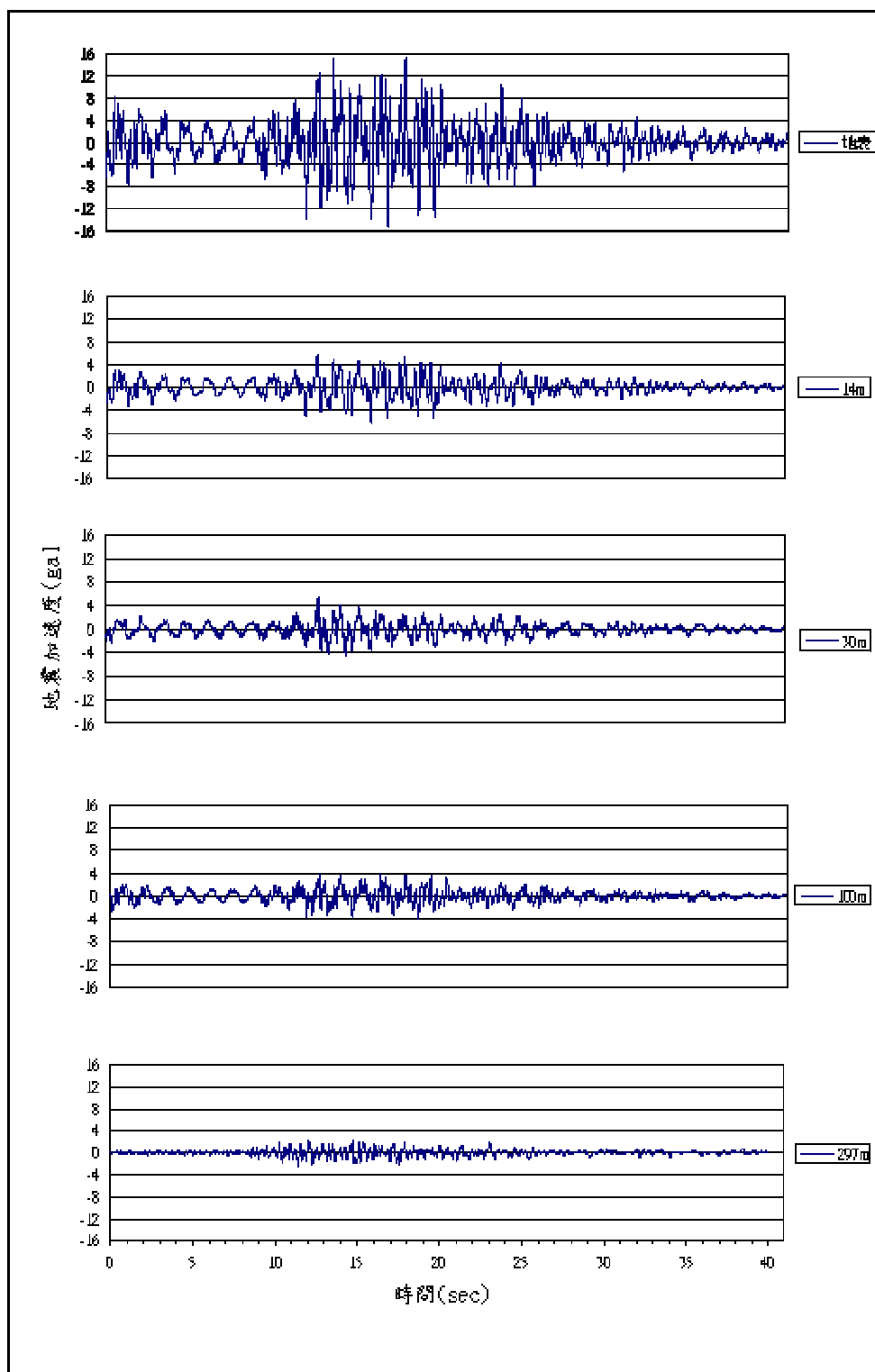


圖 5-6 台北港 2003 年 6 月 10 日-SHAKE 模擬地震(南北向)

2002 6 10 16:41

R component

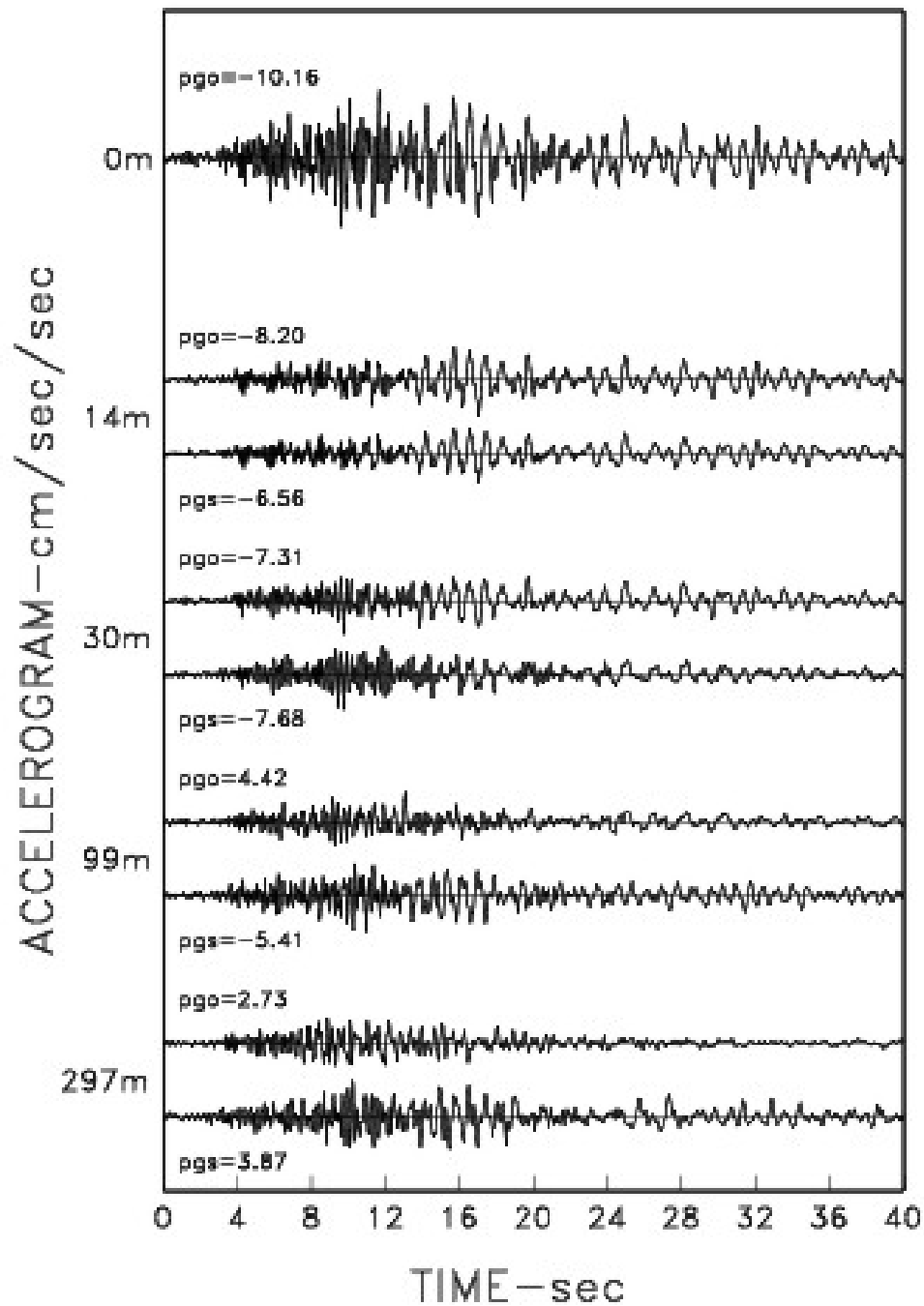


圖 5.7a 2003 年 6 月 10 日模擬與觀測加速度在 R 方向比較圖

2002 6 10 16:41

T component

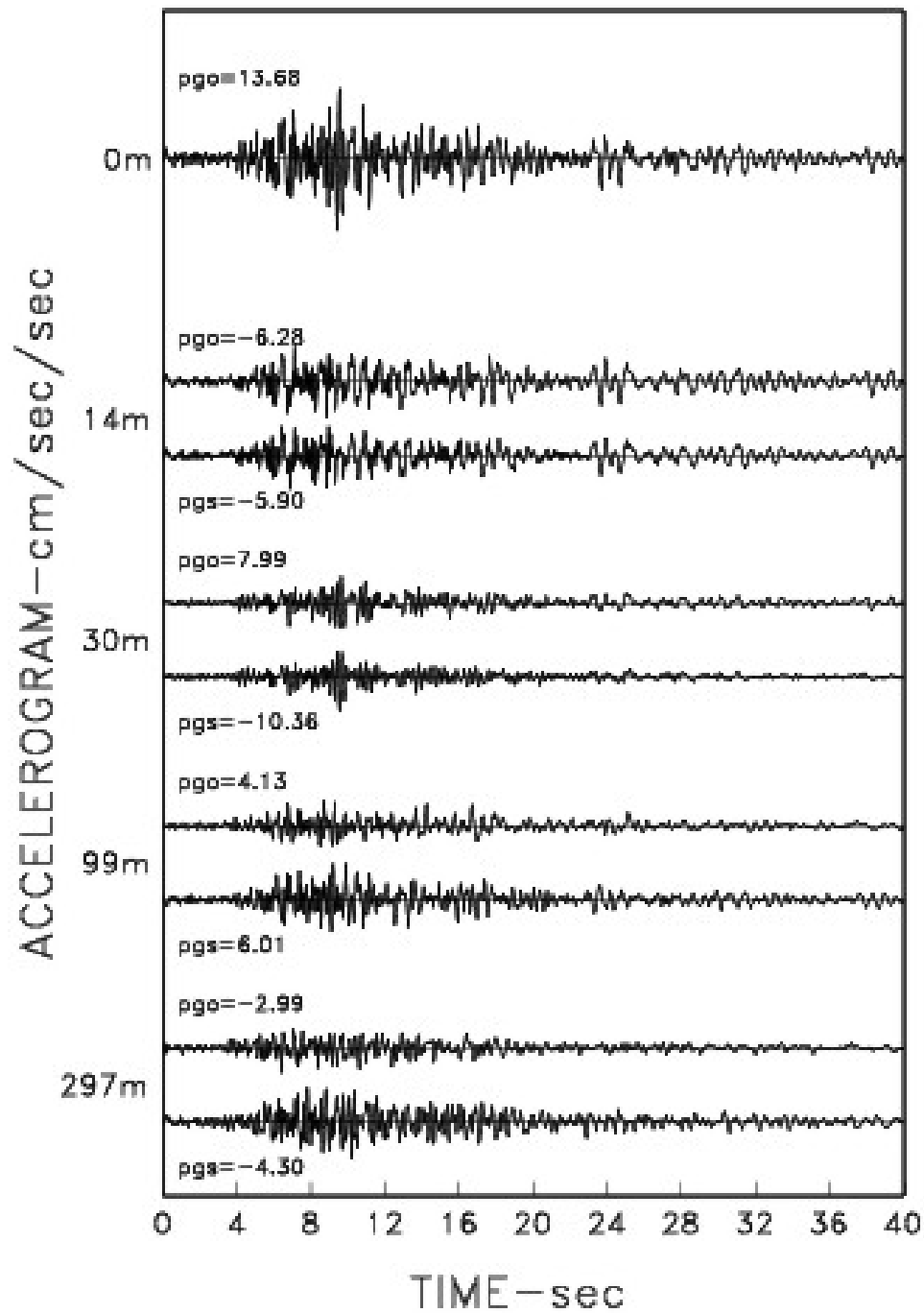


圖 5.7b 2003 年 6 月 10 日模擬與觀測加速度在 T 方向比較圖

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)

編號：1/2 規模：5.4 深度：4.4 km			編號：2/2 規模：4.9 深度：70.3 km		
地震時間：03/05/15/9:17'42.1"			地震時間：03/05/26/17:25'16.6"		
記錄時間：03/05/15/9:18'04.0"			記錄時間：03/05/26/17:25'31"		
震央位置：北緯：25°18' 東經：122°14.8'			震央位置：北緯：24°42' 東經：121°41.4'		
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	1.84	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)

編號：1/5 規模：6.3 深度：21.3 km			編號：2/5 規模：5.3 深度：9.7 km		
地震時間：03/06/09/9:52'52.6"			地震時間：03/06/09/13:08'4.9"		
記錄時間：03/06/09/9:53'10.0"			記錄時間：03/06/09/13:08'4.9"		
震央位置：北緯：25°18' 東經：122°14.8'			震央位置：北緯：24°23.4' 東經：121° 51'		
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。

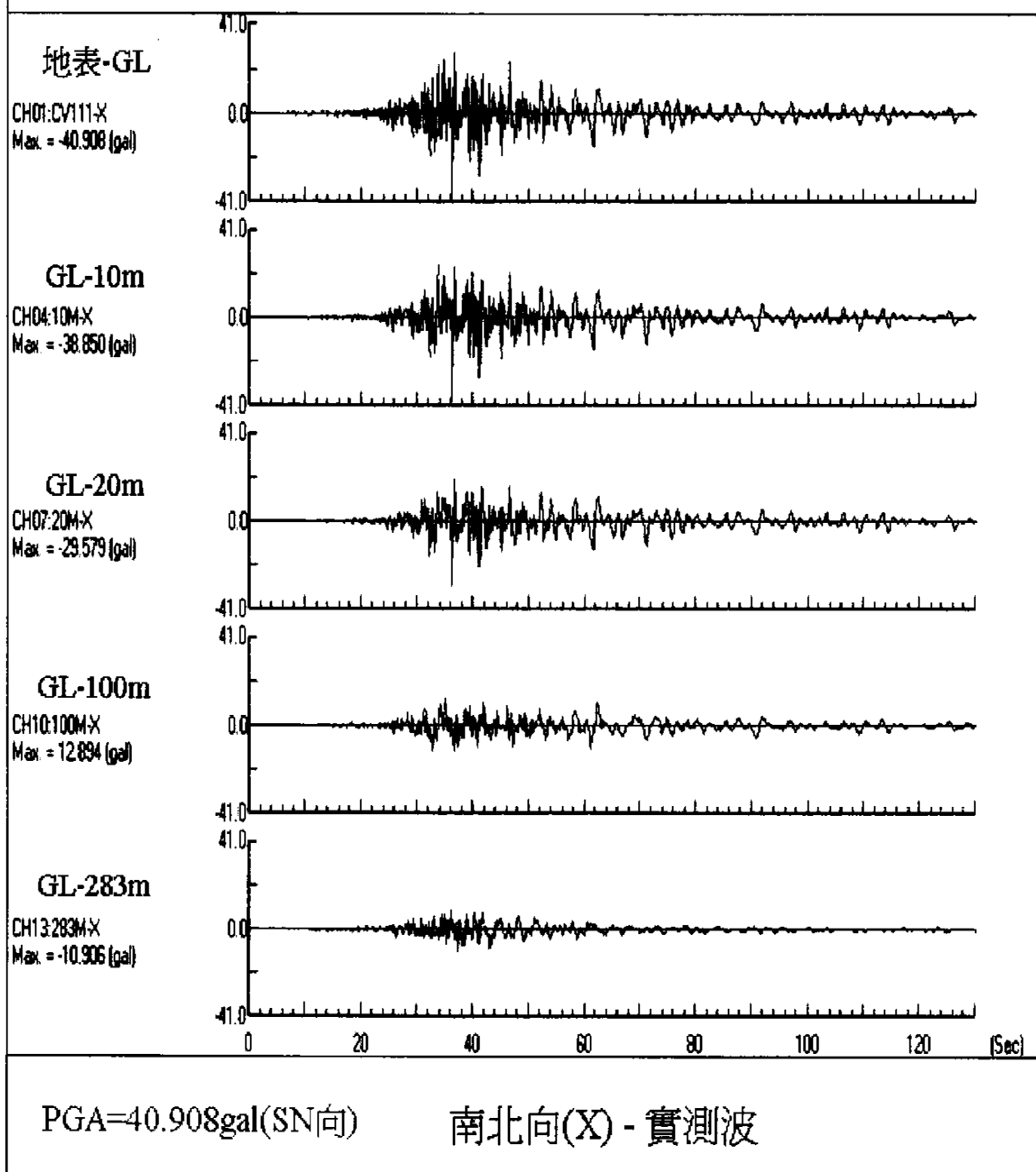
- [16]溫國樑、葉永田(1996)「盆地對地震波效益之研究」經濟部中央地質調查所報告第 85-006 號。
- [17]賴聖耀(2001),「台中港北碼頭區之液化潛能與碼頭穩定性分析」2001 年地震災害情況模擬研討會。
- [18]謝百鍾、柯鎮洋(1989)「基礎耐震設計新擬規範之精義」地工技術雜誌第 26 期,第 23-38 頁。
- [19]AASHTO (1983). Guide Specifications for Seismic Design of Highway Bridges.
- [20]Borcherdt, R. D. (1994). Estimates of Site-Dependent 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.

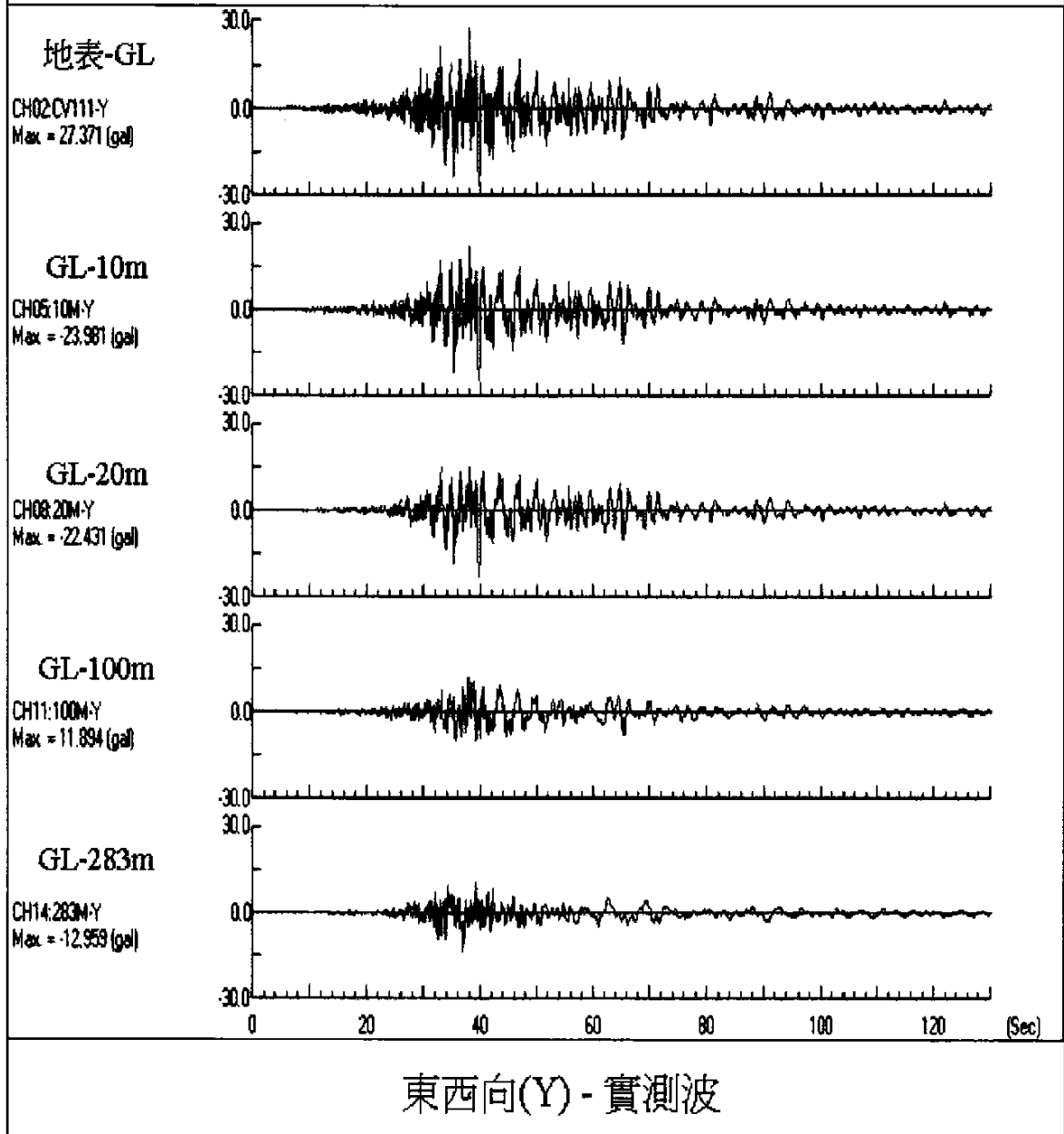
- [39]The Third Port Construction Bureau of Japan (2000)REBIRTH
- [40]The Japanese Geotechnical Society , Remedial Measures against Soil Liquefaction, A.A.Balkema, Rotterdam, Netherlands, 1998.
- [41]Westergaard, H.M. (1933) “ Water pressure on dams during earthquakes, ” Transactions, ASCE, Vol.98, pp.418-433.

中港26號碼頭20020331145320號觀測地震波



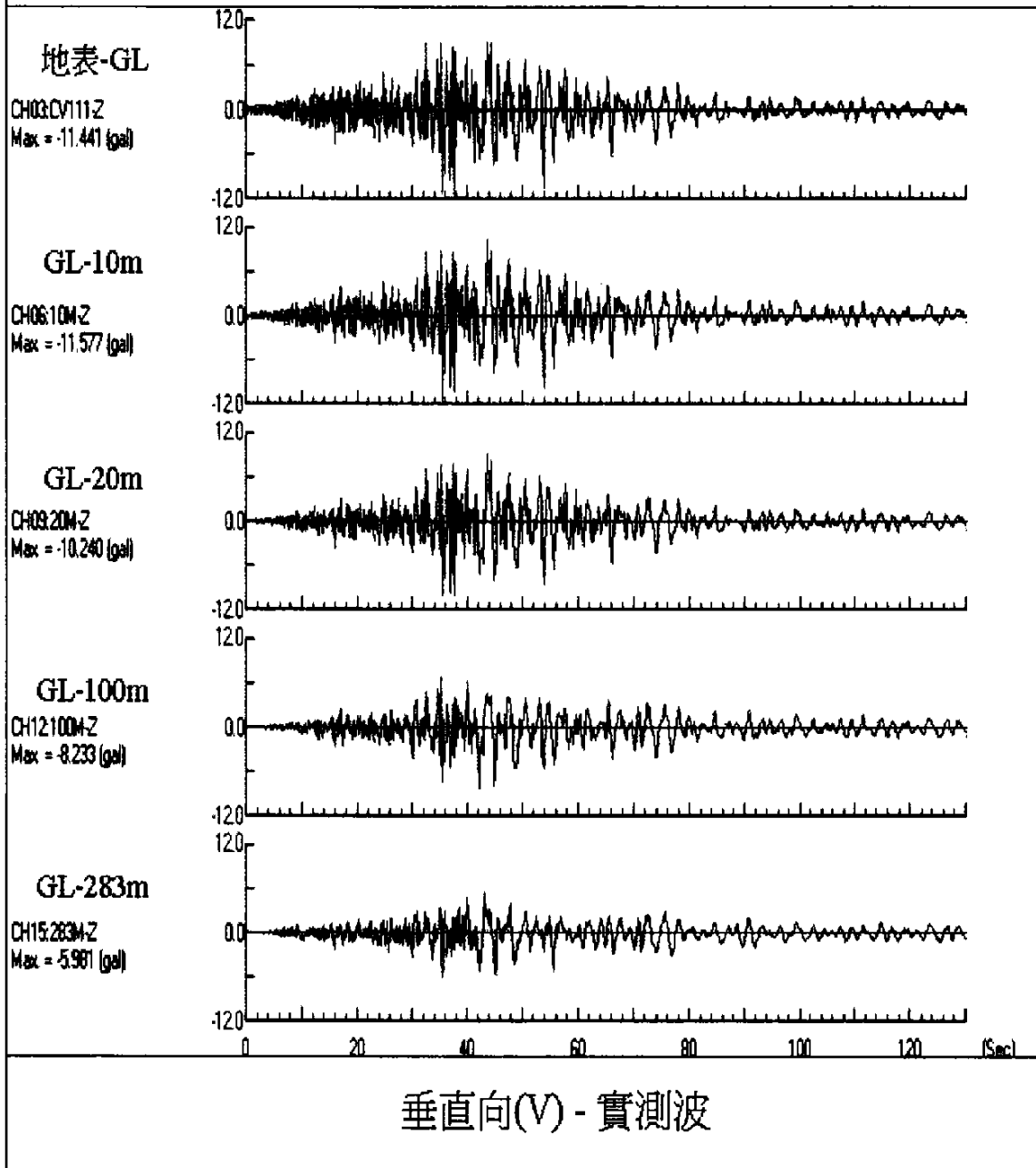
附圖 1-X 台中港 26 號碼頭實測 20020331145320 號地震波(南北向)

中港26號碼頭20020331145320號觀測地震波



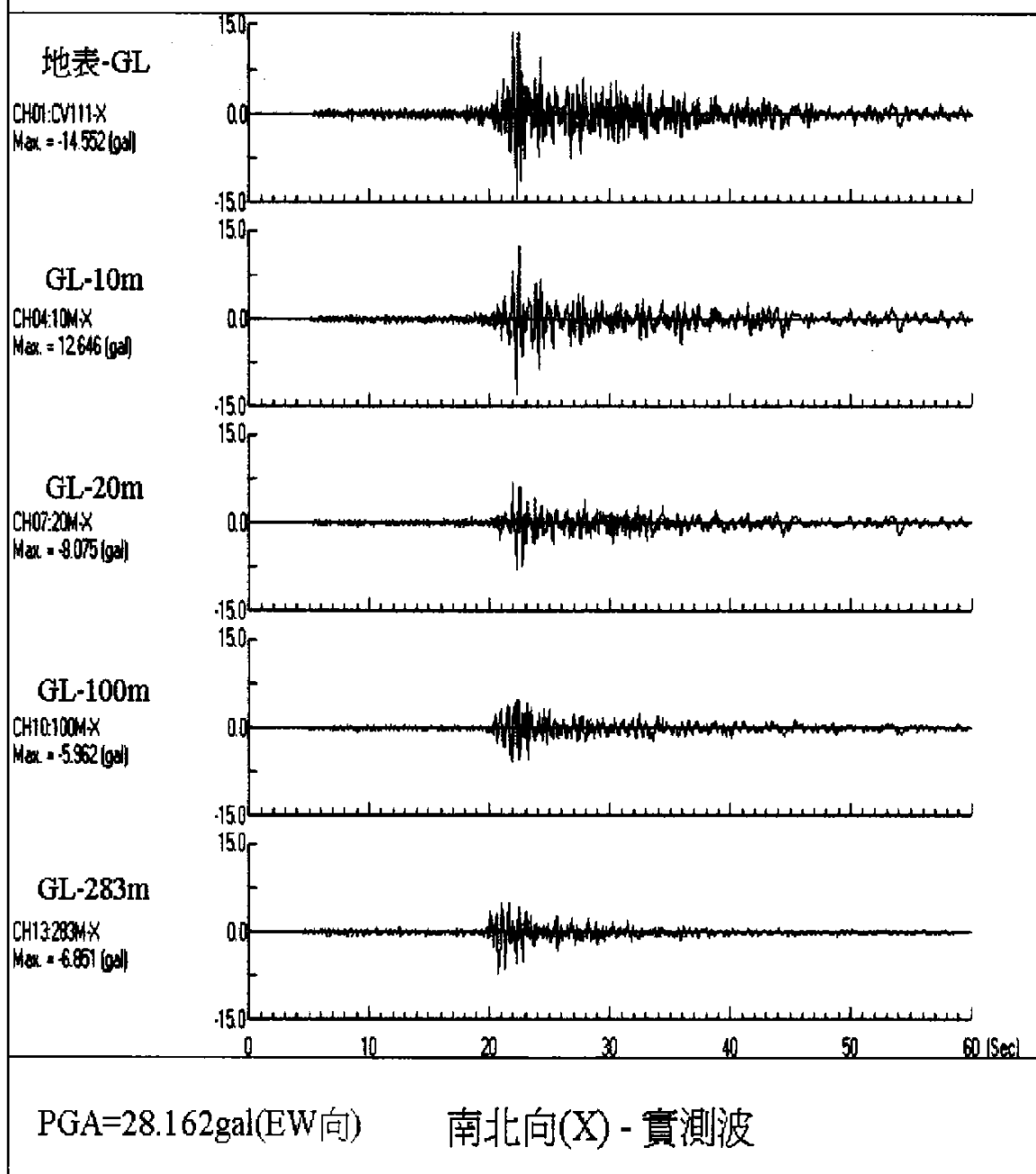
附圖 1-Y 台中港 26 號碼頭實測 20020331145320 號地震波(東西向)

中港26號碼頭20020331145320號觀測地震波



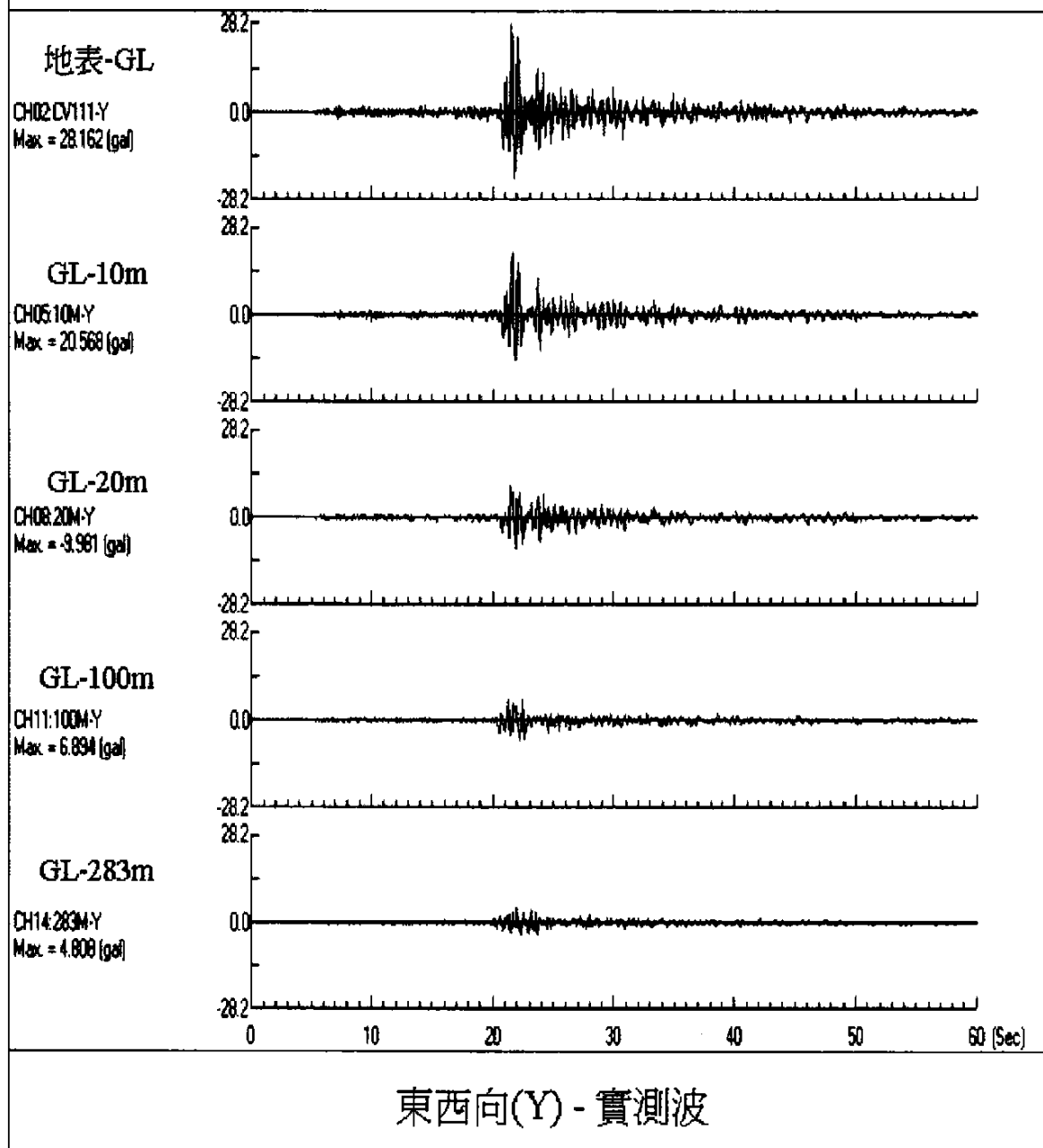
附圖 1-V 台中港 26 號碼頭實測 20020331145320 號地震波(垂直向)

中港26號碼頭20020212112748號觀測地震波



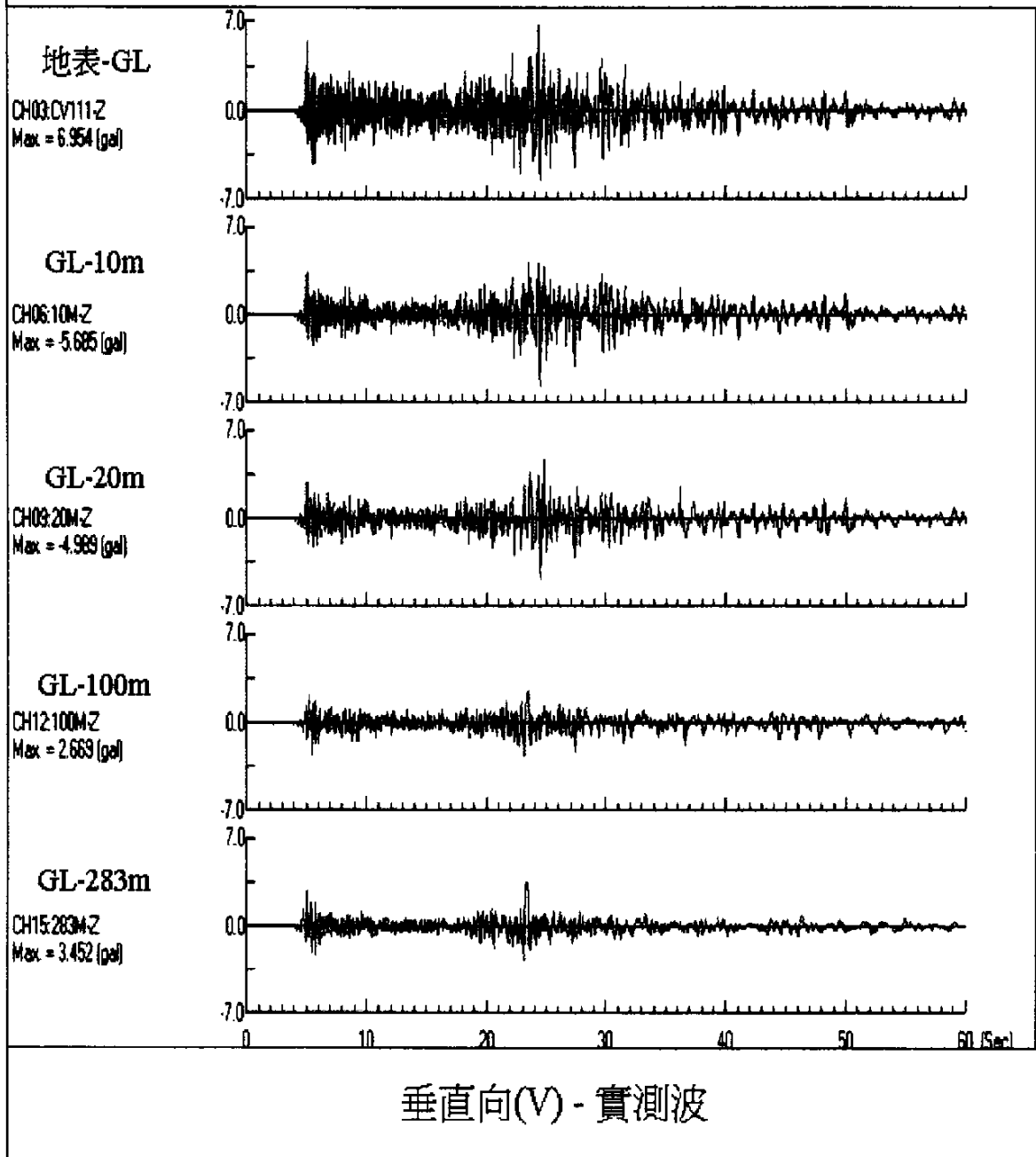
附圖 2-X 台中港 26 號碼頭實測 20020212112748 號地震波(南北向)

中港26號碼頭20020212112748號觀測地震波



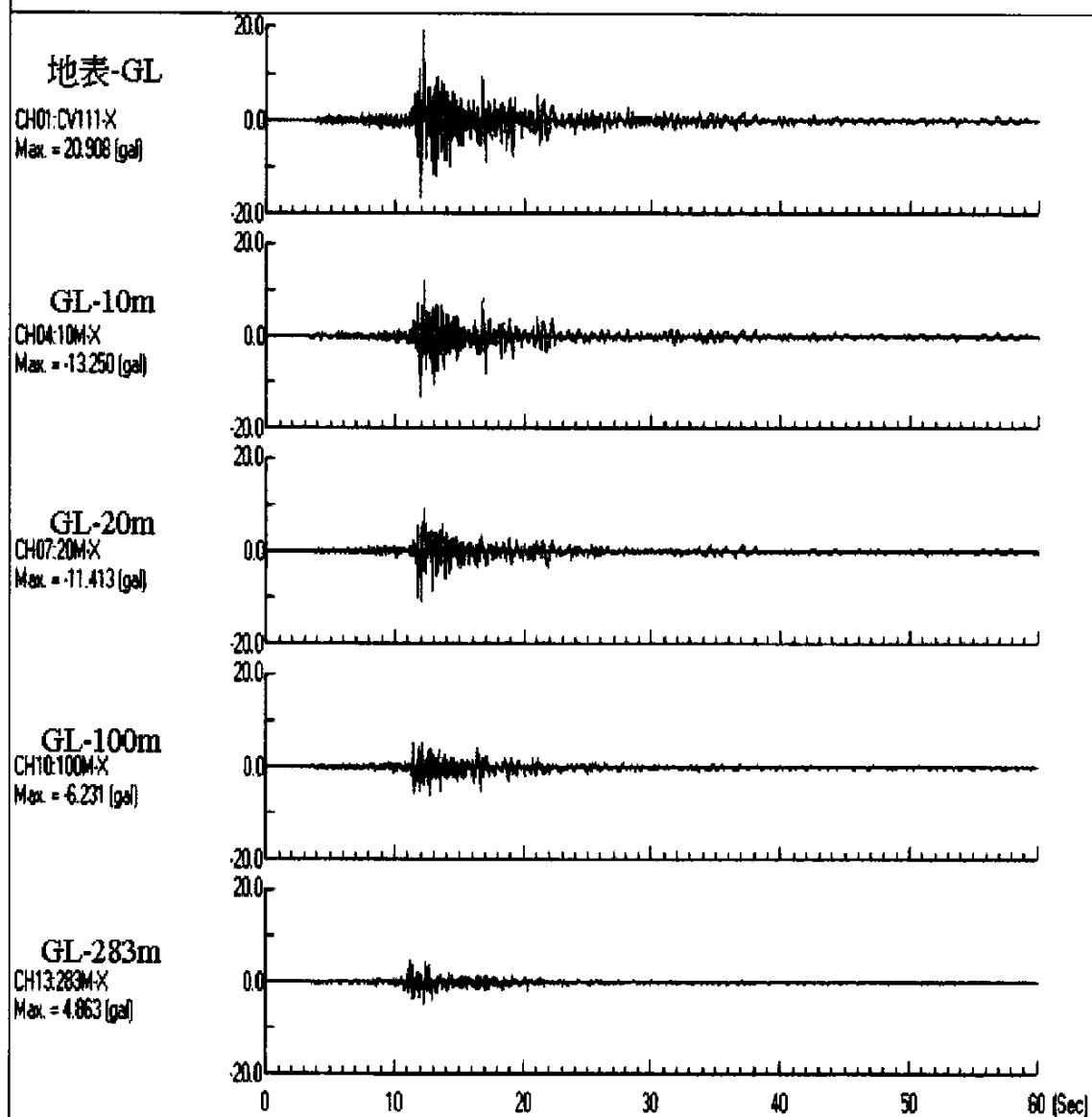
附圖 2-Y 台中港 26 號碼頭實測 20020212112748 號地震波(東西向)

中港26號碼頭20020212112748號觀測地震波



附圖 2-V 台中港 26 號碼頭實測 20020212112748 號地震波(垂直向)

中港26號碼頭20020906190214號觀測地震波

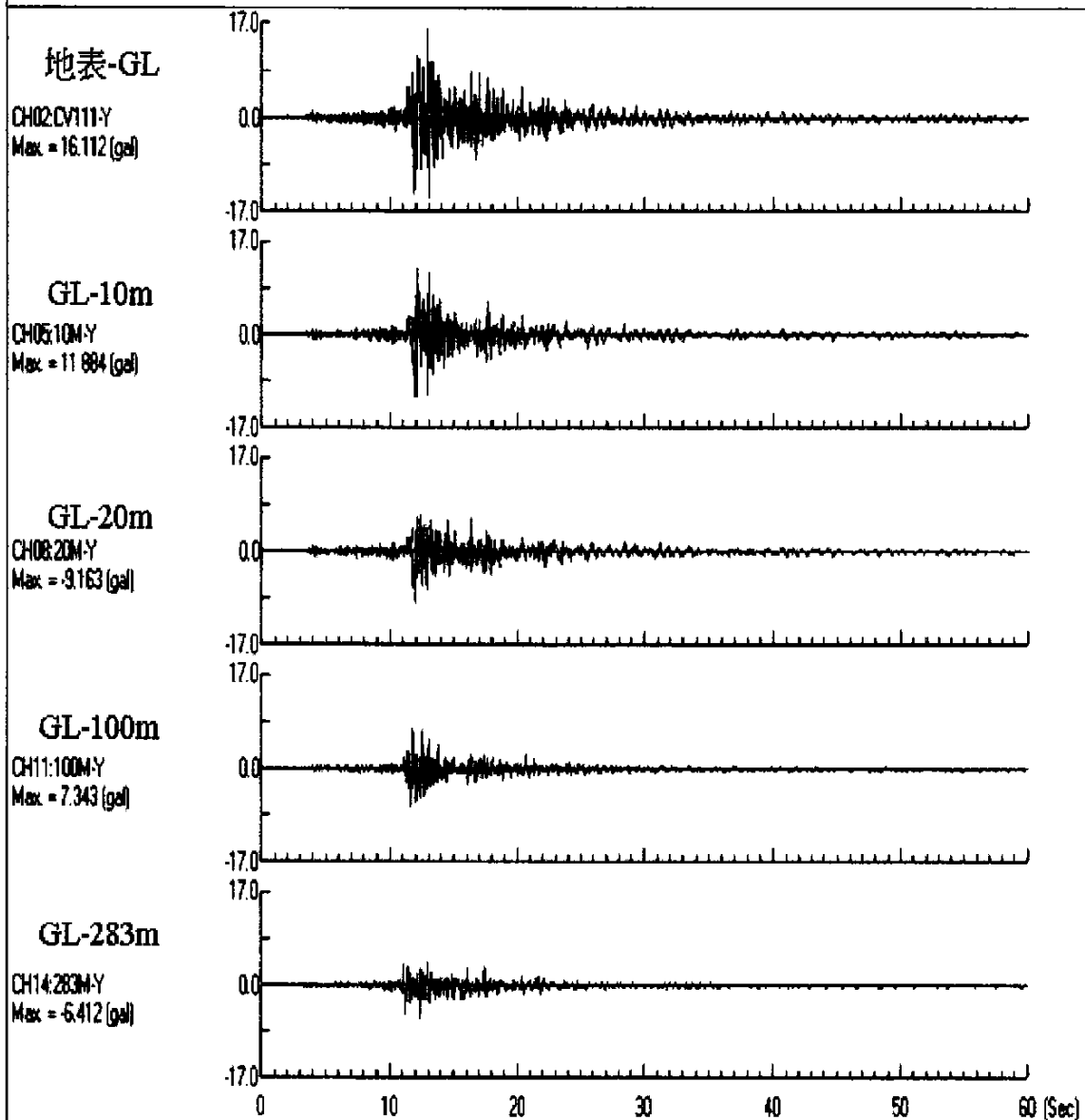


PGA=20.908gal(SN向)

南北向(X) - 實測波

附圖 3-X 台中港 26 號碼頭實測 20020906190214 號地震波(南北向)

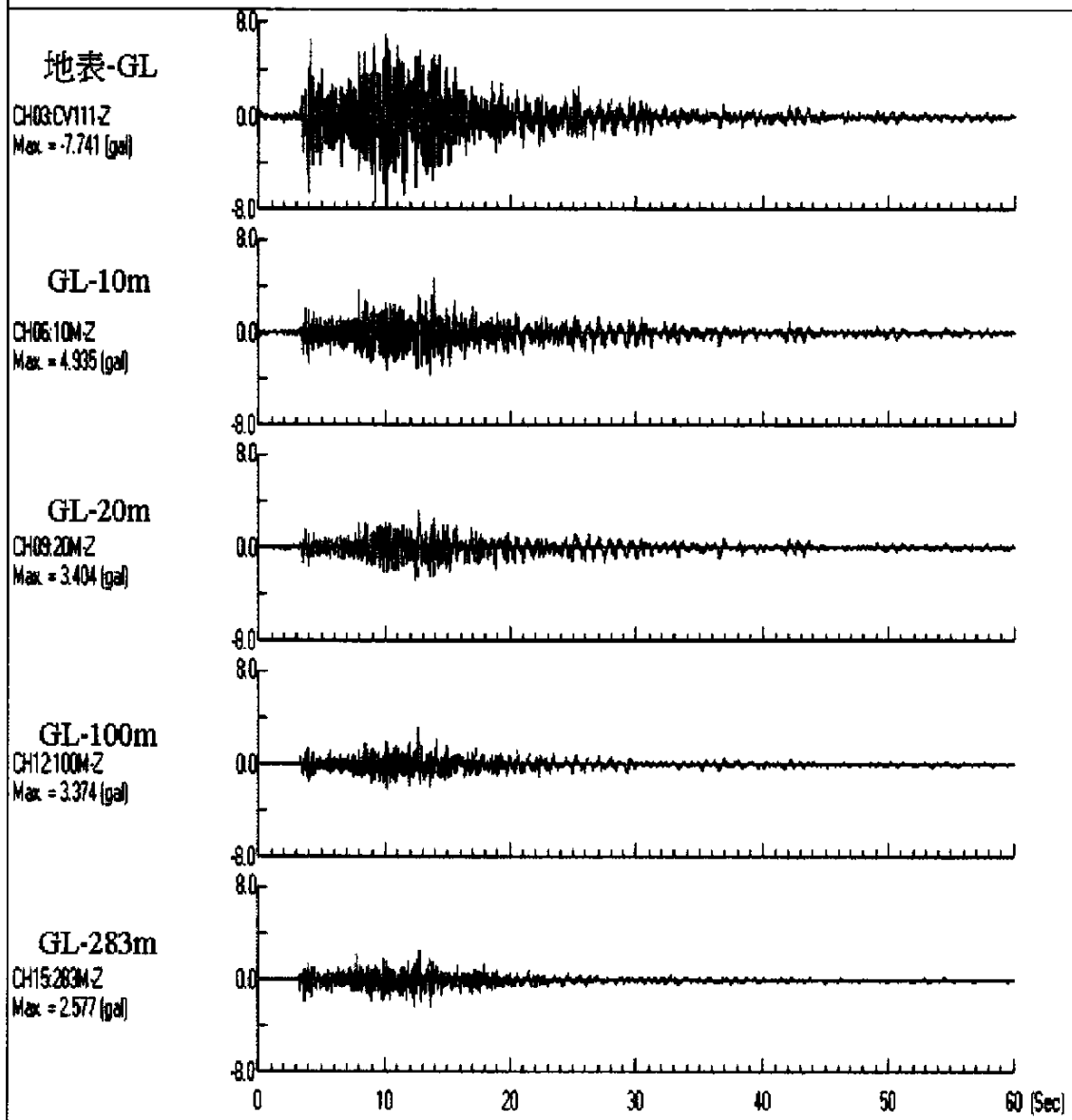
中港26號碼頭20020906190214號觀測地震波



東西向(Y) - 實測波

附圖 3-Y 台中港 26 號碼頭實測 20020906190214 號地震波(東西向)

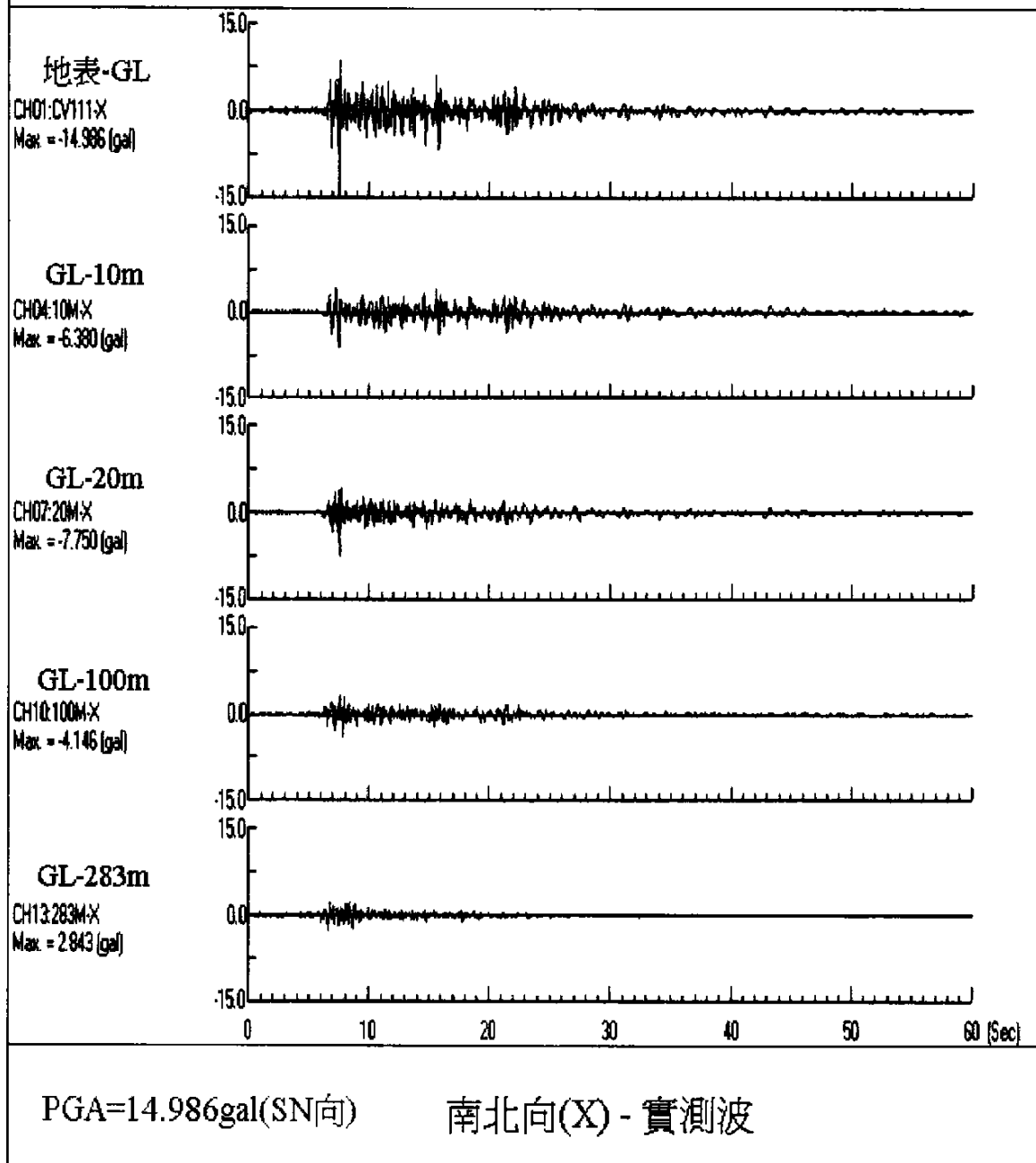
中港26號碼頭20020906190214號觀測地震波



垂直向(V) - 實測波

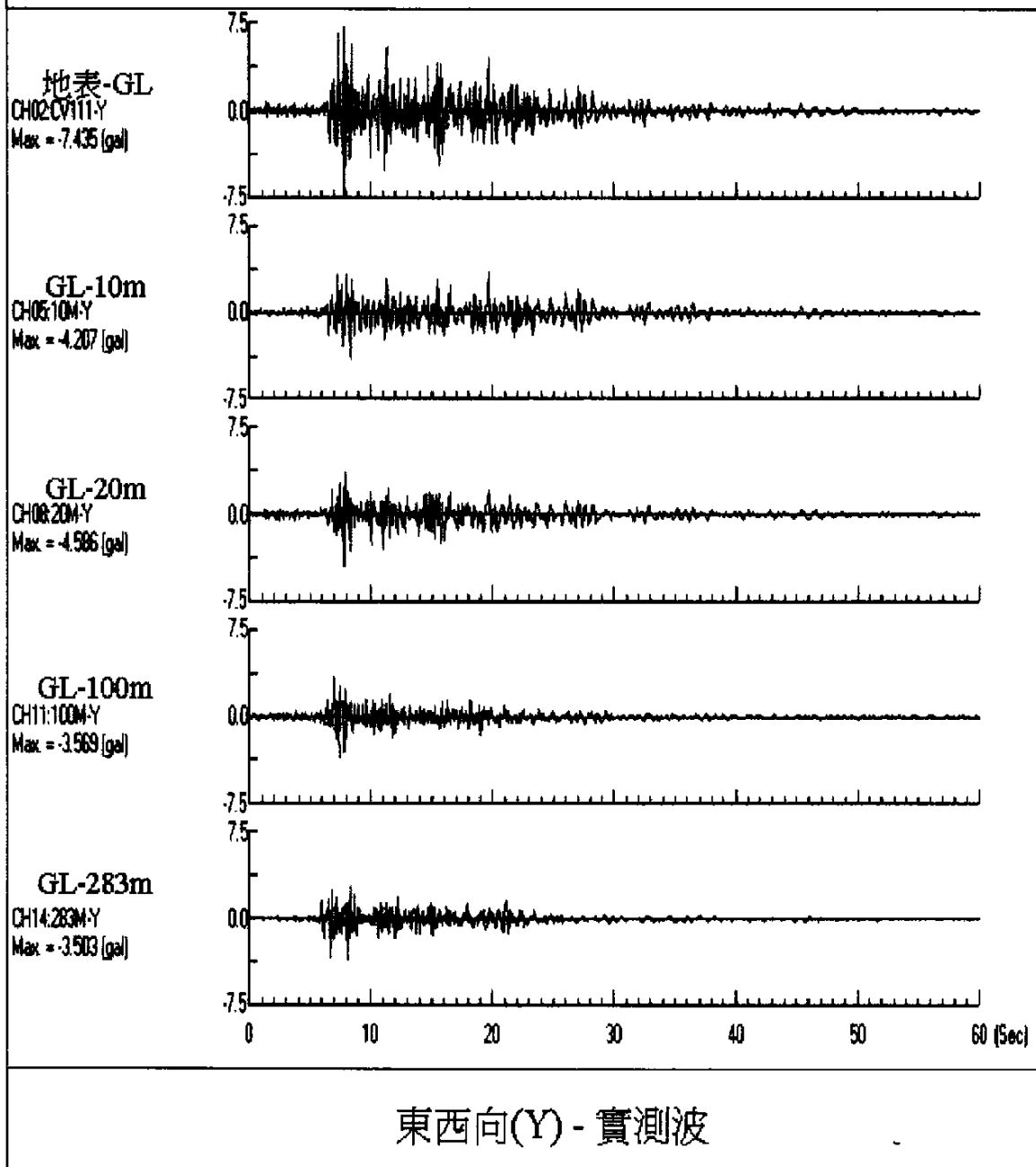
附圖 3-V 台中港 26 號碼頭實測 20020906190214 號地震波(垂直向)

中港26號碼頭20020115021047號觀測地震波



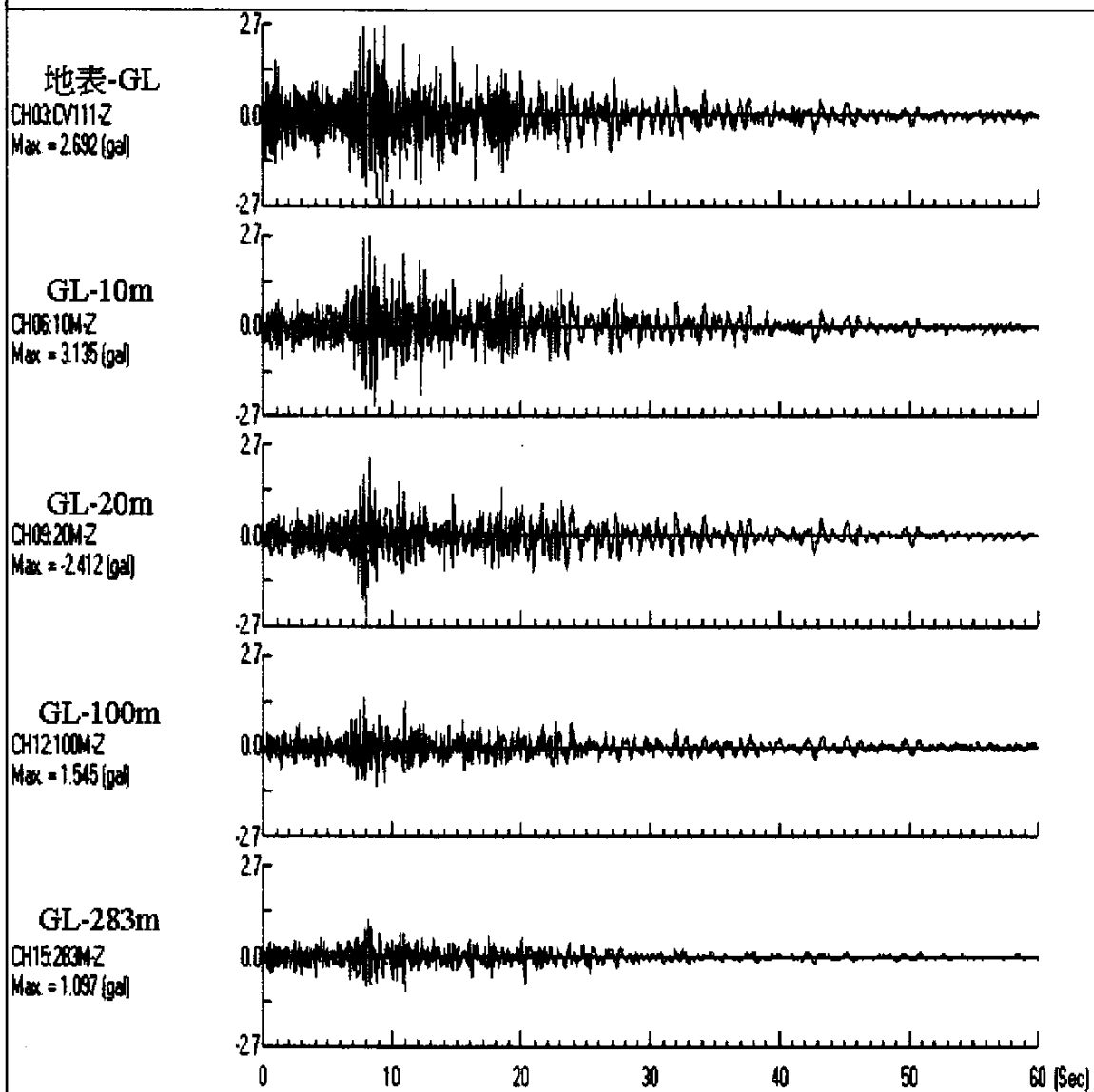
附圖 4-X 台中港 26 號碼頭實測 20020115021047 號地震波(南北向)

中港26號碼頭20020115021047號觀測地震波



附圖 4-Y 台中港 26 號碼頭實測 20020115021047 號地震波(東西向)

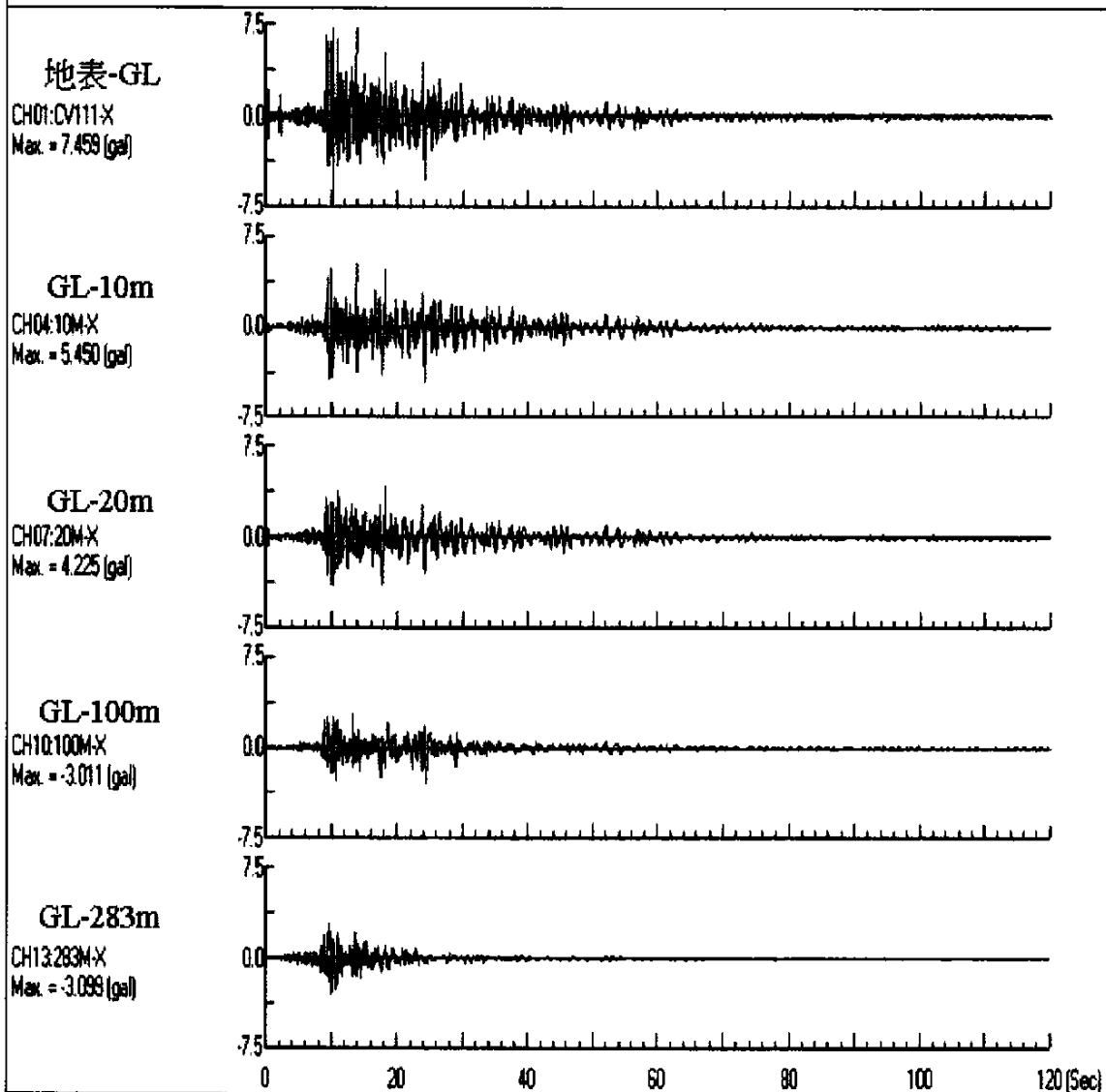
中港26號碼頭20020115021047號觀測地震波



垂直向(V) - 實測波

附圖 4-V 台中港 26 號碼頭實測 20020115021047 號地震波(垂直向)

中港26號碼頭20020109010050號觀測地震波

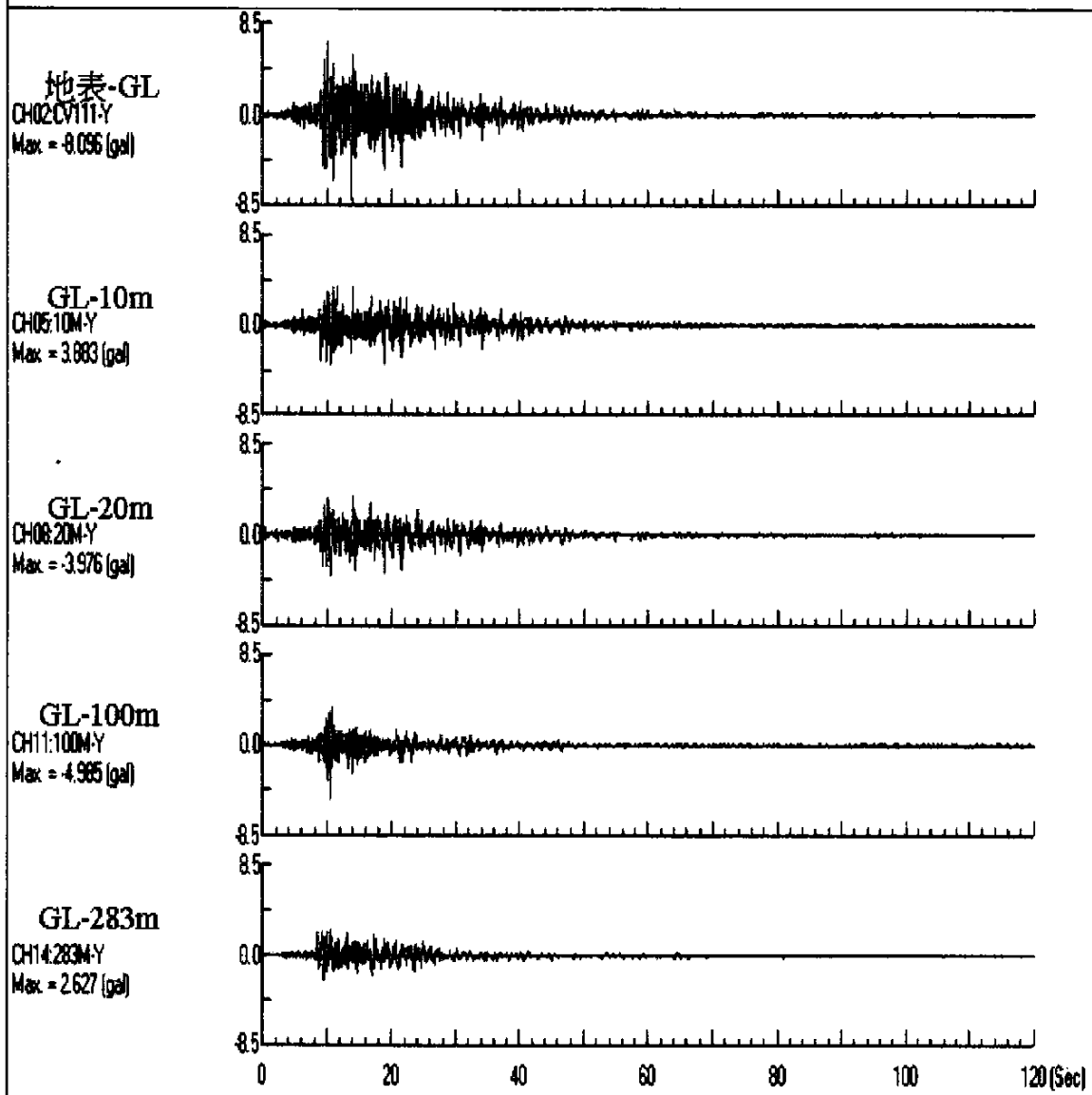


PGA=8.096gal(EW向)

南北向(X) - 實測波

附圖 5-X 台中港 26 號碼頭實測 20020109010050 號地震波(南北向)

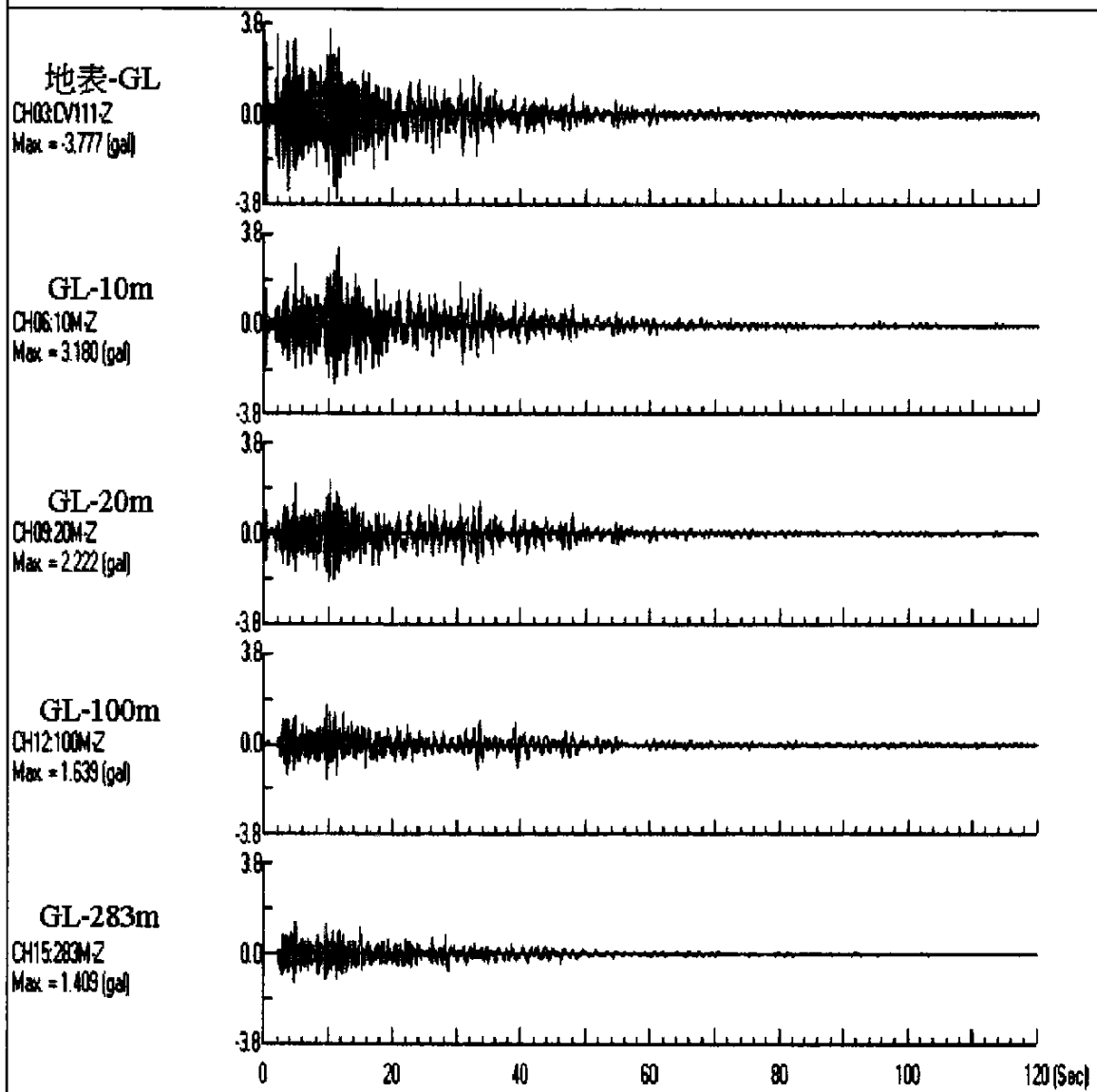
中港26號碼頭20020109010050號觀測地震波



東西向(Y) - 實測波

附圖 5-Y 台中港 26 號碼頭實測 20020109010050 號地震波(東西向)

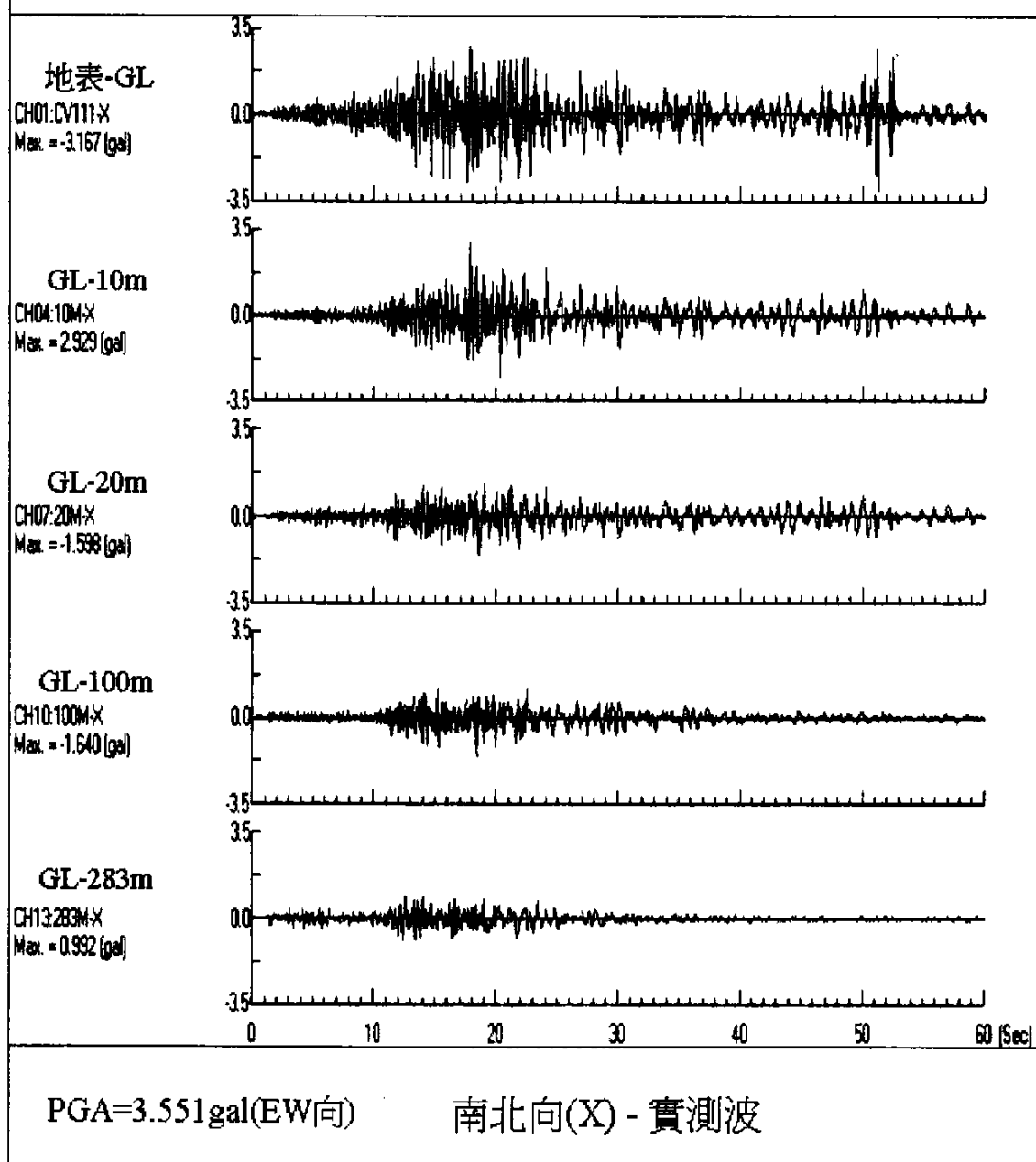
中港26號碼頭20020109010050號觀測地震波



垂直向(V) - 實測波

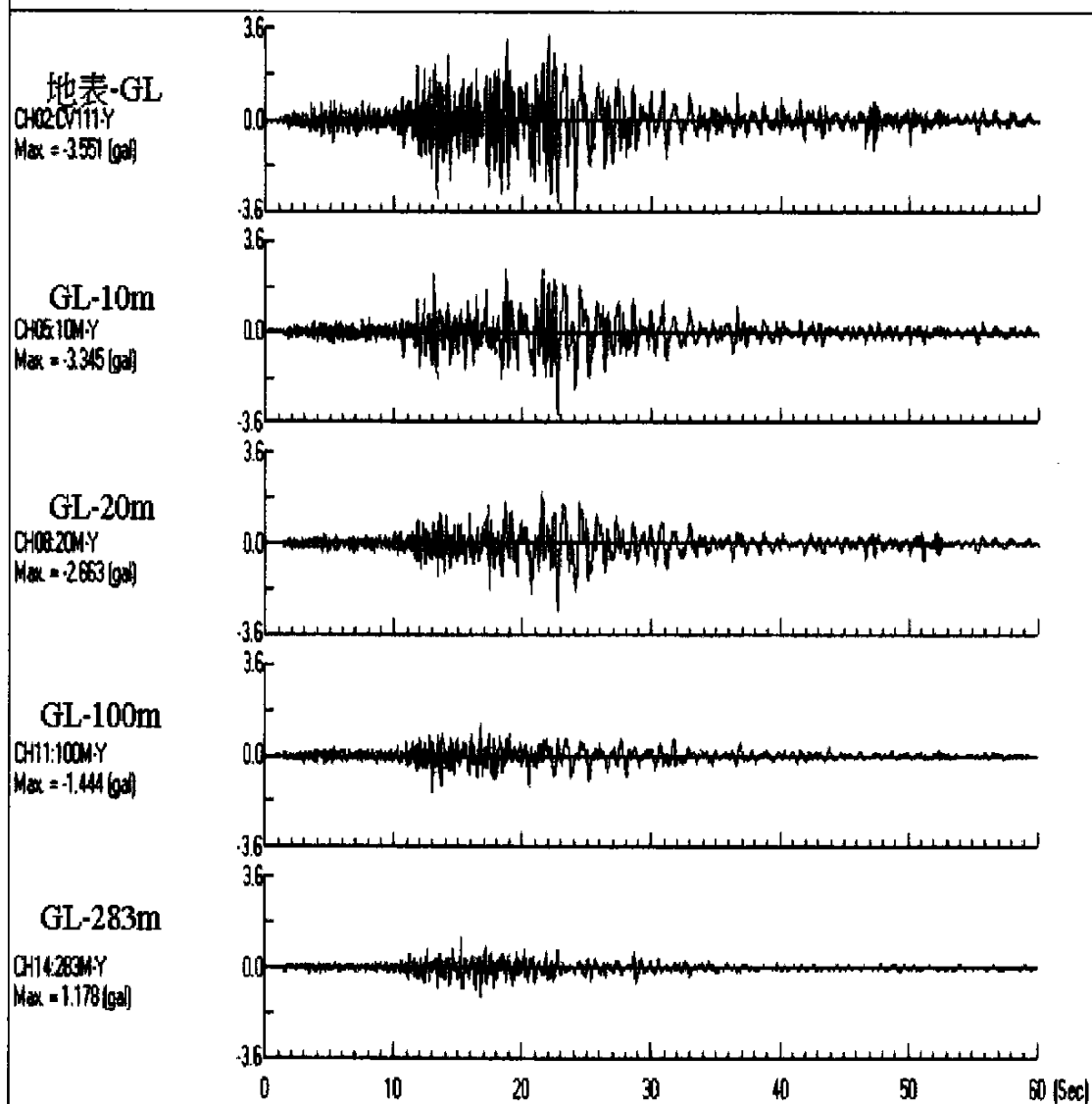
附圖 5-V 台中港 26 號碼頭實測 20020109010050 號地震波(垂直向)

中港26號碼頭20011104164552號觀測地震波



附圖 6-X 台中港 26 號碼頭實測 20011104164552 號地震波(南北向)

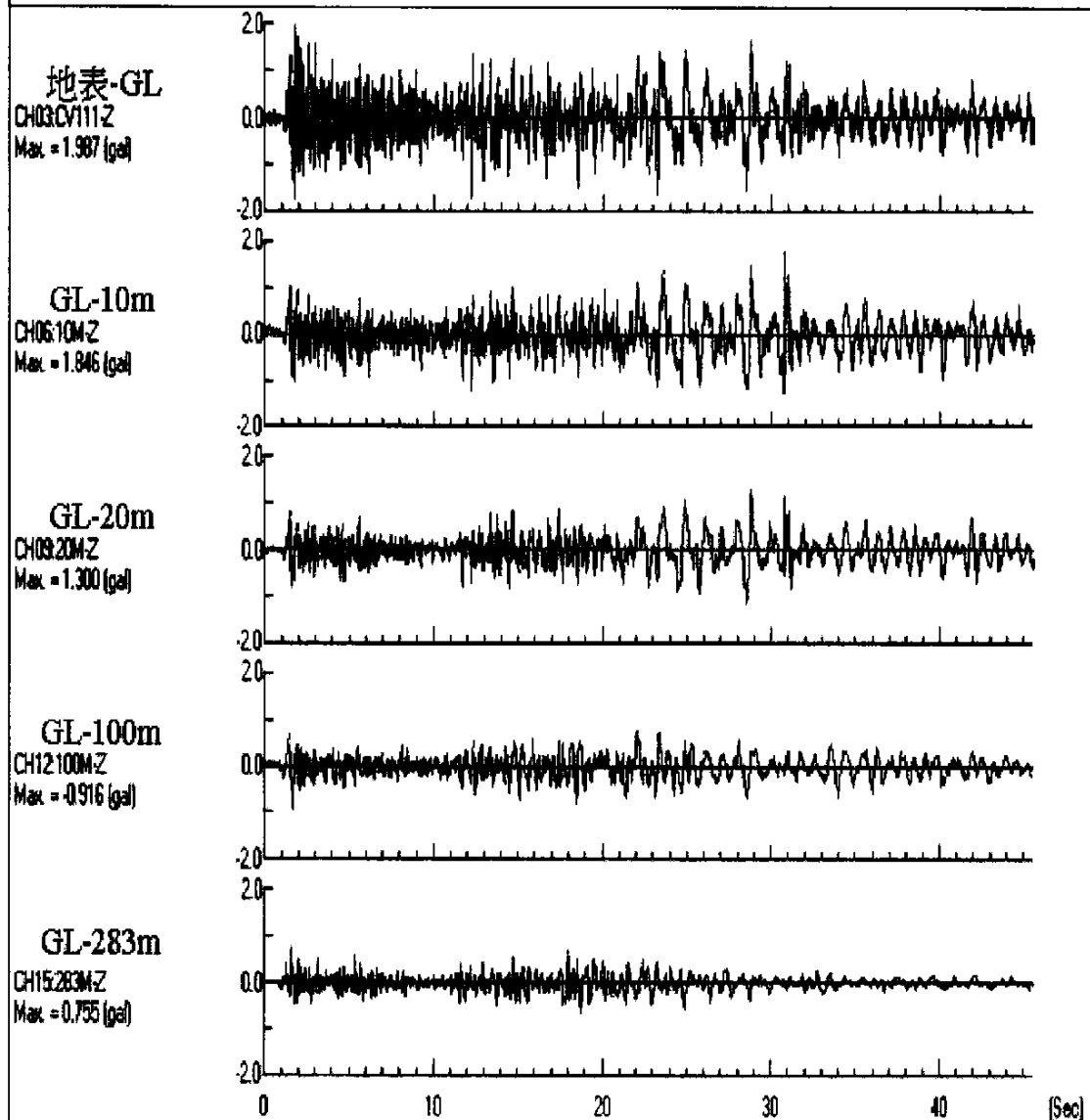
中港26號碼頭20011104164552號觀測地震波



東西向(Y) - 實測波

附圖 6-Y 台中港 26 號碼頭實測 20011104164552 號地震波(東西向)

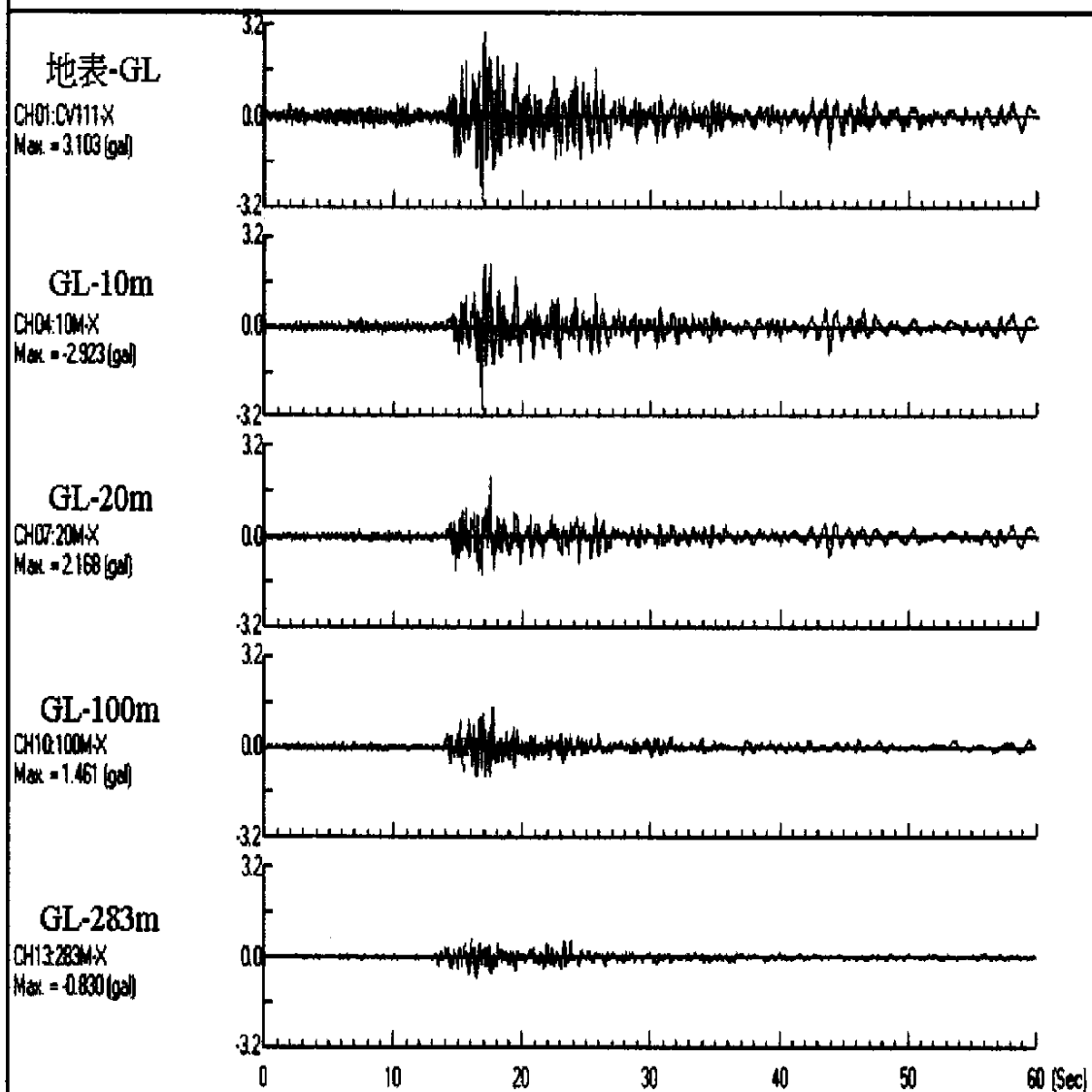
中港26號碼頭20011104164552號觀測地震波



垂直向(V) - 實測波

附圖 6-V 台中港 26 號碼頭實測 20011104164552 號地震波(垂直向)

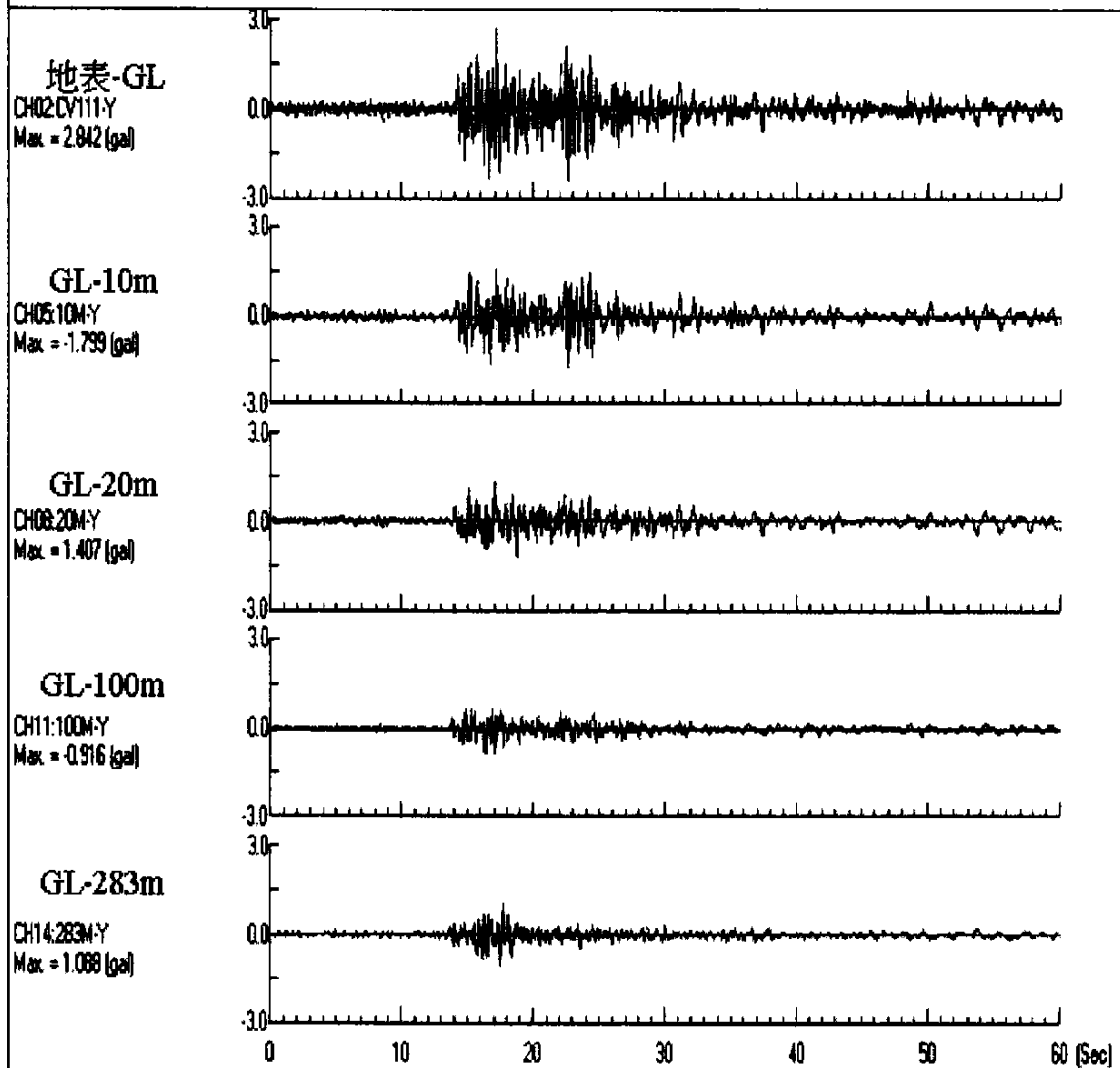
中港26號碼頭20010918064511號觀測地震波



PGA=3.103gal(NS向) 南北向(X) - 實測波

附圖 7-X 台中港 26 號碼頭實測 20010918064511 號地震波(南北向)

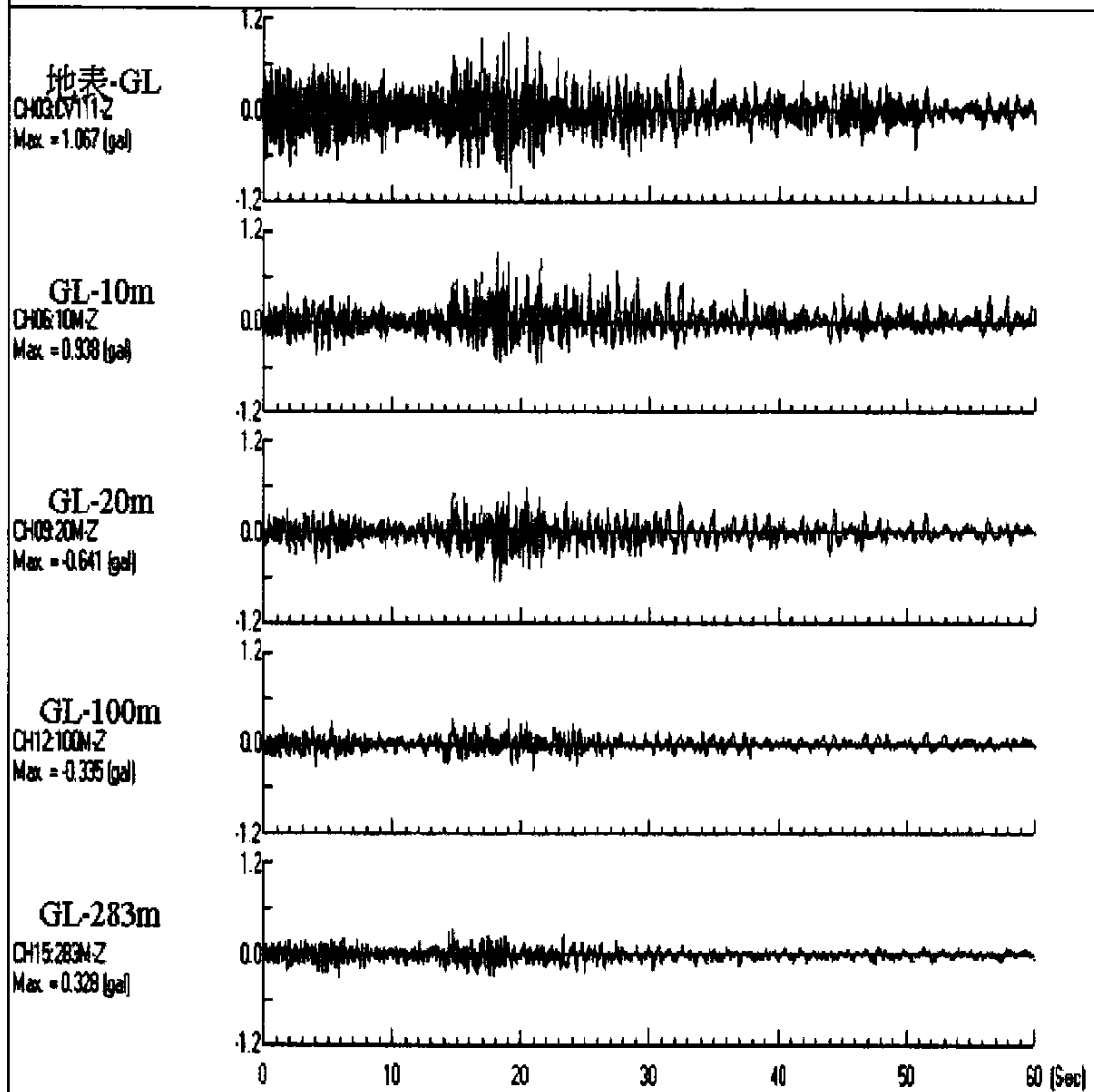
中港26號碼頭20010918064511號觀測地震波



東西向(Y) - 實測波

附圖 7-Y 台中港 26 號碼頭實測 20010918064511 號地震波(東西向)

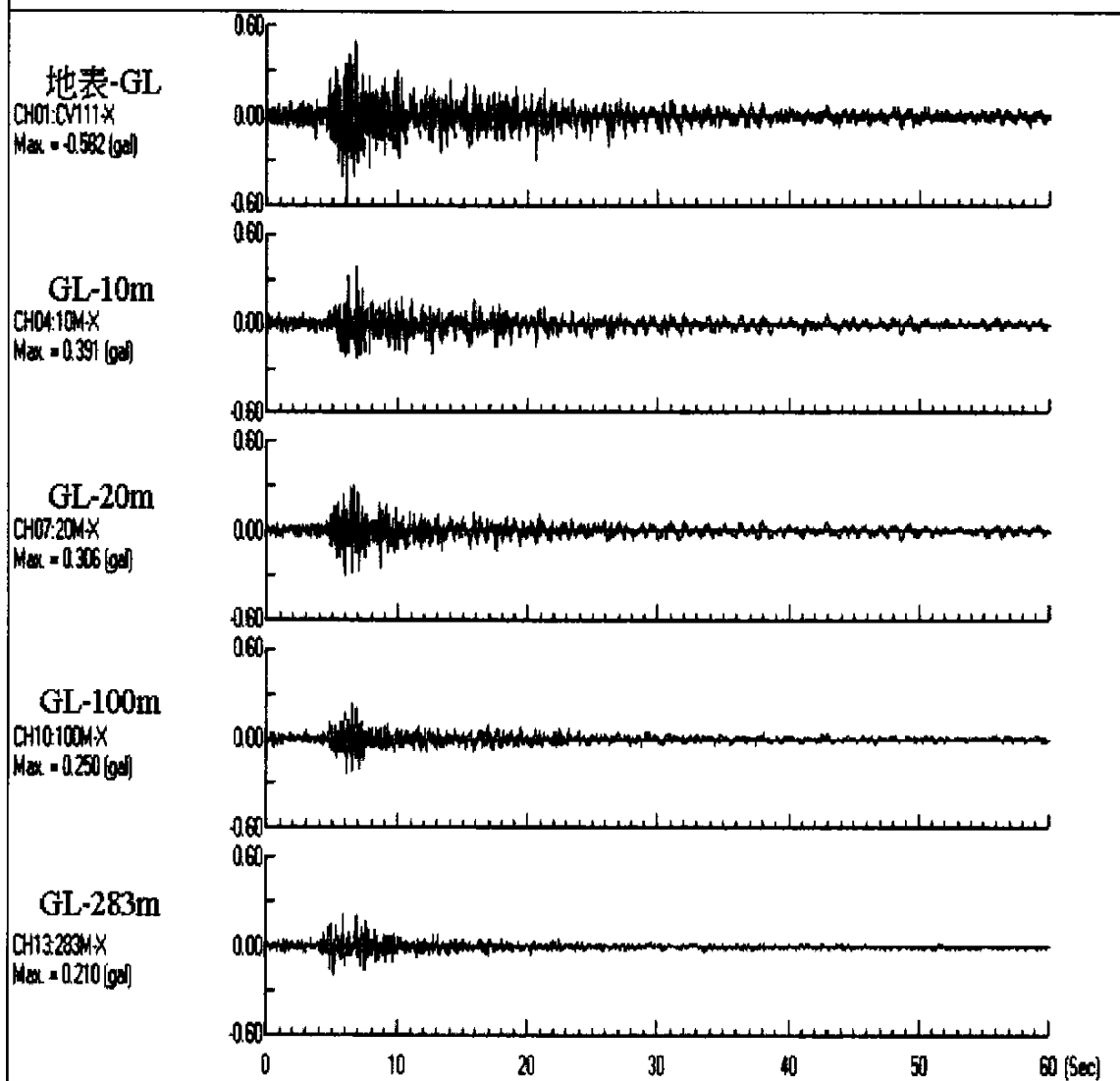
中港26號碼頭20010918064511號觀測地震波



垂直向(V) - 實測波

附圖 7-V 台中港 26 號碼頭實測 20010918064511 號地震波(垂直向)

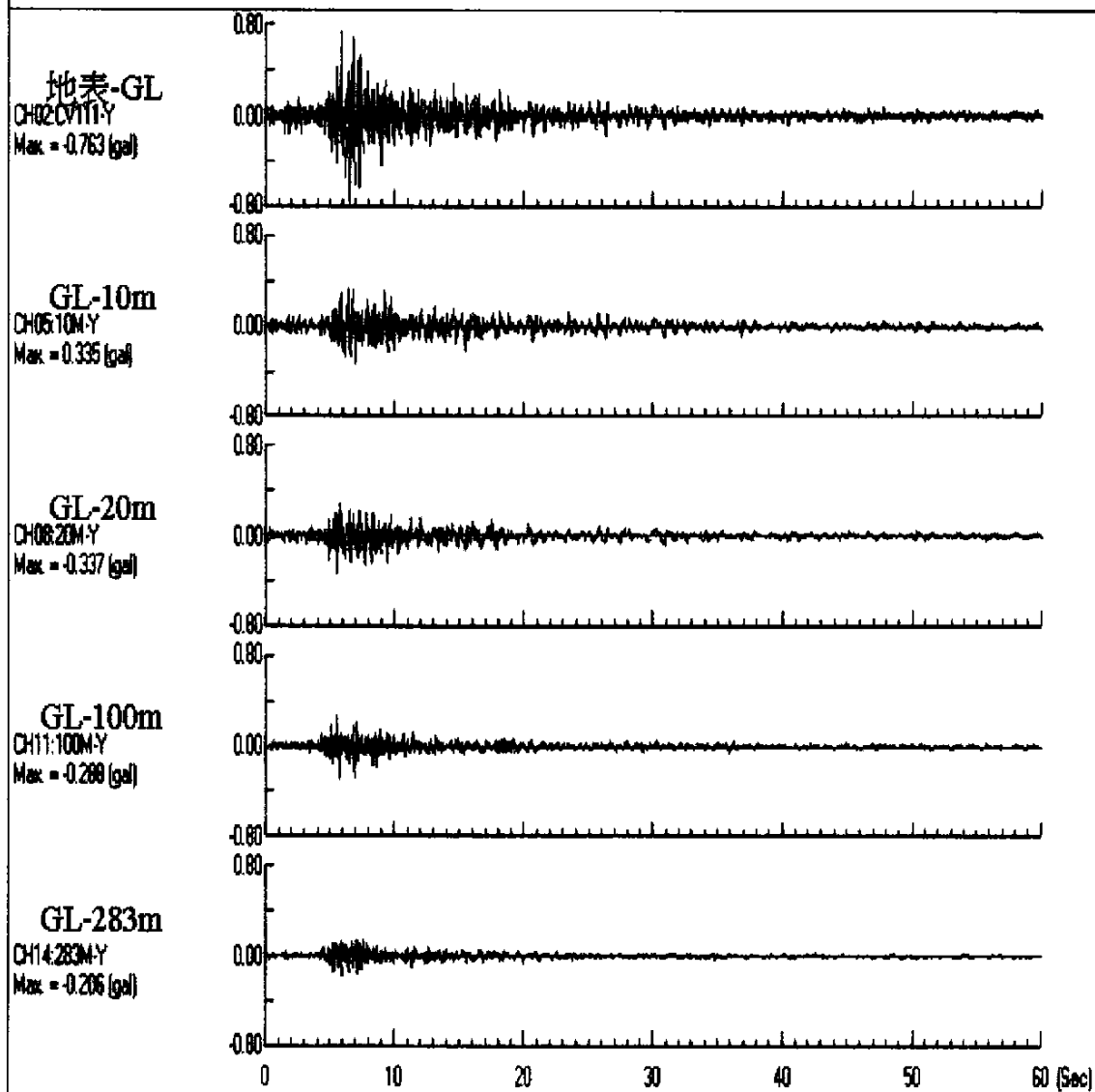
中港26號碼頭20011014040743號觀測地震波



PGA=0.763gal(EW向) 南北向(X) - 實測波

附圖 8-X 台中港 26 號碼頭實測 20011014040743 號地震波(南北向)

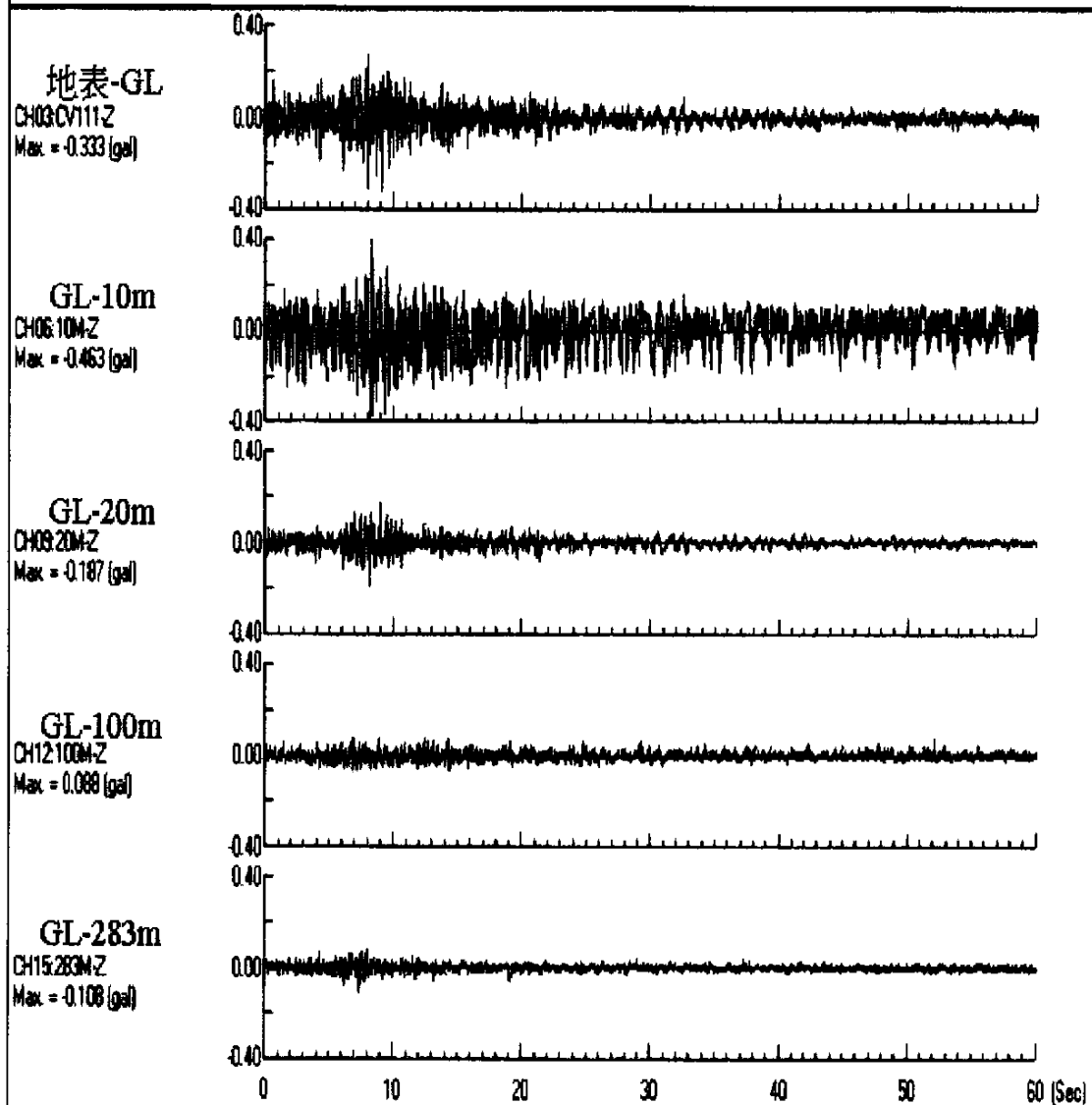
中港26號碼頭20011014040743號觀測地震波



東西向(Y) - 實測波

附圖 8-Y 台中港 26 號碼頭實測 20011014040743 號地震波(東西向)

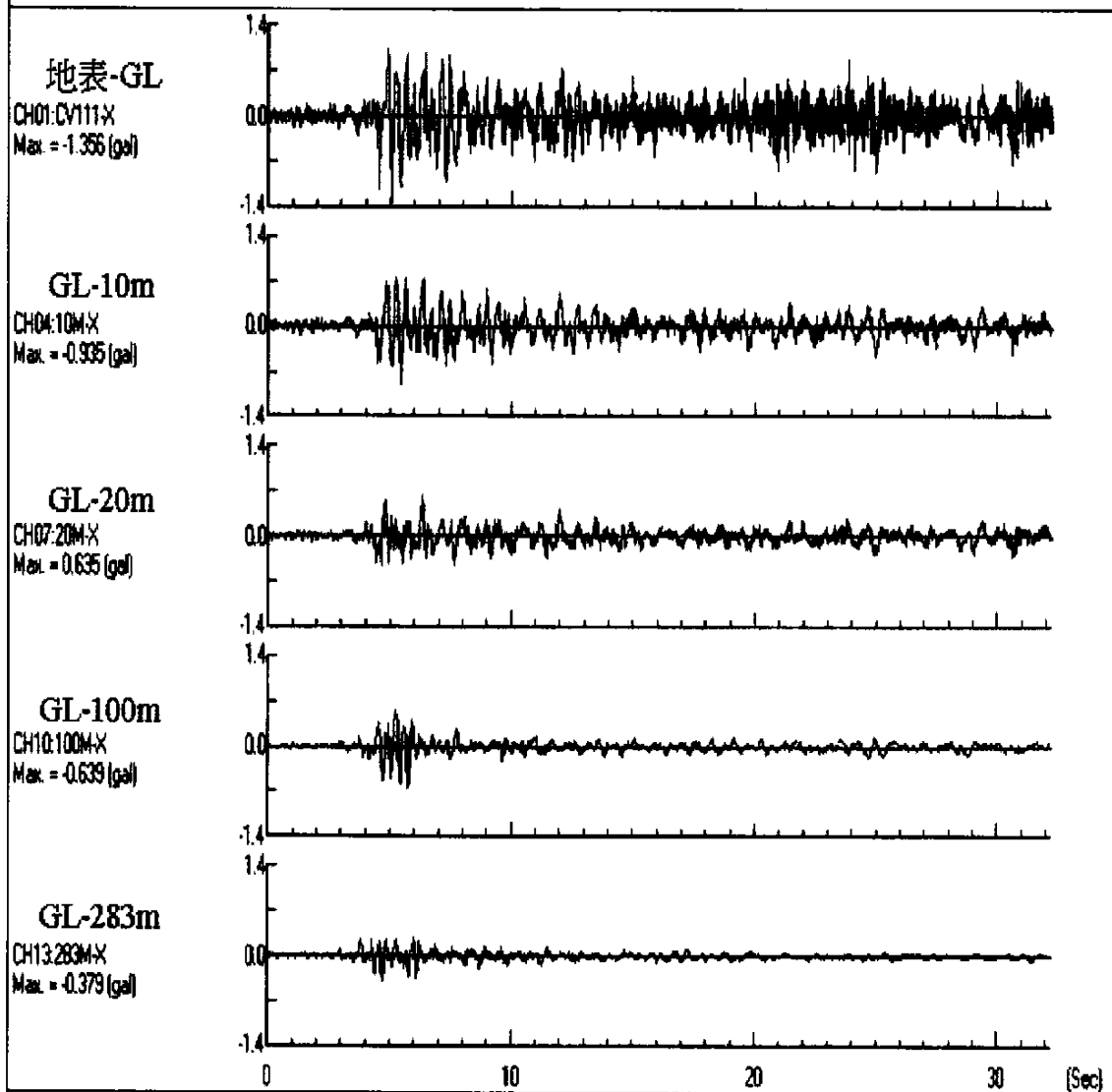
中港26號碼頭20011014040743號觀測地震波



垂直向(V) - 實測波

附圖 8-V 台中港 26 號碼頭實測 20011014040743 號地震波(垂直向)

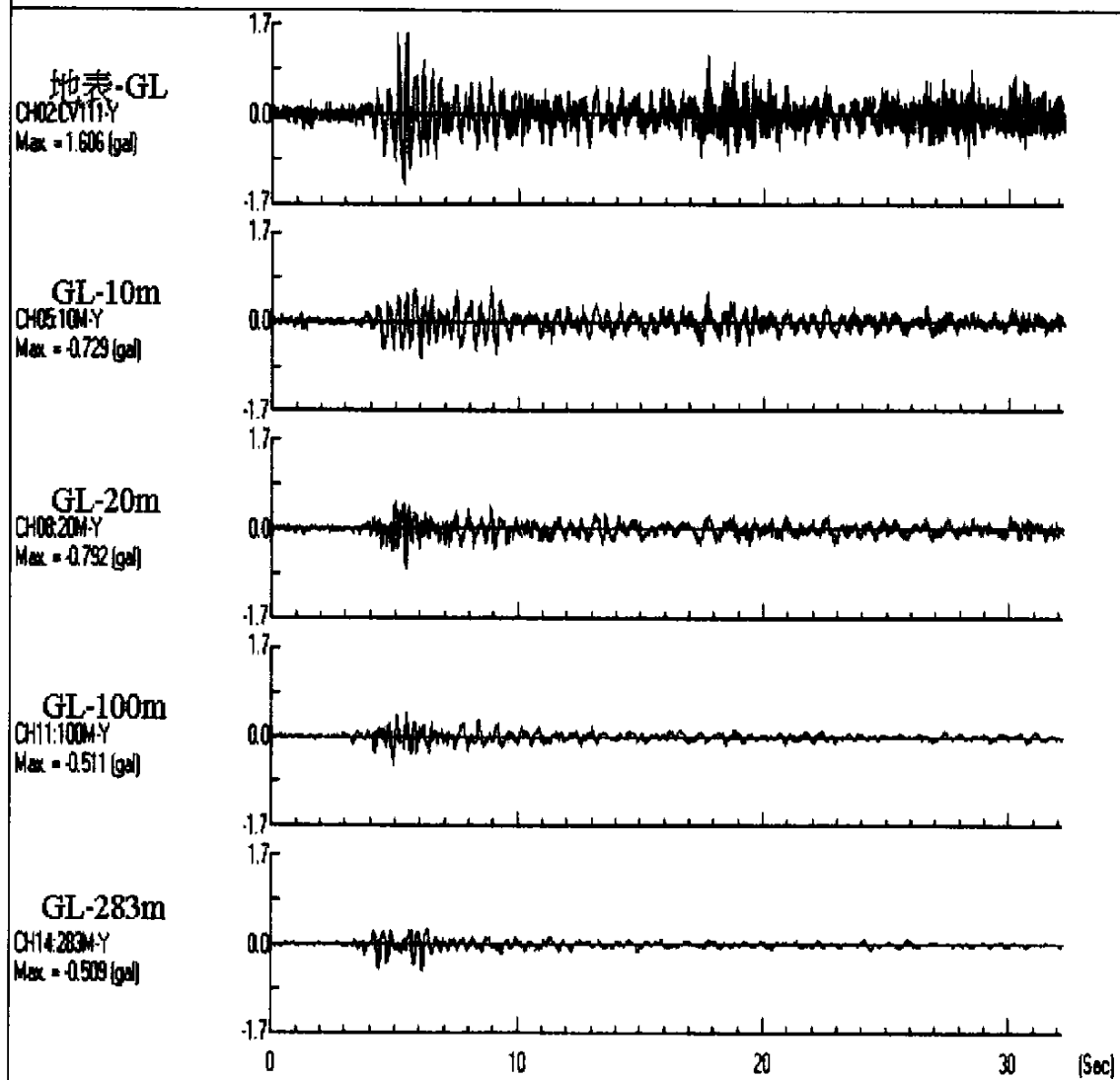
中港26號碼頭20011026184330號觀測地震波



PGA=1.606gal(EW向) 南北向(X) - 實測波

附圖 9-X 台中港 26 號碼頭實測 20011026184330 號地震波(南北向)

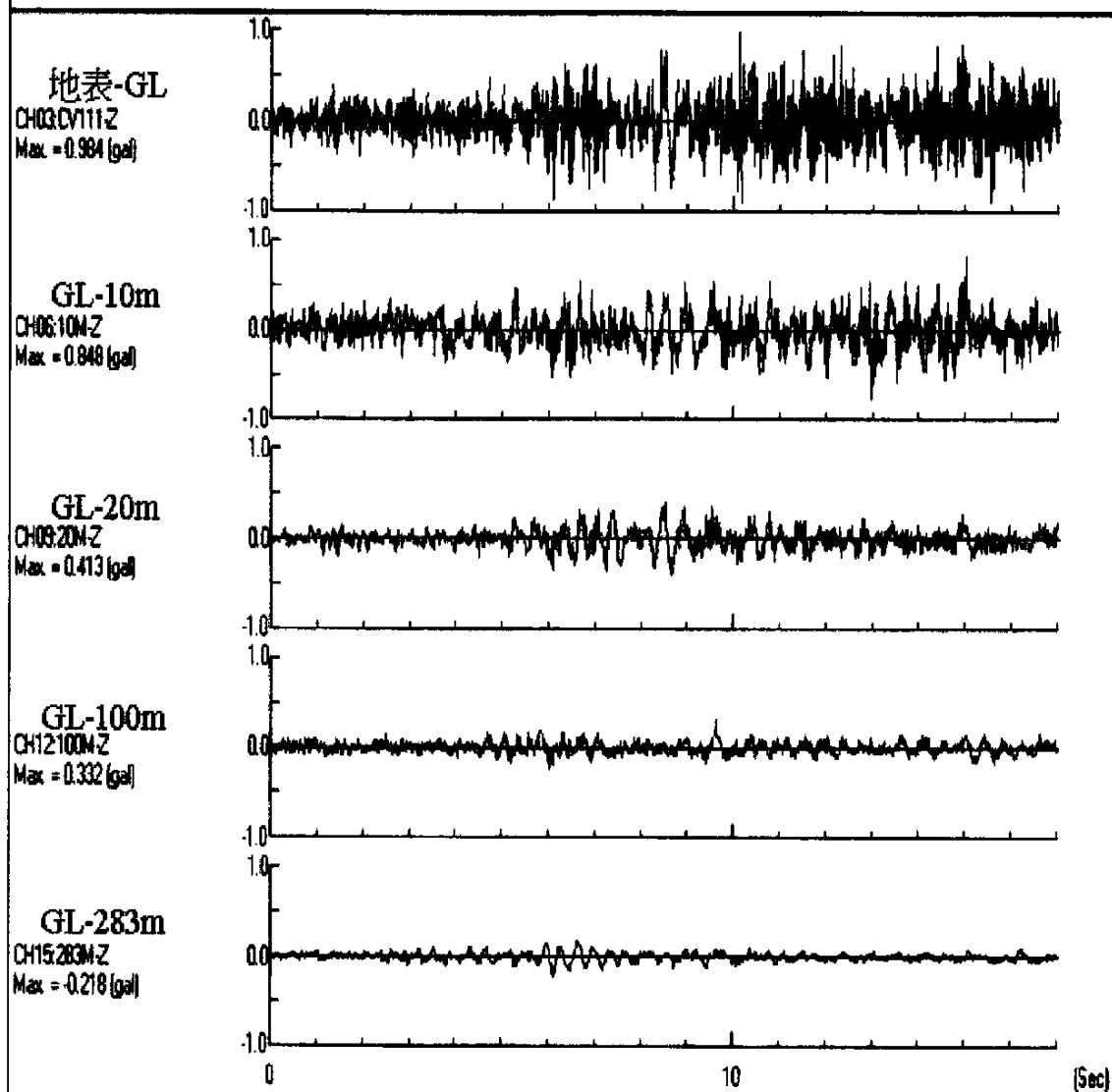
中港26號碼頭20011026184330號觀測地震波



東西向(Y) - 實測波

附圖 9-Y 台中港 26 號碼頭實測 20011026184330 號地震波(東西向)

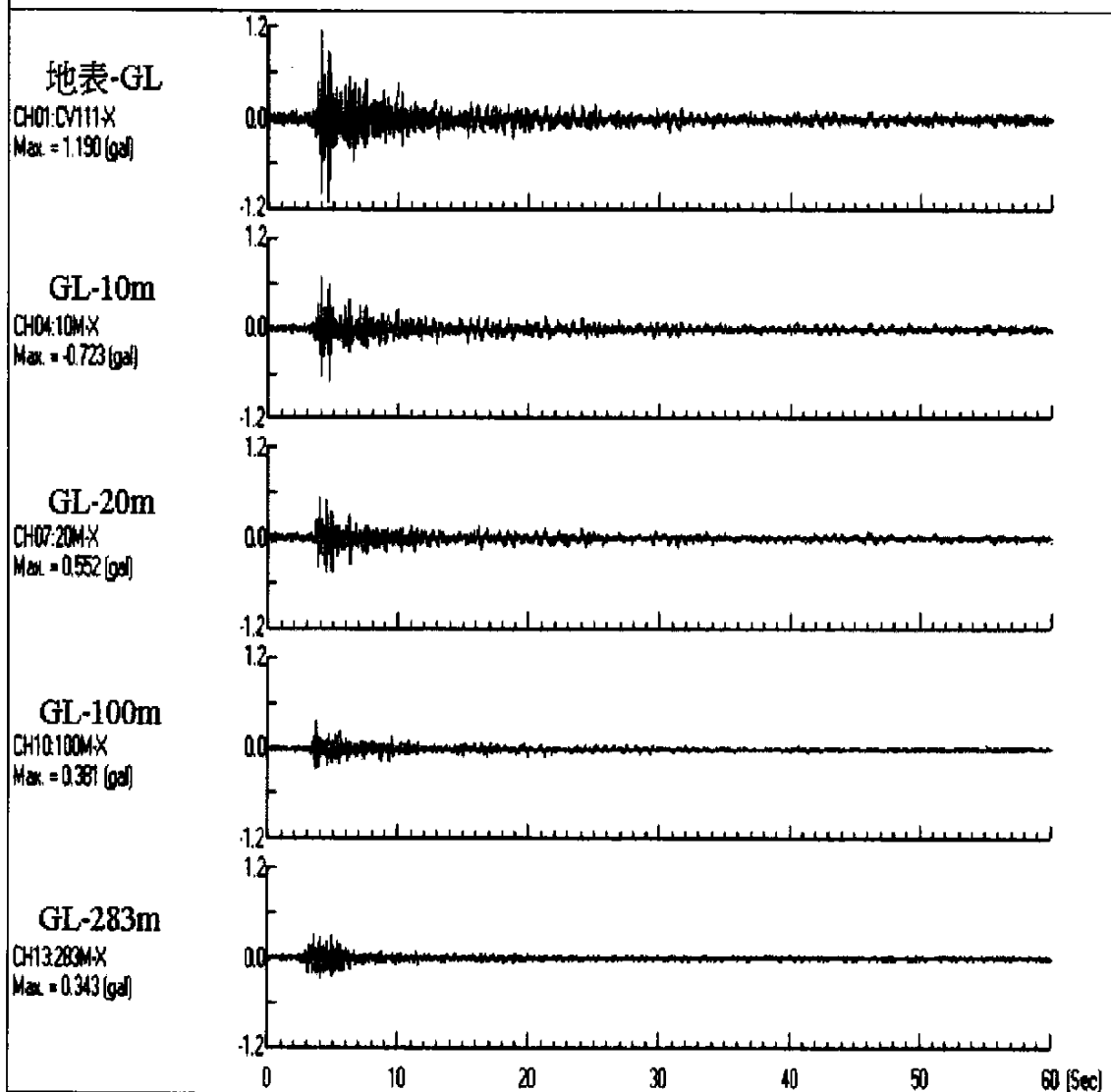
中港26號碼頭20011026184330號觀測地震波



垂直向(V) - 實測波

附圖 9-V 台中港 26 號碼頭實測 20011026184330 號地震波(垂直向)

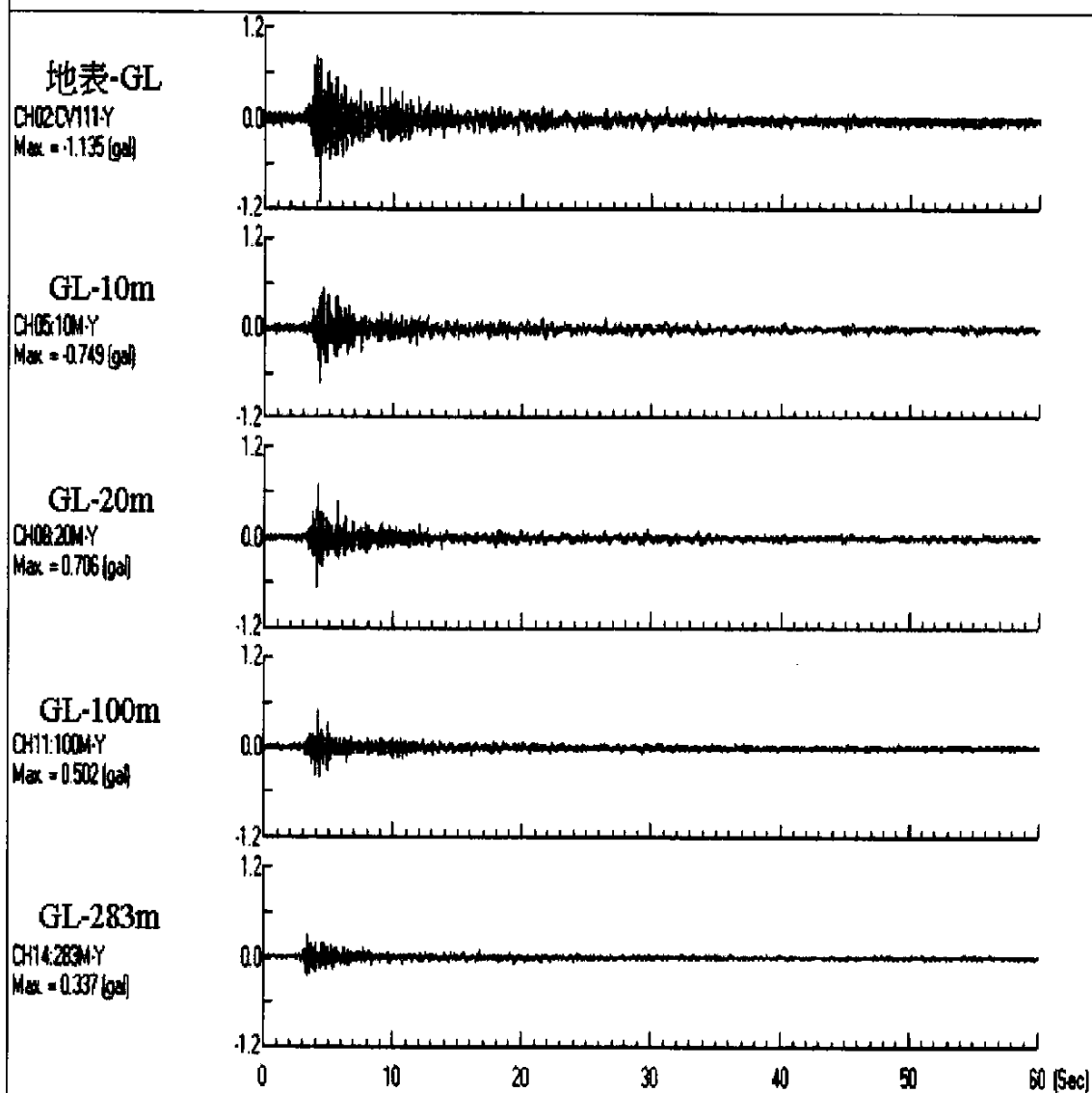
中港26號碼頭20011216090548號觀測地震波



PGA=1.190gal(SN向) 南北向(X) - 實測波

附圖 10-X 台中港 26 號碼頭實測 20011216090548 號地震波(南北向)

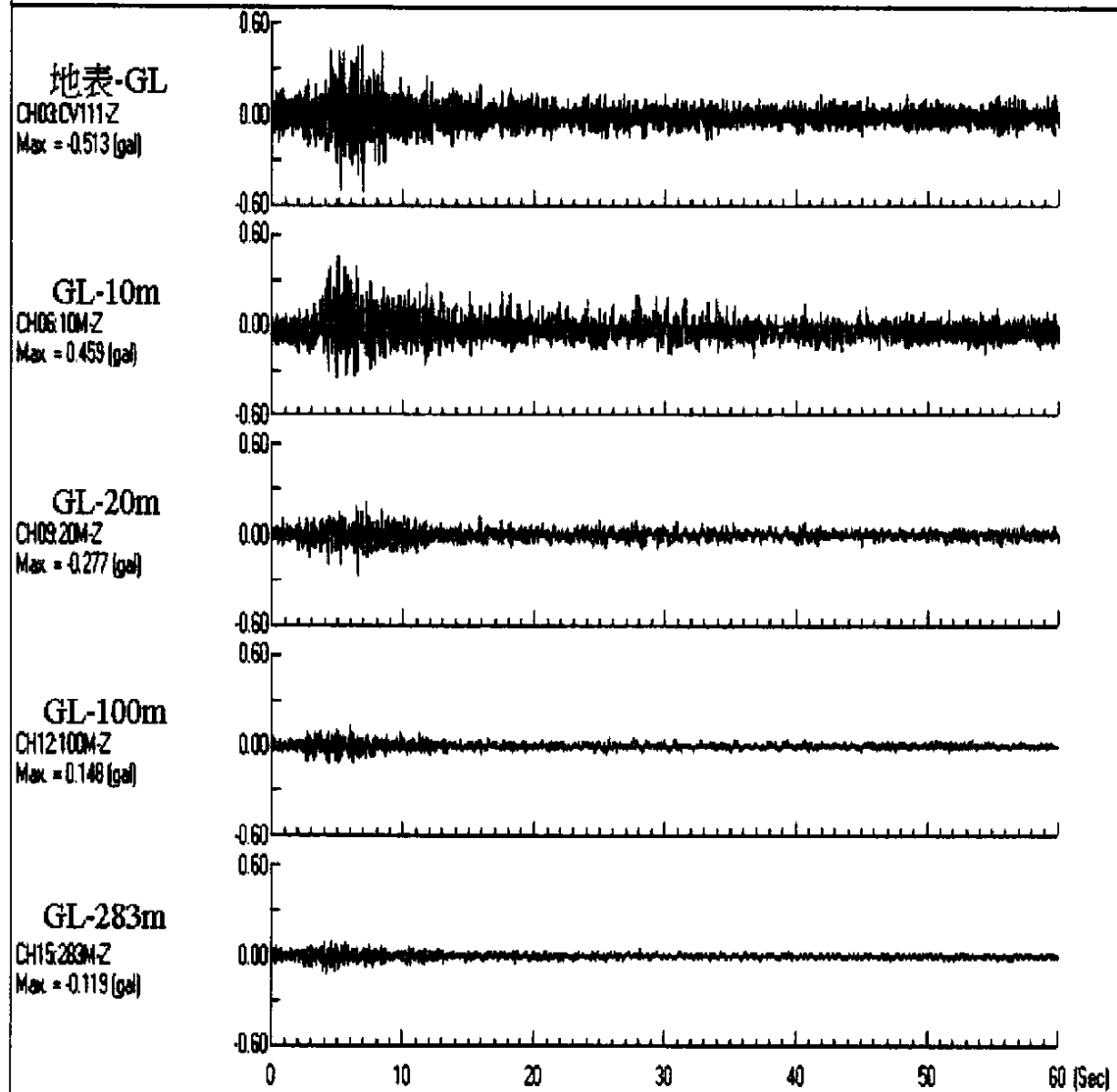
中港26號碼頭200112116090548號觀測地震波



東西向(Y) - 實測波

附圖 10-Y 台中港 26 號碼頭實測 20011216090548 號地震波(東西向)

中港26號碼頭20011216090548號觀測地震波



垂直向(V) - 實測波

附圖 10-V 台中港 26 號碼頭實測 20011216090548 號地震波(垂直向)

第二子計畫

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 ($M_w=7.0, A_{max}=0.12g$)	
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 ($M_w=7.0, A_{max}=0.12g$)	
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 ($M_w=7.0, A_{max}=0.15g$)	
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 ($M_w=7.5, A_{max}=0.23g$)	
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 ($M_w=7.0, A_{max}=0.12g$)	
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 ($M_w=7.0, A_{max}=0.15g$)	
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 ($M_w=7.0, A_{max}=0.23g$)	
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。

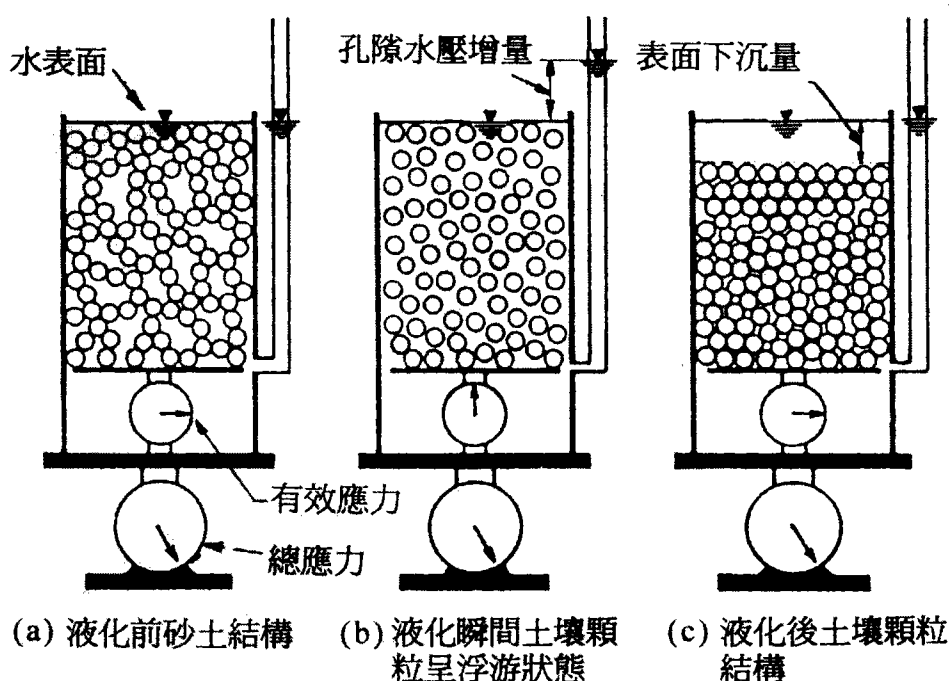


圖 2-1 砂土顆粒結構於液化過程之演變 (Ishihara, 1985)

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效化之可能性。

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。

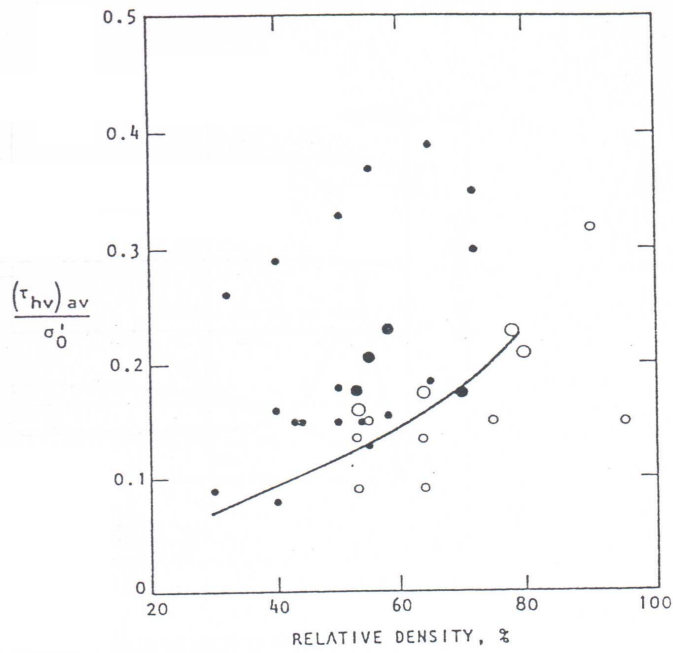


圖 2-2 液化及非液化區間相對密度與反覆應力比之關係
(Seed & Idriss, 1971)

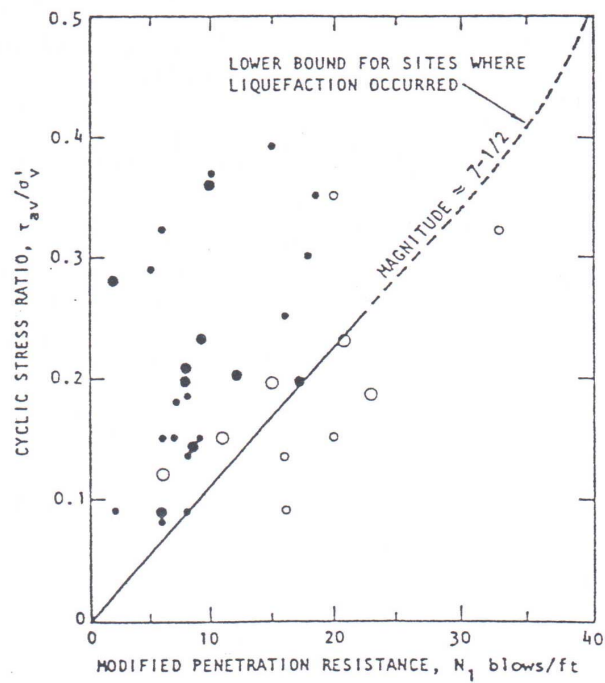


圖 2-3 液化及非液化區間 N_1 與反覆應力比之關係
(Seed & Idriss, 1982)

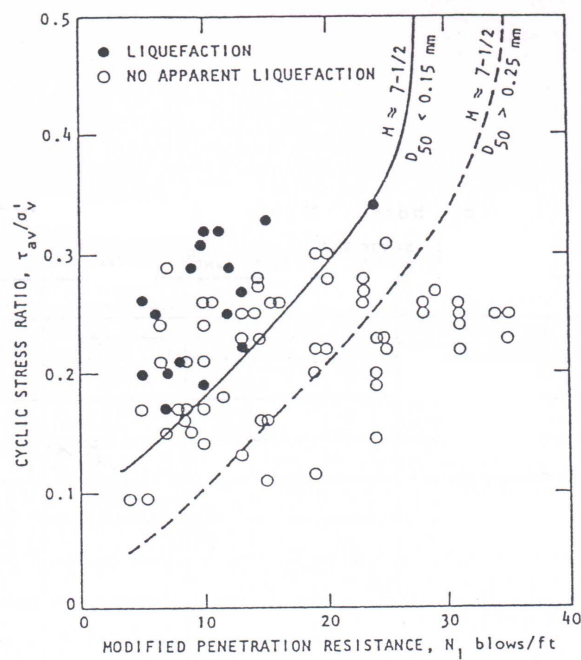


圖 2-4 粉質砂土 ($D_{50} < 0.15\text{mm}$) 與砂土 ($D_{50} > 0.15\text{mm}$) 在液化區與非液化區間 N_1 與反覆應力比之關係 (Seed & Idriss, 1982)

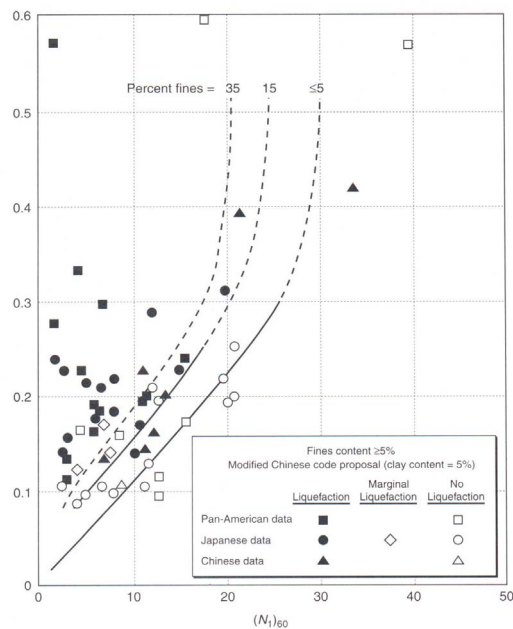


圖 2-5 細粒料含量於液化區與非液化區間反覆應力比與 $(N_1)_{60}$ 之關係 (修改自 Kramer, 1996)

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。

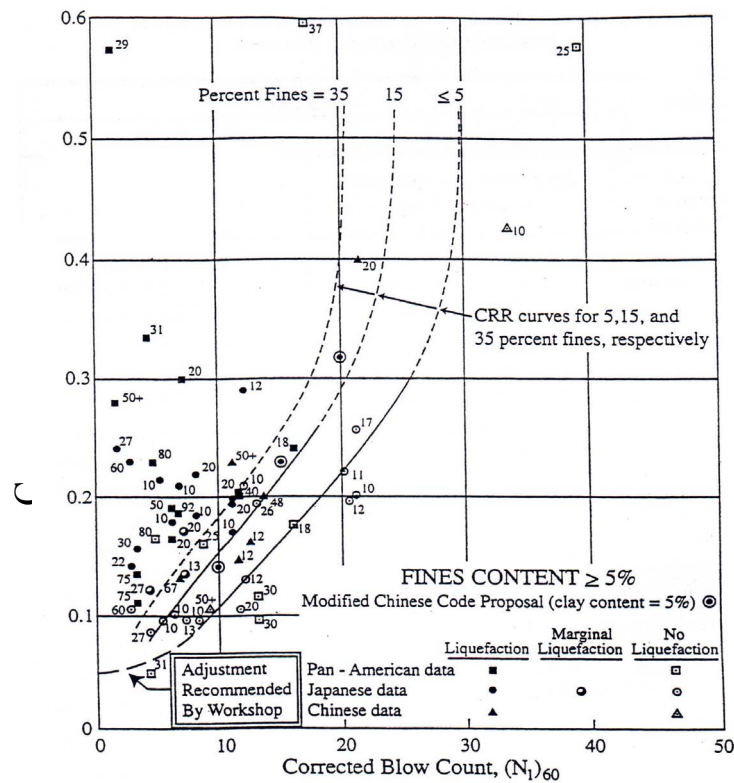


圖 2-6 細粒料含量 5% 曲線之建議修正值 (NCEER, 1997)

(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。

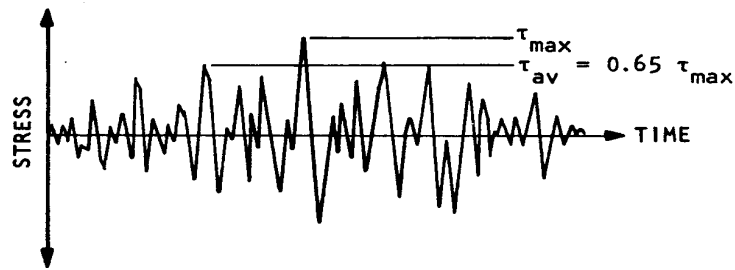


圖 2-7 最大剪應力 τ_{max} 與等效剪應力 τ_{av} 間之關係
(Seed & Idriss, 1982)

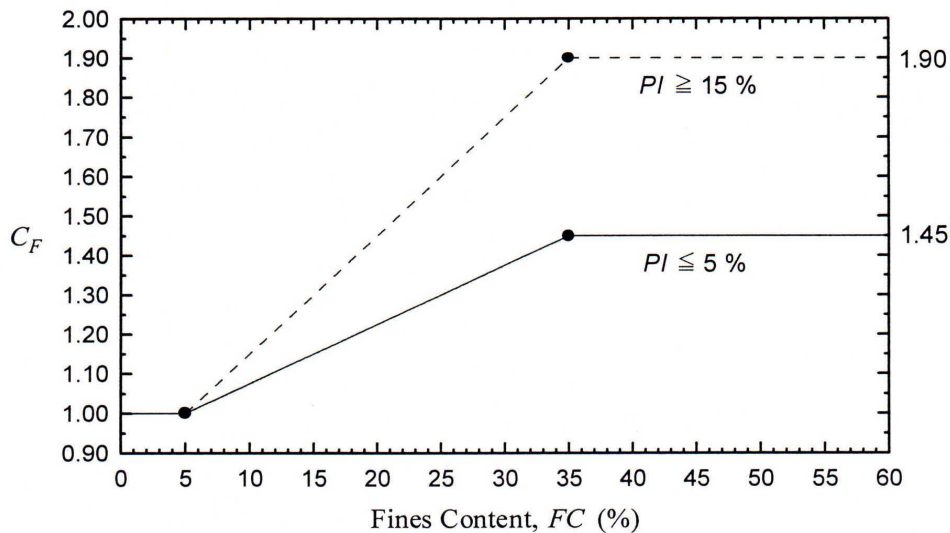


圖 2-8 C_F 與細粒料含量 $FC(\%)$ 及塑性指數 PI 之關係
(Seed 等人, 1996)

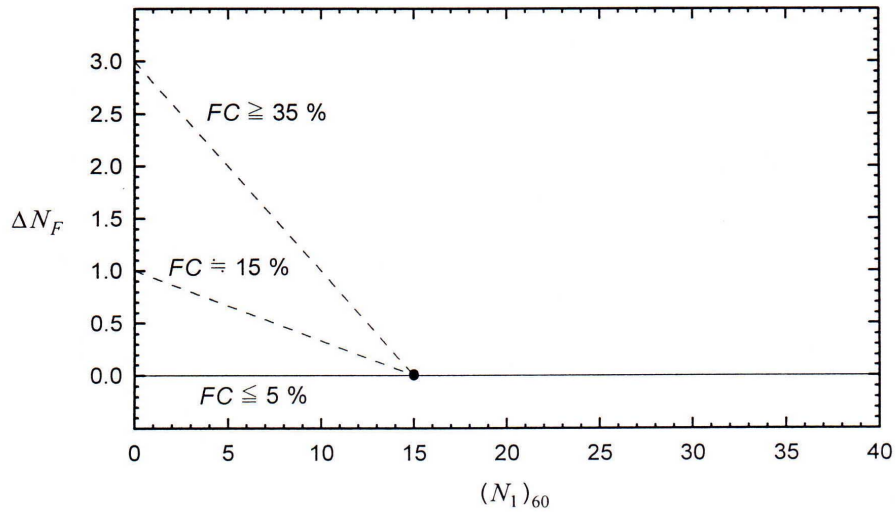


圖 2-9 ΔN_F 與 $(N_1)_{60}$ 及細粒料含量 FC(%)之關係
(Seed 等人, 1996)

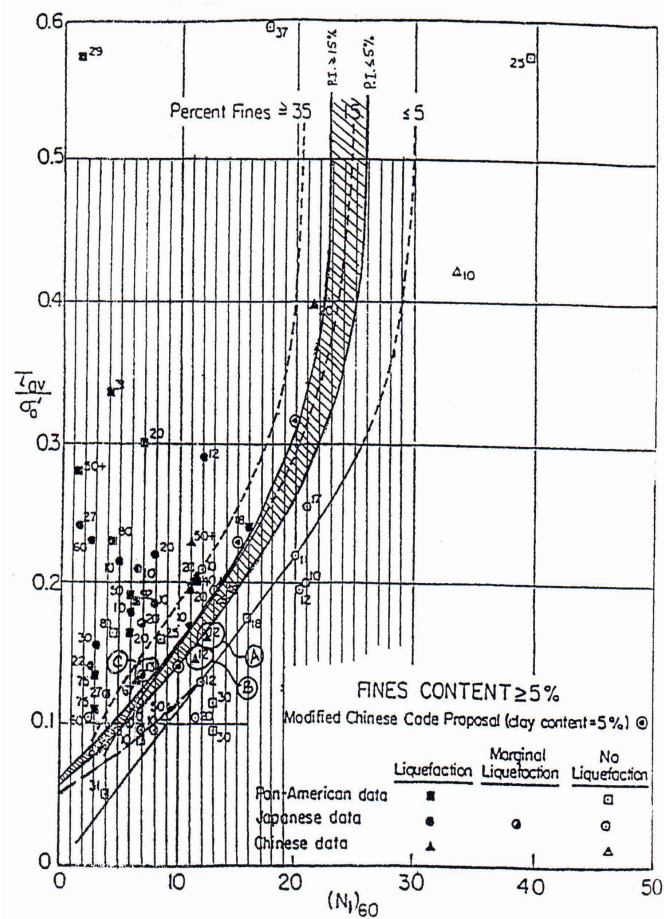


圖 2-10 塑性指數 PI 對細料含量 15% 曲線之影響
(Seed 等人, 1996)

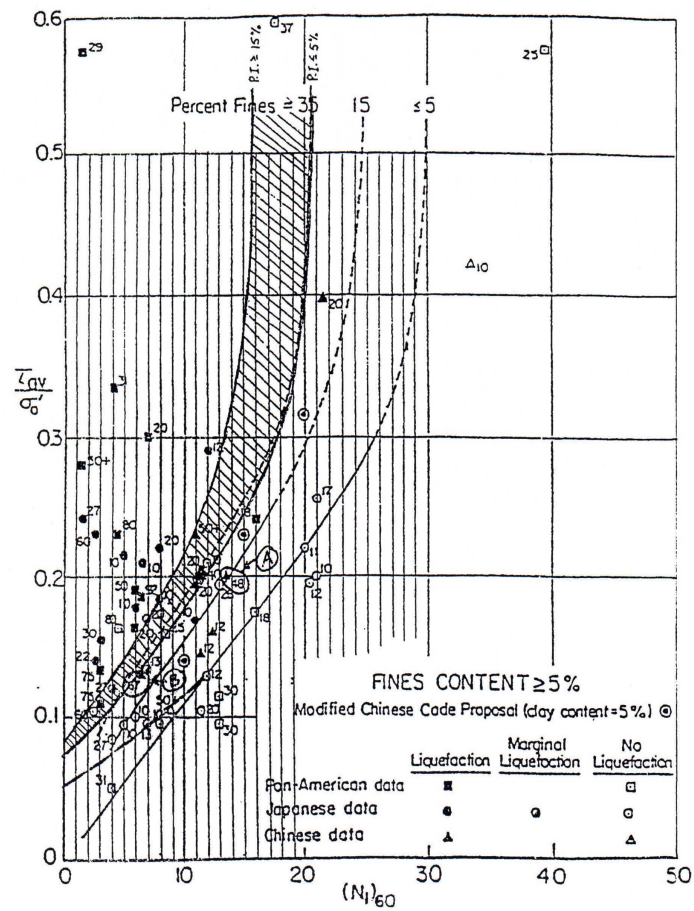


圖 2-11 塑性指數 PI 對細料含量 35% 曲線之影響
(Seed 等人, 1996)

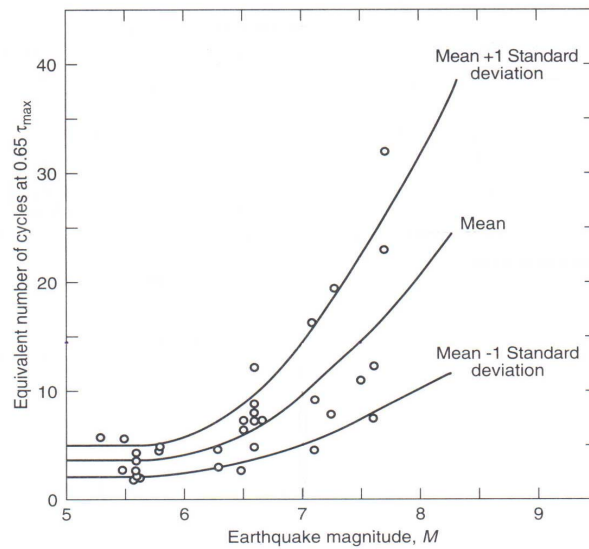


圖 2-12 等效反覆應力震動數, N_{eq} , 與不同地震規模之關係
(Seed 等人, 1975)

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

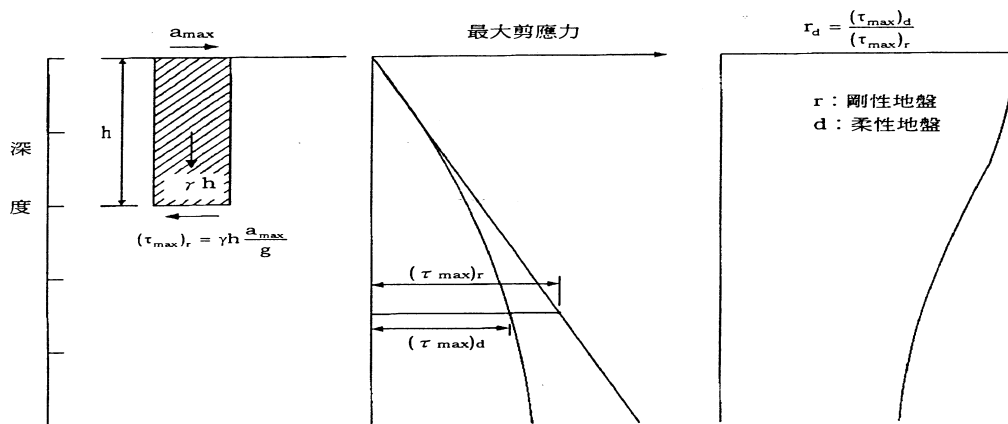
由於現地土層於地震來臨時，其受力行為如同一可變形之黏彈性體，故地層受到的實際剪應力隨深度呈非線性增加，由地盤反應分析結果可知，深度 h 處土壤所受實際最大剪應力 $(\tau_{\max})_d$ 較之前將土壤視為剛性體時土壤最大剪應力 $(\tau_{\max})_r$ 為小，故應對 $(\tau_{\max})_r$ 進行修正：

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

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。

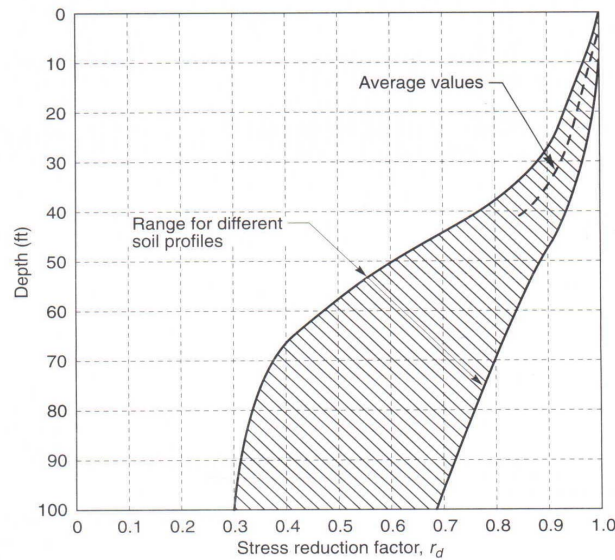


圖 2-14 應力折減因數 r_d 隨深度之變化範圍 (Seed & Idriss, 1971)

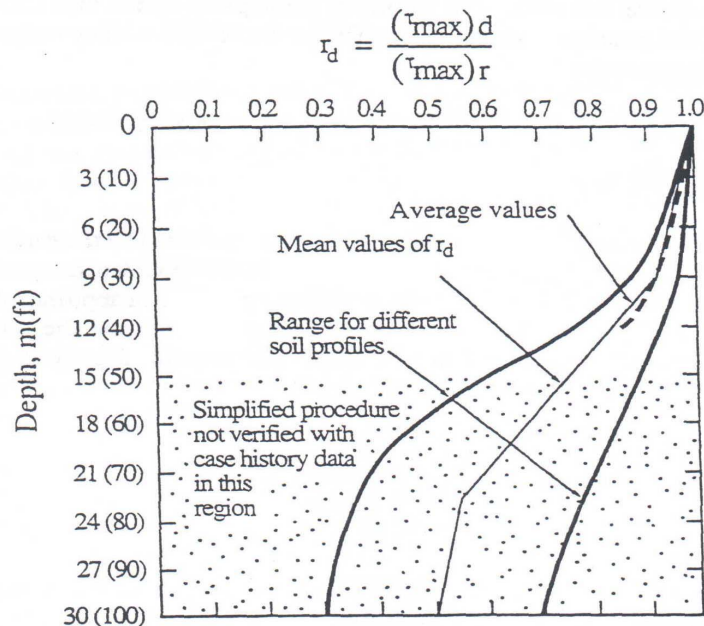


圖 2-15 r_d 之平均值曲線與不同土層剖面 r_d 範圍之關係
(Liao & Whitman, 1986)

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 $1 \text{ ton}/ft^2$ (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：

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

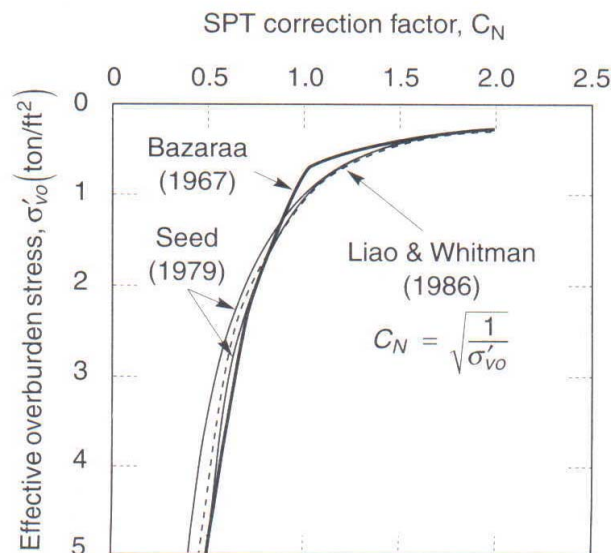


圖 2-16 SPT 覆土壓力修正因數 (Liao & Whitman, 1986)

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。

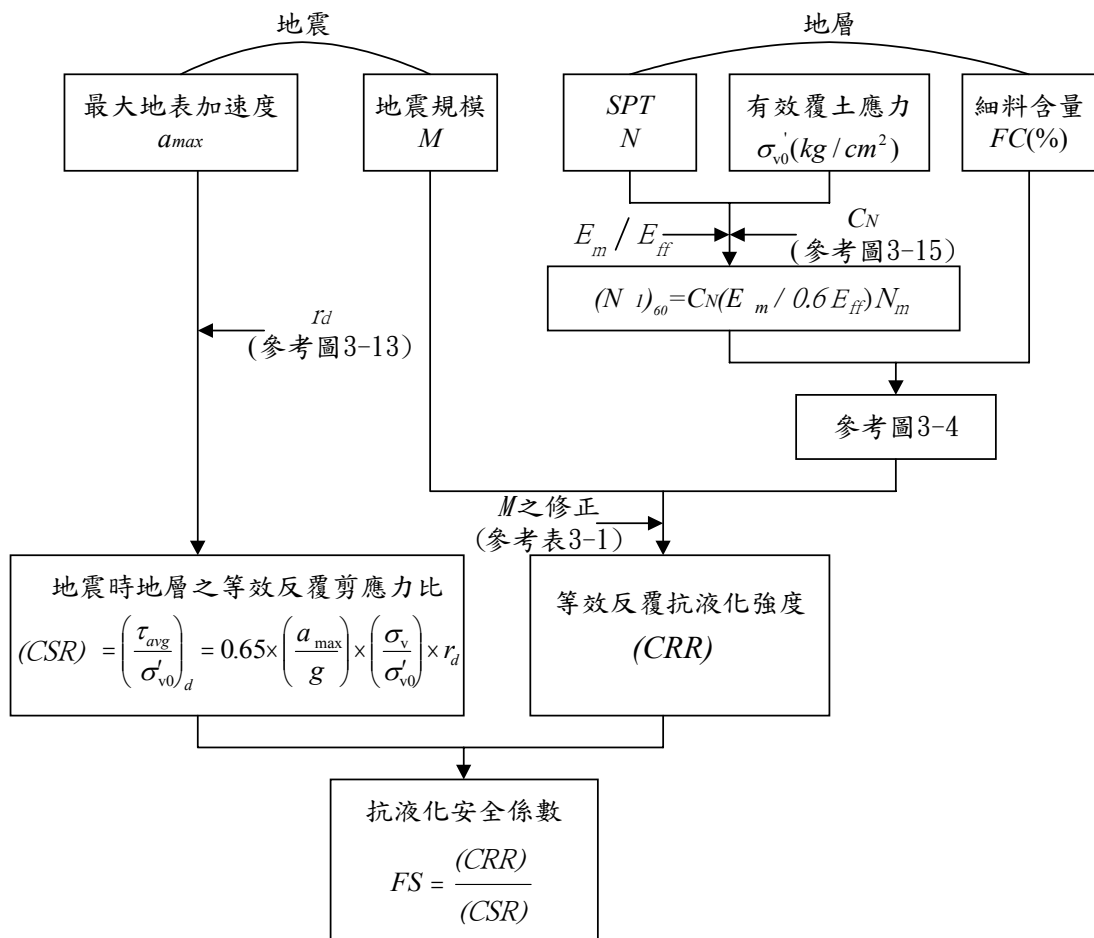


圖 2-17 Seed 簡易經驗法之液化分析流程 (Seed 等人, 1985)

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。

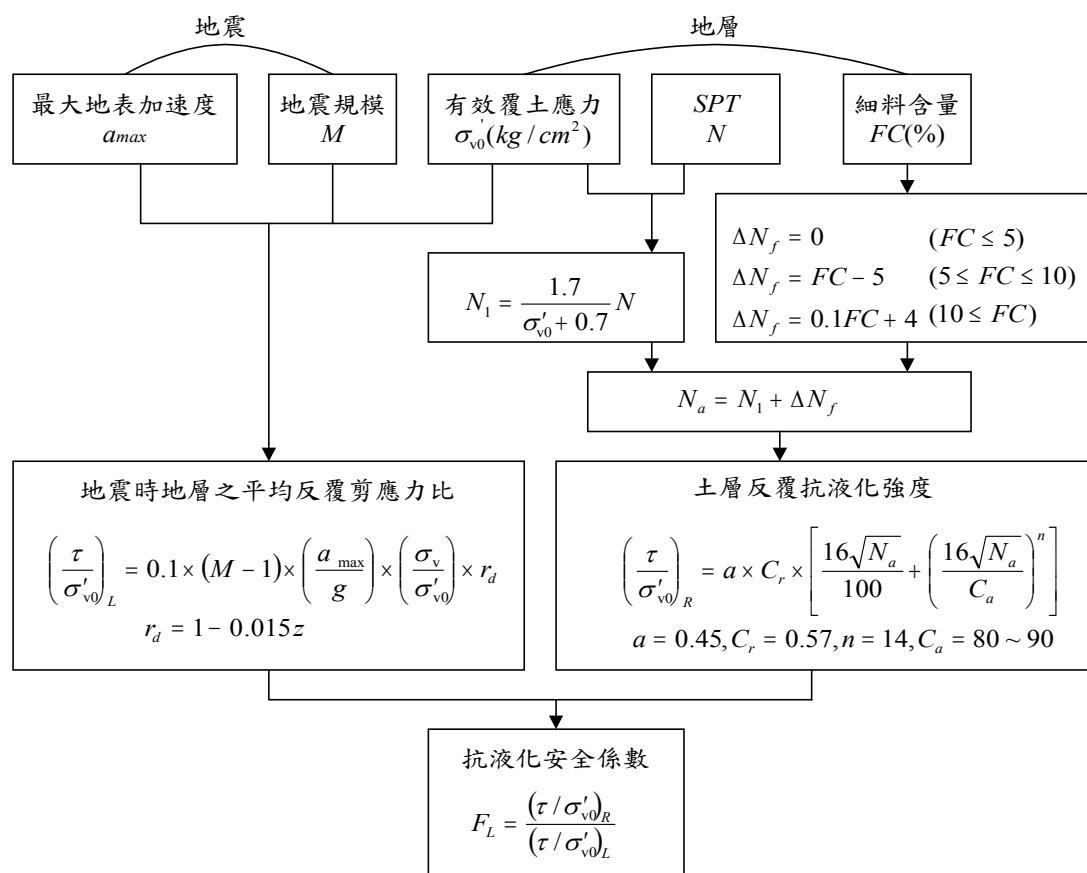


圖 2-18 Tokimatsu 和 Yoshimi 建議法之分析流程圖
(Tokimatsu & Yoshimi, 1994)

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， $\tau_{\max}$ ：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。

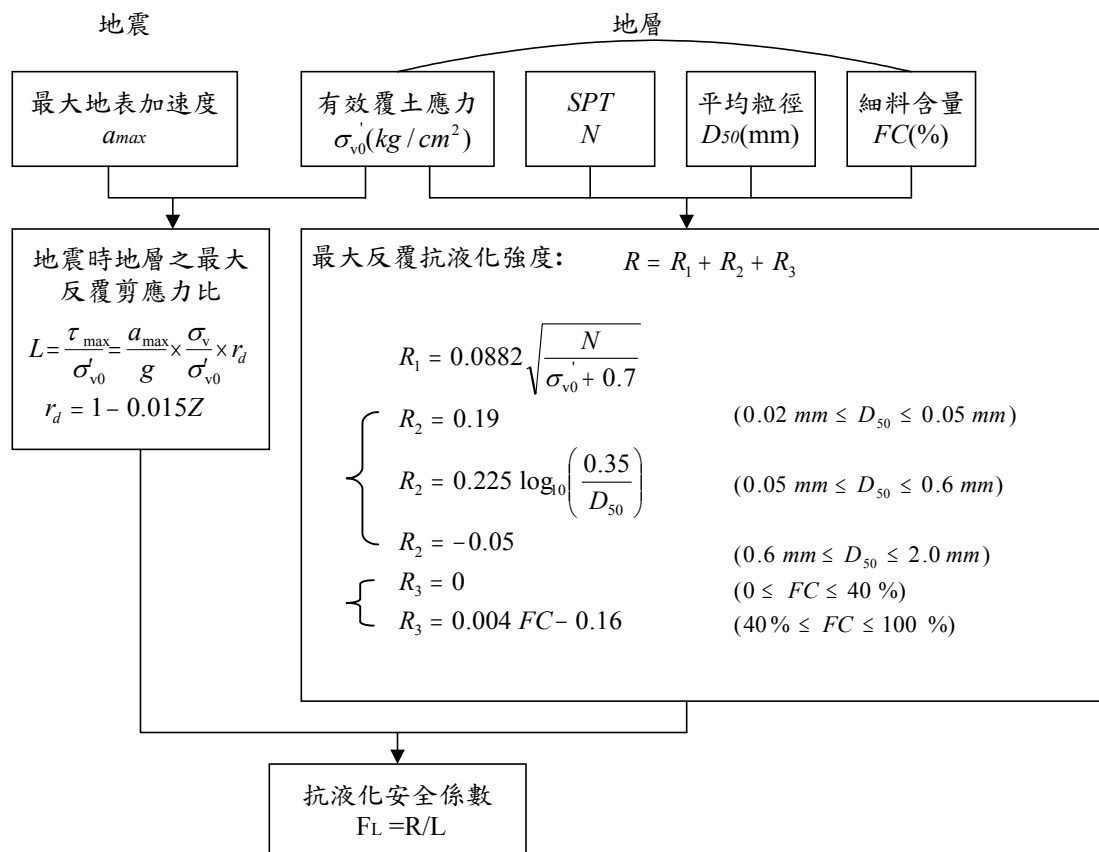


圖 2-19 Iwasaki 液化潛能評估法分析流程(Iwasaki，1986)

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 $D_{50} \leq 10\text{mm}$ 且有效粒徑 $D_{10} \leq 1\text{mm}$ 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：

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

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

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

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

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

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

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

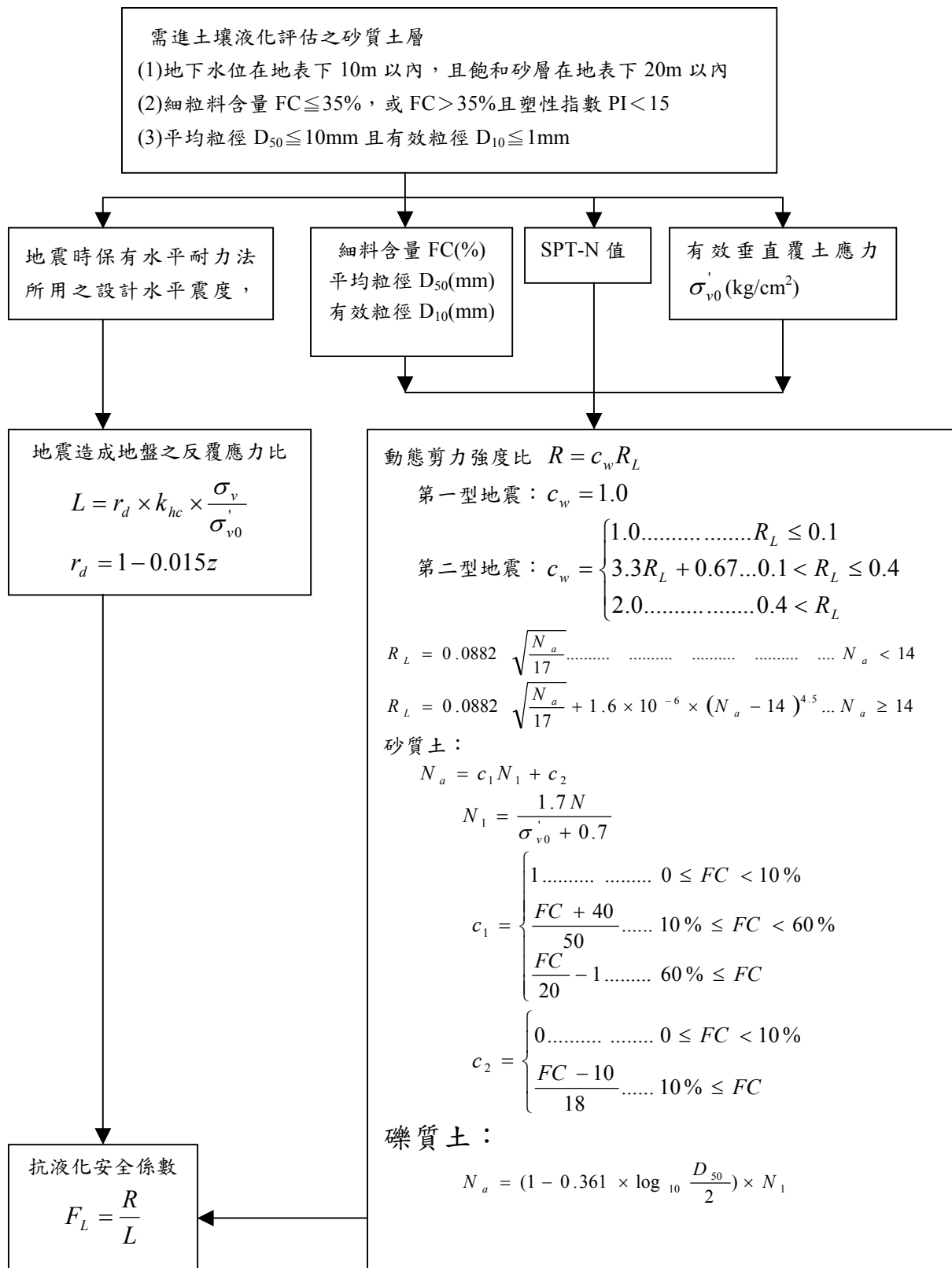


圖 2-20 新日本道路橋建議法液化評估流程圖(日本道路協會,1996)

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

$$P_L = \frac{1}{\{1 + \exp[-(16.447 + 6.4603 \ln(CSR_{7.5}) - 0.3970(N_1)_{60})]\}} \dots\dots\dots (2-36a)$$

(b)泥砂($FC > 12\%$)模式

$$P_L = \frac{1}{\{1 + \exp[-(6.4831 + 2.6854 \ln(CSR_{7.5}) - 0.1890(N_1)_{60})]\}} \dots\dots\dots (2-36b)$$

(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

$\bar{X}_\ell$ ：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 $\bar{X}_\ell$ 之向量可表示成下

式：

$$\bar{X}_t = \left\{ \begin{array}{c} \overline{SR}_\ell \\ \overline{XR}_\ell \end{array} \right\} \dots\dots\dots(3-4)$$

式中

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

$\overline{XR}_\ell$ ：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 $X_{n\ell}$ 之向量亦可表示成下式：

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

式中

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

$\overline{XR}_{n\ell}$ ：非液化部分土壤抗液化強度解釋參數 $XR_{n\ell}$ 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:

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

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

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

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，

$$C_n = \sqrt{1/\sigma'_o}, \sigma'_o \text{ 為有效覆土壓力, kg/cm}^2。$$

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：

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

誤差機率參數 α ，如式(3-17)

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

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：

$$V_p = 0.9450876\sqrt{(N_1)_{60}} - 2.406358 \ln(CSR_{7.5}) - 7.802606 - C(p) \dots\dots\dots (3-18)$$

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：

$$V_p=1.107534 \sqrt{(N_1)_{60}}-2.245728 \ln(CSR_{7.5})-8.11655 C(p) \dots (3-20)$$

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：

$$C(P)=2.038767 \operatorname{erf}^{-1}(1-2P)-1.039145 \dots\dots\dots (3-25)$$

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：

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

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)：

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

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% ≤ FC ≤ 40% 最大、20% ≤ FC ≤ 30% 次之、10% ≤ FC ≤ 20% 再次之、0% ≤ FC ≤ 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。

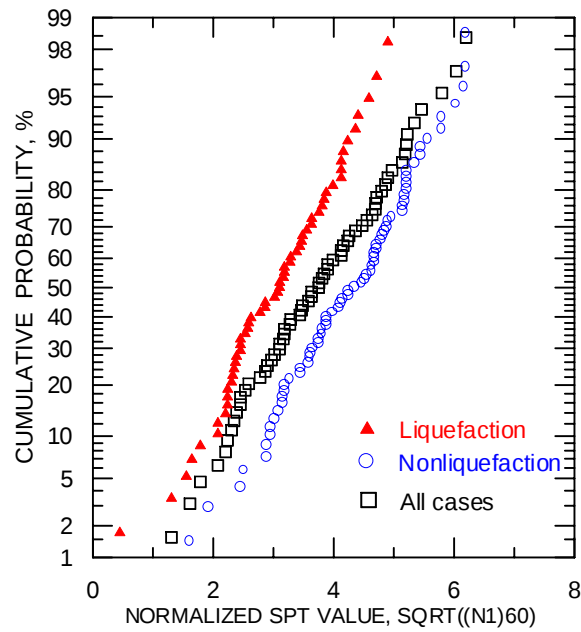


圖 3-1 0% FC 10%之 SPT 試驗 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 值繪於常態或然率圖上

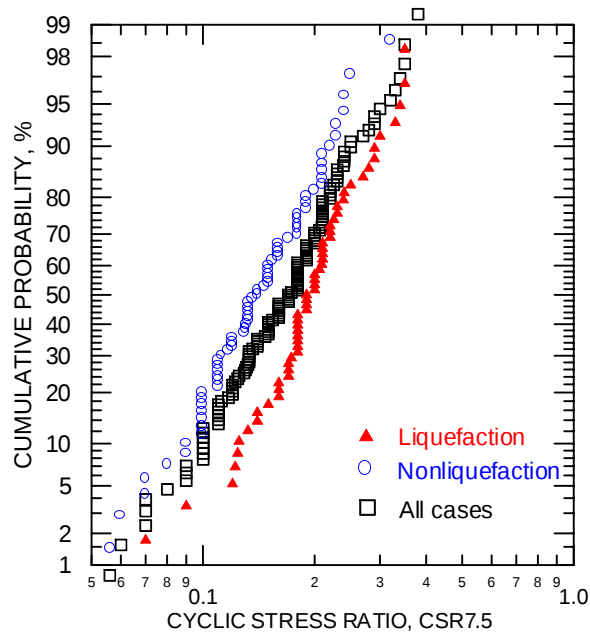


圖 3-2 0% FC 10%之 $CSR_{7.5}$ 值繪於對數常態或然率圖上

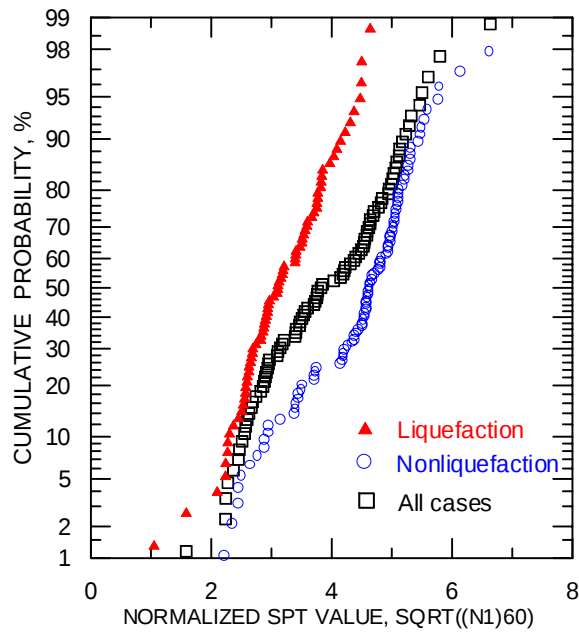


圖 3-3 10% FC 20%之 SPT 試驗 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 值繪於常態或然率圖上

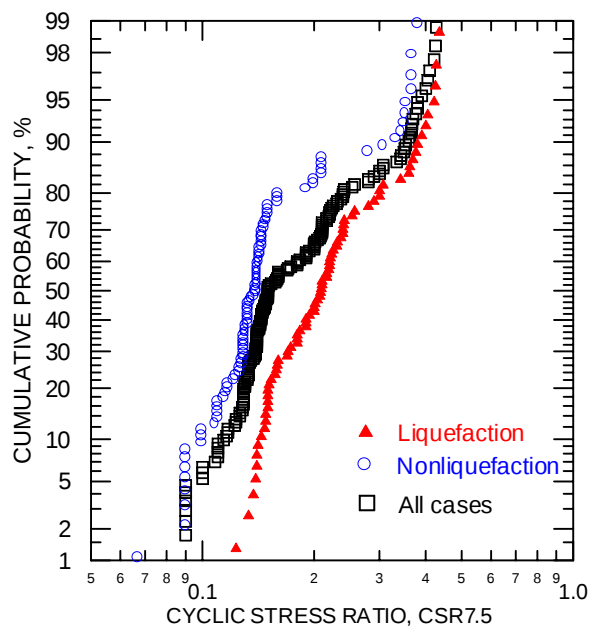


圖 3-4 10% FC 20%之 $CSR_{7.5}$ 值繪於對數常態或然率圖上

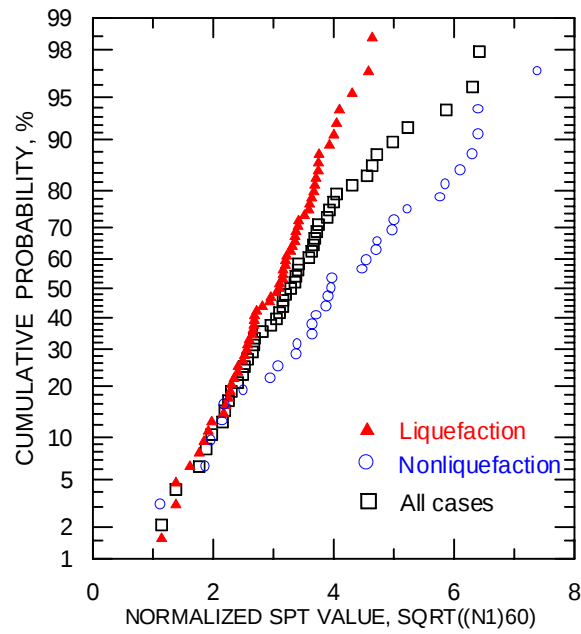


圖 3-5 20% FC 30%之 SPT 試驗 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 值繪於常態或然率圖上

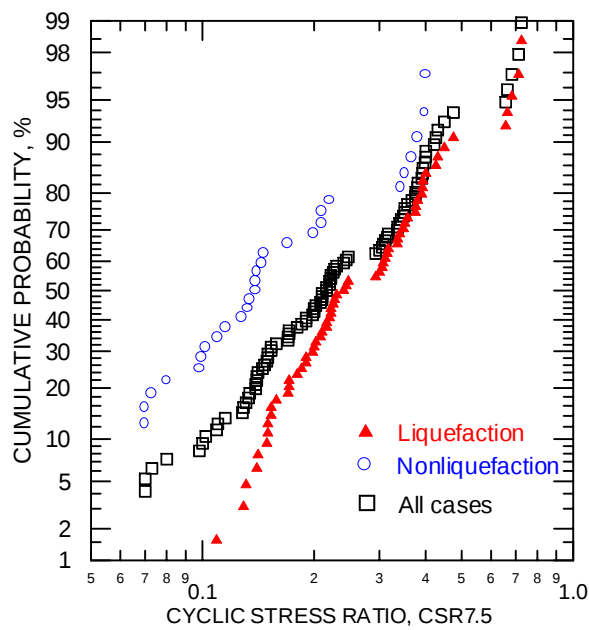


圖 3-6 20% FC 30%之 $CSR_{7.5}$ 值繪於對數常態或然率圖上

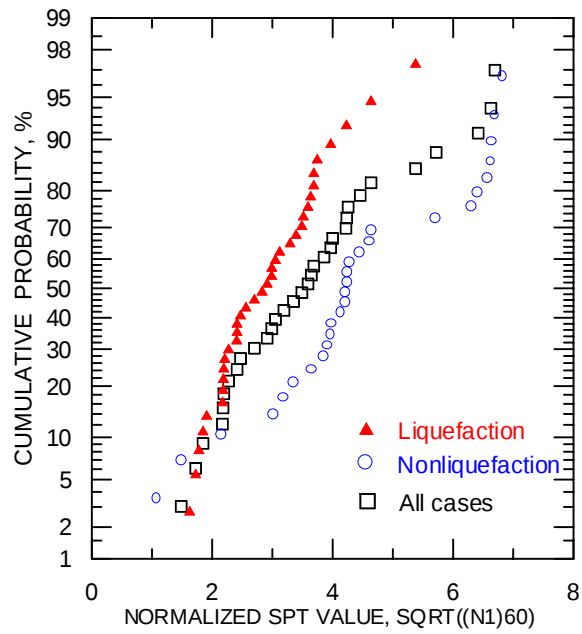


圖 3-7 30% FC 40%之 SPT 試驗 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 值繪於常態或然率圖上

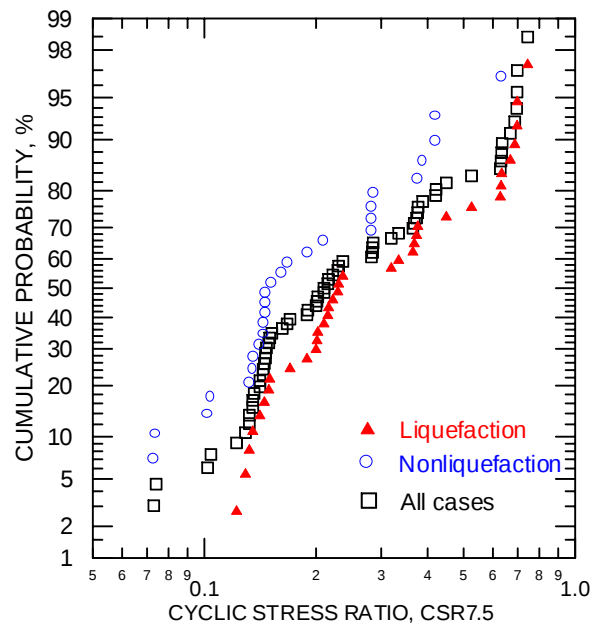


圖 3-8 30% FC 40%之 $CSR_{7.5}$ 值繪於對數常態或然率圖上

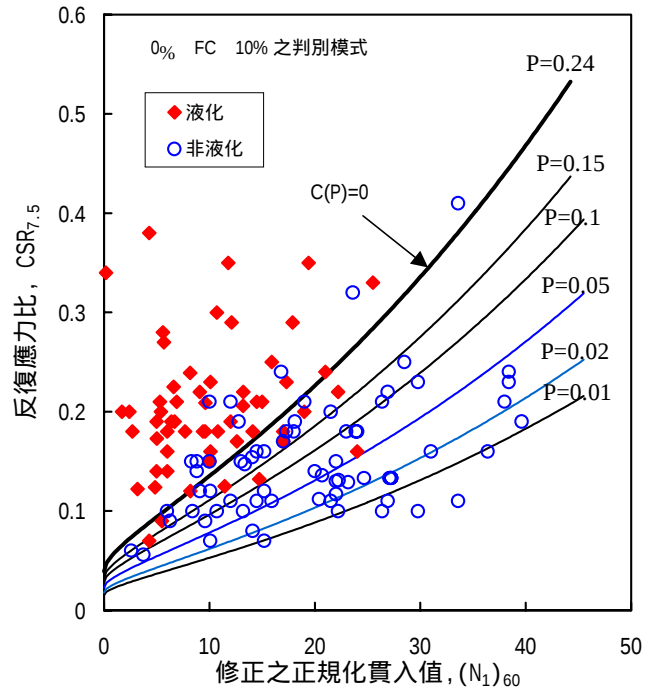


圖 3-9 0% FC 10% 液化判別圖
(58 組液化及 70 組非液化案例)

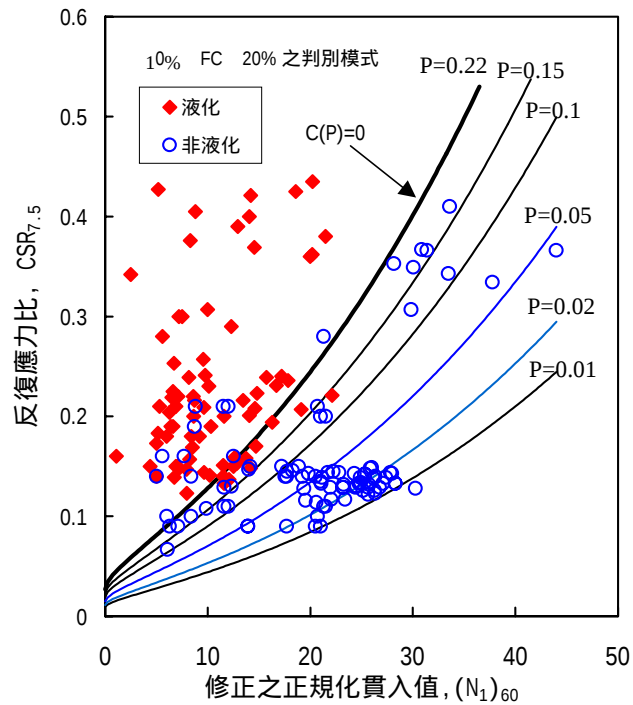


圖 3-10 10% FC 20% 液化判別圖
(77 組液化及 95 組非液化案例)

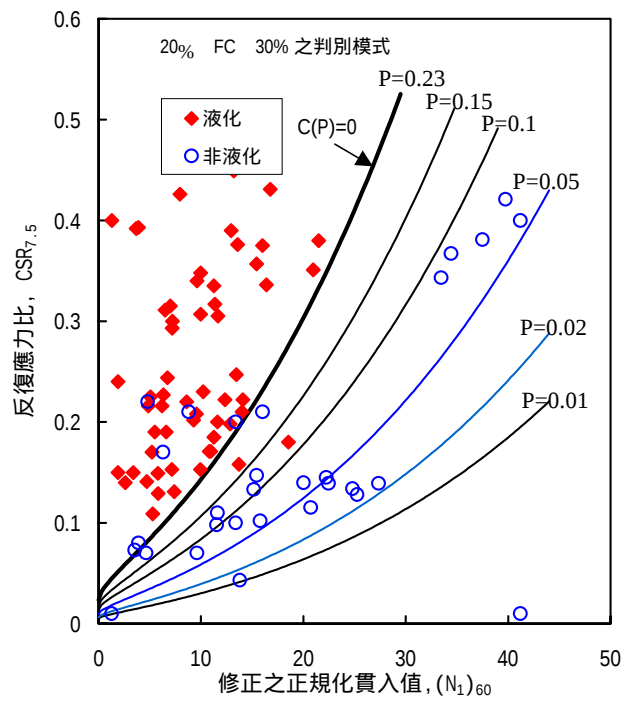


圖 3-11 20% FC 30% 液化判別圖
(64 組液化及 32 組非液化案例)

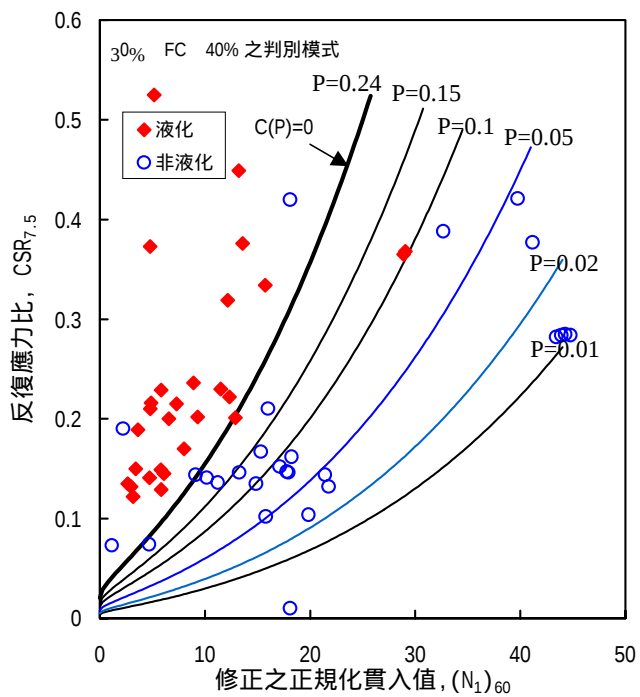


圖 3-12 30% FC 40% 液化判別圖
(37 組液化及 29 組非液化案例)

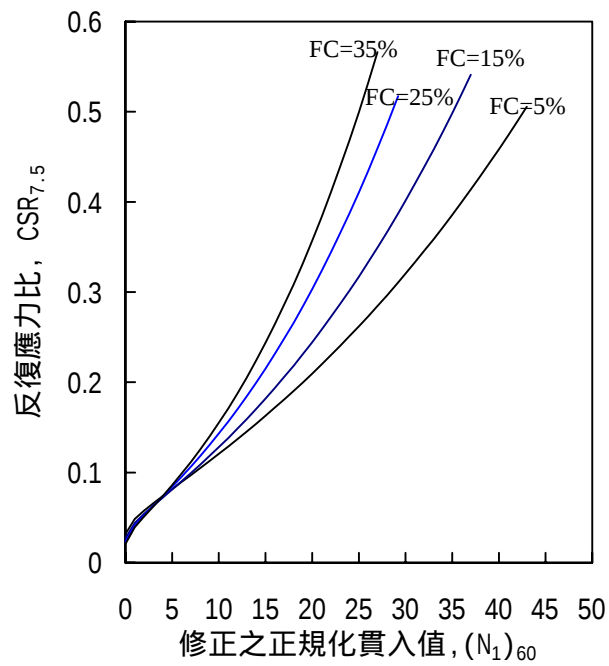


圖 3-13 FC=5%、FC=15%、FC=25%、FC=35%等
液化判別式- $C(P)=0$ 之比較

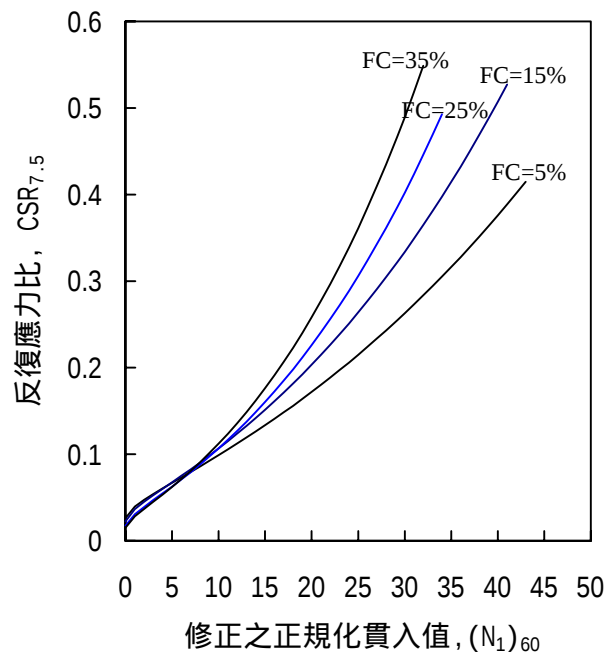


圖 3-14 FC=5%、FC=15%、FC=25%、FC=35%等
液化判別式($P=0.15$)之比較

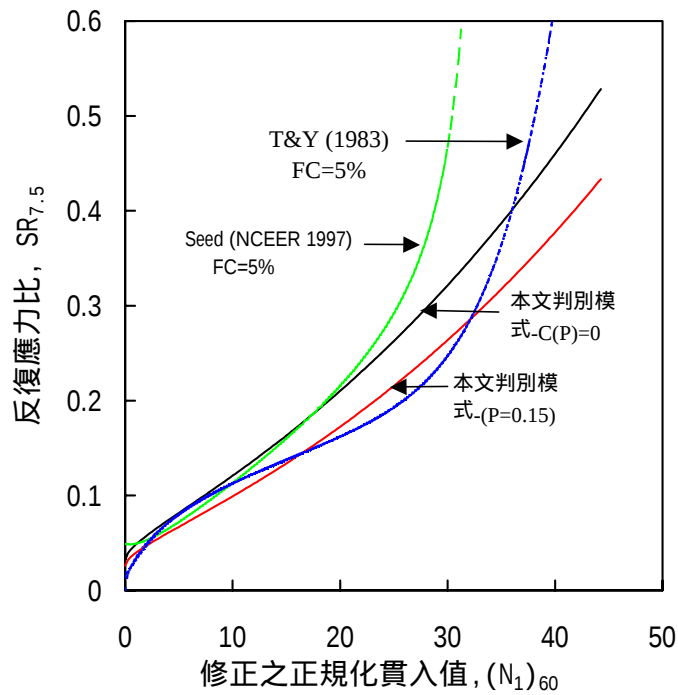


圖 3-15 FC=5%之判別模式與 Seed(NCEER 1997) 及 T&Y(1983) $C_s=85$ 比較

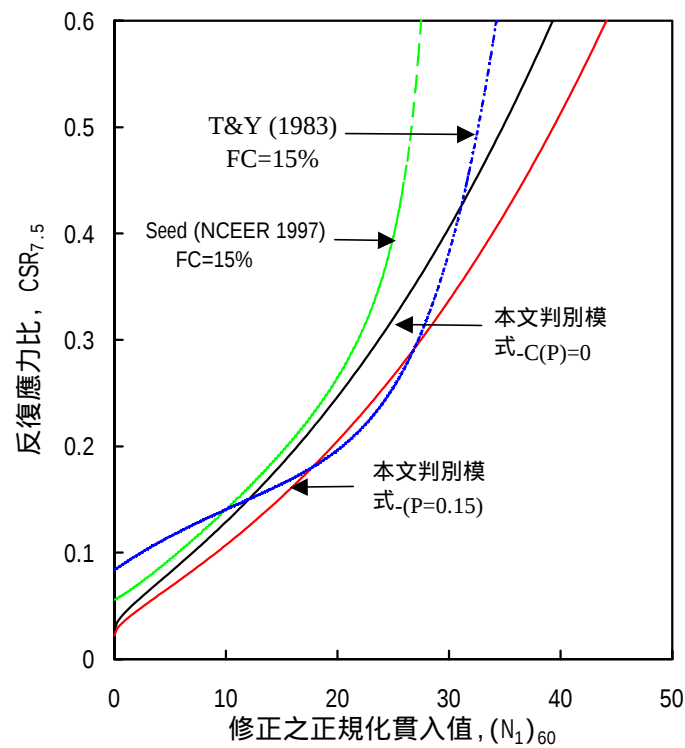


圖 3-16 FC=15%之判別模式與 Seed(NCEER 1997) 及 T&Y(1983) $C_s=85$ 比較

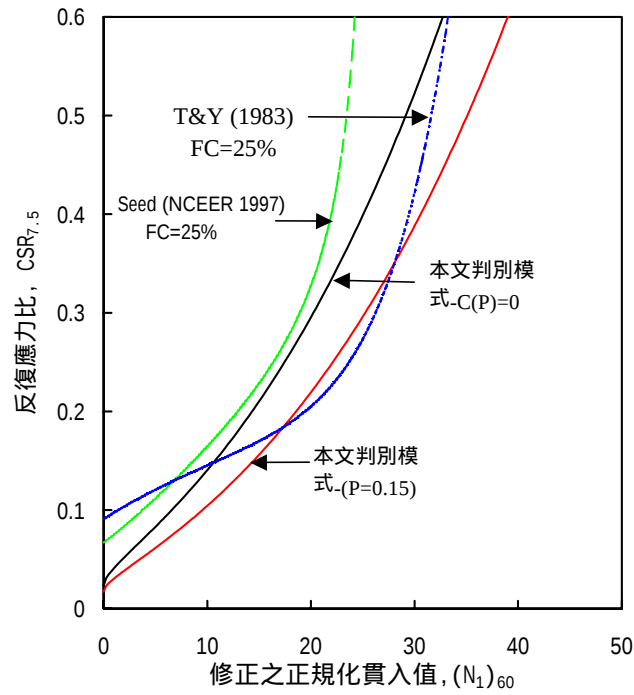


圖 3-17 FC=25%之判别模式與 Seed(NCEER 1997) 及 T&Y(1983) $C_s=85$ 比較

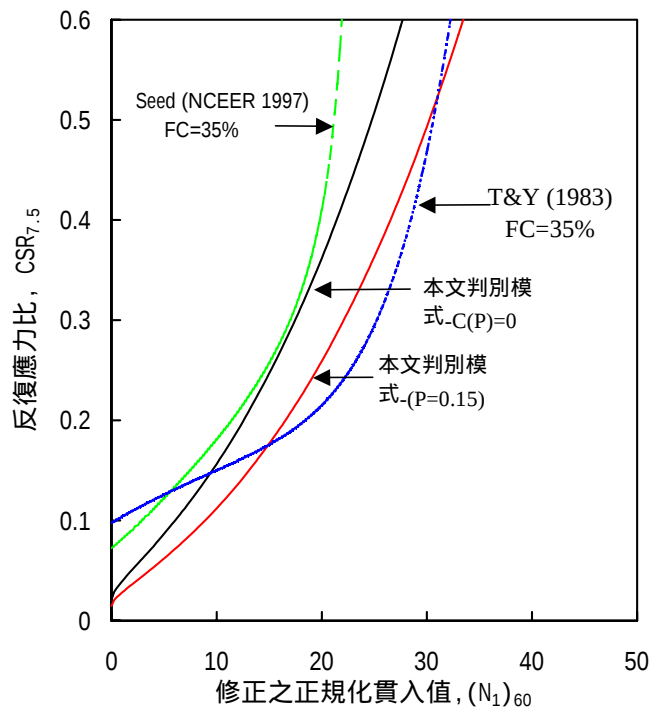


圖 3-18 FC=35%之判别模式與 Seed(NCEER 1997) 及 T&Y(1983) $C_s=85$ 比較

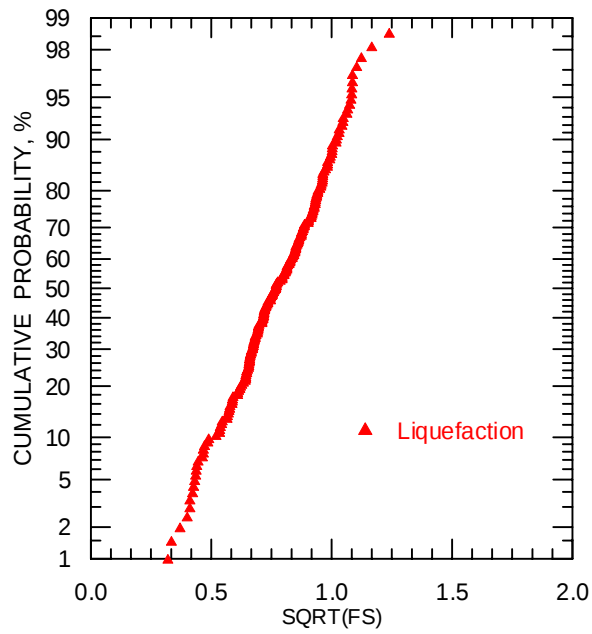


圖 3-19 液化案例之 $\sqrt{F_s}$ 值繪於常態或然率圖上

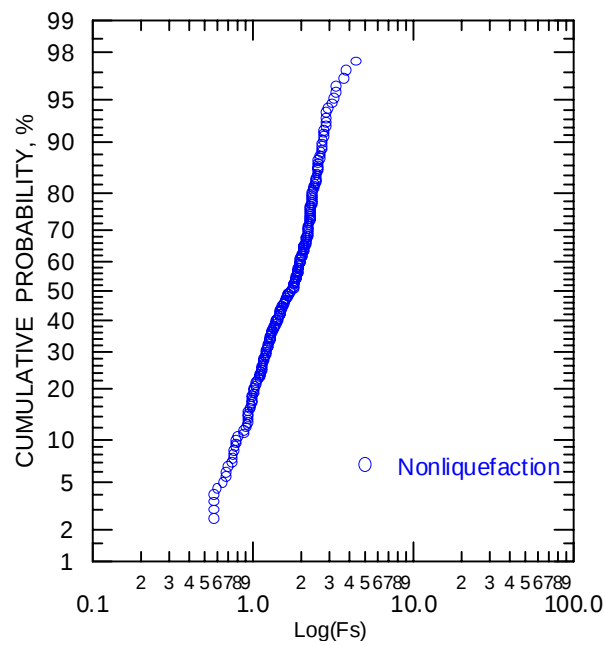


圖 3-20 非液化案例之 F_s 值繪於對數常態或然率圖上

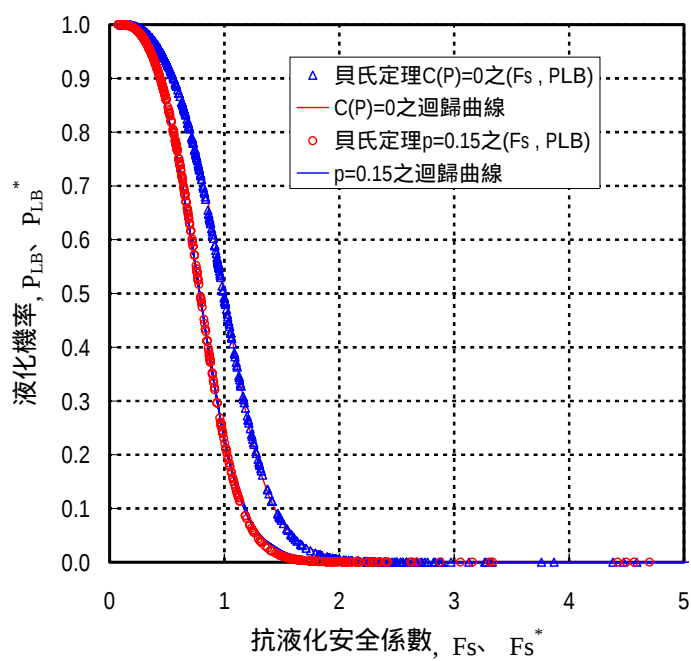


圖 3-21 貝氏定理 $C(P)=0$ 、 $p=0.15$ 之抗液化安全係數與液化機率之關係圖

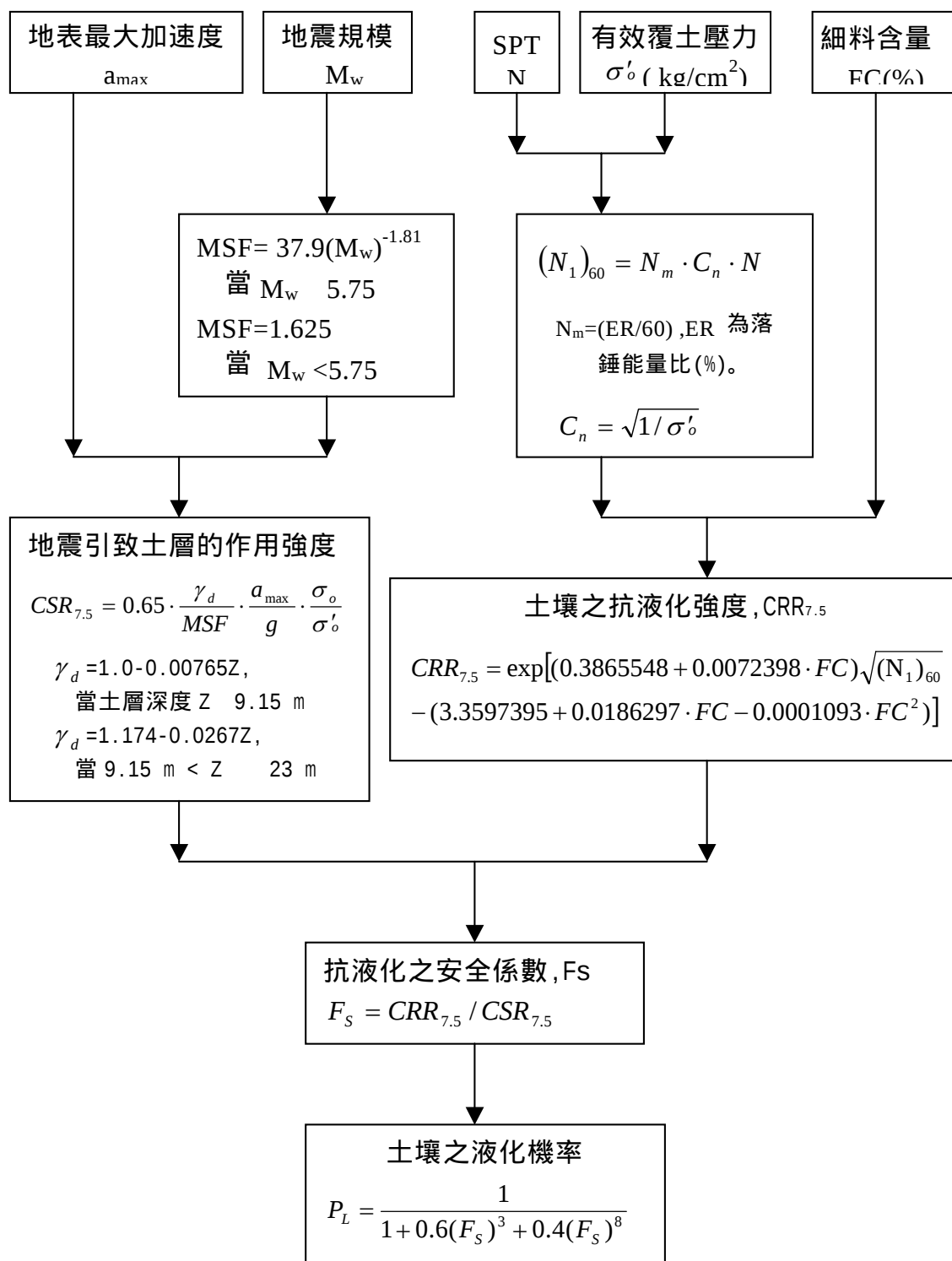


圖 3-22 判別模式之液化分析流程圖

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

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

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， $0\% \leq R_f < 0.45\%$ 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。

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：

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

由於式(4-12)之 q_{c1N} 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， $\sqrt{q_{c1N}}$ 值及 $\ln(CSR_{7.5})$ 值符合常態分佈。因此以 $\sqrt{q_{c1N}}$ 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。

$$P_L = \frac{1}{1 + \exp[-(\beta_0 + \beta_1 \ln(CSR_{7.5}) + \beta_2 \sqrt{q_{c1N}})]} \quad (4-16)$$

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：

$$\frac{\partial \ln(L)}{\partial \beta_0} = \sum_{i=1}^n \frac{\exp[-(\beta_0 + \beta_1 \ln(CSR_{7.5})_i + \beta_2 (\sqrt{q_{c1N}})_i)]}{1 + \exp[-(\beta_0 + \beta_1 \ln(CSR_{7.5})_i + \beta_2 (\sqrt{q_{c1N}})_i)]} - \sum_{i=1}^{n_1} 1 = 0 \quad (4-17a)$$

$$\frac{\partial \ln(L)}{\partial \beta_1} = \sum_{i=1}^n \frac{\ln(CSR_{7.5})_i \cdot \exp[-(\beta_0 + \beta_1 \ln(CSR_{7.5})_i + \beta_2 (\sqrt{q_{c1N}})_i)]}{1 + \exp[-(\beta_0 + \beta_1 \ln(CSR_{7.5})_i + \beta_2 (\sqrt{q_{c1N}})_i)]} - \sum_{i=1}^{n_1} \ln(CSR_{7.5})_i = 0 \quad (4-17b)$$

$$\frac{\partial \ln(L)}{\partial \beta_2} = \sum_{i=1}^n \frac{(\sqrt{q_{c1N}})_i \cdot \exp[-(\beta_0 + \beta_1 \ln(CSR_{7.5})_i + \beta_2 (\sqrt{q_{c1N}})_i)]}{1 + \exp[-(\beta_0 + \beta_1 \ln(CSR_{7.5})_i + \beta_2 (\sqrt{q_{c1N}})_i)]} - \sum_{i=1}^{n_1} (\sqrt{q_{c1N}})_i = 0 \quad (4-17c)$$

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)：

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

$$\text{其修正之似然性指數 } \rho_1^2 = 0.4709$$

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)：

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

$$\text{其修正之似然指數 } \rho_2^2 = 0.4817$$

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)：

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

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)：

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

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 $q_{cIN} \leq 70$ 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 (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。

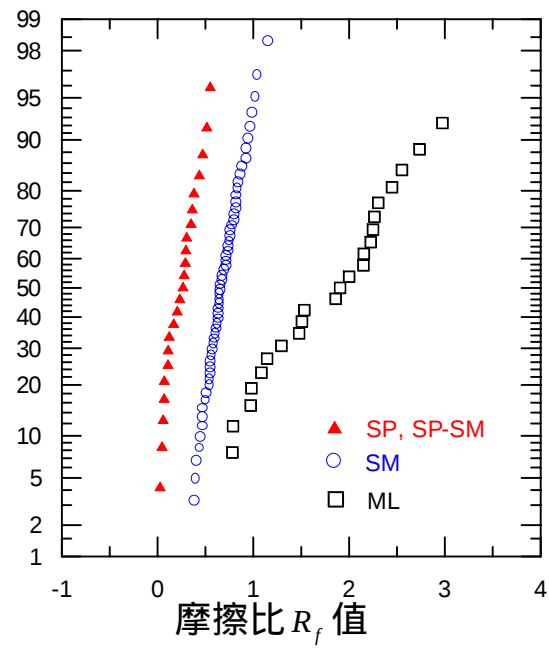


圖 4-1 淨砂、粉土質砂、粉土等三種土壤之 R_f 值繪於常態或然率圖上

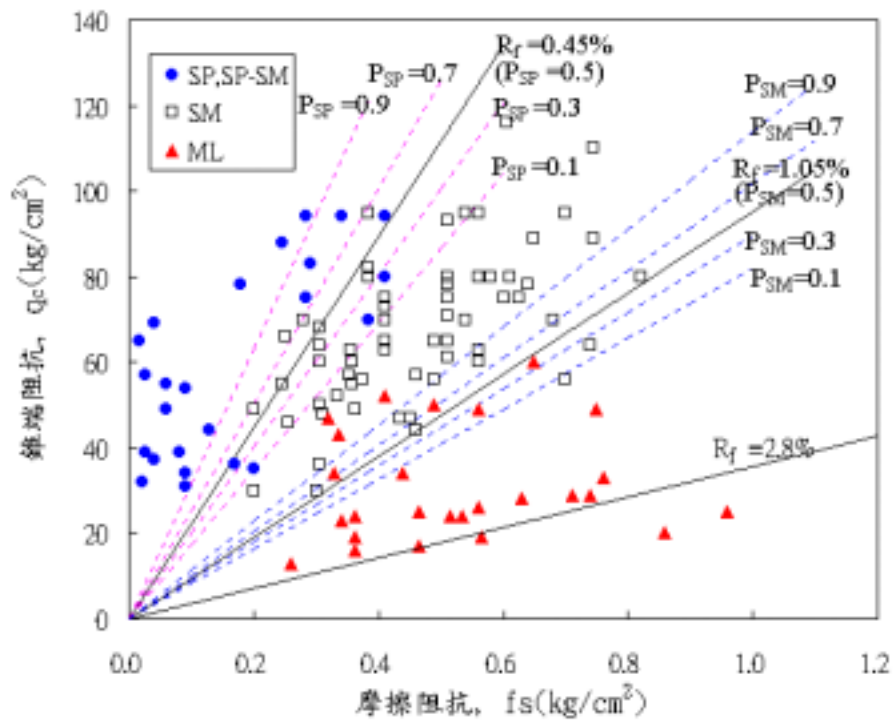


圖 4-2 台中港 CPT 試驗與土壤分類之邏輯迴歸分析結果

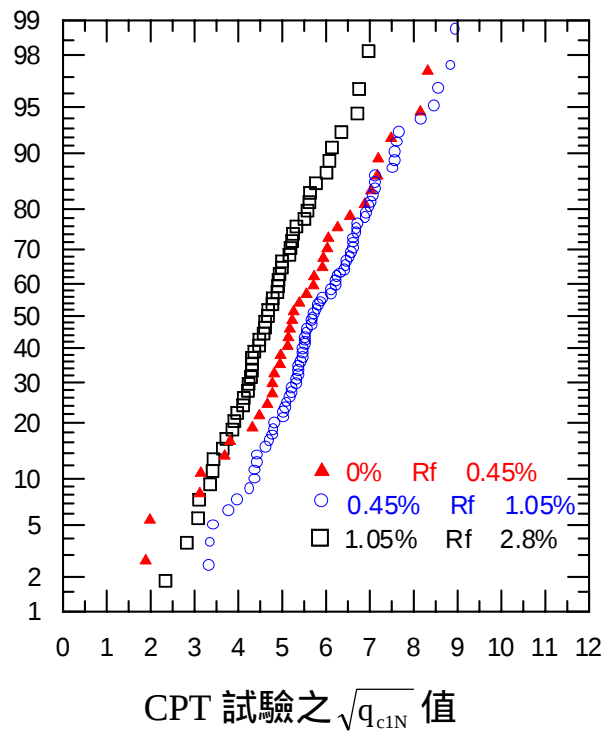


圖 4-3 CPT 試驗之 $\sqrt{q_{c1N}}$ 值繪於常態或然率圖上

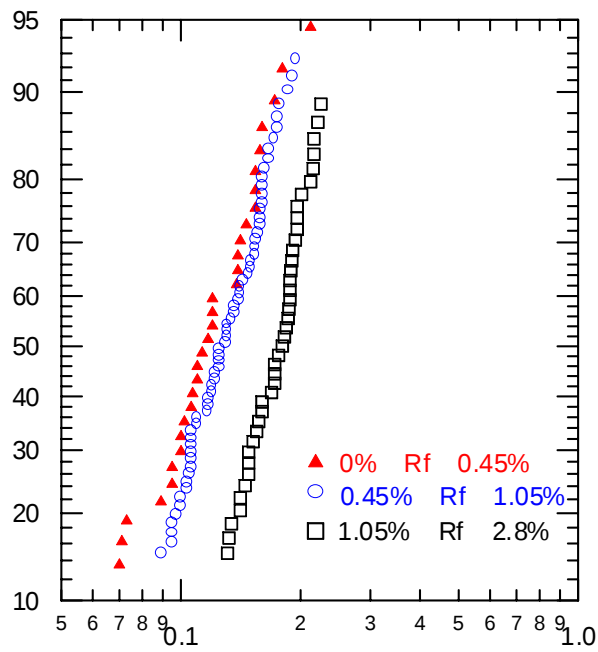


圖 4-4 反復應力比 $CSR_{7.5}$ 繪於對數常態或然率圖上

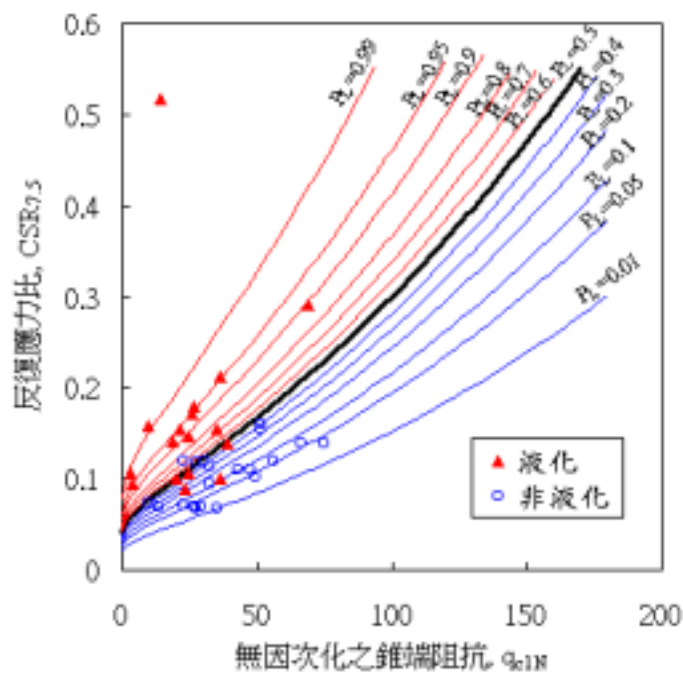


圖 4-5 $R_f = 0.45\%$ 邏輯模式之液化機率曲線圖

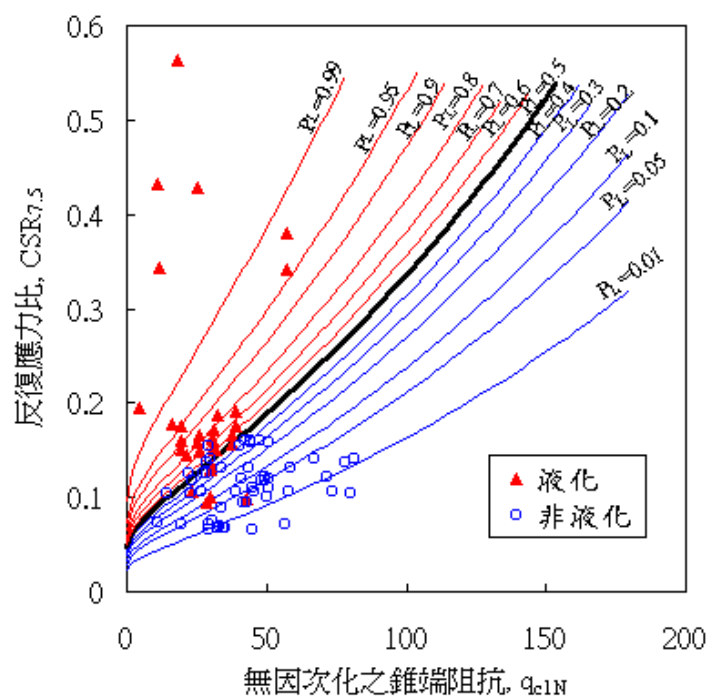


圖 4-6 $0.45\% R_f = 1.05\%$ 邏輯模式之液化機率曲線圖

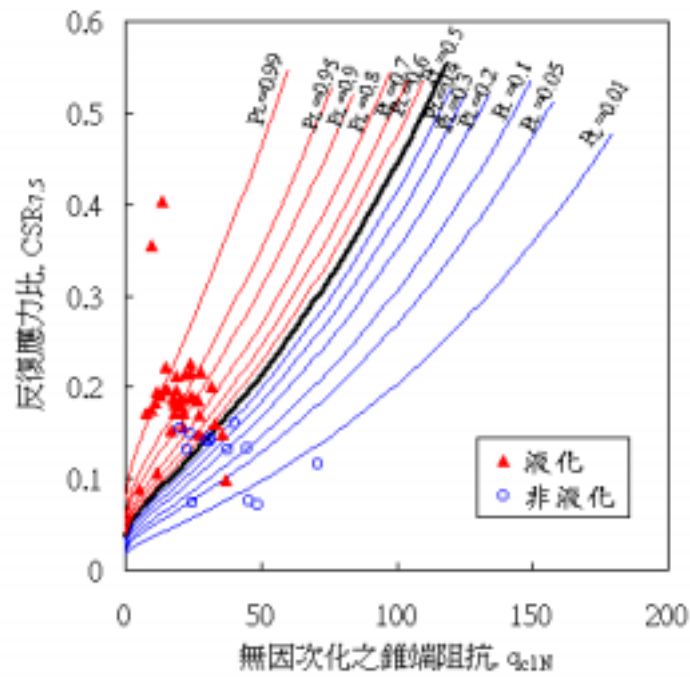


圖 4-7 1.05% R_f 2.8% 邏輯模式之液化機率曲線圖

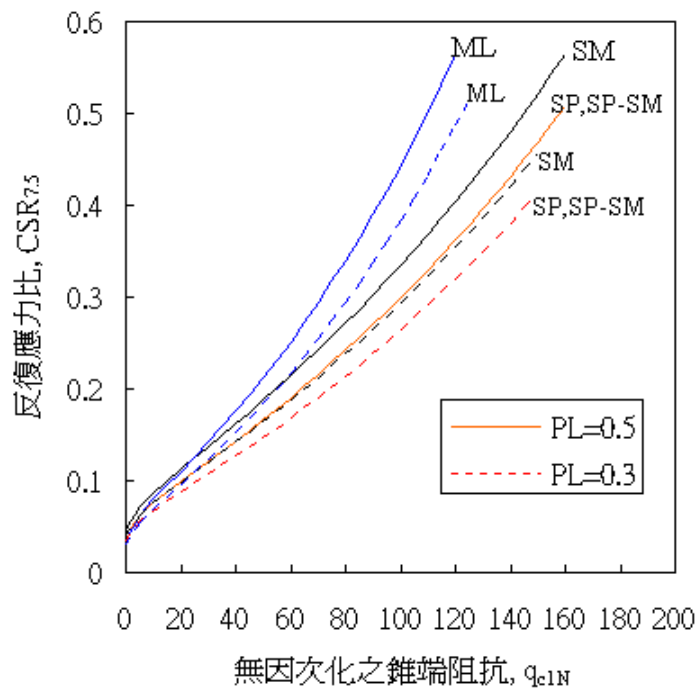


圖 4-8 淨砂、粉土質砂、粉土等土壤以 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 為液化判別式之比較

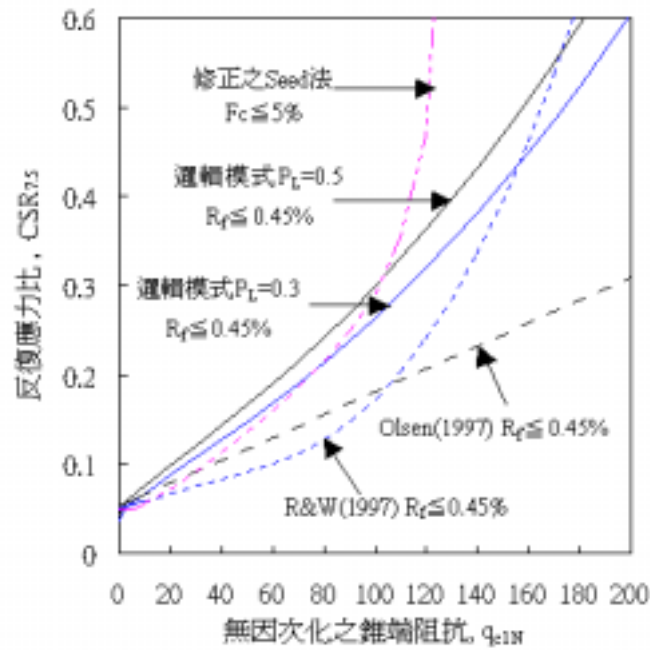


圖 4-9 淨砂液化邏輯模式 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 與 Olsen(1997)、R&W(1997)及修正之 Seed 等方法之比較

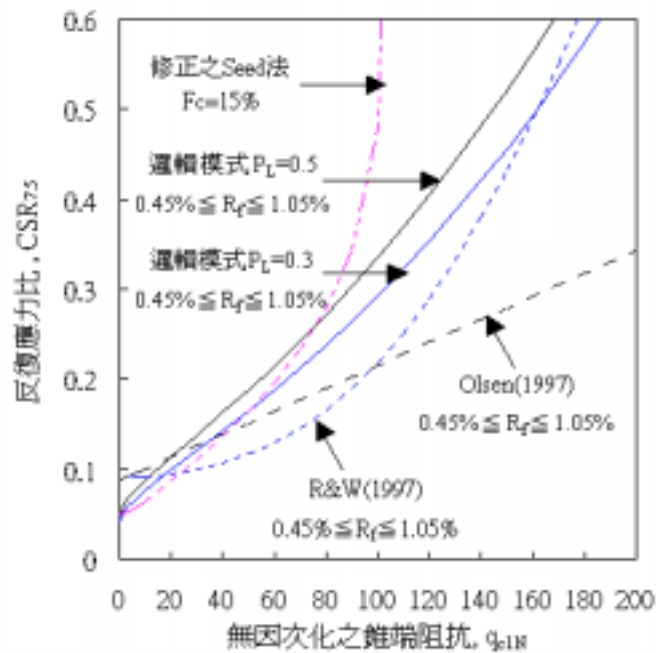


圖 4-10 粉土質砂液化邏輯模式 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 與 Olsen(1997)、R&W(1997)及修正之 Seed 等方法之比較

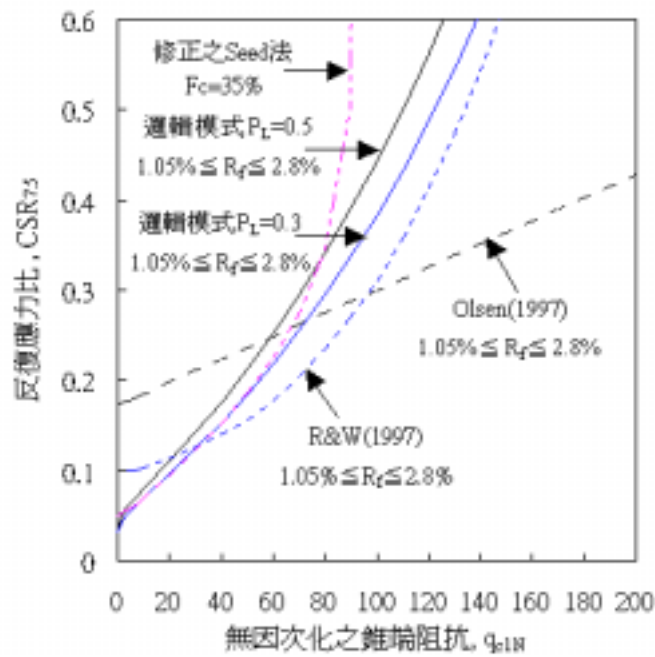


圖 4-11 粉土液化邏輯模式 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 與 Olsen(1997)、R&W(1997)及修正之 Seed 等方法之比較

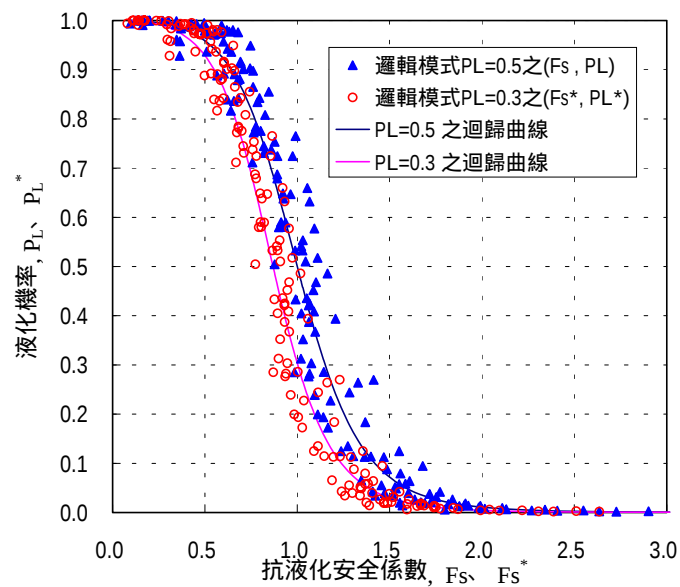


圖 4-12 邏輯模式 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 之抗液化安全係數與液化機率之關係圖

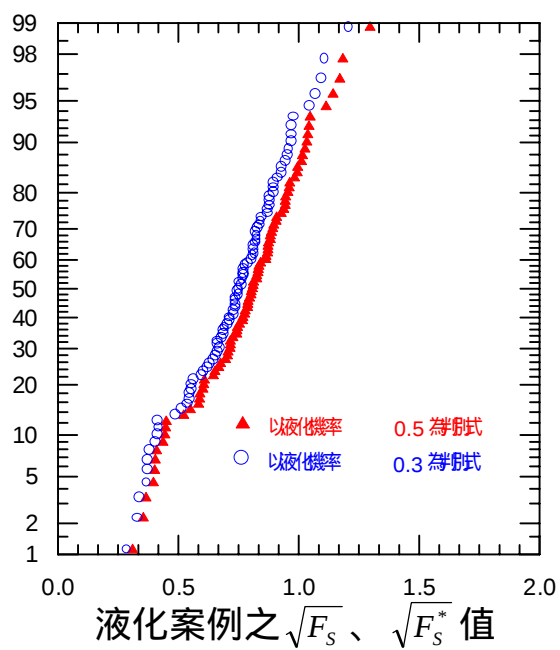


圖 4-13 液化案例之 $\sqrt{F_s}$ 、 $\sqrt{F_s^*}$ 值繪於常態或然率圖上

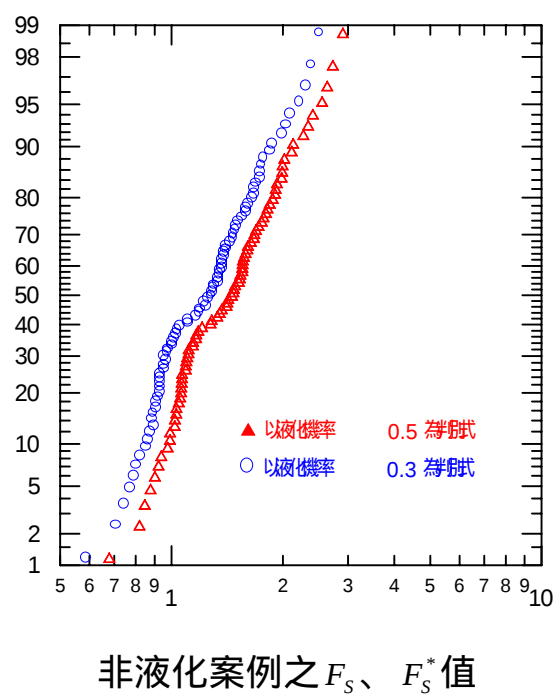


圖 4-14 非液化案例之 F_s 、 F_s^* 值繪於對數常態或然率圖上

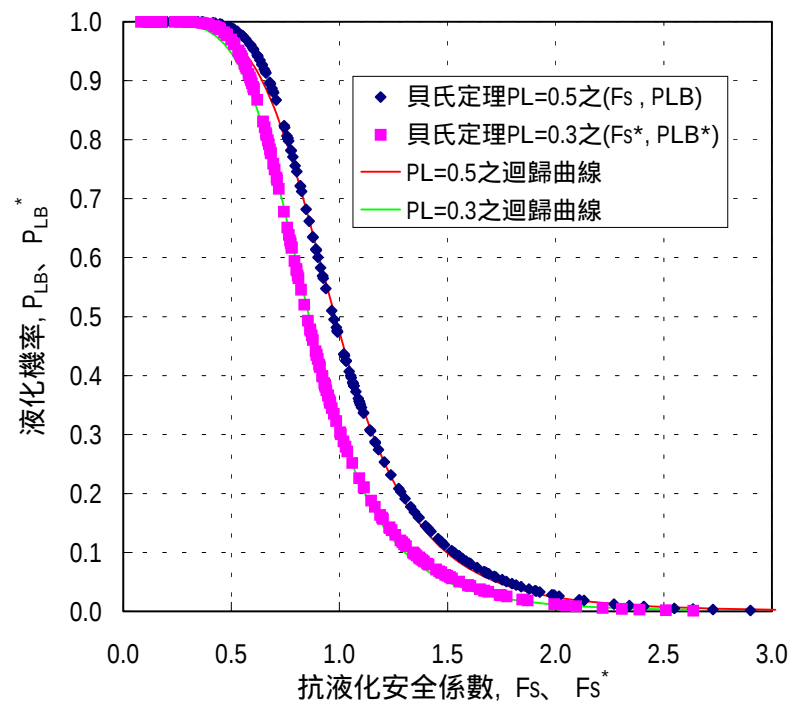


圖 4-15 貝氏定理 PL=0.5、PL=0.3 之抗液化安全係數
與液化機率之關係圖

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 ≥ 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。

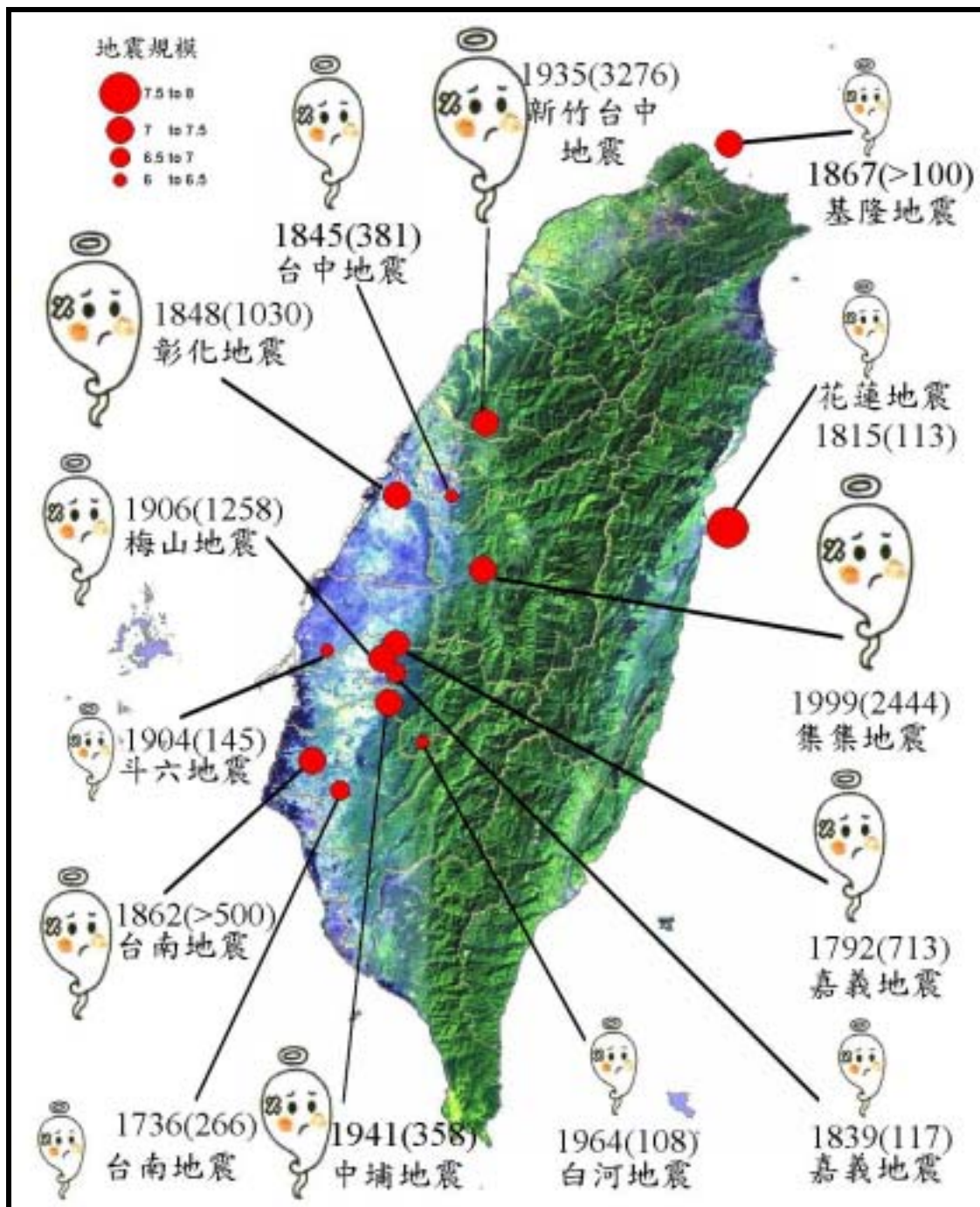


圖 5-1 台灣地區造成百人以上死亡之重大災害地震震央分佈圖
(鄭世楠、葉永田, 2001)

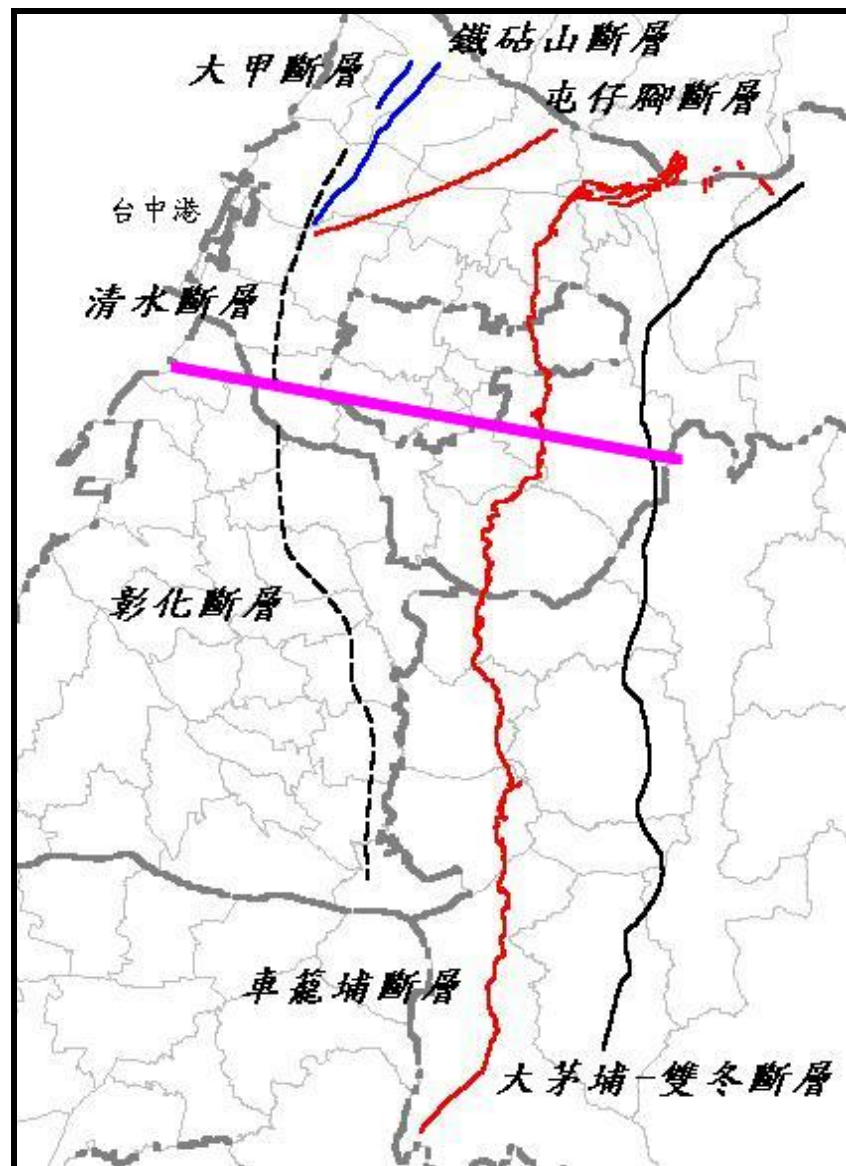


圖 5-2a 影響台中港之活動斷層分佈圖
(根據中央地質調查所網站資料重繪)

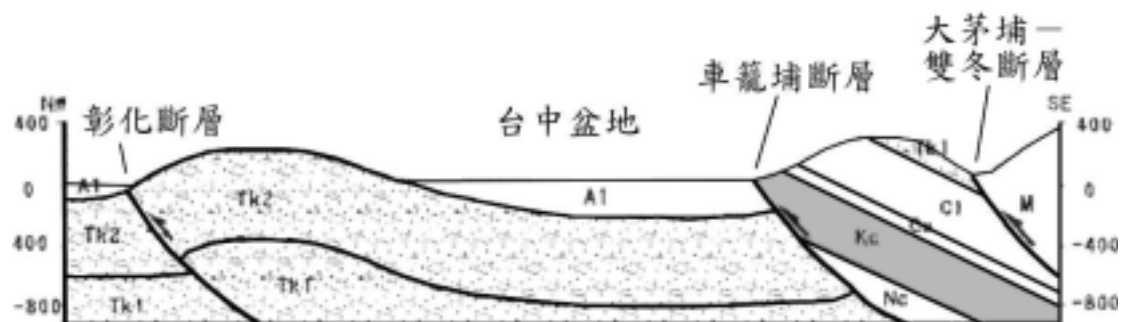


圖 5-2b、影響台中港之活動斷層剖面圖(中央地質調查所網站)

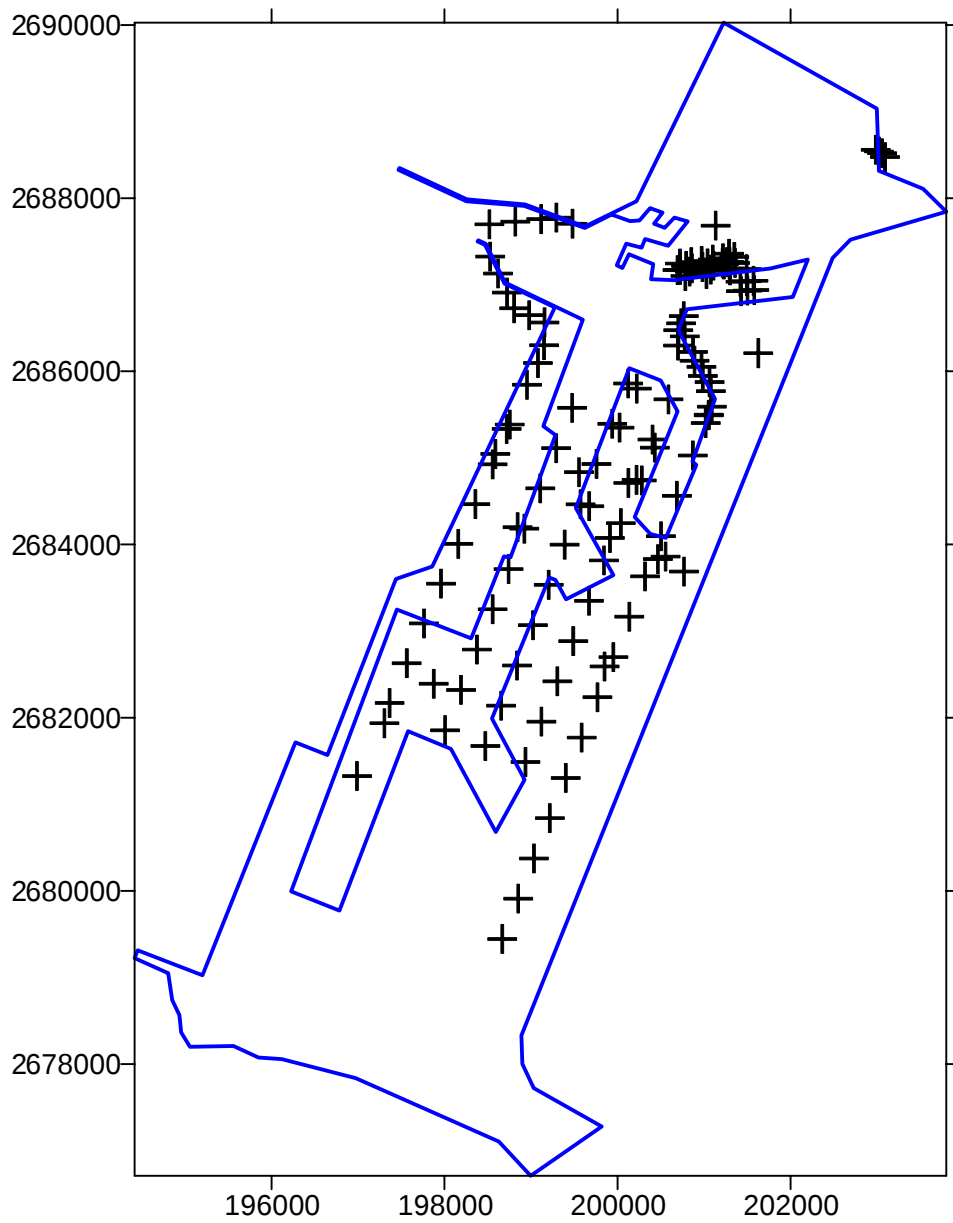


圖 5-3 台中港區 135 孔鑽探資料位置圖

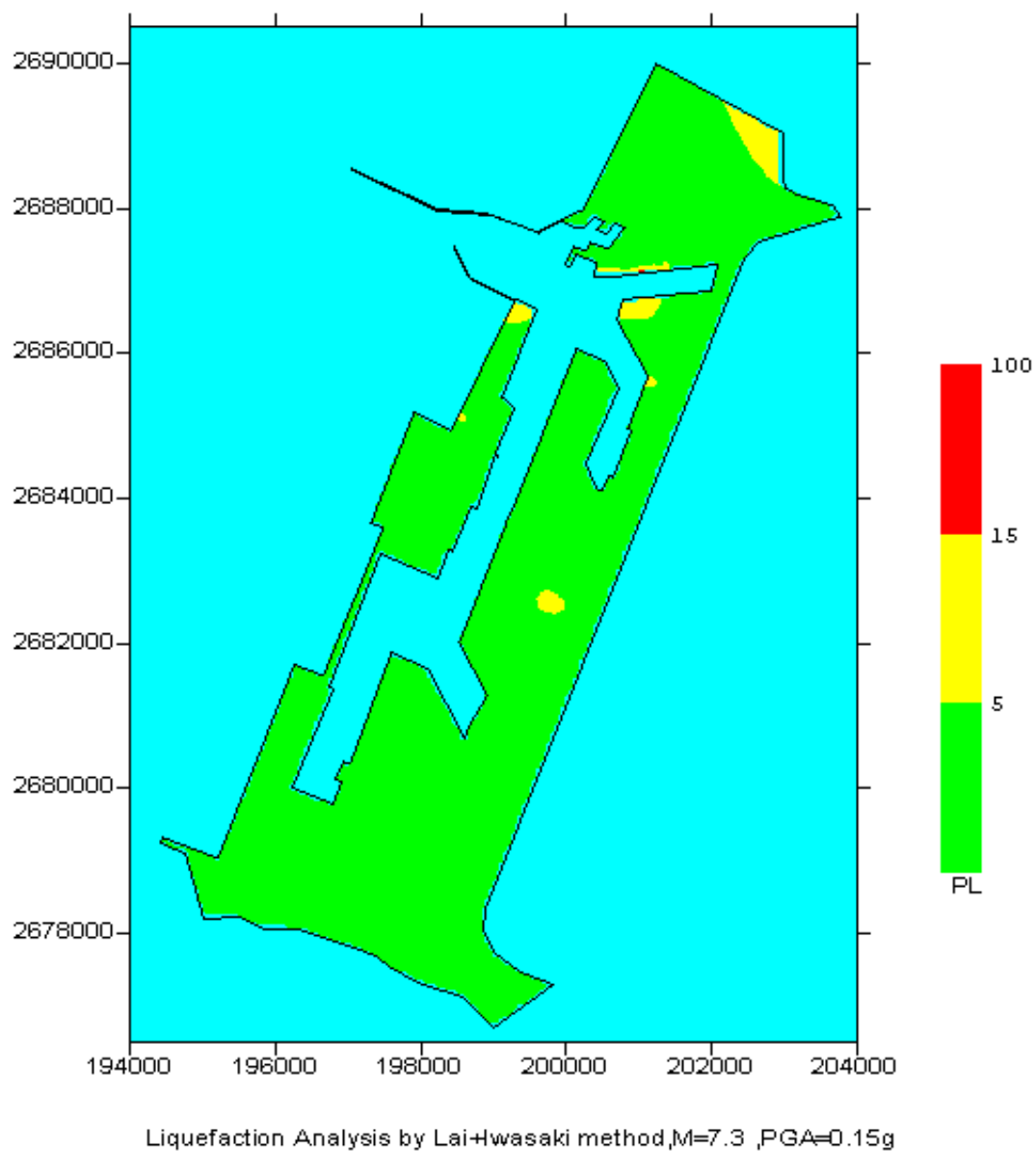
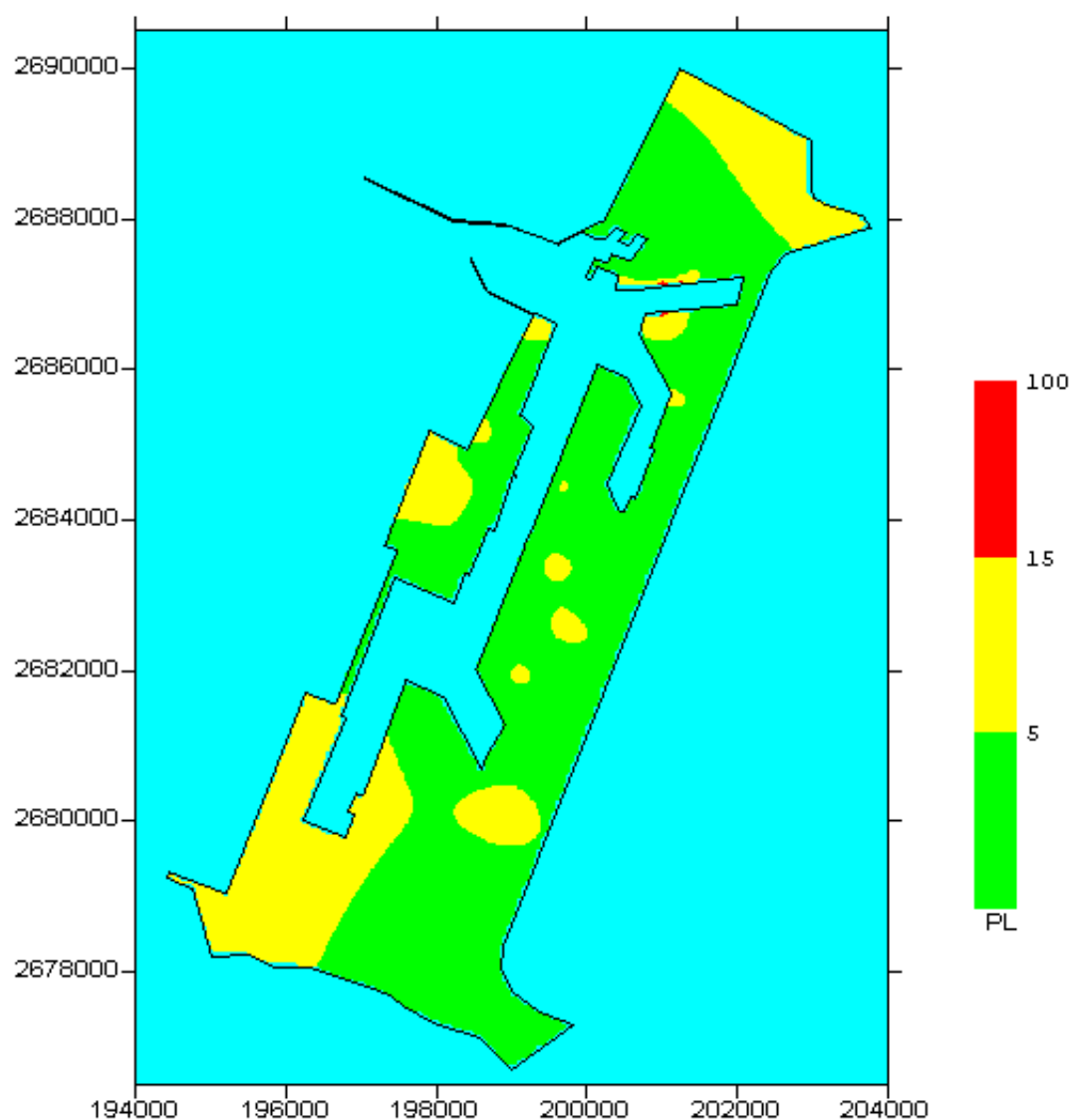
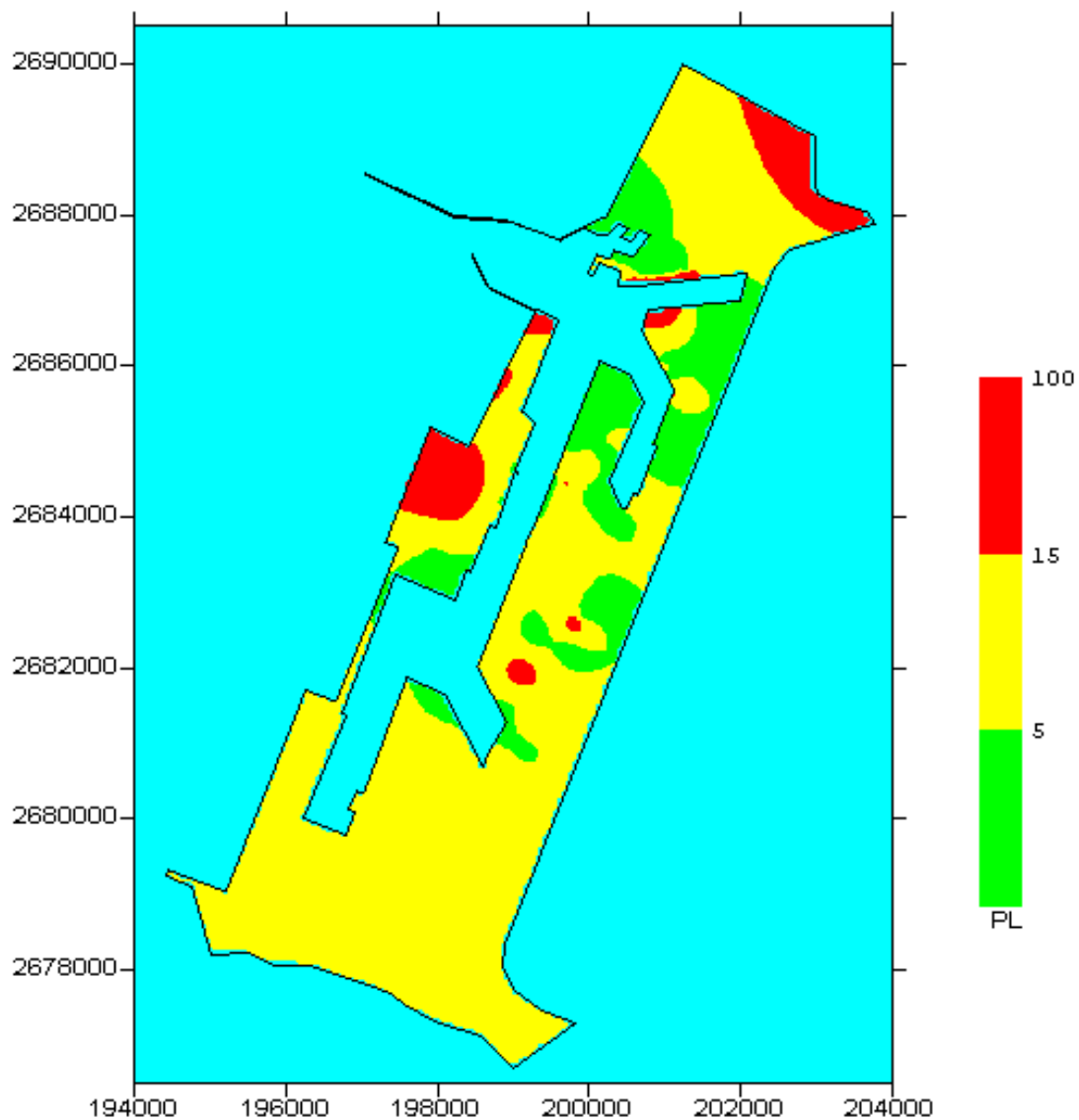


圖 5-4 台中港區地震引致土壤液化之危害度
 賴(2002)安全係數法+Iwasaki(1982)深度加權法
 ($M_L=7.1$, M_w 約為 7.3, $A_{max}=0.15g$)
 (1935 年新竹、台中烈震之台中港區震度)



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)

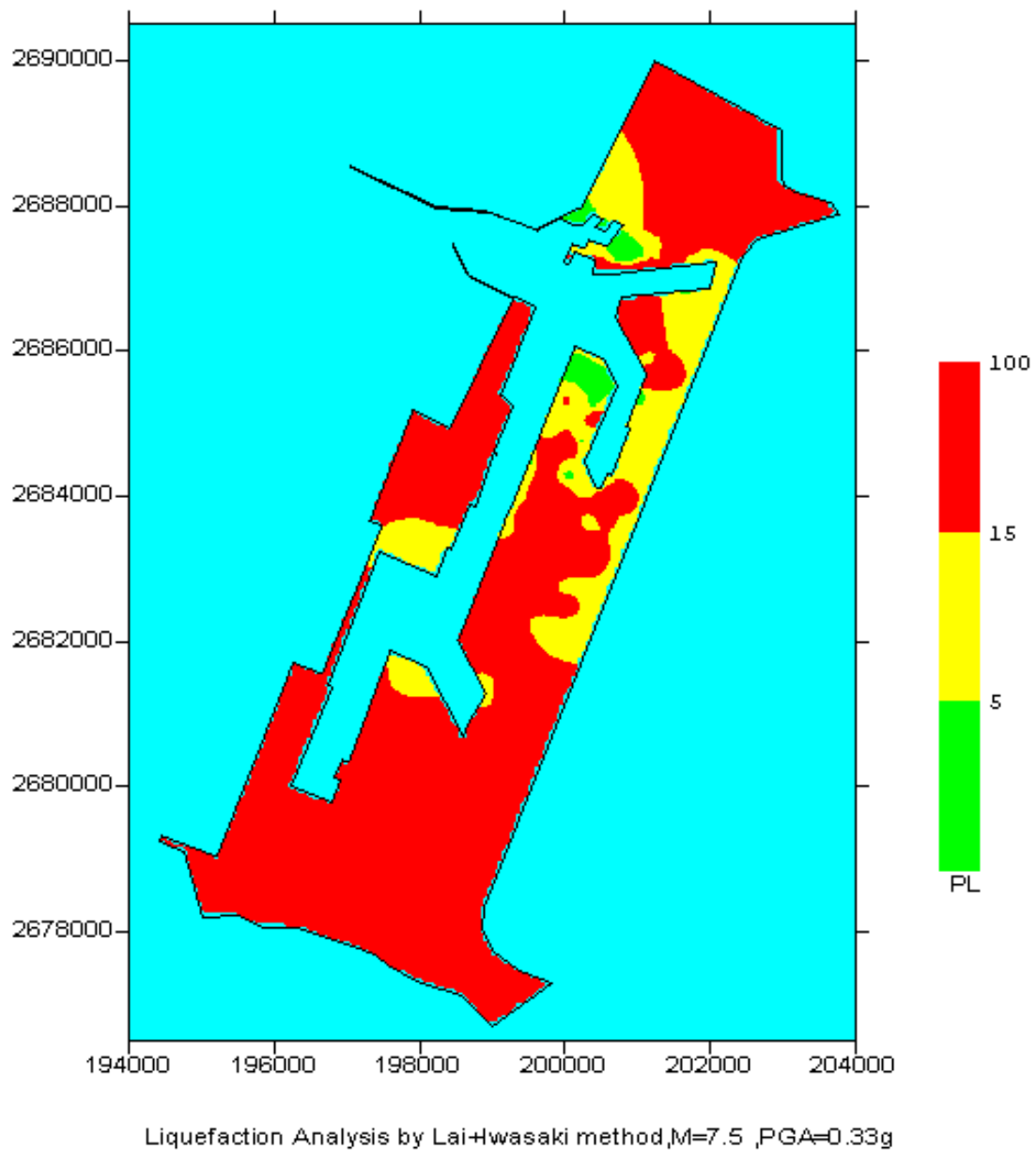


圖 5-7 台中港區地震引致土壤液化之危害度
 賴(2002)安全係數法+Iwasaki(1982)深度加權法
 ($M_w=7.5, A_{max}=0.33g$; 新訂耐震設計規範甲區)
 (相當於彰化斷層發生 $M_L=7.0$ 時台中港區震度)

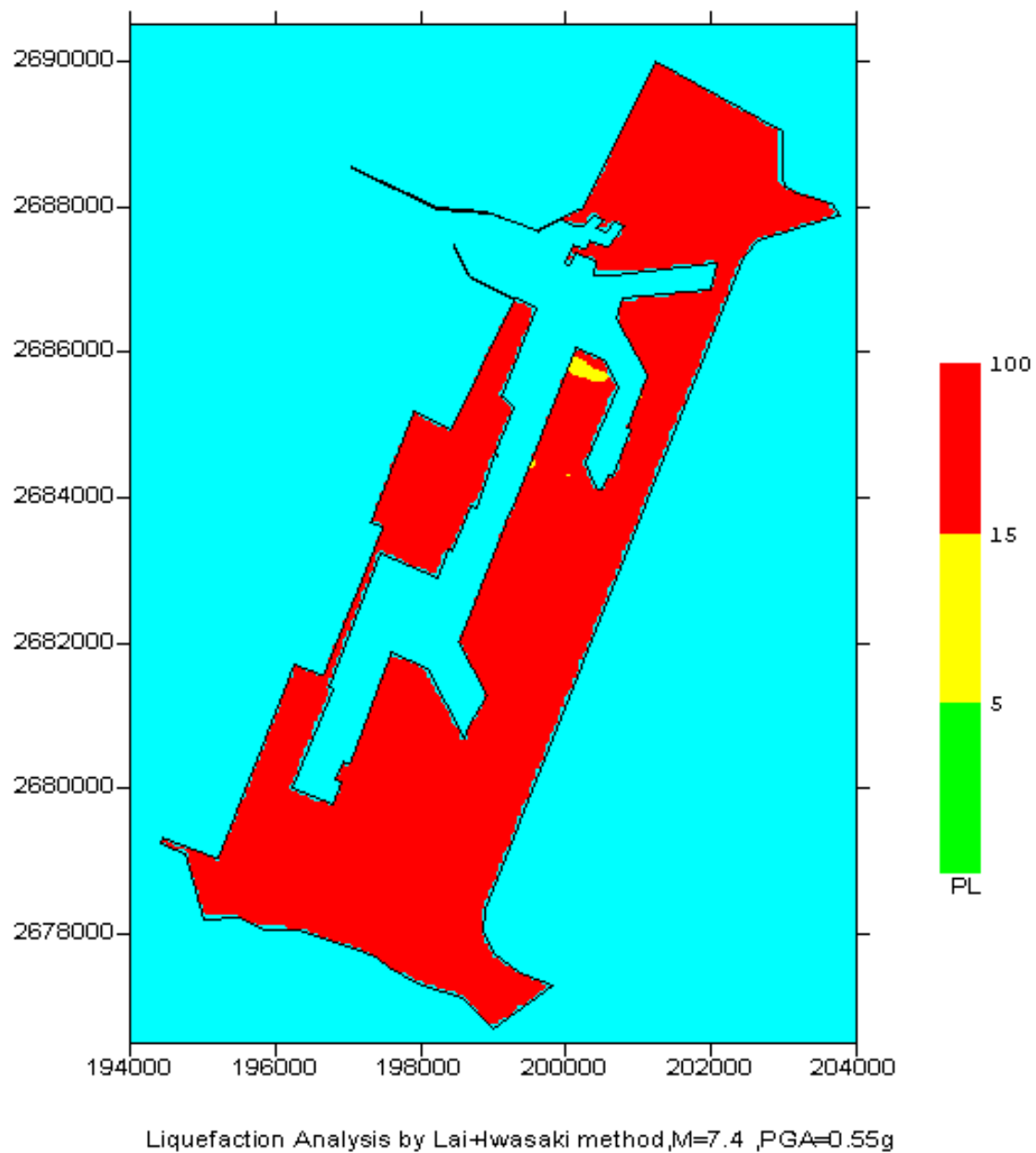


圖 5-8 台中港區地震引致土壤液化之危害度
 賴(2002)安全係數法+Iwasaki(1982)深度加權法
 ($M_L=7.2$, M_w 約為 7.4, $A_{max}=0.55g$)
 (1995 年日本阪神大地震, 神戶港區震度)
 (相當於彰化斷層發生 $M_L=7.5$ 時台中港區震度)

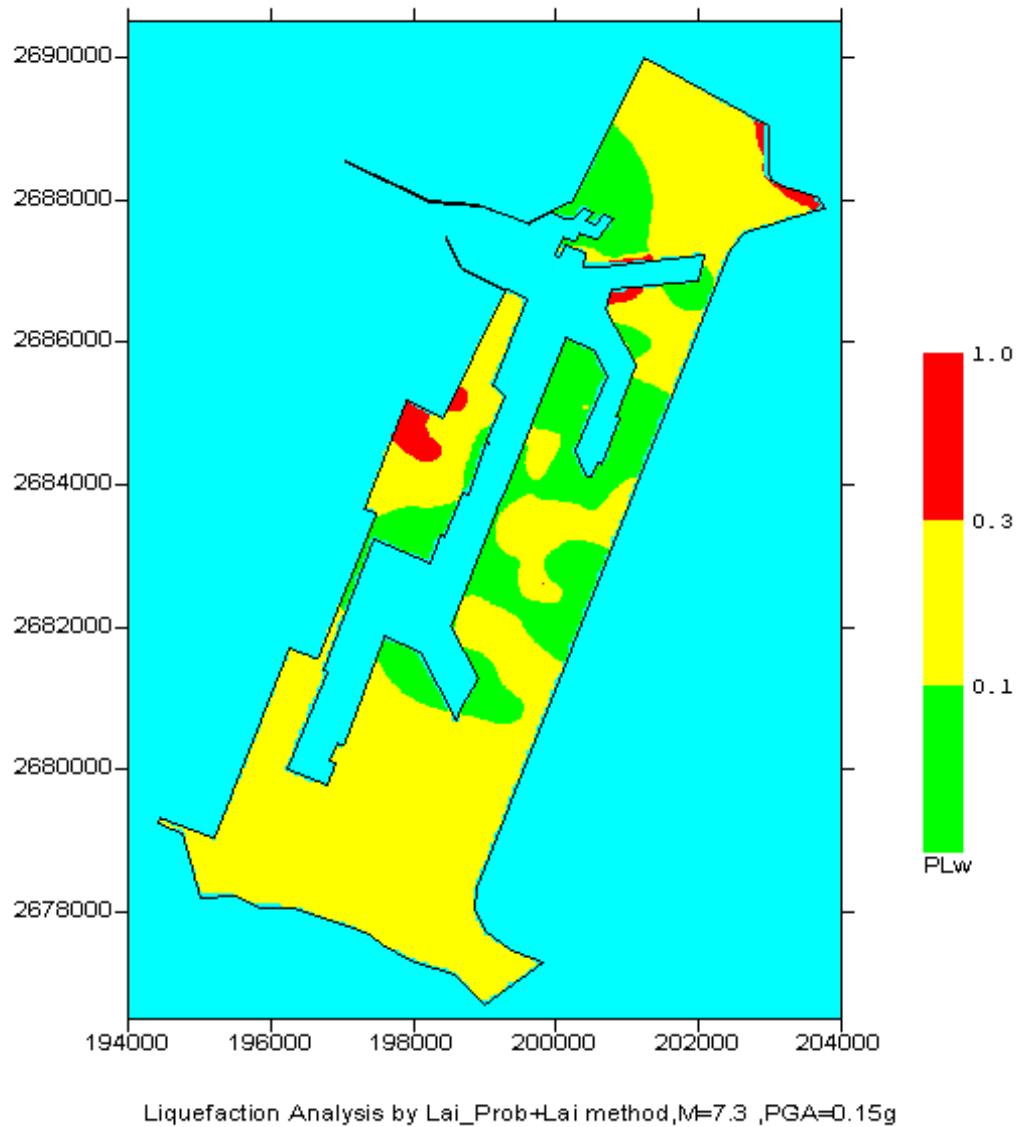


圖 5-9 台中港區地震引致土壤液化之機率危害度
 賴(2002)液化機率法+賴、謝(1986)深度加權法
 ($M_L=7.1$, M_w 約為 7.3, $A_{max}=0.15g$)
 (1935 年新竹、台中烈震之台中港區震度)

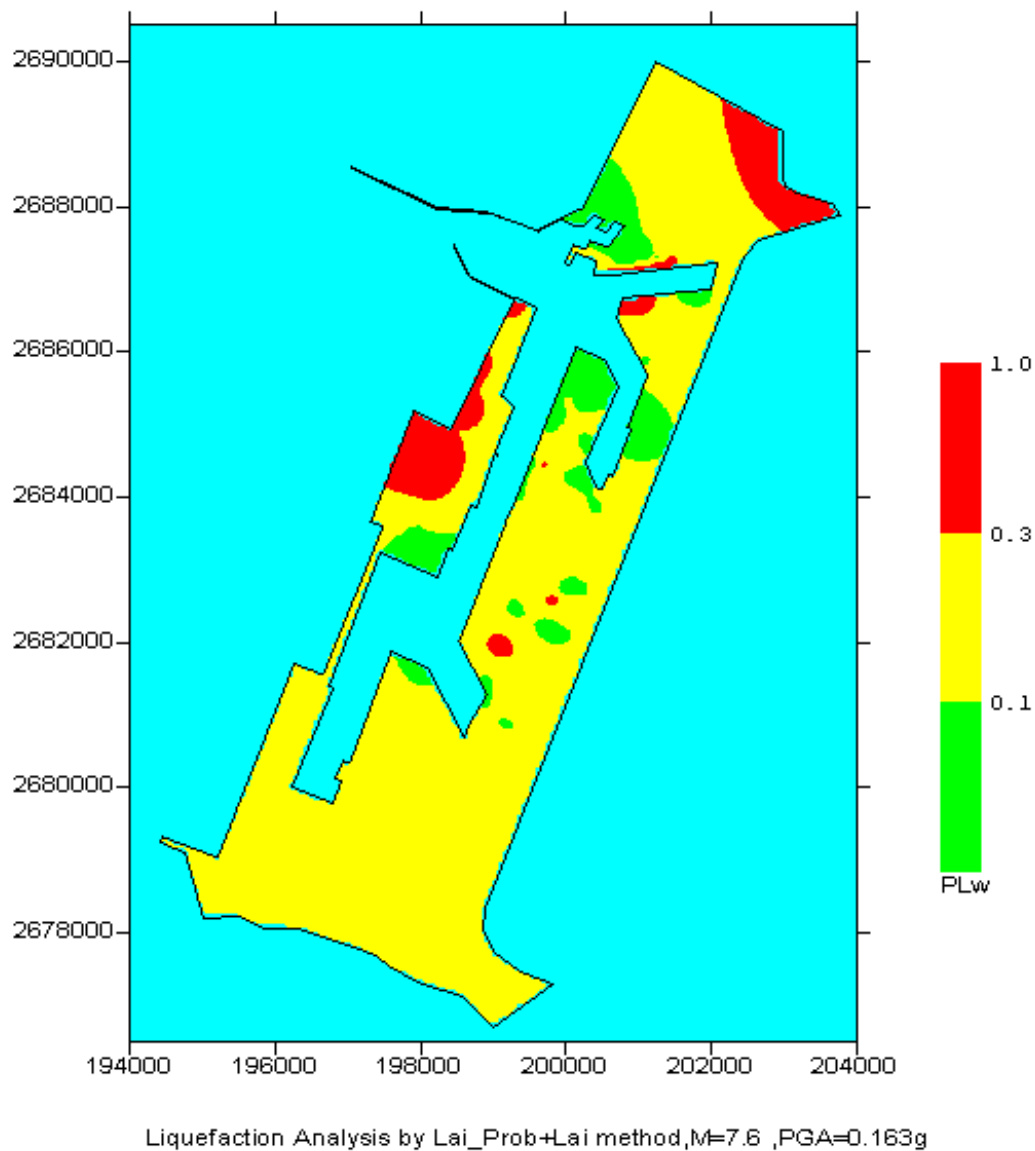


圖 5-10 台中港區地震引致土壤液化之機率危害度
 賴(2002)液化機率法+賴、謝(1986)深度加權法
 ($M_L=7.3, M_w=7.6, A_{max}=0.16g$)
 (1999 年 921 集集大地震之台中港區震度)

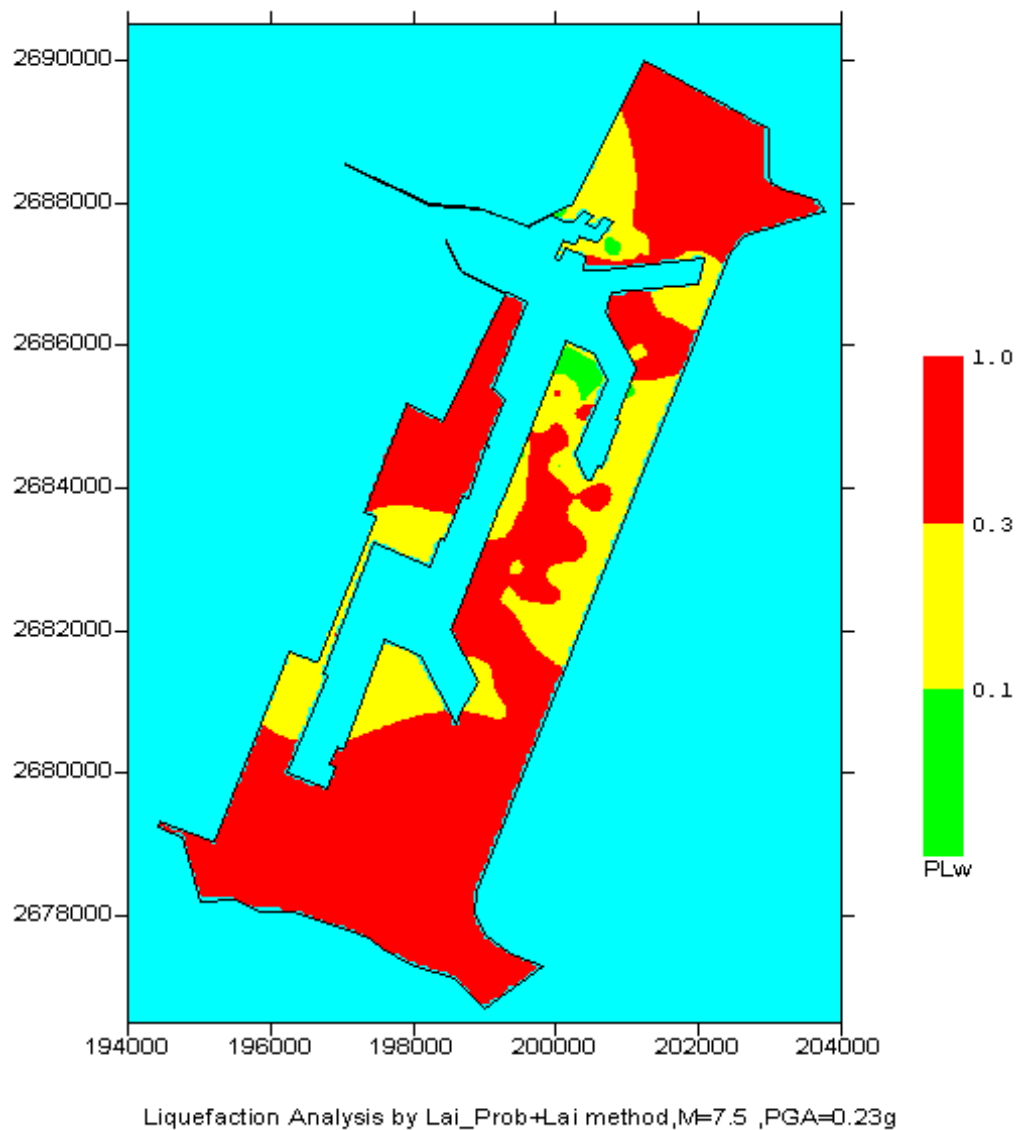


圖 5-11 台中港區地震引致土壤液化之機率危害度
 賴(2002)液化機率法+賴、謝(1986)深度加權法
 ($M_w=7.5$, $A_{max}=0.23g$; 新訂耐震設計規範乙區)
 (相當於彰化斷層發生 $M_L=6.5$ 時台中港區震度)

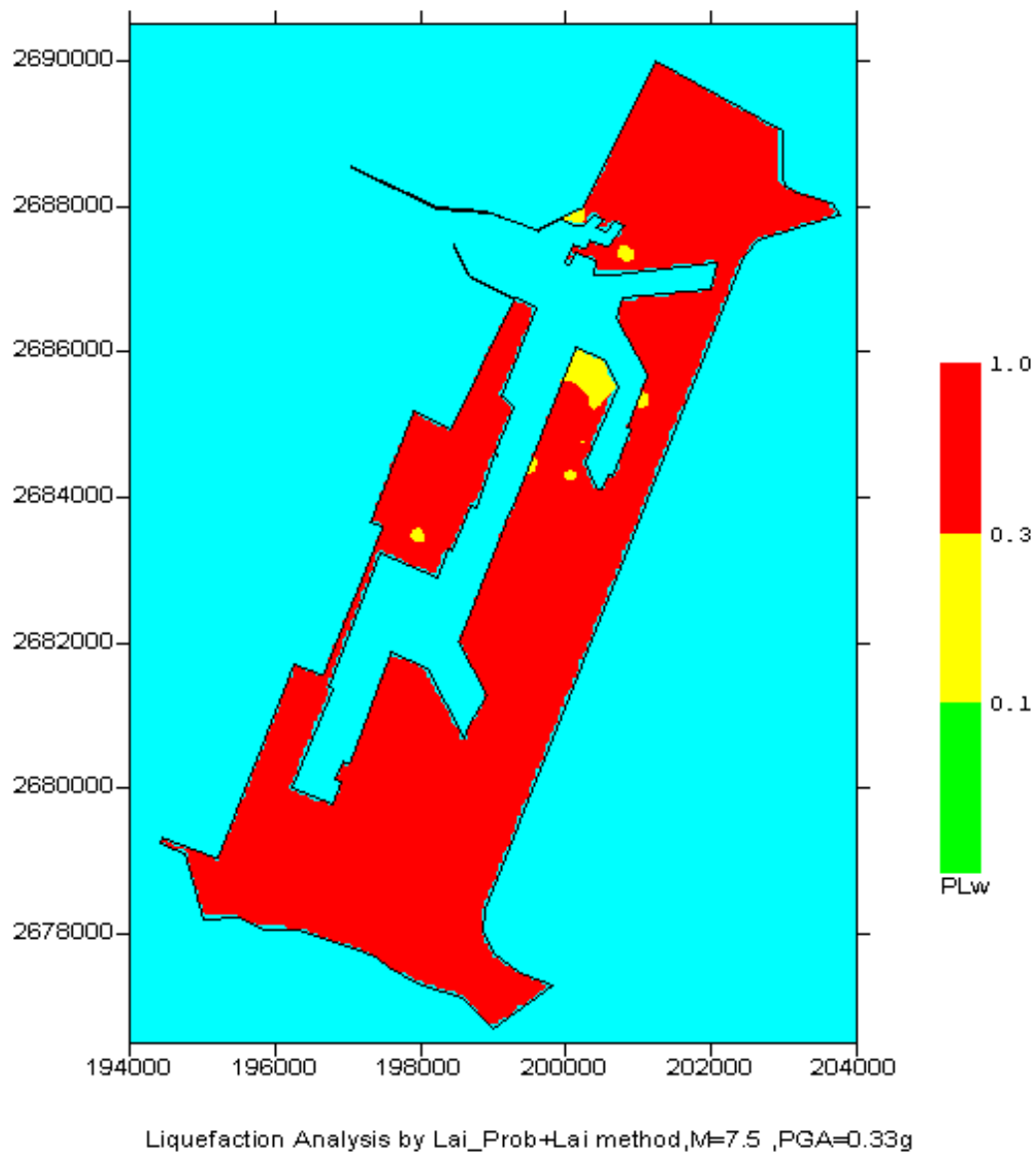


圖 5-12 台中港區地震引致土壤液化之機率危害度
 賴(2002)液化機率法+賴、謝(1986)深度加權法
 ($M_w=7.5, A_{max}=0.33g$; 新訂耐震設計規範甲區)
 (相當於彰化斷層發生 $M_L=7.0$ 時台中港區震度)

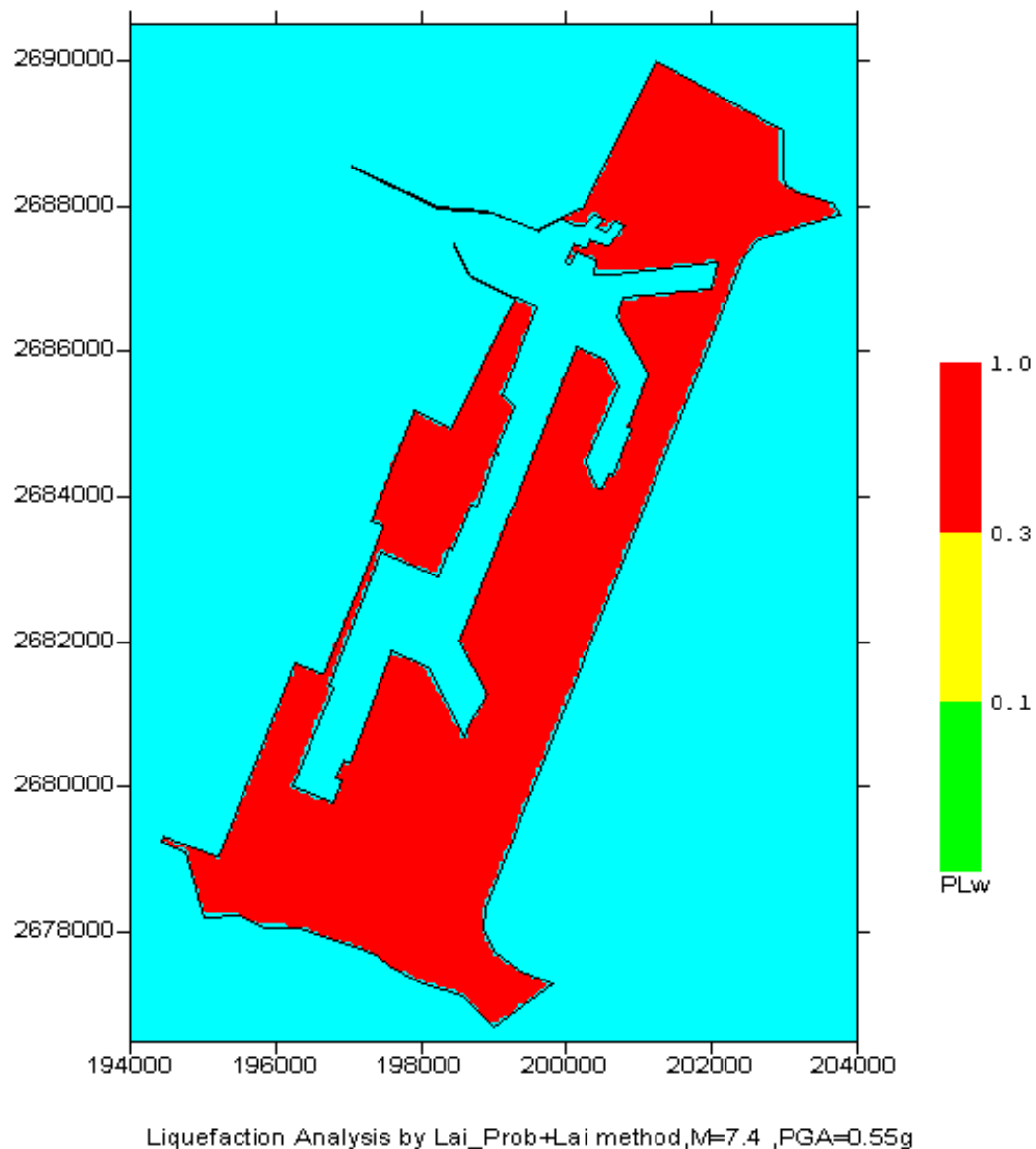


圖 5-13 台中港區地震引致土壤液化之機率危害度
 賴(2002)液化機率法+賴、謝(1986)深度加權法
 ($M_L=7.2$, M_w 約為 7.4, $A_{max}=0.55g$)
 (1995 年日本阪神大地震, 神戶港區震度)
 (相當於彰化斷層發生 $M_L=7.5$ 時台中港區震度)

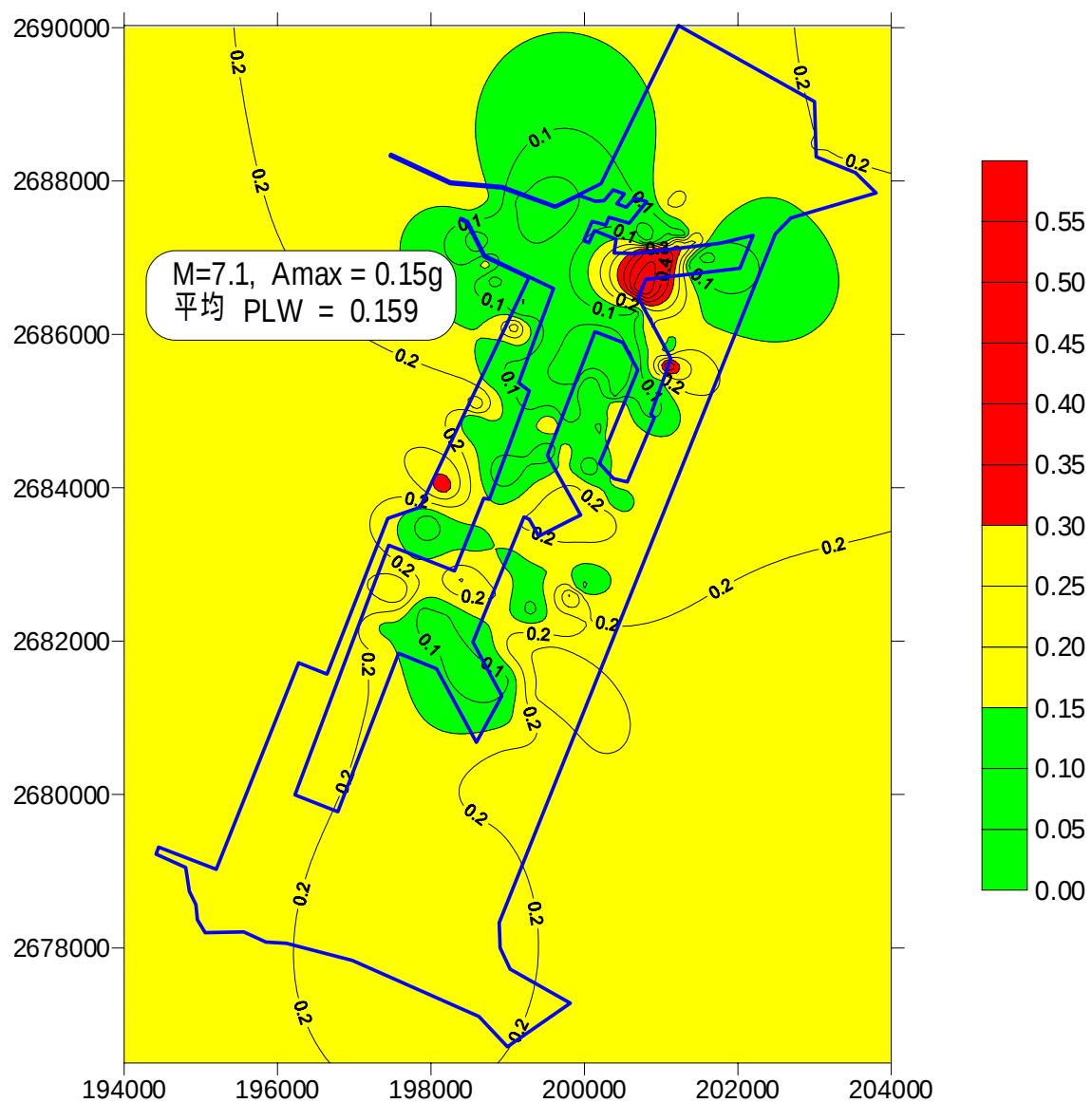


圖 5-14 台中港區地震引致土壤液化之機率危害度
Liao(1988)液化機率法+賴、謝(1986)深度加權法
($M_L=7.1, M_w$ 約為 7.3, $A_{max}=0.15g$)
(1935 年新竹、台中烈震之台中港區震度)

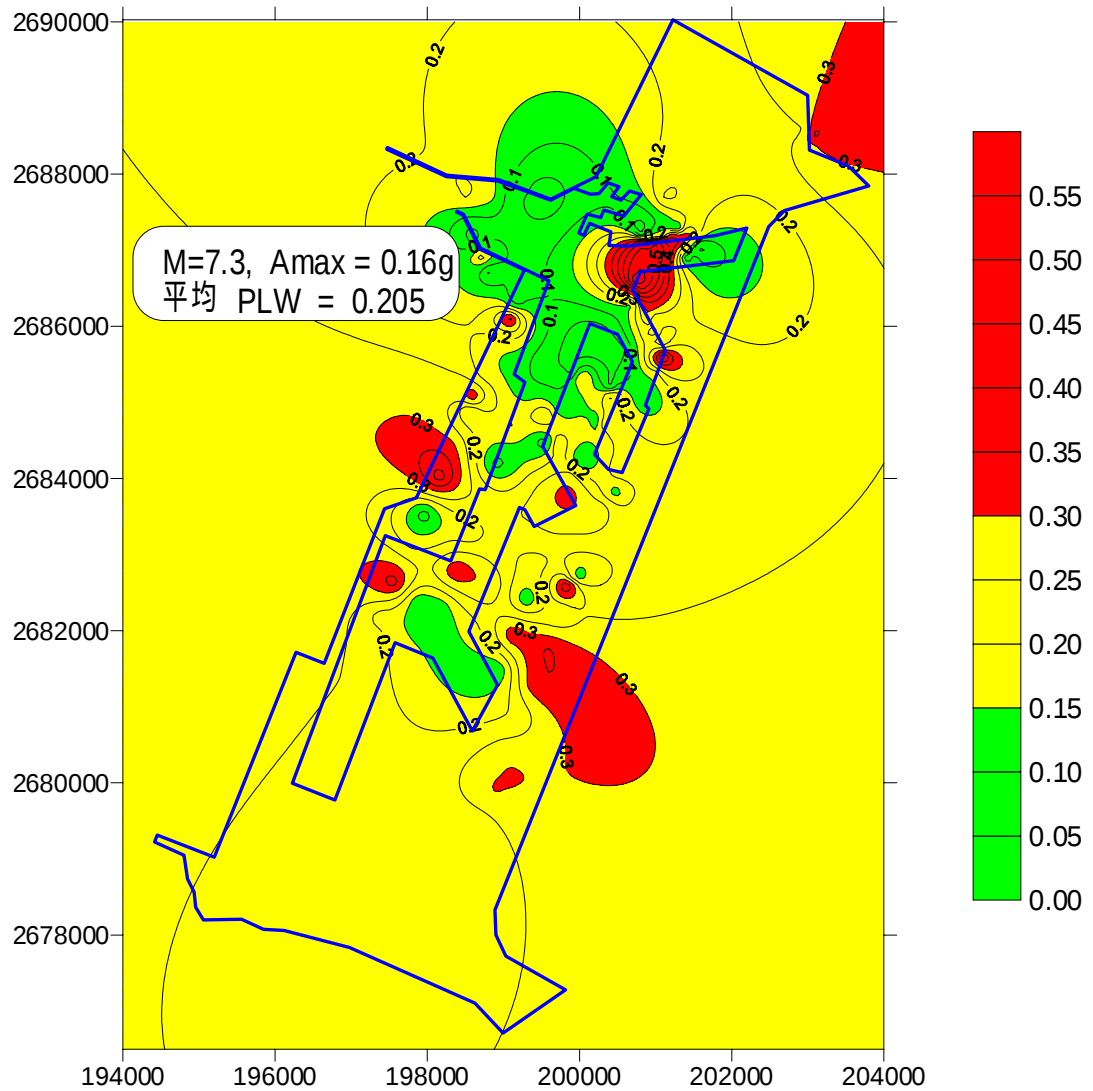


圖 5-15 台中港區地震引致土壤液化之機率危害度
Liao(1988)液化機率法+賴、謝(1986)深度加權法
($M_L=7.3, M_w=7.6, A_{max}=0.16g$)
(1999 年 921 集集大地震之台中港區震度)

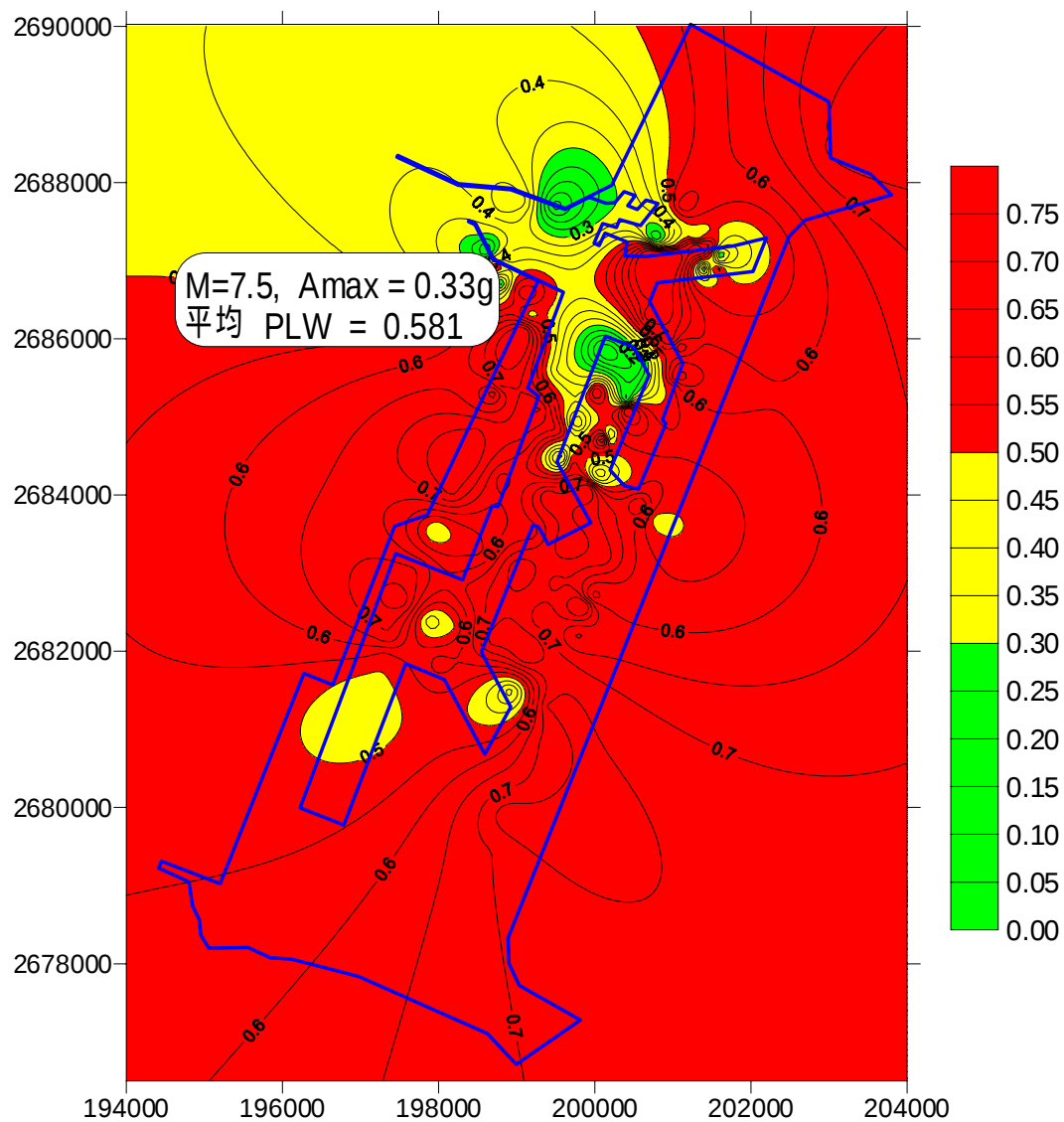


圖 5-16 台中港區地震引致土壤液化之機率危害度
Liao(1988)液化機率法+賴、謝(1986)深度加權法
($M_w=7.5, A_{max}=0.33g$; 新訂耐震設計規範甲區)
(相當於彰化斷層發生 $M_L=7.0$ 時台中港區震度)

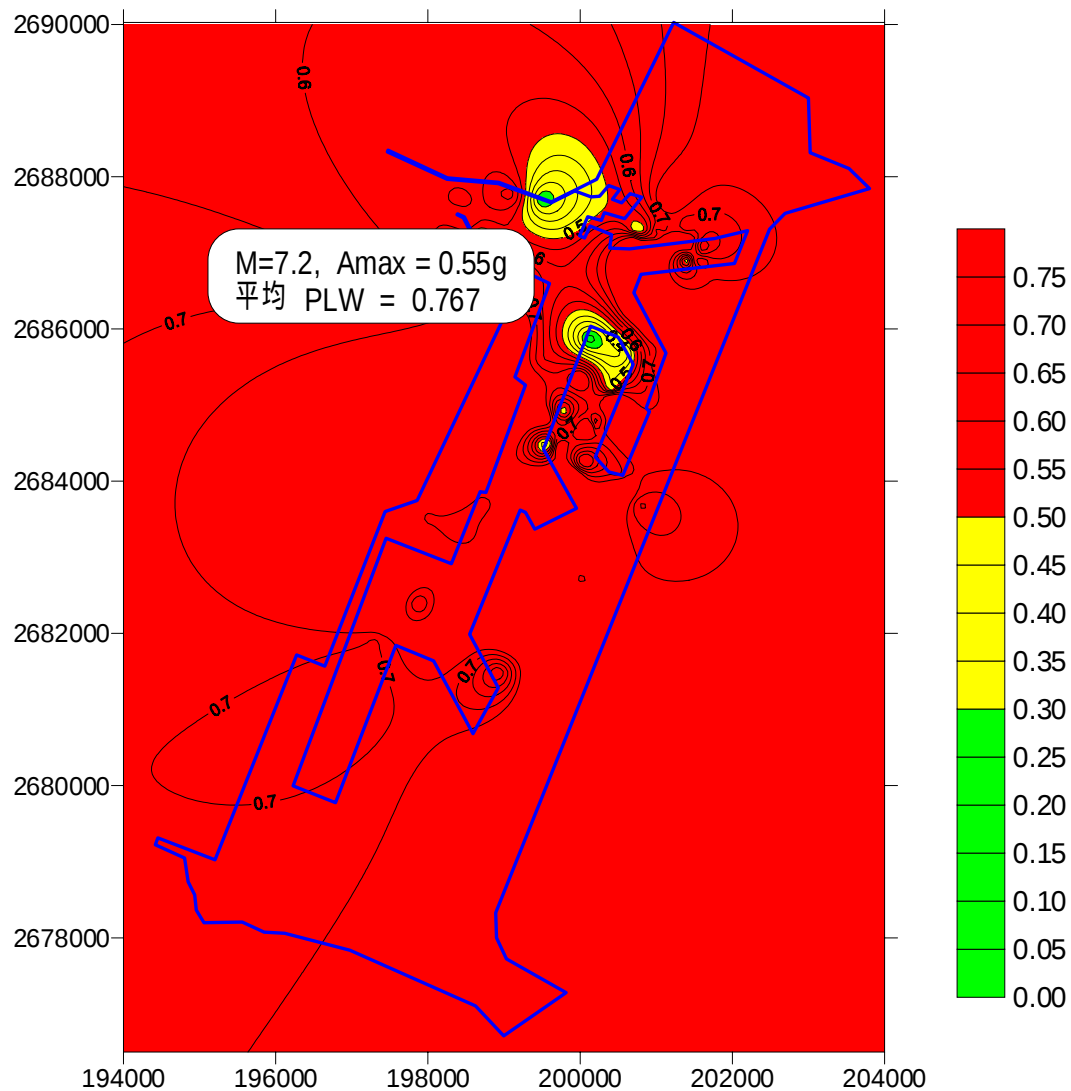


圖 5-17 台中港區地震引致土壤液化之機率危害度
Liao(1988)液化機率法+賴、謝(1986)深度加權法
($M_L=7.2$, M_w 約為 7.4, $A_{max}=0.55g$)
(1995 年日本阪神大地震, 神戶港區震度)
(相當於彰化斷層發生 $M_L=7.5$ 時台中港區震度)

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(τ_{av} / σ'_o)，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。

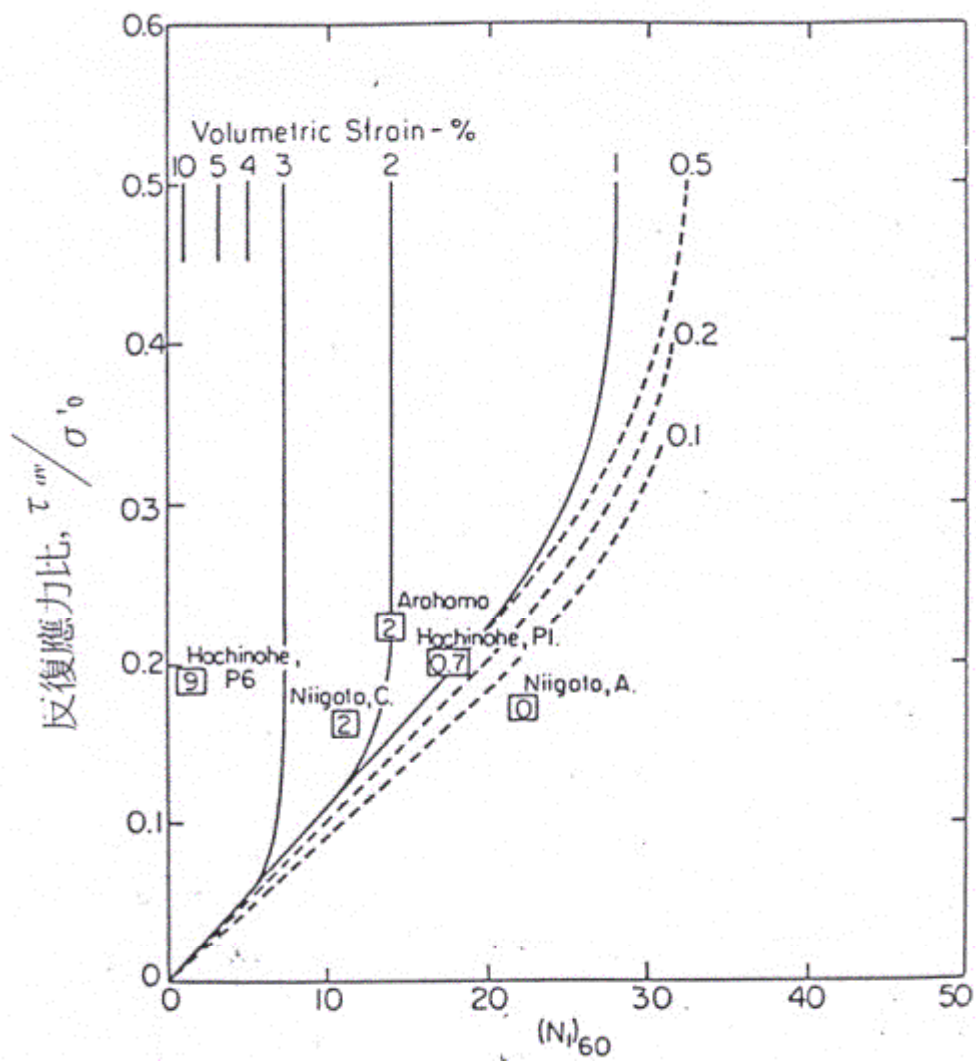


圖 6-1 體積應變與反復剪應力比及 N 值之相關經驗圖
(Tokimatsu & Seed, 1987)

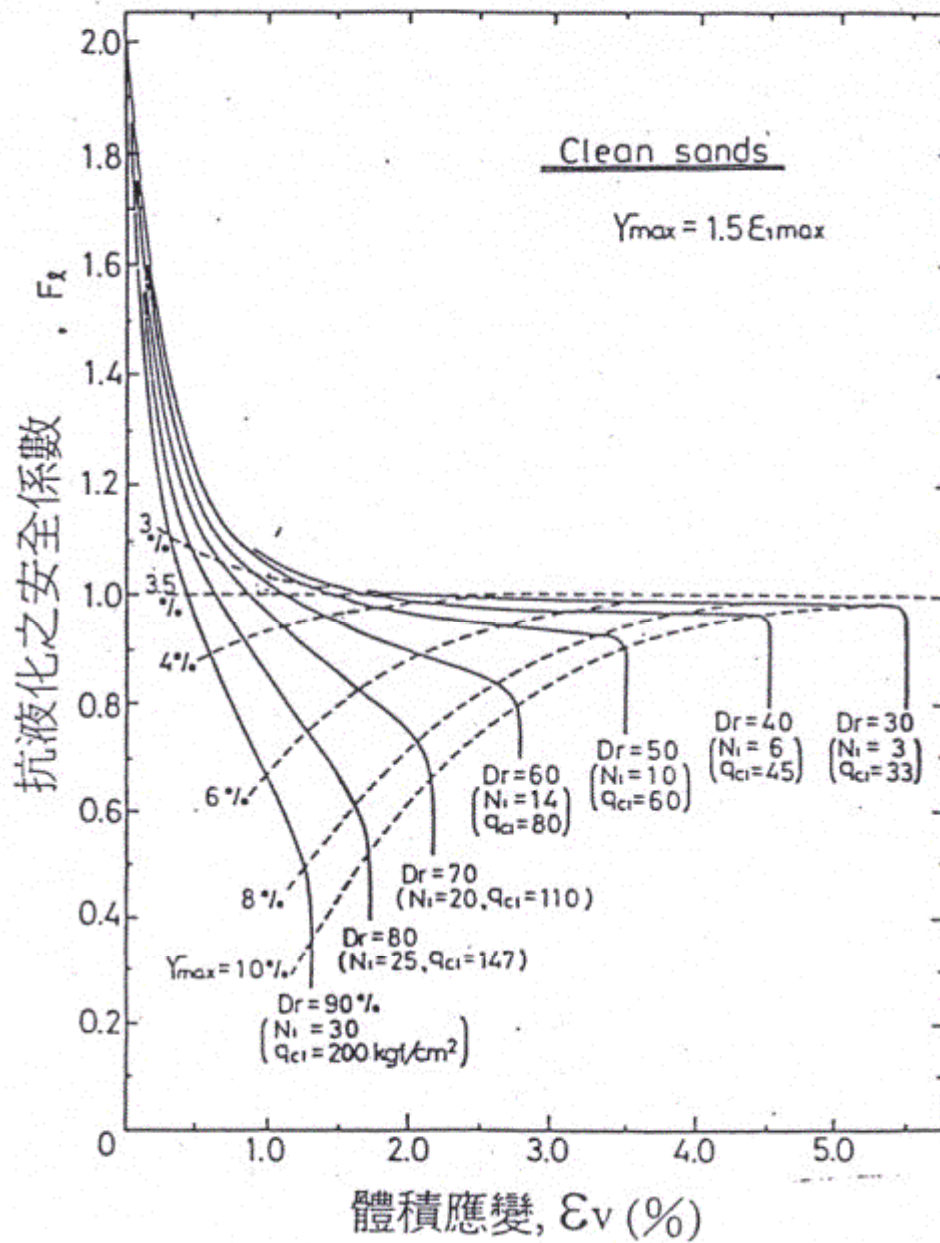


圖 6-2 N 值、 q_c 值、抗液化安全係數及體積應變之經驗關係
(Ishihara et al., 1991, 1996)

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 公分之沉陷者則十分普遍。

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 $C_{dyn} = 1/3 C_c$ ； 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 $SR = \tau_{av} / \sigma'_{\infty}$
- 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 ε_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。

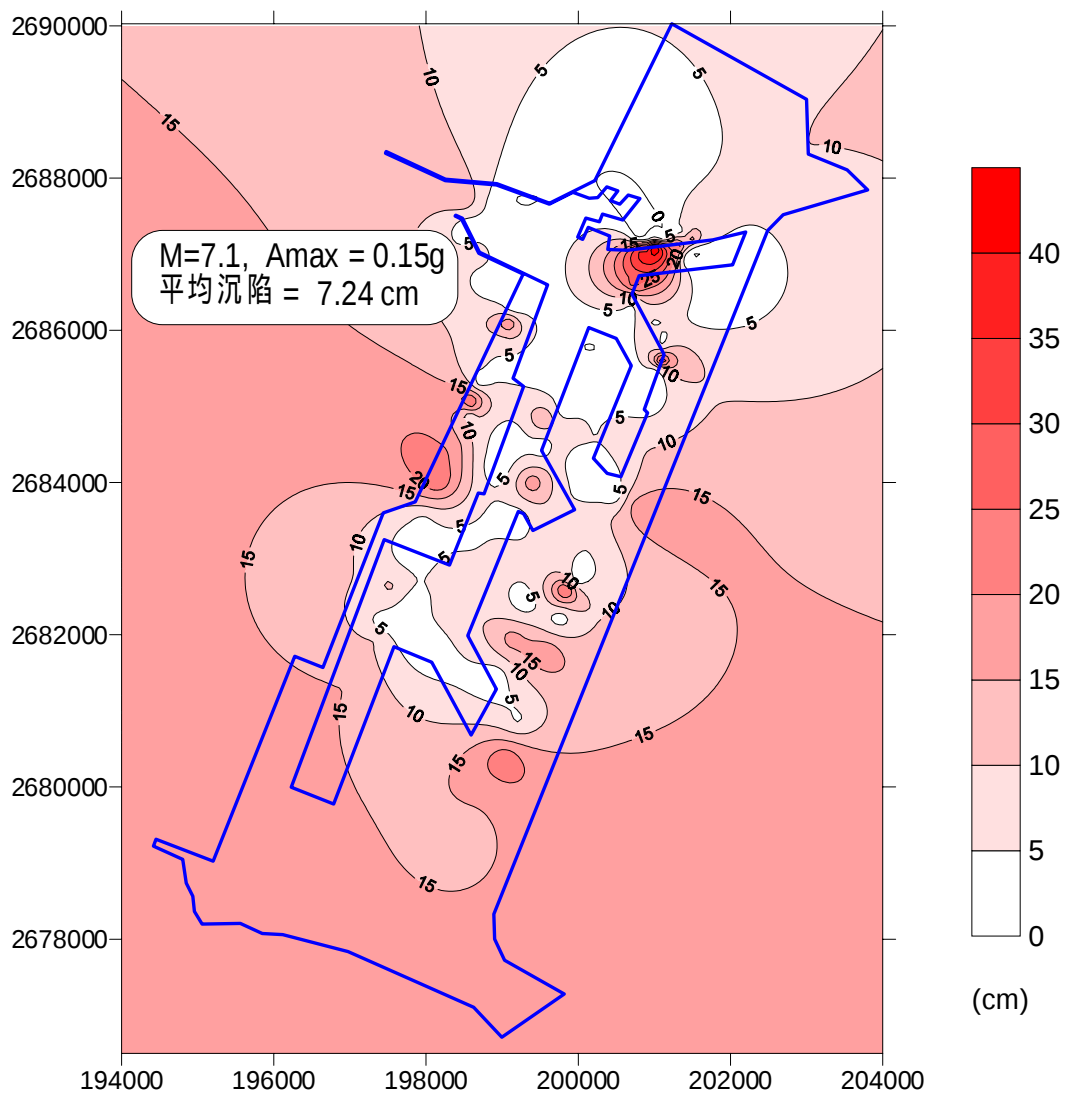


圖 6-3 台中港區地震引致沉陷之等值色階圖 ($M_L=7.1, A_{\max}=0.15g$)
(1935 年新竹、台中烈震之台中港區震度)

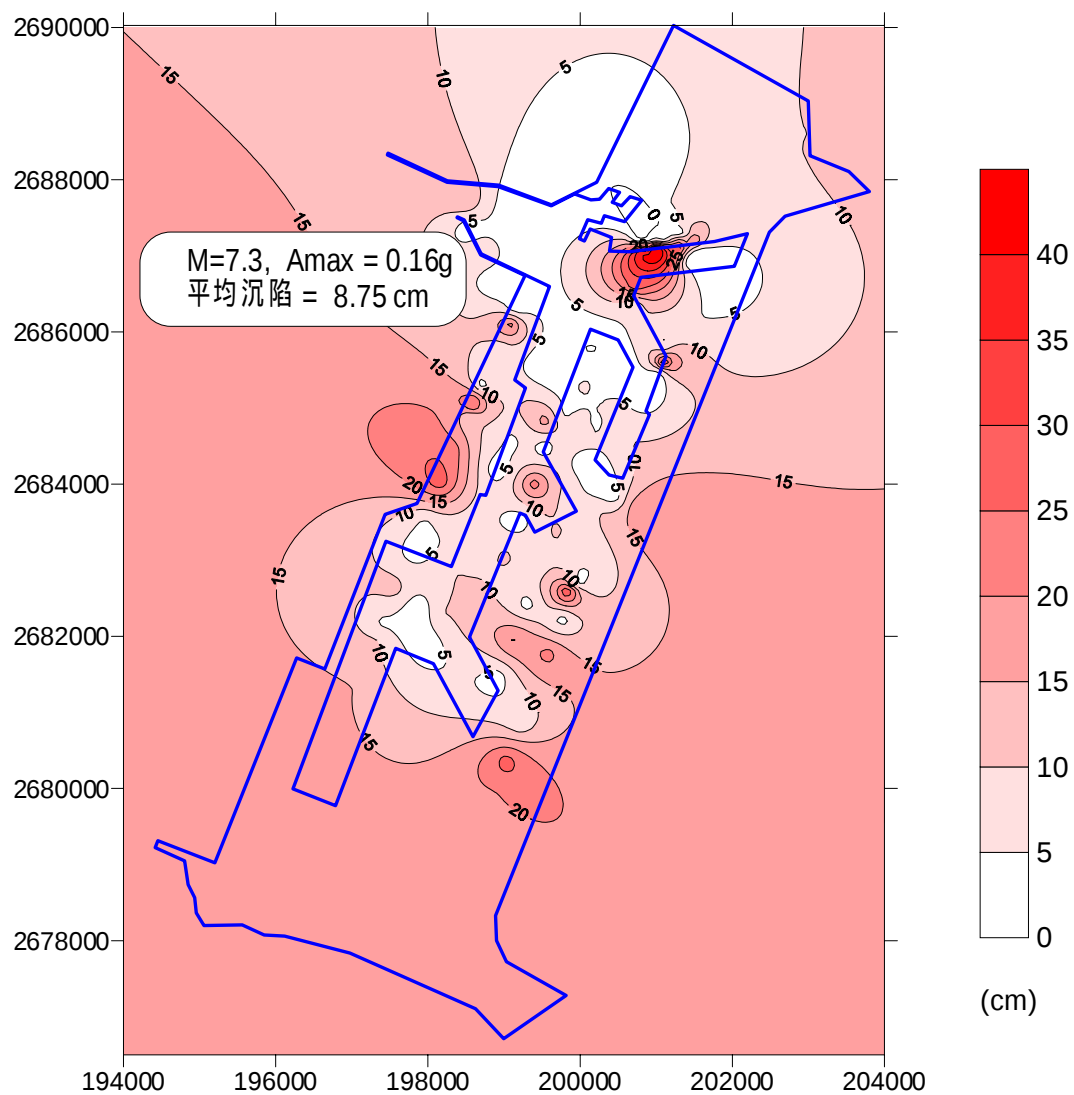


圖 6-4 台中港區地震引致沉陷之等值色階圖 ($M_L=7.3, A_{\max}=0.16g$)
(1999 年 921 集集大地震之台中港區震度)

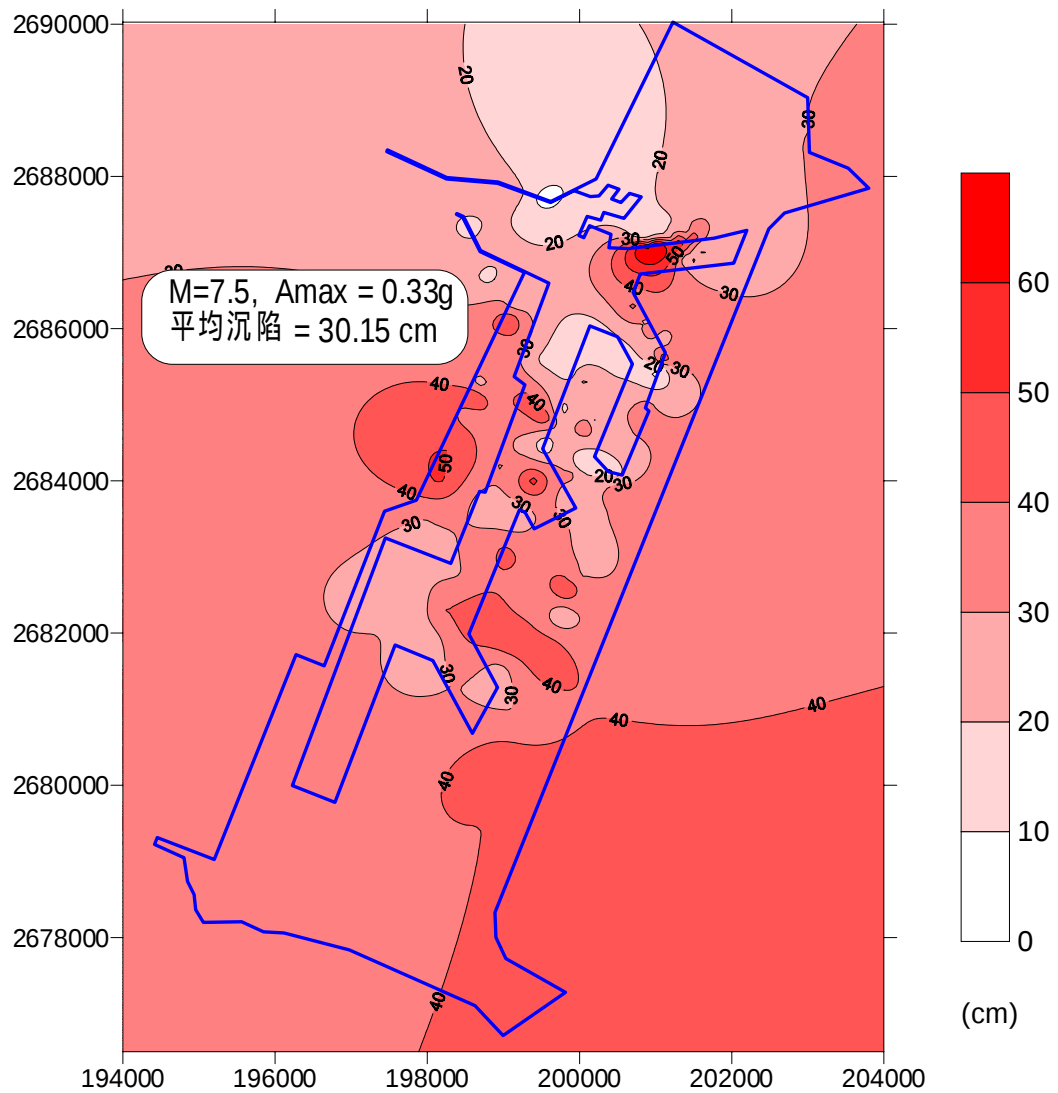


圖 6-5 台中港區地震引致沉陷之等值色階圖 ($M_L=7.5, A_{\max}=0.33g$)
(新耐震設計規範之台中港區震度)

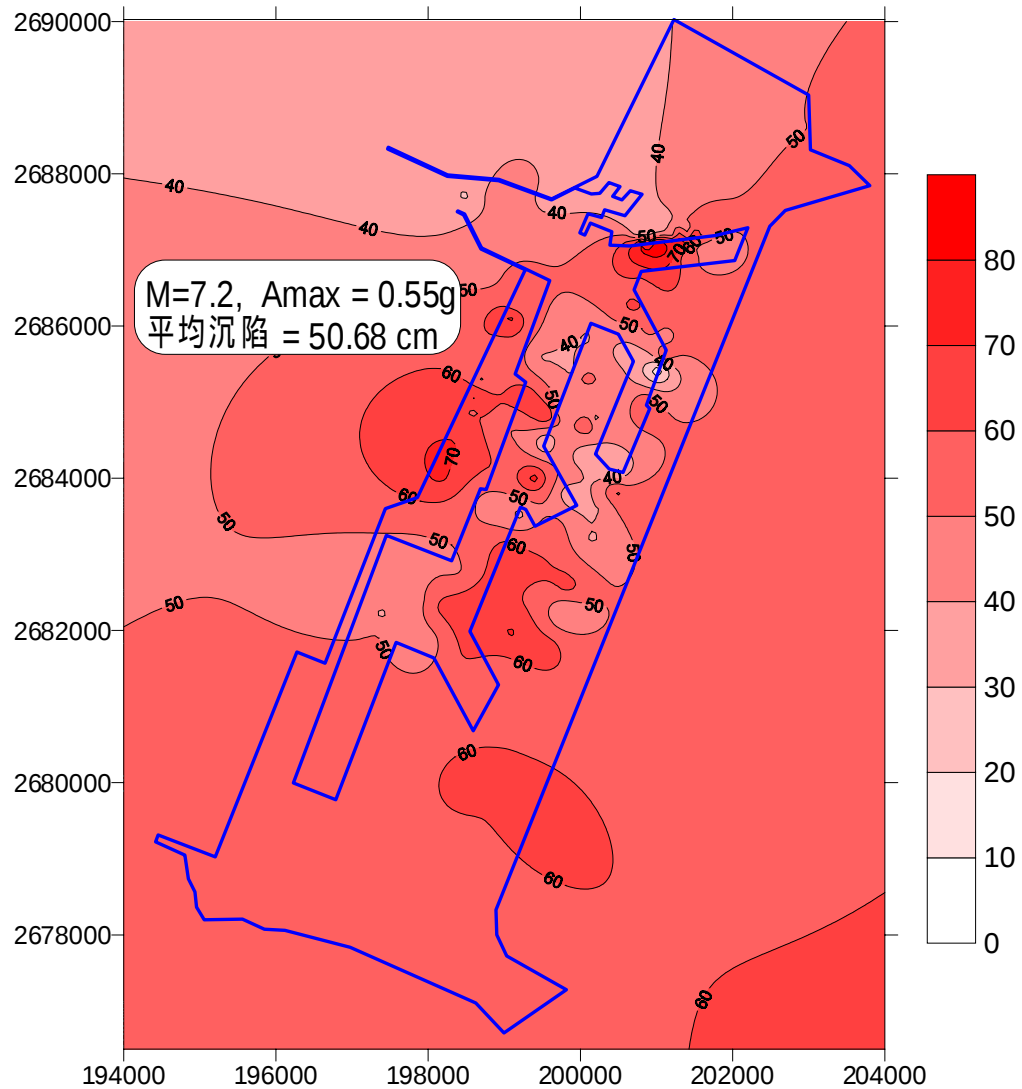


圖 6-6 台中港區地震引致沉陷之等值色階圖 ($M_L=7.2, A_{\max}=0.55g$)
(1995 年日本阪神烈震之神戶港區震度)

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。

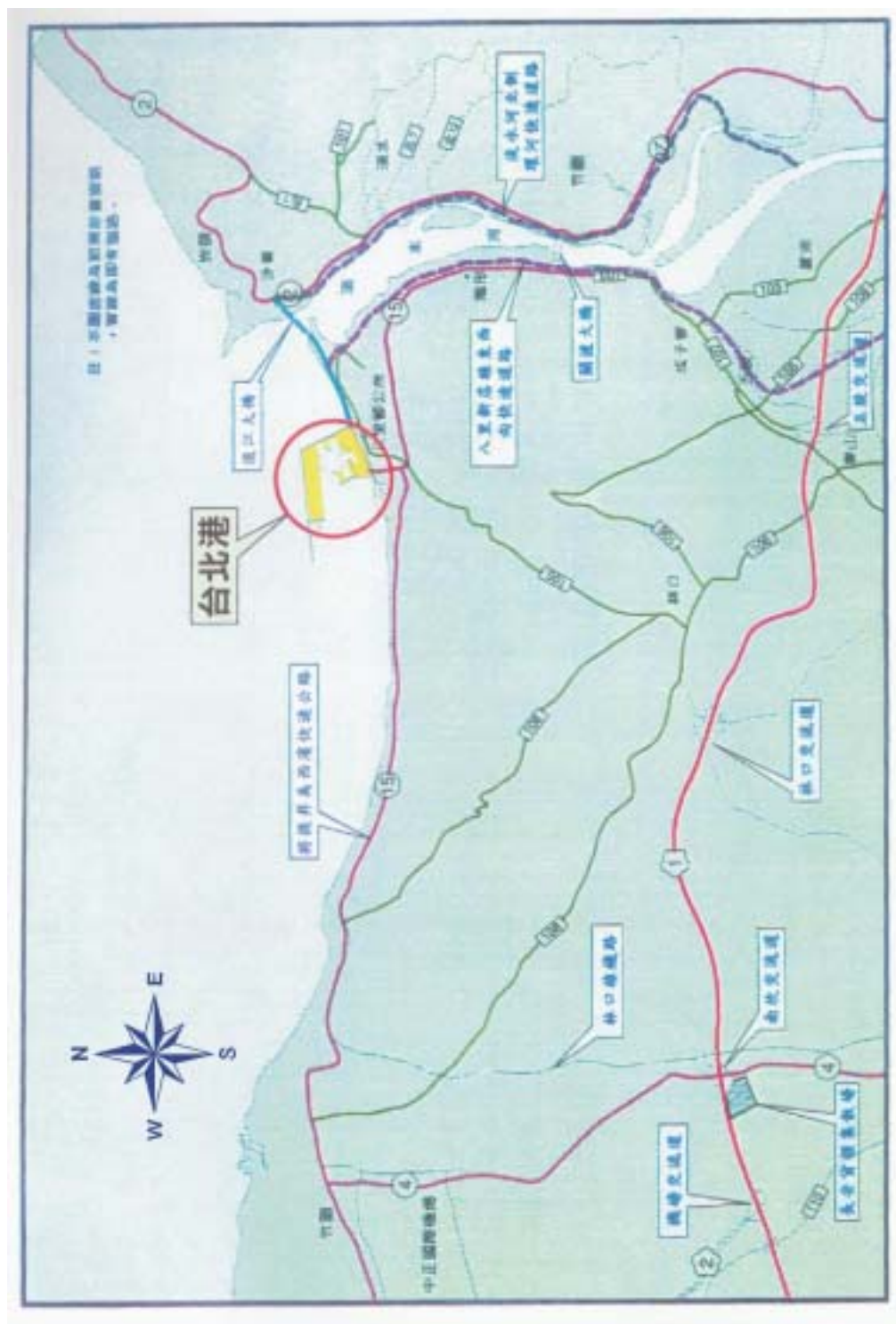


圖 7-1 台北港地理位置圖

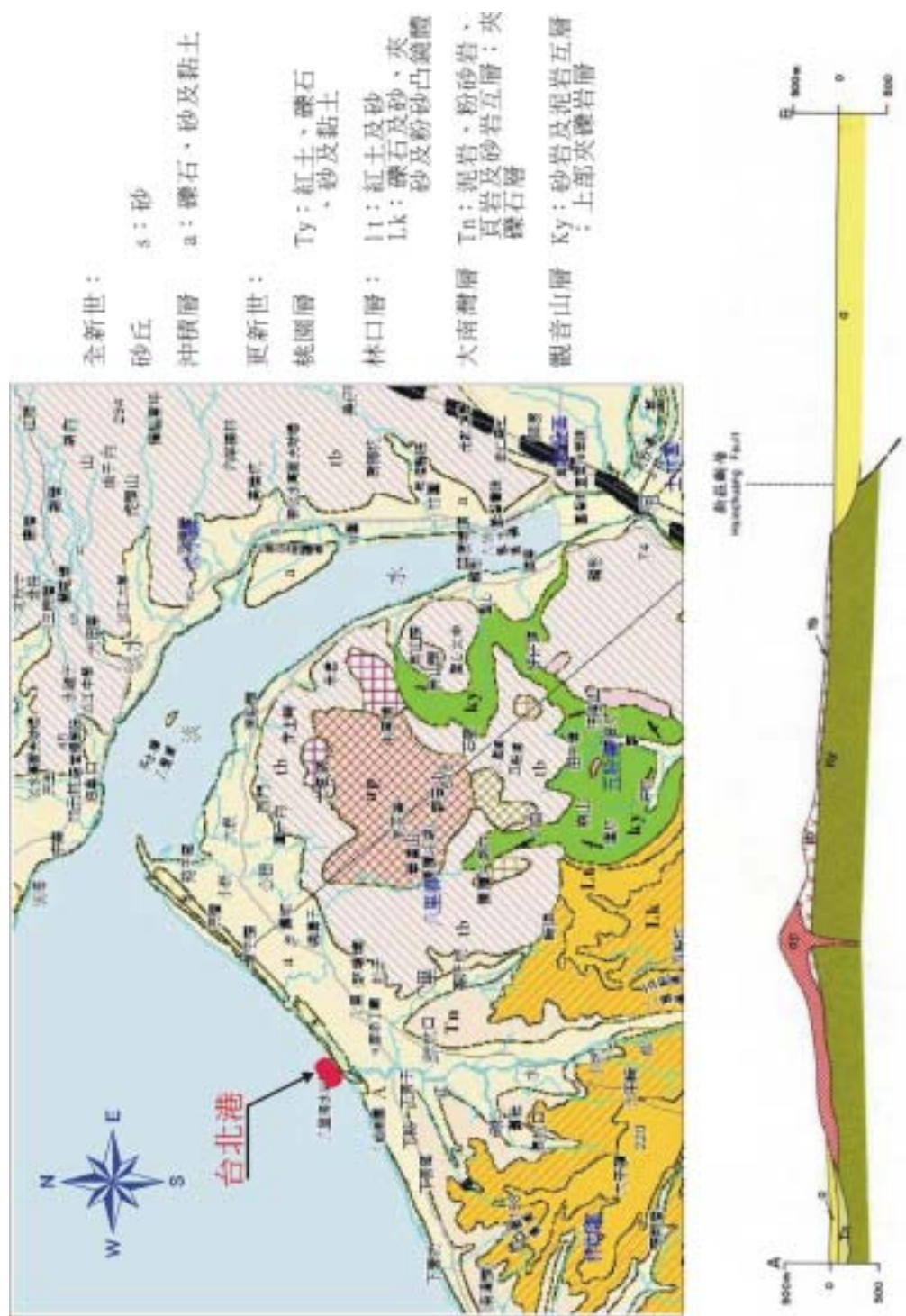


圖 7-2 台北港區附近地質圖(重繪自地質調所林口數值地質圖)

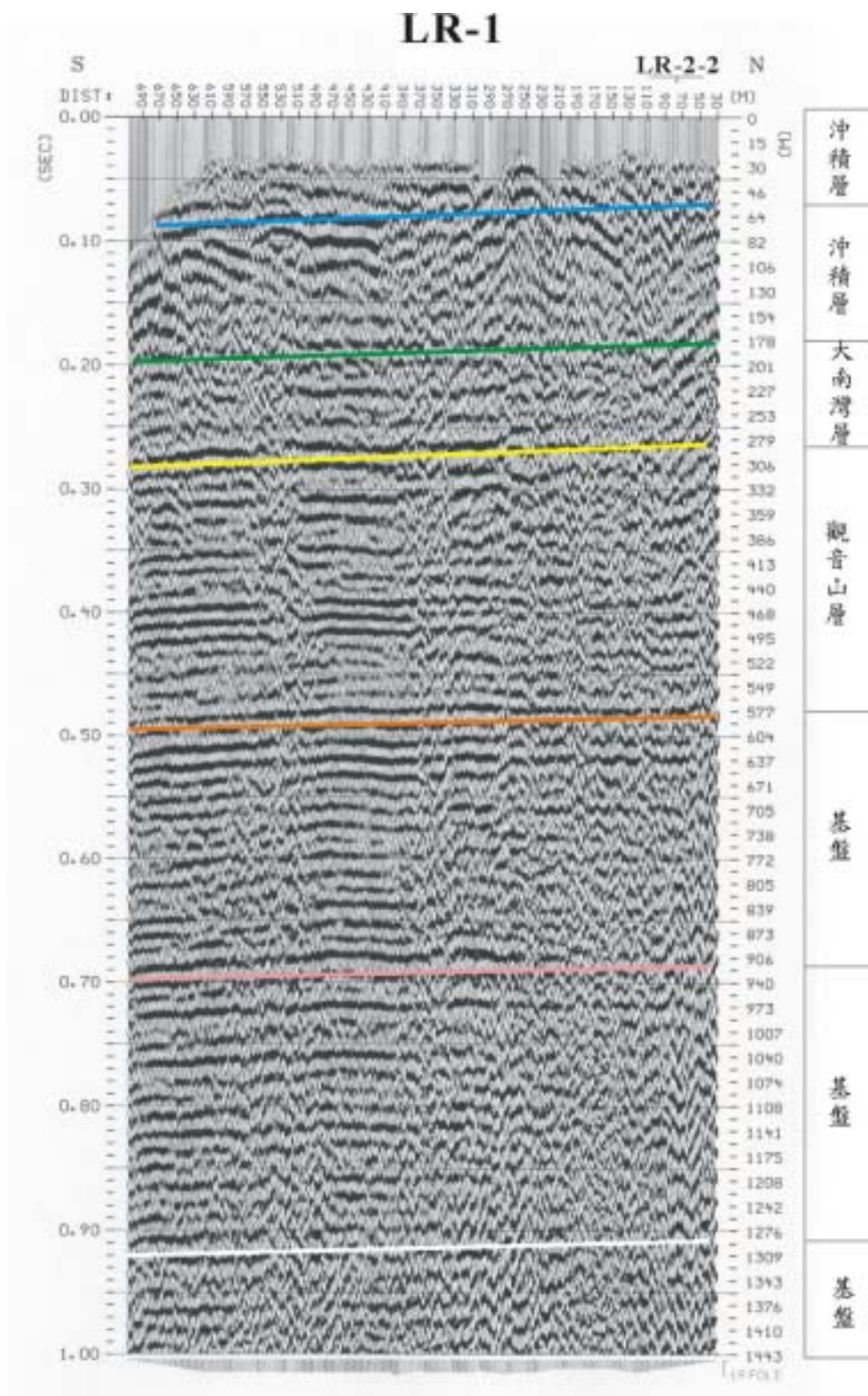


圖 7-3 台北港區反射震測地層構造解釋剖面圖

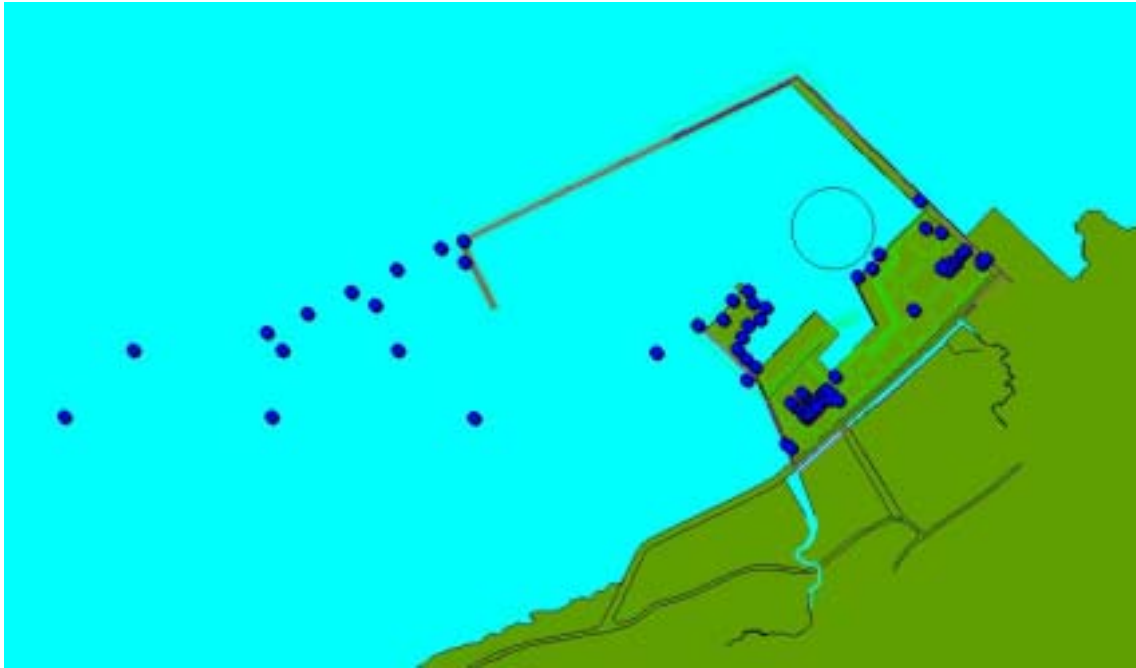


圖 7-4 台北港區 74 孔鑽探資料位置圖

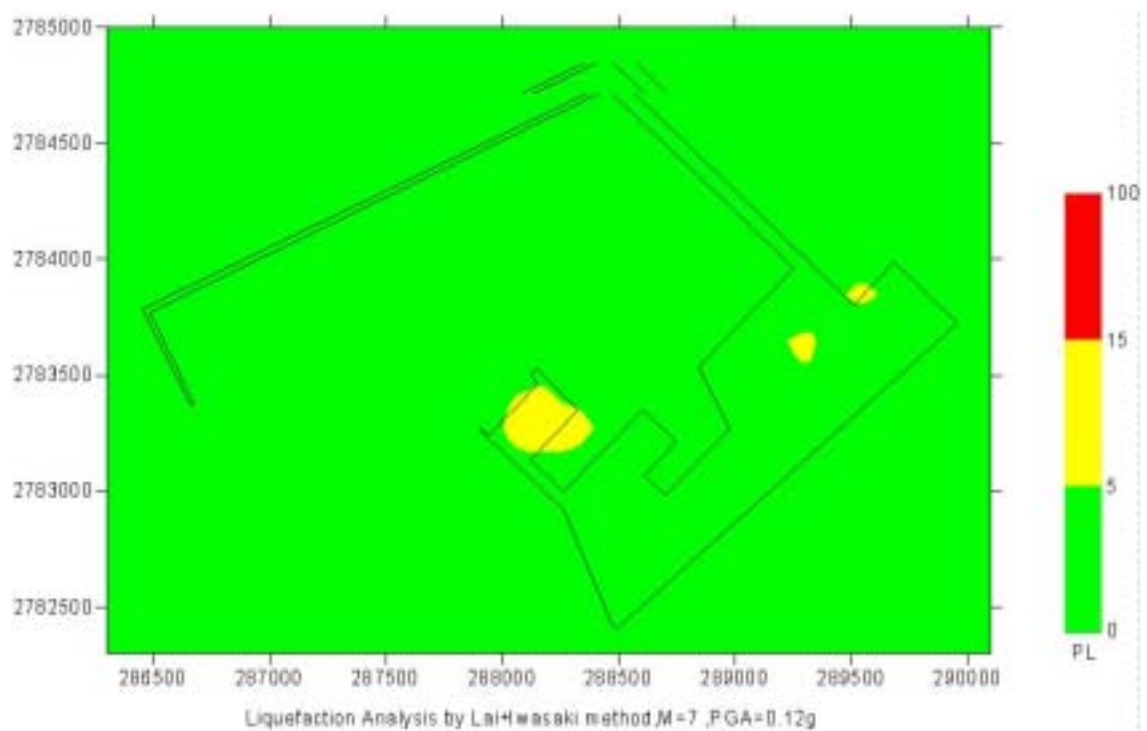


圖 7-5 台北港區地震引致土壤液化之危害度 ($M_w=7.0$, $A_{max}=0.12g$)
賴(2002)安全係數法+Iwasaki(1982)深度加權法

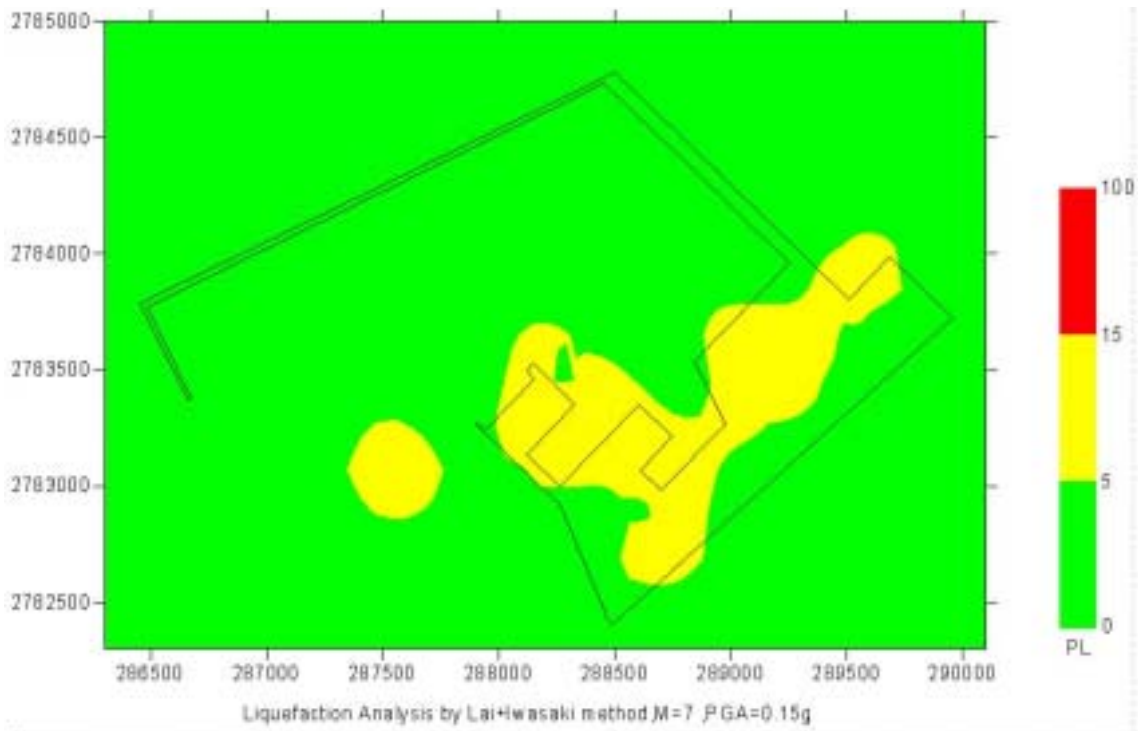


圖 7-6 台北港區地震引致土壤液化之危害度 ($M_w=7.0, A_{max}=0.15g$)
賴(2002)安全係數法+Iwasaki(1982)深度加權法

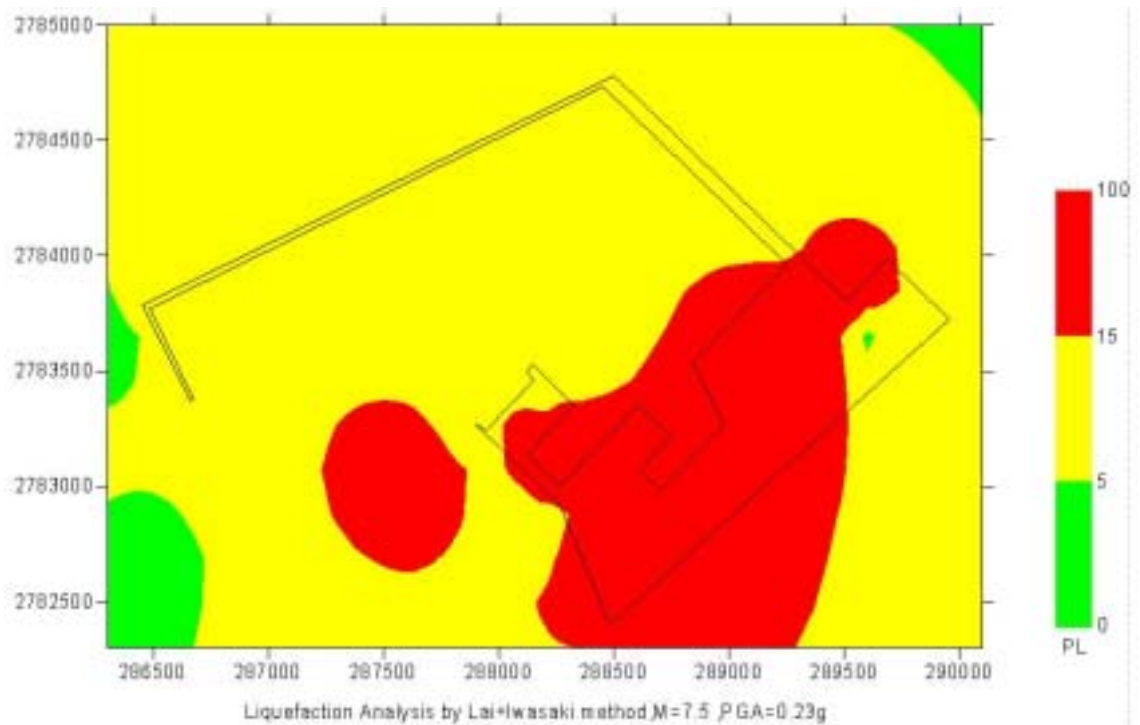


圖 7-7 台北港區地震引致土壤液化之危害度 ($M_w=7.5, A_{max}=0.23g$)
賴(2002)安全係數法+Iwasaki(1982)深度加權法

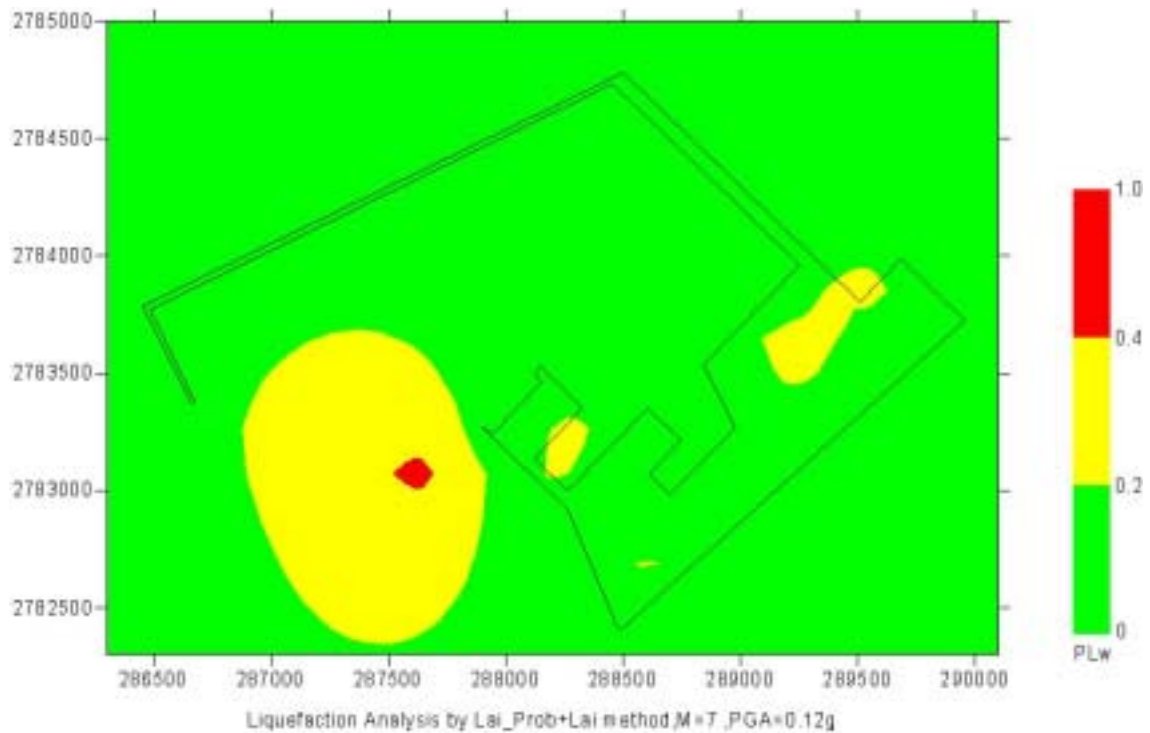


圖 7-8 台北港區地震引致土壤液化之危害度 ($M_w=7.0, A_{max}=0.12g$)
賴(2002)液化機率法+賴、謝(1996)深度加權法

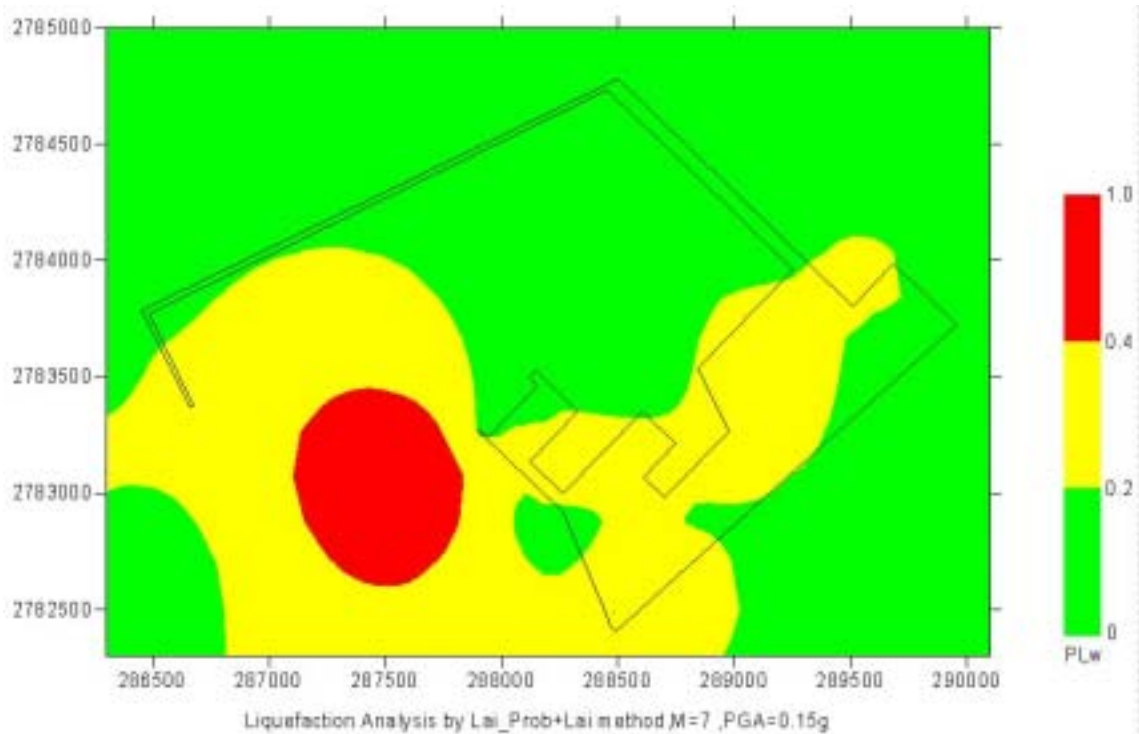


圖 7-9 台北港區地震引致土壤液化之危害度 ($M_w=7.0, A_{max}=0.15g$)
賴(2002)液化機率法+賴、謝(1996)深度加權法

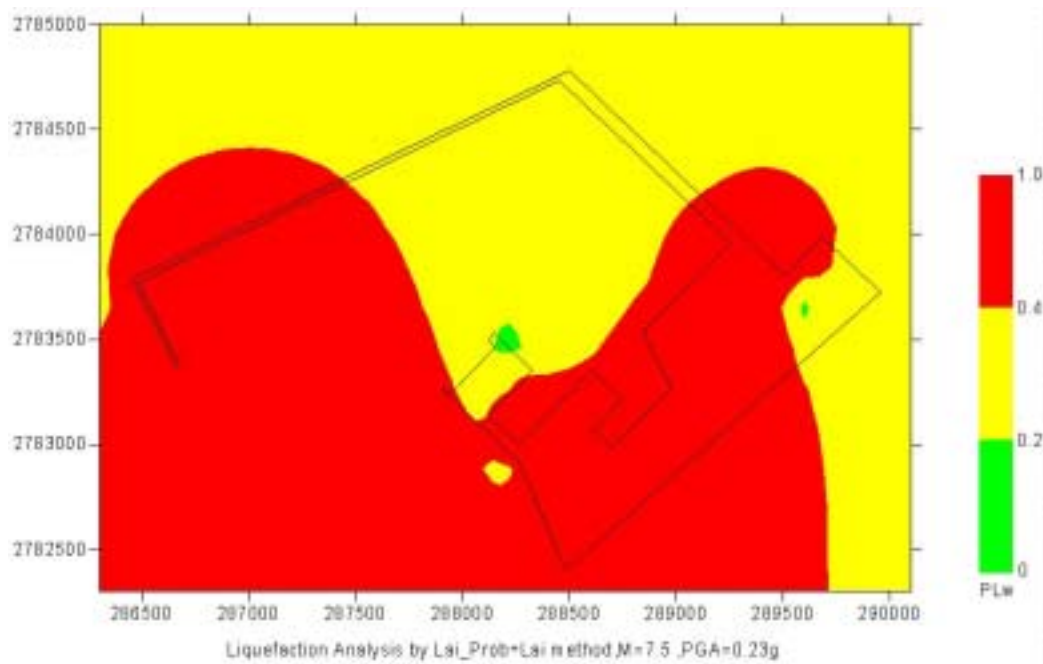


圖 7-10 台北港區地震引致土壤液化之危害度 ($M_w=7.5, A_{max}=0.23g$)
 賴(2002)液化機率法+賴、謝(1996)深度加權法

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 $P_{W(陸側)}$ 及 $P_{W(港側)}$ ，陸側地下水位震盪變化及港側潮位震盪變化之動水壓力 $P_{WE(陸側)}$ 及 $P_{WE(港側)}$ ，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。

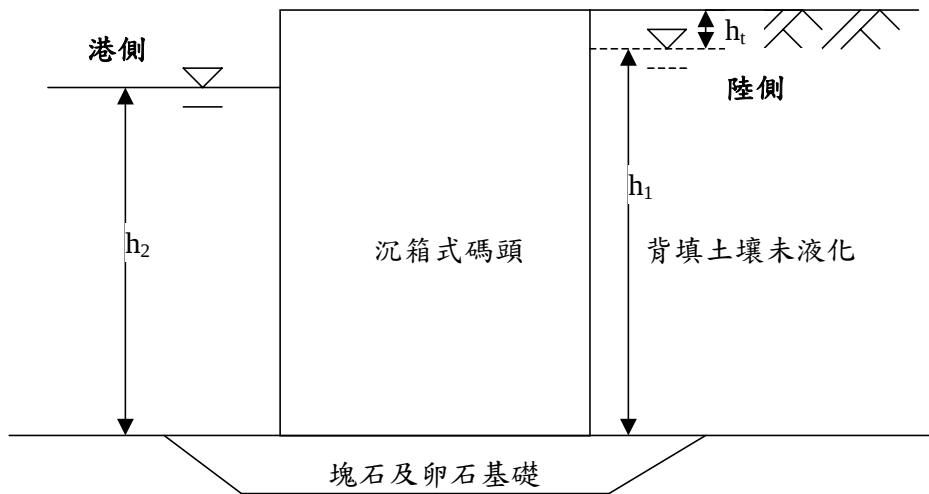


圖 8-1a 背填土壤未液化之沉箱式碼頭示意圖

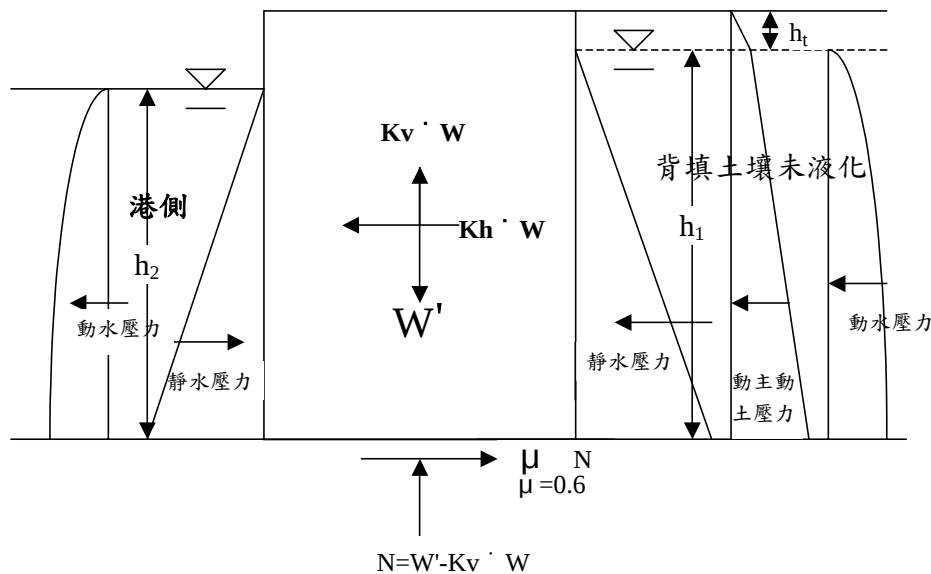


圖 8-1b 背填土壤未液化之沉箱式碼頭受力示意圖

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 $a_{h\max}$ 之關係，依據 Noda & Uwave (1975) 之研究，如圖 8-2 所示，(1)當 $a_{h\max} \leq 0.2g$ 時， $K_h = a_{h\max}/g$ (2) 當 $a_{h\max} > 0.2g$ 時， $K_h = (1/3) \cdot (a_{h\max}/g)^{1/3}$ 。

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

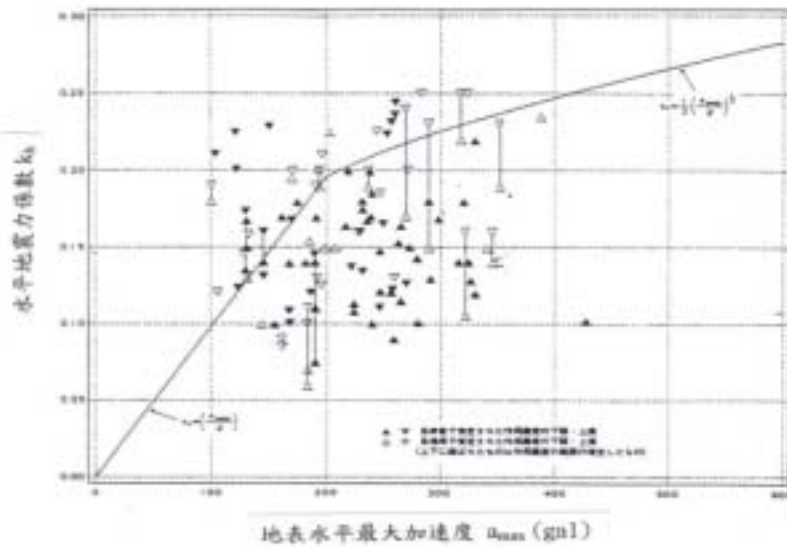


圖 8-2 水平地震力係數 K_h 與地表水平最大加速度 a_{hmax} 之關係
(Noda & Uwave, 1975)

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/m^3 ， 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 Westergaard (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 $(\gamma_{sat} - \gamma_w)$ ，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。

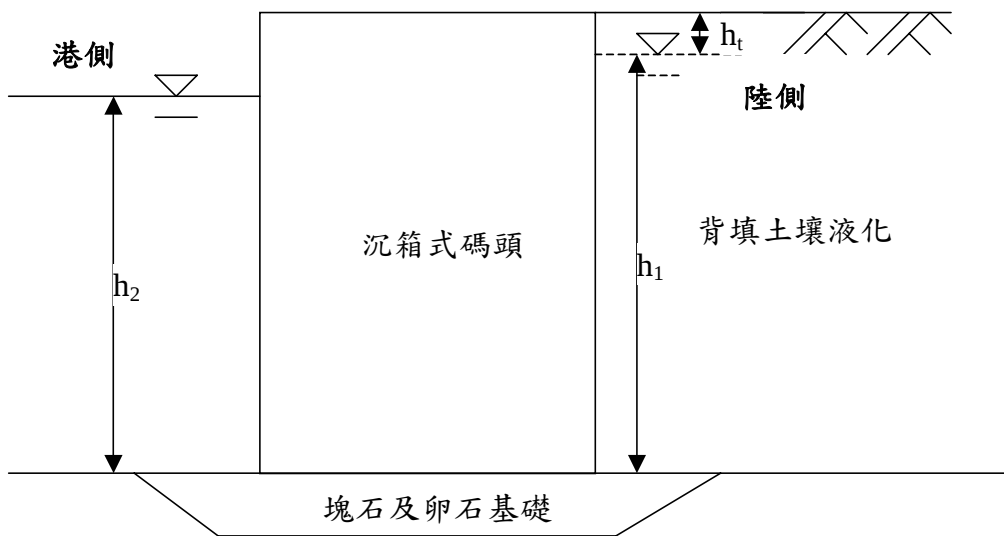


圖 8-3a 背填土壤液化之沉箱式碼頭示意圖

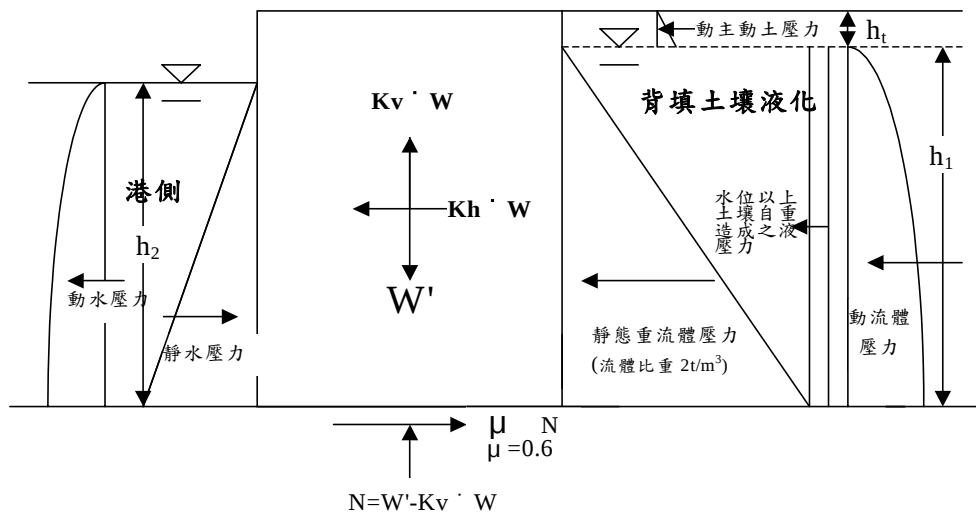


圖 8-3b 以重流體觀念解釋背填土壤液化之沉箱式碼頭受力示意圖

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。

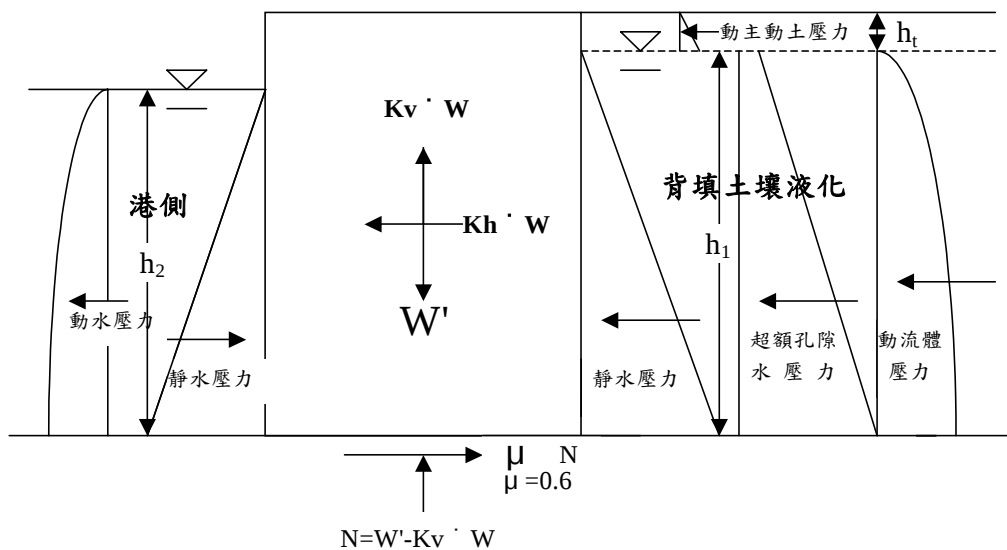


圖 8-3c 以超額孔隙水壓解釋背填土壤液化之沉箱式碼頭受力示意圖

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，Fs，如下所示：

$$F_s = \frac{\text{抗滑動之摩擦力}}{\text{沉箱之慣性力} + \text{殘留水位以上之動態土壓力} + \text{殘留水壓力} + \text{港側動水壓力} + \text{液化側壓力}}$$

$$= \frac{\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE1} + (P_w(\text{陸側}) - P_w(\text{港側})) + P_{WE}(\text{港側}) + (P_{LE1} + P_{LE2})}$$

..... (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， $P_{LE2} = \frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_{sat} \cdot h_1^2 \quad \circ$

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。

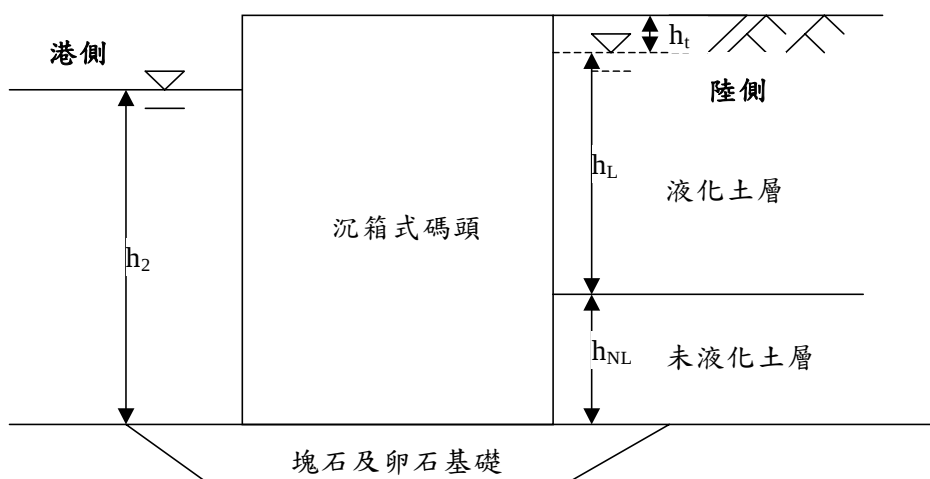


圖 8-4a 背填土壤部份深度液化之沉箱式碼頭示意圖

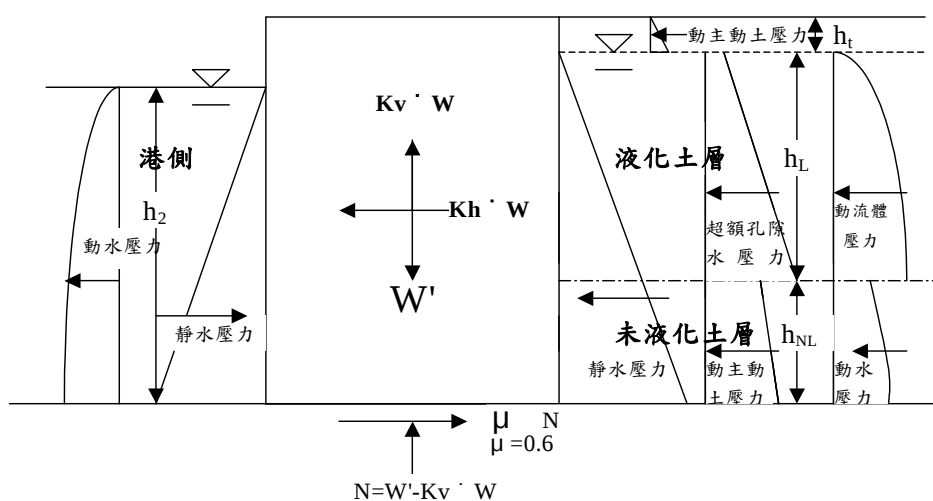


圖 8-4b 背填土壤部份深度液化之沉箱式碼頭受力示意圖

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，

$$P_{LE1} = \gamma_t \cdot h_t \cdot h_L + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_L^2。$$

P_{LE2} ：為圖 8-4 液化土層厚度 h_L 之動流體壓力，

$$P_{LE2} = \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_{sat} \cdot h_L^2。$$

$PAE1$ ：為圖 8-4 殘留水位以上之動態主動土壓力， $PAE1 = K_{AE1} \cdot \frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_t^2。$

P_{AENL} ：為圖 8-4 非液化土層厚度 h_{NL} 之動態主動土壓力，

$$PAENL = K_{AENL} \cdot (\gamma_t \cdot h_t + \gamma' \cdot h_L + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_{NL}) \cdot h_{NL}，K_{AENL} \text{ 為殘留水位以下非液化土層之動態主動土壓係數。}$$

P_{WENL} ：為圖 8-4 非液化土層厚度 h_{NL} 之動水壓力，

$$P_{WENL} = 0.7 \cdot \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_w [(h_L + h_{NL})^2 - h_L^2]。$$

$P_{WE}(\text{港側})$ ：港側之動水壓力， $P_{WE}(\text{港側}) = \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_w \cdot h_2^2。$

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 號碼頭後緣因有水泥圓倉，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。

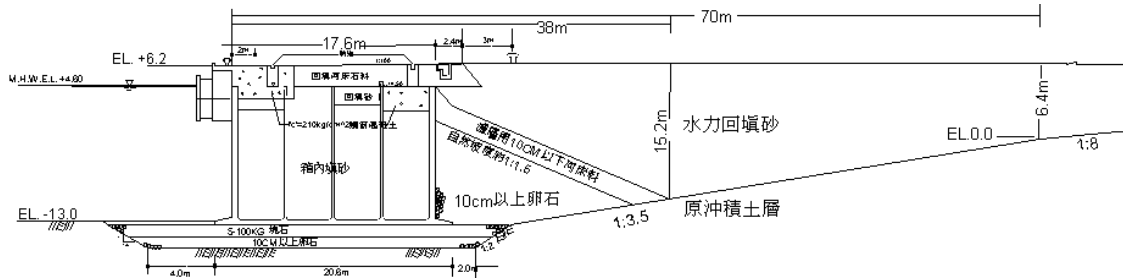


圖 8-5 台中港 1~3 號碼頭斷面圖

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 $\phi=35^\circ$ 、 $\mu=0.6$ 、 $h_t=2.8m$ 、 $h_l=16.4m$ 、

$h_2=14.9\text{m}$ 、 $h_L=11.2\text{m}$ 、 $h_{NL}=5.2\text{m}$ ，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 K_h	0.163
地震力係數 K_v	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。

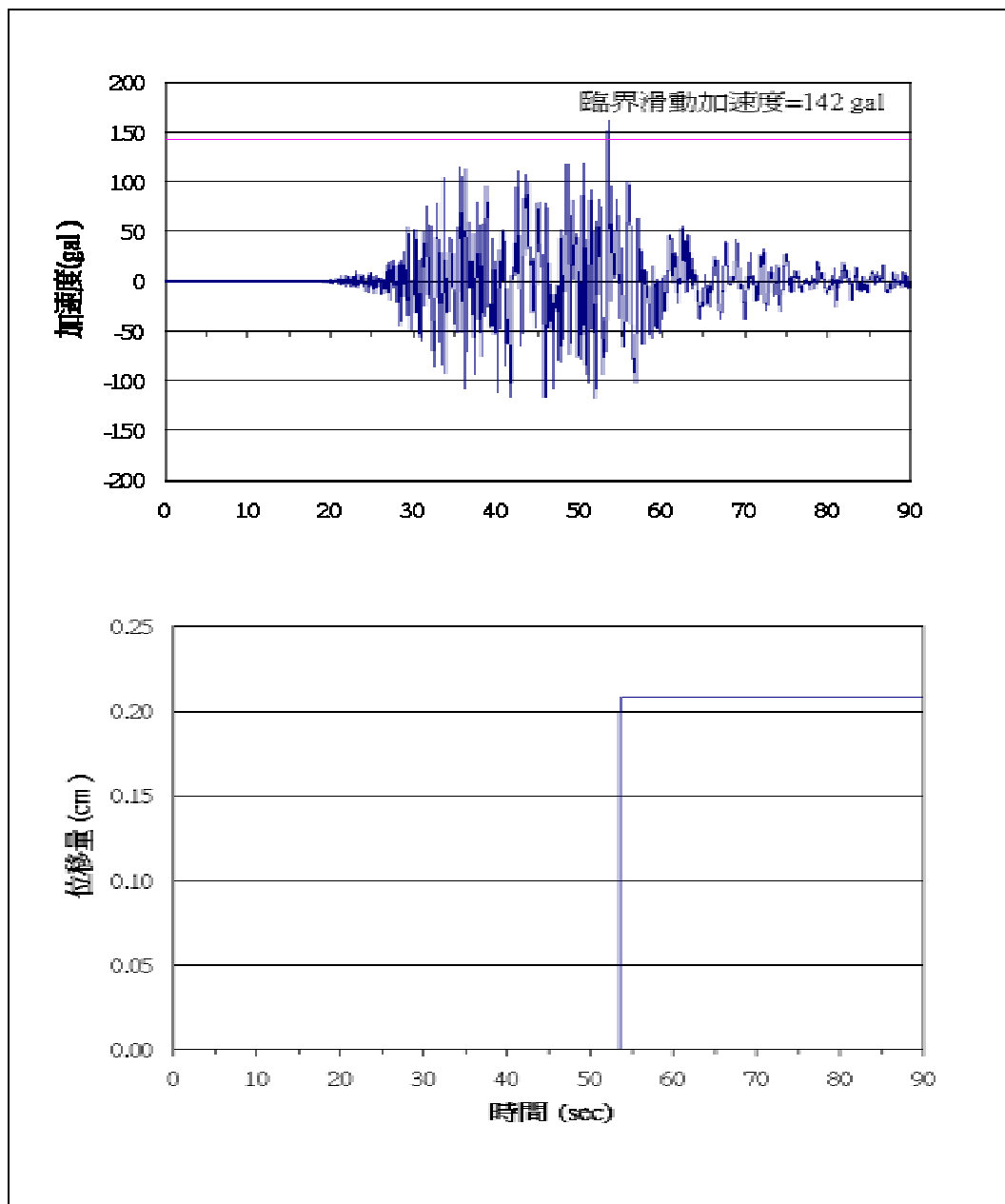


圖 8-6 台中港 1~3 號碼頭背填土未液化之碼頭外移量分析結果

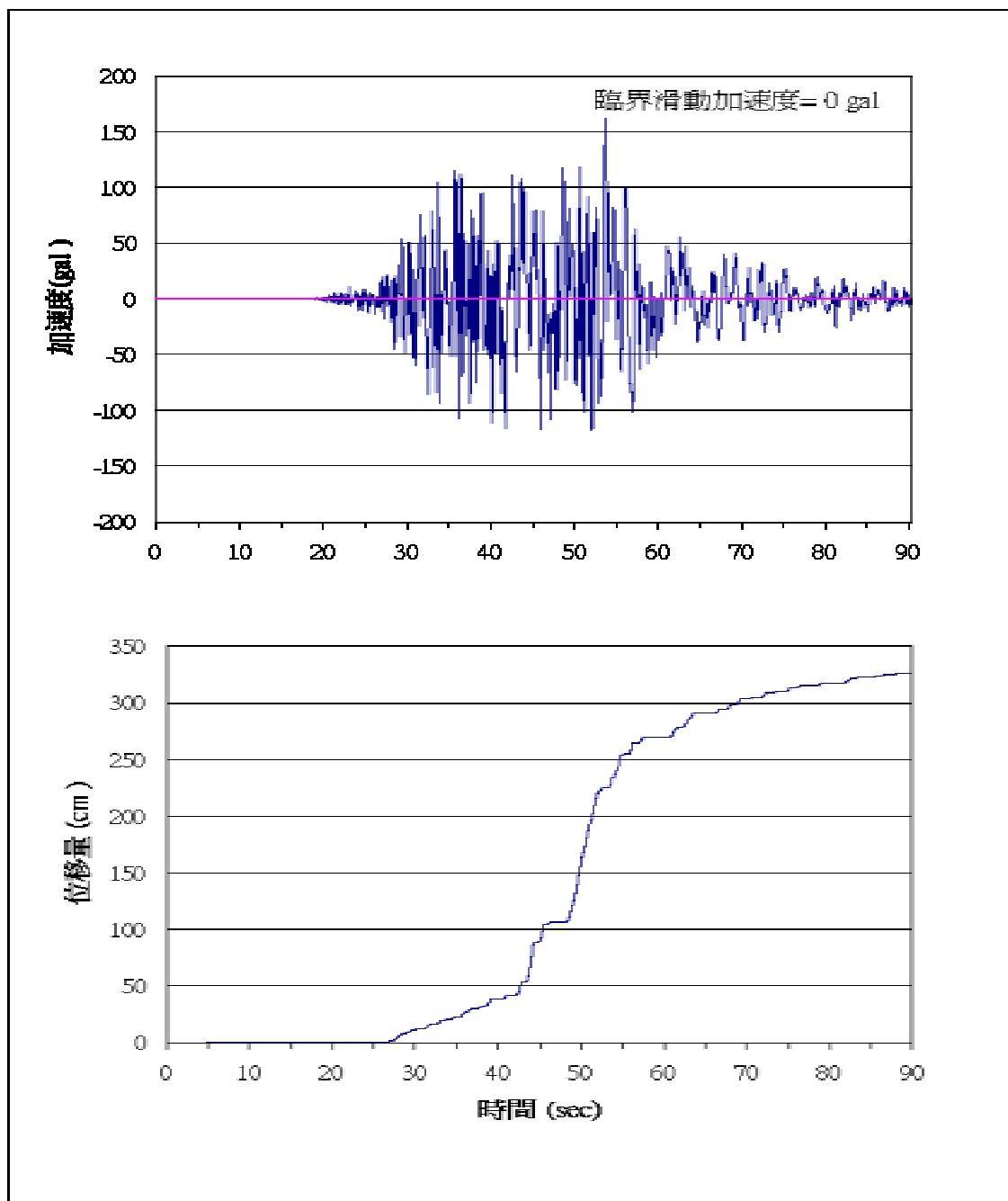


圖 8-7 台中港 1~3 號碼頭背填土液化之碼頭外移量分析結果

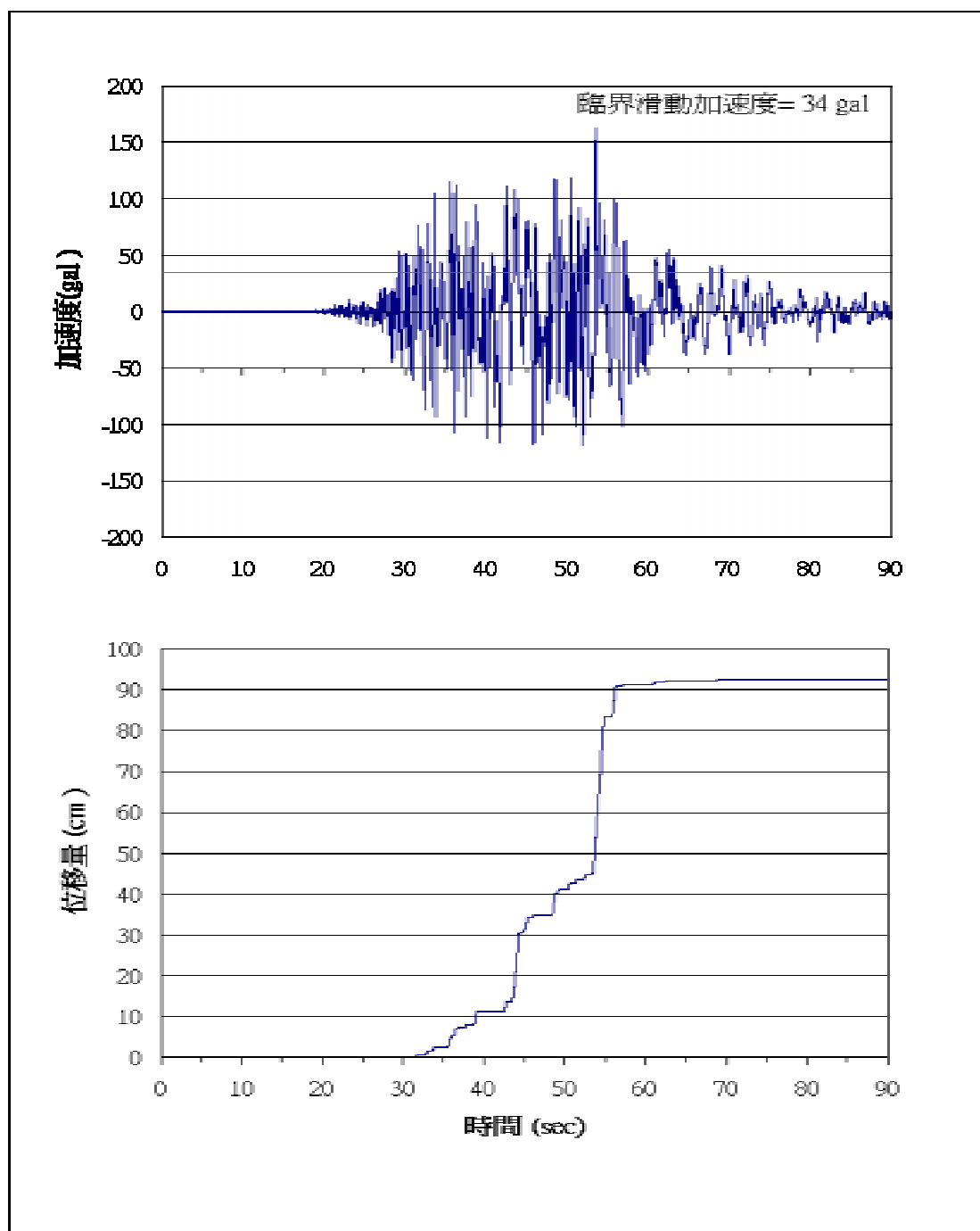


圖 8-8 台中港 1~3 號碼頭背填土部份液化之碼頭外移量分析結果

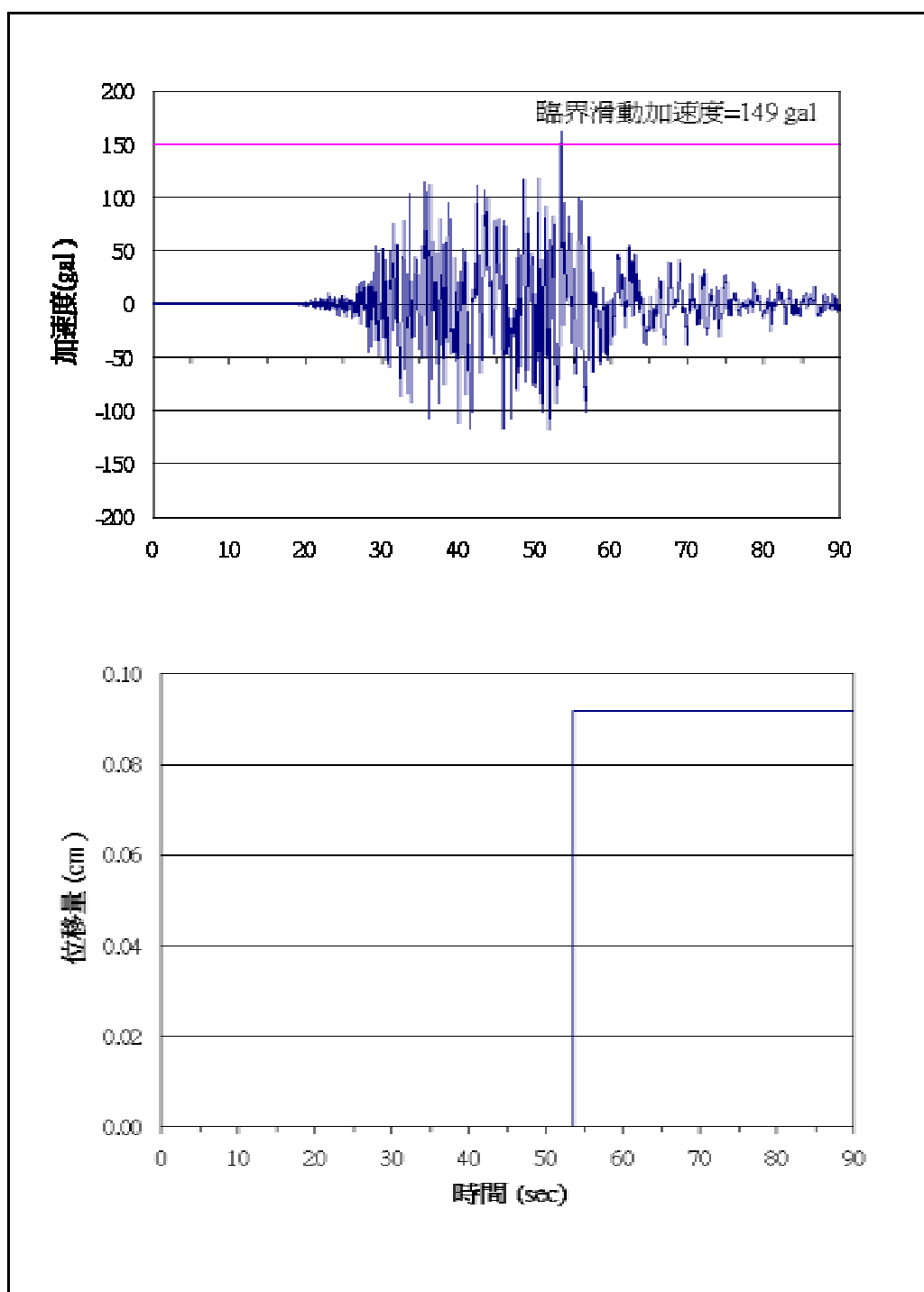


圖 8-9 台中港 4 號碼頭背填土未液化之碼頭外移量分析結果

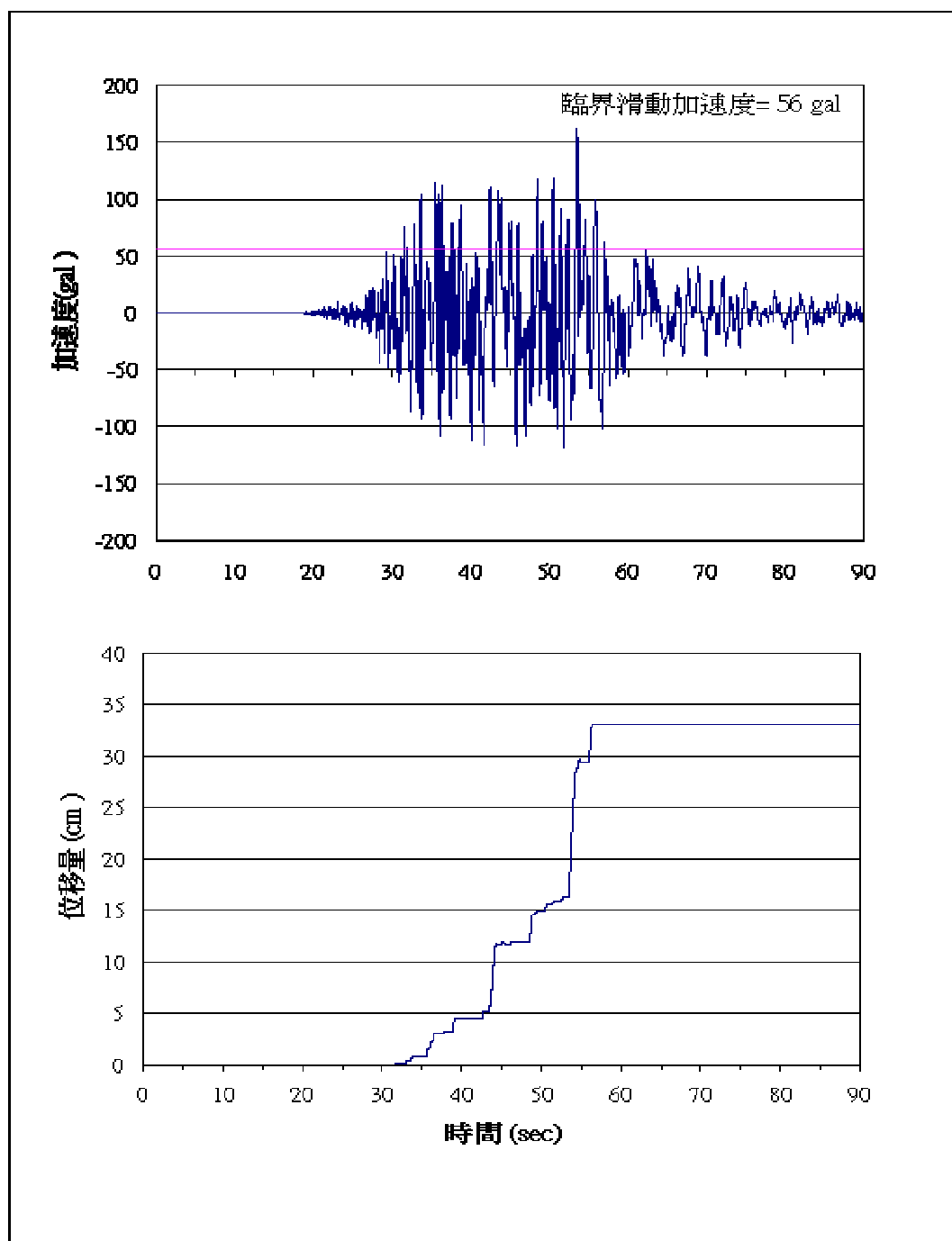


圖 8-10 台中港 4 號碼頭背填土部份液化之碼頭外移量分析結果

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， $F_s=0.95\sim1.03$ ，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 $F_s=1.00\sim1.07$ ，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 $q_{c1N} \leq 70$ 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。
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 Geoenviron. 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