

93-47-785

MOTC-IOT-92-H1BA06

地震引致版樁式碼頭之穩定性分析



交通部運輸研究所

中華民國九十三年四月

93-47-785

MOTC-IOT-92-H1BA06

地震引致版樁式碼頭之穩定性分析

著 者：賴瑞應、賴聖耀

交通部運輸研究所

中華民國九十三年四月

地震引致版樁式碼頭之穩定性分析

著 者：賴瑞應、賴聖耀

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 150 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

地震引致版樁式碼頭之穩定性分析

交通部運輸研究所

GPN:1009301110

定價 元

交通部運輸研究所出版品摘要表

出版品名稱：地震引致版樁式碼頭之穩定性分析			
國際標準書號（或叢刊號）	政府出版品統一編號 1009301110	運輸研究所出版品編號 93-47-785	計畫編號 92-H1BA06
主辦單位：港灣技術研究中心 主管：邱永芳 計畫主持人：賴瑞應 參與研究人員：賴聖耀 聯絡電話：04-26587115 傳真號碼：04-26564418			研究期間 自 92 年 01 月 至 92 年 12 月
關鍵詞：耐震穩定性、土壤液化、錨碇式鋼版樁碼頭			
摘要： 由過去的碼頭構造物地震災損顯示，背填土壤液化與否與構造物之耐震穩定性有著很大的關係，本研究以現有錨碇式鋼版樁碼頭之耐震穩定性作一探討，以地表加速度 0.1g 為本研究的檢核地震力，分被填土未液化與部分液化兩種情形來評估碼頭之入土長度、主樁強度、錨碇力、錨碇版長度、錨碇版強度及錨碇距離等。由本研究的探討結果，在被填土層未液化的情況下，結構系統基本上耐震能力還算足夠，但在被填土層部分液化的情況下，整體結構系統耐震能力可以說幾乎都不合格，其中又以錨碇系統的耐震能力最為不足，也驗證了為何過去鋼版樁碼頭的地震災損顯示，錨碇系統的失效是碼頭破壞的最大因素。			
出版日期	頁數	定價	本 出 版 品 取 得 方 式
93 年 4 月	68		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: Stability of Anchored Bulkheads under Earthquake Excitation			
ISBN(OR ISSN)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1009301110	IOT SERIAL NUMBER 93-47-785	PROJECT NUMBER 92-H1BA06
DIVISION : HARBOR & MARINE TECHNOLOGY CENTER DIVISION DIRECTOR: Chiu Yung-Fang PRINCIPAL INVESTIGATOR: Lai Jui-Ying PROJECT STAFF: S.Y. Lai PHONE:04-26587115 FAX: 04-26564418			PROJECT PERIOD FROM 01/ 2003 TO 12/ 2003
KEY WORDS: seismic stability, liquefiable soil, anchored bulkheads			
ABSTRACT: Damage evidence of port structures under past earthquakes indicated that seismic stability was closely associated with liquefaction potential of the backfill. In this paper, the stability of existing anchored bulkheads under two types of backfill soil condition: the one with partially liquefiable soil, and the one without liquefaction potential, have been studied under peak ground acceleration of 0.1g of earthquake excitation. Parameters such as the embedded length, the maximum bending moments of the sheet pile walls, the maximum anchors pull, and distance of the anchor have been estimated. The results indicated that the structure is able to withstand the design earthquake without liquefiable backfill. However, if liquefaction of the backfill is an issue, seismic capacity of the structure, particularly the anchor, is insufficient. This result indicated that most of the damage of the steel sheet pile quay walls was caused by the failure of the anchor.			
DATE OF PUBLICATION April 2004	NUMBER OF PAGES 68	PRICE	CLASSIFICATION ☐ SECRET ☐ CONFIDENTIAL ☒ UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

地震引致版樁式碼頭之穩定性分析

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	II
圖目錄	V
表目錄	VII
第一章 前言	1- 1
1.1 研究緣起	1- 1
1.2 研究目的	1- 1
1.3 研究範圍與限制	1- 2
1.4 研究方法	1- 2
1.5 研究內容與流程	1- 3
第二章 相關文獻回顧	2- 1
2.1 版樁式碼頭種類	2- 1
2.2 作用於版樁之外力	2- 1
2.3 耐震性之探討項目	2- 12
2.4 其他相關研究報告	2- 13
第三章 震害案例及破壞模式探討	3- 1
3.1 震害案例	3- 1
3.2 破壞模式與原因	3- 6
3.3 破壞影響因素	3- 7
第四章 地震引致版樁式碼頭構造物之穩定性檢核	4- 1
4.1 版樁式碼頭受力機制	4- 1

4.2 實例探討	4- 5
4.3 小結	4-23
第五章 結論與建議	5- 1
5.1 結論	5- 1
5.2 建議	5- 2
參考文獻	6- 1

圖 目 錄

圖 1.5.1	研究流程圖	1- 3
圖 2.1.1	鋼版樁碼頭示意圖	2- 2
圖 2.2.1	土壓力計算示意圖	2- 3
圖 2.2.2	殘留水壓計算示意圖	2-10
圖 2.2.3	動水壓分佈圖	2-11
圖 3.1.1	名古屋港版樁碼頭破壞剖面示意圖	3- 3
圖 3.1.2	八戶港小中野 1 號版樁碼頭破壞剖面示意圖	3- 3
圖 3.1.3	函館港北濱版樁碼頭破壞剖面示意圖	3- 4
圖 3.1.4	石卷港中島版樁碼頭破壞剖面示意圖	3- 4
圖 3.1.5	秋田港小濱 2 號版樁碼頭破壞剖面示意圖	3- 5
圖 3.1.6	神戶港并天區版樁碼頭破壞情形	3- 5
圖 3.2.1	版樁式碼頭受地震力作用可能破壞模式示意圖	3- 6
圖 3.3.1	阪神大地震震央與神戶港相關位置圖	3- 9
圖 3.3.2	921 集集大地震震央與台中港相關位置圖	3- 9
圖 3.3.3	神戶港土層斷面示意圖	3-10
圖 3.3.4	台中港 1 至 4 號碼頭後線土層斷面示意圖	3-11
圖 4.1.1	常時版樁式碼頭受力示意圖	4- 3
圖 4.1.2	地震時背填土壤未液化版樁式碼頭受力示意圖	4- 3
圖 4.1.3	地震時背填土壤部份液化版樁式碼頭受力示意圖	4- 4
圖 4.1.4	地震時土壤全部液化版樁式碼頭受力示意圖	4- 4
圖 4.2.1	#54~#57 號碼頭現況斷面示意圖	4- 6
圖 4.2.2	#54~#57 號碼頭各土層土壤參數示意圖	4- 7
圖 4.2.3	安全係數 1.2 版樁土壓示意圖	4-10
圖 4.2.4	安全係數 1.0 版樁土壓示意圖	4-12

圖 4.2.5	版樁最大彎矩計算示意圖	4-14
圖 4.2.6	高雄港區地震引致土壤液化之機率危害度	4-16
圖 4.2.7	安全係數 1.2 版樁土壓示意圖	4-18
圖 4.2.8	安全係數 1.0 版樁土壓示意圖	4-20

表 目 錄

表 4.2.1	版樁構材相關資料表	4- 5
表 4.2.2	碼頭陸上區土壤參數	4- 6
表 4.2.3	各土層地震主動土壓力係數(k_a)及被動土壓力係數(k_p)	4- 8
表 4.2.4	各土層土壓力計算表	4- 9
表 4.2.5	各土層對錨碇拉桿力矩計算表	4- 9
表 4.2.6	各土層土壓力計算表	4-11
表 4.2.7	各土層對錨碇拉桿力矩計算表	4-11
表 4.2.8	各土層土壓力計算表	4-17
表 4.2.9	各土層對錨碇拉桿力矩計算表	4-17
表 4.2.10	各土層土壓力計算表	4-19
表 4.2.11	各土層對錨碇拉桿力矩計算表	4-20
表 4.3.1	版樁式碼頭構造物穩定性檢核結果一覽表	4-24
表 5.1.1	某國際港錨碇鋼版樁碼頭構造物穩定性檢核結果一覽 表	5- 1

第一章 前言

1.1 研究緣起

一般來說，碼頭結構物受地震引起的災害，包括碼頭之滑動及崩潰，背填土之沉陷、液化等，歸咎原因為其所處環境，通常都建築在疏鬆軟弱之沖積土層及海埔新生地上，或因施工的抽砂回填關係，導致在地震力作用下，往往需承受極大的地震土壓力，造成結構系統的不穩定導致破壞。以 921 集集大地震為例，它是台灣近代災損最大的地震，此次震害中，台中港 1 至 4 A 號沉箱碼頭亦發生損害，擋土沉箱向海側外移 0.5 至 1.7 公尺，造成台中港不小的營運損失。本所已於災後之「港灣地區地震監測與土壤液化潛能評估之研究」^[1]中，針對台中港 1~3 號沉箱式碼頭 921 地震之穩定性分析作一研究，完整分析地震引致之側向土壓力、水壓力及結構慣性力如何交互作用於沉箱式碼頭結構物上，並進行其穩定性分析。

台灣地區各港碼頭結構物型式可概分為重力式碼頭、版樁式碼頭、棧橋式碼頭及其他型式碼頭四大類，其中重力式碼頭與版樁式碼頭雖然結構型式不同，但由於碼頭後線背填土的關係，在受到地震力時，背填土會引致動態土壓力及動態水壓力，甚而發生土壤液化，造成碼頭構造物之不穩定，其受地震力引致之側向土壓力及水壓力的力學分析模式可謂相同，有鑑於本所已針對地震引致重力式碼頭（沉箱式碼頭）之穩定性做過分析研究，因此，本研究擬進一步針對地震引致之版樁式碼頭之穩定性也做一分析探討，希望經由本研究的分析探討結果，能提供各港或港灣工程界的相關從業人員未來設計之參考。

1.2 研究目的

本研究目的可摘列整理如下：

1. 藉由國內外版樁式碼頭受地震破壞的案例歸納結果，使國內港灣設計相關從業人員更能瞭解版樁式碼頭結構物受地震力作用下可能的破壞模式與原因。
2. 經由本研究對地震引致之版樁式碼頭之穩定性分析，提供各港或港灣工程界的相關從業人員瞭解版樁式碼頭在地震力作用下的可能受力行為及分析方法。
3. 藉由本研究之探討，希望能提昇國內港灣相關從業人員對版樁式碼頭之設計與分析水準。

1.3 研究範圍與限制

本研究重點在探討鋼版樁碼頭受地震力作用下之穩定性分析（包括版樁入土深度、版樁材料強度、錨碇力、錨碇版樁強度、錨碇距離等），由於現況各國際港之鋼版樁碼頭型式為錨碇式鋼版樁，所以本研究以某國際港之現有一座錨碇式鋼版樁為例，檢核其在地表加速度為 0.1g 的情況下，假設鋼版樁碼頭背填土壤未液化與部分液化之情況下，作一穩定性之檢核探討，並提出探討之結果與建議供港務局相關從業人員參考，至於鋼版樁的相關設計流程與考量因素本研究並不予著墨。

1.4 研究方法

一般版樁式碼頭發生的震害，包括版樁向前傾，導致岸壁向外凸出，版樁背填土壤沉陷，岸肩鋪面龜裂，胸牆傾倒及上面的平台倒塌入海等；錨碇部份的破壞，包括錨桿被拉斷及錨版被拉出等情形。所以為了探討版樁式碼頭受地震力時之穩定性，本研究將先收集國內外過去版樁式碼頭受地震破壞的案例，並進一步歸納分析碼頭結構物受地震力作用下可能的破壞模式與原因。接著依背填土壤未液化及部分液化二種情況，來分別探討側向土壓穩定性（版樁入土長度）、版樁構材強度、拉桿強度及錨碇版之穩定性等導致鋼版樁破壞的因素。

1.5 研究內容與流程

本研究之主要工作項目如下所示，其工作流程如圖一所示。

1. 相關文獻研讀
2. 國內外相關震害案例蒐集與整理
3. 版樁式碼頭破壞模式與原因探討
4. 地震力作用下版樁式碼頭穩定性分析
5. 結論與建議

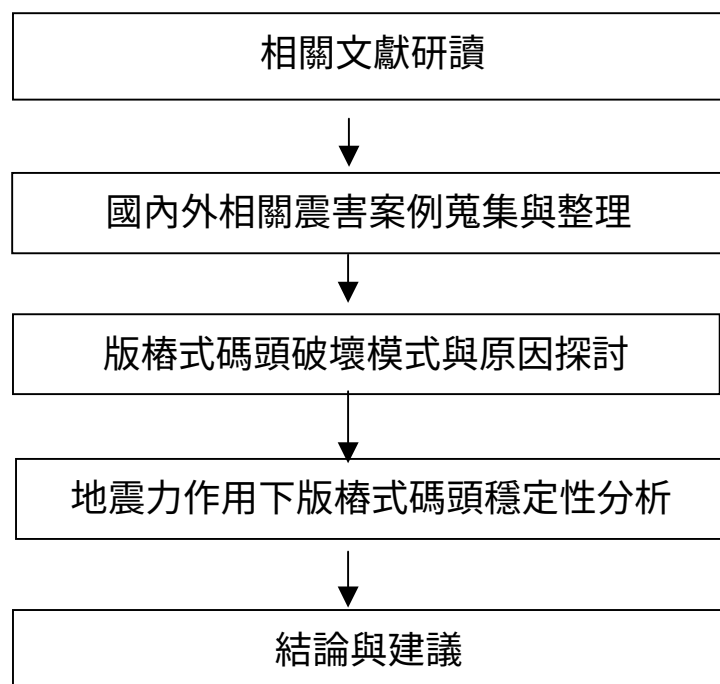


圖 1.5.1 研究流程圖

第二章 相關文獻回顧

版樁式碼頭因岸壁重量小，所以設計上適用於軟質地層上，但由於軟質地質受地震力作用時，版樁背填的土壓力會增加，致版樁側向荷重變大，輕者使版樁產生輕微變位及側傾，重者因錨碇設施破壞或土層的滑動，而導致碼頭的破壞，所以在版樁式碼頭設計上應特別注意地震時的穩定性分析。

如何加強版樁碼頭之穩定度，可從幾個方向著手，包括減低上部結構物重量、增加版樁厚度或勁度、增加版樁入土深度及地盤改良等，對於錨碇式版樁碼頭則可增加錨碇版（樁）的入土深度及增加錨碇版（樁）與版樁的錨碇距離，另外錨桿強度需要足夠以免被拉斷，同時需要考慮錨桿之腐蝕的影響。本章將分別就地震引致版樁式碼頭之穩定性分析所牽涉之相關理論、基準與文獻說明如後：

2.1 版樁式碼頭種類

碼頭正面以版樁構成者謂之版樁式碼頭^[2]，依材質可分為鋼版樁與鋼筋混凝土版樁兩類，一般以鋼版樁碼頭較為常見。而鋼版樁碼頭又分懸臂式與錨碇式版樁，因港灣地質條件較軟弱，所以一般設計採用錨碇式的版樁較多。而錨碇式版樁又因錨碇方式不同又分為錨碇版式碼頭與錨碇樁式碼頭，如圖 2.1.1 所示。

2.2 作用於版樁之外力

作用於版樁碼頭之外力包括：土壓力、殘留水壓力、動水壓力、船舶拉力與船舶衝擊力^[3]，茲說明如下：

2.2.1 土壓力及殘留水壓力

依港灣構造物設計基準^[3]之說明，作用於碼頭結構物之主動、被動土壓，應依砂質土、黏性土、結構物型式、結構物於常時及地震時之行為，分別計算之。

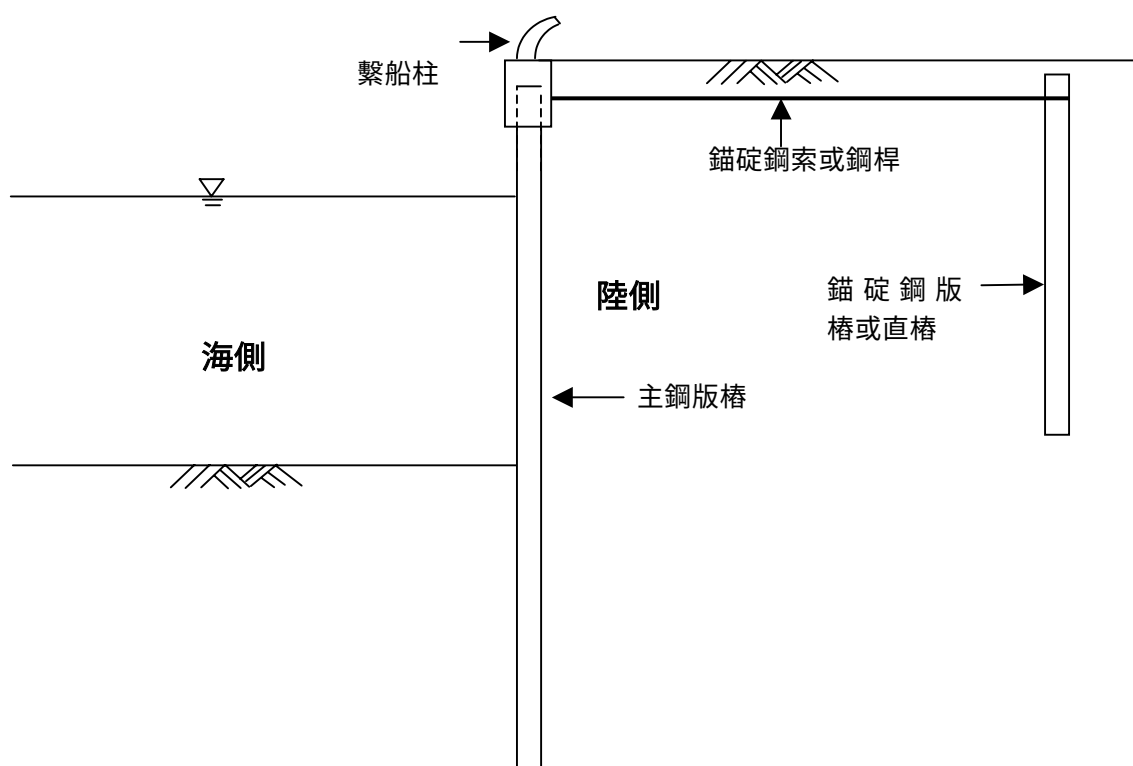


圖 2.1.1 鋼版樁碼頭示意圖

1. 常時土壓

(1) 砂質土之土壓

a. 主動土壓(Active earth pressure)

依圖 2.2.1 所示，作用於壁面之主動土壓以下式計算。

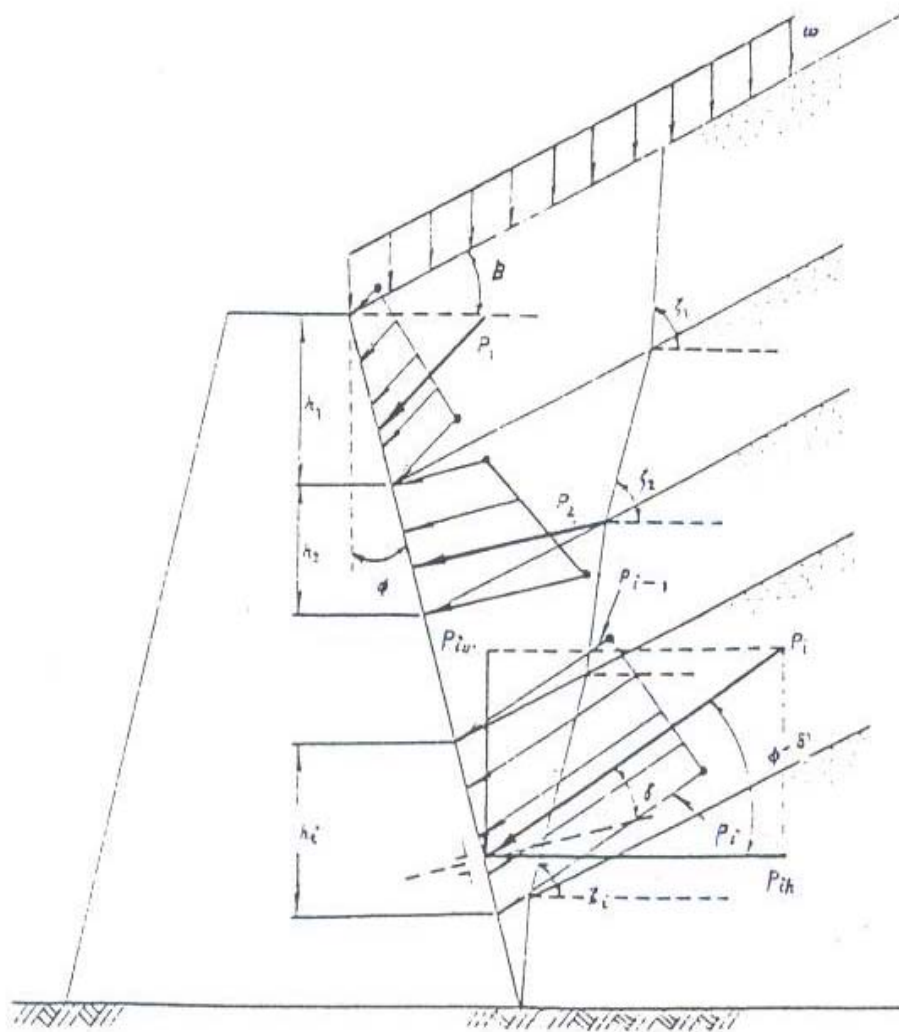


圖 2.2.1 土壓力計算示意圖

$$P_{ai} = K_{pi} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \varphi}{\cos(\varphi - \beta)} \right] \cos \varphi \dots\dots\dots (2-2-1)$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\varphi_i - \varphi)}{\cos \theta \cos^2 \varphi \cos(\delta + \varphi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_i + \delta) \sin(\varphi_i - \beta)}{\cos(\delta + \varphi) \cos(\varphi - \beta)}} \right]^2} \dots\dots\dots (2-2-2)$$

$$\begin{aligned} \cot(\zeta_i - \beta) = & -\tan(\varphi_i + \delta + \varphi - \beta) \\ & + \sec(\varphi_i + \delta + \varphi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\varphi + \delta) \sin(\varphi_i - \delta)}{\cos(\varphi - \beta) \cos(\varphi_i - \beta)}} \dots\dots\dots (2-2-3) \end{aligned}$$

式中

- P_{ai} : 作用於編號 i 土層下方之主動土壓(t/m^2)
 ϕ_i : 編號 i 土層土壤內摩擦角(度)
 γ_i : 編號 i 土層土壤單位體積重量(t/m^3)
 h_i : 編號 i 土層厚度(m)
 K_{ai} : 編號 i 土層主動土壓係數
 ψ : 壁面與垂直面所成之角度(度)
 β : 地表面與水平面所成之角度(度)
 δ : 壁面摩擦角(度), 主動土壓為正, 被動土壓為負。
 ζ_i : 編號 i 土層破壞面與水平面所成之角度(度)
 w : 上載載重(t/m^2)

b. 被動土壓(Passive earth pressure)

依圖 2.2.1 所示, 作用於壁面之被動土壓以下式計算

$$P_{pi} = K_{pi} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \varphi}{\cos(\varphi - \beta)} \right] \cos \varphi \dots\dots\dots (2-2-4)$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\varphi_i - \varphi)}{\cos^2 \varphi \cos(\delta + \varphi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi_i - \delta) \sin(\varphi_i + \beta)}{\cos(\delta + \varphi) \cos(\varphi - \beta)}} \right]^2} \dots\dots\dots (2-2-5)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\varphi_i - \delta - \varphi + \beta) + \sec(\varphi_i - \delta - \varphi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\varphi + \delta) \sin(\varphi_i - \delta)}{\cos(\varphi - \beta) \sin(\varphi_i + \beta)}} \dots\dots (2-2-6)$$

式中

P_{ai} ：作用於編號 i 土層下方之被動土壓(t/m^2)

K_{pi} ：編號 i 土層被動土壓係數

c. 靜止土壓

壁面位移微小時，可以下式計算靜止土壓。

$$P = K_0 \Sigma \gamma h$$

式中

P ：靜止土壓(t/m^2)

K_0 ：靜止土壓係數

γ ：土壤單位體積重量(t/m^3)

h ：土層厚度(m)

d. 土壓合力

土壓合力須分層計算，在編號 i 土層可依下式計算之。

$$P_i = \frac{P_{i-1} + P_i}{2} \cdot \frac{h_i}{\cos \varphi} \dots\dots\dots (2-2-7)$$

土壓合力之水平及垂直分力以下式計算

$$\text{水平分力：} P_{ih} = P_i \cos(\psi + \delta) \dots\dots\dots (2-2-8)$$

$$\text{垂直分力：} P_{iv} = P_i \sin(\psi + \delta) \dots\dots\dots (2-2-9)$$

(2)粘性土之土壓

a.主動土壓

作用於壁面之主動土壓，先依(2-2-10)及(2-2-11)兩式計算，擇其對結構物較危險者，作為設計之依據，但由(2-2-10)式計算所得土壓為負時，則不予考慮。

$$P_a = \Sigma \gamma h + w - 2c \dots\dots\dots (2-2-10)$$

式中

P_a ：各土層下方壁面主動土壓(t/m^2)

c ：凝聚力(t/m^2)

$$P_a = K_c (\Sigma \gamma h + w) \dots\dots\dots (2-2-11)$$

式中

K_c ：壓密平衡係數， $K_c = 0.5$

b. 被動土壓

被動土壓依下式計算

$$P_p = \Sigma \gamma h + w + 2c \dots\dots\dots (2-2-12)$$

式中

P_p ：各土層下方壁面被動土壓(t/m^2)

c. 靜止土壓

$$P = K_0 \cdot \Sigma \gamma h$$

式中

P ：靜止土壓(t/m^2)

K_0 ：靜止土壓係數

γ ：土壤單位體積重量(t/m^3)

h ：土層厚度(m)

2.地震時之土壓

(1)砂質土之土壓

a.主動土壓

作用於壁面之土壓，依下式計算

$$P_{ai} = K_{ai} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \varphi}{\cos(\varphi - \beta)} \right] \cos \varphi \quad \dots\dots\dots (2-2-13)$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\varphi_i - \varphi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \varphi \cos(\delta + \varphi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_i + \delta) \sin(\varphi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \varphi + \theta) \cos(\varphi - \beta)}} \right]^2} \dots\dots\dots (2-2-14)$$

$$\begin{aligned} \cot(\zeta_i - \beta) = & -\tan(\varphi_i + \delta + \varphi - \beta) \\ & + \sec(\varphi_i + \delta + \varphi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\varphi + \delta + \theta) \sin(\varphi_i + \delta)}{\cos(\varphi - \beta) \sin(\varphi_i - \beta - \theta)}} \quad \dots\dots\dots (2-2-15) \end{aligned}$$

式中

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 ：震度

K' ：換算震度 $K' = \frac{r}{r-1} K$

γ ：飽和土壤在空氣中單位體積重量(tf/m^3)

其他：其他符號與式(2-2-1)砂質土之土壓相同。

b.被動土壓

作用於壁面之被動土壓，依下式計算

$$P_{pi} = K_{pi} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \varphi}{\cos(\varphi - \beta)} \right] \cos \varphi \quad \dots\dots\dots (2-2-16)$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\varphi_i + \varphi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \varphi \cos(\delta + \beta - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi_i - \delta) \sin(\varphi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \varphi - \theta) \cos(\varphi - \beta)}} \right]^2} \quad \dots\dots\dots (2-2-17)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\varphi_i - \delta - \varphi + \beta)$$

$$+ \sec(\varphi_i - \delta - \varphi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\varphi + \delta - \theta) \sin(\varphi_i - \delta)}{\cos(\varphi - \beta) \sin(\varphi_i + \beta - \theta)}} \quad \dots\dots\dots (2-2-18)$$

式中

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 ：震度

K' ：換算震度 $K' = \frac{r}{r-1} K$

其他：其他符號與公式(2-2-1)砂質土之土壓相同。

(2)粘性土之土壓

a.主動土壓

主動土壓依下式計算

$$P_a = \frac{(\sum \gamma h + w) \sin(\xi_a + \theta)}{\cos \theta \sin \xi_a} - \frac{c}{\cos \xi_a \sin \xi_a} \quad \dots\dots\dots (2-2-19)$$

$$\xi_a = \tan^{-1} \sqrt{1 - \left(\frac{\sum \gamma h + 2w}{2c} \right) \tan \theta} \quad \dots\dots\dots (2-2-20)$$

式中

P_a : 主動土壓(t/m^2)

γ : 土壤之單位體積重量(t/m^2)

h : 土層厚度(m)

w : 上載載重(t/m^2)

c : 凝聚力(t/m^2)

θ : 地震合成角(度), 殘留水位上, $\theta = \tan^{-1}K$; 殘留水位下, $\theta = \tan^{-1}K'$

K : 震度

K' : 換算震度

ξ_a : 破壞面與水平面所成之角度(度)

b. 被動土壓

地震時, 作用於粘性土之被動土壓, 不詳之處尚多, 至今仍以權宜方法, 採用粘性土之土壓公式(2-2-12), 以常時土壓力計算公式求之。

3. 水壓

作用於結構物之水壓, 須考慮殘留水壓及地震時之動水壓。

(1) 殘留水壓

岸壁背填料內之水位與岸壁前之水位, 如圖 2-2-2 所示, 如有高低差時, 可依下式計算作用於岸壁之殘留水壓。

$$P_w = \gamma_w \cdot y \quad 0 \leq y < h_w \text{時}$$

$$P_w = \gamma_w \cdot H_w \quad h_w \leq y \text{時}$$

式中

P_w : 殘留水壓(t/m^2)

h_w : 殘留水位(m), 如圖 2-2-2 所示

y : 自背填料內之水面至欲求殘留水壓點止之深度(m)

γ_w : 水之單位體積重量(t/m^3)

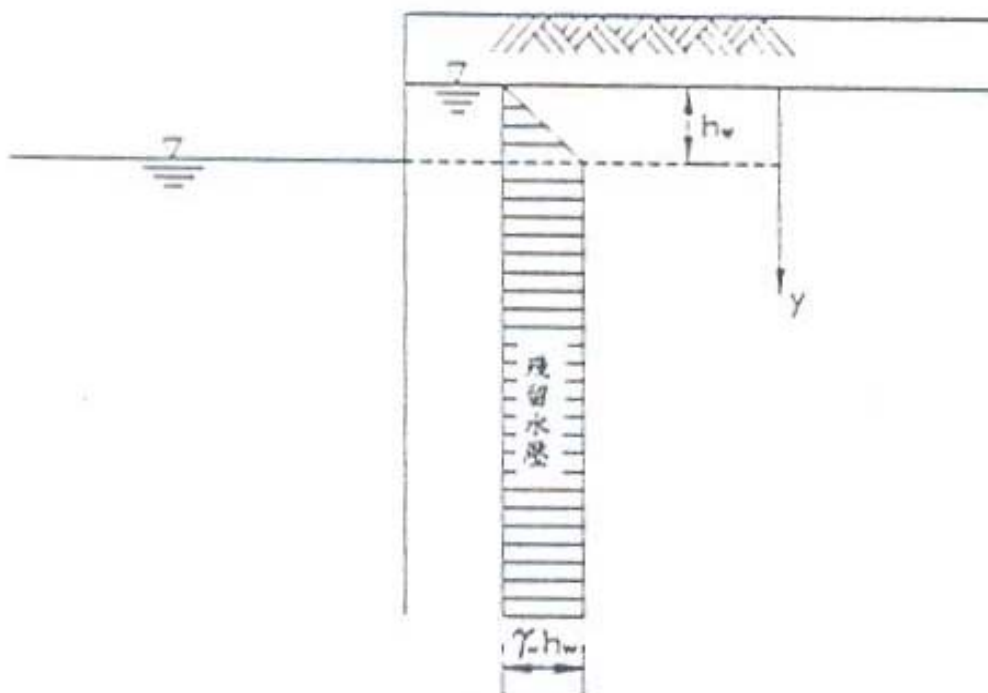


圖2.2.2 殘留水壓計算示意圖

於計算殘留水壓時，殘留水位以朔望平均低潮位(L.W.L.)以上至朔望平均高潮位(H.W.L.)潮差之 1/3 為標準。上述殘留水位標準值(潮差之 1/3)係碼頭背填料透水性良好時之參考值，若背填料透水性不良或預測其透水性會降低時，則須採用較大之殘留水位。殘留水位於波浪波谷作用於碼頭壁面時增大，但於設計碼頭岸壁時，可不考量因波浪波谷作用而增加之殘留水位。

(2)地震時之動水壓

用於直立壁之動水壓 P_w ，如圖 2.2.3 所示，可依下式計算。

$$P_w = \pm \frac{7}{8} K \gamma_w \sqrt{h \cdot y} \quad \dots\dots\dots (2-2-21)$$

式中

P_w ：水面下 y 處之動水壓(t/m^2)

K ：設計震度

γ_w ：水之單位體積重量(t/m^3)

h ：水深(m)

y ：自水面至欲求動水壓點止之深度(m)

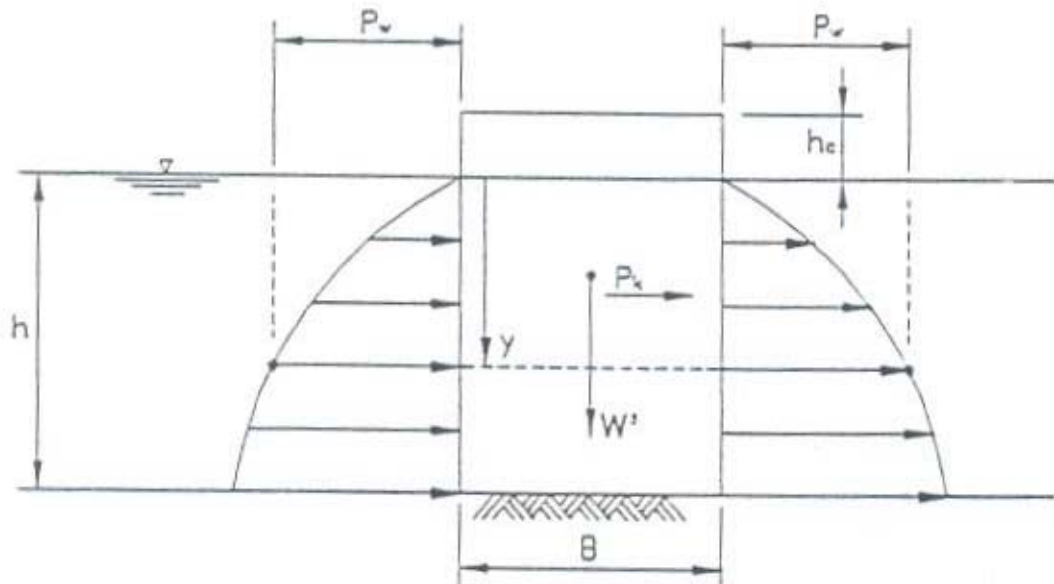


圖 2.2.3 動水壓分佈圖

2.2.2 船舶拉力

繫船柱基礎如單獨設置時，則版樁不必考慮船舶拉力，如將繫船柱設置於版樁碼頭之上部結構時，須於設計上部結構、拉桿及圍樑中加以考慮。

船舶於靠岸或繫泊時，作用於繫泊設施（碼頭或繫泊浮筒等）之

外力，應考量計畫靠泊船舶尺寸（噸位、船長、船寬、船深、吃水等）、靠岸方法及靠岸速度、繫泊設施結構、繫泊方法及繫泊系統性質等，並就風、波、水流等之影響，採用適宜之方法計算之。

2.3 耐震性之探討項目

版樁受到地震力的震動時，由於岸壁的柔性，地面附近的土壓力會增大，造成版樁背後地震強度會比其他地區要大。在過去的地震，有很多錨桿被拉斷及錨桿被拉出的例子，所以我們需要非常小心地考慮錨版的阻力及被動土壓力之安全因數。另外，因為基礎地層的滑動或液化導致的結構破壞也經常發生，所以對於基礎液化與滑動的安定性探討也不可忽視。茲將版樁式碼頭耐震性之探討項目歸納如下：

1. 結構物整體之安定性（包括土壓力、水壓力及其他可能外力的穩定性探討）。
2. 對於基礎地層滑動的安定性。
3. 液化現象對基礎地層的安定性及上部結構物所遭致的影響。
4. 結構物的材料應力。
5. 由功能性的觀點來評估結構物與地層之相對變位所產生的作業影響。

本研究礙於研究期限的因素，本年度只針對錨碇鋼版樁式碼頭之耐震性探討項目 1、3、4 項加以探討，至於 2、5 兩項則留待未來再加以探討。

2.4 其他相關研究報告

本節將分別對本中心過去之「港灣地區地震監測與土壤液化潛能評估之研究」^[1]與「花蓮港外港防波堤及碼頭鋼版樁監測—碼頭鋼版樁岸壁調查檢測」^[4]兩本報告作一簡單之回顧，說明如下：

2.4.1 港灣地區地震監測與土壤液化潛能評估之研究

1999 年 921 大地震，造成許多生命的損失及許多硬體設施的損害，包括建築物、公路、橋樑、港灣、維生線及工業設施的破壞，是台灣近代災損最大的地震。此次災害中，台中港之#1 至#4A 碼頭亦發生損害，擋土沉箱向海側滑移而後線作業區有噴砂、龜裂與下陷現象，使得#1 至#4A 碼頭區無法正常作業，造成台中港不小的營運損失。

該報告針對台中港區液化危害度分析及震陷潛能分析的結果，來評估台中港#1 至#4A 沉箱式碼頭之地震穩定性。另外，由於港灣沉箱式碼頭因有背填土壤，該報告將其分為背填土壤液化、未液化、部分深度液化三種情形分析；且針對各種情況下沉箱碼頭構造物受到地震力時之受力機制，配合推算出的 921 大地震台中港之地表最大加速度，以探討台中港#1 至#4A 碼頭之耐震穩定性。

該報告探討結果，由 921 地震台中港 1-4A 碼頭之穩定性分析顯示：(1)背填土若未液化，其抗滑動安全係數， $F_s=0.96 \sim 1.03$ ，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。(2)背填土若全部液化，其抗滑動安全係數， $F_s=0.61 \sim 0.83$ ，碼頭應屬於極不穩定而向海側大移動。(3)由賴聖耀、謝明志(2000)之液化潛能分析得知，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，背填土部份深度(2.8-14m)液化，其抗滑動安全係數，

$F_s=0.75 \sim 0.87$ ，其 F_s 雖較全部液化為高，但碼頭仍很不穩定，而向海側移動。因此 921 地震台中港 1-4A 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。

2.4.2 花蓮港外港防波堤及碼頭鋼版樁監測—碼頭鋼版樁岸壁調查檢測

該研究對象以花蓮港航道岸壁、5 號及 6 號碼頭鋼版樁受海水腐蝕狀況檢測為主，文中有針對花蓮港鋼版樁現況強度在平時與地震時之安全性作一分析評估，評估結果鋼版樁主體結構在平時與地震力（ $k=0.2$ ）作用下入土深度、構材強度足夠，但對於版樁附屬配件如錨桿、圍樑及錨碇版等，由於並未開挖檢查現有狀況，所以並沒有對其安全性作評估，另外，由於該報告沒有針對該地區液化潛能作評估，所以在分析地震力作用下結構穩定性時也沒考慮土壤液化所產生的影響。

第三章 震害案例及破壞模式探討

版樁式碼頭岸壁因重量輕，所以適用於軟弱地層，由以前發生的地震災害包括版樁向前傾倒致岸壁向外凸出，版樁背後土壤沉陷，岸壁上地面龜裂，胸牆傾倒及上面的平台倒塌入海等；另外錨碇部份也會被破壞，如錨桿被拉裂及錨版被拉出等情形。本章將列舉過去版樁式碼頭受地震破壞的案例，並進一步歸納探討碼頭結構物受地震力作用下可能的破壞模式與原因。

3.1 震害案例

台灣除 88 年 9 月 21 日的集集大地震造成台中港部分碼頭受損的例子外，其餘因地震造成的碼頭災損案例很少見諸文獻上，所以本節將以日本過去港灣地震災損的案例^[5]來介紹鋼版樁碼頭的破壞情形。

1. 1944 年東南海地震和 1946 年南海地震

此兩次地震造成名古屋港幾乎所有的版樁駁岸都向海側鼓出如圖 3.1.1 所示，由圖顯示，版樁入土部分雖不長，但未見版樁下端有滑動的情形。其破壞原因可能為錨碇失效（包括錨碇力不足或錨碇版樁穩定度不足），而造成版樁向海側鼓出。

2. 1968 年十勝沖地震

1968 年十勝沖地震在八戶港觀察到地震加速度為 0.26g，八戶港小中野 1 號碼頭岸壁遭到地震的嚴重破壞，如圖 3.1.2 所示，岸壁由於錨碇抗力不足向海側傾斜 5 度，最大鼓出位移有 60cm，另外，在回填土表面發現裂縫及數十厘米的沉陷。

圖 3.1.3 為函館港北濱碼頭岸壁遭受地震破壞的情形，版樁與錨碇樁的連接點遭到破壞而斷裂，碼頭向海側鼓出約為 59cm。

由上面破壞情形的描述，清楚說明破壞原因為鋼版樁錨碇失效。

3. 1978 年宮城縣沖地震

在石卷港，前沿水深為-10m 的中島碼頭鋼版樁駁岸及前沿水深為-9m 的日和碼頭鋼版樁駁岸兩者都向海側滑動，最大滑動量為 57cm，潮見碼頭的鋼版樁駁岸最大滑動為 119cm。圖 3.1.4 為碼頭斷面圖，由圖可知碼頭岸壁的錨碇形式是採用鋼版樁，碼頭岸壁的後方可以看到從鋪面的裂縫處及接縫處冒出的砂。

由上面的震害描述，其破壞原因可能為背填土發生液化，造成錨碇鋼版樁穩定度不足而產生變位，造成主鋼版樁因錨碇失效而向海側滑動。

4. 1983 年日本海中部地震

在秋田港大多數的碼頭岸壁是鋼版樁岸壁，在水深-10m 的小濱 2 號碼頭的鋼版樁岸壁發生了嚴重的破壞。岸壁破壞的特徵是前沿大量沉陷，蓋頂傾斜，根據勘查結果，在水面下的版樁被折斷，如圖 3.1.5 所示，這些破壞主要是由後方回填砂的液化所引起的。

由上面的震害描述，其破壞原因可能為背填土發生液化，產生超額的動土壓與水壓超過主鋼版樁之容許應力強度，造成主鋼版樁之破壞。

5. 1995 年阪神地震

1995 年阪神地震造成神戶港并天區鋼版樁岸壁向海側傾斜，如圖 3.1.6 所示，由資料顯示，該岸壁最大法線位移量為 590cm，頂端最大下沉量為 79cm。

由上面的震害描述，岸壁法線位移量相當的大，達到 590cm，此種破壞原因應為錨碇失效所致。

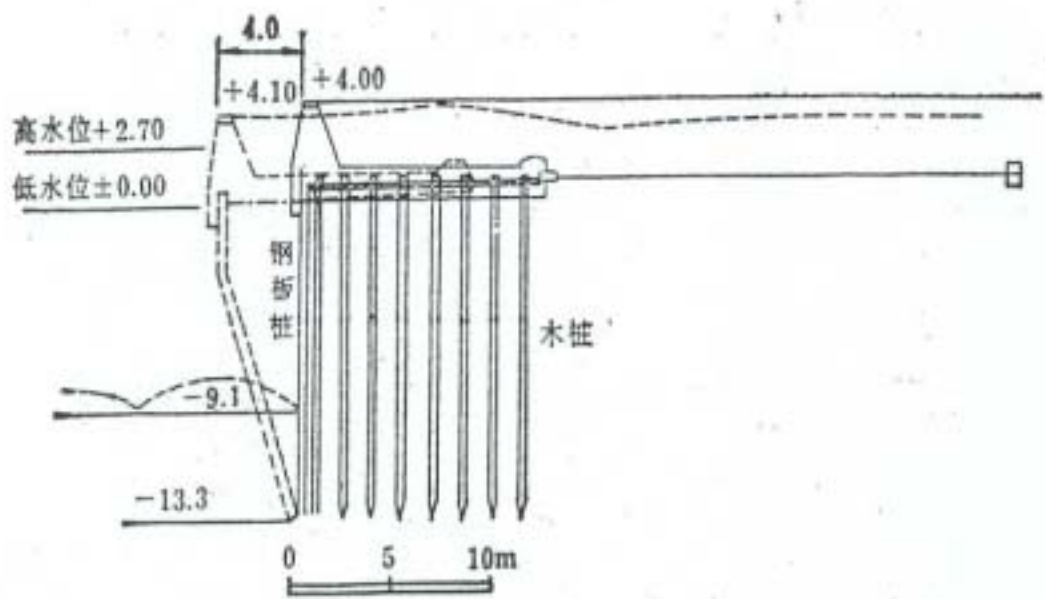


圖 3.1.1 名古屋港版樁碼頭破壞剖面示意圖

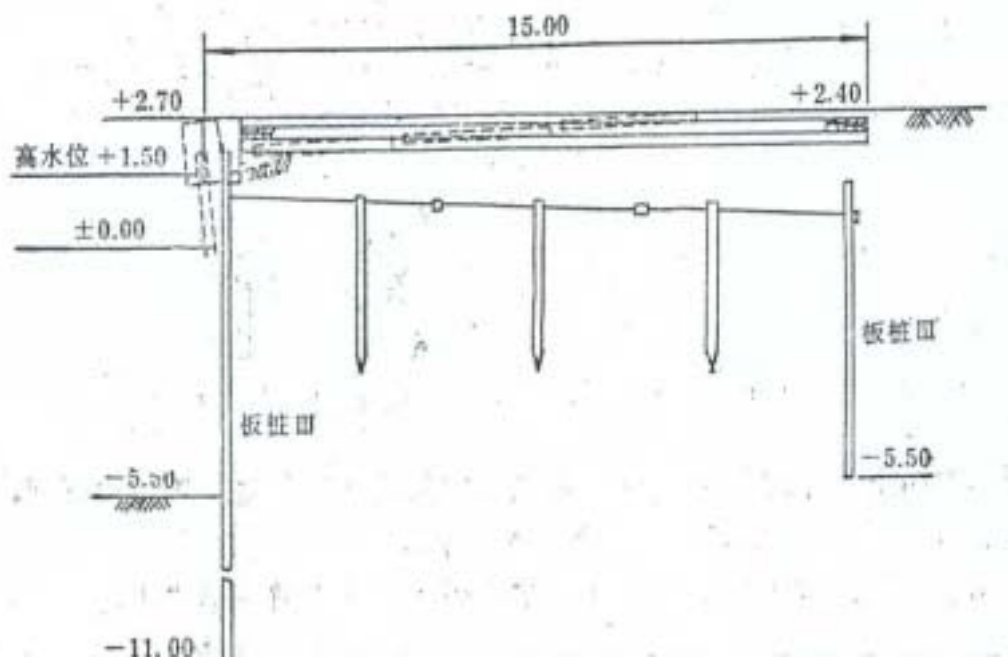


圖 3.1.2 八戶港小中野 1 號版樁碼頭破壞剖面示意圖

資料來源：地震工程學[5]

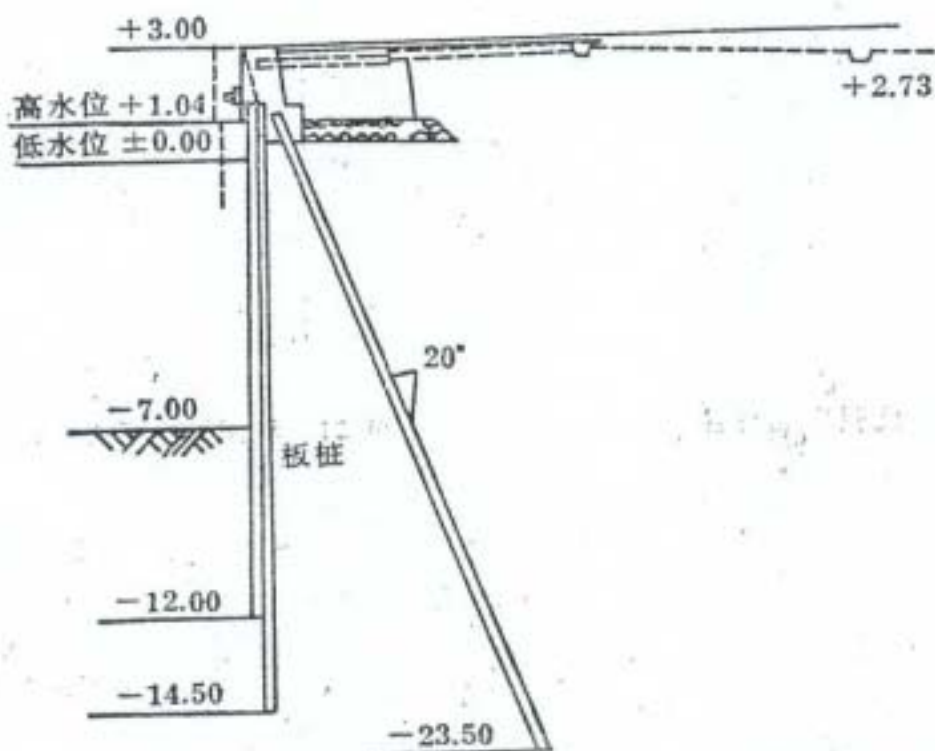


圖 3.1.3 函館港北濱版樁碼頭破壞剖面示意圖

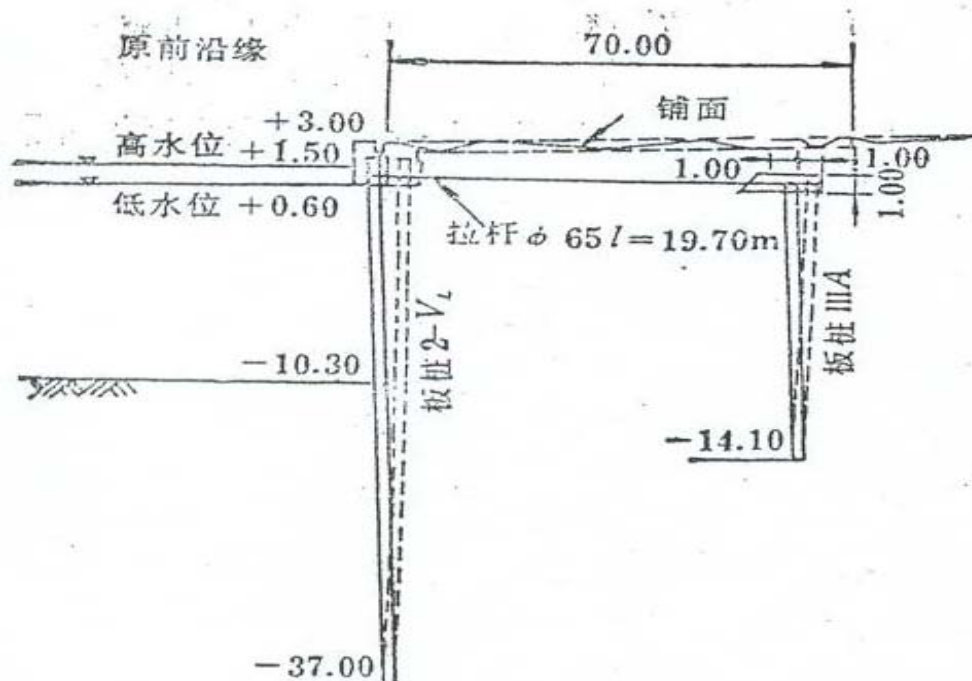


圖 3.1.4 石卷港中島版樁碼頭破壞剖面示意圖

資料來源：地震工程學[5]

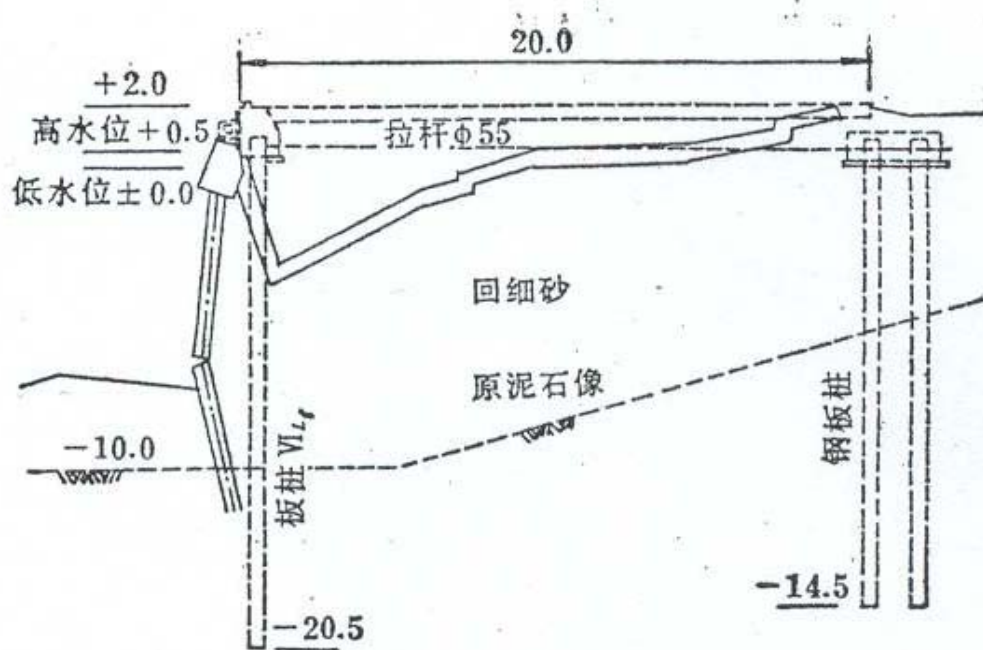


圖 3.1.5 秋田港小濱 2 號版樁碼頭破壞剖面示意圖

資料來源：地震工程學[5]

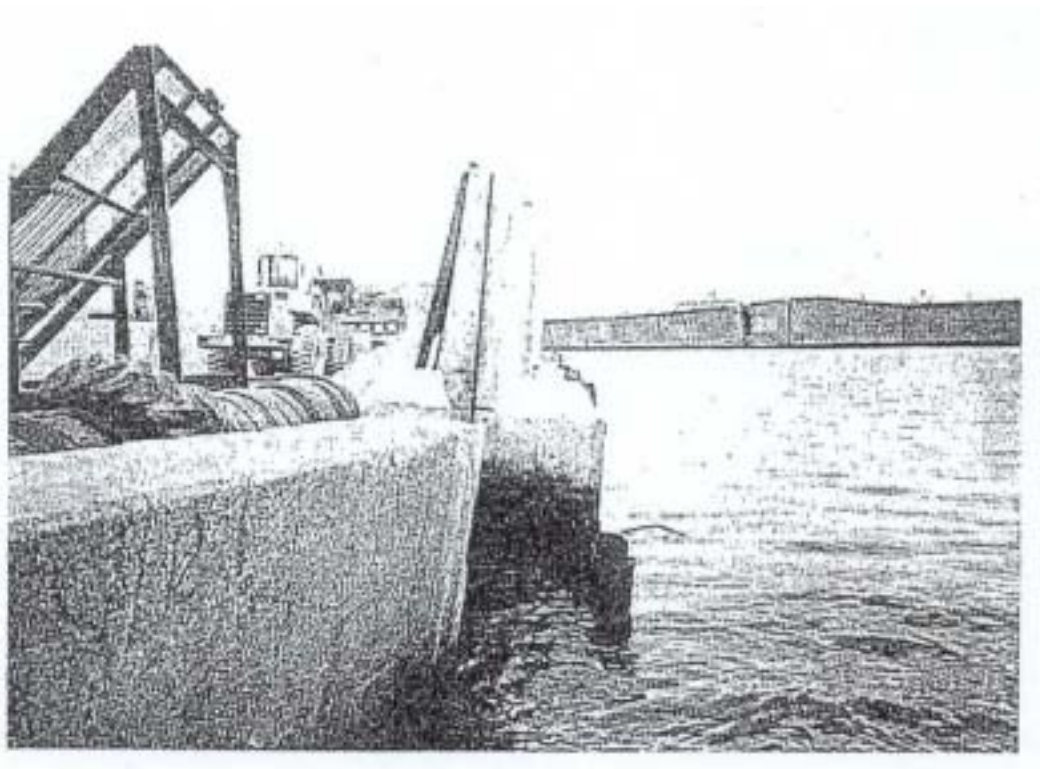


圖 3.1.6 神戶港并天區版樁碼頭破壞情形

資料來源：震後港灣及河海堤快速診斷手冊之建立與震後港灣及河海堤快速補強手段[6]

3.2 破壞模式與原因

由前面的版樁式碼頭震害案例，我們可以簡單的歸納出版樁式碼頭受地震力作用下可能的破壞模式如圖 3.2.1 所示，茲將可能的破壞模式及原因說明如下：

1. 版樁結構：此部份指的是版樁結構本體，其可能的破壞模式為結構因地震所產生的額外土壓力及水壓力，超過結構原有之設計強度（包括主樁之材料容許應力、錨碇拉桿或鋼索之容許應力、錨碇版或樁之材料容許應力及穩定度等），造成結構岸壁產生裂縫、破損、拱起及下陷；或版樁沿法線方向產生位移及側傾。
2. 岸 肩：此部份指的是碼頭面，其可能的破壞模式為結構因地震力產生破壞或變位造成岸肩破裂，或因背填土砂液化產生岸肩下陷、破裂。
3. 背填土砂：其可能的破壞模式為土壤液化產生沉陷，或因鋼版樁的破損產生背填土砂發生漏砂及淘空的現象。
4. 附屬設施：因地震力或土壤液化發生裝卸機械挫曲，輸送帶扭曲、損壞，倉庫產生裂縫或損毀，儲槽凹陷、損毀等。

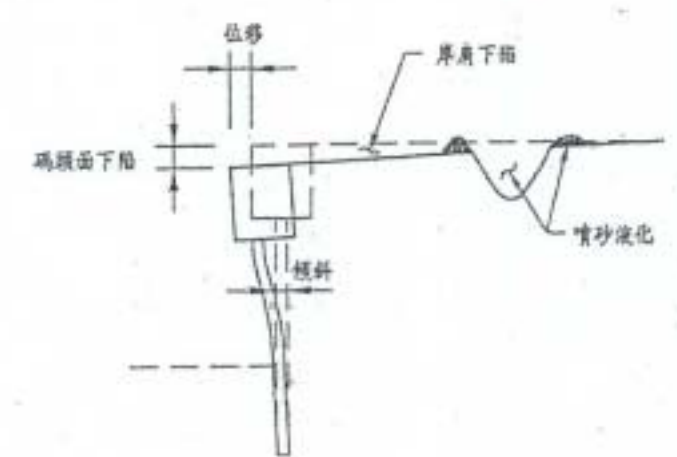


圖 3.2.1 版樁式碼頭受地震力作用可能破壞模式示意圖

資料來源：震後港灣及河海堤快速診斷手冊之建立與震後港灣及河海堤快速補強手段[6]

3.3 破壞影響因素

根據「震後港灣及河海堤快速診斷手冊之建立與震後港灣及河海堤快速補強手段」^[6]該研究報告整理之港灣及河海堤地震災害之影響因素，配合日本阪神地震及台灣 921 集集大地震及前面實際案例可歸納出碼頭結構物受地震破壞的規模及影響程度之影響因素為地震規模及深度、地理位置、土層及土壤特性、基礎型式及結構型式等，茲說明如下：

1.地震規模及深度

日本阪神地震的規模為 7.2，震源深度約 14 公里，台灣 921 集集大地震的規模為 7.3，震源深度約 7 公里，這兩次地震的規模均超過 7 以上，且震源深度均屬淺層，也均造成地表結構物大規模且嚴重的損害。

歸納原因為地震規模越大，地殼釋放出的能量越大，對結構物的破壞當然就越大，另外，在相同的地震規模下，震源深度越淺，對結構物的影響也越大。

2.地理位置

日本阪神地震中受損的港口及河海堤，均在震央的周圍附近，尤其是神戶港距震央僅約 17 公里，因此其損壞的程度及規模均相當大，阪神大地震震央與神戶港相關位置如圖 3.3.1 所示。而台中港距 921 集集大地震的震央約 50 餘公里，因此其受損程度及規模均較為輕微，921 集集大地震震央與台中港相關位置如圖 3.3.2 所示。

由上面兩港的受損情形比較得知，距離震央越近的結構物其受損會越嚴重，較遠的結構物因地震能量傳遞的衰減，所受到的地震力變小，相對的受損也會較小。

3.土層及土壤特性

由於碼頭結構物是建築在臨海地區，其土層常屬於沖積土層，另外其建造過程亦常利用抽砂來填後線土地，而沖積土層及抽砂填土在地震力作用下均極可能產生液化或沉陷的現象，以致造成港灣設施及河海堤的塌陷損壞。神戶港土層斷面如圖 3.3.3 所示，台中港 1 至 4 號碼頭後線土層斷面如圖 3.3.4 所示。

4.基礎型式

由於上述土層及土壤特性的因素，因此港灣及河海堤結構建造時的基礎型式，將會影響到它們受地震作用時的破壞可能，例如以樁基礎支撐的結構物將有助於防止因液化下陷，而產生破壞的可能。

5.結構型式

神戶港受損的碼頭及岸壁中，經統計以沉箱重力式的受損最多，較嚴重，而版樁式及棧橋式的受損較少，台中港受損的碼頭亦是沉箱重力式，其原因為不同的結構型式所承受的地震力不同所致。

依規範設計地震力 $V=K_h \times W$ 為例，在相同的設計震度 K_h 下，結構物自重越大，相對的其設計地震力就越大，也就是該結構物所承受的地震力就越大。



圖 3.3.1 阪神大地震震央與神戶港相關位置圖

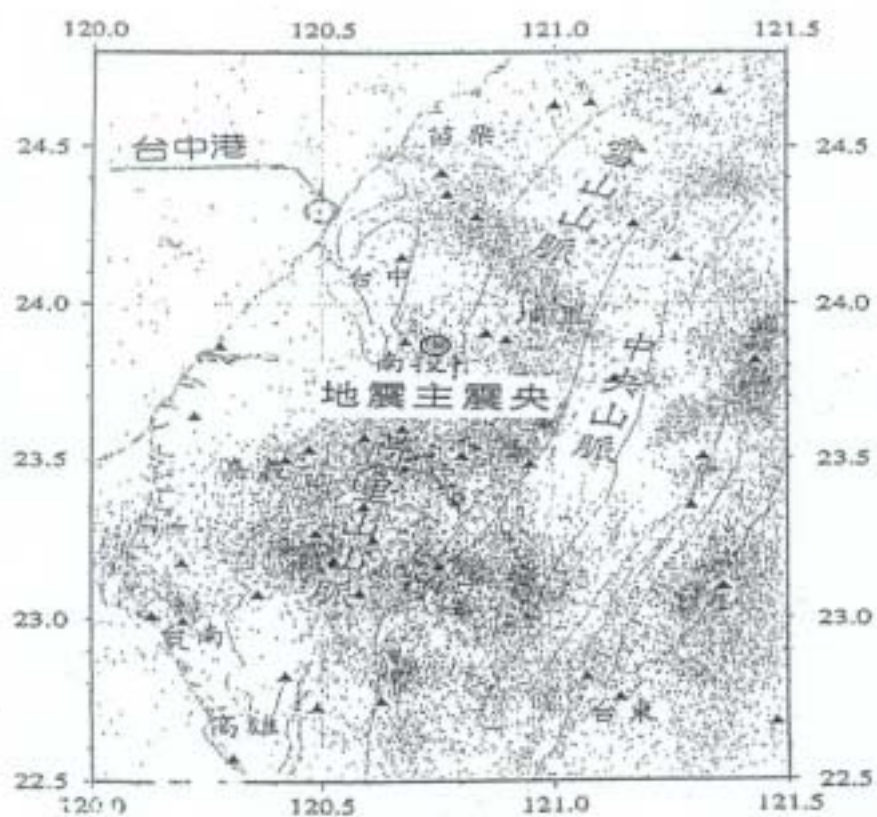


圖 3.3.2 921 集集大地震震央與台中港相關位置圖

資料來源：震後港灣及河海堤快速診斷手冊之建立與震後港灣及河海堤快速補強手段[6]

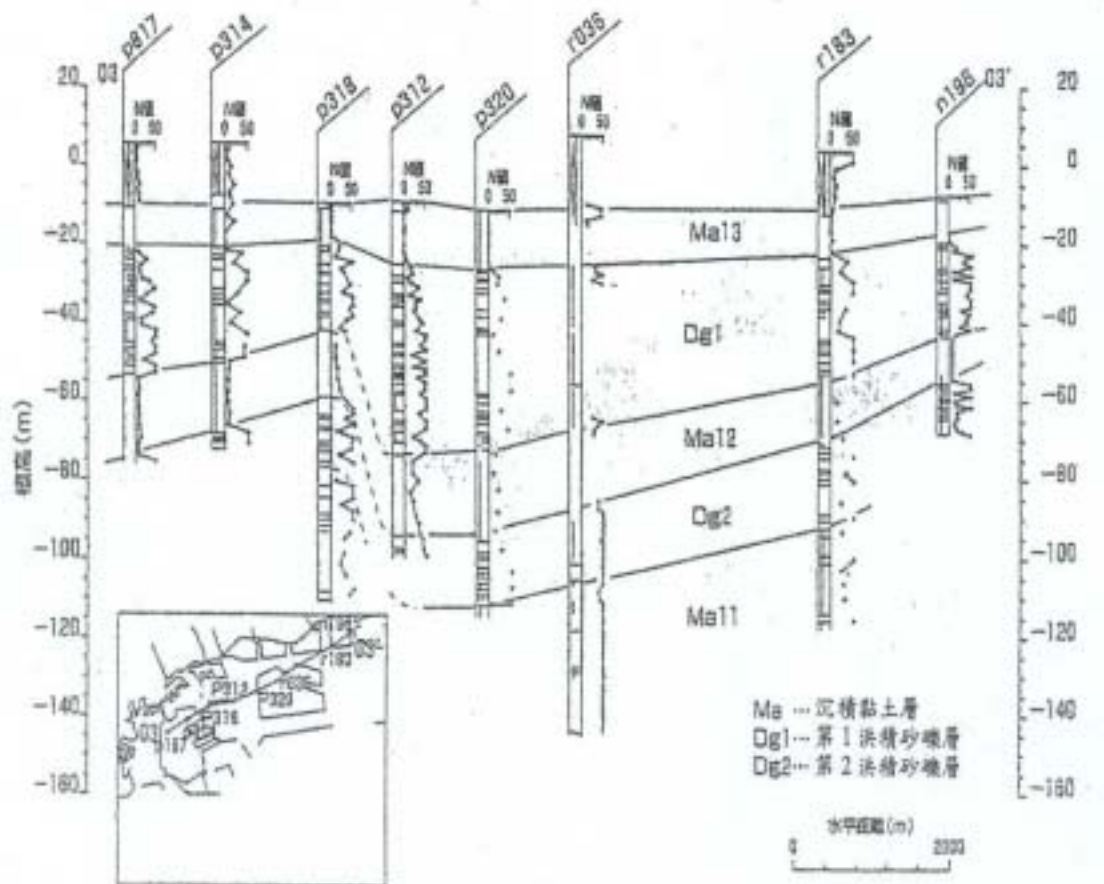


圖 3.3.3 神戶港土層斷面示意圖

資料來源：震後港灣及河海堤快速診斷手冊之建立與震後港灣及河海堤快速補強手段[6]

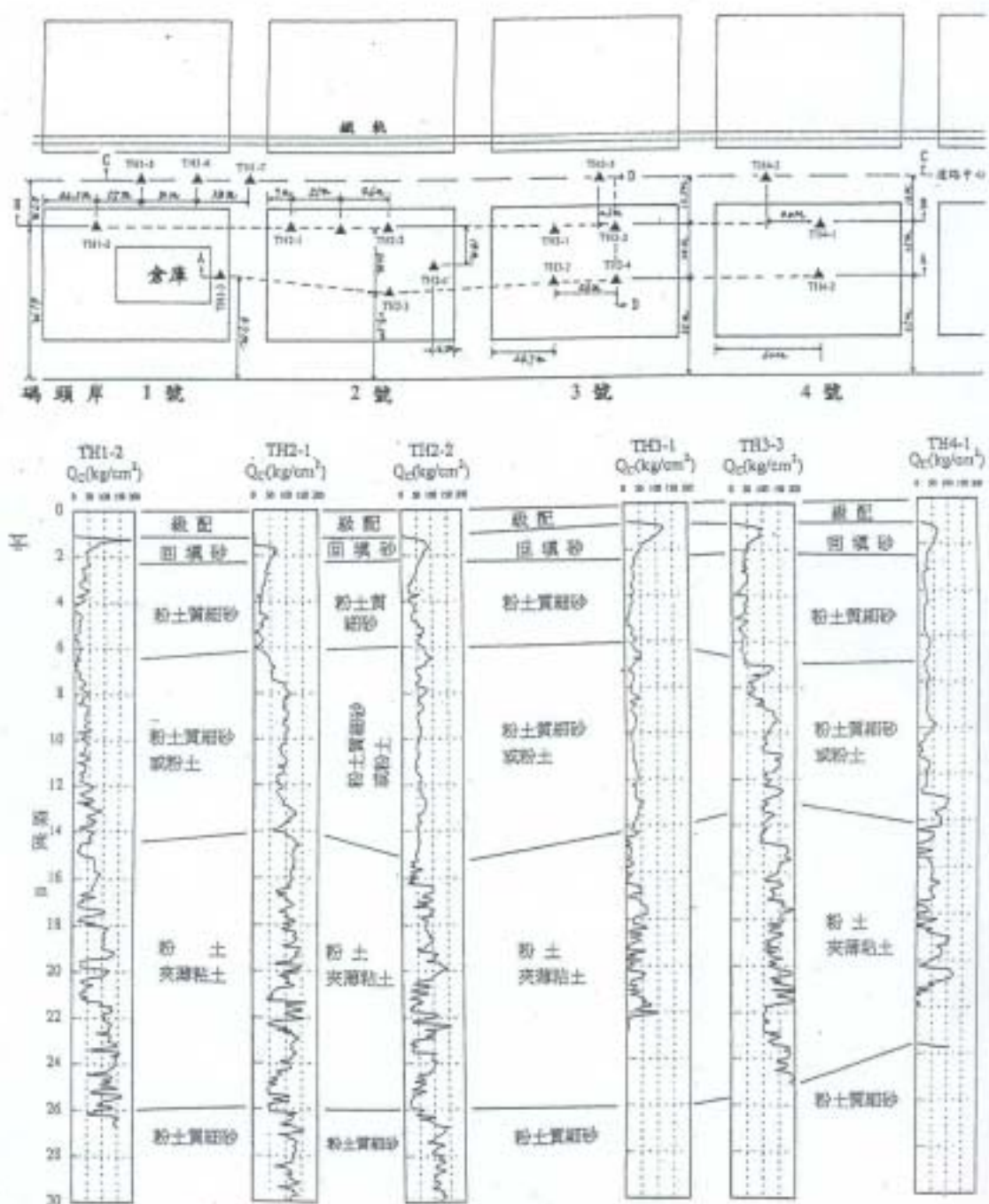


圖 3.3.4 台中港 1 至 4 號碼頭後線土層斷面示意圖

資料來源：台中港 1 至 4A 碼頭 921 地震液化災損初步調查研究[7]

第四章 地震引致版樁式碼頭構造物之穩定性檢核

版樁式碼頭在地震力作用下，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，造成版樁式碼頭構造物更加不穩定。本章，首先針對版樁式碼頭的受力機制作說明，接著針對版樁式碼頭受到地震力時其穩定性加以探討，並以實例作說明。茲說明如下：

4.1 版樁式碼頭受力機制

本節將探討版樁式碼頭構造物之受力機制，約可分為下列幾種情況：

1. 平常情況

版樁受力示意圖如圖 4.1.1 所示，由圖中可瞭解版樁承受主動土壓力、被動土壓力、殘留水壓力、錨碇力及上載荷重。若不考慮土層滑動及構材的容許強度，該受力機制的版樁穩定條件為錨碇力與被動土壓力之水平合力要大於主動土壓力、殘留水壓力與上載荷重組成的水平合力。

2. 地震情況

(1) 背填土壤未液化

版樁受力示意圖如圖 4.1.2 所示，由圖中可瞭解版樁承受動主動土壓力、動被動土壓力、殘留水壓力、動水壓力、錨碇力及上載荷重。若不考慮土層滑動、錨碇有無失效及構材的容許強度，該受力機制的版樁穩定條件為錨碇力與動被動土壓力之水平合力要大於動主動土壓力、殘留水壓力、動水壓力與上載荷重組成的水平合力。

(2)背填土壤部分液化

版樁受力示意圖如圖 4.1.3 所示，由圖中可瞭解版樁承受動主動土壓力、動被動土壓力、殘留水壓力、動水壓力、錨碇力及上載荷重，另外加上液化土壤產生的側壓力，包括動流體壓力及超額孔隙水壓力。若不考慮土層滑動、錨碇有無失效及構材的容許強度，該受力機制的版樁穩定條件為錨碇力與動被動土壓力之水平合力要大於動主動土壓力、殘留水壓力、動水壓力、上載荷重與陸側液化土層之動流體壓力及超額孔隙水壓力所組成的水平合力。

(3)所有土層液化

版樁受力示意圖如圖 4.1.4 所示，由圖中可瞭解版樁承受殘留水壓力、動水壓力、錨碇力及上載荷重，另外加上液化土壤產生的側壓力，包括動流體壓力及超額孔隙水壓力。若不考慮土層滑動、錨碇有無失效及構材的容許強度，該受力機制的版樁穩定條件為錨碇力與海側土層液化所產生的超額孔隙水壓力之水平合力要大於殘留水壓力、動水壓力、上載荷重與陸側液化土層之動流體壓力及超額孔隙水壓力所組成的水平合力。但原則上此種受力情況，版樁結構早已因錨碇土層的液化造成錨碇失效而破壞，或錨碇鋼索（桿）因承受過大的拉力超過材料容許應力而破壞，即使上述錨碇失效的狀況不發生，海側的土層液化所產生的超額孔隙水壓力對錨碇鋼索（桿）所產生的力矩也無法抵抗圖 4.1.4 所示的其他所有水平力對錨碇鋼索（桿）所產生的力矩，所以此情況基本上結構是不可能穩定的，所以本研究不列入分析的項目。

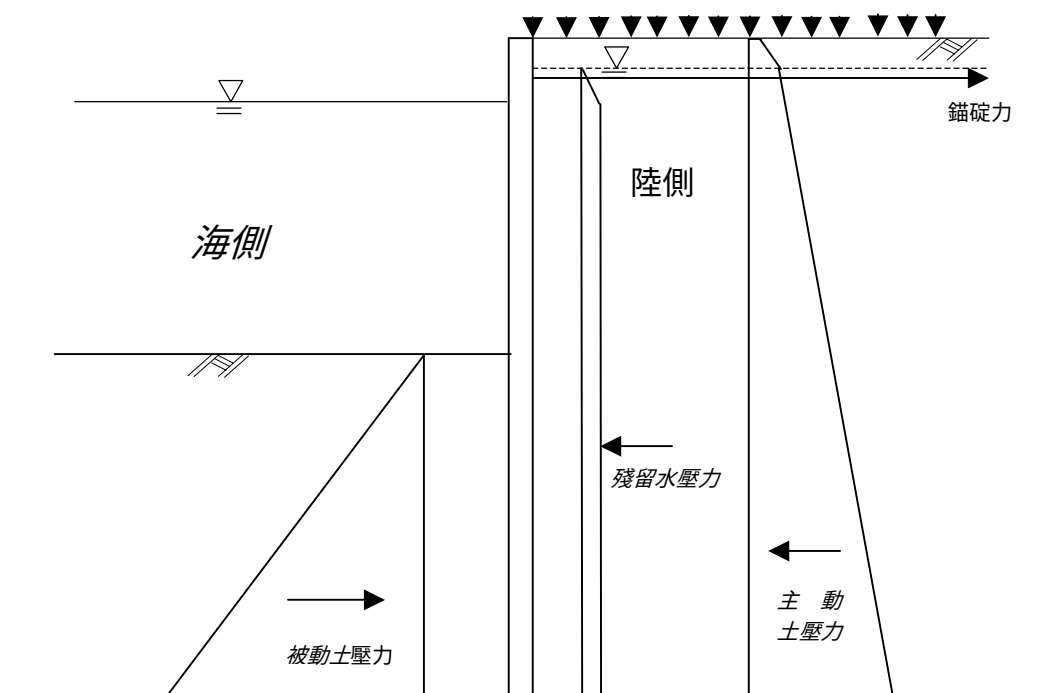


圖 4.1.1 常時版樁式碼頭受力示意圖

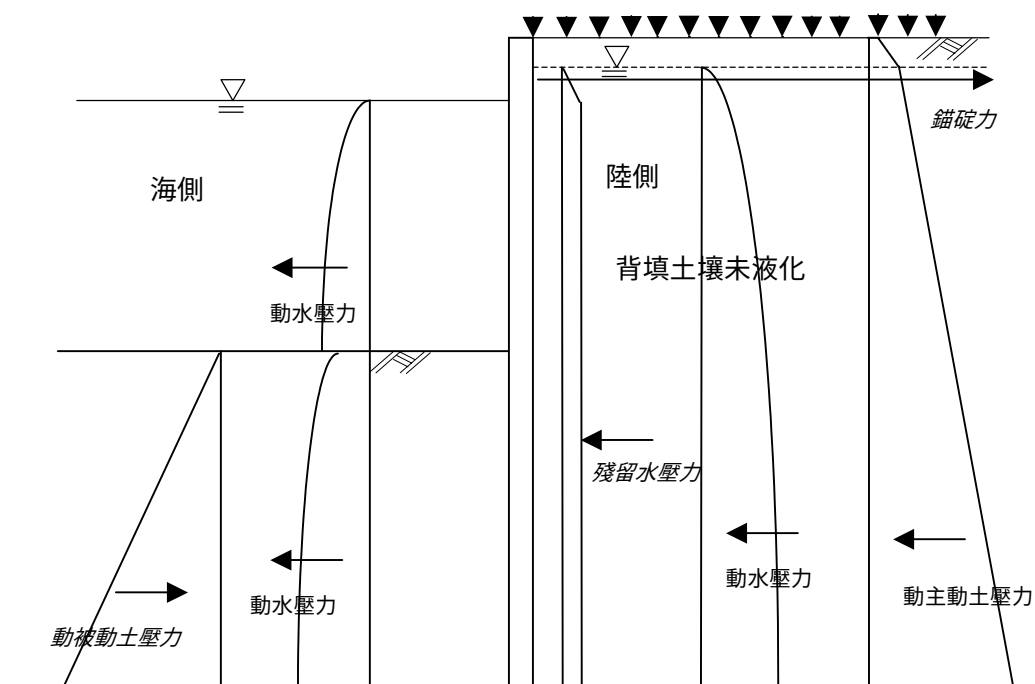


圖 4.1.2 地震時背填土壤未液化版樁式碼頭受力示意圖

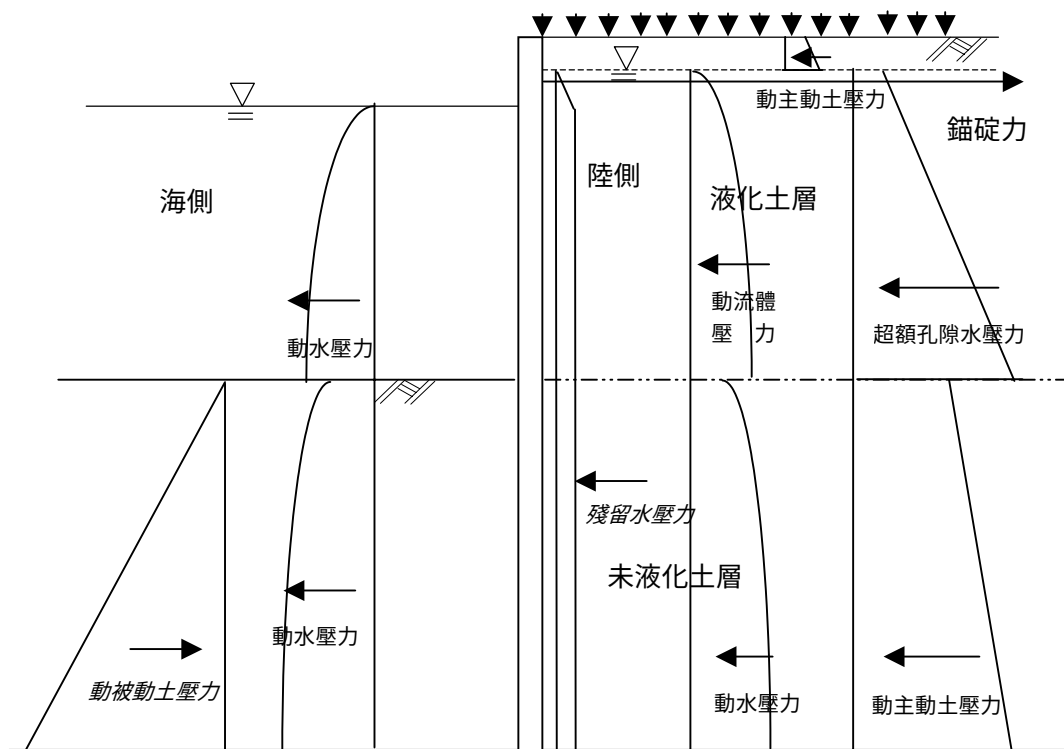


圖 4.1.3 地震時背填土壤部份液化版樁式碼頭受力示意圖

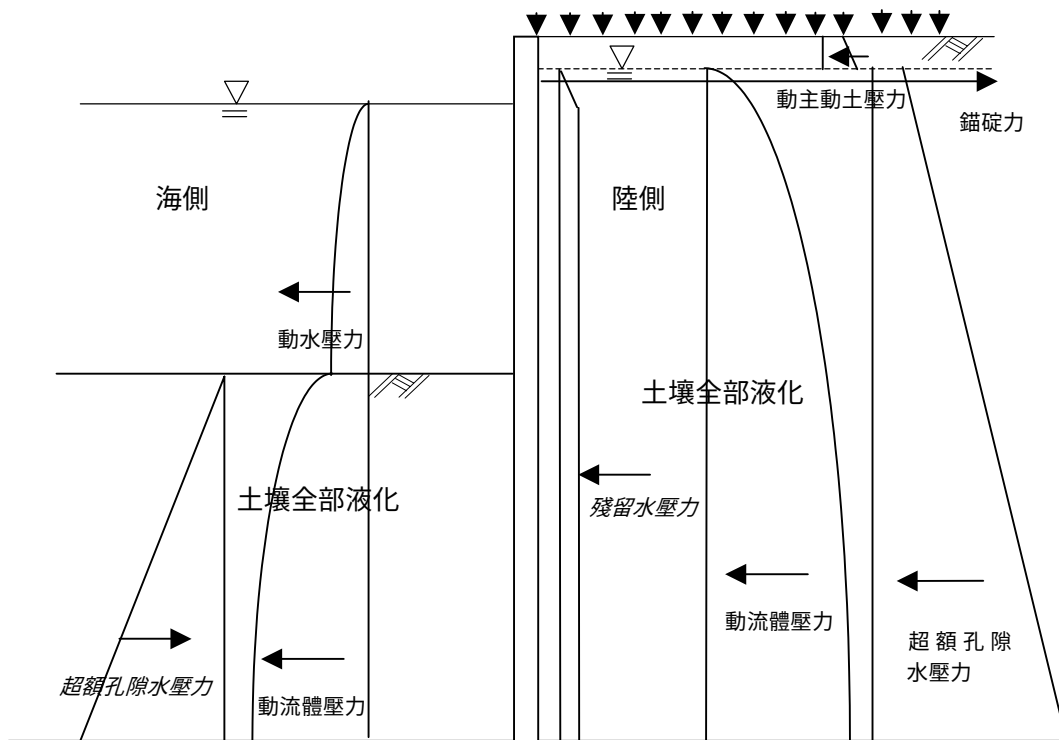


圖 4.1.4 地震時土壤全部液化版樁式碼頭受力示意圖

4.2 實例探討

從過去地震造成港灣構造物的破壞案例得知，地震產生的土壤液化對港灣構造物的破壞最為嚴重，所以在分析港灣構造物的穩定性時，背填土壤液化所產生的影響實在是不容忽視，所以本節在探討地震力作用下現有版樁式碼頭結構物之安全性檢核時，將以背填土未液化及背填土部分液化兩種情況來分別檢核。本節以某國際港之版樁式碼頭為例作一說明，由於該結構物為民國 63 年所設計，所以當初設計所考量的設計條件可能與現況考量的情形不同，包括地表地震力的設定、地震作用下產生的動水壓力及土層液化所產生對結構的影響，因此導致本研究探討的結果可能會與現況有所出入。茲說明如下：

4.2.1 版樁現況與分析條件

由於該碼頭已設計近三十年，所以當初的設計條件已不易獲得，本研究依據目前鋼筋混凝土建築物耐震能力評估所設定的檢核地表加速度 $0.1g$ 為檢核的地震力來分析，並將該碼頭現況之斷面圖（如圖 4.2.1 所示）、該港設計科所提供之結構構材強度（如表 4.2.1 所示）及該碼頭民國 90 年 8 月地質鑽探所得之碼頭陸上的地質分析資料^[8]（如表 4.2.2 所示）合併處理成圖 4.2.2 所示的本研究結構物穩定性的分析資料。

表 4.2.1 版樁構材相關資料表

	斷面積 A	慣性矩 I	斷面模數 Z	彈性係數 E	降服強度 σ_y
主樁 FSP-IVA	-	55,200*2	3,150*2	2100000 kg/cm ²	3000 kg/cm ²
錨碇樁 FSP-III	-	16,400	1,310	2100000 kg/cm ²	3000 kg/cm ²
錨碇拉桿	44.18cm ²	-	-	2100000 kg/cm ²	2400 kg/cm ²

表 4.2.2 碼頭陸上區土壤參數

深度(M)	厚度(M)	土壤描述	N	r_t (T/M ³)	C (T/M ²)	ϕ (deg.)
12	12	灰色沉泥質砂偶夾貝殼	8	2.00	0.	24
16	4	灰色沉泥質黏土	6	1.85	0.5	24
24	8	灰色沉泥質砂或砂質沉泥	22	1.97	0.	31
36	12	灰色沉泥質砂夾砂質沉泥	34	1.99	0.	34
50	14	灰色沉泥質黏土或砂質沉泥	42	2.00	-	-

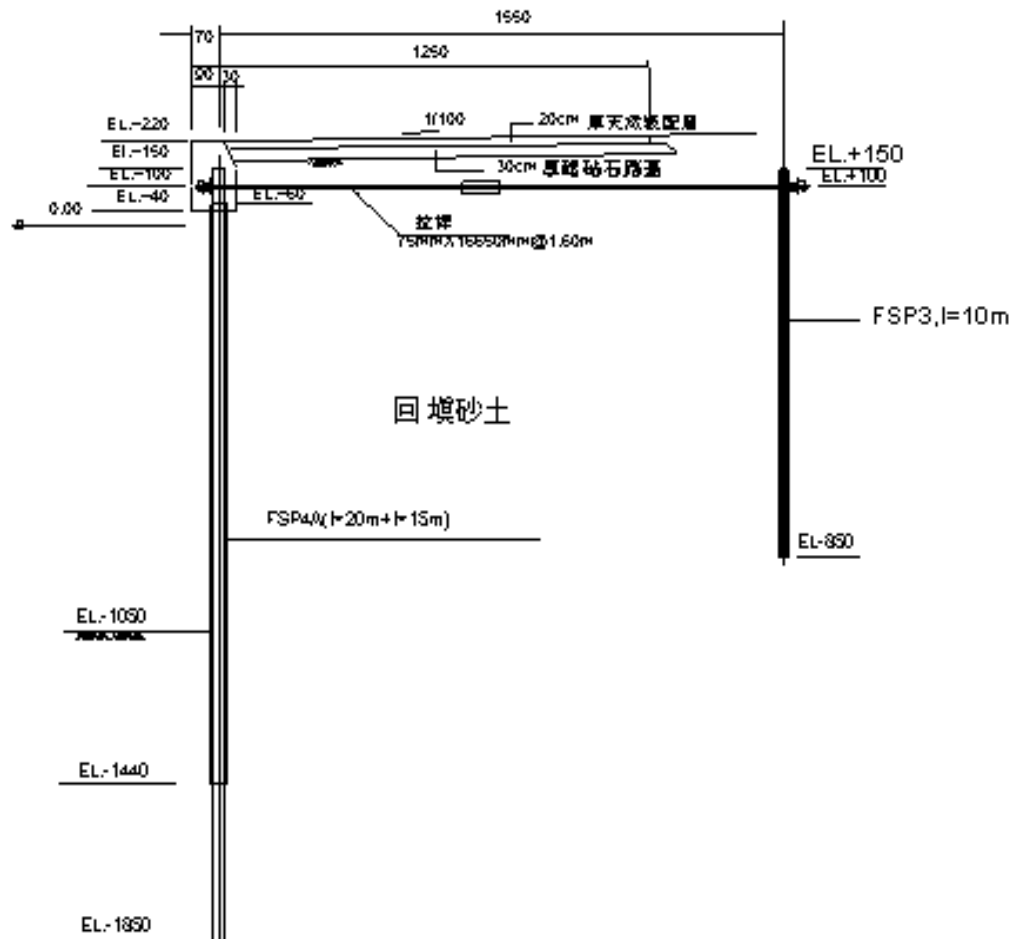


圖 4.2.1 #54~#57 號碼頭現況斷面示意圖

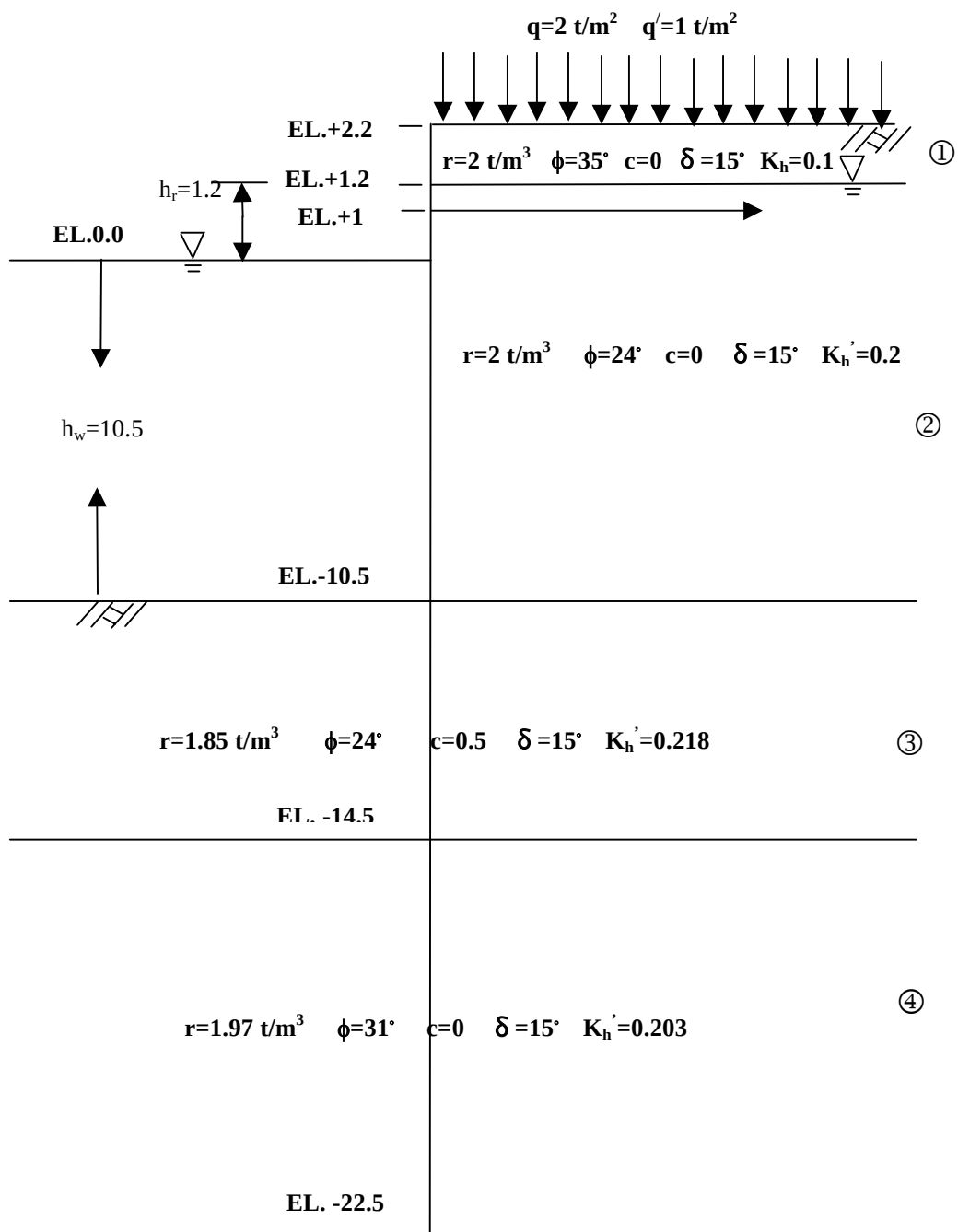


圖 4.2.2 #54~#57 號碼頭各土層土壤參數示意圖

4.2.2 地震力作用下背填土壤未液化穩定性檢核

本小節針對#54~#57 號版樁式碼頭地震力作用下背填土壤未液化之安全性作一檢核，以圖 4.2.2 所示的各土層參數，配合部頒碼頭設計基準所規定的公式，如本報告第二章文獻回顧之 2-2-14、2-2-17 式計算得各土層地震力作用下之主動土壓力係數（ka）及被動土壓力係數（kp），如表 4.2.3 所示。

表 4.2.3 各土層地震主動土壓力係數（ka）及被動土壓力係數（kp）

土層	q_i'	r_i'	ϕ_i	c_i	δ_i	K_{hi}	θ_i (徑度)	H_i (土層厚度)	ka_i	kp_i
1	1	2	35°	0	15°	0.1	0.0997	1	0.306	-
2	1	1	24°	0	15°	0.2	0.1974	11.7	0.558	-
3	1	0.85	24°	0.5	15°	0.218	0.2143	4	0.580	2.866
4	1	0.97	31°	0	15°	0.203	0.2003	8	0.439	4.362

1. 主鋼版樁檢核

(1) 入土長度檢核

依規範規定，版樁入土長度須滿足下式

$$S.F. \leq \frac{M_p}{M_a} \dots\dots\dots(4-2-1)$$

式中

S.F.：安全係數（常時 1.5，地震時 1.2）

M_p ：被動土壓力對拉桿裝設點之力矩

M_a ：主動土壓力與殘留水壓力對拉桿裝設點之力矩

本研究以 Fortran 語言撰寫程式，分析版樁所需入土長度、錨碇力及版樁最大彎矩，並經由 Excel 試算軟體計算驗證其正確性，在安全係數（S.F.）為 1.2 的狀況下，如表 4.2.4、表 4.2.5、圖 4.2.3 及 4-2-2 式所驗證，所需的版樁入土長度為 21 公尺，由圖 4.2.1 版樁現況可以看出，版樁現況入土深度為 20.7 公尺，稍嫌不足規範規定的長度 1.4 %。若以安全係數（S.F.）為 1.0 來檢核，如表 4.2.6、表 4.2.7、圖 4.2.4 及 4-2-3 式所驗證，所需的版樁入土長度為 20.1 公尺，則現況入土長度符合安全係數為 1.0 的情況。

表 4.2.4 各土層土壓力計算表

各層主動土壓值 (t/m)		各層被動土壓值 (t/m)		土層厚度 H _i (m)	各層主動土壓力 $= \frac{P_{ai1} + P_{ai2}}{2} \times \text{土層厚度}$		各層被動土壓力 $= \frac{P_{pi1} + P_{pi2}}{2} \times \text{土層厚度}$	
P _{a11}	0.296			1	P _{a1}	0.592 (t)		
P _{a12}	0.888							
P _{a21}	1.617			11.7	P _{a2}	55.818 (t)		
P _{a22}	7.924							
P _{a31}	7.501	P _{p11}	1.635	4	P _{a3}	33.815 (t)	P _{p1}	25.369 (t)
P _{a32}	9.406	P _{p12}	11.049					
P _{a41}	7.681	P _{p21}	14.327	4.3	P _{a4}	36.834 (t)	P _{p2}	99.392 (t)
P _{a42}	9.451	P _{p22}	31.902					

表 4.2.5 各土層對錨碇拉桿力矩計算表

P_{ai} (t) ①	與拉桿距離 (m) ②	$M_{ai} = ① \times ②$ (t-m)	P_{pi} (t) ③	與拉桿距離 (m) ④	$M_{pi} = ③ \times ④$ (t-m)
0.592	0.617	0.365			
55.818	6.939	387.318			
33.815	13.575	459.038	25.369	13.995	355.034
36.834	17.724	652.856	99.392	17.922	1781.345

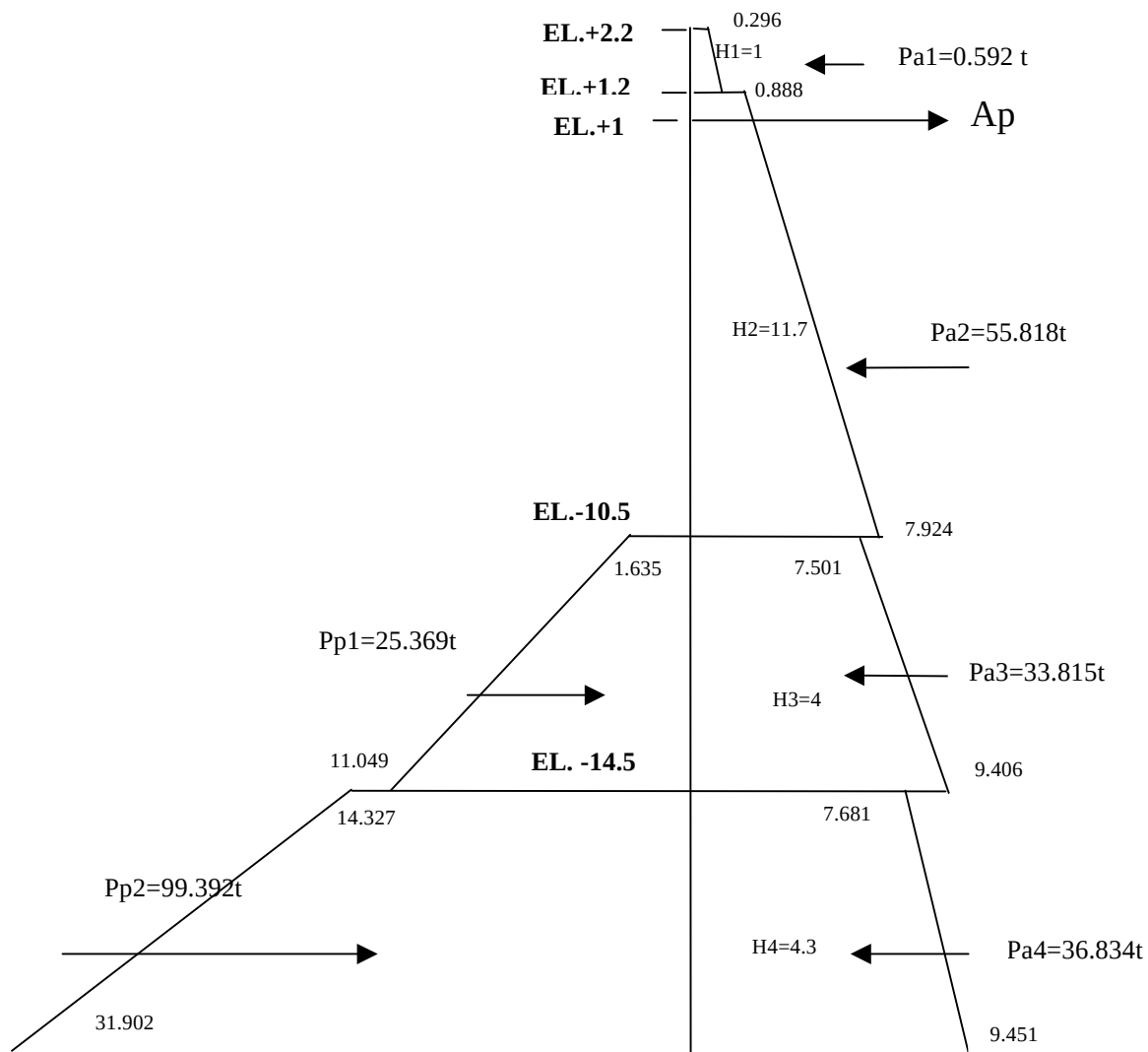


圖 4.2.3 安全係數 1.2 版樁土壓示意圖

殘留水壓對拉桿之力矩 (R_{wm})

$$\begin{aligned}
 R_{wm} &= 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r * 2/3 - 0.2) + h_r * r_w * (h_w + H3 + H4) \\
 &\quad * ((h_w + H3 + H4) / 2 + 1) \\
 &= 235.056 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

將 2-2-21 式對水深 h_w 積分得地震時之動水壓力計算式為

$$P_{dw} = 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2$$

動水壓對拉桿之力矩 (D_{wm})

$$\begin{aligned}
 D_{wm} &= 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2 * (3/5 * h_w + 1) \\
 &= 7/12 * 0.1 * 1 * 10.5 * 10.5 * (3/5 * 10.5 + 1) \\
 &= 46.948 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

$$S.F. = \frac{M_{p1} + M_{p2}}{M_{a2} + M_{a3} + M_{a4} + R_{wm} + D_{wm} - M_{a1}} = 1.2 \dots\dots\dots(4-2-2)$$

表 4.2.6 各土層土壓力計算表

各層主動土壓值 (t/m)		各層被動土壓值 (t/m)		土層厚度 H _i (m)	各層主動土壓力 $= \frac{P_{ai1} + P_{ai2}}{2} \times \text{土層厚度}$		各層被動土壓力 $= \frac{P_{pi1} + P_{pi2}}{2} \times \text{土層厚度}$	
P _{a11}	0.296			1	P _{a1}	0.592 (t)		
P _{a12}	0.888							
P _{a21}	1.617			11.7	P _{a2}	55.818 (t)		
P _{a22}	7.924							
P _{a31}	7.501	P _{p11}	1.635	4	P _{a3}	33.815 (t)	P _{p1}	25.369 (t)
P _{a32}	9.406	P _{p12}	11.049					
P _{a41}	7.681	P _{p21}	14.327	3.4	P _{a4}	28.495 (t)	P _{p2}	72.335 (t)
P _{a42}	9.081	P _{p22}	28.224					

表 4.2.7 各土層對錨碇拉桿力矩計算表

P _{ai} (t) ①	與拉桿距離 (m) ②	M _{ai} = ① × ② (t-m)	P _{pi} (t) ③	與拉桿距離 (m) ④	M _{pi} = ③ × ④ (t-m)
0.592	0.617	0.365			
55.818	6.939	387.318			
33.815	13.575	459.038	25.369	13.995	355.034
28.495	17.247	491.464	72.335	17.385	1257.554

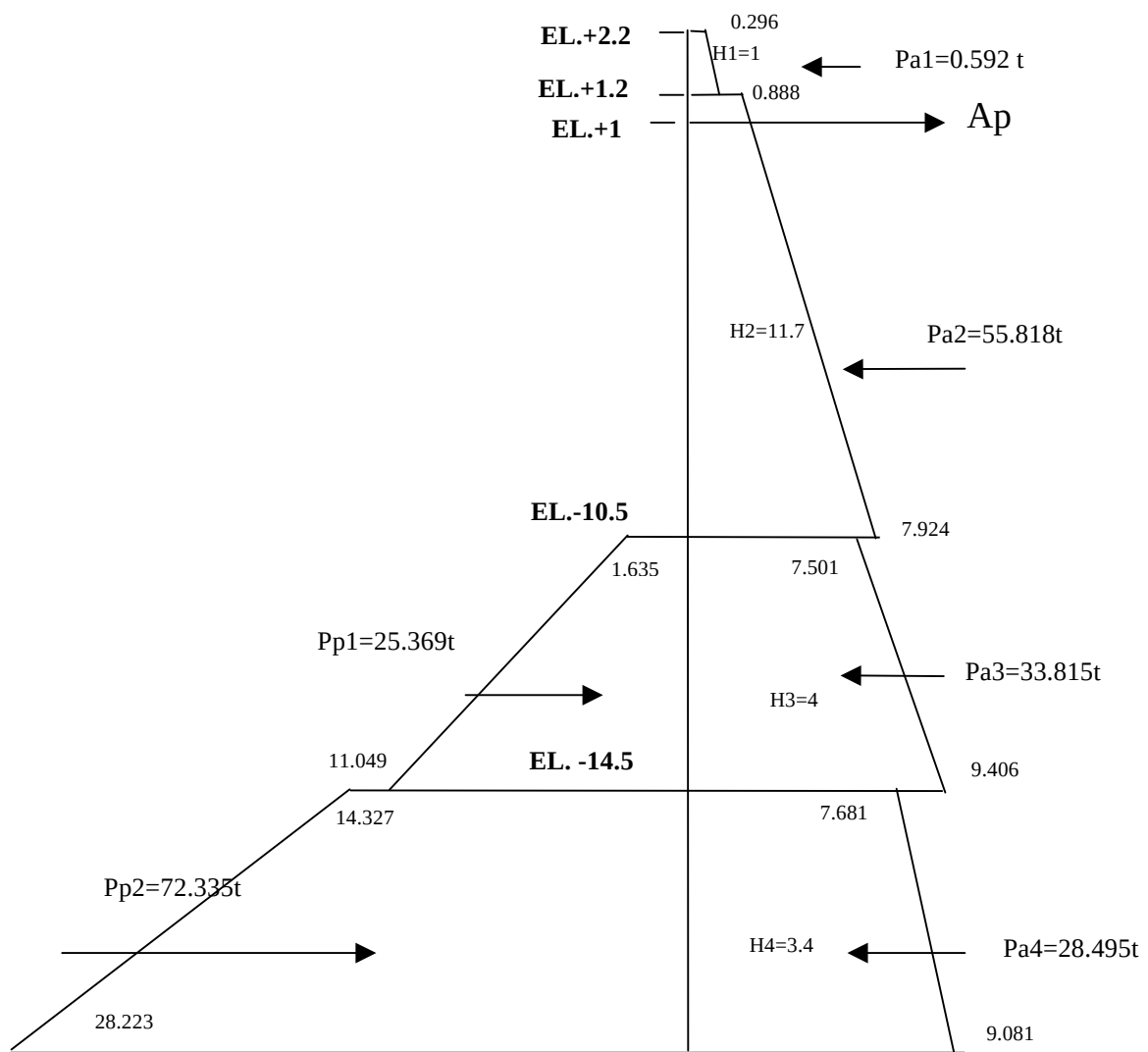


圖 4.2.4 安全係數 1.0 版樁土壓示意圖

殘留水壓對拉桿之力矩 (Rwm)

$$\begin{aligned}
 Rwm &= 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r * 2/3 - 0.2) + h_r * r_w * (h_w + H3 + H4) \\
 &\quad * ((h_w + H3 + H4) / 2 + 1) \\
 &= 214.158 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

動水壓對拉桿之力矩 (Dwm)

$$\begin{aligned}
 Dwm &= 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2 * (3/5 * h_w + 1) \\
 &= 7/12 * 0.1 * 1 * 10.5 * 10.5 * (3/5 * 10.5 + 1) = 46.948 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

$$S.F. = \frac{M_{p1} + M_{p2}}{M_{a2} + M_{a3} + M_{a4} + R_{wm} + D_{wm} - M_{a1}} = 1.0 \quad \dots\dots\dots(4-2-3)$$

(2)主鋼版樁最大彎矩與錨碇力檢核

依規範規定作用於版樁之最大彎矩，係假設版樁為以拉桿裝設位置及海底面為支承之簡支樑，而以海底面以上之土壓力、動水壓力及殘留水壓力為載重，如圖 4.2.5 所示，來計算錨碇力（ A_p ），進而求取主鋼版樁之最大彎矩。經由 Fortran 程式計算及 Excel 試算軟體驗證，版樁錨碇力為 31.545 噸，最大彎矩發生在距版樁頂點 7.5 公尺處的彎矩 111.37 噸-公尺。

主動土壓力對 A 鉸點之力矩(P_{am})

$$\begin{aligned} P_{am} &= P_{a1} * (((2 * P_{a11} + P_{a12}) / (P_{a11} + P_{a12})) * H_1 / 3 + H_2) + \\ &\quad P_{a2} * ((2 * P_{a21} + P_{a22}) / (P_{a21} + P_{a22})) * H_2 / 3 \\ &= 0.592 * 12.117 + 55.818 * 4.561 = 261.757 \text{ t-m} \end{aligned}$$

殘留水壓對 A 鉸點之力矩（ R_{wm} ）

$$\begin{aligned} R_{wm} &= 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r / 3 + h_w) + 0.5 * r_w * h_r * h_w * h_w \\ &= 73.998 \text{ t-m} \end{aligned}$$

動水壓對 A 鉸點之力矩（ D_{wm} ）

$$\begin{aligned} D_{wm} &= 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2 * (2/5 * h_w) \\ &= 7/12 * 0.1 * 1 * 10.5 * 10.5 * (2/5 * 10.5) \\ &= 27.011 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$A_p = \frac{P_{am} + R_{wm} + D_{wm}}{11.5} = 31.545 \quad t$$

$$A_p * \text{鋼索間距} = 31.545 * 1.6$$

$$=50.464 \text{ t} < 0.6 \cdot f_y \cdot \text{鋼索斷面積} = 0.6 \cdot 3000 \cdot 44.18 = 63615 \text{ kg} \\ =63.615 \text{ t} \quad (\text{O.K.})$$

經由程式運算得最大彎矩發生在距版樁頂點 7.5 公尺處。
 $M_{\max} = 111.37 \text{ 噸-公尺} < 0.6 \cdot f_y \cdot z = 0.6 \cdot 3000 \cdot (2 \cdot 3150) \\ = 113.4 \text{ 噸-公尺} \quad (\text{O.K.})$

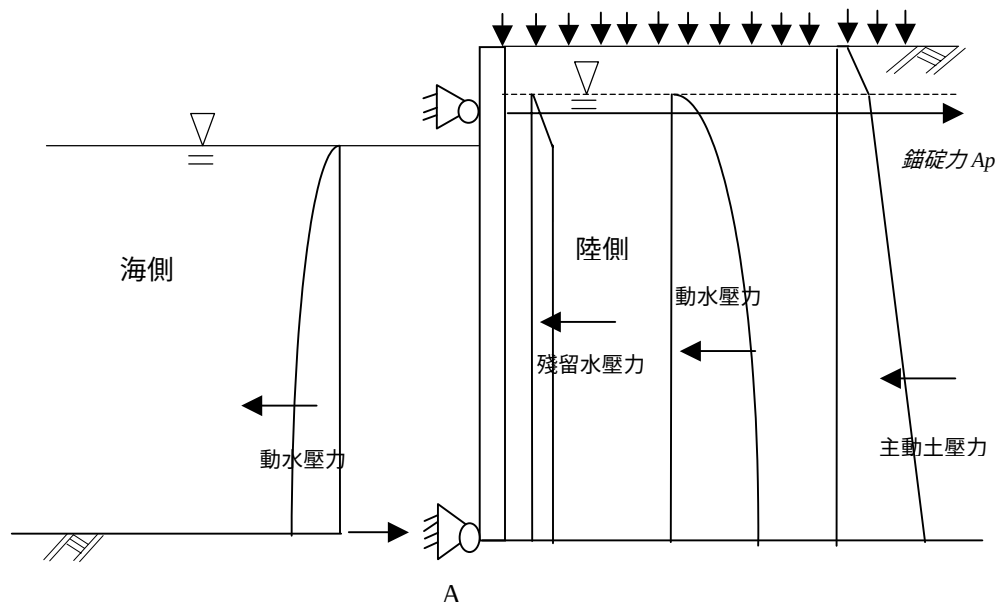


圖 4.2.5 版樁最大彎矩計算示意圖

(3) 錨碇版樁最大彎矩與入土長度檢核

本研究依據張有麟單樁橫向承載力理論來檢核錨碇版樁之最大彎矩與入土長度。

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} \quad \dots\dots\dots (4-2-4)$$

其中

T：作用於樁頭之橫向力

$$\beta：樁變形因素，\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h \times B}{4EI}}$$

k_h ：橫向地盤反力係數， $k_h=0.15N$

B ：樁寬

EI ：基樁之撓曲剛度

N ：標準貫入試驗值

由表 4.2.2 及圖 4.2.1 可以知道錨碇樁頭之土層標準貫入試驗值為 8，所以 $k_h=0.15N=1.2$ ，又 B 以 100 公分代入， $E=2100000$ ， $I=16400$ ，代入得 $\beta=0.005433$

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} = 0.322 \frac{31.54 \times 1000}{0.005433} = 1869295 = 18.69 \quad t-m$$

$$0.6 \cdot f_y \cdot Z = 0.6 \cdot 3000 \cdot 1310 = 23.58 t-m > 18.69 t-m \quad (O.K.)$$

入土錨碇鋼版樁長 $L_m = \pi/\beta$ ，由圖 4.2.1 所示錨碇鋼版樁長 8.5 公尺，依下式檢核結果顯示長度足夠。

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 5.78 m < 8.5 m \quad (O.K.)$$

(4)錨碇距離 (D) 檢核

由圖 4.2.1 及圖 4.2.2 可得知錨碇土層之 $\phi=24^\circ$ 、 $\delta=15^\circ$ 、 $k_h=0.2$ ，由規範查得主動破壞角 $\zeta_a=38.6^\circ$ ，被動破壞角 $\zeta_p=19.2^\circ$ ，則錨碇最短距離長度如下式計算得 20.16 公尺，現況 15.5 公尺長顯然不足。

$$\begin{aligned} D &= H_2 \cdot \cot \zeta_a + (L_m/3) \cdot \cot \zeta_p \\ &= 20.16 m > 15.5 m \quad (N.G.) \end{aligned}$$

4.2.3 地震力作用下背填土壤部分液化穩定性檢核

依據本所謝研究員明志用 Seed 液化潛能評估理論，以 GIS 軟體模擬高雄港區的液化風險度，如圖 4.2.6 所示，在地震規模 $M=7$ ，地表加速度 $PGA=0.1g$ 的條件下，#54~#57 號碼頭（圖中標示部分）之液化指數已達 15 以上，依 Seed 的定義已達嚴重液化風險的程度，所以本節將針對#54~#57 號版樁式碼頭地震力作用下背填土壤部份液化之安全性作一檢核。依分析結果背填土在海底面以上之土層已液化，由於第一層土層為級配料及碼頭鋪面，所以第一層土層應不致液化，故本研究檢核之碼頭受力示意圖如圖 4.1.3 所示。

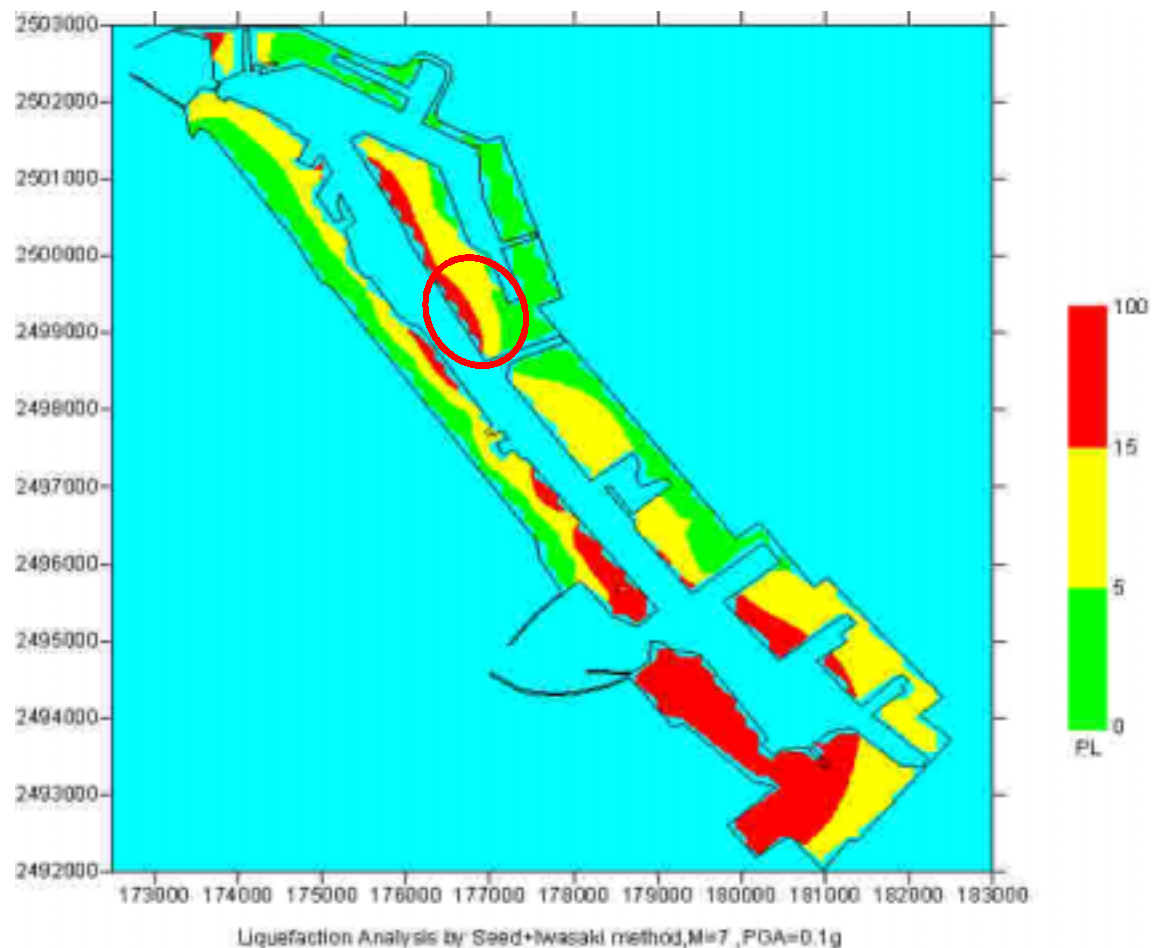


圖 4.2.6 高雄港區地震引致土壤液化之機率危害度

1. 主鋼版樁檢核

(1) 入土長度檢核

以 Excel 試算軟體檢核，在安全係數 (S.F.) 為 1.2 的狀況下，如表 4.2.8、表 4.2.9、圖 4.2.7 及 4-2-5 式所驗證，所需的版樁入土長度為 22.3 公尺，以版樁現況入土深度為 20.7 公尺，不足規範規定的長度 7.2 %。若以安全係數 (S.F.) 為 1.0 來檢核，如表 4.2.10、表 4.2.11、圖 4.2.8 及 4-2-6 式所驗證，所需的版樁入土長度為 21.2 公尺，則現況入土長度仍嫌不足 2.4 %。

表 4.2.8 各土層土壓力計算表

各層主動土壓值 (t/m)		各層被動土壓值 (t/m)		土層厚度 H_i (m)	各層主動土壓力 $= \frac{p_{ai1} + p_{ai2}}{2} \times \text{土層厚度}$		各層被動土壓力 $= \frac{p_{pi1} + p_{pi2}}{2} \times \text{土層厚度}$	
P_{a11}	0.296			1	P_{a1}	0.592 (t)		
P_{a12}	0.888							
P_{a31}	7.501	P_{p11}	1.635	4	P_{a3}	33.815 (t)	P_{p1}	25.369 (t)
P_{a32}	9.406	P_{p12}	11.049					
P_{a41}	7.681	P_{p21}	14.327	5.6	P_{a4}	49.469 (t)	P_{p2}	144.318 (t)
P_{a42}	9.986	P_{p22}	37.216					

表 4.2.9 各土層對錨碇拉桿力矩計算表

P_{ai} (t) ①	與拉桿距離 (m) ②	$M_{ai} = ① \times ②$ (t-m)	P_{pi} (t) ③	與拉桿距離 (m) ④	$M_{pi} = ③ \times ④$ (t-m)
0.592	0.617	0.365			
33.815	13.575	459.038	25.369	13.995	355.034
49.469	18.422	911.304	144.318	18.715	2700.840

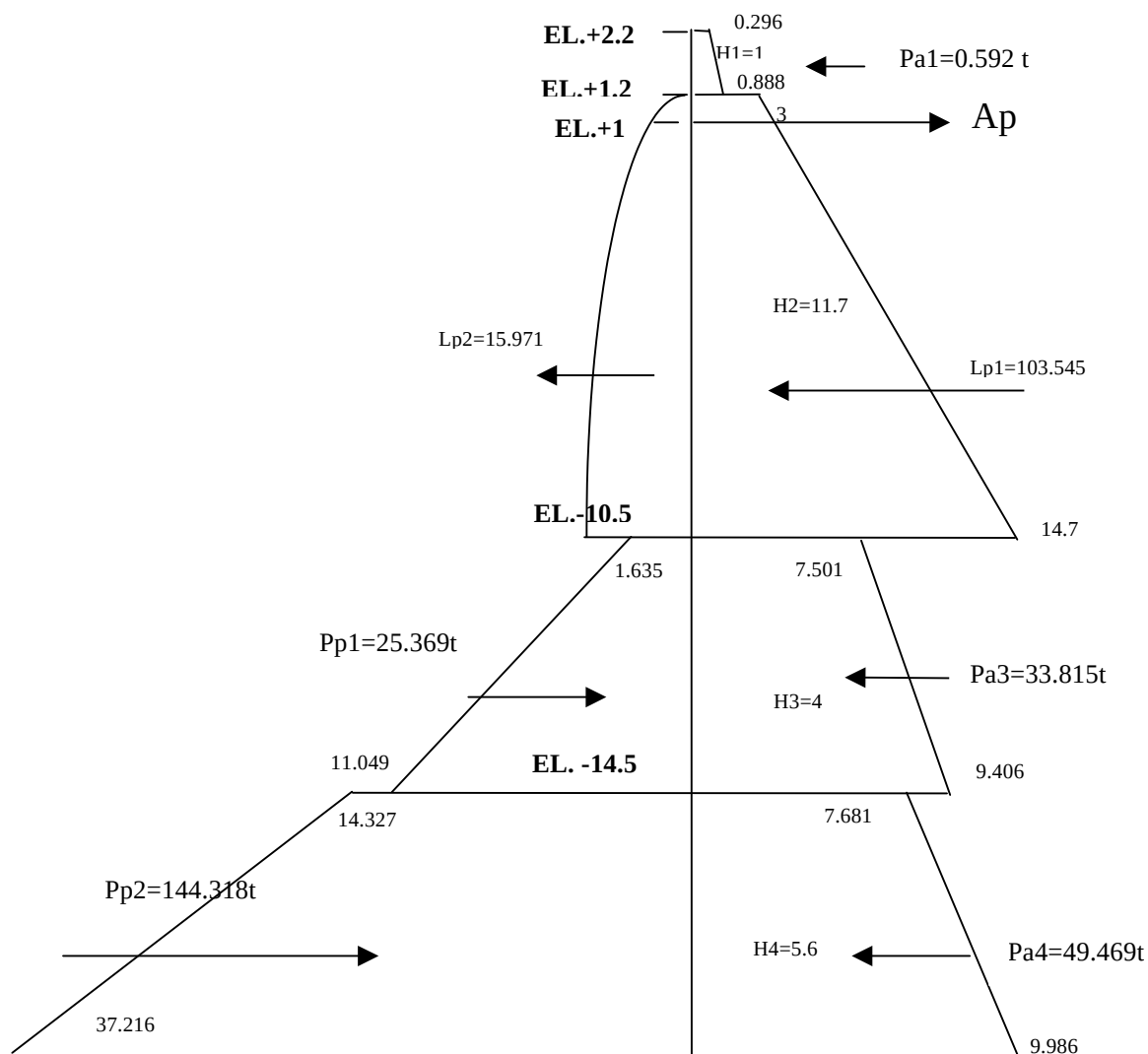


圖 4.2.7 安全係數 1.2 版樁土壓示意圖

液化土層之側壓力

=液化之超額孔隙水壓力(L_{p1}) + 液化時之動流體壓力(L_{p2})

液化時之超額孔隙水壓力 (L_{p1} = 土壤之有效總應力)

$$L_{p1_1} = q' + r_1 * H_1 = 3 \text{ t/m}$$

$$L_{p1_2} = q' + r_1 * H_1 + r_2 * H_2 = 14.7 \text{ t/m}$$

$$L_{p1} = 0.5 * (L_{p1_1} + L_{p1_2}) * H_2 = 103.545 \text{ t}$$

液化時之動流體壓力(L_{p2})

$$Lp2 = 7/12 * k_{h1} * (r_2' + r_w) * H_2 * H_2 = 15.971 \text{ t}$$

液化土層對拉桿之力矩 (Lpm)

$$Lpm = Lp1 * (((Lp1_1 + 2 * Lp1_2) / (Lp1_1 + Lp1_2)) * H_2 / 3 - 0.2) \\ + Lp2 * (3/5 * H_2 - 0.2) = 718.497 + 108.919 = 827.416 \text{ t-m}$$

殘留水壓對拉桿之力矩 (Rwm)

$$Rwm = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r^2 / 3 - 0.2) + r_w * h_r * (h_w + H3 + H4) \\ * ((h_w + H3 + H4) / 2 + 1) \\ = 266.958 \text{ t-m}$$

動水壓對拉桿之力矩 (Dwm)

$$Dwm = 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2 * (3/5 * h_w + 1) \\ = 7/12 * 0.1 * 1 * 10.5 * 10.5 * (3/5 * 10.5 + 1) \\ = 46.948 \text{ t-m}$$

$$S.F. = \frac{M_{p1} + M_{p2}}{Lpm + M_{a3} + M_{a4} + Rwm + Dwm - M_{a1}} = 1.2 \quad \dots\dots\dots(4-2-5)$$

表 4.2.10 各土層土壓力計算表

各層主動土壓值 (t/m)		各層被動土壓值 (t/m)		土層厚度 H _i (m)	各層主動土壓力 $= \frac{p_{ai1} + p_{ai2}}{2} \times \text{土層厚度}$		各層被動土壓力 $= \frac{p_{pi1} + p_{pi2}}{2} \times \text{土層厚度}$	
P _{a11}	0.296			1	P _{a1}	0.592 (t)		
P _{a12}	0.888							
P _{a31}	7.501	P _{p11}	1.635	4	P _{a3}	33.815 (t)	P _{p1}	25.369 (t)
P _{a32}	9.406	P _{p12}	11.049					
P _{a41}	7.681	P _{p21}	14.327	4.5	P _{a4}	38.733 (t)	P _{p2}	105.854 (t)
P _{a42}	9.534	P _{p22}	32.720					

表 4.2.11 各土層對錨碇拉桿力矩計算表

P_{ai} (t) ①	與拉桿距離 (m) ②	$M_{ai} = ① \times ②$ (t-m)	P_{pi} (t) ③	與拉桿距離 (m) ④	$M_{pi} = ③ \times ④$ (t-m)
0.592	0.617	0.365			
33.815	13.575	459.038	25.369	13.995	355.034
38.733	17.831	690.635	105.854	18.043	1909.945

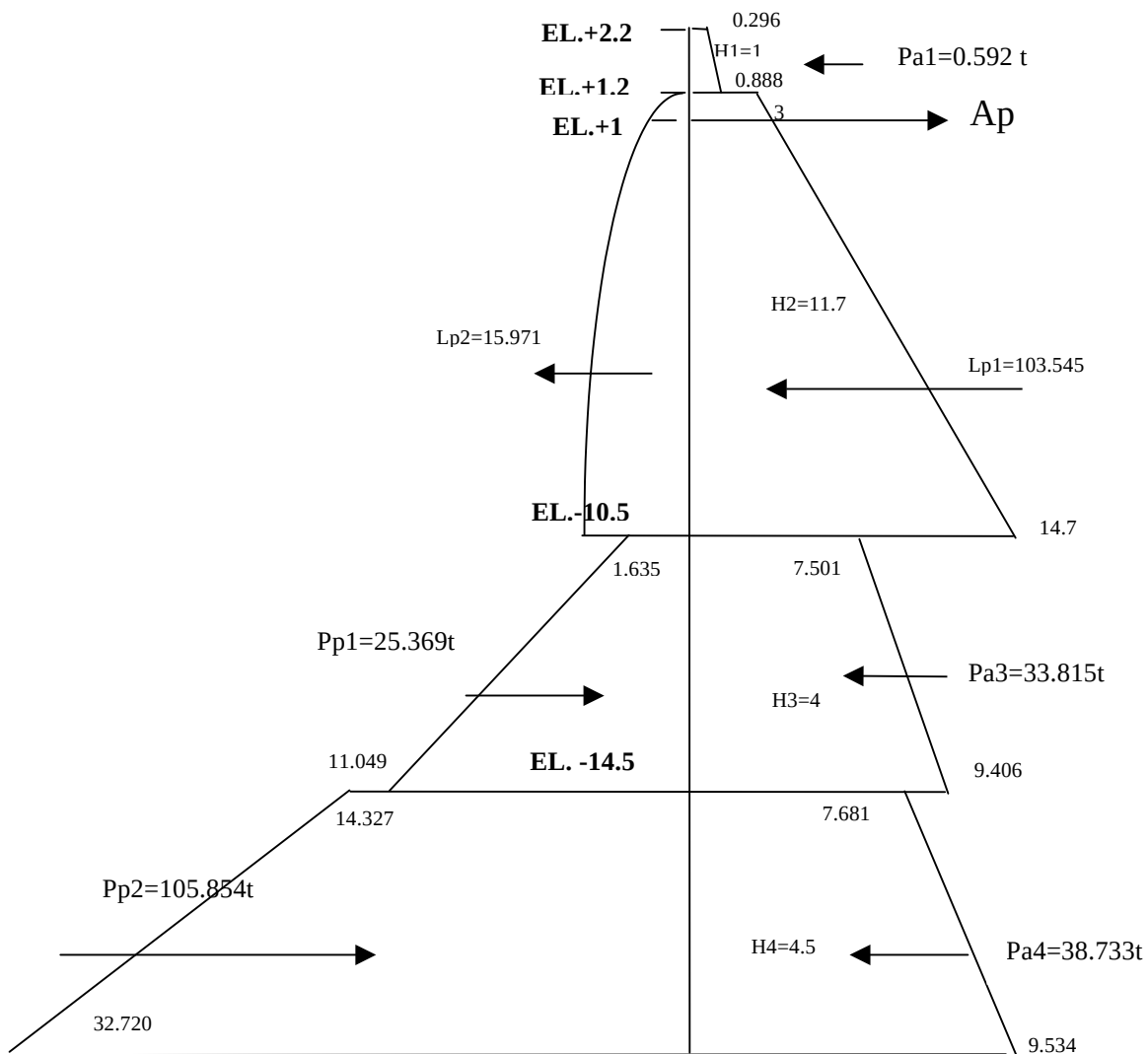


圖 4.2.8 安全係數 1.0 版樁土壓示意圖

殘留水壓對拉桿之力矩 (Rwm)

$$Rwm = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r * 2/3 - 0.2) + r_w * h_r * (h_w + H3 + H4) \\ * ((h_w + H3 + H4) / 2 + 1) \\ = 239.832 \text{ t-m}$$

動水壓對拉桿之力矩 (Dwm)

$$Dwm = 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2 * (3/5 * h_w + 1) \\ = 7/12 * 0.1 * 1 * 10.5 * 10.5 * (3/5 * 10.5 + 1) = 46.948 \text{ t-m}$$

$$S.F. = \frac{M_{p1} + M_{p2}}{Lpm + M_{a3} + M_{a4} + Rwm + Dwm - M_{a1}} = 1.0 \dots\dots\dots(4-2-6)$$

(2)主鋼版樁最大彎矩與錨碇力檢核

依 4.2.2 節規範規定之計算方式，以 Excel 試算軟體計算得版樁錨碇力為 56.973 噸，最大彎矩發生在距版樁頂點 8.1 公尺處的彎矩 231.91 噸-公尺。

背填土壓力對 A 鉸點之力矩(Pam)

$$Pam = P_{a1} * (((2 * P_{a11} + P_{a12}) / (P_{a11} + P_{a12})) * H1 / 3 + H2) + \\ LP1 * (((2 * LP1_1 + LP1_2) / (LP1_1 + LP1_2)) * H2 / 3 + \\ LP2 * (2/5 * H2) \\ = 0.592 * 12.117 + 103.545 * 4.561 + 15.971 * 4.68 \\ = 554.184 \text{ t-m}$$

殘留水壓對 A 鉸點之力矩 (Rwm)

$$Rwm = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r / 3 + h_w) + 0.5 * r_w * h_r * h_w * h_w$$

$$= 73.998 \text{ t-m}$$

動水壓對 A 鉸點之力矩 (Dwm)

$$\begin{aligned} Dwm &= 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2 * (2/5 * h_w) \\ &= 7/12 * 0.1 * 1 * 10.5 * 10.5 * (2/5 * 10.5) \\ &= 27.011 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$A_p = \frac{Pam + Rwm + Dwm}{11.5} = 56.973 \quad t$$

$$A_p * \text{鋼索間距} = 56.973 * 1.6$$

$$\begin{aligned} &= 91.157 \text{ t} > 0.6 * f_y * \text{鋼索斷面積} = 0.6 * 3000 * 44.18 = 63615 \text{ kg} \\ &= 63.615 \text{ t} \quad (\text{N.G.}) \end{aligned}$$

$$\frac{91.157 - 63.615}{91.157} = 30.2\% \quad \text{錨碇力不足 } 30.2\%$$

經由 Excel 軟體運算得最大彎矩發生在距版樁頂點 8.1 公尺處。

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 231.906 \text{ 噸-公尺} > 0.6 * f_y * z = 0.6 * 3000 * (2 * 3150) \\ &= 113.4 \text{ 噸-公尺} \quad (\text{N.G.}) \end{aligned}$$

$$\frac{231.9 - 113.4}{231.9} = 51.1\% \quad \text{最大彎矩強度不足 } 51.1\%$$

(3) 錨碇版樁最大彎矩與入土長度檢核

依據前面小節 4-2-4 公式計算錨碇版樁之最大彎矩與入土長度。由於錨碇之土層已液化，由公路橋樑耐震設計規範規定，其土壤參數要做適當的折減，因為沒有該碼頭後線土壤平均粒徑 D_{50} 及細粒料土壤含有率 FC 值，所以無法以該規範所提供的計算式計算折減值，所以本研究假設其標準貫入試驗值降為 3，所以 $k_h = 0.15N = 0.45$ ，又 B 以 100 公分代入， $E = 2100000$ ， $I = 16400$ ，代入得 $\beta = 0.004251$ 。

$$M_{\max} = 0.322 \frac{56.97 * 1000}{0.004251} = 4315300 = 43.15 \quad t - m$$

$$0.6 * f_y * Z = 0.6 * 3000 * 1310 = 23.58 \text{ t-m} < 43.15 \text{ t-m} \quad (\text{N.G.})$$

$$\frac{43.15 - 23.58}{43.15} = 45.4\% \quad \text{錨碇版最大彎矩強度不足 45.4\%}$$

入土錨碇鋼版樁長 $L_m = \pi/\beta$ ，由圖 4.2.1 所示錨碇鋼版樁長 8.5 公尺，依下式檢核結果顯示長度足夠。

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 7.39 \text{ m} < 8.5 \text{ m} \quad (\text{O.K.})$$

(4) 錨碇距離 (D) 檢核

由 4.2.2 小節之錨碇距離檢核探討中已得現況錨碇距離 15.5 公尺顯然不足，在錨碇土層液化的情況下，其錨碇距離要求則會更長，因此現況之錨碇距離則更顯不足，所以此部份就不要再探討。

4.3 小結

由 4.2 節之穩定性檢核結果，如表 4.3.1 所示，在被填土層未液化之狀況下，除了主樁入土長度在 F.S.=1.2 的情況下長度略顯不足及錨碇版與主樁之距離不夠外，其餘檢核都安全，其原因可能為當初之設計條件與本研究分析之條件不同所致，包括設計地震力、設計載重及土壤參數等。

在背填土層部分液化的情況下，本研究檢核的結果顯示，只有錨碇版樁長度足夠外，其餘檢核項目均不足，其主要原因為當初設計時應沒有考慮到土層液化的影響，才導致幾乎所有檢核項目均不足。

在檢核不足的部分，由研究顯示，版樁入土長度檢核在 F.S.=1.2 的情況下，土層未液化的條件不足 1.7%，土層部分液化的條件下不足 7.2%，入土長度不足相差不大。但在錨碇力的部分，土層未液化

的情況下錨碇力足夠，在土層部分液化的情況下，錨碇力則嚴重不足 30.2 %，也導致主樁之最大容許彎矩強度由土層未液化之足夠轉為土層部分液化之嚴重不足 51.1 %，錨碇版之強度也嚴重不足 45.4 %，由此比較得知，土層液化所產生對結構構件的影響以錨碇系統影響最大，也應證了為何地震所導致的版樁破壞往往與錨碇系統的失效與否有著很大的關係。

至於後續該如何補強構造物或改良背填土壤，使整體構造物之強度能滿足規範要求及因應土層可能因地震力而液化所導致的破壞，由於牽涉到許多不同的補強工法及相關理論，有待未來進一步的加以探討，礙於研究人力及時程的因素，所以本研究暫不予探討，僅將本研究探討的結果提供相關單位參考。

表 4.3.1 版樁式碼頭構造物穩定性檢核結果一覽表

	土層未液化		土層部分液化	
主樁入土長度檢核	F.S.=1.2	F.S.=1.0	F.S.=1.2	F.S.=1.0
	N.G.	O.K.	N.G.	N.G.
主樁容許最大彎矩檢核	O.K.		N.G.	
錨碇力檢核	O.K.		N.G.	
錨碇版容許最大彎矩檢核	O.K.		N.G.	
錨碇樁長度檢核	O.K.		O.K.	
錨碇距離檢核	N.G.		N.G.	

第五章 結論與建議

5.1 結論

本研究以某國際港之現有一座錨碇式鋼版樁碼頭為例，檢核其在地表加速度為 0.1g 的情況下，假設鋼版樁碼頭背填土壤未液化與部分液化之情況下，作一穩定性之檢核探討，檢核結果，如表 5.1.1 所示。在背填土層未液化之狀況下，除了主樁入土長度在 F.S.=1.2 的情況下長度略顯不足及錨碇版與主樁之距離不夠外，其餘檢核都安全。在背填土層部分液化的情況下，本研究檢核的結果顯示，只有錨碇版樁長度足夠外，其餘檢核項目均不足。

表 5.1.1 某國際港錨碇鋼版樁碼頭構造物穩定性檢核結果一覽表

	土層未液化		土層部分液化	
	F.S.=1.2	F.S.=1.0	F.S.=1.2	F.S.=1.0
主樁入土長度檢核	N.G.	O.K.	N.G.	N.G.
主樁容許最大彎矩檢核	O.K.		N.G.	
錨碇力檢核	O.K.		N.G.	
錨碇版容許最大彎矩檢核	O.K.		N.G.	
錨碇樁長度檢核	O.K.		O.K.	
錨碇距離檢核	N.G.		N.G.	

由本研究分析的結果顯示，地震力作用下版樁式碼頭背填土層是否液化，嚴重影響版樁式碼頭地震力作用下之穩定性，所以在設計版樁式碼頭或評估現有版樁式碼頭地震力作用下之穩定性時，在背填土層未作任何地盤改良的情況下，地震力作用下背填土層之液化應加以考慮。

在檢核不足的部分，由研究顯示，因土層液化所導致的入土長度不足影響並不大。但在錨碇力的部分，土層未液化的情況下錨碇力足夠，在土層部分液化的情況下，錨碇力則嚴重不足 30.2%，也導致主樁之最大容許彎矩強度由土層未液化之足夠轉為土層部分液化之嚴重不足 51.1%，錨碇版之強度也嚴重不足 45.4%，由此可知，土層液化所產生對結構構件的影響，以錨碇系統影響最大，也應證了為何地震所導致的版樁碼頭破壞往往與錨碇系統的失效與否有著很直接的關係。

5.2 建議

各國國際港之現況碼頭大都建築在一、二十年前，當初設計的耐震強度是否符合現況基準，是否有考慮到土層液化的影響，嚴重影響各港未來承受地震力之能力，所以當務之急應儘早評估現有構造物之耐震能力，對於強度不足或背填土層可能液化之碼頭給予適當之結構系統補強或地盤改良，才能因應下一個 921 地震。

本研究礙於研究期程的因素，本年度只針對錨碇式鋼版樁碼頭之耐震性探討主樁入土長度、主樁材料強度、錨碇力、錨碇樁入土長度、錨碇樁材料強度及錨碇距離等項目。至於基礎地層滑動的安定性，及由功能性的觀點來評估結構物與地層之相對變位所產生的作業影響之結構耐震性則未予探討，未來可以針對這兩項再加以進一步之探討。

參考文獻

- [1] 賴聖耀等, "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, 民國 91 年 2 月。
- [2] 交通部運輸研究所, "港灣工程專有名詞", 民國 85 年 10 月。
- [3] 交通部, 「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」, 民國 86 年 7 月。
- [4] 陳桂清等, "花蓮港外港防波堤及碼頭鋼版樁監測—碼頭鋼版樁岸壁調查檢測", 交通部運輸研究所, 民國 91 年 5 月。
- [5] 岡本舜三, "地震工程學", 科技圖書股份有限公司, 民國 76 年 11 月。
- [6] 公共工程委員會, "震後港灣及河海堤快速診斷手冊之建立與震後港灣及河海堤快速補強手段", 民國 89 年 11 月。
- [7] 交通部運輸研究所港灣技術研究中心, 第 172 號專刊, "台中港 1 至 4A 碼頭 921 地震液化災損初步調查研究", 民國 88 年 10 月。
- [8] 高雄港務局港埠公程處, "高雄港商港區「55、56、57」號碼頭地質鑽探與試驗分析報告書", 民國 90 年 8 月。