

103-46-7750

MOTC-IOT-102- H1DA004b

# 港區碼頭耐震功能性評估之研究 (1/2)



交通部運輸研究所

中華民國 103 年 4 月

103-46-7750  
MOTC-IOT-102-H1DA004b

# 港區碼頭耐震功能性評估之研究 (1/2)

著 者：賴瑞應、謝明志、張道光、曾文傑  
林玲煥、胡啟文、江偉勝

交通部運輸研究所  
中華民國 103 年 4 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

港區碼頭耐震功能性評估之研究. (1/2) / 賴瑞應等  
著. -- 初版. -- 臺北市 : 交通部運研所, 民 103.04  
面 ; 公分  
ISBN 978-986-04-0984-0(平裝)

1.港埠工程 2.防震

443.2

103006783

港區碼頭耐震功能性評估之研究(1/2)

著 者：賴瑞應、謝明志、張道光、曾文傑、林玲煥、胡啓文、江偉勝  
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)26587176  
出版年月：中華民國 103 年 4 月  
印 刷 者：  
版(刷)次冊數：初版一刷 75 冊  
本書同時登載於交通部運輸研究所港灣技術研究中心網站  
定 價： 150 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 : 1010300581 ISBN : 978-986-04-0984-0 (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。

港區碼頭耐震功能性評估之研究  
(1/2)

交通部運輸研究所

GPN: 1010300581  
定價 150 元

## 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：港區碼頭耐震功能性評估之研究(1/2)			
國際標準書號 ISBN978-986-04-0984-0 (平裝)	政府出版品統一編號 1010300581	運輸研究所出版品編號 103-46-7750	計畫編號 102-H1DA004b
主辦單位：港灣技術研究中心 主管：邱永芳 計畫主持人：賴瑞應 研究人員：謝明志、張道光、曾文傑、林玲煥、胡啟文、江偉勝 參與人員：陳毓清、李昭明、陳義松、李春榮、何木火 聯絡電話：04-26587170 傳真號碼：04-26564418	研究期間 自 102 年 01 月 至 102 年 12 月		
關鍵詞：棧橋式碼頭、耐震功能性評估			
<b>摘要：</b> <p>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。本計畫參考國際航海協會有關功能性設計的流程與相關評估方法，針對既有碼頭做功能性評估的案例探討，以提供未來基準修訂的參考。</p> <p>本計畫於 102 年度完成既有棧橋式碼頭耐震功能性評估之研究，評估結果符合原設計功能目標，期望相關研究成果可供未來相關單位設計及維護碼頭之參考。</p>			
<b>研究成果效益：</b> <ol style="list-style-type: none"><li>1. 提昇國內港灣結構設計與評估水準。</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>			
<b>提供應用情形：</b> <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依據，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. 本計畫建立之耐震評估流程及方法，可提供本所後續相關研究之應用。</li></ol>			
出版日期 103 年 4 月	頁數 165	定價 150	本出版品取得方式 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。
<b>機密等級：</b> <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 月 日解密， <input type="checkbox"/> 公布後解密， <input type="checkbox"/> 附件抽存後解密， <input type="checkbox"/> 工作完成或會議終了時解密， <input type="checkbox"/> 另行檢討後辦理解密) <input checked="" type="checkbox"/> 普通			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

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

**TITLE:** Seismic Performance-Based Assessment on Port Terminal (1/2)

ISBN 978-986-04-0984-0 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010300581	IOT SERIAL NUMBER 103-46-7750	PROJECT NUMBER 102-H1DA004b
DIDIVISION: HARBOR & MARINE TECHNOLOGY CENTER DIDIVISION DIRECTOR: Chiu Yung-Fang PPRINCIPAL INVESTIGATOR: Lai Jui-Ying PROJECT STAFF: M.J. Hsieh, T.K. Chang, W.J. Tseng, L.H. Lin, C.W. Hu, W.S. Jiang PROJECT TECHNICIAN: Y.Q. Chen, Z.M. Lee, Y.S. Chen, C.R. Lee, M.H. He PHONE: 04-26587170 FAX: 04-26564418			PROJECT PERIOD FROM January 2013 TO December 2013

**KEY WORDS:** pile-supported wharf, seismic performance-based assessment

**ABSTRACT:**

In recent years, earthquakes caused many casualties and property damage around the world. Countries in the world invested many funds and manpower in earthquake research to reduce the disaster and loss by the earthquake. This project will refer to the INA of the performance-based design process and related assessment methods to do case studies. With expectation the study will provide a reference to the future code revision.

Therefore, this project carries out existing pile-supported wharf of seismic performance-based assessment in 2013. The assessment results show the original design to meet the seismic performance-based objectives. With expectation the research results can provide reference for terminal design and maintenance in the future.

**Benefits of research results:**

1. Enhance the domestic harbor structural design and assessment standards.
2. Publish research reports to the application for the industry, government and academia.

**Current situation in application:**

1. This project can be provided seismic assessment results to the port branch staff for decision-making reference for Disaster Reduction after the earthquake.
2. This project built in seismic evaluation methods and procedures can be provided as the reference for future research.

DATE OF PUBLICATION April 2014	NUMBER OF PAGES 165	PRICE 150	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.

# 港區碼頭耐震功能性評估之研究(1/2)

## 目 錄

中文摘要 .....	I
英文摘要 .....	II
目錄 .....	III
圖目錄 .....	V
表目錄 .....	IX
第一章 前言 .....	1-1
1.1 研究緣起 .....	1-1
1.2 研究目的 .....	1-1
1.3 研究範圍 .....	1-2
1.4 研究方法 .....	1-2
1.5 研究內容與流程 .....	1-2
第二章 耐震功能性設計法概述 .....	2-1
2.1 功能性設計法與現行設計法之區別 .....	2-1
2.2 耐震功能性設計法之架構及主要內容 .....	2-4
2.3 新建構造物之功能性設計與既有構造物之功能性評估 .....	2-7
第三章 國內外功能性設計基準探討 .....	3-1
3.1 我國港灣構造物設計基準 .....	3-1
3.2 國際航海協會港灣構造物耐震設計準則 .....	3-10
3.3 日本港灣施設技術基準 .....	3-17
3.4 小結 .....	3-32

第四章 耐震功能性設計要求探討.....	4-1
4.1 碼頭功能性目標 .....	4-1
4.2 地震等級、功能性水準及重要度分類 .....	4-3
4.3 現行基準之功能性目標 .....	4-9
4.4 國內港灣碼頭功能性目標制定之建議 .....	4-11
第五章 構橋式碼頭功能性規定及分析方法探討.....	5-1
5.1 構橋式碼頭功能性可接受標準 .....	5-1
5.2 構橋式碼頭耐震功能性分析法 .....	5-7
第六章 既有構橋式碼頭功能性評估探討.....	6-1
6.1 案例基本條件 .....	6-1
6.2 簡便分析法 .....	6-7
6.3 簡便動力分析法 .....	6-16
6.4 動力分析法 .....	6-26
6.5 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 .....	7-3
7.4 提供應用情形 .....	7-3
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 「功能性設計法」之流程架構圖 .....	2-8
圖 2.2 耐震功能設計法之架構與內容 .....	2-9
圖 3.1 液化潛能分析流程圖 .....	3-8
圖 3.2 INA 耐震功能評估的流程圖 .....	3-16
圖 3.3 日本港灣功能層次的定位和功能驗證 .....	3-17
圖 3.4 日本港灣功能水準的分類 .....	3-19
圖 3.5 日本港灣作用力年超越機率與損壞程度 .....	3-20
圖 3.6 日本港灣等級二地震的計算程序 .....	3-21
圖 3.7 日本港灣構造物土壤液化可能性範圍 .....	3-26
圖 3.8 日本港灣等效 N 值的計算圖 .....	3-27
圖 3.9 日本港灣等效 N 值與等效加速度土層區分 .....	3-28
圖 3.10 日本港灣等級一(Level 1)的地震之驗證流程 .....	3-31
圖 3.11 日本港灣等級二(Level 2)的地震之驗證流程 .....	3-32
圖 4.1 四港區平均地震危害度曲線 .....	4-5
圖 5.1 構橋式碼頭之破壞模式 .....	5-2
圖 5.2 構橋式碼頭之功能參數 .....	5-3
圖 5.3 構橋式碼頭理想的破壞次序 .....	5-4
圖 5.4 構橋式碼頭假想地表面示意圖 .....	5-8
圖 5.5 構橋式碼頭基樁之假想固定點示意圖 .....	5-9
圖 5.6 容量震譜法分析簡介圖 .....	5-11
圖 5.7 工址彈性反應譜 .....	5-14

圖 5.8 彈性地震需求震譜.....	5-14
圖 5.9 非彈性地震需求震譜.....	5-15
圖 5.10 ATC-40 等效阻尼比折減法 .....	5-16
圖 5.11 雙線性模式之遲滯迴圈.....	5-17
圖 5.12 ATC-40 彈性需求震譜之折減示意圖 .....	5-19
圖 5.13 軸向土壤彈簧力-位移曲線 .....	5-23
圖 5.14 土壤彈簧與塑性鉸設定位置示意圖.....	5-24
圖 5.13 軸向土壤彈簧力-位移曲線 .....	5-23
圖 5.14 土壤彈簧與塑性鉸設定位置示意圖.....	5-24
圖 5.15 $\bar{N}$ 值與橫向抵抗常數 $k_S$ 之關係 .....	5-26
圖 5.16 $N$ 值與橫向抵抗常數 $k_c$ 之關係.....	5-26
圖 5.17 橫向土壤彈簧力-位移曲線 .....	5-27
圖 5.18 鋼管樁及 RC 構件彎矩-曲率關係曲線.....	5-28
圖 6.1 碼頭現況斷面示意圖 .....	6-1
圖 6.2 等級 I 地震力碼頭鑽孔深度之液化機率 .....	6-4
圖 6.3 等級 II 地震力碼頭鑽孔深度之液化機率.....	6-5
圖 6.4 等級 III 地震力碼頭鑽孔深度之液化機率.....	6-5
圖 6.5 構橋式碼頭分析單元示意圖 .....	6-6
圖 6.6 假想地表面示意圖 .....	6-8
圖 6.7 斷面各樁長及編號示意圖 .....	6-9
圖 6.8 構橋式碼頭擬靜力分析法基樁假想固定點評估模型 .....	6-11
圖 6.9 模型等級 I 地震力( $VI=0.16W$ )Y 向基底剪力輸入 .....	6-11
圖 6.10 等級 I 地震力構橋式碼頭鋼管樁最大應力比 .....	6-12
圖 6.11 等級 I 地震力構橋式碼頭變位圖 .....	6-15

圖 6.12 構造式碼頭耐震功能性評估模型.....	6-19
圖 6.13 構造式碼頭之側推曲線.....	6-19
圖 6.14 構造式碼頭等級 II 地震之功能點 .....	6-20
圖 6.15 構造式碼頭等級 II 地震之功能點變位.....	6-21
圖 6.16 構造式碼頭等級 III 地震之功能點.....	6-21
圖 6.17 構造式碼頭等級 III 地震之功能點變位.....	6-22
圖 6.18 斜樁構造式碼頭斜樁頂產生塑性鉸.....	6-23
圖 6.19 斜樁構造式碼頭斜樁入土部分之頂產生塑性鉸.....	6-23
圖 6.20 斜樁構造式碼頭直樁頂產生塑性鉸.....	6-24
圖 6.21 斜樁構造式碼頭直樁入土部分之頂產生塑性鉸.....	6-24
圖 6.22 等級 II 地震之設計反應譜.....	6-27
圖 6.23 等級 II 地震東西向人造地震反應譜.....	6-27
圖 6.24 等級 II 地震東西向人造地震加速度歷時.....	6-28
圖 6.25 等級 II 地震垂直向人造地震反應譜.....	6-28
圖 6.26 等級 II 地震垂直向人造地震加速度歷時.....	6-29
圖 6.27 等級 III 地震之設計反應譜.....	6-29
圖 6.28 等級 III 地震東西向人造地震反應譜.....	6-30
圖 6.29 等級 III 地震東西向人造地震加速度歷時.....	6-30
圖 6.30 等級 III 地震垂直向人造地震反應譜 .....	6-31
圖 6.31 等級 III 地震垂直向人造地震加速度歷時.....	6-31
圖 6.32 等級 II 地震歷時分析碼頭變位.....	6-32
圖 6.33 等級 III 地震歷時分析碼頭變位.....	6-33

## 表 目 錄

表 3-1	港灣結構物設計基準之用途係數 .....	3-3
表 3-2	各型碼頭在 475 年回歸期地震作用下損壞程度最大容許值 .....	3-5
表 3-3	INA 各等級耐震構造物之功能目標 .....	3-10
表 3-4	INA 國際航海協會構造物等級 .....	3-11
表 3-5	INA 各級功能水準之描述 .....	3-12
表 3-6	重力式碼頭功能可接受標準 .....	3-12
表 3-7	棧橋式碼頭功能可接受標準 .....	3-12
表 3-8	板樁式碼頭功能可接受標準 .....	3-13
表 3-9	INA 各類分析法之應用時機 .....	3-15
表 3-10	INA 結構分析方法彙整 .....	3-15
表 3-11	日本港灣功能目標分類表 .....	3-17
表 3-12	日本港灣耐震強化設施分類表 .....	3-18
表 3-13	日本港灣重力式碼頭功能可接受標準值 .....	3-22
表 3-14	日本港灣板樁式碼頭功能可接受標準值 .....	3-23
表 3-15	日本港灣棧橋式碼頭功能可接受標準值 .....	3-24
表 3-16	日本港灣棧橋式碼頭基樁之功能可接受標準值 .....	3-25
表 3-17	日本港灣液化預測和液化判斷 .....	3-28
表 3-18	日本港灣各類碼頭之分析方法 .....	3-31
表 4-1	國內港灣構造物設計基準之三等級設計地震力 .....	4-4
表 4-2	國內建築及橋梁之中度地震所對應的回歸期概略值 .....	4-4
表 4-3	橋梁耐震設計規範之三等級地震力 .....	4-6
表 4-4	耐震功能性水準定性規定之建議 .....	4-8

表 4-5 各重要度等級之碼頭特性 .....	4-8
表 4-6 國內現行港灣構造物設計基準之功能性目標 .....	4-10
表 4-7 本研究建議之各等級碼頭所對應的耐震功能性目標 .....	4-12
表 5-1 構式碼頭功能可接受標準 .....	5-4
表 5-2 構式碼頭第 I、II 及功能等級之材料應變上限值 .....	5-6
表 5-3 構式碼頭結構之功能驗證分析法 .....	5-7
表 5-4 結構物分類及所屬型式 .....	5-18
表 5-5 阻尼修正因子 $\kappa$ .....	5-18
表 5-6 最小容許 SRA 及 SRV .....	5-19
表 6-1 碼頭耐震功能性評估土壤參數 .....	6-3
表 6-2 構式碼頭之三等級地震力 .....	6-3
表 6-3 各樁相關位置高程 .....	6-10
表 6-4 構式碼頭各基樁最大軸向內力 .....	6-12
表 6-5 構式碼頭等級 I 地震時之功能性檢核 .....	6-15
表 6-6 構式碼頭基樁軸向土壤彈簧勁度計算 .....	6-17
表 6-7 構式碼頭基樁軸向非線性土壤彈簧設定 .....	6-18
表 6-8 構式碼頭基樁不同 N 值橫向非線性土壤彈簧設定 .....	6-18
表 6-9 容量震譜法等級 II 地震之功能檢核 .....	6-25
表 6-10 容量震譜法等級 III 地震之功能檢核 .....	6-25
表 6-11 非線性歷時分析法等級 II 地震之功能檢核 .....	6-33
表 6-12 非線性歷時分析法等級 III 地震之功能檢核 .....	6-34
表 7-1 各等級碼頭所對應的耐震功能性目標 .....	7-1

# 第一章 前言

## 1.1 研究緣起

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。然而臺灣地處環太平洋地震帶，每年均發生無數次的大小地震，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。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功能性一直是目前熱門的研究課題。

過去十數年來，功能性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。有鑑於美國、歐洲、日本等國已經著手於功能性設計之研究，而國內也已著手推動橋梁及建築物之耐震功能性設計，故本所也致力將構造物耐震功能性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。

## 1.2 研究目的

本研究目的可摘列整理如下：

1. 配合因應我國加入 WTO 後，國內市場日趨國際化之需求，及國際潮流之趨勢，研發耐震功能性評估方法以提供未來制定設計規範之

參考。

2. 藉由耐震功能性評估方法之導入，提昇國內港灣構造物設計技術。
3. 經由本研究對既有碼頭之耐震功能性評估過程，提供各港或港灣工程界的相關從業人員瞭解碼頭功能性評估的流程與方法。

### 1.3 研究範圍

本研究主要基於本所過去碼頭構造物功能性設計法相關的研究基礎上，進一步針對各類型碼頭(包括沉箱式碼頭、板樁式碼頭及棧橋式碼頭)之功能性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(102 年)主要研究對象為棧橋式碼頭的耐震功能性評估，包括棧橋式碼頭功能性規定、分析方法及實際案例評估探討等。

### 1.4 研究方法

在碼頭構造物功能性評估部份，本研究經比較國內外相關港灣構造物功能性設計規範後，發現國際航海協會(INA)所頒布的港灣結構物耐震設計規範 (SEISMIC DESIGN GUIDELINES FOR PORT STRUCTURES)<sup>[6]</sup>所提供之功能性目標、功能性規定及相關驗證流程與方法較能滿足未來我國訂定功能性規範的需求，故本研究參考其相關規定，進行既有碼頭之耐震功能性評估，以探討未來規範以其架構修訂的可行性。

### 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. 功能性設計概論
2. 國內外功能性設計規範探討

3. 耐震功能性設計要求探討
4. 構橋式碼頭功能性規定及分析方法探討
5. 既有構橋式碼頭耐震功能性評估案例
6. 結論與建議

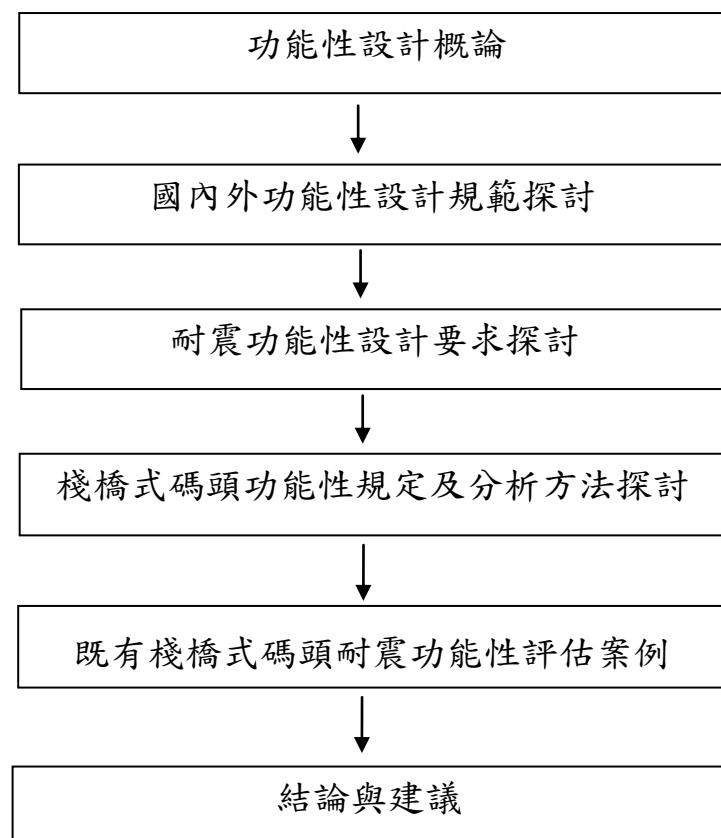


圖 1.1 研究流程圖

## 第二章 耐震功能性設計法概述

構造物之功能性係指在外力作用下，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。耐震功能性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功能性，並以構造物整個使用年限之耐震功能性和經濟性(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，構造物之耐震功能性可滿足使用者、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 功能性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，功能性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功能性，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，保證不同程度之功能性，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，功能性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功能性。

所以，為克服上述缺陷，耐震功能性設計法引進定量的耐震功能性目標，同時考慮結構整體、結構構件及非結構構材與設備之耐震功能性要求；除生命安全要求外，增加結構使用期之破壞控制耐震功能性；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，進行耐震功能性設計或評估。功能性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功能性是否滿足設計目標。耐震功能性設計也強

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功能性標的之保證，結構物良好的維護和監測亦是保持其原有耐震功能性之必要條件。

綜合上述，耐震功能性設計法與現行設計法之主要區別在於：

### 1.多等級耐震功能性設計目標 vs. 單一耐震設計目標

(1)使用年限各階段不同功能性要求之多耐震等級 vs. “抵抗 475 年回歸期地震力”之單一功能性等級：

耐震功能性設計法增加破壞控制功能等級，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. 間接隱含定性的功能性表達方式：

功能性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功能性。

(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功能性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

功能性設計法根據耐震功能目標之高低，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，功能目標越高，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，而功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。

## 2.2 耐震功能性設計法之架構及主要內容

構造物功能性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。

耐震功能性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。

### 2.2.1 概念設計階段

#### 1. 選擇功能目標

概念設計階段首先要建立功能目標(包括地震危害等級之劃分、地震危害之表達方式、對應之功能性等級之定性劃分、功能性定量表達參數或指標以及量化各等級功能性可接受標準值)。

#### 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，明確既定之耐震功能性目標是否可以達到，否則應經由(1)應用特殊技術；(2)遷移工址；(3)修改設計功能性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功能性要求。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

區域滿足其預期之功能性，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。

#### 2.2.2 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功能性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，計算所得之量化功能等級(如應力或應變、韌性比、變形或其他破壞指標) $\leq$ 功能標準值』為功能性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；其二為根據既定之功能目標，以特別之分析方法計算要滿足功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”作為功能性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，需再根據功能性目標之高低，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，並與功能性標準值比較來校核功能目標是否達到，若計算所得構造物之功能性未能滿足設計功能目標之要求，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功能目標，才完成最終設計。所以，功能設計流程是一“設計+檢核”之循環過程，考量設計與計算效率，若初步設計方法簡便可行，可同時考量所有功能性設計目標<sup>[22,23]</sup>，否則，可採用以少量(通常為兩個)功能目標進行初步設計，而以較多功能目標(通常為四個)進行校核之方式完成最終設計。

日本 1999 年版港灣結構物設計基準<sup>[9]</sup>也根據此原理，特別強調耐震強化設施(重要度係數為 1.5 之最重要構造物)之功能性檢核：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，明確提出採用簡便方法(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、樁的支承力等耐震功能性，即以分析方法計算之功能性指標(如位移量)不超過量化之功能性標準值，若功能性檢核未滿足要求，須修改斷面尺寸再檢核，直到功能性目標滿足要求。

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，並與功能性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功能性，所以，常被稱為對既有構造物之功能性評析，包括 1)對其在地震發生前之耐震功能性評析，以及 2)地震發生後之災害調查與功能性評估。對於不滿足功能性目標之既有構造物，需要進行補強或拆除，所以，補強之方法與措施也是功能性設計法之內容之一。對既有碼頭構造物補強所考量之基本項目包括：1)是否作為緊急或暫時使用、2)補強程度、3)其他約束條件(如水域、航道、經費等)、4)法線之最小限制出入量、5)構材損壞程度及設施可能被再利用之最大限度、6)施工工法之難易與時程、6)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。

### 2.2.3 實施階段

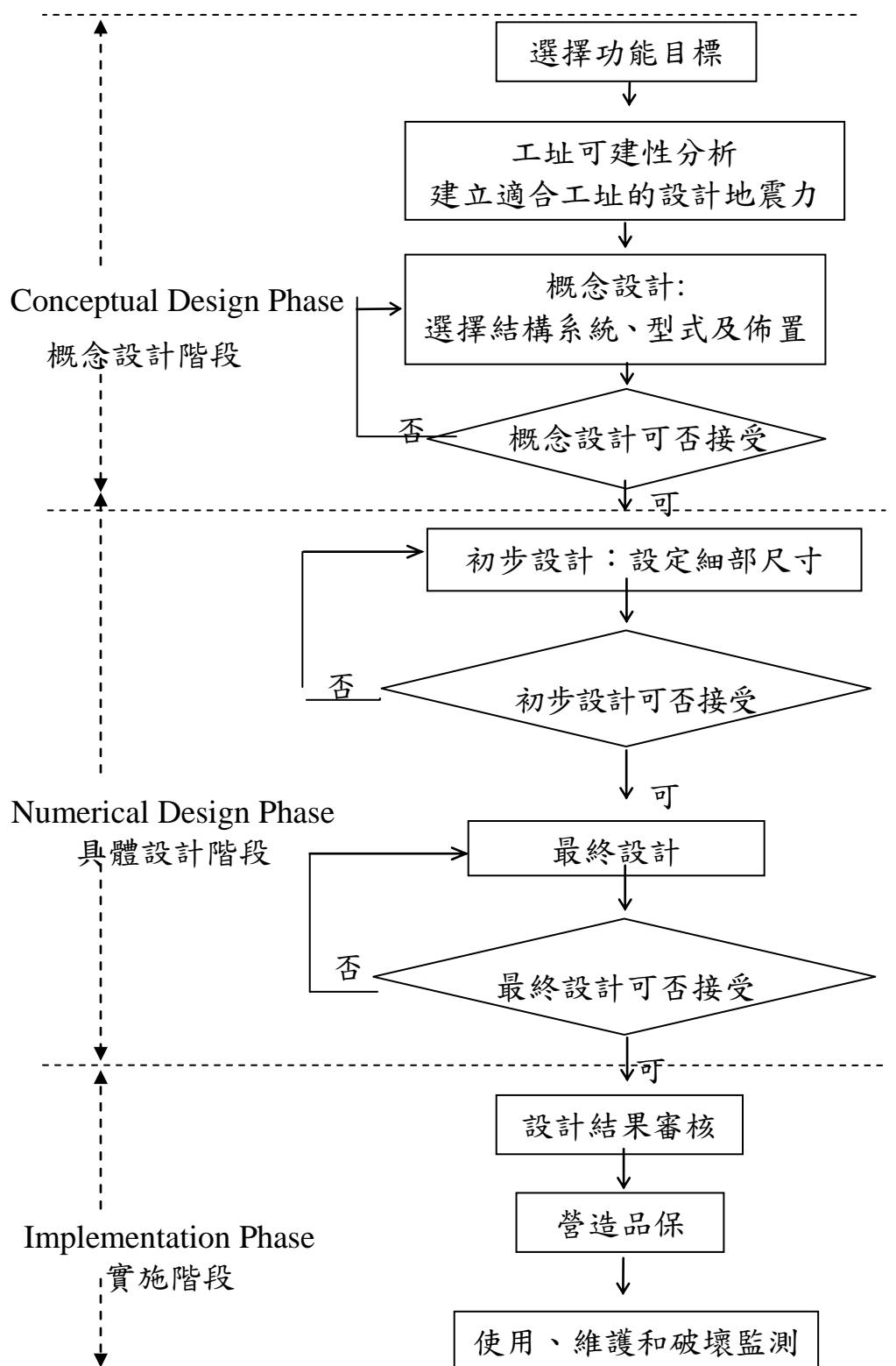
沒有營造品質保證，再好的設計都將無效，所以，功能性設計法強調優良的營造品質是構造物達到耐震設計所預期功能性標的之保證，結構物使用期間良好的維護和功能性監測或檢測，亦是保持其預期耐震功能性之必要條件。因此，建立既有港灣構造物功能性維護管理監測系統之重要性不可忽略。

## 2.3 新建構造物之功能性設計與既有構造物之功能性評估

應用圖 2.2 之流程架構於新建港灣構造物之功能性設計，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.定性功能目標之建立
- 2.選擇功能性指標，量化功能性標準值(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功能性指標參數值
- 5.若步驟 4 之計算結果 $\leq$ 步驟 2 之標準值，則表示功能性滿足，否則，需回到步驟 3 修改設計，再重複第 4~5 步驟直到滿足功能性目標，結束最終設計。

對於既有構造物，可採用類似流程進行功能性評估，唯功能目標之建立可考量既有構造物已使用之年限，選擇不同之功能性可接受標準值，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，若功能性不滿足則須進行補強或拆除。



資料來源：SEAOC<sup>[7]</sup>

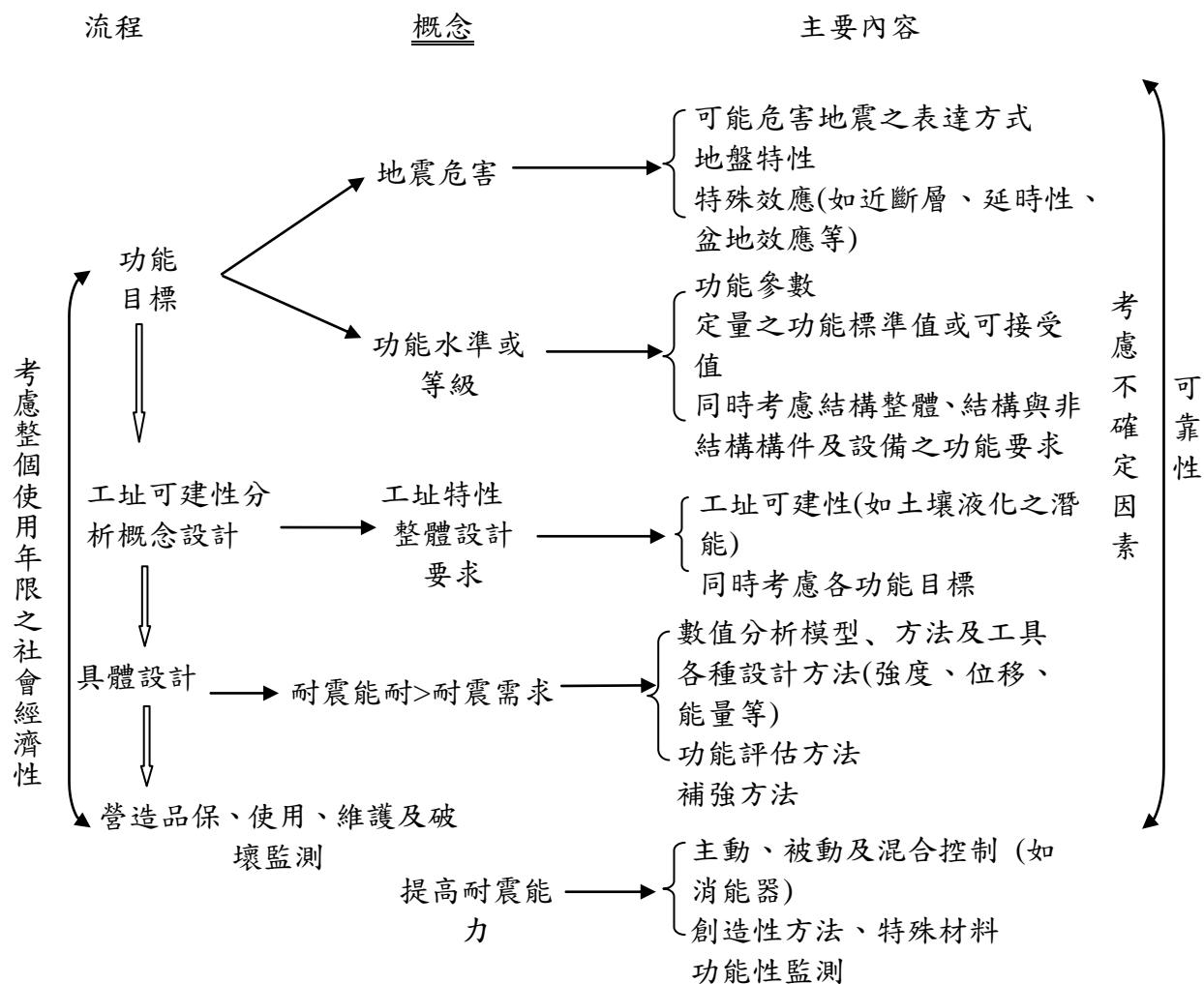


圖 2.2 耐震功能設計法之架構與內容

資料來源：SEAOC<sup>[7]</sup>

### 第三章 國內外功能性設計基準探討

本章將分別就我國港灣構造物設計基準<sup>[10][11][12]</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>[6]</sup>及日本港灣設施基準<sup>[9]</sup>)之耐震功能性設計的相關規定做簡單介紹與探討，以瞭解我國港灣構造物設計基準有關耐震功能性設計部份有那些需要再增加或修訂之處，以供未來基準修訂之參考。

#### 3.1 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>[12][14]</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「功能目標」、「功能標準」、「結構系統」、「土體與水體作用力」、「土壤液化」、「設計分析方法」六項進行分類說明。

### 3.1.1 功能目標

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功能；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、功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. 功能水準

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，亦對應有三個功能水準，分別為「維持原有功能」、「損傷可修復」、「避免崩塌」。重要碼頭之功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載力不足之任何破壞。

### (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。

表 3-1 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

### 3.1.2 功能標準

可分為「地震等級量化」與「可接受功能標準」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。

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

b. 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

- a. 每一方向至少三組與設計反應譜相符之歷時記錄。
- b. 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。
- c. 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. 可接受功能標準

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 3-2。

表 3-2 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 $d < 30\text{cm}$
		向海側傾斜角	$< 3^\circ$
	岸肩	不均勻沉陷量	$< 10\text{cm}$
		岸肩與後線陸地之沉陷差	$< 50\text{cm}$
	向海側傾斜角		$< 3^\circ$
棧橋式	鋼管基樁	容許韌性比	$1.25 + 62.5(t/D)$

### 3.1.3 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  $S_{aD}=0.4S_{DS}$ ;

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

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  $T$  與工址短週期與一秒周期之設計水平譜加速度係數  $S_{DS}$  與  $S_{D1}$  而改變。

### 3.1.4 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。

### 3.1.5 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 3.1 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。

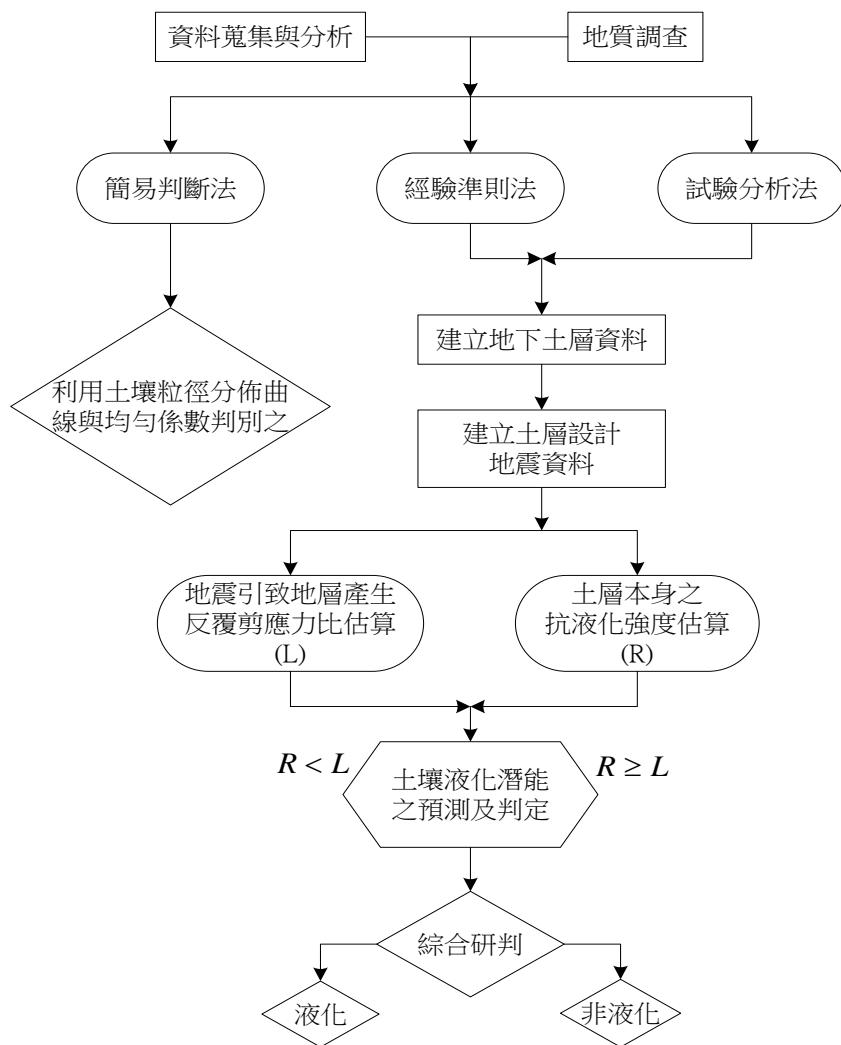


圖 3.1 液化潛能分析流程圖

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。

## 3.1.6 設計分析方法

### 1. 設計流程

依據三個功能目標對應之整體功能標準，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功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。

## 3.2 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>[6]</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)，而功能水準依結構損害程度及功能喪失程度分為四個等級(Degree I, Degree II ,Degree III ,Degree IV)，該基準功能目標之詳細定義內容如下所述。

### 3.2.1 功能目標

等級一地震力作用下，等級 S、A、B 需保持第 I 級的損害程度，等級 C 需保持第 II 級的損害程度。等級二地震力作用下，等級 S 需保持第 I 級的損害程度，等級 A 需保持第 II 級的損害程度，等級 B 需保持第 III 級的損害程度，等級 C 需保持第 IV 級的損害程度。

表 3-3 INA 各等級耐震構造物之功能目標

功能水準 地震力	第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
等級一 Level 1 (50% 50)	S、A、B	C		
等級二 Level 2 (10% 50)	S	A	B	C

#### 1. 重要度分類

國際航海協會所建議之重要性等級分為 S、A、B 與 C 四級如下表：

表 3-4 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

在功能設計基準中，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) 等級一

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) 等級二

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. 功能水準

等級二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)，因等級一之地震力太小，故採用等級二之設計地震力與對應之功能要求進行設計。INA 除了對構造物在等級一地震力作用下之功能提出要求以外，在等級二地震力作用下，S~A~B~C 級耐震設施所對應之第 I ~ II ~ III ~ IV 級功能水準也有規定，如表 3-5 所示。

表 3-5 INA 各級功能水準之描述

功能水準	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

### 3.2.2 功能標準

國際航海協會針對「重力式」、「棧橋式」及「板樁式」碼頭之各功能水準的可接受標準值規定如下：

表 3-6 INA 重力式碼頭功能可接受標準

參數	功能水準	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 $d < 30\text{cm}$	$1.5\% \sim 5\%$	$5\% \sim 10\%$	$>10\%$
	向海側傾斜角	$<3^\circ$	$3^\circ \sim 5^\circ$	$5^\circ \sim 8^\circ$	$>8^\circ$
岸肩 (Apron)	不均勻沉陷量	$3\text{cm} \sim 10\text{cm}$	N/A	N/A	N/A
	岸肩與後線陸地之沉陷差	$30\text{cm} \sim 70\text{cm}$	N/A	N/A	N/A
	向海側傾斜角	$<2^\circ \sim 3^\circ$	N/A	N/A	N/A

表 3-7 INA 棧橋式碼頭功能可接受標準

參數	功能水準	第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
橋面板與岸肩沉陷差異	$<10 \sim 30\text{cm}$	N/A	N/A	N/A	N/A
向海側傾斜角	$<2^\circ \sim 3^\circ$	N/A	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 3-8 INA 板樁式碼頭功能可接受標準

參數		功能水準	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 $d < 30\text{cm}$	N/A	N/A	N/A
		向海側傾斜角	$<3^\circ$	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	$<2^\circ \sim 3^\circ$	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	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	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	塑性，超過容許韌性或應變極限

### 3.2.3 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。

### 3.2.4 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，除了與功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 3-9 所示。

簡便方法即是不經由複雜的分析計算，而由簡便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，可應用於等級一與等級二地震下之功能評估；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一地震力下之服務使用性功能之評析。

簡便動力分析方法比簡便分析法較複雜，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，可應用於等級一與等級二地震下之功能評估；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一地震力下之服務使用性功能之評析。

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，可應用於等級一與等級二地震下之功能評估。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 3-10 後參照所規定之功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功能評估流程，如圖 3-2 所示。

表 3-9 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 B 級、C 級	Level 1 地震力	Level 2 地震力
		特定、A 級、B 級、C 級	C 級
簡化動力分析	特定、A 級 B 級、C 級	Level 1 地震力	Level 2 地震力
		特定、A 級、B 級、C 級	B 級、C 級
動力分析	特定、A 級 B 級、C 級	Level 1 地震力	Level 2 地震力
		特定、A 級、B 級、C 級	特定、A 級、B 級、C 級

表 3-10 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	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>
	考量有或無土壤液化			
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		

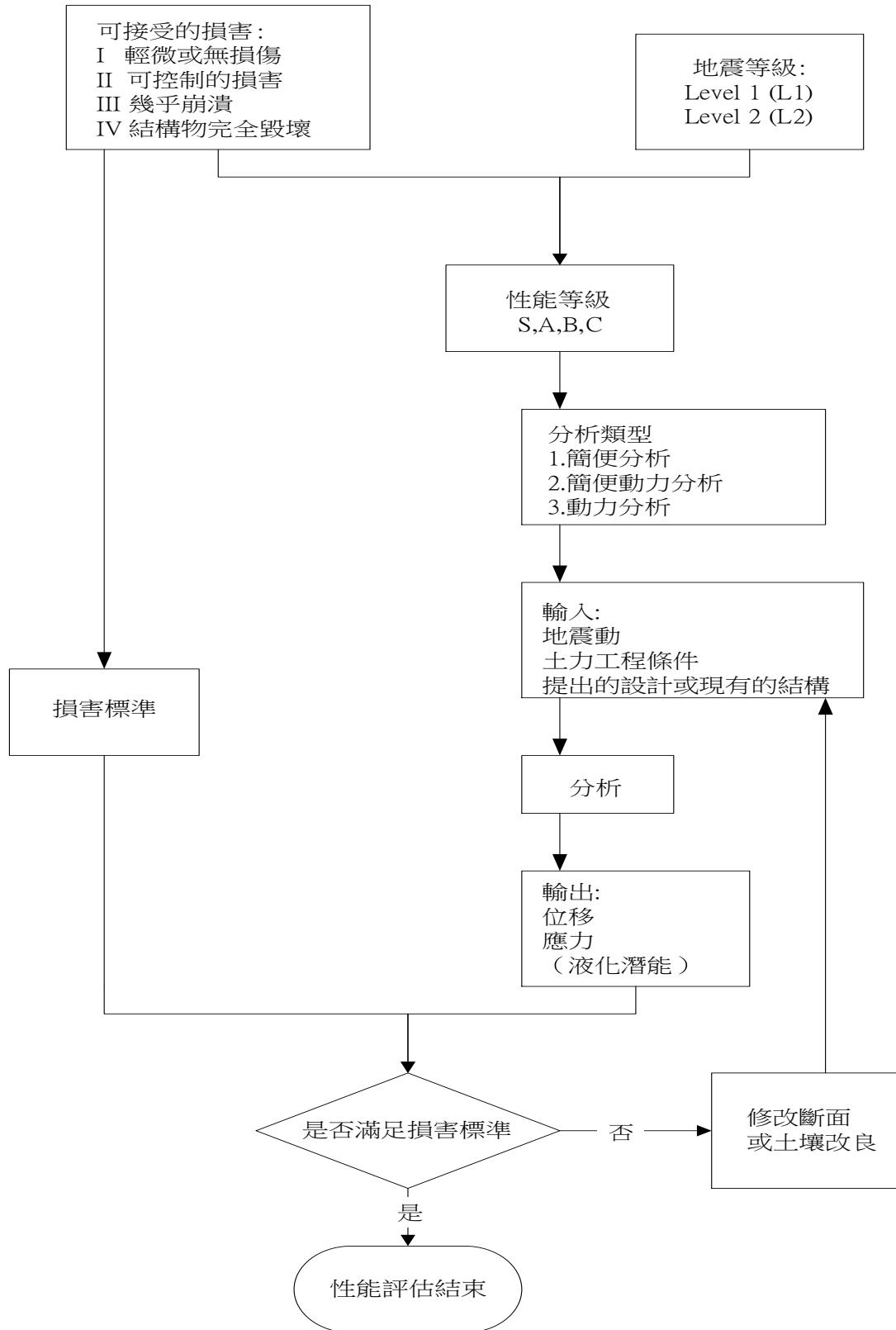


圖 3.2 INA 耐震功能評估的流程圖

### 3.3 日本港灣施設技術基準

#### 3.3.1 功能目標

日本基準「港灣の施設の技術上の基準」<sup>[9]</sup>內容提到，其功能目標及功能水準是以行政命令的方式頒布，功能標準以公告方式施行，功能驗證的部分則以附錄方式處理。

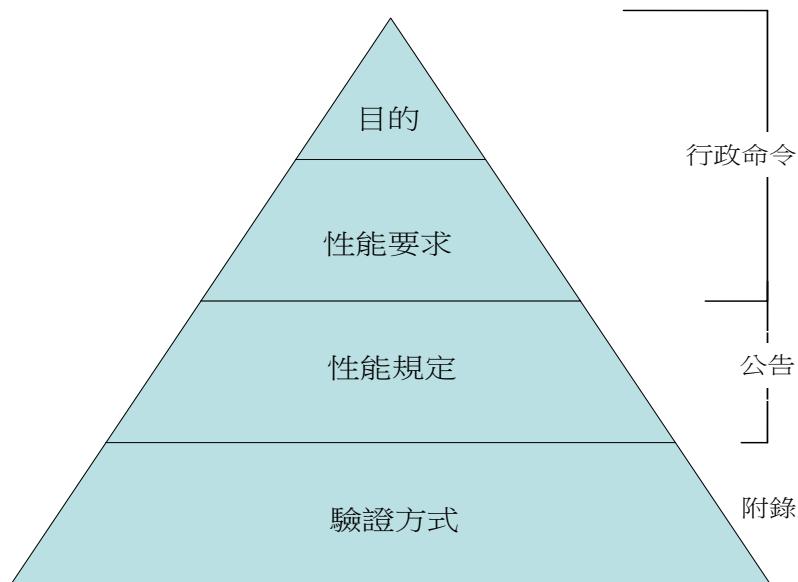


圖 3.3 日本港灣功能層次的定位和功能驗證

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」將碼頭耐震功能目標定義如表 3-11 所示。

表 3-11 日本港灣功能目標分類表

損害情形 地震等級	服務性	可修復性	安全性
等級一地震	耐震強化 耐震強化以外	—	—
等級二地震	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一地震作用下，要求必須保持服務性。

耐震強化設施於等級二地震作用下後，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，對應所需的功能要求、功能標準及設計情形，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 3-12。

表 3-12 日本港灣耐震強化設施分類表

功能要求 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
發生等級二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)
功能要求	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) 等級一地震：指有很高機率發生的地震(回歸期為 75 年)，在功能設計之設施上，結構安全不影響其運作功能。
- (2) 等級二地震：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. 功能水準

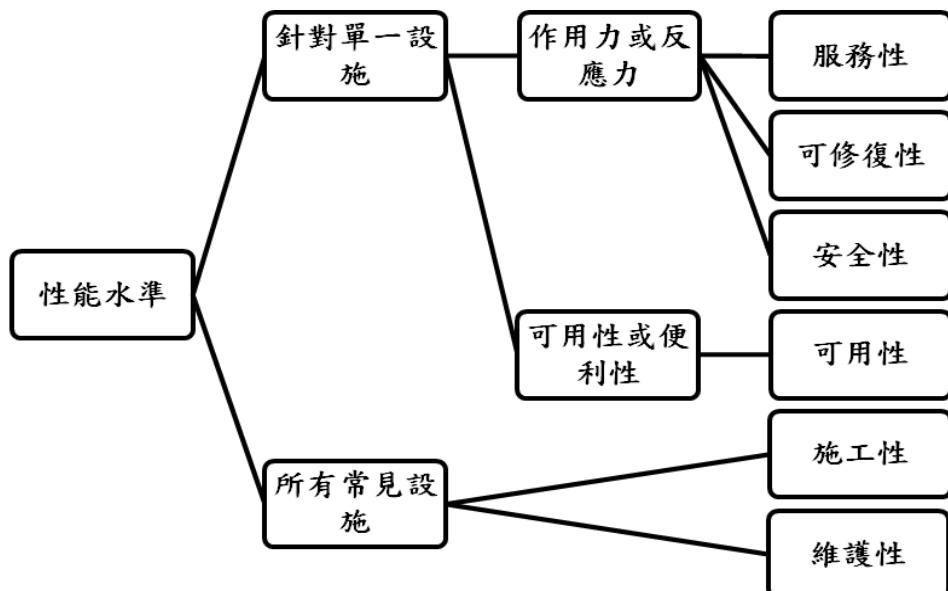


圖 3.4 日本港灣功能水準的分類

日本港灣功能設計對一般設施的功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，但不在本報告探討範圍。本報告主要針對耐震結構物，其功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。

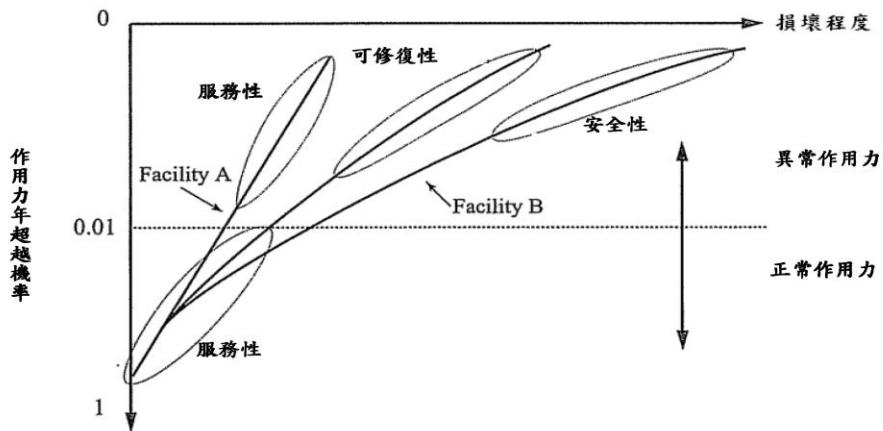


圖 3.5 日本港灣作用力年超越機率與損壞程度

圖 3.5 顯示了碼頭結構反應的功能水準，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功能。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。下面列出對碼頭之功能要求的基本概念：

### 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功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功能查核。

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。當設計一個耐震功能需求較低的設施時，它必須允許一定程度的損壞，但

對於耐震功能需求較高的設施，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。

### 3.3.2 地震等級量化

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。

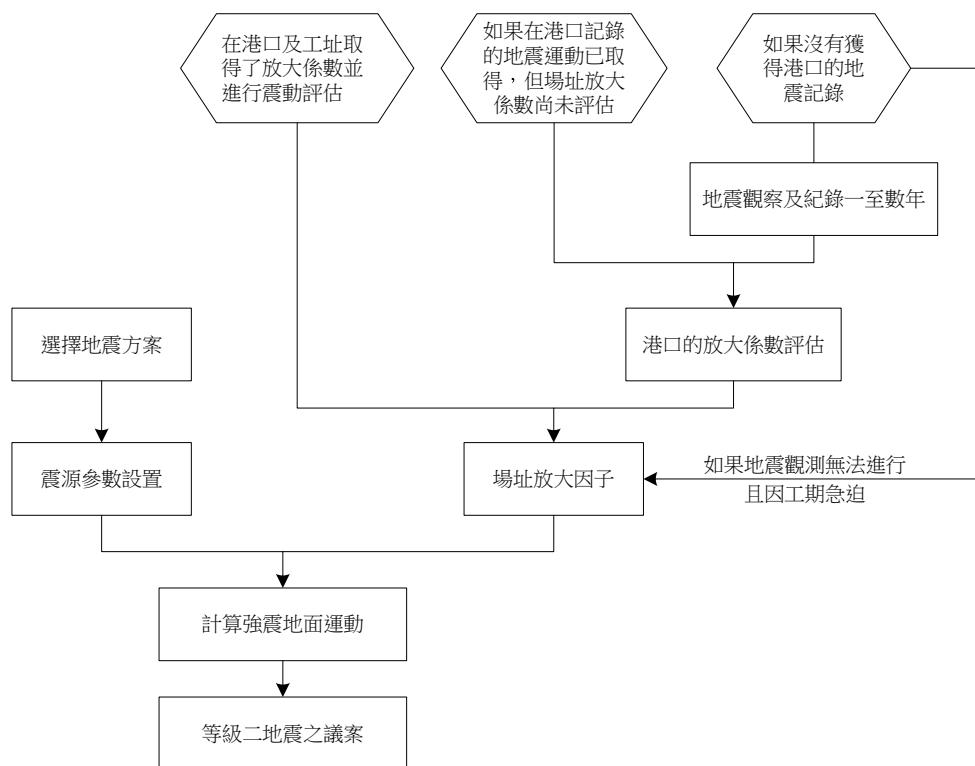


圖 3.6 日本港灣等級二地震的計算程序

### 3.3.3 功能標準

#### 1. 重力式碼頭功能可接受標準值

主要的作用力為自重在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、自重及等級一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。

表 3-13 日本港灣重力式碼頭功能可接受標準值

功能要求	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	• 水壓力 • 載重	• 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	• 自重 • 土壓力	• 滑動 • 碼頭傾覆 • 碼頭的地基承載力傾覆	
	可變性	L1 地震等級	• 自重 • 土壓力 • 水壓力	• 滑動 • 碼頭傾覆 • 碼頭的地基承載力傾覆	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	• 自重 • 土壓力 • 水壓力 • 載重	• 法線的變形	殘留變形量的限定值

## 2.板樁式碼頭功能可接受標準值

- (1) 主要作用力為土壓力於等級一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。
- (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一地震和船舶牽引力：
  - (a) 鋼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。
  - (b) 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。
  - (c) 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 3-14 日本港灣板樁式碼頭功能可接受標準值

功能要求	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: $P_f = 1.7 \times 10^{-4}$ )
				板樁降伏	(耐震強化設施以外: $P_f = 4.0 \times 10^{-3}$ )
服務性 可修復性(特定)	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
				板樁降伏	(碼頭的允許最大變形: $D_a = 15cm$ )
			• 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. 橋式碼頭功能可接受標準值

- (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) 橋式碼頭不應該因自重、土壓力、等級一地震、船停泊和牽引力、外加載重和其他震動造成碼頭損害而影響使用。
- (3) 除前項規定，橋式碼頭的功能要求被歸類為耐震強化設施時，等級二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，對於橋式碼頭的功能要求，需要進一步改進其耐震功能，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。

表 3-15 日本港灣橋式碼頭功能可接受標準值

功能要求	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	• 自重 • 載重	上部結構斷面破壞	設計斷面的抗力(極限狀態)
		L1 地震等級	• 自重 • 載重		
		作業時載重	• 自重 • 風作用於 • 裝載貨物 • 機械或船		
		作業時載重	• 自重 • 風作用於 • 裝載貨物 • 機械或船	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	• 自重		
		波浪	• 自重	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	• 自重	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 3-16 日本港灣棧橋式碼頭基樁之功能可接受標準值

功能要求	設計情況		證明項目	可接受標準值	
	作用力情形	主動應力			
服務性	可變性	船舶靠岸及牽引力	• 自重 • 載重	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	• 自重 • 載重		
		作業時載重	• 自重 • 風作用於裝載貨物機械或船		
	可變性	船舶靠岸及牽引力	• 自重 • 載重	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	• 自重 • 載重		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	• 自重 • 風作用於裝載貨物機械或船		船舶靠岸及牽引力造成破壞之機率
	可變性	波浪	• 自重	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	• 自重		接合處疲勞破壞	設計疲勞強度(疲勞極限狀態)
	波浪	• 自重		接合處疲勞破壞	設計剪抗力

### 3.3.4 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 3.7，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 3.8，應進行進一步調查的說明如下。

(a) 等效 N 值

等效 N 值可以被計算來自式(3-1)

$(N)_{65}$ :等效 N 值

$N$ :土層的  $N$  值

$\sigma_v$ :有效覆土壓力( $kN/m^2$ )

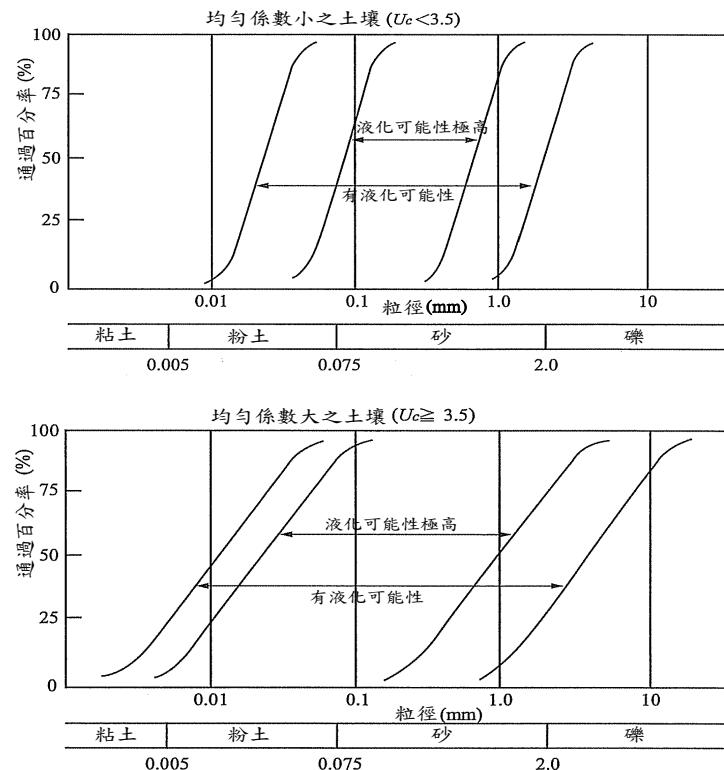


圖 3.7 日本港灣構造物土壤液化可能性範圍

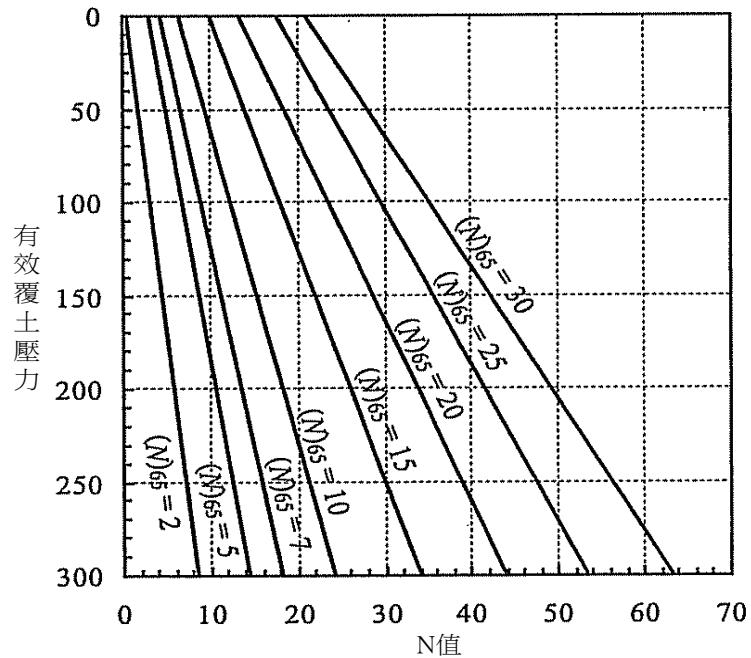


圖 3.8 日本港灣等效 N 值的計算圖

圖 3.8 顯示的關係由式(3-1)計算而得。

### (b) 等效加速度

等效加速度可以用式(3-2)計算

$\alpha_{eq}$ :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)

(c) 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 3.9 標示成 I~IV 來判斷土壤液化。

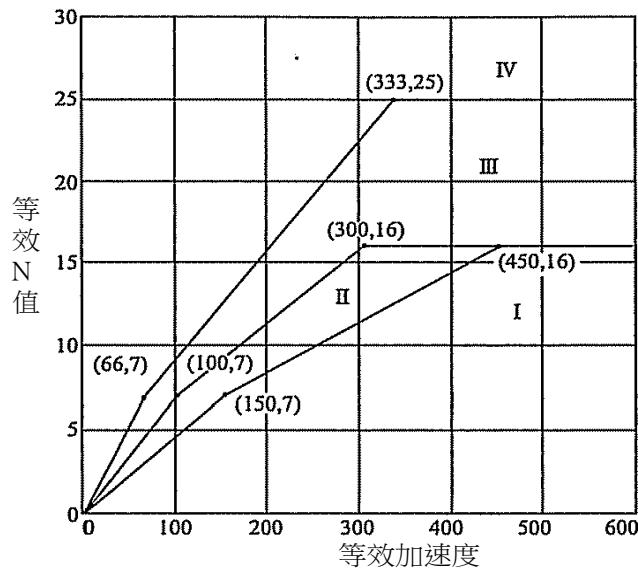


圖 3.9 日本港灣等效 N 值與等效加速度土層區分

### 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 3-17 為判斷標準。

表 3-17 日本港灣液化預測和液化判斷

圖 3.9 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：

- (a)替代方法
- (b)垂直排水法
- (c)深層攪拌法
- (d)輕質土壤處理方法
- (e)高爐礦渣換填法
- (f)預混合
- (g)壓實砂樁法（適用於砂土地基）
- (h)壓實砂樁法（粘性基底）
- (i)桿壓實方法
- (j)振動氣浮法
- (k)排水法作為液化對策工程
- (l)井點法
- (m)表層土壤穩定方法
- (n)學灌漿土壤改良法
- (o)氣動流攪拌法
- (p)固化劑作用於主動土壓力土工材料

### 3.3.5 分析方法

#### 1. 重力式碼頭

所有的重力式碼頭於等級一的地震下，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，於等級一的地震下，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，它可以省略等級二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一的地震下，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，它可以省略等級二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. 橋樁式碼頭

對於橋樁式碼頭於等級一的地震之正常作用力下，橋樁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。

對於開放式的垂直橋樁式碼頭除了耐震強化碼頭，它可以省略等級二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 3-18 日本港灣各類碼頭之分析方法

地震等級 碼頭種類	Level 1	Level 2
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

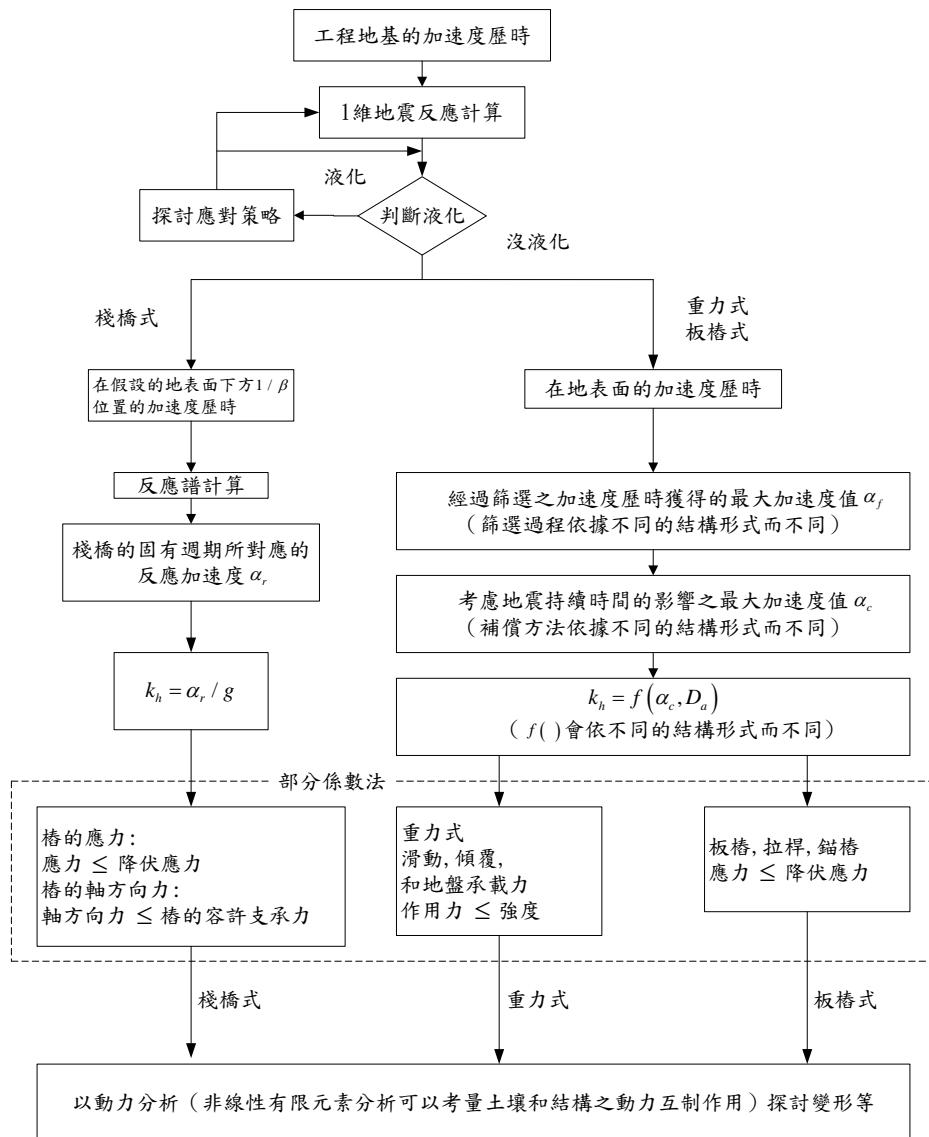


圖 3.10 日本港灣等級一(Level 1)的地震之驗證流程

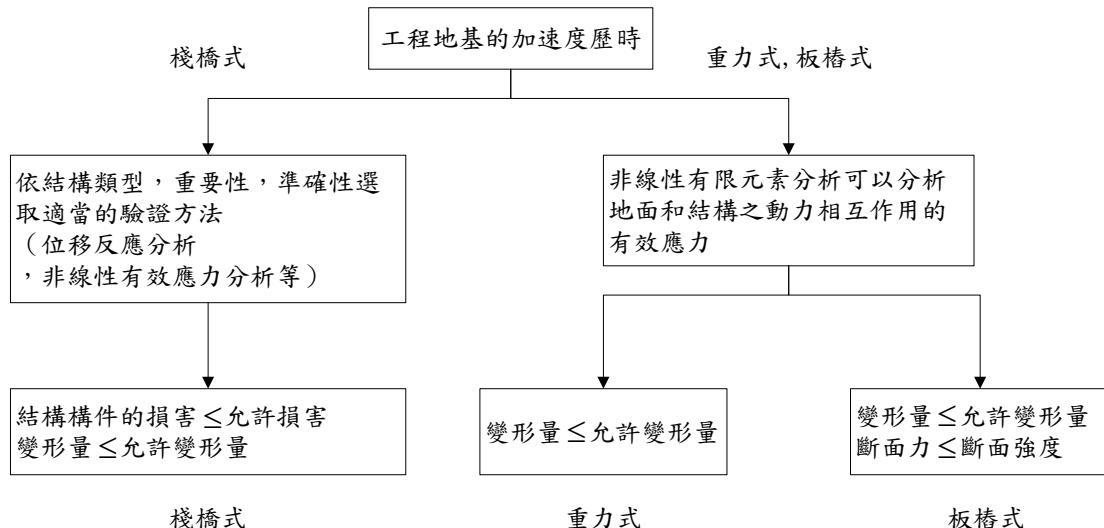


圖 3.11 日本港灣等級二(Level 2)的地震之驗證流程

### 3.4 小結

我國港灣構造物設計基準與國外基準相同具有中度地震保持彈性不需修復的功能目標，但國外基準多以 75 年回歸期地震等級做設計，而國內港灣設計基準則採用「建築物耐震設計規範」之中小地震力計算公式做設計，該中度地震之回歸期約為 30 年，定義為 475 年回歸期地震的  $1/4.2$ ，但該中度地震並無如國外基準之「等級一地震」明確經過地震危害度分析定義之。

日本 2000 版修正之日本建築基準法(Building Standard Law)亦採用二等級設計地震力：50 年回歸期；500 年回歸期。但日本港灣構造物基準以 75 年回歸期(50 年 50% 超越機率)之地震力作為港灣構造物等級一設計地震力，依據 Ichii 2002<sup>[3]</sup>在其論文中經過對重力式碼頭在各 4 至 7 震度地震力下之營造費與可能之損失費的分析後指出：對於使用壽命為 50 年之港灣構造物，在該等級地震力作用下之耐震設計將使得總費用為最低。此亦顯示碼頭結構對國家社會之重要性應高於建築結構。

國外基準之功能目標多採兩等級地震做設計，而國內建築、橋梁耐震設計規範採用三等級地震由來已久，且上位準則「公共工程功能

設計準則」中亦明確指出，構造物功能設計需考慮 2500 年回歸期地震為最大考量地震。

此外 921 地震後，國內建築、橋梁耐震設計規範皆調整其相關地震力參數，並逐步演進為功能設計法，由於建築物耐震設計規範較橋梁規範先做改進，因而我國港灣設計基準耐震設計章節之設計地震力係參考建築物耐震設計規範，改為譜加速度係數，但論其碼頭結構系統應與橋梁結構相近，理應參考橋梁耐震設計規範之設計地震力作修訂。

由建築物地震力計算公式( $V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$ )可知，將地震力折減

1.4 倍是由於建築物的靜不定度較高，在設計均勻，各斷面降伏時機接近下，取保守估計外力調升至  $1.4P_y$  後，結構才達最大承載側力  $P_u$ ，因此在碼頭結構之靜不定度明顯較建築物為低的情況下，採用建築物之地震力計算公式，可能有低估設計地震力之虞，即使是直樁棧橋式碼頭之韌性，亦約近似橋梁結構，而不及建築結構之韌性。

在功能水準的訂定方面，各國基準多採三個功能水準，但相較其他種類構造物而言，碼頭結構物之重要度分類較多，因此功能水準訂立有增加至四個的必要，如國際航海協會之基準即採四個功能水準。另外碼頭有功能使用性的問題，特定級碼頭係需維持災後物資運輸與人員疏散，以及幫助災後救援或重建，因此不同於其他結構，亦需要更高的功能目標。

由上述討論可歸納出下列各項要點：

1. 同樣具有中度地震保持彈性不需修復的功能目標，但國外基準多以 75 年回歸期地震等級做設計。
2. 碼頭結構對國家社會之重要性應高於建築結構。
3. 構造物功能設計需考慮 2500 年回歸期地震為最大考量地震。
4. 地震力折減 1.4 倍是由於建築物的靜不定度較高，碼頭應不適合。

## 第四章 耐震功能性設計要求探討

本章針對碼頭之耐震功能性設計目標作探討，研究日本與國際航海協會功能性設計基準之功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，以提出適合國內設計實務的耐震功能性設計目標；其中，地震等級之建議更以本所過去對各港區的地震危害度曲線分析結果進行研究，並參考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建議；另外，亦針對國內「公共工程功能性設計準則」三等級設計地震力的要求，探討在不同功能性目標下各地震等級所應對應的功能性水準。

### 4.1 碼頭功能性目標

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，在功能性標準規定上，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，因此本研究建議，國內港灣構造物耐震功能性設計可先參考 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>[6]</sup>除了對構造物在等級 I 地震力作用下之功能提出要求以外，在等級 II 地震力作用下，對應第 I~II~III~IV 級功能水準之 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載力不足之破壞，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)不同之行為或功能並未如「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功能；「INA 港灣構造物耐震設計準則」引進之功能性設計法，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功能性水準加以定性，並以不同大小之功能性可接受標準值加以限定，較類似國內橋梁建築耐震功能性設計研究之理念。

功能性目標之建立需考量：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、規模之碼頭的功能性目標不盡相同，用途越重要、規模越大，則該碼頭之功能性設計目標可能就越高，即在同一等級地震下之功能性水準要求越高。

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，引進功能性設計法時，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功能性目標至特定級碼頭，以維持災後救援機制，因此特定級碼頭之功能性目標訂立應趨嚴謹為佳。

值得提及的是，功能性標準值的大小或功能性目標之高低，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，基準所訂立之功能性目標為一最低標準，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功能，才能真正發揮耐震功能性設計法之精神。

## 4.2 地震等級、功能性水準及重要度分類

功能性目標中之定性規定包含地震等級與功能性水準，本節將針對碼頭設計之地震等級與功能性水準作說明及探討，另外，碼頭重要度分類亦關係到功能性目標之訂立，因此本節亦一併針對碼頭四種重要度分類作說明。

### 4.2.1 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「公共工程功能性設計準則」中建議設計地震力必須考量三等級地震力，而國內建築、橋梁耐震功能性設計規範草案亦皆定義三等級設計地震，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，但為符合國內耐震功能性設計架構之一致性及國內工程師之設計習慣，因而建議維持 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如表 4-1 所示，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 4-1 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	$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W$

本研究參考本所過去之「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 4.1，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 4-2 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 4-2 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	$0.8 \times 475 \text{ 年} / 4.2 = 475 \text{ 年} / 5.25$	—
約 30 年回歸期	$1.0 \times 475 \text{ 年} / 4.2 = 475 \text{ 年} / 4.2$	$0.8 \times 475 \text{ 年} / 3.25 = 475 \text{ 年} / 4.06$
約 50 年回歸期	$1.25 \times 475 \text{ 年} / 4.2 = 475 \text{ 年} / 3.36$	$1.0 \times 475 \text{ 年} / 3.25 = 475 \text{ 年} / 3.25$
約 75 年回歸期	$1.5 \times 475 \text{ 年} / 4.2 = 475 \text{ 年} / 2.8$	$1.25 \times 475 \text{ 年} / 3.25 = 475 \text{ 年} / 2.6$
約 100 年回歸期	—	$1.5 \times 475 \text{ 年} / 3.25 = 475 \text{ 年} / 2.17$

依據前述資料，港灣構造物耐震功能性設計之地震力等級建議修正項目如下：

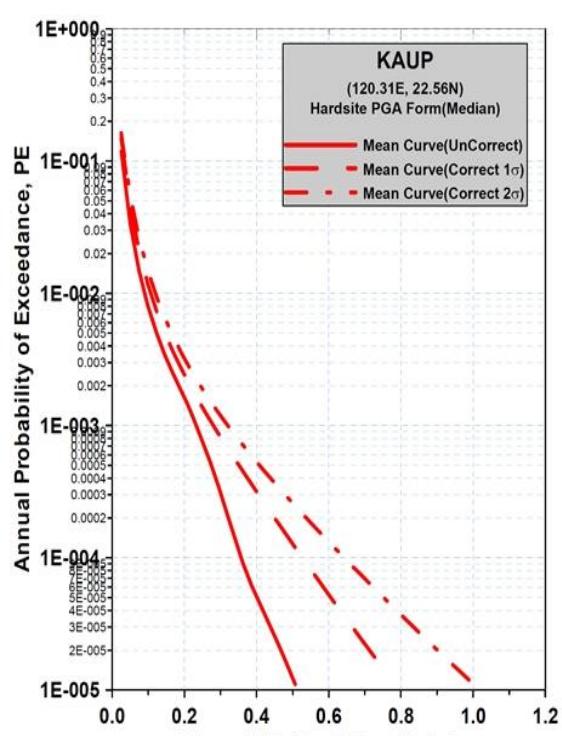
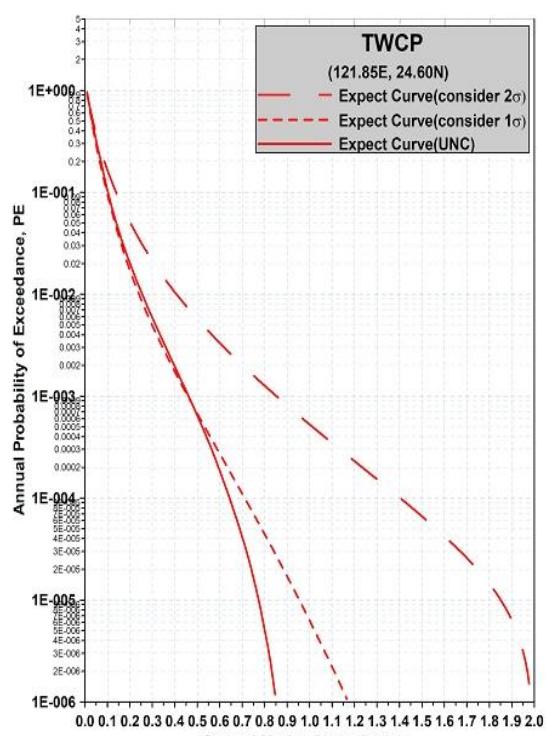
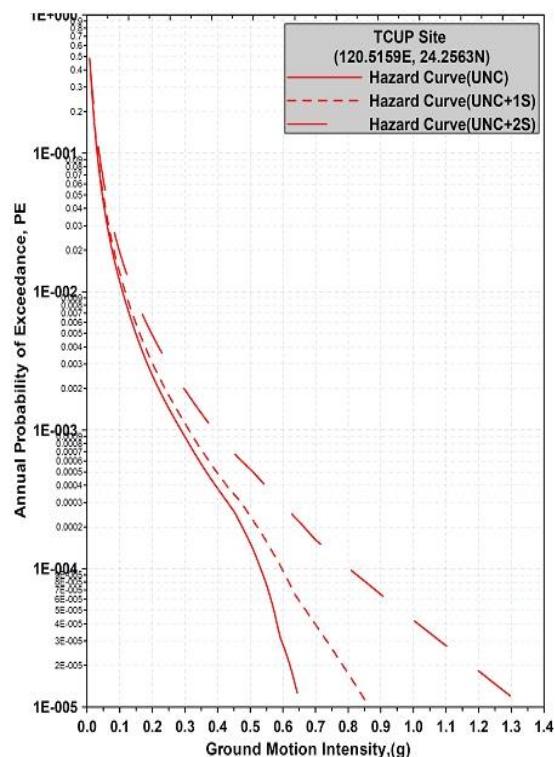
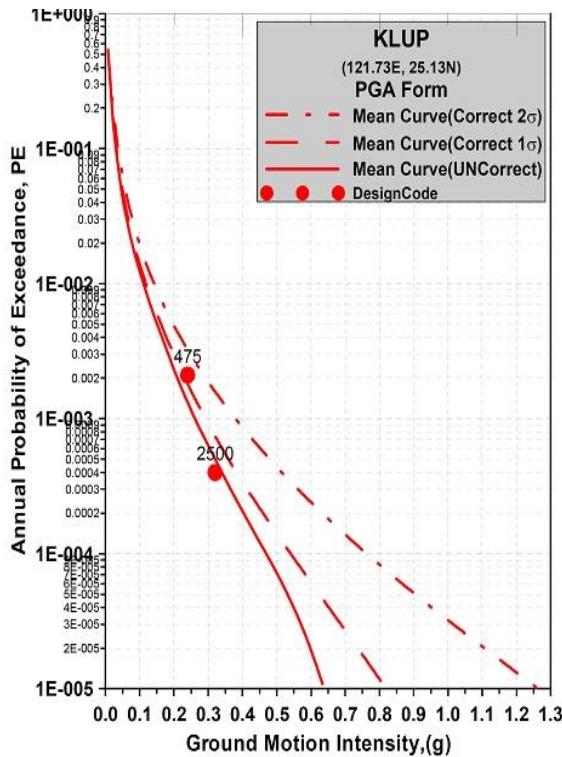


圖 4.1 四港區平均地震危害度曲線

資料來源：港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究<sup>[18][19][20][21]</sup>

## 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)。

因此本研究建議至少應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。簡言之，三等級地震力計算方式皆改為與橋梁相同，如表 4-3 所示。

表 4-3 橋梁耐震設計規範之三等級地震力

地震等級		地震力計算公式
中度地震	約 50 年回歸期	$V_{\min} = \frac{IS_{aD}}{3.25\alpha_y} W$
設計地震	475 年回歸期	$V_D = \frac{I}{1.2\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$
最大考量地震	2500 年回歸期	$V_M = \frac{I}{1.2\alpha_y} \left( \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W$

綜上所述，本研究建議港灣碼頭之三等級地震力定義如下：

(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%。

#### 4.2.2 功能性水準

本研究依各國功能性基準之慣例，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」之功能性水準定義，建議出未來國內港灣碼頭耐震功能性設計之功能性水準。

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，「公共工程功能性設計準則」中亦說明，耐震功能性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」轉換於耐震功能性水準的要求上面，而非用於設計地震力的放大；因此在同一 475 年回歸期地震作用下，欲區分 4 種不同重要度構造物之功能性水準，即須具有 4 等級功能性水準之制定，如表 4-4。

而表 4-4 之第 I、III、IV 等級功能性水準亦恰符合現行「港灣構造物設計基準」設計目標中三等級地震所各別對應的功能性要求。

表 4-4 耐震功能性水準定性規定之建議

損壞等級	使用性	修復性	安全性
第 I 等級	功能正常	不需修復	結構保持彈性
第 II 等級	短期功能喪失	可快速修復	損壞輕微
第 III 等級	長期功能喪失	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)

#### 4.2.3 重要度分類

現行基準的碼頭重要度分類規定如表 4-5 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。此與「INA 港灣構造物耐震設計準則」類似，爰本研究參考「INA 港灣構造物耐震設計準則」之相關規定來制定本國港灣碼頭之耐震功能性目標。

表 4-5 各重要度等級之碼頭特性

等 級	碼 頭 之 特 性
特 定	明顯具有 A 級結構物之特性 1 至 3 項之情形者
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。
B	凡不屬於特定、A 級、C 級者
C	特定及 A 級以外之小規模結構物復舊作業容易者。

### 4.3 現行基準之功能性目標

以基本設計要求所考量之一般碼頭為準，其所考慮之三個地震等級，亦對應有三個功能性水準，分別為「維持原有功能」、「損傷可修復」、「避免崩塌」，重要碼頭之功能性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載力不足之任何破壞。

#### 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，在此設計目標下之韌性結構物允許其韌性容量用盡。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。

由前述三等級設計地震所要求的功能性目標可歸納如

表 4-6 所示。

表 4-6 國內現行港灣構造物設計基準之功能性目標

功能水準 地震力	第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
中度地震約 30 年回歸期地震	C (I=0.8) B (I=1.0) A (I=1.25) 特定(I=1.5)	—	—	—
475 年回歸期地震	—	—	C (I=0.8) B (I=1.0) A (I=1.25) 特定(I=1.5)	—
2500 年回歸期地震	—	—	特定(I=1.5)	C (I=0.8) B (I=1.0) A (I=1.25)

而從「INA 港灣構造物耐震設計準則」與「日本港灣施設技術上基準」之功能性目標(表 3-3 及表 3-11)可知，國內現行基準之特定級碼頭(耐震強化碼頭)的功能性目標要求明顯低於國外基準，尤其臺灣與日本同為海島型國家，國內原料礦產貧瘠，所有原物料及物資皆需倚靠港口運輸，特別是災難性地震發生時，外援物資對於社會經濟恢復格外重要，設立耐震強化碼頭的目的即是在災難地震後仍可有部分功能良好之碼頭可供救援物資運輸，因此國際航海協會(INA)及日本基準對於特定級碼頭之功能要求皆為等級 II(475 回歸期)地震作用下結構須保持彈性，而國內現行港灣構造物設計基準則是以中度地震力的 1.5 倍作用下保持彈性作為設計基準，而由表 4-2 可知 1.5 倍中度地震約為 75 年回歸期地震，其遠小於 475 年回歸期地震，此等級功能目標可否滿足特定級碼頭所需之救災功能值得商榷，故建議應予調整提升。

#### 4.4 國內港灣碼頭功能性目標制定之建議

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功能性水準，應顯示著特定級碼頭功能性水準高於 A 級碼頭，A 級碼頭功能性水準又高於 B 級碼頭，B 級碼頭功能性水準則高於 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，因此吾人可依原基準賦予 B 級碼頭之功能性目標為基準，按各種碼頭之重要度依序分配各地震等級所應對應的功能性水準。

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 4 種等級之功能性水準。因此為引入耐震功能性設計法，基準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，功能性目標要求在 475 年回歸期地震力作用下應滿足第 I 級功能性水準；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 級功能性水準；小型且修復較容易之設施或臨時結構，定為 C 級碼頭，在 475 年回歸期地震力作用下應滿足第 IV 級功能性水準；其他非「特定、A 級、C 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 級功能性水準。

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 級功能性水準，因此不需額外檢核中度地震作用下之功能性水準，其餘 A、B 級碼頭為中度地震作用下須滿足第 I 級功能性水準；另 C 級碼頭依序為滿足第 II 級功能性水準。

本研究建議之功能性目標不同於日本與 INA 基準，須增加 2500 年回歸期最大考量地震所對應的功能性水準來規定「特定級」、「A 級」與「B 級」的碼頭功能，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功能性水準，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 級功能性水準，A 級碼頭須滿足第 III 級功能性水準，B 級碼頭須滿足第 IV 級功能性水準，而 C 級碼頭在此等級地震作用下應已崩塌故不需檢核。

綜合上述之說明，在提升中度地震等級與特定級碼之功能性目標後，各級碼頭對應的功能性目標可歸納如表 4-7 所示。工程師可依據環境條件與業主對功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功能性目標進行設計、分析、檢核。

表 4-7 本研究建議之各等級碼頭所對應的耐震功能性目標

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

由表 4-7 可知，「C 級」碼頭僅須檢核中度地震及 475 年回歸期地震下對應之功能性水準，而「B 級」與「A 級」碼頭則需檢核中度地震、475 年及 2500 年回歸期三種等級地震下所對應之功能性水準。「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功能性水準。

## 第五章 構造物耐震功能性規範及分析方法探討

由第四章對碼頭耐震功能性目標的探討可知，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耐震功能性設計之相關規定較為相近，因此本研究建議未來我國港灣構造物之耐震功能性目標可參照國際航海協會之相關規定，再配合公共工程功能性設計準則之規定，增加最大考量地震(2500 年回歸期)等級，修正為本土化之碼頭耐震功能性設計目標；另外，本章將以本研究所建議的功能性目標為基礎，針對棧橋式碼頭，依使用性及安全性，詳細說明國際航海協會對於耐震功能性標準值之規定及使用方式，該基準根據相關之主要參數(例如：樁基、橋面板與擋土設施之變位，基盤面上下樁基部分、橋面板與樁基承台應力應變狀態等)，建立碼頭在各功能性水準下該參數之可接受標準值，以定量的方式表達碼頭結構物之功能性，並作為耐震設計之目標值，以判別功能性目標是否滿足要求。

### 5.1 構造物耐震功能性可接受標準

棧橋式碼頭形如橋梁，由橋面板、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 5.1 所示。

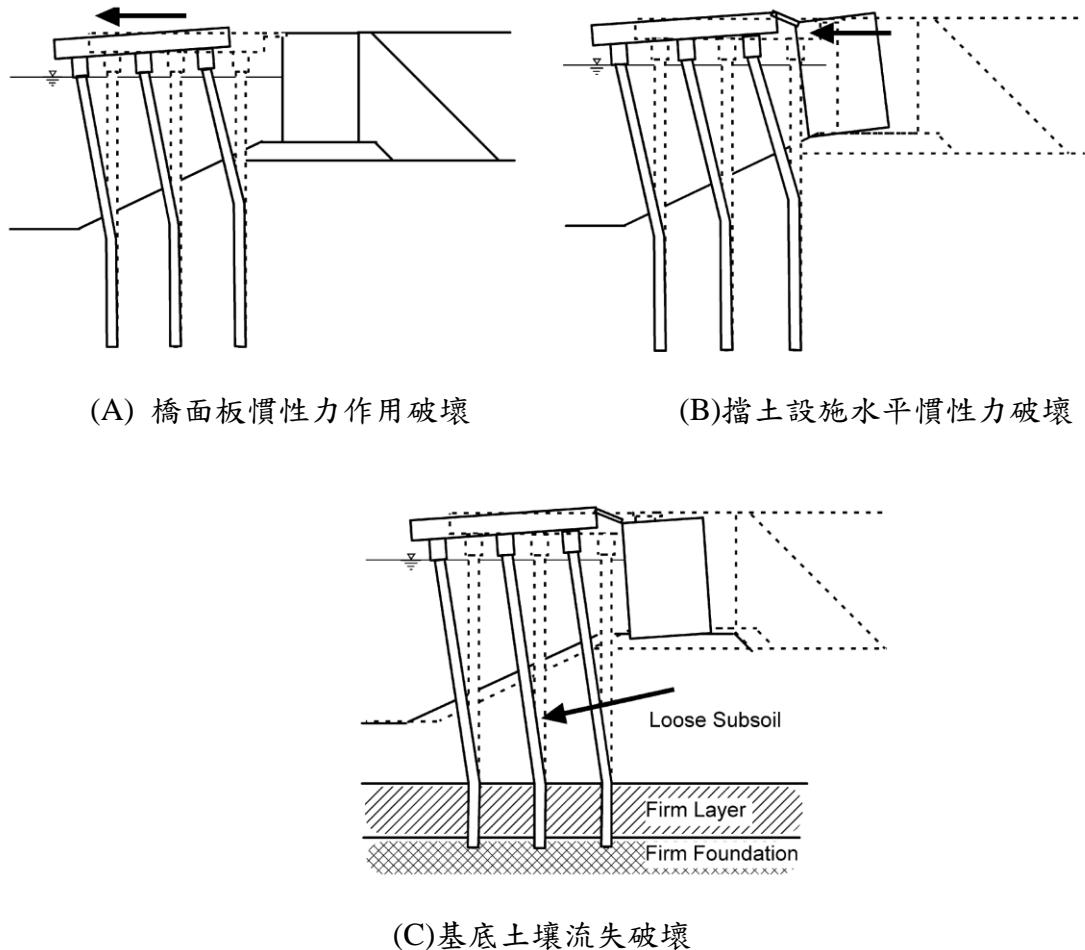


圖 5.1 橋樁式碼頭之破壞模式

資料來源：INA<sup>[6]</sup>

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等級 I 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、橋面板與樁基承台、連接擋土設施之橋梁)、位移(包

括樁基、橋面板與樁基承台之沉陷量、傾斜角與位移量，橋面板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 5.2 所示。

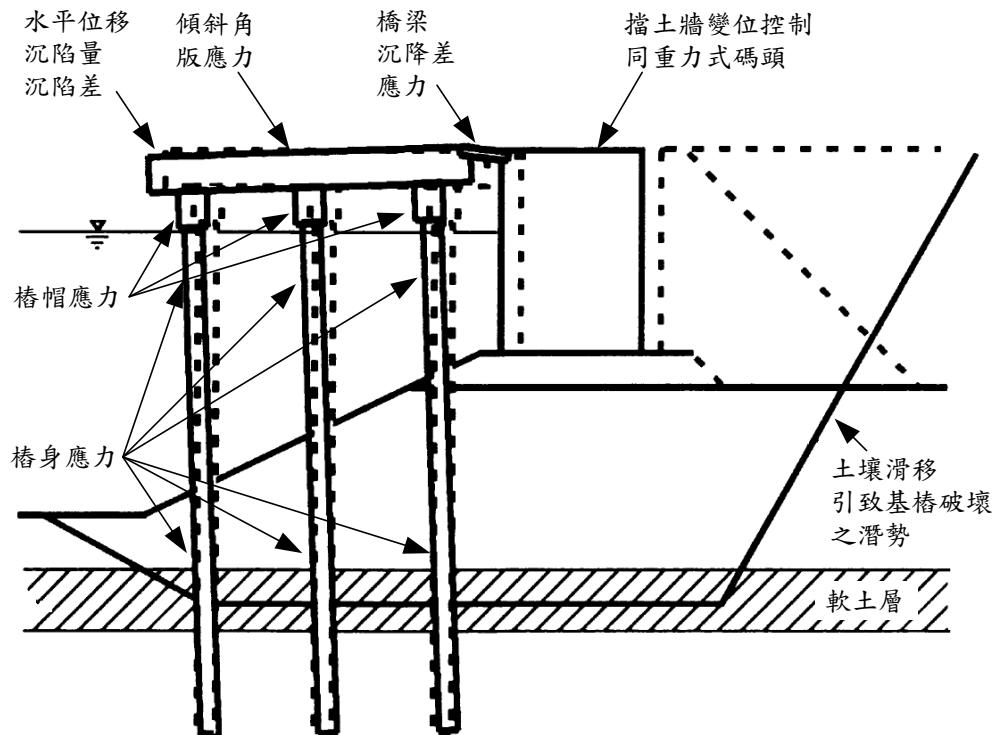


圖 5.2 橋橋式碼頭之功能參數

資料來源：INA<sup>[6]</sup>

為使橋橋式碼頭在震後具有較佳的修復性，國際航海協會建議設計者在設計時應掌握橋橋結構的破壞次序，其順序為樁帽、樁頂、被埋入土層之樁身及橋面板，然而本研究鑑於樁帽與樁頂位置甚近，雖樁帽斷面強度高於樁頂處，但樁帽卻又位於樁頂上方，依據彎矩梯度之觀念很難判定何者會先發生降伏，且兩者皆位於結構易於修復之處，因此本研究建議修改為樁帽與樁頂同列於第一破壞順位，其理想的各部位破壞次序條列如下：

1. 樁帽(樁-版接頭處)或樁頂(樁帽下方)。
2. 埋入土層之樁身。

### 3. 橋面板。

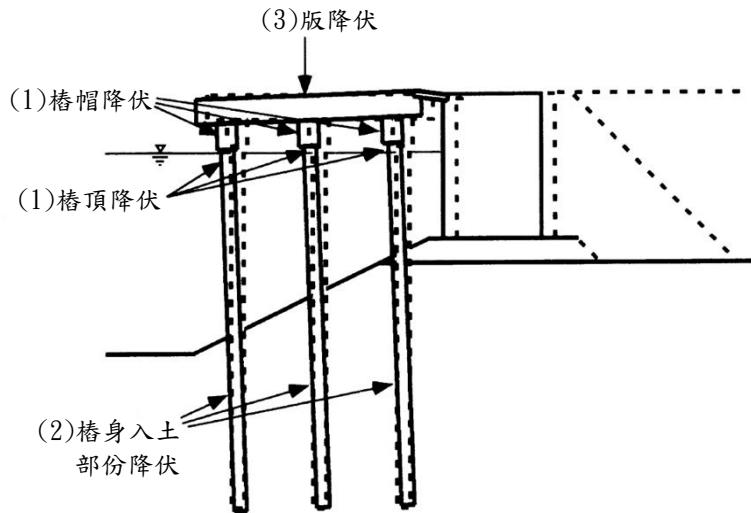


圖 5.3 橋橋式碼頭理想的破壞次序

參考國際航海協會所頒布之港灣結構物耐震設計準則<sup>[6]</sup>加以修定，將各等級功能以功能參數之可接受標準值加以建立，橋面板與岸肩之沉陷差、向海側傾斜角僅對第 I 等級功能有量化限制，分別為：小於 10cm~30cm、小於  $2^\circ$ ~ $3^\circ$ 。另外，對基樁之功能可接受標準值亦可參考表 5-1，其第 I 等級功能要求保持彈性、第 II 等級功能要求控制韌性、第 III 等級功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)、第 IV 等級功能超過第 III 等級要求，同時基樁應避免剪力破壞，至少在剪力破壞出現以前發生彎曲破壞。

表 5-1 橋橋式碼頭功能可接受標準

功能等級 參數		第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
殘 餘 變 位	橋面板與肩岸 沉陷差異	<10~30cm	N/A	N/A	N/A
	向海側傾斜角	< $2^\circ$ ~ $3^\circ$	N/A	N/A	N/A
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)	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

N/A 為「Not Applicable」，設計時不予檢核。

針對棧橋結構之服務性與修復性，以構材受力之應變量來判斷其是否可修復是最直觀可信的方法，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作合理限制，因此對 RC 棧橋式碼頭樁基之功能，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 指出若採用簡便分析方法計算結構之動態反應，在超越機率較高之等級一地震力作用下，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二地震力作用下，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、 $\varepsilon_{smh}$  為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，參考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 級功能等級要求下不超過 0.005，而在第 II 級功能等級要求下，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 級功能等級要求下不超過 0.008，而在第 II 級功能等級要求下，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 5-2。

表 5-2 橋式碼頭第 I、II 及功能等級之材料應變上限值

功能等級	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： $\varepsilon_{cu} = 0.004 + (1.4\rho_{sh}f_{yh}\varepsilon_{smh})/f_c' \geq 0.005$

資料來源：INA<sup>[6]</sup>

綜上所述，各類碼頭之各等級功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，在進行設計時，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。工程師在建立功能要求時，需視對該等級地震力下之功能是否關注，以及所選用之功能參數在所考量之各等級地震力作用下的結構反應分析量化是否有把握，進而選用一個或多個參數表達其功能。

## 5.2 橋樁式碼頭耐震功能性分析法

在參照碼頭所需之耐震功能要求，依不同地震等級與碼頭重要度下，選擇簡化分析、簡化動力分析及動力分析。簡化分析為傳統的靜力分析法，可應用於初步設計及等級 I 地震作用下之功能驗證，甚至允許應用於 C 級碼頭等級 II 地震的功能檢核。而容量震譜法(非線性靜力側推分析)與動力分析法(動力歷時分析)則通常應用於等級 II 與等級 III 地震的功能驗證分析。

橋樁式碼頭耐震功能性設計的原則，是以能提供港口正常營運為基本考量，因此耐震功能分析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。本研究參考現有耐震設計規範、耐震功能準則與相關研究報告所建議的分析方法，加以整理歸納為簡化分析法、容量震譜法(非線性靜力側推分析)與動力分析法(動力歷時分析)，如表 5-3 所示，以下將分別詳細說明。

表 5-3 橋樁式碼頭結構之功能驗證分析法

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
橋樁式碼頭	<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>

### 5.2.1 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，運用於既有橋樁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各樁負擔，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。

### (1) 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：

$$\beta_i = \sqrt[4]{\frac{k_{h,i} D_{p,i}}{4(EI)_i}} \quad \dots \dots \dots \quad (5-1)$$

式中， $k_{h,i}$ 為編號*i*基樁之橫向地層反力係數( $kN/m^3$ )，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 $k_{h,i} = 1500N$ 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。

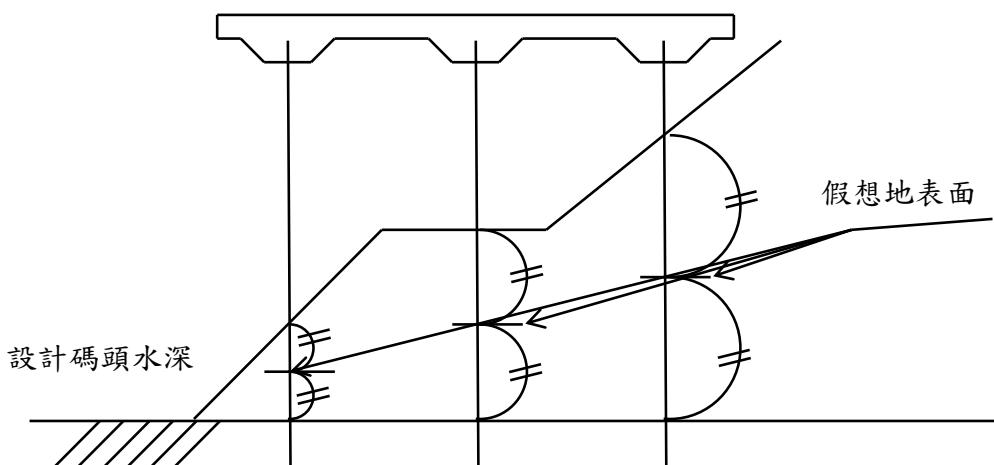


圖 5.4 棧橋式碼頭假想地表面示意圖

對基樁之假想地表面，如圖 5.4 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。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(如圖 5.5 所示)長度  $L_i$  即為：

$$L_i = l_i + \frac{1}{\beta_i} \quad \dots \dots \dots \quad (5-2)$$

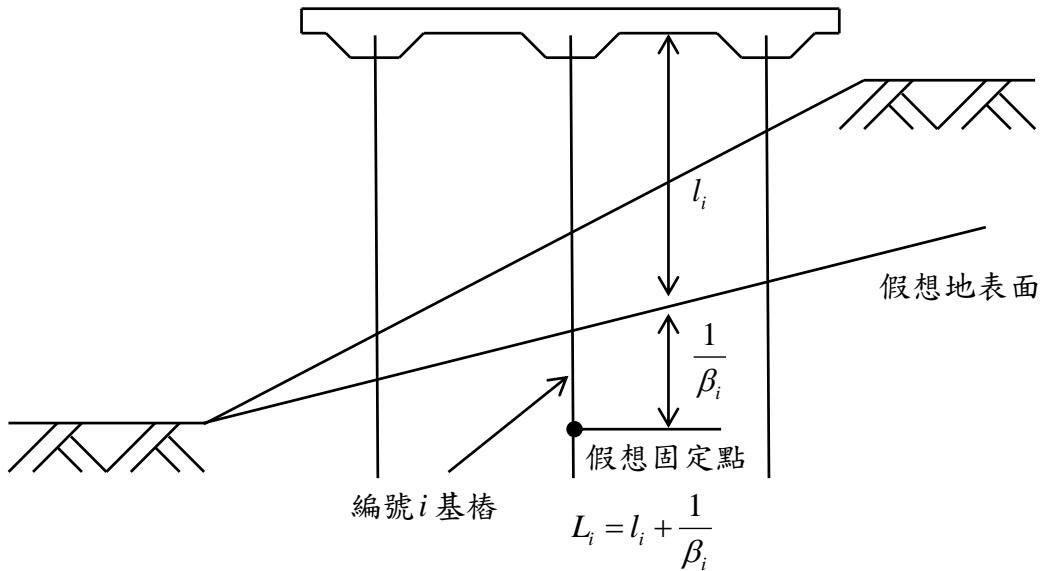


圖 5.5 橋橋式碼頭基樁之假想固定點示意圖

## (2) 各構件與基樁之內力分析

經由基樁假想固定點求得後，橋橋式碼頭之整體結構確定，即可施加碼頭垂直與水平載重，並以載重組合進行結構靜力分析，可分別得到上部結構大梁與橋面板，以及下部結構直樁與斜樁的構件內力。

### 2. 上部結構斷面檢核

檢核上部結構構件之彎矩與剪力容量，確保構件容量滿足前述靜力分析所得之構件內力。

### 3. 基樁斷面及樁頭彎矩檢核

檢核基樁斷面與樁頭之彎矩與剪力容量，確保構件容量滿足前述靜力分析所得之構件內力。

### 4. 基樁土壤承載力檢核

基樁土壤承載力檢核以容許應力設計為主，包含樁之「抗壓承載力」與「抗拉拔承載力」，並分「常時」與「短期」荷重分別依規範以不同的安全係數進行檢核設計。

#### 5.2.2 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。為因應當前功能性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功能。

棧橋式碼頭運用簡化動力分析法在進行耐震功能驗證時，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功能要求需求下之結構反應，現已被廣泛運用於結構耐震能力評估與耐震功能性設計。

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 5.6 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 5.6 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功能點(performance point)，也就是結構物在不同地震需求時所表現的最大反應。

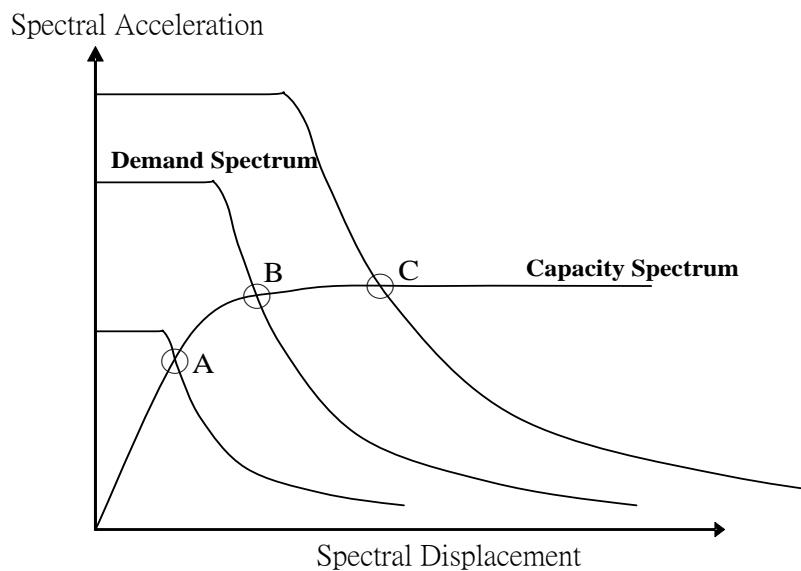


圖 5.6 容量震譜法分析簡介圖

## 2. ADRS 座標轉換

ADRS (Acceleration–Displacement Response Spectra) 格式為以譜位移( $S_d$ )及譜加速度( $S_a$ )為座標之關係圖。容量震譜法(Capacity Spectrum Method)中最後的功能績效點的求得，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：

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (m_i \phi_{i,1})}{\sum_{i=1}^N (m_i \phi_{i,1}^2)} \dots \quad (5-3)$$

$$Sd = \frac{\Delta}{PF_1 \cdot \phi_{roof,1}} \quad \dots \dots \dots \quad (5-5)$$

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：

$$Sd = \frac{T^2}{4\pi^2} Sa \cdot g \quad \dots \dots \dots \quad (5-6)$$

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：

### (1) Newmark 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(5-7)所示：

其中： $V_u(\mu=1)$ 為彈性極限強度、 $V_v$ 為非彈性降伏強度

唯式(5-7)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： $R = \mu$

而折減因子  $R$  之使用方法，將以下列各圖按流程說明之。

a. 取得受評估之工址彈性反應譜，如圖 5.7。

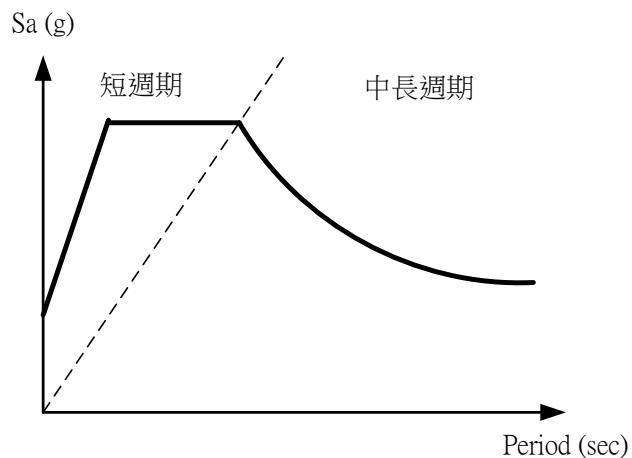


圖 5.7 工址彈性反應譜

b. 如圖 5.8 所示，經 ADRS 格式轉換後求得彈性地震需求震譜。

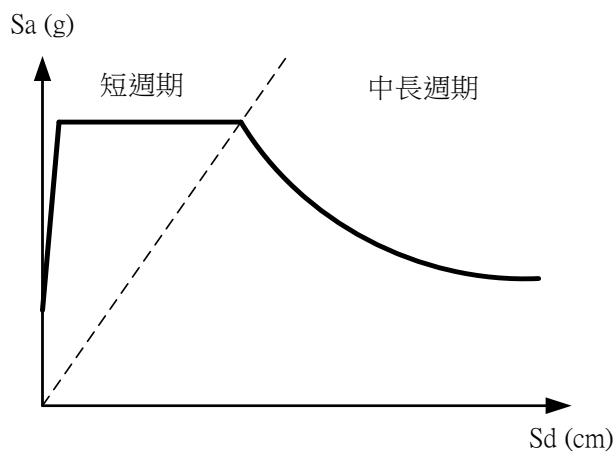


圖 5.8 彈性地震需求震譜

c.如圖 5.9 所示，經由折減因子  $R$ ，折減為非彈性地震需求震譜。

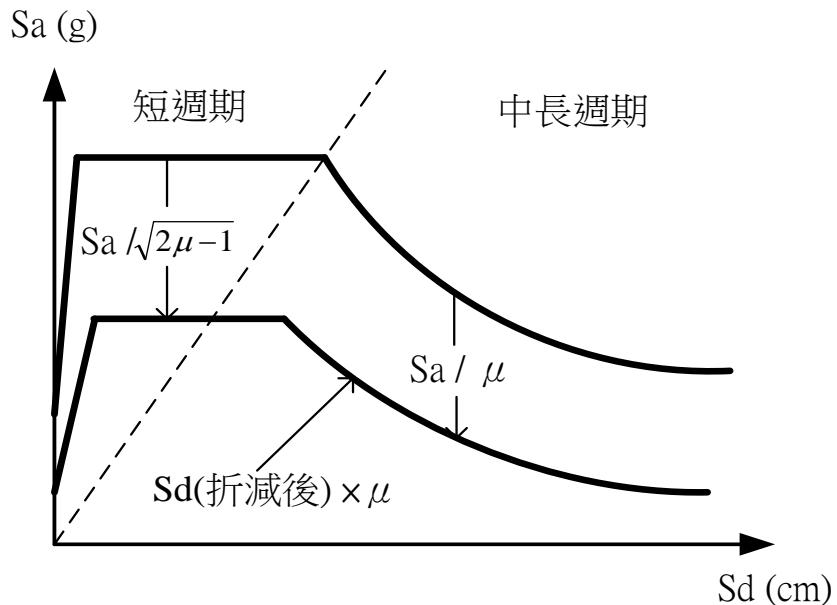


圖 5.9 非彈性地震需求震譜

## (2)ATC-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，可將傳統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 5.10 所示。

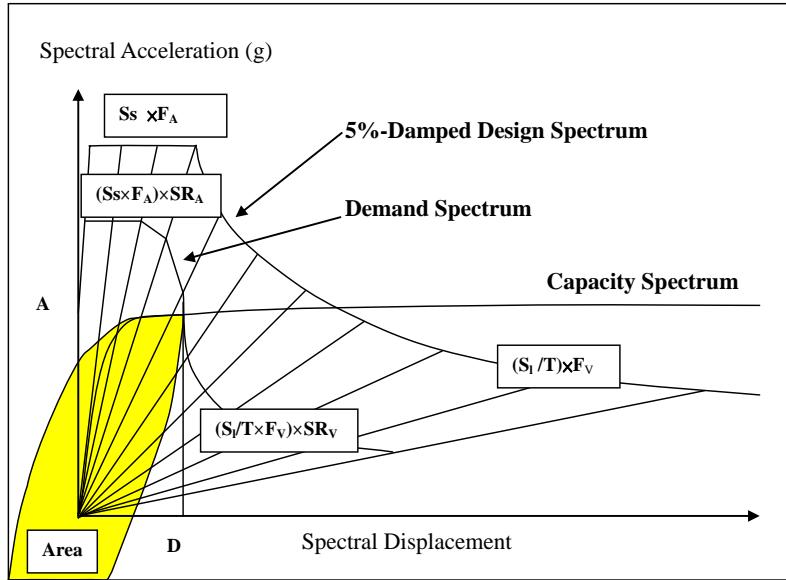


圖 5.10 ATC-40 等效阻尼比折減法

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(5-8)來表示：

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 5.10。遲滯阻尼， $\beta_H$ ，定義如式(5-9)。

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(5-9)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主要的因素。

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 5.11，而所要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(SRA 和 SRV)，此處之修正方法亦和 R-T- $\mu$  修正方法類似，亦即 SRA 是用在反應譜中等加速度段之週期範圍作折減，而 SRV 是用在反應譜中等速度段之週期範圍作折減。

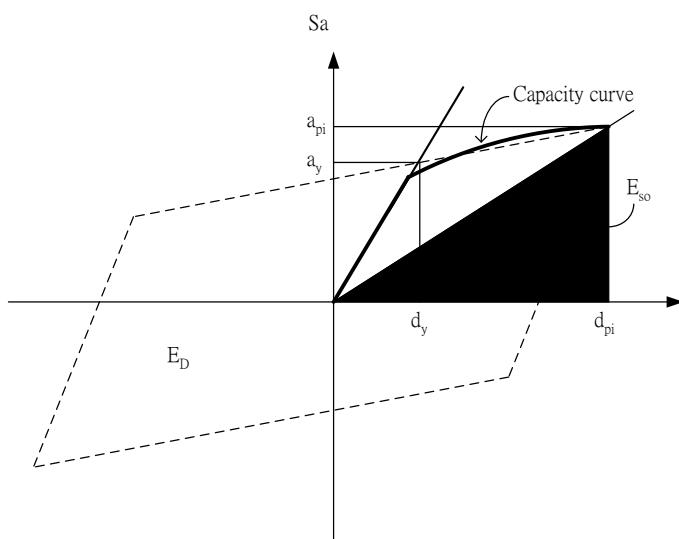


圖 5.11 雙線性模式之遲滯迴圈

如圖 5.11 所示，其等效阻尼比可以下列式子表示：

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。

$$\beta_0(\%) = \left( \frac{Area}{2\pi DA} \right) = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{so}} = \frac{63.7 \cdot (a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} \cdot d_{pi}} \dots \quad (5-11)$$

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(5-12)表示：

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

表 5-4 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 5-5 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(5-13)和式(5-14)。

而  $SR_A$  和  $SR_V$  兩反應譜折減因子必須大於等於表 5-6 所規定之最小值，則最後反應譜折減之結果如圖 5.12 所示。

表 5-6 最小容許 SRA 及 SRV

結構物行為種類	SR <sub>A</sub>	SR <sub>V</sub>
TYPE A	0.33	0.50
TYPE B	0.44	0.56
TYPE C	0.56	0.67

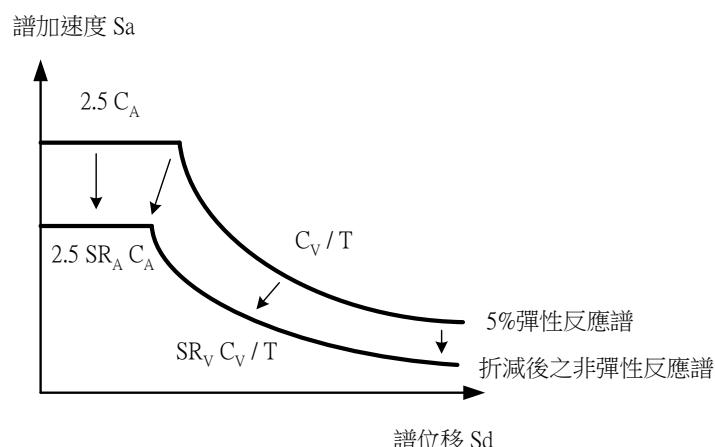


圖 5.12 ATC-40 彈性需求震譜之折減示意圖

#### 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：

步驟 1： 建立結構物模型。

步驟 2： 設定非線性彈簧，以及塑性轉角特性與位置。(詳參後續  
(1)、(2)、(3)項說明)

步驟 3： 加上側向力，依規範豎向分配 或 基本振態分配。

步驟 4： 計算考慮垂直載重和側向力載重之桿件內力。

步驟 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。

步驟 6： 紀錄基底剪力及控制點位移。

步驟 7： 修正降伏桿件的勁度。

步驟 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。

步驟 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。

步驟 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。

步驟 11： 經 ADRS 格式轉換後得到結構物之容量震譜。

(1) 植軸向非線性土壤彈簧設定<sup>[9][10]</sup>

a. 植軸向土壤抗壓承載力上限

軸向極限承載力，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載力，可依下式計算之。

$$R_U = 300 \cdot N \cdot A_P + 2 \cdot N_m \cdot A_S \quad \dots \dots \dots \quad (5-15)$$

式中，

$R_U$ ：基樁軸向極限承載力(kN)

$A_P$ ：樁端面積( $m^2$ )

$A_S$ ：基樁表面積( $m^2$ )

$N_m$ ：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。

$$R_U = 8 \cdot C_P \cdot A_P + C_a \cdot A_S \quad \dots \dots \dots \quad (5-16)$$

式中，

$R_U$ ：基樁軸向極限承載力(kN)

$A_P$ ：樁端面積( $m^2$ )

$A_S$ ：基樁表面積( $m^2$ )

$C_p$ ：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( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

b. 檉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

## 粘土地層時

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( $m^2$ )

$C_a$  : 基樁入土全長之平均附著力( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

c. 植軸向土壤彈簧勁度

軸向土壤彈簧設定在樁頭，其勁度  $K_{vp}$  如下式計算：

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

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

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

$E$  : 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載力上限值、抗拉拔承載力上限值、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 5.13 所示。而軸向土壤彈簧設定位置為基樁底部如圖 5.14 所示。

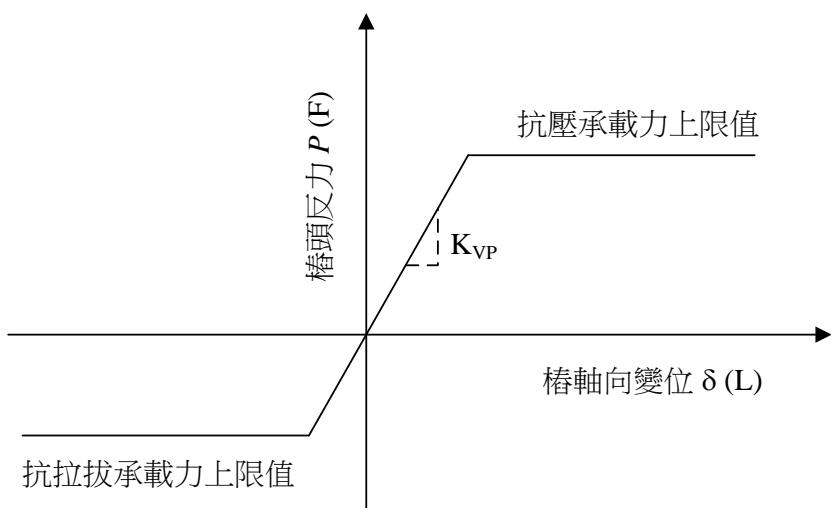


圖 5.13 軸向土壤彈簧力-位移曲線

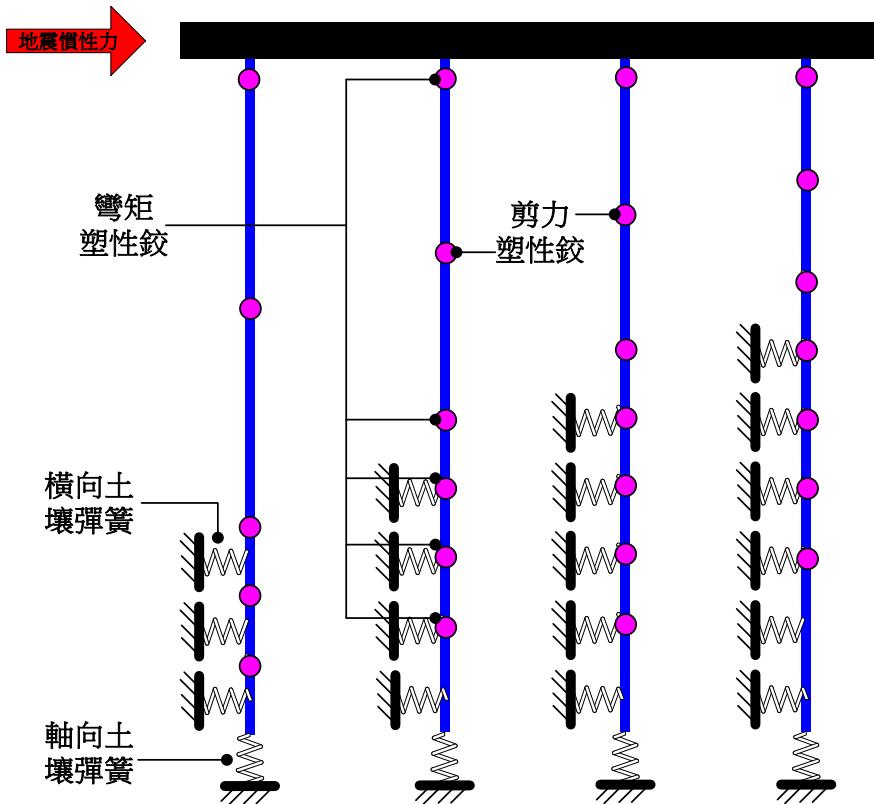


圖 5.14 土壤彈簧與塑性鉸設定位置示意圖

## (2) 檢驗非線性土壤彈簧設定<sup>[9][10]</sup>

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>[9]</sup>，此法亦為我國規範<sup>[10]</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。

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( $kN/m^{3.5}$ )

$k_c$  : C 型地盤之橫向抵抗常數( $kN/m^{2.5}$ )

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。

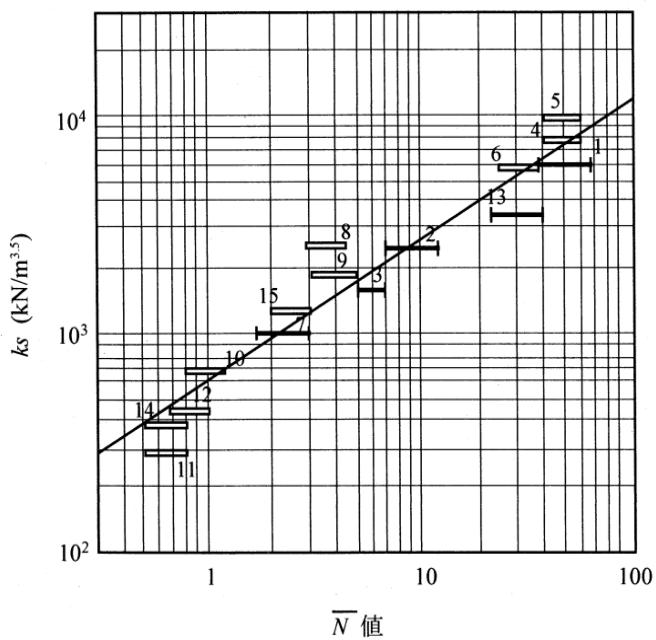
橫向抵抗常數  $k_s$  與  $k_c$  之值，可由 N 值來推定。在 S 型地盤中，深度每 1.0 公尺 N 值之增加率  $\bar{N}$  與橫向抵抗常數間之關係，如圖 5.15 所示。C 型地盤之 N 值與  $k_c$  之關係，如圖 5.16 所示。

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

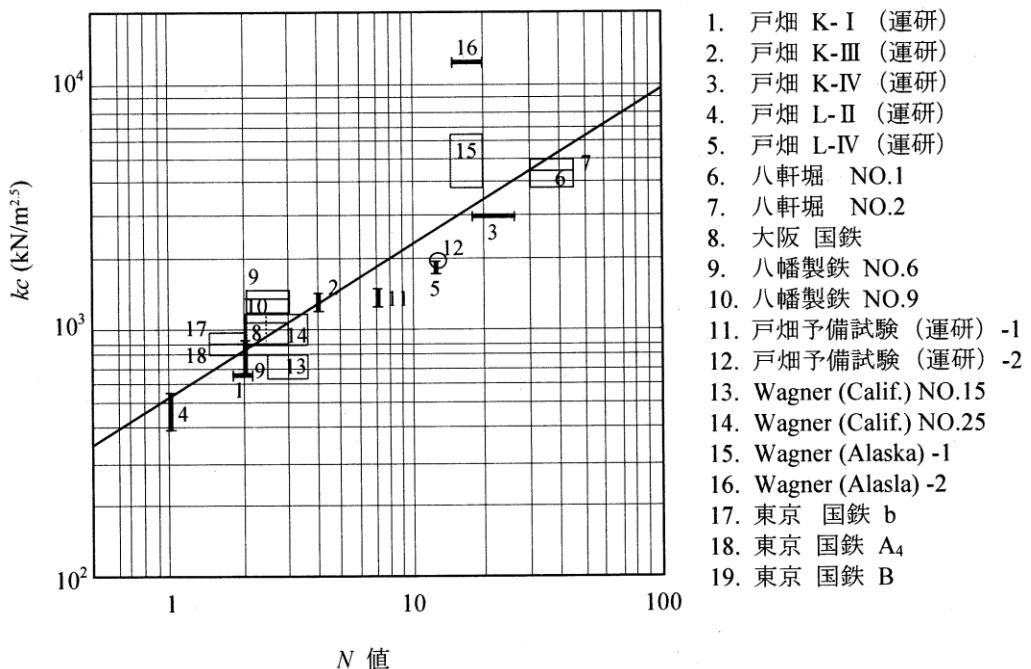
依上述計算法可決定橫向土壤彈簧的力-位移關係，如圖 5.17 所示，根據載重試驗結果，土壤彈簧彈性側位移量約為 0.01D(樁徑)，而極限側位移量可依 Terzaghi 建議取 0.1D。而橫向土壤彈簧設定位置為樁身覆土部分如圖 5.14 所示。

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。



1. ALTON.ILLINOIS (FEAGIN)
2. WINFIELD.MONTANA (GLESER)
3. PORT HUENEME (MASON)
- 4.5. 八軒堀 NO.1, NO.2
6. 茨木川 (後藤)
7. 大阪国鉄 (別府)
- 8.9. 戸畠 NO.6, NO.9
10. 戸畠 K- I (運研)
11. 戸畠 K- II (運研)
12. 戸畠 L- II (運研)
13. 久里浜模型実験
14. 新葛西橋 (立石)
15. 山ノ下 (井口)

圖 5.15  $\bar{N}$  值與橫向抵抗常數  $k_s$  之關係



1. 戸畠 K- I (運研)
2. 戸畠 K- III (運研)
3. 戸畠 K- IV (運研)
4. 戸畠 L- II (運研)
5. 戸畠 L- IV (運研)
6. 八軒堀 NO.1
7. 八軒堀 NO.2
8. 大阪 国鉄
9. 八幡製鉄 NO.6
10. 八幡製鉄 NO.9
11. 戸畠予備試験 (運研) -1
12. 戸畠予備試験 (運研) -2
13. Wagner (Calif.) NO.15
14. Wagner (Calif.) NO.25
15. Wagner (Alaska) -1
16. Wagner (Alaska) -2
17. 東京 国鉄 b
18. 東京 国鉄 A<sub>4</sub>
19. 東京 国鉄 B

圖 5.16 N 值與橫向抵抗常數  $k_c$  之關係

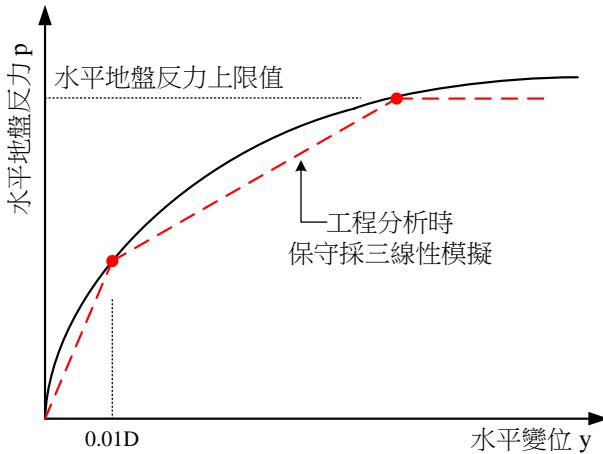


圖 5.17 橫向土壤彈簧力-位移曲線

### (3) 構件塑性鉸設定<sup>[9]</sup>

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 5.18 所示，且功能性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之彎矩梯度作計算。

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 5.14。

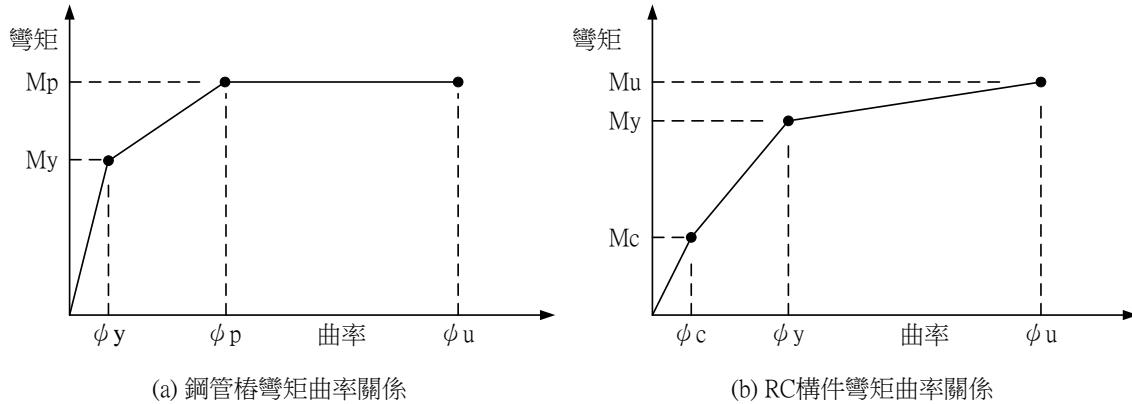


圖 5.18 鋼管樁及 RC 構件彎矩-曲率關係曲線

My：降伏彎矩強度

Mp：塑性彎矩強度

Mc：開裂彎矩強度

Mu：極限彎矩強度

## 5. 功能點(Performance Point)

功能點(performance point)代表結構物在承受之地震強度下的最大反應。功能點為已表示成 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，該點便為功能點。

## 6. 由功能點之結構反應檢核功能等級要求

由上述容量震譜法產生功能點時，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功能可接受標準。

### 5.2.3 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。相關塑性鉸與土壤彈簧之設定可參考容量震譜法(非線性側推分析)。

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  $T$  為所考慮方向之構造物基本振動週期。

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。

## 第六章 既有棧橋式碼頭功能性評估探討

本章將以高雄港某棧橋式碼頭為實例，依據碼頭結構的基本設計資料<sup>[13]</sup>，分別以簡便分析法、簡便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功能性。

### 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。

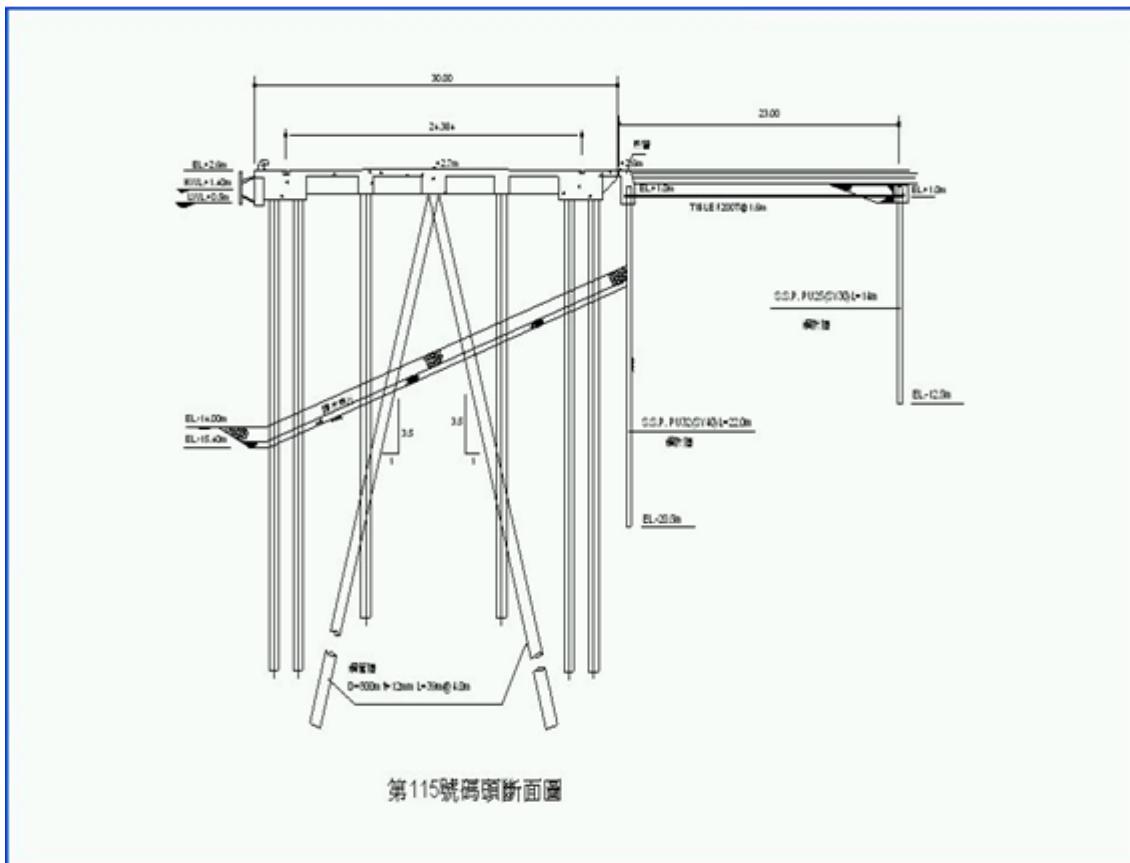


圖 6.1 碼頭現況斷面示意圖

## 1. 一般條件

碼頭泊船噸位：55,000GT

設計水深：EL.-14.0M

碼頭面高程：EL.+2.6M

碼頭長度：277 M

## 2. 自然條件

潮位：H.H.W.L. EL.+2.6M

H.W.L. E.L.+1.2M

M.W.L. E.L.+0.6M

L.W.L. E.L.+0.3M

L.L.W.L. E.L.+0.0M

## 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

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3層，碼頭耐震功能性評估相關土壤參數整理如表6-1所示。

表 6-1 碼頭耐震功能性評估土壤參數

高程(M)	$r_t$ (T/M <sup>3</sup> )	C (T/M <sup>2</sup> )	$\phi$ (deg.)	N
0~5.0	1.0	1	30	5
-5.0~-15.5	1.0	0	33	15
-15.5~-35.0	1.0	0	35	20

## 7. 地震力

由第四章之探討，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	$V_{\min} = \frac{S_{a,II}}{3.25\alpha_y} W$
等級 II 地震	$V_{II} = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left( \frac{S_{a,II}}{F_u} \right)_m W$
等級 III 地震	$V_{III} = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left( \frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} \right)_m W$

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<sup>[8]</sup>之臺灣地區震區水平譜加速度係數，查得  $S_s^{II} = 0.5$ 、 $S_1^{II} = 0.35$ 、 $S_s^{III} = 0.7$ 、 $S_1^{III} = 0.5$ ，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. 土層液化機率

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  $PGA = 0.4S_{DS} = 0.22g$ ，等級 III 地震  $PGA = 0.4S_{MS} = 0.28g$ 。依據本所賴聖耀本土化液化潛能評估理論<sup>[15][16][17]</sup>，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，土層於高程 -3~ -5 公尺處可能產生輕微之液化現象，如圖 6.2 所示。等級 II 地震力作用下，土層可能液化深度高程為 -3~ -11 公尺處，如圖 6.3 所示。等級 III 地震力作用下，土層可能液化深度高程為 -3~ -11 公尺處，如圖 6.4 所示。

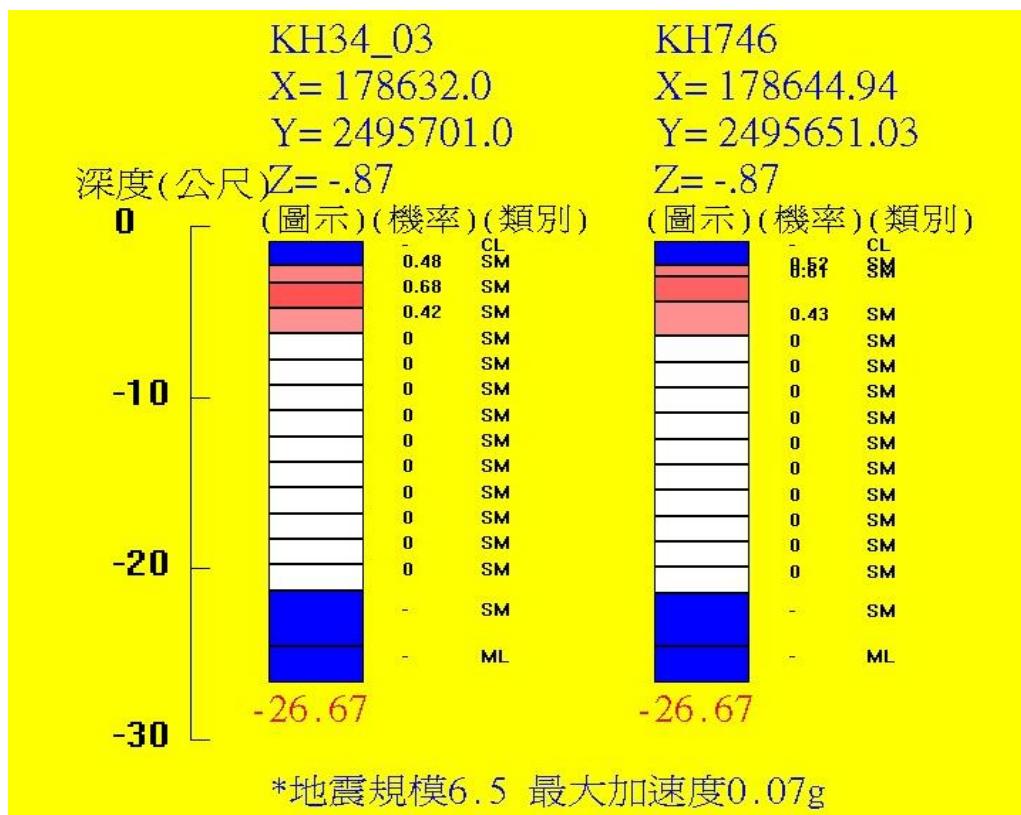


圖 6.2 等級 I 地震力碼頭鑽孔深度之液化機率

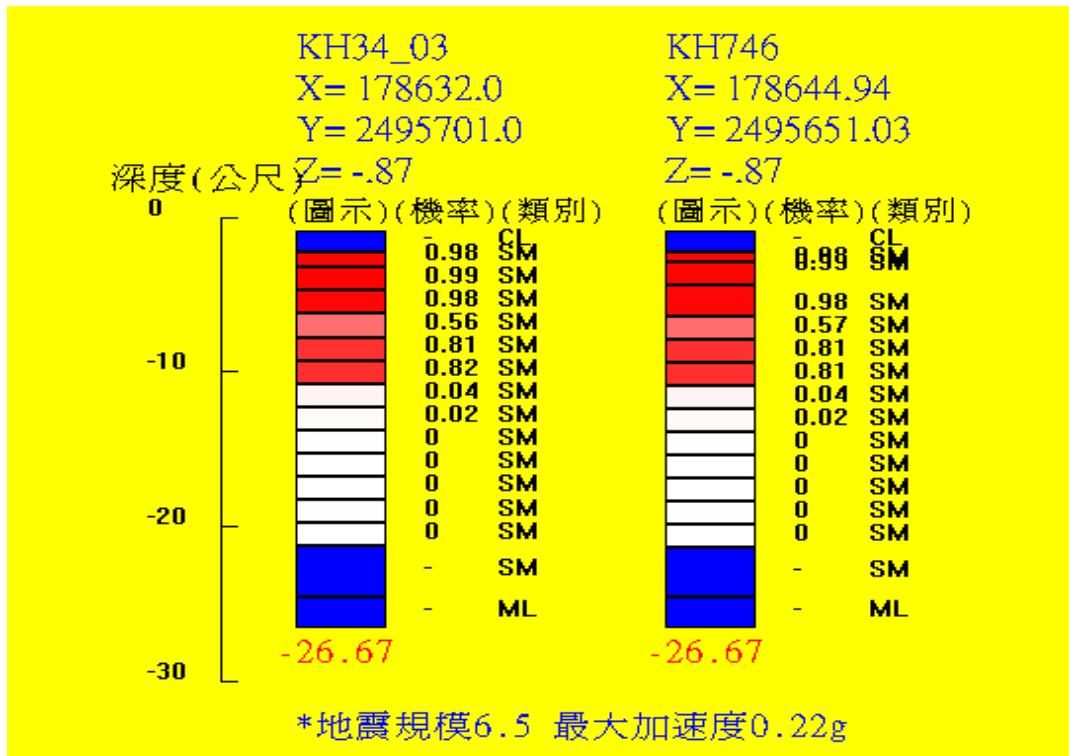


圖 6.3 等級Ⅱ地震力碼頭鑽孔深度之液化機率

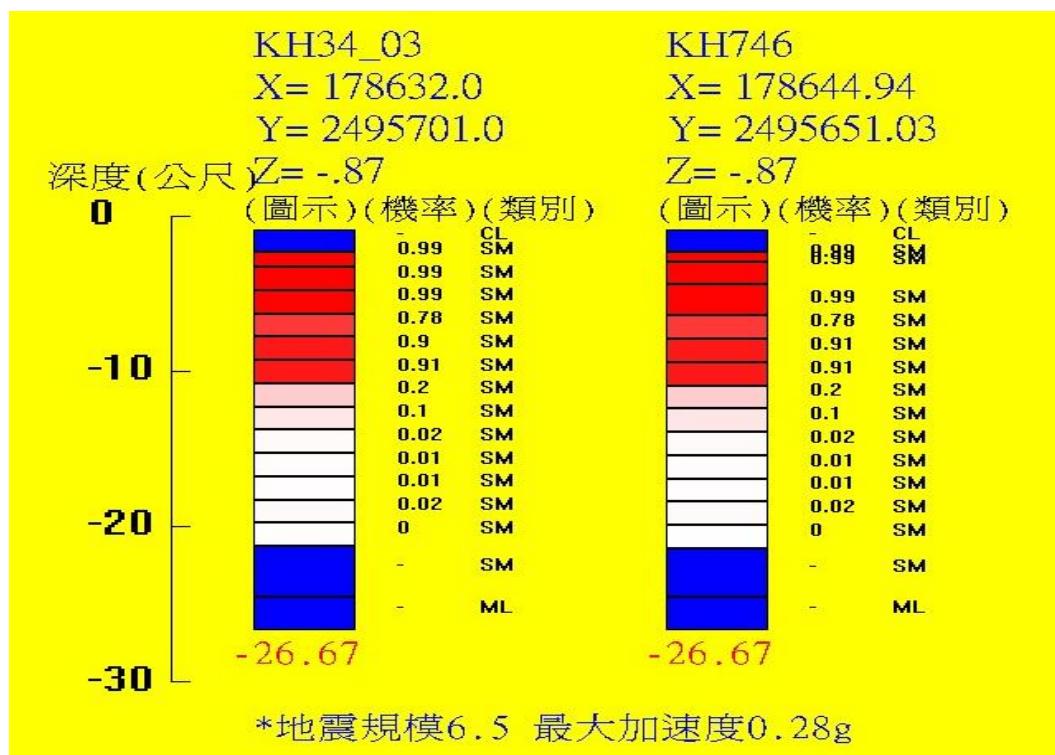


圖 6.4 等級Ⅲ地震力碼頭鑽孔深度之液化機率

## 9. 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)32 公尺，垂直法線方向(Y 向)30 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 277 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。

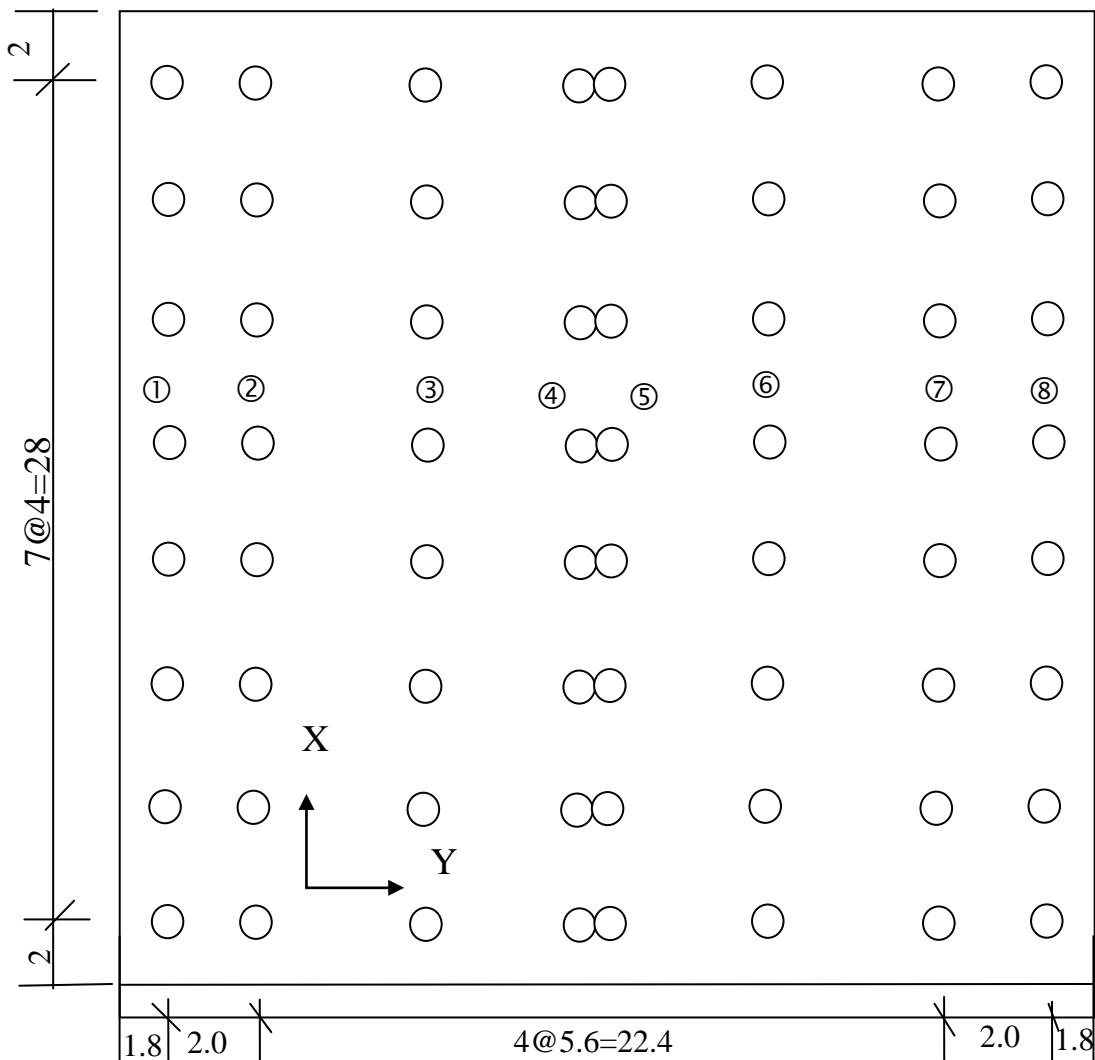


圖 6.5 橋樁式碼頭分析單元示意圖

## 6.2 簡便分析法

依據第五章 5.2 節的說明，簡便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功能性評估；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，故本小節以簡便分析法進行等級 I 地震力之耐震功能性評估。

## 1. 植根入深度檢核

依據基準<sup>[10]</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：

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

$K_h$  = 橫向地層反力係數 (kg/cm<sup>3</sup>)

由設計基準可知不論砂或黏土皆可以

$K_b = 0.15N$  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：

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{1}{4} = 14.04^\circ \quad \rightarrow \text{假想地表面} \quad \frac{\alpha}{2} = 7.02^\circ$$

設計年限採 50 年鏽蝕量，則海底鏽蝕率=0.02 mm/year

故 50 年海水鏽蝕量=0.02×50=1 mm

由以上計算可知鋼管樁外徑尚須扣除鏽蝕厚度，計算如下：

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

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

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

$K_h = 0.15 \text{ N} = 0.15 \times 15 = 2.25$

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

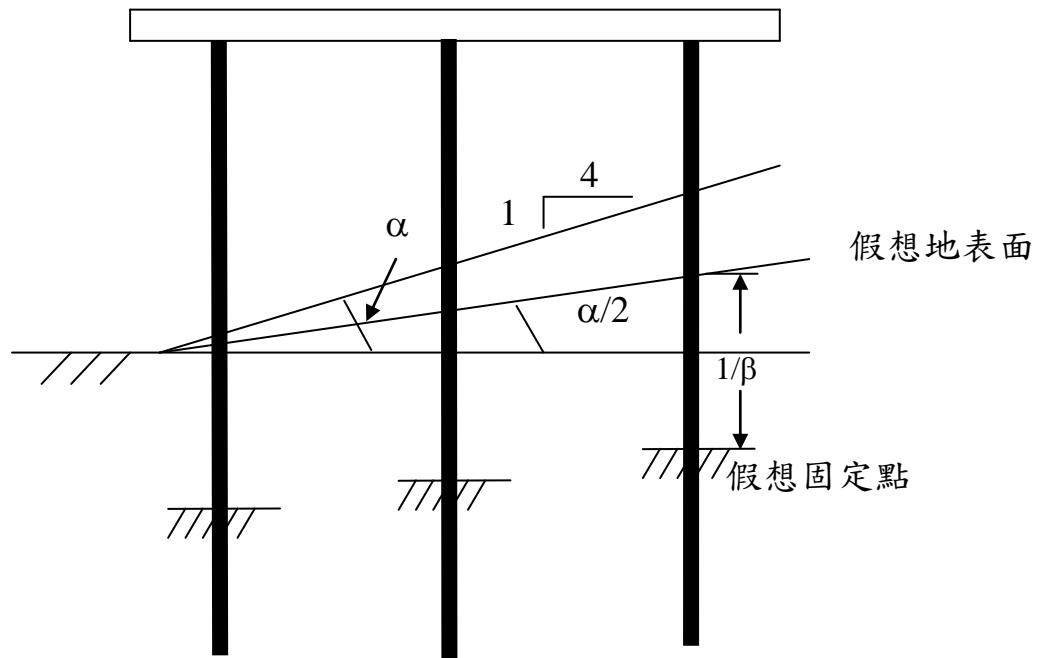


圖 6.6 假想地表面示意圖

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 6-3 所示，由圖 6.7 可得知各樁之根入深度達到 EL-32.4 公尺，均超過表 6-3 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。

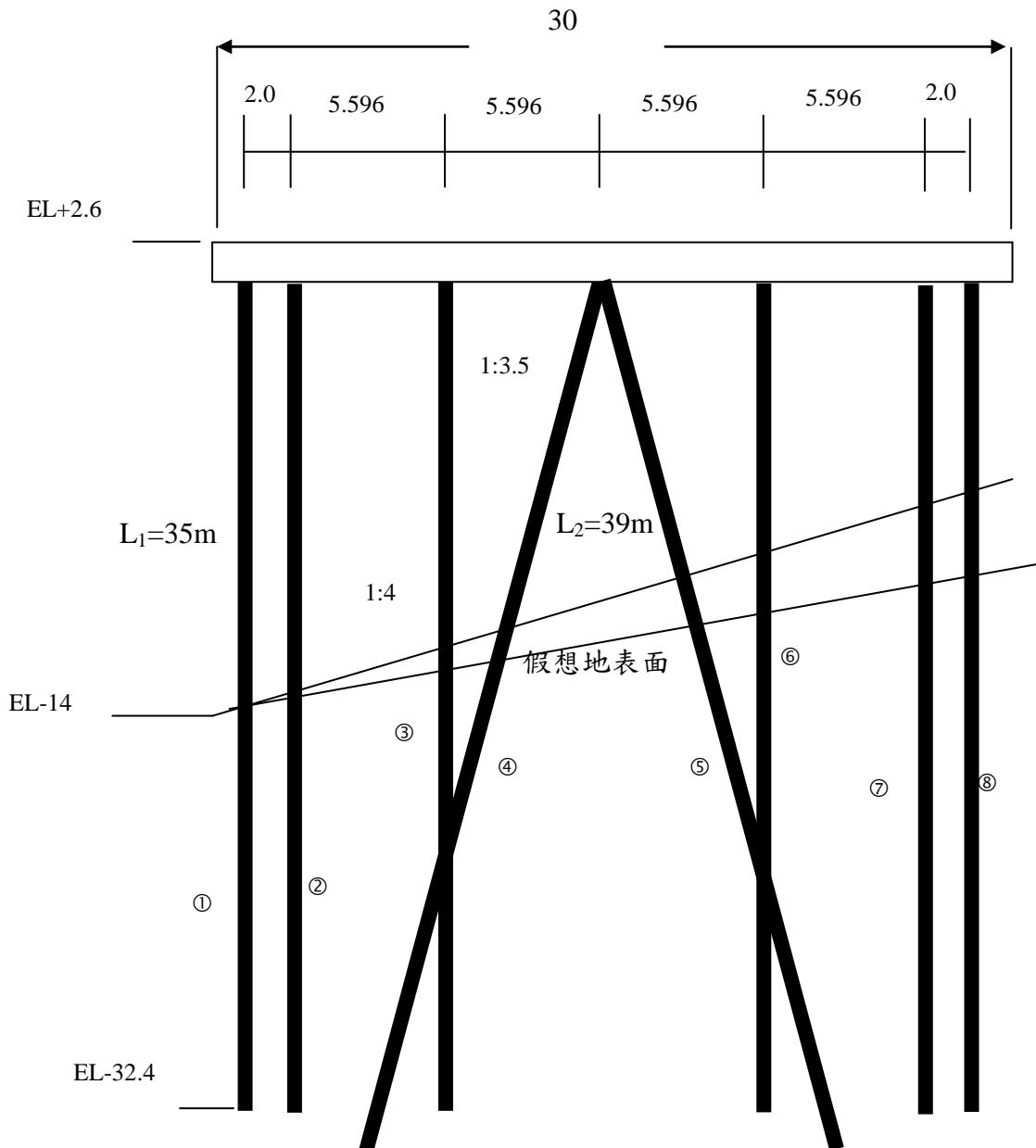


圖 6.7 斷面各樁長及編號示意圖

表 6-3 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	-13.78	-16.93	-23.23	19.53
2	-13.53	-16.68	-22.98	19.28
3	-12.84	-15.99	-22.29	18.59
4	-12.69	-15.84	-22.14	19.18
5	-11.65	-14.80	-21.10	18.10
6	-11.47	-14.62	-20.92	17.22
7	-10.78	-13.93	-20.23	16.53
8	-10.53	-13.68	-19.98	16.28

## 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 6-3 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

以等級 I 地震力( $VI=0.16W$ )作為模型的 Y 向基底剪力輸入，如圖 6.9 所示，分析得到鋼管樁最大應力比如圖 6.10 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。

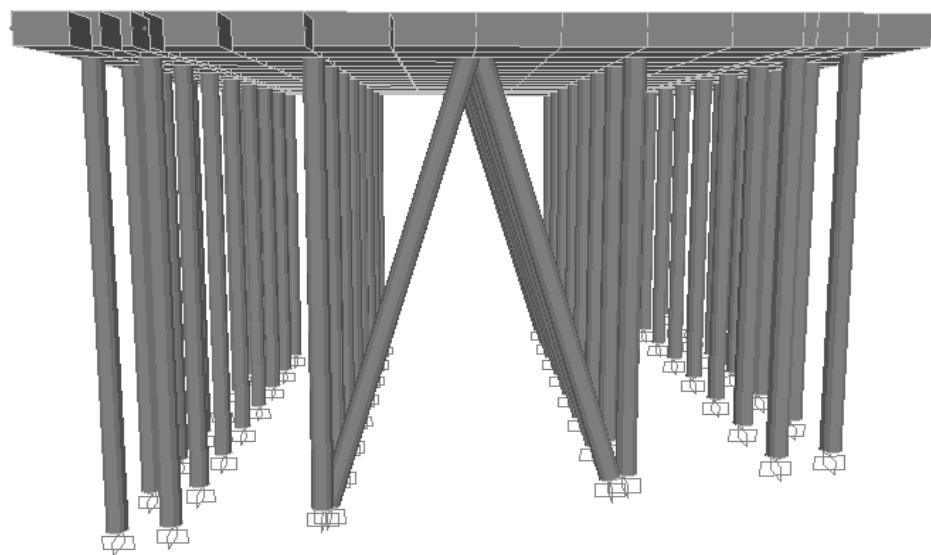


圖 6.8 橋樁式碼頭擬靜力分析法基樁假想固定點評估模型

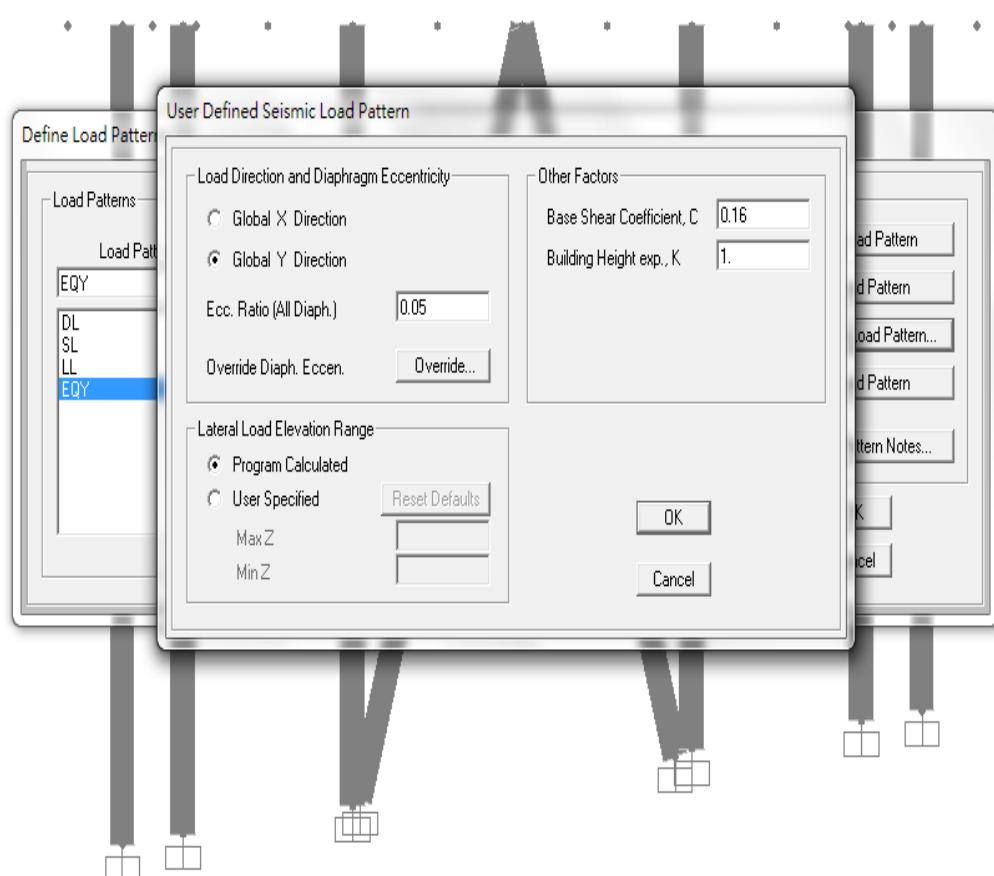


圖 6.9 模型等級 I 地震力 ( $V_I=0.16W$ )Y 向基底剪力輸入

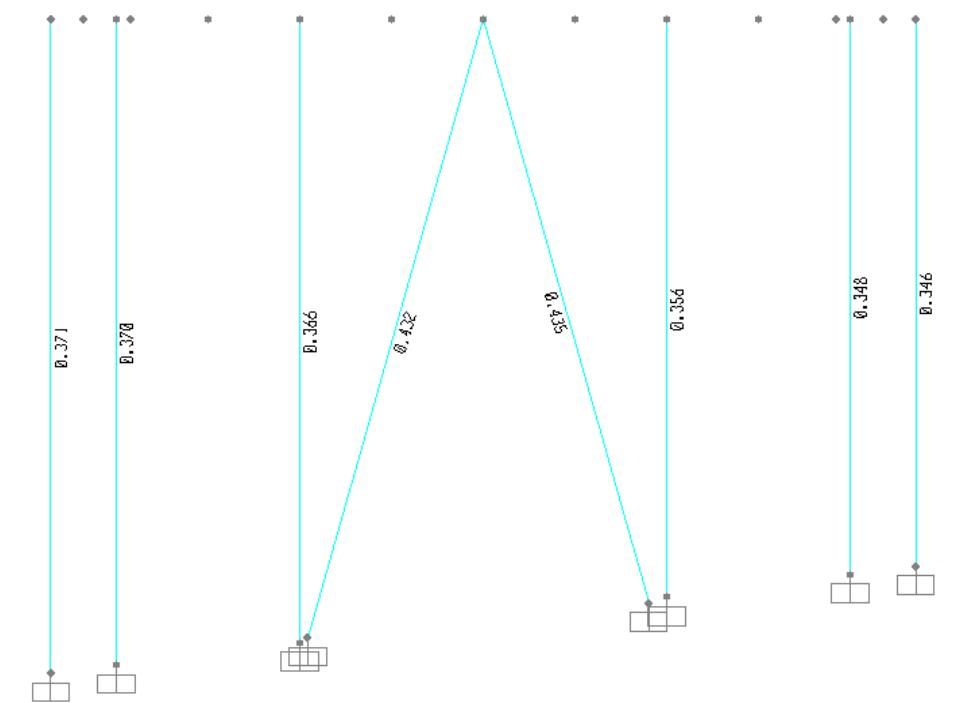


圖 6.10 等級 I 地震力棧橋式碼頭鋼管樁最大應力比

#### 4. 土壤承載力檢核

依 sap2000 商用軟體計算得各基樁最大軸向內力如表 6-4 所示。

表 6-4 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
最大軸 壓力	-78921	-78569	-78232	-224491	-230804	-76358	-76628	-77115
最大軸 拉力	-	-	-	84590	90222	-	-	-

##### (1) 抗壓承載力檢核

###### (a)P1 樁

$$R_u = 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 20 \times 0.4999 + 2 \times 19.83 \times 46.65$$

$$= 4850.07 \text{ kN} = 494905 \text{ kgf}$$

494905 /2.0(FS)=247453 kgf > 78921 kgf.....(OK)

(b)P2 檇

$$R_U = 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 20 \times 0.4999 + 2 \times 19.77 \times 47.28 \\ = 4868.86 \text{ kN} = 496823 \text{ kgf}$$

496823/2.0(FS)=248411 kgf > 78569 kgf.....(OK)

(c)P3 檇

$$R_U = 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 20 \times 0.4999 + 2 \times 19.6 \times 49.01 \\ = 4920.73 \text{ kN} = 502116 \text{ kgf}$$

502116/2.0(FS)=251058 kgf > 78232 kgf.....(OK)

(d)P4 檇

$$R_U = 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 20 \times 0.4999 + 2 \times 18.80 \times 59.41 \\ = 5232.70 \text{ kN} = 533948 \text{ kgf}$$

533948 kgf/2.0(FS)=266974 kgf > 224491 kgf.....(OK)

(e)P5 檇

$$R_U = 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 20 \times 0.4999 + 2 \times 18.64 \times 62.02 \\ = 5310.87 \text{ kN} = 541926 \text{ kgf}$$

541926 kgf/2.0(FS)=270963 kgf > 230804 kgf.....(OK)

(f)P6 檇

$$R_U = 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 20 \times 0.4999 + 2 \times 19.3 \times 52.44 \\ = 5023.72 \text{ kN} = 512624 \text{ kgf}$$

512624kgf/2.0(FS)=256312 kgf > 76358 kgf.....(OK)

(g)P7 檉

$$R_U = 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 20 \times 0.4999 + 2 \times 19.16 \times 54.17$$

$$= 5075.59 \text{ kN} = 517917 \text{ kgf}$$

$$517917 \text{ kgf} / 2.0 (\text{FS}) = 258958 \text{ kgf} > 76628 \text{ kgf} \dots \text{(OK)}$$

(h)P8 檉

$$R_U = 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 20 \times 0.4999 + 2 \times 19.11 \times 54.8$$

$$= 5094.38 \text{ kN} = 519835 \text{ kgf}$$

$$519835 \text{ kgf} / 2.0 (\text{FS}) = 259917 \text{ kgf} > 77115 \text{ kgf} \dots \text{(OK)}$$

(2) 抗拉承載力檢核

(a)P4 檉

$$R_U = 2 \cdot N_m \cdot A_s = 2 \times 18.8 \times 59.41$$

$$= 2233.35 \text{ kN}$$

$$= 227893 \text{ kgf}$$

$$\text{樁淨斷面積 } A = \frac{\pi}{4} (D_{\text{out}}^2 - D_{\text{in}}^2) = 0.0272 \text{ m}^2$$

$$\text{斜樁淨自重} = \text{斷面積} \times \text{單位淨重} \times \text{樁長} = 0.0272 \times (7.85 - 1.03) \times 39$$

$$= 7.235 \text{ tonf} = 7235 \text{ kgf}$$

$$227893 \text{ kgf} / 2.5 (\text{FS}) + 7235 = 98392 \text{ kgf} > 84590 \text{ kgf} \dots \text{(OK)}$$

(b)P5 檉

$$R_U = 2 \cdot N_m \cdot A_s = 2 \times 18.64 \times 62.02$$

$$= 2311.53 \text{ kN}$$

$$= 235870 \text{ kgf}$$

$$235870 \text{ kgf} / 2.5 (\text{FS}) + 7235 = 101583 \text{ kgf} > 90222 \text{ kgf} \dots \text{(OK)}$$

## 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 6.11 所示，最大水平變位 1.94cm，傾角(最大水平變位/碼頭水深)為  $0.07^\circ$ ，垂直變位 0.25cm。

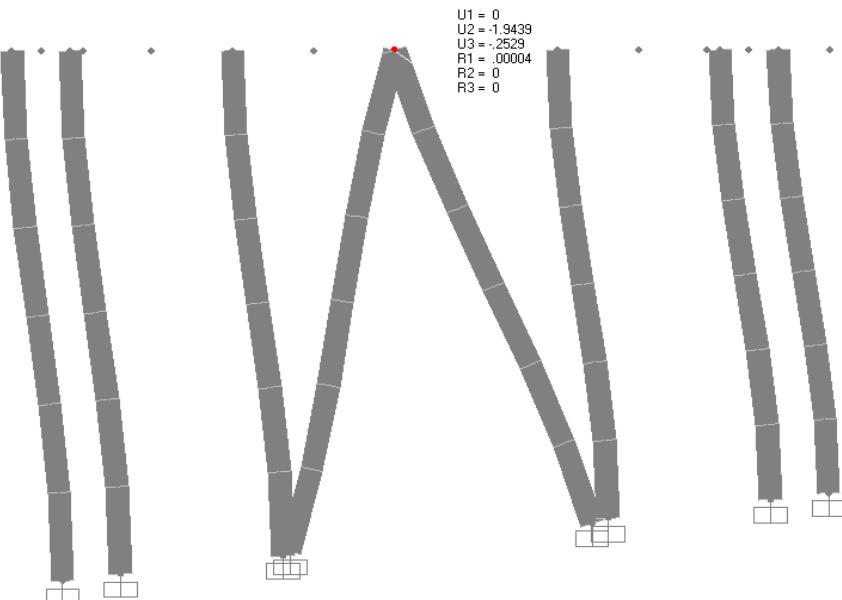


圖 6.11 等級 I 地震力棧橋式碼頭變位圖

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 5-1 棧橋式碼頭功能可接受標準，檢核內容如表 6-5 所示，達到第 I 級的功能目標。

表 6-5 棧橋式碼頭等級 I 地震時之功能性檢核

功能等級 參數		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 $0.25\text{cm} < 10\text{~}30\text{cm}$ 滿足使用性要求 → OK
	向海側傾斜角	碼頭向海側最大傾角為 $0.07^\circ < 2^\circ \text{~} 3^\circ$ 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

## 6.3 簡便動力分析法

本小節將採用簡便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地震力之耐震功能性目標。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

#### a. 樁軸向非線性土壤彈簧設定

本案例參考第五章公式 5-19 計算基樁軸向土壤彈簧勁度，如表 6-6 所示，再按基樁之抗壓承載力(公式 5-15)與抗拉承載力(公式 5-17)，設定樁軸向非線性土壤彈簧，如表 6-7 所示。

#### b. 樁橫向非線性土壤彈簧設定

本案例依據現地鑽探資料  $N$  值參考第五章地盤分類，採用 C 型地盤公式 5-21 計算基樁橫向非線性土壤彈簧，如表 6-8 所示。

### 2. 塑性鉸計算

依第五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 6-12 所示，其中非線性土壤彈簧設定位置，主要是依據表 6-3 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-3~-11 公尺處可能產生液化，精確處理方式是以液化的程度採用  $N$  值折減，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-11 公尺處之橫向土壤彈簧刪除。塑性鉸位置設定參考第五章圖 5.14 所示。

表 6-6 機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
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> )	0.49989	0.49989	0.49989	0.49989
土面以上的樁長 L <sub>1</sub> (m)	16.38	16.13	15.44	15.29
土面以上樁軸向勁度 K <sub>V1</sub>	6280683	6378028	6663056	6728423
打擊鋼管樁補正係數 a	1.05	1.05	1.06	1.14
土面以下樁斷面積 A <sub>2</sub> (m <sup>2</sup> )	0.49989	0.49989	0.49989	0.49989
土面以下的樁長 L <sub>2</sub> (m)	18.62	18.87	19.56	23.71
土面以下樁軸向勁度 K <sub>V2</sub>	5782951	5730247	5591775	4928947
軸向彈簧勁度 K <sub>VP</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	3010774	3018405	3040296	2844899
	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> )	0.49989	0.49989	0.49989	0.49989
土面以上的樁長 L <sub>1</sub> (m)	14.25	14.07	13.38	13.13
土面以上樁軸向勁度 K <sub>V1</sub>	7219480	7311840	7688908	7835308
打擊鋼管樁補正係數 a	1.15	1.09	1.10	1.10
土面以下樁斷面積 A <sub>2</sub> (m <sup>2</sup> )	0.49989	0.49989	0.49989	0.49989
土面以下的樁長 L <sub>2</sub> (m)	24.75	20.93	21.62	21.87
土面以下樁軸向勁度 K <sub>V2</sub>	4797673	5343899	5230951	5191787
軸向彈簧勁度 K <sub>VP</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	2882272	3087432	3113060	3122665

表 6-7 構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)
-0.399	-4850.072	-0.399	-4868.865	-0.399	-4920.733
-0.00161	-4850.072	-0.00161	-4868.865	-0.00162	-4920.733
0	0	0	0	0	0
0.00061	1850.725	0.00062	1869.518	0.00063	1921.386
0.399	1850.725	0.399	1869.518	0.399	1921.386
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)
-0.399	-5232.695	-0.399	-5310.874	-0.399	-5023.718
-0.00184	-5232.695	-0.00184	-5310.874	-0.00163	-5023.718
0	0	0	0	0	0
0.00079	2233.348	0.00080	2311.527	0.00066	2024.371
0.399	2233.348	0.399	2311.527	0.399	2024.371
P7 樁-軸向土壤彈簧設定		P8 樁-軸向土壤彈簧設定			
位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)		
-0.399	-5075.586	-0.399	-5094.379		
-0.00163	-5075.586	-0.00163	-5094.379		
0	0	0	0		
0.00067	2076.240	0.00062	2095.032		
0.399	2076.240	0.399	2095.032		

表 6-8 構橋式碼頭基樁不同 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)
-0.399	-631.193	-0.399	-788.992
-0.0798	-631.193	-0.0798	-788.992
-0.00798	-199.601	-0.00798	-249.501
0	0	0	0
0.00798	199.601	0.00798	249.501
0.0798	631.193	0.0798	788.992
0.399	631.193	0.399	788.992

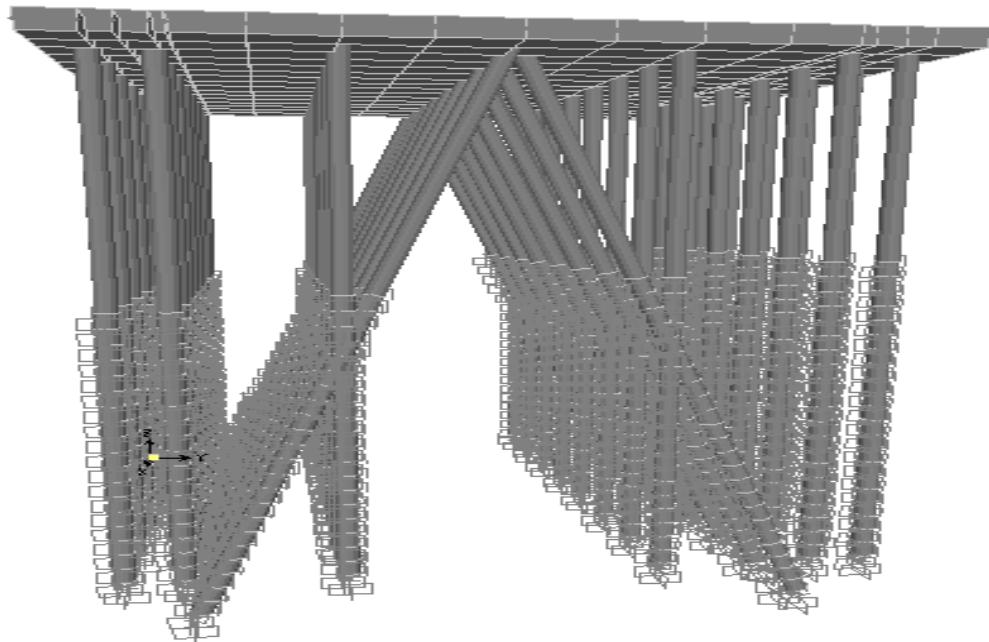


圖 6.12 橋橋式碼頭耐震功能性評估模型

#### 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 6.13 所示。

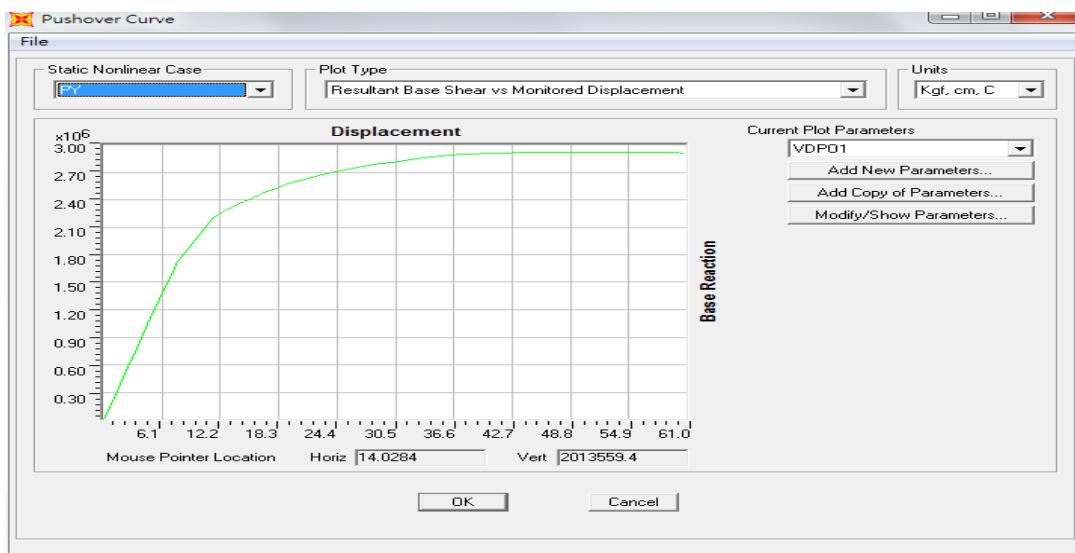


圖 6.13 橋橋式碼頭之側推曲線

## (2)ATC-40 之等效阻尼比折減法求功能點

### a. 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功能點如圖 6.14 所示，碼頭之功能點為(基底剪力=2053634.8 kgf、頂層位移=10.25cm)，所有桿件依然保持彈性。功能點碼頭變位如圖 6.15 所示，基樁尚未產生塑性鉸。

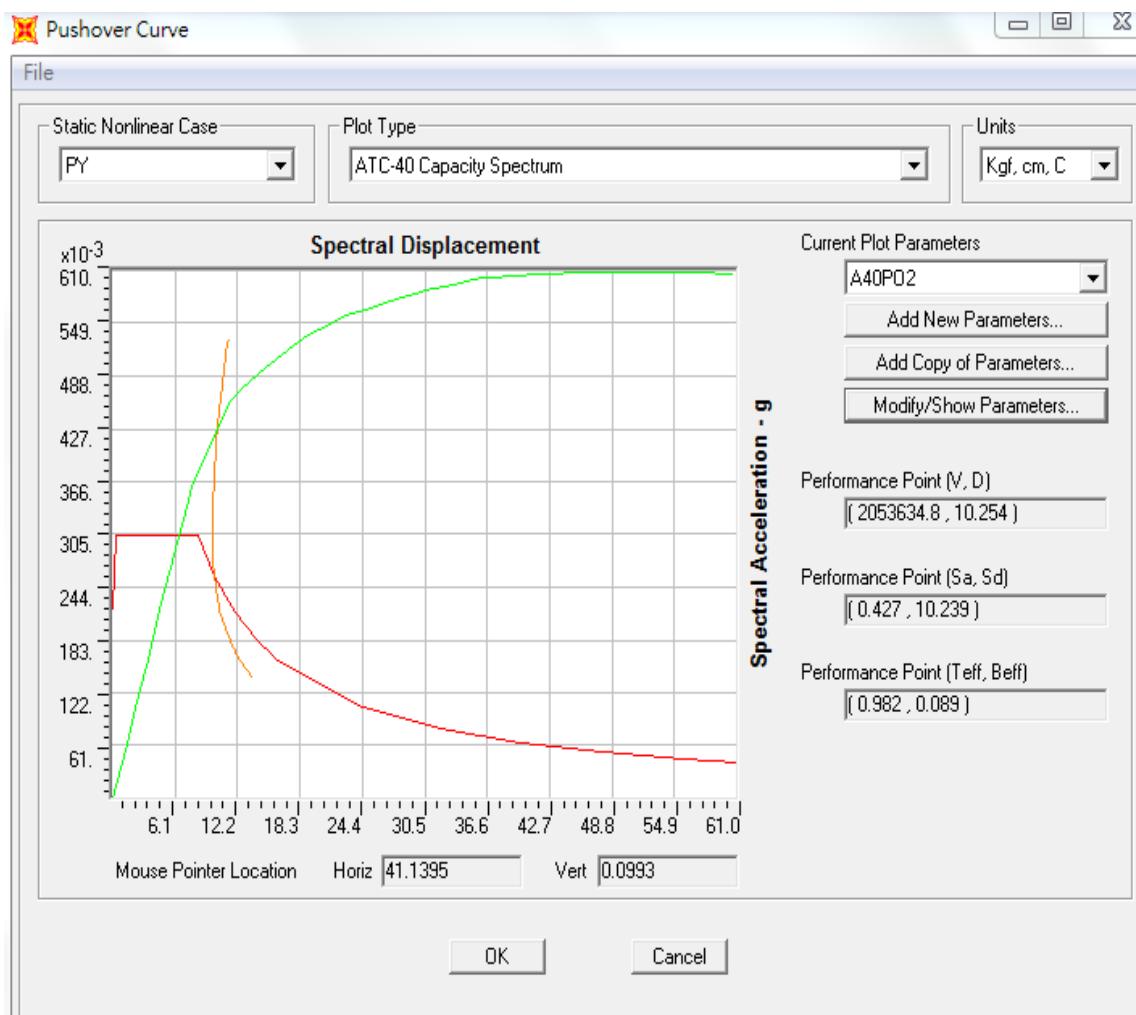


圖 6.14 橋式碼頭等級 II 地震之功能點

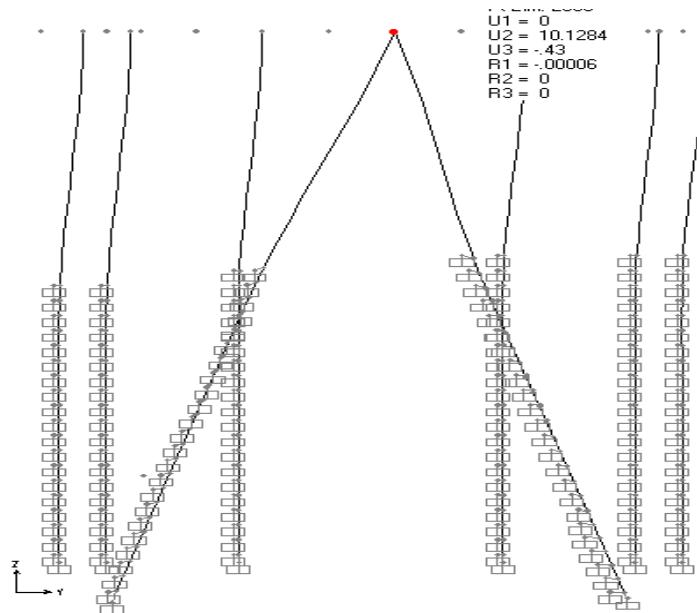


圖 6.15 構橋式碼頭等級 II 地震之功能點變位

### b. 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功能點如圖 6.16 所示，碼頭之功能點為(基底剪力 =2201418.2 kgf、頂層位移=11.42 cm)，所有桿件依然保持彈性。功能點碼頭變位如圖 6.17 所示，基樁尚未產生塑性鉸。

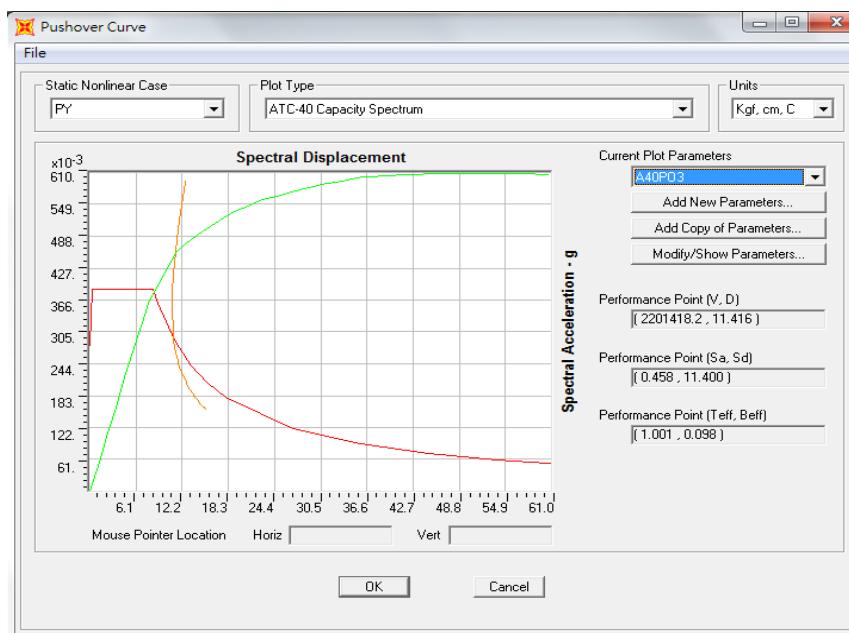


圖 6.16 構橋式碼頭等級 III 地震之功能點

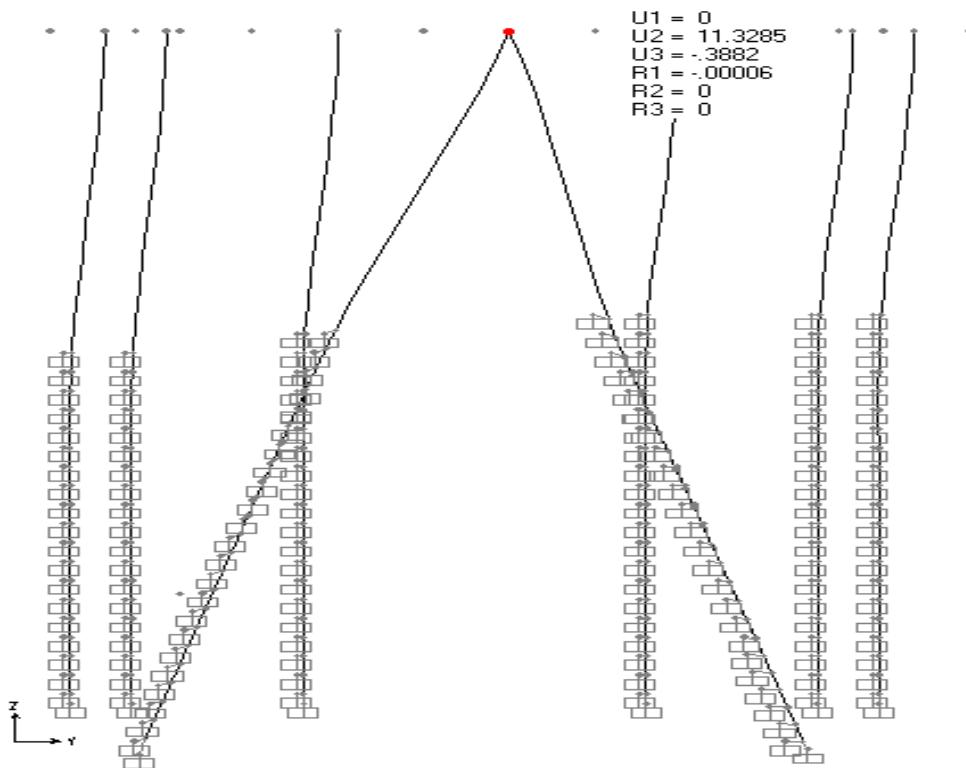


圖 6.17 構橋式碼頭等級III地震之功能點變位

(3)破壞次序：

由側推基樁塑性鉸產生次序如圖 6.18~圖 6.21 可知，構橋式碼頭塑性鉸產生次序是先由斜樁頂發生降伏後，斜樁入土部分之頂部再發生降伏，而後樁頂再依序產生較嚴重的塑性鉸破壞，最後直樁入土部分之頂部發生降伏，此現象符合斜樁構橋式碼頭破壞次序之目標。另外由圖 6.18 顯示，當碼頭水平變位達 11.48cm 時基樁開始產生塑性鉸，此變位與等級III地震力作用下之功能點頂層位移=11.42 cm 接近，也就是本案例結構系統在超出等級III 地震力之作用下，結構將會產生塑性鉸。

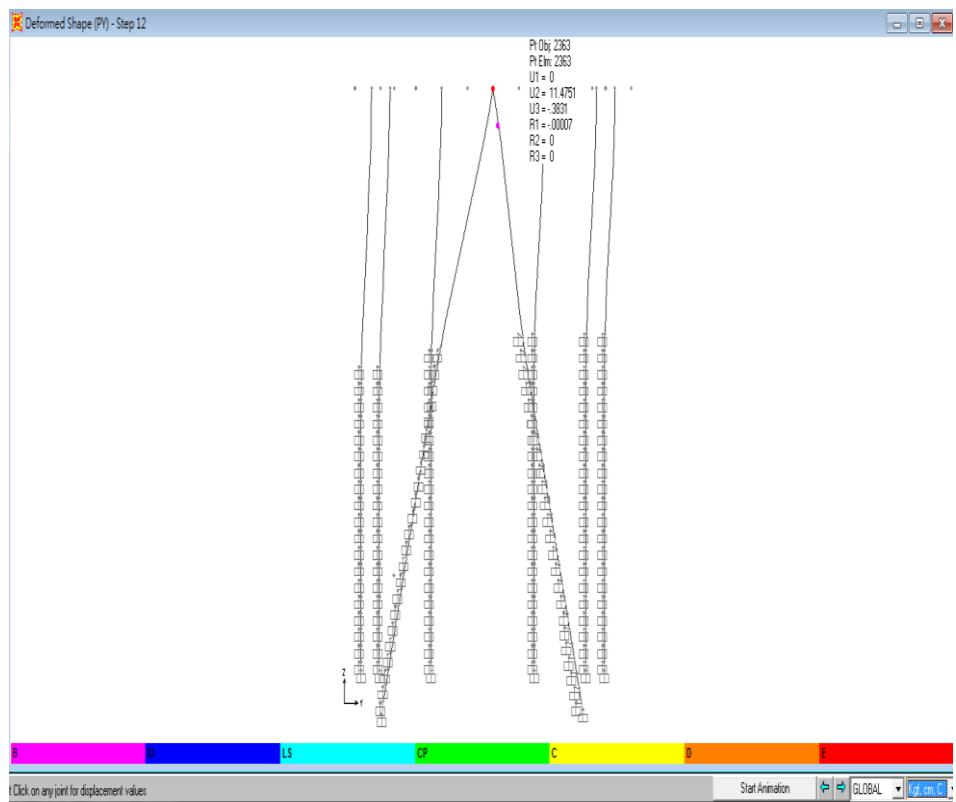


圖 6.18 斜樁棧橋式碼頭斜樁頂產生塑性鉸

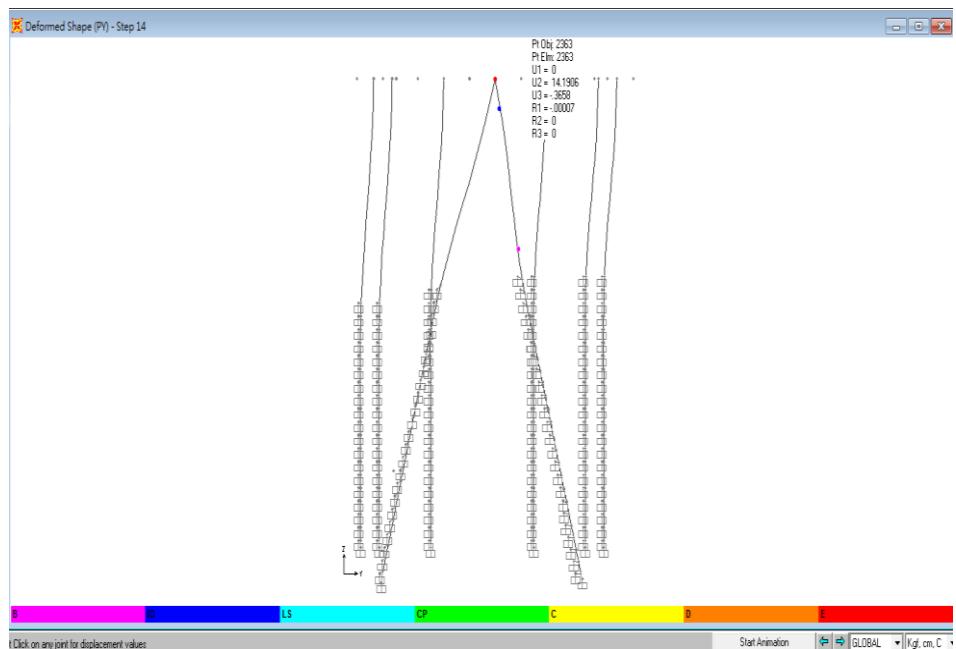


圖 6.19 斜樁棧橋式碼頭斜樁入土部分之頂產生塑性鉸

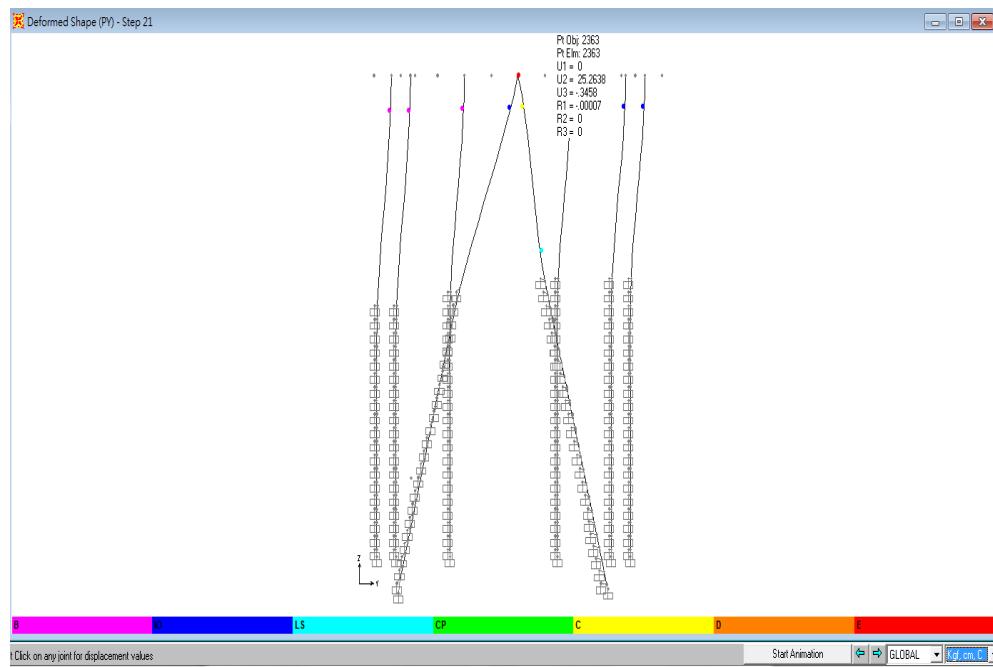


圖 6.20 斜樁棧橋式碼頭直樁頂產生塑性鉸

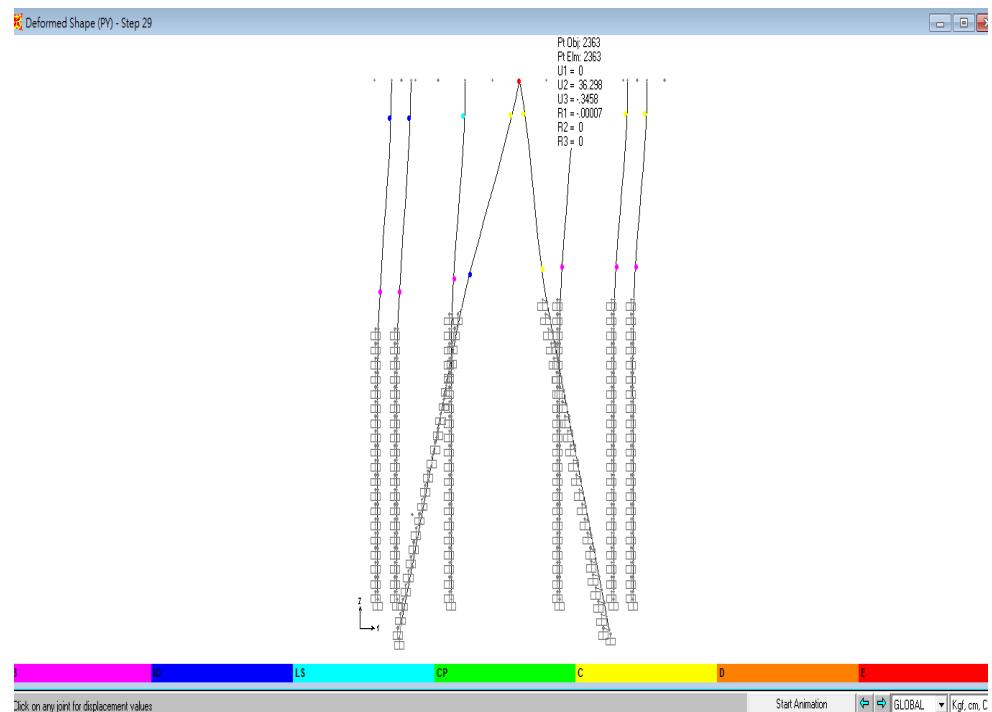


圖 6.21 斜樁棧橋式碼頭直樁入土部分之頂產生塑性鉸

## 5. 功能性規定驗證

由上述容量震譜法產生功能點時，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功能可接受標準，如表 6-9 及表 6-10 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級功能可接受標準與耐震功能要求。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級功能可接受標準與耐震功能要求。

表 6-9 容量震譜法等級Ⅱ地震之功能檢核

功能等級 參數		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 $0.43\text{cm} < 10\text{~}30\text{cm}$ 滿足使用性要求 →OK
	向海側傾斜角	碼頭向海側最大傾角為 $0.37^\circ < 2^\circ \text{~} 3^\circ$ 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 6-10 容量震譜法等級Ⅲ地震之功能檢核

功能等級 參數		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 $0.39\text{cm} < 10\text{~}30\text{cm}$ 滿足使用性要求 →OK
	向海側傾斜角	碼頭向海側最大傾角為 $0.41^\circ < 2^\circ \text{~} 3^\circ$ 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

## 6.4 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地震力之耐震功能性目標。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 6.12 所示。

### 1. 人造地震製作

本案例輸入的地表加速度歷時是依據現行規範<sup>[8]</sup>對人造地震之規定所製作而得，符合規範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記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與等級III地震設計反應譜相符。本評估例工址位於高雄港，因此人造地震之製作，係由本中心於高雄港區所設置之測站加速度紀錄，擷取該測站歷年最大三筆地震紀錄為基準，委託中興工程顧問社來調整製作與地震彈性反應譜相符的三方向人造地震加速度歷時，以符合規範對於人造地震製作之規定。

由於本碼頭之法線方向為南北向，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，僅輸入東西向之地震歷時，並配合垂直向地震歷時進行碼頭之耐震功能性評估。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 6.22~圖 6.31 所示。

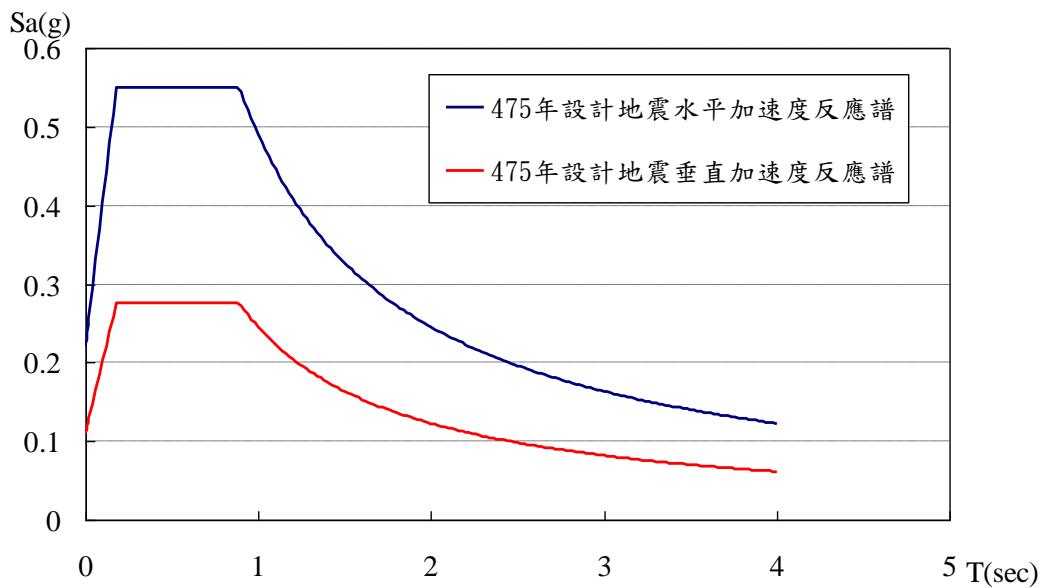


圖 6.22 等級 II 地震之設計反應譜

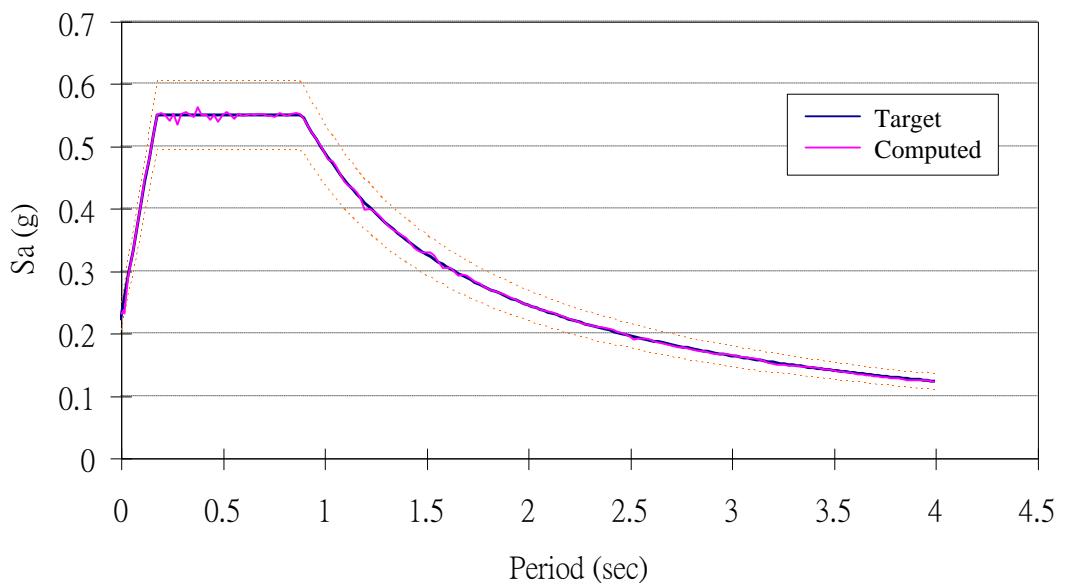


圖 6.23 等級 II 地震東西向人造地震反應譜

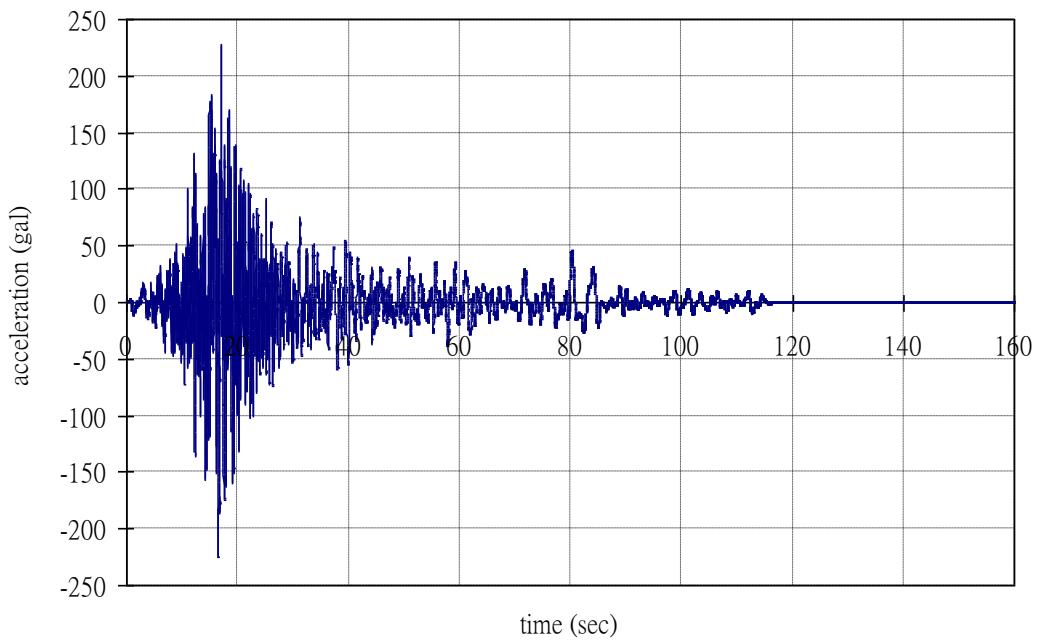


圖 6.24 等級 II 地震東西向人造地震加速度歷時

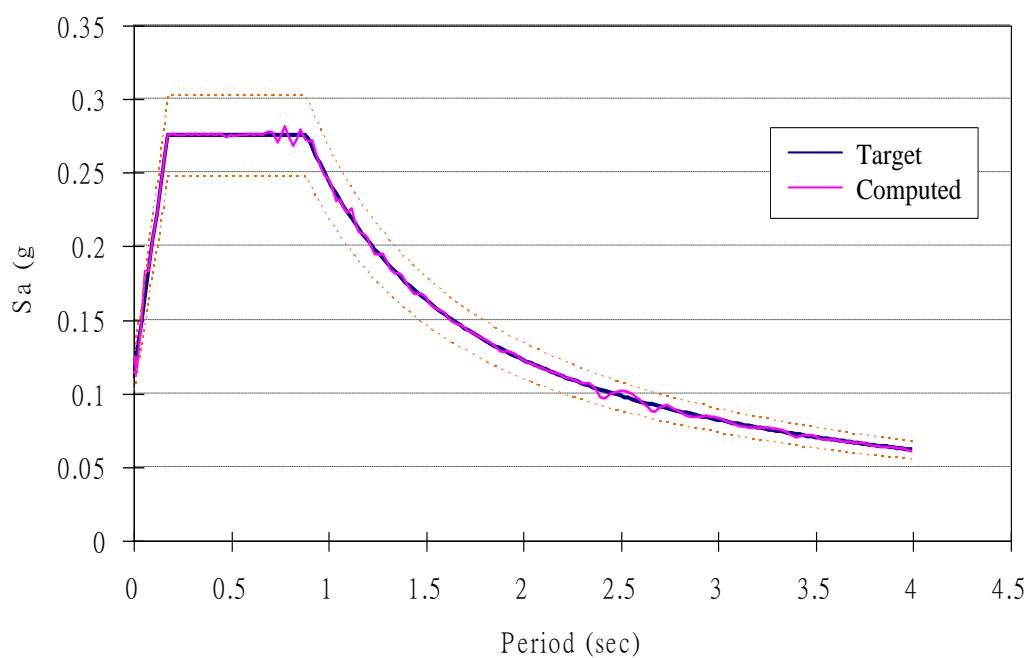


圖 6.25 等級 II 地震垂直向人造地震反應譜

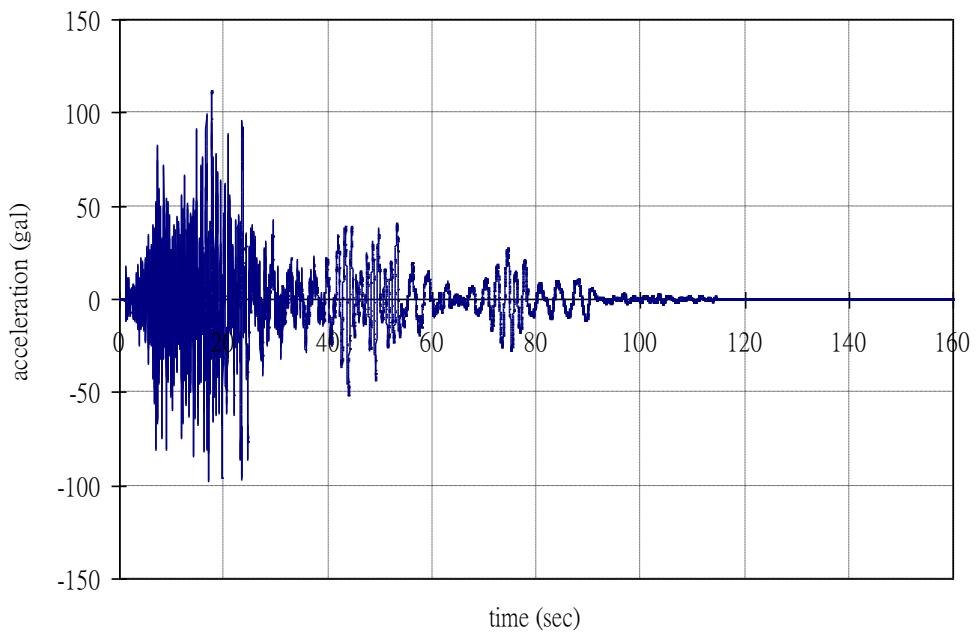


圖 6.26 等級Ⅱ地震垂直向人造地震加速度歷時

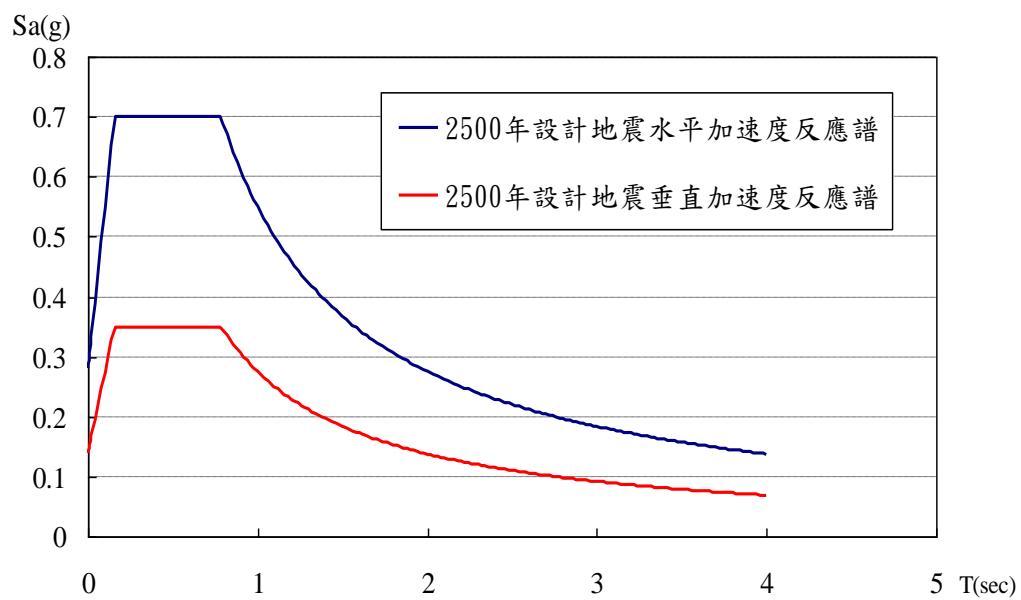


圖 6.27 等級Ⅲ地震之設計反應譜

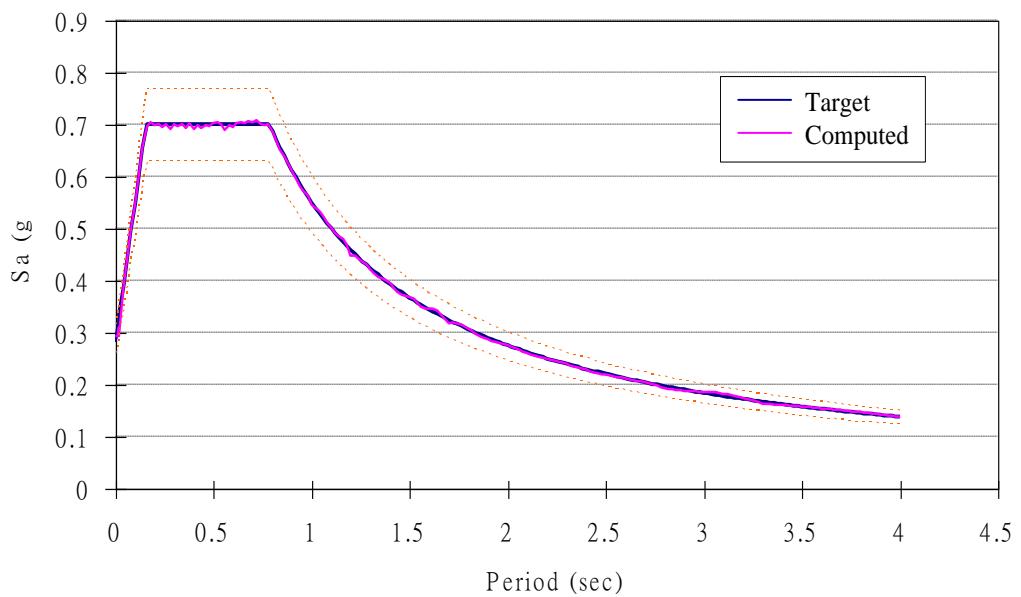


圖 6.28 等級III地震東西向人造地震反應譜

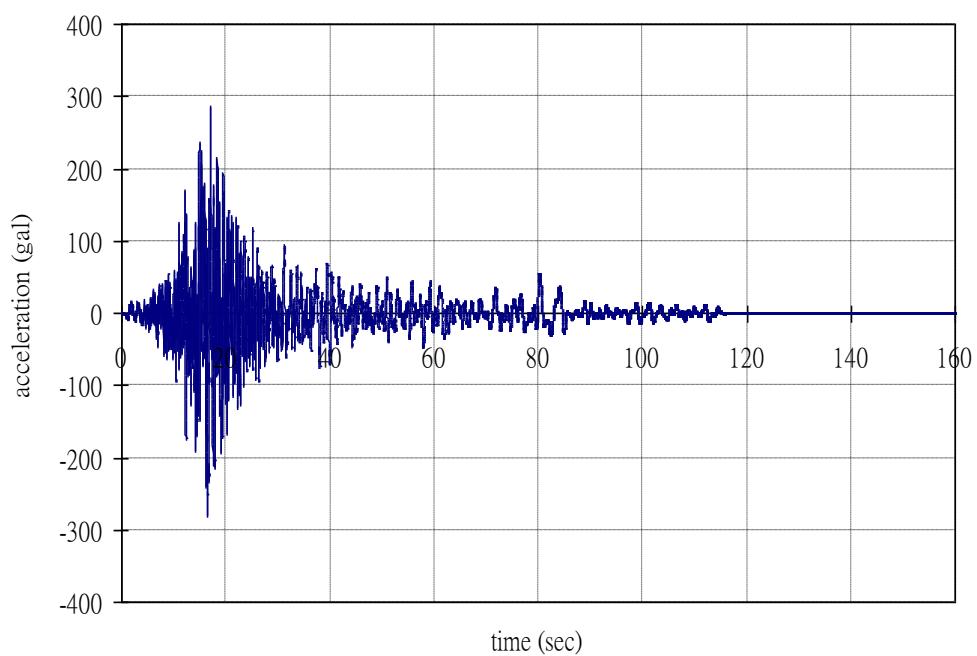


圖 6.29 等級III地震東西向人造地震加速度歷時

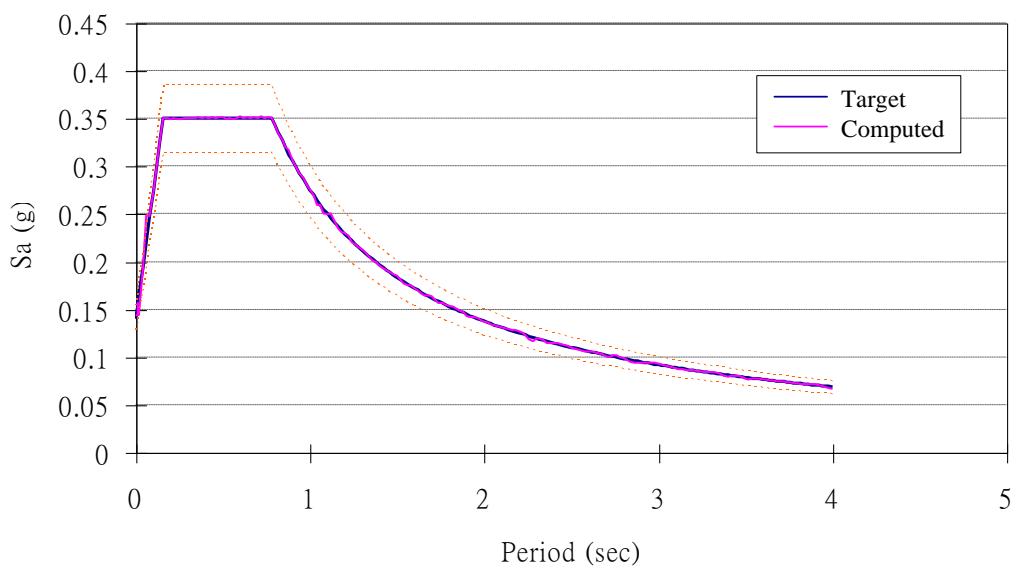


圖 6.30 等級III地震垂直向人造地震反應譜

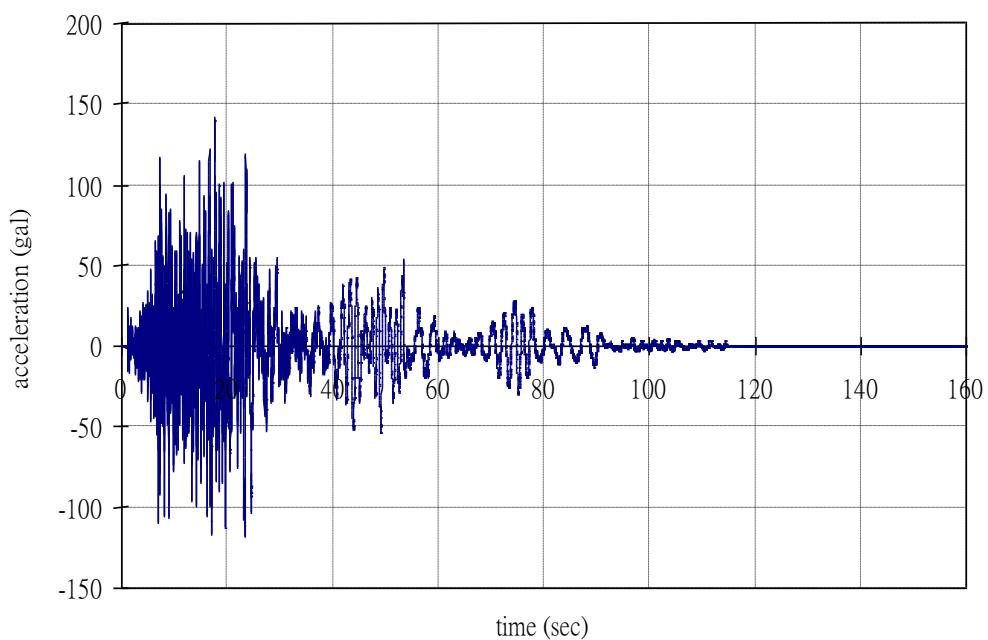


圖 6.31 等級III地震垂直向人造地震加速度歷時

## 2. 等級II地震耐震功能性評估

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 6.32 所示，最大水平位移為 11.28 cm，垂直位移 0.58cm。由圖 6.32 顯示碼頭基樁不發生任何塑性鉸。

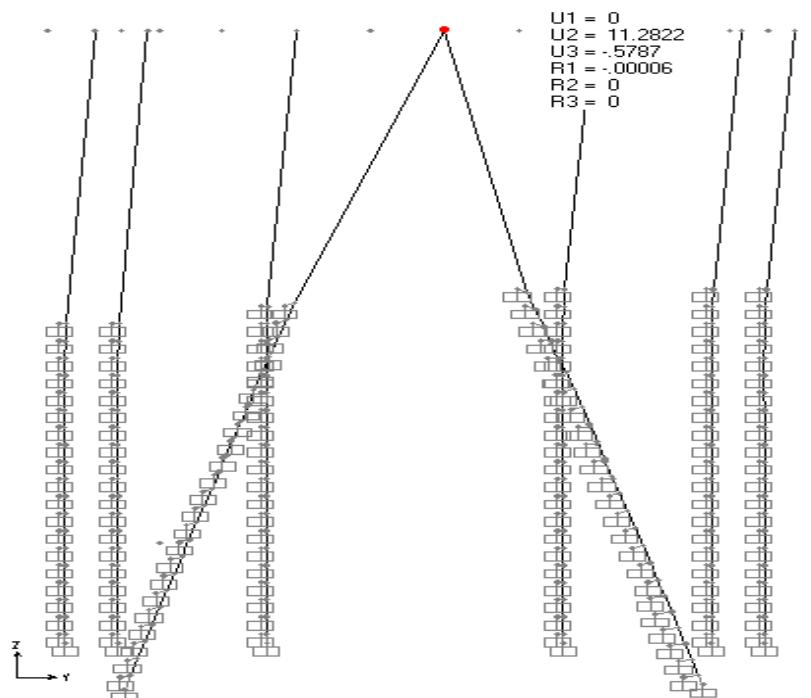


圖 6.32 等級II地震歷時分析碼頭變位

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功能可接受標準與耐震功能要求。

## 3. 等級III地震耐震功能性評估

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 6.33 所示，最大水平位移為 11.74 cm，垂直位移 0.63cm。由圖 6.33 顯示碼頭基樁不發生任何塑性鉸。

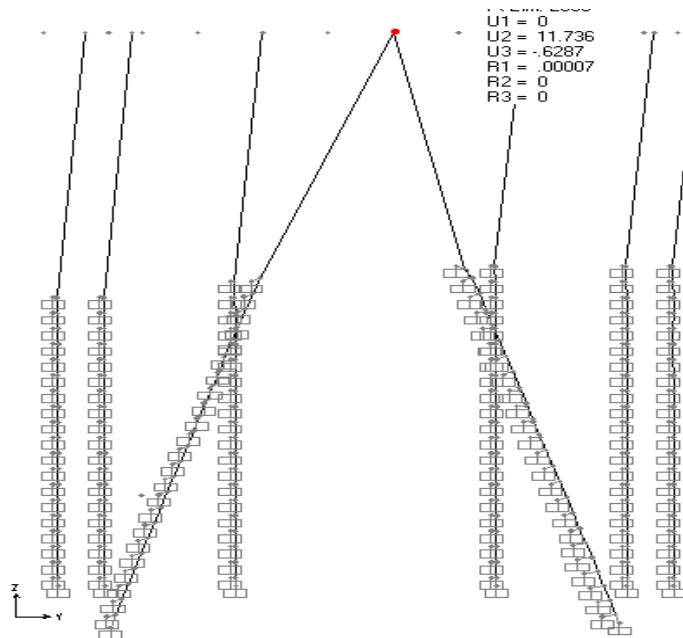


圖 6.33 等級III地震歷時分析碼頭變位

#### 4. 功能性規定驗證

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功能性可接受標準，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級功能可接受標準與耐震功能要求，如表 6-11 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級功能可接受標準與耐震功能要求，如表 6-12 所示。

表 6-11 非線性歷時分析法等級II地震之功能檢核

功能等級		第I級
參數		
殘餘變位	橋面板與肩岸沉陷差異	碼頭橋面板最大沉陷量為 $0.58\text{cm} < 10\text{~}30\text{cm}$ 滿足使用性要求 →OK
	向海側傾斜角	碼頭向海側最大傾角為 $0.40^\circ < 2^\circ\text{~}3^\circ$ 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 6-12 非線性歷時分析法等級III地震之功能檢核

功能等級 參數		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 $0.63\text{cm} < 10\text{~}30\text{cm}$ 滿足使用性要求 →OK
	向海側傾斜角	碼頭向海側最大傾角為 $0.42^\circ < 2^\circ\text{~}3^\circ$ 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 小結

本案例碼頭在等級 I 地震作用下，由簡便分析法評估結果，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，且不發生土壤液化，其構件應變量皆小於等級 I 功能可接受標準為不需維修，整體驗證結果滿足功能正常結構保持彈性之功能要求。

等級 II 地震及等級 III 地震力作用下，由簡便動力分析法(容量震譜法)及動力分析法(非線性歷時分析法)評估結果，碼頭所有構件皆保持彈性(未產生塑性鉸)，其最大殘餘變位皆小於等級 I 功能可接受標準，整體驗證結果滿足功能正常結構保持彈性之功能要求，地震力作用後不需維修可立即使用。

本案例碼頭依據設計資料研判，碼頭重要度應屬現行碼頭設計基準之 A 級碼頭，經本研究依據 INA 之功能性目標相關規定，由三等級地震及三種不同評估法評估結果，本案例碼頭已達到 INA 特定級碼頭之耐震功能性目標，顯示未來推行碼頭耐震功能性設計，未必會比現行基準所設計之碼頭斷面大或所需材料強度高。

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。

## 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。有鑑於美國、歐洲、日本等國已經著手於功能性設計之研究，而國內也已著手推動橋梁及建築物之耐震功能設計，故本研究也考慮將構造物功能性設計應用在港灣構造物，俾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。本研究參考國際航海協會有關功能性設計的流程與相關評估方法，針對既有棧橋式碼頭做功能性評估的案例探討，以提供未來基準修訂及本所耐震功能性設計相關研究之重要參考。

### 7.1 結論

1. 本研究參考 INA 基準，並增加 2500 年回歸期最大考量地震所對應的功能性水準來規定「特定級」、「A 級」與「B 級」的碼頭功能，研訂各級碼頭對應的功能性目標如表 7-1 所示。

表 7-1 各等級碼頭所對應的耐震功能性目標

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

2. 本研究探討之既有斜樁棧橋式碼頭案例，依據本研究選取分析之單元、自由度及相關參數，參考國際航海協會之耐震功能性基準規定，案例碼頭之耐震功能性評估結果顯示，碼頭能通過特定級碼頭之功能性目標檢核。
3. 探究本案例棧橋式碼頭之耐震能力為何可達到特定級碼頭之耐震功能性目標，主要原因為結構系統具斜樁可抵抗水平力，因此結構系統會有較高的水平向耐震能力。
4. 本案例碼頭依據設計資料研判，碼頭重要度應屬現行碼頭設計基準之 A 級碼頭，經本研究依據 INA 之功能性目標相關規定，由三等級地震及三種不同評估法評估結果，本案例碼頭已達到 INA 特定級碼頭之耐震功能性目標，顯示未來推行碼頭耐震功能性設計，對既有斜樁棧橋式碼頭應不致產生需耐震補強的疑慮。
5. 由本案例依據建築物耐震設計規範之臺灣地區震區水平譜加速度係數，考慮震區工址之地盤效應及結構周期，計算得棧橋式碼頭之三等級的地震力分別為，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  $V_{III} = 0.25W$ ，其中等級 III 地震力(回歸期 2500 年)為  $0.25W$  並未比等級 II 地震力(回歸期 475 年)  $0.22W$  大很多，但等級 III 之地震力作用下結構之損害程度容許值較等級 II 地震力作用下大，故未來耐震設計及評估之控制地震力未必都會由等級 III 地震力作控制，如此可解除耐震功能性設計是否會較現行設計的結構物大或所需材料強度高之疑慮。

## 7.2 建議

1. 本研究以 SAP2000 商用應用軟體配合 INA 之功能性規定及目標，進行既有碼頭之耐震功能性評估，評估過程尚未有窒礙難行之處，顯示未來基準以 INA 之功能性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功能性設計或評估過程中，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，為利後續耐震功能性設計之推行，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功能性設計與評估之應用，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. 提昇國內港灣結構耐震設計與評估水準。
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，以利地震過後用 email 將相關評估訊息傳至各港務分公司之相關防災人員供防災決策之參考。
2. 本計畫之耐震功能性評估案例，可提供本所及相關單位後續研究之參採。

## 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. Ichii, K., A Seismic risk Assessment Procedure for Gravity Type Quay Walls, Structural Eng./Earthquake Eng., JSCE, Vol. 19, No.2, 131s-140s, 2002.
4. Mononobe, N., and Matsuo, H., "On the Determination of Earth Pressures during Earthquakes", Proceedings, World Engineering Conference 9, pp.176-182, 1929.
5. Nagase,H., (1984), "Strength and deformation characteristics of sand subjected to irregular loading in multiple directions, " PhD dissertation to the University of Tokyo, (in Japanese).
6. PIANC/International Navigation Association, Seismic Design Guidelines for Port Structures, A.A Balkema Publishers, 2001.
7. SEAOC, Vision 2000 Performance Based Seismic Engineering of Buildings, Structural Engineers Association of California-Seismology Committee, USA, 1995.
8. 內政部，「建築物耐震設計規範及解說」，民國 95 年 1 月。
9. 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。
10. 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。
11. 交通部，港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明，2000。

12. 交通部運輸研究所，港灣構造物設計基準修訂，2005 年 2 月。
13. 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。
14. 曾志煌、翁國和、徐順憲、李賢華、陳素惠、蕭清木、錢中弘、張勝評、余宗鴻、鍾沛穎、孫宏華、洪麗珍，港灣構造物設計基準修訂，交通部運輸研究所，2005
15. 賴聖耀，「港灣地區地震監測與土壤液化潛能評估之研究」，交通部運輸研究所，2001。
16. 賴聖耀，「以 921 地震液化案例之 SPT-N 值建立土壤液化潛能判別模式」，液化潛能評估方法及潛能圖之製作研討會，2002。
17. 賴聖耀、謝明志，「以邏輯迴歸法建立 CPT 試驗評估液化機率之本土化模式」，24 屆海洋工程研討會，2002。
18. 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。
19. 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。
20. 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。
21. 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。
22. 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。

23. 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。

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.陳委員景文	<p>1.報告內容推估與本計畫符合學理依據所得結論具體可行。</p> <p>2.說明棧橋式碼頭功能性可接受標準表中，第Ⅱ級殘餘變位不檢核之理由。</p> <p>3.各重要度等級之碼頭特性中特定級與A級之特性說明的文字敘述宜明確說明此二等級之差別。</p> <p>4.請說明各等級相對之液化機率分析中最大加速度如何求得。</p>	<p>1.感謝委員肯定。</p> <p>2.棧橋式碼頭功能性可接受標準表中，第Ⅱ級殘餘變位不檢核的規定原則上是參考國際航海協會之耐震性能規定，探討其原因，可能是碼頭之變位主要是影響其使用，而等級Ⅱ之損壞程度為碼頭已受損需修復，無法於災後立即使用，若結構構件能修復，碼頭之變位也可予以調整修正到可使用之狀態，故此等級就無需再檢核變位。</p> <p>3.遵照辦理，已於報告4-8頁加強說明。</p> <p>4.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<math>PGA = 0.4S_{DS} / 3.25 = 0.07g</math>，等級Ⅱ地震<math>PGA = 0.4S_{DS} = 0.22g</math>，等級Ⅲ地震<math>PGA = 0.4S_{MS} =</math></p>

審查委員	審查意見	處理情形
		0.28g。已於報告 6-4 頁加強說明。
2.李委員豐博	<p>1. 本研究探討國內外功能性設計規範並比較功能性設計與現行耐震設計之差異，資料蒐集豐富，內容詳實，敘說清晰有條理，對未來新設計法之訂定與推動具參考價值，值得肯定。</p> <p>2. 第六章案例中液化潛能評估各等級之地震最大加速度與計算各等級地震力者不同，請加以說明。</p> <p>3. 第四章碼頭耐震功能性設計目標之探討結果宜列入第七章結論中說明。</p> <p>4. 第 4-4 頁圖 4.1 宜放大，第 5-26 頁圖 5.16 似乎不完整請修正。第 6-2 頁鋼筋混凝土 <math>fc'</math> 請修正為混凝土 <math>fc'</math>。</p>	<p>1. 感謝委員肯定。</p> <p>2. 遵照辦理，已於報告 6-4 頁加強說明。</p> <p>3. 遵照辦理。</p> <p>4. 遵照辦理。</p>
3.賴委員聖耀	<p>1. 本研究對於 INA(國際航海協會)、日本及我國港灣耐震功能性設計基準，皆有深入的研討與比較；並且對於簡便分析法、簡便動力分析法及動力分析法的 Know How，亦有詳細的分析探討，研究團隊真是用心良苦的進行研究；整體的研究具有深度與完整性，值得高度的肯定。</p> <p>2. 去年度研究團隊以 FLAC 動力</p>	<p>1. 感謝委員肯定。</p> <p>2. 感謝委員肯定。本年度</p>

審查委員	審查意見	處理情形
	<p>分析板樁式碼頭，本年度以 SAP2000 對棧橋式碼頭進行功能性的評估，研究團隊真是多才多藝，同時熟悉結構分析的 SAP2000，亦會使用大地分析的 FLAC 商用軟體；新年度可否以 FLAC 及 SAP2000 進行相同碼頭的比較分析？</p> <p>3. 本研究在進行棧橋式碼頭功能性評估時，有將土壤液化的影響考慮進去，是非常正確與進步的分析；若能進一步以液化的程度採用 <math>N</math> 值折減方式，計算土層反力係數，那將使分析結果更精確。</p> <p>4. 有關動力分析法所需輸入之人造地震歷時的製作，可參考貴中心另一研究報告「港區地震與地層下陷監測之研究(1/2)」之安平港區之設計地震力之製作 (p.3-17 至 p3-32)，不需再委託中興顧問社製作。</p>	<p>橋式碼頭本研究也嘗試以 FLAC 商用軟體來分析，但礙於該軟體在分析結構應力及應變上較弱且無塑鉸設定之工具，故無法完成相關結構功能性檢核之任務，本研究建議棧橋式碼頭之功能性評估以 SAP2000 為宜。</p> <p>3. 本案例因液化土層幾乎在樁之假想地表面上，僅 7 號及 8 號兩支樁在假想地表面下 1 至 2 公尺的範圍有受到影響，為簡化分析考量，建議將液化之土壤彈簧刪除。報告將依委員建議補充以液化的程度採用 <math>N</math> 值折減方式，計算土層反力係數。</p> <p>4. 感謝委員指教，後續將嘗試自行製作人造地震歷時。</p>

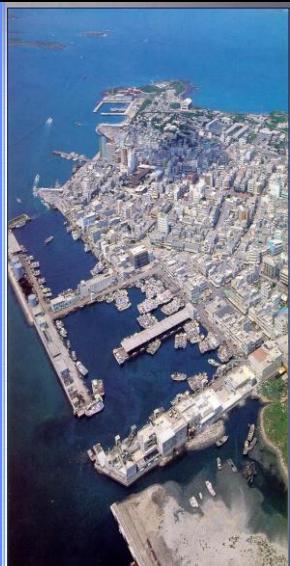
附錄二  
期末報告簡報資料

# 港區碼頭耐震功能性評估之研究

簡報人：賴瑞應

交通部運輸研究所港灣技術研究中心

中華民國103年2月21日



## 簡報內容

- 一、前言
- 二、現行耐震設計與功能性設計比較
- 三、棧橋式碼頭功能性規定及分析方法
- 四、棧橋式碼頭功能性評估案例
- 五、結論與建議

## 一、前言

3/48

### 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  
功能性設計理念已是國際工程界研訂規範的議題  
國內也已著手推動橋梁及建築物之耐震功能性設計  
確保港灣構造物使用年限之使用、安全及經濟性

### 研究範圍及目的

評估既有棧橋式碼頭之耐震功能性  
探討推行功能性設計對既有棧橋式碼頭之影響  
提供未來基準修訂及推廣新設計方法之參考範例

4/48

## 二、現行耐震設計與功能性設計比較

5/48

### 現行耐震設計理念

安全 + 經濟

1. 小震不壞
2. 中震可修
3. 大震不倒

6/48

## 現行耐震設計法的不足

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。



7/48

## 現行耐震設計法的不足

小震不壞、中震可修、大震不倒，以確保人命安全

→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



8/48

## 現行耐震設計法的不足

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？

9/48

## 功能性設計法與現行設計法之比較

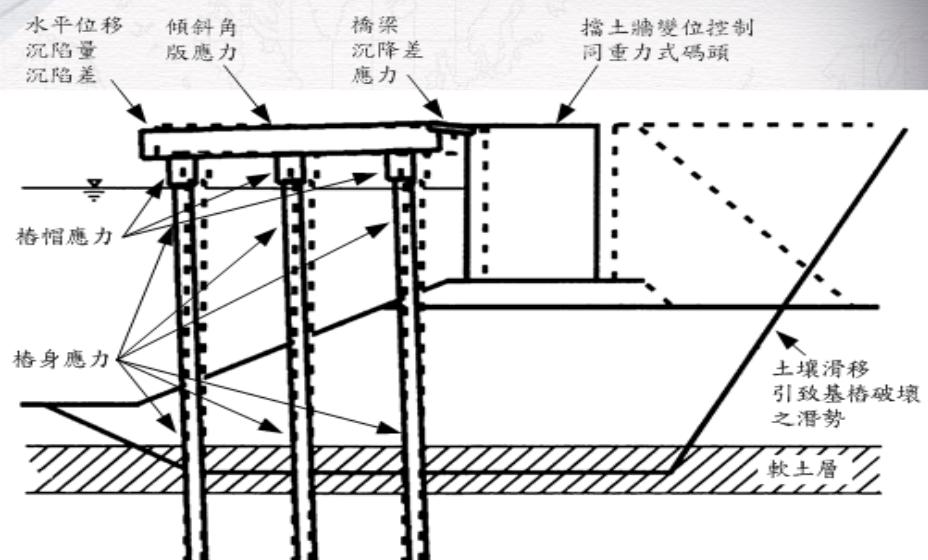
耐震功能性設計	現行耐震設計
多等級地震力	單一設計地震力
多等級耐震功能設計目標	單一耐震設計目標
直接明確的定量	間接隱含定性的功能表達
選擇與其破壞型式密切相關之破壞參數	只考慮強度

10/48

### 三、棧橋式碼頭功能性規定 及分析方法

11/48

#### 棧橋式碼頭功能性參數



12/48

## 耐震功能性水準定性規定(INA)

損壞等級	使用性	修復性	安全性
第Ⅰ等級	功能正常	不需修復	結構保持彈性
第Ⅱ等級	短期功能喪失	可快速修復	損壞輕微
第Ⅲ等級	長期功能喪失	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)

13/48

## 棧橋式碼頭功能性可接受標準(INA)

功能等級 參數		第Ⅰ級	第Ⅱ級	第Ⅲ級	第Ⅳ級
殘餘變位	橋面板與肩岸 沉陷差異	<10~30cm	不檢核	不檢核	不檢核
	向海側傾斜角	<2°~3°	不檢核	不檢核	不檢核
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)	超過 第Ⅲ級要求

14/48

## 各重要度等級之碼頭特性

等級	碼頭之特性
特定	明顯具有 A 級結構物之特性 1 至 3 項之情形者
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。
B	凡不屬於特定、A 級、C 級者
C	特定及 A 級以外之小規模結構物復舊作業容易者。

15/48

## 不同重要度結構各等級地震力所對應的耐震功能性目標

功能水準 地震等級	第 I 級 (可使用)	第 II 級 (可修復)	第 III 級 (接近崩塌)	第 IV 級 (崩塌)
等級 I (50 年回歸期地震)	A、B 級	C 級	—	—
等級 II (475 年回歸期地震)	特定級	A 級	B 級	C 級
等級 III (2500 年回歸期地震)	—	特定級	A 級	B 級

16/48

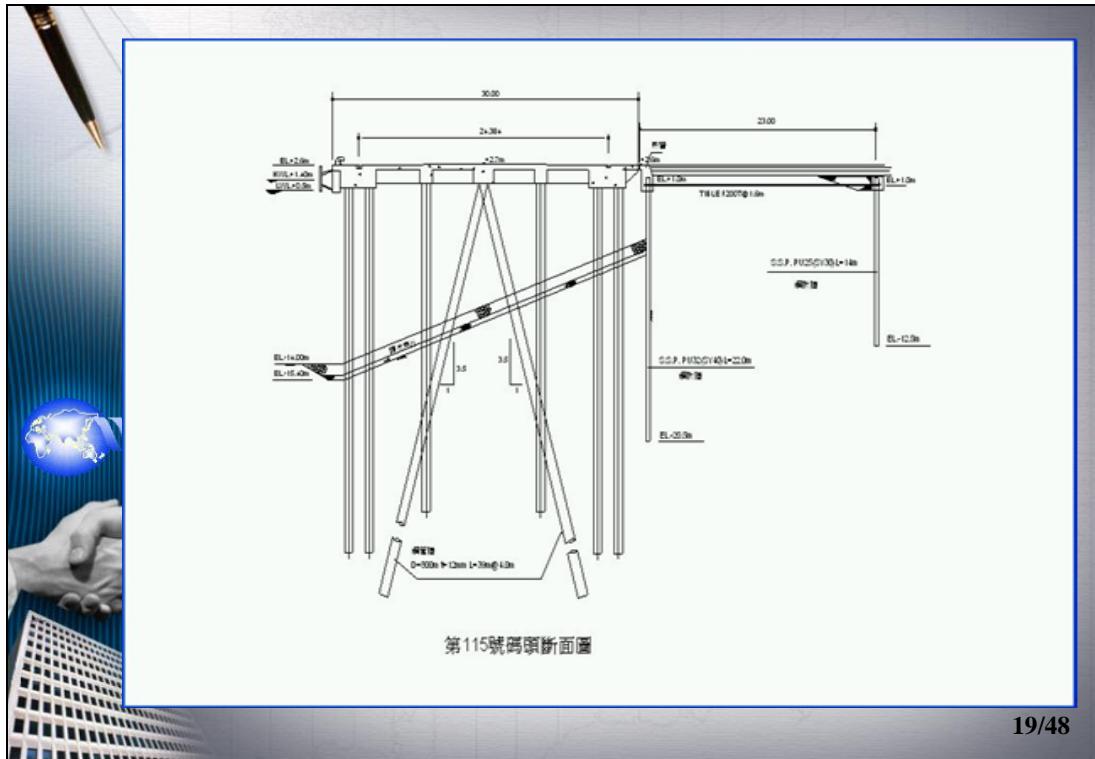
## 棧橋式碼頭耐震功能性評估方法

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
棧橋式碼頭	擬靜力分析法 反應譜法	容量震譜法 (非線性側推) 反應譜法	動力歷時分析法	非線性土壤 彈簧

17/48

## 四、棧橋式碼頭功能性評估

18/48



19/48

<b>1. 一般條件</b>	<b>3. 載重</b>
設計水深： <b>EL.-14.0M</b>	平時： <b>4 (t/m<sup>2</sup>)</b>
碼頭面高程： <b>EL.+2.6M</b>	地震時： <b>2 (t/m<sup>2</sup>)</b>
碼頭長度： <b>277 M</b>	<b>4. 單位重</b>
	鋼材 <b>7.85t/m<sup>3</sup></b>
<b>2. 自然條件</b>	鋼筋混凝土 <b>2.45 t/m<sup>3</sup></b>
潮位： <b>H.H.W.L. EL.+2.6M</b>	<b>5. 材料強度</b>
<b>H.W.L. E.L.+1.2M</b>	混凝土 $f_c' = 210 \text{ kgf/cm}^2$
<b>M.W.L. E.L.+0.6M</b>	鋼管樁SS41(SS400) $F_y = 2400 \text{ kgf/cm}^2$
<b>L.W.L. E.L.+0.3M</b>	彈性模數 $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
<b>L.L.W.L. E.L.+0.0M</b>	

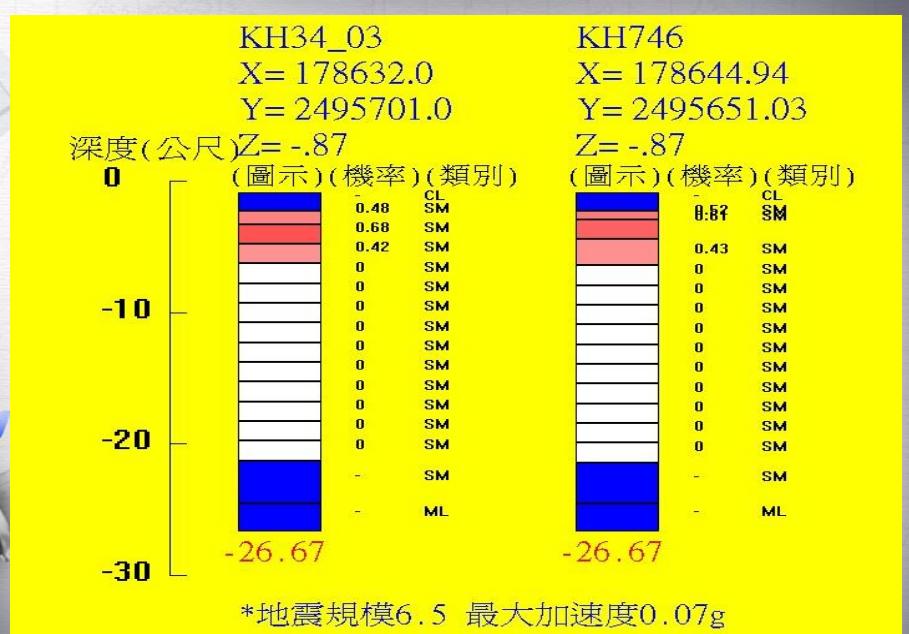
20/48

## 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	$V_{III} = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left( \frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} \right)_m W$

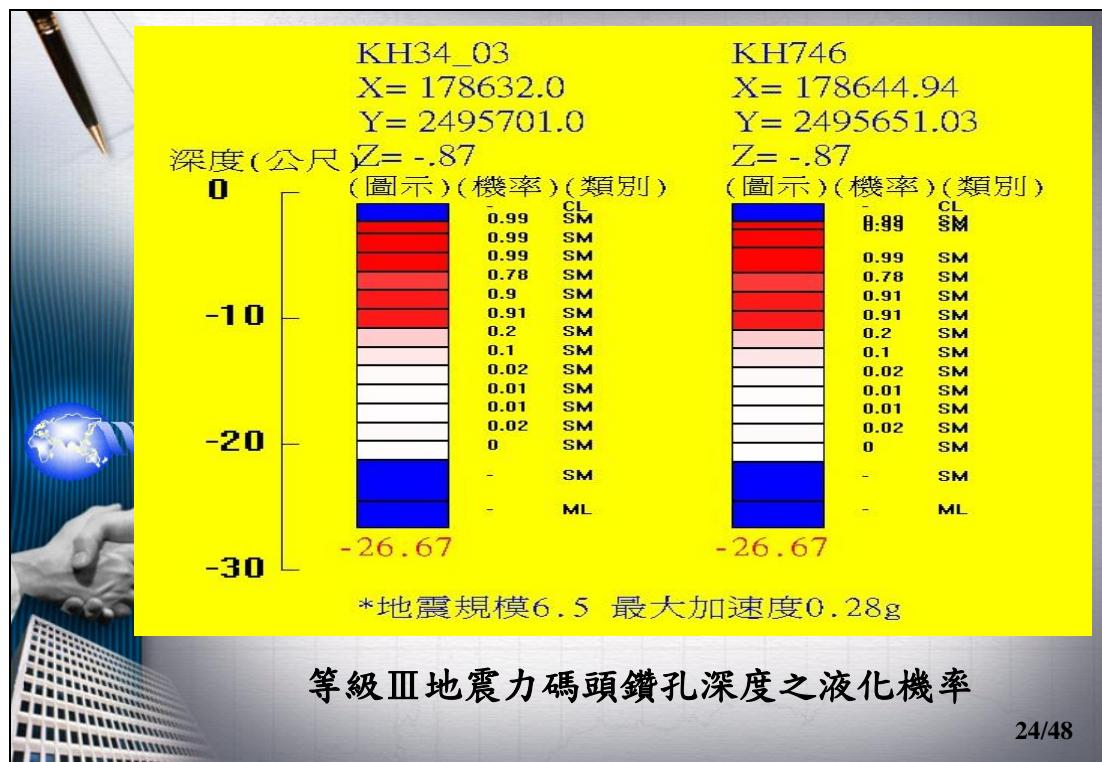
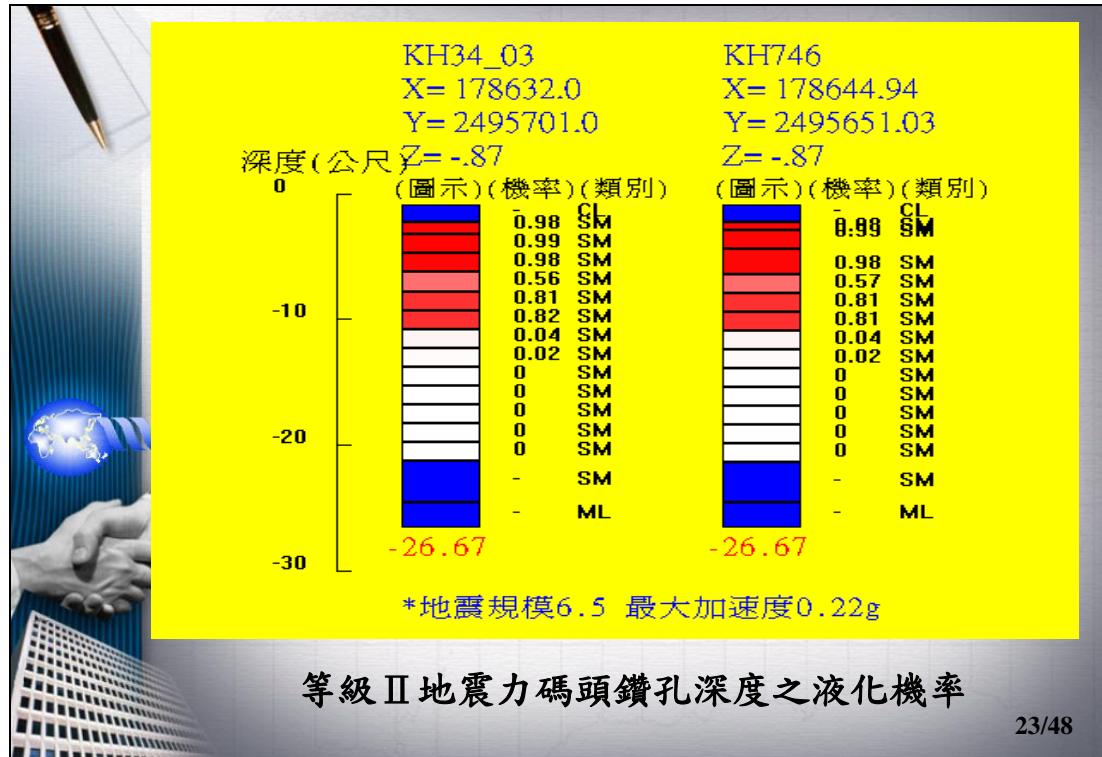
工址位於高雄市旗津區，依據建築物耐震設計規範、地盤效應及結構周期計算得  
等級I地震力  $V_I = 0.16W$ 、等級II地震力  $V_{II} = 0.22W$ 、等級III地震力  $V_{III} = 0.25W$ 。

21/48

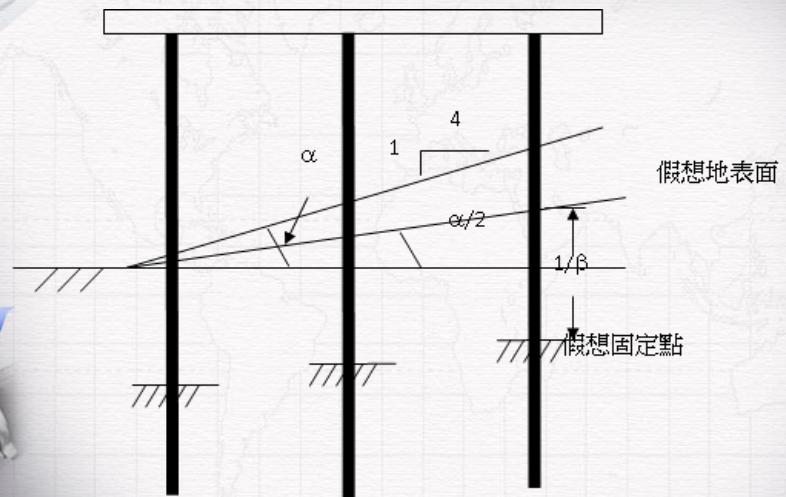


等級I地震力碼頭鑽孔深度之液化機率

22/48



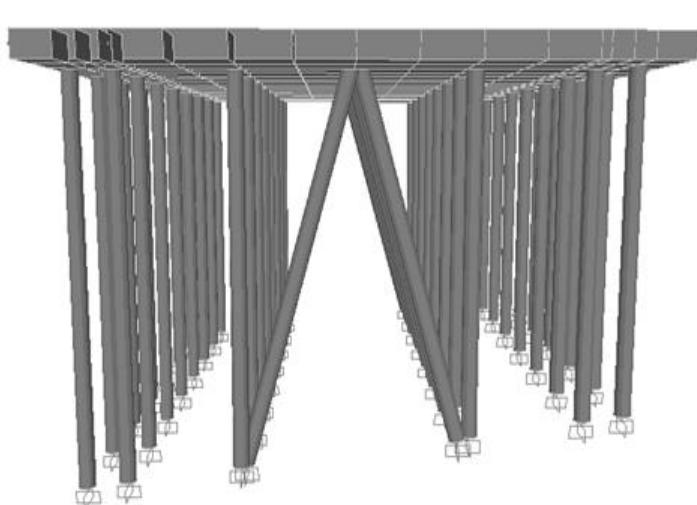
## 簡便分析法



假想地表面及假想固定點示意圖

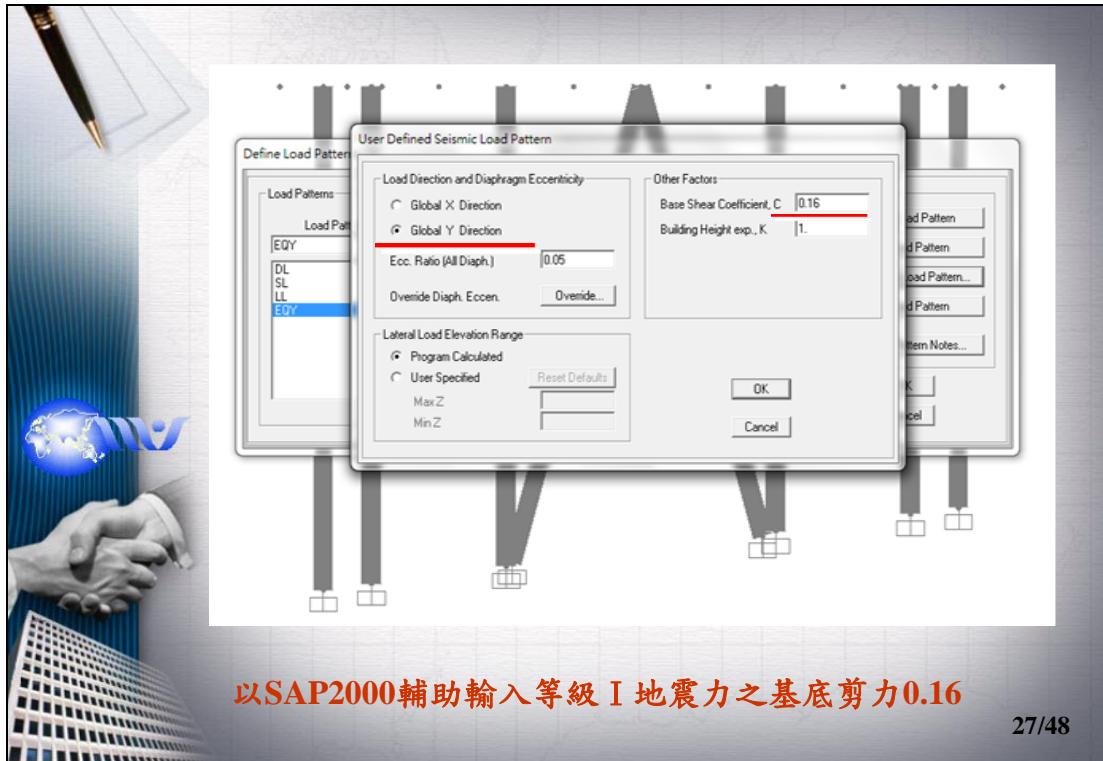
25/48

## 簡便分析法



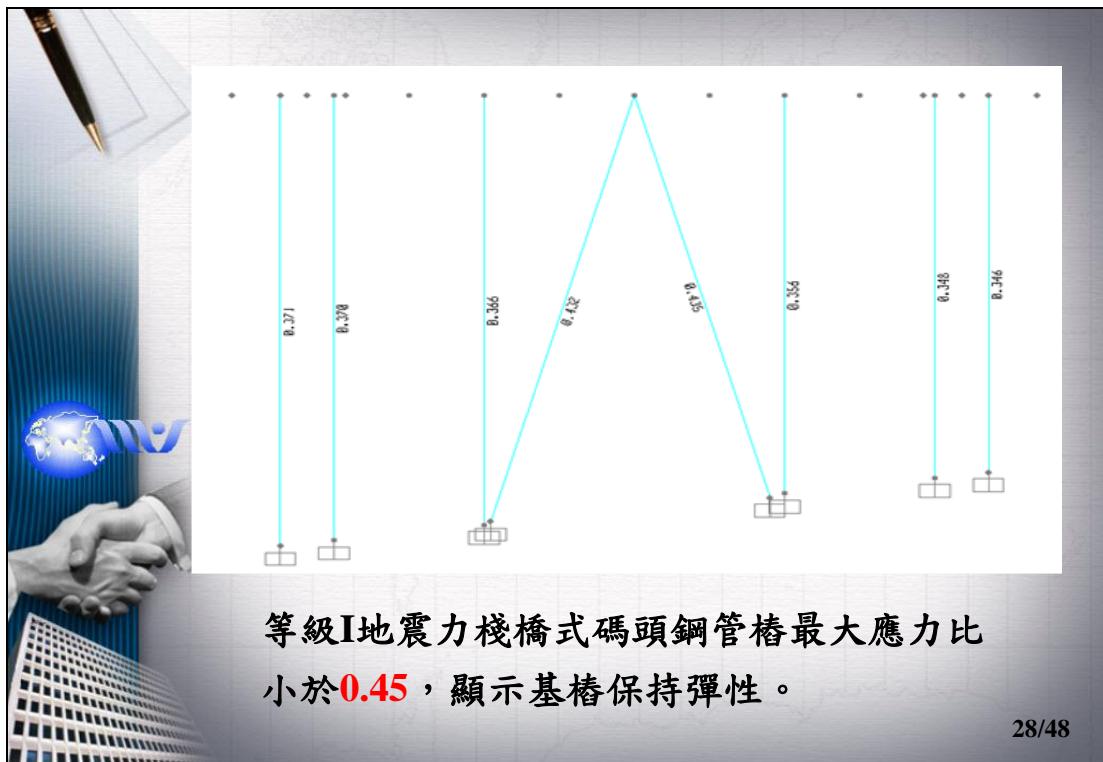
棧橋式碼頭擬靜力分析法基樁假想固定點評估模型

26/48



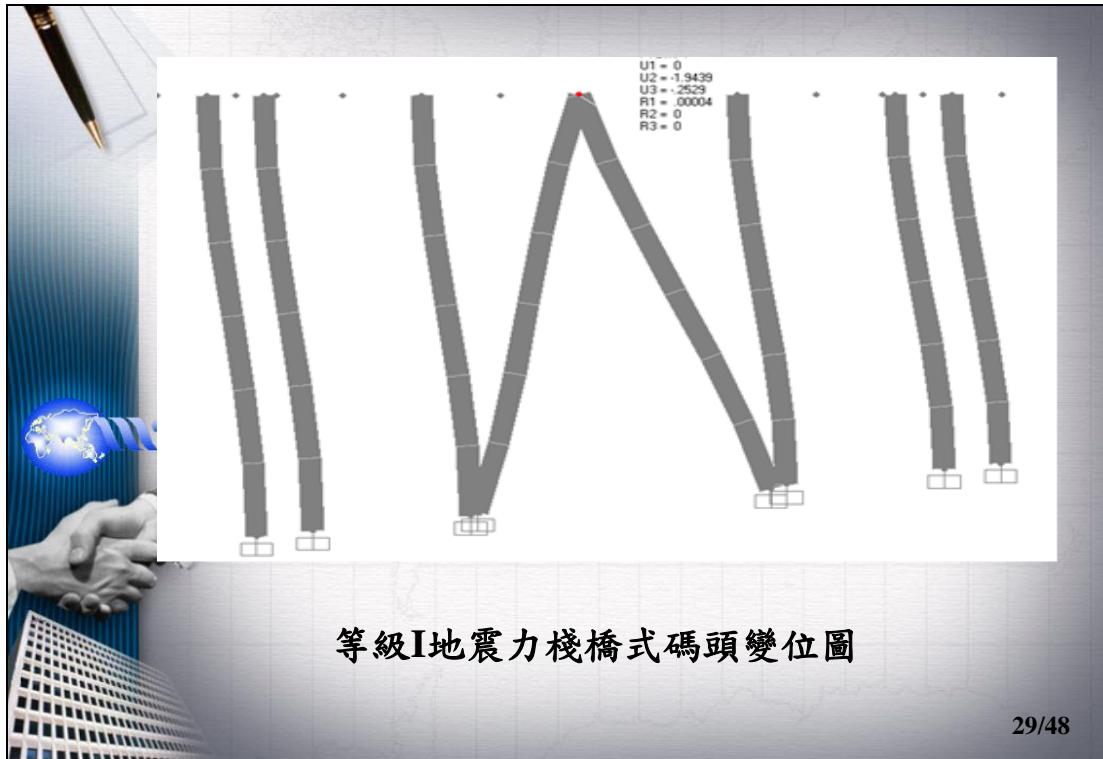
以SAP2000輔助輸入等級I地震力之基底剪力0.16

27/48



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。

28/48



1. 基樁承載力大於各樁最大軸壓應力及最大軸拉應力

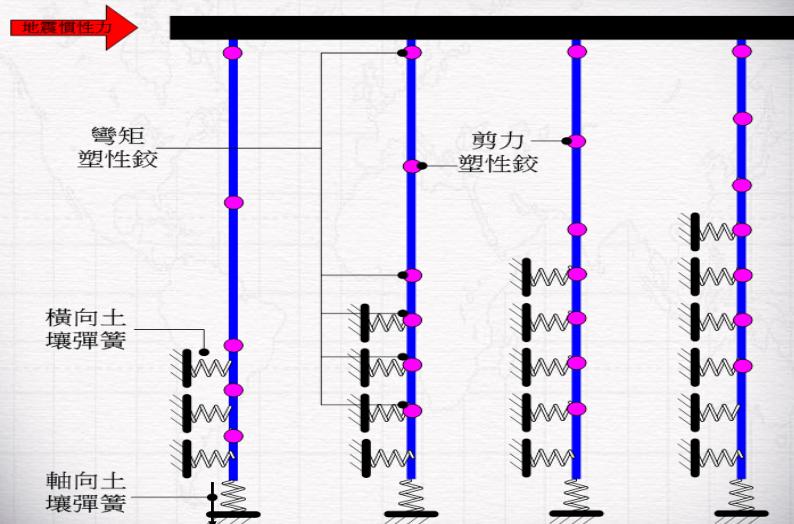
2. 碼頭變位及基樁最大反應檢核符合等 I 級功能等級

	P1 樁	P2 樁	P3 樁	P4 樁	P5 樁	P6 樁	P7 樁	P8 樁
最大軸 壓力	-78921	-78569	-78232	-224491	-230804	-76358	-76628	-77115
最大軸 拉力	-	-	-	84590	90222	-	-	-

功能等級 參數	第 I 級	
	殘餘 變位	橋面板與肩岸 沉陷差異 向海側傾斜角
最大 反應	基樁	碼頭基樁保持彈性滿足使用性要求 →OK

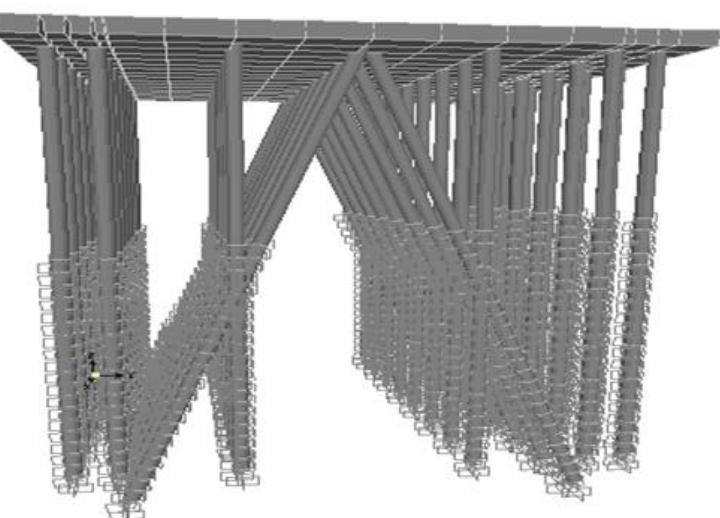
30/48

## 簡便動力分析法(PUSHOVER)



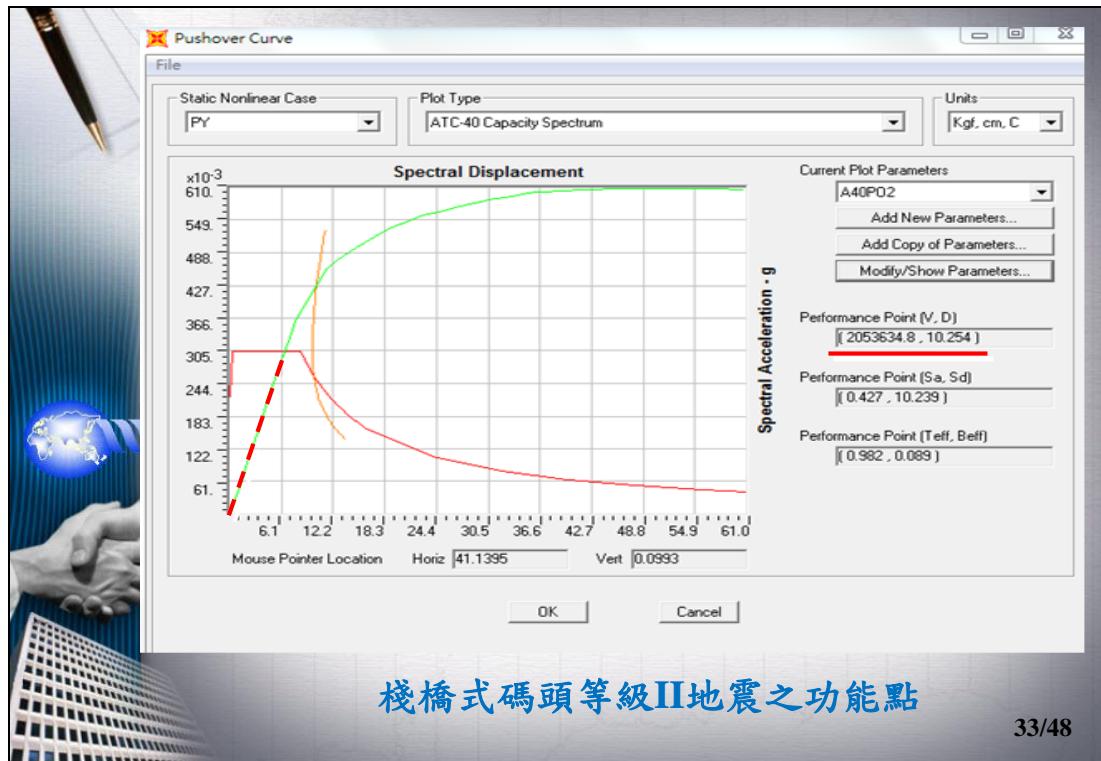
棧橋式碼頭非線性分析模型

31/48

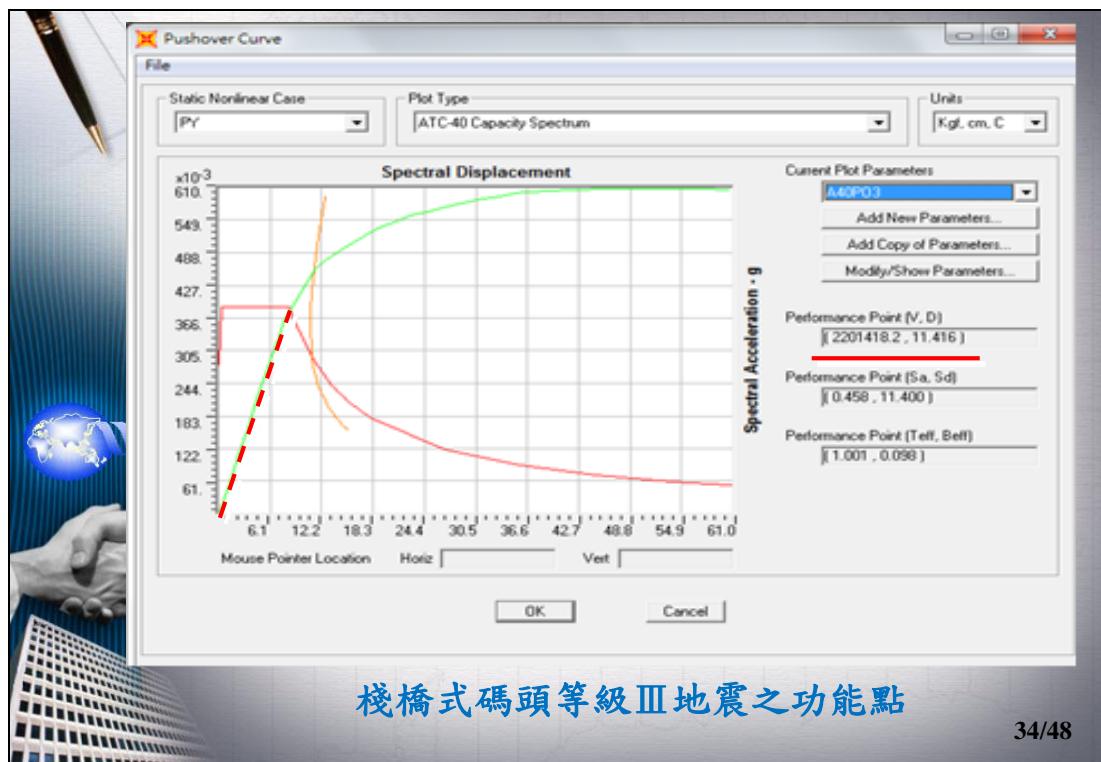


棧橋式碼頭耐震功能性評估模型

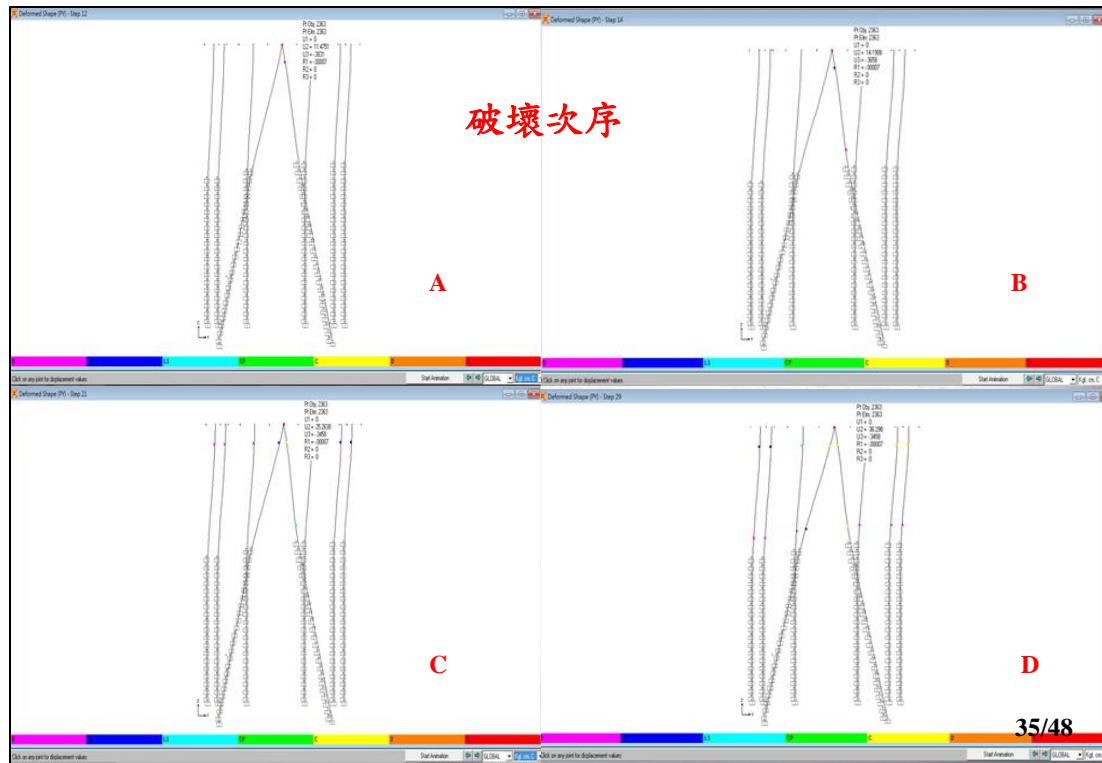
32/48



棧橋式碼頭等級II地震之功能點



棧橋式碼頭等級III地震之功能點



等級II 地震之功能檢核

功能等級		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 $0.37^\circ < 2^\circ \sim 3^\circ$ 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

等級III 地震之功能檢核

功能等級		第 I 級
參數		
殘餘變位	橋面板與肩岸沉陷差異	碼頭橋面板最大沉陷量為 0.39cm <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 $0.41^\circ < 2^\circ \sim 3^\circ$ 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

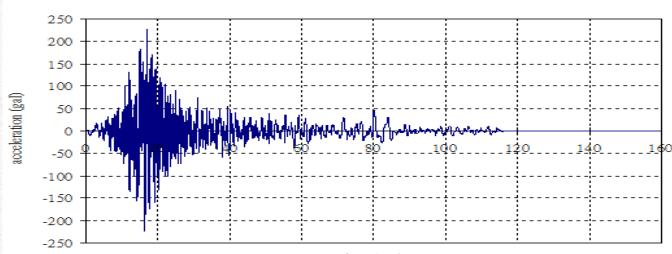
36/48

## 各等級地震力所對應的耐震功能性目標

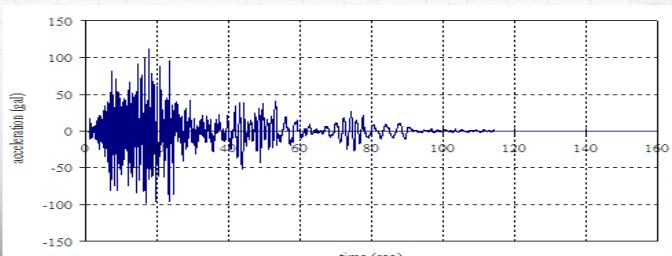
地震等級 \ 功能水準	第 I 級 (可使用)	第 II 級 (可修復)	第 III 級 (接近崩塌)	第 IV 級 (崩塌)
等級 I (50年回歸期地震)	A、B級	C級	—	—
等級 II (475年回歸期地震)	特定級	A級	B級	C級
等級 III (2500年回歸期地震)	—	特定級	A級	B級

37/48

## 動力分析法

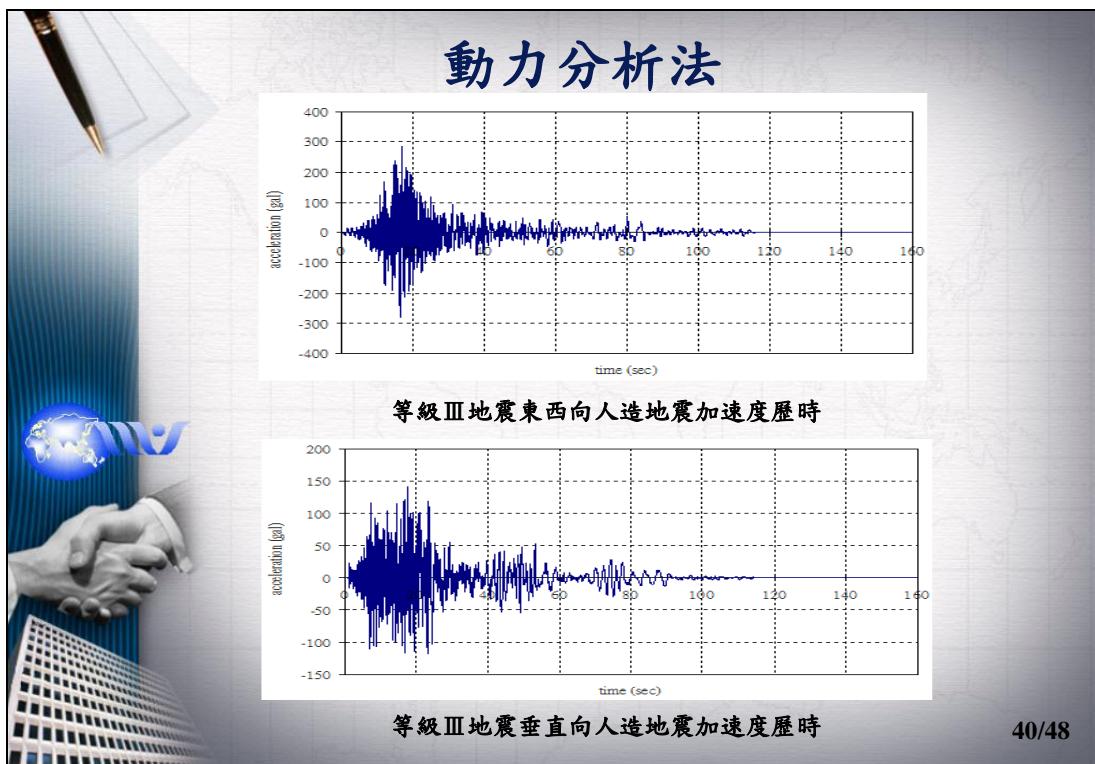
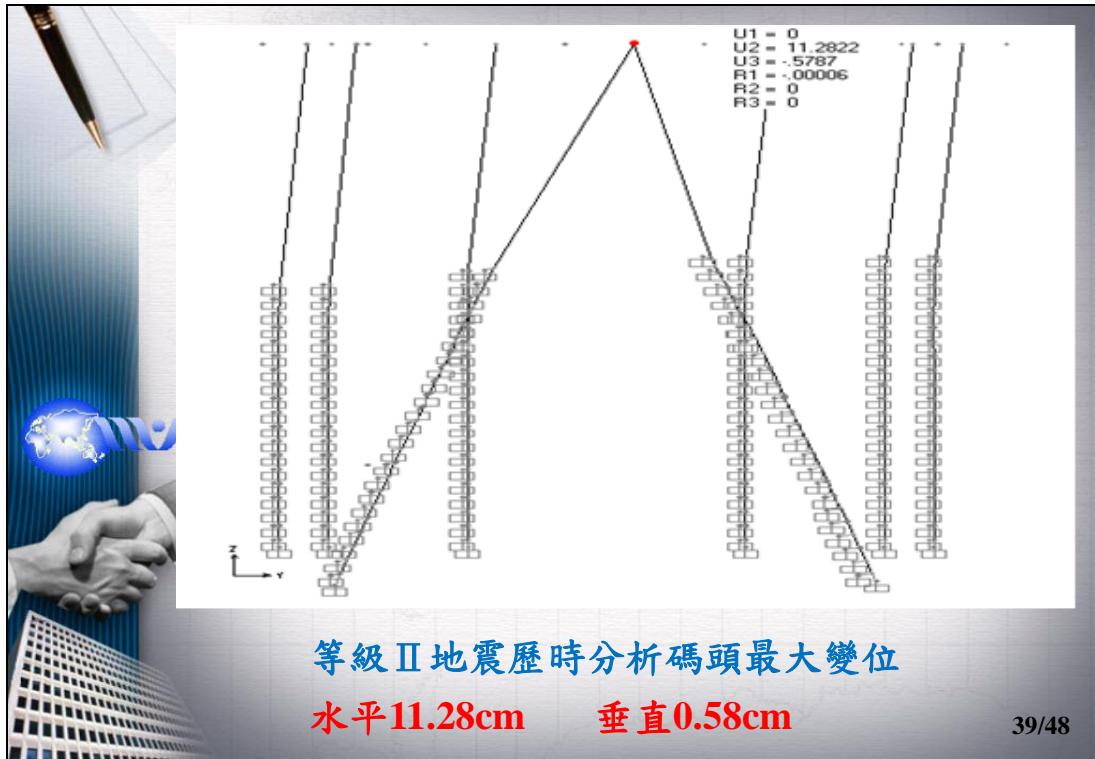


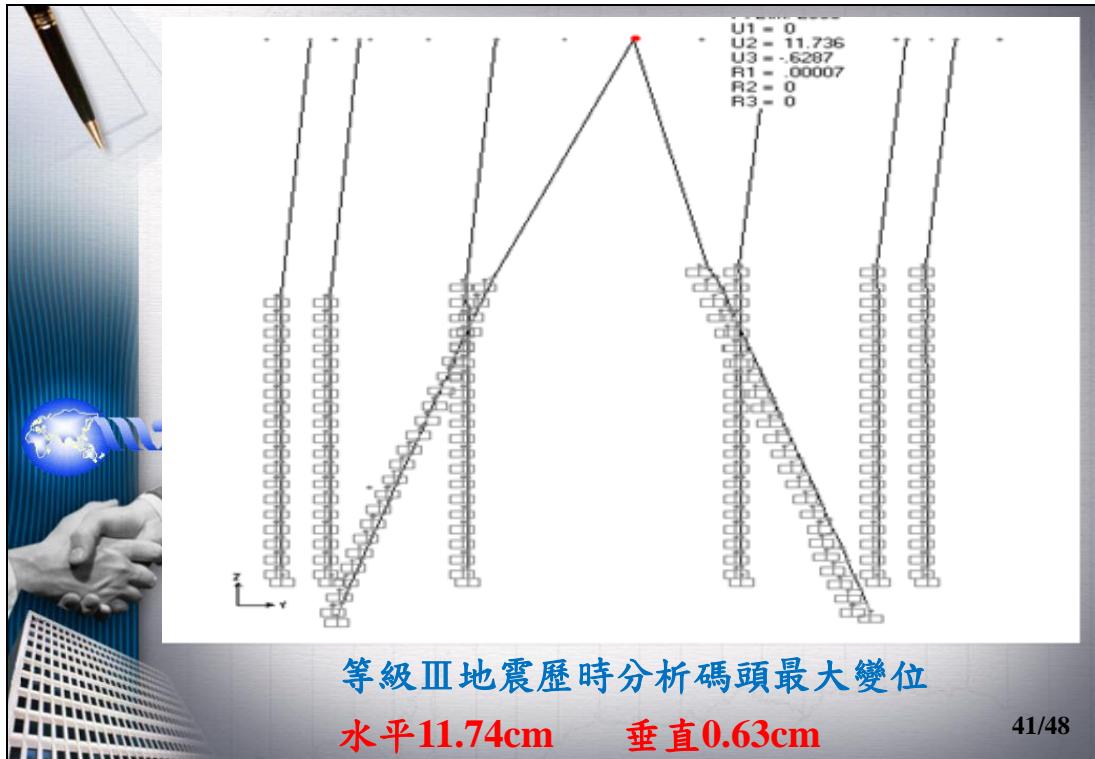
等級 II 地震東西向人造地震加速度歷時



等級 II 地震垂直向人造地震加速度歷時

38/48





**非線性歷時分析法等級II地震之功能檢核**

功能等級		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 0.58cm <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 $0.40^\circ < 2^\circ \sim 3^\circ$ 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

**非線性歷時分析法等級III地震之功能檢核**

功能等級		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 0.63cm <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 $0.42^\circ < 2^\circ \sim 3^\circ$ 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

42/48

## 評估結果

1. 依據本研究選取之分析單元、自由度及相關參數，參考國際航海協會之耐震功能性基準規定，案例碼頭之耐震功能性評估結果顯示，碼頭能通過特定級碼頭之功能性目標檢核。
2. 探究本案例碼頭之耐震能力為何可達到特定級碼頭之耐震功能性目標，主要原因為結構系統具斜樁可抵抗水平力，因此結構系統會有較高的水平向耐震能力。

43/48

## 五、結論與建議

44/48

## 結論(1/2)

1. 本案例碼頭依據設計資料研判，碼頭重要度應屬現行碼頭設計基準之A級碼頭，經本研究依據INA之功能性目標相關規定，由三等級地震及三種不同評估法評估結果，本案例碼頭已達到INA特定級碼頭之耐震功能性目標，顯示未來推行碼頭耐震功能性設計，對既有斜樁棧橋式碼頭應不致產生需耐震補強的疑慮。

45/48

## 結論(2/2)

2. 本案例棧橋式碼頭之三等級地震力分別為，VI=0.16W、VII=0.22W、VIII=0.25W，其中等級III地震力(回歸期2500年)為0.25W並未比等級II地震力(回歸期475年)0.22W大很多；且等級III之地震力作用下結構之損害程度容許值較等級II地震力大，故未來耐震設計及評估之控制地震力未必都會由等級III地震力作控制，如此可解除未來推行耐震功能性設計是否會較現行設計的結構物大或所需材料強度高之疑慮。

46/48

## 建議

1. 本研究以SAP2000商用應用軟體配合INA之功能性規定及目標，進行既有碼頭之耐震功能性評估，評估過程尚未有窒礙難行之處，顯示未來基準以INA之功能性設計基準為參考架構，應屬可行。
2. 橋式碼頭之耐震功能性設計或評估過程中，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，為利後續之推廣應用，未來應提出簡易的設定及解決方案，供工程師從事功能性設計與評估之應用。

47/48

簡報完畢  
敬請指教

48/48