

92-69-748  
MOTC-IOT-91-HA02

# 港灣構造物功能性設計法之研究 (1/3)



交通部運輸研究所  
中華民國九十二年六月

92-69-748  
MOTC-IOT-91-HA02

# 港灣構造物功能性設計法之研究 (1/3)

著 者：賴瑞應、王慶福、曾文傑、張道光  
郭世榮、呂秋水、紀志昌、陳民宗  
劉彥旻、蔡瑤堂、丁金彪

交通部運輸研究所  
中華民國九十二年六月

港灣構造物功能性設計法之研究 (1/3)

著 者：賴瑞應、王慶福、曾文傑、張道光、郭世榮、呂秋水  
紀志昌、陳民宗、劉彥旻、蔡瑤堂、丁金彪

出版機關：交通部運輸研究所

地 址：台北市敦化北路 240 號

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

電 話：(02)23496789

出版年月：中華民國九十二年六月

印 刷 者：全能辦公事務用品有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 100 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所網站

定 價：100 元

展 售 處：

交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880

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

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

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

五南文化廣場：台中市中山路 6 號•電話：(04)22260330

新進圖書廣場：彰化市中正路二段 5 號•電話：(04)7252792

青年書局：高雄市青年一路 141 號 3 樓•電話：(07)3324910

## 交通部運輸研究所出版品摘要表

出版品名稱：港灣構造物功能性設計法之研究(1/3)			
國際標準書號（或叢刊號）	政府出版品統一編號 1009202099	運輸研究所出版品編號 92-69-748	計畫編號 91-HA02
主辦單位：港灣技術研究中心 主管：邱永芳 計畫主持人：賴瑞應 研究人員：王慶福、曾文傑、張道光、郭世榮、呂秋水、紀志昌、 陳民宗、劉彥旻、蔡瑤堂、丁金彪 聯絡電話：04-26587115 傳真號碼：04-26564418			研究期間 自 91 年 01 月 至 91 年 12 月
關鍵詞：港灣構造物、功能性耐震設計、強度設計法、工作應力法			
摘要： <p>港灣構造物功能性耐震設計之主要目的在於評估港灣構造物在地震力作用下之結構物容許限制值（包括變形、延展性、應力、應變），所以在本研究中，我們將適度的定義和分類地震等級，並進而定義出結構物對應的災損程度和容許災損程度，最後希望能建立出能滿足結構耐震功能設計解析能力的分析模式，以提供未來設計與評估結構物之參考。</p> <p>隨著工程界對鋼筋混凝土行為的逐漸瞭解，強度設計法已成為鋼筋混凝土設計的主流，而目前我國港灣構造物設計基準中之 R.C 構造物的設計法仍採用工作應力法，為符合世界潮流，本研究第一年將著重在港灣構造物使用強度設計法之先期研究，第二年及第三年才進行港灣構造物功能性設計之研究。</p> <p>在本研究的第一年，由於欠缺本土性的港灣構造物構件強度、載重等相關調查統計資料，所以本研究無法以可靠度理論研訂出適用我國的強度設計法相關係數。因此，本研究藉著蒐集與分析相關文獻資料與比較日本港灣構造物強度設計法之相關係數，並經由專家學者諮詢會的討論，研訂出適用我國港灣 R.C.構造物之強度設計法相關係數。但長遠來看，未來應加強港灣構造物的現場調查研究，並將收集到的統計資料經由可靠度理論研訂出適用我國港灣 R.C.構造物之強度設計法相關係數。</p>			
出版日期	頁數	定價	本 出 版 品 取 得 方 式
92 年 6 月	228	100	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
機密等級： 限閱    機密    極機密    絕對機密 （解密【限】條件：    年    月    日解密，    公布後解密，    附件抽存後解密， 工作完成或會議終了時解密，    另行檢討後辦理解密） 普通			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

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

TITLE: Studies on the Seismic Resistant Design of Wharf Structures			
ISBN(OR ISSN)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1009202099	IOT SERIAL NUMBER 92-69-748	PROJECT NUMBER 91-HA02
DIVISION: CENTER OF HARBOR & MARINE TECHNOLOGY DIVISION CHIEF: Yung-Fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: Lai Jui-Ying PROJECT STAFF: Wang Chin-Fu, Tseng Wern-Jier, Chang Tao-Kuang, Kuo Shyh-Rong, Lee Chiou-Shui, Chi Chih-Chang, Chen Min-Chang, Tsai Yau-Tang, Ding Jin-Biao PHONE: : 886-4-26587115 FAX: 886-4-26564418			PROJECT PERIOD FROM Jan. 2002 TO Dec. 2002
KEY WORDS: harbor structure, seismic resistant performance-based design, strength design, working stress design			
<b>ABSTRACT:</b> <p>The major object of seismic resistant performance-based design is to assess the allowable capacity (including deformation, ductility, stress and strain) of harbor structure under the earthquake. So in this study, we will first moderately define and classify the force of design earthquake. Then, we will properly define the relative structural damage degree and allowable damage level. As the third step, we will establish the assessment module that can satisfy the analytic capacity of structural seismic resistant performance-based design, so that we can estimate if the structural performance satisfies the demand in use.</p> <p>Up to now, the design specification of harbor structure is based on the working stress design method. However, due to increasing knowledge about the structural behavior of reinforced concrete and steel members, it is a common trend to adopt the strength design method. Therefore, the first year of this project is aimed at a evaluation of the design of harbor structures based on the strength design method. In the second and the third years, we will aim at a evaluation of the performance-based design on the harbor structures.</p> <p>As the first year of this project, we had completed literature collection and analysis. Then, with the assistance of experienced engineers, the results were compared with the Japanese design specification of harbor facilities. We evaluated the magnitudes of various load factors applied in domestic harbor structures based on the strength design method. However, the survey and statistics on the member strength and loading of domestic harbor structures are still unavailable. We cannot evaluate the magnitudes of various load factors by probability theories. Therefore, we suggest the engineering society should pay more attention to the survey and statistics about the harbor structures in the future.</p>			
DATE OF PUBLICATION June 2003	NUMBER OF PAGES 228	PRICE 100	CLASSIFICATION SECRET CONFIDENTIAL UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

# 港灣構造物功能性設計法之研究 1/3

## 目 錄

中文摘要 .....	I
英文摘要 .....	II
圖目錄 .....	VI
表目錄 .....	IX
第一章 前言 .....	1- 1
1.1 研究緣起 .....	1- 1
1.2 研究目的 .....	1- 2
1.3 研究方法 .....	1- 2
1.4 研究內容與流程 .....	1- 3
第二章 功能性耐震設計概述 .....	2- 1
2.1 功能性耐震設計 .....	2- 1
2.2 美國功能性設計法概述 .....	2- 2
2.3 日本港灣構造物功能性設計基準概述 .....	2- 6
第三章 我國港灣構造物耐震設計基準探討 .....	3- 1
3.1 基準沿革 .....	3- 1
3.2 碼頭設計基準 .....	3- 2
3.3 921 地震後修正 .....	3-20
3.4 日本規範與我國規範比較分析 .....	3-26
3.5 未來港灣 R.C.構造物設計改進方向說明 .....	3-29
第四章 工作應力法與強度設計法比較分析 .....	4- 1
4.1 鋼筋混凝土樑構件之力學行為 .....	4- 1

4.2 鋼筋混凝土設計方法的演變 .....	4- 6
4.3 工作應力法概述 .....	4- 7
4.4 強度設計法概述 .....	4- 8
4.5 強度設計法與工作應力法的差異 .....	4-10
<b>第五章 美、日港灣 R.C.構造物強度設計法概述 .....</b>	<b>5- 1</b>
5.1 日本規範說明 .....	5- 1
5.2 美國規範說明 .....	5-34
<b>第六章 強度設計法應用於港灣 R.C.構造物之問題探討 .....</b>	<b>6- 1</b>
6.1 載重係數與強度折減係數探討 .....	6- 1
6.2 港灣構造物載重分類 .....	6-11
6.3 港灣 R.C.構造物極限狀態檢核 .....	6-12
<b>第七章 強度設計法應用於港灣 R.C.構造物之相關係數探討 .....</b>	<b>7- 1</b>
7.1 美、日規範的強度折減係數探討 .....	7- 1
7.2 各國規範安全程度的比較 .....	7- 7
<b>第八章 規範修訂探討 .....</b>	<b>8- 1</b>
8.1 安全係數 .....	8- 1
8.2 裂縫檢核 .....	8- 4
<b>第九章 實例應用檢討 .....</b>	<b>9- 1</b>
9.1 細部設計流程 .....	9- 1
9.2 沉箱式防波堤之設計計算例 .....	9-12
<b>第十章 結論與建議 .....</b>	<b>10- 1</b>
10.1 結論 .....	10- 1
10.2 建議 .....	10- 1

參考文獻 .....	11- 1
------------	-------

附錄 A 沉箱式防波堤外力計算及穩定分析 .....	A- 1
----------------------------	------



# 圖 目 錄

圖 1.4.1	研究流程圖 .....	1- 4
圖 2.3.1	等級 1 地震時港灣設施之設計流程 .....	2- 9
圖 2.3.2	等級 2 地震時耐震強化設施之設計流程 .....	2-10
圖 3.2.1	地震危害度曲線.....	3- 4
圖 3.3.1	台灣地區地震分區 .....	3-22
圖 4.1.1	混凝土受壓時之應力-應變曲線.....	4- 2
圖 4.1.2	鋼筋受拉之應力-應變曲線 .....	4- 2
圖 4.1.3	單筋矩形梁示意圖 .....	4- 3
圖 4.1.4	未開裂斷面之應力與應變分佈 .....	4- 3
圖 4.1.5	樑之裂縫分佈示意圖.....	4- 4
圖 4.1.6	開裂樑斷面之應力與應變分佈 .....	4- 4
圖 4.1.7	極限載重時的應力與應變分佈圖.....	4- 5
圖 4.1.8	鋼筋混凝土樑之彎矩-曲率圖 .....	4- 6
圖 5.1.1	日本規範的設計流程圖 .....	5- 2
圖 5.1.2	材料強度的特性值 .....	5- 6
圖 5.1.3	混凝土的壓縮應力 - 應變曲線 .....	5- 7
圖 5.1.4	混凝土應力震幅.....	5- 9
圖 5.1.5	鋼材應力 - 應變曲線.....	5-10
圖 5.1.6	鋼材的應力振幅.....	5-11
圖 5.1.7	對等應力區塊 .....	5-12
圖 5.1.8	混凝土應力之等價換算 .....	5-22
圖 5.1.9	底版的設計載重（防波堤） .....	5-28
圖 5.1.10	前壁的設計載重示意圖（防波堤） .....	5-29
圖 5.1.11	後壁的設計載重示意圖（防波堤） .....	5-30

圖 5.1.12	側壁的設計載重示意圖（防波堤） .....	5-31
圖 6.1.1	載重組合示意圖 .....	6- 5
圖 6.1.2	載重和構件強度機率函數示意圖 .....	6- 6
圖 6.1.3	標稱載重、載重平均值、設計載重關係示意圖 .....	6- 7
圖 6.1.4	標稱強度、強度平均值、設計強度關係示意圖 .....	6- 7
圖 6.1.5	載重係數及強度折減係數的計算流程圖 .....	6- 8
圖 6.3.1	終局極限狀態之檢討之概念圖 .....	6-13
圖 7.1.1	美國規範應力及應變圖 .....	7- 4
圖 7.1.2	日本規範應力及應變圖 .....	7- 5
圖 7.1.3	我國規範應力及應變圖 .....	7- 6
圖 7.2.1a	美國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-常時) .....	7- 9
圖 7.2.1b	美國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-常時) .....	7-10
圖 7.2.2a	美國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-偶發荷重作用時) .....	7-10
圖 7.2.2b	美國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-偶發荷重作用時) .....	7-11
圖 7.2.3a	我國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-常時) .....	7-12
圖 7.2.3b	我國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-常時) .....	7-13
圖 7.2.4a	我國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-偶發荷重作用時) .....	7-13
圖 7.2.4b	我國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-偶發荷重作用時) .....	7-14
圖 7.2.5a	我國-日本設計強度比(沈箱式防波堤-非波力作用時) .....	7-16
圖 7.2.5b	我國-日本設計強度比(沈箱式防波堤-非波力作用時) .....	7-16
圖 7.2.6a	我國-日本設計強度比(沈箱式防波堤-波力作用時) ....	7-17
圖 7.2.6b	我國-日本設計強度比(沈箱式防波堤-波力作用時) ....	7-17
圖 9.1.1	細部設計流程圖 .....	9- 2
圖 9.1.2	日本規範細部設計流程圖 .....	9- 7
圖 9.1.3	美國規範細部設計流程圖 .....	9- 9
圖 9.1.4	國內現行規範細部設計流程圖 .....	9-11
圖 9.2.1	沉箱式防波堤立面圖 .....	9-14

圖 9.2.2	沉箱式防波堤結構示意圖 .....	9-16
圖 9.2.3	波壓力分佈圖 .....	9-17
圖 9.2.4	底版外力分佈圖 .....	9-20
圖 9.2.5	側牆外力分佈圖 .....	9-22
圖 9.2.6	側牆外力分佈圖(安放後) .....	9-24
圖 9.2.7	波力作用時側牆設計外力分佈圖(波谷) .....	9-25
圖 9.2.8	波力作用時側牆設計外力分佈圖(波峰) .....	9-26
圖 9.2.9	隔室間之靜水壓差 .....	9-26
圖 9.2.10	防止側牆與隔牆之脫離所考慮之設計載重 .....	9-27
圖 9.2.11	防止側牆與底版之脫離所考慮之設計載重 .....	9-28
圖 9.2.12	沉箱式防波堤的平版示意圖 .....	9-30
圖 A.1	波壓力分佈圖 .....	A- 2
圖 A.2	底面反力分佈圖 .....	A- 8
圖 A.3	承载力係數 .....	A- 9
圖 A.4	沉箱浮游狀態 .....	A-13

# 表 目 錄

表 2.2.1	SEAO Vision 2000 地震等級分類表 .....	2- 3
表 2.2.2	SEAO Vision 2000 建議的結構損害程度 .....	2- 4
表 2.2.3	結構設計目標 .....	2- 5
表 2.2.4	Vision 2000 與 UBC 之比較 .....	2- 5
表 2.3.1	港灣設施耐震性設計時考慮之地震規模 .....	2- 6
表 2.3.2	由使用上之觀點來看碼頭變形量之指針 .....	2- 7
表 2.3.3	由功能上之觀點來看碼頭變形量之上限 .....	2- 7
表 2.3.4	耐震功能設計時容許受損程度 .....	2- 8
表 3.2.1	用途係數 I 值 .....	3- 7
表 3.2.2	各類地盤水平向正規化加速度反應譜係數 C 與 週期 T 之關係 .....	3- 9
表 3.3.1	各國國際商港之設計工址水平加速度係數 .....	3-21
表 3.3.2	各類地盤水平向正規化加速度反應譜係數 C 與 週期 T 之關係 .....	3-21
表 3.3.3	碼頭耐震設計公式加入 $y$ 之後公式調整對照表 .....	3-24
表 3.3.4	九二一地震後碼頭相關設計規範修訂摘要說明表 .....	3-25
表 3.4.1	非剛性結構物之耐震設計比較表 (R.C.結構物) .....	3-29
表 5.1.1	安全係數 .....	5- 3
表 5.1.2	混凝土的彈性係數 .....	5- 8
表 5.1.3	依據鋼材腐蝕難易度之環境條件區分 .....	5-18
表 5.1.4	容許龜裂寬幅 $W_{lim}$ .....	5-18
表 5.1.5	$k_r$ 之值 .....	5-19
表 5.1.6	剪力箍筋應力增加量之限制值 .....	5-20
表 5.1.7	防波堤的載重組合及載重係數 .....	5-27
表 5.1.8	波力作用時的載重分類 (防波堤) .....	5-28
表 5.1.9	底版的載重組合及載重係數 (防波堤) .....	5-29

表 5.1.10	前壁的載重組合及載重係數（防波堤）	5-30
表 5.1.11	後壁的載重組合及載重係數（防波堤）	5-30
表 5.1.12	側壁的載重組合及載重係數（防波堤）	5-31
表 5.1.13	棧橋上部結構的載重組合及載重係數	5-33
表 5.2.1	強度折減因子	5-35
表 5.2.2	載重組合及載重係數	5-35
表 7.1.1	強度折減係數	7- 2
表 7.1.2	材料係數	7- 3
表 7.2.1	日本規範之構造物係數	7- 8
表 7.2.2	日本規範之棧橋式碼頭載重組合表	7- 9
表 7.2.3	美國等效載重組合表(棧橋式碼頭)	7-11
表 7.2.4	國內等效載重組合表	7-14
表 7.2.5	日本規範之構造物係數	7-15
表 7.2.6	日本規範之沈箱式防波堤載重組合表	7-15
表 7.2.7	國內等效載重組合表(沈箱式防波堤)	7-18
表 8.1.1	構造物係數 $\gamma_e$ 建議調整值	8- 2
表 8.1.2	構件係數 $\gamma_b$ 建議值	8- 2
表 8.1.3	等效載重係數表(棧橋式碼頭)	8- 3
表 8.1.4	等效載重係數表(沈箱式防波堤)	8- 4
表 8.2.1	容許龜裂寬度建議值	8- 7
表 9.1.1	環境條件區分之容許裂縫寬度	9-10
表 9.2.1	沉箱式防波堤外力計算	9-15
表 9.2.2	波壓強度表	9-16
表 9.2.3	沉箱式防波堤穩定檢核	9-18
表 9.2.4	塊石所需之重量	9-18
表 9.2.5	平版的設計載重及斷面力(國內規範)	9-31
表 9.2.6	平版的配筋(國內規範)	9-34
表 9.2.7	平版的設計載重及斷面力(日本規範)	9-40

表 9.2.8	平版的配筋(日本規範)	9-46
表 9.2.9	平版的設計載重及斷面力(建議設計規範)	9-52
表 9.2.10	平版的配筋(建議設計規範)	9-59
表 A.1	沉箱之重量與重心	A- 5
表 A.2	堤體重量及一次力矩	A- 6
表 A.3	沉箱所受浮力及一次力矩	A- 6
表 A.4	設計條件	A-12
表 A.5	塊石所需重量	A-12

# 第一章 前言

## 1.1 研究緣起

所謂構造物之功能設計，簡單而言，即設計時不僅考慮構造物之安全，更考慮其功能之發揮，其與現行設計法之不同在於設計時即應設定其在不同狀態時所應滿足的功能，同時在設計後應再去檢核其是否滿足所要求之功能；而與此相對應的現行設計法，如以港灣構造物之耐震設計法為例，構造物係依設計基準之震度所代表之地震，去檢討力之平衡，在能確保所要之安全率下決定構造物之尺寸，並未明確規定耐震功能目標(雖然構造物不移動也是耐震功能之一)，因此在設計震度或超過此震度之地震發生時，此構造物是否還具備原有之功能？亦或其功能還具有多少之可靠度？以目前之設計法是無法回答的。

以同一地震震區為例，一般漁港與國際商港其使用需求、功能是截然不同，而同一國際商港內，不同種類與用途之碼頭，其功能性與重要性亦有所差異。且一般結構物設計均基於設計震度內之地震來臨時，結構物不得破壞，而不去思考該結構物就其使用功能與目標，是否可承受地震來臨時，造成某種程度之破壞後，仍可保持其基本之作業功能；基此，基於考慮使用對象之用途差異、功能需求、可靠度...等，採用功能性分析的功能性設計蘊運而生。

美國自 1992 年起，由加州工程師協會(SEAOC)組成一 Version 2000 委員會，試圖研發出一套使建築物具有可預期之功能性的設計方法，並預定於 2006 年完成整個研究計畫。在日本方面，日本建設省於 1995 至 1998 年也進行了功能性設計的技術研究，隨後於 2000 年將其建築標準法修訂為以功能為基礎之設計方法。在港灣構造物部份，日本港灣協會也於 1999 年修訂版之「港灣設施技術上之基準同解說」將耐震功能設計導入基準中。

有鑑於美國與日本已經著手於功能設計之研究，且功能設計法為

本世紀耐震設計之新趨勢，所以國內應該及早進行功能設計法之相關研究以提昇國內之耐震設計水準。

由於我國港灣 R.C. 構造物之設計方法還停留在早期的工作應力法（此可從基準第三篇材料中之鋼鐵材及混凝土容許應力之規定得到應證），有鑒於現行建築技術規則已將 R.C. 構造物改為強度設計法，考量基準的一致性與配合未來功能性設計的研發，實有必要將現行港灣 R.C. 構造物之設計方法由工作應力法改為強度設計法，所以本研究擬分三年進行，第一年重點著重在極限強度設計法應用於港灣構造物之研究，第二年及第三年才著手進行港灣構造物功能性設計法之研究。

## 1.2 研究目的

本研究目的可摘列整理如下：

1. 配合因應我國加入 WTO 後，國內市場日趨國際化之需求，及國際潮流之趨勢，研發新設計方法與制定設計規範，以符合實際需求。
2. 新設計方法與設計規範之擬訂，使港灣構造物之設計更趨合理化，功能化，進而節省國家建設資源與公帑。
3. 藉由新設計方法之導入，提昇國內產官學界之相關設計與研究水準。

## 1.3 研究方法

首先蒐集美日等國有關功能性設計法之相關研究文獻或基準，並詳加整理其有關於地震等級分類的訂定、功能性目標的訂定、設計與檢核方法等各方面之研究資料。接著藉由實際設計範例，選用能滿足構造物在耐震功能評估中達到一定解析能力要求的設計法，來進行港灣構造物功能性設計示範例，詳加介紹其進行步驟與細節，並探討比較與傳統耐震設計方法之異同點與評估其適用性。



## 1.4 研究內容與流程

本研究第一年之主要研究重點著重在強度設計法應用於港灣構造物之研究，其工作項目如下所示，其工作流程如圖 1.4.1 所示。

1. 功能性設計法概述
2. 國外相關設計法蒐集與探討
3. 現行港灣構造物耐震設計探討
4. 工作應力法與強度設計法比較分析
5. 美、日港灣 R.C.構造物強度設計法概述
6. 強度設計法應用於港灣 R.C.構造物之問題探討
7. 強度設計法應用於港灣 R.C 構造物相關係數探討
8. 規範修訂探討
9. 沈箱式防波堤設計實例比較
10. 今後研究課題

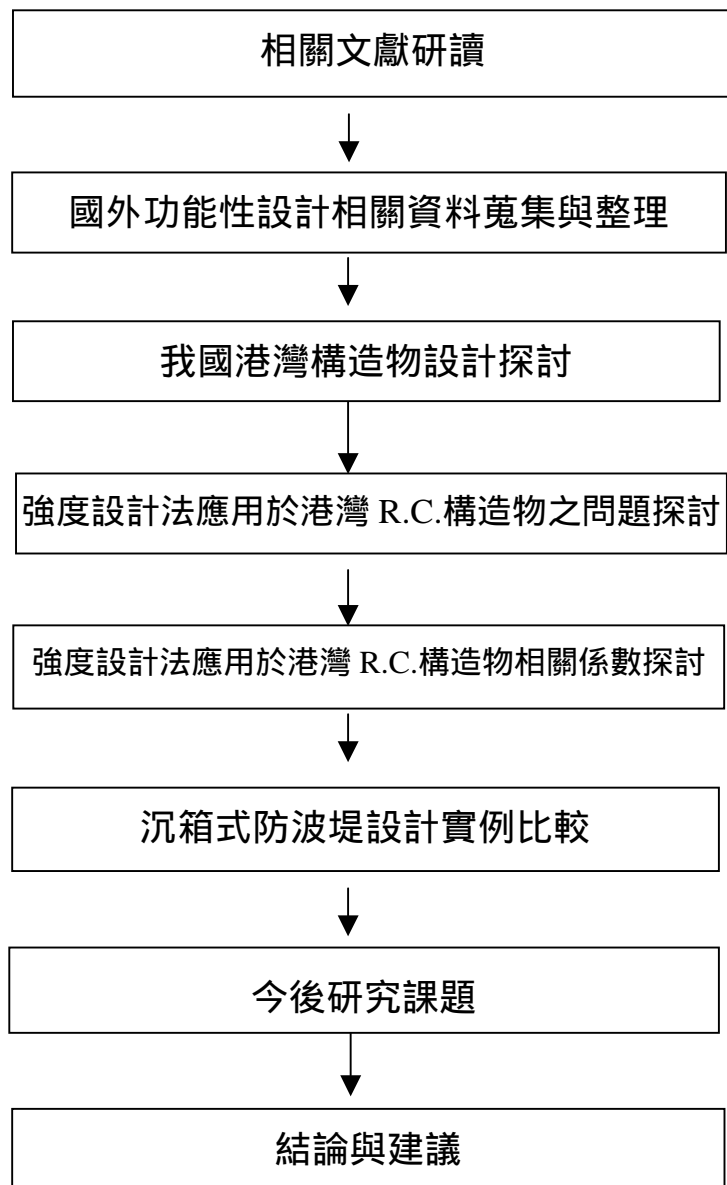


圖 1.4.1 研究流程圖

## 第二章 功能性耐震設計概述

由近十年發生的強震如 1994 年之美國加州北嶺地震、1995 年之日本阪神地震及 1999 年的台灣集集地震災損顯示，依據傳統耐震設計規範所設計之構造物，雖能保有當初設計的目標（小至中度地震構造物無恙，大地震構造物不倒塌）的要求，但卻造成震後如內裝設備與維生管線等非結構元件的嚴重損壞，不僅使災後構造物無法發揮原有的設計功能，其後續的維修也造成經濟上嚴重的損失。有鑑於此，美、日等國興起了以構造物使用功能為目標之耐震設計研究，該研究除重視人民生命安全外也重視構造物震後的災損程度，甚至考慮震後修復費用與時間。

台灣地區位處環太平洋地震帶，大小地震不斷，構造物之耐震相關研究原已相當熱門，經 921 集集大地震後，產官學界更加重視構造物之耐震設計研究，並已著手修訂相關耐震設計規範。有鑒於美、日等國已著手功能性設計的研擬，及因應未來新防震科技（隔震、消能、減震等技術）、新材料及新設計方法（位移設計法、能量設計法）的研發，為符合時代的需求，我國也應開始研擬能夠兼顧生命安全與震後災損程度及修復費用的新耐震設計基準。

### 2.1 功能性耐震設計

一般來說，一個構造物的全部成本包括初始興建成本及使用期間的修復成本，尤其現代構造物的規模日趨龐大，機能也越來越複雜，構造物的造價可能僅為全部成本的一小部份，一旦受地震的侵襲，內裝設備與維生管線等非結構元件的修復費用可能遠大於構造物的修復費用（如晶圓廠、博物館、醫院、研究室等）；而考慮功能性的耐震設計，就是希望能獲得最低成本，保障業主的最大經濟效益。因此，功能性的耐震設計必須是全面性的，不只是構造物的耐震設計，也應包括非結構元件的耐震設計，其重點在於構造物受地震力侵襲時的行為與震後的功能必須符合預期或初始設計要求；也就是能夠達到當初的

設計目標，並符合構造物在地震力作用下所預期的損害程度[1]。

而功能性的耐震設計目標為何？在定義設計目標前，首先應先清楚定義外力的等級，也就是地震力的等級，然後針對不同的地震力等級給予不同程度的構造物容許損害程度或功能，此即為功能性的耐震設計目標。歸納上述的說明，我們可以瞭解到功能性的耐震設計目標訂定，其主要步驟包括二部份，即地震規模之設定及耐震功能之設定。

依據構造物之功能、形式以及重要性，設定功能性耐震設計目標後，我們可以經由力學分析檢核初始設計之構造物是否滿足設定之耐震功能，此檢核步驟稱為「耐震功能檢驗」，若構造物無法通過耐震功能的檢核，則構造物需要再進行結構斷面尺寸修改、基礎土壤改良等變更設計，直到滿足功能性耐震設計目標的檢核。上述耐震功能設計目標訂定及耐震功能檢驗即為完整之耐震功能設計過程。

## 2.2 美國功能性設計法概述

自 1992 年起，美國加州結構工程師協會( SEAOC )組成一個 Vision 2000 委員會，試圖研擬發展出一套使建築物具有可預期之功能性的設計方法，並預定於 2006 年完成整個研究計畫，所以目前美國功能性設計還停留在觀念的建構，並無具體的基準可供工程界依循。本小節將簡單概述美國加州結構工程師協會( SEAOC )有關功能性設計的相關觀念。

### 2.2.1 地震等級分類

SEAOC Vision 2000 委員會在功能性設計法中之地震等級分類是以迴歸期或超越機率來定義，這與傳統的耐震設計的地震力大小訂定原理是相同的，但不同的是傳統的耐震設計只針對單一地震來設計，也就是以迴歸期 475 年的地震來設計構造物的尺寸，而功能性設計法則是針對不同的地震大小來設定建築物的行為反應，來滿足建築物的設計需求或業主需求。表 2.2.1 為 SEAOC Vision 2000 所設定的地震大小分類表，由表顯示該委員會將地震分成經常性( 小震 ) 偶爾( 中震 )

稀有（強震）及極稀有（烈震）四類，其迴歸期分別為 43 年、73 年、475 年及 970 年，其 50 年超越機率分別為 100 %、50 %、10 % 及 5 %，由上述的說明可以瞭解到傳統的耐震設計地震力屬於功能性設計法中的稀有地震（強震），但未來的耐震設計除了必須考慮稀有地震的影響外，尚需考慮在經常性（小震）、偶爾（中震）及極稀有（烈震）地震力作用下的結構行為及構造物之功能。

**表 2.2.1 SEAOC Vision 2000 地震等級分類表**

地震等級	迴歸期	50 年超越機率
經常性（小震）	43	100 %
偶爾（中震）	73	50 %
稀有（強震）	475	10 %
極稀有（烈震）	970	5 %

## 2.2.2 結構損害等級

建築物在地震力作用下所造成的損害，無論是結構元件或非結構元件，其損害程度與地震力大小都有相當直接的關係，為了確保構造物在震後仍保有預期的功能，構造物的結構元件或非結構元件的損害程度均需受到一定的限制。SEAOC Vision 2000 將構造物的受損程度與功能性規定如表 2.2.2 所示，由表顯示，其等級共分成無害（照常使用）、小害（可使用）、中害（人命安全）、大害（接近崩塌）及結構體崩塌五級，另外也以構造物之層間變位角來量化不同等級的容許變位量。有了這些不同等級受損程度或功能定義，工程師就可依照建築物的重要性規定不同的受損程度來進行功能性的設計。

**表 2.2.2 SEAOC Vision 2000 建議的結構損害程度**

損害等級與結構功能性	說 明	層間變位角限制
無害：照常使用	結構體與設備毫無損害	0.2 %
小害：可使用	結構體無損，重要設備物輕微受損但可立即修復	0.5 %
中害：人命安全	結構體受損但仍相當安全，設備物損害需要較長時間才可修復	1.5 %
大害：接近崩塌	結構體嚴重受損但不會倒塌，設備物與非結構體完全破壞	2.5 %
結構體崩塌	結構體完全崩塌	> 2.5 %

### 2.2.3 功能性設計目標

在地震等級與結構損害等級決定後，工程師就可依照建築物不同重要性等級及不同地震下容許受損程度或應具備的功能來進行功能性的設計。SEAOC Vision 2000 將構造物的設計目標規定如表 2.2.3 所示，表中 A 級表示極重要的建築物，通常指儲存具有毒性、爆炸性等危險物品的建築物，B 級表示必須在震後仍能維持運作以提供震後救災避難場所之建築物，C 級表示一般建築物，NG 表示無法接受之結構行為。也就是說，美國功能性設計目標規定儲放危險品之建築物，在小震、中震及強震後都應能正常使用，只有在烈震發生時容許有些微的損害，但可迅速的修復；對震後需擔負起救災避難場所之建築物，則要求小震及中震後能正常使用，強震後僅些微受損可迅速的修復，而即使在烈震後也能確保人命的安全；對一般建築物則規定小震無損，中震些微受損，強震後確保人命安全，烈震後不倒。由上面的敘述我們可以瞭解到，功能性設計的規定比傳統的耐震設計規定較為嚴格。

表 2.2.3 結構設計目標

設計目標		結構損害程度			
		照常使用	可使用	人命安全	接近崩塌
地震大小	經常	C	NG	NG	NG
	偶爾	B	C	NG	NG
	稀有	A	B	C	NG
	極稀有	NG	A	B	C

#### 2.2.4 Vision2000 與 UBC 之比較

Vision2000 與 UBC 之比較[2]得知，如表 2.2.4 所示，在功能等級部份，UBC 並未明確定義，而 Vision2000 將其分成四級；在設計地震力部份，UBC 只有唯一的設計地震力，即以迴歸期 475 年為週期之地震力來設計，而 Vision2000 將地震力分成四個等級來設計，值得一提的是最大設計地震力由傳統的 475 年迴歸期提昇至 970 年迴歸期的地震力；另外傳統之耐震設計以重要度係數(I)來表示構造物之重要性，一般構造物  $I=1.0$ ，重要構造物  $I=1.25$  來設計，而 Vision 2000 則將構造物的重要等級分成一般、重要及極重要三級，配合不同的地震下容許受損程度或應具備的功能來進行功能性的設計。

表 2.2.4 Vision 2000 與 UBC 之比較

	UBC	Vision 2000
使用功能等級	未作明確定義	無害、小害、中害、大害
地震大小	475 年迴歸期	(1)43 年迴歸期，小震 (2)72 年迴歸期，中震 (3)475 年迴歸期，大震 (4)970 年迴歸期，烈震
構造物重要性	一般( $I=1.0$ ) 重要/危險( $I=1.25$ )	一般、重要、極重要

## 2.3 日本港灣構造物功能性設計基準概述

日本在功能性設計的研究腳步比美國快，功能性設計相關規定也已增訂在新的基準中，本小節將簡單完整介紹日本港灣構造物功能性耐震設計基準，以供讀者瞭解日本港灣構造物功能性耐震設計的步驟與流程。

### 2.3.1 耐震設計目標

日本港灣構造物功能性耐震設計基準其地震規模之設定仍然是以迴歸期或超越機率來設定。該規範將港灣設施區分為所有港灣設施(但不包含依其他基準設計者)與耐震強化設施兩類來考量，而所謂耐震強化設施係指發生地震後，為確保緊急物資運送，以及維持社會經濟活動等，將耐震性加以強化之耐震強化碼頭。依此理念，港灣設施之功能性耐震設計即為依設計時所考慮之地震規模與港灣設施之耐震功能來決定。而地震規模部份，日本將地震規模分為二等級，等級 1 地震為迴歸期 75 年之地震（使用年限 50 年中，遭遇之機率小於 50%），等級 2 地震為迴歸期 475 年之地震（使用年限 50 年中，遭遇之機率小於 10%）至於地震等級與港灣設施之耐震功能間之關係可以表 2.3.1 來說明。

表 2.3.1 港灣設施耐震性設計時考慮之地震規模

地震規模	耐震設計所考量之地震	設 施	耐震功能設定
等級 1	再現期間 75 年之地震	所有的設施(除了其他之基準所規定的設施以外)	不損壞設施完整的功能
等級 2	再現期間數百年之地震，地殼內地震或板塊邊界地震	耐震強化設施	保持所期待之功能

資料來源：『港灣設施技術上之基準，同解說』[3]



1. 所有的港灣設施對於等級 1 之地震(設施使用期間發生機率較高之地震)，必須要能確保所要結構之安全，而且不損壞該設施完整之功能。
2. 耐震強化設施(特別重要的設施，其耐震功能加以強化者)，在等級 2 之地震發生時(在設施使用期間發生之機率雖很低，但具有很大強度之地震)，所產生之損害輕微，而且地震後能很快回復其功能者。事實上日本在發生神戶地震前之港灣建設即已有「耐震強化碼頭」，而此亦與目前所設定之等級 2 之地震概念相同，但若僅有碼頭之耐震強化，而岸肩、臨港道路等被破壞時，亦無法確保港灣功能，因此耐震強化設施為對整體之耐震性加以評估。

在此所謂「不損壞設施完整之功能」係指保持當初結構之安定性，而「保持所期待之功能」係指設施即使受損壞，但也是輕微，地震後能很快地回復功能。至於如何確保此功能，此可經由適當的地震動力分析求取設施之位移等加以確認。不過為方便計，基準在此將地震後暫時還可利用之變位量加以整理如表 2.3.2 及表 2.3.3 以供參考。

**表 2.3.2 由使用上之觀點來看碼頭變形量之指針**

	受災變形量：最大變位量或最大岸肩下陷量			
結構型式	重力式碼頭		板樁式碼頭	
碼頭水深	-7.5m 以上	-7.5m 以內	-7.5m 以上	-7.5m 以內
使用可能 限制使用	0 ~ 30 cm 30~100cm	0~20cm 20~50cm	0~30cm 30~50cm	0~20cm 20~30cm

資料來源：『港灣設施技術上之基準，同解說』[3]

**表 2.3.3 由功能上之觀點來看碼頭變形量之上限**

構造物主體	岸肩整體沉陷量	20~30cm
	傾 斜	3~5°
	法 線 之 出 入	20~30cm
岸 肩	沉陷 岸肩上之落差	3~10cm
	岸肩與後線地落差	30~70cm
	傾斜 順坡段 3 ~ 5 %	日本逆坡 0%

資料來源：『港灣設施技術上之基準，同解說』[3]

### 2.3.2 容許受損程度

構造物之耐震功能，隨所設定之地震等級，設定其所容許之受損程度。容許受損程度由構造物功能減低之影響與完全復舊之難易度(費用、時間)二個因素所決定。

所謂構造物之「功能減低之影響」為一廣義之用語，如作為海上運輸路線之功能降低之影響，對人命、財產之影響、危險品、有害物質之影響，作為震災復興據點之功能降低之影響等，同時亦含設施既有功能受災之影響；而構造物之完全復舊難易度，則依構造特性而異，例如重力式碼頭為由位移及傾覆角度，版樁式碼頭主要為由產生之應力狀態而定，所以容許受損程度，與構造物之功能與結構特性二者有關，若以定性之表現將受損程度以 ~ 級加以區分可表示如下：

**表 2.3.4 耐震功能設計時容許受損程度**

容許受損程度	與功能有關之受損程度 (緊急復舊之難易度)	與完全復舊有關之受損程度(完全復舊之難易度)
受損程度	不須進行緊急修復，只要以簡易之修復即能回復功能	無受害亦或輕微的受害
受損程度	短期間之緊急復舊，即可恢復功能	中程度之受損
受損程度	短期間內功能回復困難	雖有顯著受損，但未破壞

資料來源：『港灣設施技術上之基準，同解說』[3]

### 2.3.3 耐震設計流程

圖 2.3.1 為所有港灣設施之設計流程，圖 2.3.2 為耐震強化設施之設計流程，無論為何種設計流程，首先均必須進行構造物之設計，在確定了各種尺寸後再進行液化檢討與對策，顯示重視港灣設施耐震設計之液化對策之重要性。

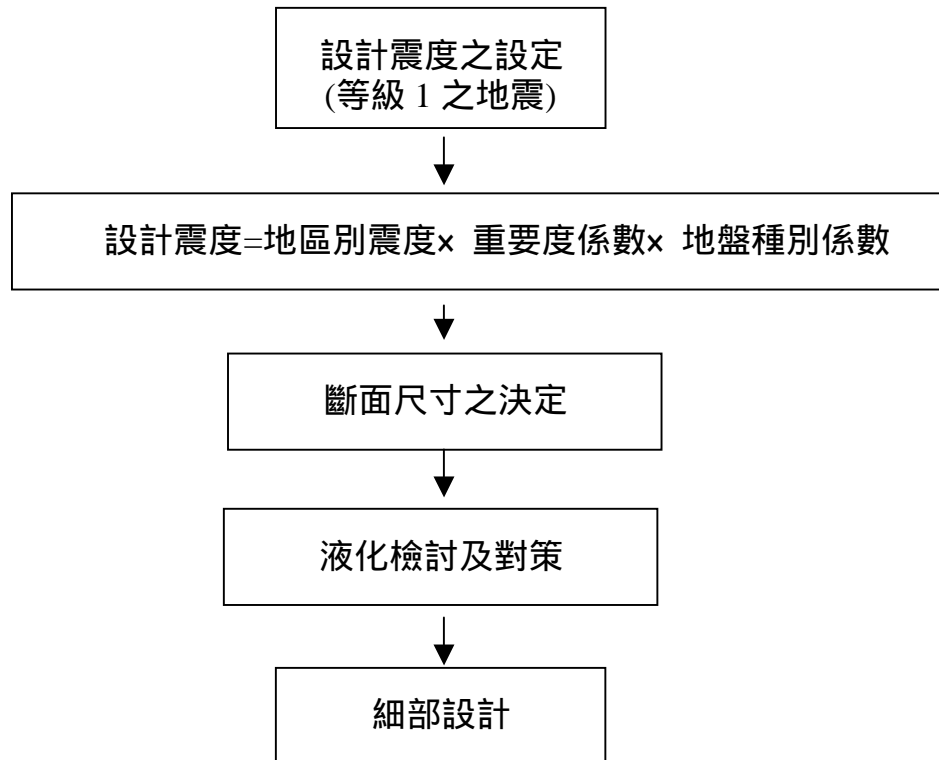


圖 2.3.1 等級 1 地震時港灣設施之設計流程

資料來源：『港灣設施技術上之基準，同解說』[3]

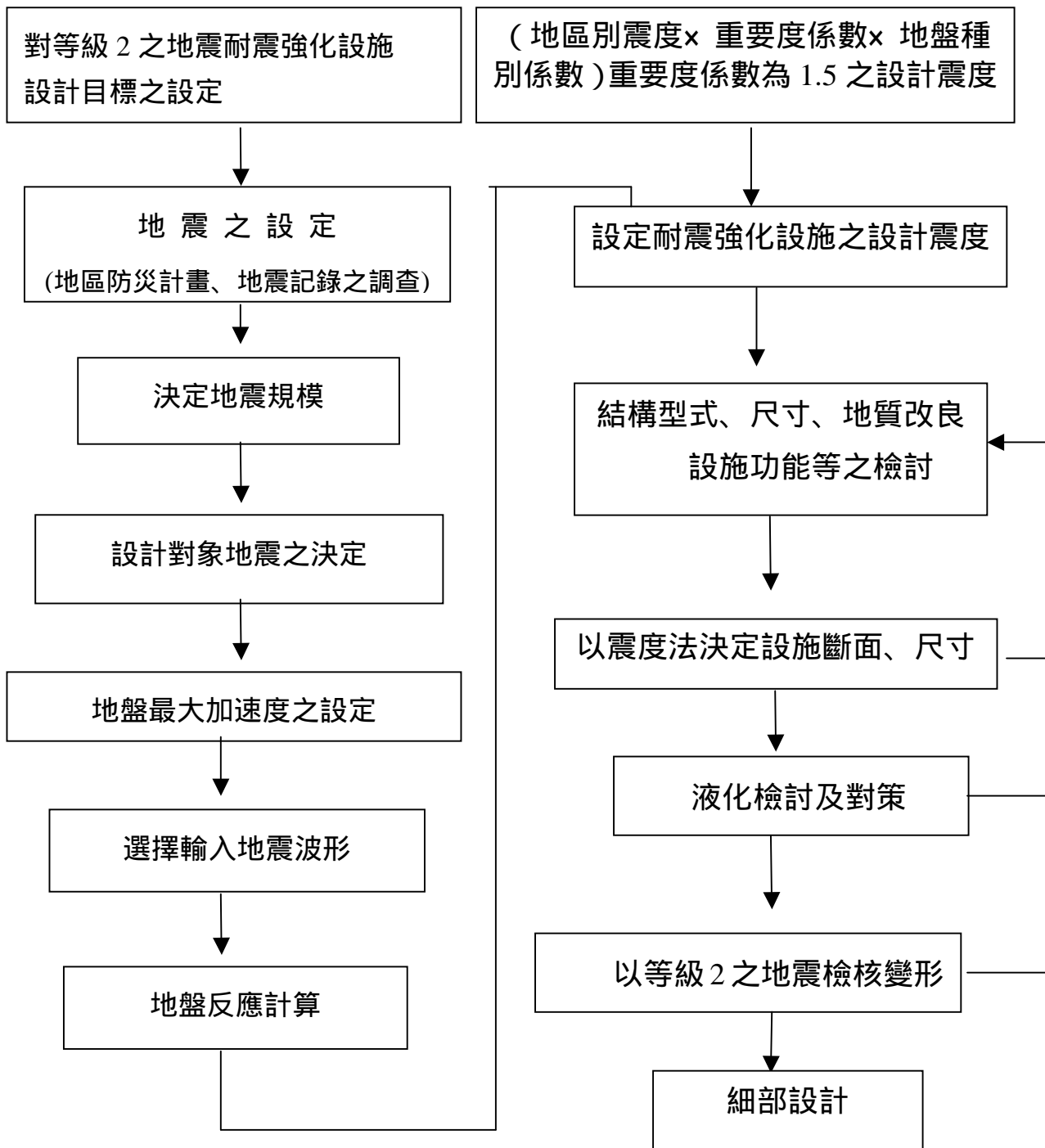


圖 2.3.2 等級 2 地震時耐震強化設施之設計流程

資料來源：『港灣設施技術上之基準，同解說』[3]

### 第三章 我國港灣構造物耐震設計基準探討

台灣地區之港灣建設雖歷經了台中港、蘇澳港之興建，以及港區內各大小碼頭之整修，但多年來並無一國內官方正式之基準或規範，可供工程人員參考及依循，設計者只好自己尋找國外之基準為自己之設計尋求合理之解釋，雖使設計之自由度較高，但亦有不少之困擾；民國八十五年，交通部對港灣類工程設計部份頒佈了『港灣構造物設計基準 防波堤設計基準及說明』，隨後又於民國八十六年頒佈『港灣構造物設計基準 碼頭設計基準及說明』[4]後，使得國內之港灣工程界終於能有一本土化之規範，不僅使得國內之港灣構造物在設計及規劃上有所依循，也對促進設計等級及技術能力之提昇有很大的幫助。茲將我國港灣構造物設計基準之沿革、基準說明、我國與日本港灣構造物設計基準比較及港灣 R.C.構造物未來設計改進方向說明如下：

#### 3.1 基準沿革

民國六十九年，由台灣省政府交通處廣蒐國內外已有之資料，並配合本省之地理環境及港灣特性，以民國五十六年日本港灣協會發行之『港灣結構物設計基準』[5]為藍本，加以整理修正發行『港灣構造物設計標準』[6]，雖未報部頒佈，但至少提供港灣界一中文之參考規範，其主要特徵為：

1. 民國五十六年版之日本『港灣結構物設計基準』，全文分為八篇，先對共同之設計條件、材料、基礎等加以敘述，而後依水域設施、外廓設施、繫靠設施等分別敘述。
2. 敘明基準之適用範圍，同時基準亦分為本文及說明，本文很簡明的將敘述之事加以明示，說明則針對其背景加以敘述，此外並依場合補充其內容。

3. 隨著技術之成熟，對於絕對應遵守之事，建議應遵守之事，及雖有問題但尚無適當之處理法，提供一判斷之方法。
4. 航道、泊地等之水域設施，所須之水深、寬度等之標準值以船長為單位，加以表示。

所以本基準所具有之特色，實為提供規劃設計時之依據。不過由於『港灣構造物設計標準』發行之時，適逢日本之基準正進行全面修改，因此改正後之新理念，無法適時予以加入。為彌補此缺憾，本所港研中心於民國八十年起著手蒐集以 1989 年最新改正之日本港灣協會發行之『港灣設施技術上之基準與解說』[7]為藍本，由本所港研中心邀請各港務局總工程司、相關學者及顧問公司人員共同參與，經過不斷之研討及意見溝通，自行進行部份之增修，完成基準之初步草案。不過由於設計基準涵蓋範圍相當廣泛，除須具備充分的理論基礎外，更應有實務上之驗證，因此修訂基準必須結合各界人士共同參與才可完成。本所港研中心雖在人力、經驗並不很充足情況下，肩負設計基準草案訂定之重任，主要目的是希望能藉由本研究整合港灣界人士智慧及經驗，建立港灣結構物設計基準，以解決規劃設計無所依循之困擾，進而提昇未來規劃設計品質，為今後之港灣發展貢獻一份力量。因此在草案完成後即分送各單位，同時當時適逢本所運輸工程組組長歐陽餘慶之鼎力支持，以港研中心完成之草案為版本，經再次檢討後送交通部技監室，而後由交通部再委託中華顧問工程司主辦，並由交通部聘請各方專家學者作為審查委員進行草案之逐條審查，並透過公開研討，藉各位專家學者之豐富學識經驗予以完成一可供參考之規範，為今後規範之制定奠下一良好之基礎。

### 3.2 碼頭設計基準

民國八十六年交通部頒佈之『港灣構造物設計基準---碼頭設計基準及說明』，第九章耐震設計，其規定如下：

### 3.2.1 耐震設計之目標

#### 1. 基準

一般性之港灣結構物須設計、建造使其能至少抵抗工址 475 年迴歸期之地震。

#### 2. 說明

- (1) 為了在結構物的使用年限內，預測可能發生的最大地震，作為設計的依據；常就結構物所在地和其相關區域內地震活動的情形，由震源規模 (M) 的大小和發生頻率 (與工址相關區域內斷層的活動程度及頻率)，據以估算在結構物使用年限內可能發生某一等級地震的機率；並根據該結構物之重要性，訂定可接受超過該等級地震的危害度 (R)，以為耐震設計的參考，此過程謂之地震危害度分析，其分析步驟如下。

##### A. 地震分區

根據過去的地震活動資料、地質構造和板塊運動等特性，考慮工址周圍約 200km 以內過去發生地震之規模、震央、震源深度等，加以分區分析。

##### B. 建立危害度分析模式

根據地震規模 M 及再現頻率建立之。目前常用之模式為：迴歸分析法、年度最大值法，可得危害度  $R_d = 1 - e^{-\frac{T_d}{T_r}}$ ，式中  $T_d$  為設計年限、 $T_r$  為迴歸期。

##### C. 訂定衰減律

利用地震水平地表加速度隨距離、地震規模之變化及地質構造等資料制定之。

##### D. 計算危害度曲線

經或然率理論分析，依可靠度予以加權計算而得，如圖 3.2.1 所示。

E. 決定設計用最大地表加速度值（PGA）。

一般碼頭結構物耐震設計的要求為使用年限 50 年，在其使用年限中，只有百分之十的機會會碰到比其設計最大的地震還要大的地震，將  $T_d = 50$  年、 $R_d = 0.1$  代入危害度  $R_d$  公式，可得迴歸期為 475 年。

- (2) 此處所謂之港灣結構物，主要係指碼頭結構。碼頭結構就其動力特性而言，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、版樁式碼頭，後者如棧橋式碼頭。
- (3) 通常地震的大小，係以地表加速度來表示。對於重要性高的結構物，上述標準要加以提高，其設計地表加速度要再乘以用途係數
- (4) 對剛性結構物如重力式碼頭、版樁式碼頭而言，在 475 年迴歸期之地震發生時，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破壞。對非剛性結構物如棧橋式碼頭而言，在 475 年迴歸期之地震發生時，容許產生塑性變形，但其韌性比不得超過其容許韌性容量。

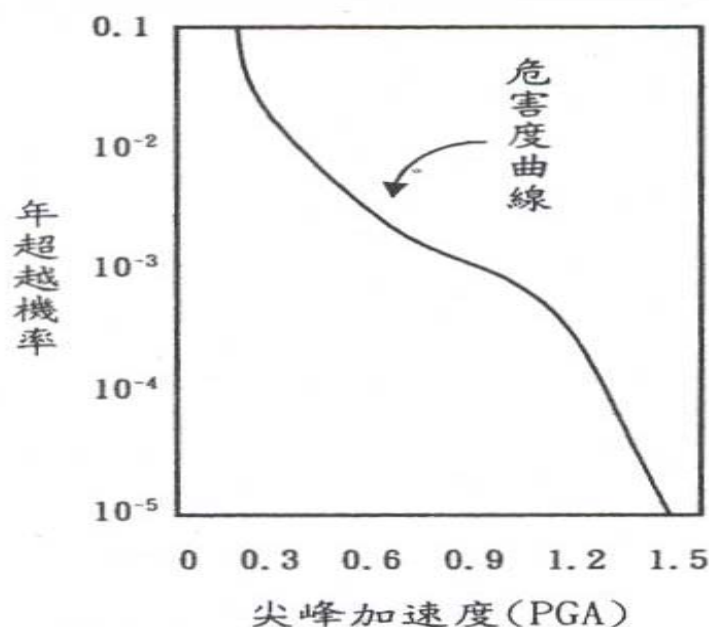


圖 3.2.1 地震危害度曲線

(資料來源：結構耐震設計概論[8])



### 3.2.2 剛性結構物之設計地震力

#### 1. 基準

地震時與土體一起運動之剛性結構物，如重力式碼頭等，其設計地震力  $V$  依下式計算：

$$\begin{aligned} V &= K_h W \\ &= AIW \end{aligned}$$

其中  $K_h$  為設計震度， $W$  為結構物全部靜載重。

設計震度  $K_h$  為工址震度  $A$  與用途係數  $I$  之乘積。工址震度  $A$  隨震區不同而異，其值為工址 475 年迴歸期之地震地表水平加速度係數  $Z$  除以 2.0。

重力式碼頭等之設計，在地震時除須考慮本節因壁體質量所產生的慣性力外，尚須考慮地震動土壓與動水壓。

#### 2. 說明

- (1) 剛性結構物係地震時與土體一起運動之結構物，此時剛性結構物隨地表運動，其加速度與地表加速度相同。

根據美國公路橋樑耐震設計規範（AASHTO）的說明，剛性結構物（如重力式碼頭、版樁式碼頭），若地震時可容許產生稍許變位，則計算壁體地震慣性力或動態土壓及水壓的設計震度  $K_h$ ，可取為地震地表加速度係數的一半。

- (2) 工址水平加速度係數

工址水平加速度係數  $Z$  代表工址迴歸期 475 年地震地表加速度與重力加速度  $g$  之比值。台灣地區劃分為地震一甲區、地震一乙區、地震第二區及地震第三區，其對應之加速度係數分別為 0.33、0.28、0.23 及 0.18。各震區包括之鄉、鎮、市如下所列：

- A. 地震一甲區（0.33）：

宜蘭縣：南澳鄉、蘇澳鎮。

花蓮縣：花蓮市、秀林鄉、新城鄉、吉安鄉、壽豐鄉、豐濱鄉、  
鳳林鎮、光復鄉、萬榮鄉、瑞穗鄉。

雲林縣：斗六市、古坑鄉、林內鄉、斗南鎮。

嘉義縣：大林鎮、梅山鄉、民雄市、竹崎鄉、中埔鄉、番路鄉、  
大埔鄉、水上鄉。

嘉義市

台南縣：東山鄉、白河鎮、後壁鄉、鹽水鎮、新營市、下營鄉、  
柳營鄉、六甲鄉、大內鄉、官田鄉、楠西鄉、玉井鄉。

B. 地震一乙區（0.28）：

宜蘭縣：除地震一甲區以外之各鄉鎮市。

花蓮縣：卓溪鄉、玉里鎮、富里鄉。

台東縣：綠島鄉、蘭嶼鄉及各鄉鎮市。

苗栗縣：獅潭鄉、頭屋鄉、苗栗市、公館鄉、銅鑼鄉、大湖鄉、  
西湖鄉、造橋鄉、三灣鄉、後龍鎮、三義鄉、卓蘭鎮、  
苑裡鎮、通霄鎮、竹南鎮、頭份鎮。

台中縣：東勢鎮、石岡鄉、豐原市、神岡鄉、清水鎮、沙鹿鎮、  
梧棲鎮、潭子鄉、大雅鄉、大甲鎮、大安鄉、外埔鄉、  
后里鄉。

雲林縣：除地震一甲區以外之各鄉鎮市。

嘉義縣：溪口鄉、新港鄉、太保市、鹿草鄉、六腳鄉、朴子市、  
義竹鄉、布袋鎮、東石鄉。

台南縣：北門鄉、學甲鎮、將軍鄉、佳里鎮、西港鄉、麻豆鎮、  
安定鄉、善化鎮、新市鄉、山上鄉、新化鎮、左鎮鄉、  
南化鄉。

屏東縣：恆春鎮、滿州鄉。

C. 地震三區（0.18）：

台北縣：林口鄉、八里鄉。

桃園縣：除大溪鎮、復興鄉外各鄉鎮。

高雄縣：茄萣鄉、湖內鄉、路竹鄉、阿蓮鄉、永安鄉、彌陀鄉、岡山市、梓官鄉、橋頭鄉、燕巢鄉、大社鄉、仁武鄉、鳥松鄉、大樹鄉、鳳山市、大寮鄉、林園鄉。

高雄市

屏東縣：屏東市、萬丹鄉、新園鄉、東港鎮、崁頂鄉、南洲鄉、林邊鄉、琉球鄉、九如鄉。

澎湖縣：各鄉鎮市。

D. 地震二區（0.23）：上述以外之地區。

金門與馬祖的工址水平加速度係數，分別為 0.20 與 0.15。

### (3) 用途係數

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，計算設計地震力時使用用途係數，其值介於 0.5 至 1.5，依表 3.2.1 決定之。

表 3.2.1 用途係數 I 值

結構物之種類	結構物之特性	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。	1.2
B 級	凡不屬於特定、A 級及 C 級者	1.0
C 級	特定及 A 級以外之小規模結構物，復舊作業容易進行者。	0.5

資料來源：「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」[4]

### 3.2.3 非剛性結構物之設計地震力

#### 1. 基準

非剛性結構物，如棧橋式碼頭等，其設計地震力  $V$  依下式計算：

$$V = \frac{ZICW}{1.2F_u}$$

式中

$$\frac{C}{F_u} \leq 1.1$$

$\frac{C}{F_u}$  經上式限制後，命為  $\left(\frac{C}{F_u}\right)_m$ ，則

$$V = \frac{ZI}{1.2} \left(\frac{C}{F_u}\right)_m W$$

其中  $Z$  為工址水平加速度係數， $I$  為用途係數， $C$  為工址正規化水平加速度反應譜係數， $W$  為結構物全部靜載重， $F_u$  為結構系統地震力折減係數。

#### 2. 說明

- (1) 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座落的地盤種類及結構本身週期的不同，使得地震力作用在結構物上所反應出之加速度有放大或縮小的可能，規範以  $C$  值（工址正規化水平加速度反應譜係數）來反應此現象。若此等結構物依據韌性設計規範設計，可使結構具有韌性，因此可使結構物能承受較大之地震能量，所以可以使用結構系統地震力折減係數  $F_u$  來折減設計地震力，意謂設計地震力可以減小。

- (2) 工址正規化加速度反應譜係數（ $C$ ）

工址正規化加速度反應譜係數  $C$  隨結構物週期  $T$  與地盤種類而改變，如表 3.2.2 所示。結構物基本振動週期  $T$ ，單位為秒。

**表 3.2.2 各類地盤水平向正規化加速度反應譜係數 C 與週期 T 之關係**

	極短週期	較短週期	短週期	中週期	長週期
第一類地盤	T 0.03 秒 C=1.0	0.03 秒 T 0.15 秒 C=12.5T+0.625	0.15 秒 T 0.333 秒 C=2.5	0.333 秒 T 0.941 秒 $C=\frac{1.2}{T^{2/3}}$	T 0.941 秒 C=1.25
第二類地盤	T 0.03 秒 C=1.0	0.03 秒 T 0.15 秒 C=12.5T+0.625	0.15 秒 T 0.465 秒 C=2.5	0.465 秒 T 1.315 秒 $C=\frac{1.5}{T^{2/3}}$	T 1.315 秒 C=1.25
第三類地盤	T 0.03 秒 C=1.0	0.03 秒 T 0.2 秒 C=8.824T+0.7325	0.2 秒 T 0.611 秒 C=2.5	0.611 秒 T 1.728 秒 $C=\frac{1.8}{T^{2/3}}$	T 1.728 秒 C=1.25

資料來源：「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」[4]

地盤之分類，依工址地盤週期  $T_G$  決定之。 $T_G \leq 0.2\text{sec}$  者為第一類地盤(堅實地盤)； $0.2\text{sec} < T_G \leq 0.6\text{sec}$  者，為第二類地盤(普通地盤)； $T_G > 0.6\text{sec}$  者，為第三類地盤(軟弱地盤)。

地盤週期  $T_G$  得依下列公式計算之：

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

其中， $H_i$  為第  $i$  層土層厚 (m)， $V_{si}$  為第  $i$  層土層平均剪力彈性波速 (m/sec)，得依下列經驗公式計算：

黏性土層： $V_{si}$  為  $=100N_i^{1/3}$ ，(  $1 < N_i < 25$  )

砂質土層： $V_{si}$  為  $=80N_i^{1/3}$ ，(  $1 < N_i < 50$  )

其中， $N_i$  為由標準貫入試驗所得之第  $i$  層土層之平均  $N$  值。 $i$  為由地表面至基盤面分為  $n$  層中之各層號碼。此處所指之基盤面為其下黏性土層之  $N$  值均大於 25，且其下砂質土層之  $N$  值均大於 50，或其下土層剪力波速大於 300m/sec 之土層面。

### (3) 結構系統地震力折減係數

結構系統地震力折減係數  $F_u$  與結構系統容許韌性容量  $R_a$ 、基本振動週期  $T$  及地盤種類有關。韌性容量  $R$  與結構系統特性係數  $R^*$  間之關係如下：

$$R = \frac{R^*}{1.2}$$

而容許韌性容量  $R_a$  與韌性容量  $R$  間之關係如下：

$$R_a = 1 + \frac{(R-1)}{1.5}$$

一般棧橋式碼頭，若樁頂與碼頭版面的樑剛接，並控制塑鉸產生在樁頂，樁頂附近並配合配置圍束箍筋者；或樁頂與樑鉸接，並控制塑鉸產生在樁之底部某處，且配合配置圍束箍筋者，結構系統特性係數  $R^*$  可取 3.0。

各種地盤  $F_u$  值與  $R_a$ 、 $T$  間的關係如下。

#### A. 第一類地盤(堅實地盤)

$$F_u = \begin{cases} R_a & ; T \leq 0.333\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \frac{(T - 0.242)}{0.091} & ; 0.242\text{sec} < T < 0.333\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.15\text{sec} < T < 0.242\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \frac{(T - 0.15)}{0.12} & ; 0.03\text{sec} < T < 0.15\text{sec} \\ 1.0 & ; T \leq 0.03\text{sec} \end{cases}$$

## B.第二類地盤(普通地盤)

$$F_u = \begin{cases} R_a & ; T \leq 0.465\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \frac{(T - 0.308)}{0.157} & ; 0.308\text{sec} < T < 0.465\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.15\text{sec} < T < 0.308\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \frac{(T - 0.15)}{0.12} & ; 0.03\text{sec} < T < 0.15\text{sec} \\ 1.0 & ; T \leq 0.03\text{sec} \end{cases}$$

## C.第三類地盤(軟弱地盤)

$$F_u = \begin{cases} R_a & ; T \leq 0.611\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \frac{(T - 0.406)}{0.205} & ; 0.406\text{sec} < T < 0.611\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.2\text{sec} < T < 0.406\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \frac{(T - 0.2)}{0.17} & ; 0.03\text{sec} < T < 0.2\text{sec} \\ 1.0 & ; T \leq 0.03\text{sec} \end{cases}$$

當結構物之週期較短時， $C$  值大而  $F_u$  值小，設計地震  $V$  會很大。謹考慮短期結構物與土壤的互制作用較顯著，其有效阻尼比較大，因此  $C/F_u$  值不必超過 1.1。

### (4) 結構物地震時水體作用之力

以棧橋式碼頭為例，結構物地震時水體作用之力主要為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。依過去文獻研究發現，考慮曳力會稍微降低結構物地震時的反應，但控制方程式

會變為非線性，較不易求解。考慮附加質量效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  $C_m$ ，其值一般可取為 1.0。

忽略曳力效應，可使控制方程式仍維持線性。此外，亦會使得地震反應稍微增加，係偏安全側的做法。

#### (5) 地震力之分佈

設計地震力  $V$ ，應分佈至結構體各節點上，其值與該節點的重量以及各節點施加與節點重量相同之水平力所產生的位移成正比。

### 3.2.4 動力分析方法

#### 1. 基準

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，若結構物具規則性者，可採用 3.2.3 小節條文與解說所述之靜力分析方法，若屬不規則性結構，應採用動力分析方法。

動力分析方法應考慮適當的設計地表加速度及正規化加速度反應譜，並採用多振態反應譜疊加法進行分析與設計。

#### 2. 說明

- (1) 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。

- (2) 設計地表加速度

設計地表加速度為設計地表加速度係數  $Z_d$  與重力加速度  $g$  的乘積，為求與靜力分析法具有一致的耐震標準， $Z_d$  值計算如下：



$$Z_s = \frac{ZI}{1.2F_u}$$

其中  $Z$  為工址水平加速度係數， $I$  為用途係數， $F_u$  為結構系統地震力折減係數。

### (3) 加速度反應譜

為求與靜力分析法具有一致的耐震標準，動力分析所採用的加速度反應譜為  $\left(\frac{C}{F_u}\right)_m$ 。茲參照基準條文中  $V = \frac{ZI}{1.2} \left(\frac{C}{F_u}\right)_m W$ ，輸入程式的調整係數應取  $\frac{ZI}{1.2}g$ 。 $g$  純粹為了將輸入反應譜  $\left(\frac{C}{F_u}\right)_m$  的單位改為程式中所使用的長度單位，如程式中使用公尺為長度單位， $g$  值應填 9.8。

### (4) 多振態反應譜疊加法

形狀不規則結構物為計及軸向與橫向地震反應具有耦合作用以及高振態之影響者，應採用多振態反應譜疊加法進行動力分析。所考慮的振態數目應足夠使軸向與橫向之有效振態質量和均超過結構物質量之 90 %。惟振態數超過 25 個，且振態最短週期小於 0.2 秒時，可不受此限。各振態最大構材內力與變位等，須以各種認可的方法加以疊加。疊加法則最好能計及振態間之互制作用，如 CQC 法則（Complete Quadratic Combination Method）。

## 3.2.5 地震時之動土壓

### 1. 基準

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之土壤在地震時作用在壁體上之動土壓。

### 2. 說明

地震時之動土壓可依規範公式計算而得，本節不再贅述，然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 3.2.2 節中之設計震度  $K_h$ ，即  $AI$  或  $ZI/2.0$ 。

### 3.2.6 地震時之動水壓

#### 1. 基準

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。

#### 2. 說明

地震時之動水壓可依規範公式計算而得，本節不再贅述，然該節中設計震度  $K$  可取基準 3.2.2 節中之設計震度  $K_h$ ，即  $AI$  或  $ZI/2.0$ 。

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 3.2.5 節計算地震時之動土壓已在殘留水位下使用換算震度  $K'$ ，因此陸側內之動水壓不必再加以計算。

### 3.2.7 載重組合

#### 1. 基準

檢核港灣結構物地震時安全性所須考慮的載重組合，除地震力載重效應  $EQ$  外，尚須包含靜載重效應  $D$ 、裝載載重效應  $S$ 、活載重效應  $L$ 、動態土壓力效應  $E$ 、水壓力（含動態水壓）效應  $H$ 、浮力效應  $B$  等。與地震有關之載重效應不必乘以載重因素，而結構物強度檢核或土壤承载力檢核均以其極限設計強度為準。

如有需要，結構物之設計亦可使用容許應力設計法，其與地震有關之載重，可做適當的調整。

## 2. 說明

地震時港灣結構物所承受的載重，除地震力外，尚需合併靜載重(自重)、裝載載重(Surcharge)、活載重、動土壓力、水壓力(含靜態與動態水壓)、浮力等，經載重組合後來檢核結構物的安全性。

大地震時結構物的安全性檢核，應採用極限強度設計法才合理。本來各種載重應乘以適當的載重因數後再組合，而載重因數係反映估計此種載重效應的變異性大小。因為影響地震載重效應最主要的因素為工址水平加速度係數  $Z$ ，而當初進行危害度分析求  $Z$  值時，已考慮了變異性，所以不必另外再使用載重因數。

建議包括地震力載重效應 EQ 在內的載重組合，須考慮下列幾個：

$$1.2D+0.5S+1.0L+1.0B \pm (EQ+E+H)$$

$$0.9D+1.0B \pm (EQ+E+H)$$

其中靜載重效應  $D$  取載重係數 1.2，裝載載重效應  $S$  取載重係數 0.5，係參照 ANSI/ASCE 規範。地震時要考慮的活載重  $L$ ，只包括固定式的裝卸機械設備等，且此部份要計入會引致地震力的  $W$  中。至於裝載載重  $0.5S$ ，亦要計入  $W$  中。

動土壓效應  $E$ ，動水壓效應  $H$ ，均與工址水平加速度係數  $Z$  有關，因為求  $Z$  時已考慮其變異性，因此載重係數亦均取 1.0。依極限強度設計法檢核結構體的安全性時，由載重組合所得的設計載重  $L_u$  必須小於或等於設計強度  $S_d$ ，而設計強度係標稱強度  $S_n$  乘以強度折減因數，即：

$$L_u \leq S_d = \phi S_n$$

檢核土壤承载力時亦同，即由載重組合算得之設計土壓力  $q_u$  不得大於土壤標稱極限承载力  $q_n$  乘以強度折減因數，即：

$$q_u / q_d = q_n$$

檢核碼頭結構物地震時之穩定性時，亦比照處理。譬如載重組合造成結構物的傾倒彎矩  $M_u$ ，不得大於標稱抗傾倒彎矩  $M_n$  乘以強度折減因數，即： $M_u / M_d = M_n$

事實上，此處  $q_d$  的倒數，即為安全係數。

結構物之設計，宜儘量採用上述的極限強度設計法，如使用容許應力設計法時，載重組合亦如上述，但靜載重效應的載重係數 1.2 可改為 1.0，地震力載重效應 EQ，動態土壓力效應 E 及動態水壓效應 H 之載重係數亦可酌予調整，使容許應力設計法之設計結果與極限強度設計法之設計結果相近。

### 3.2.8 結構物之韌性設計

#### 1. 基準

非剛性結構物計算設計地震力  $V$  時，若使用結構系統地震力折減係數  $F_u$ ，應配合進行韌性設計，使塑鉸能順利產生在預定的位置上。此外，應在塑鉸區配置圍束箍筋及注意其他相關要求，使結構物具有預期之韌性容量。

#### 2. 說明

- (1) 以基準條文中  $V = \frac{ZI}{1.2} \left( \frac{C}{F_u} \right)_m W$  計算非剛性結構物之設計地震力  $V$

時，因已使用結構系統地震力折減係數  $F_u$  將設計地震力折減，因此結構物應配合進行韌性設計，使其具有預期之韌性容量。韌性設計有兩個重點，其一要保證塑鉸產生在預定的位置上，且不得在塑鉸成熟發展前發生其他的破壞，如脆性的剪力破壞，因此需以塑鉸成熟產生後之情況，求取構材之設計剪力，以防止剪力

破壞的發生。在塑鉸能順利產生的情況下，為使結構物具有良好的韌性容量，塑鉸區應配置圍束箍筋，使其具有良好的曲率韌性及極限塑鉸轉角，如此才能獲得良好的韌性容量。

- (2) 以棧橋式碼頭為例，如樁頂與碼頭版之樑係剛接或鉸接，吾人預定的塑鉸產生位置係在樁頂或樁之底部某處。塑鉸發生時塑性彎矩  $M_p$  為若干，可依結構分析結果，在靜載重作用下，逐漸提高地震力引致內力的倍數，至產生軸力 - 彎矩交互作用破壞為止，得當時的標稱彎矩強度  $M_n$ 。就鋼筋混凝土結構言， $M_p$  可取為  $1.3M_n$ ，此係考慮到實際鋼筋降伏應力高於標稱降伏應力，且在大的應變下鋼筋可能達應變硬化而提高其強度。此外，柱受圍束箍筋之圍束，混凝土之極限抗壓強度與對應之應變亦會提高之故。對鋼管樁而言，塑性彎矩  $M_p$  可取標稱降伏彎矩強度  $M_y$  乘以 1.25。鋼筋混凝土樁之剪力設計，應以樁頂的塑性彎矩  $M_p$  除以樁頂至反曲點的距離，求出設計剪力。若樁頂與樑係鉸接，只有樁底泥線附近產生塑鉸，則樁之設計剪力係以塑性彎矩  $M_p$  除以樁頂至塑鉸的距離。此外，若樁頂與樑剛接，為保證塑鉸產生在樁頂而非樑上，應做強樑弱柱之檢核。
- (3) 以棧橋式碼頭為例，塑鉸之預定位置係在樁上，其韌性設計大致應符合柱之韌性設計要求：
- a. 樁之主鋼筋量與全斷面積  $A_g$  之比值，不得小於 0.01，亦不得大於 0.06。
  - b. 樁頂若與樑剛接，樁頂主筋之錨定，應使其能發展  $1.25f_y$  之應力，其中  $f_y$  為主筋之標稱降伏強度。
  - c. 計算樁之剪力強度時，當樁之塑鉸成熟產生時，若當時之軸力產生之平均壓應力小於  $0.1f_c'$  時，塑鉸區混凝土抵抗剪力之能力應視為零，斷面之剪力全由剪力鋼筋承擔之。
  - d. 塑鉸區附近應配置圍束箍筋將柱心予以圍束，橫向圍束箍筋可與剪力鋼筋相較取其大者，而不必重複配置。圍束鋼筋的降伏

強度不可大於主筋的降伏強度。圓形樁使用之螺箍筋體積比  
 $s$  以下列二式計算，並取大者：

$$s=0.45 \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[ 0.5 + 1.25 \frac{Pe}{f'_c A_g} \right]$$

$$s=0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[ 0.5 + 1.25 \frac{Pe}{f'_c A_g} \right]$$

上列二式算得之大值，不得小於下式：

$$s=0.45 \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_{yh}}$$

矩形樁之矩形環箍筋之總斷面樁之矩形環箍筋之總斷面  $A_{sh}$  以下  
 列二式計算，並取大者：

$$A_{sh}=0.30ah_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right]$$

或

$$A_{sh}=0.09 ah_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[ 0.5 + 1.25 \frac{Pe}{f'_c A_g} \right]$$

其中

$a$ ：矩形環箍筋之垂直間距，以 cm 計，但不得大於 15cm。

$A_c$ ：樁心之面積。

$A_g$ ：樁之全斷面積。

$A_{sh}$ ：沿某方向箍筋的總截面積（包括輔助箍筋與輔助繫筋），  
 以  $\text{cm}^2$  計， $h_c$  為與該方向垂直箍筋所圍柱心的尺寸，以  
 cm 計。矩形樁兩主軸方向均應計算檢核。

$P_e$  : 樁產生成熟塑鉸時之軸力, ( kgf )。

$f'_c$  : 混凝土之規定受壓強度, ( kgf/cm<sup>2</sup> )。

$f_{yh}$  : 螺箍筋或環箍筋之降伏強度, ( kgf/cm<sup>2</sup> )。

$h_c$  : 橫箍筋樁心在所考慮方向之尺寸, ( cm )。

$s$  : 環箍筋體積與樁心體積 ( 算至螺箍筋兩外側 ) 之比。

橫向圍束鋼筋可採用單個環箍筋或多個相互疊交之環箍筋。輔助箍筋的大小可與環箍筋的大小相同, 輔助箍筋之每一端應勾住主筋, 彎勾角度不得小於 135 度, 並延伸至少 6 倍箍筋直徑, 且不小於 10cm。

e. 橫向圍束鋼筋配置的範圍與其間距, 應符合下列要求:

(a) 橫向圍束鋼筋應配置於樁頂發生塑鉸之圍束區內, 其範圍至少等於樁深, 樁之塑鉸至反曲點距離的六分之一, 或 45cm。圍束鋼筋亦應延伸配置進入樁頂與樑之接頭區, 其延伸距離至少應等於樁長邊之半, 但不得小於 40cm。

(b) 樁之底部橫向圍束鋼筋配置之範圍, 應從開始產生降伏的斷面起, 往下配置 3 倍樁徑的距離, 往上則應配置至超出現有地面線以上一倍樁徑之距離, 但不得小於 45cm。

(C) 橫向圍束箍筋之間距不得超過 15cm, 亦不得超過樁短邊尺寸之四分之一。

(d) 螺箍筋不得在圍束區內搭接, 但容許採用強度達  $1.25f_{yh}$  的疊焊接, 或其他許可的續接方式。

f. 樁中主筋之搭接, 不得在可能發生塑鉸之圍束區內。主筋之續接可採符合規定之焊接或採用認可之聯接器, 惟最多僅容許在某斷面上隔根續接, 且相鄰兩根主筋之續接處至少應錯開 60cm 以上。

- g. 樁頂與樑剛接之接頭部，其剪應力對常重混凝土言，不得超過  $3.18\sqrt{f'_c}$ ；對輕質混凝土言，不得超過  $2.39\sqrt{f'_c}$ 。

### 3.3 921 地震後修正

921 地震後經交通部邀集相關之學者專家對現行基準作了若干修正，最主要之差異是改變地震分區、工址水平加速度係數值、各類地盤水平向正規化加速度反應譜係數  $C$  與週期  $T$  之關係及加入  $y$  值(起始降伏地震力放大倍數)，茲分別加以說明如後。

#### 3.3.1 工址水平加速度係數 ( $Z$ )

原地震分區全台灣地區劃分為四區，其對應之加速度係數分別為 0.33、0.28、0.23 及 0.18，修訂後的地震分區將全台灣地區分為地震甲區及地震乙區，其對應之加速度係數分別為 0.33 及 0.23，如圖 3.3.1 所示。各震區包括之直轄市、縣（市）及鄉（鎮、市）如下所列。

##### 地震甲區（0.33）：

宜蘭縣、新竹市、新竹縣、苗栗縣、台中市、台中縣、彰化縣、南投縣、雲林縣、嘉義市、嘉義縣、台南市、台南縣、花蓮縣、台東縣。

高雄縣：三民鄉、六龜鄉、內門鄉、甲仙鄉、杉林鄉、美濃鎮、桃源鄉、茂林鄉、旗山鎮。

屏東縣：九如鄉、三地門鄉、內埔鄉、里港鄉、車城鄉、牡丹鄉、恆春鎮、長治鄉、來義鄉、泰武鄉、高樹鄉、春日鄉、獅子鄉、瑪家鄉、萬巒鄉、滿洲鄉、霧台鄉、鹽埔鄉、麟洛鄉。

##### 地震乙區（0.23）：

基隆市、台北市、台北縣、桃園縣、高雄市、澎湖縣。

高雄縣：大社鄉、大寮鄉、大樹鄉、仁武鄉、田寮鄉、永安鄉、



岡山鎮、阿蓮鄉、林園鄉、梓官鄉、鳥松鄉、茄萣鄉、  
路竹鄉、湖內鄉、鳳山市、燕巢鄉、橋頭鄉、彌陀鄉。  
屏東縣：竹田鄉、林邊鄉、東港鎮、佳冬鄉、枋山鄉、枋寮鄉、  
南洲鄉、崁頂鄉、屏東市、琉球鄉、新埤鄉、新園鄉、  
萬丹鄉、潮州鎮。

金門與馬祖不屬上述任一震區。但其水平加速度係數可取地震乙區 ( 0.23 )。

由以上地震分區及工址水平加速度係數，可歸納出我國各國際商港之設計工址水平加速度係數(Z)如表 3.3.1 所示。

**表 3.3.1 各國際商港之設計工址水平加速度係數**

	基隆港	台中港	高雄港	花蓮港	蘇澳港	安平港
Z	0.23	0.33	0.23	0.33	0.33	0.33

### 3.3.2 正規化加速度反應譜係數 C 與週期 T

各類地盤水平向正規化加速度反應譜係數 C 與週期 T 之關係表也作了些許的調整，主要調整結構物之中週期及長週期範圍及正規化加速度反應譜係數 C 值，調整後之表如表 3.3.2 所示。

**表 3.3.2 各類地盤水平向正規化加速度反應譜係數 C 與週期 T 之關係**

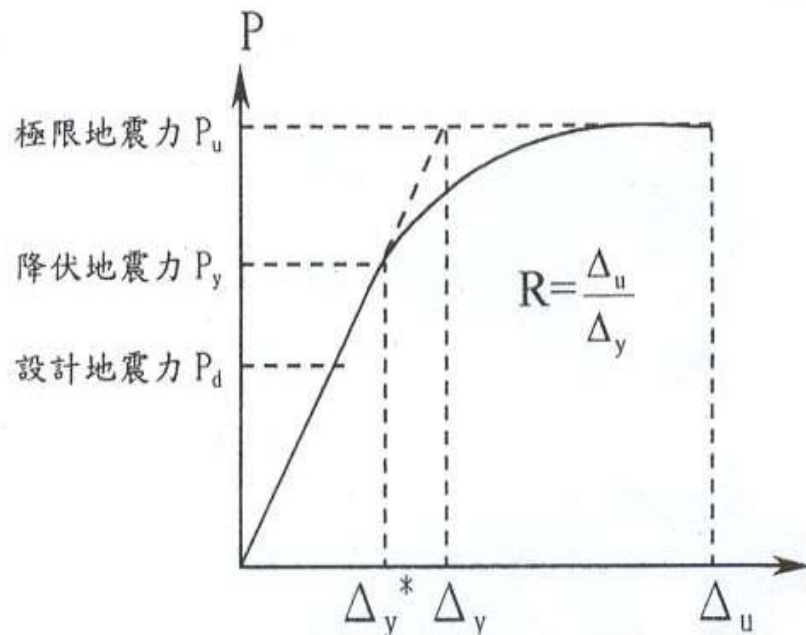
	極短週期	較短週期	短週期	中週期	長週期
第一類地盤	T 0.03 秒 C=1.0	0.03 秒 T 0.15 秒 C=12.5T+0.625	0.15 秒 T 0.333 秒 C=2.5	0.333 秒 T 1.315 秒 $C=\frac{1.2}{T^{2/3}}$	T 1.315 秒 C=1.0
第二類地盤	T 0.03 秒 C=1.0	0.03 秒 T 0.15 秒 C=12.5T+0.625	0.15 秒 T 0.465 秒 C=2.5	0.465 秒 T 1.837 秒 $C=\frac{1.5}{T^{2/3}}$	T 1.837 秒 C=1.0
第三類地盤	T 0.03 秒 C=1.0	0.03 秒 T 0.2 秒 C=8.824T+0.7325	0.2 秒 T 0.611 秒 C=2.5	0.611 秒 T 2.415 秒 $C=\frac{1.8}{T^{2/3}}$	T 2.415 秒 C=1.0



圖 3.3.1 台灣地區地震分區

### 3.3.3 起始降伏地震力放大倍數 ( $\gamma$ )

修正後之規範引入了新的係數，即起始降伏地震力放大倍數  $\gamma$ ， $\gamma$  係計及設計地表加速度放大  $\gamma$  倍後，結構體開始產生第一個斷面降伏，其值與所採用之設計方法有關。其物理意義如下，



資料來源：結構耐震設計概論[8]

$$\gamma = \frac{P_y}{P_d}$$

規範規定鋼筋混凝土結構若採用強度設計法設計時， $\gamma$  可取 1.0，若採用其它材料或其他設計方法時，設計者應依使用規範，詳細分析訂定之。

經此係數加入後，相關的公式調整整理如表 3.3.3 所示。

表 3.3.3 碼頭耐震設計公式加入  $\alpha_y$  之後公式調整對照表

	原 規 範	修 訂 規 範
非鋼性結構物之設計地震力	$V = \frac{ZICW}{1.2Fu}$ , 式中 (C/Fu) 1.1	$V = \frac{ZICW}{1.2Fu\alpha_y}$ , 式中 (C/Fu) 1.1
設計地表加速度	$Z_d = \frac{ZI}{1.2Fu}$	$Z_d = \frac{ZI}{1.2Fu\alpha_y}$
加速度反應譜	輸入調整係數取 $\frac{ZI}{1.2} g$	輸入調整係數取 $\frac{ZI}{1.2\alpha_y} g$
地震時之動土壓	計算動土壓公式中，震度 K 可取 3.2.2 節中之設計震度 $K_h$ ，即 AI 或 $\frac{ZI}{2.0}$	計算動土壓公式中，震度 K 可取 3.2.2 節中之設計震度 $K_h$ ，即 AI 或 $\frac{ZI}{2.0\alpha_y}$
地震時之動水壓	計算動水壓公式中，震度 K 可取 3.2.2 節中之設計震度 $K_h$ ，即 AI 或 $\frac{ZI}{2.0}$	計算動水壓公式中，震度 K 可取 3.2.2 節中之設計震度 $K_h$ ，即 AI 或 $\frac{ZI}{2.0\alpha_y}$
載重組合	結構物之設計，宜採用極限強度設計法，如使用容許應力設計法時，靜載重效應之載重係數 1.2 可改為 1.0，地震力載重效應 EQ、動態土壓力效應 E 及動水壓力 H 之載重係數可酌予調整，使容許應力設計法結果與極限強度設計法之設計結果相近。	結構物之耐震設計亦可採用容許應力法設計之，惟設計者應依國際慣用並經業主同意之設計規範中有關載重組合之相關規範進行設計，其地震力效應 EQ 中之 $\alpha_y$ 應依所採用之規範分析制定之。

最後將修訂後規範與原規範之對照說明整理如表 3.3.4 所示。

表 3.3.4 九二一地震後碼頭相關設計規範修訂摘要說明表

	原 規 範	修 訂 規 範	說 明
工址水平加速度係數	地震分四區, Z 值由 0.18~0.33	地震分兩區, Z 值為 0.23、0.33	水平加速度 Z 值改變
非鋼性結構物之設計地震力	$V = \frac{ZICW}{1.2Fu}$ , 式中 (C/Fu) 1.1	$V = \frac{ZICW}{1.2Fu\alpha_y}$ , 式中 (C/Fu) 1.1	加入 $\alpha_y$ 值(起始降伏地震力放大倍數)
工址正規化加速度反應譜係數	表 3.2.1 中正規化加速度反應譜係數 C 在長週期 T 時, C 取 1.25	表 3.3.2 中, C 值在長週期時取 1.0	C 值在長週期時係數修正
起始降伏地震力放大倍數與結構系統地震力折減係數	僅針對 $F_u$ (地震力折減係數)與 $R_a$ (結構系統韌性容量)間之關係作一說明	鋼筋混凝土結構採強度設計法設計時, $\alpha_y$ 可取 1.0, 採用其它材料或其他設計方法時, 設計者應依使用規範, 詳細分析訂定之。	$\alpha_y$ 值取用說明
設計地表加速度	$Z_d = \frac{ZI}{1.2Fu}$	$Z_d = \frac{ZI}{1.2Fu\alpha_y}$	加入 $\alpha_y$ 值
加速度反應譜	輸入調整係數取 $\frac{ZI}{1.2}g$	輸入調整係數取 $\frac{ZI}{1.2\alpha_y}g$	加入 $\alpha_y$ 值
地震時之動土壓	計算動土壓公式中, 震度 K 可取 9.2 節中之設計震度 $K_h$ , 即 $AI$ 或 $\frac{ZI}{2.0}$	計算動土壓公式中, 震度 K 可取 9.2 節中之設計震度 $K_h$ , 即 $AI$ 或 $\frac{ZI}{2.0\alpha_y}$	加入 $\alpha_y$ 值
地震時之動水壓	計算動水壓公式中, 震度 K 可取 9.2 節中之設計震度 $K_h$ , 即 $AI$ 或 $\frac{ZI}{2.0}$	計算動水壓公式中, 震度 K 可取 9.2 節中之設計震度 $K_h$ , 即 $AI$ 或 $\frac{ZI}{2.0\alpha_y}$	加入 $\alpha_y$ 值
載重組合	結構物之設計, 宜採用極限強度設計法, 如使用容許應力設計法時, 靜載重效應之載重係數 1.2 可改為 1.0, 地震力載重效應 EQ、動態土壓力效應 E 及動水壓力 H 之載重係數可酌予調整, 使容許應力設計法結果與極限強度設計法之設計結果相近。	結構物之耐震設計亦可採用容許應力法設計之, 惟設計者應依國際慣用並經業主同意之設計規範中有關載重組合之相關規範進行設計, 其地震力效應 EQ 中之 $\alpha_y$ 應依所採用之規範分析制定之。	

### 3.4 日本規範與我國規範比較分析

本節將就我國現行耐震設計規範與日本功能性耐震設計規範作一簡單比較，以瞭解兩種設計方法的差異性。由於規範對剛性結構物與非剛性結構物之設計公式不同，所以本節將分剛性結構物與非剛性結構物來分別給予探討。

#### 3.4.1 剛性結構物

我國規範與日本規範兩者同樣以震度法設計之精神來設計，公式如下：

$$\text{我國規範} \quad V = \frac{ZI}{2}W$$

$$\text{日本規範} \quad V = \text{地區震度}(Z) \times \text{地盤分類係數} \times \text{重要度係數}(I) \times W$$

茲將兩者不同之處探討如下：

##### 1. 地震迴歸期

我國規範規定所有碼頭結構物在 475 年迴歸期之地震發生時，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破壞。而日本規範則將地震等級分為兩級，等級一之地震為 75 年迴歸期之地震，所有結構物均不得發生損壞，等級二之地震為 475 年迴歸期之地震，一般碼頭可能已損壞，但耐震強化碼頭則不能有損壞或容許產生輕微損壞，此輕微損壞意味地震後可以很快的修復恢復其功能者。

當地震來時，我們知道港灣構造物不像房屋、橋樑、道路等構造物牽涉到許多生命財產的損失，甚至災後的修復工作也不像其他結構物所遭遇的問題繁雜且困難，所以是否有必要以 475 年迴歸期的地震定為所有碼頭結構物的耐震設計目標應有待商榷。是否可以仿效日本將耐震設計目標分為兩個等級，如此，一般碼頭就不需再以 475 年迴歸期的地震定為耐震設計目標，而改以 75 年迴歸期的地

震定為耐震設計目標，那這樣未來港灣建設工程費用應可節省很多。

## 2. 耐震功能設計

日本規範經神戶地震後，導入了所謂的「耐震功能設計」理念，此理念包含了港灣構造物「耐震功能設定」及「耐震功能檢驗」，所謂「耐震功能設定」是對耐震強化設施在結構斷面尺寸決定前，以構造物在使用上及功能上所能容許地震後產生的變位量，來設定其最大容許變位。而耐震功能檢驗則是構造物依等級 1 之地震，以重要度係數為 1.5 決定設計震度來設計斷面尺寸後，需以等級 2 之地震檢核結構物的整體變位量是否有超出當初所設定的容許最大變位量。若無則可進行細部設計，若超過容許最大變位量，則需重新檢討結構型式、尺寸、地質改良及設施功能，重新設計斷面、尺寸，再以等級 2 之地震檢核結構物的整體變位量。

由上面的說明我們可以清楚的瞭解到，日本規範對於耐震強化設施並不強迫要以等級 2(迴歸期 475 年)之地震為設施之設計震度，但先決條件為此設施在等級 2 之地震力作用下，設施的變位量要在設定的容許變位量以下，如此，以工程經濟之觀點，將可省下可觀的港灣建設經費。

## 3. 耐震強化碼頭之設計震度

日本過去對各港面對遠大於所設計之地震發生時，需能保有幾座碼頭提供緊急物資裝卸、救援活動等功能之碼頭，此碼頭謂之「耐震強化碼頭」，其設計震度為 0.25，此理念可供我國規範增訂之參考。

台灣為海島國家，民生物資、工業生產所需之原物料及成品等經貿上所需之貨物運送，絕大部份均靠各國際商港來進出，各國際商港可說是台灣經貿的門戶，若門戶因地震導致碼頭損壞，使港埠無法運作，則依靠對外貿易的台灣經濟將陷入癱瘓，其後果不堪設想，所以規範實有需要訂定耐震強化碼頭之設計震度，以供各港應用。

### 3.4.2 非剛性結構物

在非剛性結構設計部份，我國規範以公路橋樑耐震設計規範為藍本套用而來，公式如下

$$V = \frac{ZICW}{1.2Fu\alpha_y}$$

日本規範則建議以動力分析方式解之，或以規範中之簡便法、彈塑性解法解之。

由於我國規範與日本規範在非剛性結構物之設計上差異較大，所以本小節以探討我國規範為主。如同剛性結構物之探討，我國公式中之地震迴歸期似乎有檢討的必要，而日本規範中之耐震功能設計及耐震強化碼頭之設計震度訂定也值得我們借鏡，在此不加贅述；另外，針對公式中的  $F_u$  及  $\alpha_y$  係數，經本研究之探討結果，說明如下：

#### 1. 結構系統地震力折減係數 ( $F_u$ )

規範規定若結構物依據韌性設計規範設計，可使結構具有韌性，因此可使用結構系統地震力折減係數 ( $F_u$ ) 來折減設計地震力，然而針對以工作應力法設計之結構物，此公式的適用性則有待商榷。

#### 2. 起始降伏地震力放大倍數 ( $\alpha_y$ )

$\alpha_y$  係數與結構系統地震力折減係數 ( $F_u$ ) 同樣有折減設計地震力的作用，其物理意義為  $\alpha_y = \frac{P_y}{P_d}$ ，規範規定鋼筋混凝土結構採強度設計法設計時， $\alpha_y$  可取 1.0，採用其它材料或其他設計方法時，設計者應依使用規範，詳細分析訂定之。

本研究認為規範應針對不同材料及設計方法給予  $\alpha_y$  值作一明確的規範與說明，如此一來設計上才能統一，也才不會發生設計者因引用規範的不同或引用錯誤，而導致設計結果不同或失敗。另外，針對規範規定鋼筋混凝土結構採強度設計法設計時， $\alpha_y$  可取 1.0。本研究以台中港為例，設計一非剛性之鋼筋混凝土結構，將碼頭結構物與橋樑及建築物之設計震度作一比較如表 4.4.1 所示。



表 3.4.1 非剛性結構物之耐震設計比較表(RC 結構物)

規範	交通部修訂之碼頭設計基準	交通部修訂之公路橋樑設計基準	建築物耐震設計規範
公式	$K = \frac{ZIC}{1.2Fu\alpha_y}$ C/Fu 取 1.1, Z= 0.33 I：重要度係數，取 1.0 $\alpha_y$ ：RC 結構物，取 1.0	$K = \frac{ZIC}{1.2Fu\alpha_y}$ C/Fu 取 1.1, Z= 0.33 I：重要度係數，取 1.0 $\alpha_y$ ：RC 結構物，取 1.65	$K = \frac{ZIC}{1.4Fu\alpha_y}$ C/Fu 取 1.0, Z= 0.33 I：重要度係數，取 1.0 $\alpha_y$ ：RC 結構物，取 1.5
K 值	0.30	0.18	0.16
備註	鋼筋混凝土構造物 極限強度設計法	鋼筋混凝土構造物 極限強度設計法	鋼筋混凝土構造物 極限強度設計法

由表 3.4.1 之比較結果，非鋼性之鋼筋混凝土碼頭結構物採極限強度設計法設計時，若依規範將  $\alpha_y$  值取 1.0，則設計震度 (K) 明顯較橋樑及建築物高許多，似乎不太合理，故本研究認為  $\alpha_y$  值似應有檢討修訂之必要。

### 3.5 未來港灣 R.C.構造物設計改進方向說明

基準除了耐震設計部份有改進的需求外 ( 如上述章節所探討 )，另外在港灣 R.C. 構造物的部份，由於我國港灣 R.C. 構造物之設計基準還停留在早期的工作應力設計法 ( 此可從基準第三篇材料中之鋼鐵材及混凝土容許應力之規定得到應證 )，有鑒於現行建築技術規則已將 R.C. 構造物改為強度設計法，考量基準的一致性及其配合未來功能性設計的研發，實有必要將現行港灣 R.C. 構造物之設計方法由工作應力法改為強度設計法。

## 第四章 工作應力法與強度設計法比較分析

本章先藉由介紹鋼筋混凝土樑的力學行為，以便瞭解鋼筋混凝土樑從施加载重到構件破壞，混凝土與鋼筋之應力應變關係。接著介紹鋼筋混凝土設計方法的演變，說明工作應力法及強度設計法的精神，並進而比較分析工作應力法及強度設計法的差異。

### 4.1 鋼筋混凝土樑構件之力學行為

混凝土的抗壓強度，通常以  $f'_c$  來表示。該值是以直徑 15 公分、高 30 公分的混凝土圓柱，澆置 28 天後，按照正常加壓速率，在試驗機上量出的極限抗壓強度。此抗壓試驗同時可繪出混凝土受壓時的應力-應變曲線如圖 4.1.1 所示。由圖中可知混凝土並非一完全的彈性體，其應力與應變亦不成正比例關係。一般為了應用上的方便，若載重所產生的應力不超過  $0.5 f'_c$  時，可將其視為彈性體，換言之，在  $0.5 f'_c$  以下時，應力與應變曲線可視為一直線。混凝土極限應變  $\epsilon_{cu}$  約為 0.003 ~ 0.005，而混凝土達到最大應力  $f'_c$  的應變約為 0.002。與混凝土比較，鋼筋是一種高強度材料，一般鋼筋的使用抗拉強度（即降伏強度）約為混凝土抗壓強度的 10 倍；或混凝土抗拉強度的 100 倍。如圖 4.1.2 所示， $\epsilon_y$  為鋼筋降伏點應變， $f_y$  為降伏應力。鋼筋在降伏以前應力-應變為線彈性關係，亦即應力  $f_s$  和應變  $\epsilon_s$  成正比。

由於純混凝土樑彎曲時的抗拉強度，遠小於其抗壓強度，故不適宜作為受撓構件(flexural member)。因此，在載重不大時，混凝土壓力側的強度尚未完全發揮以前，在受拉側早已破壞，故在受拉側必須埋設鋼筋。這種鋼筋混凝土樑中的鋼筋，主要是用來抵抗由彎矩所產生的拉力，而壓力則由混凝土來抵抗。本節以圖 4.1.3 所示之單筋矩形樑為例，說明在各受力階段鋼筋及混凝土的應力與應變的行為。當樑上載重逐漸由零增至破壞強度時，可區分為未開裂斷面、開裂斷面的彈

性應力、極限撓區強度等三個階段[9]，茲說明如下：

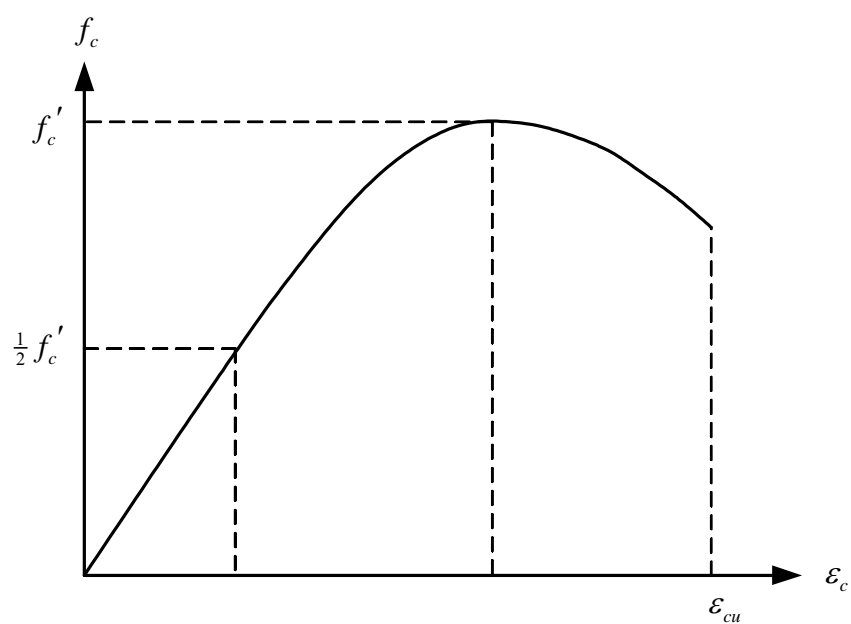


圖 4.1.1 混凝土受壓時之應力-應變曲線

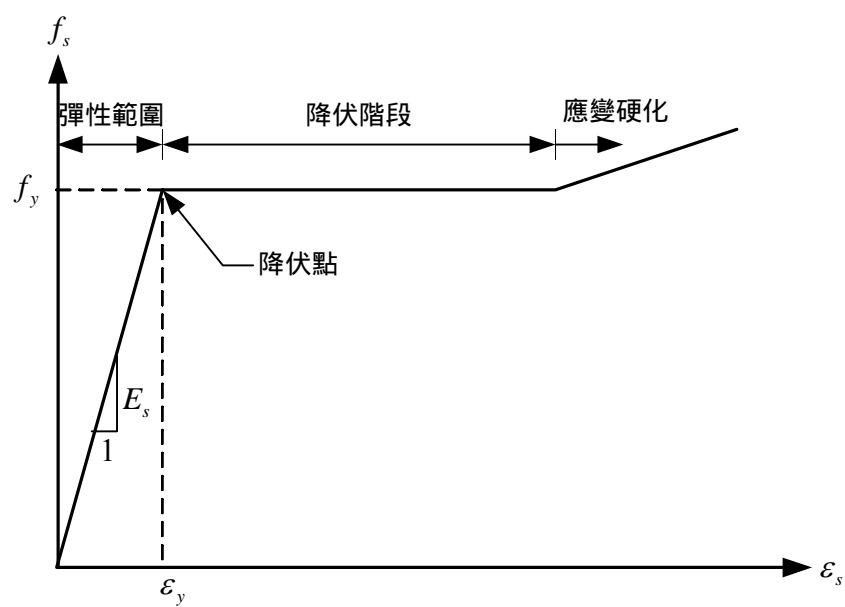


圖 4.1.2 鋼筋受拉之應力-應變曲線

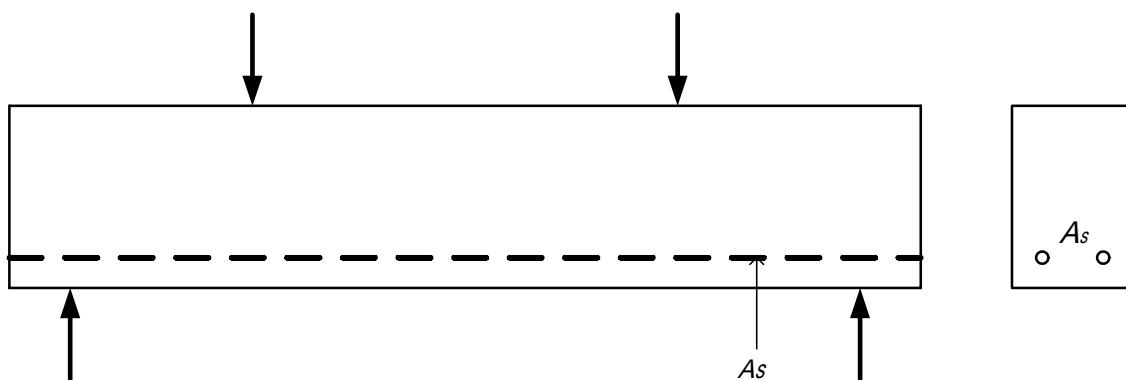


圖 4.1.3 單筋矩形樑示意圖

### 1. 未開裂斷面之應力分析

當載重小於混凝土的抗拉強度時，只要混凝土中的拉應力小於破壞模數時的應力，整個混凝土剖面皆可承受應力。此時，中性軸的一邊承受壓力，另一邊則承受拉力；並且，鋼筋與其周圍的混凝土產生相同的變形，與混凝土同受拉力，並均在彈性範圍內，其鋼筋與混凝土的應力與應變分佈情形，如圖 4.1.4 所示。此時應力-應變分佈情形與均質樑的情況類似，唯一差別的是多一種材料，即鋼筋。

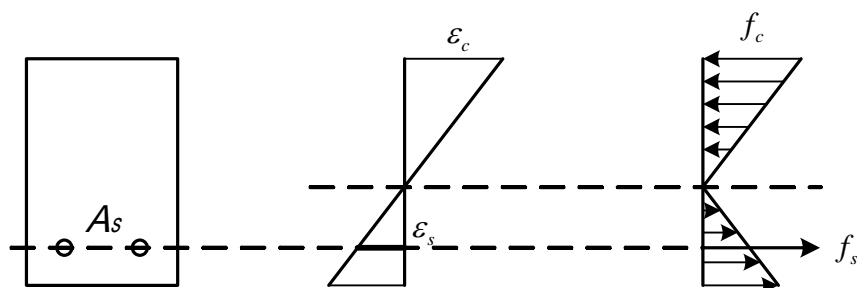


圖 4.1.4 未開裂斷面之應力與應變分佈

### 2. 開裂斷面的應力分析

當載重增大，拉應力超過混凝土的抗拉強度時，即開始產生裂紋。這些拉力破裂的一般形狀與其分佈如圖 4.1.5 所示。設計良好的樑，其

裂縫通常都很小(屬毛細裂縫),故並不妨害構件的美觀與防蝕性能,但對構件的承載行為影響很大。例如圖 4.1.5 樑的 a-a 剖面上,混凝土顯然已無法傳遞任何拉應力,因而所有拉力都由鋼筋來承受。若混凝土應力未超過  $0.5 f'_c$ ,而鋼筋應力未達降伏點時,兩者皆為彈性範圍,或接近彈性。一般結構物在常時載重下,都是在這種狀態。在此受力階段,為求簡單,假定混凝土已發生拉裂縫並延伸至中性軸;同時又假定斷面在構件受彎前後,均為平面。其應力與應變的分佈情形如圖 4.1.6 所示。

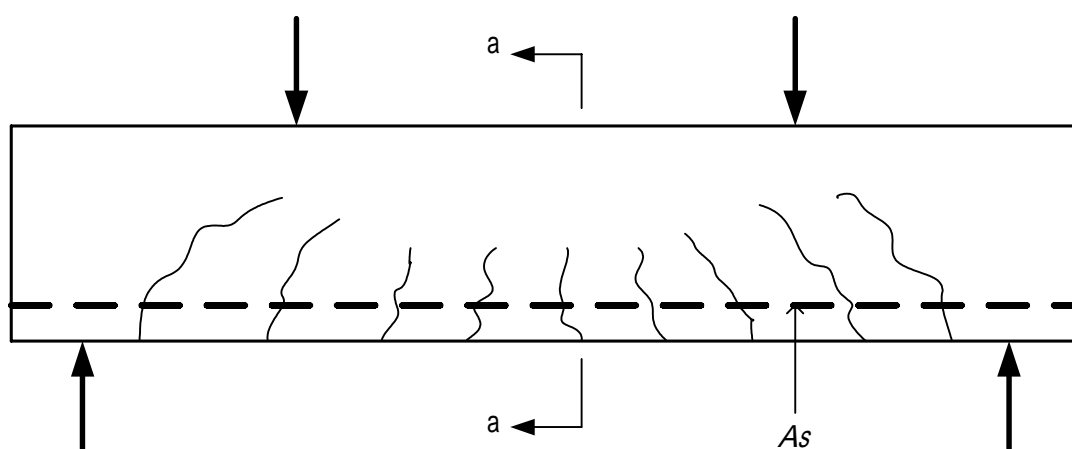


圖 4.1.5 樑之裂縫分佈示意圖

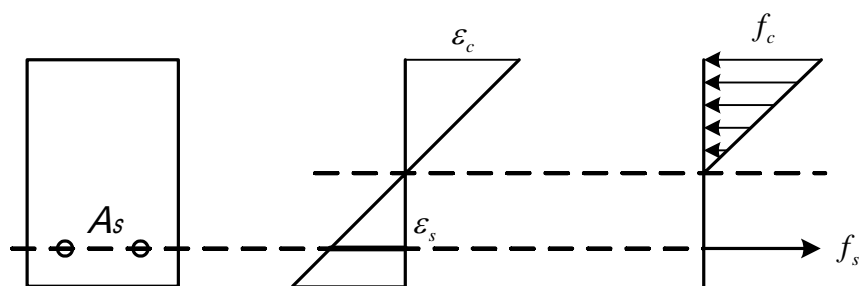


圖 4.1.6 開裂樑斷面之應力與應變分佈

### 3. 極限撓曲強度

當載重繼續增加,則此時混凝土應力與應變的關係將呈非線性,

而鋼筋也會降伏，最後到達極限強度時，樑即破壞，此時在極限彎矩作用下的應力與應變分佈情形如圖 4.1.7 所示。圖中可知在極限強度或接近時，應力與應變不是線性關係，因此必須採非彈性的分析方法較為合理。

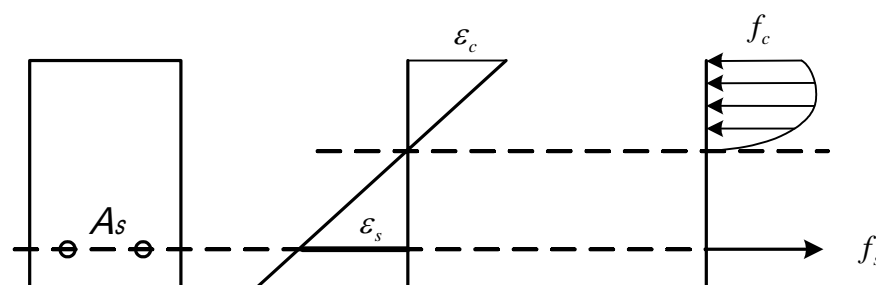


圖 4.1.7 極限載重時的應力與應變分佈圖

綜合以上所述各階段之受力狀態，可繪出鋼筋混凝土樑承受彎矩作用時的彎矩-曲率圖，如圖 4.1.8 所示。圖中， $A$  點的  $M_{cr}$ 、 $\phi_{cr}$  為混凝土開裂時之斷面彎矩、曲率， $C$  點的  $M_y$ 、 $\phi_y$  為鋼筋降伏時之斷面彎矩、曲率，而  $D$  點的  $M_u$ 、 $\phi_u$  為鋼筋混凝土樑的極限彎矩和曲率。鋼筋混凝土樑承受較小之載重，在受拉側混凝土尚未開裂之階段，此時材料之應力-應變都還是線性關係，樑之彎矩-曲率關係如圖 4.1.8 之  $\overline{OA}$  段呈線性關係。當樑斷面承受開裂彎矩時，受拉側混凝土開裂，此時的彎矩作用下樑的撓度會有小幅度的增加而發展出圖中  $\overline{AB}$  段開裂時之彎矩-曲率關係。混凝土開裂後至拉力鋼筋降伏前，鋼筋混凝土樑之彎矩-曲率會近似於線性關係發展，如圖中之  $\overline{BC}$  段所示，在這一階段受壓側混凝土之應力-應變關係正由線彈性關係漸漸步入非線性階段，而鋼筋之應力-應變關係仍然維持線性。在鋼筋進入降伏階段後，鋼筋已無法承受額外的拉力，在此階段，樑之彎矩-曲率關係如圖中  $\overline{CD}$  段所示[9,10]。

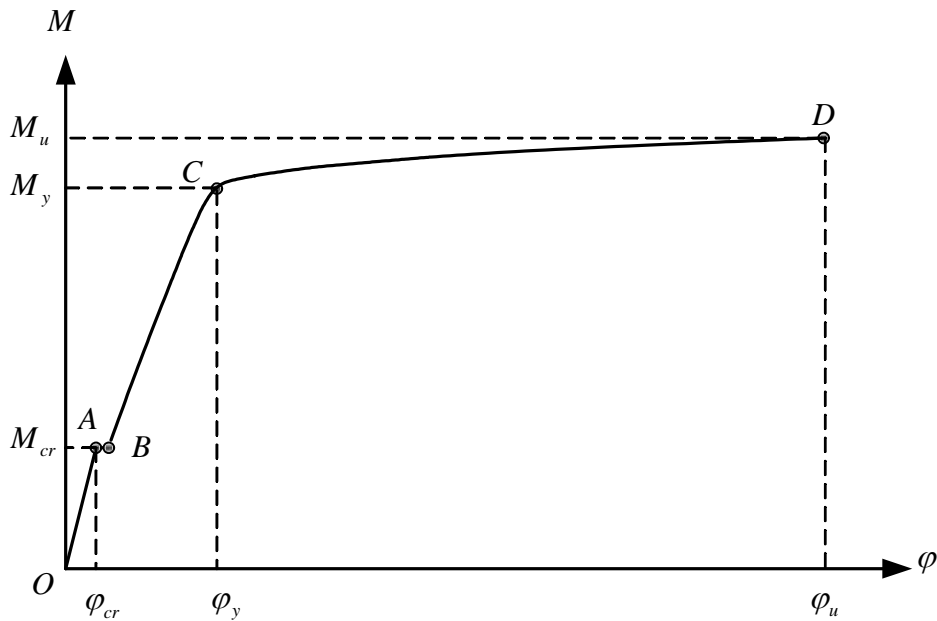


圖 4.1.8 鋼筋混凝土樑之彎矩-曲率圖

## 4.2 鋼筋混凝土設計方法的演變

鋼筋混凝土的使用，最早起源於十九世紀中期的歐洲，當時人們已經以金屬來固定結構元件的外型及加強其剛度，但是對於鋼筋混凝土的行為及設計的方法並不瞭解[11]。美國方面，Hyatt 在 1850 年鋼筋混凝土樑的實驗，鐵棒已正確的放在拉力區，並在支承處上彎錨定於壓力區，但其研究結果卻延至 1877 年才發表。早期鋼筋混凝土領域的工程師將建造及計算的方法視同商業機密，整個 1850-1900 年間，鋼筋混凝土相關的研究發表很少，因此在設計程序上出現了缺乏統一性的多種系統與方法。1903 年，美國所有致力於鋼筋混凝土的組織代表組成一聯合委員會，開始將設計方法及原理予以統一。在 20 世紀的最初十年，鋼筋混凝土快速發展，如伊利諾大學的 Arthur N. Talbot，威斯康辛大學的 Frederick E. Turneure 與 Mortom O. Withey，以及德國的 Bach 等，以廣泛的試驗確定了樑的力學行為及混凝土抗壓強度和彈性模數。大約從 1916 年至 1930 年代中期，研究重心集中在軸載重柱的行為。1930 年代末期及 1940 年代，偏心載重柱、基腳，及樑的極限強

度才受到注意。早期的設計方法，主要是以線彈性理論的工作應力法為主，自 1950 年代中期開始，由於對鋼筋混凝土結構承受超過使用載重時之實際行為有了更深入之了解，因此，鋼筋混凝土設計由工作應力法轉至強度設計法[12]。1956 年 ACI-ASCE Committee 327，首次承認並允許強度設計法。1963 年 ACI 規範將工作應力法與強度設計法置於同等地位。及至 1971 年 ACI 規範中僅保留一小部份之工作應力法之外，此時強度設計法已完全地被採用。在強度設計法中所使用的強度折減係數及載重係數，分別是用來縮小桿件的極限強度及放大外力載重。早期規範對這些係數大小的決定，係依照過去的經驗、協商及主觀判斷，如 1983 年的 ACI 規範。然而在結構設計過程中，由於各種所關心的物理量具有不確定性，或是模式誤差，或經驗不足，常造成實際與預期的設計目標有所偏差。若結構設計成過分安全則會不符合經濟性，因此利用可靠度理論，把結構在使用年限內破壞的機率，控制在可接受的範圍內，使其符合預期及具有一致的安全程度。以 AISC 規範所頒佈的載重與強度係數設計法 (Load and Resistance Factor Design, 簡稱 LRFD) 為例，便是以可靠度理論為基礎考慮材料抵抗力與載重效應所具有之不確定性，合理決定強度折減係數、各種載重及其對應的載重係數的一種設計方法。

### 4.3 工作應力法概述

本法又名容許應力設計法(allowable stresses design)，其載重係使用工作載重(working loads)，亦即規範的標稱載重(nominal loads)，其安全檢核格式如下所示：

$$\frac{R_n}{F.S.} \geq \sum_i Q_i \quad (4.3.1)$$

其中  $R_n$  為構材的標稱強度， $F.S.$  為安全係數， $Q_i$  為各種標稱載重。上式的左右兩邊除以斷面積後即為應力檢核型式，其中左邊項目即為容許應力。此法假設材料之容許應力為實際強度折減至線彈性範圍內，且由工作載重所造成的實際應力不超過容許應力。至於容許應力的大小



視材料種類而定，一般是由過去的經驗來判斷。以鋼筋混凝土樑為例，工作應力法所考量的設計彎矩位於圖 4.1.8 的  $\overline{BC}$  段內，圖中可知其彎矩-曲率近似於線性關係，在此階段受拉側之混凝土已開裂，拉力鋼筋及受壓混凝土的應力-應變皆在彈性範圍。此法的優點為行之多年，一般工程師較為熟悉，且所設計的結構較為保守。其缺點為在工作載重作用下，對於所有結構很難保證會有一致性的安全程度，並且無法得知結構物承受多大載重後，此構材會產生破壞。

工作應力法之彈性觀念，可用來計算常時使用載重下之結構物的撓度，但不適用於承受極限載重下之撓度計算。

## 4.4 強度設計法概述

強度設計法主要是探討結構物在使用年限內可能遭遇之最大載重，及構材達到破壞所能承受之極限強度，依據可靠度理論所訂定的一種設計方法。此方法係考量桿件強度及載重效應所具有的不確定性，以可靠度為基準，合理決定各種載重組合及其對應的載重係數，以及強度折減係數，使得結構物在使用年限內，能符合預期及具有一致的安全可靠度。另外強度設計法根據結構物承載極限載重下，構材斷面之鋼筋及混凝土應力或應變達到該材料之規定極限值為基準的設計方法[9]，此方法構件材料之應力應變關係為非直線關係，以鋼筋混凝土樑為例，如圖 4.1.8 所示，主要是求  $D$  點桿件彎曲破壞的極限彎矩，由圖中可知此時彎矩曲率的關係成非線性，在此階段拉力鋼筋已經降伏，而受壓混凝土達到極限應變產生壓碎破壞。ACI 在 1956 年出版之規範裡首次訂定本設計方法之規範，並稱為極限強度設計法(ultimate strength design)，簡稱 U.S.D.，1971 年經修改後稱為強度設計法。

### 4.4.1 強度設計法之安全條款

以結構安全的角度，構件最重要的特性是其桿件強度，這種強度必須大得足以抵抗結構使用期間的各種載重作用，不造成破壞(failure)

或其他損害。工程師在設計結構物時，無法對該結構物在使用年限內可能發生之各種災害做準確的預估，需在不確定情形下進行設計，因此須設計結構物在其完工後之實際強度，大於該結構物需要強度的若干倍，來保障結構物的安全，此種強度之差一般稱為安全度(safety margine)[13]。影響結構安全因素可區分為兩大類，即載重超載因素與強度不足因素。基於這兩類因素，強度設計法的安全檢核格式，可表示如下：

$$\phi R_n \geq \sum_i \gamma_i Q_i \quad (4.4.1)$$

其中 $\phi$ 為強度折減係數， $R_n$ 為構材的標稱強度， $\gamma_i$ 為不同的標稱載重 $Q_i$ 所對應的載重係數。此法具有下列的主要優點：

1. 對於不同的設計情況下(例如張力構件、壓力構件等，或不同的載重組合)，保持預先設定的安全性或可靠度。
2. 此法可由設定的可靠度來反應預期的破壞型式。例如設定樑構材比柱構材先達降伏，可提供預警作用。
3. 設計者經由可靠度設計的步驟，能更了解功能需求與結構行為的互相關係。

以下就載重係數及強度折減係數的基本特性，分別說明。

#### 4.4.2 載重係數

載重係數的大小，反應於載重可預期性的精確程度，當載重大小及分佈可準確建立，則可乘上一較小的載重係數；反之，若大小變化不定或無法準確預測其實際的載重值，則應乘上一較大的載重係數。一般結構物，作用之載重可歸納有永久載重、變動載重及偶發載重三大類[3]。永久載重乃持續性作用於構造物之載重，其變異性極小，如構造物自重。由於永久載重其值極為固定，變異性小，故載重係數可取較小值。變動載重乃其載重變動頻繁且持續性發生，其與載重平均值之差異性不可忽視者稱之，即變異性大，如活載重。由於其作用頻率高又變動性大，載重估算準確度較低，故其載重係數須採較高值。

偶發載重為構造物於使用期間發生之頻率極少，但其對結構物之影響非常大之載重，如地震力所造成的載重。

#### 4.4.3 強度折減係數

強度折減係數大小的決定，是依據桿件破壞對結構的影響、桿件力學行為及強度計算的瞭解程度、桿件的延展性、材料強度的不確定性、結構物破壞對社會所造成的影響等因素。國內混凝土設計規範[14]僅以 $\phi$ 一個係數考量強度折減係數的整體影響。而日本港灣構造物設計基準[3]，則是將此安全折減係數細分為材料係數、構造解析係數、構件係數、構造物係數。關於日本的規範，在第五章將會有較深入的說明。

#### 4.5 強度設計法與工作應力法的差異

綜合前面章節的說明，可將強度設計法與工作應力法的差異性總結成以下幾點：

1. 構造物構件之斷面設計，工作應力法是採用彈性理論，所以較適合於使用載重下之結構行為之分析，而結構物在極限載重作用下之極限狀態行為，使用強度設計法較為合理。
2. 工作應力法對各種載重一律採用相同的載重係數，因此無法正確考量不同載重的變異性，例如活載重的載重變化量比靜載重大，所以工作應力法設計載重預估的可靠性比強度設計法差。
3. 結構物之安全性，在工作應力法是採用使用載重下之構材應力不得高於規定之容許值作為安全性之確保條件，因此組成結構物之各個構材之安全度各不相同，所以對整體結構物之安全度無法明確表示。
4. 結構物如使用高強度鋼筋，以強度設計法設計斷面，可得較經濟有效之結果。另外，對於樑深較小之雙筋斷面樑，可以減少抗壓鋼筋

之使用量。

5. 強度設計法可以用來評估材料應力在非彈性範圍之結構體之延展性，這對考慮結構體之彎曲力矩再分配問題時是很重要的。
6. 工作應力法無法預估桿件所能承受的最大極限載重。
7. 強度設計法可反應預期的破壞形式。

不論使用上述任一種設計方法，使用性(serviceability)都必須考慮。諸如過大之撓度、有害的龜裂、鋼筋腐蝕、過大的振幅或頻率，及過大的噪音傳播等使用性因素，甚至和強度之考量同等重要。設計者必須同時考慮強度及使用性，對於強度及使用性因素任何一種或二者，均可作為結構物設計適用性判斷之準則。

## 第五章 美、日港灣 R.C.構造物強度設計法概述

結構物從規劃設計、施工建造一直到完成使用的過程中，由於施工順序的改變或於設計過程中過於簡化計算而導致超載；或由於材料品質不佳、施工技術及管理的缺失而導致材料強度的不足等等，皆會影響結構物的安全性。為確定結構物的安全性，各國規範中一般均訂有安全條款。本章分別就日本及美國兩國的港灣構造物規範，有關強度設計法的規定做一簡要說明。

### 5.1 日本規範說明

日本為因應國際化的趨勢，在民國 88 年(平成 11 年)修訂之港灣設施技術基準・同解說[3,15]，將港灣構造物設計由工作應力法改為強度設計法，其極限狀態分為終局、使用及疲勞等三類。其安全檢核格式，可表示如下：

$$\frac{R}{\gamma_b \gamma_e \gamma_a} \geq \sum \gamma_i Q_i \quad (5.1.1)$$

上式中  $R$  為設計強度， $\gamma_i$  為不同設計載重  $Q_i$  所對應載重係數，而  $\gamma_b$  是構件係數， $\gamma_e$  是構造物係數， $\gamma_a$  是構造解析係數，其設計流程如圖 5.1.1 所示，上式中  $(\gamma_b \gamma_e \gamma_a)$  三個係數的倒數，可視為強度折減係數  $\phi$ 。本節現就日本規範中安全係數、材料強度及三種極限狀態檢核等相關規定，分別說明如下：

#### 5.1.1 安全係數

極限狀態檢核所用的安全係數可分為材料係數  $\gamma_m$ 、載重係數  $\gamma_i$ 、構造解析係數  $\gamma_a$ 、構件係數  $\gamma_b$ 、構造物係數  $\gamma_e$  等，如表 5.1.1 所示，其中構件係數  $\gamma_b$ ，是為了反應構件強度計算上的不確定性及構件破壞對整體結構的影響。構造物係數  $\gamma_e$ ，則是考慮各結構物的重要度，破壞後對社會所造成的影響。材料係數  $\gamma_m$ ，是為了反應材料強度不確定性

的影響。構造物解析係數 $\gamma_a$ ，是反應結構力學的解析和真實情況的差異性，一般而言，因對港灣結構物已有相當程度的了解，日本將構造物解析係數定為 1.0，即不在構造物解析係數上對強度進行折減。而載重係數 $\gamma_i$ 則反應載重種類、作用頻率及變異性的影響，以下就安全係數的規定分別說明如下：

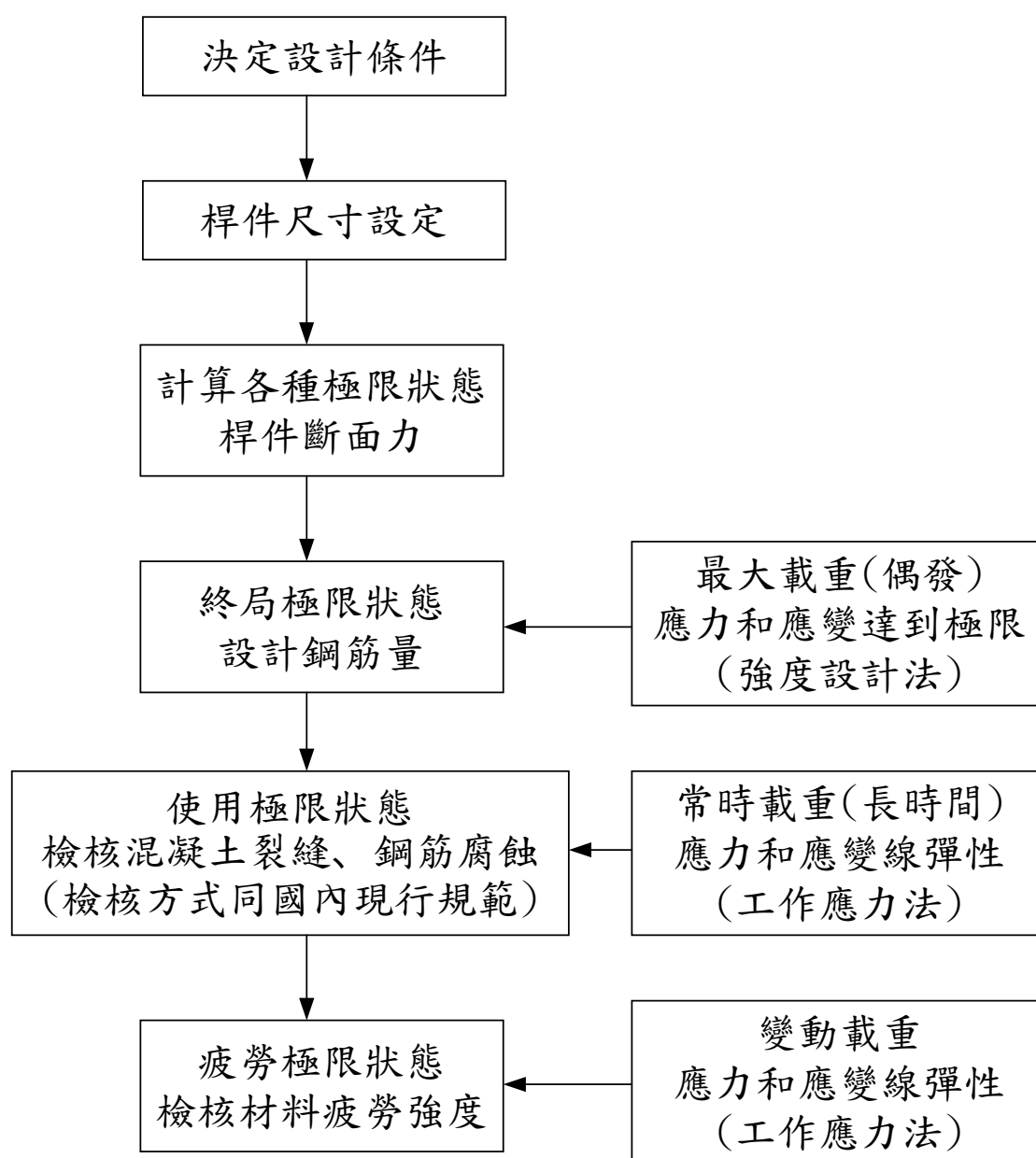


圖 5.1.1 日本規範的設計流程圖

表 5.1.1 安全係數

安全係數		極限狀態的類別		
		終局極限	使用極限	疲勞極限
材料係數 ( $\gamma_m$ )	混凝土	1.3	1.0	1.3
	鋼筋及 PC 鋼材	1.0	1.0	1.05
	上述之外的鋼材	1.05	1.0	1.05
載重係數 ( $\gamma_i$ )	永久載重	1.0~1.1 (0.9~1.0)	1.0	1.0
	變動載重			
	波力	1.3	1.0	1.0
	施工時的變動載重	1.0	-	-
	上述之外的載重	1.0~1.2 (0.8~1.0)	1.0	1.0
	偶發載重	1.0	-	-
構造解析係數 ( $\gamma_a$ )		1.0	1.0	1.0
構件係數 ( $\gamma_b$ )		1.0~1.3	1.0	1.0
構造物係數 ( $\gamma_e$ )		1.0~1.2	1.0	1.0

## 1. 載重係數

載重係數會隨著載重種類及載重作用條件而變化，且也會因極限狀態的種類而有不同。依據發生頻率及變動程度，將載重區分為永久載重、變動載重、偶發載重，再由載重類別訂出載重係數。其永久載重，是指變異性小的載重，例如持續作用的載重、結構物或是構材的自重、靜水壓、內部水壓、殘留水壓及內部土壓等。變動載重，其變動頻繁或是連續的發生、其變異性較大而不能忽視，例如活載重、波力、揚壓力等。偶發載重，在使用期間內作用的機率很小，但作用時影響卻很重大，此類載重有地震載重、船舶衝擊力、船舶牽引力、揚壓力（作用在碼頭上層的情況），風力，衝擊載重等。但是關於船舶

的衝擊力及船舶的牽引力，必須將變動載重在使用極限狀態下做安全性的確認。

載重係數的變化是依據作用在防波堤的波力、堤體形式、設置水深、海床坡度及波高極大值的分佈情況等因素決定。在目前沉箱式防波堤及一般防波堤日本規範的載重係數是取 1.3，對於特殊形狀的曲形堤，因其載重係數會再變大，所以有必要透過模型實驗來做適當的決定。永久載重的載重係數，考量重力式碼頭底版在地震作用時的係數是採用 1.0，在其他情況下是採用 1.1 (0.9)。當記載著如 1.2 (0.8) 含括弧的載重係數，其括弧內的數值則適用於載重較小，但在組合載重狀況下，可能對構件威脅較大者。

## 2. 構件係數

終局極限狀態檢討時的構件係數，可採用下列的數值。其中，( ) 內的數值適用重力式碼頭底版在地震時的安全性檢查。

- (1) 計算彎曲及軸力強度…………… 1.15 (1.0)
- (2) 計算軸壓力的上限值…………… 1.3
- (3) 計算混凝土的剪力強度…………… 1.3 (1.15)
- (4) 計算剪力箍筋的剪力強度…………… 1.15(1.0)

發生地震時，在檢核重力式岸壁底版構件的安全性，考慮岸壁主體地震作用的慣性力，地震時土壓力及相位差等影響，與底版會受到地震時的土壓力計算誤差，根據過去的受害事例解析中得知，採用標準安全係數時，有可能會出現過大的設計，因此發生地震時的重力式岸壁底版（含底座）的設計載重標準值應做一適當的折減。構件係數屬於應考慮到原有計算構件耐力時的不確實性，不過在設計均衡上考慮載重的不確定因素，採用構件係數予以涵蓋。

## 3. 構造物係數

構造物係數是取決於各項構造物的重要程度，以及到達極限狀態時的社會影響度。表中所示的數值，是基於和其他構造物做比較後，



並檢討工作應力法之安全性後，所制定而成。表中的數值屬於標準值，可採用其他方法適度制定其安全係數。

- (1) 關於終局極限狀態下的構造物係數，可採用下列的值。
- (2) 棧橋碼頭上部構造…… 偶發載重作用時 1.0, 其他場合時 1.2
- (3) 防波堤…………… 波力作用時 1.1，其他場合時 1.0
- (4) 碼頭…………… 地震載重作用時 1.0, 其他場合時 1.1

#### 4. 材料係數

混凝土設計抗壓強度  $f'_{cd}$  及鋼筋設計強度  $f_{yd}$ ，可分別表示如下：

$$f'_{cd} = f'_c / \gamma_{mc}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{ms}$$

上式中  $f'_c$  混凝土抗壓強度，而  $f_y$  是鋼筋降伏強度， $\gamma_{mc}$  是混凝土強度的材料係數，在終局極限狀態取 1.3，而  $\gamma_{ms}$  是鋼筋強度的材料係數。

### 5.1.2 材料強度

#### 1. 一般

材料強度的設計用值，是用材料強度特性值除以材料係數後求得。材料強度的特性值則要考慮到材料強度的實驗結果，並保證大部分的實驗值都不低於該值。舉例來說，已知材料強度的機率分佈如圖 5.1.2 所示的正規化分佈。

由(5.1.2)式可求出材料強度特性值，

$$f_k = f_m(1 - kV) \quad (5.1.2)$$

上式中， $f_m$  是材料強度的平均值， $f_k$  是材料強度的特性值， $k$  是指定係數， $V$  是材料強度的變異性係數。當將實際材料強度低於材料強度特性值的發生機率，控制在 5% 以下，可令  $k=1.64$ ，假設變異性係數為 10%，則特性值約為平均值的 85%。

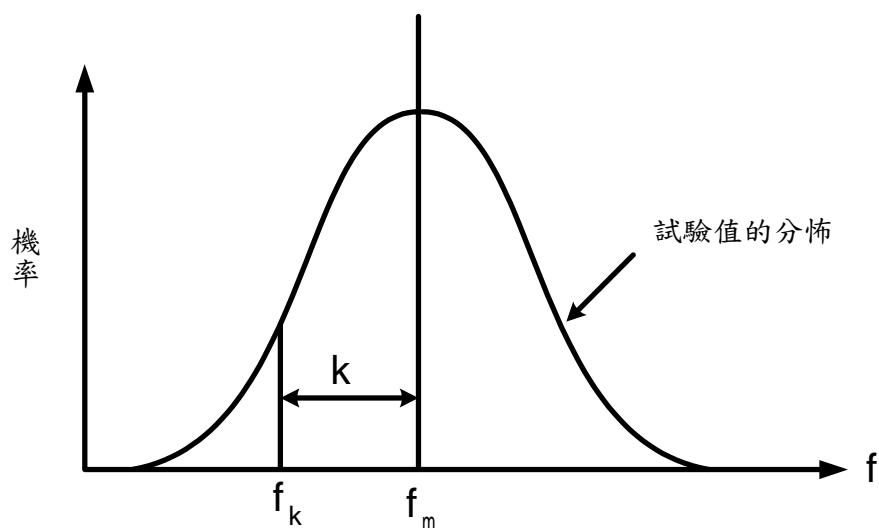


圖 5.1.2 材料強度的特性值

## 2. 混凝土

### (1) 強度的特性值

混凝土強度的特性值，是依據材齡 28 天的實驗方法標示出實驗強度，用於設計的各种強度特性值，得以從以下公式中求出。

#### a. 壓縮強度( $f'_{ck}$ )

採用符合 JIS A5308「預拌混凝土」之預拌混凝土時，可將標稱強度視為特性值。根據以往的實驗結果得知，試樣體強度與標稱強度的比值，平均在 1.2 左右，強度的變異性係數則為 0.05 左右。因此，將標稱強度視為特性值時，則實際的壓縮強度小於該特性值的發生機率在 5% 以下。

#### b. 彎曲強度( $f_{bk}$ )( $N/mm^2$ )

$$f_{bk} = 0.42 f_{ck}'^{2/3} \quad (5.1.3)$$

#### c. 拉伸強度( $f_{tk}$ )( $N/mm^2$ )

$$f_{tk} = 0.23 f_{ck}'^{2/3} \quad (5.1.4)$$

#### d. 握裹強度( $f_{bok}$ )( $N/mm^2$ )

$$\text{異形鋼筋： } f_{bok} = 0.28 f_{ck}'^{2/3} \leq 4.2 (N/mm^2) \quad (5.1.5)$$

普通圓形鋼是異形鋼筋的 40%。

e. 承壓強度 ( $f_{ak}$ ) ( $N/mm^2$ )

$$f_{ak} = \eta f_{ck}' , \quad \eta = (A/A_a)^{1/2} \leq 2 \quad (5.1.6)$$

A：混凝土面的承壓分佈面積

$A_a$ ：承受承壓的面積

## (2) 應力—應變曲線

- a. 針對承受彎曲力矩的終局極限狀態檢討時，混凝土的壓縮應力—應變曲線，可如圖 5.1.3 所示由二次拋物線與直線所構成。

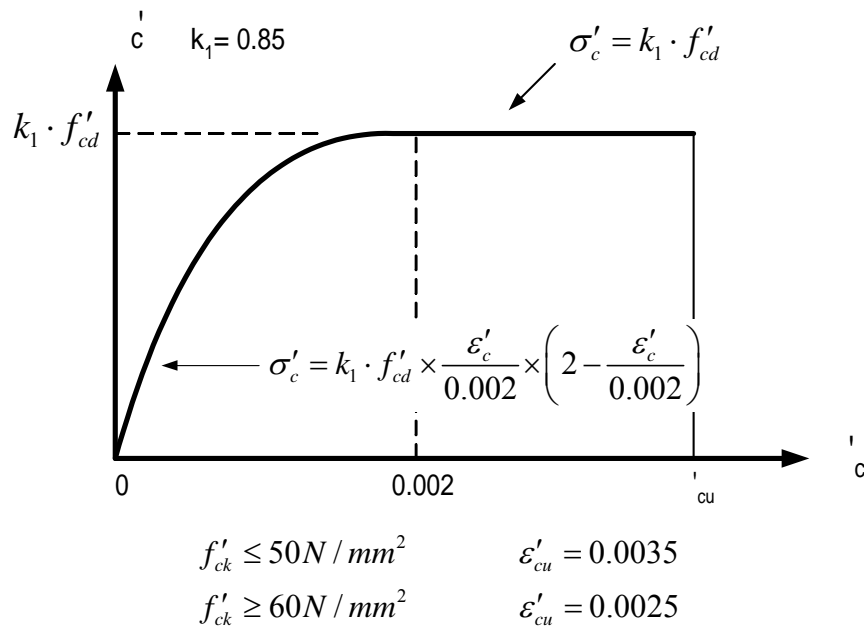


圖 5.1.3 混凝土的壓縮應力—應變曲線

- b. 針對使用極限狀態進行檢討時，由於是在較小的載重作用下檢討極限狀態，因此混凝土的應力—應變曲線則採用直線。

## (3) 彈性係數 ( $E_c$ )

混凝土彈性係數  $E_c$ ，如表 5.1.2 所示的數值。

表 5.1.2 混凝土的彈性係數

$f'_{ck} (N/mm^2)$	18	24	30
$E_c (N/mm^2)$	22	25	28

#### (4) 疲勞強度

##### a. 疲勞設計強度

混凝土的承受壓縮、彎曲壓縮、拉伸及彎曲拉伸的疲勞設計強度  $f_{rd}$ ，可用(5.1.7)式求出一般疲勞壽命  $N$  與永久載重的應力與函數。

$$f_{rd} = k_1 f_d \left(1 - \frac{\sigma_p}{f_d}\right) \left(1 - \frac{\log N}{K}\right) \quad (5.1.7)$$

上式中， $K$  是用一般混凝土或屢次用水飽和時及使用輕量的混凝土時則設定為 10，其他則設定為 17 即可。 $k_1$  是壓縮及彎曲壓縮時則設定為 0.85，拉伸及彎曲拉伸時則設定為 1.0。 $f_d$  是將材料係數視為 1.3，以求出的混凝土設計強度。 $\sigma_p$  是以永久載重的應力，承受交替載重時則設定為 0。而  $N$  是載重反覆作用的次數（周期）。

##### b. 承受交替載重時的變動應力

港灣構造物所面臨的疲勞強度問題，若屬混凝土時，主要是檢核壓縮疲勞強度。此時，承受交替載重時的變動應力振幅則如圖 5.1.4 所示。換言之，當混凝土承受交替載重只發生在壓縮狀態時，變動應力振幅則為壓縮應力振幅之最大值與最小值的差，若因承受交替載重而發生壓縮與拉伸狀態時，則忽視拉伸應力振幅，並將最大壓縮應力振幅視為變動應力振幅。

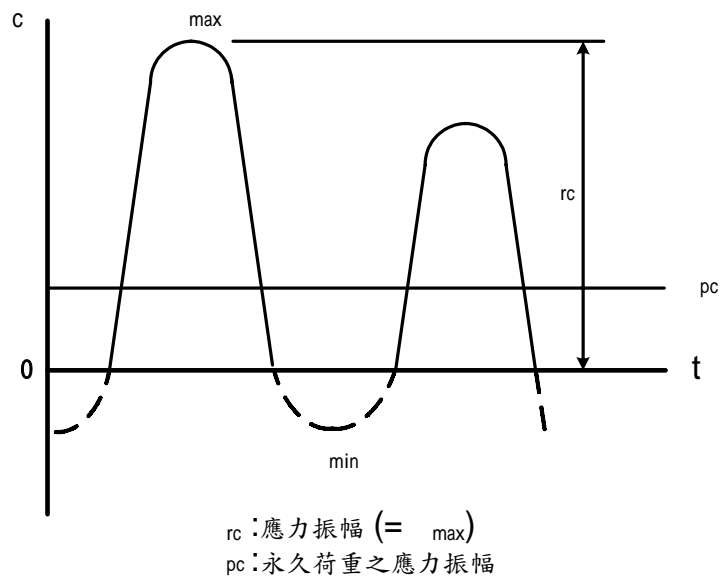


圖 5.1.4 混凝土應力震幅

c. 設定疲勞限度

(5.1.7)式是依據重複次數小於 200 萬次以下之疲勞實驗所獲得的結果。為了避免高估微小變動應力振幅的疲勞破壞，在疲勞壽命  $N$  為 200 萬次以上的微小變動應力振幅，忽視其對疲勞破壞所帶來的影響。各變動載重的疲勞壽命，同樣可採用(5.1.7)式與變動應力振幅，解開  $N$  後就可獲知。

### 3. 鋼材

(1) 強度的特性值

- 符合 JIS 規格的鋼材，只要將拉伸降伏強度的特性值  $f_{yd}$ ，設定在 JIS 規格值的下限值即可。
- 鋼材壓縮降伏強度的特性值  $f_{yd}$ ，等於一般鋼材拉伸降伏強度的特性值  $f_{yd}$  即可。

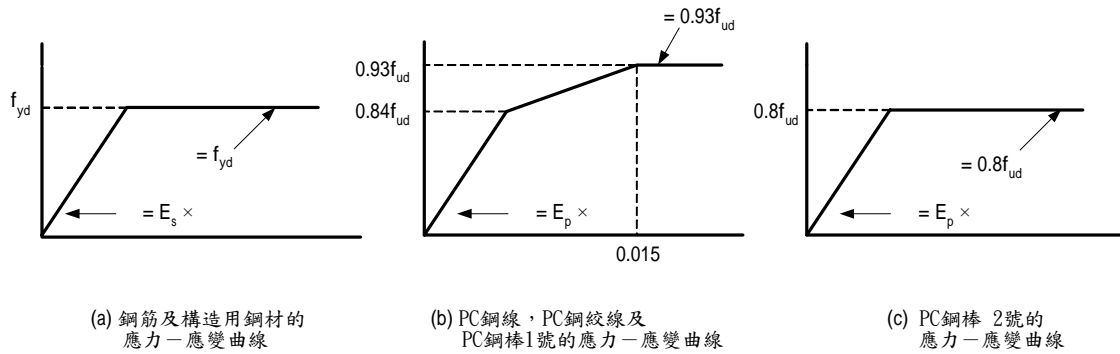


圖 5.1.5 鋼材應力—應變曲線

c. 鋼材的剪應力強度特性值  $f_{vyd}$ ，可依據(5.1.8)式求出。

$$f_{vyk} = f_{yk} / \sqrt{3} \quad (5.1.8)$$

## (2) 應力—應變曲線

用於檢討終局極限狀態之用的鋼材應力—應變曲線，則如圖 5.1.5 所示。

## (3) 彈性係數

鋼材（鋼筋・構造用鋼材・PC 鋼材）的彈性係數則為  $E_s = 200(kN/mm^2)$ 。

## (4) 疲勞強度

### a. 設計疲勞強度

依據(5.1.9)式可求出鋼筋的設計疲勞強度  $f_{srd}$ 。

$$f_{srd} = 190 \frac{10^\alpha}{N^\kappa} \left(1 - \frac{\sigma_{ps}}{f_{ud}}\right) / \gamma_{ms} \quad (5.1.9)$$

上式中， $f_{ud}$  是鋼筋的設計拉伸強度，係數  $\alpha = \kappa_0(0.81 - 0.003\phi)$ ， $\phi$  是鋼筋直徑， $\kappa_0$  是鋼筋竹節形狀的函數，一般則設定為 1.0，係數  $\kappa = 0.12$ ， $\gamma_{ms}$  是鋼材的材料係數（鋼筋及 pc 鋼材時取 1.05）， $N$  是疲勞壽命，即反覆載重的次數， $\sigma_{ps}$  是永久載重之應力。

### b. 承受交替載重時的變動應力振幅

承受交替載重時的變動應力振幅，則如 圖 5.1.6 所示。

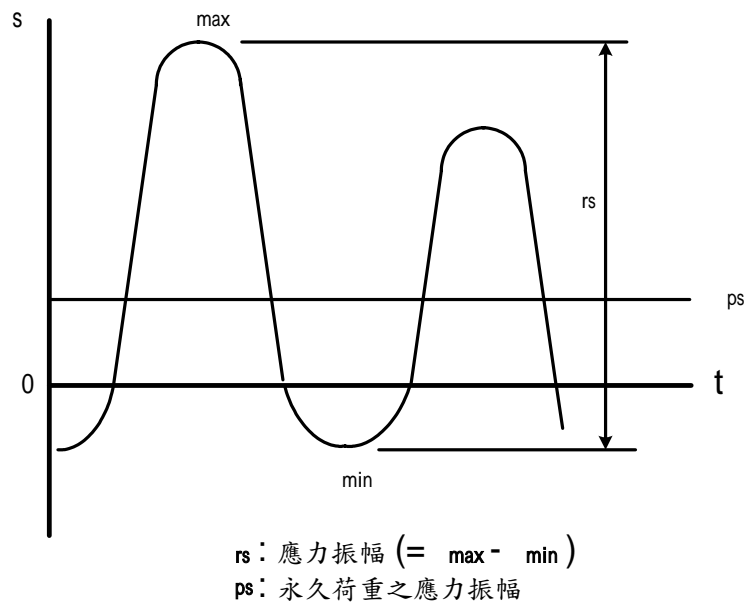


圖 5.1.6 鋼材的應力振幅

### c. 設定疲勞限度

如同混凝土一樣，利用(5.1.9)式求得疲勞壽命  $N$  為 200 萬次以上的微小變動應力振幅，則可忽視其對疲勞破壞的影響。

## 5.1.3 終局極限狀態設計

### 1. 一般說明

在計算斷面力以檢討終局極限狀態時，原則上要基於線性解析。若採用非線性解析法時，務必選擇可靠性較高的方法。終局極限狀態上的構造物變形形狀，一般都是以非線性予以表示。換言之，在解析構造時，採用非線性解析較為合理。不過，以設計理論來說，則沒有運用在實用範圍內。另一方面，線性解析則具有簡單、豐富的實績，此時的構造解析係數  $\gamma_a$  只要設定為 1.0 即可。

### 2. 彎曲及軸力的檢討

#### (1) 一般

基於以下的假設條件，計算承受軸向力及彎曲力矩的構件斷面耐力。

- 應變是從斷面中立軸起的距離為比例。
- 忽視混凝土的拉伸應力。
- 如前述的混凝土壓縮應力—應變曲線所示。混凝土的極限應變  $\varepsilon'_{cu}$  則為 0.0035。
- 鋼材的應力—應變曲線則如前述所示。混凝土的壓縮應力分佈，可呈現出如圖 5.1.7 所示的矩形壓縮應力的分佈（對等應力區塊）狀態。

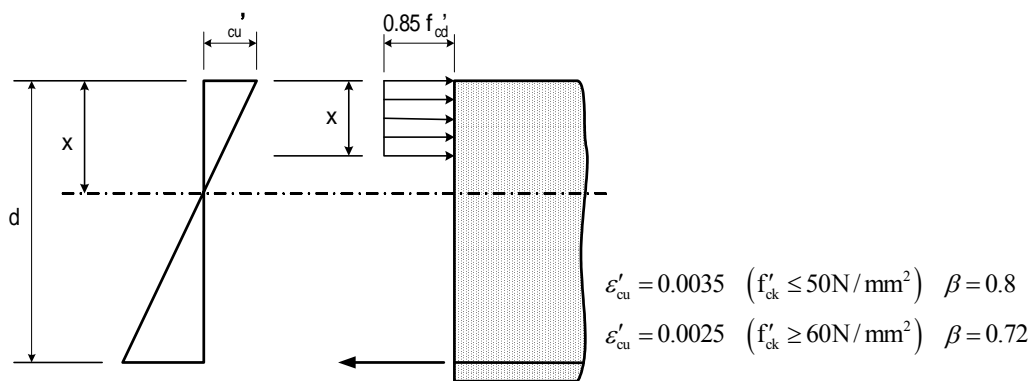


圖 5.1.7 對等應力區塊

## (2) 承受彎曲力矩之構件設計

單筋斷面可從(5.1.10)式中求出彎曲設計強度  $M_{ud}$ 。

$$M_{ud} = A_s f_{yd} b d^2 \left(1 - \frac{p_w}{1.7} \frac{f_{yd}}{f'_{cd}}\right) \cdot \frac{1}{\gamma_b} \quad (5.1.10)$$

其中  $A_s$  是配置鋼筋的斷面積， $d$  是有效高度， $p_w$  是鋼筋比 ( $=A_s/(b_w d)$ )， $f'_{cd}$  是混凝土的設計壓縮強度， $f_{yd}$  是鋼筋之設計拉伸降伏強度， $\gamma_b$  是構件係數 ( $\gamma_b=1.15$ )

## 3. 剪力之檢討

### (1) 樑構件

#### a. 設計之剪力



可依據(5.1.11)式算出剪應力的設計用值 $V_{yd}$ 。

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} \quad (5.1.11)$$

上式中不用剪力補強鋼筋的斷面剪力的設計用值 $V_{cd}$ ，可由(5.1.12)式求得，

$$V_{cd} = \beta_d \beta_p \beta_n f_{vcd} b_w d / \gamma_b \quad (5.1.12)$$

上式中各相關係數說明如下：

$\beta_d$  是剪應力之有效高度的相關係數

$\beta_d = (100/d)^{1/4}$  ( $d: cm$ )，但是， $\beta_d > 1.5$  時則為 1.5

$\beta_p$  是剪應力之軸向鋼筋比相關係數

$\beta_p = (100p_w)^{1/3}$ ，但是， $\beta_p > 1.5$  時則為 1.5

$\beta_n$  是剪應力之軸向載重的相關係數

$\beta_n = 1 + M_o / M_d$  ( $N'_d \geq 0$ )，但是， $\beta_n > 2$  時則為 2

$\beta_n = 1 + 2M_o / M_d$  ( $N'_d < 0$ )，但是， $\beta_n < 0$  時則為 0

$M_d$  是彎曲力矩的設計用值，而  $M_o$  是軸向載重作用下斷面上

混凝土受拉面產生拉伸應力的彎曲力矩。

$f_{vcd}$  是混凝土剪力強度， $f_{vcd} = 0.20(f'_{cd})^{1/3}$  ( $N/mm^2$ )

$f'_{cd}$  是混凝土壓縮強度之設計用值 ( $= f'_c / \gamma_c$ )

$b_w$  是構件腹部寬幅

$d$  是構件斷面之有效高度

$p_w$  是軸向拉伸鋼筋比， $p_w = A_s / (b_w d)$

$\gamma_b$  是構件係數

剪力補強鋼筋，所承受的剪力設計用值 $V_{sd}$ 可依據(5.1.13)式求出。

$$V_{sd} = \{A_w f_{wyd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / s\} z / \gamma_b \quad (5.1.13)$$

上式中各相關係數說明如下：

$A_w$  是區間  $s$  的剪力補強鋼筋的總面積，而  $f_{wyd}$  是剪力補強鋼筋之降伏強度設計用值 ( $= f_{wyk} / \gamma_s$ )，需小於  $400 \text{ N/mm}^2$  以下。

$z$  是從全壓縮應力作用點，至拉伸鋼筋質心的距離，可設定為  $d/1.15$ 。

$\alpha_s$  是剪力補強鋼筋與構件軸的角度， $s$  是剪力補強鋼筋的配置間隔， $\gamma_b$  是構件係數。

#### b. 斜壓縮破壞的檢核

混凝土的設計斜壓破壞剪力  $V_{wcd}$  可依據(5.1.14)式求得。

$$V_{wcd} = f_{wcd} b_w d / \gamma_b \quad (5.1.14)$$

$$V_{wcd} = 1.25(f'_{cd})^{1/2} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$\gamma_b$ ：設定為 1.3 即可。

#### (2) 沖孔剪力

依據(5.1.15)式可求出沖孔剪力  $V_{pcd}$ 。

$$V_{pcd} = \beta_d \beta_p \beta_r f_{pcd} u_p d / \gamma_B \quad (5.1.15)$$

上式中各相關係數說明如下：

$\beta_d$  是剪力之有效高度相關係數，

$\beta_d = (100/d)^{1/4}$  ( $d: \text{cm}$ )，但是， $\beta_d > 1.5$  時則為 1.5

$\beta_p$  是剪力之鋼筋比相關係數，

$\beta_p = (100p)^{1/3}$ ，但是， $\beta_p > 1.5$  時則為 1.5

$\beta_r$  是剪力之載重面周長相關係數，

$\beta_r = 1 + 1/(1 + 0.25u/d)$ ， $u$  是載重面的周長

$f_{pcd}$  是混凝土沖孔剪應力強度，

$$f_{pcd} = 0.20(f'_{cd})^{1/2} \leq 1.2 \quad (\text{N/mm}^2) \quad (5.1.16)$$

$f'_{cd}$  是混凝土的設計壓縮強度， $u_p$  是設計斷面周長，以載重面計

算  $d/2$  的偏離位置計算， $d$  及  $p$  是有效高度及鋼筋比， $\gamma_b$  是設定為 1.3 即可。

#### 4. 構造明細

##### (1) 承受彎曲力矩之構件

###### a. 最小軸向鋼筋量

原則上對彎曲力矩具支配性影響之樑構件的拉伸鋼筋比為 0.2% 以上。但是，若屬 T 型斷面時，務必將軸向拉伸鋼筋配置成混凝土有效面積的 0.3% 以上。在此所言的混凝土有效面積是指，斷面的有效高度  $d$  乘以腹部寬  $b$  的結果。這些規定是用來防止鋼筋混凝土樑發生脆性破壞。換言之，當拉伸鋼筋比呈現極小狀態時，極限彎矩會小於開始產生龜裂的開裂彎矩，一旦發生龜裂後就會立即造成鋼筋斷裂，而發生脆性破壞的危險性。但是，當 0.2% 拉伸鋼筋比大於計算上所需之鋼筋比時，則可緩和這項規定。

###### b. 最大軸向鋼筋量

原則上對彎曲力矩具支配性影響之樑構件的最大軸向拉伸鋼筋量，為平衡鋼筋比的 75% 以下。

可依據(5.1.17)式求出平衡鋼筋比。

$$p_b = 0.68 \frac{\varepsilon'_{cu}}{\varepsilon'_{cu} + f_{yd} / E_s} \frac{f'_{cd}}{f_{yd}} \quad (5.1.17)$$

上式中， $p_b$  是平衡鋼筋比， $\varepsilon'_{cu}$  是混凝土極限應變， $f_{yd}$  是拉伸鋼筋之設計強度， $E_s$  是鋼筋之彈性係數，一般則設定為  $200 \text{ kN/mm}^2$  即可， $f'_{cd}$  是混凝土設計壓縮強度。

##### (2) 承受剪力之構件

a. 由(5.1.18)式可求出最小的剪力箍筋垂直量  $A_{v,\min}$ ，為

$$A_{v,min} = 0.001b_w S \quad (5.1.18)$$

上式中， $b_w$  是樑構件的寬度，而  $S$  是箍筋配置間距。但是，上式是以採用異形鋼筋為前提，若採用拉力強度及握裹強度較小的圓鋼時，最好能配置 1.5 倍的量。箍筋間隔需低於構件有效高度的 3/4 倍以下且在 40cm 以下。

- b. 必須在樑構件上計算剪力強鋼材時，箍筋間距務必低於構件有效高度的 1/2 倍以下，且在 30cm 以下。
- c. 箍筋及彎曲鋼筋的端部，則務必充分固定壓縮端的混凝土。

## 5. 設計流程

此極限狀態的設計流程，可分為六個步驟，說明如下：

- (1) 由終局極限狀態的載重組合及載重係數求得組合載重設計值，經結構力學分析，計算桿件斷面的最大彎矩及最大剪力。
- (2) 由(5.1.10)式的規定，設計撓曲鋼筋量。
- (3) 由(5.1.17)式檢核最大鋼筋量的規定，若超過容許值，則採用雙筋設計。
- (4) 檢核最小鋼筋量的規定。
- (5) 依(5.1.14)式檢核最大剪力的規定，當超過容許值，必需增加桿件的斷面尺寸，即樑的深度、寬度。
- (6) 依(5.1.11)式的規定設計剪力箍筋間距。

### 5.1.4 使用極限狀態設計

#### 1. 一般

檢討使用極限狀態時，原則上要確認該極限狀態上因載重設計所引起的構件龜裂寬度，需低於容許龜裂寬幅以下。使用極限狀態有

各種狀態的考量，但原則上港灣構造物的特性，是將因鋼材腐蝕所引起之耐用性降低的龜裂寬度控制納入檢討對象。此外，關於使用期間較短的構造物、表面受到保護的構造物、暫時固定之構造物方面，則可不須檢討此極限狀態的龜裂問題。

## 2. 安全性之檢討

### (1) 應力計算

在使用極限狀態下，計算構件斷面所產生的混凝土及鋼材的應力時，是依據以下 (a) ～ (d) 的假設。

- a. 應變是與斷面中立軸的距離成比例
- b. 混凝土及鋼材為彈性體
- c. 一般皆忽視混凝土的拉伸應力
- d. 混凝土及鋼材的彈性係數則依據前述內容所示

### (2) 設定環境條件

- a. 檢討龜裂寬度的極限狀態時，需先決定構造物之環境條件。
- b. 依據鋼材腐蝕的難易度，將環境條件區分為 A、B 二級，如表 5.1.3 所示。

### (3) 容許龜裂之寬度

構件表面的容許龜裂寬度，則依據環境條件、覆蓋的厚度  $c(\text{mm})$ ，制定成表 5.1.4 的形式即可。但是，適用於表 5.1.4 的覆蓋厚度則以 10.0cm 以下為標準。

### (4) 彎曲龜裂之檢討

- a. 依據彎曲力矩及軸向力產生的混凝土拉伸應力，若小於混凝土拉伸強度設計用值的 60% 時，可不用檢討彎曲龜裂。此外，當構件高度  $h$  較小時，也可將依據(5.1.19)式所求出的  $k_1$ ，乘以設計強度後的值視為限制值。

$$k_1 = 0.6 / (h^{1/3}) \quad (5.1.19)$$

上式中，當  $k_1 \geq 1.0$  時， $k_1 = 1.0$ 。h 為構件高度 (m)

**表 5.1.3 依據鋼材腐蝕難易度之環境條件區分**

區分	環 境 條 件
A	直接接觸海水的部份，被海水沖刷的部份及受到海浪波及的部份
B	非上述之部份

**表 5.1.4 容許龜裂寬度  $W_{lim}$  (mm)**

環 境 條 件	
A	B
0.0035c	0.0040c

- b. 在檢討彎曲龜裂時，一般都是用(5.1.20)式求出龜裂寬度  $w$  後，再檢核是否小於 表 5.1.4 所示的容許龜裂寬度  $W_{lim}$ 。

$$w = k_1 \cdot \{4c + 0.7(c_\phi - \Phi)\} (\sigma_{se} / E_s + \varepsilon_\phi) \quad (5.1.20)$$

式中， $w$  是龜裂寬度 (mm)， $k_1$  是表示鋼筋附著性的常數，若屬異形鋼筋則設定為 1.0，若屬普通圓鋼則設定為 1.3， $c$  是鋼筋的保護層厚度 (mm)， $c_\phi$  是鋼筋的中心間隔 (mm)， $\Phi$  是鋼筋直徑 (mm)， $\sigma_{se}$  是鋼筋應力的增加量 ( $N/mm^2$ )， $E_s$  是鋼筋的彈性係數 ( $200kN/mm^2$ )， $\varepsilon_\phi$  是考慮到混凝土乾燥收縮及因潛變造成龜裂的數值， $\sigma_{se}$  是依據(5.1.21)式之載重特性值  $S_k$ ，所求得的鋼筋應力。

$$S_k = k_p S_p + k_r S_r \quad (5.1.21)$$

式中， $S_p$  是永久載重的特性值， $S_r$  是變動載重的特性值， $k_p, k_r$  是因永久載重及變動載重所造成之龜裂寬度而影響到鋼材腐蝕的常數，除了海浪的力量影響之外，可設定為  $k_p = 1.0$ ， $k_r = 0.5$ 。此外，施工時可設定為  $k_p = k_r = 0.5$ 。

$\varepsilon_\phi$  是表示混凝土出現乾燥收縮與潛變所產生的龜裂寬度，雖然尚未累積出充分的資料，在空氣中構造物的棧橋上部結構工程可設為  $150 \times 10^{-6}$ 。若屬於如同沈箱般有大部分的體積都沈沒於水中時，則可設定為  $\varepsilon_\phi = 0$ 。

$k_p$  及  $k_r$  則屬於考量到永久載重及變動載重所造成之龜裂寬度而影響到鋼材腐蝕的常數，以下則稱為龜裂寬度影響度常數。施工時可設定為  $k_p = 0.5$ ，除此以外則設定為 1.0 即可。 $k_r$  則取決於因變動載重的持續性與頻率，所造成的龜裂寬度的時間變化，及龜裂寬度持續存續的程度。具體而言，是依據表 5.1.5 予以制定即可。

- c. 屬於檢討彎曲龜裂對象的鋼筋，原則上就是最接近混凝土表面位置上的拉伸鋼材。

表 5.1.5  $k_r$  之值

荷重種類	$k_r$
波力作用的情況	1.0
其他情況	0.5

#### (5) 剪力龜裂之檢討

剪力龜裂會對構造物的耐用性、水密性、氣密性的下降帶來極大的影響，因此必須視其需要充分檢討。承受剪力的構件，當設計剪力小於(5.1.12)式求出的混凝土之剪力強度的 70% 時，可不必要檢討剪力龜裂。但是，此時的構件係數  $\gamma_b$  則設定為 1.0。當設計剪力大於混凝土剪力強度的 70% 時，必須依相關規定詳細檢核，此時永久載重作用的剪力補強鋼筋應力須小於表 5.1.6 的數值，由(5.1.22)式可求出永久載重的箍筋應力。公式中係數  $k_2$  是考慮變動載重發生頻率的影響係數，對於棧橋上部結構，或如同防波堤底板、底座，變動載重作用次數極多的構件，則設定為 0.5 即可。但是，若屬變動載重作用次數較少的特殊用途岸壁等時， $k_2$  值則

以 0.5~1.0 之間較為恰當。當變動載重作用次數越少， $k_2$  值就會接近 1.0。

$$\sigma_{wpd} = \frac{(V_{pd} + V_{rd} - k_2 V_{cd})s}{A_w z (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)} \frac{V_{pd} + V_{cd}}{V_{pd} + V_{rd} + V_{cd}} \quad (5.1.22)$$

上式中， $\sigma_{wpd}$  是因永久載重所引起之剪力補強鋼筋的應力， $V_{rd}$  是設計變動剪力， $V_{pd}$  是永久載重作用時的設計剪力， $V_{cd}$  是依據(5.1.12)式算出無剪力補強鋼材之樑構件的設計剪力， $A_w$  是一組剪力補強鋼筋的斷面積， $s$  是剪力補強鋼筋的配置間隔， $z$  是從壓縮應力之合力作用位置到拉伸鋼材質心的距離，一般只要設定為  $d/1.15$  即可， $d$  是有效高度， $\alpha_s$  是剪力補強鋼筋與構件中性軸的角度， $k_2$  是考慮到變動載重頻率的影響係數，一般設定為 0.5。但是，若屬重力式岸壁等不需檢討疲勞影響的構件時，則設定為  $k_2 = 1.0$ 。

**表 5.1.6 剪力箍筋應力增加量之限制值(N/mm<sup>2</sup>)**

鋼材種類	區分	
	A	B
異形鋼筋	80	100
普通丸鋼	60	80

### 3. 設計流程

此極限狀態的設計流程，可分為三個步驟，說明如下：

- (1) 依使用極限狀態的載重組合及載重係數求得組合載重設計值，經結構分析，計算桿件斷面的彎矩及剪力。
- (2) 由(5.1.20)式的規定，檢核撓曲裂縫。
- (3) 由(5.1.22)式的規定，檢核剪力裂縫。



### 3.1.5 疲勞極限狀態的設計

#### 1. 一般

- (1) 構造物使用期限內，變動載重的佔據比率及作用頻率較大時，務必針對疲勞問題進行檢討。具體而言，可分為防波堤上海浪力量的作用，及在棧橋上部結構工程上大型起重機械的作用[15,16,17]。重力式岸壁之起重機械載重的影響較少，雖然原則上可省略疲勞極限狀態，但屬於頻繁驅動大型軌條行駛式起重機載重時，而無法忽視反覆作用的載重影響時，則不在此限。
- (2) 針對混凝土及鋼材，進行疲勞極限狀態的檢討。

#### 2. 應力計算

##### (1) 一般

用於檢討疲勞極限狀態之應力計算，原則上需依據線彈性理論。

##### (2) 鋼材的應力

當交替載重做用時，若同一個鋼筋位於拉伸端與壓縮端時，則必須採用雙筋分析方法求得鋼材應力。

##### (3) 混凝土的壓縮應力

如圖 5.1.8 所示，是將混凝土的壓縮應力之三角形分佈應力之等價換算成矩形應力分佈，求得混凝土的壓縮應力。

##### (4) 剪力補強鋼筋的應力

可依據(5.1.23a)式及(5.1.23b)式求出剪力補強鋼筋的應力。

$$\sigma_{wrd} = \frac{(V_{pd} + V_{rd} - k_2 V_{cd})s}{A_w z (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)} \frac{V_{rd}}{V_{pd} + V_{rd} + V_{cd}} \quad (5.1.23a)$$

$$\sigma_{wpd} = \frac{(V_{pd} + V_{rd} - k_2 V_{cd})s}{A_w z (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)} \frac{V_{pd} + V_{cd}}{V_{pd} + V_{rd} + V_{cd}} \quad (5.1.23b)$$

式中， $\sigma_{wrd}$  是因變動載重所引起之剪力補強鋼筋的應力， $\sigma_{wpd}$  是因永久載重所引起之剪力補強鋼筋的應力， $V_{rd}$  是設計變動剪力， $V_{pd}$  是永久載重發揮作用時的設計剪力， $V_{cd}$  是依據(5.1.12)式算出無剪力補強鋼材之樑構件的設計剪力， $k_2$  是考慮變動載重頻率影響之係數，可設定為 0.5， $A_w$  是一組剪力補強鋼筋的斷面積， $s$  是剪力補強鋼筋的配置間隔， $z$  是從壓縮應力之合力作用位置到拉伸鋼材質心的距離，一般只要設定為  $d/1.15$  即可， $d$  是有效高度， $\alpha_s$  是剪力補強鋼筋與構件中性軸的角度。

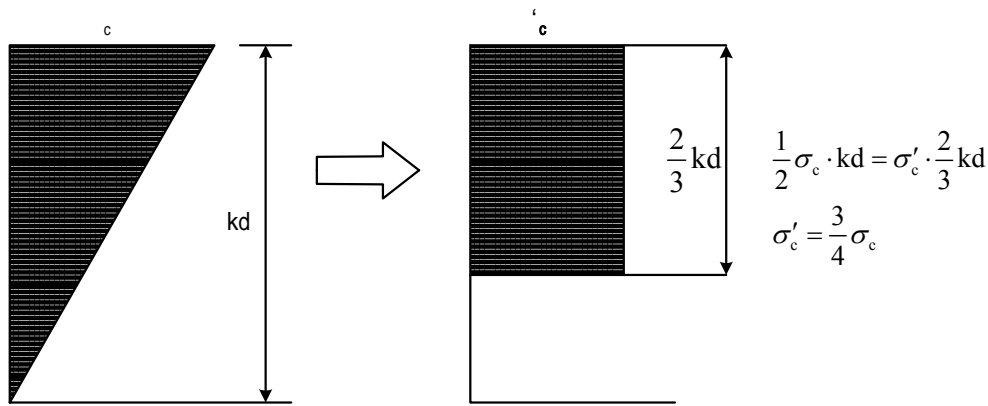


圖 5.1.8 混凝土應力之等價換算

### 3. 安全性檢討

#### (1) 安全性的核對方法

可由(5.1.24)式檢討疲勞的安全性

$$\gamma_e \sigma_{rd} < \frac{f_{rd}}{\gamma_b} \quad (5.1.24)$$

上式中， $\sigma_{rd}$  是設計變動應力， $\gamma_b$  是構件係數， $f_{rd}$  是設計疲勞強度， $\gamma_e$  是構造物係數。在此所言之設計疲勞強度  $f_{rd}$ ，是用材料係數  $\gamma_m$  除以材料疲勞強度特性值  $f_{rk}$  後所得的數值。

## (2) Miner 法則

在構造物上作用的變動載重，並不會保持在恆定值上，反而會因各種因素而變化。另一方面，設計疲勞強度則是依據一定的變動載重，再基於載重實驗結果所獲得的數值。此時可採用 Miner 法則，以考量各種變動載重的影響，Miner 法則也稱之為線形損害法則。

現將第  $i$  個變動載重的疲勞壽命視為  $N_i$ ，其反覆作用次數視為  $n_i$ ，則此第  $i$  個變動載重的損傷程度，可表示如下：

$$M_i = n_i / N_i \quad (5.1.25)$$

而所有變動載重的損傷程度總和  $M$  可表示如下：

$$M = \sum_i M_i = \sum_i n_i / N_i \quad (5.1.26)$$

當  $M$  超過 1.0 時，就會產生疲勞破壞。

依據 Miner 法則，可將各種應力震幅與重複作用次數，換算成某項標準的一個應力震幅與作用次數。依據標準之應力震幅，則稱為設計變動應力；將換算的反覆作用次數，則稱為等價反覆次數。

## (3) 檢核方法

舉例來說，承受防波堤海浪的力量的側牆，在檢討疲勞極限狀態時，首先要將各種載重變換成有限之變動載重後，組合出其反覆作用次數，接下來，再求出因各種變動載重所造成的變動應力。要避免過大評估微小振幅的反覆載重的影響程度，當變動應力振幅小於最小規定值，此微小載重可以忽略。最小規定值是以疲勞壽命  $2 \times 10^6$  次由(5.1.7)式與(5.1.9)式所求出的混凝土及鋼筋設計疲勞強度。

接下來說明以設計變動應力  $\sigma_{rd}$  為基準，等價反覆次數  $N$  之計算方式，由(5.1.7)式及(5.1.9)式可的混凝土及鋼筋的等價反覆次數

N，可分別表示成(5.1.27)式及(5.1.28)式。

$$N = \sum_{i=1}^m n_i 10^{B(\sigma_{ri} - \sigma_{rd})} \quad (5.1.27)$$

上式中， $\sigma_{ri}$ 表示第  $i$  個變動載重的應力振幅， $n_i$ 是第  $i$  個變動載重的重覆次數， $B = k / \{k_l f_d (1 - \sigma_p / f_d)\}$ ， $k$ 、 $k_l$ 及 $f_d$ 之值如(5.1.6)式所示。

$$N = \sum_{i=1}^m n_i (\sigma_{ri} / \sigma_{rd})^{1/\kappa} \quad (5.1.28)$$

上式中， $\kappa = 0.12$

接著由(5.1.6)式及(5.1.8)式，可求出等價反複次數  $N$  的設計疲勞強度  $f_{rd}$ ，最後再與 $\sigma_{rd}$ 進行比較。

#### (4) 設計變動應力 $\sigma_{rd}$

在此所規定的檢討方法，其安全性會隨設計變動應力 $\sigma_{rd}$ 的設定值改變，因此必須以安全性最小的 $\sigma_{rd}$ 進行檢討，實際上可對變動應力 $(\sigma_1, \sigma_2, \dots, \sigma_m)$ 中取最大值 $\sigma_{\max}$ ，檢核設計變動應力 $\sigma_{rd}$ 的安全性。

#### (5) 防波堤之檢討

在檢討防波堤海浪力量之疲勞安全性時，首先求出在設計使用期間內發揮作用之浪高頻率的分佈，再作出浪高 $(H_1, H_2, \dots, H_m)$ 與出現次數 $(n_1, n_2, \dots, n_m)$ 的匯集資料。浪高的欄位間隔取 1m 左右即可。

#### (6) 棧橋上部結構工程之檢討

依據棧橋上部結構工程之起重機載重，執行疲勞極限狀態的設計時，除了要推測出停泊地(berth)耐用期間內的總貨物進出量，還要將處理各類起重機械的貨物量分佈做成模型化，再設定出起重機械之負荷與反覆作用次數的模型負荷。

### 4. 設計流程

此極限狀態的設計流程，可分為十個步驟，說明如下：

- (1) 決定各種變動載重的作用次數及載重變化量。
- (2) 分別設定鋼筋及混凝土的設計變動應力基準值。
- (3) 計算結構物承受永久載重作用下桿件斷面力，及分別求得鋼筋及混凝土的永久載重應力振幅。
- (4) 計算結構物承受第 $i$ 種變動載重及永久載重作用下的桿件斷面力。
- (5) 由上一個步驟的斷面力，依 5.1.5 節中應力計算的規定，分別求得混凝土及鋼筋的變動載重應力振幅。
- (6) 由第五步驟求得混凝土變動載重的應力振幅，及第 $i$ 個變動載重作用次數，配合第二步驟設定的混凝土設計變動應力之基準值，依(5.1.27)式求得第 $i$ 個變動載重的等價作用次數。
- (7) 由第五步驟求得鋼筋變動載重的應力振幅，及第 $i$ 個變動載重作用次數，配合第二步驟設定的鋼筋設計變動應力之基準值，依(5.1.28)式求得第 $i$ 個變動載重的等價作用次數。
- (8) 重覆第四至第七步驟，計算所有變動載重作用下，鋼筋及混凝土的等效作用次數，並分別累加求得鋼筋及混凝土的等價總作用次數。
- (9) 依第八步驟求得的混凝土等價總作用次數，代入(5.1.7)式求得混凝土的設計疲勞強度，配合第二步驟設定的混凝土設計變動應力基準值，代入(5.1.24)式檢核混凝土疲勞的安全性。
- (10) 依第八步驟求得的鋼筋等價總作用次數，代入(5.1.9)式求得鋼筋的設計疲勞強度，配合第二步驟設定的鋼筋設計變動應力基準值，代入(5.1.24)式檢核鋼筋的疲勞安全性。

#### 5.1.6 細部設計說明

有關沉箱式防波堤與棧橋式碼頭二部份的細部設計說明，主要分

為設計載重、載重組合及載重係數、斷面力的計算三部份，現說明如下：

## 1. 沉箱式防波堤

### (1) 設計載重

#### a. 載重的區分

設計時的載重，一般以下面所示為標準來加以區分。

- 底版設計載重

自重、靜水壓、常時(靜穩時)底版反力是永久載重，揚壓力、波力作用時底版反力變動量是變動載重。

- 側牆設計載重

內部土壓、常時(靜穩時)內部水壓是永久載重，波力、波力作用時內部水壓變動量是變動載重。

- 隔牆設計載重

隔室間靜水壓差是永久載重。

- b. 底版反力及內部水壓的作用力，可區分成常時（穩靜時）與海浪的力量作用時。平時則視為永久載重，在海浪的力量作用時，則先將所有載重係數視為 1.0，算出底版反力的變動量，即海浪的力量作用時減去常時的數值，再對此值乘以變動載重之載重係數，以求出設計載重。

### (2) 載重組合及載重係數

防波堤主要是考慮常時，波力作用下及施工時三種情況的外力作用，其各載重組合所對應的載重係數如表 5.1.7 所示。表中的值為檢討終局極限狀態時的載重係數，[ ] 內的值指考量載重小而桿件設計斷面力變大時所用的載重係數。( ) 內表示在使用極限狀態考量裂縫寬度的影響係數。施工時的載重，其作用時間較其他狀態載重來的短，只在施工中作用。因此，使用極限

狀態的裂縫寬度的影響係數， $k_p$  及  $k_r$  取 0.5 為宜。

**表 5.1.7 防波堤的載重組合及載重係數**

狀態	自重	靜水壓	內部土壓	常時之底版反力	常時之內部殘留水壓	揚壓力	底版反力變動量	內部水壓變動量	波力	隔室間靜水壓差	備註
常時	0.9 (1.0)	1.1 (1.0)		1.1 (1.0)							(底版)
			1.1 (1.0)		1.1 (1.0)						(側壁)
波力作用時	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)		1.1[0.9] (1.0)		1.3[0.7] (1.0)	1.2[0.8] (1.0)				(底版)
			0.9 (1.0)						1.3 (1.0)		(側壁)
			1.1 (1.0)		1.1 (1.0)			1.2 (1.0)			
施工時	0.9 (0.5)	1.1 (0.5)									(底版) 浮游時
		1.1 (0.5)									(側壁) 浮游時
										1.1 (0.5)	(隔壁) 放置時

**a. 底版載重**

沉箱式防波堤的底版設計載重如表 5.1.7 所示，圖 5.1.9 所示是沉箱完成後各種載重示意圖，常時狀態下是以常時合成載重 ( $D_0$ ) 作為永久載重，波力作用時，包含常時合成載重 ( $D_0$ )，底版反力變動量 ( $\Delta R$ ) 及揚壓力 ( $WP$ )，其載重分類如表 5.1.8 所示。

表 5.1.9 是按照底版反力的變動量 ( $\Delta R$ ) 及垂直載重 ( $W=D_0+\Delta R+WP$ ) 的方向分類出載重係數。 $\uparrow$  符號表示載重呈垂直向上作用時； $\downarrow$  符號表示載重呈垂直向下作用時。基本上，載重與垂直載重 ( $W$ ) 與同方向其載重係數則設定為 1.1~1.3，反之其載重係數則設定為 0.7~0.9 即可。此外，

當底版反力變動量 ( $\Delta R$ ) 是向下作用時，這是因水平載重作用擴大的結果，其底版反力變動量無作用之部位，則僅有自重及靜水壓等永久載重。這種狀況主要是因變動載重之  $1.2\Delta R$  的絕對值大於  $1.1R$  的絕對值，此時會形成預測過大的設計情況，因此當  $1.2\Delta R > 1.1R$  時，則應將載重組合改為  $0.9D + 1.1R + 0.7(1.3)WP$ 。

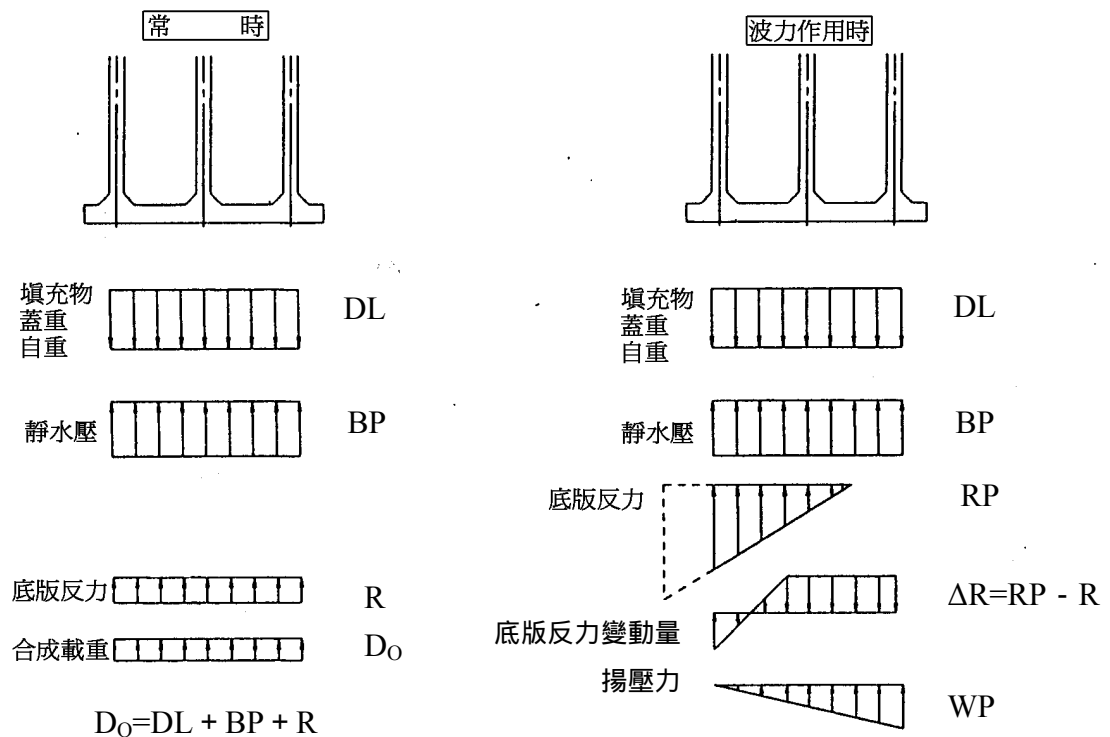


圖 5.1.9 底版的設計載重 (防波堤)

表 5.1.8 波力作用時的載重分類 (防波堤)

載重分類	載重
永久載重	靜穩時合成載重 $D_0$
變動載重	底版反力變動量 $\Delta R$ ，揚壓力 $WP$



表 5.1.9 底版的載重組合及載重係數（防波堤）

極限狀態	狀態	$\Delta R$ 及 $W$ 的走向		載重係數及載重組合
終局極限	波峰	$\Delta R \uparrow$	$W \uparrow$	$1.1 D_0 + 1.2 \Delta R + 1.3 WP$
		$\Delta R \downarrow$	$W \uparrow$	$1.1 D_0 + 0.8 \Delta R + 1.3 WP$
			$W \downarrow$	$0.9 D_0 + 1.2 \Delta R + 0.7 WP$
	波谷	$\Delta R \uparrow$	$W \uparrow$	$1.1 D_0 + 1.2 \Delta R + 0.7 WP$
			$W \downarrow$	$0.9 D_0 + 0.8 \Delta R + 1.3 WP$
		$\Delta R \downarrow$	$W \uparrow$	$1.1 D_0 + 0.8 \Delta R + 0.7 WP$
			$W \downarrow$	$0.9 D_0 + 1.2 \Delta R + 1.3 WP$
使用極限	全部	全部		$1.0 D_0 + 1.0 \Delta R + 1.0 WP$

b. 側牆載重

圖 5.1.10 至圖 5.1.12 所示為沉箱式防波堤之側牆的各種設計載重示意圖，另外，載重組合及載重係數如表 5.1.10 至表 5.1.12 所示，說明如下：

· 法線平行方向港外側—前壁

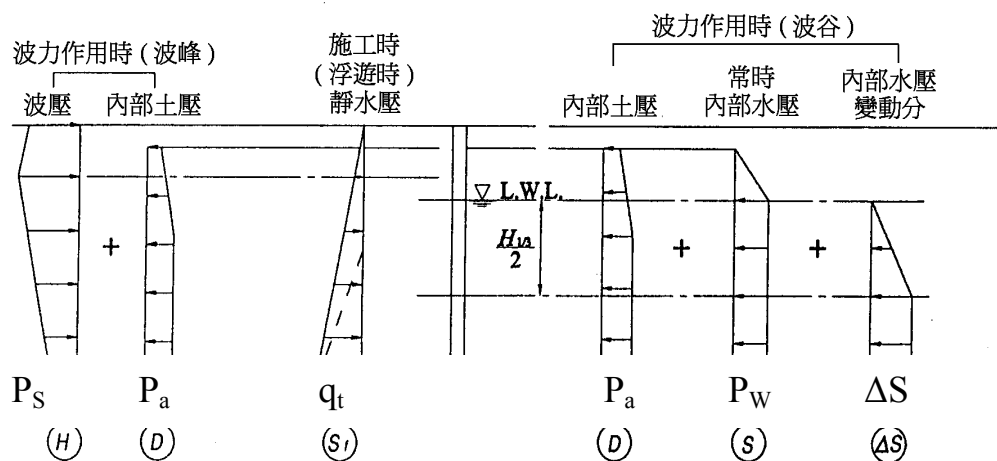


圖 5.1.10 前壁的設計載重示意圖（防波堤）

表 5.1.10 前壁的載重組合及載重係數（防波堤）

載重方向	檢討狀態	終局極限狀態	使用極限狀態
來自外部的載重	波峰作用時	$1.3P_S-0.9P_a$	$1.0P_S-1.0P_a$
	浮 游 時	$1.1q_t$	$0.5q_t$
來自內部的載重	波谷作用時	$1.1P_a+1.1P_W+$ $1.2\Delta S$	$1.0 P_a +1.0 P_W +$ $1.0\Delta S$

・法線平行方向港內側—後壁

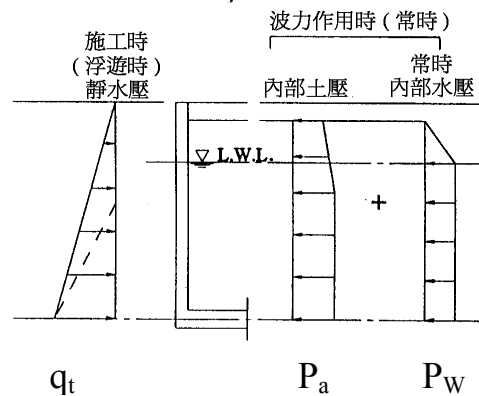


圖 5.1.11 後壁的設計載重示意圖（防波堤）

表 5.1.11 後壁的載重組合及載重係數（防波堤）

載重方向	檢 討 狀 態	終局極限狀態	使用極限狀態
來自外部的載重	浮 游 時	$1.1q_t$	$0.5q_t$
來自內部的載重	常時（靜穩時）	$1.1P_a+1.1P_W$	$1.0 P_a +1.0 P_W$

・法線直角方向—側壁

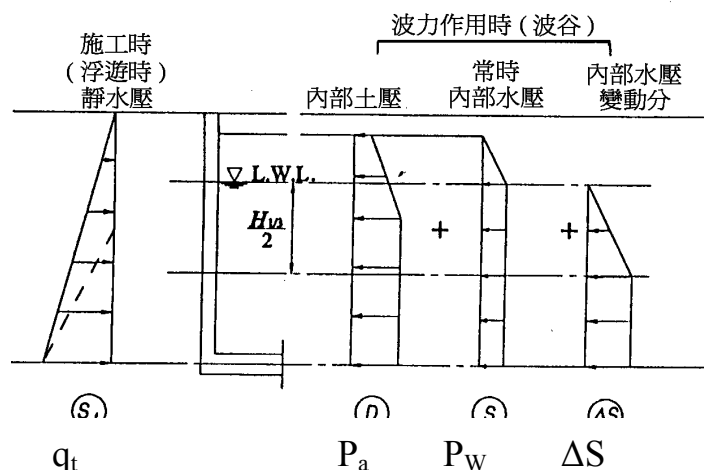


圖 5.1.12 側壁的設計載重示意圖（防波堤）

表 5.1.12 側壁的載重組合及載重係數（防波堤）

載重方向	檢 討 狀 態	終局極限狀態	使用極限狀態
來自外部的載重	浮 游 時	$1.1q_t$	$0.5q_t$
來自內部的載重	常時（靜穩時）	$1.1P_a + 1.1P_w + 1.2\Delta S$	$1.0 P_a + 1.0 P_w + 1.0 \Delta S$

### c. 隔牆載重

關於隔牆施工時的設計載重主要是隔室之間的靜水壓差，載重係數在終局極限狀態取 1.1，而使用極限狀態取 0.5。施工時側牆及隔牆時的靜水壓的載重變動會大於一般永久載重之變動。但是，設定靜水壓差時，由於取 1m 水位差的預估量，因而載重係數設定為 1.1。關於隔牆拔出的設計載重方面，用上述的底版及側牆設計載重所表示的載重，取拔出力為最大時作為設計載重。

### (3) 斷面力的計算

可利用傳統方法計算平版的斷面力，一般底版、側牆及隔牆可採用雙向版解析，而底座則可視為單向版結構。

## 2. 棧橋式碼頭上部結構

### (1) 設計載重

#### a. 載重的區分

外力載重可區分為永久荷重、變動荷重及偶發荷重。一般的區分方式如下：

##### (a) 水平載重

- |              |           |
|--------------|-----------|
| 1. 水平地震力     | 偶發荷重      |
| 2. 船舶衝擊力     | 偶發荷重或變動荷重 |
| 3. 風力        | 偶發荷重      |
| 4. 衝擊力（如流木等） | 偶發荷重      |
| 5. 船舶牽引力     | 偶發荷重      |

##### (b) 垂直載重

- |           |           |
|-----------|-----------|
| 1. 上部結構自重 | 永久荷重      |
| 2. 裝載載重   | 變動荷重      |
| 3. 上揚力    | 偶發荷重      |
| 4. 機械載重   | 變動荷重      |
| 5. 連接版荷重  | 永久荷重      |
| 6. 船舶牽引力  | 偶發荷重      |
| 7. 施工時載重  | 變動荷重或永久荷重 |

#### b. 水平載重

水平載重之中，水平地震力、船舶衝擊力、作用於起重機發之風壓力及對牽引力作用時，都是考量因樁頭彎矩對樑產生之束制力。

#### c. 施工時的載重

施工時的載重可分為，隨著施工所伴隨的短期性變動載重(例如卡車起重機的載重)與永久載重(構造物自重、框架等)。

## (2) 載重的組合及載重係數

表 5.1.13 表示設計時一般所考量的終局極限狀態下的載重組合。( ) 內的數值，是依據(5.1.21)式所算出之裂縫寬度的影響度係數。在施工時的載重方面，當考量到框架等載重時，可同於施工時之上部結構工程的自重予以處置。換言之，將終局極限狀態載重係數設定為 1.1，並將使用極限狀態之裂縫寬度的影響係數設定為 0.5 即可。

**表 5.1.13 棧橋上部結構的載重組合及載重係數**

	狀態	自重	裝載載重	活載重	船舶 衝擊力	上揚力	地震力	風壓力	流木等 衝擊力	船舶拉力	施工時 載重
常時		1.1(1.0)	1.2(0.5)								
		1.1(1.0)		1.2(0.5)							
		1.1(1.0)	1.2(0.5)		1.2(0.5)						
偶發荷 重作用 時		1.1(-)	1.2(-)		1.0(-)						
		0.9(-)				1.0(-)					
		1.1(-)	1.0(-)				1.0(-)				
		1.1(-)						1.0(-)			
									1.0(-)		
										1.0(-)	
施工時		1.1(0.5)									1.0(-)

## (3) 斷面力的計算

- 計算斷面力時，將板及樑視為獨立的構件。
- 版的斷面力採用雙向版設計，並同於一般方法視為四邊固定版。
- 計算樑的斷面力時，可假設為線性，於樑的斷面力解析時，一般都是將樁設為彈性支承或視為有懸臂部份之連續樑計算之。

## 5.2 美國規範說明

美國規範對於安全條款的規定，主要分為超載係數及強度不足係數兩種，即一般所稱載重係數及強度折減係數，美國規範的安全檢核格式可表示如下。

$$\phi R_n \geq \sum_i \gamma_i Q_i \quad (5.2.1)$$

其中為 $\phi$ 強度折減係數， $R_n$ 為構材的標稱強度，即構件所能承受之彎矩、軸力、剪力或扭力， $\gamma_i$ 為不同的標稱載重 $Q_i$ 所對應的載重係數。由於施工技術或管理的缺失(如構件尺寸不正確、混凝土澆置產生蜂窩等)、材料強度的不足及其他原因致使各構件的強度與其理論承載能力有所差異。另外在工程設計時，由於所使用之設計方法的不準確性也可能造成強度的不足。且不同構件在結構中其重要程度也不儘相同，在受載後之韌性與可靠程度也都有所差異。美國海軍規範以強度折減係數，考慮上述的不確定性。載重係數的決定，則取決於載重的變異係數及載重組合效應的影響。美國海軍規範[18]，主要是檢核結構物使用期間發生最大載重的承載極限狀態，現就其強度折減係數及載重係數的規定，分別說明如下：

### 5.2.1 強度折減係數

強度折減係數乃是隨著構件擔負之承載能力不同而異，若承受載重時，其延展性大、可靠程度高、重要性低的構件，則強度折減係數較大；反之，若延展性小、可靠程度低、重要性高的構件，則強度折減係數值較小。例如柱之強度折減係數值較樑為小，係因柱之延展性較差、一經破壞所造成之災害較樑之破壞更為慘重。又螺筋圍箍筋具有較大的延展性及韌性，故其折減係數值較一般矩形箍筋為高。將美國規範中訂定之強度折減因子數值製成表 5.2.1。

表 5.2.1 強度折減因子

構件受力情形	$\phi$
撓曲，軸拉力，撓曲或軸拉力共同作用	0.9
受軸壓力或受撓曲合併作用(以螺筋圍箍者)	0.75
受軸壓力或受撓曲合併作用(非螺筋圍箍者)	0.70
剪力與扭力	0.85
混凝土承壓	0.70
無筋混凝土受撓曲、壓力及承壓	0.65

## 5.2.2 載重係數

載重係數的大小，反應於設計載重可預測的準確程度。若一載重大小可準確預測，則可乘上一較小的載重係數；若一載重大小無法準確預測，則乘上一較大的載重係數。現將美國規範中對港灣結構之載重組合及載重係數製成表 5.2.2。

表 5.2.2 載重組合及載重係數

載重組合 載重	U1	U2	U3	U4	U5	U6	U7	U8	U9
D <sup>a</sup>	1.3	1.3	1.3	1.3	1.25	1.25	1.3	1.3	1.2
L <sub>C</sub> +I or L <sub>U</sub>	1.7 <sup>C</sup>	0.17	1.3	1.3		1.25	b	1.3	
B	1.3	1.3	1.3	1.3	1.25	1.25	1.3	1.3	1.2
Be		1.7							
C			1.3	1.3	1.25	1.25			1.2
E	1.3	1.3	1.3	1.3	1.25	1.25	1.3	1.3	1.2
Eq							1.3		
W			0.3		1.25	0.3			1.2
Ws			0.3		1.25	0.3			
R+S+T				1.3	1.25	1.25			
Ice								1.3	1.2

註：a 採用 0.9 用於檢核最小軸力及最大彎矩。

B 為 0.0、0.1 或 0.2，其值取決於地震力計算時所採用的活載重。

C 對於起重機造成的最大移動載重採用 1.3。

D：呆載重     $L_U$ ：均佈活載重     $L_C$ ：集中活載重    I：衝擊荷重  
B：浮力      Be：靠船力      C：水流力      E：土壓力  
Eq：地震力    W：風力(作用於結構)     $W_s$ ：風力(作用於船)(繫纜力)  
R：潛變      S：收縮力      T：溫度載重      Ice：雪、冰壓力



## 第六章 強度設計法應用於港灣 R.C.構造物之問題探討

港灣構造物所在的位置，都是位於海邊或海中，因此混凝土鹽害造成鋼筋鏽蝕的問題極為顯著，一般鋼筋的防腐蝕能力與混凝土強度、品質、水密性及水灰比、鋼筋保護層厚度、防蝕塗裝鋼筋和混凝土拉力裂縫寬度等係數有關。因此 R.C.構造物導入強度設計法，仍應特別考量此種鋼筋鏽蝕的極限狀態。又因防波堤受波壓反覆作用及棧橋式碼頭上部在移動載重的作用下，可能會對鋼筋及混凝土材料產生疲勞破壞，所以導入強度設計法時，因此必須特別考量材料受波力反覆作用所產生疲勞破壞的極限狀態。另外港灣 R.C.構造物在使用年限內，由於海水的化學及物理作用，波浪的衝擊、漂流物的磨損，有害骨材對鋼筋的侵蝕等降低材料強度的因素，因此導入強度設計法時，鋼筋及混凝土所能發揮之極限強度可能無法完全套用國內建築技術規範所定之標準，而須另訂適當之安全係數以符實際需要。港灣構造物在施工期間到使用年限內，包含有構造物自重、水壓力、土壓力、波浪所引起的波力及揚壓力、地震力、船舶衝擊等外力作用，在導入強度設計法時，應依載重發生的機率及變異性訂定不同的載重係數。綜合上述說明可知，港灣構造物在導入強度設計法時，宜針對載重係數、強度折減係數及極限狀態檢核等加以研析訂定。以下就強度設計法中之載重係數、強度折減係數之求法作一探討，並進一步針對港灣構造物載重分類及極限狀態檢核做一簡單說明。

### 6.1 載重係數與強度折減係數探討

在結構設計過程中，由於各種所關心的物理量具有不確定性，或是模式誤差，或經驗不足，常造成實際與預期的設計目標有所偏差。然而若將結構設計成過份安全則會不符合經濟性，因此利用可靠度理論，把結構物在使用年限內破壞的機率，控制在可接受的範圍內，如此不但安全且能符合預期的可靠度目標。此理論假設各構件需滿足所

有極限狀態，若構件安全則整體結構也會安全。首先定義各種不同的極限狀態函數作為判定構件破壞的準則，利用可靠度的方法，依照目標可靠度指標(target reliability index)求出各變數標稱值(nominal value)及其相對應的載重係數及強度折減係數[19,20,21,22,23]，以作為工程師於結構設計時的依據。如此所設計的結構才能符合預期預期的目標與均勻的可靠度。本節首先簡介構件抵抗強度及載重效應，其平均值和變異係數的決定方式，與載重組合的特性，接著說明載重係數及強度折減係數的推導。最後對可靠度設計方法做一簡單概述。

### 6.1.1 構材抵抗強度的平均值和變異係數

在結構物中各構件的抵抗強度  $R$ ，是一隨機變數可以假設為下列形式：

$$R = R_n \cdot (P_r \cdot M_a \cdot F_a) \quad (6.1.1)$$

其中  $R_n$  為標稱強度，係使用標稱的材料特性與標稱的結構尺寸，根據所採用的公式所計算出的抵抗強度，例如對鋼筋混凝土梁的標稱彎矩為  $R_n = M_n = \rho f_y \left(1 - \frac{m\rho}{2}\right) b d^2$ ，其中相關參數可參閱第五章。係數  $P_r$ 、 $M_a$  與  $F_a$  為用來修正實際抵抗強度與標稱抵抗強度的誤差，其中  $P_r$ (professional factor)代表理論分析或模式的不確定性； $M_a$ (material factor)代表材料強度的變異性； $F_a$ (fabrication factor)代表製造過程中桿件尺寸變異性的誤差。若考慮一階近似式，且各隨機變數彼此統計獨立，則由(6.1.1)式可得  $R$  的平均值  $\bar{R}$  與變異係數  $V_R$  為

$$\bar{R} \approx R_n (\bar{P}_r \cdot \bar{M}_a \cdot \bar{F}_a) \quad (6.1.2)$$

$$V_R \approx \sqrt{V_P^2 + V_M^2 + V_F^2} \quad (6.1.3)$$

其中  $\bar{P}_r$ 、 $\bar{M}_a$  與  $\bar{F}_a$  分別為  $P_r$ 、 $M_a$  與  $F_a$  的平均值； $V_P$ 、 $V_M$ 、 $V_F$  分別為  $P_r$ 、 $M_a$  與  $F_a$  的變異係數。

### 6.1.2 載重效應的平均值和變異係數

某一載重效應  $Q_i$  是一隨機變數，可以下式表示：

$$Q_i = C_i B_i q_i \quad (6.1.4)$$

其中  $C_i$  為結構分析可能造成誤差的影響係數(influence coefficient)， $B_i$  為載重分佈模式的參數(modeling parameter)， $q_i$  為結構使用期限的最大載重，如靜載重或活載重。各變數  $C_i$ 、 $B_i$ 、 $q_i$  彼此統計獨立，載重效應的平均值  $\overline{Q_i}$  與變異性係數  $V_{Q_i}$  可分別以下式表示：

$$\overline{Q_i} \approx \overline{C_i} \cdot \overline{B_i} \cdot \overline{q_i} \quad (6.1.5)$$

$$V_{Q_i} \approx \sqrt{V_{C_i}^2 + V_{B_i}^2 + V_{q_i}^2} \quad (6.1.6)$$

上式中  $\overline{C_i}$ 、 $\overline{B_i}$  與  $\overline{q_i}$  分別為  $C_i$ 、 $B_i$  與  $q_i$  的平均值； $V_{C_i}$ 、 $V_{B_i}$  與  $V_{q_i}$  分別為  $C_i$ 、 $B_i$  與  $q_i$  的變異係數。

### 6.1.3 載重組合

由於大部份作用於結構物的載重會隨時間變化(time varying loads)，依照其發生時間的長短，這些載重主要可以分為

#### 1. 永久載重

指變化非常小或維持在某固定範圍之內的載重，如圖 6.1.1a 所示，通常指靜載重。

#### 2. 變動載重

指在各雜散的片段時間內維持相對的定值，也有可能在某些時間完全沒有載重作用，如圖 6.1.1b 所示，通常指活載重。

#### 3. 偶發載重

其發生的頻率相當小，而且載重作用時間比起前面兩種亦非常小，但其值卻相對較大，通常指地震載重。

結構物在使用期限內，當同時有多種載重作用時，幾乎不可能各種載

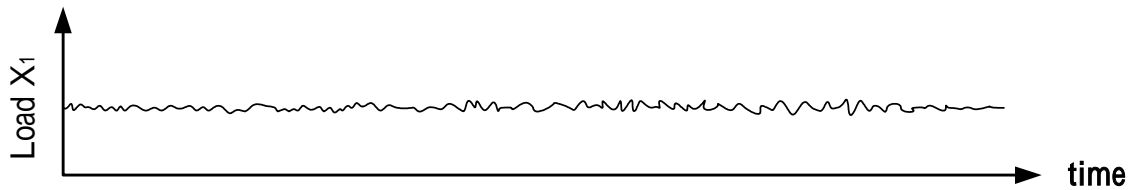
重在同一時刻皆到達其最大值，如圖 6.1.1d 所示。因此結構物設計時所使用的總載重，應該小於所有載重最大值的總和。為了方便實際上做可靠度分析，一般將各種載重視為隨機變數(random variable)，而不是隨機過程(random process)。近年來關於隨機過程中超越門檻(up-crossing rates)之載重組合研究顯示，Turkstra(1972)[24]所提出的載重組合模式在許多實際例子上為一個良好的近似法，且國內外的規範大都引用此種格式，其具有簡易及規則性等優點。Turkstra(1972)所提出的載重組合模式，係考慮當某一種載重到達其極大值時，加上其他載重任一時間值(Arbitrary point in time load)。以數學模式表示為

$$Y(t) = X_1(t) + X_1(t) + \cdots + X_n(t) \quad (6.1.7)$$

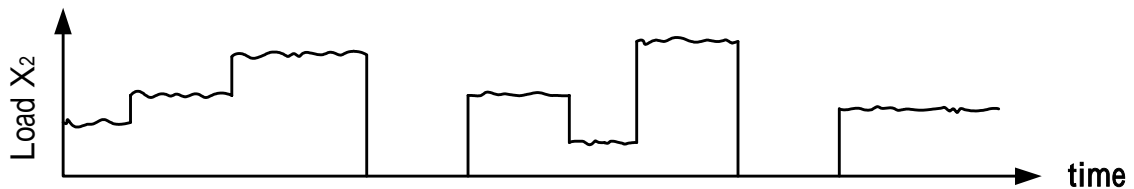
其中  $X_1(t)$ 、 $X_2(t)$ 、 $\cdots$ 、 $X_n(t)$  是各隨機過程載重， $Y(t)$  是總載重，則最大載重為

$$\max Y(t) = \max_i \left[ \max_T X_i(t) + \sum_{j \neq i, j=1}^n X_{apt,j} \right] \quad (6.1.8)$$

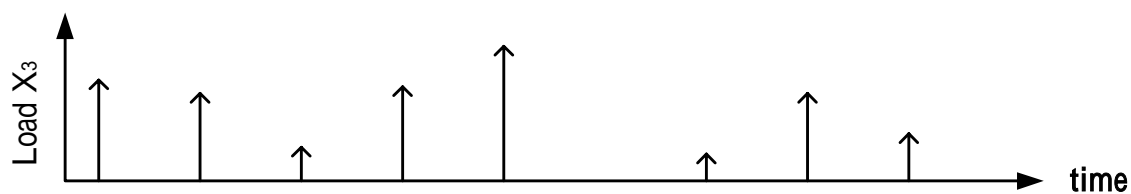
其中  $X_{apt,j}$  為  $X_j(t)$  中任一時間的隨機變數值。依照 Turkstra 的載重組合模式，即可求得多種載重組合後的平均值及變異係數。



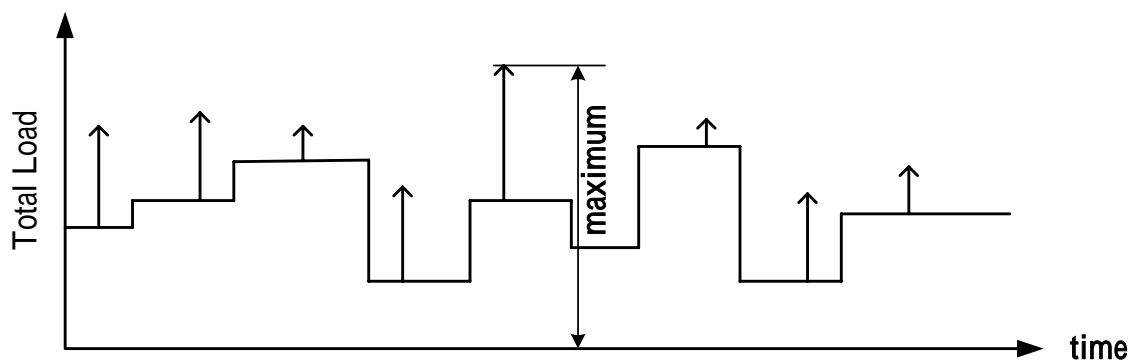
(a) 永久載重



(b) 變動載重



(c) 偶發載重



(d) 總載重

圖 6.1.1 載重組合示意圖

#### 6.1.4 載重係數及強度折減係數的推導

構件抵抗強度  $R$  及組合載重效應  $Q$  兩個隨機變數，其安全邊際 (Safety margin) 為  $M = R - Q$ ，依照可靠度理論，如圖 6.1.2 所示其破壞機率  $P_f$  為

$$P_f = P(R < Q) = \int_0^{\infty} F_R(x) f_Q(x) dx \quad (6.1.9)$$

其中  $F_R(r)$  為構材抵抗強度  $R$  的累計機率分佈函數(CDF);  $f_Q(q)$  為組合載重效應  $Q$  的機率密度函數(PDF)。現將安全邊際  $M = R - Q$  予以公式化，因  $R$ 、 $Q$  均為隨機變數，所以  $M$  亦為一隨機變數，而當  $M < 0$  時結構產生破壞，故此時破壞機率為

$$P_f = \int_{-\infty}^0 f_M(m) dm = F_M(0) \quad (6.1.10)$$

若  $R$  與  $Q$  皆為常態分佈且假設彼此統計獨立，則  $M$  亦為常態分佈，

故  $\bar{M} = \bar{R} - \bar{Q}$  、  $\sigma_M^2 = \sigma_R^2 + \sigma_Q^2$  由式(6.1.10)可得

$$P_f = F_M(0) = \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta) \quad , \quad \beta = \frac{\bar{M}}{\sigma_M} \quad (6.1.11)$$

由以上二式可發現破壞機率為  $\bar{M}/\sigma_M$  的函數，因此定義  $\beta$  為可靠度指標(reliability index)或安全指標(safety index)[19,22]，亦即

$$\beta = \frac{\bar{M}}{\sigma_M} = \frac{\bar{R} - \bar{Q}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (6.1.12)$$

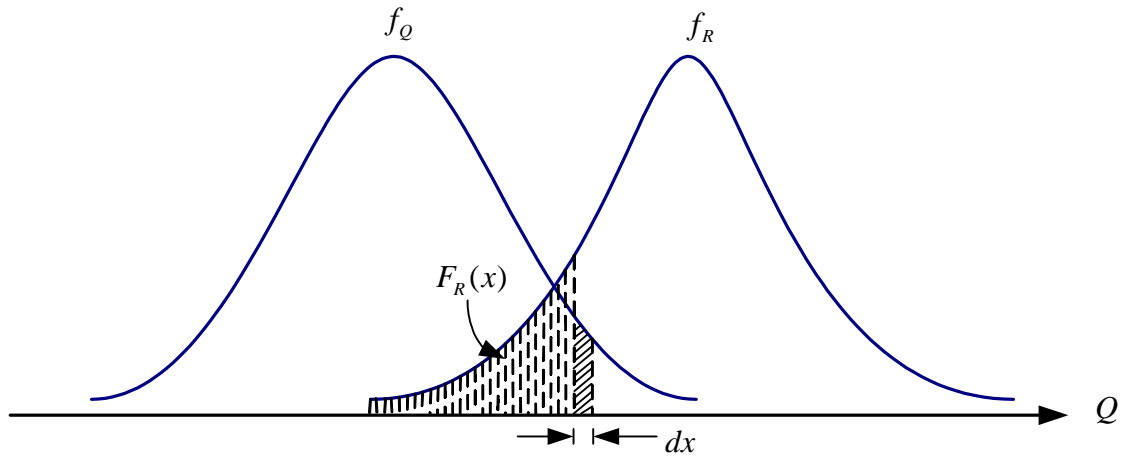


圖 6.1.2 載重和構件強度機率函數示意圖

上式中  $\bar{R}$ 、 $\bar{Q}$  分別為  $R$ 、 $Q$  的平均值， $\sigma_R$ 、 $\sigma_Q$  分別為  $R$ 、 $Q$  的標準差； $\Phi[ ]$  為標準常態分佈的 CDF。現令參數  $\alpha_R$  及  $\alpha_Q$  分別是

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (6.1.13)$$

$$\alpha_Q = \frac{\sigma_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (6.1.14)$$

將上式帶入(6.1.12)式，整理後可得

$$(1 - \alpha_R \beta V_R) \bar{R} = (1 + \alpha_Q \beta V_Q) \bar{Q} \quad (6.1.15)$$

由上式可令

$$\phi R_n \geq \gamma Q_n \quad (6.1.16)$$

$$\phi = (1 - \alpha_R \beta V_R) \frac{\bar{R}}{R_n} \quad (6.1.17)$$

$$\gamma = (1 + \alpha_Q \beta V_Q) \frac{\bar{Q}}{Q_n} \quad (6.1.18)$$

上式中 $\phi$ 為強度折減係數， $\gamma$ 為載重係數， $R_n$ 、 $Q_n$ 分別為構件標稱強度及標稱載重。載重平均值 $\bar{Q}$ 、標稱載重 $Q_n$ 及載重係數 $\gamma$ 之間的關係如圖 6.1.3 所示，而圖 6.1.4 則表示構材強度平均值 $\bar{R}$ 、標稱強度 $R_n$ 及強度折減係數之間的關係。由上述推導可知，安全指標 $\beta$ 越大，則強度折減係數 $\phi$ 越小，載重係數 $\gamma$ 越大，即結構物的安全性越高。

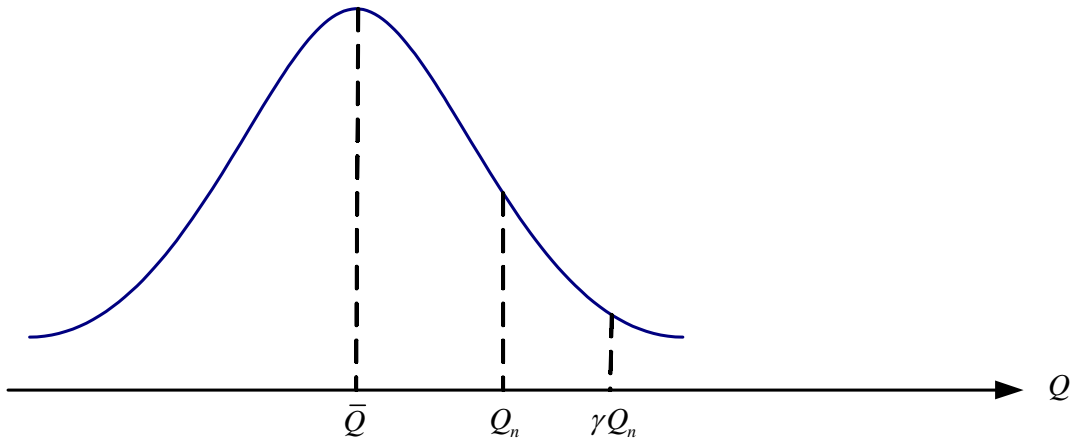


圖 6.1.3 標稱載重、載重平均值、設計載重關係示意圖

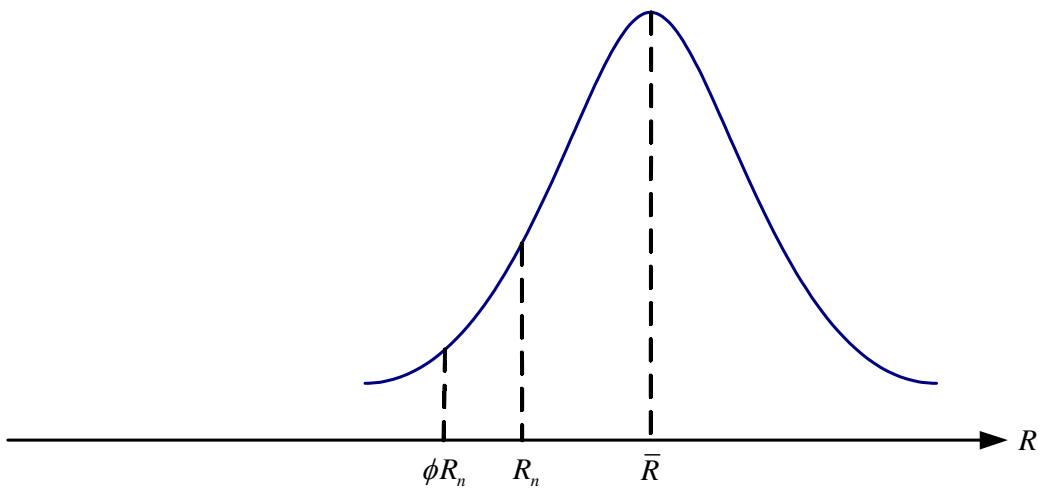


圖 6.1.4 標稱強度、強度平均值、設計強度關係示意圖

上述是依據機率密度函數為常態分佈，所推得的載重係數及強度折減係數，當機率密度函數是非常態分佈，此時可藉由等效常態分佈的轉換方法，其精神是令轉換前與轉換後設計點的累積分佈函數及機率密度函數值相等的近似方法，此時可藉由一階二次矩近似法(First Order Second Moment Approach, 簡稱 FOSM)以迭代的方式求得設計點及(6.1.14)式的 $\alpha_R$ 、 $\alpha_Q$ 值[19,20]，最後代入(6.1.17)及(6.1.18)式求得載重係數及強度折減係數，綜合上述說明，載重係數及強度折減係數的計算流程可表示如圖 6.1.5。

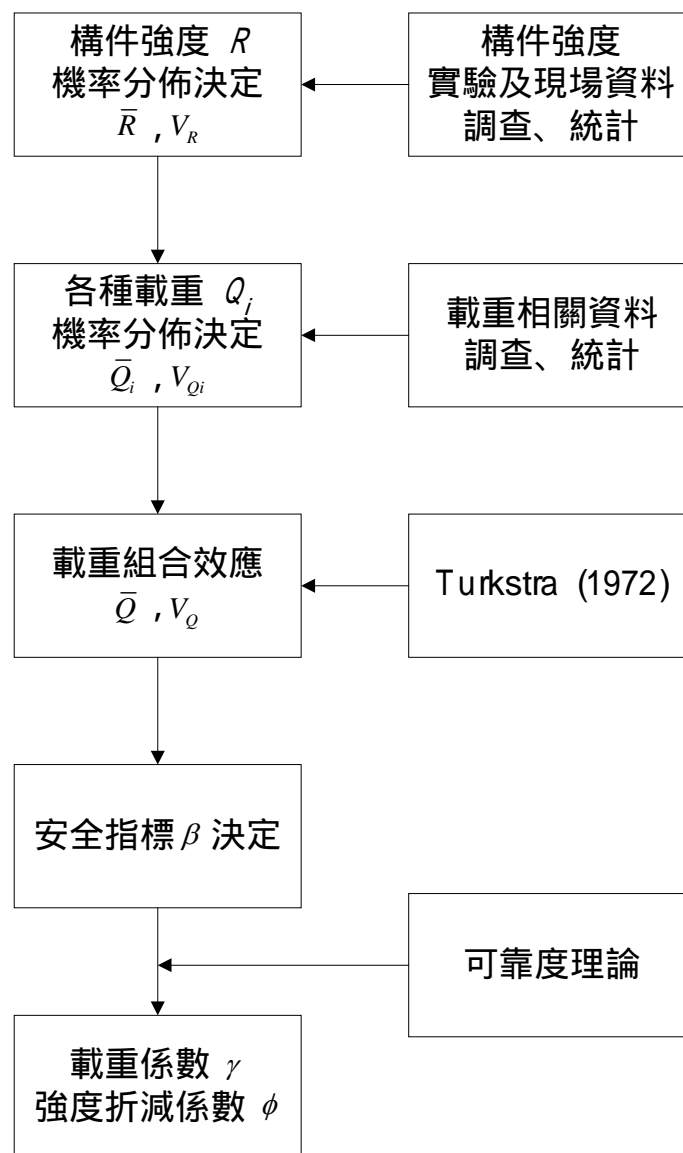


圖 6.1.5 載重係數及強度折減係數的計算流程圖



現以一個簡單的例子說明載重係數及強度折減係數的決定，探討一桿件承受靜載重  $D$  及活載重  $L$  的作用，其極限狀態函數  $g$  可表示成：

$$g = R - Q = R - D - L \quad (6.1.19)$$

上式中， $Q$  是載重組合效應， $R$  是桿件強度，假設已知桿件強度、靜載重及活載重的機率密度函數是常態分佈，且桿件強度、靜載重及活載重的變異係數分別是  $V_R=0.11$ 、 $V_D=0.10$  及  $V_L=0.25$ ，而桿件強度、靜載重及活載重的平均值與標稱值的比值分別是  $v_R = R_n/\bar{R} = 0.95$ 、 $v_D = D_n/\bar{D} = 1.01$  及  $v_L = L_n/\bar{L} = 1.18$ ，其中  $R_n$ 、 $D_n$  及  $L_n$  分別是桿件強度、靜載重及活載重的標稱值，而  $\bar{R}$ 、 $\bar{D}$  及  $\bar{L}$  分別是桿件強度、靜載重及活載重的平均值，考慮活載重的平均值為靜載重平均值的二倍即  $\bar{L} = 2\bar{D}$ ，取安全指標  $\beta = 2.50$ ，求其對應的載重係數、強度折減係數。

一般靜載重或活載重發生最大值的作用時間比較長，因此以靜載重和活載重皆在同一時刻達到最大值作為載重組合後總載重的最大值。組合載重的平均值  $\bar{Q}$  及標準差  $\sigma_Q$  可表示成：

$$\bar{Q} = \bar{D} + \bar{L} = \bar{D} + 2\bar{D} = 3\bar{D} \quad (6.1.20)$$

$$\begin{aligned} \sigma_Q^2 &= \sigma_D^2 + \sigma_L^2 = (0.10\bar{D})^2 + (0.25\bar{L})^2 \\ &= [(0.10)^2 + (0.25)^2(2^2)]\bar{D}^2 = 0.26\bar{D}^2 \end{aligned} \quad (6.1.21)$$

由(6.1.20)、(6.1.21)及(6.1.12)式可知

$$\beta = \frac{\bar{R} - 3\bar{D}}{\sqrt{(0.11\bar{R})^2 + (0.1\bar{D})^2 + (0.5\bar{D})^2}} = 2.5 \quad (6.1.22)$$

解上式的聯立方程，可得：

$$\bar{R} = 4.844 \bar{D} \quad (6.1.23)$$

$$\sigma_R = 0.11 \bar{R} = (0.11)(4.844)\bar{D} = 0.533\bar{D} \quad (6.1.24)$$

將上式代入(6.1.13)式可得：

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} = \frac{0.11\bar{R}}{\sqrt{(0.11\bar{R})^2 + 0.26\bar{D}^2}} = 0.722 \quad (6.1.25)$$

同理

$$\alpha_D = \frac{\sigma_D}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} = 0.136 \quad (6.1.26)$$

$$\alpha_L = \frac{\sigma_L}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} = 0.678 \quad (6.1.27)$$

將上式代入(6.1.17)式可得強度折減係數中

$$\begin{aligned} \phi &= (1 - \alpha_R \beta V_R) \frac{\bar{R}}{R_n} \\ &= (1 - 0.722 \times 2.5 \times 0.11) / 0.95 = 0.80 / 0.95 = 0.84 \end{aligned} \quad (6.1.28)$$

同理載重係數 $\gamma_D$ 及 $\gamma_L$ 可表示成：

$$\begin{aligned} \gamma_D &= (1 + \alpha_D \beta V_D) \frac{\bar{D}}{D_n} \\ &= (1 + 0.136 \times 2.5 \times 0.10) / 1.01 = 1.03 / 1.01 = 1.02 \end{aligned} \quad (6.1.29)$$

$$\begin{aligned} \gamma_L &= (1 + \alpha_L \beta V_L) \frac{\bar{L}}{L_n} \\ &= (1 + 0.678 \times 2.5 \times 0.25) / 1.18 = 1.42 / 1.18 = 1.20 \end{aligned} \quad (6.1.30)$$

由以上可推得靜載重、活載重與桿件強度的安全檢核格式為

$$0.84R_n \geq 1.02D_n + 1.20L_n \quad (6.1.31)$$

當考慮多種載重的載重組合效應時，因載重係數及強度折減係數會隨各種載重的比例不同而變化，此時可藉由最佳化的方法，求得一組最適當的載重係數及強度折減係數。

### 6.1.5 可靠度設計法概述

本節主要是說明規範中所採用強度設計法與可靠度設計法之間的

關係。可靠度設計法可分成三個等級[21]，分別說明如下：

### 1. 一級可靠度設計

一級可靠度設計法，是最簡便的可靠度設計法，也是現行各國規範所採用的設計方法，其安全檢核格式，可表示如下：

$$\phi R \geq \sum \gamma_i Q_i \quad (6.1.32)$$

上式與(4.4.1)式完全相同。其強度折減係數及載重係數的決定，在前面已經做了說明。此方法亦即為載重與強度係數設計法(Load and Resistance Factor Design ; LRFD)

### 2. 二級可靠度設計

此設計法首先是將各隨機變數之或然率分佈，近似轉換成正規化常態分佈，由載重及構件抵抗強度的平均值和標準偏差，如(6.1.12)式，求出可靠度指標  $\beta$ ，其安全檢核格式可表示如下：

$$\beta \geq \beta_T \quad (6.1.33)$$

上式中  $\beta_T$  是容許的可靠度指標。

### 3. 三級可靠度設計

此法是藉由載重及構件強度的機率密度函數，採用(6.1.9)式的數值積分，求得破壞機率  $P_f$ ，再將此值控制在小於容許的破壞機率。

上述三種可靠度設計，以第三級計算最複雜，但也最為嚴謹，主要應用在特殊而重要的結構（如核能電廠），一般結構設計採用最多的設計方法是一級可靠度設計，此設計方法即各國規範強度設計法所採用的方式。

## 6.2 港灣構造物載重分類

依據港灣構造物所承受的各種載重特性，本計畫建議將港灣構造物依其發生的機率及變異性區分為永久載重、變動載重及偶發載重三大類[3]，分述如下：

## 1. 永久載重

永久載重乃持續性作用於構造物之載重，其變異性極小，載重變動的大小與其平均值之差異甚小可忽略不計，此種載重包括構造物構件自重、靜水壓力、內部水壓力、殘留水壓力、土壓力等。由於永久性載重其值極為固定，變異性小，故其載重係數可取較小值，。

## 2. 變動載重

變動載重乃其載重變動頻繁且持續性發生，其與平均值之差異大，即變異性大，不可忽視者稱之，如活載重（含操作機械載重）、波力、揚壓力等。由於其作用頻率高又變異性大，載重估算準確度較低，故其載重係數須採較高值。

## 3. 偶發載重

偶發載重為構造物於使用期間發生之頻率極少，但其對結構物之影響非常大之載重，如地震力、船舶靠岸力、船舶繫泊力、棧橋上部結構揚壓力、風力等，由於其發生機率小，當與其他載重組合時，其本身之載重係數可取較小之標準。

將來港灣 R.C.構造物導入強度設計法時，載重係數訂定，可依各載重類別、作用頻率及調查統計其機率分佈後，藉由可靠度理論決定載重係數的大小。

## 6.3 港灣 R.C.構造物極限狀態檢核

港灣R.C.構造物在使用年限內，可能遭到破壞的極限狀態可分三類，一為結構物使用年限內所發生之最大載重，造成結構物破壞的極限狀態。二為結構在長期承受常時載重作用下，因混凝土的拉力裂縫造成鋼筋腐蝕而達到不適用的極限狀態。三為在耐用期限內，因重複載重產生材料疲勞破壞的極限狀態。綜合上述各種破壞因素，本計畫建議將極限狀態檢核分成終局極限狀態、使用極限狀態及疲勞極限狀

態。以下就各種極限狀態的作用力、破壞形式及檢核方式作一說明：

## 1. 終局極限狀態下之探討

終局極限狀態下之檢討，主要是檢核結構在使用年限內所發生之最大載重時，如偶發載重的地震力、颱風作用，是否能提供足夠的強度來防止破壞發生。此狀態所檢討的載重，作用時間短，發生機率不高，但作用時很可能對結構物產生極大的破壞，因此是以材料應力、應變達到極限的強度設計法，檢核桿件的斷面尺寸及鋼筋量。終局極限狀態之檢討之概念如圖6.3.1所示，圖中 $R$ 表示構件設計強度，而 $S$ 表示設計載重大小。

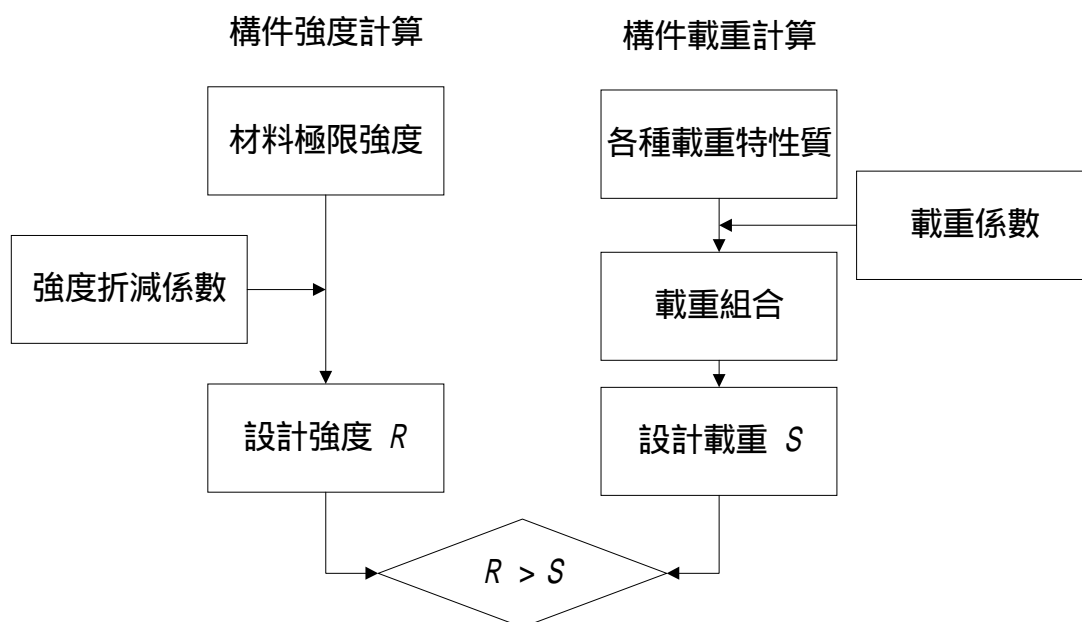


圖6.3.1 終局極限狀態之檢討之概念圖

## 2. 使用極限狀態下之探討

使用極限狀態的檢討，原則上要確認該極限狀態下設計載重所產生的構件龜裂寬度，引起鋼材腐蝕導致耐用性降低的檢討，一般是限制裂縫寬度需低於容許寬度。使用極限狀態的載重是指結構物使用年限內，長時間承受的永久性載重及變動性載重，如靜載重、活載重、波力等。此極限狀態主要是考慮長時間作用的常時載重，此時結構材料的應力與應變成線性關係，因此是以工作應力法檢討

常時載重作用下之桿件裂縫與結構變位。台灣地區混凝土的鹽害造成鋼筋鏽蝕問題極為顯著，因此將來規範的訂定，應採用更嚴格的容許裂縫寬度，可能較為恰當。

### 3. 疲勞極限狀態下之探討

疲勞極限狀態的設計，主要是針對結構在使用期限內，因變動性載重如波力、裝卸載重等外力的反覆作用下，是否造成材料疲勞破壞的極限狀態檢核。一般可分為防波堤構造物波浪力的反覆作用，及棧橋式碼頭上部結構移動載重作用所產生的疲勞破壞。疲勞破壞之安全性檢核，是將重覆作用的載重做適當分類，再依各種載重的變動振幅及作用次數，計算疲勞破壞的損傷程度，最後總和其損傷程度，以便對疲勞破壞做安全性的判斷。對疲勞安全性有影響的不只是載重大小，其重覆作用次數及載重變動振幅也有很大的影響，此極限狀態考慮長時間作用的反覆載重，此時結構材料應力與應變是成線性關係，因此是以工作應力法檢討反覆載重作用下的疲勞破壞。

經由上述港灣R.C.構造物極限狀態之檢核探討發現，強度設計法導入港灣R.C.構造物設計，只有在終局極限狀態之檢核才適用，而非全面的採用，其他兩種極限狀態之檢核還是以工作應力法來分析。另外，將來港灣R.C.構造物導入強度設計法時，應依各種載重特性，決定在各種極限狀態的載重組合及其對應的載重係數。

## 第七章 強度設計法應用於港灣 R.C.構造物之相關係數探討

日本港灣構造物規範將極限狀態分成終局、使用及疲勞等三種極限狀態，如 5.1 節所述，其中使用及疲勞極限狀態下，混凝土和鋼筋的應力應變成線性關係，因此可由工作應力法的方式進行應力分析與安全檢核，而終局極限狀態則是探討桿件應力的安全性，此時材料已達極限應力、極限應變，因此必須以強度設計法進行應力分析和安全檢核。美國海軍規範主要是以強度設計法，檢核結構物使用期間發生最大載重作用下，桿件的安全性。

RC 構造物強度設計法安全程度的相關係數可區分為強度折減係數和載重係數二類，其中強度折減係數是由於構件強度的變異係數以及構件重要性的不同，而對構件標稱強度的折減。載重係數則是因荷重發生的頻率和對結構的影響程度的差異，藉由可靠度的理論，對各種可能發生載重的放大。本章將在 7.1 節先介紹各國的強度折減係數，接著於 7.2 節對各國規範之安全係數進行比較。

### 7.1 美、日規範的強度折減係數探討

美國規範之強度設計法的安全檢核格式，可以  $\phi R \geq \sum \gamma_i Q_i$  表示之，其中  $\phi$  為強度折減係數， $R$  為標稱強度， $\gamma_i$  是載重係數， $Q_i$  則為使用載重。如前所述，此強度折減係數和構件受力的情形有關，如表 7.1.1 所示，其目的是反應出材料強度及構件斷面尺寸的變異係數、計算斷面強度的不準確性、構件的韌性和構件在結構中的重要程度等因素。

日本規範的安全檢核格式可以  $R / \gamma_b \gamma_e \gamma_a \geq \sum \gamma_i Q_i$  表示之，其中  $R$  為標稱強度， $\gamma_b$  為構件係數， $\gamma_e$  為構造物係數， $\gamma_a$  是構造物解析係數， $\gamma_i$  是載重因數， $Q_i$  則為使用載重。由第五章可知日本規範將安全係數分成構件係數  $\gamma_b$ 、構造物係數  $\gamma_e$ 、構造物解析係數  $\gamma_a$ 、載重係數  $\gamma_i$  和材料係

數  $\gamma_m$  等五部份，即將標稱強度除以構件係數、構造物係數和構造物解析係數，作為桿件強度上的折減，因此可將  $(\gamma_b \gamma_e \gamma_a)$  三個係數的倒數，視為強度折減係數。其中構件係數是為了反應構件強度計算上的不確定性及構件破壞對整體結構的影響。構造物係數則是考慮各結構物的重要度及破壞後對社會所造成的影響。構造物解析係數，是反應結構力學的解析和真實情況的差異性，一般而言，因對港灣結構物已有相當程度的了解，日本將構造物解析係數定為 1.0，即不在構造物解析係數上對強度進行折減。

**表 7.1.1 強度折減係數**

構件受力情形	$\phi$
撓曲，軸拉力，或撓曲與軸拉力共同作用	0.90
受軸壓力或受軸壓力和撓曲合併作用(以螺筋圍箍者)	0.75
受軸壓力或受軸壓力和撓曲合併作用(非螺筋圍箍者)	0.70
剪力與扭力	0.85
混凝土承壓	0.70
無筋混凝土受撓曲、壓力、剪力、及承壓	0.65

在標稱強度  $R$  的計算上，美日規範上也稍有不同，在美國規範中標稱強度  $R$  是直接採用混凝土抗壓強度  $f'_c$  和鋼筋降伏強度  $f_y$  進行計算，並沒有計算材料強度的折減。在日本的鋼筋混凝土設計規範中，標稱強度則是採用混凝土的設計抗壓強度  $f'_{cd}$  及鋼筋的設計拉伸強度  $f_{yd}$ ，其中  $f'_{cd} = f'_c / \gamma_{mc}$ ， $f_{yd} = f_y / \gamma_{ms}$ ，亦即在計算桿件強度時，將材料的強度除以材料係數  $\gamma_m$ ，作一材料強度折減，而以折減過的材料強度  $f'_{cd}$  和  $f_{yd}$  作為設計的基準[3,15]。材料係數會因為材料本身強度的變動性不同而有所不同，對於材料性能變動性較小的材料(例如鋼筋)，給予較小的折減(即  $\gamma_{ms}$  較小)；對於材料性能變動性較大的材料(例如混凝土)，則給予



較大的折減(即  $\gamma_{mc}$  較大)。另外，在不同的極限狀態下(終局極限狀態、使用極限狀態及疲勞極限狀態)，材料係數亦會有所不同，如表 7.1.2 所示。本節接下來針對終局極限狀態下，撓曲鋼筋的設計與分析，分別以美國、日本及國內規範，做一個簡單的推導，以做為比較討論及實例分析之用。

**表 7.1.2 材料係數**

材料種類	材料係數 $\gamma_m$		
	終局極限狀態	使用極限狀態	疲勞極限狀態
混凝土	1.3	1.0	1.3
鋼筋和 PC 鋼材	1.0	1.0	1.05
上述以外的鋼材	1.05	1.0	1.05

### 7.1.1 美國規範

在構件的設計上，美國規範使用的方法是將構件的標稱強度  $M_n$ 、 $V_n$  乘上一強度折減係數  $\phi$  作一強度折減，其折減後的強度必須大於設計載重  $M_u$ 、 $V_u$ 。亦即如下所示：

$$\phi M_n \geq M_u \quad (7.1.1)$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (7.1.2)$$

如圖 7.1.1 所示，其中壓力  $C$  和拉力  $T$  為

$$C = 0.85 f'_c b a \quad (7.1.3)$$

$$T = A_s f_y = (\rho b d) f_y \quad (7.1.4)$$

由力平衡條件  $C = T$  可得，

$$a = A_s f_y / (0.85 f'_c b) = \rho f_y d / (0.85 f'_c) \quad (7.1.5)$$

藉由上式可知彎矩標稱強度  $M_n$ ，

$$M_n = T(d - a/2) = \rho f_y \left(1 - \frac{1}{2} \times \rho \times \frac{f_y}{0.85 f'_c}\right) b d^2 = \rho f_y \left(1 - \frac{1}{2} \rho m\right) b d^2 \quad (7.1.6)$$

上式中  $m = \frac{f_y}{0.85 f'_c}$ ，當斷面尺寸  $b$ 、 $d$ ，材料強度  $f'_c$ 、 $f_y$  和鋼筋量為已知，由式(7.1.1)可令，

$$M_u = \phi M_n = \phi \rho f_y \left(1 - \frac{1}{2} \rho m\right) b d^2 \quad (7.1.7)$$

令  $R_n = M_n / b d^2$  代入上式並展開可得，

$$\frac{1}{2} f_y m \rho^2 - f_y \rho + R_n = 0 \quad (7.1.8)$$

解二次方程式得設計鋼筋比，

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) \quad (7.1.9)$$

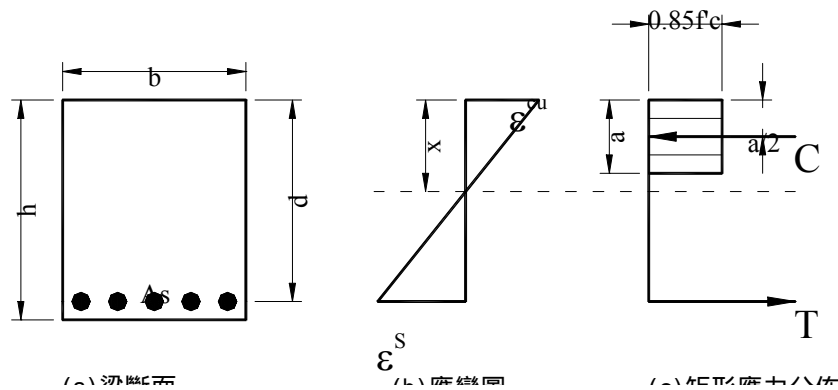


圖 7.1.1 應力及應變圖

## 7.1.2 日本規範

在日本規範方面，則是先將標稱強度除以構件係數  $\gamma_b$  及構造物係數  $\gamma_e$  進行強度折減，亦即如下所示：

$$M_n / \gamma_b \gamma_e \geq M_u \quad (7.1.10)$$

$$V_n / \gamma_b \gamma_e \geq V_u \quad (7.1.11)$$

如圖 7.1.2 所示，其中壓力  $C$  和拉力  $T$  為

$$C = 0.85 f'_{cd} b a \quad (7.1.12)$$

$$T = A_s f_{yd} = (\rho b d) f_{yd} \quad (7.1.13)$$

由力平衡條件  $C = T$  可得，

$$a = A_s f_{yd} / (0.85 f'_{cd} b) = \rho f_{yd} d / (0.85 f'_{cd}) \quad (7.1.14)$$

藉由上式可知極限彎矩  $M_n$ ，

$$M_n = T(d - a/2) = \rho f_{yd} \left(1 - \frac{1}{2} \times \rho \times \frac{f_{yd}}{0.85 f'_{cd}}\right) b d^2 = \rho f_{yd} \left(1 - \frac{1}{2} \rho m_d\right) b d^2 \quad (7.1.15)$$

上式中  $m_d = \frac{f_{yd}}{0.85 f'_{cd}}$ ，由式(7.1.10)可令

$$M_u = M_n / \gamma_b \gamma_e = \frac{1}{\gamma_b \gamma_e} \rho f_{yd} \left(1 - \frac{1}{2} \rho m_d\right) b d^2 \quad (7.1.16)$$

) 令  $R_n = M_n / b d^2$  代入上式並展開可得，

$$\frac{1}{2} f_{yd} m_d \rho^2 - f_{yd} \rho + R_n = 0 \quad (7.1.17)$$

解二次方程式得設計鋼筋比，

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) \quad (7.1.18)$$

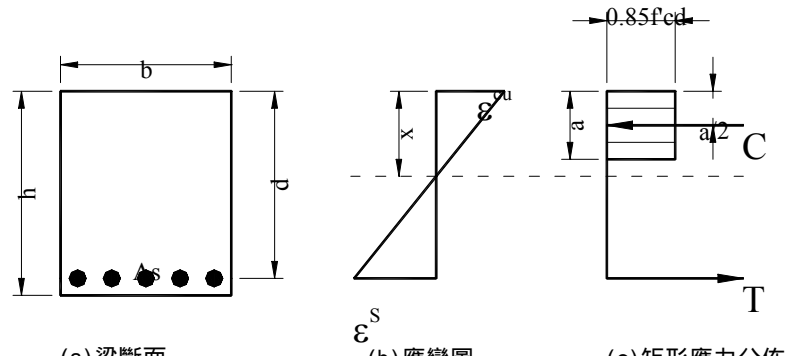


圖 7.1.2 應力及應變圖

### 7.1.3 國內規範

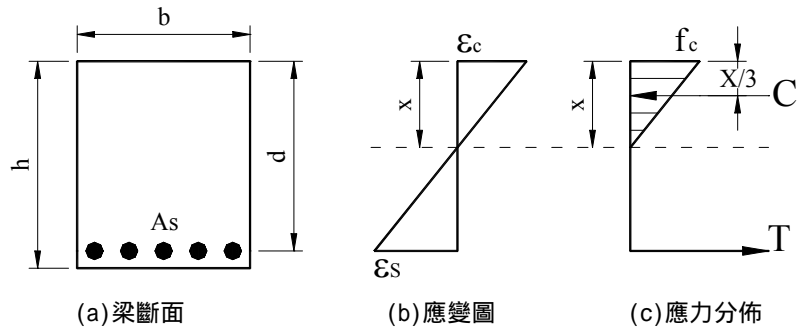


圖 7.1.3 應力及應變圖

如圖 7.1.3 所示，壓力  $C$  和拉力  $T$  為

$$C = \frac{1}{2}(E_c \varepsilon_c)(bx) \quad (7.1.19)$$

$$T = A_s (E_s \varepsilon_s) = (\rho bd)(E_s \varepsilon_s) \quad (7.1.20)$$

由應變的線性關係可知  $\varepsilon_s = \frac{d-x}{x} \varepsilon_c$  代入式(7.1.20)，由力平衡  $C = T$  可得

$$k = \frac{x}{d} = \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} - n\rho \quad (7.1.21)$$

上式中  $n = E_s / E_c$ ，由式(7.1.21)可判別鋼筋或混凝土先達到設計強度，

當  $\frac{x}{d} > \frac{f_c}{f_c + f_s / n}$  則混凝土先到達設計強度，此時，

$$C = T = \frac{1}{2} f_c bx = \frac{1}{2} f_c kbd \quad (7.1.22)$$

由平衡條件可知設計彎矩  $M$  為

$$M = C(d - x/3) = \frac{1}{2} f_c k \left(1 - \frac{k}{3}\right) bd^2 \quad (7.1.23)$$

反之則鋼筋先到達設計強度，此時

$$C = T = A_s f_s = \rho f_s bd \quad (7.1.24)$$

同理設計彎矩  $M$

$$M = T(d - x/3) = \rho f_s k \left(1 - \frac{k}{3}\right) b d^2 \quad (7.1.25)$$

當斷面尺寸  $b$ 、 $d$  及設計彎矩  $M$  已知，由式(7.1.23)及(7.1.24)可求得設計鋼筋比  $\rho$ 。

## 7.2 各國規範安全程度的比較

本節主要是比較美、日及國內規範的安全係數，由強度設計法的安全檢核可知，強度折減係數和載重係數分別位於等號的兩邊，由此可知二者有相互關係的，故若單獨拿出強度折減係數或載重係數來比較，會顯得沒有意義。所以本計畫是在相同的斷面、材料強度和鋼筋量的條件下，比較各種規範的安全程度。本節將以日本規範的設計強度為基準，比較與美國、國內等規範的差異。首先令日本規範中之標稱強度為  $R_1$ ，美國規範在相同斷面、材料及鋼筋量之標稱強度為  $R_2$ ，由日本及美國的設計理論可得以下二式，

$$R_1 / \gamma_b \gamma_e \geq \sum (\gamma_{i1} Q_i) \quad (7.2.1)$$

$$\phi R_2 \geq \sum (\gamma_{i2} Q_i) \quad (7.2.2)$$

在此定義  $\phi R_2$  和  $R_1 / \gamma_b \gamma_e$  之比值為設計強度比  $\varepsilon$ ，可表示成

$$\varepsilon = \frac{\phi R_2}{R_1 / \gamma_b \gamma_e} \quad (7.2.3)$$

由上式及式(7.2.2)可知

$$(R_1 / \gamma_b \gamma_e) = \frac{\phi}{\varepsilon} R_2 \geq \frac{1}{\varepsilon} \sum (\gamma_{i2}) Q_i = \sum \frac{1}{\varepsilon} (\gamma_{i2}) Q_i = \sum (\bar{\gamma}_{i1}) Q_i \quad (7.2.4)$$

上式中，

$$\bar{\gamma}_{i1} = \frac{1}{\varepsilon} \cdot \gamma_{i2} \quad (7.2.5)$$

此處定義 $\bar{\gamma}_{il}$ 為美國規範之等效於日本規範的載重係數，在此簡稱美國等效載重係數。亦即使用此修正後之等效載重係數，配合日本規範之強度折減係數的規定，求得的鋼筋量，與完全依照美國規範的規定，在相同的構件尺寸及材料強度的條件下所求出的鋼筋量相等。由此可知只要比較 $\gamma_{il}$ 和 $\bar{\gamma}_{il}$ 之關係即可了解日本與美國規範安全程度的差異。依據上述之方法，亦可求出國內規範之等效於日本規範的載重係數，及比較日本規範和國內現行規範安全程度的差異。本節將結構物分成棧橋式碼頭及沈箱式防波堤二類，分別比較各國規範安全程度的差異，說明如下。

### 7.2.1 棧橋式碼頭

如表 7.2.1 及表 7.2.2 所示，本文在此先列出日本規範棧橋式碼頭的載重係數及構造物係數作為比較的基準。由式(7.1.9)及(7.1.18)可知標稱彎矩的設計強度比是和材料強度、鋼筋比有關而與斷面尺寸無關。圖 7.2.1 至圖 7.2.2 所示是美國與日本規範對應各種材料強度和鋼筋比所求出的設計強度比，由圖中可知設計強度比和鋼筋比成正比，而與混凝土強度成反比；在相同構造物係數條件下，最大的設計強度比約為最小強度設計比的 1.07 倍，變化不是很大，本計畫在此取其平均值做一定性的比較。由圖中可得美國規範和日本規範之設計強度比，常時約為 1.29，而於偶發荷重作用時約等於 1.08，依上述的設計強度比，即可求得美國等效載重係數，如表 7.2.3。

表 7.2.1 日本規範之構造物係數  $e$

棧橋式碼頭於偶發荷重作用時	$e=1.0$
棧橋式碼頭於其他場合	$e=1.2$

表 7.2.2 日本規範之棧橋式碼頭載重組合表

外力及載重	載重組合		偶發荷重作用時				
	組合 1	組合 2	組合 3	組合 4	組合 5	組合 6	組合 7
結構自重	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1 (0.9)	1.1 (0.9)	0.9
裝載庫重	1.2		1.2	1.2	1		
活載重		1.2					
船舶拉力			1				
船舶衝擊力				1			
地震力					±1		
風力						1	
上揚力							1

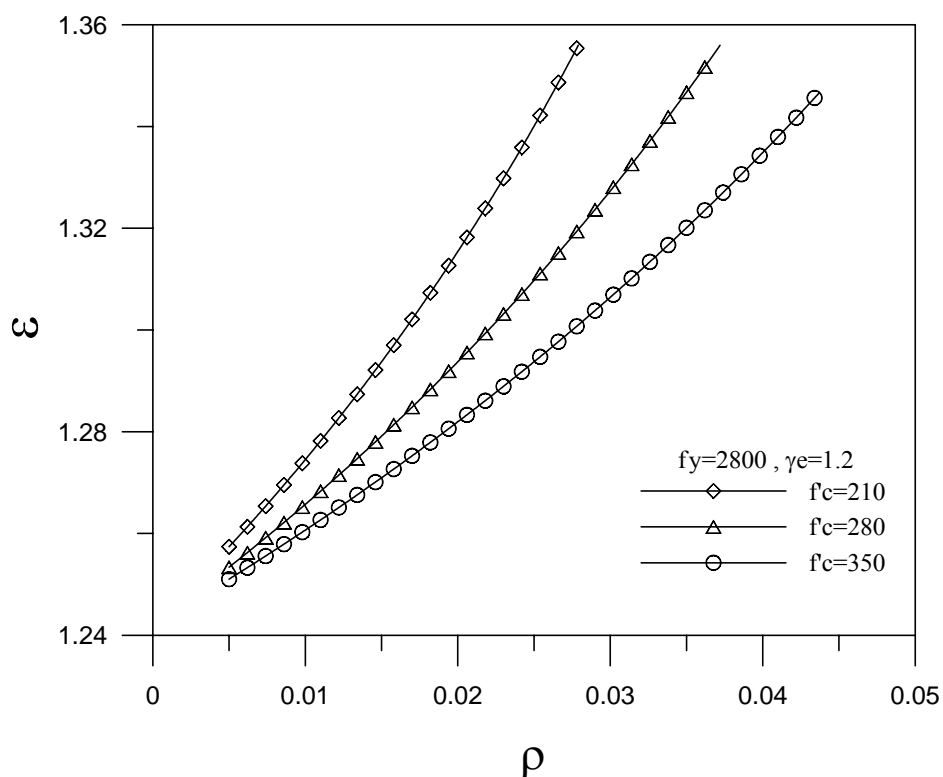


圖 7.2.1a 美國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-常時)

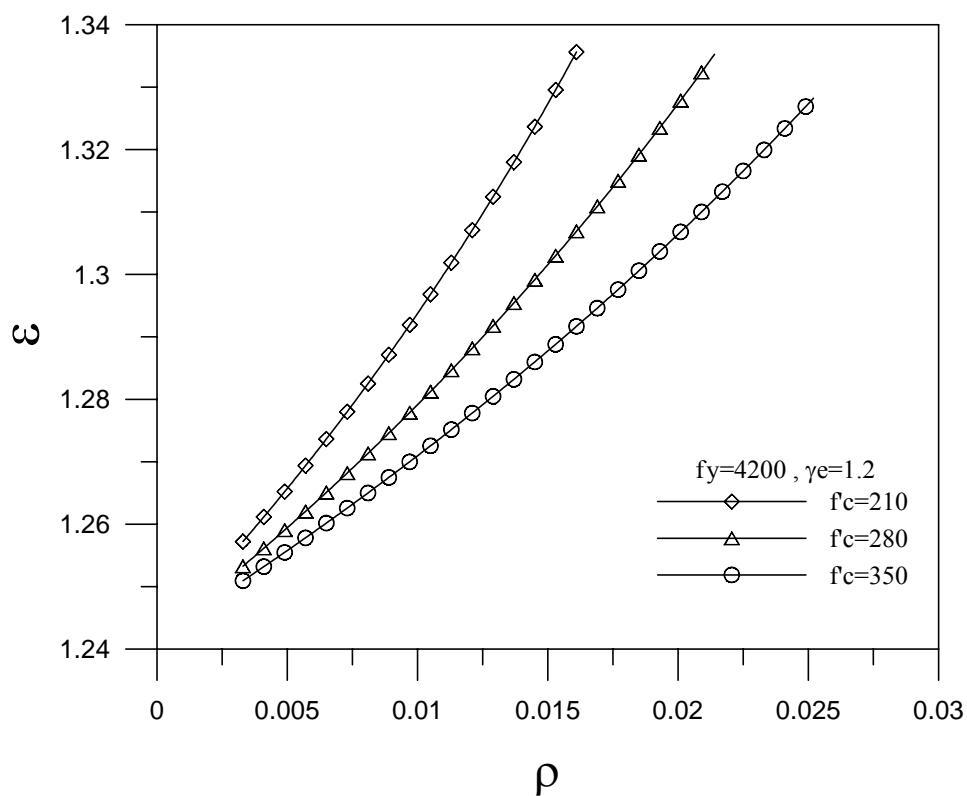


圖 7.2.1b 美國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-常時)

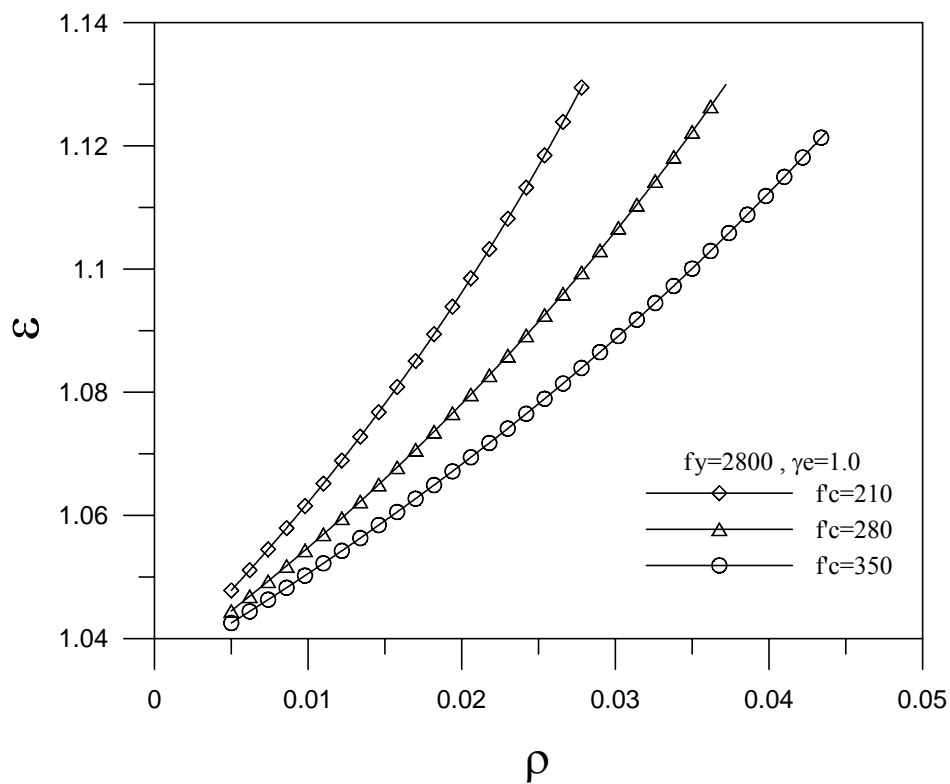


圖 7.2.2a 美國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-偶發荷重作用時)



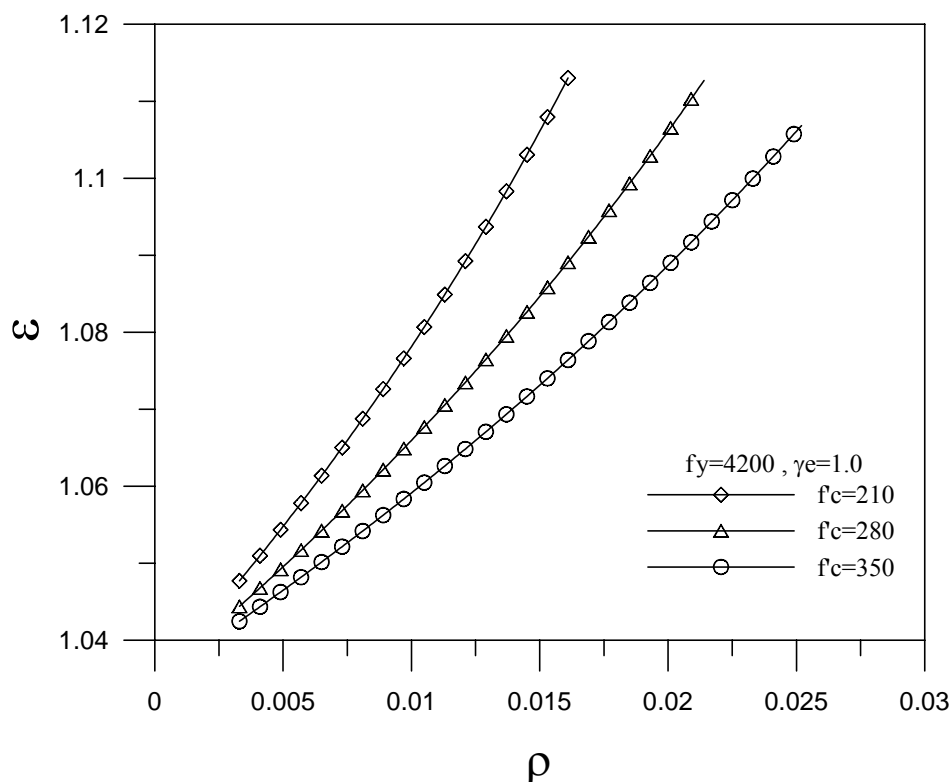


圖 7.2.2b 美國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-偶發荷重作用時)

表 7.2.3 美國等效載重組合表(棧橋式碼頭)

載重組合 外力及載重	組合 1	組合 2	組合 3	組合 4	組合 5	組合 6	組合 7
結構自重	1.01	1.01	1.16	1.20	1.20	1.11	1.20
裝載灣重	1.32			0.16	0.19		1.20
活載重		1.32					
船舶拉力			1.16				
船舶衝擊力				1.57			
地震力					1.20		
風力			1.16			1.11	
上揚力			1.16			1.11	1.20

比較表 7.2.2 日本規範之載重係數與表 7.2.3 美國等效載重係數的比值，可知在常時載重作用下，日本規範之載重係數與美國等效載重

係數相差並不多；而於偶發荷重作用時，美國規範之等效載重係數較日本規範之載重係數為大。即日本規範和美國規範於常時載重作用時其安全性相差不多，但於偶發荷重時，美國規範則較日本規範偏安全，此項差異是由於日本規範中棧橋式碼頭於常時之構造物係數( $\gamma_e = 1.2$ )較偶發荷重作用時之構造物係數( $\gamma_e = 1.0$ )來得大，即日本規範在偶發荷重作用時，取較小的強度折減係數。

如前所述的方法亦可求出國內規範之等效日本規範的載重係數，並比較國內規範與日本規範的差異。圖 7.2.3 至圖 7.2.4 所示是國內規範與日本規範對應各種材料強度和鋼筋比所求出的設計強度比。由圖中可得國內規範和日本規範之設計強度比，於常時載重作用時，設計強度比的最大值約為 0.69，而於偶發荷重作用時約等於 0.58。依上述的設計強度比，可求得國內等效載重係數，如表 7.2.4。其中需注意，由混凝土工程設計規範與解說 A.3.2 之規定，受風力或地震力與其他載重合併作用之構件得以此項併合效應之 75%設計之，所以在計算載重組合 3 至載重組合 7 之等效載重係數，需乘上 0.75 倍。

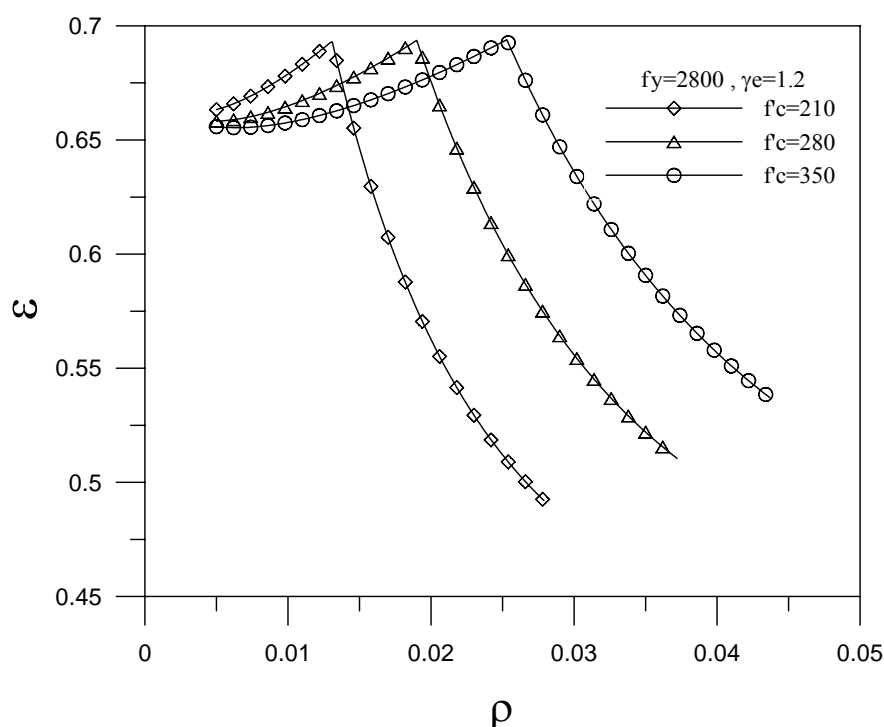


圖 7.2.3a 本國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-常時)

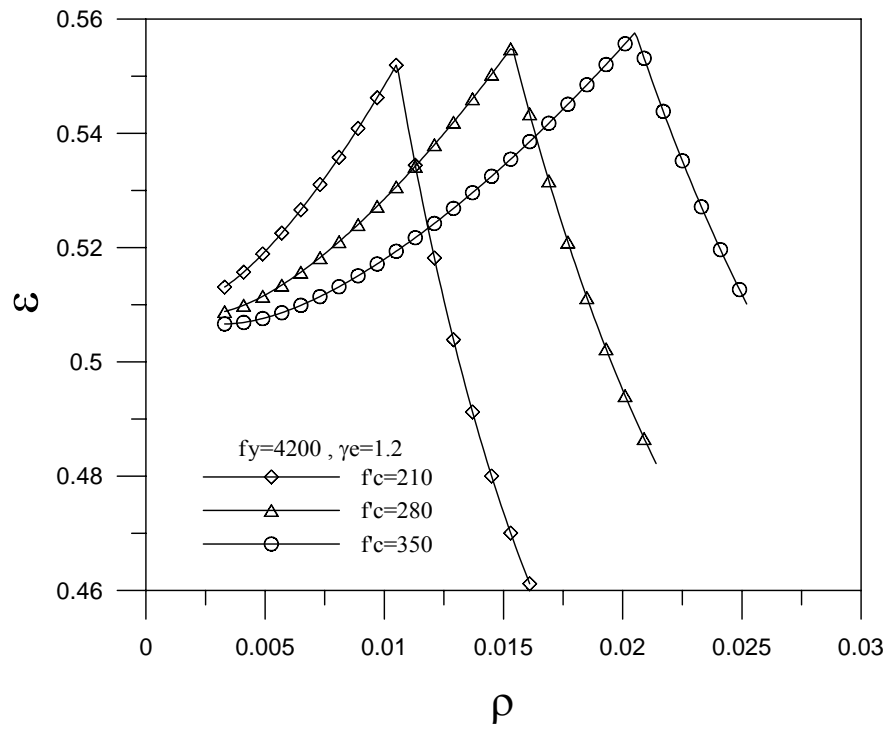


圖 7.2.3b 本國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-常時)

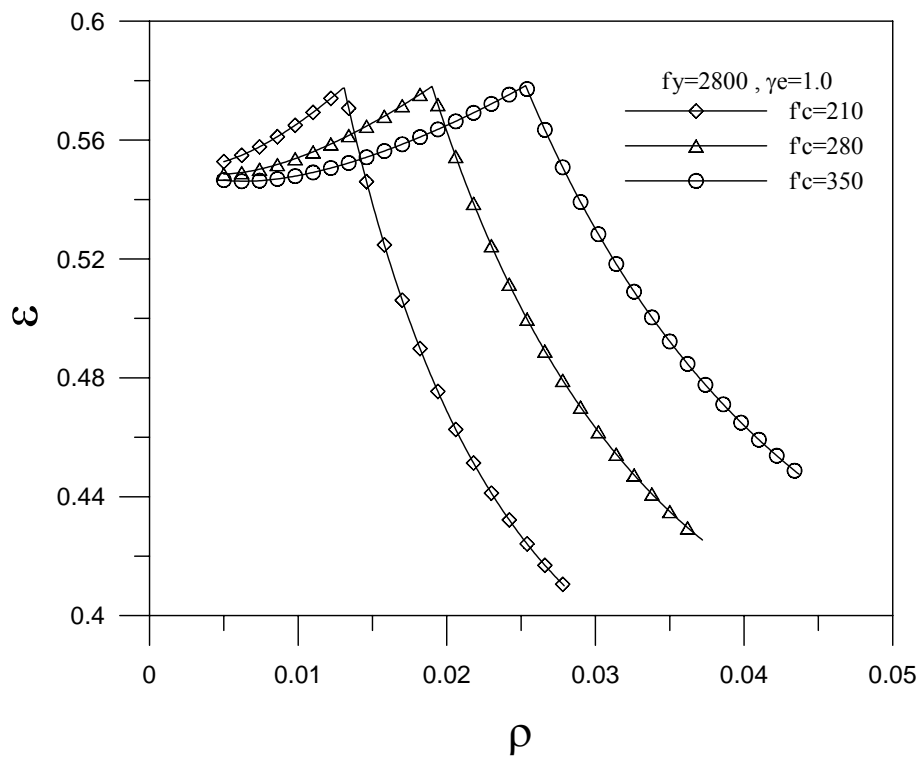


圖 7.2.4a 本國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-偶發荷重作用時)

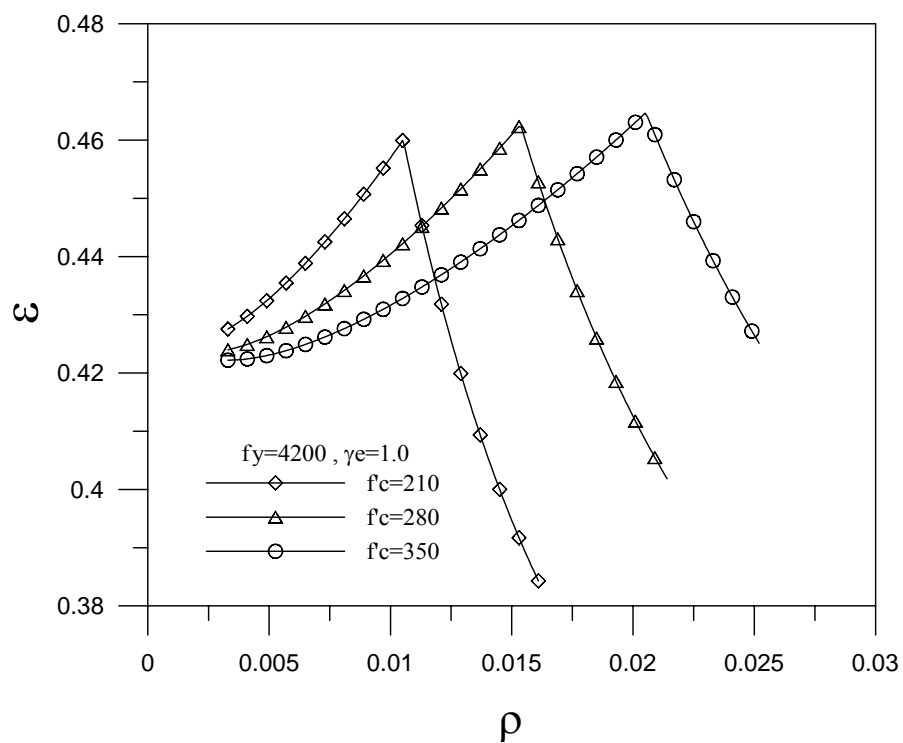


圖 7.2.4b 本國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-偶發荷重作用時)

表 7.2.4 國內等效載重組合表

載重組合 外力及載重	組合 1	組合 2	組合 3	組合 4	組合 5	組合 6	組合 7
結構自重	1.45	1.45	1.29	1.29	1.29	1.29	1.29
裝載庫重	1.45		1.29	1.29	1.29		
活載重		1.45					
船舶拉力			1.29				
船舶衝擊力				1.29			
地震力					1.29		
風力						1.29	
上揚力							1.29

比較表 7.2.2 日本規範之載重係數與表 7.2.4 國內等效載重係數的比值可知，國內規範很明顯是較保守的，其中國內現行規範的載重係數約為日本規範的 1.1~1.3 倍。

## 7.2.2 沈箱式防波堤

如表 7.2.5 及表 7.2.6 所示，本文在此先列出日本規範沈箱式防波堤的載重係數及構造物係數作為比較的基準。圖 7.2.5 至圖 7.2.6 所示是國內與日本規範對應各種材料強度和鋼筋比所求出的設計強度比。由圖中可得國內規範和日本規範之設計強度比，於波力作用時約為 0.64，而於非波力作用時約等於 0.58，依上述的設計強度比，即可求得國內等效載重係數，如表 7.2.7。

表 7.2.5 日本規範之構造物係數  $e$

沈箱式防波堤於波力作用時	$e=1.1$
沈箱式防波堤於其他場合	$e=1.0$

表 7.2.6 日本規範之沈箱式防波堤載重組合表

狀態	自重	靜水壓	內部土壓	常時之底板反力	常時之內部殘留水壓	揚壓力	底板反力變量	內部水壓變量	波力	隔室間靜水壓差	備註
常時	0.9	1.1		1.1							(底板)
			1.1		1.1						(側牆)
波力作用時	1.1 [0.9]	1.1 [0.9]		1.1 [0.9]		1.3 [0.7]	1.2 [0.8]				(底板)
			0.9						1.3		(側牆)
			1.1		1.1			1.2			
施工時	0.9	1.1									(底板) 浮游時
		1.1									(側牆) 浮游時
										1.1	(隔牆) 安放時

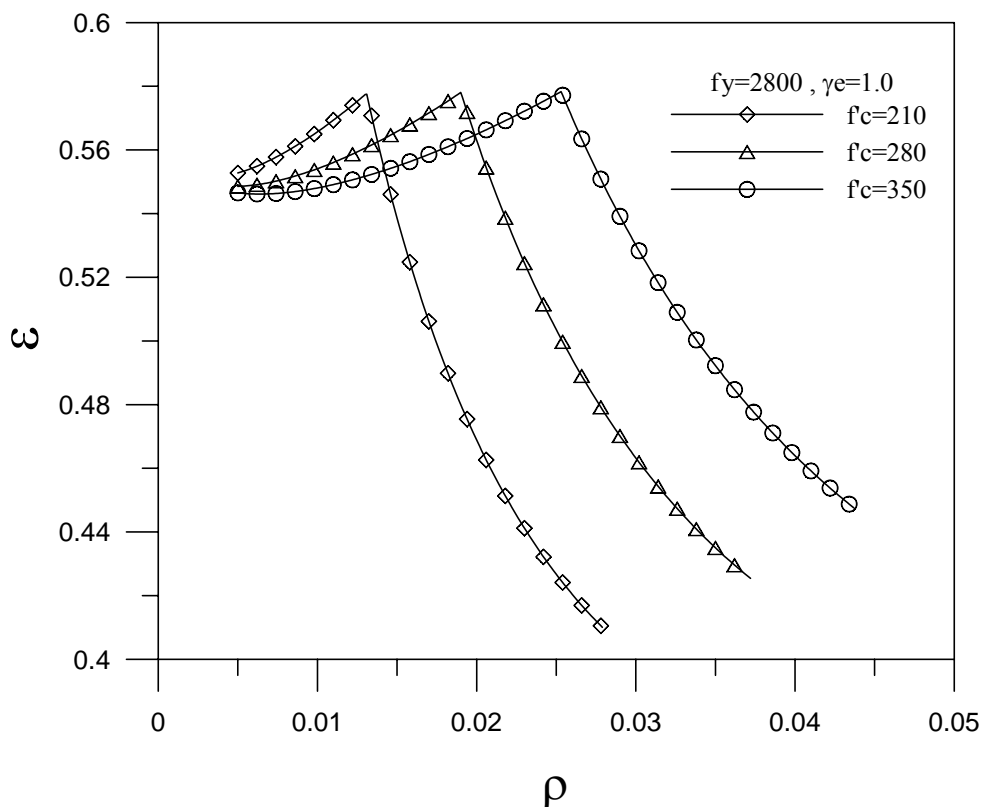


圖 7.2.5a 本國-日本設計強度比(沈箱式防波堤-非波力作用時)

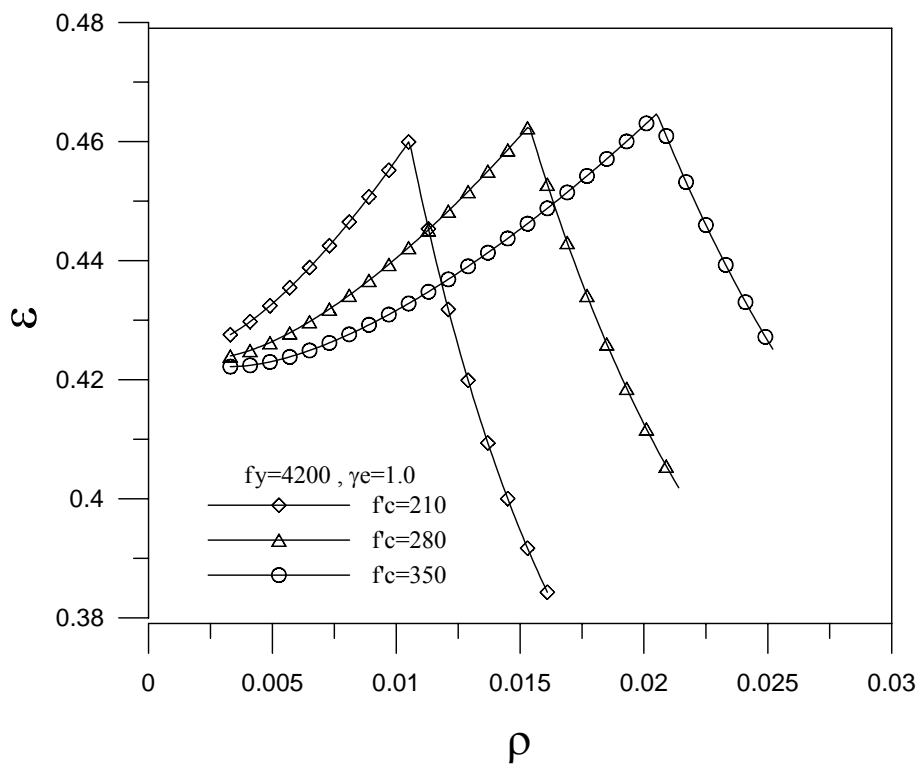


圖 7.2.5b 本國-日本設計強度比(沈箱式防波堤-非波力作用時)

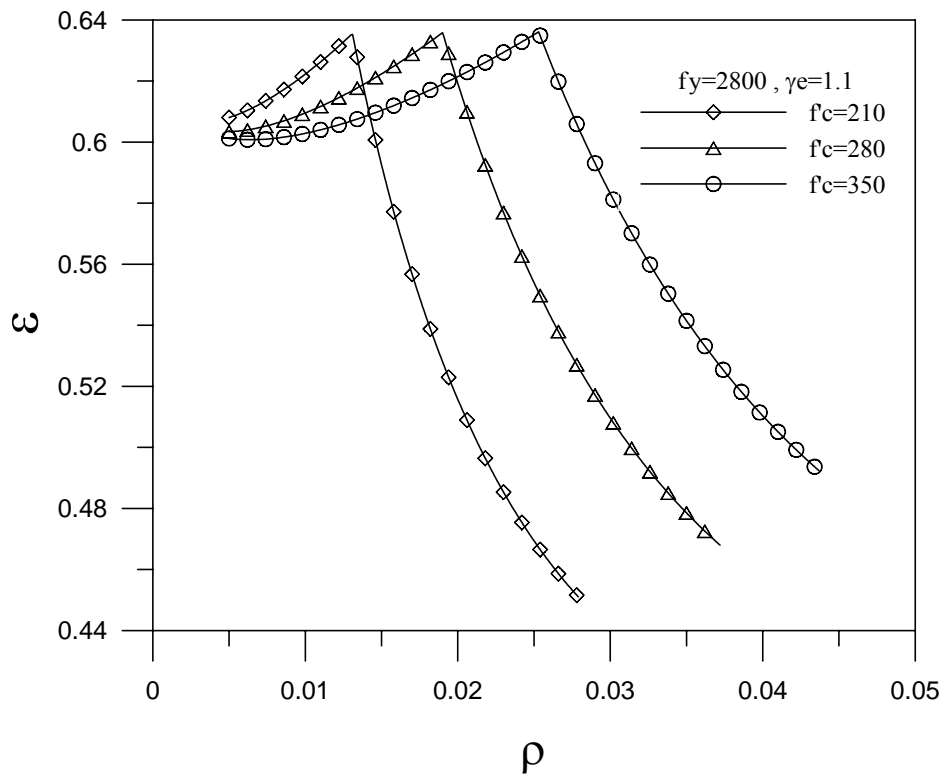


圖 7.2.6a 本國-日本設計強度比(沈箱式防波堤-波力作用時)

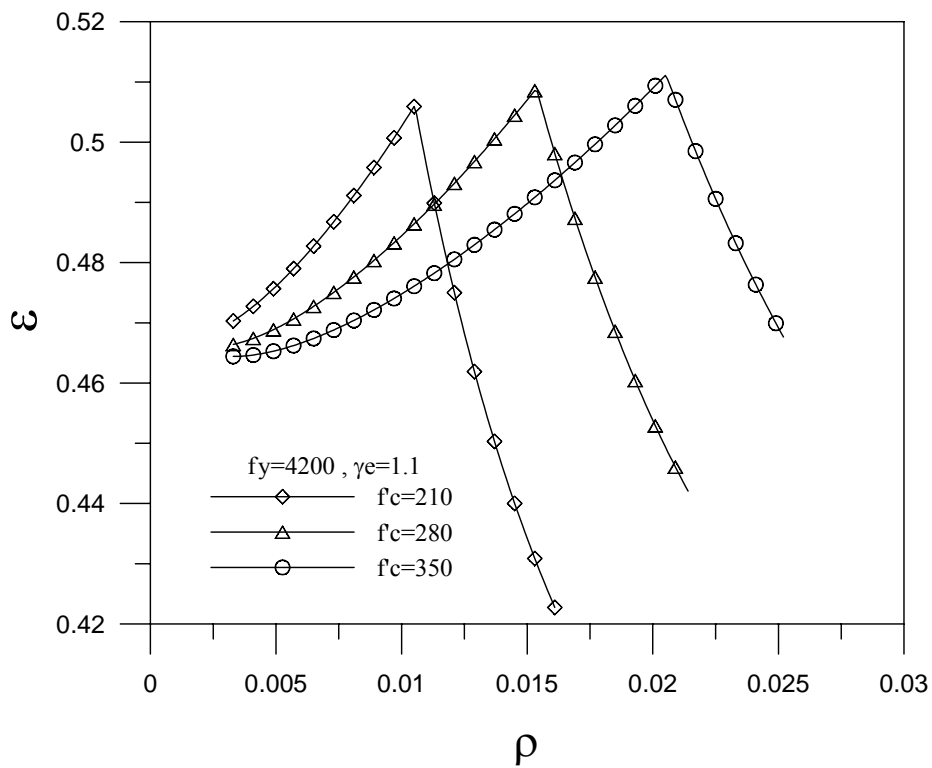


圖 7.2.6b 本國-日本設計強度比(沈箱式防波堤-波力作用時)

表 7.2.7 國內等效載重組合表(沈箱式防波堤)

狀態	自重	靜水壓	內部土壓	常時之底板反力	常時之內部殘留水壓	揚壓力	底板反力變量	內部水壓變量	波力	隔室間靜水壓差	備註
常時	1.72	1.72		1.72							(底板)
			1.72		1.72						(側牆)
波力作用時	1.56	1.56		1.56		1.56	1.56				(底板)
			1.56						1.56		(側牆)
			1.56		1.56			1.56			
施工時	1.72	1.72									(底板) 浮游時
		1.72									(側牆) 浮游時
										1.72	(隔牆) 安放時

比較表 7.2.6 日本規範之載重係數與表 7.2.7 國內等效載重係數的比值可知，國內規範較保守，其中國內現行規範的載重係數約為日本規範的 1.2~1.56 倍。



## 第八章 規範修訂探討

目前我國港灣構造物設計大部份沿用交通部頒布之“港灣構造物設計基準-防波堤設計基準及說明”[25]及“港灣構造物設計基準-碼頭設計基準及說明”[4]，上述兩規範仍採用工作應力法作為設計之基礎，於實際應用上有其便利性與實用性。但為考量結構安全性、經濟效應，符合當前世界潮流及本國技術的提升，實有必要增修強度設計法供業者遵循。另為避免突然之改變而造成實際使用之困擾，可參考 1963 年 ACI 規範的方式，將強度設計法與工作應力法可並行實施一段時日，依實際應用後之執行結果，再行研商後續措施。

強度設計法的安全檢核格式，可分成標稱強度、標稱載重及安全係數（載重係數、強度折減係數）等三個部份。由於國內港灣構造物現行規範有關各種標稱載重的規定，其所採用的公式及相關係數，大都是參考日本港灣協會於民國七十八年發行之港灣設施技術上之基準與解說，加以訂定。因此為了配合國內港灣構造物設計的連貫性，避免規範的大幅度修訂，所以將來增修國內港灣構造物強度設計法宜以日本港灣協會於民國八十八年發行之港灣設施技術上之基準與解說[3]為藍本，並配合國內港灣實際狀況，進行部份增修，較為適宜。如此可避免重新修訂標稱載重，並使國內港灣設計可快速銜接。一般 R.C. 結構的力學理論及經驗公式都已經相當成熟可靠，為了考量規範的一致性，將來國內有關強度設計法標稱強度的計算原理及方式，本計畫建議依據日本規範標稱強度的規定訂定。本計畫為了配合國內港灣實際狀況及海岸特性，研議將日本強度設計法規範作部份修訂，現分成安全係數及彎矩裂縫檢核二部份，說明如下：

### 8.1 安全係數

由可靠度理論可知，終局極限狀態下強度設計法，載重係數及強度折減係數等安全係數的決定，與結構型式、載重及構件強度的機率

分佈有關，由於國內缺乏載重及構件強度等相關資料的調查及統計，因此無法針對國內港灣實際狀況，以可靠度理論的方法，對日本規範的安全係數做一修訂。另外為了考量國內的工程品質、施工技術及規範安全程度的連貫性，應可藉由第七章等效載重係數的方式，比較日本規範與國內現行規範安全係數的差異，而對日本規範終局極限狀態的安全係數做一調整。本計畫經專家學者諮詢會議，建議將日本規範在終局極限狀態的構造物係數調整如表 8.1.1 所示。另外為了考量國內沈箱的施工特性，本計畫經專家學者諮詢會議，建議當沈箱的隔牆結構採用單筋設計和滑動模板施工時，在終局極限狀態計算彎曲及軸力的強度，其構件係數設定為 1.4，如表 8.1.2 所示，表中( )的值適用重力式碼頭底版在地震時的安全性檢核，另外，表中[ ]的值即是本計畫針對沈箱隔牆結構建議增列的構件係數。

**表 8.1.1 構造物係數  $\gamma_e$  建議調整值**

		日本規範	本計畫建議值
棧橋式碼頭	偶發載重	1.0	1.1
	其他場合	1.2	1.3
沈箱式防波堤	波力作用	1.1	1.3
	其他場合	1.0	1.2

**表 8.1.2 構件係數  $\gamma_b$  建議值**

計算彎曲及軸力強度	1.15 (1.0) [1.4]
計算軸壓力的上限值	1.3
計算混凝土的剪力強度	1.3 (1.15)
計算剪力箍筋的剪力強度	1.15 (1.0)

由表 8.1.1 中的構造物係數調整值，依照第七章的強度設計比，可求得本計畫建議調整構造物係數後的等效載重係數，現分別將棧橋式碼頭及沈箱式防波堤的等效載重係數列於表 8.1.3 及表 8.1.4。表中( )的值是本計畫建議構造物係數調整後的等效載重係數，表中[ ]的值是國內的等效載重係數，表中沒有括號的值是日本規範的載重係數。

**表 8.1.3 等效載重係數表(棧橋式碼頭)**

載重組合 外力及載重	常時		偶發荷重作用時				
	組合 1	組合 2	組合 3	組合 4	組合 5	組合 6	組合 7
結構自重	1.1 (1.19) [1.45]	1.1 (1.19) [1.45]	1.1 (1.21) [1.29]	1.1 (1.21) [1.29]	1.1 (1.21) [1.29]	1.1 (1.21) [1.29]	0.9 (1.21) [1.29]
裝載載重	1.2 (1.30) [1.45]		1.2 (1.32) [1.29]	1.2 (1.32) [1.29]	1 (1.10) [1.29]		
活載重		1.2 (1.30) [1.45]					
船舶拉力			1 (1.10) [1.29]				
船舶衝擊力				1 (1.10) [1.29]			
地震力					1 (1.10) [1.29]		
風力						1 (1.10) [1.29]	
上揚力							1 (1.10) [1.29]

表 8.1.4 等效載重係數表(沈箱式防波堤)

狀態	自重	靜水壓	內部土壓	常時之底板反力	常時之內部殘留水壓	揚壓力	底板反力變動量	內部水壓變動量	波力	隔室間靜水壓差	備註
常時	0.9 (1.06) [1.72]	1.1 (1.30) [1.72]		1.1 (1.30) [1.72]							(底板)
			1.1 (1.30) [1.72]		1.1 (1.30) [1.72]						(側牆)
波力作用時	1.1 (1.32) [1.56]	1.1 (1.32) [1.56]		1.1 (1.32) [1.56]		1.3 (1.56) [1.56]	1.2 (1.44) [1.56]				(底板)
			0.9 (1.08) [1.56]						1.3 (1.56) [1.56]		(側牆)
			1.1 (1.32) [1.56]		1.1 (1.32) [1.56]		1.2 (1.44) [1.56]				
施工時	0.9 (1.06) [1.72]	1.1 (1.30) [1.72]									(底板) 浮游時
		1.1 (1.30) [1.72]									(側牆) 浮游時
										1.1 (1.30) [1.72]	(隔牆) 安放時

## 8.2 裂縫檢核

在海域環境下，由於海水的化學及物理作用，易造成混凝土的劣化及鋼筋的腐蝕。當混凝土劣化之後，由於外界侵入之腐蝕因子，其侵蝕路徑縮短及路徑斷面積增加，提高了腐蝕因子與鋼筋的接觸機會；在鋼筋腐蝕方面，主要可分為氧化作用、氯離子侵蝕及碳化作用，其影響為腐蝕生成物膨脹，使混凝土破裂，增加鋼筋曝露程度。對鋼筋混凝土結構物而言，整體的破壞是兩者因果循環加速劣化的過程[26,27,28]。關於混凝土劣化方面，在濱海環境須注意的是乾濕循環作

用(尤其在潮汐區)、磨損作用(潮汐、浪潮的機械性侵蝕)、氯化物作用及碳化作用(海水中溶解的氯離子及二氧化碳)；而鋼筋腐蝕方面，氯離子侵蝕則是須特別加以考慮。其中造成鋼筋腐蝕較重要的因素[29,30]有下列幾項：

### 1. 氯離子的侵蝕

氯離子的侵蝕是造成鋼筋混凝土腐蝕的最主要因素之一，氯離子的來源主要是水泥、摻料、水、骨材或曝露於含氯離子的環境(如海砂、海中結構物等)因素所造成。

### 2. 含水量的多寡

含水量或濕氣是電化腐蝕電解液的主要來源，也是決定腐蝕速率的重要因素，若電解液的來源十分充足，則腐蝕的速率將會加快，反之，若完全無濕氣的存在，則腐蝕將完全中止。一般結構物若同時曝露於水及空氣之中，則腐蝕發生的速率將最為嚴重，例如海中結構物在海水與空氣的交界處發生腐蝕的情形將最為嚴重，反之，若結構完全浸泡在水中則其腐蝕的情況反而大為減少。

### 3. 材料因素

若能夠有效控制混凝土材料鹼性物的含量或水、氧氣及氯化物的擴散，將可以控制鋼筋腐蝕問題的發生。這些因素主要有水灰比(W/C)、骨材、水泥成分及品質與摻料。

#### (1) 水灰比

水灰比越低降低孔隙率，滲透性越小，因此水灰比的大小也決定了水及氯離子的滲透速率。

#### (2) 水泥

水泥對腐蝕的影響主要由物理或化學性質來加以考慮，如泌水、鹼質環境、鹼骨材反應等，各種水泥中，以第二型與第五型卜特蘭水泥及混合卜特蘭水泥等具有良好耐久性為優先，這些混

合水泥料除對海水有耐久性外，尚具長期強度增加及水化熱量小之優點，然也有初期強度較低之缺點，故使用這些混合水泥料時對初期的養護須特別留意。

### (3) 骨材(粒料)

骨材對於腐蝕的影響主要是在於粒徑的大小，骨材的粒徑越小，在骨材周圍所能產生的隙縫就越少，混凝土就會較為緻密，所以滲透性就會較小。相反地，粒徑越大滲透性就越大，對於腐蝕發生的機率也相對增大，而且如果骨材含有氯離子等腐蝕因子，若含量太高將會導致腐蝕的加速進行，產生嚴重的腐蝕破壞。

### (4) 摻料

使用於混凝土中的摻料種類很多，如果使用減水劑、強塑劑和輸氣劑等具有減水功能而降低水灰比時，摻料即具有良好的抵抗鋼筋腐蝕的功能。

### (5) 鋼筋保護層厚度

為提高防蝕程度，可增加鋼筋的混凝土保護層厚度。保護層厚度設計得當時，可延緩有害物其入侵到鋼筋的時間，即延後了鋼筋發生銹蝕的時間；不過，保護層亦不能無限制加厚，特別是受撓曲構件，其保護層愈厚則距離中性軸愈遠、愈容易開裂。

## 4. 混凝土的裂縫

裂縫的寬度是決定鋼筋腐蝕的重要因素，裂縫的寬度越大則氯離子等腐蝕因子侵入鋼筋混凝土內部的機會也將大大增加，所以腐蝕的速率也會加快，裂縫的大小、方向及形狀的不同均對鋼筋腐蝕有不同的影響，若裂縫的方向與鋼筋方向平行的話，混凝土保護層幾乎完全失去了保護的作用，則腐蝕的情況將最為嚴重；一般裂縫控制的目的在於產生數量較多而較小的裂縫，盡量避免裂縫少而裂縫很大之情形發生，規範對於不同暴露環境之鋼筋混凝土結構裂縫寬度限制值可用於判斷混凝土構件之腐蝕或破壞之指標。

在使用極限狀態下，日本規範主要是檢核彎矩裂縫及剪力裂縫，其中剪力裂縫檢核是一個新的規定，而彎矩裂縫檢核的方式，則和台灣現行規範完全一致，其中容許裂縫寬度的規定，是依環境條件分成二級。美國 ACI 規範規定在海水及空氣交界帶容許裂縫寬度是 0.15 mm，日本 JSCE 規範規定水中結構物容許裂縫寬度是 0.20 mm，而大氣帶及飛沫帶容許裂縫寬度是 0.15 mm[28]。由於國內港灣及海岸特性，混凝土鹽害嚴重造成鋼筋鏽蝕極為顯著，因此本計畫建議將原先規範規定的容許裂縫寬度，依環境條件的鹽害程度分為三級，如表 8.2.1 所示。表中括號內的值是現行規範的容許裂縫寬度。

**表 8.2.1 容許龜裂寬度建議值**

直接接觸海水部份 或海水可沖刷部份 受很厲害的海風部份	海水與空氣交界處	0.0030c (0.0035c)
	海中結構物	0.0035c (0.0035c)
上列以外部份	0.0040c (0.0040c)	

註：c 是保護層厚度

## 第九章 實例應用檢討

本章首先介紹日本、美國、國內現行規範及本計畫建議規範的細部設計流程，再依各個規範的設計流程對沉箱式防波堤作一個簡單的設計檢討。

### 9.1 細部設計流程

在前面章節中對日、美規範的載重係數、強度折減係數及強度設計理論分析比較有充份了解後，本節將對日、美及國內現行規範的細部設計流程做一簡單說明，如圖 9.1.1 所示，由於本計畫建議規範的設計流程與日本規範相同，因此將不另作說明。細部設計流程包括決定設計條件、桿件尺寸設定、桿件斷面力計算及配筋與極限狀態檢討等四個步驟，其中在決定設計條件、桿件尺寸的設定、桿件斷面力的計算此三部份，日、美及國內之計算方法皆相同，唯一的不同處在於配筋與極限狀態檢討，所以本節首先將說明細部設計流程相同的部份，而在 9.1.1 至 9.1.3 小節中，則分別對日、美及國內的配筋與極限狀態的檢討步驟作一說明。

港灣設施的設計條件是依該設施的特性及其所在處之情況，考慮其自然條件(波浪、潮位等)、該設施的利用狀況(何種用途)、施工條件(受風雨、潮汐等影響)、材料特性(混凝土、鋼筋等材料的性質)、社會大眾的要求等而加以適當的選定。在進行斷面力計算，首先是依據規範的載重係數求出設計荷重[3,18,31]，再藉由結構力學原理，求得桿件的斷面力。一般為了簡化版的斷面力計算，可直接藉由圖表求得，本文主要是參考港灣構造物設計基準—防波堤設計基準與說明[25]及鋼結構設計手冊[32]，此處簡略說明版斷面力使用計算圖表的方法。



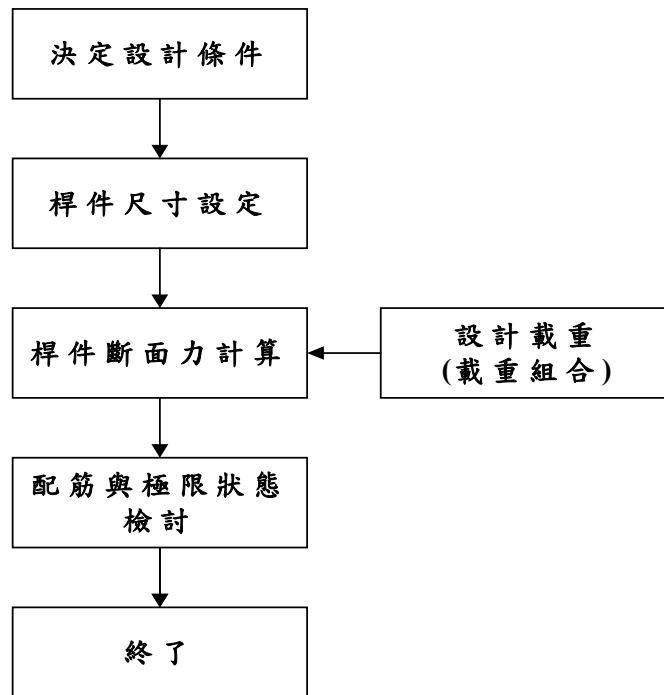


圖 9.1.1 細部設計流程圖

## 1. 均佈荷重

棧橋碼頭之上部結構、沉箱之底版、側牆、隔牆的每一部份都可單獨看成是一塊平版，首先定義邊長比 $\lambda$ ，

$$\lambda = L_x / L_y \quad (9.1.1)$$

上式中 $L_x$ 、 $L_y$ 是版X方向及Y方向的長度。

當版承受分佈載重 $q$ 作用時，其剪力，彎矩可由下式求得：

$$M_x = C_x q L_e^2, M_y = C_y q L_e^2 \quad (9.1.2)$$

$$V = C_s q L_e \quad (9.1.3)$$

上式中 $C_x$ 、 $C_y$ 是彎矩係數， $C_s$ 是剪力係數，這些係數依據荷重的分佈、版的邊界條件及節點位置，可由相關的圖表求得， $M_x$ 、 $M_y$ 是X方向及Y方向的彎矩， $V$ 是斷面剪力， $L_e$ 是版長邊的長度， $q$ 是均佈荷重大小。

## 2. 集中荷重

移動集中荷重  $P$  對版所引起的彎矩，剪力可由下式求得：

$$\begin{aligned} M_x &= 0.8 (m_1 + \eta m_2) P \\ M_y &= 0.8 (m_2 + \eta m_1) P \end{aligned} \quad (9.1.4)$$

$$\text{當 } d_x \geq d_y \text{ 時, } V_x = P / (2d_x + d_y), V_y = P / (3d_y) \quad (9.1.5)$$

$$\text{當 } d_x < d_y \text{ 時, } V_x = P / (3d_y), V_y = P / (2d_y + d_x)$$

上式中  $m_1$ 、 $m_2$  是彎矩係數，可由港灣構造物設計事例集(上)求得， $\eta$  是分配係數，鋼筋混凝土是取  $\eta=0.15$ ， $d_x$ 、 $d_y$  是集中荷重在  $X$  方向、 $Y$  方向的分佈長度， $M_x$ 、 $M_y$  是  $X$  方向、 $Y$  方向的彎矩， $V_x$ 、 $V_y$  是  $X$  方向、 $Y$  方向的剪力。

有關日本、美國及國內現行規範的配筋與極限狀態檢討，將在以下做一簡要說明：

### 9.1.1 日本規範

日本規範[3,15]是將極限狀態分為終局、使用及疲勞三個狀態，其安全檢核如第五章所示，可表示成  $R/\gamma_b\gamma_e\gamma_a \geq \Sigma(\gamma_i)Q_i$ ，配合此安全條款檢討終局、使用及疲勞三個極限狀態，其細部設計流程如圖 9.1.2 所示，現說明如下：

#### 1. 終局極限狀態的檢討

##### (1) 彎矩檢討

依據日本港灣規範的規定，其材料折減係數包括材料係數  $\gamma_m$ 、構造物解析係數  $\gamma_a$ 、構件係數  $\gamma_b$  及構造物係數  $\gamma_e$  共四大類，其中材料係數分鋼筋材料係數  $\gamma_{ms}$  及混凝土材料係數  $\gamma_{mc}$ ，即混凝土的設計抗壓強度  $f_{cd}' = f_c'/\gamma_{mc}$ ，而鋼筋設計降伏強度  $f_{yd} = f_y/\gamma_{ms}$ ，由第七章(7.1.15)式及(7.1.18)式所示，求得所需鋼筋量，其彎矩檢核如下所示：

$$\rho = \frac{1}{m_d} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m_d R_n}{f_{yd}}} \right)$$

$$M_n = \rho f_{yd} \left( 1 - \frac{1}{2} \rho m_d \right) b d^2 \geq \gamma_b \cdot \gamma_e \cdot M_u \quad (9.1.6)$$

## (2) 剪力檢討

剪力的檢討說明如下：

樑構件的剪力設計強度  $\frac{1}{\gamma_b \gamma_e} V_n$  及剪力設計載重  $V_u$  的檢核如下所示：

$$V_n = V_{cd} + V_{sd} \geq \gamma_b \cdot \gamma_e \cdot V_u \quad (9.1.8)$$

上式中， $V_{cd}$  是混凝土抵抗的剪力， $V_{sd}$  是鋼筋抵抗的剪力。

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d \quad (9.1.9)$$

上式中， $f_{vcd}$  是混凝土剪應力強度， $\beta_d$  是剪力的有效深度相關係數， $\beta_p$  是剪應力的軸向鋼筋比相關係數， $\beta_n$  是剪應力的軸向載重相關係數，其詳細說明請參閱 5.1.3 節。

$$V_{sd} = (A_v f_{vyd} Z) / s \quad (9.1.10)$$

上式中， $A_v$  是剪力筋面積， $f_{vyd}$  是剪力補強鋼筋的降伏強度設計值， $Z$  是從全壓縮應力作用點至拉伸鋼筋質心的距離，一般可取  $Z = d/1.15$ ， $s$  是剪力補強鋼筋間距，其詳細說明請參閱 5.1.3 節。

為了預防混凝土產生剪壓破壞，日本規範規定最大設計剪力，如 (9.1.11) 式所示：

$$V_{wcd} = 1.25 \sqrt{f'_{cd}} b d > \gamma_b \cdot V_n \quad (9.1.11)$$

## 2. 使用極限狀態的檢討

### (1) 彎矩裂縫檢討

使用極限狀態彎矩所引起裂縫檢討如第五章說明，以下式檢

核。

$$w_{lim} > w = k_1 [4c + 0.7(C_\phi - \Phi)] (\sigma_{se} / E_s + \varepsilon_\phi)$$

上式中， $w_{lim}$  是容許裂縫寬度，而  $w$  是彎矩產生的裂縫寬度， $k_1$  是鋼筋附著係數，一般鋼筋用 1.0， $c$  是保護層厚度， $C_\phi$  是鋼筋中心間距， $\Phi$  是鋼筋直徑， $\sigma_{se}$  是鋼筋的拉應力， $\varepsilon_\phi$  是混凝土乾縮應變量，其詳細說明請參閱 5.1.4 節。

## (2) 剪力裂縫檢討

使用極限狀態剪力所引起裂縫檢討，如下所示：

$$0.7 V_n = 0.7 (\beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d) \geq \gamma_b \cdot V_u \quad (9.1.12)$$

上式中  $\beta$  參數的定義同(9.1.9)式，相關規定請參閱 5.1.4 節。

## 3. 疲勞極限狀態的檢討

首先要將各種應力震幅與重覆作用次數，以設計變動應力  $\sigma_{rd}$  為基準，由(5.1.27)式及(5.1.29)式分別求出混凝土及鋼筋等價反覆次數  $N_i$ ，

$$N_i = \sum_{i=1}^m n_i 10^{B(\sigma_{ri} - \sigma_{rd})}$$

$$N_i = \sum_{i=1}^m n_i (\sigma_{ri} / \sigma_{rd})^{1/\kappa}$$

接著再由(5.1.7)式及(5.1.9)式可分別求出混凝土及鋼筋等價總作用次數  $N$  的設計疲勞強度  $f_{rd}$ ，

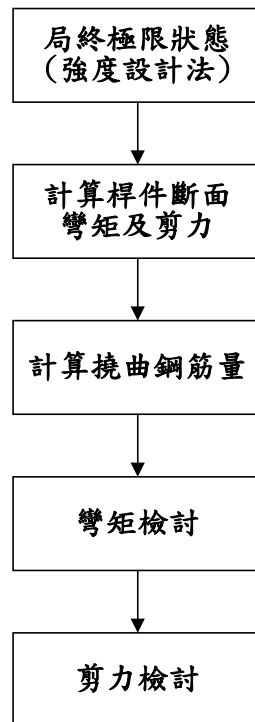
$$f_{rd} = k_1 f_d (1 - \frac{\sigma_p}{f_d}) (1 - \frac{\log N}{K})$$

$$f_{srd} = 190 \frac{10^\alpha}{N^\kappa} (1 - \frac{\sigma_{ps}}{f_{ud}}) / \gamma_{ms}$$

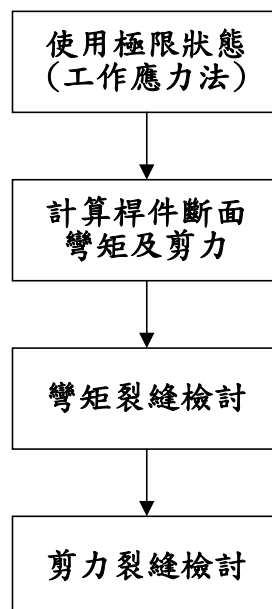
最後由(5.1.24)式進行安全檢核。

$$\gamma_e \sigma_{rd} < \frac{f_{rd}}{\gamma_b}$$

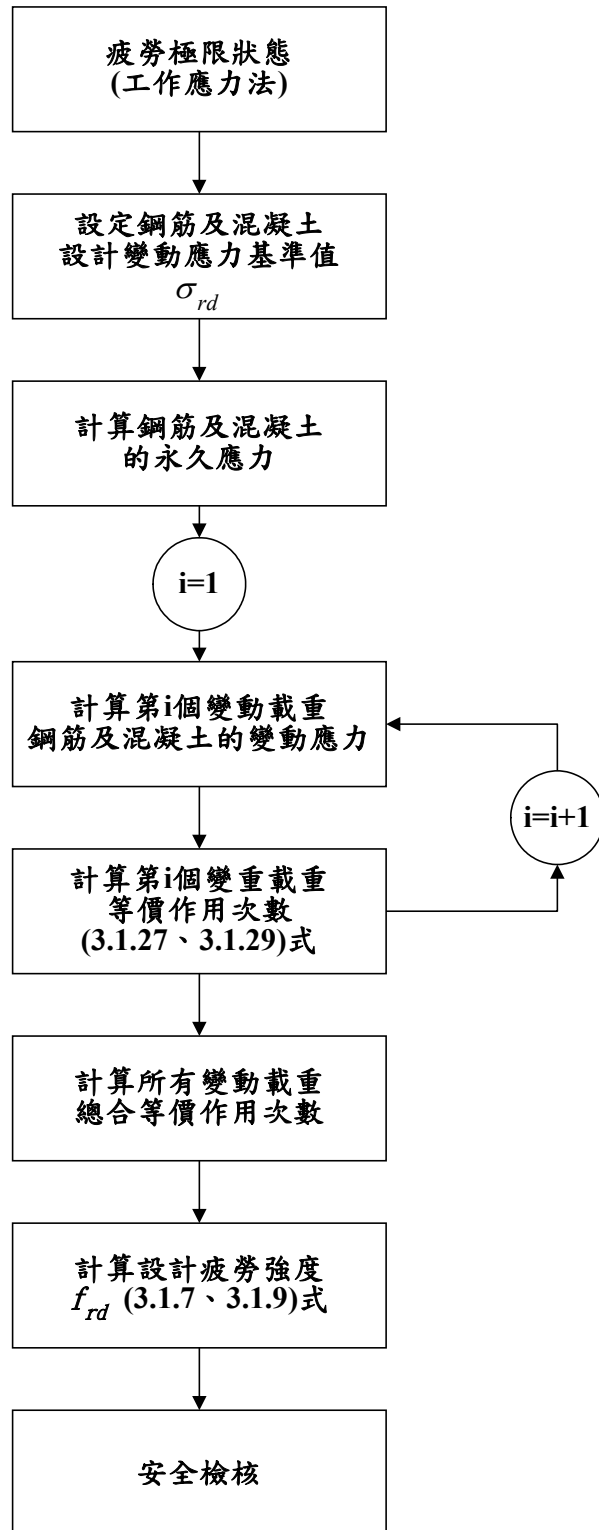
上述中有關參數的定義，其詳細說明請參閱 5.1.5 節。



(a) 終局極限狀態



(b) 使用極限狀態



(c) 疲勞極限狀態

圖 9.1.2 日本規範細部設計流程圖

## 9.1.2 美國規範

美國規範對於安全條款的規定，主要分為載重係數及強度折減係數，安全檢核格式可表示成  $\phi R_n \geq \sum_i \gamma_i Q_i$ ，配合此安全條款以強度設計法檢討極限狀態的彎矩及剪力，其細部設計流程如圖 9.1.3 所示，現說明如下：

### 1. 彎矩檢討

由第七章(7.1.6)式及(7.1.9)式所示，求得所需鋼筋量，其彎矩檢核如下所示：

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right)$$
$$M_n = \rho f_y \left( 1 - \frac{1}{2} \rho m \right) b d^2 \geq M_u / \phi \quad (9.1.13)$$

上式中彎矩強度折減係數  $\phi = 0.9$ 。

### 2. 剪力檢討

構件的剪力設計強度  $\phi V_n$  及剪力設計載重  $V_u$  的檢核如下所示：

$$V_n = (V_c + V_s) \geq V_u / \phi \quad (9.1.14)$$

上式中， $V_c$  是混凝土抵抗的剪力，其計算方式有二種(精算式、簡算式)， $V_s$  是鋼筋抵抗的剪力。

$$V_c = (0.504 \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}) b d \text{ (精算式)} \quad (9.1.15-a)$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d \text{ (簡算式)} \quad (9.1.15-b)$$

$$V_s = (A_v f_y d) / s \quad (9.1.16)$$

上式中，剪力強度折減係數  $\phi = 0.85$ ， $A_v$  是剪力筋面積， $s$  是剪力筋

間距。

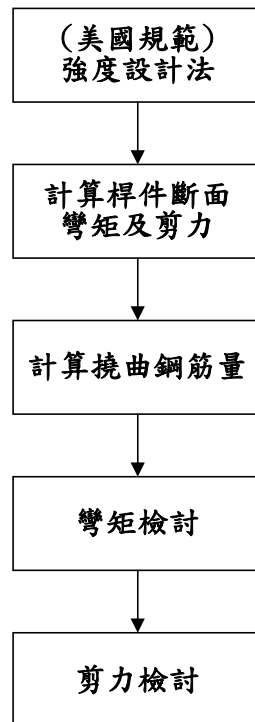


圖 9.1.3 美國規範細部設計流程圖

### 9.1.3 國內現行規範

圖 9.1.4 是國內現行規範細部設計流程圖，是以工作應力法檢討極限狀態的彎矩、剪力及彎矩引起的混凝土裂縫，說明如下：

#### 1. 彎矩檢討

由第七章(7.1.21)式及(7.1.25)式所示，求得所需鋼筋量，其彎矩檢核如下所示：

$$k = \frac{x}{d} = \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} - n\rho$$
$$M = \rho f_s \left(1 - \frac{k}{3}\right) b d^2 \geq M_u \quad (9.1.17)$$

#### 2. 剪力檢討



剪力設計強度  $V$  及剪力設計載重  $V_u$  的檢核如下所示：

$$V = (V_c + V_s) \geq V_u \quad (9.1.18)$$

上式中， $V_c$  是混凝土抵抗的剪力， $V_s$  是鋼筋抵抗的剪力。

$$V_c = 0.29 \sqrt{f'_c} b d \quad (9.1.19)$$

$$V_s = (A_v f_{sa} d) / s \quad (9.1.20)$$

### 3. 彎矩裂縫檢討

彎矩所引起混凝土裂縫以下式檢核。

$$w_{lim} > w = k_1 [4c + 0.7(C_\phi - \Phi)] (\sigma_{sc} / E_s + \varepsilon_\phi) \quad (9.1.21)$$

上式中， $w$  是彎矩產生的裂縫寬度， $k_1$  是鋼筋附著係數，一般鋼筋用 1.0， $c$  是保護層厚度， $C_\phi$  是鋼筋間距， $\Phi$  是鋼筋直徑， $\sigma_{sc}$  是鋼筋的拉應力， $\varepsilon_\phi$  是混凝土乾縮應變量， $w_{lim}$  是容許裂縫寬度，如表 9.1.1 所示。

**表 9.1.1 環境條件區分之容許裂縫寬度**

區分	環境條件	容許裂縫寬度
A	直接接觸海水的部份，被海水沖刷的部份及受到海浪波及的部份	0.0035c
B	非上述之部份	0.004c

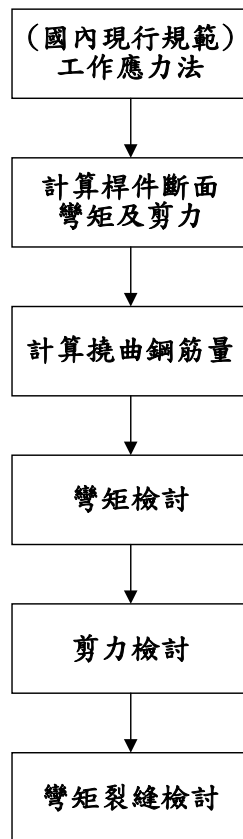


圖 9.1.4 國內現行規範細部設計流程圖

## 9.2 沉箱式防波堤之設計計算例

本節將針對沉箱式防波堤作一個簡要的設計例，藉此比較國內現行規範、日本規範與本計畫建議的設計規範在細部設計分析流程及檢核方式的差異性，以作為未來規範修訂之參考。此沉箱式防波堤以位於金門本島西南側，梧江溪口南岸至水頭碼頭間之近岸海域為例，其型式採用沉箱式合成堤，本計算例主要包括設計條件與結構配置、波力等外力計算及防波堤穩定分析、沉箱結構載重說明及計算、沉箱結構細部設計[33]等部份，現分別說明如下：

### 9.2.1 設計條件與結構斷面配置

本節中首先將沉箱式防波堤的設計條件與結構斷面配置分為二部份介紹，現說明如下：

#### 1. 設計條件

設計條件共包括結構尺寸、設計水深等幾個部份，現以條列之方式表示如下：

- (1) 位址：金門本島西南側
- (2) 設計水位：EL.+6.63 m
- (3) 平均高潮位：EL.+4.97 m
- (4) 平均低潮位：EL.+1.38 m
- (5) 等值深海波高：4.14 m
- (6) 設計波浪週期：8.67 sec
- (7) 水深  $h$  處之設計計算所使用之波長：77 m
- (8) 材料性質：

混凝土抗壓強度  $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$ ，混凝土彈性係數  $E_c=2.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ ，鋼筋降伏強度  $f_y=2800 \text{ kg/cm}^2$ ，鋼筋彈性係數  $E_s=2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 。

## 2. 結構斷面配置

設計之沉箱式防波堤結構立面圖及平面圖，如圖 9.2.1 及圖 9.2.2 所示。

### 9.2.2 外力計算及穩定分析

在知道設計條件與結構斷面配置後，可求得作用於沉箱式防波堤的外力，由外力則可進行沉箱結構穩定分析，說明如下：

#### 1. 外力計算

沉箱式防波堤的外力計算有波力、自重及浮力等，將其外力計算結果整理成表 9.2.1，計算說明如下所述：

##### (1) 波力

由基本設計條件，依港灣及海岸結構物設計基準則可求得示性波高= 3.81m，最大波高= 6.83m，依圖 9.2.3 波壓分佈圖求出波壓強度，如 9.2.2 所示。再由波壓分佈圖可求出波壓合力及合力矩，其中水平總波力= 62.8 t/m，水平波力對堤體後趾點的總波力矩=371.4 t-m/m，垂直總揚壓力= 28.2 t/m，垂直揚壓力對堤體後趾點的總揚壓力矩=286 t-m/m，計算過程請詳閱附錄 A-1 頁。

##### (2) 自重

防波堤堤體之重量計算，主要是用來計算基礎的承載力以及在浮游時之穩定分析，故計算求得沉箱之體積及其一次矩分別為  $547.74\text{m}^3$  及  $1463.87\text{ m}^4$ 。堤體重量及一次力矩分別為 268.52 t 及 2206.36 t-m。

重量  $W=547.74 \times 2.45=1274.66\text{ t}$ ，重心  $G=1463.87/547.74=2.67\text{ m}$ ，計算過程請詳閱附錄 A-4 頁。

##### (3) 浮力

沉箱所受總浮力及一次力矩分別為 113.03 t 及 904.26 t-m，計算過程請詳閱附錄 A-6 頁。

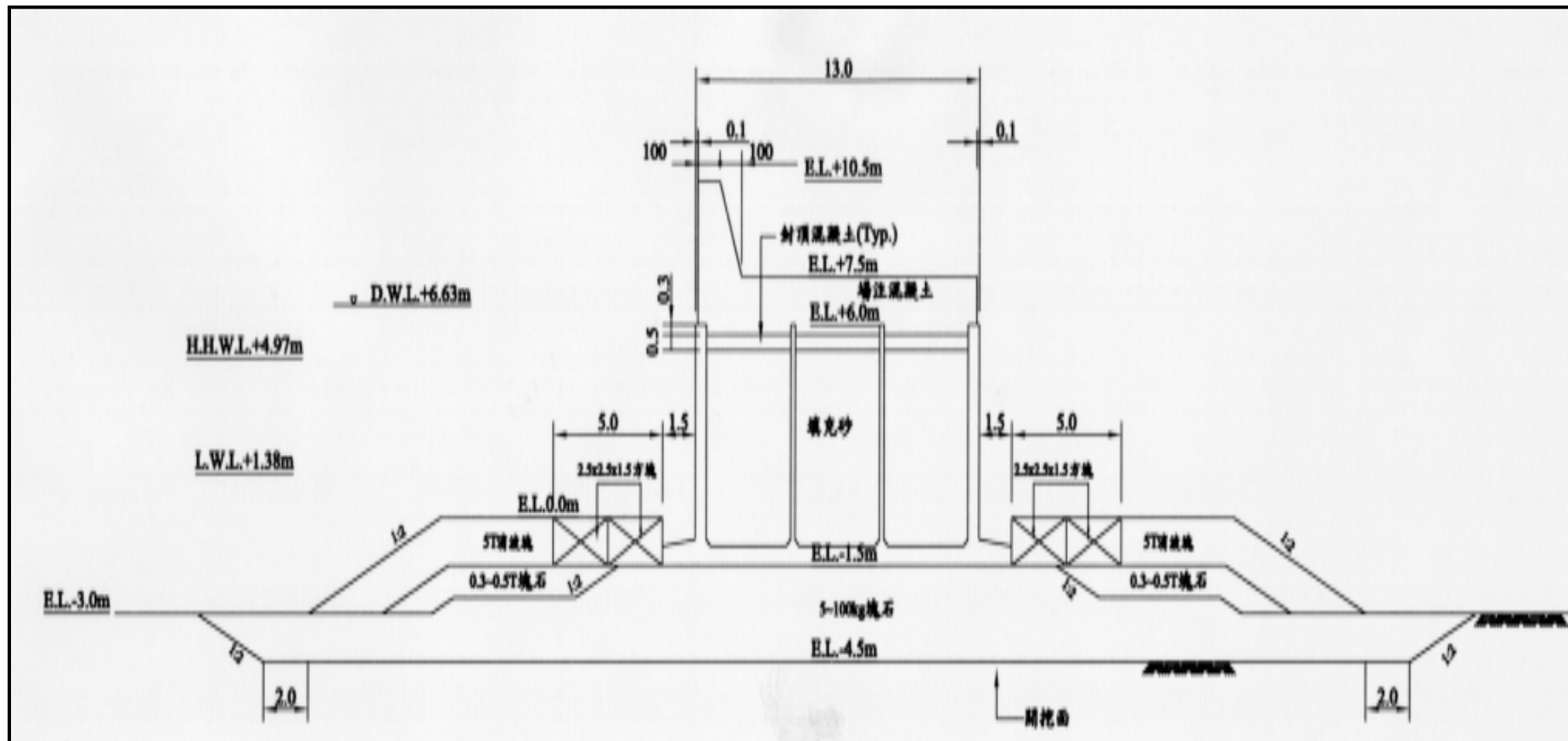
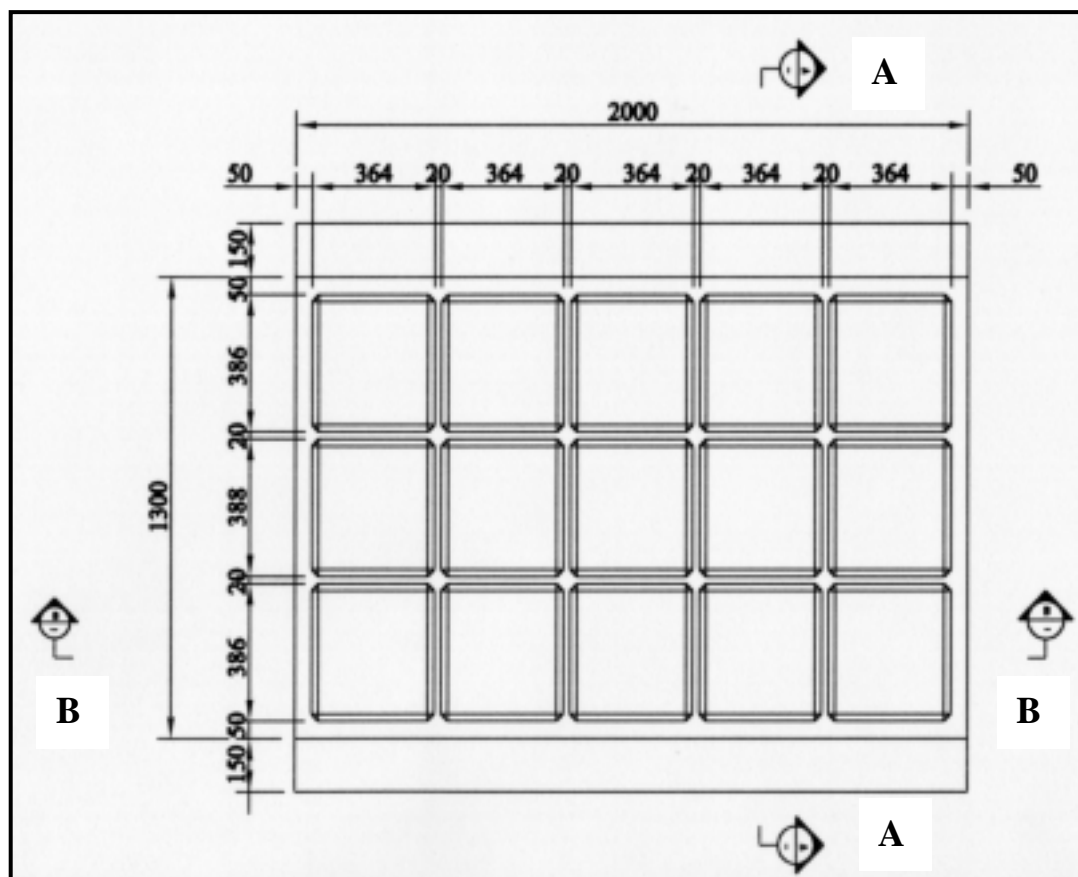
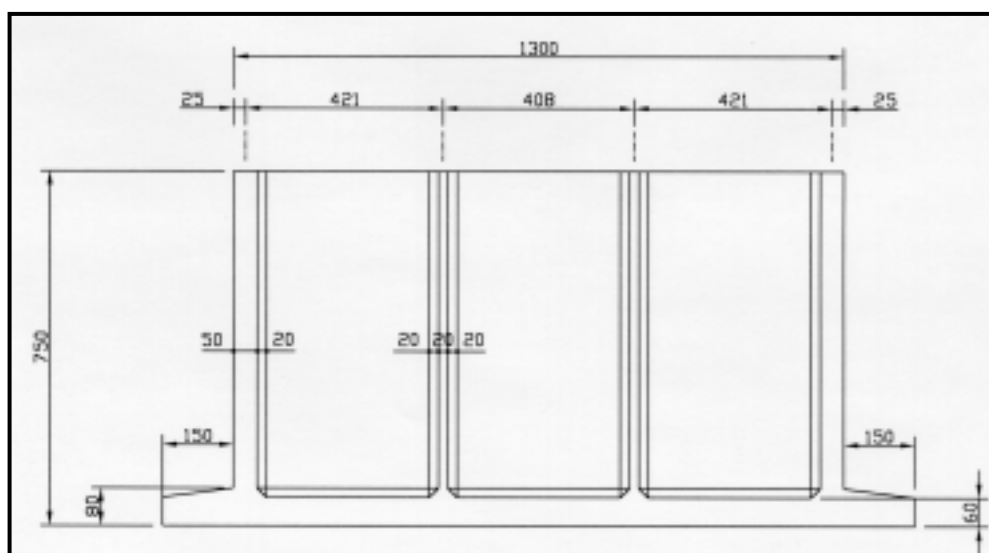


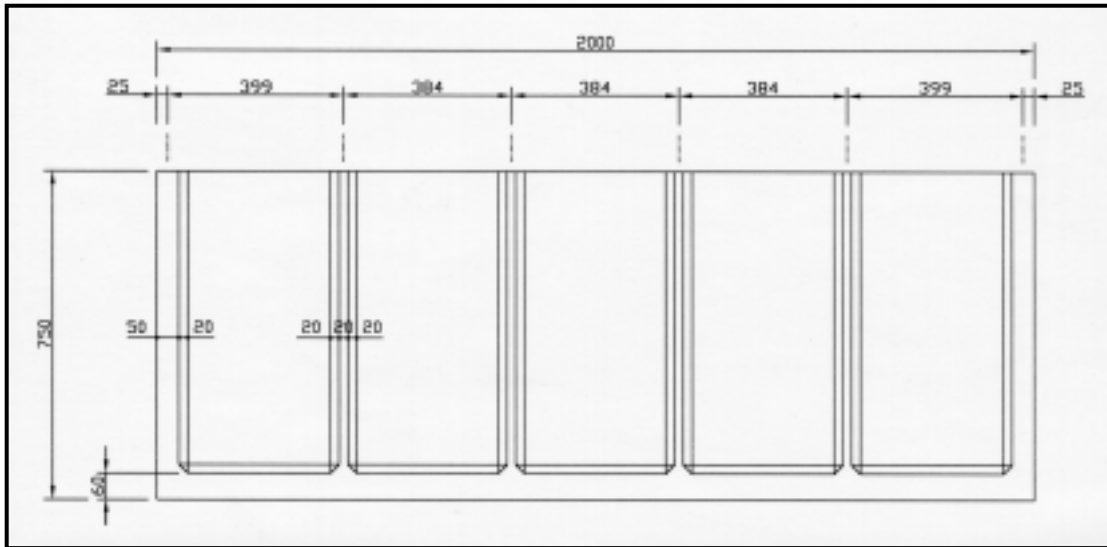
圖 9.2.1 沈箱式防波堤立面圖



(a) 平面圖



(b) A-A 斷面圖



(c) B-B 斷面圖

圖 9.2.2 沉箱式防波堤結構示意圖

表 9.2.1 沉箱式防波堤外力計算

(1)	波力計算	
	總波力	62.82 t/m
	總波力矩	371.4 t-m/m
	總揚壓力	28.2 t/m
	總揚壓力矩	286.5 t-m/m
(2)	堤體重量及浮力計算	
	防波堤總重量	268.5 t/m
	防波堤重量總力矩	2206 t-m/m
	堤體水中重量	127.3 t/m
	堤體水中重量之總力矩	1016 t-m/m
	總浮力	113.0 t/m
	總浮力矩	904.3 t-m/m

表 9.2.2 波壓強度表

靜水位之波壓強度	$6.1(t/m^2)$
海底之波壓強度	$4.6(t/m^2)$
堤底之波壓強度	$4.8(t/m^2)$
胸牆頂之波壓強度	$3.6(t/m^2)$
上揚力	$4.3(t/m^2)$

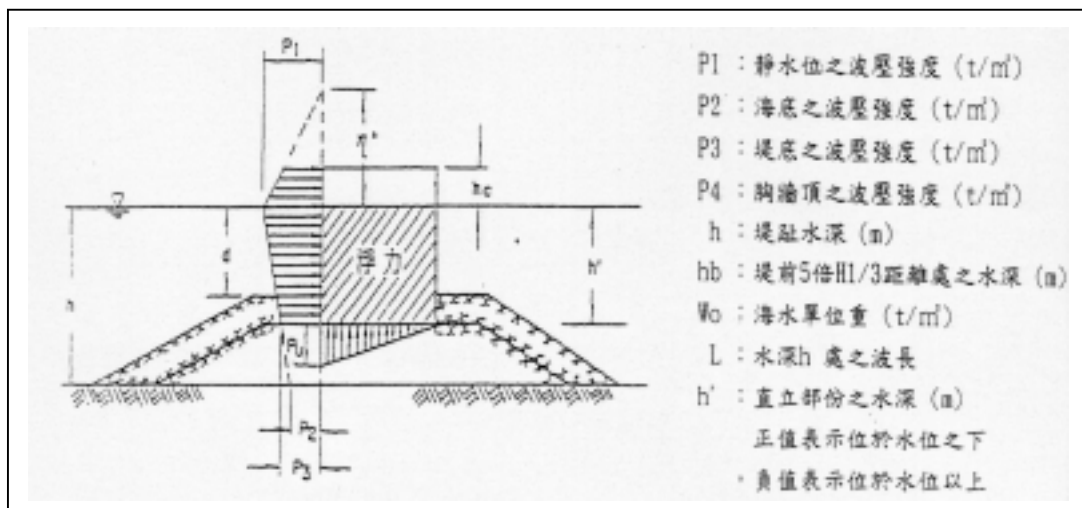


圖 9.2.3 波壓力分佈圖

## 2. 穩定分析

分析沉箱的穩定性包含基礎反力及承載力、沉箱滑動與傾倒、護基塊石所需重量計算及沉箱浮游安定等四個部份之檢核。依港灣及海岸結構物設計基準，在設置於砂質地層基礎反力及承載力的安全係數 F.S.，重要結構物取  $F.S. > 2.5$ ，而其它結構物取  $F.S. > 1.5$ ；拋石基礎滑動的安全係數 F.S.，考慮地震時取  $F.S. > 1.0$ ，而平時直線性滑動取  $F.S. > 1.2$ ，平時圓弧滑動取  $F.S. > 1.3$ ；沉箱滑動之安全係數 F.S.，在波壓作用時取  $F.S. > 1.2$ ；另外，沉箱傾倒之安全係數在波壓作用時取  $F.S. > 1.2$ ；浮游時沉箱安定的檢核須滿足



$\overline{GM} = \frac{I}{V} - \overline{CG} > 0.05D$ ，將沉箱式防波堤穩定性檢核整理如表 9.2.3 所示，穩定分析說明如下所述：

基礎反力及承載力主要是在計算當外力作用時，是否會造成堤體的不穩定，而產生滑動、傾倒等情況；且是否有足夠的重量來承受基礎的重量。依設計基準求得堤體前趾點之底面反力=16.77 t/m<sup>2</sup>及底面反力作用長度=15.18 m，則可進行穩定分析。

- (1) 海床基礎承載力檢核：海床基礎前側的最大反力=15.81 t/m<sup>2</sup> < 砂質地層基礎之容許承載力=49.11 t/m<sup>2</sup>，故安全。計算過程請詳閱附錄 A-8 頁。
- (2) 堤底拋石承載力檢核：堤底拋石極限容許承載力=20 t/m<sup>2</sup> 及安全係數 F.S.=2.51 > 1.2：安全。計算過程請詳閱附錄 A-10 頁。
- (3) 拋石基礎滑動檢核：直線性滑動面安全係數 F.S.=1.42 > 1.2：安全。計算過程請詳閱附錄 A-10 頁。
- (4) 沉箱滑動與傾倒檢核：
  - a. 滑動檢核：滑動的安全係數 F.S.=1.21 > 1.2：安全。
  - b. 傾倒檢核：傾倒的安全係數 F.S.=2.73 > 1.2：安全。計算過程請詳閱附錄 A-10 頁。
- (5) 塊石重量計算：消波塊及護基方塊之計算為維持堤體安定所需之重量，依設計基準求得所需重量如表 7-2-4 所示。計算過程請詳閱附錄 A-11 頁。
- (6) 沉箱浮游安定檢核： $\overline{GM} = 2.64m > 0.05(5.01) = 0.25m$ ：安全。計算過程請詳閱附錄 A-12 頁。

表 9.2.3 沉箱式防波堤穩定檢核

(1)	海床基礎承載力檢核	
	海床基礎承載力	15.81 t/m <sup>2</sup>
	海床基礎容許承載力	49.11 t/m <sup>2</sup>
(2)	堤底拋石承載力檢核	F.S.=2.51 > 1.2
(3)	拋石基礎滑動檢核	F.S.=1.42 > 1.2
(4)	沉箱滑動與傾倒檢核	
	沉箱滑動檢核	F.S.=1.21 > 1.2
	沉箱傾倒檢核	F.S.=2.73 > 1.2
(5)	塊石所需重量計算	
	消波塊所需重量	4.24 t
	方塊所需重量	6.36 t
(6)	浮游安定檢核	
	$\frac{I}{V} - \overline{CG} = \overline{GM} > 0.05D$	O.K.

表 9.2.4 塊石所需之重量

護基型式	高水位	低水位
	所需重量(t)	所需重量(t)
消波塊	4.24	4.24
方塊	1.26	6.36

### 9.2.3 沉箱結構載重說明及計算

沉箱結構設計時，所應考量之載重包括：沉箱製作，入水及浮游時，沉箱安放及構造物完成後等各種狀況所可能遇到的外力。本節將對沉箱之底版、側牆、隔牆等三個部份的設計載重作一簡單介紹，並計算出其各部份的外力載重值，現說明如下。

### 9.2.3.1 沉箱底版載重

沉箱由製作到安放好為止，對底版主要的作用狀態為浮游時與完成後常時、越波及非越波時，其外力作用如圖 9.2.4 所示。故本節針對浮游時、完成後常時、完成後越波及非越波等四種狀態，說明其各種外力的作用。

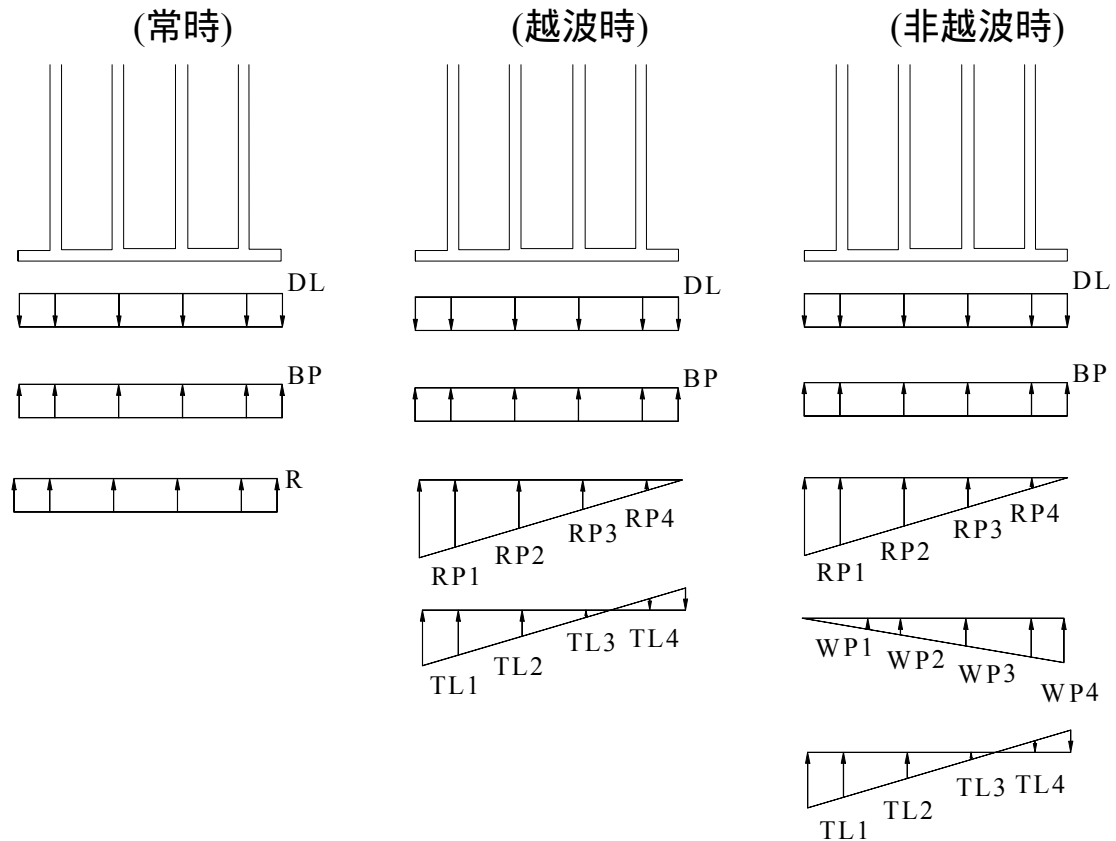


圖 9.2.4 底版外力分佈圖

#### 1. 浮游時

浮游時作用於沉箱底版之外力，是由靜水壓和底版自重的組合，其中海水單位重是  $1.03 \text{ t/m}^3$ ，吃水深度是  $5.01\text{m}$ ，由計算沉箱浮游時求得，可參閱附錄 A-12 頁。

靜水壓  $BP = 1.03(\text{吃水深度} + 1) = 1.03(5.01 + 1) = 6.19 \text{ t/m}^2$

底版自重  $DL = \text{鋼筋混凝土單位重} \times \text{底版厚} = 2.45 \times 0.6 = 1.47 \text{ t/m}^2$

## 2. 沉箱安放後(常時)

沉箱安放後(常時)作用於沉箱底版之外力，是由靜水壓、自重及常時底版反力的組合，其中

$$\text{靜水壓 } BP = 1.03(\text{整個堤體高}) = 1.03(12) = 12.36 \text{ t/m}^2$$

防波堤的自重 DL 為封頂混凝土重量、填充砂重量及底版重量之總和，即

$$DL = (\text{混凝土單位重})(\text{底版厚度}) + (\text{無鋼筋混凝土單位重})(\text{封頂混凝土厚}) + (\text{填充砂單位重})(\text{填充砂厚度})$$

$$= 2.3 \times 0.3 + 2 \times 6.1 + 2.45 \times 0.6 = 14.36 \text{ t/m}^2$$

$$\text{常時底版反力 } R = DL - BP = 14.36 - 12.36 = 2 \text{ t/m}^2$$

## 3. 沉箱安放後(越波)

沉箱安放後(越波)，底版的設計外力是由底版反力、靜水壓和自重三個載重的組合，其中靜水壓、自重及常時底版反力皆與沉箱安放後(常時)相同，可表示如下：

$$BP = 12.36 \text{ t/m}^2, DL = 14.36 \text{ t/m}^2, R = 2.0 \text{ t/m}^2,$$

從附錄 A-7 頁穩定分析中沉箱式防波堤基礎反力計算，得知堤體前趾點底面反力  $RP = 16.77 \text{ t/m}^2$ ，底面反力承三角形分佈，依比例關係可求得各隔艙牆厚中心點之底面反力

$$RP_1 = (15.18 - 1.75/15.18) \times 16.77 = 14.84 \text{ t/m}^2, RP_2 = 10.19 \text{ t/m}^2,$$

$$RP_3 = 5.68 \text{ t/m}^2, RP_4 = 1.03 \text{ t/m}^2, \text{在越波的情況下，其揚壓力 } WP = 0。$$

## 4. 沉箱安放後(非越波)

沉箱安放後(非越波)，底版的設計外力是由底版反力、靜水壓、揚壓力和自重四個載重的組合。在非越波之部份，此時波浪對堤體所造成之靜水壓不是整個堤體，且在這狀態須考慮揚壓力造成之影響，但底面反力和自重則與越波時相同。

$$\text{堤體前趾點底面反力 } RP = 16.77 \text{ t/m}^2$$

$$\text{自重 } DL = 14.36 \text{ t/m}^2$$

$$\text{靜水壓 } BP = 1.03(\text{水面下之堤體高}) = 1.03(8.13) = 8.37 \text{ t/m}^2$$

常時底版反力  $R = DL - BP = 14.36 - 8.37 = 5.99 \text{ t/m}^2$

從附錄 A-1 頁外力計算中沉箱式防波堤揚壓力計算，得知堤體後趾點揚壓力  $WP = 4.33 \text{ t/m}^2$ ，依三角形分佈比例關係可求得各隔艙牆厚中心點之揚壓力  $WP_1 = 0.08 \text{ t/m}^2$ 、 $WP_2 = 1.49 \text{ t/m}^2$ 、 $WP_3 = 2.85 \text{ t/m}^2$ 、 $WP_4 = 4.25 \text{ t/m}^2$ 。

### 9.2.3.2 沉箱側牆載重

如圖 9.2.5 所示，沉箱側牆設計，可分為浮游時、常時(安放後)及波力作用(安放後)等三個狀態的載重組合，現分別說明如下：

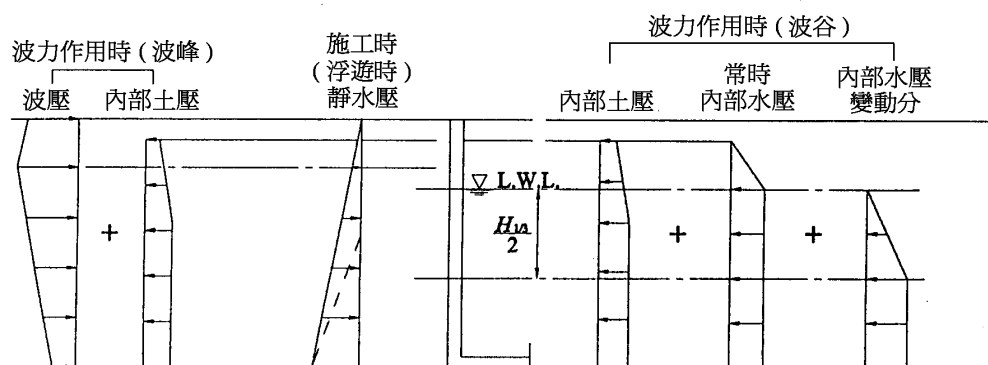


圖 9.2.5 側牆外力分佈圖

#### 1. 浮游時

如圖 9.2.5 所示，浮游時作用於沉箱側牆之外力，係以考慮沉箱之吃水深度加上 1m 之餘裕水深所產生的靜水壓當作外力，但為計算方便，通常將此靜水壓之作用範圍，考慮由底版中心緣起一直延伸到沉箱頂部為止。

$$\begin{aligned} \text{設計外力 } q_1 &= 1.03(\text{吃水深} + 1 - \text{底板厚}/2) \\ &= 1.03(5.01 + 1 - 0.6/2) = 5.88 \text{ t/m}^2. \end{aligned}$$

#### 2. 沉箱安放後(常時)

如圖 9.2.6 所示，安放後作用於沉箱側牆之外力應考慮內部土壓及內部殘留水壓力，令沉箱頂高程為  $EL_{top}$ ，沉箱封頂高程為

EL<sub>1</sub>，低水位時之高程為 EL<sub>LWL</sub>，而內隔間間距相同時之高程為 EL<sub>45</sub>，沉箱底部高程為 EL<sub>bot</sub>，內部土壓力與內部殘留殘留水壓力的計算，現分別說明如下：

### (1) 土壓力

假設本例題的內部土壓力係數=0.6，沉箱封頂處之土壓力 Pa<sub>1</sub>，內隔間間距相同時之高程處土壓力 Pa<sub>2</sub> 可分別求得

$$Pa_1 = \text{封頂混凝土單位重} \times \text{封頂混凝土厚} \times \text{土壓力係數} \\ = 2.3 \times 0.3 \times 0.6 = 0.41 \text{ t/m}^2$$

$$Pa_2 = [\text{封頂混凝土單位重}(\text{頂版至沉箱頂之距離}) + \text{內填砂單位重}(\text{內隔間間距})] \times \text{內部土壓力係數} \\ = [2.3(0.3) + 1.0(3.88)]0.6 = 2.74 \text{ t/m}^2$$

由 Pa<sub>1</sub>、Pa<sub>2</sub> 則可計算出作用於壁體單位長度所受的作用合力 F<sub>a</sub> 及合力作用點，計算式如下：

$$F_a = Pa_1 \times (EL_1 - EL_{45}) + (Pa_2 - Pa_1) \times (EL_1 - EL_{45})/2 + Pa_2 \times (EL_{45} - EL_{bot}) \\ = 0.41 \times 3.88 + (2.74 - 0.41) \times (5.2 - 1.32)/2 + 2.74(1.32 + 0.9) \\ = 1.59 + 4.52 + 6.08 = 12.19 \text{ t/m} \\ \text{合力作用點距底部距離} \\ = (1.59 \times 4.16 + 4.52 \times 3.51 + 6.08 \times 1.11)/12.19 = 2.4\text{m}。$$

### (2) 殘留水壓

由基本條件可計算出沉箱封頂處之水壓力 P<sub>w1</sub> 及低水位處之水壓力 P<sub>w2</sub>，可分別求得

$$P_{w1} = 0 \\ P_{w2} = \text{海水單位重}(EL_1 - EL_{LWL}) \\ = 1.03(5.2 - 1.38) = 3.94 \text{ t/m}^2$$

由 P<sub>w1</sub>、P<sub>w2</sub> 則可計算出作用於壁體單位長度所受的作用合力 F<sub>w</sub> 及合力作用點，計算式如下：

$$\begin{aligned}
 F_w &= (P_{w1} + P_{w2}) \times (EL_1 - EL_{LWL})/2 + P_{w2} \times (EL_{LWL} - EL_{bot}) \\
 &= (0 + 3.94) \times (5.2 - 1.38)/2 + 3.94 \times (1.38 + 0.9) \\
 &= 7.53 + 8.98 = 16.51 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

$$\text{合力作用點距底部距離} = (7.53 \times 3.55 + 8.98 \times 1.14) / 16.51 = 2.24 \text{ m}。$$

如圖 9.2.6 所示，側牆是受到土壓力與殘留水壓力之單位長度作用合力  $F$  及合力作用點，可換算成底部荷重合力及合力作用點相同的面積相等的梯形荷重，並分解成均佈載重  $q_u$  及三角形載重  $q_t$ 。

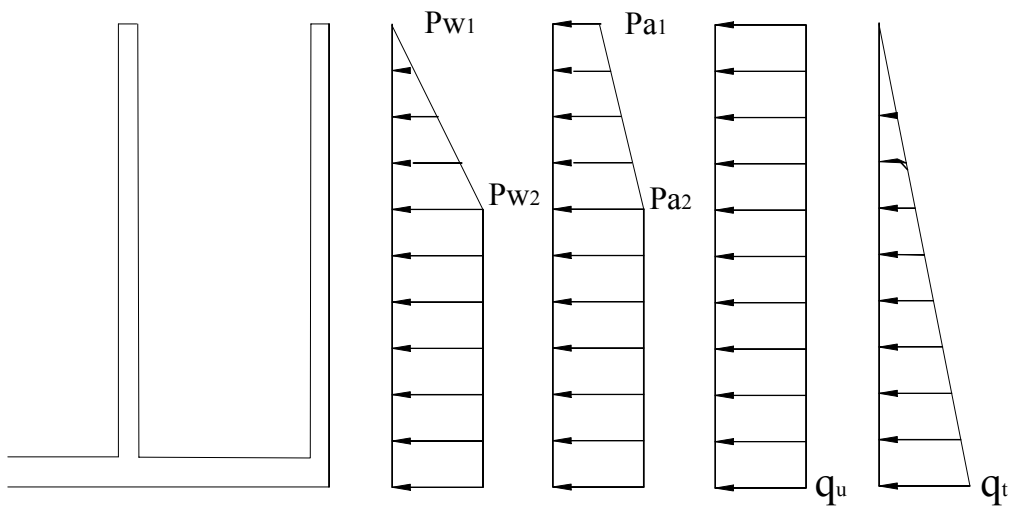


圖 9.2.6 側牆外力分佈圖(安放後)

### 3. 沉箱安放後(波力作用)

如圖 9.2.5 所示，沉箱安放後，在波力作用時沉箱側牆設計可分成波谷及波峰作用二個狀態，現說明如下：

#### (1) 波谷

如圖 9.2.7 所示，沉箱側牆波力在波谷狀態作用時的，其考慮載重組合包含內部常時殘留水壓( $P_w$ )、內部土壓( $P_a$ )與內部水壓變動量( $S$ )等三種作用力，其中內部土壓力  $P_a$  及常時內部殘留水壓  $P_w$  的計算方法同前面的說明，水壓變動量在低水位處為零，而在底版處的水壓變動量  $S$  為，

$$S = 1.03(EL_{LWL} - EL_{bot}) = 1.03(1.38 + 0.9) = 2.35 \text{ t/m}^2$$

由  $S$  則可計算出作用於壁體單位長度所受的作用合力及合力作用點，計算式如下：

$$F_w = S(EL_{LWL} - EL_{bot})/2 = 2.35(1.38 + 0.9)/2 = 2.68 \text{ t/m}$$

$$\text{合力作用點距底部距離} = 2.68 \times 0.76 / 2.68 = 0.76 \text{ m}$$

同理，內部土壓、常時殘留水壓及水壓變動量可換算成側牆之均佈載重  $q_u$  及三角形載重  $q_t$

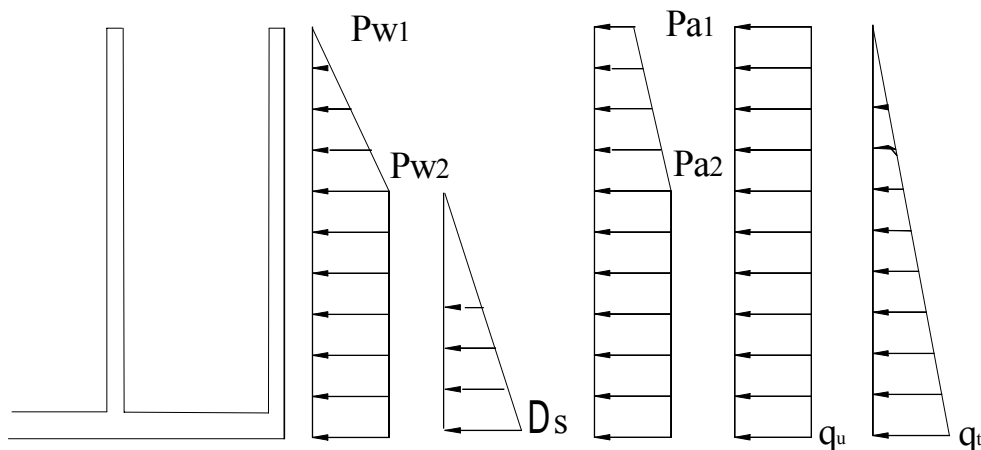


圖 9.2.7 波力作用時側牆設計外力分佈圖(波谷)

## (2) 波峰

如圖 9.2.8 所示，沉箱側牆波力在波峰狀態作用時，其載重組合可表示成波力( $P_s$ )，內部土壓力( $P_a$ )，其中波力由表 9.2.1 的波壓強度表可知，其作用於頂版之波壓強度  $P_{s1}=5.84 \text{ t/m}^2$ ，隔間寬同高處波壓強度  $P_{s2}=5.24 \text{ t/m}^2$ ，底版處波壓強度  $P_{s3}=4.89 \text{ t/m}^2$ ，由波力則可計算出作用於壁體單位長度所受的作用合力及合力作用點，計算式如下：

$$\begin{aligned} F_s &= (P_{s1} - P_{s3})(EL_1 - EL_{bot})/2 + P_{s3}(EL_1 - EL_{bot}) \\ &= (5.84 - 4.89)(5.2 + 0.9)/2 + 4.89(5.2 + 0.9) \\ &= 2.9 + 29.8 = 32.7 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\text{合力作用點距底部距離} = (2.9 \times 4.07 + 29.8 \times 3.05) / 32.7 = 3.14 \text{ m}$$

同理，波力與內部土壓力可換算成均佈載重  $q_u$  及三角形載重  $q_b$



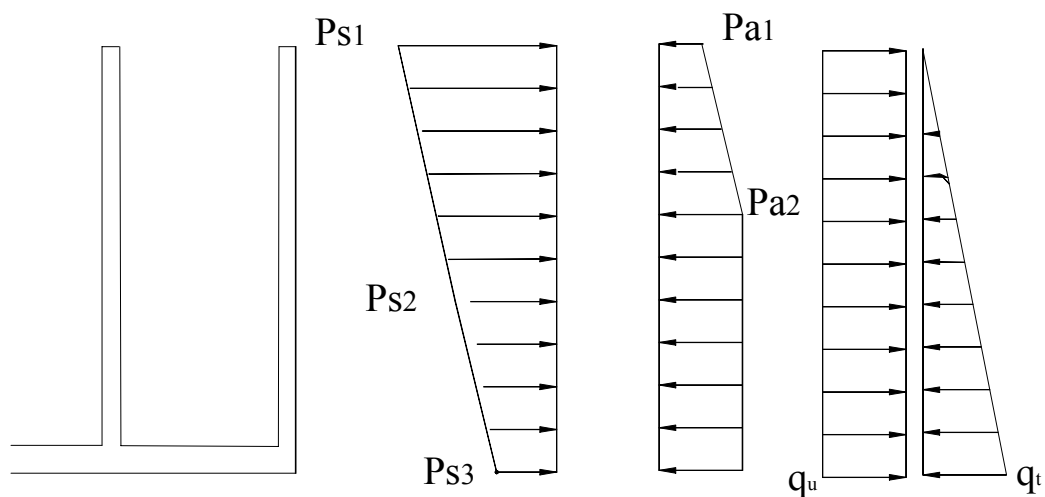


圖 9.2.8 波力作用時側牆設計外力分佈圖(波峰)

### 9.2.3.3 沉箱隔牆載重

沉箱隔牆設計，主要分成沉箱安放時水位差，沉箱安放後隔牆與側牆之拔出及隔牆與底版之拔出等三個狀態，現分別說明如下：

#### 1. 安放時

如圖 9.2.9 所示，以 1m 之水位差當作作用於隔牆之外力。故可取設計外力  $q_1 = 1.5 \text{ t/m}^2$ 。

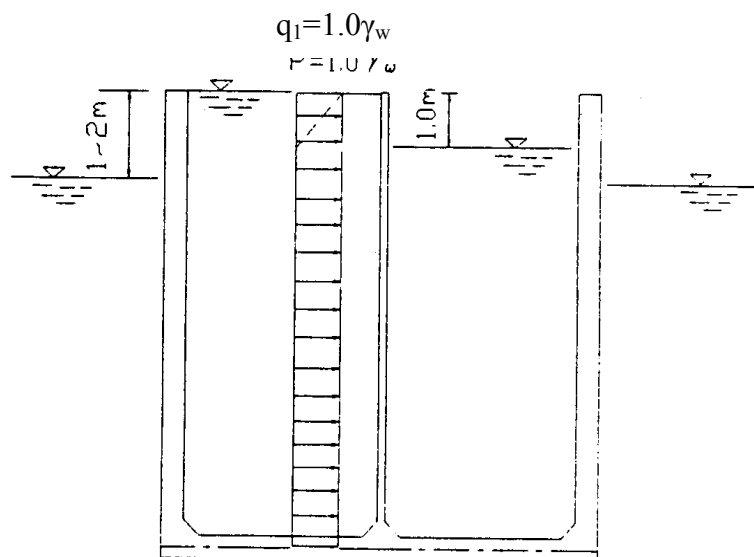


圖 9.2.9 隔室間之靜水壓差

## 2. 安放後隔牆與側牆之拔出

如圖 9.2.10 所示，沉箱安放後，為防止隔牆與側牆間發生脫離現象，須考慮作用於側牆之內部土壓力及殘留水壓力的設計載重，對隔牆的脫離外力。由設計條件知隔牆淨距為 3.88m，則隔牆與側牆之拔出的設計載重=(側牆設計載重)× (隔牆淨距)。

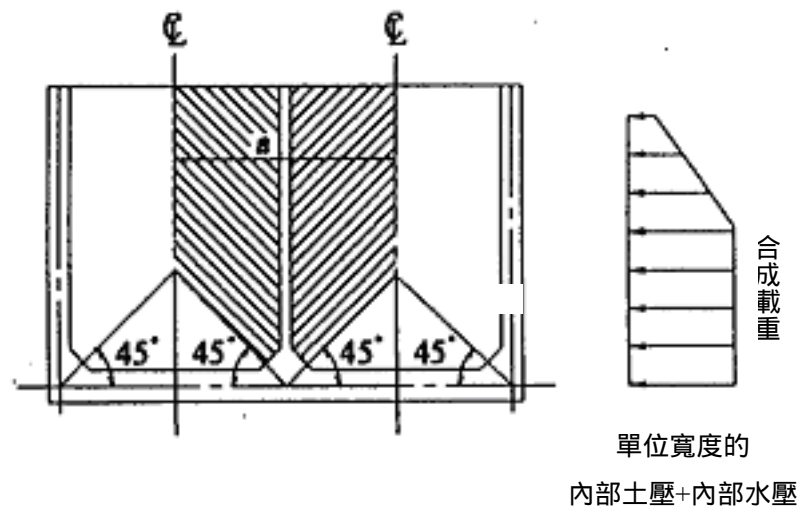


圖 9.2.10 防止側牆與隔牆之脫離所考慮之設計載重

## 3. 隔牆與底版之拔出

如圖 9.2.11 所示，為防止底版與隔牆之脫離，採用底版設計時所求出由內往外作用最大之合成載重，由基本條件知隔牆長度為 4.21m，隔牆與底版之拔出設計載重=(底版隔艙牆厚中心點的設計載重)× (隔牆長度)。

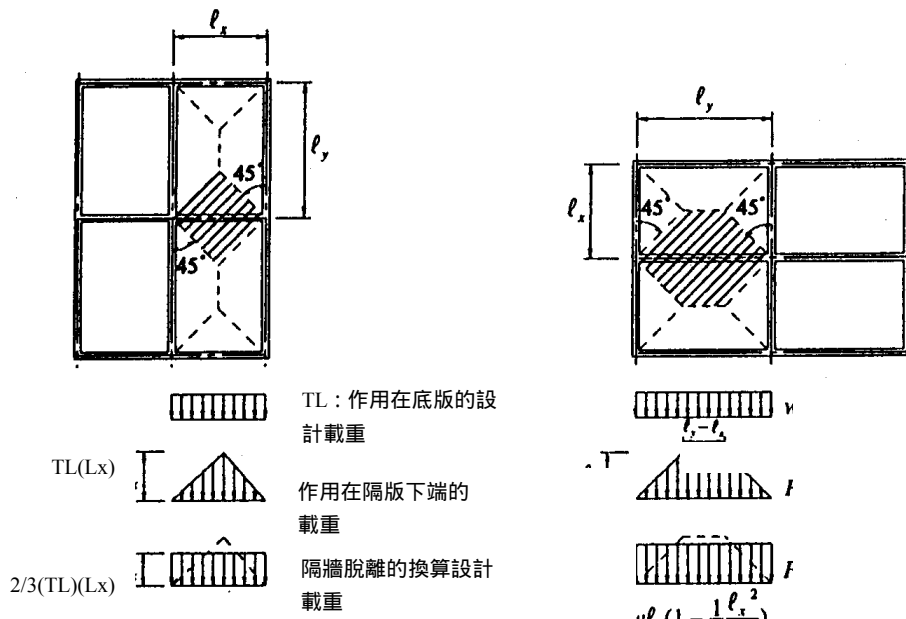
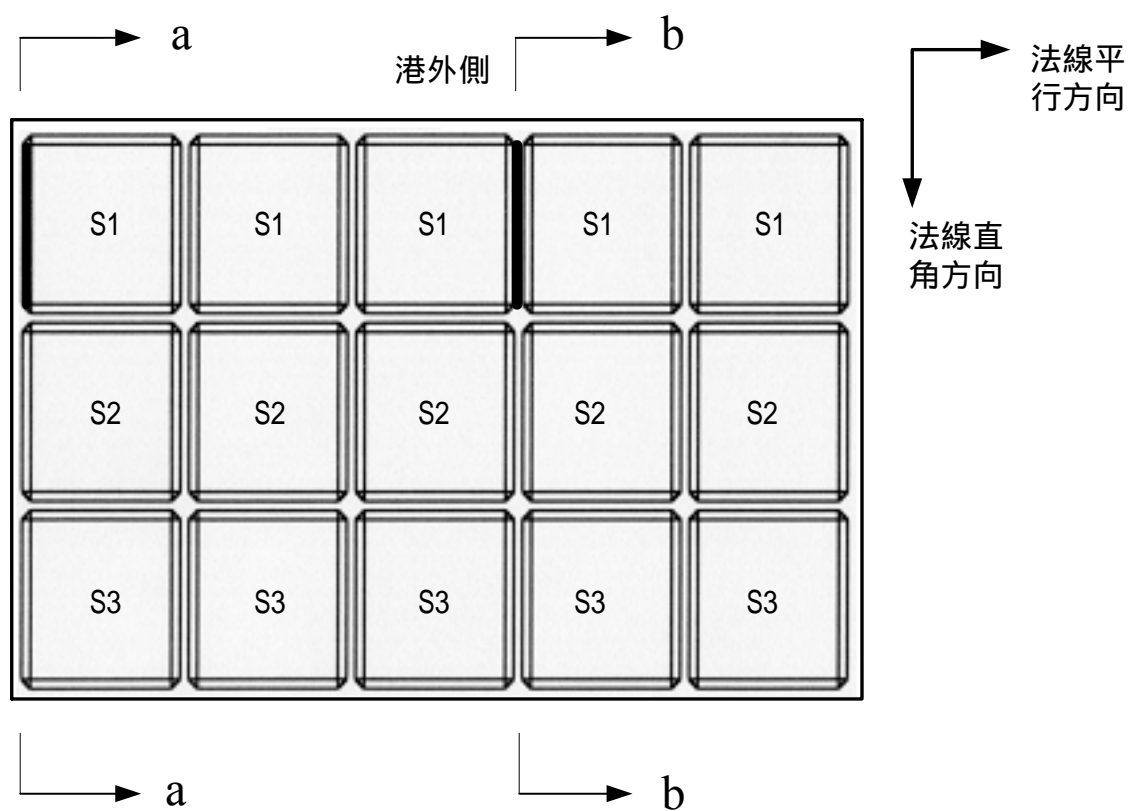


圖 9.2.11 防止側牆與底版之脫離所考慮之設計載重

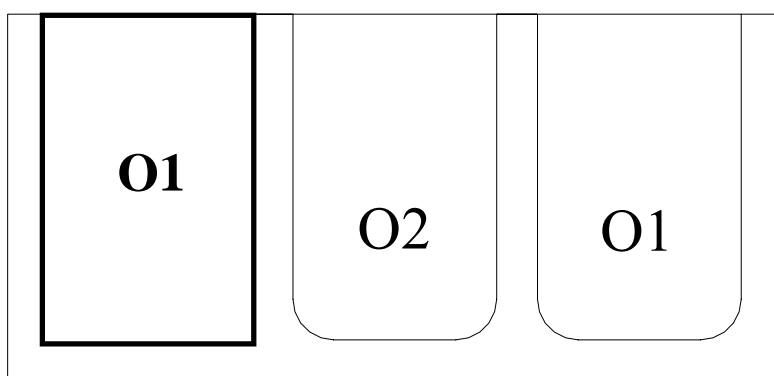
#### 9.2.4 沉箱結構細部設計

本節是由上一節求得的各種載重大小，分別依據日本及國內規範的規定，首先求得沉箱結構在載重組合後的設計載重，接著計算沉箱結構的設計彎矩及剪力，最後進行配筋設計及極限狀態檢核。沉箱式防波堤結構分成底版、側牆及隔牆三個部份，如圖 9.2.12 所示，本計畫分別選取底版、側牆及隔牆隔平版尺寸最長的 S1、01 及 03 為例，對其最大彎矩及剪力作一細部設計及檢核。沉箱之底版、側牆及隔牆選擇的平版邊長，可得其對應的邊長比如下所示：

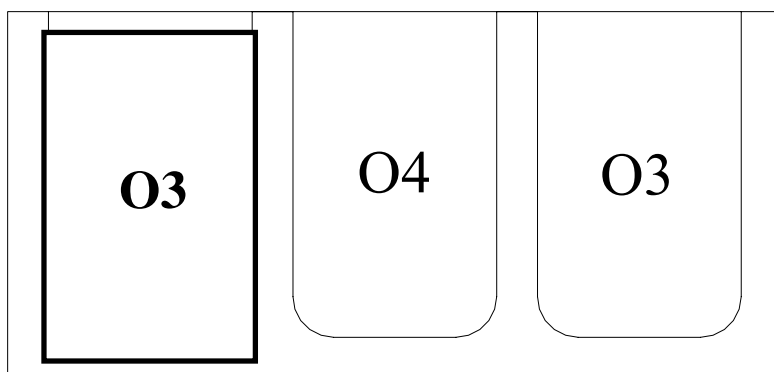
1. 底版的邊長是  $L_x=3.99$  m、 $L_y=4.21$  m，邊長比  $= L_x/L_y=0.95$ 。
2. 外牆的邊長是  $L_x=7.50$  m、 $L_y=4.21$  m，邊長比  $= L_x/L_y=1.78$ 。
3. 隔牆的邊長是  $L_x=7.50$  m、 $L_y=4.21$  m，邊長比  $= L_x/L_y=1.78$ 。



(a) 平面圖(底版)



(b) a-a 斷面圖(側牆)



(c) b-b 斷面圖(隔牆)

圖 9.2.12 沉箱式防波堤的平版示意圖

#### 9.2.4.1 國內現行規範

##### 1. 沉箱底版設計載重

由 9.2.3.1 節的沉箱底版載重可得

###### (1) 浮游時

$$\text{底版浮力} = \text{自重} + \text{靜水壓} = 6.19 - 1.47 = 4.72 \text{ t/m}^2$$

###### (2) 沉箱安放後(常時)

$$\text{底版反力} = \text{自重} + \text{靜水壓} + \text{常時底版反力} = 14.36 - 12.36 - 2 = 0$$

###### (3) 沉箱安放後(越波)

底版各隔艙牆厚中心點之總載重為

$$TL_1 = BP_1 + RP_1 - DL = 12.36 + 14.84 - 14.36 = 12.84 \text{ t/m}^2$$

$$\text{同理, } TL_2 = 8.19 \text{ t/m}^2, TL_3 = 3.68 \text{ t/m}^2, TL_4 = -0.97 \text{ t/m}^2。$$

###### (4) 沉箱安放後(非越波)

底版各隔艙牆厚中心點之總載重為

$$TL_1 = BP_1 + RP_1 - DL + WP_1$$

$$= 8.37 + 14.84 - 14.36 + 0.08 = 8.93 \text{ t/m}^2$$

$$\text{同理, } TL_2 = 5.69 \text{ t/m}^2, TL_3 = 2.54 \text{ t/m}^2, TL_4 = -0.71 \text{ t/m}^2。$$

###### (5) 底版設計載重最大值，為沉箱安放後(越波)的狀況，此時平版

S1 的均佈載重  $q_u=8.19 \text{ t/m}^2$  , 三角形載重  $q_t=12.84 - 8.19=4.65 \text{ t/m}^2$ 。

## 2. 沉箱側牆設計載重

由 7.2.3.2 節的沉箱側牆載重可得

### (1) 浮游時

浮游時作用於沉箱側牆的設計外力為

$$q_1 = \text{靜水壓} = 5.88 \text{ t/m}^2$$

### (2) 沉箱安放後

安放後作用於沉箱側牆的作用合力  $F$  為

$$F = \text{內部殘留水壓力} + \text{內部土壓力} = 12.21 + 16.49 = 28.7 \text{ t/m} ,$$

合力作用點距底部距離  $\bar{x}$

$$= (12.21 \times 2.4 + 16.49 \times 2.24) / 28.7 = 2.31 \text{ m}。$$

此合力可換算成側牆之均佈載重  $q_u$  及三角形載重  $q_t$ 。

$$\text{全長 } l = EL_1 - EL_{\text{bot}} = 5.2 + 0.9 = 6.1 \text{ m} ,$$

$$q_u = \frac{6\bar{x}F}{l^2} - \frac{2F}{l} = 6(2.31)(28.7)/6.1^2 - 2(28.7)/6.1 = 1.28 \text{ t/m}^2$$

$$q_t = \frac{6F}{l} \left(1 - 2\frac{\bar{x}}{l}\right) = 6(28.7)/6.1 \left(1 - 2(2.31)/6.1\right) = 6.85 \text{ t/m}^2$$

### (3) 側牆設計載重最大值，為沉箱安放後的狀況，此時平版 O1 的均佈載重 $q_u=1.28 \text{ t/m}^2$ ，三角形載重 $q_t=6.85 \text{ t/m}^2$ 。

## 3. 沉箱隔牆設計載重

由 9.2.3.3 節的沉箱隔牆載重可得

### (1) 安放時

$$\text{取設計外力 } q_1 = \text{隔牆靜水壓差} = 1.5 \text{ t/m}^2。$$

### (2) 安放後隔牆與側牆之拔出

設計載重取沉箱安放後的內部土壓力及內部殘留水壓力，故隔牆與側牆之拔出設計載重 = (內部土壓力 + 內部殘留水壓力) × (隔牆淨距) =  $(2.74 + 3.94)3.88 = 25.9 \text{ t/m}$ 。

(3) 隔牆與底版之拔出

底版隔牆牆厚中心點之載重最大負值為沉箱安放後(越波)， $TL_4$  是  $-0.97 \text{ t/m}^2$ ，隔牆與底版之拔出設計載重=(底版隔牆牆厚中心點的設計載重) $\times$  (隔牆長度) $=0.97(4.21)=4.09 \text{ t/m}$ 。

(4) 隔牆設計載重最大值，為沉箱安放時的狀況，此時平版 O3 的均佈載重  $q_u=1.5 \text{ t/m}^2$ 。

由側牆、隔牆及底版分別求得的設計載重，經斷面力計算，可求得其彎矩及剪力設計載重，如表 9.2.5 所示。

表 9.2.5 平版的設計載重及斷面力(國內規範)

	側牆	隔牆	底版
均佈載重 $q_u(\text{t/m}^2)$	1.28	1.5	8.19
三角形載重 $q_t(\text{t/m}^2)$	6.85	0	4.65
彎矩設計載重(t-m/m)	7.36	2.23	9.16
剪力設計載重(t/m)	11.09	2.76	13.31

#### 4. 版的配筋與檢核

平版設計採用單位寬度  $b=100 \text{ cm}$ ，沉箱結構有效深度分別是側牆  $d=35 \text{ cm}$ ，隔牆  $d=15 \text{ cm}$ ，底版  $d=45 \text{ cm}$ 。

(1) 側牆配筋與檢核

a. 撓曲鋼筋量

由表 9.2.5 知側牆設計彎矩為  $7.36 \text{ t-m/m}$ ，  
彈性係數比  $n=2.04(10)^6/2.5(10)^5=8.16$ ，  
混凝土容許應力  $f_c=0.45 f'_c=0.45 \times 280=126 \text{ kg/cm}^2$ ，  
鋼筋容許應力  $f_s=1400 \text{ kg/cm}^2$ ，由式(7.1.21)、(7.1.23)及(7.1.24)  
解聯立方程式得  $=4.67(10)^{-3}$ ，需要鋼筋量  $A_s=16.33 \text{ cm}^2/\text{m}$   
取#5 號鋼筋@12cm，提供鋼筋量  $A_s=16.67 \text{ cm}^2/\text{m}$ ， $=4.76(10)^{-3}$

b. 彎矩檢核：

$$\begin{aligned} \text{首先求得 } k &= \sqrt{[2n\rho + (n\rho)^2]} - n\rho \\ &= \sqrt{[2 \times 8.16 \times 4.76 \times 10^{-3} + (8.16 \times 4.76 \times 10^{-3})^2]} - 8.16 \times 4.76 \times 10^{-3} \\ &= 0.243 \\ \text{因 } k &= 0.243 < \frac{f_c}{f_c + f_s/n} = \frac{126}{126 + 1400/8.16} = 0.432, \text{ 鋼筋先到達設} \\ &\text{計強度, 此時} \\ C = T = A_s f_s &= \rho f_s b d = 4.76(10)^{-3}(1400)(100)(35) = 23.5(10)^3 \text{ kg}, \\ \text{設計彎矩 } M &= T(1 - k/3)d = 23.5(10)^3(1 - 0.243/3) 35 \\ &= 7.51(10)^5 \text{ kg-cm/m} = 7.51 \text{ t-m/m} > 7.36 \text{ t-m/m}, \text{ 安全。} \end{aligned}$$

c. 剪力檢核：

$$\begin{aligned} V_c &= 0.29 \sqrt{f'_c} b d = 0.29(\sqrt{280})(100)(35) = 16.98(10)^3 \text{ kg/m} \\ &= 16.98 \text{ t/m}, V_s = 0, \\ V_n &= (V_c + V_s) = (16.98 + 0) = 16.98 \text{ t/m} > 11.09 \text{ t/m}, \text{ 安全。} \end{aligned}$$

d. 彎矩裂縫檢核：

$$\begin{aligned} n &= 8.16 \\ k &= 0.243 \\ j &= 1 - k/3 = 1 - 0.243/3 = 0.919 \\ \text{彎矩設計載重 } M_s &= 7.36 \text{ t-m/m} = 7.36(10)^5 \text{ kg-cm/m} \\ \text{鋼筋應力度的增加量 } \sigma_{se}, \\ \sigma_{se} &= M_s / (A_s \times j \times d) \\ &= 7.36(10)^5 / (16.67 \times 0.919 \times 35) = 1.37(10)^3 \text{ kg/cm}^2, \\ \text{鋼筋附著係數 } k_1 &= 1, \text{ 保護層厚度 } c = 10 \text{ cm}, \text{ 鋼筋的中心間隔} \\ C &= 12 \text{ cm}, \text{ 鋼筋直徑 } \Phi = 1.59 \text{ cm}, \text{ 乾燥收縮與潛變所產生的龜} \\ \text{裂寬度 } &= 0, \text{ 鋼筋彈性係數 } E_s = 2.04(10)^6 \text{ kg/cm}^2, \\ w &= k_1 [4 \times c + 0.7(C - \Phi)] \times (\sigma_{se} / E_s + \quad) \\ &= 1 [4 \times 10 + 0.7(12 - 1.59)] \times (1.37(10)^3 / 2.04(10)^6 + 0) = 0.032 \text{ cm} \\ w_{lim} &= 0.004 c = 0.04 \text{ cm} > 0.032 \text{ cm}, \text{ 安全。} \end{aligned}$$



## (2) 牆配筋與檢核

### a. 撓曲鋼筋量

由表 9.2.5 知側牆設計彎矩為 2.23 t-m/m，同側牆的配筋方法，解聯立方程式得  $\rho = 7.87(10)^{-3}$ ，需要鋼筋量  $A_s = 11.8 \text{ cm}^2/\text{m}$  取 #5 號鋼筋 @ 16cm，提供鋼筋量  $A_s = 12.5 \text{ cm}^2/\text{m}$ ， $\rho = 8.33(10)^{-3}$

### b. 彎矩檢核：

$$k = 0.307 < \frac{f_c}{f_c + f_s / n} = \frac{126}{126 + 1400 / 8.16} = 0.432，\text{鋼筋先到達設計}$$

強度，此時  $T = 17.5(10)^3 \text{ kg}$ ，

設計彎矩  $M = 2.36 \text{ t-m/m} > 2.23 \text{ t-m/m}$ ，安全。

### c. 剪力檢核：

$$V_c = 7.28 \text{ t/m}，V_s = 0，V_n = 7.28 \text{ t/m} > 2.76 \text{ t/m}，\text{安全。}$$

### d. 彎矩裂縫檢核：

$$k_1 = 1，c = 5 \text{ cm}，C = 16 \text{ cm}，\Phi = 1.59 \text{ cm}，M_s = 2.23 \text{ t-m/m} \\ = 2.23(10)^5 \text{ kg-cm/m}，k = 0.307，\sigma_{sc} = 1.3(10)^3 \text{ kg/cm}^2，\rho = 0， \\ w = 0.018 \text{ cm}$$

$$w_{lim} = 0.004 c = 0.02 \text{ cm} > 0.018 \text{ cm}，\text{安全。}$$

## (3) 底版配筋與檢核

### a. 撓曲鋼筋量

由表 9.2.5 知側牆設計彎矩為 9.16 t-m/m，同側牆的配筋方法，解聯立方程式得  $\rho = 3.48(10)^{-3}$ ，需要鋼筋量  $A_s = 15.64 \text{ cm}^2/\text{m}$  取 #5 號鋼筋 @ 12cm，提供鋼筋量  $A_s = 16.67 \text{ cm}^2/\text{m}$ ， $\rho = 3.70(10)^{-3}$

### b. 彎矩檢核：

$$k = 0.217 < \frac{f_c}{f_c + f_s / n} = \frac{126}{126 + 1400 / 8.16} = 0.432，\text{鋼筋先到達設計}$$

強度，此時  $T = 23.3(10)^3 \text{ kg}$ ，

設計彎矩  $M=9.74 \text{ t-m/m} > 9.16 \text{ t-m/m}$ ，安全。

c. 剪力檢核：

$$V_c=21.84 \text{ t/m}, V_s=0, V_n=21.84 \text{ t/m} > 13.31 \text{ t/m}, \text{安全。}$$

d. 彎矩裂縫檢核：

$$\begin{aligned} k_1 &= 1, c = 10 \text{ cm}, C = 12 \text{ cm}, \Phi = 1.59 \text{ cm}, M_s = 9.16 \text{ t-m/m} \\ &= 9.16(10)^5 \text{ kg-cm/m}, k = 0.217, \sigma_{sc} = 1.32(10)^3 \text{ kg/cm}^2, \quad = 0, \\ w &= 0.033 \text{ cm} \\ w_{lim} &= 0.0035 c = 0.035 \text{ cm} > 0.033 \text{ cm}, \text{安全。} \end{aligned}$$

最後，將國內規範對側牆、隔牆及底版的撓曲鋼筋量整理成表 9.2.6。

表 9.2.6 平版的配筋(國內規範)

	側牆	隔牆	底版
撓曲鋼筋量( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	16.33	11.8	15.64
配筋	#5@12cm	#5@16cm	#5@12cm

#### 9.2.4.2 日本規範

##### 1. 沉箱底版設計載重

由 9.2.3.1 節的沉箱底版載重及表 7.2.6 沉箱式防波堤載重組合表可得

(1) 終局極限狀態

a. 浮游時

$$\begin{aligned} \text{底版浮力} &= 1.1 \text{ 自重} + 0.9 \text{ 靜水壓} \\ &= 1.1(6.19) - 0.9(1.47) = 5.49 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

b. 沉箱安放後(常時)

$$\begin{aligned}
\text{底版反力} &= 0.9 \text{ 自重} + 1.1 \text{ 靜水壓} + 1.1 \text{ 常時底版反力} \\
&= 0.9(14.36) - 1.1(12.36) - 1.1(2) \\
&= -2.87 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

c. 沉箱安放後(越波)

各隔艙牆厚中心底版反力變動量可表示如下：

$$\Delta R_1 = RP_1 - R = 14.84 - 2 = 12.84 \text{ t/m}^2$$

$$\text{同理，} \Delta R_2 = 8.19 \text{ t/m}^2, \Delta R_3 = 3.68 \text{ t/m}^2, \Delta R_4 = -0.97 \text{ t/m}^2。$$

則可得作用於各隔艙牆厚中心點之總載重

$$\begin{aligned}
TL_1 &= 1.1(DL_1) + 1.1(BP_1) + 1.1(R) + 1.2(\Delta R_1) + 1.3(WP_1) \\
&= 1.1(-14.36) + 1.1(12.36) + 1.1(2) + 1.2(12.84) + 1.3(0) \\
&= 15.40 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

$$\text{同理，} TL_2 = 9.82 \text{ t/m}^2, TL_3 = 4.42 \text{ t/m}^2, TL_4 = -1.17 \text{ t/m}^2。$$

d. 沉箱安放後(非越波)

各隔艙牆厚中心底版反力變動量可表示如下：

$$\Delta R_1 = RP_1 - R = 14.84 - 5.99 = 8.85 \text{ t/m}^2,$$

$$\text{同理，} \Delta R_2 = 4.20 \text{ t/m}^2, \Delta R_3 = -0.31 \text{ t/m}^2, \Delta R_4 = -4.96 \text{ t/m}^2。$$

則可得作用於各隔艙牆厚中心點之總載重

$$\begin{aligned}
TL_1 &= 1.1(DL_1) + 1.1(BP_1) + 1.1(R) + 1.2(\Delta R_1) + 1.3(WP_1) \\
&= 1.1(-14.36) + 1.1(8.37) + 1.1(5.99) + 1.2(8.85) + 1.3(0.08) \\
&= 10.73 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

$$\text{同理，} TL_2 = 6.95 \text{ t/m}^2, TL_3 = 3.46 \text{ t/m}^2, TL_4 = -2.97 \text{ t/m}^2。$$

- e. 底版設計載重最大值，為沉箱安放後(越波)的狀況，此時平版 S1 的均佈載重  $q_u = 9.82 \text{ t/m}^2$ ，三角形載重  $q_t = 15.40 - 9.82 = 5.58 \text{ t/m}^2$ ，構造物係數  $\gamma_e = 1.1$ 。

(2) 使用極限狀態

a. 浮游時

$$\text{底版浮力} = 0.5 \text{ 自重} + 0.5 \text{ 靜水壓}$$

$$=0.5(6.19) - 0.5(1.47)=2.36 /\text{m}^2$$

b. 沉箱安放後(常時)

$$\begin{aligned}\text{底版反力}&=1.0 \text{ 自重} + 1.0 \text{ 靜水壓} + 1.0 \text{ 常時底版反力} \\ &=1.0(14.36) - 1.0(12.36) - 1.0(2)=0\end{aligned}$$

c. 沉箱安放後(越波)

作用於各隔艙牆厚中心點之總載重

$$\begin{aligned}\text{TL}_1 &= 1.0(\text{DL}_1) + 1.0(\text{BP}_1) + 1.0(\text{R}) + 1.0(\Delta \text{R}_1) + 1.0(\text{WP}_1) \\ &= 1.0(-14.36) + 1.0(12.36) + 1.0(2) + 1.0(12.84) + 1.0(0) \\ &= 12.84 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\text{同理, } \text{TL}_2=8.19 \text{ t/m}^2, \text{TL}_3=3.68 \text{ t/m}^2, \text{TL}_4=-0.97 \text{ t/m}^2。$$

d. 沉箱安放後(非越波)

作用於各隔艙牆厚中心點之總載重

$$\begin{aligned}\text{TL}_1 &= 1.0(\text{DL}_1) + 1.0(\text{BP}_1) + 1.0(\text{R}) + 1.0(\Delta \text{R}_1) + 1.0(\text{WP}_1) \\ &= 1.0(-14.36) + 1.0(8.37) + 1.0(5.99) + 1.0(8.85) + 1.0(0.08) \\ &= 8.93 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\text{同理, } \text{TL}_2=5.69 \text{ t/m}^2, \text{TL}_3=2.54 \text{ t/m}^2, \text{TL}_4=-0.71 \text{ t/m}^2。$$

e. 底版設計載重最大值，為沉箱安放後(越波)的狀況，此時平版 S1 的均佈載重  $q_u=8.19 \text{ t/m}^2$ ，三角形載重  $q_t=12.84 - 8.19=4.65 \text{ t/m}^2$ 。

## 2. 沉箱側牆設計載重

由 9.2.3.2 節的沉箱側牆載重及表 7.2.6 沉箱式防波堤載重組合表可得

(1) 終局極限狀態

a. 浮游時

浮游時作用於沉箱側牆的外力設計外力為

$$q_l=1.1 \text{ 靜水壓}=1.1(5.88)=6.47 \text{ t/m}^2$$

b. 沉箱安放後(常時)

安放後(常時)作用於沉箱側牆的作用合力 F 為

1.1 內部殘留水壓力 + 1.1 內部土壓力

$$=1.1(16.51) + 1.1(12.19)=31.57 \text{ t/m},$$

合力作用點距離底部 2.31m, 此合力可換算成側牆之均佈載重  $q_u$  及三角形載重  $q_t$ 。

$$q_u=6(2.31)(31.57)/6.1^2 - 2(31.57)/6.1=1.41 \text{ t/m}^2$$

$$q_t=6(31.57)/6.1(1 - 2(2.31)/6.1)=7.53 \text{ t/m}^2$$

c. 沉箱安放後(波力作用)

波谷

作用於沉箱側牆之外力為

1.1 內部常時殘留水壓 + 1.1 內部土壓 + 1.2 內部水壓變動量

$$=1.1(16.51) + 1.1(12.19) + 1.2(2.68)=34.79 \text{ t/m},$$

合力作用點距離底部 2.16m, 此合力可換算成側牆之均佈載重  $q_u$  及三角形載重  $q_t$ 。

$$q_u=6(2.16)(34.79)/6.1^2 - 2(34.79)/6.1=0.71 \text{ t/m}^2$$

$$q_t=6(34.79)/6.1(1 - 2(2.16)/6.1)=9.98 \text{ t/m}^2$$

波峰

作用於沉箱側牆之外力為

1.3 波力 - 0.9 內部土壓力

$$=1.3(32.7) - 0.9(12.19)=31.54 \text{ t/m},$$

合力作用點距離底部 3.25m, 此合力可換算成側牆之均佈載重  $q_u$  及三角形載重  $q_t$ 。

$$q_u=6(3.25)(31.54)/6.1^2 - 2(31.54)/6.1=6.19 \text{ t/m}^2$$

$$q_t=6(31.54)/6.1(1 - 2(3.25)/6.1)= -2.03 \text{ t/m}^2$$

- d. 側牆設計載重最大值, 為沉箱安放後波力作用(波谷)的狀況, 此時平版 O1 的均佈載重  $q_u=0.71 \text{ t/m}^2$ , 三角形載重  $q_t=9.98 \text{ t/m}^2$ , 構造物係數  $e=1.0$ 。

(2) 使用極限狀態

a. 浮游時

$$\text{設計外力為 } 0.5 \text{ 靜水壓} = 0.5(5.88) = 2.94 \text{ t/m}^2$$

b. 沉箱安放後(常時)

作用合力  $F = 1.0$  內部殘留水壓力 +  $1.0$  內部土壓力  
 $= 1.0(16.51) + 1.0(12.19) = 28.7 \text{ t/m}$  , 合力作用點距離底部  $2.31\text{m}$  ,  
此合力可換算成側牆之均佈載重  $q_u$  及三角形載重  $q_t$ 。  
 $q_u = 6(2.31)(28.7)/6.1^2 - 2(28.7)/6.1 = 1.28 \text{ t/m}^2$   
 $q_t = 6(28.7)/6.1(1 - 2(2.31)/6.1) = 6.85 \text{ t/m}^2$

c. 沉箱安放後(波力作用)

波谷

作用合力  $F = 1.0$  內部常時殘留水壓 +  $1.0$  內部土壓 +  $1.0$   
內部水壓變動量  
 $= 1.0(16.51) + 1.0(12.19) + 1.0(2.68) = 31.38 \text{ t/m}$  ,  
合力作用點距離底部  $2.17\text{m}$  , 此合力可換算成側牆之均佈載重  
 $q_u$  及三角形載重  $q_t$ 。  
 $q_u = 6(2.17)(31.38)/6.1^2 - 2(31.38)/6.1 = 0.69 \text{ t/m}^2$   
 $q_t = 6(31.38)/6.1(1 - 2(2.17)/6.1) = 8.91 \text{ t/m}^2$

波峰

作用合力  $F = 1.0$  波力 -  $1.0$  內部土壓力  
 $= 1.0(32.7) - 1.0(12.19) = 20.51 \text{ t/m}$  ,  
合力作用點距離底部  $3.58\text{m}$  , 此合力可換算成側牆之均佈載重  
 $q_u$  及三角形載重  $q_t$ 。  
 $q_u = 6(3.58)(20.51)/6.1^2 - 2(20.51)/6.1 = 5.12 \text{ t/m}^2$   
 $q_t = 6(20.51)/6.1(1 - 2(3.58)/6.1) = -3.51 \text{ t/m}^2$

d. 側牆設計載重最大值，為沉箱安放後波力作用(波谷)的狀況，此時平版 O1 的均佈載重  $q_u = 0.69 \text{ t/m}^2$ ，三角形載重

$$q_t=8.91 \text{ t/m}^2。$$

### 3. 沉箱隔牆設計載重

由 9.2.3.3 節的沉箱隔牆載重及表 7.2.6 沉箱式防波堤載重組合表可得

#### (1) 終局極限狀態

##### a. 安放時

取設計外力  $q_l=1.1$  隔牆靜水壓差 $=1.1(1.5)=1.65 \text{ t/m}^2$ 。

##### b. 安放後隔牆與側牆之拔出

設計載重取沉箱安放後內部土壓力及內部殘留水壓力，故隔牆與側牆之拔出設計載重 $=(1.1 \text{ 內部土壓力} + 1.1 \text{ 內部殘留水壓力}) \times (\text{隔牆淨距})=(1.1 \times 2.74 + 1.1 \times 3.94)3.88=28.50 \text{ t/m}$ 。

##### c. 隔牆與底版之拔出

底版隔艙牆厚中心點之載重最大負值為沉箱安放後(非越波)， $TL_4$  是 $-2.97 \text{ t/m}^2$ ，隔牆與底版之拔出設計載重 $=(\text{底版隔艙牆厚中心點的設計載重}) \times (\text{隔牆長度})=2.97(4.21)=12.51 \text{ t/m}$ 。

##### d. 隔牆設計載重最大值，為沉箱安放時的狀況，此時平版 O3 的均佈載重 $q_u=1.65 \text{ t/m}^2$ ，構造物係數 $\gamma_e=1.0$ 。

#### (2) 使用極限狀態

##### a. 安放時

取設計外力 $=0.5$  隔牆靜水壓差 $=0.5(1.5)=0.75 \text{ t/m}^2$ 。

##### b. 隔牆設計載重最大值，為沉箱安放時的狀況，此時平版 O3 的均佈載重 $q_u=0.75 \text{ t/m}^2$ 。

同前所述的方法，由設計載重及經斷面力計算，可分別求得側牆、隔牆、底版之彎矩及剪力設計載重，整理如表 7-2-7 所示。

表 9.2.7 平版的設計載重及斷面力(日本規範)

	側牆	隔牆	底板
. 終局極限狀態			
均佈載重 $q_u(t/m^2)$	0.71	1.65	9.82
三角形載重 $q_t(t/m^2)$	9.98	0	5.58
彎矩設計載重(t-m/m)	9.23	2.46	11.44
剪力設計載重(t/m)	14.0	3	16.83
. 使用極限狀態			
均佈載重 $q_u(t/m^2)$	0.69	0.75	8.19
三角形載重 $q_t(t/m^2)$	8.91	0	4.65
彎矩設計載重(t-m/m)	8.12	1.12	9.16
剪力設計載重(t/m)	12.63	1.38	13.31

#### 4. 版的配筋與檢核

依據日本規範的規定，終局極限狀態檢討時，構件係數  $\gamma_b$  在彎矩及軸向力作用時取  $\gamma_b=1.15$ ，剪力作用時混凝土取  $\gamma_b=1.3$ ，剪力筋取  $\gamma_b=1.15$ 。而構造物係數  $\gamma_e$  在波力作用  $\gamma_e=1.1$ ，其它取  $\gamma_e=1.0$ 。材料係數分鋼筋材料係數  $m_s=1.0$  及混凝土材料係數  $m_c=1.3$ 。

##### (1) 側牆配筋與檢核

由表7-2-7知終局極限狀態的彎矩及剪力設計載重為  $M_u=9.23 \text{ t-m/m}$ ， $V_u=14.0 \text{ t/m}$ ，此時  $\gamma_e=1.0$ 。

##### a. 撓曲鋼筋量

$$m_d = f_{yd} / 0.85 f'_{cd} = 2800 / 0.85 (280 / 1.3) = 15.29$$

$$M_u = 9.23 \text{ t-m/m} = 9.23 (10)^5 \text{ kg-cm/m}$$

$$R_n = M_u \times \gamma_b \times \gamma_e / (b \times d^2) = 9.23 (10)^5 \times 1.15 \times 1.0 / (100 \times 35^2) = 8.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m_d} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m_d R_n}{f_{yd}}} \right) = \frac{1}{15.29} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.29 \times 8.66}{2800}} \right) = 3.16 (10)^{-3}$$

$$\text{需要鋼筋量 } A_s = \rho b d = 3.16 (10)^{-3} \times 100 \times 35 = 11.09 \text{ cm}^2/\text{m}$$



採#4 號鋼筋@10 cm , 提供  $A_s=12.7 \text{ cm}^2/\text{m}$  ,  $\rho=3.62(10)^{-3}$

b. 終局極限狀態檢核

. 彎矩檢核

由  $A_s=12.7 \text{ cm}^2$  , 求出彎矩設計強度  $\frac{1}{\gamma_b \gamma_e} M_n$  ,

$$\begin{aligned}\frac{1}{\gamma_b \gamma_e} M_n &= \frac{1}{\gamma_b \gamma_e} \rho f_{yd} \left( 1 - \frac{1}{2} \rho m_d \right) b d^2 \\ &= \frac{1}{1.15 \times 1.0} 3.62 \times 10^{-3} \times 2800 \left( 1 - \frac{1}{2} \times 3.62 \times 10^{-3} \times 15.29 \right) 100 \times 35^2 \\ &= 10.44(10)^5 \text{ kg-cm/m} = 10.44 \text{ t-m/m} > 9.23 \text{ t-m/m} , \text{ 安全。}\end{aligned}$$

. 剪力檢核

混凝土壓縮強度之設計用值  $f'_{cd}$  ,

$$f'_{cd} = 280 / 1.3 = 215.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}\text{混凝土剪力強度 } f_{vcd} &= 0.2 \times (f'_{cd})^{1/3} \text{ N/mm}^2 = 0.94 (f'_{cd})^{1/3} \text{ kg/cm}^2 \\ &= 0.94 \times (215.38)^{1/3} = 5.63 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\text{剪應力之有效高度的相關係數 } \beta_d = (100/d)^{1/4} = (100/35)^{1/4} = 1.3$$

剪應力之軸向鋼筋比相關係數  $\beta_p$  ,

$$\beta_p = (100 \rho)^{1/3} = [100(3.62 \times 10^{-3})]^{1/3} = 0.713$$

因無軸力作用 , 所以剪應力之軸向比相關係數  $\beta_n = 1$

$$\begin{aligned}V_{cd} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_b \\ &= 1.3(0.713)(1)(5.63)(100)(35) / 1.3 \\ &= 14.1(10)^3 \text{ kg/m} = 14.1 \text{ t/m}\end{aligned}$$

剪應力的設計用值  $V_{yd}$  ,

$$V_{yd} = (V_{cd} + V_{sd}) / \gamma_e = (14.1 + 0) / 1.0 = 14.1 \text{ t/m} > 14.0 \text{ t/m} , \text{ 安全。}$$

c. 使用極限狀態檢核

由表 9.2.7 知使用極限狀態的彎矩及剪力設計載重為  $M_s=8.12 \text{ t-m}$  ,  $V_s=12.63 \text{ t/m}$ 。

. 彎矩裂縫檢核

$$n=8.16$$

$$k = \sqrt{[2n\rho + (n\rho)^2]} - n\rho$$

$$= \sqrt{[2 \times 8.16 \times 3.62 \times 10^{-3} + (8.16 \times 3.62 \times 10^{-3})^2]} - 8.16 \times 3.62 \times 10^{-3}$$

$$= 0.215$$

$$j = 1 - k/3 = 1 - 0.215/3 = 0.928$$

$$M_s = 8.12 \text{ t-m/m} = 8.12(10)^5 \text{ kg-cm/m}$$

$$\sigma_{se} = M_s / (A_s \times j \times d)$$

$$= 8.12(10)^5 / (12.7 \times 0.928 \times 35) = 1.97(10)^3 \text{ kg/cm}^2 ,$$

$$k_1 = 1 , c = 10 \text{ cm} , C = 10 \text{ cm} , \Phi = 1.27 \text{ cm} , = 0 ,$$

$$w = k_1 [4 \times c + 0.7(C - \Phi)] \times (\sigma_{se} / E_s + )$$

$$= 1 [4 \times 10 + 0.7(10 - 1.27)] \times (1.97(10)^3 / 2.04(10)^6 + 0)$$

$$= 0.045 \text{ cm} > w_{lim} = 0.004 c = 0.04 \text{ cm} , \text{ 檢核不安全 , 現改採}$$

$$\#4 \text{ 鋼筋@ } 9 \text{ cm} , \text{ 提供 } A_s = 14.11 \text{ cm}^2 , = 4.03(10)^{-3} , \text{ 則}$$

$$n = 8.16 , k = 0.226 , j = 0.925 , \sigma_{se} = 1.77(10)^3 \text{ kg/cm}^2 ,$$

$$w = 0.038 \text{ cm} < w_{lim} = 0.04 \text{ cm} , \text{ 安全。}$$

#### · 剪力裂縫檢核

$$f'_{cd} = 280 / 1.0 = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{vcd} = 0.94 \times (f'_{cd})^{1/3} = 0.94 \times (280)^{1/3} = 6.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_d = (100/d)^{1/4} = (100/35)^{1/4} = 1.3$$

$$\beta_p = (100 \rho)^{1/3} = [100(3.62 \times 10^{-3})]^{1/3} = 0.713$$

$$\beta_n = 1$$

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_b$$

$$= 1.3(0.713)(1)(6.15)(100)(35) / 1.0$$

$$= 19.9(10)^3 \text{ kg/m} = 19.9 \text{ t/m}$$

$$0.7V_{cd} = 0.7(19.9) = 13.93 \text{ t/m} > 12.63 \text{ t/m} , \text{ 安全。}$$

#### (2) 隔牆配筋與檢核

由表9.2.7知終局極限狀態的彎矩及剪力設計載重為 $M_u$   
 $= 2.46 \text{ t-m/m} , V_u = 3 \text{ t/m} , \text{ 此時 } e = 1.0。$

a. 撓曲鋼筋量

$$m_d = f_{yd} / 0.85 f'_{cd} = 2800 / 0.85 (280 / 1.3) = 15.29$$

$$M_u = 2.46 \text{ t-m/m} = 2.46 (10)^5 \text{ kg-cm/m}$$

$$R_n = M_u \times \gamma_b \times \gamma_e / (b \times d^2) = 2.46 (10)^5 \times 1.15 \times 1.0 / (100 \times 15^2) = 12.57 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m_d} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m_d R_n}{f_{yd}}} \right) = \frac{1}{15.29} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.29 \times 12.57}{2800}} \right) = 4.65 (10)^{-3}$$

$$\text{鋼筋量 } A_s = \rho b d = 4.65 (10)^{-3} \times 100 \times 15 = 6.98 \text{ cm}^2/\text{m} ,$$

$$\text{採 \#4 號鋼筋 @ 18 cm , 提供 } A_s = 7.06 \text{ cm}^2/\text{m} , \quad = 4.71 (10)^{-3}$$

b. 終局極限狀態檢核

. 彎矩檢核

$$\text{由 } A_s = 7.06 \text{ cm}^2 , \text{ 求出彎矩設計強度 } \frac{1}{\gamma_b \gamma_e} M_n ,$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{\gamma_b \gamma_e} M_n &= \frac{1}{\gamma_b \gamma_e} \rho f_{yd} \left( 1 - \frac{1}{2} \rho m_d \right) b d^2 \\ &= \frac{1}{1.15 \times 1.0} 4.71 \times 10^{-3} \times 2800 \left( 1 - \frac{1}{2} \times 4.71 \times 10^{-3} \times 15.29 \right) 100 \times 15^2 \\ &= 2.49 (10)^5 \text{ kg-cm/m} = 2.49 \text{ t-m/m} > 2.46 \text{ t-m/m} , \text{ 安全。} \end{aligned}$$

. 剪力檢核

$$f_{vcd} = 0.94 \times (f'_{cd})^{1/3} = 0.94 \times (215.38)^{1/3} = 5.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_d = (100/d)^{1/4} = (100/15)^{1/4} = 1.61 > 1.5 , \text{ 取 } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = (100 \rho)^{1/3} = [100 (4.71 \times 10^{-3})]^{1/3} = 0.778$$

$$\beta_n = 1$$

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_b$$

$$= 1.5 (0.778) (1) (5.63) (100) (15) / 1.3$$

$$= 7.58 (10)^3 \text{ kg/m} = 7.58 \text{ t/m}$$

$$V_{yd} = (V_{cd} + V_{sd}) / \gamma_e = (7.58 + 0) / 1.0 = 7.58 \text{ t/m} > 3 \text{ t/m} , \text{ 安全}$$

c. 使用極限狀態檢核

由表 9.2.7 知使用極限狀態的彎矩及剪力設計載重為  
 $M_s = 1.12 \text{ t-m} , V_s = 1.38 \text{ t/m}。$

．彎矩裂縫檢核

$c=5\text{ cm}$  ,  $C=18\text{ cm}$  ,  $\Phi=1.27\text{ cm}$  ,  $M_s=1.12\text{ t-m}$  ,  $\sigma_{se}=1.15(10)^3\text{ kg/cm}^2$  ,  $k=0.241$  ,  $=0$  ,  $w=0.018\text{ cm}$   
 $w_{lim}=0.004\text{ c}=0.02\text{ cm} > 0.018\text{ cm}$  , 安全。

．剪力裂縫檢核

$f_{vcd}=0.94 \times (f'_{cd})^{1/3}=0.94 \times (280)^{1/3}=6.15\text{ kg/cm}^2$   
 $\beta_d=(100/d)^{1/4}=(100/15)^{1/4}=1.61 > 1.5$  , 取  $\beta_d=1.5$   
 $\beta_p=(100/\rho)^{1/3}=[100(4.71 \times 10^{-3})]^{1/3}=0.778$   
 $\beta_n=1$   
 $V_{cd}=\beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_b$   
 $=1.5(0.778)(1)(6.15)(100)(15)/1.0$   
 $=10.8(10)^3\text{ kg/m}=10.8\text{ t/m}$   
 $0.7V_{cd}=0.7(10.8)=7.56\text{ t/m} > 1.38\text{ t/m}$  , 安全。

(3) 底版配筋與檢核

由表9.2.7知終局極限狀態的彎矩及剪力設計載重為 $M_u$   
 $=11.44\text{ t-m/m}$  ,  $V_u=16.83\text{ t/m}$  , 此時  $\epsilon=1.1$ 。

a. 撓曲鋼筋量

$m_d=f_{yd}/0.85f'_{cd}=2800/0.85(280/1.3)=15.29$   
 $M_u=11.44\text{ t-m/m}=11.44(10)^5\text{ kg-cm/m}$   
 $R_n=M_u \times \gamma_b \times \gamma_e / (b \times d^2)=11.44(10)^5 \times 1.15 \times 1.1 / (100 \times 45^2)=7.15\text{ kg/cm}^2$   
 $\rho = \frac{1}{m_d} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m_d R_n}{f_{yd}}} \right) = \frac{1}{15.29} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.29 \times 7.15}{2800}} \right) = 2.61(10)^{-3}$   
鋼筋量 $A_s=\rho b d=2.61(10)^{-3} \times 100 \times 45=11.71\text{ cm}^2/\text{m}$  ,  
採#4 號鋼筋@10 cm , 提供  $A_s=12.7\text{ cm}^2/\text{m}$  ,  $=2.82(10)^{-3}$

b. 終局極限狀態檢核

．彎矩檢核

由  $A_s=12.7 \text{ cm}^2$  , 求出彎矩設計強度  $\frac{1}{\gamma_b \gamma_e} M_n$  ,

$$\begin{aligned}\frac{1}{\gamma_b \gamma_e} M_n &= \frac{1}{\gamma_b \gamma_e} \rho f_{yd} \left( 1 - \frac{1}{2} \rho m_d \right) b d^2 \\ &= \frac{1}{1.15 \times 1.1} 2.82 \times 10^{-3} \times 2800 \left( 1 - \frac{1}{2} \times 2.82 \times 10^{-3} \times 15.29 \right) 100 \times 45^2 \\ &= 12.4(10)^5 \text{ kg-cm/m} = 12.4 \text{ t-m/m} > 11.44 \text{ t-m/m} , \text{ 安全。}\end{aligned}$$

#### . 剪力檢核

$$f_{vcd} = 0.94 \times (f'_{cd})^{1/3} = 0.94 \times (215.38)^{1/3} = 5.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_d = (100/d)^{1/4} = (100/45)^{1/4} = 1.221$$

$$\beta_p = (100 \rho)^{1/3} = [100(2.82 \times 10^{-3})]^{1/3} = 0.68$$

$$\beta_n = 1$$

$$\begin{aligned}V_{cd} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_b \\ &= 1.221(0.68)(1)(5.63)(100)(45)/1.3 \\ &= 16.2(10)^3 \text{ kg/m} = 16.2 \text{ t/m}\end{aligned}$$

$V_{yd} = (V_{cd} + V_{sd})/\gamma_e = (16.2 + 0)/1.1 = 14.7 \text{ t/m} < 16.83 \text{ t/m}$  , 檢核不安全, 此時有幾種方式來修正使其檢核安全, (1)配剪力筋, (2)提高混凝土抗壓強度  $f'_c$  , (3)改變斷面尺寸之有效深度  $d$  , (4)提高鋼筋量等方法, 在此為簡化計算, 採用提高混凝土的抗壓強度  $f'_c$  為  $420 \text{ kg/cm}^2$  , 則

$$f'_{cd} = 420/1.3 = 323.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{vcd} = 0.94 \times (f'_{cd})^{1/3} = 0.94 \times (323.1)^{1/3} = 6.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_d = (100/d)^{1/4} = (100/45)^{1/4} = 1.221$$

$$\beta_p = (100 \rho)^{1/3} = [100(2.82 \times 10^{-3})]^{1/3} = 0.68$$

$$\beta_n = 1$$

$$\begin{aligned}V_{cd} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_b \\ &= 1.221(0.68)(1)(6.45)(100)(45)/1.3 \\ &= 18.6(10)^3 \text{ kg/m} = 18.6 \text{ t/m}\end{aligned}$$

$$V_{yd} = (V_{cd} + V_{sd})/\gamma_e = (18.6 + 0)/1.1 = 16.86 \text{ t/m} > 16.83 \text{ t/m} , \text{ 安全。}$$

#### c. 使用極限狀態檢核

由表 9.2.7 知使用極限狀態的彎矩及剪力設計載重為

$M_s=9.16 \text{ t-m}$  ,  $V_s=13.31 \text{ t/m}$ 。

．彎矩裂縫檢核

$c=10 \text{ cm}$  ,  $C =10 \text{ cm}$  ,  $\Phi=1.27 \text{ cm}$  ,  $M_s=9.16 \text{ t-m}$  ,  $\sigma_{se}=1.71(10)^3 \text{ kg/cm}^2$  ,  $k=0.193$  ,  $=0$  ,  $w=0.038 \text{ cm} > w_{lim}=0.0035 c =0.035 \text{ cm}$  , 檢核不安全 , 現改採#4 號鋼筋@9 cm ,  $A_s=14.11 \text{ cm}^2$  ,  $=3.14(10)^{-3}$  , 則

$c=10 \text{ cm}$  ,  $C =9 \text{ cm}$  ,  $\Phi=1.27 \text{ cm}$  ,  $M_s=9.16 \text{ t-m}$  ,  $\sigma_{se}=1.54(10)^3 \text{ kg/cm}^2$  ,  $k=0.202$  ,  $=0$  ,  $w=0.033 \text{ cm}$  ,  $w_{lim}=0.0035 c =0.035 \text{ cm} > 0.033 \text{ cm}$  , 安全。

．剪力裂縫檢核

$$f_{vcd}=0.94 \times (f'_{cd})^{1/3} = 0.94 \times (280)^{1/3} = 6.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_d = (100/d)^{1/4} = (100/45)^{1/4} = 1.221$$

$$\beta_p = (100 \rho)^{1/3} = [100(3.53 \times 10^{-3})]^{1/3} = 0.68$$

$$\beta_n = 1$$

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_b$$

$$= 1.221(0.68)(1)(6.15)(100)(45)/1.0$$

$$= 23.0(10)^3 \text{ kg/m} = 23.0 \text{ t/m}$$

$$0.7V_{cd} = 0.7(23.0) = 16.1 \text{ t/m} > 13.31 \text{ t/m} , \text{安全。}$$

最後 , 將日本規範對側牆、隔牆及底版的撓曲鋼筋量整理成表 9.2.8。

表 9.2.8 平版的配筋(日本規範)

	側牆	隔牆	底版
撓曲鋼筋量( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	11.09	6.98	11.71
配筋	#4@9cm	#4@18cm	#4@9cm

### 9.2.4.3 本計畫建議的設計規範

## 1. 沉箱底版設計載重

因本計畫建議的設計規範載重係數同日本規範，由 9.2.3.1 節的沉箱底版載重及表 7.2.6 沉箱式防波堤載重組合表可得

### (1) 終局極限狀態

#### a. 浮游時

$$\begin{aligned}\text{底版浮力} &= 1.1 \text{ 自重} + 0.9 \text{ 靜水壓} \\ &= 1.1(6.19) - 0.9(1.47) = 5.49 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

#### b. 沉箱安放後(常時)

$$\begin{aligned}\text{底版反力} &= 0.9 \text{ 自重} + 1.1 \text{ 靜水壓} + 1.1 \text{ 常時底版反力} \\ &= 0.9(14.36) - 1.1(12.36) - 1.1(2) \\ &= -2.87 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

#### c. 沉箱安放後(越波)

各隔艙牆厚中心底版反力變動量可表示如下：

$$\Delta R_1 = RP_1 - R = 14.84 - 2 = 12.84 \text{ t/m}^2$$

$$\text{同理，} \Delta R_2 = 8.19 \text{ t/m}^2, \Delta R_3 = 3.68 \text{ t/m}^2, \Delta R_4 = -0.97 \text{ t/m}^2。$$

則可得作用於各隔艙牆厚中心點之總載重

$$\begin{aligned}TL_1 &= 1.1(DL_1) + 1.1(BP_1) + 1.1(R) + 1.2(\Delta R_1) + 1.3(WP_1) \\ &= 1.1(-14.36) + 1.1(12.36) + 1.1(2) + 1.2(12.84) + 1.3(0) \\ &= 15.40 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\text{同理，} TL_2 = 9.82 \text{ t/m}^2, TL_3 = 4.42 \text{ t/m}^2, TL_4 = -1.17 \text{ t/m}^2。$$

#### d. 沉箱安放後(非越波)

各隔艙牆厚中心底版反力變動量可表示如下：

$$\Delta R_1 = RP_1 - R = 14.84 - 5.99 = 8.85 \text{ t/m}^2,$$

$$\text{同理，} \Delta R_2 = 4.20 \text{ t/m}^2, \Delta R_3 = -0.31 \text{ t/m}^2, \Delta R_4 = -4.96 \text{ t/m}^2。$$

則可得作用於各隔艙牆厚中心點之總載重

$$\begin{aligned}TL_1 &= 1.1(DL_1) + 1.1(BP_1) + 1.1(R) + 1.2(\Delta R_1) + 1.3(WP_1) \\ &= 1.1(-14.36) + 1.1(8.37) + 1.1(5.99) + 1.2(8.85) + 1.3(0.08)\end{aligned}$$

$$=10.73 \text{ t/m}^2$$

同理， $TL_2=6.95 \text{ t/m}^2$ ， $TL_3=3.46 \text{ t/m}^2$ ， $TL_4=-2.97 \text{ t/m}^2$ 。

- e. 底版設計載重最大值，為沉箱安放後(越波)的狀況，此時平版 S1 的均佈載重  $q_u=9.82 \text{ t/m}^2$ ，三角形載重  $q_t=15.40 - 9.82=5.58 \text{ t/m}^2$ ，構造物係數  $e=1.3$ 。

## (2) 使用極限狀態

- a. 浮游時

底版浮力=0.5 自重 + 0.5 靜水壓

$$=0.5(6.19) - 0.5(1.47)=2.36 \text{ /m}^2$$

- b. 沉箱安放後(常時)

底版反力=1.0 自重 + 1.0 靜水壓 + 1.0 常時底版反力

$$=1.0(14.36) - 1.0(12.36) - 1.0(2)=0$$

- c. 沉箱安放後(越波)

作用於各隔艙牆厚中心點之總載重

$$\begin{aligned} TL_1 &= 1.0(DL_1) + 1.0(BP_1) + 1.0(R) + 1.0(\Delta R_1) + 1.0(WP_1) \\ &= 1.0(-14.36) + 1.0(12.36) + 1.0(2) + 1.0(12.84) + 1.0(0) \\ &= 12.84 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

同理， $TL_2=8.19 \text{ t/m}^2$ ， $TL_3=3.68 \text{ t/m}^2$ ， $TL_4=-0.97 \text{ t/m}^2$ 。

- d. 沉箱安放後(非越波)

作用於各隔艙牆厚中心點之總載重

$$\begin{aligned} TL_1 &= 1.0(DL_1) + 1.0(BP_1) + 1.0(R) + 1.0(\Delta R_1) + 1.0(WP_1) \\ &= 1.0(-14.36) + 1.0(8.37) + 1.0(5.99) + 1.0(8.85) + 1.0(0.08) \\ &= 8.93 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

同理， $TL_2=5.69 \text{ t/m}^2$ ， $TL_3=2.54 \text{ t/m}^2$ ， $TL_4=-0.71 \text{ t/m}^2$ 。

- e. 底版設計載重最大值，為沉箱安放後(越波)的狀況，此時平版 S1 的均佈載重  $q_u=8.19 \text{ t/m}^2$ ，三角形載重  $q_t=12.84 - 8.19=4.65 \text{ t/m}^2$ 。



## 2. 沉箱側牆設計載重

由 9.2.3.2 節的沉箱側牆載重及表 7.2.6 沉箱式防波堤載重組合表可得

### (1) 終局極限狀態

#### a. 浮游時

浮游時作用於沉箱側牆的外力設計外力為

$$q_l = 1.1 \text{ 靜水壓} = 1.1(5.88) = 6.47 \text{ t/m}^2$$

#### b. 沉箱安放後(常時)

安放後(常時)作用於沉箱側牆的作用合力  $F$  為

$$\begin{aligned} & 1.1 \text{ 內部殘留水壓力} + 1.1 \text{ 內部土壓力} \\ & = 1.1(16.51) + 1.1(12.19) = 31.57 \text{ t/m} \end{aligned}$$

合力作用點距離底部 2.31m，此合力可換算成側牆之均佈載重

$q_u$  及三角形載重  $q_{to}$

$$q_u = 6(2.31)(31.57)/6.1^2 - 2(31.57)/6.1 = 1.41 \text{ t/m}^2$$

$$q_t = 6(31.57)/6.1(1 - 2(2.31)/6.1) = 7.53 \text{ t/m}^2$$

#### c. 沉箱安放後(波力作用)

波谷

作用於沉箱側牆之外力為

$$\begin{aligned} & 1.1 \text{ 內部常時殘留水壓} + 1.1 \text{ 內部土壓} + 1.2 \text{ 內部水壓變動量} \\ & = 1.1(16.51) + 1.1(12.19) + 1.2(2.68) = 34.79 \text{ t/m} \end{aligned}$$

合力作用點距離底部 2.16m，此合力可換算成側牆之均佈載重

$q_u$  及三角形載重  $q_{to}$

$$q_u = 6(2.16)(34.79)/6.1^2 - 2(34.79)/6.1 = 0.71 \text{ t/m}^2$$

$$q_t = 6(34.79)/6.1(1 - 2(2.16)/6.1) = 9.98 \text{ t/m}^2$$

波峰

作用於沉箱側牆之外力為

$$1.3 \text{ 波力} - 0.9 \text{ 內部土壓力}$$

$$=1.3(32.7) - 0.9(12.19)=31.54 \text{ t/m} ,$$

合力作用點距離底部 3.25m, 此合力可換算成側牆之均佈載重  $q_u$  及三角形載重  $q_t$ 。

$$q_u=6(3.25)(31.54)/6.1^2 - 2(31.54)/6.1=6.19 \text{ t/m}^2$$

$$q_t=6(31.54)/6.1(1 - 2(3.25)/6.1)= -2.03 \text{ t/m}^2$$

- d. 側牆設計載重最大值，為沉箱安放後波力作用(波谷)的狀況，此時平版 O1 的均佈載重  $q_u=0.71 \text{ t/m}^2$ ，三角形載重  $q_t=9.98 \text{ t/m}^2$ ，構造物係數  $\gamma_e=1.2$ 。

## (2) 使用極限狀態

- a. 浮游時

$$\text{設計外力為 } 0.5 \text{ 靜水壓}=0.5(5.88)=2.94 \text{ t/m}^2$$

- b. 沉箱安放後(常時)

作用合力  $F=1.0$  內部殘留水壓力 +  $1.0$  內部土壓力

$$=1.0(16.51) + 1.0(12.19)=28.7 \text{ t/m} , \text{ 合力作用點距離底部 } 2.31\text{m} ,$$

此合力可換算成側牆之均佈載重  $q_u$  及三角形載重  $q_t$ 。

$$q_u=6(2.31)(28.7)/6.1^2 - 2(28.7)/6.1=1.28 \text{ t/m}^2$$

$$q_t=6(28.7)/6.1(1 - 2(2.31)/6.1)=6.85 \text{ t/m}^2$$

- c. 沉箱安放後(波力作用)

波谷

作用合力  $F=1.0$  內部常時殘留水壓 +  $1.0$  內部土壓 +  $1.0$

內部水壓變動量

$$=1.0(16.51) + 1.0(12.19) + 1.0(2.68)=31.38 \text{ t/m} ,$$

合力作用點距離底部 2.17m, 此合力可換算成側牆之均佈載重

$q_u$  及三角形載重  $q_t$ 。

$$q_u=6(2.17)(31.38)/6.1^2 - 2(31.38)/6.1=0.69 \text{ t/m}^2$$

$$q_t=6(31.38)/6.1(1 - 2(2.17)/6.1)=8.91 \text{ t/m}^2$$

波峰

- 作用合力  $F=1.0$  波力 -  $1.0$  內部土壓力  
 $=1.0(32.7) - 1.0(12.19)=20.51 \text{ t/m}$  ,  
 合力作用點距離底部  $3.58\text{m}$  ,此合力可換算成側牆之均佈載重  $q_u$  及三角形載重  $q_t$ 。  
 $q_u=6(3.58)(20.51)/6.1^2 - 2(20.51)/6.1=5.12 \text{ t/m}^2$   
 $q_t=6(20.51)/6.1(1 - 2(3.58)/6.1)= -3.51 \text{ t/m}^2$   
 d. 側牆設計載重最大值，為沉箱安放後波力作用(波谷)的狀況，此時平版 O1 的均佈載重  $q_u=0.69 \text{ t/m}^2$ ，三角形載重  $q_t=8.91 \text{ t/m}^2$ 。

### 3. 沉箱隔牆設計載重

由 9.2.3.3 節的沉箱隔牆載重及表 7.2.6 沉箱式防波堤載重組合表可得

#### (1) 終局極限狀態

##### a. 安放時

取設計外力  $q_t=1.1$  隔牆靜水壓差 $=1.1(1.5)=1.65 \text{ t/m}^2$ 。

##### b. 安放後隔牆與側牆之拔出

設計載重取沉箱安放後內部土壓力及內部殘留水壓力，故隔牆與側牆之拔出設計載重 $=(1.1 \text{ 內部土壓力} + 1.1 \text{ 內部殘留水壓力}) \times (\text{隔牆淨距})=(1.1 \times 2.74 + 1.1 \times 3.94)3.88=28.50 \text{ t/m}$ 。

##### c. 隔牆與底版之拔出

底版隔艙牆厚中心點之載重最大負值為沉箱安放後(非越波)， $TL_4$  是 $-2.97 \text{ t/m}^2$ ，隔牆與底版之拔出設計載重 $=(\text{底版隔艙牆厚中心點的設計載重}) \times (\text{隔牆長度})=2.97(4.21)=12.51 \text{ t/m}$ 。

##### d. 隔牆設計載重最大值，為沉箱安放時的狀況，此時平版 O3 的均佈載重 $q_u=1.65 \text{ t/m}^2$ ，構造物係數 $\gamma_e=1.2$ 。

#### (2) 使用極限狀態

a. 安放時

取設計外力=0.5 隔牆靜水壓差=0.5(1.5)=0.75 t/m<sup>2</sup>。

b. 隔牆設計載重最大值，為沉箱安放時的狀況，此時平版 O3 的均佈載重  $q_u=0.75 \text{ t/m}^2$ 。

同前所述的方法，由設計載重及經斷面力計算，可分別求得側牆、隔牆、底版之彎矩及剪力設計載重，整理如表 9.2.9 所示。

**表 9.2.9 平版的設計載重及斷面力(建議設計規範)**

	側牆	隔牆	底版
. 終局極限狀態			
均佈載重 $q_u(\text{t/m}^2)$	0.71	1.65	9.82
三角形載重 $q_t(\text{t/m}^2)$	9.98	0	5.58
彎矩設計載重(t-m/m)	9.23	2.46	11.44
剪力設計載重(t/m)	14.0	3	16.83
. 使用極限狀態			
均佈載重 $q_u(\text{t/m}^2)$	0.69	0.75	8.19
三角形載重 $q_t(\text{t/m}^2)$	8.91	0	4.65
彎矩設計載重(t-m/m)	8.12	1.12	9.16
剪力設計載重(t/m)	12.63	1.38	13.31

#### 4. 版的配筋與檢核

終局極限狀態檢討時，構件係數  $\gamma_b$  在彎矩及軸向力作用時取  $\gamma_b=1.15$ ，剪力作用時混凝土取  $\gamma_b=1.3$ ，另外隔牆結構採用單筋設計和滑動模板施工時  $\gamma_b=1.4$ ，剪力筋取  $\gamma_b=1.15$ 。而構造物係數  $\gamma_e$  在波力作用  $\gamma_e=1.3$ ，其它取  $\gamma_e=1.2$ 。材料係數分鋼筋材料係數  $\gamma_{ms}=1.0$  及混凝土材料係數  $\gamma_{mc}=1.3$ 。

##### (1) 側牆配筋與檢核

由表9.2.9知終局極限狀態的彎矩及剪力設計載重為  $M_u=9.23 \text{ t-m/m}$ ， $V_u=14.0 \text{ t/m}$ ，此時  $\gamma_e=1.2$ 。

a. 撓曲鋼筋量

$$m_d = f_{yd} / 0.85 f'_{cd} = 2800 / 0.85 (280 / 1.3) = 15.29$$

$$M_u = 9.23 \text{ t-m/m} = 9.23 (10)^5 \text{ kg-cm/m}$$

$$R_n = M_u \times \gamma_b \times \gamma_e / (b \times d^2) = 9.23 (10)^5 \times 1.15 \times 1.2 / (100 \times 35^2) = 10.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m_d} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m_d R_n}{f_{yd}}} \right) = \frac{1}{15.29} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.29 \times 10.40}{2800}} \right) = 3.83 (10)^{-3}$$

$$\text{需要鋼筋量 } A_s = \rho b d = 3.83 (10)^{-3} \times 100 \times 35 = 13.41 \text{ cm}^2/\text{m},$$

$$\text{採\#4 號鋼筋@9 cm, 提供 } A_s = 14.11 \text{ cm}^2/\text{m}, \quad = 4.03 (10)^{-3}$$

b. 終局極限狀態檢核

. 彎矩檢核

$$\text{由 } A_s = 14.11 \text{ cm}^2, \text{ 求出彎矩設計強度 } \frac{1}{\gamma_b \gamma_e} M_n,$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{\gamma_b \gamma_e} M_n &= \frac{1}{\gamma_b \gamma_e} \rho f_{yd} \left( 1 - \frac{1}{2} \rho m_d \right) b d^2 \\ &= \frac{1}{1.15 \times 1.2} 4.03 \times 10^{-3} \times 2800 \left( 1 - \frac{1}{2} \times 4.03 \times 10^{-3} \times 15.29 \right) 100 \times 35^2 \\ &= 9.71 (10)^5 \text{ kg-cm/m} = 9.71 \text{ t-m/m} > 9.23 \text{ t-m/m}, \text{ 安全。} \end{aligned}$$

. 剪力檢核

$$\text{混凝土壓縮強度之設計用值 } f'_{cd},$$

$$f'_{cd} = 280 / 1.3 = 215.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{混凝土剪力強度 } f_{vcd} &= 0.2 \times (f'_{cd})^{1/3} \text{ N/mm}^2 = 0.94 (f'_{cd})^{1/3} \text{ kg/cm}^2 \\ &= 0.94 \times (215.38)^{1/3} = 5.63 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{剪應力之有效高度的相關係數 } \beta_d = (100/d)^{1/4} = (100/35)^{1/4} = 1.3$$

$$\text{剪應力之軸向鋼筋比相關係數 } \beta_p,$$

$$\beta_p = (100 \rho)^{1/3} = [100 (4.03 \times 10^{-3})]^{1/3} = 0.74$$

$$\text{因無軸力作用, 所以剪應力之軸向比相關係數 } \beta_n = 1$$

$$\begin{aligned} V_{cd} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_b \\ &= 1.3 (0.74) (1) (5.63) (100) (35) / 1.3 \\ &= 14.6 (10)^3 \text{ kg/m} = 14.6 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\text{剪應力的設計用值 } V_{yd},$$

$V_{yd}=(V_{cd} + V_{sd})/\gamma_e=(14.6 + 0)/1.2=12.2 \text{ t/m} < 14.0 \text{ t/m}$  , 檢核不安全 , 採用提高混凝土的抗壓強度  $f'_c$  為  $420 \text{ kg/cm}^2$  , 則

$$f'_{cd}=420/1.3=323.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{混凝土剪力強度 } f_{vcd} &= 0.2 \times (f'_{cd})^{1/3} \text{ N/mm}^2 = 0.94 (f'_{cd})^{1/3} \text{ kg/cm}^2 \\ &= 0.94 \times (323.1)^{1/3} = 6.45 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{剪應力之有效高度的相關係數 } \beta_d = (100/d)^{1/4} = (100/35)^{1/4} = 1.3$$

剪應力之軸向鋼筋比相關係數  $\beta_p$  ,

$$\beta_p = (100 \rho)^{1/3} = [100(4.03 \times 10^{-3})]^{1/3} = 0.74$$

因無軸力作用 , 所以剪應力之軸向比相關係數  $\beta_n = 1$

$$\begin{aligned} V_{cd} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_b \\ &= 1.3(0.74)(1)(6.45)(100)(35)/1.3 \\ &= 16.9(10)^3 \text{ kg/m} = 16.9 \text{ t/m} \end{aligned}$$

剪應力的設計用值  $V_{yd}$  ,

$$V_{yd}=(V_{cd} + V_{sd})/\gamma_e=(16.9 + 0)/1.2=14.08 \text{ t/m} > 14.0 \text{ t/m} , \text{ 安全。}$$

#### c. 使用極限狀態檢核

由表 9.2.9 知使用極限狀態的彎矩及剪力設計載重為  $M_s=8.12 \text{ t-m}$  ,  $V_s=12.63 \text{ t/m}$ 。

##### . 彎矩裂縫檢核

$$n=8.16$$

$$\begin{aligned} k &= \sqrt{[2n\rho + (n\rho)^2]} - n\rho \\ &= \sqrt{[2 \times 8.16 \times 4.03 \times 10^{-3} + (8.16 \times 4.03 \times 10^{-3})^2]} - 8.16 \times 4.03 \times 10^{-3} \\ &= 0.226 \end{aligned}$$

$$j=1 - k/3=1 - 0.226/3=0.925$$

$$M_s=8.12 \text{ t-m/m}=8.12(10)^5 \text{ kg-cm/m}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{se} &= M_s / (A_s \times j \times d) \\ &= 8.12(10)^5 / (14.11 \times 0.925 \times 35) = 1.78(10)^3 \text{ kg/cm}^2 , \end{aligned}$$

$$k_1=1 , c=10 \text{ cm} , C=9 \text{ cm} , \Phi=1.27 \text{ cm} , \quad =0 ,$$

$$\begin{aligned} w &= k_1 [4 \times c + 0.7(C - \Phi)] \times (\sigma_{se} / E_s + \quad) \\ &= 1 [4 \times 10 + 0.7(9 - 1.27)] \times (1.78(10)^3 / 2.04(10)^6 + 0) \end{aligned}$$

$$=0.038 \text{ cm}$$

$$w_{\text{lim}}=0.004c=0.04 \text{ cm} > 0.038 \text{ cm} , \text{ 安全。}$$

### ．剪力裂縫檢核

$$f'_{cd}=280/1.0=280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{vcd}=0.94 \times (f'_{cd})^{1/3}=0.94 \times (280)^{1/3}=6.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_d=(100/d)^{1/4}=(100/35)^{1/4}=1.3$$

$$\beta_p=(100 \rho)^{1/3}=[100(4.03 \times 10^{-3})]^{1/3}=0.74$$

$$\beta_n=1$$

$$V_{cd}=\beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_b$$

$$=1.3(0.74)(1)(6.15)(100)(35)/1.0$$

$$=20.7(10)^3 \text{ kg/m}=20.7 \text{ t/m}$$

$$0.7V_{cd}=0.7(20.7)=14.5 \text{ t/m} > 12.63 \text{ t/m} , \text{ 安全。}$$

## (2) 隔牆配筋與檢核

由表9.2.9知終局極限狀態的彎矩及剪力設計載重為 $M_u$   
 $=2.46 \text{ t-m/m}$  ,  $V_u=3 \text{ t/m}$  , 此時  $\epsilon=1.2$ 。

### a. 撓曲鋼筋量

$$m_d=f_{yd}/0.85f'_{cd}=2800/0.85(280/1.3)=15.29$$

$$M_u=2.46 \text{ t-m/m}=2.46(10)^5 \text{ kg-cm/m}$$

$$R_n=M_u \times \gamma_b \times \gamma_e / (b \times d^2)=2.46(10)^5 \times 1.4 \times 1.2 / (100 \times 15^2)=18.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m_d} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m_d R_n}{f_{yd}}} \right) = \frac{1}{15.29} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.29 \times 18.37}{2800}} \right) = 6.93(10)^{-3}$$

$$\text{鋼筋量 } A_s = \rho b d = 6.93(10)^{-3} \times 100 \times 15 = 10.40 \text{ cm}^2/\text{m} ,$$

$$\text{採\#4 號鋼筋@12 cm} , \text{ 提供 } A_s=10.58 \text{ cm}^2/\text{m} , \quad =7.05(10)^{-3}$$

### b. 終局極限狀態檢核

#### ．彎矩檢核

$$\text{由 } A_s=10.58 \text{ cm}^2 , \text{ 求出彎矩設計強度 } \frac{1}{\gamma_b \gamma_e} M_n ,$$

$$\begin{aligned}\frac{1}{\gamma_b \gamma_e} M_n &= \frac{1}{\gamma_b \gamma_e} \rho f_{yd} \left( 1 - \frac{1}{2} \rho m_d \right) b d^2 \\ &= \frac{1}{1.4 \times 1.2} 7.05 \times 10^{-3} \times 2800 \left( 1 - \frac{1}{2} \times 7.05 \times 10^{-3} \times 15.29 \right) 100 \times 15^2 \\ &= 2.50(10)^5 \text{ kg-cm/m} = 2.50 \text{ t-m/m} > 2.46 \text{ t-m/m} , \text{ 安全。}\end{aligned}$$

．剪力檢核

$$\begin{aligned}f_{vcd} &= 0.94 \times (f'_{cd})^{1/3} = 0.94 \times (215.38)^{1/3} = 5.63 \text{ kg/cm}^2 \\ \beta_d &= (100/d)^{1/4} = (100/15)^{1/4} = 1.61 > 1.5 , \text{ 取 } \beta_d = 1.5 \\ \beta_p &= (100 \rho)^{1/3} = [100(7.05 \times 10^{-3})]^{1/3} = 0.89 \\ \beta_n &= 1 \\ V_{cd} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_b \\ &= 1.5(0.89)(1)(5.63)(100)(15)/1.3 \\ &= 8.67(10)^3 \text{ kg/m} = 8.67 \text{ t/m} \\ V_{yd} &= (V_{cd} + V_{sd})/\gamma_e = (8.67 + 0)/1.2 = 7.23 \text{ t/m} > 3 \text{ t/m} , \text{ 安全}\end{aligned}$$

c. 使用極限狀態檢核

由表 9.2.9 知使用極限狀態的彎矩及剪力設計載重為  
 $M_s = 1.12 \text{ t-m}$  ,  $V_s = 1.38 \text{ t/m}$ 。

．彎矩裂縫檢核

$$\begin{aligned}c &= 5 \text{ cm} , C = 12 \text{ cm} , \Phi = 1.27 \text{ cm} , M_s = 1.12 \text{ t-m} , \sigma_{se} = 0.78(10)^3 \\ &\text{ kg/cm}^2 , k = 0.287 , j = 0.904 , \quad = 0 , w = 0.011 \text{ cm} \\ w_{lim} &= 0.004 c = 0.02 \text{ cm} > 0.011 \text{ cm} , \text{ 安全。}\end{aligned}$$

．剪力裂縫檢核

$$\begin{aligned}f_{vcd} &= 0.94 \times (f'_{cd})^{1/3} = 0.94 \times (280)^{1/3} = 6.15 \text{ kg/cm}^2 \\ \beta_d &= (100/d)^{1/4} = (100/15)^{1/4} = 1.61 > 1.5 , \text{ 取 } \beta_d = 1.5 \\ \beta_p &= (100 \rho)^{1/3} = [100(7.05 \times 10^{-3})]^{1/3} = 0.89 \\ \beta_n &= 1 \\ V_{cd} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_b \\ &= 1.5(0.89)(1)(6.15)(100)(15)/1.0\end{aligned}$$



$$=12.3(10)^3 \text{ kg/m}=12.3 \text{ t/m}$$

$$0.7V_{cd}=0.7(12.3)=8.61 \text{ t/m} > 1.38 \text{ t/m} , \text{ 安全。}$$

### (3) 底版配筋與檢核

由表9.2.9知終局極限狀態的彎矩及剪力設計載重為 $M_u$   
 $=11.44 \text{ t-m/m}$  ,  $V_u=16.83 \text{ t/m}$  , 此時  $\epsilon=1.3$ 。

#### a. 撓曲鋼筋量

$$m_d=f_{yd}/0.85f'_{cd}=2800/0.85(280/1.3)=15.29$$

$$M_u=11.44 \text{ t-m/m}=11.44(10)^5 \text{ kg-cm/m}$$

$$R_n=M_u \times \gamma_b \times \gamma_e / (b \times d^2) = 11.44(10)^5 \times 1.15 \times 1.3 / (100 \times 45^2) = 8.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m_d} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m_d R_n}{f_{yd}}} \right) = \frac{1}{15.29} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.29 \times 8.45}{2800}} \right) = 3.09(10)^{-3}$$

$$\text{鋼筋量 } A_s = \rho b d = 3.09(10)^{-3} \times 100 \times 45 = 13.91 \text{ cm}^2/\text{m} ,$$

$$\text{採\#4 號鋼筋@8 cm , 提供 } A_s = 15.875 \text{ cm}^2/\text{m} , \quad = 3.53(10)^{-3}$$

#### b. 終局極限狀態檢核

##### . 彎矩檢核

由  $A_s=15.875 \text{ cm}^2$  , 求出彎矩設計強度  $\frac{1}{\gamma_b \gamma_e} M_n$  ,

$$\frac{1}{\gamma_b \gamma_e} M_n = \frac{1}{\gamma_b \gamma_e} \rho f_{yd} \left( 1 - \frac{1}{2} \rho m_d \right) b d^2$$

$$= \frac{1}{1.15 \times 1.3} 3.53 \times 10^{-3} \times 2800 \left( 1 - \frac{1}{2} \times 3.53 \times 10^{-3} \times 15.29 \right) 100 \times 45^2$$

$$= 13.1(10)^5 \text{ kg-cm/m} = 13.1 \text{ t-m/m} > 11.44 \text{ t-m/m} , \text{ 安全。}$$

##### . 剪力檢核

$$f_{vcd} = 0.94 \times (f'_{cd})^{1/3} = 0.94 \times (215.38)^{1/3} = 5.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_d = (100/d)^{1/4} = (100/45)^{1/4} = 1.221$$

$$\beta_p = (100 \rho)^{1/3} = [100(3.53 \times 10^{-3})]^{1/3} = 0.74$$

$$\beta_n = 1$$

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_b$$

$$=1.221(0.74)(1)(5.63)(100)(45)/1.3$$

$$=17.6(10)^3 \text{ kg/m}=17.6 \text{ t/m}$$

$V_{yd}=(V_{cd} + V_{sd})/\gamma_e=(17.6 + 0)/1.3=13.5 \text{ t/m} < 16.83 \text{ t/m}$  , 檢核不安全 , 現提高混凝土的抗壓強度  $f'_c$  為  $420 \text{ kg/cm}^2$  , 則

$$f'_{cd}=420/1.3=323.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{vcd}=0.94 \times (f'_{cd})^{1/3}=0.94 \times (323.1)^{1/3}=6.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_d=(100/d)^{1/4}=(100/45)^{1/4}=1.221$$

$$\beta_p=(100 \rho)^{1/3}=[100(3.53 \times 10^{-3})]^{1/3}=0.74$$

$$\beta_n=1$$

$$V_{cd}=\beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_b$$

$$=1.221(0.74)(1)(6.45)(100)(45)/1.3$$

$$=22.05(10)^3 \text{ kg/m}=22.05 \text{ t/m}$$

$V_{yd}=(V_{cd} + V_{sd})/\gamma_e=(22.05 + 0)/1.3=16.96 \text{ t/m} > 16.83 \text{ t/m}$  , 安全。

#### c. 使用極限狀態檢核

由表 9.2.9 知使用極限狀態的彎矩及剪力設計載重為

$$M_s=9.16 \text{ t-m} , V_s=13.31 \text{ t/m}。$$

##### . 彎矩裂縫檢核

$$c=10 \text{ cm} , C =8 \text{ cm} , \Phi=1.27 \text{ cm} , M_s=9.16 \text{ t-m} , \sigma_{se}=1.37(10)^3$$

$$\text{kg/cm}^2 , k=0.213 , j=0.930 , \quad =0 , w=0.029 \text{ cm}$$

$$w_{lim} =0.003 c =0.03 \text{ cm} > 0.029 \text{ cm} , \text{安全。}$$

##### . 剪力裂縫檢核

$$f_{vcd}=0.94 \times (f'_{cd})^{1/3}=0.94 \times (280)^{1/3}=6.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_d=(100/d)^{1/4}=(100/45)^{1/4}=1.221$$

$$\beta_p=(100 \rho)^{1/3}=[100(3.53 \times 10^{-3})]^{1/3}=0.74$$

$$\beta_n=1$$

$$V_{cd}=\beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_b$$

$$=1.221(0.74)(1)(6.15)(100)(45)/1.0$$

$$=25.0(10)^3 \text{ kg/m}=25.0 \text{ t/m}$$

$$0.7V_{cd}=0.7(25.0)=17.5 \text{ t/m} > 13.31 \text{ t/m} , \text{安全。}$$

最後 , 將建議的設計規範對側牆、隔牆及底版的撓曲鋼筋量整理

成表 9.2.10。

**表 9.2.10 平版的配筋(建議設計規範)**

	側牆	隔牆	底版
撓曲鋼筋量( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	13.40	10.40	13.91
配筋	#4@9cm	#4@12cm	#4@8cm

## 第十章 結論與建議

### 10.1 結論

雖然本計畫經由我國與日本規範相關係數的比較及召開二次專家學者諮詢會議，研訂出適用我國的強度設計法相關係數，然而本計畫之相關係數非以國內港灣構造物相關統計資料經由可靠度分析研訂而來，所以欲貿然全盤實際應用在我國港灣 R.C.構造物之設計上，還需多方審慎驗證。未來還是需經由相關統計資料之調查與蒐集，經由可靠度理論來研訂出符合國內港灣構造物強度設計法的相關係數。

港灣工程的結構設計涵蓋範圍廣大，相關專業包括海工、結構、大地、地震及材料等領域，彼此之間亦諸多關連聯，規範訂定之前宜先行由不同領域之學者、專家分別組成研究小組研擬，大家戮力激盪，共同研訂適合本國國情之強度設計法，彙總各方意見審議後，最後再由公部門頒布實施。所以規範訂定須有配套嚴謹程序，必須透過產、官、學界之水平分工、垂直整合，達到理論與實際並重，才能發揮規範之終極目標。

### 10.2 建議

強度設計法的安全檢核格式，可分成標稱強度、標稱載重及安全度係數（載重係數、強度折減係數）等三個部份。由於國內港灣構造物現行規範有關各種標稱載重的規定，其所採用的公式及相關係數，大都是參考日本港灣協會於民國七十八年發行之港灣設施技術上之基準與解說，加以訂定。因此為了配合國內港灣構造物設計的連貫性，避免規範的大幅度修訂，本計畫建議將來增修國內港灣構造物強度設計法，以日本港灣協會於民國八十八年發行之港灣設施技術上之基準與解說[3]為藍本，進行部份修訂，較為適宜。為了配合國內港灣實際狀況，本計畫建議今後應繼續研究之課題，如下：

## 1. 強度設計法相關係數的研究

由可靠度理論可知，強度設計法的載重係數及強度折減係數等安全係數的決定，與結構型式、載重及構件強度的機率分佈有關，所以本計畫建議將來對國內港灣構造物的載重及構件強度等相關資料進行調查及統計，由此建立各種載重及構件強度的機率分佈，並確定各種破壞型式的安全性指標，最後以可靠度理論的方法，對規範的安全係數做一合理修訂。

至於載重的調查，可分為永久載重、變動載重及偶發載重等三類，而調查的時期，可分為施工期間及使用期間二個階段。其中永久載重是指變異性小的載重，例如持續作用的載重、結構物或是構材的自重、靜水壓、內部水壓、殘留水壓及內部土壓等，因此可於每個結構完工後進行二至三次的調查即可。而變動載重，其變動頻繁或是連續的發生、其變異性較大而不能忽視，例如活載重、波力、揚壓力等，此種載重可分為長時期作用和偶發作用，其中長時期作用，可於某固定期間測量其載重大小建立其機率分佈，而偶發作用則是同偶發載重調查方式相同。偶發載重，在使用期間內作用的機率很小，但作用時影響卻很重大，此類載重有地震載重、船舶衝擊力、船舶牽引力、揚壓力（作用在碼頭上層的情況）、風力、衝擊載重等，此種載重主要是建立其超越某一特定值的極限機率分佈，和平均每年作用次數，經由迴歸期分析其使用年限內的超越機率。已完工的結構物經由實驗室的構件強度及理論設計強度的比較統計，可建立桿件強度的機率分佈。考量國內港灣構造物的研究人力，本計畫建議應以對結構物影響較大的載重作為主要調查統計對象，如地震力、波浪力等偶發載重，進而建立其機率分佈，以便提供爾後港灣構造物強度設計法之研究參考。

## 2. 港灣構造物耐震設計的探討

基於台灣 921 大地震的特性，國內建築物及橋樑結構在最近修訂的耐震設計規範中[34,35]，(預定民國九十二年實施)，特別考量強地動特性、微震區之劃分、近斷層特性及構造物之耐震性能等因素。

由於港灣構造物攸關國家經濟及民生需求，因此有必要配合國內最新的耐震規範，檢討現行港灣構造物耐震設計的規定。

國外最新的耐震規範已開始具體融入結構物的耐震功能評析及設計，即所謂的功能性耐震設計[35,36]。此設計方法的主要目標，在於分析各種等級（迴歸期）的地震作用下結構物的反應（包含非線性行為），及確定其對應的容許限制值（如變形、應力、應變、損傷程度）。藉此評估結構物的功能是否滿足使用上的需求。功能性耐震設計法已成為最近耐震設計方法的主要研究課題，其最大的挑戰仍在於如何發展出簡單、有效、可配合不同結構功能目標的分析與設計方法，其中非線性靜力分析是較常採用的方法，此方法最主要的特點在於避免非線性動力歷時分析所需冗長費時的計算。目前此方法在耐震功能評析法的發展主要有三大方向：

- (1) 由 ATC-40[ATC,1996]所提出的容量震譜法，其利用非線性靜力側推分析求結構的容量曲線，繪製在以加速度 - 位移為格式的地震需求彈性反應譜上，利用等效阻尼及等效勁度的方式，將地震產生的非線性需求轉換成等效彈性反應譜，反覆迭代求取結構容量曲線與地震反應譜的交點，直至收斂為止。
- (2) FEMA-273[BSSC,1977]所提出的位移係數法，利用數個位移係數代表結構反應特性及地震需求，以求出目標位移，然後利用靜力側推分析將結構側推至目標位移，用該狀態來代表結構在某一地震下的反應。
- (3) 利用地震彈性反應譜配合韌性折減或等效阻尼來模擬地震之非線性需求，然後求取結構系統在不同振態下的地震反應，利用振態疊加的觀念求出結構在某一地震下的反應。

未來耐震規範勢必引入功能性設計概念，因此國內港灣構造物將來配合功能性耐震設計，應探討如何訂定各種等級（迴歸期）的地震及其對應的結構物容許限制值的相關規定，如此可經由非線性靜力分析方法，評估結構物的功能是否滿足使用上的需求。

### 3. 地震時動水壓的探討

由國內港灣工程已趨向大水深發展[33],此時沈箱式防波堤受地震作用的影響,也相對的受到重視[37,38],由於國內及日本規範對於沈箱式防波堤結構並無地震力的相關規定,因此因應將來發展,實有必要探討地震時海水動水壓對沈箱式防波堤的作用,以作為未來規範訂定的依據。

## 參考文獻

- [1] 林裕淵，「功能設計—消能減震結構之位移設計法」，2000，國立台灣大學博士論文。
- [2] 許茂雄、鄭繁，「台灣建築耐震設計規範之演進與展望」，由阪神地震探討台灣地區建築結構耐震設計，台灣營建研究院，民國85年9月。
- [3] 日本港灣協會，「港灣 施設 技術上 基準同解説」，1999, 4
- [4] 交通部，「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」，1997, 7
- [5] 日本港灣協會，「灣構造物設計基準」，1967 年
- [6] 台灣省政府交通處，「港灣構造物設計標準」，1980, 7
- [7] 日本港灣協會，「港灣 施設 技術上 基準同解説」，1989, 6
- [8] 李位育，「結構耐震設計概論」，文笙書局，2000, 8
- [9] A.H. Nilson, G. Winter. "Design of concrete structures" New York, McGraw-Hill, 1986.
- [10] 陳宏謀，"鋼筋混凝土觀念分析"，標竿出版社，1993。
- [11] Hans Straub. "A History of Civil Engineering", Cambridge, Massachusettes, M.I.T. Press, 1964.
- [12] C.K. Wang, C.G. Salmon, "Reinforced concrete design", New York, T. Crowell, 1979.
- [13] 陳文雄，"結構混凝土—力學行為與設計"，文京圖書有限公司，1999。
- [14] 中國土木水利工程學會，"混凝土工程設計規範與解說"，科技圖書股份有限公司，1998。
- [15] 財團法人 沿岸開發技術研究 ，"港灣構造物設計事例集(上)(下)"，平成 11 年 4 月。
- [16] 長尾 毅，"棧橋上部工 荷役機械荷重考慮 疲勞限界狀態設計"，港灣技術研究所報告，第 33 卷第 4 號，1994 年 12 月。



- [17] 長尾 毅、橫田 弘、竹地晃一郎、川崎 進、大久保昇，"限界狀態設計法 鐵筋 港灣構造物 適用相關 研究"，港灣技術研究所報告第 37 卷第 2 號，1998 年 6 月。
- [18] Piers and Wharfs, "US Navy Military Handbook 1025/1", 1987 年 10 月 30 日(美國海軍規範)。
- [19] S.N. Andrzej, and R.C. Kevin, "Reliability of Structures", McGraw-Hill, 2000.
- [20] H-S.A. Alfredo,H.T. Wilson, "Probability concepts in engineering planning and design.", New York,Wiley, 1984.
- [21] 星谷勝、石井清，"構造物 信賴性設計法"，鹿島出版會，1997 年 5 月 30 日。
- [22] 蔡益超，"可靠度為基準之結構設計—載重及強度折減係數設計法"，結構工程期刊第 3 卷第 3 期，民國 77 年 7 月。
- [23] 陳麒任，"可靠度為基礎之載重因子與強度折減係數研究"，國立台灣科技大學營建工程學系碩士學位論文，民國 88 年 7 月 16 日。
- [24] C.J. Turkstra, "Theory of Structural Design Decisions. Sloid Mechanics Study No.2", University of Waterloo,Waterloo,Canada, 1972.
- [25] 交通部，"港灣構造物設計基準—防波堤設計基準及解說"，幼獅出版社，1995 年 12 月。
- [26] 吳建國、黃然，"混凝土橋樑鹽份腐蝕問題之研究"，交通部台灣區國道新建工程局，民國 82 年 9 月。
- [27] 吳建國、黃然，"混凝土橋樑鹽份腐蝕問題之研究(二)"，交通部台灣區國道新建工程局，民國 83 年 12 月。
- [28] 吳建國、黃然，"混凝土橋樑鹽份腐蝕問題之研究(三)"，交通部台灣區國道新建工程局，民國 85 年 1 月。
- [29] 洪宏基、詹穎雯、張荻薇，"橋梁腐蝕防治技術手冊"，交通部科技顧問室，民國 88 年 8 月。

- [30] 洪宏基、詹穎雯、張荻薇，"橋梁腐蝕防治技術導則(草案)"，交通部科技顧問室，民國 88 年 8 月。
- [31] 台灣省政府交通處港灣技術研究所，"港灣及海岸結構物設計基準"，港灣技術研究所，1997 年 1 月。
- [32] 中華民國結構工程學會，"鋼結構設計手冊(容許應力法 CSSE 86-05A)"，科技圖書，1999 年 4 月。
- [33] 王慶福，"沈箱配筋設計之研究"，台灣省政府交通處港灣技術研究所，1990 年 1 月。
- [34] 羅俊雄、廖文義、鄧崇任、簡文郁、柴駿甫、李一聖、張順益、萬絢、李政寬，"公路橋梁耐震設計規範修訂草案之研究"，交通部，民國 90 年 11 月。
- [35] 蔡克銓、羅俊雄、葉超雄、蘇晴茂，"建築物耐震規範示範例之研擬及規範條文之研修"，內政部建築研究所，民國 91 年 1 月。
- [36] 賴瑞應、王慶福、曾文傑，"碼頭結構物耐震設計之研究"，交通部運輸研究所，2001 年 12 月。
- [37] 陳正興、黃國祥、邱永芳，"蘇澳港防波堤改善工程規劃—第九子計畫—蘇澳港地震災害調查與初步分析"，交通部港灣技術研究所，1997。
- [38] 馬肇南，"沉箱式防波堤受振動時之波動特性研究"，國立台灣海洋大學河海工程學系碩士學位論文，民國 91 年 6 月。
- [39] 湯麟武，"港灣及海域工程"，中國土木水利工程學會，1996。
- [40] 郭金棟，"海岸工程"，中國土木水利工程學會，1995。

## 附錄 A 沉箱式防波堤外力計算及穩定分析

附錄 A 是摘錄 9.2 節中有關於沉箱式防波堤外力計算及穩定分析的詳細計算過程，其分為外力計算及穩定分析二部份[15,31,39,40]，現說明如下：

### 1. 外力計算

沉箱式防波堤在穩定分析時，須先求得波力、自重及浮力等各種外力作用，說明如下：

#### (1) 波力計算

依港灣及海岸結構物設計基準[31]求得設計波高，由此設計波高求取作用於沉箱直立壁之重複波力及碎波波力，最後再求得波浪作用於沉箱結構之合力及合力矩。等值深海波高  $H_0' = 4.14$  m，設計波浪週期  $T = 8.67$  sec，堤前水深  $h = 9.63$  m，海底坡度  $\tan\theta = 0.02$ ，水深  $h$  處之設計計算所使用之波長  $L = 77$  m。由設計波浪週期  $T$  可推算出深海波波長  $L_0$ ，如下所示：

$$L_0 = 1.56 \times T^2 = 1.56(8.67)^2 = 117.26 \text{ m}$$

依港灣及海岸結構物設計基準第二篇(4-5-6)破碎波理論模式，其示性波高  $H_{1/3}$  可由下式求得

$$H_{1/3} = \begin{cases} K_S H_0' & (h/L_0 \geq 0.2) \\ \min\{(\beta_0 H_0' + \beta_1 h), \beta_{\max} H_0', K_S H_0'\} & (h/L_0 < 0.2) \end{cases}$$

上式中：

$$K_S = \{\tanh(2\pi h/L)[1 + (4\pi h/L)/\sinh(4\pi h/L)]\}^{-0.5} = 0.95$$

$$\beta_0 = 0.028(H_0'/L_0)^{-0.38} \exp[20(\tan\theta)^{1.5}] = 0.11$$

$$\beta_1 = 0.52 \exp[4.2 \tan\theta] = 0.57$$

$$\beta_{\max} = \max\{0.92, 0.32(H_0'/L_0)^{-0.29} \exp[2.4 \tan\theta]\} = 0.92$$

因為  $h/L_0 = 0.08 < 0.2$ ，所以可得示性波高  $H_{1/3}$

$$H_{1/3} = \min\{(\beta_0 H_0' + \beta_1 h), \beta_{\max} H_0', K_S H_0'\} = 3.81 \text{ m}$$

如同上所述，港灣及海岸結構物設計基準第二篇(4-5-6)最大波高  $H_{\max}$  可由下式求得

$$H_{\max} = \begin{cases} 1.8K_s H_0' & (h/L_0 \geq 0.2) \\ \min\{(\beta_0^* H_0' + \beta_1^* h_b), \beta_{\max}^* H_0', 1.8K_s H_0'\} & (h/L_0 < 0.2) \end{cases}$$

在計算最大波高時，因受碎波之影響，故此時  $h_b$  為堤前方海側 5 倍示性波高距離處之水深，上式中

$$h_b = h + 5H_{1/3} \tan \theta = 9.63 + 5(3.81)(0.02) = 10.01 \text{ m}$$

$$\beta_0^* = 0.052(H_0'/L_0)^{-0.38} \exp[20(\tan \theta)^{1.5}] = 0.20$$

$$\beta_1^* = 0.63 \exp[3.8 \tan \theta] = 0.68$$

$$\beta_{\max}^* = \max\{1.65, 0.53(H_0'/L_0)^{-0.29} \exp[2.4 \tan \theta]\} = 1.65$$

因為  $h/L_0 = 0.082 < 0.2$ ，所以最大波高  $H_{\max}$  為

$$H_{\max} = \min\{(\beta_0^* H_0' + \beta_1^* h_b), \beta_{\max}^* H_0', 1.8K_s H_0'\} = 6.83 \text{ m}$$

由上述求得的設計波高，依港灣及海岸結構物設計基準第二篇(5-2-2)作用於直立壁之重覆及碎波波力的規定，可求得波浪作用於沉箱結構的波壓強度，現將其分成前面波壓及揚壓力二部份，說明如下：

#### a. 波峰作用時前面波壓

考慮直立壁底面至頂端為止之波壓分佈如圖 A-1 所示，其在靜水面之波壓為最大值  $P_1$ ，水底下波壓為  $P_2$  之直線分佈。

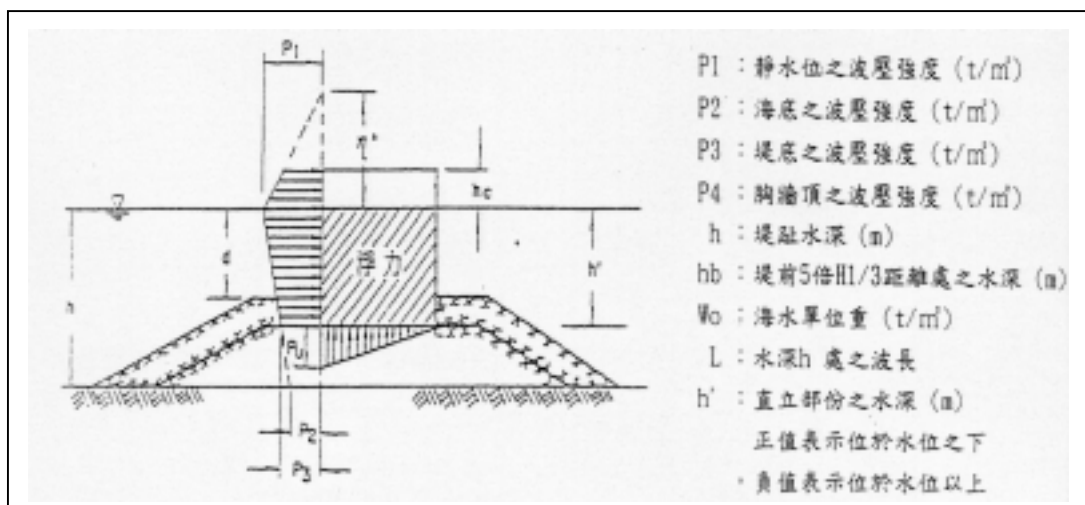


圖 A.1 波壓力分佈圖

在此算例之設計條件中取  $\beta = 30^\circ$  度， $\eta^*$  為靜水面上波壓強度為 0 之高度，由港灣及海岸結構物設計基準可求得

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos\beta)H_{\max} = 9.56 \text{ m}。$$

直立堤底部到靜水面之水深  $h' = 8.13 \text{ m}$ ，護基方塊上之水深  $d = 6.63 \text{ m}$ ， $h_b = 10.01 \text{ m}$ ， $h = 9.63 \text{ m}$ ， $L = 77 \text{ m}$ 。將上述已知值代入港灣及海岸結構物設計基準可得波壓係數  $\alpha_1$ ， $\alpha_2$ ， $\alpha_3$ ，計算如下：

$$\alpha_1 = 0.6 + 1/2 \left( \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right)^2 = 0.83$$

$$\alpha_2 = \min \left[ \frac{h_b - d}{3h_b} \left( \frac{H_{\max}}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_{\max}} \right] = 0.12$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[ 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right] = 0.79$$

另外由基本設計條件中，堤頂出水高  $h_c = 3.87 \text{ m}$ ，海水單位重  $W_0 = 1.03 \text{ t/m}^3$ ，及之前所算出之最大波高  $H_{\max} = 6.83 \text{ m}$ ，波壓係數，代入港灣及海岸結構物設計基準，可得波壓強度  $P_1$ 、 $P_2$ 、 $P_3$ 、 $P_4$ ，如下所示：

靜水面之最大值波壓強度  $P_1$ ，

$$P_1 = 1/2(1 + \cos\beta)(\alpha_1 + \alpha_2 \cos\beta^2)W_0 H_{\max} = 6.06 \text{ t/m}^2$$

底面之波壓強度  $P_2$ ，

$$P_2 = P_1 / \cosh(2\pi h/L) = 4.57 \text{ t/m}^2$$

直立壁底面之波壓強度  $P_3$ ，

$$P_3 = \alpha_3 P_1 = 4.8 \text{ t/m}^2$$

胸牆頂之波壓強度  $P_4$  可由  $P_1$  與  $\eta^*$  之線性比例關係算出為  $3.604 \text{ t/m}^2$

#### b. 揚壓力之計算

揚壓力不論有無越波均為作用於直立壁底面成三角形之分佈情形，利用上述之基本設計條件、波壓係數  $\alpha_1$ ， $\alpha_3$  及最大波高  $H_{\max}$ ，揚壓力波壓強度  $P_u$ ，如下所示

$$P_u = 1/2(1 + \cos\beta) \alpha_1 \alpha_3 W_0 H_{\max} = 4.33 \text{ t/m}^2$$

依上述求得的波壓強度可求得波浪作用於沉箱結構的合力及合力矩。

由波壓強度可得水平總波力  $P$

$$P = 1/2 \times (P_1 + P_3) \times h' + 1/2 \times (P_1 + P_4) \times h_c = 62.82 \text{ t/m}$$

同理水平波力對堤體後趾點的總波力矩  $M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= 1/6 \times (2P_1 + P_3) \times h'^2 + 1/2 \times (P_1 + P_4) \times h' \times h_c + 1/6 \times (P_1 + 2P_4) \times h_c^2 \\ &= 371.4 \text{ t-m/m} \end{aligned}$$

垂直總揚壓力  $WP$

$$WP = 1/2 \times P_u \times L_u = 28.18 \text{ t/m}$$

垂直揚壓力對堤體後趾點的總揚壓力矩  $M_U$

$$M_U = WP(2/3 L_u + \text{基腳長}) = 286.5 \text{ t-m/m}$$

## (2) 堤體重量及浮力計算

防波堤堤體之重量計算[15]，主要是用來計算基礎的承載力以及在浮游時之穩定分析，其堤體之計算如下表 A-1 至表 A-3 所示，表 A-1 為只有沉箱(空心)部份的重量及重心之計算，其中沉箱重量  $W$  = 沉箱體積 \* (鋼筋混凝土單位體積之重量)， $y$  是結構體的重心到堤體後趾的法線方向距離；表 A-2 則為整個堤體之重量及一次力矩之計算，而表 A-3 為沉箱所受之浮力及其一次力矩計算，其中  $x$  是結構體的重心到堤體後趾在垂直法線方向的距離， $V_A$ 、 $V_B$  分別是堤體的體積和沉箱所受浮力， $W_A$ 、 $W_B$  分別是堤體的重量和沉箱所受浮力， $M_A$ 、 $M_B$  分別是堤體和沉箱所受浮力對堤體後趾的彎矩。

表 A.1 沉箱之重量與重心

	名 稱	個數	體積(m <sup>3</sup> )	y(m)	一次力矩 (m <sup>4</sup> )
1	底版	1	13*20*0.6=156	0.3	46.80
2	前後牆	2	20*6.9*0.5*2=138	4.05	558.90
3	側牆	2	12*6.9*2*0.5=82.8	4.05	335.34
4	橫隔牆	2	19*0.2*6.9*2=52.44	4.05	212.38
5	縱隔牆	4	11.6*0.2*6.9*4=64.032	4.05	259.33
6	垂直托肩	60	0.2*0.2/2*6.9*60=8.28	4.05	33.53
7	水平橫托肩	6	16.2*6*0.2*0.2/2=1.944	0.67	1.30
8	水平縱托肩	10	10*10.4*0.2*0.2/2=2.08	0.67	1.39
9	隅角部托肩	60	60*0.2*0.2*0.2/3=0.16	0.67	0.11
10	基腳	2	1.5*0.6*20*2=36	0.3	10.80
11	基腳托肩	2	0.2*1.5/2*2*20=6	0.67	4.00
	合 計		547.74		1463.87

$$\text{重量 } W = \sum V \times \gamma_c = 547.74 \times 2.45 = 1341.95$$

$$\text{重心 } G = \frac{\sum V y}{\sum V} = \frac{1463.87}{547.74} = 2.67$$

表 A.2 堤體重量及一次力矩

	名 稱	$V_A(m^3)$	$W_A(ton)$	$x(m)$	$M_A(t-m)$
1	堤面上部場注混凝土	$(13-0.2)*1.5*20=384.00$	833.20	8.0	7065.60
2	胸牆混凝土(矩形)	$1*3*20=60.00$	138.00	13.9	1918.20
	胸牆混凝土(三角形)	$0.5*3*20=30.00$	69.00	13.07	901.83
3	沉箱	547.74	1341.95	8	10735.63
4	蓋頂混凝土	$(3.64*3.86*10+3.64*3.86*5)*0.8=168.60$	387.79	8	3102.33
	蓋頂混凝土(垂直托肩)	$(-0.2*0.2/2*0.8*60)=-0.96$	(-2.21)	8	-17.66
5	填充砂	$(3.64*3.86*10+3.64*3.88*5)*6.1=1287.83$	2575.66	8	20605.31
	填充砂(垂直托肩)	$(-0.2*0.2/2*6.1*60)=-7.32$	(-14.64)	8	-117.12
	填充砂(水平橫托肩)	$(-16.2*6*0.2*0.2/2)=-1.944$	(-3.89)	8	-31.10
	填充砂(水平縱托肩)	$(-10.4*10*0.2*0.2/2)=-2.08$	(-4.16)	8	-33.28
	填充砂(隅角部托肩)	$(-0.2*0.2*0.2/3*60)=-0.1600$	(-0.32)	8	-2.56
	合計(每座沉箱)	2465.71	5370.39		44127.17
	合計(單位長度)	123.29	268.52	8.22	2206.36

表 A.3 沉箱所受浮力及一次力矩

	名 稱	$V_B(m^3)$	$W_B(ton)$	$x(m)$	$M_B(t-m)$
1	沉箱主體	$2465.71-(384.00+60.00+30.00)=1991.71$			
2	沉箱主體(水面下)	$2465.71-(384.00+60.00+30.00)=1991.71$	2091.29	8	16730.35
3	堤面場注混凝土(水面下)	$0.63*20*12.8=161.28$	169.34	8	1354.75
	合計(每座沉箱)	2152.99	2260.64		18085.11
	合計(單位長度)	107.65	113.03	8	904.26



## 2. 穩定分析

沉箱式防波堤的基礎反力計算時有二種狀況可能發生,如圖 A-2 所示。圖中法線方向單位長之水平合力  $H=P$ , 法線方向單位長之垂直合力  $V=W_A - W_B - WP$ , 其中  $P$  是水平總波力, 而  $W_A, W_B$  分別是堤體的重量和沉箱所受浮力,  $WP$  是總揚壓力。由上述所算出之各種水平及垂直作用力及作用力矩(波壓力、揚壓力、沉箱自重、浮力等) 及已知堤寬  $b=16\text{m}$ , 可求得合力作用點與堤體後趾點的距離  $x$ , 如下所示

$$x = \frac{\text{垂直合力對堤後趾點之力矩} M_w - \text{水平合力對堤後趾點之力矩} M_p}{\text{垂直合力} V}$$
$$= \frac{(M_A - M_B - M_U) - M_P}{W_A - W_B - WP} = 5.06 \text{ m}$$

上式中防波堤重量總力矩  $M_A$ , 總浮力矩  $M_B$ , 總揚壓力矩  $M_U$ , 水平總波力矩  $M_P$ , 防波堤總重量  $W_A$ , 總浮力  $W_B$ , 總揚壓力  $WP$  之計算分別如前述計算所示。由  $x$  值可求得偏心距  $e$ ,

$$e = b/2 - x = 2.93 > b/6 = 2.67 \text{ m}$$

所以可求得堤體前趾點之底面反力及底面反力作用長度如下所示

$$\text{堤體前趾點之底面反力} = 2V/3x = 16.77 \text{ t/m}^2$$

$$\text{底面反力作用長度} = 3x = 15.18 \text{ m}$$

沉箱式防波堤的穩定分析主要是針對海床基礎承載力及容許承載力、堤底拋石承載力、拋石基礎滑動、沉箱滑動與傾倒、塊石所需重量計算及沉箱浮游安定等六部份檢討[31], 說明如下:

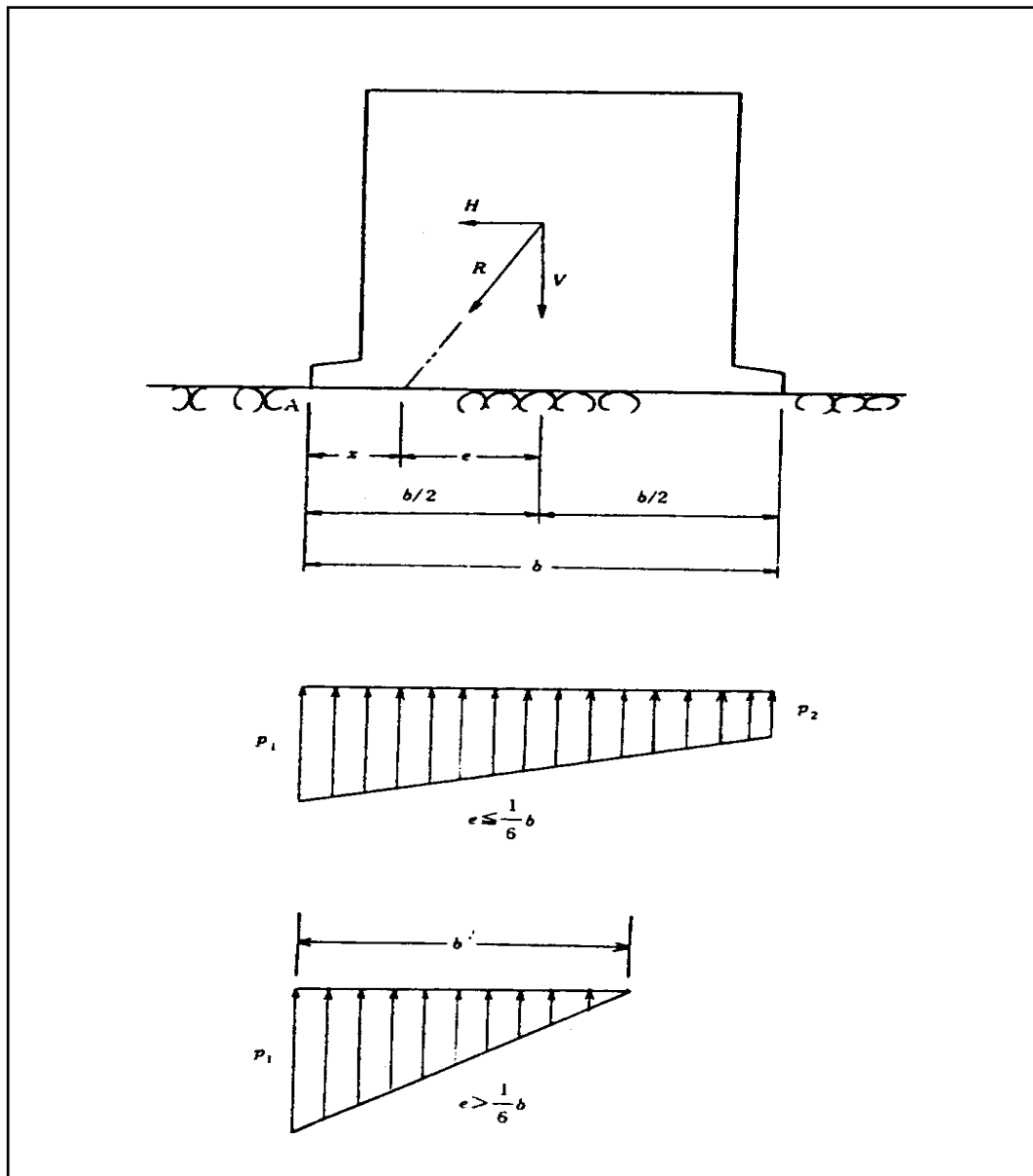


圖 A.2 底面反力分佈圖

(1) 海床基礎承载力及容許承载力檢討

由設計條件知拋石厚(體底拋石 + 浚挖) $D=3\text{m}$ ，在拋石基礎上面之底面反力分佈寬度  $b=15.18\text{m}$ ，作用合力  $R$  之傾斜角  $=26.27^\circ$ ，基礎形狀係數  $=0.5$ ，基礎底面以下地層之單位重  $\gamma_1' = 1\text{ t/m}^3$ ，基礎底面以上地層之單位重  $\gamma_2' = 1\text{ t/m}^3$ ，由港灣及海岸結構物設計

基準第五篇(2-5)承載力計算式的載重分散法可求得拋石基礎上面的基礎地層上之載重分佈寬度  $L$ ，其計算式如下所示：

$$L = b + D \cdot [\tan(30 + \alpha) + \tan(30 - \alpha)] = 19.87 \text{ m}$$

由海床基礎摩擦角  $\phi_b = 25^\circ$  代入圖 A-3 中則可分別求出承載力係數  $N = 3.3$ ， $N_q = 4.7$ ，依據港灣及海岸結構物設計基準第五篇(2-2)，承載力安全係數  $F.S. = 2.5$ ，可由下式求得設置砂質地層基礎之容許承載力

$$q_a = \frac{1}{F.S.} \times (\beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D N_q) + \gamma_2 D = 21.75 \text{ t/m}^2$$

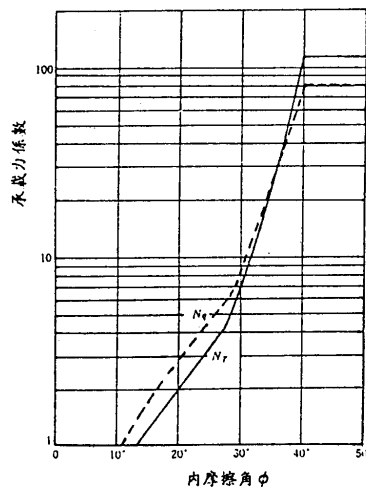


圖 A.3 承載力係數

再由港灣及海岸結構物設計基準之荷重分散法，由拋石基礎上面之底面反力分佈(如前所述)，且利用之前所算出之拋石基礎上面之底面反力分佈寬度  $b$ 、基礎地盤上之荷重分佈寬度  $L$ ，拋石基礎厚  $D$  及拋石之水中單位重  $\gamma'_1 = 1 \text{ t/m}^3$ ，可求出位於海床基礎前側

$$\text{的最大承載力 } P'_1 = \frac{b}{L} \times P_1 + \gamma'_1 D = 15.81 \text{ t/m}^2$$

$$P'_1 = 15.81 \text{ t/m}^2 < q_a = 21.75 \text{ t/m}^2, \text{ 故安全。}$$

## (2) 堤底拋石承載力檢討

沉箱式防波堤，受自重、土壓、波力等外力之作用時，這些

合力通常偏心而且傾斜，因此在檢討堤底拋石承载力時，須以偏心傾斜荷重檢討。本算例採用港灣及海岸結構物設計基準第五篇(2-5)中之片山、內田法，此法係將均質地層之摩擦圓法擴展至使用於二層地層上設置基礎之狀況，並將其作成承载力係數之計算圖表，其計算如下：

已知上層地盤之單位重  $\gamma_1=1 \text{ t/m}^3$ ，基礎寬度  $B=16 \text{ m}$ ，  
 $=2e/B=0.37$ 、作用合力  $R$  之傾斜角  $\tan \alpha = \frac{H}{V} = \frac{P}{W_A - W_B - U} = 0.49$ ，由

及  $\alpha$  則可查港灣及海岸結構物設計基準第五篇圖 5-2-10，拋石基礎摩擦角  $\phi_s=35$  度時，得承载力係數  $N=2.5$ ，由下式可求得堤底拋石極限容許承载力  $q$  及安全係數 F.S.

$$q = N \gamma_1 B / 2 = 20 \text{ t/m}^2$$

$$\text{F.S.} = \frac{q}{V / B} = 2.51$$

依規範規定，採用之安全係數均採 1.2 以上即可。

### (3) 拋石基礎滑動檢討

由拋石之摩擦係數  $=\tan(\phi)=0.7$ ，如前所述堤體淨重  $W(W_A - W_B - W_P)=127.3 \text{ t/m}$ ，總波力  $P=62.82 \text{ t/m}$ ，滑動面以上之拋石在水中重量  $W'=0.5 \times 25.75 \times 1.5 \times 1=19.31 \text{ t}$ ，滑動面與水平面之夾角  $\tan = 1.5/28.75=0.05$ ，故由港灣及海岸結構物設計基準之直線性滑動面邊坡穩定分析，滑動破壞之安全係數可表示如下：

$$\text{安全係數 } F = \left[ \frac{(W + W') - P \tan \alpha}{(W + W') \tan \alpha + P} \right] \tan \phi$$

將上述已知值代入滑動安全係數可得  $\text{F.S.}=1.42 > 1.2$ ：安全

### (4) 沉箱滑動與傾倒檢討

依港灣及海岸結構物設計基準，當外力作用時，沉箱是否會產生滑動、傾倒等不穩定情況應加以檢討，現分滑動及傾倒二部份探討。

a. 滑動

由先前計算，得知作用於堤體之垂直合力  $W$  是防波堤總重量( $W_A$ )+總浮力( $W_B$ )+總揚壓力( $W_P$ )，

$$W=W_A+W_B+W_P=127.3 \text{ t/m}$$

作用於堤體之水平合力即為總波力  $P$ ，

$$P=62.82 \text{ t/m}$$

堤底與基礎之摩擦係數  $f=0.6$  依港灣及海岸結構物設計基準堤體滑動的安全係數 F.S.，在波壓作用時取 1.2 以上，滑動檢核由下式可知：

$$\frac{fW}{P} = \frac{0.6(127.3)}{62.82} = 1.21 > \text{F.S.}=1.2 \quad \text{：安全}$$

b. 傾倒

作用於堤體之垂直合力  $W$ ，對堤體後趾的彎矩是防波堤總重量力矩( $M_A$ )+總浮力矩( $M_B$ )+總揚壓力矩( $M_U$ )之和，而作用於堤體之水平合力(波力) $P$ ，對堤體後趾的彎矩是總波力矩( $M_P$ )，依港灣及海岸結構物設計基準堤體傾倒的安全係數在波壓作用時取 1.2 以上，傾倒檢核由下式可知：

$$\frac{Wt}{Ph} = \frac{M_A + M_B + M_U}{M_P} = \frac{1016}{371.4} = 2.73 > \text{F.S.}=1.2 \quad \text{：安全}$$

(5) 塊石所需重量計算

消波塊及護基方塊之計算為維持堤體安定所需之重量，依波浪因素及設置水深、拋石基礎斜坡坡度等之基礎形狀、覆蓋材之種類等不同，表 A-4 為本算例基本設計條件，消波塊所需重量  $W_1$ ，護基方塊所需重量  $W_2$ ，是依據港灣及海岸結構物設計基準，其公式表示如下

$$W_1 = \frac{\gamma_r H_{1/3}^3}{K_d^3 (S_r - 1)^3 \cot \alpha}$$

$$W_2 = \frac{\gamma_r H_{1/3}^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3}$$

$$N_s = \max \left\{ 1.8, \left[ 1.3 \frac{1-k}{k^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} + 1.8 \exp \left( 1.5 \frac{(1-k)^2}{k^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} \right) \right] \right\} \quad (\text{Tanimoto})$$

$$k = \frac{4\pi h' / L'}{\sinh(4\pi h' / L')} \sin^2 \left[ \frac{2\pi B_1}{L'} \right]$$

由上式可求得表 A-5 高水位及低水位時消波塊及方塊所需之重量。

**表 A.4 設計條件**

潮汐變化水位間距		3.59 m	
		高水位	低水位
堤址波高	( $H_{1/3}$ )	3.81 m	3.81 m
消波工材料單位重	( $\gamma_s$ )	2.3 t/m <sup>3</sup>	2.3 t/m <sup>3</sup>
塊石單位重	( $\gamma_r$ )	2.6 t/m <sup>3</sup>	2.6 t/m <sup>3</sup>
消波工材料 $K_d$ 值	( $K_d$ )	8.0	8.0
海水單位重	( $\gamma_w$ )	1.03 t/m <sup>3</sup>	1.03 t/m <sup>3</sup>
護面塊對海水比重	( $S_r$ )	2.23 t/m <sup>2</sup>	2.23 t/m <sup>2</sup>
波面與水平面的角度	$\cot(\quad)$	2	2
護基方塊放置水深	( $h'$ )	6.63 m	3.04 m
$h'$ 水深處之波長	( $L'$ )	65.75 m	46.05 m
堤前拋石平台寬	( $B_1$ )	6.5 m	6.5 m

**表 A.5 塊石所需之重量**

護基型式	高水位			低水位		
	k	Ns	所需重量(ton)	k	Ns	所需重量(ton)
消波塊			4.24			4.24
方塊	0.20	2.51	1.26	0.42	1.80	6.36

#### (6) 沉箱浮游安定檢討

如圖A-4所示，為使沉箱自立浮游時不致有傾覆或傾斜，應進行安定計算。

浮游時沉箱吃水深度D，

$$D = \frac{\text{鋼筋混凝土單位重}(\text{沉箱體積})}{\text{海水單位重}(\text{沉箱長} \times \text{寬})} = \frac{2.45(547.7)}{1.03(20 \times 13)} = 5.01 \text{ m}$$

沉箱排水容量V，

$V = \text{沉箱長度} \times \text{沉箱寬度} \times \text{吃水深度}$

$$= 20(13)(5.011) = 1303 \text{ m}^3$$

吃水面對長軸之斷面慣性矩 $I$ ，

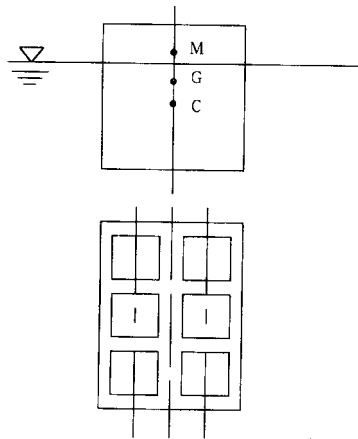
$$I = (\text{沉箱長} L)(\text{沉箱寬} B)^3 / 12 = 20(13)^3 / 12 = 3662 \text{ m}^4$$

如圖A-4所示，浮心 $C = \text{吃水深度} / 2 = 2.51 \text{ m}$ ，且由表A-1知重心 $G = 2.67 \text{ m}$ 。依港灣及海岸結構物設計基準沉箱浮游時的安定條件，應滿足下列公式

$$\overline{GM} = \frac{I}{V} - \overline{CG} > 0.05D$$

將上述已知值代入，可得

$$\overline{GM} = \frac{3662}{1303} - (2.67 - 2.51) \text{ m} = 2.64 > 0.05(5.01) = 0.25 \text{ m} : \text{安全}$$



圖A.4 沉箱浮游狀態

港灣構造物檢測與耐久性試驗研究  
(1/3)

交通部運輸研究所

GPN：1009202099

定價 100 元