

101-26-7600

MOTC-IOT-100-H1DB006a

# 港灣構造物耐震性能設計架構 之研究(1/4)



交通部運輸研究所

中華民國 101 年 3 月

101-26-7600

MOTC-IOT-100-H1DB006a

# 港灣構造物耐震性能設計架構 之研究(1/4)

著者：賴瑞應、謝大勇、張 權、薛 強  
陳正忠、徐偉誌、石豐銘

交通部運輸研究所

中華民國 101 年 3 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

港灣構造物耐震性能設計架構之研究(1/4)/賴瑞應等著.

--初版.-- 臺北市：交通部運輸研究所，民 101.03

面；公分

ISBN 978-986-03-1808-1 (平裝)

1. 港埠工程 2. 防震

443.33

101002695

港灣構造物耐震性能設計架構之研究(1/4)

著者：賴瑞應、謝大勇、張權、薛強、陳正忠、徐偉誌、石豐銘

出版機關：交通部運輸研究所

地址：10548 臺北市敦化北路 240 號

網址：[www.ihmt.gov.tw](http://www.ihmt.gov.tw) (中文版>中心出版品)

電話：(04)26587176

出版年月：中華民國 101 年 3 月

印刷者：

版(刷)次冊數：初版一刷 90 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所網站

定價：250 元

展售處：

交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880

國家書店松江門市：10485 臺北市中山區松江路 209 號 F1•電話：(02) 25180207

五南文化廣場：40042 臺中市中山路 6 號•電話：(04)22260330

GPN：1010100321

ISBN：978-986-03-1808-1 (平裝)

著作財產權人：中華民國(代表機關：交通部運輸研究所)

本著作保留所有權利，欲利用本著作全部或部份內容者，須徵求交通部運輸研究所書面授權。

GPN : 1010100321

定價: 250 元

## 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：港灣構造物耐震性能設計架構之研究(1/4)			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN 978-986-03-1808-1 (平裝)	政府出版品統一編號 1010100321	運輸研究所出版品編號 101-26-7600	計畫編號 100-H1DB006a
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：謝大勇 聯絡電話：04-26587170 傳真號碼：04-26564418		合作研究單位：財團法人中興工程顧問社 計畫主持人：張權 協同主持人：薛強 研究人員：陳正忠、徐偉誌、石豐銘 地址：10570 台北市南京東路 5 段 171 號 聯絡電話：(02)27692131	
研究期間 自 100 年 02 月 至 100 年 12 月			
關鍵詞：耐震設計、性能設計、性能目標、港灣構造物			
<p>摘要：</p> <p>性能設計法之目標在於使構造物之設計、評析及營建能確保它在各種規模的荷載作用時，其性能可滿足業主、使用者與社會的各種需求。本研究首先介紹性能設計法之基本理念、設計流程及相關內容；接著回顧國內設計基準之概況，比較美國、日本、歐洲性能設計準則，探討各種港灣構造物之破壞型式，建立各種等級地震危害下所具有之性能等級—即性能目標(要求)，確定相關性能可接受標準(規定)；然後探討性能設計由簡易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。本研究成果可以提昇國內產官學研界之相關設計與研究水準，以因應技術發展及國際化之需求。</p>			
出版日期	頁數	定價	本 出 版 品 取 得 方 式
101 年 3 月	316	250	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
<p>機密等級：</p> <p><input type="checkbox"/>密 <input type="checkbox"/>機密 <input type="checkbox"/>極機密 <input type="checkbox"/>絕對機密</p> <p>(解密條件：<input type="checkbox"/> 年 月 日解密，<input type="checkbox"/>公布後解密，<input type="checkbox"/>附件抽存後解密， <input type="checkbox"/>工作完成或會議終了時解密，<input type="checkbox"/>另行檢討後辦理解密)</p> <p><input checked="" type="checkbox"/>普通</p>			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

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

<b>TITLE: Performance-Based Seismic Design Framework of Port Structures (1/4)</b>			
ISBN(OR ISSN) ISBN978-986-03-1808-1 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010100321	IOT SERIAL NUMBER 101-26-7600	PROJECT NUMBER 100-H1DB006a
DIVISION: Harbor & Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Yung-Fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: Jui-Ying Lai PROJECT STAFF: Da-Yung Hsieh PHONE: (04) 26587170 FAX: (04) 26564418			PROJECT PERIOD FROM : February 2011 TO : December 2011
RESEARCH AGENCY: SINOTECH ENGINEERING CONSULTANTS, INC. PRINCIPAL INVESTIGATOR: Chyuan Jhang Co-PRINCIPAL INVESTIGATOR: Qiang Xue PROJECT STAFF: Cheng-Chung Chen, Wei-Chih Hsu, Feng-Ming Shih ADDRESS: 171, NanKing E. RD., Sec. 5, Taipei 10570, Taiwan, R.O.C. PHONE: (02) 27692131			
KEY WORDS: Seismic Design, Performance-Based Design, Performance Objective, Port Structure			
<p><b>ABSTRACT:</b></p> <p style="text-indent: 40px;">The purpose of performance-based design is to ensure that designs, evaluations, and constructions of engineered facilities whose performance under common and extreme earthquake ground motion responds to the diverse needs and objectives 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. Afterward this study reviews the state of the current design code, compare the design guideline of foreign countries such as the USA, Japan and European Union, established the performance objectives and corresponding acceptance criteria of the damage parameters based on the possible damage behavior of port structures under various levels of earthquake ground motions. Then, analysis methods varying with simplified to complicated were investigated. Finally, conclusions were drawn and suggestions for further studies were made. The research results will improve domestic design and research standard to catch up with the international technology development accordingly.</p>			
DATE OF PUBLICATION March 2012	NUMBER OF PAGES 316	PRICE 250	CLASSIFICATION <input type="checkbox"/> RESTRICTED <input type="checkbox"/> CONFIDENTIAL <input type="checkbox"/> SECRET <input type="checkbox"/> TOP SECRET <input checked="" type="checkbox"/> UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

# 港灣構造物耐震性能設計架構之研究(1/4)

## 目 錄

中文摘要 .....	I
英文摘要 .....	II
目 錄 .....	III
圖目錄 .....	IX
表目錄 .....	XIII
第一章 計畫背景 .....	1-1
1.1 研究緣起 .....	1-1
1.2 研究目的 .....	1-4
1.3 研究範圍與對象 .....	1-4
1.4 研究內容與工作項目 .....	1-5
1.5 研究方法及進行步驟 .....	1-5
第二章 耐震性能設計法概述 .....	2-1
2.1 耐震性能設計概念 .....	2-1
2.2 耐震性能設計架構與流程 .....	2-2
第三章 文獻蒐集與回顧 .....	3-1
第四章 國內設計基準之概況 .....	4-1
4.1 公共工程性能設計準則 .....	4-1

4.1.1	公共工程性能設計準則之主架構 .....	4-1
4.1.2	建議之下位性能設計規範基本架構 .....	4-2
4.2	本國港灣構造物設計基準 .....	4-4
4.2.1	性能目標 .....	4-5
4.2.1.1	地震等級 .....	4-5
4.2.1.2	性能水準 .....	4-5
4.2.1.3	重要度分類 .....	4-6
4.2.2	性能標準 .....	4-7
4.2.2.1	地震等級量化 .....	4-7
4.2.2.2	可接受性能標準 .....	4-8
4.2.3	結構系統 .....	4-9
4.2.3.1	非剛性結構物 .....	4-9
4.2.3.2	剛性結構物 .....	4-9
4.2.4	土體與水體作用力 .....	4-10
4.2.5	土壤液化 .....	4-11
4.2.6	設計分析方法 .....	4-13
第五章	美、歐、日性能設計準則比較探討 .....	5-1
5.1	美國橋梁耐震性能設計規範概況 .....	5-1
5.1.1	美國橋梁耐震性能設計發展 .....	5-1
5.1.2	美國 AASHTO (2009) Specifications for LRFD Seismic Bridge Design .....	5-8

5.1.3	美國 Caltrans (2010) Seismic Design Criteria.....	5-23
5.2	日本橋梁耐震性能設計規範概況.....	5-29
5.2.1	日本橋梁耐震性能設計發展.....	5-29
5.2.2	日本 JRA (2002) 道路橋示方書－耐震設計篇 .....	5-30
5.2.3	日本 RTRI (1999) 鐵道構造物設計標準・同解說－耐震設計 .....	5-41
5.3	歐洲 Eurocode 性能設計準則概況 .....	5-49
5.3.1	Eurocode 之規範架構 .....	5-49
5.3.2	Eurocode 之基本理念 .....	5-51
5.3.3	Eurocode 之設計生命週期 .....	5-52
5.3.4	Eurocode 之設計限度狀態 .....	5-52
5.3.5	Eurocode 之耐震設計性能目標 .....	5-53
5.4	國際航海協會港灣構造物耐震設計準則.....	5-54
5.4.1	性能目標.....	5-54
5.4.1.1	重要度分類.....	5-55
5.4.1.2	地震等級.....	5-55
5.4.1.3	性能水準.....	5-56
5.4.2	性能標準.....	5-56
5.4.3	土壤液化.....	5-58
5.4.4	分析方法.....	5-60
5.5	日本港灣施設技術基準・同解說 .....	5-62

5.5.1	性能目標.....	5-62
5.5.1.1	重要度分類.....	5-63
5.5.1.2	地震等級.....	5-64
5.5.1.3	性能水準.....	5-65
5.5.2	地震等級量化.....	5-67
5.5.3	性能標準.....	5-67
5.5.3.1	重力式碼頭性能可接受標準值 .....	5-68
5.5.3.2	板樁式碼頭性能可接受標準值 .....	5-69
5.5.3.3	棧橋式碼頭性能可接受標準值 .....	5-71
5.5.4	土壤液化.....	5-74
5.5.4.1	液化預測與判斷.....	5-74
5.5.4.2	土壤改良策略.....	5-77
5.5.5	分析方法.....	5-78
5.5.5.1	重力式碼頭.....	5-78
5.5.5.2	板樁式碼頭.....	5-79
5.5.5.3	棧橋式碼頭.....	5-79
5.6	小結 .....	5-81
5.6.1	美日橋梁耐震性能設計規範之綜整比較 .....	5-81
5.6.2	各國規範地震等級與性能水準之探討 .....	5-85
第六章	耐震性能設計要求之探討 .....	6-1
6.1	碼頭性能目標概述.....	6-1

6.2 地震等級、性能水準及重要度分類.....	6-3
6.2.1 地震等級.....	6-3
6.2.2 性能水準.....	6-7
6.2.3 重要度分類.....	6-8
6.3 現行規範之性能目標.....	6-9
6.4 國內港灣碼頭性能目標制定之建議.....	6-12
6.5 現行規範與本研究建議性能目標之差異性探討.....	6-16
6.6 土壤液化防治之目標.....	6-17
第七章 耐震性能規定探討.....	7-1
7.1 重力式碼頭性能可接受標準.....	7-1
7.2 板樁式碼頭性能可接受標準.....	7-4
7.3 圓筒式碼頭性能可接受標準.....	7-7
7.4 棧橋式碼頭性能可接受標準.....	7-10
7.5 碼頭起重機性能可接受標準.....	7-16
第八章 耐震性能驗證方法探討.....	8-1
8.1 各類驗證方法之應用時機.....	8-1
8.2 重力式碼頭耐震性能分析法.....	8-5
8.2.1 簡化分析法.....	8-5
8.2.2 簡易動力分析.....	8-13
8.2.3 動力分析法.....	8-17
8.3 板樁式與圓筒式碼頭耐震性能分析法.....	8-21

8.3.1	簡化分析法.....	8-23
8.3.2	簡化動力分析法.....	8-32
8.3.3	動力分析法.....	8-33
8.4	棧橋式碼頭耐震性能分析法.....	8-34
8.4.1	簡化分析法.....	8-35
8.4.2	簡化動力分析-容量震譜法(非線性側推分析).....	8-38
8.4.3	動力分析法.....	8-55
8.5	土壤液化評估.....	8-56
8.5.1	概說.....	8-57
8.5.2	土壤液化潛能之評估.....	8-58
8.5.3	國內港灣構造物設計基準之規定.....	8-60
8.5.4	耐震性能設計重點.....	8-64
第九章	結論與建議.....	9-1
9.1	研究目的與問題.....	9-1
9.2	結論.....	9-1
9.3	建議.....	9-3
參考文獻	.....	參-1
附錄一	第八章公式符號說明.....	附錄 1-1
附錄二	期中報告審查意見處理情形表.....	附錄 2-1
附錄三	期末報告審查意見處理情形表.....	附錄 3-1
附錄四	期末報告簡報資料.....	附錄 4-1

## 圖目錄

圖 1.1 神戶地震沉箱側移引起設備破壞.....	1-1
圖 1.2 神戶地震沉箱側移引起起重機柱腳降伏彎曲.....	1-2
圖 1.3 集集地震臺中港沉箱碼頭沉陷.....	1-2
圖 1.4 集集地震臺中港土壤液化引起破壞.....	1-3
圖 1.5 研究步驟流程圖.....	1-6
圖 2.1 耐震性能設計法之設計流程.....	2-3
圖 2.2 耐震性能設計法之架構與內容.....	2-6
圖 2.3 耐震性能目標劃分示意圖.....	2-6
圖 2.4 構造物性能水準示意圖.....	2-7
圖 4.1 公共工程性能設計準則之架構.....	4-2
圖 4.2 性能要求、驗證及規範之階層概略圖.....	4-2
圖 4.3 液化潛能分析流程圖.....	4-12
圖 5.1 SEAOC Vision 2000 結構性能矩陣.....	5-2
圖 5.2 AASHTO (2009) 設計反應譜.....	5-11
圖 5.3 AASHTO (2009) 設計流程.....	5-17
圖 5.4 Caltrans (2009) 設計流程.....	5-27
圖 5.5 Caltrans (2009) 橋柱之 P- $\Delta$ 效應.....	5-29
圖 5.6 JRA (2002) 耐震設計流程.....	5-39
圖 5.7 RTRI (1999) RC 構件之力與位移關係圖.....	5-45
圖 5.8 RTRI (1999) 基礎結構之力與位移關係圖.....	5-46
圖 5.9 RTRI (1999) 土壤參數之折減係數.....	5-47

圖 5.10 RTRI (1999) 性能檢核流程 .....	5-48
圖 5.11 Eurocode 章節之相互關係.....	5-50
圖 5.12 INA 液化整治的基礎策略.....	5-59
圖 5.13 INA 液化整治的標準程序.....	5-59
圖 5.14 INA 耐震性能評估的流程圖 .....	5-62
圖 5.15 日本港灣性能層次的定位和性能驗證.....	5-63
圖 5.16 日本港灣性能水準的分類 .....	5-65
圖 5.17 日本港灣作用力年超越機率與損壞程度 .....	5-66
圖 5.18 日本港灣等級二地震的計算程序 .....	5-67
圖 5.19 日本港灣構造物土壤液化可能性範圍 <sup>[55]</sup> .....	5-75
圖 5.20 日本港灣等效 N 值的計算圖 .....	5-75
圖 5.21 日本港灣等效 N 值與等效加速度土層區分 .....	5-76
圖 5.22 日本港灣等級一(Level 1)的地震之驗證流程 .....	5-80
圖 5.23 日本港灣等級二(Level 2)的地震之驗證流程 .....	5-81
圖 5.24 美日橋梁耐震性能設計流程綜整比較.....	5-84
圖 6.1 四港區平均地震危害度曲線.....	6-5
圖 6.2 國內現行規範的耐震性能目標區域圖.....	6-12
圖 6.3 本研究建議的港灣碼頭耐震性能目標區域圖.....	6-15
圖 6.4 研究建議與現行規範之港灣碼頭耐震性能目標區域比較.....	6-17
圖 7.1 重力式碼頭之性能參數.....	7-2
圖 7.2 重力式碼頭之破壞模式.....	7-4
圖 7.3 板樁式碼頭之破壞模式.....	7-5
圖 7.4 板樁式碼頭之性能參數.....	7-6

圖 7.5 圓筒式碼頭之破壞模式.....	7-8
圖 7.6 圓筒斷面變形之破壞模式.....	7-8
圖 7.7 圓筒式碼頭之性能參數.....	7-9
圖 7.8 棧橋式碼頭之破壞模式.....	7-11
圖 7.9 棧橋式碼頭之性能參數.....	7-12
圖 7.10 棧橋式碼頭理想的破壞次序.....	7-13
圖 7.11 橋式起重機的圖例說明.....	7-17
圖 7.12 橋式起重機的破壞模式.....	7-18
圖 7.13 橋式起重機的性能參數.....	7-19
圖 8.1 本研究建議之碼頭耐震性能驗證流程.....	8-4
圖 8.2 背填土壤未液化之重力式碼頭示意圖.....	8-6
圖 8.3 背填土未液化之重力式碼頭受力示意圖.....	8-7
圖 8.4 重力式碼頭受震傾覆穩定性分析示意圖.....	8-9
圖 8.5 重力式碼頭工址土壤可能液化狀態.....	8-12
圖 8.6 Newmark 之滑動塊體分析法的觀念.....	8-13
圖 8.7 重力式碼頭簡便動力分析(滑動塊體分析法)評估流程圖.....	8-14
圖 8.8 以 FLAC 程式模擬重力式碼頭之分析流程圖.....	8-19
圖 8.9 板樁式碼頭示意圖.....	8-22
圖 8.10 鋼板樁圓筒式碼頭示意圖.....	8-23
圖 8.11 地震時背填土壤未液化的板樁式碼頭受力示意圖.....	8-24
圖 8.12 作用於板樁之水壓力分布示意圖.....	8-26
圖 8.13 板樁最大彎矩分析模式示意圖.....	8-28
圖 8.14 板樁式碼頭工址填土可能液化狀態.....	8-29

圖 8.15	地震時背填土壤未液化鋼版樁圓筒式碼頭受力示意圖.....	8-30
圖 8.16	圓筒式碼頭平面應變分析模式等值拉桿計算示意圖.....	8-31
圖 8.17	假想地表面示意圖.....	8-36
圖 8.18	棧橋基樁之特徵長度示意圖.....	8-37
圖 8.19	容量震譜法分析簡介圖.....	8-39
圖 8.20	等位移法則示意圖.....	8-43
圖 8.21	等能量法則示意圖.....	8-44
圖 8.22	工址彈性反應譜.....	8-44
圖 8.23	彈性地震需求震譜.....	8-45
圖 8.24	非彈性地震需求震譜.....	8-45
圖 8.25	ATC-40 等效阻尼比折減法.....	8-46
圖 8.26	雙線性模式之遲滯迴圈.....	8-48
圖 8.27	ATC-40 彈性需求震譜之折減示意圖.....	8-50
圖 8.28	棧橋式碼頭基底剪力與頂層位移關係圖.....	8-52
圖 8.29	棧橋式碼頭結構容量震譜(Capacity spectrum).....	8-52
圖 8.30	ATC-40 迭代計算性能點流程圖.....	8-53
圖 8.31	ATC-40 疊代計算性能點示意圖.....	8-54
圖 8.32	R-T- $\mu$ 修正法疊代計算性能點流程圖.....	8-55
圖 8.33	現行港灣構造物設計基準土壤粒徑與土壤液化分析圖.....	8-61
圖 8.34	液化潛能分析流程圖.....	8-64

## 表目錄

表 4-1 港灣結構物設計基準之用途係數.....	4-6
表 4-2 各型碼頭在 475 年回歸期地震作用下損壞程度最大容許值 ..	4-9
表 5-1 ATC-32 新設橋梁的設計目標 .....	5-3
表 5-2 FHWA 既有橋梁的補強設計目標 .....	5-7
表 5-3 FHWA 地震危害等級 .....	5-8
表 5-4 FHWA 耐震補強設計類別 .....	5-8
表 5-5 AASHTO (2009) 耐震性能水準所對應各構件之可接受狀態 .....	5-10
表 5-6 AASHTO (2009) 下部結構消能系統所對應之性能標準 .....	5-12
表 5-7 AASHTO (2009) 上部結構消能系統所對應之性能標準 .....	5-12
表 5-8 AASHTO (2009) 耐震設計種類 (SDC) 之定義.....	5-16
表 5-9 AASHTO (2009) 耐震設計種類之設計要求 .....	5-16
表 5-10 AASHTO (2009) 需求分析法.....	5-18
表 5-11 Caltrans (2009) 耐震性能標準 .....	5-24
表 5-12 Caltrans (2009) 建議橋梁可採用之元件形式 .....	5-26
表 5-13 JRA (2002) 耐震性能目標 .....	5-30
表 5-14 JRA (2002) 橋梁結構性能水準 .....	5-31
表 5-15 RA (2002) 耐震性能水準一對應各構件之可接受狀態.....	5-31
表 5-16 JRA (2002) 耐震性能水準二對應各構件之可接受狀態 .....	5-32
表 5-17 JRA (2002) 耐震性能水準三對應各構件之可接受狀態 .....	5-33
表 5-18 JRA (2002) 耐震性能一對應之性能標準 .....	5-34

表 5-19 JRA (2002) 耐震性能二對應之性能標準 .....	5-35
表 5-20 JRA (2002) 耐震性能三對應之性能標準 .....	5-35
表 5-21 JRA (2002) 土壤參數之折減係數 DE .....	5-36
表 5-22 JRA (2002) 檢核用分析方法之選擇 .....	5-40
表 5-23 RTRI (1999) 耐震性能目標 .....	5-42
表 5-24 RTRI (1999) 構件及基礎之性能水準—單柱式橋柱 .....	5-43
表 5-25 RTRI (1999) 構件及基礎之性能水準—連續高架橋 .....	5-44
表 5-26 RTRI (1999) 構件及基礎之性能水準—橋台 .....	5-44
表 5-27 RTRI (1999) 構件破壞等級可接受標準 .....	5-45
表 5-28 Eurocode 之章節架構 .....	5-51
表 5-29 Eurocode 對結構物設計生命週期之定義 .....	5-52
表 5-30 INA 各等級耐震構造物之性能目標 .....	5-55
表 5-31 INA 國際航海協會構造物等級 .....	5-55
表 5-32 INA 各級性能水準之描述 .....	5-56
表 5-33 INA 重力式碼頭性能可接受標準 .....	5-56
表 5-34 INA 棧橋式碼頭性能可接受標準 .....	5-57
表 5-35 INA 板樁式碼頭性能可接受標準 .....	5-57
表 5-36 INA 各類分析法之應用時機 .....	5-60
表 5-37 INA 結構分析方法彙整 .....	5-61
表 5-38 日本港灣性能目標分類表 .....	5-63
表 5-39 日本港灣耐震強化設施分類表 .....	5-64
表 5-40 日本港灣重力式碼頭性能可接受標準值 .....	5-68
表 5-41 日本港灣板樁式碼頭性能可接受標準值 .....	5-70

表 5-42 日本港灣棧橋式碼頭性能可接受標準值 .....	5-71
表 5-43 日本港灣棧橋式碼頭基樁之性能可接受標準值 .....	5-72
表 5-44 日本港灣棧橋式碼頭渡板之性能可接受標準值 .....	5-73
表 5-45 日本港灣棧橋式碼頭結構補強材料之性能可接受標準值 ..	5-73
表 5-46 日本港灣液化預測和液化判斷.....	5-77
表 5-47 日本港灣各類碼頭之分析方法.....	5-80
表 5-48 美國 AASHTO 與 Caltrans 耐震性能設計規範綜整.....	5-82
表 5-49 日本 JRA 與 RTRI 耐震性能設計規範綜整 .....	5-83
表 5-50 各國耐震規範地震等級之大小.....	5-86
表 6-1 國內港灣構造物設計基準之三等級設計地震力 .....	6-4
表 6-2 國內建築及橋梁之中度地震所對應的回歸期概略值 .....	6-6
表 6-3 橋梁耐震設計規範之三等級地震力.....	6-7
表 6-4 耐震性能水準定性規定之建議.....	6-8
表 6-5 各重要度等級之碼頭特性.....	6-9
表 6-6 國內現行港灣構造物設計基準之性能目標 .....	6-10
表 6-7 本研究建議之各等級碼頭所對應的耐震性能目標 .....	6-14
表 7-1 重力式碼頭性能可接受標準.....	7-3
表 7-2 板樁式碼頭性能可接受標準.....	7-7
表 7-3 圓筒式碼頭性能可接受標準.....	7-10
表 7-4 棧橋式碼頭性能可接受標準.....	7-13
表 7-5 棧橋式碼頭第 I、II 及性能水準之材料應變上限值 .....	7-15
表 7-6 起重機性能可接受標準.....	7-20
表 7-7 日本貨櫃起重機之各參數容許偏差.....	7-21

表 8-1 各類設計方法之應用時機.....	8-2
表 8-2 結構分析方法彙整.....	8-3
表 8-3 非液化工址重力式碼頭變位與安全係數之相關性 .....	8-12
表 8-4 非液化工址版樁式碼頭變位參數與安全係數之關係 .....	8-29
表 8-5 結構物分類及所屬型式.....	8-49
表 8-6 阻尼修正因子 $\kappa$ .....	8-49
表 8-7 最小容許 $SR_A$ 及 $SR_V$ .....	8-50
表 8-8 各類土壤液化評估方法之應用時機.....	8-66

# 第一章 計畫背景

## 1.1 研究緣起

臺灣位於環太平洋地震帶，加上海島性之氣候與海象條件，使得臺灣之港灣構造物在其壽命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，據以提出合理的耐震設計規範，使所設計之港灣構造物能滿足預期之安全度一直是目前熱門的研究課題，特別是過去之十年內，全球發生了多次強烈地震，如 1994 年美國加州北嶺地震、1995 年日本神戶地震以及 1999 年臺灣 921 集集大地震等，均導致人員傷亡、房屋、橋梁、道路、大壩、港灣構造物(圖 1.1~圖 1.4)、非結構構件及設備等的倒塌與破壞，迫使先進國家之工程界針對現行耐震設計規範重新加以檢討，以確保構造物之性能滿足使用、運作、安全、經濟等目標。



圖 1.1 神戶地震沉箱側移引起設備破壞



圖 1.2 神戶地震沉箱側移引起起重機柱腳降伏彎曲



圖 1.3 集集地震臺中港沉箱碼頭沉陷



圖 1.4 集集地震臺中港土壤液化引起破壞

「性能工程(Performance-Based Engineering)」是一種全新的工程觀念，它包含工程構造物之設計、施工、維護及監測的全過程，以滿足構造物之預估性能目標，其目的在使工程構造物之設計、評析及施工，均能保證在各種規模的荷載作用時，它們的性能特性可滿足業主和社會之各種安全、經濟、文化、歷史需求，且對構造物整個壽命期之性能特性的評估具有一定可靠性。「性能地震工程」(Performance-Based Earthquake Engineering 簡稱 PBEE)是「性能工程」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性能，並以構造物整個壽命期之耐震性能和經濟性(包括設計費、建造費、維護費及可能之損失和修復費用)為主要設計目標，PBEE 涉及地球物理或地震學、大地工程、建築工程、結構與一般土木工程、營建工程、社會經濟學等領域，被喻為二十一世紀耐震設計規範所遵循之方向。

鑒於美國、歐洲、日本等國已經著手於性能設計之研究，而臺灣也已著手推動橋梁及建築物之耐震性能設計法，交通部運輸研究所臺灣技術研究中心(簡稱「運研所」)也考慮將構造物性能設計方法應用在臺灣構造物，俾提升國內港灣工程技術之水準，使本國與國際上之工

程技術接軌，以便將來進一步建立臺灣之港灣構造物性能設計規範，使國內之港灣工程界採用合理之工程設計，故擬與國內具港灣研究、設計實務經驗之相關研究機構、顧問公司合作研究，以使本研究之成果能落實及充分應用於國內之港灣工程界。

過去十數年來，性能設計理念已是國際工程界研訂技術規範的重要議題，發展至今，歐洲與日本皆已參採用其精神與內涵，納為編訂新世紀技術規範之基本架構，包括歐洲的 Eurocode 7、Eurocode 8 及日本的 Geocode 21。同時於美洲及亞洲地區之韓國、新加坡、馬來西亞、香港及中國大陸等地區，亦將此項議題納為國家規範之主要項目。此股國際規範研究發展趨勢，更是國內公共工程未來發展不可忽視之重要課題。為順應此國際潮流，行政院公共工程委員會自 2008 年開始推動國內公共工程設計規範性能設計化之研究，已於 2009 年 6 月完成適用於國內之公共工程性能設計準則，可為未來國內公共工程相關設計規範朝性能化發展所依循。

## **1.2 研究目的**

本計畫主要是依據 2010 年度交通部年度施政目標中第十項、提升研發量能，並就主管法規進行檢討訂修，以推動法規鬆綁為基礎，在順應國際潮流，並參照公共工程委員會所提出之公共工程性能設計準則架構下，對港灣構造物耐震設計之性能化進行研究，期能提升港灣構造物耐震設計方面之技術，並研擬出港灣構造物之耐震性能設計架構，提供未來制訂性能設計基準之參考。

## **1.3 研究範圍與對象**

本研究以碼頭結構物為研究對象，探討耐震性能設計之架構。

## 1.4 研究內容與工作項目

本研究目的為發展一港灣構造物耐震性能設計架構，與國際工程規範之潮流接軌，供日後港灣構造物耐震設計之用。工作重點包含現行港灣結構物設計基準耐震設計之檢討與國外相關規範之研析，對於港灣構造物耐震性能設計要求、耐震性能規定與耐震性能驗證方法等方面進行港灣構造物耐震性能設計準則架構之研擬。再根據前述耐震性能設計準則架構為基礎，針對各種類型之港灣碼頭構造物耐震性能設計與檢核方法進行研究，包含沉箱式碼頭、板樁式碼頭與棧橋式碼頭耐震性能設計程序之研擬，未來建立此三大類型港灣碼頭構造物之設計檢核示範例，供工程師設計參考之用。主要工作項目如下：

1. 國內設計基準之概況
2. 美、歐、日性能設計準則之比較探討
3. 耐震性能設計要求之探討
4. 耐震性能規定探討
5. 耐震性能驗證方法探討

## 1.5 研究方法及進行步驟

本研究係藉由文獻資料蒐集與彙整分析，以及與港研中心合作之方式，分析國內設計基準概況，分析比較國外性能設計準則，並依據國內耐震性能設計準則之架構，探討港灣構造物耐震性能設計要求、耐震性能規定與耐震性能驗證方法等，提出港灣構造物耐震性能設計準則架構之研擬。再根據前述耐震性能設計準則架構為基礎，針對各種類型之港灣碼頭構造物耐震性能設計與檢核方法進行研究，包含沉箱式碼頭、板樁式碼頭與棧橋式碼頭耐震性能設計程序之研擬，並分期中、期末提送成果。

採用之步驟如圖 1.5 所示。

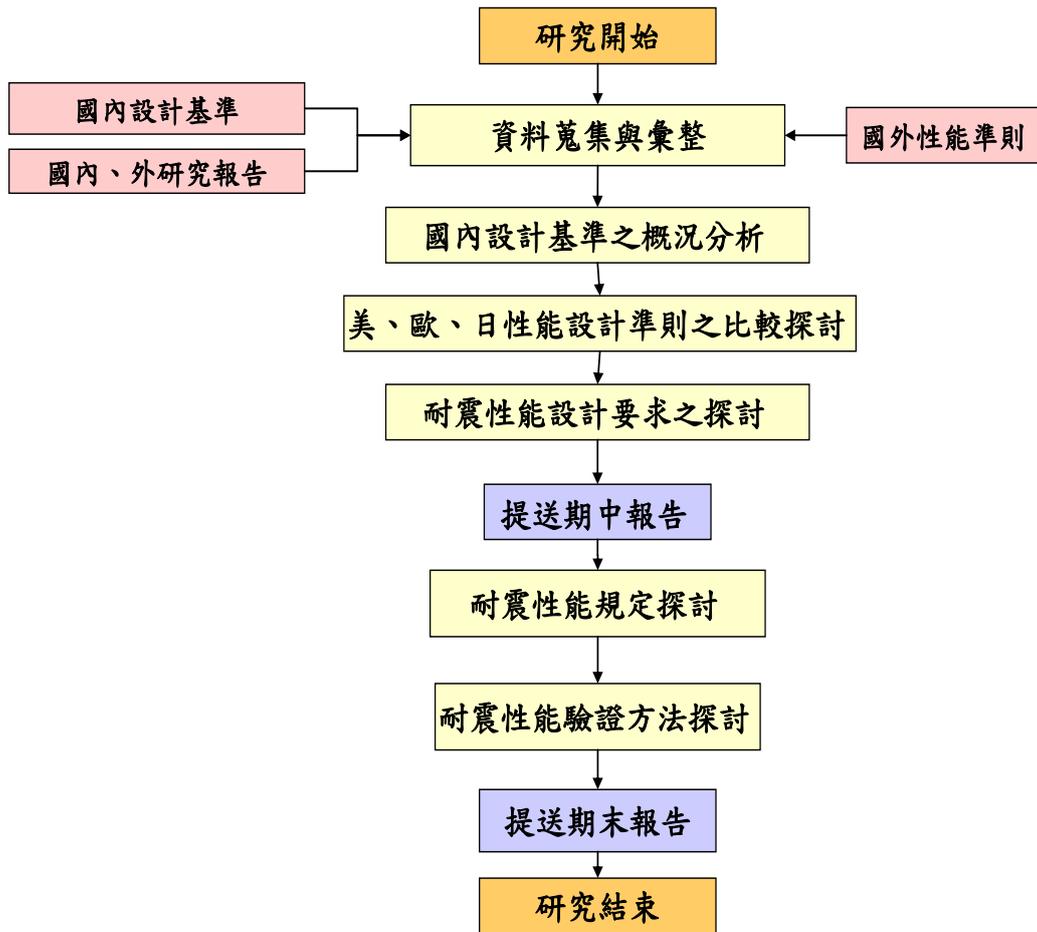


圖 1.5 研究步驟流程圖

## 第二章 耐震性能設計法概述

### 2.1 耐震性能設計概念

結構性能係指在外力作用下，其所遭受之破壞及這些破壞對國家社會所造成之影響，包括對生命安全之威脅、正常功能之喪失或工作中斷對業主及國家社會所造成之損失、須維修或補強所耗費之時間與費用、對社會環境或歷史文化之影響等。耐震性能設計法(Seismic Performance Design)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強調構造物在強烈地震力作用下之非線性變形行為，注重構造物及附屬設施之耐震性能，並以構造物整個生命週期之耐震性能和經濟性(包括設計費、建造費、維護費及可能之損失和修復費用)為主要設計目標，以保證構造物能在各種不同規模的地震力作用下，其耐震性能可滿足業主與國家社會的各種安全、經濟、文化與歷史需求，此法為現今結構耐震設計規範所遵循之方向。

傳統之耐震設計方法係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，但若遭遇不同頻率或強度之地震，則難以得知所設計的構造物是否能滿足預期之結構性能及變形行為。儘管傳統之耐震設計方法允許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構造物預期之韌性來折減設計地震力，其結構分析方式只限於彈性範圍，此種分析方法較難反映構造物受地震力作用之降伏消能機制及塑性行為。

另外，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，但結構設計及建造過程之誤差及未來遭遇地震力大小的不確定性，使得這種耐震能力要求仍受到威脅。以往由美國、日本與臺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，以及正常營運中斷等。為滿足構造物整個使用年限

之綜合經濟利益考量，性能設計法增加構造物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時之結構反應及其所具有的耐震能力。

以往耐震設計規範係要求構造物設計須滿足「小震不壞」、「中震可修」、「大震不倒」的原則，因而耐震設計規範採用構造物之重要性係數 I 來間接表達其預期性能，該耐震要求僅定性地隱含在傳統的強度設計法中，並未明確地加以量化，然而性能設計法則要求以直接且透明之參數來表達構造物之破壞狀態或性能，使設計者、業主及使用者等能充分瞭解未來在不同等級地震作用時，構造物可能產生的損失程度及破壞狀況與使用性。性能設計法同時考量結構整體、構件與附屬設施在不同等級的地震危害下之多等級耐震性能目標 (Performance Objectives)，並將構造物在某一設計地震危害下被期望具有的耐震性能加以量化，以建立容許限制值(即性能標準 Performance Criteria)，如此構造物之耐震性能即可採用『在各等級設計地震作用下分析構造物之內力、變形、能量或其他破壞指標  $\leq$  性能可接受標準』的方式進行檢核。

## 2.2 耐震性能設計架構與流程

結構物的耐震性能，是指其在各級地震作用下所產生的狀態，以及這些狀態所造成的影響或後果，包括安全性、服務性、修復性等。耐震性能設計法即是以控制結構耐震性能為標的，以符合相關安全性、服務性與修復性等需求之耐震設計方法。該方法之基本理念主要包括：結構物於不同等級地震危害下之耐震設計目標直觀透明；設計由目標導向；強調結構物在強大地震作用下之非線性變形行為；注重結構物整體系統、結構構材和非結構構材以及附屬設備在整個生命週期各階段之耐震性能；確保結構物滿足設計目標具有滿意的可靠度或可接受震害之風險。一般國際間之耐震性能設計法的設計流程與架構內容如圖 2.1 及圖 2.2 所示，本研究亦以該架構為主軸，後續將分別探討「耐震性能要求」、「耐震性能規定」、「性能驗證方法」，前述

性能要求、性能規定、驗證方法係採國內「公共工程性能設計基準」之詞彙，其中性能要求即為國際間通稱的性能目標(Performance Objectives)，性能規定則為性能標準(Performance Criteria)，驗證方法即分析方法(Analysis)，因國內外相關性能規範皆採用相同慣用之性能設計法專有名詞，故後續報告撰寫所用之專有名詞仍依國際慣用者為佳，較易使讀者了解，未來在進行規範修訂時可再視專家學者之建議編訂。上述整體性能設計架構內容之詳細說明如下。

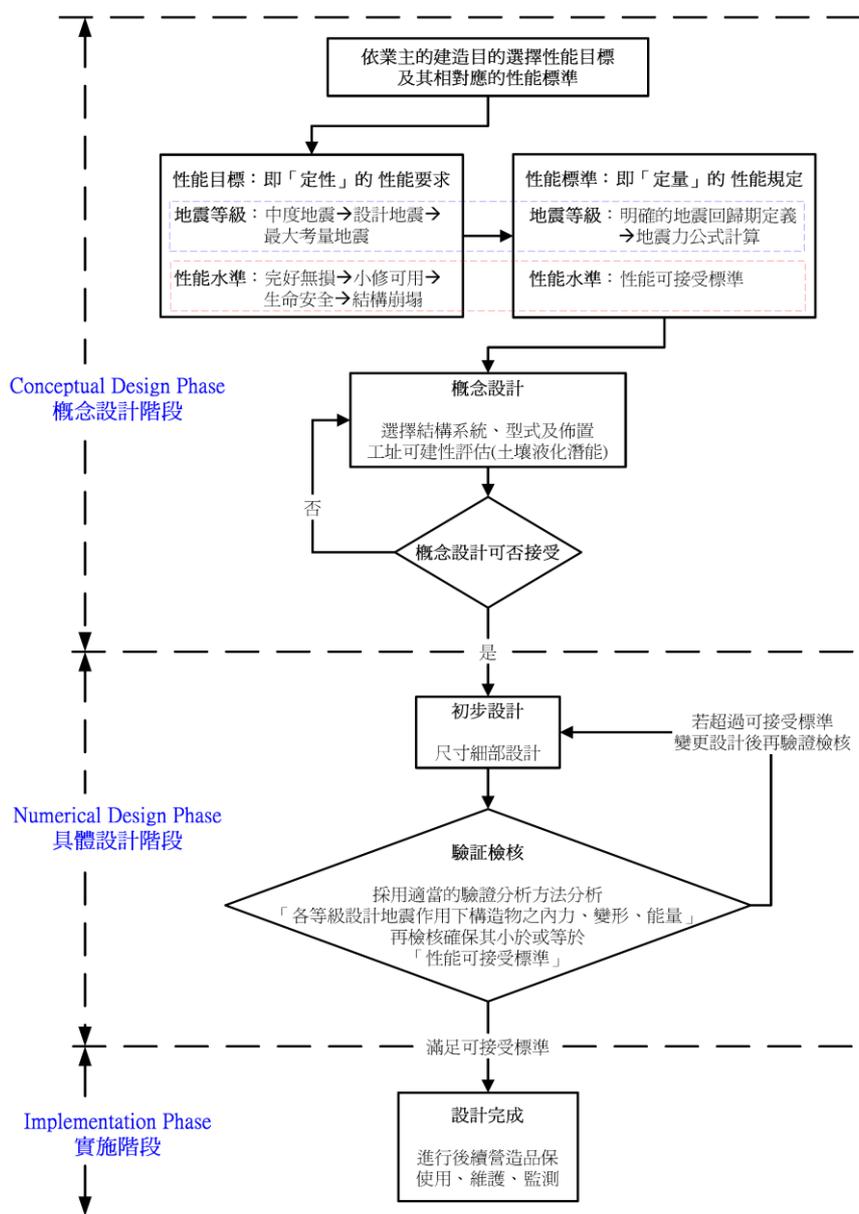


圖 2.1 耐震性能設計法之設計流程

## 1. 概念設計階段

### (1) 選擇性能目標

概念設計階段首先要建立性能目標及性能標準，性能目標是以「定性」的描述方式訂立結構物性能要求，而性能標準是將結構物之性能目標轉化成「定量」的性能規定來表示。上述之性能目標與標準之內容則包括地震等級之定性劃分與地震力定量表達方式，以及所對應性能水準之定性劃分與定量表達。

### (2) 工址可建性

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、海嘯等)，例如：對港灣構造物所在位置土壤液化潛能之分析，了解該工址土壤液化之可能性，確定耐震性能目標是否可以達到，否則應經由 a. 地盤改良或變更基礎設計； b. 遷移工址； c. 修改設計性能目標等方式進行調整，以保證所選定之工址、設計及營造方法最終能使構造物滿足業主及規範之性能要求。

### (3) 系統規劃

不經由具體設計而確定構造物形狀、結構系統、結構佈置、基礎、非結構構材以及材料，需設計者的經驗、直覺和判斷，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。

## 2. 具體設計階段

概念設計階段結束後，方能進行實體設計，即經由數值分析計算出設計地震力作用下之相關地震力反應參數(如應力或應變、韌性比、變形、能量或其他破壞指標等)，並與概念設計階段所建立之性

能目標參數之標準值或可接受值比較，以『在各地震危害等級下，分析所得之結構量化反應(如應力或應變、韌性比、變形或其他破壞指標) $\leq$ 性能標準值』為結構性能之可接受標準。

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，以地震譜加速度係數確定設計強度，再擬定構造物之細部尺寸；其二為根據既定之性能目標，以特別之分析方法計算其滿足性能目標所需之設計強度，再確定構造物之細部尺寸，例如以“位移”作為性能指標來進行設計；而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作用下之位移小於所定之目標位移」；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作用下要滿足目標位移時所需之結構設計強度」。初步設計擬定了細部尺寸後，需再根據性能目標之高低，選用合理的數值分析方法，計算設計地震力作用下之相關反應參數，並與性能標準值比較來校核性能目標是否達到，若計算所得構造物之性能未能滿足設計性能目標之要求，則須修改原設計，再以同樣的方式校核，直到滿足既定之設計性能目標，才完成最終設計。所以，性能設計流程是一「設計+檢核」之循環過程，一般考量設計與計算效率，則可採用少量性能目標進行初步設計，而以較多性能目標進行檢核之方式完成最終設計。

### 3. 實施階段

沒有營造品質保證，再好的設計都將無效，所以，性能設計法強調優良的營造品質是構造物達到耐震設計所預期性能目標之保證，結構物使用期間良好的維護和檢監測，亦是保持其預期耐震性能之必要措施。因此，建立既有港灣構造物維護管理監測系統之重要性不可忽略，但相關性能設計法實施階段之具體細則非本研究工作內容，故在此不詳述。

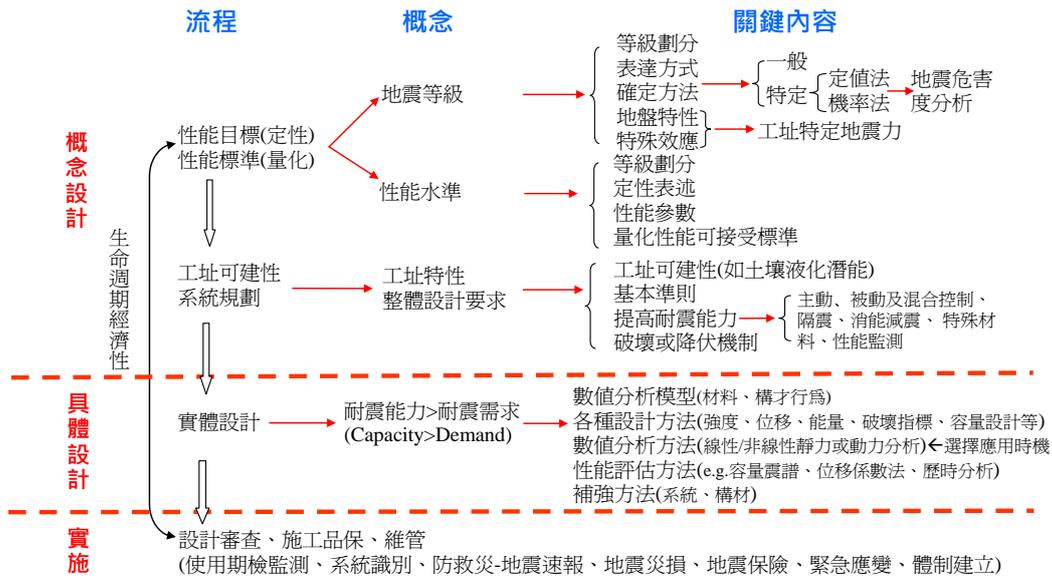


圖 2.2 耐震性能設計法之架構與內容

如上所述可知，構造物的性能設計法研究之首要任務即是根據構造物之重要性及發生破壞後可能引發之危害度，去建立各等級之耐震性能設計目標，如圖 2.3 及圖 2.4，包括各地震等級與對應的性能水準。

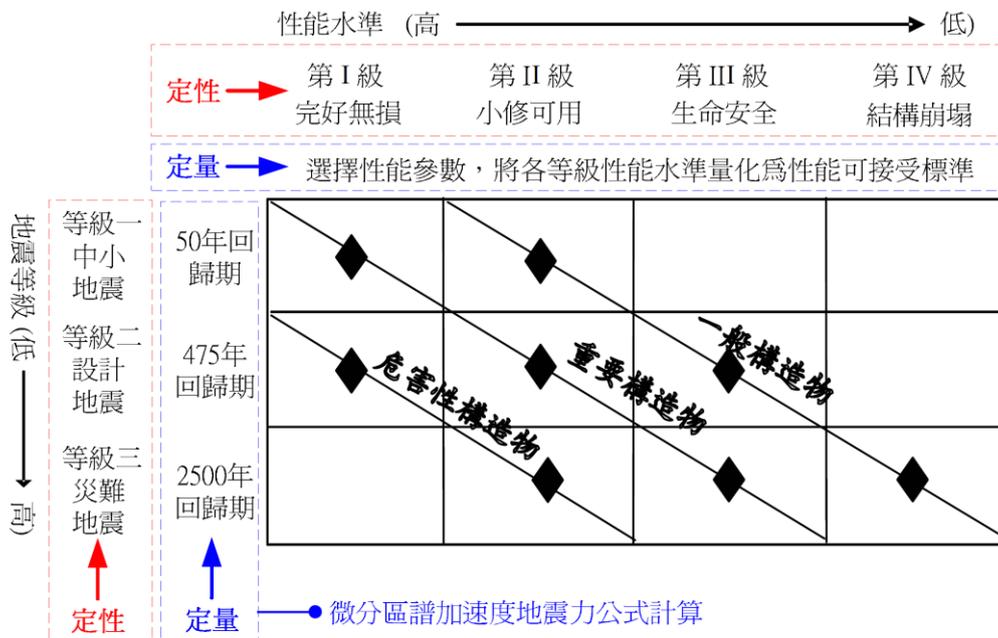


圖 2.3 耐震性能目標劃分示意圖

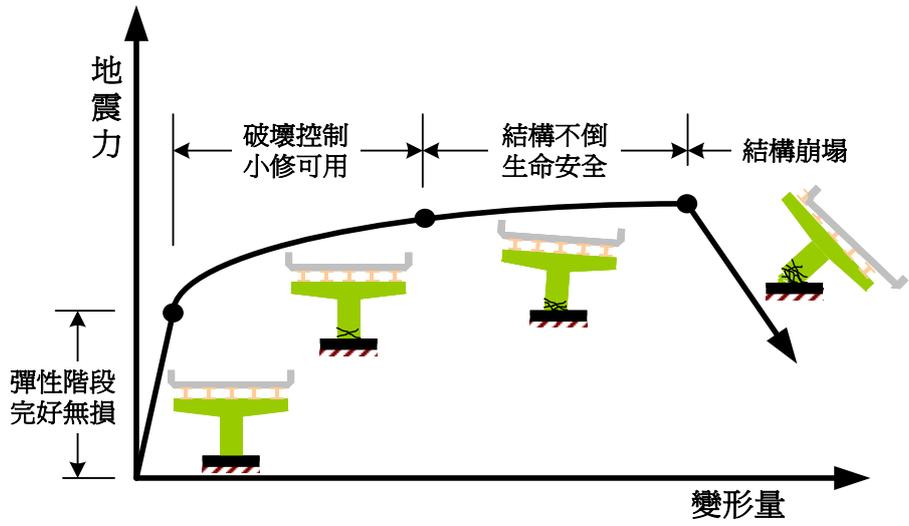


圖 2.4 構造物性能水準示意圖

### 第三章 文獻蒐集與回顧

#### 1. 美國：

自 1989 年 Loma Prieta 地震後，為兼顧基礎設施的使用機能、可修復性、安全性與經濟性，從既有基礎設施評估補強到新建設施設計，美國開始引進耐震性能設計法。特別自 1992 年起，美國由聯邦危機災害管理局（Federal Emergency Management Agency, FEMA）贊助，經由如應用技術委員會（Applied Technology Council, ATC）或各大學地震工程研究中心等其他機構執行，針對既有建築物之防災、新建建築物之耐震設計，引進耐震性能設計理念。1995 年 Vision 2000 [SEAOC 1995<sup>[16]</sup>]性能設計初步架構提出至今，相關性能設計理念之架構、設計方法、評估方式等研究報告[ATC-32 1996<sup>[17]</sup>、ATC-40 1996<sup>[18]</sup>、FEMA-273 1997<sup>[22]</sup>、FEMA-350 2000<sup>[30]</sup>、FEMA-356 2000<sup>[31]</sup>、FEMA-368 2000<sup>[32]</sup>、NCHRP 2001<sup>[34]</sup>、MCEER 2001<sup>[35]</sup>、ATC-49 2003<sup>[43]</sup>、FEMA-450 2003<sup>[44]</sup>、FEMA-440 2004<sup>[45]</sup>、IAEE 2004<sup>[47]</sup>]紛紛出爐，這些研究報告為其後續規範或設計指針 [SEAOC 1999<sup>[27]</sup>、IBC 2000<sup>[33]</sup>、IBC 2003<sup>[42]</sup>]之研擬奠定了基礎。例如美國聯邦高速公路總局（Federal Highway Administration, FHWA）針對既有橋梁之耐震補強設計，依據服務年限以及重要度，建立不同橋梁在兩等級地震下的耐震設計性能目標，並結合工址設計反應譜劃分為不同耐震設計類別，分別選用適宜的分析方法來設計，其中，特別強調能夠反應結構非線性行為之非線性靜力分析與容量震譜法。美國高速公路橋梁 LRFD（Load and Resistance Factor Design）耐震設計指針中，就特別強調性能目標、系統與構件之規劃、容量震譜法。美國州公路及運輸協會（American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO）之「Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design」[AASHTO 2009<sup>[51]</sup>]亦採用性能目標結合工址設計反應譜定義不同耐震設計類別，再選用適宜之分析方法來檢核整體與構件之耐震性能。為完善

與落實耐震性能設計法於工程實務中，相關研究仍在持續進行。

## 2. 日本：

1995年 Kobe (Hyogoken-Nanbu)地震後，日本特別對結構構件以及非結構構件所造成的嚴重災害提出今後耐震設計須考量兩個等級之地震危害，亦即是現行規範引進性能設計法之核心[日本文學會 2000<sup>[61]</sup>]，同時還需探討工址地盤的特性以及構造物之變形行為。例如日本道路橋示方書耐震設計篇[日本道路協會 2002<sup>[72]</sup>]考量兩等級設計地震，建立不同重要度橋梁之耐震設計目標，以使用性、可修復性與安全性作為設計原則，強調耐震性能檢核之程序、分析評估方法與檢核內容。日本鐵道構造物等設計標準·同解說-耐震設計[日本鐵道綜合技術研究所 2002<sup>[74]</sup>]同樣針對不同重要度橋梁，考慮兩等級設計地震訂定性能目標，強調結構韌性、破壞控制、結構不倒，性能由可修復性來定性表述，並與構件損傷等級、基礎穩定性等級相關，性能目標之量化標準非常明確，同樣強調以耐震性能檢核方式來滿足性能設計目標。

## 3. 港灣構造物：

在港灣構造物規範訂立方面，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「港灣設施技術上基準、同解說」<sup>[55]</sup>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性能提出具體要求，並力求量化；2007年「港灣設施技術上基準、同解說」<sup>[99]</sup>將碼頭按重要度依序分為「耐震強化碼頭」與「一般碼頭」兩種，而耐震強化碼頭又依使用性分為「緊急」、「主要」、「標準」三種，再依據「地震等級」與所期望的「損害情形」將碼頭耐震性能目標作定義，並以破壞機率與變形量限制作性能可接受標

準。2001 年國際航海協會(International Navigation Association, 原名 Permanent International Association for Navigation Congresses) [INA 2001<sup>[36]</sup>]所頒布之港灣構造物耐震設計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性能，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性能，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。

#### 4. 臺灣：

臺灣地處環太平洋地震帶，受歐亞大陸板塊與菲律賓板塊碰撞擠壓影響，臺灣每年發生地震（含有感與無感地震）的次數平均不下一萬次，島上結構物隨時有遭受地震襲擊的可能。民國 88 年 9 月 21 日臺灣地區發生了規模 7.3 的南投縣集集大地震，造成許多橋梁發生落橋、橋柱剪力破壞、撓曲破壞、撓剪破壞，接合錨碇處破壞、大梁位移、橋墩傾斜或斷裂等。為因應技術發展及國際化需求，國內開始進行耐震性能設計相關研究，包括耐震性能設計理念及設計方法[張國鎮等 2001<sup>[67]</sup>、薛強 2002<sup>[75]</sup>、廖文義等 2003<sup>[79]</sup>、蔡克銓等 2003<sup>[80]</sup>、宋裕祺與蔡益超 2004<sup>[82]</sup>、鄧崇任等 2004<sup>[83]</sup>、薛強與吳嘉偉 2004<sup>[84]</sup>、王仲宇與李明山 2005<sup>[91]</sup>、鄧崇任等 2009<sup>[103]</sup>]，以提升理論方法至國際水準。大約從 2003 年開始，某些業主要求採用耐震性能設計理念來評估既有基礎設施之耐震能力，但工程師們卻因國內缺乏本土規範或設計指針，對於如何進行耐震性能設計或評估感受到很大挑戰。工程實務中，國內亦從工址微分震區設計地震反應譜、考慮近斷層及土壤特性、考慮多等級地震之耐震設計，到採用非線性分析方法等，於近期更新之建築物[內政部營建署建築研究所 2005<sup>[92]</sup>]、鐵路橋梁[交通部 2007<sup>[97]</sup>]與公路橋梁[交通部 2008<sup>[100]</sup>]耐震設計規範中引進部分耐震性能設計理念。另外，亦提出建築物耐震性能設計規範草案[蕭江碧等 2004<sup>[85]</sup>、薛強等 2005<sup>[93,94]</sup>、鄧崇

任等 2007<sup>[98]</sup>、鐵路橋梁耐震性能設計法研究成果[張國鎮與劉光晏 2004<sup>[86]</sup>]以及公路橋梁耐震能力評估及補強準則[張國鎮、蔡益超、宋裕祺等 2009<sup>[104]</sup>]。以上國內外規範回顧之詳細內容將於後續第四章、第五章作說明。

性能設計理念發展至今，以美國、歐洲、日本為主的許多國家皆已採用其精神與內涵，納為編訂新世紀技術規範之基本架構。亞洲土木工程聯盟（Asian Civil Engineering Coordinating Council, ACECC）現以日本土木工程學會（Japan Society of Civil Engineers, JSCE）為主導，持續推動亞洲區域規範之整合（Asian Code Harmonization），並於 2007 年 6 月臺北舉辦之第四屆亞洲土木工程會議（The Fourth Civil Engineering Conference in the Asian Region, 4th CECAR）上，通過成立以「亞洲區域規範整合」為主題之技術委員會，確認以性能設計及限度設計等設計準則，為未來制訂設計規範之基礎，並著手發展相關研究。目前在亞洲地區，除了日本已經在相關領域有了具體之成果外，韓國、新加坡、馬來西亞、香港及中國大陸等地區，亦已陸續啟動相關研究機制。此股國際規範研究發展趨勢，受到行政院公共工程委員會的重視，於 2009 年推出「公共工程性能設計準則」[國家地震工程研究中心 2009<sup>[105]</sup>]，並希望各部會配合落實，研議推動本土化之性能設計規範。

## 第四章 國內設計基準之概況

### 4.1 公共工程性能設計準則

#### 4.1.1 公共工程性能設計準則之主架構

公共工程委員會提出上位「公共工程性能設計準則」之主架構如圖 4.1，針對下位性能設計規範之主要規定如下：

#### 1. 編訂下位性能設計規範時，應遵守下列規定：

- (1) 應參照本總括設計規範。
- (2) 應尊重相關之國際規範或準則。

#### 2. 編訂下位性能設計規範時，應力求實踐下列基本方針：

- (1) 呈現性能設計法之基本考量與設計規範體系、架構及格式。
- (2) 促進結構設計相關人員積極地交流溝通資訊，獎勵合理的設計。
- (3) 獎勵因應環境與價值觀變遷以及科技進步所發展之新技術。
- (4) 與國際性能設計規範趨勢進行整合。
- (5) 逐步地改善傳統設計方法。

#### 3. 編訂下位性能設計規範時，應涵括下列事項：

- (1) 規定結構物性能要求之方法。
- (2) 針對所指定的性能要求，結構物設計時需驗證之事項。
- (3) 可接受之驗證方法（含驗證審查制度與機構）。
- (4) 定義結構物設計與設計規範之用語。

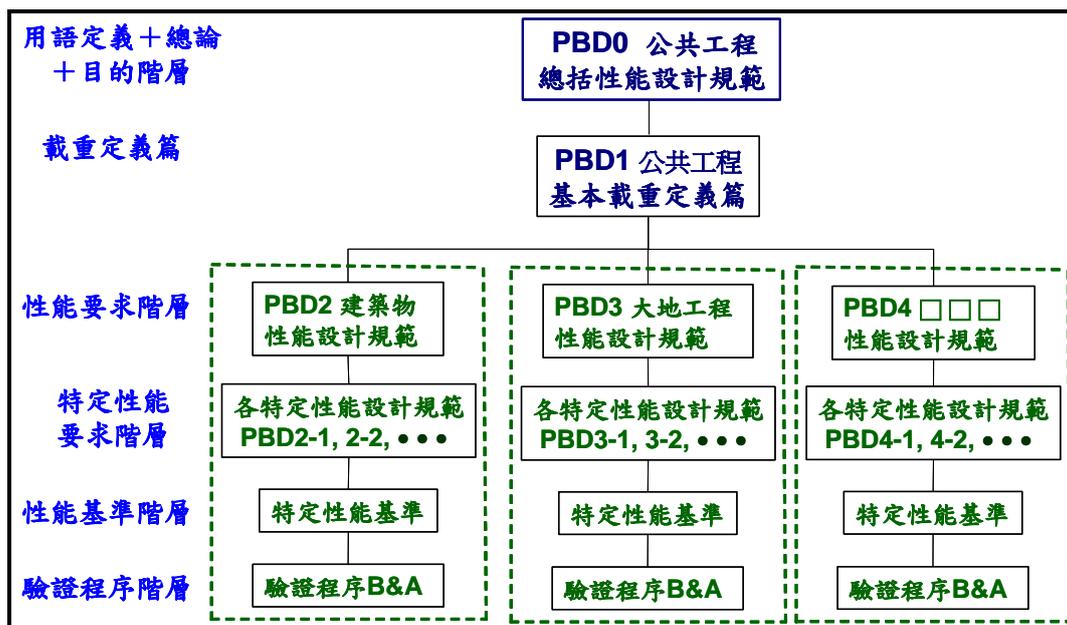


圖 4.1 公共工程性能設計準則之架構

#### 4.1.2 建議之下位性能設計規範基本架構

「公共工程性能設計準則」所建議之下位性能設計規範基本架構如圖 4.2 所示。其中，目的係指建造目的，性能要求即為性能目標，性能規定即為性能標準，要求以定量方式加以驗證。

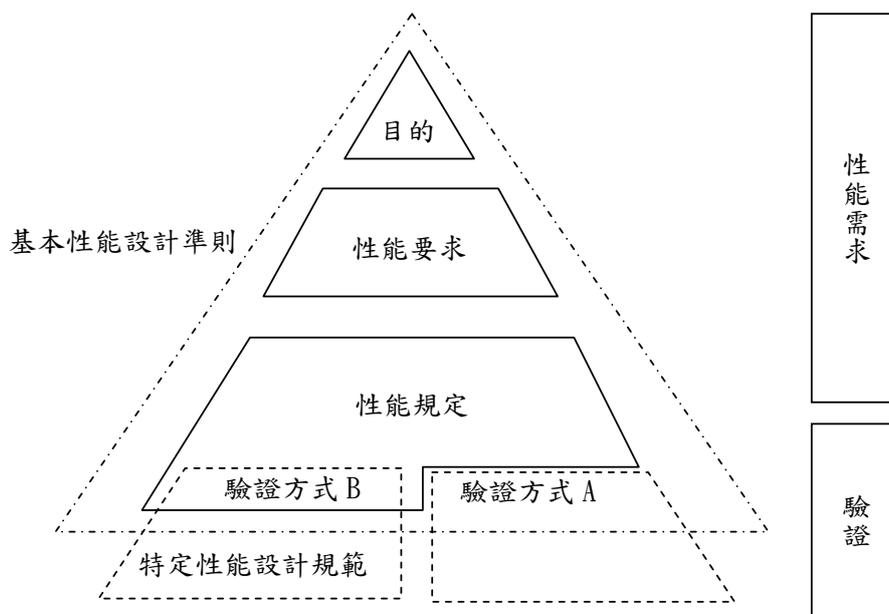


圖 4.2 性能要求、驗證及規範之階層概略圖

## 1. 性能要求

即性能目標，說明在達成建造目的之前提下，結構物應具備之性能，例如房屋在災難地震時不致倒塌。結構性能要求甚廣，耐震能力僅為其中一部份，一般而言其包括安全性、使用性、施工性與經濟性。

## 2. 性能規定

- (1) 性能規定由結構限度狀態指標的最大值、最小值規定。
- (2) 在設定性能規定時應考量結構物之重要性。
- (3) 設定性能規定時，性能要求與性能規定所設定內容之間的關係，應該透明化，並讓設計者清楚地瞭解。
- (4) 對於可能發生人員傷亡之結構物，應詳細說明安全方面之性能規定。
- (5) 對於無法導出性能規定可供驗證之性能要求項目，在設計時宜充分地加以考量。

## 3. 性能驗證

在有關性能設計之性能驗證方式方面，圖 4.1 所示之架構採取兼容並蓄的策略，提出如圖 4.2 所示之不同的結構性能驗證方式，驗證法 A 與 B 等二種，以使既有之特定性能設計規範藉由驗證方法得以和性能規定銜接。

以驗證方式 A 為範例，性能設計驗證程序中，設計者僅知道結構物的性能要求，在給定這些要求下，設計者需驗證其設計，並將結果呈送主管機關審核。在設計檢核層面，性能規定僅針對各類構造物（例如：基礎、擋土牆等地工構造）所需檢核之項目，提列參考基本公式，目的是使主管機關方便整理檢查列項，以為審查設計者所提設計成果之依據，故可使設計方式有相當大之彈性。

驗證方式 B 則在設計檢核時根據特定設計規範（例如交通部道路規範等）訂定的程序進行驗證。

## 4.2 本國港灣構造物設計基準

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

過去港灣構造物設計基準，分成兩部，為民國 85 年版「防波堤設計基準及說明」與民國 86 年版「碼頭設計基準及說明」，期間交通部曾於八十九年因應九二一地震修訂部份條文，交通部運輸研究所亦曾於九十一年度進行「耐震設計修訂」之研究<sup>[56,60,76]</sup>。

隨著建築物耐震設計由震區係數改進為譜加速度係數，因此交通部運輸研究所於民國 94 年對『防波堤設計基準及說明』及『碼頭設計基準及說明』基準之內容及編排方式進行檢討改編，除將設計地震力按建築物耐震設計規範將原震區係數改為譜加速度係數的方式，並將原先之「基準」及「基準說明」合併以便閱讀，以及「碼頭」與「防波堤」兩部份合併而不再各印單行本，另又增加「第四篇—預鑄混凝土構件」及「第六篇—水域設施」，使我國港灣基準規範能符合當時國內規劃設計所需<sup>[87]</sup>。

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

## 4.2.1 性能目標

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

### 4.2.1.1 地震等級

現行碼頭結構就其結構特性而言，可分為剛性結構物與非剛性結構物兩種，前者如重力式碼頭，後者如棧橋式碼頭。碼頭結構設計依結構物之用途、功能要求及不同地震之回歸週期，其耐震設計目標可區分為下列三部份：

#### 1. 中度地震：

為回歸期約 30 年的地震，其 50 年超越機率約為 80% 左右。

#### 2. 設計地震：

為回歸期 475 年之地震，其 50 年超越機率為 10% 左右。

#### 3. 最大考量地震：

為回歸期 2500 年之地震，其 50 年超越機率為 2% 左右。

### 4.2.1.2 性能水準

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

#### 1. 中度地震：

因為結構在此使用年限中遭遇中小度地震的機率甚高，因此要

求結構物在此地震水平下結構物維持在彈性限度內，地震過後，結構物主體沒有任何損壞。對剛性結構物如重力式碼頭而言，在 30 年回歸期之地震發生時，不得產生滑動、傾覆，亦不得產生結構體強度與基礎承载力不足之任何破壞。

## 2. 設計地震：

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

## 3. 最大考量地震：

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

### 4.2.1.3 重要度分類

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

表 4-1 港灣結構物設計基準之用途係數

等級	碼頭之特性	用途係數
特定	明顯具有 A 級結構物之特性 1 至 3 項之情形者	1.5
A 級	1.構物在遭受地震災害時，將有可能造成多數人命及財產之損失者。 2.負有震災後復建工作之重要任務者。 3.儲存有害或危險物品之結構物，在遭受地震災害時，將	1.25

等級	碼頭之特性	用途係數
	可能造成人命或財產之重大損失者。 4. 結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 5. 結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。	
B 級	凡不屬於特定、A 級、C 級者	1.0
C 級	特定及 A 級以外之小規模結構物，復舊作業容易者	0.8

#### 4.2.2 性能標準

可分為「地震等級量化」與「可接受性能標準」兩部份。

##### 4.2.2.1 地震等級量化

###### 1. 反應譜

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

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

特別針對強地動特性、微震區之劃分、近斷層特性以及地盤特性等加以考量，將舊規範中工址水平加速度係數  $Z$  與工址正規化水平加速度反應譜係數  $C$  之乘積改為工址設計水平譜加速度係數  $S_{aD}$ ，此係數與震區堅實地盤短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數  $S_s^D$  與  $S_1^D$  有關，各鄉鎮市區之此二數值依地震危害度分析提供之。此外，再根據地盤種類增列反應譜等加速度段之工址放大係數

$F_a$  及反應譜等速度段之工址放大係數  $F_v$  修正之。如屬近斷層區域之工址，則再增列近斷層調整因子  $N_A$  與  $N_V$ 。第一類斷層近域之調整因子係由鄉鎮市區所鄰近之斷層進行查表獲得。

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

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

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

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

## 2. 加速度歷時

- (1) 每一方向至少三組與設計反應譜相符之歷時記錄；
- (2) 5% 阻尼比之譜加速度值在 0.2T 至 1.5T 週期範圍內不得低於設計反應譜加速度值之 90%，且其平均值不得低於設計反應譜加速度值之平均值；
- (3) 近斷層水平地震記錄應能反應其近斷層地震特性，且應轉換為垂直於斷層方向之平面主方向。

### 4.2.2.2 可接受性能標準

各類碼頭在回歸期 475 年之地震發生時，在不影響主要使用功能且其損壞得以在短時間內修護的前提下，其容許損壞程度表示如表 4-2。

表 4-2 各型碼頭在 475 年回歸期地震作用下損壞程度最大容許值

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

### 4.2.3 結構系統

#### 4.2.3.1 非剛性結構物

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

#### 4.2.3.2 剛性結構物

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

當結構基本週期趨近於零，則  $S_{aD}=0.4S_{DS}$ ;

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

其中  $V_h$  為設計地震力； $I$  為用途係數； $W$  為結構物全部之靜載重； $\alpha_y$  為 921 震後所修正之起始降伏地震力放大倍數； $S_{DS}$  則為在考量工址地盤特性、可能斷層與震源距離等相關因素分析下所得之工址短

週期水平譜加速度係數。 $S_{aD}$  為工址設計水平譜加速度係數，為工址水平向之設計譜加速度與重力加速度  $g$  之比值。工址設計水平譜加速度係數  $S_{aD}$ ，隨結構基本震動週期  $T$  與工址短週期與一秒周期之設計水平譜加速度係數  $S_{DS}$  與  $S_{D1}$  而改變。

#### 4.2.4 土體與水體作用力

##### 1. 土體作用力

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

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

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

##### 2. 水體作用力

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

對剛性結構物，如重力式碼頭與板樁式碼頭等，當進行耐震設

計時，除須考慮因壁體質量所產生的慣性力外，尚須考慮與壁體接觸水體在地震時作用在壁體上之動水壓。地震時之動水壓說明中，設計震度  $K$  可取為設計震度  $K_h$ ，即下列公式。

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

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

#### 4.2.5 土壤液化

飽和鬆散砂質土壤受地震作用後，使得土體孔隙水壓增加而造成有效應力減少將導致土壤喪失剪力阻抗而呈現液化態狀況，稱為砂質土壤之液化。當砂質土壤液化後，使得港灣碼頭結構物可能產生傾斜或沉陷而造成災害。因此在結構物設計及施工時，應依照需要考慮基礎地盤發生液化現象之潛能。液化潛能分析，建議依圖 4.3 所示流程進行。

有關砂土層液化分析有多種方法，惟歸納之，不外採取下列三種方法。

1. 簡易判斷法
2. 經驗準則法
3. 試驗分析法

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

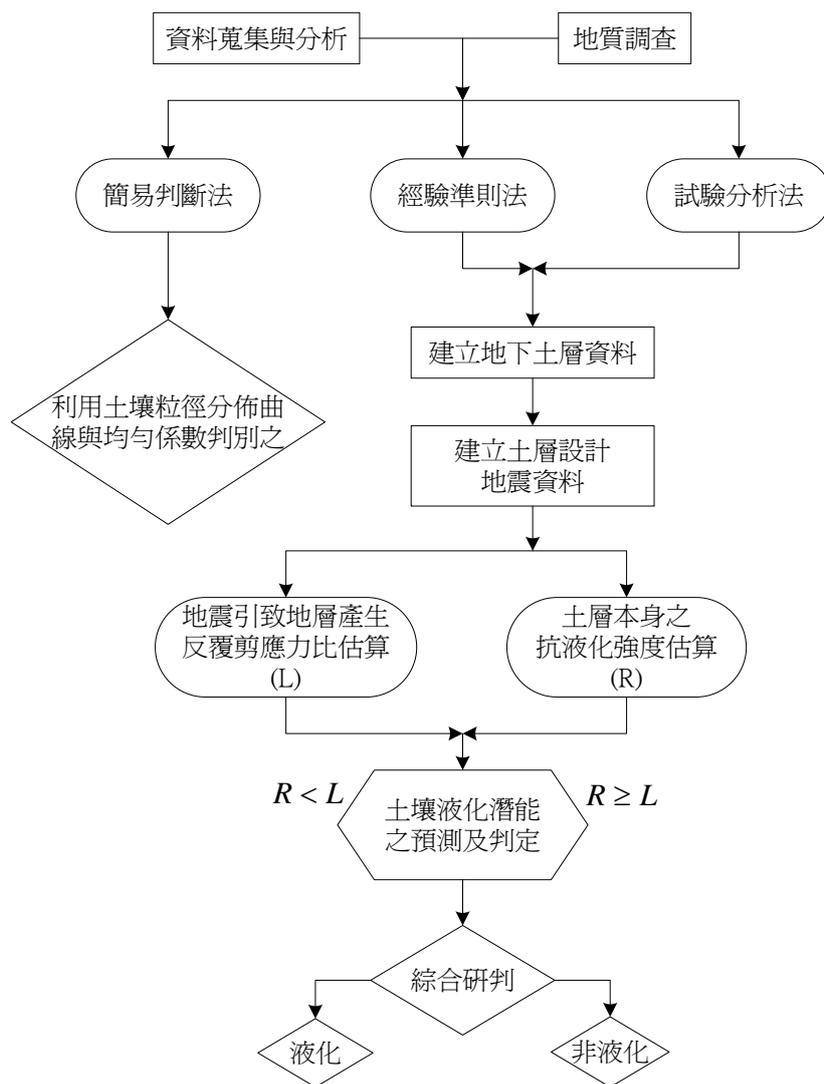


圖 4.3 液化潛能分析流程圖

地盤有液化之虞，則須進行適當之液化防治處理。一般可從地盤改良或改變港灣結構物基礎支承力方式著手。對疏鬆砂質地盤加以改良，可改變砂質土壤之動態性質，增加地盤支承力。土壤液化防治原理大致採下列二種方式：

### 1. 地盤改良

- (1) 排水：降低地下水位或增加土層透水率。
- (2) 夯實：利用夯實方式，提高土層相對密度。可增加土層之支承力，改善耐震特性。

(3) 化學固結：化學固結可增加顆粒間之膠結力，提昇地盤支承力，達到防止液化之效果。

## 2. 採用適當基礎

(1) 增加支承力：如採用深基礎，可在砂質地盤液化時支承港灣結構物之上部荷重。

(2) 防止變形：採用特殊基礎、改變基礎型式或基礎砌置深度與可能液化土層之位置，可防止地震時砂土之流失或地盤之陷落。

### 4.2.6 設計分析方法

#### 1. 設計流程

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

#### 2. 分析方法

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

(1) 靜力分析

(2) 動力分析

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

之互制之模擬能夠準確。

- (1) 反應譜分析法(振態疊加法)
- (2) 線性歷時分析
- (3) 非線性歷時分析

要求確實模擬構材之非線性行為。同時輸入至少三個與設計反應譜相符之水平地震紀錄，其應能確切反應工址設計地震(或最大考量地震)之地震規模、斷層距離與震源效應。

## 第五章 美、歐、日性能設計準則比較探討

由於世界各國之耐震性能設計規範多從建築、橋梁結構開始進行改革，而港灣構造物設計規範僅「國際航海協會港灣構造物耐震設計基準<sup>[36]</sup>」及「日本港灣の施設の技術上の基準・同解説<sup>[99]</sup>」等兩規範為性能設計架構，但其他種類之結構性能設計規範的設計精神、性能目標、性能水準等規定亦值得參考。

由於橋梁的結構系統較接近棧橋式碼頭結構，且橋梁基礎多為沉箱與基樁，結構自由度與特性皆與碼頭結構較為相近，因此橋梁耐震性能設計規範之架構、性能目標或設計方法對於碼頭性能設計研究皆具參考價值。本章之 5.1 節及 5.2 節將特別介紹美、日兩國之橋梁耐震性能設計規範；而 5.3 節則介紹與本國公共工程性能設計準則位階相近的歐洲 Eurocode<sup>[14,19,20,26]</sup>。最後 5.4 節與 5.5 節則詳細介紹「國際航海協會港灣構造物耐震設計基準」及「日本港灣の施設の技術上の基準・同解説」的規範架構與性能目標；則本研究將比較探討上述各規範之內容，以作為後續章節的重要參考資料。

### 5.1 美國橋梁耐震性能設計規範概況

#### 5.1.1 美國橋梁耐震性能設計發展

1989 年美國 Loma Prieta 地震震害使得各界對地震的摧毀力量有了更新的認識：在地震發生頻繁之區域，該規模地震發生頻率相對較高，相對於不超過 100 人之生命損失，該地震造成結構物之破壞、附屬設備機能之喪失、各機構運作停頓或中斷等所帶來的經濟損失亦不容忽視。所以，開始考慮採用以不同規模地震力作用下結構物之不同耐震性能為標的之設計方法。

1991 年由 Caltrans (California Department of Transportation) 委託美國應用科技協會 (ATC)，針對加洲橋梁耐震設計規定進行檢討並

提出修正建議<sup>[ATC-32, 1996]</sup>；1992年，美國聯邦危機災害管理局（FEMA）贊助 ATC，為建築物耐震安全委員會（Building Seismic Safety Council, BSSC）執行對既有建築物耐震評析和補強指針之研究—ATC-33，力求將性能為標的之方法規範化。

1994 年的 Northridge 地震震害更證明了性能設計法之重要性與必要性。1995 年美國加州結構工程師協會（Seismic Engineering Association of California, SEAOC）Vision 2000<sup>[SEAOC 1995]</sup> 提出包括圖 5.1 所示性能矩陣（performance matrix）在內之性能設計初步架構，為耐震性能設計理念之導入奠定基礎，標誌著耐震設計邁入一個新的里程碑。

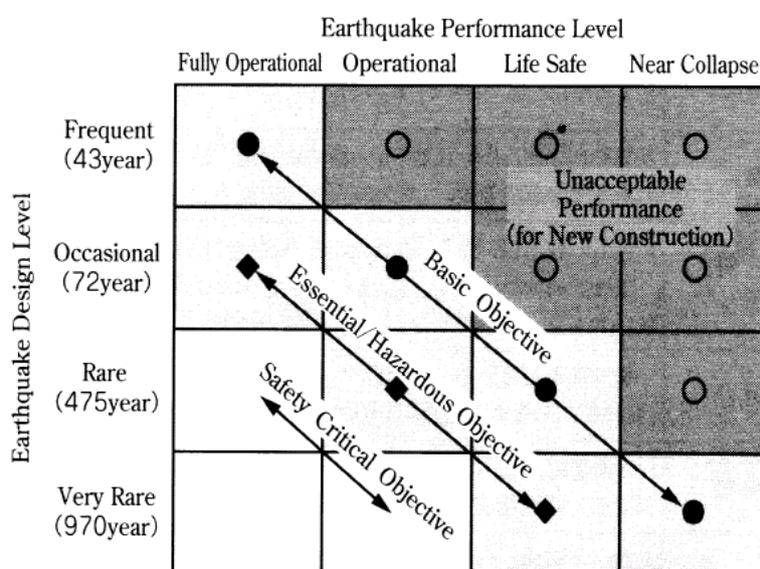


圖 5.1 SEAOC Vision 2000 結構性能矩陣

1996 年出版的 ATC-32 技術報告，分別針對重要度不同之新設橋梁建立設計目標（表 5-1），包括普通橋梁與重要橋梁，考慮於兩等級地震作用下，分別達到對應之性能水準，以滿足使用性與安全性。其中，兩等級地震之定義如下：

### 1. 使用性能評估用地震

在橋梁使用期間的年超越機率為 60%。此類地震在橋梁使用期

間發生的機率高。

## 2. 安全性能評估用地震

以 Caltrans 決定的最大可能地震 (Maximum Credible Earthquake, MCE) 為考量基準，此等級相當於 1000~2000 年回歸期的地震，此類地震在橋梁使用期間發生的機率相當低。

於分析方法上，該報告引進非線性靜力分析方法來確定橋梁的倒塌機制與耐震能力，而針對非線性動力分析僅有定性的條款，沒有實施細則。對韌性橋柱採用極限強度設計法，其他構件設計細則亦有相關規定。由以上規定的內涵來看，ATC-32 已初步具有以結構性能為設計基準的規範雛形。

表 5-1 ATC-32 新設橋梁的設計目標

地震等級	性能水準	
	普通橋梁	重要橋梁
使用性能評估用地震	允許產生不影響交通性能的可修復損傷	允許產生不影響交通性能的最小限損傷
安全性能評估用地震	允許產生須限制交通性能的重大損傷	允許產生不影響交通性能的可修復損傷

1997 年，美國國家地震工程研究中心 (National Center on Earthquake Engineering Research, NCEER) 與聯邦高速公路總局 (FHWA) 贊助執行的 ATC-18 [ATC-18, 1997<sup>[21]</sup>] 成果報告出爐，該報告針對高速公路橋梁設計，比較國內外設計實務、基準、理念，並建議未來規範之發展方向，其中亦包括 ATC-32 相關訊息。ATC-18 建議未來橋梁耐震設計規範朝向性能設計發展，最主要的內容是兩個等級的設計理念，包括：

1. 區分普通橋梁與重要橋梁於兩等級設計地震下之設計目標 (類似表 5-1)。

2. 使用性能評估用地震等級：橋梁使用期間的超越機率為 30~50%；安全性能評估用地震等級：橋梁使用期間的超越機率較低，例如，重要橋梁使用期間 100~250 年內超越機率為 10%。
3. 使用性能評估用地震等級對應之兩性能水準：普通橋梁可能限速限載通行；重要橋梁（可能於數小時內目視檢測後）幾乎可以立即通行。
4. 損壞發生於可見位置。
5. 結構系統的兩性能水準對應結構構件之三個性能水準：小損傷、可修復損傷、嚴重損傷。
6. 建議針對高地震發生區之重要橋梁，採用兩等級設計流程：以低地震等級下之彈性設計原理，確保無損傷；以高地震等級下基於變形的非線性靜力側推分析來了解強度與勁度需求。
7. 反應譜：考慮場址效應、高阻尼彈性反應譜、非彈性反應譜。
8. 關鍵構件不允許發生脆性破壞。
9. 兩等級基礎設計：確認兩等級地震下，基礎土壤之反應不會對所支撐的結構物產生負面影響。此類分析可能包括：土壤液化（liquefaction）、側向擴展（lateral spreading）以及邊坡失穩（slope instability）潛能；埋設牆體之動土壓力（dynamic earth pressures）；土壤結構互制（soil-structure interaction）；基礎之上揚（uplift）與搖擺（rocking）。

1998 年，ATC 與 MCEER（原 NCEER）聯合承攬由 AASHTO 贊助之計畫 NCHRP（National Cooperative Highway Research Program）project 12-49，發展一套與 AASHTO 的 LRFD 橋梁設計規範相符之高速公路橋梁耐震設計新規範條文，於 2003 年發表成果報告 MCEER/ATC-49 [ATC-49, 2003]，主要內容包括：

1. 新的地震危害圖。

2. 新反應譜。
3. 設計地震與性能目標(類似表 5-1)。惟兩等級地震分別對應：使用服務性地震 50%75，最大考量地震 MCE=3%75，隱含設計使用年限為 75 年。
4. 液化評估。
5. 鋼橋耐震設計要求。
6. 設計概念。
7. 其他系統與構件使用。
8. 容量震譜法。
9. 位移容量校核分析。
10. 成本比較。

此報告是後續 AASHTO LRFD 橋梁設計規範更新耐震設計相關內容之重要依據。

AASHTO 制定的公路橋梁標準規範自從 1931 年頒行第一版以來，平均每四年修訂一次。到 2002 年已發行到第 17 版，設計觀念及方法也隨時間演進。從 1931 至 1970 年間，此套標準規範採用的設計概念是工作應力設計(Working Stress Design, WSD)。自 1970 年開始，為了在設計考量上能更實質的反應載重之變異性，引進“載重因子法”(Load Factor Design, LFD)的設計觀念。1970 年開始至現在事實上是 WSD 與 LFD 並存之規範。除此之外，AASHTO 於 80 年代組織了一個研究委員會，對其標準規範之設計及理念進行整體檢討，並參酌國際上相關規範的發展方向後，於 1987 年確定另行發展一套全新的、以載重及阻抗設計法為基礎的橋梁設計新規範 LRFD。此規範並已於 1994 年發行第一版，之後於 1998、2004、2007、2010 更新，至今，此套 LRFD 的橋梁設計規範已經發行到第五版。

第 17 版的 AASHTO 公路橋梁標準規範以及第三版的 AASHTO LRFD 橋梁設計規範相關耐震設計之條文，雖然對中小地震以及大地震作用下橋梁的使用性能以及安全性能作了定性的規定，仍均主要沿用 ATC-6 (1981) 的研究成果，採用以力為基準之設計方法。由於之後的耐震設計理念逐漸導向以位移為基準的性能設計法，耐震設計策略也不再僅限於以橋柱產生塑鉸來消能，根據這些研究，美國已有一些研究報告或各州獨立發展之橋梁耐震設計規範，針對現行 AASHTO 橋梁耐震設計規範進行大幅改進，如前述 NCHRP12-49，加州的耐震設計規範 (Caltrans Seismic Design Criteria, 2004)，南卡羅來納州 SCDOT 的 Seismic Design Specifications for Highway Bridges (2002)，以及其他相關研究等等。故 AASHTO 橋梁和結構小組委員會 (AASHTO Subcommittee on Bridges and Structures) 乃委託 TRC/Imbsen & Associates, Inc. 整合上述文獻，完成 NCHRP project 20-07/Task 193 之 “Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges”，再經工程師試用與開放討論後又進行陸續修正，最後於 2009 年頒布第一版橋梁耐震設計規範 AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design。

除了新設橋梁以外，性能設計理念亦被用於既有橋梁之耐震性能評估與補強。美國聯邦公路總署 FHWA 於 2006 年出版「Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1—Bridges」，考慮兩種地震危害層級 (低、高)，針對兩種重要性 (一般、重要) 與三種使用年限 (ASL1、2、3) 之橋梁建立性能目標 (表 5-2)。其中，四個性能水準說明如下：

1. 性能水準 0 (PL0)：沒有最低限制。
2. 性能水準 1 (PL1)：限制通行。地震中結構可能產生嚴重損壞，交通亦受到影響而中斷，但是必須確保生命安全。橋梁在大地震後可能需要改建。
3. 性能水準 2 (PL2)：檢測通行。地震中結構可能產生輕微損壞，緊

急救災車輛可全線通行。橋梁在不影響或影響交通車流量程度最小的情況下，應完成修復工作。

4. 性能水準 3 (PL3)：全線通行。地震中結構無損傷，所有車輛可立即通行。橋梁不需要修復。

表 5-2 FHWA 既有橋梁的補強設計目標

地震等級	重要度+預期使用年限 (剩餘壽命)					
	一般			重要		
	ASL1 (0-15 年)	ASL2 (15-50 年)	ASL3 (>50 年)	ASL1 (0-15 年)	ASL2 (15-50 年)	ASL3 (>50 年)
低等級 50%75 =回歸期 100Y	PL0	PL3	PL3	PL0	PL3	PL3
高等級 7%75 =回歸期 1000 Y	PL0	PL1	PL1	PL0	PL1	PL2

註：(1)橋梁整個壽命期為 75 年；橋梁如位在良好的氣候環境中，或交通量低則使用年限也可能超過 75 年；平均橋齡多超過 75 年之長跨橋不在此手冊使用範圍內。

(2)業主得視情況需要調整設計目標，例如：補強費用過高，則可嘗試降低補強標準；亦可視需求提高標準。

在表 5-2 中，使用年限類別為 ASL3 的橋梁對應之補強設計目標等同於達到新橋的標準。

將表 5-2 中地震等級由對應之工址設計反應譜量化，以譜加速度係數之大小劃分為 I~IV 危害等級 (Hazard Level, 表 5-3)，並搭配高等級地震對應之各性能水準，可建立四種耐震補強設計類別，分別為 A 至 D 如表 5-4 所示，代表耐震補強需求之高低，A 類別為要求最低的等級，不需要進行監測、評估、補強，D 類別則相反，需要最嚴格的監測與評估方法及較高等級的補強方式，例如：類別 C 可能需要採用非線性靜力側推容量震譜法、類別 D 可能需要採用非線性動態歷時分析。

表 5-3 FHWA 地震危害等級

HAZARD LEVEL	Using $S_{DI} = F_v S_I$	Using $S_{DS} = F_a S_s$
I	$S_{DI} \leq 0.15$	$S_{DS} \leq 0.15$
II	$0.15 < S_{DI} \leq 0.25$	$0.15 < S_{DS} \leq 0.35$
III	$0.25 < S_{DI} \leq 0.40$	$0.35 < S_{DS} \leq 0.60$
IV	$0.40 < S_{DI}$	$0.60 < S_{DS}$

**Notes:**

1. For the purposes of determining the Seismic Hazard Level for Site Class E soils, the value of  $F_v$  and  $F_a$  need not be taken larger than 2.4 and 1.6 respectively, when  $S_I$  is less than or equal to 0.10 and  $S_s$  is less than 0.25.
2. For the purposes of determining the Seismic Hazard Level for Site Class F soils,  $F_v$  and  $F_a$  values for Site Class E soils may be used with the adjustment described in Note 1 above.

表 5-4 FHWA 耐震補強設計類別

地震等級	性能水準		
	PL0	PL1	PL2
I	A	A	B
II	A	B	B
III	A	B	C
IV	A	C	D

### 5.1.2 美國 AASHTO (2009) Specifications for LRFD Seismic Bridge Design

現階段耐震設計相關研究眾多，耐震設計理念逐漸導向以位移為基準的性能設計法，耐震設計策略也不再僅限於以橋柱產生塑鉸來耗能，根據這些研究，美國已有一些研究報告或各州獨立發展之橋梁耐震設計規範，針對現行 AASHTO 橋梁耐震設計規範進行大幅改進，如 TRB (Transportation Research Board) 的 NCHRP12-49，加州的耐震設

計規範 Caltrans (2004)，南卡羅來納州 SCDOT 的 Seismic Design Specifications for Highway Bridges (2002)，以及其他相關研究等等。故 AASHTO 橋梁和結構小組委員會 (AASHTO Subcommittee on Bridges and Structures) 乃委託 TRC/Imbsen & Associates, Inc. 整合上述文獻完成 NCHRP project 20-07 之 "Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges"。該規範草案完成後，經工程師試用與開放討論後又進行陸續最後修正，最後完整版 AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design 於 2009 年由 AASHTO 頒布。

## 1. 性能目標

### (1) 用途係數

本規範已不採用「用途係數」來計算設計地震力，而是訂立明確的結構性能要求。

### (2) 地震等級

本規範定位為設計之最低標準，再加上為求簡化，明訂性能設計目標為生命安全 (Life Safety) 等級，並以此為標準，以 75 年超越機率為 7% 等級之地震進行設計。至於較高階之性能目標，例如「使用性 (Operational)」性能目標，則依業主之需求決定是否採用。

由於規範最低要求為單一性能目標，故結構各部構件之性能要求與破壞次序將以達成此單一性能目標之原則而訂立，此為本規範之基本精神。

### (3) 性能等級

本規範要求結構須保有生命安全，意指結構崩塌之機率很低，但受震破壞時構件會有明顯的破壞，且結構無法被繼續使用，必須進行局部或全面性的修復。

對於鋼上部結構之橋梁，除了允許以下部結構為主要消能構件而將上部結構依彈性設計外，亦允許以上部結構作為主要消能構件而將下部結構依彈性設計，鋼上部結構則建議仍沿用以力為導向之設計方式。

考慮不同構件發生非線性行為時，前述耐震性能對應至結構構件之極限狀態要求如表 5-5。

表 5-5 AASHTO (2009) 耐震性能水準所對應各構件之可接受狀態

結構系統 結構部位	下部結構消能	鋼上部結構消能 (上部結構)
上部結構	保持彈性	主要消能構件 (易修復之位置產生塑性鉸)
支承	保持彈性	保持彈性
橋墩	主要消能構件 (易修復之位置產生塑性鉸)	保持彈性
橋台	保持彈性	保持彈性
基礎	保持彈性	保持彈性
註：本規範建議基礎設計時，在經業主同意的情況下，基樁可產生塑性鉸 或設計 Rocking Foundation。		

## 2. 性能標準

量化上述性能目標即可得到性能標準。

### (1) 地震等級量化

本規範係以 75 年超越機率 7% 之地震定義設計反應譜(圖 5.2)，其中短週期之設計譜加速度  $S_{DS}$  與一秒週期之設計譜加速度  $S_{D1}$  分別定義於式(5.1)與式(5.2)：

$$S_{DS} = F_a S_s \dots\dots\dots(5.1)$$

$$S_{D1} = F_v S_1 \dots\dots\dots(5.2)$$

其中  $S_s$  與  $S_1$  分別為地盤種類 B 之 0.2 秒週期譜加速度與 1 秒週期譜加速度，而  $F_a$  與  $F_v$  則為考量工址地盤特性之地盤係數。

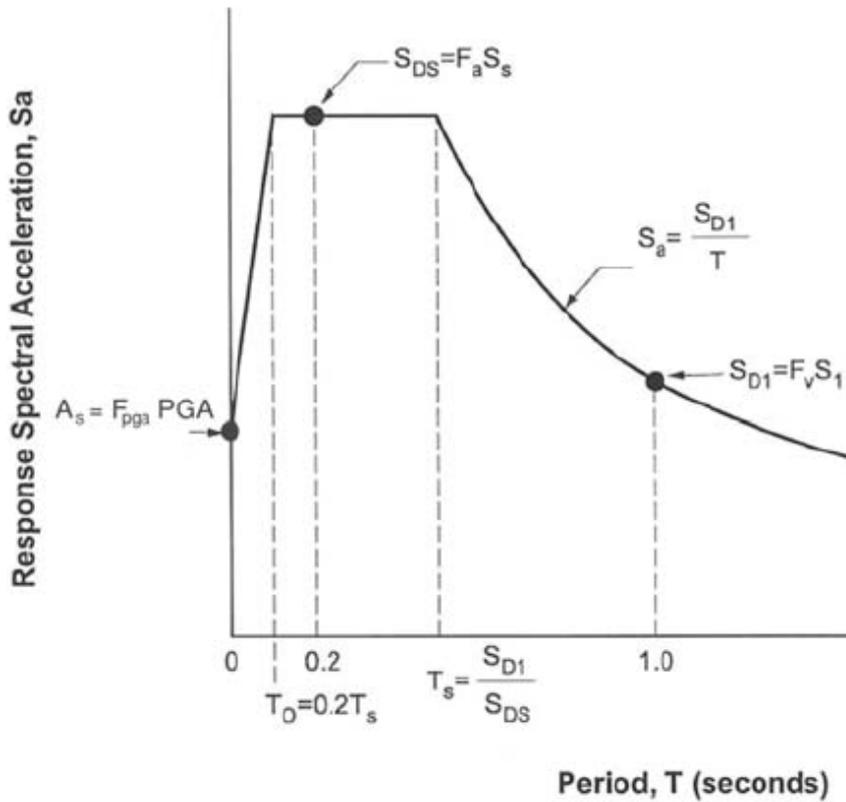


圖 5.2 AASHTO (2009) 設計反應譜

依據一秒週期之設計譜加速度( $S_{D1}$ )值，由小而大對生命安全性能等級制定四級耐震設計類別 A~D，稱之為耐震設計種類 (Seismic Design Categories, SDC)。詳細見「5.設計方法-耐震設計種類」。

(2) 可接受性能標準

性能指標多以「強度」、「變形」、「變位」（殘餘變位、韌性比）作表示。本規範為單一耐震性能水準，其對應之可接受性能標準如表 5-6 及表 5-7 所示。

表 5-6 AASHTO (2009) 下部結構消能系統所對應之性能標準

結構部位	構件狀態	可接受標準
上部結構	保持彈性	內應力 < 容許應力 (內應力尚需考慮超額強度)
支承	保持彈性	內應力 < 容許應力 (內應力尚需考慮超額強度)
橋墩	產生塑性鉸	構件位移容量滿足規範的位移需求 構件韌性容量滿足規範的韌性需求
橋台	保持彈性	依工程師設計決定橋台是否受地震力 1) 橋台不分擔地震力： 橋台結構及背填土壤保持彈性 2) 橋台分擔地震力： 背填土需設定土壤彈簧模擬，其變形所產生之位移角需小於規範限制值 2%
基礎	保持彈性	內應力 < 容許應力 (內應力尚需考慮超額強度)

表 5-7 AASHTO (2009) 上部結構消能系統所對應之性能標準

結構部位	構件狀態	可接受標準
上部結構	產生塑性鉸	構件位移容量滿足規範的位移需求 構件韌性容量滿足規範的韌性需求
支承	保持彈性	內應力 < 容許應力 (內應力尚需考慮超額強度)
橋墩	保持彈性	內應力 < 容許應力 (內應力尚需考慮超額強度)
橋台	保持彈性	依工程師設計決定橋台是否受地震力 1) 橋台不分擔地震力： 橋台結構及背填土壤保持彈性 2) 橋台分擔地震力： 背填土需設定土壤彈簧模擬，其變形需小於規範限制值(2%)
基礎	保持彈性	內應力 < 容許應力 (內應力尚需考慮超額強度)

### 3. 工址可建性

#### (1) 何時須進行土壤液化評估

耐震設計種類 SDC C 和 D 類之橋梁在下面兩個情況下必須進行土壤液化評估：

- a. 地下水位在 50 英尺內。
- b. 地表下 75 英尺內的低塑性土壤和砂土具有下列四種條件之一者：
  - (a) 在標準貫入試驗  $(N_1)_{60}$  之打擊數小於或等於每英尺 25 下。
  - (b) 在錐頭貫入試驗阻抗值  $q_{ciN}$  小於或等於 150 英吋。
  - (c) 正規化剪力波速值  $V_{s1}$  小於 660 fps。
  - (d) 在過去地震紀錄中曾觀測到液化的地盤。

另外針對 SDC B 種類橋梁，其結構若建立於極鬆軟的飽和砂層時，則亦必須考量其液化潛能。

#### (2) 液化評估應考量的影響項目

- a. 液化土層承载力之喪失。
- b. 液化引發的沉陷。
- c. 基礎流動、滑動及傾斜不穩定。

#### (3) 對可能液化之橋梁的兩種結構配置

- a. 經液化評估後顯示在設計地震作用下，工址土層不產生液化，則假設地盤不發生液化直接分析及設計結構。
- b. 經液化評估顯示地盤於設計地震作用下將發生液化，則基礎模擬應考慮土壤液化後的狀態，且液化土層須計算其殘餘強度加以模擬。

另外，橋梁結構在基礎土層液化後或無液化狀態時，兩者基礎構材之塑性鉸發生位置並不同，設計者必須加以考量並納入模擬。而地盤液化後產生的永久變形對橋梁結構之影響亦須加以考慮。若業主同意因地盤液化使橋梁結構周期變長可折減設計反應譜需求，其折減幅度不可超過原反應譜的三分之一。

#### 4. 結構系統規劃

工程師於設計前應先確認該橋梁之耐震設計策略，以及所將採用的地震抵抗系統（Earthquake Resisting System），地震抵抗系統也不再只侷限於以橋柱產生塑鉸來消能，只要工程師能以較嚴謹之分析確認橋梁之安全性，且其性能標準也經由業主認可，新規範給予工程師較多的彈性決定耐震策略。

如上所述，本規範明訂所有屬 SDC C 和 D 類之橋梁，均須具備明確之地震抵抗系統（Earthquake Resisting Systems, ERS），以達到生命安全等級之性能目標（Life Safety Criteria）。此地震抵抗系統需具備可靠且不間斷之力量傳遞路徑，以傳送地震引致之力量進入周圍土層，並提供足夠的能量消散機制，以有效控制地震引致之變位。為鼓勵採用適當之地震抵抗系統，並確保達到業主所希望之性能，地震抵抗系統（ERS）和地震抵抗構件（Earthquake Resisting Element, ERE）可分成以下三類：

- (1) 規範允許的。
- (2) 在業主的認可下被允許。
- (3) 不建議用於新建橋梁。

其中屬第(1)類被允許的地震抵抗系統（ERS）和地震抵抗構件（ERE）需具備以下特性：

- a. 所有重大的非線性行為均需屬韌性行為，且其發生在容易接近與接受檢測補強的適當位置。

- b. 結構構件的非線性行為不會危及結構承載橋梁自重之能力。
- c. 其他不具備 a 和 b 條件者則屬於第(2)類或(3)類。部分屬第(2)類之地震抵抗構件在目前使用中之 AASHTO 橋梁耐震設計規範中並不被允許，如基樁塑鉸、基礎搖擺 (foundation rocking) 等，但新版規範建議考量目前分析工具與耐震技術之普遍提昇與多樣性，若經過適當評估其位移性能，並與業主充分溝通，此類地震抵抗系統仍是被允許的。

本規範所直接允許的結構系統有三種：

- (1) 設計具韌性的下部結構，使上部結構保持彈性。
- (2) 設計具韌性的上部結構，使下部結構保持彈性，此類結構系統僅適用於上部結構為鋼結構。
- (3) 隔減震橋梁，其上部及下部結構皆保持彈性，破壞機制位於上下部結構之間，即是使用隔震支承及阻尼器消散地震能量。

## 5. 設計方法

進行性能設計時，其依不同的耐震設計種類而有不同的分析方式與要求，本規範將耐震設計種類依設計譜加速度分為四種，各耐震設計種類有不同的設計需求，對於最嚴格的設計種類而言，除需先確認地震抵抗系統 (ERS) 外，尚有下列 4 項設計工作。

- (1) 進行需求分析，目的為計算地震力引致之位移與力量。
- (2) 位移容量與韌性容量分析，用以檢核需求分析之結果，確保位移容量大於位移需求，SDC D 須進行側推分析 (Pushover Analysis) 計算位移容量及韌性容量。
- (3) 進行容量設計，並滿足橋柱剪力要求，另外還有 P- $\Delta$  容量要求，防落長度。
- (4) 依所屬的耐震設計種類進行耐震細部設計。

a. 耐震設計種類

依據一秒週期之設計譜加速度( $S_{D1}$ )，規範針對生命安全性能等級制定四級耐震設計要求與流程 A~D (表 5-8)，稱之為耐震設計種類 (Seismic Design Categories, SDC)，任一橋梁均須依該工址之地震危害度擇一種類進行設計。

表 5-8 AASHTO (2009) 耐震設計種類 (SDC) 之定義

$S_{D1} = F_v S_1$	SDC
$S_{D1} < 0.15g$	A
$0.15g \leq S_{D1} < 0.30g$	B
$0.30g \leq S_{D1} < 0.50g$	C
$0.50g \leq S_{D1}$	D

概述此四個耐震設計種類之設計要求如表 5-9，其中耐震設計種類 A 與單跨之簡支橋梁並不需進行耐震分析，但上部結構與橋台 (或下部結構) 之連接構件需能抵抗不小於 0.2 倍靜載重反力之設計力，且須滿足最小防落長度，SDC B 不需要進行容量設計，SDC C 位移容量僅須依規範建議公式計算，而 SDC D 的位移容量計算就必須使用側推分析進行較準確的計算。

表 5-9 AASHTO (2009) 耐震設計種類之設計要求

耐震設計種類	設計工作項目					
	確認抗震系統 (ERS)	進行需求分析	位移容量檢核(韌性、側位移、P- $\Delta$ 、防落長度)	耐震容量設計	細部設計需求	分析方法
SDC A	不需要	不需要	僅需檢核最小防落長度	不需要	僅針對防落長度及上下部結構接合部位	不需要設限

耐震設計種類	設計工作項目					
	確認抗震系統 (ERS)	進行需求分析	位移容量檢核(韌性、側位移、P- $\Delta$ 、防落長度)	耐震容量設計	細部設計需求	分析方法
SDC B	不需要	需要	需要	僅需進行柱剪力設計	SDC B 等級細設	等值靜力分析 (規則性橋梁) 彈性動力分析 (不規則橋梁)
SDC C	需要	需要	需要	需要	SDC C 等級細設	
SDC D	需要	需要	需要	需要	SDC D 等級細設	Pushover Analysis

註：1. 阻尼比大(隔減震)或 P- $\Delta$  效應大時，須採用非線性歷時分析。  
2. SDC D 等級之耐震設計須考量土壤液化。

### b. 程序或流程

本規範設計流程可參考圖 5.3。

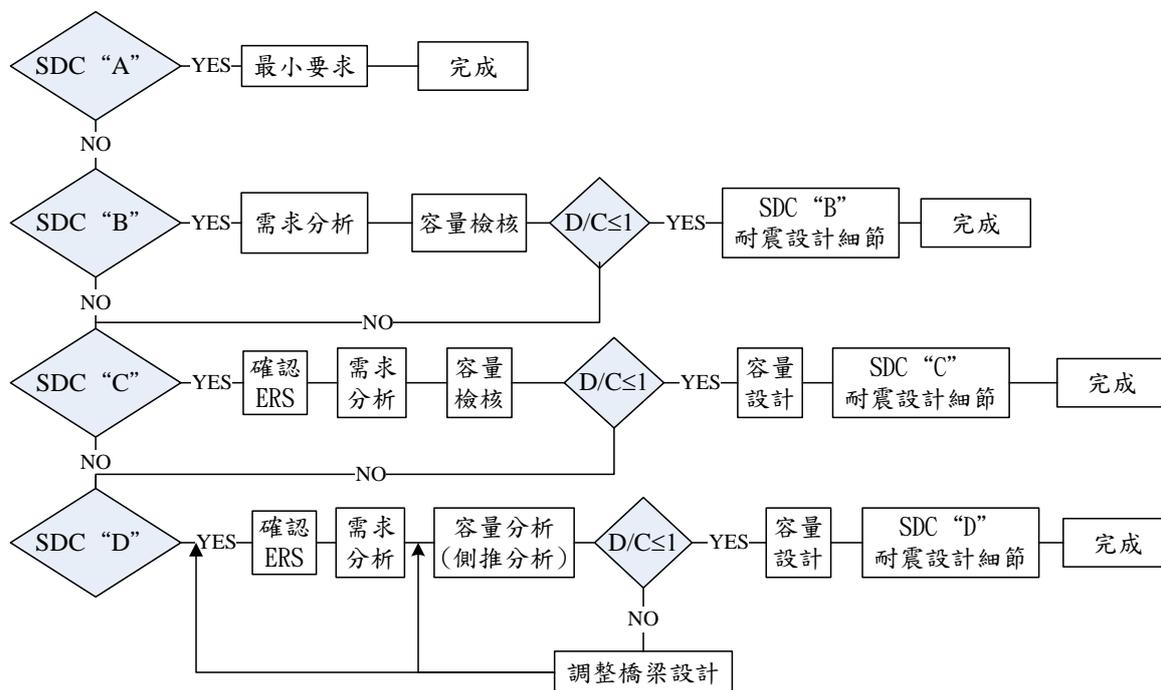


圖 5.3 AASHTO (2009) 設計流程

c. 需求分析

耐震需求分析法須依據橋梁之規則性進行選擇(表 5-10)。

表 5-10 AASHTO (2009) 需求分析法

耐震設計種類 SDC	跨數為 2~6 跨之 規則型橋梁	跨數為 2 或 2 跨以上之 不規則橋梁
A	不需進行需求分析	不需進行需求分析
B,C,或 D	等值靜力分析 或 彈性動力分析	彈性動力分析

耐震分析之目的為評估橋梁以及其個別構件之位移需求，對於一般橋梁，可採用等值靜力分析或彈性動力分析計算位移需求，兩者均屬彈性分析，彈性分析所得之位移需求須乘放大係數適度放大。另外非線性歷時分析（Non-linear Time History）只有在業主要求下才需進行，不過對於重要橋梁、幾何形狀複雜之橋梁、隔震橋梁或鄰近活動斷層之橋梁，也建議採用非線性歷時分析。

耐震設計種類 SDC 為 B、C 或 D 的橋梁均須依據上述分析方法，分別針對行車向與垂直行車向進行整體之耐震位移需求 $\Delta_D$ 分析。對於阻尼比不為 5%之橋梁，位移需求須依據阻尼比以折減係數進行修正。

考量地震作用方向的不確定性，以及雙向地震同時發生的機率，經由行車向設計地震力與垂直行車向設計地震力分析所得之位移須再依據下述規則進行組合，以求得最後之位移需求：

組合一：構件沿某一主軸之耐震需求位移需為 100%縱向設計地震力引致之構件位移絕對值，加上 30%橫向設計地震力引致之構件位移絕對值。

組合二：構件沿某一主軸之耐震需求位移需為 100% 橫向設計地震力引致之構件位移絕對值，加上 30% 縱向設計地震力引致之構件位移絕對值。

d. 位移容量與韌性容量分析與檢核

(a) 位移容量分析及檢核

容量檢核係為確保位移容量大於位移需求：

$$\Delta_D^L < \Delta_C^L \dots\dots\dots(5.3)$$

其中  $\Delta_D^L$  為依據需求分析方法所得之韌性構件位移需求， $\Delta_C^L$  為相同構件沿著相同方向之位移容量。

至於屬 SDC D 之橋梁，規範規定必須採用非線性靜力側推分析法（Nonlinear Static Procedure, NSP）計算其位移容量  $\Delta_C^L$ 。對於基礎和上部結構變形可被忽略之情況，側推分析模型可簡化為單一橋柱模型。位移容量分析之目的為決定當地震抵抗構件（ERE）達到其非線性變形容量時所對應之位移，非線性變形達到容量時之破壞時機則可由局部極限變形定義，如塑鉸轉角、基礎沉陷或抬昇量及橋台位移量等。

(b) 韌性容量分析與檢核

依設計目的，每一橋梁也可依據其預期之結構地震反應（如韌性需求  $\mu_D$ ）進行歸類，並據以決定設計方法與韌性設計細節：

- 全韌性結構（Full-Ductility Structure）

對於在水平力作用下以塑鉸機制來消能之構件，構件設計細節須使其具備足夠韌性容量  $\mu_C$  以滿足韌性需求  $\mu_D$ ，此對應於耐震設計種類 SDC D 且滿足

生命安全性能等級之橋梁的設計，其韌性需求為（ $4 \leq \mu_D \leq 6$ ）。所以對於耐震設計種類為 SDC D 之橋梁除須滿足式(5.3)外，個別構件之韌性需求亦須滿足如下規定：

單柱橋墩： $\mu_D \leq 5$

構架式橋墩： $\mu_D \leq 6$

壁式橋墩弱軸方向： $\mu_D \leq 5$

壁式橋墩強軸方向： $\mu_D \leq 1$

其中：

$$\mu_D = 1 + \frac{\Delta_{pd}}{\Delta_{yi}} \dots\dots\dots(5.4)$$

其中， $\Delta_{pd}$  為需求分析時所得到的塑性需求位移， $\Delta_{yi}$  為利用理想化之橋柱降伏曲率所計算得到的降伏位移。

- 有限韌性反應 (Limited-Ductility Response)

對於耐震設計種類 SDC B 和 C 且滿足生命安全性能等級之橋梁，在水平力作用下，塑鉸機制仍像上述全韌性結構一樣會產生，但其韌性需求較低（ $\mu_D \leq 4$ ），故其對應之設計細節要求也較全韌性結構為低。

- 具保護系統之有限韌性反應 (Limited-Ductility Response in Concert with Added Protective Systems)

對於具隔減震裝置、被動能量消散裝置或其他可控制地震反應之裝置的橋梁，其塑鉸機制在地震下是否會產生，需藉由分析（非線性歷時分析）才能確認。

e. 容量設計

(a) 構件容量設計 (Capacity Design)

容量設計之原則為確保橋柱產生塑鉸時，非屬主要能量消散系統（橋柱塑鉸）之構件仍能維持在彈性範圍。這些構件包括上部結構、基礎，以及其與橋柱間之連接構件，如帽梁、樁帽等。為確保橋柱產生之塑鉸具韌性而不會發生脆性之剪力破壞，容量設計亦包括須滿足橋柱剪力要求。

• 容量設計 (SDC C 和 D)

為確保非屬主要能量消散系統（橋柱塑鉸）之構件得以在橋柱塑鉸產生時仍能維持彈性，容量設計即是以橋柱塑鉸產生時之彎矩與剪力設計鄰近其他構件。此時採用之彎矩與剪力需考量其超額強度，鋼筋混凝土橋柱與鋼橋柱之彎矩超額容量  $M_{po}$  需分別依式(5.5)與式(5.6)計算：

$$M_{po} = \lambda_{mo} M_p, \lambda_{mo} = 1.2 \dots\dots\dots(5.5)$$

$$M_{po} = \lambda_{mo} M_n, \lambda_{mo} = 1.2 \quad \text{for ASTM A706 鋼筋}$$
$$\lambda_{mo} = 1.4 \quad \text{for ASTM A615 鋼筋} \dots\dots\dots(5.6)$$

其中  $\lambda_{mo}$  為超額強度因子； $M_p$  為鋼筋混凝土橋柱之塑性彎矩容量， $M_p$  須經彎矩-曲率斷面分析求得，該分析須考量材料之降伏強度、圍束混凝土材料性質，以及鋼筋之應變硬化效應等； $M_n$  則為鋼材之標稱彎矩強度。式(5.5)及式(5.6)計算所得之超額強度彎矩以及其對應之剪力即視為該橋梁所能抵抗之極限地震力。

• 橋柱剪力設計要求 (SDC B、C 和 D)

耐震設計種類屬 SDC B、C 和 D 之鋼筋混凝土橋柱須滿足剪力設計要求。剪力設計要求即為使其剪力容量大於剪力需求，故屬 SDC B、C 和 D 之鋼筋混凝土橋柱均須計算其剪力需求與容量，其中 SDC D 之橋梁亦須再計算構件之韌性需求。

對於 SDC B 橋梁，橋柱的剪力需求  $V_u$  為線彈性分析所得之剪力或橋柱塑鉸產生時對應之剪力  $V_0$ （需考慮超額強度因子），兩者取小值；對於 SDC C 或 D 橋梁，橋柱之剪力需求  $V_u$  為橋柱塑鉸產生時所對應之超額剪力  $V_0$ ，至於橋柱之剪力容量則須依據材料之標稱強度決定。橋柱之剪力設計需使其剪力容量大於剪力需求：

$$\phi_s V_n \geq V_u, \phi_s = 0.9 \dots\dots\dots(5.7)$$

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots(5.8)$$

其中橋柱的剪力容量  $V_n$  包括混凝土剪力容量  $V_c$  與鋼筋剪力容量  $V_s$ 。

(b) P- $\Delta$  容量要求 (SDC C 和 D)

屬 SDC C 和 D 之橋梁需考量 P- $\Delta$  效應，P- $\Delta$  效應引致之位移須經由非線性歷時分析才可以正確求得，但若橋柱滿足式(5.9)，則 P- $\Delta$  效應得以忽略。

$$\begin{aligned} P_{dl} \times \Delta_r &\leq 0.25 \times M_p \quad (\text{混凝土構件}) \\ P_{dl} \times \Delta_r &\leq 0.25 \times M_n \quad (\text{鋼構件}) \dots\dots\dots(5.9) \end{aligned}$$

其中  $P_{dl}$  為垂直靜載重， $\Delta_r$  為反曲點至最遠塑鉸處之相對橫向偏移量。

f. 依所屬的耐震設計種類進行耐震細部設計

進行構件之細部設計，如鋼結構之接合設計、鋼筋混凝土結構之主箍筋配筋規定等等，不同的耐震設計種類則有不同的要求，由於內容繁多在此不做詳述，請參閱原規範條文。

### 5.1.3 美國 Caltrans (2010) Seismic Design Criteria

Caltrans (2010) <sup>[50]</sup>之耐震設計規範相關規定基本上和 AASHTO 所列之 SDC D 等級之耐震設計很類似。現行 Caltrans (2010) 僅針對混凝土橋梁予以規範，鋼橋部分仍待未來新版補充之。

#### 1. 性能目標

加州公路局 Caltrans 訂定的加州的橋梁耐震設計規範 (Caltrans Seismic Design Criteria, 2010) 之耐震設計基本目標，係規範設計之一般橋梁在最大可能地震 (MCE) 下，容許允許產生須限制交通功能的重大損傷，但須避免上部結構落橋或橋柱崩塌現象。

##### (1) 橋梁重要度分類

僅一類：考慮跨徑 90m 以下之一般性橋梁 (Ordinary Standard Bridge)。不使用用途係數。

##### (2) 地震等級

Caltrans (2010) 考慮 50 年超越機率為 5%，對應回歸期為 975 年之最大可能地震。

##### (3) 性能水準

Caltrans (2010) 的耐震性能水準是依據 Memo To Designers (MTD) 20-1 中對一般橋梁之規定，耐震設計允許結構有嚴重損傷，但仍要確保安全性，要求防止上部結構落橋與橋柱崩塌，係定位為橋梁設計之最低標準。

#### 2. 性能標準

##### (1) 地震等級量化

規定設計反應譜 (Design Spectrum, DS) 取以下三種地震危害度分析結果最大者作為代表：

- a. 基於 50 年超越機率為 5%，對應回歸期為 975 年之機率式反應譜 (probabilistic spectrum)。
- b. 採用定值法，由任何斷層之最大破裂 (對應最大地震規模  $M_{max}$ ) 導致之橋梁工址附近最大中度反應 (largest median response)。
- c. 距橋梁工址 12km 處平移斷層規模 6.5 地震所產生之中度反應譜 (median spectrum) 所定義之全州最低限度反應譜 (statewide minimum spectrum)。

(2) 可接受性能標準

整體系統、單一局部系統與局部構件須滿足位移準則與韌性需求，如表 5-11 所示。

表 5-11 Caltrans (2009) 耐震性能標準

	整體系統 (Global system)		單一局部系統 (Stand-Alone Frame)		局部構件 (Local member)
	$\Delta_D < \Delta_C$		$\Delta_{col} < \Delta_C$		
	位移需求 $\Delta_D$ (等於下列各項之和)	位移容量 $\Delta_C$	位移需求 $\Delta_{col}$ (等於下列各項之和)	位移容量 $\Delta_C$	
位移標準	基礎變形 $\Delta_f$ 帽梁變形 $\Delta_b$ 橋柱彈性變形 $\Delta_y$ 橋柱非線性變形 $\Delta_p$	側推分析得到	橋柱彈性變形 $\Delta_y$ 橋柱非線性變形 $\Delta_p$	橋柱彈性變形 $\Delta_y^{col}$ 橋柱非線性變形 $\Delta_p$ ( $\Delta_y^{col}$ 與 $\Delta_p$ 根據彎矩面積法計算)	—

	整體系統 (Global system)	單一局部系統 (Stand-Alone Frame)	局部構件 (Local member)
韌性標準	1. 固接基礎之單柱橋墩 $\mu_D \leq 4$ 2. 固接基礎或鉸接基礎之構架式橋墩 $\mu_D \leq 5$ 3. 固接基礎或鉸接基礎壁式橋墩弱軸方向 $\mu_D \leq 5$ 4. 固接基礎或鉸接基礎壁式橋墩強軸方向 $\mu_D \leq 1$		最小位移 韌性容量 $\geq 3$ (確保構件在塑鉸區擁有合理可靠的旋轉容量)

註：整體系統與單一局部系統定義請參閱模擬原則處之解說。

### 3. 工址可建性

Caltrans (2010) 中並沒有對地盤不穩定性特別說明相關之要求，但對工址處之地表震動、土壤液化及近斷層等因素要求特別之考量：

- (1) 地表震動因素之考量：當橋梁採用樁基礎時，分析時需特別考慮樁基礎與土壤互制之效應。若橋梁沿著橋梁軸向之地盤土壤性質變化大；抑或是橋梁長度較長，導致地表震動時，橋梁各區段承受之地震力大小不同，需特別考量此種變化之影響。
- (2) 土壤液化因素之考量：Caltrans (2010) 期許工址處土壤不易受液化、側向流動或是沖刷等影響，若工址處土液化區，需特別考量土壤液化可能導致之水平、垂直向的額外位移，及產生對結構的衝擊。
- (3) 近斷層因素之考量：若結構物處於近斷層區域，需蒐集斷層位置及破裂方向，與考量對結構可能產生之水平及垂直位移。

### 4. 系統規劃設計

- (1) Caltrans (2010) 建議可採用之構件形式如表 5-12 所示。

表 5-12 Caltrans (2009) 建議橋梁可採用之元件形式

橋梁單元	元件形式	橋梁單元	元件形式
橋台	剛性板 (Diaphragm) Short Seat High Cantilever	下部結構 支撐系統	單柱式 多柱式 壁式橋墩 Pile Extension
上部結構	場鑄 (Cast-In-Place ) • 混凝土 • 後拉式預力混凝土 預鑄 (Precast) • 混凝土 • 預拉式預力混凝土 • 後拉式預力混凝土	基礎	擴展基腳 基樁 (Driven Piles) • 鋼管樁 (Steel H/HP and Pipe) • Precast P/S • CISS 鑽掘樁 (Drilled Shafts) • CIDH • Large Diameter Types I and II Proprietary

(2) 現行 Caltrans (2009) 規範混凝土橋梁所預期之系統特性為：

- a. 跨徑 90 公尺內。
- b. 使用一般重量之混凝土主梁、柱及橋墩等元件所組成。
- c. 水平構件需由剛接、鉸接或是由合適之支承所支撐；隔震裝置與消能阻尼器均視為非標準元件。
- d. 基礎採用擴展基腳、樁基礎或沉箱基礎。
- e. 土壤不易受液化、側向流動或是沖刷等影響。
- f. 橋梁系統在縱向與橫向之基本振動周期需大於或等於 0.7 秒。

結構系統韌性容量參見表 5-11。亦如同 AASHTO，規定相鄰兩橋墩或橋柱之平衡勁度 (Balanced stiffness) 比值下限或平衡勁度質量 (Balanced stiffness/mass) 比值下限為 0.5、上限值為 2，任意兩橋墩或橋柱之平衡勁度 (Balanced stiffness) 比值下限或平衡勁度質量 (Balanced stiffness/mass) 比值下限為 0.75、上限值為 1.33。

## 5. 設計方法

### (1) 程序或流程

a. Caltrans (2010) 設計流程如圖 5.4 所示：

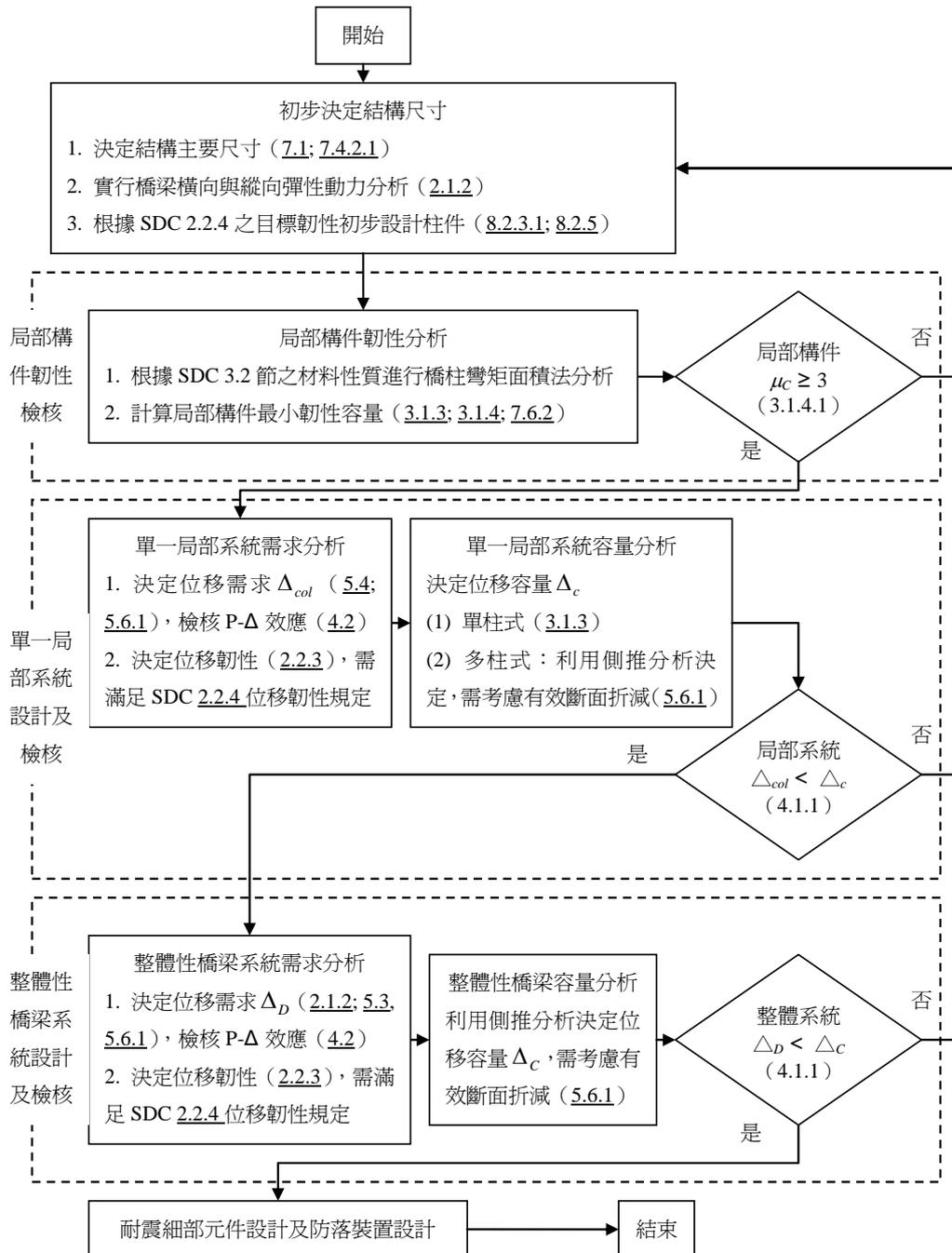


圖 5.4 Caltrans (2009) 設計流程

## (2) 分析方法

### a. 主要方法

- (a) 等效靜力分析 (Equivalent Static Analysis, ESA)：等效靜力分析適用於具有平均跨徑及均勻勁度之橋梁結構，使其可以獲取主控振態之震動反應。
- (b) 彈性動力分析 (Elastic Dynamic Analysis, EDA)：線彈性動力分析係指利用合適的反應譜進行線彈性多振態譜分析。建議自由度及振態數目之決定需使得質量參與 (mass participation) 達到 90% 以上。
- (c) 非彈性靜力分析 (Inelastic Static Analysis, ISA)：即所謂的側推分析，可獲取結構到達穩定極限時，可靠之結構構件之位移容量。

## (3) 檢核驗證內容

### a. 最小橫向強度

- (a) 帽梁須擁有可抵抗  $0.1 \times P_{dl}$  橫向力之橫向彎矩勁度，其中  $P_{dl}$  為作用於上部結構質量中心之自重。

### b. 最小橫向強度

- (a) P- $\Delta$  效應引致之位移須經由非線性歷時分析才可以正確求得，但若橋柱滿足  $P_{dl} \times \Delta_r \leq 0.20 \times M_p^{col}$ ，則 P- $\Delta$  效應得以忽略。其中  $P_{dl}$  為垂直靜載重， $\Delta_r$  為反曲點至最遠塑鉸處之相對橫向偏移量。

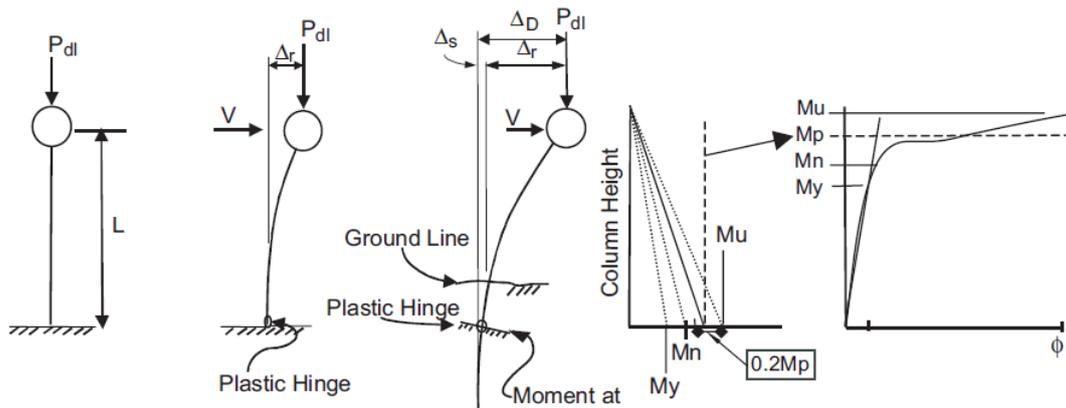


圖 5.5 Caltrans (2009) 橋柱之 P- $\Delta$  效應

## 5.2 日本橋梁耐震性能設計規範概況

### 5.2.1 日本橋梁耐震性能設計發展

1995 年 Kobe 大地震震害使得日本也特別考慮以確保人命安全、可修復性與使用機能等性能目標為導向之性能設計理念。日本有關公路橋相關的技術標準，最早是 1886 年的「國縣道之建造標準」，於 1939 年制訂「鋼公路橋設計規範草案」，之後逐步充實。自 1972 年至 1980 年，該等標準已彙整成為目前的「I 共同篇」、「II 鋼橋篇」、「III 混凝土橋篇」、「IV 下部結構篇」及「V 耐震設計篇」，並於 1990 年、1993 年以及 1996 年分別因應導入鋼筋混凝土橋墩地震時保持水平強度、探討設計活載重、根據兵庫縣南部 (Kobe) 大地震嚴重災損之經驗提高耐震設計標準等重新修訂，日本社團法人道路協會 (Japan Road Association, JRA) 特別於 2002 年為引進耐震性能設計技術進行修定。本報告亦將於下一節詳細探討 2002 年「道路橋示方書 (V 耐震設計篇)・同解說」之內容，亦包括日本財團法人鐵道綜合技術研究所 (Railway Technical Research Institute, RTRI) 有關鐵路結構耐震設計標準之探討，作為耐震性能設計規範之重要參考資料。

## 5.2.2 日本 JRA (2002) 道路橋示方書—耐震設計篇

### 1. 性能目標

日本道路協會 (JRA) 於 2002 年所出版的「道路橋示方書—耐震設計篇」以導入性能設計觀念為目的，建立不同重要度橋梁於所考慮之地震等級下應具有之耐震性能水準，作為耐震性能目標 (表 5-13)，同時強調即使發生未預期之行為或破壞亦能夠防止落橋，並以此些要求為設計原則進行耐震設計。耐震性能目標詳細說明如下：

表 5-13 JRA (2002) 耐震性能目標

設計地震等級		重要度	
		A 類橋	B 類橋
等級 1		耐震性能一	
等級 2	類型 I (板塊邊界型)	耐震性能三	耐震性能二
	類型 II (內陸直下型)		

#### (1) 橋梁重要度分類

考慮(1)區域防災重要性、(2)二次災害可能性、(3)災害發生時的替代性、以及(4)恢復功能之難易，將橋梁分為 A 類橋 (一般) 以及 B 類橋 (重要)。不使用用途係數。

#### (2) 地震等級

含二等級地震：

- a. 等級 1：使用期間發生機率高。
- b. 等級 2：使用期間發生機率低，強度大，包括兩類型：
  - (a) 類型 I：板塊邊界型，振幅大、延時長 (遠域地震)。
  - (b) 類型 II：內陸直下型，延時短但強度極大 (近斷層)。

### (3) 性能水準

橋梁之耐震性能如表 5-14 所示分為三級，各級性能分別依耐震設計之安全性、使用性與修復性定義。耐震性能一、考慮不同構件發生非線性行為時耐震性能二、三對應至結構構件之極限狀態要求如表 5-15~表 5-17 所示。

表 5-14 JRA (2002) 橋梁結構性能水準

耐震性能水準	安全性能	使用性能	修復性能	
			短期	長期
耐震性能一： 地震作用不會使橋梁健全性受到損害	確保防止落橋安全性	確保橋梁具地震前的機能	不須為恢復橋梁機能而進行修復	宜進行輕微的修復
耐震性能二： 地震作用使橋梁產生有限損害，橋梁的機能可迅速恢復者	確保防止落橋安全性	地震後橋梁機能須能迅速恢復	為恢復橋梁機能可進行緊急修復	可進行較為容易的永久復舊
耐震性能三： 地震作用不會使橋梁產生致命的損害	確保防止落橋安全性	—	—	—

表 5-15 RA (2002) 耐震性能水準一對應各構件之可接受狀態

上部結構	主體	彈性範圍以內
	伸縮裝置	不產生損傷
支 承	橡膠支承	彈性範圍以內
	鋼支承	
橋墩及橋台		彈性範圍以內
基 礎		基礎在彈性範圍以內，且支承基礎的地盤的力學特性不產生變化
基礎底座		彈性範圍以內

表 5-16 JRA (2002) 耐震性能水準二對應各構件之可接受狀態

假設進入塑性 各構件	橋墩	橋墩與上部 結構	基礎	隔震支承 與橋墩
橋墩	損傷易於修復	發生主要的非線性行為，損傷易於修復	彈性範圍以內	可容許發生次要的非線性行為
橋台	彈性範圍以內	彈性範圍以內	彈性範圍以內	彈性範圍以內
支承	彈性範圍以內	彈性範圍以內	彈性範圍以內	能夠確保隔震支承吸收能量
上部結構	彈性範圍以內	可容許發生次要的非線性行為，但損傷輕微，能夠維持長期使用性	彈性範圍以內	彈性範圍以內
基礎	可容許發生次要的非線性行為(例如：樁頭產生塑鉸)	可容許發生次要的非線性行為	變形或損傷不影響恢復原狀	可容許發生次要的非線性行為
基礎底座	彈性範圍以內	彈性範圍以內	彈性範圍以內	彈性範圍以內
適用橋梁範例	隔震橋以外的一般梁式橋 (girder bridge)等	(剛)構架式	橋墩結構體具有足夠大的強度的情況，或有液化影響的不得已的情況	隔震橋

註：不考慮非線性構件行為之情形，構件不發生脆性破壞，其反應在彈性範圍以內，可適用於剪力破壞型 RC 橋墩。

表 5-17 JRA (2002) 耐震性能水準三對應各構件之可接受狀態

假設進入塑性 各構件	橋墩	橋墩與 上部結構	基礎	隔震支承 與橋墩
橋墩	橋墩的水平強度開始大幅下降	橋墩的水平強度開始大幅下降	彈性範圍以內	可容許發生次要的非線性行為
橋台	彈性範圍以內	彈性範圍以內	彈性範圍以內	彈性範圍以內
支承	彈性範圍以內	彈性範圍以內	彈性範圍以內	能夠確保隔震支承吸收能量
上部結構	彈性範圍以內	可容許發生次要的非線性行為	彈性範圍以內	彈性範圍以內
基礎	可容許發生次要的非線性行為 (例如: 樁頭產生塑鉸)	可容許發生次要的非線性行為	變形或損傷不影響恢復原狀	可容許發生次要的非線性行為
基礎底座	彈性範圍以內	彈性範圍以內	彈性範圍以內	彈性範圍以內
適用橋梁 範例	隔震橋以外的一般梁式橋等	(剛)構架式	橋墩結構體具有足夠大的強度的情況, 或有液化影響的不得已的情況	隔震橋

註：不考慮非線性構件行為之情形，構件不發生脆性破壞，其反應在彈性範圍以內，可適用於剪力破壞型 RC 橋墩。

## 2. 性能標準

量化上述性能目標即可得到性能標準。

### (1) 地震等級量化

a. 加速度反應譜：規定各地震等級對應之譜加速度。

b. 地震歷時

(a) 選擇代表性（與工址地型地盤條件類似）的強震紀錄製作與反應譜相符之人造地震；下部結構位置不同處，宜考慮使用各種地盤類別，取較不利之結果。

(b) 地震等級 1 可選用 1 組波形；地震等級 2 選用 3 組波形。

(2) 可接受性能標準

a. 性能指標：強度、變形、變位（殘餘變位、韌性比）。

b. 耐震性能水準一、二、三對應之可接受性能標準如。表 5-18～表 5-19 所示。其中，耐震性能水準二以限制橋墩之殘餘變位作為可接受標準之一，目的是為了滿足表 5-14 之可修復性。

表 5-18 JRA（2002）耐震性能一對應之性能標準

耐震性能一		可接受標準	
上部結構	主體	彈性範圍以內	應力 < 容許應力
	伸縮裝置	不產生損傷	地震時伸縮量 < 設計伸縮量
支承	橡膠支承	彈性範圍以內	剪應變 < 容許剪應變； 應力 < 容許應力
	鋼支承		應力 < 容許應力
橋墩及橋台		彈性範圍以內	應力 < 容許應力
基礎		基礎的力學特性不超過彈性範圍，且支承基礎的地盤的力學特性不產生變化的極限的狀態	支承力 < 容許支承力 應力 < 容許應力 反應變位 < 容許變位
基礎底座		彈性範圍以內	應力 < 容許應力

**表 5-19 JRA (2002) 耐震性能二對應之性能標準**  
(以橋墩產生塑鉸之一般梁式橋為例)

耐震性能二		可接受標準
上部結構	不產生損傷	上部結構梁端間隙 > 設計值
支 承	橡膠支承	彈性範圍以內
	鋼支承	
橋墩	損傷易於修復	剪應變 < 容許剪應變 斷面力 < 強度 水平地震力 < 水平強度
基礎	可容許發生次要的非線性行為	水平地震力(慣性力) < 水平強度；彎曲破壞型，可採韌性比 < 容許韌性比 殘餘變位 < 容許殘餘變位(轉角 1/100)
基礎底座	彈性範圍以內	以“設計水平地震力 < 基礎的降伏強度”為原則 作用剪力 < 剪力強度 作用彎矩 < 降伏彎矩 作用剪力 < 剪力強度

**表 5-20 JRA (2002) 耐震性能三對應之性能標準**  
(以橋墩產生塑鉸之一般梁式橋為例)

耐震性能三		可接受標準
上部結構	不產生損傷	上部結構梁端間隙 > 設計值
支 承	橡膠支承	彈性範圍以內
	鋼支承	
橋墩	橋墩水平強度開始大幅下降	剪應變 < 容許剪應變 斷面力 < 強度 水平地震力 < 水平強度
基礎	可容許發生次要的非線性行為	水平地震力(慣性力) < 水平強度；彎曲破壞型，可採韌性比 < 容許韌性比
基礎底座	彈性範圍以內	以“設計水平地震力 < 基礎的降伏強度”為原則 作用剪力 < 剪力強度 作用彎矩 < 降伏彎矩 作用剪力 < 剪力強度

### 3. 工址可建性

要求考慮地盤不穩定性對性能目標之影響，沒有限制地震等級 1 作用下不得液化。

- (1) 地震時地盤若有不穩定狀況，上述性能標準包括考慮其影響
  - a. 發生流動化的情況（因應 Kobe 地震之損害：非液化土層與下方之液化土層同時移動）。
  - b. 只發生液化的情況。
  - c. 流動化與液化均不會發生的情況。
- (2) 液化時，土壤參數之折減係數
  - a. 不同地震等級作用下，土壤參數之折減係數有差異（表 5-21）。
  - b. 考慮折減係數後，可不考慮動水壓或地震時土壓之影響。
  - c. 計算基礎底座的支承力時，要計及折減土層之重量。

表 5-21 JRA (2002) 土壤參數之折減係數 DE

液化抵抗率 $F_L$ 之範圍	距目前地盤 面之深度 $x$ (m)	反覆三軸剪力強度比 $R$			
		$R \leq 0.3$		$R > 0.3$	
		地震等級 1	地震等級 2	地震等級 1	地震等級 2
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq x \leq 10$	1/6	0	1/3	1/6
	$10 < x \leq 20$	2/3	1/3	2/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	1/3	1	2/3
	$10 < x \leq 20$	1	2/3	1	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	1	2/3	1	1
	$10 < x \leq 20$	1	1	1	1

#### 4. 結構系統規劃

強調結構系統規劃之重要性。

(1) 耐震設計基本方針規定：結構形式應考慮地形、地質、地盤條件及現地條件藉以選擇，此事至為重要。

a. 為確實防止上部結構掉落，宜盡可能採用多跨度連續結構；若橋台部分的地盤良好，亦可考慮承擔地震力，例如橋台、橋墩採用橡膠支承，降低橋柱過大負擔的水平力（慣性力）分散結構。

b. 軟弱土層或液化、流動化地盤，宜選擇水平剛度高的基礎，或選擇上部結構與下部結構接點較多的結構系統，例如：剛構架式。

c. 地盤條件良好，下部結構勁度高、橋梁週期短的多跨度連續橋梁，宜採用隔震設計。

d. 局部性破壞可能引致整體系統坍塌者，須限制該部分之損傷。

e. 不宜採用受幾何非線性影響較大之結構系統。

f. 地盤條件或結構條件變化顯著之處，應仔細探討是否採用連續結構較有利。

(2) 隔震橋：

a. 不得採用隔震橋之條件

(a) 基礎週邊土層土壤參數為 0。

(b) 下部結構柔度大、固有週期長。

鋼橋墩採用隔震大多不合理，所以，必須留意隔震支承確實能消能。

- (c) 基礎週邊地盤軟弱，隔震後橋梁週期變長可能引起與地盤共振。
- (d) 在支承處產生負反力。
- b. 採用隔震橋之考量
  - (a) 謀求多跨度連續化。
- (3) 結構系統以行為複雜性（規則性）區分，作為選擇分析方法之依據之一
  - a. 地震時結構行為不複雜的橋梁
    - (a) 結構系統簡單、基本振態顯著的結構系統。
    - (b) 塑性鉸發生之部位明確（RC 橋墩），等能量原理適用。
  - b. 地震時結構行為複雜的橋梁（上述情形以外），例如：
    - (a) 週期長（1.5 秒以上）、或橋墩高（30m 以上）。
    - (b) 使用橡膠支承的水平力（慣性力）分散結構。
    - (c) 隔震橋。
    - (d) 剛構架橋。
    - (e) 鋼橋墩產生塑性鉸或數部位產生塑性鉸。
    - (f) 曲率半徑小且上部結構兩端所形成的角度較大的曲線橋。
    - (g) 垂直向地震動影響顯著、特殊結構或新形式、重量顯著不同的梁構件之影響、動水壓影響較大之過河橋墩等情況，宜視需要考慮。
- (4) 結構消能機制

a. 表 5-15~表 5-17 相關性能水準之定性表述隱含說明所期望的結構消能機制。

b. 隔震橋主要以隔震支承吸收變形來消能，允許橋墩發生次要的非線性行為。

## 5. 設計方法

### (1) 程序或流程

設計流程以檢核性能標準為主，如圖 5.6 所示。

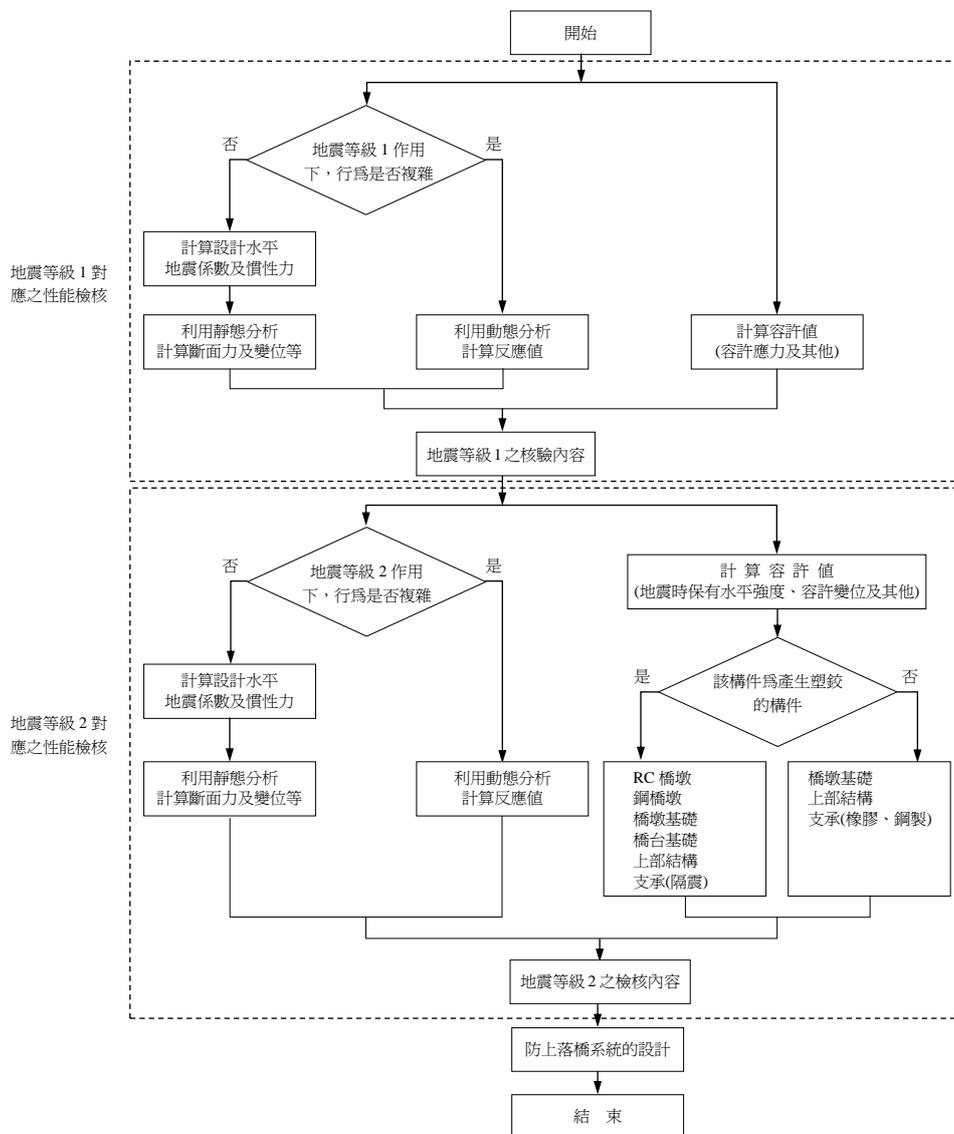


圖 5.6 JRA (2002) 耐震設計流程

## (2) 分析方法

### a. 主要方法

#### (a) 靜力分析

- 地震係數法。
- 基於等能量原理之等效靜態韌性分析法。

#### (b) 動力分析

- 線（彈）性：振態反應譜法、歷時分析法。
- 非線（彈）性：非線性歷時分析、等效線性歷時分析、等效線性反應譜法、基於側推分析之簡化歷時分析。

提及：結構系統簡單、基本振態效應顯著且塑鉸位置明確的剛構架橋，可採用非線性靜力側推分析，來了解橋梁整體的非線性行為。特別強調採用非線性側推分析相關方法時，一定要留意其適用性。

### b. 方法之選擇

依據結構行為的複雜性以及地震等級或性能水準之高低來決定（表 5-22）。

**表 5-22 JRA（2002）檢核用分析方法之選擇**

橋梁行為特性 (地震等級) 或性能水準	行為不複雜	數部位產生塑性鉸及等能量原理適用性未知	行為複雜	
			高振態效應顯著	塑性鉸發生之部位不明確
(地震等級 1) 耐震性能一	靜力分析	靜力分析	動力分析 (彈性)	動力分析(彈 性)
(地震等級 2) 耐震性能二、三	靜力分析	動力分析 (非彈性)	動力分析 (非彈性)	動力分析(非 彈性)

橋梁行為特性 (地震等級) 或性能水準	行為不複雜	數部位產生塑性 鉸及等能量原理 適用性未知	行為複雜	
			高振態效應 顯著	塑性鉸發生之 部位不明確
適用之橋梁案例	右列以外	使用橡膠支承的 水平力(慣性力)分 散結構、隔震橋、 剛構架橋、 鋼橋墩產生塑性 鉸	週期長 (1.5 秒以上)、 橋墩高 (30m 以上)	曲線橋

### (3) 檢核驗證內容

a. 檢核設計原則中的性能目標是否滿足：以檢核表 5-18～表 5-20 之性能標準來達成。

(a) 動力分析宜確認：不可發生塑鉸或分析模型沒有設定塑鉸之部位保持彈性；橋梁不因塑鉸產生而不穩定。

b. 檢核設計原則中的防落橋要求。

(a) 梁端防落長度。

(b) 防止落橋結構。

(c) 限制變位結構。

(d) 防止高低差結構。

### 5.2.3 日本 RTRI (1999) 鐵道構造物設計標準・同解說－耐震設計

日本運輸省鐵道局於 1999 年委託財團法人鐵道綜合技術研究所制定的「鐵道構造物等設計標準・同解說－耐震設計」，為鐵路橋梁性能設計法提供一個重要且詳實的參考依據。

#### 1. 性能目標：

日本鐵道綜合技術研究所於「鐵道構造物等設計標準・同解說

「耐震設計」亦導入性能設計觀念，建立不同重要度橋梁於所考慮之地震等級下應具有之耐震性能水準，作為耐震性能目標（表 5-23），並以此為標的進行耐震設計。詳細說明如下：

表 5-23 RTRI (1999) 耐震性能目標

設計地震等級	重要度	
	一般結構	重要結構
等級 1	耐震性能 I	
等級 2	耐震性能 III	耐震性能 II

(1) 橋梁重要度分類

依據結構損傷對生命安全之威脅、對社會、車速及行車數之影響程度、恢復之難易度等分為一般結構與重要結構兩類。

(2) 地震等級

含二等級地震：

- a. 等級 1：回歸期 50 年，5% 阻尼比最大彈性反應譜加速度不超過 250gal。
- b. 等級 2：使用期間發生機率低，強度大，5% 阻尼比最大彈性反應譜加速度不超過 1g，包括兩類型：
  - (a) 芮氏規模  $M=8$  的板塊邊界型地震或芮氏規模  $M=6.5$  內陸型地震型態，屬傳統的遠域地震；
  - (b) 基於歷史目標地震的統計資料（包含板塊邊界型地震、都市直下型地震與近斷層地震），例如 Kobe 大地震。分危險斷層不明或已知的情況。斷層機制明確者，可以基於該地震機制求取反應譜，作為設計依據，依此方法求取之最大彈性反應譜加速度，對於 G1 類地盤 (bedrock, 岩盤)，可提高至 1,700gal。

### (3) 性能水準

結構整體性能水準分為三級，由可修復性來定性表述，並與構件損傷等級、基礎穩定性等級相關（表 5-24～表 5-26）。

#### a. 結構整體性能水準：

- (a) 耐震性能 I：維持正常功能，不需修補，位移得到控制。
- (b) 耐震性能 II：震後可能需要修復，短時間內可恢復功能。
- (c) 耐震性能 III：結構不倒。

#### b. 構件損傷等級：

- (a) 損傷等級 1：無破壞。
- (b) 損傷等級 2：破壞可能須視情形修復。
- (c) 損傷等級 3：破壞需要修復。
- (d) 損傷等級 4：破壞需要修復，可能須視情形替換構件。

#### c. 基礎穩定性等級：

- (a) 穩定性等級 1：無破壞。
- (b) 穩定性等級 2：有破壞可能需要修復。
- (c) 穩定性等級 3：有破壞可能需要補強，但承載能力足夠而不倒塌。

**表 5-24 RTRI (1999) 構件及基礎之性能水準—單柱式橋柱**

結構整體性能水準	耐震性能 I	耐震性能 II	耐震性能 III
構件損傷等級	1	3	3
基礎穩定性等級	1	2	3

表 5-25 RTRI (1999) 構件及基礎之性能水準—連續高架橋

構造物		耐震性能 I	耐震性能 II	耐震性能 III
構件損傷等級	上層梁	1	2	3
	地中梁	1	3	4
	其他梁柱	1	3	3
基礎穩定性等級		1	2	3

表 5-26 RTRI (1999) 構件及基礎之性能水準—橋台

構造物	耐震性能 I	耐震性能 II	耐震性能 III
構件損傷等級	1	2	3
基礎穩定性等級	1	2	3

## 2. 性能標準

量化上述性能目標即可得到性能標準。

### (1) 地震等級量化

#### a. 反應譜：

(a) 8 類地盤的彈性加速度反應譜。

(b) 非彈性反應譜：降伏點反應譜（需求降伏強度耐震係數譜，Demand yield seismic coefficient spectrum）。

#### b. 歷時：7 組地震歷時波形。

### (2) 可接受性能標準

依據表 5-24，結構性能水準由結構構件損傷與基礎穩定性來確保。

a. 結構構件損傷：依據圖 5.7 所示力-位移關係圖，結構構件各損傷等級可接受標準如表 5-27 所示。其中，損傷等級 1 對應的 B 點是構件縱向鋼筋降伏之狀態，亦即，對應表 5-24 ~ 表 5-26 之耐震性能等級 1，構件均為彈性。

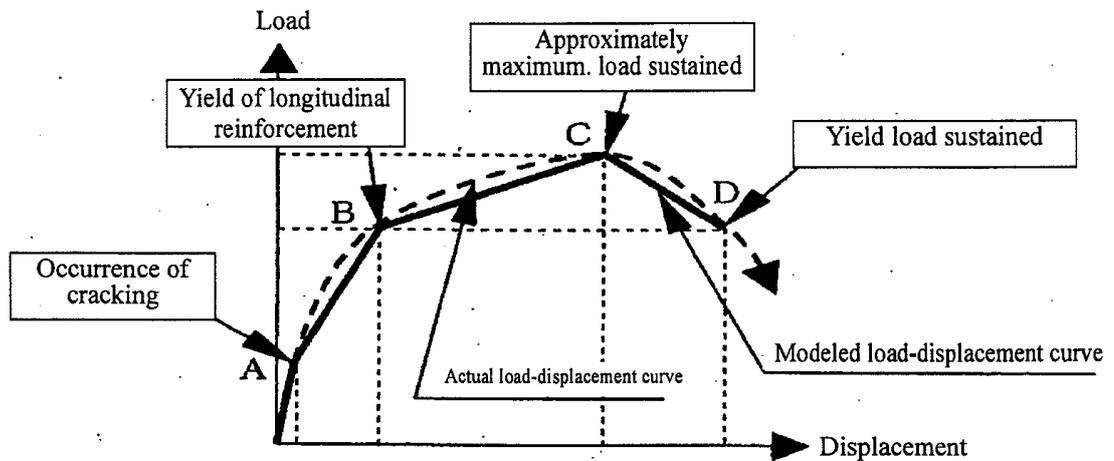


圖 5.7 RTRI (1999) RC 構件之力與位移關係圖

表 5-27 RTRI (1999) 構件破壞等級可接受標準

構件破壞等級	性能點位
損傷等級 1	B
損傷等級 2	C
損傷等級 3	D
損傷等級 4	超過 D 點

b. 基礎穩定性：基礎結構各穩定性等級可接受標準如圖 5.8 所示。

- (a) 穩定性等級 1：施加之外力低於降伏承載能力 (bearing capacity)，位移小。
- (b) 穩定性等級 2：支撐構件可能降伏但承載能力足夠，無永久位移。
- (c) 穩定性等級 3：不倒。

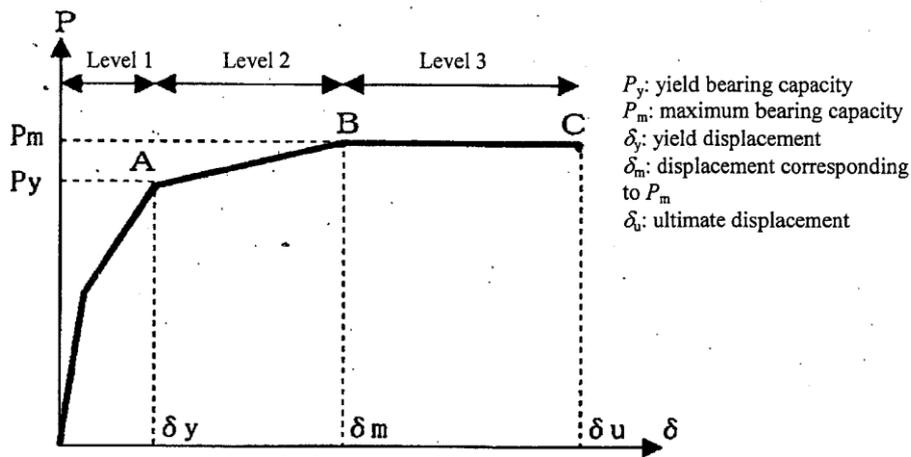


圖 5.8 RTRI (1999) 基礎結構之力與位移關係圖

### 3. 工址可建性

要求考慮地盤不穩定性對性能目標之影響，沒有限制地震等級 1 作用下不得液化。

- (1) 地震時地盤若有不穩定狀況，上述性能標準包括考慮其影響
  - a. 發生流動化的情況（因應 Kobe 地震之損害：非液化土層與下方之液化土層同時移動，RC 結構變形率應小於 1/100）。
  - b. 只發生液化的情況。
  - c. 流動化與液化均不會發生的情況。
- (2) 液化時，土壤參數之折減係數
  - a. 等級 1 與等級 2 地震計算液化抵抗率方式不同，等級 2 有考慮累積損傷理論修正，但土壤參數之折減係數均使用圖 5.9。
  - b. 考慮折減係數後，可不考慮動水壓或地震時土壓之影響。
  - c. 計算基礎底座的支承力時，要計及折減土層之重量。

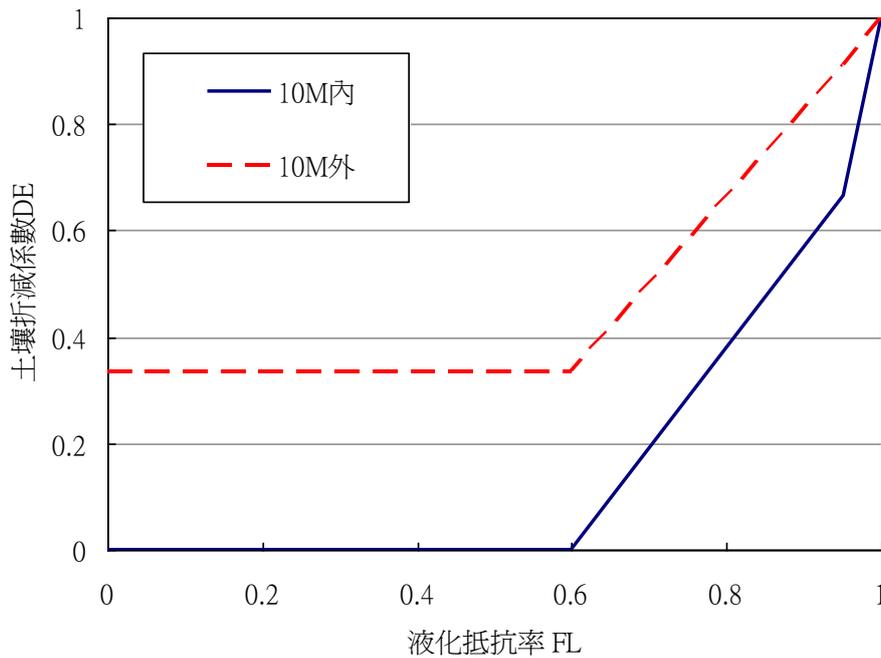


圖 5.9 RTRI (1999) 土壤參數之折減係數

#### 4. 結構系統規劃

結構系統主要分為橋梁及高架橋、基礎構造物、擋土構造物、土堤、開挖隧道等。橋梁系統分為簡支梁橋、連續梁橋與鋼構架式高架橋三大類。設計時應考慮表層地盤是否有軟弱土層、地表是否平整、土壤液化或流動化的影響程度，選擇對應的分析與建模方式。

#### 5. 設計方法

##### (1) 程序或流程

採用二階段設計理念。

- a. 以地震等級 1 對應之設計標的作初步設計。
- b. 檢核性能標準可接受性 (圖 5.10)。

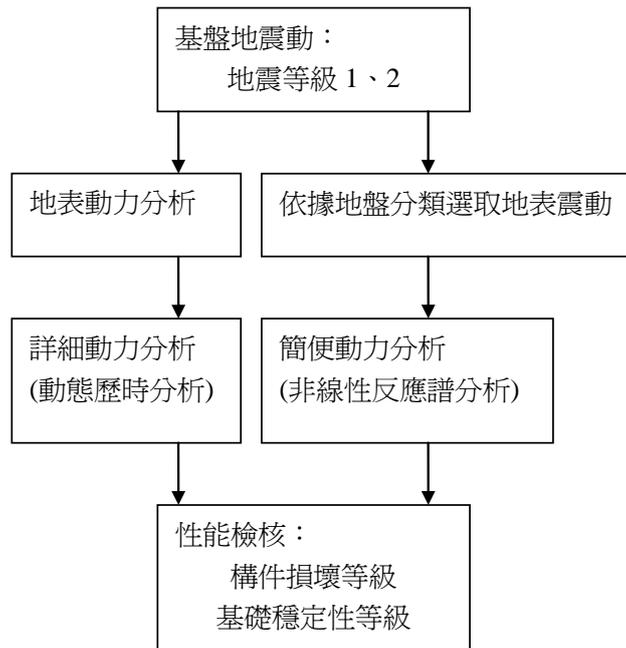


圖 5.10 RTRI (1999) 性能檢核流程

(2) 分析方法

a. 方法

(a) 動態歷時分析法

(b) 非線性反應譜法

b. 方法之選擇

(a) 若結構行為可以由一 SDOF 系統模擬，可採用非線性反應譜法；複雜結構要求用動態歷時分析法。

(3) 檢核驗證內容

a. 檢核第 2 點之可接受性能標準為原則。

b. 基樁之耐震性能檢核，根據穩定性等級首先檢核塑性率、基脚構件損傷等級與變位量，其中塑性率再細分為基礎的穩定性與基樁損傷等級。此處之塑性率可以以變位或旋轉角為基準。

## 5.3 歐洲 Eurocode 性能設計準則概況

歐洲以 Eurocode 為主要性能設計規範，本節針對其規範架構、基本理念、設計生命週期、設計限度狀態等項目說明如下。

### 5.3.1 Eurocode 之規範架構

#### 1. 歐盟國家間的規範架構關係

歐洲規範 Eurocode 在 2007 年已全部完成頒佈，在有限的期間內，它們可以和各會員國國家標準並行使用直至 2010 年中為止，這是各會員國撤銷與 Eurocode 相衝突的國家標準的最後期限。Eurocode 的全面實施除了要維繫歐盟國家土木構造設計的一致性外，也同時要衡量各會員國在施行上之彈性，因此各國可以將適用該國之補充資訊以國家附件(National Annex)的方式，併於相對應之歐洲規範本文後面一起發行，以符合各國必須考量之特殊設計需求，其中歐洲規範本文部分均為 CEN 所發表，而封面、前言及其後之國家附件將因各國而異。至於國家附件內容可包含：國家決定參數(Nationally Determined Parameter, NDP)採用的資訊、CEN 發表之應用性資訊附件採用的決定以及對非矛盾性補充資訊的引用。

國家決定參數之使用可突顯歐洲規範“承認每個會員國管理機構的責任，並保證其有權確定該國與安全事項有關的數值，這些數值在各國均不同”。各會員國家可根據歐洲規範提供的推薦數值來進行選擇，或使用國家決定參數代替。國家決定參數可考慮到不同的地理、氣候狀況（如風、雪）或生活方式，以及不同國家、區域或地方對事物保護程度不同的考量。

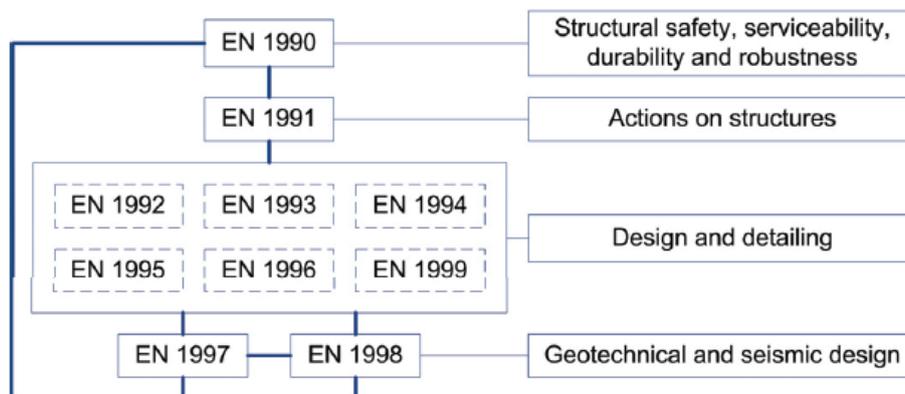
#### 2. Eurocode 構造物設計規範之架構

Eurocode 系統共含十套子規範(EN)，如表 5-28 所示。其中 EN1990 Eurocode 為所有土木構造技術規範之基礎；EN1991 Eurocode 1 則為規範作用在構造物之作用力(廣義之作用力可能包

含荷載、自重、積雪重、風壓、膨脹壓力、水壓、不均勻沈陷或位移衍生的結構受力、...等)(Gulvanessian, 2001b)；EN1992 Eurocode 2 至 EN1996 Eurocode 6 分別為針對不同結構材料(混凝土結構、鋼結構、SRC 結構、木結構、磚結構)之技術規範；EN1997 Eurocode 7 為大地工程設計之技術規範；EN1998 Eurocode 8 為構造物耐震設計之技術規範；最後 EN1999 Eurocode 9 為鋁結構之技術規範。由目前歐盟規範的整體架構可清楚分辨，除 Eurocode 1 為通用之技術規則，Eurocode 2-6 及 9 為構造物材料取向，Eurocode 8 針對耐震設計，其相互間之關係如圖 5.11 所示。

**表 5-28 Eurocode 之章節架構**

EN 1990	Eurocode: Basis of structural design
EN 1991	Eurocode 1: Actions on structures
EN 1992	Eurocode 2: Design of concrete structures
EN 1993	Eurocode 3: Design of steel structures
EN 1994	Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures
EN 1995	Eurocode 5: Design of timber structures
EN 1996	Eurocode 6: Design of masonry structures
EN 1997	Eurocode 7: Geotechnical design
EN 1998	Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance
EN 1999	Eurocode 9: Design of aluminium structures



**圖 5.11 Eurocode 章節之相互關係**

### 5.3.2 Eurocode 之基本理念

包含在 Eurocode 架構中之 EN 1990~1999，為依照 EN 1990 所對於結構體之安全性及服務性為基準，而後與 EN 1991~1999 作為連結。EN 1990 中對於結構設計之設計需求及驗正方式予以定義，並使用極限狀態(Limit states)及部分係數 (Partial Factors) 作為計算依據。基於使用於不同角色 (例如業主、設計工程師，施工者、驗證單位等) 以及不同之結構體 (例如大地工程、結構工程等) 之需求及共通性，而有下列不同之基本假設：

1. 必須有相當經驗之設計工程師選擇適當之結構體並予以計算。
2. 必須有相當經驗之施工者予以施做工程。
3. 施工時必須有品管檢測人員予以監督施工過程。
4. 施工之材料必須依照 EN1990~EN1999 內之相關規定。
5. 結構體之使用需依照設計時所考量而適當使用。
6. 結構體完成後需予以適度之維護。

為了達成上述之基本需求，Eurocode 中提供”Management of Structural reliability for Construction Works”。其中對於設計工程師及施工單位提供適當之界定。除此之外，並對於施工之品質管控提出定義。

基於上述之基本假設，Eurocode 之內容為達成下述之基本需求：

1. 安全及服務性能需要：結構在它的使用生命週期中，對於將承受可能發生之影響，具有適當程度可靠性及經濟性。
2. 完整性要求：結構不會因下列之事項而產生嚴重之損害，包含天然災害、爆炸、人的錯誤等之因素。
3. 防火要求：結構抵抗對於防火之需求，包含發生火災時，不或危害結構本身、人命、社會、鄰居物產、環境、或者其他直接地暴露的物產。

### 5.3.3 Eurocode 之設計生命週期

結構物設計生命週期之定義為：結構物被需求以及被期望的使用期限，並且亦為其需求維護之時間。表 5-29 為 Eurocode 對結構物設計生命週期之定義。

表 5-29 Eurocode 對結構物設計生命週期之定義

Design working life	Examples
10 years	Temporary structures
10 to 25 years	Replaceable structural parts
15 to 30 years	Agricultural and similar structures
50 years	Building structures and other common structures
100 years	Monumental buildings, bridges, other structures

結構物設計生命週期之考量需包含下列之因素：

1. 需考量外力之週期性所可能造成之損害，例如風力、地震力等。
2. 需考量材料之耗損特性，例如潛變、弱化等。
3. 需考量結構體之生命週期成本，例如維護成本及損害後所需回復其應有性能之費用。
4. 結構體性能維護策略。

### 5.3.4 Eurocode 之設計限度狀態

Eurocode 設計明確要求一定要驗證所有設計條件下不能超越任何一種相關之限度狀態。由滿足設計的觀點而言，前面所提到的限度狀態又可區分為極限限度狀態(Ultimate Limit State)與服務功能限度狀態(Serviceability Limit State)兩大類。

所謂極限限度狀態(Ultimate Limit State)所指的是土木構造設計不能容許各種型態的破壞或失去平衡。諸如結構物或地盤失去整體平衡(EQU)、結構體或元件內部破壞或變形過大(STR)、地盤受載超過阻抗

因而破壞或變形過大(GEO)、因上浮(揚)力使結構物或地盤失去平衡(UPL)、因水力坡降過大所造成之隆起、內部侵蝕或管湧等水力破壞(HYD)、或因材料強度發生變化而造成結構體不穩定(FAT)。

至於服務功能限度狀態所指的是當承受作用力之構造物其行為超過某個限度狀態時，設計性能會受到影響。典型的例子為構造物雖然並無破壞之虞，但卻因為位移或變形過大因而影響構造物原設計性能或降低構造物之服務性(Serviceability)。對於服務功能限度狀態的檢討，作用力所引致之效應(譬如一個構造物在所受設計作用力條件下依學理、數值分析、或經驗公式等方法推算，預期將產生的位移量)就往往控制結構設計。因此設計檢討過程，服務功能限度狀態包含：使用所造成之變形對於結構體外觀及其服務性所造成之影響；不適當之震動性對於使用者以及結構體本身造成之威脅；外力所造成之變形可能影響結構之外觀、耐久性、性能等。因此，對於上述之狀態需考量：對結構體造成影響之因素，以及這些因素可能發生的週期性與來源。

### 5.3.5 Eurocode 之耐震設計性能目標

#### 1. 設計地震

設計地震為 475 年回歸期地震，相當於使用年限 50~100 年之超越機率為 10%~19%。另外，重要度之考量則將設計地震力乘上重要度係數。

#### 2. 性能要求

極限狀態：受設計地震破壞後仍保有適當之殘餘強度，除應能確保其作為緊急輸送之機能外，亦應容易進行檢測及補強。

使用狀態：對於設計使用年限內發生機率較高之地震作用下，構造物只可有輕微損傷，以及保持完整之交通機能，並可迅速修復。

### 3. 設計理念

#### (1) 韌性行為之確保

- a. 對於設計地震應有適當之韌性行為，應將撓曲產生之塑性鉸確實地誘導至適當之位置。
- b. 應將塑性鉸誘導至容易檢測與補修之位置。
- c. 不容許受高軸力作用之鋼筋混凝土構件產生塑鉸。

#### (2) 抵抗特性

塑性鉸應具有適當之撓曲強度與剪力強度，對於其他所有構件，則導入容量設計(Capacity Design)之理念。

#### (3) 容量設計(Capacity Design)

考量超額強度等因素，確實地將塑性鉸誘導至設定位置。為確實掌握結構韌性行為，應進行構件強度層級化。

## 5.4 國際航海協會港灣構造物耐震設計準則

國際航海協會(INA)之港灣構造物耐震設計準則(Seismic Design Guidelines for Port Structures)將碼頭構造物依重要性分為四個等級(S,A,B,C)，設計地震力分為兩個等級(Level 1,Level 2)，而性能水準依結構損害程度及功能喪失程度分為四個等級(Degree I, Degree II, Degree III, Degree IV)，該規範性能目標之詳細定義內容如下所述。

### 5.4.1 性能目標

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

表 5-30 INA 各等級耐震構造物之性能目標

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

#### 5.4.1.1 重要度分類

國際航海協會所建議之重要性等級分為 S、A、B 與 C 四級如下表：

表 5-31 INA 國際航海協會構造物等級

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

#### 5.4.1.2 地震等級

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

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。

### 5.4.1.3 性能水準

等級二地震力之考量對於地震出現中高頻率 (moderate-high seismicity) 之震區較重要，而對於地震出現頻率較低之震區 (low seismicity)，因等級一之地震力太小，故採用等級二之設計地震力與對應之性能要求進行設計。[INA 2001]除了對構造物在等級一地震力作用下之性能提出要求以外，在等級二地震力作用下，對應第 I ~ II ~ III ~ IV 級性能水準之 S~A~B~C 級耐震設施。

表 5-32 INA 各級性能水準之描述

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

### 5.4.2 性能標準

國際航海協會「重力式」、「棧橋式」及「板樁式」碼頭之各性能水準的可接受標準值規定下：

表 5-33 INA 重力式碼頭性能可接受標準

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

表 5-34 INA 棧橋式碼頭性能可接受標準

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

註：擋土設施與岸肩相關部分可參考重力式碼頭

表 5-35 INA 板樁式碼頭性能可接受標準

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

### 5.4.3 土壤液化

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

$R_{\max}$  為現地抗液化能力。

$\tau_{\max}$  為最大剪應力。

$\sigma_c'$  為有效圍壓。

整治方案對液化可分為兩大類：

1. 改善土壤液化的可能性減少。
2. 結構設計，以減少因液化造成的損失。

這兩種方法可以進一步細分。

土壤改良技術旨在：

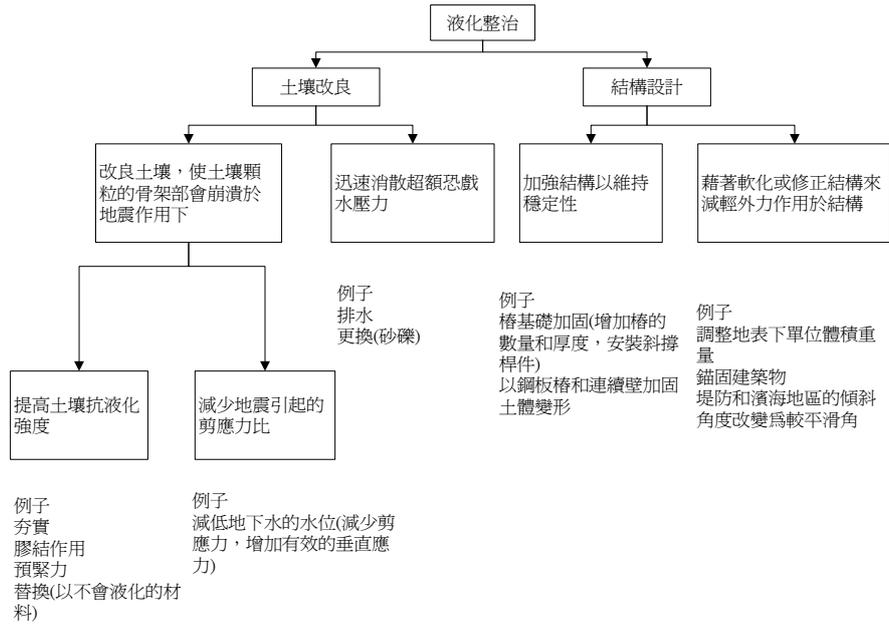
1. 提高土壤結構的性能以抵抗地震搖晃。
2. 增加損耗率超額孔隙水壓力。
3. 組合 a) 和 b)。

同樣，結構解決方案可分為：

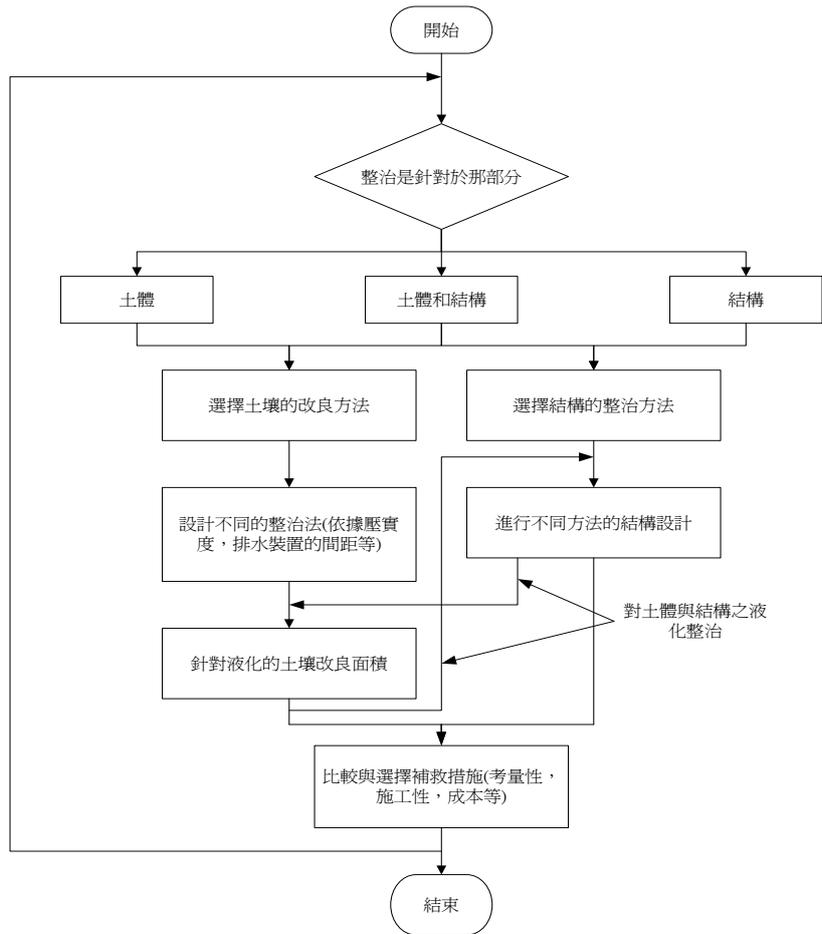
1. 加強結構上的強度和勁度。
2. 藉由結構上的改良來有效減少液化發生。

一旦策略已經確定，常見的做法是選擇一個方法，然後再比較不同解決方案的具體項目之優勢和劣勢。

通常需要採用兩個或兩個以上的改良方法，效果才會有效。而液化的解決辦法有(1)壓實；(2)孔隙水壓力消散；(3)膠結作用和凝固；(4)替換；(5)降低地下水位；(6)剪應變抑制；(7)預載；(8)結構的補救措施。



**圖 5.12 INA 液化整治的基本策略**



**圖 5.13 INA 液化整治的標準程序**

#### 5.4.4 分析方法

將分析碼頭結構物之耐震行為之方法由簡到繁分為簡化分析(Simplified Analysis)、簡化動力分析(Simplified Dynamic Analysis)以及動力分析(Dynamic Analysis)三類，選用這三種不同複雜等級之分析方法，除了與性能等級以及地震危害等級之高低相關以外，還與設計階段屬於初步設計還是最終設計相關，以下表所示。

表 5-36 INA 各類分析法之應用時機

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

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性能評估；對於等級較高者(例如 B 級、A 級與 S 級)，可用在初步設計階段或等級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性能評估；對於等級較高者(例如 A 級與 S 級)，可應用在初步設計階段或等級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性能評估。

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性能評估。

依結構類型來決定適當碼頭的分析方法，其方法可以參照表 5-37。

表 5-37 INA 結構分析方法彙整

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

最後參照所規定之性能目標及可接受的標準值，再搭配各種碼頭在不同重要度及不同地震等級下，所需採用之分析評估方法，則可制定出一標準的耐震性能評估流程，如圖 5.14 所示。

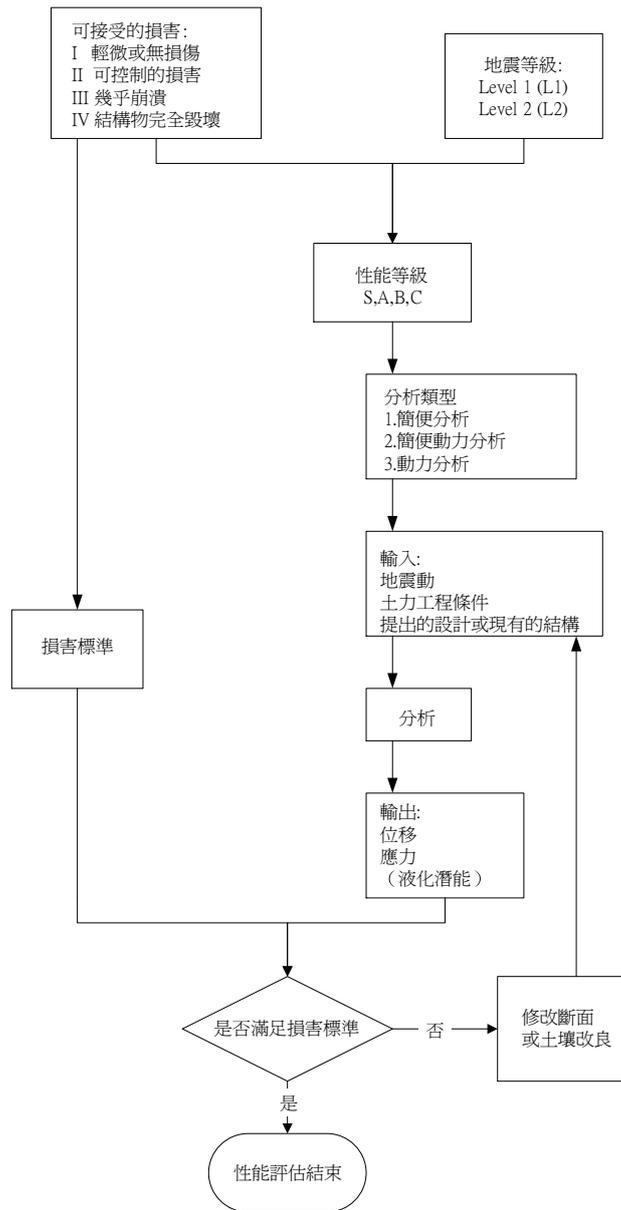


圖 5.14 INA 耐震性能評估的流程圖

## 5.5 日本港灣施設技術基準・同解説

### 5.5.1 性能目標

日本規範「港灣の施設の技術上の基準」<sup>[99]</sup>內容提到，其性能目標及性能水準是以行政命令的方式頒布，性能標準以公告方式施行，性能驗證的部分則以附錄方式處理。

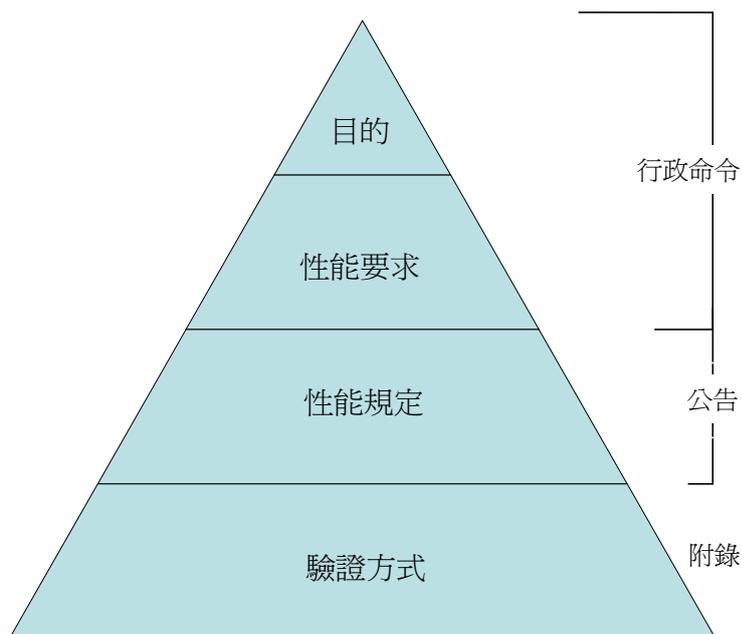


圖 5.15 日本港灣性能層次的定位和性能驗證

此規範將碼頭按重要度依序分為「耐震強化碼頭」與「一般碼頭」兩種，而耐震強化碼頭又依使用性分為「緊急」、「主要」、「標準」三種，再依據「地震等級」與所期望的「損害情形」將碼頭耐震性能目標定義如表 5-38 所示。

表 5-38 日本港灣性能目標分類表

損害情形 地震等級	服務性	可修復性	安全性
等級一地震	耐震強化 耐震強化以外	—	--
等級二地震	耐震強化(特定緊急)	耐震強化(標準) 耐震強化(特定主要)	--

### 5.5.1.1 重要度分類

所有設施分為耐震強化以外與耐震強化兩種，耐震強化以外的設施於永久作用力與等級一地震作用下，要求必須保持服務性。

耐震強化設施於等級二地震作用下後，必需維持以下性能。

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

耐震強化設施於二級地震作用下，對應所需的功能要求、性能標準及設計情形，分為下面三類，特定(緊急物資運送)、特定(重要物資運送)、標準(緊急物資運送)。詳細分類於表 5-39。

表 5-39 日本港灣耐震強化設施分類表

設施種類 性能要求	耐震強化設施		
	特定		標準
	緊急物資運送	主要物資運送	緊急物資運送
發生等級二地震後必須維持之功能	地震後，設施須保持結構穩定，並可立即讓船舶使用以利人員的乘載及緊急物資的運送等	地震後，設施須保持結構穩定，並於短時間內可讓船舶使用以利停靠等	地震後，設施須保持結構穩定，並於一段時間後可讓船舶運送緊急物資等
	地震後必要的功能(基本功能則不在此限)	基本的功能	地震後必要的功能(基本功能則不在此限)
性能要求	特定服務性	特定可修復性	標準可修復性
容許修復的程度	輕微修復	輕微修復	一定程度的修復

### 5.5.1.2 地震等級

#### 1. 等級一地震力

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

## 2. 等級二地震力

指於設施的位置可能發生的最大規模之地震。

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

### 5.5.1.3 性能水準

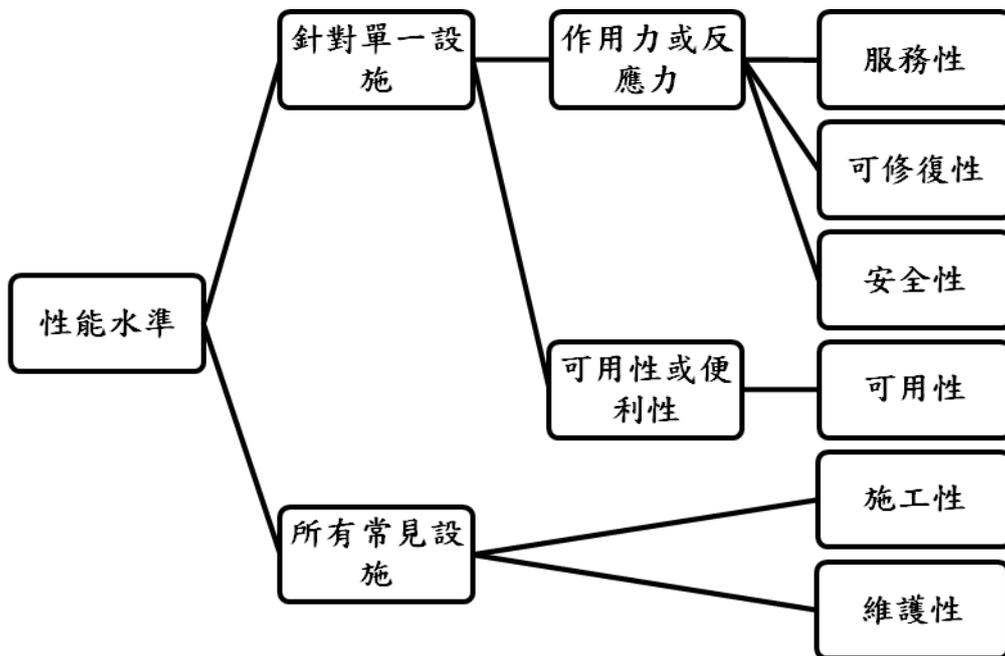


圖 5.16 日本港灣性能水準的分類

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

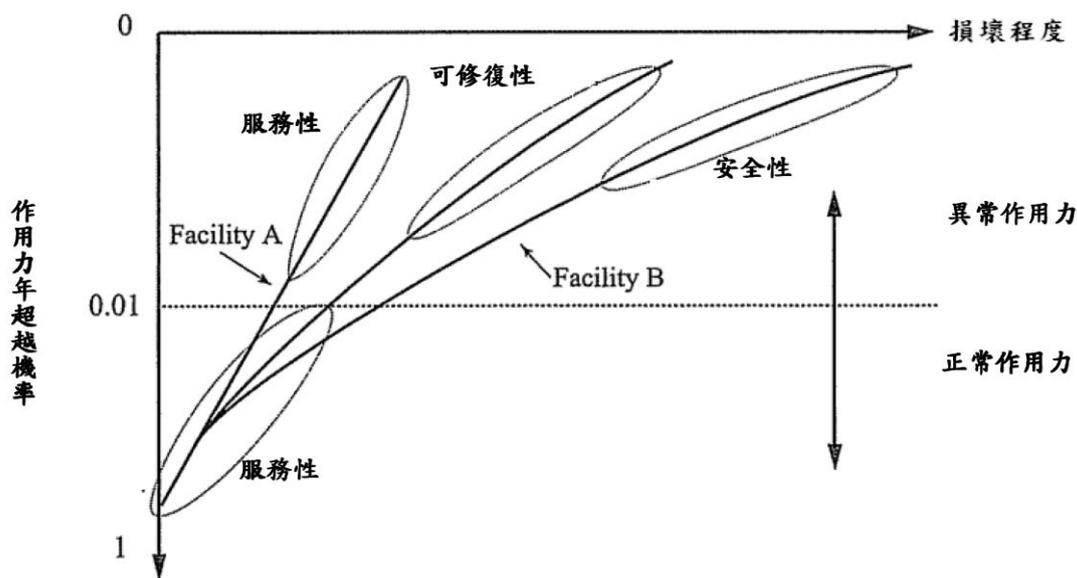


圖 5.17 日本港灣作用力年超越機率與損壞程度

圖 5.17 顯示了碼頭結構反應的性能水準，在圖中，垂直和水平軸分別顯示作用力年超越機率與損壞程度。曲線圖中顯示了設施的性能。不同大小的外力引起不同程度的設施損壞。於永久作用力跟可變作用力下，發生損壞的年超越機率過高是不能接受的，不過為了保護設施在年超越機率較低的外力作用下避免受到破壞與發生意外也是不經濟且不合理，設施少量的損壞是可以接受的。下面列出對碼頭之性能要求的基本概念：

1. 對於正常作用力（年超越機率約為 0.01 或以上），基本要求為服務性。於正常作用力的情況下，服務性若已達成需求，則安全性及可修復性則沒有疑慮。
2. 對異常作用力（年超越機率約為 0.01 或以下），需滿足的服務性與修復性或預期功能和重要設施的安全性考量。除非是耐震強化設施損壞或因該設施的損壞會對生命、財產、社會和經濟活動帶來重大的影響，否則將其過於強化抗震是不經濟且不合理。然而業主若特別要求其抗震能力，則需進行必要的設施性能查核。

門檻值 0.01 用於上述第(1)及(2)僅僅是因為方便並不受限制。設計

一個屬於使用壽命標準範圍內的設施，它僅作為一個參考。當設計一個耐震性能需求較低的設施時，它必須允許一定程度的損壞，但對於耐震性能需求較高的設施，則須對較大的作用力進行檢核，則該作用力相對發生機率較小，並確保該設施不會受到致命的損害。例如，當設計一個具有緊急運輸補給物資功能之設施後，發生了強震，需要該設施發揮功能運輸救災物資，因此必須確保其服務性。

### 5.5.2 地震等級量化

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

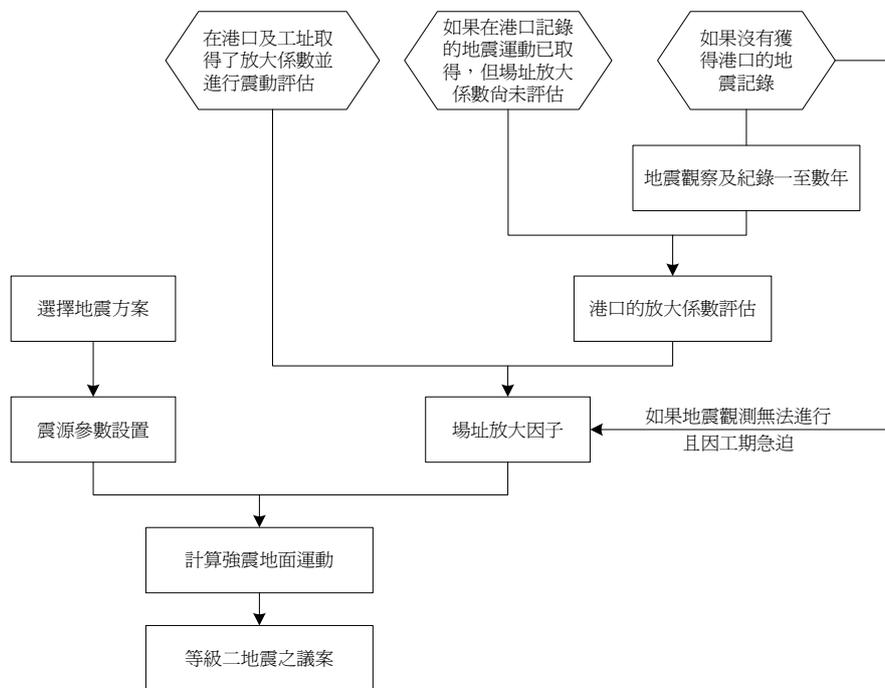


圖 5.18 日本港灣等級二地震的計算程序

### 5.5.3 性能標準

#### 1. 耐震強化設施（特定緊急物資運送）

殘留變形量的限定標準值就性能觀點為保持使用機能，約為 30cm~100cm 和允許的殘留傾角為 3°。

## 2. 耐震強化設施（特定主要物資運送）

殘留變形量的限定標準主要要求在預期時間內將機能復原。另為確保起重機在震後依然保持服務性，故在同級耐震設計中也考慮將起重機安裝減震裝置，在這種情況下，船舶設施和起重機相互震動作用，就要將起重機考慮為彈性範圍內。舉例來說，起重機腳的彈性變形範圍為 70cm，減震裝置的變位極限為 30cm，故起重機鐵軌相對的極限變形量為 100cm。

## 3. 耐震強化設施（標準緊急物資運送）

殘留變形量的限定標準值設定，須使物資在等級二地震一段時間經勘察後可開始運送，橫向殘餘變形量約為 100cm 以上。

### 5.5.3.1 重力式碼頭性能可接受標準值

1. 主要的作用力為自重及在持續的地震下造成的傾覆滑動破壞，其破壞應小於或等於限定值。
2. 主要的作用力為土壓力、自重及等級一地震造成的碼頭滑動、傾覆或是地面基礎乘載力不足而破壞，其風險須小於或等於標準的限定值。

表 5-40 日本港灣重力式碼頭性能可接受標準值

性能要求	設計情況			驗證項目	可接受標準值
	作用力情形	主動應力	被動應力		
服務性	永久性	自重	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 水壓力</li> <li>• 載重</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 地面圓弧滑動</li> </ul>	設施在永久自重及土壓力下之失效機率為： (抗震設施 $P_f = 1.0 \times 10^{-3}$ ) (非耐震強化設施： $P_f = 4.0 \times 10^{-3}$ )
		土壓力	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> <li>• 土壓力</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 滑動</li> <li>• 碼頭傾覆</li> <li>• 碼頭的地基承載力傾覆</li> </ul>	

性能要求	設計情況			驗證項目	可接受標準值
	作用力情形	主動應力	被動應力		
	可變性	L1 地震等級	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> <li>• 土壓力</li> <li>• 水壓力</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 滑動</li> <li>• 碼頭傾覆</li> <li>• 碼頭的地基承载力傾覆</li> </ul>	滑動的極限 傾覆的限制 承载力的極限值 (允許碼頭位移變形： $D_a = 10cm$ )
服務性 可修復性 (特定)	偶發性	L2 地震等級	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> <li>• 土壓力</li> <li>• 水壓力</li> <li>• 載重</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 法線的變形</li> </ul>	殘留變形量的限定值

### 5.5.3.2 板樁式碼頭性能可接受標準值

1. 主要作用力為土壓力於等級一地震情況下對鋼板樁埋置長度應具有結構穩定性和控制程度，其風險必須小於或等於標準的限定值。
2. 在固定作用力要滿足下列條件，其主要作用力為土壓力和等級一地震和船舶牽引力：
  - (1) 錨定結構和錨地的設置應與結構類型相對應，而失去結構的穩定性的機率應等於或小於門檻等級。
  - (2) 在結構的聯繫處，其聯繫構材超過降伏應力的機率應等於或小於門檻等級。
  - (3) 對於結構有上部結構，上部結構的損害機率應等於或小於門檻等級。
3. 對於結構有上部結構，因船停泊而損害完整的上部結構的機率應等於或小於門檻等級。
4. 在自重為固定作用力時，鋼板樁發生滑移的失敗機率應等於或小於門檻等級。

表 5-41 日本港灣板樁式碼頭性能可接受標準值

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

### 5.5.3.3 棧橋式碼頭性能可接受標準值

1. 要求規定基礎設施，交通和旅遊等條件，應當讓適當的船停泊，登船、離船的人和處理貨物的船隻安全順利停靠。
2. 棧橋式碼頭不應該因自重、土壓力、等級一地震、船停泊和牽引力、外加載重和其他震動造成碼頭損害而影響使用。
3. 除前項規定，棧橋式碼頭的性能要求被歸類為耐震強化設施時，等級二地震和其他作用力不能影響碼頭的可修復性。但由於環境、社會、經濟或其他條件，對於棧橋式碼頭的性能要求，需要進一步改進其耐震性能，則要求震動破壞時，不應影響碼頭利用小型的維修工程來恢復其功能。

表 5-42 日本港灣棧橋式碼頭性能可接受標準值

性能要求	設計情況			驗證項目	可接受標準值
	作用力情形	主動應力	被動應力		
服務性	可變性	船舶牽引力	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> <li>• 載重</li> </ul>	上部結構斷面破壞	設計斷面的抗力(極限狀態)
		L1 地震等級	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> <li>• 載重</li> </ul>		
		作業時載重	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> <li>• 風作用於</li> <li>• 裝載貨物</li> <li>• 機械或船</li> </ul>		
		作業時載重	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> <li>• 風作用於</li> <li>• 裝載貨物</li> <li>• 機械或船</li> </ul>	上部結構的服務性	彎曲造成裂縫及寬度的極限值
		重複作用的載重	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> </ul>	上部結構的疲勞破壞	設計疲勞強度(疲勞極限狀態)
		波浪	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> </ul>	上部結構的斷面破壞	設計斷面抗力(極限狀態)

性能要求	設計情況			驗證項目	可接受標準值
	作用力情形	主動應力	被動應力		
服務性	偶發性	L2 地震等級	• 自重	法線變形	殘留變形量的極限值
				上部結構橫斷面破壞	設計斷面的抗力(極限狀態下)
				基樁完全塑性	完全塑性化
				基樁承受軸向力	土壤未能發揮抗力(拉力及推力)

表 5-43 日本港灣棧橋式碼頭基樁之性能可接受標準值

性能要求	設計情況			證明項目	可接受標準值
	作用力情形	主動應力	被動應力		
服務性	可變性	船舶靠岸及牽引力	• 自重 • 載重	基樁承受軸向力	土壤未能發揮抗力(拉力及推力)
		L1 地震等級	• 自重 • 載重		
		作業時載重	• 自重 • 風作用於裝載貨物機械或船		
		船舶靠岸及牽引力	• 自重 • 載重	基樁降伏	船舶靠岸及牽引力造成破壞之機率(耐震強化設施: $P_f = 9.1 \times 10^{-4}$ ) (耐震強化設施以外: $P_f = 1.9 \times 10^{-3}$ )
L1 地震等級	• 自重 • 載重	L1 地震等級造成破壞機率(特定耐震強化設施: $P_f = 1.3 \times 10^{-4}$ ) (標準耐震強化設施: $P_f = 3.8 \times 10^{-3}$ ) (耐震強化設施以外: $P_f = 1.4 \times 10^{-2}$ )			

性能要求	設計情況			證明項目	可接受標準值
	作用力情形	主動應力	被動應力		
		作業時載重	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> <li>• 風作用於裝載貨物機械或船</li> </ul>		船舶靠岸及牽引力造成破壞之機率
		波浪	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> </ul>		基樁承受軸向力

表 5-44 日本港灣棧橋式碼頭渡板之性能可接受標準值

性能要求	設計情況			證明項目	可接受標準值
	作用力情形	主動應力	被動應力		
服務性	可變性	波浪	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> </ul>	上揚力作用於渡板	設計斷面抗力(極限狀態)

表 5-45 日本港灣棧橋式碼頭結構補強材料之性能可接受標準值

性能要求	設計情況			證明項目	可接受標準值
	作用力情形	主動應力	被動應力		
服務性	可變性	船舶靠岸及牽引力 L1 地震等級作業時載重	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> <li>• 載重</li> <li>• 風作用於裝載貨物機械或船</li> </ul>	結構補強材料降伏	設計降伏應力
				接合處的破壞	設計剪抗力
		重複作用的載重	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> </ul>	接合處疲勞破壞	設計疲勞強度(疲勞極限狀態)
		波浪	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 自重</li> </ul>	接合處疲勞破壞	設計剪抗力

## 5.5.4 土壤液化

### 5.5.4.1 液化預測與判斷

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

#### 1. 液化預測和判斷基於粒徑大小和 N 值。

##### (1) 基於粒徑大小

$U_c = D_{60} / D_{10} = 3.5$ ， $U_c$  是均勻係數， $D_{60}$  與  $D_{10}$  分別表是對應的粒徑大小通過機率為 60% 與 10%，當粒徑大小分佈曲線在“可能性液化”範圍之外，如圖 5.19，土壤判斷不會液化。

##### (2) 預測和判斷液化採用等效 N 值和等效加速度

對於粒徑大小於“可能性液化”範圍內，如圖 5.19，應進行進一步調查的說明如下。

##### a. 等效 N 值

等效 N 值可以被計算來自式(5.10)

$$(N)_{65} = \frac{N - 0.019(\sigma'_v - 65)}{0.0041(\sigma'_v - 65) + 1.0} \dots\dots\dots(5.10)$$

$(N)_{65}$ : 等效 N 值

$N$ : 土層的 N 值

$\sigma'_v$ : 有效覆土壓力 ( $kN/m^2$ )

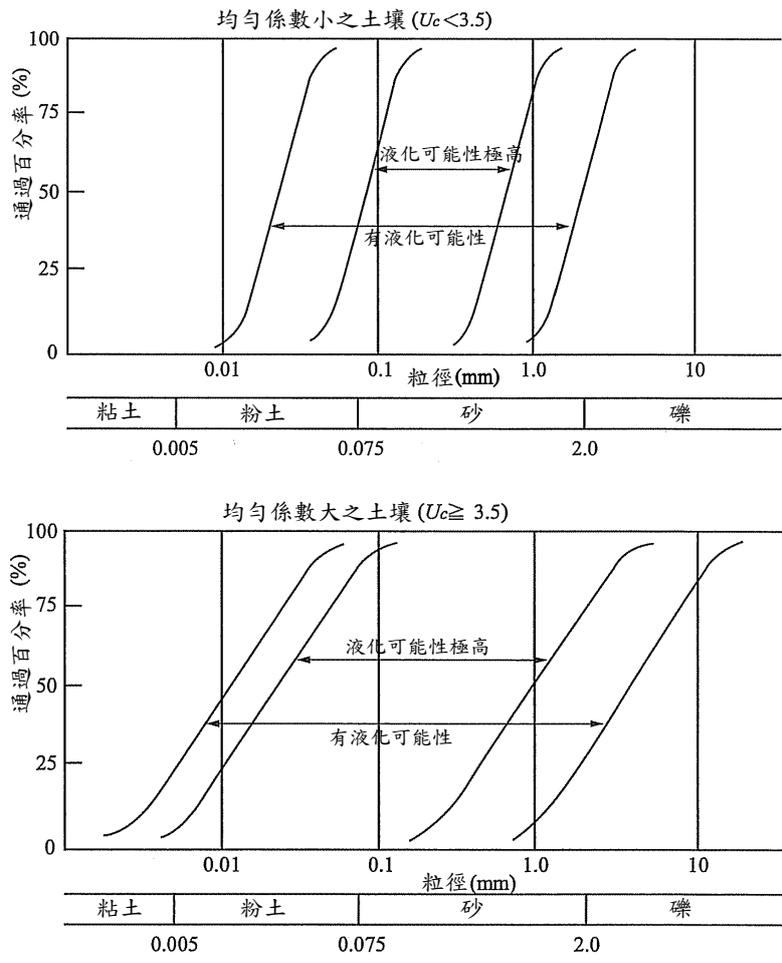


圖 5.19 日本港灣構造物土壤液化可能性範圍<sup>[55]</sup>

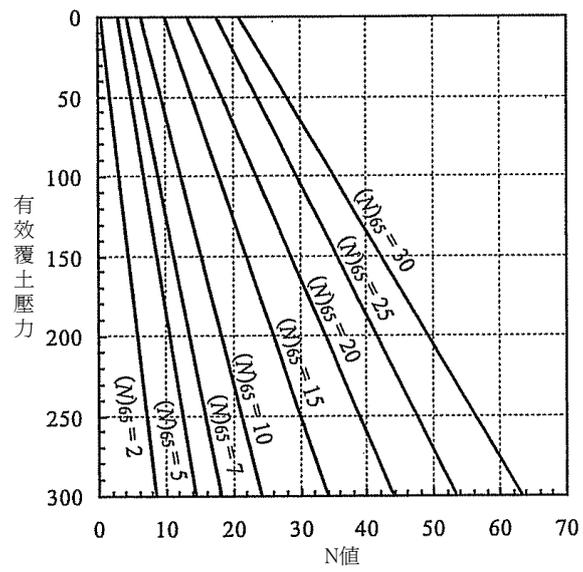


圖 5.20 日本港灣等效 N 值的計算圖

圖 5.20 顯示的關係由式(5.10)計算而得。

b. 等效加速度

等效加速度可以用式(5.11)計算

$$\alpha_{eq} = 0.7 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_v} g \dots\dots\dots(5.11)$$

$\alpha_{eq}$ : 等效加速度(Gal)

$\tau_{max}$ : 最大剪應力(kN/m<sup>2</sup>)

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

$g$ : 重力加速度(980Gal)

c. 預測和判斷，使用等效 N 值和等效加速度

土壤層的主體應該是按所等效 N 值與等效加速度，如圖 5.21 標示成 I ~ IV 來判斷土壤液化。

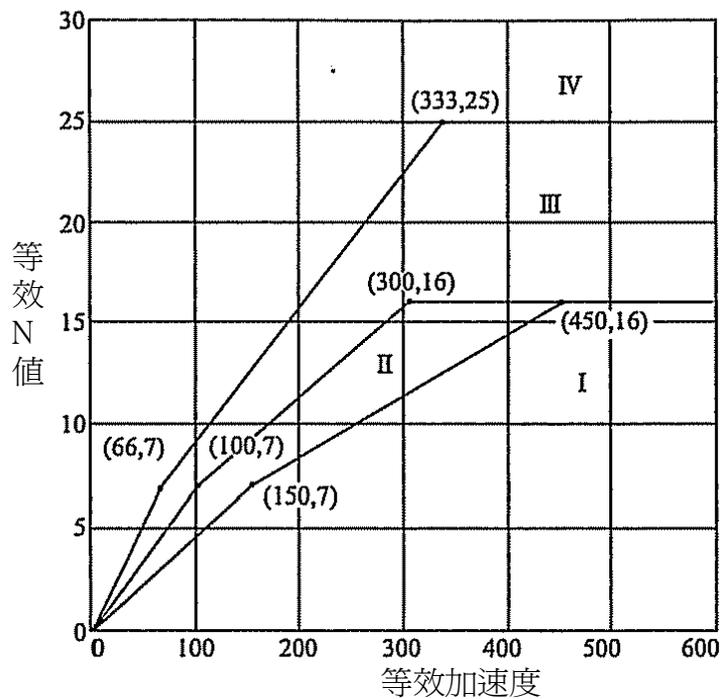


圖 5.21 日本港灣等效 N 值與等效加速度土層區分

### (3) 液化預測和判斷

「液化預測」指的是評估液化可能性的高或低，液化是一種物理現象。而「液化判斷」指的是考量液化可能性高低及現地地盤特性來決定土壤是否會液化。表 5-46 為判斷標準。

表 5-46 日本港灣液化預測和液化判斷

圖 5.21 所示的範圍	液化預測	液化判斷
I	液化發生的可能性非常高	會發生液化
II	液化發生的可能性高	判斷液化將會發生或進行進一步的評估基於循環三軸試驗
III	液化發生的可能性低	<ul style="list-style-type: none"><li>• 判斷液化不會發生或進行進一步的評估基於循環三軸試驗。</li><li>• 對於一個非常重要的結構，判斷液化將會發生或進行進一步的評估依據循環三軸試驗。</li></ul>
IV	液化發生的可能性非常低	不會發生液化

## 2. 液化預測和判斷基於循環三軸試驗

當藉由粒徑大小和 N 值，可能很難預測和判斷到土壤液化，應該在不擾動土壤樣本下，藉由地震反應分析和循環三軸試驗的結果來判斷液化。

### 5.5.4.2 土壤改良策略

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

1. 土壤改良工程的方法
- 2 執行土壤改良工程的範圍（執行範圍和深度）

### 3. 土壤改良工程的混凝土性能驗證

改良的方法如下項：

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

#### 5.5.5 分析方法

##### 5.5.5.1 重力式碼頭

所有的重力式碼頭於等級一的地震下，用簡化法(震度法)驗證，用來求其滑動、傾覆、和地盤承載力的作用力，以判斷其是否超過強度。而耐震強化碼頭的部分，於等級一的地震下，用詳細法(非線性地震反

應分析可以考量土壤和結構之動力互制作用)來檢討變形量是否合乎安全。

對於重力式碼頭除了耐震強化碼頭外，它可以省略等級二地震下的偶發性作用力驗證，並使用非線性有限元素分析進行分析。

#### 5.5.5.2 板樁式碼頭

所有的板樁式碼頭於等級一的地震下，用簡化法(震度法)驗證，用來求其板樁、拉桿、錨樁的應力，以判斷其是否超過降伏應力。而耐震強化碼頭的部分則用詳細法(非線性地震反應分析可以考量土壤和結構之動力互制作用)來檢討變形量是否合乎安全。

對於板樁式碼頭除了耐震強化碼頭外，它可以省略等級二地震下的偶發性作用力驗證，並使用非線性有限元素分析進行分析。

#### 5.5.5.3 棧橋式碼頭

對於棧橋式碼頭於等級一的地震之正常作用力下，棧橋式碼頭的驗證可藉由自然振動週期的取得和加速度反應譜來進行地震係數之計算，來進行構架分析，然後用來求其樁的應力，以及軸方向力，以判斷其是否超過樁的降伏應力，以及容許支承力。然而對於耐震強化碼頭，可以藉由適當的動力分析來進行驗證，如非線性耐震分析考慮樁和土壤之三維動力互制作用，來檢討變形量是否合乎安全。

對於開放式的垂直棧橋式碼頭除了耐震強化碼頭，它可以省略等級二地震下的偶發性作用力驗證，並使用位移反應分析以及非線性有效應力分析進行分析。

表 5-47 日本港灣各類碼頭之分析方法

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

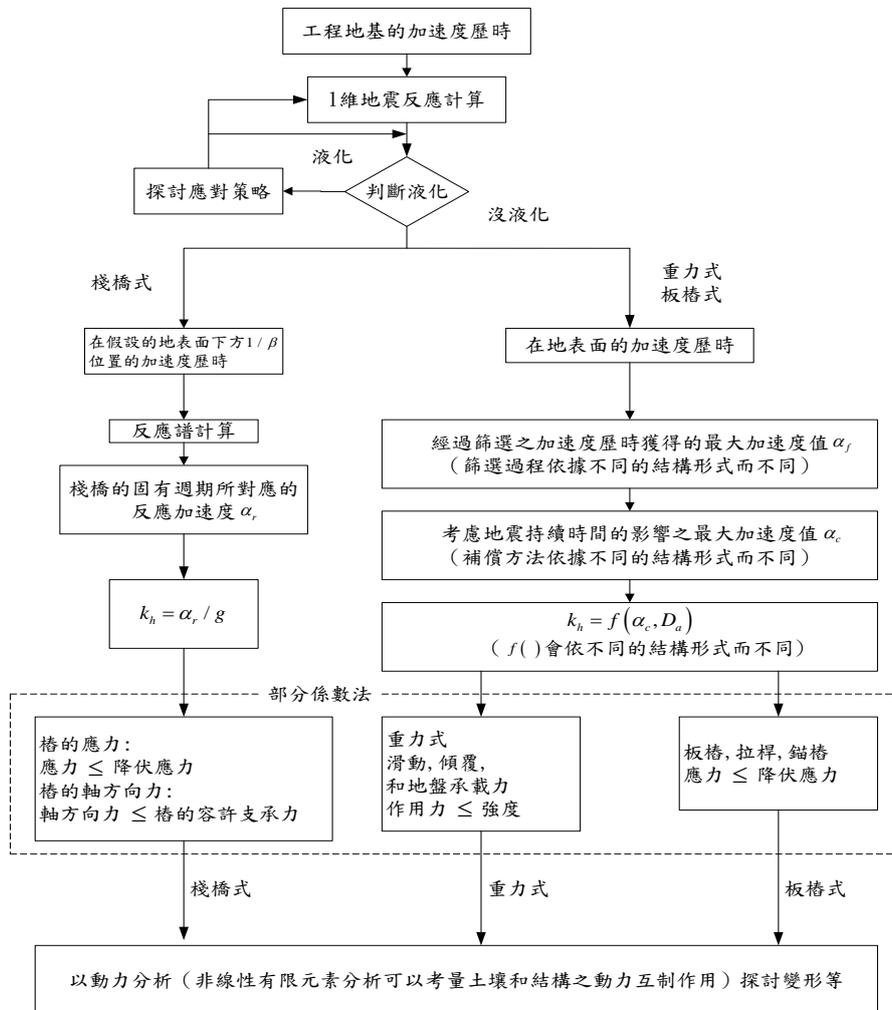


圖 5.22 日本港灣等級一(Level 1)的地震之驗證流程

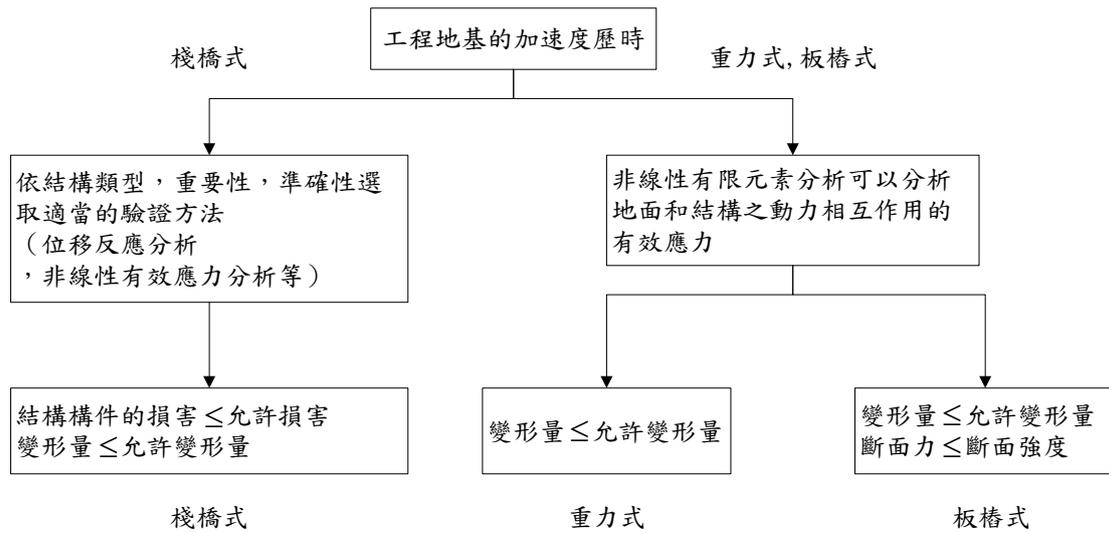


圖 5.23 日本港灣等級二(Level 2)的地震之驗證流程

## 5.6 小結

### 5.6.1 美日橋梁耐震性能設計規範之綜整比較

各國較早開始發展橋梁耐震性能設計，研究成果較完整，且已有正式規範頒布，其設計架構、性能目標、性能水準、設計流程與方法等規定值得參考。

#### 1. 耐震性能目標及標準綜整

綜合 5.1 及 5.2 節之內容，將美國 AASHTO、Caltrans 與日本 JRA、RTRI 耐震性能設計規範之性能目標(地震等級、性能水準)、消能機制、可接受標準整理歸納如表 5-48 及表 5-49。

表 5-48 美國 AASHTO 與 Caltrans 耐震性能設計規範綜整

參考規範	地震等級	性能水準	可接受狀態與消能機制	可接受標準 (橋墩消能為例)
AASHTO (2010)	7%75 RP=1000 yrs	生命安全： 結構崩塌之機率很低，但構件破壞明顯，必須進行局部或全面性的修復才能繼續使用	除鋼上部結構允許上部結構消能以外，以下部結構消能為主，又以橋墩為主要消能構件，業主同意時，基樁可產生塑性鉸或設計 Rocking Foundation 其他構件保持彈性；強調塑性鉸產生在易修復之位置。隔震橋：上下部結構皆保持彈性，以隔震支承為消能機制。	彈性構件： 內應力 < 容許應力 消能構件： 位移需求 < 位移容量 韌性需求 < 韌性容量 依工程師設計決定橋台是否分擔地震力；分擔地震力者，背填土需設定土壤彈簧模擬，其變形所產生之位移角需小於規範限制值 2%。 P-Δ、防落長度
Caltrans (2009) 限跨徑 90m 以下之一般性混凝土橋梁	5%50 RP=970yrs	生命安全： 允許產生須限制交通功能的重大損傷，但須避免上部結構落橋或橋柱崩塌現象	以下部結構消能為主，又以橋墩為主要消能構件。	構件最小位移韌性容量 > 3 消能構件韌性需求 < 韌性容量 系統位移需求 < 位移容量 P-Δ、防落長度

表 5-49 日本 JRA 與 RTRI 耐震性能設計規範綜整

參考規範	地震等級	性能水準	可接受狀態與消能機制	可接受標準 (橋墩消能為例)
JRA (2002)	等級 1： 使用期間發生 機率高	耐震性能一： 具震前機能；短期不 須修復；長期宜輕微 修復；防止落橋	(1)伸縮裝置不產生 損傷 (2)構件保持彈性 (3)地盤的力學特性 不產生變化	設計伸縮量 < 伸縮裝置 的伸縮量 應力 < 容許應力 支承力 < 容許支承力 變位 < 容許變位
	等級 2： 使用期間發生 機率低強度大	A 類橋達耐震性能 三： 防止落橋，不產生致 命的損害	橋墩為主要消能構 件，其水平強度開 始大幅下降，基礎 可發生次要的非線 性行為。	上部結構梁端間隙 > 設計 值 內力 < 強度 橡膠支承剪應變 < 容許 剪應變 橋墩韌性比 < 容許韌性比
		B 類橋達耐震性能 二： 迅速恢復機能；短期 可進行緊急修復；長 期可進行較為容易 的永久復舊；防止落 橋	同上，惟橋墩損傷 須易於修復。	上部結構梁端間隙 > 設計 值 橡膠支承剪應變 < 容許 剪應變 內力 < 強度 橋墩韌性比 < 容許韌性比 殘餘變位 < 容許殘餘變 位(轉角/100)
RTRI (1999)	等級 1： 5%50	耐震性能 I： 具地震前的機能； 短期不須為恢復橋梁 機能而進行修復；長期 宜進行輕微的修復；防 止落橋。	(1)結構整體維持正 常功能，不需修 補，位移得到控 制。 (2)構件基礎無破 壞。	構件均在彈性範圍： 圖 a 之 B 點 圖 b 之 A 點
	等級 2： 使用期間發生 機率低強度大	一般橋達耐震性能 III： 防止落橋，不產生致 命的損害。	結構整體不倒；	以單柱式橋柱為例： 下圖 a 之 D 點 下圖 b 之 C 點
		重要橋達耐震性能 II： 迅速恢復機能；短期 可進行緊急修復；長 期可進行較為容易 的永久復舊；防止落 橋。	結構整體震後可能 需要修復，短時間 內可恢復功能；	以單柱式橋柱為例： 下圖 a 之 D 點 下圖 b 之 B 點
		<p>a. 構件之力與位移關係圖</p> <p>b. 基礎結構之力與位移關係圖</p>		

## 2. 性能設計流程綜整

設計流程概分兩階段，第一階段-初步設計：以等級一地震作彈性分析設計，第二階段-性能檢核：以等級二地震作非彈性分析檢核；由於美國規範因為只有一個設計地震等級，因此直接以第二階段同時作設計檢核；日本規範則因為有兩個設計地震等級，因此分兩階段設計，需同時滿足等級一與等級二地震要求之性能，並於等級二地震下檢核結構非線性行為。上述美日橋梁耐震性能設計流程綜整如圖 5.24 所示。

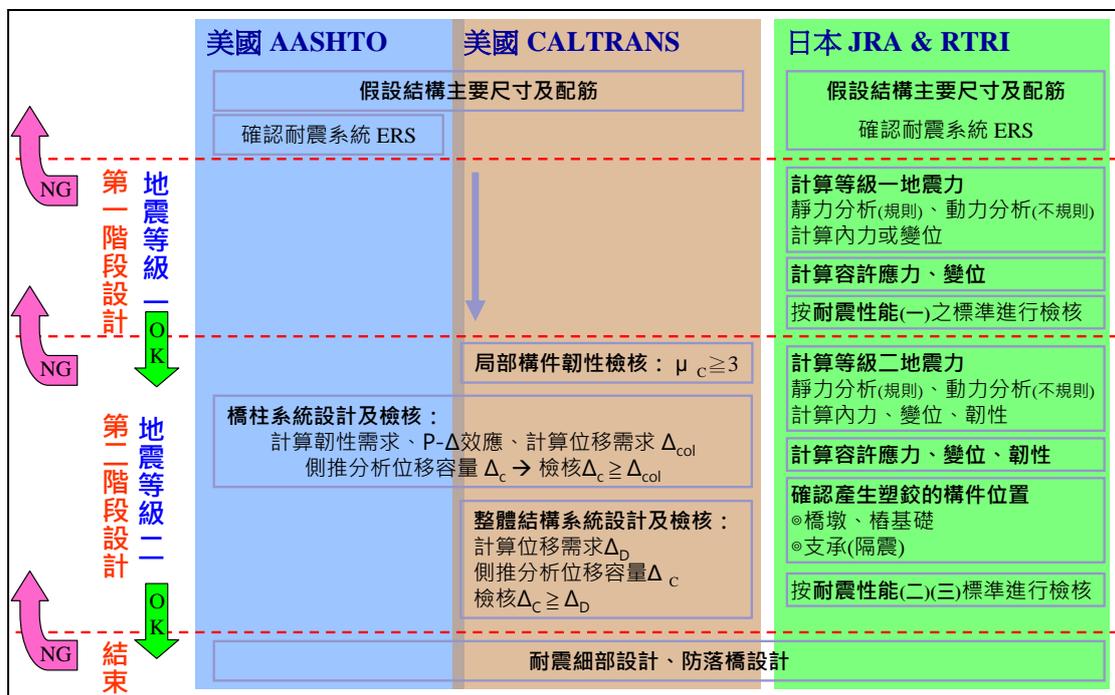


圖 5.24 美日橋梁耐震性能設計流程綜整比較

## 3. 性能驗證分析方法綜整

一般而言耐震性能驗證應依結構行為特性、重要度、性能目標(設計地震等級與對應之性能水準)，選擇適當複雜度、精確度的分析方法；如日本規範因為有兩個設計地震等級，因此對分析方法的要求依”結構規則性”及”設計地震等級”區分；而美國規範因為只有一個設計地震等級，因此對分析方法的要求僅依結構規則性區分。上述美日橋梁耐震性能設計分析方法綜整如下表所示。

美國 AASHTO 與 CALTRANS

適用類別	跨數為2~6跨之規則型橋梁	跨數為2或2跨以上之不規則橋梁
需求分析	等值靜力分析 或 彈性動力分析	彈性動力分析
容量分析	非線性靜力側推分析	非線性靜力側推分析
註：AASHTO對採用非線性歷時分析（Non-linear Time History）只有在業主要求下才需進行，不過對於重要橋梁、幾何形狀複雜之橋梁、隔震橋梁或鄰近活動斷層之橋梁，也建議採用非線性歷時分析。		

日本 JRA

行為特性 性能水準	行為不複雜	數部位產生塑性鉸及等 能量原理適用性未知	行為複雜	
			高振態效應顯著	塑性鉸發生之部 位不明確
耐震性能一	靜力分析	靜力分析	彈性動力分析	彈性動力分析
耐震性能二、三	靜力分析	非彈性動力分析	非彈性動力分析	非彈性動力分析
彈性動力分析：振態反應譜法、歷時分析法。 非彈性動力分析：非線性歷時分析、等效線性歷時分析、等效線性反應譜法、基於側推分析之簡化歷時分析。 註：結構系統簡單、基本振態效應顯著且塑鉸位置明確的剛構架橋，可採用非線性靜力側推分析，強調採用非線性側推分析相關方法時，一定要留意其適用性。				

日本 RTR

分析方法：(1)動態歷時分析法 (2)非線性反應譜法  方法選擇：若結構行為可以由一 SDOF 系統模擬，可採用非線性反應譜法；複雜結構要求用動態歷時分析法
--

### 5.6.2 各國規範地震等級與性能水準之探討

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

日本 2000 版修正之日本建築基準法(Building Standard Law)亦採用二等級設計地震力：50 年回歸期；500 年回歸期。但日本港灣構造物規範為何要以 75 年回歸期(50 年 50%超越機率)之地震力作為港灣構造物等級一設計地震力，[Ichii 2002<sup>[41]</sup>]在其論文中經過對重力式碼頭在各 4 至 7 震度地震力下之營造費與可能之損失費的分析後指出：對於使用壽命為 50 年之港灣構造物，在該等級地震力作用下之耐震設計將使得總費用為最低。此亦顯示碼頭結構對國家社會之重要性應高於建築結構。

國外規範之性能目標多採兩等級地震做設計，而國內建築、橋梁耐震設計規範採用三等級地震由來已久，且上位準則「公共工程性能設計準則」中亦明確指出，構造物性能設計需考慮 2500 年回歸期地震為最大考量地震。各國耐震規範地震等級詳表 5-50 所示。

表 5-50 各國耐震規範地震等級之大小

規範名稱	等級一地震	等級二地震	等級三地震
美國 AASHTO 2009	無	975 年回歸期地震	無
美國 Caltrans 2010	無	975 年回歸期地震	無
日本 JRA 2002	使用期間發生機率高之地震	使用期間發生機率低強度大之地震 (1)遠域 (2)近斷層	無
日本 RTRI 1999	50 年回歸期地震	使用期間發生機率低強度大之地震 (1)遠域 (2)近斷層	無
日本建築基準法	50 年回歸期地震	500 年回歸期地震	無
臺灣建築物耐震設計規範 2006	約 30 年回歸期 等級二地震之 1/4.2	475 年回歸期地震	2500 年回歸期地震
臺灣現行港灣構造物設計基準修訂 2005	(同臺灣建築物耐震設計規範)	(同臺灣建築物耐震設計規範)	(同臺灣建築物耐震設計規範)

規範名稱	等級一地震	等級二地震	等級三地震
臺灣橋梁耐震設計規範 2008	超越機率不明 等級二地震之 1/3.25	475 年回歸期地震	2500 年回歸 期地震
日本港灣構造物 設計基準 2009	75 年回歸期地震	危害度分析所得之可能 發生最大規模的地震	無
國際海洋協會 INA 2001	75 年回歸期地震	475 年回歸期地震	無

此外 921 地震後，國內建築、橋梁耐震設計規範皆調整其相關地震力參數，並逐步演進為性能設計法，由於建築物耐震設計規範較橋梁規範先做改進，因而本國港灣設計基準耐震設計章節之設計地震力係參考建築物耐震設計規範，改為譜加速度係數，但論其碼頭結構系統應與橋梁結構相近，理應參考橋梁耐震設計規範之設計地震力作修訂，由建築物地震力計算公式( $V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{ad}}{F_u} \right)_m W$ )可知，將地震力折減 1.4 倍是由於建築物的靜不定度較高，在設計均勻，各斷面降伏時機接近下，取保守估計外力調升至  $1.4P_y$  後，結構才達最大承載側力  $P_u$ ，因此在碼頭結構之靜不定度明顯較建築物為低的情況下，採用建築物之地震力計算公式，可能有低估設計地震力之虞，即使是直樁棧橋式碼頭之韌性，亦約近似橋梁結構，而不及建築結構之韌性。

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

由上述討論可歸納出下列各項要點：

1. 同樣具有中度地震保持彈性不需修復的性能目標，但國外規範多以 75 年回歸期地震等級做設計。

2. 碼頭結構對國家社會之重要性應高於建築結構。
3. 構造物性能設計需考慮 2500 年回歸期地震為最大考量地震。
4. 地震力折減 1.4 倍是由於建築物的靜不定度較高，碼頭應不適合。
5. 碼頭結構物之重要度分類較多，因此性能水準訂立應採 4 等級。
6. 特定級碼頭需要更高的性能目標。

## 第六章 耐震性能設計要求之探討

本章針對碼頭之耐震設計性能目標作探討，研究日本與國際航海協會性能設計規範之性能目標的訂立方式及理念，並與國內「港灣構造物設計基準」之耐震設計目標作差異性討論，以提出適合國內設計實務的耐震性能設計目標；其中，地震等級之建議更以港灣技術研究中心過去對各港區的地震危害度曲線分析結果進行研究，並參考國外規範訂定之地震等級，提出適合國內碼頭設計的地震等級修正建議；另外，亦針對國內「公共工程性能設計準則」三等設計地震力的要求，探討在不同性能目標下各地震等級所應對應的性能水準，以滿足國內工程設計環境；其完整研究內容詳本章下列各節。

### 6.1 碼頭性能目標概述

從日本 2007 年的「港灣の施設の技術上の基準・同解説」中可知，日本對港灣設施的設計在地震力計算上，係利用機率法考量歷史災害，震源等因素進行地震危害度分析，進而得到地震地表歷時，此法在國內多應用於水庫設計，但由於計算方法複雜，且港灣構造物數量較多，此法對於國內港灣構造物設計應用並不實際。另外，在性能標準規定上，日本已正式進入構造物破壞機率可靠度的要求，此類設計標準要求亦為國內工程師設計能力的另一種挑戰。為避免演進幅度過大，因此本研究建議，國內港灣構造物耐震性能設計可先參考 2001 年的國際航海協會港灣構造物耐震設計準則，該規範與 1999 年日本「港灣の施設の技術上の基準・同解説」之性能目標相近，但在性能標準規定上更為詳盡，亦與本國其他構造物耐震性能規範研究之架構雷同；而對於本國之耐震性能水準之定量標準制定，則可參考日本 2007 年的「港灣の施設の技術上の基準・同解説」來修正國際航海協會規範之規定。

國際航海協會港灣構造物耐震設計準則[INA 2001]除了對構造物在等級一地震力作用下之性能提出要求以外，在等級二地震力作用

下，對應第 I~II~III~IV 級性能水準之 S~A~B~C 級耐震設施，基本相當於國內規範中之「特定(S 級)、A 級、B 級與 C 級」四種類別構造物，不同之處在於：國內現行規範，目前僅籠統地要求在 475 年回歸期設計地震力下，剛性結構物不得產生滑動、傾斜以及主體與基礎承载力不足之破壞，需保持安定，非剛性結構物允許發生塑性變形，但韌性比不超過容許韌性容量，對於在同樣等級設計地震力下，「特定(S 級)、A 級、B 級與 C 級」四種類別構造物(包括剛性與非剛性)不同之行為或性能並未如「INA 港灣構造物耐震設計準則」明確定性甚至量化，僅以不同重要度係數來修正在同等級設計地震力作用下施加於結構之等效側向力之大小，間接調整構造物之耐震性能；在舊版 1999 年日本規範，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性能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性能有具體要求，無法了解該類結構在等級二大地震下之性能；在等級一設計地震下，A、B、C 級碼頭雖同為「結構安全、功能完好」性能水準定性，但未直接以不同之性能水準或等級表示，但它們之間的性能區別，對於剛性碼頭以 1.2、1.0 與 0.8 不等之重要度係數表示，而非剛性碼頭則以不同之容許韌性比加以區分；「INA 港灣構造物耐震設計準則」引進之性能設計法，係根據重要度等級「特定(S 級)、A 級、B 級與 C 級」結構物在所考量之各等級設計地震力下之不同性能水準加以定性，並以不同大小之性能可接受標準值加以限定，較類似國內橋梁建築耐震性能設計研究之理念。

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

而不同貨種之碼頭，由於使用之裝卸方法與裝卸機具不一樣，或

即使可使用某些相同之機具，但工作效率很差，通常不考量其破壞後可以由其它種類碼頭代替運作，引進性能設計法時，除了允許碼頭結構物在較大地震作用下之破壞以外，為避免碼頭破壞後造成營運停頓，規劃港口時，也可考量在用途及貨種相同之碼頭當中，設立一定比例(考量碼頭營運作業能量與基本要求)之耐震強化碼頭特定級，即適當提高部分碼頭之性能目標至特定級碼頭，以維持災後救援機制，因此特定級碼頭之性能目標訂立應趨嚴謹為佳。

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

## 6.2 地震等級、性能水準及重要度分類

由第二章說明可知，性能目標中之定性規定包含地震等級與性能水準，本節將針對碼頭設計之地震等級與性能水準作說明及探討，另外，碼頭重要度分類亦關係到性能目標之訂立，因此本節亦一併針對碼頭四種重要度分類作說明。

### 6.2.1 地震等級

地震力等級之劃分可以經由一定年限內發生地震之超越機率(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式如下。

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

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

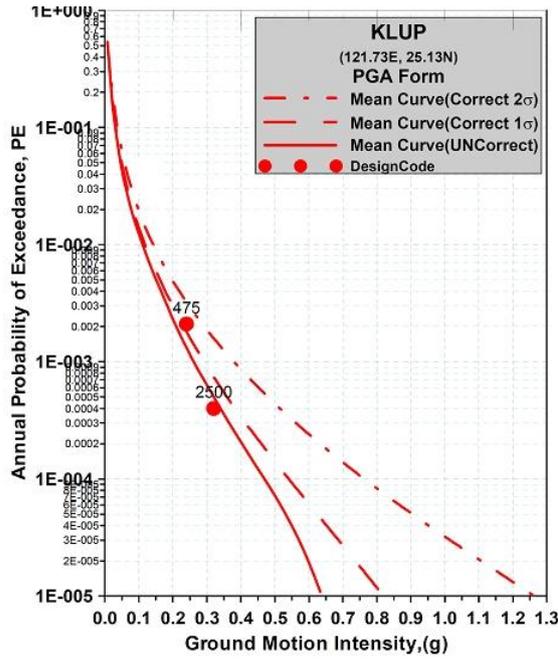
國內「公共工程性能設計準則」中建議設計地震力必須考量三等級地震力，而國內建築、橋梁耐震性能設計規範草案亦皆定義三等級設計地震，然而「INA 港灣構造物耐震設計準則」僅以兩等級地震進行設計，但為符合國內耐震性能設計架構之一致性及國內工程師之設計習慣，因而建議維持 2500 年回歸期地震 (50 年超越機率 2%) 作為最大設計地震考量。

而目前國內「港灣構造物設計基準」之設計地震力是參照 2005 年版「建築耐震設計規範」，同為三等級設計地震力如表 6-1 所示，提供 30 年回歸期中度地震、475 年回歸期設計地震、2500 年回歸期最大考量地震對應之反應譜。

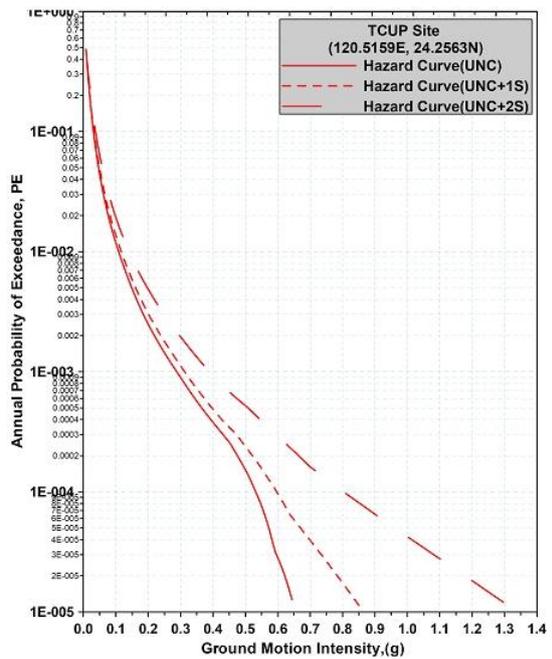
表 6-1 國內港灣構造物設計基準之三等級設計地震力

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

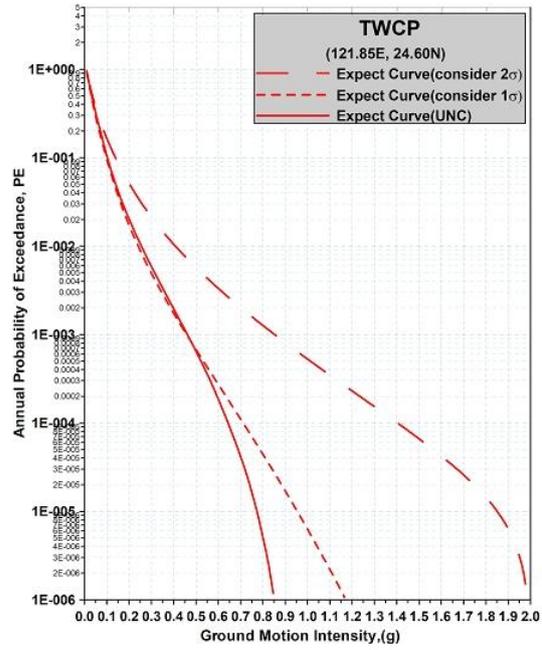
本研究參考港灣技術研究中心之「港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究」<sup>[101,102,106,107]</sup> 報告中基隆港、臺中港、高雄港、蘇澳港的各港區平均地震危害度曲線，如圖 6.1，推估出目前國內建築及橋梁各重要度等級之中度地震所對應的回歸期 (概略值)，如表 6-2 所示。由表中數值顯示，目前國內現行「港灣構造物設計基準」<sup>[87]</sup> 之中度地震在各港區工址所對應的地震回歸期皆約為 30 年，而 2500 年回歸期地震 PGA 則約為 475 年回歸期地震的 1.3~1.4 倍。



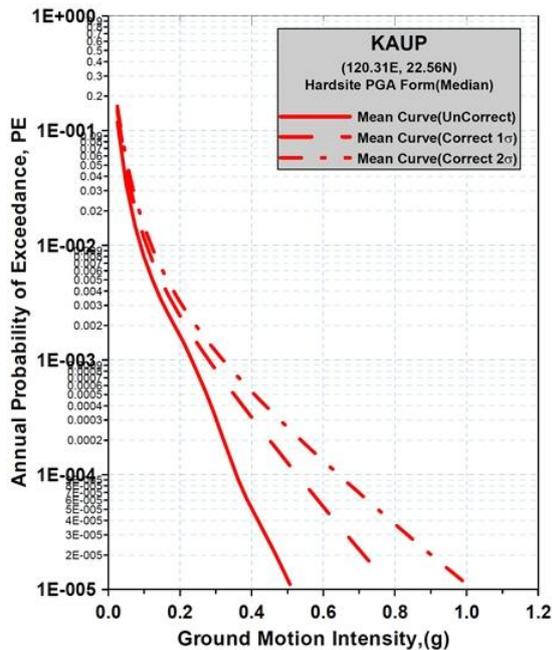
基隆港區平均地震危害度曲線



台中港區平均地震危害度曲線



蘇澳港區平均地震危害度曲線



高雄港區平均地震危害度曲線

圖 6.1 四港區平均地震危害度曲線

資料來源：港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究

表 6-2 國內建築及橋梁之中度地震所對應的回歸期概略值

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

依據前述資料，港灣構造物耐震性能設計之地震力等級建議修正項目如下：

### 1. 中度地震之規定

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

因此本研究建議至少應將現行規範碼頭之中度地震強度由「475 年回歸期地震除以 4.2」上調至「475 年回歸期地震除以 3.25」，與橋梁相同，則地震回歸期約提昇至 50 年，較符合碼頭之重要性程度。

### 2. 設計地震與最大考量地震

棧橋式碼頭結構形式及靜不定度與橋梁工程較相近，不如建築結構因高靜不定度而擁有較高的降伏後強度，因此設計地震與最大考量地震之計算公式( $V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{wp}}{F_u} \right)_m W$ )中，分母係數 1.4 應同橋梁改

為 1.2 較為恰當。簡言之，三等級地震力計算方式皆改為與橋梁相同，如表 6-3 所示。

表 6-3 橋梁耐震設計規範之三等級地震力

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

綜上所述，本研究建議港灣碼頭之三等級地震力定義如下：

(1) 等級一：中度地震：

為一常遇地震，其強度計算上：

為 475 年回歸期地震除以 3.25，地震回歸期約為 50 年。

(2) 等級二：475 年回歸期地震：

為一偶遇地震，其 50 年超越機率為 10%。

(3) 等級三：2500 年回歸期地震：

為一罕遇地震，其 50 年超越機率為 2%。

另由於剛性碼頭其結構並無韌性，因此在地震力計算上  $F_u$  值等於 1.0，則表 6-3 內之地震力計算公式即與國內現行「港灣構造物設計基準」之剛性碼頭設計地震力公式相同，即分母亦為 1.2。

## 6.2.2 性能水準

本研究依各國性能規範之慣例，從構造物之「使用性」、「修復性」、「安全性」三方面考量，並參考國內現行「港灣構造物設計基

準」之性能水準定義，建議出未來國內港灣碼頭耐震性能設計之性能水準。

由於 475 年回歸期地震為主要的設計地震，而國內碼頭結構設計之重要度分類向來皆分為 4 種(特定、A 級、B 級、C 級)，此與國際規範相同；再者，「公共工程性能設計準則」中亦說明，耐震性能設計的基本概念主要是採用構造物的非線性行為分析進行設計，故應將「用途係數」轉換於耐震性能水準的要求上面，而非用於設計地震力的放大；因此在同一 475 年回歸期地震作用下，欲區分 4 種不同重要度構造物之性能水準，即須具有 4 等級性能水準之制定，如表 6-4。

而表 6-4 之第 I、III、IV 等級性能水準亦恰符合現行「港灣構造物設計基準」設計目標中三等級地震所各別對應的性能要求。

**表 6-4 耐震性能水準定性規定之建議**

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

### 6.2.3 重要度分類

為了維持業主及工程師既有的設計習慣，碼頭重要度分類建議仍然維持現行規範的規定，如表 6-5，目前國內現行規範訂立的港灣構造物重要度分類與「INA 港灣構造物耐震設計準則」雷同，如此則亦可參考「INA 港灣構造物耐震設計準則」之相關規定來制定本國港灣碼頭之耐震性能目標。

在重要度分類上仍維持現行港灣構造物設計基準之規定，依據結構物之重要性區分為「特定」、「A」、「B」、「C」等四種等級類別，各等級之碼頭特性如表 6-5 所述。

**表 6-5 各重要度等級之碼頭特性**

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

### 6.3 現行規範之性能目標

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

#### 1. 中度地震：

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

## 2. 設計地震：

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

## 3. 最大考量地震：

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

由前述三等設計地震所要求的性能目標可歸納如表 6-6 所示。

表 6-6 國內現行港灣構造物設計基準之性能目標

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

而從「INA 港灣構造物耐震設計準則」與「港灣の施設の技術上の基準・同解説」之性能目標(表 5-30 及表 5-38 可知，國內現行規範之特定級碼頭(耐震強化碼頭)的性能目標要求明顯低於國外規範，尤其臺

灣與日本同為海島型國家，國內原料礦產貧瘠，所有原物料及物資皆需倚靠港口運輸，特別是災難性地震發生時，外援物資對於社會經濟恢復格外重要，設立耐震強化碼頭的目的即是在災難地震後仍可有部分功能良好之碼頭可供救援物資運輸，因此國際航海協會(INA)及日本規範對於特定級碼頭之性能要求皆為等級二(475 回歸期)地震作用下結構須保持彈性，而國內現行港灣構造物設計基準則是以中度地震力的 1.5 倍作用下保持彈性作為設計基準，而由表 6-2 可知 1.5 倍中度地震約為 75 年回歸期地震，其遠小於 475 年回歸期地震，此等級性能目標可否滿足特定級碼頭所需之救災功能值得商榷，故建議應予調整提升。

本研究再將表 6-6 繪製成性能目標區域圖，可比表 6-6 更清楚說明國內現行規範之性能目標的定義及特性，如圖 6.2 所示，該圖縱軸各等級回歸期地震強度之比例係按圖 6.1 各港區之平均地震危害度曲線推估而得，雖為一概略性的比例，但比表 6-6 更能精確反映各等級碼頭之性能目標的確切界線為何。

在此舉例說明圖 6.2 的使用方式，例如某一碼頭結構在各等級地震作用下結構分析後分別所得到的反應假設皆落在「曲線 1」及「曲線 2」之間的區域，則此碼頭可定義為 C 級碼頭，但若有任何一等級地震之結構反應落於「曲線 1」之上側，則此碼頭即不符合 C 級碼頭規定之性能目標；若有任何一等級地震之結構反應落於「曲線 2」之下側，但其餘等級地震之反應仍落在「曲線 1」及「曲線 2」之間的區域，則仍為 C 級碼頭。其餘等級碼頭之性能目標定義亦依此類推。

因現行規範規定，特殊耐震與高重要性碼頭結構最大考量地震之設計目標不得高於上述 475 年回歸期地震作用下之設計水準，因此才形成特定級碼頭 2500 年回歸期地震作用下結構反應須滿足第 III 級性能水準，故圖 6.2 特定級的曲線在末端會往下折，若在建築物耐震設計規範中則無此規定，則圖 6.2 特定級目標曲線將沿虛線延伸。

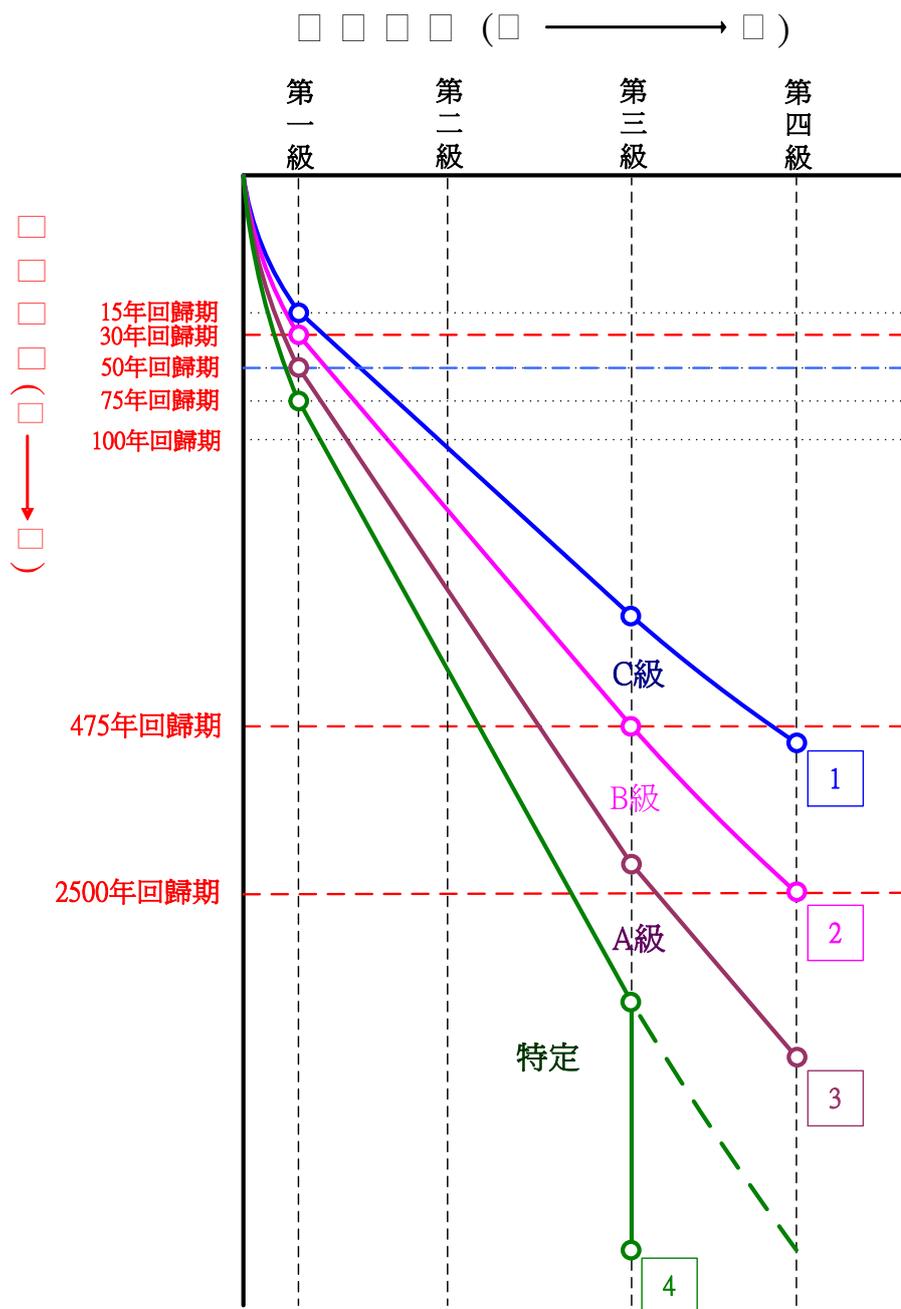


圖 6.2 國內現行規範的耐震性能目標區域圖

#### 6.4 國內港灣碼頭性能目標制定之建議

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

頭性能水準又高於 B 級碼頭，B 級碼頭性能水準則高於 C 級碼頭。

由原規範 B 級碼頭之用途係數為 1.0 可知，B 級碼頭為一個標準碼頭，因此吾人可依原規範賦予 B 級碼頭之性能目標為基準，按各種碼頭之重要度依序分配各地震等級所應對應的性能水準。

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

中度地震以橋梁規範之計算方式為主，由約 30 年回歸期提升至約 50 年回歸期，由於特定級碼頭已要求在 475 年地震作用下保持彈性滿足第 I 級性能水準，因此不需額外檢核中度地震作用下之性能水準，其餘 A、B 級碼頭為中度地震作用下須滿足第 I 級性能水準，而 A 級碼頭之受震反應更需小於 80% 的降伏變形；另 C 級碼頭依序為滿足第 II 級性能水準。

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

級碼頭須滿足第 IV 級性能水準，而 C 級碼頭在此等級地震作用下應已崩塌故不需檢核。

綜合 6.3.1 至 6.3.3 節之說明，在提升中度地震等級與特定級碼之性能目標後，各級碼頭對應的性能目標可歸納如表 6-7 所示。工程師可依據環境條件與業主對功能之要求來選擇合適的碼頭等級，再依據該等級碼頭所對應之性能目標進行設計、分析、檢核。

**表 6-7 本研究建議之各等級碼頭所對應的耐震性能目標**

性能水準 地震等級	第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
等級一 (中度地震)	A 級 小於 80% 降伏反應	C 級	—	—
	B 級			
等級二 (475 年回歸期地震)	特定級	A 級	B 級	C 級
等級三 (2500 年回歸期地震)	—	特定級	A 級	B 級

由表 6-7 可知，「C 級」碼頭僅須檢核中度地震及 475 年回歸期地震下對應之性能水準，而「B 級」與「A 級」碼頭則需檢核中度地震、475 年及 2500 年回歸期三種等級地震下所對應之性能水準。「特定級」碼頭僅需檢核 475 年及 2500 年回歸期兩種等級地震下之性能水準。

本研究再將表 6-7 所述之性能目標繪製成性能目標區域圖，可更清楚說明建議的性能目標之定義範圍與特性，如圖 6.3 所示，而此圖之使用方式與圖 6.2 相同。

雖然從表 6-7 中顯示 A 級碼頭與 B 級碼頭在中度地震等級下對應的性能水準皆須滿足第 I 級，但在圖 6.3 中即顯示出差異，原因為 A 級碼頭在 475 年回歸期與 2500 年回歸期地震等級下，其設計性能水準要求皆比 B 級碼頭高出一級，因而自然形成 A 級碼頭的設計強度容量高

於 B 級碼頭，在相同中度地震進行彈性分析檢核時，A 級碼頭的結構反應理應小於 B 級碼頭。

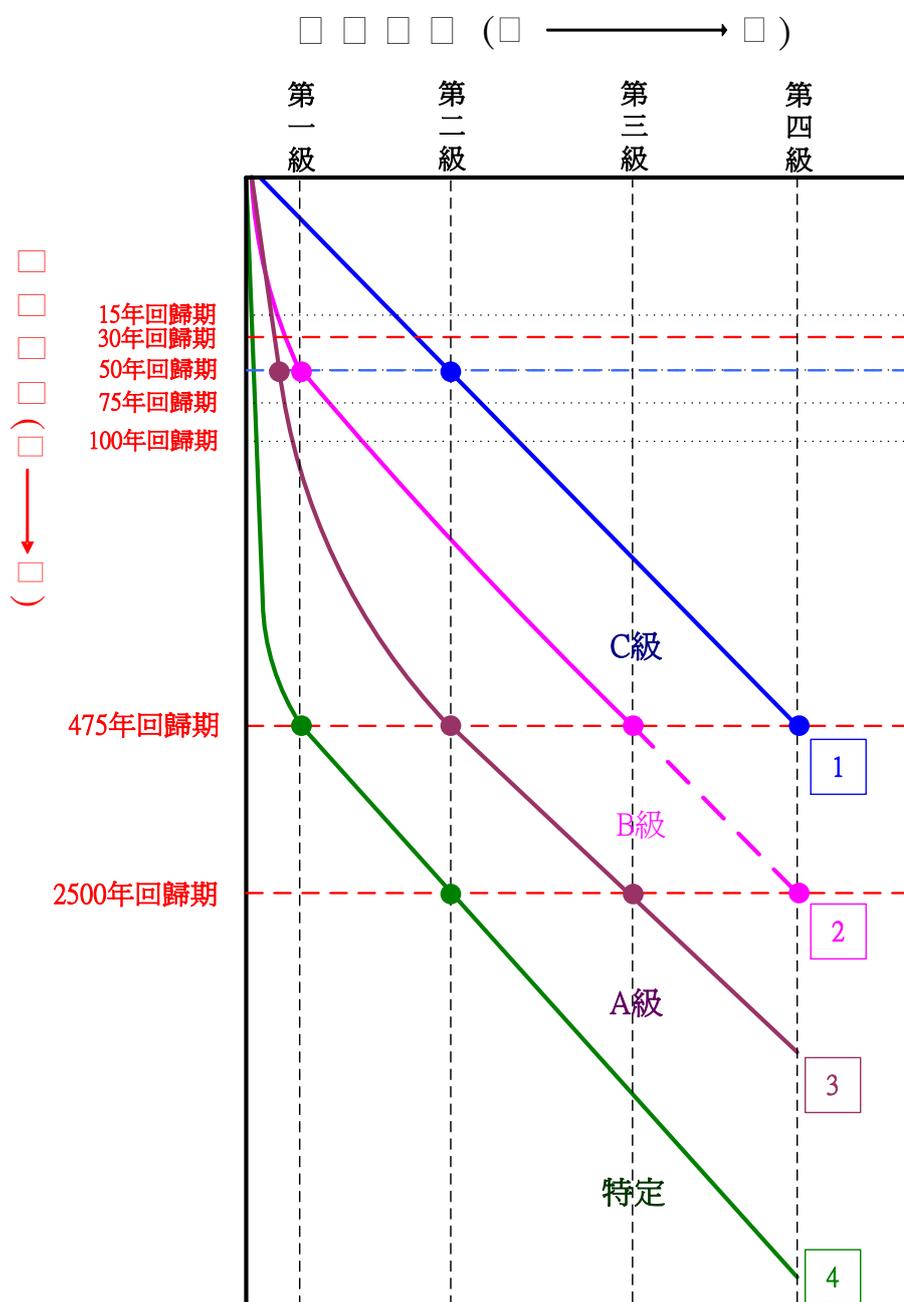


圖 6.3 本研究建議的港灣碼頭耐震性能目標區域圖

## 6.5 現行規範與本研究建議性能目標之差異性探討

本研究將「建議的港灣碼頭耐震性能目標區域圖」與「現行規範的耐震性能目標區域圖」兩者進行套繪比較，如圖 6.4 所示，差異處條列如下：

1. 基本上建議的性能目標涵蓋範圍比現行規範大，因此工程師進行碼頭設計時將更具彈性。
2. C 級碼頭的性能目標與現行規範比較稍不保守，但可明確掌握結構性能並具經濟性，加以突顯 C 級碼頭適用於小規模結構物復舊作業容易者或臨時結構之特性。
3. 特定級碼頭性能目標比現行規範保守許多，但與國際航海協會 INA 及日本規範之性能要求相同，以突顯設置耐震強化碼頭之概念。
4. A 級碼頭與 B 級碼頭之建議性能目標，除中度地震回歸期稍調高外（參考 6.2 節），其餘性能目標皆與現行規範相近，A 級碼頭性能目標曲線雖然看起來差異較大，但是從第 I、III、VI 級性能水準的地震力強度來比較，事實上是接近的，由於現行規範並無定義第 II 級性能水準所應對應的地震等級強度，因此本研究簡單假設為線性，故與建議之性能目標差異較大。

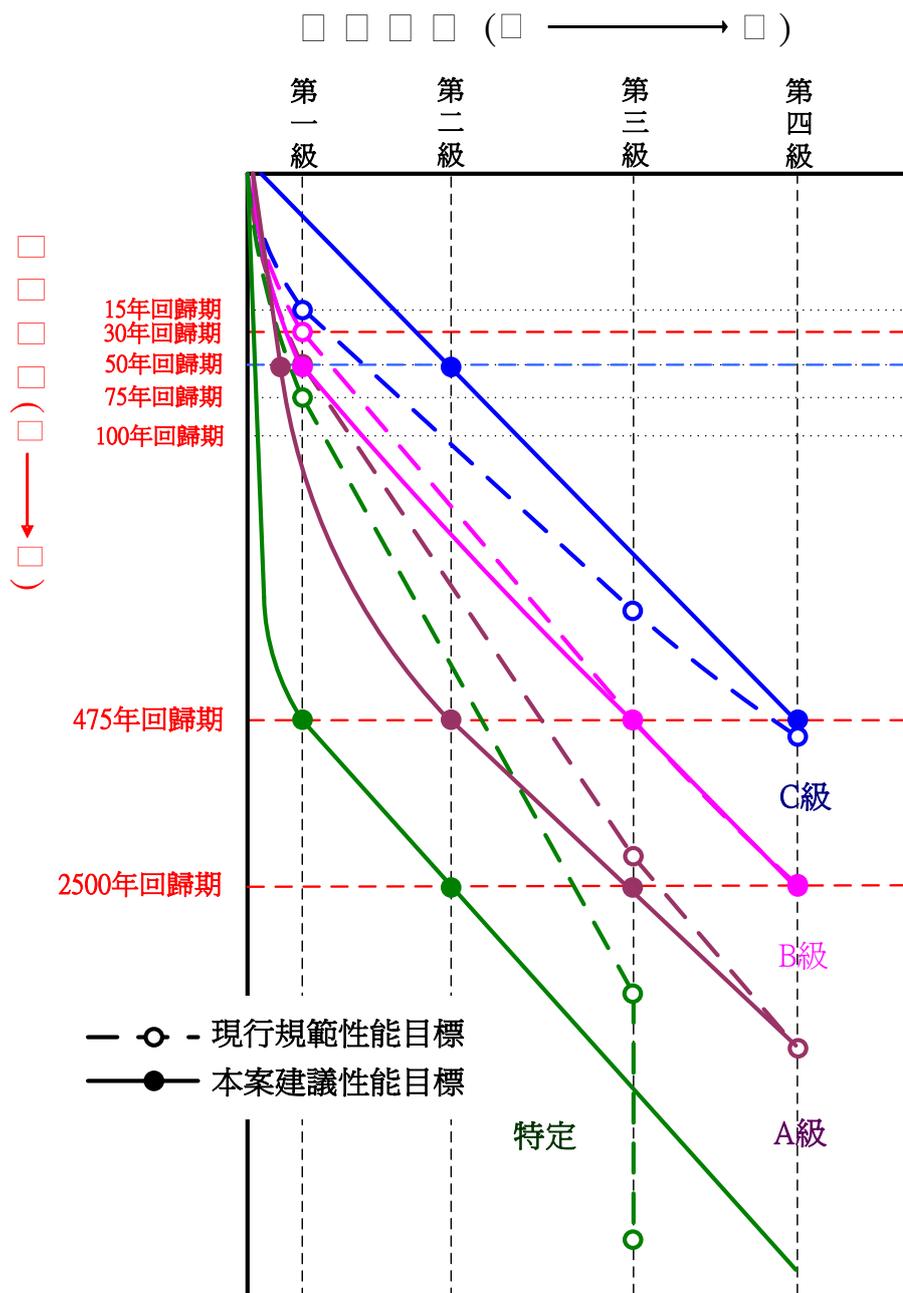


圖 6.4 研究建議與現行規範之港灣碼頭耐震性能目標區域比較

## 6.6 土壤液化防治之目標

土壤液化潛能的評估方式在本國規範及國外相關規範均已有較成熟的方法，因此土壤液化評估方法理論對於耐震性能設計法而言並非重點，但值得注意的是，對於重力式碼頭，土壤液化極可能為導致其

破壞的原因，如 921 地震對臺中港碼頭造成嚴重損壞，除地震力已超過設計震度，因土壤液化致使碼頭後線陸地多處開裂、塌陷，碼頭沉箱與背填陸地錯開分離，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產生破壞。

而由各國規範對土壤液化的防治規定可知，其設計目標皆立基於須避免構造物基礎土壤產生液化現象，倘若評估出基礎有液化之可能性，則必須施予土壤改良或作深基礎之設計，因此對於土壤液化之設計目標相當清楚，即單一目標為「不可因土壤液化而造成應有性能喪失」。

## 第七章 耐震性能規定探討

由第六章對碼頭耐震性能目標的探討可知，國際航海協會規範之架構與我國耐震性能設計之相關規範及研究一致，因此本研究耐震性能目標最後建議參照國際航海協會規範，再因應公共工程性能設計準則之規定，增加最大考量地震(2500 年回歸期)等級，並以國內港區地震危害度資料進行研討，修正為本土化之碼頭耐震性能設計目標；另外，本研究於期中審查時委員等專家學者亦指出，性能目標與規定應慎選最適合本國之成熟規範做為藍本為佳，而國際航海協會之港灣構造物耐震設計準則為一國際性規範，為各先進國家所依循，有鑑於此，本節將以所建議的性能目標為基礎，針對三種主要型式之碼頭，依使用性及安全性，詳細說明國際航海協會對於耐震性能水準標準值之規定及使用方式，該規範根據相關之主要參數(例如：岸肩沉陷量、碼頭傾斜度、最大位移、變位角及應力/應變等)，建立碼頭在各性能水準下該參數之可接受標準值，以定量的方式表達碼頭結構物之性能，並作為耐震設計之目標值供國內工程師參考，以判別性能目標是否滿足要求。

再者，不同貨種之碼頭由於使用之裝卸方法與裝卸機具相異，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，目前國內貨櫃運輸佔物資輸送相當大的比例，因此起重機的耐震性能亦相當重要，而本章亦將說明國際航海協會規範對起重機耐震性能水準標準值的規定。

### 7.1 重力式碼頭性能可接受標準

重力式碼頭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，依照傳統耐震設計規範設計的此類碼頭，常見破壞型式為：向海側之位移(滑動)、沉陷與傾倒，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，較易發生較大的向海側之位移、傾倒以

及沉陷。值得注意的是：土壤液化可能是導致重力式碼頭破壞的原因之一，例如：921 集集地震對臺中港 1~4 號碼頭造成嚴重損害，除了地震力已超過設計震度以外，因土壤液化致使碼頭後線陸地多處開裂、地層塌陷並形成坑洞、碼頭沉箱與背填陸地龜裂並錯開分離，導致碼頭沉箱向海側位移及傾倒，碼頭上各種相關設施及結構物傾倒、破壞等。所以，除了確保基礎具有足夠之承載力，避免土壤液化潛能過高以外，保持這類構造物在背填土壓與水壓下，抗傾覆與抗滑動之穩定性，一直是這類構造物之設計標的。考量這類碼頭之破壞與使用運作之性能，表達性能之參數可由下列變位參數表達，如圖 7.1 [INA 2001]，壁體相關參數為：向海側之水平位移或正規化水平位移(=水平位移  $d$  / 壁體高度  $H$ )、向海側傾斜角，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)。

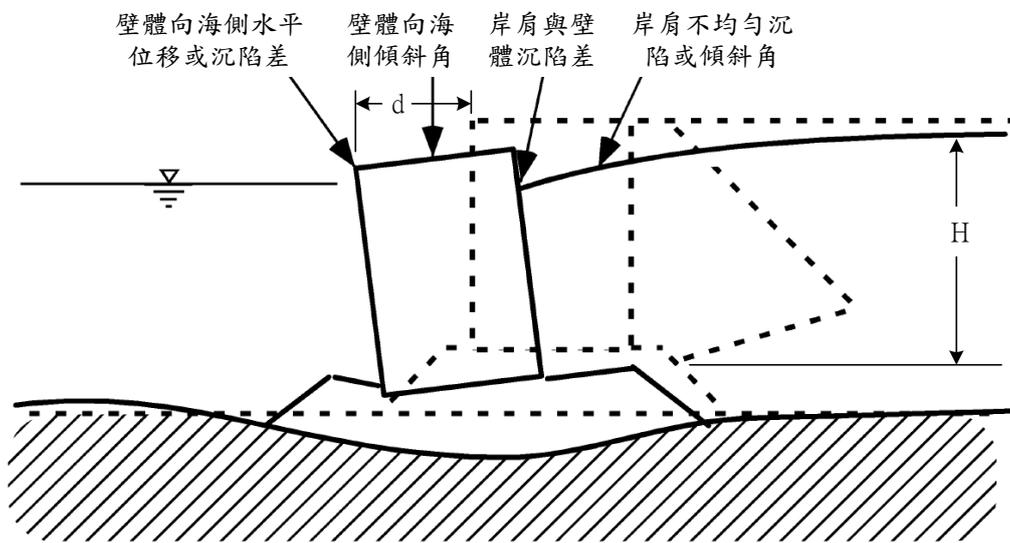


圖 7.1 重力式碼頭之性能參數

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，將各等級性能水準以性能參數之可接受標準值加以限定，如表 7-1 所示，參考第六章之性能目標，依碼頭之重要度等級，其三等級地震力對應

不同的性能水準，再對照表 7-1 得到各性能水準所對應之可接受標準值，經由結構分析所得之構造物反應檢核其是否符合標準值。基本上第 I 級性能水準多用以檢核構造物使用性，因此壁體傾角及岸肩沉陷量皆有所限定，以避免中小地震侵襲時造成碼頭營運中斷，而第 II 級性能水準以上的破壞程度皆必須進行修復後方能恢復營運，且岸肩沉陷修復較為容易，因此原則上岸肩傾角及沉陷量不進行檢核，僅針對壁體分析其受震後剛體運動所產生的正規化位移及傾斜角是否滿足相應性能水準之可接受標準值。另外，表 7-1 中的值為最低設計要求，在工程實務中，除了參照這些最低標準值以外，亦需根據業主之要求加以修訂。

表 7-1 重力式碼頭性能可接受標準

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

註：d 為壁頂的殘餘水平變位

N/A 之原文註解為「Not Applicable」，由 INA 設計例可知實際設計時不予檢核。

資料來源：[INA 2001]

最後，由於重力式碼頭典型破壞原因之一來至於土壤液化[INA 2001]，所以，對土壤液化潛能較高之工址進行液化防治處理，可以提高這類型碼頭之性能；另外，此類碼頭之破壞通常不是結構整體之倒塌損壞，而是過大變形引起之破壞，其可能之破壞情形可參考圖 7.2，因此以位移來定義此類碼頭之耐震性能，並以此作為設計之依據可能更顯適宜；再者，重力式碼頭之耐震性能雖可以如上述由壁體之水平位移、沉陷、傾斜角與岸肩之沉降量、沉陷差等作表示，但其中部分

參數之間具有相關性，初步設計與耐震性能檢核時，不必同時選擇所有參數，例如初步設計時，可選擇性能水準第 I 級之性能參數進行設計，第 I 級性能水準多在結構彈性範圍，因此在分析設計上應有相當之把握，待構造物初步設計完成後，再以適當之分析方法來進行其他等級性能水準之可接受標準值驗證分析，以完成整體耐震設計。前述適當分析方法將於第八章作詳述。

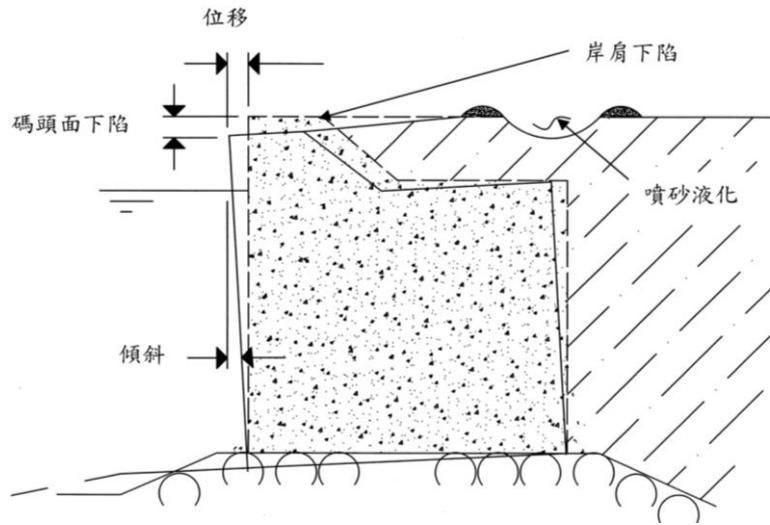
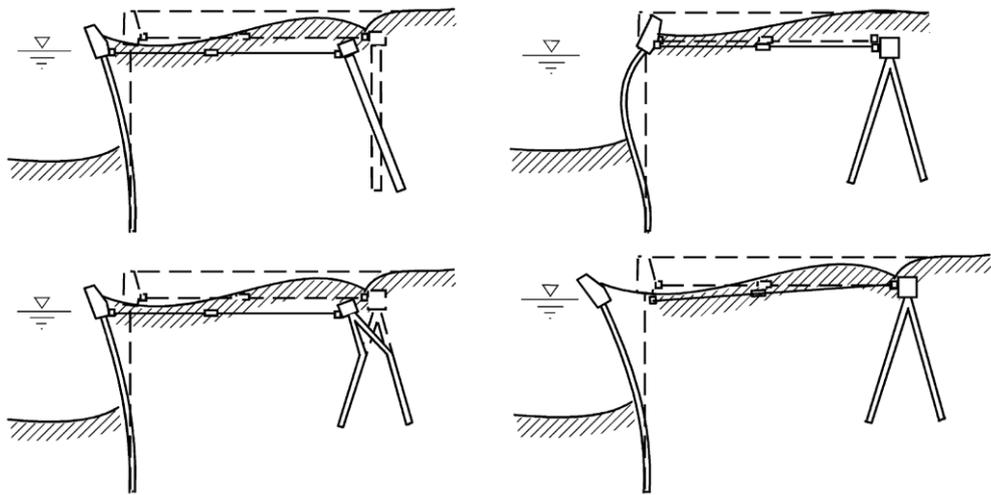


圖 7.2 重力式碼頭之破壞模式

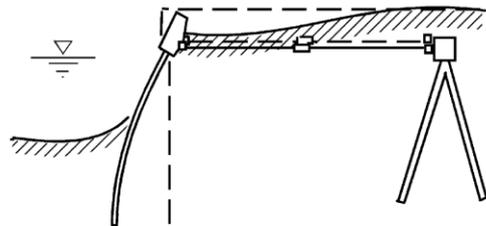
## 7.2 板樁式碼頭性能可接受標準

此類碼頭通常由相互連接的 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，或拉桿拉力破壞，或使錨碇設施失去作用導致板樁與錨碇設施向海側傾倒或移動，根據以往板樁式碼頭的震害案例中，可概略歸納出板樁式碼頭受地震力作用下可能的破壞模式如圖 7.3 所示 [INA 2001]。



(A) 錨碇設施破壞

(B) 板樁撓曲拉桿拉力破壞



(C) 板樁埋入處破壞

圖 7.3 板樁式碼頭之破壞模式

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，如圖 7.4 所示，以應力(包括基盤面上下板樁部分、拉桿與錨碇設施)及位移(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)來表達。根據板樁式碼頭結構可能的破壞模式，可利用板樁碼頭結構系統之位移或應力狀態作為判斷其損害等級之指標參數，如下所列：

1. 以位移為評估參數：

- (1) 板樁牆之水平向位移、沉陷、與傾斜
- (2) 岸肩之沉陷、差異沉陷、與傾斜

(3) 錨錠設施處之差異沉陷、地表開裂、與受拉產生之位移

## 2. 以應力狀態為評估參數：

(1) 板樁之應力狀態（基盤面以上或以下）

(2) 拉桿之張力（包含接頭）

(3) 錨錠設施之應力狀態

這些參數值大小可反映出板樁式碼頭結構的損壞情況，透過過去之災損記錄或分析結果，可由不同損壞程度所對應的參數值範圍，建立起板樁碼頭結構損害等級之門檻值。

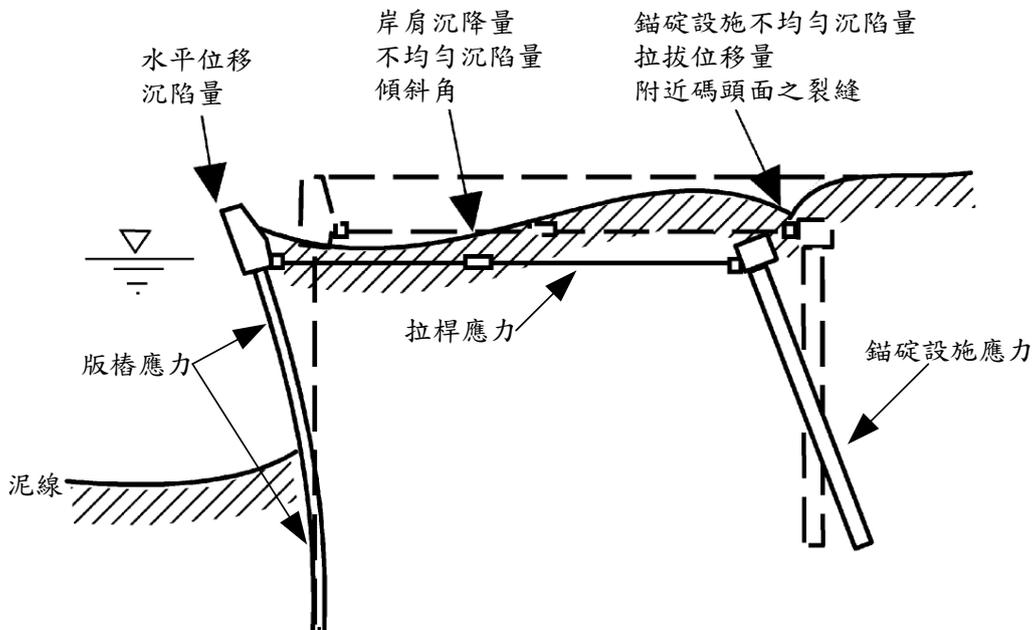


圖 7.4 板樁式碼頭之性能參數

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，亦將第各等級性能以性能參數之可接受標準值加以限定，如表 7-2，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進行設計。

表 7-2 板樁式碼頭性能可接受標準

參數		性能水準		第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
殘餘變位	板樁變位	正規化水平位移 d/H	<1.5% 或 d<30cm	N/A	N/A	N/A	N/A
		向海側傾斜角	<3°	N/A	N/A	N/A	
	岸肩變位	岸肩沉陷量	3cm~10cm	N/A	N/A	N/A	
		岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm	N/A	N/A	N/A	
		向海側傾斜角	<2°~3°	N/A	N/A	N/A	
最大反應下之應力或應變	基盤面以上板樁		彈性	塑性，不超過 韌性容量或 應變極限	塑性，不超過 韌性容量或 應變極限	塑性，超過韌 性容量或應 變極限	
	基盤面以下板樁		彈性	彈性	塑性，不超過 韌性容量或 應變極限	塑性，超過韌 性容量或應 變極限	
	拉桿		彈性	彈性	塑性，不超過 韌性容量或 應變極限	塑性，超過韌 性容量或應 變極限	
	錨碇設施		彈性	彈性	塑性，不超過 韌性容量或 應變極限	塑性，超過韌 性容量或應 變極限	

註：針對補強板樁比補強錨碇設施容易，即板樁較錨碇設施先降伏之機制。

H 為基面以上板樁之高度。

N/A 之原文註解為「Not Applicable」，由 INA 設計例可知實際設計時不予檢核。

資料來源：[INA 2001]

### 7.3 圓筒式碼頭性能可接受標準

一般圓筒式碼頭為鋼板樁圓筒式或鋼板圓筒式，係靠鋼板圓筒內填料自重及剪力強度抵抗外力之結構物。鋼板樁圓筒式碼頭之擋土機制類似於重力式碼頭，在地震力作用下，如考慮土壤未發生液化，其

受力主要包括動態主動土壓力、動態被動土壓力、動態水壓力、殘留水壓力、作用於圓筒內填料之慣性力、以及作用於圓筒底面之土壤抗剪力等。

### 1. 圓筒式碼頭的受震反應

碼頭型式為置放式鋼板圓筒主要是靠內填料底部的摩擦力去抵抗碼頭慣性力及土壓力，若為埋入式圓筒則是以圓筒基面下之土壤承载力來抵抗慣性力及土壓力。而一般此類碼頭地震下的破壞模式係依圓筒的埋入及土層條件而定，如圖 7.5 所示。

圓筒式碼頭的結構破壞主要控制在位移與應力狀態，另外破壞次序及極限狀態定義亦相當重要，圖 7.6 說明圓筒式碼頭其圓筒斷面變形之模式。

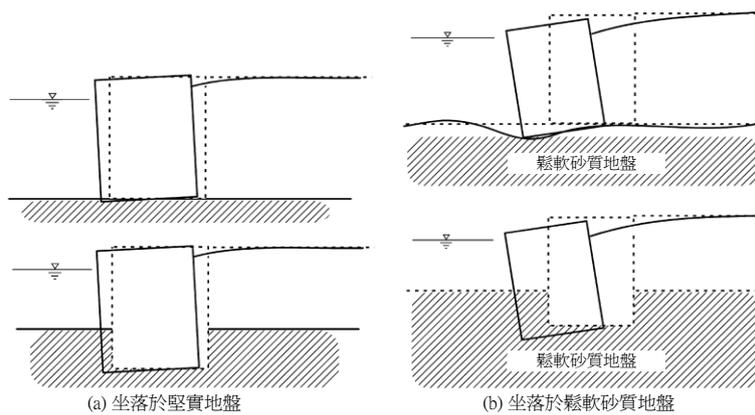


圖 7.5 圓筒式碼頭之破壞模式

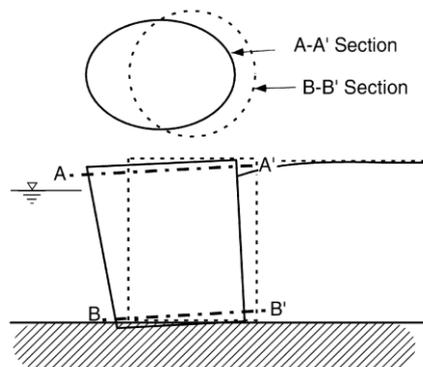


圖 7.6 圓筒斷面變形之破壞模式

## 2. 圓筒式碼頭之性能參數

圓筒式碼頭的耐震性能規定無論是服務性及結構損傷要求皆與重力式碼頭相似，因此圓筒式碼頭之性能參數亦類似於重力式碼頭或板樁式碼頭，如圖 7.7 所示，圖中之應力參數亦包含圓筒及板樁間接合處的應力狀態。

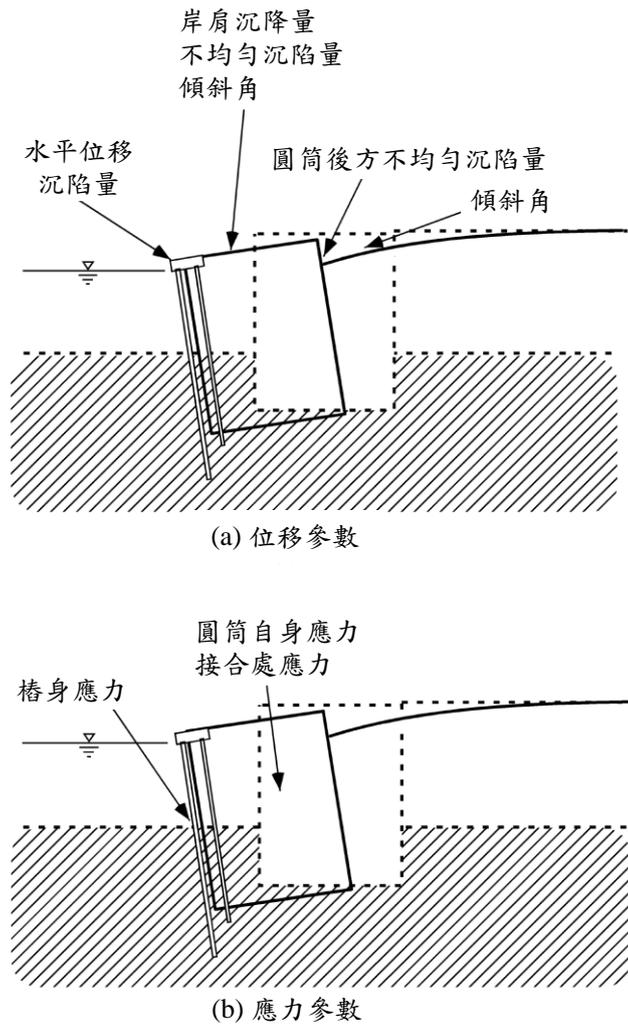


圖 7.7 圓筒式碼頭之性能參數

## 3. 圓筒式碼頭之性能可接受標準值

圓筒式碼頭之性能可接受標準值如表 7-3 所示，其標準值多以位移與應力表示之。

表 7-3 圓筒式碼頭性能可接受標準

參數		性能水準	第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
殘餘變位	板樁變位	正規化水平位移 d/H	<1.5% 或 d<30cm	N/A	N/A	N/A
		向海側傾斜角	<3°	N/A	N/A	N/A
	岸肩變位	岸肩沉陷量	3cm~10cm	N/A	N/A	N/A
		岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm	N/A	N/A	N/A
		向海側傾斜角	<2°~3°	N/A	N/A	N/A
最大反應下之應力或應變	圓筒或板樁圓筒		彈性	彈性	塑性，不超過應變極限	塑性，超過應變極限
	圓筒或板樁接合處		彈性	塑性，不超過應變極限	塑性，超過應變極限	塑性，超過應變極限

註：H 為基面以上板樁之高度。

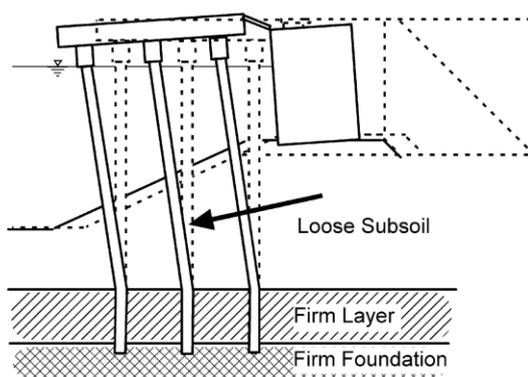
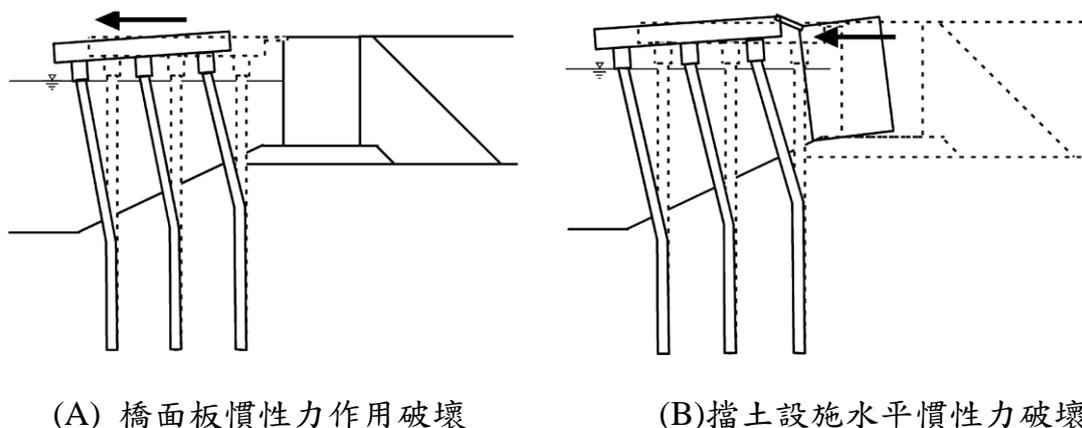
N/A 之原文註解為「Not Applicable」，由 INA 設計例可知實際設計時不予檢核。

資料來源：[INA 2001]

## 7.4 棧橋式碼頭性能可接受標準

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

地震中發生位移導致基樁破壞。一般棧橋式碼頭的破壞模式如圖 7.8 所示。



(C) 基底土壤流失破壞

圖 7.8 棧橋式碼頭之破壞模式

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

考量碼頭運作之可行性，此類碼頭之破壞參數應以：應力(包括基盤面上下樁基部分、橋面版與樁基承台、連接擋土設施之橋梁)、位移(包括樁基、橋面版與樁基承台之沉陷量、傾斜角與位移量，橋面版與擋土設施在岸肩部分之沉陷差、岸肩傾斜角、連接擋土設施之橋梁變位等)，或位移韌性比等表示。如圖 7.9 所示。

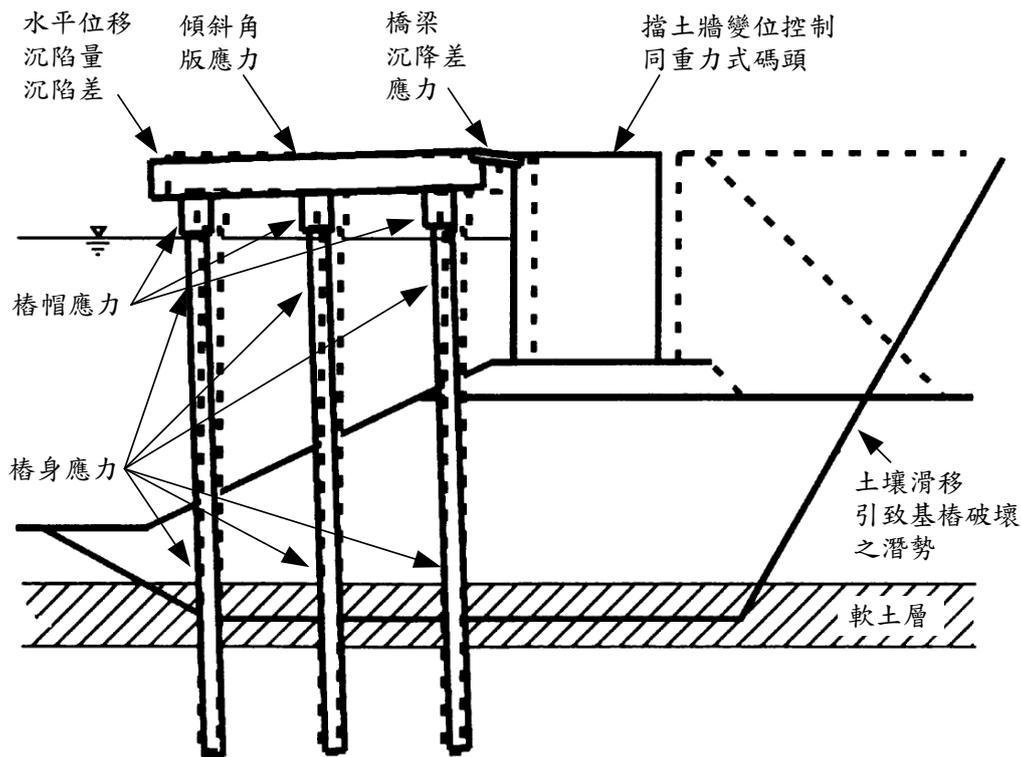


圖 7.9 棧橋式碼頭之性能參數

資料來源：[INA 2001]

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

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

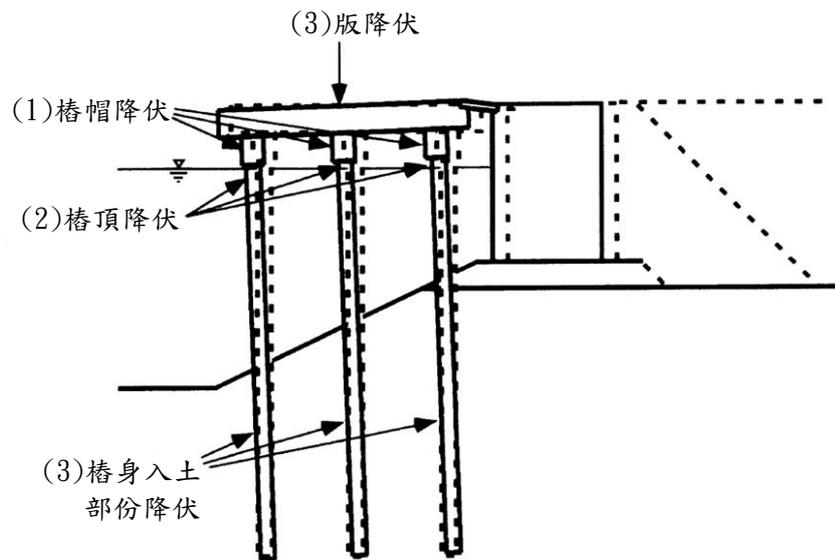


圖 7.10 棧橋式碼頭理想的破壞次序

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，將各等級性能以性能參數之可接受標準值加以限定，其中擋土設施與岸肩相關部分可參考表 7-1，橋面板與岸肩之沉陷差、向海側傾斜角僅對第 I 等級性能有量化限制，分別為：小於 10cm~30cm、小於  $2^{\circ}$ ~ $3^{\circ}$ 。另外，對基樁之性能可接受標準值亦可參考表 7-4，其第 I 等級性能要求保持彈性、第 II 等級性能要求控制韌性、第 III 等級性能要求韌性容量未用完(結構不倒：僅允許一根或限量基樁上同時出現兩處塑性鉸)、第 IV 等級性能超過第 III 等級要求，同時基樁應避免剪力破壞，至少在剪力破壞出現以前發生彎曲破壞。

表 7-4 棧橋式碼頭性能可接受標準

性能水準 參數		第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
		殘餘變位			
殘餘變位	橋面板與岸肩沉陷差異	<10~30cm	N/A	N/A	N/A
	向海側傾斜角	< $2^{\circ}$ ~ $3^{\circ}$	N/A	N/A	N/A

性能水準		第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
參數					
最大反應	基樁 (須避免剪力破壞發生)	保持彈性 (僅輕微或無殘餘變形)	控制韌性 (結構可修復)	小於韌性容量 (韌性反應接近崩塌狀態)	超過 第 III 級要求

註：擋土設施與岸肩相關部分可參考重力式碼頭

N/A 之原文註解為「Not Applicable」，由 INA 設計例可知實際設計時不予檢核。

資料來源：[INA 2001]

為滿足棧橋式碼頭的修復性，以及避免強震後崩塌，則設計時必須對於結構韌性及桿件材料應變作合理限制，因此對 RC 棧橋式碼頭樁基之性能，可如同 RC 橋柱採用混凝土或鋼筋之應變來表示[Priestley et al. 1996]，另外鋼管樁亦同。本研究建議可參照 INA 規範之規定，例如 INA[2001]指出若採用簡便分析方法計算結構之動態反應，在超越機率較高之等級一地震力作用下，混凝土表面不脫落，考量混凝土圍束效應，斷面邊緣混凝土最大應變不超過 0.004、鋼筋拉應變不超過 0.01；在超越機率較低之等級二地震力作用下，破壞得以控制，對於塑性鉸出現在樁頂與下部埋設處之兩情形，斷面邊緣混凝土最大應變分別不超過 0.025 與 0.008、鋼筋拉應變非埋設與埋設部分分別不超過 0.05 與 0.01。斷面邊緣混凝土最大應變以  $\varepsilon_{cu} = 0.004 + (1.4\rho_{sh}f_{yh}\varepsilon_{smh})/f'_{cc} \geq 0.005$  [Priestley et al. 1996] 計算，其中， $\rho_{sh}$  為圍束鋼筋之有效體積比、 $f_{yh}$  為圍束鋼筋之降伏應力、 $\varepsilon_{smh}$  圍束鋼筋最大應力對應之應變(對降伏應力為 40psi 之鋼筋為 0.15、60psi 為 0.12)、 $f'_{cc}$  為圍束混凝土之抗壓強度，約為混凝土 28 天極限壓應力  $f'_c$  之 1.5 倍，可參考 Mander [1988] 圍束混凝土理論採用計算公式  $f'_{cc} = \left( 1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f'_l}{f'_c} - \frac{2f'_l}{f'_c}} \right) f'_c$ ，其中， $f'_l = K_e f_l$ 、 $f_l = \frac{1}{2} \rho_{sh} \times f_{yh}$ ， $K_e = \frac{A_{ce}}{A_{cc}}$  為圍束區混凝土面積與有效圍束面積之比，通常對圓形斷面為 0.95，矩形斷面為 0.75。

對直樁棧橋式碼頭之位移韌性比標準值，可以上述應變標準值經

由應變與曲率之關係、曲率與位移之關係[Priestley et al. 1996]而得到。對預應力 RC 構造，預應力鋼筋束之應變增量在第 I 級性能水準要求下不超過 0.005，而在第 II 級性能水準要求下，非埋設與埋設部分應變增量分別不超過 0.04 與 0.015。對鋼結構而言，鋼構件壓應變量在第 I 級性能水準要求下不超過 0.008，而在第 II 級性能水準要求下，鋼構件及內灌混凝土鋼管樁之壓應變量不超過 0.035，而中空鋼管樁之壓應變量不超過 0.025。上述各應變值整理如表 7-5。

表 7-5 棧橋式碼頭第 I、II 及性能水準之材料應變上限值

(Ferritto et al., 1999; with modification)

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

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

資料來源：[INA 2001]

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

## 7.5 碼頭起重機性能可接受標準

碼頭除一般性能目標外，其上的設施如起重機及軌道需要保持一定的運作功能，才可保有地震後的使用性，且人員的生命安全亦須被保護。因此，碼頭起重機的可接受破壞標準值必需訂定。例如，差異變形及沉陷會嚴重影響輸送帶的使用功能。對於渡口碼頭的乘客空橋，需考慮碼頭的變形量，以確保乘客的安全。對於碼頭貨櫃起重機的性能水準標準值將在本節進行討論，以補充先前 7.1~7.3 節的碼頭性能水準標準值。

### 1. 起重機的受震反應

起重機的上部結構負責吊掛貨物，支撐結構則負責承載及移動上部結構，如圖 7.11 所示。一般來說起重機皆是鋼結構製成，支撐

結構有剛構架及鉸接支柱兩種形式；一般而言，鉸接支柱的鉸接位置如圖 7.11 中之 A 點。支撐結構透過鋼輪設置在軌道上，整個起重機則可固定在軌道上或透過其他錨碇裝置固定在碼頭上，該些固定裝置的強度足以抵抗外力，然而作業中的起重機並不是由錨碇裝置支撐，其橫向外力的抵抗力是由摩擦力或輪緣所提供。

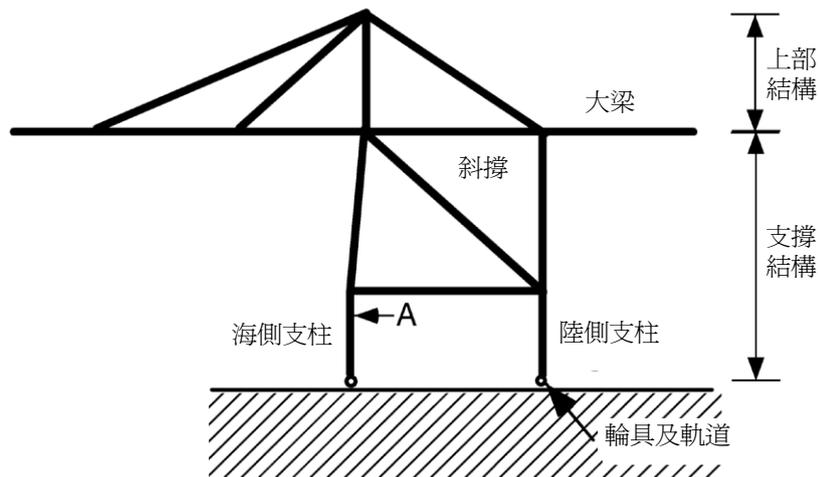
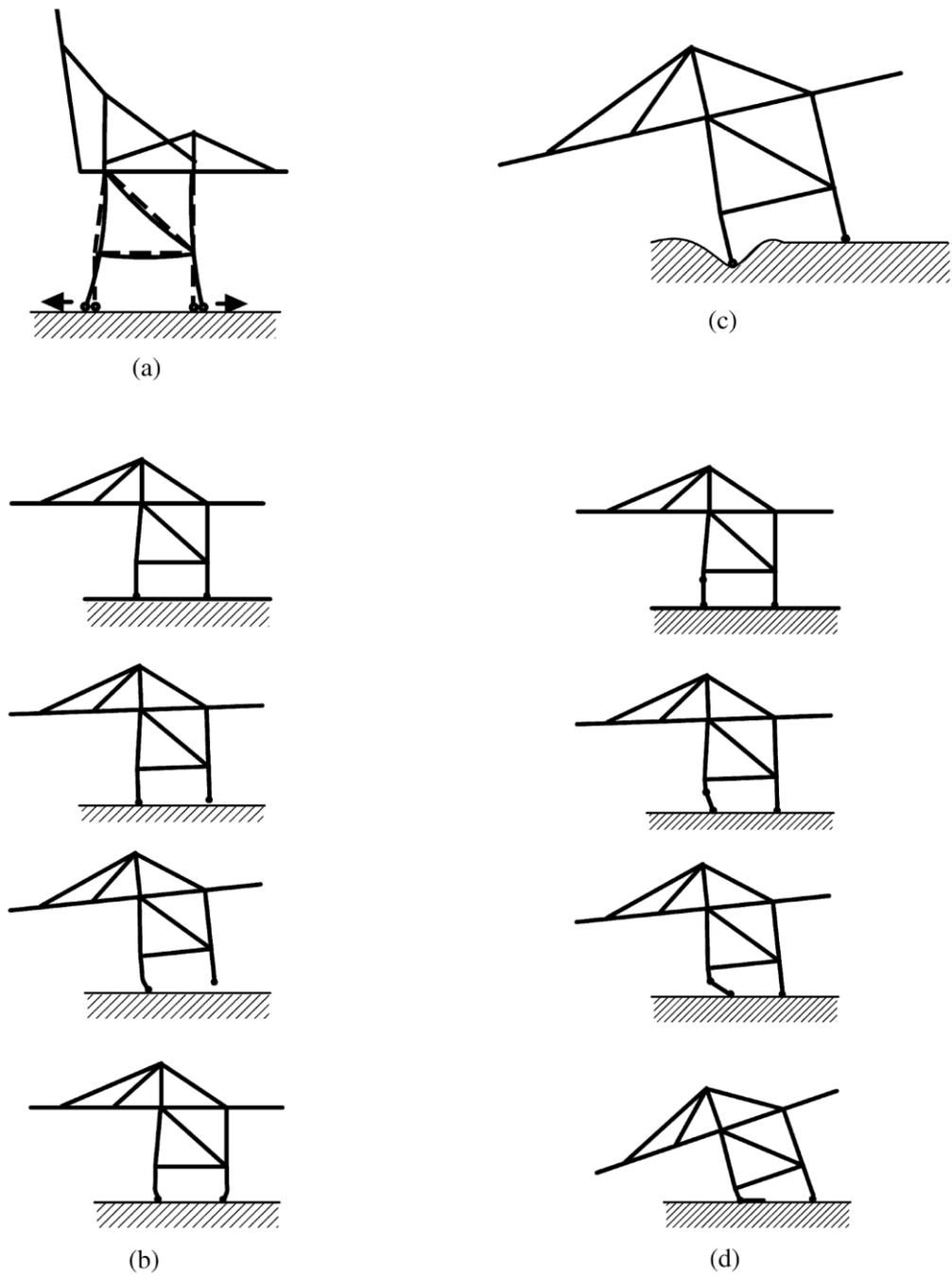


圖 7.11 橋式起重機的圖例說明

起重機典型的地震破壞模式為輪具出軌或錨碇設施破壞，以及挫屈與傾覆。例如圖 7.12(a)，由於碼頭的變形造成陸側支柱與海側支柱間跨距擴張使得支柱出軌或挫屈。相反的如圖 7.12(b)，陸側支柱與海側支柱間跨距因震動位移變窄，這是由於碼頭震動使得一邊支柱抬起而產生水平抵抗力的交互作用所導致，而輪具亦可能因震動而出軌。

如圖 7.12(c)所示，起重機底部之碼頭發生差異沉陷將可能造起重機傾斜翻覆。如果起重機是屬於有鉸接支柱的類型，則出軌亦會導致起重機傾斜翻覆，如圖 7.12(d)所示。雖然錨碇裝置可提供額外的側向抵抗力，但構架桿件將產生較高的內力。另外，起重機的軌道常鋪設在擋土牆上或是棧橋式碼頭橋面板上，當碼頭的寬度較小或碼頭為板樁式碼頭時，則常採用獨立的樁基礎去支撐軌道，這是為了希望碼頭起重機擁有最佳的耐震性能。



- (a) 陸側支柱與海側支柱間跨距擴張
- (b) 陸側支柱與海側支柱間跨距因震動位移變窄
- (c) 起重機因碼頭沉陷而傾斜
- (d) 因震動或側移造成起重機鉸接支柱傾覆

圖 7.12 橋式起重機的破壞模式

## 2. 碼頭起重機之性能參數

設置起重機之碼頭的耐震性能定訂應著重在起重機使用性要求及可能的結構損害，起重機使用性的要求與其上部結構的掛載功能及支撐結構的運行功能相關，關於起重機結構損壞不止以變位、出軌、傾斜及結構應力作定義，另外亦須考量軌道及其基礎的應力與變形量，最後還須考量起重機運轉電力的供應。

相關性能參數說明如圖 7.13，對於軌道及基礎之參數包含軌距、軌道彎曲度、差異沉陷，以及軌道基礎的位移與應力。關於起重機的參數則有輪具出軌、輪具機構毀損、錨碇裝置破壞等，以及起重機的整體位移與構架應力。基本上，規範可由上述參數中選擇適當者來建立性能可接受標準。

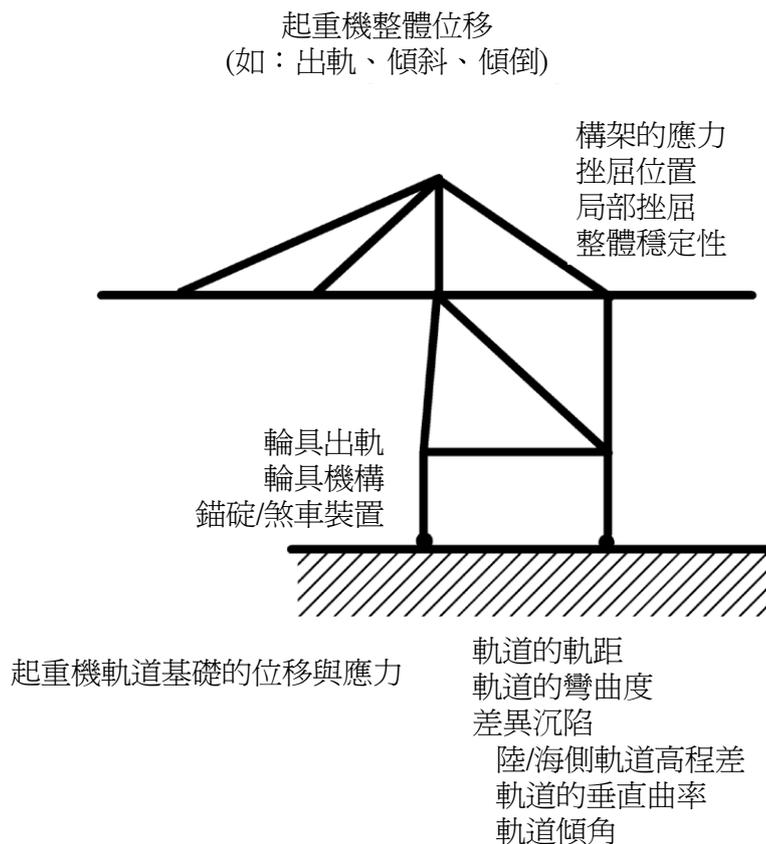


圖 7.13 橋式起重機的性能參數

### 3. 碼頭起重機之性能可接受標準值

先前提及性能可接受標準的建立需同時考慮使用性及結構損壞，不僅針對碼頭，亦須考量起重機本身及軌道基礎，本段接著將討論起重機結構損壞限度對碼頭性能可接受標準值的影響。

先前所討論之參數在此即可應用於建立性能可接受標準，如表 7-6 所示，大部分是以位移及應力限制條件來描述性能可接受標準。以下將介紹各等級之性能可接受標準：

- (1) 在碼頭第 I 等級性能水準下起重機結構須保持彈性。
- (2) 在碼頭第 II 等級性能水準下，允許起重機支撐結構進入降伏，但其受力狀態須小於韌性容量或應變極限。
- (3) 在碼頭第 III 等級性能水準下，須保證兩軌道高程差、差異沉陷、岸肩傾斜等不致使起重機翻覆。
- (4) 在碼頭第 IV 等級性能水準之結構反應則超過第 III 等級性能水準之上限。

而日本對於貨櫃起重機使用性的各項參數容許偏差要求如表 7-7 所示，在此提出供讀者參考，依據該表可制定出更嚴格的起重機性能可接受標準值。

表 7-6 起重機性能可接受標準

性能水準 參數		第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
位移		不可出軌	允許出軌	不可傾倒	允許傾倒
最大 反應 (應力) (應變)	上部結構	保持彈性	保持彈性	塑性，小於韌性 容量或應變極限	塑性，超過韌性 容量或應變極限
	支撐結構 的主構架	保持彈性	塑性，小於韌性 容量或應變極限	不可崩塌	崩塌
	海陸側腳 底部	保持彈性	允許輪具及錨碇/ 煞車裝置破壞	允許輪具及錨碇/ 煞車裝置破壞	允許輪具及錨碇/ 煞車裝置破壞

表 7-7 日本貨櫃起重機之各參數容許偏差

參數	容許偏差
軌距 $L_{span}$ ( $L_{span} < 25m$ ) ( $25m \leq L_{span} \leq 40m$ )	$\pm 10mm$ $\pm 15mm$
陸側與海側軌道的高程差異	$L_{span}/1000$
軌道垂直向曲率	每 10m 偏差 5mm
軌道水平向曲率	每 10m 偏差 5mm
軌道傾角	1/500
軌道接點 相對位移 間隙	1mm 5mm

## 第八章 耐震性能驗證方法探討

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

在性能設計流程之具體設計階段，結構物之性能是否滿足設計要求通常需要經由數值分析來檢核：性能參數計算值 $\leq$ 性能水準之可接受標準，以保證設計者能準確地掌握結構之行為，即通過數值分析預測結構之真實行為，要求所採用的分析方法要合理、可靠，因此必須根據構造物不同之結構型式及性能目標之高低，來選用不同的分析工具，原則上，性能目標越高者所對應之分析工具就可能越複雜。所以，本章將對應不同等級耐震性能目標之碼頭結構物，考量重力式、板樁式(含鋼板樁圓筒式)與棧橋式碼頭等三大類碼頭構造物型式之差異，由簡至繁分別提出較適用的耐震能力評估方法，以作為設計者針對不同需求或時機而選擇何種分析方法之參考。

### 8.1 各類驗證方法之應用時機

參考國際航海協會(INA)的港灣構造物耐震性能設計準則，將分析碼頭結構物耐震行為之分析方法由簡到繁分為簡化分析(Simplified

Analysis)、簡化動力分析(Simplified Dynamic Analysis)以及動力分析(Dynamic Analysis)三類，選用這三種不同複雜等級之分析方法，除了與碼頭重要度等級之高低相關以外，還與所作用的地震等級相關，如表 8-1 所示；由於性能目標中在等級一地震作用下之性能水準要求多需保持結構在彈性狀態，因此一般實務設計上多採等級一地震作用下先進行彈性分析做初步設計，接著再按等級二與等級三地震作用下所要求之性能水準進行驗證分析檢核，若不滿足可接受標準則重新進行初步設計後再驗證檢核，直到滿足所有性能目標要求為止。

表 8-1 各類設計方法之應用時機

碼頭重要度 地震等級	特定級	A 級	B 級	C 級
等級一 (中度地震)	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 簡化分析</li> <li>• 簡化動力分析</li> <li>• 動力分析</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 簡化分析</li> <li>• 簡化動力分析</li> <li>• 動力分析</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 簡化分析</li> <li>• 簡化動力分析</li> <li>• 動力分析</li> </ul>
等級二 (475 年回歸期地震)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 動力分析</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 動力分析</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 簡化動力分析</li> <li>• 動力分析</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 簡化分析</li> <li>• 簡化動力分析</li> <li>• 動力分析</li> </ul>
等級三 (2500 年回歸期地震)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 動力分析</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 動力分析</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 簡化動力分析</li> <li>• 動力分析</li> </ul>	—

簡化分析是經由簡單的分析計算所得之結果去近似結構之真實反應，對於較低重要度等級(例如 C 級)之結構，此類分析法可適用於所有地震等級作用下之性能評估；對於重要度等級較高者(例如 B 級、A 級與特定級)，則可應用在等級一地震力作用下之初步設計階段或服務使用性之評析。

簡化動力分析方法比簡化分析法較複雜，對 B 級及 B 級以下重要度之耐震結構，可適用於所有地震等級作用下之性能評估；對於重要度等級較高者(例如 A 級與 S 級)，可應用在等級一地震力作用下之初步設計階段或服務使用性之評析。

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重要度等級(例如 A 級與 S 級)在內之耐震結構物之所有地震等級作用下之性能評估。

依碼頭結構類型來決定適當的分析方法，並按簡化分析、簡化動力分析及動力分析三類將各種分析方法加以分類如表 8-2 所示；另外，從建築及橋梁的耐震性能設計研究可知，在中度地震作用結構保持彈性的目標要求下，對於具韌性之規則結構可採用擬靜力分析法進行分析，而國內耐震性能設計中常用的容量震譜法亦一併彙整納入表 8-2 中。

表 8-2 結構分析方法彙整

碼頭種類	簡化分析	簡化動力分析	動力分析	
			結構模擬	土壤模擬
重力式碼頭 板樁式碼頭	• 經驗公式或擬靜力分析法 (考量有無土壤液化)	• 滑動塊分析 • 利用簡化圖表的參數分析法	• 有限元素法或有限差分法 • 線性或非線性分析 • 二或三維分析	• 有限元素法或有限差分法 • 線性(等效線性)或非線性分析 • 二或三維分析
圓筒式碼頭	• 擬靜力分析法	• 滑動塊分析		
棧橋式碼頭	• 擬靜力分析法 • 反應譜法	• 容量震譜法(非線性側推) • 反應譜法	• 動力歷時分析法	• 非線性土壤彈簧
起重機	• 擬靜力分析法 • 反應譜法	• 容量震譜法(非線性側推) • 反應譜法	• 動力歷時分析法	(不需模擬)

最後參照所規定之性能目標及可接受的標準值，再搭配各種碼頭在不同重要度及不同地震等級下，所需採用之分析評估方法，則可制定出一標準的耐震性能驗證流程，如圖 8.1 所示。

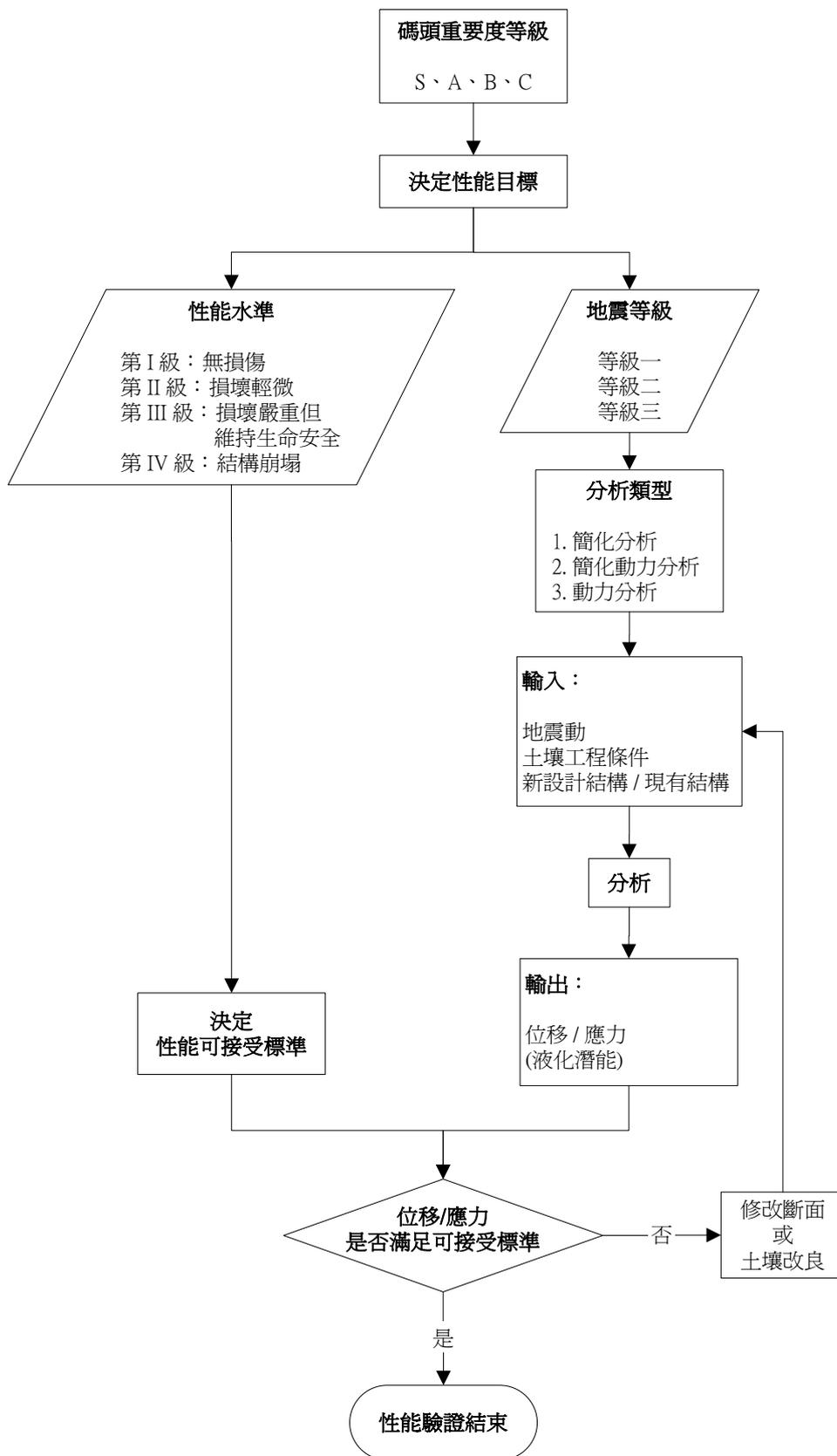


圖 8.1 本研究建議之碼頭耐震性能驗證流程

## 8.2 重力式碼頭耐震性能分析法

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

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

### 8.2.1 簡化分析法

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

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

#### 1. 重力式碼頭滑動穩定性分析

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

正向作用力與抗滑動力，以檢討其滑動穩定性。

背填土壤未液化之重力式碼頭模型示意圖如圖 8.2 所示。

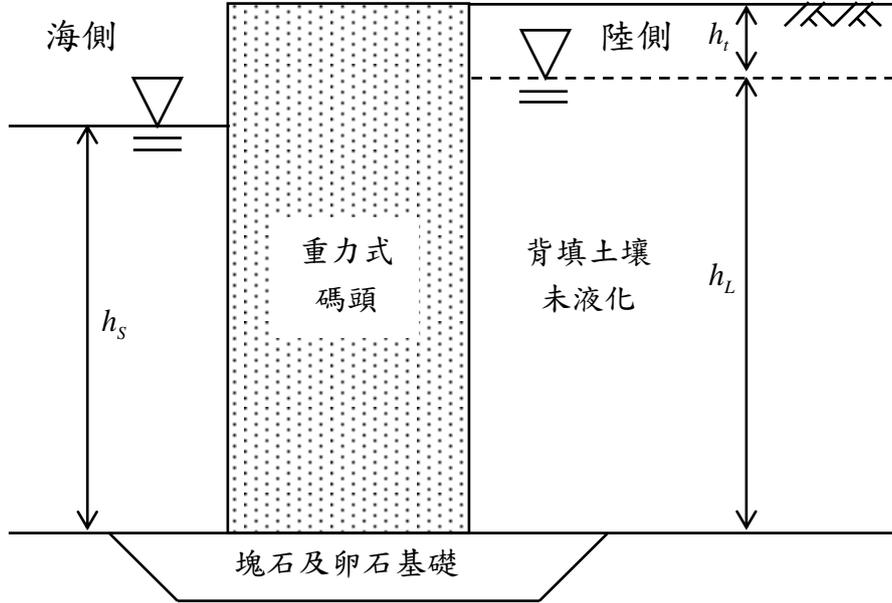


圖 8.2 背填土壤未液化之重力式碼頭示意圖

當其受地震力作用時，受力分析示意圖如圖 8.3 所示：重力式碼頭在水平方向之作用力，包含了碼頭本身之水平慣性力  $K_h \cdot W$ 、碼頭兩側之靜水壓力  $P_{WL}$  (陸側) 和  $P_{WS}$  (海側)、陸側地下水位與海側潮位震盪變化之動水壓力  $P_{WEL}$  (陸側) 和  $P_{WES}$  (海側)、以及背填土壤之動態主動壓力  $P_{AE}$ ；在不考慮碼頭趾部護基拋石所提供之被動土壓力阻抗下，碼頭結構之抗滑動力僅有摩擦力阻抗  $\mu_b \cdot (W' - K_v \cdot W)$ 。

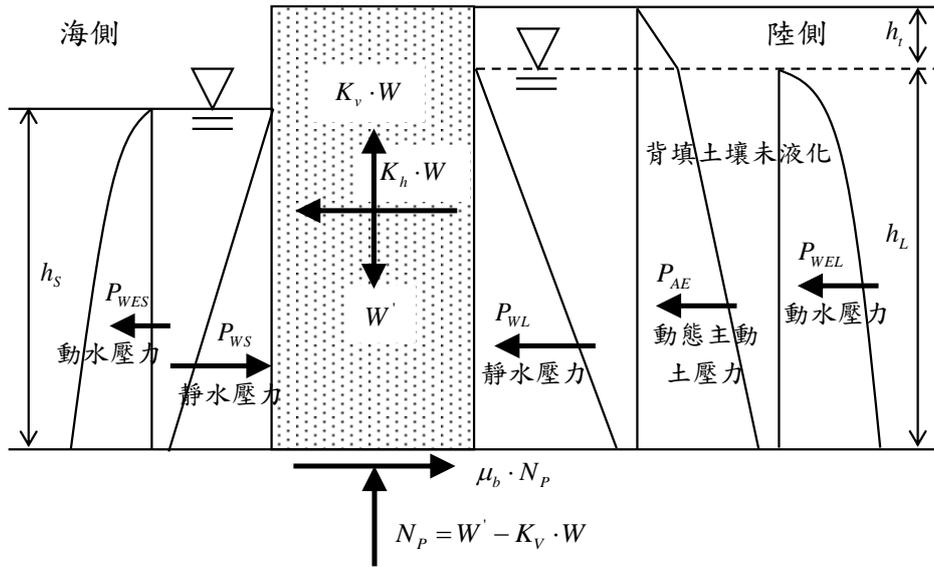


圖 8.3 背填土未液化之重力式碼頭受力示意圖

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

$$F_s = \frac{\mu_b \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE} + (P_{WL} - P_{WS}) + (P_{WEL} - P_{WES})} \dots\dots\dots(8.1)$$

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

$$P_{WL} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_L^2 \dots\dots\dots(8.2)$$

$$P_{WS} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_S^2 \dots\dots\dots(8.3)$$

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

$$P_{WEL} = 0.7 \cdot \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot h_L^2 \dots\dots\dots(8.4)$$

若以水中震度計算動態主動土壓力時，由於已經包含背填土壤地下水位震盪所引致之動水壓力，因此不必另外計算動水壓力<sup>[1,54]</sup>。

$P_{WES}$  為海側潮位震盪變化之動水壓力，根據 1997 年後之設計基準<sup>[54]</sup>建議將碼頭前之動水壓力以外力設計計算之。

$$P_{WES} = \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot h_S^2 \dots\dots\dots(8.5)$$

$P_{AE}$  為背填土壤之動態主動土壓力，包含殘留水位以上及殘留水位以下至碼頭底部的動態主動土壓力，以修正之 Mononobe-Okabe 公式<sup>[10,54]</sup>計算，此修正後公式乃是以水中震度計算，因此其計算之動態主動土壓力已包含地下水位震盪之動水壓力，計算公式如式(8.6)及(8.7)所示：

$$P_{AE} = \left[ K_{AE} \left( \frac{1}{2} \gamma_i \cdot h_i^2 \right) + K'_{AE} \left( \gamma_i \cdot h_i + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_L \right) h_L \right] \cos \psi \dots\dots\dots(8.6)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos \psi} \right]} \dots\dots\dots(8.7)$$

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

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{K_h}{1 - K_v} \right) \dots\dots\dots(8.8)$$

地下水位以下時，

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - 1} \cdot \frac{K_h}{1 - K_v} \right) \dots\dots\dots(8.9)$$

其中， $\gamma_{sat}$  為土壤之飽和單位重。

## 2. 重力式碼頭傾覆穩定性分析

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

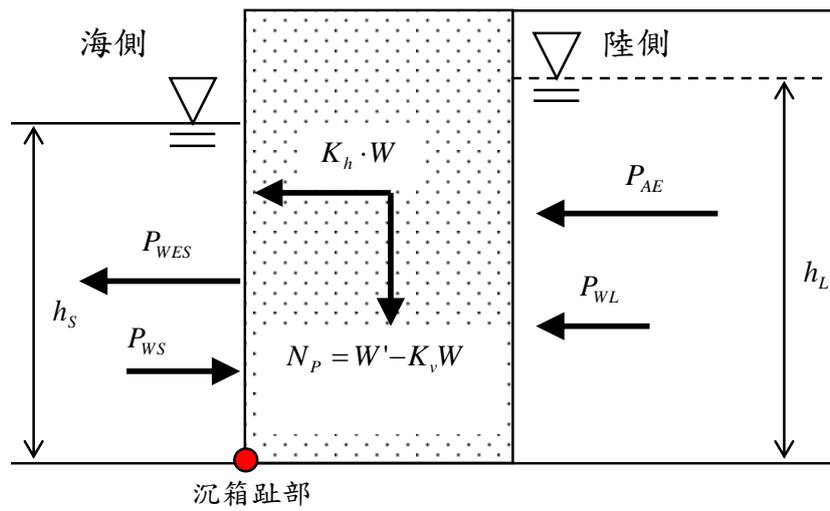


圖 8.4 重力式碼頭受震傾覆穩定性分析示意圖

當碼頭受地震力作用時，整體碼頭受力示意圖如圖 8.4 所示：碼頭朝海側傾覆之驅動力包含了碼頭本身之水平慣性力  $K_h \cdot W$ 、碼頭陸側之靜水壓力  $P_{WL}$ 、海側潮位震盪變化之動水壓力  $P_{WS}$ 、以及背填土壤之動態主動土壓力  $P_{AE}$  (已包含陸側動水壓力  $P_{WEL}$ )；而抗傾覆力有碼頭正向力  $N_p = (W' - K_v W)$ 、碼頭海側之靜水壓力  $P_{WS}$ 、與碼頭基礎因埋置效應所提供的動態被動土壓力  $P_{PE}$ 、由拉桿或錨定鋼索所提供的額外抗拉力  $P_R$ 。因此碼頭受地震力時，針對碼頭基礎趾部之傾覆穩定性之安全係數  $F_S$ ，可以表示如下：

$$F_S = \frac{N_p \cdot L_N + P_{WS} \cdot L_{WS} + P_{PE} \cdot L_{PE} + P_R \cdot L_R}{K_h \cdot W \cdot L_I + P_{AE} \cdot L_{AE} + P_{WL} \cdot L_{WL} + P_{WES} \cdot L_{WES}} \dots\dots\dots(8.10)$$

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

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

### 3. 重力式碼頭基礎承载力穩定性分析

重力式碼頭基礎底部土壤承载力檢核分析主要是採用建築物基礎構造設計規範<sup>[64]</sup>第四章中淺基礎極限承载力分析相關規定，淺基礎之極限支承力可依下列公式估計之：

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma_a D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_b B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \dots \dots \dots (8.11)$$

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

$$F_v = W' + K_v \cdot W + P_{AE} \sin \delta + w_d \dots \dots \dots (8.12)$$

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

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

$$F_s = \frac{q_u \cdot B}{F_v} \dots\dots\dots(8.13)$$

#### 4. 重力式碼頭耐震性能分析

港灣構造物性能設計法所採用之簡化分析法與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，基礎足夠承载力之保證)來確定結構之細部設計；性能設計法雖然在具體設計階段採用類似擬靜力分析方法，但其設計原理是以確保在各等級地震力作用下，結構主體之反應滿足預期之性能目標，即計算所得之性能參數值不超過預定性能可接受標準值。例如：若以壁體位移或沉陷量等作為性能參數，在性能設計法中，需要計算壁體位移或沉陷量，並與所建立之性能可接受標準做比較，以確定所預期之性能是否滿足標準。一些研究<sup>[2]</sup>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的安全係數間之相關性經驗公式，如表 8-3 適用於非液化工址之重力式碼頭。由表 8-3 可知，線性回歸公式中，水平位移相關參數( $d$  與  $d/H$ )之線性回歸相關係數均較小；而標準偏差顯示，對  $d/H$  之線性回歸與  $d$  相比較為準確。對於該類碼頭在具有液化潛能工址之位移量，Iai<sup>[11]</sup>對日本既有碼頭之案例分析統計指出：在規範設計地震力作用下，對非液化、僅背填土液化、背填土與基礎土壤均液化等三類工址(如圖 8.5 所示)，正規化位移  $d/H$  分別為 0~5%、5~10%、10~20%；在 1.5~2.0 倍規範設計地震力作用下，三類工址正規化位移  $d/H$  分別為 5~10%、10~20%、20~40%，這些參數可用於設計時粗略估算水平位移之大小範圍。

表 8-3 非液化工址重力式碼頭變位與安全係數之相關性

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

資料來源：參考文獻<sup>[7]</sup>

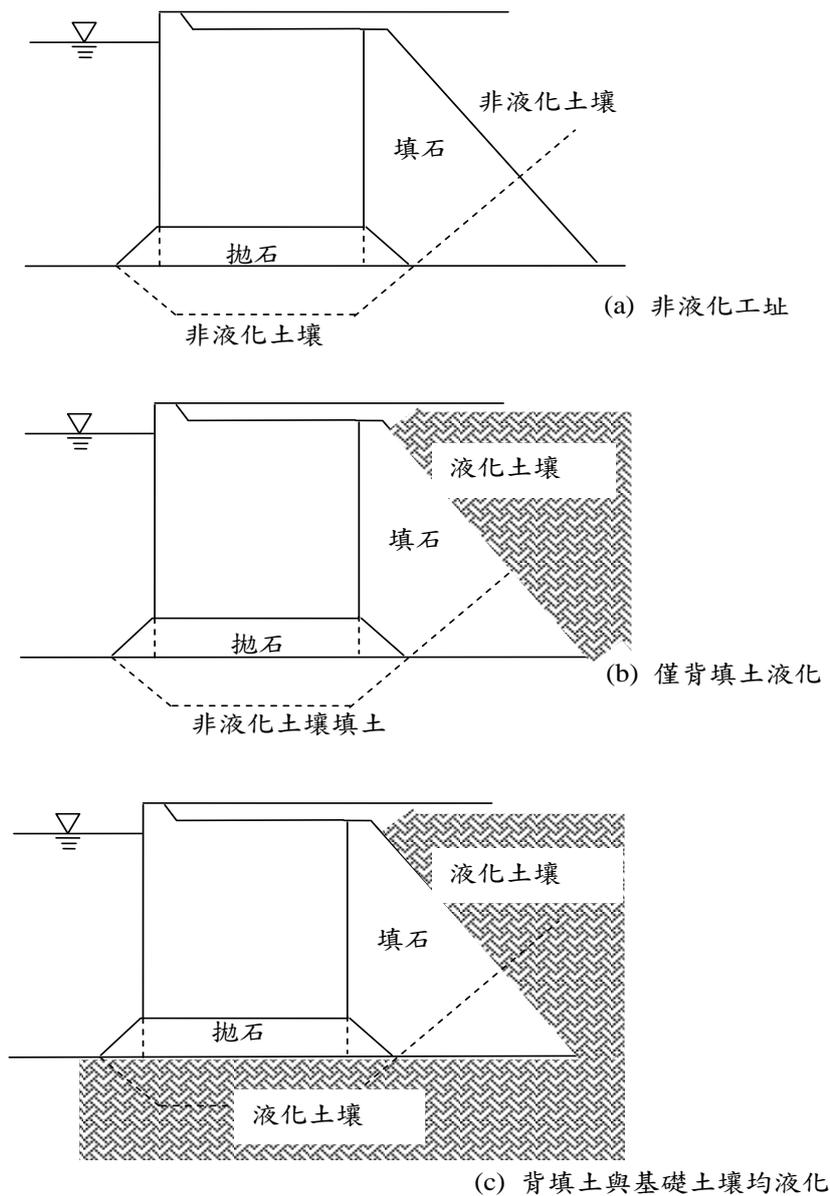


圖 8.5 重力式碼頭工址土壤可能液化狀態

資料來源：參考文獻<sup>[36]</sup>

## 8.2.2 簡易動力分析

### 1. 滑動塊體分析法

相對於靜力分析法與有限元素分析法而言，滑動塊體分析法 (sliding block analysis) 的精神是將結構主體視為可滑動之剛體，地震力為作用於結構基礎之地震加速度歷時，主要分析土工結構受地震超出抗滑能力時的反應，以及計算地震所引致總滑移量。為了評估重力式碼頭結構物受地震作用之滑移量，根據 Newmark<sup>[2]</sup> 提出的簡易滑動塊體法來分析剛性塊體在於水平地表運動過程期間所導致的總滑移量。如圖 8.6 所示，假設質量  $m$  的塊體為剛體，放置於水平表面上，而滑動面的力學行為與彈塑性模式相符合；當地震發生時，塊體之水平方向慣性力由滑動面之抗剪力來維持塊體的動態平衡，所以塊體之運動狀態與滑動面所提供的抗剪力有關。

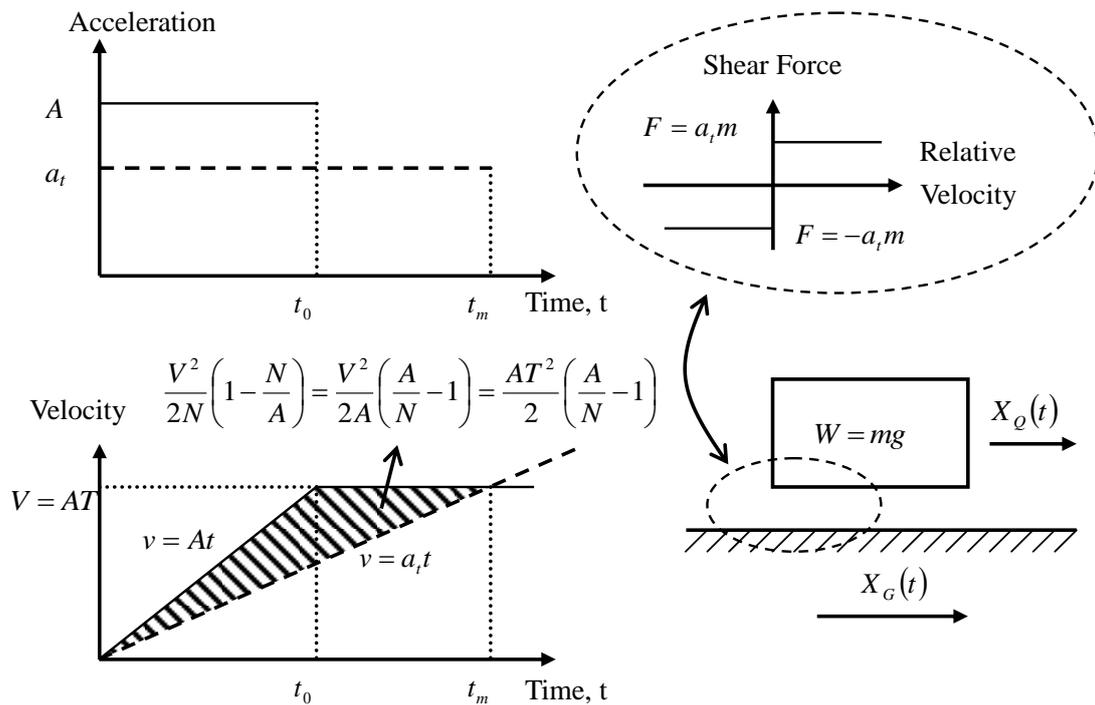


圖 8.6 Newmark 之滑動塊體分析法的觀念

資料來源：參考文獻<sup>[2]</sup>

當地震發生時，假設地表位移歷時為  $X_G(t)$ ，塊體位移歷時為  $X_Q(t)$ ，塊體因受慣性力作用而有向外滑動之趨勢，並由滑動面之抗剪力來維持塊體的動態平衡。當塊體未滑動時，塊體與地盤一起運動；當塊體之水平慣性力大於滑動面之極限抗剪力時，則塊體與地表之間就有相對運動發生，此時之加速度稱為臨界滑動加速度  $a_c$ ；而在滑動期間，若地盤與滑動塊體之相對速度減為零時，則滑動停止，塊體再次與地表一起運動。根據滑動面為彈塑性模式之假設，滑動期間之滑動塊體以等加速度  $a_c$  運動，因而將塊體與地表間之相對加速度積分二次則可求得塊體滑移量<sup>[59]</sup>。重力式碼頭利用滑動塊體分析法之簡便動力分析流程如圖 8.7 所示，詳細分析方法說明如下。

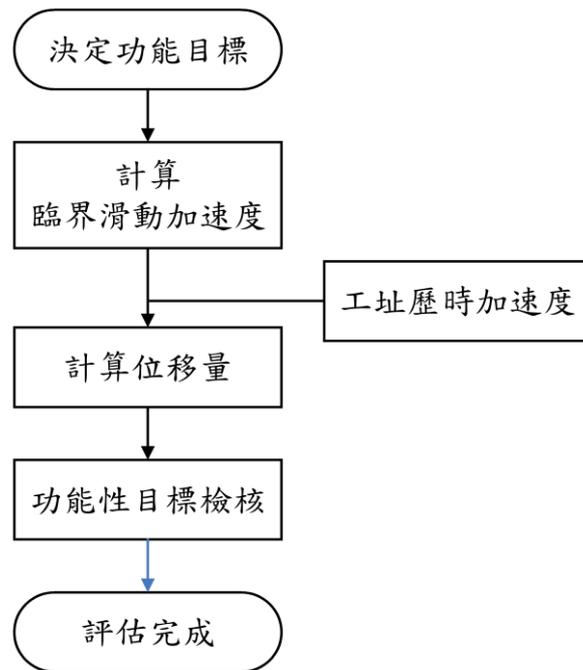


圖 8.7 重力式碼頭簡便動力分析(滑動塊體分析法)評估流程圖

(1) 計算臨界滑動加速度  $a_c$

採用滑動塊模型簡化計算重力式碼頭在地震中的永久位移，首先以側向土壓理論評估壁體與背填土壤之穩定性，仍然如同簡便分析得到臨界滑動加速度  $a_c$ ，例如垂直擋土壁之臨界

滑動加速度  $a_t$  可以由下式計算<sup>[6]</sup>：

$$a_t = \left[ \mu_b - \frac{P_{AE} \cos \delta - \mu_b P_{AE} \sin \delta}{W_g} \right] g \dots\dots\dots(8.14)$$

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

## (2) 計算塊體滑移量

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

基於此方法，可得到地震強度與其所導致之變形之關係。INA 的設計準則中呈現 Franklin 與 Chang<sup>[5]</sup> 基於近 200 組地震歷時 ( $PGA = a_{\max} = 0.5g$ ， $PGV = v_{\max} = 76cm/s$ ) 之分析發展出滑動位移量與臨界滑動加速度  $a_t$  及設計地震最大地表加速度  $a_{\max}$  之關係曲線圖，對於  $a_t \geq 0.3a_{\max}$  之情形，Richards 與 Elms<sup>[6]</sup> 提出簡化公式計算永久側向位移  $d$ ：

$$d = 0.087 \frac{v_{\max}^2 a_{\max}^2}{a_t^4} \dots\dots\dots(8.15)$$

雖然滑動塊理論顯示垂直向地震力會影響滑動位移量，但 Nagao 等人<sup>[15]</sup> 之參數分析指出該誤差在約  $\pm 10\%$  以內。除了  $a_t$  與地震歷時特性以外，Whitman 與 Liao<sup>[11]</sup> 採用 14 組地動，對影響滑動位移量之相關參數(如背填土之動態反應、回填楔型塊

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

$$\bar{d} = \left( \frac{37v_{\max}^2}{a_{\max}} \right) \exp\left( -\frac{9.4a_t}{a_{\max}} \right) \dots\dots\dots(8.16)$$

也基於此建議設計時採用

$$\frac{a_t}{a_{\max}} = 0.66 - \frac{1}{9.4} \ln \frac{d \cdot a_{\max}}{v_{\max}^2} \dots\dots\dots(8.17)$$

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

$$K_h = \frac{a_{design} / g}{r} \dots\dots\dots(8.18)$$

$$K_v = \frac{a_{design} / g}{r} \dots\dots\dots(8.19)$$

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。

影響滑動塊分析結果之敏感因素包括：評估臨界滑動加速度之方法與準確度，所採用地震加速度歷時之特性等。INA 的設計準則指出：由於滑動塊分析基於剛性地盤、壁體僅滑動而無傾斜、回填土楔型塊剛性運動等假設，應用時也需十分小心，一些研究顯示，若實際基礎土壤可能變形時，此方法計算結果可能遠遠低估實際壁體之位移量<sup>[11]</sup>，而當基礎堅實但壁體可能發生扭動時，此法又可能過於保守，對於有可能液化之回填土，建議採用其他方法來計算。

## 2. 簡易圖表法

通過較精確之解析方法對影響變位之各參數之分析，繪製圖表對變位量作修正之方法。例如：Ichii<sup>[41]</sup>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 等人<sup>[28]</sup>及 Ichii<sup>[1]</sup>採用 FLIP<sup>[52]</sup>應用程式之有效應力分析法(effective stress analysis)對碼頭寬高比、壁體拋石基礎下面回填土壤厚度、壁體底部基礎土壤與背填土之等效 SPT-N 值等參數作相關研究，並繪製各參數對正規化水平位移量之影響曲線，建議以逐個查詢獨立參數圖表來逐步修正性能位移量。這些圖表均基於一定之假設及特定之地震資料，國內若要應用該圖表法，需以本土之地震資料來製作與驗證後，才能應用於工程實務。

### 8.2.3 動力分析法

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

以有限元素法(FEM)或有限差分法(FDM)進行土壤-結構互制動力分析，地震力由作用於分析模型中土壤-結構系統區域之基線(Base)的地震歷時來表示；剛性結構可模擬為線彈性；土壤可根據可能發生之應變等級採用(等效線性或非線性)總應力模型(Equivalent Linear/Total Stress)或非線性有效應力(Non-linear/Effective Stress)模型。日本 1999 年版設計基準<sup>[55]</sup>也提到：考量土壤液化後，因孔隙水壓上升，致使土壤之有效應力減低，土壤之恢復力與阻尼特性的改變引起地盤反應變化，採用有效應力分析法可以計算土壤液化之孔隙水壓，通過有效應力變化去計算結構反應之變化。而總應力法無法計算土壤液化之孔隙水壓變化，當孔隙水壓超過某等級(通常孔隙水壓比為 0.5 或以上)，以總應力法計算之結果與實際結構耐震反應相差較大，但總應力法較簡

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

較典型的有限差分法應用軟體為二維與三維之非線性分析軟體 FLAC<sup>[48]</sup>；較著名的有限元素法應用軟體為 FLUSH<sup>[4]</sup>與 PLAXIS<sup>[24]</sup>應用軟體。以下將簡介有限差分程式 FLAC 以及有限元素程式 FLUSH 及 PLAXIS，將有助於使用者使用於重力式碼頭之動力分析原理。

## 1. FLAC 程式簡述

FLAC(Fast Lagrangian Analysis of Continua)程式為美國 Itasca Consulting Group, Inc.所發展<sup>[42]</sup>，而 FLAC 程式是以外顯有限差分程式(Explicit Finite Difference Code)處理二維平面應變之數值分析問題，以模擬土壤、岩石彈塑性或其他達降伏限度後成塑性流動的材料所組成的構造物行為，並將欲分析之物體分割成有限之網格，決定材料之組成律及邊界條件，若材料所遭受之應力場較大亦可能產生大變形，則需使用大應變模式模擬材料變形行為。另外，FLAC 另有 Fish(FLACish)程式可供使用者自行撰寫附加之副程式，以符合特殊材料及案例情況之需求<sup>[66]</sup>。

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

如圖 8.8 所示，以 FLAC 進行重力式碼頭之動態數值模擬分析

主要分為九大步驟<sup>[66]</sup>：(一)建立網格；(二)輸入材料強度參數；(三)設定邊界條件；(四)加入界面元素並重力平衡；(五)施加海水之側向力；(六)指定地下水位面；(七)力學平衡；(八)設定阻尼參數和動態邊界條件；(九)施加地震力。

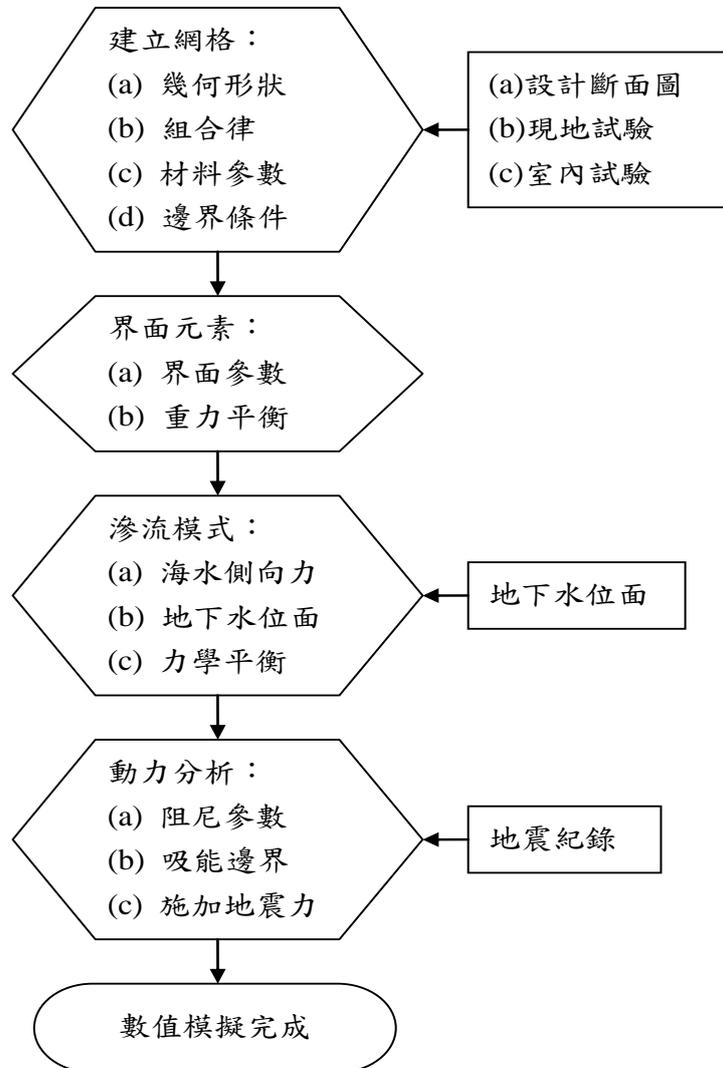


圖 8.8 以 FLAC 程式模擬重力式碼頭之分析流程圖

資料來源：參考文獻<sup>[66]</sup>

## 2. FLUSH 程式簡述

FLUSH 程式係為美國加州大學 Berkerley 分校於 1975 年開發之動態有限元素程式，並於 1990 年開發 IBM-PC/AT 386 版本，該

程式基本上為二維平面應變分析程式，其假設土壤為等值彈性體，並以傳導邊界(transmitting boundary)和黏滯邊界(viscous boundary)模擬水平向無限土壤之波傳能量消散的現象，且在第三方向應用黏滯阻尼盤，以減少自由場元素數量，減少運算時矩陣容量，提高分析運算速度，如此以近似三維模式模擬土壤結構系統，進行土壤結構互制分析。

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

### 3. PLAXIS 程式簡述

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

PLAXIS 程式在數值分析上主要有以下之功能：

- (1) 可進行二維平面應變及三維軸向對稱分析。所使用之元素包括

有二維平面元素、界面元素、梁元素及桿元素等。

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

### 8.3 板樁式與圓筒式碼頭耐震性能分析法

板樁式碼頭結構是由相互連鎖的板樁、繫索拉桿、以及錨錠設施等所組成，如圖 8.9 所示。整個板樁牆的穩定性係由牆背拉桿與錨錠設施與板樁牆埋置地表深度內的土壤來提供阻抗。由此可知地震發生時，板樁牆的受震反應將受到板樁結構體與牆前、牆背土壤互制作用之影響。當板樁式碼頭構造物進行耐震設計時，通常會避免結構損壞發生在板樁的埋置段，因為該部分損壞修復上較為困難，也應避免板樁牆有脆性破壞、繫索拉桿斷裂、以及錨錠設施毀損的情形發生。

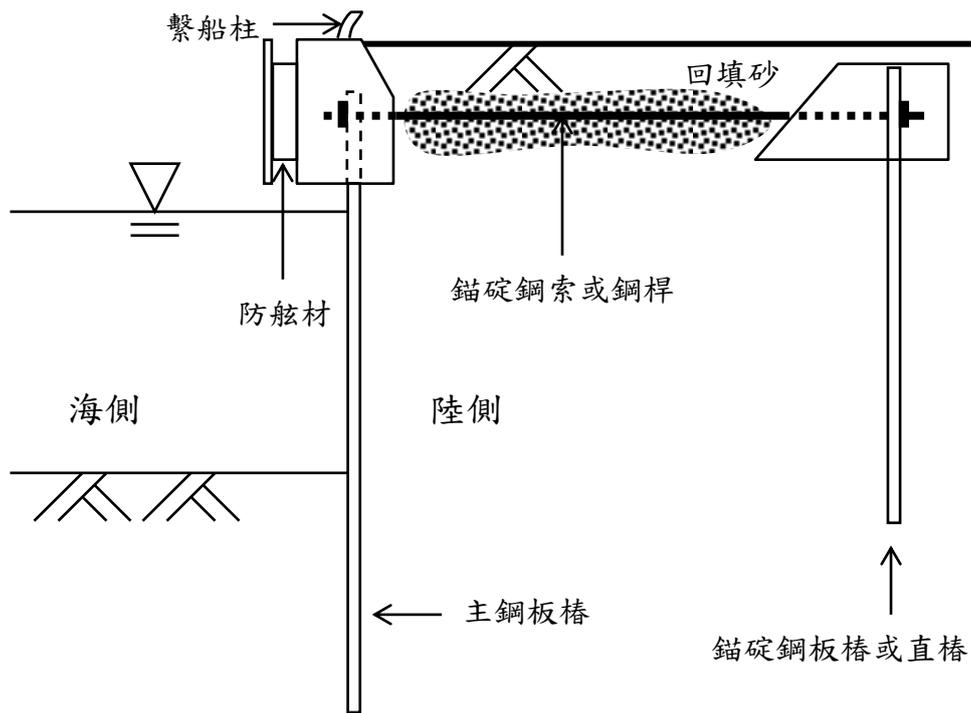


圖 8.9 板樁式碼頭示意圖

資料來源：參考文獻<sup>[87]</sup>

鋼板樁圓筒式碼頭則係利用鋼板樁打設入地盤成圓筒型，圍束其內之土壤，利用圓筒結構強度與土壤剪力強度之互制作用，形成一整體擋土構造，並由筒內土體自重發揮類似於重力式碼頭之穩固機制，如圖 8.10 所示。相較於一般重力式碼頭，由於圓筒式碼頭沒有如重力式碼頭底部與承載土層間之異種材料界面，故較不易發生滑動與承載力破壞，且其圓弧形構造能均勻承受及分散抵銷部分作用力，而加強穩定性；另外，相較於一般板樁式碼頭，圓筒之圍束作用較能防止碼頭作業區淺層土壤液化<sup>[96]</sup>。

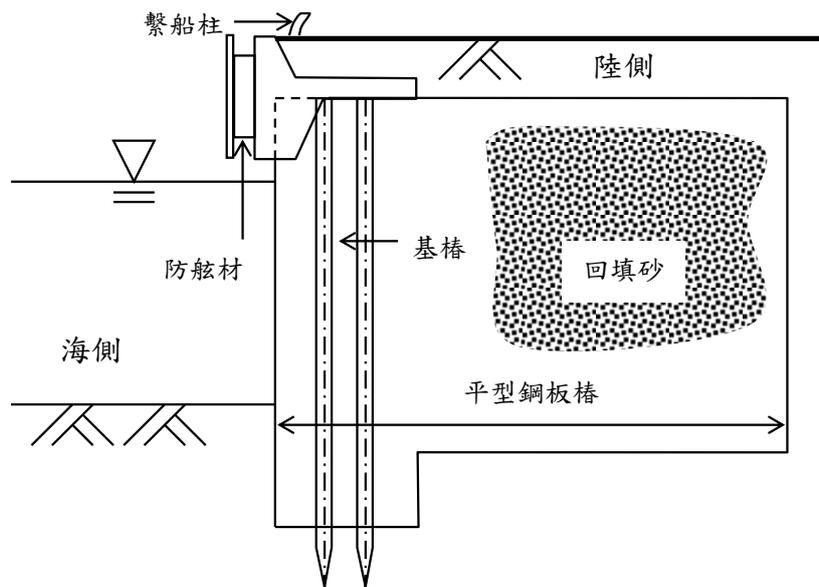


圖 8.10 鋼板樁圓筒式碼頭示意圖

資料來源：參考文獻<sup>[87]</sup>

評估板樁式碼頭耐震性能的原則與重力式碼頭相似，以下即分別介紹簡化分析、簡化動力分析及動力分析法，用以分析板樁式碼頭之受震反應。

### 8.3.1 簡化分析法

板樁式碼頭之簡化分析方法原理與重力式碼頭的簡化分析方法原理相同，採用擬靜力分析方法，將結構物所承受的地震力簡化為施加於構造物側向的靜態慣性力，並將構造物與承載土體視為剛體，以檢討其穩定性。

進行耐震能力檢核時，碼頭構造物所遭受到之地震力為施加於構造物側向的靜態慣性力，由設計震度係數 $K_e$ 表示。分析時，逐步地增加震度係數，透過一系列的穩定分析，計算出當碼頭結構達到臨界穩定狀態時(即安全係數=1的情況)，所能夠承受的地震力大小(此即臨界震度係數 $K_l$ )。再求算臨界震度係數與設計震度係數之比值，即為此結構之耐震安全係數( $F_s = K_l/K_e$ )，其可搭配相關經驗公式推算變位量，用於評估結構物之耐震性能。以下將就板樁式與鋼板樁圓筒式兩類碼頭，分別說明其簡化分析方法。

## 1. 板樁式碼頭

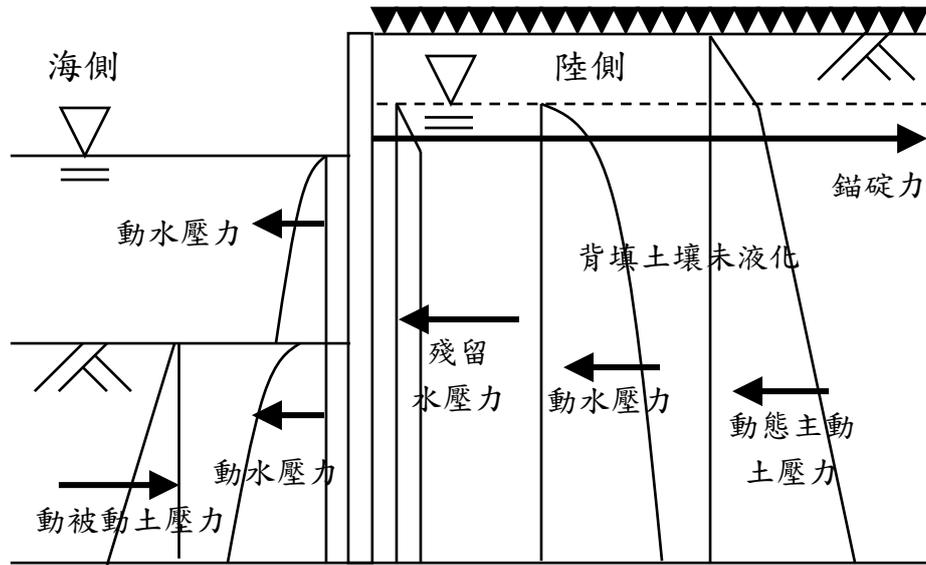


圖 8.11 地震時背填土壤未液化板樁式碼頭受力示意圖

板樁式碼頭構造物在地震力作用之下，如考慮土壤未發生液化，其受力情形如圖 8.11 所示，主要包括動態主動土壓力、動態被動土壓力、動態水壓力、殘留水壓力等。參考「港灣構造物功能性設計法之研究(3/3)」<sup>[88]</sup>，其中所提列之耐震評估簡化分析法步驟簡述如下：

- (1) 給定設計震度係數  $K_e$ 。
- (2) 計算殘留水位  $R.W.L.$  <sup>[87]</sup>：

$$R.W.L. = \frac{2}{3}(M.H.W.L. - M.L.W.L.) + M.L.W.L. \dots\dots\dots(8.20)$$

式中， $M.H.W.L.$  為朔望平均高潮位； $M.L.W.L.$  為朔望平均低潮位。

- (3) 計算地震時主動土壓力  $P_{AE,i}$

依 Mononobe-Okabe 之建議，作用於板樁牆體第  $i$  土層之動態主動土壓力  $P_{AE,i}$  水平分量，可依下式計算：

$$P_{AE,i} = K_{AE,i} \cdot (\sum \gamma_i h_i + w_{OL}) \cdot \cos \delta \dots\dots\dots(8.21)$$

式中， $\gamma_i$  為第  $i$  土層土壤之單位重，如位於水面下，則取水中單位重  $\gamma'_i = \gamma_{sat} - \gamma_w$ ； $\gamma_w$  為海水單位重，取為  $\gamma_w = 1.03t/m^3$ ； $h_i$  為第  $i$  土層土壤之厚度； $w_{OL}$  為碼頭超載重 ( $t/m^2$ )，地震時取  $1.15t/m^2$ ； $\delta$  在板樁式碼頭中即板樁與土壤間之摩擦角(度)； $K_{AEi}$  為第  $i$  土層主動土壓力係數，計算如下：

$$K_{AEi} = \frac{\cos^2(\phi_i - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \cdot \sin(\phi_i - \theta)}{\cos(\theta + \delta)}} \right]^2} \dots\dots\dots(8.22)$$

式中， $\phi_i$  為第  $i$  土層土壤之內摩擦角(度)； $\theta$  為地震合成角，殘留水位以上土層  $\theta = \tan^{-1} K_e$ ；殘留水位以下土層  $\theta = \tan^{-1} K'_e$ ； $K'_e$  為修正後的震度係數， $K'_e = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - 1} \cdot K_e$ 。

(4) 計算地震時被動土壓力  $P_{PE,i}$

被動土壓力計算與主動土壓力雷同，作用於板樁牆體第  $i$  土層之動態被動土壓力  $P_{PE,i}$  水平分量，可依下式計算：

$$P_{PE,i} = K_{PE,i} \cdot (\sum \gamma_i h_i + w_{OL}) \cdot \cos \delta \dots\dots\dots(8.23)$$

式中，因板樁被動側位在海面下埋置部份，碼頭超載重  $w_{OL}$  取為  $0t/m^2$ ； $K_{PE,i}$  為被動土壓力係數，計算如下：

$$K_{PE,i} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi)}{\cos \psi \cdot \cos(\psi + \delta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \cdot \sin(\phi_i - \psi)}{\cos(\psi + \delta)}} \right]^2} \dots\dots\dots(8.24)$$

(5) 計算地震時之動態水壓合力  $P_{DW}$

作用於板樁牆體之動態水壓力  $p_{DW}$ ，依 Westergaard 所提出隨深度  $y$  之分布情況，如圖 8.12(a)所示，並可表示如下：

$$P_{DW} = \pm \frac{7}{8} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_w \cdot y} \dots\dots\dots(8.25)$$

式中， $H_w$  為海水潮位深度(m)。因此，作用於板樁牆體之動態水壓合力  $P_{DW}$ ，即可依下式計算，且合力作用位置位於海底面上  $0.4H_w$  處。

$$P_{DW} = \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \dots\dots\dots(8.26)$$

因動態水壓力與潮位深度有關，故於分析過程須考量各相關設計潮位之動態水壓力。

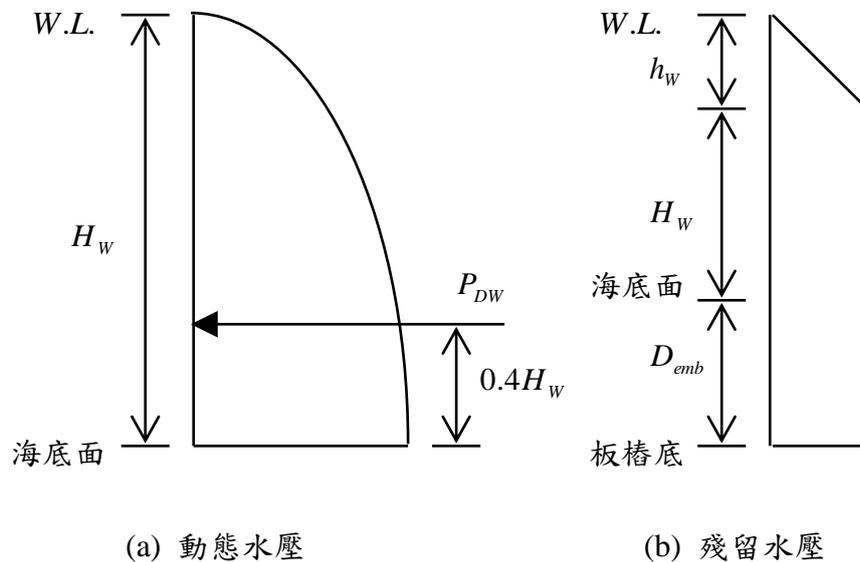


圖 8.12 作用於版樁之水壓力分布示意圖

(6) 計算殘留水壓合力  $P_{RW}$

若碼頭海側之潮位高於碼頭陸側之殘留水位時，則無需考量殘留水壓力；而當海潮位低於殘留水位時，作用於板樁上之殘留水壓分布如圖 8.12(b)所示，殘留水壓力  $p_{RW}$  可由下式計算：

$$P_{RW} = \gamma_w \cdot h_w \dots\dots\dots(8.27)$$

式中， $h_w$  為殘留水深(m)，即殘留水位與海潮位之差。故

殘留水壓之合力  $P_{RW}$  為：

$$P_{RW} = \frac{1}{2} \cdot p_{RW} \cdot h_w + p_{RW} (H_w + D_{emb}) \dots\dots\dots(8.28)$$

式中， $D_{emb}$  為板樁埋入深度(m)。因殘留水壓力亦與潮位深度有關，故於分析過程須考量各相關設計潮位所產生之殘留水壓力。

(7) 檢核板樁貫入長度

分別計算影響結構穩定之相關作用力後，即可計算板樁貫入長度之安全係數。依規範規定板樁入土長度須滿足下式：

$$S.F. \leq \frac{M_p}{M_a} \dots\dots\dots(8.29)$$

式中， $S.F.$  為貫入長度安全係數，平常時 1.5、地震時 1.2； $M_p$  為被動土壓力對拉桿裝設點之抵抗力矩； $M_a$  為主動土壓、動態水壓及殘留水壓等對拉桿裝設點之驅動力矩；動態水壓與殘留水壓取合力矩最大時之潮位即可。

(8) 計算耐震安全係數  $F_s$

依前述步驟反推臨界穩定狀態(板樁貫入長度安全係數=1)對應之地震係數即為構造物最大可承受之地震係數  $K_t$ ，其與設計震度係數  $K_e$  之比值即為耐震安全係數：

$$F_s = \frac{K_t}{K_e} \dots\dots\dots(8.30)$$

(9) 計算拉桿張力與板樁樁身最大彎矩

假設板樁為以拉桿裝設位置及海底面作為支承之簡支梁，而以海底面以上之主動土壓、動態水壓、及殘留水壓為載重，如圖 8.13 所示，便可計算出拉桿錨錠張力，進而可計算作用於板樁樁身之最大彎矩，並判斷拉桿與板樁是否降伏。

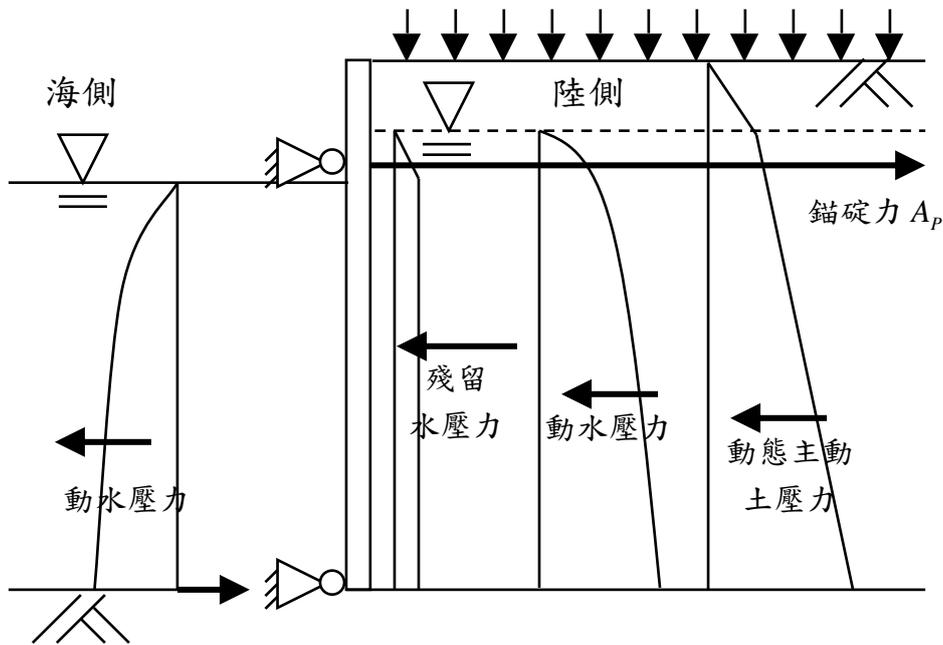


圖 8.13 板樁最大彎矩分析模式示意圖

資料來源：參考文獻<sup>[89]</sup>

(10) 評估構造物之變位量是否滿足可接受標準

依據表 8-4 所列非液化工址板樁式碼頭變位參數與耐震安全係數之經驗關係式，並利用步驟(8)所得之耐震安全係數  $F_s$ ，可推估最大水平位移  $d$  (cm)、沉陷量  $s$  (cm) 及正規化水平位移  $d/H$  (%) 等。將所求得之碼頭變位以及拉桿與板樁之應力狀態，與板樁式碼頭性能可接受標準(如表 7-3 相互對照檢核，即可判定結構物之性能是否滿足可接受標準。

對於該類碼頭在具有液化潛能工址之位移量， $I_{ai}$ <sup>[28]</sup>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、背填土與基礎土壤均液化等四類工址(圖 8.14)，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。

表 8-4 非液化工址版樁式碼頭變位參數與安全係數之關係

變位參數	經驗公式	相關係數	標準偏差
最大水平位移 $d$ (cm)	$d = -1.6 + 34.9 \times (1/F_s)$	0.68	27
沉陷量 $s$ (cm)	$s = -5.3 + 14.7 \times (1/F_s)$	0.40	20
正規化水平位移 $d/H$ (%)	$d/H = -1.5 + 5.8 \times (1/F_s)$	0.65	5

資料來源：參考文獻<sup>[7]</sup>

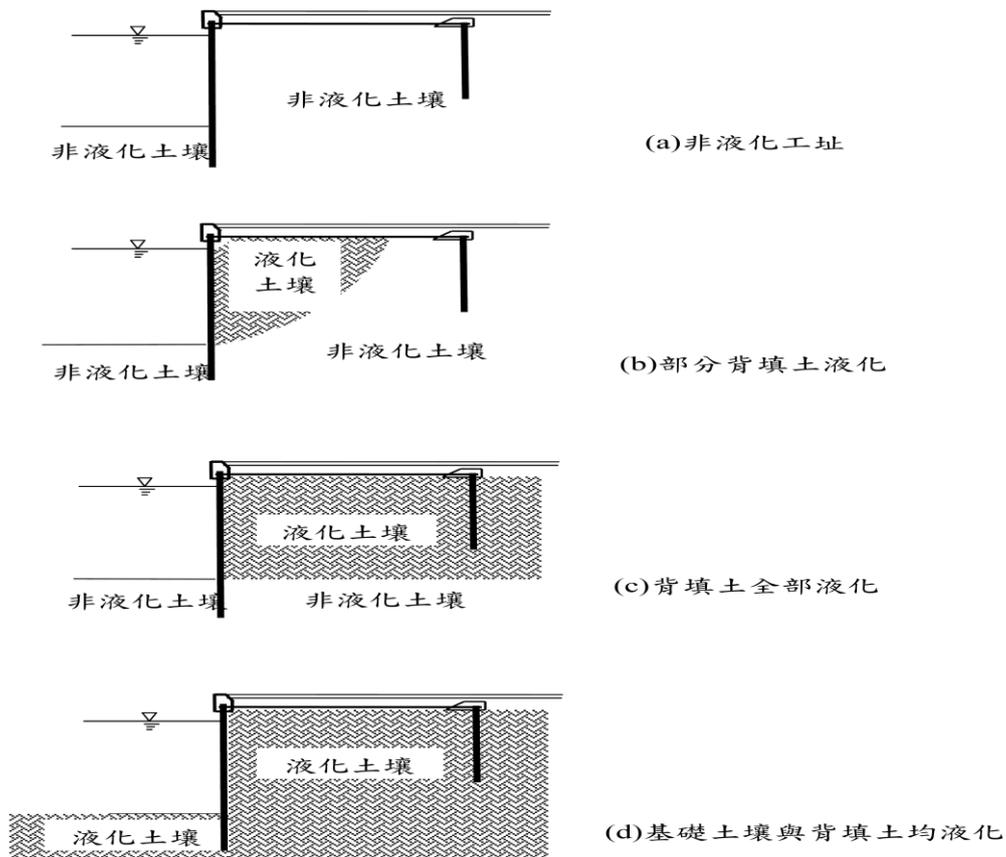


圖 8.14 板樁式碼頭工址填土可能液化狀態

資料來源：參考文獻<sup>[36]</sup>

## 2. 鋼板樁圓筒式碼頭

鋼板樁圓筒式碼頭之擋土機制類似於重力式碼頭，在地震力作用下，如考慮土壤未發生液化，其受力主要包括動態主動土壓力、動態被動土壓力、動態水壓力、殘留水壓力、作用於圓筒內填料之慣性力、以及作用於圓筒底面之土壤抗剪力等，如圖 8.16 所示。

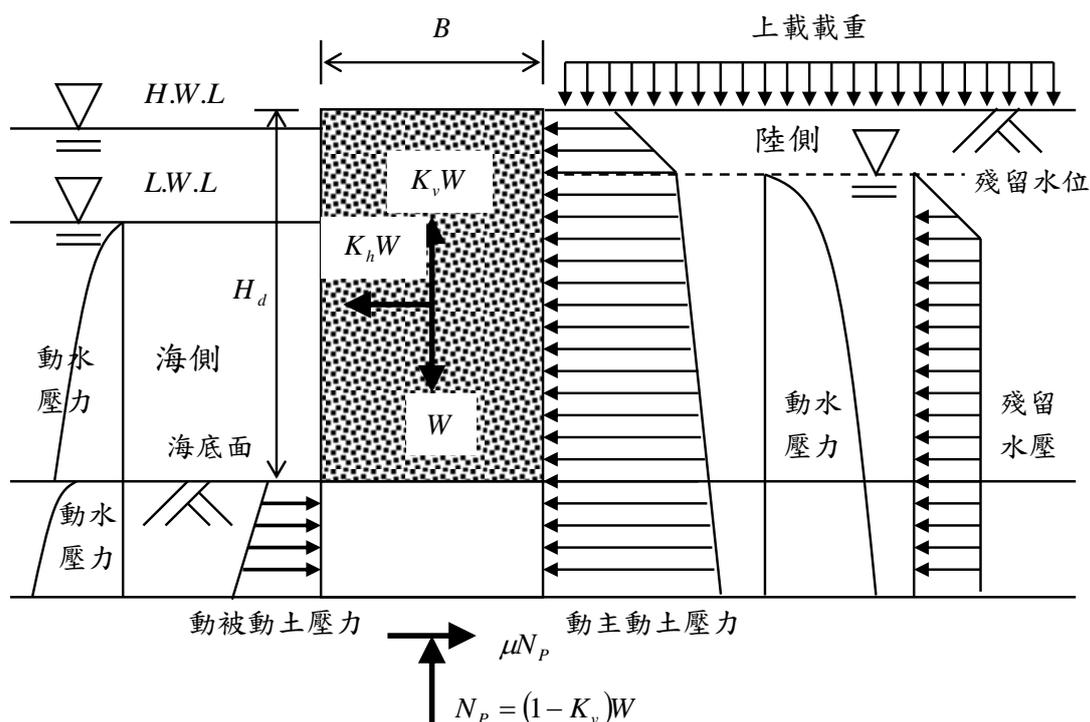


圖 8.15 地震時背填土壤未液化鋼版樁圓筒式碼頭受力示意圖

資料來源：參考文獻<sup>[87]</sup>

參考現行港灣構造物設計基準修訂<sup>[87]</sup>，圓筒式碼頭擬靜力分析應檢核之項目包括：

(1) 圓筒壁體剪力變形檢核

圓筒壁體應檢討於海底面之剪力變形，即圓筒壁體於海底面之抵抗力矩，應足以抵抗於海底面之變形力矩。然而，根據港灣構造物設計基準修訂，此項檢核一般僅針對常時作用荷重進行檢討，並忽略圓筒壁體之變形，此外，一般認為在圓筒的直徑極小，回填土之強度較低時，方須進行剪力變形之檢核。

(2) 板樁入土長度檢核

圓筒海側之板樁，須打設至能達到足夠承载力之深度為止。圓筒陸側之板樁如海底地盤良好時，打設至海底面下 1m ~ 2m 即可，如係軟弱地盤，其入土深度則採與海側板樁相同。

### (3) 圓筒壁體安定檢核

係參考重力式碼頭安定分析為之，但由於其較重力式碼頭仍屬相對柔性之構造，故一般僅檢討滑動安定，傾覆安定及承载力則可不予檢討。參考圖 8.15 之鋼板樁圓筒式碼頭受力示意圖，由於動態主動土壓與被動土壓在地震作用下並不會同時發揮到最大，故在此不考慮動態被動土壓所提供之抵抗力，僅考慮圓筒底部土壤抗剪強度提供之抵抗力  $W(1-K_v)$ ，並考慮作用於圓筒內填料之慣性力  $K_h W$ 、動態主動土壓合力  $P_{AE}$ 、動態水壓合力  $P_{DW}$ 、與殘留水壓合力  $P_{RW}$  造成之驅動力，則抗滑動安全係數如下式所示：

$$F.S. = \frac{\mu \cdot (1 - K_v) W}{K_h \cdot W + P_{AE} + P_{DW} + P_{RW}} \dots\dots\dots(8.31)$$

上式抗滑安全係數於常時需  $>1.2$ ，地震時需  $>1.0$  [87]。

### (4) 板樁應力檢核

板樁斷面之環向應力應小於材料容許應力。參考圖 8.16，可由下式計算板樁斷面環向應力  $\sigma$ ：

$$P_i \cdot 2R = 2T = 2 \cdot \sigma \cdot t \Rightarrow \sigma = \frac{P_i \cdot R}{t} \dots\dots\dots(8.32)$$

式中， $R$  為板樁斷面半徑； $P_i$  為板樁斷面第  $i$  處荷載。

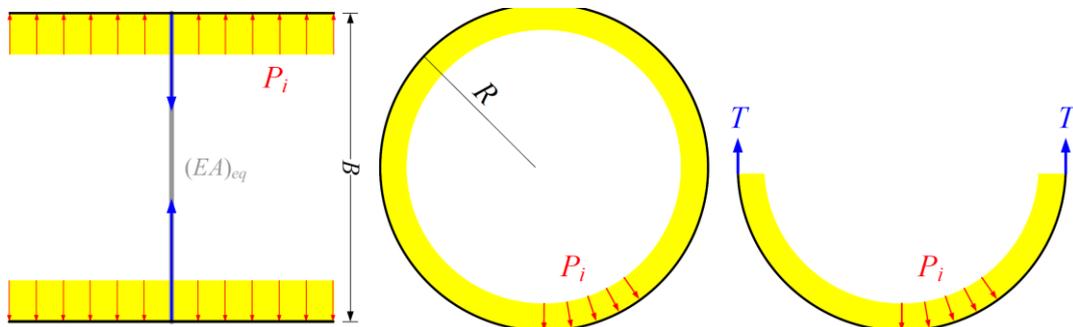


圖 8.16 圓筒式碼頭平面應變分析模式等值拉桿計算示意圖

資料來源：參考文獻 [106]

### 8.3.2 簡化動力分析法

#### 1. 滑動塊體分析法

板樁式碼頭之簡化動力分析原理與重力式碼頭相同，係運用滑動塊體法於結構之耐震能力檢核評估，分析流程如同圖 8.7。應用圖 8.22 節介紹之滑動塊體分析法原理，板樁與破壞面以上土壤理想化為一滑動剛體，地震作用於整塊剛體，塊體受地震力作用時有向外滑移現象，當向外滑移之地震力超越抵抗塊體向外滑移之極限力時，塊體則開始會有滑移的情況產生，此時地震力之震度係數為臨界滑動震度係數，並將此震度係數轉換為臨界滑動加速度  $a_t$ ，再與地表加速度大於臨界滑動加速度  $a_t$  的部分作雙重積分，可得構造物之滑動位移量，因此首先需推估結構之臨界滑動震度係數  $K_t$ ，此震度係數可由以下方式求得。

參考 Seed 與 Whitman<sup>[3]</sup>之研究，以  $K_{AE}$  與  $K_{PE}$  分別表示地震時之主動土與被動土之動態土壓力係數，地震時極限錨碇反力為  $T_e$ ，以  $K_A$  與  $K_P$  表示常時之主動土與被動土之靜態土壓力係數，常時之極限錨碇反力為  $T_s$ ，Towhata 與 Islam<sup>[12]</sup>得到如下關係式：

$$K_{AE} = K_A + \Delta K_{AE} = K_A + \frac{3}{4} K_h \dots\dots\dots(8.33)$$

$$K_{PE} = K_P + \Delta K_{PE} = K_P - \frac{17}{8} K_h \dots\dots\dots(8.34)$$

$$T_e = T_s \cdot \frac{K_{PE} - K_{AE}}{K_P - K_A} \dots\dots\dots(8.35)$$

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地震係數  $K_t$  如下：

$$K_t = \frac{a \tan \alpha_{AE} - b + \tan(\phi - \alpha_{AE})(1 + b \tan \alpha_{AE})}{1 + c \tan \alpha_{AE}} \dots\dots\dots(8.36)$$

其中，

$$a = \frac{mT_s + P_p + 1/2\gamma_w(H_w + D_{emb})^2 + \Delta U_p}{W_m} \dots\dots\dots(8.37)$$

$$b = \frac{1/2\gamma_w(H_w + D_{emb})^2 \tan \phi + \Delta U_A \sin \alpha_{AE}}{W_m} \tan \psi \dots\dots\dots(8.38)$$

$$c = \frac{1}{W_m} \left[ \frac{23mnT_s}{8(K_p - K_A)} + \frac{17P_p\gamma_{sat}}{8K_p\gamma'} + \frac{7}{12}\gamma_w H_w^2 \right] \dots\dots\dots(8.39)$$

$$W_m = \frac{1}{2} \left[ \gamma_{sat}(H_w + D_{emb})^2 + \gamma_{wet}(H - H_w)(H + 2D_{emb} + H_w) \right] \dots\dots\dots(8.40)$$

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， $\Delta U_A$  與  $\Delta U_p$  分別為主動土與被動土因反覆剪力所產生之附加孔隙水壓；當錨碇部分在地下水位(假設為海平面)以上時， $n=1$ ，若完全淹沒於水中時， $n = \gamma_s / \gamma'_t = \gamma_s / (\gamma_{sa} - \gamma_w)$ ， $\gamma_w$  與  $\gamma_{sat}$  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、土壤改良範圍以及地震強度<sup>[25]</sup>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。

### 8.3.3 動力分析法

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 的設計準則容許此類結構發生超過彈性反應極限之行為，而以彈塑性模型來模擬此類結構物之行為。板樁式碼頭同樣由有

限元素法程式來進行非線性動力分析，據以評估其耐震能力。如透過有限元素分析軟體 FLUSH、PLAXIS，以考慮板樁、拉桿、錨錠版、及土層之非彈性行為，利用具代表性之實際地震記錄作為輸入運動，進行考慮土壤－結構互制效應之非線性動力歷時分析，並探討在所考量之地震等級下，碼頭結構之性能表現能否符合性能目標，以評估其耐震能力。因碼頭屬於線形結構，於平行碼頭面線之方向變異性小，故可採用二維平面應變分析模式以簡化分析量。

同前所述，對於板樁式碼頭之耐震評估主要採用簡化分析法及動力分析法，簡化分析法雖然便捷，但其將碼頭所承受之地震力簡化為側向靜態慣性力，來進行擬靜力分析，並未將地震之延時效應、頻率、振動速度、地盤位移等特性納入考慮，無法表現不同地震事件之變異性。而動力分析法中，由於採用實際地震記錄作為輸入運動，能充分展現地震之變異性，此外動力分析法較能真實考量結構與土層材料的非線性、結構與土壤的互制作用等條件，且分析結果可搭配相關定性或定量的準則，據以判定是否滿足性能可接受標準，其缺點為較為耗費資源與時間。

#### 8.4 棧橋式碼頭耐震性能分析法

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

為克服棧橋式碼頭對水平力之抵抗較弱的特性，常會採用更能有

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

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

#### 8.4.1 簡化分析法

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

##### 1. 載重分析與外力計算

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

##### (1) 樁之特徵長度與假想固定點推求

首先將基樁之埋入部分理想化為位於 Winkler 型式基礎上之梁模型，接著採用張有齡之等效固定端法。分析時，編號  $i$  基

樁之固定端設定於假想地表面以下之 $1/\beta_i$ 處深度，其中編號 $i$ 基樁之樁—土系統之特徵係數 $\beta_i$ 之計算方式如下：

$$\beta_i = \sqrt[4]{\frac{k_{h,i} D_{p,i}}{4(EI)_i}} \dots\dots\dots(8.41)$$

式中， $k_{h,i}$ 為編號 $i$ 基樁之橫向地層反力係數( $kg/m^3$ )，該值應以橫向載重試驗求得為原則。於設計階段，如無試驗值，可依 $k_{h,i} = 0.15N$ 估算之，其中 $N$ 為標準貫入試驗 SPT-N 值<sup>[67]</sup>； $D_{p,i}$ 為編號 $i$ 基樁的樁直徑或等效寬度； $(EI)_i$ 為編號 $i$ 基樁的抗彎剛度。

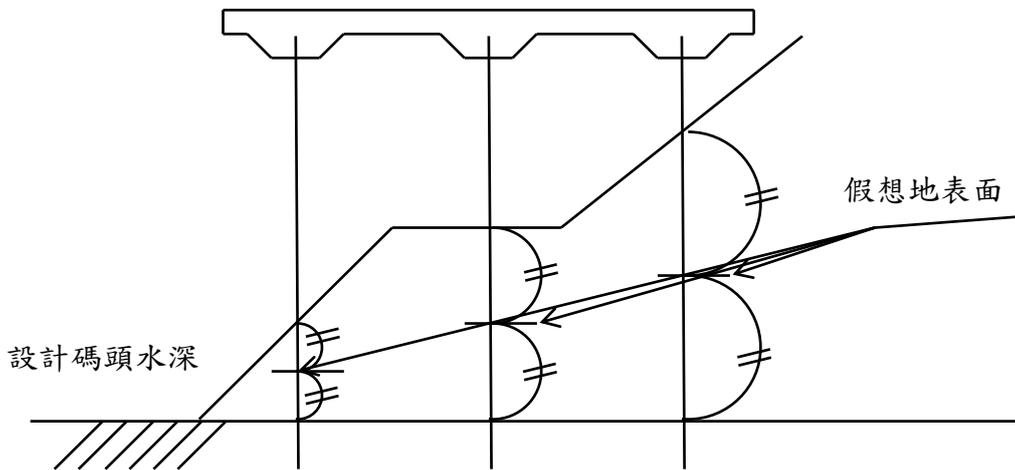


圖 8.17 假想地表面示意圖

資料來源：參考文獻<sup>[87]</sup>

對基樁之假想地表面，如圖 8.17 所示，原則上可簡單假設為各基樁位置水深與碼頭設計水深之平均值<sup>[87]</sup>。如圖 8.18 所示，若定義假想地表面上編號 $i$ 基樁之樁長為 $l_i$ ，則編號 $i$ 基樁樁頭至假想固定點長度 $L_i$ 即為：

$$L_i = l_i + \frac{1}{\beta_i} \dots\dots\dots(8.42)$$

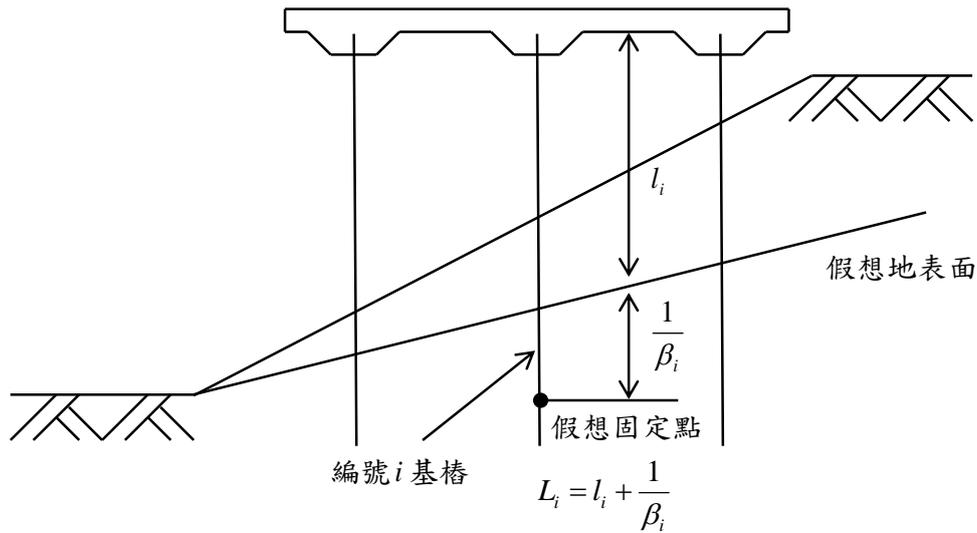


圖 8.18 棧橋基樁之特徵長度示意圖

資料來源：參考文獻<sup>[87]</sup>

$$H_T = K_h \cdot V_T \dots\dots\dots(8.43)$$

## 2. 基樁軸力計算

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

## 3. 應力檢核

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

## 4. 直樁水平抵抗力及樁頭彎矩計算

在斜群樁棧橋式碼頭之直樁假定不承受水平力，因斜群樁可用非常小的變位抵抗水平力，所以直樁所產生彎曲應力在分析中不考慮，以斜群樁抵抗水平力時，所產生之水平位移，作為直樁之水平位移，依此位移由式(8.44)計算編號*i*直樁相對應之水平抵抗力  $H_i$ ，

再由式(8.45)計算編號*i*直樁之樁頭彎矩 $M_i$ ，式中 $\Delta_i$ 為編號*i*斜樁受軸力壓縮所產生之水平位移量。

$$H_i = \frac{12(EI)_i \beta_i^3}{(1 + \beta_i \cdot l_i)^3 + 2} \Delta_i \dots\dots\dots(8.44)$$

$$M_i = \frac{1 + \beta_i \cdot l_i}{2\beta_i \cdot l_i} \cdot H_i \cdot l_i \dots\dots\dots(8.45)$$

## 5. 各樁應力檢核

承受軸力之樁，或承受軸力及彎矩之樁斷面應力，由式(8.46)計算之，且斷面應力要小於容許軸向壓應力 $\sigma'_{ca}$ 。

$$\sigma_i = \frac{P_i}{A_i} \pm \frac{M_i}{Z_i} \frac{\sigma_{ca}}{\sigma_{ba}} < \sigma'_{ca} \dots\dots\dots(8.46)$$

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

### 8.4.2 簡化動力分析-容量震譜法(非線性側推分析)

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

棧橋式碼頭運用簡化動力分析法在進行耐震性能驗證時，工程界常採取美國 ATC-40<sup>[18]</sup>所建議之容量震譜法，ATC-40 所提出之容量震譜法，可用來合理地評估結構在設計耐震性能目標需求下之結構反應，現已被廣泛運用於結構耐震能力評估與耐震性能設計，而在港灣

工程領域亦有相關應用，如賴瑞應等人<sup>[88]</sup>用來進行棧橋式碼頭之功能性評估，賴聖耀等人<sup>[101,102,106,107]</sup>則應用在棧橋式碼頭之易損性分析。

此方法的兩個關鍵要項，即為「容量」與「需求」，其具體詳述如下：

### 1. 容量震譜法之概念

容量震譜法(Capacity Spectrum Method)之基本原理，是將結構物視為一廣義單自由度振動系統，由結構物的頂層側推曲線(pushover curve)及地震反應譜經 ADRS 轉換後求得結構側推容量震譜(capacity spectrum)與地震需求震譜(demand spectrum)，如下圖所示。所得之交點，可視為結構物承受地震力作用時，其近似的最大地震反應。如以容量震譜法分析一單自由度之結構物，當結構在地震力作用下仍保持於彈性狀態時，亦即結構側推容量震譜與地震需求震譜交於側推容量震譜之直線段，如圖 8.19 中之 A 點。當結構物因地震力作用進入塑性狀態時，則結構側推容量震譜與地震需求震譜將交於側推容量震譜之曲線段，如圖 8.19 中之 B 點甚至是 C 點，則 A、B、C 各點即為不同等級地震作用下所得到的性能點(performance point)，也就是結構物在不同地震需求時所表現的最大反應。

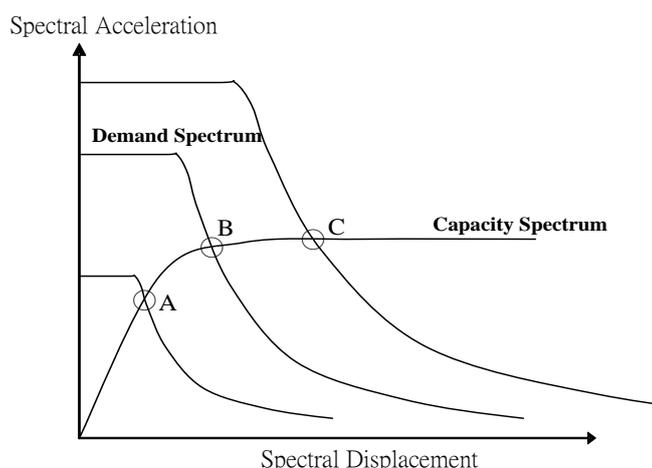


圖 8.19 容量震譜法分析簡介圖

## 2. ADRS 座標轉換

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

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

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (m_i \phi_{i,1})}{\sum_{i=1}^N (m_i \phi_{i,1}^2)} \dots\dots\dots(8.47)$$

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (m_i \phi_{i,1})}{\sum_{i=1}^N (m_i \phi_{i,1}^2)} \dots\dots\dots(8.48)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \dots\dots\dots(8.49)$$

$$S_d = \frac{\Delta}{PF_1 \cdot \phi_{roof,1}} \dots\dots\dots(8.50)$$

上列各式參數之意義：

$PF_1$  = 第一模態之模態參與係數

$\alpha_1$  = 第一模態之模態質量參與係數

$\phi_{i,1}$  = 正規化第一模態第 i 層振幅

$V$  = 基底剪力

$\Delta$  = 橋柱頂層位移量

$m_i$  = 第 i 層質量

$W$  = 結構總重

$N$  = 結構離散質量總數

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

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \cdot g \dots\dots\dots(8.51)$$

由上述之轉換公式亦可得知，在 ADRS 座標格式中，與座標原點輻射向之結構週期保持常數。

### 3. 地震需求震譜(Demand Spectrum)

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

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

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

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

一般折減因子 R 的取得主要是以彈性反應譜為基準，再根據特定韌性比之非彈性反應譜，來計算彈性極限強度與非彈性降伏強度之比值，其值即為折減因子 R，其定義如式(8.52)所示：

$$R = \frac{V_u(\mu=1)}{V_y} \dots\dots\dots(8.52)$$

其中  $V_u(\mu=1)$  為彈性極限強度

$V_y$  為非彈性降伏強度

惟式(8.52)為簡化之折減模式，實際上彈性反應譜與非彈性反應譜間之轉換受甚多因素影響，當然其中最重要的是週期與韌性比，而目前對於 R-T- $\mu$  非彈性反應譜修正方法已有大量之研究成果，其結果大致相近。

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

短週期時，依等能量法則： $R = \sqrt{2\mu - 1}$

長週期時，依等位移法則： $R = \mu$

其折減因子 R 公式推導如下：

a. 等位移法

如圖 8.20 所示，在中週期及長週期區，若  $U_{max}$  已知且對彈性與非彈性結構物均相同，則依韌性比之定義，可得

$$\mu = \frac{U_{max}}{U_y} \rightarrow U_y = \frac{U_{max}}{\mu} \dots\dots\dots(8.53)$$

依下圖之相似三角形關係，可知

$$V_y = \frac{V_u}{\mu} \dots\dots\dots(8.54)$$

再依力與譜加速度成正比之關係，可得

$$Sa_e / \mu = Sa_n = Sa_e / R \dots\dots\dots(8.55)$$

其中： $Sa_e$  為彈性結構之譜加速度

$Sa_n$  為非彈性結構之譜加速度

所以 折減因子  $R = \mu$  (韌性容量)

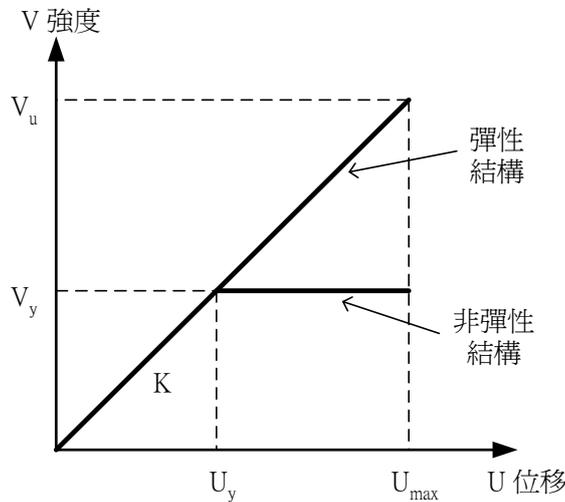


圖 8.20 等位移法則示意圖

b. 等能量法

如圖 8.21 所示在短週期區，由 Newmark and Riddell 的研究可知，此折減因子之分析公式是以彈性結構與非彈性結構振動時能量相等為基礎。所以將下圖中彈性結構與非彈性結構所產生之能量令其相等，亦即為其力-位移之圖所涵蓋的面積令其相等來推導折減因子 R 之公式。

$$\frac{V_u \cdot U_{max}}{2} = \frac{V_y \cdot U_y}{2} + V_y \cdot (U_{n-max} - U_y) \dots\dots\dots(8.56)$$

$$\frac{(V_u)^2}{2K} = \frac{(V_y)^2}{2K} + \frac{(V_y)^2}{K}(\mu-1) \dots\dots\dots(8.57)$$

$$\text{則 } \left(\frac{V_u}{V_y}\right)^2 = 2K\left(\frac{1}{2K} + \frac{1}{K}(\mu-1)\right) \dots\dots\dots(8.58)$$

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

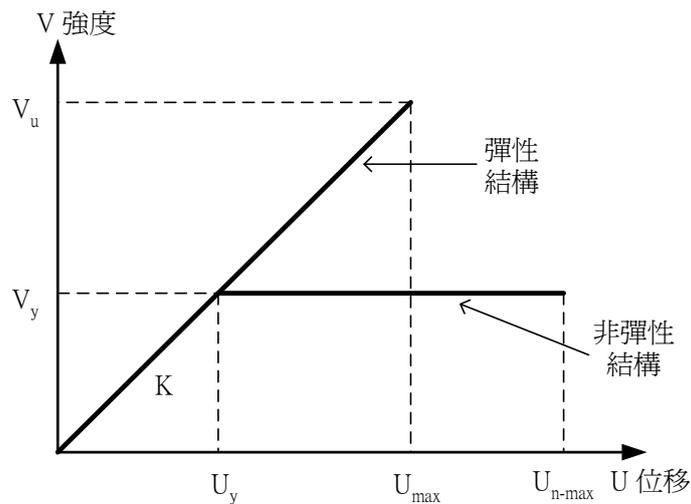


圖 8.21 等能量法則示意圖

而折減因子 R 之使用方法，將以下列各圖按流程說明之。

(a) 取得受評估之工址彈性反應譜，如圖 8.22。

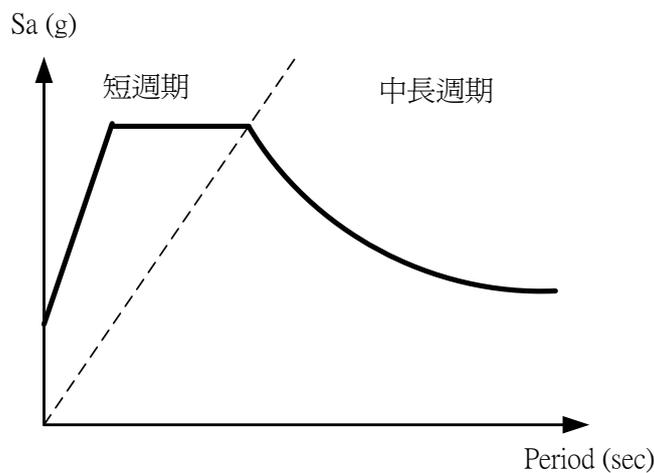


圖 8.22 工址彈性反應譜

(b) 如圖 8.23 所示，經 ADRS 格式轉換後求得彈性地震需求震譜

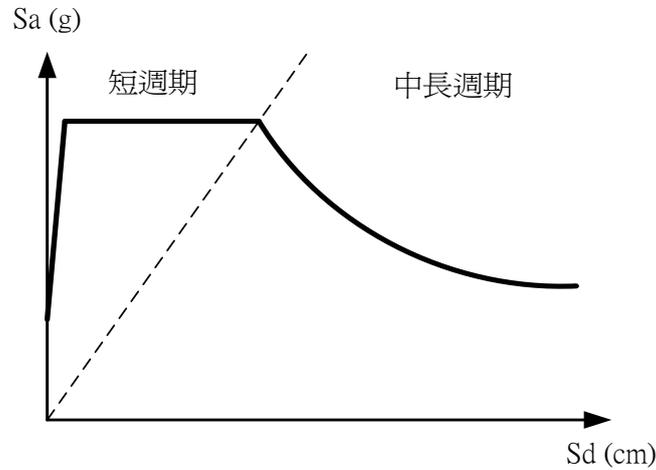


圖 8.23 彈性地震需求震譜

(c) 如圖 8.24 所示，經由折減因子 R，折減為非彈性地震需求震譜，而折減後之 Sa 轉換為 Sd 後須再乘上  $\mu$ ，才是正確的非彈性最大位移。

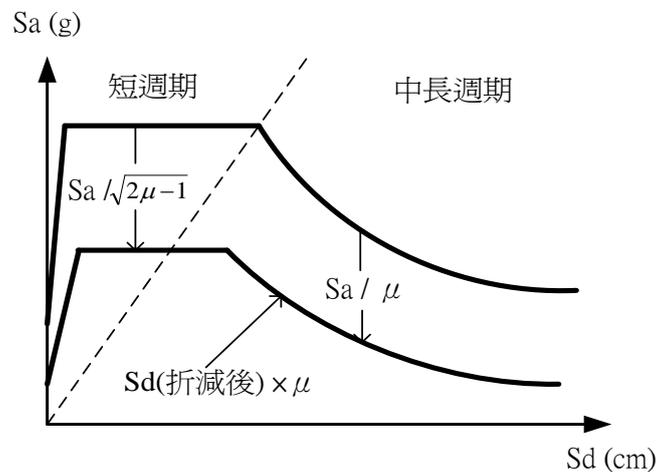


圖 8.24 非彈性地震需求震譜

(2) ATC-40 之等效阻尼比折減法

結構物之最大反應可視為是「自然振動週期」與「阻尼比」的函數，關於結構物非彈性模式的研究有許多文章的發表，這

些研究都涵蓋結構系統的韌性考量和彈性系統性質的修正，ATC-40 的方法是使用結構物的等效阻尼的性質，來修正彈性系統性質，以模擬非彈性的反應，當地震力使結構物進入非線性時，其阻尼可視為黏滯阻尼(viscous damping)與遲滯阻尼(hysteretic damping)的組合，而遲滯阻尼可以等效黏滯阻尼比(equivalent viscous damping ratio)來代表其效應，其兩者相加後以等效阻尼表示之。

以前述之 ADRS (Acceleration–Displacement Response Spectra)格式轉換，可將傳統的以週期和譜加速度所構成之地震反應譜，轉成 ADRS 格式之地震需求震譜(demand spectrum)，如圖 8.25 所示。

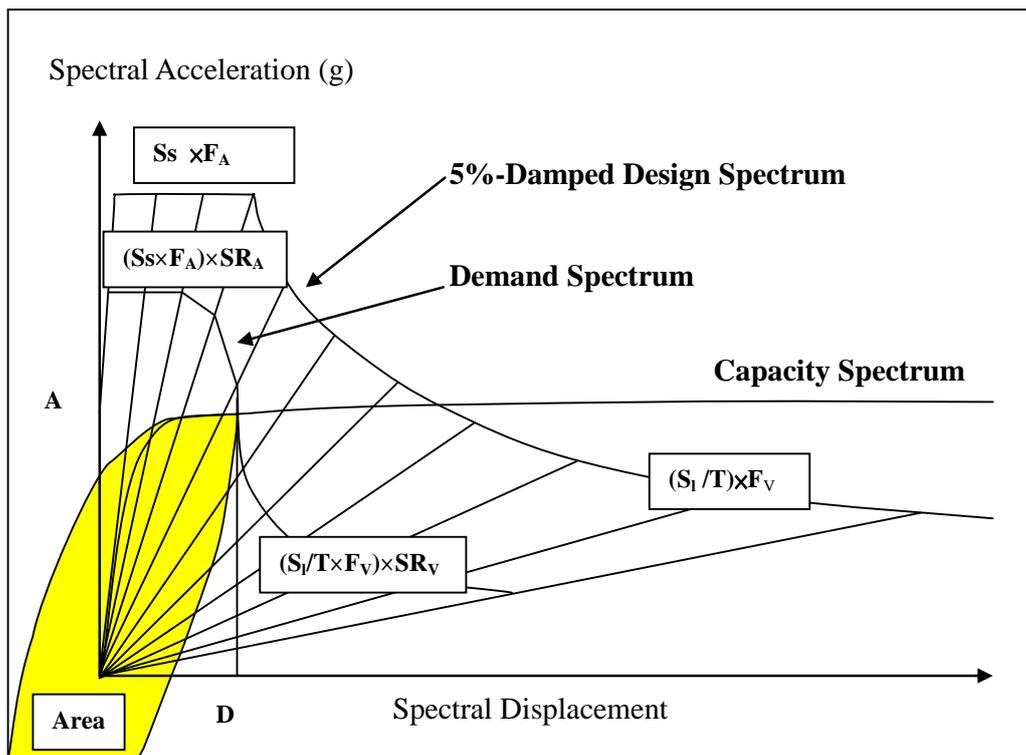


圖 8.25 ATC-40 等效阻尼比折減法

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

效阻尼將以下列式(8.59)來表示：

$$\beta_{\text{eff}} = \beta_E + \beta_H \dots\dots\dots(8.59)$$

彈性阻尼的部份  $\beta_E$ ，是一個常數，而遲滯阻尼的部份  $\beta_H$ ，是靠著結構降伏後的遲滯圈在尖峰反應位移為  $D$ 、加速度為  $A$  時所圍出的面積，如圖 8.25。遲滯阻尼， $\beta_H$ ，定義如式(8.60)。

$$\beta_H = \kappa \left( \frac{\text{Area}}{2\pi DA} \right) \dots\dots\dots(8.60)$$

上式：

Area 是遲滯迴圈所圍的面積

$D$  是容量曲線的尖峰位移反應

$A$  是在尖峰位移  $D$  時的尖峰加速度反應

$\kappa$  是阻尼修正因子

於 ATC-40 中，為考量實際結構物狀況，以阻尼修正因子  $\kappa$  來修正結構物實際遲滯迴圈與理想情況下之遲滯迴圈的差異，式(8.60)裡的  $\kappa$  因子折減了遲滯阻尼的大小，以所設計的結構物韌性與地震振動時間來模擬循環反應期間遲滯迴圈的衰減。振動時間以短、中、長來作各別定性的描述，而振動的時間對於結構物的損害仍是最重要的因素。

在實際的需求震譜修正計算上，其遲滯迴圈可以雙線性模式模擬之，如圖 8.26，而所求得之非彈性需求震譜是將彈性需求震譜乘以震譜折減因子( $SR_A$  和  $SR_V$ )，此處之修正方法亦和 R-T- $\mu$  修正方法類似，亦即  $SR_A$  是用在反應譜中等加速度段之週期範圍作折減，而  $SR_V$  是用在反應譜中等速度段之週期範圍作折減。

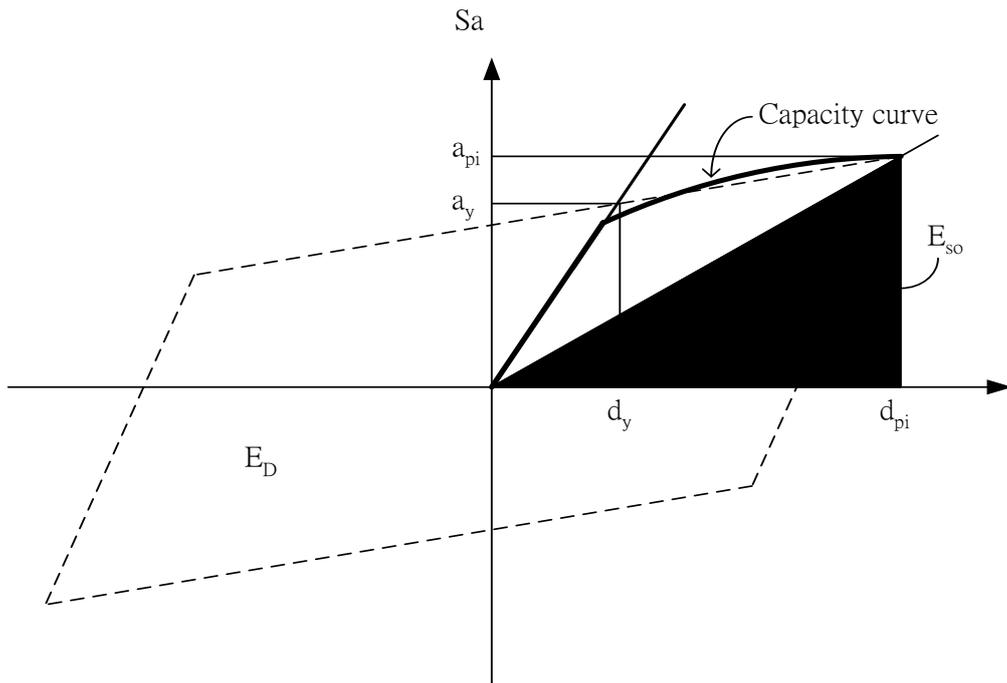


圖 8.26 雙線性模式之遲滯迴圈

如圖 8.26 所示，其等效阻尼比可以下列式子表示：

$$\beta_{eq}(\%) = 5 + \beta_0 \dots\dots\dots(8.61)$$

其中：5 代表 5% 之結構本身的黏性阻尼

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

$$\beta_0(\%) = \left( \frac{Area}{2\pi DA} \right) = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{so}} = \frac{63.7 \cdot (a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} \cdot d_{pi}} \dots\dots\dots(8.62)$$

其中：  $E_D$  是阻尼之消耗能量

$E_{so}$  是最大應變能

若為考量實際結構物之狀況，以阻尼修正因子  $\kappa$  來修正結構物實際遲滯迴圈與理想情況下之遲滯迴圈的差異時，則等效阻尼比改為下式(8.63)表示：

$$\beta_{eff} (\%) = 5 + \kappa \beta_0 = 5 + \frac{63.7 \cdot \kappa \cdot (a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} \cdot d_{pi}} (\%) \dots\dots\dots (8.63)$$

其中  $\kappa$  依 ATC-40 中之建議值計算，如表 8-5 及表 8-6 所示，按結構型式及強震歷時分類之。

**表 8-5 結構物分類及所屬型式**

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

**表 8-6 阻尼修正因子  $\kappa$**

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

彈性需求震譜因等效阻尼而折減為非彈性需求震譜，其折減量為 SRA 和 SRV 兩反應譜折減因子決定之，震譜折減因子是結構物等效阻尼( $\beta_{eff}$ )的函數，定義如下式(8.64)和式(8.65)。

$$SR_A = (3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff}))/2.12 \dots\dots\dots (8.64)$$

$$SR_V = (2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff}))/1.65 \dots\dots\dots (8.65)$$

而  $SR_A$  和  $SR_V$  兩反應譜折減因子必須大於等於表 8-7 所規定之最小值，則最後反應譜折減之結果如圖 8.27 所示。

表 8-7 最小容許  $SR_A$  及  $SR_V$

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

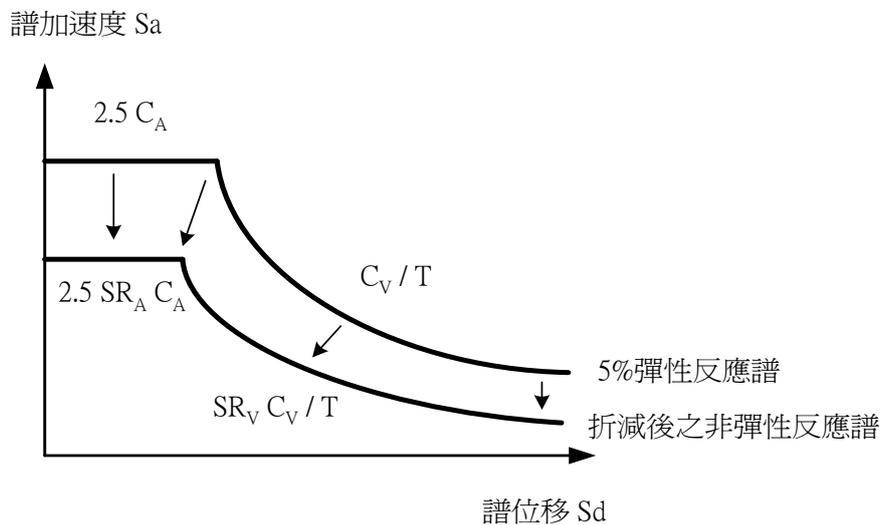


圖 8.27 ATC-40 彈性需求震譜之折減示意圖

#### 4. 結構側推容量震譜(Capacity Spectrum)

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

結構側推分析為逐步靜力加載，來求取棧橋式碼頭之側推曲

線，許多的結構分析商業軟體皆有提供此項功能，且分析程序皆大致相同，所以本文僅介紹結構非線性側推分析之一般程序，其分析流程步驟如下：

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

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

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

其中：  $F_i$  = 第  $i$  層之側向力

$m_i$  = 第  $i$  層之質量

$\phi_i$  = 正規化基本振態

- (4) 計算考慮垂直載重和側向力載重之桿件內力。
- (5) 調整側向力大小，讓桿件群組能調整在所需之次數程序內完成。因為當桿件達到它的容許強度後就不能承受多餘的側向力。
- (6) 紀錄基底剪力及控制點位移。
- (7) 修正降伏桿件的勁度。
- (8) 施加一個新的增量側力在修正後的結構上使其再產生桿件降伏。
- (9) 將側向力增量和其相對應的控制點位移增量，加到先前的紀錄中。
- (10) 重複步驟 7、8、9，直到控制點達到設定位移，所求得之結構側推曲線結果如圖 8.28 所示。

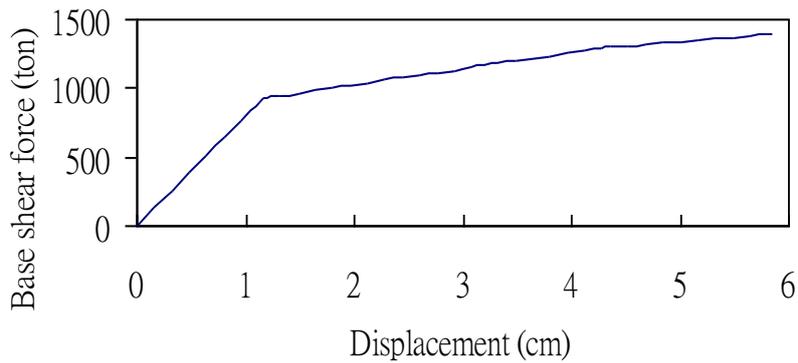


圖 8.28 棧橋式碼頭基底剪力與頂層位移關係圖

(11) 經 ADRS 格式轉換後得到結構物之容量震譜，如圖 8.29 所示。

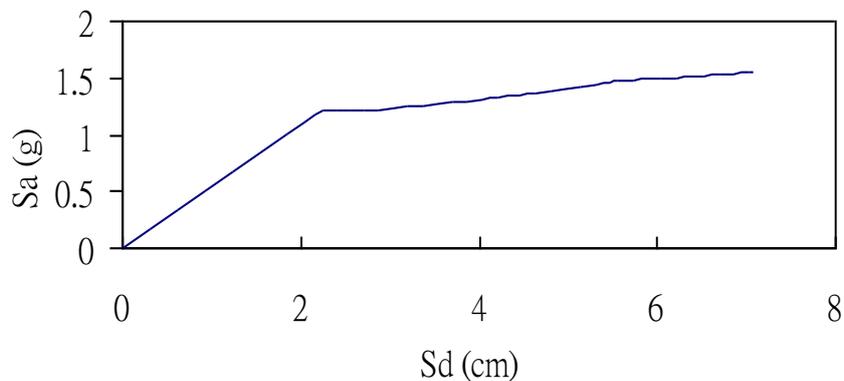


圖 8.29 棧橋式碼頭結構容量震譜(Capacity spectrum)

## 5. 性能點(Performance Point)

性能點(performance point)代表結構物在承受之地震強度下的最大反應。性能點為已表示成 ADRS 座標格式的結構側推容量震譜及地震需求震譜迭代計算而得。其中彈性地震需求震譜隨著結構物進入非線性區域，因構件降伏而使得週期延長且勁度降低，非彈性變形消散部份地震能量，使得結構物耐震能力需求減少，允許依結構韌性程度折減地震需求震譜。當折減後之非彈性地震需求震譜及結構側推容量震譜迭代產生交點時，該點便為性能點。其流程如圖 8.30。

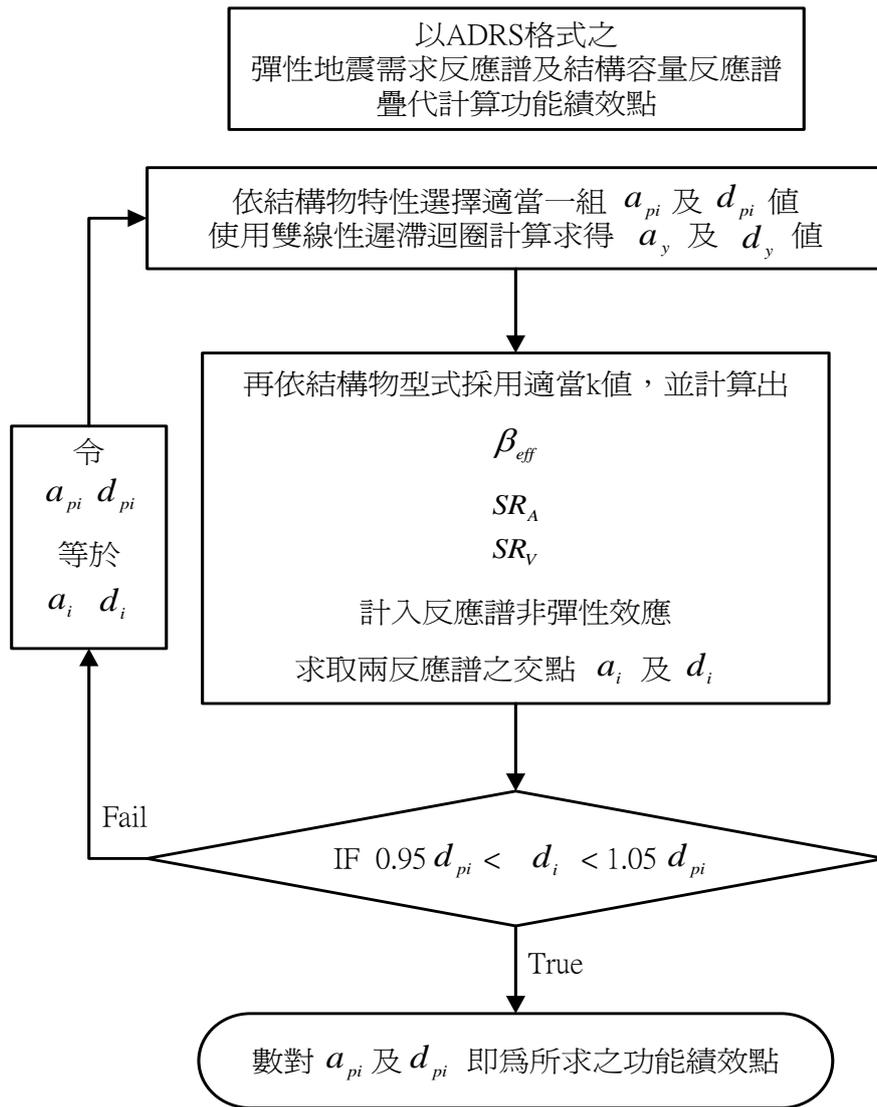


圖 8.30 ATC-40 迭代計算性能點流程圖

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

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

地震需求震譜是在結構物工址處 5%阻尼比之反應譜，當結構有效阻尼超過 5%阻尼比時，有效阻尼將會使地震需求折減。另外，

結構物耐震的特性則由結構側推容量震譜來表示，如此便可決定結構物的性能點，亦為其最大反應，圖 8.31 將可輔助說明之。

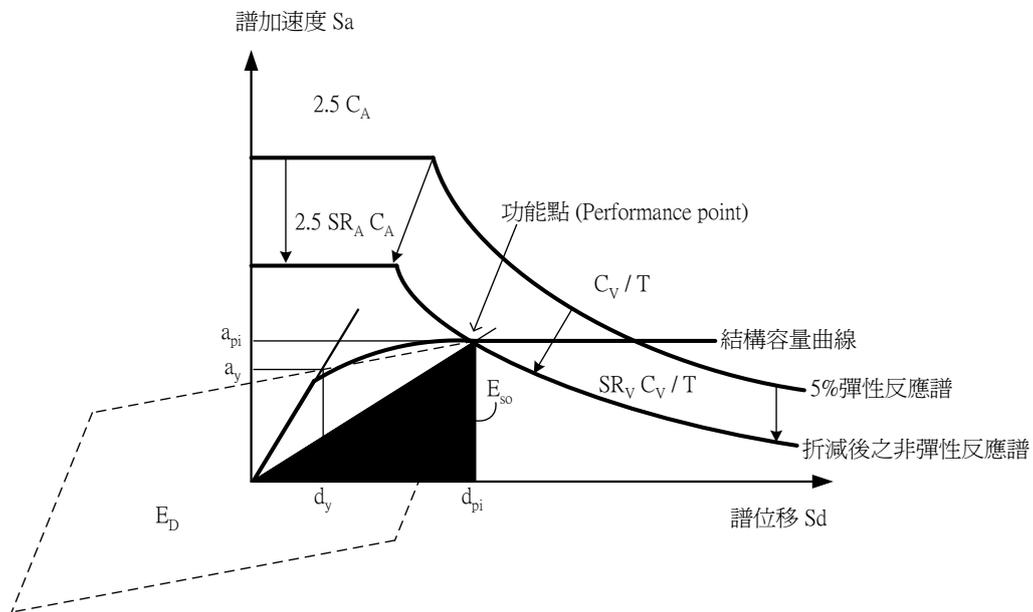


圖 8.31 ATC-40 疊代計算性能點示意圖

此外前述之 R-T- $\mu$  修正方法，亦可按照上述 ATC-40 的迭代方法使用之，運用時僅將折減因子  $SR_A$  及  $SR_V$  更改為 R-T- $\mu$  修正法中之折減係數 R 即可，其迭代流程以圖 8.32 說明之。

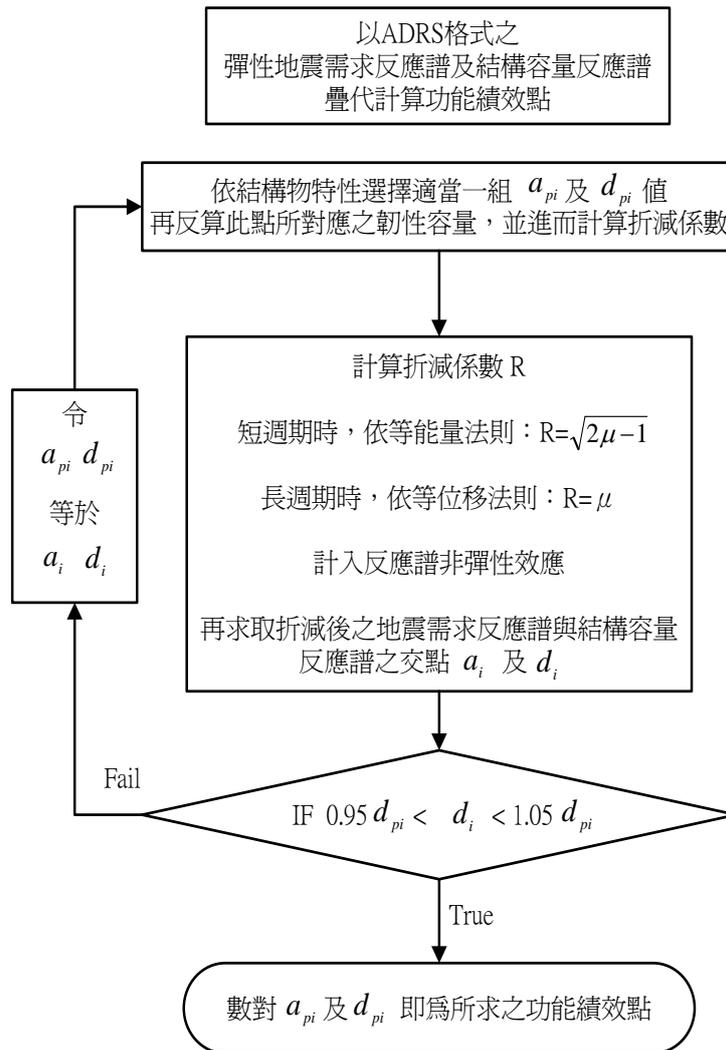


圖 8.32 R-T- $\mu$  修正法疊代計算性能點流程圖

## 6. 由性能點之結構反應檢核性能水準要求

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

### 8.4.3 動力分析法

為求取棧橋式碼頭在實際地震作用下的受震反應，可由有限元素法程式來進行非線性動力歷時分析，分析時考慮棧橋式碼頭之土壤與結構互制作用。結構之模擬亦採用基樁產生塑性鉸，來模擬棧橋式碼

頭之非彈性行為，土壤可採用雙線性土壤彈簧來模擬。棧橋式碼頭受震反應分析屬於典型之土壤與結構互制問題，分析時為了保守之故，可採用 Winkler 基礎模式來考慮柔性基礎效應。

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

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

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

## 8.5 土壤液化評估

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

### 8.5.1 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[賴聖耀等 2002<sup>[72]</sup>]包括：相對密度(密度越高者越不易液化，<50%者易發生液化、>70%不易液化)、土壤顆粒特性如大小、級配與形狀(細砂較粗砂粉土易液化、級配均勻者較級配優良者較易液化、球型較其他形狀之顆粒液化之可能性較大)、土壤種類(砂土液化可能性最大)、地下水位(地下水位高者易液化)、細料含量(等相對密度下，細料含量增加可降低土壤液化潛能)、細料塑性指數(液化阻抗隨塑性指數增加而提高)、有效圍壓(深層土圍壓較大，液化阻抗較高)、振動延時與強度(延時越長、強度越大，液化潛能越高)、擾動(緊密砂受擾動後變疏鬆，易液化；疏鬆砂受擾動後變緊密，液化阻抗提高)、應力歷史(曾受過小規模地震之土層，因互鎖作用使得液化阻抗提高)、過壓密比(此值越高，液化阻抗越大)。

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

## 8.5.2 土壤液化潛能之評估

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

以下對較常用之方法作簡要說明：

1. 簡易判斷法 (可參考國內現行規範)
2. SPT-N 法

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

- (1) T&Y 法 [Tokimatsu 與 Yoshimi 簡易經驗法, 1983]<sup>[8]</sup>
- (2) Seed et al. 簡易經驗法 [1985]<sup>[9]</sup>
- (3) JRA 法 [日本道路協會簡易經驗法 2002]<sup>[73]</sup>
- (4) CBC 法 [中國大陸簡易經驗法, 1989]<sup>[53]</sup>

國立成功大學土木工程學系倪勝火與賴宏源先生所著「常用液化評估法對 921 地震案例適用性探討」<sup>[63]</sup>一文對以上各法以及 Arias 震度經驗準則法之評估流程與方法作了較好說明，並且應用來評估

南投及彰化地區在集集地震中土壤液化潛能後指出：當 PGA 較高時，各方法評估之液化潛能均較高而差別不大；若液化區細料含量比例較高，但 SPT-N 值不高時，Seed et al.經驗準則法比其他方法來得保守；對於粉土含量高之土層，JRA 法與 T&Y 法均低估土壤液化潛能；CBC 法較適合粉土含量較高之地區，有待國內研究加以借鑑並修正；Arias 震度簡易經驗法較不合理而不建議採用。黃俊鴻與陳正興(1999)<sup>[58]</sup>所著國家地震工程研究中心報告 NCREE-99-043「土壤液化機率分析法之研究」建議採用 T&Y 法作為基本液化潛能評估方法，其原因在於：(a)該法對於低 SPT-N 值級高 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之研究<sup>[65]</sup>探討包括以上各法及 NCREE[1997](註：該方法係 1996 年美國國家地震工程研究中心支助研究後，對 Seed et al.簡易法之修正版)等十種液化評估方法後指出：Seed et al.[1985]之預測方法最適合作為國內液化評估規範。

### 3. CPT- $q_c$ 法

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

### 4. 震測剪力波速 $V_s$ 法

此法為 Tokimatsu[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液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。

交通部運輸研究所－港灣技術研究中心「港灣地區大地監測調查與液化防治之研究」<sup>[72]</sup>探討應用機率分析法來評估土壤液化潛能，該研究計畫除評估港區沖積土層及回填新生地液化潛能及地表沉陷外，並積極推動港區地震及液化監測系統建置。地震監測係在港區選擇適當地點鑽井至不等深度，埋設地震計，以量測地震資料，分析地層震波之傳遞特性及放大效應。液化監測則是在港區設置觀測井，設置水壓計量取地震時動態孔隙水壓及動態沉陷行為，作為評估液化潛能及地表沉陷之依據。已完成臺中港、安平港、臺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。

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

### 8.5.3 國內港灣構造物設計基準之規定

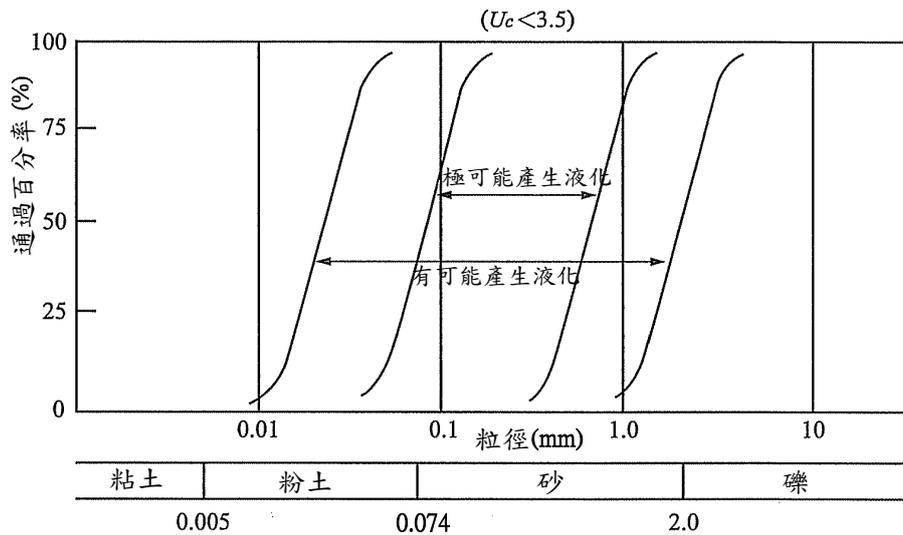
一般地質調查土層若符合以下條件之一時，則土層可能發生液化潛能，需參照本規範所建議之液化評估方式作進一步之分析。

1. 地表下 20m 以內之沖積土層且地下水位在地表下 10m 以內。
2. 過#200 篩細料含量 FC(%) 在 35% 以下。
3. FC(%) 在 35% 以上，但黏土含量 PC(%) 在 12% 以下。
4. 塑性指數 PI(%) 在 15% 以下。

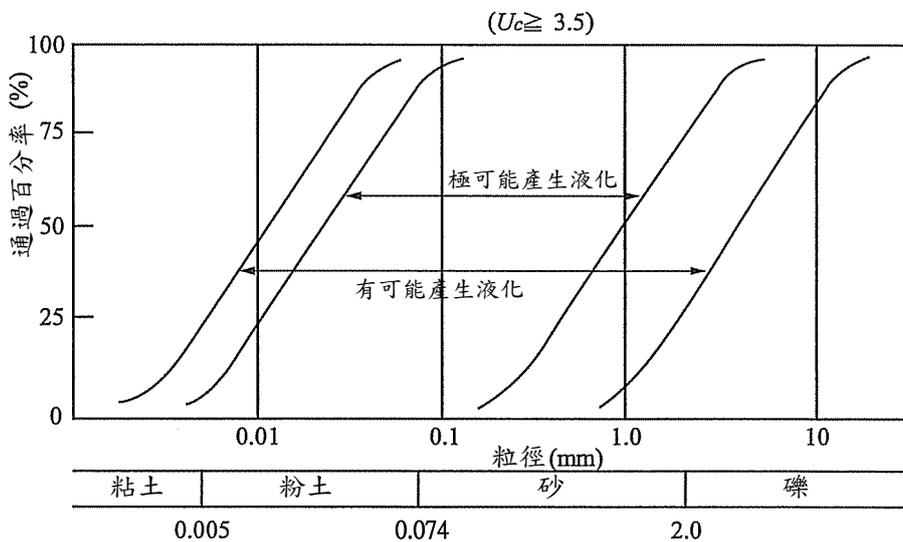
國內港灣構造物設計基準之規定有關砂土層液化分析，可採取下列三種方法。

## 1. 簡易判斷法

簡易判斷法液化之預測及判定，是依據土壤粒徑分佈進行土壤分類。利用均勻係數  $U_c = D_{60}/D_{10} = 3.5$  為基準作為分野之依憑，由圖 8.33 判別之。



(a) 均勻係數小之土壤



(b) 均勻係數大之土壤

圖 8.33 現行港灣構造物設計基準土壤粒徑與土壤液化分析圖

資料來源：參考文獻<sup>[87]</sup>

## 2. 經驗準則法

經驗準則法土壤液化潛能預測及判定方式，是採用現地試驗參數標準貫入試驗打擊數(SPT-N 值)及細料含量作為砂土抗液化強度之預測。本基準參考美國「Seed 液化評估法」作為液化之判定基礎，詳見 8.5.2 節。

## 3. 試驗分析法

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

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

### (1) 建立地下土層資料

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

### (2) 建立土層設計地震資料

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

### (3) 地震引致反覆剪應力比計算

對於地盤之地震反應解析，可使用地盤反應解析程式如 SHAKE 程式(Wave Equation)、MESH 程式(2-D,3-D,FEM)等，考慮設計地震及地盤特性，估計不同深度地盤所承受地震作用

引致的反覆剪應力比及等值反覆作用次數。

#### (4) 土壤抗液化強度之剪應力比

對於地盤之抗液化強度應採用現地高品質不擾動土樣進行動力三軸試驗，求取不同深度土壤抗液化強度曲線。另由不同地震規模可概略估算轉換為等值反覆作用循環數，評估不同深度地盤土壤抗液化強度之剪應力比 $((\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma'_c})_t$ 。

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

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

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

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

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

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

#### (5) 液化之預測及判定

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

#### (6) 綜合研判

地盤之液化潛能，需依各土層液化之預測及判定結果，綜合研判之。

工程師應根據港灣碼頭工程規模及重要性決定較適當之分析方法，若根據經驗法或較簡易的方法推估工地土層有液化潛能時，

可採用較精密的液化分析方法再加以檢核確定，若仍有液化之可能時應即進行土層液化防治與處理，以維持應有的耐震性能水準。

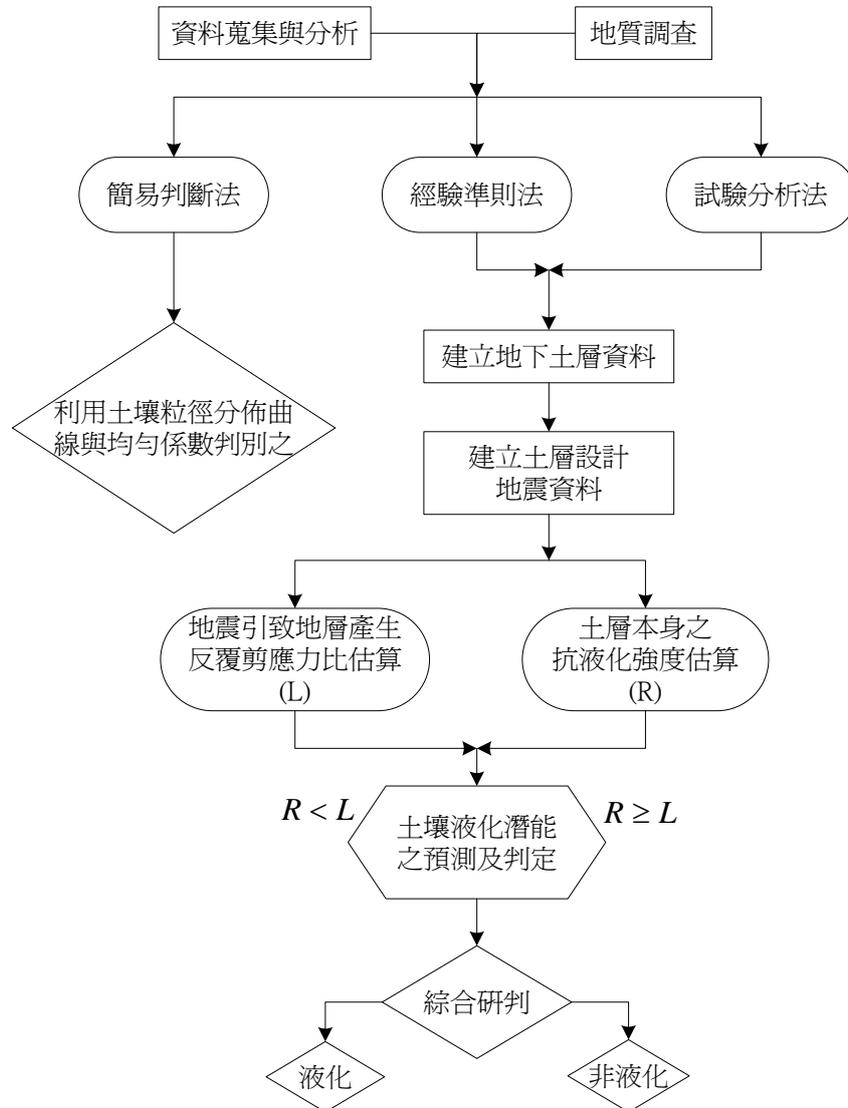


圖 8.34 液化潛能分析流程圖

#### 8.5.4 耐震性能設計重點

距原地表面 3m 以內之黏土層及沉泥層，由單軸壓縮試驗或現地試驗推定其單壓強度為  $20\text{kN/m}^2$  以下時，則視為土壤液化潛能評估上之極軟弱土層。在地震來襲時受到強烈的擾動，致使其喪失大部份剪力強度，可視為容易液化之土壤，該等土層抗剪強度將無法對基礎之

承載能力提供貢獻。

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

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

本研究建議在等級一地震下，工址土壤不允許發生液化。在等級二與三地震下，液化的機會大增，若硬性規定不得液化，土質改良的處理費用可能所費不貲，故規定容許液化發生，但必要時須降低基面，並以折減後之土壤參數求算基礎等值勁度，重新分析檢核其安全性。另外由於基面下降，基樁之塑鉸位置亦可能會下降，因此在棧橋式碼頭分析時，應於原基面至降低後之基面範圍間增設塑性鉸加以分析，以便對構材進行圍束箍筋之設計，以因應塑鉸發生的可能。

地盤產生液化的過程及結構物之反應均很複雜，故應同時考量液化與不液化二種狀況，並取較為嚴格的分析結果作為設計之依據，一般而言土壤液化評估方法的選用，應按碼頭之重要度及設計地震等級而定，本研究參考國內現行港灣構造物設計基準，並對應國際航海協會耐震性能設計規範[INA 2001]之規定，建議如表 8-8。

表 8-8 各類土壤液化評估方法之應用時機

碼頭重要度 地震等級	特定級	A 級	B 級	C 級
等級一 (中度地震)	—	簡易判斷法 經驗準則法 試驗分析法	簡易判斷法 經驗準則法 試驗分析法	簡易判斷法 經驗準則法 試驗分析法
等級二 (475 年回歸期地震)	試驗分析法	試驗分析法	經驗準則法 試驗分析法	簡易判斷法 經驗準則法 試驗分析法
等級三 (2500 年回歸期地震)	試驗分析法	試驗分析法	經驗準則法 試驗分析法	—

## 第九章 結論與建議

### 9.1 研究目的與問題

所謂港灣構造物之性能設計，簡單而言，即設計時不僅考慮構造物之安全，更考慮其性能之發揮，構造物之安全與材料及荷重之特性有關，性能之發揮與其整體性能之可靠度有關，以目前之設計法而言，大多是在能確保所要之安全係數下決定構造物之尺寸，但卻未明確說明在設計條件或超過此以上之條件發生時，構造物是否還具備原有之性能，或其性能還具有多少之可靠度等之問題，以現行之設計法將無法回答。有鑒於美國、歐洲、日本等國已經著手於性能設計之研究，而國內也已著手推動橋梁及建築物之耐震性能設計，故本研究也考慮將構造物性能設計應用在港灣構造物，俾提升國內港灣工程技術之水準，使我國與國際上之工程技術接軌。

### 9.2 結論

本研究詳細探討地震力的劃分與表達方式、各類碼頭之各等級性能水準(包括定性劃分、相關參數及其可接受量化標準)以及如何建立性能設計目標，並特別介紹日本 2007 年版港灣構造物設計基準與國際航海協會港灣構造物耐震設計準則，在地震力、性能設計目標與性能設計水準方面之具體內容，再比較國內現行規範與前述兩者耐震設計目標之異同，並遵照「公共工程性能設計準則」之架構，提出碼頭結構耐震性能目標之建議，而後視吾等對結構物在那些地震等級下之性能較關注、表達該性能之參數之可接受極限值是否可以較準確量化，選用一個或多個參數表達性能。

在耐震性能設計中最重要的是耐震性能目標的訂立，若耐震性能目標確定，則後續之性能可接受標準及性能驗證便有所依循，因此本研究初期對於如何訂立適合國內港灣工程之耐震性能目標探討甚

多，並得到下列結論：

1. 經由現行規範之地震等級探討發現，中度地震設定太低，因此修正改用橋梁規範之中度地震力。
2. 因碼頭結構靜不定度比建築結構小太多，因此並不適合用建築物之地震力計算公式，應改為橋梁之地震力公式要為合適。
3. 新建議的碼頭性能目標，係採用同等級地震作用下之結構反應程度定義性能目標，而現行規範則採用同性能水準下以用途係數 ( $I=0.8\sim 1.5$ ) 調整地震力大小作檢核設計，兩者相較後，新建議的碼頭性能目標可明確掌握碼頭結構行為與性能，較不易出現不經濟太過保守之設計(over design)。
4. 採用性能設計後，未來港區若遭遇災難性地震，則港區管理單位將可立即得知尚有何些碼頭功能良好，何些碼頭可快速修復，則可即時規劃外援物資的運輸及復舊工程的進行。
5. 新建議的碼頭性能目標區域涵蓋範圍較大，工程師若熟悉此性能設計方法，將可準確的按業主對新建碼頭功能上的要求，選用最經濟合宜的碼頭等級做設計，在整體港區碼頭新建規劃上將更為經濟。
6. 新建議的 C 級碼頭性能目標雖略小於現行規範設計目標，但對於臨時結構之設計或非關生命安全符合 C 級重要度定義之較不重要的碼頭，除可使結構施工更具經濟性，亦可明確掌握其結構行為，工程師或業主將因此對所設計之結構更了解其受震行為。
7. 土壤液化防治的設計目標為「不可因土壤液化而造成應有性能喪失」。

所建立之性能設計目標是否滿足，需要通過數值分析來驗證。本研究最後探討各類碼頭結構之耐震性能驗證方法以及其適用性，包括簡易分析法、簡易動力分析與動力分析，建議參考國際航海協會港灣構造物耐震設計準則，根據性能設計目標之高低、設計地震力之大小、

設計流程階段以及碼頭之重要度，選用不同複雜度之數值分析方法。

### 9.3 建議

本研究工作已完成現行港灣結構物設計基準耐震設計之檢討與國外相關規範之研析，對於港灣構造物耐震性能設計要求、耐震性能規定與耐震性能驗證方法等方面進行港灣構造物耐震性能設計準則架構之研擬。

後續可根據前述「耐震性能設計要求之探討」所建議的性能目標為基礎，並根據相關之主要參數(例如：岸肩沉陷量、碼頭傾斜度、最大位移、變位角及應力/應變等)，選擇合理之參數，建立碼頭在各性能水準下該參數之可接受標準，以所建議的耐震性能驗證方法及設計流程，分別對重力式碼頭、板樁式碼頭與棧橋式碼頭進行耐震性能設計例之研究，以回饋本案規範架構研擬之修正。

## 参考文献

1. Matsuo, H., and S. O'Hara, Lateral earth pressures and stability of quay walls during earthquakes, Proc., 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, 1960.
2. Newmark, N. M., Effect of Earthquake on Dam and Embankment, Geotechnique, Vol.15, No. 2, pp.139-159, 1965.
3. Seed, H. B. and Whitman, R.V., 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, 1970.
4. Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C-F., Seed, H.B., FLUSH - A Computer Program for Approximate 3D Analysis of Soil Structure Interaction Problems, Report No. EERC 75-30, Earthquake Engineering Research Center, UCB, 1975.
5. Franklin, A. G. and Chang, F. K. ' Earthquake Resistance of Earth and Rockfill Dams, Report 5: Permanent displacements of earth dams by Newmark analysis, US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Miscellaneous Paper 2-71-17, 1977.
6. Richards, R. Jr. and Elms, D., Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 105(GT4):449-464, 1979.
7. Uwabe, T., Estimation of Earthquake Damage Deformation and Cost of Quaywalls based on Earthquake Damage Records, Technical Note of Port and Harbour Research Institute, No.473, pp. 197, 1983 (in Japanese).
8. 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.

9. 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.
10. Matsuzawa, H., Ishibashi, I. and Kawamura, M., Dynamic Soil and Water Pressure of Submerge Soils, Journal of Geotechnical Engineering., ASCE, Vol.111, No.10, pp.1161~1176, 1985.
11. Whitman, R. V. and Liao, S., Seismic Design of Retaining Walls, US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Miscellaneous Paper GL-85-1, 1985.
12. Towhata, I. And Islam, S., Prediction of Lateral Movement of Anchored Bulkheads Induced by Seismic Liquefaction, Soils and Foundations 27(4): 137-147, 1987.
13. Gazetas, G., Dakoulas, P. and Dennehy, K., Empirical Seismic Design Method for Waterfront Anchored Sheetpile Walls., Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE Geotechnical Special Publication No. 25, pp. 232-250, 1990.
14. CEN: ENV 1997-1 Eurocode 7 Geotechnical Design, Part 1, General Rules(ENV version), 1994.
15. Nagao, T., Koizumi, T. Kisaka, T., Terauchi, K., Hosokawa, K., Kadowaki, Y. and Uno, K., 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), 1995.
16. SEAOC, Vision 2000 Performance Based Seismic Engineering of Buildings, Structural Engineers Association of California-Seismology Committee, USA, 1995.
17. ATC-32, Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations, ATC-32, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.

18. ATC, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol. 1, ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, 1996.
19. CEN: Draft ENV 1997-2 Eurocode 7 Geotechnical Design Part 2 Design assisted by laboratory testing, 1997.
20. CEN: Draft ENV 1997-3 Eurocode 7 Geotechnical Design Part 3 Design assisted by field testing, 1997.
21. ATC-18, Seismic Design Criteria for Bridges and Other Highway Structures: Current and Future, ATC-18, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1997.
22. FEMA 273, NEHRP Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings, BSSC, Washington, D.C., USA, 1997.
23. Iai, S., Rigid and Flexible Retaining Walls during Kobe Earthquake, Proc. 4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, pp.108-127, 1998.
24. Brinkgreve, R. B. J., PLAXIS Manual, 1998.
25. McCullough, N.J. and Dickenson, S.E., 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, 1998.
26. CEN: Preliminary Draft EN 1997-1 Eurocode 7 Geotechnical Design Part 1 General Rules (doc. no. CEN/TC250/SC 7 N301), 1999.
27. SEAOC, Recommended Lateral Force Requirements and commentary (SEAOC Blue Book), Structural Engineers Association of California-Seismology Committee, USA, 1999.
28. Iai, S., Ichii, K., Sato, Y. and Liu, H., Residual Displacement of Gravity Quaywalls – parameter study through effective stress analysis, Proc. 7th U.S.-Japan workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Soil Liquefaction, Seattle, MCEER-99-0019, pp.549-563, 1999.

29. Xue, Q., Need of performance-based earthquake engineering in Taiwan: a lesson from the Chichi earthquake, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29:1609-1627, 2000.
30. FEMA 350, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, prepared by the SAC Joint Venture, a partnership of the Structural Engineers Association of California, the Applied Technology Council, and universities for Research in Earthquake Engineering; published by the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. USA, 2000.
31. FEMA 356, Prestandard and Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings, prepared by ASCE, published by the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. USA, 2000.
32. FEMA 368, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 1: Provisions. BSSC, Washington, D.C. USA, 2000.
33. IBC 2000, International Building Code 2000, International Code Council, CA, USA, 2000.
34. NCHRP, Project 12-49 Report, National Cooperative Highway Research Program, Project 12-49, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 2001.
35. MCEER, Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, NCHRP Project 12-49, MCEER Highway Project 094, Task F3-1, Buffalo, NY., 2001.
36. PIANC/International Navigation Association, Seismic Design Guidelines for Port Structures, A.A Balkema Publishers, 2001.
37. Xue, Q., A Direct Displacement-Based Seismic Design Procedure of Inelastic Structures, *Engineering Structures*, Vol. 23/11, P. 1453-1460, 2001.

38. Xue, Q., 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, 2001.
39. Xue, Q., A Reliable Capacity-Spectrum Method and Its Application in Seismic Performance Evaluation and Design, ICSSD2002, Singapore, 2002.
40. Xue, Q., 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, 2002.
41. Ichii, K., A Seismic risk Assessment Procedure for Gravity Type Quay Walls, Structural Eng./Earthquake Eng., JSCE, Vol. 19, No.2, 131s-140s, 2002.
42. IBC 2003, International Building Code 2003, International Code Council, CA, USA, 2003.
43. ATC-49, Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, ATC-49, Applied Technology Council, Redwood City, California, 2003.
44. FEMA 450, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 1: Provisions. BSSC, Washington, D.C. USA, 2003.
45. FEMA 440, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Prepared by Applied Technology Council (ATC-55 Project) for Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. USA, 2004.
46. Caltrans, Seismic Design Criteria version 1.3.
47. <http://www.dot.ca.gov/hq/esc/techpubs/manual/othermanual/other-eng-in-manual/seismic-design-criteria/sdc.html>, 2004.
48. IAEE, 13th World Conference on Earthquake Engineering.

International Association for Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004.

49. Itasca, FLAC & FLAC3D- Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 5.0, User's Guide, Itasca Consulting Group, Inc, Minneapolis, U.S.A, 2005.
50. AASHTO, Standard Design Specification for Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 2007.
51. Caltrans, Seismic Design Criteria version 1.5.
52. <http://www.dot.ca.gov/hq/esc/techpubs/manual/othermanual/other-eng-in-manual/seismic-design-criteria/sdc.html>, 2009.
53. AASHTO, Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 2009.
54. FLIP, Finite Element Analysis of Liquefaction Program , <http://www.y.sk.nilim.go.jp/flipmain.html>, 日本港灣技術研究所 [in Japanese].
55. 中華人民共和國國家標準，建築抗震設計規範 GBJ11-89，中國建築工業出版社，北京，1989。
56. 港灣技術研究所，港灣及海岸結構物設計基準，港灣研究所專刊 123 號，1997。
57. 日本港灣協會，港灣の施設の技術上の基準・同解説，運輸省港灣局監修，1999。
58. 交通技術標準規範港灣類工程設計部，港灣構造物設計基準-碼頭設計基準及說明，1999。
59. 交通部運輸研究所港灣技術研究中心，臺中港 1 至 4A 碼頭 921 地震液化災損初步調查研究，第 172 號專刊，1999。

60. 黃俊鴻、陳正興，土壤液化機率分析法之研究，國家地震工程研究中心 NCREE-99-043，1999。
61. 陳正興、黃國祥，集集地震臺中港沉箱滑移之初步分析，港灣工程耐震安全評估與災害防治研討會論文集，第 3-1~3-18 頁，2000。
62. 交通部，港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明，2000。
63. 日本土木學會，Earthquake Resistant Design Codes in Japan (英文版)，2000。
64. 臺中港務局，九二一地震臺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，2000。
65. 倪勝火、賴宏源，常用液化評估法對 921 地震案例適用性探討，921 集集大地震週年紀念學術研討會論文集，pp.233~270，2000。
66. 內政部營建署，建築物基礎構造設計規範，2001。
67. 李咸亨、吳志明、郭政彥，本土化液化評估方法之探討，集集地震土壤液化總評估研究研討會，2001。
68. 李佳翰，沉箱碼頭受震引致土壤液化之數值模擬，國立中央大學應用地質研究所，碩士論文，2001。
69. 張國鎮、黃震興、蔡孟豪、林裕淵、王元利，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，2001。
70. 羅俊雄，鐵路橋梁耐震設計可靠度分析(三) - RC 連續橋梁地震反應分析，中興工程顧問社研究報告 SEC/R-ST-01-05，2001。
71. 李賢華、薛憲文、陳桂清，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，2001。
72. 張學孔、李賢華、薛憲文、陳桂清，港灣構造物安全檢測與評估之研究(2/2)，2001。

73. 賴瑞應、王慶福、曾文傑、張道光，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.，2001。
74. 賴聖耀、李豐博、蘇吉立、陳志芳，港灣地區大地監測調查與液化防治之研究，交通部運輸研究所報告 MOTC-IOT-91-HA01-01，2002。
75. 日本道路協會，道路橋示方書同解說-耐震設計編，丸善株式會社，東京，2002。
76. 日本鐵道綜合技術研究所，鐵道構造物等設計標準同解說-耐震設計，丸善株式會社，東京，2002。
77. 薛強，地震工程性能設計法之應用(一)—單自由度橋柱及建築物之耐震性能評析與設計，財團法人中興工程顧問社專案研究報告 R-ST-02-06，臺北，2002。
78. 交通部運輸研究所，港灣構造物設計基準—耐震設計之修訂，國立中山大學執行，2002。
79. 張景鐘、呂秋水、張權，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.648-652，2002。
80. 張權，港灣結構物震害評估分析—以棧橋式碼頭為例，國立臺灣海洋大學河海工程學系，碩士論文，2002。
81. 廖文義、羅俊雄、邱世彬，位移設計法與位移反應譜分析，結構工程，第十八卷，第三期：59-75，2003。
82. 蔡克銓、翁元滔、林敏郎、陳垂欣、賴俊維、蕭博謙，實尺寸含挫屈束制支撐與鋼管混凝土柱複合構架之擬動態試驗：位移導向耐震設計與性能評估，鋼與混凝土複合構造國際研討會 (Proceedings, International Workshop on Steel and Concrete Composite Constructions)，國家地震工程研究中心，2003。

83. 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，碼頭結構物功能設計分析方法之研究，交通部運輸研究所，臺北，2004。
84. 宋裕祺、蔡益超，橋梁結構性能耐震設計，結構工程，第十九卷，第一期：41~73，2004年3月。
85. 鄧崇任、柴駿甫、廖文義、蘇晴茂、簡文郁、周德光，耐震性能設計規範研究(一)，國家地震工程研究中心 NCREE-04-015，2004。
86. 薛強、吳嘉偉，以結構變位、韌性與強度為設計標的之直接位移設計法，結構工程，第十九卷，第四期：69-85，2004。
87. 蕭江碧、葉祥海、王亭復、薛強、陳柏端、吳嘉偉、陳正忠、王茂興、辛希，建築物耐震性能設計規範架構之研究，內政部建築研究所 093301070000G3015，2004。
88. 張國鎮、劉光晏，鐵路橋梁耐震設計規範修訂草案之研究-附錄一鐵路橋梁耐震性能設計法，交通部高速鐵路工程局，2004。
89. 曾志煌、翁國和、徐順憲、李賢華、陳素惠、蕭清木、錢中弘、張勝評、余宗鴻、鍾沛穎、孫宏華、洪麗珍，港灣構造物設計基準修訂，交通部運輸研究所，2005
90. 賴瑞應、曾文傑、張道光、薛強、張景鐘、許文豪，港灣構造物功能性設計法之研究(3/3)，交通部運輸研究所，2005。
91. 賴瑞應、賴聖耀、謝明志，地震引致板樁式碼頭之變位量分析，交通部運輸研究所，2005。
92. 薛強、陳正忠、陳國慶，碼頭結構物耐震性能設計目標與分析方法，結構工程，第二十卷，第一期：95-110，2005。
93. 王仲宇、李明山，橋梁支承系統功能性設計之非線性數值分析(I)，國家地震工程研究中心 NCREE-05-028，2005。

94. 內政部營建署建築研究所編輯委員會，建築物耐震設計規範及解說，營建雜誌社，2005。
95. 薛強、陳國慶、吳嘉偉、陳正忠、石豐銘、周文陽，建築物耐震性能設計規範之研擬 子計畫一：規範與解說，內政部建築研究所 094301070000G1018，2005。
96. 薛強、陳國慶、吳嘉偉、陳正忠，建築物耐震性能設計規範之研擬 子計畫二：案例研究，內政部建築研究所 094301070000G1018，2005。
97. 交通部運輸研究所，港灣構造物設計基準修訂，2005年2月。
98. 胡道舜，臺中港區某工程護岸碼頭基礎工程相關設計及施工探討，國立中興大學土木工程學系所，碩士論文，2007。
99. 交通部，鐵路橋梁耐震設計規範，2007。
100. 鄧崇任、柴駿甫、廖文義、翁元滔、簡文郁、邱世彬、林凡茹、周德光，耐震與性能設計規範研究(三)，國家地震工程研究中心 NCREE-07-010，2007。
101. 日本港灣協會，港灣の施設の技術上の基準・同解説，運輸省港灣局監修，2007。
102. 交通部，公路橋梁耐震設計規範，2008。
103. 賴聖耀，謝明志，林雅雯，曾文傑，陳正興，黃富國，邱俊翔，港灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(1/4)，交通部運輸研究所，臺北，2008。
104. 賴聖耀，謝明志，林雅雯，曾文傑，陳正興，黃富國，邱俊翔，港灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(2/4)，交通部運輸研究所，臺北，2009。
105. 鄧崇任、柴駿甫、廖文義、翁元滔、簡文郁、邱世彬、林凡茹、

周德光，耐震性能設計規範改進先期研究（一、二），國家地震工程研究中心 NCREE-09-012，2009。

106. 張國鎮、蔡益超、宋裕祺、廖文義、柴駿甫、洪曉慧、劉光晏、吳弘明、戚樹人、陳彥豪，公路橋梁耐震評估及補強準則之研究，國家地震工程研究中心 NCREE-09-028，2009。
107. 財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心，公共工程性能設計準則之研究，行政院公共工程委員會專案研究計畫，2009。
108. 賴聖耀，謝明志，林雅雯，曾文傑，陳正興，黃富國，邱俊翔，港灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(3/4)，交通部運輸研究所，臺北，2010。
109. 賴聖耀，謝明志，林雅雯，曾文傑，陳正興，黃富國，邱俊翔，港灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(4/4)，交通部運輸研究所，臺北，2011。

## 附錄一

### 第八章公式符號說明

## 第八章公式符號說明

$a_{\max}$ ：設計地震最大地表加速度

$a_i$ ：臨界滑動加速度

$a_{design}$ ：歐洲暫時性規範之設計加速度

$A_i$ ：編號*i* 樁之斷面積

$B$ ：基礎版寬度

$\beta_i$ ：編號*i* 基樁之樁－土系統之特徵係數

$c$ ：基礎版底面以下之土壤凝聚力

$d$ ：最大水平位移(*cm*)

$d/H$ ：正規化水平位移(%)

$D_f$ ：基礎附近之最低地面至基礎版底面之深度

$D_{emb}$ ：板樁埋入深度(*m*)

$D_{p,i}$ ：編號*i* 基樁樁直徑或等效寬度

$D_y$ ：降伏位移

$D_u$ ：極限位移

$(EI)_i$ ：編號*i* 基樁的抗彎剛度

$F_s$ ：安全係數

$F_v$ ：基礎所承受之垂直力

$h_i$ ：第*i* 土層土壤之厚度

$h_L$  : 陸側地下水水位面至碼頭底部之深度(m)

$h_t$  : 陸側地下水水位以上之土層厚度(m)。

$h_s$  : 海側潮位至碼頭底部之深度(m)

$h_w$  : 殘留水深 (m)

$H_w$  : 海水潮位深度(m)

$H_i$  : 編號*i*基樁樁頭之水平力

$H_T$  : 基樁之自重所引起的地震水平力

$K_{AE}$  : 土層動態主動土壓力係數(地下水水位面上)

$K'_{AE}$  : 土層動態主動土壓力係數(地下水水位面下)

$K_{PE}$  : 土層動態被動土壓力係數(地下水水位面上)

$K_A$  : 土層靜態主動土壓力係數

$K_P$  : 土層靜態被動土壓力係數

$K_v$  : 垂直地震力係數

$K_h$  : 水平地震力係數

$k_{h,i}$  : 編號*i*基樁之橫向地層反力係數( $kg/m^3$ )

$K_e$  : 實際發生地震之有效地震係數

$K'_e$  : 修正後的地震係數

$K_l$  : 臨界地震係數

$K_{aei}$  : 第*i*土層主動土壓力係數

$K_{pei}$  : 第*i*土層被動土壓力係數

$L_N$  : 碼頭正向力  $N_p$  對碼頭趾部之力臂

$L_{WS}$  : 海側靜水壓力  $P_{WS}$  對碼頭趾部之力臂

$L_{PE}$  : 碼頭基礎埋置所提供的動態被動土壓力  $P_{PE}$  對碼頭趾部之力臂

$L_I$  : 碼頭受震水平慣性力  $K_h \cdot W$  對碼頭趾部之力臂

$L_i$  : 編號*i*基樁樁頭至假想固定點之長度

$l_i$  : 假想地表面上編號*i*基樁之樁長

$L_{AE}$  : 背填土壤之動態主動土壓力  $P_{AE}$  對碼頭趾部之力臂

$L_{WL}$  : 陸側靜水壓力  $P_{WL}$  對碼頭趾部之力臂

$L_{WES}$  : 海側動水壓力  $P_{WES}$  對碼頭趾部之力臂

$L_R$  : 拉桿或錨定鋼索之拉力  $P_R$  對碼頭趾部之力臂

$\mu_b$  : 碼頭底面與基礎接觸面之摩擦係數

$M_p$  : 被動土壓力對拉桿裝設點之抵抗力矩

$M_a$  : 主動土壓、動態水壓及殘留水壓等對拉桿裝設點之驅動力矩

$N$  : 標準貫入試驗 SPT-N 值

$N_p$  : 碼頭正向力

$P_{AE}$  : 背填土壤之動態主動土壓力

$P_{AE,i}$  : 作用於板樁牆體第*i*土層之動態主動土壓力

$P_{WL}$  : 陸側靜水壓力

$P_{WS}$  : 海側靜水壓力

$P_{WEL}$  : 陸側地下水位震盪變化之動水壓力

$P_{WES}$  : 海側潮位震盪變化之動水壓力

$P_{PE}$  : 基礎因埋置效應所提供的動態被動土壓力

$P_{PE,i}$  : 作用於板樁牆體第*i*土層之動態被動土壓力

$P_R$  : 拉桿或錨定鋼索所提供的額外抗拉力

$P_p$  : 靜態被動土壓力

$P_i$  : 編號*i*樁之軸力

$p_{DW}$  : 作用於板樁牆體之動態水壓力

$P_{DW}$  : 作用於板樁牆體之動態水壓力合力

$p_{RW}$  : 殘留水壓力

$P_{RW}$  : 殘留水壓之合力

$q_u$  : 淺基礎極限承载力

$r$  : 歐洲暫時性規範中的折減係數

$\gamma_w$  : 海水之單位重  $1.03t/m^3$

$\gamma'$  : 地下水位以下之土壤有效單位重，約為  $1t/m^3$

$\gamma_i$  : 地下水位以上之土壤單位重，約為  $1.8t/m^3$

$\gamma_i$  : 第*i*土層土壤之單位重

$\gamma_{sat}$  : 土壤之飽和單位重

- $\gamma_a$  : 基礎版底以上之土壤平均單位重
- $\gamma_b$  : 基礎版底以下  $B$  深度範圍內之土壤平均單位重
- $\gamma_w$  : 海水單位重
- $s$  : 沉陷量( $cm$ )
- $S.F.$  : 貫入長度安全係數
- $\sigma$  : 板樁斷面環向應力
- $\sigma_i$  : 編號  $i$  樁之斷面應力
- $\sigma_{ca}$  : 樁之軸向容許壓縮應力強度
- $\sigma_{ba}$  : 樁之容許彎曲應力強度
- $\sigma'_{ca}$  : 容許軸向壓應力
- $\psi$  : 碼頭壁面與垂直面所夾之角度(度)
- $\phi$  : 土層土壤內摩擦角(度)
- $\phi_i$  : 第  $i$  土層土壤之內摩擦角(度)
- $\delta$  : 碼頭壁面與土壤間之摩擦角(度) ; 板樁與土壤間之摩擦角
- $\theta$  : 地震合成角
- $T_e$  : 地震時極限錨碇反力
- $T_s$  : 常時極限錨碇反力
- $V_i$  : 編號  $i$  基樁之垂直力
- $V_T$  : 棧橋基樁垂直力總和

$V_y$ ：降伏強度

$V_u$ ：極限強度

$W'$ ：重力式碼頭總重減去浮力，即有效重量

$W$ ：重力式碼頭之重量

$W_g$ ：壁體每單位寬度之重量

$w_{OL}$ ：碼頭超載重

$y$ ：板樁深度

$Z_i$ ：編號 $i$ 樁之斷面係數

$\Delta U_A$ ：主動土因反覆剪力所產生之附加孔隙水壓

$\Delta U_P$ ：被動土因反覆剪力所產生之附加孔隙水壓

## 附錄二

### 期中報告審查意見處理情形表

# 交通部運輸研究所合作研究計畫（具委託性質）

## 期中 期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：H1DB006a 港灣構造物耐震性能設計架構之研究(1/4)

執行單位：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
<b>劉教授俊秀</b>		
<p>1. 報告介紹說明美、歐、日最新性能設計規範，也說明比較目前國內建築、橋梁及港灣碼頭的性能設計相關規訂，感覺港灣碼頭的性能設計相關規範似乎是拼湊國內建築與橋梁的性能設計相關規定，整個系統與邏輯似乎有待改進。建議研究單位探討是否可以直接引用INA 或日本的港灣耐震性能設計規範。</p>	<p>期中審查簡報說明似未盡詳細，以致委員認為本研究性能目標似為拼湊而成，研究團隊深表歉意並於爾後加強。針對此問題研究團隊於審查會議上已向劉教授說明：探討各國規範了解其內容與精神是研究合約要求之工作，研究團隊認為即便欲直接引用外國規範亦須探討其是否適合本國國情，因此經由各國規範的探討發現國際航海協會(INA)規範較符合目前國內其他性能規範研究之架構與精神，故會上即向劉教授說明本研究所建議之性能目標與設計邏輯近似INA 規範，但國內公共工程性能設計準則要求需納入 2500 年回歸期最大考量地震作用設計，因此本研究根據耐震性能設計理念與其他研究案所獲得之經驗，加以創立碼頭之最大考量地震的耐震設計目標，並以國內港灣地區地震危害度曲線及國內外各性能設計規範之探討加以佐證其訂立方式的合理性。</p>	<p>同意研究單位之說明及辦理情形。</p>
<p>2. 建議補充說明美、歐、日修訂性能設計規範的原因與過程，以利瞭解整個邏輯與脈絡。</p>	<p>期中報告中已於第五章 5.1.1 節與 5.2.1 節中有說明國外耐震性能設計規範之演進，後續本研究團隊將再視報告相關內容不足處做補充。</p>	<p>同意研究單位之說明及辦理情形。</p>
<p>3. 報告提到有關地震力公式的起始降伏地震力放大係數 <math>\alpha</math>，目前碼頭耐震性能設計的公式是參考建築物的係數來訂定，但因建築物結構靜不定度較碼頭</p>	<p>由於重力式碼頭之受震行為近似剛體運動，因此分析時多採用震度法考慮地表加速度直接作用下的結構反應，目前國內規範亦已採用相同方法作重力式碼頭分析，僅棧橋式碼頭之</p>	<p>同意研究單位之說明及辦理情形。</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>結構高，故研究單位建議比照橋梁結構較佳。但碼頭結構系統重力式與棧橋式碼頭結構系統差異很大，建議應針對碼頭不同類型作調整訂定。</p>	<p>地震力計算會考慮韌性折減，而本研究建議修正的是韌性結構地震力公式分母之係數 1.4 變為 1.2，此係數是反映結構降伏後至極限強度之間的強度提升比例，其提升比例與結構靜不定度相關，報告中有將修正前後之公式完整列出，基本上 <math>\alpha</math> 與 R 值以及重力式碼頭地震力公式皆保持與現行規範相同，且現行規範即已針對不同形式碼頭訂定不同之公式。</p>	
<p>4. 建議未來若規範研訂完成後，應與目前設計規範流程與設計震度比較探討，以利工程師瞭解差異。</p>	<p>感謝委員指導，未來若規範研訂完成後，將進行新舊規範之設計流程與設計震度比較探討。</p>	<p>同意研究單位之說明及辦理情形。</p>
<p><b>陳教授正興</b></p>		
<p>1. 本研究報告屬第一年計畫之期中報告，報告內容完整，架構清晰，已完成期中進度之預定工作項目，符合要求。</p>	<p>感謝委員肯定。</p>	<p>同意。</p>
<p>2. 報告對文獻回顧方面相當完整，可作為往後訂定性能規範的參考。惟港灣構造物之結構特性與一般建築物或橋梁不盡相同，建議參考規範應盡量採用國際航海協會與日本港灣設施規範較宜。</p>	<p>感謝委員指導，後續研究方向將朝委員所提建議。</p>	<p>同意研究單位之辦理情形。</p>
<p>3. 針對本研究所建議之耐震性能目標與現行規範比較（圖 6.6），顯見所建議之架構具有較大之彈性，惟對於三級地震及四級性能目標之分類似乎較多，建議宜由港研中心邀集各相關單位與顧問業者舉行座談會，探討適宜性，以利後續實質規範之制定工作。</p>	<p>本研究計劃分為四年期，目前性能目標為第一期研究後所提之建議，後續若進入規範實質制定研究時，必將辦理專家座談會探討適宜性。</p>	<p>同意研究單位之說明及辦理情形。</p>
<p>4. 今年（2011）日本東北大地震時，港灣碼頭與堤防等損壞非常嚴重，其中土壤液化為損壞之主要因素之一，建議本研究</p>	<p>感謝委員提供寶貴建議。本研究所提性能架構中擬定以「不可發生液化」為單一目標，此於期中報告繳出後，再行自我檢視時發現該敘述並未適</p>	<p>同意研究單位之說明及辦理情形。</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>可蒐集此次地震之相關資料作為研擬規範之參考。另對於大地震（例如 2500 年回歸期地震）作用下，土壤液化似乎不可免，而本研究所提性能架構中擬定以「不可發生液化」為單一目標，此目標是否合宜可行應舉辦座談會取得共識，以利後續實質規範之制定工作。</p>	<p>切說明本研究團隊之想法，因此於期中簡報時說明改為「不可因土壤液化而造成應有性能喪失」，當然此目標是否合宜，仍應於未來舉辦專家座談會取得共識。</p>	
<p><b>謝科長明志</b></p>		
<p>1. 報告資料收集國內外各項相關規範，分析條理分明，作業用心值得肯定。</p>	<p>感謝科長嘉許。</p>	<p>同意。</p>
<p>2. 報告 P4-5 頁 4.2.1 節第一、三、四行「橋梁」一詞，宜改為「港灣構造物」較為適宜。</p>	<p>遵照辦理修正。</p>	<p>同意。</p>
<p>3. 成本經濟考量（新舊方法之差異），是否須納入。</p>	<p>在設計工程師的角度來看影響碼頭建造成本之因素甚多，建造成本可能因所採用的抗震策略、結構系統、業主要求的功能等等而定，並不一定完全由設計地震力控制，但本研究後續將會針對新舊方法之設計地震力公式所算得之加速度係數做差異比較探討，未來讀者或工程師可依此資料並結合其自身其他設計要求來估計建造成本之差異。</p>	<p>同意研究單位之說明及辦理情形。</p>
<p><b>林助理研究員玲煥</b></p>		
<p>1. 建議應以防災觀點，探討各港應設置多少座的 S 級碼頭，並對性能設計的工程造價與傳統設計的造價做經濟性評估與探討。</p>	<p>建議探討各港應設置多少座的 S 級碼頭之研究工作應於更上位之研究計畫作探討。另外，在設計工程師的較度來看影響碼頭建造成本之因素甚多，建造成本可能因所採用的抗震策略、結構系統、業主要求的功能等等而定，並不一定完全由設計地震力控制，但本研究後續將會針對新舊方法之設計地震力公式所算得之加速度係數做差異比較探討，未來讀者或工程師可依此資料並結合其自身其他</p>	<p>同意研究單位之說明及辦理情形。</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
	設計要求來估計建造成本之差異。	
<b>主辦單位意見</b>		
1. 報告第 4-11 頁水體作用力部份，有關考慮曳力作用時，結構運動之控制方程式變為非線性，較不易求解。建議補充考慮曳力作用對結構的反應的影響，及不考慮曳力作用對結構設計是否有較保守的設計結果之相關論述。	遵照辦理修正。	同意。
2. 報告第 5-4 頁第 2 點，安全性評估用地震等級：橋梁使用期間的超越機率較「高」，請確認是否應改為較「低」。	遵照辦理修正。	同意。
3. 第 5-9 頁表 5-4 中的 A、B、C、D 建議註解說明；第 5-14 頁 3. 工址可建性建議先說明何謂 SDC，或者將第 5-18 頁的耐震設計種類的說明先調整到前面小節以利瞭解相關符號之意義。	遵照辦理修正。	同意。
4. 第 5-68 頁表 5-37 碼頭結構分析方法，為何碼頭種類將沉箱式碼頭單獨分類，因其分析方法與重力式碼頭相同，是否有必要單獨分類，是否可將其歸類為重力式碼頭。	該表資料係回顧 INA 規範內容，但翻譯上有誤，經查其應為鋼板圓筒式碼頭，INA 之分析方法與重力式碼頭相同，因此類碼頭未在本研究計畫之三大種類碼頭範圍內，故後續將會對該表進行修正。	同意研究單位之說明及辦理情形。

## 附錄三

### 期末報告審查意見處理情形表

# 交通部運輸研究所合作研究計畫（具委託性質）

## □期中 期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：H1DB006a 港灣構造物耐震性能設計架構之研究(1/4)

執行單位：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
<b>張教授景鐘</b>		
1. 研究內容豐富完整，成果符合預期要求。	感謝委員肯定。	同意。
2. 耐震性能設計性能要求定量部份，如各類碼頭性能水準可接受標準值(Table7-1~7-6)大部份未有明確數值，有待後續研究努力補充說明。	期末報告中各類碼頭性能可接受標準係參考國際航海協會港灣構造物耐震性能設計準則，其中表格標準值註記 N/A 者原文解釋為「not applicable」，再者由國際航海協會規範附錄之設計例可知其表格 N/A 處亦未檢核仍可完成設計，因此目前期末報告對可接受標準(Table7-1~7-6)亦註明 N/A 表不予檢核，以便進行後續設計例之執行，對此本案結案報告將會再酌予加強說明，但未來若對碼頭性能標準有更新的研究將後續補充說明。	同意研究單位之說明。
3. 耐震性能驗證方法建議考量實務工程師之使用習慣和分析程式普遍性，以利後續規範推廣應用。	驗證方法規定僅針對不同性能目標之結構規定其應採用的分析理論種類，但不硬性規定所採用的分析程式，工程師可自由選擇慣用的程式；而報告中建議採兩階段設計已是較簡易的性能驗證流程，若工程師有能力進行直接位移設計法，只要符合性能可接受標準，則亦可使用。	同意研究單位之說明。
4. 建議碼頭重要等級參照 INA 分 S、A、B、C。	認同委員意見，但國內規範重要度分級名稱係經專家會議審議討論且使用已久，因此研究團隊建議於未來制定正式規範時，再召集專家座談會討論調整為佳。	同意研究單位之說明。

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
5. 建議 CH8.6 符號說明改列附錄說明。	遵照辦理修正。	同意。
<b>倪教授勝火</b>		
1. 期中報告審查委員意見及答覆應列入期末報告。	遵照辦理修正。	同意。
2. 第五章各國性能設計準則之比較表，希望將簡報內容之比較表納入報告。	遵照辦理將第五章簡報內容編排至 5.6 節中。	同意。
3. 第 5.5 節之日文抬頭應更正為本國文字。	遵照辦理修正。	同意。
4. 參考文獻最好以英文姓氏字母排列，並補遺漏文獻。	參考文獻排列係依港灣技術研究中心報告格式規定，另遺漏文獻處將於結案報告中修正。	同意研究單位之說明及辦理情形。
5. 圖形出現兩次 P5-81 及 P8-16 應更正一次即可，圖引用部份請加入文獻編號。	P5-81 的圖是參考日本規範翻譯而來，P8-16 的圖是參考國內現行港灣設計基準而來，兩者僅粉土與砂的粒徑分界不同；圖引用部份將於結案報告加入文獻編號。	同意研究單位之說明及辦理情形。
6. 表 5-48(P5-90)應全部加入國名或區域名。	遵照辦理修正。	同意。
7. 第 5.6 節之小結應仿簡報更加簡潔(或條列式)。	遵照辦理修正。	同意。
<b>林研究員雅雯</b>		
1. 期中報告審查意見處理情形表請納入報告。	遵照辦理修正。	同意。
2. 報告 P4-4 驗證方法 A、B 二種，本研究規範未來採用方法為何者或兩者皆可？	驗證方法 A 是 unlimited 驗證規定只要充足完整證明結構係滿足規範性能目標，以通過業主審查，因此驗證方法 A 指的是設計規範規定以外之驗證法，未來所有部頒性能設計規範中訂立的驗證程序皆屬驗證方法 B。	同意研究單位之說明。
3. 報告 P4-5 多一章節「土體與水體作用力」。	遵照辦理修正。	同意。
4. P5-38 請說明為何隔震橋「基礎週邊土層土壤參數為 0」。	報告中「基礎週邊土層土壤參數為 0」的上標題為「不得採用隔震橋之條件」，意指土層土壤參數為 0 之工址不可設計隔震橋。	同意研究單位之說明。

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
5. P8-71 之 8.6 符號說明是否放於附錄較為妥適。	遵照辦理修正。	同意。
6. 報告 5.5 節標題是否改為中文較為恰當。	遵照辦理修正。	同意。
7. 報告第 3 章文獻回顧是否就美、歐、日及我國規範分節撰寫，並說明其適用範圍與第四、五章對應。	報告第三章文獻回顧屬於概略性的回顧，文章採精簡說明各文獻之內容與在性能設計法沿革中的角色，因此篇幅較短不適合再分小節，故後續結案報告會以分項標題將各國文獻分開較為清楚。	同意研究單位之說明及辦理情形。
8. 簡報 P.19-22 建議納入報告。	遵照辦理將第五章簡報內容編排至 5.6 節中。	同意。
9. 「結論與後續工作」建議改為「結論與建議」。	遵照辦理修正。	同意。
<b>主辦單位意見</b>		
1. 圖 4.2 及圖 5.15 之性能要求、性能規定、性能水準、性能標準等名詞是否可統一。	圖 5.15 中之名詞係譯自日文，因此結案報告將修正圖 5.15 中之名詞翻譯同圖 4.2。	同意研究單位之說明及辦理情形。
2. P5-71 頁圖 5.17 不清楚請修正。	遵照辦理修正。	同意。
3. P6-7 頁提到本研究建議未來碼頭之中度地震以地震回歸期約為 50 年來設計，但是日本及國際航海協會的規範均以回歸期 75 年來設計，考量與國際規範接軌，建議中度地震是否也可以回歸期 75 年來設計。	本案係建議未來碼頭中度地震改以現行橋梁規範地震力公式作設計，而依據各港區地震危害度分析，橋梁中度地震力公式所算得之地震力恰為 50 年回歸期；本案針對(1)碼頭重要度應高於建築物且不低於橋梁、(2)現行以建築物 30 年回歸期地震作設計相較國際規範太低、(3)須有可用的設計地震力公式 等三項原因，建議將碼頭中度地震力公式由現行參照建築物規範改為參照橋梁規範。若由 30 年回歸期直接提昇至 75 年則其地震力公式牽涉地震危害度需詳細研究外，亦因地震力大幅提升可能導致工程經費驟增，建議宜透過專家會議決定為佳，目前本案仍建議先將設計地震力提升至橋梁等級再根據後續設計例計算結果反饋決定是否須再做調整。	同意研究單位之說明及辦理情形。

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
<p>4. 考量棧橋式碼頭結構形式及靜不定度與橋梁結構較相近，故將地震力計算公式中的起始降伏係數由 1.4 降為 1.2，理論上似乎合理，但未來執行可能會增加碼頭結構物的設計地震力，導致工程經費增加，相關影響有待未來進一步的評估。</p>	<p>地震力計算公式中 1.2 係數為極限強度與降伏強度的比值，設計地震力是否增加還需視韌性容量用到多少，性能設計法是用性能目標來決定結構韌性使用量，其應較過去強度設計法更加精確的利用結構韌性消散地震能量，因此雖然係數由 1.4 降為 1.2(提升 16.7%)，但性能設計法使用的結構韌性比較高，故設計地震力不一定會增加，而未來將可於後續計畫透過設計例探討來評估其影響量。</p>	<p>同意研究單位之說明及辦理情形。</p>
<p>5. 部份報告格式不符及錯字請再檢核。</p>	<p>遵照辦理修正。</p>	<p>同意。</p>

## 附錄四

### 期末報告簡報資料



# 港灣構造物耐震性能設計架構之研(1/4)

MOTC-IOT-100-H1DB006a

## 期末審查簡報

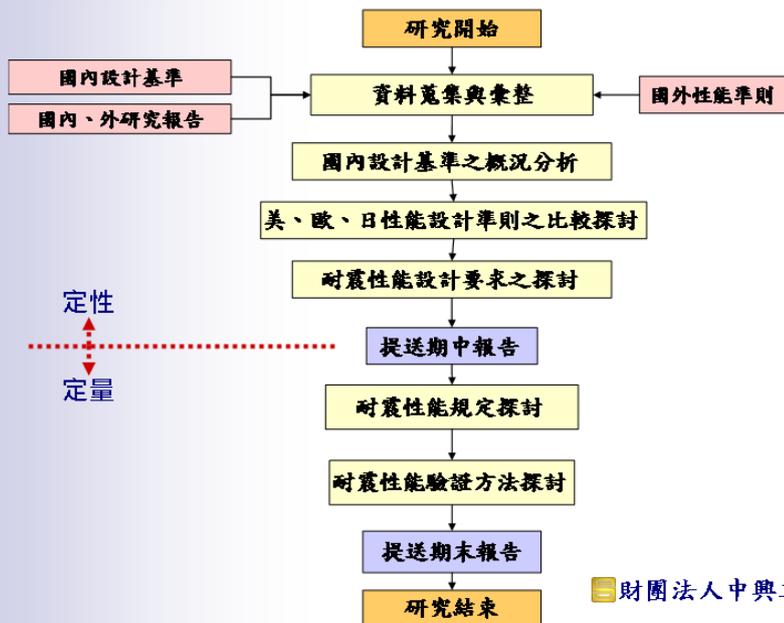
計畫主持人：張權 博士

研究團隊：財團法人中興工程顧問社

100年11月17日

財團法人中興工程顧問社

### 研究步驟



財團法人中興工程顧問社

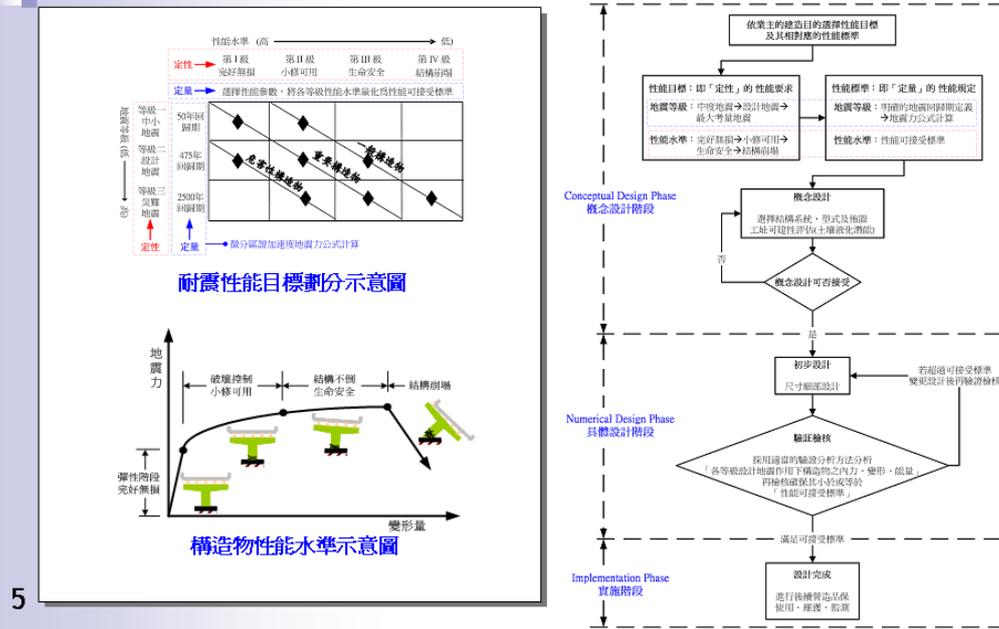
# 簡報大綱

<b>耐震性能設計法概述</b>	耐震性能設計概念 耐震性能設計規範與流程
<b>上位準則及國內設計基準</b>	公共工程性能設計準則 本國規模建築物設計基準
<b>美歐日性能設計準則比較</b>	美日鋼筋耐震性能設計規範 歐洲Eurocode性能設計準則 國際結構協會鋼筋耐震性能設計 日本建築協會鋼筋耐震性能設計 各國規範探討後小結
<b>耐震性能設計要求探討</b>	地震等級探討 性能水準與重要度 現行規範性能目標 性能目標制定建議 現行規範比較探討
<b>耐震性能規定探討</b>	重力式鋼筋性能水準標準值 鉤筋式鋼筋性能水準標準值 絲筋式鋼筋性能水準標準值 鋼筋超屈曲性能水準標準值
<b>耐震性能驗證方法探討</b>	各類驗重方法之應用時機 各類鋼筋之分析方法 鋼筋耐震性能驗證範圍

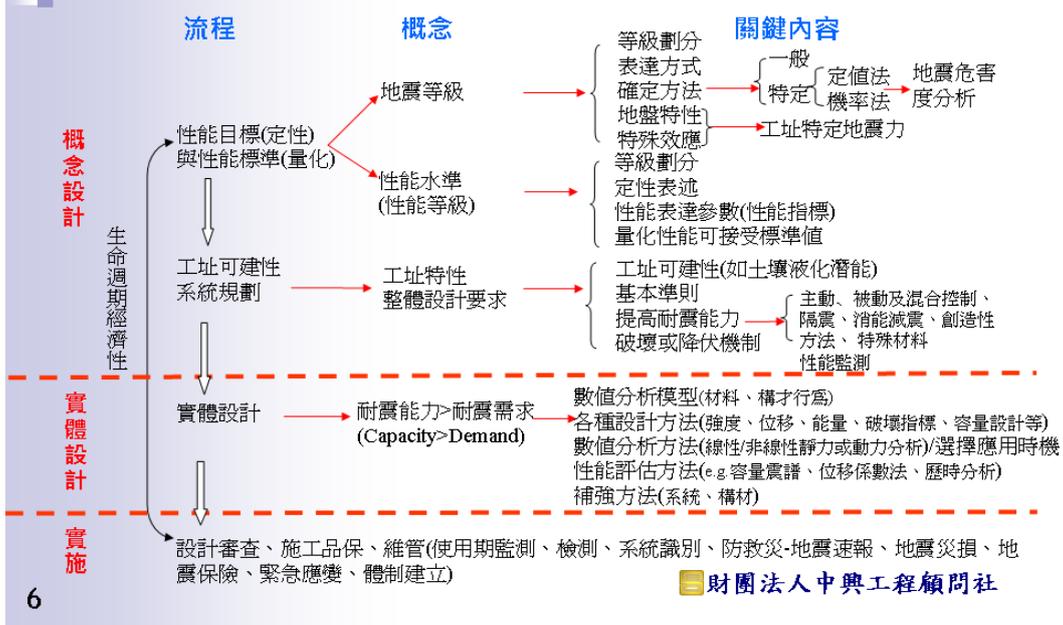
## 耐震性能設計法概述

- 上位準則及國內設計基準
- 美歐日性能設計準則比較
- 耐震性能設計要求探討
- 耐震性能規定探討
- 耐震性能驗證方法探討

# 耐震性能設計流程



# 耐震性能設計架構



# 耐震性能設計法概述

## 上位準則及國內設計基準

### 美歐日性能設計準則比較

### 耐震性能設計要求探討

### 耐震性能規定探討

### 耐震性能驗證方法探討

財團法人中興工程顧問社

# 公共工程性能設計準則 主要架構

公共工程委員會提出上位「公共工程性能設計準則」之主架構，針對下位性能設計規範之主要規定為：  
(1)應參照本總括設計規範。  
(2)應尊重相關之國際規範或準則。



財團法人中興工程顧問社

# 公共工程性能設計準則

## 下位性能設計規範架構

### 基本性能要求的階層式架構：

**目的(Objective)：**以一般用語說明社會大眾對結構物某種特定性能之最終要求，例如房屋提供人民居住，在地震發生時應足夠安全，使居住者免於傷亡；

**性能要求(Performance Requirements)：**即性能目標，說明在達成前述目的之前提下，結構物應具備之性能，例如房屋在災難地震時不致倒塌；

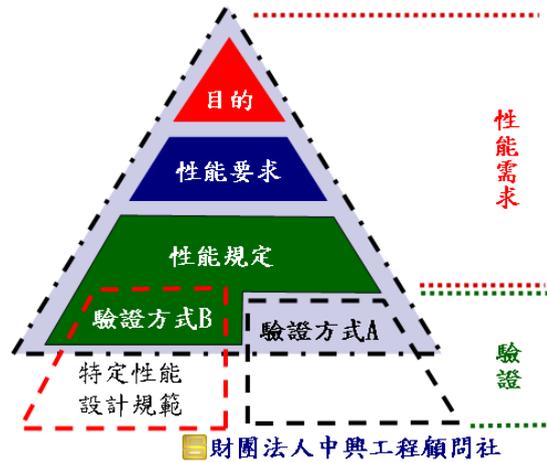
**性能規定(Performance Criteria)：**闡明達成上述性能要求所需訂立之標準。

### 驗證方式：

**驗證方式A：**在給定性能要求下，設計者需驗證其設計，並將結果呈送主管機關審核。性能準則僅針對各類構造物所需檢核之項目，提列基本公式供參考，故設計方式具有相當大之彈性。

**驗證方式B：**設計檢核時根據特定設計規範訂定的程序進行驗證。

「公共工程性能設計準則」所建議之「下位性能設計規範」架構如圖所示。其中，目的係指建造目的，性能要求即為性能目標，性能規定即為性能標準，要求以定量方式加以驗證。



9

# 公共工程性能設計準則

## 國內主要設計規範性能化之檢討

### 國內設計規範之性能化程度

- 1) 耐震設計規範雖都包含有 $3 \times 3$ 之性能目標矩陣，但在設計上仍都採用傳統之力量檢核，取三級地震力之最大值進行設計，而對三級地震水準所對應之性能目標並沒有分別進行具體量化之驗證。
- 2) 「性能水準」的描述採容許韌性容量 $R_a$ 表示，並無法完全反應結構於地震下之真實行為或損壞狀態。
- 3) 重要結構物的設計地震力採取 $I$ 值放大的作法，對應之地震危害等級不明確，據此所設計的結構物亦無法明確表達其所對應之耐震性能水準。
- 4) 在IBC 2006、FEMA 450、日本道路橋示方書中，依不同的耐震性能類別，其所允許使用的分析程序也有所不同。

### 評述與建議：

- 用單一參數指標不足以描述結構物的複雜性能，應同時要求整體韌性比與局部構件限度狀態標準。
- 可考慮將用途係數轉換於耐震性能水準的要求上面，而非用於設計地震力的放大。
- 驗證程序增加耐震性能等級與分析方法的配套措施規定，能經濟有效的進行耐震設計及檢核。

10

財團法人中興工程顧問社

# 歐洲Eurocode性能設計準則

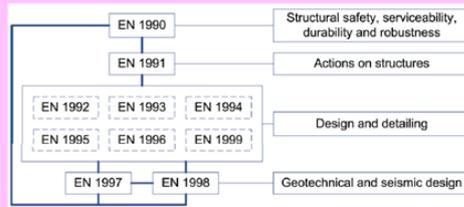
## Eurocode之規範內容

EN1990→Eurocode 為所有土木構造技術規範之基礎  
 EN1991→Eurocode 1 為規範作用在構造物之作用力  
 EN1992→Eurocode 2 為混凝土構造技術規範  
 EN1992→Eurocode 3 為鋼構造技術規範  
 EN1992→Eurocode 4 為SRC構造技術規範

EN1992→Eurocode 5 為木構造技術規範  
 EN1992→Eurocode 6 為磚構造技術規範  
 EN1992→Eurocode 7 為大地工程設計之技術規範  
 EN1992→Eurocode 8 為耐震設計之技術規範  
 EN1992→Eurocode 9 為鋁構造之技術規範

## Eurocode之規範架構

由目前歐盟規範的整體架構可清楚分辨，除Eurocode 1 為通用之技術規則，Eurocode 2~6 及 9 為構造物材料取向，Eurocode 8 針對耐震設計，包含在Eurocode 架構中之EN 1990/1999，為依照EN 1990 所對於結構體之安全性及服務性為基準，而後與EN 1991~1999 作為連結。EN 1990 中對於結構設計之設計需求及驗正方式予以定義。



## Eurocode之設計

結構物設計生命週期之定義為：結構物被需求以及被期望的使用期限，並且亦為定義需求維護時間之依據。

Design working life	Examples
10 years	Temporary structures
10 to 25 years	Replaceable structural parts
15 to 30 years	Agricultural and similar structures
50 years	Building structures and other common structures
100 years	Monumental buildings, bridges, other structures

11

# 歐洲Eurocode性能設計準則

## Eurocode之耐震設計性能目標

### ■設計地震

設計地震為475年回歸期地震，相當於使用年限50~100年之超越機率為10%~19%。

### ■性能要求

#### 極限狀態

受設計地震破壞後仍保有適當之殘餘強度，除應能確保其作為緊急輸送之機能外，亦應容易進行檢測及補強。

#### 使用狀態

對於設計使用年限內發生機率較高之地震作用下，構造物只可有輕微損傷，以及保持完整之交通機能，並可迅速修復。

### ■設計理念

#### 韌性行為之確保

- (1) 對於設計地震應有適當之韌性行為，應將撓曲產生之塑性鉸確實地誘導至適當之位置。
- (2) 應將塑性鉸誘導至容易檢測與補修之位置。
- (3) 不容許受高軸力作用之鋼筋混凝土構件產生塑鉸。

#### 抵抗特性

塑性鉸應具有適當之撓曲強度與剪力強度，對於其他所有構件，則導入容量設計(Capacity Design)之理念。

#### 容量設計(Capacity Design)

考量超額強度等因素，確實地將塑性鉸誘導至設定位置。為確實掌握結構韌性行為，應進行構件強度層級化。

12

# 本國港灣構造物設計基準

## 國內目前港灣構造物之耐震設計目標

- 中小度地震：為回歸週期約30年的地震，其50年超越機率約為80%左右，地震過後結構體維持在彈性限度內，結構體沒有任何損壞。
- 設計地震：為回歸週期475年之地震，其50年超越機率為10%左右。在此地震水平下結構物不得產生嚴重損壞，造成嚴重的人命及財產損失，且必須可以修復；具韌性材料之構造物，其結構物產生的韌性比不得超過其容許韌性容量。
- 最大考量地震：為回歸週期2500年之地震，其50年超越機率為2%左右。在此強烈地震作用下建築結構不產生崩塌，在此設計目標下韌性結構物允許使用之韌性可達到其韌性容量。在配震合動力分析的情況下，針對特殊耐震高重要性碼頭結構，其在2500年回歸期之地震作用下，最大容許破壞值不得高於上述475年回歸期地震作用之下設計水準。

地震等級		地震力計算公式
中度地震	解說：約30年回歸期	$V^* = \frac{IF_{\alpha}}{4.2\alpha_y} \left( \frac{S_{\alpha 0}}{F_{\alpha}} \right)_m W$
設計地震	475年回歸期	$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{\alpha 0}}{F_{\alpha}} \right)_m W$
最大考量地震	2500年回歸期	$V_{\max} = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{\alpha 0}}{F_{\alpha}} \right)_m W$

地震力	性能水準		
	維持原有功能	機修可修復	避免崩塌
中度地震 約30年回歸期地震	C (I=0.8) B (I=1.0) A (I=1.25) 特定(I=1.5)	-	-
475年回歸期地震	-	C (I=0.8) B (I=1.0) A (I=1.25) 特定(I=1.5)	-
2500年回歸期地震	-	特定(I=1.5)	C (I=0.8) B (I=1.0) A (I=1.25)

財團法人中興工程顧問社

13

# 本國港灣構造物設計基準

## 國內目前港灣構造物之等級及用途係數

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

財團法人中興工程顧問社

14

# 本國港灣構造物設計基準

## 國內現行規範475年回歸週期地震力下碼頭之性能限制

重力式及版樁式	壁體	傾斜角	< 3°
		正規化或法線位移量	d/H < 1.5% 或 d < 30cm
	岸肩	不均勻沉陷差	< 10cm
		與後線陸地沉陷差	< 50cm
棧橋式	鋼管基樁	容許韌性比	1.25+62.5(t/D)

### 剛性結構物

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

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

### 非剛性結構物

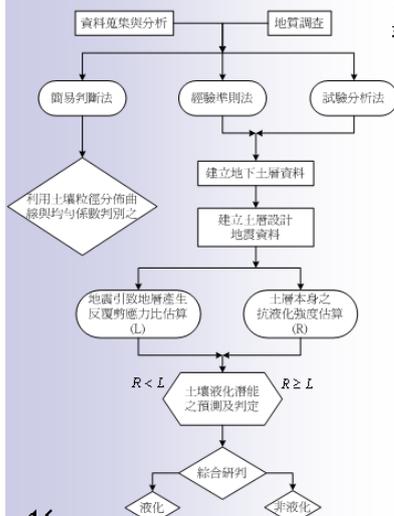
如棧橋式碼頭等，其設計地震力應考慮結構物因週期不同，而使用不同的工址設計水平譜加速度係數。此等結構物必須設計為具有韌性，因此可使用結構系統地震力折減係數  $F_u$ 。

15

財團法人中興工程顧問社

# 本國港灣構造物設計基準

## 土壤液化防治



16

地盤有液化之虞，則須進行適當之液化防治處理。一般可從地盤改良或改變港灣結構物基礎支承力方式著手。對疏鬆砂質地盤加以改良，可改變砂質土壤之動態性質，增加地盤支承力。土壤液化防治原理大致採下列二種方式：

### 1. 地盤改良

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

### 2. 採用適當基礎

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

財團法人中興工程顧問社

# 耐震性能設計法概述

## 上位準則及國內設計基準

### 美歐日性能設計準則比較

#### 耐震性能設計要求探討

#### 耐震性能規定探討

#### 耐震性能驗證方法探討

財團法人中興工程顧問社

# 美日橋梁耐震性能設計規範

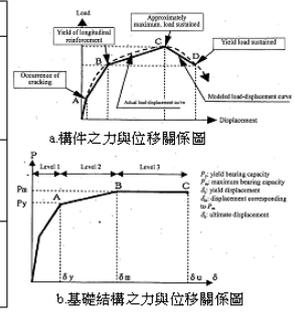
## 耐震設計性能目標與可接受標準

參考規範	地震等級	性能水準	可接受狀態與消能機制	可接受標準 (橋墩消能為例)
AASHTO (2010)	7%75 RP=1000 yrs	生命安全： 結構崩塌之機率很低，但構件破壞明顯，必須進行局部或全面性的修復才能繼續使用	除鋼上部結構允許上部結構消能以外，以下部結構消能為主，又以橋墩為主要消能構件，業主同意時，基基樁可產生塑性鉸 或 設計 Rocking Foundation，其他構件保持彈性；強調塑性鉸產生在易修復之位置。 隔震橋：上下部結構皆保持彈性，以隔震支承為消能機制。	彈性構件： 內應力 < 容許應力 消能構件： 位移需求 < 位移容量 韌性需求 < 韌性容量 依工程師設計決定橋台是否分擔地震力；分擔地震力者，背填土需設定土壤彈簧模擬，其變形所產生之位移角需小於規範限制值2%。 P-Δ、防落長度
		較高階之性能目標依業主需求訂定		
CALTRANS (2009) 限跨徑90m以下之一般性混凝土橋梁	5%50 RP=970yrs	生命安全： 允許產生須限制交通功能的重大損傷，但須避免上部結構落橋或橋柱崩塌現象	以下部結構消能為主，又以橋墩為主要消能構件。	構件最小位移韌性容量 > 3 消能構件韌性需求 < 韌性容量 系統位移需求 < 位移容量 P-Δ、防落長度

財團法人中興工程顧問社

# 美日橋梁耐震性能設計規範 性能目標 可接受標準

參考規範	地震等級	性能水準	可接受狀態與消能機制	可接受標準 (橋墩消能為例)
JRA (2002)	等級1： 使用期間 發生機率高	<b>耐震性能一：</b> 具震前機能；短期不須修復；長期宜輕微修復；防止落橋	(1)伸縮裝置不產生損傷 (2)構件保持彈性 (3)地盤的力學特性不產生變化	設計伸縮量 < 伸縮裝置的伸縮量 壓力 < 容許壓力 支承载力 < 容許支承载力 變位 < 容許變位
	等級2： 使用期間 發生機率低 強度大	<b>A類橋達耐震性能三：</b> 防止落橋，不產生致命的損害  <b>B類橋達耐震性能二：</b> 迅速恢復機能；短期可進行緊急修復；長期可進行較為容易的永久復舊；防止落橋	橋墩為主要消能構件，其水平強度開始大幅下降，基礎可發生次要的非線性行為。  同上，惟橋墩損傷須易於修復。	上部結構梁端間隙 > 設計值 內力 < 強度 橡膠支承剪應變 < 容許剪應變 橋墩韌性比 < 容許韌性比  上部結構梁端間隙 > 設計值 橡膠支承剪應變 < 容許剪應變 內力 < 強度 橋墩韌性比 < 容許韌性比 殘餘變位 < 容許殘餘變位(轉角/100)
RTRI (1999)	等級1： 5%50	<b>耐震性能I：</b> 具地震前的機能；短期不須為恢復橋梁機能而進行修復；長期宜進行輕微的修復；防止落橋。  <b>一般橋達耐震性能III：</b> 防止落橋，不產生致命的損害	(1)結構整體維持正常功能，不需修補，位移得到控制。 (2)構件基礎無破壞。	構件均在彈性範圍： 圖a之B點 圖b之A點
19	等級2： 使用期間 發生機率低 強度大	<b>重要橋達耐震性能II：</b> 迅速恢復機能；短期可進行緊急修復；長期可進行較為容易的永久復舊；防止落橋。	結構整體不倒；  結構整體震後可能需要修復，短時間內可恢復功能；	以單柱式橋柱為例： 圖a之D點 圖b之C點  以單柱式橋柱為例： 圖a之D點 圖b之B點



# 美日橋梁耐震性能設計規範 設計流程



# 美日橋梁耐震性能設計規範 分析方法

## 美國 AASHTO & CALTRANS

適用類別	跨數為2~6跨之規則型橋梁	跨數為2或2跨以上之不規則橋梁
需求分析	等值靜力分析 或 彈性動力分析	彈性動力分析
容量分析	非線性靜力側推分析	非線性靜力側推分析

註：AASHTO對採用非線性歷時分析 ( Non-linear Time History ) 只有在業主要求下才需進行，不過對於重要橋梁、幾何形狀複雜之橋梁、隔震橋梁或鄰近活動斷層之橋梁，也建議採用非線性歷時分析。

## 日本 JRA

橋梁行為特性 性能水準	行為不複雜	數部位產生塑性鉸及等 能量原理適用性未知	行為複雜	
			高振態效應顯著	塑性鉸發生之部 位不明確
耐震性能一	靜力分析	靜力分析	彈性動力分析	彈性動力分析
耐震性能二、三	靜力分析	非彈性動力分析	非彈性動力分析	非彈性動力分析

彈性動力分析：振態反應譜法、歷時分析法。非彈性動力分析：非線性歷時分析、等效線性歷時分析、等效線性反應譜法、基於側推分析之簡化歷時分析。

註：結構系統簡單、基本振態效應顯著且塑性鉸位置明確的剛構架橋，可採用非線性靜力側推分析，強調採用非線性側推分析相關方法時，一定要留意其適用性。

## 日本 RTRI

分析方法：(1)動態歷時分析法 (2)非線性反應譜法

21 方法選擇：若結構行為可以由一SDOF系統模擬，可採用非線性反應譜法；複雜結構要求用動態歷時分析法

# 美日橋梁耐震性能設計規範 技術借鏡

## ■ 為何回顧橋梁耐震性能設計規範

- 各國較早開始發展橋梁耐震性能設計，研究成果較完整，且已有正式規範頒布，其設計架構、性能目標、性能水準等規定值得參考。

## ■ 設計流程

- 初步設計：等級一地震、彈性分析設計
- 性能檢核：等級二地震、非彈性分析檢核

## ■ 分析方法

- 依結構行為特性、設計地震等級與性能水準，選擇適當的分析方法(複雜度、精確度)

# 國際航海協會碼頭耐震性能設計 性能目標

國際航海協會(INA)之港灣構造物耐震設計準則(Seismic Design Guidelines for Port Structures)將碼頭構造物依重要性分為四個等級(S,A,B,C)，設計地震力分為兩個等級(Level 1, Level 2)，而性能水準依結構損害程度及功能性喪失程度分為四個等級(Degree I, Degree II, Degree III, Degree IV)。

## 各等級耐震構造物之性能目標

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

## 構造物重要性等級

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

## 地震等級

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

- 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

## 性能水準

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

財團法人中興工程顧問社

# 國際航海協會碼頭耐震性能設計

## 土壤液化防治

定義液化潛能(安全係數)  $F_L = R_{max} / L_{max}$ ，如果  $F_L < 1.0$  時，認為

土壤可能會液化。地震應力比  $L_{max} = \tau_{max} / \sigma'_v$ ，是藉由現地反應分析來計算求得。

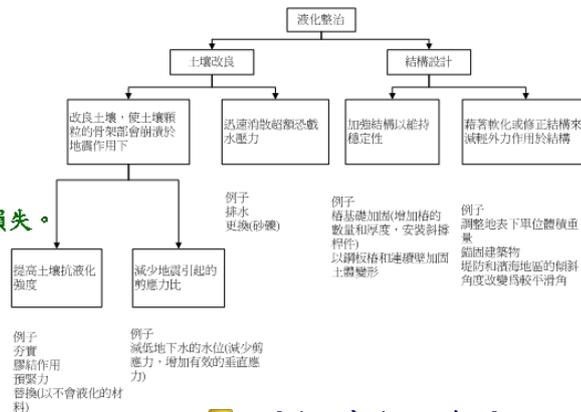
$R_{max}$  為現地抗液化能力。

$\tau_{max}$  為最大剪應力。

$\sigma'_v$  為有效圍壓。

整治方案對液化可分為兩大類：

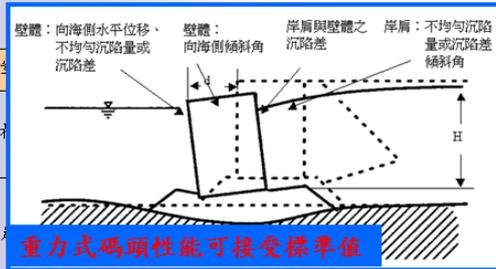
- 1) 改善土壤液化的可能性。
- 2) 改善結構設計以避免因液化造成的損失。



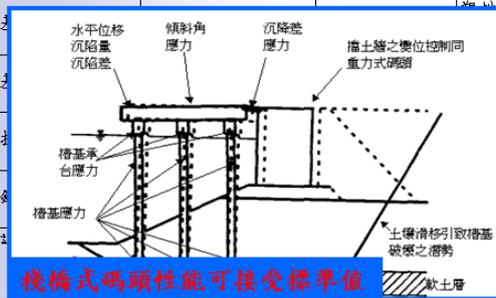
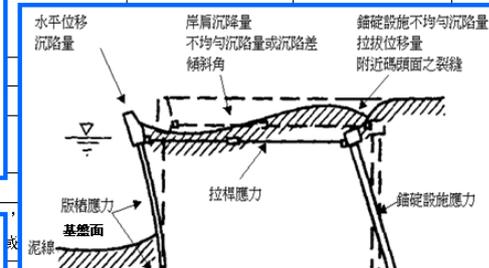
財團法人中興工程顧問社

# 國際航海協會碼頭耐震性能設計

## 性能水準標準值



級	第 III 級	第 IV 級
---	---------	--------



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
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

財團法人中興工程顧問社

25

# 國際航海協會碼頭耐震性能設計 分析方法

## INA各類分析法之應用時機

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

## INA結構分析方法彙整

碼頭種類	簡化分析	簡化動力分析	動力分析	
			結構模擬	土壤模擬
重力式碼頭	經驗或擬靜態方法 考量有或無土壤液化	滑動塊分析 利用簡化圖表的參數分析法	●有限元素法 或有限差分法	●有限元素法 或有限差分法
板樁式碼頭				
棧橋式碼頭	反應譜法	側推分析 和反應譜分析	●線性或非線性分析	●線性（等效線性）或非線性分析
起重機	反應譜法	側推分析 和反應譜分析		
防波堤	擬靜態方法	滑動塊分析	●二或三維分析	●二或三維分析

26

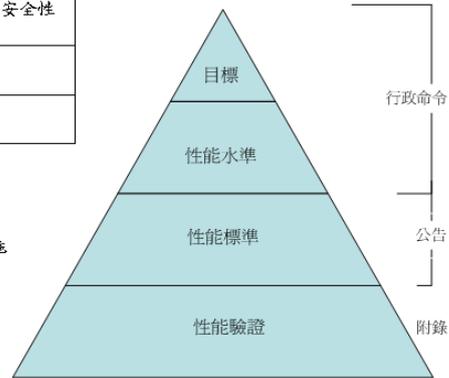
# 日本港灣協會碼頭耐震性能設計 性能目標

日本規範「港灣の施設の技術上の基準」內容提到，其性能目標及性能水準是以行政命令的方式頒布，性能標準以公告方式施行，性能驗證的部分則以附錄方式處理。

## 性能目標分類表

性能水準	服務性	可修復性	安全性
Level 1 地震	耐震強化 耐震強化以外		
Level 2 地震	耐震強化(特定緊急)	耐震強化(標準) 耐震強化(特定主要)	

## 日本港灣性能層次的定位



## 地震等級

### 等級一地震力

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

### 等級二地震力

指於設施的位置可能發生的最大規模之地震。

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

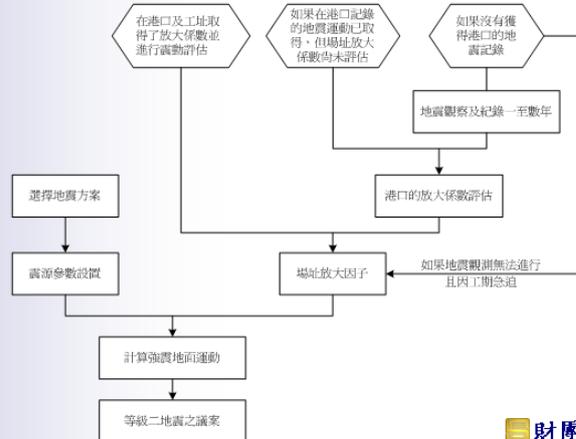
財團法人中興工程顧問社

27

# 日本港灣協會碼頭耐震性能設計

## 地震等級量化

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



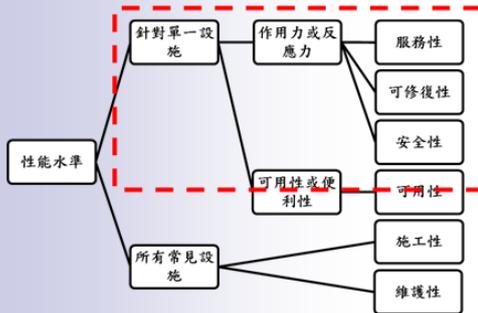
財團法人中興工程顧問社

28

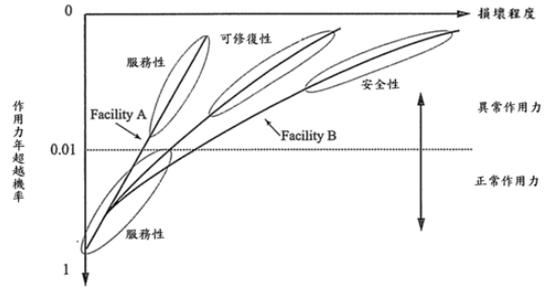
# 日本港灣協會碼頭耐震性能設計

## 耐震性能水準訂立

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



性能水準的分類



作用力年超越機率與損壞程度

財團法人中興工程顧問社

# 日本港灣協會碼頭耐震性能設計 可接受標準

設施種類 性能要求	耐震強化設施		
	特定		標準
	緊急物資運送	主要物資運送	緊急物資運送
發生等級二地震後必須維持之功能	地震後，設施須保持結構穩定，並可立即讓船舶使用以利人員的乘載及緊急物資的運送等	地震後，設施須保持結構穩定，並於短時間內可讓船舶使用以利停靠等	地震後，設施須保持結構穩定，並於一段時間後可讓船舶運送緊急物資等
性能要求	地震後必要的功能 (基本功能則不在此限)	基本的功能	地震後必要的功能 (基本功能則不在此限)
容許修復的程度	特定服務性	特定可修復性	標準可修復性
可接受標準	輕微修復	輕微修復	一定程度的修復
可接受標準	殘留變形量的限定標準值就性能觀點為保持使用機能，約為30cm~100cm和允許的殘留傾角為3°。	殘留變形量的限定標準值主要要求在預期時間內將機能復原。另為確保起重機在震後保持服務性，故可考慮將起重機安裝減震裝置，則起重機保持彈性。舉例來說，起重機腳的彈性變形範圍為70cm，減震裝置的變位極限為30cm，故起重機鐵軌相對的極限變形量為100cm。	殘留變形量的限定標準值設定，須使物資在等級二地震一段時間經勘察後可開始運送，橫向殘餘變形量約為100cm以上。

# 日本港灣協會碼頭耐震性能設計

## 重力式碼頭性能可接受標準值

■主要的作用力為土壓力、自重及等級一地震造成的碼頭滑動、傾覆或是地面基礎乘載力不足而破壞，其風險須小於或等於標準的限定值。**(可靠度標準)**

■主要作用力為等級二地震時，碼頭法線之殘留變形量須小於限定值。**(變形標準)**

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

# 日本港灣協會碼頭耐震性能設計

## 板樁式碼頭性能可接受標準值

■主要作用力為土壓力於等級一地震情況下對鋼板樁埋置長度應具有結構穩定性和控制程度，其風險必須小於或等於標準數的限定值。

■在固定作用力要滿足下列條件，其主要作用力為土壓力和等級一地震和船舶牽引力：

**A、** 錨定結構和錨地的設置應與結構類型相對應，而失去結構的穩定性的機率應等於或小於門檻等級。

**B、** 在結構的聯繫處，其聯繫構材超過降伏應力的機率應等於或小於門檻等級。

**C、** 對於結構有上部結構，上部結構的損害機率應等於或小於門檻等級。

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

■在自重為固定作用力時，鋼板樁發生滑移的失敗機率應等於或小於門檻等級。

性能要求	設計情況			驗證項目	可接受標準值
	作用力情形	主動應力	被動應力		
服務性	永久性	土壓力	<ul style="list-style-type: none"> <li>水壓力</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>必需的埋置長度</li> <li>板樁降伏</li> </ul>	自重和土壓力於必須埋置長度之失敗機率 (抗震強化設施): $P_f = 1.7 \times 10^{-4}$ (非抗震強化設施以外): $P_f = 4.0 \times 10^{-3}$
		L1 地震等級	<ul style="list-style-type: none"> <li>土壓力</li> <li>水壓力</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>必需的埋置長度</li> <li>板樁降伏</li> </ul>	設計降伏應力(碼頭的允許最大變形: $D_a = 15cm$ )
服務性 可修復性 (特定)	偶發性	L2 地震等級	<ul style="list-style-type: none"> <li>自重</li> <li>土壓力</li> <li>水壓力</li> <li>載重</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>法線的變形</li> <li>板樁降伏</li> <li>部分材料破壞</li> <li>錨定的完整性</li> <li>錨定的軸力作用</li> <li>錨定的穩定性</li> <li>上部構造斷面破壞</li> </ul>	殘留變形量的限定值 設計降伏應力 設計破壞強度 設計斷面容許量(完整性的狀態) 地震破壞失去抵抗力(拉力、壓力) 設計斷面容許量(極限狀態) 設計斷面容許量(極限狀態)
				<ul style="list-style-type: none"> <li>法線的變形</li> <li>板樁完全完整性</li> <li>部分材料破壞</li> <li>錨定的完整性</li> <li>錨定的軸力作用</li> <li>錨定的穩定性</li> <li>上部構造斷面破壞</li> </ul>	殘留變形量的限定值 完全完整性 設計破壞強度 設計斷面容許量(完整性的狀態) 地震破壞失去抵抗力(拉力、壓力) 設計斷面容許量(極限狀態) 設計斷面容許量(極限狀態)
可修復性 (標準)	偶發性	L2 地震等級	<ul style="list-style-type: none"> <li>自重</li> <li>土壓力</li> <li>水壓力</li> <li>載重</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>法線的變形</li> <li>板樁完全完整性</li> <li>部分材料破壞</li> <li>錨定的完整性</li> <li>錨定的軸力作用</li> <li>錨定的穩定性</li> <li>上部構造斷面破壞</li> </ul>	殘留變形量的限定值 完全完整性 設計破壞強度 設計斷面容許量(完整性的狀態) 地震破壞失去抵抗力(拉力、壓力) 設計斷面容許量(極限狀態) 設計斷面容許量(極限狀態)

# 日本港灣協會碼頭耐震性能設計

## 棧橋式碼頭性能可接受標準值

■要求規定基礎設施，交通和旅遊等條件，應當讓適當的船停泊，登船、離船的人和處理貨物的船隻安全順利停靠。

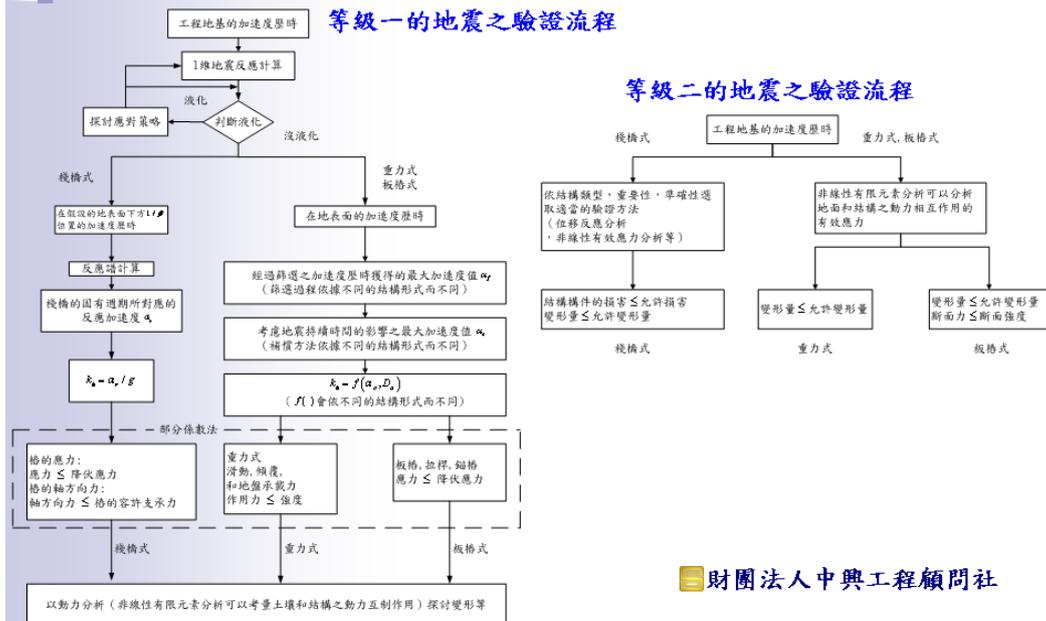
■棧橋式碼頭不應該因自重、土壓力、等級一地震、船停泊和牽引力、外加载重和其他震動造成碼頭損害而影響使用。

■除前項規定棧橋式碼頭的性能要求被歸類為耐震強化設施，由於等級二地震和其他作用力不能影響碼頭的可修復性。但由於環境、社會、經濟或其他條件，對於棧橋式碼頭的性能要求，需要進一步改進其耐震性能，要求震動破壞時，不應影響碼頭利用小型的維修工程來恢復其功能。

33

棧橋式碼頭性能可接受標準值							
性能要求	作用情形	設計情況					
		棧橋式碼頭基礎之性能可接受標準值					
		棧橋式碼頭建板之性能可接受標準值					
服務性	可變性	減浪	● 自重	● 風作用	● 船隻牽引力	說明項目	可接受標準值
服務性	可變性	作業研究量	● 風作用	● 船隻牽引力	● 自重	船軸牽引及牽引力造成破壞之機率 (耐震強化設施： $P_f=9.1 \times 10^{-4}$ ) (耐震強化設施以外： $P_f=1.9 \times 10^{-3}$ )	設計斷面抗力(橋樑板)
服務性	偶發性	L1 地震等級	● 自重	● 風作用	● 船隻牽引力	L1 地震等級造成破壞地率 (耐震強化設施： $P_f=1.3 \times 10^{-4}$ ) (標準耐震強化設施： $P_f=3.8 \times 10^{-3}$ ) (耐震強化設施以外： $P_f=1.4 \times 10^{-2}$ )	基礎停攔
		減浪	● 自重	● 風作用	● 船隻牽引力	土壤未能發揮抗力(推力及拉力)	

# 日本港灣協會碼頭耐震性能設計 分析方法



# 日本港灣協會碼頭耐震性能設計 土壤液化防治

## 土壤液化預測與判斷

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

## 土壤改良策略

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

改良的方法如下項：

- |                  |                      |
|------------------|----------------------|
| (1) 替代方法         | (2) 垂直排水法            |
| (3) 深層攪拌法        | (4) 輕質土壤處理方法         |
| (5) 高爐礦渣換填法      | (6) 預混合              |
| (7) 壓實砂格法 (砂土地基) | (8) 壓實砂格法 (粘性基底)     |
| (9) 桿壓實方法        | (10) 振動氣浮法           |
| (11) 排水法作為液化對策工程 | (12) 井點法             |
| (13) 表層土壤穩定方法    | (14) 化學灌漿土壤改良法       |
| (15) 氣動流攪拌法      | (16) 固化劑作用於主動土壓力土工材料 |

# 各國規範探討後小結

規範名稱	等級一地震	等級二地震	等級三地震
AASHTO 2009	無	975年回歸期地震	無
Caltrans 2010	無	975年回歸期地震	無
日本JRA 2002	使用期間發生機率高之地震	使用期間發生機率低強度大之地震 (1)遠域 (2)近斷層	無
日本RTRI 1999	50年回歸期地震	使用期間發生機率低強度大之地震 (1)遠域 (2)近斷層	無
日本建築基準法	目前國內港灣構造物設計基準之地震等級規定與建築耐震規範相同		
建築物耐震設計規範 2006	約30年回歸期 等級二地震之1/4.2	475年回歸期地震	2500年 回歸期地震
橋梁耐震設計規範 2008	超越機率不明 等級二地震之1/3.25	475年回歸期地震	2500年 回歸期地震
日本港灣構造物設計 基準 2009	75年回歸期地震	危害度分析所得之可能發生最大規模的地震	無
國際海洋協會INA 2001	75年回歸期地震	475年回歸期地震	無

# 各國規範探討後小結

- 同樣具有中度地震保持彈性不需修復的性能目標，但國外規範多以75年回歸期地震等級做設計  
而國內港灣設計基準則採用「建築物耐震設計規範」之中小地震力做設計，該中度地震之回歸期約為30年，定義為475年回歸期地震的1/4.2。
- 碼頭結構對國家社會之重要性應高於建築結構  
日本之建築與橋梁皆以50年回歸期地震作為等級一設計地震，碼頭則採用75年回歸期地震，表現出上述結論。
- 構造物性能設計需考慮2500年回歸期地震為最大考量地震  
國內建築、橋梁耐震設計規範採用三等級地震由來已久，且上位準則「公共工程性能設計準則」中亦明確指出。
- 地震力折減1.4倍是由於建築物的靜不定度較高，碼頭應不適合  
由建築物地震力計算公式可知，將地震力折減1.4倍是由於建築物的靜不定度較高，因此在碼頭結構之靜不定度明顯較建築物為低的情況下，採用建築物之地震力計算公式，可能有低估設計地震力之虞，碼頭結構系統應與橋梁結構較為相近，理應參考橋梁耐震設計規範之設計地震力作修訂。
- 碼頭結構物之重要度分類較多，因此性能水準訂立應採4等級  
性能水準的訂定方面，各國規範多採三個性能水準，但相較其他種類構造物而言，碼頭結構物之重要度分類較多，因此性能水準訂立有增加至四個的必要，如國際航海協會之規範即採四個性能水準。
- 特定級碼頭需要更高的性能水準  
特定級碼頭係需維持災後物資運輸與人員疏散，以及幫助災後救援或重建，因此不同於其他結構。

37

耐震性能設計法概述

上位準則及國內設計基準

美歐日性能設計準則比較

耐震性能設計要求探討

耐震性能規定探討

耐震性能驗證方法探討

財團法人中興工程顧問社

# 本案建議之耐震性能目標 地震等級探討

國內建築及橋梁之中度地震所對應的回歸期概略值

中度地震等級	建築 1×475 年地震/4.2	橋梁 1×475 年地震/3.25
約 15 年回歸期	0.8×475 年/4.2=475 年/5.25	-
約 30 年回歸期	1.0×475 年/4.2=475 年/4.2	0.8×475 年/3.25=475 年/4.06
約 50 年回歸期	1.25×475 年/4.2=475 年/3.36	1.0×475 年/3.25=475 年/3.25
約 75 年回歸期	1.5×475 年/4.2=475 年/2.8	1.25×475 年/3.25=475 年/2.6
約 100 年回歸期	-	1.5×475 年/3.25=475 年/2.17

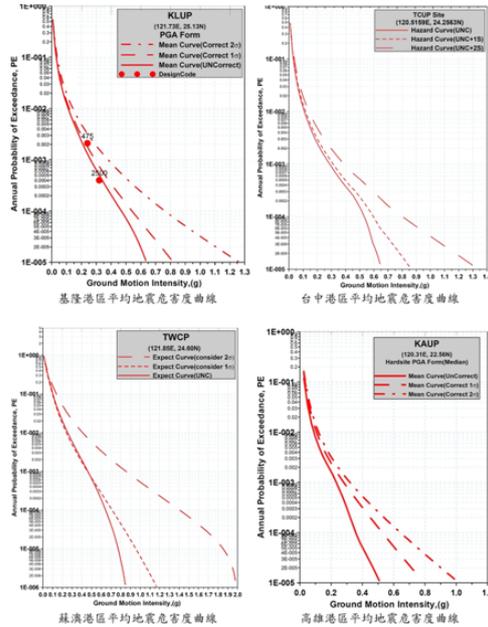
建築耐震設計	地震力計算公式	橋梁耐震設計	地震力計算公式
約 30 年回歸期:	$V = \frac{F}{4.2} \left( \frac{S_{aw}}{F_o} \right) W$	約 50 年回歸期:	$V = \frac{F}{3.25} W$
475 年回歸期:	$V = \frac{F}{1.4} \left( \frac{S_{aw}}{F_o} \right) W$	475 年回歸期:	$V = \frac{F}{1.25} \left( \frac{S_{aw}}{F_o} \right) W$
2500 年回歸期:	$V = \frac{F}{1.4} \left( \frac{S_{aw}}{F_{aw}} \right) W$	2500 年回歸期:	$V = \frac{F}{1.25} \left( \frac{S_{aw}}{F_{aw}} \right) W$

現行國內港灣構造物設計基準設計地震力公式與建築物耐震設計相同(中度地震力亦相同)

設計地震力公式應改為與橋梁規範相近  
不應使用建築物耐震規範

(理由:碼頭結構形式與靜不定度與橋梁工程較相近 主要:1.4→1.2)

39



# 本案建議之耐震性能目標 性能水準與重要度

本研究依各國性能規範之慣例,從構造物之「使用性」、「修復性」、「安全性」三方面考量,並參考國內現行「港灣構造物設計基準」之性能水準定義,建議出未來國內港灣碼頭耐震性能設計之性能水準。

## 耐震性能水準定性規定之建議

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

## 各重要度等級之碼頭特性

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

40

第I、III、IV等級性能水準亦恰符合現行「港灣構造物設計基準」設計目標中三等級地震所各別對應的性能要求

## 地震等級

依據國內「公共工程性能設計準則」草案中之三等級地震力訂立方式,本研究建議港灣碼頭之三等級地震力定義如下:

### 中度地震:

為一般過地震,其強度計算上:

建築耐震規範為475年回歸期地震除以4.2,對應回歸期的30年。  
橋梁耐震規範為475年回歸期地震除以3.25,對應回歸期的50年。

### 475年回歸期地震:

為一偶過地震,其50年超越機率為10%。

### 2500年回歸期地震:

為一罕過地震,其50年超越機率為2%。

財團法人中興工程顧問社

# 本案建議之耐震性能目標 現行規範性能目標

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

## 1. 中度地震：

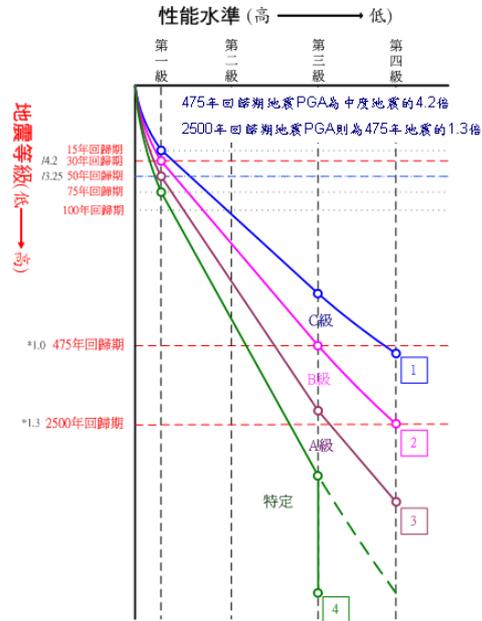
因為結構在此使用年月中遭遇中小度地震的機率甚高，因此要求結構物在此地震水平下結構物維持在彈性限度內，地震

國內現行港灣構造物設計基準之性能目標

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

設計目標係在此強烈地震下結構物不至產生崩塌，在此設計目標下之韌性結構物允許其韌性容量用盡。在配合動力分析的情況下，針對特殊耐震與高重要性碼頭結構，其在 2500 年回歸期之地震作用下，最大容許破壞值不得高於上述 475 年回歸期地震作用下之設計水準。

41



# 本案建議之耐震性能目標 性能目標制定建議

- B級碼頭為一個標準碼頭，因此可依原規範賦予B級碼頭之性能目標為基準(由B級碼頭之用途係數為1.0可知)
- 475年回歸期地震為主要設計地震，在此等級地震作用下，4種重要度碼頭將按重要度依序對應4種等級之性能水準。
  1. 規範應對在震後維持使用功能以利救災，定為「特定級」耐震強化碼頭，性能目標要求在475年回歸期地震力作用下應滿足第I級性能水準；
  2. 以上各項影響較小但破壞後難以修復者，則定為「A級」碼頭，在475年回歸期地震力作用下應滿足第II級性能水準；
  3. 一般性碼頭者為B級碼頭，在475年回歸期地震力作用下應滿足第III級性能水準；
  4. 小型且修復較容易或臨時結構，定為C級碼頭，在475年回歸期地震力作用下應滿足第IV級性能水準。

■ 特定級碼頭已要求在475年地震下保持彈性不需再檢核中度地震

■ A級碼頭之受震反應更需小於80%的降伏變形

■ 本研究建議不同於日本與INA規範，須增加2500年回歸期最大考量地震所對應的性能水準，以滿足現行規範要求A、B級碼頭在2500年回歸期地震作用時應不會發生倒塌，而「特定級」碼頭之損壞更不可高於475年回歸期地震作用下之性能水準，使其在災難地震後仍具有修復機會。

建議之碼頭所對應的耐震性能目標

地震等級	性能水準			
	第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
中度地震	A 級	C 級	-	-
	小於 80% 降伏反應 B 級			
475 年回歸期地震	特定級	A 級	B 級	C 級
2500 年回歸期地震	-	特定級	A 級	B 級

42

# 本案建議之耐震性能目標

## 性能目標制定建議

- B級碼頭為一個標準碼頭，因此可依原規範賦予B級碼頭之性能目標為基準(由B級碼頭之用途係數為1.0可知)
- 475年回歸期地震為主要設計地震，在此等級地震作用下，4種重要度碼頭將按重要度依序對應4種等級之性能水準。
  1. 規範應對在震後維持使用功能以利救災，定為「特定級」耐震強化碼頭，性能目標要求在475年回歸期地震力作用下應滿足第I級性能水準；
  2. 以上各項影響較小但破壞後難以修復者，則定為「A級」碼頭，在475年回歸期地震力作用下應滿足第II級性能水準；
  3. 一般性碼頭者為B級碼頭，在475年回歸期地震力作用下應滿足第III級性能水準；
  4. 小型且修復較容易或臨時結構，定為C級碼頭，在475年回歸期地震力作用下應滿足第IV級性能水準。
- 特定級碼頭已要求在475年地震下保持彈性不需再檢核中度地震
- A級碼頭之受震反應更需小於80%的降伏變形

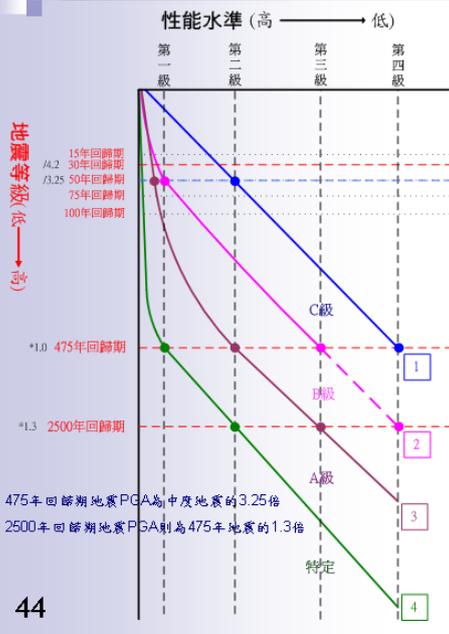
建議之碼頭所對應的耐震性能目標

地震等級	性能水準			
	第I級	第II級	第III級	第IV級
中度地震	A級	C級	-	-
	小於80%降伏反應 B級			
475年回歸期地震	特定級	A級	B級	C級
2500年回歸期地震	-	特定級	A級	B級

- 本研究建議之性能目標不同於日本與INA規範，須增加2500年回歸期最大考量地震所對應的性能水準來規定「特定級」、「A級」與「B級」的碼頭性能，以滿足現行規範要求A、B級碼頭在2500年回歸期地震作用時應不會發生倒塌，而「特定級」碼頭之損壞更不可高於475年回歸期地震作用下之性能水準，使其在災難地震後仍具有修復機會。

# 本案建議之耐震性能目標

## 性能目標制定建議



建議之碼頭所對應的耐震性能目標

地震等級	性能水準			
	第I級	第II級	第III級	第IV級
中度地震	A級	C級	-	-
	小於80%降伏反應 B級			
475年回歸期地震	特定級	A級	B級	C級
2500年回歸期地震	-	特定級	A級	B級

日本 2009 年設計基準

地震力	性能水準		
	服務性	可修復性	安全性
Level 1 地震 75年回歸期	耐震強化 非耐震強化		
Level 2 地震 地震危害度分析	耐震強化(特定緊急)	耐震強化(標準) 耐震強化(特定主要)	

INA 港灣構造物之性能目標

地震力	性能水準			
	第I級	第II級	第III級	第IV級
75年回歸期地震	S級(特定)、A級、B級	C級		
475年回歸期地震	S級(特定)	A級	B級	C級

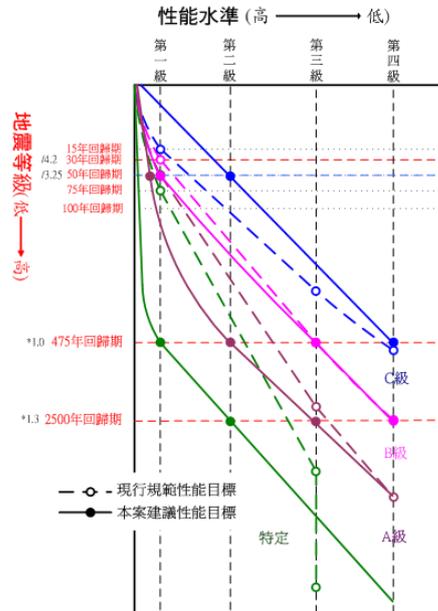
土壤液化防治目標：「不可因土壤液化而造成應有性能喪失」

# 本案建議之耐震性能目標 現行規範比較探討

本研究將「建議的港灣碼頭耐震性能目標區域圖」與「現行規範的耐震性能目標區域圖」兩者進行套繪比較，差異處條列如下：

- 基本上建議的**性能目標涵蓋範圍**比現行規範大，因此工程師進行碼頭設計時將更具彈性。
- C級碼頭**的性能目標與現行規範比較稍不保守，但可明確掌握結構性能並具經濟性，加以突顯 C 級碼頭適用於小規模結構物復舊作業容易者或臨時結構之特性。
- 特定級碼頭**性能目標比現行規範保守許多，但與國際航海協會 INA 及日本規範之性能要求相同，以突顯設置耐震強化碼頭之概念。
- A級碼頭**與**B級碼頭**之建議性能目標，除中度地震回歸期稍調高外，其餘性能目標皆與現行規範相近，A 級碼頭性能目標曲線雖然看起來差異較大，但是從第 I、III、VI 級性能水準的地震力強度來比較，事實上是接近的，由於現行規範並無定義第 II 級性能水準所對應的地震等級強度，因此本研究簡單假設為線性，故與建議之性能目標差異較大。

45



## 耐震性能設計法概述

## 上位準則及國內設計基準

## 美歐日性能設計準則比較

## 耐震性能設計要求探討

## 耐震性能規定探討

## 耐震性能驗證方法探討

財團法人中興工程顧問社

# 耐震性能規定探討 前言

- 國際航海協會規範之架構與我國耐震性能設計之相關規範及研究一致，因此本研究耐震性能目標最後建議參照國際航海協會規範，再因應公共工程性能設計準則之規定，增加最大考量地震(2500年回歸期)等級，並以國內港區地震危害度資料進行研討，修正為本土化之碼頭耐震性能設計目標。
- 期中審查時委員等專家學者亦指出，性能規定應慎選最適合本國之成熟規範做為藍本為佳，而國際航海協會之港灣構造物耐震設計準則為一國際性規範，為各先進國家所依循，有鑑於此，本節將以所建議的性能目標為基礎，針對三種主要型式之碼頭，依使用性及安全性，詳細說明國際航海協會對於耐震性能水準標準值之規定及使用方式。
- 不同貨種之碼頭由於使用之裝卸方法與裝卸機具相異，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，目前國內貨櫃運輸佔物資輸送相當大的比例，因此起重機的耐震性能亦相當重要，而本章亦將說明起重機耐震性能水準標準值的規定。

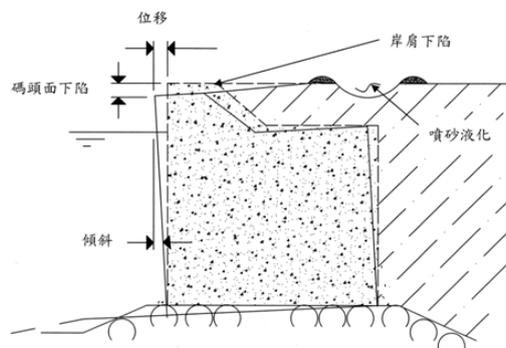
47

財團法人中興工程顧問社

# 耐震性能規定探討 重力式碼頭

## 碼頭破壞模式

- 重力式碼頭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，依照傳統耐震設計規範設計的此類碼頭，常見破壞型式為：向海側之位移(滑動)、沉陷與傾倒，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，較易發生較大的向海側之位移、傾倒以及沉陷。值得注意的是：土壤液化可能是導致重力式碼頭破壞的原因之一。

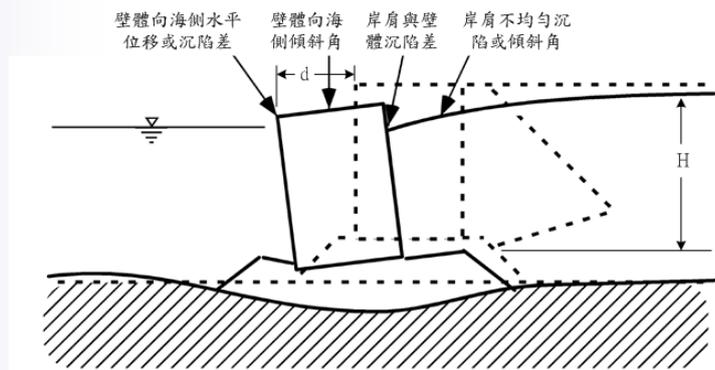


48

# 耐震性能規定探討 重力式碼頭

## 碼頭性能參數

- [INA 2001]，壁體相關參數為：向海側之水平位移或正規化水平位移(=水平位移 $d$ /壁體高度 $H$ )、向海側不均勻沉陷量或沉陷量差(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。



49

# 耐震性能規定探討 重力式碼頭

## 性能水準標準值

- 參考第六章之性能目標，依碼頭之重要度等級，其三等級地震力對應不同的性能水準，再對照下表得到各性能水準所對應之可接受標準值，經由結構分析所得之構造物反應檢核其是否符合標準值。基本上第I級性能水準多用以檢核結構物使用性，因此壁體傾角及岸肩沉陷量皆有所限定，以避免中小地震侵襲時造成碼頭營運中斷，而第II級性能水準以上的破壞程度皆必須進行修復後方能恢復營運，且岸肩沉陷修復較為容易，因此原則上岸肩傾角及沉陷量不進行檢核，僅針對壁體分析其受震後剛體運動所產生的正規化位移及傾斜角是否滿足相應性能水準之可接受標準值。

參數		性能水準				
		第I級	第II級	第III級	第IV級	
殘餘變位	壁體	正規化水平位移 $d/H$	$<1.5\%$ 或 $d < 30\text{cm}$	1.5%~5%	5%~10%	$>10\%$
		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	3cm~10cm	N/A	N/A	N/A
		岸肩與後緣陸地之沉陷差	30cm~70cm	N/A	N/A	N/A
		向海側傾斜角	$<2^\circ \sim 3^\circ$	N/A	N/A	N/A

註：d為壁頂的殘餘水平變位

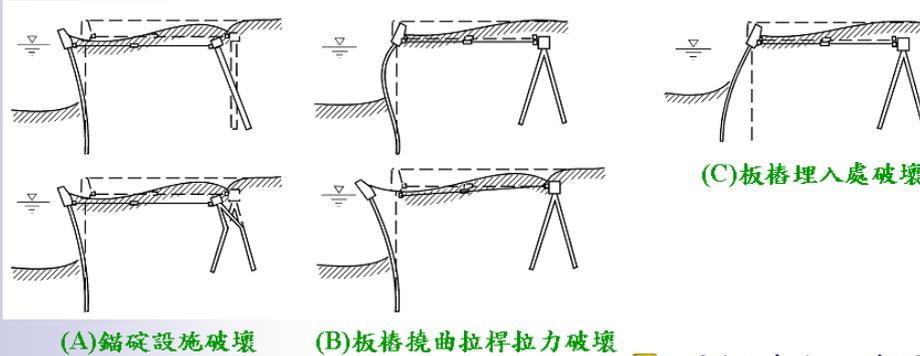
財團法人中興工程顧問社

50

# 耐震性能規定探討 板樁式碼頭

## 碼頭破壞模式

- 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，或拉桿拉力破壞，或使錨碇設施失去作用導致板樁與錨碇設施向海側傾倒或移動，根據以往板樁式碼頭的震害案例中，可概略歸納出板樁式碼頭受地震力作用下可能的破壞模式如下圖。



51

財團法人中興工程顧問社

# 耐震性能規定探討 板樁式碼頭

## 碼頭性能參數

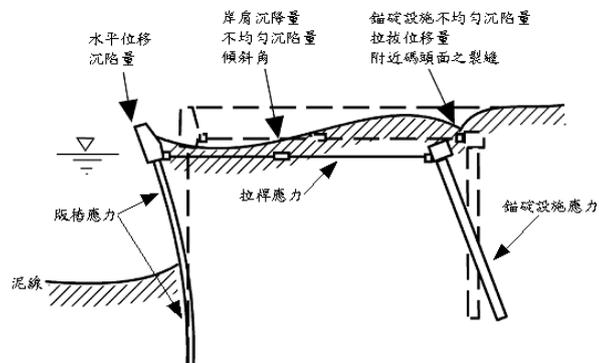
- 根據板樁式碼頭結構可能的破壞模式，可利用板樁碼頭結構系統之位移或應力狀態作為判斷其損害等級之指標參數，如下所列：

### 1. 以位移為評估參數：

- 板樁牆之水平向位移、沉陷、與傾斜
- 岸肩之沉陷、差異沉陷、與傾斜
- 錨碇設施處之差異沉陷、地表開裂、與受拉產生之位移

### 2. 以應力狀態為評估參數：

- 板樁之應力狀態（基盤面以上或以下）
- 拉桿之張力（包含接頭）
- 錨碇設施之應力狀態



52

財團法人中興工程顧問社

# 耐震性能規定探討 板樁式碼頭

## 性能水準標準值

- 國際航海協會[INA 2001]所頒布之港灣結構物耐震設計準則中，亦將第各等級性能以性能參數之可接受標準值加以限定，如下表，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進行設計。

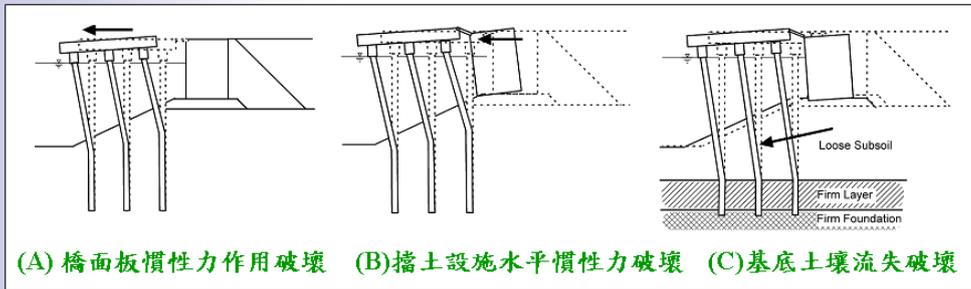
性能水準		第I級	第II級	第III級	第IV級	
參數						
殘餘變位	板樁變位	正規化水平位移d/H	<1.5% 或d<30cm	N/A	N/A	N/A
		向海側傾斜角	<3°	N/A	N/A	N/A
	岸肩變位	岸肩沉陷量	3cm~10cm	N/A	N/A	N/A
		岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm	N/A	N/A	N/A
		向海側傾斜角	<2°-3°	N/A	N/A	N/A
最大反應下應力或應變	基盤面以上板樁	彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限	塑性，不超過韌性容量或應變極限	塑性，超過韌性容量或應變極限	
	基盤面以下板樁	彈性	彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限	塑性，超過韌性容量或應變極限	
	拉桿	彈性	彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限	塑性，超過韌性容量或應變極限	
	錨碇設施	彈性	彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限	塑性，超過韌性容量或應變極限	

53

# 耐震性能規定探討 棧橋式碼頭

## 碼頭破壞模式

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



(A) 橋面板慣性力作用破壞 (B) 擋土設施水平慣性力破壞 (C) 基底土壤流失破壞

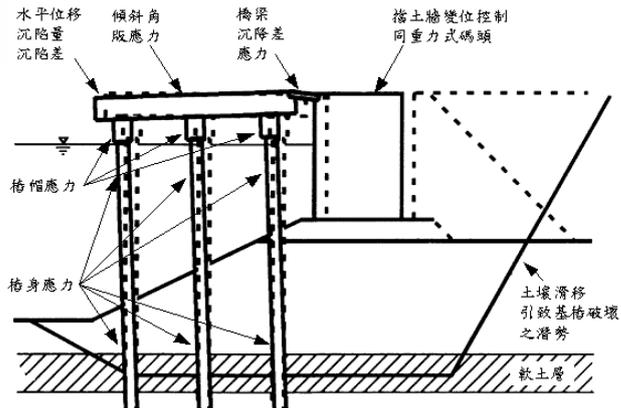
54

財團法人中興工程顧問社

# 耐震性能規定探討 棧橋式碼頭

## 碼頭性能參數

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



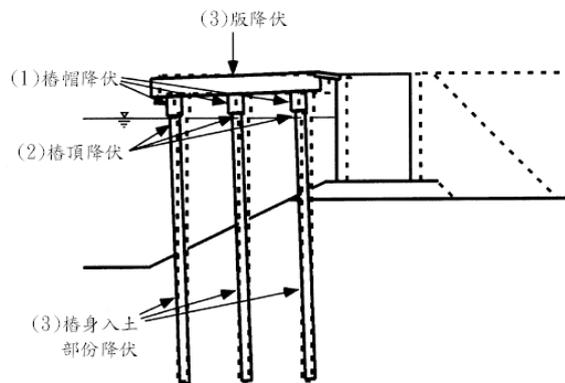
55

# 耐震性能規定探討 棧橋式碼頭

## 理想的破壞次序

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

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



56

財團法人中興工程顧問社

# 耐震性能規定探討 棧橋式碼頭

## 性能水準標準值

- 其中擋土設施與岸肩相關部分可參考下表，橋面板與岸肩之沉陷差、向海側傾斜角僅對第I等級性能有量化限制，分別為：小於10cm~30cm、小於2°~3°。另外，對基樁之性能可接受標準值亦可參考下表，其第I等級性能要求保持彈性、第II等級性能要求控制韌性、第III等級性能要求韌性容量未用完(結構不倒：僅允許一根或限量基樁上同時出現兩處塑性鉸)、第IV等級性能超過第III等級要求，同時基樁應避免剪力破壞，至少在剪力破壞出現以前發生彎曲破壞。

性能水準		第I級	第II級	第III級	第IV級
殘餘變位	橋面板與岸肩沉陷差異	<10~30cm	N/A	N/A	N/A
	向海側傾斜角	<2°~3°	N/A	N/A	N/A
最大反應	基樁 (須避免剪力破壞發生)	保持彈性 (僅輕微或無殘餘變形)	控制韌性 (結構可修復)	小於韌性容量 (韌性反應接近崩塌狀態)	超過 第III級要求

57

# 耐震性能規定探討 棧橋式碼頭

## 性能水準標準值

- 為滿足棧橋式碼頭的修復性，以及避免強震後崩塌，則設計時必須對於結構韌性及桿件材料應變作合理限制，因此對RC棧橋式碼頭樁基之性能，可如同RC橋柱採用混凝土或鋼筋之應變來表示[Priestley et al. 1996]。

- 另外鋼管樁亦同。

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

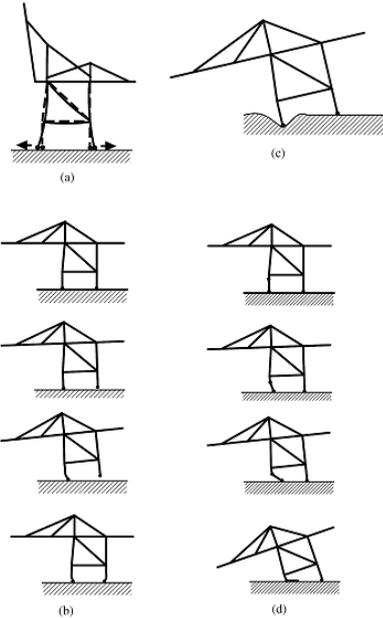
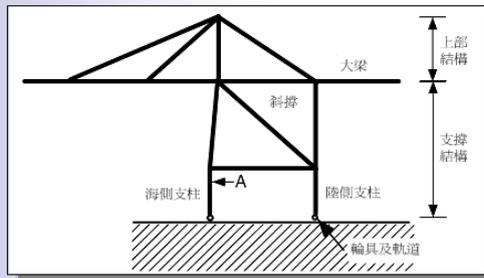
註： $\epsilon_{cu} = 0.004 + (1.4\rho_{sh}f_{yh}\epsilon_{smh})/f'_{cc} \geq 0.005$

58

# 耐震性能規定探討 碼頭起重機

## 起重機破壞模式

- (a) 陸側支柱與海側支柱間跨距擴張。
- (b) 陸側支柱與海側支柱間跨距因震動位移變窄。
- (c) 起重機因碼頭沉陷而傾斜。
- (d) 因震動或側移造成起重機鉸接支柱傾覆。



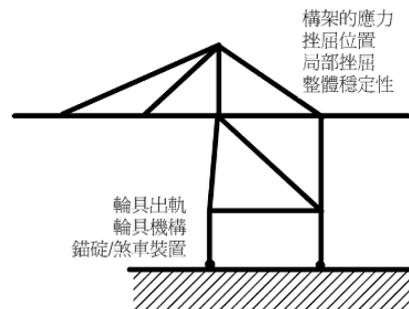
59

# 耐震性能規定探討 碼頭起重機

## 起重機性能參數

- 附起重機之碼頭的耐震性能定訂應著重在起重機使用性要求及可能的結構損害，起重機使用性的要求與其上部結構的掛載功能及支撐結構的運行功能相關，關於起重機結構損壞不止以變位、出軌、傾斜及結構應力作定義，另外亦須考量軌道及其基礎的應力與變形量，最後還須考量起重機運轉電力的供應。
- 基本上，規範可由圖中參數選擇適當者來建立性能可接受標準。

起重機整體位移  
(如：出軌、傾斜、傾倒)



起重機軌道基礎的位移與應力

- 軌道的軌距
- 軌道的彎曲度
- 差異沉陷
- 陸/海側軌道高程差
- 軌道的垂直曲率
- 軌道傾角

60

財團法人中興工程顧問社

# 耐震性能規定探討 碼頭起重機

## 性能水準標準值

先前所討論之參數在此即可應用於建立性能可接受標準，如表 7-5 所示，大部分是以位移及應力限制條件來描述性能可接受標準。以下將介紹各等級之性能可接受標準：

1. 在碼頭第 I 等級性能水準下起重機結構須保持彈性。
2. 在碼頭第 II 等級性能水準下，允許起重機支撐結構進入降伏，但其受力狀態須小於韌性容量或應變極限。
3. 在碼頭第 III 等級性能水準下，須保證兩軌道高程差、差異沉陷、岸肩傾斜等不致使起重機翻覆。
4. 在碼頭第 IV 等級性能水準之結構反應則超過第 III 等級性能水準之上限。

61

參數		性能水準			
		第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
位移		不可出軌	允許出軌	不可傾倒	允許傾倒
最大反應(應力)(應變)	上部結構	保持彈性	保持彈性	塑性，小於韌性容量或應變極限	塑性，超過韌性容量或應變極限
	支撐結構的主構架	保持彈性	塑性，小於韌性容量或應變極限	不可崩塌	崩塌
	海陸側腳底部	保持彈性	允許輪具及錨破/煞車裝置破壞	允許輪具及錨破/煞車裝置破壞	允許輪具及錨破/煞車裝置破壞

## 耐震性能設計法概述

### 上位準則及國內設計基準

### 美歐日性能設計準則比較

### 耐震性能設計要求探討

### 耐震性能規定探討

### 耐震性能驗證方法探討

# 各類驗證方法之應用時機

碼頭結構物耐震行為之方法由簡到繁分為簡化分析(simplified analysis)、簡化動力分析(simplified dynamic analysis)以及動力分析(dynamic analysis)三類，選用這三種不同複雜等級之分析方法，除了與碼頭重要度等級之高低相關以外，還與所作用的地震等級相關

各類分析設計方法之應用時機

碼頭重要度	特定級	A級	B級	C級
等級一 (中度地震)	—	● 簡化分析 ● 簡化動力分析 ● 動力分析	● 簡化分析 ● 簡化動力分析 ● 動力分析	● 簡化分析 ● 簡化動力分析 ● 動力分析
等級二 (475年回歸期地震)	● 動力分析	● 動力分析	● 簡化動力分析 ● 動力分析	● 簡化分析 ● 簡化動力分析 ● 動力分析
等級三 (2500年回歸期地震)	● 動力分析	● 動力分析	● 簡化動力分析 ● 動力分析	—

現行規範規定：根據工程規模及重要性決定適當之分析方法，若經驗法或簡易法推估土層有液化潛能時，可採用較精密的液化分析方法再加以檢核確定

## 各類土壤液化評估法之應用時機

碼頭重要度	特定級	A級	B級	C級
等級一 (中度地震)	—	● 簡易判斷法 ● 經驗準則法 ● 試驗分析法	● 簡易判斷法 ● 經驗準則法 ● 試驗分析法	● 簡易判斷法 ● 經驗準則法 ● 試驗分析法
等級二 (475年回歸期地震)	● 試驗分析法	● 試驗分析法	● 經驗準則法 ● 試驗分析法	● 簡易判斷法 ● 經驗準則法 ● 試驗分析法
等級三 (2500年回歸期地震)	● 試驗分析法	● 試驗分析法	● 經驗準則法 ● 試驗分析法	—

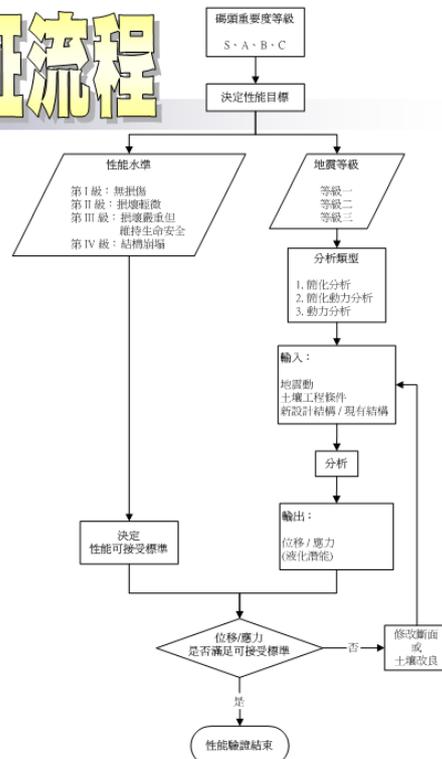
63

# 碼頭分析方法與驗證流程

## 碼頭結構分析方法彙整

碼頭種類	簡化分析	簡化動力分析	動力分析	
			結構模擬	土壤模擬
重力式碼頭	● 經驗公式或假靜力分析法 (考量有無土壤液化)	● 滑動塊分析 ● 利用簡化圓表的季數分析法	● 有限元素法或有限差分法 ● 線性或非线性分析 ● 二或三維分析	● 有限元素法或有限差分法 ● 線性(等弦線性)或非線性分析 ● 二或三維分析
板樁式碼頭	● 假靜力分析法	● 滑動塊分析	● 動力歷時分析法	● 非线性土壤彈簧
圓筒式碼頭	● 假靜力分析法	● 滑動塊分析	● 動力歷時分析法	(不需模擬)
棧橋式碼頭	● 假靜力分析法 ● 反應譜法	● 容量震譜法(非线性側推) ● 反應譜法	● 動力歷時分析法	(不需模擬)
起重機	● 假靜力分析法 ● 反應譜法	● 容量震譜法(非线性側推) ● 反應譜法	● 動力歷時分析法	(不需模擬)

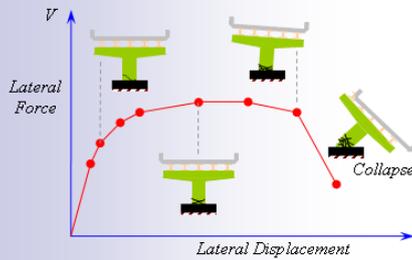
64



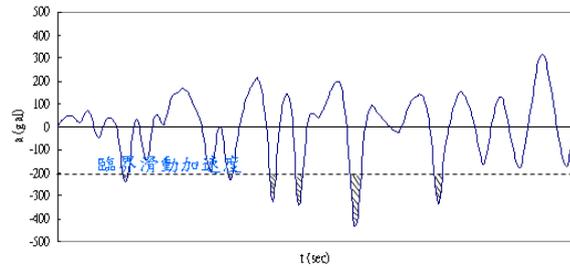
# 碼頭分析方法與驗證流程

## 分析方法

### ■側推分析(Pushover)



### ■滑動塊分析(Sliding Block Analysis)



### ■有限差分法(FDM)

- FLAC[FLAC & FLAC3D]

### ■有限元素法(FEM)

- (等效線性或非線性)總應力模型(Equivalent Linear or Non-linear/Total Stress)
  - FLUSH
- 非線性有效應力(Non-linear/Effective Stress)模型
  - FLIP

65

財團法人中興工程顧問社

## 結論

財團法人中興工程顧問社

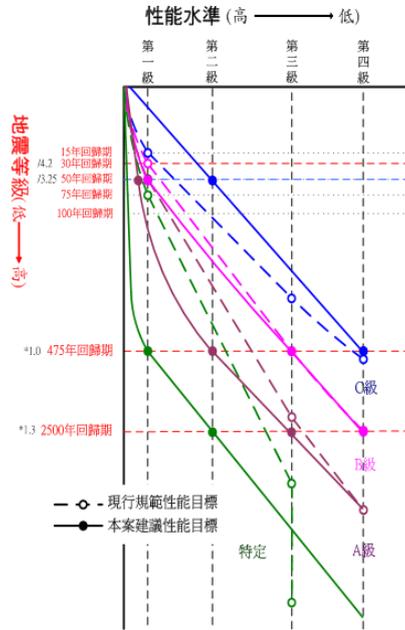
# 結論 碼頭性能目標

國際航海協會規範之架構與我國耐震性能設計之相關規範及研究一致



本研究耐震性能目標最後建議參照國際航海能設計準則之規定，增加最大考量地震(250區地震危害度資料進行研討，修正為本土

- 新建議的碼頭性能目標可明確掌握碼頭結構行為與性能，較不易出現不經濟太過保守之設計。
- 港區若遭遇災難性地震，則港區管理單位將可立即得知尚有何些碼頭功能良好，何些碼頭可快速修復。
- 新建議的碼頭性能目標區域涵蓋範圍較大，工程師若熟悉此性能設計方法，選用最經濟合宜的碼頭等級做設計，在整體港區碼頭新建規劃上將更為經濟。
- 新建議的C級碼頭性能目標雖略小於現行規範設計目標，但對於臨時結構或非關生命安全之較不重要的碼頭，除可使結構施工更具經濟性，亦可明確掌握其結構行為。



# 結論 性能水準標準值

探討參考國際航海協會性能規範建立性能可接受標準(由性能水準探討，本案建議之分級與國際航海協會雷同)

重力式碼頭性能水準標準值				
性能水準	第一級	第二級	第三級	第四級
容許	正偏北水平容許值	<1.5%	<3%	>10%
容許	容許值	<3°	3°-3°	>3°
容許	容許值	30m-100m	不適用	不適用
容許	容許值	30m-70m	不適用	不適用
容許	容許值	<2.5°	不適用	不適用

註：d為容許的容許水平容許值

板樁式碼頭性能水準標準值				
性能水準	第一級	第二級	第三級	第四級
容許	正偏北水平容許值	<1.5% 或 <3°	不適用	不適用
容許	容許值	<3°	不適用	不適用
容許	容許值	30m-100m	不適用	不適用
容許	容許值	30m-70m	不適用	不適用
容許	容許值	<2.5°	不適用	不適用

棧橋式碼頭性能水準標準值				
性能水準	第一級	第二級	第三級	第四級
容許	容許值	w15-30cm	不適用	不適用
容許	容許值	<3°-3°	不適用	不適用
容許	容許值	容許值	容許值	容許值
容許	容許值	容許值	容許值	容許值

碼頭起重機性能水準標準值				
性能水準	第一級	第二級	第三級	第四級
容許	容許值	容許值	容許值	容許值
容許	容許值	容許值	容許值	容許值
容許	容許值	容許值	容許值	容許值
容許	容許值	容許值	容許值	容許值

進入

碼頭「耐震性能驗證」分析，亦分別計有重力式碼頭、板樁式碼頭、棧橋式碼頭耐震性能設計，不同重要度等級碼頭分別採用不同複雜度、精確度的分析方法。

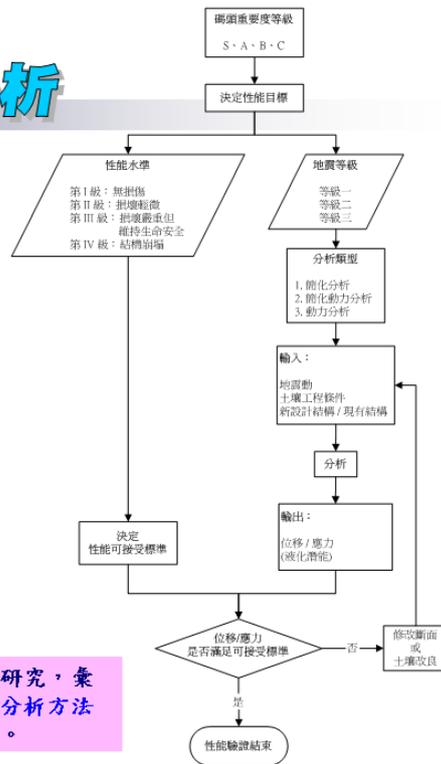
# 結論 性能驗證分析

碼頭結構分析方法彙整

碼頭種類	簡化分析	簡化動力分析	動力分析	
			結構模擬	土壤模擬
重力式碼頭	● 經驗公式或擬靜力分析法 (考量有無土壤液化)	● 滑動塊分析 ● 利用簡化圖表的參數分析法	● 有限元素法或有限差分法 ● 線性或非線性分析 ● 二或三維分析	● 有限元素法或有限差分法 ● 線性(等效線性)或非線性分析 ● 二或三維分析
板樁式碼頭				
圓筒式碼頭	● 擬靜力分析法	● 滑動塊分析		
棧橋式碼頭	● 擬靜力分析法 ● 反應譜法	● 容量震譜法(非線性側推) ● 反應譜法	● 動力歷時分析法	● 非線性土壤彈簧
起重機	● 擬靜力分析法 ● 反應譜法	● 容量震譜法(非線性側推) ● 反應譜法	● 動力歷時分析法	(不需模擬)

對三大類型碼頭進行「耐震性能驗證方法探討」之研究，彙整探討不同重要度等級碼頭所分別採用的耐震性能分析方法，供第二期研究計畫作為碼頭設計例研究參考之用。

69



# 預期效益

## 近期：

提出港灣構造物耐震性能設計規定及結構分析方法，可供後續設計例研究之參考與應用。

## 中期：

研擬港灣構造物耐震性能設計目標與架構，可供各設計單位及交通部未來修訂基準之參考，提升至性能設計層次。

## 遠期：

提昇港灣設施耐震性能，達到減少地震災害所造成的港埠營運損失，並滿足運輸與社會經濟需求。

# 簡報結束 敬請指教



71

財團法人中興工程顧問社