

93-30-779

MOTC-IOT-92-H1-BB01

# 港灣構造物功能性設計分析方法之研究 - 碼頭結構物功能性設計分析方法之研究 -



交通部運輸研究所  
中興工程顧問股份有限公司  
財團法人中興工程顧問社  
合作辦理  
中華民國九十三年三月

93-30-779

MOTC-IOT-92-H1-BB01

# 港灣構造物功能性設計分析方法之研究 - 碼頭結構物功能性設計分析方法之研究 -

著者：賴瑞應、曾文傑、張道光、薛 強  
林澤熙、鄧耀里、陳斌哲、陳正忠  
陳國慶、王茂興、辛 希

交通部運輸研究所  
中興工程顧問股份有限公司  
財團法人中興工程顧問社  
合作辦理  
中華民國九十三年三月

港灣構造物功能性設計分析方法之研究

碼頭結構物功能性設計分析方法之研究

交通部運輸研究所

GPN : 1009300773

定價 元

臺灣構造物功能性設計分析方法之研究  
- 碼頭結構物功能性設計分析方法之研究 -

著 者：賴瑞應、曾文傑、張道光、薛 強、林澤熙、鄧耀里、  
陳斌哲、陳正忠、陳國慶、王茂興、辛 希

出版機關：交通部運輸研究所

地 址：台北市敦化北路 240 號

網 址：[www.iot.gov.tw/chinese/lib/lib.htm](http://www.iot.gov.tw/chinese/lib/lib.htm)

電 話：(02)23496789

出版年月：中華民國九十三年三月

印 刷 者：

版(刷)次冊數：初版一刷 150 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所網站

定 價： 元

展 售 處：

交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880

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

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

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

五南文化廣場：台中市中山路 6 號•電話：(04)22260330

新進圖書廣場：彰化市中正路二段 5 號•電話：(04)7252792

青年書局：高雄市青年一路 141 號 3 樓•電話：(07)3324910

GPN : 1009300773

## 交通部運輸研究所合作研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：港灣構造物功能性設計分析方法之研究 - 碼頭結構物功能性設計分析方法之研究 -			
國際標準書號（或叢刊號）	政府出版品統一編號 1009300773	運輸研究所出版品編號 93-30-779	計畫編號 92-H1-BB01
本所主辦單位：港研中心 主管：邱永芳 計畫主持人：賴瑞應 研究人員：曾文傑、張道光 聯絡電話：04-26587115 傳真號碼：04-26564418	合作研究單位：中興工程顧問股份有限公司 計畫主持人：薛 強 研究人員：林澤熙、陳斌哲、鄧耀里、 陳正忠、陳國慶、王茂興、辛 希 地址：臺北市南京東路五段 171 號 14 樓 聯絡電話：02-27698388-20558	研究期間 自 92 年 4 月 至 92 年 12 月	
關鍵詞：碼頭結構；耐震功能性設計法；功能性水準；功能目標；容量譜法			
<p>摘要：</p> <p>本研究主要探討碼頭結構之耐震功能性設計法，以因應技術發展及國際化之需求，提昇國內產官學研界之相關設計與研究水準。</p> <p>功能性設計法之目標在於使構造物之規劃、設計、評析、營造以及使用維護能確保它在各種規模的荷載作用時，其功能性可滿足業主、使用者與社會的各種(使用、運作、安全、經濟、文化及歷史)需求。本研究首先介紹功能性設計法之基本理念、設計流程及相關內容；然後探討地震力之劃分與表達方式、功能性水準之定性與量化(功能性參數可接受標準值)，功能目標之建立；再探討容量(震)譜法中之反應譜需求曲線，以及以非線性靜力推動分析法求取能耐曲線；然後探討功能性設計由簡便到複雜之分析方法及其適用性；最後對今後相關研究課題提出建議。</p>			
出版日期	頁數	定價	本 出 版 品 取 得 方 式
93 年 3 月	204		凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
<p>機密等級：</p> <p>限閱 機密 極機密 絕對機密</p> <p>(解密【限】條件： 年 月 日解密， 公布後解密， 附件抽存後解密， 工作完成或會議終了時解密， 另行檢討後辦理解密)</p> <p>普通</p>			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

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

<b>TITLE: Studies on Performance-Based Seismic Design Method of Port Structures -- Performance – Based Seismic Design Method of Wharf Structures</b>			
ISBN(OR ISSN)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1009300773	IOT SERIAL NUMBER 93-30-779	PROJECT NUMBER 92-H1-BB01
DIVISION: Harbor & Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Chiu Yung-Fang PRINCIPAL INVESTIGATOR: Lai Jui-Ying PROJECT STAFF: Tseng Wern-Jier, Chang Tao-Kuang PHONE: (04)26587115 FAX: (04)26564418			PROJECT PERIOD  FROM 04/2003 TO 12/2003
RESEARCH AGENCY: SINOTECH ENGINEERING CONSULTANTS, LTD. PRINCIPAL INVESTIGATOR: Xue Qiang PROJECT STAFF: Lin Tse-Hsi, Chen Pin-Tseh, , Teng Yao-Li, Chen Cheng-Chung, Shin Shi ADDRESS: 171, NANKING E. RD. .SEC. 5, TAIPEI 105, Taiwan REPUBLIC OF CHINA PHONE: (02) 27698388 ext 20558			
<b>KEY WORDS:</b> Wharf Structures ; Performance-Based Seismic Design Method ; Performance Level ; Performance Objectives ; Capacity-Spectrum Method			
<b>ABSTRACT:</b> <p style="text-indent: 40px;">To catch up with the international technology development and to improve domestic design and research standard, this study focused on the performance-based seismic design method of port structures.</p> <p style="text-indent: 40px;">The purpose of performance-based design is to ensure the plan, design, evaluation, construction and maintenance of engineered facilities of which performance under common and extreme earthquake ground motions would match the diverse needs and objectives (service, operation, safety, economy, cultural and historical impact) of the owners, users and society. In this study, the fundamental methodology, design framework and related subjects of performance-based seismic design were first introduced. The seismic force level and parameters or functions for characterizing the earthquake motion were described. Both qualification and quantification (the acceptance criteria of performance parameters) of performance level were investigated and the performance objectives were established. In order to apply the capacity-spectrum method to evaluate the inelastic displacement of the pile-deck system, the demand curve in terms of response spectrum and the capacity curve obtained by non-linear static pushover analysis were discussed. Analysis methods varying from simplified to complicated were investigated. Finally, conclusions were drawn and suggestions for further studies were made.</p>			
DATE OF PUBLICATION March 2004	NUMBER OF PAGES 204	PRICE	CLASSIFICATION SECRET CONFIDENTIAL <input checked="" type="checkbox"/> UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

# - 碼頭結構物功能性設計分析方法之研究 -

## 目 錄

中文摘要 .....	I
英文摘要 .....	II
目 錄 .....	III
圖目錄 .....	VI
表目錄 .....	IX
<b>第一章 前言</b> .....	1-1
1.1 緣起 .....	1-1
1.1.1 功能性設計法之定義 .....	1-3
1.1.2 本研究之重要性與時效性 .....	1-4
1.2 研究範圍與目的 .....	1-4
1.3 預期成果.....	1-6
1.4 報告內容.....	1-6
<b>第二章 耐震功能性設計法之研究現況</b> .....	2-1
2.1 美國耐震功能性設計法之發展過程 .....	2-1
2.2 日本耐震功能性設計法之發展現況 .....	2-3
2.3 國內引進耐震功能性設計法之現況與必要性.....	2-4
<b>第三章 功能性設計法概述</b> .....	3-1
3.1 序論 .....	3-1
3.2 工作應力法 強度設計法 功能性設計法 .....	3-1
3.3 耐震功能性設計法與傳統設計法之主要區別.....	3-5
3.4 耐震功能性設計法之架構及主要內容 .....	3-6
3.4.1 概念設計階段.....	3-6

3.4.2	具體設計階段.....	3-10
3.4.3	實施階段.....	3-12
3.5	新建構造物之功能性設計與既有構造物之功能性評估	3-13
3.6	土壤液化潛能分析.....	3-13
3.6.1	概說.....	3-14
3.6.2	土壤液化潛能之評估.....	3-15
<b>第四章</b>	<b>功能性設計目標之探討.....</b>	<b>4-1</b>
4.1	概    述.....	4-1
4.2	相關新概念.....	4-3
4.3	功能性設計目標.....	4-3
4.3.1	地震力.....	4-4
4.3.2	功能性水準或等級.....	4-9
4.3.3	建立功能性目標.....	4-24
4.4	簡例    建立功能性設計目標.....	4-30
<b>第五章</b>	<b>能耐曲線與需求曲線之探討.....</b>	<b>5-1</b>
5.1	容量譜法簡介.....	5-1
5.2	需求曲線.....	5-2
5.2.1	國內耐震設計反應譜及其應用.....	5-5
5.2.2	反應譜之類型.....	5-29
5.3	能耐曲線.....	5-33
5.4	容量譜法求取棧橋式碼頭變位範例.....	5-35
<b>第六章</b>	<b>功能性設計分析方法之探討.....</b>	<b>6-1</b>
6.1	簡介.....	6-1
6.2	日本 1999 年版港灣構造物設計基準.....	6-1

6.3 國際航海協會[INA 2001].....	6-6
6.3.1 重力式碼頭.....	6-7
6.3.2 板樁式碼頭.....	6-16
6.3.3 棧橋式碼頭.....	6-19
6.4 耐震分析方法與土壤液化潛能分析法之關係.....	6-31
<b>第七章 結論與今後檢討之課題.....</b>	<b>7-1</b>
7.1 結論.....	7-1
7.2 今後檢討之課題.....	7-2
<b>參考文獻.....</b>	<b>R-1</b>
<b>附錄 A 期末報告審查意見處理情形表.....</b>	<b>A-1</b>
<b>附錄 B 期末簡報資料.....</b>	<b>B-1</b>

# 圖 目 錄

圖 1.1-1	神戶地震沉箱側移引起設備破壞 .....	1-1
圖 1.1-2	神戶地震沉箱側移引起起重機柱腳降伏彎曲 .....	1-2
圖 1.1-3	集集地震台中港沉箱碼頭沉陷 .....	1-2
圖 1.1-4	集集地震台中港之破壞 .....	1-3
圖 3.4-1	「功能性設計法」之流程架構圖 .....	3-7
圖 3.4-2	功能性設計法(PBEE)之內容 .....	3-8
圖 3.5-1	應用本篇報告各章內容進行功能性設計或評估 .....	3-14
圖 4.1-1	建築物整個使用年限之耐震功能性 .....	4-2
圖 4.1-2	建築物功能性目標之建立 .....	4-2
圖 4.3-1	重力式碼頭之功能性參數 .....	4-13
圖 4.3-2	沉箱可能變位示意圖 .....	4-15
圖 4.3-3	板樁式碼頭之功能性參數 .....	4-16
圖 4.3-4	棧橋式碼頭之功能性參數 .....	4-19
圖 4.3-5	以塑性位移需求比 IDDR 表達結構整體功能性 .....	4-20
圖 5.1-1	A~D 型彈性反應譜(921 地震 TCU129EW、2%阻尼)...	5-3
圖 5.1-2	A~D 型彈性設計反應譜需求曲線 .....	5-3
圖 5.1-3	能耐(容量)曲線等能量雙線性化 .....	5-4
圖 5.1-4	容量譜中功能點在能耐曲線之彈性段 .....	5-4
圖 5.1-5	容量譜中功能點在能耐曲線之塑性段 .....	5-4
圖 5.2-1	等能量與等位移原理 .....	5-6
圖 5.2-2	設計地震力施加於結構之等效側向力 .....	5-7

圖 5.2-3	921 集集地震以前台灣地區震區劃分圖.....	5-7
圖 5.2-4	921 集集地震前各類地盤正規化彈性設計反應譜 .....	5-8
圖 5.2-5	921 集集地震以後台灣地區震區劃分圖.....	5-8
圖 5.2-6	921 集集地震後各類地盤正規化彈性設計反應譜 .....	5-9
圖 5.2-7	地震甲區第一類地盤近斷層區域設計反應譜 .....	5-9
圖 5.2-8	工址設計水平加速度反應譜係數 SaD 示意圖 .....	5-28
圖 5.4-1	地質圖.....	5-36
圖 5.4-2	用於評估之碼頭單元.....	5-37
圖 5.4-3	結構與土壤互制之模擬.....	5-40
圖 5.4-4	施加水平橫向地震力 $E_x$ 之容量譜 .....	5-42
圖 5.4-5	施加水平縱向地震力 $E_y$ 之容量譜 .....	5-42
圖 5.4-6	施加 $E_x + 30\% E_y$ 荷載型式之容量譜 .....	5-43
圖 5.4-7	施加 $E_y + 30\% E_x$ 荷載型式之容量譜 .....	5-43
圖 5.4-8	施加 $E_x + 30\% E_y + E_z$ 荷載型式之容量譜 .....	5-44
圖 5.4-9	施加 $E_y + 30\% E_x + E_z$ 荷載型式之容量譜.....	5-44
圖 5.4-10	..... 第一振態推動分析之容量譜	5-45
圖 5.4-11	..... 第一振態功能績效點對應之變形及塑性鉸位置	5-45
圖 5.4-12	..... 第二振態推動分析之容量譜	5-46
圖 5.4-13	..... 第二振態功能績效點對應之變形及塑性鉸位置	5-46
圖 5.4-14	..... 第三振態推動分析之容量譜	5-47
圖 5.4-15	..... 第三振態功能績效點對應之變形及塑性鉸位置	5-47
圖 5.4-16	..... 水平最大位移參考點	5-48
圖 6.2-1	等級一(Level 1)地震之設計流程 .....	6-3
圖 6.2-2	等級二(Level 2)地震下耐震強化設施之設計流程 .....	6-4

圖 6.2-3	棧橋之耐震性能檢核.....	6-5
圖 6.3-1	重力式碼頭工址土壤可能液化狀態 .....	6-9
圖 6.3-2	TCU059 清水國小南北向實測地震歷時記錄 .....	6-14
圖 6.3-3	碼頭相對於剛性地盤之速度 .....	6-14
圖 6.3-4	碼頭相對於剛性地盤之位移 .....	6-14
圖 6.3-5	板樁式碼頭工址填土可能液化 .....	6-17
圖 6.3-6	第一類地盤 0.23g Newmark-Hall 型彈性設計反應譜 .	6-28

# 表 目 錄

表 1.2-1	台灣地區各國際商港碼頭型式統計[賴瑞應 2002] .....	1-5
表 1.2-2	工作內容、研究目的與研究對象 .....	1-5
表 4.3-1	重力式碼頭功能性可接受標準值(一).....	4-13
表 4.3-2	重力式碼頭功能性可接受標準值(二).....	4-14
表 4.3-3	版樁式碼頭功能性可接受標準值(一).....	4-17
表 4.3-4	版樁式碼頭功能性可接受標準值(二).....	4-18
表 4.3-5	結構使用功能與變形量之關係 .....	4-23
表 4.3-6	結構保持機能之變形量上限 .....	4-23
表 4.3-7	國內現行規範之設計目標 .....	4-25
表 4.3-8	日本 1999 年設計基準之設計目標 .....	4-26
表 4.3-9	日本 1999 年設計基準中鋼管棧橋式碼頭容許韌性比	4-26
表 4.3-10	..... 日本 1999 年設計基準之設計目標細則	4-26
表 4.3-11	..... 各等級耐震構造物之功能性目標	4-27
表 4.4-1	台中港 1 號碼頭之功能性目標 .....	4-31
表 5.2-1	震區短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 $S_s^D$ 與 $S_1^D$ 與最大水平譜加速度係數 $S_s^M$ 與 $S_1^M$ .....	5-12
表 5.2-2(a)	短週期結構之工址放大係數 $F_a$ .....	5-23
表 5.2-2(b)	長週期結構之工址放大係數 $F_v$ .....	5-24
表 5.2-3(a)	工址之設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$ .....	5-24
表 5.2-3(b)	工址之設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$ .....	5-24
表 5.2-4	各港區彈性設計反應譜比較 .....	5-25
表 5.2-5	WJE 之等效阻尼係數與結構韌性比之關係 .....	5-31

表 5.4-1	上部結構材料與斷面尺寸 .....	5-38
表 5.4-2	基樁材料與斷面尺寸 .....	5-39
表 5.4-3	各振態下節點 E160 之水平位移量 .....	5-49
表 5.4-4	各振態下節點 D156 之水平位移量 .....	5-49
表 6.3-1	各類設計方法之應用時機[INA 2001] .....	6-6
表 6.3-2	非液化工址重力式碼頭變位與安全係數之相關 .....	6-8
表 6.3-3	921 地震中台中港碼頭災損情形 .....	6-11
表 6.3-4	非液化工址板樁式碼頭變位與安全係數之相關性 .....	6-16
表 6.3-5	各振態對應 E160 之水平變位 .....	6-29
表 6.3-6	各振態對應 D156 之水平變位 .....	6-29

# 第一章 前言

## 1.1 緣起

台灣位於環太平洋地震帶，加上海島性之氣候與海象條件，使得台灣之港灣構造物在其使用年限中的安全性受到地震、海潮流、波浪、海嘯、土壤液化、鹽分腐蝕等之影響，因此，如何考量構造物整個壽命期之經濟性，據以提出合理的安全評估規範，以使所設計之構造物能滿足預期之安全度一直是目前熱門的研究課題。特別是過去十年內，全球發生了多次強烈地震，如 1989 年美國 Loma Prieta 地震與 1994 年加州北嶺(Northridge)地震、1995 年日本神戶(Kobe)地震以及 1999 年台灣 921 集集(Chichi)大地震等，均導致人員傷亡、房屋、橋梁、道路、大壩、港灣構造物(圖 1.1-1~圖 1.1-4)、維生線以及非結構構件及附屬設備等的倒塌與破壞，迫使工程界針對現行耐震設計規範重新加以檢討，以確保構造物之功能性能滿足使用、運作、安全、經濟等目標。



圖 1.1-1 神戶地震沉箱側移引起設備破壞



圖 1.1-2 神戶地震沉箱側移引起起重機柱腳降伏彎曲



圖 1.1-3 集集地震台中港沉箱碼頭沉陷



圖 1.1-4 集集地震台中港之破壞

### 1.1.1 功能性設計法之定義

功能性設計法即是要以構造物之功能性為標的之設計方法。構造物之「功能」或「功能性」是指其在外力作用下之破壞以及此破壞對使用者、業主、社會等所造成的影響，當外力為地震力時，被稱為「耐震功能性」。「功能工程(Performance-Based Engineering)」是要以構造物之預期功能性為標的之工程觀念[Vision-2000 1995、Hamburger 1997 & 1999]，它包含工程構造物之設計、施工、維護及監測的全過程，其目的在於保證在各種規模的荷載作用時，工程構造物的功能特性可滿足使用者、業主和社會所預期之各種安全、經濟、文化與歷史等需求，且對構造物整個壽命期之功能性的評估具有一定可靠性。「耐震功能性設計法」(Performance-Based Seismic Design)又被廣泛地稱為「功能性地震工程」(Performance-Based Earthquake Engineering 簡稱 PBEE)，它是「功能工程」之一支，著重於構造物之整體系統、結構和非結構構件以及附屬設備在整個壽命期各階段之耐震防震功能性，並以構造物整個壽命期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，涉及地球物理或地震學、大地

工程、建築工程、結構與土木工程、營建工程、社會經濟學等領域，『下個世紀耐震規範之設計方法』研討會[Fajfar and Krawinkler 1997]總結出：功能性設計法為二十一世紀房屋建築、橋梁及其他構造物耐震設計規範所遵循之方向。

### 1.1.2 本研究之重要性與時效性

台灣四面環海，海岸線長達 1500km，沿線興建了國際商港及其附屬港，國內商港、漁港約 200 多個，由於位於環太平洋地震帶，建立港灣構造物合理且經濟之耐震規範相當重要；又基於 921 集集大地震使得港灣構造物造成了相當損壞，且因應功能設計法為二十一世紀耐震設計規範所遵循之方向，因此，對港灣構造物之耐震功能設計極為必要；再鑒於美國、日本等國已經著手於功能性設計之研究(參見第二章第 2.1 與 2.2 節)，並且已出版相當有價值的研究報告或設計指南，甚至在相關規範中也引進了功能設計法的設計理念，而台灣也已著手推動橋梁及建築物之耐震功能性設計法(參見第二章第 2.3 節)，所以，港灣構造物之功能性設計法之研究非常重要，且時效性是迫在眉睫。

## 1.2 研究範圍與目的

本研究之「功能性」僅限於結構之破壞與結構本身之機能，不包括該破壞所造成的其他影響，且僅考量「耐震功能性」。因既有文獻對防波堤之功能目標之訂定尚屬研究階段，再考量研究時程與經費限制，本研究之「港灣構造物」將排除防波堤以及港灣附屬設施，僅限於碼頭結構，參考賴瑞應[2002]對台灣地區各國際商港碼頭型式之統計(表 1.2-1)，本篇將主要針對重力式、板樁式與棧橋式碼頭，探討表 1.2-2 各項內容，並針對表 1.2-2 中之 2~4 項研究內容分別提供一個簡單範例(包括功能性目標之建立、能耐曲線之建立、簡便分析與簡便動力分析，有限差分或有限元素動力分析法不作為案例研究)。由於功能性設計法之內容甚廣，本研究除了對土壤液化潛能分析之文獻進行回顧總結以

表 1.2-1 台灣地區各國際商港碼頭型式統計

港名	重力式		板樁式		棧橋式		其它		合計
	數量	百分比	數量	百分比	數量	百分比	數量	百分比	數量
基隆港	15	27%	16	29%	10	18%	14	26%	55
台中港	9	21%	0	0	29	67%	5	12%	43
高雄港	6	6%	55	58%	9	10%	24	26%	94
花蓮港	20	80%	5	20%	0	0	0	0	25
蘇澳港	7	54%	0	0	6	46%	0	0	13
安平港	3	30%	7	70%	0	0	0	0	10
總計	60	25%	83	35%	54	22%	43	18%	240

資料來源：[賴瑞應 2002]

表 1.2-2 工作內容、研究目的與研究對象

工作內容	研究目的	研究對象
1. 功能設計法概述	了解功能性設計法之設計理念、流程架構與相關內容。	
2. 功能水準與功能目標	參考國內外文獻，探討地震力之等級劃分與表達方式；各等級地震力下功能水準之定性與可接受之量化準則之建立。	重力式 板樁式 與棧橋式碼頭
3. 能耐曲線及需求曲線	以容量譜法計算結構位移；非線性靜力側推分析建立能耐曲線；各型反應譜之探討。	棧橋式碼頭
4. 功能性設計之分析方法	探討簡便分析法 簡便動力分析及動力分析以及它們的適用性。	重力式 板樁式 與棧橋式碼頭

外，原則上不詳細探討或深入研究除表 1.2-2 以外之工作內容。

期盼本研究之成果有助於提升國內港灣工程產官學研界之工程技術與研究水準，使與國際上之工程技術接軌。

### 1.3 預期成果

由於構造物的功能性設計法可保證構造物整個壽命期之綜合經濟效應，故本計畫之研究成果有助於使得今後之港灣工程有效地節約國家社會成本，對於不重要之構造物，可能採用比傳統設計法設計結果小之斷面便可以滿足預期之功能性，也或許在預期之功能要求下，所設計構造物之斷面比傳統之設計法來得大些，對應之建造費也高，但在中、小型地震力作用下，可能不必如按傳統設計法所建造之構造物須予補強才能恢復功能性，也可能減少因地震之不確定性而造成太過嚴重之災害，同時，由於功能性設計法係以預設之功能性著手進行設計，故設計者、業主或使用者均能清楚認識構造物在各級地震危害下之行為及可能具有之破壞情況，更可讓業主與使用者放心。

本計畫之具體研究成果將有助於提升國內港灣工程相關的技術與研究水準，奠定今後相關規範制定的基礎，在國內可收到拋磚引玉之效。

### 1.4 報告內容

本報告第一章簡述本研究之緣起、研究範圍與研究目的以及預期成果。

第二章對耐震功能性設計法之研究現況加以回顧。

第三章介紹功能性設計法之基本理念、設計流程及相關內容，重點說明概念設計與土壤液化潛能分析之方法。

**第四章**重點探討功能目標之建立，包括地震危害等級之劃分與表達方式，功能性水準或功能性等級之劃分，定性及定量的功能水準之表達。

**第五章**係對容量(震)譜法之原理作簡要介紹，並探討該方法中，求取需求曲線所考量之事宜與具體做法，以及經由非線性靜力側推分析求取能耐曲線之方法。

**第六章**乃對功能性設計流程中，對應不同等級功能性目標所採用的由簡便到複雜之分析方法作介紹。

**第七章**對以上內容作結論，並對後續研究內容提出建議。

## 第二章 耐震功能性設計法之研究現況

### 2.1 美國耐震功能性設計法之發展過程

自 1927 年第一個美國耐震設計規範 UBC 誕生後，許多工程界和學術界的研究者就紛紛致力於了解構造物遭遇地震後之行為和功(性)能(Performance)之研究，並制定耐震規範。工程師和研究者早已意識到以構造物之功能性為依據制定耐震規範之理念，然而，早期 UBC 耐震設計規範並未特別強調耐震功能性之觀念，1952 年之 UBC 規範確定了耐震係數或震度(Seismic Coefficients)與結構基本週期之相關性，1959 年及 1960 年，加州結構工程師協會(SEAOC)基於耐震設計至少需保證構造物在遭遇歷年來最大地震力作用時，其主要結構不能破壞以避免生命損失，但不確保所有結構構件、非結構構件以及設備等的破壞之要求，而建議以側向地震力作彈性分析；1960 年代以分析構造物受力後之塑性行為作為努力的方向，因此得以研發出相關的結構分析程式與軟體；1963、1965、1966 年 SEAOC 藍皮書(Blue Book)與 1967 年 UBC 建議耐震設計側向力僅被動地包括韌性行為和功能性的需求，定性要求結構在小、中、大型荷載作用下之不同行為，並未特別強調 PBEE；1970 年代，努力方向為考慮地震荷載反覆作用下，降伏後之材料特性和實際工址特定地震力；1980 年代，各研究努力的方向為對各種構件、連接、側向系統進行實驗以及分析其塑性行為，並發展隔/減震系統，特別是 1986 年之 Army TM-5-809-10-1 針對重要軍方建築而建議訂定之技術手冊，考量兩種等級地震力，並間接評估結構塑性變形後之功能性，這本手冊對爾後功能性設計法的發展起了非常重要的作用；1989 年 Loma Prieta 地震後，各界對地動的摧毀力量有了更新的認識，也對當時規範的合理性產生質疑，並考慮採用以功能性為基礎的分析方法。

最初，功能性設計之理念是針對既有建築物之防災研究，1992 年，美國聯邦危機災害管理局(Federal Emergency Management Agency 簡稱

FEMA)贊助,由應用技術委員會(ATC)為建築物耐震安全委員會(BSSC)而執行 ATC-33[包括 FEMA 273、274&276],「對既有建築物耐震評析和補強指南」之研究,首次力求將功能性為標的之方法規範化,並將定量的功能性表達用於表示以前所用的定性的功能性等級,1994 年的 Northridge 與 1995 年的 Kobe 大地震震害更證明了修改現行規範的必要性。

PBEE 為構造物之選址(Siting)、設計(Design)、營造(Construction)和維護(Maintenance)提供方法,以使其在不同大小地震力作用下達到預期之功能性目標。美國在近年來由各大學、科研及政府機構之共同努力下,進行了一系列相關功能性設計之研究,除了前面所提 1992 年開始 ATC-33[FEMA 273、274&276]之研究外,1993 年 FEMA 贊助加州大學柏克萊分校地震工程研究中心(EERC)進行建築物耐震功能性設計之研究,頒布「建築物功能性設計」FEMA-283 報告[EERC 1996];1994 年美國北嶺地震後,FEMA 贊助加州結構工程師協會(SEAOC)頒布的功能性設計法架構 Vision 2000 [SEAOC 1995],該架構大致上基於 FEMA 273 研究之理念,也是日後日本在該方面研究所參考之重要資料;其他較典型之文獻還包括由美國國家地震工程研究中心(NCREE 現改名為 MCREE)贊助並由應用技術委員會(ATC)頒布的 ATC-34,加州耐震安全委員會(CSSC)贊助由應用技術委員會(ATC)頒布的 ATC-40 [1996],SEAOC Blue Book [1999]還特別強調今後以構造物之變形(位移)要求直接進行設計之趨勢,IBC (International Building Code) 2000 [International Code Council 2000]也在既有強度設計法之基礎上,引進功能設計法之理念。

目前功能性設計法(如 FEMA 273)所用之理念雖然建立了構造物整體與局部構件之功能等級,但對構造物功能之可接受性仍然基於局部構件,並未從結構整體加以評估;另外,也未提到與經濟性直接相關之課題,與功能設計法最終目的 確保整個壽命期之經濟利益仍有很大差距;同時,以報告所述方法來設計或評估補強後,能確保構造物滿足預期功能性之可靠度如何,亦尚不清楚。惟 FEMA 贊助 SAC 執行鋼結構抗彎矩構架防震之研究中,對新建鋼結構抗彎矩構架之耐震設

計與既有鋼結構抗彎矩構架之耐震功能性評估與加強[FEMA 350, 2000]，首次探討結構整體功能性可接受準則以及設計的可靠度，而為政府防救災工作提供服務之地震災害評估決策支援系統 HAZUS[FEMA 366, 2001]也力求估算區域性地震損失之大小，這些均為目前功能性設計法之關鍵研究課題。

## 2.2 日本耐震功能性設計法之發展現況

除美國外，日本、紐西蘭等國也均在其現行之構造物耐震設計規範中引進功能性設計法[運輸省港灣局監修 1999、日本土木學會 2000]。日本特別因 1995 年 Kobe (Hyogoken-Nanbu)地震對結構構件以及非結構構件所造成的嚴重災害，而提出今後耐震設計要考量兩個等級之地震危害—也即是現行規範引進功能性設計法之核心[日本土木學會 2000]，同時還需探討工址地盤的特性以及構造物之變形行為。日本港灣設施之耐震設計規範自 1951 年建立以來也經歷了多次變革，除了 1979 年首次明確指出要評估土壤液化之潛能以外，均以採用耐震係數或震度(Seismic Coefficient)之擬靜力分析方法。1999 年「港灣設施技術上規準、同解說」[運輸省港灣局監修 1999]在既有以擬靜態地震側向力分析之基礎上修改耐震係數及構造物之重要性係數(Importance Factor)，除了考量地盤之影響外，採用兩個等級地震危害，並對一般構造物以及特定構造物相應之功能性提出具體要求，並力求量化。「港灣構造物設計基準 耐震設計之修訂」[交通部運輸研究所 2002]報告中從構造物的現行強度設計法之觀念，比較我國與 1999 年版日本耐震設計規範，沒有探討日本之新規範係在舊規範之那些規則中，引進了功能性設計法之相關理念。「碼頭結構物耐震設計之研究」[交通部運輸研究所 2002]報告中，較明確指出 1999 年版日本耐震設計基準中導入耐震功能性設計之理念，但未以與功能設計法之流程架構相關之內容或概念加以說明，對於不了解功能性設計法理念者，可能仍然無法明瞭何謂功能性設計法。有關港灣構造物之功能性設計法之研究以日本菅野高弘之研究[Iai and Ichii 1998、Iai 2001]為代表作，Iai and Ichii

[1998]針對港灣構造物之耐震功能性設計法，明確指出傳統設計法以結構強度平衡外部地震力之分析方法已落伍，以構造物抵抗隨機出現之地震之耐震功能性進行設計更具人性化，特別強調不同港灣構造物之破壞控制指標；[Iai 2001]一文簡述 2001 年國際航海協會(International Navigation Association，原名 Permanent International Association for Navigation Congresses) [INA 2001]所頒布之港灣構造物耐震設計準則之特點，該準則為第一本國際性準則，由包括阿爾及利亞、加拿大、丹麥、德國、希臘、義大利、日本、荷蘭、西班牙、英國及美國等 11 個國家之專家共同研擬，該準則除了比較各國規範之特色，同時也反應了各種港灣構造物之不同功能性，指出現行在某一等級設計地震下基於力量之設計方法，可能無法滿足構造物在遭遇其他等級地震力下之功能性，特別強調高危害度或特別重要之構造物在烈震下也需維持其使用性。

### 2.3 國內引進耐震功能性設計法之現況與必要性

為因應技術發展及國際化之需求，國內也已著手推動功能性設計法在橋梁及建築物耐震方面之研究[薛強 2001、羅俊雄等 2000、張國鎮等 2000、宋裕祺與蔡益超 2003]，財團法人中興工程顧問社發表之研究報告[薛強 2001]對功能設計法之緣起、理念、架構和內容作了詳細介紹；對既有耐震功能性評析法 特別是用於評估塑性結構在設計地震力作用下位移需求之位移係數法、容量譜法、破壞分析，對既有耐震功能性設計法之位移法、能量法、可靠性法、成本優化目標法、綜合設計法等設計理念 特別是直接位移設計法進行回顧；除了對既有耐震功能性評析法及設計法提出可改進之建議[薛強 2000, Xue 2002a]，提出一泛用型位移評析及位移設計數值計算法[Xue 2001a]，並以 Newmark-Hall 塑性反應譜為例，應用一些參考文獻中之範例驗證其方法之正確性，同時，將之應用於多功能性目標之耐震功能性設計法之整個流程[Xue 2002b]；對等效線性系統所應用之有效阻尼之準確性也加以評估[Xue 2001b]；報告中也介紹在所提方法中如何考慮高模態、

近斷層以及累積破壞等特殊效應之影響，彌補位移法本身不能考慮地動特性(如延時等)的缺失[薛強 2003]，除此以外，報告之附錄中對 PBEE 之發展史、定量耐震功能性可接受標準之建立、在國內引進 PBEE 之必要性[Xue 2000]、所採用之模型以及數值分析方法等加以說明或解釋。

內政部建築研究所以及交通部也與國內學術單位合作，探討在建築物以及橋梁之耐震規範中引進功能性設計法之理念[蕭江碧等 2000、羅俊雄等 2001a、蔡克銓等 2002、邱耀正及許茂雄 2001、羅俊雄等 2001b]。例如：「建築物耐震規範及解說之修訂研究」[蕭江碧等 2000]之報告參考 IBC 2000 已開始具體融入結構耐震功能性評析及設計要求，重新檢討台灣耐震規範，特別針對強地動特性、微震區之劃分、近斷層特性及構造物之耐震功能性等加以考量，力圖引進耐震功能性設計法之理念。最小設計水平總橫力之計算中，將既有規範中之 ZC 值合併成為  $S_{ad}$ ，同時，考量近斷層效應以及地盤特性，該規範草案中，也對結構系統特別是其不規則性加以定義，以便區別所採用分析方法之複雜度，除了對構造物部分有具體要求以外，也對非構造物部分、工程品管、隔減震裝置等方面提出建議；但該規範仍然強調強度，結構之塑性也基於強度及韌性容量，對一般構造物也仍然僅考量單一的耐震功能性要求，僅對隔震系統及考量近斷層地動時才要求考量最大規模地震潛勢，對不同重要度之構造物之不同功能性未明確要求甚至加以量化；「建築物耐震規範示範例之研擬及規範條文之研修」[蔡克銓等 2002] 以範例檢討上述修訂規範之條文及解說是否有不清楚或不適宜之處，特別建議將日本道路協會 1996 年版之「道路橋示方書 V 耐震設計篇」中有關土壤液化及 Seed 簡易經驗法等相關規定列於解說中以供參考用；「建築物結構耐火技術性能式設計法之研究」[邱耀正與許茂雄 2001] 考量近年來歐美及日本等國對建築物防火安全要求，該研究針對不同構造系統(RC、鋼結構、木結構、磚構造等)，分別比較各國之耐火理論及計算方法之異同，進而建立國內建築物耐火評估方法，同時指出對於相同之耐火功能性之設計，以日本的功能性檢證法

較為經濟合理，而我國現行規範相對保守；「建築設備耐震規範之研訂(II) -- 管線設備耐震規範之評估」[姚昭智與林其璋 2000]更以功能性設計法不僅考量構造物本身，同時考量其附屬設備之功能性之理念，檢討管線設備之耐震規範；「公路橋梁耐震設計規範及解說之修訂研究」[羅俊雄等 2001b]特別強調近斷層水平加速度係數；目前上述擬修改規範中，變異最大的為考量地盤土壤及近斷層對反應譜之影響[羅俊雄與陳昭佑 1999]，進行地震危害度之分析[羅俊雄等 1999]以提供規範建議值。

民國八十七年由資策會委託美國 RMS(Risk Management Solution) 公司撰寫 HAZ-Taiwan 地震損失評估系統以便有效評估地震潛在的危害性，為使該系統更模組化與本土化，國家地震工程研究中心葉錦勳博士等多位專家學者，經過多年的努力，終於完成『台灣地震損失評估系統-TELES』之建置，提供各級政府與民間業者評估地震潛在危害度的工具，可以在平時作地震境況模擬，以便了解各種規模與不同震源機制下各地區受損程度，訂定防救災計劃；也可在地震發生後的短時間內，提供早期災害分佈情況，以協助緊急應變中心規劃緊急應變措施；還可結合易損性分析進行地震風險評估。

雖然國內對港灣構造物之設計[侯和雄與王慶福 1993、交通部技術標準規範港灣類工程設計 1999、港灣技術研究所 1997]、安全性之評估[張學孔等 2001]、港灣設施在地震中之災損調查與評估[簡連貴等 1999]、土壤液化[李咸亨 2002、陳景文 2002、溫紹炳 2002、簡連貴等 1997]、分析方法[張國泉 1995]等均有研究，但有關港灣構造物之功能性設計法的研究較少。國立台灣海洋大學以棧橋式碼頭為例[張權 2002、張景鐘 2002]，嘗試採用 ATC-40 容量振譜法理論與易損性分析，對港灣結構物之震害進行評估；李賢華等[2002]也以棧橋式碼頭為例，由結構試驗探討破壞指標與試體表面破壞現象之關係；但國內目前尚缺乏一較完整的研究對功能性設計法進行系統性的介紹以及對特別課題進行較深入的探討，且目前相關之設計基準仍未引進功能性設計之理念，故有待工程界急起直追。期待藉由本計畫之研究成果，得使我

們擠身於國際港灣構造物功能性設計之林，且為逐步改善國內港灣構造物之設計規範，產生拋磚引玉之效。

## 第三章 功能性設計法概述

### 3.1 序論

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。功能性設計法是以控制結構破壞程度為標的之設計方法，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壽命期的各階段之耐震功能性，並以構造物整個壽命期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[Fajfar and Kowarinkler 1997]。

本章主要介紹功能性設計法之輪廓，因考量土壤液化與港址的選擇、碼頭震後的破壞以及所採用之數值分析方法(第六章)等之相關性，故本章也特別對土壤液化潛能分析之文獻作一整理以供參考。

### 3.2 工作應力法→強度設計法→功能性設計法

鋼筋混凝土的使用可追溯到十九世紀末到二十世紀初，在這之前或同期，大多數設計者在工作中遇到的是具有彈性行為的木材或鋼材，所以，最初鋼筋混凝土之設計也採用同樣之彈性方法。被採用了約半個世紀的工作應力法(Working Stress Method)，假設鋼筋混凝土為各向同性之線彈性材料，只要應力足夠小，鋼筋混凝土近似為彈性，

而分析中，將其中一種材料(鋼筋或混凝土)也轉換為等效的另外一種材料(混凝土或鋼筋)代替，以滿足各向同性。而所謂容許應力設計(Allowable Stress Design)就是採用工作應力法，考量使用荷載(包括靜載重與活載重)下，構件所受的應力不超過構件本身的容許應力，並考量不確定因素，採用適量安全係數。但計算構件在使用荷載下所受的應力，通常考量構件開裂與未開裂之情形採用一些假設，實際上計算之應力也未必準確，同時，這種方法也未能掌握構件實際具有之承載能力或破壞狀態。

二十世紀中期，對鋼筋混凝土結構在超過實用荷載力量下之行為有了較好掌握，實驗表明可測得鋼筋混凝土構件之強度，50年代中期，由 ACI 引入強度設計法(Strength Design)或極限強度設計法(Ultimate Strength Design)，該方法強調材料強度而非荷載所產生的應力，不再限定結構之彈性行為，可以預估結構在較高應力狀態下之承載能力，使得應用高強度之鋼筋成為可能，同時可以確保韌性結構之韌性能耐，同樣考量不確定因素，通過隨機概率理論分析，引入載重係數與強度折減係數，以載重係數考量與施加荷載相關之不確定性，調整各載重可能之大小或表達其變異性或估算之準確性，而以強度折減係數表示與材料強度、模擬與分析中的近似或營造之誤差等相關之不確定性，以使設計結果更具可靠性，與結構的實際行為相符，例如：強度設計法考量結構在超過使用荷載之載重下之高應力狀態，實際設計原理基於理想彈塑性模型(降伏強度=極限強度)，所以，對於韌性結構，以與結構韌性容量等相關之折減係數折減設計地震力施加於結構之側向荷載(參見第 5.2.1 節)，仍然以彈性分析方法進行分析，並未真正考量結構可能之塑性變形行為，由此而生的誤差由強度折減係數來反映。工作應力法已逐漸被強度設計法代替，如今，強度設計法更為廣泛地被應用於鋼筋混凝土結構之設計，而直到約 15 年前(1986 年)，強度設計法才經由 AISC 提出載重與強度係數法(Load Resistance Factor Design)應用於鋼結構，而在木結構與磚石結構之應用始於約 5 年前，仍在不斷改善中。

目前，國內 2001 年版鋼結構建築物之設計規範中，工作應力法[內政部營建署 2001a]與強度設計法[內政部營建署 2001b]均存在，各顧問公司也視有無方便之設計工具及業主是否特別要求來決定採用哪一種方法來設計。國內 RC 建築物與橋梁結構之設計均採用強度設計法，而港灣工程之 RC 碼頭構造物仍然採用工作應力法。

耐震設計規範一直均在各地震害與各種研究中不斷受到考驗與檢討再更新，由第二章之內容可知，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傳統規範進行檢討。

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。儘管傳統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。

傳統耐震設計係要求構造物在使用年限內，有足夠的能力抵抗某一可能發生之大地震而不造成生命損失。人命安全固然最重要，但結構設計及營造過程之誤差及未來遭遇地震力大小等之不確定性，使得這種耐震要求仍受到威脅。以往由美國、日本與台灣等各地所發生的震害顯示：除人命安全外，更多的經濟損失來自於構造物或其附屬設施之損壞所帶來的維修、補強，以及正常工作的中斷或營運停頓等。為滿足構造物整個壽命期之綜合經濟利益，功能設計法增加了結構物使用期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。

傳統之耐震設計規範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，而耐震設計規範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規範考量：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0.5、1.0、1.2、1.5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傳統之耐震設計法中，雖然耐震規範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[Moehle 1996]，功能設計法則要求以直接透明之參數表達各等級重要度或危害度之構造物，在不同等級地震危害下之破壞狀態或耐震功能性。

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。

### 3.3 耐震功能性設計法與傳統設計法之主要區別

綜合上述，耐震功能性設計法與傳統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

- 生命週期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，以保證整個設計施工、使用和維護生命週期之綜合經濟利益。

- 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。

- 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，耐震規範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。傳統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。

### 3.4 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 3.4-1[SEAOC 1995]所示，流程中各步驟相關之主要內容如圖 3.4-2 所示，本研究以該流程為工作主軸對第一章第 1.2 節所述之相關內容加以探討。

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 3.4-1)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。

#### 3.4.1 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)，相關內容在第四章詳細探討。

##### 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)，例如：對港灣構造物所在位置土壤液化潛能之分析(參見第 3.6 節)，了解該工

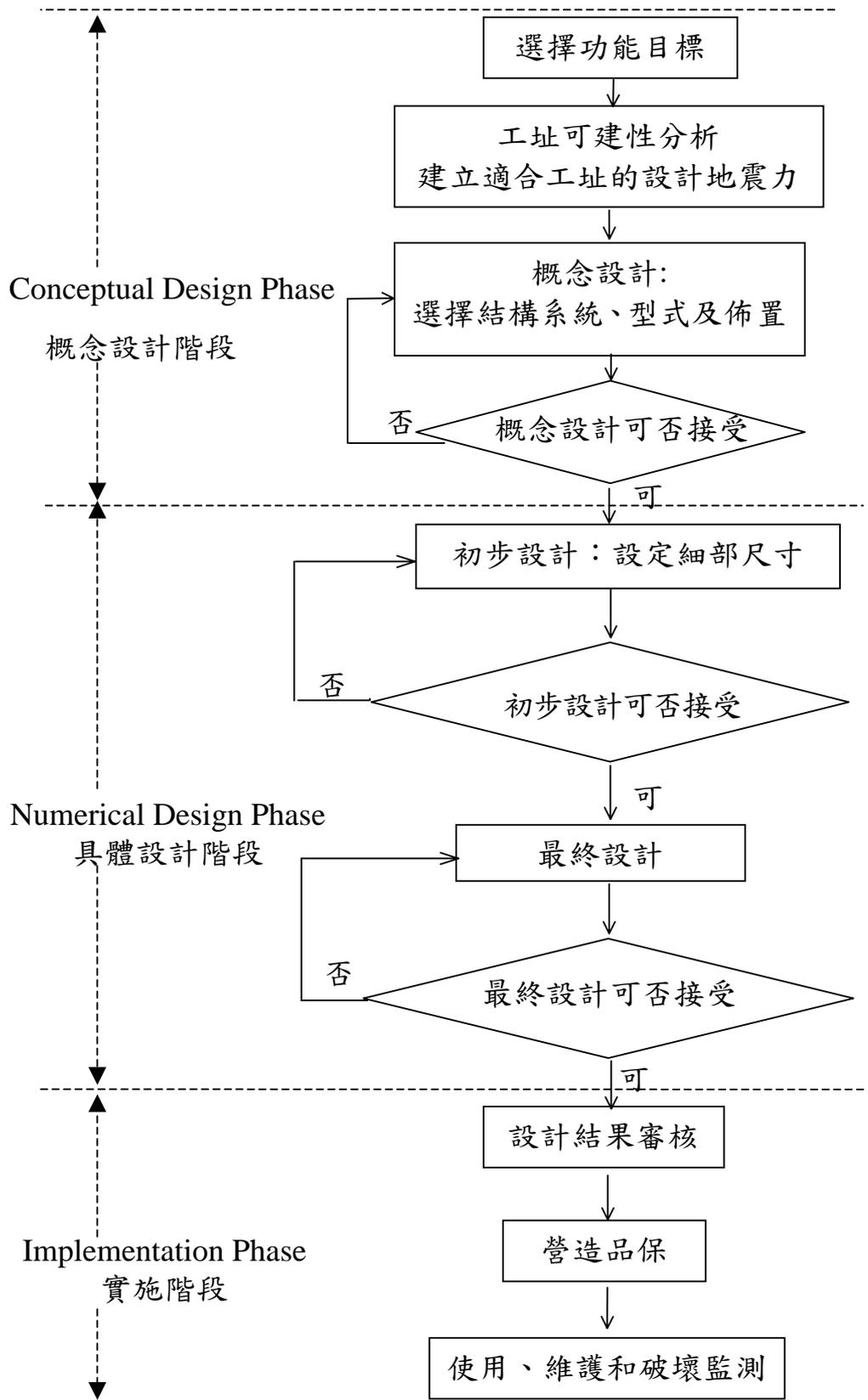


圖 3.41 「功能性設計法」之流程架構圖

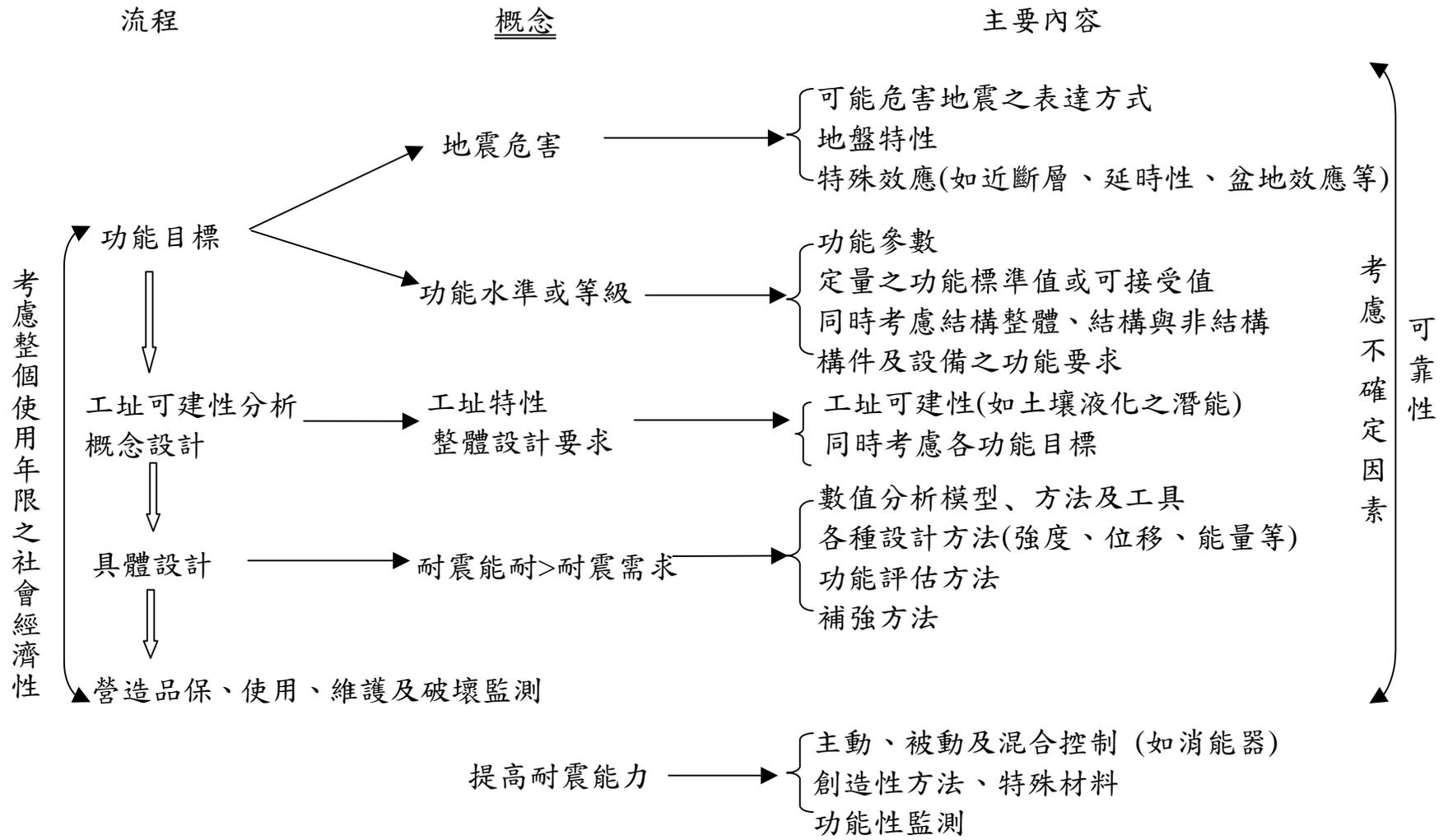


圖 3.4-2 功能性設計法(PBEE)之內容

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規範之功能性要求。例如，對液化潛能高之區域進行地質改良[張惠文等 1992、賴聖耀等 2002](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。值得一提的是，許多構造物特別是建築物之工址，通常是土地所有者所擁有的財產，所以，遷移工址也並非一定可行，所以，發展特殊技術以減小潛在危害，仍需繼續研究；即使是國有土地，遷移工址也需要與建管單位等進行配合，所以，功能性設計法之理念中，也強調各領域之間，工作者相互合作與協調，以保證構造物之功能性。

## 概念設計

概念設計是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(參見第 4.3.2.2 節)，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。目前碼頭設計基準及說明[交通部，民國 86 年]之第五篇對碼頭規模、碼頭佈置及碼頭結構型式之選擇作了簡要說明。

能量平衡方程有助於概念設計，檢視能量平衡方程式：

$$E_I = E_E + E_D = E_K + E_S + E_{H\zeta} + E_{H\mu} \dots\dots\dots (3.1)$$

其中， $E_I$ 、 $E_E$ 、 $E_D$ 、 $E_K$ 、 $E_S$ 、 $E_{H\zeta}$ 及 $E_{H\mu}$ 分別為地震輸入能量、結構固有之彈性能、消散之能量、動能、應變能、遲滯阻尼消散能及遲滯塑性變形消散能，設計者可考慮技術性與經濟性，決定地震輸入能量 $E_I$ 由 $E_E$ 代表之彈性變形來平衡，還是需要使用變形韌性比 $\mu$ 所意味的構件破壞來增加塑性變形( $E_{H\mu}$ )，或需在合適位置使用消能裝置( $E_{H\zeta}$ )來控制結構之行為，而當使用增加 $\mu$ 值所增加之塑性變形( $E_{H\mu}$ )無助於改善結構之行為時，若可能，設計者可考慮採用特殊技術(例如建築物或橋梁結構所用之隔震技術)以降低地震輸入能量 $E_I$ 。

概念設計準則之主要目的在於減小因結構分析或不確定因素所造成分析結果與結構之真實行為之間的差異，例如盡量採用規則性的構造物，因為這些結構相對簡單且較容易分析與設計，質量、強度、勁度等在平面或立面之突然變化(不均勻或不連續)將使得側向荷載之分布及結構變形與規則結構相差很大，雖然這或許可以經由複雜的分析方法特別地設計，但仍然應盡可能減小不確定因素之影響[Bertero 1982]。

雖然傳統之設計法在初步設計中也有類似之考量，但功能性設計法中，要求根據可以接受之破壞程度，明確量化設計所用之功能性目標，該設計目標可能容許一定程度之變位，而與傳統之設計可能不容許變位(例如重力式碼頭之滑動)所導致概念設計之結果也有差異。

### 3.4.2 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，其一為採用傳統之設計方法，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(參見第六章)，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[薛強 2002]，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水準標準值，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，可採用重新設置扶直之工法；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。具體內容不在本研究範圍，有興趣者可參考管野高弘[1999]、広瀬宗一[1996]。

### 3.4.3 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，有關碼頭維護管理及安全檢測之詳細內容可參考交通部運輸研究所港研中心蘇吉立先生所著「碼頭維護管理草案之初步建議」。

相關功能性設計法之實施階段具體細則、社會經濟性與不確定因素之考量、以及提高耐震功能性之方法等(圖 3.4-1)，非本研究之工作內容，在此不詳述。

### 3.5 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 3.4-2 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(參見第四章)，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(參見第 3.4.2 節)。

### 3.6 土壤液化潛能分析

由於土壤液化為港灣構造物，特別是重力式碼頭受損主要原因之一，本節特別針對第 3.4.1 節概念設計中工址可建性分析所提及之土壤液化問題進行文獻回顧。目前，國內對砂質土壤液化之定義、影響因素、評估條件、評估或判定方法以及防治與處理之方法均有規範可循，本研究僅列出既有規範與其他研究文獻中較典型方法，以供參考。

### 3.6.1 概說

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

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

影響土壤液化之因素[林美聆等 2001、賴聖耀等 2002]包括：相對密度(密度越高者越不易液化，<50%者易發生液化、>70%不易液化)、土壤顆粒特性如大小、級配與形狀(細砂較粗砂粉土易液化、級配均勻者較級配優良者較易液化、球型較其他形狀之顆粒液化之可能性較大)、土壤種類(砂土液化可能性最大)、地下水位(地下水位高者易液化)、細料含量(等相對密度下，細料含量增加可降低土壤液化潛能)、細料塑性指數(液化阻抗隨塑性指數增加而提高)、有效圍壓(深層土圍壓較大，液化阻抗較高)、振動延時與強度(延時越長、強度越大，液化潛能越高)、擾動(緊密砂受擾動後變疏鬆，易液化；疏鬆砂受擾動後變緊密，液化阻抗提高)、應力歷史(曾受過小規模地震之土層，因互鎖作用使得液化阻抗提高)、過壓密比(此值越高，液化阻抗越大)。Iwasaki et al. [1982]之研究顯示：現有河床、古河道、沼澤、新生地與谷地最可能發生液化現象；沖積扇、沖積平原、天然土提、沙丘、海灘、河灘與平原地有可能發生液化；台地、丘陵與山地較不會發生液化。

由於碼頭構造物係常建築在屬於沖積土層之臨海地區，而建造過程中也常以抽砂來填碼頭後線陸地，這些土層最可能發生液化現象，而過去的震害也顯示，因土壤液化而造成碼頭破壞之情形很常見(參見

第四章)所以，港灣構造物之耐震設計中，在概念設計階段對工址進行土壤液化潛能之分析以及設計初步完成後之液化檢討非常必要。

### 3.6.2 土壤液化潛能之評估

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

以下對較常用之方法作簡要說明：

- (1) 簡易判斷法 (可參考國內現行規範)
- (2) SPT-N 法

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

- T&Y 法 [Tokimatsu 與 Yoshimi 簡易經驗法, 1983]
- Seed et al. 簡易經驗法 [1985]
- JRA 法 [日本道路協會簡易經驗法, 1990, 1996]
- CBC 法 [中國大陸簡易經驗法, 1989]

以上各方法之具體內容與評估流程可參考：(i) 賴聖耀等 [2002] 所著交通部運輸研究所報告 MOTC-IOT-91-HA01-01「港灣

地區大地監測調查與液化防治之研究」、(ii)林美聆等[2001]所著國家地震工程研究中心報告 NCREE-01-017 「全國液化潛能圖之製作及評估方法之研究」、(iii)行政院交通部, 民 90[2001]頒布之「公路橋梁耐震設計規範修訂草案之研究」成果報告 MOTC-STAO-90-004、(iv) 營建署「建築物基礎構造設計規範」第十章、(v)網頁 <http://kbteq.ascc.net/archive/nsc/eidc/1/t11.html>, 由國立成功大學土木工程學系倪勝火與賴宏源先生所著「常用液化評估法對 921 地震案例適用性探討」一文, 本報告在此不再重複敘述, 該文章對以上各法以及 Arias 震度簡易經驗法之評估流程與方法作了較好說明, 並且應用來評估南投及彰化地區在集集地震中土壤液化潛能後指出: 當 PGA 較高時, 各方法評估之液化潛能均較高而差別不大; 若液化區細料含量比例較高, 但 SPT-N 值不高時, Seed et al. 簡易經驗法比其他方法來得保守; 對於粉土含量高之土層, JRA 法與 T&Y 法均低估土壤液化潛能; CBC 法較適合粉土含量較高之地區, 有待國內研究加以借鑑並修正; Arias 震度簡易經驗法較不合理而不建議採用。黃俊鴻與陳正興(1999)所著國家地震工程研究中心報告 NCREE-99-043「土壤液化機率分析法之研究」建議採用 T&Y 法作為基本液化潛能評估方法, 其原因在於:(a)該法對於低 SPT-N 值級高 SPT-N 值砂土抗液化強度之估計較合理;(b)考量細料對抗液化強度之影響方式較合理;(c)對液化後土質參數之折減有考量緊密砂土反覆流動性之特性。JRA 法為目前國內公路橋梁及建築物耐震設計規範所採用之評估方法, 但李咸亨、吳志明與郭政彥等人[2001、李咸亨 2002]之研究探討包括以上各法級 NCREE[1997](註:該方法係 1996 年美國國家地震工程研究中心支助研究後, 對 Seed et al.簡易法之修正版)等十種液化評估方法後指出:Seed et al.[1985]之預測方法最適合作為國內液化評估規範。

### (3) CPT- $q_c$ 法

基本上, 此法之精神與 SPT-N 法一樣, 其差別僅在於改使用圓錐

貫入阻抗 $q_c$ 作為評估之參數，具體內容及設計流程可參考 SPT-N 法之參考資料(1)~(3)，或參考網頁 <http://kbteq.ascc.net/archive/nsc/eidc/1/t19.html>上，由國立成功大學土木工程學系李德河與古志生先生所著「CPT 於新生地液化評估及地盤改良之應用」一文，以及 Olsen[1997]、Juang 等人[2000a]等文獻[陳景文/集集地震土壤液化總評估研究(II)—子計畫五：CPT 應用於地層調查與液化潛能評估之研究，成功大學]，在此不詳述。

#### (4) 震測剪力波速 $V_s$ 法

此法為 Tokimatsu[1990]經由試驗證明與剪力波速 $V_s$ 相關之最大剪力模數與抗議化強度間有良好之關係，而發展出以現地震測之剪力波速 $V_s$ 為參數來評估液化潛能之方法。可參考國家地震工程研究中心報告 NCREE-01-017 及營建署「建築物基礎構造設計規範」第十章，在此不詳述。

前述文獻中所提及國家地震工程研究中心「全國液化潛能圖之製作及評估方法之研究」係一為期六年之整合性計畫(由包括李咸亨、陳景文、鄭一俊、許華杞、李崇正、黃俊鴻、陳正興、褚炳麟、徐松圻、謝明志、黃富國、簡連貴、林美聆等教授主持研究)，在 85 年度已先完成之「液化潛能評估準則之探討」，為該計畫先建立統一的分析原理和步驟；86 年度起就花蓮、苗栗和嘉義三地開始進行液化潛能圖之繪製；87 年度著手宜蘭縣、台東縣、台北盆地、台中港、高雄縣、台南縣；88、89 年度完成基隆市、台北縣市、台中縣、雲林縣以及高雄市等地區；90 年度完成桃園縣、新竹縣、彰化縣、南投縣及屏東縣等地區之地質鑽探資料搜集與分析並繪製初步之液化潛能圖；91 年度為前期研究成果之種整理，包括收集並建置工程地質鑽孔資料庫，透過地理資訊系統完成全國液化潛能圖之整體繪製及查詢系統之建立，並進行液化評估準則之適用性評估。

交通部運輸研究所—港灣技術研究中心「港灣地區地震監測與土壤液化潛能評估之研究」[賴聖耀等 2002] 探討應用機率分析法來評估

土壤液化潛能，該研究計畫除評估港區沖積土層及回填新生地液化潛能及地表沉陷外，並積極推動港區地震及液化監測系統建置。地震監測係在港區選擇適當地點鑽井至不等深度，埋設地震計，以量測地震資料，分析地層震波之傳遞特性及放大效應。液化監測則是在港區設置觀測井，設置水壓計量取地震時動態孔隙水壓及動態沉陷行為，作為評估液化潛能及地表沉陷之依據。已完成台中港、安平港、台北港高雄港及布袋港之地震及液化監測系統，目前及未來將陸續完成花蓮港及蘇澳港之建置工作。

其他相關研究可參考如：葉吉芳等[1997]以模糊可能性理論評估砂性土壤液化潛能；財團法人台灣營建研究院與土木水利學會大地工程委員會所主辦「土壤液化問題之回顧與展望研討會」(91年12/24-25)。

土壤液化潛能之分析不僅在工址可建性之分析中具有重要作用，在具體設計階段，初步設計確定斷面尺寸以後，再檢討液化對結構物之影響並施行對策也是不可缺少的一環[日本港灣協會 1999]。以上主要介紹傳統設計中常用之『簡易分析法』，在功能性設計法中，所採用之土壤液化潛能分析方法，如同在具體設計階段所採用不同複雜等級之數值分析方法一樣，與耐震結構之重要性、功能設計流程之設計階段以及所考量功能性目標之高低有關，具體內容參見第六章。

## 第四章 功能性設計目標之探討

### 4.1 概述

由第三章對功能性設計法之介紹可以了解：為了讓工程師、業主甚至使用者能較清楚了解構造物在各種規模地震力作用下之耐震能耐，以及確保構造物整個使用年限之綜合經濟利益，功能性設計法要求構造物在各種規模地震力作用下，能滿足其預期之量化功能性設計目標(例如圖 4.1-1)。相較於傳統耐震設計規範僅定性以“至少抵抗 475 年回歸期之地震，即：在 475 年回歸期之設計地震力下，剛性結構物如重力式碼頭不得產生滑動、傾覆、結構強度與基礎承載力不足之破壞；而非剛性結構物如棧橋式碼頭，發生塑性變形後，其韌性比不得超過其容許韌性容量”為單一設計目標，功能設計法則為考量地震中，因維修、補強，以及正常工作的中斷或營運停頓所帶來的經濟損失，而從結構使用階段到接近倒塌過程中，增設多個耐震設計目標檢核點，並加以量化，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。由於功能設計流程是一“設計+檢核”之循環過程，為了避免設計過程中計算量較大，若初步設計方法簡便可行，則可同時考量所有功能性設計目標進行設計，否則，可採用以少量功能目標進行初步設計，而對較多功能目標進行檢核，以保證其整個使用年限之功能性要求。

所以，功能性設計法之研究中，首要任務是根據構造物之重要性及發生破壞後可能引發之危害度，去建立各等級地震力下之耐震設計功能性目標(例如圖 4.1-2，詳見第 4.3.3 節)，包括各地震力等級(以一定年限內地震出現之超越機率或相當之回歸期劃分)和對應的功能性水準或功能性等級。除對各等級功能性定性加以說明以外，為明確量化構造物之耐震設計要求，功能設計法要求以直接、透明且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

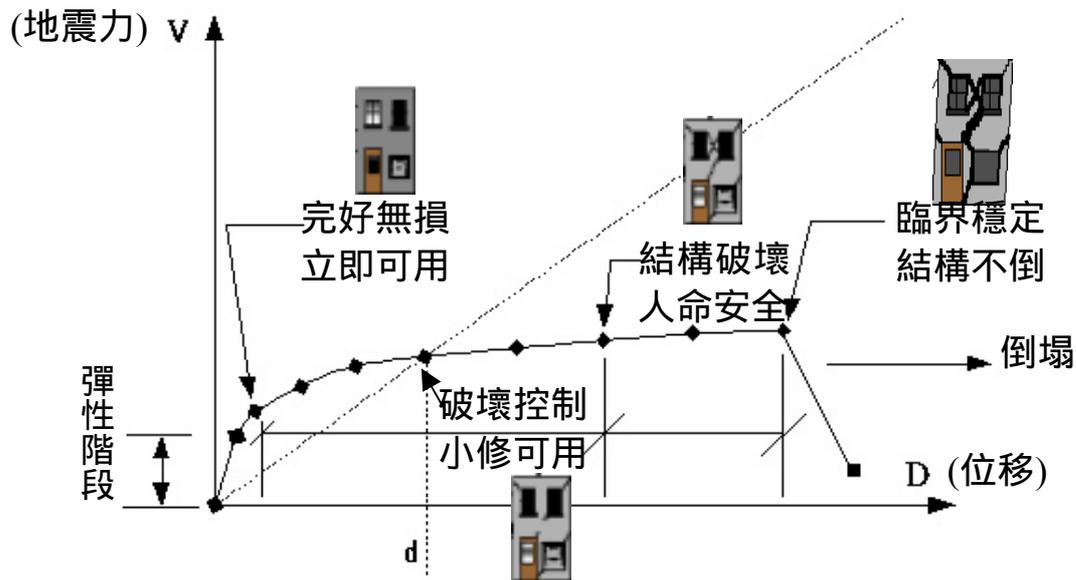


圖 4.1-1 建築物整個使用年限之耐震功能性

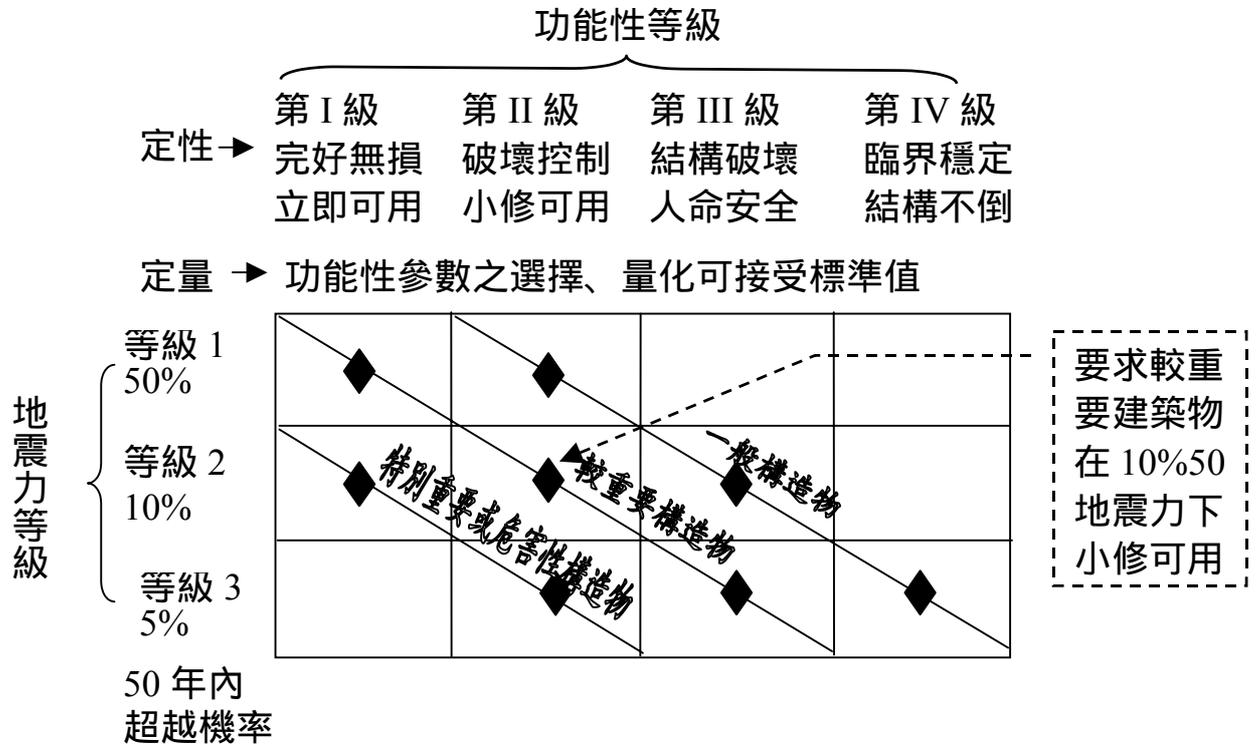


圖 4.1-2 建築物功能性目標之建立

他破壞指標等)表達構造物之破壞狀態或耐震功能性，建立這些參數之可接受標準值，並以之作為滿足功能性之限制條件，即以『在各設計地震力下，計算所得之量化耐震功能性(如強度、變形、能量或特別之破壞指標) ≤ 該等級地震力下，預定之功能性可接受標準值』代表滿足功能性要求，對新建構造物耐震功能性設計或對既有構造物之耐震功能性進行評估。

## 4.2 相關新概念

**耐震功能性(Performance)**：構造物在地震力作用下之破壞及該破壞所造成之影響，包括：對生命安全威脅之大小、使用機能之維持或喪失、恢復正常機能之快慢及花費之多少、對使用者、業主與社會(環境、經濟、歷史文化等)之損害性。

**功能性水準或等級(Performance Level)**：結構物可接受之最大破壞程度與影響程度。

**功能性設計目標(Performance Objectives)**：結構物在某一設計地震力下被期望具有的耐震功能性等級。

**功能性標準值(Performance Criteria)**：功能性水準或等級之量化值，即：表達構造物功能性之參數不允許被超過之極限狀態值。

如第 1.2 節所述，本研究中，耐震功能性僅針對構造物之結構破壞(Damage)及其本身之機能而言，其他相關影響課題非本研究之工作範圍。

## 4.3 功能性設計目標

如上所述，功能性設計目標係指某一等級設計地震力下，構造物被期望具有的功能性水準，所以，首先要針對地震力之等級進行劃分，再確定各等級地震力下，吾等預期或要求構造物所具有之功能性水準。

### 4.3.1 地震力

#### 地震力等級：

地震力等級之多少及劃分與相應之設計功能性目標相關，目前臺灣耐震設計規範因考慮單一功能性目標，而僅用一個等級—475 年回歸期之地震力進行設計。

地震力等級之劃分可以經由一定年限內發生地震之超越機率 (Exceedance Probability) 或相當之回歸期表示，地震力回歸期與超越機率之關係為：

$$P_R = \frac{1}{1 - e^{0.02 \ln(1 - P_{E50})}} \dots\dots\dots (4.1)$$

其中， $P_R$  為回歸期， $P_{E50}$  為 50 年內之超越機率，例如：50 年內超越機率为 50% (表示為 50%50)，約相當於回歸期 72 年 (或約 75 年)；超越機率为 10%50，約相當於回歸期 475 年。

由第二章可以了解：目前，相關 PBEE 之研究文獻中多以建築物為主，橋梁結構次之，而國內港灣構造物之耐震設計規範之部分內容 (例如：震區劃分、工址水平加速度係數、正規化反應譜加速度係數、地震力折減係數等) 也均參考這兩種構造物之設計規範訂定，所以，本報告在此，將 PBEE 相關之部分文獻 (包括建築物、橋梁及港灣構造物) 中對地震力等級之劃分總結如下：

- (1) Vision 2000 [SEAOC 1995] 分四等級地震力：42 年、72 年、475 年與 970 年回歸期。
- (2) [ATC-40 1996] 分三等級地震力：使用級地震力 (The Serviceability Earthquake) SE，超越機率为 50%50，約 75 年回歸期；設計地震力 (The Design Earthquake) DE，超越機率为 10%50，約 475 年回歸期；最大地震力 (The Maximum Earthquake) ME，超越機率为 5%50，約 1000 年回歸期。

- (3) [FEMA-273 1997]地震力以 50%50(約 75 年回歸期)、20%50(約 225 年回歸期)、10%50(約 475 年回歸期)、2%50(約 2500 年回歸期)劃分等級，但實際補強設計目標主要採用兩等級地震力：(i) 基本安全地震力-1(Basic Safety Earthquake) BSE-1，超越機率 10%50 (不超過 2/3 倍 BSE-2)，(ii)基本安全地震力-2 (BSE-2)，超越機率 2%50 之最大地震力 MCE(Max. Considered Earthquake)。
- (4) [FEMA-350 2000]分二等級地震力：最大地震力 MCE (Max. Considered Earthquake)，超越機率 2%50，約 2500 年回歸期；設計地震力 DE(Design Earthquake)，對於地震出現頻率不高之區域(Low Seismicity)可能為 750~1250 年回歸期之地震，且各地均一致，對於地震出現頻率中等~高之震區(moderate~high seismicity)可能為 300~600 年回歸期之地震，而且，即使工址相近之不同區域，設計地震力之大小也可能有別。
- (5) [SEAOC 1999 Appendix]分四等級地震力：經常性地震力 87%50=25 年回歸期；時常性地震力 50%50=72 年回歸期；稀有地震力之年平均超越機率 0.12% 0.4%=250 800 年回歸期；最大地震力之年平均超越機率 0.04% 0.12%=800 2500 年回歸期。
- (6) [IBC 2000]：地震力等級直接以其反應譜參數表達：根據地盤分類，分別可採用通用確定法(General Procedure)與特定工址法(Site Specific Procedure)。通用確定法根據地盤種類，最大考量地震力 MCE (Max. Considered Earthquake)反應譜在短週期與 1 秒處之譜加速度值由圖表確定，其 2/3 作為設計地震力之譜加速度值，再建立設計反應譜。特定工址法確定 MCE：分概率法(Probabilistic)與定值法(Deterministic)，前者考量 2%50(約 2500 年回歸期)之地震力，後者以考量工址附近特定斷層之地震動而計算之反應譜平均值之 1.5 倍作為 MCE 反應譜，同樣，MCE 譜加速度值之 2/3 作為設計地震力之譜加速度值。

- (7) [Otani 2000]文中指出 2000 版修正之日本建築基準法(Building Standard Law)採用二等級設計地震力:50 年回歸期;500 年回歸期
- (8) [蕭江碧等 2000]內政部建築研究所,『建築物耐震規範及解說之修訂研究』,研究計畫成果報告 MOIS-892040:建築物主要以 475 年回歸期(10%50)之設計地震力為標準,對具有隔震系統之建築物或考量近斷層地震時,需考量 2500 年回歸期(2%50)之最大設計地震力。
- (9) [羅俊雄等 2001b]行政院交通部,『公路橋梁耐震設計規範修訂草案之研究』研究計畫成果報告 MOTC-STAO-90-004:耐震設計的設計地震力需求主要是以 10%50(回歸期 475 年)的地震水準為標的,當橋梁位於近斷層區域時,需考量最大水平設計地震力 2%50(回歸期為 2500 年)來檢核。
- (10) [日本港灣協會 1999]港灣構造物耐震設計規範採用二等級之設計地震力:等級一為 50%50(約 75 年回歸期)之地震力(對所有碼頭),等級二為回歸期為數百年,如 10%50(約 475 年回歸期)之地震力(僅對耐震強化碼頭,對應後面所謂重要度為 S 級或特定級之碼頭)。
- (11) [INA 2001]: 採用二等級之設計地震力:等級一為 50%50(約 75 年回歸期)之地震力,等級二為 10%50(約 475 年回歸期) 之地震力;並且指出:二等級地震力之考量對於地震出現頻率中~高(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性要求進行設計。

以上文獻中,設計地震力等級主要採用二個等級,對建築物與橋樑,以 10%50 與 2%50 兩等級為多;對港灣構造物,採用 50%50 與 10%50 二個等級。至於日本規範為何要以 50%50 之地震力作為港灣構造物設計地震力等級一, Ichii[2003]在其論文中經過對重力式碼頭在各震度地震力下之營造費與可能之損失費之分析後指出:對於使用壽命為 50 年之構造物,該等級地震力下之耐震設計使得總費用為最低。

## 地震力之表達：

工程實務中，各等級地震規模之大小通常由 PGA 或 PGV 等參數來表達，而地震力通常由反應譜或加速度歷時表達(註：若以震度法計算設計地震力作用於結構之等效側向力，地震力及其規模以與 PGA 相關之震度表示)。通常，應考量(如岩盤 Bedrock)地質構造及地動之歷史紀錄，透過地震危害度分析(Seismic Hazard Analysis)，再考慮特定工址土壤、地震與結構系統之變異性，求得特定工址結構設計之反應譜或地震加速度歷時線，作為結構設計依據，當對週遭斷層機制較了解，對工址可能遭遇之最大地震力有一定把握，距活斷層較近時，可採用定值法[Clough and Penzien 1993]，否則，考量地震力之不確定性，以或然率分析法確定[McGuire 1995]。為方便設計，對於土壤特性較了解之一般工址，可遵循規範之經驗公式與圖表查得 PGA、PGV 與反應譜加速度等資料，對於特殊工址，才採用上述定值法或或然率分析法來確定。

1999 年版日本港灣設施耐震設計基準之震度法中，地震力以「設計震度×自重」或「設計震度×(自重+上載載重)」計算，取對結構物與設施最不利或危害性較大者(前者地震力雖小，但可能因其設計結果之斷面較小而使得安定性比後者來得低)。設計震度以「震區震度×地盤分類係數×重要度係數」計算，設計震度計算結果以四捨五入原則取小數點後二位，其中，A、B、C、D、E 五個震區之震區震度，以等級一(約 75 年回歸期)設計地震力對應基盤加速度期望值(分別為 0.35g、0.25g、0.2g、0.15g、0.1g)決定，分別對應 0.15、0.13、0.12、0.11、0.08 之地區震度；對於耐震強化碼頭在等級二設計地震力(475 年回歸期)下之設計震度，除了在原計算式中取重要度係數=1.5 計算以外，還須根据地盤反應(如 SHAKE[1972、1991])所得之地盤最大加速度 PGA 值，水平震度由  $PGA/g$  (當  $PGA \leq 200gal$ ) 或  $1/3(PGA/g)^{1/3}$  (當  $PGA > 200gal$ ) 計算後，取較大者作為設計震度；僅對非耐震強化設施，設計震度以不超過 0.25 為上限；僅對於近活斷層區域之耐震強化碼頭，設計震度以不小於 0.25 為下限。地盤根據土壤特性與厚度分類，

對應第 1、2、3 種地盤之分類係數分別為 0.8、1.0 與 1.2。重要度係數對應於特定(S 級耐震強化碼頭)、A 級、B 級與 C 級四種類別構造物，分別為 1.5、1.2、1.0 與 0.8 不等。

對於剛性結構物，國內現行規範以類似日本規範之震度法計算，惟國內僅採用 475 年回歸期之設計地震力，工址設計震度以各震區之水平加速度係數(參見第 5.2 節)之一半計算，且沒有考量工址地盤特性。

對於非剛性碼頭，日本規範以改進後之震度法計算，與國內基於彈性設計反應譜之做法(參見第 5.2 節)差異相對較大。日本改進後之震度法中，地震力同震度法計算，但等級一地震力對應之震度  $K_h$  以棧橋結構固有週期  $T_s$  對應於假想固定端(假想地表面以下  $1/\beta$ )之地盤水平加速度反應譜係數(譜加速度/g)計算，其中，地盤反應譜可以採用如 SHAKE[1972、1991]等軟體求得，SHAKE 是以水平分層地盤為解析對象，採用重複反射模型，以一維等效線性法分析求取地盤反應之方法，對應不同地盤週期  $T_g$ ，反應譜可能不同，規範中已建立等級一地震下震度與  $T_s$ 、 $T_g$  之關係曲線。等級二地震力對應之震度以最大可能地盤加速度經由  $PGA/g$  (當  $PGA \leq 200\text{gal}$ ) 或  $1/3(PGA/g)^{1/3}$  (當  $PGA > 200\text{gal}$ ) 計算後，取較大者作為設計震度。結構物之重要度未如剛性結構物反應在設計震度計算中，而以不同之容許位移韌性比來表示，例如：對鋼管直樁棧橋式碼頭，在等級一地震力下，對耐震強化碼頭(重要性係數為 1.5 者)要求保持彈性，容許韌性比  $\mu_a$  (國內稱為  $R_a$ ) = 1.0；對 A、B、C 級重要性不同之碼頭，要求容許韌性比  $\mu_a$  分別為 1.3、1.6 與 2.3；在等級二地震力下，耐震強化碼頭容許韌性比  $\mu_a$  以  $1.25 + 62.5(t/D)$  計算並且不超過 2.5，其中， $t$  為鋼管壁厚(mm)， $D$  為鋼管直徑(mm)。

國內現行耐震設計規範中，工址之設計反應譜加速度值，係經由 PGA 對各類工址地盤上構造物之正規化設計反應譜進行折減得到，國內擬修訂之建築物[蕭江碧等 2000]與橋梁[羅俊雄等 2001b]耐震設計規範，參考美國相關研究報告(例如 ATC-40)與新頒布之規範等，考量地盤特性、可能斷層與震源距離，不再以折減正規化反應參數之方式，

而根據地震危害度分析之結果，直接定出各微分震區(以鄉、鎮、市等行政區為單位劃分)之設計與最大水平譜加速度係數( $s_a$ )之計算公式與圖表，以方便工程師設計，有關反應譜可參見第 5.2 節。

地震加速度歷時線，可採用所紀錄的或人造地震歷時，除了考量反應譜與設計反應譜相當以外，還需要考量頻譜內涵(Frequency Content)、地表最大加速度 PGA、強震延時等與設計地震一致。

#### 4.3.2 功能性水準或等級

結構物之功能性水準與其地震中之破壞型式與破壞程度相關，美國、日本、歐洲、紐西蘭、中國大陸及臺灣本土耐震設計基本原則，都定性地反映了構造物不同程度的耐震要求。如日本要求：中小地震力作用下，構造物具有足夠強度；大地震下，構造物具有足夠韌性。歐洲 Eurocode 8 規範要求：10 年回歸期使用地震力下構造物仍可使用，而在 450 年回歸期地震力下構造物達極限設計狀態。中國大陸以“小震不壞、中震可修、大震不倒”作原則，臺灣則以中小型地震時保持在彈性限度內，大地震時容許產生塑性變形，但韌性需求不得超過容許韌性容量為基本原則。美國在推出功能性設計理念後更具體提出：構造物使用期間在頻繁出現之小地震作用下避免非結構破壞；在時而發生之中級地震力作用下避免結構破壞，儘量減少非結構破壞；在稀有強大地震力作用下避免倒塌或嚴重破壞。在功能設計法中，這些設計原則需要根據構造物之用途或重要性等，相應於各等級地震力而明確規定。

雖然功能性設計法除了考量結構物本身之功能性以外，還考量非結構構件及其附屬設備之功能性，但本研究之範圍如第 1.2 節所述，以考量結構物本身之功能性為主，若碼頭上面有如起重機具等附屬設施，還需要針對這些附屬設施(起重機具、吊裝軌道基礎)之結構安全性與維護其使用功能，以相關參數加以量化[INA 2001]，具體內容暫不在本報告中討論。

#### 4.3.2.1 功能性水準之定性

由於功能性設計法之理念在於保證構造物整個使用年限(從規劃、設計、營造與使用維護)之綜合經濟利益，所以，需要考量構造物本身的破壞程度(恢復原有耐震能耐之工程費)以及該破壞對運作所造成之影響(例如：工作中斷所造成之損失等)。既有相關建築物之文獻[ATC-40、FEMA-273、SEAOC 1999-Appendix、FEMA350 等]在對建築物功能性之解說中，將功能性分為不同數量之等級，基本可用圖 4.1-1 與 4.1-2 代表，即：構造物本身的破壞程度，可以由圖 4.1-1 所示構造物受力之變形曲線上，對應各變形階段之狀態點來表示，狀態點之多寡對應功能目標之多寡，點數越多，對構造物整個變形行為之掌握越清楚。但實際設計時，通常考量第 4.3.1 節所述二等級地震力下之二個等級之功能水準：如 FEMA-273，分別考量在設計地震力 DE 與最大考量地震力 MCE 下之人命安全與結構不倒；FEMA-350，分別考量在 DE 與 MCE 地震力下之小修可用(Immediate Occupancy)與結構不倒(Collapse Prevention)等，至於考量哪二個等級之功能性(小修可用與人命安全，還是人命安全與結構不倒)，則需視吾等對表達該功能性之參數是否能明確量化、以及對應之功能目標是否直接反應其震後使用者最關切之功能性而定。

1999 年版日本港灣設施耐震設計準則，對應二個等級之地震力(等級二地震力僅對耐震強化碼頭適用)，要求兩種功能性水準：

- 第 I 等級：結構完好，不損壞該設施完整之功能。
- 第 II 等級：結構允許破壞，但能保持設計所預期之功能性(例如：地震後能很快回復其機能)。(第 II 等級僅對耐震強化碼頭適用)

對於非耐震強化碼頭，僅基於等級一之設計地震力進行設計，考量地動之不確定性，對相對重要之構造物所隱含之較高耐震要求，以提高重要度係數來達到。

Uwabe [1983]、Gazetas et al. [1990]特別針對重力式與板樁式碼頭將功能性(破壞)水準分為 5 個等級：

- 第 0 等級：無破壞；
- 第 1 等級：壁體破壞甚微，岸肩可見性破壞，對運作影響不大；
- 第 2 等級：壁體可見破壞，運作暫時中斷；
- 第 3 等級：壁體破壞較為嚴重，但未倒塌；
- 第 4 等級：壁體完全倒塌。

國際航海協會[INA 2001]所頒布之港灣結構物耐震設計準則中，構造物之破壞狀態分為：可以繼續使用之基本完好~破壞得以修復~結構嚴重破壞~結構完全破壞等四個等級，對應這些破壞等級，受影響之運作狀態分為：無損失~運作短期中斷~運作長期中斷~運作完全中斷，所以，港灣構造物之功能性水準可分為：

- 第 I 等級：可以繼續運作之結構基本完好狀態(Serviceable)；
- 第 II 等級：運作暫時中斷，結構破壞得以修復之破壞控制(Damage Control) 狀態；
- 第 III 等級：結構嚴重破壞，運作長期中斷甚至完全中斷之臨界倒塌(Near Collapse)狀態；
- 第 IV 等級：運作完全中斷，結構完全破壞之坍塌(Collapse)狀態。

因過去之震害中，港灣構造物之破壞對人命安全之威脅不如建築物等來得大，故未如建築物相關文獻，特別設立“人命安全”這一等級，但在劃分之原理上是一致的；另外，若考量同用途碼頭當中，設立一定比例之耐震強化碼頭(參見第 4.3 節)，修復破壞碼頭將不至造成營運之停頓，所以，在稀有大地震下，以“允許碼頭結構嚴重破壞而需修復甚至重建”作為耐震設計之最低要求也是合理的，而在工程實務中，除了參照規範之最低功能性要求以外，還需根據業主之實際要求加以修訂。

#### 4.3.2.2 功能性水準之定量 各等級功能性標準值

功能性設計法之特色之一係明確量化可接受之破壞程度即功能水準 稱為功能性標準值(參見第 4.2 節)，用於與分析計算結果比較以判別功能目標是否滿足要求。為了明確量化此值，必須要選擇可以用來

量化構造物功能性之反應參數，這些參數之選擇又與構造物在地震中之典型破壞型式[INA 2001、賴瑞應等 2001]相關。以下分別針對重力式碼頭、板樁式碼頭與棧橋式碼頭，對可用於表達各自功能性之參數，以及既有文獻中相關參數可接受標準值進行說明：

### 重力式碼頭：

重力式碼頭(圖 4.3-1)由壁體與背填料組成，這種碼頭屬於剛性結構，水平地震力比垂直地震力之影響來的大。過去之震害中，依照傳統之耐震設計規範設計之此類碼頭，常見破壞型式包括：向海側之位移(滑動)、沉陷與傾倒，當基礎地層較堅硬時，較典型之破壞型式為向海側之位移與傾倒，若基礎地層較軟弱時，較易發生較大之向海側之位移、傾倒以及沉陷。值得注意的是：對重力式碼頭，土壤液化可能為導致其破壞的原因之一，例如：921 集集地震對台中港 1~4 號碼頭造成嚴重損害，除了地震力已超過設計震度[台中港務局 2000]以外，因土壤液化致使碼頭後線陸地多處開裂、地層塌陷並形成坑洞、碼頭沉箱與背填陸地龜裂並錯開分離，導致碼頭沉箱向海側位移及傾倒，碼頭上各種相關設施及結構物傾倒、破壞等。所以，除了確保基礎具有足夠之承載力，避免土壤液化潛能過高(參見第 3.3.1 節與第 3.5 節)以外，保持這類構造物在背填土壓與水壓下，抗傾覆與抗滑動之穩定性，一直是這類構造物之設計標的。考量這類碼頭之破壞與使用運作之功能性，表達功能性之參數可由以下變位參數表達[INA 2001，圖 4.3-1]：壁體相關參數：向海側之水平位移或正規化水平位移(=水平位移  $d$ /壁體高度  $H$ )、向海側不均勻沉陷量或沉陷量差(註：豎向的均勻沉陷不會引起結構不穩定問題)、向海側傾斜角，岸肩(Apron)變形相關之參數：碼頭壁體與岸肩(Apron)之沉陷差、岸肩不均勻沉陷量或傾斜角等。(註：以下文中所謂位移，若未特別說明，均指永久水平位移)。

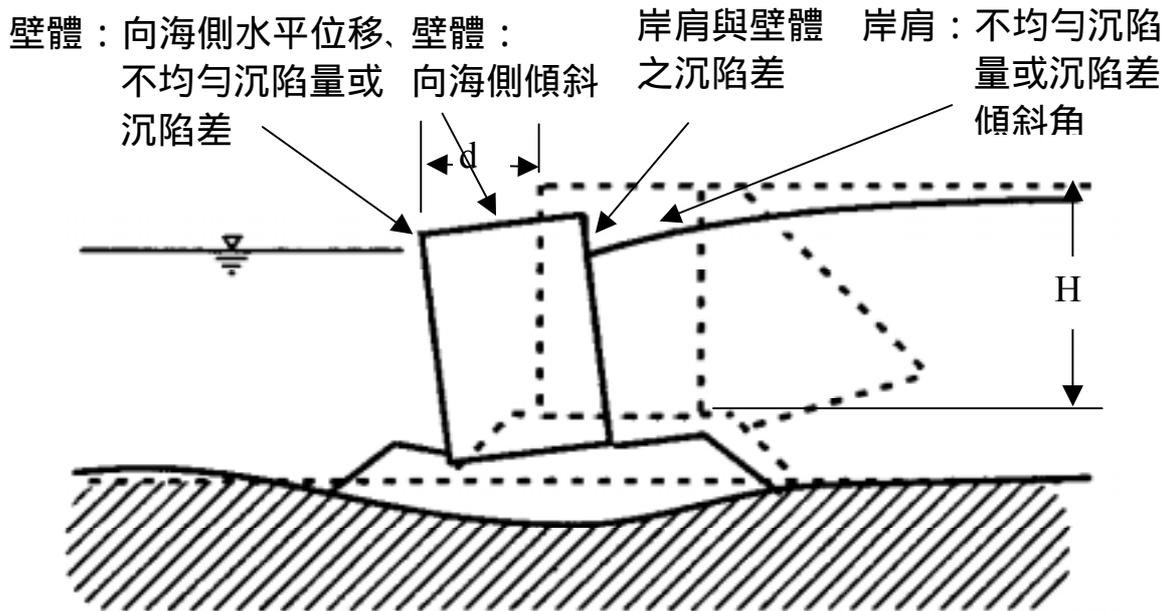


圖 4.3-1 重力式碼頭之功能性參數

資料來源：[INA 2001]

Uwabe [1983]基於震害調查，將各等級(第 4.3.2.1 節)破壞與變位參數相對應而得到如表 4.3-1 之定量指標。

表 4.3-1 重力式碼頭功能性可接受標準值(一)

功能性等級	壁頂最大殘餘位移(cm)	壁頂平均永久位移(cm)
0	0	0
1	<25	<25
2	25~70	25~40
3	70~200	40~200
4	>200	>200

資料來源：[Uwabe 1983]

國際航海協會[INA 2001]所頒布之港灣結構物耐震設計準則中，將第 4.3.2.1 節各等級功能性以功能性參數之可接受標準值加以限定(表

4.3-2)，這些值為最低設計要求，工程實務中，除了參照這些最低標準值以外，還需根據業主之實際要求加以修訂。

表 4.3-2 重力式碼頭功能性可接受標準值(二)

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

註：「待定」表示文獻頒佈當時未能量化者。

資料來源：[INA 2001]

其他定量指標如經濟性等可參見[Ichii 2002]。

以台中港 1 至 4A 號碼頭在九二一集集地震中之破壞情形為例，根據參考文獻[交通部運輸研究所港灣技術研究中心 1999]所推測之沉箱可能變位狀況(圖 4.3-2)或台中港務局[2000]對這些碼頭之災損分析，實際沉箱最大側移量  $d$  達約  $1.6(\text{m})$ [台中港務局 2000 為  $1.68(\text{m})$ ]， $d/H = 8.3\%$ ，依據表 4.3-1 與表 4.3-2，屬第 3 或第 III 級嚴重破壞。

最後，需提及的是：重力式碼頭典型破壞原因之一來至於土壤液化[INA 2001]，所以，對土壤液化潛能較高之工址進行液化防治處理(參見第 3.3.1 節)可以提高這類型碼頭之功能性；另外，此類碼頭之破壞通常不是結構整體之倒塌損壞，而是過大變形引起之破壞，所以，以位移來定義此類碼頭之耐震功能性，並以此作為設計之依據可能更顯適

宜；再有，重力式碼頭之功能性雖可以如上述由壁體之水平位移、沉陷、傾斜角與岸肩之沉降量、沉陷差等表示，其中部分參數之間具有相關性，初步設計與耐震功能性評估時，不必同時選擇所有參數，可視吾等對這些參數在各等級地震力下之可接受極限值之量化是否有把握，選用一個或多個參數表達功能性，在進行具體耐震設計時，以較直接且明確之參數進行設計，再以配套之分析方法來進行較多參數之可接受性評估；在進行耐震功能性評估時，可以較少參數進行初步評估，以較多參數進行詳細評估。

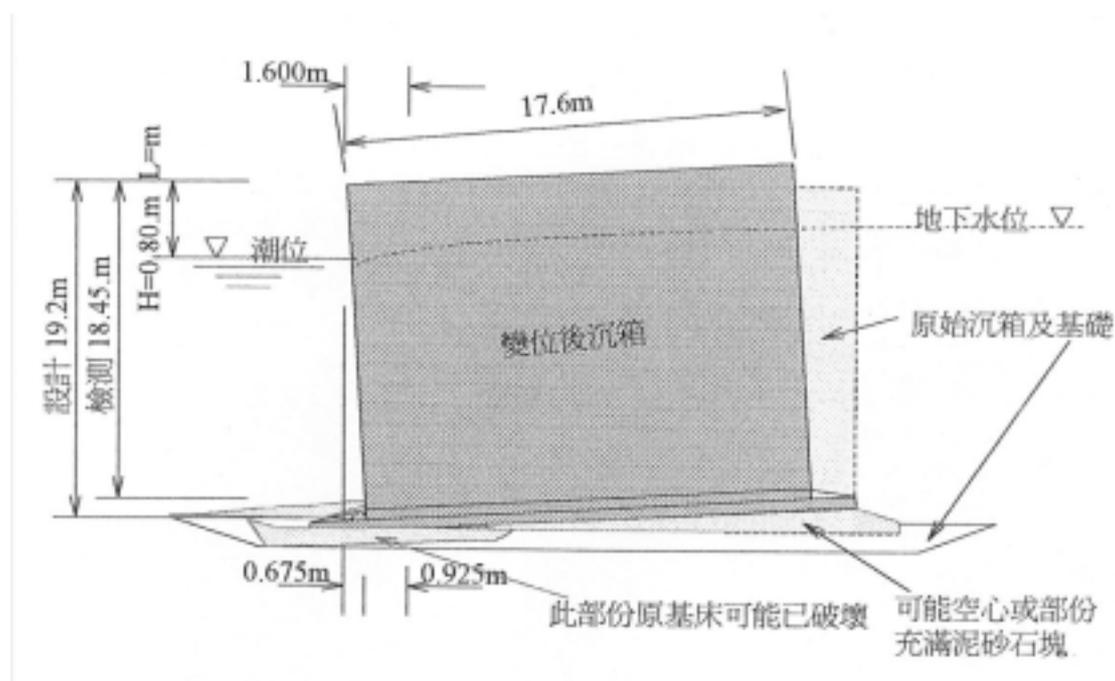


圖 4.3-2：沉箱可能變位示意圖

資料來源：[交通部運研所 1999]

### 板樁式碼頭：

此類碼頭(圖 4.3-3)通常由相互連接的 RC 或鋼板樁、腰梁或圍梁、冠牆、拉桿、錨碇設施與回填料等組成，由上部之拉桿與下部埋設於土壤來支撐，仍以考量水平地震力為主。此類碼頭主要破壞型式包括：因背填土較軟或液化增加了土壤及水對板樁之壓力，使得板樁所承受之彎矩過大而開裂，拉桿破壞，或使得錨碇設施失去作用導致板樁與

錨碇設施向海側之傾倒或移動，考量板樁的破壞與使用運作之可行性，此類碼頭之破壞參數(圖 4.3-3)以：應力(包括基盤面上下板樁部分、拉桿與錨碇設施)，位移(包括板樁與岸肩 Apron 之變位參數-類似重力式碼頭與錨碇設施之沉陷量、附近路面開裂、拉拔位移量等)表達。

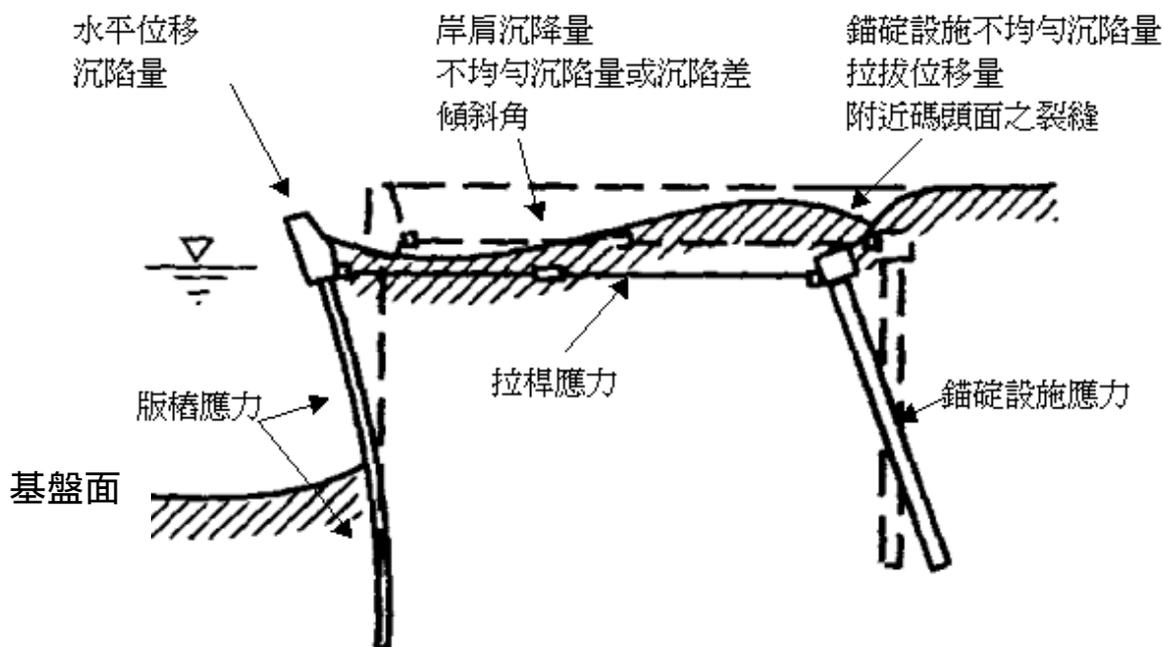


圖 4.3-3 板樁式碼頭之功能性參數

資料來源：[INA 2001]

Uwabe [1983]、Gazetas et al. [1992] 將各等級(第 4.3.2.1 節)破壞與變位參數相對應而得到如表 4.3-3 之定量指標。

國際航海協會[INA 2001]所頒布之港灣結構物耐震設計準則中，將第 4.3.2.1 節各等級功能性以功能性參數之可接受標準值加以限定(表 4.3-4)，這些值為最低設計要求，工程實務中，除了參照這些最低標準值以外，還需根據業主之實際要求加以修訂。

表 4.3-3 板樁式碼頭功能性可接受標準值(一)

功能性 等級	壁頂最大殘餘位移(cm)	壁頂平均永久位移(cm)	
	Uwabe [1983]	Uwabe [1983]	Gazetas et al. [1992]
0	0	0	<2
1	<30	<10	10
2	30~100	10~60	30
3	100~200	60~120	60
4	>200	>120	120

資料來源：[Uwabe 1983、Gazetas et al. 1992]

U.S. Naval facilities[Ferritto 1997]也採用板樁頂之容許永久位移來控制錨碇板樁之損害、減小損失，要求對應於可以忽略之損害狀態，樁頂之永久位移小於 2.5cm；對應於破壞控制到可以修復之狀態，樁頂之永久位移小於 10cm。

### 棧橋式碼頭：

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。此類碼頭之破壞型式主要有：地震太強烈使結構本身無法抵抗施加於其上之慣性力及其他土、水壓力之作用，造成樁基或頂面之破壞，或/和因擋土設施背填土較軟或液化使得擋土設施向海側移動，產生水平推力，導致樁基彎矩過大，形成塑性鉸，或/和因地基含有較軟土層，在地震中發生位移導致基樁破壞。考量此類碼頭之使用運作之可行性，此類碼頭之破壞參數(圖 4.3-4) 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 Apron 部分之沉降差、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。

表 4.3-4 板樁式碼頭功能性可接受標準值(二)

對象	參數		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 $d < 30\text{cm}$	待定	待定	待定
		向海側傾斜角	$<3^\circ$	待定	待定	待定
岸肩(Apron)	變位	岸肩沉陷量	3cm~10cm	待定	待定	待定
		岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm	待定	待定	待定
		向海側傾斜角	$<2^\circ \sim 3^\circ$	待定	待定	待定
基盤面以上板樁	應力或應變狀態		彈性	塑性，不超過容許 韌性或應變極限	塑性，不超過容許 韌性或應變極限	塑性，超過容許韌 性或應變極限
基盤面以下板樁			彈性	彈性	塑性，不超過容許 韌性或應變極限	塑性，超過容許韌 性或應變極限
拉桿			彈性	彈性	塑性，不超過容許 韌性或應變極限	塑性，超過容許韌 性或應變極限
錨碇設施			彈性	彈性	塑性，不超過容許 韌性或應變極限	塑性，超過容許韌 性或應變極限

↑ 同表 4.3-2 ↓

4-18

註：針對補強板樁比補強錨碇設施易，即板樁較錨碇設施先降伏之機制  
 H 為基盤面以上板樁之高度；「待定」表示文獻頒佈當時未能量化者。  
 資料來源：[INA 2001]

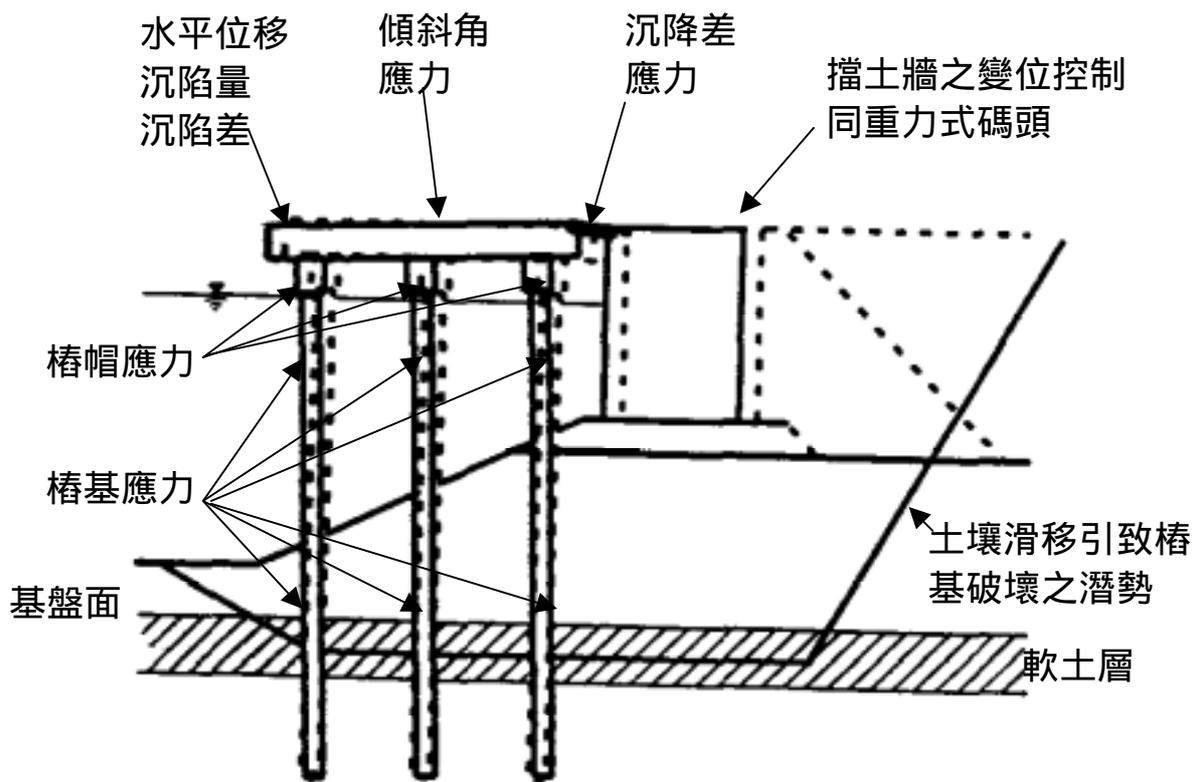


圖 4.3-4 棧橋式碼頭之功能性參數

資料來源：[INA 2001]

國際航海協會[INA 2001]所頒布之港灣結構物耐震設計準則中，將第 4.3.2.1 節各等級功能性以功能性參數之可接受標準值加以限定，其中，與擋土設施與岸肩相關部分可參考表 4.3-2，橋面板與岸肩之沉陷差、向海側傾斜角僅對第 I 等級功能性有量化限制，分別為：小於 10cm~30cm、小於  $2^{\circ}$ ~ $3^{\circ}$ ，對樁基之第 I 等級功能性要求保持彈性、第 II 等級功能性要求控制韌性、第 III 等級功能性要求韌性容量未用完(結構不倒：僅允許一根或限量樁基上有兩處出現塑性鉸)、第 IV 等級功能性超過第 III 等級要求，同時盡量避免剪力破壞，至少在剪力破壞出現以前發生彎曲破壞。

參考目前相關建築物及橋梁以韌性表達結構系統功能性之方式，可借助塑性位移需求比 IDDR(Inelastic Displacement Demand Ratio)[圖

4.3-5]來表示，其意義如同現行規範在 475 年回歸期之設計地震力下，為確保塑性變形不至用盡結構之韌性容量  $R$ ，而設定的安全餘裕，例如：對於棧橋式碼頭，允許非彈性位移達極限值之  $2/3$ ，即  $R_a = 1 + \frac{R-1}{1.5}$  (參見第 5.2 節)。

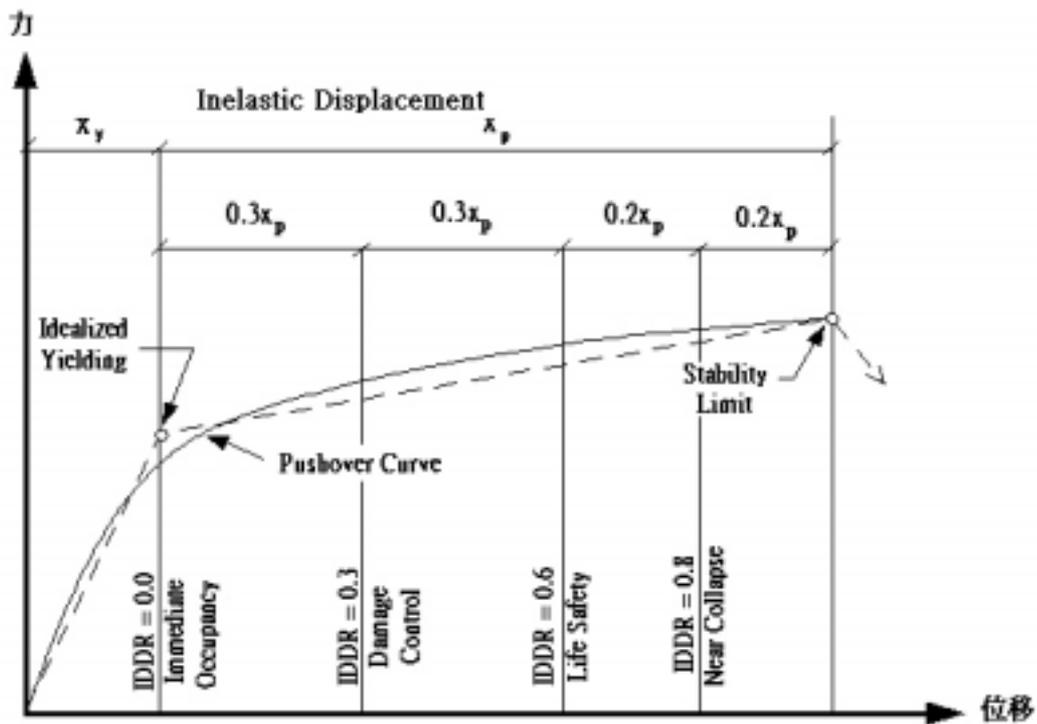


圖 4.3-5 以塑性位移需求比 IDDR 表達結構整體功能性

基於相同理念，日本 1999 年港灣構造物耐震設計規範也對棧橋式碼頭之容許韌性比明確規定，例如：對鋼管直樁棧橋式碼頭（註：地震發生頻繁之日本多用鋼樁，且因震害中發現：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，震害中有較大應力集中或剪力破壞現象，而建議 [INA 2001] 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。而國內之設計規範在棧橋式碼頭之設計地震力計算上與日本差異較大，921 地震中台中港棧橋式碼頭幾乎無明顯損壞。），在等級一地震力下，對耐震強化碼頭（重要性係數為 1.5 者）要求保持彈性，容許韌性比  $\mu_a$ （國內稱為

$R_a$ )=1.0；對 A、B、C 級重要性不同之碼頭，要求容許韌性比  $\mu_a$  分別為 1.3、1.6 與 2.3；在等級二地震力下，耐震強化碼頭容許韌性比  $\mu_a$  以  $1.25 + 62.5(t/D)$  計算並且不超過 2.5，其中， $t$  為鋼管壁厚(mm)， $D$  為鋼管直徑(mm)。

對 RC 棧橋式碼頭樁基之功能性，也可如同 RC 橋柱採用混凝土或鋼筋之應變來表示[Priestley et al. 1996a]。例如 INA[2001]指出若採用簡便分析方法(參見第六章)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  $\epsilon_{cu} = 0.004 + (1.4\rho_{sh}f_{yh}\epsilon_{smh})/f'_{cc} \geq 0.005$  [Priestley et al. 1996b]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、 $\epsilon_{smh}$  圍束鋼筋最大應力對應之應變(對降伏應力為 40psi 之鋼筋為 0.15、60psi 為 0.12)、 $f'_{cc}$  為圍束混凝土之抗壓強度，約為混凝土 28 天極限壓應力  $f'_c$  之 1.5 倍，可參考 Mander et al. [1988]圍束混凝土理論

採用 Priestley et al. 1996b 之計算公式  $f'_{cc} = \left( 1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f'_l}{f'_c} - \frac{2f'_l}{f'_c}} \right) f'_c$ ，

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 [Priestley et al. 1996b]。前面所提日本 1999 年版設計基準對直樁棧橋式碼頭之位移韌性比之標準值規定就是基於以上應變標準值，再經由應變與曲率之關係、曲率與位移之關係[Priestley et al. 1996]而得到，唯對鋼管直樁棧橋式碼頭，INA[2001]提出若採用簡便動力分析法(參見第六章)，第 4.3.2 節之第 II 等級之破壞可由極限應變不超過  $\epsilon_{max} = 0.44 \frac{t}{D}$  量化，其中， $t$  為鋼管壁厚， $D$  為鋼管直徑。

對預應力 RC 構造，預應力鋼筋束之應變增量在第 1、2 級地震力作用下，非埋設與埋設部分分別不超過 0.04 與 0.015；對鋼結構，在第 1、2 級地震力作用下最大拉應變分別不超過 0.008 與 0.025。

同樣，除了參照規範規定之這些標準值(最低要求)以外，還需根據業主之實際要求加以修訂。

綜上所述，各類碼頭之各等級功能性可以經由與其破壞相關之各種參數之可接受極限值來反應，這些標準值主要根據實際震害之調查、數值分析以及專家意見之總結而訂定。建立功能目標(第 4.3 節)時，需視吾等對該等級地震力下之功能性是否很在意、所選用之功能性參數在所考量之各等級地震力下之可接受極限值之量化是否有把握，選用一個或多個參數表達功能性。耐震設計時，為確保各地震力下之功能性，可以直接經由確保這些參數(一個或多個)不超過該極限值，來分別或共同確定構造物之細部尺寸，並以最保守之結果作為最終設計結果，例如：以預設之目標位移或/和韌性來進行設計之所謂直接位移設計法[薛強 2001]就是採用該方式來設計；若沒有可以由功能性參數之極限值來直接進行設計之方法時，考量功能性設計法係一初步設計+檢核+最終定案之過程，可以間接採用傳統或工程師熟悉之方法進行初步設計後，再以數值分析檢核在設計地震力作用下，這些表達功能目標之參數值是否不超過可接受標準值來確保功能目標，例如：以傳統之強度設計法來進行設計，而以數值計算功能目標位移參數之所謂間接位移設計法[薛強 2001]就是採用該方式來設計。

1999 年版日本港灣設施耐震設計準則也在第 12.2 節之[參考](2)中指出：要判斷耐震強化碼頭在等級二設計地震下是否能保持預期之機能，要以構造物在設計地震力下之安全與穩定性、使用運作功能之喪失程度以及緊急修復之難易度綜合判斷，而目前，要明確量化能表達這些機能之指標還較困難，而了方便設計檢核，暫時以如表 4.3-5 與表 4.3-6 之容許變形量，供確保功能性檢核時參考。即對耐震強化碼頭在第二級地震力下之機能，以檢核該地震力下之變形量(重力式與板樁式碼頭)與檢核包括破壞型態、保有耐力、最大與殘餘變形、樁的支承力

等耐震功能性(棧橋式碼頭)來保證。

**表 4.3-5 結構使用功能與變形量之關係**

	受災變形量：最大變位或最大岸肩沉降量			
結構型式	重力式碼頭		板樁式碼頭	
碼頭水深	-7.5m 以上	-7.5m 以內	-7.5m 以上	-7.5m 以內
可以使用	0~30cm	0~20cm	0~30cm	0~20cm
限制使用	30~100cm	20~50cm	30~50cm	20~30cm

資料來源：[日本港灣協會 1999]

**表 4.3-6 結構保持機能之變形量上限**

結構主體	岸肩整體沉降量	20~30cm
	傾斜角	3°~5°
	法線之出入	20~30cm
岸肩	岸肩不均勻沉降(量之落)差	3~10cm
	岸肩與後線陸地沉降(量之落)差	30~70cm
	傾斜	順坡 3~5%、逆坡 0%

資料來源：[日本港灣協會 1999]

除了以上針對各類型構造物，以相關破壞之特別參數定量表達構造物之功能性以外，發展能綜合評估構造物破壞狀態可修復性之特別破壞指標[薛強 2003]，更受到矚目。例如，以構造物之位移韌性比或消散之能量，甚至結合此兩者[Park and Ang 1985]來表達構造物破壞之破壞指標，或考量地震力之循環作用特性，以低週疲勞(Low-cycle fatigue)模型建立破壞指標，其中，以 Park 與 Ang 等針對鋼筋混凝土構件所建議之破壞指標，因其試驗之數量較多，破壞指標同時考量變形與能量之消散，破壞指標又能清楚顯示構件之破壞狀態、可使用性以及大致外觀等，最被廣泛應用。所以，針對港灣構造物之不同結構型式，發展能評估結構構件以及結構整體之破壞狀態，不僅可用於既有結構之安全性評估，又能用於新建結構功能性設計標的之綜合破壞指

標更有待研究。目前，Park and Ang 破壞指標僅作為對既有構造物耐震功能性評估之指標，或作為耐震功能性設計流程中具體設計階段(第 2 章)檢核功能性目標是否滿足之依據，尚未如直接位移設計法[薛強 2001]以位移指標作為具體設計階段初步設計之起始設計條件。

最後需提及：第 4.3.2.1 節對功能性水準之定性表述，對於不同結構型式、規模、用途之碼頭大致相同，第 4.3.2.1 節之量化標準值因結構型式(重力式、板樁式、棧橋式)、規模(表 4.3-5 之水深)之不同而可能選用不同的功能性參數或不同的量化標準值。

### 4.3.3 建立功能性目標

功能性設計目標係指某一等級設計地震力下，構造物被期望具有的功能性水準，所以，設計時，要根據構造物之重要性與可能引發之危害度(如同採用現行規範時確定重要度係數所考量之因素一樣)，對它在第 4.3.1 節所述之各等級地震力下預期之功能性水準(第 4.3.2 節)加以規範和量化，例如圖 4.1-2 中，要求重要建築物在 10%50 地震力下小修可用，對應可接受最大層間變位比不超過 1.5%。通常，構造物越重要、受損後危害度越大，則功能性設計目標要求越高，功能性目標之高低受地震力等級以及功能性要求或等級高低之影響，地震力等級或耐震功能性要求越高(或功能性等級越低)，功能性目標也越高，反之亦然。

目前，我國與日本[日本港灣協會 1999]對港灣設施之耐震設計規範均考量：構造物之破壞對人命安全與財產之直接與間接(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，將構造物分為“特定(或稱 S 級或耐震強化碼頭)、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 與 0.5(我國)或 1.5、1.2、1.0 與 0.8(日本 1999 之重力式碼頭)不等之“重要度係數”來反應結構物之重要程度。我國現行設計規範之功能性目標則是定性要求剛性結構物保持安定，非剛性結構物之韌性比不超過容許韌

性容量，而對於不同重要度構造物之不同程度功能性要求則以採用不等之重要度係數調整設計地震力之大小來保證(表 4.3-7)。而功能設計法要求依據這些重要性，對構造物在不同等級地震力下之功能性(破壞參數)給予不同水準之限定標準值(第 4.3.2.2 節)。

**表 4.3-7 國內現行規範之設計目標**

功能水準 地震力	剛性結構物保持安定， 非剛性結構物之韌性比不超過容許韌性容量
475 年回歸期	特定、A 級、B 級、C 級

1999 年版日本港灣構造物耐震設計規範引入功能性設計法之理念(表 4.3-8)，在於對耐震強化碼頭(特定或 S 級)，考量兩個等級地震力下之不同功能要求：等級一地震下，結構安全，且不影響其使用運作之功能性；等級二地震下，結構可能損傷，但要求保持其預期之機能，例如：快速修復後可恢復其功能性，而此機能以檢核在等級二之地震下結構之變形量(重力式與板樁式碼頭)或各項耐震功能性指標(棧橋式碼頭)來確保；其他 A、B、C 級結構物，因為並未牽涉太多之人命安全，僅考量等級一地震力下之正常運作功能性，對於採用震度法之剛性碼頭，此功能性仍然以傳統之工作應力法或強度設計法保證，A、B、C 級結構物之功能性之差異仍然以重要性係數反應；而對於棧橋式碼頭，此功能性仍然需要以檢核各功能性指標來保證，其中，對鋼管直樁棧橋式碼頭，A、B、C 級結構物之功能性之差異不再以重要性係數反應，而以不同之容許韌性比表示。同時，該規範也力圖量化功能性指標，對尚無把握者，僅列表供參考(表 4.3-5 與表 4.3-6)，而對有把握者，如鋼管直樁棧橋式碼頭，對各等級碼頭在等級一地震下之各自容許韌性比，以及特定級耐震強化碼頭在等級二地震下之容許韌性比加以限定(表 4.3-9)。結合表 4.3-8 與表 4.3-9，日本 1999 年設計基準之設計目標細則可總結如表 4.3-10。

表 4.3-8 日本 1999 年設計基準之設計目標

功能水準 地震力	(第 I 等級) 結構安全、功能完好	(第 II 等級) 結構損傷、功能保持
等級一 Level 1 (50%50)	特定、A 級、B 級、C 級	
等級二 Level 2 (10%50)		特定

表 4.3-9 日本 1999 年設計基準中鋼管棧橋式碼頭容許韌性比

重要度 地震力等級	特定	A 級	B 級	C 級
等級一(Level 1)	1	1.3	1.6	2.3
等級二(Level 2)	1.25+62.5(t/D)			

表 4.3-10 日本 1999 年設計基準之設計目標細則

功能水準 地震等級	(第 I 等級) 結構安全、功能完好					(第 II 等級) 結構損傷、功能保持	
	剛性結構物 保持安定、 變形參考表 4.3-5	非剛性結構物 容許韌性比 $\mu_a$ (表 4.3-9)				剛性結構物 保持安定、 變形參考表 4.3-5 與表 4.3-6	非剛性結構物 容許韌性比 $\mu_a$ (表 4.3-9)
		1	1.3	1.6	2.3		
Level 1	特定、A 級、 B 級、C 級	特 定	A 級	B 級	C 級		
Level 2							特定

註：此處非剛性結構物容許韌性比基於鋼管直樁棧橋式碼頭

同樣為引入功能性設計法，INA[2001]規定：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、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，定為特定或 S 級耐震強化設施，功能性目標(表 4.3-11)要求在等級一與等級二設計地震力作用下均持有第 I 等級功能性水準；若以上各項影響較小，或破壞後很難修復者，定為 A 級耐震設施，功能性目標要求在等級一地震力作用下具有第 I 等級功能性水準，在等級二地震力作用下具有第 II 等級功能性水準；小型且修復較容易之設施，定為 C 級耐震設施，功能性目標要求在等級一地震力作用下達到第 II 等級功能性水準，在等級二地震力作用下達到第 IV 等級功能性水準；其他一般性之設施定為 B 級耐震設施，功能性目標則要求在等級一地震力作用下具有第 I 等級功能性水準，在等級二地震力作用下具有第 III 等級功能性水準，各級耐震結構對應功能目標(包括地震力等級、功能性水準)之關係如表 4.3-11 所示，表中，功能水準之定性參見第 4.3.2.1 節，量化標準值參見第 4.3.2.2 節。

表 4.3-11 各等級耐震構造物之功能性目標

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

註：第 I 級相當於[Uwabe 1983、Gazetas et al. 1990]第 0、1 級；  
 第 II 級相當於[Uwabe 1983、Gazetas et al. 1990]第 2 級；  
 第 III 級相當於[Uwabe 1983、Gazetas et al. 1990]第 3 級；  
 第 IV 級相當於[Uwabe 1983、Gazetas et al. 1990]第 4 級。

資料來源：[INA 2001]

綜上所述，INA[2001]除了對構造物在等級一地震力作用下之功能性提出要求以外，在等級二地震力作用下，對應第 I~II~III~IV 級功能性水準之 S~A~B~C 級耐震設施，基本相當於現行日本與國內規範中

“特定(S級)、A級、B級與C級”四種類別構造物，不同之處在於：國內現行規範，僅籠統地要求在475年回歸期設計地震力下，剛性結構物不得產生滑動、傾斜以及主體與基礎承载力不足之破壞，需保持安定，非剛性結構物允許發生塑性變形，但韌性比不超過容許韌性容量，對於在同樣等級設計地震力下，“特定(S級)、A級、B級與C級”四種類別構造物(包括剛性與非剛性)不同之行為或功能性並未明確定性甚至量化，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性；1999年版日本規範，對特定(S級)耐震強化碼頭在等級一、等級二設計地震力下之功能性提出定性與量化之要求，對於A、B、C級碼頭僅針對等級一設計地震下之功能性有具體要求，無法了解該類結構在等級二大地震下之功能性，但對此類結構，吾等最關切的是其使用功能，符合本節前面所述選擇哪個功能目標進行設計之考量，同時，也因此節省計算量，在等級一設計地震下，A、B、C級碼頭雖以相同之“結構安全、功能完好”功能性水準定性，未直接以不同之功能性水準或等級表示，但它們之間的功能性區別，對於剛性碼頭以1.2、1.0與0.8不等之重要度係數表示，對於非剛性碼頭以不同之容許韌性比加以區分；INA[2001]引進之功能性設計法，根據結構物所在地區地震發生頻率之高低，建議考量一個(Low Seismicity 區域)或多個等級(Moderate & High Seismicity 區域)之設計地震力，並對“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，並以不同大小之可接受功能性標準值加以限定。

通常，為避免過於繁瑣之計算，若無較簡便之初步設計方法，可經有較少之目標點來進行初步設計，而以較多目標點來檢核構造物整個使用年限之功能性，至於選擇哪兩個功能目標(例如：對應功能等級為立即可用與人命安全，還是人命安全與結構不倒)來進行初步設計，需視表達該功能性之參數是否能明確量化以便反應各等級功能性之極限值、以及這些功能目標是否直接反應其震後使用者最關切之功能性。由於台灣位於環太平洋地震帶，地震發生機率相當頻繁，所以，

今後國內港灣結構物相關功能目標之規範，可參考 INA[2001]與日本 1999 年版港灣構造物耐震設計基準加以擬定。

前面提到，功能目標之建立需考量：構造物之破壞對人命安全與財產損失之直接與間接(如處理危害物品等)影響之嚴重程度、震後是否要求具有特別之使用功能、修復之難易(與碼頭之結構型式相關)、其破壞對社會活動、環境與經濟之衝擊與損害度等，而因碼頭之型式、用途、規模等直接與這些因素相關，所以，不同型式、用途、規模之碼頭的功能目標不盡相同，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等級越低(功能性水準要求越高)。雖然，第 4.3.2 節之功能性水準或等級之定量表述也多少與結構之型式、規模等部分參數相關，但並非考量所有詳細的結構型式或所有與規模相關之因素，所以，建立功能性目標時，需要再綜合考量碼頭結構之型式、規模、及其他如用途與貨種等因素，對應於同一等級之地震力，以不同等級之功能性水準加以表述、或採用相同等級之功能性水準但採用不同之量化可接受標準值。例如：其他條件均相同僅貨種不同之重力式貨櫃碼頭與重力式雜貨碼頭，功能性等級之劃分與可接受標準值均可採用表 4.3-2 之表述，但建立目標時，如在 475 年回歸期地震力下，貨櫃碼頭之功能性等級可能為第 II 級(A 級耐震碼頭)，但雜貨碼頭之功能性等級可能為第 III 級(B 級耐震碼頭)。再如：其他條件均相同、僅貨種不同之棧橋式貨櫃碼頭與棧橋式雜貨碼頭，在 75 年回歸期地震力下，貨櫃碼頭與雜貨碼頭之功能性等級均為第 I 等級，但其可接受標準值——容許韌性比可採用 1.3 與 1.6 不等。

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，即適當提高部分碼頭依照前述內容所建立之功能性目標，以此為碼頭功能性目標

之微調機制。例如：台中港有 14 個雜貨碼頭，依表 4.3-11 設定為 B 級，為避免大地震下營運之停頓，規劃設計時，考量碼頭營運作業能量與基本要求，可考量將其中部分碼頭設定為 A 級或 S 級。

值得提及的是：功能性標準值的大小或功能目標之高低，直接控制所設計結構耐震能耐之強弱，設計目標越高，對應震後補強等費用較少，反之，設計目標越低，對應震後補強等費用較高，所以，除了滿足規範要求以外，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之間接經濟損失，以綜合考量結構物整個使用年限最低總費用，來最終確定結構實際可能之耐震設計功能性，才能真正顯現耐震功能設計法之精神。

#### 4.4 簡例 建立功能性設計目標

台中港 1 號沉箱式雜貨碼頭，依據貨種與用途，設為 B 級耐震結構，若作為新碼頭設計目標，參照表 4.3-11，即要求(表 4.4-1)：在等級一地震力作用下持有第 I 等級功能性水準 在等級二地震力作用下持有第 III 等級功能性水準，也即是：在 50%50(約 75 年回歸期，第 4.3.1 節)之地震力下，碼頭可以繼續運作之結構基本完好狀態(Serviceable，第 4.3.2.1 節)，要求該地震力下計算所得之正規化水平位移 $<1.5\%$ 、或水平位移 $<25\sim 30\text{cm}$ 、或向海側傾斜角 $<3^\circ$  (表 4.3-1 與表 4.3-2)；在 10%50(約 475 年回歸期，第 4.3.1 節)之地震力下，碼頭結構嚴重破壞，運作長期中斷甚至完全中斷之臨界倒塌狀態(Near Collapse，第 4.3.2.1 節)，要求該地震力下計算所得之正規化水平位移 $<10\%$ 、或水平位移 $<200\text{cm}$ 、向海側傾斜角 $<8^\circ$  (表 4.3-1 與表 4.3-2)，滿足以上要求即表示設計目標滿足。若進行耐震功能性評析，除了可以評估是否滿足設計之功能性目標以外，也可根據表 4.3-1 與表 4.3-2 之具體數據判定碼頭實際具有之耐震功能性所達等級，例如：若在 475 年回歸期地震力下計算所得之各項參數均滿足第 II 級之要求，表示該碼頭已具備 A 級碼頭之功能性。

表 4.4-1 台中港 1 號碼頭之功能性目標

功能水準 地震力	第 I 級 d/H<1.5 d<25~30cm 向海側傾斜角<3°	第 II 級	第 III 級 d/H <10% d<200cm 向海側傾斜角<8°	第 IV 級
等級一 (50%50)	B			
等級二 (10%50)			B	

## 第五章 能耐曲線與需求曲線之探討

### 5.1 容量譜法簡介

根據第四章之內容，要確保構造物在不同等級地震危害下所預期之功能性目標，功能設計法經由數值分析計算表達功能性目標參數值，以該值不超過功能性目標標準值表示滿足功能性目標，為此，要求數值分析方法能較準確地反應結構之變形行為，暗示根據構造物不同之結構型式及功能目標之高低選用不同的分析工具，原則上，功能目標越高，對應之分析工具就可能越複雜。功能性設計法不僅考量構造物之強度，同時還考量其變形，特別是非剛性結構可能發生之塑性變形，對較重要之構造物，若允許其在大地震中發生塑性變形，採用一般較簡便之線彈性靜力分析方法，無法反應其降伏後之行為，基於此種分析之設計結果較難達到預期之耐震要求，所以，需要採用非線性之分析方法，由於非線性動態歷時分析法之複雜與耗時，目前，對於無較大不規則性之結構，非線性靜力分析之方法受到推崇，因此，應用非線性靜力分析法(第六章)計算設計地震力作用下之功能性參數值，是功能設計法之重要環節。

在以“位移”作為結構功能性參數之位移法中，主要工作為應用非線性靜力分析法評估既有結構物或檢核初步設計之結構物在設計地震力下之塑性位移(註：此處之結構物為在地震力作用下允許發生塑性變形之結構)，在相關建築物之既有文獻中，可採用位移係數法[FEMA-273 1997]或容量譜法[ATC-40 1996]，前者基於單自由度系統在設計地震力下之彈性位移，再考量多自由度、結構塑性行為、遲滯行為與 P- $\Delta$  效應等以各自對應之係數加以修正，這些修正係數經由對各種規模建築物之分析結果之統計分析得到；後者所謂之容量譜法(Capacity-Spectrum Method)，假設構造物之耐震能耐與地震力下之耐震需求相對獨立，需求曲線以設計地震力下之反應譜( $S_a \sim S_d$  型或 A~D 型)

表示(如圖 5.1-1 與圖 5.1-2) (註：傳統之強度設計法係採用彈性擬加速度反應譜( $S_a \sim T$  型)，而功能設計法同時考量強度與變形，因此，以擬加速度~位移反應譜( $S_a \sim S_d$  型或 A~D 型)表示構造物之地震反應需求更為恰當，如圖 5.1-2 所示 A~D 型反應譜上各點與座標原點之連線對應結構週期 $T_i$ )，並且考量結構之塑性以一定方式(參建第 5.2.2 節)進行折減；耐震能耐由非線性靜力分析方法所建立之「強度~變形(位移)」曲線表示(如圖 5.1-3)，根據能量相等之原理雙線性化(圖 5.1-3)以近似模擬單自由度系統，再由質量與振態轉換率轉換為  $S_a \sim S_d$  型，且與需求曲線表示在同一座標係下，能耐曲線與需求曲線之交點表示構造物在該地震危害下之耐震功能(績效)點(Performance Point) (圖 5.1-4)，反映結構物在設計地震力作用下之耐震行為，通常，由於該交點在容量曲線上所反映之結構韌性，與需求曲線表達之結構韌性之間的差異，最終之性能點將由迭代[ATC-40 1996]得到(圖 5.1-5)。採用此法計算結構物在特定地震歷時作用下之位移量，通常需要採用圖解，若在規範所定之設計反應譜所表達之地震力作用下，以這種圖解[Fajfar 1999]或迭代[AC-40 1996]之方式求取結構在設計地震力下之耐震反應並非必要，應用塑性反應譜取代等效彈性反應譜之數值型非迭代法[Chopra and Goel 1999]更受到推崇，薛強[2001]也提出一可同時適用於彈性設計反應譜與塑性設計反應譜之通用型非迭代數值計算法，並以其逆過程發展另一可行之直接位移設計法。

無論是要評估既有構造物在設計地震危害下之耐震能耐，還是要設計新建構造物以滿足預期之耐震目標，確定功能點是關鍵，本章將探討容量譜法評估棧橋式碼頭在設計地震力作用下之功能點之兩個部分：能耐曲線(或稱為容量曲線)與需求曲線。

## 5.2 需求曲線

評估結構物在設計地震力作用下功能點之容量譜法，以非線性靜力推動分析所得結果作為容量曲線，以反應譜表示需求曲線，本節將

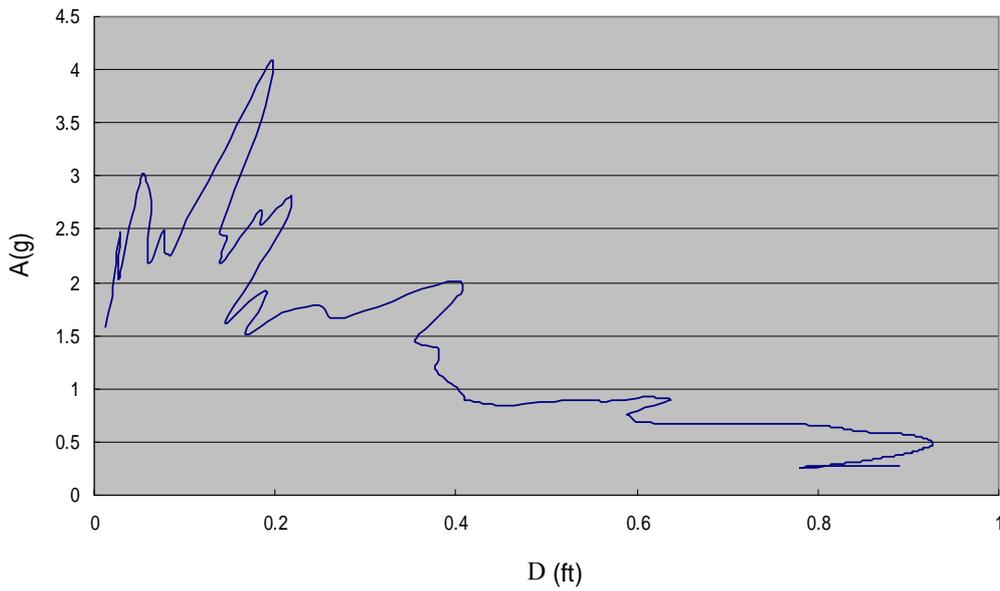


圖 5.1-1 A~D 型彈性反應譜(921 地震 TCU129EW、2%阻尼)

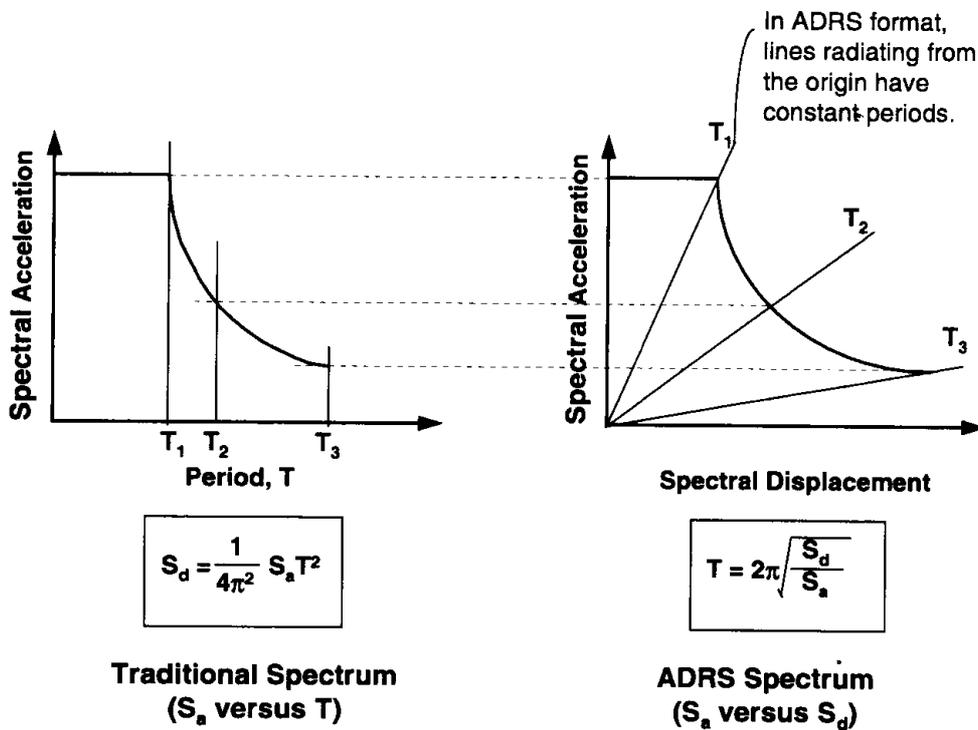


圖 5.1-2 A~D 型彈性設計反應譜需求曲線

資料來源：[ATC-40 1996]

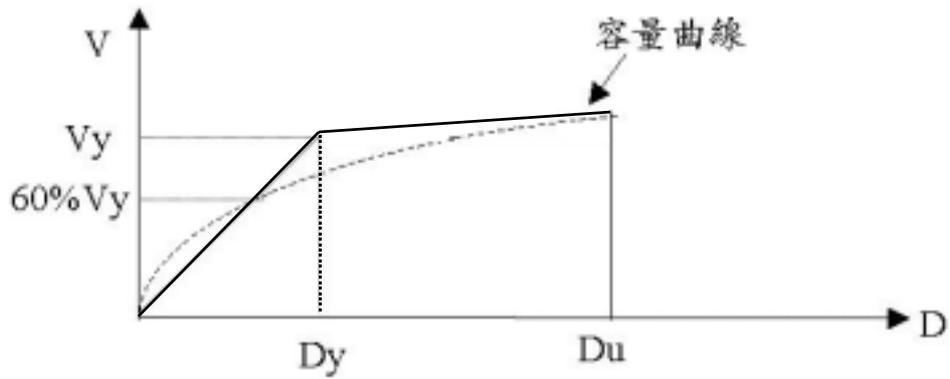


圖 5.1-3 能耐(容量)曲線等能量雙線性化

資料來源：[FEMA-273 1997]

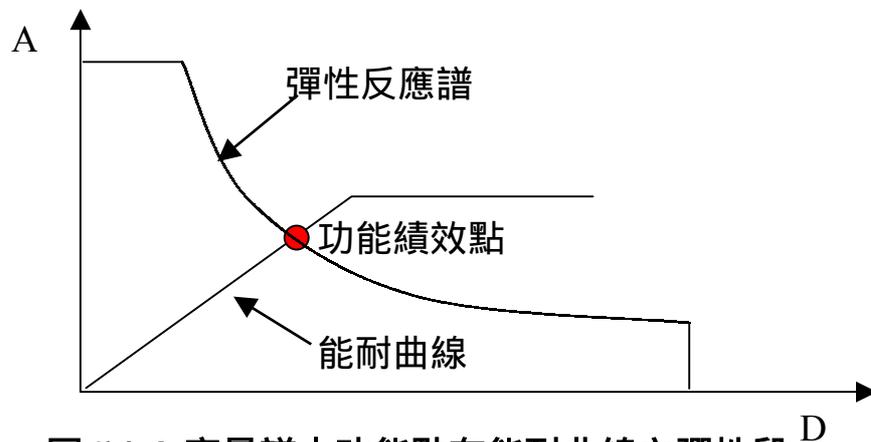


圖 5.1-4 容量譜中功能點在能耐曲線之彈性段

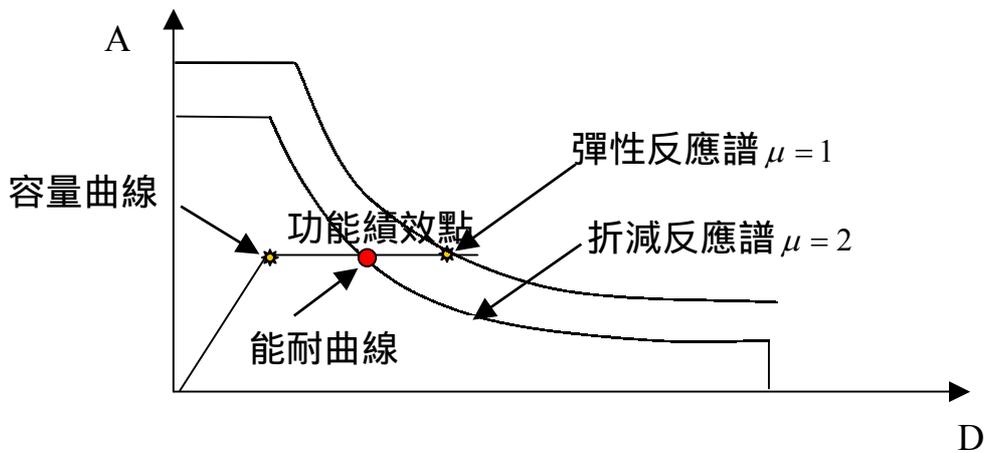


圖 5.1-5 容量譜中功能點在能耐曲線之塑性段

介紹耐震設計規範有關靜力分析法中，設計反應譜之訂定及其應用，以及反應譜之類型。

### 5.2.1 國內耐震設計反應譜及其應用

現行耐震設計規範參考建築物與橋樑之耐震設計規範應用正規化彈性設計反應譜(譜加速度係數  $C$ )求取地震力之方法，基於彈塑性模型，將設計地震力(水平加速度係數  $Z$ )施加於彈性結構之作用力( $V_e = ZCW$ )，根據 Newmark-Hall[1982]對於短週期與長週期結構物之等能量與等位移原理進行折減後(折減係數為  $F_u$ ， $V_u = V_e / F_u$ )，再考量結構之重要性以係數  $I$  加以調整，作為韌性結構物之極限承载力( $V_u$ )，最後，綜合考量設計結構實際強度之變異性(overstrength factor 1.2、921 集集地震以後再增加起始降伏放大係數  $\alpha_y$ )計算設計強度  $V_d$ ，再採用彈性分析進行設計。圖 5.2-1 中， $V_u = IV_e / F_u = IS_{ad}W / F_u = ZICW / F_u$ ，其中， $S_{ad} = ZC(g)$  為工址在設計地震下彈性反應譜之(擬)譜加速度值， $W$  為重量，反應譜折減係數  $F_u$  針對各類地盤，以圖 5.2-1 所示原理(應用等能量與等位移原理之短、長週期以外，採用內插)，根據結構在設計地震力下之容許韌性比  $R_a$  與基本週期  $T$  得到，容許韌性比  $R_a$  因考量在 475 年回歸期設計地震力下之塑性變形不至用盡結構之韌性容量  $R$ ，而設定的安全餘裕，對於棧橋式碼頭，允許非彈性位移達極限值之  $2/3$ ，即  $R_a = 1 + \frac{R-1}{1.5}$ ，韌性係數  $R = \frac{R^*}{1.2}$ ， $R^*$  為結構特性係數，對於一般棧橋式碼頭，配合韌性設計適當控制塑性鉸出現的位置並設置圍束箍筋， $R^*$  可取為 3.0，即： $R=2.5$ ；同時，考量結構物之重要程度，以 0.5、1.0、1.2 與 1.5 不等之“重要度係數” $I$  來反應相映不同等級之耐震功能性，再考量可能之靜不定度，在外力調升至 1.2 倍  $V_y$  後才達到  $V_u$  (圖 5.2-2)，921 集集地震以前未考量起始降伏放大係數  $\alpha_y$ ，最後以  $V_d = V_y = \frac{ZCWI}{1.2F_u}$  計算設計地震力，為避免由此公式計算之短週期結構物之設計地震力過大所導致的設計困難，考量該類結構物與土壤的互制作用後阻尼比較高，以  $\frac{C}{F_u} \leq 1.1$  加以限制。

921 集集地震以前，台灣地區震區劃分為地震一甲區、地震一乙區、地震第二區與地震第三區(圖 5.2-3)，分別對應水平加速度係數  $Z=0.33$ 、 $0.28$ 、 $0.23$  與  $0.18$ ，彈性設計反應譜之譜加速度值如圖 5.2-4 所示。921 集集地震後，國家地震工程研究中心『強地動特性與耐震設計規範修正建議』[1999]根據集集地震中所收錄之強地動資料，進行地震危害度與近斷層地震力需求之研究分析，由分析結果繪製 475 年回歸期之 PGA 等震度圖，建議將震區劃分修改為甲、乙兩區(圖 5.2-5)，分別對應水平加速度係數  $Z=0.33$ 、 $0.23$ ，反應譜也做了適當調整(圖 5.2-6)，建築物與公路橋梁耐震設計規範還特別對台北盆地正規化彈性設計反應譜在短週期段之譜加速度係數也由 2.0 提高到 2.5，並且，針對近斷層區域，建議設計反應譜(圖 5.2-7)，而碼頭結構物之設計強度也比照建築物與橋梁設計規範，考量不論是採用工作應力法或極限強度設計法，設計地震力需放大  $\alpha_y$  倍後，結構才出現初始降伏(圖 5.2-2)，最後以  $V_d = V_y / \alpha_y = \frac{ZCWI}{1.2\alpha_y F_u}$  計算設計地震力。有關  $\alpha_y$  值之取用，規範規定 RC 結構採強度設計法時可取 1.0，然賴瑞應等[2001]之研究比較建築物與公路橋梁設計規範後，認為設計強度可能相對過高，建議檢討該值再加以修訂。

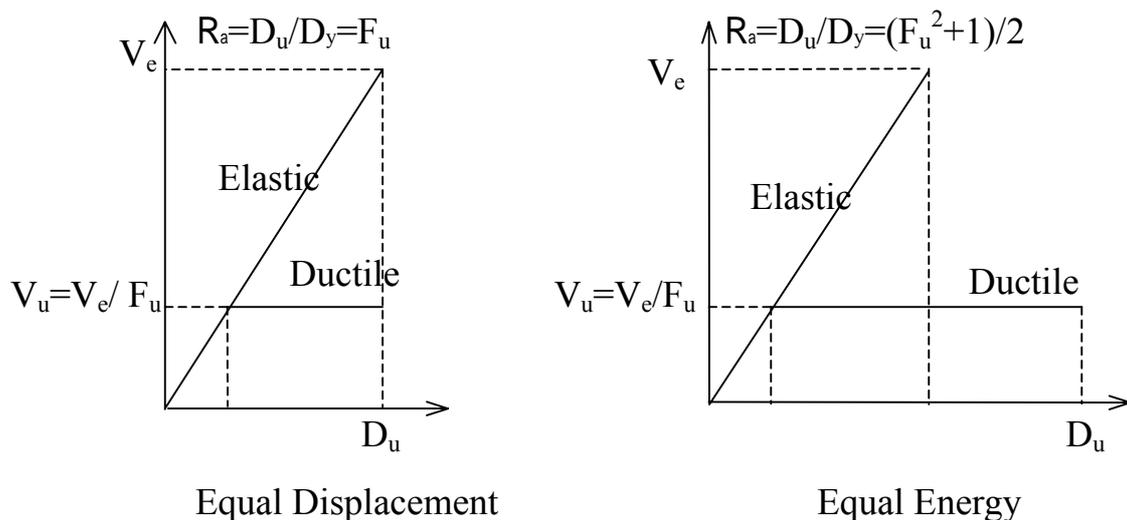


圖 5.2-1 等能量與等位移原理

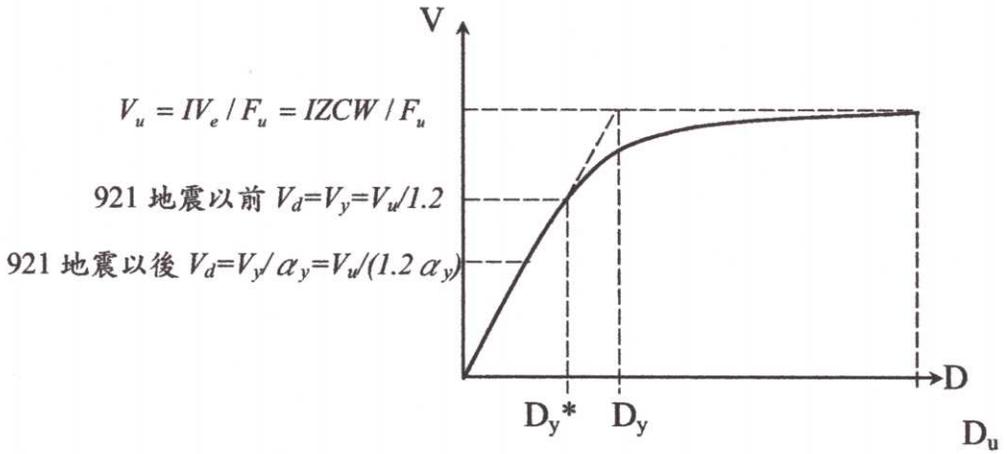


圖 5.2-2 設計地震力施加於結構之等效側向力

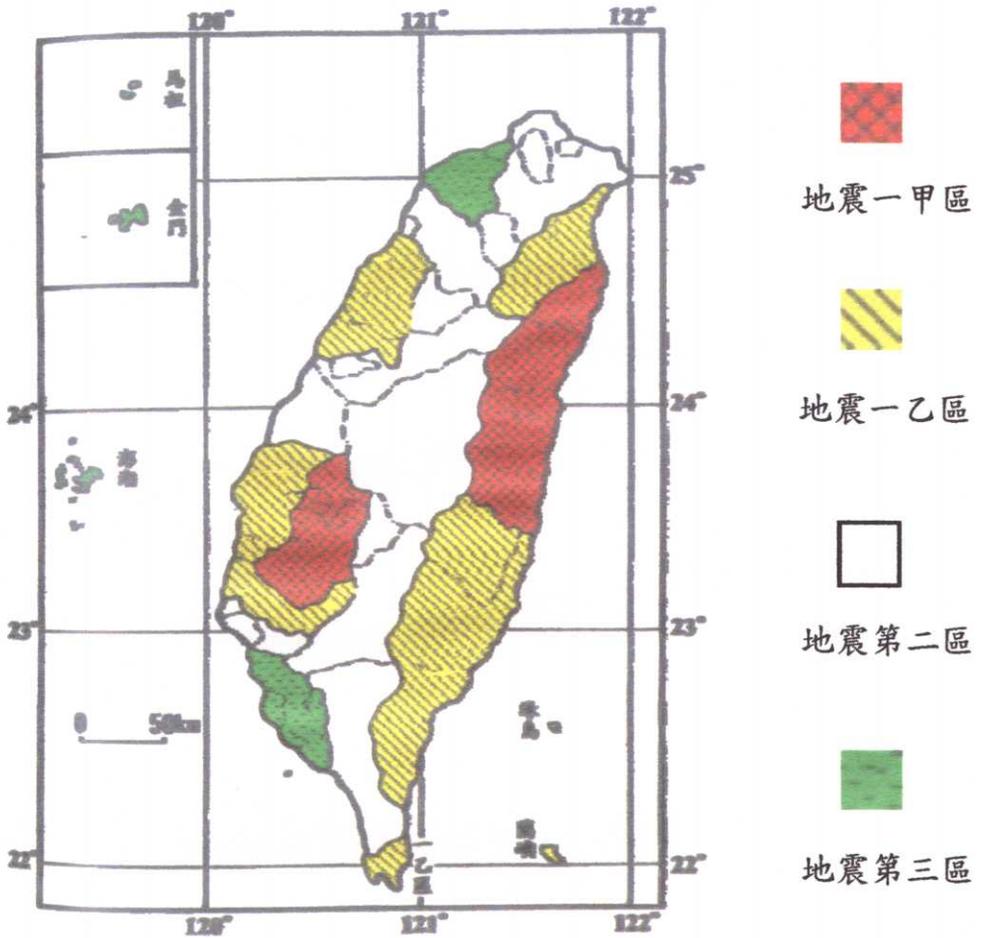


圖 5.2-3 921 集集地震以前台灣地區震區劃分圖



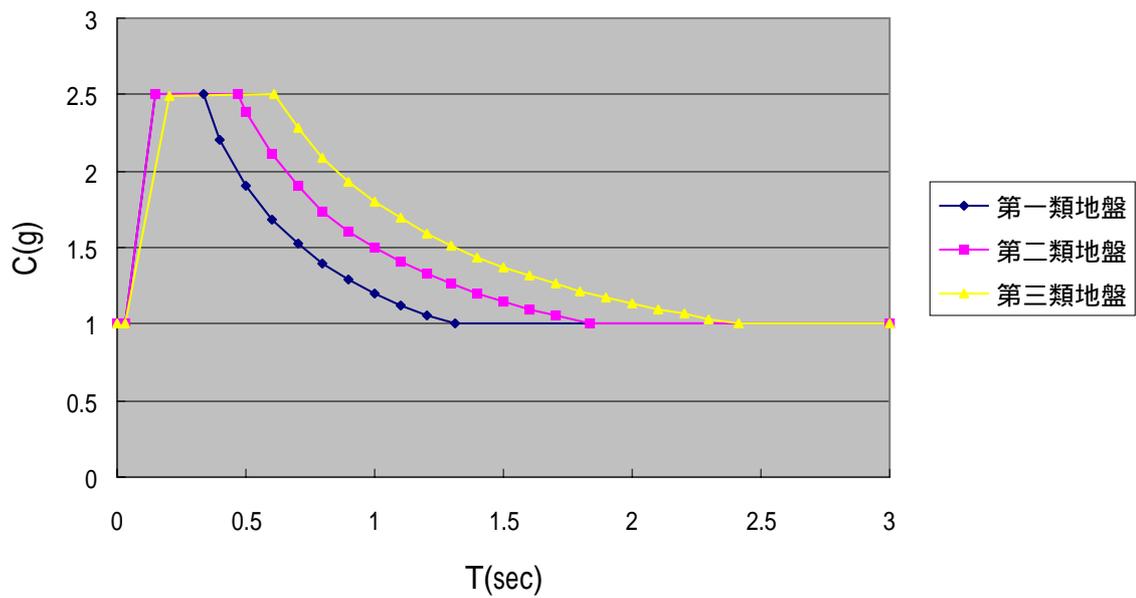


圖 5.2-6 921 集集地震後各類地盤正規化彈性設計反應譜

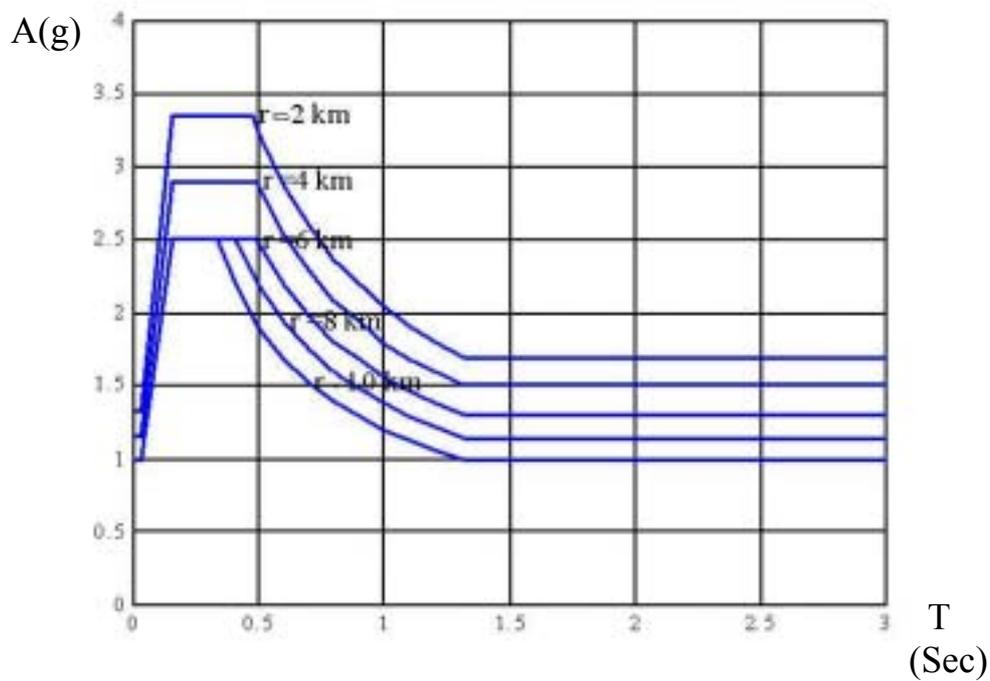


圖 5.2-7 地震甲區第一類地盤近斷層區域設計反應譜

內政部與交通部除了發函修正上述內容以外[蔡益超 2002、交通部運輸研究所 2002]，因應美國、日本等國著手進行之功能性設計法之研究，同步進行現行規範之檢討，目前，針對功能性設計法考量不同工址之特別設計地震力，擬修訂之建築物耐震設計規範草案[蕭江碧等 2000]，著重地震危害度分析，將台灣地區劃分為各微分震區，包括近斷層區域之效應，並將前述  $Z$  與  $C$  兩參數加以合併，直接給  $S_{ad}$ ；擬修訂之公路橋梁耐震設計規範草案[羅俊雄等 2001]，也以類似方法計算之，但該兩規範草案之設計水平譜加速度係數  $S_s^D$  與  $S_1^D$  以及工址放大係數  $F_a$  與  $F_v$ (各係數之詳細說明參見下文)不盡相同，由於目前擬修訂草案尚未定稿，各係數仍在調整之中，本報告在此，主要介紹計算原理或方法，具體數值及相關圖形與表格僅以所參考之文獻為限，須待修訂規範正式頒佈以後進行調整。

因國內目前對棧橋式碼頭之耐震設計規範以公路橋梁耐震設計規範為藍本，以下主要以公路橋梁耐震設計規範草案為主，簡介擬修訂之耐震設計規範草案中，計算 475 年回歸期設計地震水平加速度反應譜係數  $S_{ad}$  之方法。

該方法基本原理在於應用 Newmark-Hall[1982]型設計反應譜，在短週期為定譜加速度之平台，在較長週期之定譜速度區隨  $\frac{1}{T}$  遞減之型態，而首先確定定譜加速度區(短週期)與定速度區(對應週期 1 秒)之水平加速度係數( $S_s$  與  $S_1$ )，再以該二值定出 Newmark-Hall 型設計反應譜。擬修訂建築物與公路橋梁耐震設計規範除了一般考量 475 年回歸期之設計地震力以外(上標  $D$  或下標  $D$  標示)，對於近斷層區域或建築物之隔震系統還需考量約 2500 年回歸期之最大設計地震力(上標  $M$  或下標  $M$  標示)，以下說明中，主要針對 475 年回歸期之設計地震力，相關表中若出現最大設計地震力相關參數值，僅為參考用。

擬修訂規範本島劃分為各微分震區，各震區短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數  $S_s^D$  與  $S_1^D$  分別代表工址所屬震區於設計地震作用時，短週期結構與一秒週期結構之 5% 阻尼譜加速度與重力加速度  $g$

之比值。除台北盆地外，一般地區之震區設計水平譜加速度係數  $S_S^D$  與  $S_1^D$  如表 5.2-1 所示；而近斷層區域，以該近斷層影響範圍內震區  $S_S^D$  與  $S_1^D$  之下限 ( $S_{SB}^D$  與  $S_{1B}^D$ ，在此不詳述)，分別乘以近斷層修正因子  $N_A$  與  $N_V$  (在此不詳述) 計算，且不得小於表 5.2-1 相應之震區值；台北盆地水平譜加速度係數在此不詳述。

各震區內之工址，根據地盤特性(第一~第三類地盤)，以工址放大係數  $F_a$  與  $F_v$ ，分別對短週期與 1 秒之震區設計水平譜加速度係數修正後，得到工址短週期與一秒週期設計水平譜加速度係數  $S_{DS}$  與  $S_{D1}$ ：

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_a S_S^D \\ S_{D1} &= F_v S_1^D \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (5-1)$$

除了受地盤種類影響以外， $F_a$  隨  $S_S^D$  改變；而  $F_v$  隨  $S_1^D$  而改變，可分別由表 5.2-2(a)與 5.2-2(b)內插得工址放大係數  $F_a$  與  $F_v$ 。

工址短週期與一秒週期設計水平譜加速度係數( $S_{DS}$  與  $S_{D1}$ )確定以後，工址設計水平加速度反應譜係數  $S_{aD}$ ，針對建築物與橋梁分別由表 5.2-3 之(a)與(b)確定；表中  $S_{aD}$  隨結構物振動基本振動週期  $T$ 、 $S_{DS}$  與  $S_{D1}$  而改變，短週期與中、長週期的分界  $T_0^D$  滿足

$$T_0^D = \left( \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \right)^{1.5} \quad \text{對建築物[蕭江碧等2000]} \quad \dots\dots\dots (5-2a)$$

$$T_0^D = \left( \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \right) \quad \text{對橋梁結構[羅俊雄等2001]} \quad \dots\dots\dots (5-2b)$$

工址設計水平加速度反應譜係數  $S_{aD}$  之確定，橋梁結構完全比照 Newmark-Hall 型彈性設計反應譜在定速度區隨  $1/T$  遞減之型態，而建築物仍然如既有規範，為了避免在定速度區下降太快，而調整隨  $(1/T)^{2/3}$  遞減之型態，羅俊雄等[2002]文中指出：設計反應譜於中、長週期隨  $1/T$  遞減，可得到較合理之  $T_c$  值並與等譜速度段之特性較一致。所以，對棧橋式碼頭，工址設計水平加速度反應譜係數  $S_{aD}$ (圖 5.2-8)可依照表 5.2-3(b)與式(5-2b)確定，同時需滿足  $S_{aD} \geq 0.4S_{DS}$  [交通部 2001]。

表 5.2-1 震區短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數  $S_S^D$  與  $S_1^D$  與最大水平譜加速度係數  $S_S^M$  與  $S_1^M$

	鄉 鎮	$S_S^D$	$S_1^D$	$S_S^M$	$S_1^M$
台北縣	鶯歌鎮	0.6	0.3	0.8	0.45
	三峽鎮	0.7	0.35	0.8	0.5
	淡水鎮	0.5	0.3	0.7	0.4
	汐止市	0.6	0.3	0.8	0.45
	瑞芳鎮	0.6	0.35	0.9	0.55
	林口鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	深坑鄉	0.6	0.35	0.8	0.45
	石碇鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	坪林鄉	0.7	0.4	0.9	0.55
	三芝鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	石門鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	八里鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	平溪鄉	0.6	0.35	0.9	0.5
	雙溪鄉	0.7	0.4	0.9	0.55
	貢寮鄉	0.7	0.4	0.9	0.55
	金山鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	萬里鄉	0.5	0.3	0.8	0.45
烏來鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
基隆市	中正區	0.6	0.35	0.8	0.5
	七堵區	0.6	0.3	0.8	0.45
	暖暖區	0.6	0.35	0.8	0.5
	仁愛區	0.6	0.35	0.8	0.5
	安樂區	0.6	0.35	0.8	0.5
	安樂區	0.6	0.3	0.8	0.5
	信義區	0.6	0.35	0.8	0.5
宜蘭縣	宜蘭市	0.8	0.45	0.9	0.55

宜蘭縣	羅東鎮	0.8	0.45	0.9	0.55
	蘇澳鎮	0.8	0.45	1	0.55
	頭城鎮	0.8	0.45	0.9	0.55
	礁溪鄉	0.8	0.45	0.9	0.55
	壯圍鄉	0.8	0.45	0.9	0.55
	員山鄉	0.8	0.45	0.9	0.55
	冬山鄉	0.8	0.45	0.9	0.55
	五結鄉	0.8	0.45	0.9	0.55
	三星鄉	0.8	0.45	0.9	0.55
	大同鄉	0.8	0.45	0.9	0.5
	南澳鄉	0.8	0.45	1	0.55
桃園縣	桃園市	0.5	0.3	0.8	0.4
	中壢市	0.6	0.3	0.8	0.45
	大溪鎮	0.7	0.35	0.8	0.5
	楊梅鎮	0.7	0.35	0.8	0.45
	蘆竹鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	大園鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	龜山鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	八德市	0.6	0.3	0.8	0.45
	龍潭鄉	0.7	0.35	0.8	0.5
	平鎮市	0.6	0.35	0.8	0.45
	新屋鄉	0.6	0.3	0.8	0.45
	觀音鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	復興鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	新竹縣	竹北市	0.7	0.35	0.9
竹東鎮		0.7	0.4	0.9	0.5
新埔鎮		0.7	0.35	0.8	0.5
關西鎮		0.7	0.4	0.9	0.5
湖口鄉		0.7	0.35	0.8	0.5

新竹縣	新豐鄉	0.6	0.35	0.8	0.45
	芎林鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	橫山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	北埔鄉	0.7	0.4	0.9	0.55
	寶山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	峨眉鄉	0.8	0.4	0.9	0.55
	尖石鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	五峰鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
新竹市	東區	0.7	0.4	0.9	0.5
	北區	0.7	0.35	0.9	0.5
	香山區	0.7	0.4	0.9	0.5
苗栗縣	苗栗市	0.7	0.4	0.9	0.5
	苑裡鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	通霄鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	竹南鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	頭份鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	後龍鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	卓蘭鎮	0.8	0.45	1	0.55
	大湖鄉	0.8	0.45	1	0.55
	公館鄉	0.8	0.4	0.9	0.55
	銅鑼鄉	0.8	0.4	0.9	0.55
	南庄鄉	0.8	0.4	0.9	0.55
	頭屋鄉	0.8	0.4	0.9	0.55
	三義鄉	0.8	0.45	0.9	0.55
	西湖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	造橋鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	三灣鄉	0.8	0.4	0.9	0.55
	獅潭鄉	0.8	0.4	0.9	0.55
	泰安鄉	0.7	0.35	0.9	0.5

台中縣	豐原市	0.8	0.45	1	0.55
	東勢鎮	0.8	0.45	1	0.55
	大甲鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	清水鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	沙鹿鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	梧棲鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	后里鄉	0.8	0.45	0.9	0.55
	神岡鄉	0.8	0.4	0.9	0.55
	潭子鄉	0.8	0.45	1	0.55
	大雅鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	新社鄉	0.8	0.45	1	0.55
	石岡鄉	0.8	0.45	1	0.55
	外埔鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	大安鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	烏日鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	大肚鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	龍井鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	霧峰鄉	0.8	0.45	1	0.55
	太平市	0.8	0.45	1	0.55
	大里市	0.8	0.45	1	0.55
和平鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
台中市	中區	0.7	0.4	0.9	0.5
	東區	0.8	0.4	1	0.55
	南區	0.8	0.4	1	0.5
	西區	0.8	0.4	1	0.5
	北區	0.8	0.4	1	0.5
	西屯區	0.7	0.4	0.9	0.5
	南屯區	0.7	0.4	0.9	0.5
	北屯區	0.8	0.45	1	0.55

彰化縣	彰化市	0.7	0.4	0.9	0.5
	鹿港鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	和美鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	線西鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	伸港鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	福興鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	秀水鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	花壇鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	芬園鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	員林鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	溪湖鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	田中鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	大村鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	埔鹽鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	埔心鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	永靖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	社頭鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	二水鄉	0.8	0.45	1	0.55
	北斗鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	二林鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	田尾鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	埤頭鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	芳苑鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	大城鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	竹塘鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	溪州鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
南投縣	南投市	0.8	0.45	1	0.55
	埔里鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	草屯鎮	0.8	0.45	1	0.55

南投縣	竹山鎮	0.8	0.45	1	0.55
	集集鎮	0.8	0.45	1	0.5
	名間鄉	0.8	0.45	1	0.55
	鹿谷鄉	0.8	0.4	1	0.5
	中寮鄉	0.8	0.45	1	0.55
	魚池鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	國姓鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	水里鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	信義鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	仁愛鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
雲林縣	斗六市	0.8	0.45	1	0.55
	斗南鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	虎尾鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	西螺鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	土庫鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	北港鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	古坑鄉	0.8	0.45	1	0.55
	大埤鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	莿桐鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	林內鄉	0.8	0.45	1	0.55
	二崙鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	崙背鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	麥寮鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	東勢鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	褒忠鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	台西鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	元長鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	四湖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	口湖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5

雲林縣	水林鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
嘉義縣	太保市	0.7	0.4	0.9	0.5
	朴子市	0.7	0.4	0.9	0.5
	布袋鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	大林鎮	0.8	0.4	0.9	0.5
	民雄鄉	0.8	0.45	1	0.55
	溪口鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	新港鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	六腳鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	東石鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	義竹鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	鹿草鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	水上鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	中埔鄉	0.8	0.45	1	0.55
	竹崎鄉	0.8	0.45	1	0.55
	梅山鄉	0.8	0.45	1	0.55
	番路鄉	0.8	0.45	1	0.55
	大埔鄉	0.8	0.4	0.9	0.5
	阿里山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
嘉義市	東區	0.8	0.45	1	0.55
	西區	0.7	0.4	0.9	0.5
台南縣	新營市	0.7	0.4	0.9	0.5
	鹽水鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	白河鎮	0.8	0.4	0.9	0.55
	柳營鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	後壁鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	東山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	麻豆鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	下營鄉	0.7	0.4	0.9	0.5

台南縣	六甲鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	官田鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	大內鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	佳里鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	學甲鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	西港鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	七股鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	將軍鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	北門鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	新化鎮	0.8	0.4	0.9	0.55
	善化鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	新市鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	安定鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	山上鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	玉井鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	楠西鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	南化鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	左鎮鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	仁德鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	歸仁鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	關廟鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	龍崎鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	永康市	0.8	0.4	0.9	0.55
台南市	東區	0.7	0.4	0.9	0.5
	南區	0.7	0.4	0.9	0.5
	西區	0.7	0.4	0.9	0.5
	北區	0.7	0.4	0.9	0.5
	中區	0.7	0.4	0.9	0.5
	安南區	0.7	0.4	0.9	0.55

台南市	安平區	0.7	0.4	0.9	0.5
高雄縣	鳳山市	0.7	0.35	0.8	0.5
	林園鄉	0.6	0.3	0.8	0.45
	大寮鄉	0.6	0.35	0.8	0.45
	大樹鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	大社鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	仁武鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	鳥松鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	岡山鎮	0.7	0.35	0.9	0.5
	橋頭鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	燕巢鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	田寮鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	阿蓮鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	路竹鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	湖內鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	茄萣鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	永安鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	彌陀鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	梓官鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	旗山鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	美濃鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	六龜鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	甲仙鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	杉林鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	內門鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
茂林鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
桃源鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
三民鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
高雄市	鹽埕區	0.7	0.35	0.8	0.5

高雄市	鼓山區	0.7	0.35	0.8	0.5
	左營區	0.7	0.35	0.9	0.5
	楠梓區	0.7	0.35	0.9	0.5
	三民區	0.7	0.35	0.9	0.5
	新興區	0.7	0.35	0.8	0.5
	前金區	0.7	0.35	0.8	0.5
	苓雅區	0.7	0.35	0.8	0.5
	前鎮區	0.6	0.35	0.8	0.5
	旗津區	0.6	0.35	0.8	0.5
	小港區	0.6	0.35	0.8	0.45
屏東縣	屏東市	0.7	0.35	0.9	0.5
	潮州鎮	0.6	0.3	0.8	0.45
	東港鎮	0.5	0.3	0.7	0.4
	恆春鎮	0.5	0.3	0.7	0.4
	萬丹鄉	0.6	0.35	0.8	0.45
	長治鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	麟洛鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	九如鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	里港鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	鹽埔鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	高樹鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	萬巒鄉	0.6	0.35	0.8	0.45
	內埔鄉	0.7	0.35	0.8	0.5
	竹田鄉	0.6	0.35	0.8	0.45
	新埤鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	枋寮鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	新園鄉	0.6	0.3	0.8	0.45
	崁頂鄉	0.5	0.3	0.8	0.45
林邊鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	

屏東縣	南州鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	佳冬鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	琉球鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	車城鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	滿州鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	枋山鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	三地門鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	霧台鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	瑪家鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	泰武鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	來義鄉	0.6	0.3	0.8	0.45
	春日鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	獅子鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	牡丹鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
澎湖縣	馬公市	0.5	0.3	0.7	0.4
	湖西鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	白沙鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	西嶼鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	望安鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
台東縣	台東市	0.8	0.45	1	0.55
	成功鎮	0.8	0.45	1	0.55
	關山鎮	0.8	0.45	1	0.55
	卑南鄉	0.8	0.45	1	0.55
	鹿野鄉	0.8	0.45	1	0.55
	池上鄉	0.8	0.45	1	0.55
	東河鄉	0.8	0.45	1	0.55
	長濱鄉	0.8	0.45	1	0.55
	太麻里鄉	0.8	0.4	0.9	0.55
	大武鄉	0.6	0.3	0.8	0.45

台東縣	綠島鄉	0.8	0.45	1	0.55
	海端鄉	0.8	0.45	1	0.55
	延平鄉	0.8	0.45	1	0.55
	金峰鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	達仁鄉	0.6	0.3	0.8	0.45
	蘭嶼鄉	0.8	0.4	0.9	0.55
花蓮縣	花蓮市	0.8	0.45	1	0.55
	鳳林鎮	0.8	0.45	1	0.55
	玉里鎮	0.8	0.45	1	0.55
	新城鄉	0.8	0.45	1	0.55
	吉安鄉	0.8	0.45	1	0.55
	壽豐鄉	0.8	0.45	1	0.55
	光復鄉	0.8	0.45	1	0.55
	豐濱鄉	0.8	0.45	1	0.55
	瑞穗鄉	0.8	0.45	1	0.55
	富里鄉	0.8	0.45	1	0.55
	秀林鄉	0.8	0.45	1	0.55
	萬榮鄉	0.8	0.45	1	0.55
	卓溪鄉	0.8	0.45	1	0.55

資料來源：[羅俊雄等 2001]

表 5.2-2(a) 短週期結構之工址放大係數  $F_a$

地盤分類	震區短週期水平譜加速度係數 $S_S$ ( $S_S^D$ 或 $S_S^M$ )				
	$S_S \leq 0.5$	$S_S = 0.6$	$S_S = 0.7$	$S_S = 0.8$	$S_S \geq 0.9$
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤	1.2	1.2	1.1	1.1	1.0
第三類地盤	1.4	1.3	1.2	1.2	1.1

資料來源：[羅俊雄等 2001]

表 5.2-2(b) 長週期結構之工址放大係數  $F_v$

地盤分類	震區一秒週期水平譜加速度係數 $S_1$ ( $S_1^D$ 或 $S_1^M$ )				
	$S_1 \leq 0.30$	$S_1 = 0.35$	$S_1 = 0.40$	$S_1 = 0.45$	$S_1 \geq 0.50$
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤	1.5	1.4	1.3	1.3	1.2
第三類地盤	1.7	1.6	1.5	1.5	1.4

資料來源：[羅俊雄等 2001]

表 5.2-3(a) 工址之設計水平加速度反應譜係數  $S_{aD}$

較短週期	短週期	中、長週期
$T \leq 0.2T_0^D$	$0.2T_0^D \leq T \leq T_0^D$	$T_0^D \leq T$
$S_{aD} = S_{DS}(0.4 + 3T/T_0^D)$	$S_{aD} = S_{DS}$	$S_{aD} = S_{D1}/T^{2/3}$

資料來源：[蕭江碧等 2000]

表 5.2-3(b) 工址之設計水平加速度反應譜係數  $S_{aD}$

較短週期	短週期	中、長週期
$T \leq 0.2T_0^D$	$0.2T_0^D \leq T \leq T_0^D$	$T_0^D \leq T$
$S_{aD} = S_{DS}(0.4 + 3T/T_0^D)$	$S_{aD} = S_{DS}$	$S_{aD} = S_{D1}/T$

資料來源：[羅俊雄等 2001]

以表 5.2-4，將上述擬修訂規範中，各港區所在位置對應之彈性設計反應譜(表 5.2-1)，與現行規範正規化彈性設計反應譜以震區水平加速度係數  $Z$  折減後所得結果，初步進行比較，由於擬修訂規範仍在修訂之中，須待今後確實頒佈以後，再重新計算比較。

表 5.2-4 各港區彈性設計反應譜比較

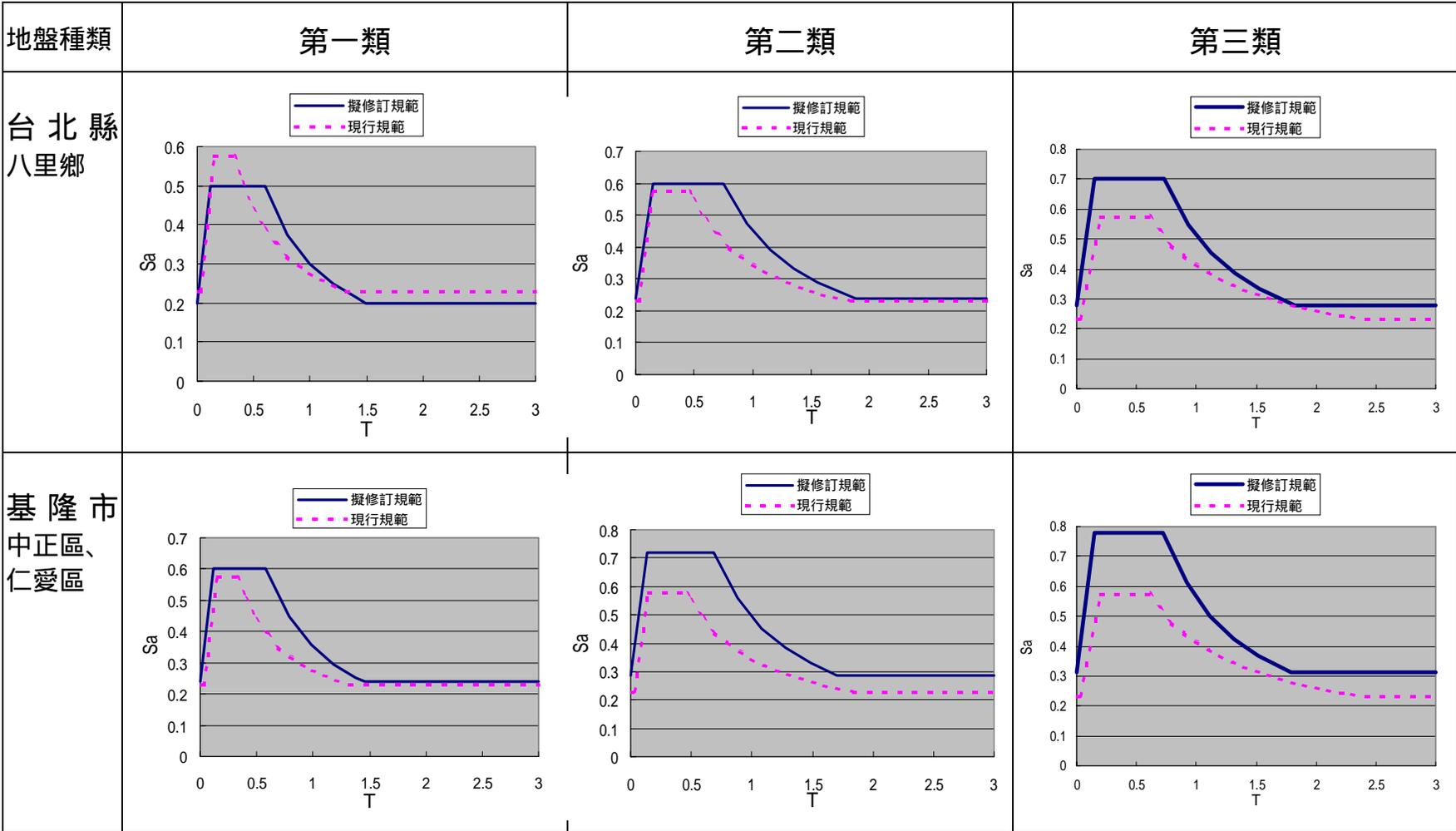


表 5.2-4 (續)

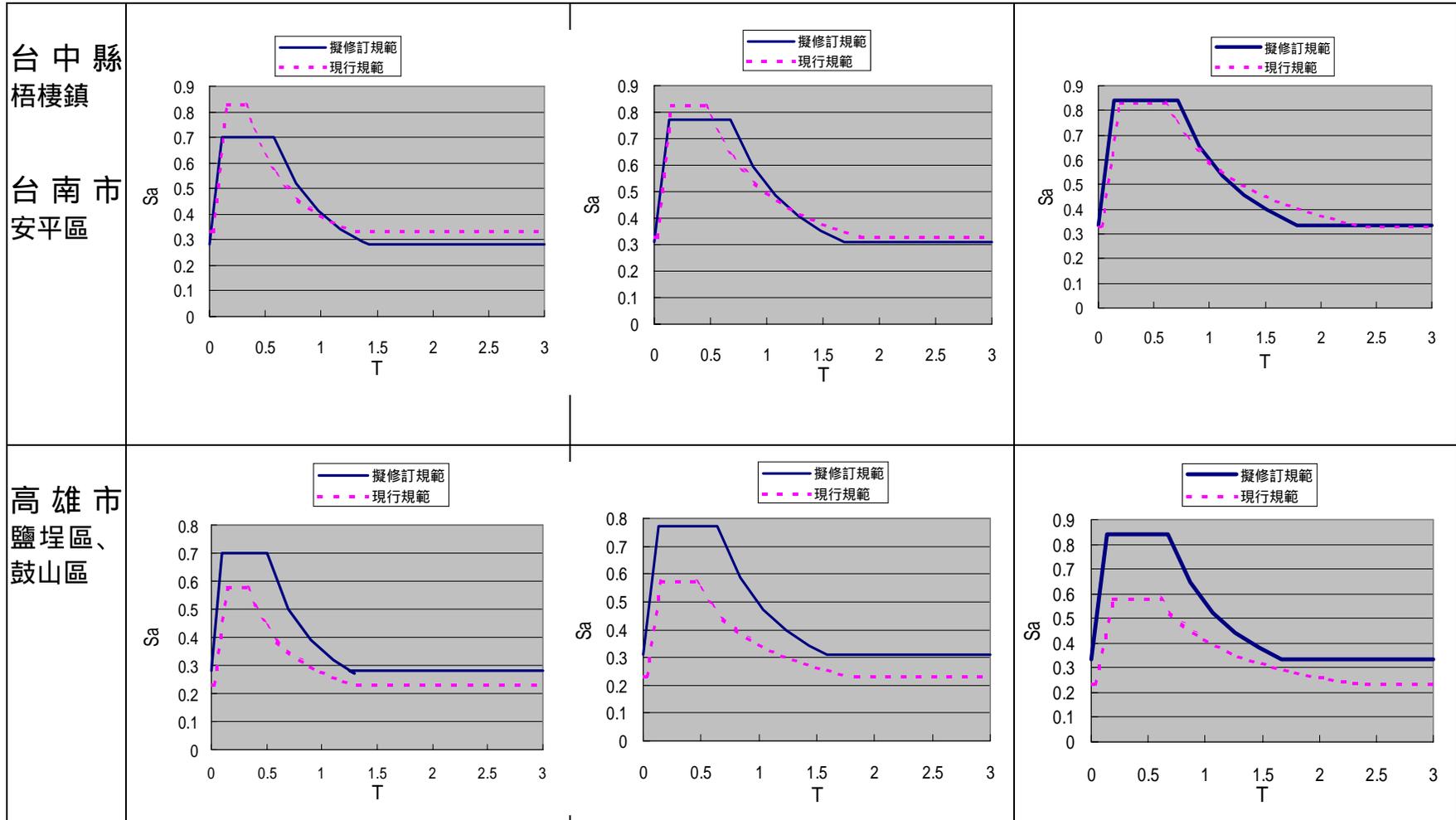
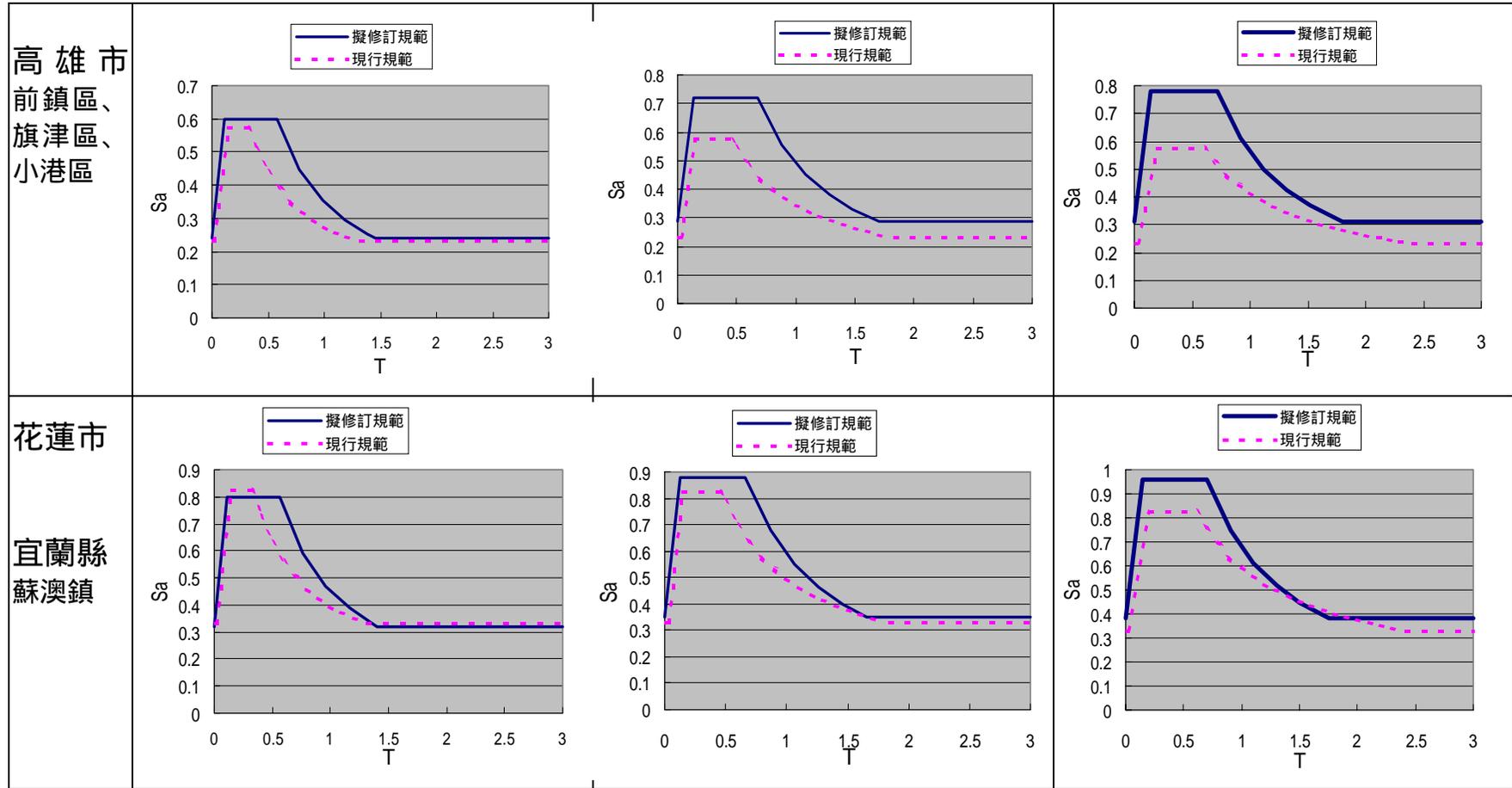


表 5.2-4 (續)



註：擬修訂草案為文獻[羅俊雄 2001]

最後，最小設計水平地震力總橫力  $V$  採用：

$$V = \frac{S_{aD}IW}{1.2\alpha_y F_u} \dots\dots\dots (5-3)$$

式(5-3)中，因  $S_{aD}$  已考量工址所在地盤之種類，所以，反應譜折減係數  $F_u$  不再如既有規範針對各類地盤分別計算，仍然以圖 5.2-1 所示原理，以通用公式(5-4)計算，

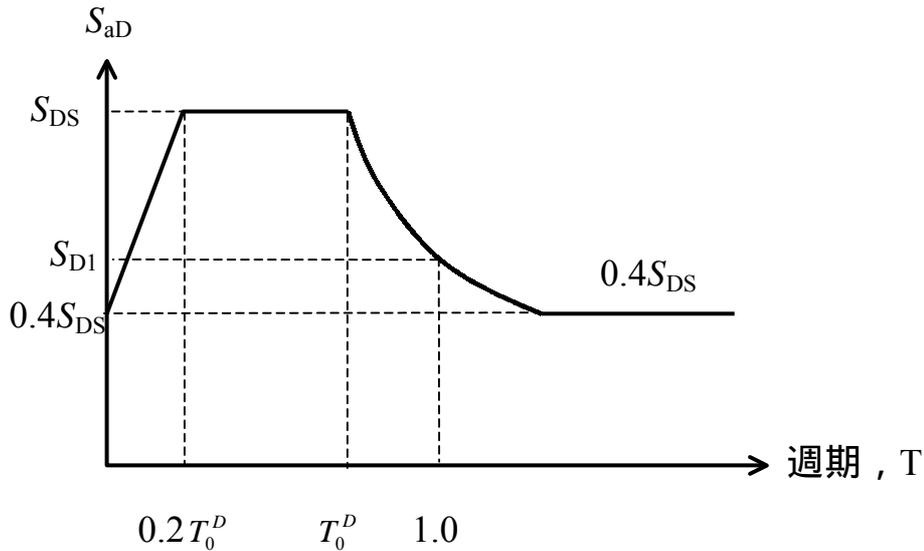


圖 5.2-8 工址設計水平加速度反應譜係數  $S_{aD}$  示意圖

$$F_u = \begin{cases} R_a & ; T \geq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \times \frac{T - 0.6T_0^D}{0.4T_0^D} & ; 0.6T_0^D \leq T \leq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.2T_0^D \leq T \leq 0.6T_0^D \dots\dots (5-4) \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \times \frac{T - 0.2T_0^D}{0.2T_0^D} & ; T \leq 0.2T_0^D \end{cases}$$

其中， $R_a = 1 + \frac{(R-1)}{1.5}$  保持不變。

為確保橋梁在小地震時仍能確保其功能性，式(4-3)之地震設計總

橫力不得低於  $V^* = \frac{IWF_u S_{aD}}{3.0\alpha_y F_u}$ ，交通部橋梁耐震設計規範同時要求式(4-3)

以及  $V^*$  之計算中滿足：

$$\frac{S_{aD}}{F_u} \leq \begin{cases} 0.50S_{DS} & (R = 1.5) \\ 0.45S_{DS} & (R = 2.5) \dots\dots\dots (5-5) \\ 0.40S_{DS} & (R = 4.2) \end{cases}$$

對於前述一般棧橋式碼頭  $R=2.5$ ， $\frac{S_{aD}}{F_u} \leq 0.45S_{DS}$ 。

### 5.2.2 反應譜之類型

學理上，彈性反應譜之譜加速度、譜速度與譜位移之關係可以由  $S_a = \frac{2\pi}{T} S_v = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 S_d$  表示，或由其中一種形式轉換為另外一種形式，因現行規範並未將定速度(中週期)與定位移區(長週期)區分開，故在長週期處，以該式轉換並不會得到  $S_d$  為常數(PSD)之情形，所以，不會完全與 Newmark-Hall 型式之設計反應譜相符，但因實際結構基本週期不會太長，只要應用表 5.2-3(b)在中、長週期之反應譜，而不要如圖 5.2-8 在長週期以  $0.4S_{DS}$  加以限制，工程實務之應用中(如 ATC-40)，可以由該式將現行規範之彈性設計反應譜( $S_a \sim T$  型)轉換為其他型式(例如  $S_a \sim S_d$  型)。

為了反應結構在大地震作用下之韌性行為，可以經由與韌性比相關之較大等效阻尼比所對應之等效彈性反應譜，或直接由塑性反應譜表示，前者採用一等效彈性系統近似模擬一塑性系統，雖然也可能經由較準確之等效阻尼比計算公式得到較好的結果，但在塑性反應譜可以得到之情形下，更多研究建議直接應用後者來評估結構之塑性變位，實際上，特別情況下，以加速度歷時進行非線性動態歷時分析來評估結構之塑性行為，是無法經由其他較簡化方式替代的。

## 高阻尼之等效(折減)彈性設計反應譜：

ATC-40 容量譜法之等效(折減)彈性需求反應譜由線彈性反應譜(如 5% 阻尼之彈性反應譜)分別用定加速度區和定速度區之折減係數  $SR_A$  和  $SR_V$  折減而得。折減係數  $SR_A$  和  $SR_V$  之大小反映與塑性遲滯行為等效之有效阻尼  $\beta_{eff}$  (或以  $\zeta_{eff}$  表示) 之大小。結構韌性越高，有效阻尼越大，反應譜折減也越多。ATC-40 容量譜法應用等效線彈性系統，設計反應譜折減係數( $SR_A$ ,  $SR_V$  and  $SR_D$ ) 基於對應於 Newmark-Hall[1982] 文中之平均(Mean)設計反應譜，

$$SR_A = \frac{1}{B_S} \approx \frac{3.21 - 0.68 \ln(\zeta_{eff})}{2.12} \dots\dots\dots (5-6)$$

$$SR_V = \frac{1}{B_L} \approx \frac{2.31 - 0.41 \ln(\zeta_{eff})}{1.65} \dots\dots\dots (5-7)$$

並且譜折減係數不小於 ATC-40 文獻中表 8-2 規定之下限值。公式中“2.12”和“1.65”分別為 5% 阻尼彈性(設計)反應譜對應於 PGA 和 PGV 之放大係數。

## 有效阻尼：

塑性結構之遲滯行為由一較大之等效阻尼表達，再與原固有黏性阻尼組合被稱為有效阻尼。確定有效阻尼之方法有多樣，例如：

- ATC-40 [1996]

$$\zeta_{eff} = (5 + \zeta_{eq})/100 = \left( 5 + \frac{63.7(a_y d_m - d_y a_m)}{a_m d_m} \right) / 100 = \left( 5 + \frac{2(\mu - 1)(1 - \alpha)}{\pi \mu (1 + \alpha \mu - \alpha)} \right) / 100 \dots\dots\dots (5-8)$$

為考量各種結構不同之遲滯行為，ATC-40 實際採用  $\zeta_{eff} = (5 + \kappa \zeta_{eq})/100$ ，為與結構遲滯行為相關之修正係數，對應於穩定、居中、擠壓遲滯行為，其值分別用 [ATC-40] 之表 8-1 查詢計算。原則上規定  $\zeta_0 < 0.45$ ，即總等效黏性阻尼  $\zeta_{eff}$  不超過 50%。[ATC-40] 容量

譜 C 法更具體規定對於具有穩定、居中、擠壓遲滯行為之結構等效黏性阻尼上限值分別為 40%、29%和 20%。

- WJE [1996]

基於等效彈性反應譜與 Newmark-Hall 塑性反應譜計算結果之 mapping 而得(表 5.2-5)：

表 5.2-5 WJE 之等效阻尼係數與結構韌性比之關係

$\mu$	1.0	1.25	1.5	2.0	3.0	4.0
$\zeta_{eff}$ (%) (median+1 sigma)	5.0	7.5	10	14	21	26
$\zeta_{eff}$ (%) (median)	5.0	8.5	12	16	26	35

- Kowalsky et al. [1994]

由實驗結果之曲線 Fitting 而得：

$$\zeta_{eff} = 0.05 + 0.39372 \left[ 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right] \dots\dots\dots (5-9)$$

- Priestley [1996]

基於 Takeda Hysteresis Model 而應用如下公式：

$$\zeta_{eff} = 0.05 + \frac{1 - \mu^n \left( \frac{1-\alpha}{\mu} + \alpha \right)}{\pi} \dots\dots\dots (5-10)$$

勁度衰減係數 n(對鋼結構 n=0，對 RC 結構 n=0.5，即

$$\zeta_{eff} = 0.05 + \frac{1 - \frac{1-\alpha}{\sqrt{\mu}} - \alpha\sqrt{\mu}}{\pi} ) ; \alpha \text{ 之值在文中用 } 0.05。$$

- Reinhorn [1997], Kunnath et al. [1996]

應用 Iwan and Gates [1979] 研究報告中所有有效阻尼係數之中誤差最小之基於平均勁度和能量法之等效阻尼係數：

$$\zeta_{eff} = \left( \frac{3}{2\pi\mu^2} \right) \frac{\pi\zeta_0 \left[ (1-\alpha) \left( \mu^2 - \frac{1}{3} \right) + \frac{2}{3} \alpha\mu^3 \right] + 2(1-\alpha)(\mu-1)^2}{(1-\alpha)(1+\ln\mu) + \alpha\mu} \dots\dots\dots (5-11)$$

其中， $\zeta_0 = 0.05$ 。

所以，反映塑性行為之等效線彈性反應譜由彈性反應譜折減而得到。反應譜折減係數  $SR$  與結構韌性比  $\mu$  之關係是通過反應譜折減係數  $SR$  與結構等效阻尼  $\zeta_{eff}$ ， $\zeta_{eff}$  與韌性比  $\mu$  之關係間接建立。

**塑性設計反應譜：**

塑性反應譜被認為比等效彈性反應譜較能準確評析結構之塑性位移。對應於定韌性比  $\mu$  之塑性設計反應譜，可以經由彈性反應譜折減得到，此折減係數  $R_y$  與結構之基本週期  $T_n$  相關，而通常有  $R_y - \mu - T_n$  關係式之稱，此處列舉部分相關文獻之塑性設計反應譜之  $R_y - \mu - T_n$  (對應於第 5.2.1 節國內規範之  $F_u \sim R_a \sim T$ ) 關係式：

- Newmark-Hall [1982]：對理想彈塑性系統

$$R_y = \begin{cases} 1 & T_n < T_a \\ (2\mu - 1)^{\beta/2} & T_a < T_n < T_b \\ \sqrt{2\mu - 1} & T_b < T_n < T_c' \\ \mu T_n / T_c & T_c' < T_n < T_c \\ \mu & T_n > T_c \end{cases} \dots\dots\dots (5-12)$$

其中  $\beta = \ln(T_n/T_a) / \ln(T_b/T_a)$ ， $T_a$ 、 $T_b$ 、 $T_c$  等彈性設計反應譜各區交界特徵週期。相應於彈性反應譜定加速度與定速度區交點對應之特徵週期  $T_c$ ，塑性反應譜特徵週期  $T_c' = \frac{\sqrt{2\mu - 1}}{\mu} T_c$ 。

● **Krawinkler and Nassar [1992] : 對雙線性結構系統**

$$R_y = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c} \dots\dots\dots (5-13)$$

其中  $c(T_n, \alpha) = \frac{T_n^a}{1 + T_n^a} + \frac{b}{T_n}$ ,  $\begin{cases} \alpha = 0\% , & a = 1 , & b = 0.42 \\ \alpha = 2\% , & a = 1 , & b = 0.37 \\ \alpha = 10\% , & a = 0.8 , & b = 0.29 \end{cases}$

$\alpha$  為降伏後勁度。

● **Vidic, Fajfar & Fischinger [1994] : 對雙線性結構系統**

$$R_y = \begin{cases} 1.35(\mu - 1)^{0.95} \frac{T_n}{T_0} + 1 & T_n \leq T_0 \\ 1.35(\mu - 1)^{0.95} + 1 & T_n > T_0 \end{cases} \dots\dots\dots (5-14)$$

其中 ,  $T_0 = 0.75\mu^{0.2}T_c \leq T_c$ 。該式為非線性方程除非假設  $T_0=T_c$ 。

● **Fajfar [2000] : 對雙線性結構系統**

$$R_y = \begin{cases} (\mu - 1) \frac{T_n}{T_0} + 1 & T_n \leq T_c \\ \mu & T_n > T_c \end{cases} \dots\dots\dots (5-15)$$

### 5.3 能耐曲線

關於能耐曲線，現行規範要求非剛性碼頭之耐震設計與分析，在必要時(如結構物之幾何形狀、質量分佈、勁度變化等不規則時，即靜力分析未能反應結構行為時)須進行動力分析，該動力分析目前大多以多振態反應譜疊加法(第六章)為主，屬於線性動力分析方法之一種，但在較大外力作用下，當構造物發生非彈性變形時，這種線性分析法無法考量結構物降伏後塑性區內力之再分配，所以，非線性靜力推動分析被用來近似求解結構在反覆地震力作用下之非線性行為。INA[2001]將棧橋式碼頭之多振態反應譜疊加法與非線性靜力推動分析法稱為簡便動力分析法。本節將探討採用非線性靜力推動分析之方法(Static

Pushover Analysis)來求取結構在設計地震力作用下可能之變形行為與能耐曲線；而多振態反應譜疊加法之理論與範例計算參見第六章。

非線性靜力推動分析是考慮線性和非線性變形行為，以預加靜荷載型式(Predetermined Load Patterns)，通過保持荷載型式、逐步增加荷載大小、每一增量過程中以迭代取得力平衡之方式將結構靜力推動到某一特定目標狀態(例如：特定目標位移、特定力量、特定應變狀態或穩定極限狀態等)來近似表達結構在不同大小外力作用下之反應。以此法應用於耐震設計或耐震能耐評估之分析中，地震力以施加於結構側向之作用力表示。由於施加的荷載型式在推動中保持不變，該方法較適合由第一振動模態控制變形行為之結構，即對無太大高振態反應之結構之動力反應之評析較簡便、準確。

非線性靜力推動分析法直接考慮結構物進入降伏後之塑性區內力之再分配，用比彈性靜力分析法精確又比動態歷時分析法簡便之方法預測滿足假設條件之結構物之塑性變形行為和破壞機制，對結構的整個塑性行為作了完整的評析，且在許多情況下與非線性動態歷時分析之結果之誤差在可接受範圍內。

非線性靜力推動分析可以得到目標位移隨逐漸增加之基底剪力(Base Shear)變化的力~位移( $V\sim y$ )關係曲線，如前所述，在採用容量震譜法求取結構在設計地震力作用下之變形時，需要將能耐曲線與需求曲線置於相同之  $A\sim D(S_a\sim S_d)$ 座標系下，所以， $V\sim y$  型能耐曲線需要轉化為  $A\sim D(S_a\sim S_d)$ 型式。

應用多自由度結構系統由一等效單自由度結構系統來模擬之原理，假設結構位移由一不變之常數振態控制，例如第  $j$  個振態  $\{\Phi\}_j = (\Phi_{1j} \quad \Phi_{2j} \quad \dots \quad \Phi_{ij} \quad \dots \quad \Phi_{Nj})^T$  以  $\Phi_{1j} = 1$  正規化，振態參與係數

$$\text{(Model Participating Factor)} \quad \Gamma_j = \frac{\{\Phi\}_j^T [M] \{1\}}{\{\Phi\}_j^T [M] \{\Phi\}_j} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \Phi_{ij}}{\sum_{i=1}^N m_i \Phi_{ij}^2}, \quad \text{廣義質量}$$

$$M_j^* = \{\Phi\}_j^T [M] \{1\} = \sum_{i=1}^N m_i \Phi_{ij}, \quad \text{振態質量參與係數或有效質量係數}$$

(Effective/Participating Mass Coefficient/Ratios)  $\alpha_j = \Gamma_j \frac{M_j^*}{\sum_{i=1}^N m_i}$  , 則  $S_a$  或

$$A = \frac{V/W}{\alpha_j} = \frac{V}{\Gamma_j \times M_j^*} (g) , S_d \text{ 或 } D = \frac{y}{\Gamma_j \times \Phi_{1j}} \left( = \frac{y}{\Gamma_j} \text{ 若正規化振態 } \Phi_{1j} = 1 \right) ,$$

ATC-40 基於第一振態控制變形行為，上述公式中  $j=1$ 。

## 5.4 容量譜法求取棧橋式碼頭變位範例

本節以某碼頭擬改建之棧橋式碼頭為例，應用 SAP2000[CSI 2000] 分析軟體進行 3D 非線性靜力推動分析求取碼頭單元之能耐曲線。

用於分析之碼頭單元所用設計條件如下：

### (1) 基本條件

船舶噸位：5000 *D.W.T.*

碼頭面高程：+7.50 *m*

設計水深：EL -8.00 *m*

### (2) 自然環境

潮位：MHWL: +5.52 *m*

MWL: +3.28 *m*

MLWL: +0.99 *m*

地質：該碼頭最近之鑽孔地質如圖 5.4-1 所示

### (3) 荷重

設計地震力：震區水平加速度係數  $Z=0.23$ ，依規範計算

活載重：常時 3t/m<sup>2</sup>

地震時 2t/m<sup>2</sup>

活動載重 25t

船舶衝擊力 59.5t

船舶牽引力 35t

(4) 材料強度

RC： 鋼筋 #5 及以下  $f_y \geq 2800\text{kg/cm}^2$

#6 及以上  $4200\text{kg/cm}^2 \leq f_y \leq 5500\text{kg/cm}^2$

混凝土  $f_c' = 280\text{kg/cm}^2$

鋼管樁: STK-400  $t=14\text{mm}$   $f_y \geq 2400\text{kg/cm}^2$ 、 $E_s = 2.04E+06\text{kg/cm}^2$

容許抗壓力 500t/支

容許拉拔力 常時 23t/支

地震時 46t/支

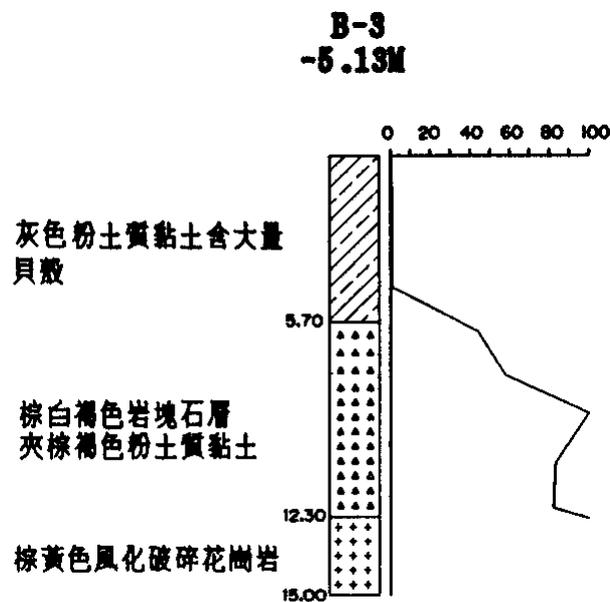


圖 5.4-1 地質圖

(5) 設計結果

碼頭單元模型如圖 5.4-2 所示，橋面梁與基樁之材料與斷面尺寸如表 5.4-1 與表 5.4-2 中圖片之粗黑線與文字所示，梁均採用最小鋼筋比。

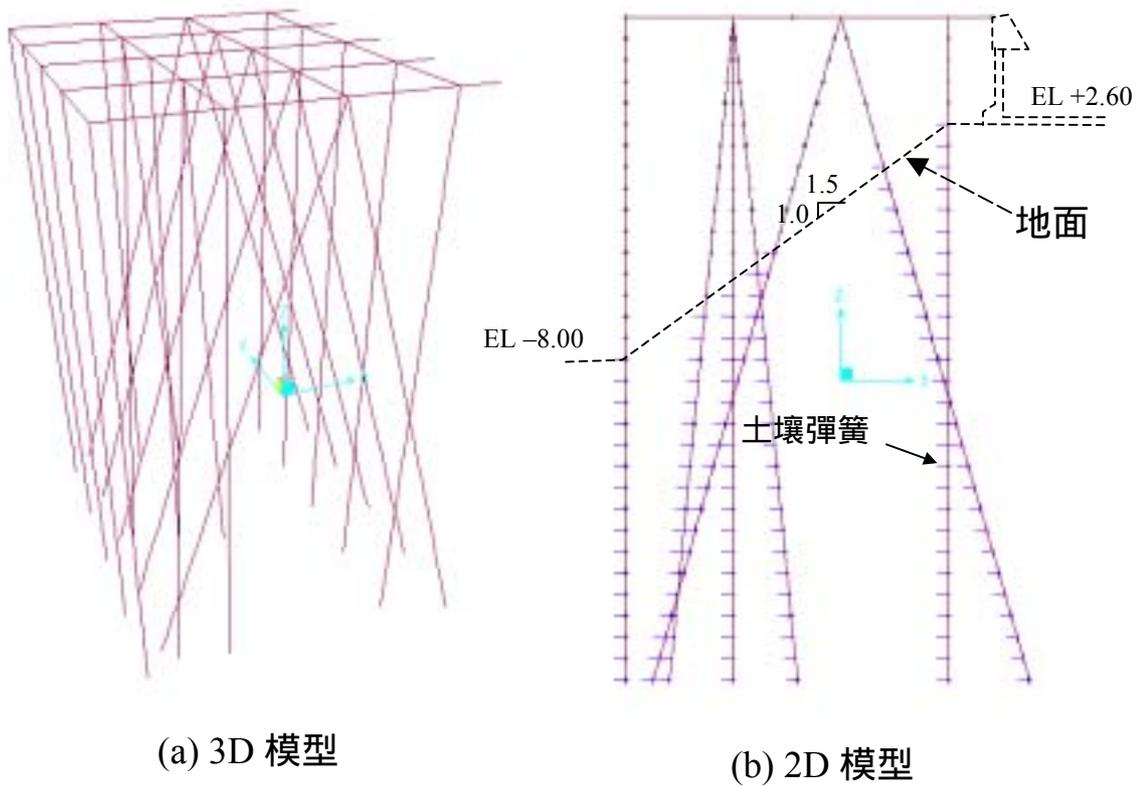


圖 5.4-2 用於評估之碼頭單元

表 5.4-1 上部結構材料與斷面尺寸

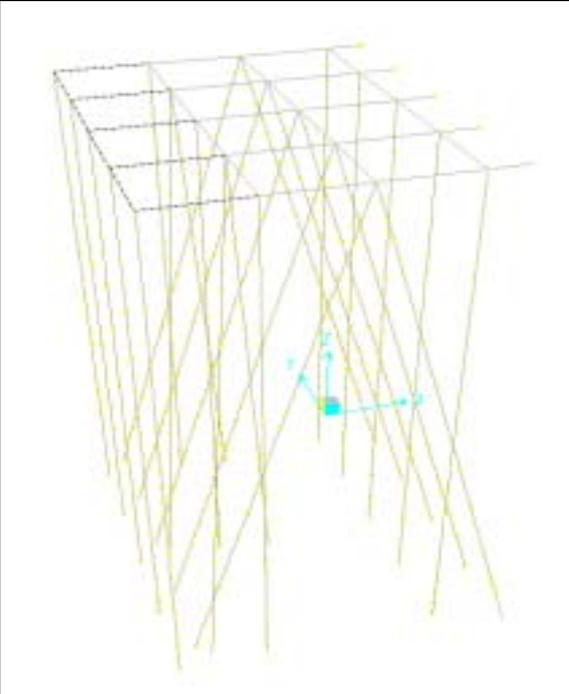
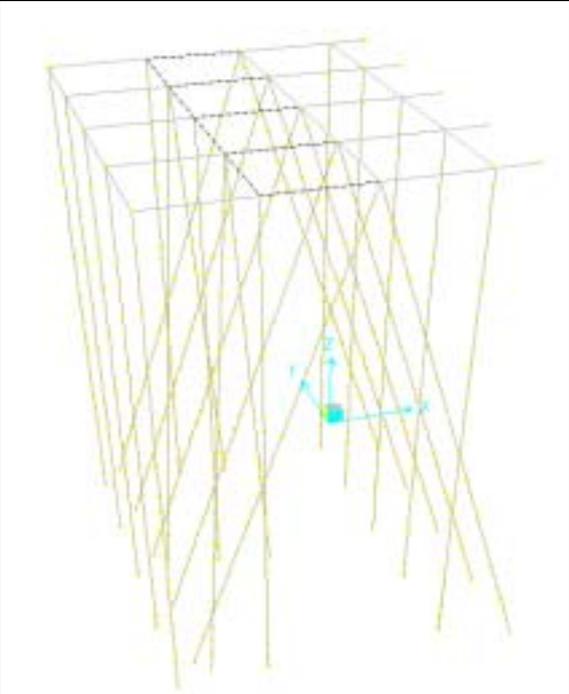
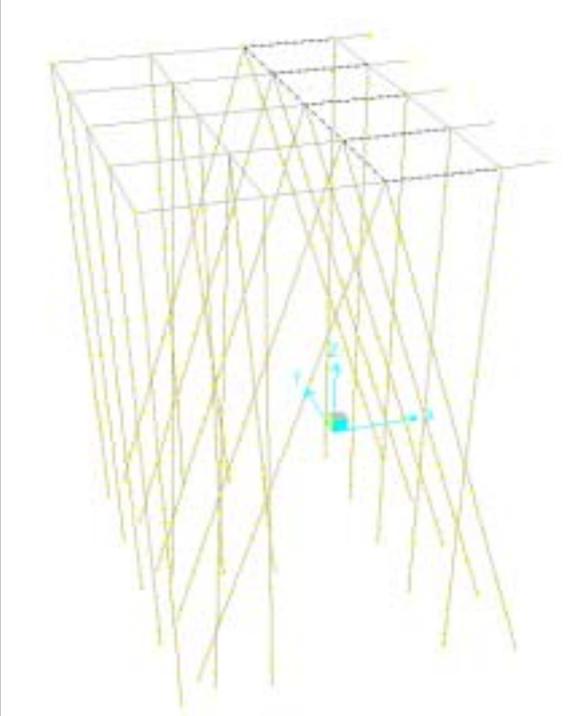
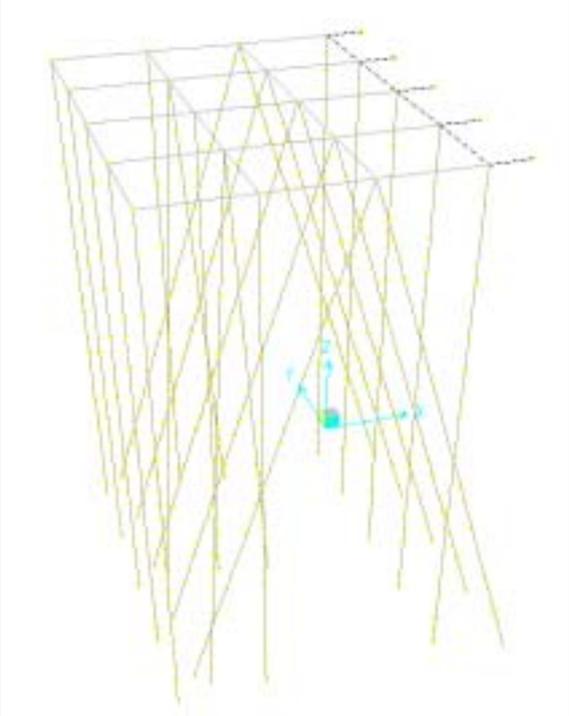
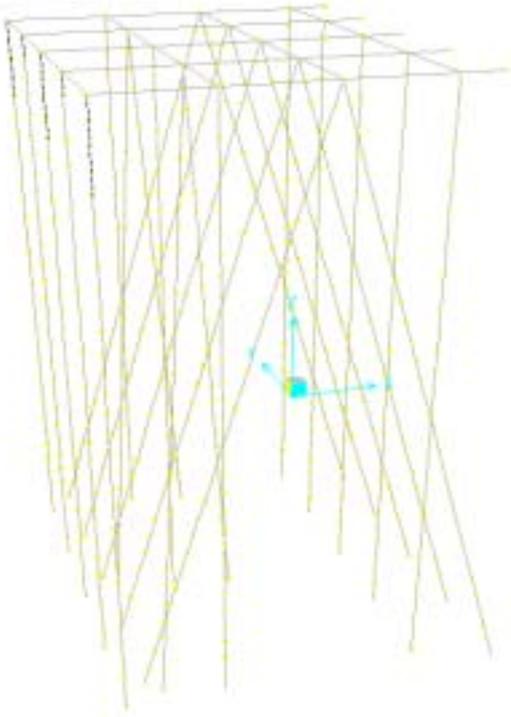
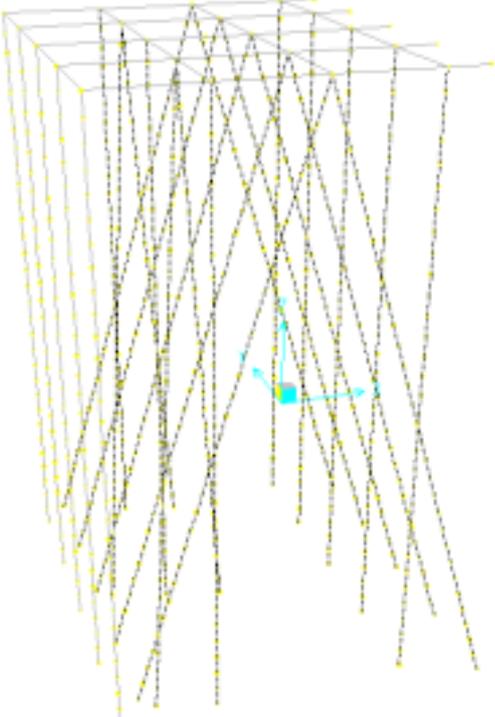
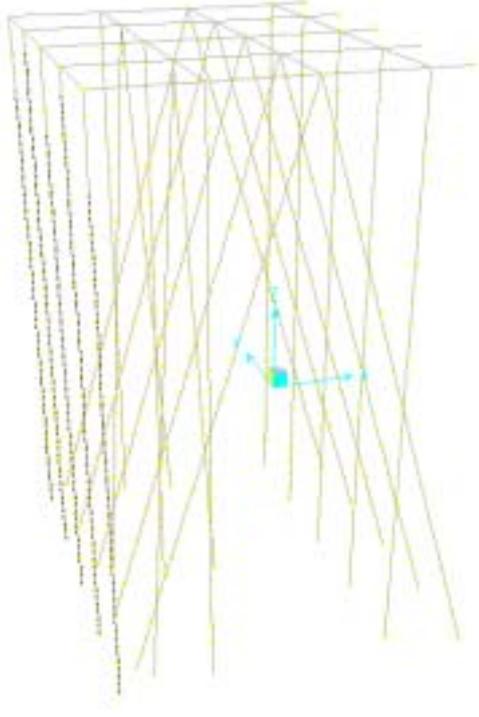
	
RC 矩形斷面寬 高=1(m) 1.5(m)	RC 斷面矩形寬 高=1(m) 1.6(m)
	
RC 矩形斷面寬 高=1(m) 1.7(m)	RC 矩形斷面寬 高=1(m) 1.8(m)

表 5.4-2 基樁材料與斷面尺寸

 <p>(a)</p>	 <p>(b)</p>
 <p>(c)</p>	<p>Note :</p> <p>(a) RC 矩形斷面寬 高=2(m) 1.5(m) , 鋼筋比=3%</p> <p>(b)鋼管樁直徑=81.2(cm) , 厚度=1.4(cm)</p> <p>(c)兩根(b)鋼管樁</p>

(6) 非線性靜力推動分析：

模擬：應用 SAP2000 第 7.4 版[CSI 2000]進行分析，上部結構梁與基樁按照表 5.4-1 與表 5.4-2 採用 RC 與鋼構，並以梁柱單元進行模擬，樁腳固定；構件自重由程式自動考量，其他呆載重以及活載重均作用於上部結構之節點或單元，作為推動分析前結構預先承受之荷重 (pre-loading)，結構質量集中於上部結構各節點上；結構與水之互制僅考量水中節點附加質量效應(參見第 6.3.3 節)；結構與土壤之互制以連接於基樁之一系列土壤彈簧模擬(參見第 6.3.3 節)如圖 5.4-3；幾何非線性僅限於 P-Delta 效應，材料非線性採用塑性鉸分析法。

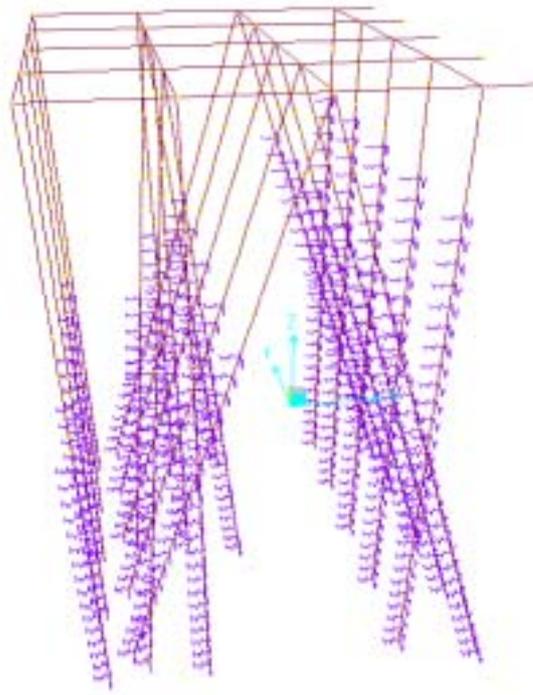


圖 5.4-3 結構與土壤互制之模擬

以 SAP2000 進行非線性靜力推動分析，根據施加荷載型式之差異可以得到各種型式的能耐曲線(本節範例能耐曲線均以縱座標  $S_a(g)$  ~ 橫座標  $S_d(m)$ 表示，圖中不再顯示)，例如：施加水平橫向地震力(圖 5.4-4)、施加水平縱向地震力(圖 5.4-5)、或以現行規範線彈性靜力分析所需水平橫向設計地震力( $E_x$ )與 30%水平縱向設計地震力(30%  $E_y$ )組合

後( $E_x + 30\% E_y$ )之荷載型式(圖 5.4-6)、或( $E_y + 30\% E_x$ )之荷載型式(圖 5.4-7) 甚至考量垂直向地震力  $E_z$  後之荷載型式( $E_x + 30\% E_y + E_z$  如圖 5.4-8 與  $E_x + 30\% E_x + E_z$  如圖 5.4-9), 本範例中考量垂直地震力與否對能耐曲線影響甚小。考量前述容量譜法求取結構變形之  $A-D(S_a \sim S_d)$  型能耐曲線需由振態加以轉換, 本節之非線性靜力推動分析將進行振態推動(modal pushover)來求取結構之變位, 即預設結構按照所採用振態產生變形, 用於推動之荷載型式與振態位移(modal displacement)、圓頻率平方( $\omega^2$ ) 以及質量成正比。

特徵值分析(eigen value analysis)求得結構各振態, 選取有 90% 質量參與之前三個振態: 第 1 振態週期為 0.9153 秒, 主要變形在結構水平縱向並伴有扭轉; 第 2 振態週期為 0.61 秒, 主要變形在結構水平橫向並伴有扭轉; 第 3 振態週期為 0.5761 秒, 主要變形為扭轉。基於前三個振態的振態推動所得能耐曲線與對應之結構變形(scaled)分別如圖 5.4-10 與 5.4-11(mode 1)、圖 5.4-12 與 5.4-13(mode 2)、圖 5.4-14 與 5.4-15(mode 3)所示。因擬修訂之建築物或橋樑耐震設計草案並未對碼頭所在地之微分震區反應譜提供建議, 容量譜中需求曲線以第一類地盤在 0.23g 尖峰地表加速度下之彈性反應譜表示, 即以 0.23g 修正圖 5.2-6 之第一類地盤正規化彈性設計反應譜, 但此處反應譜於中、長週期隨  $1/T$  遞減(原因參見第 5.2.1 節), 即比照擬修訂之建築物與橋樑耐震設計草案之精神, 以 1 秒處計算之尖峰譜速度 PSV 為準, 保持中~長週期定譜速度(constant spectral velocity)特性。圖 5.4-10 顯示, 在相同等級地震力作用下, 因質量增加使得週期變長, 考量結構與水互制後所得位移較大, 所以, 結構與水互制效應在棧橋式碼頭之耐震分析中應加以考量, 此範例中附加質量相對較小, 所以差別不太大(特別是彈性部分), 本範例各圖均考量附加質量效應。比較圖 5.4-10、5.4-11 與 5.4-12 可知: 若結構之變形單獨以第二振態控制, 其耐震能耐相較於單獨以第一或第三振態控制變形之耐震能耐低; 但因實際結構之行為是各振態效應下之組合, 所以, 結構在設計地震力下之變形需進行振態組合。

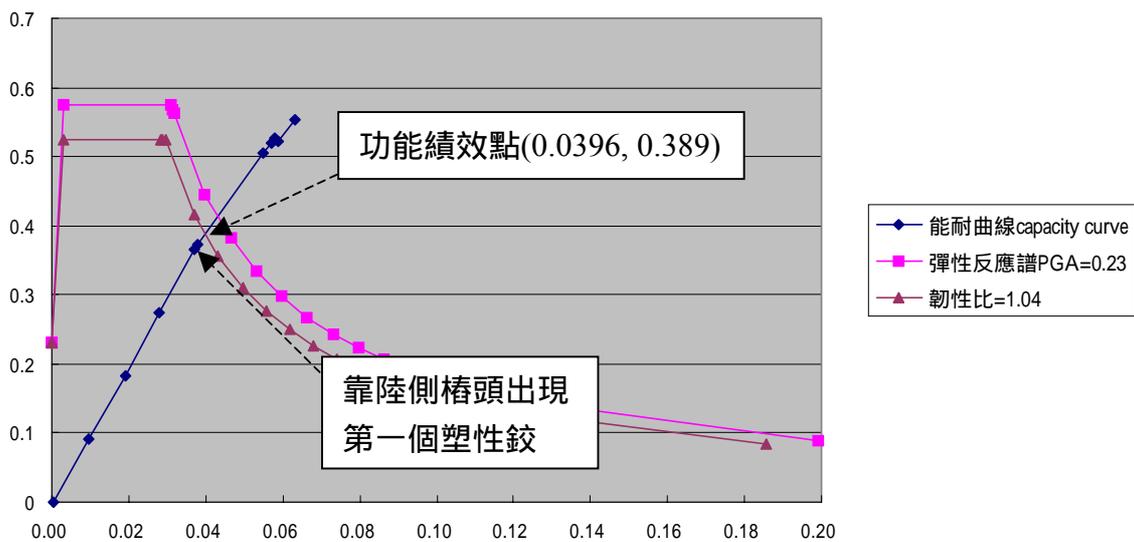


圖 5.4-4 施加水平橫向地震力  $E_x$  之容量譜

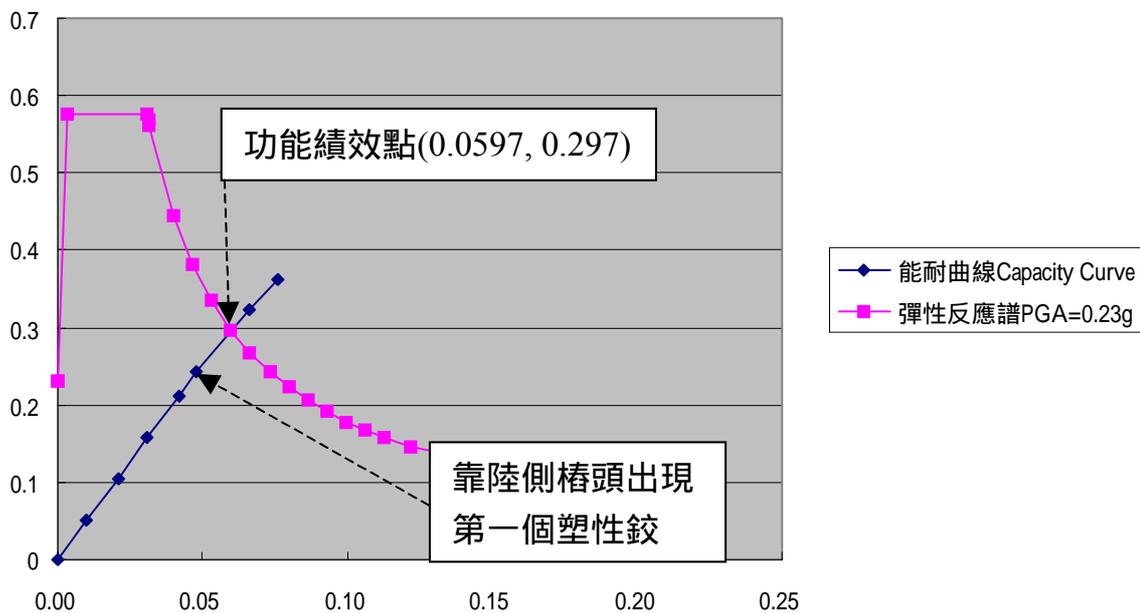


圖 5.4-5 施加水平縱向地震力  $E_y$  之容量譜

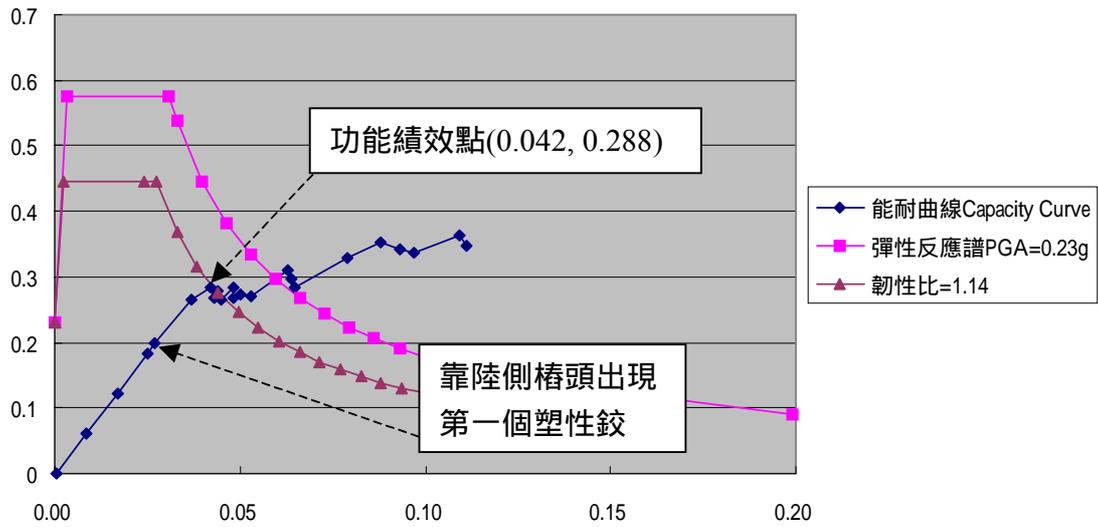


圖 5.4-6 施加  $E_x + 30\% E_y$  荷載型式之容量譜

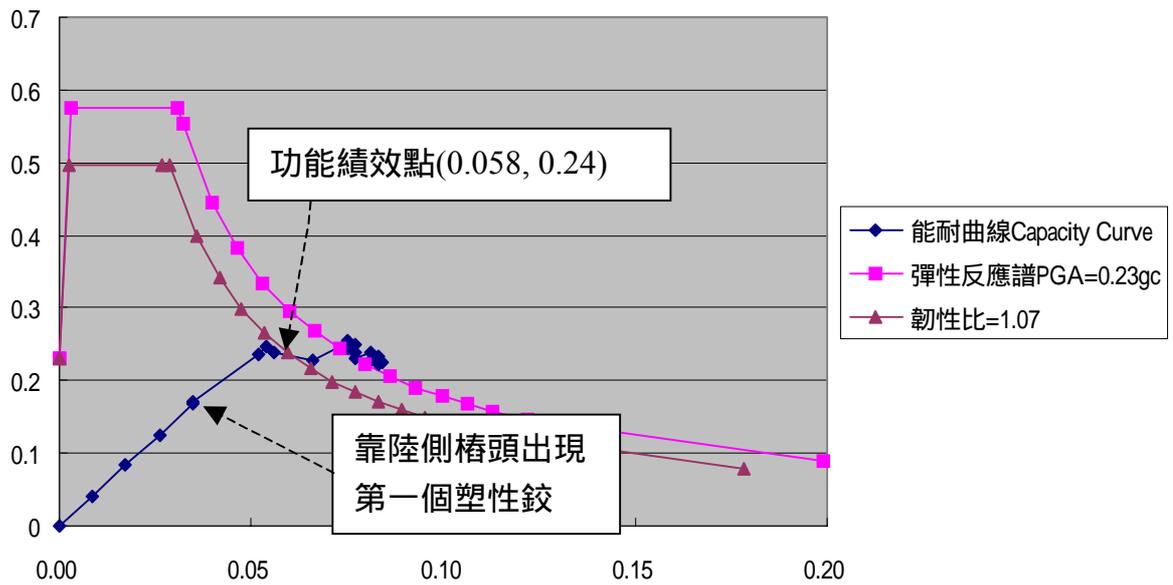


圖 5.4-7 施加  $E_y + 30\% E_x$  荷載型式之容量譜

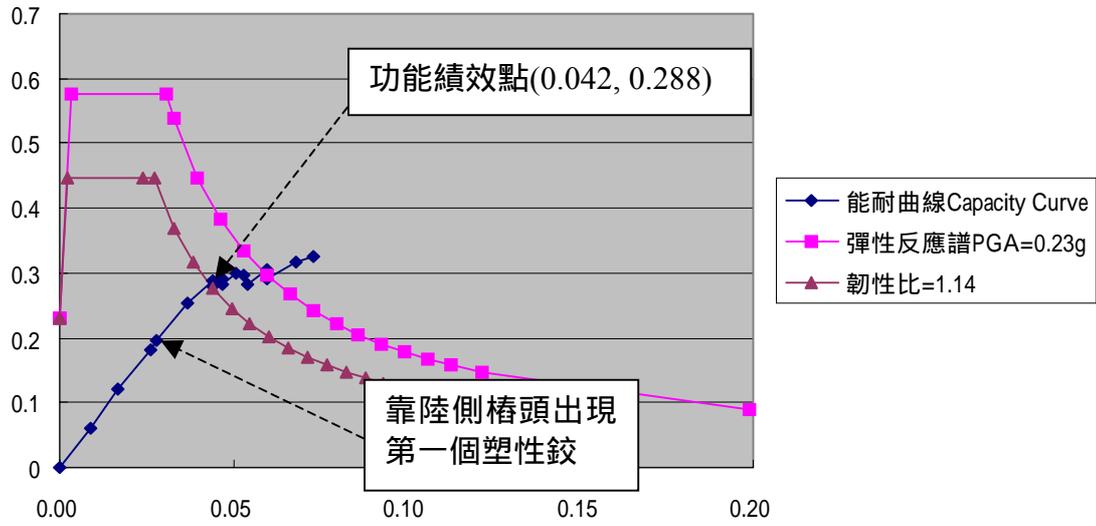


圖 5.4-8 施加  $E_x + 30\% E_y + E_z$  荷載型式之容量譜

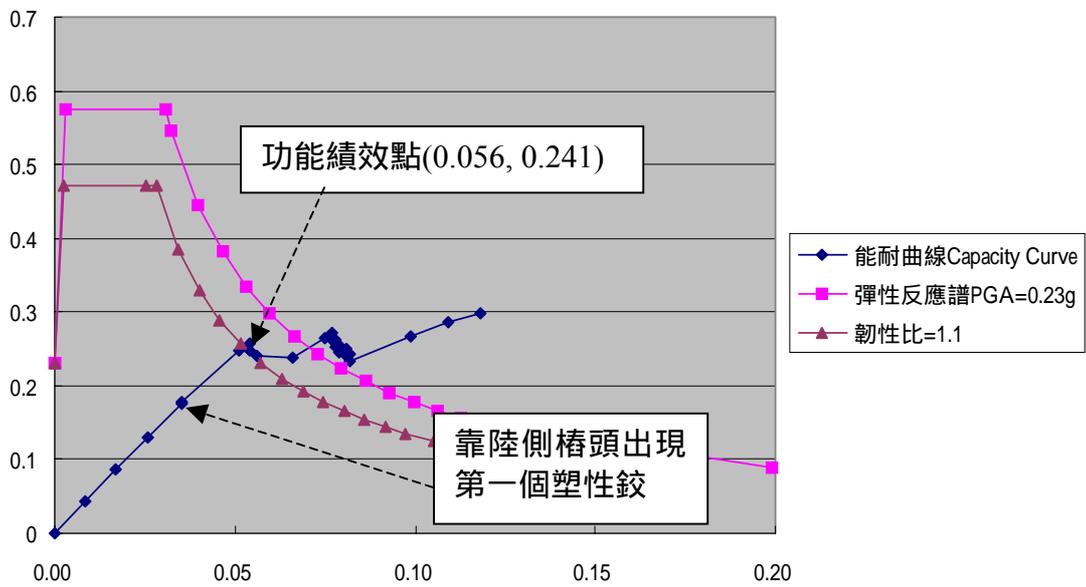


圖 5.4-9 施加  $E_y + 30\% E_x + E_z$  荷載型式之容量譜

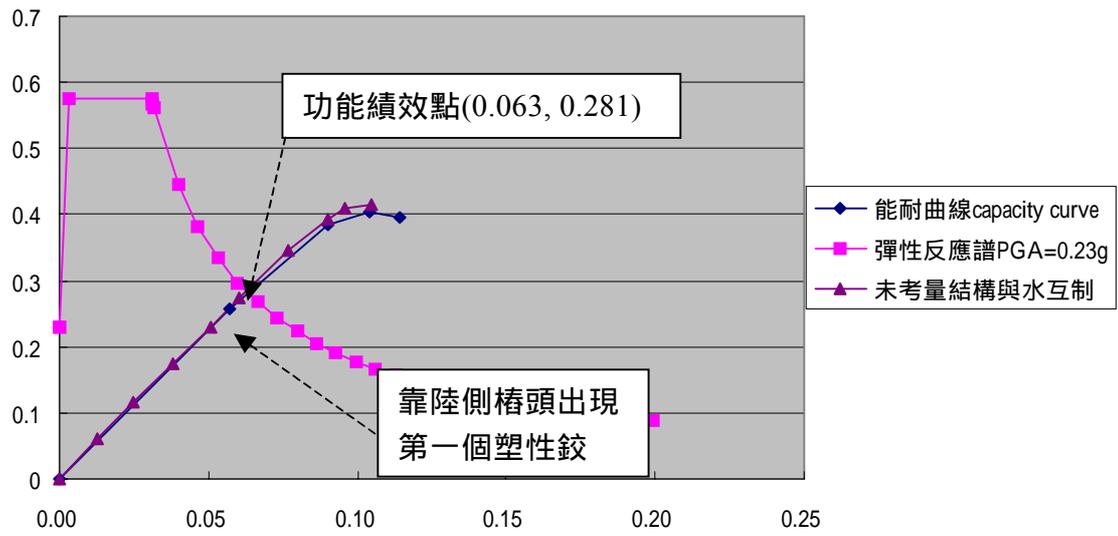


圖 5.4-10 第一振態推動分析之容量譜

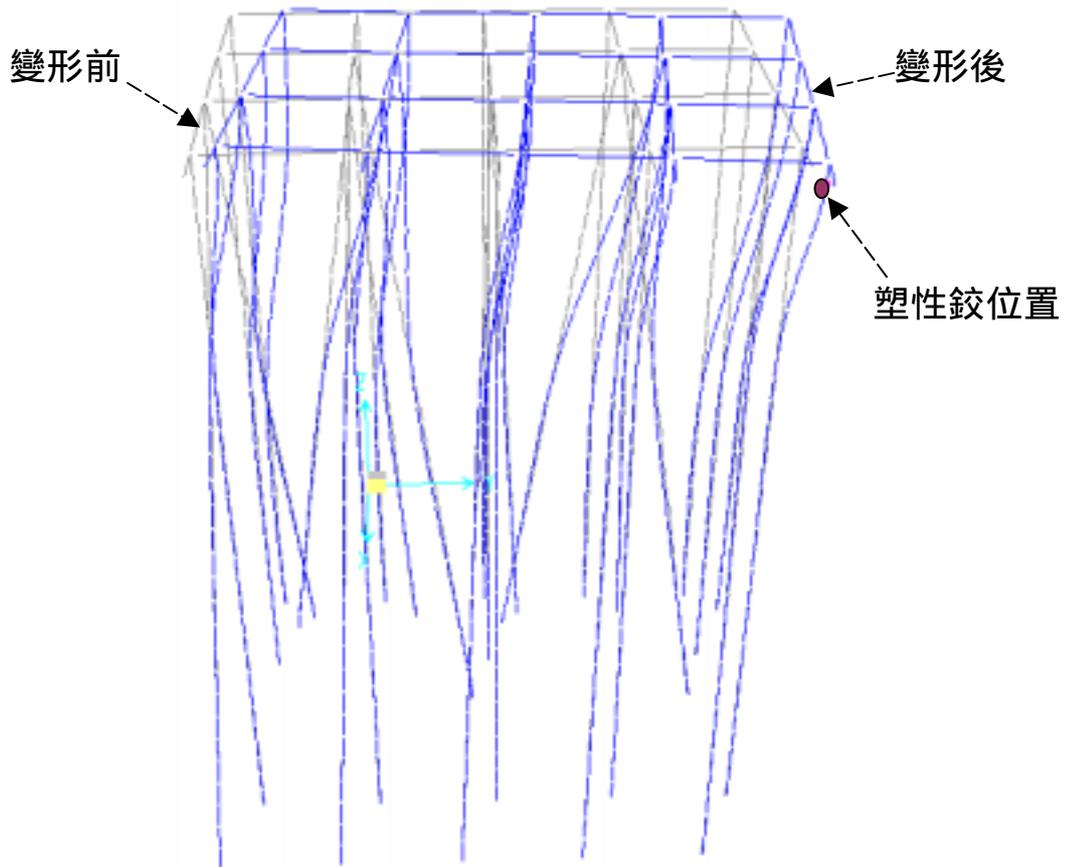


圖 5.4-11 第一振態功能績效點對應之變形及塑性鉸位置

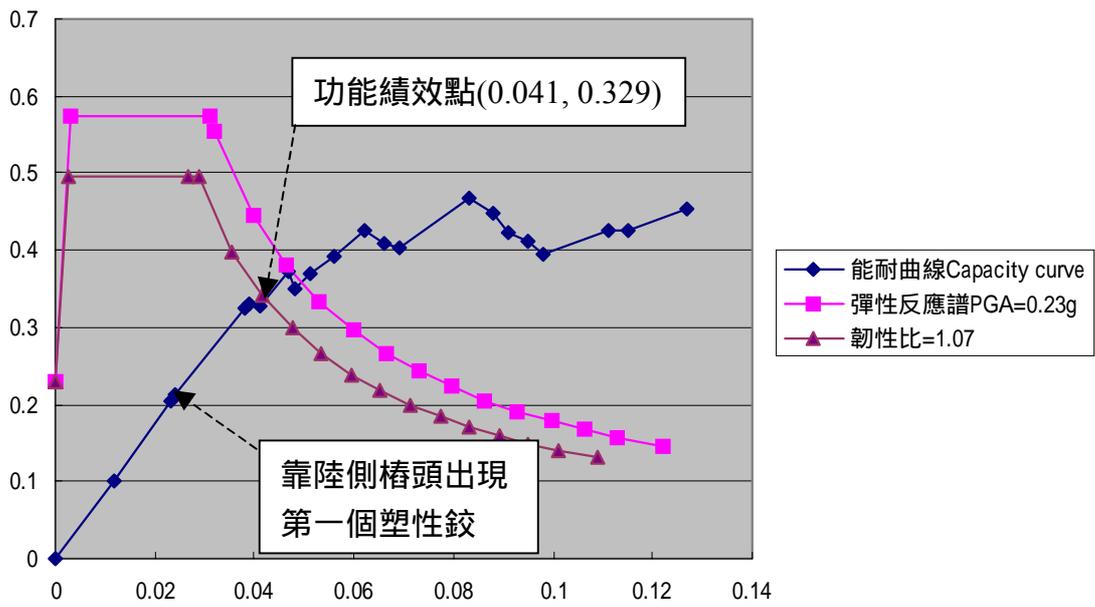


圖 5.4-12 第二振態推動分析之容量譜

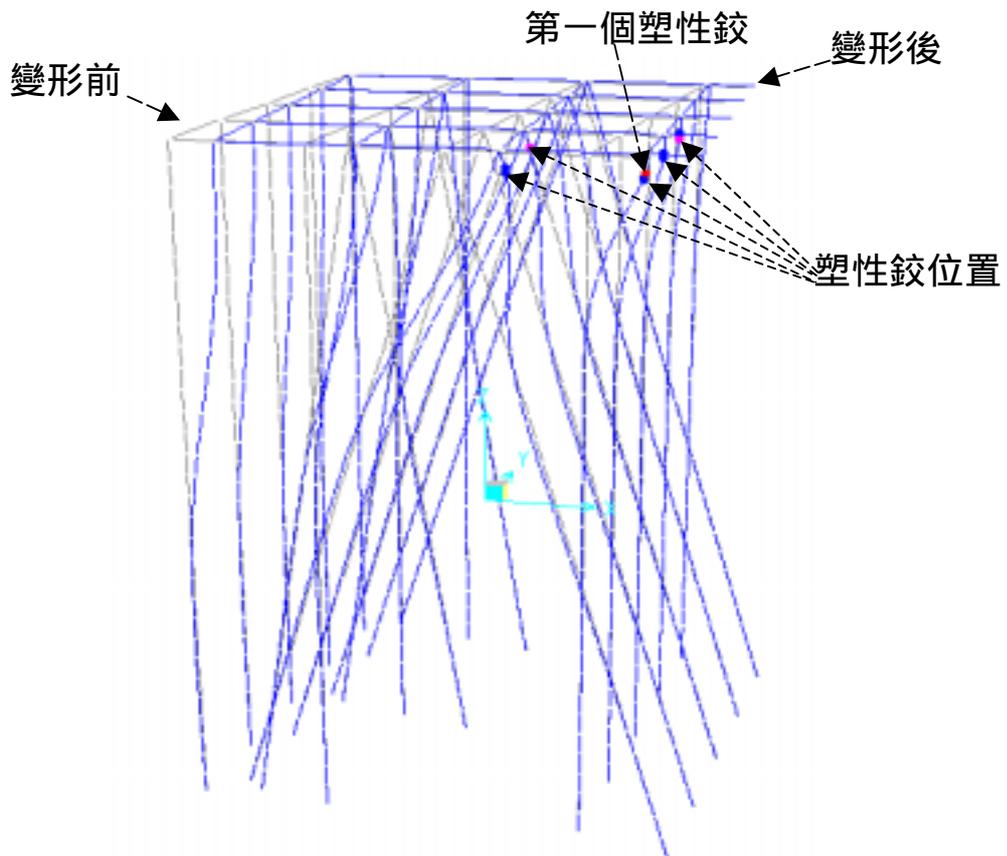


圖 5.4-13 第二振態功能績效點對應之變形及塑性鉸位置

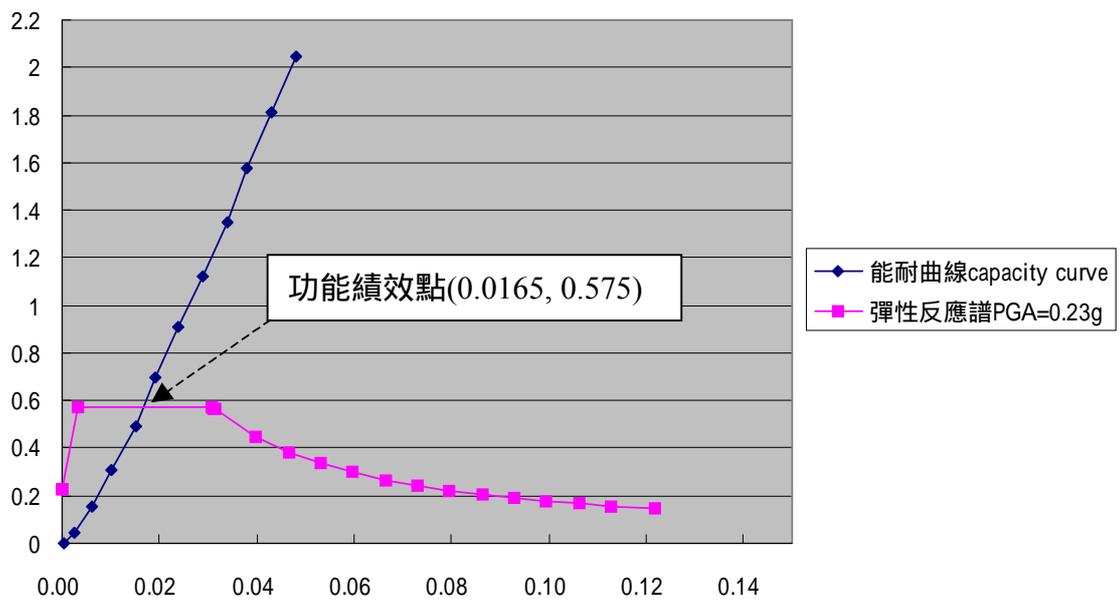


圖 5.4-14 第三振態推動分析之容量譜

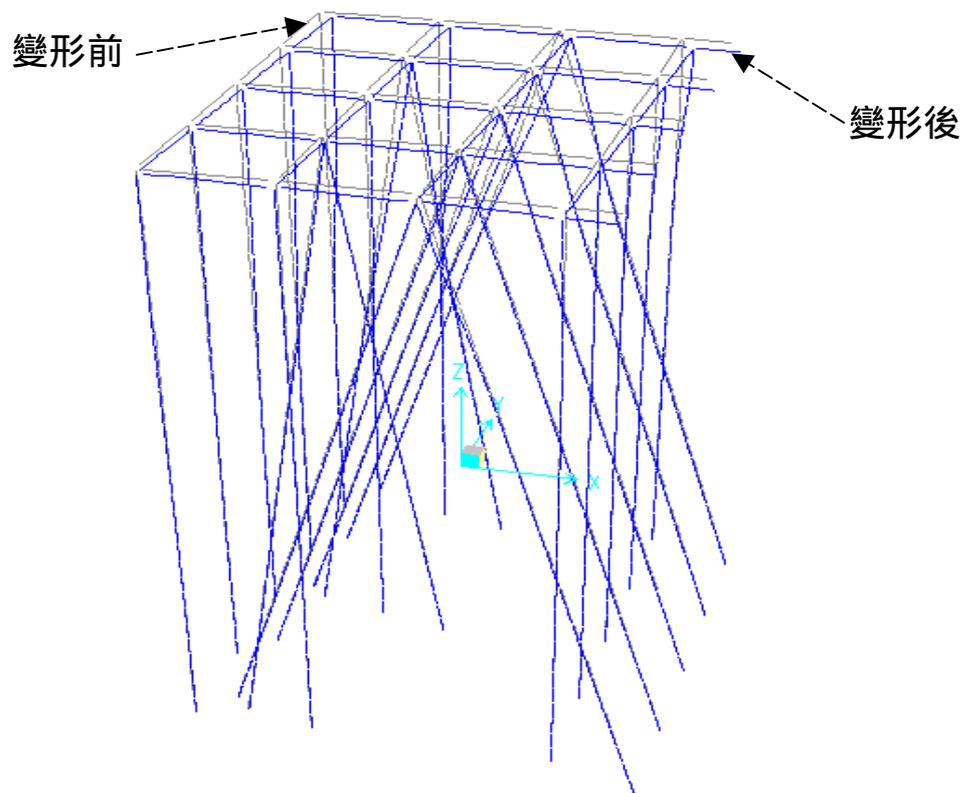


圖 5.4-15 第三振態功能績效點對應之變形及塑性鉸位置

(7) 計算：

以容量譜法計算單獨由各振態變形控制下結構之變位，再進行振態組合。考量水平橫向最大位移(圖 5.4-16 靠陸側角樁頂部 E160 節點)、水平縱向最大位移(圖 5.4-16 靠海側角樁頂部 D156 節點)。

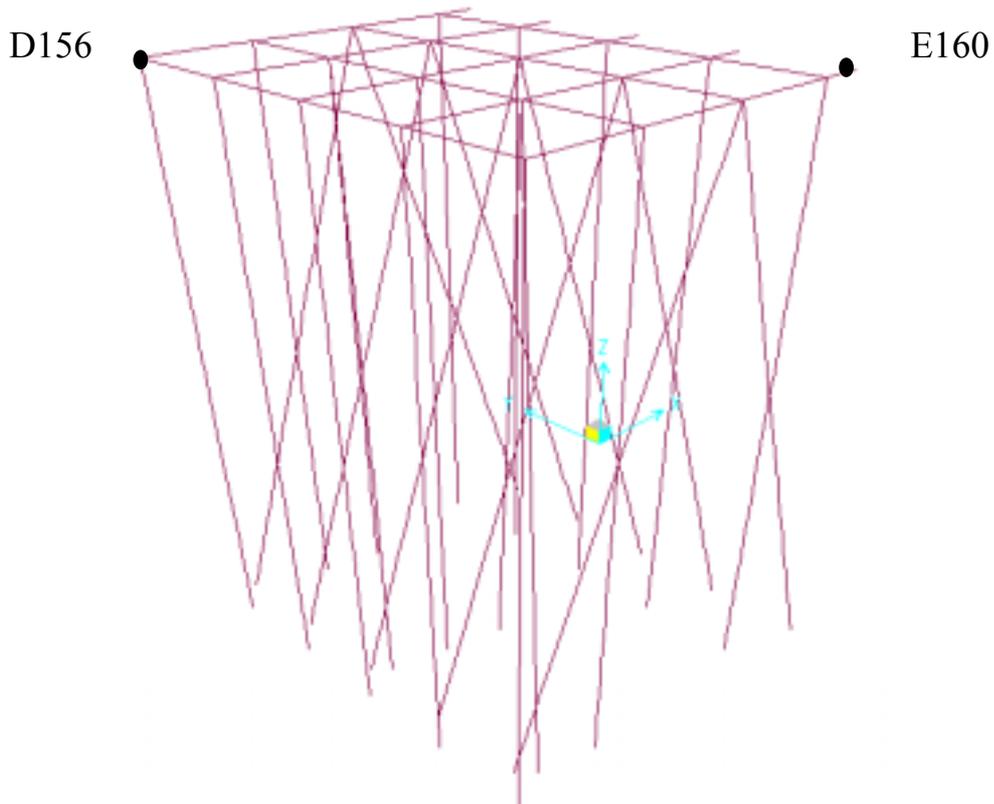


圖 5.4-16 水平最大位移參考點

考量設計地震力  $PGA=0.23g$ ，由圖 5.4-10、圖 5.4-12 與圖 5.4-14 容量譜之能耐與需求曲線計算可得：第 1、2、3 振態分別對應之功能績效點( $S_d, S_a$ )為(0.063, 0.281)、(0.041, 0.329)、(0.0165, 0.575)。由參與係數與振態位移之乘積( $\Gamma_j \times \Phi_{1j}$ )計算各控制點位移量  $u(\text{cm})$ ，計算結果如表 5.4-3 與表 5.4-4。

E160 節點：(最大  $u_x$ )

表 5.4-3 各振態下節點 E160 之水平位移量

第 1 振態				第 2 振態				第 3 振態			
水平橫向		水平縱向		水平橫向		水平縱向		水平橫向		水平縱向	
$\Gamma_j \times \Phi_{1j}$	$u_x$	$\Gamma_j \times \Phi_{1j}$	$u_y$	$\Gamma_j \times \Phi_{1j}$	$u_x$	$\Gamma_j \times \Phi_{1j}$	$u_y$	$\Gamma_j \times \Phi_{1j}$	$u_x$	$\Gamma_j \times \Phi_{1j}$	$u_y$
	(cm)		(cm)								
-0.442	-2.78	0.341	2.148	1.454	5.961	0.877	3.596	-0.036	-0.059	0.207	-0.342

振態組合：SRSS 法則組合得  $u_x = 6.578$  (cm) ,  $u_y = 4.203$  (cm)。

CQC 法則組合得  $u_x = 6.396$  (cm) ,  $u_y = 4.52$  (cm)。

D156 節點：(最大  $u_y$ )

表 5.4-4 各振態下節點 D156 之水平位移量

第 1 振態				第 2 振態				第 3 振態			
水平橫向		水平縱向		水平橫向		水平縱向		水平橫向		水平縱向	
$\Gamma_j \times \Phi_{1j}$	$u_x$	$\Gamma_j \times \Phi_{1j}$	$u_y$	$\Gamma_j \times \Phi_{1j}$	$u_x$	$\Gamma_j \times \Phi_{1j}$	$u_y$	$\Gamma_j \times \Phi_{1j}$	$u_x$	$\Gamma_j \times \Phi_{1j}$	$u_y$
	(cm)		(cm)		(cm)		(cm)		(cm)		(cm)
0.549	3.459	1.183	7.45	0.2	0.82	-0.21	-0.086	0.331	0.546	0.036	0.059

振態組合：SRSS 法則組合得  $u_x = 3.597$  (cm) ,  $u_y = 7.5$  (cm)。

CQC 法則組合得  $u_x = 3.753$  (cm) ,  $u_y = 7.45$  (cm)。

(8) 結論：

與一般建築物耐震要求之強柱弱梁機制不同，棧橋式碼頭類似橋樑結構，要求強梁弱柱機制，本範例塑性鉸出現在樁頭滿足該要求。

本範例以非線性靜力推動分析計算結構水平橫向與縱向之最大位移量分別為 6.6(cm)與 7.5(cm)；在照規範計算之 0.23g 設計地震力下進行線彈性靜力分析得到橋面水平橫向與縱向最大位移分別為 0.78(cm)與 1.5(cm)，與非線性靜力推動分析計算結果相差很大，顯示線彈性靜力分析法可能低估結構在設計地震力下之變位；而應用線彈性動力分析之多振態疊加法計算結構水平橫向與縱向之最大位移量分別為 4.67(cm)與 6.74(cm) (參見第六章)，與非線性靜力推動分析計算較接近，但仍然相對低估結構在設計地震力下之變位。該範例中，線彈性靜力分析與線彈性動力分析以及非線性靜力推動分析計算結果之差異，更證明現行規範要求對不規則結構需要進行動力分析之正確性。

在所考量之設計地震力作用下，結構某些構件降伏，最早發生降伏之靠陸側樁之樁頭塑鉸轉動量較大，可能會有局部性破壞，結構整體剛好進入塑性階段，結構整體穩定性可以維持。

## 第六章 功能性設計分析方法之探討

### 6.1 簡介

相關結構之分析方法可分為一維、二維或三維之線性與非線性(包括幾何非線性與材料非線性)之靜力與動力分析。有關幾何非線性之分析法主要為考量大變形或大位移之結構行為，一般為簡化計而僅考量 P- $\Delta$  效應，材料非線性主要考量結構之彈性與塑性行為。對於非剛性結構物，傳統之分析方法通常將地震力轉換為等效之側向作用力，再考量結構可能之塑性行為等加以折減，以彈性分析之方法計算結構物在隨時間變動之地震力作用下之動態行為，對於規則結構，採用彈性靜力分析法，對於不規則結構物，採用屬於彈性動力分析之多振態疊加法，僅特殊情況下進行非線性動態歷時分析。功能性設計法強調韌性結構物在大地震作用下之塑性行為，但因非線性動態歷時分析之複雜與計算耗時特性，對於非特別重要或不規則之結構物，可借助非線性靜力推動分析來估算結構在設計地震力下之變形行為(第五章)。

在功能設計流程之具體設計階段(參見第三章)，結構物之功能性是否滿足設計要求通常需要經由數值分析來檢核：功能性參數計算值功能性水準標準值，以保證能準確地掌握結構之行為，即通過數值分析預測結構之真實行為，也即是要求所採用的分析方法要合理、可靠，它暗示根據構造物不同之結構型式及功能目標之高低，去選用不同的分析工具，原則上，功能目標越高者所對應之分析工具就可能越複雜。所以，本章將介紹對應不同等級耐震目標之碼頭結構物，採用不同複雜等級之分析方法，計算它們在地震力作用下之行為。

### 6.2 日本 1999 年版港灣構造物設計基準

日本 1999 年版港灣結構物設計基準[日本港灣協會 1999]引入功能

性設計之理念，在『第 II 篇設計條件』之『第 12 章地震與地震力』中具體提出：港灣結構物之耐震設計要確保其耐震功能性，要求考量結構物之動態特性，採用「震度法(Seismic Coefficient Method)」、「耐震反應分析(Seismic Response Analysis)」、「耐震變形法(Seismic Deformation Method)」或它們之結合方法來仔細評估其耐震能耐。對如重力式碼頭等剛性結構物，可採用「震度法」(圖 6.2-1)進行設計，對於耐震強化設施，在確定等級 2 地震力下之設計震度進行設計以後，要求檢核在等級 2 地震力下之功能性(圖 6.2-2)；對於固有振動週期與地動之特徵週期接近且阻尼較小之結構，或週期較長之結構物，考量結構物之動態特性，可採用「改進後之震度法(Modified Seismic Coefficient Method)」，並在第 VIII 篇之『9.6 檢核耐震功能性』一節中，考量棧橋式碼頭因採用假想固定端法(Virtual Fixed Point Method)可能會導致不安全，為確保耐震功能性，對於所有(特定、A 級、B 級與 C 級)碼頭，在初步選定斷面(對於地震不強烈之地區，初步斷面之確定可以不考量地震力)，以改進震度法確定用於檢核等級 1 地震力下功能性之震度後，需要考量地震力之作用，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)方法來評估結構物在等級 1 地震力下之耐震性能，包括：破壞型態、承載能力、最大或殘餘位移、樁基之支撐能力；對於耐震強化碼頭(特定)，還須在確定用於檢核等級 2 地震力下功能性之震度以後，考量結構之非線性，再採用前述分析方法來評估耐震性能(圖 6.2-3)；地下埋設之結構物，耐震能耐由「耐震變形法」評估；對於採用經驗較少之特殊結構型式之碼頭或重要性結構物-如高耐震碼頭，除了以震度法、改進後之震度法與耐震變形法評估其耐震能耐以外，對結構物、地基與地動之合理模擬後，還需要進行「耐震反應分析」以評估結構變形或其他變化。

圖 6.2-1~圖 6.2-3 顯示：對採用震度法之剛性碼頭，圖 6.2-1 設計流程中斷面尺寸之決定實為一經由「斷面研擬→外力計算→安定性檢討」之反覆計算與修正斷面之迭代過程，其中，安定性之檢討相當於

圖 6.2-3 之檢核等級 1 地震下之耐震性能；另外，圖 6.2-3 中，對耐震強化設施在等級 2 地動下之耐震功能性檢核，雖然原則上要採用彈塑性分析以上之方法，但為求設計簡便而仍然可以採用檢核等級一地震下功能性之簡便方法，未指明應用於初步設計或評估階段，若在最終設計階段採用之，似乎不太符合功能性設計法要求對功能性目標較高之重要結構物採用較精確分析方法之精神，但假若結構型式與佈置可以滿足簡便方法之假設條件，並且有足夠資料證明簡便方法與精確方法計算結果之誤差在工程實務應用中可以被接受，以簡便方法檢核耐震強化設施在等級 2 地動下之耐震功能性也許不失為簡便可行之方法，所以，在應用簡便方法評估耐震強化設施在等級 2 地動下之耐震功能性時，必須注意所採用方法之適應性。[但考量到不確定因素，從可靠度之觀點來看，本研究員較贊同 INA[2001]視耐震目標之高低與設計階段來選擇分析工具，詳見下一節內容。]

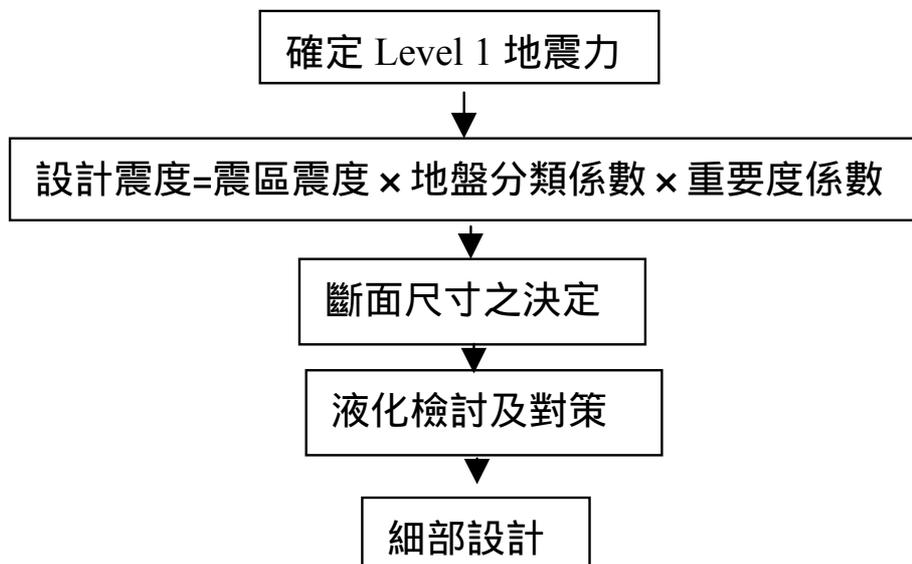


圖 6.2-1 等級一(Level 1)地震之設計流程

資料來源：[日本港灣協會 1999]

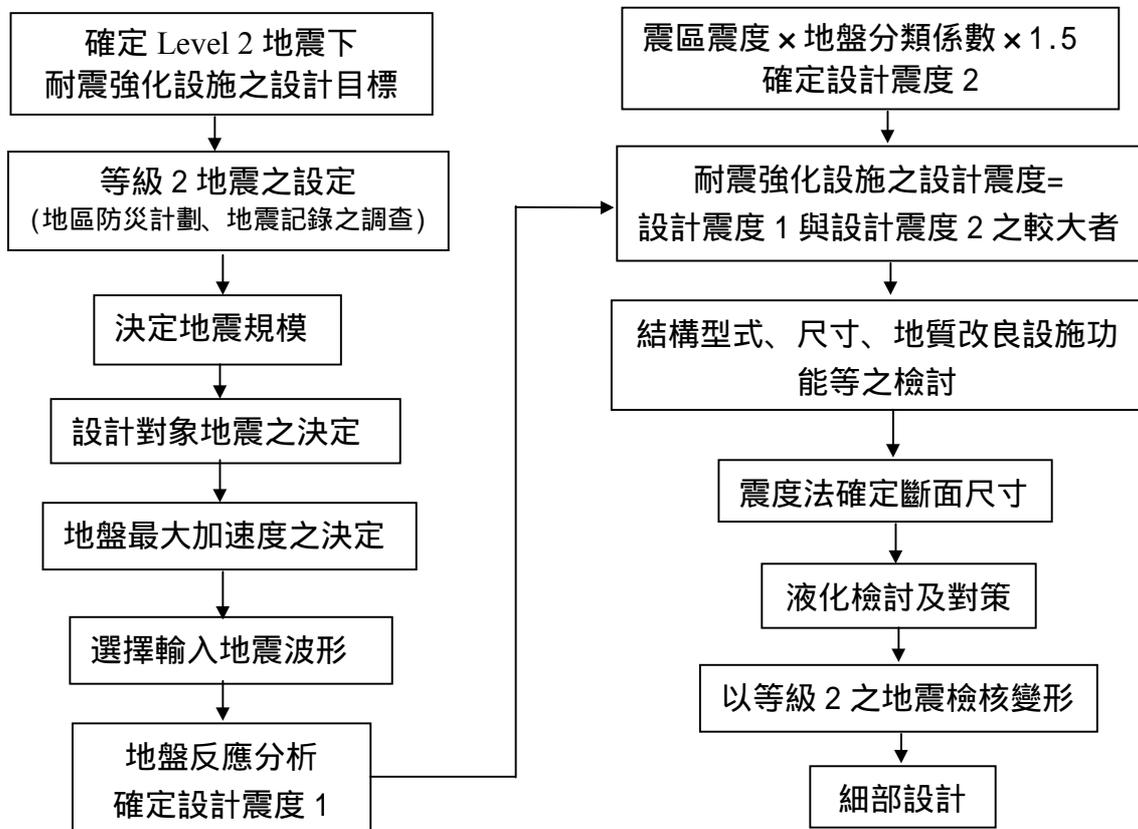
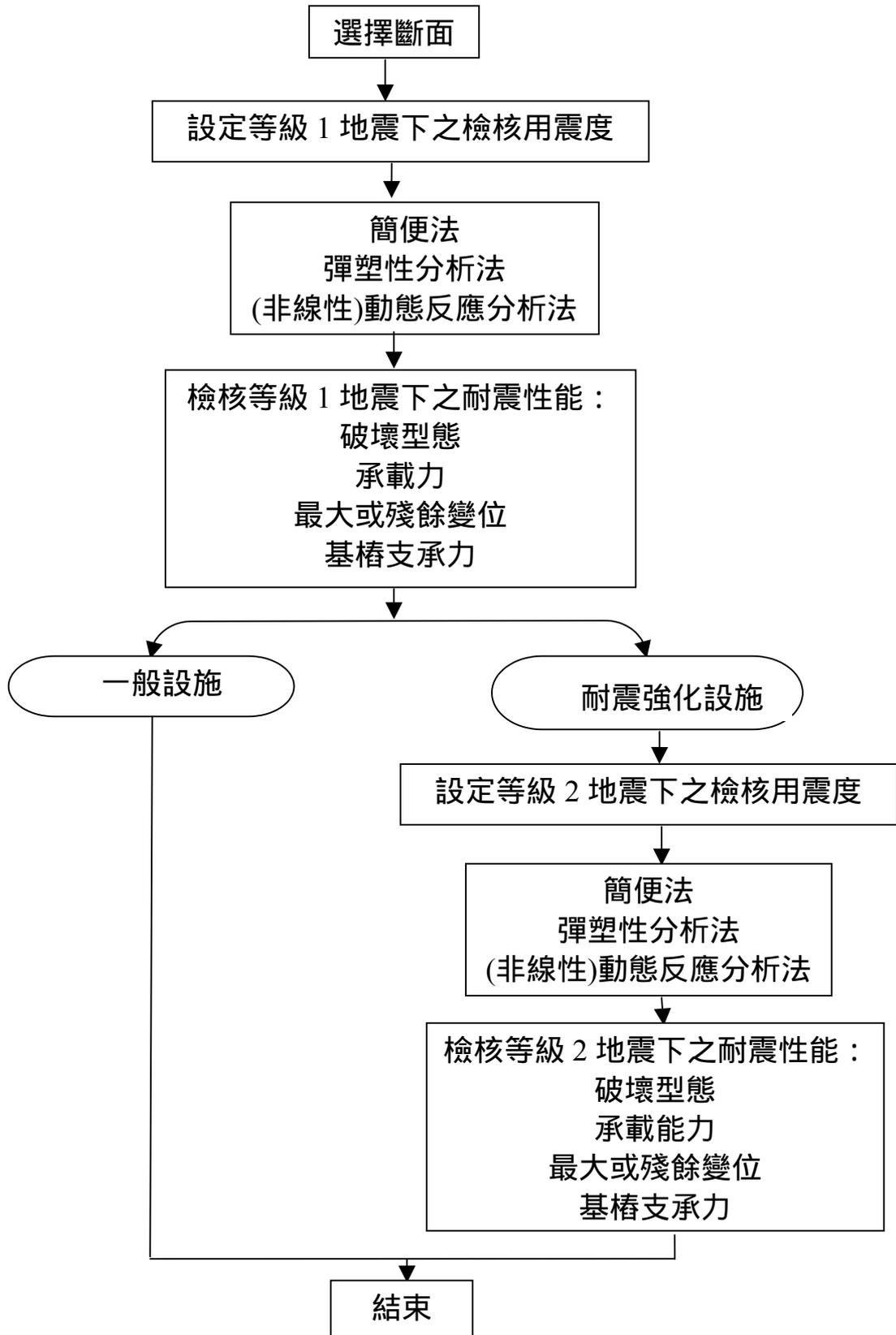


圖 6.2-2 等級二(Level 2)地震下耐震強化設施之設計流程

資料來源：[日本港灣協會 1999]



**圖 6.2-3 棧橋之耐震性能檢核**

資料來源：[日本港灣協會 1999]

### 6.3 國際航海協會[INA 2001]

INA[2001]將分析碼頭結構物之耐震行為之方法由簡到繁分為簡便分析(Simplified Analysis) 簡便動力分析(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，除了與功能性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，可以表 6.3-1 表示。

表 6.3-1 各類設計方法之應用時機

設計階段 分析方法	初步設計	最終設計	
簡便分析	特定、A 級、 B 級、C 級	Level 1 地震力(等級一)	Level 2 地震力
		特定、A 級、B 級、C 級	C 級
簡便動力分析	特定、A 級、 B 級、C 級	Level 1 地震力(等級一)	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(等級一)	Level 2 地震力
		特定、A 級、B 級、C 級	特定、A 級、 B 級、C 級

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性評估；對於等級較高者(例如 B 級、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。

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性評估；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性評估。

### 6.3.1 重力式碼頭

由第四章之討論：重力式碼頭之破壞通常不是結構整體之倒塌損壞，而是過大變形引起之破壞，所以，以位移來定義此類碼頭之耐震功能性，並以此作為設計之依據可能更顯適宜。Ichii et al. [2002]基於水深較深之重力式碼頭之研究初步顯示：「壁頂向海側之位移」可以作為一較好之功能性指標，而在相同等級地震力下影響該指標之主要因素為壁體底部基礎土壤與背填土之等效 SPT N 值，壁頂位移隨 SPT N 值之增加而減小並收斂於一穩定值，地震危害等級越低，越早收斂，該影響隨壁體拋石基礎下面回填土壤厚度之減小而顯著增加；壁體之寬高比對壁頂位移影響相對較小，寬高比之影響隨地震危害等級之增加而較顯著、隨壁體拋石基礎下面回填土壤厚度之減小而削弱，當壁底基礎下面回填土壤較厚而堅實，壁頂位移量隨寬高比之增加而減小。

#### 簡便分析：

可採用傳統設計規範或基準中，基於力量平衡之擬靜態分析方法，地震力作為施加於結構側向之靜態慣性力。結構主體與支承土壤均視為剛體，地震力由設計最大地表加速度 PGA 或震度(Seismic coefficient)  $K_h$  表示，簡便分析法之結果為結構臨界安定之最大地表加速度或震度  $K_t$ ，可經由逐步增加 PGA 或  $K_h$ ，計算結構分別達到  $F_s = 1.0$  時之臨界滑動、臨界傾覆或臨界穩定性狀態之最大地表加速度或震度，取其最小值，則結構抵抗實際發生之地震(有效震度為  $K_e$ )具有之安全係數  $F_s = \frac{K_t}{K_e}$ ，設計分析時，以預期要抵抗之設計地震力對應之震度  $K_h$  作為  $K_e$ ， $K_e$  之上限以不超過  $PGA/g$  (當  $PGA \leq 200\text{gal}$ ) 或  $1/3(PGA/g)^{1/3}$  (當  $PGA > 200\text{gal}$ ) 計算，平均值以  $K_e = 0.6(PGA/g)$  計算。

雖然功能性設計法所採用之簡便分析方法與傳統設計所採用之分析方法類似，但設計原理完全不同：傳統設計法將地震力以一等效之靜態側向力施加於結構主體上，以確保結構主體在所考量之設計外力作用下，具有一定安全餘裕(以安全係數  $F_s$  表示)之安定計算(壁體滑

移、壁體傾倒、圓弧滑動及沉陷等分析，基礎足夠承載力之保證)來確定結構之細部；功能性設計法雖然在具體設計階段採用類似擬靜態分析方法，但其設計原理以確保在各等級地震力作用下，結構主體之反應滿足預期之功能性目標，即計算所得之功能性指標不超過預定功能性目標標準值。例如：若以壁體位移或沉陷量等作為功能性指標，在功能性設計法中，需要計算壁體位移或沉陷量，並與所建立之功能性目標量化標準值(參見第 4.3.2.2 節)比較，以確定所預期之功能性是否滿足。一些研究已根據統計數據之回歸分析，建立了位移指標與傳統設計法中安定計算之安全係數之間相關性之經驗公式(表 6.3-2)，表 6.3-2 適用於非液化工址之重力式碼頭，其中， $F_s$  表示安全係數。由表 6.3-2 可知：線性回歸公式中，水平位移相關參數( $d$  與  $d/H$ )之線性回歸相關係數均較小，相關係數與標準偏差顯示：對  $d/H$  之線性回歸比  $d$  較為準確。對於該類碼頭在具有液化潛能工址之位移量，Iai[1998]對日本既有碼頭之案例分析統計出：在規範設計地震力作用下，對非液化、僅背填土液化、背填土與基礎土壤均液化等三類工址(圖 6.3-1)，正規化位移  $d/H$  分別為：0~5%、5~10%與 10~20%；在 1.5~2.0 倍規範設計地震力作用下，三類工址正規化位移  $d/H$  分別為：5~10%、10~20%與 20~40%，這些參數可用於設計時粗略估算水平位移之大小範圍。

**表 6.3-2 非液化工址重力式碼頭變位與安全係數之相關性**

變位參數	經驗公式	相關係數	標準偏差
最大水平位移 $d$ (cm)	$d = -74.2 + 98.2(1/F_s)$	0.34	130
沉陷量 $s$ (cm)	$s = -16.5 + 32.9(1/F_s)$	0.5	30
正規化水平位移 $d/H$ (%)	$d/H = -7.0 + 10.9(1/F_s)$	0.38	13

資料來源：[Uwabe 1983]

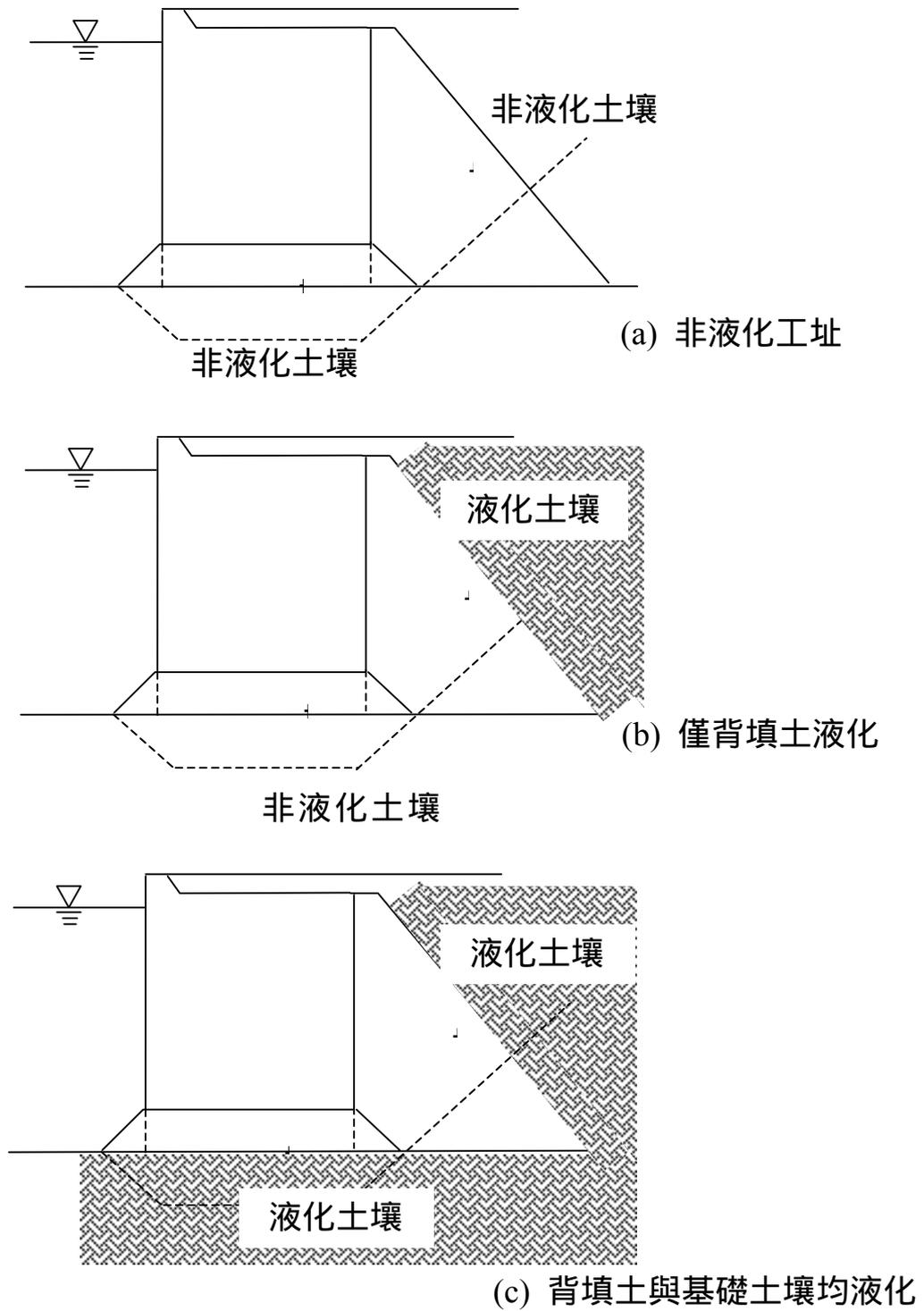


圖 6.3-1 重力式碼頭工址土壤可能液化狀態

資料來源：[INA 2001]

以台中港#1~#3 號碼頭為例，原設計震度為 0.15g，經由對該碼頭在 0.15g 設計地震作用下之安定計算檢核應在安全範圍[台中港務局 2000]，以 Iai[1998]之統計數據來看，對非液化、僅背填土液化、背填土與基礎土壤均液化等三類工址，正規化位移  $d/H$  分別為：0~5%、5~10%與 10~20%。921 地震中，由於實際地震震度 0.163[台中港務局 2000]約為原設計震度之 1.09 倍，基於原設計震度或 1.5~2.0 倍規範設計地震力作用下之 Iai[1998]的統計數據不宜採用，若以 Uwabe[1983]之計算公式試算，需首先確定結構抵抗實際發生之地震具有之安全係數  $F_s = \frac{K_l}{K_e}$ ，參考文獻[台中港務局 2000]對該碼頭之詳細分析顯示：碼頭抗滑動安全係數較低，在未考量土壤液化之情形下，採用國內規範，#1~#3 號碼頭之臨界滑動震度  $K_l$  在較低殘留水位與較高殘留水位下分別為 0.165 與 0.16，而實際發生地震之震度  $K_e$  (南北向)為 0.163[台中港務局 2000]，則在較低殘留水位與較高殘留水位下安全係數  $F_s$  分別為 1.012 與 0.981，以 Uwabe[1983]之計算公式試算得到沉陷量  $s$  分別為 16cm 與 17.02cm 水平位移  $d$ (以  $d/H$  反算) 分別為 72.34cm 與 78.8cm；若採用日本 1999 年版設計基準，在未考量土壤液化之情形下，#1~#3 號碼頭之臨界滑動震度  $K_l$  在較低殘留水位與較高殘留水位下分別為 0.18 與 0.17，同樣計算可以得到沉陷量  $s$  分別為 13.29cm 與 15.05cm、水平位移  $d$  分別為 55.11cm 與 62.26cm，表明若土壤未液化，#1~#3 號碼頭在 921 地震中之不致發生實際那樣大的變位量(表 6.3-3)，由於 Uwabe[1983]之計算公式僅適用於非液化情況，不適合再用來計算背填土壤在部分或全部液化情況下，碼頭之沉陷量與水平位移。因台中港 #1~#3 號碼頭之功能目標應超過 C 級耐震設施之耐震要求，故以上在 475 年回歸期設計地震力下之功能性評估僅可作為初步評估結果。

表 6.3-3 921 地震中台中港碼頭災損情形

碼頭編號	#1	#2	#3
變位			
碼頭法線外移量(cm)	52~166	67~149	67~168
碼頭沉陷量(cm)	13~46	10~48	10~57

資料來源：[台中港務局 2000]

如果對液化潛能高之港址進行液化防治處理後，上述簡便方法可以有效地應用於初步設計。例如，第四章中提及以位移來定義重力式碼頭之耐震功能性，並以此作為設計之依據可能更顯適宜，以第 4.4 節簡例之功能性目標要求在 50%50 之地震力下正規化水平位移  $d/H < 1.5\%$  (此處僅選單一參數)，以此為目標進行直接位移法設計，應用表中公式  $d/H = (-7.0 + 10.9/F_s)\% < 1.5\%$ ，反算在 50%50 之地震力下碼頭之安全係數應滿足  $F_s > 1.282$ ，若該等級地震設計震度  $K_h = K_e$  已知，便可計算臨界安定震度  $K_l$ ，並以此確定結構設計，這便是直接位移設計法之理念。有關直接位移設計法非本研究之內容，不詳述。

### 簡便動力分析：

#### (1)滑動塊分析(Sliding Block Analysis)

結構主體視為可滑動之剛體，地震力由作用於結構基礎之地震歷時表示，結構體滑動之位移由開始滑動後至滑動結束之加速度歷時二次積分得到，結構耐震能耐根據地質狀況以滑動加速度表示。

採用滑動塊模型(sliding block model)簡化計算重力式碼頭在地震中的永久位移，首先以側向土壓理論評估壁體與背填土壤之穩定性，仍然如同簡便分析得到臨界滑動加速度，例如垂直擋土壁之臨界滑動加速度可以由下式計算[Richards and Elms 1979]：

$$a_t = \left[ \mu_b - \frac{P_{ae} \cos \delta - \mu_b P_{ae} \sin \delta}{W_g} \right] g \dots\dots\dots (6-1)$$

其中， $\mu_b$  為壁體與基礎接觸面之摩擦係數， $P_{ae}$  為主動土之動土壓， $\delta$  為壁面之摩擦角， $W_g$  為壁體每單位寬度之重量，由於  $P_{ae}$  本身與  $a_t$  相關，故需以疊代方式計算臨界滑動加速度。

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

基於此方法，可得到地震強度與其所導致之變形之關係。INA[2001] 報告中呈現 Franklin 與 Chang [1977] 基於近 200 組地震歷時 ( $PGA = a_{\max} = 0.5g$ ， $PGV = v_{\max} = 76cm/s$ ) 之分析發展出滑動位移量與  $a_t$  及設計地震最大地表加速度  $a_{\max}$  之關係曲線圖，對於  $a_t \geq 0.3a_{\max}$  之情形，Richards and Elms [1979] 提出簡化公式計算永久側向位移

$$d = 0.087 \frac{v_{\max}^2 a_{\max}^2}{a_t^4} \dots\dots\dots (6.2)$$

雖然滑動塊理論顯示垂直向地震力會影響滑動位移量，但 Nagao et al. [1995] 之參數分析指出該誤差在約  $\pm 10\%$  以內。除了  $a_t$  與地震歷時特性以外，Whitman and Liao [1985] 採用 14 組地動，對影響滑動位移量之相關參數(如背填土之動態反應、回填楔型塊之運動、壁體之傾斜以及垂直地震加速度等)之敏感度分析後，建議平均滑動位移計算公式：

$$\bar{d} = \left( \frac{37v_{\max}^2}{a_{\max}} \right) \exp\left( -\frac{9.4a_t}{a_{\max}} \right) \dots\dots\dots (6-3)$$

也基於此建議設計時採用

$$\frac{a_t}{a_{\max}} = 0.66 - \frac{1}{9.4} \ln \frac{da_{\max}}{v_{\max}^2} \dots\dots\dots (6-4)$$

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

$$K_h = \frac{a_{design} / g}{r} \dots\dots\dots (6-5)$$

$$K_v = 0.5K_h \dots\dots\dots (6-6)$$

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

以前述台中港#1~#3 碼頭為例， $a_t = 0.165(g)$  [台中港務局 2000]，土壤無液化狀態下最大地表加速度  $PGA$  或  $a_{max} = 0.163(g)$ ，以此理論則碼頭不應有任何滑動位移量；考量部分液化後  $a_t = 45(gal)$  [賴聖耀 2003]，若以 TCU059 清水國小南北向實測地震歷時記錄(圖 6.3-2)為例，以此理論計算碼頭在該地震歷時下之位移量：碼頭壁體相對於剛性地盤之速度歷時如圖 6.3-3 所示，圖中未包含時段之相對速度為 0；相對位移量歷時如圖 6.3-4 所示，計算結果顯示相對位移為 64.61 公分。

影響滑動塊分析結果之敏感因素包括：評估臨界滑動加速度之方法與準確度，所採用地震加速度歷時之特性等。國際航海協會報告[INA 2001]指出：由於滑動塊分析基於剛性地盤、壁體僅滑動而無傾斜、回填土楔型塊剛性運動等假設，應用時也需十分小心，一些研究顯示，若實際基礎土壤可能變形時，此方法計算結果可能遠遠低估實際壁體之位移量[Iai 1998]，而當基礎堅實但壁體可能發生扭動時，此法又可能過於保守，對於有可能液化之回填土，建議採用其他方法來計算。

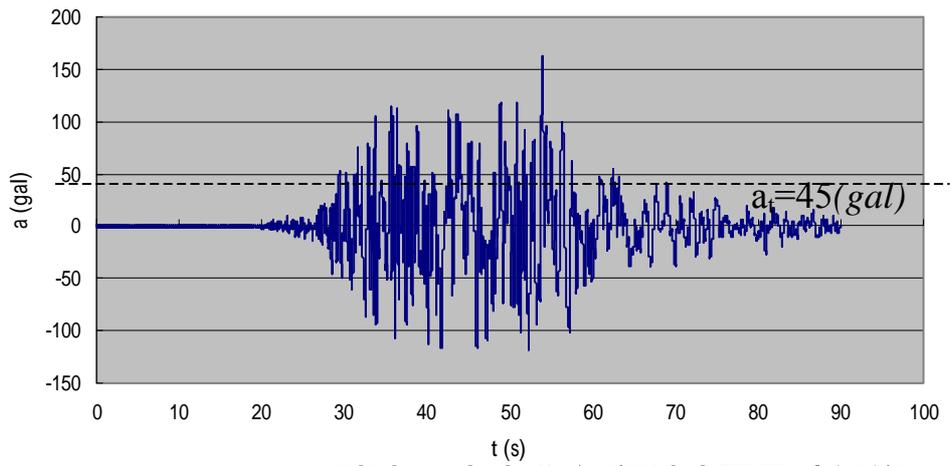


圖 6.3-2 TCU059 清水國小南北向實測地震歷時記錄

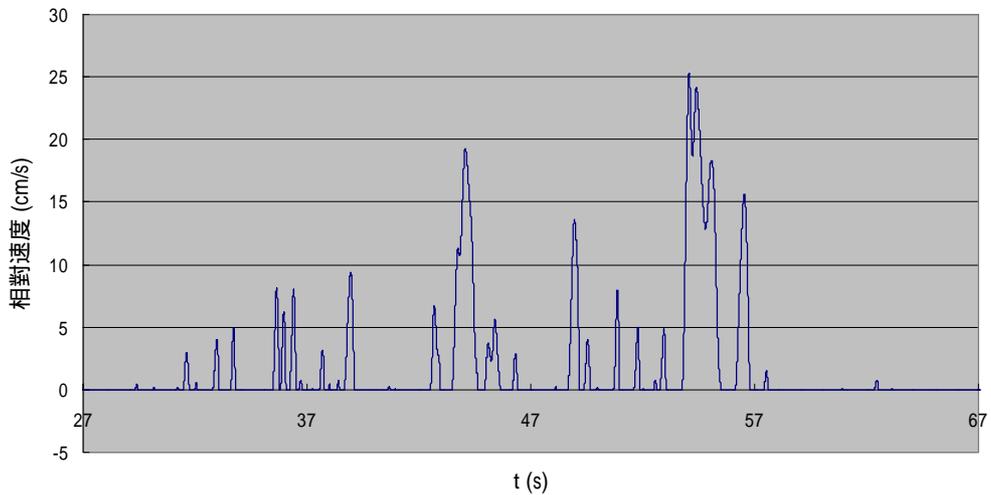


圖 6.3-3 碼頭相對於剛性地盤之速度

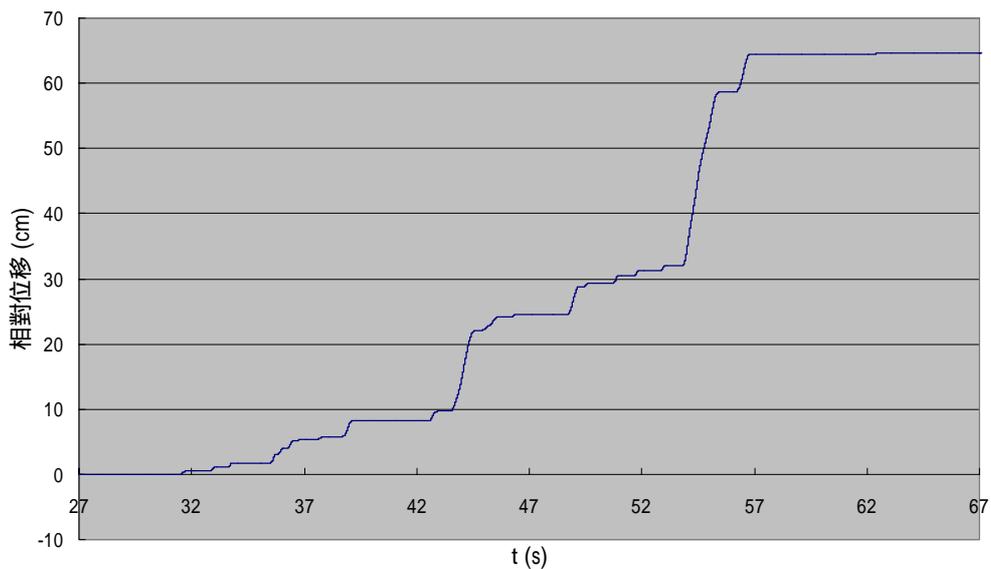


圖 6.3-4 碼頭相對於剛性地盤之位移

## (2)簡易圖表法

通過較精確之解析方法對影響變位之各參數之分析，繪製圖表對變位量作修正之方法。例如：[Ichii et al 2002]通過應用有限元素法對影響功能性指標參數作敏感度分析，以圖表列出該指標與各參數之關係曲線，建議以查圖表修正之方式近似計算功能性指標之大小等級(order-of-magnitude)。Iai et al. [1999]以及 Ichii et al. [2002]採用FLIP[FLIP]應用程式之有效應力分析法(effective stress analysis)對碼頭寬高比 W/H、壁體拋石基礎下面回填土壤厚度 D1、壁體底部基礎土壤與背填土之等效 SPT N 值等參數作相關研究，並繪製各參數對正規化水平位移量之影響曲線，建議以逐個查詢獨立參數圖表來逐步修正功能性位移指標。這些圖表均基於一定之假設及特定之地震資料，國內若要應用該圖表法，需以本土之地震資料來製作及驗證後，才能應用於工程實務。

### 動力分析：

以有限元素法(FEM)或有限差分法(FDM)進行土壤-結構互制動力分析，地震力由作用於分析模型中土壤-結構系統區域之基線(Base)之地震歷時表示；剛性結構可模擬為線彈性；土壤可根據可能發生之應變等級採用(等效線性或非線性)總應力模型(Equivalent Linear/Total Stress)或非線性有效應力(Non-linear/Effective Stress)模型，日本 1999 年版設計基準也提到：考量土壤液化後，因孔隙水壓上升，致使土壤之有效應力減低，土壤之恢復力與阻尼特性之改變引起地盤反應之變化，採用有效應力分析法可以計算土壤液化之孔隙水壓，通過有效應力之變化計算結構反應之變化。總應力法無法計算土壤液化之孔隙水壓之變化，當孔隙水壓超過某等級(通常孔隙水壓比為 0.5 或以上)，以總應力法計算之結果與實際結構耐震反應相差較大，但總應力法較簡便而常被應用於工程實務，而有效應力分析法所得結果通常比總應力法來得小，所以，工程實務設計中採用總應力法分析得到之結果也較安全、保守。此類分析結果將包括整個系統之破壞型態與相關之位移、應力及應變狀態，由於該方法將土壤以有限元素模擬，所以，土壤液

化不用單獨分析。

較典型的有限差分法應用軟體為二維與三維之非線性分析軟體 FLAC[FLAC & FLAC3D]；較典型的有限元素法應用軟體為 FLUSH[Lysmer et al.1975]與 FLIP[FLIP]應用軟體，前者採用等效線性總應力土壤模型，後者採用非線性有效應力土壤模型，1995 年日本神戶地震證實 FLIP 可應用於重力式碼頭之耐震分析[Iai 1998b]。各種應用程式均有其優點與應用限制，工程事務應用時，必須根據個案特性來選用。

### 6.3.2 板樁式碼頭

#### 簡便分析：

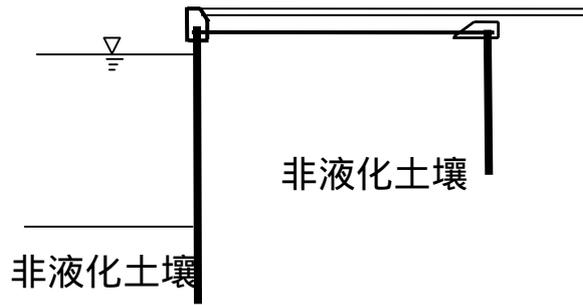
類似重力式碼頭，採用傳統設計規範或基準中，基於力量平衡之固定端或自由支承擬靜態分析方法。同樣，功能性設計法設計原理與傳統設計法不同。可表達功能性之位移指標與傳統設計法中安定計算之安全係數之間相關性之經驗公式可參考[Uwabe 1983](表 6.3-4)，其中， $F_s$  參見重力式碼頭之簡便分析。

表 6.3-4 非液化工址板樁式碼頭變位與安全係數之相關性

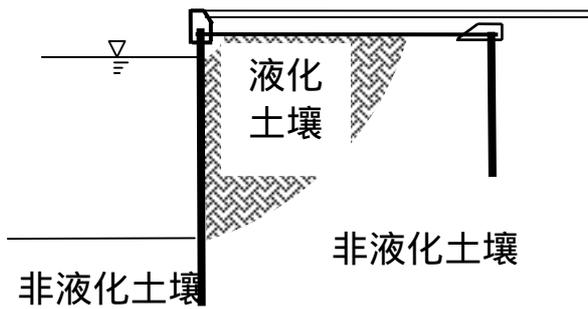
變位參數	經驗公式	相關係數	標準偏差
最大水平位移 d (cm)	$d = -1.6 + 34.9(1/F_s)$	0.68	27
沉陷量 s(cm)	$s = -5.3 + 14.7(1/F_s)$	0.4	20
正規化水平位移 d/H (%)	$d/H = -1.5 + 5.8(1/F_s)$	0.65	5

資料來源：[Uwabe 1983]

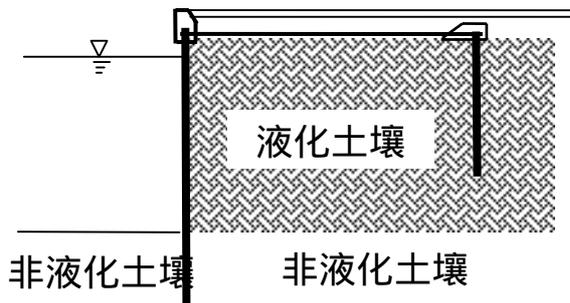
對於該類碼頭在具有液化潛能工址之位移量，Iai[1998]之案例分析統計出：在規範設計地震力作用下，對非液化、僅壁體後局部背填土液化、壁體後包括錨碇設施在內之背填土全部液化、背填土與基礎土



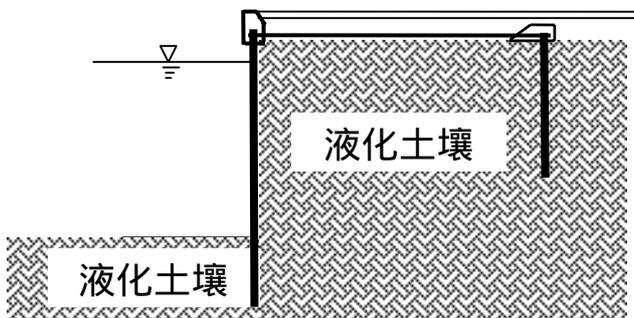
(a)非液化工址



(b)部分背填土液化



(c)背填土全部液化



(d)基礎土壤與背填土均液化

圖 6.3-5: 板樁式碼頭工址填土可能液化狀態

資料來源：[INA 2001]

壤均液化等四類工址(圖 6.3-5)，正規化位移  $d/H$  分別為：0~5%、5~15%、15~25%與 25~50%，這些參數可用來粗略估算水平位移之大小範圍。在 1.5~2.0 倍規範設計地震力作用下該水平位移之統計尚未取得。

### 簡便動力分析：

類似重力式碼頭。

#### (1) 滑動塊分析(Sliding Block Analysis)

參考[Seed and Whitman 1970]，以  $k_{ae}$  與  $k_{pe}$  表示地震時之主動土與被動土之動態土壓係數，極限錨碇反力為  $T_e$ ，以  $k_a$  與  $k_p$  表示常時之主動土與被動土之靜止土壓係數，極限錨碇反力為  $T_s$ ，Towhata and Islam [1987]得到如下關係式：

$$k_{ae} = k_a + \Delta k_{ae} = k_a + \frac{3}{4}k_h \dots\dots\dots (6.7)$$

$$k_{pe} = k_p + \Delta k_{pe} = k_p - \frac{17}{8}k_h \dots\dots\dots (6.8)$$

$$T_e = T_s \frac{k_{pe} - k_{ae}}{k_p - k_a} \dots\dots\dots (6.9)$$

採用壁體與背填土壤合為一體作剛體運動之假設，得到臨界滑動之水平震度：

$$K_t = \frac{a \tan \alpha_{ae} - b + \tan(\phi - \alpha_{ae})(1 + b \tan \alpha_{ae})}{1 + c \tan \alpha_{ae}} \dots\dots\dots (6.10)$$

其中，

$$a = \frac{mT_s + P_p + 1/2\gamma_w(H_w + D_{emb})^2 + \Delta U_p}{W_m} \dots\dots\dots (6.11)$$

$$b = \frac{1/2\gamma_w(H_w + D_{emb})^2 \tan \phi + \Delta U_a \sin \alpha_{ae}}{W_m} \tan \psi \dots\dots\dots (6.12)$$

$$c = \frac{1}{W_m} \left[ \frac{23mnT_s}{8(k_p - k_a)} + \frac{17P_p\gamma_{sat}}{8k_p\gamma_b} + \frac{7}{12}\gamma_w H_w^2 \right] \dots\dots\dots (6.13)$$

$$W_m = 1/2 \left[ \gamma_{sat}(H_w + D_{emb})^2 + \gamma_{wet}(H - H_w)(H + 2D_{emb} + H_w) \right] \dots\dots\dots (6.14)$$

其中，當錨碇完全有效時， $m = 1$ 、無效時， $m = 0$ ， $P_p$  為靜態被動土壓力， $\Delta U$  為反覆剪力所產生之附加孔隙水壓，其下標  $p$  與  $a$  分別代表被動土與主動土，當錨碇部分在地下水水位(假設為海平面)以上， $n = 1$ ，若完全淹沒於水中  $n = \gamma_{sat} / \gamma_b = \gamma_{sat} / (\gamma_{sat} - \gamma_w)$  (註：規範之水中換算震度修正係數  $\frac{\gamma}{\gamma - 1}$ )， $\gamma_w$ 、 $\gamma_{sat}$  分別為海水與飽和土壤之單位體積重量， $\alpha_{ae}$  為主動破壞面與水平面之夾角， $H$ 、 $H_w$  與  $D_{emb}$  分別為板樁基盤面以上總長度、基盤面以上水深與板樁在土中埋設之長度。

## (2) 簡易圖表法

類似重力式碼頭，通過有限元素或有限差分法等較精確解法探討影響板樁變位之參數，例如：板樁錨碇深度、板樁勁度、拉桿長度、回填土壤密實度 density、土壤改良範圍以及地震強度[McCullough and Dickenson 1998]等。如同重力式碼頭，這些圖表均基於一定之假設及特定之地震資料，國內若要應用該圖表法，需以本土之地震資料來製作及驗證後，才能應用於工程實務。

## 動力分析

具體內容可參考重力式碼頭，惟對板樁結構，國內將之歸為剛性結構物，然 INA[2001]容許此類結構發生超過彈性反應極限之行為，以彈塑性模型來模擬此類結構物之行為。

### 6.3.3 棧橋式碼頭

棧橋式碼頭結構物之反應受結構與水及土壤互制效應之影響較

大，結構分析之複雜度因下述原因而增加[INA 2001]：(1)土壤結構互制效應之增強；(2)因越往向海側之樁基之有效長度越長而產生較大扭轉反應；(3)為減小扭轉反應以及溫度與收縮潛變之影響，將較長之碼頭結構主體以 shear key 作為活動鉸分單元連接，而在碼頭各單元之間產生的互製作用。值得注意的是：對於棧橋式碼頭，對結構構件之勁度及土壤結構互制效應之模擬對結構最大反應結果所產生的影響，勝過選用不同複雜度之分析方法所導致的差異，所以，如果模擬不準確，即使採用複雜的非線性動態歷時分析，也毫無意義。顯然，理論上精確的模擬在工程實務中通常過於繁瑣，考量到地震力的不確定性，在許多情況下，合理的簡化模擬所得到的結果與精確模擬之間的誤差可以被接受，使得簡化模型常被應用於工程實務中。

對於結構與水之互製作用，現行規範主要考量水體作用於構造物之曳力與附加質量效應，耐震設計中，為保持線性運動方程式，規範建議採用忽略曳力之偏安全做法，僅考量附加質量效應 $[m_a] = C_M \rho [V_p]$ ，附加質量係數 $C_M = 1.0$ ，採用簡化後之 Morison 公式[張國泉 1995、張權 2002]。

對於土壤與結構互制效應之模擬，除了為精確模擬該互制效應而將足夠範圍(深度與寬度)之基礎土壤以塑性有限元素模擬，或經由地面以下足夠密集之 inelastic Winkler springs ( $p$ - $y$  土壤反力與變形關係)與樁基連接，且 springs 在向海側、靠陸側以及縱向與橫向以不同勁度與強度模擬以外，還可採用簡化模型：(1)假設基礎土壤剛性或變形微小可忽略、樁基固端且各樁基同時受到地震力作用，同樣以土壤彈簧連接地面以下樁基與剛性之基礎土壤；(2)在(1)之模型中，假想各基樁在某深度固定(可參考現行規範假想地表面以下之 $1/\beta$ 處固定)，轉換為「等效固端樁(equivalent fixity piles)」，於假想地表面以下 $1/\beta$ (cm)處固定，其中， $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}}$  (1/cm)， $k_h$  為水平地盤反力係數，國內現行規範以橫向載重實驗求得為原則，若無試驗值，以 $k_h = 1.5N$  ( $kgf/cm^3$ )計算。

應用支承於彈性或非彈性之 Winkler 型式基礎上之梁模型來模擬土壤結構互製效應也被稱為 Subgrade Reaction Model, 忽略軸向力作用時, 如下式表示:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -P = -pD \dots\dots\dots (6.15)$$

其中:  $EI$  為樁基之抗彎剛度

$x$  為樁上計算側向變形處距地面之深度;

$y$  為與地面距離  $x$  處樁之側向變形撓度;

$P$  為與地面距離  $x$  處, 樁每單位長度所承受之土壤側向抵抗力 (subgrade reaction) 或施加於樁上之側向力;

$p$  為與地面距離  $x$  處樁每單位面積所承受之土壤側向抵抗力;

$D$  為樁直徑或等效寬度。

土壤彈簧之側向抵抗力  $p$  與側向位移  $y$  之關係如下:

(1) 根據 Reese et al.[1974]之試樁載重試驗結果推導而得所謂  $p-y$  曲線建立[API 1987、1993][張國泉 1995], 又稱為非線性土壤反力曲線法;

(2) 或更簡便以張氏方法[Chang 1937]建立線性關係

$$P = E_s y = k_h D y \dots\dots\dots (6.16)$$

其中  $E_s$  為土壤彈簧等效彈性模數,  $k_h$  為水平地盤反力係數, 現行規範以橫向載重實驗求得為原則, 若無試驗值, 以  $k_h = 1.5N (kgf/cm^3)$  計算。基於此法, 地表面以上與以下之樁基部分分別採用  $EI \frac{d^4 y}{dx^4} = 0$  與

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + k_h D y = 0。$$

以上微分方程式之特解經由其通解以及邊界條件確定, 則樁基沿深度之變形撓度以及強度可得以計算, 等效固定端法之埋設深度  $1/\beta$  便是基於以此法所得之彎矩與假想固定端法所得之彎矩相等得到[張權

2002]。

- (3) 或由日本設計基準所採用之 PHRI (Port and Harbor Research Institute 港灣技術研究所，現為 PARI 港灣空港技術研究所)方法之非線性關係

$$p = k_s xy^{0.5} \dots\dots\dots (6.17)$$

$$p = k_c y^{0.5} \dots\dots\dots (6.18)$$

其中，下標 s 表示填土之 SPT-N 值隨土壤深度線性增加之土壤(如均勻密度之砂土、普通密實度之黏土)，下標 c 表示填土之 SPT-N 值與土壤深度無關而保持常數(如有壓實表層之砂土、壓得很密實之黏土)， $k_s$  與  $k_c$  之確定參見日本 1999 年版設計基準第 V 篇之第 4.3.4 節之參考

有關 p-y 彈簧單元中考量開裂效應(gapping effect)與輻射阻尼(radiation damping)可參見[Boulanger et al. 1999]。

棧橋式碼頭水平地震力之雙向(縱向與橫向)效應，現行設計法中一般考量在其中一方向施加 100%之計算地震力，而另外一方向施加 30%之計算地震力，包括： $100\%E_x + 30\%E_y$  與  $100\%E_y + 30\%E_x$ ，取保守者作為設計依據。

若棧橋法線垂直方向寬度在 20m 以內，基礎地面為較陡但不太長之斜坡時，可以由真實地面以下之一假想地表面為準來計算樁之側向抵抗力[交通部民國 86 年設計基準之圖 7-2.4]。

有關擋土牆部分之分析方法同重力式碼頭，以下僅探討樁基與承台及頂板或面板(deck)部分主體結構之分析方法。

### 簡便分析：

將面板視為剛性，地震作用力施加於樁頂橋面板集中質量重心，土壤與樁基之互制作用可以採用前述各模型，棧橋式碼頭可視為一剛性(剪力)構架來分析。例如：對於直樁棧橋式碼頭，可採用前述「等

效固端」樁，於假想地表面以下  $1/\beta$  (cm) 處固定，其中， $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}}$  (1/cm)，

單樁  $i$  之等效側向勁度  $K_{Hi} = \frac{12EI_i}{(l_i + 1/\beta_i)^3}$ ，其中， $l_i$  為假想地表面與面板間

無支承長度，構架自然週期(natural period)  $T_s = 2\pi \sqrt{\frac{W_g}{g \sum K_{Hi}}}$ ，其中  $W_g$  為面

板呆載重與裝載載重。應用反應譜，地震施加於結構之側向荷載得以計算(第五章)，該力量下結構之反應等可以通過如國內現行規範對剛性(剪力)構架之靜力分析求得(不規則結構型式要求採用簡便動力分析以上之分析方法)。日本 1999 年版設計基準指出：計算  $T_s$  過程中， $k_h$  可能要取用靜態水平地盤反力係數  $k_h = 1.5N$  之兩倍或不考量假想地面。

INA[2001]呈現以應用程式“N-pier[1999]”對鋼管直樁棧橋式碼頭之彈塑性分析後所建議之簡便分析方法，對於鋼管直樁棧橋式碼頭，可近似以 50% 之樁基在樁頭(pile head)出現塑性鉸時之強度作為碼頭系統整體之側向彈性極限強度[Yokota 1999]：

$$P_y = 0.82P_u = 0.82 \sum \frac{2M_{pi}}{l_i + 1/\beta} \dots\dots\dots (6.19)$$

其中， $P_u$  為所有樁基在樁頂與樁頭出現塑性鉸時之極限側向力、 $M_{pi}$  為形成塑性鉸時樁  $i$  之彎曲強度。對於鋼結構之塑性彎曲強度之計算，無軸力時之塑性彎曲強度  $M_{p0} = Z_p \sigma_y$ ，其中， $Z_p$  為塑性斷面模數， $\sigma_y$  為降伏應力(kN/m<sup>2</sup>)。  $Z_p$  可由  $Z_p = (4/3)(r^3 - (r-t)^3)$  計算，其中  $r$  與  $t$  分別為鋼樁半徑(m)與厚度(m)；考量軸力  $N$  時， $M_{pi} = M_{p0} \cos\left(\frac{N}{N_{y0}} \frac{\pi}{2}\right)$ ，其中， $N_{y0}$  為彎曲強度為 0 時之降伏軸力  $N_{y0} = \sigma_y (2\pi r t - \pi t^2)$ 。

若在等級一設計地震下所採用之擬靜態側向設計地震力  $V$  不超過此彈性極限側向力  $P_y$ ，則表示結構在等級一設計地震力作用下之行為在彈性範圍。

以位移為參數的簡便分析方法以 *Equivalent single mode*

*analysis* 簡介如下：

如同橋梁結構，較長而規則之此類碼頭在水平橫向(Transverse Direction)之反應可近似以 SDOF 結構模擬。當用 shear key 連接碼頭各單元以減小扭轉效應時，可以單獨分析 shear key 間每一單元碼頭之反應來保守估算位移反應。一些研究顯示：棧橋式碼頭在雙向荷載組合下之位移上限可以近似地經由以單純水平橫向地震力作用下之位移反應乘以一係數得到。對於較緊要之靠陸側較短樁基：

$$\Delta_{\max} = \Delta_t \sqrt{1 + \left( 0.3 \left( 1 + 20 \frac{e_{ex}}{L_L} \right) \right)^2} \dots\dots\dots (6.20)$$

其中， $\Delta_t$  為單純水平橫向地震力作用下之位移反應、 $e_{ex}$  為質量重心與剛度中心之偏心距、 $L_L$  為碼頭單元縱向長度。

雖然靠海側之邊樁可能會承受比公式(6.20)計算結果稍大的位移(與荷載)，但這些樁通常被設計可以承受較大的變形，因而不會比靠陸側較短樁基容易破壞，通常靠陸側最短之樁基最為緊要。第 5.3.1 節求取能耐曲線之範例中也顯示：塑性鉸首先出現在靠陸側邊樁，其塑性轉角隨荷載之增加而最先達到極限值。

需提及：INA[2001]可能因考量日本對棧橋式碼頭所採用之改進後震度法，將應用結構反應譜之方法(該文獻僅考量能量相等原理，未考量位移相等原理)歸為簡便動力分析法，本報告基於國內對棧橋式碼頭之耐震設計已採用反應譜求取設計地震力，在此將擬靜態分析法歸為簡便分析法，而將多振態反應譜疊加法介紹於簡便動力分析法中。

### 簡便動力分析：

此類分析中，主要考量地震力之動態特性以及樁基與上部結構之彈性與塑性行為，如 1999 年版日本設計基準中所要求之彈-塑性(elasto-plastic)分析就是方法之一。土壤與結構之互製仍然以上述彈性或非彈性之 inelastic Winkler springs 來模擬地面以下土壤，並與樁基連接；或採用等效固端樁，將樁基固定於假想地面以下  $1/\beta$

處。

具體方法如下：

● **多振態反應譜分析法 *Multi-mode spectral analysis***

國內規範要求對於形狀不規則結構物採用地震動力分析。多振態反應譜分析屬於線彈性動力分析方法之一，以所考量之各主要振態對應之反應譜擬加速度值分別計算各振態對應之結構反應參數(如基底剪力、位移)，最後以 SRSS 與 CQC 法等將各振態效應組合。

多振態反應譜分析之原理描述如下：

考慮多自由度(MDOF)結構系統，當受地震加速度  $\ddot{x}_g$  擾動時，其運動方程式由式(6.21)表示。

$$[m]\{\ddot{X}\} + [c]\{\dot{X}\} + [k]\{X\} = -[m]\{t\}\ddot{x}_g \dots\dots\dots (6.21)$$

對於棧橋式碼頭，根據現行規範建議，忽略曳力效應以保持線性運動方程式，僅考量節點附加質量，式(6.21)中， $[m]$ 、 $[c]$ 與 $[k]$ 分別為結構之質量(包括節點附加質量 $[m_a]$ )、阻尼及勁度矩陣， $\{t\}$ 為擾動向量，當作用於各支承之地震力相同，地震力作用方向與所有自由度一致時， $\{t\}$ 向量之各元素為 1，通常以 $\{1\}$ 表示；否則，需以 $x_g = 1$ 作用於結構系統(假設剛體)求取各自由度對應之值，以下以 $\{t\} = \{1\}$ 說明。結構位移 $\{X\}$ 由多個振態 $\{\Phi_1\} \sim \{\Phi_M\}$ 下之位移疊加(superposition)，表示為

$$\{X\} = [\Phi]\{Y\} = [\{\Phi_1\} \quad \{\Phi_2\} \quad \dots \quad \{\Phi_n\} \dots \quad \{\Phi_M\}]\{Y\} \dots\dots\dots (6.22)$$

各振態 $\{\Phi_n\}$  ( $n=1 \sim M$ )可由特徵分析得到並正規化，分別對應圓頻率 $\omega_n$ (特徵值)或週期 $T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$ ，其中， $n=1 \sim M$ 振態。

則運動方程式(式 6.21)轉化為

$$[m][\Phi]\{\ddot{Y}\} + [c][\Phi]\{\dot{Y}\} + [k][\Phi]\{Y\} = -[m]\{1\}\ddot{x}_g \dots\dots\dots (6.23)$$

為應用正交性，式(6.23)改寫為：

$$[\Phi]^T [m] [\Phi] \{\ddot{Y}\} + [\Phi]^T [c] [\Phi] \{\dot{Y}\} + [\Phi]^T [k] [\Phi] \{Y\} = -[\Phi]^T [m] \{1\} \ddot{x}_g \dots\dots\dots(6.24)$$

$$[M] \{\ddot{Y}\} + [C] \{\dot{Y}\} + [K] \{Y\} = -L \ddot{x}_g \dots\dots\dots(6.25)$$

其中， $[M] = [\Phi]^T [m] [\Phi]$ ， $[C] = \{\Phi_n\}^T [c] \{\Phi_n\}$ ， $[K] = \{\Phi_n\}^T [k] \{\Phi_n\}$ ， $L = [\Phi]^T [m] \{1\}$ 。 $[M]$ 、 $[C]$ 與 $[K]$ 為對角矩陣使得運動方程式由式(6.21)之聯立方程組分離，成為  $M$  個對應於  $\{Y\}$  向量各元素  $Y_n$  ( $n=1 \sim M$  自由度) 之獨立方程式，即對應每一振態，式(6.24)與(6.25)可分別改寫為：

$$\{\Phi_n\}^T [m] \{\Phi_n\} \ddot{Y}_n + \{\Phi_n\}^T [C] \{\Phi_n\} \dot{Y}_n + \{\Phi_n\}^T [K] \{\Phi_n\} Y_n = -\{\Phi_n\}^T [m] \{1\} \ddot{x}_g \dots\dots\dots(6.26)$$

$$M_n \ddot{Y}_n + C_n \dot{Y}_n + K_n Y_n = -L_n \ddot{x}_g \dots\dots\dots(6.27)$$

其中， $M_n = \{\Phi_n\}^T [m] \{\Phi_n\}$ ， $C_n = \{\Phi_n\}^T [C] \{\Phi_n\}$ ， $K_n = \{\Phi_n\}^T [K] \{\Phi_n\}$ ， $L_n = \{\Phi_n\}^T [m] \{1\}$ 。則，

$$\ddot{Y}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{Y}_n + \omega_n^2 Y_n = -\Gamma_n \ddot{x}_g \dots\dots\dots(6.28)$$

其中，振態參與係數(Model Participating Factor)

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \dots\dots\dots(6.29)$$

若  $\{\Phi_n\}$  為結構之第一基本模態  $\{\Phi_1\}$ ，則  $\Gamma_1$  為 ATC-40[1996]所應用之  $PF_1$ ，或 FEMA 273[1997]所應用之  $C_{00}$ 。

式(6.28)中，令

$$Y_n = \Gamma_n D_n \dots\dots\dots(6.30)$$

再應用  $C_n = 2\xi_n \omega_n M_n$ 、 $K_n = \omega_n^2 M_n$ ，可得

$$\ddot{D}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = -\ddot{x}_g \dots\dots\dots(6.31)$$

其中， $\xi_n$  為該振態對應之阻尼比，耐震設計規範中常取 5%，其他建議值可參考[Chopra 2001]。式(6.31)為單自由度結構系統(SDOF)之運動方程，輸入地震力可以求解，而原 MDOF 系統之位移可由式(6.30)與式(6.22)求得，第 n 振態所對應之位移向量為：

$$\{X_n\} = \{\Phi_n\} \Gamma_n D_n \dots\dots\dots(6.32)$$

各元素  $X_{ni} = \Phi_{ni} \Gamma_n D_n$ 。其中，下標  $i=1 \sim M$  自由度， $n=1 \sim M$  振態， $\Phi_{ni}$  為振態  $\{\Phi_n\}$  對應於第  $i$  自由度之值，MDOF 系統之位移由各振態對應之位移線性疊加  $X_i = \sum_{n=1}^M \Phi_{ni} \Gamma_n D_n$ 。

振態  $\{\Phi_n\}$  對應之地震力施加於構造物之等效擬靜態側向作用力  $f_n = [k]\{X_n\} = \omega_n^2 [m]\{\Phi_n\} \Gamma_n D_n$ 。

應用擬加速度反應譜(單自由度系統之最大反應)，振態  $\{\Phi_n\}$  對應於週期  $T_n$ 、阻尼  $\xi_n$  之譜加速度值為  $A_n$  (若反應譜縱座標係以  $g$  為單位之譜加速度係數，則需將此係數乘以  $g$  後再應用於以下之公式中)，則位移  $D_n = \frac{A_n}{\omega_n^2}$ ，擬靜態側向作用之地震力  $\{f_n\} = \omega_n^2 [m]\{\Phi_n\} \Gamma_n D_n = [m]\{\Phi_n\} \Gamma_n A_n$ ，對於對角質量矩陣， $\{f_n\}$  各元素為：

$$f_{ni} = m_i \Phi_{ni} \Gamma_n A_n \dots\dots\dots(6.33)$$

理論上，MDOF 系統之位移由各振態對應之位移線性疊加，但在應用反應譜求取最大結構反應時，考量各振態下最大值出現之時機不同，工程實務中，採用 SRSS 與 CQC 法進行各振態反應之組合[Clough and Penzien 1993]

$$\text{SRSS} \rightarrow F = \sqrt{\sum_{n=1}^M F_n^2} \dots\dots\dots(6.34)$$

$$\text{CQC} \rightarrow F = \sqrt{\sum_{j=1}^M \sum_{n=1}^M F_j \rho_{jn} F_n} \dots\dots\dots(6.35)$$

其中，振態  $j$  與  $n$  之相關係數

$$\rho_{jn} = \frac{8\sqrt{\zeta_j \zeta_n} (\zeta_n + \tau \zeta_j) \tau^{3/2}}{(1 - \tau^2)^2 + 4\zeta_j \zeta_n \tau (1 + \tau^2) + 4(\zeta_j^2 + \zeta_n^2) \tau^2} \dots\dots\dots (6.36)$$

$$\tau = \frac{\omega_j}{\omega_n} \dots\dots\dots (6.37)$$

$F$  代表目標參數--力、位移或應力等。

應用上述多振態反應譜疊加法計算第 5.3.1 節範例在設計地震力下水平橫向與縱向之最大變位(節點 E160 與 D156)。目前規範規定各水平主軸方向所考量之主要振態數量應包含有 90%參與質量(Participating Mass)，選取滿足此要求之前三個振態，第 1、2、3 振態週期分別為 0.9153 秒、0.61 秒與 0.5761 秒，對應 Newmark-Hall 型[第 5.4 節]第一類地盤 0.23g 彈性設計反應譜之(譜位移  $s_d$ ，譜加速度  $s_a$ )計算值如圖 6.3-6 所示，分別為(0.06075, 0.29212)、(0.04048、0.43832)、(0.03823、0.46411)。

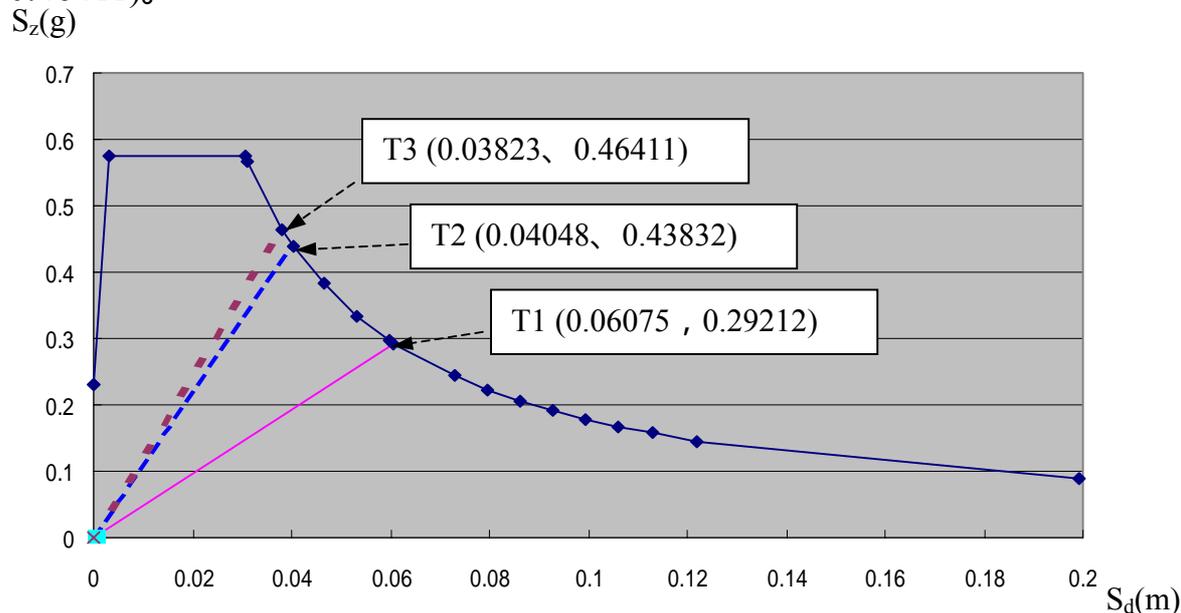


圖 6.3-6 第一類地盤 0.23g Newmark-Hall 型彈性設計反應譜

SAP2000 程式計算對應第 1、2、3 振態在水平橫向與縱向之參與係數以及控制點之振態位移量，計算各振態單獨控制變形時，在設計

地震力下控制點之變位。對應節點 E160 與 D156 之計算如表 6.3-5 與表 6.3-6 所示，SRSS 法則組合後 E160 與 D156 在水平橫向與縱向之變位( $u_x, u_y$ )分別為(4.673, 2.808)與(3.136, 6.747); CQC 法則組合後 E160 與 D156 在水平橫向與縱向之變位( $u_x, u_y$ )分別為(4.312, 3.103)與(3.689, 6.743)。

**表 6.3-5 各振態對應 E160 之水平變位**

振態 n	週期 (s)	S <sub>a</sub> 或 A <sub>n</sub> (g)	S <sub>d</sub> 或 D <sub>n</sub> (cm)	$\Gamma_{xn}$	$\Phi_{xn}$ ( $10^{-3}$ )	$u_{xn}$ (cm)	$\Gamma_{yn}$	$\Phi_{yn}$ ( $10^{-3}$ )	$u_{yn}$ (cm)
1	0.9153	0.29212	6.075	28.2966	-0.8597	<b>-0.148</b>	488.834	-0.65	<b>-1.944</b>
2	0.61	0.43832	4.048	-450.288	-2.55	<b>4.6481</b>	-130.49	-1.5	<b>0.7923</b>
3	0.5761	0.46411	3.823	321.3	-0.3749	<b>-0.461</b>	-225.865	-2.16	<b>1.8651</b>

**表 6.3-6 各振態對應 D156 之水平變位**

振態 n	週期 (s)	S <sub>a</sub> 或 A <sub>n</sub> (g)	S <sub>d</sub> 或 D <sub>n</sub> (cm)	$\Gamma_{xn}$	$\Phi_{xn}$ ( $10^{-3}$ )	$u_{xn}$ (cm)	$\Gamma_{yn}$	$\Phi_{yn}$ ( $10^{-3}$ )	$u_{yn}$ (cm)
1	0.9153	0.29212	6.075	28.2966	1.05	<b>0.1805</b>	488.834	2.27	<b>6.7411</b>
2	0.61	0.43832	4.048	-450.288	-0.3971	<b>0.7238</b>	-130.49	-0.33	<b>0.1758</b>
3	0.5761	0.46411	3.823	321.3	2.48	<b>3.0463</b>	-225.865	0.266	<b>-0.23</b>

● **非線性靜力推動分析(Nonlinear Static Pushover Analysis)**

由於傳統設計規範將力量折減並基於理想彈塑性模型來設計之理念，不足以準確表達棧橋式碼頭可能發生之塑性變形，又為了避免動態歷時分析過於繁雜的理論與過大的計算量，以預設特定之荷載型式由小到大逐步推動可發生塑性變形之結構，所得之變形近似代替結構在反覆荷載作用下之變形能耐，並以此計算結構在各等級地震力作用下之反應，除了特殊情況下考量大變形之幾何非線性以外，通常，應用程式中均會考量 P-delta 效應，所以，此處之非線性主要是指材料之非線性 塑性。

非線性靜力推動分析之非線性求解方法為結構靜態穩定性分析之方法之一，但以考量結構在臨界穩定狀態以前之行為為主，分析時，可以採用荷載控制或位移控制之方式逐步增加荷載或位移之大小，每一增量步驟中，可以採用如 Newton-Raphson 迭代法，由力量之平衡確定施加外力下結構所發生的位移或達到預定位移量所需施加之外力，係一增量迭代式(incremental-iterative)求解計算法。工程實務中，較多採用已開發之應用軟體。

具體非線性靜力推動分析之範例參見第五章。

### 動力分析法：

以有限元素法(FEM)或有限差分法(FDM)進行土壤-結構互制動力分析，結構之模擬採用線彈性或塑性，土壤可採用等效線性或有效應力模型，地震力由地震歷時表示，土壤結構互製效應可以簡化模型模擬，再應用非線性之動態歷時分析方法求解結構物在隨時間變動之地震力作用下之變形。能廣泛應用於眾多不同的非線性問題的歷時分析方法為逐步整合法(step-by-step time integration method 或 direct integration method)，該方法又分為直接(explicit)和隱含(implicit)演算法兩類，前者常用於 wave-propagation 以及以中高頻(medium/high-frequencies)反應為主的高速撞擊(high-velocity impact)問題或依賴很小時間步長的激發荷載，而後者則更適合於以低頻(low-frequency)或長週期(long-period)反應為主的結構分析。能用於求解非線性問題之隱含演

算法(implicit algorithm)必須保證在用於求解線性問題時非條件穩定(unconditionally stable)，例如：Newmark 之平均加速度(average acceleration)法。

同樣，工程實務中常採用已開發之應用程式或分析軟體，採用動態歷時分析時，地震力以地動歷時表示，除了參考實測地震歷時記錄以外，若採用人造地震歷時，除了考量其反應譜與設計反應譜一致以外，還需要考量頻譜內涵(frequency content)、地表最大加速度 PGA、強震延時等與設計地震一致，而因滿足這些條件之人造地震可能有許多組，而基於它們分析所得之結果也不同，甚至差異很大，所以，一般要求以 3~5 組與反應譜相當之地震歷時分析所得結果之平均值作為最終分析結果。

#### 6.4 耐震分析方法與土壤液化潛能分析法之關係

在第 3.6 節主要介紹了評估土壤液化潛能之『簡易分析法』，顯然，該方法可能用於一般耐震等級之結構物，對於較高耐震等級之結構物，例如 S 級，基於這種簡易分析法的分析結果可能與實際狀況相差甚大，而導致未預期之破壞甚至嚴重損失，所以，對於經由『簡便分析』計算結構耐震行為之一般耐震等級結構物，土壤液化潛能分析採用『簡易分析法』；對於高耐震等級之結構物，其耐震行為之分析方法為考量土壤與結構互制之動力分析法，由於土壤的效應已在結構分析中考量，不必再單獨進行土壤液化潛能分析，土壤液化潛能作為土壤與結構互制分析的一部份來評估；對於經由『簡便動力分析』計算結構之耐震行為之中等耐震等級結構物，土壤液化潛能分析基於設計地震力下結構分析計算所得之剪應力，與反覆載重試驗結果之抗液化強度之比較來評估，如本土設計基準之『試驗分析法』。值得提及：第 3.6 節評估土壤液化潛能之『簡易分析法』對於結構物之選址提供了簡便可行之方法。

## 第七章 結論與今後檢討之課題

### 7.1 結論

本研究首先介紹功能性設計法之全貌(包括緣起、目的、設計流程與架構、相關內容以及研究現況等)，說明如何應用本篇報告各章內容進行新建構造物之功能性設計與既有構造物之功能性評估。

本研究詳細探討地震力的劃分與表達方式、各類碼頭之各等級功能性水準(包括定性劃分、相關參數及其可接受量化標準值)以及如何建立功能性設計目標，並特別介紹日本 1999 年版港灣構造物設計基準與國際航海協會碼頭結構耐震設計指南，在地震力、功能性設計水準與功能性設計目標方面之具體內容，再比較國內現行規範與日本 1999 年版港灣構造物設計基準以及國際航海協會碼頭結構耐震設計指南之耐震設計目標之異同。建議在建立功能目標時，應根據規範與業主等之要求，需視吾等對結構物在那些地震等級下之功能性較關注、表達該功能性之參數之可接受極限值是否可以較準確地量化，選用一個或多個參數表達功能性；國內港灣結構物引進耐震功能性設計法可參考日本 1999 年版設計基準，對一般性碼頭可考量 75 年回歸期(超越機率為 50%50)地震下之使用功能進行設計，除了對重要性高、震後可能引發之危害度較大之碼頭結構物設定為特定耐震強化碼頭以外，可選擇液化潛能較低區位，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)的耐震強化碼頭，使其在災害發生時依然能發揮關鍵性維生運補功能；而一些次要構造物或堆置場，則依其重要性選擇較低的耐震目標進行設計，以免造成過度設計，浪費資源。

所建立之功能性設計目標是否滿足，需要通過數值分析來檢核。本研究除了對容量譜法之原理進行介紹以外，特別針對需求曲線探討既有耐震設計反應譜之應用、擬修訂之耐震反應譜、反應譜之不同表達方式與類型，再介紹以非線性靜力推動分析求取能耐曲線之方法，

最後以棧橋式碼頭為例，進行 3D 非線性靜力推動分析，並考量多振態，以振態推動之方式求取能耐曲線，再以容量譜法評估該碼頭在設計地震下之非線性位移。該範例中，線彈性靜力分析與線彈性動力分析以及非線性靜力推動分析計算結果之差異，更證明現行規範要求對不規則結構需要進行動力分析之正確性。所以，為保證構造物滿足功能性設計目標，需要慎重選擇數值分析方法。

本研究最後探討各類分析方法以及他們的適用性，包括簡便分析法、簡便動力分析與動力分析，並針對簡便分析法、簡便動力分析提供範例，建議參考國際航海協會碼頭結構耐震設計指南，根據功能性設計目標之高低、設計地震力之大小、設計流程階段以及結構之規則性(國內現行規範)，選用不同複雜度之數值分析方法。

## 7.2 今後檢討之課題

最後，本研究研提後續研究方向與課題之建議如下：

本報告中所列出之功能性參數可接受標準值均參考國外文獻，而功能性設計目標標準值直接決定了結構物耐震功能性之高低，因此建議進一步探討這些標準值是否適用於國內，以建立本土功能性可接受標準值；並同時發展能綜合評估構造物破壞狀態(或可修復性)之特別破壞指標，探討結構物整體、局部及附屬設施破壞指標之關係等課題。

功能性設計法除了考量結構物本身之功能性以外，還須考量非結構構件及其附屬設備之功能性，後續研究有必要探討碼頭附屬設施(如起重機具、吊裝軌道等)之安全性與使用功能，並以相關參數加以量化。對防波堤之功能性標準值之建立更有待探討。

深入探討直接位移設計法等初步設計方法之運用。

本報告有關重力式碼頭簡便動力分析之「簡易圖表法」，主要應用動力分析法之精確解析，針對各參數對功能性位移指標之影響作敏感度分析後所建立之圖表，但文獻中所探討之參數係以日本耐震設計規範、地質條件與地震規模為基準，需進一步以國內相關資料加以驗證

或修改後，才能應用於工程實務。限於時程與經費，本報告中，主要提供剛性與非剛性碼頭之簡便分析與簡便動力分析法範例，後續研究有必要深入探討動力分析法。

功能性設計法之理念中，要求對構造物整個壽命期之功能性的評估具有一定可靠性，即要明確所設計結構物之預期行為能反映真實行為之可靠性，目前，既有相關功能性設計之文獻對可靠性之議題探討較少，惟 FEMA350 對鋼結構之耐震設計探討可靠性設計法，係以所設計結構之行為與結構在地震力下真實行為相符之可靠度、或所設計結構實際滿足預期功能性目標的可靠度之大小，來確定結構最終的設計結果。所以，考量可靠性是功能性設計法重要之研究課題之一。

探討港灣構造物各種設計與補強工法，以及各自的經濟效益，對於確保港灣設施在整個壽命期之經濟效益 功能性設計法之最終目標具有重要價值。

本計畫之後續研究應持續收集世界各國港灣構造物耐震的相關法規之演變，俾於適當時機，對各國當時耐震規範在所採用之理念、破壞準則及分析方法等方面之異同加以比較，並作為我國修訂耐震法規之參考。

## 參考文獻

1. Aoyama, H., (New RC Japan), [1999], “Development of Highrise Concrete Construction in Seismic Counties,(George Winter Commemorative Lecture, 1999 ACI Fall Convention) ”, 高層RC結構之耐震及補強研討會。
2. ATC-40, [1996], *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Vol.1, Applied Technology Council, Redwood City, California, USA.
3. Bertero, V.V., [1982], “State Of The Art In Seismic Resistant Construction Of Structures,” *Proceedings of The Third International Earthquake Microzonation Conference*, University of Washington, Seattle, Washington, Volume II, 767-805, 6/1982.
4. Chang, Y.L., [1937],, “Lateral Pile Loading Test,” *Transaction of ASCE* 102:273-276.
5. Clough, R. W. and Penzien, J., [1993], *Dynamics of Structures*, 2<sup>nd</sup> Ed., McGraw-Hill Inc., Newyork, N.Y.
6. CSI [2000] , Three Dimensional Analysis of Building Systems , SAP2000 Version 7.4 , Computers and Structure INC.
7. Fajfar, P. and Krawinkler, H. (eds.), [1997], *Proceedings of the International Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Fajfar & Krawinkler (eds), Balkema, Rotterdam.
8. FEMA 350, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. SAC Joint Venture , Federal Emergency Management Agency, Washington D. C. , U.S.A., 2000.
9. FEMA-273 (ATC-33), [1997], *Second Ballot Version “NEHRP Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings”*, BSSC, Washington, DC, USA. [FEMA 274, Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 276, Example Applications of the NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings].

10. FEMA-366, "HAZUS99 Estimated Annualized Earthquake Loss for the United States", Federal Emergency Management Agency, Washington D. C. , U.S.A., 2001.
11. FLAC & FLAC3D, *Fast Lagrangian Analysis of Continua*, Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota, USA.
12. FLIP, *Finite Element Analysis of Liquefaction Program* , <http://www.ysk.nilim.go.jp/flipmain.html>, 日本港湾技術研究所[in Japanese].
13. Franklin, A. G. and Chang, F. K. [1977] , “Earthquake Resistance of Earth and Rockfill Dams”, Report 5: *Permanent displacements of earth dams by Newmark analysis*, US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Miscellaneous Paper 2-71-17.
14. Gazetas, G., Dakoulas, P. and Dennehy, K. [1990], “Empirical Seismic Design Method for Waterfront Anchored Sheetpile Walls,” *Proc. ASCE Specialty Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures*, ASCE Geotechnical Special Publication, No. 25, pp.232-250.
15. Hamburger, R. O., [1997], “A Framework for Performance-Based Earthquake Resistive Design”, *EERC-CUREe Symposium in Honor of Vitelmo V. Bertero*, Jan. 31-Feb. 1, 1997, Berkeley, California.
16. Hamburger, R. O., [1999], *The Challenge of Performance-Based Design*, <http://peer.berkeley.edu/news/1999jan/challenge.html>.
17. Iai, S. [1998], “Rigid and Flexible Retaining Walls during Kobe Earthquake”, *Proc. 4<sup>th</sup> International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, St. Louis, pp.108-127.
18. Iai, S. [1998b], “Seismic Analysis and Performance of Retaining Structures,” *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III*, Geotechnical Special Publication No. 75, ASCE, pp.1020-1044.
19. Iai, S. [2001], *Seismic Performance-Based Design for Port Structures and Simulation Techniques*, International Workshop on Earthquake Simulation in Geotechnical Engineering, P.1-12, Nov. 8~10, Case Western Reserve University.

20. Iai, S. and Ichii, K. [1998], "Performance Based Design for Port Structures," *Proceedings of the 30<sup>th</sup> Joint Meeting of The U.S.-Japan Cooperative Program in Natural Resources Panel on Wind and Seismic Effects*, P.84-96.
21. Iai, S., Ichii, K., Sato, Y. and Liu, H. [1999], "Residual Displacement of Gravity Quaywalls – parameter study through effective stress analysis," *Proc. 7<sup>th</sup> U.S.-Japan workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Soil Liquefaction*, Seattle, MCEER-99-0019, pp.549-563.
22. IBC 2000, [2000], *International Building Code 2000 (簡稱IBC 2000)*, International Code Council (ICC , 包括 BOCA, ICBO and SBCCI), CA..
23. Ichii, K. [2002], "A Seismic risk Assessment Procedure for Gravity Type Quay Walls", *Structural Eng./Earthquake Eng.*, JSCE, Vol. 19, No.2, 131s-140s.
24. Ichii, K. [2003], "Optimization of Design Seismic Coefficient Based on Total Expected Cost for Gravity Type Quay Walls", *Structural Eng./Earthquake Eng.*, JSCE, Vol. 20, No.1, 13s-23s.
25. International Navigation Association, PIANC(原名), [2001], *Seismic Design Guidelines for Port Structures*, A.A Balkema Publishers / Lisse / Abingdon / Exton (PA) /Tokyo.
26. J. Ferritto 1997 : seismic design criteria for soil liquefaction, Naval facilities engineering service center, technical report TR-2077-SHR Port Hueneme, CA. 58p.
27. Juang, C.H., C.J.Chen, D.V. Rosowsky, and W.H. Tang [2000b], "CPT-based liquefaction analysis, Part 2: Reliability for design," *Geotechnique*, Vol.50.
28. Lysmer,J., Udaka,T., Tsai,C-F., Seed,H.B. [1975], *FLUSH - A Computer Program for Approximate 3D Analysis of Soil Structure Interaction Problems*, Report No. EERC 75-30, Earthquake Engineering Research Center, UCB.
29. McCullough, N.J. and Dickenson, S.E. [1998], "Estimation of Seismically Induced Lateral Deformations for Anchored Sheetpile Bulkheads," *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil*

Dynamics III, Geotechnical Special Publication No. 75, ASCE 1095-1106.

30. McGuire, R. K., [1995], "Probabilistic Seismic Hazard Analysis and Design Earthquakes: Closing the Loop", *Bull. Seism. Soc. Am.* Vol. 85(5): 1275-1284.
31. Moehle, J. P., 1996, *Displacement-Based Seismic Design Criteria. Earthquake Engineering Research At Berkeley*, Report No. UCB/EERC-96/01. Earthquake Engineering Research Center, UC Berkeley, p. 139-146.
32. Nagao, T., Koizumi, T. Kisaka, T., Terauchi, K., Hosokawa, K., Kadowaki, Y. and Uno, K. [1995], *Evaluation of Stability of Caisson Type Quaywalls based on Sliding Block Analysis*, Technical Note of Port and Harbour Research Institute, No. 813, pp.306-336 (in Japanese).
33. Newmark, N. M. and Hall, W. J., [1982], *Earthquake Spectra and Design*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley.
34. N-Pier[1999]，鋼直杭式棧橋 彈塑性解析 ʼ 厶，運輸省 港灣技術研究所、鋼管杭協會。(in Japanese)
35. Olsen, R.S. (1997), "Cyclic liquefaction based on the cone penetrometer test," *Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, Technical report NCEER-97-0022, edited by T. Leslie Youd and Izzat M. Idriss, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo, NY, pp.225-276.
36. Otani, S. [2000], *New Seismic Design Provisions in Japan, PEER-2000/10*. The Second U.S.-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, 11-13 September 2000, Sapporo, Hokkaido, Japan, Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Mar. 2000, pages 3-14.
37. Park, Y. J. and Ang, M., [1985], "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete", *J. Struc. Eng.* ASCE, Vol. 111(4): 722-739.
38. Priestley, M.J.N., M.J. Kowalsky, G. Ranzo, G. Benzoni, [1996a],

“Preliminary Development of Direct Displacement-Based Design for Multi-Degree of Freedom Systems”, *Proceedings, 65<sup>th</sup> Annual Convention*: 47-66, SEAOC, October 1-6, Maui, Hawaii.

39. Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G. M., [1996b], *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley and Sons, Inc, New York.
40. Reese, L. C., Cox, W. R. and Koop, F. D. [1974], “Analysis of Lateral Loaded Piles in Sand”, *Proceedings of 6<sup>th</sup> Annual Offshore Technology Conference*, Vol.2, Paper No. 2080, Houston, Texas, pp. 473-483.
41. Richards, R. Jr. and Elms, D. [1979], “Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls,” *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE 105(GT4):449-464.
42. SEAOC, [1999], *Recommended Lateral Force Requirements and commentary* (SEAOC Blue Book), Structural Engineers Association of California-Seismology Committee.
43. Seed, H. B. and Whitman, R.V., [1970], “Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads,” *ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures*, Ithaca, pp. 103-147.
44. Seed, H.B.,K. Tokimatsu, L.F.Harder,and R.M. Chung, “Influence of Spt Procedures in soil liquefaction resistance evaluation,” *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.111, No.12, pp.1425-1445, 1985.
45. SHAKE, [1972、1991], Schnabel, P. B. *A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites*, Dec. 1972 (480/S36/1972); Idriss, I. M. *User's manual for SHAKE91 : A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analyses of Horizontally Layered Soil Deposits*, 1993 (480/S36/1992). National Information Service for Earthquake Engineering, University of California, Berkeley.
46. Tokimatsu, K. and Y.Yoshimi, “Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT-N Value and Fines Content,” *Soils and Foundations*, Vol.23, No.4, pp.56-74, 1983.
47. Towhata, I. And Islam, S. [1987], “Prediction of Lateral Movement of Anchored Bulkheads Induced by Seismic Liquefaction,” *Soils and*

*Foundations* 27(4): 137-147.

48. Uwabe, T. [1983], “Estimation of Earthquake Damage Deformation and Cost of Quaywalls based on Earthquake Damage Records,” *Technical Note of Port and Harbour Research Institute*, No.473, 197p. (in Japanese).
49. Vision 2000, [1995], *Conceptual Framework for Performance Based Seismic Engineering of Buildings*, SEAOC, Sacramento, CA, USA.
50. Whitman, R. V. and Liao, S. [1985], “Seismic Design of Retaining Walls,” *US Army Corps of Engineers*, Waterways Experiment Station, Miscellaneous Paper GL-85-1.
51. Xue, Q. [2000], “Need of performance-based earthquake engineering in Taiwan: a lesson from the Chichi earthquake,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29:1609-1627.
52. Xue, Q. [2001a], “A Direct Displacement-Based Seismic Design Procedure of Inelastic Structures,” *Engineering Structures*, Vol. 23/11, P. 1453-1460.
53. Xue, Q. [2001b], “Assessing the Accuracy of The Damping Model Used in Displacement-Based Seismic Demand Evaluation and Design of Inelastic Structures,” *International Journal of Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, Vol. 3(2):37-45.
54. Xue, Q. [2002a], “A Reliable Capacity-Spectrum Method and Its Application in Seismic Performance Evaluation and Design,” *ICSSD2002*, Dec. 2002, Singapore.
55. Xue, Q. [2002b], “A Direct Displacement-Based Seismic Design Procedure to Fulfil Multiple Performance Objectives,” *Journal of The Chinese Institute of Engineers(中國工程學刊)*, Vol.25(4):469-472.
56. 中華人民共和國國家標準，[1989]，『建築抗震設計規範 GBJ11-89』，中國建築工業出版社，北京，1989。
57. 內政部營建署，[2001a]，『鋼構造建築物鋼結構設計技術規範(一) - 鋼結構容許應力設計法規範及解說』，內政部營建署編輯委員會編。
58. 內政部營建署，[2001b]，『鋼構造建築物鋼結構設計技術規範(二)

- 鋼結構極限設計法規範及解說』，內政部營建署編輯委員會編。
59. 日本土木學會，[2000]，*Earthquake Resistant Design Codes in Japan*，(英文耐震規程 2000 年版)。
  60. 日本建築技術支援協會，[2000]，『改正建築基準法—構造(之-日文)性能規定化(同-日文)解(說-日文)』，彰國社，東京。
  61. 日本港灣協會，[1999]平成 11 年 4 月，『港灣 施設 技術上 基準・同解説』，運輸省港灣局監修。
  62. 日本道路協會，[1990]，『日本道路橋示方書同解説—V耐震設計篇』，日本。
  63. 日本道路協會，[2002]，『道路橋示方書同解説—耐震設計篇』，丸善株式會社，東京。
  64. 日本鐵道總合技術研究所，[1999]，『鐵道構造物等設計標準同解説—耐震設計』，丸善株式會社，東京。
  65. 台中港務局，[2000]，『九二一地震台中港北碼頭區港埠設施災損原因研究分析』報告書(修訂本)，宇泰工程顧問有限公司。
  66. 交通技術標準規範港灣類工程設計部，[1999]，『港灣構造物設計基準-碼頭設計基準及說明』。
  67. 交通部，[1997]民國 86 年，『港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明』，交通技術標準規範港灣類工程設計部。
  68. 交通部運輸研究所，[2002]，『港灣構造物設計基準—耐震設計之修訂』，國立中山大學執行，民國 91 年七月。
  69. 交通部運輸研究所港灣技術研究中心，[1999]，第 172 號專刊，『台中港 1 至 4A 碼頭 921 地震液化災損初步調查研究』，中華民國八十八年十月二十一日。
  70. 宋裕祺與蔡益超，[2003]，「以結構性能為目標的鋼筋混凝土橋梁耐震能力評估」，中華技術雜誌第 58 期，財團法人中華顧問工程司。
  71. 李咸亨，[2002]，『適用於國內液化潛能分析方法之研究』，國科會地震工程尖端研究計畫群聯合研討會，民國 91 年 2 月 4 日，台南市大學路一號 成功大學光復校區國際會議廳。

72. 李咸亨、吳志明與郭政彥，[2001]，『本土化液化評估方法之探討』，八十九學年度集集地震土壤液化總評估研究研討會，6月1日，台中市。
73. 李賢華、張博彥、余宗鴻、鍾英鳳，[2002]，『棧橋式港灣碼頭抗彎構件之破壞指數評估分析』，第二十四屆海洋工程研討會論文集，pp. 693-700。
74. 李賢華、許書王，[2001]，『港灣碼頭之破壞檢測及初步安全評估』，第二十三屆海洋工程研討會論文集，pp. 676-683。
75. 李賢華、薛憲文、陳桂清，[2001]，『港灣構造物安全檢測與評估之研究』，交通部委託計劃研究成果報告。
76. 林美聆...等[2001]，『全國液化潛能圖之製作及評估方法之研究』。
77. 邱耀正、許茂雄，[2001]，『建築物結構耐火技術性能式設計法之研究』，中華建築中心，內政部建築研究所。
78. 侯和雄、王慶福，[1993]，『港灣構造物設計基準研究-防波堤設計基準及說明草案』。
79. 姚昭智、林其璋，[2000]，『建築設備耐震規範之研訂(II) -- 管線設備耐震規範之評估』，內政部建築研究所。
80. 財團法人台灣營建研究院、土木水利學會大地工程委員會，『土壤液化問題之回顧與展望研討會』(91年12/24-25)。
81. 國家地震工程研究中心，[1999]，『強地動特性與耐震設計規範修正建議』，1999年第十二期簡訊。
82. 國家地震工程研究中心報告 NCREE-01-017。
83. 張國泉，[1995]民國八十四年六月，“棧橋式碼頭之地震動力分析”，國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文，指導教授：蔡益超。
84. 張國鎮、黃震興、蔡孟豪，[2000]，『鋼筋混凝土耐震結構性能設計法(一)FRP補強技術與短柱破壞行為』(專案研究報告 SEC/R-ST-00-04)，台大地震工程研究中心，中興工程顧問社。
85. 張國鎮、黃震興、蔡孟豪、林裕淵、王元利，[2001]，『鋼筋混凝土耐震結構性能設計法(二)-直接位移法及其結構實驗』(專案研究

報告 R-ST-01-04),中興工程顧問社。

86. 張惠文、廖新興、鄧清江，[1992]，『砂質地盤液化之防治方法探討』，地工技術，第 38 期。
87. 張景鐘、呂秋水、張權，[2002]，『基隆港區地震危害度分析與可能災損評估』，第二十四屆海洋工程研討會論文集，港灣技術研究中心，pp.648-652。
88. 張學孔、李賢華、薛憲文、陳桂清，[2001]，『港灣構造物安全檢測與評估之研究(2/2)』。
89. 張權，[2002]民國九十一年六月，“港灣結構物震害評估分析—以棧橋式碼頭為例”，國立台灣海洋大學河海工程學系碩士學位論文，指導教授：張景鐘博士。
90. 陳永祥等，[2000]，『震後港灣及河海堤快速診斷與補強手冊』，行政院公共工程委員會研究報告 106。
91. 陳景文，[2002]，『電子錐貫入試驗應用於地層調查與液化潛能評估之研究』，國科會地震工程尖端研究計畫群聯合研討會，民國 91 年 2 月 4 日，台南市大學路一號，成功大學光復校區國際會議廳
92. 港灣技術研究所，[1997]，『港灣及海岸結構物設計講義』。
93. 菅野高弘，[1999]，「港灣構造物 耐震診斷・耐震補強」，耐震補強特集，基礎工第 27 卷第 4 號，p.17-22。
94. 黃俊鴻、陳正興，『土壤液化評估規範之回顧與前瞻』，地工技術，第 70 期，第 23-44 頁，1998。
95. 溫紹炳，[2002]，『地震誘發土壤液化區之地質條件分析』，國科會地震工程尖端研究計畫群聯合研討會，民國 91 年 2 月 4 日，台南市大學路一號 成功大學光復校區國際會議廳。
96. 葉吉芳、梁明德、張固宇、溫子衡，1997，『模糊可能性理論評估砂性土壤液化潛能』，中華民國第五屆模糊理論與應用會議論文集，國立成功大學，pp. 525-530。
97. 運輸省港灣局監修，『港灣設施技術上規準、同解說』，日本港灣協會，1999。
98. 蔡克銓、羅俊雄、葉超雄、蘇晴茂，[2002]，『建築物耐震規範示

範例之研擬及規範條文之研修』，內政部建築研究所，民國 91 年 1 月。

99. 蔡益超，[2002]，『台灣地區建築物耐震設計規範之沿革』，建築結構暨設備耐震設計規範研討會，Paper No. II，國立中央大學，台中市，2002 年 1 月 31 日~2 月 1 日。
100. 蕭江碧、葉超雄、羅俊雄、蔡克銓、葉祥海等，[2000]，『建築物耐震規範及解說之修訂研究』，建研所研究計劃成果報告，研究案編號 A30050，民國 89 年 8 月。
101. 賴瑞應、王慶福、曾文傑、張道光，2001，『碼頭構造物耐震設計之研究』，交通部運輸研究所報告 MOTC-IOT-IHMT-DA9002。
102. 賴聖耀，[2003]，個人訪談，交通部運輸研究所港灣技術研究中心。
103. 賴聖耀、李豐博、蘇吉立、陳志芳，[2002] 『港灣地區大地監測調查與液化防治之研究』，交通部運輸研究所報告 MOTC-IOT-91-HA01-01。
104. 薛強，[2001]，『ATC-40 能力譜法之改進』，「中興工程」，第七十期，p.17-26，民國九十年一月。
105. 薛強，[2001]，『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』，中興工程顧問社。
106. 薛強，[2003]，『結構物耐震性能設計法及其應用之研究』，結構工程，2003，已被接受，即將發表。
107. 簡連貴、洪望龍、張志新，[1997]，『液化評估準則對回填土壤液化潛能之適宜性分析』，第二十一屆力學研討會論文集，1997 年 12 月，第 393-400 頁。
108. 簡連貴、賴聖耀、林敏清，[1999]，『921 集集大地震對台中港區港灣設施災損調查與評估』，土木水利會刊(*Civil and Hydraulic Engineering*)，26(3): 82-95。
109. 羅俊雄 簡文郁 李錫堤 孫一鴻，[2000]，『鐵路橋梁耐震設計可靠度分析(二)-RC 橋柱耐震性能評估』(專案研究報告 SEC/R-ST-00-07)，台大地震工程研究中心，中興工程顧問社。
110. 羅俊雄、陳昭佑，[1999]，『台灣地區設計反應譜之檢討 - 考慮土壤類別及近斷層地震效應』(CEER-R88-06)，台大地震工程研究中

心，國科會。

111. 羅俊雄、廖文義、鄧崇任、簡文郁、柴駿甫、李一聖、張順益、萬絢、李政寬，[2001b]，『公路橋梁耐震設計規範及解說之修訂研究』，交通部研究計劃期末成果報告編號 MOIS90004，民國 90 年 11 月。
112. 羅俊雄、廖文義、簡文郁、鄧崇任、柴駿甫，[2001a]，『容量設計法應用於建築物耐震設計之探討』，地震工程學會，內政部建築研究所。
113. 羅俊雄、蔡克銓、柴駿甫、簡文郁、鄧崇任、廖文義，[2002]，『我國現階段設計地震力之研發』，建築結構暨設備耐震設計規範研討會，Paper No.IV, 2002 年 1 月 31 日~2 月 1 日。
114. 羅俊雄、簡文郁、鍾昇財，[1999]，『地震危害度分析(技術手冊、使用手冊、案例分析)』(CEER-R88-02)，台大地震工程研究中心，台大慶齡工業研究中心。
115. 広瀬宗一，[1996]，「問 技術力品質管理能力」，港灣・海洋・海岸工事特集，CEJ Seminar，p.12-15。

## 附錄 A 期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：港灣構造物功能性設計分析方法之研究  
- 碼頭結構物功能性設計分析方法之研究 -

執行單位：中興工程顧問股份有限公司  
財團法人中興工程顧問社

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
<p><b>邱主任永芳</b> 請研究單位未來協助本所辦理本研究相關之講習會或研討會。</p>	<p>遵照辦理。本研究團隊將全力協助 貴中心辦理與本研究相關之講習會或研討會。</p>	<p>同意。</p>
<p><b>劉教授俊秀</b> 港灣結構之設計與受力行為與一般建築物並不儘相同，相對的其功能性設計所應注意的環節也不同，建議在報告書內應強調其行為之不同及應涵蓋之特點。</p>	<p>遵照辦理。</p>	<p>同意。</p>
<p><b>鍾科長英鳳</b> 本期末報告包含四篇不同之題目，中興工程顧問股份有限公司於短短數月中完成，報告內容在質與量中均有專精及突破，也使港灣工程未來之方向更明確，值得肯定。下列有數項小缺失，敬請於定稿時參酌修正。</p>	<p>謝謝肯定！</p>	<p>同意。</p>
<p>第一篇：港灣構造物功能性設計分析方法審查意見： 一、2.3 節國內引進耐震功能性設計法之現況與必要性，本節中</p>	<p>遵照辦理。</p>	<p>同意。</p>

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
<p>建議請加強對港灣工程引進之現況及必要性做一補述。</p> <p>二、表 4.3-2 及 4.3-4 中引用 INA2001 之可接受標準值中有「待定」請補充說明其原因為何？</p>	<p>遵照辦理。</p>	<p>同意。</p>
<p><b>王研究員慶福</b></p> <p>一、本研究能在此有限的時間內完成如此多的內容，研究單位之付出值得肯定。</p> <p>二、在功能性設計之研究中，對整體功能性之理念、目標、分析方法等均有一詳細之說明，值得供今後之參考，研究人員之努力值得肯定。</p> <p>三、建議能將表 5.2-1 各港相對應之震度依此係數加以整理出來，以作為以後設計之參考。</p> <p>四、第五章例題中，以非線性靜力推動分析計算所得之橫向及縱向最大位移量與依現行規範以線彈性靜力分析所得位移量之差距頗大，是否代表現行設計法應有所修正，亦或此僅為一特例所產生之狀況，請補充說明。</p>	<p>謝謝肯定！</p> <p>謝謝肯定！</p> <p>遵照辦理。</p> <p>第五章範例之棧橋式碼頭為一不規則結構，該範例之線彈性靜力分析與線彈性動力分析以及非線性靜力推動分析計算結果之差異，更證明現行規範要求對不規則結構需要進行動力分析之正確性。</p>	<p>同意。</p> <p>同意。</p> <p>同意合作研究單位之說明，並請於定稿報告內補充說明。</p>

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
五、第六章功能性設計分析方法中，日本 1999 年版之設計基準僅列出設計流程，至於國際航海協會則依結構型式詳述分析方法，此二者間之關係如何？	日本 1999 年版之設計基準為設計規範類，注重設計流程，但對設計流程中所採用之分析方法僅提供參考資料，並未詳細介紹；國際航海協會之設計指南為技術報告類，相對地注重各類分析方法。二者均強調根據不同等級之功能目標與設計階段選用適宜的分析方法。	同意合作研究單位之說明。
六、結論建議參考日本 1999 年版設計基準，對一般性碼頭可考量 72 年迴歸期（是否為 75 年之誤）之地震力設計，建議能否列出 75 年迴歸期各港相對應之地震震度，以利與 475 年迴歸期之設計地震力作一比較。	以超越機率 50%50 計算迴歸期約為 72 年，一般也歸整為 75 年，將統一為 75 年。各港相對應之 75 年迴歸期地震震度之計算，屬於地震危害度分析，非本研究委辦內容，並且此類分析需大量之地震資料，若地震資料不完整，該計算之意義不大，由於完整地震資料之取得牽涉其他單位之配合等，再限於經費與時程，本研究不做詳細探討。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
<b>朱科長金元</b>		
一、附錄部分之委員名字及職稱請再確認。	遵照辦理。	同意。
二、報告內之表的資料來源請統一放於表下方。	遵照辦理。	同意。
三、文章內之表建議均能調整為直式，請參考。	原則上儘可能將表格調整為直式，但部份因直式可能使得表格文字太過擁擠，則仍保持原狀。	同意合作研究單位之說明與處理情形。

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
四、I-3-18 頁，監測站高雄港及布袋港均已完成。	已補充。	同意。
五、I-4-2 頁圖 4.1-2 功能分四級與 I-4-10 頁所述內容不一致，分成六級，請確認。	I-4-10 頁所述「將功能性分 1~6 個等級不等」並非是將功能性分成六級，具體細則在其後內容「基本可用圖 4.1-1 與 4.1-2 代表，即：構造物本身的破壞程度……」有詳細說明。為避免誤解，將修正為：將功能性分為不同數量之等級，基本可用類似圖 4.1-1 與 4.1-2 表示..。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
六、I-4-17 頁表 4.3-3 中功能性等級 0，Gazetas et al. 之壁頂永久位移值是否應為小於二。	已修正為<2。	同意。
七、I-4-24 頁建立功能性目標中，如何界定 S、A、B、C 級之構造物？可依有那些參數界定？或由誰界定？各國際商港各類碼頭須有多少比例之 S、A、B、C 級碼頭？此外有無參考文獻或案例？	期末報告初稿已在第 4.3.3 節敘述：「……考量：構造物之破壞對人命安全與財產之直接與間接(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，將構造物分為“特定(或稱 S 級或耐震強化碼頭)、A 級 B 級與 C 級”四種類別，……」。至於各國際商港各類碼頭須有多少比例之 S、A、B、C 級碼頭，可考量碼頭營運作業能量與基本要求確定，請參考期中報告意見處理	同意合作研究單位之說明與處理情形。

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
	說明第七點以及期末報告初稿第 I-4-29 頁與 I-4-30 頁之內容。因具體較嚴謹之確定方法非本報告探討之主要內容，所以未針對此部分詳細搜索參考文獻或案例。	
八、結論部分感覺不具體，今後檢討之課題部分，請從研究流程每個環節要達到功能性設計目的，有那些方面需要先克服的研究課題列出，作為今後研究的方向與重點。	將做適當補充與修正。	同意。
<p><b>賴研究員聖耀</b></p> <p>一、本報告內容很豐富，收集之資料很多，研究團隊在有限期間及有限經費之下，能有如此成果，值得肯定。</p> <p>二、有關 P-I-6-11~P-I-6-15 台中港 # 1~#3 碼頭，以簡便動力分析之 NEWMARK 滑動塊分析結果，考慮液化後之位移僅有 0.13 公分，與 921 地震發生之位移量 50~170 公分，相差約 1000 倍，文中結論此方法不可被採用。但此方法物理意義明確，計算有簡單方便，在工程界常被使用，以同</p>	<p>謝謝肯定！</p> <p>謝謝審查委員寶貴意見。本報告之範例主要目的是介紹簡便動力分析之 NEWMARK 滑動塊分析，因期末報告初稿所參考之台中港務局『921 地震台中港北碼頭區港埠設施災損原因研究分析』報告中，#1~#3 碼頭之臨界滑動加速度為 146.02 gal，致使計算之位移量與實際相差太大，但滑動塊分析計算無誤。已參照港研中心之研究結果以部分液化情況下臨界滑</p>	<p>同意合作研究單位之說明與處理情形。</p>

樣方法在以大地工		
參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
<p>程超額孔隙壓力之觀念計算 921 台中港 #1~#3 碼頭之位移量，如果是部分液化其位移量為 60 公分，全部液化其位移量可達 200~300 公分，與實際發生之位移量相近，因此，不是此方法不可採用，而是應用此方法時，抗滑動安全係數計算是否正確。</p>	<p>動加速度 45gal 計算後，得到位移量約 64.61 公分。然國際航海協會報告 [INA 2001] 仍指出：若實際基礎土壤可能變形時，此方法計算結果可能遠遠低估實際壁體之位移量，並建議對於有可能液化之回填土，採用其他方法來計算。具體內容請參見定稿後之期末報告。</p>	
<p>三、報告中對重力式碼頭、棧橋式碼頭之簡便動力分析皆有釋例說明，唯缺板樁式碼頭之案例說明，是否可補充。</p>	<p>因板樁式碼頭之分析方法類似重力式碼頭，故不再特別另外提供案例。</p>	<p>同意合作研究單位之說明與處理情形。</p>
<p><b>主辦單位意見</b></p> <p>一、I-6-19 頁板樁式碼頭的滑動塊分析公式中的 <math>T_e</math>(常時極限錨碇力)=<math>T_s</math>(地震時之極限錨碇力)+(K<sub>pe</sub>-K<sub>ae</sub>)/(K<sub>p</sub>-K<sub>a</sub>)，似乎有誤，因為依報告的定義常時的極限錨碇力大於地震時的錨碇力似乎不合理，且兩者的關係只相差土壓係數的比值似乎太小，兩者關係應為與土壓係數之比值乘積較合理。</p>	<p>謝謝審查委員寶貴意見，因筆誤將 <math>T_e</math> 與 <math>T_s</math> 互換，“+”應為乘積，已修正。</p>	<p>同意合作研究單位之說明與處理情形。</p>

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
<p>二、報告結論提及各類碼頭之各等級功能性可以經由與其破壞相關之各種參數之可接受極限值來反應，經由本次研究的資料收集與實例分析，能否針對重力式碼頭、板樁式碼頭及棧橋式碼頭提出初步合適的功能性設計分析參數或指標。</p>	<p>本報告已在第四章介紹了各類碼頭之功能性表達參數，可供參考。</p>	<p>同意合作研究單位之說明。</p>
<p>三、最後感謝研究單位能在合約的期限內完成所有合約規定的研究項目，也替我們蒐集到許多的寶貴資料，並將整理分析出的研究成果完整的呈現在期末報告內，研究人員的付出值得肯定。</p>	<p>謝謝肯定！</p>	

## 附錄 B 期末簡報資料

 第一篇 碼頭結構物功能性設計分析方法之研究

**第一篇**  
**碼頭結構物功能性設計**  
**分析方法之研究**

報告人：薛強 博士

 第一篇 碼頭結構物功能性設計分析方法之研究

**簡報內容**

- 一. 工作內容、研究目的與研究對象
- 二. 期中工作成果瀏覽
- 三. 期中報告審查意見及處理說明
- 四. 能耐曲線及容量譜法
- 五. 分析方法
- 六. 結論與今後檢討之課題
- 七. 工作完成率

I-1



## 一. 工作內容、研究目的與研究對象

排除防波堤以及港灣附屬設施、結構體本身、耐震

工作內容	研究目的	研究對象
功能性設計法簡介	了解功能性設計法之設計理念、原理架構與相關內容	
功能性水準與功能目標	參考國內外文獻，建立功能目標，整理各等級量化之功能性可接受準則	重力式、板樁式與輕橋式碼頭
能研西線及需求曲線	以容量譜法計算結構反應；並據性質力則擬重新建立能研西線；各型反應譜	輕橋式碼頭
功能性設計之分析方法	探討簡體分析法；簡體動力分析及動力分析以及它們的適用性。	重力式、板樁式與輕橋式碼頭

I-2



## 二. 期中工作成果瀏覽

- **緣起** (工作應力法→強度設計法→功能性設計法←震害)
- **設計流程、架構、內容、研究現況**
- **功能性設計目標**
  - 地震力等級劃分與表達方式
  - 功能性水準之定性與量化
  - 功能性設計目標之建立、比較、簡例
- **容量譜法與需求曲線**
  - 容量譜法之介紹
  - 既有耐震反應譜之應用、擬修訂之耐震反應譜介紹
  - 反應譜之不同表達方式與類型
- **分析方法**
  - 各種分析方法之適用性
  - 重力式碼頭各種分析方法(簡便分析範例)

日本1999版規範

INA[2001]

I-3



### 三. 期中報告審查意見及處理說明

第一篇 碼頭結構物功能性設計分析方法之研究



Microsoft Word  
文件

對期中報告多處重新撰寫

第1.2、1.3節

第4.3節 表4.3-10

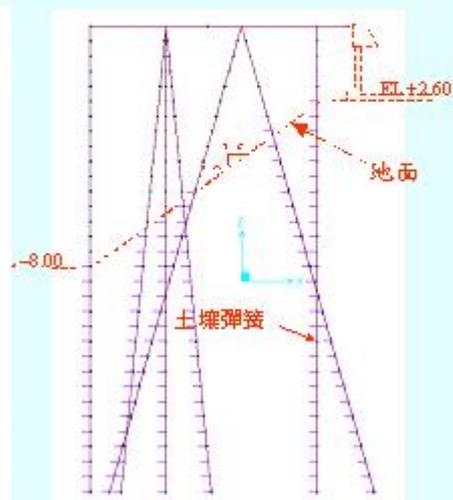
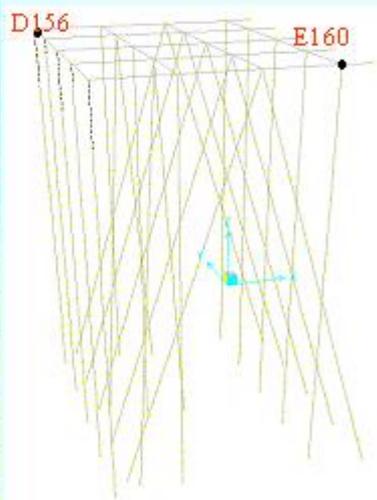
第6.3節 重力式碼頭簡便動力分析範例

I-4



### 四. 能耐曲線及容量譜法

第一篇 碼頭結構物功能性設計分析方法之研究

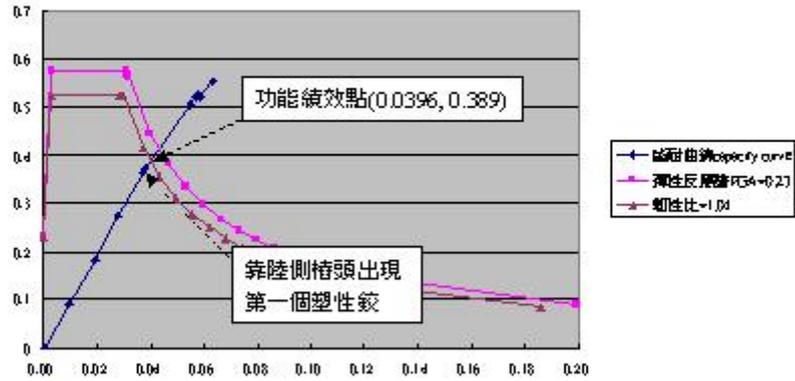


I-5



#### 四. 能耐曲線及容量譜法

第一篇 碼頭結構物功能性設計分析方法之研究



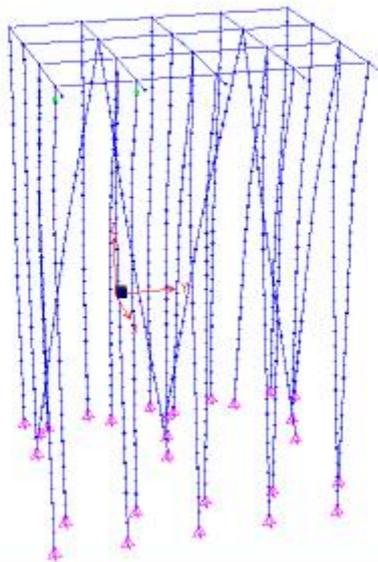
Ex

I-6



#### 四. 能耐曲線及容量譜法

第一篇 碼頭結構物功能性設計分析方法之研究

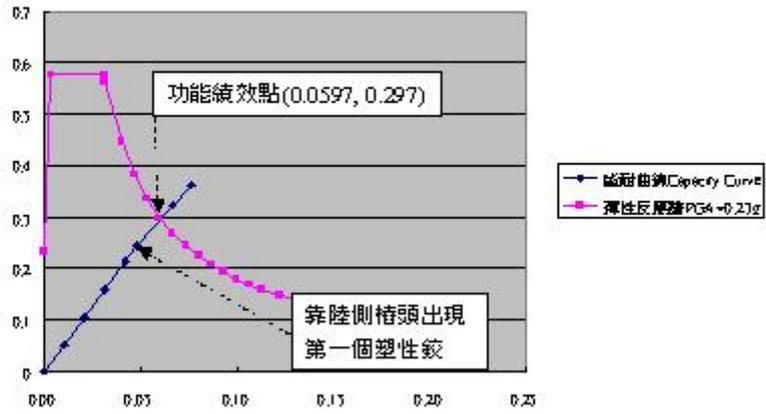


Ex

I-7



#### 四. 能耐曲線及容量譜法

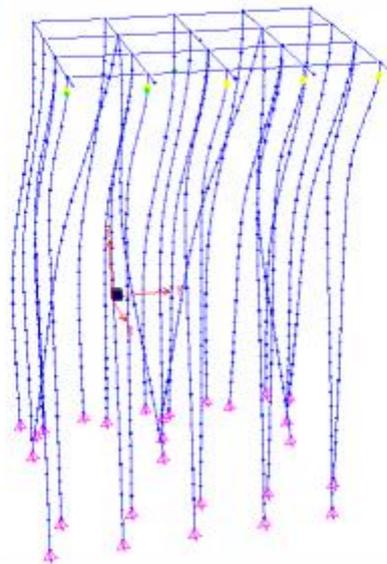


Ex

I-8



#### 四. 能耐曲線及容量譜法



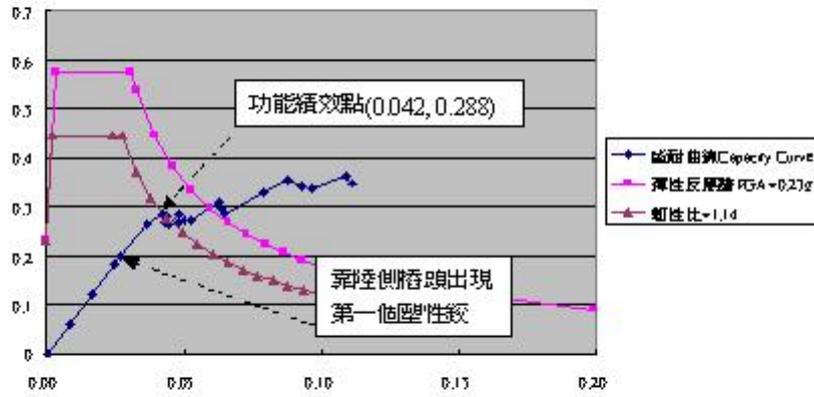
Ex

I-9



#### 四. 能耐曲線及容量譜法

第一篇 碼頭結構物功能性設計分析方法之研究



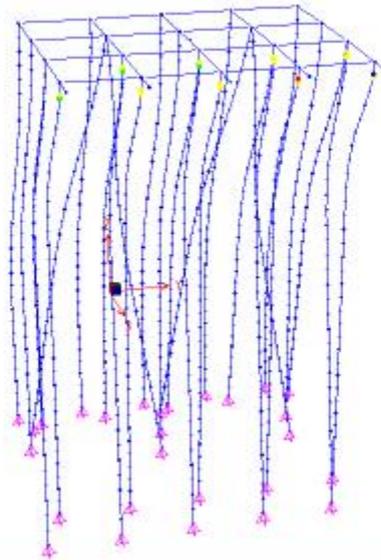
Ex+30%Ey

I-10



#### 四. 能耐曲線及容量譜法

第一篇 碼頭結構物功能性設計分析方法之研究



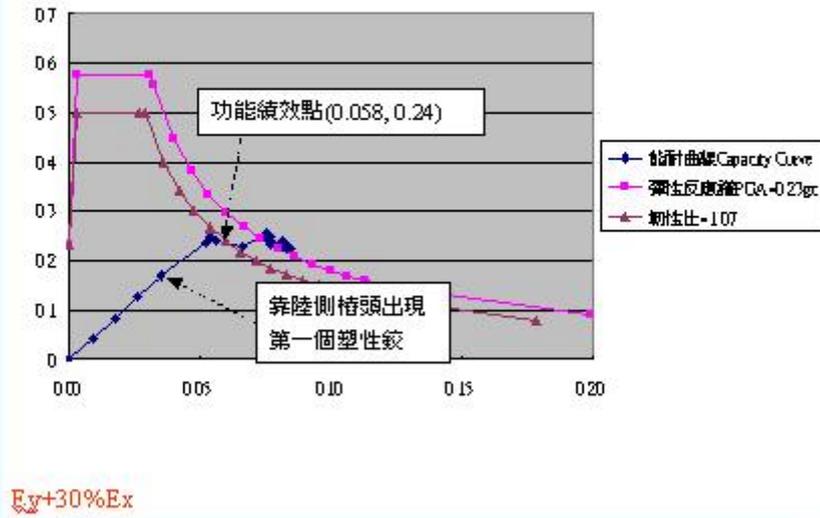
Ex+30%Ey

I-11



#### 四. 能耐曲線及容量譜法

第一篇 碼頭結構物功能性設計分析方法之研究

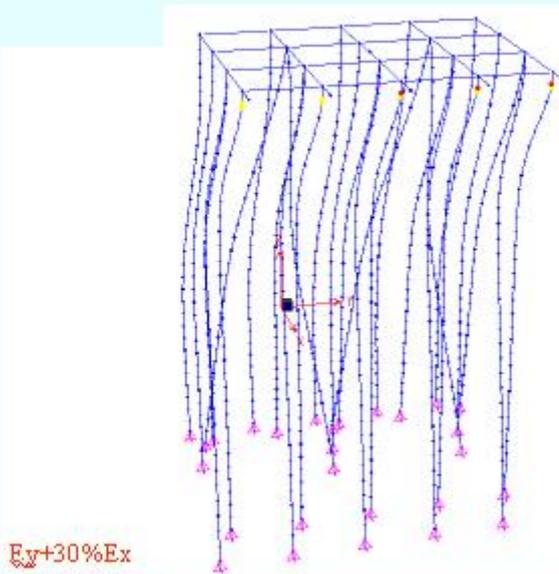


I-12



#### 四. 能耐曲線及容量譜法

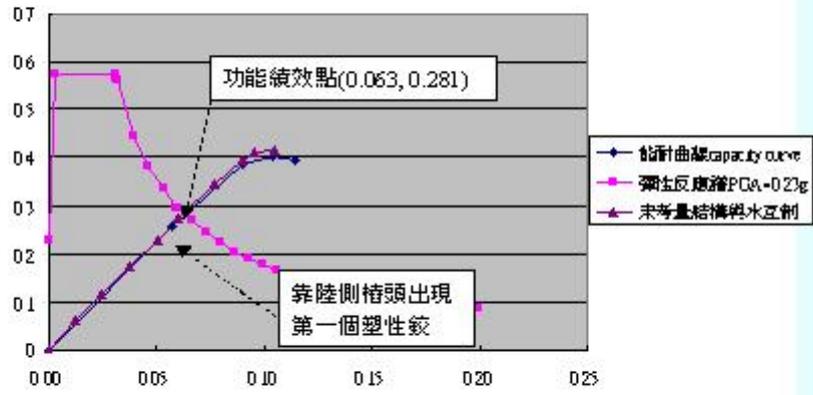
第一篇 碼頭結構物功能性設計分析方法之研究



I-13



#### 四. 能耐曲線及容量譜法

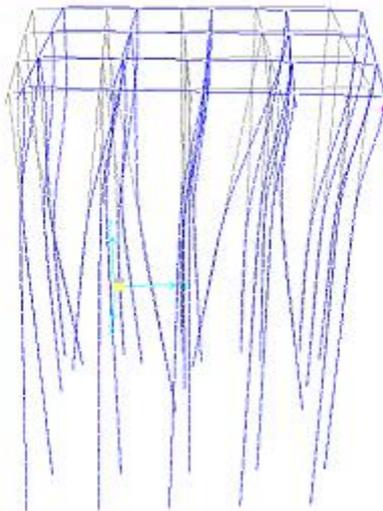


第一振態

I-14



#### 四. 能耐曲線及容量譜法



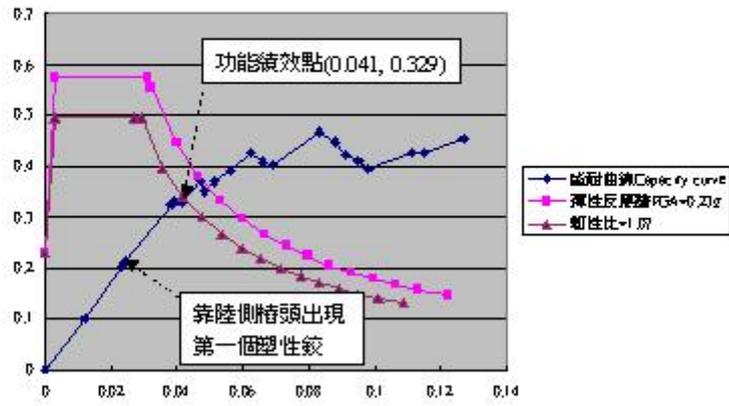
第一振態

I-15



#### 四. 能耐曲線及容量譜法

第一篇 碼頭結構物功能性設計分析方法之研究



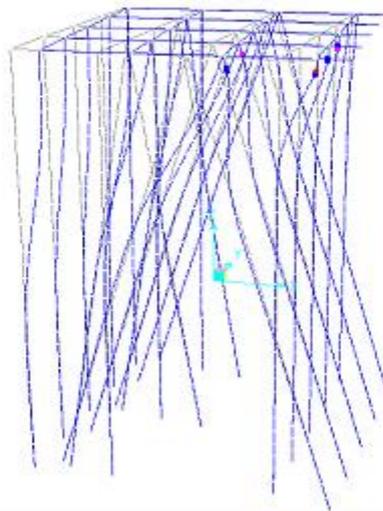
第二振態

I-16



#### 四. 能耐曲線及容量譜法

第一篇 碼頭結構物功能性設計分析方法之研究



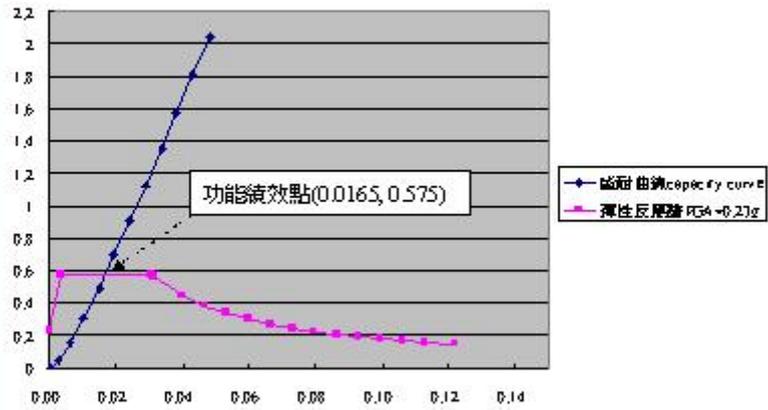
第二振態

I-17



#### 四. 能耐曲線及容量譜法

第一篇 碼頭結構物功能性設計分析方法之研究



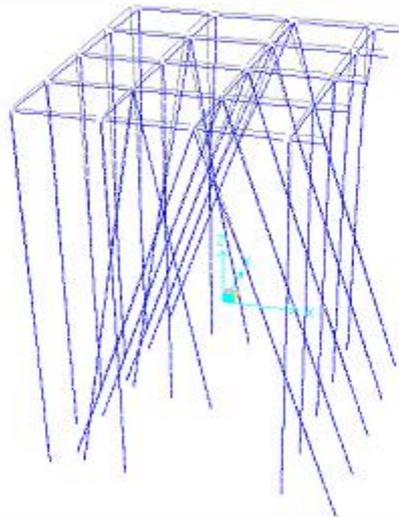
第三振態

I-18



#### 四. 能耐曲線及容量譜法

第一篇 碼頭結構物功能性設計分析方法之研究



第三振態

I-19



#### 四. 能耐曲線及容量譜法

各振態下節點 E160 之水平位移量

第 1 振態				第 2 振態				第 3 振態			
水平橫向		水平縱向		水平橫向		水平縱向		水平橫向		水平縱向	
$\Gamma, \times \Phi_0$	$u_x$	$\Gamma, \times \Phi_0$	$u_y$	$\Gamma, \times \Phi_0$	$u_x$	$\Gamma, \times \Phi_0$	$u_y$	$\Gamma, \times \Phi_0$	$u_x$	$\Gamma, \times \Phi_0$	$u_y$
	(cm)		(cm)								
-0.442	-2.78	0.341	2.148	1.454	5.961	0.877	3.596	-0.036	-0.059	0.207	-0.342

振態組合：SRSS 法則組合得  $u_x = 6.578$  (cm) ,  $u_y = 4.203$  (cm) .

CQC 法則組合得  $u_x = 6.396$  (cm) ,  $u_y = 4.52$  (cm) .

I-20



#### 四. 能耐曲線及容量譜法

各振態下節點 D156 之水平位移量

第 1 振態				第 2 振態				第 3 振態			
水平橫向		水平縱向		水平橫向		水平縱向		水平橫向		水平縱向	
$\Gamma, \times \Phi_0$	$u_x$	$\Gamma, \times \Phi_0$	$u_y$	$\Gamma, \times \Phi_0$	$u_x$	$\Gamma, \times \Phi_0$	$u_y$	$\Gamma, \times \Phi_0$	$u_x$	$\Gamma, \times \Phi_0$	$u_y$
	(cm)		(cm)		(cm)		(cm)		(cm)		(cm)
0.549	3.459	1.183	7.45	0.2	0.82	-0.21	-0.086	0.331	0.546	0.036	0.059

振態組合：SRSS 法則組合得  $u_x = 3.597$  (cm) ,  $u_y = 7.5$  (cm) .

CQC 法則組合得  $u_x = 3.753$  (cm) ,  $u_y = 7.45$  (cm) .

I-21

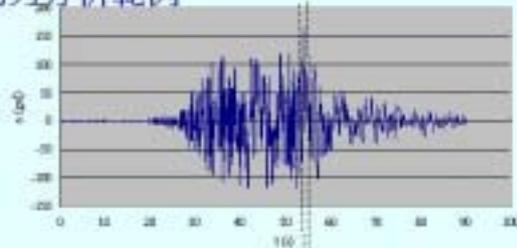


## 五. 分析方法

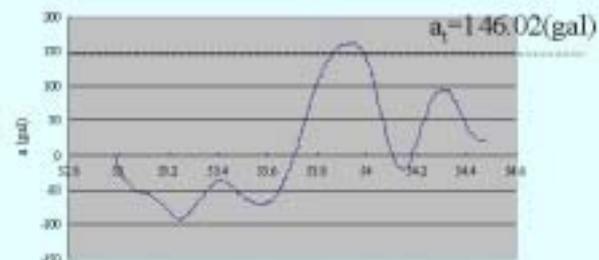
### 第一篇 碼頭結構物功能性設計分析方法之研究

#### • 重力式碼頭簡便動力分析範例

台中港#1~#3碼頭



TCU059 清水國小南北向實測地震歷時記錄



10)

1-22

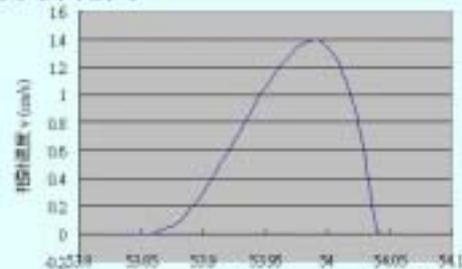


## 五. 分析方法

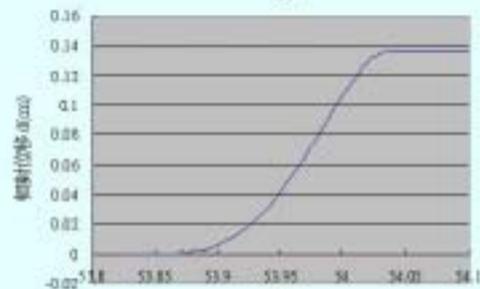
### 第一篇 碼頭結構物功能性設計分析方法之研究

#### • 重力式碼頭簡便動力分析範例

台中港#1~#3碼頭



10)



10)

1-23



## 五. 分析方法

### •板樁式碼頭

類似重力式碼頭

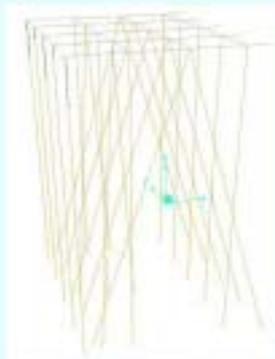
### •棧橋式碼頭簡便分析

模擬

水與結構及土壤互制效應

地震力方向

地震力 (修正後震度法 或 反應譜) + 線彈性靜力分析



e.g.

0.23g設計地震力下進行線彈性靜力分析得到橋面水平橫向與縱向最大位移分別為0.78(cm)與1.5(cm)

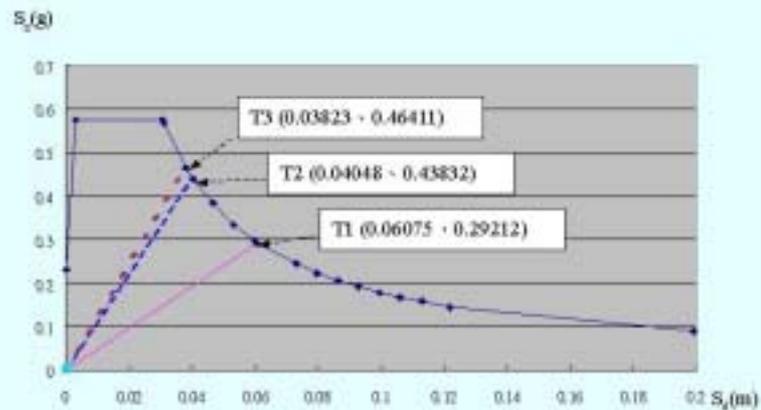
I-24



## 五. 分析方法

### •棧橋式碼頭簡便動力分析

多振態反應譜疊加 (線彈性動力分析)



I-25



## 五. 分析方法

### • 棧橋式碼頭簡便動力分析

#### 多振態反應譜疊加 (線彈性動力分析)

表 6.3-5 各振態對應 E160 之水平變位

振態 n	週期 (s)	$S_x$ 或 $A_x$ (g)	$S_y$ 或 $D_y$ (cm)	$\Gamma_x$	$\Phi_{xy}$ ( $10^{-3}$ )	$v_{1x}$ (cm)	$\Gamma_y$	$v_{1y}$ ( $10^{-3}$ )	$v_{2y}$ (cm)
1	0.9153	0.20212	6.075	38.2066	0.8397	0.148	488.834	-0.65	-1.944
2	0.61	0.43832	4.048	-450.288	-2.55	4.6401	-130.49	-1.5	0.9523
3	0.5761	0.46411	3.823	321.3	0.3749	0.461	-225.865	-2.16	1.0651

SRSS  $u_x = 4.673$   
 $u_y = 2.808$

CQC  $u_x = 4.312$   
 $u_y = 3.103$

表 6.3-6 各振態對應 D156 之水平變位

振態 n	週期 (s)	$S_x$ 或 $A_x$ (g)	$S_y$ 或 $D_y$ (cm)	$\Gamma_x$	$\Phi_{xy}$ ( $10^{-3}$ )	$v_{1x}$ (cm)	$\Gamma_y$	$v_{1y}$ ( $10^{-3}$ )	$v_{2y}$ (cm)
1	0.9153	0.19113	6.075	38.2066	1.05	0.1805	488.834	2.27	6.7411
2	0.61	0.43832	4.048	-450.288	-0.3911	0.7238	-150.49	-0.35	0.1758
3	0.5761	0.46411	3.823	321.3	2.48	3.0865	-225.865	0.266	-0.23

SRSS  $u_x = 3.136$   
 $u_y = 6.747$

CQC  $u_x = 3.689$   
 $u_y = 6.743$

1-26



## 五. 分析方法

### • 棧橋式碼頭簡便動力分析

#### 非線性靜力推動分析 (第五章 容量譜法與能耐曲線)

### • 棧橋式碼頭動力分析

1-27



## 六. 結論與今後檢討之課題

- ☆ 未來引進功能性設計法時，除了根據規範與業主或使用者之要求，如常規對重要性較高、震後可能引發之危害度較大之碼頭結構物設定為較高耐震等級之碼頭以外，可選擇液化潛能較低區位，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)的耐震強化碼頭。
- ☆ 建立功能目標時，需視吾等對該等級地震力下之功能性是否關切、對這些參數在各等級地震危害下之可接受極限值之量化是否有把握，選用一個或多個參數表達功能性。設計時，經由確保這些參數(一個或多個)不超過該極限值，來分別或共同確定構造物之細部尺寸，並以最保守之結果作為最終設計結果。
- ☆ 根據結構之規則性、功能目標之高低、設計地震力之大小及設計流程階段選用不同複雜度之數值分析方法。



## 六. 結論與今後檢討之課題

- ☆ 可靠度
- ☆ 破壞指標，結構物整體、局部及附屬設施破壞指標之關係
- ☆ 考量非結構構件及其附屬設備之功能性
- ☆ 深入探討動力分析法
- ☆ 直接位移設計法
- ☆ 各種設計與補強工法，經濟效益
- ☆ 各國規範在設計理念、破壞準則及分析方法之異同



## 七. 工作完成率

### (一) 港灣構造物功能性設計等級與設計目標之探討

1. 地震危害等級之劃分與表達方式。
2. 功能等級(水準)之劃分與定性表達。
3. 各等級地震危害下可接受之功能性準則。 範例

### (二) 能耐曲線及需求曲線之探討

1. 容量譜法之介紹。
2. 需求曲線之表達方式。
3. 經由非線性靜力側推分析建立能耐曲線。 範例

### (三) 港灣構造物功能性設計分析方法之探討

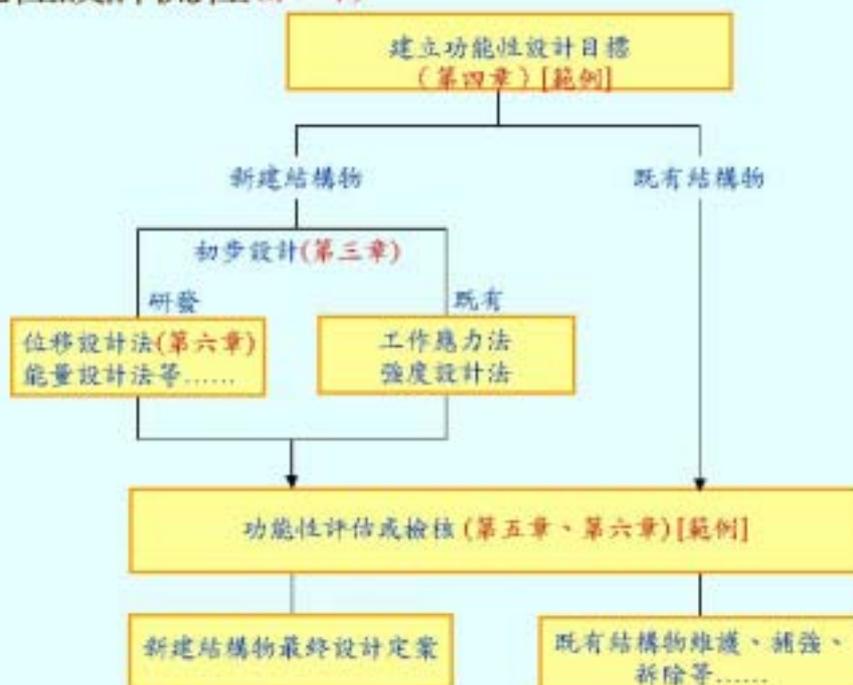
1. 探討簡便分析法。 範例
2. 探討簡便動力分析法。 範例
3. 探討動力分析法。

### (四) 研提後續研究方向與課題之建議

### (五) 功能性設計法簡介

I-30

## 功能性設計流程(第三章)



I-31



## 七. 工作完成率

### (一) 港灣構造物功能性設計等級與設計目標之探討

1. 地震危害等級之劃分與表達方式。
2. 功能等級(水準)之劃分與定性表達。
3. 各等級地震危害下可接受之功能性準則。 範例

### (二) 能耐曲線及需求曲線之探討

1. 容量譜法之介紹。
2. 需求曲線之表達方式。
3. 經由非線性靜力側推分析建立能耐曲線。 範例

### (三) 港灣構造物功能性設計分析方法之探討

1. 探討簡便分析法。 範例
2. 探討簡便動力分析法。 範例
3. 探討動力分析法。

### (四) 研提後續研究方向與課題之建議

### (五) 功能性設計法簡介

學術論文