

106-027-7927

MOTC-IOT-105-H1DA003

# 港灣碼頭耐震性能評估之研究- 以高雄港為例(2/2)



交通部運輸研究所

中華民國 106 年 4 月

106-027-7927

MOTC-IOT-105-H1DA003

# 港灣碼頭耐震性能評估之研究- 以高雄港為例(2/2)

著者：胡啟文、賴瑞應、曾文傑

交通部運輸研究所

中華民國 106 年 4 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

港灣碼頭耐震性能評估之研究：以高雄港為例。  
(2/2) / 胡啟文, 賴瑞應, 曾文傑著. -- 初  
版. -- 臺北市：交通部運研所, 2017.04  
面；公分  
ISBN 978-986-05-2230-3(平裝)

1. 港埠工程

443.3

106004968

**港灣碼頭耐震性能評估之研究-以高雄港為例(2/2)**

著者：胡啟文、賴瑞應、曾文傑  
出版機關：交通部運輸研究所  
地址：10548 臺北市敦化北路 240 號  
網址：[www.ihmt.gov.tw](http://www.ihmt.gov.tw) (中文版 > 中心出版品)  
電話：(04)26587119  
出版年月：中華民國 106 年 4 月  
印刷者：  
版(刷)次冊數：初版一刷 60 冊  
本書同時登載於交通部運輸研究所網站  
定價：250 元  
展售處：  
交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880  
國家書店松江門市:10485 臺北市中山區松江路 209 號 F1•電話:(02) 25180207  
五南文化廣場：40042 臺中市中山路 6 號•電話：(04)22260330

GPN：1010600513 ISBN：978-986-05-2230-3 (平裝)

著作財產權人：中華民國(代表機關：交通部運輸研究所)  
本著作保留所有權利，欲利用本著作全部或部份內容者，須徵求交通部運輸研究所書面授權。



## 交通部運輸研究所自行研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：港灣碼頭耐震性能評估之研究-以高雄港為例(2/2)			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN978-986-05-2230-3(pbk)	政府出版品統一編號 1010600513	運輸研究所出版品編號 106-027-7927	計畫編號 105-H1DA003
主辦單位：港灣技術研究中心 主管：邱永芳 計畫主持人：胡啟文 研究人員：賴瑞應、曾文傑 聯絡電話：04-26587119 傳真號碼：04-26564418			研究期間 自 105 年 01 月 至 105 年 12 月
關鍵詞：重力式碼頭、棧橋式碼頭、耐震性能評估、高雄港			
<p>摘要：</p> <p>高雄港為台灣最大之國際商港，除為主要之貨櫃轉運樞紐港外，亦為台灣地區主要之貨物進出口港，自 1959 年後展開十二年擴建計畫迄今已 50 餘年，相關港灣構造物耐震性能必須重新評估檢核，另性能設計理念亦為目前國際工程界研訂技術規範的重要潮流，因此本計畫將根據本所 104 年辦理完成之「港灣構造物耐震性能設計架構之研究」中所訂定之各式碼頭性能可接受標準予以評估檢核，提供臺灣港務公司進行維護管理之參考，以達永續發展。</p> <p>本年度主要工作以高雄港區新濱碼頭及 101 號既有重力式及棧橋式碼頭為案例，進行碼頭之耐震性能評估檢核，以簡化分析、簡化動力分析及動力分析法驗證該碼頭於不同等級地震下之耐震性能，評估結果顯示，皆能通過 B 級重力式碼頭及 A 及棧橋式碼頭之性能目標檢核，滿足原設計之耐震功能目標。</p> <p>研究成果效益：</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 以性能可接受標準評估檢核目前營運中高雄港港灣碼頭，提供臺灣港務公司進行管養之參考。</li> <li>2. 出版研究報告將相關研究成果供產官學界參考應用。</li> </ol> <p>提供應用情形：</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 本計畫案例評估之結果，提供本所港區地震即時速報系統評估碼頭安全之參據，以供各港務分公司之相關防災人員防災決策之參考。</li> <li>2. 本計畫之耐震性能評估案例，可以提供臺灣港務公司進行維護管理及本所後續研究之參採。</li> </ol>			
出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
106 年 4 月	284	250	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
<p>機密等級：</p> <p><input type="checkbox"/>密 <input type="checkbox"/>機密 <input type="checkbox"/>極機密 <input type="checkbox"/>絕對機密          （解密條件：<input type="checkbox"/>年 <input type="checkbox"/>月 <input type="checkbox"/>日解密，<input type="checkbox"/>公布後解密，<input type="checkbox"/>附件抽存後解密，  <input type="checkbox"/>工作完成或會議終了時解密，<input type="checkbox"/>另行檢討後辦理解密）</p> <p><input checked="" type="checkbox"/>普通</p>			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

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

TITLE: Seismic Performance-Based Assessment on Port Terminal - A Case Study in Kaohsiung Port(2/2)			
ISBN (OR ISSN) 978-986-05-2230-3(pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010600513	IOT SERIAL NUMBER 106-027-7927	PROJECT NUMBER 105-HIDA003
DIDIVISION: HARBOR & MARINE TECHNOLOGY CENTER DIDIVISION DIRECTOR: Chiu Yung-Fang PPRINCIPAL INVESTIGATOR: C.W. Hu PROJECT STAFF: Lai Jui-Ying , W.J. Tseng PHONE:04-26587119 FAX: 04-26564418			PROJECT PERIOD  FROM January 2016 TO December 2016
KEY WORDS: gravity type wharf, trestle type wharf, seismic performance-based assessment, Kaohsiung Port			
ABSTRACT:  <p>The purpose of performance-based design is to ensure that designs, evaluations, and constructions of engineered facilities whose performance under common and extreme earthquake ground motion are able to respond to the diverse needs and objectives of the owners, users and society. Performance-based design is also an important trend. Since Kaohsiung port began twelve-year project to develop the harbor in 1959, it has been far more than 50 years. Therefore, it is necessary to reassess and recheck the seismic design of in-used harbor structure in Kaohsiung.</p> <p>This years project will focus on the case studies of the original gravity type wharf&amp; trestle type wharf reassessed and rechecked according to "Performance-Based Seismic Design Framework of Port Structures" compiled by IHMT in 2015. The results show the performance-based seismic of "Xin Bin" wharf &amp; NO.101 wharf in Kaohsiung Port meets the standard which be provided maintenance reference for Taiwan International Ports Corporation.</p> <p>Benefits of research results:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. The results of the case study can be provided maintenance reference for Taiwan International Ports Corporation.</li> <li>2. Publish research reports to the application for the industry, government and academia.</li> </ol> <p>Current situation in application:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. This project can be provided seismic assessment results to the port branch staff for decision- making reference for Disaster Reduction after the earthquake.</li> <li>2. This project built in seismic evaluation methods and procedures can be provided as the reference for Taiwan International Ports Corporation and future research of IHMT.</li> </ol>			
DATE OF PUBLICATION April 2017	NUMBER OF PAGES 284	PRICE 250	CLASSIFICATION <input type="checkbox"/> RESTRICTED <input type="checkbox"/> CONFIDENTIAL <input type="checkbox"/> SECRET <input type="checkbox"/> TOP SECRET <input checked="" type="checkbox"/> UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

# 港灣碼頭耐震性能評估之研究-以高雄港為例

(2/2)

## 目 錄

中文摘要 .....	I
英文摘要 .....	III
目錄 .....	V
圖目錄 .....	VII
表目錄 .....	VIII
第一章 前言 .....	1-1
1.1 研究緣起 .....	1-1
1.2 研究目的 .....	1-2
1.3 研究範圍 .....	1-2
1.4 研究方法 .....	1-2
1.5 研究內容與流程 .....	1-3
第二章 國內外性能設計基準 .....	2-1
2.1 耐震性能設計法概述 .....	2-1
2.2 我國港灣構造物設計基準 .....	2-10
2.3 國際航海協會港灣構造物耐震設計準則 .....	2-19
2.4 日本港灣施設技術基準 .....	2-27
2.5 港灣構造物耐震性能設計手冊 .....	2-43
第三章 既有碼頭耐震性能評估方法 .....	3-1
3.1 各類驗證方法之應用時機 .....	3-1

3.2 重力式碼頭耐震性能分析法 .....	3-5
3.3 棧橋式碼頭耐震性能分析法 .....	3-21
3.4 土壤液化評估 .....	3-50
第四章 既有板樁式碼頭性能評估探討 .....	4-1
4.1 案例基本資料 .....	4-1
4.2 性能目標 .....	4-5
4.3 等級 I 地震驗證分析-簡化分析法 .....	4-7
4.4 等級 II 地震驗證分析-簡化動力分析法及動力分析 .....	4-17
4.5 小結 .....	4-37
第五章 既有重力式碼頭性能評估探討 .....	5-1
5.1 案例基本資料 .....	5-1
5.2 性能目標 .....	5-6
5.3 簡化分析法 .....	5-7
5.4 簡化動力分析法及動力分析 .....	5-10
5.5 小結 .....	5-24
第六章 既有棧橋式碼頭性能評估探討 .....	6-1
6.1 案例基本資料 .....	6-1
6.2 性能目標 .....	6-7
6.3 簡化分析法 .....	6-9
6.4 簡化動力分析法 .....	6-18
6.5 動力分析法 .....	6-27
6.6 小結 .....	6-34

第七章 結論與建議.....	7-1
7.1 結論.....	7-1
7.2 建議.....	7-2
7.3 研究成果效益 .....	7-2
7.4 提供應用情形 .....	7-2
參考文獻 .....	參-1
附錄一 期末審查意見及辦理情形說明表 .....	附錄 1-1
附錄二 期末報告簡報資料 .....	附錄 2-1



## 圖目錄

圖 1.1	研究流程圖 .....	1-3
圖 2.1	「性能設計法」之流程架構圖 .....	2-5
圖 2.2	耐震性能設計法之架構與內容 .....	2-6
圖 2.3	液化潛能分析流程圖 .....	2-18
圖 2.4	INA 耐震性能評估的流程圖 .....	2-26
圖 2.5	日本港灣性能層次的定位和性能驗證 .....	2-27
圖 2.6	日本港灣性能水準的分類 .....	2-29
圖 2.7	日本港灣作用力年超越機率與損壞程度 .....	2-30
圖 2.8	日本港灣等級 II 地震的計算程序 .....	2-31
圖 2.9	日本港灣構造物土壤液化可能性範圍 .....	2-36
圖 2.10	日本港灣等效 N 值的計算圖 .....	2-37
圖 2.11	日本港灣等效 N 值與等效加速度土層區分 .....	2-38
圖 2.12	日本港灣等級 I(Level 1)的地震之驗證流程 .....	2-42
圖 2.13	日本港灣等級 II(Level 2)的地震之驗證流程 .....	2-43
圖 2.14	四港區平均地震危害度曲線 .....	2-47
圖 2.15	重力式碼頭之性能參數 .....	2-54
圖 2.16	重力式碼頭之破壞模式 .....	2-56
圖 2.17	棧橋式碼頭之破壞模式 .....	2-57
圖 2.18	棧橋式碼頭之性能參數 .....	2-58
圖 2.19	棧橋式碼頭理想的破壞次序 .....	2-59
圖 3.1	本研究既有碼頭耐震性能評估流程 .....	3-4
圖 3.2	背填土壤未液化之重力式碼頭示意圖 .....	3-6

圖 3.3	背填土未液化之重力式碼頭受力示意圖 .....	3-7
圖 3.4	重力式碼頭受震傾覆穩定性分析示意圖 .....	3-9
圖 3.5	重力式碼頭工址土壤可能液化狀態 .....	3-12
圖 3.6	Newmark 之滑動塊體分析法的觀念 .....	3-13
圖 3.7	重力式碼頭簡化動力分析(滑動塊體分析法)評估流程圖	3-14
圖 3.8	以 FLAC 程式模擬重力式碼頭之分析流程圖 .....	3-19
圖 3.9	假想地表面示意圖 .....	3-23
圖 3.10	棧橋基樁之特徵長度示意圖 .....	3-24
圖 3.11	軸向土壤彈簧力-位移曲線 .....	3-28
圖 3.12	土壤彈簧與塑性鉸設定位位置示意圖 .....	3-28
圖 3.13	$\bar{N}$ 值與橫向抵抗常數 $k_s$ 之關係 .....	3-30
圖 3.14	$N$ 值與橫向抵抗常數 $k_c$ 之關係 .....	3-31
圖 3.15	橫向土壤彈簧力-位移曲線 .....	3-31
圖 3.16	鋼管樁及 RC 構件彎矩-曲率關係曲線 .....	3-32
圖 3.17	容量震譜法分析簡介圖 .....	3-33
圖 3.18	等位移法則示意圖 .....	3-37
圖 3.19	等能量法則示意圖 .....	3-38
圖 3.20	工址彈性反應譜 .....	3-38
圖 3.21	彈性地震需求震譜 .....	3-39
圖 3.22	非彈性地震需求震譜 .....	3-39
圖 3.23	ATC-40 等效阻尼比折減法 .....	3-40
圖 3.24	雙線性模式之遲滯迴圈 .....	3-42
圖 3.25	ATC-40 彈性需求震譜之折減示意圖 .....	3-44
圖 3.26	棧橋式碼頭基底剪力與頂層位移關係圖 .....	3-46

圖 3.27	棧橋式碼頭結構容量震譜(Capacity spectrum)	3-46
圖 3.28	ATC-40 迭代計算性能點流程圖	3-47
圖 3.29	ATC-40 疊代計算性能點示意圖	3-48
圖 3.30	R-T- $\mu$ 修正法疊代計算性能點流程圖	3-48
圖 3.31	液化潛能分析流程圖	3-54
圖 3.32	現行港灣構造物設計基準土壤粒徑與土壤液化分析圖	3-55
圖 4.1	碼頭現況斷面示意圖	4-1
圖 4.2	碼頭各土層土壤參數示意圖	4-4
圖 4.3	高雄港 45 號碼頭現況照片	4-5
圖 4.4	板樁動土壓示意圖( $K_t=0.14$ )	4-10
圖 4.5	板樁最大彎矩計算示意圖	4-12
圖 4.6	簡化動力分析評估流程圖	4-15
圖 4.7	等級 II 地震東西向人造地震歷時	4-16
圖 4.8	碼頭鑽孔深度之液化機率	4-17
圖 4.9	碼頭鑽孔深度之抗液化安全係數	4-17
圖 4.10	考慮液化下板樁動土壓力及動流體壓力示意圖( $K_t=0.04$ )	4-19
圖 4.11	考慮液化因素之碼頭滑動量分析結果	4-23
圖 4.12	未發生液化因素之碼頭滑動量分析結果	4-23
圖 4.13	板樁碼頭數值模擬網格圖	4-25
圖 4.14	材料參數分層圖	4-26
圖 4.15	結構元素模型圖	4-28
圖 4.16	施加側向靜水壓力	4-29
圖 4.17	指定土體中及自由面上之飽和層示意圖	4-30

圖 4.18 靜態系統力學平衡之示意圖 .....	4-30
圖 4.19 等級 II 3 組人造地震歷時 (5~55 秒) .....	4-33
圖 4.20 等級 II 地震力板樁、錨碇板樁與模型的 X 向變位 .....	4-35
圖 4.21 等級 II 地震力板樁與錨碇板樁之彎矩圖與模型的 X 向變位 4-36	
圖 5.1 碼頭現況斷面圖 .....	5-1
圖 5.2 等級 I 地震碼頭鑽孔深度(a)液化機率及(b)抗液化安全係數	5-5
圖 5.3 等級 II 地震碼頭鑽孔深度(a)液化機率及(b)抗液化安全係數	5-5
圖 5.4 高雄港新濱碼頭現況照片 .....	5-6
圖 5.5 簡化動力分析評估流程圖 .....	5-11
圖 5.6 等級 II 地震 3 組南北向人造地震歷時 .....	5-12
圖 5.7 等級 II 地震永久水平位移 .....	5-15
圖 5.8 重力式碼頭數值模擬網格圖 .....	5-16
圖 5.9 材料參數分層及設定界面元素圖 .....	5-18
圖 5.10 海水側向力及地下水位面模型建立 .....	5-19
圖 5.11 FLAC 動態邊界條件 .....	5-21
圖 5.12 3 組等級 II 人造地震歷時 (5~55 秒) .....	5-22
圖 5.13 3 組等級 II 人造地震作用下整體水平位移向量圖 .....	5-23
圖 5.14 3 組等級 II 人造地震作用下碼頭岸肩水平位移量歷時圖 ..	5-24
圖 6.1 碼頭現況斷面圖 .....	6-1
圖 6.2 等級 I 地震碼頭鑽孔深度(a)液化機率及(b)抗液化安全係數	6-5
圖 6.3 等級 II 地震碼頭鑽孔深度(a)液化機率及(b)抗液化安全係數	6-5
圖 6.4 等級 III 地震碼頭鑽孔深度(a)液化機率及(b)抗液化安全係數	6-6
圖 6.5 棧橋式碼頭分析單元示意圖 .....	6-7

圖 6.6 假想地表面示意圖 .....	6-10
圖 6.7 斷面各樁長及編號示意圖 .....	6-11
圖 6.8 棧橋式碼頭擬靜力分析法基樁假想固定點評估模型.....	6-13
圖 6.9 等級 I 地震力棧橋式碼頭鋼管樁最大應力比 .....	6-13
圖 6.10 等級 I 地震力棧橋式碼頭變位圖.....	6-17
圖 6.11 棧橋式碼頭耐震性能評估模型 .....	6-21
圖 6.12 棧橋式碼頭之側推曲線 .....	6-21
圖 6.13 棧橋式碼頭等級 II 地震之性能點 .....	6-22
圖 6.14 棧橋式碼頭等級 II 地震之性能點變位 .....	6-23
圖 6.15 棧橋式碼頭等級 III 地震之性能點 .....	6-24
圖 6.16 棧橋式碼頭等級 III 地震之性能點變位 .....	6-24
圖 6.17 斜樁棧橋式碼頭斜樁頂產生塑性鉸 .....	6-25
圖 6.18 斜樁棧橋式碼頭直樁頂產生塑性鉸 .....	6-25
圖 6.19 斜樁棧橋式碼頭斜樁入土部分之頂產生塑性鉸.....	6-26
圖 6.20 斜樁棧橋式碼頭直樁入土部分之頂產生塑性鉸.....	6-26
圖 6.21 等級 II 地震垂直向人造地震加速度歷時 .....	6-28
圖 6.22 等級 III 地震南北水平向人造地震加速度歷時 .....	6-29
圖 6.23 等級 III 地震垂直向人造地震加速度歷時 .....	6-30
圖 6.24 等級 II 地震歷時分析碼頭變位 .....	6-31
圖 6.25 等級 III 地震歷時分析碼頭變位 .....	6-33



## 表 目 錄

表 2-1	港灣結構物設計基準之用途係數.....	2-13
表 2-2	各型碼頭在 475 年回歸期地震作用下損壞程度最大容許值.....	2-15
表 2-3	INA 各等級耐震構造物之性能目標.....	2-20
表 2-4	INA 國際航海協會構造物等級 .....	2-20
表 2-5	INA 各級性能水準之描述 .....	2-21
表 2-6	INA 重力式碼頭性能可接受標準 .....	2-22
表 2-7	INA 棧橋式碼頭性能可接受標準 .....	2-22
表 2-8	INA 板樁式碼頭性能可接受標準 .....	2-23
表 2-9	INA 各類分析法之應用時機 .....	2-25
表 2-10	INA 結構分析方法彙整 .....	2-25
表 2-11	日本港灣性能目標分類表 .....	2-27
表 2-12	日本港灣耐震強化設施分類表 .....	2-28
表 2-13	日本港灣重力式碼頭性能可接受標準值 .....	2-32
表 2-14	日本港灣板樁式碼頭性能可接受標準值 .....	2-33
表 2-15	日本港灣棧橋式碼頭性能可接受標準值 .....	2-34
表 2-16	日本港灣棧橋式碼頭基樁之性能可接受標準值 .....	2-35
表 2-17	日本港灣液化預測和液化判斷 .....	2-38
表 2-18	日本港灣各類碼頭之分析方法 .....	2-41
表 2-19	國內港灣構造物設計基準之三等級設計地震力 .....	2-46
表 2-20	國內建築及橋梁之中度地震所對應的回歸期概略值 .....	2-46
表 2-21	橋梁耐震設計規範之三等級地震力 .....	2-49
表 2-22	耐震性能水準定性規定之建議 .....	2-50
表 2-23	各重要度等級之碼頭特性 .....	2-51

表 2-24 各等級碼頭所對應的耐震性能目標.....	2-52
表 2-25 重力式碼頭性能可接受標準 .....	2-55
表 2-26 棧橋式碼頭性能可接受標準 .....	2-60
表 2-27 棧橋式碼頭第 I、II 級性能水準之材料應變上限值 .....	2-62
表 3-1 各類驗證分析法之應用時機 .....	3-2
表 3-2 結構分析方法彙整 .....	3-3
表 3-3 非液化工址重力式碼頭變位與安全係數之相關性 .....	3-12
表 3-4 結構物分類及所屬型式 .....	3-43
表 3-5 阻尼修正因子 $\kappa$ .....	3-43
表 3-6 最小容許 $SR_A$ 及 $SR_V$ .....	3-44
表 3-7 各類土壤液化評估方法之應用時機.....	3-59
表 3-8 土壤參數之折減係數 $D_E$ .....	3-59
表 4-1 主板樁及錨碇樁構材材料參數表.....	4-2
表 4-2 拉桿材料參數表 .....	4-3
表 4-3 碼頭陸上區土壤參數.....	4-3
表 4-4 本案例 B 級碼頭之耐震性能目標.....	4-6
表 4-5 板樁式碼頭性能可接受標準 .....	4-6
表 4-6 各土層地震動主動土壓力係數( $k_{ac}$ )及動被動土壓力係數( $k_{pc}$ ).....	4-8
表 4-7 各土層動土壓力計算表( $K_t=0.14$ ).....	4-9
表 4-8 各土層動土壓力對錨碇拉桿力矩計算表( $K_t=0.14$ ).....	4-9
表 4-9 考慮液化下各土層動土壓力計算表( $K_t=0.04$ ).....	4-18
表 4-10 考慮液化下各土層動土壓力及動流體壓力對錨碇拉桿力矩 計算表( $K_t=0.04$ ) .....	4-20
表 4-11 動態分析土層參數表 .....	4-27

表 4-12	結構元素參數表 .....	4-28
表 4-13	基樁元素中之 Mohr-Coulomb 介面參數表 .....	4-28
表 4-14	等級 II 3 組人造地震力作用下板樁與錨碇板樁最大變位、彎矩及錨碇拉桿最大應力 .....	4-37
表 5-1	本案例碼頭各土層土壤參數 .....	5-3
表 5-2	本案例 B 級碼頭之耐震性能目標 .....	5-7
表 5-3	本案例重力式碼頭性能可接受標準 .....	5-7
表 5-4	重力式碼頭參數表 .....	5-8
表 5-5	重力式碼頭等級 I 地震滑動穩定性分析檢核 .....	5-8
表 5-6	重力式碼頭等級 I 地震傾覆穩定性分析檢核 .....	5-10
表 5-7	重力式碼頭等級 II 地震臨界加速度值 .....	5-14
表 5-8	界面參數 .....	5-18
表 6-1	碼頭耐震性能評估土壤參數 .....	6-3
表 6-2	棧橋式碼頭之三等級地震力 .....	6-3
表 6-3	本案例碼頭各土層土壤參數 .....	6-4
表 6-4	本案例 A 級碼頭之耐震性能目標 .....	6-8
表 6-5	本案例棧橋式碼頭性能可接受標準 .....	6-8
表 6-6	各樁相關位置高程 .....	6-12
表 6-7	棧橋式碼頭各基樁最大軸向內力 .....	6-14
表 6-8	棧橋式碼頭等級 I 地震時之性能檢核 .....	6-17
表 6-9	棧橋式碼頭基樁軸向土壤彈簧勁度計算 .....	6-19
表 6-10	棧橋式碼頭基樁軸向非線性土壤彈簧設定 .....	6-20
表 6-11	棧橋式碼頭基樁不同 N 值橫向非線性土壤彈簧設定 .....	6-20
表 6-12	容量震譜法等級 II 地震之性能檢核 .....	6-27

表 6-13 容量震譜法等級Ⅲ地震之性能檢核 .....	6-27
表 6-14 非線性歷時分析法等級Ⅱ地震之性能檢核 .....	6-34
表 6-15 非線性歷時分析法等級Ⅲ地震之性能檢核 .....	6-34
表 7-1 高雄港區既有碼頭型式一覽表 .....	7-3

# 第一章 前言

## 1.1 研究緣起

臺灣位於歐亞板塊與菲律賓海板塊的交界，菲律賓海板塊每年以 7 公分的速率向西推擠歐亞板塊，因此每年均發生無數次的大小的地震，由過去歷史紀錄，我國港埠的地震災害包括民國 75 年的花蓮地震，造成蘇澳港 #3~#5 碼頭發生滑動傾斜的情形，以及民國 88 年發生的 921 集集地震，造成臺中港 #1~#4 沉箱式碼頭發生位移受損。基於地震為不可預測之特性，偶發性的大地震極易造成重大傷害，因此，如何考量構造物整個使用年限之經濟性，據以提出合理的耐震設計規範，使所設計之港灣構造物能滿足預期之安全性及性能一直是目前熱門的研究課題。

過去十數年來，性能設計理念已是國際工程界研訂技術規範的重要議題，發展至今，歐洲與日本皆已參採用其精神與內涵，納為編訂新世紀技術規範之基本架構，包括歐洲的 Eurocode 7 及日本的 Geocode 21。同時於美洲及亞洲地區之韓國、新加坡、馬來西亞、香港及中國大陸等地區，亦將此項議題納為國家規範之主要項目。此股國際規範研究發展趨勢，更是國內公共工程未來發展不可忽視之重要課題。有鑒於美國、歐洲、日本等國已經著手於性能設計之研究，而國內也已著手推動橋梁及建築物之耐震性能設計，本所亦已於 2015 年著手完成「港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿）」<sup>[49]</sup>之編彙，將構造物耐震性能設計的理念應用在港灣構造物，俾提升國內港灣工程技術之水準。

臺灣為海島型國家，對外經貿貨物運輸主要以海運為主，良好的港埠設施不僅能提供入出境貨物運輸的順暢，也肩負臺灣經濟發展的命脈，而高雄港為台灣最大之國際商港，除為主要之貨櫃轉運樞紐港外，亦為台灣地區主要之貨物進出口港，自 1959 年後展開十二年擴建計畫迄今已 50 餘年，相關港灣構造物耐震性能必須重新評估檢核，因

此本研究將根據本所 2015 年辦理完成之「港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿）」中所訂定的各式碼頭性能可接受標準予以評估檢核，提供臺灣港務公司進行維護管理之參考，以達永續發展。

## 1.2 研究目的

本研究目的可摘列整理如下：

1. 藉由耐震性能評估方法之導入，提昇國內港灣構造物設計技術。
2. 經由本研究對目前營運中高雄港既有碼頭進行耐震性能評估檢核，除將評估結果提供臺灣港務公司進行管養之參考外，亦可提供各港或港灣工程界的相關從業人員瞭解碼頭性能評估的流程與方法。
3. 提供臺灣港務公司於安全性及經濟性併重考量下之維護管理參考，以達永續發展。

## 1.3 研究範圍

本研究主要基於本所過去碼頭構造物性能設計法相關的研究基礎上，進一步針對高雄港區內既有各類型碼頭(包括重力式碼頭、板樁式碼頭、棧橋式碼頭)之性能評估分析方法做案例探討，尤其是動力分析方法的探討。本年度(105 年)主要研究對象為重力式及棧橋式碼頭的耐震性能評估，包括性能規定、分析方法及實際案例評估探討等。

## 1.4 研究方法

在碼頭構造物性能評估部份，本研究將參考本所 2015 年完成之「港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿）」之相關規定，進行既有碼頭之耐震性能評估，做為臺灣港務公司進行養護管理之參考。

## 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 1.1 所示。

1. 性能設計概論
2. 國內外性能設計規範探討
3. 耐震性能設計要求探討
4. 碼頭性能規定及分析方法探討
5. 高雄港既有重力式及棧橋式碼頭耐震性能評估案例
6. 結論與建議

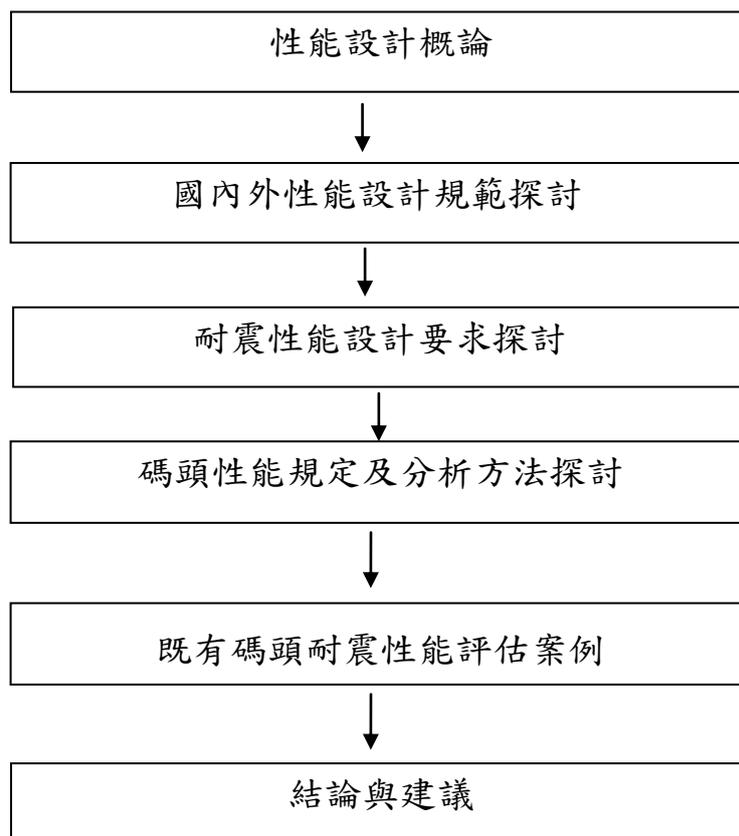


圖 1.1 研究流程圖



## 第二章 國內外性能設計基準

本章將分別就我國港灣構造物設計基準<sup>[25][26][27]</sup>及國外港灣構造物設計基準(包括國際航海協會港灣構造物耐震設計準則<sup>[11]</sup>及日本港灣設施基準<sup>[21]</sup>)之耐震性能設計的相關規定做簡單介紹與探討，最後以參考國內外基準所修訂編彙完成之「港灣構造物耐震性能設計手冊(草稿)」<sup>[49]</sup>，進行後續既有碼頭之耐震性能評估。

### 2.1 耐震性能設計法概述

構造物之性能係指在外力作用下，其所遭受之破壞及其破壞對國家社會所造成之影響，包括對使用者生命安全之威脅、結構物及其附屬設備正常功能之喪失或工作中斷對業主或國家社會所造成之損失、恢復正常工作之快慢及花費，需維修或補強所耗費之時間與費用、對社會環境或歷史文化之影響等。耐震性能設計法即是以控制構造物在地震力作用下之破壞程度為標的。該方法之基本理念在於強調構造物在強烈地震力作用下之真實行為(特別是非線性變形行為)，注重構造物及附屬設施在整個使用年限的各階段之耐震性能，並以構造物整個使用年限之耐震性能和經濟性(包括設計費、建造費、維護費及可能之損失和修復費用)為主要設計目標，以保證在各種不同規模的地震力作用下，構造物之耐震性能可滿足使用者、業主與國家社會的各種安全、經濟、文化與歷史需求，此法被視為二十一世紀構造物耐震設計所遵循之方向。

#### 2.1.1 性能設計法與現行設計法之區別

耐震設計基準一直以來均在各地震災害與各種研究中不斷受到考驗與檢討再更新，自 1989 年美國 Loma Prieta 地震後，全球各地之地震震害除了對人命損害以外，因對建築物、橋梁、大壩、港灣構造物、道路與維生線等之破壞所導致的更嚴重直接與間接(工作中斷或維修補強)經濟損失，迫使工程界重新對現行基準進行檢討。

現行之耐震設計方法主要以強度的供需關係為基礎，並以構造物承受單一特定地震力作用下之人命安全為唯一設計目標，雖此一假設使設計方法大為簡化；但若遭遇不同之地震頻率或強度，所設計的構造物是否能滿足預期功能及構造物之行為如何等均為未知，而其耐震能力也可能不夠，更重要的是：結構之破壞不僅與其強度，還與其變形有關，特別是某些構造物發生塑性變形後，微小之強度變化就可能導致很大的變形。儘管現行之耐震設計方法允許非剛性構造物在大地震力作用下之非彈性破壞，但這種非線性變形僅隱含地根據預期構造物之韌性，以折減係數來降低設計地震力，其結構分析方式只限於彈性範圍，這種分析方法較難反映構造物受地震力作用之降伏機制及塑性行為。為滿足構造物整個使用年限之綜合經濟利益，性能設計法增加了結構物使用年限之破壞控制的耐震目標，讓設計者及使用者均能瞭解構造物在遭遇不同強度的地震力時之結構反應及其所具有的耐震能耐。

現行之耐震設計基準係要求所設計之構造物滿足以下原則：小震不壞、中震可修、大震不倒，而耐震設計基準通常以構造物之重要性係數(I)間接表達其預期之不同等級性能，例如目前我國對港灣設施之耐震設計基準考量：構造物之破壞對人命安全與財產之影響、震後是否要求具有特別之使用功能、修復之難易、其破壞對社會活動、環境與經濟之衝擊與損害度等，將構造物分為“特定(耐震強化碼頭)、A級、B級與C級”四種類別，並在設計過程中，以1.5、1.2、1.0、0.5不等之“重要度係數”來反應結構物之重要程度，保證不同程度之性能，耐震要求僅定性地隱含在現行之耐震設計法中，雖然耐震基準也對韌性結構在設計地震力下韌性比加以限定，但結構之破壞可能更直接與變形等參數相關，而且，僅基於韌性與強度之設計並不總是合理的，性能設計法則要求以直接透明之參數表達各等級重要度或危害度之構造物，在不同等級地震危害下之破壞狀態或耐震性能。

所以，為克服上述缺陷，耐震性能設計法引進定量的耐震性能目標，同時考慮結構整體、結構構件及非結構構材與設備之耐震性能要

求；除生命安全要求外，增加結構使用期之破壞控制耐震性能；考慮不確定因素，配合或然率理論進行地震風險評估；考量結構在大地震下可能之塑性變形，應用非線性分析法；並以與結構破壞直接相關之地震反應參數(如應力或應變、韌性比、變形、能量或其他破壞指標等)之接受值為限制條件，進行耐震性能設計或評估。性能設計法並不完全排斥工作應力法與強度設計法，而是根據構造物在外力作用下之預期行為選用恰當之設計與分析方法，強調檢核所設計構造物在設計載重下之性能是否滿足設計目標。耐震性能設計也強調構造物之適當的結構形式與佈置(如考慮使用隔減震裝置)和優良的營造品質等，均是構造物達到耐震設計性能標的之保證，結構物良好的維護和監測亦是保持其原有耐震性能之必要條件。

綜合上述，耐震性能設計法與現行設計法之主要區別在於：

### **1. 多等級耐震性能設計目標 vs. 單一耐震設計目標**

(1) 使用年限各階段不同性能要求之多耐震等級 vs. “抵抗 475 年回歸期地震力”之單一性能等級：

耐震性能設計法增加破壞控制性能等級，作為保護重要設施，降低維修時間，減少運作障礙或保護歷史文物之手段或方法，以保證整個使用年限之設計施工、使用和維護之綜合經濟利益。

(2) 直接明確定量 vs. 間接隱含定性的性能表達方式：

性能設計法定量地以結構的地震反應參數(如應力或應變、韌性比、變形、能量或其他破壞指標等)經濟利益來表達耐震性能。

(3) 特定工址多等級地震力 vs. 單一地震力：

地震力之等級與相對應之耐震設計性能目標的等級一一對應，多等級地震力的考慮也相對地減少了與地震力相關的不確定因素，使設計可靠性增加。

### **2. 基於破壞之各種不同準確度之分析法 vs. 基於強度(Force-based)之彈性分析法**

性能設計法根據耐震性能目標之高低，選用不同的數值分析方法(包括彈性與非彈性之靜力與動力分析)，原則上，性能目標越高，所採用之分析方法越複雜。特別是對於非剛性結構，耐震基準期望它具有足夠的韌性，允許它在大地震作用下發生塑性變形，雖然彈性分析法也可以表達其彈性容量以及降伏起始點，但不能預測其破壞機制，無法直接考慮在降伏過程中，力之再分配以及強度削弱和勁度衰減，無法正確模擬構造物在強大地震力作用下之真實反應或變形行為，這樣就可能造成分析結果之不準確，或不必要的設計或補強費用。現行之港灣構造物設計法中，不論是工作應力法還是強度設計法，均從力量或不同階段結構之受力狀態著手進行設計，而性能設計法考量構造物在震害中之典型破壞型態，選擇與其破壞型式密切相關之破壞參數：除了應力或強度以外，可能考量以構造物之變形等其他參數來進行設計。

### **2.1.2 耐震性能設計法之架構及主要內容**

構造物性能設計法之應用流程如圖 2.1 所示，流程中各步驟相關之主要內容如圖 2.2 所示。

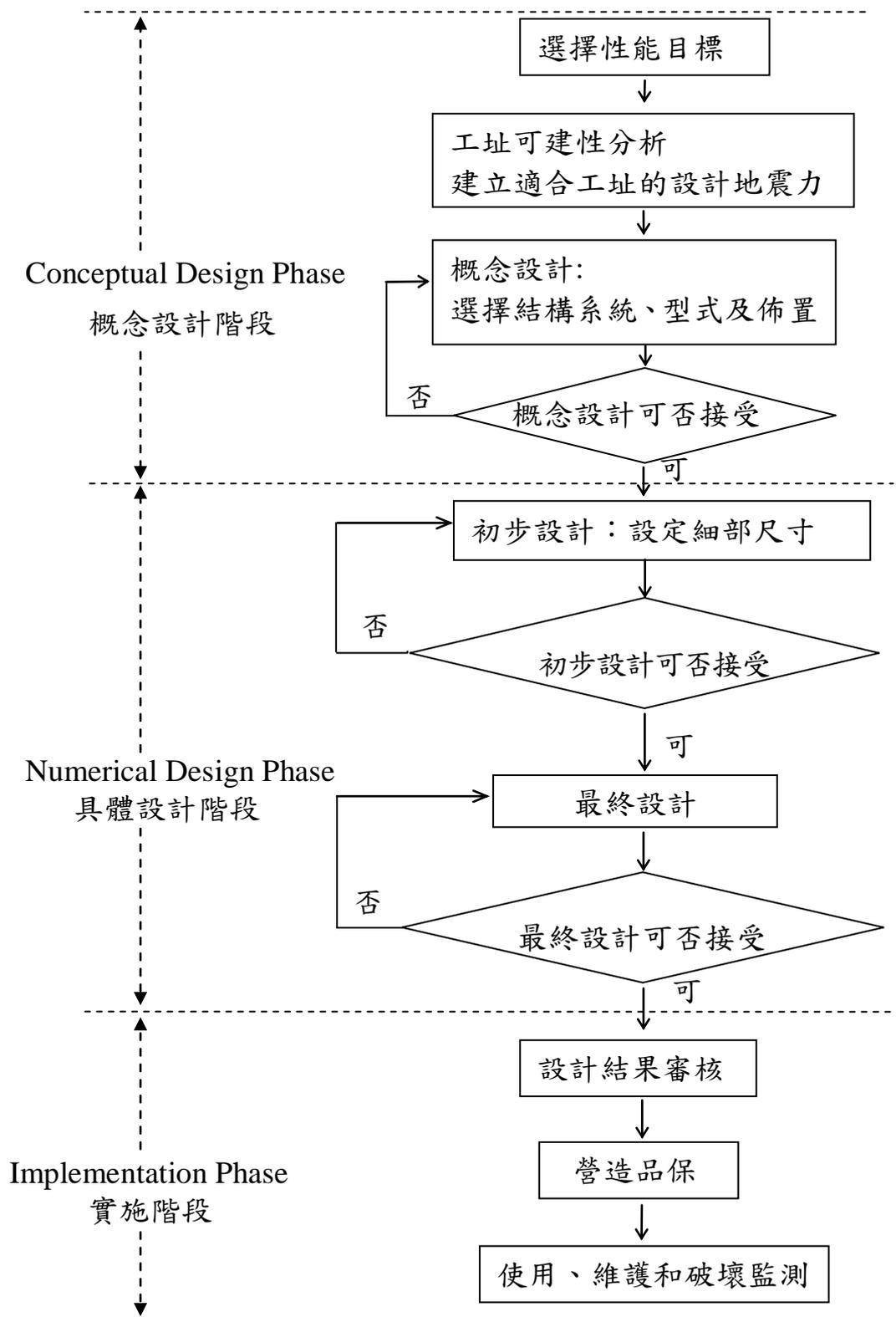


圖 2.1 「性能設計法」之流程架構圖

資料來源：SEAOC<sup>[13]</sup>

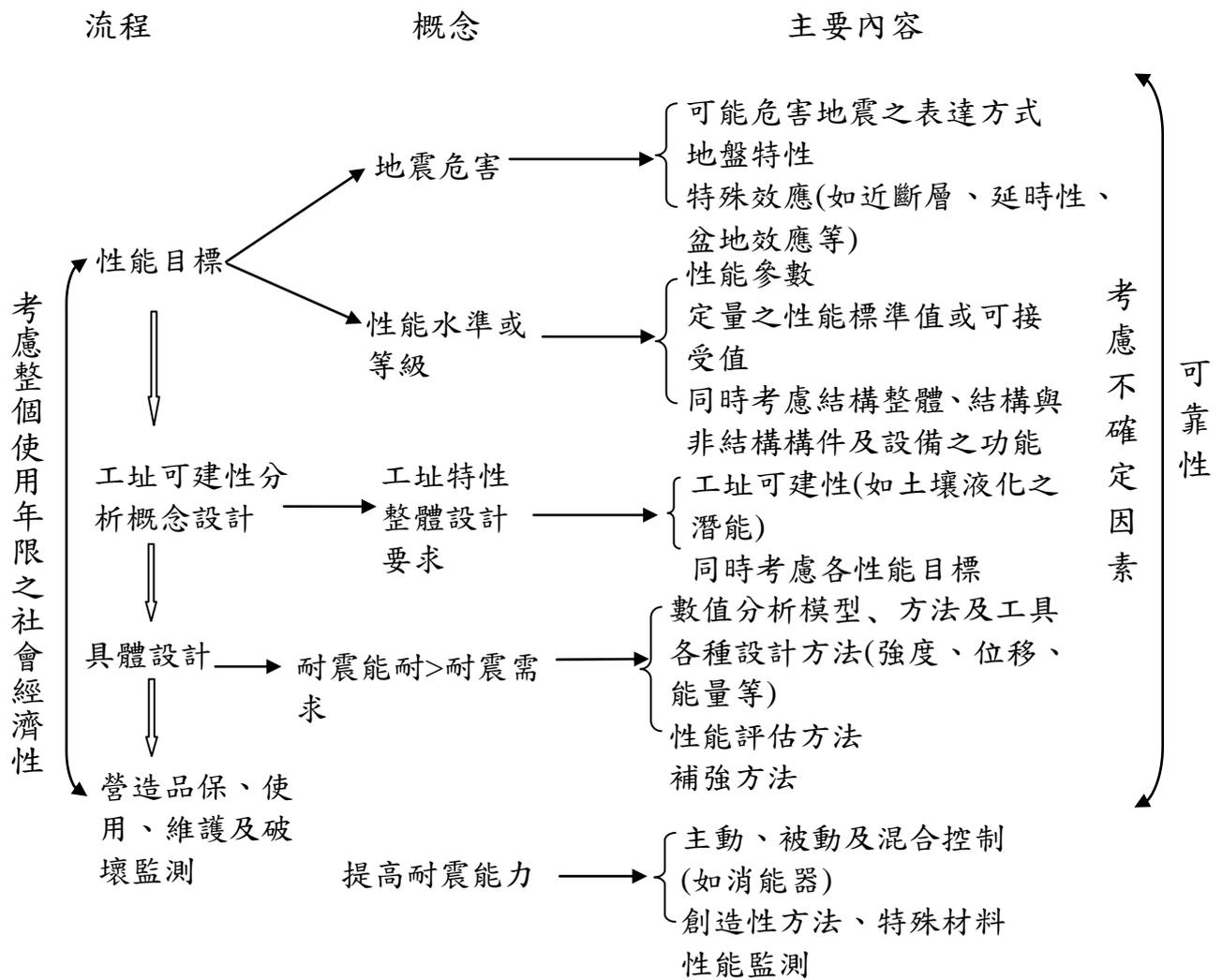


圖 2.2 耐震性能設計法之架構與內容

資料來源：SEAOC<sup>[13]</sup>

耐震性能設計法為構造物之選址(Siting)、設計(Design)、營造(Construction)和維護(Maintenance)提供方法，其設計流程(圖 2.1)依順序包括三個階段：概念設計階段，具體設計階段與實施階段。

### 1. 概念設計階段

#### (1) 選擇性能目標

概念設計階段首先要建立性能目標(包括地震危害等級之劃分、地震危害之表達方式、對應之性能等級之定性劃分、性能定量表達參數或指標以及量化各等級性能可接受標準值)。

## (2) 工址可建性分析

工址可建性分析除了了解工址所在地區之環境敏感特性以外，主要需明確分析工址地盤土壤特性，包括：地質、地形、週遭地震活動狀況及其他潛在危害(如斷層破裂、土壤液化、海嘯、山崩等)，了解該工址遭遇危害及破壞之可能性，明確既定之耐震性能目標是否可以達到，否則應經由(1)應用特殊技術；(2)遷移工址；(3)修改設計性能目標等方式進行調整，以保證所選定之工址、設計及營造方法最終能使構造物滿足業主及基準之性能要求。例如，對液化潛能高之區域進行地質改良(港區地質改良可採用動力夯實工法、壓實砂樁夯實法或礫石柱排水法)與加強基礎設計(可以利用穿透液化土層的樁基礎碼頭替代沉箱式淺基礎碼頭，將結構載重傳遞至非液化土層之上)，若這些措施仍不能使構造物在液化潛能較高之區域滿足其預期之性能，則需要遷移工址，選擇液化潛能較低之區域進行建造。

## (3) 系統規劃

不經由具體設計而確定構造物形狀、結構系統、結構佈置、基礎、非結構構材以及材料，需設計者的經驗、直覺和判斷。例如：對重力式碼頭，為了提高其抗傾覆與抗滑動之穩定性，可能選用內摩擦角較大或輕質之背填料，或可能在沉箱之靠陸側填以重物將壁體之重心向陸側移，或在壁底與基礎地層間採用瀝青或橡膠墊以提高摩擦係數；對於板樁式碼頭或棧橋式碼頭，工程師可能要預設碼頭在大地震下之破壞機制，如同建築物之強柱弱梁與橋梁的強梁弱柱機制，例如對樁頂與碼頭面板梁剛接之棧橋式碼頭，設計者可能希望樁帽(Pile Cap)先降伏，再來是樁基頂部(Pile Top)降伏，接下來是樁基埋設部分(Embedded Pile)或面板(Deck)降伏。

## 2. 具體設計階段

概念設計階段結束後，方能進行具體設計，即經由數值分析計算出設計地震力作用下之相關地震力反應參數(如應力或應變、韌性比、變形、能量或其他破壞指標等)，並與概念設計階段所建立之性能目標參數之標準值或可接受值比較，以『在各設計地震危害下，計算所得之量化性能等級(如應力或應變、韌性比、變形或其他破壞指標) $\leq$  性能標準值』為性能可接受條件或破壞準則。

初步設計可以經由兩種方式進行，其一為採用現行之設計方法，例如，對非剛性結構之棧橋式碼頭，以地震加速度反應譜係數確定設計強度，再擬定構造物之細部尺寸；其二為根據既定之性能目標，以特別之分析方法計算要滿足性能目標所需之設計強度，再確定構造物之細部尺寸，例如：以“位移”作為性能指標來進行設計之所謂「位移法」，前者被稱為間接位移設計法，該方法從力著手，重點在於“如何確保結構在設計地震力下之位移達所定之目標位移”；後者被稱為直接位移設計法，該方法從目標位移著手，重點在於“尋找結構在設計地震力下要滿足目標位移所需之設計強度”。初步設計擬定了細部尺寸後，需再根據性能目標之高低，選用合理的數值分析方法，計算設計地震力作用下之相關反應參數，並與性能標準值比較來校核性能目標是否達到，若計算所得構造物之性能未能滿足設計性能目標之要求，則須修改原設計，再以同樣的方式校核，直到滿足既定之設計性能目標，才完成最終設計。所以，性能設計流程是一“設計+檢核”之循環過程，考量設計與計算效率，若初步設計方法簡化可行，可同時考量所有性能設計目標<sup>[43,44]</sup>，否則，可採用以少量(通常為兩個)性能目標進行初步設計，而以較多性能目標(通常為四個)進行校核之方式完成最終設計。

日本港灣結構物設計基準<sup>[21]</sup>也根據此原理，特別強調耐震強化設施之性能檢核：對剛性結構物可檢核結構之變形量，對於非剛性結構物如棧橋式碼頭，明確提出採用簡化方法(Simplified Method)、或彈塑性分析(Elasto-Plastic Analysis)或動態反應分析(Dynamic

Response Analysis)方法等，以檢核包括破壞型態、承載能力、最大與殘餘變形、樁的支承力等耐震性能，即以分析方法計算之性能指標(如位移量)不超過量化之性能水準標準值，若性能檢核未滿足要求，須修改斷面尺寸再檢核，直到性能目標滿足要求。

對於既有構造物，具體設計階段之內容相當於上述應用數值分析方法進行分析，計算反應參數，並與性能標準值相比較之檢核過程，分析結果為構造物在設計地震力下所具有之性能，所以，常被稱為對既有構造物之性能評析，包括對其在地震發生前之耐震性能評析，以及地震發生後之災害調查與性能評估。對於不滿足性能目標之既有構造物，需要進行補強或拆除，所以，補強之方法與措施也是性能設計法之內容之一。對既有碼頭構造物補強所考量之基本項目包括：是否作為緊急或暫時使用、補強程度、其他約束條件(如水域、航道、經費等)、法線之最小限制出入量、構材損壞程度與設施可能被再利用之最大限度、施工工法之難易與時程及土壤液化潛能與對策等。補強措施之選擇考量因素眾多，此處僅簡單列舉一些工法，例如：對於碼頭前面水域寬度足夠之情形，可將碼頭法線外移，在既有破壞碼頭前面新設碼頭；對受航道、泊船範圍限制需保持原碼頭法線時，可採用重新設置岸壁之工法；單獨或配合改良背填土以減低土壓之工法：選用內摩擦角較大之背填料，或在壁底與基礎地層間採用瀝青或橡膠墊以提高摩擦係數，或設置其他構材來抵抗土壓力。

### 3. 實施階段

沒有營造品質保證，再好的設計都將無效，所以，性能設計法強調優良的營造品質是構造物達到耐震設計所預期性能標的之保證，結構物使用期間良好的維護和性能監測或檢測，亦是保持其預期耐震性能之必要條件。因此，建立既有港灣構造物性能維護管理監測系統之重要性不可忽略。

### 2.1.3 新建構造物之性能設計與既有構造物之性能評估

應用圖 2.2 之流程架構於新建港灣構造物之性能設計，除了工址可建性、概念設計與實施階段以外，具體設計步驟簡述為：

1. 定性性能目標之建立
2. 選擇性能指標，量化性能標準值(可接受條件)或破壞準則之確定
3. 初步結構尺寸之確定
4. 數值分析方法計算設計地震力下之性能指標參數值
5. 若步驟 4 之計算結果  $\leq$  步驟 2 之標準值，則表示性能滿足，否則，需回到步驟 3 修改設計，再重複第 4~5 步驟直到滿足性能目標，結束最終設計。

對於既有構造物，可採用類似流程進行性能評估，唯性能目標之建立可考量既有構造物已使用之年限，選擇不同之性能可接受標準值，而上述第 3 步驟因結構尺寸已知而可省略，上述第 5 步驟中，若性能不滿足則須進行補強或拆除。

## 2.2 我國港灣構造物設計基準

國內現有設計基準多為各事業主管機構以及各學會各自訂定，諸如內政部營建署的建築技術規則、建築物耐震設計規範、鋼筋混凝土構造設計規範、鋼構造建築物鋼構設計規範、建築物基礎構造設計規範、交通部的公路橋梁設計規範、鐵路橋梁設計規範、港灣構造物設計基準，以及其他各事業主管機構的設計或施工規範等等，各規範間雖有很多重疊的部分，但各規範的設計準則與方法間亦存在相當多的差異。

過去港灣構造物設計基準，分成兩部，為民國 85 年版「防波堤設計基準及說明」與民國 86 年版「碼頭設計基準及說明」，期間交通部曾於民國 89 年因應 921 地震修訂部份條文，本所亦曾於民國 91 年度進行「耐震設計修訂」之研究。隨著建築物耐震設計由震區係數改進

為譜加速度係數，因此本所於民國 94 年對『防波堤設計基準及說明』及『碼頭設計基準及說明』基準之內容及編排方式進行檢討改編<sup>[26][27]</sup>，除將設計地震力按建築物耐震設計規範將原震區係數改為譜加速度係數的方式，並將原先之「基準」及「基準說明」合併以便閱讀，以及「碼頭」與「防波堤」兩部份合併而不再各印單行本，另又增加「第四篇—預鑄混凝土構件」及「第六篇—水域設施」，使我國港灣設計基準能符合當時國內規劃設計所需。

以下各小節將針對現行基準，依「性能目標」、「性能標準」、「結構系統」、「土體與水體作用力」、「土壤液化」、「設計分析方法」六大項進行分類說明。

### 2.2.1 性能目標

耐震設計基本要求中規定：確保設計之碼頭結構體在中度地震時能維持原有性能；設計地震時容許產生損傷，但可修復；最大考量地震時避免產生崩塌。該基本設計要求是針對一般性碼頭而言，對於重要度高之碼頭，由調整用途係數提高設計地震力來間接提高其設計目標。

#### 1. 地震等級

現行碼頭結構就其結構特性而言，可分為剛性結構物與非剛性結構物兩種，前者如重力式碼頭，後者如棧橋式碼頭。碼頭結構設計依結構物之用途、性能要求及不同地震之回歸週期，其耐震設計目標可區分為下列三等級：

##### (1) 中度地震：

為回歸期約 30 年的地震，其 50 年超越機率約為 80% 左右。

##### (2) 設計地震：

為回歸期 475 年之地震，其 50 年超越機率為 10% 左右。

##### (3) 最大考量地震：

為回歸期 2500 年之地震，其 50 年超越機率為 2% 左右。

## 2. 性能水準

以基本設計要求所考量之一般碼頭為準，所考慮之三個地震等級，亦對應有三個性能水準，分別為「維持原有功能」、「損傷可修復」、「避免崩塌」。重要碼頭之性能水準則以用途係數間接提高。

### (1) 中度地震：

因為結構在此使用年限中遭遇中小度地震的機率甚高，因此要求結構物在此地震水平下結構物維持在彈性限度內，地震過後，結構物主體沒有任何損壞。對剛性結構物如重力式碼頭而言，在 30 年回歸期之地震發生時，不得產生滑動、傾覆，亦不得產生結構體強度與基礎承载力不足之任何破壞。

### (2) 設計地震：

在此地震等級下結構物不得產生嚴重損壞，造成嚴重的人命及財產損失，且必須可以修復；具韌性材料之構造物，其結構物產生的韌性比不得超過其容許韌性容量。

### (3) 最大考量地震：

設計目標為在此強烈地震下結構主體不致產生崩塌，在此設計目標下韌性結構物允許使用之韌性可達到其韌性容量。在配合動力分析的情況下，針對特殊耐震與高重要性碼頭結構，其在 2500 年回歸期之地震作用下，最大容許破壞值不得高於上述 475 年回歸期地震作用下之設計水準。

## 3. 用途係數

於用途係數部份，在計算設計地震力時，為提高重要性結構物的耐震標準，或降低不重要結構物的耐震標準，港灣結構物設計基準乃依據結構物之特性將其用途係數值加以區分為「特定」、「A 級」、「B 級」、「C 級」等四種類別，如表 2-1 所示。

表 2-1 港灣結構物設計基準之用途係數

等級	碼頭之特性	用途係數
特定	明顯具有 A 級結構物之特性 1 至 3 項之情形者	1.5
A 級	1. 構物在遭受地震災害時，將有可能造成多數人命及財產之損失者。 2. 負有震災後復建工作之重要任務者。 3. 儲存有害或危險物品之結構物，在遭受地震災害時，將可能造成人命或財產之動大損失者。 4. 結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 5. 結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。	1.25
B 級	凡不屬於特定、A 級、C 級者	1.0
C 級	特定及 A 級以外之小規模結構物，復舊作業容易者	0.8

### 2.2.2 性能標準

可分為「地震等級量化」與「可接受性能標準」兩部份。

#### 1. 地震等級量化

##### (1) 反應譜

提供 30 年回歸期中度地震、475 年回歸期設計地震、2500 年回歸期最大考量地震對應之反應譜。

地震等級	地震力計算公式
30 年回歸期：	$V^* = \frac{IF_u}{4.2\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$
475 年回歸期：	$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$
2500 年回歸期：	$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W$

特別針對強地動特性、微震區之劃分、近斷層特性以及地盤特性等加以考量，將舊基準中工址水平加速度係數  $Z$  與工址正規化水平加速度反應譜係數  $C$  之乘積改為工址設計水平譜加速度係數  $S_{aD}$ ，此係數與震區堅實地盤短週期與一秒週期之設計水平譜加速度

係數  $S_s^D$  與  $S_1^D$  有關，各鄉鎮市區之此二數值依地震危害度分析提供之。此外，再根據地盤種類增列反應譜等加速度段之工址放大係數  $F_a$  及反應譜等速度段之工址放大係數  $F_v$  修正之。如屬近斷層區域之工址，則再增列近斷層調整因子  $N_A$  與  $N_V$ 。第一類斷層近域之調整因子係由鄉鎮市區所鄰近之斷層進行查表獲得。

另外為提升結構物抵抗垂直向地震之能力，垂直地震力應做適當之考量，尤應注意水平構材的垂直地震效應。垂直向之設計譜加速度係數  $S_{aD,V}$  可藉由水平向之設計譜加速度係數  $S_{aD}$  定義如下。

① 一般震區：
$$S_{aD,V} = \frac{1}{2} S_{aD}$$

② 近斷層區域：
$$S_{aD,V} = \frac{2}{3} S_{aD}$$

在垂直地震力的考量上，剛性結構物相較於非剛性結構物而言，其主要差別乃在於結構物之基本震動週期，是以在垂直地震力的設計方面和非剛性結構物之設計並無多大差異性，只將原水平向之設計譜加速度係數  $S_{aD}$  改以工址短週期水平譜加速度係數  $S_{DS}$  替代之。

## (2) 加速度歷時

- ① 每一方向至少三組與設計反應譜相符之歷時記錄。
- ② 阻尼比之譜加速度值在 0.2T 至 1.5T 週期範圍內不得低於設計反應譜加速度值之 90%，且其平均值不得低於設計反應譜加速度值之平均值。
- ③ 近斷層水平地震記錄應能反應其近斷層地震特性，且應轉換為垂直於斷層方向之平面主方向。

## 2. 可接受性能標準

各類碼頭在回歸期 475 年之地震發生時，在不影響主要使用功能且其損壞得以在短時間內修護的前提下，其容許損壞程度表示如表 2-2。

表 2-2 各型碼頭在 475 年回歸期地震作用下損壞程度最大容許值

重力式 及 板樁式	壁體	正規化水平位移角或位移	d/H<1.5% 或 d<30cm
		向海側傾斜角	<3°
	岸肩	不均勻沉陷量	<10cm
		岸肩與後線陸地之沉陷差	<50cm
		向海側傾斜角	<3°
棧橋式	鋼管基樁	容許韌性比	1.25+62.5(t/D)

### 2.2.3 結構系統

#### 1. 非剛性結構物

非剛性結構物，如棧橋式碼頭等，其設計地震力應考慮結構物因週期不同，加速度之放大或縮小而使用不同地盤的工址設計水平譜加速度係數。此等結構物必須設計為具有韌性，因此可使用結構系統地震力折減係數  $F_u$ 。

#### 2. 剛性結構物

在設計地震力的分析方面，對於剛性結構物而言，主要是針對基本振動週期低於 0.06 秒之剛性結構物而訂，除了所屬震區之基本考量外，亦可同時納入鄰近工址斷層之評估，對設計地震力作一較為細部的估算。其先行求出結構位址之設計震度  $K_h$ ，而後再乘以結構本體之靜載重即可求得當地之設計地震力。公式如下所示：

當結構基本週期趨近於零，則  $S_{aD}=0.4S_{DS}$ ;

$$V_h = \frac{S_{aD}I}{1.2\alpha_y} W = \frac{S_{DS}I}{3\alpha_y} W = K_h W$$

其中  $V_h$  為設計地震力； $I$  為用途係數； $W$  為結構物全部之靜載重； $\alpha_y$  為 921 震後所修正之起始降伏地震力放大倍數； $S_{DS}$  則為在考量工址地盤特性、可能斷層與震源距離等相關因素分析下所得之工址短週期水平譜加速度係數。 $S_{aD}$  為工址設計水平譜加速度係數，為工址水平向之設計譜加速度與重力加速度  $g$  之比值。工址設計水平譜加速度係數  $S_{aD}$ ，隨結構基本震動週期  $T$  與工址短週期與

1 秒周期之設計水平譜加速度係數  $S_{DS}$  與  $S_{D1}$  而改變。

## 2.2.4 土體與水體作用力

### 1. 土體作用力

對剛性結構物，如重力式碼頭與板樁式碼頭等，當進行耐震設計時，除須考慮因壁體質量所產生的慣性力外，尚須考慮與壁體接觸土壤在地震時作用在壁體上之動土壓。

就重力式碼頭與板樁式碼頭等而言，地震時容許其向外位移，可使用主動動土壓，且計算動土壓的公式中，震度  $K$  可取設計震度  $K_h$ ，即下列公式。

$$K_h = \frac{S_{aD}I}{1.2\alpha_y} \quad \text{或} \quad \frac{S_{DS}I}{3\alpha_y}$$

### 2. 水體作用力

對棧橋式碼頭等非剛性水中結構物於地震時，水體作用之力主要為拖曳力及附加質量效應。作用於樁上之曳力與樁體地震時的絕對速度的平方成正比，附加質量則與樁體排開水的質量有關。考慮曳力作用時，曳力效應會稍微降低結構物地震時之反應，但結構運動之控制方程式會變為非線性而不易求解，因此曳力對棧橋式碼頭地震反應影響不大，在分析時若忽略曳力之作用，並不至於過度高估結構之反應，但可使得運動方程式簡化為線性。另考慮附加質量較應對結構物的地震反應影響較為顯著，不宜忽略，因此建議僅考慮附加質量效應，在水中樁體的節點加上附加質量，其值為樁體排開水的質量乘以附加質量係數  $C_m$ ，一般可取為 1.0。

對剛性結構物，如重力式碼頭與板樁式碼頭等，當進行耐震設計時，除須考慮因壁體質量所產生的慣性力外，尚須考慮與壁體接觸水體在地震時作用在壁體上之動水壓。地震時之動水壓說明中，設計震度  $K$  可取為設計震度  $K_h$ ，即下列公式。

$$K_h = \frac{S_{aD}I}{1.2\alpha_y} \quad \text{或} \quad \frac{S_{DS}I}{3\alpha_y}$$

地震時之動水壓係地震時水壓減掉靜態水壓的部份，因此以重力式碼頭為例，當地震時考慮碼頭往海側變位，此時作用在壁體的水壓，除了要考慮靜態的殘留水壓外，還要考慮海側的動水壓小於靜水壓，因此海側的動水壓係拉壁體往海側的方向。至於陸側壁體內的動水壓亦指向海側，但因計算地震時之動土壓已在殘留水位下使用換算震度  $K'$ ，因此陸側內之動水壓不必再加以計算。

### 2.2.5 土壤液化

飽和鬆散砂質土壤受地震作用後，使得土體孔隙水壓增加而造成有效應力減少將導致土壤喪失剪力阻抗而呈現液化態狀況，稱為砂質土壤之液化。當砂質土壤液化後，使得港灣碼頭結構物可能產生傾斜或沉陷而造成災害。因此在結構物設計及施工時，應依照需要考慮基礎地盤發生液化現象之潛能。液化潛能分析，建議依圖 2.3 所示流程進行。

有關砂土層液化分析有多種方法，惟歸納之，不外採取下列三種方法。

1. 簡易判斷法
2. 經驗準則法
3. 試驗分析法

工程師應根據港灣碼頭工程規模及重要性決定較適當之分析方法，若根據經驗法或較簡易的方法推估工地土層有液化潛能時，可採用較精密的液化分析方法再加以檢核確定，若仍有液化之可能時應即進行土層液化防治與處理。

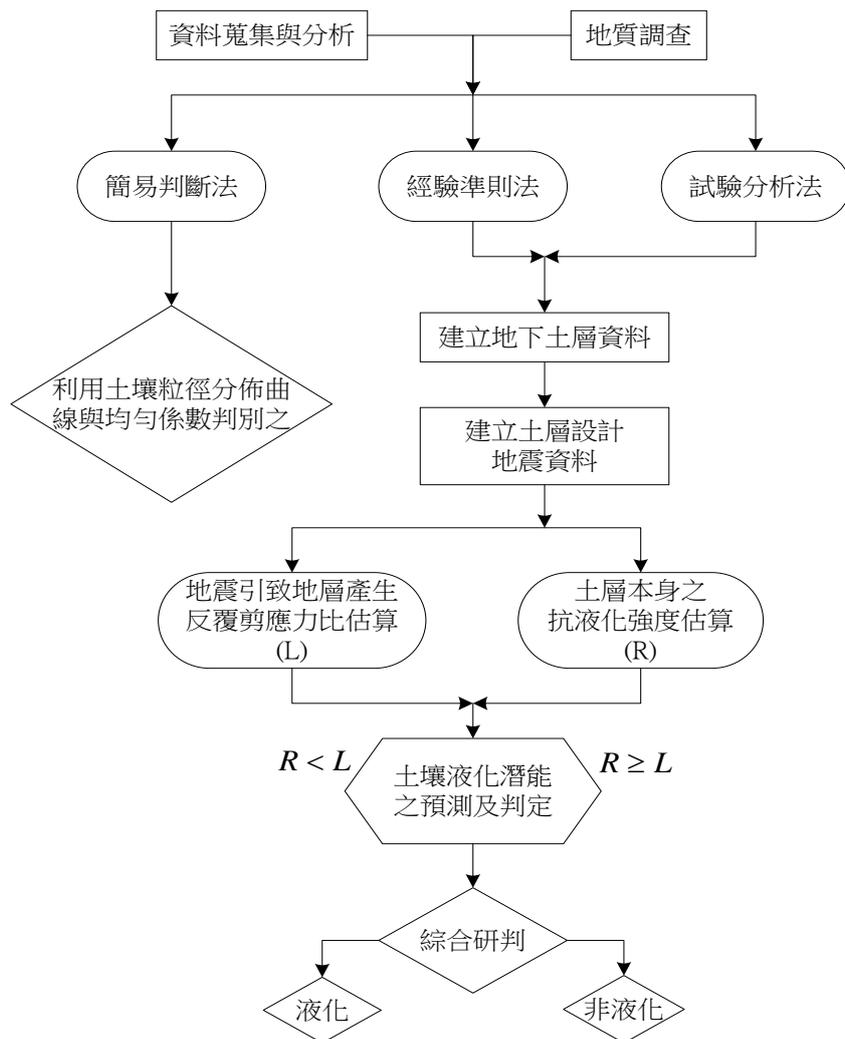


圖 2.3 液化潛能分析流程圖

地盤有液化之虞，則須進行適當之液化防治處理，一般可從地盤改良或改變港灣結構物基礎支承力方式著手，對疏鬆砂質地盤加以改良，可改變砂質土壤之動態性質，增加地盤支承力。

土壤液化防治原理大致採下列二種方式：

### 1. 地盤改良

- (1) 排水：降低地下水位或增加土層透水率。
- (2) 夯實：利用夯實方式，提高土層相對密度。可增加土層之支承力，改善耐震特性。
- (3) 化學固結：化學固結可增加顆粒間之膠結力，提昇地盤支承力，

達到防止液化之效果。

## 2.採用適當基礎

- (1)增加支承力：如採用深基礎，可在砂質地盤液化時支承港灣結構物之上部荷重。
- (2)防止變形：採用特殊基礎、改變基礎型式或基礎砌置深度與可能液化土層之位置，可防止地震時砂土之流失或地盤之陷落。

### 2.2.6 設計分析方法

#### 1. 設計流程

依據三個性能目標對應之整體性能標準，估算設計所需地震力，再取用各地震等級中最不利之地震力做為單一控制地震力進行設計。基本上設計採目標導向，基於強度與韌性需求，採用強度設計法，以韌性設計細則確保韌性容量。但設計完畢並沒有檢核三個性能目標是否滿足基準要求。

#### 2. 分析方法

剛性結構物之耐震分析與設計，可採用靜力分析方法。非剛性結構物之耐震分析與設計，若結構物之幾何形狀、質量分佈、勁度變化等不規則時，以靜力分析方法難以反映結構物地震時的動態行為，應採用動力分析方法分析設計之。

動力分析方法採用結構承受設計地震（回歸期 475 年）作用為基準，進行反應譜分析法及歷時分析法，相關地震效應之組合亦詳加規定。動力分析時，結構物之模擬應儘量反映實際情形，因此要力求幾何形狀之模擬、質量分析、構材斷面性質及土壤與基礎結構之互制之模擬能夠準確。

## 2.3 國際航海協會港灣構造物耐震設計準則

國際航海協會(INA)之港灣構造物耐震設計準則(Seismic Design Guidelines for Port Structures)<sup>[11]</sup>將碼頭構造物依重要性分為四個等級

(S,A,B,C)，設計地震力分為兩個等級(Level 1,Level 2)，而性能水準依結構損害程度及功能喪失程度分為四個等級，如表 2-3 所示，該基準性能目標之詳細定義內容如下所述。

### 2.3.1 性能目標

等級 I 地震力作用下，等級 S、A、B 需保持第 I 等級的損害程度，等級 C 需保持第 II 等級的損害程度。等級 II 地震力作用下，等級 S 需保持第 I 等級的損害程度，等級 A 需保持第 II 等級的損害程度，等級 B 需保持第 III 等級的損害程度，等級 C 需保持第 IV 等級的損害程度。

表 2-3 INA 各等級耐震構造物之性能目標

性能水準 地震力	第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
等級 I (Level 1) (50%50)	S、A、B	C		
等級 II (Level 2) (10%50)	S	A	B	C

#### 1. 重要度分類

建議之重要性等級分為 S、A、B 與 C 四級如表 2-4 所示：

表 2-4 INA 國際航海協會構造物等級

構造物等級	構造物特性
S	1.地震後嚴重威脅人身安全 2.地震後需維持其使用功能 3.儲放危險性物質之構造物 4.地震後重創當地社經活動
A	具有 S 等級 1-4 項可能性，但不如其嚴重，或地震後難以修復還原者
B	除 S、A、C 等級以外者
C	容易修復者

## 2. 地震等級

在性能設計基準中，設計地震之定義和相對應的可接受程度的結構損壞，必須明確界定。通常採用兩個級別的地震作設計地震，其定義如下：

### (1) 等級 I

使用年限 50 年期間可能遭遇機率 50% (約 75 年回歸期) 之地震。

### (2) 等級 II

使用年限 50 年期間可能遭遇機率 10% (約 475 年回歸期) 之地震。

## 3. 性能水準

等級 II 地震力之考量對於地震出現中高頻率 (moderate-high seismicity) 之震區較重要，而對於地震出現頻率較低之震區 (low seismicity)，因等級 I 之地震力太小，故採用等級 II 之設計地震力與對應之性能要求進行設計。INA 除了對構造物在等級 I 地震力作用下之性能提出要求以外，在等級 II 地震力作用下，S~A~B~C 級耐震設施所對應之第 I~II~III~IV 級性能水準也有規定，如表 2-5 所示。

表 2-5 INA 各級性能水準之描述

性能水準	結構損害與營運功能喪失情形
第 I 等級	輕微或無損傷，很少或沒有影響其功能
第 II 等級	可控制的損害，短期失去其功能
第 III 等級	幾乎崩潰，長期或完全喪失其功能
第 IV 等級	結構物完全毀壞，完全無法營運

### 2.3.2 性能標準

國際航海協會針對「重力式」、「棧橋式」及「板樁式」碼頭之各性能水準的可接受標準值規定如表 2-6 至表 2-8 所示。

表 2-6 INA 重力式碼頭性能可接受標準

參數		性能水準			
		第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
壁體	正規化水平位移 d/H	<1.5% 或 d<30cm	1.5%~5%	5%~10%	>10%
	向海側傾斜角	<3°	3°~5°	5°~8°	>8°
岸肩 (Apron)	不均勻沉陷量	3cm~10cm	N/A	N/A	N/A
	岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm	N/A	N/A	N/A
	向海側傾斜角	<2°~3°	N/A	N/A	N/A

表 2-7 INA 棧橋式碼頭性能可接受標準

參數	性能水準			
	第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
橋面板與岸 沉陷差異	<10~30cm	N/A	N/A	N/A
向海側傾斜角	<2°~3°	N/A	N/A	N/A
樁基	保持彈性	控制韌性	韌性容量未用完	超過第 III 級要求

註：擋土設施與岸肩相關部分可參考重力式碼頭

表 2-8 INA 板樁式碼頭性能可接受標準

參數		性能水準				
		第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級	
板樁	變位	正規化水平位移 d/H	<1.5% 或 d<30cm	N/A	N/A	N/A
		向海側傾斜角	<3°	N/A	N/A	N/A
岸肩 (Apron)	變位	岸肩沉陷量	3cm~10cm	N/A	N/A	N/A
		岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm	N/A	N/A	N/A
		向海側傾斜角	<2°~3°	N/A	N/A	N/A
基盤面以上板樁	應力或應變狀態	彈性	塑性，不超過容許韌性或應變極限	塑性，不超過容許韌性或應變極限	塑性，超過容許韌性或應變極限	
基盤面以下板樁		彈性	彈性	塑性，不超過容許韌性或應變極限	塑性，超過容許韌性或應變極限	
拉桿		彈性	彈性	塑性，不超過容許韌性或應變極限	塑性，超過容許韌性或應變極限	
錨碇設施		彈性	彈性	塑性，不超過容許韌性或應變極限	塑性，超過容許韌性或應變極限	

### 2.3.3 土壤液化

定義液化潛能（安全係數） $F_L = R_{\max} / L_{\max}$ ，如果 $F_L < 1.0$ 時，認定為土壤可能會液化。地震應力比 $L_{\max} = \tau_{\max} / \sigma_c$ ，是藉由現地反應分析來計算求得。

$R_{\max}$  為現地抗液化能力。

$\tau_{\max}$  為最大剪應力。

$\sigma_c'$  為有效圍壓。

對液化整治方案可分為兩大類：

- (1) 土壤改良，減少土壤發生液化的機率。
- (2) 以結構設計方式減少因液化造成的損失。

土壤改良技術旨在提高土壤的性質以抵抗地震搖晃及減少超額孔

隙水壓力。而結構解決方案又可分為：加強結構上的強度和勁度及藉由結構上的改良來有效減少液化發生。一旦策略已經確定，常見的做法是選擇一個方法，然後再比較不同解決方案的具體項目之優勢和劣勢。通常需要採用兩個或兩個以上的改良方法，效果才會有效。而液化的解決辦法有(1)壓實；(2)孔隙水壓力消散；(3)膠結作用和凝固；(4)替換；(5)降低地下水位；(6)剪應變抑制；(7)預載；(8)結構的補救措施。

### 2.3.4 分析方法

分析方法由簡到繁分為簡化分析(Simplified Analysis)、簡化動力分析(Simplified Dynamic Analysis)以及動力分析(Dynamic Analysis)三類，選用這三種不同複雜等級之分析方法，除了與性能等級以及地震危害等級之高低相關以外，還與設計階段屬於初步設計還是最終設計相關，如表 2-9 所示。

簡化方法即是不經由複雜的分析計算，而由簡化分析之結果近似反應結構之真實行為，對於較低耐震等級(例如 C 級)之結構，此類分析法可適用於初步設計與最終設計階段，可應用於等級 I 與等級 II 地震下之性能評估；對於等級較高者(例如 B 級、A 級與 S 級)，可用在初步設計階段或等級 I 地震力下之服務使用性能之評析。

簡化動力分析方法比簡化分析法較複雜，對 B 級及 B 級以下之耐震結構，可適用於初步設計與最終設計階段，可應用於等級 I 與等級 II 地震下之性能評估；對於等級較高者(例如 A 級與 S 級)，可應用在初步設計階段或等級 I 地震力下之服務使用性能之評析。

動力分析方法為三類分析方法中之最複雜者，可適用於包括具有較高耐震等級(例如 A 級與 S 級)在內之各級耐震結構物之初步設計與最終設計階段，可應用於等級 I 與等級 II 地震下之性能評估。依結構類型來決定適當碼頭的分析方法，其方法可以參照表 2-10 後參照所規定之性能目標及可接受的標準值，再搭配各種碼頭在不同重要度及不同地震等級下，所需採用之分析評估方法，則可制定出一標準的耐震性能評估流程，如圖 2.4 所示。

表 2-9 INA 各類分析法之應用時機

設計階段 分析方法	初步設計	最終設計	
簡化分析	特定、A 級	Level 1 地震力	Level 2 地震力
	B 級、C 級	特定、A 級、B 級、C 級	C 級
簡化動力分析	特定、A 級	Level 1 地震力	Level 2 地震力
	B 級、C 級	特定、A 級、B 級、C 級	B 級、C 級
動力分析	特定、A 級	Level 1 地震力	Level 2 地震力
	B 級、C 級	特定、A 級、B 級、C 級	特定、A 級、B 級、C 級

表 2-10 INA 結構分析方法彙整

碼頭種類	簡化分析	簡化動力分析	動力分析	
			結構模擬	土壤模擬
重力式碼頭	經驗或擬靜態方法 考量有或無土壤液化	滑動塊分析 利用簡化圖表的參數分析法	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 有限元素法或有限差分法</li> <li>• 線性或非線性分析</li> <li>• 二或三維分析</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 有限元素法或有限差分法</li> <li>• 線性(等效線性)或非線性分析</li> <li>• 二或三維分析</li> </ul>
板樁式碼頭				
棧橋式碼頭	反應譜法	側推分析和反應譜分析		
圓筒式碼頭	擬靜態方法	滑動塊分析		
起重機	反應譜法	側推分析和反應譜分析		
防波堤	擬靜態方法	滑動塊分析		

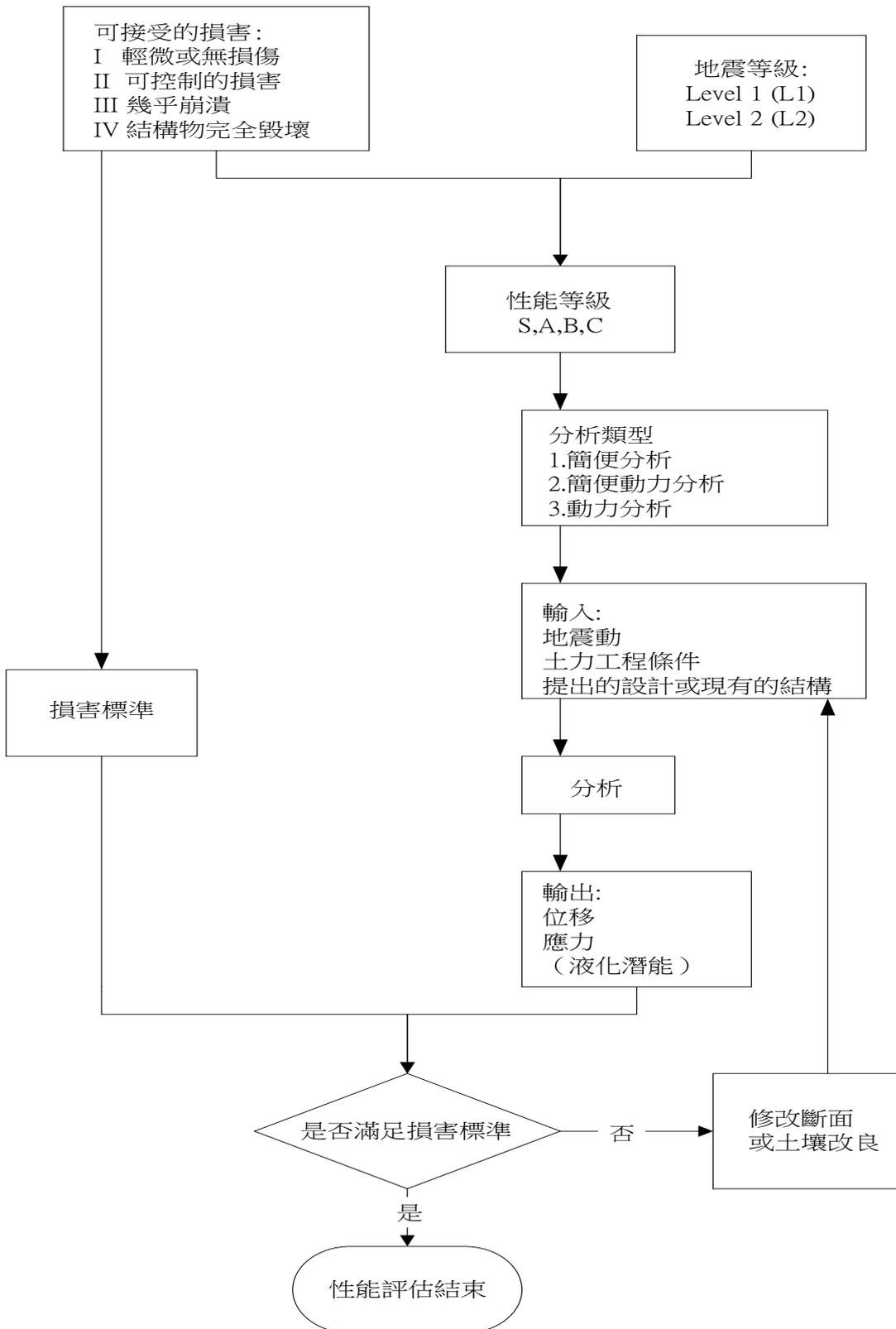


圖 2.4 INA 耐震性能評估的流程圖

## 2.4 日本港灣施設技術基準

### 2.4.1 性能目標

日本基準「港灣の施設の技術上の基準」<sup>[21]</sup>內容提到，其性能目標及性能水準是以行政命令的方式頒布，性能標準以公告方式施行，性能檢核的部分則以附錄方式處理，如圖 2.5 所示。

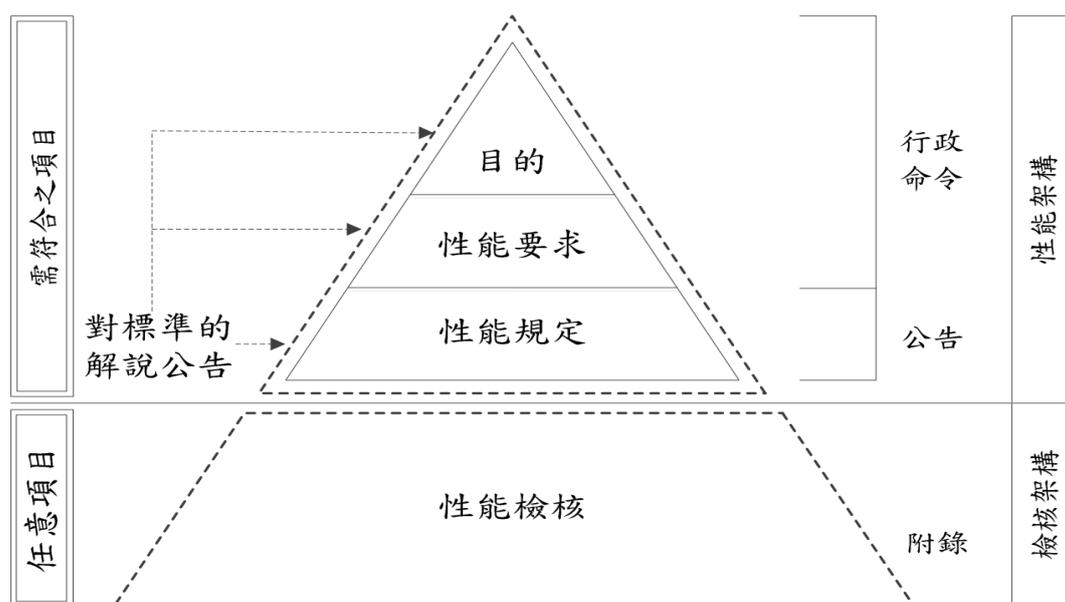


圖 2.5 日本港灣性能層次的定位和性能驗證

此基準將碼頭按重要度依序分為「耐震強化碼頭」與「一般碼頭」兩種，而耐震強化碼頭又依使用性分為「緊急」、「主要」、「標準」三種，再依據「地震等級」與所期望的「損害情形」將碼頭耐震性能目標定義如表 2-11 所示。

表 2-11 日本港灣性能目標分類表

損害情形 地震等級	服務性	可修復性	安全性
等級 I 地震	耐震強化 耐震強化以外	—	—
等級 II 地震	耐震強化(特定緊急)	耐震強化(標準) 耐震強化(特定主要)	—

## 1. 重要度分類

所有設施分為耐震強化以外與耐震強化兩種，耐震強化以外的設施於永久作用力與等級 I 地震作用下，要求必須保持服務性。

耐震強化設施於等級 II 地震作用下後，必需維持以下功能。

- (1) 特定（緊急物資運輸）：地震後，設施須保持結構穩定，並可立即讓船舶使用以利人員的乘載及緊急物資的運送等。
- (2) 特定（主要物資運輸）：地震後，設施須保持結構穩定，並於短時間內可讓船舶使用以利停靠等。
- (3) 標準（緊急物資運輸）：地震後，設施須保持結構穩定，並於一段時間後可讓船舶使用運送緊急物資等。

耐震強化設施於二級地震作用下，對應所需的性能要求、性能標準及設計情形，分為下面三類，特定(緊急物資運送)、特定(重要物資運送)、標準(緊急物資運送)。詳細分類於表 2-12。

表 2-12 日本港灣耐震強化設施分類表

設施種類	耐震強化設施		
	特定		標準
	緊急物資運送	主要物資運送	緊急物資運送
發生等級 II 地震後必須維持之功能	地震後，設施須保持結構穩定，並可立即讓船舶使用以利人員的乘載及緊急物資的運送等	地震後，設施須保持結構穩定，並於短時間內可讓船舶使用以利停靠等	地震後，設施須保持結構穩定，並於一段時間後可讓船舶運送緊急物資等
	地震後必要的功能 (基本功能則不在此限)	基本的功能	地震後必要的功能 (基本功能則不在此限)
性能要求	特定服務性	特定可修復性	標準可修復性
容許修復的程度	輕微修復	輕微修復	一定程度的修復

## 2. 地震等級

(1)等級 I 地震：指有很高機率發生的地震(回歸期為 75 年)，在性能設計之設施上，結構安全不影響其運作功能。

(2)等級 II 地震：指於設施的位置可能發生的最大規模之地震。

本基準利用機率法進行地震危害度分析，得到地震地表波歷時之計算方法，考量歷史災害，震源等，特別要求不得低於 M6.5 規模直下型之地震。

## 3. 性能水準

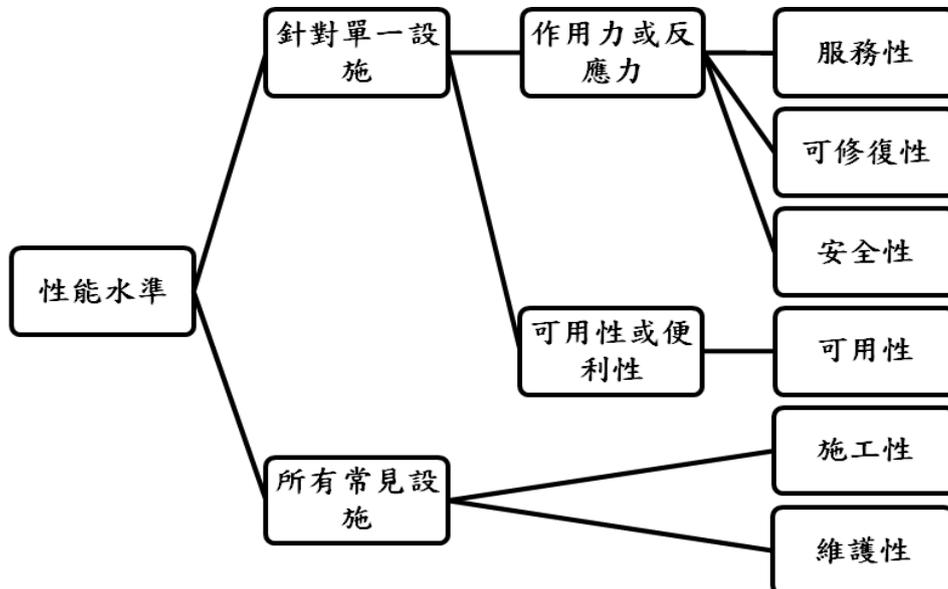


圖 2.6 日本港灣性能水準的分類

日本港灣性能設計對一般設施的性能水準是以構造物在可用性、施工性及維護性上所需求的結構反應來表示，如圖 2.6 所示，但不在本報告探討範圍。本報告主要針對耐震結構物，其性能水準強調結構遇作用力時，可接受設施損害的程度分為三類：(1)服務性、(2)可修復性以及(3)安全性。

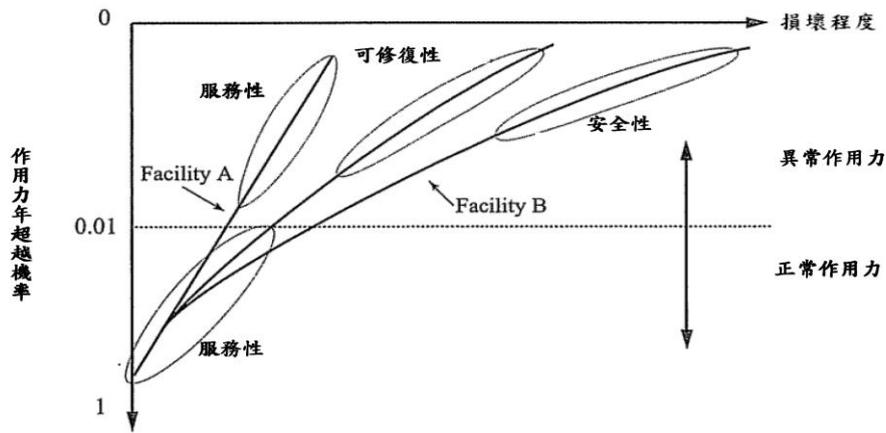


圖 2.7 日本港灣作用力年超越機率與損壞程度

圖 2.7 顯示了碼頭結構反應的性能水準，在圖中，垂直和水平軸分別顯示作用力年超越機率與損壞程度。曲線圖中顯示了設施的性能。不同大小的外力引起不同程度的設施損壞。於永久作用力跟可變作用力下，發生損壞的年超越機率過高是不能接受的，不過為了保護設施在年超越機率較低的外力作用下避免受到破壞與發生意外也是不經濟且不合理，設施少量的損壞是可以接受的。下面列出對碼頭之性能要求的基本概念：

**1. 對於正常作用力（年超越機率約為 0.01 或以上）**

基本要求為服務性。於正常作用力的情況下，服務性若已達成需求，則安全性及可修復性則沒有疑慮。

**2. 對異常作用力（年超越機率約為 0.01 或以下）**

需滿足的服務性與修復性或預期性能和重要設施的安全性考量。除非是耐震強化設施損壞或因該設施的損壞會對生命、財產、社會和經濟活動帶來重大的影響，否則將其過於強化抗震是不經濟且不合理。然而業主若特別要求其抗震能力，則需進行必要的設施性能查核。

門檻值 0.01 用於上述第 (1) 及 (2) 僅僅是因為方便並不受限制。設計一個屬於使用壽命標準範圍內的設施，它僅作為一個參考。當設計一個耐震性能需求較低的設施時，它必須允許一定程度的損壞，但

對於耐震性能需求較高的設施，則須對較大的作用力進行檢核，則該作用力相對發生機率較小，並確保該設施不會受到致命的損害。例如，當設計一個具有緊急運輸補給物資功能之設施後，發生了強震，需要該設施發揮功能運輸救災物資，因此必須確保其服務性。

### 2.4.2 地震等級量化

日本港灣等級 II 地震的計算程序如圖 2.8 利用機率法進行地震危害度分析得到地震地表波歷時之計算方法，考量歷史災害，震源等，特別要求不得低於 M6.5 規模直下型之地震。

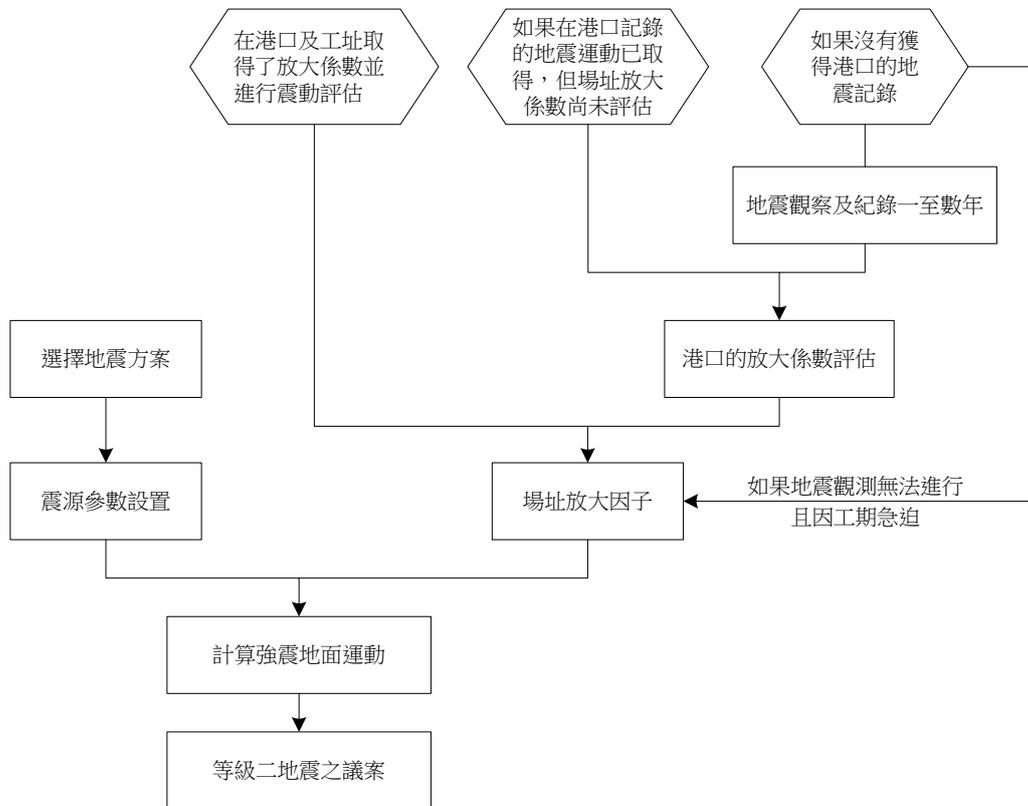


圖 2.8 日本港灣等級 II 地震的計算程序

### 2.4.3 性能標準

#### 1. 重力式碼頭性能可接受標準值

主要的作用力為自重持續的地震下造成的傾覆滑動破壞，其破壞應小於或等於限定值。

主要的作用力為土壓力、自重及等級 I 地震造成的碼頭滑動、傾覆或是地面基礎乘載力不足而破壞，其風險須小於或等於標準的限定值，如表 2-13 所示。

表 2-13 日本港灣重力式碼頭性能可接受標準值

性能要求	設計情況			驗證項目	可接受標準值
	作用力情形	主動應力	被動應力		
服務性	永久性	自重	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 水壓力</li> <li>• 載重</li> </ul>	• 地面圓弧滑動	設施在永久自重及土壓力下之失效機率為： (抗震設施： $P_f=1.0 \times 10^{-3}$ ) (非耐震強化設施： $P_f=4.0 \times 10^{-3}$ )
		土壓力	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> <li>• 土壓力</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 滑動</li> <li>• 碼頭傾覆</li> <li>• 碼頭的地基承載力傾覆</li> </ul>	
	可變性	L1 地震等級	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> <li>• 土壓力</li> <li>• 水壓力</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 滑動</li> <li>• 碼頭傾覆</li> <li>• 碼頭的地基承載力傾覆</li> </ul>	滑動的極限 傾覆的限制 承載力的極限值 (允許碼頭位移變形： $D_a=10\text{cm}$ )
服務性 可修復性(特定)	偶發性	L2 地震等級	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> <li>• 土壓力</li> <li>• 水壓力</li> <li>• 載重</li> </ul>	• 法線的變形	殘留變形量的限定值

## 2. 板樁式碼頭性能可接受標準值

(1) 主要作用力為土壓力於等級 I 地震情況下對鋼板樁埋置長度應具有結構穩定性和控制程度，其風險必須小於或等於標準的限定值，如表 2-14 所示。

(2) 在固定作用力要滿足下列條件，其主要作用力為土壓力和等級 I 地震和船舶牽引力：

- ① 錨定結構和錨地的設置應與結構類型相對應，而失去結構的穩定性的機率應等於或小於門檻等級。
- ② 在結構的聯繫處，其聯繫構材超過降伏應力的機率應等於或於門檻等級。
- ③ 對於結構有上部結構，上部結構的損害機率應等於或小於門檻

等級。

(3)對於結構有上部結構，因船停泊而損害完整的上部結構的機率應等於或小於門檻等級。

(4)在自重為固定作用力時，鋼板樁發生滑移的失敗機率應等於或小於門檻等級。

表 2-14 日本港灣板樁式碼頭性能可接受標準值

性能要求	設計情況			驗證項目	可接受標準值
	作用力情形	主動應力	被動應力		
服務性	永久性	土壓力	• 水壓力	必需的埋置長度	自重和土壓力於必須埋置長度之失敗機率 (耐震強化設施: $P_f = 1.7 \times 10^{-4}$ ) (耐震強化設施以外: $P_f = 4.0 \times 10^{-3}$ )
				板樁降伏	
	可變性	L1 地震等級	• 土壓力 • 水壓力	必需的埋置長度	設計降伏應力 (碼頭的允許最大變形: $D_a = 15cm$ )
				板樁降伏	
服務性 可修復性(特定)	偶發性	L2 地震等級	• 自重 • 土壓力 • 水壓力 • 載重	法線的變形	殘留變形量的限定值
				板樁降伏	設計降伏應力
				部分材料破壞	設計破壞強度
				錨定的全塑性	設計斷面容許量(全塑性的狀態)
				錨定的軸力作用	地盤破壞失去抵抗力(推力、拉力)
				錨定的穩定性	設計斷面容許量(極限狀態)
				上部構造斷面破壞	設計斷面容許量(極限狀態)
可修復性(標準)	偶發性	L2 地震等級	• 自重 • 土壓力 • 水壓力 • 載重	法線的變形	殘留變形量的限定值
				板樁完全塑性	完全塑性化
				部分材料破壞	設計破壞強度
				錨定的全塑性	設計斷面容許量(全塑性的狀態)
				錨定的軸力作用	地盤破壞失去抵抗力(推力、拉力)
				錨定的穩定性	設計斷面容許量(極限狀態)
				上部構造斷面破壞	設計斷面容許量(極限狀態)

### 3. 棧橋式碼頭性能可接受標準值

- (1) 要求規定基礎設施，交通和旅遊等條件，應當讓適當的船停泊，登船、離船的人和處理貨物的船隻安全順利停靠。
- (2) 棧橋式碼頭不應該因自重、土壓力、等級 I 地震、船停泊和牽引力、外加载重和其他震動造成碼頭損害而影響使用。
- (3) 除前項規定，棧橋式碼頭的性能要求被歸類為耐震強化設施時，等級 II 地震和其他作用力不能影響碼頭的可修復性。但由於環境、社會、經濟或其他條件，對於棧橋式碼頭的性能要求，需要進一步改進其耐震性能，則要求震動破壞時，不應影響碼頭利用小型的維修工程來恢復其功能，如表 2-15 及表 2-16 所示。

表 2-15 日本港灣棧橋式碼頭性能可接受標準值

性能要求	設計情況			驗證項目	可接受標準值
	作用力情形	主動應力	被動應力		
服務性	可變性	船舶牽引力	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> <li>• 載重</li> </ul>	上部結構斷面破壞	設計斷面的抗力(極限狀態)
		L1 地震等級	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> <li>• 載重</li> </ul>		
		作業時載重	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> <li>• 風作用於</li> <li>• 裝載貨物</li> <li>• 機械或船</li> </ul>		
		作業時載重	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> <li>• 風作用於</li> <li>• 裝載貨物</li> <li>• 機械或船</li> </ul>	上部結構的服務性	彎曲造成裂縫及寬度的極限值
		重複作用的載重	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> </ul>	上部結構的疲勞破壞	設計疲勞強度(疲勞極限狀態)
		波浪	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> </ul>	上部結構的斷面破壞	設計斷面抗力(極限狀態)
服務性	偶發性	L2 地震等級	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> </ul>	法線變形	殘留變形量的極限值
				上部結構橫斷面破壞	設計斷面的抗力(極限狀態下)
				基樁完全塑性	完全塑性化
				基樁承受軸向力	土壤未能發揮抗力(拉力及推力)

表 2-16 日本港灣棧橋式碼頭基樁之性能可接受標準值

性能要求	設計情況			證明項目	可接受標準值	
	作用力情形	主動應力	被動應力			
服務性	可變性	船舶靠岸及牽引力	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> <li>• 載重</li> </ul>	基樁承受軸向力	土壤未能發揮抗力 (拉力及推力)	
		L1 地震等級	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> <li>• 載重</li> </ul>			
		作業時載重	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> <li>• 風作用於裝載貨物機械或船</li> </ul>			
		船舶靠岸及牽引力	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> <li>• 載重</li> </ul>	基樁降伏	船舶靠岸及牽引力造成破壞之機率 (耐震強化設施: $P_f = 9.1 \times 10^{-4}$ ) (耐震強化設施以外: $P_f = 1.9 \times 10^{-3}$ )	
		L1 地震等級	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> <li>• 載重</li> </ul>		L1 地震等級造成破壞機率 (特定耐震強化設施: $P_f = 1.3 \times 10^{-4}$ ) (標準耐震強化設施: $P_f = 3.8 \times 10^{-3}$ ) (耐震強化設施以外: $P_f = 1.4 \times 10^{-2}$ )	
		作業時載重	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> <li>• 風作用於裝載貨物機械或船</li> </ul>		船舶靠岸及牽引力造成破壞之機率	
		波浪	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> </ul>		基樁承受軸向力	土壤未能發揮抗力(拉力及推力)
					接合處的破壞	設計剪抗力
			重複作用的載重	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> </ul>	接合處疲勞破壞	設計疲勞強度(疲勞極限狀態)
			波浪	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> </ul>	接合處疲勞破壞	設計剪抗力

## 2.4.4 土壤液化

### 1. 液化預測與判斷

預測和判斷地面是否液化，一般通過適當的方法，使用粒徑大小和標準貫入試驗 N 值或循環三軸試驗結果。使用粒徑大小和 N 值是簡單、方便的方法，一般可用於預測和判斷液化。但若需要更精確的判斷結果，則可以使用循環三軸試驗，其結果判斷更加詳細。

(1) 液化預測和判斷基於粒徑大小和 N 值。

#### a. 基於粒徑大小

$U_c = D_{60} / D_{10} = 3.5$ ， $U_c$  是均勻係數， $D_{60}$  與  $D_{10}$  分別表是對應的粒徑大小通過機率為 60% 與 10%，當粒徑大小分佈曲線在“可能性液化”範圍之外，如圖 2.9，土壤判斷不會液化。

b. 預測和判斷液化採用等效 N 值和等效加速度

對於粒徑大小於“可能性液化”範圍內，如圖 2.10，應進行進一步調查的說明如下。

① 等效 N 值

等效 N 值可以被計算來自式(2.1)

$$(N)_{65} = \frac{N - 0.019(\sigma'_v - 65)}{0.0041(\sigma'_v - 65) + 1.0} \dots\dots\dots (2.1)$$

$(N)_{65}$ : 等效 N 值

$N$ : 土層的 N 值

$\sigma'_v$ : 有效覆土壓力 ( $kN / m^2$ )

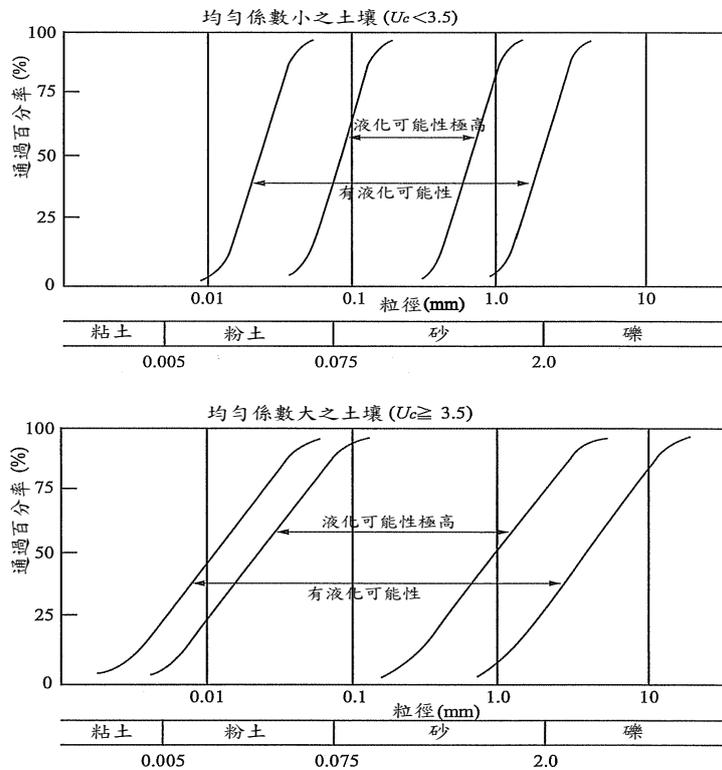


圖 2.9 日本港灣構造物土壤液化可能性範圍

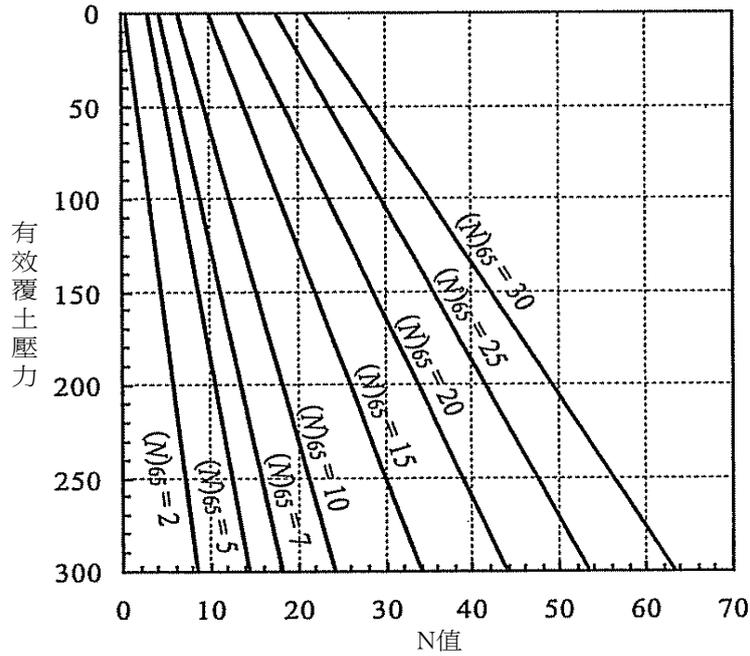


圖 2.10 日本港灣等效 N 值的計算圖

圖 2.10 顯示的關係由式(2.1)計算而得。

② 等效加速度

等效加速度可以用式(2.2)計算

$$\alpha_{eq} = 0.7 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_v} g \dots\dots\dots (2.2)$$

$\alpha_{eq}$ : 等效加速度 (Gal)

$\tau_{max}$ : 最大剪應力 ( $kN/m^2$ )

$\sigma'_v$ : 有效覆土壓力 ( $kN/m^2$ )

$g$ : 重力加速度 (980Gal)

③ 預測和判斷，使用等效 N 值和等效加速度

土壤層的主體應該是按所等效 N 值與等效加速度，如圖 2.11 標示成 I~IV 來判斷土壤液化。

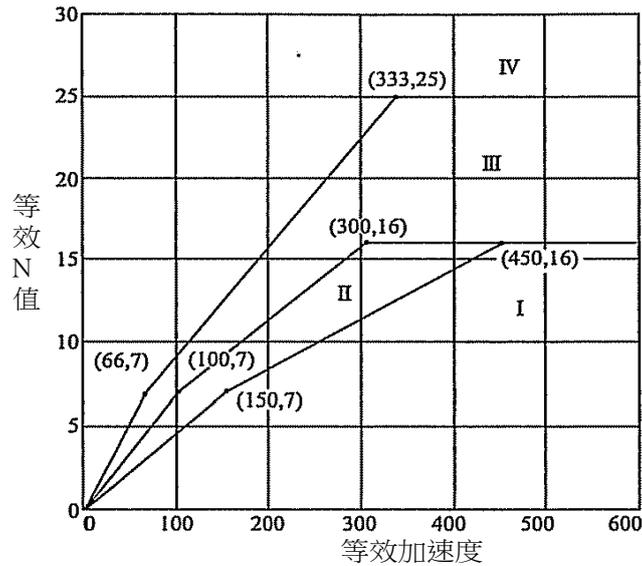


圖 2.11 日本港灣等效 N 值與等效加速度土層區分

c. 液化預測和判斷

「液化預測」指的是評估液化可能性的高或低，液化是一種物理現象。而「液化判斷」指的是考量液化可能性高低及現地地盤特性來決定土壤是否會液化。表 2-17 為判斷標準。

表 2-17 日本港灣液化預測和液化判斷

圖 2.11 所示的範圍	液化預測	液化判斷
I	液化發生的可能性非常高	會發生液化
II	液化發生的可能性高	判斷液化將會發生或進行進一步的評估基於循環三軸試驗
III	液化發生的可能性低	<ul style="list-style-type: none"> <li>判斷液化不會發生或進行進一步的評估基於循環三軸試驗。</li> <li>對於一個非常重要的結構，判斷液化將會發生或進行進一步的評估依據循環三軸試驗。</li> </ul>
IV	液化發生的可能性非常低	不會發生液化

(2) 液化預測和判斷基於循環三軸試驗

當藉由粒徑大小和 N 值，可能很難預測和判斷到土壤液化，

應該在不擾動土壤樣本下，藉由地震反應分析和循環三軸試驗的結果來判斷液化。

## 2. 土壤改良策略

為防止出現液化要進行土壤改良，基於地基土層的特點應選擇一適當的方法，在進行土壤改良的工程前最好適當的檢查以下所列項目，以保持設施的功能。

- (1)土壤改良工程的方法
- (2)執行土壤改良工程的範圍（執行範圍和深度）
- (3)土壤改良工程的混凝土功能驗證

改良的方法如下：

- ① 替代方法
- ② 垂直排水法
- ③ 深層攪拌法
- ④ 輕質土壤處理方法
- ⑤ 高爐礦渣換填法
- ⑥ 預混合
- ⑦ 壓實砂樁法（適用於砂土地基）
- ⑧ 壓實砂樁法（粘性基底）
- ⑨ 桿壓實方法
- ⑩ 振動氣浮法
- ⑪ 排水法作為液化對策工程
- ⑫ 井點法
- ⑬ 表層土壤穩定方法
- ⑭ 學灌漿土壤改良法
- ⑮ 氣動流攪拌法

## ⑩ 固化劑作用於主動土壓力土工材料

### 2.4.5 分析方法

日本港灣各類碼頭之分析方法如表 2-18 所示。

#### 1. 重力式碼頭

所有的重力式碼頭於等級 I 的地震下，用簡化法(震度法)驗證，用來求其滑動、傾覆、和地盤承載力的作用力，以判斷其是否超過強度。而耐震強化碼頭的部分，於等級 I 的地震下，用詳細法(非線性地震反應分析可以考量土壤和結構之動力互制作用)來檢討變形量是否合乎安全。

對於重力式碼頭除了耐震強化碼頭外，它可以省略等級 II 地震下的偶發性作用力驗證，並使用非線性有限元素分析進行分析。

#### 2. 板樁式碼頭

所有的板樁式碼頭於等級 I 的地震下，用簡化法(震度法)驗證，用來求其板樁、拉桿、錨樁的應力，以判斷其是否超過降伏應力。而耐震強化碼頭的部分則用詳細法(非線性地震反應分析可以考量土壤和結構之動力互制作用)來檢討變形量是否合乎安全。

對於板樁式碼頭除了耐震強化碼頭外，它可以省略等級 II 地震下的偶發性作用力驗證，並使用非線性有限元素分析進行分析。

#### 3. 棧橋式碼頭

對於棧橋式碼頭於等級 I 的地震之正常作用力下，棧橋式碼頭的驗證可藉由自然振動週期的取得和加速度反應譜來進行地震係數之計算，來進行構架分析，然後用來求其樁的應力，以及軸方向力，以判斷其是否超過樁的降伏應力，以及容許支承力。然而對於耐震強化碼頭，可以藉由適當的動力分析來進行驗證，如非線性耐震分析考慮樁和土壤之三維動力互制作用，來檢討變形量是否合乎安全。

對於開放式的垂直棧橋式碼頭除了耐震強化碼頭，它可以省略等級 II 地震下的偶發性作用力驗證，並使用位移反應分析以及非線

性有效應力分析進行分析。

表 2-18 日本港灣各類碼頭之分析方法

地震等級 碼頭種類	Level 1(流程如圖 2.12)	Level 2(流程如圖 2.13)
重力式碼頭	震度法求其強度 動力分析(非線性有限元素分析)求其變形	非線性有限元素分析
板樁式碼頭	震度法求其降伏應力 動力分析(非線性有限元素分析)求其變形	非線性有限元素分析
棧橋式碼頭	震度法求降伏應力與容許支承力 動力分析(非線性有限元素分析)求其變形	位移反應分析 非線性有效應力分析

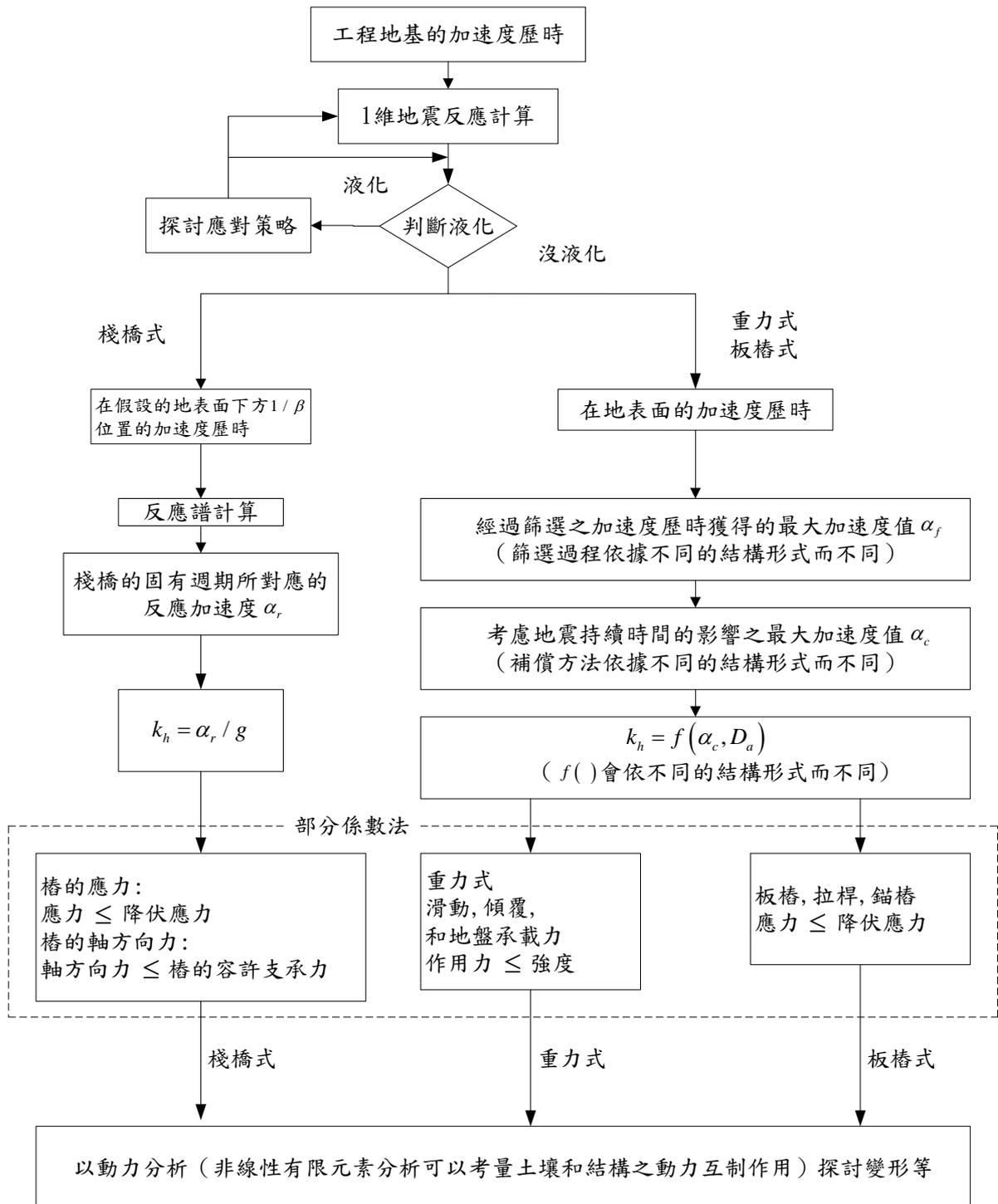


圖 2.12 日本港灣等級 I(Level 1)的地震之驗證流程

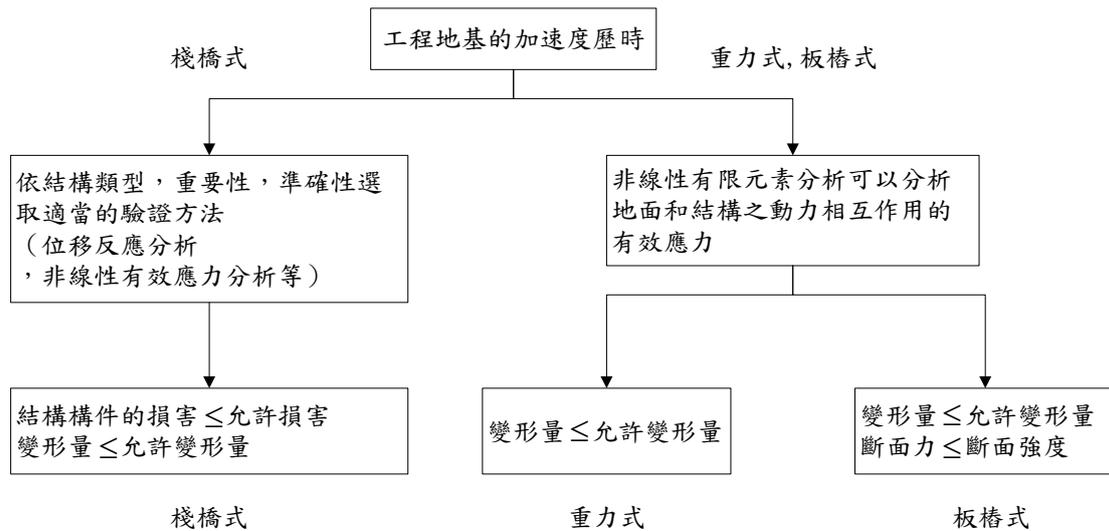


圖 2.13 日本港灣等級 II(Level 2)的地震之驗證流程

## 2.5 港灣構造物耐震性能設計手冊

經由前述探討日本與國際航海協會性能設計基準之性能目標的訂立方式及理念，並與國內「港灣構造物設計基準」之耐震設計目標作差異性討論，而所提出適合國內設計實務的耐震性能設計目標，爰此，本所於 2015 年完成「港灣構造物耐震性能設計手冊(草稿)」之編彙。其中，參考本所過去對各港區的地震危害度曲線分析結果及國外基準訂定之地震等級，提出適合國內碼頭設計的地震等級修正，另外亦針對國內「公共工程性能設計準則」三等設計地震力的要求，提出在不同性能目標下各地震等級所應對應的性能水準，其修訂說明分述如後。

### 2.5.1 碼頭性能目標修訂理念

從日本的港灣施設技術基準可知，日本對港灣設施的設計在地震力計算上，係利用機率法考量歷史災害，震源等因素進行地震危害度分析，進而得到地震地表歷時，此法在國內多應用於水庫設計，但由於計算方法複雜，且港灣構造物數量較多，此法對於國內港灣構造物設計應用並不實際。另外，在性能標準規定上，日本已正式進入構造物破壞機率可靠度的要求，此類設計標準要求亦為國內工程師設計能

力的另一種挑戰。為避免修訂幅度過大，因此國內港灣構造物耐震性能設計以先參考 2001 年的國際航海協會港灣構造物耐震設計準則來修訂。

國際航海協會(INA)港灣構造物耐震設計準則<sup>[11]</sup>除了對構造物在等級 I 地震力作用下之性能提出要求以外，在等級 II 地震力作用下，對應第 I~II~III~IV 級性能水準之 S~A~B~C 級耐震設施，基本相當於國內基準中之「特定(S 級)、A 級、B 級與 C 級」四種類別構造物，不同之處在於：國內現行基準，目前僅籠統地要求在 475 年回歸期設計地震力下，剛性結構物不得產生滑動、傾斜以及主體與基礎承载力不足之破壞，需保持安定，非剛性結構物允許發生塑性變形，但韌性比不超過容許韌性容量，對於在同樣等級設計地震力下，「特定(S 級)、A 級、B 級與 C 級」四種類別構造物(包括剛性與非剛性)不同之行為或性能並未如「INA 港灣構造物耐震設計準則」明確定性甚至量化，僅以不同重要度係數來修正在同等級設計地震力作用下施加於結構之等效側向力之大小，間接調整構造物之耐震性能；「INA 港灣構造物耐震設計準則」引進之性能設計法，係根據重要度等級「特定(S 級)、A 級、B 級與 C 級」結構物在所考量之各等級設計地震力下之不同性能水準加以定性，並以不同大小之性能可接受標準值加以限定，較類似國內橋梁建築耐震性能設計研究之理念。

性能目標之建立需考量：構造物之破壞對人命安全與財產損失之直接與間接(如處理危害物品等)影響之嚴重程度、震後是否要求具有特別之使用功能、修復之難易(與碼頭之結構型式相關)、其破壞對社會活動、環境與經濟之衝擊與損害度等，而因碼頭之型式、用途、規模等直接與這些因素相關，所以不同型式、用途、規模之碼頭的性能目標不盡相同，用途越重要、規模越大，則該碼頭之性能設計目標可能就越 高，即在同一等級地震下之性能水準要求越高。

而不同貨種之碼頭，由於使用之裝卸方法與裝卸機具不一樣，或即使可使用某些相同之機具，但工作效率很差，通常不考量其破壞後可以由其它種類碼頭代替運作，引進性能設計法時，除了允許碼頭結

構物在較大地震作用下之破壞以外，為避免碼頭破壞後造成營運停頓，規劃港口時，也可考量在用途及貨種相同之碼頭當中，設立一定比例(考量碼頭營運作業能量與基本要求)之耐震強化碼頭特定級，即適當提高部分碼頭之性能目標至特定級碼頭，以維持災後救援機制，因此特定級碼頭之性能目標訂立應趨嚴謹為佳。

值得提及的是，性能標準值的大小或性能目標之高低，直接控制所設計結構耐震能力之強弱，設計目標越高，對應震後補強之工程費則較少，基準所訂立之性能目標為一最低標準，所以除了滿足基準要求以外，工程師亦可根據業主之要求，考量結構物在震後所需之補強費用，以及可能導致的間接經濟損失，以綜合考量結構物整個使用年限最低總費用，來決定結構設計所需的耐震設計性能，才能真正發揮耐震性能設計法之精神。

## 2.5.2 地震等級、性能水準及重要度分類修訂說明

性能目標中之定性規定包含地震等級、性能水準及碼頭重要度分類，分述如下：

### 1. 地震等級

地震力等級之劃分可以經由一定年限內發生地震之危害度或相當之回歸期表示，地震力回歸期與危害度機率之關係式如下<sup>[2]</sup>。

$$R_d = 1 - e^{-\frac{T_d}{T_r}}$$

其中， $R_d$  為危害度機率， $T_d$  為使用年限， $T_r$  為回歸期，例如：使用年限 50 年內超越機率為 50%(表示為 50%50)，約相當於回歸期 72 年(或約 75 年)；超越機率 10%50，約相當於回歸期 475 年。

國內「公共工程性能設計準則」中建議設計地震力必須考量三等地震力，而國內建築、橋梁耐震性能設計規範草案亦皆定義三等設計地震，然而「INA 港灣構造物耐震設計準則」僅以兩等級地震進行設計，但為符合國內耐震性能設計架構之一致性及國內工程師之設計習慣，因而以 2500 年回歸期地震(50 年超越機率 2%)作

為最大設計地震考量。

而目前國內「港灣構造物設計基準」之設計地震力是參照 2005 年版「建築耐震設計規範」，同為三等級設計地震力(表 2-19)，提供 30 年回歸期中度地震、475 年回歸期設計地震、2500 年回歸期最大考量地震對應之反應譜。

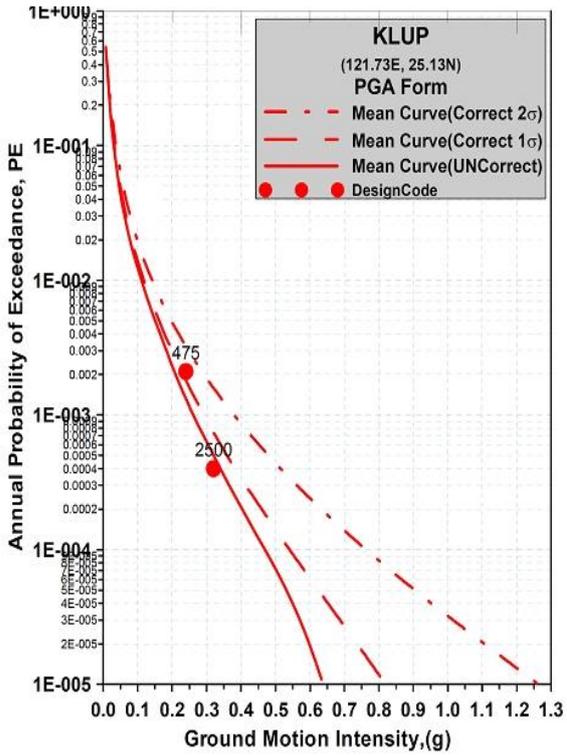
**表 2-19 國內港灣構造物設計基準之三等級設計地震力**

地震等級		地震力計算公式
中度地震	解說：約 30 年回歸期	$V^* = \frac{IF_u}{4.2\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$
設計地震	475 年回歸期	$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$
最大考量地震	2500 年回歸期	$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W$

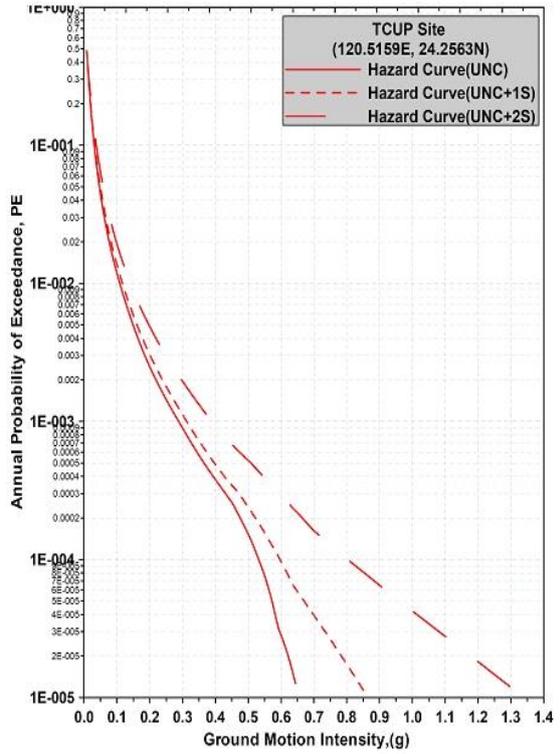
參考本所過去之「港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究」報告中基隆港、臺中港、高雄港、蘇澳港的各港區平均地震危害度曲線，如圖 2.14，推估出目前國內建築及橋梁各重要度等級之中度地震所對應的回歸期(概略值)，如表 2-20 所示。由表中數值顯示，目前國內現行「港灣構造物設計基準」之中度地震在各港區工址所對應的地震回歸期皆約為 30 年，而 2500 年回歸期地震 PGA 則約為 475 年回歸期地震的 1.3~1.4 倍。

**表 2-20 國內建築及橋梁之中度地震所對應的回歸期概略值**

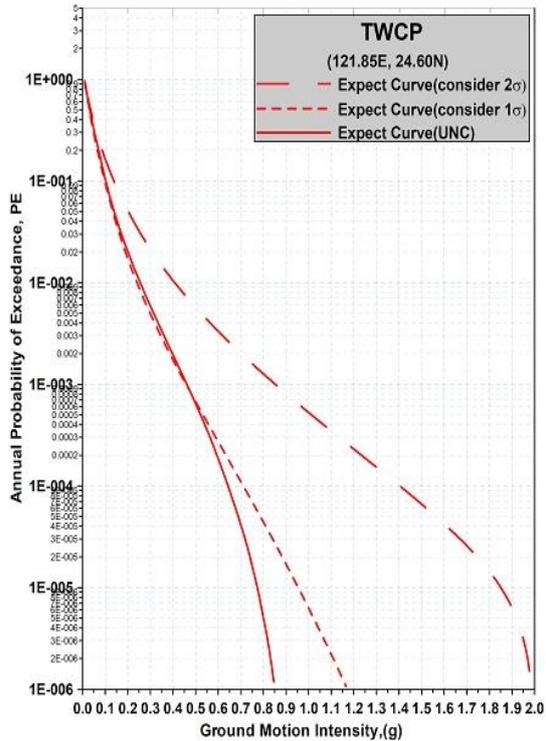
中度地震等級	建築 I×475 年地震/4.2	橋梁 I×475 年地震/3.25
約 15 年回歸期	0.8×475 年/4.2=475 年/5.25	—
約 30 年回歸期	1.0×475 年/4.2=475 年/4.2	0.8×475 年/3.25=475 年/4.06
約 50 年回歸期	1.25×475 年/4.2=475 年/3.36	1.0×475 年/3.25=475 年/3.25
約 75 年回歸期	1.5×475 年/4.2=475 年/2.8	1.25×475 年/3.25=475 年/2.6
約 100 年回歸期	—	1.5×475 年/3.25=475 年/2.17



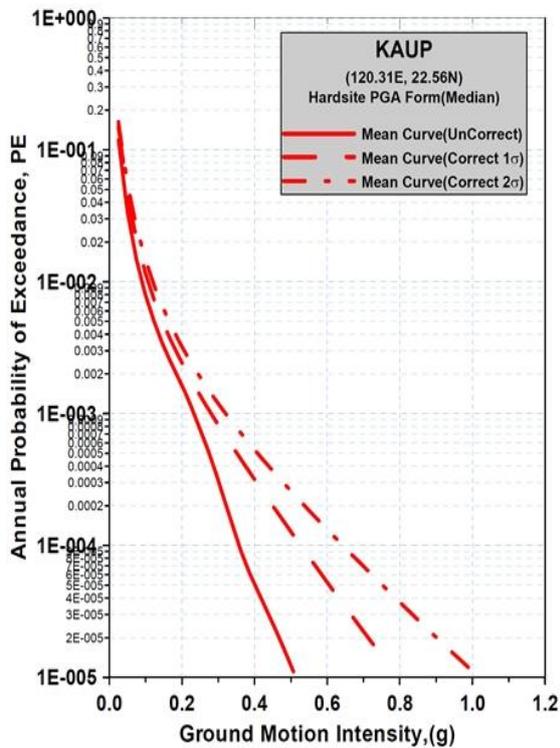
基隆港區平均地震危害度曲線



台中港區平均地震危害度曲線



蘇澳港區平均地震危害度曲線



高雄港區平均地震危害度曲線

圖 2.14 四港區平均地震危害度曲線

資料來源：臺灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究<sup>[39][40][41][42]</sup>

因此，港灣構造物耐震性能設計之地震力等級修訂如下：

### (1) 中度地震之規定

一般而言按照不同種類之構造物的重要度排序，其次序應為碼頭>橋梁>建築，由國外各建築橋梁耐震基準之規定亦可看出此排序現象，例如日本及 INA 基準之中度地震皆設定為 75 年回歸期地震，而日本橋梁基準之中度地震則設定為 50 年回歸期地震，然而國內「港灣構造物設計基準」採用建築耐震設計規範之中度地震，其為 475 年回歸期地震除以 4.2，且其規範解說中說明所對應之地震回歸期約為 30 年，明顯低於國際基準，亦低於國內橋梁耐震設計規範之中度地震(475 年回歸期地震除以 3.25)。

因此，將現行基準碼頭之中度地震強度由「475 年回歸期地震除以 4.2」上調至「475 年回歸期地震除以 3.25」，與橋梁相同，則地震回歸期約提昇至 50 年，較符合碼頭之重要性程度。

### (2) 設計地震與最大考量地震

棧橋式碼頭結構形式及靜不定度與橋梁工程較相近，不如建築結構因高靜不定度而擁有較高的降伏後強度，因此設計地震與最大考量地震之計算公式( $v = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{ad}}{F_u} \right)_m W$ )中，分母係數 1.4 應同橋梁改為 1.2 較為恰當。因此，港灣構造物耐震性能設計之三等級地震力計算方式皆改為與橋梁相同，如表 2-21 所示。

表 2-21 港灣構造物耐震性能設計之三等級地震力

地震等級		地震力計算公式	
		剛性構造物	非剛性構造物
等級 I 地震	約 50 年回歸期	$V_I = \frac{0.4S_{II,S}}{3.25} W$	$V_I = \frac{S_{a,II}}{3.25} W$
等級 II 地震	475 年回歸期	$V_{II} = 0.4S_{II,S} W$	$V_{II} = \frac{1}{1.2} \left( \frac{S_{a,II}}{F_u} \right)_m W$
等級 III 地震	2500 年回歸期	$V_{III} = 0.4S_{III,S} W$	$V_{III} = \frac{1}{1.2} \left( \frac{S_{a,III}}{F_{u,m}} \right)_m W$

港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿），2015

註：1.剛性構造物適用於重力式碼頭、板樁式碼頭與圓筒式碼頭等，非剛性構造物適用於棧橋式碼頭。2.表中  $S_{II,S}$  即現有規範之  $S_{DS}$ ； $S_{III,S}$  即現有規範之  $S_{MS}$ 。

綜上所述，將港灣碼頭之三等級地震力定義修訂如下：

①等級 I：中度地震：

為一常遇地震，其強度計算上：

為 475 年回歸期地震除以 3.25，地震回歸期約為 50 年。

②等級 II：475 年回歸期地震：

為一偶遇地震，其 50 年超越機率為 10%。

③等級 III：2500 年回歸期地震：

為一罕遇地震，其 50 年超越機率為 2%。

2. 性能水準

依各國性能基準之慣例，從構造物之「使用性」、「修復性」、「安全性」三方面考量，並參考國內現行「港灣構造物設計基準」之性能水準定義，修訂出國內港灣碼頭耐震性能設計之性能水準。

由於 475 年回歸期地震為主要的設計地震，而國內碼頭結構設

計之重要度分類向來皆分為 4 種(特定、A 級、B 級、C 級)，此與國際基準相同；再者，「公共工程性能設計準則」中亦說明，耐震性能設計的基本概念主要是採用構造物的非線性行為分析進行設計，故應將「用途係數」轉換於耐震性能水準的要求上面，而非用於設計地震力的放大，因此在國際航海協會的規定中，性能等級分級為四級，依序為 I 級、II 級、III 級與 IV 級，以區分 4 種不同重要度構造物之性能水準，如表 2-22。

表 2-22 耐震性能水準定性規定

損壞等級	使用性	修復性	安全性
第 I 等級	性能正常	不需修復	結構保持彈性
第 II 等級	短期性能喪失	可快速修復	損壞輕微
第 III 等級	長期性能喪失	修復非常困難	損壞嚴重但維持生命安全 (未超過韌性容量)
第 IV 等級	無法恢復營運	須拆除重建	結構崩塌(超過韌性容量)

資料來源：INA,2001

### 3. 重要度分類

現行基準的碼頭重要度分類規定與「INA 港灣構造物耐震設計準則」類似，因而參考「INA 港灣構造物耐震設計準則」之相關規定來制定適合國內設計實務之耐震性能目標，如表 2-23 所示，其中特定級指明顯具有 A 級結構物特性 1 至 3 項之情形者，而 A 級結構物指可能具有 1 至 5 項其中之一，且其影響程度較特定級輕微者，並列出建議適用碼頭構造物之說明。

表 2-23 各重要度等級之碼頭特性

等級	碼頭之特性	建議適用碼頭構造物
特定	明顯具有 A 級結構物之特性 1 至 3 項之情形者	耐震強化碼頭
A	1. 結構物在遭受地震災害時，將有可能造成多數人命及財產之損失者。 2. 負有震災後復建工作之重要任務者。 3. 儲存有害或危險物品之結構物，在遭受地震災害時，將可能造成人命或財產之重大損失者。 4. 結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 5. 結構物在遭受地震災時，其復舊作業經預測將相當困難者。	危險品碼頭
B	凡不屬於特定、A 級者	散雜貨碼頭、貨櫃碼頭
C	臨時設施	非永久性靠泊設施

港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿），2015

### 2.5.3 國內港灣碼頭耐震性能目標之修訂

國內現行基準 4 種等級碼頭「特定級、A 級、B 級與 C 級」的用途係數，分別為 1.5、1.25、1.0、0.8，由此可知，各等級地震所對應之結構性能水準，應顯示著特定級碼頭性能水準高於 A 級碼頭，A 級碼頭性能水準又高於 B 級碼頭，B 級碼頭性能水準則高於 C 級碼頭。

由原基準 B 級碼頭之用途係數為 1.0 可知，B 級碼頭為一個標準碼頭，因此可依原基準賦予 B 級碼頭之性能目標為基準，按各種碼頭之重要度依序分配各地震等級所應對應的性能水準，而 C 級碼頭其用途係數小於 1.0，屬重要程度不高或臨時性碼頭，因此未將 C 級碼頭納入性能設計考量。

475 年回歸期地震為主要設計地震，在此等級地震作用下，4 種重要度碼頭將按重要度依序對應 3 種等級之性能水準。因此應對眾多人命安全有嚴重威脅、具特別重要性需在震後維持使用功能以利救災、需處理危害物品、或其破壞對社會環境與經濟會有嚴重衝擊與損害之設施，定為「特定級」耐震強化碼頭，性能目標要求在 475 年回歸期地震力作用下應滿足第 I 級性能水準；若以上各項影響較小，但破壞後很難修復者，則定為「A 級」碼頭，在 475 年回歸期地震力作用下應

滿足第 II 級性能水準；其他非「特定、A 級」碼頭者則為 B 級碼頭，在 475 年回歸期地震力作用下應滿足第 III 級性能水準。

中度地震以橋梁規範之計算方式為主，由約 30 年回歸期提升至約 50 年回歸期，由於特定級碼頭已要求在 475 年地震作用下保持彈性滿足第 I 級性能水準，因此不需額外檢核中度地震作用下之性能水準，其餘 A、B 級碼頭為中度地震作用下須滿足第 I 級性能水準。

修訂後目標不同於日本與 INA 基準，須增加 2500 年回歸期最大考量地震所對應的性能水準來規定「特定級」、「A 級」與「B 級」的碼頭性能，以滿足現行基準要求 A、B 級碼頭在 2500 年回歸期地震作用時應不會發生倒塌，而「特定級」碼頭之損壞更不可高於 475 年回歸期地震作用下之性能水準，使其在災難地震後仍具有修復機會。因此建議在 2500 年回歸期地震作用下，按重要度排序，特定級碼頭須滿足第 II 級性能水準，A 級碼頭須滿足第 III 級性能水準。

綜合上述之說明，在提升中度地震等級與特定級碼之性能目標後，各級碼頭對應的性能目標修訂如表 2-24 所示。工程師可依據環境條件與業主對性能之要求來選擇合適的碼頭等級，再依據該等級碼頭所對應之性能目標進行設計、分析及檢核。

**表 2-24 各等級碼頭所對應的耐震性能目標**

性能水準 地震等級	第 I 級	第 II 級	第 III 級
等級 I (中度地震)	A 級、B 級	—	—
等級 II (475 年回歸期地震)	特定級	A 級	B 級
等級 III (2500 年回歸期地震)	—	特定級	A 級

港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿），2015

由表 2-24 可知，「B 級」與「A 級」碼頭需檢核中度地震、475 年及 2500 年回歸期三種等級地震下所對應之性能水準，「特定級」碼頭僅需檢核 475 年及 2500 年回歸期兩種等級地震下之性能水準，其目的為提升國內現行基準中碼頭性能目標，以確保於災難性地震發生後，仍可有部分功能良好之碼頭可供救援物資運輸，避免因臺灣為海島型國家，無法藉由港口運輸原物料及物資，而影響社會經濟恢復之情況發生。

#### 2.5.4 重力式及棧橋式碼頭耐震性能規定

由前述對碼頭耐震性能目標的探討可知，國際航海協會之港灣構造物耐震設計基準為一國際性基準，且基準之架構與我國設計基準之相關規定較為相近，因此「港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿）」是以參照國際航海協會之相關規定及配合公共工程性能設計準則之規定，增加最大考量地震(2500 年回歸期)等級，修正成為本土化之碼頭耐震性能設計目標；另外，本研究是以既有重力式及棧橋式碼頭做為對象，將針對該型式之碼頭，說明在各性能水準下各主要參數(例如：岸肩沉陷量、碼頭傾斜度、最大位移、變位角及應力/應變等)之可接受標準值，以定量的方式表達碼頭結構物之功能，以判別性能目標是否滿足要求。

##### 1. 重力式碼頭

重力式碼頭由壁體與背填料組成，此類碼頭屬於剛性結構，水平地震力比垂直地震力之影響來的大。過去之震害中，依照現行耐震設計規範設計的此類碼頭，常見破壞型式為：向海側之位移(滑動)、沉陷與傾倒。值得注意的是，土壤液化可能是導致重力式碼頭破壞的原因之一，例如：921 集集地震對臺中港 1~4 號碼頭造成嚴重損害，除了地震力已超過設計震度以外，因土壤液化致使碼頭後線陸地多處開裂、地層塌陷並形成坑洞、碼頭沉箱與背填陸地龜裂並錯開分離，導致碼頭沉箱向海側位移及傾倒，碼頭上各種相關設施及結構物傾倒、破壞等。所以，除了確保基礎具有足夠之承載力，避免土壤液化潛能過高

以外，保持這類構造物在背填土壓與水壓下，抗傾覆與抗滑動之穩定性，一直是這類構造物之設計標的。考量這類碼頭之破壞與使用運作之功能，可由如圖 2.15 變位參數表達，壁體相關參數為：向海側之水平位移或正規化水平位移(=水平位移  $d$ /壁體高度  $H$ )、向海側不均勻沉陷量或沉陷量差、向海側傾斜角，岸肩(Apron)變形相關之參數：碼頭壁體與岸肩(Apron)之沉陷差、岸肩不均勻沉陷量或傾斜角等。(註：以下文中所謂位移，若未特別說明，均指永久水平位移)。

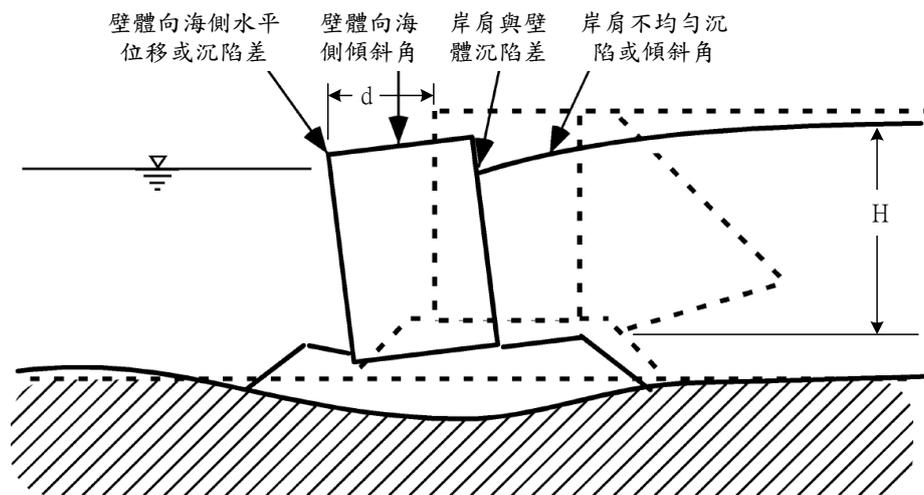


圖 2.15 重力式碼頭之性能參數

資料來源：INA 2001<sup>[11]</sup>

國際航海協會所頒布之港灣結構物耐震設計準則[11]中，將各等級性能水準以性能參數之可接受標準值加以限定，如表 2-25 所示，參考第四章之性能目標，依碼頭之重要度等級，其三等級地震力對應不同的性能水準，再對照表 2-25 得到各性能水準所對應之可接受標準值，經由結構分析所得之構造物反應檢核其是否符合標準值。基本上第 I 級性能水準多用以檢核結構物使用性，因此壁體傾角及岸肩沉陷量皆有所限定，以避免中小地震侵襲時造成碼頭營運中斷，而第 II 級性能水準以上的破壞程度皆必須進行修復後方能恢復營運，且岸肩沉陷修復較為容易，因此原則上岸肩傾角及沉陷量不進行檢核，僅針對壁體分析其受震後剛體運動所產生的正規化位移及傾斜角是否滿足相應性能水準之可接受標準值。另外，表 2-25 中的值為最低設計要求，在工

程實務中，除了參照這些最低標準值以外，亦需根據業主之要求加以修訂。

表 2-25 重力式碼頭性能可接受標準

參數		性能等級	第 I 級	第 II 級	第 III 級
殘餘變位	壁體	正規化水平位移 d/H	<1.5% 或 d<30cm	1.5%~5%	5%~10%
		向海側傾斜角	<3°	3°~5°	5°~8°
	岸肩	不均勻沉陷量	3cm~10cm	不需檢核	不需檢核
		岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm	不需檢核	不需檢核
		向海側傾斜角	<2°~3°	不需檢核	不需檢核

註：d 為壁頂的殘餘水平變位

資料來源：港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿），2015<sup>[49]</sup>

最後，由於重力式碼頭典型破壞原因之一來至於土壤液化(INA 2001<sup>[11]</sup>)，所以，對土壤液化潛能較高之工址進行液化防治處理，可以提高這類型碼頭之功能；另外，此類碼頭之破壞通常不是結構整體之倒塌損壞，而是過大變形引起之破壞，其可能之破壞情形可參考圖 2.16，因此以位移來定義此類碼頭之耐震性能，並以此作為設計之依據可能更顯適宜；再者，重力式碼頭之耐震性能雖可以如上述由壁體之水平位移、沉陷、傾斜角與岸肩之沉降量、沉陷差等作表示，但其中部分參數之間具有相關性，初步設計與耐震性能檢核時，不必同時選擇所有參數，例如初步設計時，可選擇性能水準第 I 級之性能參數進行設計，第 I 級性能水準多在結構彈性範圍，因此在分析設計上應有相當之把握，待構造物初步設計完成後，再以適當之分析方法來進行其他等級性能水準之可接受標準值驗證分析，以完成整體耐震設計。

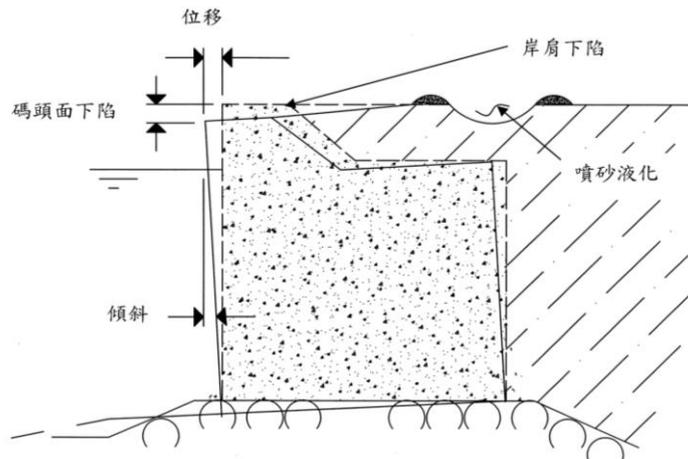


圖 2.16 重力式碼頭之破壞模式

## 2. 棧橋式碼頭

棧橋式碼頭形如橋梁，由橋面版、樁基承台、樁基、與擋土設施組成，此類碼頭在地震中的行為主要受到土壤與結構互制效應之影響。其破壞型式主要有：地震太強烈使結構本身無法抵抗施加於其上之慣性力及其他土、水壓力之作用，造成樁基或頂面之破壞，或/和因擋土設施背填土較軟或液化使得擋土設施向海側移動，產生水平推力，導致樁基彎矩過大，形成塑性鉸，或/和因地基含有較軟土層，在地震中發生位移導致基樁破壞。一般棧橋式碼頭的破壞模式如圖 2.17 所示。

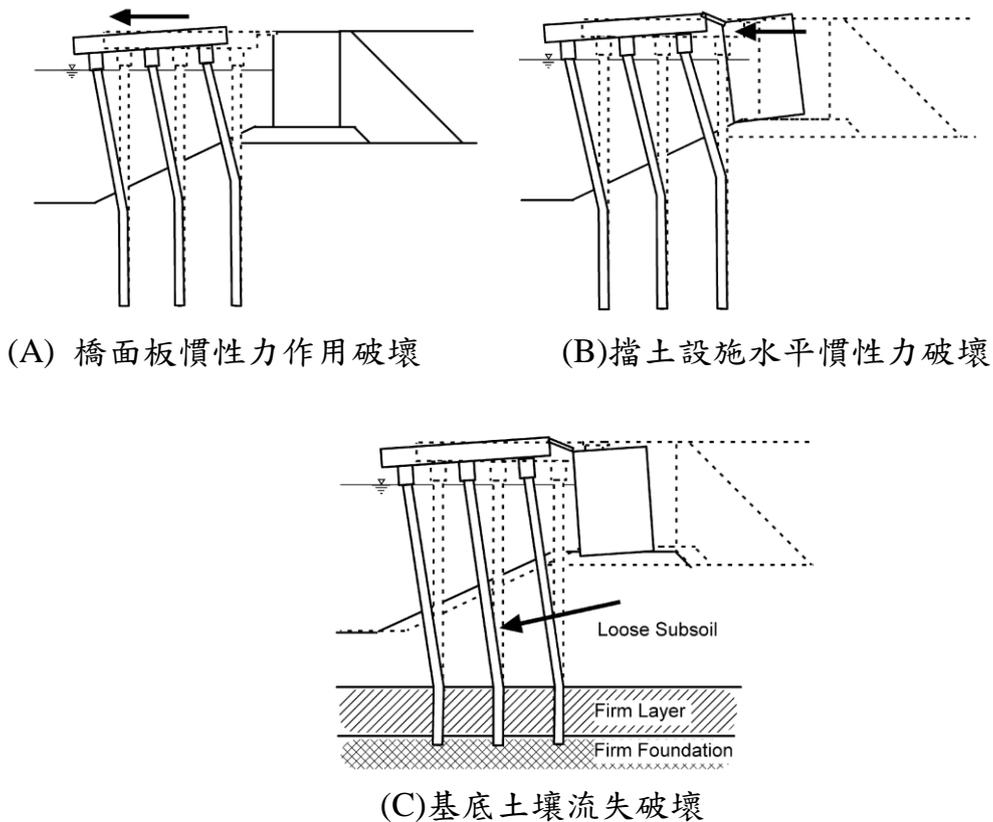


圖 2.17 棧橋式碼頭之破壞模式

在過去的震害中發現，以原設計規範設計之 RC 斜樁棧橋式碼頭雖然可以有效抵抗水平側向力，但相較於直樁棧橋式碼頭，其剛性較大，震害案例中斜樁有較多應力集中造成斜樁剪力破壞現象，由於 RC 樁彎矩破壞較易修復，因此若要採用 RC 樁，最好用直樁，使結構發生彎曲破壞而非剪力破壞，或者採用其他消能減震技術來提高消能能力，如在樁帽設計容易置換的消能裝置，其強度可抵抗常時載重及中度地震力，但大地震時則允許其降伏消能。另外地震發生頻繁之日本多採用韌性較佳的鋼管樁。

考量碼頭運作之可行性，此類碼頭之破壞參數應以：應力(包括基盤面上下樁基部分、橋面版與樁基承台、連接擋土設施之橋梁)、位移(包括樁基、橋面版與樁基承台之沉陷量、傾斜角與位移量，橋面版與擋土設施在岸肩部分之沉陷差、岸肩傾斜角、連接擋土設施之橋梁變位

等)，或位移韌性比等表示。如圖 2.18 所示。

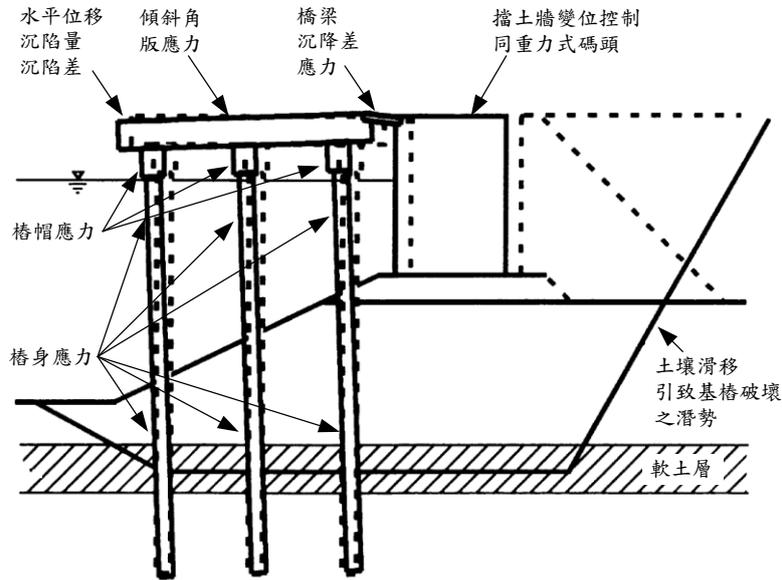


圖 2.18 棧橋式碼頭之性能參數

資料來源：INA 2001<sup>[11]</sup>

為使棧橋式碼頭在震後具有較佳的修復性，設計者在設計時應掌握棧橋結構的破壞次序，如圖 2.19 所示，其順序條列如下：

1. 樁帽（樁-版接頭處）。
2. 樁頂（樁帽下方）。
3. 橋面版及被埋入土層之樁身。

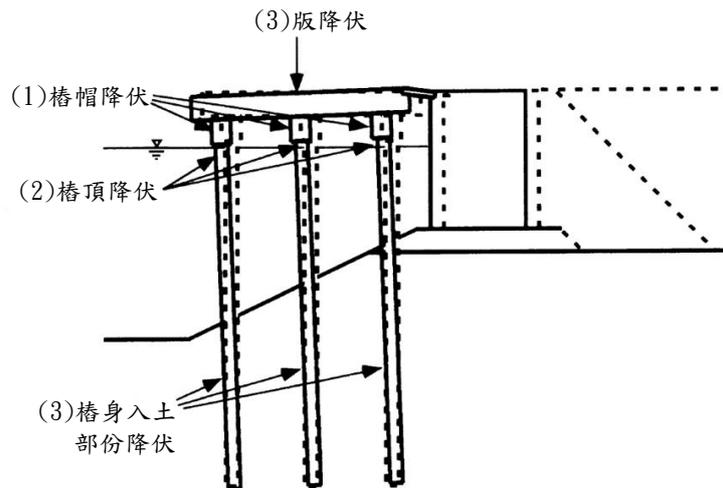


圖 2.19 棧橋式碼頭理想的破壞次序

資料來源：INA 2001<sup>[11]</sup>

國際航海協會所頒布之港灣結構物耐震設計準則中，將各等級性能以性能參數之可接受標準值加以限定，其中擋土設施與岸肩相關部分可參考表 2-25，橋面板與岸肩之沉陷差、向海側傾斜角僅對第 I 等級性能有量化限制，分別為：小於 10cm~30cm、小於  $2^{\circ}$ ~ $3^{\circ}$ 。另外，對基樁之性能可接受標準值亦可參考表 2-26，其第 I 等級性能要求保持彈性、第 II 等級性能要求控制韌性、第 III 等級性能要求韌性容量未用完(結構不倒：僅允許一根或限量基樁上同時出現兩處塑性鉸)。

表 2-26 棧橋式碼頭性能可接受標準

性能等級		第 I 級	第 II 級	第 III 級
參數				
殘餘變位	橋面板與岸岸 沉陷差異	<10~30cm	不需檢核	不需檢核
	向海側傾斜角	<2°~3°	不需檢核	不需檢核
最大反應	基樁 (須避免剪力破壞發生)	保持彈性 (僅輕微或無殘餘變形)	控制韌性 (結構可修復)	小於韌性容量 (韌性反應接近崩塌狀態)

註：擋土設施與岸肩相關部分可參考重力式碼頭

資料來源：港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿），2015<sup>[49]</sup>

為滿足棧橋式碼頭的修復性，以及避免強震後崩塌，則設計時必須對於結構韌性及桿件材料應變做合理限制，因此對 RC 棧橋式碼頭樁基之性能，可如同 RC 橋柱採用混凝土或鋼筋之應變來表示，另外鋼管樁亦同。本研究建議可參照 INA 規範之規定，例如 INA 2001<sup>[11]</sup>指出若採用簡化分析方法計算結構之動態反應，在超越機率較高之等級 I 地震力作用下，混凝土表面不脫落，考量混凝土圍束效應，斷面邊緣混凝土最大應變不超過 0.004、鋼筋拉應變不超過 0.01；在超越機率較低之等級 II 地震力作用下，破壞得以控制，對於塑性鉸出現在樁頂與下部埋設處之兩情形，斷面邊緣混凝土最大應變分別不超過 0.025 與 0.008、鋼筋拉應變非埋設與埋設部分分別不超過 0.05 與 0.01。斷面邊緣混凝土最大應變以  $\varepsilon_{cu} = 0.004 + (1.4\rho_{sh}f_{yh}\varepsilon_{smh})/f'_{cc} \geq 0.005$  計算，其中， $\rho_{sh}$  為圍束鋼筋之有效體積比、 $f_{yh}$  為圍束鋼筋之降伏應力、 $\varepsilon_{smh}$  圍束鋼筋最大應力對應之應變(對降伏應力為 40psi 之鋼筋為 0.15、60psi 為 0.12)、 $f'_{cc}$  為圍束混凝土之抗壓強度，約為混凝土 28 天極限壓應力  $f'_c$  之 1.5 倍，可參考 Mander [1988] 圍束混凝土理論採用計算公式  $f'_{cc} = \left( 1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f'_l}{f'_c} - \frac{2f'_l}{f'_c}} \right) f'_c$ ，其中， $f'_l = K_e f_l$ 、 $f_l = \frac{1}{2} \rho_{sh} \times f_{yh}$ ， $K_e = \frac{A_{ce}}{A_{cc}}$  為圍束區混凝土面積與有效圍束面積之比，通常對圓形斷面為 0.95，矩形斷面為 0.75。

對直樁棧橋式碼頭之位移韌性比標準值，可以上述應變標準值經由應變與曲率之關係、曲率與位移之關係而得到。對預應力 RC 構造，預應力鋼筋束之應變增量在第 I 級性能水準要求下不超過 0.005，而在第 II 級性能水準要求下，非埋設與埋設部分應變增量分別不超過 0.04 與 0.015。對鋼結構而言，鋼構件壓應變量在第 I 級性能水準要求下不超過 0.008，而在第 II 級性能水準要求下，鋼構件及內灌混凝土鋼管樁之壓應變量不超過 0.035，而中空鋼管樁之壓應變量不超過 0.025。上述各應變值整理如表 2-27。

綜上所述，各類碼頭之各等級性能可以經由與其破壞相關的各種參數之可接受極限值來反應，這些極限標準值主要根據「實際震害調查」、「數值分析」及「專家意見」之總結而訂定，而進行設計時，除了參照規範規定之標準值(最低要求)以外，亦可根據業主之實際要求加以修訂。工程師在建立性能目標時，需視對該等級地震力下之性能是否關注，以及所選用之性能參數在所考量之各等級地震力作用下的結構反應分析之量化是否有把握，進而選用一個或多個參數表達其性能。耐震設計時，為確保各地震力下之性能，可以直接經由適當的分析來確保這些參數(一個或多個)不超過該標準值，再分別或共同設計碼頭之細部尺寸，並以最保守之結果作為最終的設計，例如：以預設之目標位移或/和韌性來進行設計，即直接位移設計法[薛強 2002]；若沒有可採用的性能參數極限值來直接進行設計時，則可考慮性能設計法係一「初步設計」+「檢核」+「最終定案」的過程，先間接採用現行或工程師熟悉之方法進行初步設計後，再以數值分析檢核在設計地震力作用下，這些表達性能目標之參數值是否不超過可接受標準值來確保滿足性能目標。

表 2-27 棧橋式碼頭第 I、II 級性能水準之材料應變上限值

性能水準	材料類別		應變上限值
第 I 級 (滿足服務性)	混凝土壓應變		0.004
	鋼筋拉應變		0.010
	預力鋼絞線應變增量		0.005
	鋼構件與內灌混凝土鋼管樁壓應變		0.008
	中空鋼管樁壓應變		0.008
第 II 級 (滿足可修復性)	樁-版 接頭 塑性鉸	混凝土壓應變	採註解公式 但小於 0.025
		鋼筋拉應變	0.05
		預力鋼絞線應變增量	0.04
		鋼構件與內灌混凝土鋼管樁壓應變	0.035
		中空鋼管樁壓應變	0.025
	樁身 入土部 塑性鉸	混凝土壓應變	採註解公式 但小於 0.008
		鋼筋拉應變	0.010
		預力鋼絞線應變增量	0.015
		鋼構件與內灌混凝土鋼管樁壓應變	0.035
		中空鋼管樁壓應變	0.025

註： $\epsilon_{cu} = 0.004 + (1.4\rho_{sh}f_{yh}\epsilon_{smh}) / f'_c \geq 0.005$

資料來源：INA 2001<sup>[11]</sup>

## 第三章 既有碼頭耐震性能評估方法

相關結構之耐震能力分析方法可分為二維或三維之線性與非線性(包括幾何非線性與材料非線性)之靜力與動力分析。有關幾何非線性之分析法主要為考量大變形或大位移之結構行為，一般為簡化設計而僅考量 $P-\Delta$ 效應，材料非線性主要考量結構之彈性與塑性行為。對於非剛性結構物，現行之分析方法通常將地震力轉換為等效之側向作用力，再考量結構可能之塑性行為加以折減，以彈性分析之方法計算結構物在隨時間變動之地震力作用下之動態行為，對於規則結構，採用彈性靜力分析法，對於不規則結構，則採用屬於彈性動力分析之多振態疊加法，僅特殊情況下進行非線性動力歷時分析。性能設計法強調韌性結構物在大地震作用下之塑性行為，但因非線性動力歷時分析之複雜與計算耗時，對於重要度較低或規則之結構物，可借助容量震譜法(非線性靜力側推分析)來估算結構在設計地震力下之變形行為。

在性能設計流程之具體設計階段，結構物之性能是否滿足設計要求通常需要經由簡易計算及數值分析來檢核，需滿足性能參數計算值 $\leq$ 性能水準之可接受標準，以保證設計者能準確地掌握結構之行為，要求所採用的分析方法要合理、可靠，因此必須根據構造物不同之結構型式及不同等級耐震性能目標之高低，來選用不同的分析工具，本研究將以高雄港既有重力式及棧橋式碼頭結構物為例，以合適之耐震能力評估方法進行分析，作為使用者針對不同需求或時機而選擇何種分析方法之參考應用。

### 3.1 各類驗證方法之應用時機

參考國際航海協會(INA)的港灣構造物耐震性能設計準則，將分析碼頭結構物耐震行為之分析方法由簡到繁分為簡化分析(Simplified Analysis)、簡化動力分析(Simplified Dynamic Analysis)以及動力分析(Dynamic Analysis)三類，選用這三種不同複雜等級之分析方法，除了

與碼頭重要度等級之高低相關以外，還與所作用的地震等級相關，如表 3-1 所示。

表 3-1 各類驗證分析法之應用時機

碼頭重要度 地震等級	特定級	A 級	B 級
等級 I (50 年回歸期地震)	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 簡化分析</li> <li>• 簡化動力分析</li> <li>• 動力分析</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 簡化分析</li> <li>• 簡化動力分析</li> <li>• 動力分析</li> </ul>
等級 II (475 年回歸期地震)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 動力分析</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 動力分析</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 簡化動力分析</li> <li>• 動力分析</li> </ul>
等級 III (2500 年回歸期地震)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 動力分析</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 動力分析</li> </ul>	—

簡化分析是經由簡單的分析計算所得之結果去近似結構之真實反應，故對於 B 級重要度等級之結構，此類分析法可適用於所有地震等級作用下之性能評估；但對於 A 級重要度等級之結構，則僅能應用在等級 I 地震力作用下之分析。

簡化動力分析方法比簡化分析法較複雜，對 B 級重要度之耐震結構，可適用於所有地震等級作用下之性能評估；對於 A 級重要度之耐震結構，可應用在等級 I 地震力作用下之分析。

動力分析方法為三類分析方法中之最複雜者，可適用於包括具有較高重要度等級(例如 A 級與特定級)在內之耐震結構物的之所有地震等級作用下之性能評估。

依碼頭結構類型來決定適當的分析方法，並按簡化分析、簡化動力分析及動力分析三類將各種分析方法加以分類如表 3-2 所示；另外，從建築及橋梁的耐震性能設計研究可知，在中度地震作用結構保持彈性的

目標要求下，對於具韌性之規則結構可採用擬靜力分析法進行分析，而國內耐震性能設計中常用的容量震譜法亦一併彙整納入表 3-2 中。

表 3-2 結構分析方法彙整

碼頭種類	簡化分析	簡化動力分析	動力分析	
			結構模擬	土壤模擬
重力式碼頭	<ul style="list-style-type: none"> <li>經驗公式或擬靜力分析法 (考量有無土壤液化)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>滑動塊分析</li> <li>利用簡化圖表的參數分析法</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>有限元素法或有限差分法</li> <li>線性或非線性分析</li> <li>二或三維分析</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>有限元素法或有限差分法</li> <li>線性(等效線性)或非線性分析</li> <li>二或三維分析</li> </ul>
板樁式碼頭				
圓筒式碼頭	<ul style="list-style-type: none"> <li>擬靜力分析法</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>滑動塊分析</li> </ul>		
棧橋式碼頭	<ul style="list-style-type: none"> <li>擬靜力分析法</li> <li>反應譜法</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>容量震譜法 (非線性側推)</li> <li>反應譜法</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>動力歷時分析法</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>非線性土壤彈簧</li> </ul>

最後參照所規定之性能目標及可接受的標準值，再搭配各種碼頭在不同重要度及不同地震等級下，所需採用之分析評估方法，則可制定出一標準的耐震性能評估流程，如圖 3.1 所示。

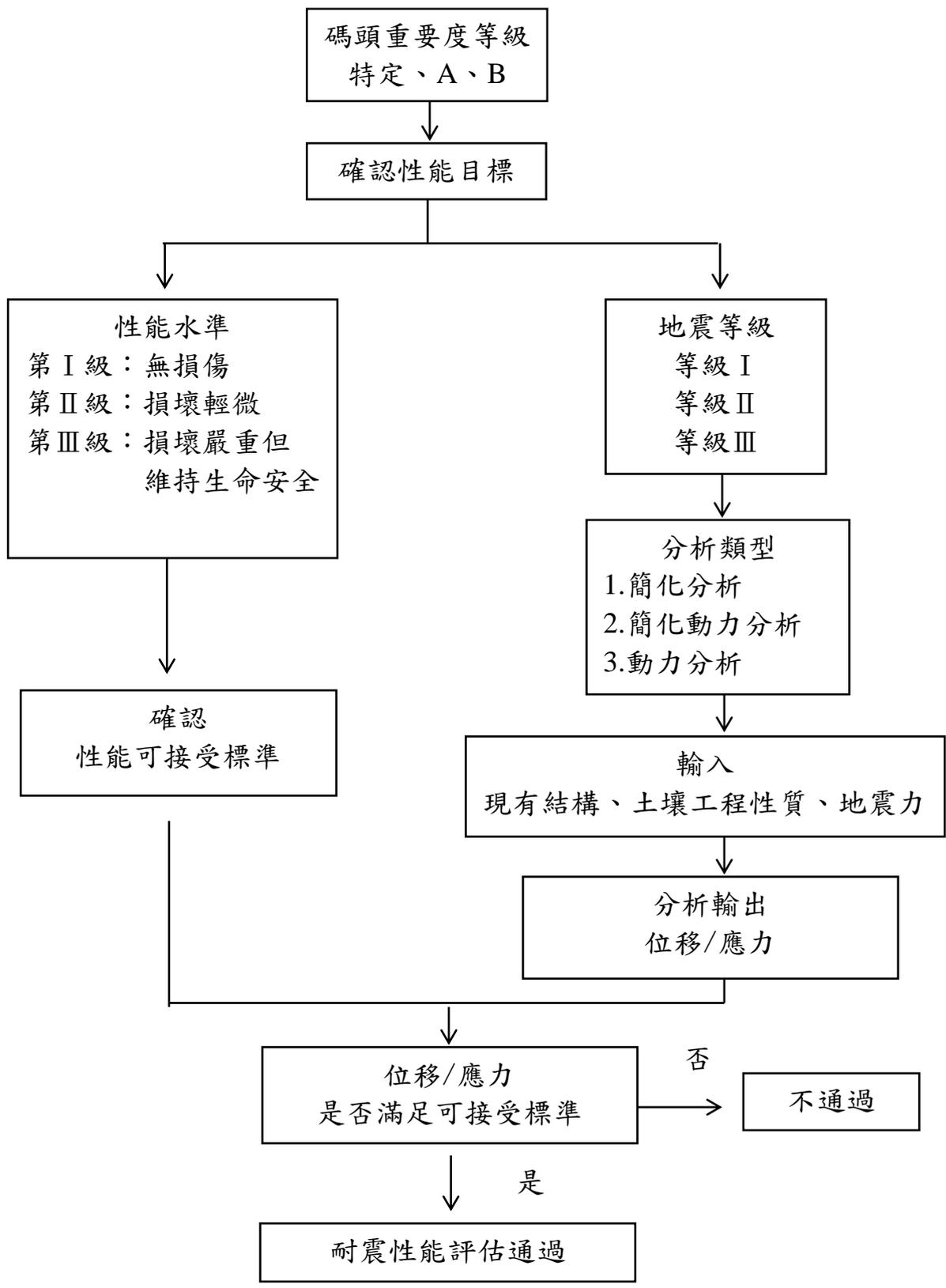


圖 3.1 本研究既有碼頭耐震性能評估流程

## 3.2 重力式碼頭耐震性能分析法

重力式碼頭由壁體與背填料組成係屬於剛性結構，易受水平地震力而產生位移。由過去之震害中可發現，按現行耐震設計規範所設計的重力式碼頭，常見破壞模式為：向海側之位移(滑動)、沉陷與傾倒。

本研究參考現有耐震設計規範與相關研究報告所建議的分析方法與耐震性能準則，可利用簡化分析法(擬靜力分析)、簡化動力分析法(滑動塊體法)與動力分析法(有限元素或有限差分法)等三種方法進行重力式碼頭的耐震能力評估，分別敘述說明如下。

### 3.2.1 簡化分析法

重力式碼頭耐震性能分析之簡化分析方法，係參考國際航海協會(INA)港灣構造物耐震設計準則，採用基於力平衡概念的擬靜力分析法。其基本原理係將構造物與承載土壤視為剛體，而地震力為施加於構造物側向之靜態慣性力，地震力由設計最大地表加速度  $PGA$  或震度係數  $K_h$  表示，分析時，逐步地增加  $PGA$  或  $K_h$ ，透過一系列的穩定分析，計算結構達到臨界穩定狀態時(即安全係數  $F_s = 1$  的情況)之臨界滑動、臨界傾覆或臨界穩定性狀態之最大地表加速度或震度係數，取其最小值作為結構臨界安定最大地表加速度或震度係數  $K_r$ ，而結構抵抗實際發生之地震(有效震度係數為  $K_e$ )具有之耐震安全係數即可表示為  $F_s = K_r / K_e$ ，可搭配相關準則用於評估碼頭結構之耐震性能。分析時，需以預期要抵抗之設計地震力對應之震度係數  $K_h$  作為  $K_e$ 。

以下針對重力式碼頭受震時滑動穩定性、傾覆穩定性與基礎承载力穩定性等三項檢核分析，以及耐震性能分析進行說明。

#### 1. 重力式碼頭滑動穩定性分析

重力式碼頭耐震性能分析法中的滑動穩定性分析法，係以擬靜力方式，將構造物所承受的地震力簡化為施加於構造物側向的靜態慣性力，並計算作用於構造物上之各項動態作用力以及滑動面上之正向作

用力與抗滑動力，以檢討其滑動穩定性。

背填土壤未液化之重力式碼頭模型示意圖如圖 3.2 所示。

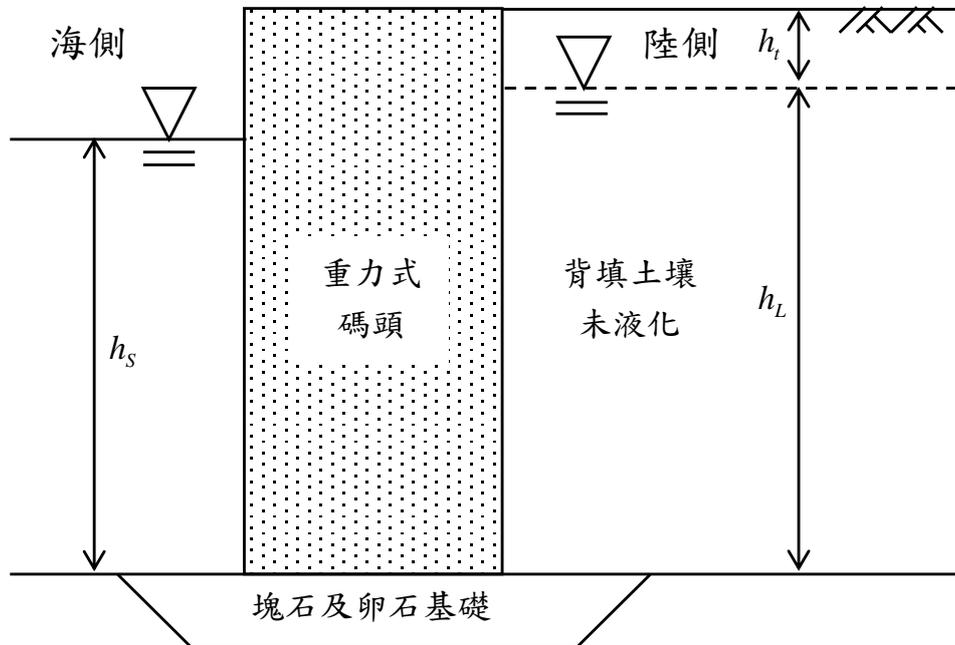


圖 3.2 背填土壤未液化之重力式碼頭示意圖

當其受地震力作用時，受力分析示意圖如圖 3.3 所示：重力式碼頭在水平方向之作用力，包含了碼頭本身之水平慣性力  $K_h \cdot W$ 、碼頭兩側之靜水壓力  $P_{WL}$  (陸側) 和  $P_{WS}$  (海側)、陸側地下水位與海側潮位震盪變化之動水壓力  $P_{WEL}$  (陸側) 和  $P_{WES}$  (海側)、以及背填土壤之動態主動壓力  $P_{AE}$ ；在不考慮碼頭趾部護基拋石所提供之被動土壓力阻抗下，碼頭結構之抗滑動力僅有摩擦力阻抗  $\mu_b \cdot (W' - K_v \cdot W)$ 。

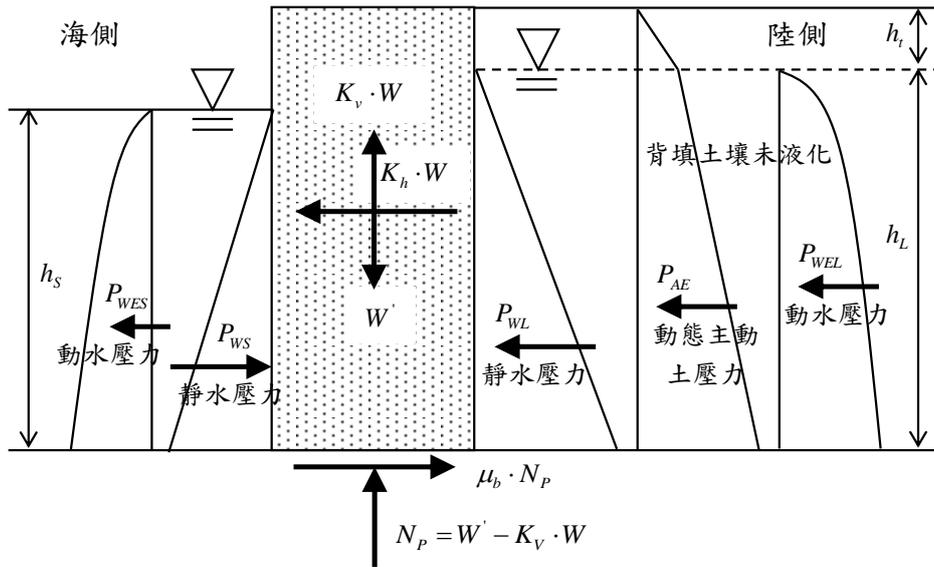


圖 3.3 背填土未液化之重力式碼頭受力示意圖

因此背填土壤未液化之碼頭受地震力時，其抗滑動之安全係數  $F_S$ ，可以表示如下：

$$F_S = \frac{\mu_b \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE} + (P_{WL} - P_{WS}) + (P_{WEL} - P_{WES})} \dots\dots\dots(3-1)$$

上式中， $\mu_b$  為碼頭底面與基礎接觸面之摩擦係數； $W'$  為碼頭總重減去浮力，即重力式碼頭的有效重量。 $W$  為碼頭之總重量； $K_v$  為垂直地震力係數； $K_h$  為水平地震力係數； $P_{WL}$  與  $P_{WS}$  分別為陸側靜水壓力與海側靜水壓力，可表示如下：

$$P_{WL} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_L^2 \dots\dots\dots(3-2)$$

$$P_{WS} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_S^2 \dots\dots\dots(3-3)$$

其中， $\gamma_w$  為海水之單位重  $1.03 t/m^3$ ； $h_L$  為陸側地下水位面至碼頭底部之深度(m)； $h_S$  為海側潮位至碼頭底部之深度(m)。

$$P_{WEL} = 0.7 \cdot \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot h_L^2 \dots\dots\dots(3-4)$$

若以水中震度計算動態主動土壓力時，由於已經包含背填土壤地下水水位震盪所引致之動水壓力，因此不必另外計算動水壓力。

$P_{WES}$  為海側潮位震盪變化之動水壓力，根據 1997 年後之設計基準<sup>[25]</sup>建議將碼頭前之動水壓力以外力設計計算之。

$$P_{WES} = \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot h_s^2 \dots\dots\dots(3-5)$$

$P_{AE}$  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碼頭底部的動態主動土壓力，以修正之 Mononobe-Okabe 公式<sup>[8]</sup>計算，此修正後公式乃是以水中震度計算，因此其計算之動態主動土壓力已包含地下水水位震盪之動水壓力，計算公式如式(3-6)及(3-7)所示：

$$P_{AE} = \left[ K_{AE} \left( \frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_t^2 \right) + K'_{AE} \left( \gamma_t \cdot h_t + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_L \right) h_L \right] \cos \psi \dots\dots\dots(3-6)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos \psi}} \right]} \dots\dots\dots(3-7)$$

式中， $K_{AE}$  與  $K'_{AE}$  為土層動態主動土壓力係數，在地下水水位面上為  $K_{AE}$ ，地下水水位面以下為  $K'_{AE}$ ； $\gamma'$  為地下水水位以下之土壤有效單位重，約為  $1t/m^3$ ； $\gamma_t$  為地下水水位以上之土壤單位重，約為  $1.8t/m^3$ ； $h_t$  為陸側地下水水位以上之土層厚度(m)； $\psi$  為碼頭壁面與垂直面所夾之角度(度)； $\phi$  為土層土壤內摩擦角(度)； $\delta$  為碼頭壁面與土壤間之摩擦角(度)； $\theta$  為地震合成角，地下水水位以上時，

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{K_h}{1 - K_v} \right) \dots\dots\dots(3-8)$$

地下水水位以下時，

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - 1} \cdot \frac{K_h}{1 - K_v} \right) \dots\dots\dots(3-9)$$

其中， $\gamma_{sat}$  為土壤之飽和單位重。

## 2. 重力式碼頭傾覆穩定性分析

重力式碼頭耐震評估中，碼頭受震傾覆穩定性係以擬靜力方式計算構造物所承受之各項動態作用力及其距沉箱趾部端點之力矩，以檢討碼頭傾覆穩定性。

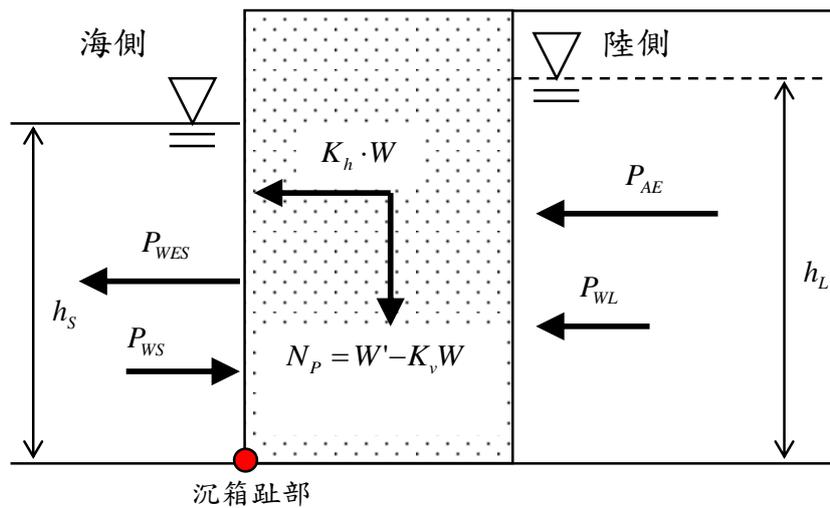


圖 3.4 重力式碼頭受震傾覆穩定性分析示意圖

當碼頭受地震力作用時，整體碼頭受力示意圖如圖 3.4 所示：碼頭朝海側傾覆之驅動力包含了碼頭本身之水平慣性力  $K_h \cdot W$ 、碼頭陸側之靜水壓力  $P_{WL}$ 、海側潮位震盪變化之動水壓力  $P_{WS}$ 、以及背填土壤之動態主動土壓力  $P_{AE}$  (已包含陸側動水壓力  $P_{WEL}$ )；而抗傾覆力有碼頭正向力  $N_p = (W' - K_v W)$ 、碼頭海側之靜水壓力  $P_{WS}$ 、與碼頭基礎因埋置效應所提供的動態被動土壓力  $P_{PE}$ 、由拉桿或錨定鋼索所提供的額外抗拉力  $P_R$ 。因此碼頭受地震力時，針對碼頭基礎趾部之傾覆穩定性之安全係數  $F_S$ ，可以表示如下：

$$F_S = \frac{N_p \cdot L_N + P_{WS} \cdot L_{WS} + P_{PE} \cdot L_{PE} + P_R \cdot L_R}{K_h \cdot W \cdot L_I + P_{AE} \cdot L_{AE} + P_{WL} \cdot L_{WL} + P_{WES} \cdot L_{WES}} \dots\dots\dots(3-10)$$

其中， $L_N$  為碼頭正向力  $N_p$  對沉箱趾部之力臂，正向力作用於碼頭質心處； $L_{WS}$  為海側靜水壓力  $P_{WS}$  對碼頭趾部之力臂， $P_{WS}$  作用於距基礎

底面起算  $h_s/3$  處， $h_s$  為海側水面距碼頭基礎底面之深度(m)； $L_{PE}$  為碼頭基礎埋置所提供的動態被動土壓力  $P_{PE}$  對碼頭趾部之力臂； $L_l$  為碼頭受震水平慣性力  $K_h \cdot W$  對碼頭趾部之力臂， $K_h \cdot W$  作用於碼頭質心處； $L_{AE}$  為背填土壤之動態主動壓力  $P_{AE}$  對碼頭趾部之力臂； $L_{WL}$  為陸側靜水壓力  $P_{WL}$  對碼頭趾部之力臂， $P_{WL}$  作用於距基礎底面起算  $h_L/3$  處， $h_L$  為陸側地下水水位面距碼頭基礎底面之深度； $L_{WES}$  為海側動水壓力  $P_{WES}$  對碼頭趾部之力臂， $P_{WES}$  作用於距基礎底面起算  $0.4h_s$  處； $L_R$  為拉桿或錨定鋼索之拉力  $P_R$  對碼頭趾部之力臂。

### 3.重力式碼頭基礎承载力穩定性分析

重力式碼頭基礎底部土壤承载力檢核分析主要是採用建築物基礎構造設計規範<sup>[19]</sup>第四章中淺基礎極限承载力分析相關規定，淺基礎之極限承载力可依下列公式估計之：

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma_a D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_b B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \dots \dots \dots (3-11)$$

上式中， $q_u$  為淺基礎極限承载力； $c$  為基礎版底面以下之土壤凝聚力； $B$  為基礎版寬度； $\gamma_a$  為基礎版底以上之土壤平均單位重，在地下水水位以下者，應為其有效單位重； $\gamma_b$  為基礎版底以下  $B$  深度範圍內之土壤平均單位重，在地下水水位以下者，應為其有效單位重； $D_f$  為基礎附近之最低地面至基礎版底面之深度； $N_c$ 、 $N_q$  與  $N_\gamma$  為承载力因數，其與土壤摩擦角  $\phi$  有關，當  $\phi$  在  $40^\circ$  以上時， $N_c = 95.7$ 、 $N_q = 81.2$ 、 $N_\gamma = 114.0$ 。當  $\phi$  在  $30^\circ$  以上時， $N_c = 37.16$ 、 $N_q = 22.46$ 、 $N_\gamma = 19.13$ ； $F_{cs}$ 、 $F_{qs}$  與  $F_{\gamma s}$  為形狀影響因子； $F_{cd}$ 、 $F_{qd}$  與  $F_{\gamma d}$  為埋置深度影響因子； $F_{ci}$ 、 $F_{qi}$  與  $F_{\gamma i}$  為載重偏心影響因子。上述各項基礎形狀、埋置深度及載重偏心影響因子為了保守起見皆假設為 1。而碼頭基礎所承載垂直向作用力  $F_v$  可表示成下式：

$$F_v = W' + K_v \cdot W + P_{AE} \sin \delta + w_d \dots \dots \dots (3-12)$$

式中， $F_v$  為基礎所承受之垂直力； $W'$  為碼頭有效重量； $K_v \cdot W$  為因

垂直向地震力所引致額外垂直力，在此考慮  $K_v = K_h/3$ ； $P_{AE} \sin \delta$  為地震時土壤動態土壓力合力  $P_{AE}$  於垂直向的分力； $w_d$  為碼頭地表之設計載重。因此，碼頭基礎承载力檢核之安全係數  $F_s$  可定義為：

$$F_s = \frac{q_u \cdot B}{F_v} \dots\dots\dots(3-13)$$

#### 4.重力式碼頭耐震性能分析

港灣構造物性能設計法所採用之簡化分析法與現行設計所採用之分析方法類似，但設計原理完全不同，現行設計法將地震力以一等效之靜態側向力施加於結構主體上，以確保結構主體在所考量之設計外力作用下，具有一定安全餘裕(以安全係數  $F_s$  表示)之安定計算(壁體滑移、壁體傾倒、圓弧滑動及沉陷等分析，基礎足夠承载力之保證)來確定結構之細部設計；性能設計法雖然在具體設計階段採用類似擬靜力分析方法，但其設計原理是以確保在各等級地震力作用下，結構主體之反應滿足預期之性能目標，即計算所得之性能參數值不超過預定性能可接受標準值。例如：若以壁體位移或沉陷量等作為性能參數，在性能設計法中，需要計算壁體位移或沉陷量，並與所建立之性能可接受標準做比較，以確定所預期之性能是否滿足標準。一些研究已根據統計數據之回歸分析，建立了位移指標與現行設計法中安定計算的安全係數間之相關性經驗公式，如表 3-3 適用於非液化工址之重力式碼頭。由表 3-3 可知，線性回歸公式中，水平位移相關參數( $d$  與  $d/H$ )之線性回歸相關係數均較小；而標準偏差顯示，對  $d/H$  之線性回歸與  $d$  相比較為準確。對於該類碼頭在具有液化潛能工址之位移量，Iai<sup>[5]</sup>對日本既有碼頭之案例分析統計指出：在規範設計地震力作用下，對非液化、僅背填土液化、背填土與基礎土壤均液化等三類工址(如圖 3.5 所示)，正規化位移  $d/H$  分別為 0~5%、5~10%、10~20%；在 1.5~2.0 倍規範設計地震力作用下，三類工址正規化位移  $d/H$  分別為 5~10%、10~20%、20~40%，這些參數可用於設計時粗略估算水平位移之大小範圍。

表 3-3 非液化工址重力式碼頭變位與安全係數之相關性

變位參數	經驗公式	相關係數	標準偏差
最大水平位移 $d$ (cm)	$d = -74.2 + 98.2(1/F_s)$	0.34	130
沉陷量 $s$ (cm)	$s = -16.5 + 32.9(1/F_s)$	0.50	30
正規化水平位移 $d/H$ (%)	$d/H = -7.0 + 10.9(1/F_s)$	0.38	13

資料來源：Uwabe, T.1983<sup>[18]</sup>

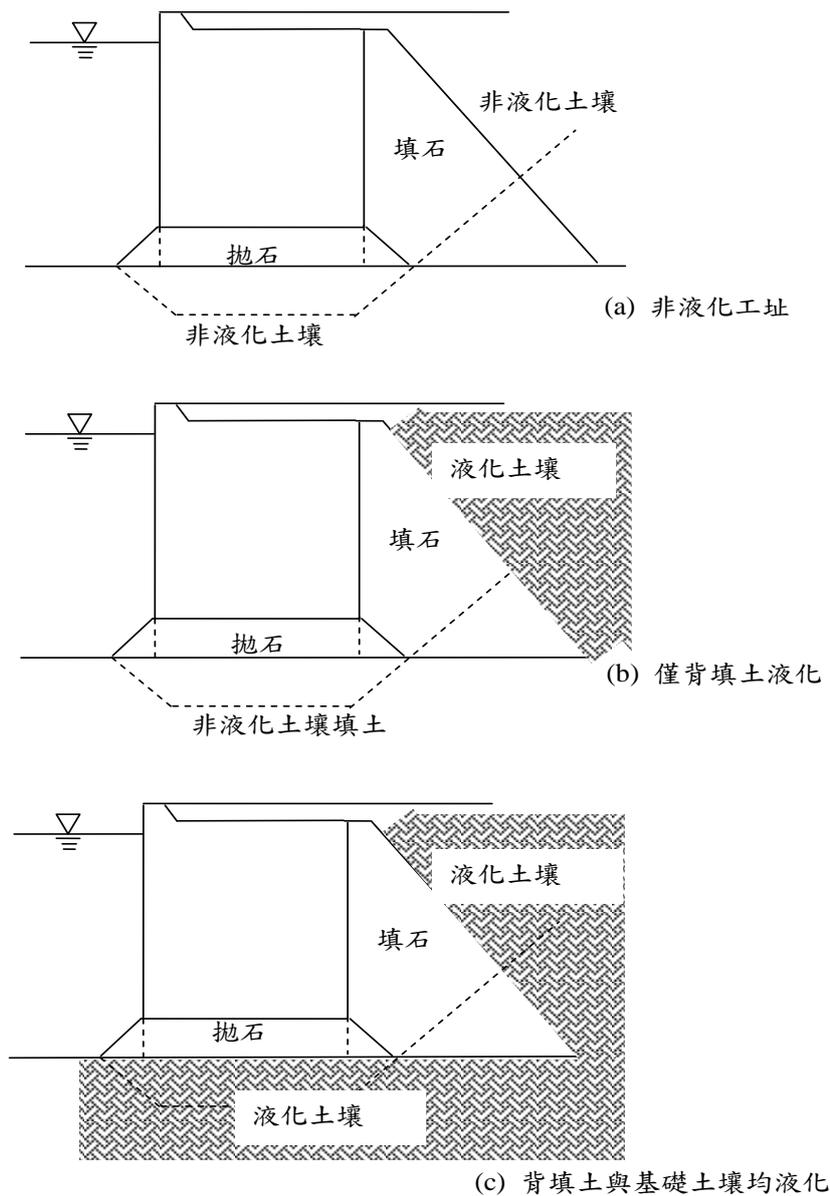


圖 3.5 重力式碼頭工址土壤可能液化狀態

資料來源：INA 2001<sup>[11]</sup>

### 3.2.2 簡易動力分析

#### 1. 滑動塊體分析法

相對於靜力分析法與有限元素分析法而言，滑動塊體分析法 (sliding block analysis) 的精神是將結構主體視為可滑動之剛體，地震力為作用於結構基礎之地震加速度歷時，主要分析土工結構受地震超出抗滑能力時的反應，以及計算地震所引致總滑移量。為了評估重力式碼頭結構物受地震作用之滑移量，根據 Newmark<sup>[10]</sup> 提出的簡易滑動塊體法來分析剛性塊體在於水平地表運動過程期間所導致的總滑移量。如圖 3.6 所示，假設質量  $m$  的塊體為剛體，放置於水平表面上，而滑動面的力學行為與彈塑性模式相符合；當地震發生時，塊體之水平方向慣性力由滑動面之抗剪力來維持塊體的動態平衡，所以塊體之運動狀態與滑動面所提供的抗剪力有關。

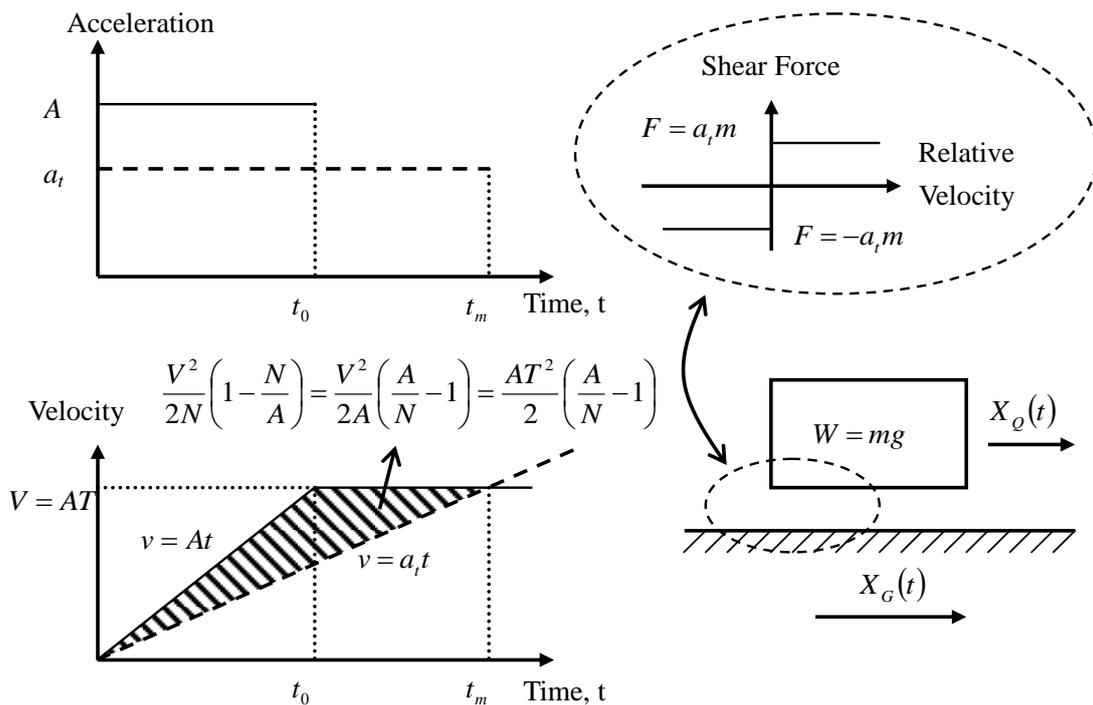


圖 3.6 Newmark 之滑動塊體分析法的觀念

資料來源：INA 2001<sup>[11]</sup>

當地震發生時，假設地表位移歷時為  $X_G(t)$ ，塊體位移歷時為  $X_Q(t)$ ，塊體因受慣性力作用而有向外滑動之趨勢，並由滑動面之抗剪力來維持塊體的動態平衡。當塊體未滑動時，塊體與地盤一起運動；當塊體之水平慣性力大於滑動面之極限抗剪力時，則塊體與地表之間就有相對運動發生，此時之加速度稱為臨界滑動加速度  $a_i$ ；而在滑動期間，若地盤與滑動塊體之相對速度減為零時，則滑動停止，塊體再次與地表一起運動。根據滑動面為彈塑性模式之假設，滑動期間之滑動塊體以等加速度  $a_i$  運動，因而將塊體與地表間之相對加速度積分二次則可求得塊體滑移量。重力式碼頭利用滑動塊體分析法之簡化動力分析流程如圖 3.7 所示，詳細分析方法說明如下。

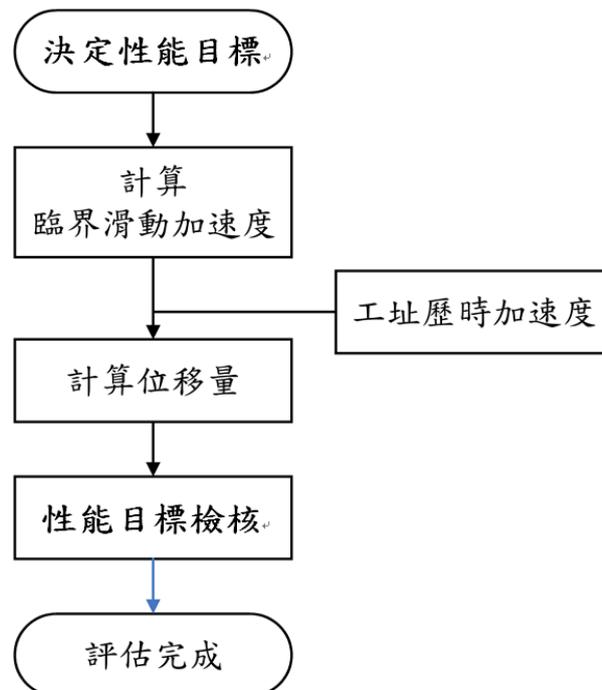


圖 3.7 重力式碼頭簡化動力分析(滑動塊體分析法)評估流程圖

(1) 計算臨界滑動加速度  $a_i$

採用滑動塊模型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評估壁體與背填土壤之穩定性，仍然如同簡化分析得到臨界滑動加速度  $a_i$ ，例如垂直擋土壁之臨界滑動

加速度  $a_t$  可以由下式計算：

$$a_t = \left[ \mu_b - \frac{P_{AE} \cos \delta - \mu_b P_{AE} \sin \delta}{W_g} \right] g \dots\dots\dots(3-14)$$

其中， $W_g$  為壁體每單位寬度之重量。由於動態主動土壓力  $P_{AE}$  本身與臨界滑動加速度  $a_t$  相關，故需以疊代方式計算臨界滑動加速度  $a_t$ 。

## (2) 計算塊體滑移量

臨界滑動加速度  $a_t$  確定以後，需選擇地震加速度歷時來進行滑動塊分析，因為該分析之結果受地震加速度歷時特性之影響較大，所以，通常要選擇多組與設計地震之等級、強震延時及反應譜內涵相符之地震加速度歷時。當歷時中的加速度超過臨界滑動加速度  $a_t$ ，壁體與背填土系統開始滑動，將超過  $a_t$  直到滑動停止之加速度歷時二次積分，得到壁體相對於滑動面以下堅實基礎之位移。

基於此方法，可得到地震強度與其所導致之變形之關係。INA 的設計準則中呈現 Franklin 與 Chang<sup>[3]</sup> 基於近 200 組地震歷時 ( $PGA = a_{\max} = 0.5g$ ， $PGV = v_{\max} = 76cm/s$ ) 之分析發展出滑動位移量與臨界滑動加速度  $a_t$  及設計地震最大地表加速度  $a_{\max}$  之關係曲線圖，對於  $a_t \geq 0.3a_{\max}$  之情形，Richards 與 Elms<sup>[12]</sup> 提出簡化公式計算永久側向位移  $d$ ：

$$d = 0.087 \frac{v_{\max}^2 a_{\max}^2}{a_t^4} \dots\dots\dots(3-15)$$

雖然滑動塊理論顯示垂直向地震力會影響滑動位移量，但 Nagase 等人<sup>[9]</sup> 之參數分析指出該誤差在約  $\pm 10\%$  以內。除了  $a_t$  與地震歷時特性以外，Whitman 與 Liao<sup>[7]</sup> 採用 14 組地動，對影響滑動位移量之相關參數(如背填土之動態反應、回填楔型塊之運

動、壁體之傾斜以及垂直地震加速度等)之敏感度分析後，建議平均滑動位移  $\bar{d}$  計算公式：

$$\bar{d} = \left( \frac{37v_{\max}^2}{a_{\max}} \right) \exp\left( -\frac{9.4a_t}{a_{\max}} \right) \dots\dots\dots(3-16)$$

也基於此建議設計時採用

$$\frac{a_t}{a_{\max}} = 0.66 - \frac{1}{9.4} \ln \frac{d \cdot a_{\max}}{v_{\max}^2} \dots\dots\dots(3-17)$$

而 1994 年之歐洲暫時性規範提出水平震度係數  $K_h$  及垂直震度係數  $K_v$  與設計加速度  $a_{design}$  及容許滑動位移量之關係

$$K_h = \frac{a_{design} / g}{r} \dots\dots\dots(3-18)$$

$$K_v = \frac{a_{design} / g}{r} \dots\dots\dots(3-19)$$

其中，折減係數  $r$  對於容許位移達  $30(a_{design} / g)(cm)$  之重力碼頭取 2，對於容許位移達  $20(a_{design} / g)(cm)$  者取 1.5，不容許有滑動位移者取 1.0。

影響滑動塊分析結果之敏感因素包括：評估臨界滑動加速度之方法與準確度，所採用地震加速度歷時之特性等。INA 的設計準則指出：由於滑動塊分析基於剛性地盤、壁體僅滑動而無傾斜、回填土楔型塊剛性運動等假設，應用時也需十分小心，一些研究顯示，若實際基礎土壤可能變形時，此方法計算結果可能遠遠低估實際壁體之位移量，而當基礎堅實但壁體可能發生扭動時，此法又可能過於保守，對於有可能液化之回填土，建議採用其他方法來計算。

## 2.簡易圖表法

通過較精確之解析方法對影響變位之各參數之分析，繪製圖表對變位量作修正之方法。例如：Ichii<sup>[6]</sup>通過應用有限元素法對影響

性能指標參數作敏感度分析，以圖表列出該指標與各參數之關係曲線，建議以查圖表修正之方式近似計算性能指標之大小等級(order-of-magnitude)。Iai 及 Ichii 等人<sup>[4]</sup>採用 FLIP 應用程式之有效應力分析法(effective stress analysis)對碼頭寬高比、壁體拋石基礎下面回填土壤厚度、壁體底部基礎土壤與背填土之等效 SPT-N 值等參數作相關研究，並繪製各參數對正規化水平位移量之影響曲線，建議以逐個查詢獨立參數圖表來逐步修正性能位移量。這些圖表均基於一定之假設及特定之地震資料，國內若要應用該圖表法，需以本土之地震資料來製作與驗證後，才能應用於工程實務。

### 3.2.3 動力分析法

重力式碼頭的動力分析法，一般可採用有限元素(finite element method, FEM)或有限差分(finite difference method, FDM)等數值方法，模擬「碼頭-基礎拋石」與「碼頭-背填材料」兩者結構土壤介面之滑動行為，並考慮超額孔隙水壓激發對碼頭穩定性及變位之影響，以及土層之非彈性行為，利用具代表性之實際地震記錄作為輸入運動，進行非線性動力歷時數值分析，探討在所考量地震等級下，重力式碼頭結構之性能表現能否符合性能目標，以評估其耐震能力。

以有限元素法(FEM)或有限差分法(FDM)進行土壤-結構互制動力分析，地震力由作用於分析模型中土壤-結構系統區域之基線(Base)的地震歷時來表示；剛性結構可模擬為線彈性；土壤可根據可能發生之應變等級採用(等效線性或非線性)總應力模型(Equivalent Linear/Total Stress)或非線性有效應力(Non-linear/Effective Stress)模型。日本設計基準<sup>[21]</sup>也提到：考量土壤液化後，因孔隙水壓上升，致使土壤之有效應力減低，土壤之恢復力與阻尼特性的改變引起地盤反應變化，採用有效應力分析法可以計算土壤液化之孔隙水壓，通過有效應力變化去計算結構反應之變化。而總應力法無法計算土壤液化之孔隙水壓變化，當孔隙水壓超過某等級(通常孔隙水壓比為 0.5 或以上)，以總應力法計算之結果與實際結構耐震反應相差較大，但總應力法較簡便因此常被

應用於工程實務，而有效應力分析法所得結果通常比總應力法來得小，所以，工程實務設計中採用總應力法分析得到之結果也較安全、保守。此類分析結果將包括整個系統之破壞型態與相關之位移、應力及應變狀態，由於該方法將土壤以有限元素模擬，所以，土壤液化不用單獨分析。

較典型的有限差分法應用軟體為二維與三維之非線性分析軟體 FLAC；較著名的有限元素法應用軟體為 FLUSH 與 PLAXIS<sup>1</sup>應用軟體。以下將簡介有限差分法程式 FLAC 以及有限元素程式 FLUSH 及 PLAXIS，將有助於使用者使用於重力式碼頭之動力分析原理。

### 1. FLAC 程式簡述

FLAC(Fast Lagrangian Analysis of Continua)程式為美國 Itasca Consulting Group, Inc.所發展，而 FLAC 程式是以外顯有限差分程式(Explicit Finite Difference Code)處理二維平面應變之數值分析問題，以模擬土壤、岩石彈塑性或其他達降伏限度後成塑性流動的材料所組成的構造物行為，並將欲分析之物體分割成有限之網格，決定材料之組成律及邊界條件，若材料所遭受之應力場較大亦可能產生大變形，則需使用大應變模式模擬材料變形行為。另外，FLAC 另有 Fish(FLACish)程式可供使用者自行撰寫附加之副程式，以符合特殊材料及案例情況之需求。

FLAC 為顯性(explicit)有限差分程式，運算過程中是以「時階的型態」(Time-stepping Fashion)來求解網格中每一個節點的運動方程式，利用切的很小的時階，達到節點或元素(zone)之間訊息或變化不會傳給鄰近之節點或元素之假設，如此可看到整個系統的行為隨時間發展變化的過程。而在進行動態分析時需考慮在有限網格之波傳行為之影響，因此需加以考慮邊界折射與反射行為，且在進行模擬時也需考慮到應力波傳遞時的能量消散行為。而 FLAC 的 Dynamic Option 也提供了阻尼與吸能邊界。

如圖 3.8 所示，以 FLAC 進行重力式碼頭之動態數值模擬分析

主要分為九大步驟<sup>[28]</sup>：(一)建立網格；(二)輸入材料強度參數；(三)設定邊界條件；(四)加入界面元素並重力平衡；(五)施加海水之側向力；(六)指定地下水位面；(七)力學平衡；(八)設定阻尼參數和動態邊界條件；(九)施加地震力。

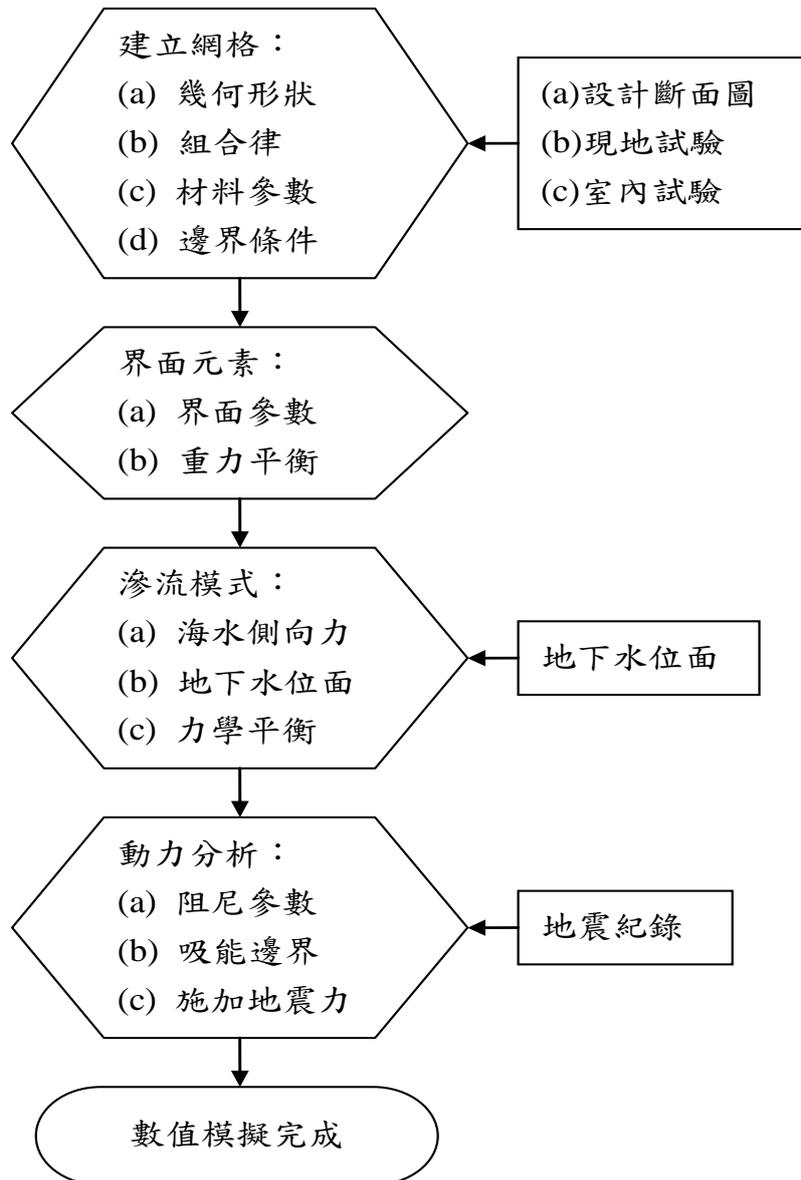


圖 3.8 以 FLAC 程式模擬重力式碼頭之分析流程圖

資料來源：李佳翰<sup>[28]</sup>

## 2.FLUSH 程式簡述

FLUSH 程式係為美國加州大學 Berkeley 分校於 1975 年開發之動態有限元素程式，並於 1990 年開發 IBM-PC/AT 386 版本，該程式基本上為二維平面應變分析程式，其假設土壤為等值彈性體，並以傳導邊界(transmitting boundary)和黏滯邊界(viscous boundary)模擬水平向無限土壤之波傳能量消散的現象，且在第三方向應用黏滯阻尼盤，以減少自由場元素數量，減少運算時矩陣容量，提高分析運算速度，如此以近似三維模式模擬土壤結構系統，進行土壤結構互制分析。

程式運算係將所輸入地表面之控制運動(control motion)，經反摺積(Deconvolution)運算，得到基盤面運動，再以基盤運動為輸入運動，直接作用於分析有限元素網格底部，進行土壤-結構物互制作用分析運算。反摺積運算係假設地震波為水平剪力波，且在水平地層中以垂直於地層之方向做上下傳遞，故可以單向度波傳之理論予以分析，其分析方法相同於 Shake 程式，亦以等線性疊代法之方式考慮之，即在每次疊代過程中，將土壤視為線性材料，選取對應於有效反覆應變(effective cyclic strain)之剪力模數和阻尼比代表土體之動力特性，並藉每一次疊代所得之有效反覆應變值，據以調整剪力模數與阻尼比，使之前後達到一定的容許誤差為止，如此可獲得合理之分析結果，故常為工程界所採用。

### 3.PLAXIS 程式簡述

PLAXIS 為一有限元素分析程式，於 1987 年在荷蘭公共工程與水源管理部 (Dutch Department of Public Works and Water Management)的推動下，由荷蘭 Delft 科技大學完成初步的成果。此後由於程式不斷的發展並逐漸受到重視，因此 1993 年成立一家名為 PLAXIS BV 的公司，作進一步的研發與改良。PLAXIS 程式歷經了數次之修改與校正，並在相關之理論與技術上得到荷蘭 Delft 科技大學與德國 Stuguart 大學等多國學術研究單位的充分支援，所能分析問題之類型以及使用範圍甚為廣泛。

PLAXIS 程式在數值分析上主要有以下之功能：

- (1)可進行二維平面應變及三維軸向對稱分析。所使用之元素包括有二維平面元素、界面元素、梁元素及桿元素等。
- (2)可分析之工程應用問題包括：深開挖問題、地錨及土釘結構分析、排樁、加勁擋土牆分析、隧道、路堤、土壩之穩定性問題、壓密及潛變問題、滲流問題、及基礎版構分析等各類型土壤結構互制問題。
- (3)網格節點及邊界條件均為繪圖式輸入(CAD)，網格之建立為自動產生，並可調整疏密程度以配合分析時之精確性要求。
- (4)提供之土壤應力-應變組成律有：Linear-elastic、Mohr-Coulomb、Modified Cam-clay、Soft-Soil、Hardening-Soil、Soft-Soil-Creep 等。
- (5)可考慮土壤為排水或不排水之狀況，而水壓力則可為靜水壓狀態(hydrostatic)及穩態(steady state)等情況。
- (6)採用 Arc-length control 技巧，使得計算破壞荷重較正確。可考慮大變形修正網格(updated mesh)之分析。

### 3.3 棧橋式碼頭耐震性能分析法

棧橋式碼頭之構造型式類似橋梁結構，係以頂版作為碼頭工作平台，利用樁基礎作為支柱，用於支撐頂版立於岸邊斜坡之上，故提供棧橋式碼頭穩定之作用力，即來自於樁基礎之承载力。此類碼頭之主要特性包括：(1)結構自重較重力式與板樁式(含背填土體)碼頭為輕，常運用於當地層軟弱無法提供足夠承载力時，或於地震活躍地區為了降低地震引致之慣性力時等情況。(2)對水流與漂沙之妨礙較小，故對自然狀態平衡之衝擊較小。(3)較能配合既有地形，通常無需大量挖填土。(4)因基樁之施作，單位面積之工程費用較其他型式之碼頭為高。(5)對水平力之抵抗較弱。

為克服棧橋式碼頭對水平力之抵抗較弱的特性，常會採用更能有效提供側向勁度之斜樁型式，以幫助抵抗因船隻停泊、起重機運轉、或地震作用所引致的側向力。因此，根據支撐頂板之支柱結構型式，棧橋式碼頭可概分為直樁式與斜樁式。然而，在斜樁式棧橋碼頭中，由於斜樁之水平勁度與較其它直樁相明顯為大，當碼頭整體受側力作用時，分配在斜樁樁頭上之水平剪力亦較大，而易產生應力集中或剪力破壞。因此，在棧橋式碼頭之設計分析上，需特別考量樁體之位移需求與韌性。

評估棧橋式碼頭耐震性能的原則，是以能提供港口正常營運為基本考量，因此耐震能力評估時將主要關注與營運功能直接相關之構造物應力狀態及變位。參考現有耐震設計規範與相關研究報告所建議的分析方法與耐震性能準則，以下即分別介紹簡化分析法、簡化動力分析法(非線性靜力側推分析)與動力分析法(動力歷時分析)，用以評估棧橋式碼頭之耐震能力。

### 3.3.1 簡化分析法

本研究參考國內「港灣構造物設計基準」中之簡化分析法，運用於既有棧橋式碼頭之耐震能力評估，於分析中將碼頭簡化為一平面結構，並假設地震力係由陸側均勻作用於碼頭上部結構，其地震力作用之水平力皆由斜群樁負擔，計算各樁之應力，並檢核其應力是否小於容許應力。分析步驟簡述如下：

#### 1. 載重分析與外力計算

進行棧橋式碼頭耐震能力之檢核時，其外力係考量由上部結構、超載、操作機具及基樁等項目，所引致的垂直荷重與水平荷重，可依下列流程計算。

#### 2. 樁之特徵長度與假想固定點推求

首先將基樁之埋入部分理想化為位於 Winkler 型式基礎上之梁

模型，接著採用張有齡之等效固定端法。分析時，編號*i*基樁之固定端設定於假想地表面以下之 $1/\beta_i$ 處深度，其中編號*i*基樁之樁—土系統之特徵係數 $\beta_i$ 之計算方式如下：

$$\beta_i = \sqrt[4]{\frac{k_{h,i} D_{p,i}}{4(EI)_i}} \dots\dots\dots(3-20)$$

式中， $k_{h,i}$ 為編號*i*基樁之橫向地層反力係數( $kg/m^3$ )，該值應以橫向載重試驗求得為原則。於設計階段，如無試驗值，可依 $k_{h,i} = 0.15N$ 估算之，其中*N*為標準貫入試驗 SPT-N 值； $D_{p,i}$ 為編號*i*基樁的樁直徑或等效寬度； $(EI)_i$ 為編號*i*基樁的抗彎剛度。

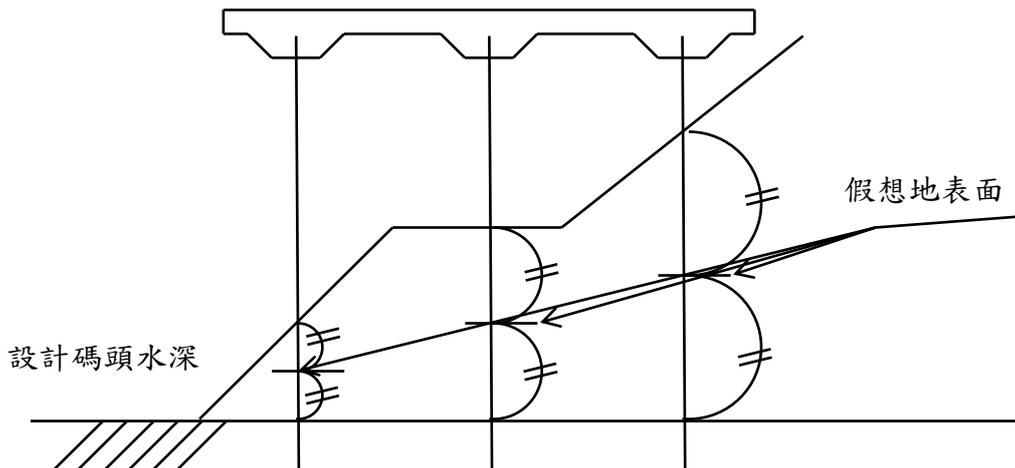


圖 3.9 假想地表面示意圖

資料來源：港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明<sup>[25]</sup>

對基樁之假想地表面，如圖 3.9 所示，原則上可簡單假設為各基樁位置水深與碼頭設計水深之平均值。如圖 3.10 所示，若定義假想地表面上編號*i*基樁之樁長為 $l_i$ ，則編號*i*基樁樁頭至假想固定點長度 $L_i$ 即為：

$$L_i = l_i + \frac{1}{\beta_i} \dots\dots\dots(3-21)$$

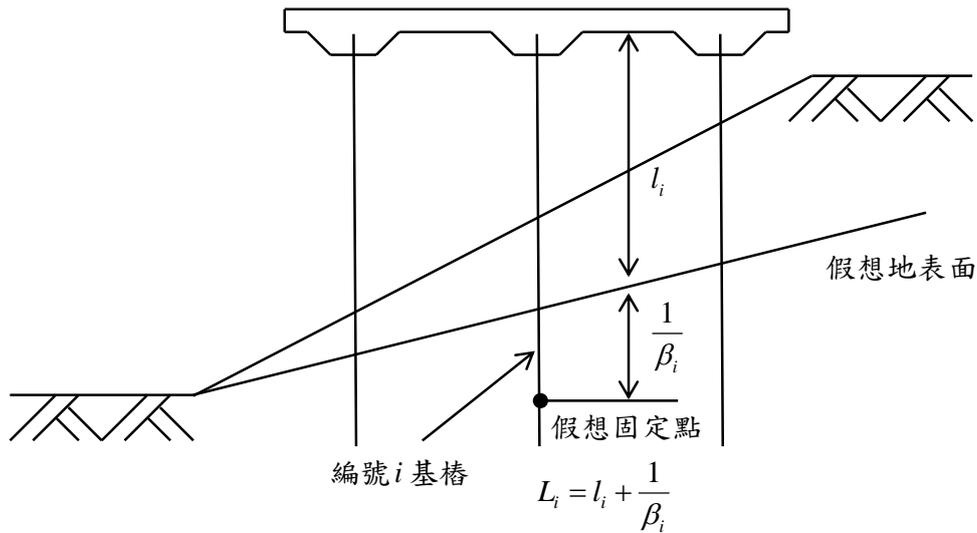


圖 3.10 棧橋基樁之特徵長度示意圖

資料來源：港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明<sup>[25]</sup>

$$H_T = K_h \cdot V_T \dots\dots\dots(3-22)$$

### 3. 基樁軸力計算

應依據基樁之配置狀況，分別考量直樁與斜樁所承受之垂直與水平力，據以計算直樁與斜樁所承受之軸力。再將各樁所受軸力除以樁之斷面積，即可求得各樁所承受之軸向應力。

### 4. 應力檢核

先計算基樁之常時容許應力，進行耐震能力檢核時，前一步驟中所求直樁與斜樁之最大軸向應力，應低於 1.5 倍之容許應力值。

### 5. 直樁水平抵抗力及樁頭彎矩計算

在斜群樁棧橋式碼頭之直樁假定不承受水平力，因斜群樁可用非常小的變位抵抗水平力，所以直樁所產生彎曲應力在分析中不考慮，以斜群樁抵抗水平力時，所產生之水平位移，作為直樁之水平位移，依此位移由式(3-23)計算編號*i*直樁相對應之水平抵抗力  $H_i$ ，再由式(3-24)計算編號*i*直樁之樁頭彎矩  $M_i$ ，式中  $\Delta_i$  為編號*i*斜樁受軸力壓縮所產生之水平位移量。

$$H_i = \frac{12(EI)_i \beta_i^3}{(1 + \beta \cdot l_i)^3 + 2} \Delta_i \dots\dots\dots(3-23)$$

$$M_i = \frac{1 + \beta_i \cdot l_i}{2\beta_i \cdot l_i} \cdot H_i \cdot l_i \dots\dots\dots(3-24)$$

## 6. 各樁應力檢核

承受軸力之樁，或承受軸力及彎矩之樁斷面應力，由式(3-25)計算之，且斷面應力要小於容許軸向壓應力  $\sigma'_{ca}$ 。

$$\sigma_i = \frac{P_i}{A_i} \pm \frac{M_i}{Z_i} \frac{\sigma_{ca}}{\sigma_{ba}} < \sigma'_{ca} \dots\dots\dots(3-25)$$

式中， $\sigma_i$  為編號*i*樁之斷面應力； $P_i$  為編號*i*樁軸力； $A_i$  為編號*i*樁之斷面積； $Z_i$  為編號*i*樁之斷面係數； $\sigma_{ca}$  為樁軸向容許壓應力強度； $\sigma_{ba}$  為樁容許彎曲應力強度； $\sigma'_{ca}$  為樁軸向容許壓應力其值為 1.5 倍  $\sigma_{ca}$ 。

### 3.3.2 簡化動力分析-容量震譜法(非線性側推分析)

棧橋式碼頭結構系統包括頂版、基樁與土壤，其受震反應分析為典型之土壤與結構互制問題。為因應當前性能設計理念之潮流趨勢，常需採用位移分析法，一般可採 Winkler 基礎模式，以彈簧元素來模擬樁周土壤，藉此簡化分析模型，並適當考量土壤彈簧元素與結構元素之非線性行為，以求取結構物之受震反應與破壞情況，進一步評估結構物之耐震性能。相關土壤彈簧與塑性角設定說明如下：

#### 1. 樁軸向非線性土壤彈簧設定

##### (1) 樁軸向土壤抗壓承载力上限

軸向極限承载力，應視基樁打設於砂質地層中或粘性土壤地層中，採適宜之公式推算之。

打設於砂質地層中基樁之軸向極限承载力，可依下式計算之。

$$R_U = 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s \dots\dots\dots(3-26)$$

式中，

$R_U$ ：基樁軸向極限承載力(kN)

$A_P$ ：樁端面積(m<sup>2</sup>)

$A_S$ ：基樁表面積(m<sup>2</sup>)

$N_m$ ：基樁入土全長之平均標準貫入實驗值(N)

$N$ ：樁端地層之  $N$  值  $\rightarrow N=(N_1 + N_2)/2$

$N_1$ ：樁端處之  $N$  值

$N_2$ ：樁端上端  $4B$  範圍內之平均  $N$  值

$B$ ：基樁直徑或寬度

打設於粘性土壤地層中基樁之軸向極限承載力，可依下式計算之。

$$R_U = 8 \cdot C_p \cdot A_P + C_a \cdot A_S \dots\dots\dots(3-27)$$

式中，

$R_U$ ：基樁軸向極限承載力(kN)

$A_P$ ：樁端面積(m<sup>2</sup>)

$A_S$ ：基樁表面積(m<sup>2</sup>)

$C_p$ ：樁端處土壤凝聚力(kN/m<sup>2</sup>)

$C_a$ ：基樁入土全長之平均附著力(kN/m<sup>2</sup>)

## (2) 樁軸向土壤抗拉拔承載力上限

基樁上拔試驗，應進行至達最大拉拔力為止，如不可行時，以上拔載重之最大值為最大拉拔力。軟弱粘性土壤層中之摩擦樁，樁端抵抗較小，依載重試驗所求得之極限承載力與拉拔力差異不大，故可以略小於極限承載力之值作為最大拉拔力。

單樁軸向最大拉拔力之推算，原則上應依拉拔試驗決定，未有試驗結果又須進行設計，則採用靜力承載公式推算基樁最大拉

拔力，所述靜力承載公式之極限承載力推算方法為準，但不考慮樁端承載力項，即：

砂質地層時

$$R_{Ut} = 2 \cdot N_m \cdot A_s \dots\dots\dots(3-28)$$

粘土地層時

$$R_{Ut} = C_a \cdot A_s \dots\dots\dots(3-29)$$

式中，

$R_{Ut}$ ：基樁軸向極限拉拔力(kN)

$N_m$ ：基樁入土全長之平均標準貫入實驗值(N)

$A_s$ ：基樁表面積(m<sup>2</sup>)

$C_a$ ：基樁入土全長之平均附著力(kN/m<sup>2</sup>)

### (3)樁軸向土壤彈簧勁度

軸向土壤彈簧設定在樁頭，其勁度  $K_{VP}$  如下式計算：

$$K_{VP} = K_{V1} \times K_{V2} / (K_{V1} + K_{V2}) \dots\dots\dots(3-30)$$

$K_{V1} = E \cdot A_1 / L_1$  (土面以上的樁軸向勁度 kN/m)

$K_{V2} = a \cdot E \cdot A_2 / L_2$  (土面以下的樁軸向勁度 kN/m)

$a = 0.72 + 0.014 \cdot L_2 / D$  (打擊鋼管樁的補正係數)

$E$ ：樁的彈性模數

$A_1$ ：土面以上的樁斷面積

$A_2$ ：土面以下的樁斷面積

$L_1$ ：土面以上的樁長

$L_2$ ：土面以下的樁長

$D$ ：樁徑

利用樁軸向土壤抗壓承载力上限值、抗拉拔承载力上限值、軸向土壤彈簧勁度等，可決定軸向土壤彈簧的力-位移關係，如圖 3.11 所示。而軸向土壤彈簧設定位置為基樁底部如圖 3.12 所示。

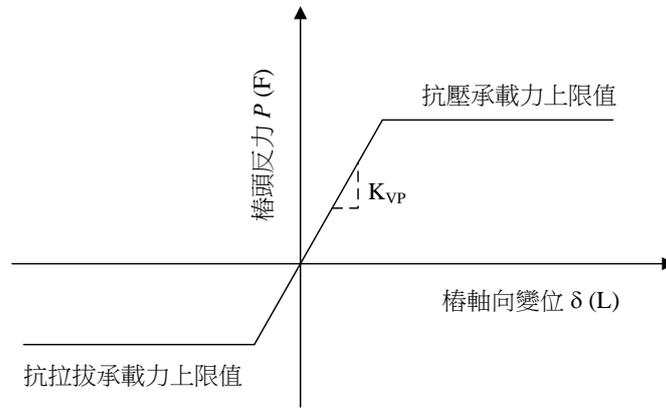


圖 3.11 軸向土壤彈簧力-位移曲線

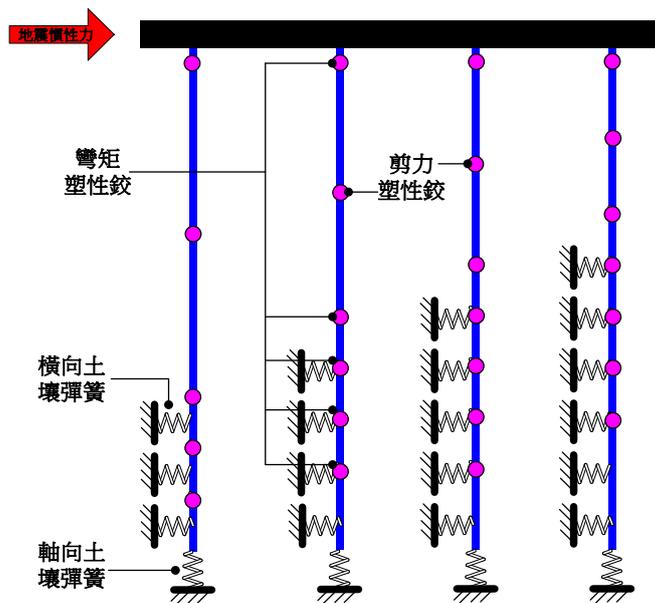


圖 3.12 土壤彈簧與塑性鉸設定位置示意圖

## 2. 樁橫向非線性土壤彈簧設定

本研究採用日本運輸省港灣技術研究所所發展之樁橫向抵抗分析法(p-y curve)<sup>[21]</sup>，此法亦為我國規範<sup>[25]</sup>採用，其將地盤分為 S 型

地盤與 C 型地盤，地盤反力與樁之變位關係假設如下。

$$p=k_s \cdot x \cdot y^{0.5} \quad (\text{S 型地盤}) \dots\dots\dots(3-31)$$

$$p=k_c \cdot y^{0.5} \quad (\text{C 型地盤})\dots\dots\dots(3-32)$$

式中，

$p$ ：深度  $x$  點，基樁單位面積所受地盤反力( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

$k_s$ ：S 型地盤之橫向抵抗常數( $\text{kN}/\text{m}^{3.5}$ )

$k_c$ ：C 型地盤之橫向抵抗常數( $\text{kN}/\text{m}^{2.5}$ )

$x$ ：由地面算起之深度(m)

$y$ ：深度  $x$  點之基樁變位或撓度(m)

地盤屬 S 型地盤或 C 型地盤，依地盤  $N$  值依下述原則研判。於決定 S 型或 C 型地盤時，僅須考慮影響樁橫向抵抗範圍內土層即可。雖然地盤常介於 S 型與 C 型中間，但以取較接近者為原則。

S 型地盤： $N$  隨深度直線增加，如密度均勻之砂質地盤，或正規壓密之粘土地盤。

C 型地盤： $N$  值不隨深度改變而為一定時，如表面緊密之砂地盤，或受很大預壓密之粘土地盤等。

橫向抵抗常數  $k_s$  與  $k_c$  之值，可由  $N$  值來推定。在 S 型地盤中，深度每 1.0 公尺  $N$  值之增加率  $\bar{N}$  與橫向抵抗常數間之關係，如圖 3.13 所示。C 型地盤之  $N$  值與  $k_c$  之關係，如圖 3.14 所示。

$N$ ：標準貫入試驗值

$\bar{N}$ ：S 型地盤  $N$  值每 1.0 公尺之增加率

依上述計算法可決定橫向土壤彈簧的力-位移關係，如圖 3.15 所示，根據載重試驗結果，土壤彈簧彈性側位移量約為  $0.01D$ (樁徑)，而極限側位移量可依 Terzaghi 建議取  $0.1D$ 。而橫向土壤彈

簧設定位置為樁身覆土部分如圖 3.12 所示。

無論是軸向土壤彈簧或是橫向土壤彈簧，使用 SPT-N 值作計算是一相當務實的做法，因為大多數工址皆會進行 SPT 試驗，然而若重要構造物有進行現地載重試驗者，則土壤彈簧設定應以載重試驗結果為依據。

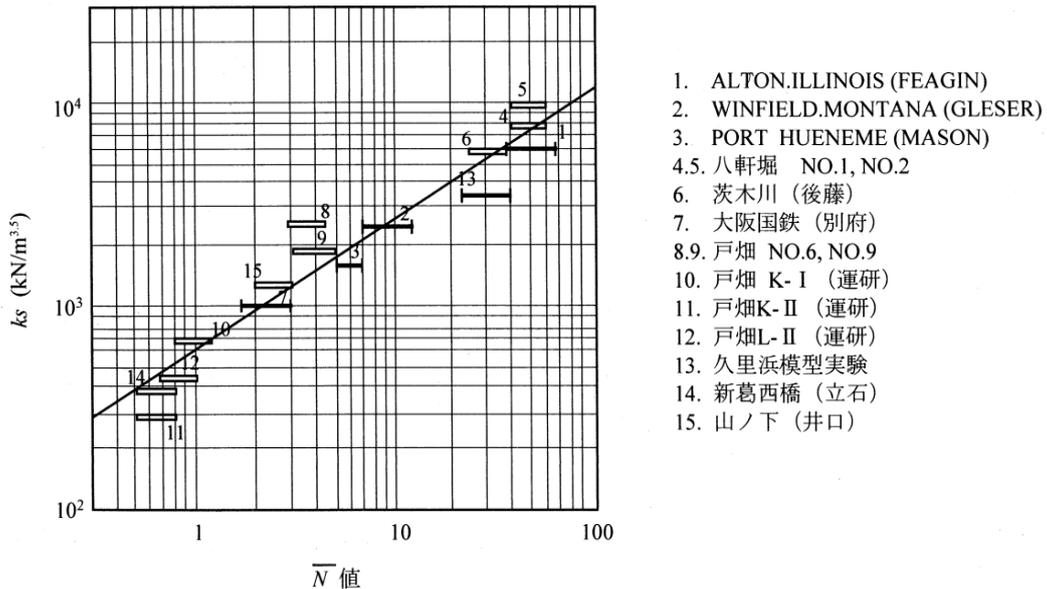


圖 3.13  $\bar{N}$  值與橫向抵抗常數  $k_s$  之關係

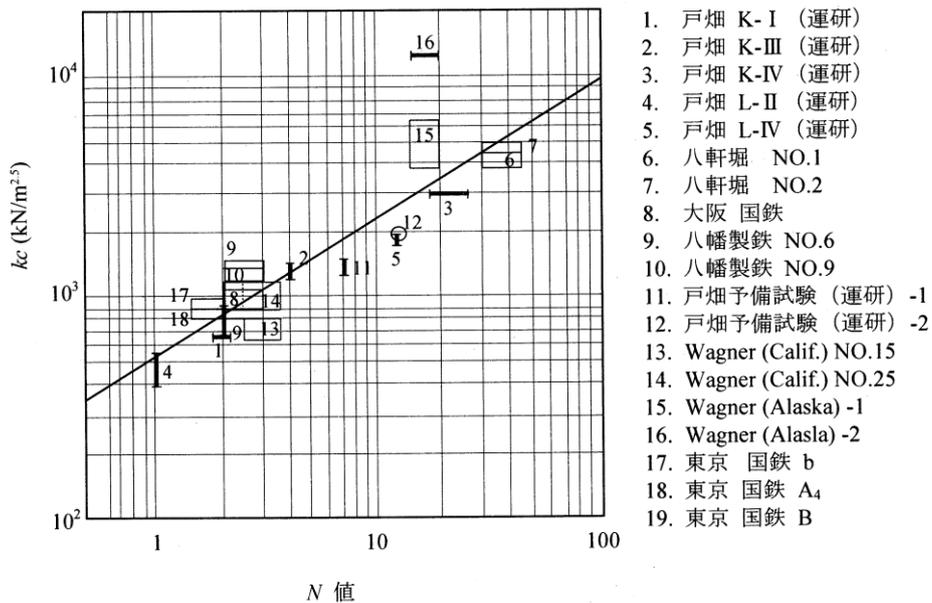


圖 3.14 N 值與橫向抵抗常數  $k_c$  之關係

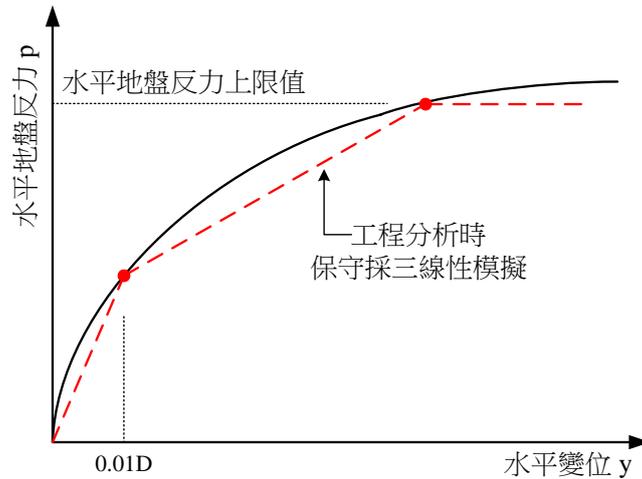


圖 3.15 橫向土壤彈簧力-位移曲線

### 3. 構件塑性鉸設定

本研究之構件彎矩塑性鉸設定係參考日本港灣設施技術基準的定義，如圖 3.16 所示，且性能規範對新建設計皆規定需避免構件剪力破壞，在初步設計時即需以斷面容量設計之觀念設計構件剪力強度，因此各構件僅須在可能發生最大彎矩之位置設定彎矩塑性鉸進行非線性分析，依 INA 規範建議 RC 構材塑鉸長度可以公式：

$$L_p = 0.08L + 0.0022d_b f_y > 0.0044d_b f_y$$

其中，L 為構材受力撓曲之反曲點間距離(cm)， $d_b$  為主筋直徑(cm)， $f_y$  為主筋降伏強度(kgf/cm<sup>2</sup>)。

鋼管樁塑鉸長度則可假設為 0.5 樁徑或依實際基樁受力的彎矩梯度作計算。

另外，工程師若希望第二階段驗證時再次檢核確保基樁不會發生剪力破壞，亦可增設剪力塑性鉸，其可用結構分析軟體(如 SAP2000)中預設的剪力塑性鉸加以設定，由於僅需知道剪力破壞是否發生，因此斷面剪力塑性轉角量設定採用軟體預設值即可。相關塑性鉸設定示意位置可參考圖 3.12。

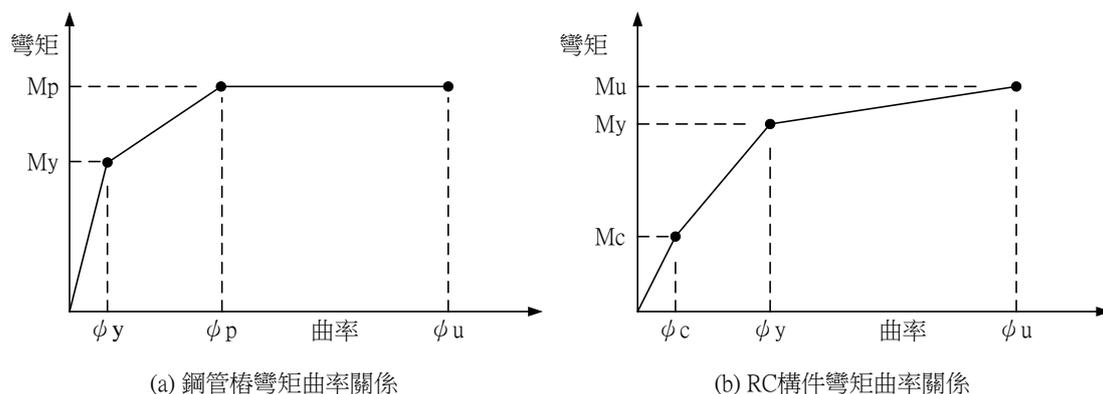


圖 3.16 鋼管樁及 RC 構件彎矩-曲率關係曲線

$M_y$ ：降伏彎矩強度

$M_p$ ：塑性彎矩強度

$M_c$ ：開裂彎矩強度

$M_u$ ：極限彎矩強度

#### 4. 容量震譜法

棧橋式碼頭運用簡化動力分析法在進行耐震性能驗證時，工程界常採取美國 ATC-40<sup>[1]</sup>所建議之容量震譜法，ATC-40 所提出之容量震譜法，可用來合理地評估結構在設計耐震性能目標需求下之結構反應，現已被廣泛運用於結構耐震能力評估與耐震性能設計，而在港灣工程領域亦有相關應用，如賴瑞應等人<sup>[35]</sup>用來進行棧橋式碼頭之性能評估，賴聖耀等人<sup>[39,40,41,42]</sup>則應用在棧橋式碼頭之易損性分析。

此方法的兩個關鍵要項，即為「容量」與「需求」，其具體詳述如下：

##### (1) 容量震譜法之概念

容量震譜法(Capacity Spectrum Method)之基本原理，是將結構物視為一廣義單自由度振動系統，由結構物的頂層側推曲線(pushover curve)及地震反應譜經 ADRS 轉換後求得結構側推容量震譜(capacity spectrum)與地震需求震譜(demand spectrum)，如下圖所

示。所得之交點，可視為結構物承受地震力作用時，其近似的最大地震反應。如以容量震譜法分析一單自由度之結構物，當結構在地震力作用下仍保持於彈性狀態時，亦即結構側推容量震譜與地震需求震譜交於側推容量震譜之直線段，如圖 3.17 中之 A 點。當結構物因地震力作用進入塑性狀態時，則結構側推容量震譜與地震需求震譜將交於側推容量震譜之曲線段，如圖 3.17 中之 B 點甚至是 C 點，則 A、B、C 各點即為不同等級地震作用下所得到的性能點 (performance point)，也就是結構物在不同地震需求時所表現的最大反應。

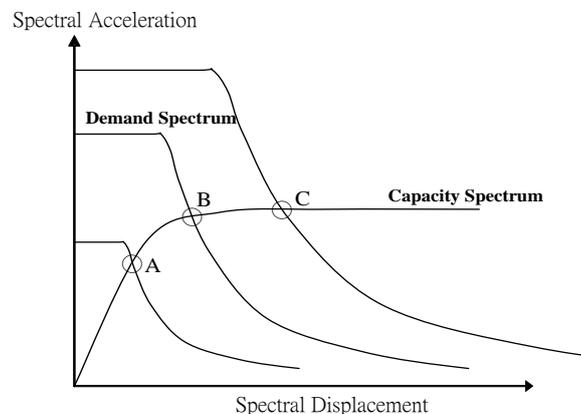


圖 3.17 容量震譜法分析簡介圖

## (2) ADRS 座標轉換

ADRS (Acceleration–Displacement Response Spectra)格式為以  $S_d$  及  $S_a$  為座標之關係圖。容量震譜法(Capacity Spectrum Method)中最後的性能績效點的求得，是將結構側推曲線及地震反應譜轉換成 ADRS 格式之結構側推容量震譜及地震需求震譜，再經結構非彈性之韌性的消能折減進而疊代計算得到。

結構之側推曲線原為基底剪力及頂層位移量之關係圖，經基本震態因子轉換所得之  $S_d$  及  $S_a$  關係圖。其轉換公式如下列所示：

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (m_i \phi_{i,1})}{\sum_{i=1}^N (m_i \phi_{i,1}^2)} \dots\dots\dots(3-33)$$

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (m_i \phi_{i,1})}{\sum_{i=1}^N (m_i \phi_{i,1}^2)} \dots\dots\dots(3-34)$$

$$Sa = \frac{V/W}{\alpha_1} \dots\dots\dots(3-35)$$

$$Sd = \frac{\Delta}{PF_1 \cdot \phi_{roof,1}} \dots\dots\dots(3-36)$$

上列各式參數之意義：

$PF_1$  = 第一模態之模態參與係數

$\alpha_1$  = 第一模態之模態質量參與係數

$\phi_{i,1}$  = 正規化第一模態第 i 層振幅

$V$  = 基底剪力

$\Delta$  = 橋柱頂層位移量

$m_i$  = 第 i 層質量

$W$  = 結構總重

$N$  = 結構離散質量總數

而地震反應譜為結構物週期  $T$  與  $Sa$  之關係圖，則地震需求震譜亦為由地震反應譜經轉換所得之  $Sd$  及  $Sa$  關係圖。轉換公式如下列所示：

$$Sd = \frac{T^2}{4\pi^2} Sa \cdot g \dots\dots\dots(3-37)$$

由上述之轉換公式亦可得知，在 ADRS 座標格式中，與座

標原點輻射向之結構週期保持常數。

### (3)地震需求震譜(Demand Spectrum)

地震需求震譜乃反應橋梁結構所承受地震力的大小，經由工址地層資料、土壤特性及震區等因素而求得，並考慮橋梁結構進入非線性後非彈性變形產生之消能折減反應譜，其可使用結構之韌性程度對彈性反應譜做折減，此處列舉兩種折減方法：

#### ①Newmark and Hall 之 R-T- $\mu$ 折減法

所謂的 R-T- $\mu$  修正方法主要是將彈性反應譜，依結構之韌性與長短週期之反應譜特性，分段加以折減而產生非彈性反應譜，因此對於折減因子、結構自然週期與結構韌性的交互關係稱為 R-T- $\mu$  關係。

由於結構物在強震下進入非彈性階段可產生遲滯消能之作用，以降低結構系統於強震時所須提供之耐震強度，因此如何準確的求出非彈性反應譜，即為影響耐震評估結果之關鍵步驟，其非彈性反應譜的求取方法為將結構之彈性反應譜除上一折減因子 R 而形成非彈性反應譜。

一般折減因子 R 的取得主要是以彈性反應譜為基準，再根據特定韌性比之非彈性反應譜，來計算彈性極限強度與非彈性降伏強度之比值，其值即為折減因子 R，其定義如式(3-38)所示：

$$R = \frac{V_u(\mu=1)}{V_y} \dots\dots\dots(3-38)$$

其中  $V_u(\mu=1)$  為彈性極限強度

$V_y$  為非彈性降伏強度

惟式(3-38)為簡化之折減模式，實際上彈性反應譜與非彈性反應譜間之轉換受甚多因素影響，當然其中最重要的是週期與韌性比，而目前對於 R-T- $\mu$  非彈性反應譜修正方法已有大量之

研究成果，其結果大致相近。

基本上強度折減因子 R 與韌性比  $\mu$  的關係，可依長短週期分為等位移與等能量兩種法則，其關係如下所示：

短週期時，依等能量法則： $R = \sqrt{2\mu - 1}$

長週期時，依等位移法則： $R = \mu$

其折減因子 R 公式推導如下：

a. 等位移法

如圖 3.18 所示，在中週期及長週期區，若  $U_{max}$  已知且對彈性與非彈性結構物均相同，則依韌性比之定義，可得

$$\mu = \frac{U_{max}}{U_y} \rightarrow U_y = \frac{U_{max}}{\mu} \dots\dots\dots(3-39)$$

依下圖之相似三角形關係，可知

$$V_y = \frac{V_u}{\mu} \dots\dots\dots(3-40)$$

再依力與譜加速度成正比之關係，可得

$$Sa_e / \mu = Sa_n = Sa_e / R \dots\dots\dots(3-41)$$

其中： $Sa_e$  為彈性結構之譜加速度

$Sa_n$  為非彈性結構之譜加速度

所以 折減因子  $R = \mu$  (韌性容量)

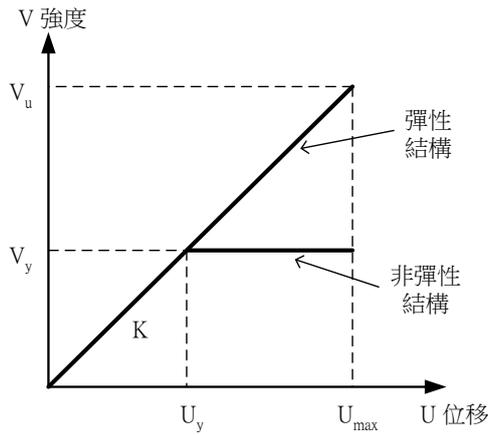


圖 3.18 等位移法則示意圖

b. 等能量法

如圖 3.19 所示在短週期區，由 Newmark and Riddell 的研究可知，此折減因子之分析公式是以彈性結構與非彈性結構振動時能量相等為基礎。所以將下圖中彈性結構與非彈性結構所產生之能量令其相等，亦即為其力-位移之圖所涵蓋的面積令其相等來推導折減因子 R 之公式。

$$\frac{V_u \cdot U_{\max}}{2} = \frac{V_y \cdot U_y}{2} + V_y \cdot (U_{n-\max} - U_y) \dots \dots \dots (3-42)$$

$$\frac{(V_u)^2}{2K} = \frac{(V_y)^2}{2K} + \frac{(V_y)^2}{K} (\mu - 1) \dots \dots \dots (3-43)$$

$$\text{則 } \left(\frac{V_u}{V_y}\right)^2 = 2K \left(\frac{1}{2K} + \frac{1}{K} (\mu - 1)\right) \dots \dots \dots (3-44)$$

$$\text{所以 } \frac{V_u}{V_y} = \sqrt{2\mu - 1} = R(\text{折減因子})$$

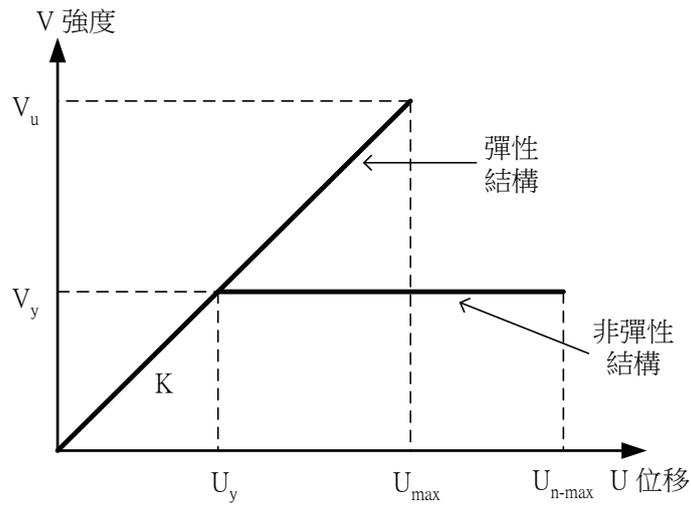


圖 3.19 等能量法則示意圖

而折減因子  $R$  之使用方法，將以下列各圖按流程說明之。

(I) 取得受評估之工址彈性反應譜，如圖 3.20。

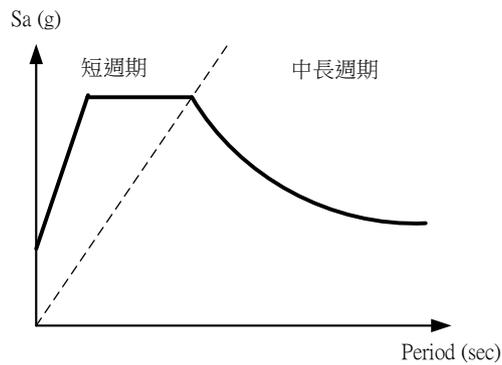


圖 3.20 工址彈性反應譜

(II) 如圖 3.21 所示，經 ADRS 格式轉換後求得彈性地震需求震譜

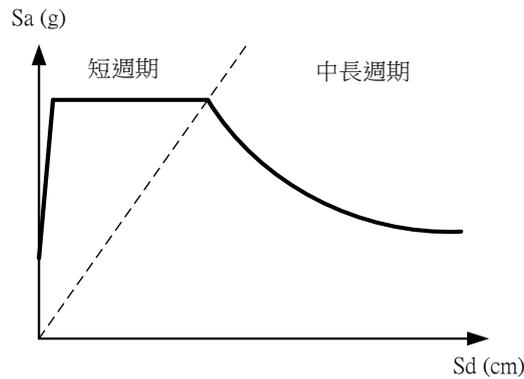


圖 3.21 彈性地震需求震譜

(III)如圖 3.22 所示，經由折減因子  $R$ ，折減為非彈性地震需求震譜，而折減後之  $S_a$  轉換為  $S_d$  後須再乘上  $\mu$ ，才是正確的非彈性最大位移。

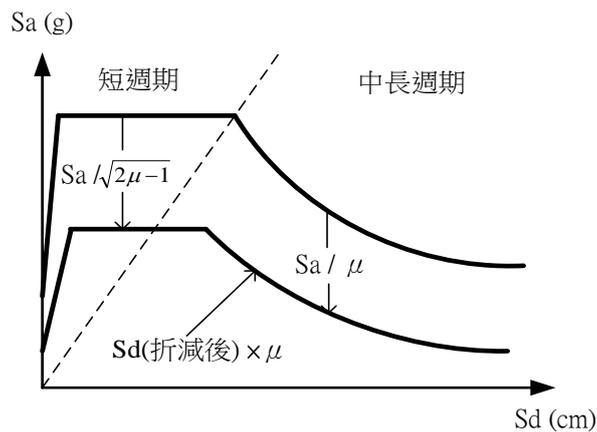


圖 3.22 非彈性地震需求震譜

②ATC-40 之等效阻尼比折減法

結構物之最大反應可視為是「自然振動週期」與「阻尼比」的函數，關於結構物非彈性模式的研究有許多文章的發表，這些研究都涵蓋結構系統的韌性考量和彈性系統性質的修正，ATC-40 的方法是使用結構物的等效阻尼的性質，來修正彈性系統性質，以模擬非彈性的反應，當地震力使結構物進入非線性時，其阻尼可視為黏滯阻尼 (viscous damping) 與遲滯阻尼 (hysteretic damping) 的組合，而遲滯阻尼可以等效黏滯阻尼比

(equivalent viscous damping ratio)來代表其效應，其兩者相加後以等效阻尼表示之。

以前述之 ADRS (Acceleration–Displacement Response Spectra)格式轉換，可將現行的以週期和譜加速度所構成之地震反應譜，轉成 ADRS 格式之地震需求震譜(demand spectrum)，如圖 3.23 所示。

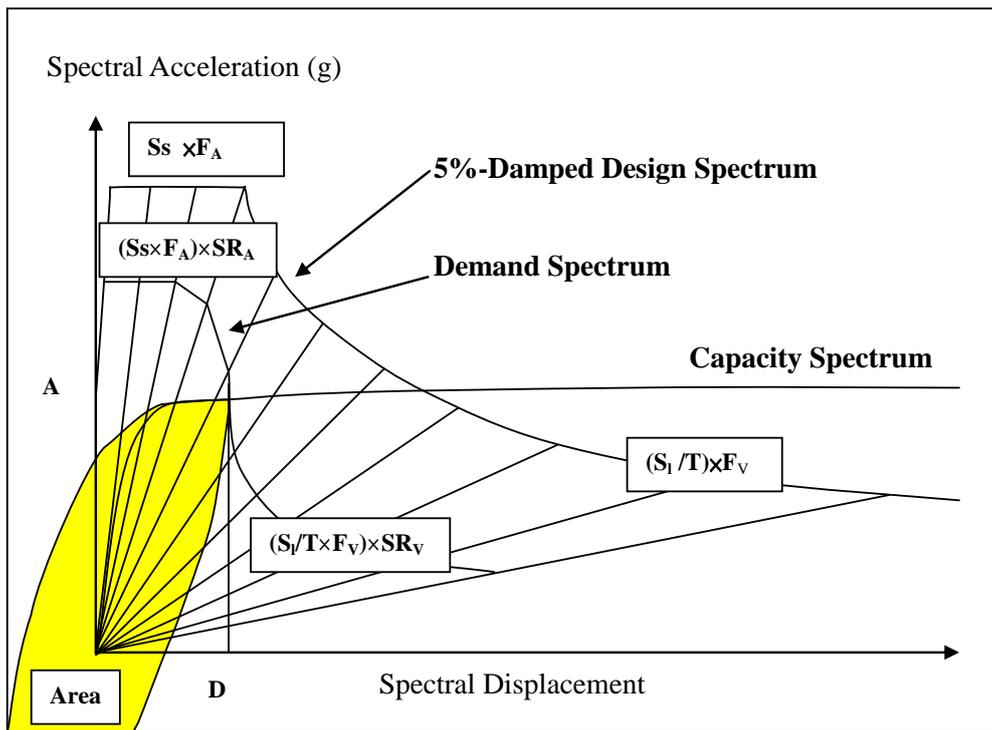


圖 3.23 ATC-40 等效阻尼比折減法

而等效阻尼  $\beta_{eff}$ ，定義為在地震尖峰的反應期間結構物消散的總能量，而且是結構在彈性時之黏滯阻尼部份  $\beta_E$ ，和遲滯阻尼部份  $\beta_H$  的和，假設超過降伏點有著非彈性反應，則等效阻尼將以下列式(3-45)來表示：

$$\beta_{eff} = \beta_E + \beta_H \dots\dots\dots(3-45)$$

彈性阻尼的部份  $\beta_E$ ，是一個常數，而遲滯阻尼的部份  $\beta_H$ ，是靠著結構降伏後的遲滯圈在尖峰反應位移為  $D$ 、加速

度為 A 時所圍出的面積，如圖 6.31。遲滯阻尼， $\beta_H$ ，定義如式(3-46)。

$$\beta_H = \kappa \left( \frac{\text{Area}}{2\pi DA} \right) \dots\dots\dots(3-46)$$

上式：

Area 是遲滯迴圈所圍的面積

D 是容量曲線的尖峰位移反應

A 是在尖峰位移 D 時的尖峰加速度反應

$\kappa$  是阻尼修正因子

於 ATC-40 中，為考量實際結構物狀況，以阻尼修正因子  $\kappa$  來修正結構物實際遲滯迴圈與理想情況下之遲滯迴圈的差異，式(3-46)裡的  $\kappa$  因子折減了遲滯阻尼的大小，以所設計的結構物韌性與地震振動時間來模擬循環反應期間遲滯迴圈的衰減。振動時間以短、中、長來作各別定性的描述，而振動的時間對於結構物的損害仍是最重要的因素。

在實際的需求震譜修正計算上，其遲滯迴圈可以雙線性模式模擬之，如圖 3.24，而所求得之非彈性需求震譜是將彈性需求震譜乘以震譜折減因子( $SR_A$  和  $SR_V$ )，此處之修正方法亦和 R-T- $\mu$  修正方法類似，亦即  $SR_A$  是用在反應譜中等加速度段之週期範圍作折減，而  $SR_V$  是用在反應譜中等速度段之週期範圍作折減。

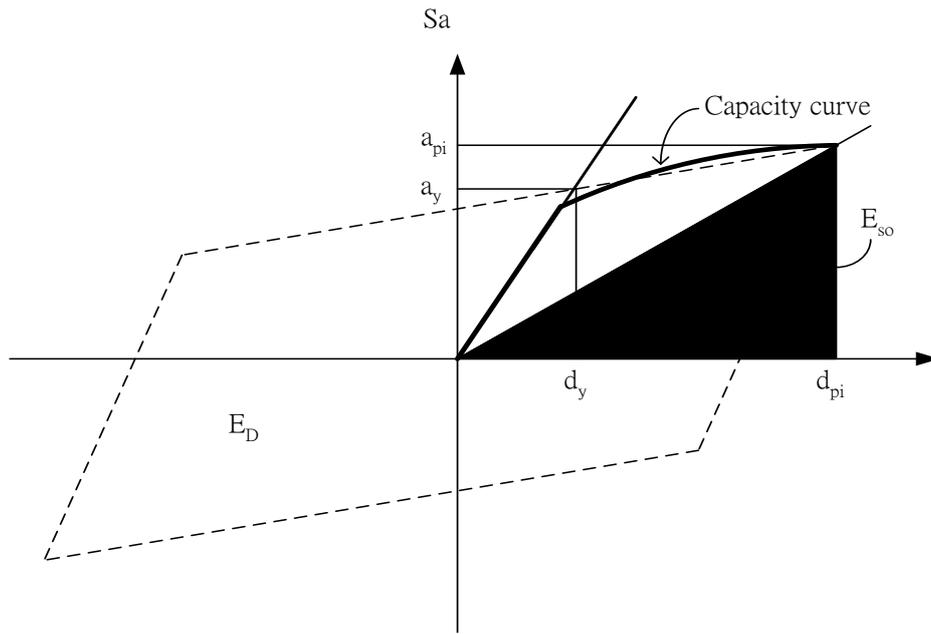


圖 3.24 雙線性模式之遲滯迴圈

如圖 3.24 所示，其等效阻尼比可以下列式子表示：

$$\beta_{eq} (\%) = 5 + \beta_0 \dots\dots\dots (3-47)$$

其中：5 代表 5% 之結構本身的黏性阻尼

$\beta_0$  則代表理想遲滯迴圈下所計算之遲滯阻尼，並轉化為等效黏滯阻尼。

$$\beta_0 (\%) = \left( \frac{Area}{2\pi DA} \right) = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{so}} = \frac{63.7 \cdot (a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} \cdot d_{pi}} \dots\dots\dots (3-48)$$

其中：  $E_D$  是阻尼之消耗能量

$E_{so}$  是最大應變能

若為考量實際結構物之狀況，以阻尼修正因子  $\kappa$  來修正結構物實際遲滯迴圈與理想情況下之遲滯迴圈的差異時，則等效阻尼比改為下式(3-49)表示：

$$\beta_{eff} (\%) = 5 + \kappa \beta_0 = 5 + \frac{63.7 \cdot \kappa \cdot (a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} \cdot d_{pi}} (\%) \dots\dots\dots (3-49)$$

其中  $\kappa$  依 ATC-40 中之建議值計算，如表 3-4 及表 3-5 所示，按結構型式及強震歷時分類之。

表 3-4 結構物分類及所屬型式

強震延時	新結構物	一般現存結構物	結構行為較差的現存結構物
短	TYPE A	TYPE B	TYPE C
長	TYPE B	TYPE C	TYPE C

表 3-5 阻尼修正因子  $\kappa$

結構行為種類	$\beta_0$ (%)	$\kappa$
TYPE A	$\leq 16.25$	1.0
	$> 16.25$	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
TYPE B	$\leq 25$	0.67
	$> 25$	$0.85 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
TYPE C	Any value	0.33

彈性需求震譜因等效阻尼而折減為非彈性需求震譜，其折減量為  $SR_A$  和  $SR_V$  兩反應譜折減因子決定之，震譜折減因子是結構物等效阻尼( $\beta_{eff}$ )的函數，定義如下式(3-50)和式(3-51)。

$$SR_A = (3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})) / 2.12 \dots\dots\dots (3-50)$$

$$SR_V = (2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})) / 1.65 \dots\dots\dots (3-51)$$

而  $SR_A$  和  $SR_V$  兩反應譜折減因子必須大於等於表 3-6 所規定之最小值，則最後反應譜折減之結果如圖 3.25 所示。

表 3-6 最小容許  $SR_A$  及  $SR_V$

結構物行為種類	$SR_A$	$SR_V$
TYPE A	0.33	0.50
TYPE B	0.44	0.56
TYPE C	0.56	0.67

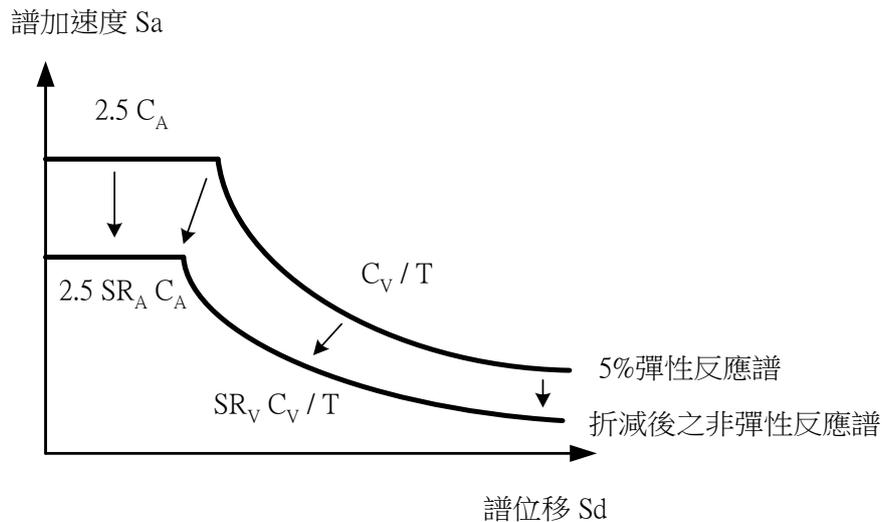


圖 3.25 ATC-40 彈性需求震譜之折減示意圖

#### (4) 結構側推容量震譜(Capacity Spectrum)

結構側推曲線是由側向位移與所對應結構物側向的抵抗力而形成的函數所繪製出的曲線，也就是棧橋式碼頭基底剪力-頂層變位關係圖，用以代表碼頭的受震行為，ATC-40 規定，以結構基本振態分佈豎向力進行結構側推分析，求得結構基底剪力對應結構物頂層位移。為了方便對照地震需求震譜，基底剪力轉變為譜加速度而頂層位移轉換為譜位移，也就是 ADRS 轉換。

結構側推分析為逐步靜力加載，來求取棧橋式碼頭之側推曲線，許多的結構分析商業軟體皆有提供此項功能，且分析程序皆大致相同，所以本文僅介紹結構非線性側推分析之一般程序，其分析流程步驟如下：

- ① 建立結構物模型。
- ② 設定塑性轉角特性及位置。
- ③ 加上側向力，依規範豎向分配 或 基本振態分配。

$$F_i = (m_i h_i / \sum m_i h_i) V \quad (\text{豎向分配})$$

$$F_i = (m_i \phi_i / \sum m_i \phi_i) V \quad (\text{振態分配})$$

其中：  $F_i$  = 第  $i$  層之側向力

$m_i$  = 第  $i$  層之質量

$\phi_i$  = 正規化基本振態

- ④ 計算考慮垂直載重和側向力載重之桿件內力。
- ⑤ 調整側向力大小，讓桿件群組能調整在所需之次數程序內完成。  
因為當桿件達到它的容許強度後就不能承受多餘的側向力。
- ⑥ 紀錄基底剪力及控制點位移。
- ⑦ 修正降伏桿件的勁度。
- ⑧ 施加一個新的增量側力在修正後的結構上使其再產生桿件降伏。
- ⑨ 將側向力增量和其相對應的控制點位移增量，加到先前的紀錄中。
- ⑩ 重複步驟 7、8、9，直到控制點達到設定位移，所求得之結構側推曲線結果如圖 3.26 所示。
- ⑪ 經 ADRS 格式轉換後得到結構物之容量震譜，如圖 3.27 所示。

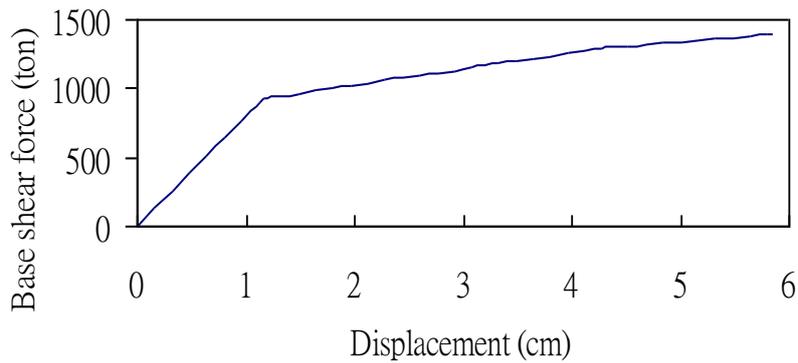


圖 3.26 棧橋式碼頭基底剪力與頂層位移關係圖

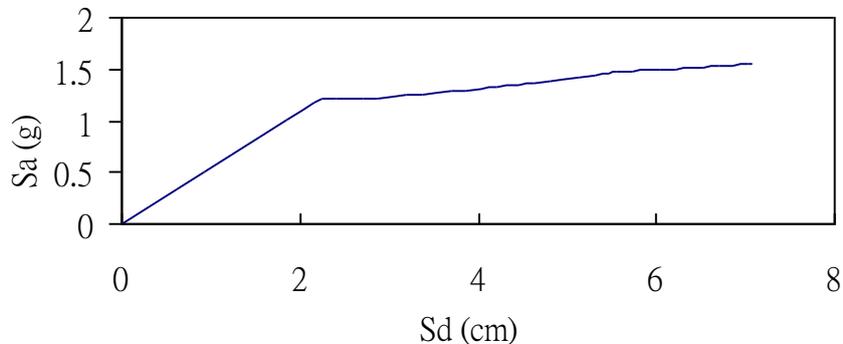


圖 3.27 棧橋式碼頭結構容量震譜(Capacity spectrum)

(5)性能點(Performance Point)

性能點(performance point)代表結構物在承受之地震強度下的最大反應。性能點為已表示成 ADRS 座標格式的結構側推容量震譜及地震需求震譜迭代計算而得。其中彈性地震需求震譜隨著結構物進入非線性區域，因構件降伏而使得週期延長且勁度降低，非彈性變形消散部份地震能量，使得結構物耐震能力需求減少，允許依結構韌性程度折減地震需求震譜。當折減後之非彈性地震需求震譜及結構側推容量震譜迭代產生交點時，該點便為性能點。其流程如圖 3.28。

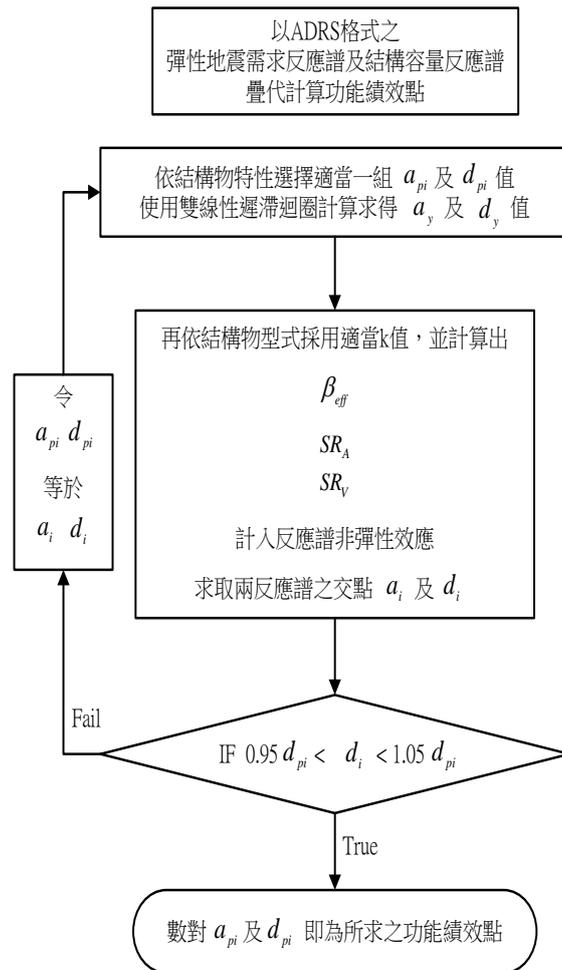


圖 3.28 ATC-40 迭代計算性能點流程圖

其中 $(a_{pi}, d_{pi})$ 表示容量震譜上第  $i$  組數對， $(a_y, d_y)$ 則為降伏數對。

彈性地震需求震譜因有效阻尼的作用折減為非彈性地震需求震譜，由前述之內容可知其允許折減幅度由 $SR_A$ 及 $SR_V$ 兩因子來控制。前者為地震需求震譜中加速度為定值部分之折減因子，而後者是速度為定值部分之折減因子。

地震需求震譜是在結構物工址處 5%阻尼比之反應譜，當結構有效阻尼超過 5% 阻尼比時，有效阻尼將會使地震需求折減。另外，結構物耐震的特性則由結構側推容量震譜來表示，如此便可決定結構物的性能點，亦為其最大反應，圖 3.29 將可輔助說明之。

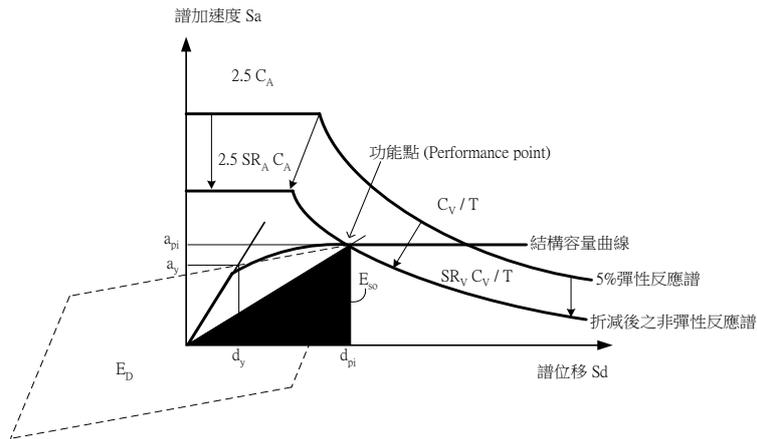


圖 3.29 ATC-40 疊代計算性能點示意圖

此外前述之 R-T- $\mu$  修正方法，亦可按照上述 ATC-40 的迭代方法使用之，運用時僅將折減因子  $SR_A$  及  $SR_V$  更改為 R-T- $\mu$  修正法中之折減係數 R 即可，其迭代流程以圖 3.30 說明之。

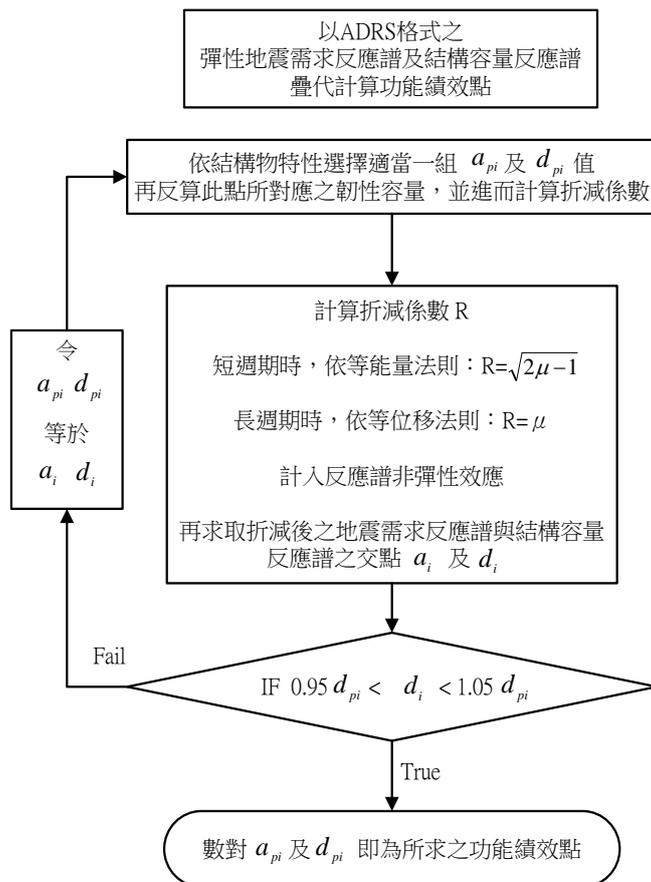


圖 3.30 R-T- $\mu$  修正法疊代計算性能點流程圖

#### (6)由性能點之結構反應檢核性能水準要求

由上述容量震譜法產生性能點時，其整體結構行為代表著棧橋式碼頭的最大反應，此時可依其各部構件之應力或應變狀態去判定所設計之碼頭的受震反應是否滿足性能可接受標準。

### 3.3.3 動力分析法

為求取棧橋式碼頭在實際地震作用下的受震反應，可由有限元素法程式來進行非線性動力歷時分析，分析時考慮棧橋式碼頭之土壤與結構互制作用。結構之模擬亦採用基樁產生塑性鉸，來模擬棧橋式碼頭之非彈性行為，土壤可採用雙線性土壤彈簧來模擬。棧橋式碼頭受震反應分析屬於典型之土壤與結構互制問題，分析時為了保守之故，可採用 Winkler 基礎模式來考慮柔性基礎效應。

至於基礎之阻尼與散射效應，由於較為複雜，且通常會造成結構物實際承受之地震強度，較地表自由場運動為低，因此若直接以地表加速度歷時作為輸入運動是較保守的設計。

另外所輸入的地表加速度歷時應為符合規範彈性設計反應譜之人造地震歷時，一般製作人造地震歷時之規定，其必須能反映工址之實際地震特性，歷時分析每一方向地動分量須使用至少三個不同地震事件下與工址附近測站設計反應譜相符之地震紀錄，並取各主軸反應最大者為設計依據。非線性分析時，須同時輸入三正交方向地動分量之地震歷時。近斷層水平地震記錄應能反應其近斷層地震特性，且應轉換為垂直於斷層方向之平面主方向。針對任一組人造地震歷時，其 5% 阻尼比之譜加速度值在 0.2T 至 1.5T 週期範圍內不得低於設計地震規定之譜加速度值之 90%，且在此週期範圍內之平均值不得低於上述規定之譜加速度值之平均值，其中 T 為所考慮方向橋梁之基本振動週期。

利用非線性動力歷時分析，其優勢為可以充分考量真實情況，獲得可信的受震反應結果，但其運算成本耗費過於龐大乃最大缺點。

### 3.4 土壤液化評估

由於土壤液化為港灣構造物，特別是重力式碼頭受損主要原因之一，目前對砂質土壤液化之定義、影響因素、評估條件、評估或判定方法以及防治與處理之方法，國內現行港灣構造物設計基準已有明確之規定，但鑑於國內所採行之土壤液化評估方法眾多，各種評估方法各有所長，目前不宜強行統一，因此本研究僅列出既有規範與其他研究文獻中較典型方法，以供參考。

#### 3.4.1 概說

土壤液化係指當充滿地下水而飽和的疏鬆細砂或砂質粉土，在地震力或反覆振動作用下，發生土壤結構的改變，同時，土壤顆粒間隙變得較緊密，加上地震搖擺的速度大於一般砂土能將多餘的地下水排出的速度，使得土壤中的孔隙水壓逐漸上升，致使土壤之有效應力減低，當土壤中的孔隙水壓升高到與土壤顆粒所承受的垂直壓力相等時，亦即有效應力為零，土壤將喪失其原有剪力強度而成液態化，即稱為「土壤液化」。

土壤發生液化時，較顯著者，會發生噴砂、噴水、構造物基礎產生嚴重下陷、傾斜、地表被水壓力擠壓等現象；較輕微者，則僅造成地層下陷及基礎不均勻沈陷等現象。

影響土壤液化之因素[賴聖耀等 2002<sup>[36,37,38]</sup>]包括：相對密度(密度越高者越不易液化，<50%者易發生液化、>70%不易液化)、土壤顆粒特性如大小、級配與形狀(細砂較粗砂粉土易液化、級配均勻者較級配優良者較易液化、球型較其他形狀之顆粒液化之可能性較大)、土壤種類(砂土液化可能性最大)、地下水位(地下水位高者易液化)、細料含量(等相對密度下，細料含量增加可降低土壤液化潛能)、細料塑性指數(液化阻抗隨塑性指數增加而提高)、有效圍壓(深層土圍壓較大，液化阻抗較高)、振動延時與強度(延時越長、強度越大，液化潛能越高)、擾動(緊密砂受擾動後變疏鬆，易液化；疏鬆砂受擾動後變緊密，液化阻抗提

高)、應力歷史(曾受過小規模地震之土層，因互鎖作用使得液化阻抗提高)、過壓密比(此值越高，液化阻抗越大)。

由於碼頭構造物係常建築在屬於沖積土層之臨海地區，而建造過程中也常以抽砂來填碼頭後線陸地，這些土層最可能發生液化現象，而過去的震害也顯示，因土壤液化而造成碼頭破壞之情形很常見，所以港灣構造物之耐震設計中，在概念設計階段對工址進行土壤液化潛能之分析以及設計初步完成後之液化檢討非常必要。

### 3.4.2 土壤液化潛能之評估

液化潛能評估的方法有很多種，因數值分析法之運算過程較為複雜，故一般最常使用的是「簡易分析法」，此種分析方式是累積許多理論分析、室內及現地的試驗與震災案例之研究綜合成果。基本上，簡易法可以分為兩大部份：第一部份為利用設計基礎時所用之地表最大加速度 PGA，以半經驗之簡易公式估計現地土層在遭遇地震時所承受之反覆剪應力比(CSR)；第二部份係估算土層之液化阻抗(CRR)，評估土層液化阻抗的方法有相當多種，其方法又分室內試驗法及現地試驗法，室內試驗包括動態三軸、反覆直剪、反覆中空扭剪等，利用現地試驗的結果則包括 SPT-N 值、CPT-qc 值、震測剪力波速 Vs 等，根據選定的分析方式而採用適當的地質調查方法。

以下對較常用之方法作簡要說明：

1. 簡易判斷法 (可參考國內現行規範)
2. SPT-N 法

SPT-N 法基本上是根據土壤鑽探時之標準貫入試驗打擊數 N 來評估土壤液化之潛能，由於 SPT-N 法是最早發展的現地強度試驗法，且土層資料的完整性較高，故 SPT-N 被認為是較可靠的評估參數，其中最典型的方法包括：

(1)T&Y 法 [Tokimatsu 與 Yoshimi 簡易經驗法, 1983]<sup>[17]</sup>

(2)Seed et al. 簡易經驗法 [1985]<sup>[16]</sup>

(3)JRA 法 [日本道路協會簡易經驗法 2002]<sup>[22]</sup>

(4)CBC 法 [中國大陸簡易經驗法, 1989]<sup>[23]</sup>

國立成功大學土木工程學系倪勝火與賴宏源先生所著「常用液化評估法對 921 地震案例適用性探討」<sup>[32]</sup>一文對以上各法以及 Arias 震度經驗準則法之評估流程與方法作了較好說明，並且應用來評估南投及彰化地區在集集地震中土壤液化潛能後指出：當 PGA 較高時，各方法評估之液化潛能均較高而差別不大；若液化區細料含量比例較高，但 SPT-N 值不高時，Seed et al.經驗準則法比其他方法來得保守；對於粉土含量高之土層，JRA 法與 T&Y 法均低估土壤液化潛能；CBC 法較適合粉土含量較高之地區，有待國內研究加以借鑑並修正；Arias 震度簡易經驗法較不合理而不建議採用。黃俊鴻與陳正興(1999)<sup>[33]</sup>所著國家地震工程研究中心報告 NCREE-99-043「土壤液化機率分析法之研究」建議採用 T&Y 法作為基本液化潛能評估方法，其原因在於：(a)該法對於低 SPT-N 值較高 SPT-N 值砂土抗液化強度之估計較合理；(b)考量細料對抗液化強度之影響方式較合理；(c)對液化後土質參數之折減有考量緊密砂土反覆流動性之特性。JRA 法為目前國內公路橋梁及建築物耐震設計規範所採用之評估方法，但李咸亨、吳志明與郭政彥等人之研究<sup>[29]</sup>探討包括以上各法及 NCREE[1997](註：該方法係 1996 年美國國家地震工程研究中心支助研究後，對 Seed et al.簡易法之修正版)等十種液化評估方法後指出：Seed et al.1985<sup>[16]</sup>之預測方法最適合作為國內液化評估規範。

### 3. CPT- $q_c$ 法

基本上，此法之精神與 SPT-N 法一樣，其差別僅在於改使用圓錐貫入阻抗  $q_c$  作為評估之參數，具體內容及設計流程可參考 SPT-N 法。

#### 4. 震測剪力波速 $V_s$ 法

此法為 Tokimatsu<sup>[17]</sup>經由試驗證明與剪力波速 $V_s$ 相關之最大剪力模數與抗議化強度間有良好之關係，而發展出以現地震測之剪力波速 $V_s$ 為參數來評估液化潛能之方法，可參考國家地震工程研究中心報告 NCREE-01-017 及營建署「建築物基礎構造設計規範」第十章，在此不詳述。

本所(交通部運輸研究所港灣技術研究中心)「港灣地區大地監測調查與液化防治之研究」<sup>[36]</sup>探討應用機率分析法來評估土壤液化潛能，該研究計畫除評估港區沖積土層及回填新生地液化潛能及地表沉陷外，並積極推動港區地震及液化監測系統建置。地震監測係在港區選擇適當地點鑽井至不等深度，埋設地震計，以量測地震資料，分析地層震波之傳遞特性及放大效應。液化監測則是在港區設置觀測井，設置水壓計量取地震時動態孔隙水壓及動態沉陷行為，作為評估液化潛能及地表沉陷之依據。目前已完成高雄港、安平港、布袋港、臺中港、臺北港及蘇澳港之地震及液化監測系統建置工作。

土壤液化潛能之分析不僅在工址可建性之分析中具有重要作用，在具體設計階段，初步設計確定斷面尺寸以後，再檢討液化對結構物之影響並施行對策也是不可缺少的一環。以上主要介紹現行設計中常用之「簡易分析法」，在性能設計法中，所採用之土壤液化潛能分析方法，如同在具體設計階段所採用不同複雜等級之數值分析方法一樣，與耐震結構之重要性、性能設計流程之設計階段以及所考量性能目標之高低有關。

#### 3.4.3 國內港灣構造物設計基準之規定

一般地質調查土層若符合以下條件之一時，則土層可能發生液化潛能，需參照本規範所建議之液化評估方式作進一步之分析。

1. 地表下 20m 以內之沖積土層且地下水位在地表下 10m 以內。
2. 過#200 篩細料含量 FC(%) 在 35% 以下。

3. FC(%)在 35%以上，但黏土含量 PC(%)在 12%以下。

4. 塑性指數 PI(%)在 15%以下。

國內港灣構造物設計基準之規定有關砂土層液化分析，如圖 3.31 所示，可採取下列三種方法。

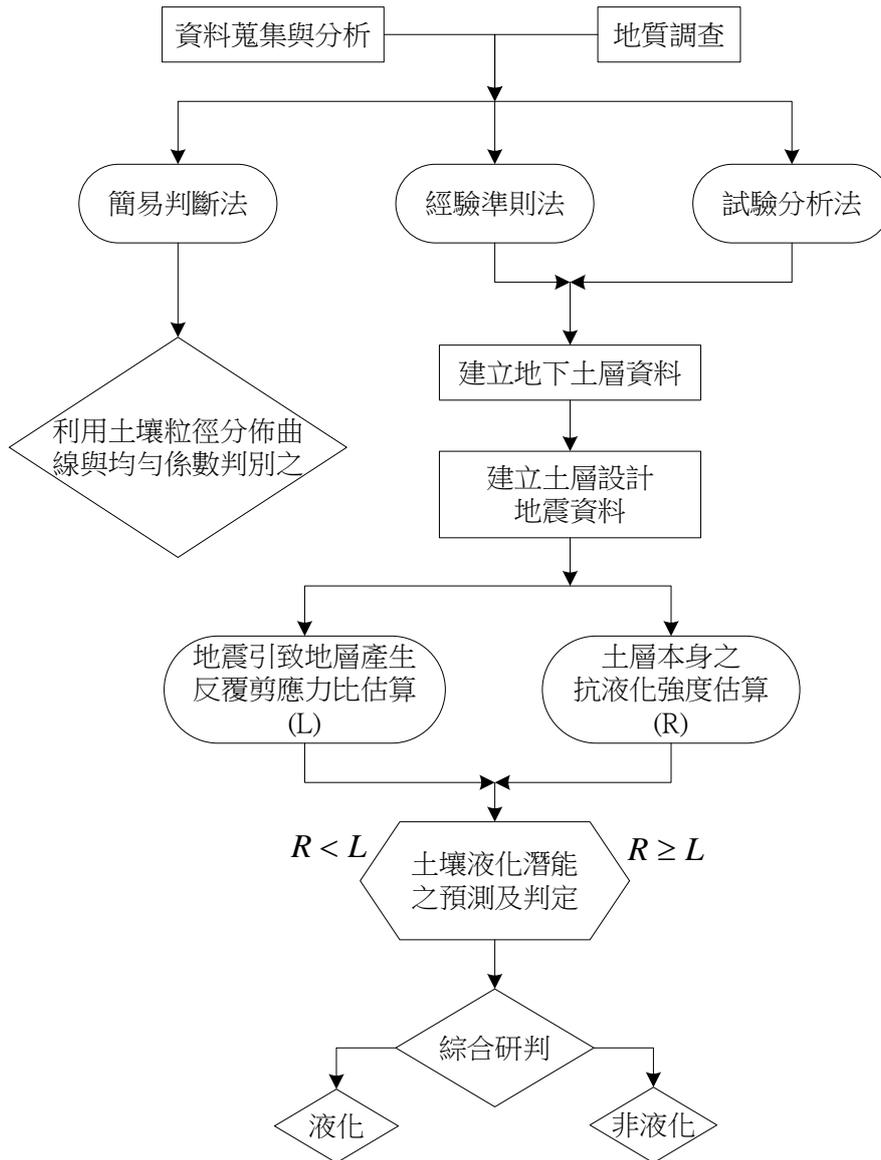


圖 3.31 液化潛能分析流程圖

## 1. 簡易判斷法

簡易判斷法液化之預測及判定，是依據土壤粒徑分佈進行土壤分類。利用均勻係數  $U_c = D_{60}/D_{10} = 3.5$  為基準作為分野之依憑，由圖 3.32 判別之。

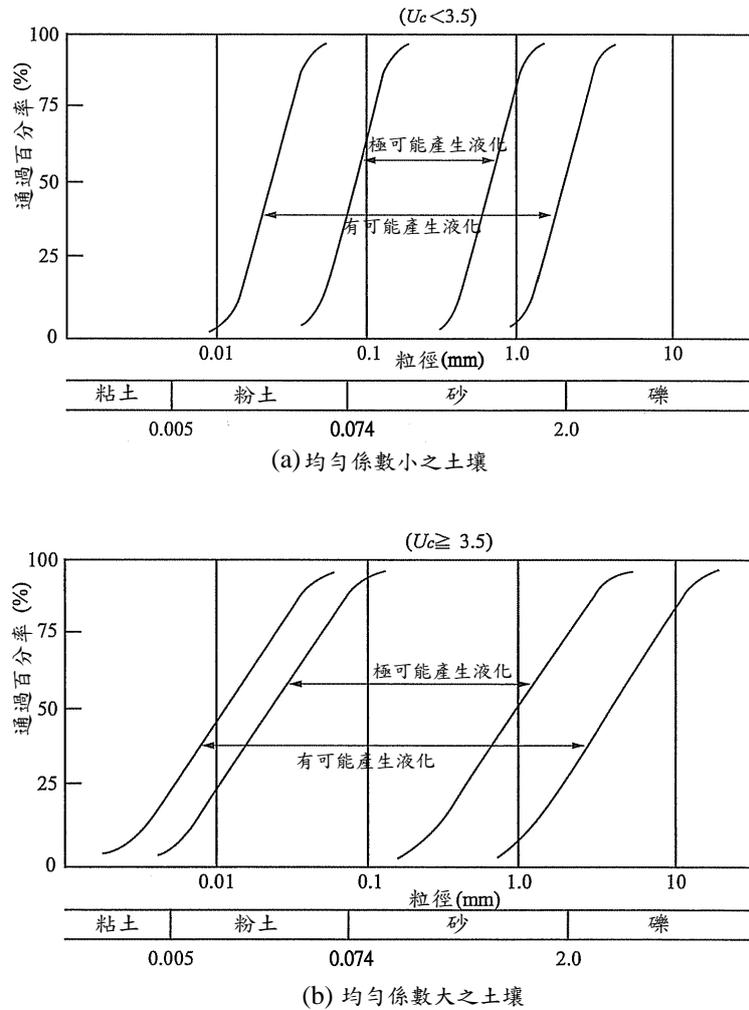


圖 3.32 現行港灣構造物設計基準土壤粒徑與土壤液化分析圖

資料來源：港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明<sup>[25]</sup>

## 2. 經驗準則法

經驗準則法土壤液化潛能預測及判定方式，是採用現地試驗參數標準貫入試驗打擊數(SPT-N 值)及細料含量作為砂土抗液化強度之預測。

### 3.試驗分析法

依據土壤粒徑與 SPT-N 值檢討地盤是否會液化，其結果無法確實判定，或屬重大港灣結構物工程時，建議採用試驗分析法進行液化之預測及判定。

試驗分析法土壤液化預測及判定方式，首先應進行地盤之地震反應解析，求得地震時土壤內之剪應力；及採用現地不擾動土樣進行動力三軸試驗，求得地盤之動態抗剪強度，比較二者之大小，進行地盤液化之預測及判定，以確保港灣工程結構物之安全。其液化潛能分析評估步驟如下：

#### (1)建立地下土層資料

使用本分析法所需各土層之資料包括地下水位深度、每一土層之厚度、SPT-N 值、取樣位置、土壤比重、孔隙比和含水量。

#### (2)建立土層設計地震資料

分析所需之地震資料主要有土層液化評估地區之地震規模及水平地震最大地表加速度。

#### (3)地震引致反覆剪應力比計算

對於地盤之地震反應解析，可使用地盤反應解析程式如 SHAKE 程式(Wave Equation)、MESH 程式(2-D,3-D,FEM)等，考慮設計地震及地盤特性，估計不同深度地盤所承受地震作用引致的反覆剪應力比及等值反覆作用次數。

#### (4)土壤抗液化強度之剪應力比

對於地盤之抗液化強度應採用現地高品質不擾動土樣進行動力三軸試驗，求取不同深度土壤抗液化強度曲線。另由不同地震規模可概略估算轉換為等值反覆作用循環數，評估不同深

度地盤土壤抗液化強度之剪應力比 $((\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma'_c})_t$ 。

考慮動力三軸試驗與現地土壤應力狀況之差異及土壤試體之擾動等因素，動力三軸試驗所得土壤抗液化強度之剪應力比，可以下式修正為現地土壤抗液化強度之剪應力比。

$$(\frac{\tau_1}{\sigma'_v})_f = C_r (\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma'_c})_t$$

$C_r$ ：修正係數，考慮試體之應力情況與試驗過程等綜合影響，認為 $C_r$ 值隨土壤相對密度而變化。

$\sigma'_v$ ：垂直有效覆土壓力(kN/m<sup>2</sup>)。

$\sigma_{dc}$ ：動力三軸試驗所施加之反覆應力(kN/m<sup>2</sup>)。

$\sigma'_c$ ：動力三軸試驗所施加之有效圍壓(kN/m<sup>2</sup>)。

#### (5) 液化之預測及判定

比較地震時地層產生之剪應力比與土層本身抗液化強度之剪應力比，即可進行地盤液化之預測及判定。

#### (6) 綜合研判

地盤之液化潛能，需依各土層液化之預測及判定結果，綜合研判之。

工程師應根據港灣碼頭工程規模及重要性決定較適當之分析方法，若根據經驗法或較簡易的方法推估工地土層有液化潛能時，可採用較精密的液化分析方法再加以檢核確定，若仍有液化之可能時應即進行土層液化防治與處理，以維持應有的耐震性能水準。

### 3.4.4 耐震性能評估重點

距原地表面 3m 以內之黏土層及沉泥層，由單軸壓縮試驗或現地試驗推定其單壓強度為 20kN/m<sup>2</sup> 以下時，則視為土壤液化潛能評估上

之極軟弱土層。在地震來襲時受到強烈的擾動，致使其喪失大部份剪力強度，可視為容易液化之土壤，該等土層抗剪強度將無法對基礎之承載能力提供貢獻。

另外現行港灣構造物設計基準對地盤有液化潛能的重要港灣結構物耐震設計，其要求應對土壤參數進行折減，但折減方式係由工程師應進行相關試驗研究分析後決定。另值得一提的是，國內橋梁及建築耐震設計規範對於液化土壤參數折減有其相關規定，兩者皆係參考「日本道路橋示方書 V 耐震設計篇」之作法，採用液化抵抗率  $F_L$  進行判斷，而國內針對碼頭土壤參數折減之相關研究則較少。

此處土壤參數係指地盤反力係數，極軟弱粘土層及沉泥層之強度與承載能力在地震時可能無法提供貢獻，故將耐震評估用土壤參數設為零。另在地震時承載力降低之土層，其土壤參數須予折減，故對於土壤條件差的土層，須採取基礎貫入深度加大，勁度增加，土壤改良等必要措施，以增進棧橋式碼頭之耐震性。而對於重力式碼頭設置於液化地盤上，則土壤液化會使其發生無法預測之大位移而導致碼頭破壞，因此應避免於易發生液化之地盤上設置沉箱式碼頭。若易液化之地盤經改良後，確認地盤液化潛勢已顯著降低，則可允許其設置於改良後之地盤上。

本研究建議在等級 I 地震下，工址土壤不允許發生液化。在等級 II 與 III 地震下，液化的機會大增，若硬性規定不得液化，土質改良的處理費用可能所費不貲，故規定容許液化發生，但必要時須降低基面，並以折減後之土壤參數求算基礎等值勁度，重新分析檢核其安全性。另外由於基面下降，基樁之塑鉸位置亦可能會下降，因此在棧橋式碼頭分析時，應於原基面至降低後之基面範圍間增設塑性鉸加以分析，以便對構材進行圍束箍筋之設計，以因應塑鉸發生的可能。

地盤產生液化的過程及結構物之反應均很複雜，故應同時考量液化與不液化二種狀況，並取較為嚴格的分析結果作為評估之依據，一般而言土壤液化評估方法的選用，應按碼頭之重要度及設計地震等級

而定，本研究參考國內現行港灣構造物設計基準，並對應國際航海協會耐震性能設計規範之規定，建議如表 3-7。

表 3-7 各類土壤液化評估方法之應用時機

碼頭重要度 地震等級	特定級	A 級	B 級
等級 I (中度地震)	—	簡易判斷法 經驗準則法 試驗分析法	簡易判斷法 經驗準則法 試驗分析法
等級 II (475 年回歸期地震)	試驗分析法	試驗分析法	經驗準則法 試驗分析法
等級 III (2500 年回歸期地震)	試驗分析法	試驗分析法	經驗準則法 試驗分析法

依據公路橋梁耐震設計規範之規定，判定可能產生液化之土壤，應將其土壤參數乘以折減係數  $D_E$ ， $D_E$  值詳見表 3-8 所示。其中  $D_E = 0$  之土層即為耐震設計用土壤參數為零之土層。

表 3-8 土壤參數之折減係數  $D_E$

$F_L$ 之範圍	距地表面之深度 $x$ (m)	土壤抵抗液化強度與有效覆 土壓力之比值 $R_s$	
		$R_s \leq 0.3$	$R_s > 0.3$
$F_L \leq \frac{1}{3}$	$0 \leq x \leq 10$	0	1/6
	$10 < x \leq 20$	1/3	1/3
$\frac{1}{3} < F_L \leq \frac{2}{3}$	$0 \leq x \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < x \leq 20$	2/3	2/3
$\frac{2}{3} < F_L \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	1
	$10 < x \leq 20$	1	1

資料來源：公路橋梁耐震設計規範

$R_s$  可以參考式(3-52)， $\sigma'_0$  為有效覆土壓力(kgf/cm<sup>2</sup>)，FC 為細料含量：

$$R_s = \begin{cases} 0.0882 \sqrt{N_a/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882 \sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \times (N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases} \dots\dots\dots(3-52)$$

$$N_a = C_1 N_1 + C_2 \dots\dots\dots(3-53)$$

$$N_1 = 1.7 \times \frac{N}{(\sigma'_0 + 0.7)} \dots\dots\dots(3-54)$$

$$C_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 40)/50 & (10\% \leq FC < 60\%) \\ FC/20 - 1 & (60\% \leq FC) \end{cases} \dots\dots\dots(3-55)$$

$$C_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC - 10)/18 & (10\% \leq FC) \end{cases} \dots\dots\dots(3-56)$$

本節所謂土壤參數係指地盤反力係數。距地表面 10 公尺以內之土層性質，對結構物水平抵抗能力之影響甚大，多數震害之產生均起自於此，對於較深之地盤，其振動較小，土壤深度在 10 公尺以下之土層產生完全液化之案例實在很少，故以 10 公尺為界限作為折減係數  $D_E$  之變化依據。

## 第四章 既有板樁式碼頭性能評估探討

本章將以高雄港#45 既有板樁式碼頭為實例，依據當初結構設計的相關資料來歸類碼頭之重要等級，再依本研究第三章建議之性能評估流程及方法，評估既有碼頭結構物之耐震性能。

### 4.1 案例基本資料

高雄港#45 號板樁式碼頭之斷面圖如圖 4.1 所示，一般條件、自然條件、材料條件及簡化土層資料等基本設計資料<sup>[24]</sup>，說明如下。

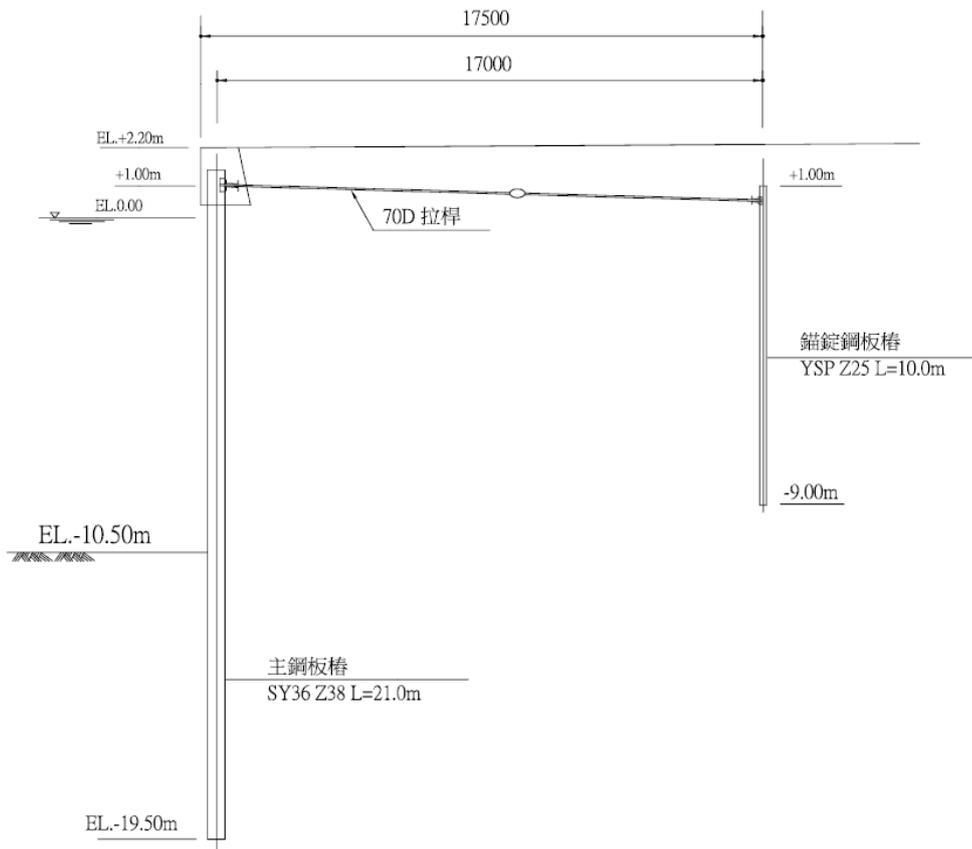


圖 4.1 碼頭現況斷面示意圖

資料來源：臺灣港務公司提供本研究整理

### 1. 一般條件

碼頭泊船噸位：65,000D~70,000 DWT

水深：EL. -10.50m

岸肩高程：EL. +2.2m

繫船柱能力：曲柱 45t

地震力：水平震度 0.1 ，垂直震度 0

超載：常時  $1\text{t/m}^2$ ，地震時  $0.5\text{t/m}^2$

### 2. 自然條件

潮位：M.H.W.L. EL.+1.6m

M.L.W.L. EL. +0m

背填料(水力回填部分) $\phi = 30^\circ \sim 34^\circ$

### 3. 材料性質

主板樁與錨碇樁皆採用 SY36-Z38 與 SY36-Z45 兩種型號之鋼板組成複合斷面，複合斷面板樁構材相關資料如表 4-1 所示。

表 4-1 主板樁及錨碇樁構材材料參數表

	斷面積 A	斷面二次矩 I	斷面係數 Z	降伏強度 $\sigma_y$
SY36-Z38 與 SY36-Z45 複合斷面	$338\text{cm}^2/\text{m}$	$151,400\text{ cm}^4/\text{m}$	$4,175\text{ cm}^3/\text{m}$	$3,600\text{ kg/cm}^2$

資料來源：臺灣港務公司提供本研究整理

本案例碼頭採 SS50 型號之單支拉桿 (TIE ROD)，並以每 1.6m 的間距錨碇板樁，拉桿材料參數表如表 4-2 所示。

表 4-2 拉桿材料參數表

	直徑(cm)	破壞強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	降伏點應力強 度(kg/cm <sup>2</sup> )	容許應力強度(kg/cm <sup>2</sup> )	
				平時	地震時
SS50 拉桿	7	5,000	2,800	1,120	1,680

#### 4. 土層資料

依據碼頭後線地質鑽探資料簡化設計土層，整理出碼頭耐震性能評估相關土壤參數如圖 4.2 所示，各土層土壤相關參數整理如表 4-3 所示。

表 4-3 碼頭陸上區土壤參數

深度 (m)	厚度 (m)	$r_t$ (t/m <sup>3</sup> )	C (t/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (deg.)
1.13	1.13	2.03	0	30
6.8	5.67	2.03	0	30
9.15	2.35	2.05	0	32
11.4	2.25	1.94	0	31
21.8	10.4	2.66	0	34

資料來源：臺灣港務公司提供及本研究整理

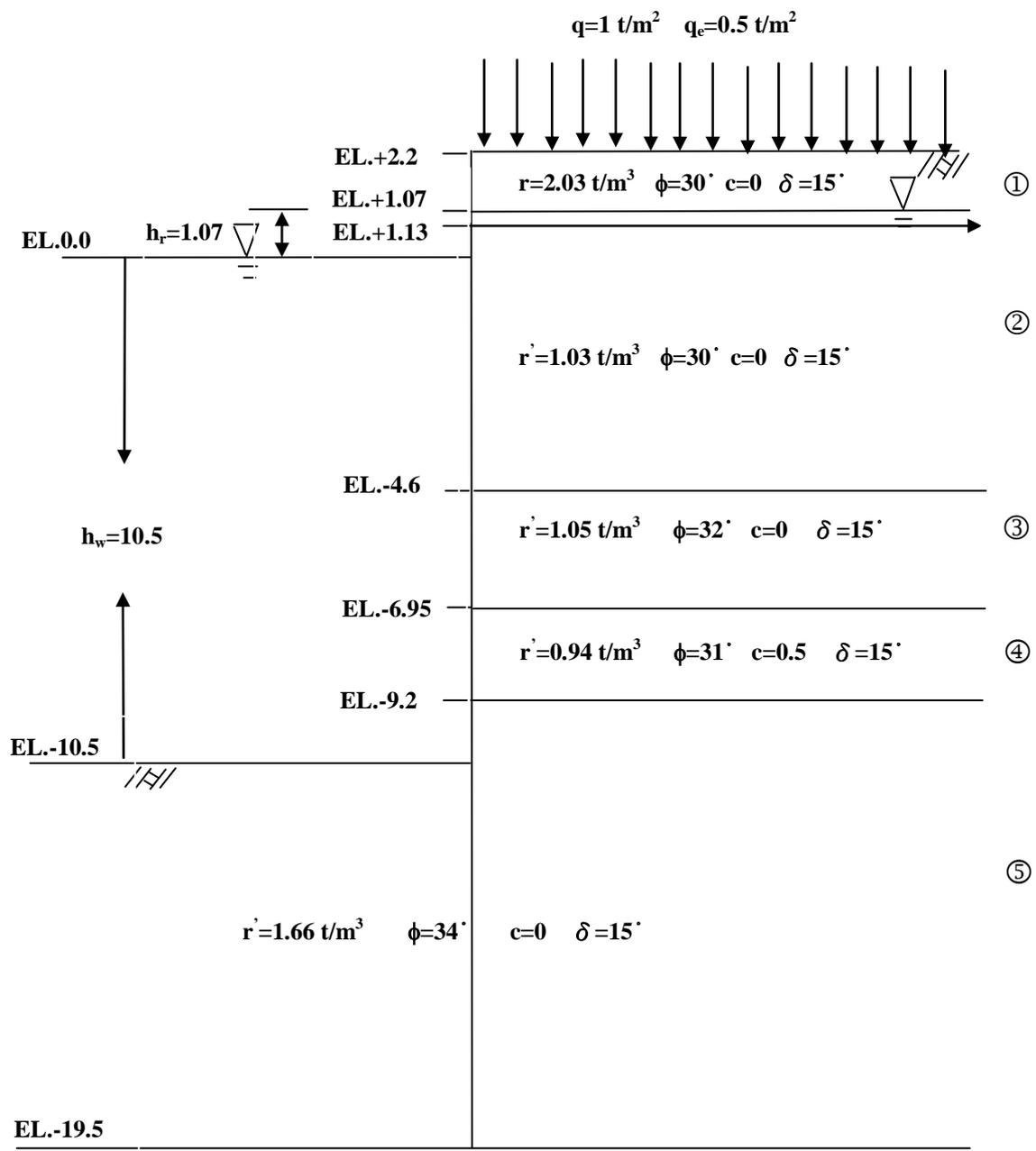


圖 4.2 碼頭各土層土壤參數示意圖

資料來源：本研究整理

## 4.2 性能目標

選擇性能目標應針對港埠特性、結構物之功能考慮其所擔負之角色，在震災發生時，所應提供之功能，是作為緊急物質運送或維持地區經濟社會活動，亦或防災據點等，根據此功能之不同提出不同之選擇建議。

本研究之案例為既有板樁式碼頭構造物，依「港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿）」所建議之性能等級分為 S、A、B 與 C 四級如表 2-23 所示，根據不同碼頭之用途提供建議適用之性能等級，查高雄港 45 號碼頭目前為大宗貨物進出口使用，現況如圖 4.3 所示，依表 2-23 可歸類為散雜貨碼頭，故碼頭重要度等級之分類，可屬於 B 級碼頭，故本案例將以 B 級碼頭之性能目標來評估其耐震性能是否滿足需求。



圖 4.3 高雄港 45 號碼頭現況照片

依「港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿）」規定，查得 B 級碼頭耐震性能目標如表 4-4 所示，僅需檢核等級 I 及等級 II 地震下之性能等級，並依表 3-1 選用合適之分析法驗證等級 I 及等級 II 地震下之耐震性能，最後再依表 4-5 檢核是否合乎板樁式碼頭性能可接受標準，以做為後續維護管理之參考。

表 4-4 本案例 B 級碼頭之耐震性能目標

地震力等級	損壞等級(性能等級)		
	等級 I (可使用)	等級 II (可修復)	等級 III (接近崩塌破壞)
等級 I (迴歸期約 50 年)	B		
等級 II (迴歸期約 475 年)			B
等級 III (迴歸期約 2500 年)			

表 4-5 板樁式碼頭性能可接受標準

參數		性能等級	等級 I	等級 II	等級 III
殘餘變位	板樁變位	正規化水平位移 d/H	<1.5% 或 d<30cm	不需檢核	不需檢核
		向海側傾斜角	<3°	不需檢核	不需檢核
	岸肩變位	岸肩沉陷量	<10cm	不需檢核	不需檢核
		岸肩與後線陸地之沉陷差	<70cm	不需檢核	不需檢核
		向海側傾斜角	<3°	不需檢核	不需檢核
最大反應下之應力或應變	基盤面以上板樁		彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限	塑性，不超過韌性容量或應變極限
	基盤面以下板樁		彈性	彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限
	錨碇拉桿(鋼索)		彈性	彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限
	錨碇設施		彈性	彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限

### 4.3 等級 I 地震驗證分析-簡化分析法

簡化分析法是以擬靜力的分析方式，將地震力視為施加於構造物側向的靜態慣性力，去模擬分析結構物受地震力作用下之動態反應，故對於 B 級重要度等級之結構，此類分析法可適用於所有地震等級作用下之性能評估；但對於 A 級重要度等級之結構，則僅能應用於等級 I 地震力作用下之初步設計階段或服務使用性之評估，如表 3-1 所示。

由於本案例為 B 級之結構物，依據上述的說明，簡化分析法僅適用於本案例等級 I 地震力作用下之耐震性能評估，相關評估步驟說明如下：

#### 4.3.1 設計地震力

等級 I 的地震力(中度地震)依本研究建議採用 50 年回歸期的地震力，因 50 年回歸期的地震力計算公式目前基準(建築規範與港灣設計基準)並未訂定，而由本研究之探討結果，回歸期 50 年之地震力約為 475 年回歸期地震力除以 3.25。本研究參考建築物耐震設計規範之臺灣地區震區短週期之設計水平譜加速度係數  $S_S^D$ ，因本案例工址位於高雄市前鎮區，查得  $S_S^D=0.6$ ，考慮震區工址之地盤效應，依其工址之平均 SPT  $N=11$ ，由建築物耐震設計規範之地盤分類表屬第三類地盤，並查得短週期結構之工址放大係數  $F_a=1.2$ ，計算  $S_{DS}=F_a*S_S^D=1.2*0.6=0.72$ ，因本案例碼頭結構依港灣設計基準歸類為剛性結構，故結構基本週期可視為趨近於零，依建築物耐震設計規範規定  $S_{aD}=0.4S_{DS}$ ，故計算得 475 年回歸期水平設計震度係數  $(K_{eh})_{475}$  為  $0.4S_{DS}=0.29$ 。所以 50 年回歸期水平設計震度係數  $(K_{eh})_{50}$  為  $0.29/3.25=0.09$ ，考量垂直地震力  $(K_{ev}=K_{eh}/2)$  影響，50 年回歸期設計震度係數  $(K_e)_{50}(=K_{eh}/(1-K_{ev}))$  經計算為 0.093。

#### 4.3.2 碼頭耐震能力

本案例碼頭耐震能力評估，係逐步地增加震度係數，透過一系列的穩定分析(包括板樁入土長度、板樁最大彎矩與錨碇力檢核)，計算出

當碼頭結構達到臨界穩定狀態時，所能夠承受的地震力大小，此即耐震性能評估的臨界震度係數  $K_t$ ，經本研究計算分析結果得本案例碼頭之臨界震度係數  $K_t$  約為 0.14，其步驟及驗證過程說明如下：

### 1. 殘留水位(R.W.L.)

依據案例基本資料之潮位資料計算得殘留水位。

$$\begin{aligned}
 R.W.L. &= \frac{2}{3}(M.H.W.L. - M.L.W.L.) + M.L.W.L. \\
 &= \frac{2}{3}(1.6 - 0) + 0 \\
 &= 1.07\text{m}
 \end{aligned}$$

### 2. 主板樁檢核

臨界震度係數( $K_t$ )為 0.14 時各土層之動態主動土壓力係數( $k_{ae}$ )及動態被動土壓力係數( $k_{pe}$ )，計算如表 4-6 所示。

**表 4-6 各土層動主動土壓力係數 ( $k_{ae}$ ) 及動被動土壓力係數 ( $k_{pe}$ )**

土層	$q_e$	$r'$	$\phi$	$c$	$\delta$	$K_t$	$\theta$ (徑度)	H(土層厚度)	$K_{ae}$	$K_{pe}$
1	0.5	2.03	30°	0	15°	0.14	0.14	1.13	0.40	-
2	0.5	1.03	30°	0	15°	0.28	0.27	5.67	0.53	-
3	0.5	1.05	32°	0	15°	0.28	0.27	2.35	0.49	-
4	0.5	0.94	31°	0	15°	0.28	0.28	2.25	0.53	-
5	0.5	1.66	34°	0	15°	0.28	0.22	10.4	0.41	5.11

#### (1) 入土長度檢核

依基準規定，板樁入土長度須滿足下式

$$S.F. \leq \frac{M_p}{M_a} \dots\dots\dots (4.1)$$

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

表 4-7 各土層動土壓力計算表( $K_t=0.14$ )

	動主動土壓值 ( $t/m^2$ )		動被動土壓值 ( $t/m^2$ )		土層厚度 (m)	動主動土壓力 $= \frac{\sigma_{ae}i1 + \sigma_{ae}i2}{2} \times H$ (t)		動被動土壓力 $= \frac{\sigma_{pe}i1 + \sigma_{pe}i2}{2} \times H$ (t)	
	$\sigma_{ae}$		$\sigma_{pe}$						
H1	$\sigma_{ae}11$	0.19			1.07	$P_{ae}1$	0.65		
	$\sigma_{ae}12$	1.03							
H2	$\sigma_{ae}21$	1.37			5.73	$P_{ae}2$	16.58		
	$\sigma_{ae}22$	4.41							
H3	$\sigma_{ae}31$	4.09			2.35	$P_{ae}3$	10.99		
	$\sigma_{ae}32$	5.26							
H4	$\sigma_{ae}41$	5.64			2.25	$P_{ae}4$	13.92		
	$\sigma_{ae}42$	6.73							
H5	$\sigma_{ae}51$	5.26	$\sigma_{pe}11$	0	10.4	$P_{ae}5$	90.59	$P_{pe}1$	332.06
	$\sigma_{ae}52$	12.16	$\sigma_{pe}12$	73.79					

表 4-8 各土層動土壓力對錨碇拉桿力矩計算表( $K_t=0.14$ )

	$P_{ae}(t)$ ①	與拉桿距離(m) ②	$M_{ae}(t-m)$ ①×②	$P_{pe}(t)$ ③	與拉桿距離(m) ④	$M_{pe}(t-m)$ ③×④
H1	0.65	0.35	0.23			
H2	16.58	3.43	56.9			
H3	10.99	7.02	77.14			
H4	13.92	9.30	129.5			
H5	90.59	16.28	1475	332.06	17.33	5754.64

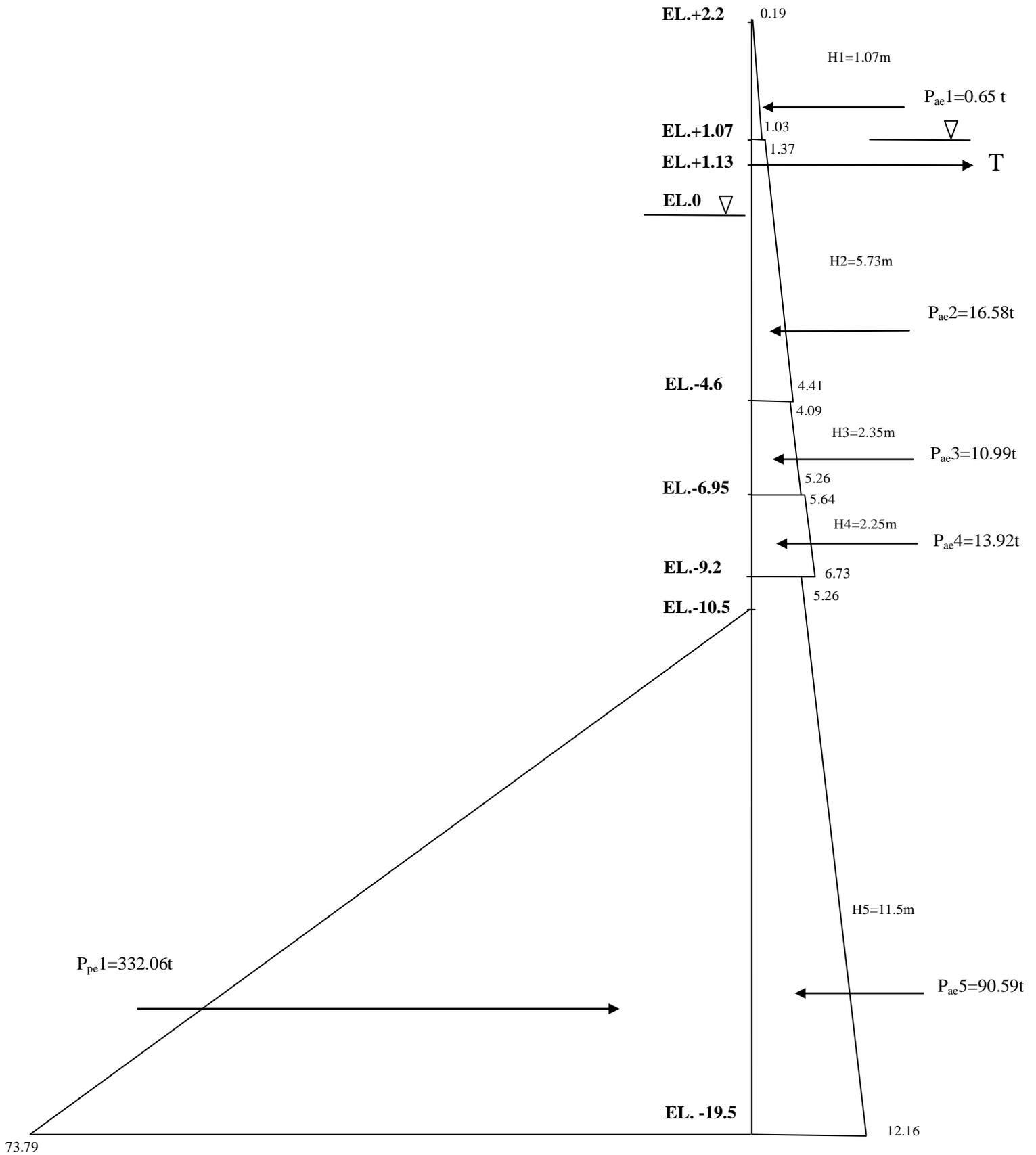


圖 4.4 板樁動土壓示意圖( $K_t=0.14$ )

殘留水壓對拉桿之力矩 ( $R_{wm}$ )

$$R_{wm} = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r * 2/3 + 1.13 - 1.07) + r_w * h_r * (h_w + H_5) * ((h_w + H_5) / 2 + 1.13 - 0)$$

$$= 226.7 \text{ t-m}$$

動水壓對拉桿之力矩 ( $D_{wm}$ )

$$D_{wm} = 7/12 * K_t * r_w * h_w^2 * (3/5 * h_w + 1.13 - 0)$$

$$= 7/12 * 0.14 * 1 * 15 * 15 * (3/5 * 15 + 1.13 - 0)$$

$$= 66.9 \text{ t-m}$$

$$S.F. = \frac{M_{pe1}}{M_{ae2} + M_{ae3} + M_{ae4} + M_{ae5} + R_{wm} + D_{wm} - M_{ae1}} = 2.83 \dots\dots\dots (4.2)$$

經計算檢核，在臨界震度係數  $K_t=0.14$  的狀況下，各土層土壓力如表 4-7 及圖 4.4 所示、各土層對錨碇拉桿之力矩如表 4-8 所示，驗證結果板樁入土長度安全係數為 2.83，如 4.2 式所示，符合基準規定地震時須大於 1.2 之規定。

## (2) 主板樁最大彎矩與錨碇力檢核

依基準規定作用於板樁之最大彎矩，係假設板樁為以拉桿裝設位置及海底面為支承之簡支梁，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 4.5 所示，來計算錨碇力 (T)，進而求取主板樁之最大彎矩。

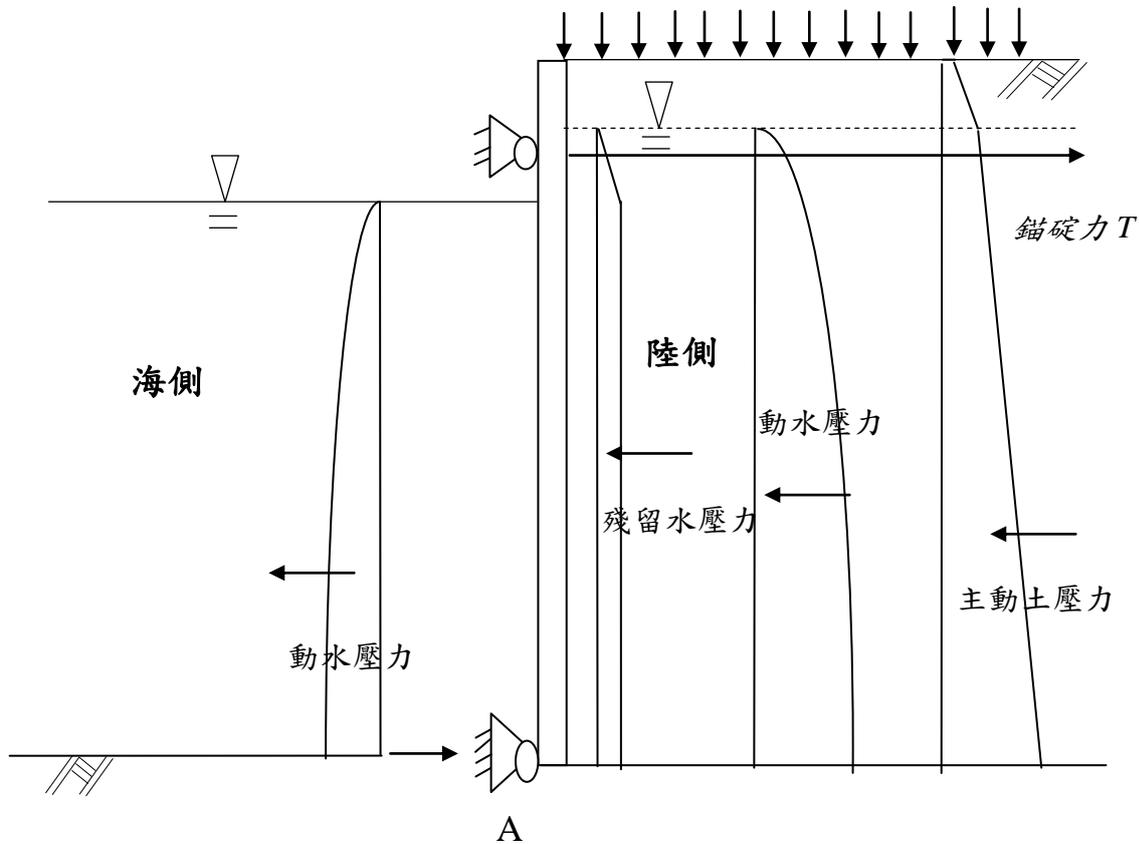


圖 4.5 板樁最大彎矩計算示意圖<sup>[34]</sup>

背填動主動土壓力對 A 鉸點之力矩( $P_{aem}$ )

$$\begin{aligned}
 P_{aem} &= P_{ae1} \times (((2 \times \sigma_{ae11} + \sigma_{ae12}) / (\sigma_{ae11} + \sigma_{ae12})) \times H_1 / 3 + H_2 + H_3 + H_4) \\
 &+ P_{ae2} \times (((2 \times \sigma_{ae21} + \sigma_{ae22}) / (\sigma_{ae21} + \sigma_{ae22})) \times H_2 / 3 + H_3 + H_4) \\
 &+ P_{ae3} \times (((2 \times \sigma_{ae31} + \sigma_{ae32}) / (\sigma_{ae31} + \sigma_{ae32})) \times H_3 / 3 + H_4) \\
 &+ P_{ae4} \times ((2 \times \sigma_{ae41} + \sigma_{ae42}) / (\sigma_{ae41} + \sigma_{ae42})) \times H_4 / 3 \\
 &= 174.75t - m
 \end{aligned}$$

殘留水壓對 A 鉸點之力矩 ( $R_{wm}$ )

$$R_{wm} = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r / 3 + h_w) + 0.5 * r_w * h_r * h_w * h_w = 64.98 t-m$$

動水壓對 A 鉸點之力矩 ( $D_{wm}$ )

$$D_{wm} = 7/12 * K_t * r_w * h_w^2 * (2/5 * h_w) \\ = 37.82 \text{ t-m}$$

$$T = \frac{P_{aem} + R_{wm} + D_{wm}}{11.63} = 23.86 \text{ t/m}$$

$$T * \text{拉桿間距} = 23.86 * 1.6$$

$$= 38.18 \text{ t} < 43.1 \text{ t} \quad (\text{O.K.})$$

經檢核計算，板樁錨碇力約為 38.18 t，小於容許最大拉力 43.1 t。最大彎矩發生於距離板樁頂點 4.467 m 處，即高程 -2.27m 處，彎矩約為 205 t-m，小於基準規定的容許最大彎矩  $0.6 * f_y * z * 1.3 = 217.54 \text{ t-m}$ 。

### (3) 錨碇板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板樁之最大彎矩與入土長度。

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} \dots\dots\dots(4.3)$$

其中

T：作用於樁頭之橫向力

$$\beta：樁變形因素，\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h \times B}{4EI}} \quad (\text{cm}^{-1})$$

$K_h$ ：橫向地盤反力係數， $k_h = 0.15N$  (KN/cm<sup>2</sup>)

B：樁寬 (cm)

EI：基樁之撓曲剛度 (KN/cm<sup>2</sup>)

N：標準貫入試驗值

由設計資料得知道錨碇樁頭之土層標準平均貫入試驗值約為 10，所以  $k_h=0.15N=1.5$ ，又 B 以 40cm 代入， $EI=3.18 \times 10^9$ ，代入得  $\beta=0.0083$

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} = 0.322 \frac{38.61}{0.0083 * 100} = 14.98t - m < M_{allow} = 217.54t - m (O.K)$$

入土錨碇板樁長  $L_m = \pi/\beta$ ，由圖 4.1 斷面圖所示錨碇板樁長 10m(EL.+1m~EL.-9m)，依下式檢核結果顯示長度足夠。

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 3.79m < 10m \quad (O.K)$$

### 4.3.3 碼頭耐震性能評估

由 4.3.2 小節的計算得知，本案例碼頭之臨界震度係數  $K_t=0.14$ ，即為構造物最大可承受之地震係數，其與設計震度係數  $K_e$  之比值即為耐震安全係數：

$$F_s = \frac{K_t}{K_e} = \frac{0.14}{0.093} = 1.5$$

計算得耐震安全係數  $F_s=1.5$ ，因安全係數大於 1，故結構穩定主樁、錨碇拉桿及錨碇板樁構件應力屬於彈性範圍；再依表 3-3 檢核結構變位，其最大水平位移 (d) 為 21.67cm(<30cm)，沈陷量 (s) 為 4.5cm(<10cm)，檢核結果符合表 4-5 板樁式碼頭地震等級 I (50 年回歸期地震) 的性能目標。

## 4.4 等級 II 地震驗證分析-簡化動力分析法及動力分析

### 4.4.1 簡化動力分析法

依據國際航海協會基準所建議之簡化動力分析法主要是以滑動塊體法來進行碼頭之耐震性能評估，該評估方法是將碼頭結構本體理想

化為一會滑動之剛體，地震力以作用於結構體基礎之地震歷時表示，塊體在受地震力作用時會因慣性力而有向外滑移之趨勢，當此滑移之驅動力大於滑動面之極限抗剪力時，塊體會有滑動的情況產生，此時之加速度為臨界滑動加速度，將地表加速度大於臨界滑動加速度的部分雙重積分，可得到構造物之滑動位移量，即可檢核碼頭是否達到預期之性能目標，評估流程如圖 4.6 所示。

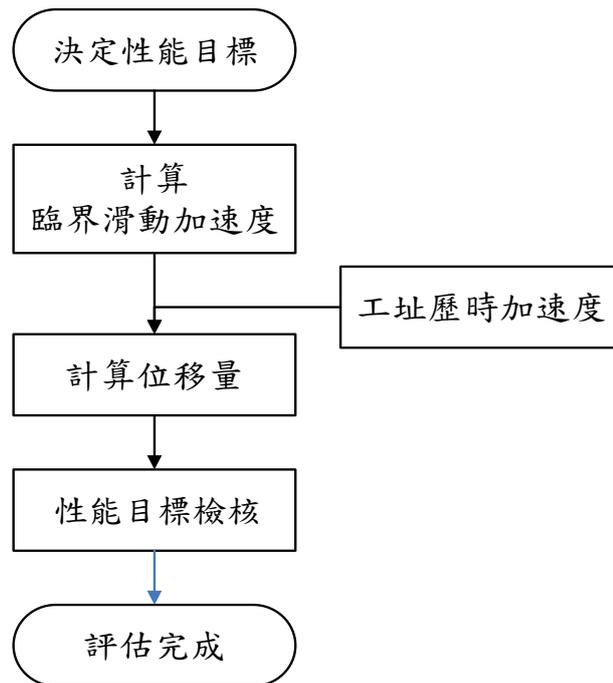


圖 4.6 簡化動力分析評估流程圖

本研究為示範簡便動力分析法應用於板樁式碼頭的耐震性能評估，將以等級Ⅱ的人造地震歷時，來示範簡便動力分析法應用於板樁式碼頭的耐震性能評估，相關步驟說明如下：

### 1. 人造地震

依據現行規範對人造地震之規定，彈性設計反應譜之人造地震歷時必須能反映工址之實際地震特性，因此所製作之人造地震歷時必須與工址附近測站所紀錄之地震歷時波相符，而其轉換成反應譜之譜加速度亦須與等級Ⅱ地震設計反應譜相符。

本案例工址位於高雄港，因此人造地震之製作，係委由中興工程顧問社以本所於高雄港區所設置之地震監測站歷年所量測之地震加速度紀錄，擷取最大三筆地震紀錄為基準，來調整製作與地震彈性反應譜相符的人造地震加速度歷時。

考量本案例碼頭為東西向，故影響碼頭穩定性最大的地震為東西向的地震力，由中興工程顧問社製作的等級Ⅱ(475 年回歸期)東西向人造地震歷時如圖 4.7 所示。

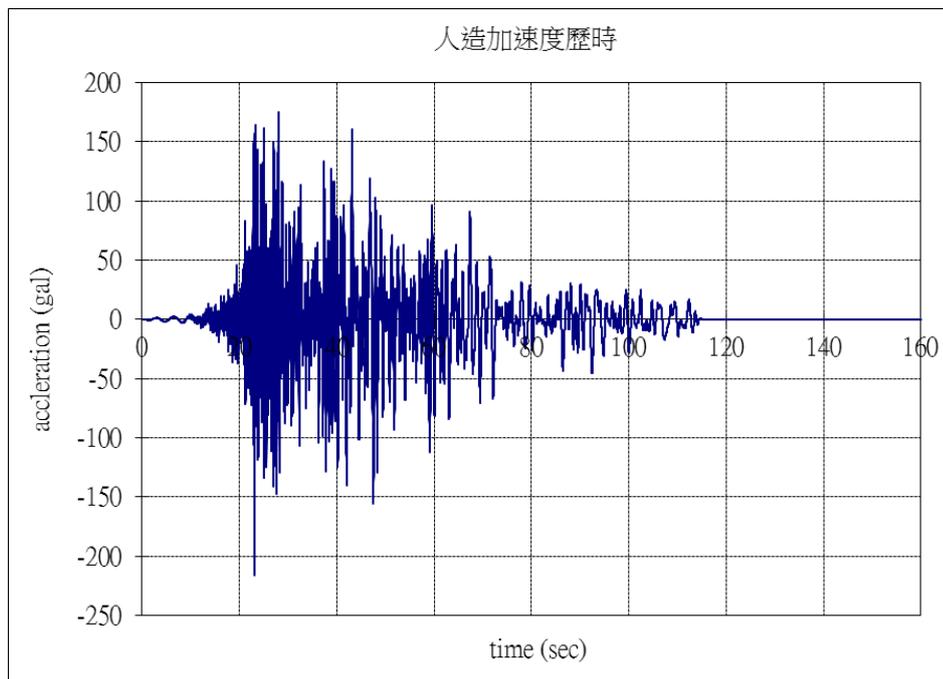


圖 4.7 等級Ⅱ地震東西向人造地震歷時

## 2. 變位量估算

採用滑動塊模型簡化計算板樁式碼頭在地震中的永久位移，首先需以側向土壓理論評估壁體與背填土壤之穩定性，即利用如同簡便分析得到臨界滑動加速度，臨界滑動加速度確定以後，需選擇地震加速度歷時來進行滑動塊分析，進而求得壁體相對於滑動面以下堅實基礎之位移。

### (1) 土壤液化分析

本小節將針對板樁式碼頭地震力作用下考慮背填土壤發生液化之狀況下，評估碼頭之臨界滑動加速度。依據本所賴聖耀本土化液化潛能評估理論<sup>[36][37][38]</sup>，分析該碼頭後線鑽孔深度之液化機率，在地震規模  $M=6.5$ ，等級 II 地震(地表加速度  $PGA=0.29g$ )的條件下，EL.-4.6~-5.45m 及 EL.-9.95~-14.45m 之鑽孔深度有較高發生液化之潛勢，如圖 4.8 及圖 4.9 所示。經本研究計算結果得碼頭之臨界震度係數  $K_t$  約為 0.04，相關分析步驟及驗證過程說明如下：

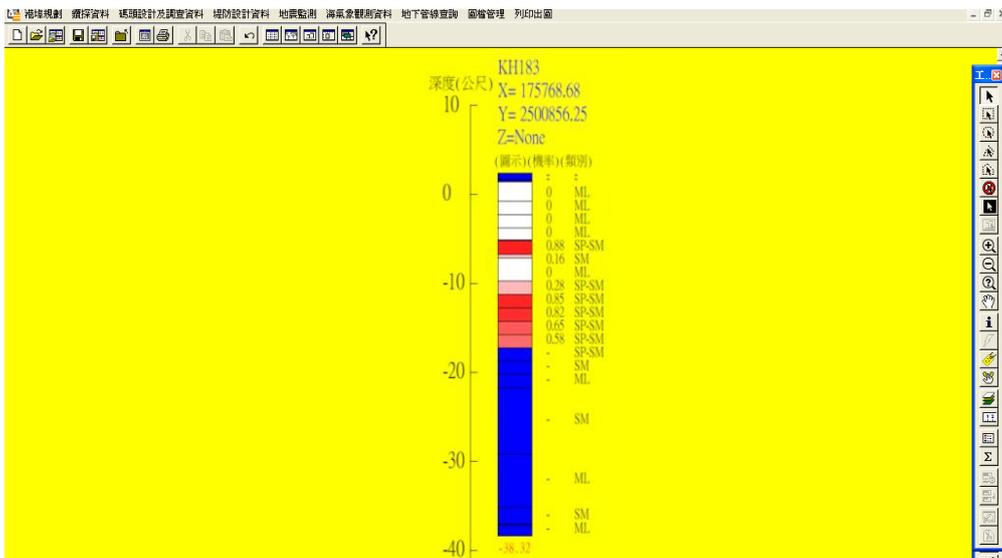


圖 4.8 碼頭鑽孔深度之液化機率

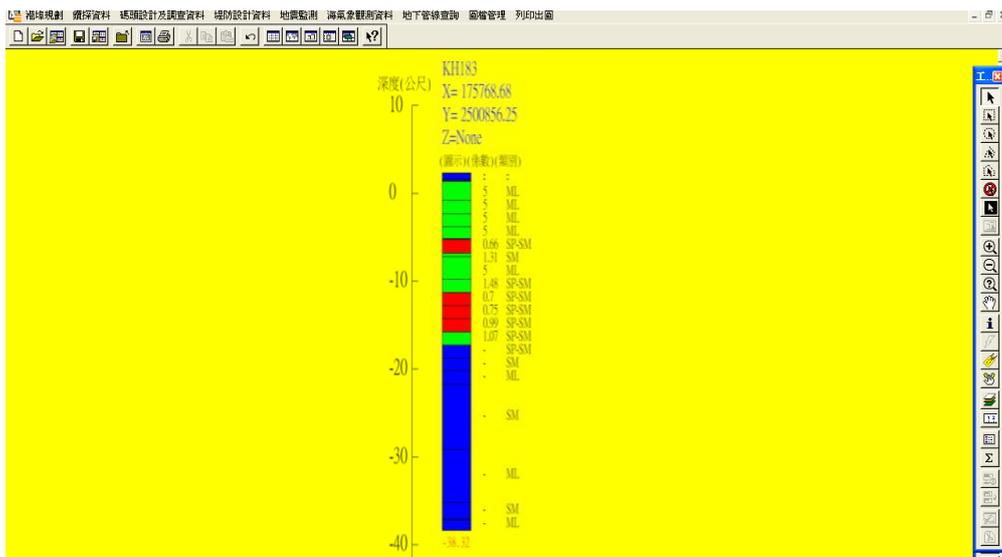


圖 4.9 碼頭鑽孔深度之抗液化安全係數

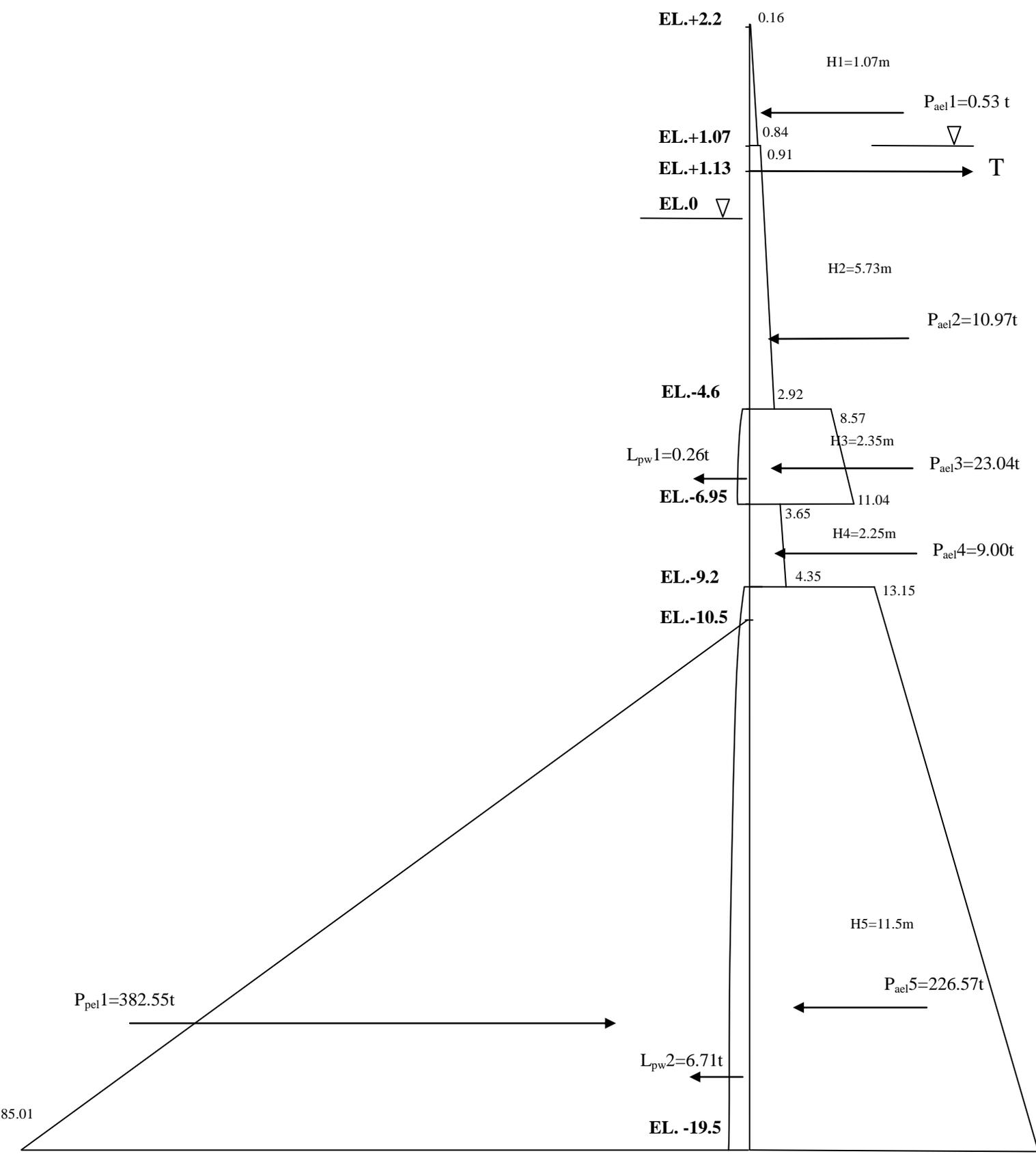
(2)計算臨界滑移加速度

①入土長度檢核

經計算檢核，在臨界震度係數  $K_t=0.04$  的狀況下，各土層土壓力如表 4-9 及圖 4.10 所示、各土層對錨碇拉桿之力矩如表 4-10 所示，驗證結果安全係數為 1.53，大於規範要求之 1.2，故板樁入土長度足夠。

表 4-9 考慮液化下各土層動土壓力計算表( $K_t=0.04$ )

	動主動土壓值 ( $t/m^2$ )		動被動土壓值 ( $t/m^2$ )		土層厚度 (m)	動主動土壓力 $= \frac{\sigma_{aei1} + \sigma_{aei2}}{2} \times H$ (t)		動被動土壓力 $= \frac{\sigma_{pei1} + \sigma_{pei2}}{2} \times H$ (t)	
	$\sigma_{aei1}$	$\sigma_{aei2}$	$\sigma_{pei1}$	$\sigma_{pei2}$					
H1	$\sigma_{ae11}$	0.15	/	/	1.07	$P_{ae1}$	0.5	/	/
	$\sigma_{ae12}$	0.79							
H2	$\sigma_{ae21}$	0.8			5.73	$P_{ae2}$	9.71		
	$\sigma_{ae22}$	2.58							
H3	$\sigma_{ae31}$	8.57			2.35	$P_{ae3}$	23.04		
	$\sigma_{ae32}$	11.04							
H4	$\sigma_{ae41}$	3.21			2.25	$P_{ae4}$	7.92		
	$\sigma_{ae42}$	3.83							
H5	$\sigma_{ae51}$	13015	$\sigma_{pe11}$	0	10.4	$P_{ae5}$	226.57	$P_{pe1}$	397.71
	$\sigma_{ae52}$	30.42	$\sigma_{pe12}$	88.38					



30.42

圖 4.10 考慮液化下板樁動土壓力及動流體壓力示意圖( $K_t=0.04$ )

表 4-10 考慮液化下各土層動土壓力及動流體壓力對錨碇拉桿力矩計  
算表( $K_t=0.04$ )

	$P_{ael}(t)$ ①	動流體 壓力(t) ②	$P_{ael}$ 與拉桿 距離(m) ③	動流體壓力與 拉桿距離(m) ④	$M_{ael}(t-m)$ ①×③+②×④	$P_{pel}(t)$ ⑤	$P_{pel}$ 與拉桿 距離(m) ⑥	$M_{pel}(t-m)$ ⑤×⑥
H1	0.53	0	0.35	0	0.19	/	/	/
H2	10.97	0	3.43	0	37.63			
H3	23.04	0.26	7.02	1.47	162.12			
H4	9.00	0	9.30	0	83.7			
H5	226.57	6.71	16.28	16.64	3800	382.55	17.33	6629.59

液化時之動流體壓力

$$L_{pw1} = 7/12 * K_t * (r_3 + r_w) * H_3 * H_3 = 0.26 \text{ t}$$

$$L_{pw2} = 7/12 * K_t * (r_5 + r_w) * H_5 * H_5 = 6.71 \text{ t}$$

液化土層對拉桿之力矩 (Lpm)

$$M_{ael3} = P_{ael3} * ((\sigma_{ael31} + 2 * \sigma_{ael32}) / (\sigma_{ael31} + \sigma_{ael32})) * (H_3/3 + 1.13 - 1.07) + L_{pw1} * (3/5 * H_3 + 1.13 - 1.07) = 162.12 \text{ t-m}$$

$$M_{ael5} = P_{ael5} * ((\sigma_{ael51} + 2 * \sigma_{ael52}) / (\sigma_{ael51} + \sigma_{ael52})) * (H_5/3 + H_4 + H_3 + H_2 + 1.13 - 1.07) + L_{pw2} * (5/3 * H_5 + H_4 + H_3 + H_2 + 1.13 - 1.07) = 3800 \text{ t-m}$$

殘留水壓對拉桿之力矩 ( $R_{wm}$ )

$$R_{wm} = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r * 2/3 + 1.13 - 1.07) + r_w * h_r * (h_w + H_5) * ((h_w + H_5) / 2 + 1.13 - 1.07) = 226.7 \text{ t-m}$$

動水壓對拉桿之力矩 ( $D_{wm}$ )

$$\begin{aligned}
D_{wm} &= 7/12 * K_t * r_w * h_w^2 * (3/5 * h_w + 1.13 - 0) \\
&= 7/12 * 0.01 * 1 * 11.5 * 11.5 * (3/5 * 11.5 + 1.13 - 0) \\
&= 19.1 \text{ t-m}
\end{aligned}$$

$$S.F. = \frac{M_{pel}}{M_{ael2} + M_{ael3} + M_{ael4} + M_{ael5} + Rwm + Dwm - M_{ael1}} = 1.53$$

② 主板樁最大彎矩與錨碇力檢核

背填動主動土壓力及動流體壓力對 A 鉸點之力矩 (Pam)

$$\begin{aligned}
P_{aelm} &= \\
&P_{ae1} \times (((2 \times \sigma_{ae11} + \sigma_{ae12}) / (\sigma_{ae11} + \sigma_{ae12})) \times H_1 / 3 + H_2 + H_3 + H_4) \\
&+ P_{ae2} \times (((2 \times \sigma_{ae21} + \sigma_{ae22}) / (\sigma_{ae21} + \sigma_{ae22})) \times H_2 / 3 + H_3 + H_4) \\
&+ L_{pw1} \times (2/5 \times H_3 + H_4) \\
&+ P_{ae3} \times (((2 \times \sigma_{ae31} + \sigma_{ae32}) / (\sigma_{ae31} + \sigma_{ae32})) \times H_3 / 3 + H_4) \\
&+ P_{ae4} \times ((2 \times \sigma_{ae41} + \sigma_{ae42}) / (\sigma_{ae41} + \sigma_{ae42})) \times H_4 / 3 \\
&= 169.72 \text{ t-m}
\end{aligned}$$

殘留水壓對 A 鉸點之力矩 (R<sub>wm</sub>)

$$R_{wm} = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r/3 + h_w) + 0.5 * r_w * h_r * h_w * h_w = 64.98 \text{ t-m}$$

動水壓對 A 鉸點之力矩 (D<sub>wm</sub>)

$$\begin{aligned}
D_{wm} &= 7/12 * K_t * r_w * h_w^2 * (2/5 * h_w) \\
&= 7/12 * 0.01 * 1 * 15 * 15 * (2/5 * 11.5) \\
&= 10.8 \text{ t-m}
\end{aligned}$$

$$T = \frac{Pam + Rwm + Dwm}{11.63} = 21.11 \text{ t}$$

$$T * \text{拉桿間距} = 21.11 * 1.6$$

$$= 33.78 \text{ t} < 43.10 \text{ t} \quad (\text{O.K.})$$

經由檢核計算得最大彎矩發生在距碼頭面 5.63m 處，即高程

-4.23m 處。  $M_{\max}=192.42t\cdot m < 0.6\cdot f_y\cdot z\cdot 1.3=217.54t\cdot m$  (O.K.)

### ③ 錨碇板樁最大彎矩與入土長度檢核

由於錨碇之部分土層已液化，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，依據賴聖耀本土化液化潛能評估理論分析的結果，液化土層之抗液化安全係數 ( $F_L$ ) 均值約為 0.8，如圖 4.9 所示，液化土層距地表面之深度介於 6.8~7.65m 間，查公路橋樑耐震設計規範得其土壤參數折減係數 ( $D_E$ ) 為 0.667，所以依其設計資料顯示，該土層之標準貫入試驗值為 10，經折減後為 6.67，所以  $k_h=0.15N=1$ ，又 B 以 40cm 代入， $EI=3.18\times 10^9$ ，代入得  $\beta=0.00749$ 。

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} = 0.322 \frac{31.21}{0.00749 * 100} = 13.42t - m < M_{allow} = 217.54t - m (O.K)$$

入土錨碇板樁長  $L_m=\pi/\beta$ ，由圖 4.1 斷面圖所示錨碇板樁長 10m(EL.+1m~EL.-9m)，依下式檢核結果顯示長度足夠。

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 4.19m < 10m \quad (O.K.)$$

考慮土壤發生液化之臨界震度係數為  $K_t=0.04$ ， $K_t = \frac{K_h}{1 - \frac{K_h}{2}} = 0.04$ ，換算成臨界滑動水平震度係數為  $(K_h)_{cr}=0.039$ ，

臨界滑動加速度  $a_t=0.039*980=39.43gal$ 。依圖 4.6 的評估流程推估結果，結構體滑動位移量為 76.46cm，如圖 4.11 所示。

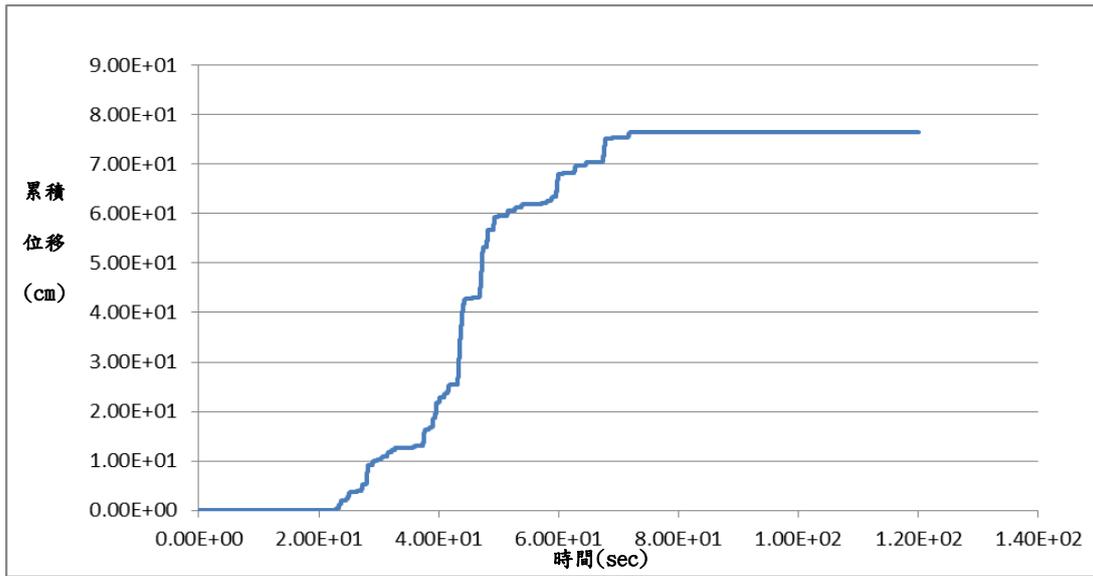


圖 4.11 考慮液化因素之碼頭滑動量分析結果

而由前述 4.3 節在未發生土壤液化之臨界滑動震度係數

$$K_t = \frac{K_h}{1 - \frac{K_h}{2}} = 0.14$$

，換算成臨界滑動水平震度為  $(K_h)_{cr} = 0.13$ ，臨界

滑動加速度  $a_t = 0.13 * 980 = 127 \text{ gal}$ ，同樣依圖 4.6 的評估流程推估結果，可知結構體滑動位移量為 0.48cm，如圖 4.12 所示。

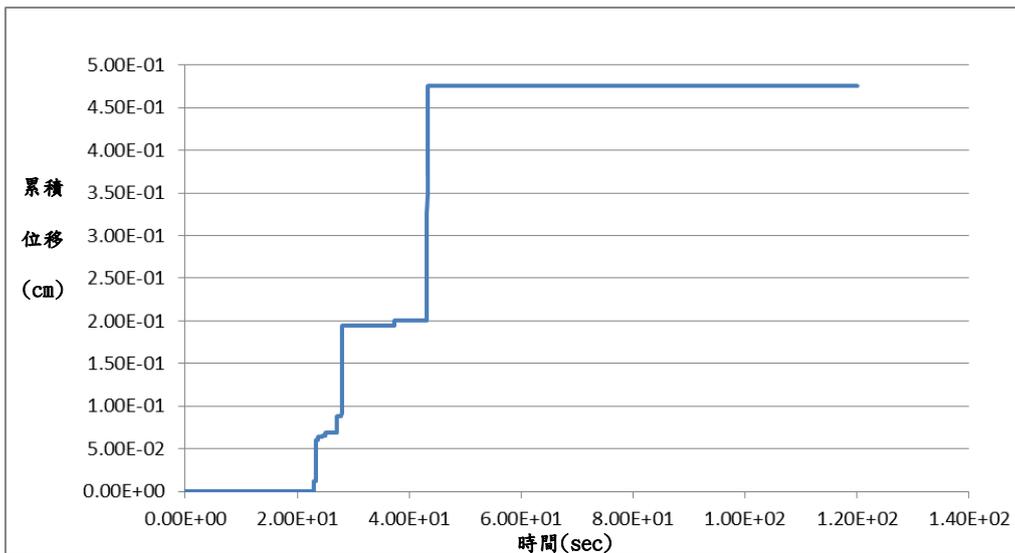


圖 4.12 未發生液化因素之碼頭滑動量分析結果

由上述的評估結果顯示，本案例若不考慮背填土壤發生液化，其臨界滑動加速度  $a_l$  為 127gal，碼頭僅產生 0.48cm 的滑動位移量，但若將背填土壤發生液化的因素納入考量，則臨界滑動加速度  $a_l$  降為 39.43gal，碼頭產生 76.46cm 的滑動位移量，兩者評估結果差異甚大。由此可知，板樁式碼頭的耐震能力評估過程，是否有將背填土壤發生液化的因素納入考量，對評估結果有很大的影響。

### 3. 碼頭耐震性能評估

由表 4-4 及表 4-5 等級 B 之碼頭耐震性能目標及可接受標準顯示，在等級 II 地震力作用下，B 級碼頭的性能目標已達到無法使用的狀態，故無需檢核碼頭之相關變位量，但其性能狀態需處於接近崩塌破壞狀態，故須檢核相關結構構件的應力狀態是否超過韌性容量或極限應變的狀態，由上面的檢核可知，在等級 II 地震力作用下，當背填土壤發生液化，錨碇拉桿、主板樁及錨碇板樁仍在彈性範圍內，符合表 4-5 結構體最大反應下之應力或應變之規定，故檢核結果本案例碼頭滿足等級 II 地震力 B 級碼頭的性能目標。

#### 4.4.2 動力分析法

碼頭結構物的動力分析法一般可採用有限元素(finite element method, FEM) 或有限差分(finite difference method, FDM)等數值方法，模擬結構與土壤互制的行為，並考慮超額孔隙水壓激發對碼頭穩定性及變位之影響，以及土層之非彈性行為，利用具代表性之實際地震紀錄作為輸入運動，進行非線性動力歷時數值分析，探討在所考量地震等級下，碼頭結構之性能表現能否符合性能目標，以評估其耐震能力。

本研究考量本所擁有軟體及相關文獻研究的成果，評估結果決定採用有限差分法應用軟體 FLAC 來進行板樁式碼頭的動力耐震能力評估。

本研究參考成大張文忠教授<sup>[45]</sup>與海大顧承宇教授<sup>[46]</sup>有關板樁式與重力式碼頭之動力分析研究報告，建立本案例之 FLAC 動態有效應力數值模擬程序包括：1) 建立碼頭模型網格；2) 設定土壤參數；3) 建立結構元件；4) 設定靜態邊界條件並進行重力力學平衡計算；5) 施加海水側向力；6) 設定地下水位線進行滲流平衡；7) 靜態系統力學平衡；8) 設定液化土層以 Finn 模式模擬；9) 給予阻尼參數和吸能邊界條件；10) 施加動態邊界條件並進行評估。詳細說明如下：

### 1. 建立碼頭模型網格

本案例係依照圖 4.1 碼頭斷面圖建立模型網格。網格數為橫向 140 格及縱向 80 格所組成，模擬範圍為長 120m 及高 60m，背填區涵蓋 60m，並將土層依不同土層性質區分為五區，如圖 4.13 所示。

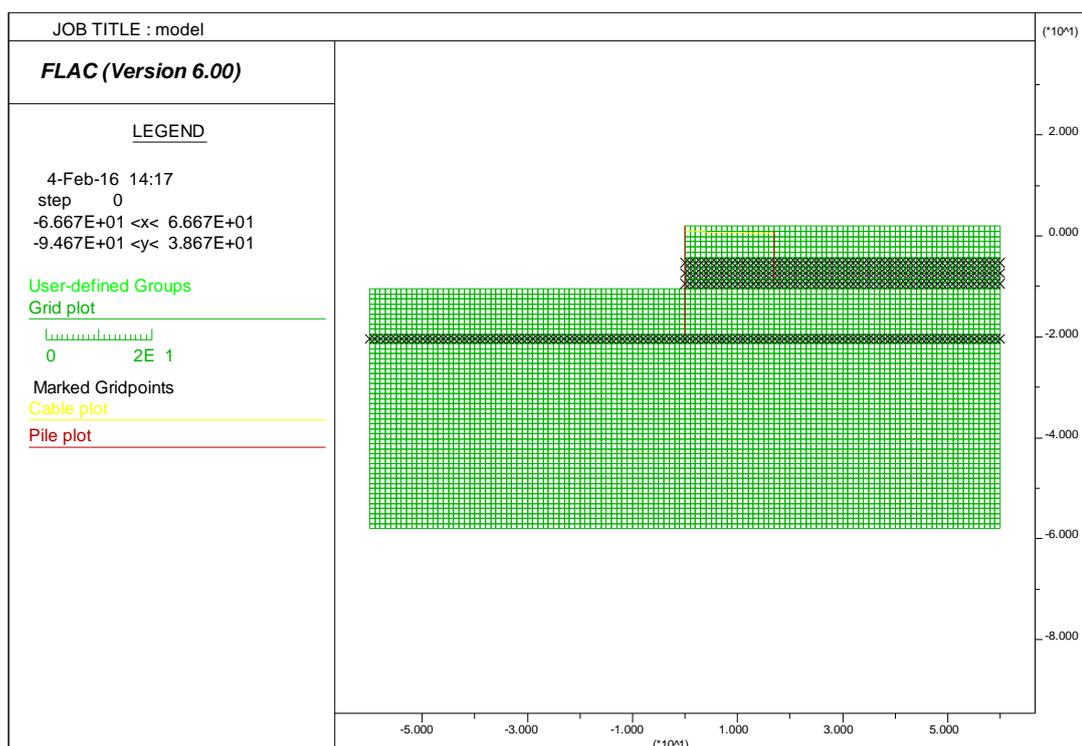


圖4.13 板樁碼頭數值模擬網格圖

## 2. 設定土壤參數

本研究中之土壤非線性與不可恢復應變將以彈塑性力學模式來考慮。彈塑性力學模式採用常用之 Mohr-Coulomb 模式，此模式需要之相關參數包括：定義土壤屈伏面之參數（凝聚力、摩擦角）與定義土壤塑性潛能函數之參數（膨脹角）；此外，尚需要定義彈性模數  $E$ （楊氏模數）與  $G$ （剪力模數）；於本研究中， $G$  假設為為靜態（地震前）有效應力之函數，並假設  $E$  與  $G$  間之比值為定值。剪力模數、統體模數之轉換公式分別利用式(4.4)與式(4.5)分別求出，本案例數值模擬所採用之材料強度參數表如表 4-11 所示。各土層材料參數分層圖如圖 4.14 所示。

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots (4.4)$$

$$B = \frac{E}{3(1-2\nu)} \dots\dots\dots (4.5)$$

其中  $G$  為剪力模數； $B$  為統體模數； $E$  為楊氏模數； $\nu$  為包松比。

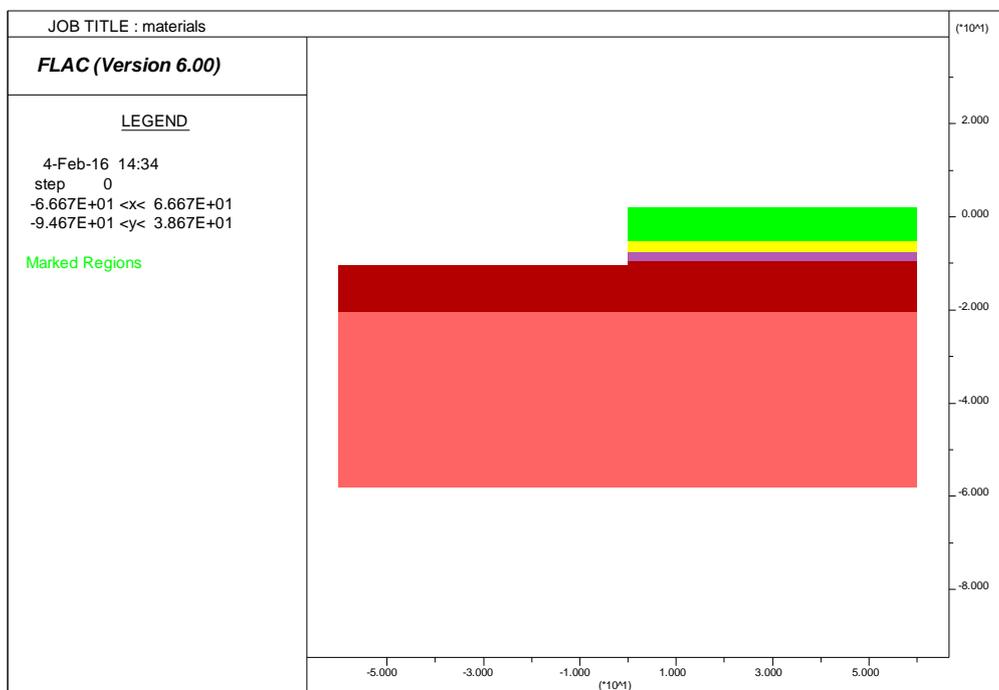


圖4.14 材料參數分層圖

表 4-11 動態分析土層參數表

土層	1	2	3	4	5
高程範圍(m)	2.2~4.6	-4.6~-6.95	-6.95~-9.2	-9.2~-19.6	-19.6~-60
密度 (kg/m <sup>3</sup> )	1400	1700	1500	1700	1600
N <sub>1,60</sub>	3	13	10	16	26
包松比	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
剪力模數(MPa)	38	43	26	74	115
統體模數(MPa)	84	95	57	160	249
凝聚力(Pa)	0	0	0	0	0
摩擦角(deg)	30	32	31	34	38
Finn Parameter C1	0.39	0.09	0.17	0.21	0.27
Finn Parameter C2	1.02	4.19	2.31	1.82	1.47

### 3. 建立板樁結構元件及添加界面元素

板樁以基樁(pile)元素模擬，並將間距設為零，以模擬連續之板樁，拉桿以 cable 元素模擬，並將其兩端點固定於之主板樁高程(EL=1m)與錨碇板樁(EL=0.5m)之節點，所有結構元素之長度均為 1m 以與土壤元素節點連結，板樁上下兩端點均與土壤連結，使基樁位移與周圍土壤相同，且自動形成鉸接(hinge)端點。各結構元素之參數如表 4-12 所示，基樁元素中與土壤連結之介面元素以符合 Mohr-Columb 行為之介面彈簧參數模擬，FLAC 程式介面元素之主要參數包括摩擦角、正向勁度與切向勁度，依據 FLAC 使用手冊之建議，通常切向勁度建議值為鄰近土層剪力模數之十倍，而正向勁度為切向勁度之四倍至十倍間，對無經驗之工程師來說，亦可使用建議公式進行設定，如式(4.6)所示，另軟弱土層與堅硬岩盤之摩擦角則介於 15 度至 30 度之間。本研究案例選用參數如表 4-13 所示，結構元素模型如圖 4.15 所示。

$$K_n = 10K_s = \max \left[ \frac{(K + \frac{4}{3}G)}{\Delta z_{\min}} \right] \dots \dots \dots (4.6)$$

其中  $K_n$  為正向勁度； $K_s$  為切向勁度； $K$  為統體模數； $G$  為剪力模數； $\Delta z_{\min}$  界面鄰近網格之最小寬度。

表 4-12 結構元素參數表

	Elastic Modulus (GPa)	Moment of Inertia (m <sup>4</sup> )	Cross Sect. Area (m <sup>2</sup> )	Mass Density (kg/m <sup>3</sup> )	Pile Perimeter (m)
Sheet Pile 1	210	$1.51 \times 10^{-3}$	0.034	7850	0.4
Sheet Pile 2	210	$1.51 \times 10^{-3}$	0.034	7850	0.4
Cable	210	--	$6.91 \times 10^{-4}$	7850	--

表 4-13 基樁元素中之 Mohr-Coulomb 介面參數表

	Normal Stiffness (MPa)	Shear Stiffness (MPa)	Normal Coh. (N/m)	Shear Coh. (N/m)	Normal Friction (deg)	Shear Friction (deg)
板樁與土壤	2960	740	2500	2500	30	30

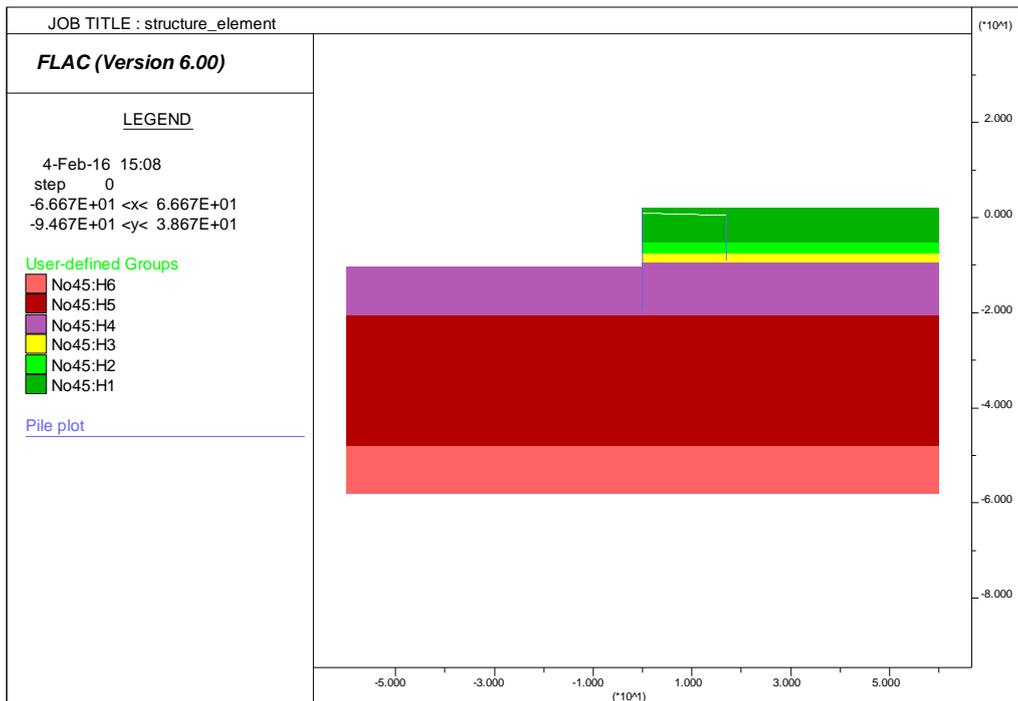


圖4.15 結構元素模型圖

#### 4. 設定靜態邊界條件進行重力力學平衡

靜態邊界條件為固定左右兩邊土層，只允許縱向變位，底部固定，只允許橫向變位，上部則為自由邊界。接著給予重力，使土體自然產生初始應力，並進行重力力學計算以達到平衡。

#### 5. 施加海水側向力

施加側向靜水壓力，如圖 4.16 所示。

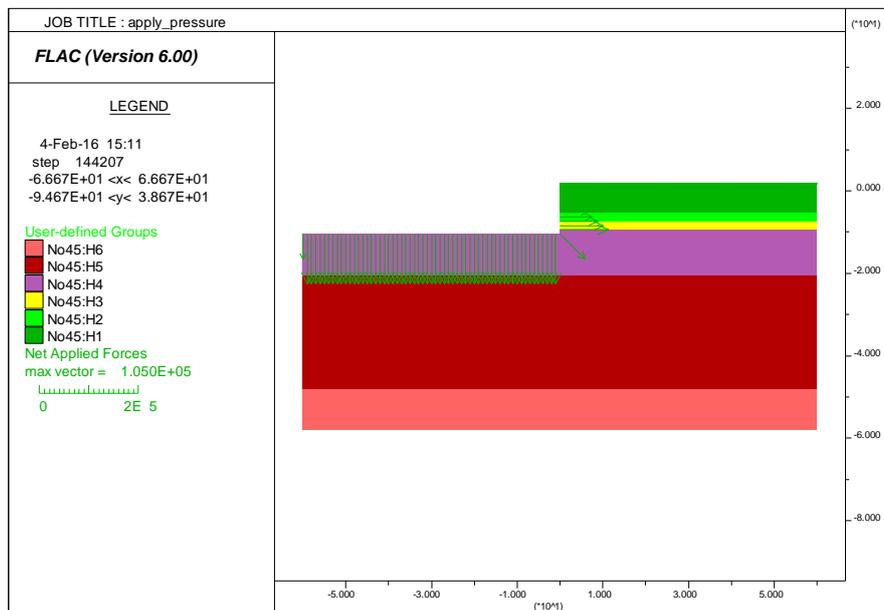


圖4.16 施加側向靜水壓力

## 6. 設定地下水位線進行滲流平衡

地下水位為地表下 0.9m 處，指定土體中及自由面上之飽和面，並進行飽和面以下的土體達滲流平衡之計算，如圖 4.17 所示。

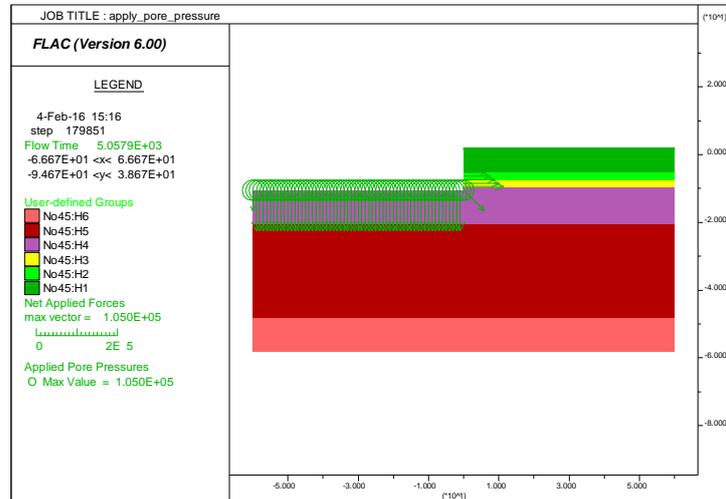


圖4.17 指定土體中及自由面上之飽和層示意圖

## 7. 靜態系統力學平衡

待滲流平衡後，關閉滲流模式，再開啓重力場並進行土體力學平衡之計算。此階段必須監測不平衡力，待不平衡力收斂，才表示土體達力學平衡，如圖 4.18 所示。

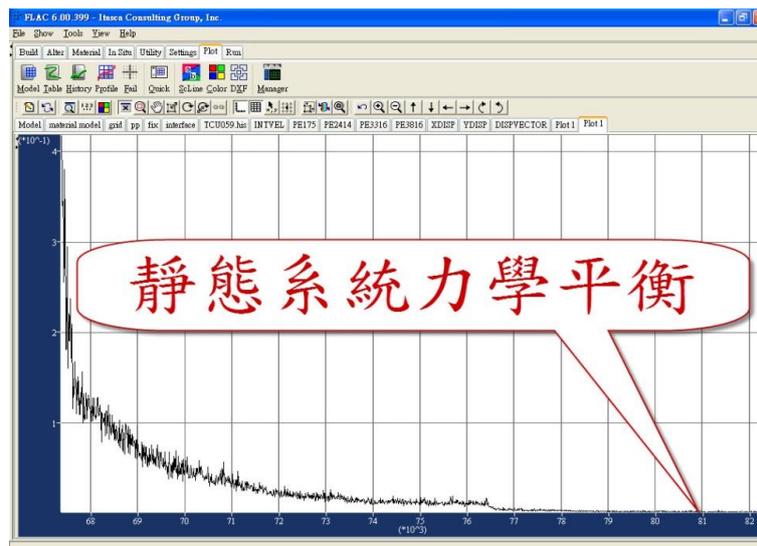


圖4.18 靜態系統力學平衡之示意圖

## 8. 指定Finn-Martin model於飽和砂土以模擬液化情形

當動態-地下水滲流計算模組採用時，FLAC 對於動態荷重所造成孔隙水壓激發，基本上只是考量荷載作用時，孔隙體積改變所造成之孔隙水壓改變，並無法模擬剪力波傳遞所造成之沉陷及孔隙水壓上升現象，其平均孔隙水壓維持定值。然而，事實上對於某些砂土中，在反覆剪力荷重作用下，孔隙水壓會有相當高之增量，在此一過程中可能使元素之有效應力趨近為零，導致液化現象的產生。為模擬孔隙水壓激發之物理現象，Martin 等人於 1975 發展四參數模式，如式(4.7)所示，而 Byrne 於 1991 發展兩參數模式，如式(4.4)所示，上述孔隙水壓激發模式稱之 Finn 模式，於 FLAC 分析時可用以模擬土壤受震後之孔隙水壓激發情形。Finn 模式為應變控制型之孔隙水壓激發模式，考量分析參數於不同階段之可取得性，本研究採用 Byrne 於 1991 發展兩參數模式進行分析，此模式之參數可利用鑽探資料所取得之標準貫入試驗(SPT-N)值，間接獲得 Finn 模式所需之輸入參數，經計算得  $C_1$ 、 $C_2$  如表 4-11 所示，將可能產生液化之土層，以 Finn 模式進行建置，本研究參考圖 4.8 及 4.9 的液化評估結果，設定 H2 及 H4 之背填土壤為 Finn 模式。

$$\Delta \varepsilon_{vd} = C_1(\gamma - C_2 \varepsilon_{vd}) + \frac{C_3 \varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4 \varepsilon_{vd}} \dots\dots\dots (4.7)$$

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp\left(-C_2 \frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}\right) \dots\dots\dots (4.8)$$

其中， $C_1, C_2, C_3, C_4$  為常數； $C_1 = 8.7(N_1)_{60}^{-1.25}$ ； $C_2 = \frac{0.4}{C_1}$ ； $\gamma$  為反覆剪切應變振幅； $\Delta \varepsilon_{vd}$  為體積應變增量； $\varepsilon_{vd}$  為體積應變量。

## 9. 設定阻尼參數和吸能邊界條件

在動態數值模擬時，須考慮能量的損失，故必須給定力學阻尼，本案例於 FLAC 程式中使用雷利阻尼(Rayleigh damping)，以矩陣  $C$  表示，其包含質量阻尼 (M) 和勁度阻尼 (K)，如式(4.9)。而

臨界阻尼比之計算如式(4.10)，大地工程材料建議值為 2%~5%，在此選用 5% 進行分析。另一輸入參數為共振頻率如式(4.11)，一般介於 6 至 10 之範圍。本研究選用臨界阻尼比為 5%、共振頻率為 6。

$$C = \alpha M + \beta K \dots\dots\dots (4.9)$$

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left( \frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \dots\dots\dots (4.10)$$

$$f_{\min} = \omega_{\min} / 2\pi \dots\dots\dots (4.11)$$

其中， $\alpha$  為質量阻尼係數； $\beta$  為勁度阻尼係數； $\omega_i$  為角頻率； $\xi_i$  為臨界阻尼比。

#### 10. 施加動態邊界條件並進行評估

於動力分析時需考慮邊界效應，為使地震波傳遞至邊界時不發生反射波回傳而產生干擾現象，需於分析邊界設置動態邊界條件。動態邊界於 FLAC 分析時可分成兩種，其一為吸能邊界(quiet boundary)，另一為自由場邊界(free-field boundary)。

由於外傳震波傳至邊界，使得反射波回傳進入模型內，進而干擾近域震波之運動。故吸能邊界主要採用足夠大之模型，藉由材料阻尼來消除反射波，但若使用過大之模型，則會造成高數值運算量，計算時間過久的問題。此邊界條件較適合震源位於模型內之動力問題；反之，若當震源位於上下邊界時，吸能邊界則不適用於模型兩側，此將使震波由兩側邊界產生洩漏的問題。

為消除洩漏的問題，可使用自由場邊界條件，其主要採用足夠遠之邊界來消除反射波的影響。優點為對於高阻尼材料，使用相對較小之距離，即可滿足自由場邊界條件；缺點則為對於低阻尼材料，則需使用較大之距離，才可滿足自由場邊界條件，此舉將會導致計算域之模型過大的問題。自由場邊界條件具有保持不反射之性質，強迫模型成為自由場，使得由結構外傳之波適當地被吸收。因為本案例之震源輸入位於下部邊界，故使用自由場邊界為板樁式碼

頭分析之動態邊界條件較為妥當。

## 11. 地震力輸入

動力分析時，考慮板樁式碼頭的座落方向，選擇影響程度最劇的地動分量之地震歷時進行分析，在本案例中選擇東西向之地震歷時進行分析，由於中興工程顧問社製作的等級Ⅱ人造地震歷時(如圖 4.7 所示)長達 120 秒，因此在 FLAC 程式輸入之歷時分析秒數取一段影響程度最劇烈之時間進行分析，本研究取 5 秒至 55 秒，共 50 秒，如圖 4.19 所示。

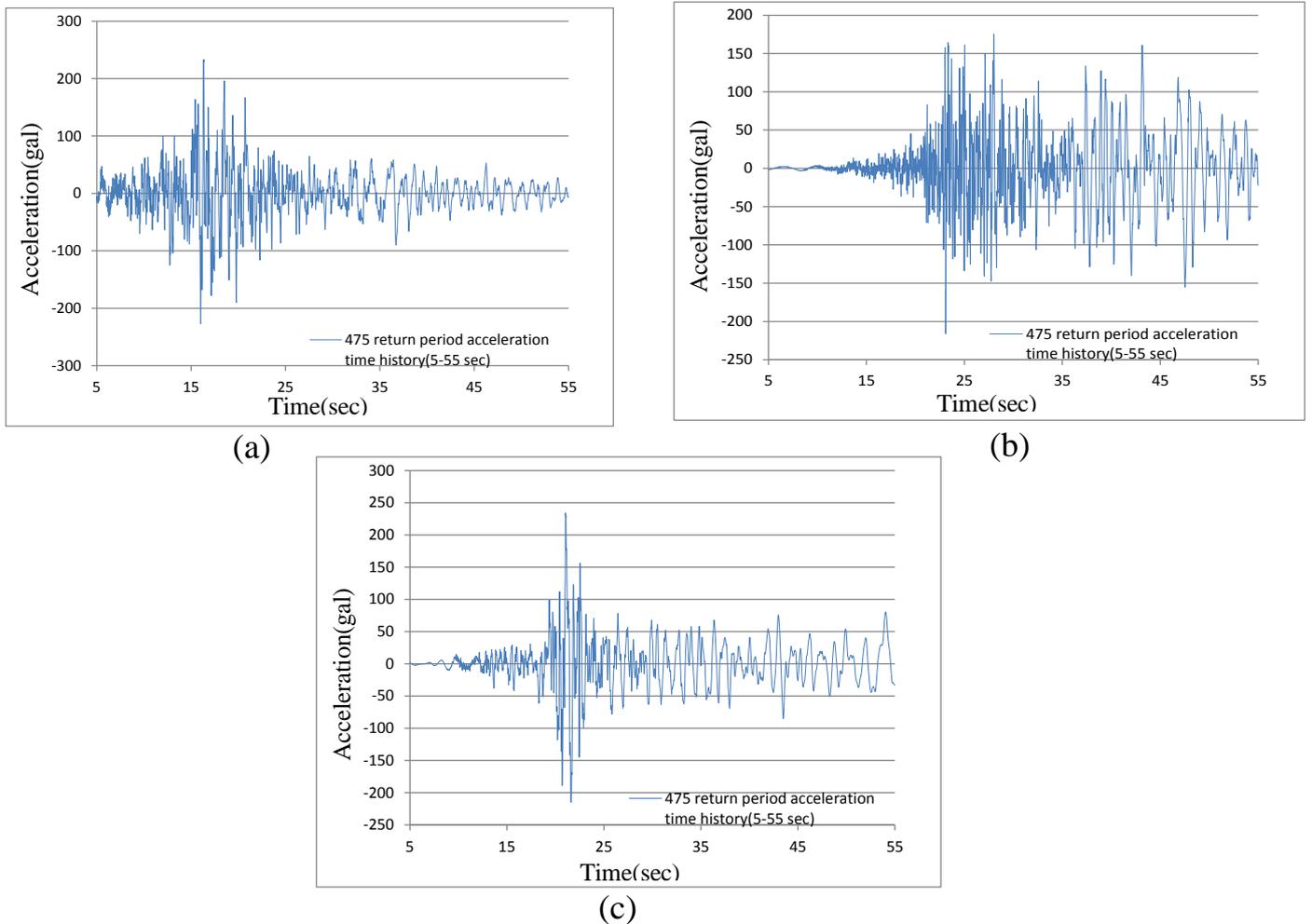


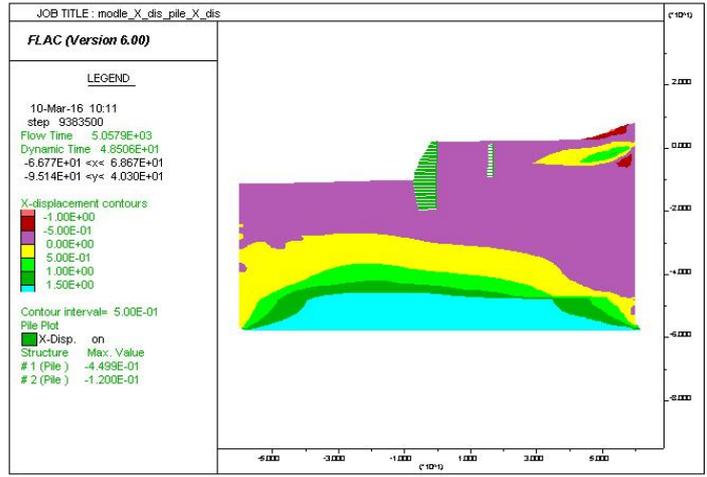
圖 4.19 等級Ⅱ3 組人造地震歷時 (5~55 秒)，(a)第 1 組、(b)第 2 組、(c)第 3 組

## 12. 評估結果

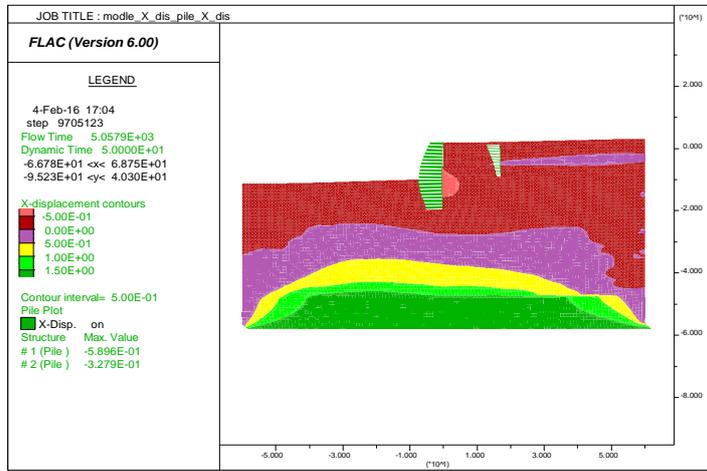
經 FLAC 動力分析結果，本研究在等級 II3 組人造地震力作用下，板樁、錨碇板樁與模型的 X 向變位如圖 4.20 所示，其板樁及錨碇板樁最大變位如表 4-14 所示。板樁與錨碇板樁之最大彎矩如圖 4.21 所示，板樁及錨碇板樁最大彎矩如表 4-14 所示，結果顯示均小於降伏彎矩(217.54t-m)。錨碇拉桿最大應力如表 4-14 所示，均小於容許拉力 43.1t。

依表 4-5 板樁式碼頭性能可接受標準（等級 II 地震力）可知，因板樁、錨碇樁與錨碇拉桿之應力均在彈性範圍，故通過「港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿）」所訂的 B 級碼頭性能目標（不超過韌性容量或應變極限）。

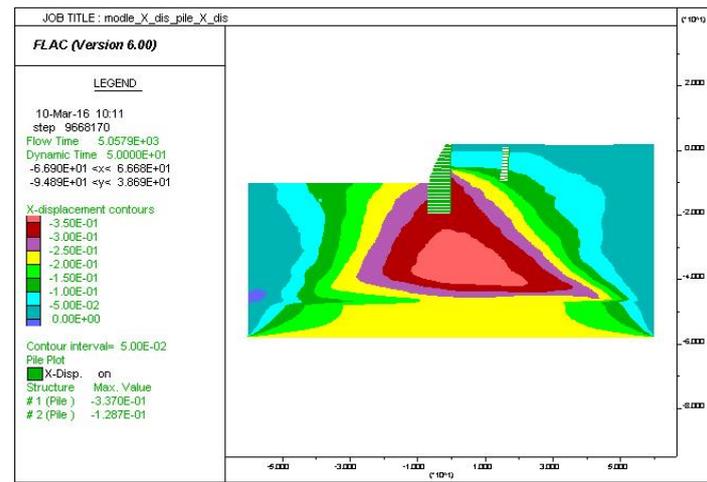
由碼頭之變位量可知，雖碼頭變位最大已達 0.59m，但結構構件之應力均在彈性範圍，其原因可由圖 4.20 板樁、錨碇板樁與模型的 X 向變位圖瞭解，此時碼頭後線板樁與錨碇板樁間之土體可能因地震的因素，導致土壤軟化無法支撐結構，造成結構體與土體往海側產生滑動，也間接地造成構件無足夠的土壤支撐力來抵抗地震力，故無法達到降伏破壞，因此，研判可能因為上述之因素，使得主板樁、錨碇板樁及錨碇拉桿構件應力狀態仍在彈性範圍內。而碼頭最大變位已達 0.59m，於此情況下岸肩及背填土區應已產生破壞情形，致使喪失其性能或甚至已達無法修復狀態，以表 4-4 B 級板樁式碼頭之耐震性能目標來檢核，其為允許損壞等級 III(接近崩塌破壞)之性能目標，故通過 B 級碼頭性能目標檢核。



(a)

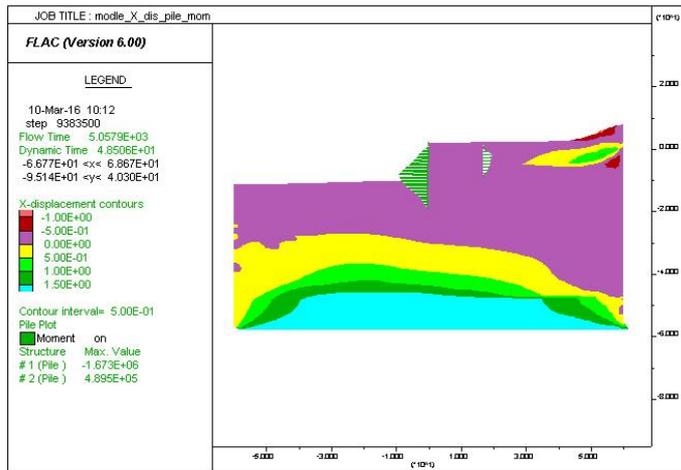


(b)

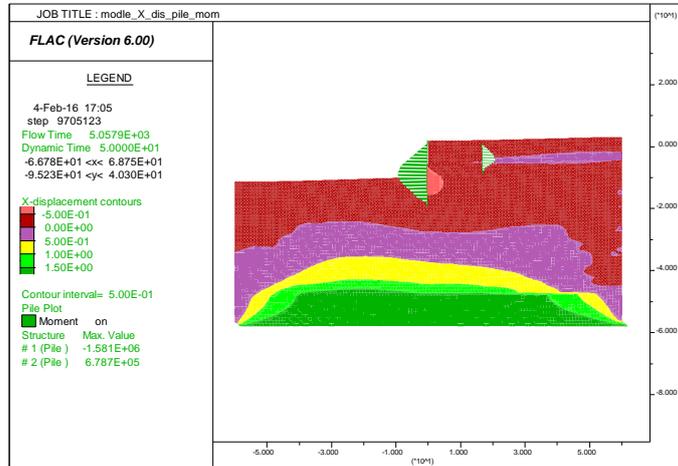


(c)

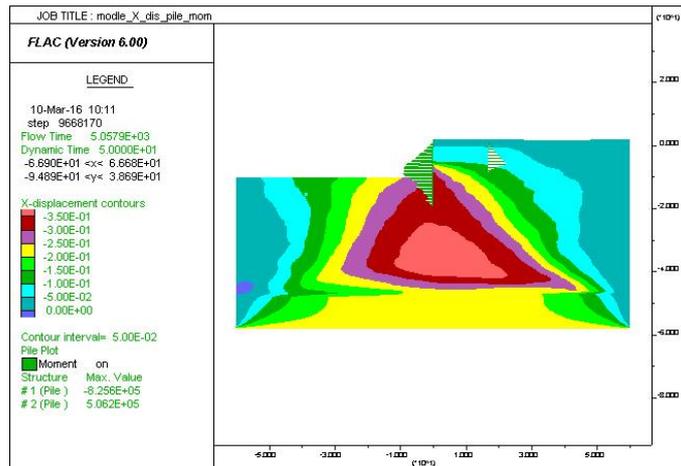
圖 4.20 等級 II 地震力板樁、錨碇板樁與模型的 X 向變位，(a) 第 1 組、(b) 第 2 組、(c) 第 3 組



(a)



(b)



(c)

圖 4.21 等級 II 地震力板樁與錨碇板樁之彎矩圖與模型的 X 向變位，(a)第 1 組、(b)第 2 組、(c)第 3 組

表4-14 等級Ⅱ3組人造地震力作用下板樁與錨碇板樁最大變位、彎矩及錨碇拉桿最大應力

	最大變位(m)		最大彎矩(t-m)		錨碇拉桿最大應力(t)
	板樁	錨碇板樁	板樁	錨碇板樁	
第1組	0.45	0.12	167.3	49.0	33.2
第2組	0.59	0.33	158.1	67.9	30.6
第3組	0.34	0.13	83.6	50.6	15.7

#### 4.5 小結

依表 3-1 各類驗證分析法之應用時機可知，B 級板樁式碼頭可以簡化動力分析及動力分析進行檢核評估，經 4.4.1 及 4.4.2 節分別以上兩分析法進行評估結果顯示，其主板樁、錨碇板樁及錨碇拉桿構件應力狀態仍處於彈性範圍，符合「港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿）」B 級板樁式碼頭的性能目標（不超過韌性容量或應變極限），針對碼頭位移量估算簡化動力分析所得之結果（0.76m）大於動力分析法所得之結果（0.59m），可知以簡化動力分析法所得之碼頭位移量估算偏於保守。另外，由簡化動力分析法評估的結果顯示，在有無考慮板樁式碼頭背填土壤發生液化情況下，其影響碼頭法線殘餘變位量的評估結果甚大，故於板樁式碼頭之性能設計或評估應將土壤液化因素納入考量。

由本章性能評估的結果顯示，高雄港#45 板樁式碼頭若以「港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿）」之規定，其碼頭構件之應力狀態皆能通過 B 級碼頭之性能目標檢核。而將碼頭的殘留位移量納入考量，以簡化動力分析法及動力分析法評估所得之位移量達 0.76m 及 0.59m，於該位移量下，岸肩及背填土區應已產生破壞情形，致使喪失其性能或甚至已達無法修復狀態，以表 4-4 B 級板樁式碼頭之耐震性能

目標來檢核，其為允許損壞等級Ⅲ(接近崩塌破壞)之性能目標，故通過B級碼頭性能目標檢核。



## 1. 一般條件

碼頭泊船噸位：65,000D~70,000 DWT

水深：EL. -9.0m

岸肩高程：EL. +2.4m

繫船柱能力：曲柱 45t

地震力：水平震度 0.1 ，垂直震度 0

超載：常時  $1\text{t/m}^2$ ，地震時  $0.5\text{t/m}^2$

## 2. 自然條件

潮位：M.H.W.L. EL.+1.6m

M.L.W.L. EL. +0m

背填料(水力回填部分)  $\phi = 30^\circ \sim 35^\circ$

## 3. 材料性質

(1)土壤單位重：根據鑽探資料可以得知土層多為砂土，其單位重量介於  $1.85\text{ tf/m}^3$  至  $2.15\text{ tf/m}^3$  之間。

(2)土壤透水係數：砂土為中透水性之材料，其透水係數之範圍約為  $10^{-1}\text{ cm/s}$  至  $10^{-4}\text{ cm/s}$  之間。

(3)沉箱單位重：外層屬於剛性材質，內部則填充砂，沉箱整體之單位重約為  $2.1\text{ tf/m}^3$ 。

## 3. 土層資料

依據碼頭後線地質鑽探資料簡化設計土層，整理出各土層土壤相關參數整理如表 5-1 所示。

表 5-1 本案例碼頭各土層土壤參數

深度 (m)	厚度 (m)	$r_t$ (t/m <sup>3</sup> )	C (t/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (deg.)
7.65	7.65	2.04	0	30
9.15	1.5	1.93	0	30
13.65	4.5	2.09	0	35
15.5	1.5	1.92	0	30
16.65	1.5	2.02	0	35
20	3.35	1.97	0	31

資料來源：臺灣港務公司提供及本研究整理

#### 4. 地震力

因本案例工址位於高雄市旗津區，參考建築物耐震設計規範之臺灣地區震區設計水平譜加速度係數，查得  $S_s^D=0.5$ ，震區工址之地盤效應(依其工址之平均 SPT  $N=9$ ，由建築物耐震設計規範之地盤分類表屬第三類地盤，查得短週期結構之工址放大係數  $F_a=1.2$ )，計算  $S_{II,S}=F_a \times S_s^D=1.2 \times 0.5=0.6$ 。計算等級 I 及 II 水平地震力震度( $K_h$ )及垂直地震力震度( $K_v=2 \times K_h/3$ )。

##### (1) 水平地震力

$K_h=0.4 \cdot S_{II,S}$ ；其中  $0.4 \cdot S_{II,S}$  單位為  $g$ 。

等級 I 地震  $PGA=0.4 \cdot S_{II,S} / 3.25=0.07 g$ ；

等級 II 地震  $PGA=0.4 \cdot S_{II,S}=0.24 g$ ；

##### (2) 垂直地震力

等級 I 地震  $K_v=0.07 \times (2/3)=0.047 g$ ；

等級 II 地震  $K_v=0.24 \times (2/3)=0.16 g$ ；

#### 5. 土壤液化分析

本小節將針對重力式碼頭地震力作用下考慮背填土壤發生液化之狀況下，評估碼頭之臨界滑動加速度。依據本所賴聖耀本土化液化潛能評估理論[36][37][38]，分析該碼頭後線鑽孔深度之液化機率，在

地震規模  $M=6.5$ ，等級 I 地震(地表加速度  $PGA=0.07g$ )的條件下，無發生液化之潛勢，如圖 5.2 所示；等級 II 地震(地表加速度  $PGA=0.24g$ )的條件下，EL.-1.6~-7.6m 之鑽孔深度有較高發生液化之潛勢，如圖 5.3 所示。



## 5.2 性能目標

選擇性能目標應針對港埠特性、結構物之功能考慮其所擔負之角色，在震災發生時，所應提供之功能，是作為緊急物質運送或維持地區經濟社會活動，亦或防災據點等，根據此功能之不同提出不同之選擇建議。

本研究之案例為既有重力式碼頭構造物，依「港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿）」所建議之性能等級分為 S、A、B 與 C 四級如表 2-23 所示，根據不同碼頭之用途提供建議適用之性能等級，查高雄港新濱碼頭目前為客輪碼頭使用，現況如圖 5.4 所示，依表 2-23 可歸類為散雜貨碼頭，故碼頭重要度等級之分類，可屬於 B 級碼頭，故本案例將以 B 級碼頭之性能目標來評估其耐震性能是否滿足需求。



圖 5.4 高雄港新濱碼頭現況照片

依「港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿）」規定，查得 B 級碼頭耐震性能目標如表 5-2 所示，僅需檢核等級 I 及等級 II 地震下之性能等級，並依表 3-1 選用合適之分析法驗證等級 I 及等級 II 地震下之耐震性能，最後再依表 5-3 檢核是否合乎重力式碼頭性能可接受標準，以做為後續維護管理之參考。

表 5-2 本案例 B 級碼頭之耐震性能目標

地震力等級	損壞等級(性能等級)		
	等級 I (可使用)	等級 II (可修復)	等級 III (接近崩塌破壞)
等級 I (迴歸期約 50 年)	B		
等級 II (迴歸期約 475 年)			B
等級 III (迴歸期約 2500 年)			

表 5-3 本案例重力式碼頭性能可接受標準

參數		性能等級	第 I 級	第 II 級	第 III 級
殘餘變位	壁體	正規化水平位移 d/H	<1.5% 或 d<30cm	5%~10%	>10%
		向海側傾斜角	<3°	5°~8°	>8°
	岸肩	不均勻沉陷量	3cm~10cm	N/A	N/A
		岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm	N/A	N/A
		向海側傾斜角	<2°~3°	N/A	N/A

### 5.3 簡化分析法

本節採用基於力平衡概念的擬靜力分析法，進行耐震性能的評估，將構造物及支承土壤視為剛體，地震力為施加於構造物側向的靜態慣性力。相關碼頭穩定性安全係數計算說明如下：

#### 1. 碼頭設計斷面及材料參數

本案例之碼頭設計斷面為沉箱長度為 6.7 公尺，沉箱高度為 11.4 公尺，如圖 5.1 所示。各項材料參數係參考「港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究(1/4)」及本研究整理如表 5-4 所示。

表 5-4 重力式碼頭參數表

沉箱底部摩擦係數 $u_b$	0.6
碼頭壁面與土壤間之摩擦角 $\delta(\text{deg})$	15
土層內摩擦角 $\varphi(\text{deg})$	35
碼頭壁面與垂直面之摩擦角 $\Psi(\text{deg})$	0
殘留水位(m)	1.07
沉箱高度 $h(\text{m})$	11.4
沉箱長度 $L(\text{m})$	6.7
海側平均水面高度 $h_s(\text{m})$	9
陸側水面高度 $h_t(\text{m})$	10.07
海水單位重 $\gamma_w(\text{t/m}^3)$	1.03
沉箱總單位重 $\gamma_{st}(\text{t/m}^3)$	2.1
水位上背填土單位重 $\gamma_t(\text{t/m}^3)$	2.04
水位下背填土單位重 $\gamma(\text{t/m}^3)$	1
陸側地下水位以上之土層厚度 $h_t(\text{m})$	0.88

## 2. 安全性檢核

### (1) 滑動穩定性分析

本案例之滑動穩定性分析依據基準滑動穩定性之分析方法進行安全性檢核，分析成果如表 5-5 所示，評估結果安全係數為 1.18 大於 1，故碼頭穩定通過檢核。

表 5-5 重力式碼頭等級 I 地震滑動穩定性分析檢核

碼頭單位總重 $W(\text{t/m})$	160.40
碼頭有效單位重量 $W'(\text{t/m})$	100.10
地下水位以上 $\theta_u(\text{deg})$	0.07
地下水位以下 $\theta_d(\text{deg})$	0.14
地下水位以上主動土壓力係數 $K_{AE}$	0.29
地下水位以下主動土壓力係數 $K'_{AE}$	0.33
背填土壤動態主動土壓力 $P_{AE}(\text{t/m})$	23.43
靜水壓力(陸側) $P_{WL}(\text{t/m})$	50.70
靜水壓力(海側) $P_{WS}(\text{t/m})$	40.5
潮位震盪變化動水壓力(海側) $P_{WES}(\text{t/m})$	3.31
安全係數 $F_s$	1.18(通過)

## (2) 傾覆穩定性分析

本案例之傾覆穩定性分析依據基準傾覆穩定性之分析方法進行安全性檢核，分析成果如表 5-6 所示，評估結果安全係數為 1.31 大於 1，故碼頭穩定通過檢核。

## (3) 基礎承載力分析

本案例之基礎承載力分析依據基礎承載力分析之方法進行安全性檢核，檢核結果安全係數大於 1 通過檢核，分析之過程如下：

淺基礎極限承載力：

$$\begin{aligned} q_u &= cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma_a D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_b B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \\ &= 0 + 0 + 0.5 \times 2 \times 6.7 \times 19.13 \times 1 \times 1 \times 1 \\ &= 129.31(t/m^3) \end{aligned}$$

基礎承受之垂直力：

$$\begin{aligned} F_v &= W' + k_v W + P_{AE} \sin \delta + W_d \\ &= 100.10 + 0.035 \times 160.40 + 23.43 \times \sin 15^\circ + 0 \\ &= 111.78(t/m^3) \end{aligned}$$

碼頭基礎承載力檢核之安全係數：

$$F_L = \frac{q_u B}{F_v} = \frac{129.31 \times 6.7}{111.78} = 7.68 > 1 (\text{通過})$$

表 5-6 重力式碼頭等級 I 地震傾覆穩定性分析檢核

碼頭單位總重 $W(t/m)$	160.40
靜水壓力(陸側) $P_{WL}(t/m)$	50.70
靜水壓力(海側) $P_{WS}(t/m)$	40.5
潮位震盪變化動水壓力(海側) $P_{WES}(t/m)$	3.31
碼頭正向力 $N(t)$	94.48
背填土壤之動態主動土壓力 $P_{AE}(t/m)$	23.43
碼頭基礎埋置效應所提供之被動土壓力 $P_{PE}(t/m)$	0
$N$ 對沉箱底部力臂 $L_N(m)$	3.35
$P_{WS}$ 對碼頭趾部力臂 $L_{WS}(m)$	3
$P_{PE}$ 對碼頭趾部力臂 $L_{PE}(m)$	0
$K_h \cdot W$ 對碼頭趾部力臂 $L_I(m)$	5.7
$P_{AE}$ 對碼頭趾部力臂 $L_{AE}(m)$	3.8
$P_{WL}$ 對碼頭趾部力臂 $L_{WL}(m)$	3.36
$P_{WES}$ 對碼頭趾部力臂 $L_{WES}(m)$	3.6
安全係數 $F_S$	1.31(通過)

由以上評估之結果可知，案例碼頭構造物在等級 I 地震力作用下，抗滑動、抗傾覆及基礎承载力之安全係數檢核均大於 1，顯示結構穩定不會產生任何變位。評估結果符合表 5-4 B 級重力式碼頭等級 I 地震力之性能目標。

## 5.4 簡化動力分析法及動力分析

### 5.4.1 簡化動力分析法

依據國際航海協會基準所建議之簡化動力分析法主要是以滑動塊體法來進行碼頭之耐震性能評估，該評估方法是將碼頭結構本體理想化為一會滑動之剛體，地震力以作用於結構體基礎之地震歷時表示，塊體在受地震力作用時會因慣性力而有向外滑移之趨勢，當此滑移之

驅動力大於滑動面之極限抗剪力時，塊體會有滑動的情況產生，此時之加速度為臨界滑動加速度，將地表加速度大於臨界滑動加速度的部分雙重積分，可得到構造物之滑動位移量，即可檢核碼頭是否達到預期之性能目標，評估流程如圖 5.5 所示。

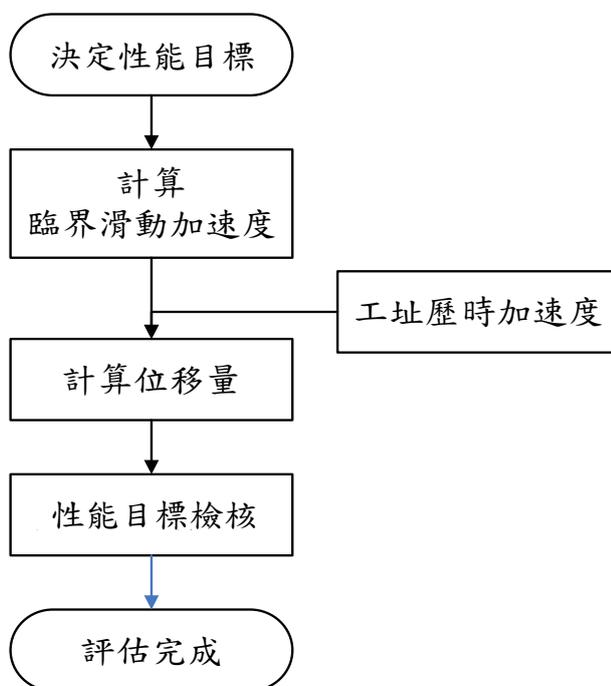


圖 5.5 簡化動力分析評估流程圖

本研究為示範簡化動力分析法應用於重力式碼頭的耐震性能評估，將以等級 II 的人造地震歷時，來示範簡化動力分析法應用於重力式碼頭的耐震性能評估，相關步驟說明如下：

## 1. 人造地震

依據現行規範對人造地震之規定，彈性設計反應譜之人造地震歷時必須能反映工址之實際地震特性，因此所製作之人造地震歷時必須與工址附近測站所紀錄之地震歷時波相符，而其轉換成反應譜之譜加速度亦須與等級 II 地震設計反應譜相符。

本案例工址位於高雄港，因此人造地震之製作，係委由中興工程顧問社以本所於高雄港區所設置之地震監測站歷年所量測之地震

加速度紀錄，擷取最大三筆地震紀錄為基準，來調整製作與地震彈性反應譜相符的人造地震加速度歷時。

考量本案例碼頭為南北向，故影響碼頭穩定性最大的地震為南北向的地震力，由中興工程顧問社製作的等級Ⅱ(475年回歸期)南北向人造地震歷時如圖 5.6 所示。

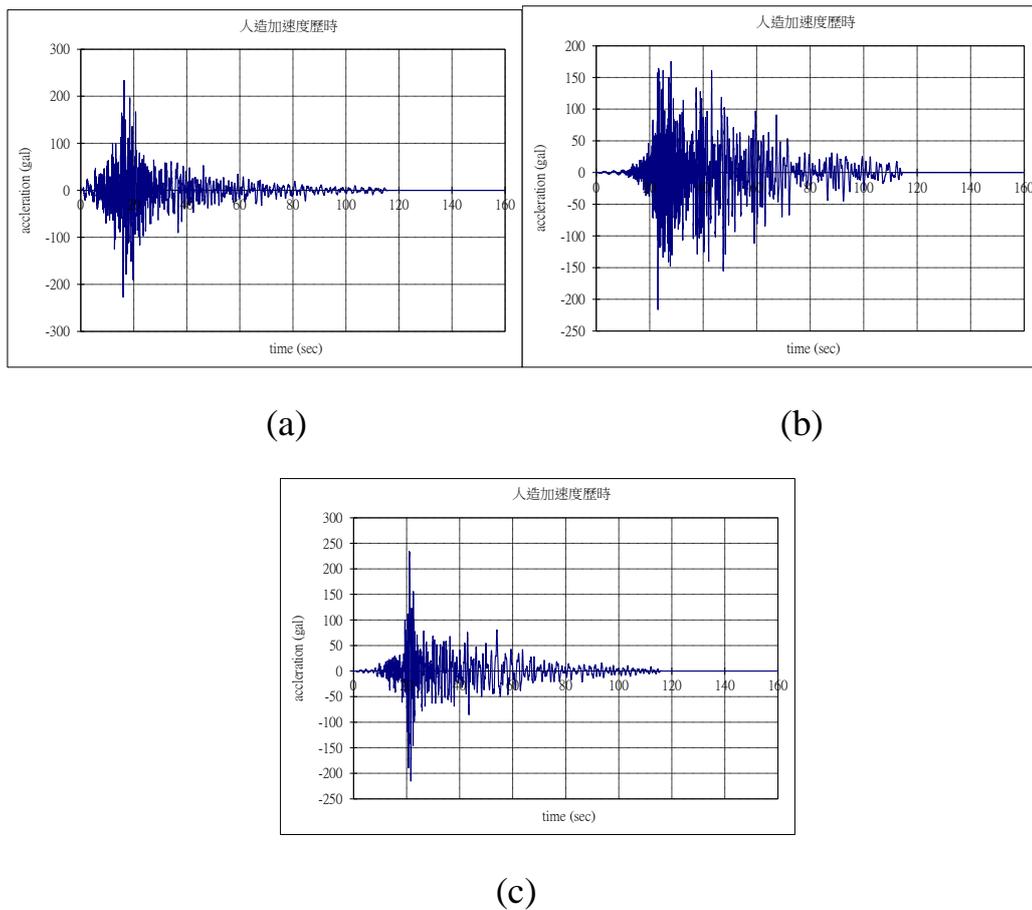


圖 5.6 等級Ⅱ地震 3 組南北向人造地震歷時

(a)第 1 組、(b)第 2 組、(c)第 3 組

## 2. 分析方法

本案例之簡化動力分析依據簡易滑動塊體法來分析剛性塊體在水平地表運動過程期間所導致的總滑移量。滑動塊體分析法為求取

重力式碼頭在實際地震作用下的受震反應，分析時需找出重力式碼頭之臨界滑動加速度值，將超過臨界加速度值之部分，經由二次積分，可得到總滑移量。

滑動塊分析時，考慮重力式碼頭的座落方向，選擇影響程度最劇的地動分量之地震歷時進行輸入，在本案例中因碼頭法線偏東西向，故本案例選擇南北向之地震歷時進行分析。

分析結果：

#### (1)臨界加速度

由圖 5.3 重力式碼頭等級 II 地震土壤液化潛能評估結果可知，重力式碼頭底部深度-1.6m~-7.6m 之土層部分液化約為 6 公尺，配合土壤參數折減係數進行分析，由土壤液化潛能評估結果得知  $F_L$  介於 0.70~0.81 之間，查表 3-5 求得該液化土層折減係數  $D_E$  皆為 2/3，其公式內各項參數值計算結果如表 5-7 所示。臨界加速度值為 0.052g。

#### (2)水平位移

經由歷時作用之重力式碼頭，其超過臨界加速度所產生之永久水平位移如圖 5.7 所示，最大累積位移量為 39.88 公分。

等級 II 地震之 B 級重力式碼頭性能目標為正規化水平位移  $d/H$  小於 10%，由上述之滑動塊分析結果，3 組等級 II 地震力最大殘餘水平變位  $d=39.88\text{cm}$ ，碼頭高  $H=1,140\text{cm}$ ， $d/H=3.50\%$  小於 10%，故正規化水平位移檢核結果通過性能目標，但向海側傾斜角部分，因簡化動力分析法僅能分析水平滑動位移，無法分析碼頭傾斜角，故此部分無法評估，須由動力分析法來進一步評估。

表 5-7 重力式碼頭等級 II 地震臨界加速度值

碼頭單位總重 $W$ (tf/m)	160.40
碼頭有效單位重量 $W'$ (tf/m)	100.10
地下水位以上 $\theta_u$ (deg)	0.05
地下水位以下 $\theta_d$ (deg)	0.21
地下水位以上主動土壓力係數 $K_{AE}$	0.28
地下水位以下主動土壓力係數 $K'_{AE}$	0.39
背填土壤動態主動土壓力 $P_{AE}$ (t/m)	32.81
靜水壓力(陸側) $P_{WL}$ (t/m)	54.43
靜水壓力(海側) $P_{WS}$ (t/m)	40.5
潮位震盪變化動水壓力(海側) $P_{WES}$ (t/m)	2.46
臨界水平震度係數 $K_h(F_s = 1)$	0.052
臨界垂直震度係數 $K_v(F_s = 1)$	0.026

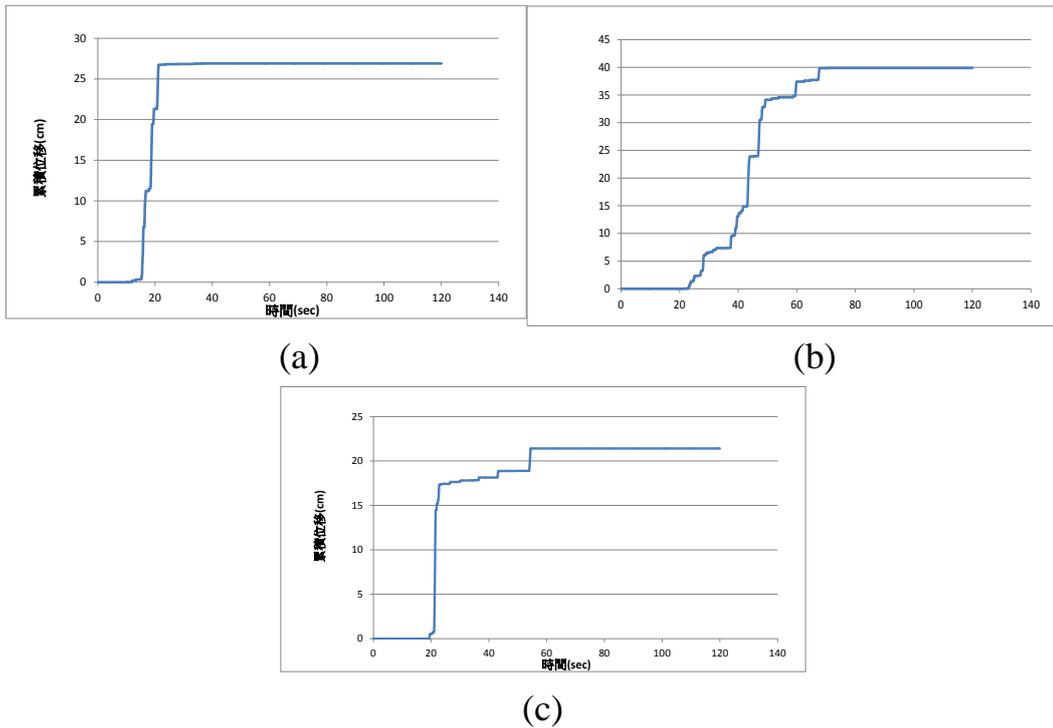


圖 5.7 等級 II 地震永久水平位移，(a)第 1 組 26.90cm、(b)第 2 組 39.88cm、(c)第 3 組 21.41cm。

## 5.4.2 動力分析法

### 1. 建立碼頭模型網格

參考圖 5.1 與表 5-1 之資料，將重力式碼頭的沉箱尺寸與附近土層之分析範圍，依其計算之複雜程度，進行網格疏密之建置如圖 5.8 所示，分析網格劃分為  $50 \times 30$  計 1500 個差分網格，沉箱與地底土層總體高度為 42.3 公尺，垂直網格數為 30；向海側之土層範圍長為 36.7 公尺，網格數為 25；沉箱之網格數為 10；陸側之土層範圍長為 33.3 公尺，網格數為 15。本案例以沉箱周圍之網格較為緻密，主要係考量當重力式碼頭破壞時，破壞機制主要為沉箱滑動、傾倒或沉陷，緻密之網格劃分較可充分掌握沉箱周圍之應力精度要求。

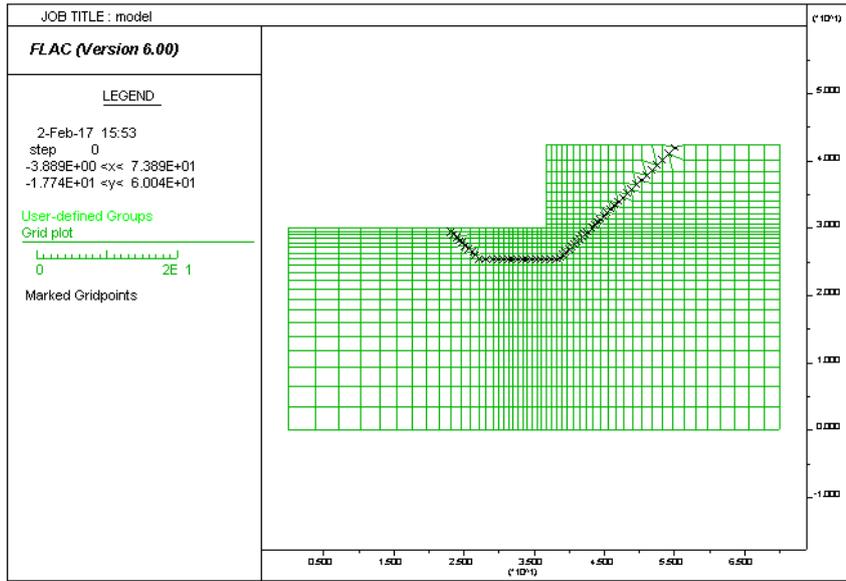


圖5.8 重力式碼頭數值模擬網格圖

## 2. 材料參數

本研究中之土壤非線性與不可恢復應變將以彈塑性力學模式來考慮。彈塑性力學模式採用常用之 Mohr-Coulomb 模式，此模式需要之相關參數包括：定義土壤屈伏面之參數（凝聚力、摩擦角）與定義土壤塑性潛能函數之參數（膨脹角）；此外，尚需要定義彈性模數  $E$ （楊氏模數）與  $G$ （剪力模數）；於本研究中， $G$  假設為為靜態（地震前）有效應力之函數，並假設  $E$  與  $G$  間之比值為定值。剪力模數、統體模數之轉換公式分別利用式(5-1)與式(5-2)分別求出，各土層材料參數分層圖如圖 5.9 所示。

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots(5-1)$$

$$B = \frac{E}{3(1-2\nu)} \dots\dots\dots(5-2)$$

其中  $G$  為剪力模數； $B$  為統體模數； $E$  為楊氏模數； $\nu$  為包松比。

### 3. 界面元素

本研究案例之重力式碼頭主要構造物包含沉箱與水力回填砂，沉箱係為一剛性結構物，而沉箱後方之水力回填砂與沉箱下方之土層係較為柔性之土壤，為模擬真實土壤與剛性結構體之間之不連續界面，同時考量不連續界面之變形行為，故需於沉箱與鄰近土壤間加入界面元素以模擬沉箱之滑動與剪切行為，同時反應土壤與結構互制情況。

FLAC 程式界面元素之主要參數包括摩擦角、正向勁度與切向勁度，依據 FLAC 使用手冊之建議，通常切向勁度建議值為鄰近土層剪力模數之十倍，而正向勁度為切向勁度之四倍至十倍間，對無經驗之工程師來說，亦可使用建議公式進行設定，如式(5-3)所示，另軟弱土層與堅硬岩盤之摩擦角則介於 15 度至 30 度之間。本研究案例選用參數及圖示分別如表 5-8 與圖 5.9 所示。

$$K_n = 10K_s = \max \left[ \frac{\left( K + \frac{4}{3}G \right)}{\Delta z_{\min}} \right] \dots\dots\dots(5-3)$$

其中  $k_n$  為正向勁度； $K_s$  為切向勁度； $K$  為統體模數； $G$  為剪力模數； $\Delta z_{\min}$  界面鄰近網格之最小寬度。

表 5-8 界面參數

部位	正向勁度 K <sub>n</sub> (Mpa)	切向勁度 K <sub>s</sub> (Mpa)	界面摩擦角 (度)
沉箱基礎與背填土間	100	10	15
沉箱基礎與卵礫石間	800	80	20

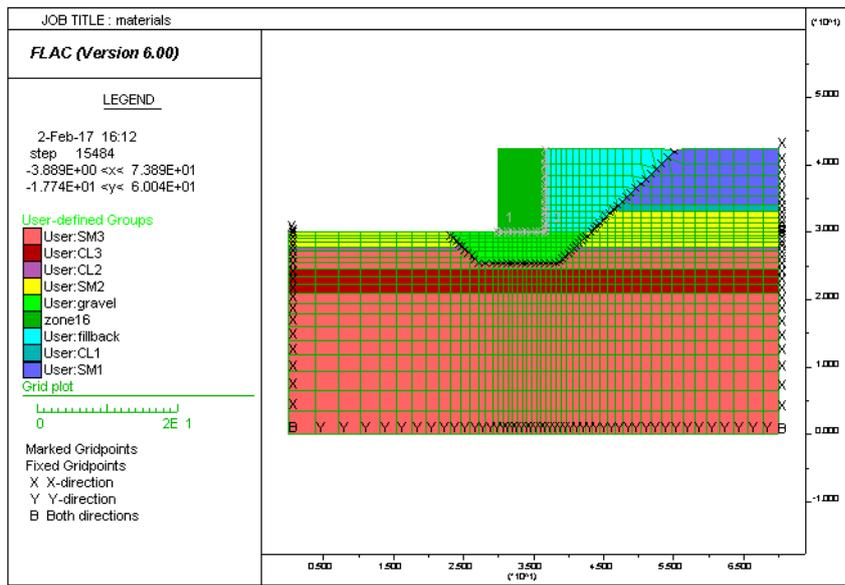


圖 5.9 材料參數分層及設定界面元素圖

#### 4. 海水側向力與地下水位面

海水側向力之壓力公式計算如式(5-4)所示，計算完成之海水側向力在 FLAC 模型建置後，而地下水位面設定為-1.33 公尺，FLAC 模型設定結果如圖 5.10 所示。

$$P = \gamma_w H \dots\dots\dots(5-4)$$

其中 P 為壓力，單位 Pa； $\gamma_w$  為海水單位重；H 為水深。

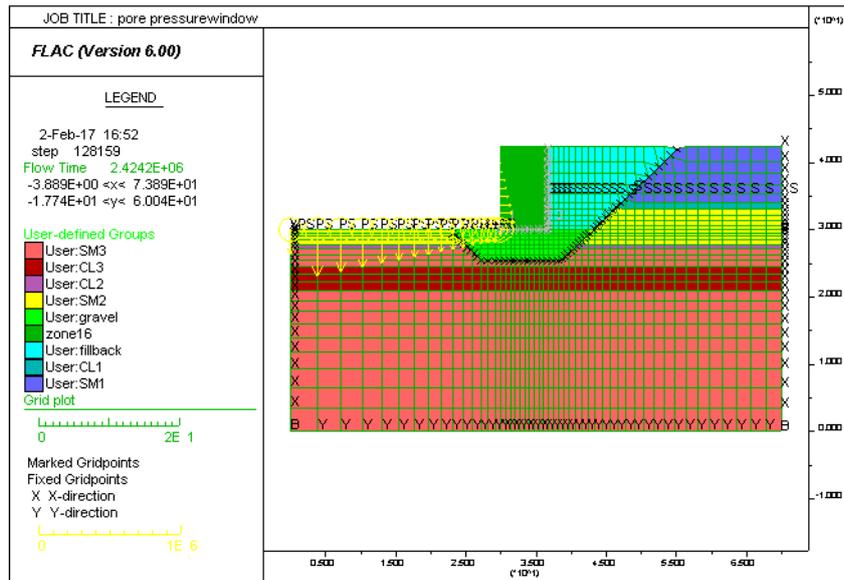


圖 5.10 海水側向力及地下水位面模型建立

## 5. Finn 模式

當動態-地下水滲流計算模組採用時，FLAC 對於動態荷重所造成孔隙水壓激發，基本上只是考量荷載作用時，孔隙體積改變所造成之孔隙水壓改變，並無法模擬剪力波傳遞所造成之沉陷及孔隙水壓上升現象，其平均孔隙水壓維持定值。然而，事實上對於某些砂土中，在反覆剪力荷重作用下，孔隙水壓會有相當高之增量，在此一過程中可能使元素之有效應力趨近為零，導致液化現象的產生。為模擬孔隙水壓激發之物理現象，Martin 等人於 1975 發展四參數模式，如式(5-5)所示，而 Byrne 於 1991 發展兩參數模式，如式(5-6)所示，上述孔隙水壓激發模式稱之 Finn 模式，於 FLAC 分析時可用以模擬土壤受震後之孔隙水壓激發情形。Finn 模式為應變控制型之孔隙水壓激發模式，考量分析參數於不同階段之可取得性，本研究採用 Byrne 於 1991 發展兩參數模式進行分析，此模式之參數可利用鑽探資料所取得之標準貫入試驗(SPT-N)值，間接獲得 Finn 模式所需之輸入參數，將可能產生液化之土層，以 Finn 模式進行建置。

$$\Delta\varepsilon_{vd} = C_1(\gamma - C_2\varepsilon_{vd}) + \frac{C_3\varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4\varepsilon_{vd}} \dots\dots\dots(5-5)$$

$$\frac{\Delta\varepsilon_{vd}}{r} = C_1 \exp(-C_2 \frac{\varepsilon_{vd}}{r}) \dots\dots\dots(5-6)$$

其中， $C_1$ ， $C_2$ ， $C_3$ ， $C_4$  為常數； $C_1 = 8.7(N_1)_{60}^{-1.25}$ ； $C_2 = \frac{0.4}{C_1}$ ； $r$  為反覆剪切應變振幅； $\Delta\varepsilon_{vd}$  為體積應變增量； $\varepsilon_{vd}$  為體積應變量。

## 6. 動態邊界條件

於動力分析時需考慮邊界效應，為使地震波傳遞至邊界時不發生反射波回傳而產生干擾現象，需於分析邊界設置動態邊界條件。動態邊界於 FLAC 分析時可分成兩種，其一為吸能邊界(quiet boundary)，另一為自由場邊界(free-field boundary)。

由於外傳震波傳至邊界，使得反射波回傳進入模型內，進而干擾近域震波之運動。故吸能邊界主要採用足夠大之模型，藉由材料阻尼來消除反射波，但若使用過大之模型，則會造成高數值運算量，計算時間過久的問題。此邊界條件較適合震源位於模型內之動力問題；反之，若當震源位於上下邊界時，吸能邊界則不適用於模型兩側，此將使震波由兩側邊界產生洩漏的問題。

為消除洩漏的問題，可使用自由場邊界條件，其主要採用足夠遠之邊界來消除反射波的影響。優點為對於高阻尼材料，使用相對較小之距離，即可滿足自由場邊界條件；缺點則為對於低阻尼材料，則需使用較大之距離，才可滿足自由場邊界條件，此舉將會導致計算域之模型過大的問題。自由場邊界條件具有保持不反射之性質，強迫模型成為自由場，使得由結構外傳之波適當地被吸收。因為本案例之震源輸入位於下部邊界，故使用自由場邊界為重力式碼頭分析之動態邊界條件較為妥當，如圖 5.11 所示。

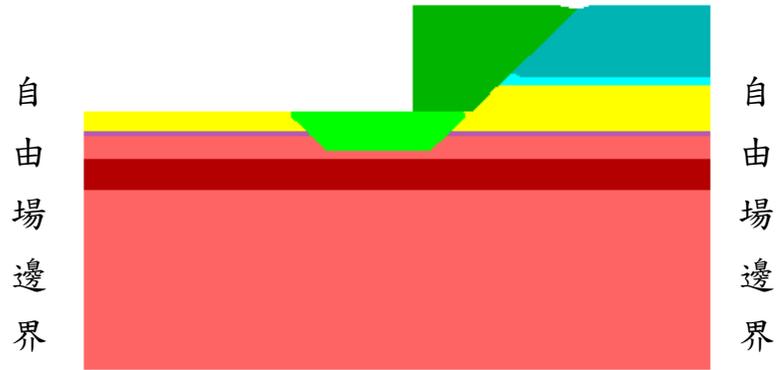


圖5.11 FLAC動態邊界條件

### 7. 阻尼參數

在動態數值模擬時，須考慮能量的損失，故必須給定力學阻尼，本案例於FLAC程式中使用雷利阻尼(Rayleigh damping)，以矩陣C表示，其包含質量阻尼(M)和勁度阻尼(K)，如式(5-7)。而臨界阻尼比之計算如式(5-8)，大地工程材料建議值為2%~5%，在此選用5%進行分析。另一輸入參數為共振頻率如式(5-9)，因此案例為較複雜之土層，故共振頻率之決定較為困難，一般介於6至10之範圍。本案例選用臨界阻尼比為5%、共振頻率為6。

$$C = \alpha M + \beta K \dots\dots\dots(5-7)$$

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left( \frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \dots\dots\dots(5-8)$$

$$f_{min} = \omega_{min} / 2\pi \dots\dots\dots(5-9)$$

其中， $\alpha$ 為質量阻尼係數； $\beta$ 為勁度阻尼係數； $\omega_i$ 為角頻率； $\xi_i$ 為臨界阻尼比。

### 8. 地震力輸入

動力分析時，考慮重力式碼頭的座落方向，選擇影響程度最劇的地動分量之地震歷時進行分析，在本案例中選擇南北向之地震歷

時進行分析，由於地震歷時分析之資料最高長達 120 秒，因此在 FLAC 程式輸入之歷時分析秒數取一段影響程度最劇烈之時間進行分析，本研究取 25 秒至 80 秒，共 55 秒，如圖 5.12 所示。

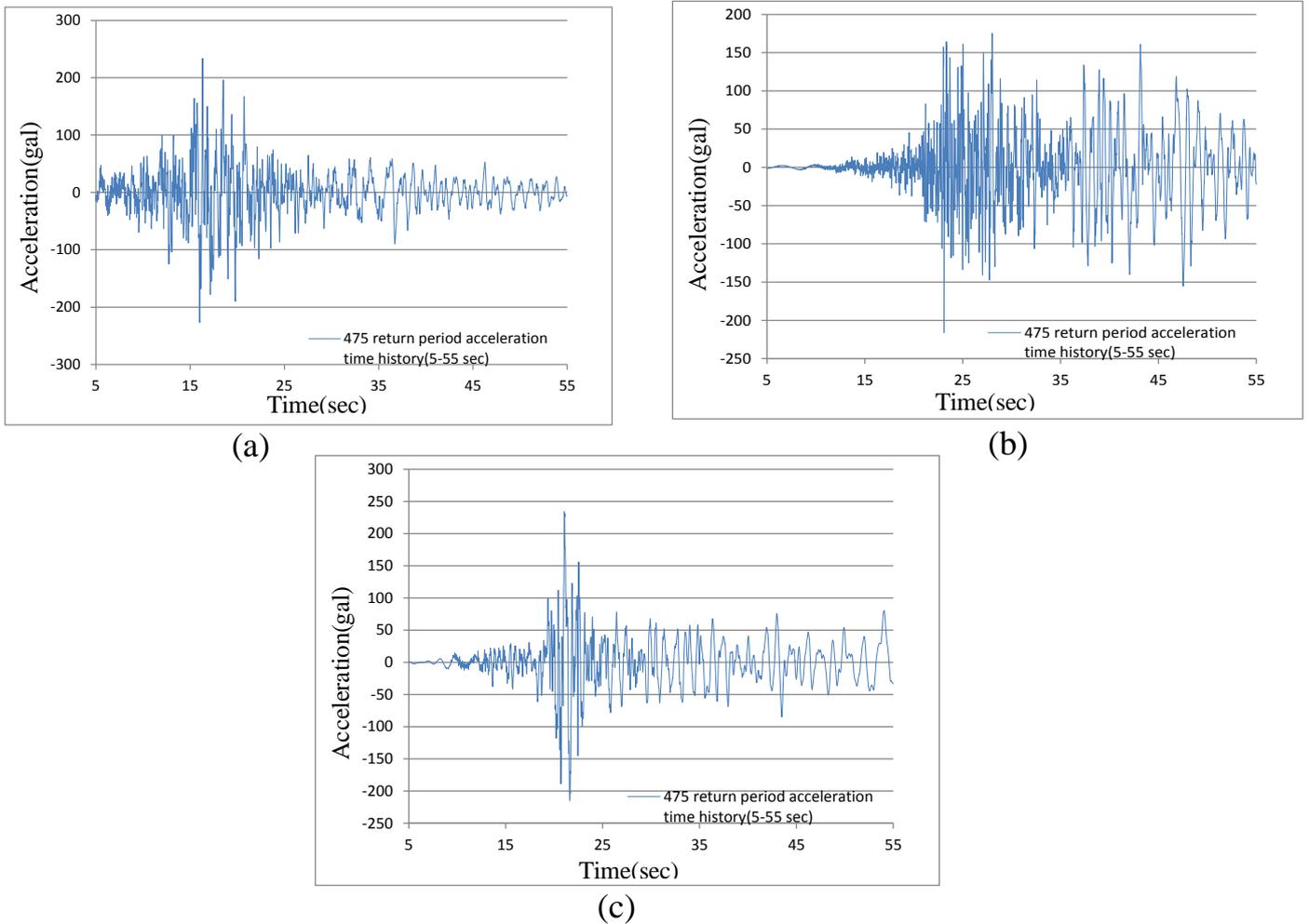
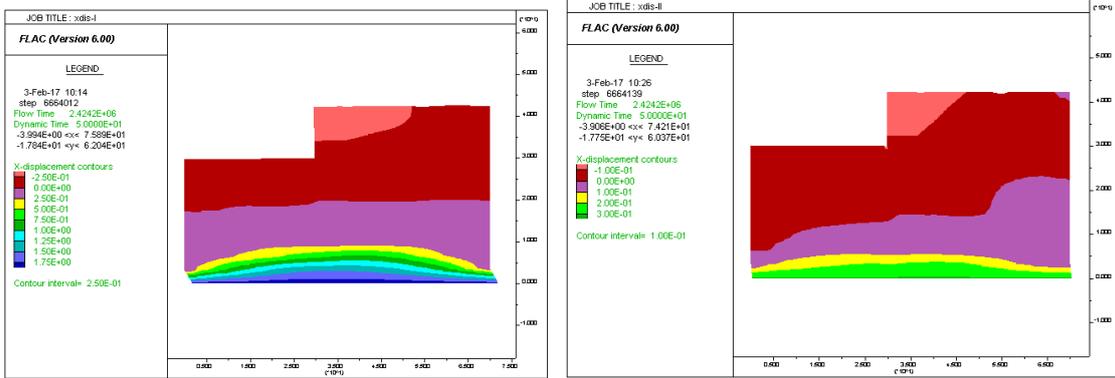


圖 5.12 3 組等級 II 人造地震歷時 (5~55 秒)，(a) 第 1 組、(b) 第 2 組、(c) 第 3 組

## 9. 分析結果

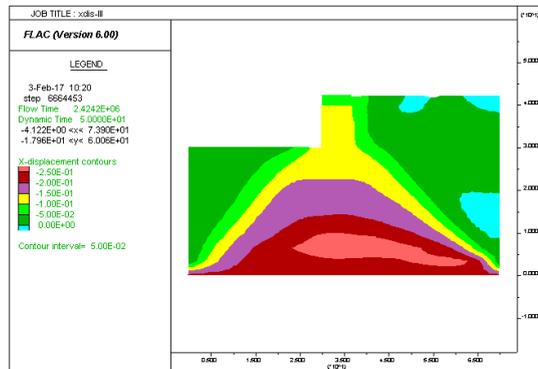
經由歷時作用之重力式碼頭，其整體水平位移情況如圖 5.13 所示，碼頭岸肩水平位移量歷程如圖 5.14 所示，3 組等級 II 地震力作用下最大位移為 37.54cm，碼頭高  $H=1,140\text{cm}$ ， $d/H=3.30\%$  小於 10%，重力式碼頭壁體傾斜角  $1^\circ$ ，故正規化水平位移及向海側傾斜角檢核

結果皆通過性能目標，故本案例通過等級II地震之性能評估。



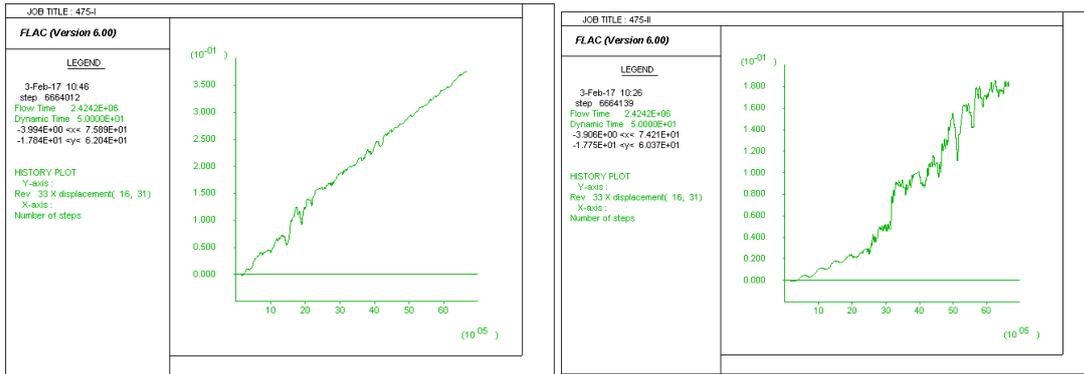
(a)

(b)



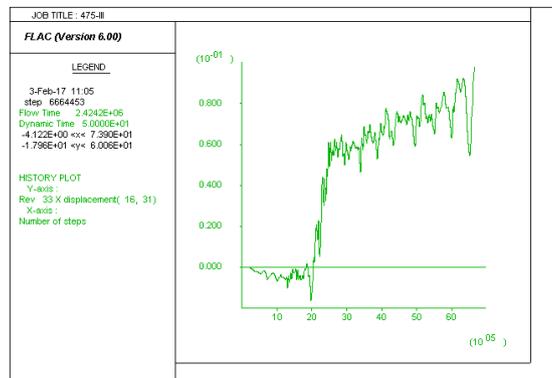
(c)

圖5.13 3組等級II人造地震作用下整體水平位移向量圖，(a)第1組-碼頭壁體傾斜角 $1^\circ$ (b)第2組-碼頭壁體傾斜角 $0.38^\circ$ (c)第3組-碼頭壁體傾斜角 $0.21^\circ$



(a)

(b)



(c)

圖5.14 3組等級II人造地震作用下碼頭岸肩水平位移量歷程圖，(a)第1組-最大位移量37.54cm (b)第2組-最大位移量18.57cm (c)第3組-最大位移量9.78cm

## 5.5 小結

由本章性能評估的結果顯示，本案例碼頭若以「港灣構造物耐震性能設計手冊(草稿)」之規定，於等級I地震下需滿足使用功能正常、不需修復及結構保持彈性，其簡化分析法分析結果，碼頭安全係數均大於1，且不發生土壤液化，結構穩定滿足性能目標。

等級II地震下，本案例碼頭之性能標準為正規化水平位移(d/H)需滿足不超過5%~10%，以簡化動力分析法之滑動塊體法分析結果為3.50% < 10%，故正規化水平位移檢核結果通過性能可接受標準，但向

海側傾斜角部分，因簡化動力分析法僅能分析水平滑動位移，無法分析碼頭傾斜角，故此部分無法評估，須由動力分析法來進一步評估；而由動力分析法分析結果顯示正規化水平位移 $(d/H)3.30\% < 10\%$ ，壁體向海側傾斜角為 $1^\circ < 8^\circ$ ，其正規化水平位移及向海側傾斜角檢核結果皆通過性能可接受標準。

簡化動力分析法及動力分析法評估所得之位移量達 39.88cm 及 37.54cm，於該位移量下，岸肩及背填土區應已產生破壞情形，致使喪失其使用性能或甚至已達無法修復狀態，以表 5-2 B 級重力式碼頭之耐震性能目標來檢核，其為允許損壞等級 III(接近崩塌破壞)之性能目標，故本案例碼頭通過等級 II 地震之耐震性能目標評估檢核。

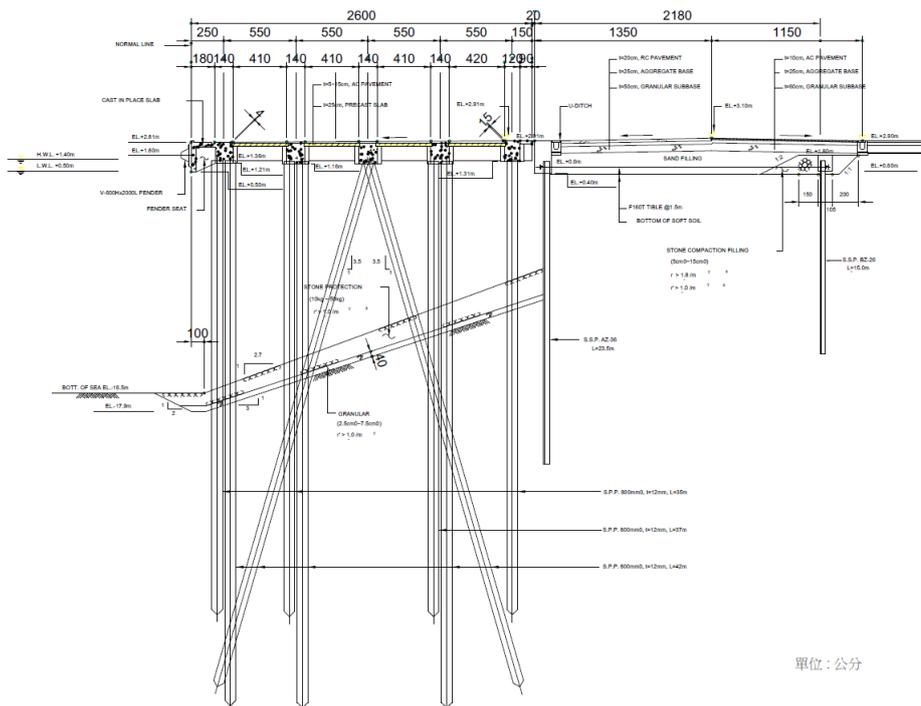


## 第六章 既有棧橋式碼頭性能評估探討

本章將以高雄港#101 棧橋式碼頭為實例，依據碼頭結構的基本設計的相關資料來歸類碼頭之重要等級及本研究第三章建議之性能評估流程及方法，分別以簡化分析法、簡化動力分析法及動力分析法，以SAP2000 商用軟體來輔助評估既有碼頭結構物之耐震性能。

### 6.1 案例基本資料

本案例為斜樁棧橋式碼頭，碼頭標準斷面圖詳如圖 6.1 所示，碼頭上部結構為鋼筋混凝土梁版系統，下部結構為鋼管樁組成，基樁尺寸分別為直徑 80 公分，厚 1.2 公分。碼頭之一般條件、自然條件、材料強度、載重等基本設計資料如下說明。



101號碼頭標準斷面圖(二)

圖 6.1 碼頭現況斷面圖

資料來源：臺灣港務公司提供本研究整理

1. 一般條件

水深：EL. -16.5m

岸肩高程：EL. +2.81m

繫船柱能力：曲柱 100t

2. 自然條件

潮位：H.W.L. EL.+1.4m

L.W.L. EL. +0.5m

背填料(水力回填部分)  $\phi = 30^\circ \sim 35^\circ$

3. 載重

平時：4 (t/m<sup>2</sup>)

地震時：2 (t/m<sup>2</sup>)

4. 單位重

鋼材 7.85t/m<sup>3</sup>

鋼筋混凝土 2.45 t/m<sup>3</sup>

5. 材料強度

混凝土  $f_c' = 210 \text{ kgf/cm}^2$

構造用鋼材、鋼管樁 SS41(SS400)  $F_y = 2400 \text{ kgf/cm}^2$

彈性模數  $E_s = 2.1 \times 10^7 \text{ tonf/m}^2 = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$

6. 土層資料

依據碼頭後線地質鑽探資料簡化分析土層為 4 層，碼頭耐震性能評估相關土壤參數整理如表 6-1 所示。

表 6-1 碼頭耐震性能評估土壤參數

高程(M)	$r_t$ (T/M <sup>3</sup> )	C (T/M <sup>2</sup> )	$\phi$ (deg.)	N
0~5	2.0	0	30	8
-5~-20	1.9	0	33	15
-20~-30	2.1	0	35	20
-30~-45	2.0	0	39	30

資料來源：臺灣港務公司提供及本研究整理

## 7. 地震力

由第二章之探討，棧橋式碼頭之三等級地震力如表 6-2 所示。

表 6-2 棧橋式碼頭之三等級地震力

地震等級		地震力計算公式
等級 I 地震	約 50 年回歸期	$V_{\min} = \frac{S_{a,II}}{3.25\alpha_y} W$
等級 II 地震	475 年回歸期	$V_{II} = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left( \frac{S_{a,II}}{F_u} \right)_m W$
等級 III 地震	2500 年回歸期	$V_{III} = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left( \frac{S_{a,III}}{F_u} \right)_m W$

其中  $S_{a,II}$  為等級 II 地震工址設計水平譜加速度係數， $S_{a,III}$  為等級 III 地震工址設計水平譜加速度係數， $\alpha_y$  為起始降伏地震力放大倍數， $F_u$  為結構系統地震力折減係數， $W$  為結構物自重。

因本案例工址位於高雄市旗津區，依據建築物耐震設計規範[20]之臺灣地區震區水平譜加速度係數，查得  $S_s^{II} = 0.5$ 、 $S_1^{II} = 0.35$ 、 $S_1^{III} = 0.5$ ，考慮震區工址之地盤效應( $15 < \text{平均 SPT N} < 50$ ，屬第二類地盤)及結構周期( $T_1 = 0.915$ )， $\alpha_y$  起始降伏放大倍數取 1.0，計算得等級 I 地震力  $V_I = 0.16W$ 、等級 II 地震力  $V_{II} = 0.22W$ 、等級 III 地震力  $V_{III} = 0.25W$ 。

## 8. 土層資料

依據碼頭後線地質鑽探資料簡化設計土層，整理出碼頭耐震性能評估相關土壤參數如圖 4.2 所示，各土層土壤相關參數整理如表 6-3 所示。

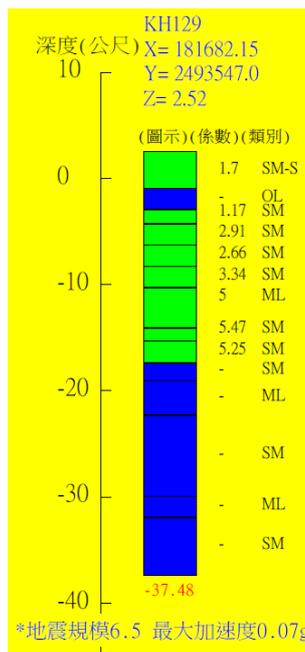
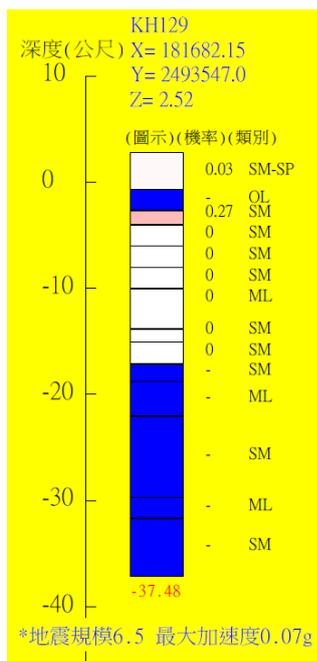
表 6-3 本案例碼頭各土層土壤參數

深度 (m)	厚度 (m)	$r_t$ ( $t/m^3$ )	C ( $t/m^2$ )	$\phi$ (deg.)
7.65	7.65	2.04	0	30
9.15	1.5	1.93	0	30
13.65	4.5	2.09	0	35
15.5	1.5	1.92	0	30
16.65	1.5	2.02	0	35
20	3.35	1.97	0	31

資料來源：臺灣港務公司提供及本研究整理

## 9. 土壤液化分析

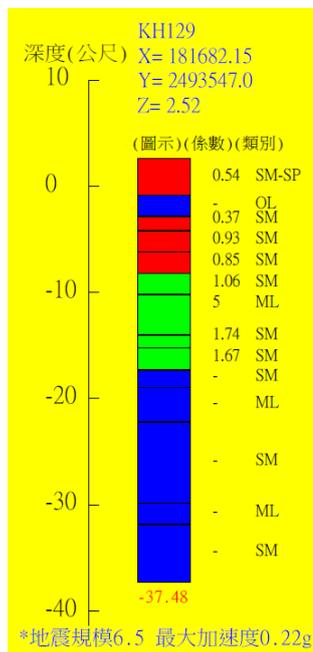
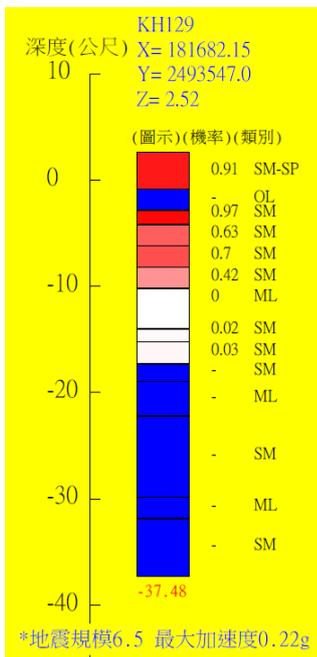
液化潛能評估之尖峰地表加速度 PGA 設定值以三等級地震之設計 PGA 作輸入，分別為等級 I 地震  $PGA=0.4S_{DS}/3.25=0.07g$ ，等級 II 地震  $PGA=0.4S_{DS}=0.22g$ 。依據本所賴聖耀本土化液化潛能評估理論 [36][37][38]，以 GIS 軟體模擬該碼頭後線鑽孔深度之液化機率顯示，在地震規模  $M=6.5$ ，等級 I 地震力作用下，無液化現象發生，如圖 6.2 所示。等級 II 及等級 III 地震力作用下，土層可能液化深度高程為 2.8~10 公尺處，如圖 6.3 及圖 6.4 所示。



(a)

(b)

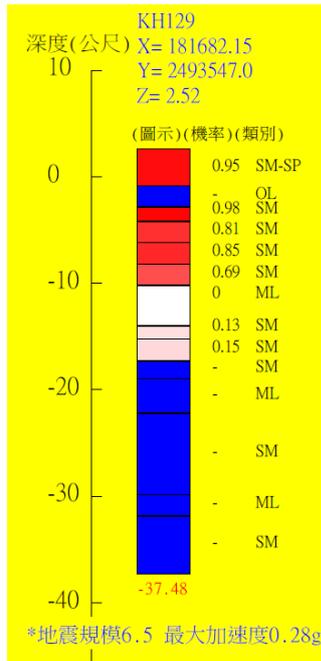
圖 6.2 等級 I 地震碼頭鑽孔深度(a)液化機率及(b)抗液化安全係數



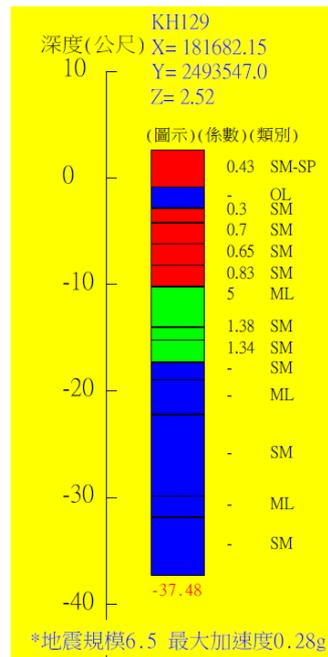
(a)

(b)

圖 6.3 等級 II 地震碼頭鑽孔深度(a)液化機率及(b)抗液化安全係數



(a)



(b)

圖 6.4 等級III地震碼頭鑽孔深度(a)液化機率及(b)抗液化安全係數

## 10. 分析單元

規範針對碼頭單一振動單元的長度規定係依據施工時澆鑄混凝土的能力，其約為 30 公尺左右，因此本案例碼頭之分析單元取平行法線方向(X 向)25 公尺，垂直法線方向(Y 向)25.7 公尺為耐震評估單元，平面配置如圖 6.5 所示。另外，因碼頭長度(X 向)達 380 公尺，且過去碼頭之地震損害主要以垂直法線(Y 向)之方向為主，故本案例之後續耐震能力評估僅以碼頭 Y 向之耐震能力為主。

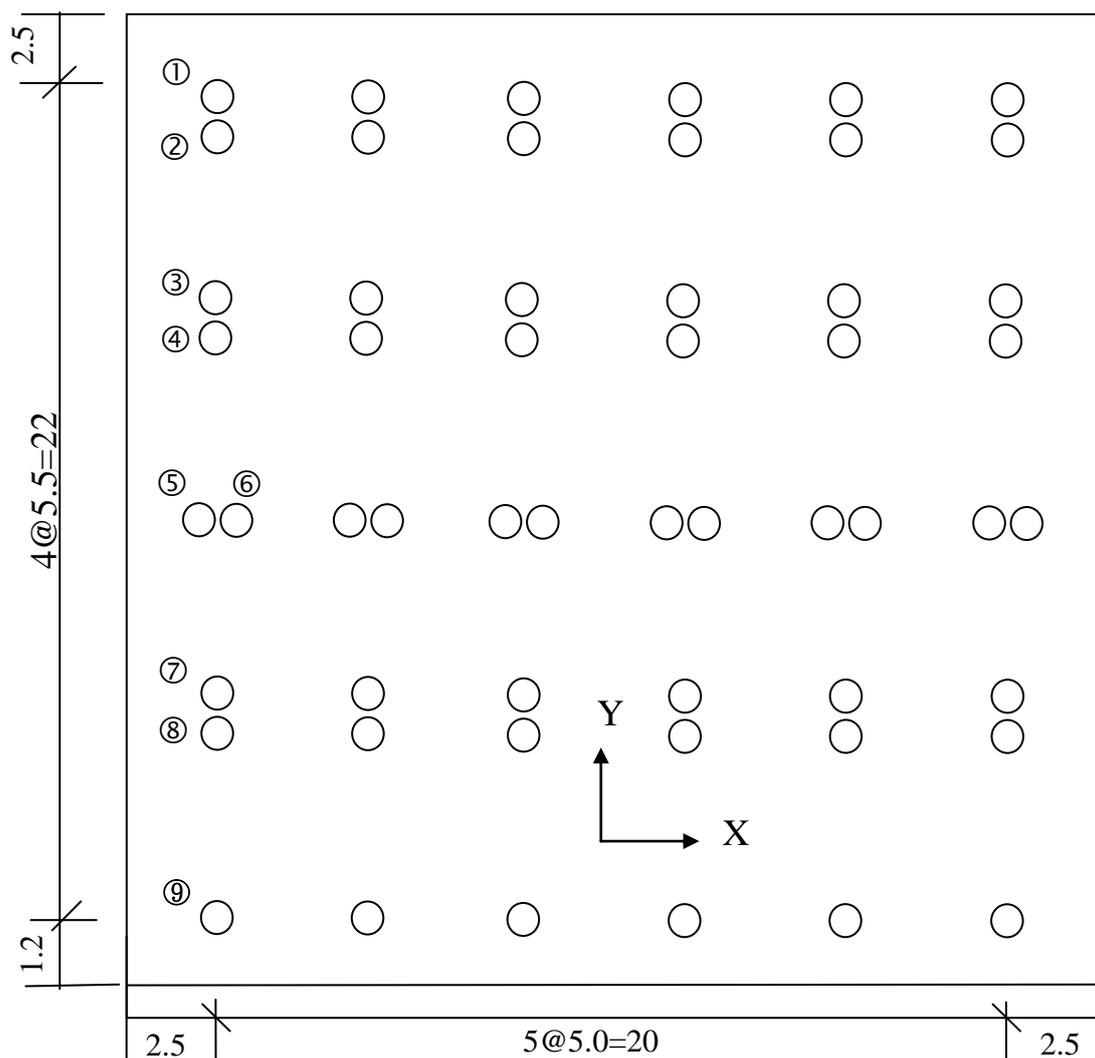


圖 6.5 棧橋式碼頭分析單元示意圖

## 6.2 性能目標

本研究之案例為高雄港#101 棧橋式碼頭，目前為中鋼公司專用碼頭使用，主要為煤炭及礦砂等散裝貨進口輸入製造鋼材，對於震災後復健負有重要任務者，依「港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿）」所建議之性能等級分為 S、A、B 與 C 四級如表 2-23 所示，其碼頭重要度等級之分類，可屬於 A 級碼頭，故本案例將以 A 級碼頭之性能目標來評估其耐震性能是否滿足需求。

依「港灣構造物耐震性能設計手冊(草稿)」規定，查得 A 級碼頭耐震性能目標如表 6-4 所示，僅需檢核等級 I 及等級 II 地震下之性能等級，並依表 3-1 選用合適之分析法驗證等級 I 及等級 II 地震下之耐震性能，最後再依表 6-5 檢核是否合乎板樁式碼頭性能可接受標準，以做為後續維護管理之參考。

**表 6-4 本案例 A 級碼頭之耐震性能目標**

地震力等級	損壞等級(性能等級)		
	等級 I (可使用)	等級 II (可修復)	等級 III (接近崩塌破壞)
等級 I (迴歸期約 50 年)	A		
等級 II (迴歸期約 475 年)		A	
等級 III (迴歸期約 2500 年)			A

**表 6-5 本案例棧橋式碼頭性能可接受標準**

性能等級 參數		第 I 級	第 II 級	第 III 級
		殘餘變位	橋面板與肩岸 沉陷差異	<30cm
	向海側傾斜角	<3°	不需檢核	不需檢核
最大反應	基樁 (須避免剪力破壞發生)	保持彈性 (僅輕微或無殘餘變形)	控制韌性 (結構可修復)	小於韌性容量 (韌性反應接近崩塌狀態)

### 6.3 簡化分析法

簡化分析法是以擬靜力的分析方式，將地震力視為施加於構造物側向的靜態慣性力，去模擬分析結構物受地震力作用下之動態反應，故對於較低重要度等級(例如 C 級)之結構，此類分析法可適用於所有地震等級作用下之性能性評估；但對於重要度等級較高者(例如 B 級、A 級與特定級)，則僅能應用於等級 I 地震力作用下之初步設計階段或服務使用性之評估，故本小節以簡化分析法進行等級 I 地震力之耐震性能評估。

#### 1. 樁根入深度檢核

依據基準<sup>[25]</sup>考量斜坡效應之影響，取原斜坡角度  $\alpha$  之一半( $\alpha/2$ )之斜面作為假想地表面。基樁之入土假想固定點可利用 6-1 式求取  $\beta$  值，其假想固定點距假想地表面為  $1/\beta$ ，如圖 6.6 所示，其中橫向地層反力係數之 SPT N 平均值取保守值 15。說明如下：

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} \dots\dots\dots (6-1)$$

$E_s$  = 地層土壤之彈性模數 ( $\text{kg/cm}^2$ ) =  $K_h \times D$

$K_h$  = 橫向地層反力係數 ( $\text{kg/cm}^3$ )

由設計基準可知不論砂或黏土皆可以

$K_h = 0.15N$  計算 (N 為 SPT 貫入試驗 N 值)

$D$  = 基樁直徑 = 80 cm

$t$  = 基樁厚度 = 1.2 cm

假想地表面計算：

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{1}{2.7} = 20.33^\circ \rightarrow \text{假想地表面 } \frac{\alpha}{2} = 10.17$$

設計年限採 50 年銹蝕量，則海底銹蝕率=0.02 mm/year

故 50 年海水銹蝕量 $=0.02\times 50=1$  mm

由以上計算可知鋼管樁外徑尚須扣除銹蝕厚度，計算如下：

$$\text{外徑 } D_{\text{out}} = 80 - 2 \times 0.1 = 79.8 \text{ cm}$$

$$\text{內徑 } D_{\text{in}} = 80 - 2 \times 1.2 = 77.6 \text{ cm}$$

$$\text{斷面慣性矩 } I = \frac{\pi}{64} (D_{\text{out}}^4 - D_{\text{in}}^4) = 210500 \text{ cm}^4$$

$$K_h = 0.15 N = 0.15 \times 15 = 2.25$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}} = 0.0032 \quad \text{則} \quad \frac{1}{\beta} = 315 \text{ cm}$$

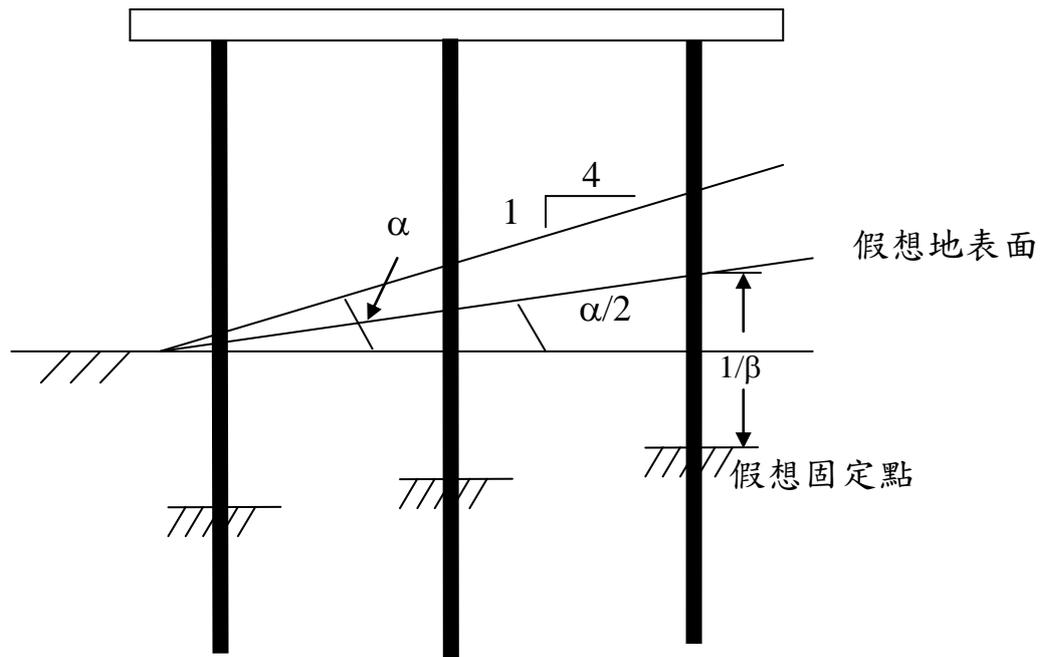


圖 6.6 假想地表面示意圖

假想固定點距假想地表面之距離  $1/\beta=315$  公分，樁之入土深度須超過假想地表面下  $3/\beta=945$  公分，而各樁長及樁號如圖 6.7 所示，計算得各樁之假想地表面高程、假想固定點高程、最小根入深度高程及有效樁長，如表 6-6 所示，由圖 6.7 可得知最短樁至少根入深度達

到 EL-36.2 公尺，均超過表 6-6 所示之最小根入深度高程，故樁之根入深度符合基準要求之根入深度。

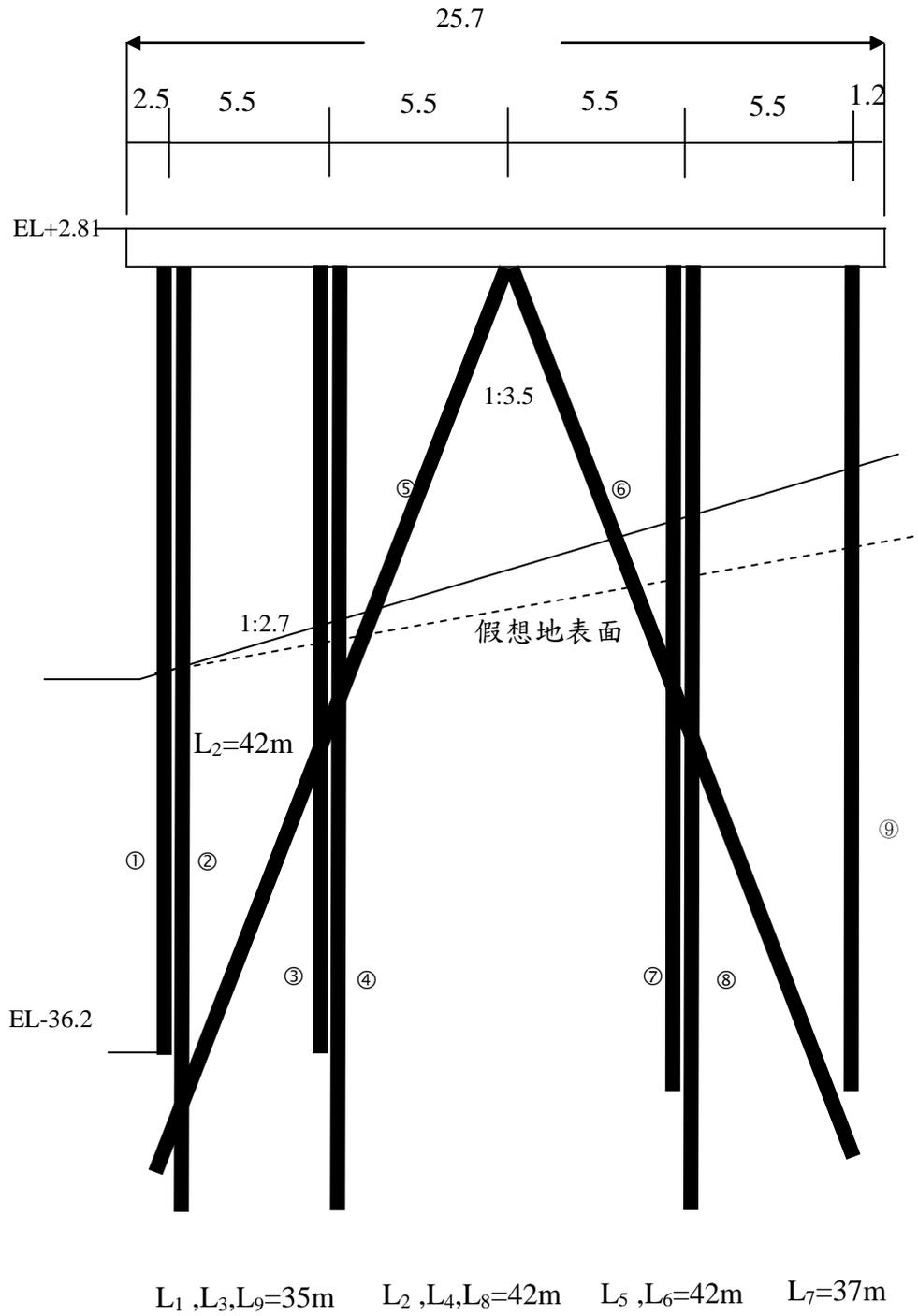


圖 6.7 断面各樁長及編號示意圖

表 6-6 各樁相關位置高程

單位：公尺

樁號	假想地表面	假想固定點	最小根入深度	自由樁長
1	-15.94	-19.09	-25.39	17.30
2	-15.65	-18.80	-25.1	17.01
3	-13.83	-16.98	-23.28	15.19
4	-13.54	-16.69	-22.99	14.90
5	-13.39	-16.54	-22.84	15.34
6	-9.98	-13.13	-19.43	11.79
7	-9.69	-12.84	-19.14	11.05
8	-9.39	-12.54	-18.84	10.75
9	-7.54	-10.69	-16.99	8.90

## 2. 建立結構模型

以 SAP2000 建立評估單元，因只評估碼頭 Y 向之耐震能力，故模型不考慮 X 向自由度。碼頭上部結構橋面板部分以殼(shell)元素模擬，橋面板與基樁間設為剛接，各基樁假設固定於表 9-3 計算之假想固定點處，結構模型如圖 6.8 所示。

## 3. 基樁應力檢核

以 SAP2000 建立評估單元，因只評估碼頭 Y 向之耐震能力，故模型不考慮 X 向自由度。碼頭上部結構橋面板部分以殼(shell)元素模擬，橋面板與基樁間設為剛接，各基樁假設固定於表 6-6 計算之假想固定點處，結構模型如圖 6.8 所示。

以等級 I 地震力( $VI=0.16W$ )作為模型的 Y 向基底剪力輸入，分析得到鋼管樁最大應力比如圖 6.9 所示，基樁應力比約介於 0.34~0.45 之間，顯示基樁應力均在彈性範圍。

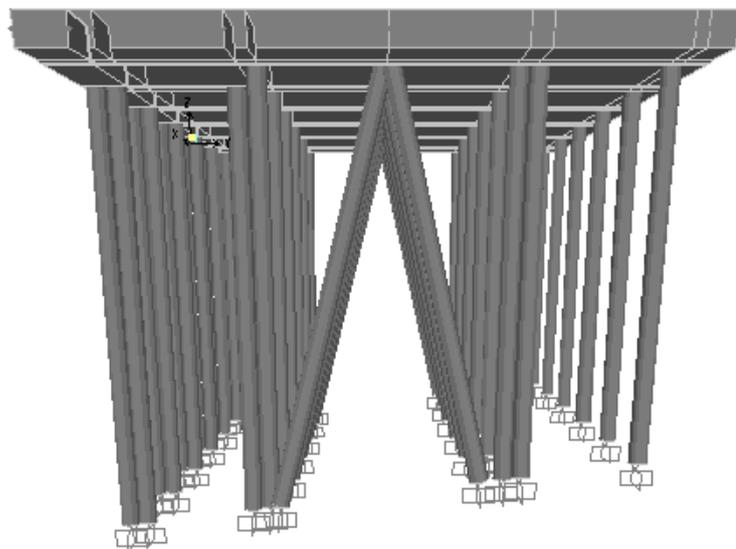


圖 6.8 棧橋式碼頭擬靜力分析法基樁假想固定點評估模型

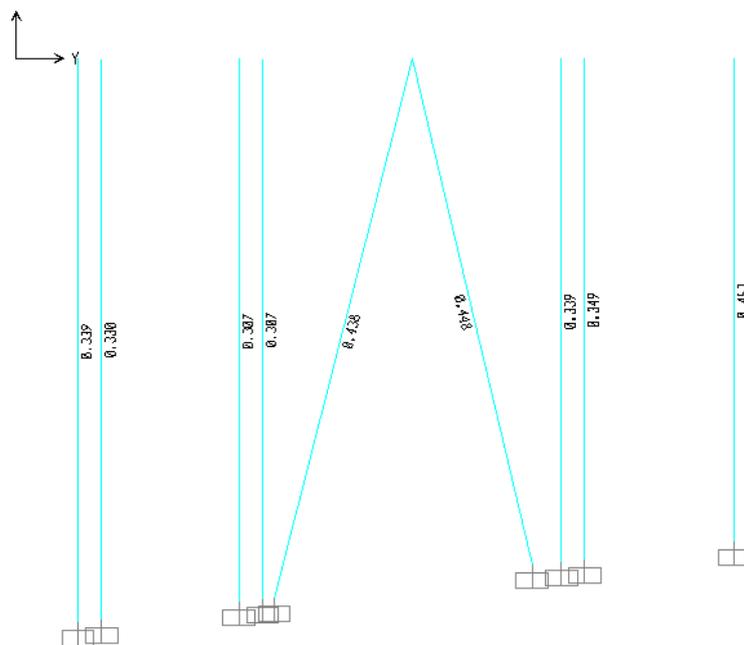


圖 6.9 等級 I 地震力棧橋式碼頭鋼管樁最大應力比

#### 4. 土壤承载力檢核

依 sap2000 商用軟體計算得各基樁最大軸向內力如表 6-7 所示。

表 6-7 棧橋式碼頭各基樁最大軸向內力

(Unit: kgf)

	P1 樁	P2 樁	P3 樁	P4 樁	P5 樁	P6 樁	P7 樁	P8 樁	P9 樁
最大軸壓力	95534	97780	89699	93911	113296	112866	94911	94500	95807
最大軸拉力	-	-	-	-	89732	90454	-	-	-

##### (1) 抗壓承载力檢核

###### ① P1 樁

$$R_U = 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 25 \times 0.5024 + 2 \times 26.3 \times 44.45$$

$$= 6106.33 \text{ kN} = 623095 \text{ kgf}$$

$$623095 / 2.0(\text{FS}) = 311548 \text{ kgf} > 95534 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

###### ② P2 樁

$$R_U = 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 25 \times 0.5024 + 2 \times 23 \times 62.78$$

$$= 665618 \text{ kN} = 679201 \text{ kgf}$$

$$679201 / 2.0(\text{FS}) = 339600 \text{ kgf} > 97780 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

###### ③ P3 樁

$$R_U = 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 25 \times 0.5024 + 2 \times 25.10 \times 49.75$$

$$= 626540 \text{ kN} = 639326 \text{ kgf}$$

$$639326 / 2.0(\text{FS}) = 319663 \text{ kgf} > 89699 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

④P4 樁

$$R_U = 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 25 \times 0.5024 + 2 \times 22.38 \times 68.08$$
$$= 6815.24 \text{ kN} = 695432 \text{ kgf}$$

$$695432 \text{ kgf} / 2.0(\text{FS}) = 3447716 \text{ kgf} > 93911 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

⑤P5 樁

$$R_U = 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 25 \times 0.5024 + 2 \times 22.50 \times 66.97$$
$$= 6781.93 \text{ kN} = 692033 \text{ kgf}$$

$$692033 \text{ kgf} / 2.0(\text{FS}) = 346016 \text{ kgf} > 113296 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

⑥P6 樁

$$R_U = 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 25 \times 0.5024 + 2 \times 21.62 \times 75.87$$
$$= 7048.93 \text{ kN} = 719279 \text{ kgf}$$

$$719279 \text{ kgf} / 2.0(\text{FS}) = 359639 \text{ kgf} > 112866 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

⑦P7 樁

$$R_U = 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 25 \times 0.5024 + 2 \times 22.71 \times 65.20$$
$$= 6728.66 \text{ kN} = 686598 \text{ kgf}$$

$$686598 \text{ kgf} / 2.0(\text{FS}) = 343299 \text{ kgf} > 94911 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

⑧P8 樁

$$R_U = 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 25 \times 0.5024 + 2 \times 21.40 \times 78.50$$
$$= 7127.79 \text{ kN} = 727325 \text{ kgf}$$

$$727325 \text{ kgf} / 2.0(\text{FS}) = 363662 \text{ kgf} > 94500 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

⑨P9 樁

$$R_U = 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 25 \times 0.5024 + 2 \times 22.66 \times 65.57$$

$$= 6739.80 \text{ kN} = 687735 \text{ kgf}$$

$$687735 \text{ kgf} / 2.0 (\text{FS}) = 343867 \text{ kgf} > 95807 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

## (2) 抗拉承载力檢核

### ① P5 樁

$$R_U = 2 \cdot N_m \cdot A_s = 2 \times 22.50 \times 66.97$$

$$= 3013.93 \text{ kN}$$

$$= 307543 \text{ kgf}$$

$$307543 \text{ kgf} / 2.5 (\text{FS}) = 123017 \text{ kgf} > 89732 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

### ② P6 樁

$$R_U = 2 \cdot N_m \cdot A_s = 2 \times 21.62 \times 75.87$$

$$= 3280.94 \text{ kN}$$

$$= 334789 \text{ kgf}$$

$$334789 \text{ kgf} / 2.5 (\text{FS}) = 133915 \text{ kgf} > 90454 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

## 5. 碼頭變位檢核

等級 I 地震力作用下，依 sap2000 評估結果，碼頭變位如圖 6.10 所示，最大水平變位 1.60cm，傾角(最大水平變位/碼頭水深)為  $0.06^\circ$ ，極小之垂直變位。

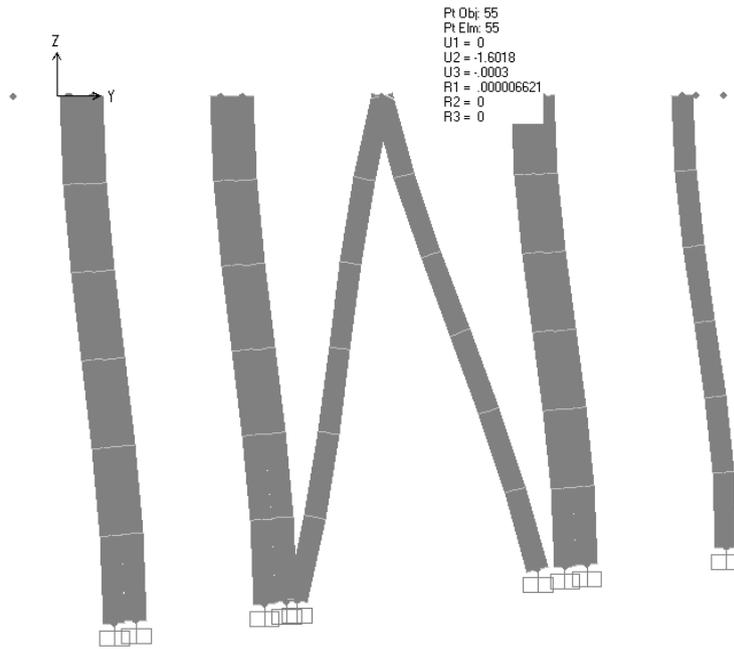


圖 6.10 等級 I 地震力棧橋式碼頭變位圖

由上面各項目檢核結果，碼頭在等級 I 地震力作用下，參照表 6-1 棧橋式碼頭性能可接受標準，檢核內容如表 6-8 所示，達到第 I 級的性能目標。

表 6-8 棧橋式碼頭等級 I 地震時之性能檢核

性能等級		第 I 級
參數		
殘餘變位	橋面板與肩岸沉陷差異	碼頭橋面板極小之沉陷量 < 10~30cm 滿足使用性要求 →OK
	向海側傾斜角	碼頭向海側最大傾角為 $0.06^{\circ} < 2^{\circ} \sim 3^{\circ}$ 滿足使用性要求 →OK
最大反應	基樁	碼頭基樁保持彈性滿足使用性要求 →OK

## 6.4 簡化動力分析法

本小節將採用簡化動力分析法之側推分析(容量震譜法)來評估案例等級Ⅱ與等級Ⅲ地震力之耐震性能目標。為準確得到結構之非線性分析結果，基樁與土壤之互制行為以非線性土壤彈簧加以模擬，另構件之塑性行為亦以塑性鉸模擬之。

### 1. 土壤彈簧計算

#### (1) 樁軸向非線性土壤彈簧設定

本案例參考第三章公式 3-30 計算基樁軸向土壤彈簧勁度，如表 6-9 所示，再按基樁之抗壓承载力(公式 3-26)與抗拉承载力(公式 3-27)，設定樁軸向非線性土壤彈簧，如表 6-10 所示。

#### (2) 樁橫向非線性土壤彈簧設定

本案例依據現地鑽探資料 N 值參考第三章地盤分類，採用 C 型地盤公式 3-32 計算基樁橫向非線性土壤彈簧，如表 6-11 所示。

### 2. 塑性鉸計算

依第三章構件塑性鉸設定方式，計算碼頭上部結構與鋼管樁之塑性鉸設定值，各構件在可能發生最大彎矩之位置設定彎矩塑性鉸進行非線性分析。另外，本案例為斜樁碼頭，其斜樁受地震力作用時會產生較大的軸力，因此分析模型亦有考慮以降伏時之基樁軸力作用下計算基樁的彎矩-曲率關係，以設定所有基樁的塑性鉸。

### 3. 結構模型建立

本案例評估模型如圖 6.11 所示，其中非線性土壤彈簧設定位置，主要是依據表 6-6 之假設地表面以下每公尺設定 1 個橫向土壤彈簧，但考量土層液化機率分析結果顯示，等級Ⅱ及等級Ⅲ地震力作用下土層高程 2.8~10 公尺處可能產生液化，可以依液化的程度

採用 N 值進行折減，據以計算土層反力係數，由於本案例液化土層幾乎在樁之假想地表面上，為簡化分析考量，將高於高程-10 公尺處之橫向土壤彈簧移除。塑性鉸位置設定參考第三章圖 3.12 所示。

表 6-9 棧橋式碼頭基樁軸向土壤彈簧勁度計算

	P1 樁勁度	P2 樁勁度	P3 樁勁度	P4 樁勁度	P5 樁勁度
樁彈性模數 (kN/m <sup>2</sup> )	205800000	205800000	205800000	205800000	205800000
土面以上樁斷面積 A <sub>1</sub> (m <sup>2</sup> )	0.5024	0.5024	0.5024	0.5024	0.5024
土面以上的樁長 L <sub>1</sub> (m)	17.30	17.01	15.19	14.90	15.34
土面以上樁軸向勁度 K <sub>V1</sub>	5974960	6079030	6805014	6940336	6740317
打擊鋼管樁補正係數 a	1.03	1.16	1.07	1.19	1.19
土面以下樁斷面積 A <sub>2</sub> (m <sup>2</sup> )	0.5024	0.5024	0.5024	0.5024	0.5024
土面以下的樁長 L <sub>2</sub> (m)	17.70	24.99	19.81	27.10	26.66
土面以下樁軸向勁度 K <sub>V2</sub>	6016327	4788126	5567993	4556141	4601688
軸向彈簧勁度 K <sub>VP</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	2997786	2678453	3062333	2750508	2734687
	P5 樁勁度	P6 樁勁度	P7 樁勁度	P8 樁勁度	
樁彈性模數 (kN/m <sup>2</sup> )	205800000	205800000	205800000	205800000	
土面以上樁斷面積 A <sub>1</sub> (m <sup>2</sup> )	0.5024	0.5024	0.5024	0.5024	
土面以上的樁長 L <sub>1</sub> (m)	11.80	11.05	10.75	8.90	
土面以上樁軸向勁度 K <sub>V1</sub>	8764823	9360019	9617958	11619185	
打擊鋼管樁補正係數 a	1.25	1.17	1.27	1.18	
土面以下樁斷面積 A <sub>2</sub> (m <sup>2</sup> )	0.5024	0.5024	0.5024	0.5024	
土面以下的樁長 L <sub>2</sub> (m)	30.20	25.95	31.25	26.10	
土面以下樁軸向勁度 K <sub>V2</sub>	4274126	4677722	4191596	4661481	
軸向彈簧勁度 K <sub>VP</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	2873081	3118989	2919327	3326806	

表 6-10 棧橋式碼頭基樁軸向非線性土壤彈簧設定

P1 樁-軸向土壤彈簧設定		P2 樁-軸向土壤彈簧設定		P3 樁-軸向土壤彈簧設定	
位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)
-0.4	-3601.98	-0.4	-3968.54	-0.4	-3708.02
-0.00120	-3601.98	-0.00148	-3968.54	-0.00121	-3708.02
0	0	0	0	0	0
0.00045	1341.18	0.00064	1707.743	0.000473	1447.224
0.4	1341.18	0.4	1707.743	0.4	1447.224
P4 樁-軸向土壤彈簧設定		P5 樁-軸向土壤彈簧設定		P6 樁-軸向土壤彈簧設定	
位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)
-0.4	-4074.59	-0.4	-4052.38	-0.4	-4230.39
-0.00148	-4074.59	-0.00148	-4052.38	-0.00147	-4230.39
0	0	0	0	0	0
0.00066	1813.788	0.00066	1791.577	0.00069	1969.586
0.4	1813.788	0.4	1791.577	0.4	1969.586
P7 樁-軸向土壤彈簧設定		P8 樁-軸向土壤彈簧設定		P9 樁-軸向土壤彈簧設定	
位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)
-0.4	-4016.87	-0.4	-4282.96	-0.4	-4024.3
-0.00129	-4016.87	-0.00147	-4282.96	-0.00121	-4024.3
0	0	0	0	0	0
0.00056	1756.072	0.00069	2022.155	0.00053	1763.497
0.4	1756.072	0.4	2022.155	0.4	1763.497

表 6-11 棧橋式碼頭基樁不同 N 值橫向非線性土壤彈簧設定

N=15 Kc=2800 橫向土壤彈簧設定		N=20 Kc=3500 橫向土壤彈簧設定	
位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)
-0.4	-633.568	-0.4	-791.960
-0.08	-633.568	-0.08	-791.960
-0.008	-200.352	-0.008	-250.440
0	0	0	0
0.008	200.352	0.008	250.440
0.08	633.568	0.08	791.960
0.4	633.568	0.4	791.960

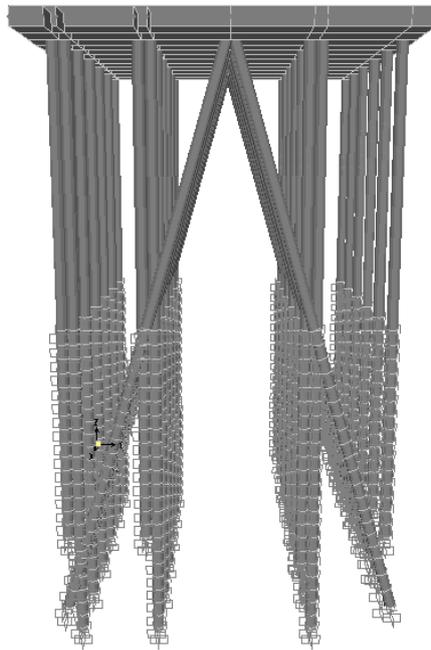


圖 6.11 棧橋式碼頭耐震性能評估模型

#### 4. 容量震譜分析

##### (1) 側推曲線

經結構模型側推分析得到「基底剪力-頂層位移關係」的側推曲線，如圖 6.12 所示。

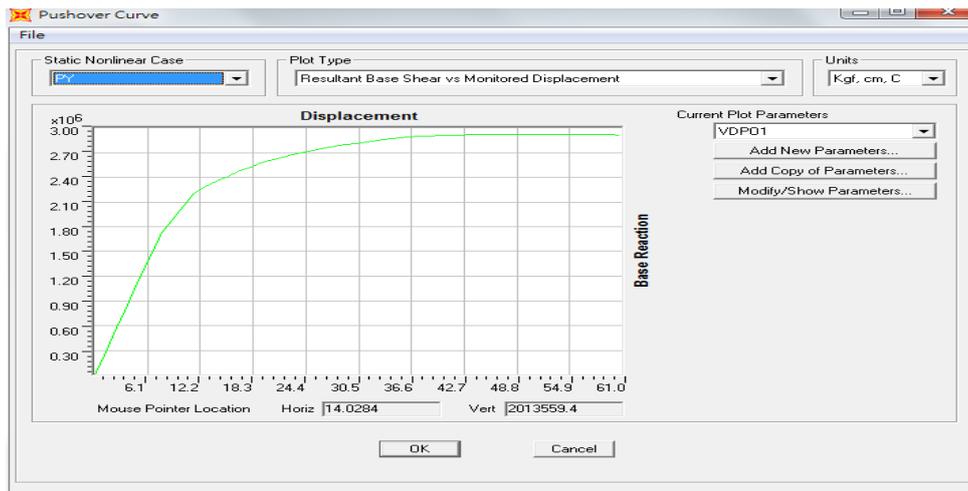


圖 6.12 棧橋式碼頭之側推曲線

## (2)ATC-40 之等效阻尼比折減法求性能點

### ①等級 II 地震

等級 II 地震作用時，其經地震需求震譜與結構容量震譜迭代後所求得之性能點如圖 6.13 所示，碼頭之性能點為(基底剪力=1205482.6 kgf、頂層位移=8.675cm)，所有桿件依然保持彈性。性能點碼頭變位如圖 6.14 所示，基樁尚未產生塑性鉸。

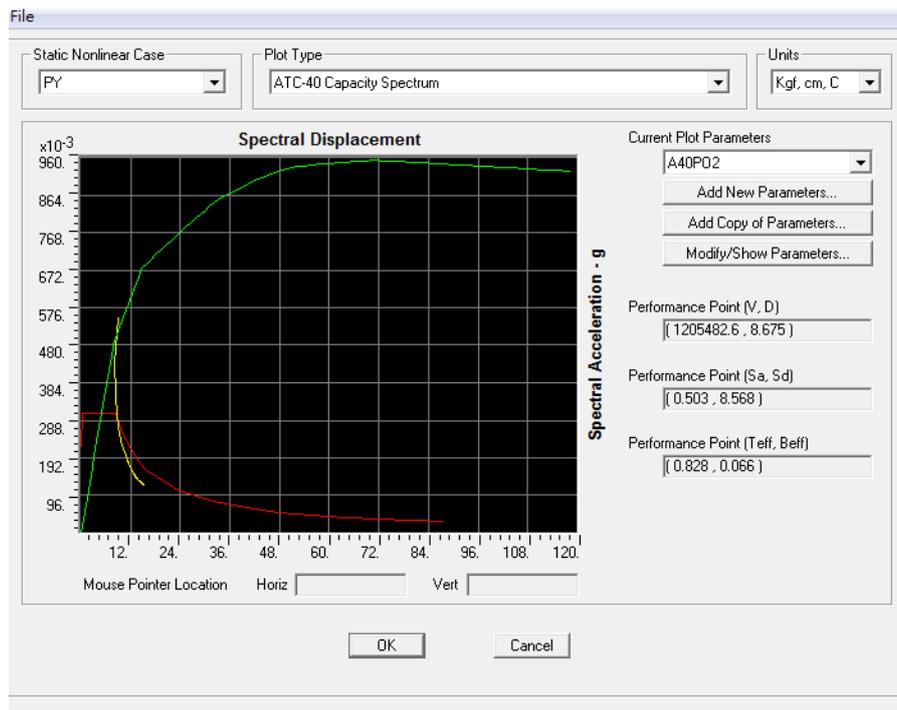


圖 6.13 棧橋式碼頭等級 II 地震之性能點

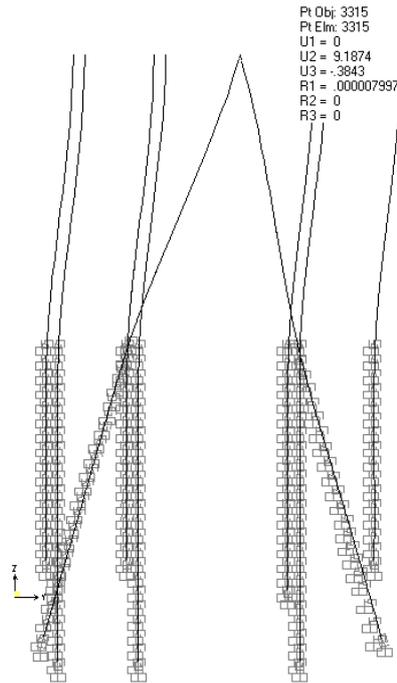


圖 6.14 棧橋式碼頭等級 II 地震之性能點變位

② 等級 III 地震

等級 III 地震作用時，其經地震需求震譜與結構容量震譜迭代後所求得之性能點如圖 6.15 所示，碼頭之性能點為(基底剪力=1304320.6kgf、頂層位移=10.116 cm)，所有桿件依然保持彈性。性能點碼頭變位如圖 6.16 所示，基樁尚未產生塑性鉸。

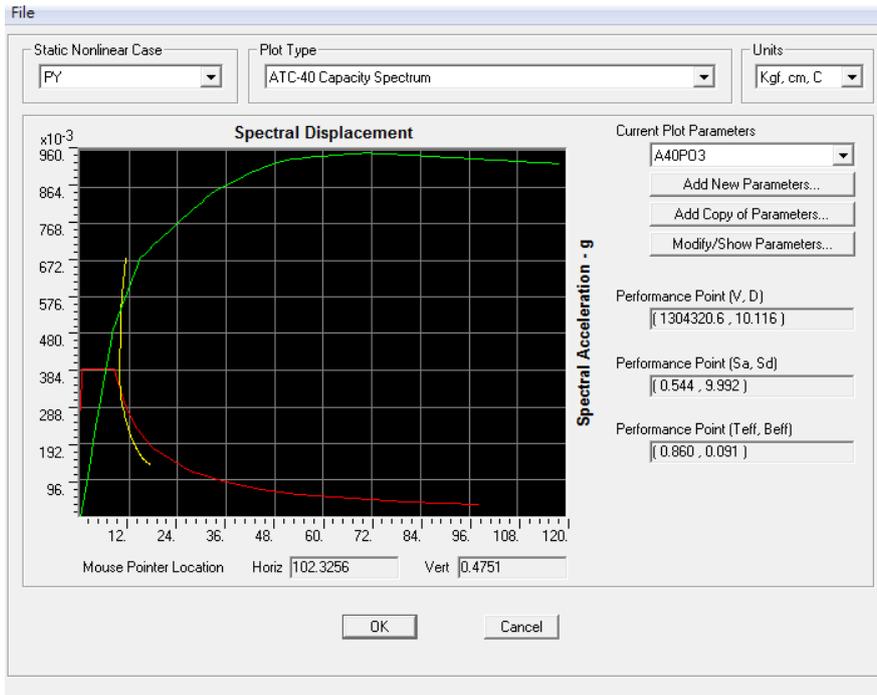


圖 6.15 棧橋式碼頭等級 III 地震之性能點

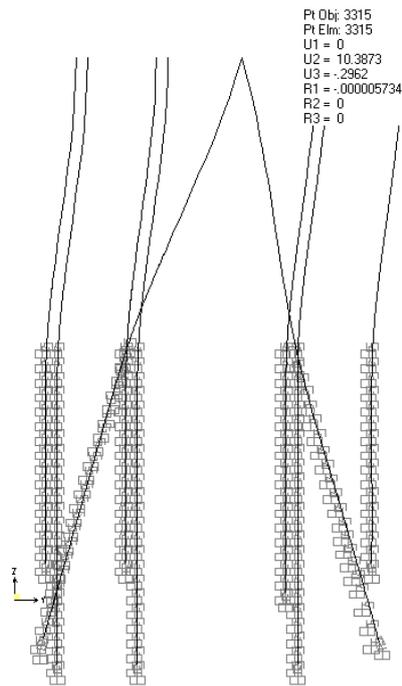


圖 6.16 棧橋式碼頭等級 III 地震之性能點變位

(3)破壞次序：

由側推基樁塑性鉸產生次序如圖 6.17~圖 6.20 可知，棧橋式碼頭塑性鉸產生次序是先由斜樁頂到直樁頂依序發生塑性鉸，而後斜樁入土部分之頂部再發生降伏，最後再由直樁入土部分之頂部發生降伏，此現象符合棧橋式碼頭破壞次序之目標。

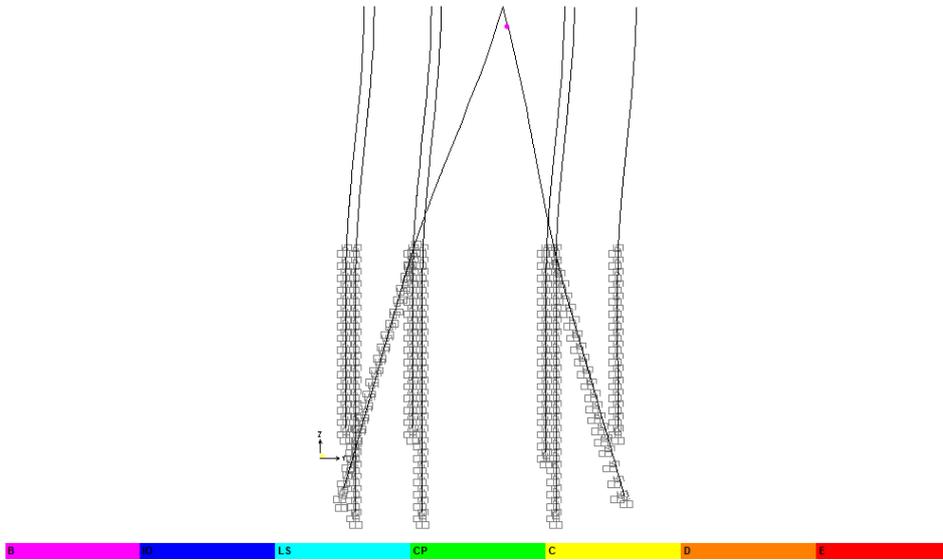


圖 6.17 斜樁棧橋式碼頭斜樁頂產生塑性鉸

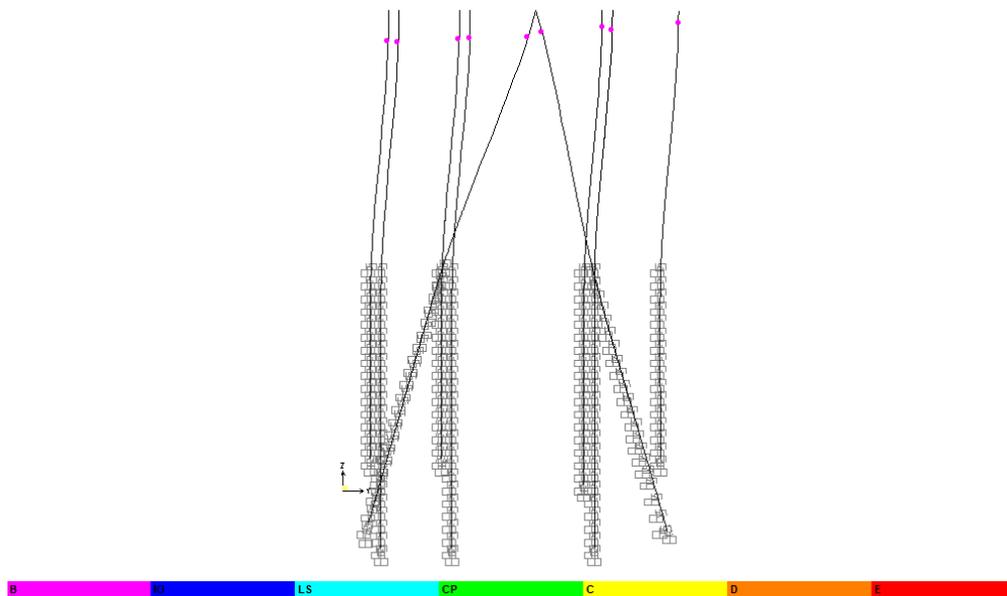


圖 6.18 斜樁棧橋式碼頭直樁頂產生塑性鉸

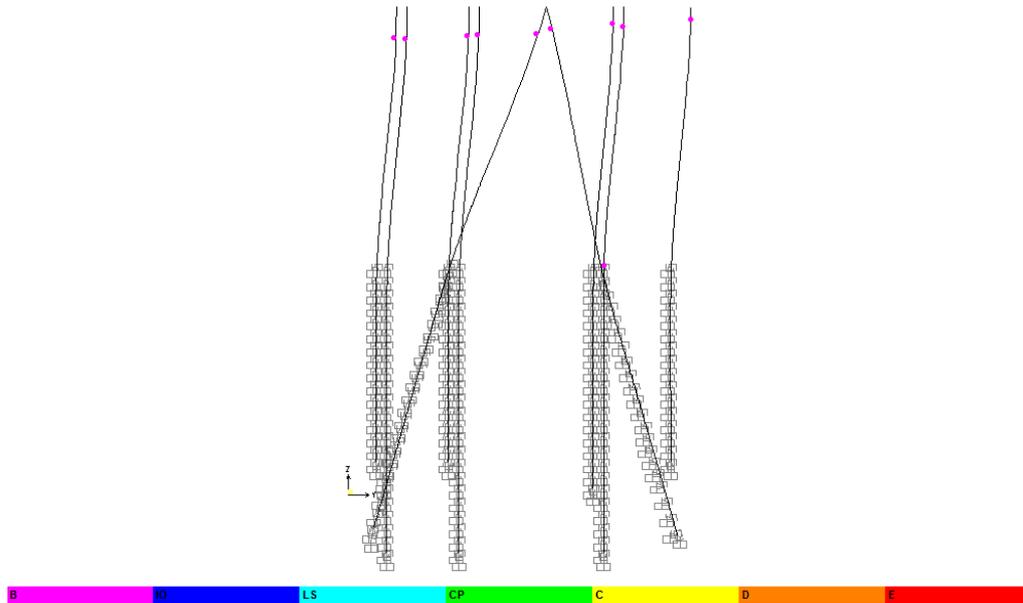


圖 6.19 斜樁棧橋式碼頭斜樁入土部分之頂產生塑性鉸

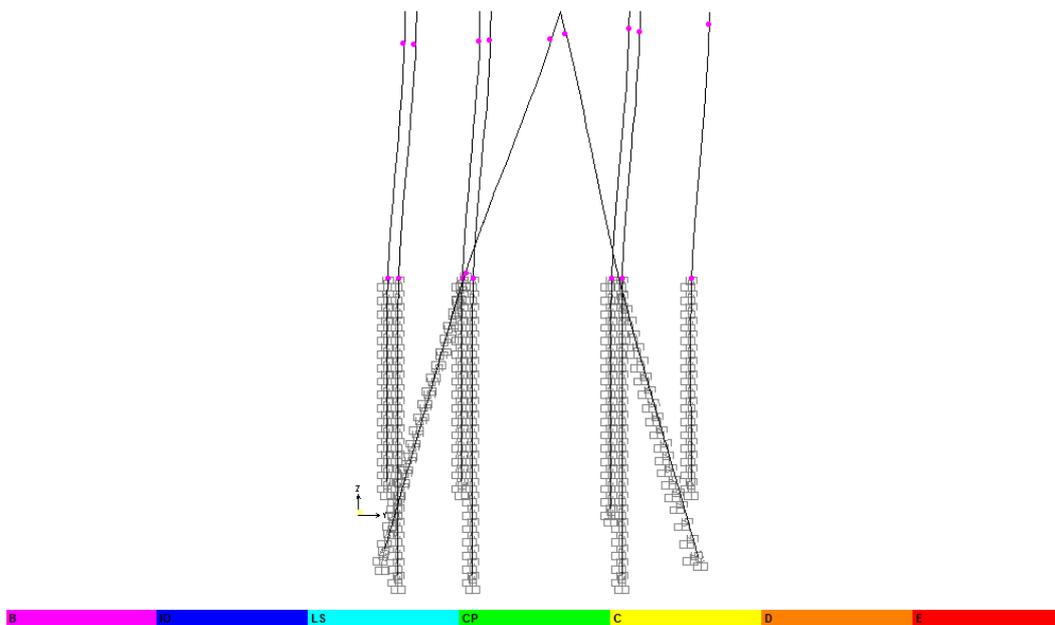


圖 6.20 斜樁棧橋式碼頭直樁入土部分之頂產生塑性鉸

## 5. 性能規定驗證

由上述容量震譜法產生性能點時，其整體結構行為代表著棧橋式碼頭的最大反應，此時可依其各部構件之應力或殘餘變位去判定所設計之碼頭的受震反應是否滿足性能可接受標準，如表 6-12 及

表 6-13 之檢核內容，碼頭在等級Ⅱ地震作用下，其碼頭變位與構件反應皆滿足第Ⅰ級性能可接受標準與耐震性能要求。碼頭在等級Ⅲ地震作用下，其碼頭變位與構件反應也皆滿足第Ⅰ級性能可接受標準與耐震性能要求。

表 6-12 容量震譜法等級Ⅱ地震之性能檢核

性能等級		第Ⅰ級
殘餘變位	橋面板與肩岸沉陷差異	碼頭橋面板最大沉陷量為 0.38cm < 10~30cm 滿足使用性要求 →OK
	向海側傾斜角	碼頭向海側最大傾角為 0.32° < 2°~3° 滿足使用性要求 →OK
最大反應	基樁 (須避免剪力破壞發生)	碼頭基樁保持彈性滿足使用性要求 →OK

表 6-13 容量震譜法等級Ⅲ地震之性能檢核

性能等級		第Ⅰ級
殘餘變位	橋面板與肩岸沉陷差異	碼頭橋面板最大沉陷量為 0.30cm < 10~30cm 滿足使用性要求 →OK
	向海側傾斜角	碼頭向海側最大傾角為 0.36° < 2°~3° 滿足使用性要求 →OK
最大反應	基樁 (須避免剪力破壞發生)	碼頭基樁保持彈性滿足使用性要求 →OK

## 6.5 動力分析法

本小節將採用動力分析法之非線性歷時分析來評估案例等級Ⅱ與等級Ⅲ地震力之耐震性能目標。為準確得到結構之非線性分析結果，基樁與土壤之互制行為以非線性土壤彈簧加以模擬，另構件之塑性行

為亦以塑性鉸模擬，其模型同圖 6.11 所示。

### 1. 人造地震製作

如 4.4.1 小節所述本案例輸入的地表加速度歷時是依據現行規範<sup>[20]</sup>對人造地震之規定所製作而得，由於本碼頭之法線方向為東西向，由過去碼頭之地震損害主要以垂直法線之方向為主，所以本案例碼頭之耐震能力評估在水平向地震歷時輸入部分，僅輸入南北向之地震歷時，並配合垂直向地震歷時進行碼頭之耐震性能評估。等級 II 及等級 III 人造地震反應譜與人造地震加速度歷時如圖 4.6、圖 6.21 圖 6.22 及 6.23 所示。

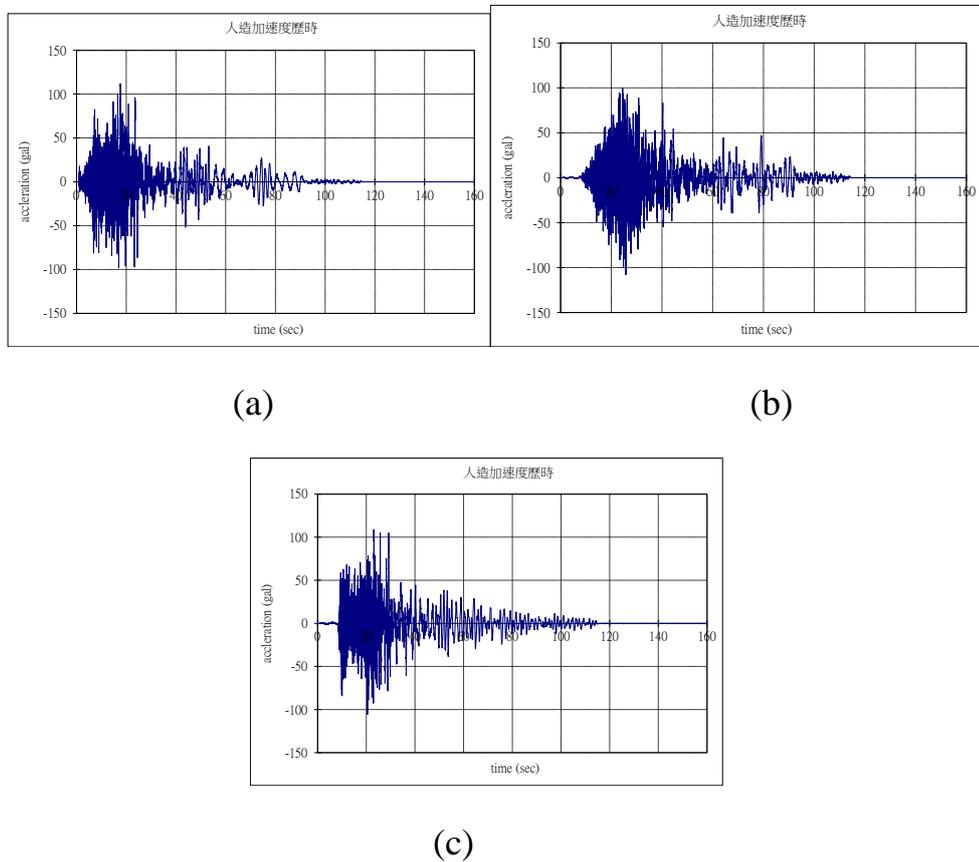
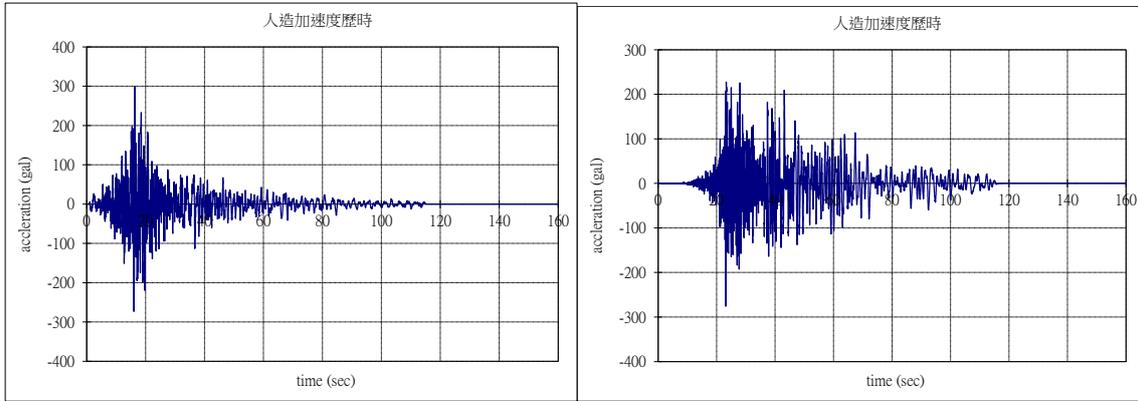
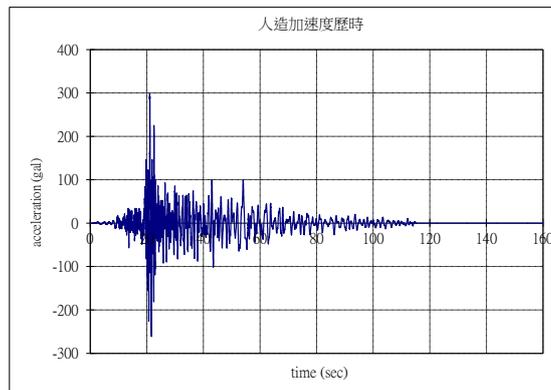


圖 6.21 等級 II 地震垂直向人造地震加速度歷時，(a)第 1 組(b)第 2 組(c)第 3 組



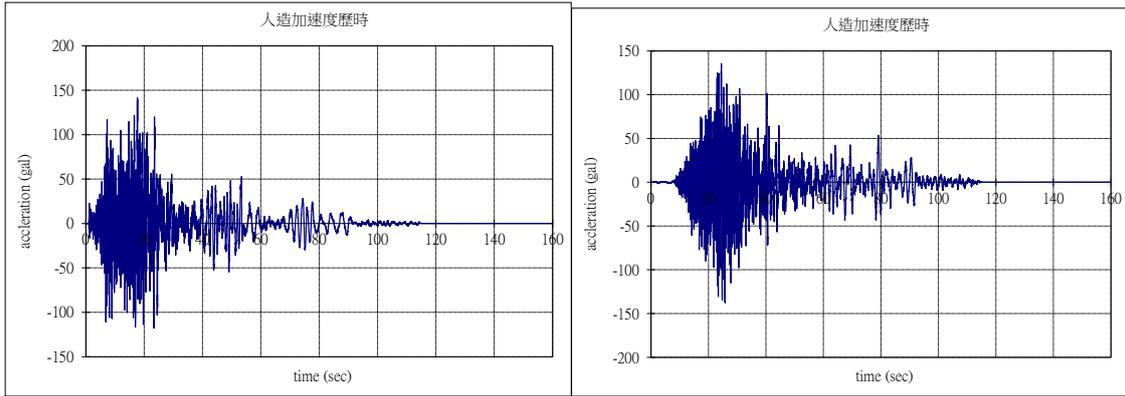
(a)

(b)



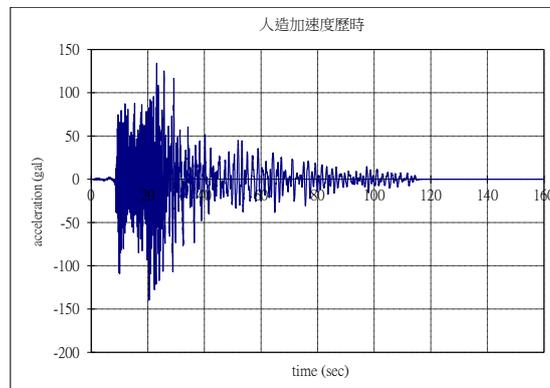
(c)

圖 6.22 等級Ⅲ地震南北水平向人造地震加速度歷時，(a)第 1 組(b)第 2 組(c)第 3 組



(a)

(b)

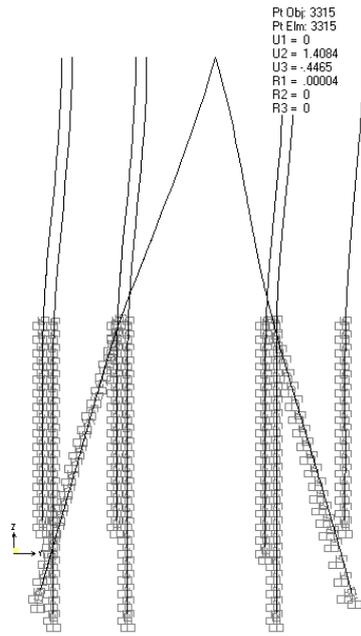


(c)

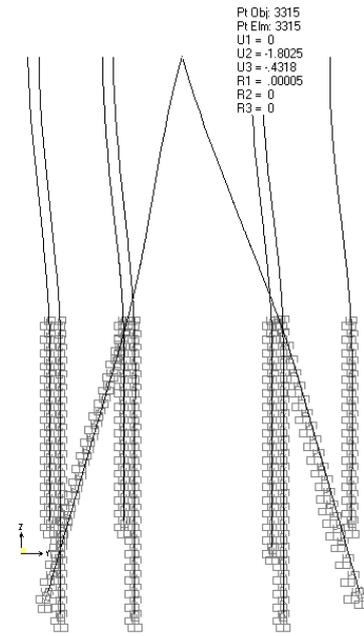
圖 6.23 等級Ⅲ地震垂直向人造地震加速度歷時，(a)第 1 組(b)第 2 組(c)第 3 組

## 2. 等級Ⅱ地震耐震性能評估

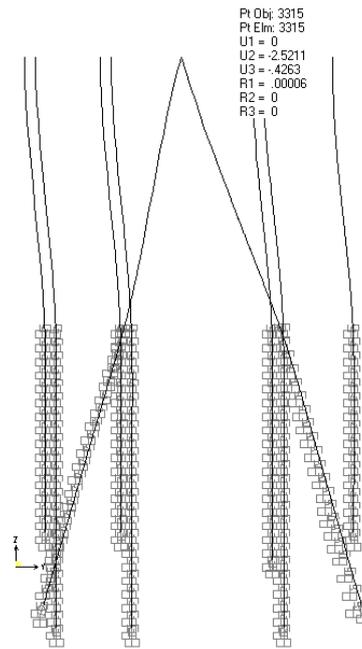
非線性分析時，須同時輸入正交方向地動分量之地震歷時，藉以考慮水平與垂直地震同時作用之狀況。評估結果，棧橋碼頭最大變位，如圖 6.24 所示，三組人造地震力作用下最大水平位移為 2.52cm，垂直位移 0.43cm。由圖 6.24 顯示碼頭基樁不發生任何塑性鉸。



(a)



(b)



(c)

圖 6.24 等級 II 地震歷時分析碼頭變位，(a)第 1 組 1.41cm (b)第 2 組 1.80cm (c)第 3 組 2.52cm

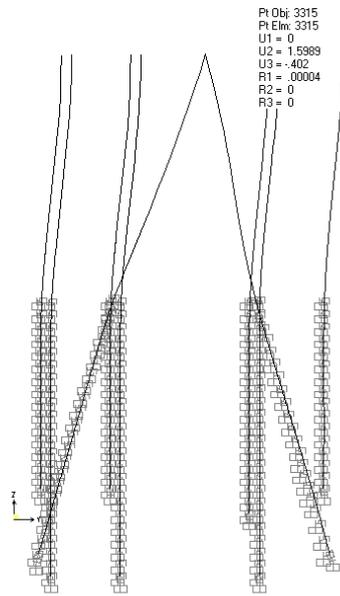
由於棧橋結構基樁保持彈性未產生任何塑性鉸，可知，碼頭在等級Ⅱ地震作用下，其碼頭變位與構件應變量皆滿足等級Ⅰ性能可接受標準與耐震性能要求。

### 3. 等級Ⅲ地震耐震性能評估

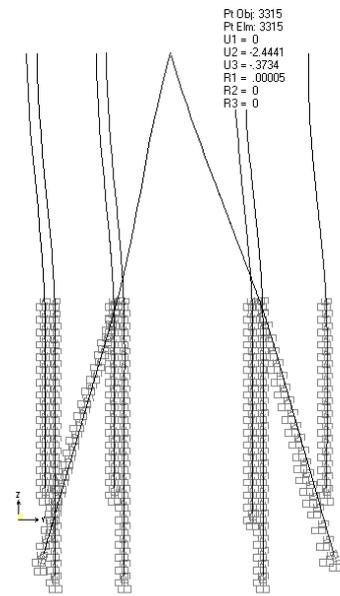
等級Ⅲ地震作用時，同時輸入正交方向地動分量之地震歷時，藉以考慮水平與垂直地震同時作用之狀況，其非線性評估結果，棧橋碼頭最大變位，如圖 6.25 所示，三組人造地震力作用下最大水平位移為 2.86cm，垂直位移 0.36cm。由圖 6.25 顯示碼頭基樁不發生任何塑性鉸。

### 4. 性能規定驗證

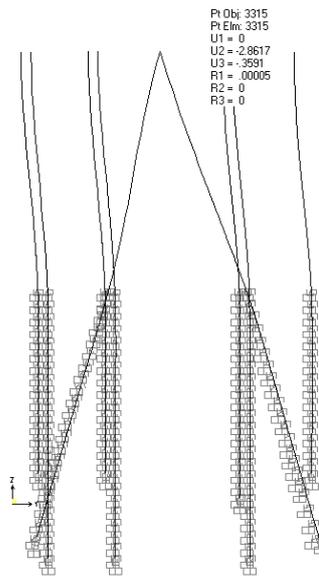
由上述非線性歷時分析法之評估結果，由碼頭最大反應判定碼頭的受震反應是否滿足性能可接受標準，碼頭在等級Ⅱ地震作用下，其碼頭殘餘變位與構件反應皆滿足第Ⅰ級性能可接受標準與耐震性能要求，如表 6-14 檢核內容所示。碼頭在等級Ⅲ地震作用下，其碼頭殘餘變位與構件反應皆滿足第Ⅰ級性能可接受標準與耐震性能要求，如表 6-15 所示。



(a)



(b)



(c)

圖 6.25 等級III地震歷時分析碼頭變位，(a)第 1 組 1.59cm (b)第 2 組 2.44cm (c)第 3 組 2.86cm

表 6-14 非線性歷時分析法等級 II 地震之性能檢核

性能等級		第 I 級
殘餘變位	橋面板與肩岸沉陷差異	碼頭橋面板最大沉陷量為 0.43cm < 10~30cm 滿足使用性要求 →OK
	向海側傾斜角	碼頭向海側最大傾角為 0.09° < 2°~3° 滿足使用性要求 →OK
最大反應	基樁 (須避免剪力破壞發生)	碼頭基樁保持彈性滿足使用性要求 →OK

表 6-15 非線性歷時分析法等級 III 地震之性能檢核

性能等級		第 I 級
殘餘變位	橋面板與肩岸沉陷差異	碼頭橋面板最大沉陷量為 0.36cm < 10~30cm 滿足使用性要求 →OK
	向海側傾斜角	碼頭向海側最大傾角為 0.1° < 2°~3° 滿足使用性要求 →OK
最大反應	基樁 (須避免剪力破壞發生)	碼頭基樁保持彈性滿足使用性要求 →OK

## 6.6 小結

由簡化分析法評估結果，本案例碼頭在等級 I 地震作用下土壤不發生液化，碼頭所有構件皆保持彈性，基樁受力小於其土壤容許承載力，其構件應變量皆小於性能可接受標準等級 I 之目標，整體驗證結果滿足性能正常(結構保持彈性) 不需維修之要求。

由簡化動力分析法(容量震譜法)及動力分析法(非線性歷時分析法)評估結果，於等級 II 地震及等級 III 地震力作用下，土層可能液化深度高程為 2.8~-10 公尺處，其最大殘餘變位皆小於性能可接受標準等級 I

之目標，整體驗證結果所有構件皆保持彈性(未產生塑性鉸)狀態，地震力作用後不需維修可立即使用。

探究本案例碼頭之耐震能力，主要原因為結構系統具斜樁抵抗水平力，因此有較高的水平向耐震能力，故本案例碼頭通過等級Ⅱ地震之耐震性能目標評估檢核。



## 第七章 結論與建議

近年來世界各國地震頻傳，也造成許多傷亡與財產損失，各國為減少地震引致之災害與損失，無不投入相當的經費與人力於地震之相關研究。有鑒於美國、歐洲、日本等國已經著手於性能設計之研究，而國內也已著手推動橋梁及建築物之耐震性能設計，故本研究也考慮將構造物性能設計應用在港灣構造物，遂於 2015 年完成「港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿）」之編彙，俾以提升國內港灣工程技術之水準，使我國與國際上之工程技術接軌。本研究據以「港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿）」有關性能設計的流程與相關評估方法，針對既有碼頭做性能評估的案例探討，以提供臺灣港務公司進行維護管理及本所耐震性能設計相關研究之參考。

### 7.1 結論

1. 本研究探討之既有重力式及棧橋式碼頭案例，係以「港灣構造物耐震性能設計手冊」之耐震性能規定，依表 3-1 選用簡化分析、簡化動力分析及動力分析法驗證等級 I、等級 II 及等級 III 地震下之耐震性能評估結果顯示，B 級重力式及 A 級棧橋式碼頭皆能通過之性能目標檢核，滿足原設計之耐震性能目標。
2. 於位移量評估部分，重力式碼頭以簡化動力分析法及動力分析法不同分析法所得之碼頭位移量可達 39.88cm 及 37.54cm，並於該位移量下，岸肩及背填土區應已產生破壞情形，致使喪失其原有功能性或甚至已達無法修復狀態，以表 5-2 B 級重力式碼頭之耐震性能目標來檢核，其為允許損壞等級 III（接近崩塌破壞）之性能目標，但結構體應力狀態仍未超過應變極限，整體結構不至於產生結構性破壞，故通過 B 級碼頭性能目標檢核。
3. 本研究之既有碼頭案例，依據原設計資料，參考國際航海協會之性能

規定及分析方法，由三等級地震及三種不同評估法評估結果，案例碼頭均能滿足原設計之耐震功能目標，顯示未來推行碼頭耐震性能設計，未必會比現行基準所設計之碼頭斷面為大或所需材料強度為高之情形，而對於既有碼頭亦不致產生需耐震補強的疑慮。

## 7.2 建議

1. 本研究依基準之擬靜力分析法及商用應用軟體(FLAC 及 SAP2000)，配合國際航海協會之性能規定，進行既有碼頭之耐震性能評估，評估過程尚未有窒礙難行之處，顯示未來基準以國際航海協會之性能設計基準為參考架構，應屬可行。
2. 針對未來棧橋式碼頭之耐震性能設計或評估過程中，由於非線性土壤彈簧設定、塑性鉸設定及地震歷時製作可能需較多的學理與技術經驗，一般工程師可能無法獨力完成，為利後續耐震性能設計之推行，未來應提出統一的彈簧設定及塑鉸設定的具體解決方案，及提供各港三等級地震歷時供工程師從事性能設計與評估之應用，相關工作將列為本所未來後續之研究方向。

## 7.3 研究成果效益

1. 以性能可接受標準評估檢核目前營運中高雄港港灣碼頭，提供臺灣港務公司進行管養之參考。
2. 出版研究報告將相關研究成果供產官學界參考應用。

## 7.4 提供應用情形

1. 本計畫案例評估之結果，提供本所港區地震即時速報系統評估碼頭安全之參據，以供各港務分公司之相關防災人員防災決策之參考。

2. 本計畫以高雄港既有重力式及棧橋式碼頭進行耐震性能評估之相關流程與成果，可以提供臺灣港務公司辦理高雄港其它相同類型碼頭（如表 7-1）耐震性能評估檢核之案例示範。
3. 本計畫之耐震性能評估案例，可以提供臺灣港務公司進行維護管理及本所後續研究之參採。

**表 7-1 高雄港區既有碼頭型式一覽表**

碼頭編號	長度(m)	設計水深(m)	碼頭結構
1	259.27	-9.0	鋼板樁錨碇式
11	160.54	-9.0	鋼板樁錨碇式
12	160.54	-9.0	鋼板樁錨碇式
25	215.00	-10.5	鋼板樁式
30	293.50	-10.5	鋼板樁錨碇式
34	200.00	-10.5	鋼板樁錨碇式
35	214.97	-10.5	鋼板樁錨碇式
36	199.38	-10.5	鋼板樁錨碇式
37	198.68	-10.5	鋼板樁錨碇式
38	197.70	-10.5	鋼板樁錨碇式
39	199.05	-10.5	鋼板樁錨碇式
40	214.17	-10.5	鋼板樁錨碇式
41	204.54	-10.5	鋼板樁錨碇式
42	242.68	-10.5	鋼板樁錨碇式
43	187.50	-10.5	鋼板樁錨碇式
44	199.16	-10.5	鋼板樁錨碇式
45	200.00	-10.5	鋼板樁錨碇式
46	200.00	-11.0	鋼板樁錨碇式
47	200.00	-10.0	鋼板樁錨碇式
54	200.00	-10.5	鋼板樁錨碇式
55	200.00	-10.5	鋼板樁錨碇式
56	200.00	-10.5	鋼板樁錨碇式
57	183.60	-10.5	鋼板樁錨碇式
58	306.00	-4.5	鋼板樁錨碇式

59	164.00	-6.5	鋼板樁錨碇式
60	150.75	-6.5	R.C. 板樁錨碇式
61	230.00	-10.5	鋼板樁錨碇式
62	230.00	-10.5	鋼板樁錨碇式
68	432.16	-14.0	鋼板樁錨碇式
69	320.00	-14.0	鋼板樁錨碇式
70	320.57	-14.0	鋼板樁錨碇式
72	300.13	-14.0	鋼管樁棧橋式
73	240.34	-14.0	鋼板樁錨碇式
74	314.00	-14.0	鋼板樁錨碇式
75	320.00	-14.0	鋼板樁錨碇式
76	320.00	-14.0	鋼板樁錨碇式
77	355.00	-15.0	鋼板樁錨碇式
78	320.00	-15.0	鋼板樁錨碇式
79	355.00	-15.0	鋼板樁錨碇式
80	340.00	-14.0	鋼板樁錨碇式
81	120.00	-14.0	鋼板樁錨碇式
85	225.00	-9.0	鋼板樁錨碇式
86	225.00	-9.0	鋼板樁錨碇式
87	502.00	-10.0	鋼板樁錨碇式
88			
89			
90	400.00	-10.0	鋼板樁錨碇式
91	83.00	-7.0	鋼板樁錨碇式
92	185.00	-4.0	R.C. 板樁式
97	380.00	-16.5	鋼板樁錨碇式
98	360.00	-16.5	鋼板樁錨碇式
99	360.00	-16.5	鋼管樁棧橋式
101	380.00	-16.5	鋼管樁棧橋式
102	177.16	-11.8	鋼板樁錨碇式

## 參考文獻

1. ATC, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol. 1, ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, 1996.
2. Cornell, C. A., Engineering Seismic Analysis, 1968, Bull. Seism. Soc. Am., Vol.58, P1583-1606.
3. Franklin, A. G. and Chang, F. K. , Earthquake Resistance of Earth and Rockfill Dams, Report 5: Permanent displacements of earth dams by Newmark analysis, US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Miscellaneous Paper 2-71-17, 1977.
4. Iai, S., Ichii, K., Sato, Y. and Liu, H., Residual Displacement of Gravity Quaywalls – parameter study through effective stress analysis, Proc. 7th U.S.-Japan workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Soil Liquefaction, Seattle, MCEER-99-0019, pp.549-563, 1999.
5. Iai, S., Rigid and Flexible Retaining Walls during Kobe Earthquake, Proc. 4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, pp.108-127, 1998.
6. Ichii, K., A Seismic risk Assessment Procedure for Gravity Type Quay Walls, Structural Eng./Earthquake Eng., JSCE, Vol. 19, No.2, 131s-140s, 2002.
7. 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).
8. Mononobe, N., and Matsuo, H., “On the Determination of Earth Pressures during Earthquakes”, Proceedings, World Engineering Conference 9, pp.176-182, 1929.
9. 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.

10. Newmark, N. M. (1965), "Effects of earthquakes on dams and embankments.", *Geotechnique*, 15(2), pp.139-159.
11. PIANC/International Navigation Association, *Seismic Design Guidelines for Port Structures*, A.A Balkema Publishers, 2001.
12. Richards, R. Jr. and Elms, D., *Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls*, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE* 105(GT4):449-464, 1979.
13. SEAOC, *Vision 2000 Performance Based Seismic Engineering of Buildings*, Structural Engineers Association of California-Seismology Committee, USA, 1995.
14. 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).
15. 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).
16. 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).
17. 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).
18. Uwabe, T., *Estimation of Earthquake Damage Deformation and Cost of Quaywalls based on Earthquake Damage Records*, Technical Note of Port and Harbour Research Institute, No.473, pp. 197, 1983 (in Japanese)
19. 內政部，「建築物基礎構造設計規範」，民國 90 年。

- 20.內政部，「建築物耐震設計規範及解說」，民國 95 年。
- 21.日本港灣協會，港灣の施設の技術上の基準・同解説，運輸省港灣局監修，2009。
- 22.日本道路協會，道路橋示方書同解説-耐震設計編，丸善株式會社，東京，2002。
- 23.中華人民共和國國家標準，建築抗震設計規範 GBJ11-89，中國建築工業出版社，北京，1989。
- 24.中華顧問工程司(1992)「第五貨櫃中心工程第二期工程#78~#81 碼頭新建工程」結構計算書。
- 25.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。
- 26.交通部，港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明，2000。
- 27.交通部運輸研究所，港灣構造物設計基準修訂，2005 年 2 月。
- 28.李佳翰，沉箱碼頭受震引致土壤液化之數值模擬，國立中央大學應用地質研究所，碩士論文，2001。
- 29.李咸亨、吳志明、郭政彥，本土化液化評估方法之探討，集集地震土壤液化總評估研究研討會，2001。
- 30.長榮海運股份有限公司，"高雄港 116 號碼頭延伸工程結構計算書"，宇泰工程顧問有限公司，民國 78 年 3 月。
- 31.胡道舜，臺中港區某工程護岸碼頭基礎工程相關設計及施工探討，國立中興大學土木工程學系所，碩士論文，2007。
- 32.倪勝火、賴宏源，常用液化評估法對 921 地震案例適用性探討，921 集集大地震週年紀念學術研討會論文集，pp.233~270，2000。

- 33.黃俊鴻、陳正興，土壤液化機率分析法之研究，國家地震工程研究中心 NCREE-99-043，1999。
- 34.賴瑞應、賴聖耀，「地震引致板樁式碼頭之穩定性分析」，交通部運輸研究所，2004。
- 35.賴瑞應、曾文傑、張道光、薛強、張景鐘、許文豪，「港灣構造物功能性設計法之研究(3/3)」，交通部運輸研究所，2005。
- 36.賴聖耀、李豐博、蘇吉立、陳志芳，「港灣地區大地監測調查與液化防治之研究」，交通部運輸研究所，2002。
- 37.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。
- 38.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，2002。
- 39.賴聖耀，謝明志，林雅雯，曾文傑，陳正興，黃富國，邱俊翔，港灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(1/4)，交通部運輸研究所，2008。
- 40.賴聖耀，謝明志，林雅雯，曾文傑，陳正興，黃富國，邱俊翔，港灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(2/4)，交通部運輸研究所，2009。
- 41.賴聖耀，謝明志，林雅雯，曾文傑，陳正興，黃富國，邱俊翔，港灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(3/4)，交通部運輸研究所，2010。
- 42.賴聖耀，謝明志，林雅雯，曾文傑，陳正興，黃富國，邱俊翔，港灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(4/4)，交通部運輸研究所，2011。
- 43.薛強，地震工程性能設計法之應用(一)—單自由度橋柱及建築物之耐

震性能評析與設計，財團法人中興工程顧問社專案研究報告 R-ST-02-06，2002。

44. 薛強、陳正忠、陳國慶，碼頭結構物耐震性能設計目標與分析方法，結構工程，第二十卷，第一期：95-110，2005。
45. 謝明志、陳志芳、張文忠、林炳森，港區碼頭構造物模型試驗與數值模擬之研究(2/4)，交通部運輸研究所，2013。
46. 顧承宇等，「動力分析於重力式碼頭耐震性能設計研究」，34屆海洋工程研討會，2012。
47. 賴瑞應、謝明志、張道光、曾文傑、胡啟文、顧承宇、張景鐘、薛強、張權、余孟勳、陳明鈺，「港區碼頭耐震功能性評估之研究(2/2)」，交通部運輸研究所，2015。
48. 賴瑞應、顧承宇、張景鐘、余孟勳、陳明鈺、曾崇偉、蕭靖恩，「港灣構造物耐震性能設計架構之研究(4/4)」，交通部運輸研究所，2015。
49. 賴瑞應、顧承宇、張景鐘、余孟勳、陳明鈺、曾崇偉、蕭靖恩，「港灣構造物耐震性能設計手冊(草稿)」，交通部運輸研究所，2015。



## 附錄一

### 期末審查意見及辦理情形說明表



## 期末審查意見及辦理情形說明表

審查委員	審查意見	處理情形
1. 賴聖耀委員	<p>1. 本研究對於國內外性能設計基準，皆有深入的研討與比較；並具體的建議我國港灣碼頭性能制訂的目標；對於簡化分析法、簡化動力分析法及動力分析法，亦有詳細的分析探討，而且分別於板樁式碼頭、重力式碼頭及棧橋式碼頭的實際案例做說明；整體的研究，具有深度與完整性，值得高度的肯定。</p> <p>2. 本研究去年度（104）主要是以高雄港 45 號板樁式碼頭為案例進行耐震性能評估，本年度（105）以高雄港新濱重力式碼頭及 101 號棧橋式碼頭為案例，進行耐震性能評估，皆分別進行簡化動力分析法及動力分析法，並將土壤液化的影響考慮進去，是非常正確與進步的分析；而且，都有考慮液化的程度採用 N 值折減方式進行碼頭的安定性分析，這樣的分析結果較為精確。</p> <p>3. 本研究為 2 年期的研究計畫，建議將去年度（104）板樁式碼頭的案例研究，亦放在本報告書中，使研究報告更加完整。</p> <p>4. 本研究報告的目錄標題：第四章既有板樁式碼頭，應修改為既有重力式碼頭；6.1 結論第 2 項的內文第 4 行；以表 4-4 B 級板樁式碼頭，亦應修改為 4-2B 級重力式碼頭</p>	<p>1. 感謝委員肯定。</p> <p>2. 感謝委員肯定。</p> <p>3. 已將前期成果納入，如第四章所示。</p> <p>4. 已修正。</p>

審查委員	審查意見	處理情形
2. 張文忠委員	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 建議增加高雄港港區碼頭類型分佈、土層分佈及設計地震等相關資料說明。</li> <li>2. 動力分析結果 (FLAC) 歷時圖應將 X 軸改為時間，而非 STEP。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 已修正，如 P5-2、5-3、6-3、6-4 及 7-3 所示。</li> <li>2. 已修正，如 P5-23 所示。</li> </ol>
3. 林佑任委員	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 性能設計評估用在港灣設施的維護或設計評估是一大進步給予肯定，未來若可以納入台中港的案例更佳。</li> <li>2. 採用的參數就如何搭配國內性能評估的結果對照國外（如日本）就相當等級所選用的參數能否有一對照表。</li> <li>3. 性能設計用於新建工程設計案建議推廣初期仍宜有傳統設計法的計算互相比較，建立信心。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 感謝委員肯定。</li> <li>2. 港灣構造物耐震性能設計手冊之修訂理念是以參考港灣構造物耐震設計準則 (INA,2001) 來進行本土化修訂。而日本係以機率法進行地震力計算，由於其計算方法複雜，且在性能標準規定上，日本已正式進入構造物破壞機率可靠度的要求，其因計算基準不同而無直接對應之參數。</li> <li>3. 感謝委員建議。</li> </ol>

附錄二  
期末報告簡報資料



# 港灣碼頭耐震性能評估之研究 -以高雄港為例(2/2)

簡報者：胡啟文

交通部運輸研究所港灣技術研究中心

中華民國106年2月14日



## 簡報大綱

- 一、前言
- 二、傳統耐震設計與性能設計比較
- 三、重力式及棧橋式碼頭性能規定及分析方法
- 四、既有重力式碼頭耐震性能評估
- 五、既有棧橋式碼頭耐震性能評估
- 六、結論



# 一、前言

3



## 緣起

台灣四面環海、經貿貨物運輸以海運為主位於環太平洋地震帶、每年大小地震發生無數，國際間耐震設計規範已朝性能設計方向研訂，確保港灣構造物生命期之使用、安全及經濟性。

## 研究範圍及目的

本研究主要基於本所辦理完成之「港灣構造物耐震性能設計手冊」(2015)的研究基礎上，進一步對高雄港區內既有各類型碼頭(包括重力式碼頭、板樁式碼頭、棧橋式碼頭)之性能評估分析方法做案例探討，其評估結果除供臺灣港務公司進行管養之參考外，亦可提供各港或港灣工程界的相關從業人員瞭解碼頭性能評估的流程與方法。

4



## 二、傳統耐震設計與性能設計比較

5



### 傳統耐震設計法的不足

**以強度為基礎**      **結構強度 > 設計地震力**

- 結構的破壞不僅與強度有關，還與其變形有關。
- 但更多的人命及經濟損失來自構造物或其附屬設施之損壞所引發之二次災害

**單一的設計地震力(475年迴歸期的地震力)為唯一設計目標**

- 遭遇不同強度與頻率的地震力，構造物的行為如何、是否滿足預期的功能？

6



## 性能設計法與傳統設計法之比較

耐震性能設計	傳統耐震設計
多等級地震力	單一設計地震力
多等級耐震性能設計目標	單一耐震設計目標
直接明確的定量	間接隱含定性的功能表達
選擇與其破壞型式密切相關之破壞參數	只考慮強度

7

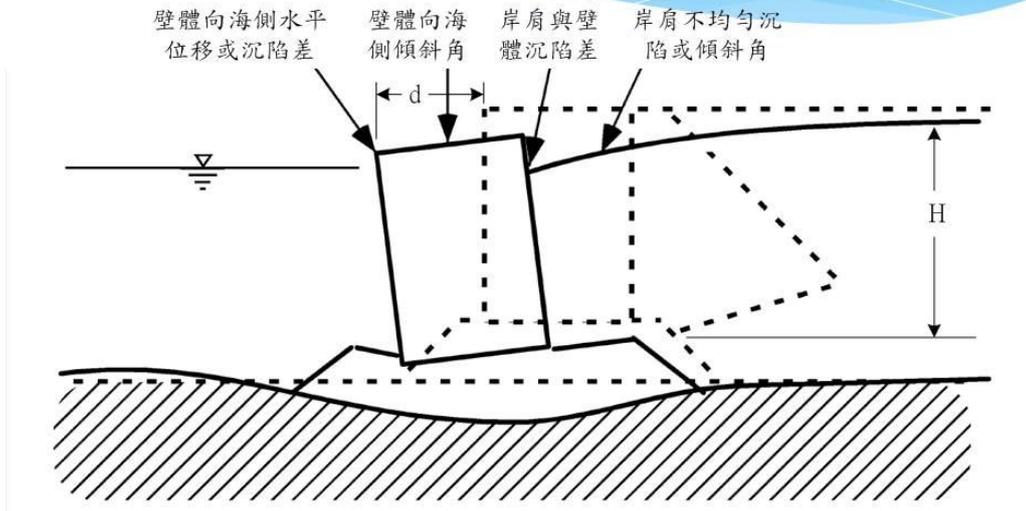


## 三、重力式及棧橋式碼頭性能規定 及分析方法

8



## 重力式碼頭性能參數



9



## 重力式碼頭性能可接受標準

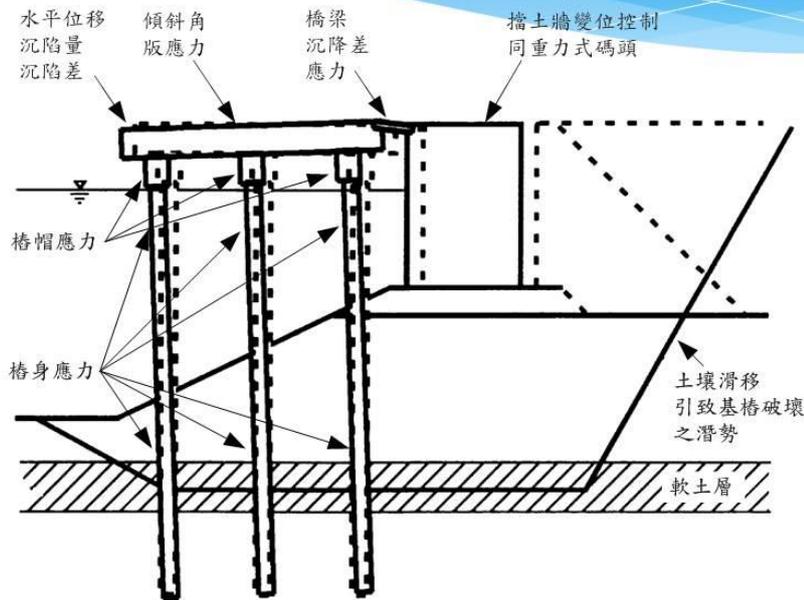
參數		性能等級			
		第 I 級	第 II 級	第 III 級	
殘餘變位	壁體	正規化水平位移d/H	<1.5% 或 d<30cm	1.5%~5%	5%~10%
		向海側傾斜角	<3°	3°~5°	5°~8°
	岸肩	不均勻沉陷量	3cm~10cm	不需檢核	不需檢核
		岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm	不需檢核	不需檢核
		向海側傾斜角	<2°~3°	不需檢核	不需檢核

港灣構造物耐震性能設計手冊 (草稿), 2015

10



## 棧橋式碼頭性能參數



11

## 棧橋式碼頭性能可接受標準

性能等級		第 I 級	第 II 級	第 III 級
參數				
殘餘變位	橋面板與肩岸沉陷差異	<10~30cm	不需檢核	不需檢核
	向海側傾斜角	<2°~3°	不需檢核	不需檢核
最大反應	基樁 (須避免剪力破壞發生)	保持彈性 (僅輕微或無殘餘變形)	控制韌性 (結構可修復)	小於韌性容量 (韌性反應接近崩塌狀態)

港灣構造物耐震性能設計手冊(草稿), 2015

12

## 不同重要度碼頭對應各等級地震力的耐震性能目標

性能水準 地震等級	第 I 級	第 II 級	第 III 級
等級 I (中度地震)	A 級、B 級	—	—
等級 II (475 年回歸期地震)	特定級	A 級	B 級
等級 III (2500 年回歸期地震)	—	特定級	A 級

港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿），2015

13



## 不同重要度碼頭對應各等級地震力的耐震性能評估方法

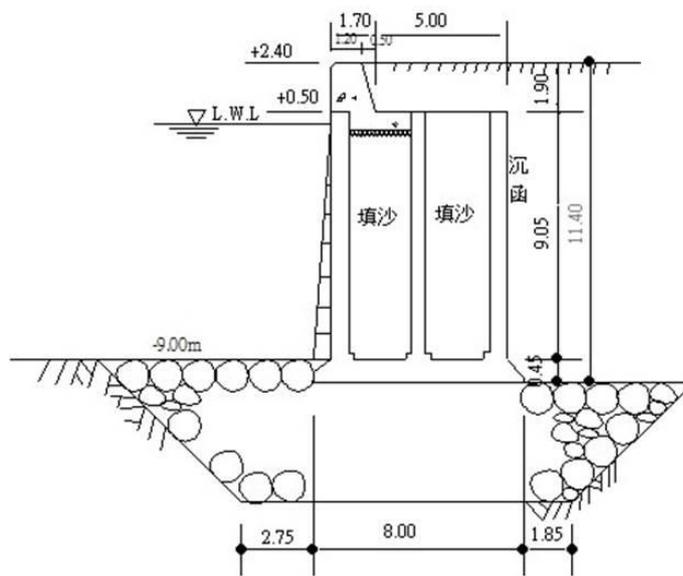
碼頭重要度 地震等級	特定級	A 級	B 級
等級 I (50 年回歸期地震)	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 簡化分析</li> <li>• 簡化動力分析</li> <li>• 動力分析</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 簡化分析</li> <li>• 簡化動力分析</li> <li>• 動力分析</li> </ul>
等級 II (475 年回歸期地震)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 動力分析</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 動力分析</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 簡化動力分析</li> <li>• 動力分析</li> </ul>
等級 III (2500 年回歸期地震)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 動力分析</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 動力分析</li> </ul>	—

港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿），2015



## 四、既有重力式碼頭耐震性能評估

15



高雄港新濱碼頭標準斷面圖

16



## 本研究案例碼頭使用現況



高雄港新濱碼頭目前主要為客輪碼頭使用。

17



## 各重要度等級之碼頭特性

等級	碼頭之特性	建議適用碼頭構造物
特定	明顯具有 A 級結構物之特性 1 至 3 項之情形者	耐震強化碼頭
A	1. 結構物在遭受地震災害時，將有可能造成多數人命及財產之損失者。 2. 負有震災後復建工作之重要任務者。 3. 儲存有害或危險物品之結構物，在遭受地震災害時，將可能造成人命或財產之重大損失者。 4. 結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 5. 結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。	危險品碼頭
B	凡不屬於特定、A 級者	散雜貨碼頭、貨櫃碼頭
C	臨時設施	非永久性靠泊設施



港灣構造物耐震性能設計手冊(草稿), 2015

18



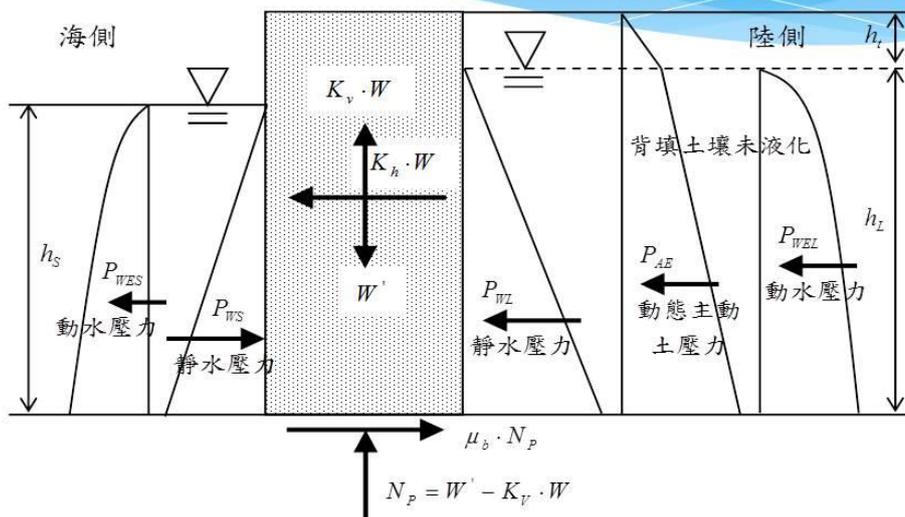
## 本案例地震力、評估方法及耐震性能目標之選用

地震力等級	損壞等級(性能等級)			碼頭重要度			
	等級 I (可使用)	等級 II (可修復)	等級 III (接近崩塌破壞)	地震等級	特定級	A 級	B 級
等級 I (迴歸期約 50 年)	B			等級 I (50 年回歸期地震)	-	<ul style="list-style-type: none"> <li>簡化分析</li> <li>簡化動力分析</li> <li>動力分析</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>簡化分析</li> <li>簡化動力分析</li> <li>動力分析</li> </ul>
等級 II (迴歸期約 475 年)			B	等級 II (475 年回歸期地震)	<ul style="list-style-type: none"> <li>動力分析</li> <li>動力分析</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>簡化動力分析</li> <li>動力分析</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>簡化動力分析</li> <li>動力分析</li> </ul>
等級 III (迴歸期約 2500 年)				等級 III (2500 年回歸期地震)	<ul style="list-style-type: none"> <li>動力分析</li> <li>動力分析</li> </ul>	-	-

參數		性能等級	第 I 級	第 II 級	第 III 級
殘餘變位	壁體	正規化水平位移 $d/H$	$<1.5\%$ 或 $d < 30\text{cm}$	5%~10%	$>10\%$
		向海側傾斜角	$<3^\circ$	$5^\circ \sim 8^\circ$	$>8^\circ$
	岸肩	不均勻沉降量	3cm~10cm	N/A	N/A
		岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm	N/A	N/A
		向海側傾斜角	$<2^\circ \sim 3^\circ_{19}$	N/A	N/A



## 簡化分析法-重力式碼頭地震力作用下之受力機制



以此受力機制下進行碼頭傾覆及基礎承载力穩定性分析



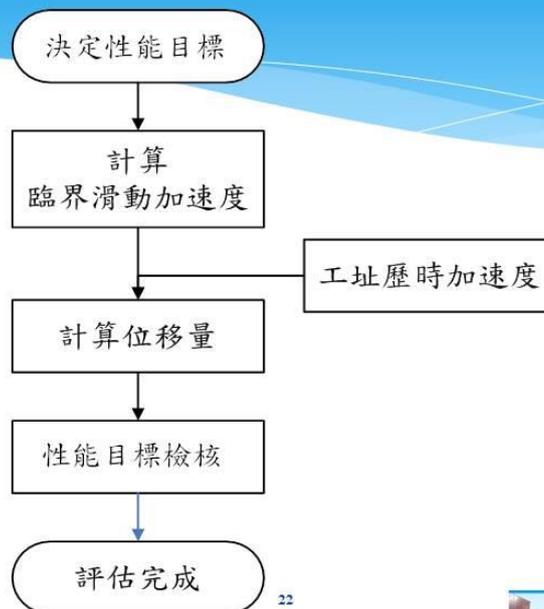
## 簡化分析法-等級I地震力(回歸期約50年)

- 考量工址區位(高雄市旗津區)、地盤效應、碼頭結構基本週期，計算得**475年回歸期水平設計震度( $K_h$ )為0.24g**。
- 回歸期50年之地震力約為475年回歸期地震除以**3.25**，故**50年回歸期水平設計震度( $K_h$ )為0.24/3.25=0.07g**。
- 經分析結果重力式碼頭(1)滑動穩定性(2)傾覆穩定性及(3)基礎承载力分析，安全係數皆大於1，結構穩定無位移，顯示結構穩定不會產生任何變位。
- 評估結果符合 **B級重力式碼頭等級 I 地震力之性能目標**。

21



## 簡化動力分析法(滑動塊分析)

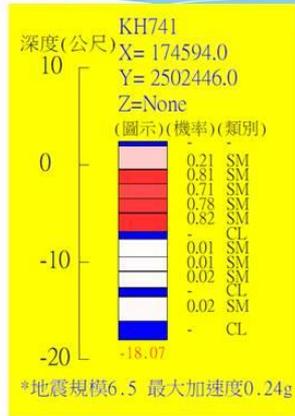


22

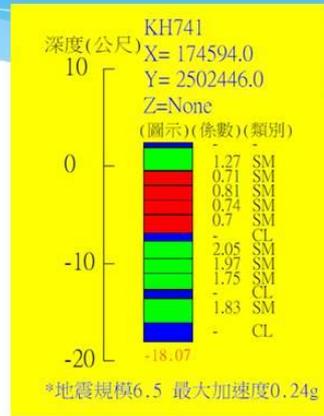


## 簡化動力分析法-背填土液化潛能評估

### ● 等級II地震(地表加速度PGA=0.24g)



液化機率



抗液化安全係數

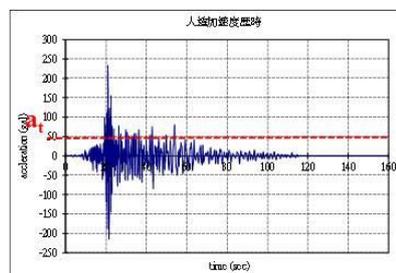
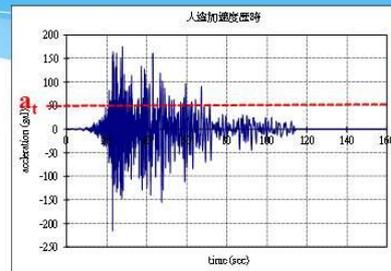
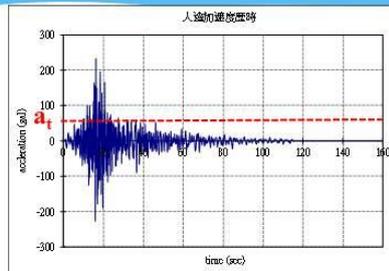
EL.-1.6~-7.6m之鑽孔深度有較高發生液化之潛勢

23



## 簡化動力分析法-等級II地震力(回歸期約475年)

### ● 等級II地震3組南北向人造地震歷時

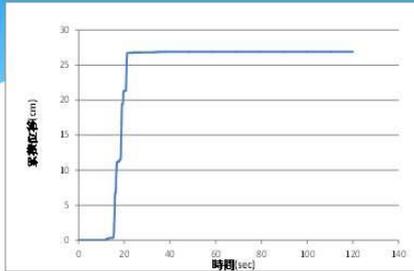


由土壤液化潛能評估結果進行土壤參數折減，求得臨界加速度值( $a_c$ )為0.052g (51gal)。

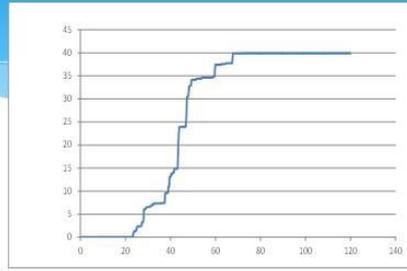
24



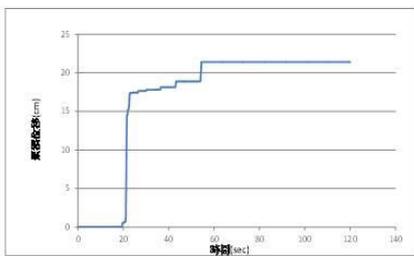
## 簡化動力分析法-碼頭滑動量分析結果



(a) 第1組26.90cm



(b) 第2組39.88cm



(c) 第3組21.41cm

最大累積位移量為**39.88公分**。

25



## 簡化動力分析法-小結

1. 等級II地震之B級重力式碼頭性能目標為正規化水平位移 $d/H$ 小於10%，由上述之滑動塊分析結果，3組等級II地震力最大殘餘水平變位 $d=39.88\text{cm}$ ，碼頭高 $H=1,140\text{cm}$ ， $d/H=3.50\%$ 小於10%，故**正規化水平位移檢核結果通過等級II地震力之性能水準**。
2. 向海側傾斜角部分，因簡化動力分析法僅能分析水平滑動位移，無法分析碼頭傾斜角，故此部分無法評估，須由動力分析法來進一步評估。

26



## 動力分析法

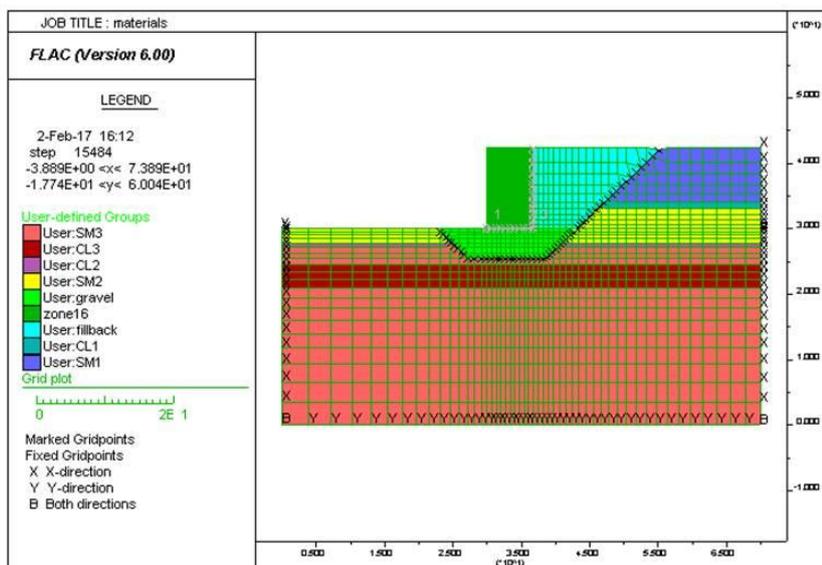
FLAC動態有效應力數值模擬程序：

- 1) 建立碼頭模型網格。
- 2) 設定土壤參數。
- 3) 建立結構元件。
- 4) 設定靜態邊界條件並進行重力力學平衡計算。
- 5) 施加海水側向力。
- 6) 設定地下水位線進行滲流平衡。
- 7) 靜態系統力學平衡。
- 8) 設定液化土層以Finn模式模擬。
- 9) 給予阻尼參數和吸能邊界條件。
- 10) 施加動態邊界條件並進行評估。

27



## 動力分析法-重力式碼頭動力分析模型

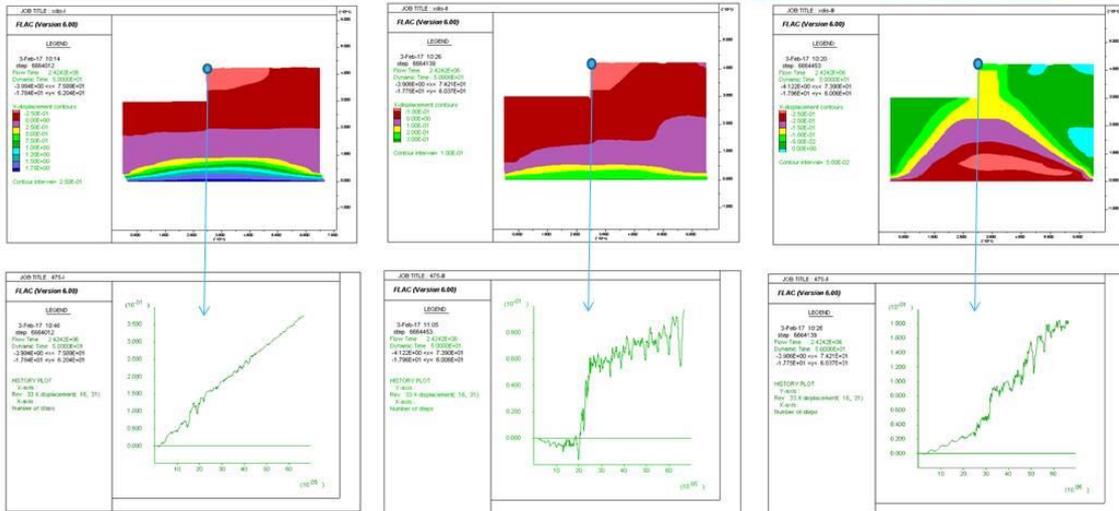


28



## 動力分析法分析結果-

### 整體水平位移向量&碼頭岸肩水平位移量歷時圖



(a) 第1組-最大位移量37.54cm

(b) 第2組-最大位移量18.57cm

(c) 第3組-最大位移量9.78cm

29



## 動力分析法-各組地震歷時作用下分析結果

	第1組	第2組	第3組
碼頭岸肩水平位移量(cm)	37.54	18.57	9.78
碼頭壁體傾斜角(°)	1	0.38	0.21

30



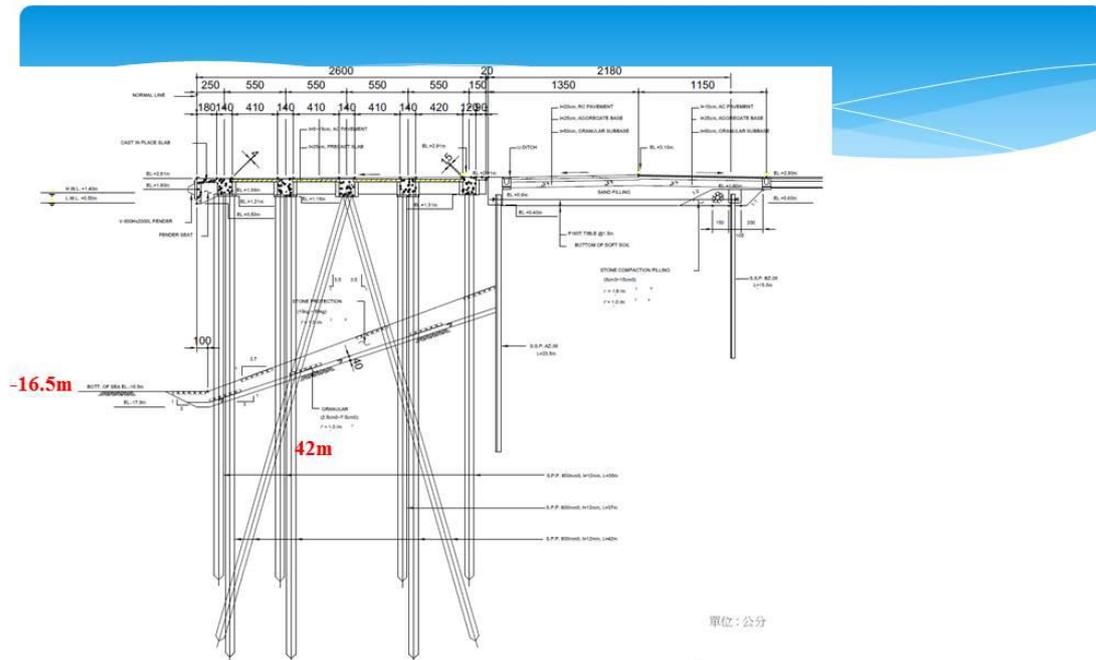
## 評估結果

1. 由動力分析法分析結果顯示，於等級Ⅱ地震力作用下，正規化水平位移 $(d/H)3.30\% < 10\%$ ，壁體向海側傾斜角為 $1^\circ < 8^\circ$ ，其正規化水平位移及向海側傾斜角檢核結果皆通過性能可接受標準。
2. 簡化動力分析法及動力分析法評估所得之位移量達39.88cm及37.54cm，於該位移量下，岸肩及背填土區**應已產生破壞情形**，致使**喪失其使用性能或甚至已達無法修復狀態**，以B級重力式碼頭之耐震性能目標來檢核，其為允許**損壞等級Ⅲ**(接近崩塌破壞)之性能目標，故本案例碼頭通過等級Ⅱ地震之耐震性能評估檢核。<sup>31</sup>



## 五、既有棧橋式碼頭耐震性能評估





單位：公分

高雄港#101碼頭標準斷面圖



## 本案例碼頭之重要度等級及特性

- 為中鋼公司專用碼頭使用，主要為煤炭及礦砂等散裝貨進口輸入製造鋼材。
- 對於震災後復健負有重要任務者。



等級	碼頭之特性	建議適用碼頭構造物
特定	明顯具有A級結構物之特性1至3項之情形者	耐震強化碼頭
A	1. 結構物在遭受地震災害時，將有可能造成多數人命及財產之損失者。 2. 負有震災後復建工作之重要任務者。 3. 儲存有害或危險物品之結構物，在遭受地震災害時，將可能造成人命或財產之重大損失者。 4. 結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 5. 結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。	危險品碼頭
B	凡不屬於特定、A級者	散雜貨碼頭、貨櫃碼頭
C	臨時設施	非永久性靠泊設施

港灣構造物耐震性能設計手冊(草稿), 2015



## 本案例地震力、評估方法及耐震性能目標之選用

地震力等級	損壞等級(性能等級)			碼頭重要度			
	等級 I (可使用)	等級 II (可修復)	等級 III (接近崩塌破壞)	地震等級	特定級	A 級	B 級
等級 I (迴歸期約 50 年)	A			等級 I (50 年迴歸期地震)	—	簡化分析 簡化動力分析 動力分析	簡化分析 簡化動力分析 動力分析
等級 II (迴歸期約 475 年)		A		等級 II (475 年迴歸期地震)	動力分析	動力分析	簡化動力分析 動力分析
等級 III (迴歸期約 2500 年)			A	等級 III (2500 年迴歸期地震)	動力分析	動力分析	—

性能等級		第 I 級	第 II 級	第 III 級	
殘餘變位	壁體	正規化水平位移 d/H	<1.5% 或 d<30cm	5%~10%	>10%
		向海側傾斜角	<3°	5°~8°	>8°
	岸肩	不均勻沉陷量	3cm~10cm	N/A	N/A
		岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm	N/A	N/A
		向海側傾斜角	<2°~3°	N/A	N/A



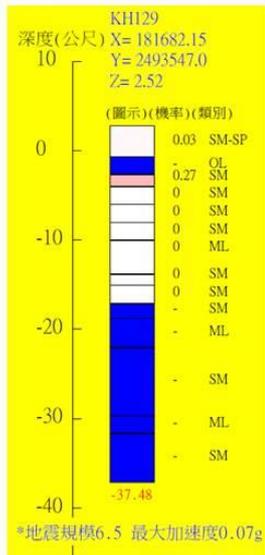
## 棧橋式碼頭三等級地震力

地震等級		地震力計算公式
等級 I 地震	約 50 年迴歸期	$V_{\min} = \frac{S_{a,II}}{3.25\alpha_y} W$
等級 II 地震	475 年迴歸期	$V_{II} = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left( \frac{S_{a,II}}{F_u} \right)_m W$
等級 III 地震	2500 年迴歸期	$V_{III} = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left( \frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} \right)_m W$

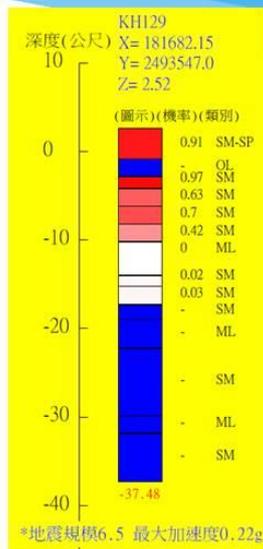
工址位於高雄市旗津區，依據建築物耐震設計規範、地盤效應及結構周期計算得  
 等級 I 地震力  $V_I = 0.16W$ 、等級 II 地震力  $V_{II} = 0.22W$ 、等級 III 地震力  $V_{III} = 0.25W$ 。



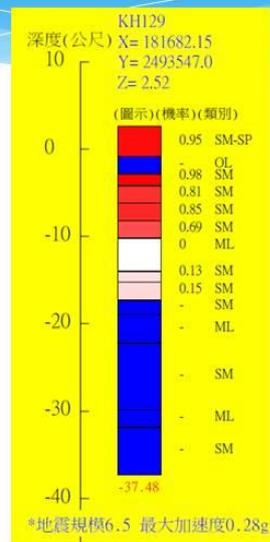
## 三等級地震力碼頭鑽孔深度之液化機率



等級 I 地震



等級 II 地震

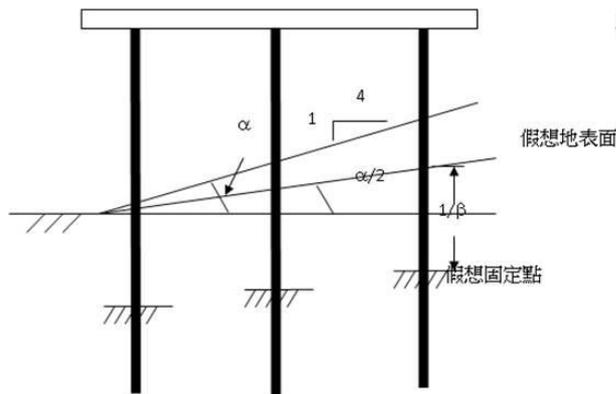


等級 III 地震

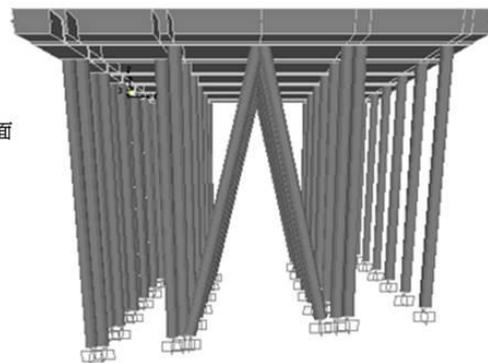
➢ 等級 II 及等級 III 地震力作用下，土層可能液化深度高程為 2.8~10 公尺處



## 簡化分析法

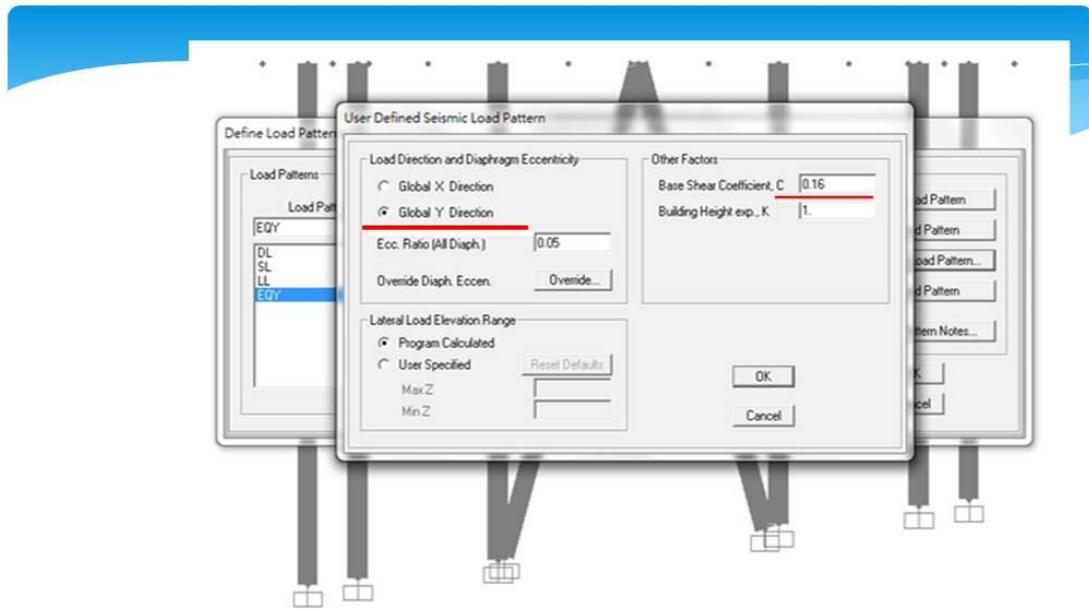


假想地表面及假想固定點示意圖



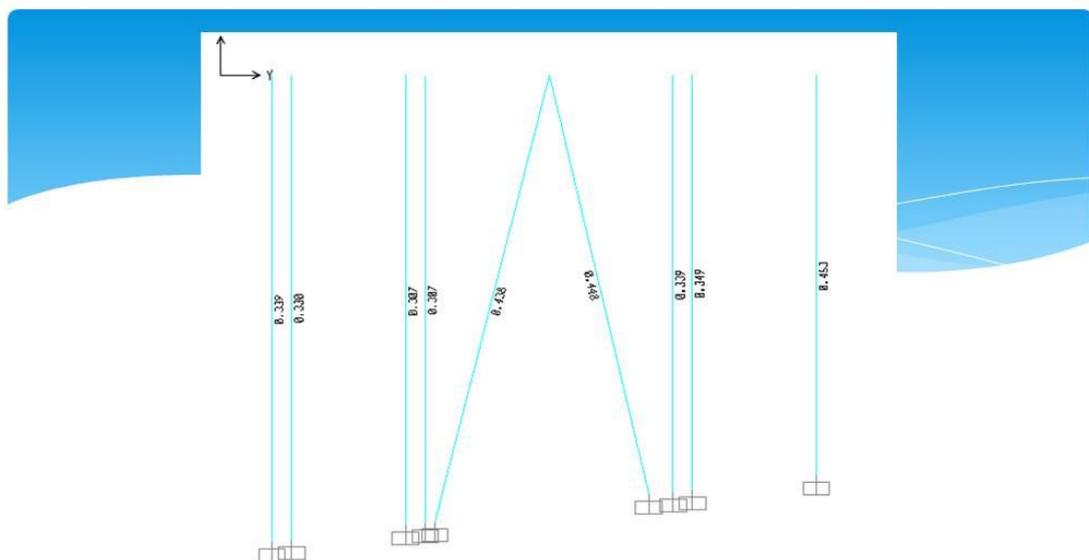
棧橋式碼頭擬靜力分析  
基樁假想固定點評估模型





以SAP2000輔助輸入等級 I 地震力之基底剪力0.16

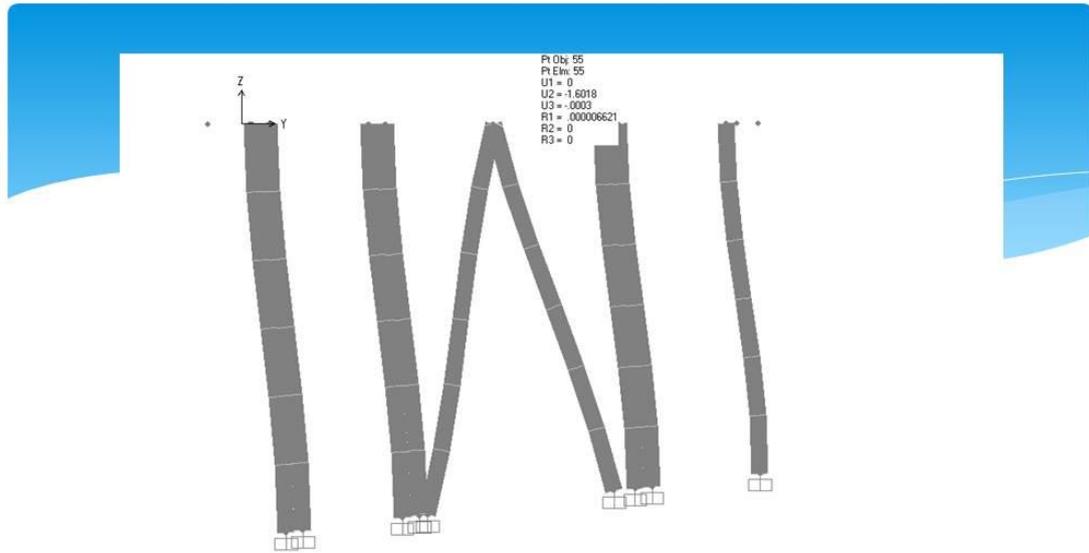
39



等級I地震力棧橋式碼頭鋼管樁最大應力比  
小於**0.45**，顯示基樁保持彈性。

40





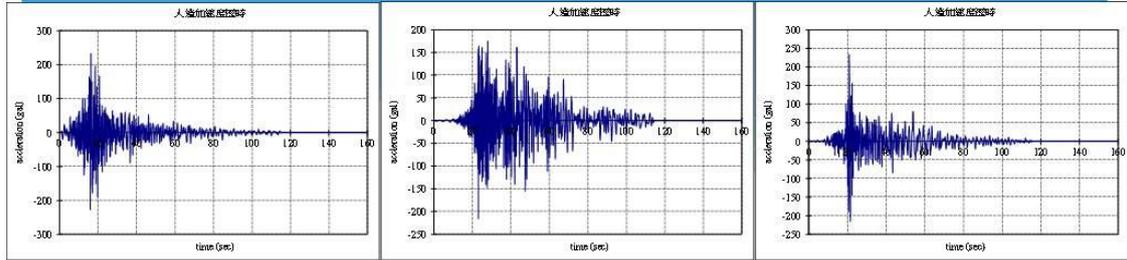
等級I地震力棧橋式碼頭變位圖

1. 基樁**承载力**大於各樁**最大軸壓力**及**最大軸拉力**
2. 碼頭變位及基樁最大反應檢核符合**等級 I 性能等級**

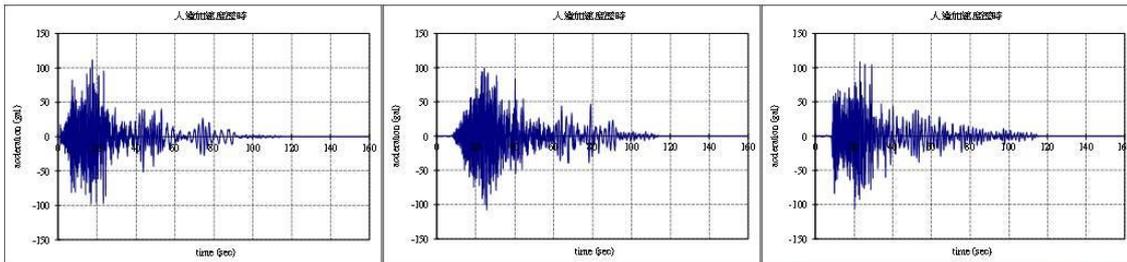
	P1樁	P2樁	P3樁	P4樁	P5樁	P6樁	P7樁	P8樁	P9樁
最大軸壓力	95534	97780	89699	93911	113296	112866	94911	94500	95807
最大軸拉力	-	-	-	-	89732	90454	-	-	-

性能等級		第I級
殘餘變位	橋面板與肩岸 沉陷差異	碼頭橋面板極小之沉陷量<10~30cm 滿足使用性要求 →OK
	向海側傾斜角	碼頭向海側最大傾角為0.06°<2°~3° 滿足使用性要求 →OK
最大反應	基樁	碼頭基樁保持彈性滿足使用性要求 →OK

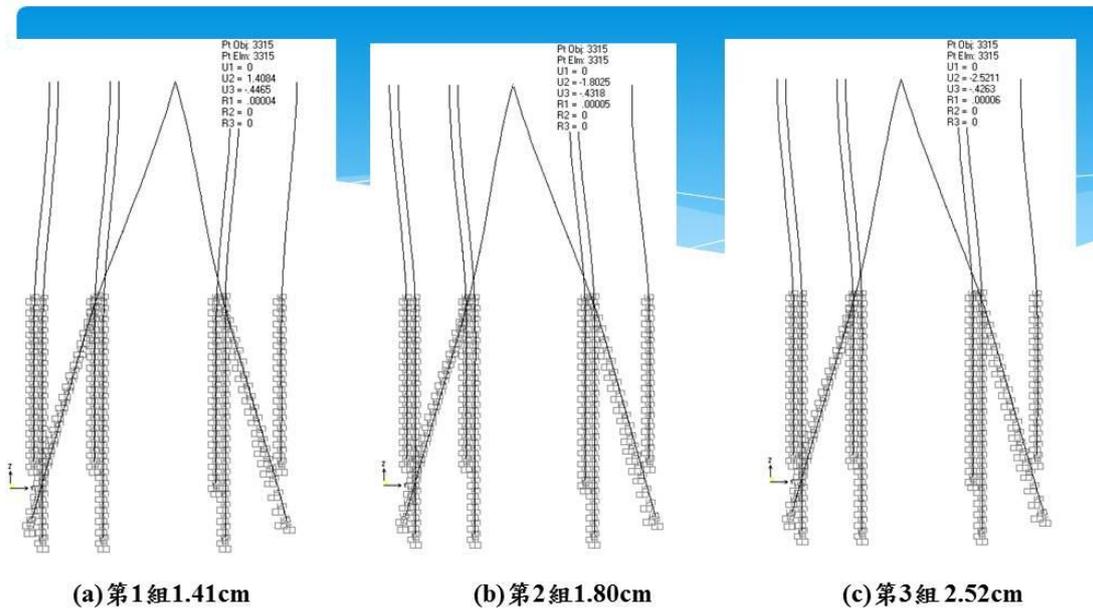
## 動力分析法-等級II人造地震加速度歷時



南北向人造地震加速度歷時



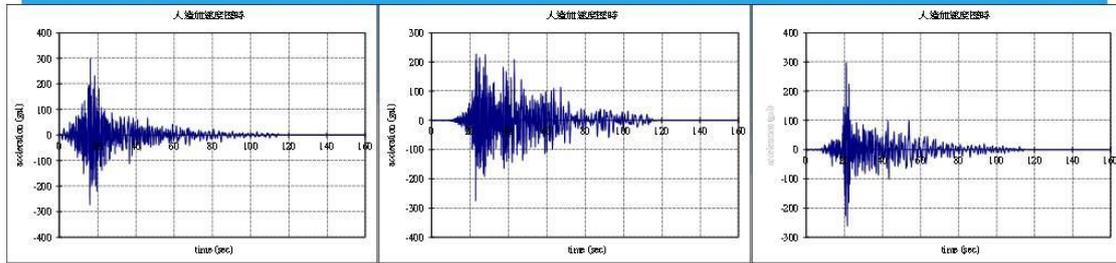
垂直向人造地震加速度歷時



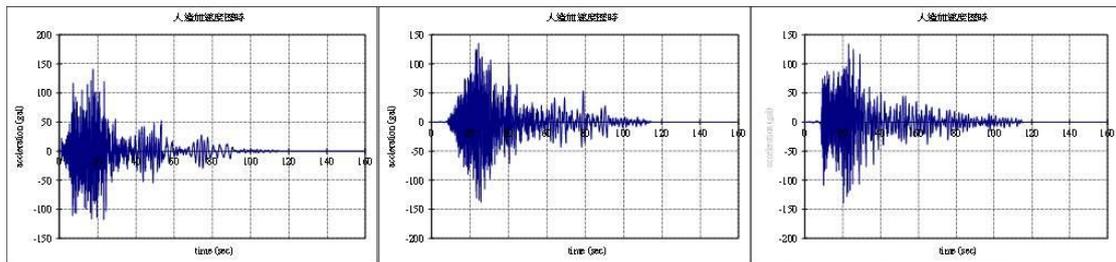
等級II地震歷時分析碼頭最大變位



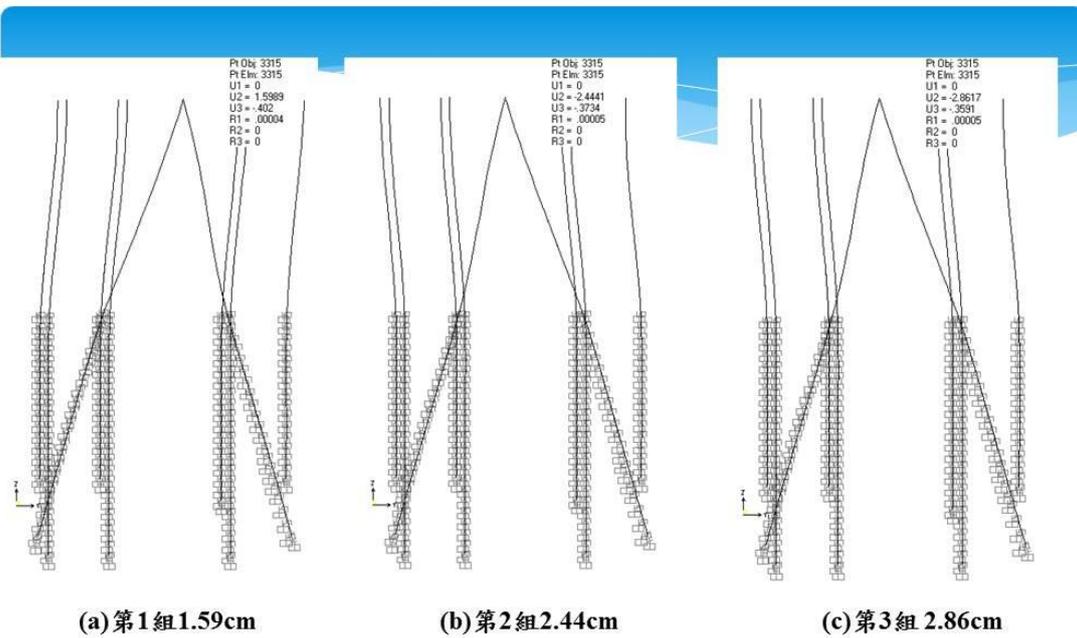
# 動力分析法-等級Ⅲ人造地震加速度歷時



南北向人造地震加速度歷時



垂直向人造地震加速度歷時



(a) 第1組 1.59cm

(b) 第2組 2.44cm

(c) 第3組 2.86cm

## 等級Ⅲ地震歷時分析碼頭最大變位



非線性歷時分析法等級II地震之性能檢核

非線性歷時分析法等級III地震之性能檢核

性能等級		第I級	性能等級		第I級
參數			參數		
殘餘變位	橋面板與肩岸 沉陷差異	碼頭橋面板最大沉陷量為 0.43cm <10~30cm 滿足使用性要求 →OK	殘餘變位	橋面板與肩岸 沉陷差異	碼頭橋面板最大沉陷量為 0.36cm <10~30cm 滿足使用性要求 →OK
	向海側傾斜角	碼頭向海側最大傾角為0.09° <2°~3° 滿足使用性要求 →OK		向海側傾斜角	碼頭向海側最大傾角為0.1° <2°~3° 滿足使用性要求 →OK
最大反應	基樁 (須避免剪力破壞發生)	碼頭基樁保持彈性滿足使用性要求 →OK	最大反應	基樁 (須避免剪力破壞發生)	碼頭基樁保持彈性滿足使用性要求 →OK

47/48



## 評估結果

1. 由簡化分析法評估結果，本案例碼頭在**等級I地震**作用下土壤不發生液化，碼頭所有構件**皆保持彈性**，基樁受力小於其土壤容許承载力，其構件應變量皆小於性能可接受標準等級I之目標，整體驗證結果**滿足性能水準**要求（結構保持彈性）不需維修之要求。
2. 由動力分析法(非線性歷時分析法)評估結果，於**等級II地震及等級III地震力**作用下，土層可能液化深度高程為2.8~10公尺處，其最大殘餘變位皆小於性能可接受標準等級I之目標，整體驗證結果所有構件亦**皆保持彈性**(未產生塑性鉸)狀態，地震力作用後不需維修可立即使用

48



## 六、結論

49



### 結論(1/2)

1. 本研究探討之既有重力式及棧橋式碼頭案例，係以「港灣構造物耐震性能設計手冊」之耐震性能規定，依表3-1選用簡化分析、簡化動力分析及動力分析法驗證等級I、等級II及等級III地震下之耐震性能評估結果顯示，**B級重力式及A級棧橋式碼頭皆能通過之性能目標檢核，滿足原設計之耐震性能目標。**
2. 於位移量評估部分，重力式碼頭以簡化動力分析法及動力分析法不同分析法所得之碼頭位移量可達39.88cm及37.54cm，並於該位移量下，岸肩及背填土區應已**產生破壞情形**，致使喪失其**原有功能性或甚至已達無法修復狀態**，以B級重力式碼頭之耐震性能目標來檢核，為允許損壞等級III(接近崩塌破壞)之性能目標，故通過B級碼頭性能目標檢核。

50



## 結論(2/2)

3. 本研究之既有碼頭案例，依據原設計資料，參考國際航海協會之性能規定及分析方法，由三等級地震及三種不同評估法評估結果，案例碼頭均能滿足原設計之耐震功能目標，顯示未來推行碼頭耐震性能設計，未必會比現行基準所設計之碼頭斷面為大或所需材料強度為高之情形，而對於既有碼頭亦不致產生需耐震補強的疑慮。

51



簡報完畢  
敬請指教

52

