

92-17-739

MOTC-IOT-IHMT-91-HB02

強度設計法應用於港灣 R.C. 構造物之研究



交通部運輸研究所
國立海洋大學
合作辦理

中華民國九十二年三月

92-17-739

MOTC-IOT-IHMT-91-HB02

強度設計法應用於港灣 R.C. 構造物之研究

著者：王慶福、賴瑞應、郭世榮、呂秋水、蔡瑤堂、
丁金彪、紀志昌、陳民宗、劉彥旻

交通部運輸研究所
國立海洋大學
合作辦理

中華民國九十二年三月

強度設計法應用於港灣刃の構造物之研究

交通部運輸研究所

GPN : 1009200733

定價：400 元

強度設計法應用於港灣 R.C. 構造物之研究

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

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

電 話：(02)23496789

出版年月：中華民國九十二年三月

印 刷 者：

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：400 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 2 號 B1•電話：(04)22260330

新進圖書廣場：彰化市光復路 177 號•電話：(04)7252792

青年書局：高雄市青年一路 141 號 3 樓•電話：(07)3324910

GPN：1009200733

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：強度設計法應用於港灣 R.C. 構造物之研究			
國際標準書號（或叢刊號）	政府出版品統一編號 1009200733	運輸研究所出版品編號 92-17-739	計畫編號 91-HB02
本所主辦單位：港研中心 主管：邱永芳 計畫主持人：賴瑞應 研究人員：王慶福 聯絡電話：04-26587115 傳真號碼：04-26564418		合作研究單位：國立台灣海洋大學 計畫主持人：郭世榮 研究人員：呂秋水、蔡瑤堂、丁金彪、 紀志昌、陳民宗、劉彥旻 地址：基隆市北寧路二號 聯絡電話：02-24622192-6116	
研究期間 自 91 年 2 月 至 91 年 10 月			
關鍵詞：港灣工程；強度設計；荷重因子；			
摘要： <p>目前港灣構造物之設計法，是依民國八十六年部頒之港灣構造物設計基準，其中 R.C. 構造物設計則仍是採用工作應力法。工作應力法使用方便，長久以來廣受世界各國採用，但此方法無法分析承受極限載重時之桿件行為。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。此設計法是考量桿件破壞的極限狀態將安全度係數分成載重係數及強度折減係數，其假設之桿件行為及載重型態更接近真實情況，因此可提供一個較為合理及經濟的設計方法。隨著工程技術之發展，歐美各國大都已改採用強度設計法；我國之港灣構造物設計基準，主要是以日本的設計規範為藍本，但日本為因應國際化之趨勢，在民國八十八年時亦將原本最為保守之港灣構造物 R.C. 結構設計更改為強度設計法，因此為因應時代之需求，達到合理的設計，未來我國港灣構造物設計基準勢必朝此方向修改。本計畫是作為港灣 R.C. 構造物強度設計方法的先期研究，其研究對象主要是以棧橋式碼頭之上部結構及沉箱式防波堤等 R.C. 結構物。首先依據可靠度理論，說明載重係數、強度折減係數及其他相關特性係數之計算方法，由此瞭解各項係數的意義。接著藉由收集其他國家有關港灣 R.C. 結構物使用強度設計法的情形，瞭解各國規範的設計準則及流程；依據國內外相關規範，進行實例分析，並比較其載重係數及強度折減係數的差異。最後評估採用強度設計法在棧橋式碼頭及沉箱式防波堤等結構物之適用性，並提出目前規範應檢討之事項。強度設計法的載重係數及強度折減係數等安全度係數的決定，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，對規範的安全度係數做一訂定。考量國內的工程品質、施工技術及規範安全程度的連貫性，本研究計畫藉由比較等效載重係數的方法，探討各國規範安全度係數的差異，經專家學者諮詢會議，建議調整日本規範的安全度係數，作為未來規範修訂的參考。</p>			
出版日期	頁數	定價	本 出 版 品 取 得 方 式
92 年 3 月	328	400	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購買。
機密等級： 限閱 機密 極機密 絕對機密 <input checked="" type="checkbox"/> 普通			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

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

TITLE: Strength Design Method Applied on the R.C. Harbor facilities			
ISBN(OR ISSN)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1009200733	IOT SERIAL NUMBER 92-17-739	PROJECT NUMBER 91-HB02
DIVISION:Center of Harbor & Marine Technology DIVISION CHIEF:Chiu Yung-Fang PRINCIPAL INVESTIGATOR:Lai Jui-Ying PROJECT STAFF:Wang Chin-Fu PHONE: (04)26587115 FAX: (04)26564418			PROJECT PERIOD FROM 02/2002 TO 10/2002
RESEARCH AGENCY:National Taiwan Ocean University PRINCIPAL INVESTIGATOR: Kuo Shyh-Rong PROJECT STAFF: Lee Chiou-Shui, Tsai Yau-Tang, Ding Jin-Biao, Chi Chih-Chang, Chen Min-Chang ADDRESS:2 Peining Rd., Keelung 20224, Taiwan PHONE: (02) 24622192 ext 6116			
KEY WORDS: Harbor Facilities ; Strength Design Method ; Load Factor			
ABSTRACT: <p style="text-indent: 40px;">The method currently used for the design of harbor facilities and costal structures is based on the design specification issued by the Ministry of Transportation in 1997. For the design of reinforced concrete structures, this specification adopts the philosophy of allowable stress design, which is almost obliterated in engineering practice. Design philosophy based on different limit states of a structure is extensively used in many fields of structural engineering. The success of the limit-state design is primarily attributed to the fact that it incorporates the concept of probability in the estimation of material strength and loading conditions.</p> <p style="text-indent: 40px;">This research is a preliminary project intended for revising the design specification of harbor facilities and costal structures. Attention is focused on the application of the strength design method for the design of reinforced concrete structures such as pier and caisson wharfs. To gain insight into the design process, a number of the related design specifications are studied first, and the basic concepts that underline the philosophy of limit-state designs are discussed in this report. Case studies are made for the modification of the load factors and the strength reduction factors of the structural members. After a series of consultant meeting, several items are proposed for the revision of the design method of reinforced concrete structures.</p>			
DATE OF PUBLICATION March 2003	NUMBER OF PAGES 328	PRICE 400	CLASSIFICATION SECRET CONFIDENTIAL <input checked="" type="checkbox"/> UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

強度設計法應用於港灣 R.C.構造物之研究

目錄

中文摘要	I
英文摘要	II
圖目錄	VII
表目錄	X

第一章 前言

1.1 研究緣起	1-1
1.2 研究目的	1-1
1.3 研究對象	1-2
1.4 研究內容	1-2
1.5 研究流程	1-3

第二章 強度設計法概述

2.1 設計方法的演變	2-1
2.2 鋼筋混凝土構件之力學分析	2-2
2.3 強度設計法概述	2-8
2.3.1 強度設計法之安全條款	2-8
2.3.2 載重係數	2-9
2.3.3 強度折減係數	2-9
2.4 工作應力法概述	2-10
2.5 各種設計方法的比較	2-10
2.5.1 強度設計法與工作應力法的差異	2-10
2.5.2 強度設計法與極限設計法的差異	2-11
2.6 強度設計法—載重係數與強度折減係數探討	2-12
2.6.1 構材抵抗強度的平均值和變異係數	2-13
2.6.2 載重效應的平均值和變異係數	2-13
2.6.3 載重組合	2-14
2.6.4 載重係數及強度折減係數的推導	2-16

2.6.5 可靠度設計法概述	2-21
--------------------------	------

第三章 國際上港灣R.C.構造物強度設計法概述

3.1 日本規範概說	3-1
3.1.1 安全係數	3-1
3.1.2 材料強度	3-5
3.1.3 終局極限狀態設計	3-11
3.1.3.1 終局極限狀態的設計流程	3-16
3.1.4 使用極限狀態設計	3-17
3.1.4.1 使用極限狀態的設計流程	3-21
3.1.5 疲勞極限狀態的設計	3-21
3.1.5.1 疲勞極限狀態的設計流程	3-25
3.1.6 細部設計說明	3-26
3.2 美國規範概述	3-35
3.2.1 強度折減係數	3-35
3.2.2 載重係數	3-36
3.3 大陸規範概說	3-38

第四章 港灣 R.C.構造物導入強度設計法之問題探討

4.1 國內現行規範概說	4-1
4.2 港灣構造物之特性探討	4-3
4.2.1 載重分類	4-4
4.2.2 極限狀態檢核	4-5

第五章 港灣 R.C.構造物之荷重特性及安全係數檢討

5.1 美、日規範的強度折減係數探討	5-1
5.1.1 美國規範	5-3
5.1.2 日本規範	5-4
5.1.3 國內規範	5-5
5.2 各國規範安全係數的比較	5-6
5.2.1 棧橋式碼頭	5-7
5.2.2 沈箱式防波堤	5-14

第六章 相關設計規範修訂研究探討

- 6.1 安全度係數 6-1
- 6.2 裂縫檢核 6-5

第七章 實例檢核與比較

- 7.1 細部設計流程 7-1
 - 7.1.1 日本規範 7-3
 - 7.1.2 美國規範 7-8
 - 7.1.3 國內現行規範 7-9
 - 7.1.4 各國規範的細部設計比較 7-11
- 7.2 沉箱式防波堤之設計算例 7-12
 - 7.2.1 設計條件與結構斷面配置 7-12
 - 7.2.2 外力計算及穩定分析 7-13
 - 7.2.3 沉箱結構載重說明及計算 7-19
 - 7.2.3.1 沉箱底版載重 7-20
 - 7.2.3.2 沉箱側牆載重 7-22
 - 7.2.3.3 沉箱隔牆載重 7-26
 - 7.2.4 沉箱結構細部設計 7-28
 - 7.2.4.1 國內現行規範 7-30
 - 7.2.4.2 日本規範 7-35
 - 7.2.4.3 本計劃建議的設計規範 7-48
- 7.3 棧橋式碼頭之設計算例 7-61
 - 7.3.1 設計條件與結構斷面配置 7-61
 - 7.3.2 結構載重計算 7-64
 - 7.3.2.1 版的載重 7-65
 - 7.3.2.2 梁的載重 7-67
 - 7.3.3 棧橋結構細部設計 7-68
 - 7.3.3.1 國內現行規範 7-68
 - 7.3.3.2 美國規範 7-73
 - 7.3.3.3 日本規範 7-76

7.3.3.4 本計劃建議的設計規範	7-83
------------------------------	------

第八章	今後檢討之課題	8-1
附錄 A	沉箱式防波堤外力計算及穩定分析	A-1
附錄 B	棧橋式碼頭外力計算	B-1
附錄 C	期中報告審查意見及答覆	C-1
附錄 D	期末報告審查意見及答覆	D-1
附錄 E	第一次專家諮詢會議建議事項	E-1
附錄 F	第二次專家諮詢會議建議事項	F-1
附錄 G	期末簡報	G-1

圖目錄

圖1-5-1 本研究工作流程圖	1-4
圖2-2-1 混凝土受壓時之應力-應變曲線	2-3
圖2-2-2 鋼筋受拉之應力-應變曲線	2-3
圖2-2-3 單筋矩形梁示意圖	2-4
圖2-2-4 未開裂斷面之應力與應變分佈	2-5
圖2-2-5 樑之裂縫分佈示意圖	2-5
圖2-2-6 開裂梁斷面之應力與應變分佈	2-6
圖2-2-7 極限載重時的應力與應變分佈圖	2-6
圖2-2-8 鋼筋混凝土梁之彎矩-曲率圖	2-7
圖2-6-1 載重組合示意圖	2-15
圖2-6-2 載重和構件強度機率函數示意圖	2-17
圖2-6-3 標稱載重、載重平均值、設計載重關係示意圖	2-18
圖2-6-4 標稱強度、強度平均值、設計強度關係示意圖	2-18
圖2-6-5 載重係數及強度折減係數的計算流程圖	2-19
圖3-1-1 日本規範的設計流程圖	3-2
圖3-1-2 材料強度的特性值	3-6
圖3-1-3 混凝土的壓縮應力 - 應變曲線	3-7
圖3-1-4 混凝土應力震幅	3-9
圖3-1-5 鋼材應力 - 應變曲線	3-10
圖3-1-6 鋼材的應力振幅	3-11
圖3-1-7 對等應力區塊	3-12
圖3-1-8 混凝土應力之等價換算	3-22
圖3-1-9 底版的設計載重 (防波堤)	3-28
圖3-1-10 前壁的設計載重示意圖 (防波堤)	3-30
圖3-1-11 後壁的設計載重示意圖 (防波堤)	3-30
圖3-1-12 側壁的設計載重示意圖 (防波堤)	3-31
圖4-2-1 終局極限狀態之檢討之概念圖	4-6
圖5-1-2 應力及應變圖	5-4
圖5-1-2 應力及應變圖	5-5

圖5-1-3 應力及應變圖	5-5
圖5-2-1 美國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-常時)	5-9
圖5-2-2 美國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-偶發荷重作用時)	5-10
圖5-2-3 本國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-常時)	5-12
圖5-2-4 本國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-偶發荷重作用時)	5-13
圖5-2-5 本國-日本設計強度比(沈箱式防波堤-非波力作用時)	5-16
圖5-2-6 本國-日本設計強度比(沈箱式防波堤-波力作用時)	5-17
圖7-1-1 細部設計流程圖	7-2
圖7-1-2 日本規範細部設計流程圖	7-7
圖7-1-3 美國規範細部設計流程圖	7-9
圖7-1-4 國內現行規範細部設計流程圖	7-11
圖7-2-1 沉箱式防波堤立面圖	7-14
圖7-2-2 沉箱式防波堤結構示意圖	7-16
圖7-2-3 波壓力分佈圖	7-17
圖7-2-4 底版外力分佈圖	7-20
圖7-2-5 側牆外力分佈圖	7-22
圖7-2-6 側牆外力分佈圖(安放後)	7-24
圖7-2-7 波力作用時側牆設計外力分佈圖(波谷)	7-25
圖7-2-8 波力作用時側牆設計外力分佈圖(波峰)	7-26
圖7-2-9 隔室間之靜水壓差	7-26
圖7-2-10 防止側牆與隔牆之脫離所考慮之設計載重	7-27
圖7-2-11 防止側牆與底版之脫離所考慮之設計載重	7-28
圖7-2-12 沉箱式防波堤的平版示意圖	7-29
圖7-3-1 HS 20-44的尺寸圖	7-62
圖7-3-2 碼頭結構正視圖	7-62
圖7-3-3 碼頭結構側視圖	7-63
圖7-3-4 碼頭設施配置圖	7-63
圖7-3-5 樁之編號圖	7-63
圖7-3-6 各列樁之示意圖	7-64
圖7-3-7 版的分類	7-64

圖7-3-8 梁的分類	7-65
圖7-3-9 G1梁及b-b斷面示意圖	7-65
圖7-3-10 版斷面力位址示意圖	7-66
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
圖B-1 假想地表面圖	B-1
圖B-2 S的定義圖形	B-5
圖B-3 防舷材特性曲線	B-5
圖B-4 偏心載重	B-9
圖B-5 各樁所須承擔之面積	B-11
圖B-6 均佈荷重分配圖	B-18
圖B-7 自重作用	B-18
圖B-8 A點承受集中彎矩	B-19
圖B-9 AB段承受均佈載重	B-20
圖B-10 BC段承受均佈載重	B-21
圖B-11 連續梁承受均佈載重	B-22
圖B-12 裝載及活載重作用	B-24
圖B-13 車輛示意圖	B-26
圖B-14 彎矩影響線	B-27
圖B-15 剪力影響線	B-28
圖B-16 G1梁之示意圖	B-28

表目錄

表3-1-1 安全係數	3-3
表3-1-2 混凝土的彈性係數	3-8
表3-1-3 依據鋼材腐蝕難易度之環境條件區分	3-18
表3-1-4 容許龜裂寬幅 w_{lim}	3-18
表3-1-5 k_r 之值	3-19
表3-1-6 鋼筋應力增加量之限制值	3-20
表3-1-7 防波堤的載重組合及載重係數	3-27
表3-1-8 波力作用時的載重分類 (防波堤)	3-29
表3-1-9 底版的載重組合及載重係數 (防波堤)	3-29
表3-1-10 前壁的載重組合及載重係數 (防波堤)	3-30
表3-1-11 後壁的載重組合及載重係數 (防波堤)	3-31
表3-1-12 側壁的載重組合及載重係數 (防波堤)	3-31
表3-1-13 棧橋上部結構的載重組合及載重係數	3-33
表3-2-1 強度折減因子	3-36
表3-2-2 載重組合及載重係數	3-36
表3-3-1 承載能力極限狀態和使用極限狀態	3-38
表3-3-2 結構重要性係數 γ_0	3-39
表3-3-3 載重係數 γ_Q	3-39
表4-1-1 混凝土容許應力	4-2
表4-1-2 鋼筋容許應力	4-3
表5-1-1 強度折減係數	5-2
表5-1-2 材料係數	5-3
表5-2-1 日本規範之構造物係數	5-8
表5-2-2 日本規範之棧橋式碼頭載重組合表	5-8
表5-2-3 美國等效載重組合表(棧橋式碼頭)	5-11
表5-2-4 國內等效載重組合表	5-14
表5-2-5 日本規範之構造物係數	5-15
表5-2-6 日本規範之沈箱式防波堤載重組合表	5-15

表5-2-7 國內等效載重組合表(沈箱式防波堤)	5-18
表6-1-1 構造物係數 γ_e 建議調整值	6-2
表6-1-2 構件係數 γ_b 建議值	6-2
表6-1-3 等效載重係數表(棧橋式碼頭)	6-3
表6-1-4 等效載重係數表(沈箱式防波堤)	6-4
表6-2-1 容許龜裂寬度建議值	6-8
表7-1-1 環境條件區分之容許裂縫寬度	7-10
表7-1-2 各國規範細部設計步驟的比較	7-11
表7-2-1 沉箱式防波堤外力計算	7-16
表7-2-2 波壓強度表	7-17
表7-2-3 沉箱式防波堤穩定檢核	7-19
表7-2-4 塊石所需之重量	7-19
表7-2-5 平版的設計載重及斷面力(國內規範)	7-32
表7-2-6 平版的配筋(國內規範)	7-35
表7-2-7 平版的設計載重及斷面力(日本規範)	7-40
表7-2-8 平版的配筋(日本規範)	7-47
表7-2-9 平版的設計載重及斷面力(建議設計規範)	7-53
表7-2-10 平版的配筋(建議設計規範)	7-60
表7-3-1 均佈荷重造成之彎矩	7-66
表7-3-2 均佈荷重造成之剪力	7-66
表7-3-3 集中荷重之彎矩、剪力	7-67
表7-3-4 版的斷面力	7-67
表7-3-5 G1梁b-b斷面的斷面力	7-68
表7-3-6 版的斷面力(國內規範)	7-68
表7-3-7 梁的斷面力(國內規範)	7-69
表7-3-8 版及梁的配筋(國內規範)	7-73
表7-3-9 版的斷面力(美國規範)	7-73
表7-3-10 梁的斷面力(美國規範)	7-73
表7-3-11 版及梁的配筋(美國規範)	7-76
表7-3-12 版的斷面力(日本規範)	7-77

表7-3-13 梁的斷面力(日本規範)	7-77
表7-3-14 版及梁的配筋(日本規範)	7-83
表7-3-15 版的斷面力(建議設計規範)	7-84
表7-3-16 梁的斷面力(建議設計規範)	7-84
表7-3-17 版及梁的配筋(建議設計規範)	7-90
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
表B-1 等效樁長表	B-2
表B-2 材料之單位體積重量	B-3
表B-3 船舶作用於繫船柱之拉力	B-4
表B-4 有關吊桿起重機所受之風力之風力係數	B-6
表B-5 地震力折減係數	B-7
表B-6 工址正規化加速度反應譜係數	B-8
表B-7 樁之基本條件	B-12
表B-8 各種載重的基樁斷面內力	B-17
表B-9 G1梁a-a斷面的斷面力	B-29

第一章 前言

1.1 研究緣起

目前港灣構造物之設計法，是依民國八十六年部頒之港灣構造物設計基準[1]，其中 R.C.構造物設計則仍是採用工作應力法。工作應力法係以彈性觀念，計算常時使用載重下之結構物的撓度，此設計方法使用方便，因此長久以來廣受世界各國採用。但此方法不適用於承受極限載重下之撓度計算，也無法分析承受極限載重時之桿件行為。

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。此設計法將安全係數分成載重係數及強度折減係數，並考量桿件破壞的極限行為，其假設之桿件行為及載重型態更接近真實情況，因此可提供一個較為合理及經濟的設計方法。

隨著工程技術之發展，歐美各國大[2]都已改採用強度設計法；我國之港灣構造物設計基準，主要是以日本的設計規範為藍本，但日本為因應國際化之趨勢，在民國八十八年時亦將原本最為保守之港灣構造物 R.C.結構設計更改為強度設計法[3]，因此為因應時代之需求，達到合理的設計，未來我國港灣構造物設計基準勢必朝此方向修改。

1.2 研究目的

本計畫的研究目的，包含以下幾點：

1. 依據可靠度理論，說明載重係數、強度折減係數及其他相關特性係數之計算方法，由此瞭解各項係數的意義。
2. 收集其他國家有關港灣 R.C.結構物使用強度設計法的情形，瞭解各國規範的設計準則及流程。依據國內外相關規範，進行實例分析，

並比較其載重係數及強度折減係數的差異。

3. 提出港灣 R.C.構造物強度設計法建議採用之載重係數、強度折減係數。
4. 評估採用強度設計法所設計之棧橋式碼頭、沉箱等結構物之適用性，並提出目前規範應檢討之事項。

1.3 研究對象

港灣構造物包括陸上結構物、臨海結構物(Waterfront structures)及海上結構物三種。陸上結構物如房屋、倉庫、信號台等，其載重均很明確，故均可直接使用強度設計法設計，但其餘兩項因其載重型態較複雜，具較多不確定因素，目前均採用工作應力法設計，本研究導入強度設計法將以此二類結構物為主要研究對象，茲說明如下：

1. 臨海結構物

其所受外力非以波浪為主者，如碼頭，而碼頭中之棧橋式碼頭及沈箱重力式碼頭與 R.C 結構物之設計方法關係較密切，但棧橋式碼頭之基樁目前仍然是以工作應力法設計，故就碼頭而言，強度設計法研究對象是以棧橋式碼頭之上部結構為主。

2. 海上結構物

在港灣 R.C 構造物則以防波堤為主，而沈箱式防波堤之沈箱，在設計時不但考慮最終波浪力，在施工及拖航過程所受之各種力均必須分別考慮於設計中，故就海上結構物而言，研究對象主要為沈箱式防波堤。

1.4 研究內容

本計畫是作為港灣 R.C.構造物強度設計方法方法的先期研究，其

研究對象主要是以棧橋式碼頭之上部結構及沈箱式防波堤等 R.C.結構物。本計畫報告內容除了第一章前言及第八章今後檢討之課題外，其餘章節主要內容如下：

第二章首先是對規範設計方法的演變做一簡單介紹，接著說明強度設計法之主要精神，並比較各種設計法之間之差異，最後依據可靠度理論，說明載重係數、強度折減係數的計算方法。

第三章藉由相關設計規範的文獻蒐集，概說各國港灣 R.C.構造物使用強度設計法的情形。

第四章中探討國內港灣 R.C.構造物導入強度設計法所需面臨的一些問題，其中是先對國內現行之規範做一簡單的介紹，然後對於港灣構造物載重特性、承載、腐蝕及疲勞等極限狀態做一說明。

第五章是探討港灣 R.C.構造物之載重特性及安全係數，主要是藉由各國規範設計強度比值的方法，比較各國規範載重係數之差異。

第六章中是諮詢國內具港灣設計實務經驗的工程師意見，評估各種載重係數、強度折減係數及組合載重係數，研擬將來設計規範修訂的參考。

第七章是以一簡單的設計例，對國內外相關的設計規範，進行實例設計、檢核與比較。

1.5 研究流程

本研究工作流程如圖 1-5-1 所示：

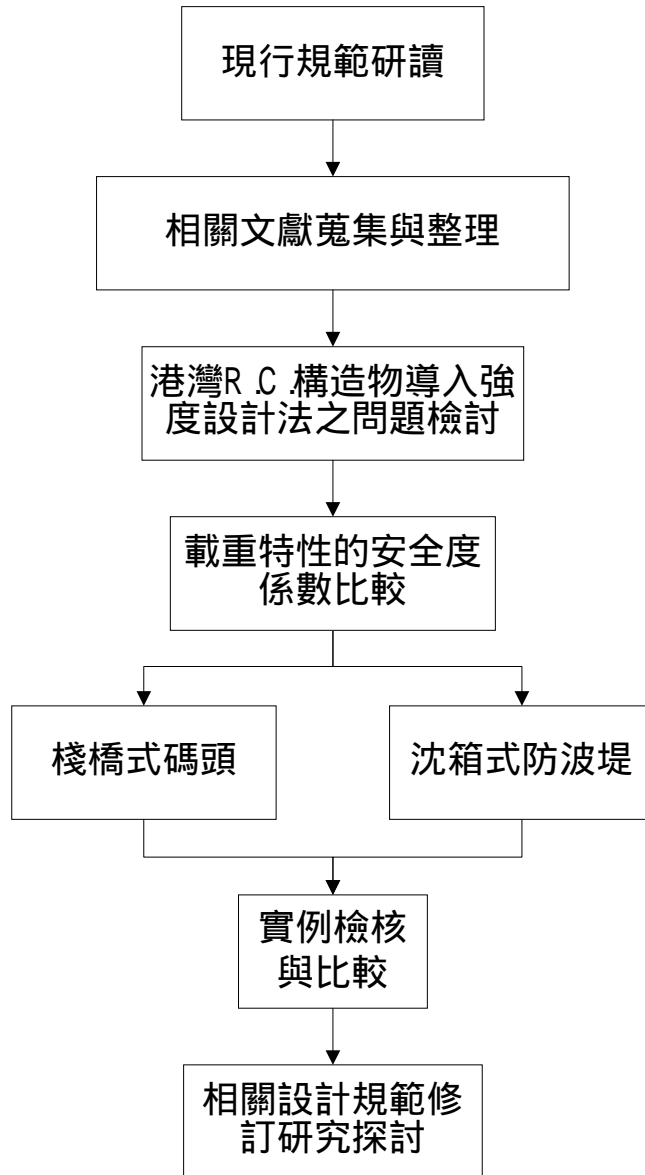


圖 1-5-1 本研究工作流程圖

第二章 強度設計法概述

2.1 設計法的演變

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[4]。美國方面，Hyatt 在 1850 年鋼筋混凝土梁的實驗，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梁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，及梁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法[5]。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。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。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)，便是以可靠度為基準考慮材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。

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。在結構設計中，使用性(serviceability)是必須被考慮，諸如過大之撓度、有害的龜裂、過大的振幅或頻率，及過大的噪音傳播等使用性因素，有些情況和強度之考量是同等重要。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，均可作為結構物適用性判斷之準則[5]。

2.2 鋼筋混凝土梁構件之力學分析

本節是簡介鋼筋混凝土梁的力學行為，藉此以瞭解工作應力法及強度設計法的差異。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 2-2-1 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。但充分乾燥後，若載重所產生的應力不超過 $0.5 f'_c$ 時，為了應用上的方便，可視為彈性體。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 ϵ_{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與抗壓強度（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 2-2-2 所示， ϵ_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 ϵ_s 成

正比。各種等級鋼筋其彈性模數 E_s 幾乎相同，大約為 $2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ [6,7,8]。

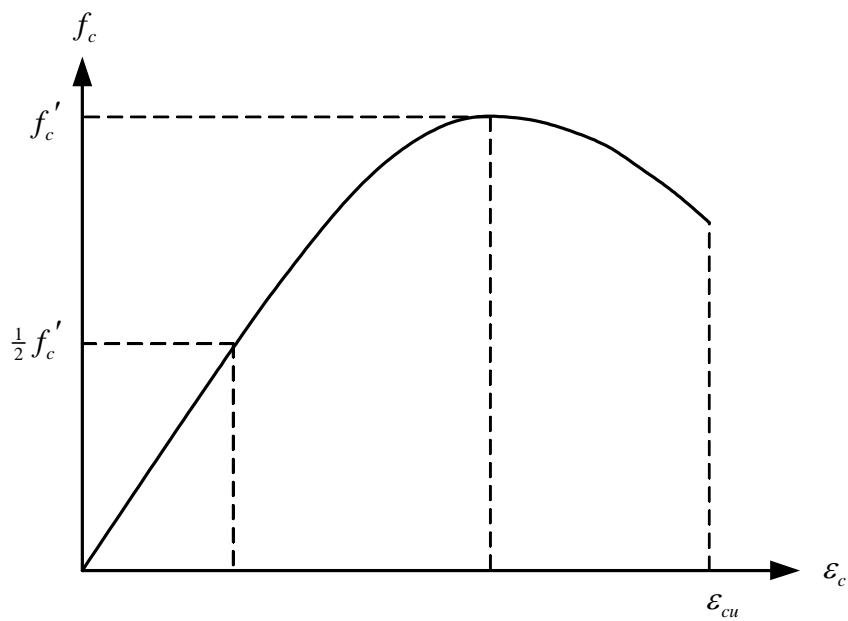


圖 2-2-1 混凝土受壓時之應力-應變曲線

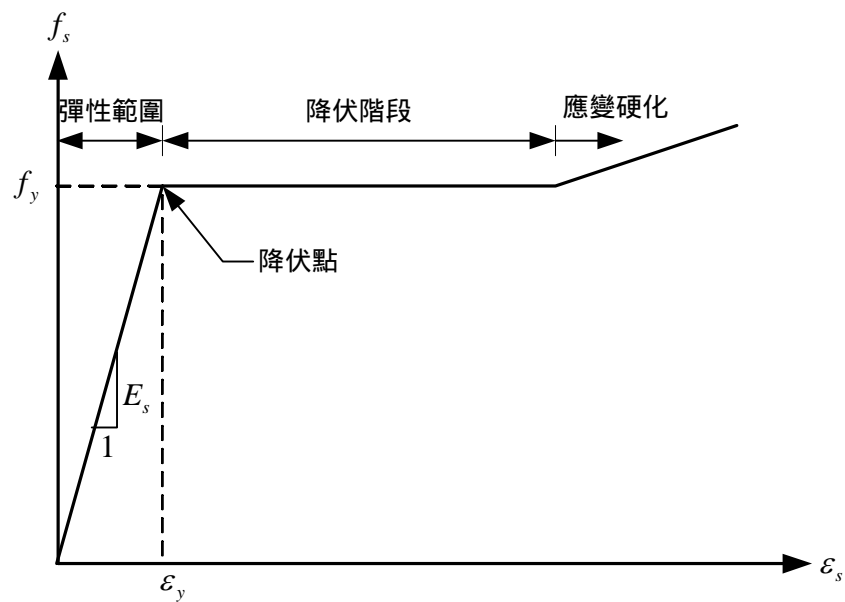


圖 2-2-2 鋼筋受拉之應力-應變曲線

由於純混凝土梁彎曲時的抗拉強度，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。這種鋼筋混凝土梁中的鋼筋，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。本節接下來將以圖 2-2-3 所示一單筋矩形梁為例，說明在各受力階段鋼筋及混凝土的應力與應變的行為。當梁上載重逐漸由零增至破壞強度時，可區分有未開裂斷面、開裂斷面的彈性應力、極限撓區強度等三個階段[7]，現說明如下：

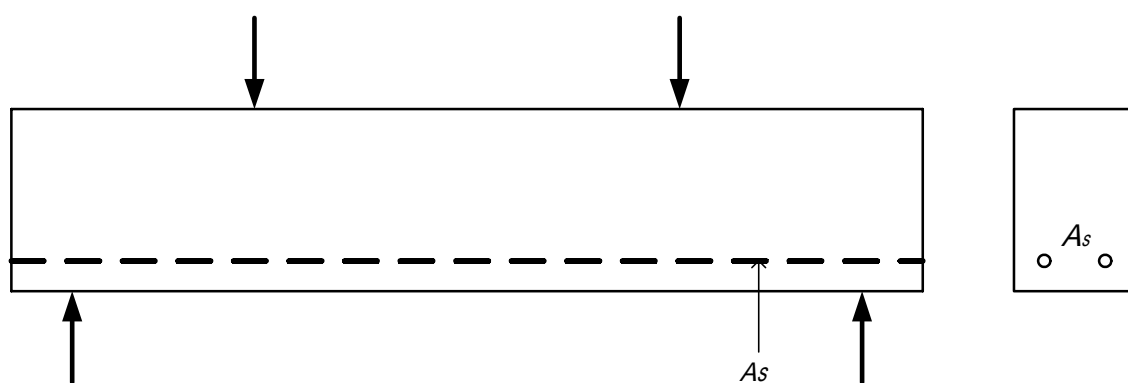


圖 2-2-3 單筋矩形梁示意圖

1. 未開裂斷面之彈性應力分析

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 2-2-4 所示。此時應力-應變分佈情形與均質梁的情況類似，唯一差別的是多一種材料，即鋼筋。

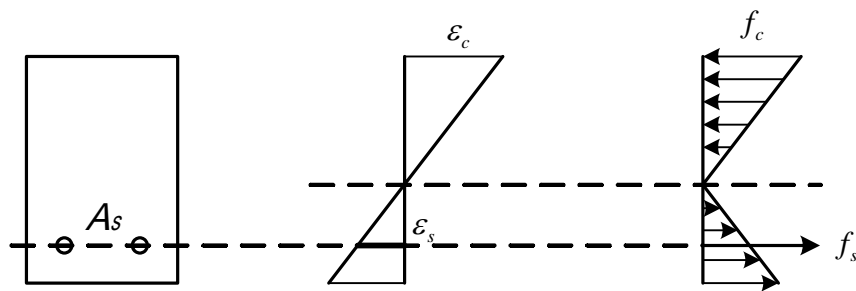


圖 2-2-4 未開裂斷面之應力與應變分佈

2. 開裂斷面的彈性應力

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 2-2-5 所示。設計良好的梁，其裂縫通常都很小(屬毛細裂縫)，故並不妨害外面的美觀與防蝕性能，但對構件的承載行為影響很大。例如圖 2-2-5 梁的 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。若混凝土應力略小於 $0.5 f'_c$ ，而鋼筋應力未達降伏點時，兩者的作用皆為彈性，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。這些假定可能造成的誤差並不大，其應力與應變的分佈情形，則如圖 2-2-6 所示。

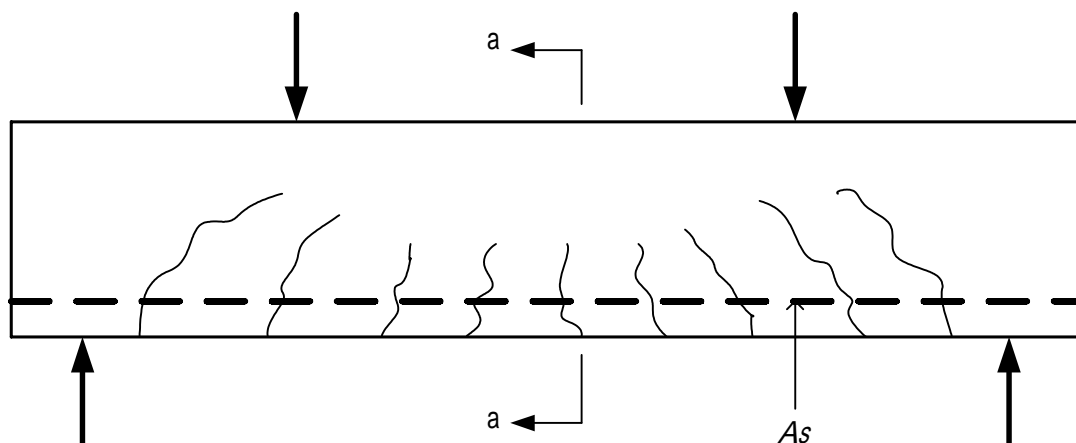


圖 2-2-5 梁之裂縫分佈示意圖

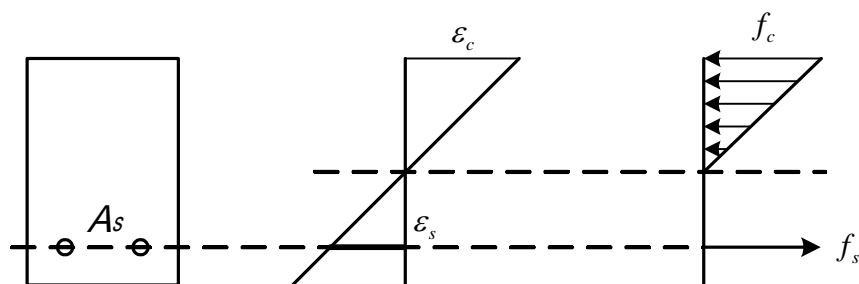


圖 2-2-6 開裂梁斷面之應力與應變分佈

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，梁即破壞，此時在極限彎矩作用下的應力與應變分佈情形如圖 2-2-7 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。

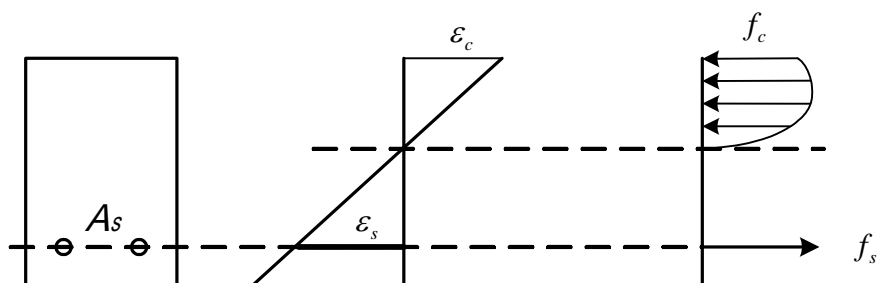


圖 2-2-7 極限載重時的應力與應變分佈圖

綜合以上所述各階段之受力狀態，可繪出鋼筋混凝土梁承受彎矩作用時的彎矩-曲率圖，如圖 2-2-8 所示。圖中， A 點的 M_{cr} 、 ψ_{cr} 為混凝土開裂時之斷面彎矩、曲率， C 點的 M_y 、 ψ_y 為鋼筋降伏時之斷面彎矩、曲率，而 D 點的 M_u 、 ψ_u 為鋼筋混凝土梁的極限彎矩和曲率。鋼筋混凝土梁承受較小之載重，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，梁之彎矩-曲率關係如圖 2-2-8 之 \overline{OA} 段

呈線性關係。當梁斷面承受開裂彎矩時，受拉側混凝土開裂，此時的彎矩作用下梁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，鋼筋混凝土梁之彎矩-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，梁之彎矩-曲率關係如圖中 \overline{CD} 段所示 [6,7]。

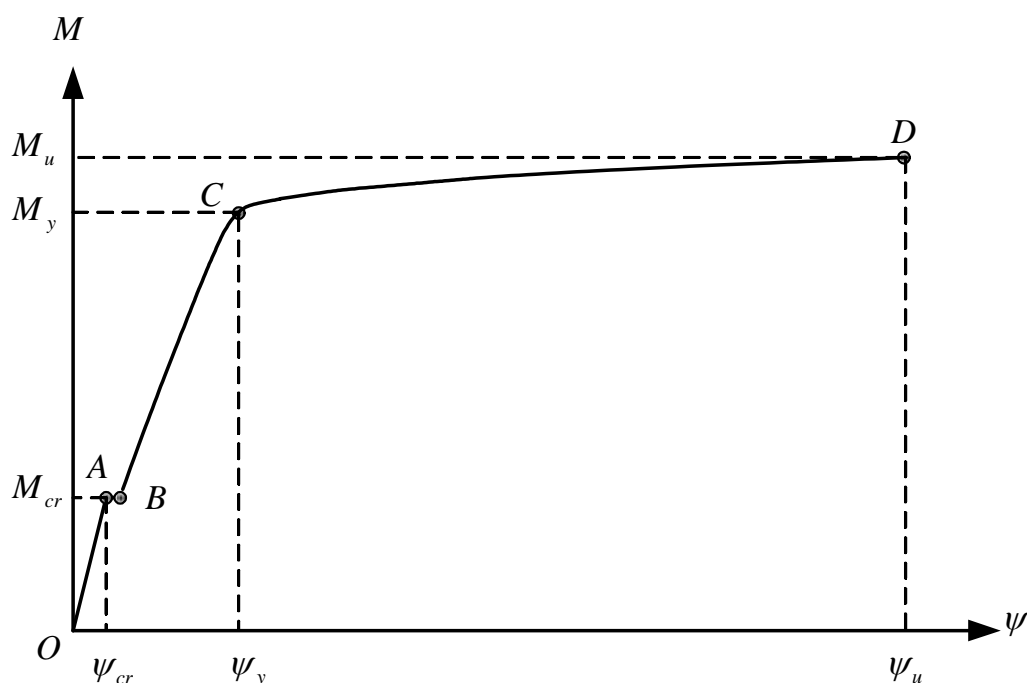


圖 2-2-8 鋼筋混凝土梁之彎矩-曲率圖

2.3 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[7]，此方法構件材料之應力應變關係為非直線關係，以鋼筋混凝土梁為例，如圖 2-2-8 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。

2.3.1 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)[8]。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：

$$\phi R_n \geq \sum_i \gamma_i Q_i \quad (2.3.1)$$

其中 ϕ 為強度折減係數， R_n 為構材的標稱強度， γ_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。例如設定梁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。

2.3.2 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。

2.3.3 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[9]僅以 ϕ 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，在第三章將會有較深入的說明。

2.4 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：

$$\frac{R_n}{F.S.} \geq \sum_i Q_i \quad (2.4.1)$$

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。以鋼筋混凝土梁為例，工作應力法所考量的設計彎矩位於圖 2-2-8 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，且由於此法所設計的結構較為保守，因此比較容易滿足功能性的要求。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。

2.5 各種設計方法的比較

本節主要是將強度設計法與工作應力法及極限設計法之間的差異做一比較，並由此了解強度設計法的一些限制。

2.5.1 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。對於梁深較小之雙筋斷面梁，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，均可作為結構物適用性判斷之準則。

2.5.2 強度設計法與極限設計法的差異

強度設計法之斷面設計是考慮材料之非彈性性質處理，但所依據之外力如彎曲力矩、剪力等則使用構架之彈性分析結果，因此內力與外力在分析理論上有不一致性。由於鋼筋混凝土並不是完全彈性之材料，所以鋼筋混凝土構架之彈性分析結果與真實構架對外力反應會有

差異。再者鋼筋混凝土構架常會發生開裂，EI值實際上是個變數，構架接頭處梁EI值會變大等因素。強度設計法計算時並不考慮其影響，但實際上其影響結構行為卻相當大。

極限設計法(limit design method)是將鋼筋混凝土超靜定結構建造成具有韌性之構架，當構架受力時，構架中桿件斷面最大應力之鋼筋最先開始降伏，該斷面如設計妥當，具有旋轉能力則形成所謂之塑性鉸(plastic hinge)，載重如再增加，內力會轉移至附近較小應力之斷面來承擔，產生所謂之力矩再分配(moment redistribution)，如此隨著載重增加將由更多之斷面來承擔，一直到構架變為不穩定。自第一個斷面之鋼筋降伏到全構架崩坍為止，常保持有相當大之承載強度，以此法求構架之強度會更接近實際情形，其設計結果將更經濟。

極限設計之理念使用於板之設計，一般稱為降伏線理論(yield line theory)此種設計法雖有其好處，但還需要更多之研究作為設計方法之依據，目前沒有完全被規範採用[8]。

2.6 強度設計法—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[10,11,12,13,14]，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。

2.6.1 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：

$$R = R_n \cdot (P_r \cdot M_a \cdot F_a) \quad (2.6.1)$$

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(2.6.1)式可得 R 的平均值 \bar{R} 與變異係數 V_R 為

$$\bar{R} \approx R_n (\bar{P}_r \cdot \bar{M}_a \cdot \bar{F}_a) \quad (2.6.2)$$

$$V_R \approx \sqrt{V_{P_r}^2 + V_{M_a}^2 + V_{F_a}^2} \quad (2.6.3)$$

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_r} 、 V_{M_a} 、 V_{F_a} 分別為 P_r 、 M_a 與 F_a 的變異係數。

2.6.2 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：

$$Q_i = C_i B_i q_i \quad (2.6.4)$$

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：

$$\overline{Q_i} \approx \overline{C_i} \cdot \overline{B_i} \cdot \overline{q_i} \quad (2.6.5)$$

$$V_{Q_i} \approx \sqrt{V_{C_i}^2 + V_{B_i}^2 + V_{q_i}^2} \quad (2.6.6)$$

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。

2.6.3 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 2-6-1a 所示，通常指靜載重。

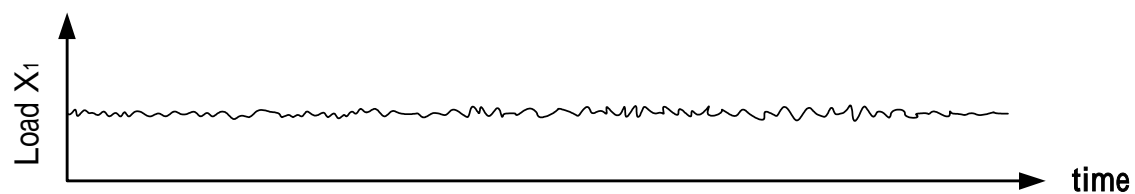
2. 變動載重：

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 2-6-1b 所示，通常指活載重。

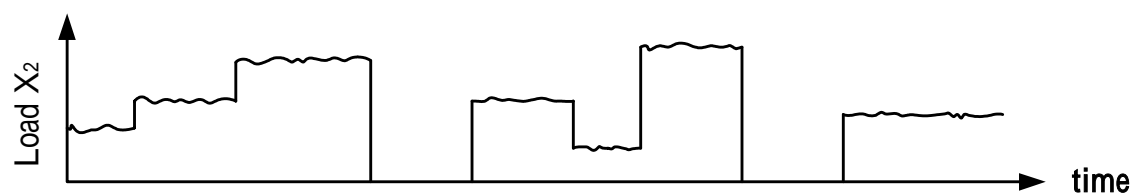
3. 偶發載重：

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。

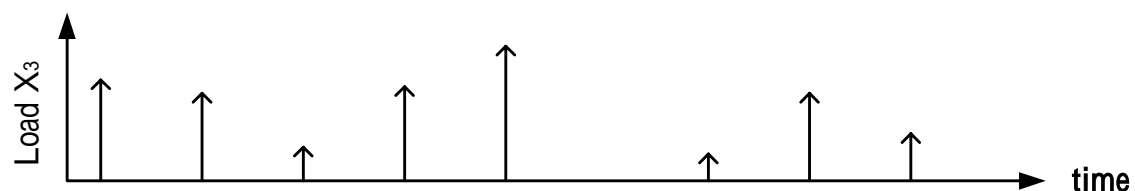
結構物在使用期限內，當同時有多種載重作用時，幾乎不可能各種載重在同一時刻皆到達其最大值，如圖 2-6-1d 所示。因此結構物設計時所使用的總載重，應該小於所有載重最大值的總和。為了方便實際上做可靠度分析，一般將各種載重視為隨機變數 (random variable)，而不是隨機過程 (random process)。近年來關於隨機過程中超越門檻 (up-crossing rates) 之載重組合研究顯示，Turkstra(1972)[13] 所提出的載重組合模式在許多實際例子上為一個良好的近似法，且國內外的規範大都引用此種格式，其具有簡易及規則性等優點。Turkstra(1972) 所提



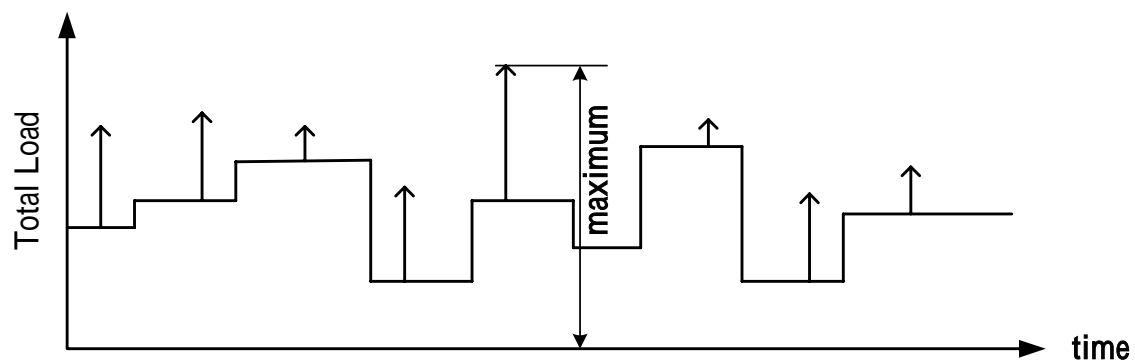
(a)永久載重



(b)變動載重



(c)偶發載重



(d)總載重

圖 2-6-1 載重組合示意圖

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

$$Y(t) = X_1(t) + X_2(t) + \cdots + X_n(t) \quad (2.6.7)$$

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

$$\max Y(t) = \max_i \left[\max_T X_i(t) + \sum_{j \neq i, j=1}^n X_{apt,j} \right] \quad (2.6.8)$$

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。

2.6.4 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 2-6-2 所示其破壞機率 P_f 為

$$P_f = P(R < Q) = \int_0^{\infty} F_R(x) f_Q(x) dx \quad (2.6.9)$$

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

$$P_f = \int_{-\infty}^0 f_M(m) dm = F_M(0) \quad (2.6.10)$$

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 (2.6.10) 可得

$$P_f = F_M(0) = \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta) \quad , \quad \beta = \frac{\bar{M}}{\sigma_M} \quad (2.6.11)$$

由以上二式可發現破壞機率為 \bar{M}/σ_M 的函數，因此定義 β 為可靠度指標 (reliability index) 或安全指標 (safety index) [10,13]，亦即

$$\beta = \frac{\bar{M}}{\sigma_M} = \frac{\bar{R} - \bar{Q}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (2.6.12)$$

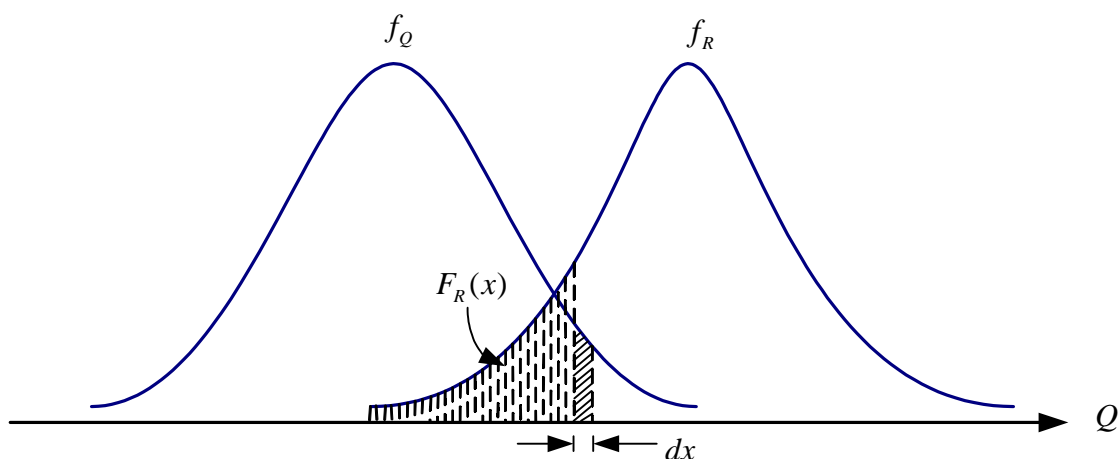


圖 2-6-2 載重和構件強度機率函數示意圖

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

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (2.6.13)$$

$$\alpha_Q = \frac{\sigma_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (2.6.14)$$

將上式帶入(2.6.12)式，整理後可得

$$(1 - \alpha_R \beta V_R) \bar{R} = (1 + \alpha_Q \beta V_Q) \bar{Q} \quad (2.6.15)$$

由上式可令

$$\phi R_n \geq \gamma Q_n \quad (2.6.16)$$

$$\phi = (1 - \alpha_R \beta V_R) \frac{\bar{R}}{R_n} \quad (2.6.17)$$

$$\gamma = (1 + \alpha_Q \beta V_Q) \frac{\bar{Q}}{Q_n} \quad (2.6.18)$$

上式中 ϕ 為強度折減係數， γ 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 及設計載重 γQ_n 之間的關係如圖 2-6-3 所示，而圖 2-6-4 則表示構材強度平均值 \bar{R} 、標稱強度 R_n 及

設計強度 ϕR_n 之間的關係。由上述推導可知，安全指標 β 越大，則強度折減係數 ϕ 越小，載重係數 γ 越大，即結構物的安全性越高。

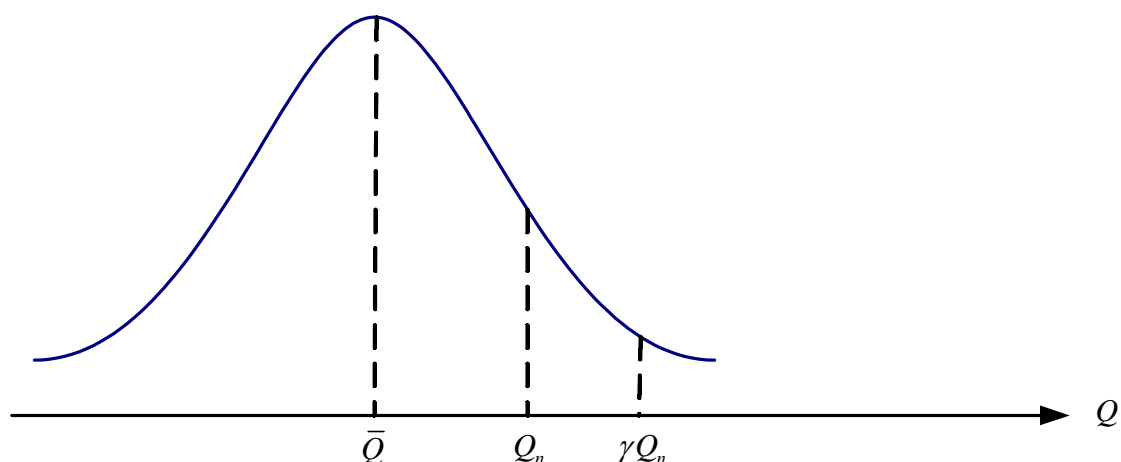


圖 2-6-3 標稱載重、載重平均值、設計載重關係示意圖

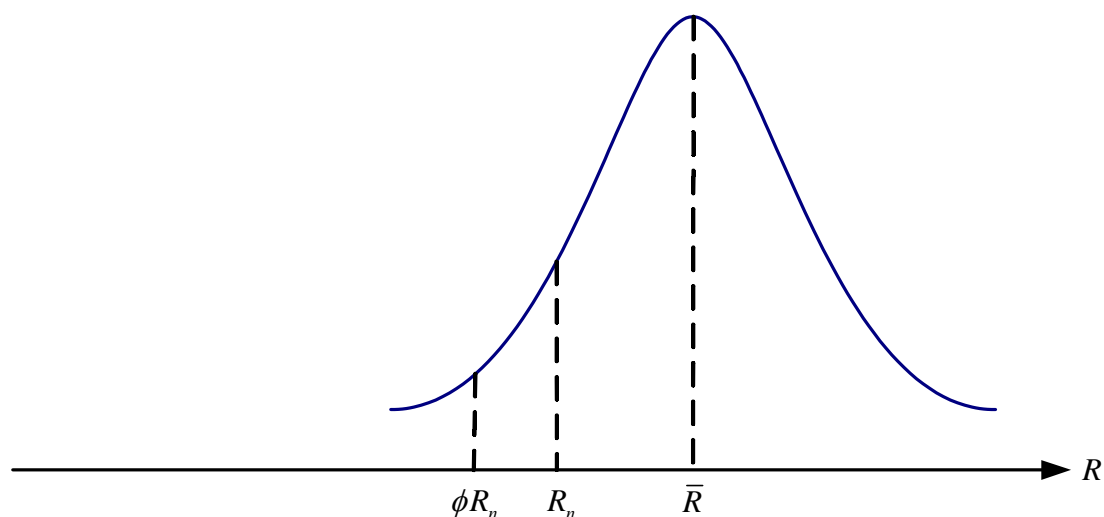


圖 2-6-4 標稱強度、強度平均值、設計強度關係示意圖

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(2.6.14)式的 α_R 、 α_Q 值[10,11]，最後代入(2.6.17)及(2.6.18)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 2-6-5。

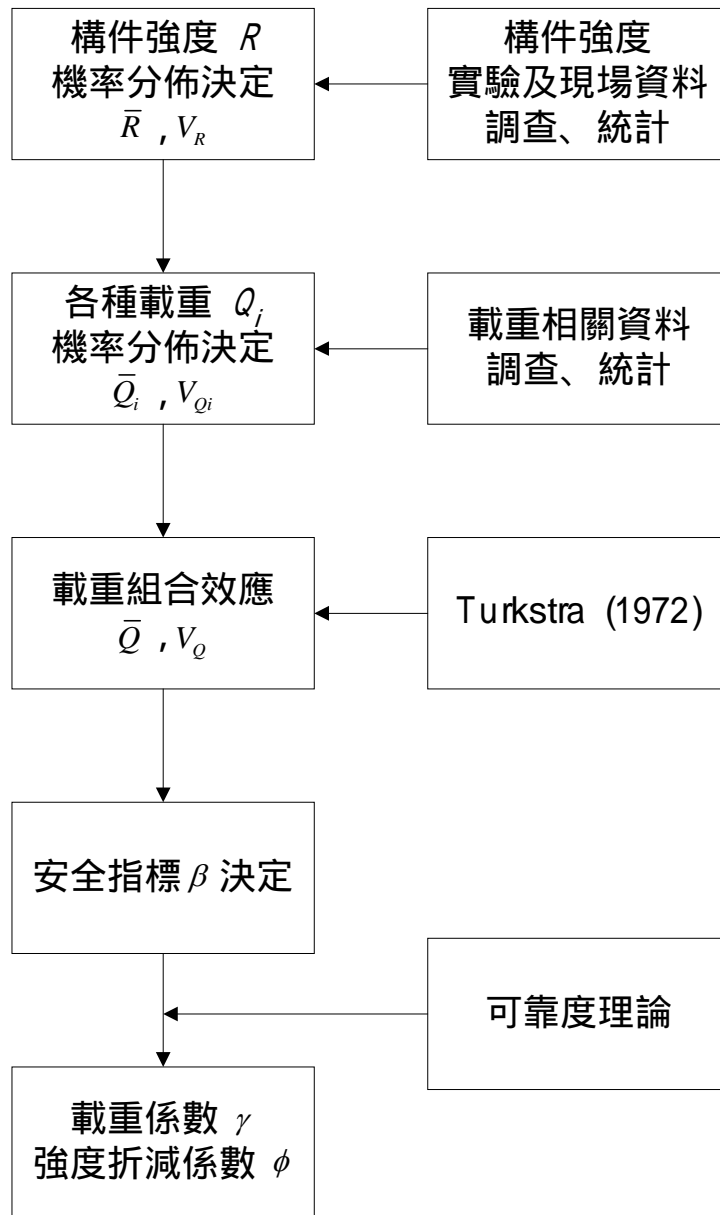


圖 2-6-5 載重係數及強度折減係數的計算流程圖

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：

$$g = R - Q = R - D - L \quad (2.6.19)$$

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 $\nu_R = \frac{R_n}{\bar{R}} = 0.95$ 、 $\nu_D = \frac{D_n}{\bar{D}} = 1.01$ 及 $\nu_L = \frac{L_n}{\bar{L}} = 1.18$ ，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 σ_Q 可表示成：

$$\bar{Q} = \bar{D} + \bar{L} = \bar{D} + 2\bar{D} = 3\bar{D} \quad (2.6.20)$$

$$\begin{aligned} \sigma_Q^2 &= \sigma_D^2 + \sigma_L^2 = (0.10\bar{D})^2 + (0.25\bar{L})^2 \\ &= [(0.10)^2 + (0.25)^2(2^2)]\bar{D}^2 = 0.26\bar{D}^2 \end{aligned} \quad (2.6.21)$$

由(2.6.20)、(2.6.21)及(2.6.12)式可知

$$\beta = \frac{\bar{R} - 3\bar{D}}{\sqrt{(0.11\bar{R})^2 + (0.1\bar{D})^2 + (0.5\bar{D})^2}} = 2.5 \quad (2.6.22)$$

解上式的聯立方程，可得：

$$\bar{R} = 4.844 \bar{D} \quad (2.6.23)$$

$$\sigma_R = 0.11 \bar{R} = (0.11)(4.844)\bar{D} = 0.533\bar{D} \quad (2.6.24)$$

將上式代入(2.6.13)式可得：

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} = \frac{0.11\bar{R}}{\sqrt{(0.11\bar{R})^2 + 0.26\bar{D}^2}} = 0.722 \quad (2.6.25)$$

同理

$$\alpha_D = \frac{\sigma_D}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} = 0.136 \quad (2.6.26)$$

$$\alpha_L = \frac{\sigma_L}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} = 0.678 \quad (2.6.27)$$

將上式代入(2.6.17)式可得強度折減係數中

$$\begin{aligned} \phi &= (1 - \alpha_R \beta V_R) \frac{\bar{R}}{R_n} \\ &= (1 - 0.722 \times 2.5 \times 0.11) / 0.95 = 0.80 / 0.95 = 0.84 \end{aligned} \quad (2.6.28)$$

同理載重係數 γ_D 及 γ_L 可表示成：

$$\begin{aligned} \gamma_D &= (1 + \alpha_D \beta V_D) \frac{\bar{D}}{D_n} \\ &= (1 + 0.136 \times 2.5 \times 0.10) / 1.01 = 1.03 / 1.01 = 1.02 \end{aligned} \quad (2.6.29)$$

$$\begin{aligned} \gamma_L &= (1 + \alpha_L \beta V_L) \frac{\bar{L}}{L_n} \\ &= (1 + 0.678 \times 2.5 \times 0.25) / 1.18 = 1.42 / 1.18 = 1.20 \end{aligned} \quad (2.6.30)$$

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

$$0.84R_n \geq 1.02D_n + 1.20L_n \quad (2.6.30)$$

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。

2.6.5 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[12,16]，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：

$$\phi R \geq \sum \gamma_i Q_i \quad (2.6.31)$$

上式與(2.3.1)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(2.6.12)式，求出可靠度指標 β ，其安全檢核格式可表示如下：

$$\beta \geq \beta_T \quad (2.6.32)$$

上式中 β_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(2.6.9)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。

第三章 國際上港灣 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、美國及大陸等各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。

3.1 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[3,16]，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：

$$\frac{R}{\gamma_b \gamma_e \gamma_a} \geq \sum \gamma_i Q_i \quad (3.1.1)$$

上式中 R 為標稱強度， γ_i 為不同設計載重 Q_i 所對應載重係數，而 γ_b 是構件係數， γ_e 是構造物係數， γ_a 是構造解析係數，其設計流程如圖 3-1-1 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 ϕ 。本節現就日本規範中安全度係數、材料強度及三種極限狀態檢核等相關規定，分別說明如下：

3.1.1 安全度係數

極限狀態檢核所用的安全度係數可分為材料係數 γ_m 、載重係數 γ_i 、構造解析係數 γ_a 、構件係數 γ_b 、構造物係數 γ_e 等，如表 3-1-1 所示，其中構件係數 γ_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 γ_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 γ_m ，是為了反應材料強度不確定性的影響。構造物解析係數 γ_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。而載種係數 γ_i 則反應載重種類、作用頻率及變異性的影響，以下就安全度係數的規定分別說明如下：

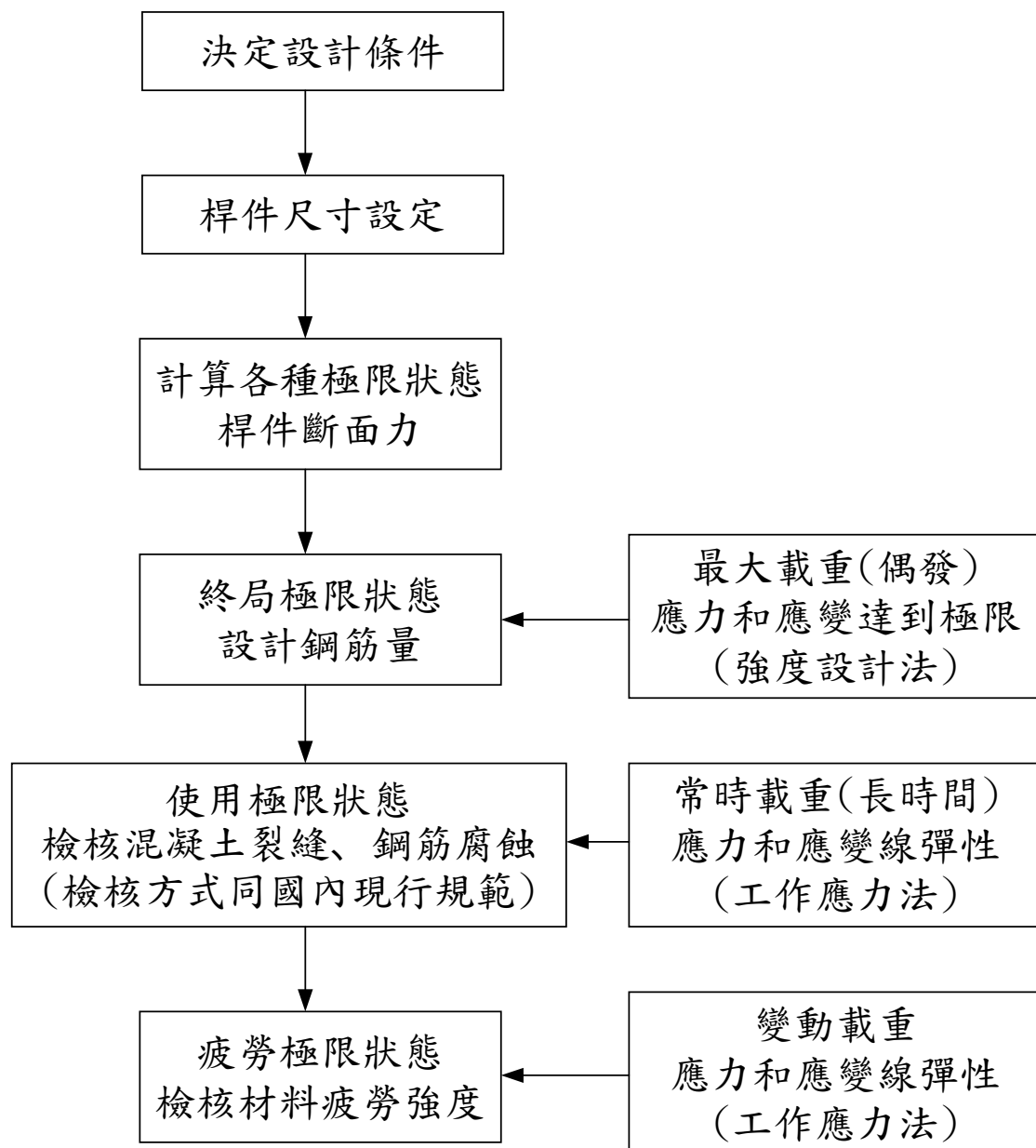


圖 3-1-1 日本規範的設計流程圖

表 3-1-1 安全度係數

安全度係數		極限狀態的類別		
		終局極限	使用極限	疲勞極限
材料係數 (γ_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 (γ_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 (γ_a)		1.0	1.0	1.0
構件係數 (γ_b)		1.0~1.3	1.0	1.0
構造物係數 (γ_e)		1.0~1.2	1.0	1.0

1. 載種係數

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考慮載重組合時，對構件的威脅較大者。水平載重作用，當垂直載重較小時，有些柱構件受拉力會較大，此時須以此受力條件對構件進行安全檢核。

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，考率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，採用標準安全度係數時，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率載重的不確定因素，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度係數。

- (1) 關於終局極限狀態下的構造物係數，可採採用下列的值。
- (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， γ_{mc} 是混凝土強度的材料係數，在終局極限狀態取 1.3，而 γ_{ms} 是鋼筋強度的材料係數。

3.1.2 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 3-1-2 所示的正規化分佈。

由(3.1.2)式可求出材料強度特性值，

$$f_k = f_m(1 - kV) \quad (3.1.2)$$

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%。

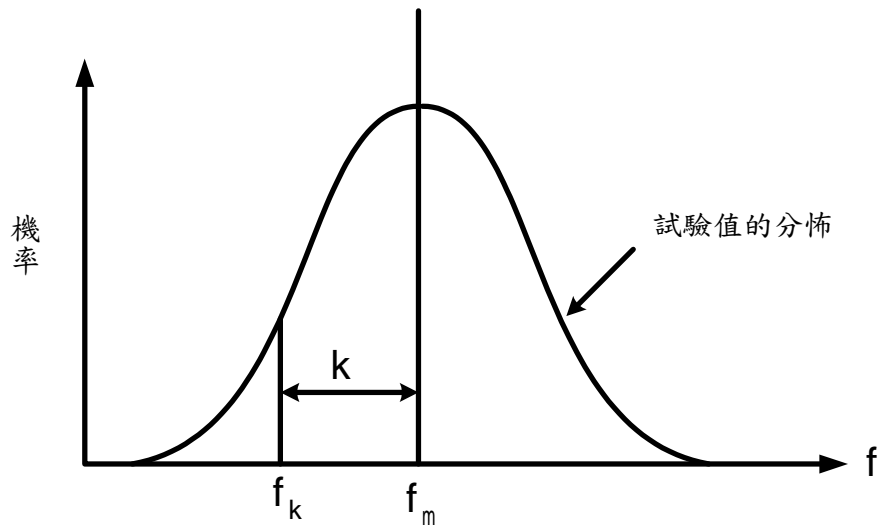


圖 3-1-2 材料強度的特性值

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)

$$f_{bk} = 0.42 f_{ck}'^{2/3} \quad (3.1.3)$$

c. 拉伸強度 (f_{tk}) (N/mm^2)

$$f_{tk} = 0.23 f_{ck}'^{2/3} \quad (3.1.4)$$

d. 握裹強度 (f_{bok}) (N/mm^2)

$$\text{異形鋼筋： } f_{bok} = 0.28 f_{ck}'^{2/3} \leq 4.2 (N/mm^2) \quad (3.1.5)$$

普通圓形鋼是異形鋼筋的 40%。

e. 承壓強度 (f_{ak}) (N/mm^2)

$$f_{ak} = \eta f_{ck}' , \quad \eta = (A/A_a)^{1/2} \leq 2 \quad (3.1.6)$$

A：混凝土承受壓力分佈的最大支承面積

A_a ：混凝土承受壓力的面積

(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 3-1-3 所示由二次拋物線與直線所構成。

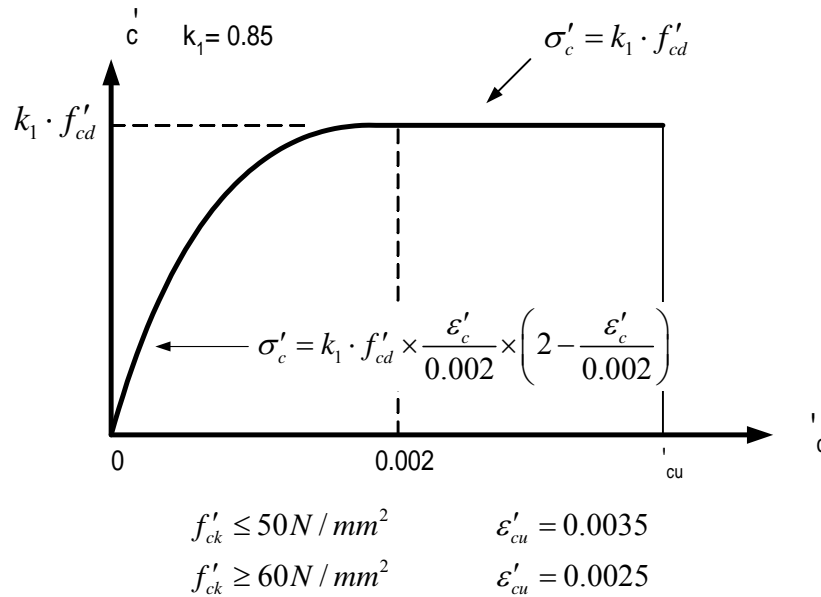


圖 3-1-3 混凝土的壓縮應力—應變曲線

- 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 3-1-2 所示的數值。

表 3-1-2 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(3.1.7)式求出一般疲勞壽命 N 與永久載重的應力度與函數。

$$f_{rd} = k_1 f_d \left(1 - \frac{\sigma_p}{f_d}\right) \left(1 - \frac{\log N}{K}\right) \quad (3.1.7)$$

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。 σ_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度

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 3-1-4 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。

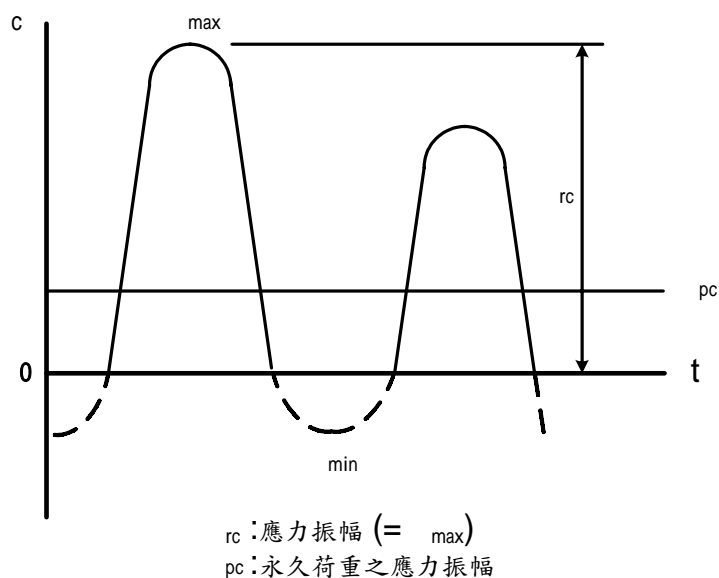


圖 3-1-4 混凝土應力震幅

c. 設定疲勞限度

(3.1.7)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(3.1.7)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

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

度的特性值 f_{yk} 即可。

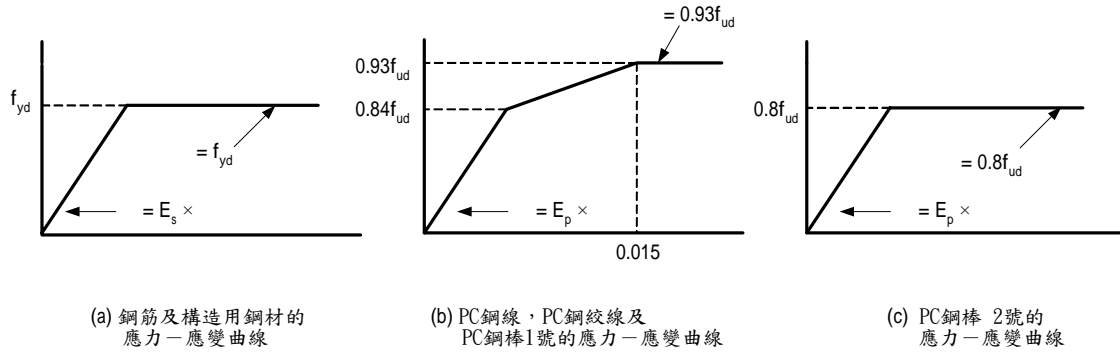


圖 3-1-5 鋼材應力—應變曲線

c. 鋼材的剪應力強度特性值 f_{vyk} ，可依據(3.1.8)式求出。

$$f_{vyk} = f_{yk} / \sqrt{3} \quad (3.1.8)$$

(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 3-1-5 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(3.1.9)式可求出鋼筋的設計疲勞強度 f_{srd} 。

$$f_{srd} = 190 \frac{10^\alpha}{N^\kappa} \left(1 - \frac{\sigma_{ps}}{f_{ud}}\right) / \gamma_{ms} \quad (3.1.9)$$

上式中， f_{ud} 是鋼筋的設計拉伸強度，係數 $\alpha = \kappa_0(0.81 - 0.003\phi)$ ， ϕ 是鋼筋直徑， κ_0 是鋼筋竹節形狀的函數，一般則設定為 1.0，係數 $\kappa = 0.12$ ， γ_{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， σ_{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 3-1-6 所示。

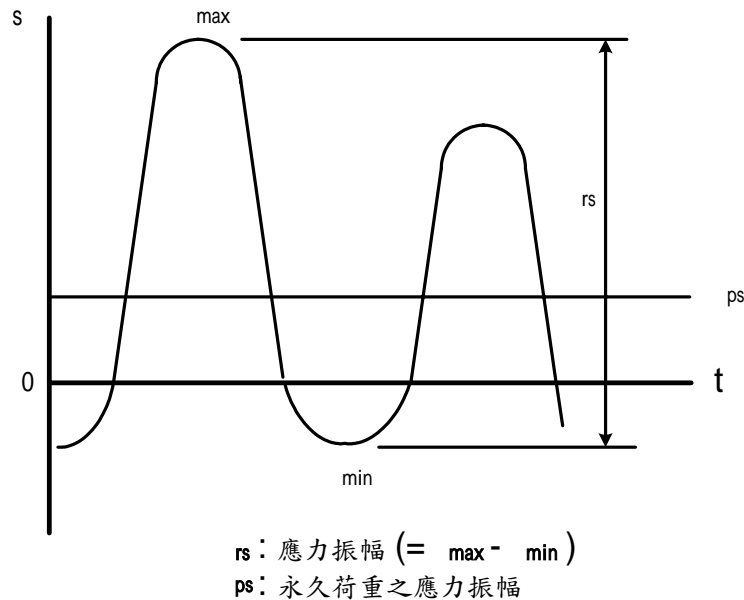


圖 3-1-6 鋼材的應力振幅

c. 設定疲勞限度

如同混凝土一樣，利用(3.1.9)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。

3.1.3 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，原則上要基於線形解析。若採用非線形解析法時，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，一般都是以非線形性予以表示。換言之，在解析構造時，採用非線形解析較為合理。不過，以設計理論來說，則沒有運用在實用範圍內。另一方面，線形解析則具有簡單、豐富的實績，此時的構造解析係數 γ_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剖面耐力。

- 應變是從剖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 ε'_{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 3-1-7 所示的矩形壓縮應力度的分佈(對等應力區塊)狀態。

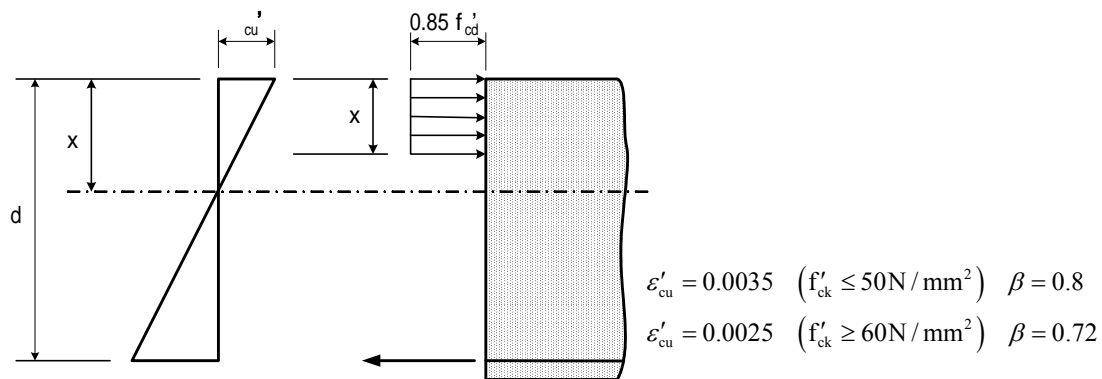


圖 3-1-7 對等應力區塊

(2) 承受彎曲力矩之構件設計

單筋斷面可從(3.1.10)式中求出彎曲設計強度 M_{ud} 。

$$M_{ud} = A_s f_{yd} b d^2 \left(1 - \frac{p_w}{1.7} \frac{f_{yd}}{f'_{cd}}\right) \cdot \frac{1}{\gamma_b} \quad (3.1.10)$$

其中 A_s 是被配置的鋼筋剖面面積， 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， γ_b 是構件係數 ($\gamma_b=1.15$)

3. 剪力之檢討

(1) 梁構件

a. 設計之剪力

可依據(3.1.11)式算出剪應力的設計用值 V_{yd} 。

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} \quad (3.1.11)$$

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(3.1.12)式求得，

$$V_{cd} = \beta_d \beta_p \beta_n f_{vcd} b_w d / \gamma_b \quad (3.1.12)$$

上式中各相關係數說明如下：

β_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

β_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

β_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 是構件剖面之有效高度

p_w 是軸向拉伸鋼筋比， $p_w = A_s / (b_w d)$

γ_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(3.1.13)式求出。

$$V_{sd} = \{A_w f_{wyd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / s\} z / \gamma_b \quad (3.1.13)$$

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 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 $d/1.15$ 。

α_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， γ_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(3.1.14)式求得。

$$V_{wcd} = f_{wcd} b_w d / \gamma_b \quad (3.1.14)$$

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

γ_b ：設定為 1.3 即可。

(2) 沖孔剪力

依據(3.1.15)式可求出沖孔剪力 V_{pcd} 。

$$V_{pcd} = \beta_d \beta_p \beta_r f_{pcd} u_p d / \gamma_B \quad (3.1.15)$$

上式中各相關係數說明如下：

β_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

β_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

β_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，

$$f_{pcd} = 0.20(f'_{cd})^{1/2} \leq 1.2 \quad (N/mm^2) \quad (3.1.16)$$

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， γ_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梁構件的拉伸鋼筋比為 0.2% 以上。但是，若屬 T 型剖面時，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，剖面的有效高度 d 乘以腹部寬 b 的結果。這些規定是用來防止鋼筋混凝土梁發生脆性破壞。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，而發生脆性破換的危險性。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梁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(3.1.17)式求出平衡鋼筋比。

$$p_b = 0.68 \frac{\varepsilon'_{cu}}{\varepsilon'_{cu} + f_{yd} / E_s} \frac{f'_{cd}}{f_{yd}} \quad (3.1.17)$$

上式中， p_b 是平衡鋼筋比， ε'_{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 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

c. 由(3.1.18)式可求出最小的剪力箍筋垂直量 $A_{v,\min}$ ，為

$$A_{v,\min} = 0.001b_w S \quad (3.1.18)$$

上式中， b_w 是梁構件的寬度，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。

d. 必須在梁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。

e. 箍筋及彎曲鋼筋的端部，則務必充分固定壓縮端的混凝土。

3.1.3.1 終局極限狀態的設計流程

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(3.1.10)式的規定，設計撓曲鋼筋量。
3. 由(3.1.17)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(3.1.14)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，即梁的深度、寬度。
6. 依(3.1.11)式的規定設計剪力箍筋間距。

3.1.4 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) 應力度計算

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 (i) ～ (iv) 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 3-1-3 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 3-1-4 的形式即可。但是，適用於表 3-1-4 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

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，也可將依據式(3.1.19)所求出的 k_1 ，乘以設計強度後的值視為限制值。

$$k_1 = 0.6/(h^{1/3}) \quad (3.1.19)$$

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

表 3-1-3 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 3-1-4 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(3.1.20)式求出龜裂寬度 w 後，再檢核是否在小於 表 3-1-3 所示的容許龜裂寬度 w_{lim} 。

$$w = k_l \cdot \{4c + 0.7(c_\phi - \Phi)\} (\sigma_{se} / E_s + \varepsilon_\phi) \quad (3.1.20)$$

式中， w 是龜裂寬度 (mm)， k_l 是表示鋼筋附著性狀的常數，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_ϕ 是鋼筋的中心間隔 (mm)， Φ 是鋼筋直徑 (mm)， σ_{se} 是鋼筋應力度的增加量 (N/mm^2)， E_s 是鋼筋的彈性係數 ($200kN/mm^2$)， ε_ϕ 是考慮到混凝土乾燥收縮及因蠕變造成龜裂的數值， σ_{se} 是依據(3.1.21)式之載重特性值 S_k ，所求得的鋼筋應力。

$$S_k = k_p S_p + k_r S_r \quad (3.1.21)$$

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 $k_p=k_r=0.5$ 。

ε_ϕ 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 150×10^6 。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 3-1-5 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 3-1-5 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(3.1.12)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 γ_b 則設定為 1.0。當設計剪大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 3-1-6 的數值，由(3.1.22)式可求出永久載重的箍筋應力度。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。

$$\sigma_{wpd} = \frac{(V_{pd} + V_{rd} - k_2 V_{cd})s}{A_w z (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)} \frac{V_{pd} + V_{cd}}{V_{pd} + V_{rd} + V_{cd}} \quad (3.1.22)$$

上式中， σ_{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 (3.1.12) 式算出無剪力補強鋼材之梁構件的設計剪力， 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， α_s 是剪力補強鋼筋與構件中中性軸的角度， 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 3-1-6 剪力箍筋應力增加量之限制值(N/mm²)

鋼材種類	區分	
	A	B
異形鋼筋	80	100
普通丸鋼	60	80

3.1.4.1 使用極限狀態的設計流程

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(3.1.20)式的規定，檢核撓曲裂縫。

3. 由(3.1.22)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[16,17,18]。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用的應力度計算，原則上需依據彈線形理論。

(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 3-1-8 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度

可依據(3.1.23a)式及(3.1.23b)式求出剪力補強鋼筋的應力

度。

$$\sigma_{wrd} = \frac{(V_{pd} + V_{rd} - k_2 V_{cd})s}{A_w z (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)} \frac{V_{rd}}{V_{pd} + V_{rd} + V_{cd}} \quad (3.1.23a)$$

$$\sigma_{wpd} = \frac{(V_{pd} + V_{rd} - k_2 V_{cd})s}{A_w z (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)} \frac{V_{pd} + V_{cd}}{V_{pd} + V_{rd} + V_{cd}} \quad (3.1.23b)$$

式中， σ_{wrd} 是因變動載重所引起之剪力補強鋼筋的應力， σ_{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(3.1.12)式算出無剪力補強鋼材之梁構件的設計剪力， 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， α_s 是剪力補強鋼筋與構件中性軸的角度。

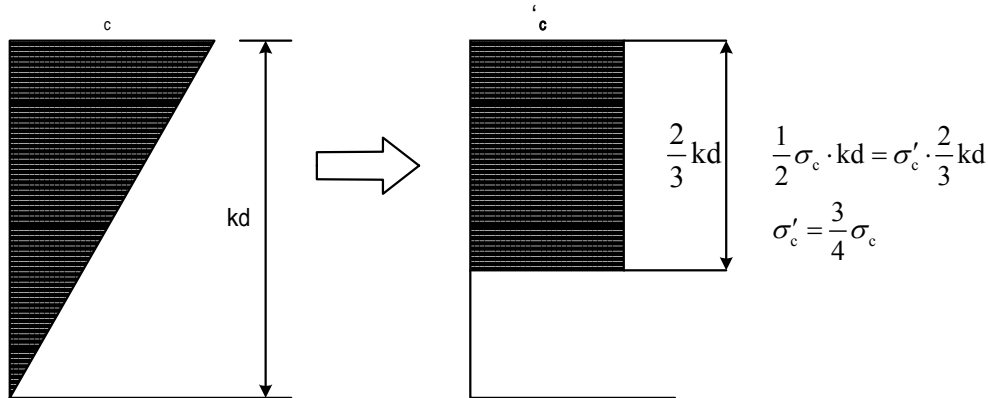


圖 3-1-8 混凝土應力之等價換算

3. 檢討安全性

(1) 安全性的核對方法

可由(3.1.24)式檢討疲勞的安全性

$$\gamma_e \sigma_{rd} < \frac{f_{rd}}{\gamma_b} \quad (3.1.24)$$

上式中， σ_{rd} 是設計變動應力， γ_b 是構件係數， f_{rd} 是設計疲勞強度， γ_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 γ_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：

$$M_i = n_i / N_i \quad (3.1.25)$$

而所有變動載重的損傷程度總和 M 可表示如下：

$$M = \sum_i M_i = \sum_i n_i / N_i \quad (3.1.26)$$

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 2×10^6 次由(3.1.7)式與(3.1.9)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 σ_{rd} 為基準，等價反覆次數 N 之計算方式，由(3.1.7)式及(3.1.9)式可的混凝土及鋼筋的等價反覆次數 N ，可分別表示成(3.1.27)式及(3.1.28)式。

$$N = \sum_{i=1}^m n_i 10^{B(\sigma_{ri} - \sigma_{rd})} \quad (3.1.27)$$

上式中， σ_{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(3.1.6)式所示。

$$N = \sum_{i=1}^m n_i (\sigma_{ri} / \sigma_{rd})^{1/\kappa} \quad (3.1.28)$$

上式中， $\kappa = 0.12$

接著由(3.1.6)式及(3.1.8)式，可求出等價反覆次數 N 的設計疲勞強度 f_{rd} ，最後再與 σ_{rd} 進行比較。

(4) 設計變動應力 σ_{rd}

在此所規定的檢討方法，其安全度會隨設計變動應力 σ_{rd} 的設定值改變，因此必須以安全度最小的 σ_{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 σ_{\max} ，檢核設計變動應力 σ_{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。

3.1.5.1 疲勞極限狀態的設計流程

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 3.1.5 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(3.1.27)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(3.1.28)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(3.1.7)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(3.1.24)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(3.1.9)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(3.1.24)式檢核鋼筋的疲勞安全性。

3.1.6 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 3-1-7 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 3-1-7 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	備注
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 3-1-7 所示，圖 3-1-9 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 (ΔR) 及揚壓力 (WP)，其載重分類如表 3-1-8 所示。

表 3-1-9 是按照底版反力的變動量 (ΔR) 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 (ΔR) 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 $0.9D+1.1R+0.7(1.3) WP$ 。

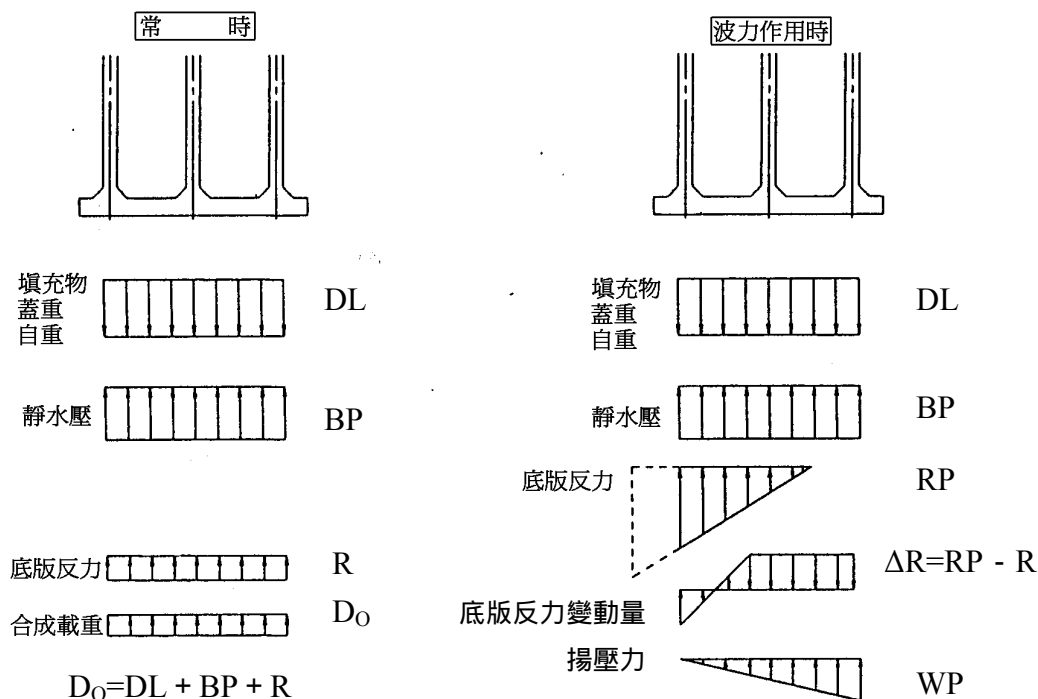


圖 3-1-9 底版的設計載重 (防波堤)

表 3-1-8 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 ΔR ，揚壓力 WP

表 3-1-9 底版的載重組合及載重係數（防波堤）

極限狀態	狀態	ΔR 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 3-1-10 至圖 3-1-12 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 3-1-10 至表 3-1-12 所示，說明如下：

- 法線平行方向港外側—前壁

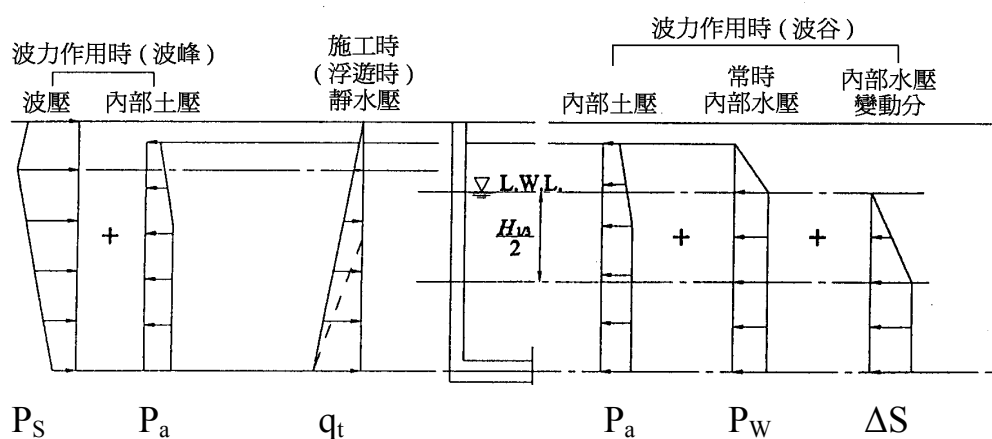


圖 3-1-10 前壁的設計載重示意圖（防波堤）

表 3-1-10 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	$1.1P_a + 1.1P_W + 1.2\Delta S$	$1.0P_a + 1.0P_W + 1.0\Delta S$

・法線平行方向港內側—後壁

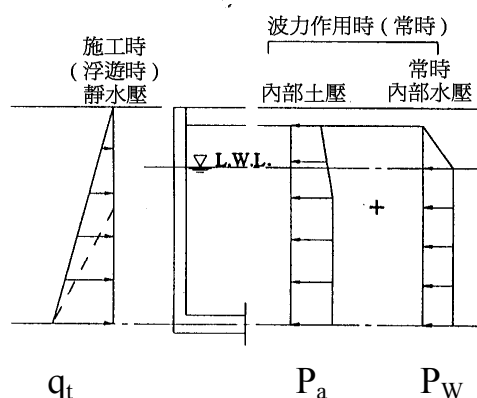


圖 3-1-11 後壁的設計載重示意圖（防波堤）

表 3-1-11 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

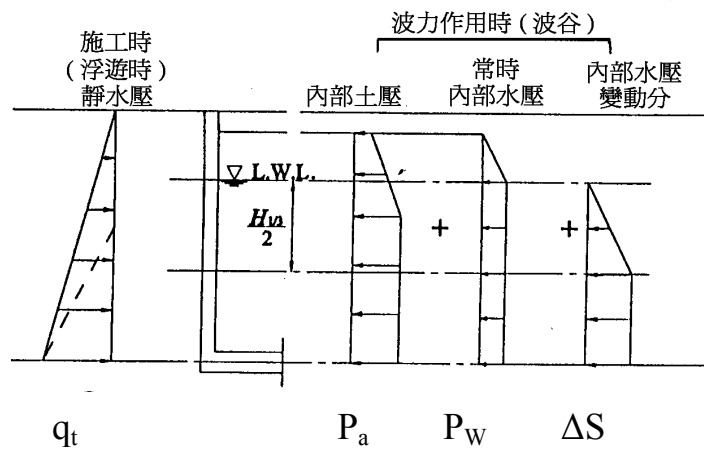


圖 3-1-12 側壁的設計載重示意圖（防波堤）

表 3-1-12 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梁產生之束制力。

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 3-1-13 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(3.1.21)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 3-1-13 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

- a. 計算斷面力時，將板及梁視為獨立的構件。
- b. 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。
- c. 計算梁的斷面力時，可假設為線性，於梁的斷面力解析時，一般都是將樁設為彈性支承或視為有懸臂部份之連續梁計算之。

3.2 美國規範概述

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。

$$\phi R_n \geq \sum_i \gamma_i Q_i \quad (3.2.1)$$

其中為 ϕ 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， γ_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盡相同，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[2]，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：

3.2.1 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梁為小，係因柱之延展性較差、一經破壞所造成之災害較梁之破壞更為慘重。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方箍筋為高。將美國規範中訂定之強度折減因子數值製成表 3-2-1。

表 3-2-1 強度折減因子

構件受力情形	ϕ
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

3.2.2 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 3-1-2。

表 3-2-2 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 ^a	1.3	1.3	1.3	1.3	1.25	1.25	1.3	1.3	1.2
L _C +I or L _U	1.7 ^C	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 B_e ：靠船力 C：水流力 E：土壓力

E_q ：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

3.3 大陸規範概述

大陸規範的載重因數及載重組合主要是依據大陸出版的「港口工程結構可靠度設計統一標準」和「港口工程混凝土結構設計規範」、「港口工程荷載規範」，並結合棧橋式碼頭施工時期和使用時期可能出現的載重與載重組合而制定的。在載重的分類上，大陸規範[19]將載重分為永久作用載重、可變作用載重及偶然作用載重三類。其中，永久作用力包括結構自重、固定設施重、預加應力、土重、永久作用力引起之土壓力、固定水位的淨壓力和浮力等。可變作用力則有堆貨、流動起重運輸機械、鐵路、汽車、船舶、風、浪、水流、冰、可變作用力引起的土壓力、溫度效應、施工載重和打柱應力等。偶然作用力是指地震力等作用力。在載重組合方面，大陸規範亦分為承載能力極限狀態和正常使用極限狀態，此二種狀態適用的情況整理為表 3-3-1。其中棧橋式碼頭正常使用極限狀態設計，主要是對於重要工程的起重機梁或跨度較大的梁進行撓度計算；另外由鋼管樁組成的棧橋式碼頭則是利用樁體變形吸收船舶衝擊力等水平外力，因此必需作變形量檢核，且必需檢討裝卸機械工作時引起的振動，尤其是起動能力較大的裝卸設施或碼頭剛度較小的情況。棧橋式碼頭在設計上必需考慮一般使用狀況、施工及使用初期等二種狀況，現分別說明如下：

表 3-3-1 承載能力極限狀態和使用極限狀態

下列情況應按承載能力極限狀態設計
(1) 結構的整體穩定、岸坡穩定、擋土結構抗傾和抗滑等。 (2) 構件的受彎、受剪、受沖切、受壓、受拉和受扭等。 (3) 樁和樁的挫曲穩定等。 (4) 樁的承載力
下列情況應按正常使用極限狀態設計
(1) 混凝土構件的抗裂或限裂。 (2) 裝卸機械有控制變形要求時梁的撓度。 (3) 柔性靠船樁。 (4) 裝卸機械引起結構振動等。

1. 一般使用狀況

考慮一般使用狀況情形下，須計算使用期間最大荷載(承載能力極限狀態)，以及在長期的可變作用力發生時的荷載(正常使用極限狀態)。在一般使用狀況的承載能力極限狀態下的載重組合，可以下式計算之，

$$Q_d = \gamma_0 \left[\gamma_G Q_G + \gamma_{Q1} Q_1 + \psi \left(\sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} Q_i \right) \right] \quad (3.3.1)$$

上式中， Q_d 是設計強度， γ_0 是重要度係數，其值參考表 3-3-2， Q_G 是永久作用力， γ_G 是永久作用力之載重係數，其值參考表 3-3-3。 Q_1 是主要可變作用力， γ_{Q1} 是可變作用力之載重係數，其值參考表 3-3-3。 ψ 是組合係數，取 $\psi=0.7$ 。 Q_i 是第 i 個非主要可變作用力， γ_{Qi} 是第 i 個非主要可變作用力之載重係數，其值參考表 3-3-3。

表 3-3-2 結構重要性係數 γ_0

安全等級	一級	二級	三級
γ_0	1.1	1.0	0.9
註：一般港口的主要建築物宜採用二級			

表 3-3-3 載重係數 γ_Q

載重名稱	載重係數	載重名稱	載重係數
永久載重	1.2	船舶衝擊力	1.5
人群載重	1.4	船舶拉力	1.4
起重機載重	1.5	風載重	1.4
鐵路載重	1.4	冰載重	1.5
汽車載重	1.4	波浪力	1.5

在一般使用狀況的正常使用極限狀態下的載重組合，以下式計算之，

(1) 一般使用狀況作用的短期效應：

$$Q_s = Q_G + \psi_1 \sum_{i=1}^n Q_i \quad (3.3.2-1)$$

(2) 一般使用狀況作用的長期效應：

$$Q_l = Q_G + \psi_2 \sum_{i=1}^n Q_i \quad (3.3.2-2)$$

式中， Q_s 是短期效應的載重組合， Q_G 是永久作用力， ψ_1 是頻率值係數，取 0.8。 ψ_2 是頻率值係數，取 0.6。 Q_i 是永久作用力， Q_i 是長期效應的載重組合。

2. 施工時及使用初期

在施工時可能會產生的載重有，結構承受的施工載重、打樁產生之應力、岸坡由打樁震動產生的附加應力等；在構作安裝過程中發生的載重有，波浪力和水流力對樁(尤其是斜樁)的影響以及打樁應力等；而在使用初期可能出現的作用力，如運輸大型物件的特殊車輛載重及載重機等。如同一般使用狀況，在施工及使用初期狀況亦應就承載能力極限狀態和正常使用極限狀態分別討論之。施工及使用初期狀況下的承載能力極限狀態應以下式計算其設計強度，

$$Q_d = \gamma_G Q_G + \sum_{i=1}^n \gamma_{Q_i} Q_i \quad (3.3.3)$$

上式中的荷號定義同於(3.3.1)式，其中 γ_{Q_i} 是第 i 個可變作用力載重係數，其值採用表 3-3-3 中所列數值減去 0.1 計。對於施工及使用初期狀況下的正常使用極限狀態則以下式計算其設計強度，

$$Q = Q_G + \sum_{i=1}^n Q_i \quad (3.3.4)$$

式中 Q 為施工及使用初期狀況下的使用極限狀態之載重組合，而 Q_G 和 Q_i 的定義則如同(3.3.2)式所定義。

第四章 港灣 R.C.構造物導入強度設計法之問題探討

4.1 國內現行規範概說

國內房屋建築物的設計方法，是依據內政部頒訂的建築技術規則，而橋樑的設計方法則是依據交通部頒訂的公路橋樑設計規範。目前由於國內缺乏構件強度和載重等相關資料的調查及統計，因此設計規範大都以國外現有的規範為藍本加以修定，其中國內的建築技術規則及公路橋樑設計規範分別是依據美國 ACI 及 AASHTO 的規範訂定，這兩種規範的 R.C.構造物設計，都是採用強度設計法。

民國七十年，台灣省政府交通處廣蒐國內外已有之資料，並參考日本社團法人港灣協會於民國五十六年發行之「港灣結構物設計基準」，及配合台灣地理環境及港灣特性，加以整理修正頒訂「港灣構造物設計標準」，使得國內之港灣結構物在設計及規劃上有所依循，也對促進設計水準及技術能力提昇有很大的幫助。國內現行港灣構造物的興建及維修則是依民國八十六年交通部頒訂之「港灣構造物設計基準」，此設計基準主要係參考日本社團法人港灣協會於民國七十八年六月出版之「港灣 設施 技術上 基準 同解說」，並配合國內港灣實際狀況與海岸特性編定而成。其中 R.C.構造物的設計理論，則仍是採用工作應力法，由於工作應力法具有使用方便之優點，因此長久以來廣受世界各國採用。本節主要是將材料（混凝土、鋼筋）容許應力及載重組合與國內 R.C.港灣構造物設計方法相關之規定做一簡單說明，以了解現行規範的主要設計精神。

1. 材料的容許應力

表4-1-1及表4-1-2所示，是本國港灣構造物設計基準—防波堤設計基準及說明中有關材料的容許應力之規定(混凝土容許應力、鋼筋容許應力)。可依混凝土抗壓強度 f_c' 求出混凝土的彈性模數比、撓曲

壓應力、剪應力 等值的大小，其中混凝土撓曲壓應力之容許應力值 f_c 為28天之標準抗壓強度 f'_c 之45%，即 $f_c = 0.45 f'_c$ ；在表4-1-2中是將鋼筋分為硬級鋼、中級鋼及構造級鋼三類，在規範中規定鋼筋之容許應力值 f_{sa} 為鋼筋降伏強度 f_y 之40%至50%。由上述說明可知鋼筋及混凝土材料容許應力皆在彈性範圍之內，這是工作應力法的基本精神。

表 4-1-1 混凝土容許應力

		容許應力(kg/cm^2)				
		公式	混凝土設計強度(kg/cm^2)			
			$f'_c=140$	$f'_c=175$	$f'_c=210$	$f'_c=280$
彈性模數比	n	$\frac{2.04 \times 10^6}{14900\sqrt{f'_c}}$	12	10	9	8
撓曲應力：						
最外纖維壓應力	f_c	$0.45 f'_c$	63.0	78.8	94.5	126.0
最外纖維拉應力(用於純混凝土基腳與牆)	f_t	$0.42\sqrt{f'_c}$	4.97	5.56	6.09	7.03
剪應力：						
樑無腹筋者	v_c	$0.29\sqrt{f'_c}$	3.43	3.84	4.20	4.85
格柵無腹筋者	v_c	$0.32\sqrt{f'_c}$	3.79	4.23	4.64	5.35
構材有垂直或斜向腹筋或彎起腹筋與垂直肋筋併用者	v	$0.33\sqrt{f'_c}$	15.7	17.6	19.3	22.3
版與基腳(周邊剪力)	v_c	$0.53\sqrt{f'_c}$	6.27	7.01	7.68	8.87
承壓應力： f_c						
全部面積承壓		$0.25 f'_c$	35.0	43.8	52.5	70.0
1/3或以下局部面積承壓*		$0.375 f'_c$	52.5	65.6	78.8	105.0

*註：承壓面積在1/3以上而非全部時，容許承壓應可按比例計算。

表4-1-2 鋼筋容許應力

說明	硬級鋼	中級鋼	構造級鋼
降伏強度(最小值)	3520	2810	2320
拉應力(縱向鋼筋及肋筋)一般建築物	1410	1410	1270
壓應力	3520	2810	2320
螺旋箍柱之豎鋼筋(最小降伏強度之40%，如用特種高降伏強度鋼筋則不得超過 2110 kg/cm^2)	1410	1120	928
橫箍柱之豎鋼筋(為螺旋箍柱值之85%)	1200	950	792
受撓構夏之受壓鋼筋*	-	-	-
螺箍之降伏強度			
熱軋鋼筋	3520	2810	-
冷拉鋼線	4220	-	-

*註：在變面鋼筋樑或版中以有效彈性模數比 $2n$ 計算受壓鋼筋之換面積及其應力，惟此項應力不得超過鋼筋之容許拉應力。

2. 載重組合計算

作用於港灣構造物的實際載重，包括靜載重(dead load)、活載重(live load)、風力、地震、船舶拉力及波力等作用力。台灣現行規範是將結構物所可能遇到各種狀況的載重直接相加總，求得結構物所需的設計載重。依據工作應力法的精神，載重組合時是載重直接相加，而不另外考慮載重係數。

4.2 港灣構造物之特性探討

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。以下就載重分類及極限狀態檢核做一簡單說明。

4.2.1 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，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。

4.2.2 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4-2-1所示，圖中 R 表示構件設

計強度，而 S 表示設計載重大小。

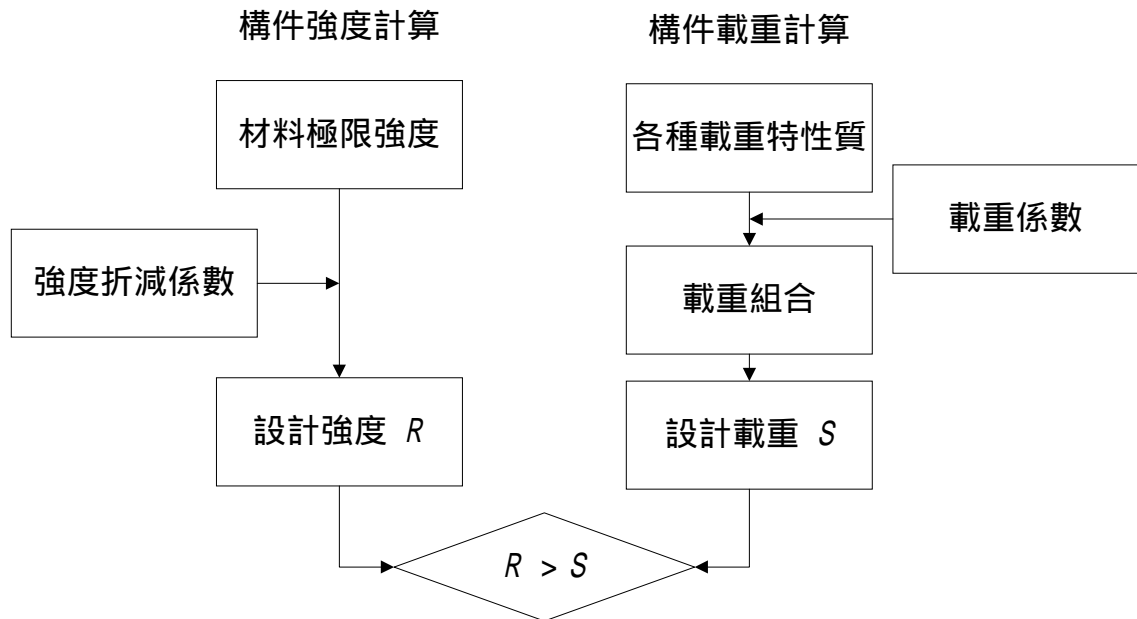


圖4-2-1 終局極限狀態之檢討之概念圖

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。

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。

第五章 港灣構造物之荷重特性及安全係數檢討

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 3.1 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度，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，桿件的安全度。

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 5.1 節先介紹各國的強度折減係數，接著於 5.2 節對各國規範之安全係數進行比較。

5.1 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 ϕ 為強度折減係數， R 為標稱強度， γ_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 5-1-1 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。

表 5-1-1 強度折減係數

構件受力情形	ϕ
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

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， γ_b 為構件係數， γ_e 為構造物係數， γ_a 是構造物解析係數， γ_i 是載重因數， Q_i 則為使用載重。由第三章可知日本規範將安全係數分成構件係數 γ_b 、構造物係數 γ_e 、構造物解析係數 γ_a 、載重係數 γ_i 和材料係數 γ_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。

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 γ_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[3,16]。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 γ_{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 γ_{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 5-1-2 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 5-1-2 材料係數

材料種類	材料係數 γ_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

5.1.1 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 ϕ 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：

$$\phi M_n \geq M_u \quad (5.1.1)$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (5.1.2)$$

如圖 5-1-1 所示，其中壓力 C 和拉力 T 為

$$C = 0.85 f'_c b a \quad (5.1.3)$$

$$T = A_s f_y = (\rho b d) f_y \quad (5.1.4)$$

由力平衡條件 $C = T$ 可得，

$$a = A_s f_y / (0.85 f'_c b) = \rho f_y d / (0.85 f'_c) \quad (5.1.5)$$

藉由上式可知彎矩標稱強度 M_n ，

$$M_n = T(d - a/2) = \rho f_y \left(1 - \frac{1}{2} \times \rho \times \frac{f_y}{0.85 f'_c}\right) b d^2 = \rho f_y \left(1 - \frac{1}{2} \rho m\right) b d^2 \quad (5.1.6)$$

上式中 $m = \frac{f_y}{0.85f'_c}$ ，當斷面尺寸 b 、 d ，材料強度 f'_c 、 f_y 和鋼筋量為已知，由式(5.1.1)可令，

$$M_u = \phi M_n = \phi \rho f_y \left(1 - \frac{1}{2} \rho m\right) b d^2 \quad (5.1.7)$$

令 $R_n = M_n / b d^2$ 代入上式並展開可得，

$$\frac{1}{2} f_y m \rho^2 - f_y \rho + R_n = 0 \quad (5.1.8)$$

解二次方程式得設計鋼筋比，

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) \quad (5.1.9)$$

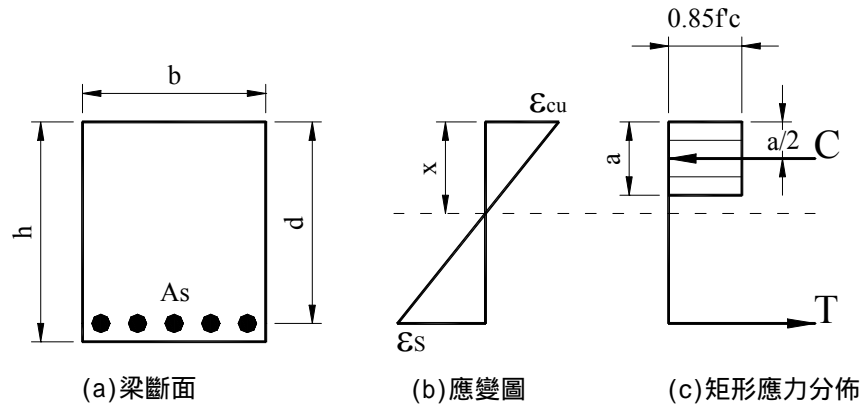


圖 5-1-1 應力及應變圖

5.1.2 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 γ_b 及構造物係數 γ_e 進行強度折減，亦即如下所示：

$$M_n / \gamma_b \gamma_e \geq M_u \quad (5.1.10)$$

$$V_n / \gamma_b \gamma_e \geq V_u \quad (5.1.11)$$

如圖 5-1-2 所示，其中壓力 C 和拉力 T 為

$$C = 0.85 f'_c b a \quad (5.1.12)$$

$$T = A_s f_{yd} = (\rho b d) f_{yd} \quad (5.1.13)$$

由力平衡條件 $C = T$ 可得，

$$a = A_s f_{yd} / (0.85 f'_c b) = \rho f_{yd} d / (0.85 f'_c) \quad (5.1.14)$$

藉由上式可知極限彎矩 M_n ,

$$M_n = T(d - a/2) = \rho f_{yd} \left(1 - \frac{1}{2} \times \rho \times \frac{f_{yd}}{0.85 f'_{cd}}\right) b d^2 = \rho f_{yd} \left(1 - \frac{1}{2} \rho m_d\right) b d^2 \quad (5.1.15)$$

上式中 $m_d = \frac{f_{yd}}{0.85 f'_{cd}}$, 由式(5.1.10)可令

$$M_u = M_n / \gamma_b \gamma_e = \frac{1}{\gamma_b \gamma_e} \rho f_{yd} \left(1 - \frac{1}{2} \rho m_d\right) b d^2 \quad (5.1.16)$$

令 $R_n = M_n / b d^2$ 代入上式並展開可得 ,

$$\frac{1}{2} f_{yd} m_d \rho^2 - f_{yd} \rho + R_n = 0 \quad (5.1.17)$$

解二次方程式得設計鋼筋比 ,

$$\rho = \frac{1}{m_d} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m_d R_n}{f_{yd}}}\right) \quad (5.1.18)$$

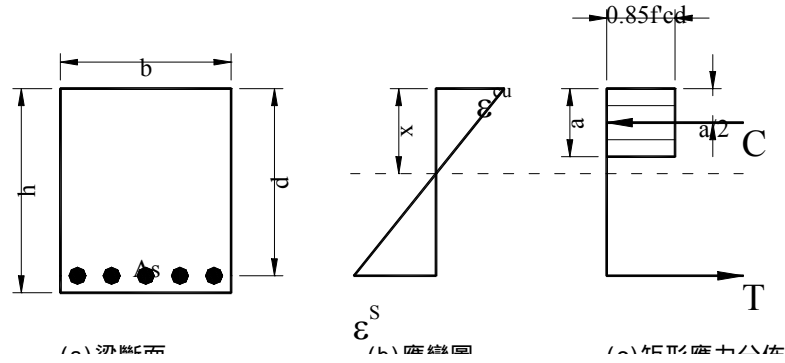


圖 5-1-2 應力及應變圖

5.1.3 國內規範

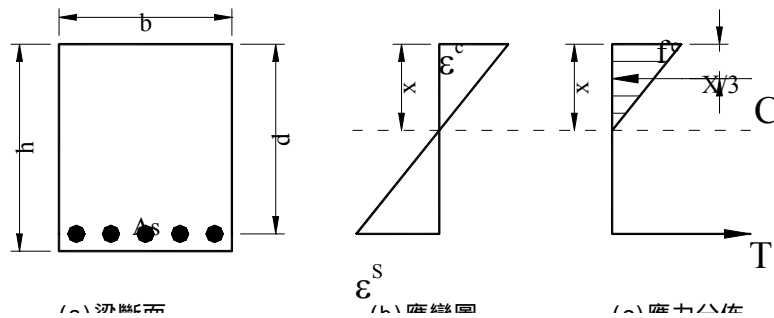


圖 5-1-3 應力及應變圖

如圖 5-1-3 所示 , 壓力 C 和拉力 T 為

$$C = \frac{1}{2} (E_c \varepsilon_c) (b x) \quad (5.1.19)$$

$$T = A_s (E_s \varepsilon_s) = (\rho b d) (E_s \varepsilon_s) \quad (5.1.20)$$

由應變的線性關係可知 $\varepsilon_s = \frac{d-x}{x} \varepsilon_c$ 代入式(5.1.20)，由力平衡 $C = T$ 可得

$$k = \frac{x}{d} = \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} - n\rho \quad (5.1.21)$$

上式中 $n = E_s / E_c$ ，由式(5.1.21)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，

$$C = T = \frac{1}{2} f_c b x = \frac{1}{2} f_c k b d \quad (5.1.22)$$

由平衡條件可知設計彎矩 M 為

$$M = C(d - x/3) = \frac{1}{2} f_c k \left(1 - \frac{k}{3}\right) b d^2 \quad (5.1.23)$$

反之則鋼筋先到達設計強度，此時

$$C = T = A_s f_s = \rho f_s b d \quad (5.1.24)$$

同理設計彎矩 M

$$M = T(d - x/3) = \rho f_s k \left(1 - \frac{k}{3}\right) b d^2 \quad (5.1.25)$$

當斷面尺寸 b 、 d 及設計彎矩 M 已知，由式(5.1.23)及(5.1.24)可求得設計鋼筋比 ρ 。

5.2 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度係數，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，

$$R_1 / \gamma_b \gamma_e \geq \sum (\gamma_{i1} Q_i) \quad (5.2.1)$$

$$\phi R_2 \geq \sum (\gamma_{i2} Q_i) \quad (5.2.2)$$

在此定義 ϕR_2 和 $R_1 / \gamma_b \gamma_e$ 之比值為設計強度比 ε ，可表示成

$$\varepsilon = \frac{\phi R_2}{R_1 / \gamma_b \gamma_e} \quad (5.2.3)$$

由上式及式(5.2.2)可知

$$(R_1 / \gamma_b \gamma_e) = \frac{\phi}{\varepsilon} R_2 \geq \frac{1}{\varepsilon} \sum (\gamma_{i2}) Q_i = \sum \frac{1}{\varepsilon} (\gamma_{i2}) Q_i = \sum (\bar{\gamma}_{i1}) Q_i \quad (5.2.4)$$

上式中，

$$\bar{\gamma}_{i1} = \frac{1}{\varepsilon} \cdot \gamma_{i2} \quad (5.2.5)$$

此處定義 $\bar{\gamma}_{i1}$ 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 γ_{i1} 和 $\bar{\gamma}_{i1}$ 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。

5.2.1 棧橋式碼頭

如表 5-2-1 及表 5-2-2 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(5.1.9)及(5.1.18)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 5-2-1 至圖 5-2-2 所示是美國與日本規範對應各種材料強度和鋼筋比，依據(5.2.3)式所求出的設計強度比；其中(5.2.3)式的日本規範的設計強度 $R_1 / \gamma_b \gamma_e$ 是取(5.1.16)式日本規範的設計彎矩 M_u ，而美國規範的設計強度 ϕR_2 是取(5.1.7)式美國規範的設計彎矩 M_u 。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 5-2-3。

表 5-2-1 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 5-2-2 日本規範之棧橋式碼頭載重組合表

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	1.1	1.1	1.1	1.1 (0.9)	1.1 (0.9)	0.9
裝載載重	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

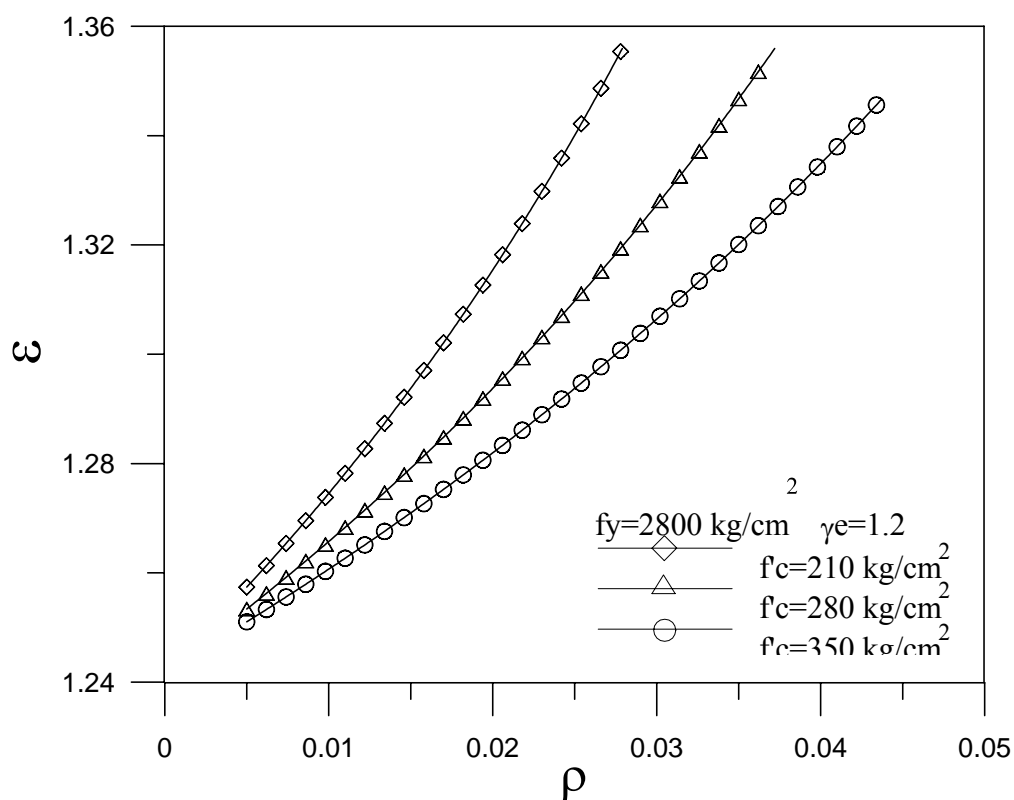


圖 5-2-1a 美國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-常時)

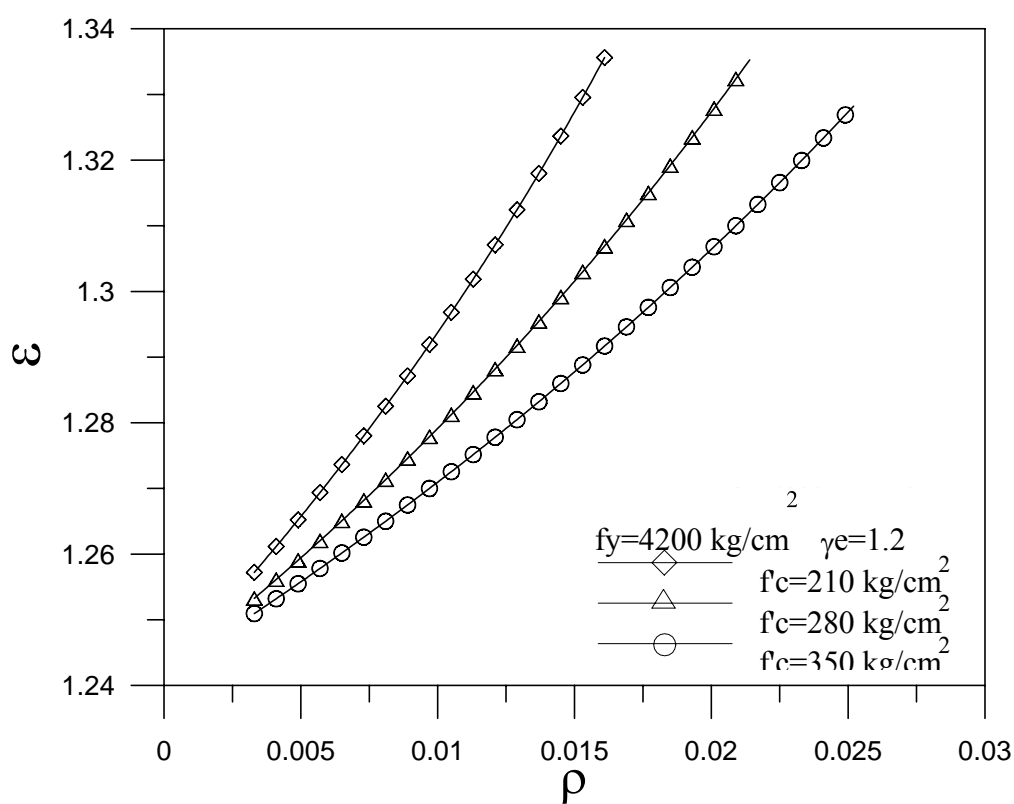


圖 5-2-1b 美國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-常時)

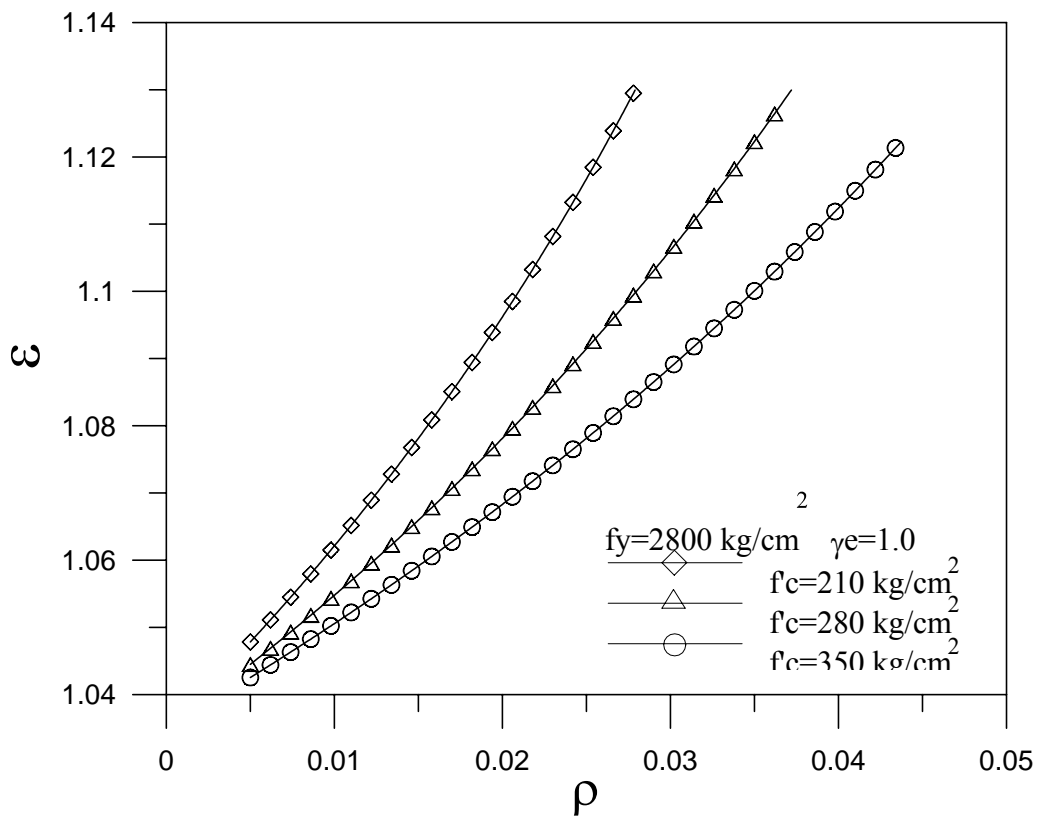


圖 5-2-2a 美國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-偶發荷重作用時)

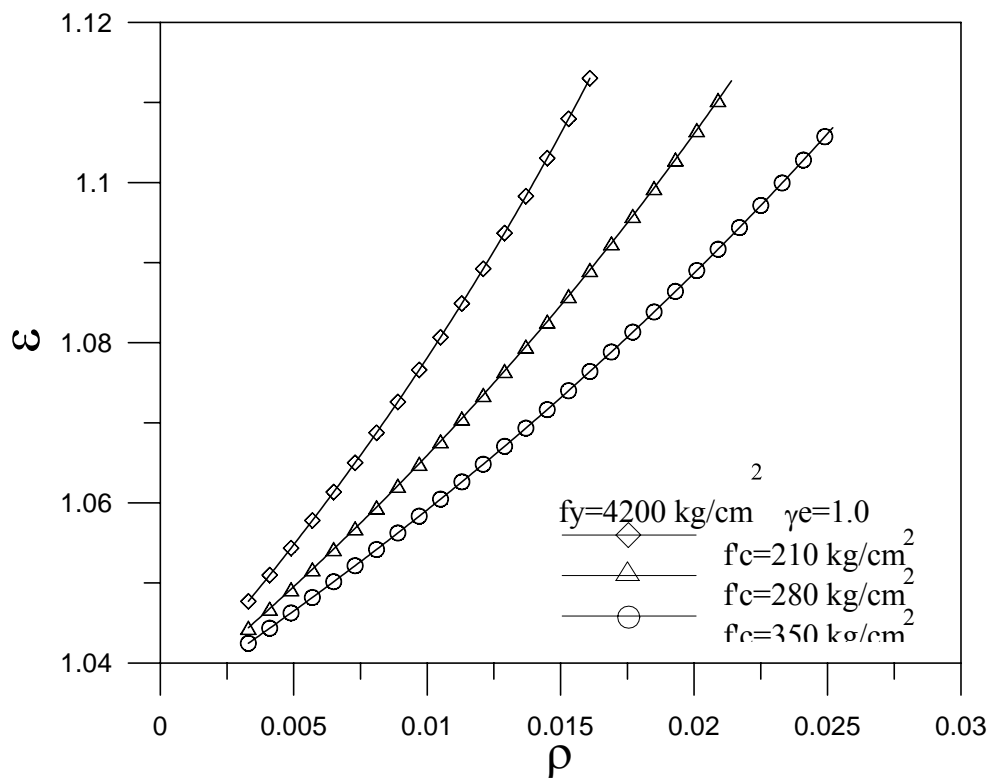


圖 5-2-2b 美國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-偶發荷重作用時)

表 5-2-3 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 5-2-2 日本規範之載重係數與表 5-2-3 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度相差不多，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。

如前所述的方法依據(5.2.3)式設計強度比的理論，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；其在計算設計強度比日本規範的設計強度 $R_1 / \gamma_b \gamma_e$ 是取(5.1.16)式的設計彎矩 M_u ，而國內現行規範的設計強度是取(5.1.23)及(5.1.25)式的設計彎矩 M 。圖 5-2-3 至圖 5-2-4 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 5-2-4。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。

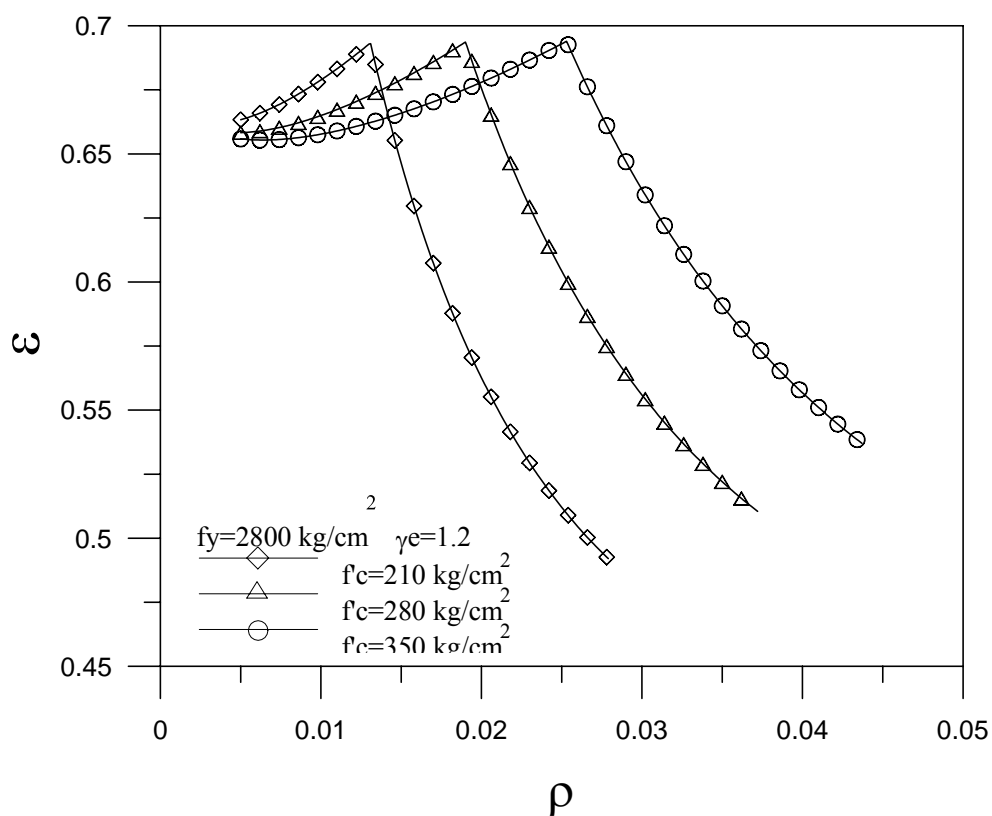


圖 5-2-3a 本國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-常時)

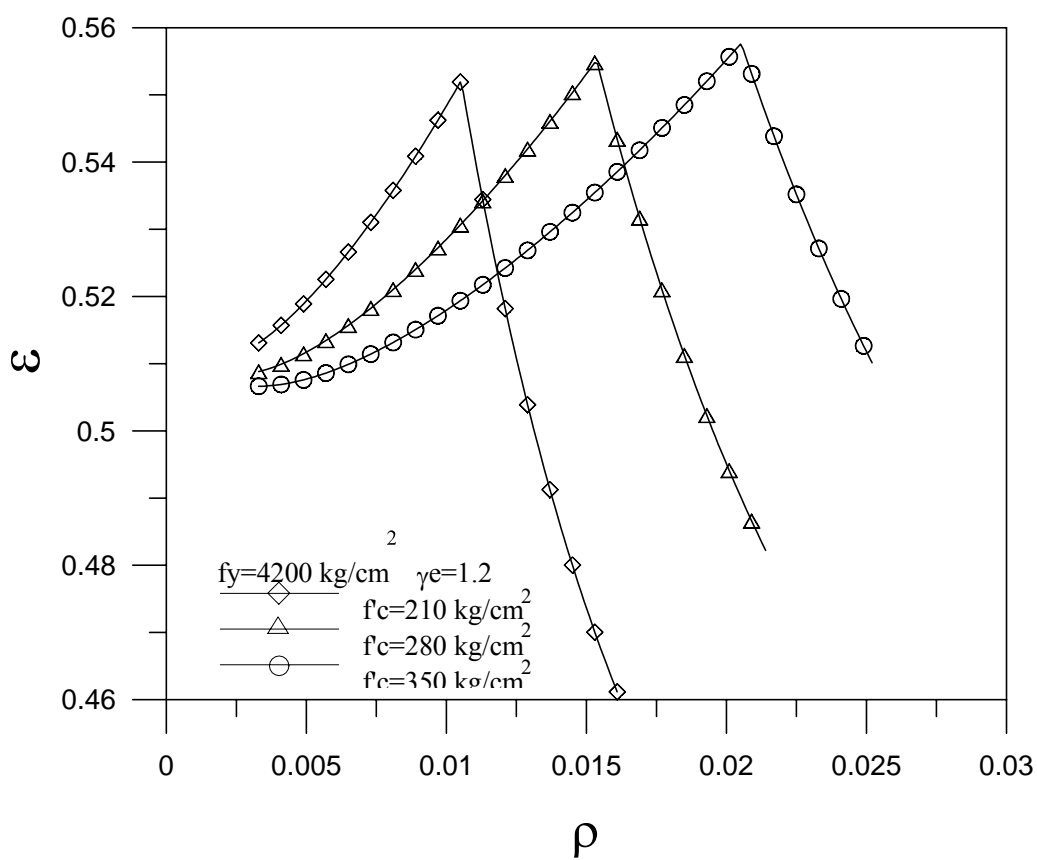


圖 5-2-3b 本國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-常時)

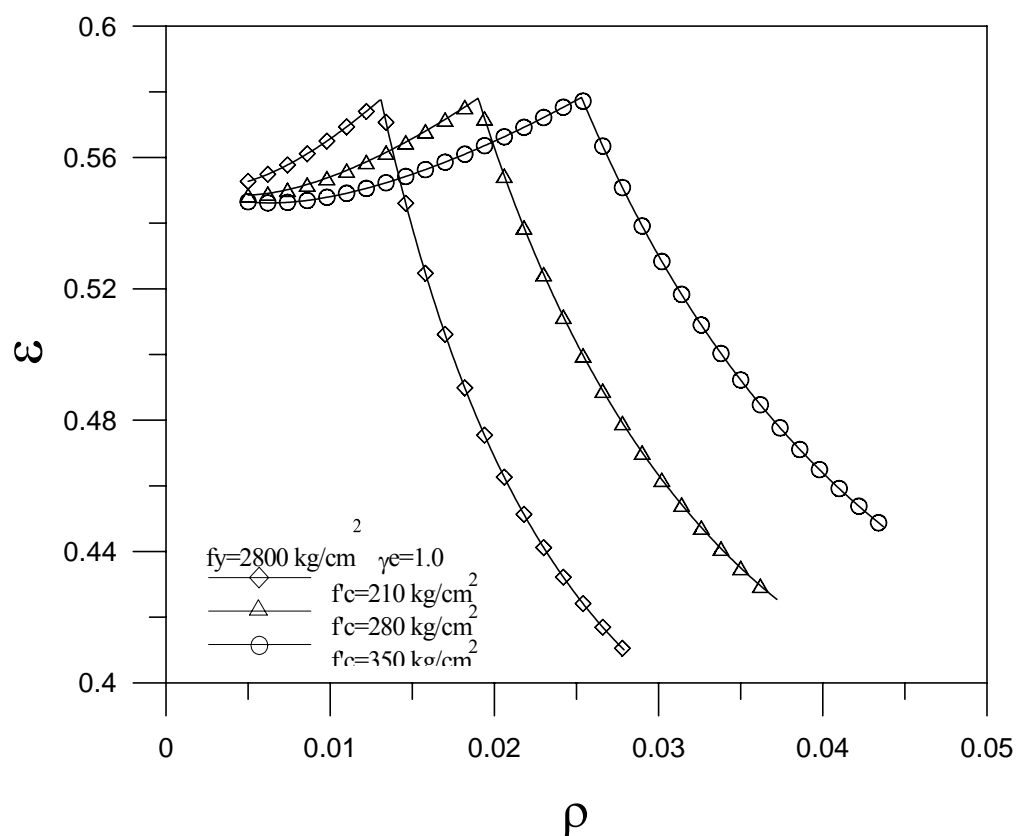


圖 5-2-4a 本國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-偶發荷重作用時)

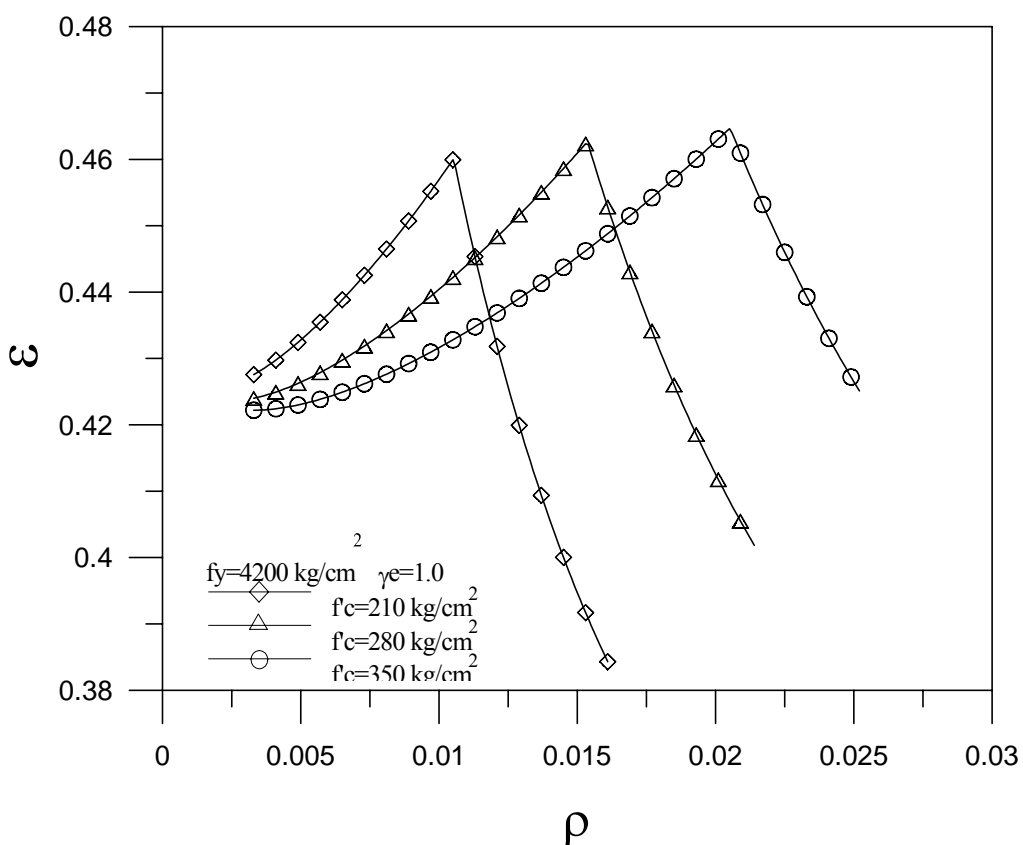


圖 5-2-4b 本國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-偶發荷重作用時)

表 5-2-4 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 5-2-2 日本規範之載重係數與表 5-2-4 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。

5.2.2 沈箱式防波堤

如表 5-2-5 及表 5-2-6 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 5-2-5 至圖 5-2-6 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 5-2-7。

表 5-2-5 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 5-2-6 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

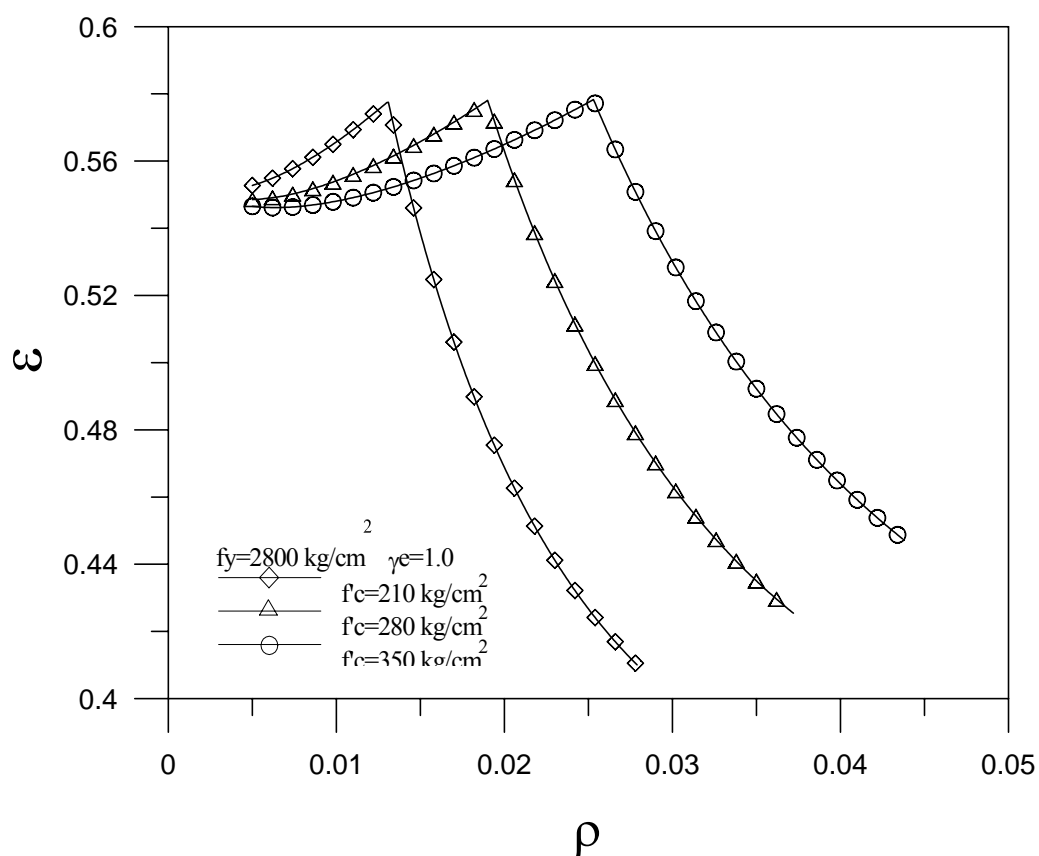


圖 5-2-5a 本國-日本設計強度比(沈箱式防波堤-非波力作用時)

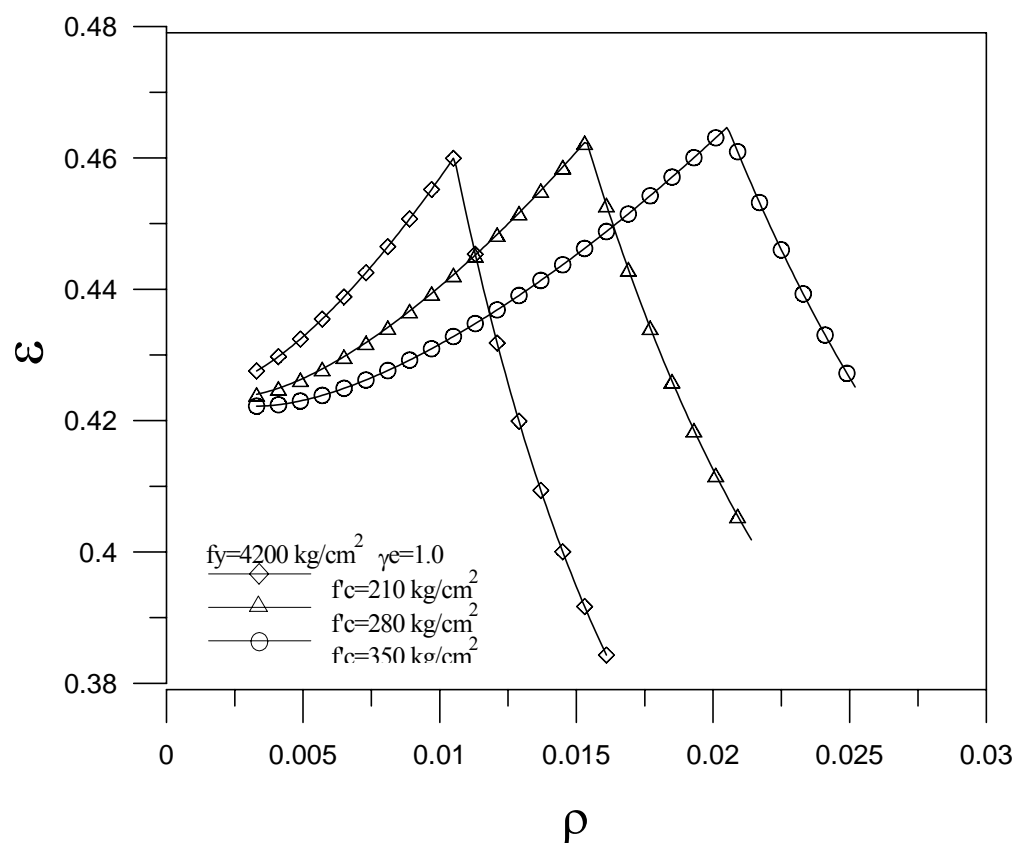


圖 5-2-5b 本國-日本設計強度比(沈箱式防波堤-非波力作用時)

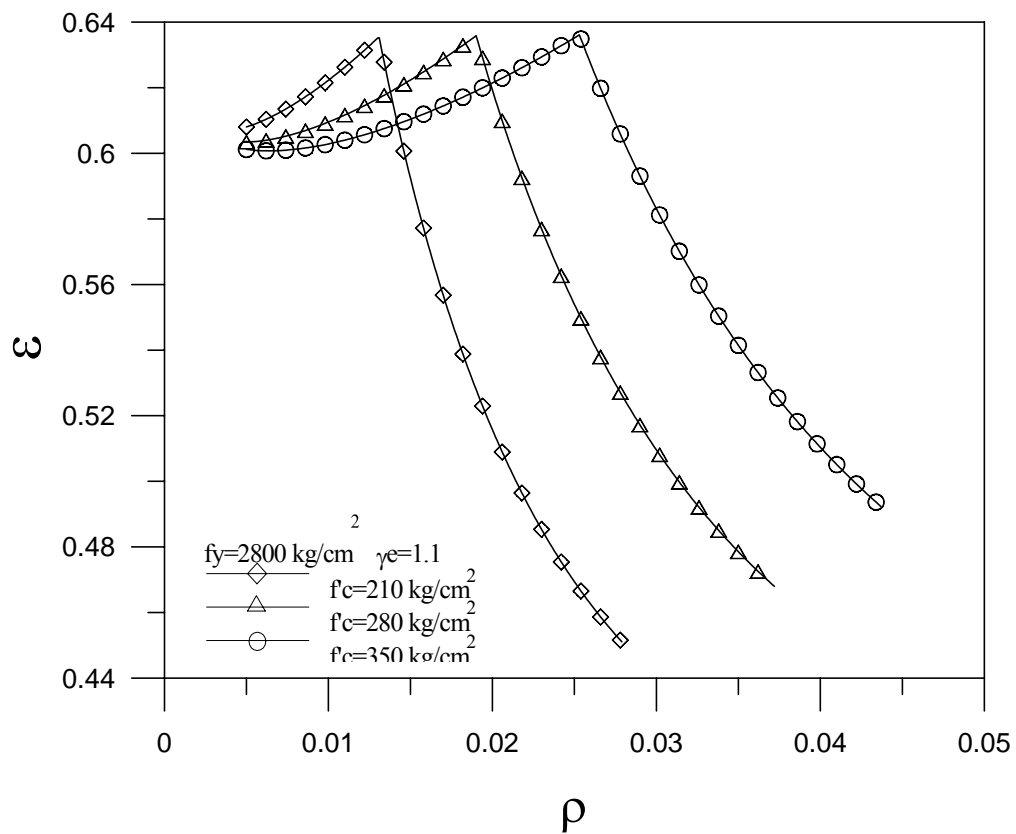


圖 5-2-6a 本國-日本設計強度比(沈箱式防波堤-波力作用時)

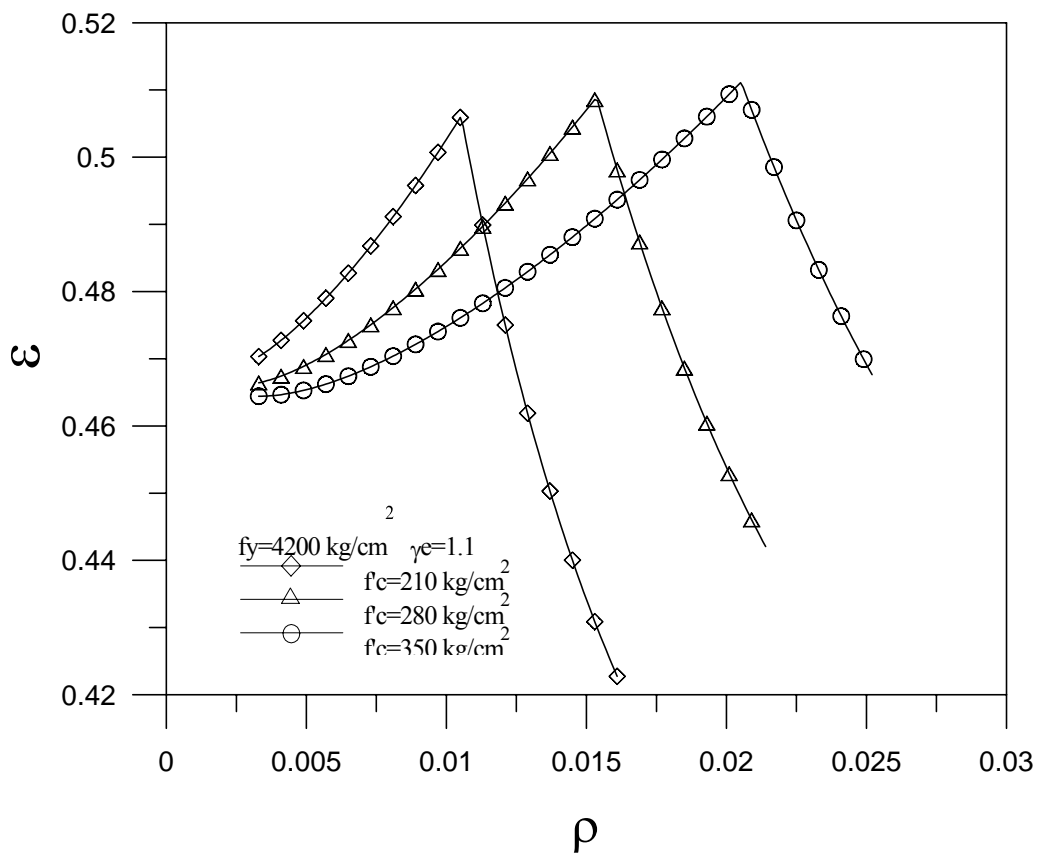


圖 5-2-6b 本國-日本設計強度比(沈箱式防波堤-波力作用時)

表 5-2-7 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	底板反力變動量	內部水壓變動量	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 5-2-6 日本規範之載重係數與表 5-2-7 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。

第六章 相關設計規範修訂研究探討

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”[23]及”港灣構造物設計基準-碼頭設計基準及說明”[1]，少部份參酌國外先進國家之規範予以綜合考量。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，符合當前世界港灣知識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，所以將來增修國內港灣構造物強度設計法仍應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，建議將日本強度設計法規範作部份修訂，現分成安全度係數及彎矩裂縫檢核二部份，說明如下：

6.1 安全度係數

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

度折減係數等安全度係數的決定，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，對日本規範的安全度係數做一修訂。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，應可藉由第五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度係數的差異，而對日本規範終局極限狀態的安全度係數做一調整。由 5.2.1 節棧橋式碼頭的等效載重係數比較可知，國內現行規範載重係數約為日本規範的 1.1 至 1.3 倍，另由 5.2.2 節沈箱式防波堤的等效載重係數比較可知，國內現行規範的載重係數約為日本規範的 1.2 至 1.56 倍，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 6-1-1 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 6-1-2 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 6-1-1 構造物係數 γ_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 6-1-2 構件係數 γ_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 6-1-1 中的構造物係數調整值，依照第五章的強度設計比，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 6-1-3 及表 6-1-4 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 6-1-3 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 6-1-4 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	常時之內部	揚壓力	底板反力	內部水壓	波力	隔室間	備註
----	----	-----	------	------	-------	-----	------	------	----	-----	----

				版反力	殘留水壓		變動量	變動量		靜水壓差	
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

基準的研訂是經年累月由理論及實驗驗證後訂定出來的，本計畫是未來規範訂定的先期研究，其建議調整安全度相關的係數，是考慮新、舊規範安全度的連貫性及國內施工品質等因素，所提出一個提高安全度的建議案。強度設計法規範的增訂，主要包含四種安全係數（載重係數、構造物係數、構件係數、材料係數）和標稱強度的計算及安全檢核方式。本計畫建議將來國內強度設計法的訂定，以日本規範為藍本，其載重係數採用表 5-2-2 及表 5-5-6，構造物係數及構件係數採用表 6-1-1 及表 6-1-2，而材料係數採用表 5-1-2。而彎矩強度則以(5.1.16)方式計算，其中僅構造物係數表 6-1-1 建議調整，其他皆採用原有的日本規範，而標稱強度的計算和安全檢核方式也建議採用日本規範。

6.2 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[24,25,26]。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[27,28]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[26]。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 6-2-1 所示。表中括號內的值是現行規範的容許裂縫寬度。

表 6-2-1 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

第七章 實例檢核與比較

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及棧橋式碼頭作一個簡單的設計算例。

7.1 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 7-1-1 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 7.1.1 至 7.1.3 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[2,3,30]，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[23]及鋼結構設計手冊[29]，此處簡略說明版斷面力使用計算圖表的方法。

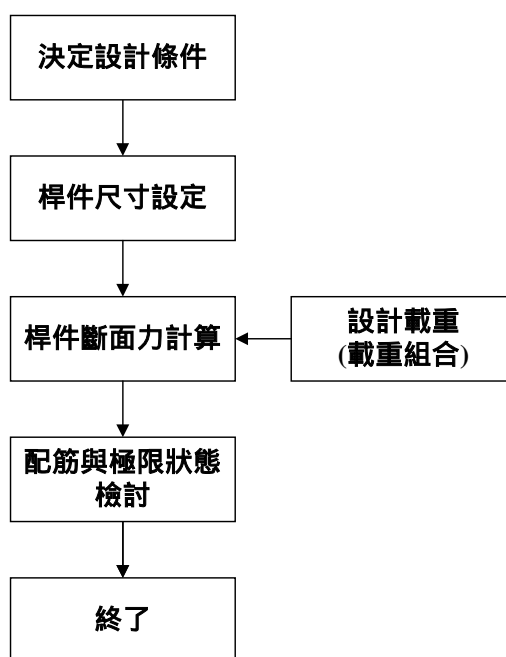


圖 7-1-1 細部設計流程圖

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，

$$= L_x / L_y \quad (7.1.1)$$

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：

$$M_x = C_x q L_e^2, M_y = C_y q L_e^2 \quad (7.1.2)$$

$$V = C_s q L_e \quad (7.1.3)$$

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：

$$M_x = 0.8(m_1 + \eta m_2)P \quad (7.1.4)$$

$$M_y = 0.8(m_2 + \eta m_1)P$$

$$\text{當 } d_x = d_y \text{ 時, } V_x = P / (2d_x + d_y), V_y = P / (3d_y) \quad (7.1.5)$$

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

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， η 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：

7.1.1 日本規範

日本規範[3,16]是將極限狀態分為終局、使用及疲勞三個狀態，其安全檢核如第三章所示，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 7-1-2 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 m 、構造物解析係數 a 、構件係數 b 及構造物係數 e 共四大類，其中材料係數分鋼筋材料係數 m_s 及混凝土材料係數 m_c ，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 $f_{yd} = f_y / \gamma_{ms}$ ，由第五章(5.1.15)式及(5.1.18)式所示，求得所需鋼筋量，其彎矩檢核如下所示：

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

$$M_n = \rho f_{yd} \left(1 - \frac{1}{2} \rho m_d \right) b d^2 \quad \gamma_b \cdot \gamma_e \cdot M_u \quad (7.1.6)$$

(2) 剪力檢討

剪力的檢討說明如下：

梁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：

$$V_n = V_{cd} + V_{sd} \quad \gamma_b \cdot \gamma_e \cdot V_u \quad (7.1.7)$$

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

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d \quad (7.1.8)$$

上式中， f_{vcd} 是混凝土剪應力強度， β_d 是剪力的有效深度相關係數， β_p 是剪應力的軸向鋼筋比相關係數， β_n 是剪應力的軸向載重相關係數，其詳細說明請參閱 3.1.3 節。

$$V_{sd} = (A_v f_{vyd} Z) / s \quad (7.1.9)$$

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 3.1.3 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 (7.1.10) 式所示：

$$V_{wcd} = 1.25 \sqrt{f'_{cd}} b d > \gamma_b \cdot V_n \quad (7.1.10)$$

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三章說明，以下式檢

核。

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

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_ϕ 是鋼筋中心間距， Φ 是鋼筋直徑， σ_{se} 是鋼筋的拉應力， ϵ 是混凝土乾縮應變量，其詳細說明請參閱 3.1.4 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：

$$0.7 V_n = 0.7 (\beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d) \leq \gamma_b \cdot V_u \quad (7.1.11)$$

上式中 β 參數的定義同(7.1.8)式，相關規定請參閱 3.1.4 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 σ_{rd} 為基準，由(3.1.27)式及(3.1.29)式分別求出混凝土及鋼筋等價反覆次數 N_i ，

$$N_i = \sum_{i=1}^m n_i 10^{B(\sigma_{ri} - \sigma_{rd})} \quad (3.1.27)$$

$$N_i = \sum_{i=1}^m n_i (\sigma_{ri} / \sigma_{rd})^{1/\kappa} \quad (3.1.29)$$

接著再由(3.1.7)式及(3.1.9)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} ，

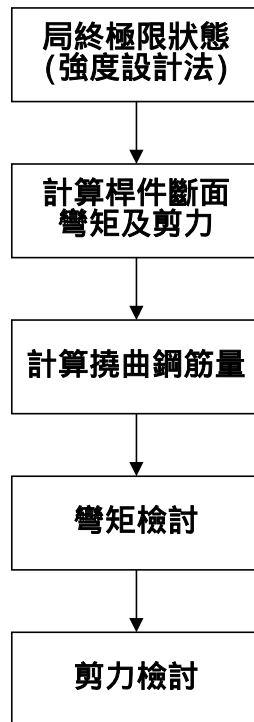
$$f_{rd} = k_1 f_d (1 - \frac{\sigma_p}{f_d}) (1 - \frac{\log N}{K}) \quad (3.1.7)$$

$$f_{srd} = 190 \frac{10^\alpha}{N^\kappa} (1 - \frac{\sigma_{ps}}{f_{ud}}) / \gamma_{ms} \quad (3.1.9)$$

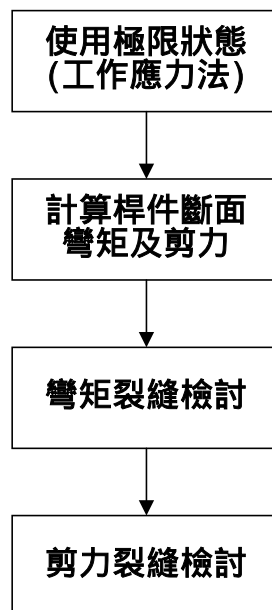
最後由(3.1.24)式進行安全檢核。

$$\gamma_e \sigma_{rd} < \frac{f_{rd}}{\gamma_b} \quad (3.1.24)$$

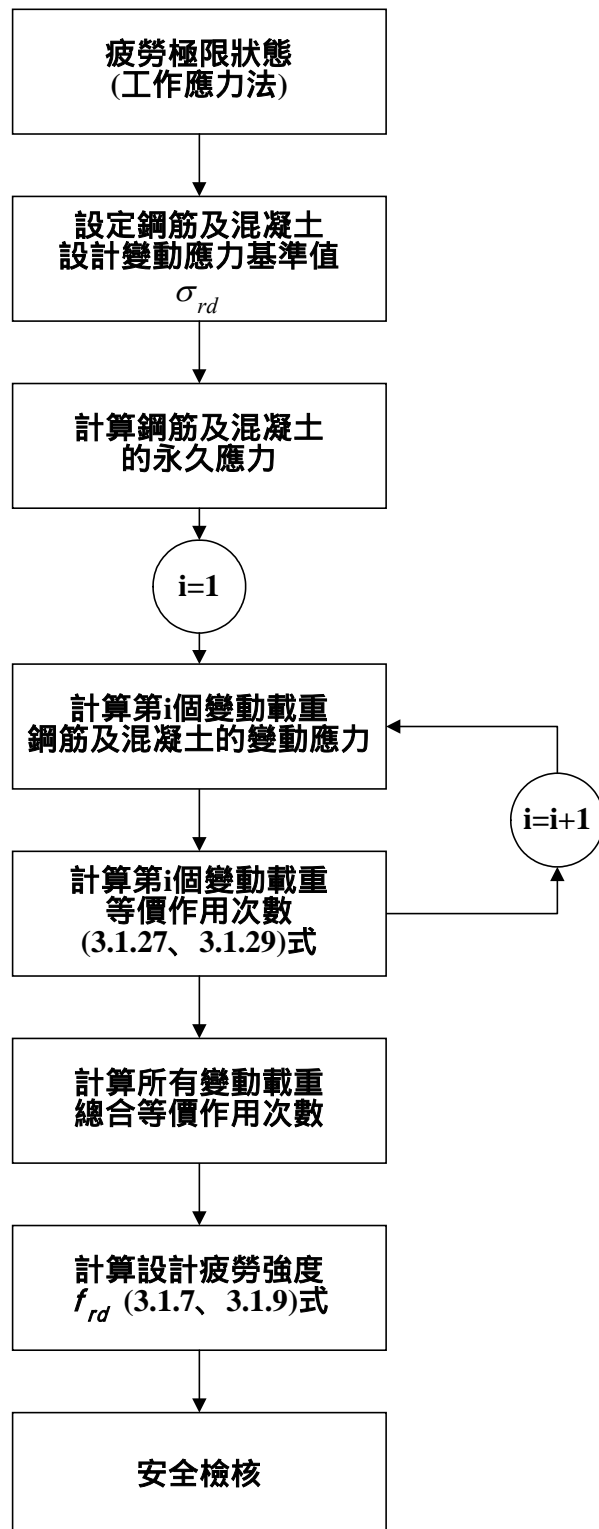
上述中有關參數的定義，其詳細說明請參閱 3.1.5 節。



(a) 終局極限狀態



(b) 使用極限狀態



(c) 疲勞極限狀態

圖 7-1-2 日本規範細部設計流程圖

7.1.2 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 7-1-3 所示，現說明如下：

1. 彎矩檢討

由第五章(5.1.6)式及(5.1.9)式所示，求得所需鋼筋量，其彎矩檢核如下所示：

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right)$$
$$M_n = \rho f_y \left(1 - \frac{1}{2} \rho m \right) b d^2 \quad M_u / \phi \quad (7.1.12)$$

上式中彎矩強度折減係數 ϕ 0.9。

2. 剪力檢討

構件的剪力設計強度 ϕV_n 及剪力設計載重 V_u 的檢核如下所示：

$$V_n = (V_c + V_s) \quad V_u / \phi \quad (7.1.13)$$

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。

$$V_c = (0.504 \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}) b d \text{ (精算式)} \quad (7.1.14-a)$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d \text{ (簡算式)} \quad (7.1.14-b)$$

$$V_s = (A_v f_y d) / s \quad (7.1.15)$$

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。

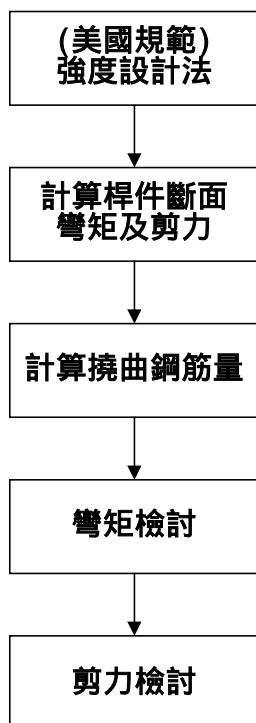


圖 7-1-3 美國規範細部設計流程圖

7.1.3 國內現行規範

圖 7-1-4 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

由第五章(5.1.21)式及(5.1.25)式所示，求得所需鋼筋量，其彎矩檢核如下所示：

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

$$M = \rho f_s \left(1 - \frac{k}{3}\right) b d^2 \quad M_u \quad (7.1.16)$$

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：

$$V = (V_c + V_s) \geq V_u \quad (7.1.17)$$

上式中， V_c 是混凝土抵抗的剪力， V_s 是鋼筋抵抗的剪力。

$$V_c = 0.29 \sqrt{f'_c} b d \quad (7.1.18)$$

$$V_s = (A_v f_{sa} d) / s \quad (7.1.19)$$

3. 彎矩裂縫檢討

彎矩所引起混凝土裂縫以下式檢核。

$$w_{lim} > w = k_1 [4c + 0.7(C_\phi - \Phi)] (\sigma_{se} / E_s + \epsilon) \quad (7.1.20)$$

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_ϕ 是鋼筋間距， Φ 是鋼筋直徑， σ_{se} 是鋼筋的拉應力， ϵ 是混凝土乾縮應變量， w_{lim} 是容許裂縫寬度，如表 7-1-1 所示。

表 7-1-1 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

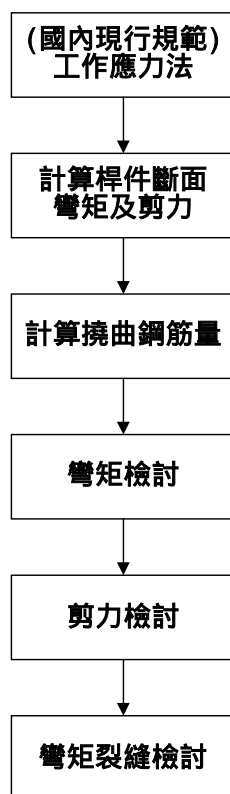


圖 7-1-4 國內現行規範細部設計流程圖

7.1.4 各國規範的細部設計比較

綜合各國規範的細部設計，可約略分成各種載重計算、載重組合、桿件斷面力、桿件設計強度及安全檢核等五個步驟，表 7-1-2 為各國規範細部設計步驟的比較，其中僅各種載重計算方式相同，其它步驟皆不一樣。

表 7-1-2 各國規範細部設計步驟的比較

	各種載重計算	載重組合	桿件斷面力	桿件設計強度	安全檢核
國內現行規範	相同	不同	不同	不同	不同
日本規範	相同	不同	不同	不同	不同
美國規範	相同	不同	不同	不同	不同

7.2 沉箱式防波堤之設計算例

本節將針對沉箱式防波堤作一個簡要的設計算例，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，其型式採用沉箱式合成堤，本設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[31]等部份，現分別說明如下：

7.2.1 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 $E_s=2.04 \times 10^6$

kg/cm²。

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 7-2-1 及圖 7-2-2 所示。

7.2.2 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 7-2-1,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 7-2-3 波壓分佈圖求出波壓強度,如表 7-2-2 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 547.74m³ 及 1463.87 m⁴。堤體重量及一次力矩分別為 268.52 t 及 2206.36 t-m。

重量 $W=547.74 \times 2.45=1274.66$ t,重心 $G=1463.87/547.74=2.67$ 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。

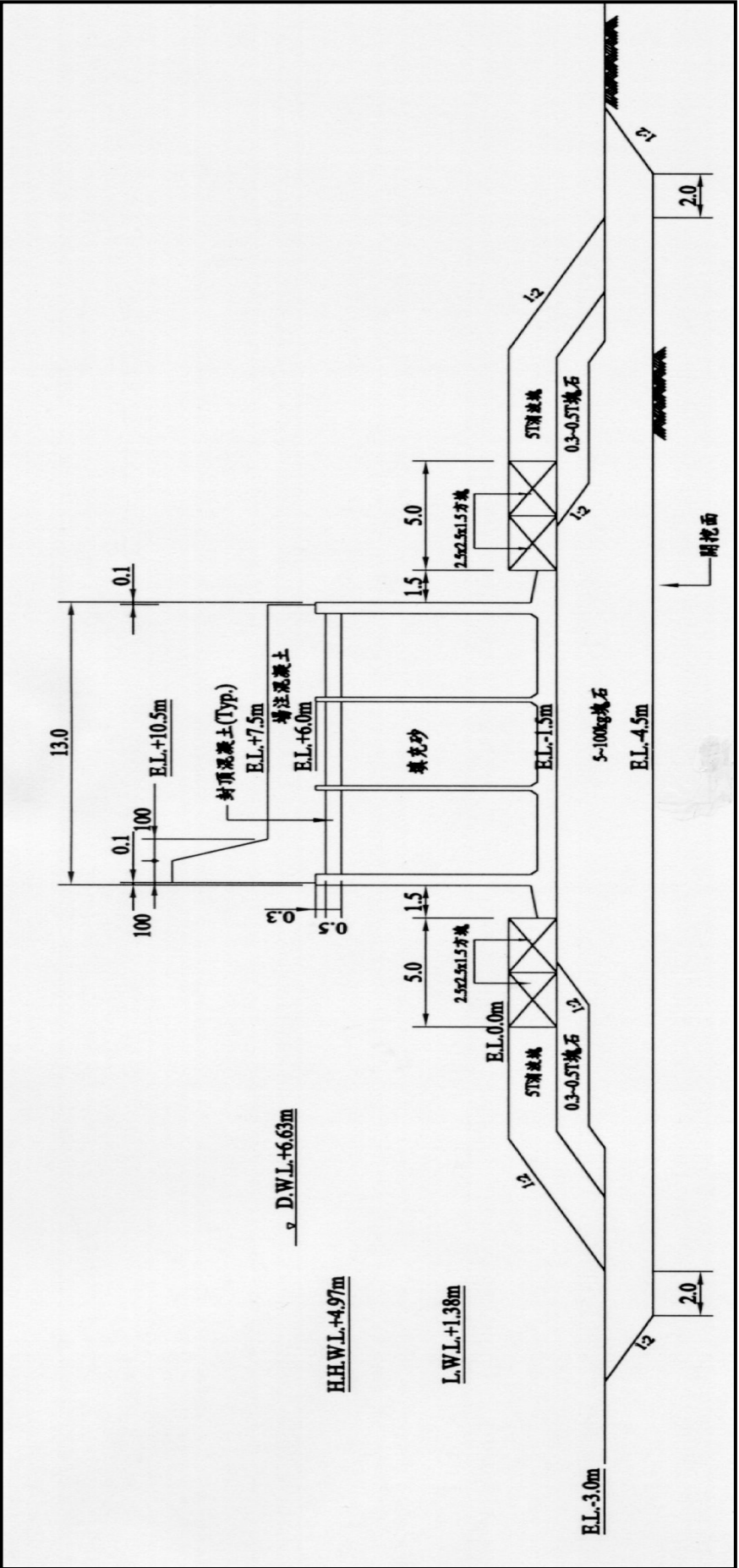
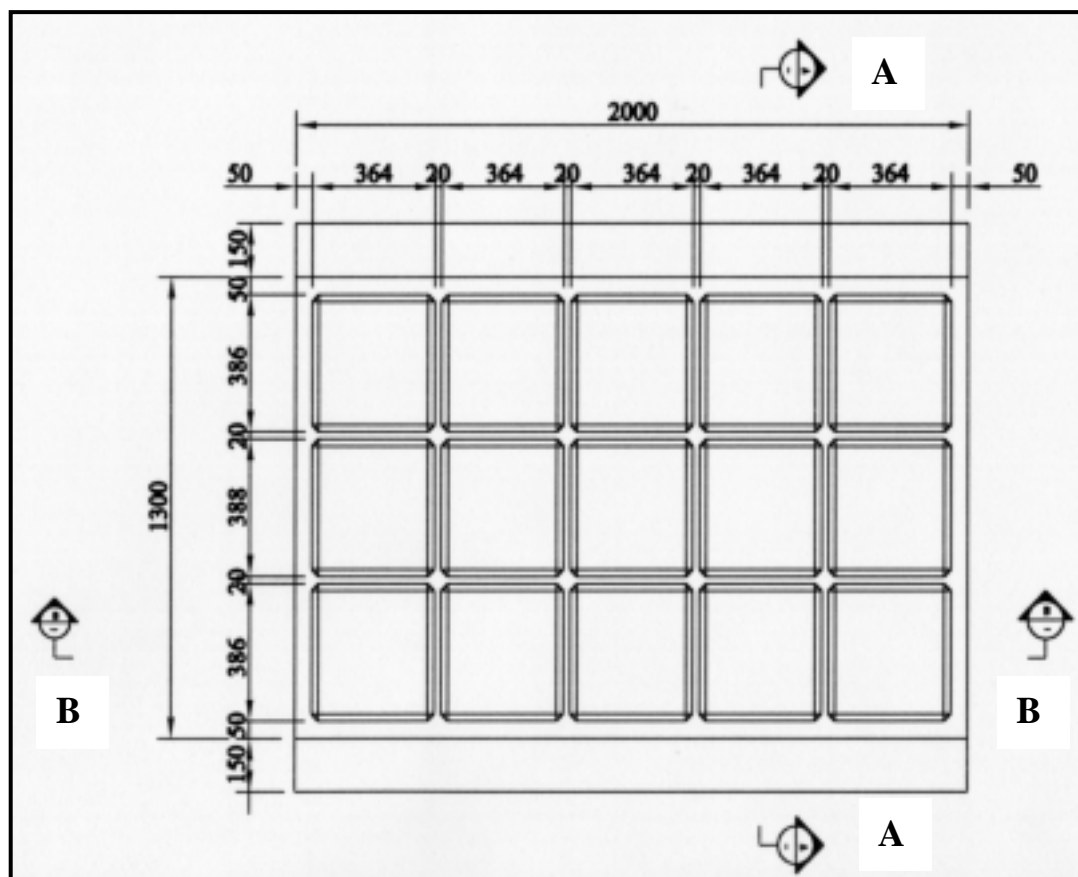
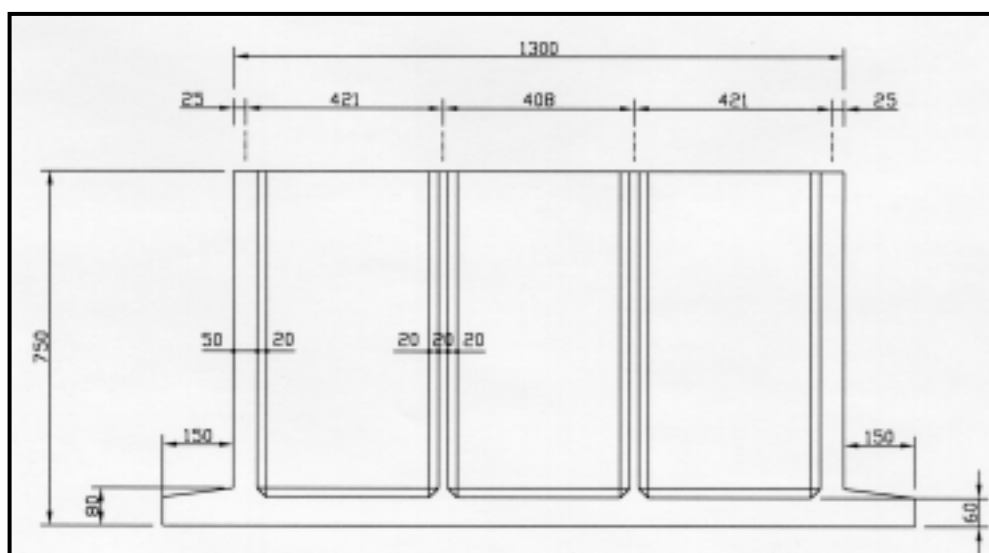


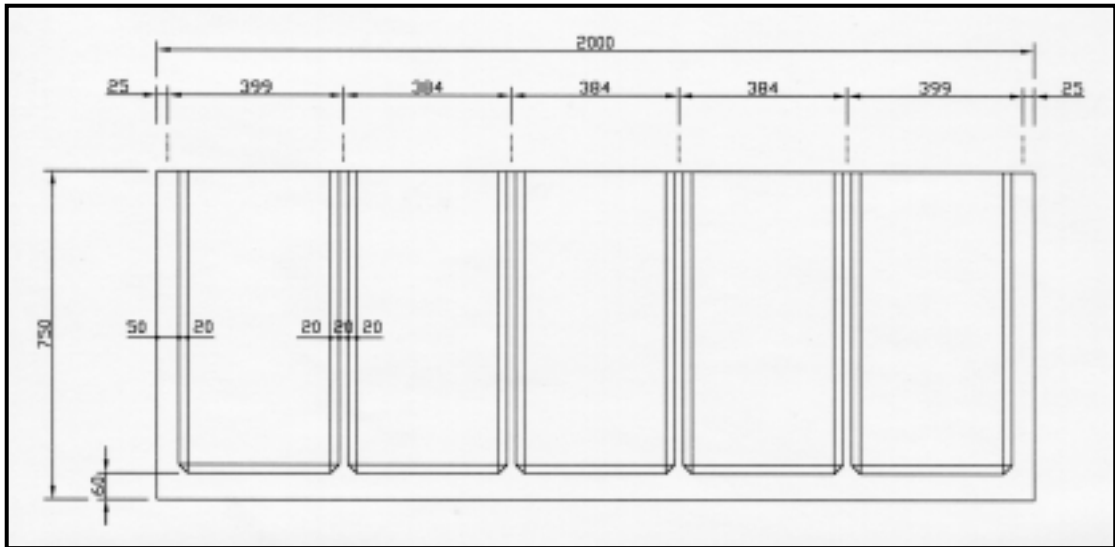
圖 7-2-1 沈箱式防波堤立面圖



(a) 平面圖



(b) A-A 斷面圖



(c) B-B 斷面圖

圖 7-2-2 沉箱式防波堤結構示意圖

表 7-2-1 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 7-2-2 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	$4.3(t/m^2)$

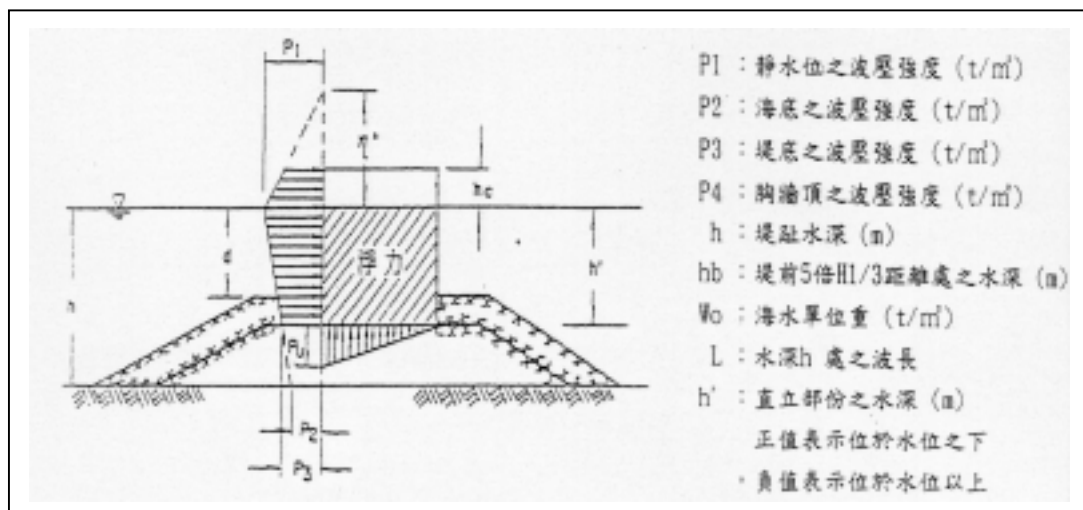


圖 7-2-3 波壓力分佈圖

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 7-2-3 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/m²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/m² < 砂質地層基礎之容許承載力=49.11 t/m²，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/m²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 7-2-3 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 ²
	海床基礎容許承載力	49.11 t/m ²
(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 7-2-4 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

7.2.3 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。

7.2.3.1 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 7-2-4 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。

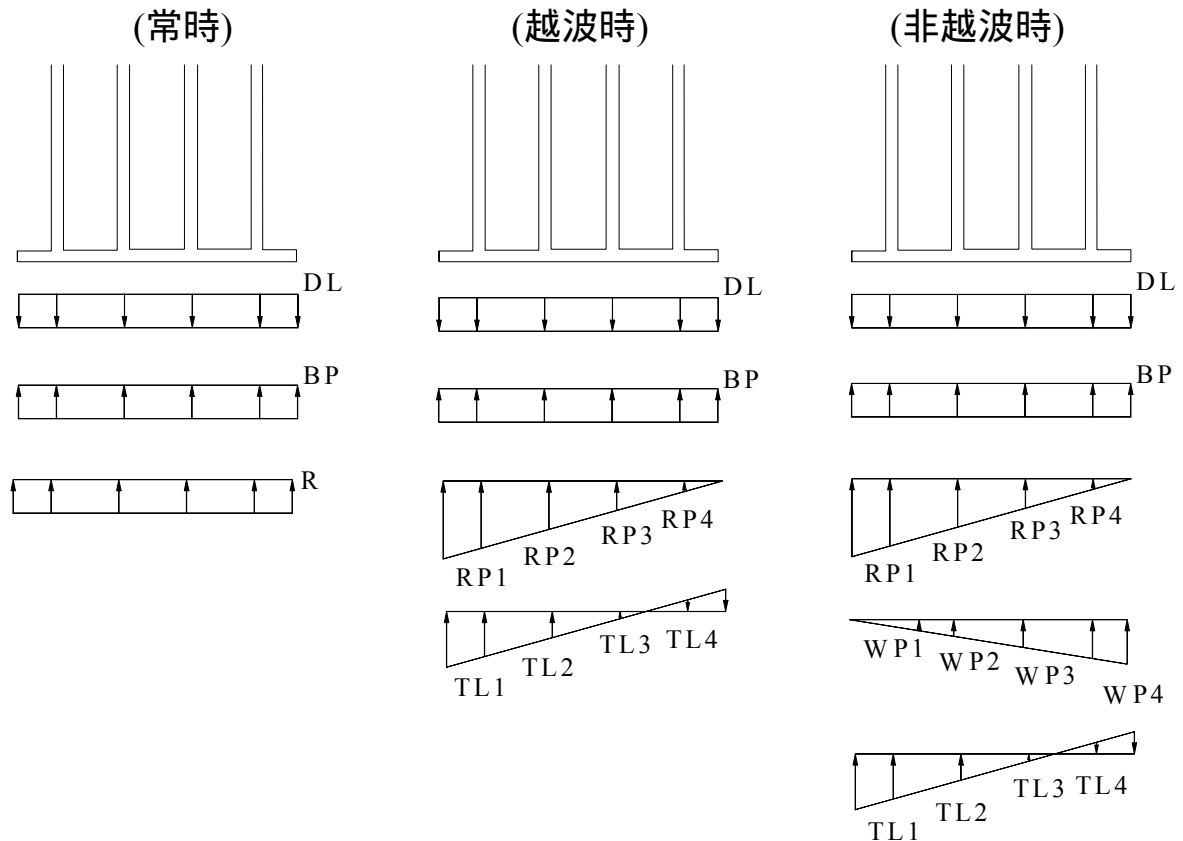


圖 7-2-4 底版外力分佈圖

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 t/m^3 ，吃水深度是 5.01m ，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，且在這種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 $WP_1 = 0.08 \text{ t/m}^2$ 、 $WP_2 = 1.49 \text{ t/m}^2$ 、 $WP_3 = 2.85 \text{ t/m}^2$ 、 $WP_4 = 4.25 \text{ t/m}^2$ 。

7.2.3.2 沉箱側牆載重

如圖 7-2-5 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：

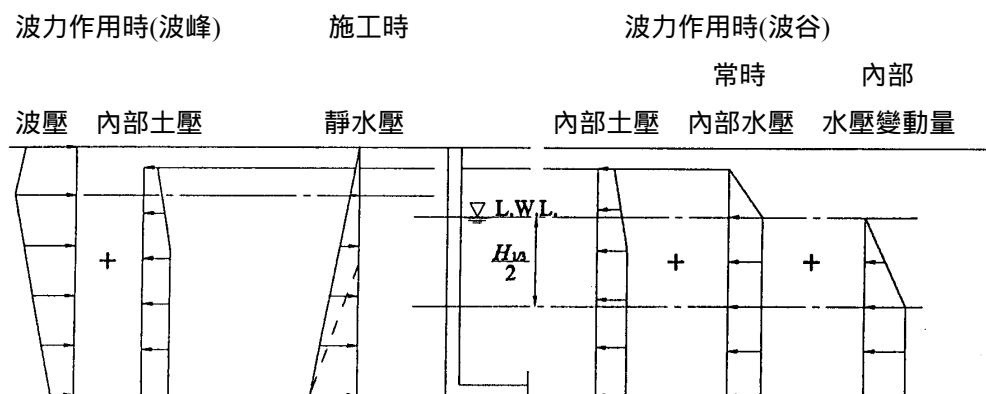


圖 7-2-5 側牆外力分佈圖

1. 浮游時

如圖 7-2-5 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，考慮由底板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 7-2-6 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

EL₁，低水位時之高程為 EL_{LWL}，而內隔間間距相同時之高程為 EL₄₅，沉箱底部高程為 EL_{bot}，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 Pa₁，內隔間間距相同時之高程處土壓力 Pa₂可分別求得

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

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

由 Pa₁、Pa₂則可計算出作用於壁體單位長度所受的作用合力 F_a及合力作用點，計算式如下：

$$\begin{aligned} F_a &= Pa_1 \times (EL_1 - EL_{45}) + (Pa_2 - Pa_1) \times (EL_1 - EL_{45})/2 + Pa_2 \times (EL_{45} - EL_{bot}) \\ &= 0.41 \times 3.88 + (2.74 - 0.41) \times (5.2 - 1.32)/2 + 2.74(1.32 + 0.9) \\ &= 1.59 + 4.52 + 6.08 = 12.19 \text{ t/m} \end{aligned}$$

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_{w1}及低水位處之水壓力 P_{w2}，可分別求得

$$P_{w1} = 0$$

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

由 P_{w1}、P_{w2}則可計算出作用於壁體單位長度所受的作用合力 F_w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 7-2-6 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 。

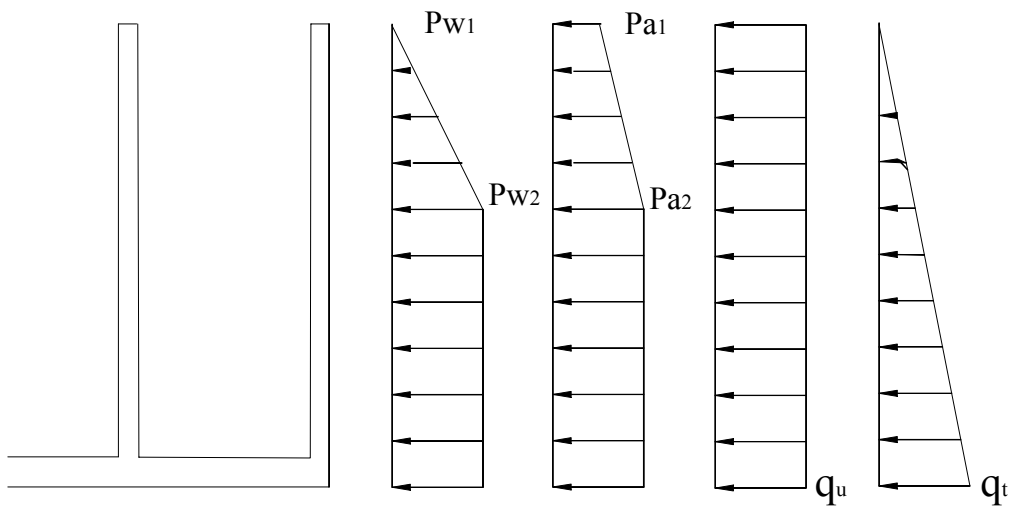


圖 7-2-6 側牆外力分佈圖(安放後)

3. 沉箱安放後(波力作用)

如圖 7-2-5 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 7-2-7 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 。

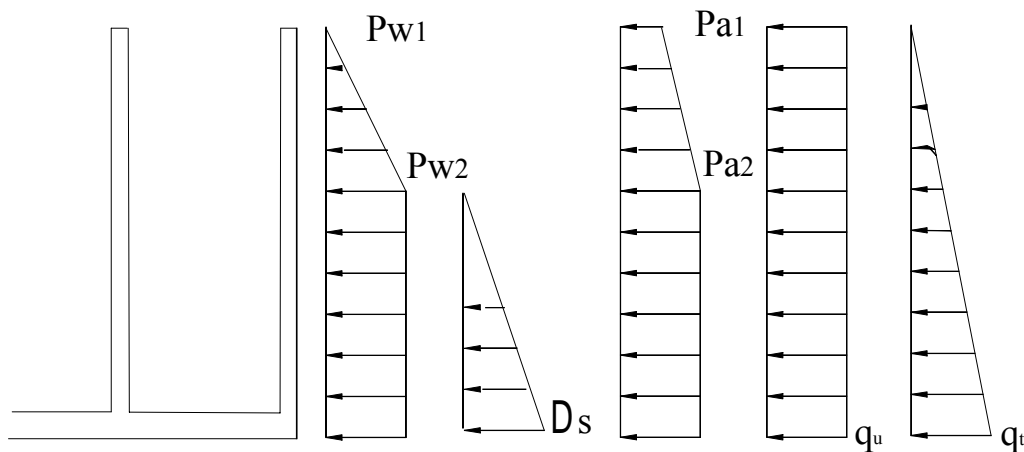


圖 7-2-7 波力作用時側牆設計外力分佈圖(波谷)

(2)波峰

如圖 7-2-8 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 7-2-1 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_t

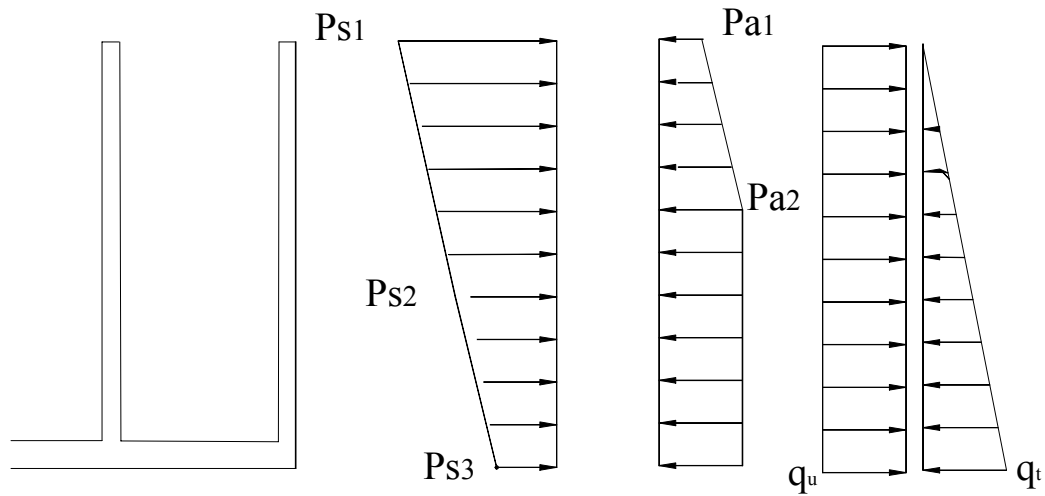


圖 7-2-8 波力作用時側牆設計外力分佈圖(波峰)

7.2.3.3 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 7-2-9 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 $q_1=1.5 \text{ t/m}^2$ 。

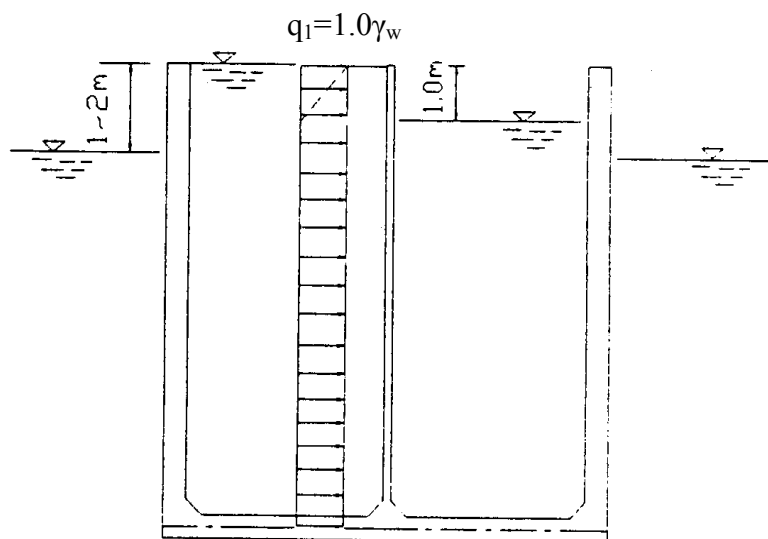


圖 7-2-9 隔室間之靜水壓差

2. 安放後隔牆與側牆之拔出

如圖 7-2-10 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)。

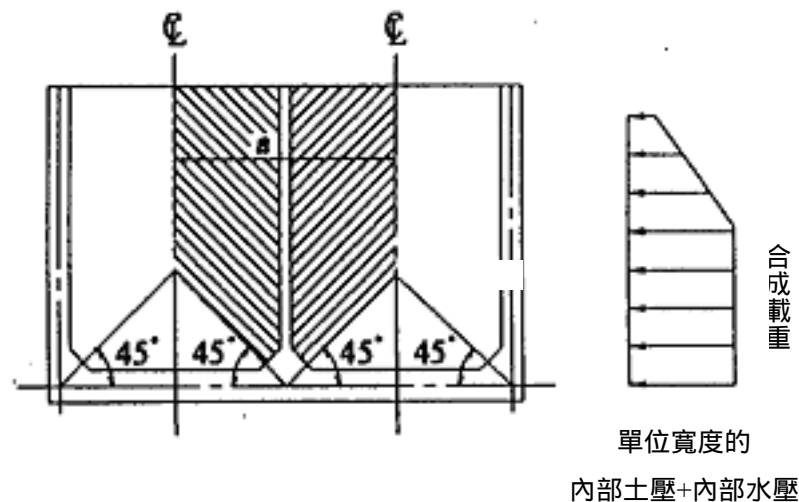


圖 7-2-10 防止側牆與隔牆之脫離所考慮之設計載重

3. 隔牆與底版之拔出

如圖 7-2-11 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)。

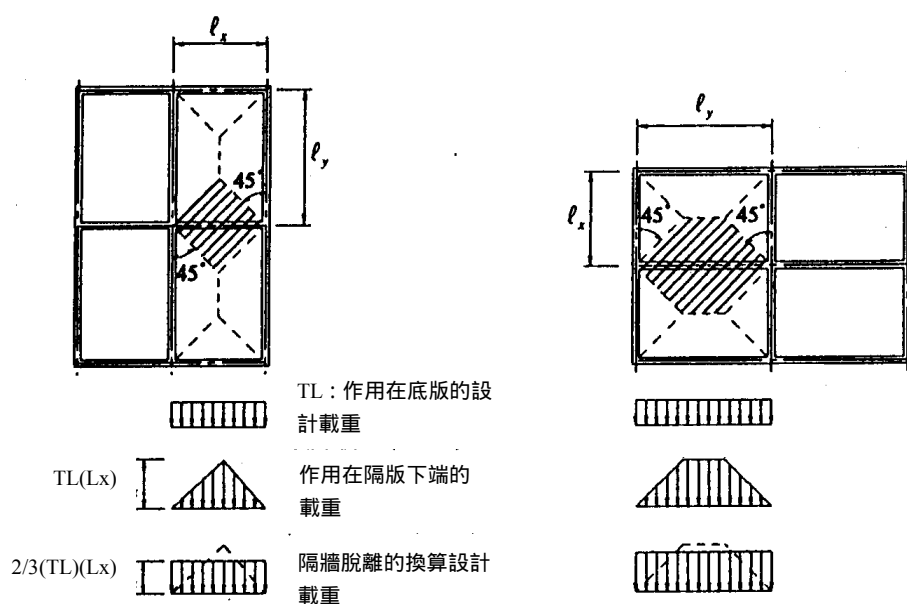
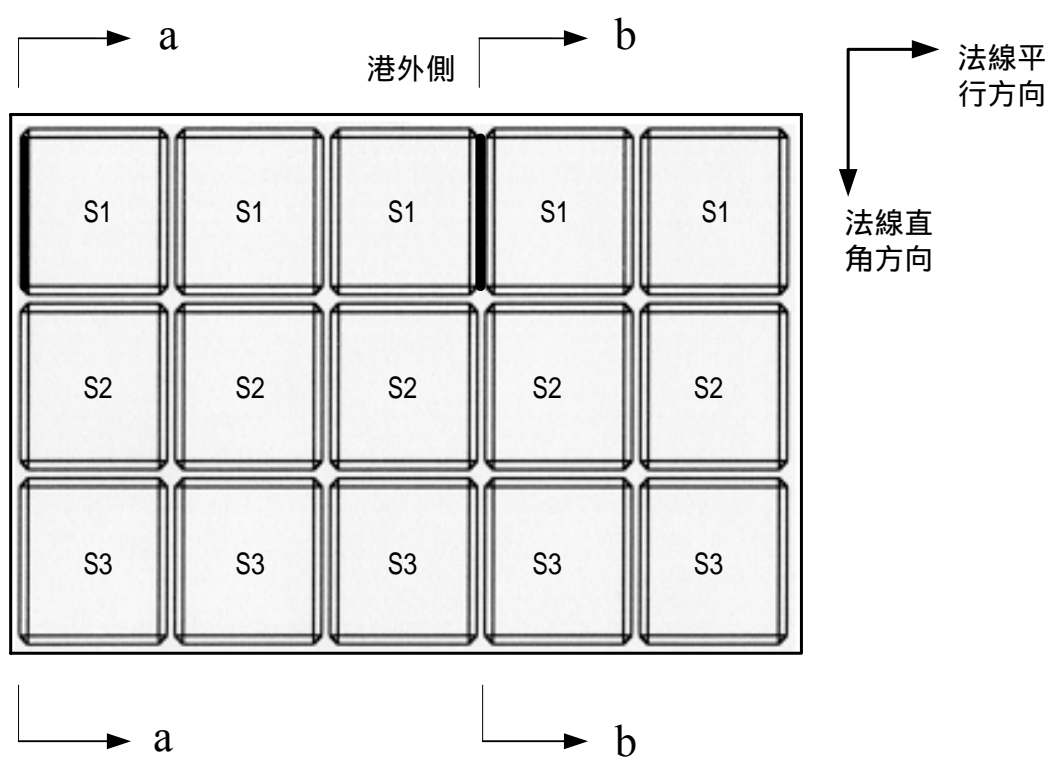


圖 7-2-11 防止側牆與底版之脫離所考慮之設計載重

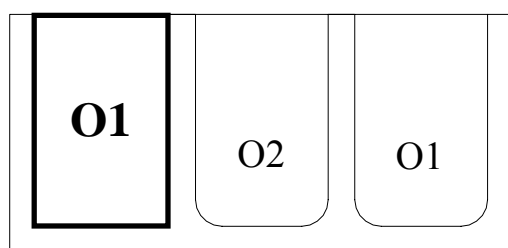
7.2.4 沉箱結構細部設計

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 7-2-12 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：

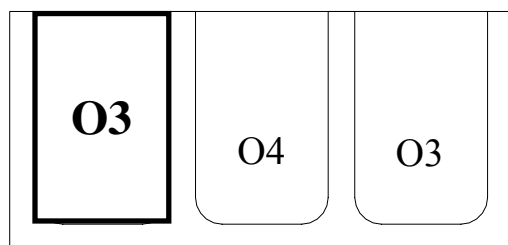
1. 底版的邊長是 $L_x=3.99$ m、 $L_y=4.21$ m，邊長比 $= L_x/L_y=0.95$ 。
2. 外牆的邊長是 $L_x=7.50$ m、 $L_y=4.21$ m，邊長比 $= L_x/L_y=1.78$ 。
3. 隔牆的邊長是 $L_x=7.50$ m、 $L_y=4.21$ m，邊長比 $= L_x/L_y=1.78$ 。



(a) 平面圖(底版)



(b) a-a 斷面圖(側牆)



(c) b-b 斷面圖(隔牆)

圖 7-2-12 沉箱式防波堤的平版示意圖

7.2.4.1 國內現行規範

1. 沉箱底版設計載重

由 7.2.3.1 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 。

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

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

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

(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 7.2.3.3 節的沉箱隔牆載重可得

(1)安放時

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 t/m。

(3)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(越波)， TL_4 是 -0.97 t/m²，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) = 0.97(4.21) = 4.09 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 7-2-5 所示。

表 7-2-5 平版的設計載重及斷面力(國內規範)

	側牆	隔牆	底板
均佈載重 $q_u(t/m^2)$	1.28	1.5	8.19
三角形載重 $q_t(t/m^2)$	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 $d=15\text{ cm}$ ，底板 $d=45\text{ cm}$ 。

(1)側牆配筋與檢核

a.撓曲鋼筋量

由表 7-2-5 知側牆設計彎矩為 7.36 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(5.1.21)、(5.1.23)及(5.1.24)
 解聯立方程式得 $\rho=4.67(10)^{-3}$ ，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 $A_s=16.67\text{ cm}^2/\text{m}$ ， $\rho=4.76(10)^{-3}$

b.彎矩檢核：

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

$$=7.51(10)^5 \text{ kg-cm/m}=7.51 \text{ t-m/m} > 7.36 \text{ t-m/m} , \text{ 安全。}$$

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：

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

(2) 隔牆配筋與檢核

a. 撓曲鋼筋量

由表 7-2-5 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：

$$k_1 = 1, c = 5 \text{ cm}, C_{\bar{\Phi}} = 16 \text{ cm}, \Phi = 1.59 \text{ cm}, M_s = 2.23 \text{ t-m/m}$$

$$= 2.23(10)^5 \text{ kg-cm/m}, k = 0.307, \sigma_{se} = 1.3(10)^3 \text{ kg/cm}^2, \bar{\Phi} = 0,$$

$$w = 0.018 \text{ cm}$$

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

(3) 底版配筋與檢核

a. 撓曲鋼筋量

由表 7-2-5 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 $= 3.48(10)^{-3}$ ，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 $A_s = 16.67 \text{ cm}^2/\text{m}$ ， $= 3.70(10)^{-3}$

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：

$$k_1 = 1, c = 10 \text{ cm}, C_{\bar{\Phi}} = 12 \text{ cm}, \Phi = 1.59 \text{ cm}, M_s = 9.16 \text{ t-m/m}$$

$$= 9.16(10)^5 \text{ kg-cm/m}, k = 0.217, \sigma_{se} = 1.32(10)^3 \text{ kg/cm}^2, \bar{\Phi} = 0,$$

$$w=0.033 \text{ cm}$$

$$w_{\text{lim}}=0.0035 c=0.035 \text{ cm} > 0.033 \text{ cm} , \text{ 安全。}$$

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 7-2-6。

表 7-2-6 平版的配筋(國內規範)

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

7.2.4.2 日本規範

1. 沉箱底版設計載重

由 7.2.3.1 節的沉箱底版載重及表 5-2-6 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：

$$\Delta R_1 = R_{P1} - R = 14.84 - 2 = 12.84 \text{ t/m}^2$$

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

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

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：

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

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

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

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

$$\begin{aligned} \text{底版浮力} &= 0.5 \text{ 自重} + 0.5 \text{ 靜水壓} \\ &= 0.5(6.19) - 0.5(1.47) = 2.36 \text{ /m}^2 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 TL_1 &= 1.0(DL_1) + 1.0(BP_1) + 1.0(R) + 1.0(\Delta R_1) + 1.0(WP_1) \\
 &= 1.0(-14.36) + 1.0(12.36) + 1.0(2) + 1.0(12.84) + 1.0(0) \\
 &= 12.84 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

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 7.2.3.2 節的沉箱側牆載重及表 5-2-6 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

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

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)

(a)波谷

作用於沉箱側牆之外力為

$$1.1 \text{ 內部常時殘留水壓} + 1.1 \text{ 內部土壓} + 1.2 \text{ 內部水壓變動量} \\ = 1.1(16.51) + 1.1(12.19) + 1.2(2.68) = 34.79 \text{ t/m},$$

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 。

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

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

(b)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 $\epsilon = 1.0$ 。

(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 $F = 1.0 \text{ 內部殘留水壓力} + 1.0 \text{ 內部土壓力}$

$$= 1.0(16.51) + 1.0(12.19) = 28.7 \text{ t/m}, \text{ 合力作用點距離底部 } 2.31 \text{ m},$$

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)

(a) 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 。

$$q_u = 6(2.17)(31.38)/6.1^2 - 2(31.38)/6.1 = 0.69 \text{ t/m}^2$$

$$q_t = 6(31.38)/6.1(1 - 2(2.17)/6.1) = 8.91 \text{ t/m}^2$$

(b) 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 3.58m ，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 7.2.3.3 節的沉箱隔牆載重及表 5-2-6 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

底版隔牆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 t/m^2 ，隔牆與底版之拔出設計載重 $= (\text{底版隔牆牆厚中心點的設計載重}) \times (\text{隔牆長度}) = 2.97(4.21) = 12.51 \text{ t/m}$ 。

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 $\gamma_c = 1.0$ 。

(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 7-2-7 平版的設計載重及斷面力(日本規範)

	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

依據日本規範的規定，終局極限狀態檢討時，構件係數 γ_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 γ_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

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

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

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

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

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

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

b.終局極限狀態檢核

(a)彎矩檢核

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

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

(b) 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 β_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 7-2-7 知使用極限狀態的彎矩及剪力設計載重為 $M_s = 8.12 \text{ t-m}$, $V_s = 12.63 \text{ t/m}$ 。

(a) 彎矩裂縫檢核

$$n = 8.16$$

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

$$\begin{aligned} &= \sqrt{[2 \times 8.16 \times 3.62 \times 10^{-3} + (8.16 \times 3.62 \times 10^{-3})^2]} - 8.16 \times 3.62 \times 10^{-3} \\ &= 0.215 \end{aligned}$$

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

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

$$\begin{aligned} \sigma_{se} &= M_s / (A_s \times j \times d) \\ &= 8.12(10)^5 / (12.7 \times 0.928 \times 35) = 1.97(10)^3 \text{ kg/cm}^2 , \end{aligned}$$

$$k_1 = 1 , c = 10 \text{ cm} , C_{\Phi} = 10 \text{ cm} , \Phi = 1.27 \text{ cm} , \Phi_0 ,$$

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

$$\begin{aligned}
&=1[4 \times 10 + 0.7(10 - 1.27)] \times (1.97(10)^3 / 2.04(10)^6 + 0) \\
&=0.045 \text{ cm} > w_{\text{lim}} = 0.004 \text{ c} = 0.04 \text{ cm}, \text{ 檢核不安全, 現改採} \\
&\#4 \text{ 鋼筋@} 9 \text{ cm}, \text{ 提供 } A_s = 14.11 \text{ cm}^2, \quad = 4.03(10)^{-3}, \text{ 則} \\
&n = 8.16, k = 0.226, j = 0.925, \sigma_{se} = 1.77(10)^3 \text{ kg/cm}^2, \\
&w = 0.038 \text{ cm} < w_{\text{lim}} = 0.04 \text{ cm}, \text{ 安全。}
\end{aligned}$$

(b) 剪力裂縫檢核

$$\begin{aligned}
f'_{cd} &= 280 / 1.0 = 280 \text{ kg/cm}^2 \\
f_{vcd} &= 0.94 \times (f'_{cd})^{1/3} = 0.94 \times (280)^{1/3} = 6.15 \text{ kg/cm}^2 \\
\beta_d &= (100/d)^{1/4} = (100/35)^{1/4} = 1.3 \\
\beta_p &= (100 \rho)^{1/3} = [100(3.62 \times 10^{-3})]^{1/3} = 0.713 \\
\beta_n &= 1 \\
V_{cd} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_b \\
&= 1.3(0.713)(1)(6.15)(100)(35) / 1.0 \\
&= 19.9(10)^3 \text{ kg/m} = 19.9 \text{ t/m} \\
0.7V_{cd} &= 0.7(19.9) = 13.93 \text{ t/m} > 12.63 \text{ t/m}, \text{ 安全。}
\end{aligned}$$

(2) 隔牆配筋與檢核

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
 $= 2.46 \text{ t-m/m}$, $V_u = 3 \text{ t/m}$, 此時 $\epsilon = 1.0$ 。

a. 撓曲鋼筋量

$$\begin{aligned}
m_d &= f_{yd} / 0.85 f'_{cd} = 2800 / 0.85(280 / 1.3) = 15.29 \\
M_u &= 2.46 \text{ t-m/m} = 2.46(10)^5 \text{ kg-cm/m} \\
R_n &= M_u \times \gamma_b \times \gamma_e / (b \times d^2) = 2.46(10)^5 \times 1.15 \times 1.0 / (100 \times 15^2) = 12.57 \text{ kg/cm}^2 \\
\rho &= \frac{1}{m_d} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m_d R_n}{f_{yd}}} \right) = \frac{1}{15.29} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.29 \times 12.57}{2800}} \right) = 4.65(10)^{-3} \\
\text{鋼筋量 } A_s &= \rho b d = 4.65(10)^{-3} \times 100 \times 15 = 6.98 \text{ cm}^2/\text{m}, \\
&\text{採} \#4 \text{ 號鋼筋@} 18 \text{ cm}, \text{ 提供 } A_s = 7.06 \text{ cm}^2/\text{m}, \quad = 4.71(10)^{-3}
\end{aligned}$$

b. 終局極限狀態檢核

(a) 彎矩檢核

由 $A_s=7.06 \text{ cm}^2$, 求出彎矩設計強度 $\frac{1}{\gamma_b \gamma_e} M_n$,

$$\begin{aligned}\frac{1}{\gamma_b \gamma_e} M_n &= \frac{1}{\gamma_b \gamma_e} \rho f_{yd} \left(1 - \frac{1}{2} \rho m_d \right) b d^2 \\ &= \frac{1}{1.15 \times 1.0} 4.71 \times 10^{-3} \times 2800 \left(1 - \frac{1}{2} \times 4.71 \times 10^{-3} \times 15.29 \right) 100 \times 15^2 \\ &= 2.49(10)^5 \text{ kg-cm/m} = 2.49 \text{ t-m/m} > 2.46 \text{ t-m/m} , \text{ 安全。}\end{aligned}$$

(b) 剪力檢核

$$\begin{aligned}f_{vcd} &= 0.94 \times (f'_{cd})^{1/3} = 0.94 \times (215.38)^{1/3} = 5.63 \text{ kg/cm}^2 \\ \beta_d &= (100/d)^{1/4} = (100/15)^{1/4} = 1.61 > 1.5 , \text{ 取 } \beta_d = 1.5 \\ \beta_p &= (100 \rho)^{1/3} = [100(4.71 \times 10^{-3})]^{1/3} = 0.778 \\ \beta_n &= 1 \\ V_{cd} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_b \\ &= 1.5(0.778)(1)(5.63)(100)(15)/1.3 \\ &= 7.58(10)^3 \text{ kg/m} = 7.58 \text{ t/m} \\ V_{yd} &= (V_{cd} + V_{sd})/\gamma_e = (7.58 + 0)/1.0 = 7.58 \text{ t/m} > 3 \text{ t/m} , \text{ 安全}\end{aligned}$$

c. 使用極限狀態檢核

由表 7-2-7 知使用極限狀態的彎矩及剪力設計載重為 $M_s=1.12 \text{ t-m}$, $V_s=1.38 \text{ t/m}$ 。

(a) 彎矩裂縫檢核

$$\begin{aligned}c &= 5 \text{ cm} , C_{\bar{\Phi}} = 18 \text{ cm} , \Phi = 1.27 \text{ cm} , M_s = 1.12 \text{ t-m} , \sigma_{se} = 1.15(10)^3 \\ &\text{kg/cm}^2 , k = 0.241 , \bar{\Phi} = 0 , w = 0.018 \text{ cm} \\ w_{lim} &= 0.004 c = 0.02 \text{ cm} > 0.018 \text{ cm} , \text{ 安全。}\end{aligned}$$

(b) 剪力裂縫檢核

$$\begin{aligned}f_{vcd} &= 0.94 \times (f'_{cd})^{1/3} = 0.94 \times (280)^{1/3} = 6.15 \text{ kg/cm}^2 \\ \beta_d &= (100/d)^{1/4} = (100/15)^{1/4} = 1.61 > 1.5 , \text{ 取 } \beta_d = 1.5 \\ \beta_p &= (100 \rho)^{1/3} = [100(4.71 \times 10^{-3})]^{1/3} = 0.778 \\ \beta_n &= 1\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_{cd} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_b \\
&= 1.5(0.778)(1)(6.15)(100)(15)/1.0 \\
&= 10.8(10)^3 \text{ kg/m} = 10.8 \text{ t/m} \\
0.7V_{cd} &= 0.7(10.8) = 7.56 \text{ t/m} > 1.38 \text{ t/m}, \text{ 安全。}
\end{aligned}$$

(3)底版配筋與檢核

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
 $= 11.44 \text{ t-m/m}$, $V_u = 16.83 \text{ t/m}$, 此時 $\epsilon = 1.1$ 。

a.撓曲鋼筋量

$$\begin{aligned}
m_d &= f_{yd} / 0.85f'_{cd} = 2800 / 0.85(280/1.3) = 15.29 \\
M_u &= 11.44 \text{ t-m/m} = 11.44(10)^5 \text{ kg-cm/m} \\
R_n &= M_u \times \gamma_b \times \gamma_e / (b \times d^2) = 11.44(10)^5 \times 1.15 \times 1.1 / (100 \times 45^2) = 7.15 \text{ kg/cm}^2 \\
\rho &= \frac{1}{m_d} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m_d R_n}{f_{yd}}} \right) = \frac{1}{15.29} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.29 \times 7.15}{2800}} \right) = 2.61(10)^{-3} \\
\text{鋼筋量 } A_s &= \rho b d = 2.61(10)^{-3} \times 100 \times 45 = 11.71 \text{ cm}^2/\text{m} , \\
\text{採\#4 號鋼筋@10 cm} , \text{ 提供 } A_s &= 12.7 \text{ cm}^2/\text{m} , \quad = 2.82(10)^{-3}
\end{aligned}$$

b.終局極限狀態檢核

(a)彎矩檢核

$$\begin{aligned}
&\text{由 } A_s = 12.7 \text{ cm}^2 , \text{ 求出彎矩設計強度 } \frac{1}{\gamma_b \gamma_e} M_n , \\
\frac{1}{\gamma_b \gamma_e} M_n &= \frac{1}{\gamma_b \gamma_e} \rho f_{yd} \left(1 - \frac{1}{2} \rho m_d \right) b d^2 \\
&= \frac{1}{1.15 \times 1.1} 2.82 \times 10^{-3} \times 2800 \left(1 - \frac{1}{2} \times 2.82 \times 10^{-3} \times 15.29 \right) 100 \times 45^2 \\
&= 12.4(10)^5 \text{ kg-cm/m} = 12.4 \text{ t-m/m} > 11.44 \text{ t-m/m} , \text{ 安全。}
\end{aligned}$$

(b)剪力檢核

$$\begin{aligned}
f_{vcd} &= 0.94 \times (f'_{cd})^{1/3} = 0.94 \times (215.38)^{1/3} = 5.63 \text{ kg/cm}^2 \\
\beta_d &= (100/d)^{1/4} = (100/45)^{1/4} = 1.221 \\
\beta_p &= (100 \rho)^{1/3} = [100(2.82 \times 10^{-3})]^{1/3} = 0.68
\end{aligned}$$

$$\beta_n=1$$

$$\begin{aligned} V_{cd} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_b \\ &= 1.221(0.68)(1)(5.63)(100)(45)/1.3 \\ &= 16.2(10)^3 \text{ kg/m} = 16.2 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$V_{yd} = (V_{cd} + V_{sd})/\gamma_e = (16.2 + 0)/1.1 = 14.7 \text{ t/m} < 16.83 \text{ t/m}$ ，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 kg/cm^2 ，則

$$\begin{aligned} f'_{cd} &= 420/1.3 = 323.1 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{vcd} &= 0.94 \times (f'_{cd})^{1/3} = 0.94 \times (323.1)^{1/3} = 6.45 \text{ kg/cm}^2 \\ \beta_d &= (100/d)^{1/4} = (100/45)^{1/4} = 1.221 \\ \beta_p &= (100 \rho)^{1/3} = [100(2.82 \times 10^{-3})]^{1/3} = 0.68 \\ \beta_n &= 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{cd} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_b \\ &= 1.221(0.68)(1)(6.45)(100)(45)/1.3 \\ &= 18.6(10)^3 \text{ kg/m} = 18.6 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$V_{yd} = (V_{cd} + V_{sd})/\gamma_e = (18.6 + 0)/1.1 = 16.86 \text{ t/m} > 16.83 \text{ t/m}，安全。$$

c. 使用極限狀態檢核

由表 7-2-7 知使用極限狀態的彎矩及剪力設計載重為

$$M_s = 9.16 \text{ t-m}，V_s = 13.31 \text{ t/m}。$$

(a) 彎矩裂縫檢核

$$\begin{aligned} c &= 10 \text{ cm}，C \neq 10 \text{ cm}，\Phi = 1.27 \text{ cm}，M_s = 9.16 \text{ t-m}，\sigma_{se} = 1.71(10)^3 \\ &\text{kg/cm}^2，k = 0.193，\neq 0，w = 0.038 \text{ cm} > w_{lim} = 0.0035 c = 0.035 \\ &\text{cm}，檢核不安全，現改採 #4 號鋼筋 @ 9 cm，A_s = 14.11 \text{ cm}^2， \\ &= 3.14(10)^{-3}，則 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= 10 \text{ cm}，C \neq 9 \text{ cm}，\Phi = 1.27 \text{ cm}，M_s = 9.16 \text{ t-m}，\sigma_{se} = 1.54(10)^3 \\ &\text{kg/cm}^2，k = 0.202，\neq 0，w = 0.033 \text{ cm} \\ w_{lim} &= 0.0035 c = 0.035 \text{ cm} > 0.033 \text{ cm}，安全。 \end{aligned}$$

(b)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 7-2-8。

表 7-2-8 平版的配筋(日本規範)

	側牆	隔牆	底版
撓曲鋼筋量(cm^2/m)	11.09	6.98	11.71
配筋	#4@9cm	#4@18cm	#4@9cm

7.2.4.3 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 7.2.3.1 節的沉箱底版載重及表 5-2-6 沉箱式防波堤載重組合表可得

(1)終局極限狀態

a.浮游時

$$\text{底版浮力} = 1.1 \text{ 自重} + 0.9 \text{ 靜水壓}$$

$$= 1.1(6.19) - 0.9(1.47) = 5.49 \text{ t/m}^2$$

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：

$$\Delta R_1 = R_{P1} - R = 14.84 - 2 = 12.84 \text{ t/m}^2$$

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

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：

$$\Delta R_1 = R_{P1} - R = 14.84 - 5.99 = 8.85 \text{ t/m}^2,$$

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

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 $\gamma_e = 1.3$ 。

(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

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

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

d.沉箱安放後(非越波)

作用於各隔艙牆厚中心點之總載重

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

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

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 7.2.3.2 節的沉箱側牆載重及表 5-2-6 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

$$q_1=1.1 \text{ 靜水壓}=1.1(5.88)=6.47 \text{ t/m}^2$$

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)

(a)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 。

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

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

(b)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 $\gamma_e=1.2$ 。

(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)

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

c.沉箱安放後(波力作用)

(a)波谷

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

(b)波峰

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

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 7.2.3.3 節的沉箱隔牆載重及表 5-2-6 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 $q_1=1.1$ 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 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 $=0.5(1.5)=0.75 \text{ t/m}^2$ 。

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 7-2-9 所示。

表 7-2-9 平版的設計載重及斷面力(建議設計規範)

	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

終局極限狀態檢討時，構件係數 b 在彎矩及軸向力作用時取 $b=1.15$ ，剪力作用時混凝土取 $b=1.3$ ，另外隔牆結構採用單筋設計和滑動模板施工時 $b=1.4$ ，剪力筋取 $b=1.15$ 。而構造物係數 c 在波力作用 $c=1.3$ ，其它取 $c=1.2$ 。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7-2-9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 $c=1.2$ 。

a.撓曲鋼筋量

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

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

$$R_n = M_u \times \gamma_b \times \gamma_c / (b \times d^2) = 9.23(10)^5 \times 1.15 \times 1.2 / (100 \times 35^2) = 10.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m_d} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m_d R_n}{f_{yd}}} \right) = \frac{1}{15.29} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.29 \times 10.40}{2800}} \right) = 3.83(10)^{-3}$$

需要鋼筋量 $A_s = \rho b d = 3.83(10)^{-3} \times 100 \times 35 = 13.41 \text{ cm}^2/\text{m}$,

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

b. 終局極限狀態檢核

(a) 彎矩檢核

由 $A_s = 14.11 \text{ cm}^2$, 求出彎矩設計強度 $\frac{1}{\gamma_b \gamma_e} M_n$,

$$\begin{aligned} \frac{1}{\gamma_b \gamma_e} M_n &= \frac{1}{\gamma_b \gamma_e} \rho f_{yd} \left(1 - \frac{1}{2} \rho m_d \right) b d^2 \\ &= \frac{1}{1.15 \times 1.2} 4.03 \times 10^{-3} \times 2800 \left(1 - \frac{1}{2} \times 4.03 \times 10^{-3} \times 15.29 \right) 100 \times 35^2 \\ &= 9.71(10)^5 \text{ kg-cm/m} = 9.71 \text{ t-m/m} > 9.23 \text{ t-m/m} , \text{ 安全。} \end{aligned}$$

(b) 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 β_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 $\beta_n = 1$

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

$$= 1.3(0.74)(1)(5.63)(100)(35) / 1.3$$

$$= 14.6(10)^3 \text{ kg/m} = 14.6 \text{ t/m}$$

剪應力的設計用值 V_{yd} ,

$$V_{yd} = (V_{cd} + V_{sd}) / \gamma_e = (14.6 + 0) / 1.2 = 12.2 \text{ t/m} < 14.0 \text{ t/m} , \text{ 檢核不安全 , 採用提高混凝土的抗壓強度 } f'_c \text{ 為 } 420 \text{ kg/cm}^2 , \text{ 則}$$

$$f'_{cd} = 420 / 1.3 = 323.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{混凝土剪力強度 } f_{vcd} &= 0.2 \times (f'_{cd})^{1/3} \text{ N/mm}^2 = 0.94 (f'_{cd})^{1/3} \text{ kg/cm}^2 \\ &= 0.94 \times (323.1)^{1/3} = 6.45 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

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

剪應力之軸向鋼筋比相關係數 β_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 7-2-9 知使用極限狀態的彎矩及剪力設計載重為 $M_s = 8.12 \text{ t-m}$, $V_s = 12.63 \text{ t/m}$ 。

(a) 彎矩裂縫檢核

$$n = 8.16$$

$$\begin{aligned} k &= \sqrt{[2n\rho + (n\rho)^2]} - n\rho \\ &= \sqrt{[2 \times 8.16 \times 4.03 \times 10^{-3} + (8.16 \times 4.03 \times 10^{-3})^2]} - 8.16 \times 4.03 \times 10^{-3} \\ &= 0.226 \end{aligned}$$

$$j = 1 - k/3 = 1 - 0.226/3 = 0.925$$

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

$$\begin{aligned} \sigma_{se} &= M_s / (A_s \times j \times d) \\ &= 8.12(10)^5 / (14.11 \times 0.925 \times 35) = 1.78(10)^3 \text{ kg/cm}^2 , \end{aligned}$$

$$k_1 = 1 , c = 10 \text{ cm} , C_{\Phi} = 9 \text{ cm} , \Phi = 1.27 \text{ cm} , \bar{\Phi} = 0 ,$$

$$\begin{aligned} w &= k_1 [4 \times c + 0.7(C_{\Phi} - \Phi)] \times (\sigma_{se} / E_s + \bar{\Phi}) \\ &= 1 [4 \times 10 + 0.7(9 - 1.27)] \times (1.78(10)^3 / 2.04(10)^6 + 0) \\ &= 0.038 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$w_{lim} = 0.004c = 0.04 \text{ cm} > 0.038 \text{ cm} , \text{ 安全。}$$

(b) 剪力裂縫檢核

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

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

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

$$\beta_p=(100 \rho)^{1/3}=[100(4.03 \times 10^{-3})]^{1/3}=0.74$$

$$\beta_n=1$$

$$\begin{aligned} V_{cd} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_b \\ &= 1.3(0.74)(1)(6.15)(100)(35)/1.0 \\ &= 20.7(10)^3 \text{ kg/m} = 20.7 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$0.7V_{cd}=0.7(20.7)=14.5 \text{ t/m} > 12.63 \text{ t/m} , \text{ 安全。}$$

(2) 隔牆配筋與檢核

由表7-2-9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

(a) 彎矩檢核

由 $A_s=10.58 \text{ cm}^2$, 求出彎矩設計強度 $\frac{1}{\gamma_b \gamma_e} M_n$,

$$\begin{aligned} \frac{1}{\gamma_b \gamma_e} M_n &= \frac{1}{\gamma_b \gamma_e} \rho f_{yd} \left(1 - \frac{1}{2} \rho m_d \right) b d^2 \\ &= \frac{1}{1.4 \times 1.2} 7.05 \times 10^{-3} \times 2800 \left(1 - \frac{1}{2} \times 7.05 \times 10^{-3} \times 15.29 \right) 100 \times 15^2 \\ &= 2.50(10)^5 \text{ kg-cm/m} = 2.50 \text{ t-m/m} > 2.46 \text{ t-m/m} , \text{ 安全。} \end{aligned}$$

(b) 剪力檢核

$$f_{vcd}=0.94 \times (f'_{cd})^{1/3}=0.94 \times (215.38)^{1/3}=5.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_d=(100/d)^{1/4}=(100/15)^{1/4}=1.61>1.5, \text{ 取 } \beta_d=1.5$$

$$\beta_p=(100 \rho)^{1/3}=[100(7.05 \times 10^{-3})]^{1/3}=0.89$$

$$\beta_n=1$$

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

$$=1.5(0.89)(1)(5.63)(100)(15)/1.3$$

$$=8.67(10)^3 \text{ kg/m}=8.67 \text{ t/m}$$

$$V_{yd}=(V_{cd} + V_{sd})/\gamma_e=(8.67 + 0)/1.2=7.23 \text{ t/m} > 3 \text{ t/m}, \text{ 安全}$$

c. 使用極限狀態檢核

由表 7-2-9 知使用極限狀態的彎矩及剪力設計載重為
 $M_s=1.12 \text{ t-m}$, $V_s=1.38 \text{ t/m}$ 。

(a) 彎矩裂縫檢核

$$c=5 \text{ cm} , C_{\bar{\Phi}}=12 \text{ cm} , \Phi=1.27 \text{ cm} , M_s=1.12 \text{ t-m} , \sigma_{se}=0.78(10)^3$$

$$\text{kg/cm}^2 , k=0.287 , j=0.904 , \bar{\Phi}=0 , w=0.011 \text{ cm}$$

$$w_{lim}=0.004 c=0.02 \text{ cm} > 0.011 \text{ cm} , \text{ 安全。}$$

(b) 剪力裂縫檢核

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

$$\beta_d=(100/d)^{1/4}=(100/15)^{1/4}=1.61>1.5, \text{ 取 } \beta_d=1.5$$

$$\beta_p=(100 \rho)^{1/3}=[100(7.05 \times 10^{-3})]^{1/3}=0.89$$

$$\beta_n=1$$

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

$$=1.5(0.89)(1)(6.15)(100)(15)/1.0$$

$$=12.3(10)^3 \text{ kg/m}=12.3 \text{ t/m}$$

$$0.7V_{cd}=0.7(12.3)=8.61 \text{ t/m} > 1.38 \text{ t/m} , \text{ 安全。}$$

(3) 底版配筋與檢核

由表7-2-9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 $\gamma_e=1.3$ 。

a. 撓曲鋼筋量

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

$$M_u = 11.44 \text{ t-m/m} = 11.44 (10)^5 \text{ kg-cm/m}$$

$$R_n = M_u \times \gamma_b \times \gamma_e / (b \times d^2) = 11.44 (10)^5 \times 1.15 \times 1.3 / (100 \times 45^2) = 8.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m_d} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m_d R_n}{f_{yd}}} \right) = \frac{1}{15.29} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.29 \times 8.45}{2800}} \right) = 3.09 (10)^{-3}$$

$$\text{鋼筋量 } A_s = \rho b d = 3.09 (10)^{-3} \times 100 \times 45 = 13.91 \text{ cm}^2/\text{m},$$

$$\text{採 \#4 號鋼筋 @ 8 cm, 提供 } A_s = 15.875 \text{ cm}^2/\text{m}, \quad = 3.53 (10)^{-3}$$

b. 終局極限狀態檢核

(a) 彎矩檢核

$$\text{由 } A_s = 15.875 \text{ cm}^2, \text{ 求出彎矩設計強度 } \frac{1}{\gamma_b \gamma_e} M_n,$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{\gamma_b \gamma_e} M_n &= \frac{1}{\gamma_b \gamma_e} \rho f_{yd} \left(1 - \frac{1}{2} \rho m_d \right) b d^2 \\ &= \frac{1}{1.15 \times 1.3} 3.53 \times 10^{-3} \times 2800 \left(1 - \frac{1}{2} \times 3.53 \times 10^{-3} \times 15.29 \right) 100 \times 45^2 \\ &= 13.1 (10)^5 \text{ kg-cm/m} = 13.1 \text{ t-m/m} > 11.44 \text{ t-m/m}, \text{ 安全。} \end{aligned}$$

(b) 剪力檢核

$$f_{vcd} = 0.94 \times (f'_{cd})^{1/3} = 0.94 \times (215.38)^{1/3} = 5.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_d = (100/d)^{1/4} = (100/45)^{1/4} = 1.221$$

$$\beta_p = (100 \rho)^{1/3} = [100 (3.53 \times 10^{-3})]^{1/3} = 0.74$$

$$\beta_n = 1$$

$$\begin{aligned} V_{cd} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_b \\ &= 1.221 (0.74) (1) (5.63) (100) (45) / 1.3 \\ &= 17.6 (10)^3 \text{ kg/m} = 17.6 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$V_{yd} = (V_{cd} + V_{sd}) / \gamma_e = (17.6 + 0) / 1.3 = 13.5 \text{ t/m} < 16.83 \text{ t/m}, \text{ 檢核不安全, 現提高混凝土的抗壓強度 } f'_c \text{ 為 } 420 \text{ kg/cm}^2, \text{ 則}$$

$$f'_{cd} = 420 / 1.3 = 323.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{vcd} = 0.94 \times (f'_{cd})^{1/3} = 0.94 \times (323.1)^{1/3} = 6.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_d = (100/d)^{1/4} = (100/45)^{1/4} = 1.221$$

$$\beta_p = (100 \rho)^{1/3} = [100(3.53 \times 10^{-3})]^{1/3} = 0.74$$

$$\beta_n = 1$$

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

$$= 1.221(0.74)(1)(6.45)(100)(45)/1.3$$

$$= 22.05(10)^3 \text{ kg/m} = 22.05 \text{ t/m}$$

$$V_{yd} = (V_{cd} + V_{sd})/\gamma_e = (22.05 + 0)/1.3 = 16.96 \text{ t/m} > 16.83 \text{ t/m}, \text{ 安全。}$$

c. 使用極限狀態檢核

由表 7-2-9 知使用極限狀態的彎矩及剪力設計載重為

$$M_s = 9.16 \text{ t-m}, V_s = 13.31 \text{ t/m}。$$

(a) 彎矩裂縫檢核

$$c = 10 \text{ cm}, C_{\bar{\Phi}} = 8 \text{ cm}, \Phi = 1.27 \text{ cm}, M_s = 9.16 \text{ t-m}, \sigma_{se} = 1.37(10)^3$$

$$\text{kg/cm}^2, k = 0.213, j = 0.930, \bar{\Phi} = 0, w = 0.029 \text{ cm}$$

$$w_{lim} = 0.003 c = 0.03 \text{ cm} > 0.029 \text{ cm}, \text{ 安全。}$$

(b) 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 7-2-10。

表 7-2-10 平版的配筋(建議設計規範)

	側牆	隔牆	底版
撓曲鋼筋量(cm^2/m)	13.40	10.40	13.91
配筋	#4@9cm	#4@12cm	#4@8cm

7.3 棧橋式碼頭之設計算例

本節是針對棧橋式碼頭作一個簡要的設計算例，藉此比較國內現行規範、美國規範、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。本設計算例包括設計條件與結構配置、載重計算、載重組合及棧橋上部結構細部設計等[1,2,3,9,16]，現說明如下。

7.3.1 設計條件與結構斷面配置

首先介紹本算例之設計條件與結構斷面配置，其中設計條件包含結構尺寸、設計水深及對象船舶等幾個部份；結構斷面配置則有結構斷面及碼頭面設施配置等。

1. 設計條件

- (1) 位 址：台中港
- (2) 頂 端 高：EL+6.20M
- (3) 設計水深：EL-13.26M
- (4) 地 質：N（標準貫入試驗落錘數）=25
- (5) 對象船舶：油輪 30000 噸（DWT），長 185 m，寬 28.3 m，
深 15.2 m，吃水 10.9 m，靠岸速度 0.1 m/s。
- (6) 用途係數（重要度係數）：結構物之種類為 B 級， $I=1.0$
- (7) 地盤分類：第二類地盤
- (8) 裝載載重：常時 2 t/m^2 ，異常時 1 t/m^2 。
- (9) 活 載 重：汽車載重 HS 20-44(尺寸及重量如圖 6-3-1)
裝卸機械(卸料臂)重 4.96 t，直徑 0.365 m，高 6 m
群眾載重 0.5 t/m^2

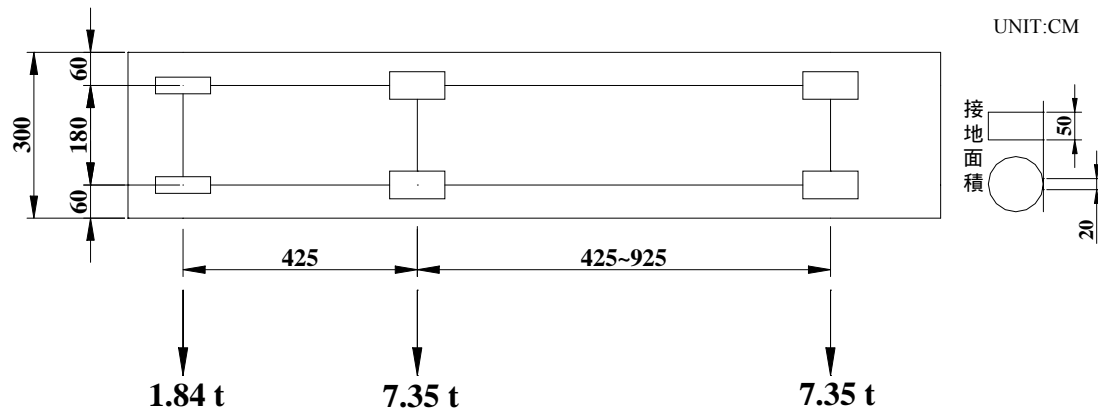


圖 7-3-1 HS 20-44 的尺寸圖

(10) 上揚力：2.0 t/m²

(11) 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 $f_y=3500 \text{ kg/cm}^2$ ，鋼筋彈性係數 $E_s=2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 。

2. 結構斷面配置

本棧橋式碼頭的結構設施配置，如圖 7-3-2 至 7-3-4 所示。其中梁的斷面寬度為 80cm，梁深為 100cm；圓形鋼管樁的外徑為 100cm，厚度為 1.4cm；版的厚度為 25cm。為方便敘述，則將鋼管樁以圖 7-3-5 所示之方式編號。

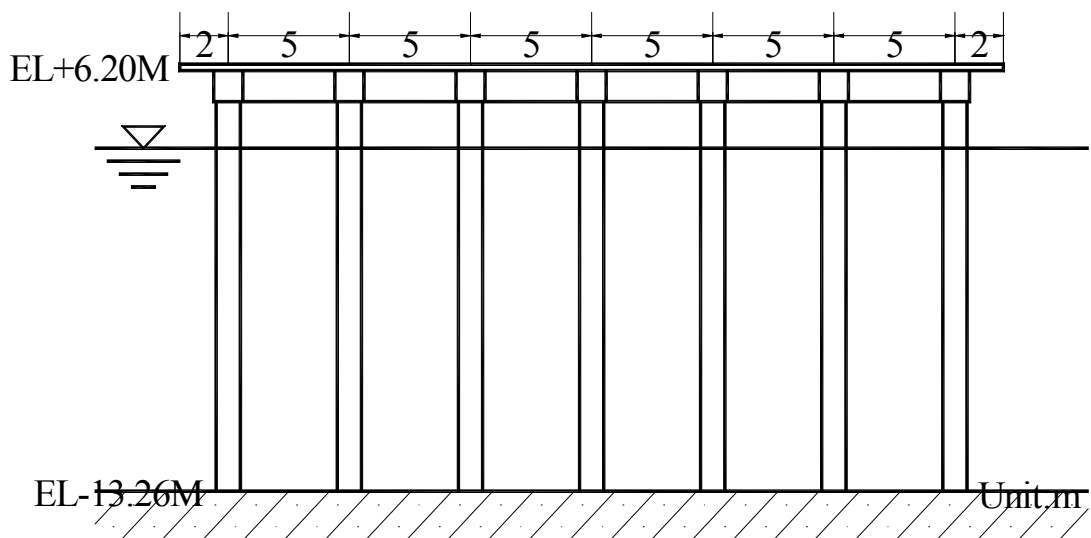


圖 7-3-2 碼頭結構正視圖

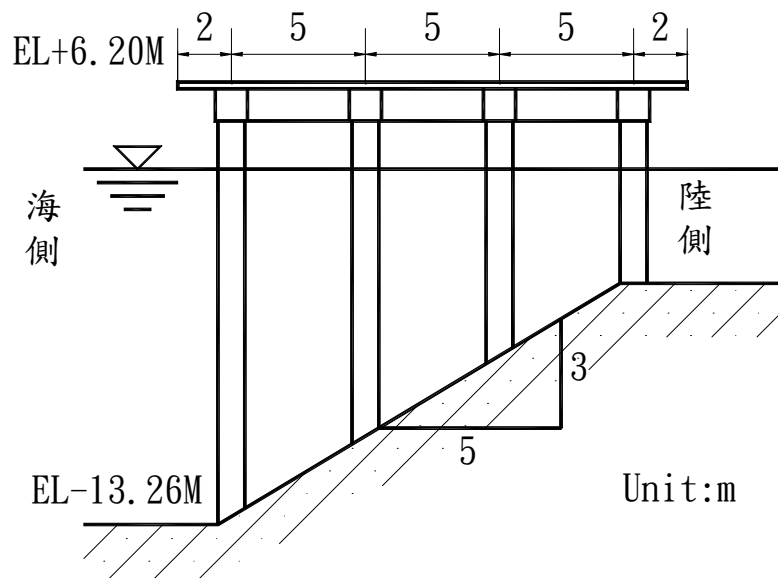


圖 7-3-3 碼頭結構側視圖

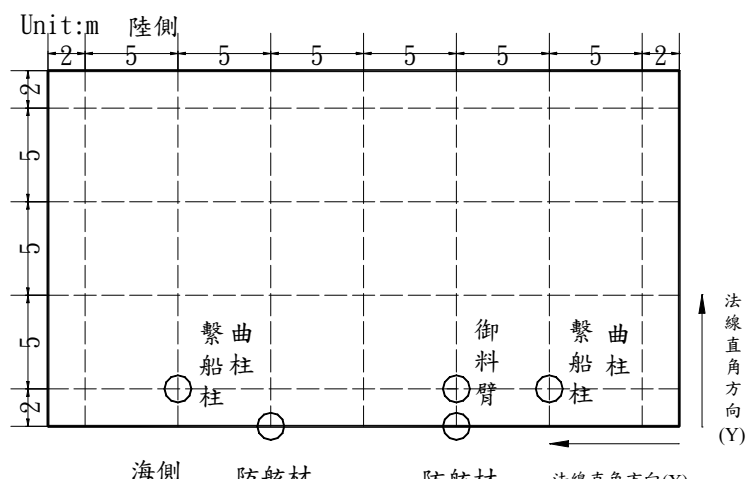


圖 7-3-4 碼頭設施配置圖

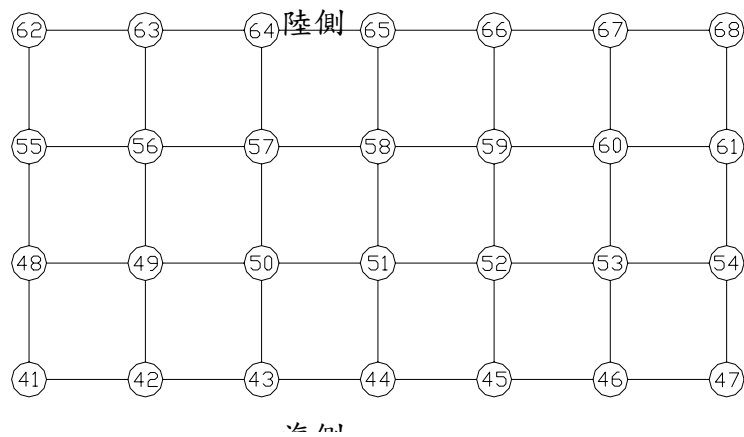


圖 7-3-5 樁之編號圖

為了討論時的便利，將樁長相等之基樁視為同一列，定義第 41 至 47 號樁為第一列、第 48 至 54 號樁為第二列、第 55 至 61 號樁為第三列、第 62 至 68 號樁為第四列。圖 7-3-6 為各列樁示意圖。

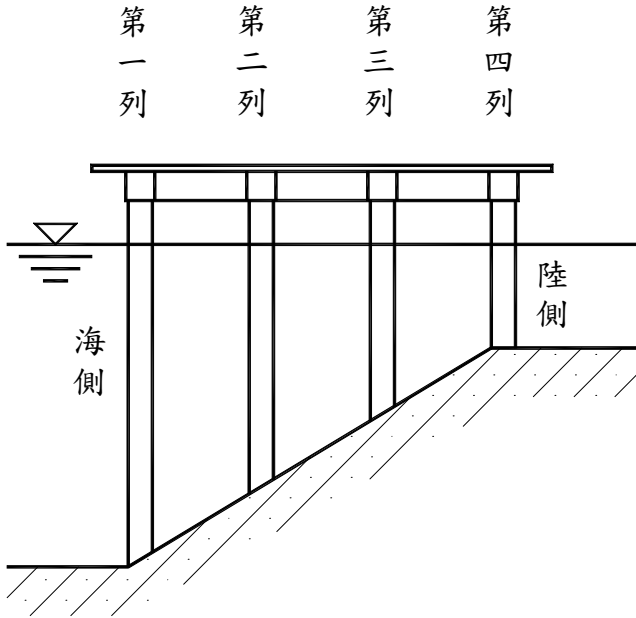


圖 7-3-6 各列樁之示意圖

7.3.2 結構載重計算

本計算例將以 S1 版(如圖 7-3-7 所示)及 G1 梁之 b-b 斷面(如圖 7-3-8 及 7-3-9 所示)為例進行配筋及檢核，本節將計算各項外力對此二構件產生之斷面力，以作為細部設計時之依據。

							陸側
S4	S2	S2	S2	S2	S2	S2	S4
S3	S1	S1	S1	S1	S1	S1	S3
S3	S1	S1	S1	S1	S1	S1	S3
S3	S1	S1	S1	S1	S1	S1	S3
S4	S2	S2	S2	S2	S2	S2	S4
							海側

圖 7-3-7 版的分類

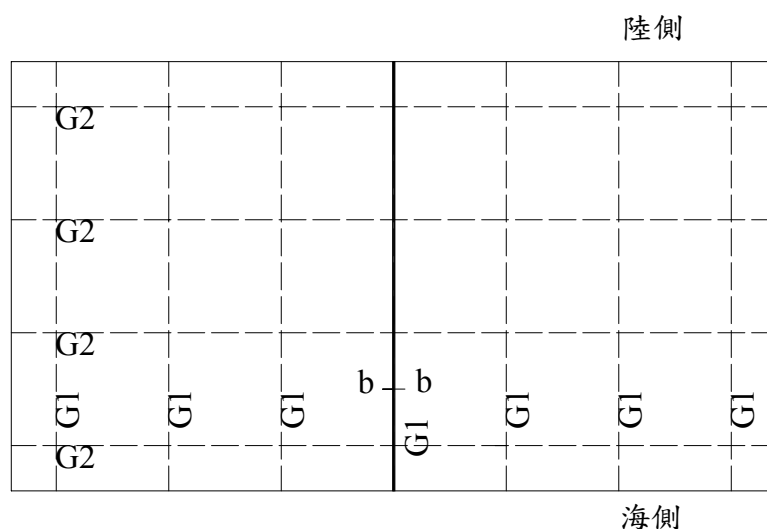


圖 7-3-8 梁的分類

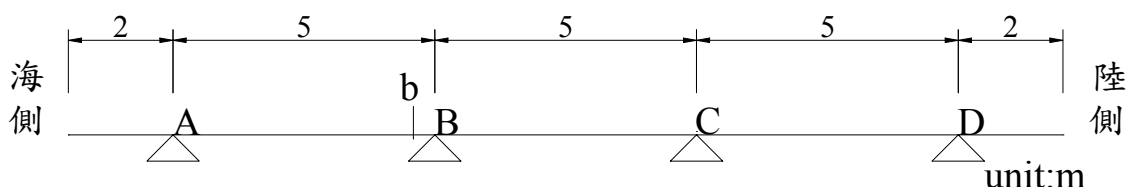


圖 7-3-9 G1 梁及 b-b 斷面示意圖

7.3.2.1 版的載重

版承受的載重，可分為均佈荷重及集中荷重，依 6-1 節中版之斷面力計算式分別計算其斷面力。其中 S1 版之長寬比 $\lambda = L_x/L_y = 5.0/5.0 = 1$ 。

1. 均佈荷重

在本算例中，作用於版上的均佈載重有版的自重、裝載載重、群眾載重及車輛均佈載重，各種均佈載重，計算如下：

版自重=單位體積重×版厚=2.45×0.25=0.6125t/m²，

由設計條件知，常時裝載載重+群眾荷重=2.0+0.5=2.5t/m²、上揚力=2.0 t/m²。

HS 20-44 轉換為均佈荷重 $w[16]$ ，

$$w = \frac{\text{輪重}}{\text{車寬} \times (0.25 \times \text{板之長邊長} + 0.5 \times \text{板的短邊長})}$$

$$= \frac{7.35 \times 2}{3(0.25 \times 5 + 0.5 \times 5)} = 1.306 \text{ t/m}^2$$

計算均佈荷重造成版的斷面力，需包括 向的端點、橫向的端點及中央點等三個位址[16]，如圖 7-3-10 所示，利用 7-1 節中計算版斷面力的方式，將各均佈荷重的斷面力列於表 7-3-1 及表 7-3-2 中。

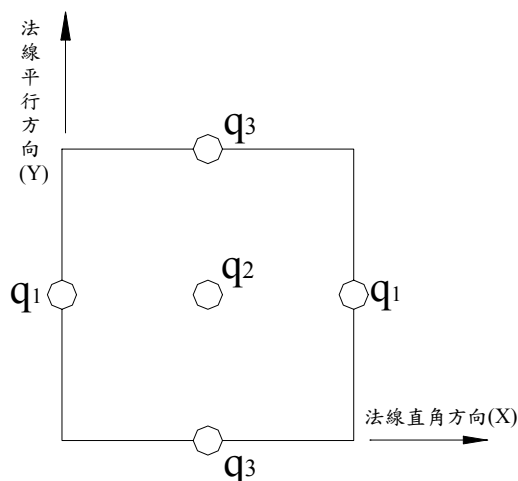


圖 7-3-10 版斷面力位址示意圖

表 7-3-1 均佈荷重造成之彎矩 單位：t-m/m

位 址	彎矩係數		自重		裝載載重+ 群眾載重		車輛載重		上揚力	
	C_x	C_y	M_x	M_y	M_x	M_y	M_x	M_y	M_x	M_y
端部 (q_1)		-0.0513		-0.79		-3.21		-1.67		-2.57
中央 (q_2)	0.0206	0.0206	0.32	0.32	1.29	1.29	0.67	0.67	1.03	1.03
端部 (q_3)	-0.0513		-0.79		-3.21		-1.67		-2.57	

表 7-3-2 均佈荷重造成之剪力 單位：t/m

位 址	剪力 係數	自重		裝載載重+ 群眾載重		車輛載重		上揚力	
	C_s	V_x	V_y	V_x	V_y	V_x	V_y	V_x	V_y
端部 (q_1)	0.44		1.35		5.50		2.87		-4.40
端部 (q_3)	0.44	1.35		5.50		2.87		-4.40	

2. 集中荷重

依照 7-1 節集中力對版斷面力的計算方式，考慮 HS 20-44 車輛的後輪集中重 $P=7.35\text{ t}$ 對 S1 版的斷面力[16]，將結果列於表 7-3-3 中，其中，荷重換算分佈區長 $d_x=\text{車輪接地長度}+\text{鋪裝層厚度}+\frac{1}{2}\text{版厚}=50+10+\frac{25}{2}=72.5\text{ cm}$ ，荷重換算分佈區寬 $d_y=\text{車輪接地寬度}+\text{鋪裝層厚度}+\frac{1}{2}\text{版厚}=20+10+\frac{25}{2}=42.5\text{ cm}$ 。

表 7-3-3 集中荷重之彎矩、剪力

車輛 行駛方向	d_x (m)	d_y (m)	d_x/L_x	d_y/L_y	m_1	m_2	M_x (t-m/m)	M_y (t-m/m)	V_x (t-m/m)	V_y (t-m/m)
法線 平行方向	0.725	0.425	0.145	0.085	0.2	0.2	13.52	13.52	3.92	3.38
法線 直角方向	0.425	0.725	0.085	0.145	0.22	0.22	1.49	1.49	3.38	3.92

最後將各項外力對 S1 版產生之斷面力整理如表 7-3-4。

表 7-3-4 版的斷面力

	$M_x(\text{t-m/m})$		$M_y(\text{t-m/m})$		V_x (t/m)	V_y (t/m)
	端部	中央	端部	中央		
床版自重 (D)	-0.79	0.32	-0.79	0.32	1.35	1.35
裝載載重 (S)	-3.21	1.29	-3.21	1.29	5.50	5.50
車輛均佈載重 (M_1)	-1.67	0.67	-1.67	0.67	2.87	2.87
車輛集中荷重 (M_2)	-1.49	1.49	-1.49	1.49	3.92	3.92
上揚力 (W_u)	2.57	-1.03	2.57	-1.03	-4.40	-4.40

7.3.2.2 梁的載重

如表 7-3-5 所示，為各項載重作用下 G1 梁 b-b 的斷面力大小，詳細的計算過程則於附錄 B，B-18~B-29 頁中說明。

表 7-3-5 G1 梁 b-b 斷面的斷面力

	M(t-m)	V(t)
梁 版 自 重 (D)	7.91	9.21
常時上載+群眾載重 (S_1)	26.73	26.37
異常時上載+群眾載重 (S_2)	16.04	15.82
車 輛 載 重 (M_2)	22.04	25.74
船 舶 衝 擊 力 (B)	12.36	3.23
地 震 力 (E)	91.49	23.82

7.3.3 棧橋結構細部設計

本節是以 S1 版及 G1 梁之 b-b 斷面為例，由 7.3.2 節中求得的各種斷面力大小，分別依據日本、國內及美國規範的規定，首先求得棧橋式碼頭在載重組合後的設計載重，接著計算棧橋結構的最大彎矩及最大剪力，最後進行配筋設計及極限狀態檢核。

7.3.3.1 國內現行規範

由上節中求出各載重造成版及梁之斷面力，經載重組合，即可得版及梁之斷面彎矩及剪力，國內混凝土工程設計規範及解說[9]A.3.2 節中規定，受風力或地震力與其他載重併合作用之構件得以併合效應之 75%設計之，即載重組合後乘上 75%作為計算桿件斷面力。如表 7-3-6 及 7-3-7 所列，分別是國內規範各種載重組合後，梁和版的斷面力。表中 D 為自重， S_1 為常時裝載載重， S_2 為地震時裝載載重， M_1 為車輛均佈載重， M_2 為車輛集中載重， W_u 為上揚力，B 為船舶衝擊力，E 為地震力。

表 7-3-6 版的斷面力(國內規範)

載重組合	M(t-m/m)		V(t/m)
	端部	中央	
1.0D+1.0 S_1	-3.99	1.60	6.85
1.0D+1.0 M_1	-2.46	0.99	4.22
1.0D+1.0 M_2	-2.27	1.80	5.27
0.75(1.0D+1.0 W_u)	1.34	-0.536	-2.29

表 7-3-7 梁的斷面力(國內規範)

載重組合	M(t-m)	V(t)
1.0D+1.0S ₁	34.64	35.58
1.0D+1.0M ₂	29.95	34.95
0.75(1.0D+1.0S ₁ +1.0B)	35.25	29.11
0.75(1.0D+1.0S ₂ +1.0E)	86.58	36.64

1. 版的配筋與檢核

S1 平版設計採用單位寬度 $b=100\text{cm}$ ，有效深度 $d=15.6\text{ cm}$ 。由表 7-3-6 可知端部最大負彎矩 $M=3.99\text{ t-m/m}=3.99\times 10^5\text{ kg-cm/m}$ ，中央最大正彎矩 $M=1.80\text{ t-m/m}=1.8\times 10^5\text{ kg-cm/m}$ ，最大剪力 $V=6.85\text{ t/m}$ 。現分撓曲鋼筋量、彎矩檢核、剪力檢核及裂縫檢核四部份，分別說明如下：

(1) 撓曲鋼筋量

由設計條件 $f'_c=280\text{kg/cm}^2$ ， $f_y=3500\text{kg/cm}^2$ ，可知，
 彈性係數比 $n=2.04\times 10^6/2.5\times 10^5=8.16$ ，
 混凝土容許應力 $f_c=0.45f'_c=0.45\times 280=126\text{ kg/cm}^2$
 鋼筋容許應力 $f_s=1400\text{ kg/cm}^2$ 。

a. 端部負彎矩

考慮版端部負彎矩 $M_s=3.99\text{ t-m/m}$ 由式(5.1.21)、(5.1.23)及(5.1.24)，解聯立方程式得 $\rho=0.0134$ ，需要鋼筋量 $A_s=20.904\text{cm}^2/\text{m}$ ，取 #4 號鋼筋 @6cm，提供鋼筋量 $A_s=21.116\text{cm}^2/\text{m}$ ， $\rho=0.0135$ 。

b. 中央正彎矩

考慮版中央正彎矩 $M_s=1.80\text{ t-m/m}$ 由式(5.1.21)、(5.1.23)及(5.1.24)，解聯立方程式得 $\rho=0.0058$ ，需要鋼筋量 $A_s=9.048\text{cm}^2/\text{m}$ ，取 #4 號鋼筋 @12cm，提供鋼筋量 $A_s=10.56\text{cm}^2/\text{m}$ ， $\rho=0.0068$ 。

(2) 彎矩檢核

a. 端部負彎矩

$$\begin{aligned}& \text{首先求得 } k = \sqrt{[2n\rho + (n\rho)^2]} - n\rho \\& = \sqrt{[2 \times 8.16 \times 0.0135 + (8.16 \times 0.0135)^2]} - 8.16 \times 0.0135 = 0.372 \\& \text{因 } k = 0.372 < \frac{f_c}{f_c + f_s/n} = \frac{126}{126 + 1400/8.16} = 0.432, \text{ 鋼筋先達到設計} \\& \text{強度, 此時 } C = T = A_s f_s = \rho f_s b d \\& = 0.0135 \times 1400 \times 100 \times 15.6 = 2.95 \times 10^4 \text{ kg} = 29.5 \text{ t}, \\& \text{設計彎矩 } M = T(1 - k/3)d = 29.5 \times (1 - 0.372/3) \times 15.6 \\& = 403.1 \text{ t-cm/m} = 4.03 \text{ t-m/m} > 3.99 \text{ t-m/m}, \text{ 安全。}\end{aligned}$$

b. 中央正彎矩

$$\begin{aligned}& \text{首先求得 } k = \sqrt{[2n\rho + (n\rho)^2]} - n\rho \\& = \sqrt{[2 \times 8.16 \times 0.0068 + (8.16 \times 0.0068)^2]} - 8.16 \times 0.0068 = 0.282 \\& \text{因 } k = 0.282 < \frac{f_c}{f_c + f_s/n} = \frac{126}{126 + 1400/8.16} = 0.432, \text{ 鋼筋先達到設} \\& \text{計強度, 此時 } C = T = A_s f_s = \rho f_s b d \\& = 0.0068 \times 1400 \times 100 \times 15.6 = 1.49 \times 10^4 \text{ kg} = 14.9 \text{ t}, \\& \text{設計彎矩 } M = T(1 - k/3)d = 14.9 \times (1 - 0.282/3) \times 15.6 \\& = 210.6 \text{ t-cm/m} = 2.11 \text{ t-m/m} > 1.80 \text{ t-m/m}, \text{ 安全。}\end{aligned}$$

(3) 剪力檢核

$$\begin{aligned}V_c &= 0.29 \sqrt{f'_c} b d = 0.29 \times \sqrt{280} \times 100 \times 15.6 = 7570 \text{ kg/m} = 7.57 \text{ t/m}, \\V_s &= 0, V_n = (V_c + V_s) = (7.57 + 0) = 7.57 \text{ t/m} > 6.85 \text{ t/m}, \text{ 安全。}\end{aligned}$$

(4) 彎矩裂縫檢核

a. 端部負彎矩

$$\begin{aligned}n &= 8.16, k = 0.372, j = 1 - k/3 = 1 - 0.372/3 = 0.876 \\& \text{彎矩設計載重 } M_s = 3.99 \text{ t-m/m} = 3.99 \times 10^5 \text{ kg-cm/m} \\& \text{鋼筋應力度的增加量 } \sigma_{se}, \\& \sigma_{se} = M / (A_s \times j \times d) = 3.99 \times 10^5 / (21.116 \times 0.876 \times 15.6) = 1383 \text{ kg/cm}^2,\end{aligned}$$

鋼筋附著性狀的常數 $k_1=1$ ，保護層厚度 $c=5\text{ cm}$ ，鋼筋的中心間隔 $C_\phi=6\text{ cm}$ ，鋼筋直徑 $\Phi=1.27\text{ cm}$ ，乾燥收縮與潛變所產生的龜裂寬度 $\varepsilon_\phi=0$ ，鋼筋彈性係數 $E_s=2.04\times 10^6\text{ kg/cm}^2$ 。

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

$$=1[4\times 5+0.7(6-1.27)]\times(1383/2.04\times 10^6+0)=0.0158\text{ cm}$$

$$w_{lim}=0.0040\text{ c}=0.020\text{ cm}>w=0.0158\text{ cm}，\text{安全。}$$

b. 中央正彎矩

$n=8.16$ ， $k=0.282$ ， $j=1-k/3=1-0.282/3=0.906$
 彎矩設計載重 $M_s=1.80\text{ t-m/m}=1.80\times 10^5\text{ kg-cm/m}$
 鋼筋應力度的增加量 σ_{se} ，
 $\sigma_{se}=M/(A_s\times j\times d)=1.80\times 10^5/(10.56\times 0.906\times 15.6)=1207\text{ kg/cm}^2$ ，
 鋼筋附著性狀的常數 $k_1=1$ ，保護層厚度 $c=7\text{ cm}$ ，鋼筋的中心間隔 $C_\phi=12\text{ cm}$ ，鋼筋直徑 $\Phi=1.27\text{ cm}$ ，乾燥收縮與潛變所產生的龜裂寬度 $\varepsilon_\phi=0$ ，鋼筋彈性係數 $E_s=2.04\times 10^6\text{ kg/cm}^2$ 。

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

$$=1[4\times 7+0.7(12-1.27)]\times(1207/2.04\times 10^6+0)=0.0210\text{ cm}$$

$$w_{lim}=0.0035\text{ c}=0.0245\text{ cm}>w=0.0210\text{ cm}，\text{安全。}$$

2. 梁的配筋與檢核

梁的寬度 $b=80\text{ cm}$ ，取有效深度 $d=90\text{ cm}$ 。由表 7-3-7 知最大彎矩為 $86.58\text{ t-m}=8.66\times 10^6\text{ kg-cm}$ ，最大剪力為 36.64 t 。現分撓曲鋼筋量、彎矩檢核、剪力檢核及裂縫檢核四部份，分別說明如下：

(1) 撓曲鋼筋量

彈性係數比 $n=2.04\times 10^6/2.5\times 10^5=8.16$ ，
 混凝土容許應力 $f_c=0.45f'_c=0.45\times 280=126\text{ kg/cm}^2$
 鋼筋容許應力 $f_s=1400\text{ kg/cm}^2$ ，考慮最大彎矩 $M_s=86.58\text{ t-m}$ ，由式(5.1.21)、(5.1.23)及(5.1.24)，解聯立方程式得 $\rho=0.0108$ ，需要鋼筋量 $A_s=77.76\text{ cm}^2$ ，取 $16\times\#8$ ，提供鋼筋量 $A_s=81.072\text{ cm}^2$ ，

$$\rho = 0.0113。$$

(2) 彎矩檢核

$$\begin{aligned} & \text{首先求得 } k = \sqrt{[2n\rho + (n\rho)^2]} - n\rho \\ & = \sqrt{[2 \times 8.16 \times 0.0113 + (8.16 \times 0.0113)^2]} - 8.16 \times 0.0113 = 0.347 \\ & \text{因 } k = 0.347 < \frac{f_c}{f_c + f_s/n} = \frac{126}{126 + 1400/8.16} = 0.432, \text{ 鋼筋先達到設計強度, 此時 } C = T = A_s f_s = \rho f_s b d \\ & = 0.0113 \times 1400 \times 80 \times 90 = 113904 \text{ kg} = 113.9 \text{ t}, \\ & \text{設計彎矩 } M = T(1 - k/3)d = 113.9 \times (1 - 0.347/3) \times 90 \\ & = 9065 \text{ t-cm} = 90.65 \text{ t-m} > 86.58 \text{ t-m/m}, \text{ 安全。} \end{aligned}$$

(3) 剪力檢核

$$\begin{aligned} V_c &= 0.29 \sqrt{f'_c} b d = 0.29 \times \sqrt{280} \times 80 \times 90 = 34939 \text{ kg/m} = 34.9 \text{ t/m}, \\ V_s &= 0, V_n = (V_c + V_s) = (34.9 + 0) = 34.9 \text{ t/m} < 36.64 \text{ t/m}, \text{ 不安全。須配剪力筋, 剪力鋼採用 \#4 鋼筋, 由下式可求得剪力筋間距, 其中 } s \text{ 為剪力筋間距, } A_v \text{ 為剪力筋面積, } d \text{ 為梁的有效深度, } f_v \text{ 為剪力筋設計強度} = 1400 \text{ kg/cm}^2, V \text{ 為設計剪力強度, } V_c \text{ 為混凝土剪力強度。} \end{aligned}$$

$$s = \frac{A_v f_v d}{(V - V_c)} = \frac{(2 \times 1.267) \times 1400 \times 90}{(36640 - 34900)} = 183 \text{ cm},$$

剪力筋間距不得小於 60 cm, 及(有效梁深/2)=90/2=45 cm, 所以本例剪力筋間距採 45cm。

(4) 彎矩裂縫檢核

$$\begin{aligned} n &= 8.16, k = 0.347, j = 1 - k/3 = 1 - 0.347/3 = 0.884 \\ & \text{彎矩設計載重 } M_s = 86.58 \text{ t-m} = 8.66 \times 10^6 \text{ kg-cm} \\ & \text{鋼筋應力度的增加量 } \sigma_{se}, \\ & \sigma_{se} = M / (A_s \times j \times d) = 8.66 \times 10^6 / (81.072 \times 0.884 \times 90) = 1343 \text{ kg/cm}^2, \\ & \text{鋼筋附著性狀的常數 } k_1 = 1, \text{ 保護層厚度 } c = 10 \text{ cm}, \text{ 鋼筋的中心間隔 } C \neq 4 \text{ cm}, \text{ 鋼筋直徑 } \Phi = 2.54 \text{ cm}, \text{ 乾燥收縮與潛變所} \end{aligned}$$

產生的龜裂寬度 $\varepsilon_{\phi}=0$ ，鋼筋彈性係數 $E_s=2.04\times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 。

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

$$=1[4\times 10+0.7(4-2.54)]\times(1343/2.04\times 10^6+0)=0.027 \text{ cm}$$

$$w_{lim}=0.0040 \text{ c}=0.04\text{cm}>w=0.027 \text{ cm}，\text{安全。}$$

表 7-3-8 版及梁的配筋(國內規範)

	版(端部)	版(中央)	梁
需要撓曲鋼筋量	20.904cm ² /m	9.048 cm ² /m	77.76 cm ²
配筋(撓曲鋼筋)	#4@6cm	#4@12cm	16×#8
配筋(剪力筋)			#4@45cm

7.3.3.2 美國規範

由 7.3.2 節中求出各載重造成版及梁之斷面力，如表 7-3-4 和表 7-3-5 所示，依美國規範之載重組合[2]，即可得版及梁之最大彎矩及最大剪力，分別列於表 7-3-9 及 7-3-10，其中 D 為自重，S₁ 為常時裝載載重，S₂ 為地震時裝載載重，M₁ 為車輛均佈載重，W₂ 為車輛集中載重，M_u 為上揚力，B 為船舶衝擊力，E 為地震力。

表 7-3-9 版的斷面力(美國規範)

載重組合	M(t-m/m)		V(t/m)
	端部	中央	
1.3D+1.7S ₁	-6.47	2.60	11.10
1.3D+1.7M ₁	-3.87	1.55	6.64
1.3D+1.7M ₂	-3.55	2.94	8.41
1.25D+1.25W _u	2.22	-0.893	-3.82

表 7-3-10 梁的斷面力(美國規範)

載重組合	M(t-m)	V(t)
1.3D+1.7S ₁	55.72	56.80

1.3D+1.7M ₂	47.75	55.73
1.3D+0.17S ₁ +1.7B	35.84	21.95
1.3D+0.2S ₂ +1.3E	132.4	46.10

1. 版的配筋與檢核

由表 7-3-9 可知 S1 平版，端部最大負彎矩 $M=6.47$ t-m/m= 6.47×10^5 kg-cm/m，中央最大正彎矩 $M=2.94$ t-m/m= 2.94×10^5 kg-cm/m，最大剪力 $V=11.10$ t/m。現分撓曲鋼筋量、彎矩檢核及剪力檢核三部份，分別說明如下：

(1) 撓曲鋼筋量

a. 端部負彎矩

$$m = f_y / 0.85 f'_c = 3500 / 0.85 \times 280 = 14.71$$

$$R_n = (M_u / \phi) / bd^2 = (6.47 \times 10^5 / 0.9) / (100 \times 15.6^2) = 29.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{14.71} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14.71 \times 29.54}{3500}} \right) = 0.0090$$

$$A_s = \rho bd = 0.0090 \times 100 \times 15.6 = 14.04 \text{ cm}^2$$

需要鋼筋量 $A_s=14.04\text{cm}^2/\text{m}$ ，取#4 號鋼筋@8cm，提供 $A_s=15.838\text{cm}^2/\text{m}$ ， $\rho=0.0102$ 。

b. 中央正彎矩

$$m = f_y / 0.85 f'_c = 3500 / 0.85 \times 280 = 14.71$$

$$R_n = (M_u / \phi) / bd^2 = (2.94 \times 10^5 / 0.9) / (100 \times 15.6^2) = 13.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{14.71} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14.71 \times 13.42}{3500}} \right) = 0.0039$$

$$A_s = \rho bd = 0.0039 \times 100 \times 15.6 = 6.08 \text{ cm}^2$$

需要鋼筋量 $A_s=6.24\text{cm}^2/\text{m}$ ，採#4 號鋼筋@20cm，提供 $A_s=6.335\text{cm}^2/\text{m}$ ， $\rho=0.00406$ 。

(2) 彎矩檢核

a. 端部負彎矩

$\phi=0.9$ ， $A_s=15.838\text{cm}^2$ ，由式 5.1.7 求出最大彎矩，

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi \rho f_y \left(1 - \frac{1}{2} \rho m\right) b d^2 \\ &= 0.9 \times 0.0102 \times 3500 \times \left(1 - \frac{1}{2} \times 0.0102 \times 14.71\right) \times 100 \times 15.6^2 \\ &= 720180 \text{ kg-cm} = 7.20 \text{ t-m} , \\ \phi M_n &= 7.20 \text{ t-m} > M_u = 6.47 \text{ t-m} , \text{ 安全。}\end{aligned}$$

b. 中央正彎矩

由 $\phi=0.9$ ， $A_s=6.335\text{cm}^2$ ，由式 5.1.7 求出最大彎矩，

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi \rho f_y \left(1 - \frac{1}{2} \rho m\right) b d^2 \\ &= 0.9 \times 0.00406 \times 3500 \times \left(1 - \frac{1}{2} \times 0.00406 \times 14.71\right) \times 100 \times 15.6^2 \\ &= 301939 \text{ kg-cm} = 3.02 \text{ t-m} , \\ \phi M_n &= 3.02 \text{ t-m} > M_u = 2.94 \text{ t-m} , \text{ 安全。}\end{aligned}$$

(3) 剪力檢核

$$\begin{aligned}\phi &= 0.85 , V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d = 0.53 \times \sqrt{280} \times 100 \times 15.6 = 13835 \text{ kg/m} \\ &= 13.84 \text{ t/m} , V_s = 0 , \\ V_n &= \phi (V_c + V_s) = 0.85 (13.84 + 0) = 11.76 \text{ t/m} > V_u = 11.10 \text{ t/m} , \text{ 安全。}\end{aligned}$$

2. 梁的配筋與檢核

由表 7-3-10 知最大彎矩為 $132.4 \text{ t-m} = 1.32 \times 10^7 \text{ kg-cm}$ ，最大剪力為 56.80 t 。現分撓曲鋼筋量、彎矩檢核及剪力檢核三部份，分別說明如下：

(1) 鋼筋量

$$\begin{aligned}m &= f_y / 0.85 f'_c = 3500 / 0.85 \times 280 = 14.71 \\ R_n &= (M_u / \phi) / b d^2 = (1.32 \times 10^7 / 0.9) / (80 \times 90^2) = 22.63 (\text{kg/cm}^2) \\ \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{14.71} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14.71 \times 22.63}{3500}}\right) = 0.0068 \\ A_s &= \rho b d = 0.0068 \times 80 \times 90 = 48.96 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

需要鋼筋量 $A_s=48.96\text{cm}^2$ ，採 10 根 #8 號鋼筋，提供 $A_s=50.67\text{cm}^2$ ， $\rho=0.0070$ 。

(2) 彎矩檢核

$\phi=0.9$ ， $A_s=50.67\text{cm}^2$ ，由式 5.1.23 求出最大彎矩，

$$\phi M_n = \phi \rho f_y \left(1 - \frac{1}{2} \rho m\right) b d^2 = 0.9 \times 0.0070 \times 3500 \times \left(1 - \frac{1}{2} \times 0.0070 \times 14.71\right) \times 80 \times 90^2$$

$$= 1.35 \times 10^7 \text{ kg-cm} = 135 \text{ t-m}$$

$$\phi M_n = 135 \text{ t-m} > M_u = 132.4 \text{ t-cm}，\text{安全。}$$

(3) 剪力檢核

$\phi=0.85$ ， $V_c=0.53\sqrt{f'_c}bd=0.53\times\sqrt{280}\times80\times90=63854\text{kg}=63.85\text{ t}$ ， $V_s=0$ ， $V_n=\phi(V_c+V_s)=0.85(63.85+0)=54.27\text{ t}<V_u=56.80\text{ t}$ ，不安全。須配置剪力鋼筋，剪力鋼筋採 #4 鋼筋，由下式可求得剪力鋼筋間距，其中 s 為剪力鋼筋間距， ϕ 為強度折減係數，剪力作用時採 0.85， A_v 為剪力鋼筋量， f_v 為剪力鋼筋降伏強度， d 為有效梁深， V 為設計剪力強度， V_c 為混凝土剪力強度。

$$s = \frac{A_v f_v d}{V - \phi V_c} = \frac{(2 \times 1.267) \times 3500 \times 90}{56800 - 0.85 \times 54270} = 75\text{cm}，$$

剪力鋼筋間距不得小於 60cm 及(有效梁深/2)=90/2=45cm，所以本例剪力鋼筋採間距採 45cm。

最後將版及梁採用美國規範設計之配筋內容整理成表 7-3-11。

表 7-3-11 版及梁的配筋(美國規範)

	版(端部)	版(中央)	梁
需要撓曲鋼筋量	14.04cm ² /m	6.08 cm ² /m	48.96cm ²
配筋(撓曲鋼筋)	#4@8cm	#4@20cm	10×#8
配筋(剪力筋)			#4@45cm

7.3.3.3 日本規範

依據日本規範的規定，終局極限狀態檢討時，構件係數 γ_b 在彎矩

及軸向力作用時 $\gamma_b=1.15$ ，剪力作用時混凝土取 $\gamma_b=1.3$ ，剪力筋取 $\gamma_b=1.15$ ，構造物係數 γ_e 在偶發荷重作用時 $\gamma_e=1.0$ ，常時 $\gamma_e=1.2$ 。材料係數分鋼筋材料係數 $\gamma_{ms}=1.0$ 及混凝土材料係數 $\gamma_{mc}=1.3$ 。依日本規範之載重組合[3]可得版和梁的斷面彎矩及剪力，分別列於表 7-3-12 及 7-3-13，其中 D 為自重，S₁ 為常時裝載載重，S₂ 為地震時裝載載重，M₁ 為車輛均佈載重，M₂ 為車輛集中載重，W_u 為上揚力，B 為船舶衝擊力，E 為地震力。

表 7-3-12 版的斷面力(日本規範)

載重組合	M(t-m/m)		V(t/m)
	端部	中央	
終局極限狀態			
1.1D+1.2S ₁	-4.71.	1.89.	8.08.
1.1D+1.2M ₁	-2.87.	1.15.	4.93.
1.1D+1.2M ₂	-2.65	2.13	6.18
0.9D+1.0W _u	1.86	-0.75	-3.19
使用極限狀態			
1.0D+0.5S ₁	-2.39	0.96	4.10
1.0D+0.5M ₁	-1.62	0.65	2.78
1.0D+0.5M ₂	-1.53	1.06	3.31

表 7-3-13 梁的斷面力(日本規範)

載重組合	M(t-m)	V(t)
終局極限狀態		
1.1D+1.2S ₁	40.78	41.78
1.1D+1.2M ₂	35.15	41.02
1.1D+1.2S ₁ +1.0B	53.14	45.00
1.1D+1.0S ₂ +1.0E	116.2	49.77
使用極限狀態		
1.0D+0.5S ₁	21.28	22.4
1.0D+0.5M ₂	18.93	22.08
1.0D+0.5S ₁ +0.5B	27.46	24.01

1. 版的配筋與檢核

由表 7-3-12 知終局極限狀態下，平版 S1 的端部最大負彎矩 $M=4.71 \text{ t-m/m}=4.71 \times 10^5 \text{ kg-cm/m}$ ，中央最大正彎矩 $M=2.13 \text{ t-m/m}=2.13 \times 10^5 \text{ kg-cm/m}$ ，最大剪力 $V=8.08 \text{ t/m}$ 。現分撓曲鋼筋量、終局極限狀態檢核及使用極限狀態檢核三部份，分別說明如下：

(1) 撓曲鋼筋量

a. 端部負彎矩

$$m_d = f_{yd} / 0.85 f'_{cd} = (3500/1.0) / 0.85 \times (280/1.3) = 19.12$$

$$R_n = (M_u \gamma_b \gamma_e) / b d^2 = (4.71 \times 10^5 \times 1.15 \times 1.2) / (100 \times 15.6^2) = 26.71 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m_d} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m_d R_n}{f_{yd}}} \right) = \frac{1}{19.12} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.12 \times 26.71}{3500}} \right) = 0.0083$$

$$A_s = \rho b d = 0.0083 \times 100 \times 15.6 = 12.948$$

需要鋼筋量 $A_s = 12.948 \text{ cm}^2/\text{m}$ ，採 #4 號鋼筋 @8cm，提供 $A_s = 15.838 \text{ cm}^2/\text{m}$ ， $\rho = 0.0102$ 。

b. 中央正彎矩

$$m_n = f_{yd} / 0.85 f'_{cd} = (3500/1.0) / 0.85 \times (280/1.3) = 19.12$$

$$R_n = (M_u \gamma_b \gamma_e) / b d^2 = (2.13 \times 10^5 \times 1.15 \times 1.2) / (100 \times 15.6^2) = 12.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m_d} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m_d R_n}{f_{yd}}} \right) = \frac{1}{19.12} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.12 \times 12.08}{3500}} \right) = 0.0036$$

$$A_s = \rho b d = 0.0036 \times 100 \times 15.6 = 5.616$$

設計鋼筋量 $A_s = 5.616 \text{ cm}^2/\text{m}$ ，採 #4 號鋼筋 @20cm，提供 $A_s = 6.335 \text{ cm}^2/\text{m}$ ， $\rho = 0.00406$ 。

(2) 終局狀態檢討

a. 端部負彎矩檢核

由 $A_s=15.838\text{cm}^2$ ，求出最大彎矩 $\frac{1}{\gamma_b\gamma_e}M_n$ ，

$$\begin{aligned}\frac{1}{\gamma_b\gamma_e}M_n &= \frac{1}{\gamma_b\gamma_e}\rho f_{yd}\left(1-\frac{1}{2}\rho m_d\right)bd^2 \\ &= \frac{1}{1.15\times 1.2}\times 0.0102\times 3500\times\left(1-\frac{1}{2}\times 0.0102\times 19.12\right)\times 100\times 15.6^2 \\ &= 565821\text{ kg-cm/m}=5.66\text{ t-m/m}>M_u=4.71\text{ t-m/m}，\text{安全。}\end{aligned}$$

b. 中央正彎矩檢核

由 $A_s=6.335\text{cm}^2$ ，求出最大彎矩 $\frac{1}{\gamma_b\gamma_e}M_n$ ，

$$\begin{aligned}\frac{1}{\gamma_b\gamma_e}M_n &= \frac{1}{\gamma_b\gamma_e}\rho f_{yd}\left(1-\frac{1}{2}\rho m_d\right)bd^2 \\ &= \frac{1}{1.15\times 1.2}\times 0.00406\times 3500\times\left(1-\frac{1}{2}\times 0.00406\times 19.12\right)\times 100\times 15.6^2 \\ &= 240916\text{ kg-cm/m}=2.41\text{ t-m/m}>M_u=2.13\text{ t-m/m}，\text{安全。}\end{aligned}$$

c. 剪力檢核

混凝土壓縮強度設計用值 $f'_{cd}=280/1.3=215.38\text{ kg/cm}^2$

混凝土剪力強度 f_{pcd} ，

$$\begin{aligned}f_{pcd} &= 0.2\times(f'_{cd})^{1/2}\text{ N/mm}^2=0.64\times(f'_{cd})^{1/2}\text{ kg/cm}^2 \\ &= 0.64\times(215.38)^{1/2}=9.39\text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

剪應力之有效高度的相關係數 $\beta_d=(100/d)^{1/4}=(100/15.6)^{1/4}=1.59$

剪應力之軸向鋼筋比相關係數 $\beta_p=(100\rho)^{1/3}=(100\times 0.00406)^{1/3}=0.74$

承載面週長 $u=2\times(20+50)=140(\text{cm})$

承載面週長係數 $\beta_r=1+1/(1+0.25u/d)=1+1/(1+0.25\times 140/15.6)=1.31$

荷重換算分佈區週長 $u_p=2\times(72.5+42.5)=230\text{ cm}$

$V_{pcd}=\beta_d\times\beta_p\times\beta_r\times f_{pcd}\times u_p\times d/\gamma_b$

$V_{pcd}=1.59\times 0.74\times 1.31\times 9.39\times 230\times 15.6/1.3=39946\text{ kg}=39.9\text{ t}$

$V_d=7.35\text{ t}$ (HS 20-44 後輪荷重)

$V_{pcd}=39.9\text{ t}>V_d=7.35\text{ t}$ ，安全。

(3) 使用狀態檢討

由表 7-3-12 知終局極限狀態下，平版 S1 的端部最大負彎

矩 $M=2.39 \text{ t-m/m} = 2.39 \times 10^5 \text{ kg-cm/m}$ ，中央最大正彎矩 $M=1.06 \text{ t-m/m} = 1.06 \times 10^5 \text{ kg-cm/m}$ ，最大剪力 $V=4.10 \text{ t/m}$ 。

a. 端部正彎矩裂縫檢核

$$n=8.16$$

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

$$= \sqrt{[2 \times 8.16 \times 0.0102 + (8.16 \times 0.0102)^2]} - 8.16 \times 0.0102 = 0.333$$

$$j = 1 - k/3 = 1 - 0.333/3 = 0.889$$

$$M_s = 2.39 \times 10^5 \text{ kg-cm/m}$$

$$\text{鋼筋應力度的增加量 } \sigma_{se} = M_u / (A_s \times j \times d)$$

$$= 2.39 \times 10^5 / (15.838 \times 0.889 \times 15.6) = 1088 \text{ kg/cm}^2,$$

鋼筋附著性狀的常數 $k_1=1$ ，保護層厚度 $c=5 \text{ cm}$ ，鋼筋的中心間隔 $C_\Phi=8 \text{ cm}$ ，鋼筋直徑 $\Phi=1.27 \text{ cm}$ ，乾燥收縮與潛變所產生的龜裂寬度 $\varepsilon_\Phi=0$ ，鋼筋彈性係數 $E_s=2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 。

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

$$= 1 [4 \times 5 + 0.7(8 - 1.27)] \times (1088 / 2.04 \times 10^6 + 0) = 0.0132 \text{ cm}$$

$$w_{lim} = 0.0040 c = 0.020 \text{ cm} > w = 0.0132 \text{ cm}，\text{安全。}$$

b. 中央正彎矩裂縫檢核

$$n=8.16$$

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

$$= \sqrt{[2 \times 8.16 \times 0.00406 + (8.16 \times 0.00406)^2]} - 8.16 \times 0.00406 = 0.226$$

$$j = 1 - k/3 = 1 - 0.226/3 = 0.925$$

$$M_s = 1.06 \times 10^5 \text{ kg-cm/m}$$

$$\text{鋼筋應力度的增加量 } \sigma_{se} = M_u / (A_s \times j \times d)$$

$$= 1.06 \times 10^5 / (6.335 \times 0.925 \times 15.6) = 1160 \text{ kg/cm}^2,$$

鋼筋附著性狀的常數 $k_1=1$ ，保護層厚度 $c=7 \text{ cm}$ ，鋼筋的中心間隔 $C_\Phi=20 \text{ cm}$ ，鋼筋直徑 $\Phi=1.27 \text{ cm}$ ，乾燥收縮與潛變所產生的龜裂寬度 $\varepsilon_\Phi=0$ ， $E_s=2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 。

$$\begin{aligned}
w &= k_1 [4 \times c + 0.7(C_\phi - \Phi)] \times (\sigma_{se}/E_s + \varepsilon_\phi) \\
&= 1 [4 \times 7 + 0.7(20 - 1.27)] \times (1160/2.04 \times 10^6 + 0) = 0.023 \text{ cm} \\
w_{lim} &= 0.0035 c = 0.0245 \text{ cm} > w = 0.023 \text{ cm}, \text{ 安全。}
\end{aligned}$$

c. 剪力裂縫檢核

$$\begin{aligned}
f_{vcd} &= 0.2 \times (f'_{cd})^{1/3} \text{ N/mm}^2 = 0.94 (f'_{cd})^{1/3} \text{ kg/cm}^2 \\
&= 0.94 \times (280)^{1/3} = 6.15 \text{ kg/cm}^2 \\
\beta_d &= (100/d)^{1/4} = (100/15.6)^{1/4} = 1.59 \\
\beta_p &= (100\rho)^{1/3} = (100 \times 0.0102)^{1/3} = 1.01 \\
\beta_n &= 1.0 \\
V_{cd} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_b \\
&= 1.59 \times 1.01 \times 1.0 \times 6.15 \times 100 \times 15.6 / 1.0 = 15407 \text{ kg/m} = 15.4 \text{ t/m} \\
0.7V_{cd} &= 0.7 \times 15.4 = 10.8 \text{ t/m} > V_s = 4.10 \text{ t/m}, \text{ 安全。}
\end{aligned}$$

2. 梁的配筋與檢核

由表 7-3-13 知最大彎矩為 $116.2 \text{ t-m} = 1.16 \times 10^7 \text{ kg-cm}$ ，最大剪力為 49.77 t 。現分撓曲鋼筋量、彎矩檢核及剪力檢核三部份，分別說明如下：

(1) 鋼筋量

$$\begin{aligned}
m_d &= f_{yd} / 0.85 f'_{cd} = (3500 / 1.0) / 0.85 \times (280 / 1.3) = 19.12 \\
R_n &= (M_u \gamma_b \gamma_e) / b d^2 = (1.16 \times 10^7 \times 1.15 \times 1.0) / (80 \times 90^2) = 20.59 \text{ kg/cm}^2 \\
\rho &= \frac{1}{m_d} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m_d R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.12} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.12 \times 20.59}{3500}} \right) = 0.0063 \\
A_s &= \rho b d = 0.0063 \times 80 \times 90 = 45.36 \text{ cm}^2 \\
\text{需要鋼筋量 } A_s &= 46.08 \text{ cm}^2, \text{ 12 根 \#7 號鋼筋, 提供 } A_s = 46.452 \text{ cm}^2/\text{m}, \rho = 0.0065。
\end{aligned}$$

(2) 終局狀態檢討

a. 彎矩檢核

由 $A_s=50.323\text{cm}^2$ ，求出最大彎矩 $\frac{1}{\gamma_b\gamma_e}M_n$ ，

$$\begin{aligned}\frac{1}{\gamma_b\gamma_e}M_n &= \frac{1}{\gamma_b\gamma_e}\rho f_{yd}\left(1-\frac{1}{2}\rho m_d\right)bd^2 \\ &= \frac{1}{1.15\times 1.0}\times 0.0065\times 3500\times\left(1-\frac{1}{2}\times 0.0065\times 19.12\right)\times 80\times 90^2 \\ &= 1.20\times 10^7 \text{ kg-cm}=120 \text{ t-m}>M_u=116.2 \text{ t-m}，\text{安全}。 \end{aligned}$$

b. 剪力檢核

混凝土壓縮強度設計用值 $f'_{cd}=280/1.3=215.38 \text{ kg/cm}^2$

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

剪應力之有效高度的相關係數 $\beta_d=(100/d)^{1/4}=(100/90)^{1/4}=1.02$

剪應力之軸向鋼筋比相關係數 $\beta_p=(100\rho)^{1/3}=(100\times 0.0065)^{1/3}=0.87$

因無軸力作用，所以剪應力之軸比相關係數 $\beta_n=1.0$

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

$V_{cd}=1.02\times 0.87\times 1.0\times 5.63\times 80\times 90/1.3=2.77\times 10^4 \text{ kg}=27.8 \text{ t}$

剪應力的設計用值 $V_{yd}=(V_{cd}+V_{sd})/\gamma_e=(27.8+0)/1.0=27.8 \text{ t}$

$V_{yd}=27.8 \text{ t}<V_u=49.77 \text{ t}$ ，不安全，須配剪力鋼筋，剪力鋼筋

採#4 鋼筋，剪力鋼筋間距 S 不得小於 30cm 及(有效梁深/2)

$=90/2=45\text{cm}$ ，採鋼筋間距為 14cm 進行檢核。

剪力鋼筋的抗剪強度以下式計算，

$V_{sd}=[A_v f_v/s]Z/\gamma_b$

其中， A_v 為抗剪鋼筋的面積 $=2\times 1.267=2.534 \text{ cm}^2$ ，

剪力鋼筋抗剪強度 $f_v=f_y/\sqrt{3}$ ， S 為剪力鋼筋間距，

Z = 有效深度/1.15， γ_b 為構件係數，

$V_{sd}=[2.534\times(3500/\sqrt{3})/14](90/1.15)/1.15$

$=24890 \text{ kg}=24.9 \text{ t}$

$V_{yd}=(V_{cd}+V_{sd})/\gamma_e=(27.7+24.9)/1.0=52.6 \text{ t}$

$V_{yd}=52.9 \text{ t}>V_u=49.77 \text{ t}$ ，安全。

(3) 使用狀態檢討

依表 7-3-13 知使用狀態設計下，最大彎矩為 $M_s=27.46 \text{ t-m}$

$$=2.75 \times 10^6 \text{ kg-cm}, V_s=24.01 \text{ t}。$$

a. 彎矩裂縫檢核

$$n=8.16$$

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

$$= \sqrt{[2 \times 8.16 \times 0.0065 + (8.16 \times 0.0065)^2]} - 8.16 \times 0.0065 = 0.277$$

$$j=1-k/3=1-0.277/3=0.908$$

$$\text{彎矩設計載重 } M_s=27.46 \text{ t-m} = 2.7 \times 10^6 \text{ kg-cm}$$

$$\text{鋼筋應力度的增加量 } \sigma_{se}, \text{鋼筋彈性係數 } E_s=2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2。$$

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

$$= 2.7 \times 10^6 / (46.452 \times 0.908 \times 90) = 711 \text{ kg/cm}^2，$$

鋼筋附著性狀的常數 $k_1=1$ ，保護層厚度 $c=10 \text{ cm}$ ，鋼筋的中心間隔 $C_\phi=5.45 \text{ cm}$ ，鋼筋直徑 $\Phi=2.22 \text{ cm}$ ，乾燥收縮與潛變所產生的龜裂寬度 $\varepsilon \neq 0$ ，

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

$$= 1[4 \times 10 + 0.7(5.45 - 2.22)] \times (711/2.04 \times 10^6 + 0) = 0.0147 \text{ cm}$$

$$w_{lim} = 0.0035 c = 0.035 \text{ cm} > w = 0.0147 \text{ cm}，\text{安全。}$$

b. 剪力裂縫檢核

$$f_{vcd}=0.2 \times (f'_{cd})^{1/3} \text{ N/mm}^2 = 0.94 (f'_{cd})^{1/3} \text{ kg/cm}^2$$

$$= 0.94 \times (280)^{1/3} = 6.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_d=(100/90)^{1/4}=1.02$$

$$\beta_p=(100\rho)^{1/3}=(100 \times 0.0065)^{1/3}=0.87$$

$$\beta_n=1.0$$

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

$$= 1.02 \times 0.87 \times 1.0 \times 6.15 \times 80 \times 90 / 1.0 = 3.93 \times 10^4 \text{ kg} = 39.3 \text{ t}$$

$$0.7V_{cd} = 0.7 \times 39.3 = 27.51 \text{ t} > V_s = 24.01 \text{ t}，\text{安全。}$$

最後將版及梁採用日本規範設計之配筋內容整理成表 7-3-14。

表 7-3-14 版及梁的配筋(日本規範)

	版(端部)	版(中央)	梁
--	-------	-------	---

撓曲鋼筋量	12.948cm ² /m	5.616 cm ² /m	45.36cm ²
配筋(撓曲鋼筋)	#4@8cm	#4@20cm	12×#7
配筋(剪力筋)			#4@14cm

7.3.3.4 本計畫建議的設計規範

終局極限狀態檢討時，構件係數 γ_b 在彎矩及軸向力作用時 $\gamma_b = 1.15$ ，剪力作用時混凝土取 $\gamma_b = 1.3$ ，剪力筋取 $\gamma_b = 1.15$ ，構造物係數 γ_e 在偶發荷重作用時 $\gamma_e = 1.1$ ，常時 $\gamma_e = 1.3$ 。材料係數分鋼筋材料係數 $\gamma_{ms} = 1.0$ 及混凝土材料係數 $\gamma_{mc} = 1.3$ 。依日本規範之載重組合可得版和梁的斷面彎矩及剪力，分別列於表 7-3-15 及 7-3-16，其中 D 為自重，S₁ 為常時裝載載重，S₂ 為地震時裝載載重，M₁ 為車輛均佈載重，M₂ 為車輛集中載重，W_u 為上揚力，B 為船舶衝擊力，E 為地震力。

表 7-3-15 版的斷面力(建議設計規範)

載重組合	M(t-m/m)		V(t/m)
	端部	中央	
終局極限狀態			
1.1D+1.2S ₁	-4.71.	1.89.	8.08.
1.1D+1.2M ₁	-2.87.	1.15.	4.93.
1.1D+1.2M ₂	-2.65	2.13	6.18
0.9D+1.0W _u	1.86	-0.75	-3.19
使用極限狀態			
1.0D+0.5S ₁	-2.39	0.96	4.10
1.0D+0.5M ₁	-1.62	0.65	2.78
1.0D+0.5M ₂	-1.53	1.06	3.31

表 7-3-16 梁的斷面力(建議設計規範)

載重組合	M(t-m)	V(t)
終局極限狀態		
1.1D+1.2S ₁	40.78	41.78
1.1D+1.2M ₂	35.15	41.02
1.1D+1.2S ₁ +1.0B	53.14	45.00

1.1D+1.0S2+1.0E	116.2	49.77
使用極限狀態		
1.0D+0.5S ₁	21.28	22.4
1.0D+0.5M ₂	18.93	22.08
1.0D+0.5S ₁ +0.5B	27.46	24.01

1. 版的配筋與檢核

由表 3-3-15 知終局極限狀態下，平版 S1 的端部最大負彎矩 $M=4.71 \text{ t-m/m}=4.71 \times 10^5 \text{ kg-cm/m}$ ，中央最大正彎矩 $M=2.13 \text{ t-m/m}=2.13 \times 10^5 \text{ kg-cm/m}$ ，最大剪力 $V=8.08 \text{ t/m}$ 。現分撓曲鋼筋量、終局極限狀態檢核及使用極限狀態檢核三部份，分別說明如下：

(1) 鋼筋量

a. 端部負彎矩

$$m_d = f_{yd} / 0.85 f'_{cd} = (3500/1.0) / 0.85 \times (280/1.3) = 19.12$$

$$R_n = (M_u \gamma_b \gamma_e) / b d^2 = (4.71 \times 10^5 \times 1.15 \times 1.3) / (100 \times 15.6^2) = 28.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m_d} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m_d R_n}{f_{yd}}} \right) = \frac{1}{19.12} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.12 \times 28.9}{3500}} \right) = 0.0090$$

$$A_s = \rho b d = 0.0090 \times 100 \times 15.6 = 14.04$$

需要鋼筋量 $A_s=14.04 \text{ cm}^2/\text{m}$ ，採 #4 號鋼筋 @8cm，提供 $A_s=15.838 \text{ cm}^2/\text{m}$ ， $\rho=0.0102$ 。

b. 中央正彎矩

$$m_n = f_{yd} / 0.85 f'_{cd} = (3500/1.0) / 0.85 \times (280/1.3) = 19.12$$

$$R_n = (M_u \gamma_b \gamma_e) / b d^2 = (2.13 \times 10^5 \times 1.15 \times 1.3) / (100 \times 15.6^2) = 13.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m_d} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m_d R_n}{f_{yd}}} \right) = \frac{1}{19.12} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.12 \times 13.08}{3500}} \right) = 0.0039$$

$$A_s = \rho b d = 0.0039 \times 100 \times 15.6 = 6.084$$

設計鋼筋量 $A_s=6.084 \text{ cm}^2/\text{m}$ ，採 #3 號鋼筋 @11cm，提供 $A_s=6.48 \text{ cm}^2/\text{m}$ ， $\rho=0.00415$ 。

(2) 終局狀態檢討

a. 端部負彎矩檢核

由 $A_s=15.838\text{cm}^2$ ，求出最大彎矩 $\frac{1}{\gamma_b\gamma_e}M_n$ ，

$$\begin{aligned}\frac{1}{\gamma_b\gamma_e}M_n &= \frac{1}{\gamma_b\gamma_e}\rho f_{yd}\left(1-\frac{1}{2}\rho m_d\right)bd^2 \\ &= \frac{1}{1.15\times 1.3}\times 0.0102\times 3500\times\left(1-\frac{1}{2}\times 0.0102\times 19.12\right)\times 100\times 15.6^2 \\ &= 5.52\times 10^5 \text{ kg-cm/m} = 5.52 \text{ t-m/m} > M_u = 4.71 \text{ t-m/m}，\text{安全。}\end{aligned}$$

b. 中央正彎矩檢核

由 $A_s=6.48\text{cm}^2$ ，求出最大彎矩 $\frac{1}{\gamma_b\gamma_e}M_n$ ，

$$\begin{aligned}\frac{1}{\gamma_b\gamma_e}M_n &= \frac{1}{\gamma_b\gamma_e}\rho f_{yd}\left(1-\frac{1}{2}\rho m_d\right)bd^2 \\ &= \frac{1}{1.15\times 1.3}\times 0.00415\times 3500\times\left(1-\frac{1}{2}\times 0.00415\times 19.12\right)\times 100\times 15.6^2 \\ &= 2.27\times 10^5 \text{ kg-cm/m} = 2.27 \text{ t-m/m} > M_u = 2.13 \text{ t-m/m}，\text{安全。}\end{aligned}$$

c. 剪力檢核

混凝土壓縮強度設計用值 $f'_{cd}=280/1.3=215.38 \text{ kg/cm}^2$

混凝土剪力強度 f_{pcd} ，

$$\begin{aligned}f_{pcd} &= 0.2\times (f'_{cd})^{1/2} \text{ N/mm}^2 = 0.64\times (f'_{cd})^{1/2} \text{ kg/cm}^2 \\ &= 0.64\times (215.38)^{1/2} = 9.39 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

剪應力之有效高度的相關係數 $\beta_d=(100/d)^{1/4}=(100/15.6)^{1/4}=1.59$

剪應力之軸向鋼筋比相關係數 $\beta_p=(100\rho)^{1/3}=(100\times 0.00415)^{1/3}=0.75$

承載面週長 $u=2\times(20+50)=140(\text{cm})$

承載面週長係數 $\beta_r=1+1/(1+0.25u/d)=1+1/(1+0.25\times 140/15.6)=1.31$

荷重換算分佈區週長 $u_p=2\times(72.5+42.5)=230 \text{ cm}$

$V_{pcd}=\beta_d\times\beta_p\times\beta_r\times f_{pcd}\times u_p\times d/\gamma_b$

$V_{pcd}=1.59\times 0.75\times 1.31\times 9.39\times 230\times 15.6/1.3=40486 \text{ kg}=40.5 \text{ t}$

$V_d=7.35 \text{ t}$ (HS 20-44 後輪荷重)

$V_{pcd}=40.5 \text{ t} > V_d=7.35 \text{ t}$ ，安全。

(2) 使用狀態檢討

由表 7-3-15 知終局極限狀態下，端部最大負彎矩 $M=2.39$ t-m/m $=2.39 \times 10^5$ kg-cm/m，中央最大正彎矩 $M=1.06$ t-m/m $=1.06 \times 10^5$ kg-cm/m，剪力 $V=4.10$ t/m。

a. 端部負彎矩裂縫檢核

$$n=8.16$$

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

$$= \sqrt{[2 \times 8.16 \times 0.0102 + (8.16 \times 0.0102)^2]} - 8.16 \times 0.0102 = 0.333$$

$$j = 1 - k/3 = 1 - 0.333/3 = 0.889$$

$$M_s = 2.39 \times 10^5 \text{ kg-cm/m}$$

$$\text{鋼筋應力度的增加量 } \sigma_{se} = M_u / (A_s \times j \times d)$$

$$= 2.39 \times 10^5 / (15.838 \times 0.889 \times 15.6) = 1088 \text{ kg/cm}^2,$$

鋼筋附著性狀的常數 $k_1=1$ ，保護層厚度 $c=5$ cm，鋼筋的中心間隔 $C_\phi=8$ cm，鋼筋直徑 $\Phi=1.27$ cm，乾燥收縮與潛變所產生的龜裂寬度 $\varepsilon_\phi=0$ ，鋼筋彈性係數 $E_s=2.04 \times 10^6$ kg/cm²。

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

$$= 1 [4 \times 5 + 0.7(8 - 1.27)] \times (1088 / 2.04 \times 10^6 + 0) = 0.0132 \text{ cm}$$

$$w_{lim} = 0.0035 c = 0.0175 \text{ cm} > w = 0.0132 \text{ cm}，\text{安全。}$$

b. 中央正彎矩裂縫檢核

$$n=8.16$$

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

$$= \sqrt{[2 \times 8.16 \times 0.00415 + (8.16 \times 0.00415)^2]} - 8.16 \times 0.00415 = 0.229$$

$$j = 1 - k/3 = 1 - 0.229/3 = 0.924$$

$$M_s = 1.06 \times 10^5 \text{ kg-cm/m}$$

$$\text{鋼筋應力度的增加量 } \sigma_{se} = M_u / (A_s \times j \times d)$$

$$= 1.06 \times 10^5 / (6.48 \times 0.924 \times 15.6) = 1135 \text{ kg/cm}^2,$$

鋼筋附著性狀的常數 $k_1=1$ ，保護層厚度 $c=7$ cm，鋼筋的中心間隔 $C_\phi=11$ cm，鋼筋直徑 $\Phi=0.953$ cm，乾燥收縮與潛變所產生的龜裂寬度 $\varepsilon_\phi=0$ ， $E_s=2.04 \times 10^6$ kg/cm²。

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

$$= 1 [4 \times 7 + 0.7(11 - 0.953)] \times (1135/2.04 \times 10^6 + 0) = 0.019 \text{ cm}$$

$$w_{lim} = 0.0030 c = 0.021 \text{ cm} > w = 0.018 \text{ cm}, \text{ 安全。}$$

c. 剪力裂縫檢核

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

$$f_{vcd} = 0.2 \times (f'_{cd})^{1/3} \text{ N/mm}^2 = 0.94(f'_{cd}) \text{ kg/cm}^2$$

$$= 0.94 \times (280)^{1/3} = 6.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_d = (100/d)^{1/4} = (100/15.6)^{1/4} = 1.59$$

$$\beta_p = (100\rho)^{1/3} = (100 \times 0.0102)^{1/3} = 1.01$$

$$\beta_n = 1.0$$

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

$$= 1.59 \times 1.01 \times 1.0 \times 6.15 \times 100 \times 15.6 / 1.0 = 15407 \text{ kg/m} = 15.4 \text{ t/m}$$

$$0.7V_{cd} = 0.7 \times 15.4 = 10.8 \text{ t/m} > V_s = 4.10 \text{ t/m}, \text{ 安全。}$$

2. 梁的配筋與檢核

由表 7-3-16 知最大彎矩為 $116.2 \text{ t-m} = 1.16 \times 10^7 \text{ kg-cm}$ ，最大剪力為 49.77 t 。現分撓曲鋼筋量、彎矩檢核及剪力檢核三部份，分別說明如下：

(1) 鋼筋量

$$m_d = f_{yd} / 0.85 f'_{cd} = (3500/1.0) / 0.85 \times (280/1.3) = 19.12$$

$$R_n = (M_u \gamma_b \gamma_e) / b d^2 = (1.16 \times 10^7 \times 1.15 \times 1.1) / (80 \times 90^2) = 22.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m_d} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m_d R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.12} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.12 \times 22.65}{3500}} \right) = 0.0069$$

$$A_s = \rho b d = 0.0069 \times 80 \times 90 = 49.68 \text{ cm}^2$$

需要鋼筋量 $A_s = 46.08 \text{ cm}^2$ ，13 根 #7 號鋼筋，提供 $A_s = 50.323 \text{ cm}^2/\text{m}$ ， $\rho = 0.0070$ 。

(2) 終局狀態檢討

a. 彎矩檢核

由 $A_s = 50.323 \text{ cm}^2$ ，求出彎矩設計強度 $\frac{1}{\gamma_b \gamma_e} M_n$ ，

$$\begin{aligned}\frac{1}{\gamma_b \gamma_e} M_n &= \frac{1}{\gamma_b \gamma_e} \rho f_{yd} \left(1 - \frac{1}{2} \rho m_d \right) b d^2 \\ &= \frac{1}{1.15 \times 1.1} \times 0.0070 \times 3500 \times \left(1 - \frac{1}{2} \times 0.0070 \times 19.12 \right) \times 80 \times 90^2 \\ &= 1.17 \times 10^7 \text{ kg-cm} = 117 \text{ t-m} > M_u = 116.2 \text{ t-m}, \text{ 安全。}\end{aligned}$$

b. 剪力檢核

$$\text{混凝土壓縮強度設計用值 } f'_{cd} = 280/1.3 = 215.38 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\text{剪應力之有效高度的相關係數 } \beta_d = (100/d)^{1/4} = (100/90)^{1/4} = 1.02$$

$$\text{剪應力之軸向鋼筋比相關係數 } \beta_p = (100\rho)^{1/3} = (100 \times 0.0070)^{1/3} = 0.89$$

$$\text{因無軸力作用，所以剪應力之軸比相關係數 } \beta_n = 1.0$$

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

$$V_{cd} = 1.02 \times 0.89 \times 1.0 \times 5.63 \times 80 \times 90 / 1.3 = 2.83 \times 10^4 \text{ kg} = 28.3 \text{ t}$$

$$\text{剪應力的設計用值 } V_{yd} = (V_{cd} + V_{sd}) / \gamma_e = (28.3 + 0) / 1.1 = 25.7 \text{ t}$$

$$\begin{aligned}V_{yd} = 25.7 \text{ t} < V_u = 49.77 \text{ t}, \text{ 不安全，須配剪力鋼筋，剪力鋼筋} \\ \text{採\#4 鋼筋，剪力鋼筋間距 } S \text{ 不得小於 } 30\text{cm} \text{ 及(有效梁深/2)} \\ = 90/2 = 45\text{cm}, \text{ 採鋼筋間距為 } 12\text{cm} \text{ 進行檢核。}\end{aligned}$$

剪力鋼筋的抗剪強度以下式計算，

$$V_{sd} = [A_v f_v / s] Z / \gamma_b$$

$$\text{其中，} A_v \text{ 為抗剪鋼筋的面積} = 2 \times 1.267 = 2.534 \text{ cm}^2,$$

$$\text{剪力鋼筋抗剪強度 } f_v = f_y / \sqrt{3}, \quad S \text{ 為剪力鋼筋間距，}$$

$$Z = \text{有效深度} / 1.15, \quad \gamma_b \text{ 為構件係數，}$$

$$V_{sd} = [2.534 \times (3500 / \sqrt{3}) / 12] (90 / 1.15) / 1.15$$

$$= 29038 \text{ kg} = 29.0 \text{ t}$$

$$V_{yd} = (V_{cd} + V_{sd}) / \gamma_e = (28.3 + 29.0) / 1.1 = 52.1 \text{ t}$$

$$V_{yd} = 52.1 \text{ t} > V_u = 49.77 \text{ t}, \text{ 安全。}$$

(3) 使用狀態檢討

依表 7-3-16 知使用狀態設計下，最大彎矩為 $M_s = 27.46 \text{ t-m}$
 $= 2.75 \times 10^6 \text{ kg-cm}$ ， $V_s = 24.01 \text{ t}$ 。

a. 彎矩裂縫檢核

$$n=8.16$$

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

$$= \sqrt{[2 \times 8.16 \times 0.0070 + (8.16 \times 0.0070)^2]} - 8.16 \times 0.0070 = 0.286$$

$$j=1-k/3=1-0.286/3=0.905$$

$$\text{彎矩設計載重 } M_s=27.46 \text{ t-m} = 2.7 \times 10^6 \text{ kg-cm}$$

鋼筋應力度的增加量 σ_{se} ，鋼筋彈性係數 $E_s=2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 。

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

$$= 2.7 \times 10^6 / (50.323 \times 0.905 \times 90) = 659 \text{ kg/cm}^2,$$

鋼筋附著性狀的常數 $k_1=1$ ，保護層厚度 $c=10 \text{ cm}$ ，鋼筋的中心間隔 $C_\phi=5 \text{ cm}$ ，鋼筋直徑 $\Phi=2.22 \text{ cm}$ ，乾燥收縮與潛變所產生的龜裂寬度 $\varepsilon_\phi=0$ ，

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

$$= 1[4 \times 10 + 0.7(5.0 - 2.22)] \times (659 / 2.04 \times 10^6 + 0) = 0.0136 \text{ cm}$$

$$w_{lim}=0.0035 \text{ c} = 0.035 \text{ cm} > w = 0.0136 \text{ cm}，\text{安全。}$$

b. 剪力裂縫檢核

$$f_{vcd}=0.2 \times (f'_{cd})^{1/3} \text{ N/mm}^2 = 0.94 (f'_{cd})^{1/3} \text{ kg/cm}^2$$

$$= 0.94 \times (280)^{1/3} = 6.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_d=(100/90)^{1/4}=1.02$$

$$\beta_p=(100\rho)^{1/3}=(100 \times 0.0070)^{1/3}=0.89$$

$$\beta_n=1.0$$

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

$$= 1.02 \times 0.89 \times 1.0 \times 6.15 \times 80 \times 90 / 1.0 = 4.02 \times 10^4 \text{ kg} = 40.2 \text{ t}$$

$$0.7V_{cd}=0.7 \times 40.2 = 28.14 \text{ t} > V_s = 24.01 \text{ t}，\text{安全。}$$

最後將版及梁採用日本規範設計之配筋內容整理成表 7-3-17。

表 7-3-17 版及梁的配筋(建議設計規範)

	版(上側)	版(下側)	梁
撓曲鋼筋量	14.04 cm ² /m	6.084 cm ² /m	49.68cm ²
配筋(主筋)	#4@8cm	#3@11cm	13×#7

配筋(剪力筋)			#4@12cm
---------	--	--	---------

第八章 今後檢討之課題

港灣構造物採用工作應力法設計已行之多年且執行效果尚稱滿意，為求工藝之精進以期提昇本國之技術，港灣 R.C.構造物之設計朝極限設計法之方向邁進，實有研究探討之必要。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。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。

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。基準的研訂是經年累月由理論及實驗驗證後訂定出來的，本計畫是未來規範訂定的先期研究，其建議調整安全度相關的係數，是考慮新、舊規範安全度的連貫性及國內施工品質等因素，所提出一個提高安全度的建議案。為了配合國內港灣實際狀況，本研究建議今後須檢討之課題，說明如下：

1. 強度設計法安全度係數的探討

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度係數的決定，與結構型式、載重及構件強度的機率分佈有關，所以本研究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

種破壞型式的安全度指標，最後以可靠度理論的方法，對規範的安全度係數做一合理修訂。

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能量，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、波浪力等偶發載重的機率分佈建立。

2. 港灣構造物耐震設計的探討

基於台灣 921 大地震的特性，國內建築物及橋梁結構在最近修訂的耐震設計規範中[35,36]，(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性能評析及設計，即所謂的功能性耐震設計[36,37]。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、可配合不同結構性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。目前此方法在耐震性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（回歸期）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[31]，此時沈箱式防波堤受地震作用的影響，也相對的受到重視[38,39]，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. 交通部交通技術標準規範港灣類工程設計部，"港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及解說"，交通部，1997 年 7 月。
2. Piers and Wharfs, "US Navy Military Handbook 1025/1", 1987 年 10 月 30 日(美國海軍規範)。
3. 社團法人 日本港灣協會，"港灣 施設 技術上 基準・同解説 (上、下卷)"，日本運輸省港灣局監修，1999 年 4 月。
4. Hans Straub. "A History of Civil Engineering", Cambridge, Massachusettes, M.I.T. Press, 1964.
5. C.K. Wang, C.G. Salmon, "Reinforced concrete design", New York ,T. Crowell, 1979.
6. 陳宏謀，"鋼筋混凝土觀念分析"，標竿出版社，1993。
7. A.H. Nilson, G. Winter. "Design of concrete structures" New York, McGraw-Hill, 1986.
8. 陳文雄，"結構混凝土—力學行為與設計"，文京圖書有限公司，1999。
9. 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。
- 10.S.N. Andrzej, and R.C. Kevin, "Reliability of Structures", McGraw-Hill, 2000.
- 11.H-S.A. Alfredo, H.T. Wilson, "Probability concepts in engineering planning and design." , New York, Wiley, 1984.
- 12.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。
- 13.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。
- 14.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。
 - 15.C.J. Turkstra, "Theory of Structural Design Decisions. Solid Mechanics Study No.2", University of Waterloo, Waterloo, Canada, 1972.
 - 16.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。
 - 17.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。
 - 18.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。
 - 19.中華人民共和國交通部，"高樁碼頭設計與施工規範"，人民交通出版社，1998，北京。
 - 20.內政部營建署，"最新建築技術規則"，茂榮圖書公司，1992年1月。
 - 21.交通部，"公路橋樑設計規範"，幼獅文化事業公司，1987年1月。
 - 22.台灣省政府交通處，"港灣構造物設計標準"，1981年9月。
 - 23.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。
 - 24.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。
 - 25.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。
 - 26.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。

- 27.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。
- 28.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。
- 29.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。
- 30.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。
- 31.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。
- 32.郭金棟，"海岸工程"，中國土木水利工程學會，1995。
- 33.湯麟武，"港灣及海域工程"，中國土木水利工程學會，1996。
- 34.內政部營檢署，"建築物耐震設計規範及解說"，營建雜誌社，2001。
- 35.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。
- 36.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。
- 37.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。
- 38.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。
- 39.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。

附錄 A 沉箱式防波堤外力計算及穩定分析

附錄 A 是摘錄 7.2 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[16,30,32,33]，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[30]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。

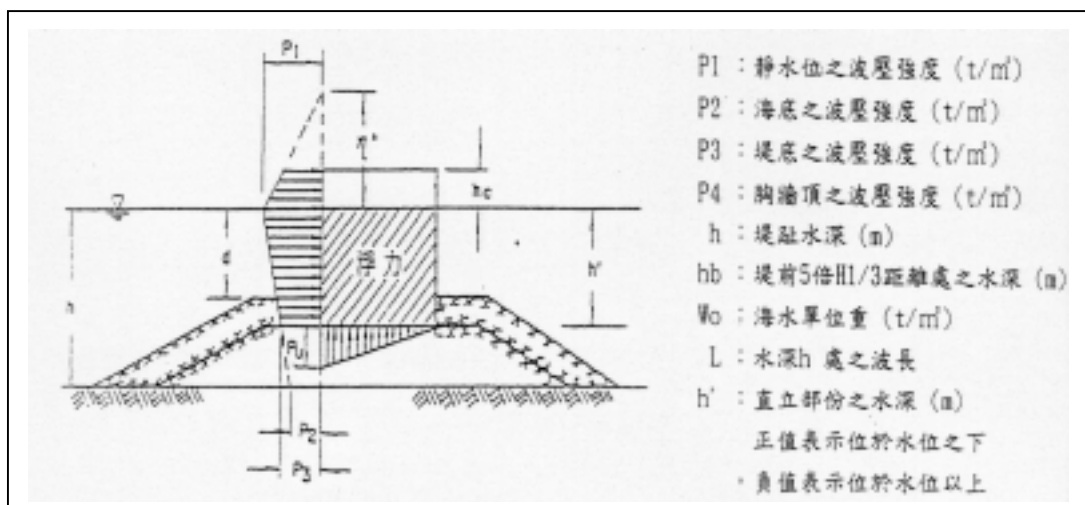


圖 A-1 波壓力分佈圖

在此算例之設計條件中取 $\beta = 30^\circ$ 度， η^* 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 α_1 ， α_2 ， α_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 η^* 之線性比例關係算出為 3.604 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 α_1 ， α_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[16]，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(m3)	y(m)	一次力矩 (m4)
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[30], 說明如下:

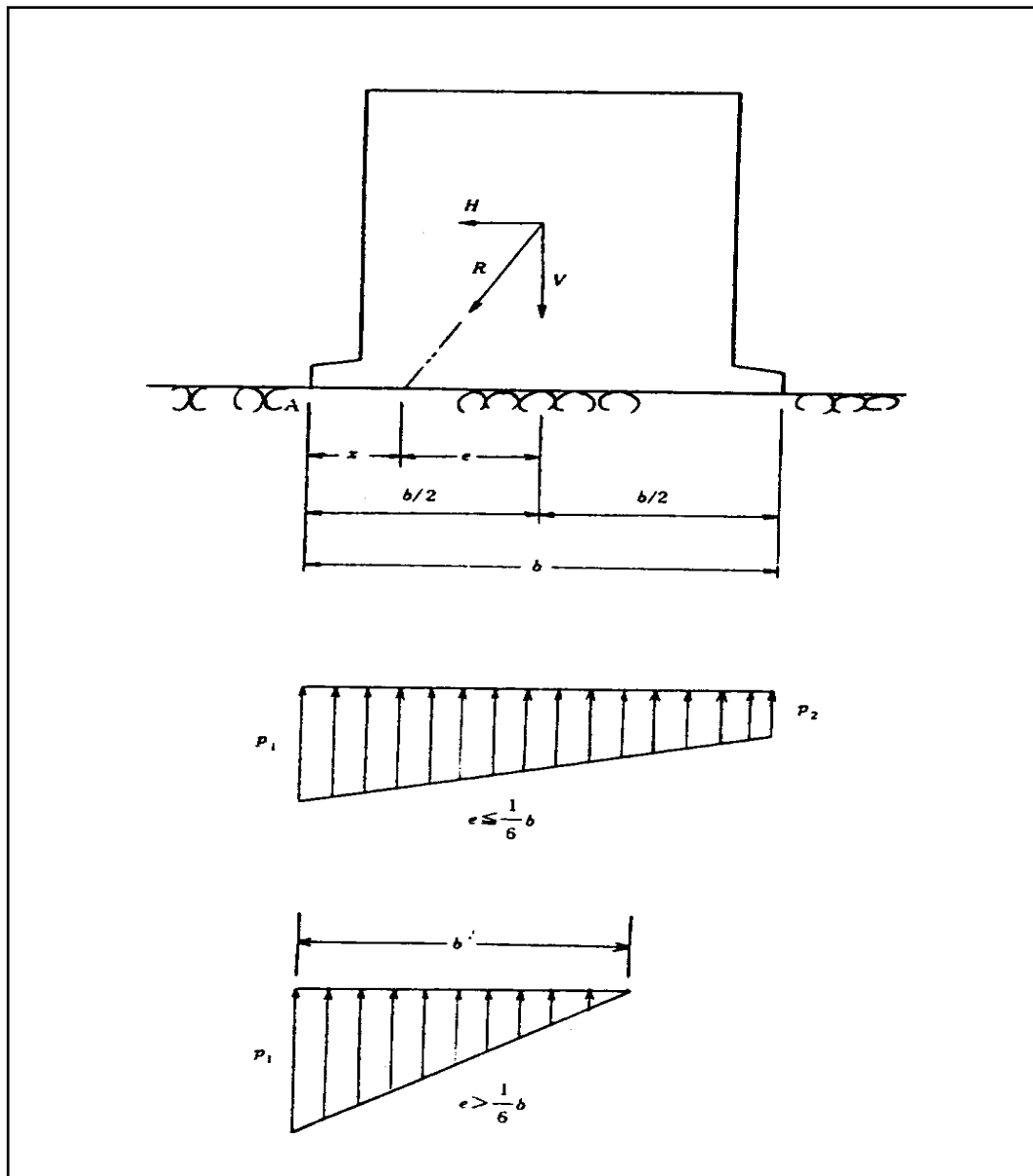


圖 A-2 底面反力分佈圖

(1) 海床基礎承載力及容許承載力檢討

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：

$$L = b + D[\tan(30 + \alpha) + \tan(30 - \alpha)] = 19.87 \text{ m}$$

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

$$q_a = \frac{1}{F.S.} \times (\beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D N_q) + \gamma_2 D = 21.75 \text{ t/m}^2$$

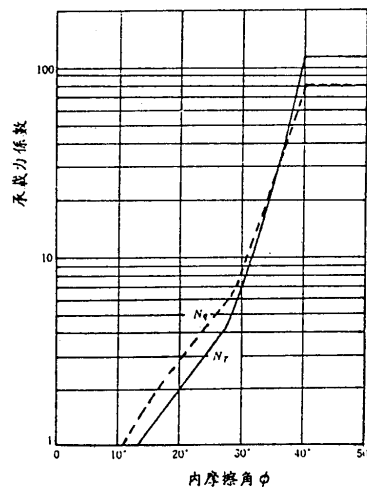


圖 A-3 承載力係數

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載力時，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，並將其作成承載力係數之計算圖表，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 α 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，得承載力係數 $N=2.5$ ，由下式可求得堤底拋石極限容許承載力 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(WP)，

$$W=W_A+W_B+WP=127.3 \text{ t/m}$$

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：

$$\frac{fW}{P} = \frac{0.6(127.3)}{62.82} = 1.21 > F.S.=1.2 \quad \text{：安全}$$

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：

$$\frac{Wt}{Ph} = \frac{M_A + M_B + M_U}{M_P} = \frac{1016}{371.4} = 2.73 > F.S.=1.2 \quad \text{：安全}$$

(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	(γ_s)	2.3 t/m ³	2.3 t/m ³
塊石單位重	(γ_r)	2.6 t/m ³	2.6 t/m ³
消波工材料 K_d 值	(K_d)	8.0	8.0
海水單位重	(γ_w)	1.03 t/m ³	1.03 t/m ³
護面塊對海水比重	(S_r)	2.23 t/m ²	2.23 t/m ²
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，

$$D = \frac{\text{鋼筋混凝土單位重(沉箱體積)}}{\text{海水單位重(沉箱長} \times \text{寬)}} = \frac{2.45(547.7)}{1.03(20 \times 13)} = 5.01 \text{ m}$$

沉箱排水容量V，

$$\begin{aligned} V &= \text{沉箱長度} \times \text{沉箱寬度} \times \text{吃水深度} \\ &= 20(13)(5.011) = 1303 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

吃水面對長軸之斷面慣性矩I，

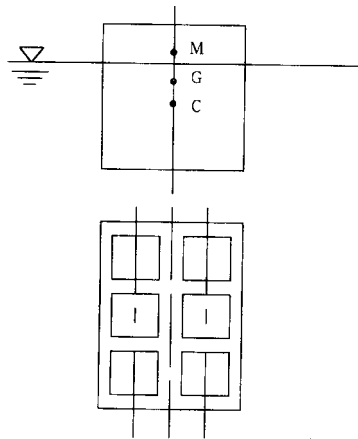
$$I = (\text{沉箱長}L)(\text{沉箱寬}B)^3 / 12 = 20(13)^3 / 12 = 3662 \text{ m}^4$$

如圖A-4所示，浮心C=吃水深度/2=2.51 m，且由表A-1知重心G=2.67 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

附錄 B 棧橋式碼頭

附錄 B 是摘錄 7.3 節中有關棧橋式碼頭的外力、基樁內力和梁的斷面力等三部份[1,16,30,34]的詳細計算過程，現分別說明如下：

1. 外力計算

(1) 假想地表面及固定點的推求

計算基樁之橫向抵抗力及承載力時，各基樁之假想地表面，可簡單假設為各基樁位置水深與碼頭設計水深之平均值（港灣構造物設計基準 - 碼頭設計基準及說明[1] P.5-128）。由各樁位置水深和碼頭設計水深之平均值可求出本算例之假想地表如 B-1 圖。

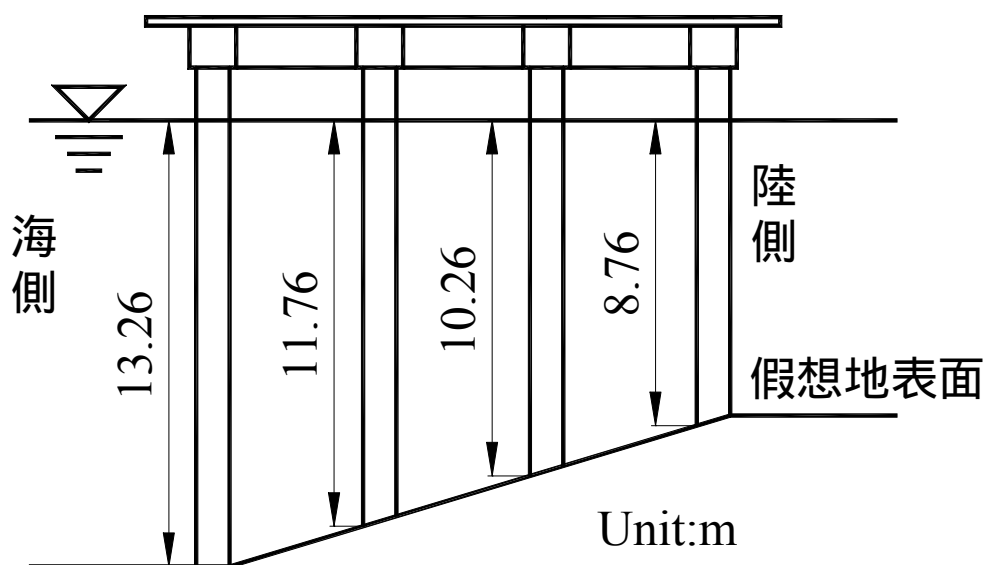


圖 B-1 假想地表面圖

$$I (\text{轉動慣量}) = \frac{\pi \cdot r^4}{4}$$

基樁之轉動慣量 I ，

$$I = \frac{\pi(\text{外半徑}^4 - \text{內半徑}^4)}{4} = \frac{\pi(50^4 - 48.6^4)}{4} = 527116 \text{ cm}^4$$

$$K_h (\text{水平地層反力係數}) = 0.15 \text{ N} = 0.15 \times 8 = 1.2 \text{ kg/cm}$$

假想地表面到固定點的距離 $\frac{1}{\beta}$ 可以下式計算，其中 D 為基樁直徑，

$$\beta = \left(\frac{K_h D}{4EI} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$\beta = \left(\frac{1.2 \times 100}{4 \times 2.04 \times 10^6 \times 527116} \right)^{\frac{1}{4}} = 2.3 \times 10^{-3}$$

$$\frac{1}{\beta} = 1 \div (2.3 \times 10^{-3}) = 434 \text{ cm} = 4.34 \text{ m}$$

在求得假想地表面和固定點後，即可計算出等效樁長，將各列之等效樁長以下表表示之。

表 B-1 等效樁長表

	第一列樁	第二列樁	第三列樁	第四列樁
水面到頂端之距離	3.00 m	3.00 m	3.00 m	3.00 m
水面到假想地表面之距離	13.26 m	11.76 m	10.26 m	8.76 m
頂端到假想地表面之距離	16.26 m	14.76 m	13.26 m	11.76 m
固定點到假想地表面的距離	4.34 m	4.34 m	4.34 m	4.34 m
等效樁長	20.60 m	19.10 m	17.60 m	16.10 m

(2) 自重

結構自重為各構件的體積乘上其單位體積重量即可得。其中各種材料的單位體積重可參考港灣構造物設計基準 - 碼頭設計基準及說明[1]之表 12-2.1(如表 B-2)，其中鋼之單位體積重為 7.85 t/m^3 ，鋼筋混凝土則為 2.45 t/m^3 ，故自重可計算如下：

$$\begin{aligned} D(\text{自重}) &= (34 \times 19 \times 0.25 + (0.8 \times 1.0) \times (34 \times 4 + 19 \times 7)) \times 2.45 \\ &\quad + \frac{4}{\pi} (1^2 - 0.972^2) \times (20.6 + 19.1 + 17.6 + 16.1) \times 7 \times 7.85 = 1206 \text{ t} \end{aligned}$$

表 B-2 材料之單位體積重量

材料名稱	單位體積重量 (t/m ³)
鋼	7.85
鑄鋼	7.85
鑄鐵	7.25
無筋混凝土	2.30
鋼筋混凝土	2.45
木材	0.80
瀝青混凝土	2.2.
石材	2.60
砂、小石子、塊石 (乾)	1.60
砂、小石子、塊石 (濕)	1.8
砂、小石子、塊石 (飽和狀態)	2.0
砂、小石子、塊石 (水中)	1.0

(3) 船舶拉力

對象船舶為油輪 30000 噸(DWT)，由港灣構造物設計基準 - 碼頭設計基準及說明[1]第 2.1 節中之油輪的重量噸和總噸轉換公式，可將重量噸 30000 噸轉換成總噸 15988 噸。

$$\log(GT) = -0.336 + 1.014 \times \log (DWT)$$

$$\log(GT) = -0.336 + 1.014 \times \log (30000), GT = 15988 \text{ t.}$$

再由港灣構造物設計基準 - 碼頭設計基準及說明第 2.2.4 節之表 2-2.1(如表 B-3)，總噸 15988 噸可查出作用於曲柱之船舶拉力為 70 t。

表 B-3 船舶作用於繫船柱之拉力

船舶之總噸數	作用於直柱之牽引力(t)	作用於曲柱之牽引力(t)
500~1000	25	25
1000~2000	35	25
2000~3000	35	35
3000~5000	50	35
5000~10000	70	50(25)
10000~15000	100	70(35)
15000~20000	100	70(35)
20000~50000	150	100(50)
50000~100000	200	100(50)

(4) 船舶衝擊力

對象船舶為油輪 30000 噸(DWT)，由港灣構造物設計基準 - 碼頭設計基準及說明[1]第 2.2.2 節中之油輪的重量噸和排水噸轉換公式，可將重量噸 30000 噸轉換成排水噸 37729 噸。

$$\log (DT) = 0.326 + 0.950 \times \log (DWT)$$

$$\log (DT) = 0.326 + 0.950 \times \log (30000), DT = 37955.$$

為求出船舶靠岸動能 E，由港灣構造物設計基準 - 碼頭設計基準及說明[1]第 2.2.2 節中之計算公式，先求出偏心係數 C_e 、附加質量係數 C_m 、船舶柔性係數 C_s 及船舶形狀係數 C_c ，其中船舶柔性係數及船舶形狀係數採用規範中所建議的數值 1.0。

$$C_b = \text{船舶排水量} / (\text{船長} \times \text{船寬} \times \text{吃水} \times \text{海水單位體積重})$$

$$= 37955 / (185 \times 28.3 \times 10.9 \times 1.03) = 0.64$$

$$\text{迴轉半徑} = (0.19C_b + 0.11) \times \text{船長} = (0.19 \times 0.64 + 0.11) \times 185 = 42.85(\text{m})$$

$$C_e = \frac{1}{1 + (S / \text{迴轉半徑})^2} = \frac{1}{1 + (57.56 / 42.85)^2} = 0.36, \text{其中 } S \text{ 之定義如圖}$$

B-2，

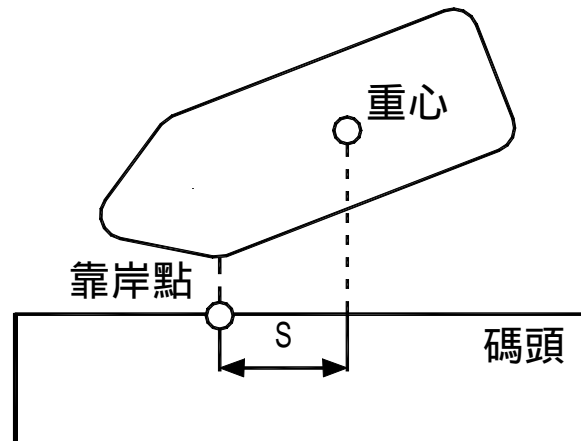


圖 B-2 S 的定義圖形

$$C_m = 1 + \left(\frac{1}{2 \times C_b} \right) \times (\text{吃水} / \text{船寬}) = 1 + \left(\frac{1}{2 \times 0.64} \right) \times (10.9 / 28.3) = 1.95$$

$$E_f = \left[\frac{\text{船重} \times \text{靠岸速度}^2}{(2g)} \right] \times C_e \times C_m \times C_s \times C_c$$

$$= \left[\frac{37955 \times 0.1^2}{(2 \times 9.8)} \right] \times 0.36 \times 1.95 \times 1.0 \times 1.0 = 13.51 \text{ t-m}$$

考慮百分之十的性能誤差， $E = E_f \div 0.9 = 13.51 \div 0.9 = 15.01 \text{ t-m}$ ，
當使用 HP-800H×1.0m RS 型防舷材，使用防舷材特性曲線（圖 B-3），

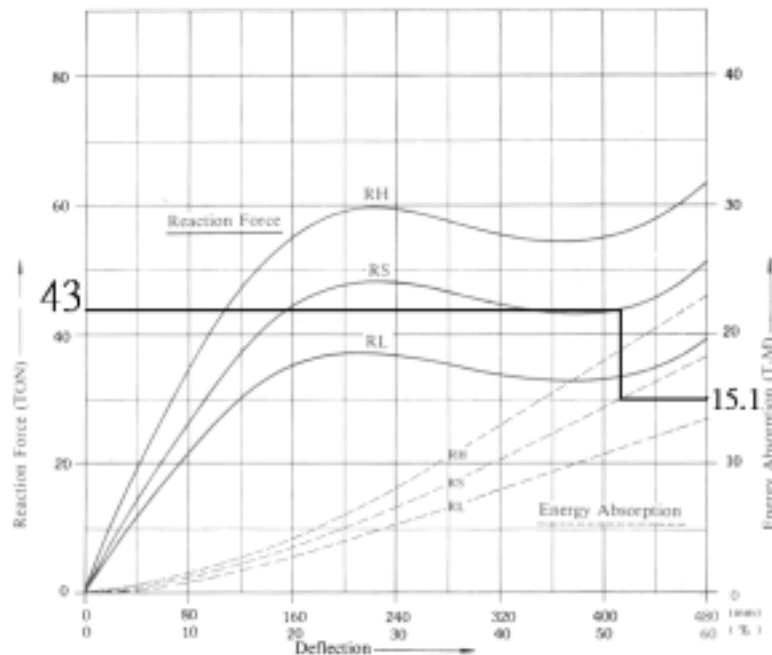


圖 B-3 防舷材特性曲線

由防舷材特性曲線配合靠岸動能，可得船舶衝擊力 = 43 t。

(5) 風力

一般所考慮的風力，可按照港灣及海岸結構物設計基準[30]中之規定計算之，其中起重機之速度壓為 $q = 100\sqrt[4]{h} = 100\sqrt[4]{16} = 200 \text{ kg/m}^2$ ，式中 h 為地面至起重機受風面之高度，高度不足 16m 時取 $h = 16\text{m}$ 。 $W_3 = \text{圓筒長} \times \sqrt{q} = 6 \times \sqrt{200} = 85 > 1$ ，由港灣及海岸結構物設計基準[30]P2-19 表 3-2(如表 B-4)可得吊桿起重機之風力係數 $C=0.7$ ，由上述條件可得風力 W ，式中 A 為吊桿起重機的面積。
 $W = qCA = 200 \times 0.7 \times (0.365 \times 6) = 307 \text{ kg} = 0.307 \text{ t}$ 。

表 B-4 有關吊桿起重機所受之風力之風力係數

吊桿起重機受風面種類		C 值
由平面桁架構成之面	W_1 在 0.1 以下	2.0
	W_1 在 0.1~0.3	1.8
	W_1 在 0.3~0.9	1.6
	W_1 在 0.9 以上	2.0
由平板所構成之面	W_2 在 5 以下	1.2
	W_2 在 5~10	1.3
	W_2 在 10~15	1.4
	W_2 在 15~25	1.6
由圓筒之面及鋼製之平面桁架構成之面	W_3 在 1 以下	1.2
	W_3 在 1 以上	0.7
$W_1 = \text{充實率 (吊桿起重機受風面積} \div \text{受風面外型總面積)}$ $W_2 = \text{吊桿起重機受風面之寬度} \div \text{受風面長向之長度}$ $W_3 = \text{圓筒或鋼管之長 (m)} \times \sqrt{q}$ ， q 為停止時。		

(6) 地震力

$$\text{本結構物之基本振動週期 } T, T = \frac{2\pi}{\sqrt{\sum \frac{K}{m}}} = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{6149.5}{1206}}} = 2.78(\text{sec}),$$

台中屬於地震甲區，故工址水平加速度係數 $Z = 0.33$ （由建築物耐震設計規範及解說[34]之 P.12）。重要度訂為 B 級，所以用途係數 $I = 1.0$ 。由港灣構造物設計基準 - 碼頭設計基準及說明[1]9.3.3 節，

韌性容量 $R = R^*/1.2 = 3.0/1.2 = 2.5$, 容許韌性容量 R_a ,
 $R_a = 1 + (R - 1)/1.5 = 1 + (2.5 - 1)/1.5 = 2$ 。結構物振動週期為 2.78 sec
 以及地盤為第二類地盤由港灣構造物設計基準 - 碼頭設計基準及
 說明[1]表 9-3.1(如表 B-5)可得
 $F_u = R_a = 2$ 。

表 B-5 地震力折減係數

第一類地盤 (堅實地盤)		
T		F_U
0.333SEC T		R_a
0.242SEC T 0.333SEC		$\sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \frac{(T - 0.242)}{0.091}$
0.15SEC T 0.242SEC		$\sqrt{2R_a - 1}$
0.03SEC T 0.15SEC		$\sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \frac{(T - 0.15)}{0.12}$
T 0.03SEC		1.0
第二類地盤 (普通地盤)		
T		F_U
0.465SEC T		R_a
0.308SEC T 0.465SEC		$\sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \frac{(T - 0.308)}{0.157}$
0.15SEC T 0.308SEC		$\sqrt{2R_a - 1}$
0.03SEC T 0.15SEC		$\sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \frac{(T - 0.15)}{0.12}$
T 0.03SEC		1.0
第三類地盤 (軟弱地盤)		
T		F_U
0.611SEC T		R_a
0.406SEC T 0.611SEC		$\sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \frac{(T - 0.406)}{0.205}$
0.2SEC T 0.406SEC		$\sqrt{2R_a - 1}$
0.03SEC T 0.2SEC		$\sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \frac{(T - 0.2)}{0.17}$
T 0.03SEC		1.0

再由港灣構造物設計基準 - 碼頭設計基準及說明[1]表 9-3.1(如表 B-6)可得 $C = 1.25$, 又 α_y 採 1.0 所以地震力 V 可由港灣構造物設計
 基準 - 碼頭設計基準及說明[1]式 9.3.1 求出 ,

$$V = \frac{ZICW}{1.2\alpha_y F_u} = (0.33 \times 1 \times 1.25 \times (1206 + 1 \times 34 \times 19)) / (1.2 \times 1 \times 2) = 318 \text{ t.}$$

表 B-6 工址正規化加速度反應譜係數

	第一類地盤	第二類地盤	第三類地盤
極短周期	T 0.03SEC C = 1.0	T 0.03SEC C = 1.0	T 0.03SEC C = 1.0
較短周期	0.03SEC T 0.15SEC C = 12.5T+0.625	0.03SEC T 0.15SEC C = 12.5T+0.625	0.03SEC T 0.2SEC C = 8.824T+0.735
短周期	0.15SEC T 0.333SEC C = 2.5	0.15SEC T 0.465SEC C = 2.5	0.2SEC T 0.611SEC C = 2.5
中周期	0.333SEC T 0.941SEC C = 1.2 / T ^{2/3}	0.465SEC T 1.315SEC C = 1.5 / T ^{2/3}	0.611SEC T 1.728SEC C = 1.8 / T ^{2/3}
長周期	0.941SEC T C = 1.25	1.315SEC T C = 1.25	1.728SEC T C = 1.25

2. 基樁內力計算

當碼頭受船舶衝擊力或水平地震力作用時，水平力的作用方向與棧橋單元對稱軸平行，由於在推導假想固定點時，係假設樁頭為固定端之情況，並且位於同一平面之樁頭具有相同之水平位移，因此水平力之計算可大幅簡化，分配於各基樁樁頭的水平力，可依下式（港灣構造物設計基準 - 碼頭設計基準及說明[1]P.5-130 式 7-2.5）計算。

$$H_i = \frac{K_{si}}{\sum_i K_{si}} H + \frac{K_{si} \cdot X_i}{\sum_i (K_{si} \cdot X_i^2)} e \cdot H \quad (B-1)$$

式中之 H_i 為分配到編號 i 基樁之水平力， H 為作用於棧橋之總水平力， X_i 為棧橋單元對稱軸到 i 基樁之距離， e 則為棧橋單元對稱軸與水平作用線之距離(如圖 B-4 所示)， K_{si} 代表編號 i 基樁之橫向剛度。

$$K_{si} = \frac{12EI_i}{L_{total,i}^3} \quad (B-2)$$

式中 EI_i 為編號 i 基樁之撓曲剛度， $L_{total,i}$ 則是編號 i 基樁樁頭至固定端之長度。

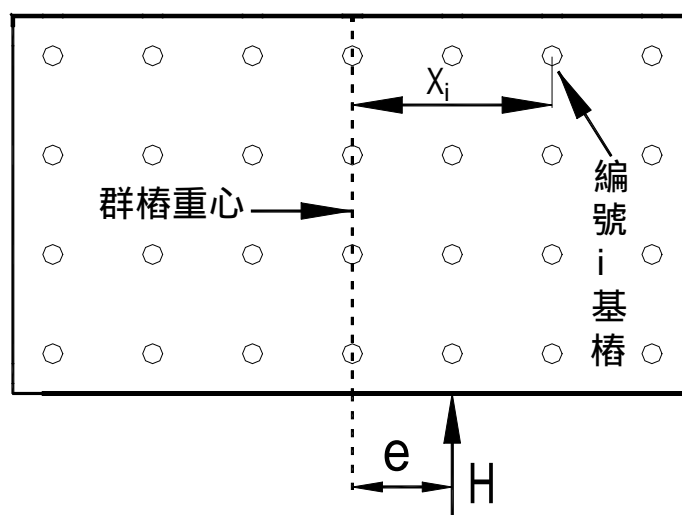


圖 B-4 偏心載重

當水平力方向過重心點位置，棧橋無迴轉時， $e = 0$ ，即原式可改成(港灣構造物設計基準 - 碼頭設計基準及說明[1] P.5-130 式 7-2.4)

$$H_i = \frac{K_i}{\sum_i K_i} H \quad (B-3)$$

基樁樁頭彎矩，可依下列公式計算(港灣構造物設計基準 - 碼頭設計基準及說明[1]P.5-132 式 7-2.9)

$$M_i = 0.5 \times L_i \times H_i \quad (B-4)$$

式中之 M_i 為編號 i 基樁樁頭彎矩， L_i 則是編號 i 基樁樁頭到假想固定點之長度， H_i 為分配至編號 i 基樁之水平力。

基樁之軸力是由水平力所產生之軸力和垂直載重所致的軸力所合成，故可由以下的式子(港灣構造物設計基準 - 碼頭設計基準及說明[1]P.5-132 式 7-2.10) 表示，

$$P_i = {}_hP_i + {}_vP_i \quad (B-5)$$

其中 P_i 表編號 i 基樁之基樁軸力， ${}_hP_i$ 為編號 i 基樁由水平力所致之基樁軸力， ${}_vP_i$ 則代表編號 i 基樁由垂直力所致之基樁軸力。

編號 i 基樁由水平力所致之基樁軸力(${}_hP_i$)，可由下式(港灣構造物設計基準 - 碼頭設計基準及說明[1] P.5-132 式 7-2.11) 計算之。

$$\begin{aligned}
{}_hP_i &= S_{i,i-1} + S_{i,i+1} \\
&= \frac{M_{i-1,i} + M_{i,i-1} - M_{i,i+1} - M_{i+1,i}}{B}
\end{aligned} \tag{B-6}$$

$S_{i,i-1}$ 表式中編號 i 基樁樁頭於編號 $i-1$ 基樁側之梁，由水平力所致之剪力。 $S_{i,i+1}$ 為式中編號 i 基樁樁頭於編號 $i+1$ 基樁側之梁，由水平力所致之剪力。 $M_{i-1,i}$ 為編號 $i-1$ 基樁樁頭於編號 i 基樁側之梁，由水平力所致之彎矩。 $M_{i,i-1}$ 為編號 i 基樁樁頭於編號 $i-1$ 基樁側之梁，由水平力所致之彎矩。 $M_{i,i+1}$ 則為編號 i 基樁樁頭於編號 $i+1$ 基樁側之梁，由水平力所致之彎矩。 $M_{i+1,i}$ 為編號 $i+1$ 基樁樁頭於編號 i 基樁側之梁，由水平力所致之彎矩。 B 為梁之跨度，即樁之間距。而編號 i 基樁樁頭之彎矩為 M_i ，則 $M_{i,i-1}$ 及 $M_{i,i+1}$ 依下列原則計算：編號 i 基樁位於中間支承點，依下列公式（港灣構造物設計基準 - 碼頭設計基準及說明[1]P.5-133 式 7-2.12）計算之。

$$\begin{aligned}
M_{i,i-1} &= a \times M_i \\
M_{i,i+1} &= b \times M_i
\end{aligned} \tag{B-7}$$

二跨徑時， $a = 0.6$ ， $b = 0.6$ 三跨徑時，在第二支基樁樁頭 $a = 0.5$ ， $b = 0.7$ ，在第三支基樁樁頭 $a = 0.7$ ， $b = 0.5$ 。編號 i 基樁位於兩端支承點，則採用該樁樁頭彎矩 M_i 。

接著就本算例中之各基樁之等效樁長、勁度和偏心距等基本條件進行討論。有關樁長 L_i ，定義為頂端到假想地表面之距離， $1/\beta$ 為假想地面到固定點的長度， L_{total} 為等效樁長，其值為頂端到固定點之距離，即 $L_{i(total)} = L_i + 1/\beta$ 。由表 B-1 等效樁長表中可得第一列樁之等效樁長為 20.6 m，第二列樁之等效樁長為 19.1 m，第三列樁之等效樁長為 17.6 m，第四列樁之等效樁長為 16.1 m。

現將碼頭面之面積以圖 B-5 的方式分割，可求出每支樁於碼頭面上承受均佈荷重時，所須承擔的面積，在此以 AREA 稱之。其中碼頭面四個角落的第 41、47、62 及 68 號樁之 AREA 為 $4.5 \times 4.5 = 20.25 \text{ m}^2$ ，而碼頭面四邊周圍的第 42 至 46 號樁、第 63 至 67 號樁及第 48、54、55 和第 61 號樁之 AREA 為 $4.5 \times 5.0 = 22.50 \text{ m}^2$ ，碼頭面中間之第

49 至 53 號樁及第 56 至 60 號樁之 AREA 為 $5.0 \times 5.0 = 25.00 \text{ m}^2$ 。

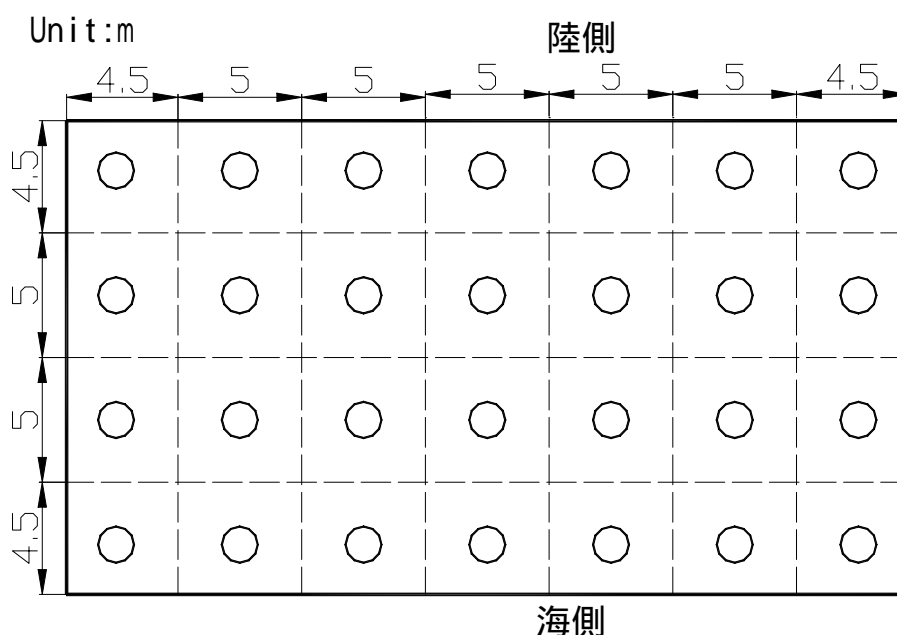


圖 B-5 各樁所須承擔之面積

偏心距 X_i ，為各樁到群樁重心之距離，由圖 B-4 偏心載重之定義知，碼頭面最外面二側的第 41、48、55、62、47、54、61 及第 68 號樁之偏心距為 15 m；最靠碼頭面中心之第 43、50、57、64、45、52、59 及第 66 號樁之偏心距為 5 m；而其他第 42、49、56、63、46、53、60 及第 67 號樁之偏心距為 10 m。

樁的側向剛度 K 為 $12EI/L^3$ ，以下是各樁之側向剛度計算，
 第一列樁之 $K = 12 \times (2.04 \times 10^7) \times (0.00527) \div 20.6^3 = 147.58 \text{ t/m}$ ，
 第二列樁之 $K = 12 \times (2.04 \times 10^7) \times (0.00527) \div 19.1^3 = 185.15 \text{ t/m}$ ，
 第三列樁之 $K = 12 \times (2.04 \times 10^7) \times (0.00527) \div 17.6^3 = 236.64 \text{ t/m}$ ，
 第四列樁之 $K = 12 \times (2.04 \times 10^7) \times (0.00527) \div 16.1^3 = 309.13 \text{ t/m}$ 。
 側向剛度比是定義為每支單樁之側向剛度除以所有樁側向剛度之總和，即 $K_i / \sum K_i$ ，由此可知第一列樁之側向剛度比

$$K_i / \sum K_i = 147.58 / ((147.58 + 185.15 + 236.64 + 309.13) \times 7) = 2.40 \%$$

第二列樁之側向剛度比，

$$K_i / \sum K_i = 185.15 / ((147.58 + 185.15 + 236.64 + 309.13) \times 7) = 3.01 \%$$

第三列樁之側向剛度比，

$$K_i / \sum K_i = 236.64 / ((147.58 + 185.15 + 236.64 + 309.13) \times 7) = 3.85 \%$$

第四列樁之側向剛度比，

$$K_i/\Sigma K_i = 309.13 / ((147.58+185.15+236.64+309.13) \times 7) = 5.03 \%。$$

現將以上求得樁桿件的基本條件列於表 B-7。

表 B-7 樁之基本條件

NO.	Li	1/β	L _{total}	AREA	X _i	K	K/ K
41	16.26	4.34	20.6	20.25	15	147.58	0.0240
42	16.26	4.34	20.6	22.50	10	147.58	0.0240
43	16.26	4.34	20.6	22.50	5	147.58	0.0240
44	16.26	4.34	20.6	22.50	0	147.58	0.0240
45	16.26	4.34	20.6	22.50	5	147.58	0.0240
46	16.26	4.34	20.6	22.50	10	147.58	0.0240
47	16.26	4.34	20.6	20.25	15	147.58	0.0240
48	14.76	4.34	19.1	22.50	15	185.15	0.0301
49	14.76	4.34	19.1	25.00	10	185.15	0.0301
50	14.76	4.34	19.1	25.00	5	185.15	0.0301
51	14.76	4.34	19.1	25.00	0	185.15	0.0301
52	14.76	4.34	19.1	25.00	5	185.15	0.0301
53	14.76	4.34	19.1	25.00	10	185.15	0.0301
54	14.76	4.34	19.1	22.50	15	185.15	0.0301
55	13.26	4.34	17.6	22.50	15	236.64	0.0385
56	13.26	4.34	17.6	25.00	10	236.64	0.0385
57	13.26	4.34	17.6	25.00	5	236.64	0.0385
58	13.26	4.34	17.6	25.00	0	236.64	0.0385
59	13.26	4.34	17.6	25.00	5	236.64	0.0385
60	13.26	4.34	17.6	25.00	10	236.64	0.0385
61	13.26	4.34	17.6	22.50	15	236.64	0.0385
62	11.76	4.34	16.1	20.25	15	309.13	0.0503
63	11.76	4.34	16.1	22.50	10	309.13	0.0503
64	11.76	4.34	16.1	22.50	5	309.13	0.0503
65	11.76	4.34	16.1	22.50	0	309.13	0.0503
66	11.76	4.34	16.1	22.50	5	309.13	0.0503
67	11.76	4.34	16.1	22.50	10	309.13	0.0503
68	11.76	4.34	16.1	20.25	15	309.13	0.0503

求得樁之基本條件後接著計算在各種載重作用下各基樁所承受之斷面內力。由先前計算中求出的自重 $D = 1206 \text{ t}$ ，並可換算為垂直均佈力為 1.87 t/m^2 ，自重造成各樁之軸力 D-S 為均佈力乘上各樁所承

擔的面積，其中第 41、47、62 及第 68 號樁因自重而產生之軸力

$$D-S = 1.87 \times (4.5 \times 4.5) = 37.87 \text{ t},$$

而第 42 至 46 號樁、第 63 至 67 號樁及第 48、54、55 和第 61 號樁因自重而產生之軸力

$$D-S = 1.87 \times (4.5 \times 5.0) = 42.08 \text{ t},$$

第 49 至 53 號樁及第 56 至 60 號樁因自重而產生之軸力

$$D-S = 1.87 \times (5.0 \times 5.0) = 46.75 \text{ t}。$$

常時裝載載重在設計條件中定為 2.0 t/m^2 ，裝載載重造成各樁之軸力 SN-S 為均佈力乘上各樁所承擔的面積，其中第 41、47、62 及第 68 號樁因裝載載重而產生之軸力

$$SN-S = 2.0 \times (4.5 \times 4.5) = 40.5 \text{ t},$$

而第 42 至 46 號樁、第 63 至 67 號樁及第 48、54、55、和第 61 號樁因裝載載重而產生之軸力

$$SN-S = 2.0 \times (4.5 \times 5.0) = 45.0 \text{ t},$$

第 49 至 53 號樁及第 56 至 60 號樁因裝載載重而產生之軸力

$$SN-S = 2.0 \times (5.0 \times 5.0) = 50 \text{ t}。$$

異常時之裝載載重為常時裝載載重之 $1/2$ ，所以此時各樁的產生之軸力 SU-S 也為常時裝載各樁承受之軸力之 SN-S 的 $1/2$ 。

活載重在本設計例中包含汽車荷重為均佈力 1.3 t/m^2 及卸料臂重為一集中力 4.96 t 。汽車荷重造成各樁之軸力 L-S 為均佈力乘上各樁所承擔的面積，其中第 41、47、62 及第 68 號樁因活載重而產生之軸力，

$$L-S = 1.3 \times (4.5 \times 4.5) = 26.33 \text{ t},$$

而第 42 至 46 號樁、第 63 至 67 號樁及第 48、54、55 號樁和第 61 號樁因活載重而產生之軸力

$$L-S = 1.3 \times (4.5 \times 5.0) = 29.25 \text{ t},$$

第 49 至 53 號樁及第 56 至 60 號樁因活載重而產生之軸力

$$L-S = 1.3 \times (5.0 \times 5.0) = 32.5 \text{ t}。卸料臂則僅單獨對第 45 號樁造成軸力 LC-S 4.96 t 。$$

船舶拉力為一非偏心之水平力 $H = 70+70=140 \text{ t}$ ，由式 B-3 及表 B-7 結構之基本條件中之側向剛度比，可計算出船舶拉力造成樁頭之剪力 BP-V，

船舶拉力造成第一列樁之剪力， $BP-V = 140 \times 0.0240 = 3.36 \text{ t}$ ，

船舶拉力造成第二列樁之剪力， $BP-V = 140 \times 0.0301 = 4.215 \text{ t}$ ，

船舶拉力造成第三列樁之剪力， $BP-V = 140 \times 0.0385 = 5.387 \text{ t}$ ，

船舶拉力造成第四列樁之剪力， $BP-V = 140 \times 0.0503 = 7.038 \text{ t}$ 。

再由式 B-4 及剪力可計算出因船舶拉力造之樁頭之彎矩 BP-M，

船舶拉力造成第一列樁頭之彎矩 $BP-M = 0.5 \times 20.6 \times 3.36 = 34.606 \text{ t-m}$ ，

船舶拉力造成第二列樁頭之彎矩 $BP-M = 0.5 \times 19.1 \times 4.215 = 40.255 \text{ t-m}$ ，

船舶拉力造成第三列樁頭彎矩 $BP-M = 0.5 \times 13.26 \times 5.387 = 47.409 \text{ t-m}$ ，

船舶拉力造成第四列樁頭彎矩 $BP-M = 0.5 \times 16.1 \times 7.038 = 56.654 \text{ t-m}$ 。

再由式 B-6 可得船舶拉力造成之軸力 BP-S，

船舶拉力造成第一列樁之軸力

$BP-S = (-34.606 - 0.5 \times 40.255) / 5 = -10.947 \text{ t}$ ，

船舶拉力造成第二列樁之軸力

$BP-S = (34.606 + 0.5 \times 40.255 - 0.7 \times 40.255 - 0.7 \times 47.409) / 5 = -1.326 \text{ t}$ ，

船舶拉力造成第三列樁之軸力

$BP-S = (0.7 \times 40.255 + 0.7 \times 47.409 - 0.5 \times 47.409 - 56.654) / 5 = -3.799 \text{ t}$ ，

船舶拉力造成第四列樁之軸力

$BP-S = (0.5 \times 47.409 + 56.654) / 5 = 16.072 \text{ t}$ 。

船舶衝擊力為 43 t 之偏心水平集中力，使用式(B-1)可計算因船舶衝擊力作用，對各於樁產生的剪力 BI-V。作用於第 45 號樁之樁剪力

$BI-V = (43 \times 0.024) + (147.58 \times 5 / 614947.8) \times 5 \times 43 = 1.29 \text{ t}$ ，

作用於 52 號樁之剪力，

$BI-V = (43 \times 0.0301) + (185.15 \times 5 / 614947.8) \times 5 \times 43 = 1.618 \text{ t}$ ，

作用於其他樁之樁之剪力，可依相同方法計算之，於此不再重複而直接列於表 B-8 中。再由式 B-4 及樁頭剪力可計算出因船舶衝擊力造之樁頭之彎矩 BI-M，因船舶衝擊力而作用於第 45 號樁頭之彎矩 = $0.5 \times 1.29 \times 20.6 = 13.286 \text{ t-m}$ ，因船舶衝擊力而作用於第 52 樁頭之彎矩 = $0.5 \times 1.618 \times 19.1 = 15.455 \text{ t-m}$ ，作用於其他樁之樁之樁頭彎矩，可依

相同方法計算之，結果列於表 B-8 中。再由式 B-6 可得船舶衝擊力造成之軸力 BI-S，第 45 號樁因船舶衝擊力造成之軸力
 $BI-S = (-13.286 - 0.5 \times 15.455) / 5 = -4.203 \text{ t}$ ，作用於其他樁之樁之軸力，可依相同方法計算之，將結果列於表 B-8 中。

上揚力在設計條件中定為 2.0 t/m^2 ，上揚力造成各樁之軸力 R-S 為均佈力乘上各樁所承擔的面積，其中第 41、47、62 及第 68 號樁因上揚力而產生之軸力

$$R-S = 2.0 \times (4.5 \times 4.5) = 40.5 \text{ t} ,$$

而第 42 至 46 號樁、第 63 至 67 及第 48、54、55 和第 61 號樁因上揚力而產生之軸力

$$R-S = 2.0 \times (4.5 \times 5.0) = 45.0 \text{ t} ,$$

第 49 至 53 號樁及第 56 至 60 號樁因上揚力而產生之軸力

$$R-S = 2.0 \times (5.0 \times 5.0) = 50 \text{ t} .$$

風力為 0.307 t 之偏心水平集中力，應使用式 B-1 計算因風力而作用於樁頭之剪力 W-V。由式 B-1 可得作用於第 45 號樁之剪力

$$W-V = (0.307 \times 0.0240) + (147.58 \times 5 / 614947.8) \times 5 \times 0.3066 = 0.0092 \text{ t} ,$$

作用於 52 號樁之剪力

$$W-V = (0.307 \times 0.0301) + (185.15 \times 5 / 614947.8) \times 5 \times 0.3066 = 0.0115 \text{ t} ,$$

作用於其他樁號之剪力，可依相同方法計算之，於此不再重覆而直接列於表 B-8 中。再由式 B-4 及剪力可計算出因風力造之樁頭之彎矩 W-M，因風力而作用於第 45 樁頭之彎矩

$$W-M = 0.5 \times 0.0092 \times 20.6 = 0.0947 \text{ t-m} ,$$

因風力而作用於第 52 樁頭之彎矩

$$W-M = 0.5 \times 0.0115 \times 19.1 = 0.1102 \text{ t-m} , ,$$

作用於其他樁之樁之樁頭彎矩，可依相同方法計算之，同樣列於表 B-8 中。再由式 B-6 可得風力造成之軸力，第 45 號樁因風力造成樁頭之軸力 $W-S = (-0.0947 - 0.5 \times 0.1102) / 5 = -0.023 \text{ t}$ ，作用於其他樁之樁之軸力，可依相同方法計算之，將結果列於表 B-8 中。

地震力為一 318 t 之非偏心水平力，由式 B-3 及表 B-7 樁之基本條件中之側向剛度比，可計算出水平地震力造成各樁之剪力 EH-V，

水平地震力造成第一列樁之剪力 $EH-V = 318 \times 0.0240 = 7.64 \text{ t}$ ，

水平地震力造成第二列樁之剪力 $= 318 \times 0.0301 = 9.58 \text{ t}$ ，

水平地震力造成第三列樁之剪力 $= 318 \times 0.0385 = 12.25 \text{ t}$ ，

水平地震力造成第四列樁之剪力 $= 318 \times 0.0503 = 16.01 \text{ t}$ 。

再由式 B-4 及各樁剪力可計算出因水平地震力造之樁頭之彎矩 EH-M，

水平地震力造成第一列樁頭之彎矩

$$EH-M = 0.5 \times 20.6 \times 7.64 = 78.69 \text{ t-m}$$

水平地震力造成第二列樁頭之彎矩

$$EH-M = 0.5 \times 19.1 \times 9.58 = 91.49 \text{ t-m}$$

水平地震力造成第三列樁頭之彎矩

$$EH-M = 0.5 \times 17.6 \times 12.25 = 107.8 \text{ t-m}$$

水平地震力造成第四列樁頭之彎矩

$$EH-M = 0.5 \times 16.1 \times 16.01 = 128.88 \text{ t-m}$$

再由式 B-6 可得地震力造成之軸力 EH-S，

地震力造成第一列樁頭之軸力 $EH-S = (-78.69 - 0.5 \times 91.49) / 5 = -24.89 \text{ t}$ ，

地震力造成第二列樁頭之軸力

$$EH-S = (78.69 + 0.5 \times 91.49 - 0.7 \times 91.49 - 0.7 \times 107.8) / 5 = -3.01 \text{ t}$$

因地震力造成第三列樁頭之軸力

$$EH-S = (0.7 \times 91.49 + 0.7 \times 107.8 - 0.5 \times 107.8 - 128.88) / 5 = -8.66 \text{ t}$$

地震力造成第四列樁頭之軸力

$$EH-S = (0.5 \times 107.8 + 128.88) / 5 = 36.56 \text{ t}$$

表 B-8 各種載重的基樁斷面內力

NO.	D-S	SN-S	SU-S	L-S	LC-S	BP-V	BP-M	BP-S	BI-V	BI-M	BI-S	R-S	W-V	W-M	W-S	EH-V	EH-M	EH-S
41	37.87	40.5	20.25	26.33	0.00	3.360	34.606	-10.947	0.258	2.657	-0.841	-40.5	0.0018	0.0189	-0.0046	7.64	78.69	-24.89
42	42.08	45.0	22.50	29.25	0.00	3.360	34.606	-10.947	0.516	5.314	-1.681	-45.0	0.0037	0.0379	-0.0092	7.64	78.69	-24.89
43	42.08	45.0	22.50	29.25	0.00	3.360	34.606	-10.947	0.774	7.972	-2.522	-45.0	0.0055	0.0568	-0.0138	7.64	78.69	-24.89
44	42.08	45.0	22.50	29.25	0.00	3.360	34.606	-10.947	1.032	10.629	-3.362	-45.0	0.0074	0.0758	-0.0184	7.64	78.69	-24.89
45	42.08	45.0	22.50	29.25	4.96	3.360	34.606	-10.947	1.290	13.286	-4.203	-45.0	0.0092	0.0947	-0.0230	7.64	78.69	-24.89
46	42.08	45.0	22.50	29.25	0.00	3.360	34.606	-10.947	1.548	15.943	-5.043	-45.0	0.0110	0.1137	-0.0276	7.64	78.69	-24.89
47	37.87	40.5	20.25	26.33	0.00	3.360	34.606	-10.947	1.806	18.601	-5.884	-40.5	0.0129	0.1326	-0.0322	7.64	78.69	-24.89
48	42.08	45.0	22.50	29.25	0.00	4.215	40.255	-1.326	0.324	3.091	-0.102	-45.0	0.0023	0.0220	-0.0006	9.58	91.49	-3.01
49	46.75	50.0	25.00	32.50	0.00	4.215	40.255	-1.326	0.647	6.182	-0.204	-50.0	0.0046	0.0441	-0.0011	9.58	91.49	-3.01
50	46.75	50.0	25.00	32.50	0.00	4.215	40.255	-1.326	0.971	9.273	-0.306	-50.0	0.0069	0.0661	-0.0017	9.58	91.49	-3.01
51	46.75	50.0	25.00	32.50	0.00	4.215	40.255	-1.326	1.295	12.364	-0.407	-50.0	0.0092	0.0882	-0.0022	9.58	91.49	-3.01
52	46.75	50.0	25.00	32.50	0.00	4.215	40.255	-1.326	1.618	15.455	-0.509	-50.0	0.0115	0.1102	-0.0028	9.58	91.49	-3.01
53	46.75	50.0	25.00	32.50	0.00	4.215	40.255	-1.326	1.942	18.546	-0.611	-50.0	0.0138	0.1322	-0.0033	9.58	91.49	-3.01
54	42.08	45.0	22.50	29.25	0.00	4.215	40.255	-1.326	2.266	21.637	-0.713	-45.0	0.0162	0.1543	-0.0039	9.58	91.49	-3.01
55	42.08	45.0	22.50	29.25	0.00	5.387	47.409	-3.799	0.414	3.640	-0.292	-45.0	0.0029	0.0260	-0.0016	12.25	107.8	-8.66
56	46.75	50.0	25.00	32.50	0.00	5.387	47.409	-3.799	0.827	7.281	-0.583	-50.0	0.0059	0.0519	-0.0032	12.25	107.8	-8.66
57	46.75	50.0	25.00	32.50	0.00	5.387	47.409	-3.799	1.241	10.921	-0.875	-50.0	0.0088	0.0779	-0.0048	12.25	107.8	-8.66
58	46.75	50.0	25.00	32.50	0.00	5.387	47.409	-3.799	1.655	14.561	-1.167	-50.0	0.0118	0.1038	-0.0064	12.25	107.8	-8.66
59	46.75	50.0	25.00	32.50	0.00	5.387	47.409	-3.799	2.068	18.201	-1.458	-50.0	0.0147	0.1298	-0.0080	12.25	107.8	-8.66
60	46.75	50.0	25.00	32.50	0.00	5.387	47.409	-3.799	2.482	21.842	-1.750	-50.0	0.0177	0.1557	-0.0096	12.25	107.8	-8.66
61	42.08	45.0	22.50	29.25	0.00	5.387	47.409	-3.799	2.896	25.482	-2.042	-45.0	0.0206	0.1817	-0.0112	12.25	107.8	-8.66
62	37.87	40.5	20.25	26.33	0.00	7.038	56.654	16.072	0.540	4.350	1.234	-40.5	0.0039	0.0310	0.0067	16.01	128.88	36.56
63	42.08	45.0	22.50	29.25	0.00	7.038	56.654	16.072	1.081	8.700	2.468	-45.0	0.0077	0.0620	0.0135	16.01	128.88	36.56
64	42.08	45.0	22.50	29.25	0.00	7.038	56.654	16.072	2.70	21.75	6.17	-45.00	0.0148	0.2377	0.0337	16.01	128.88	36.56
65	42.08	45.0	22.50	29.25	0.00	7.038	56.654	16.072	2.16	17.40	4.94	-45.00	0.0118	0.1902	0.0270	16.01	128.88	36.56
66	42.08	45.0	22.50	29.25	0.00	7.038	56.654	16.072	1.62	13.05	3.70	-45.00	0.0089	0.1426	0.0202	16.01	128.88	36.56
67	42.08	45.0	22.50	29.25	0.00	7.038	56.654	16.072	1.08	8.70	2.47	-45.00	0.0059	0.0951	0.0135	16.01	128.88	36.56
68	37.87	40.5	20.25	26.33	0.00	7.038	56.654	16.072	0.54	4.35	1.23	-40.50	0.0030	0.0475	0.0067	16.01	128.88	36.56

3. 梁的斷面力計算

(1) 自重

梁所分擔版的均佈荷重是以圖 B-6 的方式分配。

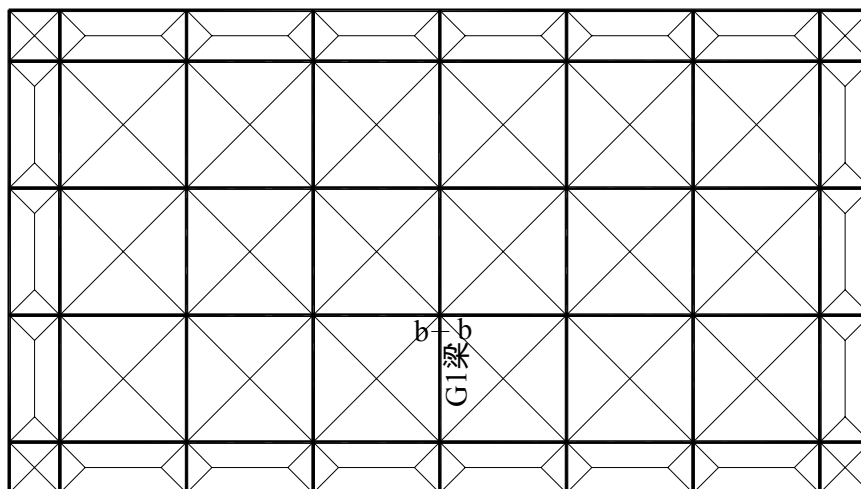


圖 B-6 均佈荷重分配圖

由圖中可得 G1 梁的均佈荷重為 $2 \times (w \times L) / 3$,

w 是碼頭面上之均佈荷重 , L 為跨距。

版的自重 $= 0.25 \times 2.45 = 0.613 \text{ t/m}^2$

版自重引起 G1 梁連續部份的均佈荷重是 $2 \times 0.613 \times 5 / 3 = 2.04 \text{ t/m}$,

版自重引起 G1 梁懸臂部份均佈荷重值是 $2 \times 0.613 \times 2 / 3 = 0.82 \text{ t/m}$,

梁的自重 $= 0.8 \times 1.0 \times 2.45 = 1.96 \text{ t/m}$,

梁版自重引起連續梁部份均佈荷重為 $2.04 + 1.96 = 4.00 \text{ t/m}$,

梁版自重造成懸臂梁部份均佈荷重為 $0.82 + 1.96 = 2.78 \text{ t/m}$,

懸臂版對 G1 梁自由端所造成之集中力

$P = 0.613 \times 2 \times (1.5 + 2.5) \times 1/2 = 2.45 \text{ t}$

由上述條件知 G1 梁因版及梁自重之受力情形如圖 B-7 所示。

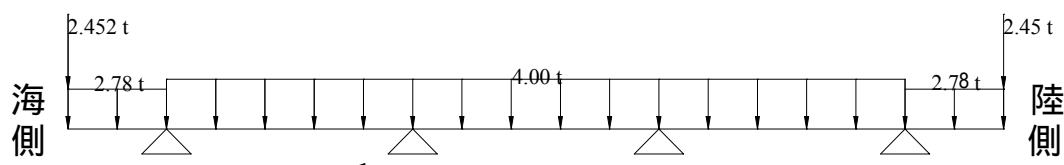
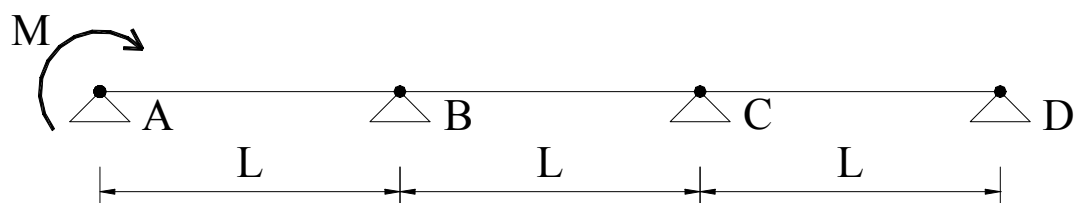
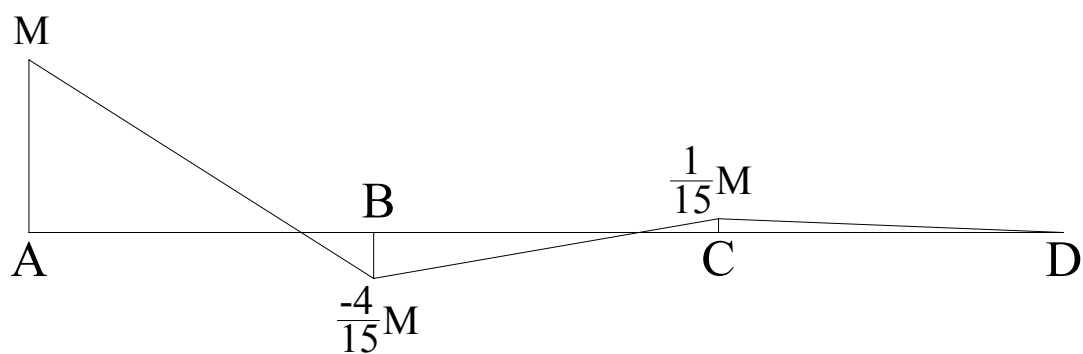


圖 B-7 自重作用

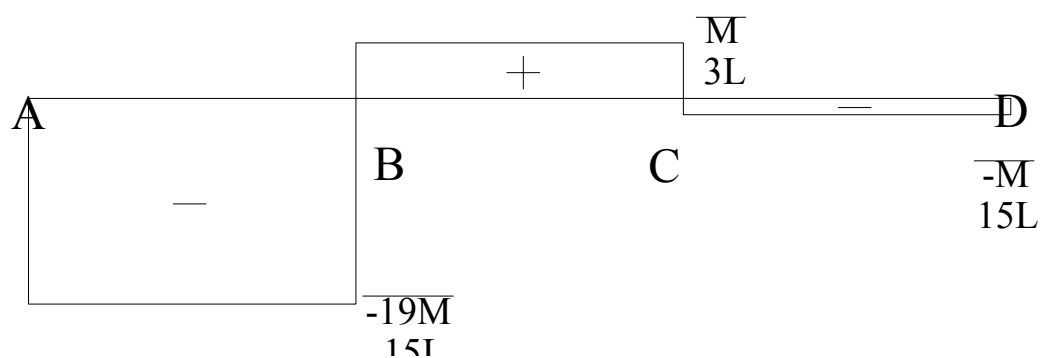
當一三跨等跨距為 L 之連續梁(如圖 B-8)，其端點受一力矩 M 作用時，則其彎矩圖及剪力圖如圖 B-8。



(a) 受力示意圖



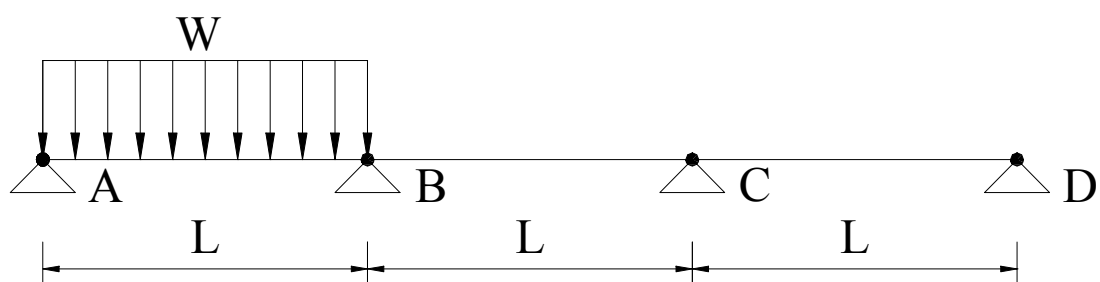
(b) 彎矩圖



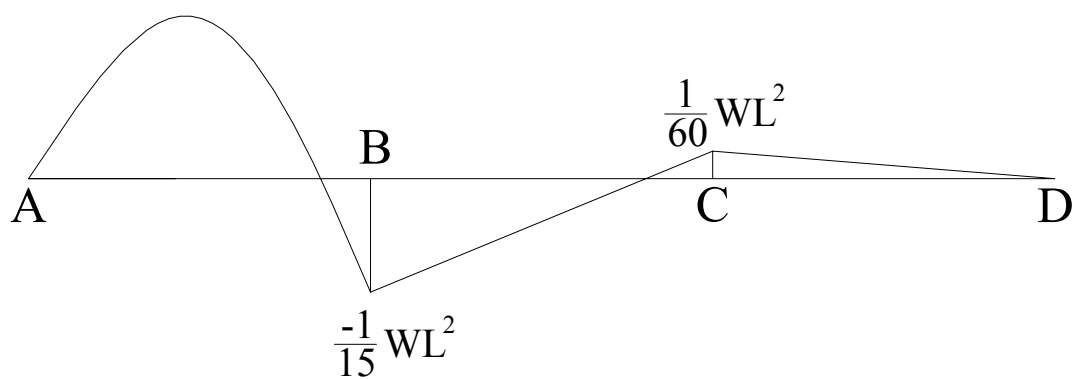
(c) 剪力圖

圖 B-8 A 點承受集中彎矩

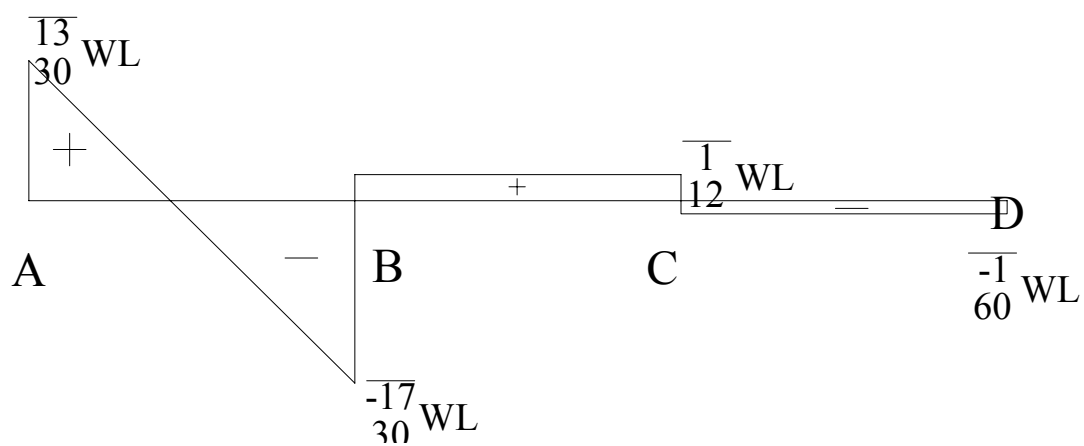
當一三跨等距為 L 之連續梁(如圖 B-9)，A 點到 B 點間受一均佈力 W 作用時，則其彎矩圖及剪力圖如圖 B-9。



(a) 受力示意圖



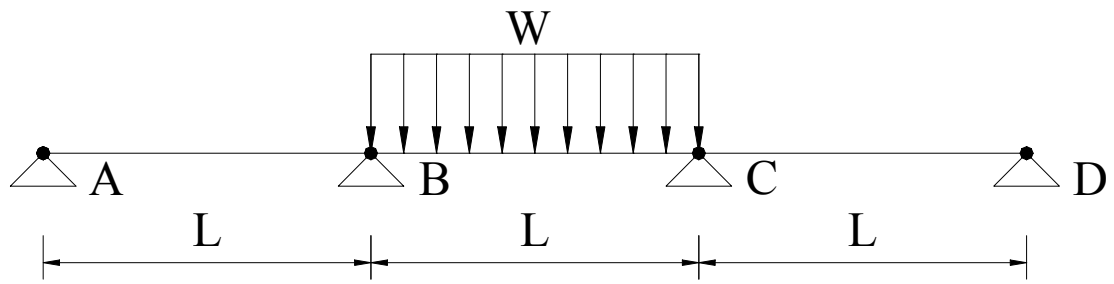
(b) 彎矩圖



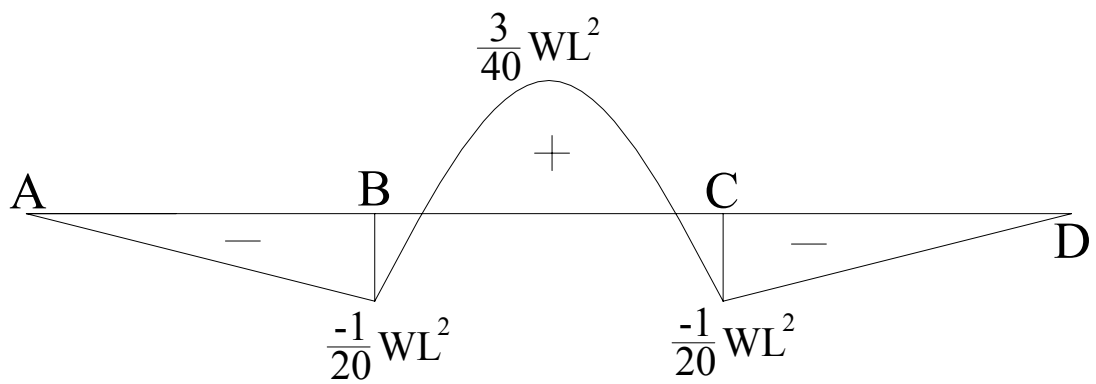
(c) 剪力圖

圖 B-9 AB 段承受均佈載重

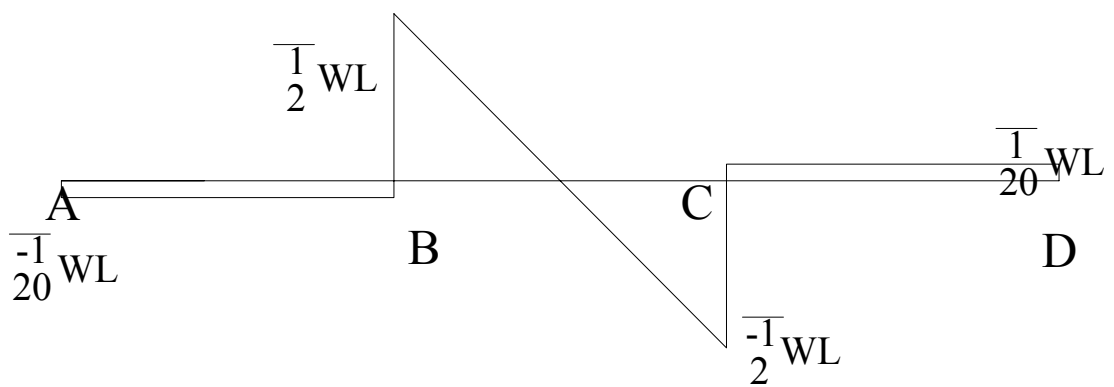
當一三跨等跨距為 L 之連續梁(如圖 B-10), B 點到 C 點間受一均佈力 W 作用時, 則其彎矩圖及剪力圖如圖 B-10。



(a) 受力示意圖



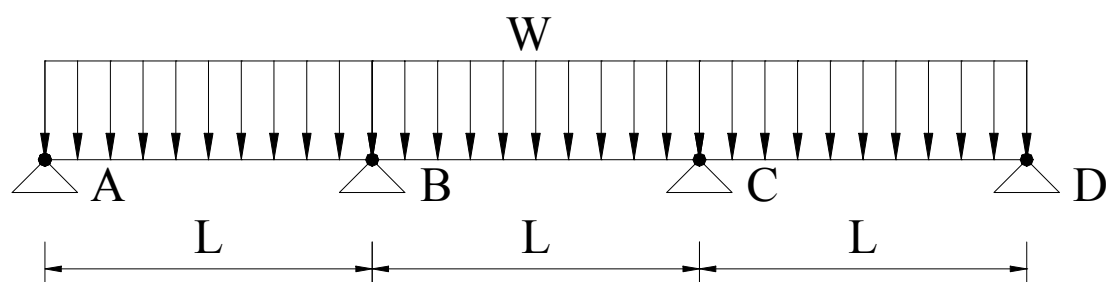
(b) 彎矩圖



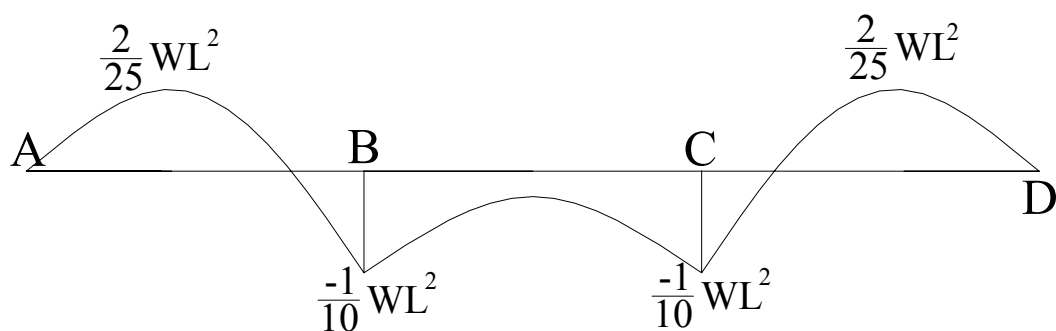
(c) 剪力圖

圖 B-10 BC 段承受均佈載重

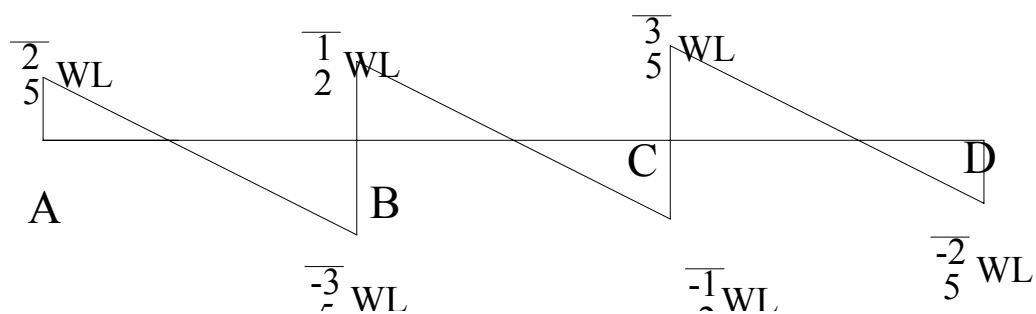
當一三跨等跨距為 L 之連續梁(如圖 B-11), A 點到 D 點間受均佈力 W 作用時, 則其彎矩圖及剪力圖如圖 B-11。



(a) 受力情形



(b) 彎矩圖



(c) 剪力圖

圖 B-11 連續梁承受均佈載重

如圖 B-7 所示，結構自重 G1 梁懸臂部份 A 點的彎矩為

$$M_A = \frac{-2.78 \times 2^2}{2} - 2.45 \times 2 = -10.46 \text{ t-m},$$

由圖 B-8 的彎矩及剪力圖，可求得 b 點的彎矩及剪力，

$$M = -\frac{4}{15} M_A = -\frac{4}{15} \times (-10.46) = 2.79 \text{ t-m}.$$

$$V = \frac{-19}{15} \times M_A / L = \frac{-19}{15} \times (-10.46) / 5 = 2.65 \text{ t}$$

同理，結構自重 G1 梁懸臂部份 D 點的彎矩為

$$M_D = \frac{-2.78 \times 2^2}{2} - 2.45 \times 2 = -10.46 \text{ t-m},$$

由圖 B-8 的彎矩及剪力圖，可求得 b 點的彎矩及剪力，

$$M = \frac{1}{15} M_D = \frac{1}{15} \times (-10.46) = -0.70 \text{ t-m}.$$

$$V = \frac{-1}{15} \times M_D / L = \frac{-1}{15} \times (-10.46) / 5 = 0.14 \text{ t}$$

如圖 B-7 所示，當考慮 G1 梁連續部受均佈荷重 $w=4.00 \text{ t/m}$ 時，

由圖 B-11 的彎矩及剪力圖，可求得 b 點的彎矩及剪力，

$$M = \frac{-1}{10} WL^2 = \frac{-1}{10} \times 4.00 \times 5^2 = -10.00 \text{ t-m}.$$

$$V = \frac{-3}{5} WL = \frac{-3}{5} \times 4.00 \times 5 = -12.00 \text{ t}$$

由以上結果可得因版及梁自重造成 b-b 斷面之斷面力，

$$M_b = 2.79 - 0.70 - 10.00 = -7.91 \text{ t-m},$$

$$V_b = 2.65 + 0.14 - 12.00 = -9.21 \text{ t}$$

(2) 裝載載重及活載重

裝載載重可分為常時及地震時兩種狀態，其中常時裝載載重+活載重 $= 2.0 + 0.5 = 2.5 \text{ t/m}^2$ ，此時 G1 梁所承受的均佈荷重為 $2.5 \times 2 \times 5 / 3 = 8.33 \text{ t/m}$ ，懸臂版對 G1 梁自由端造成之力 $P = 2.5 \times 2 \times (1.5 + 2.5) \times 1 / 2 = 10.00 \text{ t}$ 。考慮五種可能的作用方式[16]，如圖 B-12 所示，分別計算其對 G1 梁 b-b 斷面產生的斷面力。

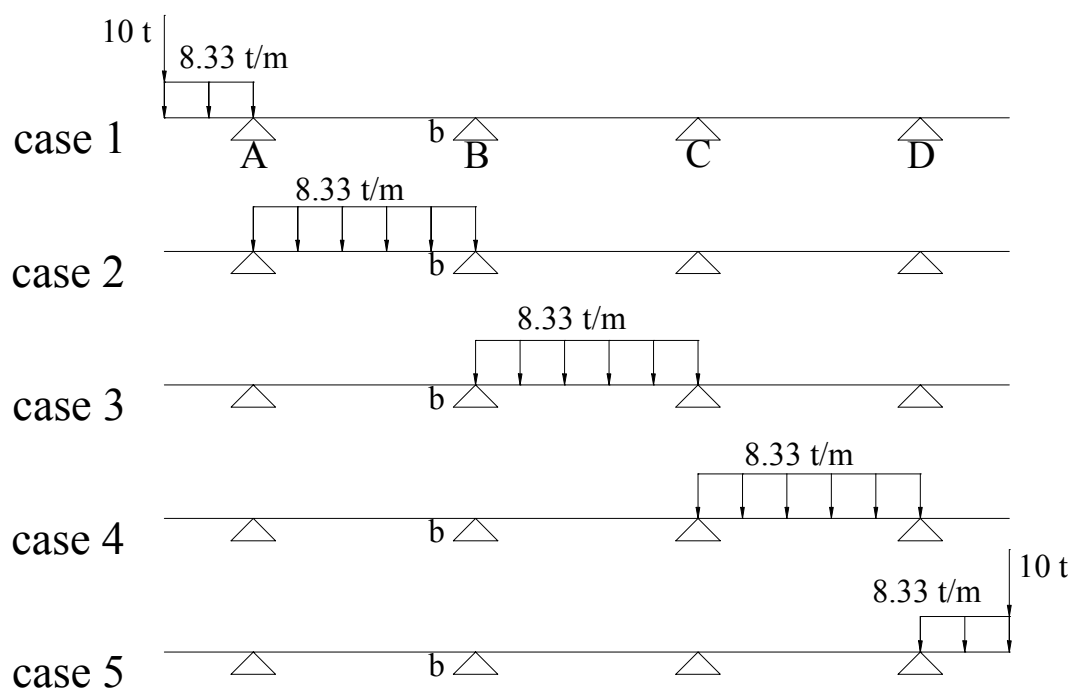


圖 B-12 裝載及活載重作用

. Case 1 , 由圖 B-8 的彎矩圖及剪力圖知 , b-b 斷面的彎矩及剪力

$$M = \frac{-4}{15} M_A = \frac{-4}{15} \times \left(-\frac{8.33 \times 2^2}{2} - 10.00 \times 2 \right) = 9.78 \text{ kg-m}$$

$$V = \frac{-19}{15} \times M_A / L = \frac{-19}{15} \times \left(-\frac{8.33 \times 2^2}{2} - 10.00 \times 2 \right) / 5 = 9.29 \text{ t}$$

. Case 2 , 由圖 B-9 的彎矩圖及剪力圖知 , b-b 斷面的彎矩及剪力

$$M = \frac{-1}{15} W L^2 = \frac{-1}{15} \times 8.33 \times 5^2 = -13.88 \text{ t-m}$$

$$V = \frac{-17}{30} W L = \frac{-17}{30} \times 8.33 \times 5 = -23.60 \text{ t}$$

. Case 3 , 由圖 B-10 的彎矩圖及剪力圖知 , b-b 斷面的彎矩及剪力

$$M = \frac{-1}{20} W L^2 = \frac{-1}{20} \times 8.33 \times 5^2 = -10.41 \text{ t-m}$$

$$V = \frac{-1}{20} W L = \frac{-1}{20} \times 8.33 \times 5 = -2.08 \text{ t}$$

. Case 4 , 由圖 B-9 的彎矩圖及剪力圖知 , b-b 斷面的彎矩及剪力

$$M = \frac{1}{60} W L^2 = \frac{1}{60} \times 8.33 \times 5^2 = 3.47 \text{ t-m}$$

$$V = \frac{-1}{60} W L = \frac{-1}{60} \times 8.33 \times 5 = -0.69 \text{ t}$$

. Case 5 , 由圖 B-8 的彎矩圖及剪力圖知 , b-b 斷面的彎矩及剪力

$$M = \frac{1}{15} M_D = \frac{1}{15} \times \left(-\frac{8.33 \times 2^2}{2} - 10.00 \times 2 \right) = -2.44 \text{ t-m}$$

$$V = \frac{-1}{15} \times M_D / L = \frac{-1}{15} \times \left(-\frac{8.33 \times 2^2}{2} - 10.00 \times 2 \right) / 5 = 0.49 \text{ t}$$

由以上結果可得常時裝載載重加活載重造成 b-b 斷面之最大斷面力為 ,

$$M_b = -13.88 - 10.41 - 2.44 = -26.73 \text{ t-m} ,$$

$$V_b = -23.60 - 2.08 - 0.69 = -26.37 \text{ t}$$

地震時 , G1 梁承受的均佈荷重為 , 地震時時裝載載重+活載重
 $= 1.0 + 0.5 = 1.5 \text{ t/m}^2$ 。使用上述相同的分析方法 , 亦可求得地震
 時裝載載重加活載重造成 b-b 斷面之最大斷面力為 ,

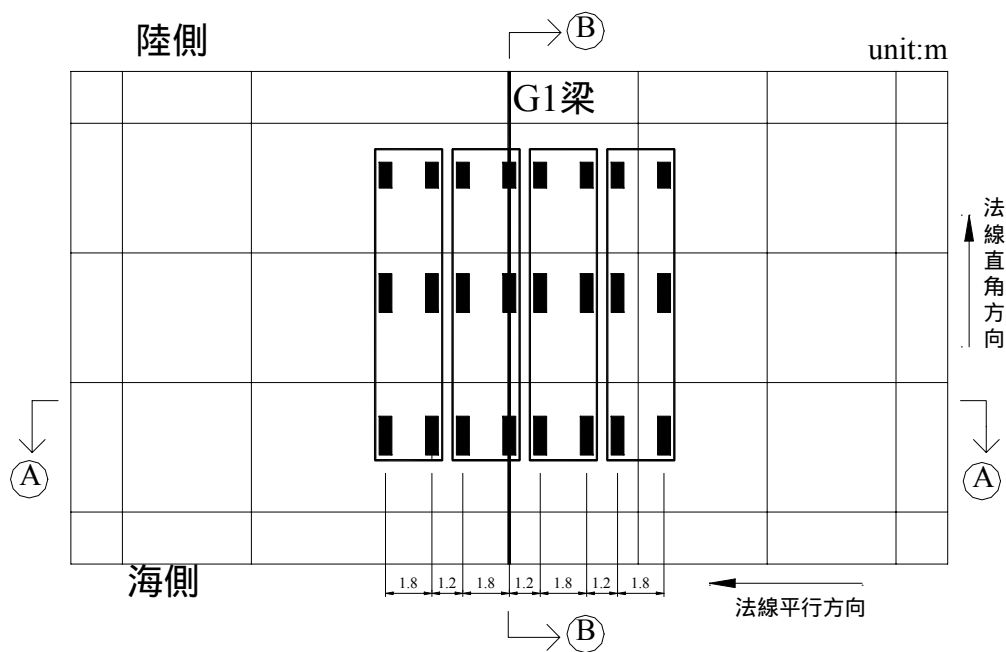
$$M_b = -26.73 \times \frac{1.5}{2.5} = -16.04 \text{ t-m} ,$$

$$V_b = -15.82 \text{ t}$$

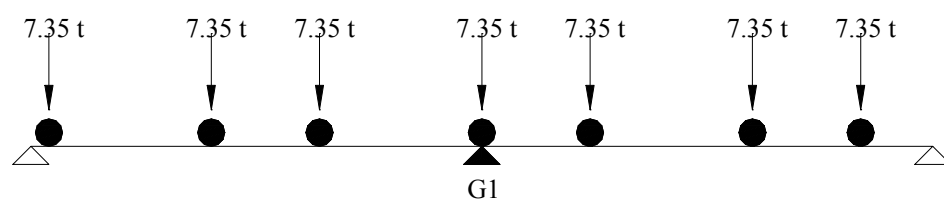
(3) 車輛荷重

如圖 B-13.a 所示 , 考慮車輛沿碼頭法線直角方向朝陸側行駛的情況 , 如圖 B-13.b , 車輛後輪經由平版傳遞到 G1 梁的作用力為[16] ,

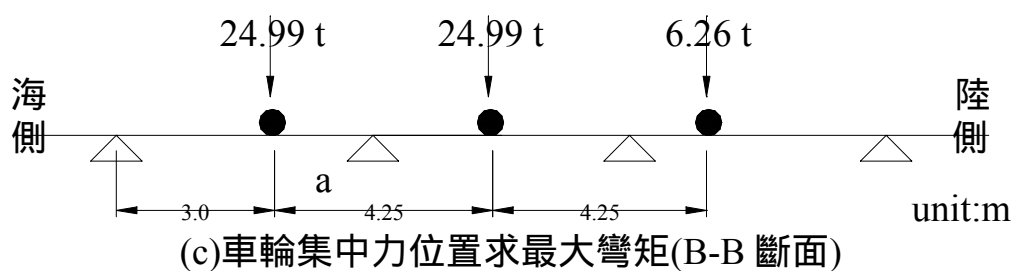
$$(7.35 \times 5 + 7.35 \times 3.2 + 7.35 \times 2 + 7.35 \times 0.2 + 7.35 \times 3.8 + 7.35 \times 2 + 7.35 \times 0.8) / 5 \\ = 24.99 \text{ t}$$



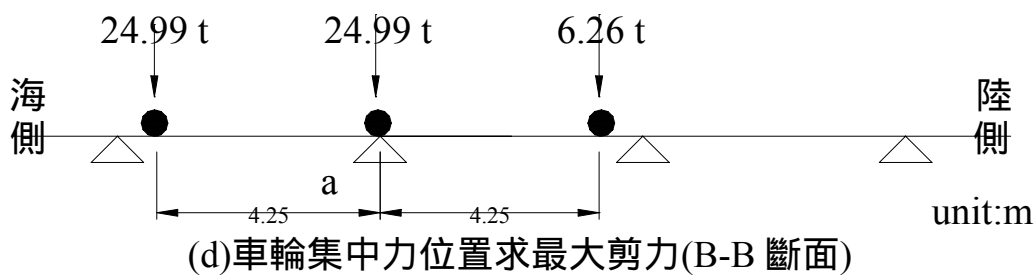
(a)車輛行駛方向示意圖



(b) 各車輛的後輪置示意圖(A-A 斷面)



(c)車輪集中力位置求最大彎矩(B-B 斷面)



(d)車輪集中力位置求最大剪力(B-B 斷面)

圖 B-13 車輛示意圖

同理考慮前輪經由平版傳遞到 G1 梁的作用力為

$$24.99 \times \frac{1.84}{7.35} = 6.26 \text{ t}$$

由圖 B-14 的彎矩影響線圖得知車輪放置在圖 B-13.c 的位置下，可求出 b-b 斷面在車輛荷重下之最大彎矩為[16]，

$$M_b = (24.99 \times (-0.1024) + 24.99 \times (-0.0800) + 6.26 \times (0.0238)) \times 5 \\ = -22.04 \text{ t-m}$$

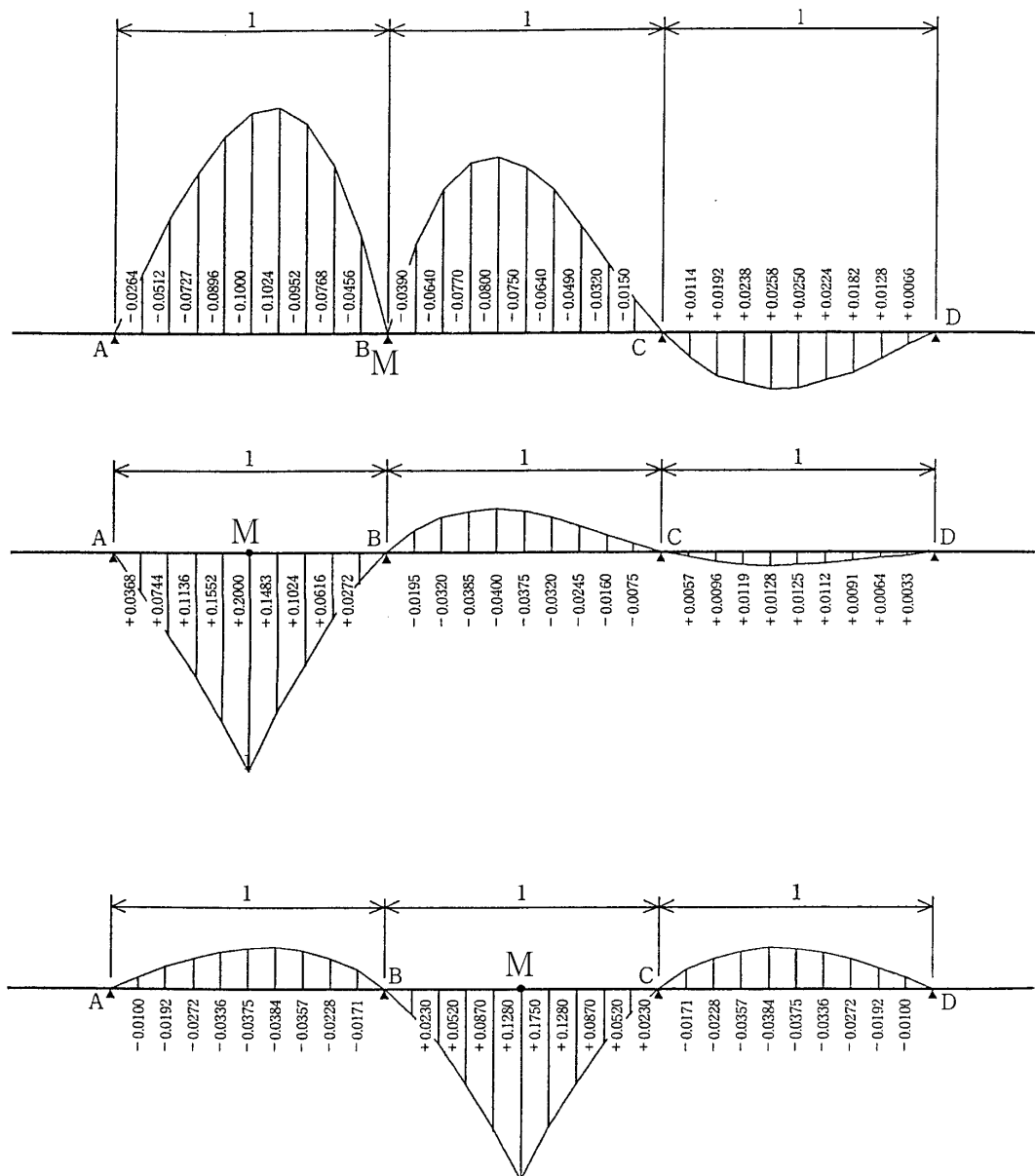


圖 B-14 彎矩影響線

由圖 B-15 的剪力影響線圖得知車輪放置在圖 B-13.d 的位置下，可求出 b-b 斷面在車輛荷重下之最大剪力為，

$$V = 24.99 \times (-1.0000) + 24.99 \times (-0.0264) + 6.26 \times (-0.0150) = -25.74 \text{ t}$$

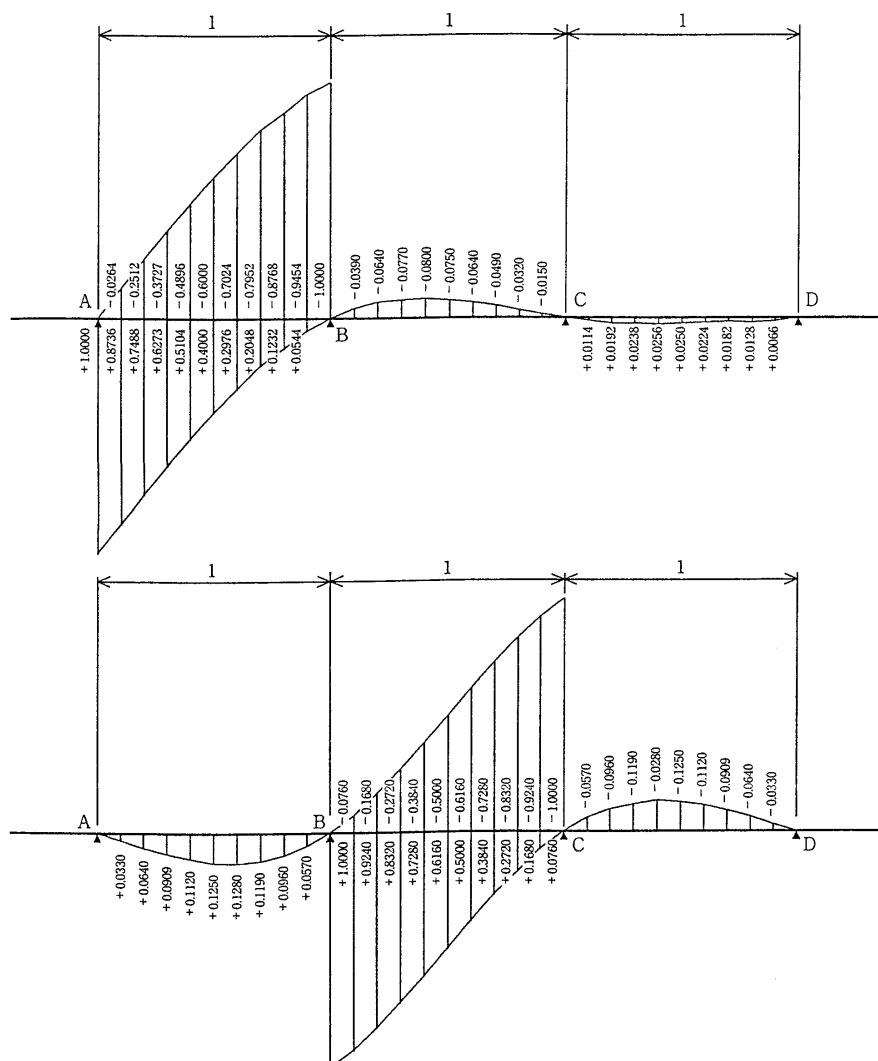


圖 B-15 剪力影響線

(4) 地震力



圖 B-16 G1 梁之示意圖

G1 梁上各支承點如圖 B-16 所示，由圖 7-3-5 樁的編號可知，G1 梁 A 點為第 44 號樁，B 點為第 51 號樁，由表 B-8 中

計算出地震力造成之樁頭彎矩，由此可知 $M_A=78.69 \text{ t-m}$ ，

$M_B=91.49 \text{ t-m}$ 。

由(B-7)式可得[1,16]，

$M_{AB} = 0.7 M_A = 0.7 \times 78.69 = 55.08 \text{ t-m}$

$M_{BA} = -0.7 M_B = -0.7 \times 91.49 = -64.04 \text{ t-m}$

$M_b=91.49 \text{ t-m}$ ，

$V_b = (M_{AB} - M_{BA})/L = (55.08 + 64.04)/5 = 23.82 \text{ t}$ 。

(5) 船舶衝擊力

如同上述，由表 B-8 可知船舶衝擊力造成之樁頭彎矩，可知 $M_A=10.63 \text{ t-m}$ ， $M_B=12.36 \text{ t-m}$ 。

由(B-7)式可得[1,16]，

$M_{AB} = 0.7 M_A = 0.7 \times 10.63 = 7.44 \text{ t-m}$

$M_{BA} = -0.7 M_B = -0.7 \times 12.36 = -8.65 \text{ t-m}$

$M_b=12.36 \text{ t-m}$ ，

$V_b = (M_{AB} - M_{BA})/L = (7.44 + 8.65)/5 = 3.23 \text{ t}$ 。

將各項外力對 G1 梁 b-b 斷面產生之斷面力整理如表 B-9。

表 B-9 G1 梁 a-a 斷面的斷面力

	M(t-m)	V(t)
梁 版 自 重 (D)	7.91	9.21
常時上載+群眾載重 (S ₁)	26.73	26.37
異常時上載+群眾載重 (S ₂)	16.04	15.82
車 輛 載 重 (M ₂)	22.04	25.74
船 舶 衝 擊 力 (B)	12.36	3.23
地 震 力 (E)	91.49	23.82

附錄 C 期中報告審查意見及答覆

時間：91 年 7 月 30 日

地點：港研中心

審查意見	答覆及辦理情形
海洋大學簡教授連貴	
一、本研究非常重要，成果對未來港灣構造物 R.C. 結構物設計法之修正有實質助益，故應配合時程將具體研究成果整理，供港灣研究中心參考及廣徵相關專家學者意見。	一、遵照辦理，在期末報告中已做說明。
二、本研究範圍與對象相當多，是否都在本年度完成？應針對研究時程及年期有所說明，同時如何進行本研究，除研究流程圖外，應有適當說明。	二、遵照辦理，在期末報告中已做說明。
三、本研究利用實例計算說明工作應力法及強度設計法，相當有參考價值，建議應依本研究目的，依 P2-2 二設計法的差異特性，具體比較說明如載重因子、強度折減因子、安全性、鋼筋量及成本：等，更能突顯本研究之價值與貢獻。	三、在期末報告中具體比較說明。
四、本研究所使用公式符號相當多，應統一說明，避免誤解。	四、遵照辦理。
五、本研究為何採用 STADDD 程式分析棧橋式碼頭的結構行為，請說明原因。	五、因本研究團隊對 STADD 程式較為熟悉，故採用之。
六、強度設計法在沉箱外力穩定分析，基礎反力及承載，與工作應力法之差異性請說明。	六、基礎反力及承載屬於初步設計，強度設計法與工作應力法並無差異。
七、P3-98，3.3.11.1 設計外力，短期荷重如何考量地震時之外力，請補充。	七、在沉箱式防波堤的設計，地震力和波力皆屬短期荷重，一般地震力對防波堤之影響比波力小，因此規範

審查意見	答覆及辦理情形
	無相關規定，對於深海沈箱式防波堤需另行訂定。棧橋式碼頭地震力是主要的作用力。
八、相關流程圖，建議適當修正，尤其細部設計判斷之依據。	八、遵照辦理。
九、P4-40 及 P3-93 中圖示公式與圖示符號標示不符，請參考修正。	九、遵照辦理。
高雄港務局鍾課長英鳳	
一、本期中報告已將港灣結構物工作應力法及強度設計法，國內及國外（日本）之設計方法，作初步比較，並以計算實例做比較其差異。	一、遵照辦理。
二、強度設計法對於載重係數及強度折減方面，本報告中對於強度設計之載重係數已有交代，但對於構件材料折減尚未說明，未來須加以補充說明。	二、在期末報告中加以補充說明。
三、港灣結構除強度外，其耐久性亦為重要因素，因而對於混凝土裂縫之控制為一重要之因素。本期中報告中雖略有敘述，但計算例中未見利用，其如何用需加以補充說明。另對於裂縫控制對於載重係數及強度折減係數需加以考量。	三、遵照辦理，在期末報告中已補充說明。
四、在 P2-1 有名詞「超載因素」又有「載重因素」，希名詞能予以統一。	四、遵照辦理。
五、p2-9 2.4 台灣與日地震力，少「本」字。	五、已改正。
六、本文提到「極限強度設計法」於1971年改為「強度設計法」，但目前建築技術規則仍用「極限強度設計法」，未來本研究題目應研究是否與建築技術規則統一或自立一辭。	六、國內建築技術規則是稱為強度設計法。
七、p2-13、14 頁中，對於地震力依目前	七、國內正對地震力的規定進行修訂，

審查意見	答覆及辦理情形
<p>交通部頒佈之「港灣構造物設計基準--碼頭設計基準及解說」中所用之地震力公式 $V=ZICW/1.2F_u$，其值比日本以區域震度大甚多，甚至比國內橋樑地震力大(因橋樑設計基準有折減係數 α，但港灣結構則無，另對於剛性結構物其地震力折減一半，故不合理)，再 p3-45 頁中依計算 $Z=0.3025$，已趨近 0.33。遠比日本回歸期 75 年，$Z=0.35$，而區域震度取 0.15 大甚多。建議對此值是否須在檢討，以免強度設計法造成無法有效減少斷面之問題。</p>	<p>預計民國九十二年頒訂實施，此問題可作為未來規範地震力修訂之參考。</p>
<p>八、p 3-7 表 3-1-4 中總重量之單位 (KG) 錯誤請修正為 T。</p>	<p>八、已訂正。</p>
<p>九、p 3-36 計算 I 值基樁內進徑應為 48.8 非 48.6。</p>	<p>九、已訂正。</p>
<p>十、p3-43 圖 3-2-13 其係哪一種防舷材需說明，以免誤導及誤用，另依計算所得用 R1 型應以足夠。其值將為 $E=15.1$，$R=32$。</p>	<p>十、已訂正。</p>
<p>十一、P3-45 計算震動週期 T 時， $T = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{\sum K}{m}}} = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{60901}{1325}}}$ 其中 $K=60901$ 應有誤，依表 3-2-6 應為 63303。</p>	<p>十一、已訂正。</p>
<p>十二、P3-24 與 P3-47 二者對於 L_i 一定義為樁頭至固定端，一定義為頂端至假想地面，二者不同，此將影響計算結果，請澄清。</p>	<p>十二、遵照辦理。</p>
<p>十三、P3-29 公式 3.1.11.7 中樑跨度用 b 表示，但說明時用 B 表示，請修正。</p>	<p>十三、已訂正。</p>
<p>十四、P4-9(2)(a)在引用日本之規定時，在第二行（作用波浪依序排列，取前 10^4 次波浪……）其中取前 10^4 次波浪之緣由，請補充說明，以免誤</p>	<p>十四、遵照辦理，在期末報告中已做說明。</p>

審查意見	答覆及辦理情形
解。	
十五 P3-56 與 P4-44 頁分別以工作應力法及強度設計法計算所得樁頭彎矩均相同，是否有誤，請檢討。	十五、因垂直力不會造成樁頭彎矩，而載重組合中只有一組水平地震力，日本規範的載重係數又為 1.0，所以此時工作應力法和強度設計法所得之樁頭彎矩即會相同。
十六、P 4-10 「 σ_{se} 」：鋼筋的增加應力強度，根據式 4-1-7 計算。本報告找不到此一公式，請修正。	十六、此標示有誤，期末報告已更正。
十七、本報告引用國外、日本之規範及說明，希望能經過整理，以使確切瞭解其緣由，且可避免章節錯亂之情形。最好引用整體之章節，能以附錄之方式表現。	十七、遵照辦理。
十八 P4-12 第四行「形鋼」改為「型鋼」。	十八、遵照辦理。
十九、P4-14 表參 3.3.3 鋼筋的容許應力 SR295 中之依疲勞強度及依降伏強度所決定之容許應力請再檢討是否有誤。	十九、檢核無誤。
台中港務局吳組長啟東	
一、台灣地區一般港灣構造物設計以抵抗迴歸期 475 年地震力為基準，迴歸期 475 年地表加速度 g 的比值，即所謂工址水平加速度係數 Z ，目前法規，台中港屬強震區為 0.33，民國 88 年九二一地震前，台中港為 0.15，提高達二倍之多，無形中增加建造成本。建議研究比照日本分為二級，所有結構物之 75 年迴歸期設計，耐震強化設施才以迴歸期 475 年為設計基準。	一、此問題可作為未來規範修訂之參考。
二、P3-31 棧橋碼頭之設計計算例，台中港碼頭設計頂高 EL+3.0M，應為 EL+6.2M，地質 N 值為 8 顯然偏	二、已將碼頭之設計條件依吳組長的意見調整重新計算之。另直樁式棧橋式碼頭是以前其鋼管樁之側向勁度

審查意見	答覆及辦理情形
低，一般 N 值為 20 至 30，又碼頭鋼管樁只有直樁，沒有斜樁，如何承受地震水平力，建議將強度設計法計算結果（鋼管樁碼頭斷面）與工作應力法之設計結果做比較分析。	$(12EI/L^3)$ 對抗水平力(包含地震力)。
本所王研究員慶福 一、研究報告內容如第二章工作應力法與強度設計法概述，應針對此設計方法之優缺點作一完整之說明，最好應將目前整個設計法之演變作一完整之說明，第二章中放入耐震設計不知用意何在。 二、本研究屬細部設計範圍，因此初步設計所考量的因素與本研究無關，建議刪除此部份。 三、應加強歐、美、日等國強度設計法理念及方法差異之說明，以便提出建議方案。 四、所用名詞應配合港灣基準用詞。	一、遵照辦理。 二、考量設計法之完整性，簡化初步設計的外力計算保留於附錄。 三、遵照辦理。 四、遵照辦理。
本中心邱主任永芳 一、各國規範計算結果之比較說明應在期末報告時再詳述。	一、遵照辦理。
二、載重因子及強度折減因子如何訂定，應再詳述。	二、遵照辦理。
三、強度設計法的優點或替代工作應力設計法之原因應詳述。	三、遵照辦理。
四、諮詢會議內容、討論題綱應先訂定。	四、遵照辦理。
本中心朱科長金元 一、本研究之研究範圍第二項為結構物之荷重特性及安全係數檢討，因此宜比較台灣目前所採用的到底與國外相關之規範有何異同，然後提出適合台灣之荷重特性及安全係數或強度折減因子。	一、國內缺乏載重及桿件強度的相關統計資料，本計畫提出等效載重係數的方法，建議適合台灣的安全係數。

審查意見	答覆及辦理情形
二、p2-7 頁圖與文不符，應予修正。	二、已修正。
三、p3-8 頁關於船舶噸位之解釋似乎有誤，如總噸依文中解釋單位會變成無因次，又 p3-9 頁之總噸數是否即為總噸？	三、1.總噸是指內部總體積除以 100 立方英尺，其單位仍為噸；亦即 100 立方英尺為 1 噸。 2.p3-9 頁之總噸數即為總噸，請參照「港灣設計基準-碼頭設計基準及說明」P2-16 頁之表 2-2.1。
四、依 p3-8 頁重量噸之定義為船舶可裝載之貨物重量，是否簡報資料 p32 油輪 30000 噸（重量噸）具相同之定義？為何沒包含船舶重量？	四、1.相同 2.欲算船體之所質量，則須使用本節所示重量噸排水噸轉換公式(亦即「港灣設計基準-碼頭設計基準及說明」P2-9 頁之式 2-2.2)換算成排水噸數，而排水噸為滿載排水重，故已包含船體重量。
五 p3-12 頁船舶柔性係數如依文中所述應為無限大而非 1.0。	五、本段文章乃參考交通部之「港灣設計基準-碼頭設計基準及說明」P2-11 頁之說明，其值應為 1.0 無誤
六、p2-17 頁碼頭水深-7.5m 以上指的是什麼？	六、指水深超過 7.5m，期末報告中將加以說明。
七、參考之圖表都沒有註明來源？	七、確有疏漏，已更正。
主辦單位意見	
一、強度設計法是以結構可靠度理論限制結構物失敗或然率來訂定載重因子及強度折減因子，但由期中報告只看出規範的探討、工作應力法及日本規範強度設計法的設計例，不知道後續的研究如何去訂定載重因子及強度折減因子，若是參考美、日規範，請將兩者分析理論優劣敘明。	一、遵照辦理，在期末報告中已做說明。
二、本研究重點在強度設計法中的載重因子及強度折減因子的訂定，雖然 2.3.1 及 2.3.2 節中提到相關分析理論，但實際如何應用相信還有一段差距，能否在期末報告中的附錄提	二、遵照辦理，在期末報告中已做實例說明。

審查意見	答覆及辦理情形
供一個構件載重因子及強度折減因子訂定的研究實例供參考。	
三、後續實例比較分析部分，若僅止於材料用量多寡及強度大小比較來分析，似乎無法得到為何強度設計法較為合理的結論，是否應以結構可靠度理論來評估工作應力法與強度設計法兩種不同方法所設計出來的結構物，如此才能應證報告所言強度設計法是較為合理及經濟的設計方法。	三、遵照辦理，在期末報告中已做說明。
四、報告 2.4.3 節(p2-13 頁)所提之港灣構造物之耐震設計規範，其中非剛性結構物之地震力 V 公式已是舊規範的規定，交通部於 921 地震後對規範有作稍微的調整，主要是地震分區的調整及加入起始降伏地震力放大倍數 (γ)，相關資料會後提供給研究單位參考。	四、國內正對地震力的規定進行修訂，預計民國九十二年頒訂實施，此問題可作為未來規範地震力修訂之參考。
五、表 3-4-2 (p3-126) 沉箱之重量與重心中的橫隔牆、垂直托肩、水平橫托肩及隅角部托肩個數有誤，請修正，表 3-4-3 (p3-127) 堤體重量及一次力矩中的堤面上部場注混凝土重量 W_A 有誤，請一併修正。	五、個數部份已修正，但在計算時並不影響堤體重量及一次力矩，即堤體重量及一次力矩不需修正。
六、報告章節與合約中的工作計畫書有出入，請於期末報告時修正。	六、遵照辦理。
七、報告中有許多文字繕打錯誤，請於期末報告時加強報告文字的校正。	七、遵照辦理。
八、報告中的應力方向圖請加強方向標示。	八、遵照辦理。

附錄 D 期末報告審查意見及答覆

時間：91 年 11 月 20 日

地點：交通部運輸研究所

審查意見	答覆及辦理情形
中山大學李主任賢華	
一、在檢討 R.C.構造物以強度設計法來進行時，對於韌性設計於耐震設計時宜考慮進來。	一、建議採用國內橋梁結構有關耐震之韌性設計相關規定。
二、安全係數的定義及計算方式在考慮極限強度時能否更清楚說明。	二、強度設計法是以可靠度指標做為破壞機率的基準，依此決定在極限狀態安全度相關的係數，其計算方式如文中(2.6.16)式所示。
三、安全係數調整構造物係數時對於沉箱調整較高，其依據是否再細述之。	三、經本研究發現沉箱結構國內現行規範比日本規範的安全度高很多，考慮規範安全度的連貫性，因此構造物係數調整較高。遵照辦理，已列入說明。
高雄港務局鍾課長英鳳	
一、本報告已將美、日及我國現行規範做比較，研訂出一套強度設計法的相關係數，並建議強度設計法與工作應力設計法並行一段時日後再全面改為強度設計法，採漸進式辦理，應屬可行。	一、謝謝指教。
二、本強度設計法，只針對樑版，未來應將基樁納入後續之研究。	二、遵照辦理，列入後續研究。
三、對於裂縫之控制，其可能影響強度設計法之功效有多少？值得未來進一步探討。	三、未來可做相關研究。
四、對於使用年限後，材料劣化及強度降低，對於強度設計法如採用建議應提供材料折減問題之處理方式。	四、由於國內、美國、日本等現行規範缺乏相關的規定，建議未來可進行結構補強等相關研究。
五、第 A-9 頁 值與相對之 N_r 、 N_q 是	五、遵照辦理，已作更正。

審查意見	答覆及辦理情形
否正確請檢核。	
台中港務局吳組長啟東 一、強度設計法的推動宜就國內港灣工程使用材料特性，施工特性等配套進行調查與統計，做為訂定安全係數之參考。	一、謝謝指教。
二、沉箱式防波堤受地震力作用時所產生之滑動，目前規範似有再加強之必要，如背填部份動水壓力，沉箱底部摩擦力等，值得再探討強化。	二、遵照辦理，列入未來後續研究。
本所王研究員慶福 一、對於研究單位能在短短的十個月內將 R.C.構造物設計方法的演變作一完整的說明，並將國內外港灣 R.C.構造物設計基準作一說明與比較，並經由相關係數的比較研訂出適用我國的強度設計法相關係數，本人深感佩服，但基準的研訂是經年累月累積出來的經驗或經理論實驗驗證後很嚴謹的訂定出來的，所以對於本研究之相關係數非以國內相關統計資料經由可靠度分析研訂而來的係數，本人看法較為保守，建議未來國內港灣 R.C.構造物若欲採行強度設計法，在沒有本土化相關統計資料可茲分析的情況下，倒不如直接引用日本規範之係數較為妥當。	一、基準的研訂是經年累月由理論及實驗驗證後訂定出來的，本計畫是未來規範訂定的先期研究，其建議調整安全度相關的係數，是考慮新、舊規範安全度的連貫性及國內施工品質等因素，所提出一個提高安全度的建議案。
本中心朱科長金元 一、研究單位已在報告中將美、日及我國之 R.C.構造物設計流程作一介紹，能否請研究單位將美、日及我國之 R.C.構造物設計流程依據規範所述之各步驟做一簡單之比較表格讓大家更容易明白其差異。	一、遵照辦理，已列入說明。

審查意見	答覆及辦理情形
二、請將後續配合研究強度設計法之相關係數所需之調查統計項目、時程及所需配合儀器盡量說明供本所爾後研究之參考。	二、遵照辦理，已列入說明。
三、請統一報告中的符號表示，如第 2-6 頁 ϕ_{cr} 、 ϕ_y 、 ϕ_u 為曲率，而第 2-7 頁之曲率符號為 ϕ ，並盡量避免同一個符號在同一本報告表示不同的意義，另外，橋樑的「樑」報告出現「樑」與「梁」兩種版本，何者為正確寫法請統一。	三、遵照辦理，符號、名稱已作更正和統一。
四、第 2-15 頁公式 (2.6.7) 公式等號右式第二項有誤請修正。	四、已修正。
五、第 2-18 頁圖 2-6-3 圖示 rQ_n 非載重係數，圖 2-6-4 也一樣請修正。	五、已修正。
六、第 3-4 頁「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，但對構件的威脅較大者。」是否有誤？為何載重較小會對構件的威脅較大？請檢核或說明清楚。	六、水平載重作用，當垂直載重較小時，有些柱構件受拉力會較大，此時須以此受力條件對構件進行安全檢核。文中已列入說明。
七、第 3-5 頁 3.1.2 節材料強度的設計值，是用「材料係數除以材料強度特性值」後求得，請修正為「材料強度特性值除以材料係數」。	七、已修正。
八、第 3-6 頁圖 3-1-2 圖示中之「類度」為何？	八、筆誤，應為「機率」。
本所港研中心賴研究員聖耀 一、本文以等效安全程度法，將國內現行工作應力法之規範，等效於日本強度設計法之規範的等效載重係數求出，並配合國內港灣實際狀況，進行部份修訂使國內港灣以強度設計法設計可以快速應用，本計畫之研究成果值得肯定。	一、謝謝指教。

審查意見	答覆及辦理情形
二、本計畫今年度訂出沉箱式防波堤及棧橋式碼頭之等效載重係數，明年年度第一季應可以相同之等效安全程度法，繼續訂出沉箱式及版樁式碼頭之等效載重係數，使國內港灣強度設計法之設計更加完備。	二、列入後續研究。
三、強度設計法之載重係數及強度折減係數之決定，應以破壞機率或可靠度分析來決定較合理，而研究團隊亦是此領域之專家，但由於缺少相關之調查及統計資料而未能進行可靠度分析。建議於文中適當章節，詳細說明為進行可靠度分析，港灣構造物應調查之項目、方法、時機及頻率等，以供本中心及港務局進行港灣設施定期調查之參考。	三、文中已增列說明。
四、第 1-1 頁「目前港構造物」少了「灣」字，為筆誤，請修正。	四、已訂正。
主辦單位意見	
一、本研究之載重係數與基準耐震設計部份之載重組合係數是否有衝突，該如何處理。另外，因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 時，已考慮了變異性，所以建議耐震設計部份之地震力效應載重無需乘上載重係數。	一、載重係數與耐震設計的地震力係數 _y 有關，由於國內房屋、橋梁新修訂的耐震規範訂於民國九十二年實施已作，將來可在港灣構造耐震規範修訂時，一併考慮較為適宜。
二、第 5-9 頁圖 5-2-1 美國與日本設計強度比，建議將曲線公式列出來，以利讀者驗證，另外第 5-11 頁第二段請將國內規範之等效日本規範載重係數推導公式列出。	二、美國與日本設計強度比為在相同斷面尺寸和材料性質下，其設計彎矩之比值，其中美國規範之設計彎矩可由(5.1.7)式求得，日本規範之設計彎矩則可由(5.1.16)式求出。另國內規範之等效日本規範載重係數，是由圖 5.2.3 及圖 5.2.4 國內與日本規範強度設計比，再乘上國內之載

審查意見	答覆及辦理情形
	重係數，即為國內規範之等效日本規範載重係數。遵照辦理，增列說明。
三、第 5-5 頁中之第 (5.1.18) 式 m 與 f_y 應修正為 m_d 與 f_{y_d} 。	三、遵照辦理，已訂正。
四、本案專家諮詢會議共計召開二次，請將兩次會議建議事項及辦理情形分別附於報告附錄。	四、遵照辦理。
五、報告中的計「劃」請改為計「畫」。	五、遵照辦理。
六、報告中的標號及編排有部份與本所出版品格式有出入，會後提供相關資料供研究單位修改。	六、遵照辦理。
主席裁示	
一、報告書中之錯別字及編排方式請依審查意見修正。	一、遵照辦理。
二、強度設計法相關係數研訂之配套措施、調查方法、條件等請說明清楚，相關規範修訂也請表達清楚。	二、遵照辦理。
三、限於時間、人力、物力，本研究之相關係數的研訂依據較為薄弱，部份尚需深入研究，本報告書結論與建議內容宜保守些。	三、遵照辦理，已列入說明。
四、請海大研究團隊將各審查委員的意見納入期末定稿報告內參考修正，並將審查意見處理情形列表附於報告內。	四、遵照辦理。
五、本研究案期末報告審查經與會審查委員審查後原則通過。	五、遵照辦理。
六、請海大研究團隊於十二月二十日前提送定稿報告至本所，以利承辦單位辦理後續結案付款相關事宜。	六、遵照辦理。

附錄 E 第一次專家諮詢會議建議事項

時間：91 年 09 月 12 日

地點：港研中心

建議事項	辦理情形
交通大學劉教授俊秀	
一、強度設計法是希望能確定結構每根桿件的安全度一樣。	一、期末報告已作說明。
二、必須考慮國內工程環境、施工品質。	二、期末報告已作考量。
中山大學李教授賢華	
一、將來規範修訂強度設計法，可先暫時保留強度設計法。	一、期末報告已作考量。
二、提出載重係數的具體建議值，並說明理由。	二、期末報告已作說明。
台灣大學呂教授良正	
一、國內房屋、橋樑 R.C.結構都已經採用強度設計法。	一、期末報告已作說明。
二、不同階段（施工時及使用階段）和各種極限狀態都要考慮。	二、期末報告已作考量。
高雄港務局鍾課長英鳳	
一、日本規範三種極限狀態，列出其設計流程。	一、期末報告已作說明。
二、棧橋式碼頭及沈箱式防波堤載重係數應分開列出。	二、期末報告已作說明。
基隆港務局林組長坤田	
一、建議推動強度設計法規範。	一、期末報告已作考量。
二、載重係數可參考日本規範或國內建築技術規則修訂。	二、期末報告已作考量。
漁技社詹協理政祥(陳世彰代理)	
一、應考量台灣施工習性和國外的差異。	一、期末報告已作考量。
二、規範應考量台灣海水鹽害的腐蝕問題。	二、期末報告已作考量。
宇泰顧問公司陳董事長吉紀	
一、日本沈箱和國內施工方法不同，國內	一、期末報告已作考量。

建議事項	辦理情形
<p>施工品質與日本也不一樣，規範必須另外考量。</p> <p>二、將來規範修訂，必須考慮台灣地震力的特性。</p>	<p>二、耐震設計的規定將在後續計劃探討。</p>
<p>中華顧問工程司杜經理振宗</p> <p>一、強度設計法安全程度的相關係數訂定，必須考慮台灣施工特性。</p>	<p>一、期末報告已作考量。</p>
<p>二、建議比較國內現行規範與日本規範安全度係數的差異性。</p>	<p>二、期末報告已作說明。</p>
<p>港研所邱主任永芳</p> <p>一、第二次專家諮詢會議提出安全係數建議案及理由。</p>	<p>一、遵照辦理。</p>

附錄 F 第二次專家諮詢會議建議事項

時間：91 年 10 月 11 日

地點：國立台灣海洋大學

建議事項	辦理情形
交通大學劉教授俊秀 一、考量國內施工品質建議調整日本規範的構造物係數。	一、期末報告已作考量。
台灣大學呂教授良正 一、安全指標 β 的幾何意義，可用圖示說明較清楚。	一、期末報告已加入圖示說明。
二、日文規範的耐力宜統一為強度。	二、期末報告已更正統一。
三、建議強度設計法及現行工作應力法，進行實際設計例，以利了解設計流程。	三、期末報告已加入設計流程。
海洋大學簡教授連貴 一、說明一級、二級、三級可靠度設計的差異。	一、期末報告已作說明。
二、沈箱式防波堤應否考慮地震力？	二、一般不考慮地震力，各國規範也無相關規定，對於深海沈箱式防波堤的地震力計算，需另行考量。
三、載重係數有無區域性，可否分開處理？	三、載重係數與機率函數有關，國內現無相關統計資料，所以無法區分。
四、標稱載重大小有無區域性(本土化)？	四、區域性相關的載重以地震力為主，標稱載重建議採用國內現行規範的規定。
五、列表比較各國規範載重係數的差異。	五、期末報告已作說明。
基隆港務局林組長坤田 一、建議訂定強度設計法規範及提昇國內的施工品質。	一、期末報告已作考量。
宇泰顧問公司陳董事長吉紀 一、日本沈箱和國內施工方法不同，隔牆採用單筋設計及滑動模板施工時，必須另外考量。	一、期末報告已作考量。

建議事項	辦理情形
大棟營造許總經理硯蓀	
一、施工方式及品管制度的要求對結構安全有很大的影響。	一、期末報告已作考量。
二、必須考量沈箱結構在施工、拖放、暫存、安放各個階段的安全度。	二、期末報告已作考量。
港研所邱主任永芳	
一、建議在期末報告提出預計採用的安全度係數，並和日本規範、國內現行規範做一實例設計。	一、遵照辦理，期末報告已加入設計實例。
二、提出設計流程。	二、期末報告已加入設計流程。
三、圖示說明應更清楚。	三、期末報告已加入圖示說明。

交通部運輸研究所港灣技術研究中心

強度設計法應用於港灣R.C.構造物之研究 期末簡報

計畫主持人：郭世榮
協同主持人：呂秋水

國立台灣海洋大學河海工程系

中華民國 九十一年 十一月 二十 日

簡報內容

壹、前言 — 研究背景、流程

貳、強度設計法概述

參、載重係數與強度折減係數探討

肆、各國規範概說及安全程度比較

伍、設計規範修訂研究探討

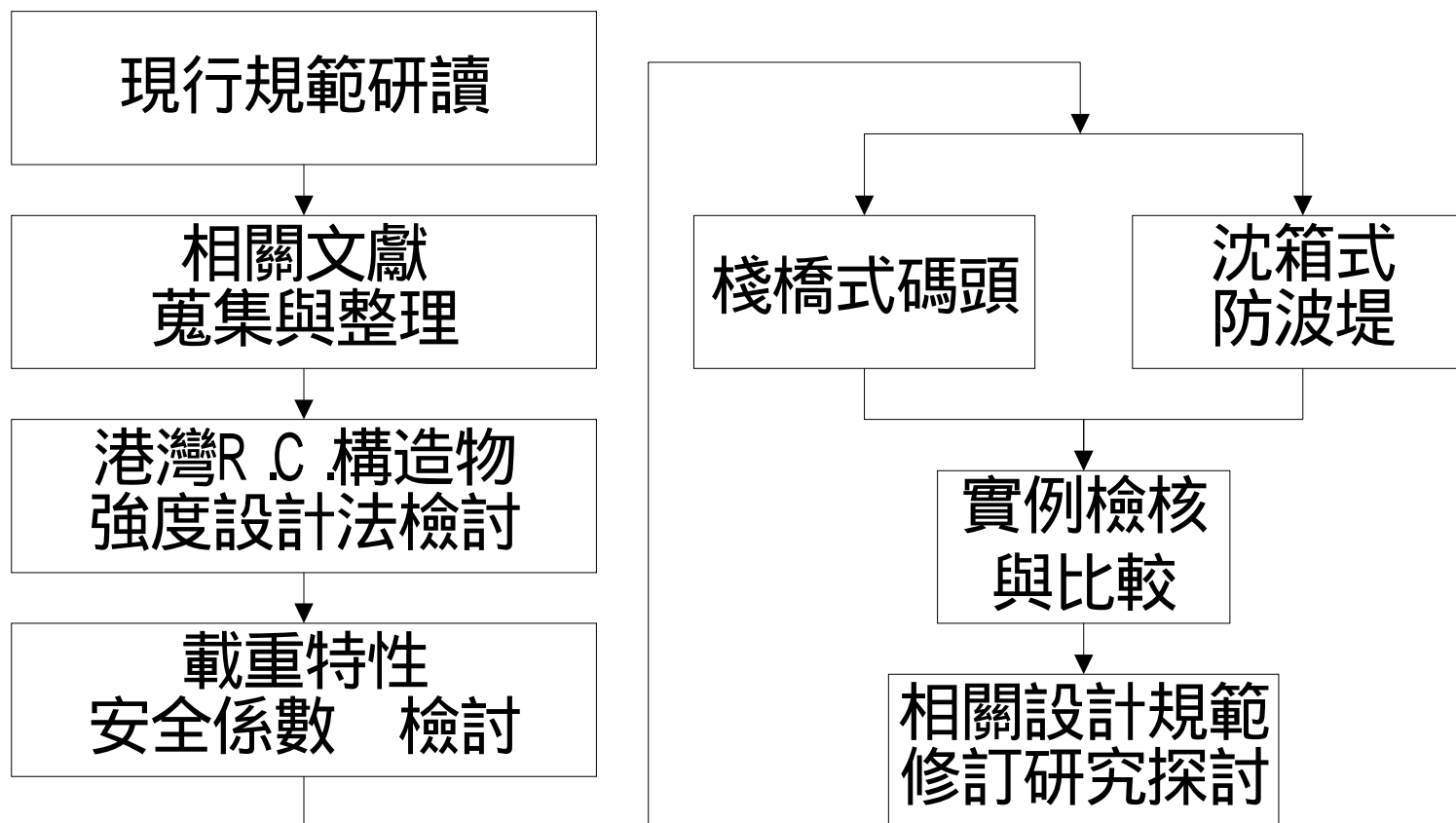
陸、實例分析 — 棧橋式碼頭

沈箱式防波堤

◆ 研究背景

- 民國86年，交通部 港灣構造物設計基準
 - 工作應力法，（日本）民國78年
- 民國88年，日本運輸省 港灣 施設 技術上 基準 同解說
 - 強度設計法
- 提昇國內的技術
 - 設計方法 合理性 一致性
- 強度設計法的先期研究
 - 未來規範修訂的建議

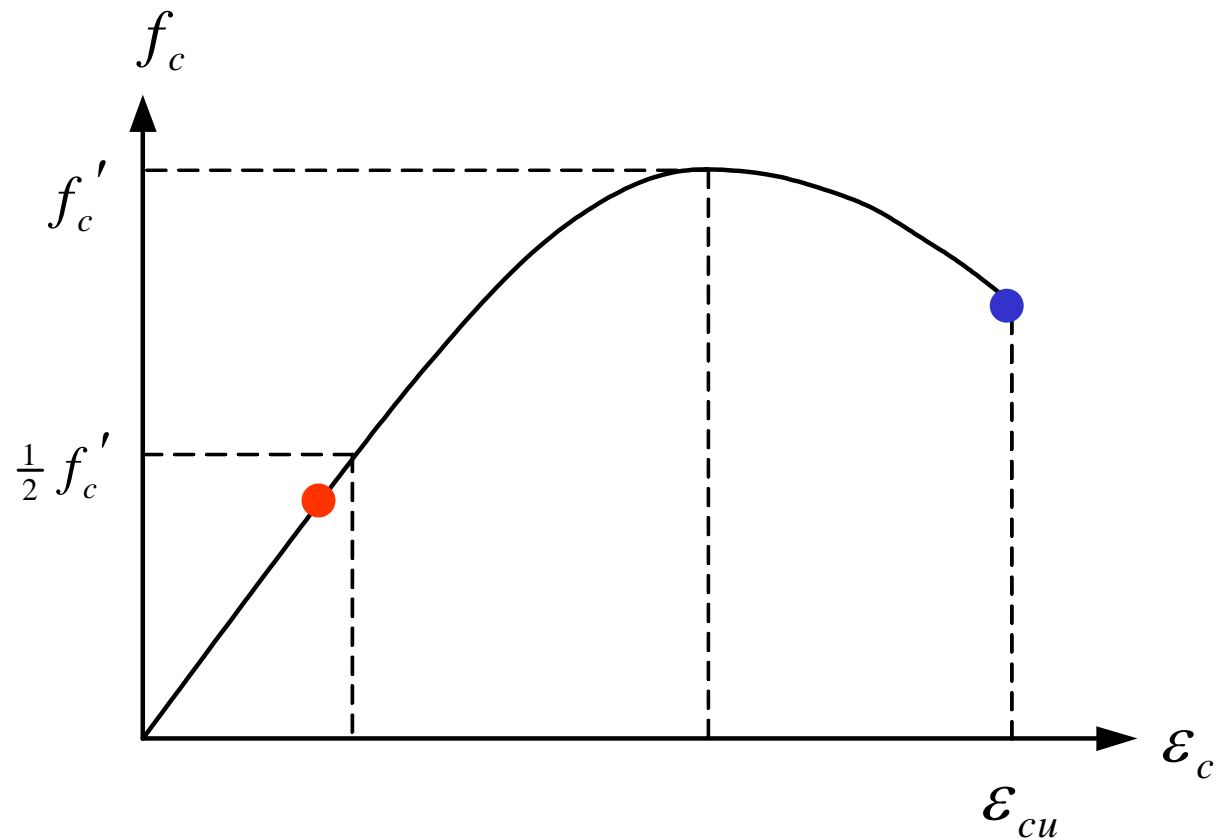
◆ 研究流程



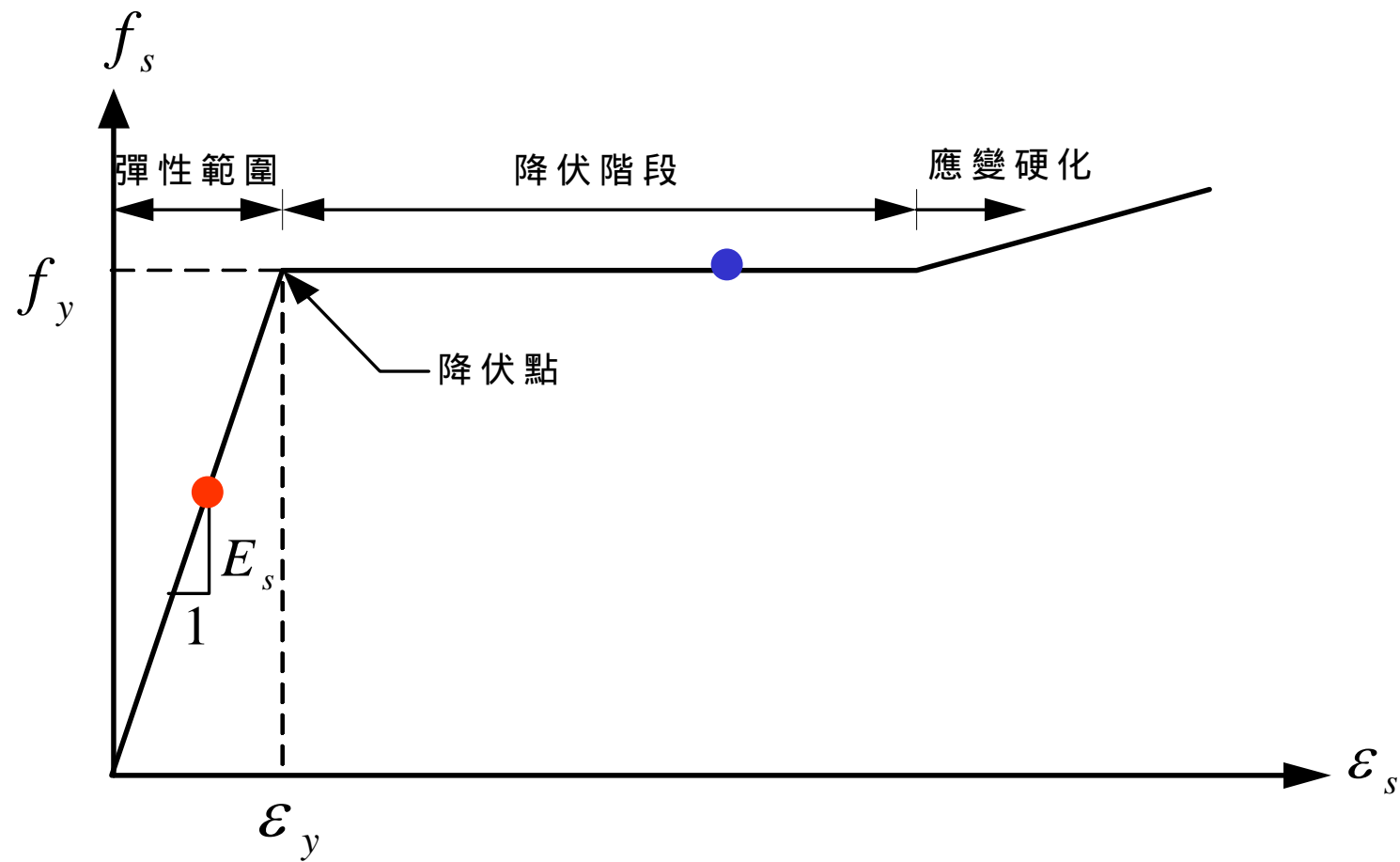
貳、強度設計法概述

- ◆ R.C. 梁 - 力學行為
- ◆ 工作應力法
- ◆ 強度設計法

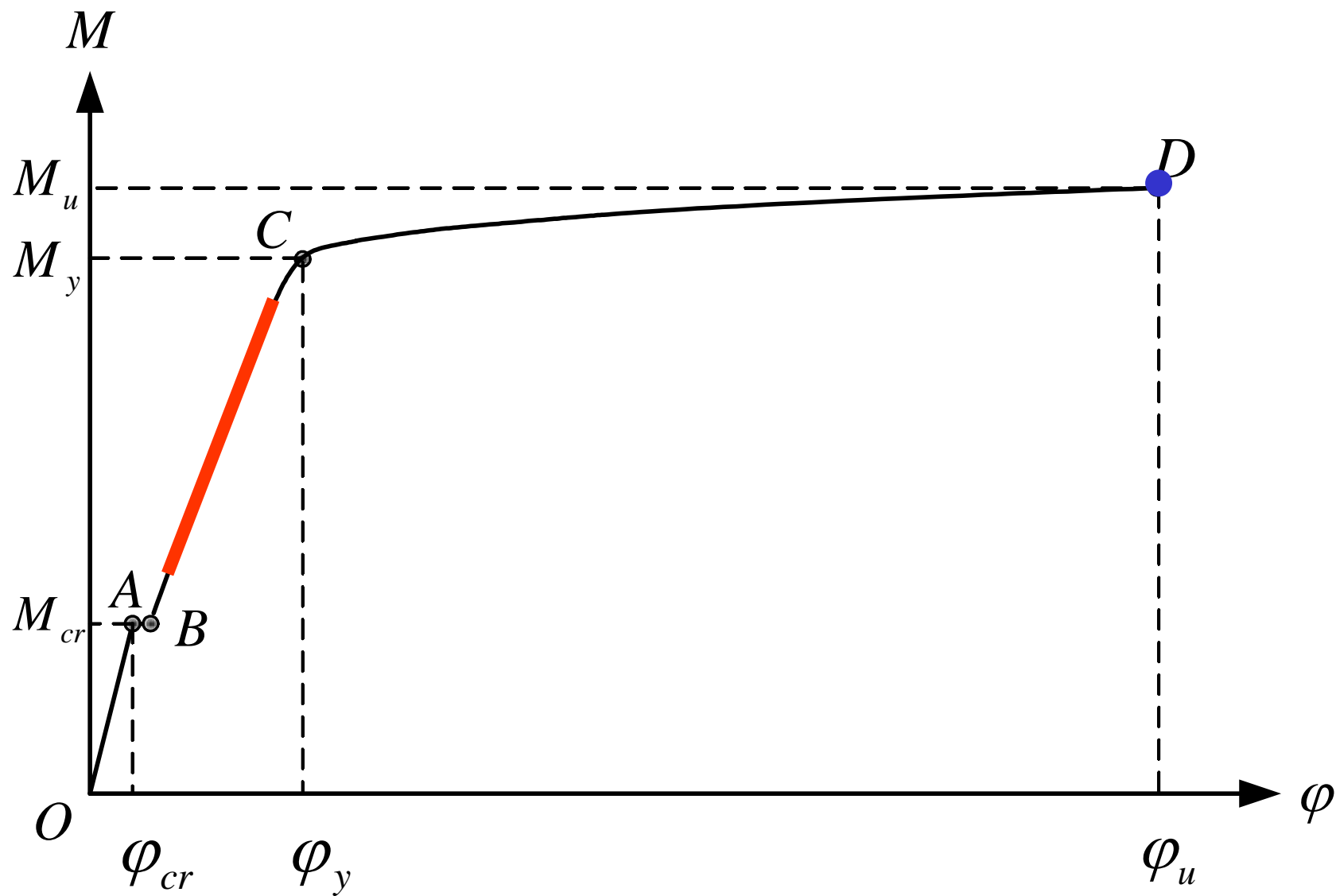
◆ R.C. 梁 - 力學行為



混凝土受壓時之應力-應變曲線

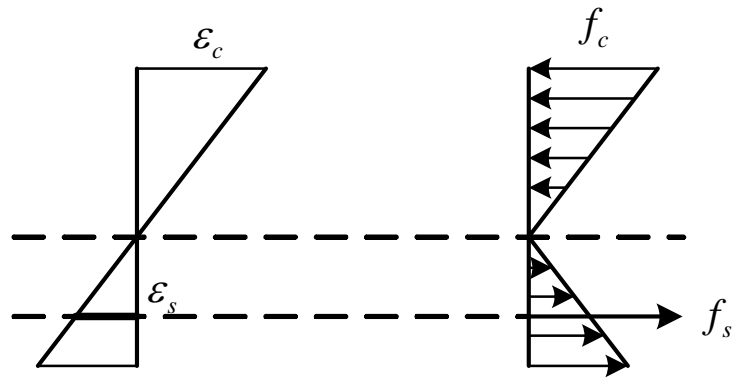


鋼筋受拉之應力-應變曲線



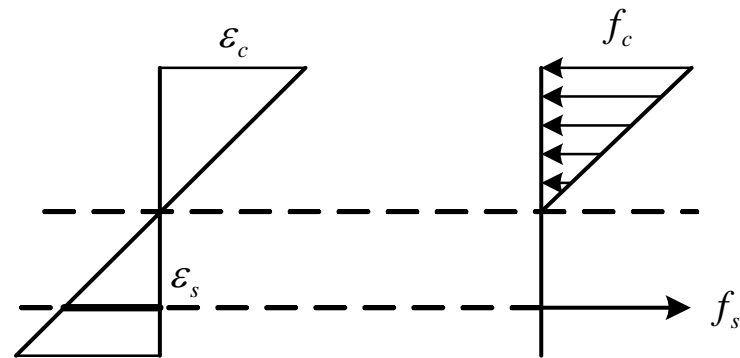
鋼筋混凝土梁之彎矩-曲率圖

- 未開裂斷面



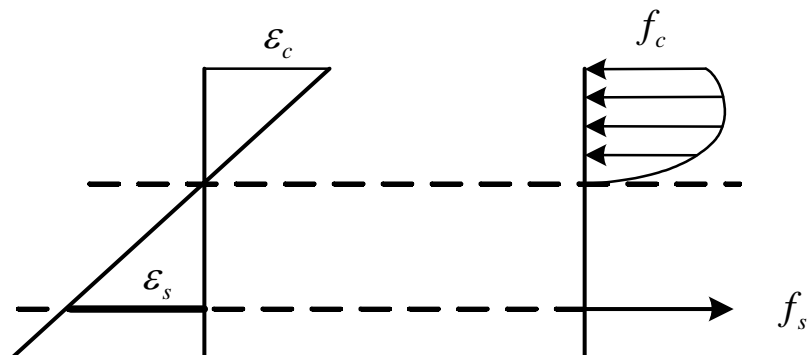
OA

- 開裂梁斷面



BC

- 極限荷重時



D

◆ 工作應力法

$$\frac{R_n}{F.S.} \geq \sum_i Q_i$$

R_n : 構材的標稱強度

Q_i : 標稱載重

$F.S.$: 安全係數

- 極限承載 - 載重超載 Q_i 及 構件強度 R_n 不確定
 - 安全係數 $F.S.$ 無法預測

◆ 強度設計法

$$\phi R_n \geq \sum_i \gamma_i Q_i$$

ϕ : 強度折減係數

γ_i : 載重係數

R_n : D 點極限彎矩

■ 載重係數 γ_i

載重類別、作用頻率、機率分佈、變異係數

■ 強度折減係數 ϕ

- 構造物重要性
- 桿件破壞對結構的影響
- 桿件強度理論分析或模式的不確定性
- 材料強度的不確定性
- 工程技術、施工品質
- 製造過程中桿件尺寸的誤差

■ 強度設計法的特點

1. 對於不同的設計，保持預先設定的安全性或可靠度。

- 張力構件、壓力構件等、載重組合

2. 由設定的可靠度 預期破壞型式。

- 強柱弱梁、預警作用

- 柱先產生塑性鉸 P - 效應 二次彎矩

3. 極限狀態、結構行為瞭解、設計合理性、安全程度一致

參、載重係數與強度折減係數探討

- ◆ 構件的抵抗強度
- ◆ 載重效應
- ◆ 載重組合
- ◆ 載重係數及強度折減係數的推導

◆ 構件抵抗強度

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

P_r : 理論分析或模式的不確定性

M_a : 材料強度的不確定性

F_a : 製造過程中桿件尺寸的不確定性

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

$$V_R \approx \sqrt{V_P^2 + V_M^2 + V_F^2}$$

◆ 載重效應

$$Q_i = C_i B_i q_i$$

C_i : 結構分析的誤差

B_i : 載重分佈模式的誤差

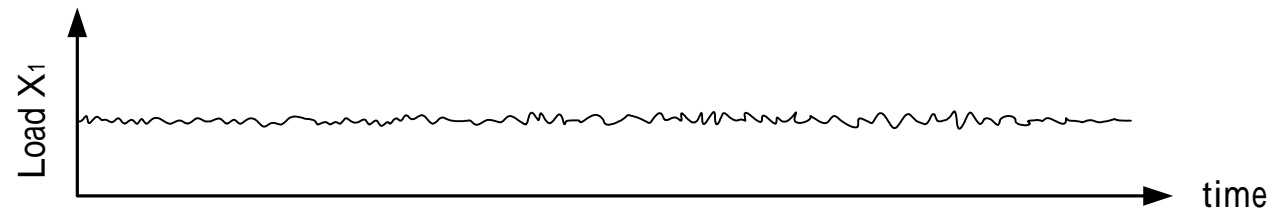
q_i : 結構使用期限的最大載重

$$\overline{Q_i} \approx \overline{C_i} \cdot \overline{B_i} \cdot \overline{q_i}$$

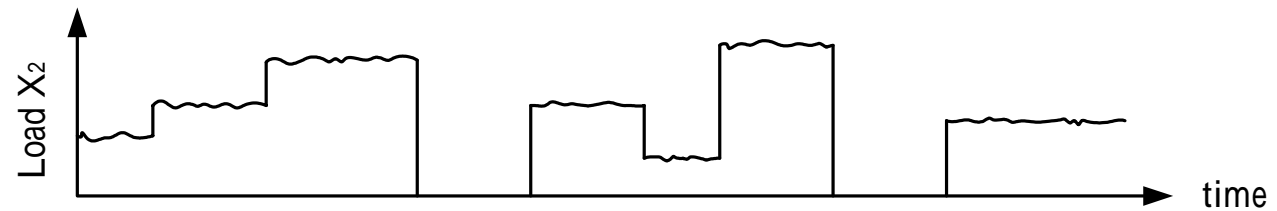
$$V_{Qi} \approx \sqrt{V_{Ci}^2 + V_{Bi}^2 + V_{qi}^2}$$

◆ 載重組合

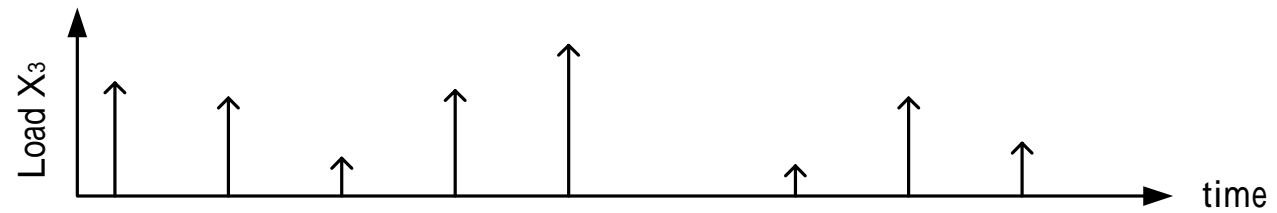
永久載重



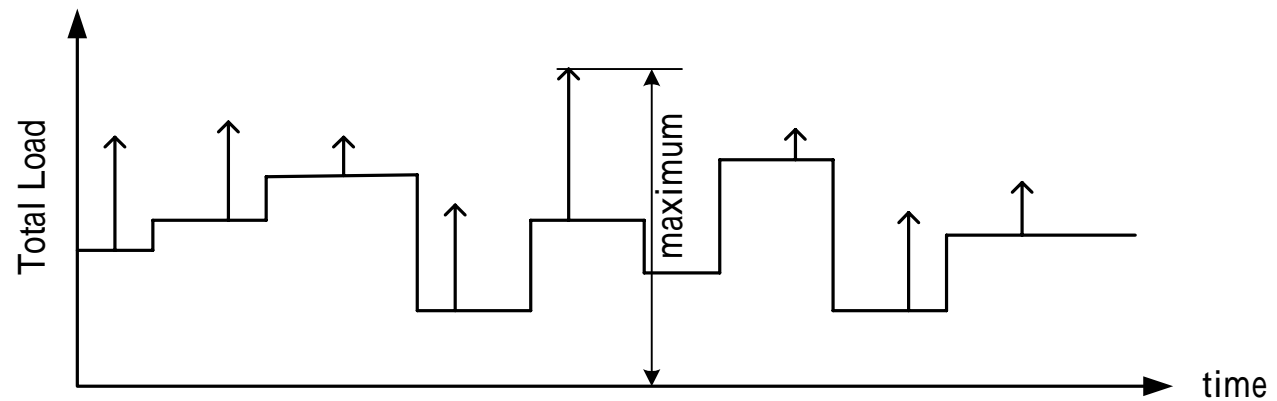
變動載重



偶發載重



總載重



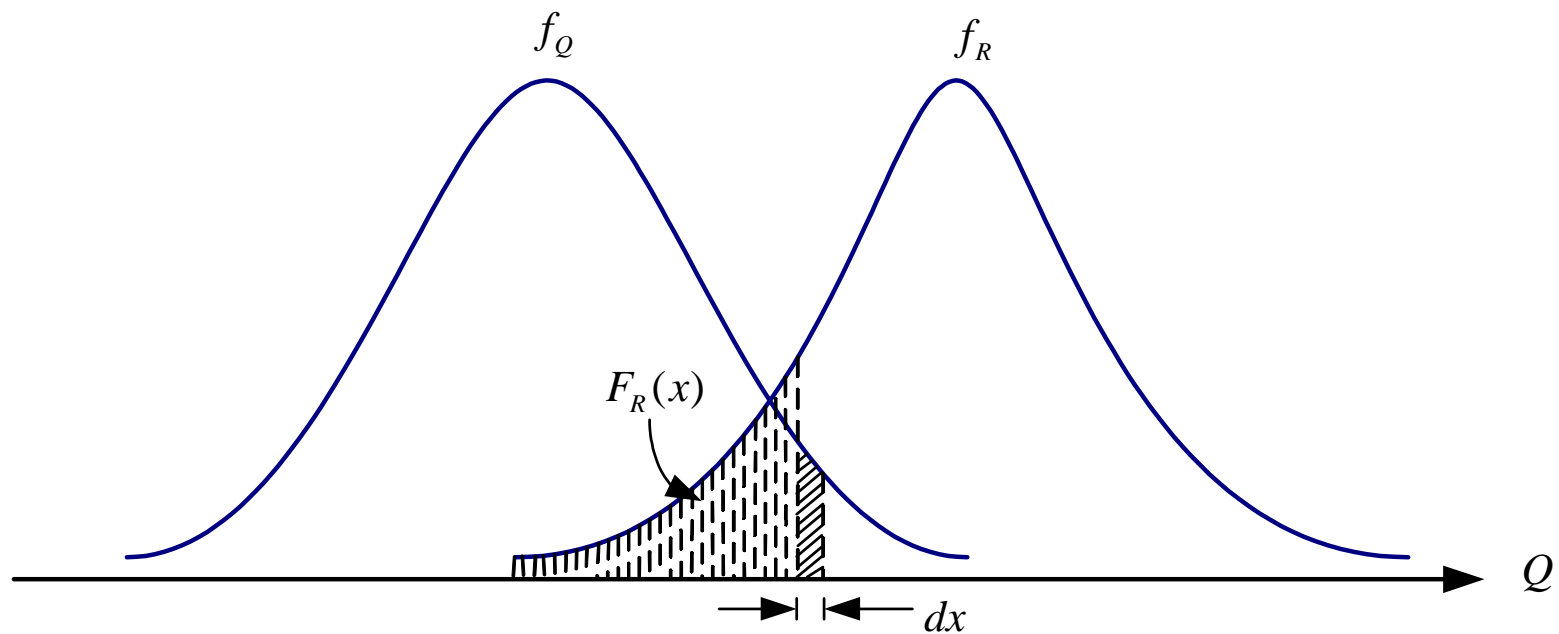
- Turkstra (1972)

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

X_{apt} 任一時間值的載重

◆ 載重係數及強度折減係數的推導

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



■ 常態分佈

$$P_f = \Phi(-\beta)$$

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

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

$$\phi R_n \geq \gamma Q_n$$

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

β 大 ϕ 小

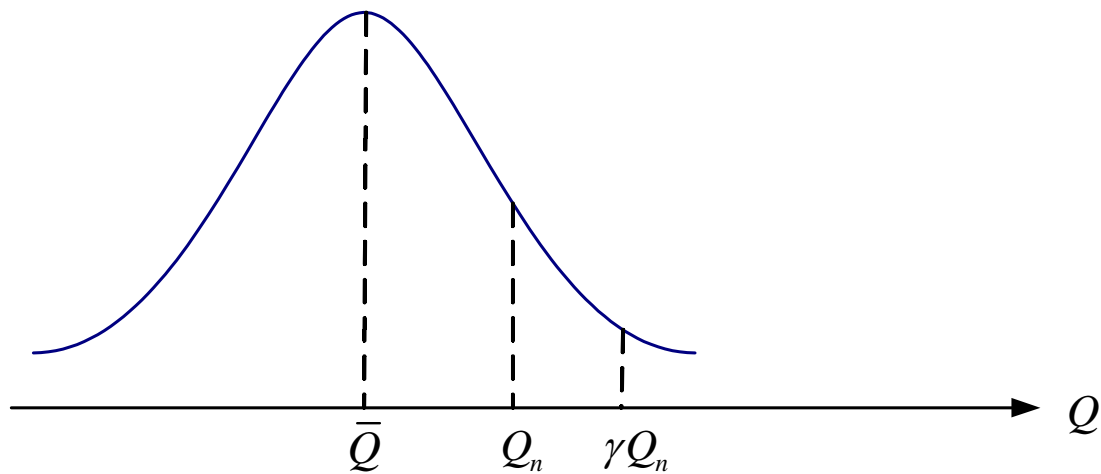
$$\gamma = (1 + \alpha_Q \beta V_Q) \frac{\bar{Q}}{Q_n}$$

β 大 γ 大

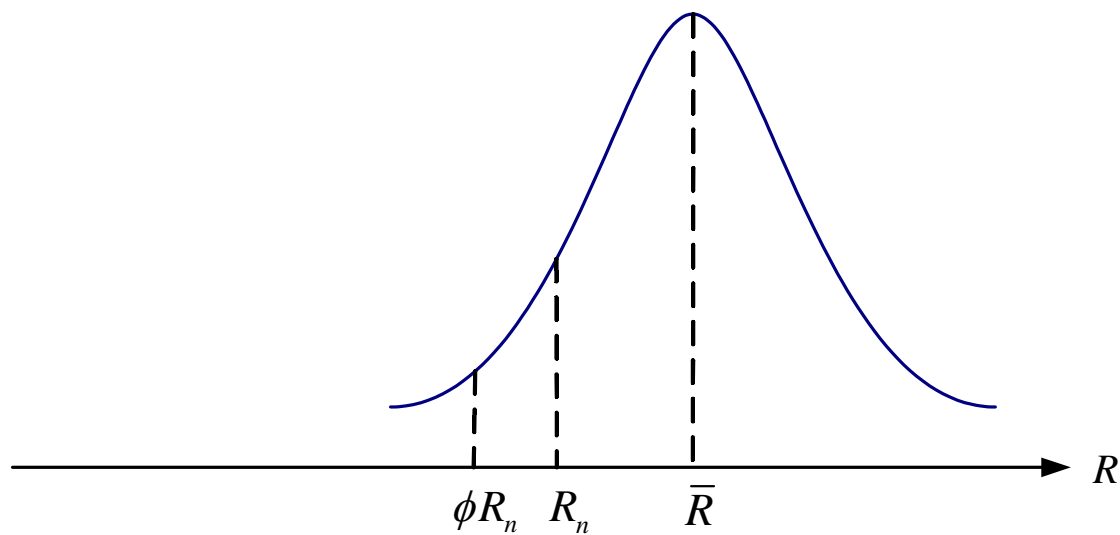
■ 非常態分佈

等效常態分佈

一階二次近似法(FOSM) 迭代求解

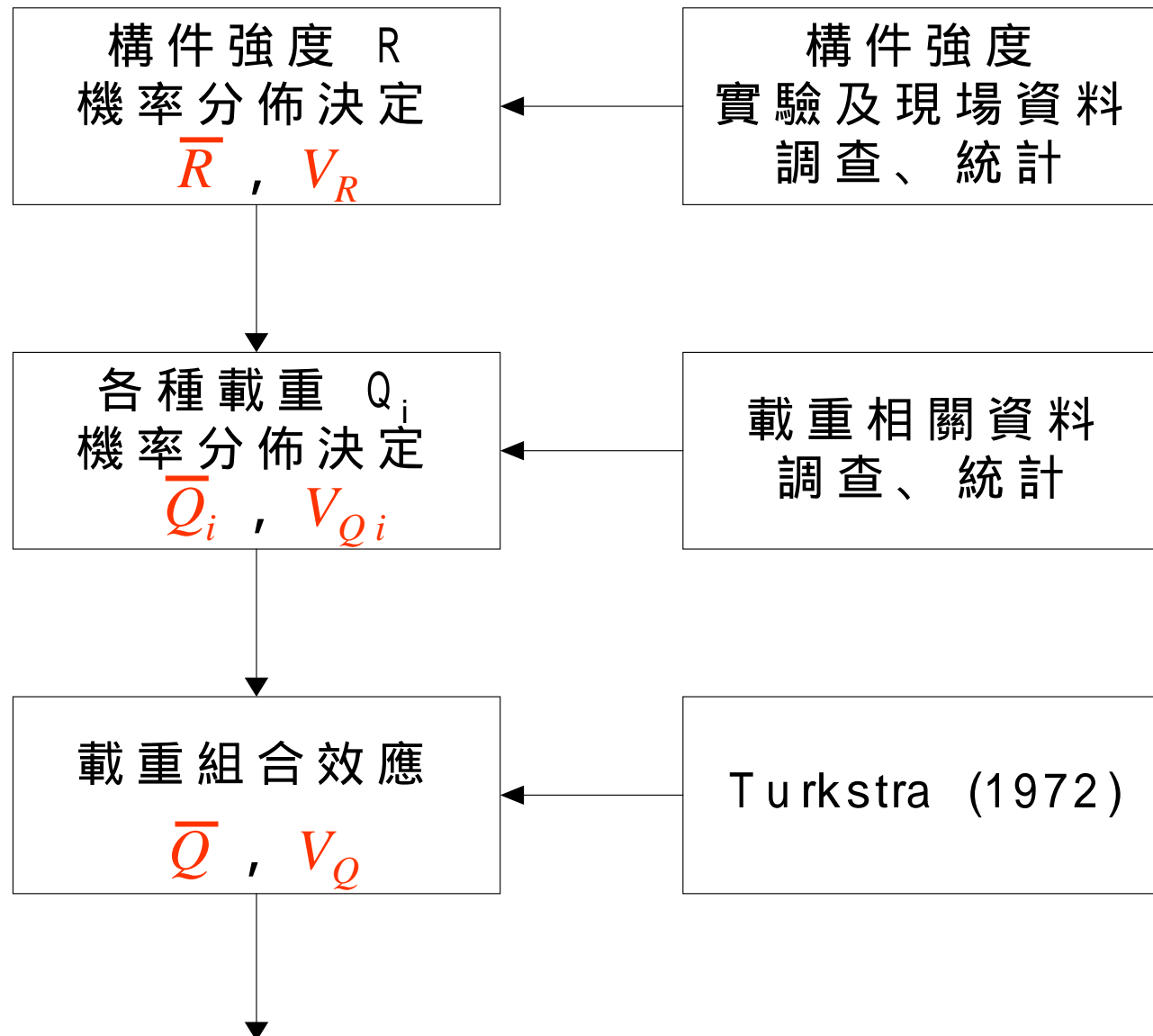


標稱載重、載重平均值、設計載重關係



標稱強度、強度平均值、設計強度關係

- 載重係數及強度折減係數的計算流程圖



```
graph TD; A[ ] --> B[安全指標 決定]; B --> C[載重係數  
強度折減係數]; D[可靠度理論] --> C;
```

安全指標 決定

可靠度理論

載重係數
強度折減係數

肆、各國規範概說及安全度比較

- ◆ 日本規範
- ◆ 大陸規範
- ◆ 美國規範
- ◆ 各國規範安全度的比較

◆ 日本規範

- 1999年修訂港灣 施設 技術上 基準 同解説

$$\frac{R}{\gamma_b \gamma_e \gamma_a} \geq \sum \gamma_i Q_i$$

γ_b : 構件係數

γ_e : 構造物係數

γ_a : 構造解析係數

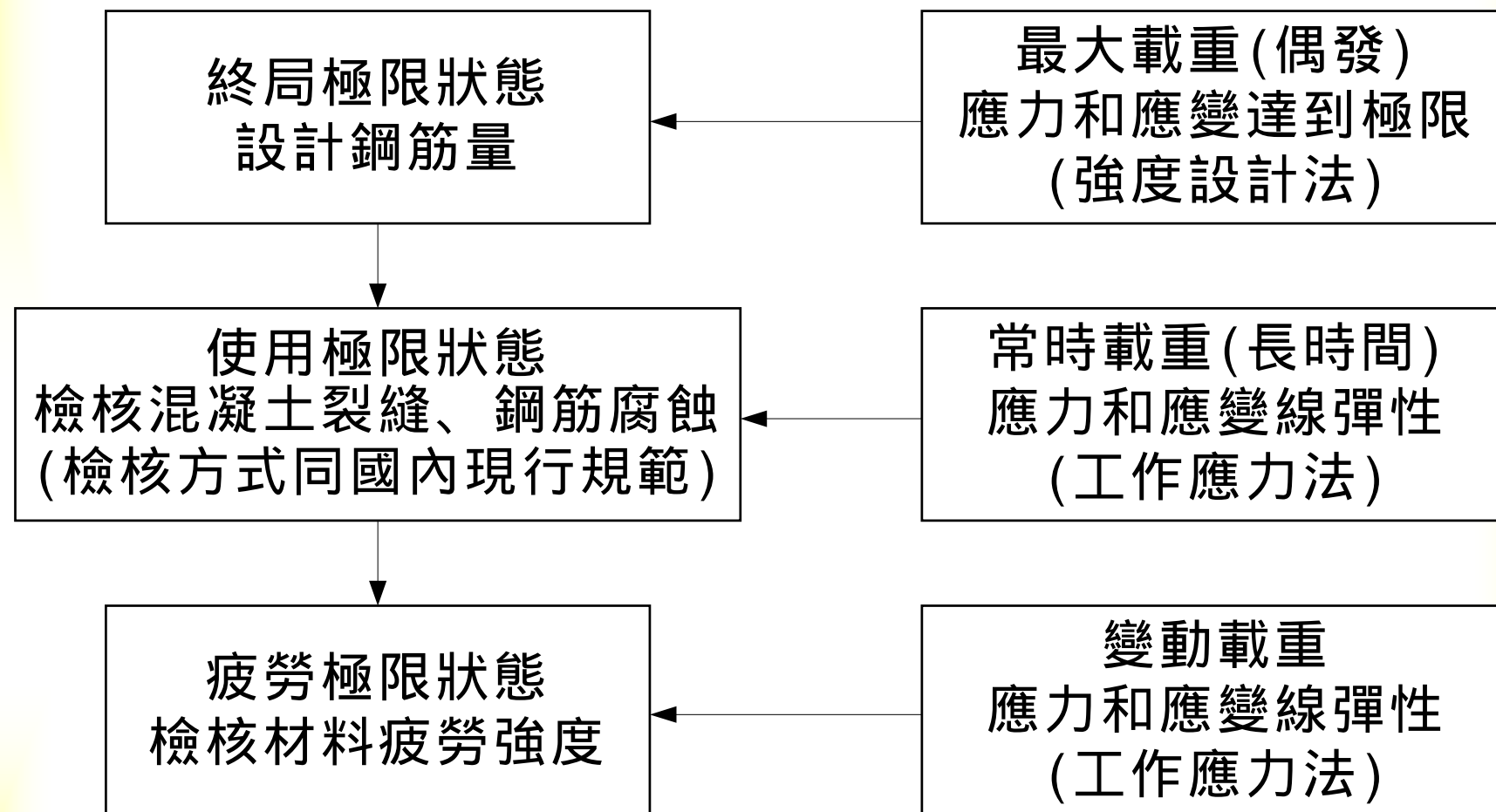
γ_i : 載重係數

- 材料係數

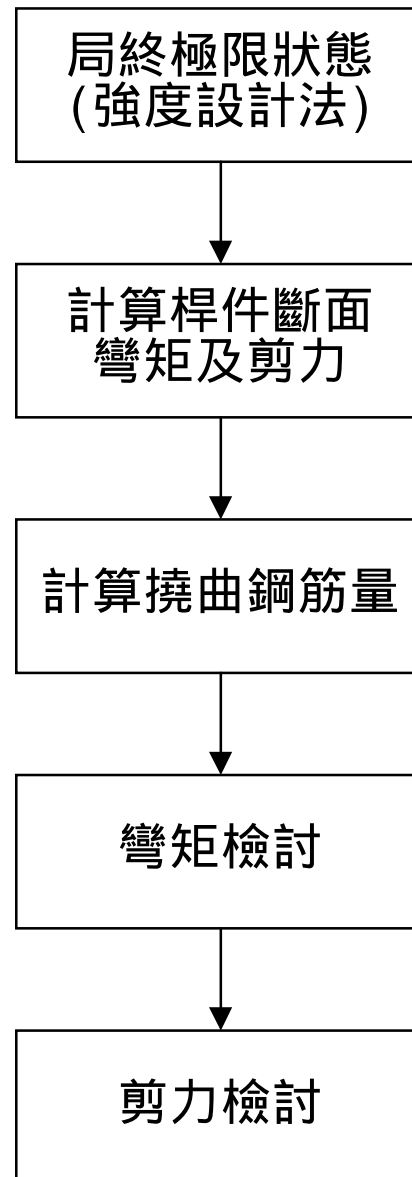
$$f'_{cd} = f'_c / \gamma_{mc}$$

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

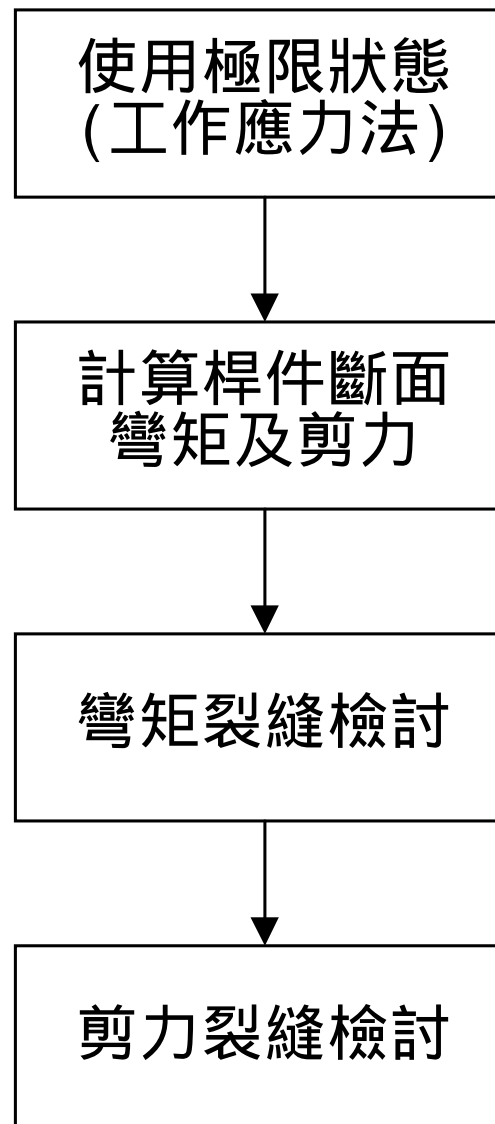
■ 極限狀態檢核



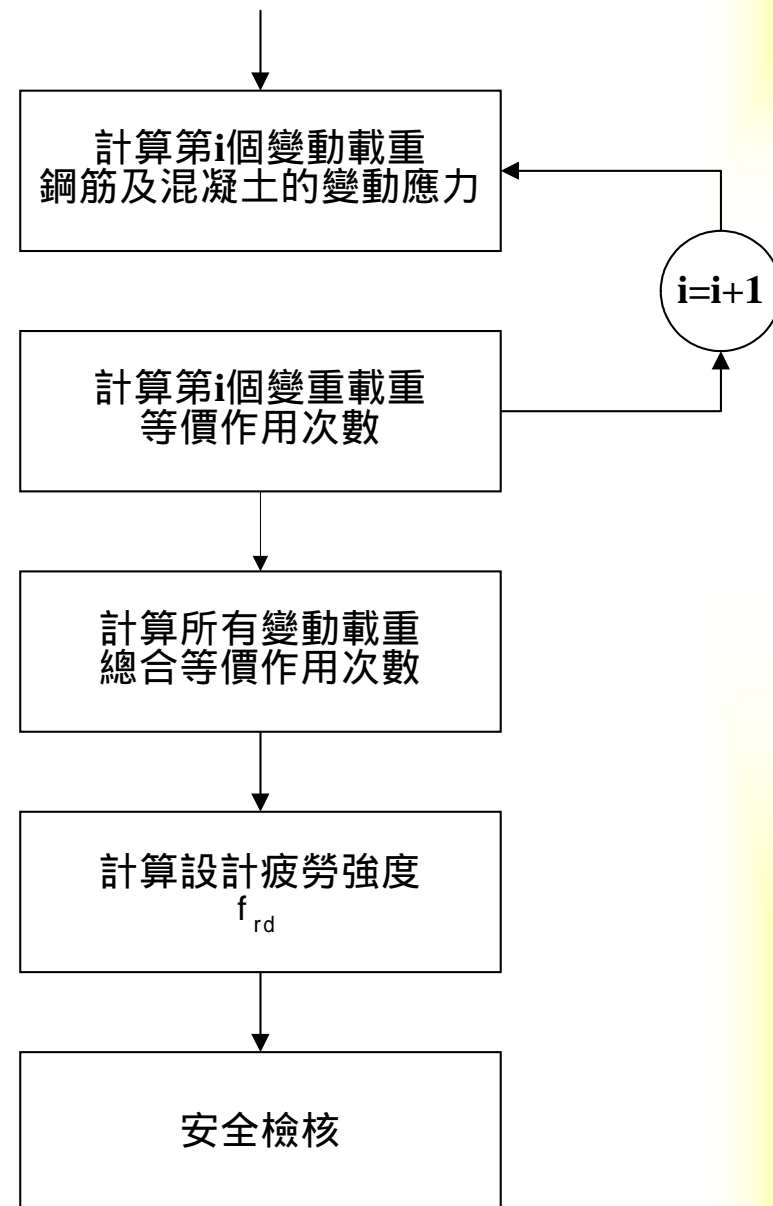
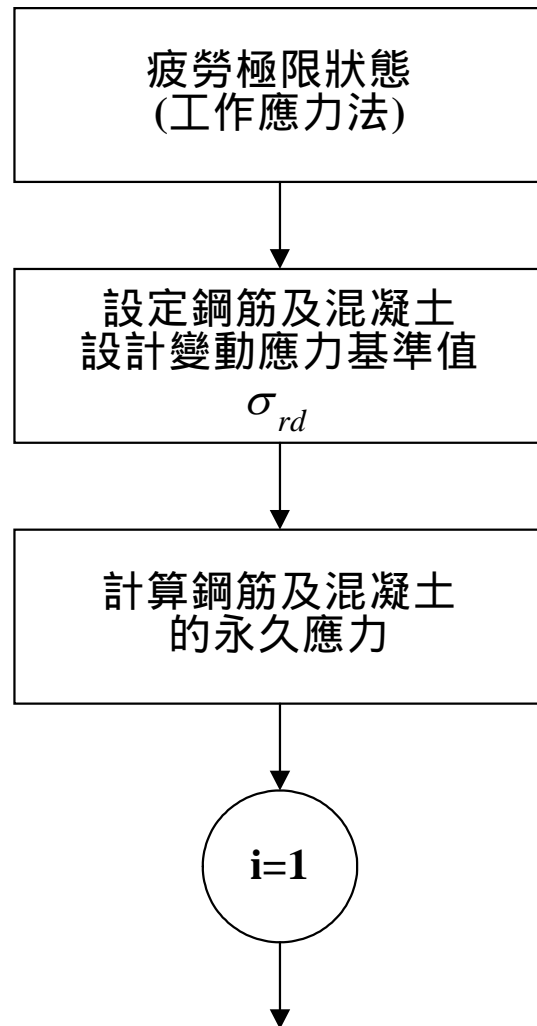
- 終局極限狀態



- 使用極限狀態



• 疲勞極限狀態



- 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 (γ_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 (γ_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	-	-
	上述之外的載重	1.0~1.2 (0.8~1.0)	1.0	1.0
	偶發載重	1	-	-
構造解析係數 (γ_a)		1	1.0	1.0
構件係數 (γ_b)		1.0~1.3	1.0	1.0
構造物係數 (γ_e)		1.0~1.2	1.0	1.0

■ 沈箱式防波堤

● 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	$e = 1.0$

● 載重係數 i 及載重組合表

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	備注
常時	0.9	1.1		1.1							(底版)
			1.1		1.1						(側牆)
波力作用時	1.1	1.1		1.1		1.3	1.2				(底版)
			0.9						1.3		(側牆)
			1.1		1.1			1.2			
施工時	0.9	1.1									(底版)浮游時
		1.1									(側牆)浮游時
										1.1	(隔牆)安放時

■ 棧橋式碼頭

● 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	$e = 1.2$

● 載重係數 i 及載重組合表

載重組合 外力載重	常時		偶發載重作用時				
	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	1.1	0.9
裝載載重	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

◆ 大陸規範

■ 港口工程荷載規範

(1) 一般使用狀況

承載極限狀態

$$Q_d = \gamma_0 \left[\gamma_G Q_G + \gamma_{Q1} Q_1 + \psi \left(\sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} Q_i \right) \right] \quad (\psi = 0.7)$$

使用極限狀態

$$Q_s = Q_G + \psi_1 \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{短期} \quad (\psi_1 = 0.8)$$

$$Q_l = Q_G + \psi_2 \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{長期} \quad (\psi_2 = 0.6)$$

(2) 施工時及使用初期

承載極限狀態

$$Q_d = \gamma_G Q_G + \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} Q_i$$

使用極限狀態

$$Q = Q_G + \sum_{i=1}^n Q_i$$

- 結構重要性係數 γ_0

安全等級	一級	一級	一級
	1.1	1.0	0.9
註：一般港口的主要建築物宜採用二級			

- 載重係數 γ_Q

載重名稱	載重係數	載重名稱	載重係數
永久載重	1.2	船舶衝擊力	1.5
人群載重	1.4	船舶拉力	1.4
起重機載重	1.5	風載重	1.4
鐵路載重	1.4	冰載重	1.5
汽車載重	1.4	波浪力	1.5

◆ 美國規範 - 美國海軍

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i$$

■ 強度折減係數

構件受力情形	ϕ
撓曲，軸拉力，或撓曲與軸拉力共同作用	0.90
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

■ 美國海軍規範載重係數 γ_i

載重組合 載重類別	U1	U2	U3	U4	U5	U6	U7	U8	U9
D ^a	1.3	1.3	1.3	1.3	1.25	1.25	1.3	1.3	1.2
L _C +I or L _U	1.7 ^c	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
W _s			0.3		1.25	0.3			
R+S+T				1.3	1.25	1.25			
Ice								1.3	1.2

B_e = 靠船力

E = 土壓力

Eq = 地震力

◆ 規範安全度的比較

■ 日本規範 $\frac{R_1}{\gamma_b \gamma_e} \geq \sum (\gamma_1)_i Q_i$

■ 美國規範 $\phi R_2 \geq \sum (\gamma_2)_i Q_i$

- 設計強度比值 - 相同斷面尺寸、鋼筋量、材料強度

$$\varepsilon = \frac{\phi R_2}{R_1 / \gamma_b \gamma_e}$$

$$\phi R_2 = \varepsilon \left(\frac{R_1}{\gamma_b \gamma_e} \right) \geq \sum \varepsilon (\gamma_1)_i Q_i$$

$$(\bar{\gamma}_2)_i = \varepsilon (\gamma_1)_i \quad \text{等效載重係數}$$

$(\bar{\gamma}_2)_i$ 和 $(\gamma_2)_i$ 載重係數比較

■ 日本規範

$$R_1 / \gamma_b \gamma_e \geq \sum (\gamma_1)_i Q_i$$

$$M_u = \frac{M_n}{\gamma_b \gamma_e} = \frac{1}{\gamma_b \gamma_e} \rho f_{yd} \left(1 - \frac{1}{2} \rho m_d \right) bd^2$$

■ 美國規範

$$\phi R_2 \geq \sum (\gamma_2)_i Q_i$$

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

■ 國內規範

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

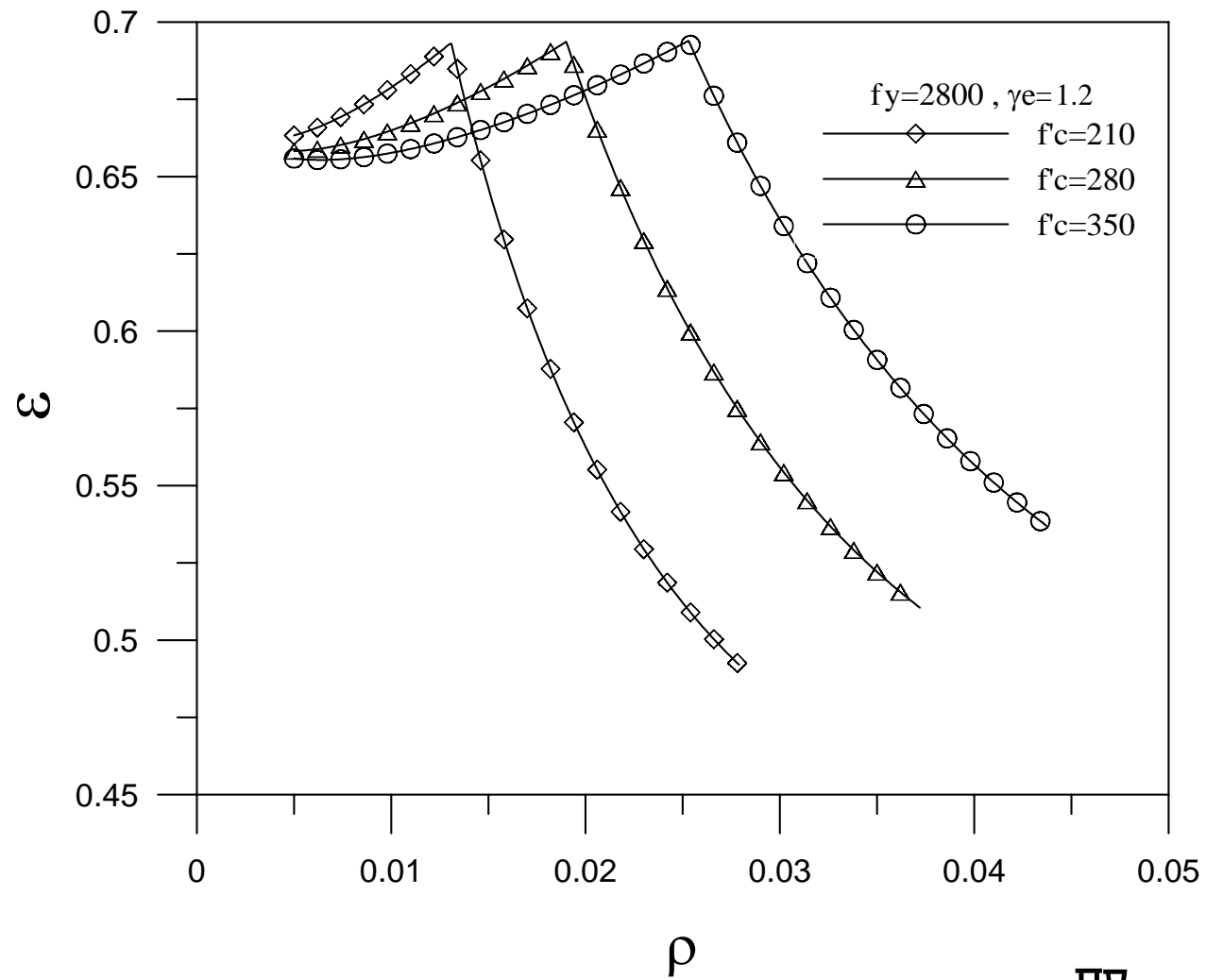
混凝土先到達設計強度

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

鋼筋先到達設計強度

- 相同鋼筋比 ()、材料強度

- 本國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-常時)



取 $\varepsilon = 0.69$

• 載重組合比較表(棧橋式碼頭)

載重組合 外力載重	常時		偶發載重作用時				
	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 1.45	1.1 1.45	1.1 1.29	1.1 1.29	1.1 1.29	1.1 1.29	0.9 1.29
裝載載重	1.2 1.45		1.2 1.29	1.2 1.29	1 1.29		
活載重		1.2 1.45					
船舶拉力			1 1.29				
船舶衝擊力				1 1.29			
地震力					1 1.29		
風力						1 1.29	
上揚力							1 1.29

• 載重組合比較表(沈箱式防波堤)

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	備注
常時	0.9 1.72	1.1 1.72		1.1 1.72							(底版)
			1.1 1.72		1.1 1.72						(側牆)
波力作用時	1.1 1.56	1.1 1.56		1.1 1.56		1.3 1.56	1.2 1.56				(底版)
			0.9 1.56						1.3 1.56		(側牆)
			1.1 1.56		1.1 1.56			1.2 1.56			
施工時	0.9 1.72	1.1 1.72									(底版) 浮游時
		1.1 1.72									(側牆) 浮游時
										1.1 1.72	(隔牆) 安放時

伍、設計規範修訂研究探討

◆ 訂定強度設計法

- 結構安全性、經濟因素
- 提昇國內技術 符合世界潮流

◆ 減低設計的困擾 - (參考1963年ACI規範)

- 工作應力法和強度設計法並行實施
- 實施一段時日，再行檢討。

◆ 強度設計法

$$\phi R_n \geq \sum_i \gamma_i Q_i$$

■ 標稱載重 Q_i

- 港灣構造物設計的連貫性
 - 國內現行規範主要是參考日本設計基準（78年）
- 強度設計法以日本規範為藍本（88年）
- 配合國內港灣實際狀況，部分增修。

■ 標稱強度 R_n

- 採用日本規範（88年）（規範的一致性）

■ 安全度係數

- 國內缺乏載重、構件強度相關的調查及統計
 - 無法由可靠度理論訂定安全係數
- 國內工程品質、施工技術
- 規範安全程度的連貫性
- 調整日本規範的構造物係數 e

$$\frac{R_n}{b \text{ e}} \geq \sum \gamma_i Q_i$$

- 構造物係數_e 建議調整值（專家諮詢會議）

		日本規範	本計劃建議值
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

- 等效載重係數表(棧橋式碼頭)

載重組合 外力載重	常時		偶發載重作用時				
	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 (1.19) [1.29]	1.1 (1.21) [1.29]	1.1 (1.21) [1.29]	1.1 (1.21) [1.29]	1.1 (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]

● 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	備注
常時	0.9 (1.06) [1.72]	1.1 (1.30) [1.72]		1.1 (1.30) [1.72]							(底版)
			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]				(底版)
			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]									(底版) 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

◆ 容許裂縫寬度 （國內現行規範）

■ 鋼筋混凝土的腐蝕因素

- 鋼筋防蝕處理
- 水泥種類 - 第二型及第五型卜特蘭水泥、高性能混凝土
- 水灰比 - 孔隙率、滲透性
- 海水中氯離子的含量（濃度）
- 施工品質、工程技術
- 保護層厚度 - 滲透距離
- 混凝土裂縫寬度 - 控制較多但較小的裂縫，擴散係數
- 結構物位置

海水與空氣交界處 - 腐蝕最嚴重

完全浸泡水中 - 腐蝕中度

- BS6235 , FIP $0.004c < 0.3 \text{ mm}$
- JSCE 大氣帶及飛沫帶 0.15 mm
 水中結構物 0.20 mm
- ACI 海水及空氣交界帶 0.15 mm

• 容許龜裂寬度建議值 （專家諮詢會議）

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

陸、實例分析

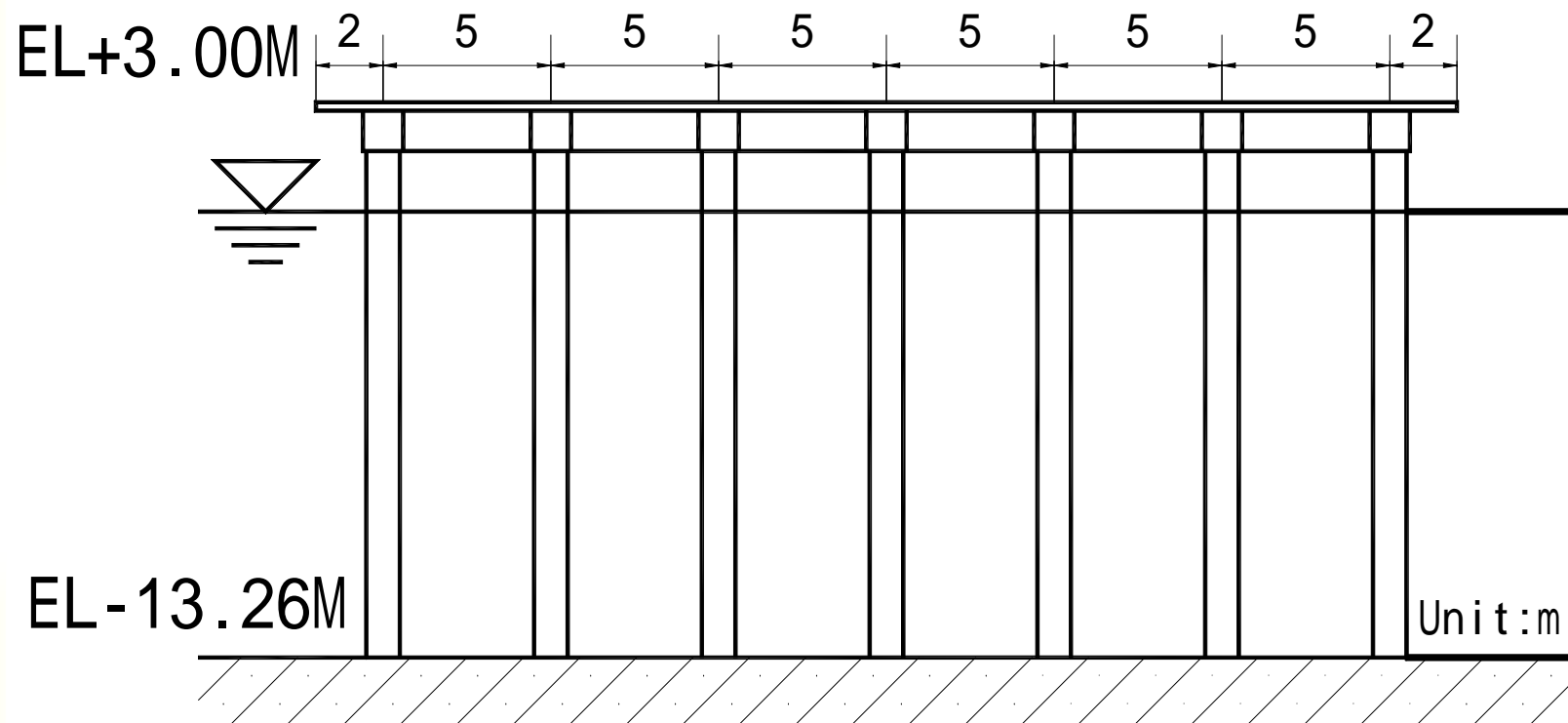
- ◆ 棧橋式碼頭

- ◆ 沈箱式防波堤

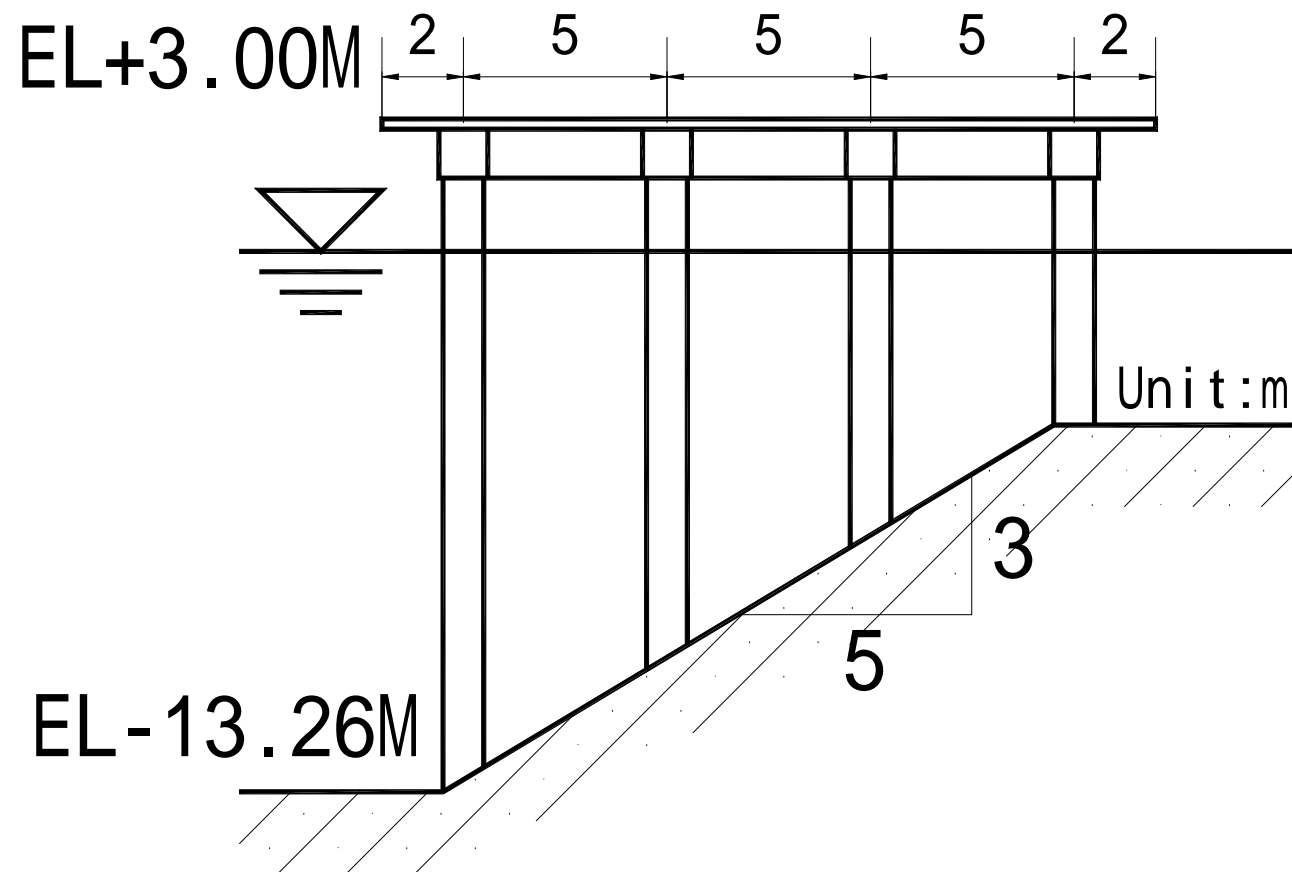
- 國內現行規範、日本規範、計劃建議規範

◆ 棧橋式碼頭

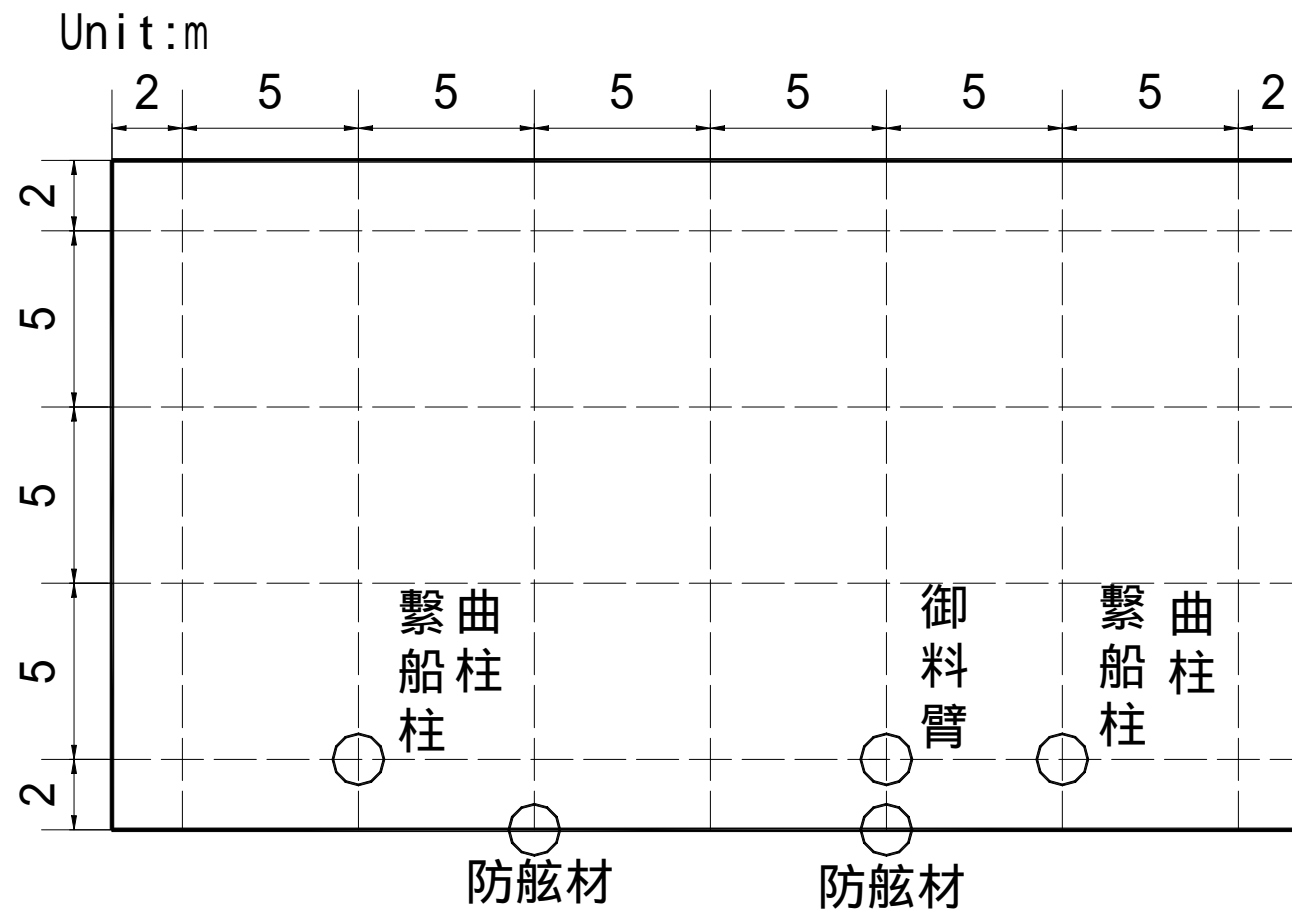
■ 正視圖



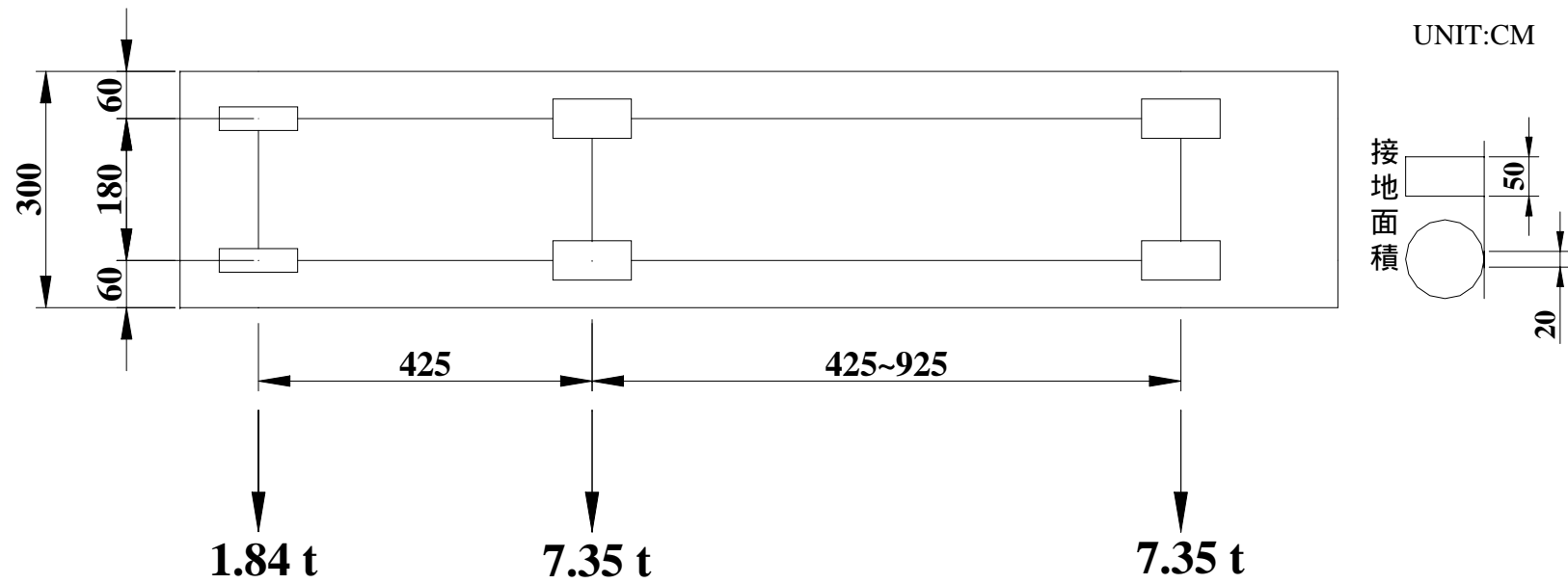
■ 側視圖



■ 設施配置圖



- 對象船舶：油輪 30000噸（重量噸）
長185（m）
寬28.3（m）
深15.2（m）
滿載吃水10.9（m）
靠岸速度0.1（m/s）
- 用途係數（重要度係數）：B級 $I = 1.0$
- 地盤分類：第二類地盤



車輛 HS20-44

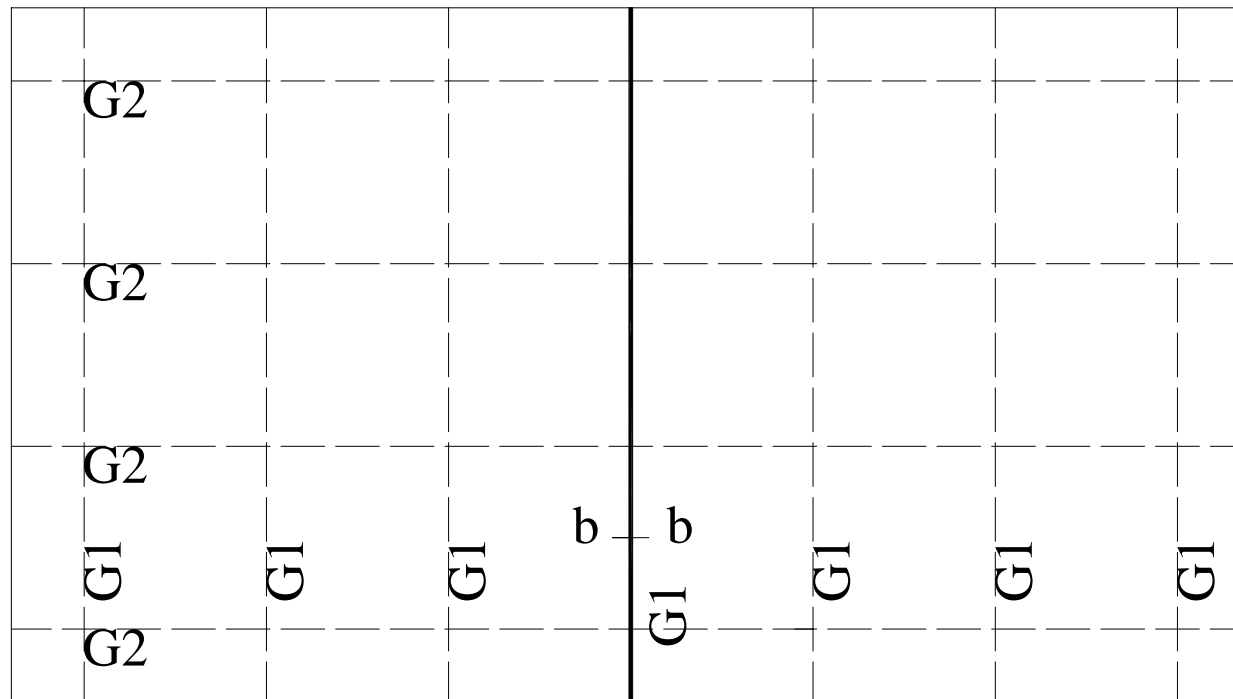
陸側

S4	S2	S2	S2	S2	S2	S2	S4
S3	S1	S1	S1	S1	S1	S1	S3
S3	S1	S1	S1	S1	S1	S1	S3
S3	S1	S1	S1	S1	S1	S1	S3
S4	S2	S2	S2	S2	S2	S2	S4

海側

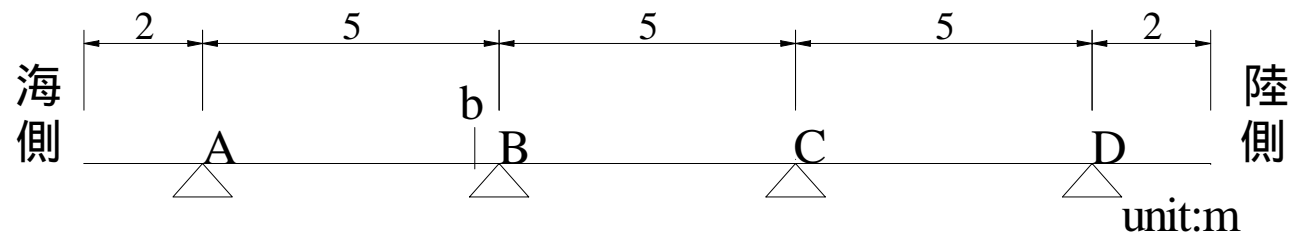
版的分類

陸側



梁的分類

海側



G1梁示意圖

S1 版的斷面力

	$M_x(t - m/m)$		$M_y(t - m/m)$		V_x (t/m)	V_y (t/m)
	端部	中央	端部	中央		
床版自重 (D)	-0.79	0.32	-0.79	0.32	1.35	1.35
裝載載重(S)	-3.21	1.29	-3.21	1.29	5.50	5.50
車輛均佈載重(M_1)	-1.67	0.67	-1.67	0.67	2.87	2.87
車輛集中荷重(M_2)	-1.49	1.49	-1.49	1.49	3.92	3.92
上揚力(W_u)	2.57	-1.03	2.57	-1.03	-4.40	-4.40

G1 樑 b-b 斷面的斷面力

	M(t-m)	V(t)
床版自重(D)	7.91	9.21
常時上載 + 群眾載重(S_1)	26.73	26.37
異常時上載 + 群眾載重(S_2)	16.04	15.82
車輛載重(M_2)	22.04	25.74
船舶衝擊力(B)	12.36	3.23
地震力 (E)	91.49	23.82

版及樑的撓曲鋼筋量

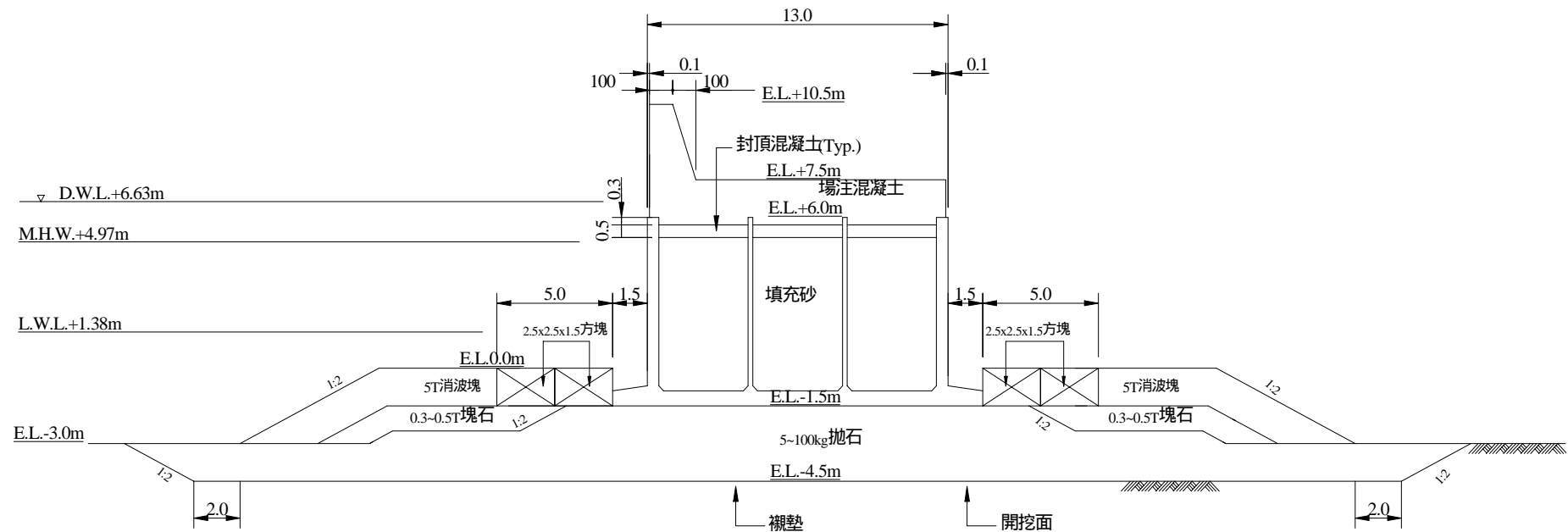
	版(端部) (cm ² /m)	版(中央) (cm ² /m)	樑 (cm ²)
國內現行規範	20.90	9.05	77.76
日本規範	12.95	5.62	45.36
計劃建議規範	14.04	6.08	49.68

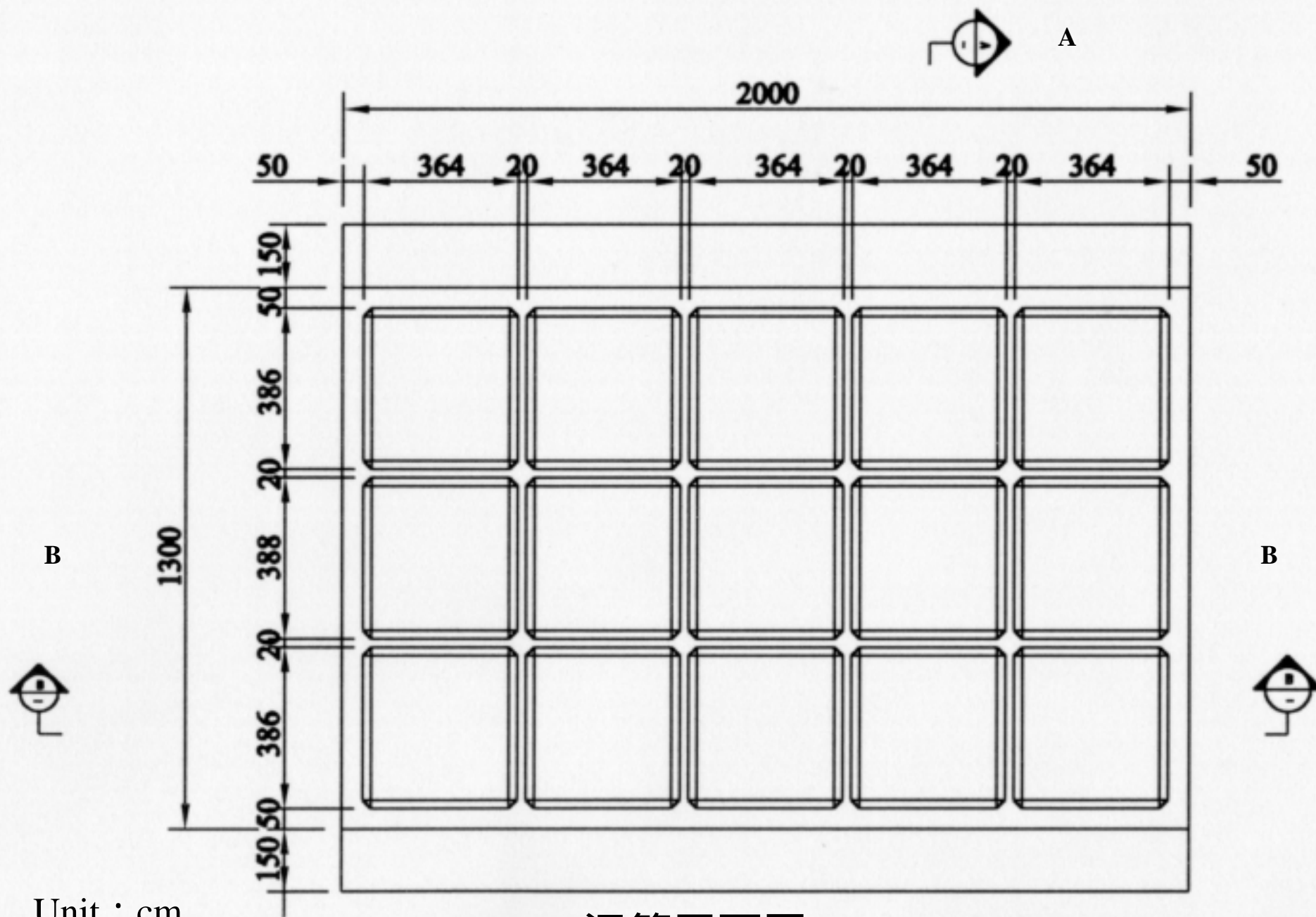
- 結構型式

D.W.L.設計潮位 — 6.63m

M.H.W.平均高潮位 — 4.97m

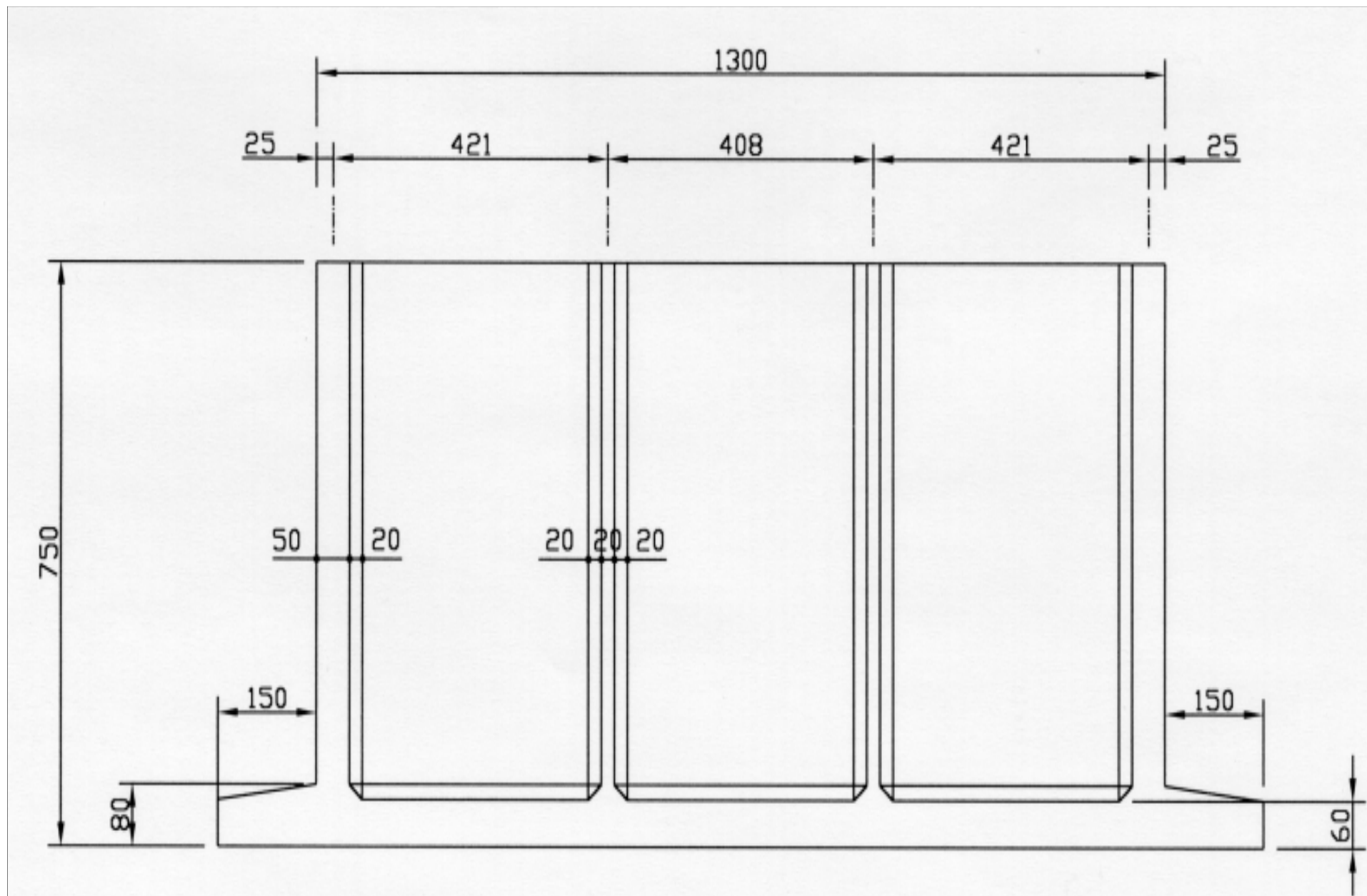
L.W.L.平均低潮位 — 1.38m





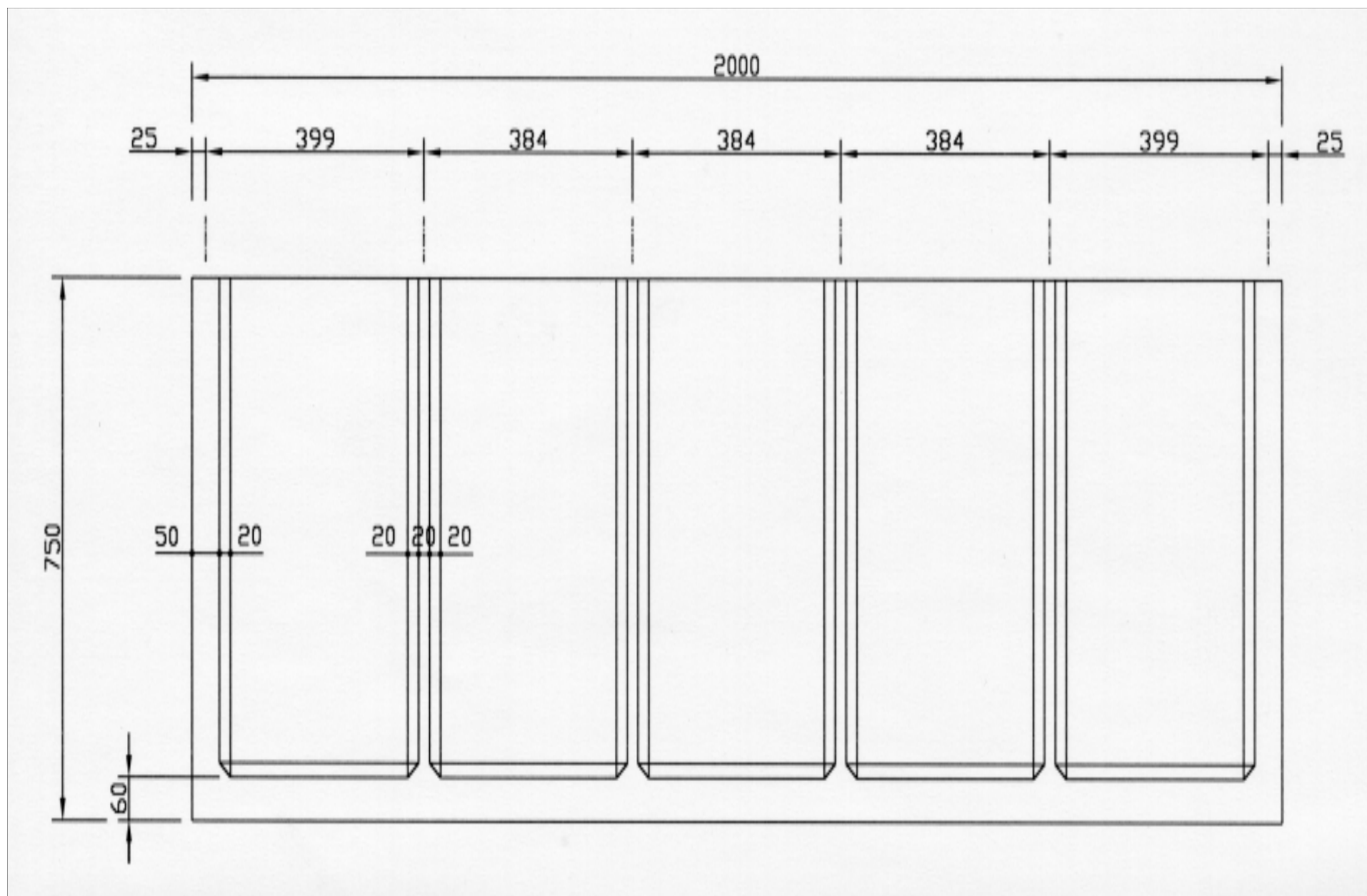
Unit : cm

沉箱平面圖



Unit : cm

A-A 斷面圖



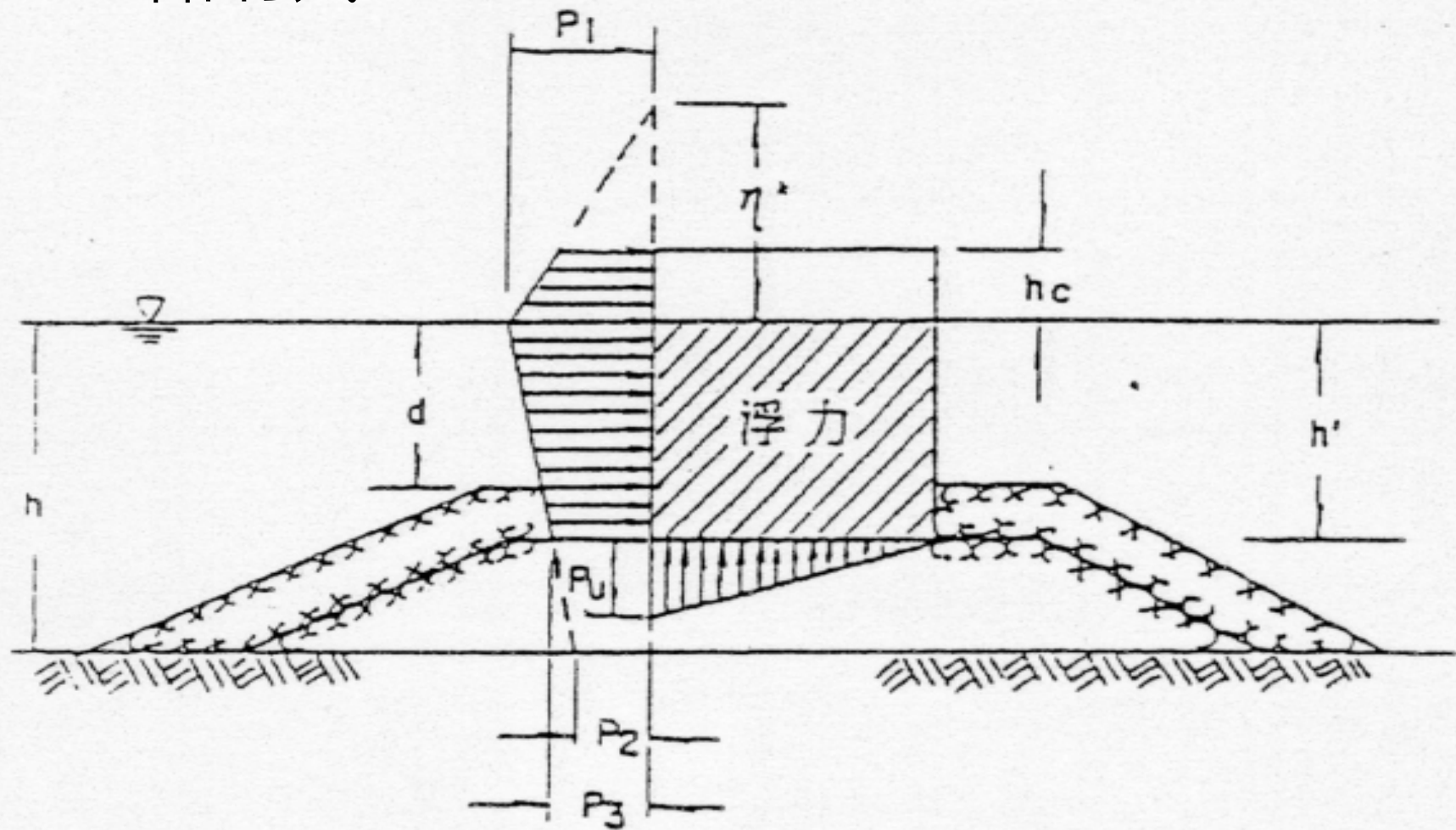
Unit : cm

B-B 斷面圖

◆ 外力計算

- 波力
- 自重
- 浮力
- 靜水壓

- 合田公式



防波堤直立部份波壓分佈圖

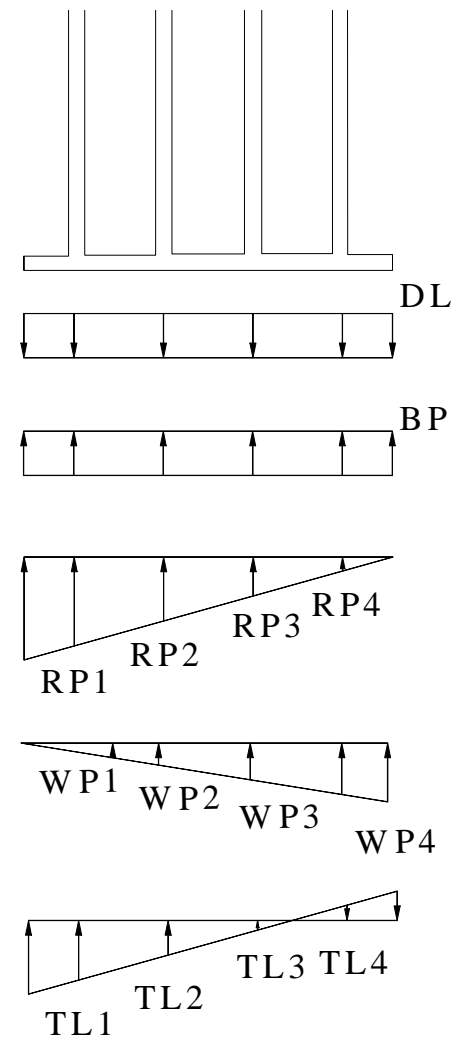
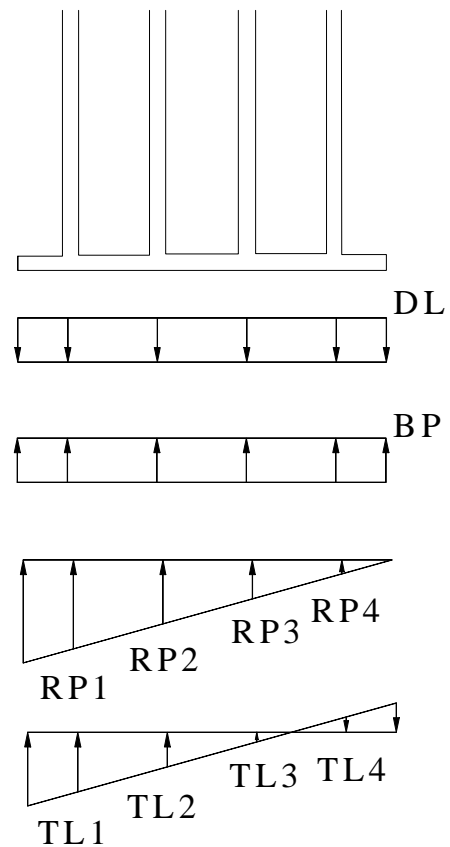
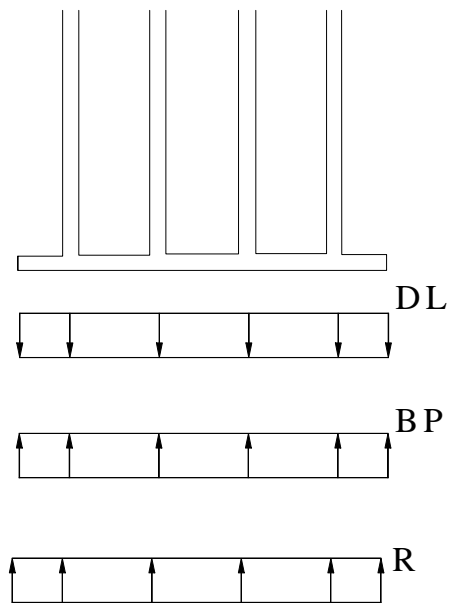
■ 防波堤穩定分析

- 沉箱滑動檢核
- 沉箱傾倒檢核
- 堤底拋石承載力檢核
- 拋石基礎滑動檢核
- 海床基礎承載力檢核
- 消波塊計算
- 護基方塊計算

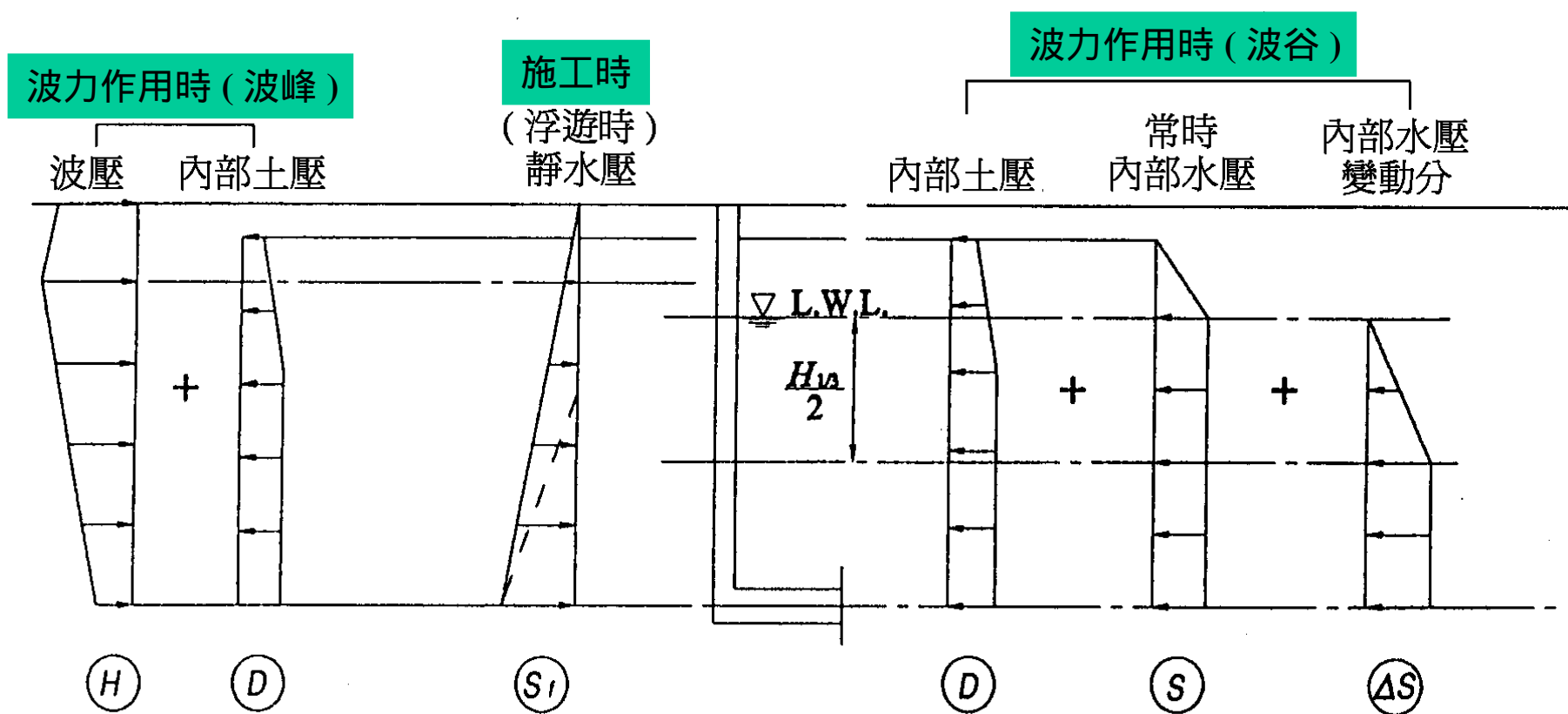
■ 沉箱式防波堤穩定性檢核表

一、	波力引起堤體安定性檢定			
	總波力(水平力)	(P)	62.82 t/m	
	總波力矩	(M _P)	371.4 t-m/m	
	堤體水中重量(垂直力)	(W _A -W _B -U)	127.3 t/m	
	堤體水中重量之總力矩	(M _A -M _B -M _U)	1015.6 t-m/m	
	滑動	$[f^*(W_A - W_B - U)]/P$	1.22	O.K.
	傾倒	$(M_A - M_B - M_U)/M_P$	2.73	O.K.
	堤底承載壓力安全係數	(F)	2.51	O.K.
二、	波力引起拋石安定性檢定			
	海床基礎前側壓力	(P ₁ ')	15.81 t/m ²	
	拋石基礎滑動	(FS)	1.42	O.K.
	海床基礎容許承載壓力	(q _a)	49.11 t/m ²	O.K.
三、	被覆塊石設計重量			
	消波塊重量		4.24 t	
	護基材料(方塊)重量		6.36 t	
四、	浮游安定計算			
		$\frac{I}{V} - \overline{CG} = \overline{GM} > 0.05D$		O.K.

■底版外力—浮游時，安放後（常時、越波時、非越波時）



■ 側牆外力 — 浮游時、常時、波力作用



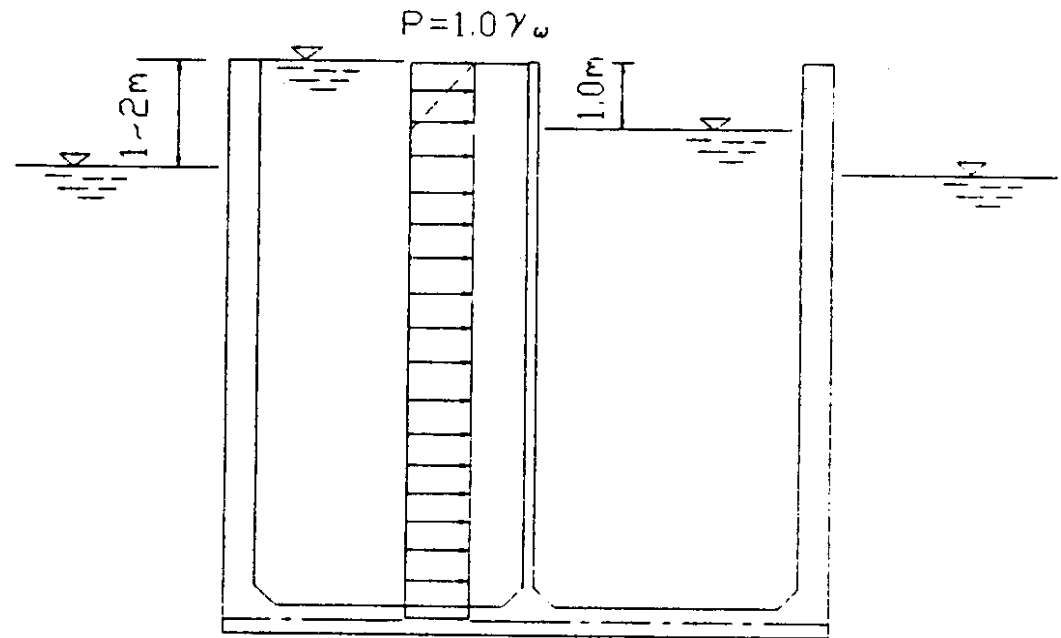
L.W.L. — 平均低潮位

■ 隔牆外力 — 安放時、安放後

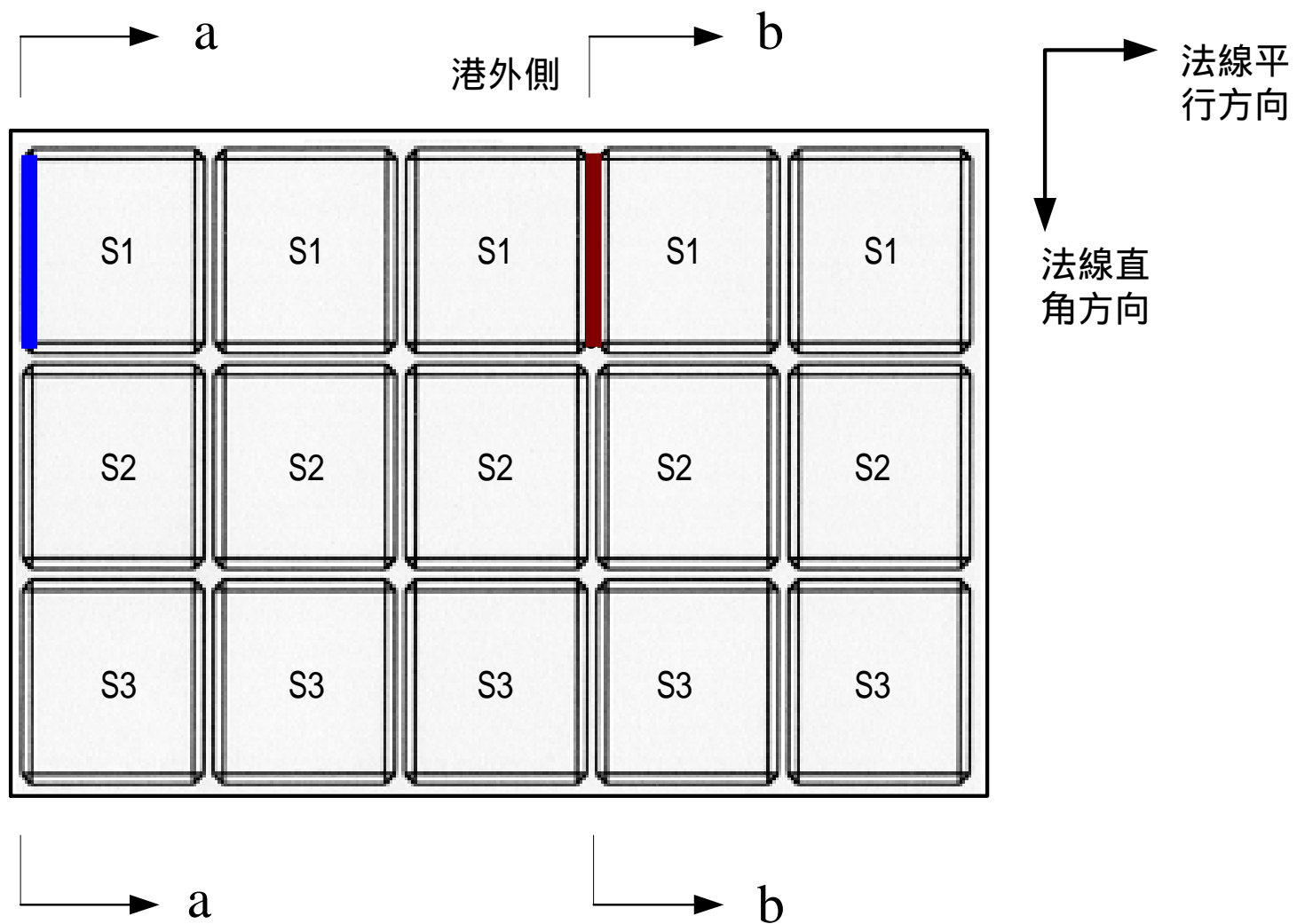
● 安放時

高低水位差1m

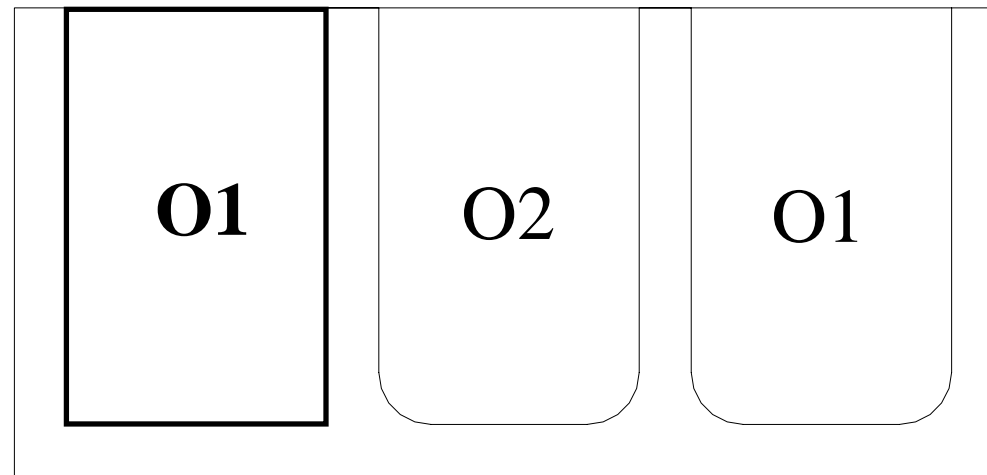
靜水壓差 $q_u=1.5 \text{ t/m}$



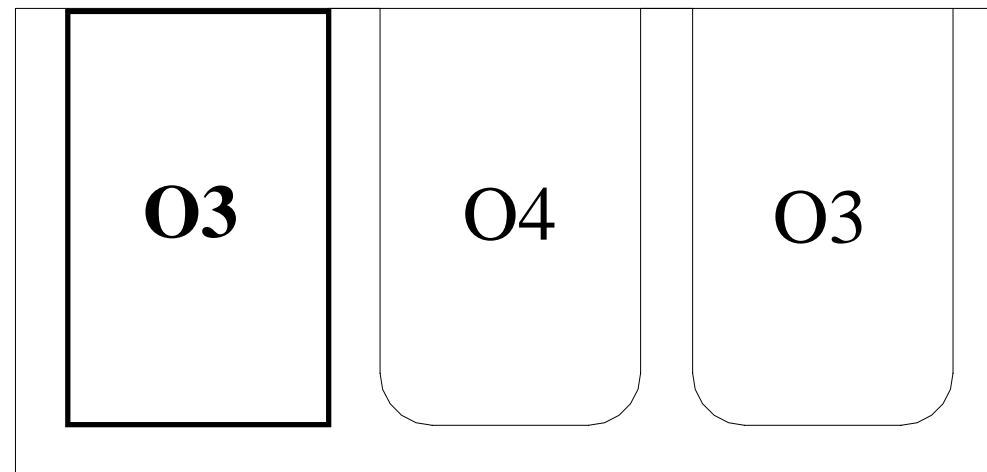
● 安放後 - 防止隔牆與側牆或底版脫離



平面圖(底版)



a-a斷面圖(側牆)



b-b斷面圖(隔牆)

平版撓曲鋼筋量(cm^2/m)

	側牆 (O1)	隔牆 (O3)	底版 (S1)
國內現行規範	16.33	11.8	15.64
日本規範	11.09	6.98	11.71
建議設計規範	13.40	10.40	13.91

柒、今後檢討課題

- 訂定安全度係數 - 符合國內港灣實際狀況
 - 國內港灣構造物現況調查及統計
 - 載重及構件強度機率分佈的確定
 - 安全指標的決定
 - 可靠度理論訂定載重係數、強度折減係數

■ 港灣構造物耐震設計的探討

- 國內耐震設計規範（房屋、橋樑）
使用年限50年 - 2% (2500年)、10% (475年)、80% (30年)
- 功能性設計 - 位移設計法
美國、日本（港灣構造物 88年）、國內

■ 地震時動水壓的探討

- 沈箱式防波堤
波浪作用
地震作用 - 大水深

簡 報 完 畢
敬 請 指 教