108-025-7B16 MOTC-IOT-107-H1DB001g

港灣構造物設計基準相關條文修訂



交通部運輸研究所

中華民國 108 年 2 月

108-025-7B16 MOTC-IOT-107-H1DB001g

港灣構造物設計基準相關條文修訂

著者:胡啟文、賴瑞應、張欽森、陳建中、張徐錫、 張文與、林俊達、李磑栢、劉晉庭、陳亞嵐、 莊家碩

交通部運輸研究所

中華民國 108 年 2 月

送港灣構造物設計基準相關條文修訂

交通部 GPN: 1010800162 定價: 300元 輸研究所

108

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

港灣構造物設計基準相關條文修訂 / 胡啟文等
著. -- 初版. -- 臺北市:交通部運研所,民
108.02
面; 公分
ISBN 978-986-05-8581-0(平裝)
1.港埠工程 2.港埠管理

港灣構造物設計基準相關條文修訂
著 者:胡啟文、賴瑞應、張欽森、陳建中、張徐錫、張文奐、林俊達、
李磑栢、劉晉庭、陳亞嵐、莊家碩
出版機關:交通部運輸研究所
地 址:臺北市敦化北路 240 號
網 址: <u>www.ihmt.gov.tw</u> (中文版>中心出版品)
電 話:(04)26587119
出版年月:中華民國 108 年 2 月
印 刷 者:采峰實業有限公司
版(刷)次冊數:初版一刷 70 冊
本書同時登載於交通部運輸研究所港灣技術研究中心網站
定 價:300元
展 售 處:
交通部運輸研究所運輸資訊組•電話:(02)23496880
國家書店松江門市:10485臺北市中山區松江路209號F1•電話(02)25180207
五南文化廣場:40042臺中市中山路6號•電話:(04)22260330

GPN:1010800162 ISBN:978-986-05-8581-0(平裝) 著作財產權人:中華民國(代表機關:交通部運輸研究所) 本著作保留所有權利,欲利用本著作全部或部份內容者,須徵求交通部運輸 研究所書面授權。

交通部運輸研究所自行研究計畫出版品摘要表

出版品名稱:港灣構造物設計基準相關條文修訂						
國際標準書號(或叢刊號)	政府出	版品統一編號	運輸研究所出版品編號	計畫編號		
978-986-05-8581-0	101	10800162	108-025-7B16	MOTC-IOT-107-		
				H1DB001g		
主辦單位:港灣技術研究	中心	合作研究單位	: 台灣世曦工程顧問股	研究期間		
主管:朱金元		份有限公司		自 107 年 01 月		
計畫主持人:胡啟文		計畫主持人:	張欽森	至107年12月		
研究人員:賴瑞應		研究人員:陳				
聯絡電話·04-2038/119 使直點理:04 26564418		林俊達、李磑				
待兵號啊・04-20304410		莊家碩				
		聯絡電話:02	2-87973567 ext.1301			
		傳真號碼:02	2-87973379			

關鍵詞:設計基準、防波堤、碼頭

摘要:

交通部於 85 及 86 年分別頒布「港灣構造物設計基準」-第一部份「防波堤設計基 準及說明」及第二部分「碼頭設計基準及說明」,距今已超過 20 年,期間交通部雖曾 於 89 年因應 921 地震修訂部份條文,本所亦曾於 99 年及 102 年完成工程材料之混凝 土與鋼鐵材料部份條文修訂工作,並報部頒布施行,惟隨著時空環境之改變,此一設 計基準之內容及編排方式實有必要進行檢討修訂,期使基準能符合國內港埠發展建設 之規劃設計及維護管理所需。

本計畫主要基於本所96年完成之「港灣構造物設計基準增補研究(一)」成果,蒐 集國內外相關基準及研究成果,依部頒規範格式修訂條文後,各篇組成初審小組進行 初審工作,並完成基準各篇章初審,提供本所陳報交通部頒布施行之參據。

研究成果效益:

完成港灣構造物設計基準部分篇章之條文修訂,做為交通部未來修訂基準的參據。

提供應用情形:

修訂基準報部頒布施行後,可供交通部航港局、臺灣港務公司、縣市政府、工程顧問公司...等相關單位使用,提昇港灣構造物性能,滿足運輸安全需求。

出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
			凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品,
108年2月	757	300	公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱;
			私人及私營機關團體可按定價價購。

機密等級:

□密□機密 □極機密 □絕對機密

(解密條件:□ 年 月 日解密,□公布後解密,□附件抽存後解密,

□工作完成或會議終了時解密,□另行檢討後辦理解密)

∎普通

備註:本研究之結論與建議不代表交通部之意見。

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

TITLE: Study on Revision of Design Criterion of Harbor Structure							
ISBN (OR ISSN)	GOVERNMENT PUBI	LICATIONS NUMBER	IOT SERIAL NUMBER	PROJECT	Г NUMBER		
978-986-05-8581-0	10108	00162	108-025-7B16	MOTC-IC)T-107-H1DB		
				()01g		
DIDIVISION : HARBOF	₹ & MARINE	RESEARCH AGENC	Y : CECI ENGINEERING	PROJEC	T PERIOD		
TECHNOLOGY CENTER		CONSULTANTS, INC., TAIWAN					
DIDIVISION DIRECTOR	: Chin-Yuan Chu	PRINCIPAL INVESTIGATOR : Chang Chin-Shen FROM January 2018					
PPRINCIPAL INVESTIGA	ATOR : Chi-Wen Hu	PROJECT STAFF : C	TO N	ovember 2018			
PROJECT STAFF : Jui-Y	/ing Lai	Hsu-Hsi, Chang Wen-H	Huan, Lin Chun-Ta, Lee				
PHONE: 04-26587119		Wei-Po, Liu Ching-Tir					
FAX: 04-26564418		Chia-So					
		PHONE: 02-8797356					
		FAX: 02-87973379					
KEY WORDS : Design Criterion.Breakwater.Wharf							

ABSTRACT :

The Design Criterion of Structures on Harbor had been promulgated by MOTC, including the Design Criterion and Explanations of Jetty and Wharf in 1996 and 1997, respectively. A part of provisions in 2000 had been revised due to Chi-Chi earthquake and other revisions including engineering material of concrete and steel had been put into work in 2010 and 2013, respectively. As time progresses, the contents and formats of report are further discussed to meet the requirement for planning and maintenance management on construction of harbor.

This study is based on the achievement of report of Design Criterion of Structures on Harbor in version 1 by Institute of Transportation, MOTC in 2007. The study collects related criteria and research results domestically and international. The related provisions with design conditions, engineering material, prefabricated concrete, foundations as well as water facility are discussed and revised to provide the reference for Institute of Transportation in order to publish by MOTC.

Benefits of research results:

Complete the revision and recommendations of the "Revision of Design Criterion of Harbor Structure" which will be used as a basis for M.O.T.C. to promulgate revised benchmark.

Current situation in application:

After promulgation of revised benchmark, it can be used by Maritime and Port Bureau, Taiwan International Ports Corporation (T.I.P.C), county governments, engineering consultants and other related agencies to improve the structural performance and transportation safety in the harbor.

DATE OF PUBLICATION	NUMBER OF PAGES	PRICE	CLASSIFICATION RESTRICTED CONFIDENTIAL SECRET TOP SECRET
February 2019	757	300	
			■UNCLASSIFIED

The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.

港灣構造物設計基準相關條文修訂

目錄

中文摘要
英文摘要
目錄
圖目錄V
表目錄V]
第一章 前言1-
1.1 研究緣起及目的1-
1.2 研究內容及工作項目1-
1.3 預期成果及其效益1-
第二章 因應船舶大型化趨勢2-
2.1 前言2-
2.2 參考文獻2-
2.3 船舶大型化統計2-
2.4 船舶繫靠2-
第三章 港灣構造物耐震設計之精進3-
3.1 前言3-
3.2 參考文獻3-
3.3 水平譜加速度係數3-
3.4 起始降伏放大倍數3-
3.5 結構系統地震力折減係數3-1

第四章	混凝土構造物強度設計法	4-1
4.1	[前言	4-1
4.2	2 參考文獻	
4.3	3 日本混凝土強度設計法	
4.4	4 美國混凝土強度設計法	4-5
4.5	5 美日規範彙整	4-8
4.6	設計原理解析	4-10
4.7	96年版增補修訂內容	4-16
4.8	實際案例分析	4-18
4.9	建議修訂內容	4-29
第五章	工程材料之完整性及耐久性	5-1
5.1	〔前言	
5.2	2 參考文獻	5-1
5.3	3 鋼鐵材料	5-1
5.4	4 混凝土	5-6
第六章	基樁植入工法之承載力	6-1
6.1	前言	6-1
6.2	參考文獻	6-1
6.3	植入式工法	6-1
6.4	基樁軸向極限承載力	6-4
第七章	結論與建議	7-1
7.1	結論	7-1
7.2	建議	7-2
7.3	研究成果效益	7-3
7.4	提供應用情形	7-3

參考文)	款		參-1
附錄一	港灣構造物設計。	基準相關條文修訂成界	是
附錄二	本次修訂內容摘	要表	附錄 2-1
附錄三	期中審查委員意	見及處理情表	附錄 3-1
附錄四	歷次初審會議評	侖及辦理情形	附錄 4-1
附錄五	期末審查委員意	見及處理情表	附錄 5-1
附錄六	期末報告審查會	義簡報	

圖目錄

圖 2.1	建議靠船速度(PIANC 2002)	
圖 2.2	建議靠船速度(BS6349-4 2014)	2-8
圖 3.1	環太平洋火環地震帶圖	
圖 3.2	臺北盆地設計地震微分區圖	
圖 3.3	結構系統示意圖	
圖 4.1	載重型式示意圖	4-4
圖 4.2	強度設計法設計概念圖	4-10
圖 4.3	混凝土梁彎矩設計等效應力圖解	
圖 4.4	混凝土梁剪力設計圖解	
圖 4.5	案例分析棧橋結構斷面圖	4-18
圖 4.6	案例結構 3D 分析圖	4-19
圖 4.7	案例分析棧橋結構平面基樁配置圖	4-19
圖 6.1	中掘工法示意圖	6-3
圖 6.2	預鑽孔工法示意圖	6-3
圖 6.3	鋼管複合水泥樁工法示意圖	6-4

表目錄

表 2-1	船舶柔性係數 Cs 建議值	2-7
表 2-2	船席組構係數 Cc 建議值	2-7
表 2-3	建議靠船速度(ROM)	2-9
表 2-4	建議靠泊速度	2-10
表 2-5	漁船建議靠泊速度	2-11
表 2-6	船舶作用於繫船柱之拉力	2-12
表 3-1	新北市臨海鄉鎮市區臺北盆地微分區之工址短週 平譜加速度係數 Sos、工址短週期最大考量水平譜, 數 Sms	期設計水 加速度係 3-5
表 3-2	新北市臨海鄉鎮市區一般震區震區水平譜加速度 Sg 與 S ^M 值	$\sum_{S}^{D} \cdot S_{1}^{D} \cdot S_{S}^{M}$ $\dots 3-5$
表 3-3	其他臨海鄉鎮市區震區水平譜加速度 $S^D_s imes S^D_1 imes S^M_s$	與S ^M 值3-6
表 3-4	部頒耐震設計規範 _{αy} 適用性說明	3-7
表 3-5	SKK400(Fa=1,000kfg/cm ²), _{αy} 值與A、m、n之關	係3-12
表 3-6	SKK400(Fa=1,200kfg/cm ²), _{αy} 值與A、m、n之關	係3-12
表 3-7	SKK490(Fa=1,250kfg/cm²), _{αy} 值與A、m、n之關	係3-12
表 3-8	SKK490(Fa=1,600kfg/cm ²), _{αy} 值與A、m、n之關	係3-12
表 3-9	PC 樁, _{αy} 值與 B 之關係	3-14
表 4-1	材料係數ym	4-3
表 4-2	構件係數γb	4-3
表 4-3	載重因數 _{yf}	4-4
表 4-4	結構物係數γe	4-5
表 4-5	強度折減因子	4-6
表 4-6	載重組合表	4-7

表 4-7	強度折減係數對照表	4-8
表 4-8	載重因數對照表	4-9
表 4-9	載重因數	4-17
表 4-10	重要性因數	4-17
表 4-11	強度折減因數	4-17
表 4-12	各規範實例分析統計	4-28
表 4-13	載重組合-強度設計法(無船靠泊時)	4-31
表 4-14	載重組合-強度設計法(靠泊時)	4-31
表 4-15	載重組合-強度設計法(繫纜後)	4-31
表 5-1	鋼板樁容許應力	5-2
表 5-2	容許應力提高比率	5-2
表 5-3	裸鋼材之陰極防蝕初始時之防蝕電流密度(mA/m ²)	5-4
表 5-4	鹽害環境下主要構件鋼筋最小保護層厚度	5-6
表 5-5	預鑄鋼筋混凝土最小保護層厚度表	5-7
表 5-6	場鑄鋼筋混凝土最小保護層厚度表	5-7
表 5-7	混凝土配比條件及抗壓強度	5-8
表 6-1	基樁最大表面摩擦阻力及樁尖極限承載力(tf/m ²)(KN	M/m^2)6-5

第一章 前言

1.1 研究緣起及目的

交通部於 85 及 86 年分別頒布「港灣構造物設計基準」-第一部分 「防波堤設計基準及說明」及第二部分「碼頭設計基準及說明」, 距今 已超過 20 年,期間交通部雖曾於 89 年因應 921 地震修訂部份條文, 貴 所亦曾於 99 年及 102 年完成工程材料之混凝土與鋼鐵材料部份條文修 訂工作,並報部頒布施行,惟隨著時空環境之改變,此一設計基準之內 容及編排方式實有必要進行檢討修訂,期使基準能符合國內港埠發展建 設之規劃設計及維護管理所需。

針對「港灣構造物設計基準」進行基準相關條文修訂工作,期使我 國港灣構造物設計基準能符合國內規劃設計所需,滿足運輸安全需求及 港埠之永續發展,進而促進國家之經濟繁榮。

1.2 研究內容及工作項目

本計畫研究之內容列示如下:

- 1.以本所歷年相關研究成果(如:94年「港灣構造物設計基準修訂草案」,96年「港灣構造物設計基準增補研究(一)」,97年「港灣構造物設計基準增補研究(二)-參考案例彙編」)為依據辦理。
- 2.本計畫主要基於本所 96 年完成之「港灣構造物設計基準增補研究 (一)」成果,蒐集國內外相關基準及研究成果,依部頒規範格式修訂 條文後,各篇組成初審小組,進行初審工作,並完成基準各篇章初審, 提供本所陳報交通部頒布施行之參據。主要工作項目如下所示:
 - (1)第一篇通則條文修訂、格式編排及初審。
 - (2)第二篇設計條件條文研究探討與修訂(船舶、風、波浪、波力、地質、耐震設計、砂質土壤之液化、土壓及水壓、載重)、格式編排及初審。
 - (3) 第三篇工程材料條文研究探討與修訂(鋼鐵材料、混凝土、石料)、

格式编排及初審。

- (4)第四篇預鑄混凝土構件條文研究探討與修訂(沉箱、L型塊、空心 方塊、方塊)、格式編排及初審。
- (5)第五篇基礎條文研究探討與修訂(淺基礎承載力、深基礎承載力、 樁基礎承載力、基礎沉陷)、格式編排及初審。
- (6)第六篇水域設施條文研究探討與修訂(航道、泊地)、格式編排及 初審。

1.3 預期成果及其效益

1.預期成果

- (1)完成港灣構造物設計基準第一篇通則條文修訂、格式編排及初審。
- (2)完成港灣構造物設計基準第二篇設計條件條文修訂、格式編排及 初審。
- (3)完成港灣構造物設計基準第三篇工程材料條文修訂、格式編排及 初審。
- (4)完成港灣構造物設計基準第四篇預鑄混凝土構件條文修訂、格式 編排及初審。
- (5)完成港灣構造物設計基準第五篇基礎條文修訂、格式編排及初審。
- (6)完成港灣構造物設計基準第六篇水域設施條文修訂、格式編排及 初審。

2.預期效益

完成港灣構造物設計基準部分篇章之條文修訂,做為本所未來報部 之參據。

3.預期應用

提供交通部、航港局與臺灣港務股份有限公司未來在港灣構造物規 劃設計審查之使用。

第二章 因應船舶大型化趨勢

2.1 前言

船舶是決定港灣設施建設之主要依據,96年增補研究雖已就86年 部頒之大型船舶之主要尺寸參考表進行修訂,惟至今亦已近10年,因應 國際船舶大型化,國內亦已新建深水碼頭或提升卸貨設施等因應。

隨著航運環境改變及造船能力的提升,船舶朝向大型化發展已是趨勢,截至2018年6月已下水之各類最大船舶噸位,例如貨櫃輪21,413TEU、 散裝輪403,919DWT、油輪442,470DWT、駛上駛下輪(RO-RO)100,430GT、 汽車輪(PCC)76,420GT、液化石油船(LPG)57,494GT、液化天然氣船 (LNG)169,253GT、客輪228,081GT等,從以上數據明顯反映出船舶朝向 大型化發展之趨勢。

因此,為能準確反映船舶大型化之發展,本研究除參考日本國土交 通省港灣局出版的「港灣の施設の技術上の基準•同解說」對各類船舶的 統計資料外,亦根據 Clarkson Research Services Limited 公司的「Clarksons Ship Register」船舶資料庫(截至 2018 年 6 月),來補充統計船舶大型化 的資料,讓各類船舶尺寸的統計能更具完善。

為確保大型船舶繫靠深水碼頭之安全性,船舶於靠岸或繫泊時,作 用於繫泊設施 (碼頭或繫泊浮筒等)之外力,應考量計畫靠泊船舶尺寸(噸 位、船長、船寬、船深、吃水等)、靠岸方法及靠岸速度、繫泊設施結構、 繫泊方法、及繫泊系統性質等,並就風、波、水流等之影響,採用適宜 之方法計算之。

2.2 参考文獻

- 1. 交通部,港灣構造物設計基準-碼頭設計基準及說明,1997。
- 日本國土交通省港灣局,港灣の施設の技術上の基準・同解説,2007 年7月。

Clarkson Research Services Limited, Clarksons Ship Register, 2018年6

月。

- 3. PIANC, Guidelines for the Design of Fender Systems:2002.
- 4. BSi "Maritime structures-Part4 : Code of practice for design of fendering and mooring systems", BS6349-4:2014.

2.3 船舶大型化統計

2.3.1 統計方法

由於同等級的船舶尺寸都會有差異,本研究為儘量能包括同等級大部 分的船舶尺寸,將依據統計的方法,取 75%的百分位數做為代表值,其表 示該船舶尺寸可包含 75%的船舶。

百分位數統計方法說明如下:

將資料依大小順序排列,並求出百分位數(Pk)所在的位置為<u>k</u> × n (k 為第 k 百分位, n 為觀察值個數)。

若為 $\frac{k}{100} \times n$ 整數,則取第($\frac{k}{100} \times n$)與第($\frac{k}{100} \times n+1$)位置的兩個數值之平均,即為所求的 Pk;

 $\frac{k}{100} \times n$ 不為整數,則Pk 為 $\frac{k}{100} \times n$ 下一個整數位置的數值。

2.3.2 建議增修內容

種	晒軟	全長	船寬	满载吃水	種	晒數	全長	船寬	满载吃水
類	「明殿	(m)	(m)	(m)	類	喷敷	(m)	(m)	(m)
	(GT)					(DWT)			
	2,000	83	15.6	4.0		1,000	<mark>61</mark>	<mark>10.2</mark>	<mark>4.0</mark>
	3,000	新增	新增	新增		2,000	<mark>76</mark>	<mark>12.6</mark>	<mark>4.9</mark>
	4,000	107	18.5	4 .9		3,000	<mark>87</mark>	<mark>14.3</mark>	<mark>5.5</mark>
	5,000	新增	新增	新增		5,000	<mark>102</mark>	<mark>16.8</mark>	<mark>6.4</mark>
	7,000	130	21.2	5.7		10,000	<mark>127</mark>	<mark>20.8</mark>	<mark>7.9</mark>
客	10,000	<mark>147</mark>	<mark>23.2</mark>	<mark>6.6</mark>		15,000	<mark>144</mark>	<mark>23.6</mark>	<mark>8.9</mark>
輪	20,000	<mark>180</mark>	<mark>25.7</mark>	<mark>8.0</mark>	油	20,000	<mark>158</mark>	<mark>25.8</mark>	<mark>9.6</mark>
(4)	30,000	<mark>207</mark>	<mark>28.4</mark>	<mark>8.0</mark>	輪	30,000	<mark>180</mark>	<mark>29.2</mark>	<mark>10.9</mark>
	50,000	<mark>248</mark>	<mark>32.3</mark>	<mark>8.0</mark>		50,000	<mark>211</mark>	<mark>32.2</mark>	<mark>12.6</mark>
	70,000	<mark>278</mark>	<mark>35.2</mark>	<mark>8.0</mark>		70,000	<mark>235</mark>	<mark>38.0</mark>	<mark>13.9</mark>
	100,000	新增	新增	新增		90,000	<mark>254</mark>	<mark>41.1</mark>	<mark>15.0</mark>
	10,000	新增	新增	新增		100,000	新增	新增	新增
	140,000	新增	新增	新增		150,000	新增	新增	新增
	220,000	新增	新增	新增		300,000	新增	新增	新增
	(GT)					320,000	新增	新增	新增
	400	<mark>50</mark>	<mark>11.8</mark>	<mark>3.0</mark>		(GT)			
	700	<mark>63</mark>	<mark>13.5</mark>	<mark>3.4</mark>		500	70	11.8	3.8
	1,000	<mark>72</mark>	<mark>14.7</mark>	<mark>3.7</mark>		1,500	94	15.7	5.0
渡	2,500	104	18.3	4.6		3,000	<mark>114</mark>	<mark>18.8</mark>	<mark>5.8</mark>
輪	3,000	新增	新增	新增		5,000	<mark>130</mark>	<mark>21.5</mark>	<mark>6.6</mark>
(3)	5,000	136	21.6	5.3	沾	12,000	<mark>165</mark>	<mark>27.0</mark>	<mark>8.0</mark>
	7,000	新增	新增	新增	九	18,000	184	30.0	8.8
	10,000	<mark>148</mark>	<mark>23.0</mark>	<mark>5.7</mark>	半劫	20,000	新增	新增	新增
	13,000	新增	新增	新增	粣	25,000	200	32.2	9.5
	15,000	新增	新增	新增		30,000	新增	新增	新增
	(DWT)					40,000	新增	新增	新增
貨	1,000	67	10.9	3.9		60,000	新增	新增	新增
輪	2,000	<mark>83</mark>	<mark>13.1</mark>	<mark>4.9</mark>		70,000	新增	新增	新增
	3,000	<mark>94</mark>	<mark>14.6</mark>	<mark>5.6</mark>		80,000	新增	新增	新增

種	西數	全長	船寬	满载吃水	種	西數	全長	船寬	满载吃水
類	"快数	(m)	(m)	(m)	類	快致	(m)	(m)	(m)
	5,000	<mark>109</mark>	<mark>16.8</mark>	<mark>6.5</mark>		(GT)			
	10,000	<mark>137</mark>	<mark>19.9</mark>	<mark>8.2</mark>		1,000	70	11.7	5.0
	12,000	<mark>144</mark>	<mark>21.0</mark>	<mark>8.6</mark>		2,000	87	14.3	5.9
	18,000	<mark>161</mark>	<mark>23.6</mark>	<mark>9.6</mark>		3,000	<mark>99</mark>	<mark>16.1</mark>	<mark>6.6</mark>
	30,000	<mark>185</mark>	<mark>27.5</mark>	<mark>11.0</mark>		5,000	<mark>117</mark>	<mark>18.6</mark>	<mark>7.5</mark>
	40,000	<mark>200</mark>	<mark>29.9</mark>	<mark>11.8</mark>	液	10,000	<mark>145</mark>	<mark>22.7</mark>	<mark>9.0</mark>
	55,000	<mark>218</mark>	<mark>32.3</mark>	<mark>12.9</mark>	化	15,000	165	25.5	10.2
	70,000	<mark>233</mark>	<mark>32.3</mark>	<mark>13.7</mark>	瓦	20,000	<mark>181</mark>	<mark>27.7</mark>	<mark>11.0</mark>
	90,000	<mark>249</mark>	<mark>38.1</mark>	<mark>14.7</mark>	斯	30,000	<mark>206</mark>	<mark>31.2</mark>	<mark>12.0</mark>
	100,000	256	39.3	15.1	船	50,000	<mark>242</mark>	<mark>36.1</mark>	<mark>13.5</mark>
	120,000	新增	新增	新增		80,000	新增	新增	新增
	150,000	<mark>286</mark>	<mark>44.3</mark>	<mark>16.9</mark>		100,000	新增	新增	新增
	200,000	新增	新增	新增		120,000	新增	新增	新增
	250,000	新增	新增	新增		140,000	新增	新增	新增
	300,000	新增	新增	新增		160,000	新增	新增	新增
	(DWT)					(DWT)			
	10,000	新增	新增	新增		700	75	13.6	3.8
	20,000	新增	新增	新增		1,500	97	16.4	4.7
	30,000	<mark>218</mark>	<mark>30.2</mark>	<mark>11.1</mark>		2,500	115	18.5	5.5
	40,000	<mark>244</mark>	<mark>32.3</mark>	<mark>12.2</mark>	軠	3,000	新增	新增	新增
佔	50,000	<mark>266</mark>	<mark>32.3</mark>	<mark>13.0</mark>	水	4,000	134	20.7	6.3
貝塘	60,000	<mark>286</mark>	<mark>36.5</mark>	<mark>13.8</mark>	上助	5,000	新增	新增	新增
個	100,000	新增	新增	新增	城下	6,000	154	22.9	7.0
十冊	120,000	新增	新增	新增	卜	10,000	182	25.9	7.4
	140,000	新增	新增	新增	十冊	20,000	新增	新增	新增
	160,000	新增	新增	新增		40,000	新增	新增	新增
	180,000	新增	新增	新增		60,000	新增	新增	新增
	200,000	新增	新增	新增		70,000	新增	新增	新增
						80,000	新增	新增	新增

註:黃色部分重新檢視;紅色部分新增

2.4 船舶繁靠

靠岸或繫泊時,作用於繫泊設施之外力為下列二項。

- 1.船舶靠岸所產生之衝擊作用力,計算船舶靠船能量,並選用適當能量
 及型式之防舷材因應。
- 2.船舶繫泊時,船舶因風、波、水流作用搖動所產生之作用力,選用相 當之繫船柱確保船舶及碼頭之安全。

2.4.1 船舶靠船能量

現階段增補研究案此部分並未修訂,按原部頒港灣構造物設計基準, 所規範之靠船能量計算方式與國際一致,<u>惟靠船速度採實測值或經驗值</u> <u>決定</u>,對規範運用雖屬彈性,仍建議參照國際航路協會 PIANC 之 Guidelines for The Design of Fender System 及 BS 之建議,依據靠泊船大 小及靠泊環境予以<u>建議靠泊速度</u>,另檢視<u>其他參數影響是否予以細分</u>。

1.現行港灣設計基準

船舶靠岸能量,即船舶靠岸所產生之衝擊作用力,依下式計算之。 $E_f = \left(\frac{M_s \cdot V^2}{2}\right) C_e C_m C_s C_c$ 式中 E_f :船舶靠岸能量(tf-m) M_s :船舶質量,相當於船舶排水量(DT) V :船舶靠岸速度(m/s) C_e :偏心係數 C_m :附加質量係數 C_s :船舶柔性係數(以 1.0 為標準) C_c :船舶形狀係數(以 1.0 為標準)

其中

(1)船舶靠岸速度 V

無建議靠船速度,無實測值或無相關經驗時不易執行,後續 若因靠船速度造成港灣或設施損傷,爭議較大。

(2)船舶柔性係數 Cs

為船舶靠岸能量與因船舶外殼變形所吸收能量之比,採1.0。 (3)船席組構係數 Cc

於船舶周圍之水塊,當船舶開始移動靠岸之最初階段,水塊 對於繫泊設施無任何影響,然當船舶靠岸時,在船舶與繫泊設施 間之水塊被壓縮,而出現緩衝之效果,使應由防舷材吸收之衝擊 能量減少。船舶形狀係數,即用以表現此現象,一般認為船席組 構係數與船舶靠岸角度、船舶外殼形狀、船舶底部形狀及船舶靠 岸速度有關。一般採用 1.0。

2.PIANC 建議

靠泊速度是主要影響靠岸能量之因素,因動能關係,速度與 能量為平方關係,而靠船速度之決定在 PIANC 中引用 BS6349-4(1994),區分不同大小船舶在靠泊條件及遮蔽條件下之 靠泊速度,如圖 2.1。





圖 2.1 建議靠船速度(PIANC 2002)

對一般船舶或柔性防舷材 Cs 建議 1.0,對大型船舶或剛性防 舷材 Cs 可採 0.9~1.0, PIANC 就剛性及柔性防舷材建議如下表 A-1。席組構係數 Cc 則依碼頭結構開放式結構或封閉式垂直岸壁 區分如表 2-2。

Cs=1.0	柔性防舷材,防舷材承受船舶撞 擊能量時,變形>150mm	a
Cs=0.9	剛性防舷材,防舷材承受船舶撞 擊能量時,變形≦150mm	

表 2-1 船舶柔性係數 Cs 建議值

表 2-2 船席組構係數 Cc 建議值

Cc=1.0	開放式結構 靠泊角度>5°	0
Cc=0.9	封閉式垂直結構 靠泊角度>5°	

3. BS6349-4(2014)建議

BS6349-4(2014)(圖 2.2)主要與 PIANC 及 BS6349-4(1994)之差 別在於限定了最低靠船速度(0.08m/sec)以確保安全及船舶採 DWT或DT區分。



Key

- Water displacement, in 1000 t Х
- Characteristic velocity, in m/s, perpendicular to the berth Y

b d* e** Displacement а с 0.9 M_D [tonne] 0.8 Berthing Velocity – Tug Assisted, $v_{\scriptscriptstyle R}$ (m/s) 1,000 0.179 0.343 0.517 0.865 0.669 3,000 0.136 0.269 0.404 0.524 0.649 0.7 From BS6349 : Part 4 : 2014 : Figure 9 5,000 0.117 0.236 0.352 0.459 0.558 0.6 10,000 0.094 0.192 0.287 0.377 0.448 15,000 0.332 0.082 0.169 0.252 0.391 0.5 * 0.153 20.000 0.228 0.303 0.355 * 0.4 0.133 0.198 30.000 0.264 0.308 * 40,000 0.119 0.178 0.239 0.279 0.3 * 50,000 0.110 0.164 0.221 0.258 * 0.094 0.2 75,000 0.141 0.190 0.223 * 100,000 0.083 0.126 0.171 0.201 0.1 * * 150,000 0.107 0.146 0.174 200,000 * * 0.131 0.095 0.158 0.0 10³ 104 105 250,000 * * 0.086 0.120 0.146 Displacement, M_{D} (tonne) = BS 6349 300,000 * * 0.080 0.111 0.137 Deadweight, DWT = PIANC * 400,000 * * 0.099 0.124 * 500,000 * 0.090 0.115 *Design berthing speeds below 0.08m/s are not recommended. **PIANC states curves 'd' and 'e' may be high and should be used with caution.

106

資料來源: BS-6349-4:2014, figure 9

資料來源: Design Manual, SHIBATA FENDER TEAM.



4. 本次建議修訂

由以上規範演變,BS規範已修訂靠船曲線之下限以確保設計 之安全性,參酌 Spanish ROM Standard 0.2-90(如表 2-3)及國內設 計防舷材一般設定經驗速度,整理如表 2-4,另漁船靠泊速度可參 考表 2-5。

考量人為操作所造成之操船不確定性、船舶故障或異常天候 所造成之異常碰撞船舶靠岸能量(abnormal berthing energy),除上 述式(C2.2.1)靠岸能量 E_f 考量外,可參考 PIANC" Guidelines for the Design of Fender System "2002 中 4.2.8.5 節之異常碰撞係數(Factor for abnormal impact)及 BS 6349-4" Code of practice for design of fendering and mooring systems"之靠泊能量係數(berthing energy factor)。

Suggested Approach Velocity (Mean Values)m/s (Taken from the Spanish ROM Standard. 0.2-90)							
Vessel displacement in Favourable Moderate Unfav			Unfavourable				
tonnes	Condition	Conditions	Conditions				
Under 10,000	0.2-0.16	0.45-0.3	0.6-0.40				
10,000-50,000	0.12-0.08	0.3-0.15	0.45-0.22				
50,000-100,000	0.08	0.15	0.2				
Over 100,000	0.08	0.15	0.2				

表 2-3 建議靠船速度(ROM)

資料來源: PIANC, Guidelines for the Design of Fender Systems: 2002. Table 4.2.1

至於船舶柔性係數 Cs 及船席組構係數 Cc 雖可如表 2-1 及表 2-2 所示,採用 0.9~1.0 不等,但鑒於國內港區防舷材破損情況頻 繁,為減低維護成本,提升生命週期,且可提高安全性,暫維持 1.0 不變。





等級 a:遮蔽良好,靠泊容易 等級 b:遮蔽良好,靠泊困難 等級 c:遮蔽條件差,靠泊容易 等級 d**:遮蔽條件差,靠泊條件尚可 等級 e**:遮蔽條件差,靠泊條件差

**:特殊狀況下採用,如看天型碼頭

噸數 GT	靠泊速度 V(m/s)
<20	0.5
≧20 且<40	0.4
≧40 且<90	0.35
≥ 90	0.3

表 2-5 漁船建議靠泊速度

2.4.2 船舶繁纜

96 年增補研究案此部分並未修訂,按原部頒港灣構造物設計基準,然船舶大型化及極端氣候影響,國內屢有因強颱侵襲而有斷纜致港灣設施或船舶損傷案例,目前規定已不敷運用,建議依國內工程實際使用之案例修訂繫船柱容量。

1.現行港灣設計基準

船舶總噸數	作用於直柱之拉力(tf)	作用於曲柱之拉力(tf)
200~ 500	15	15
500~ 1,000	25	25
1,000~ 2,000	35	25
2,000~ 3,000	35	35
3,000~ 5,000	50	35
5,000~ 10,000	70	50 (25)
10,000~ 20,000	100	70 (35)
20,000~ 50,000	150	100 (50)
50,000~100,000	200	100 (50)

2.建議增補或修訂內容

檢討原設計規範 50,000~100,000GT 所採用之 100T 曲柱及 100,000GT 以上船舶所需之直柱及曲柱。

依前述統計建議船型檢視建議表。建議修訂船舶總噸數 50,000

~100,000 所建議之 100T 曲柱為 150T 曲柱,另依增修船舶總噸 數 100,000~150,000 之直柱及曲柱容量如表 2-6 所示。

船舶總噸數	作用於直柱之拉力 (tf)	作用於曲柱之拉力(tf)	備註	
200~ 500	15	15		
500~ 1,000	25	25		
1,000~ 2,000	35	25		
2,000~ 3,000	35	35		
3,000~ 5,000	50	35		
5,000~ 10,000	70	50 (25)		
10,000~ 20,000	100	70 (35)		
20,000~ 50,000	150	100 (50)		
$50.000 \sim 100.000$	200	100 (50)	修訂	
20,000 100,000	200	150 (75)	12 11	
100,000~150,000	400	200(100)	增列	

表 2-6 船舶作用於繫船柱之拉力

註:()內數值表示船席一定,位於船舶中間部份之繫船柱,其所繫倒纜(Spring Line)不超過二條時,作用於繫船柱之拉力。

表 2-1	舰舶矛性係费 Cs 建議值	2-7
れ 2-1 表 2-2	船席組構係對 Cc 建議值	
表 2-3	建議靠船速度(ROM)	2-9
· 表 2-4	建議靠泊速度	2-10
表 2-5	漁船建議靠泊速度	2-11
表 2-6	船舶作用於繫船柱之拉力	2-12

第三章 港灣構造物耐震設計之精進

3.1 前言

台灣位屬於太平洋火環地震帶(圖 3.1),火環帶之國家受地震所擾, 各國對於地震對構造物之影響不斷投入心力以避免震災所產生之影響, 民國 96 年完成之港灣構造物設計基準增補研究(一)已就結構物之地震力 予以修訂更新,惟至今亦已 10 年,國內不管是建築物、公路橋、鐵路橋 等規範均已更新,本團隊將比對 96 年版與現行台灣耐震設計規範,就全 台灣鄰海鄉鎮市區之水平譜加速度係數予以比對更新,並就 96 年版之起 始降伏地震力放大倍數 α,及結構系統地震力折減係數 F_u更新並增補。 96 年增補研究修訂內容摘錄如后。



圖 3.1 環太平洋火環地震帶圖

3.2 参考文獻

- 1. 交通部,港灣構造物設計基準-碼頭設計基準及說明,1997。
- 2. 交通部,公路橋梁耐震設計規範,1995。
- 3. 交通部,公路橋梁耐震設計規範,2009。
- 4. 內政部營建署,建築物耐震設計規範及解說,2011。
- 張荻薇、廖永忠、宋裕棋、蔡益超(民國 81 年 12 月)。橋梁耐震設計有 關起始降伏地震力放大之研究。第一屆結構工程研討會,257-267,南投 溪頭。
- 香景亮、梁英文(民 86)。結構耐震設計。臺北市:文笙。

 林同棪、蒲恩斯(民 74)。預力混凝土結構設計。臺北市:台灣商務印書 館。

96年增補研究修訂內容摘錄

非剛性結構物,如	棧橋式碼頭等,其所受地震之最小設計水平	總橫力V依下式
計算:		
$V = \frac{S_{aD}I}{1.4\alpha_y F_u} V$	N	(10.2.1)
(10.2.1)式中 $\frac{S_{aD}}{F_u}$ 得	依(10.2.2)式修正,修正後命為 $\left[rac{S_{aD}}{F_u} ight]_m$ 如下	:
$\left[\frac{S_{aD}}{F_u}\right]_m = \begin{cases} \frac{S_{aD}}{F_u} \\ 0.52 \end{cases}$	$;\frac{S_{aD}}{F_{u}} \le 0.3$ $;\frac{S_{aD}}{F_{u}} + 0.144$ $;0.3 < \frac{S_{aD}}{F_{u}} < 0.8$	(10.2.2)
0.70	$\frac{S_{aD}}{F_u} ; \frac{S_{aD}}{F_u} \ge 0.8$	
則 $V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left[\frac{S_{aD}}{F_u} \right]$	W_m	(10.2.3)
式中 S _{aD} : 」	L址設計水平加速度反應譜係數,為工址水平	向之設計譜加速
唐	長與重力加速度 g 之比值。	
I : A	月途係數。	
W : *	吉構物全部靜載重,並應計入地震時裝載載重	
$lpha_y$: ${}_{{}_{\mathcal{I}}}$	已始降伏地震力放大倍數。	
F_u : *	吉構系統地震力折減係數。	

3.3 水平譜加速度係數

台北縣至民國 90 年改制為新北市,由於臺北盆地包含台北市及<u>新北</u> **市,部分區域橫跨於盆地內外側,因此一併納入臺北盆地之特殊地形及 地質條件**,其地震特性同時受到盆地扭轉效應與軟弱土層效應之影響, 應特別考慮設計地震反應譜。因此需修訂新北市臨海地區之<u>震區</u>水平譜 加速度。另就其他縣市改制後行政區名稱修正。

臨海	鄉鎮市區	震區水	平譜加	速度S ¹ s	$S \sim S_1^D$	• S_s^M 與 S_1^M 值
縣市	鄉鎮市區	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M	臨近之斷層
	淡水鎮	0.5	0.3	0.7	0.4	
	瑞芳鎮	0.6	0.35	0.9	0.55	
	林口鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	三芝鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
台北縣	石門鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	八里鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	貢寮鄉	0.7	0.4	0.9	0.55	
	金山鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	萬里鄉	0.5	0.3	0.8	0.45	
台中縣						
台南縣						
高雄縣						

3.3.196年增補研究摘錄震區水平譜加速度

S_S^D:震區短週期設計水平譜加速度係數

S₁: 震區一秒週期設計水平譜加速度係數

S_S^M: 震區短週期最大水平譜加速度係數

S₁^M: 震區最大週期設計水平譜加速度係數

3.3.2 建議增補或修訂內容

修訂震區水平譜加速度以反應 SaD(工址設計水平加速度反應譜 係數); SaM(工址最大水平加速度反應譜係數)。

新北市之震區分為臺北盆地微分區及一般震區,如圖 3.2 所示,臨海鄉鎮市區適用臺北盆地微分區之區域如表 3-1 所示,淡水區 及八里區部分里已納入台北微分區,其工址水平譜加速度增訂如表 3-1 所示,其他新北市區域之震區水平譜加速度係數則依最新部頒 之建築物耐震設計及橋樑耐震設計(建築物與橋梁一致)予以修正如 表 3-2 所示。其他臨海鄉鎮市區為因應縣市合併修正鄉鎮名稱如表 3-3 所示。

1.臺北盆地範圍:

訂定為淡水河水系內海拔 20 公尺以下區域,包括臺北市及 新北市之三重區、新莊區、板橋區、中和區、永和區、新店區、 土城區、樹林區、蘆洲區、五股區、泰山區、<u>淡水區、八里區</u>、 汐止區等轄區之全部或部分里,並劃分為臺北一區、臺北二區及 臺北三區。

2.一般震區:



其他非屬臺北盆地區域。

圖 3.2 臺北盆地設計地震微分區圖

表 3-1 新北市臨海鄉鎮市區臺北盆地微分區之工址短週期設計水平譜加 速度係數 Sos、工址短週期最大考量水平譜加速度係數 Sms

縣 市	BB	里	微分區
新北市	淡水區	福德里、竹圍里、民生里、八勢里、 竿蓁里、鄧公里、長庚里、清文里、 草東里、永吉里、民安里、新生里、 文化里、油車里、沙崙里 (共15 里)	臺北二區 S _{DS} =0.6;S _{MS} =0.8
	八里區	龍源里、米倉里、大崁里、埤頭里、 頂罟里、舊城里、訊塘里、荖阡里、 下罟里 (共9 里)	

衣J-4 刑山巾颐厨卿要巾哩 加辰匹辰匹小丁宿加环	加速度	水平言	震區	區	-般震	「區	缩	每瓴	「臨〉	斤北市	8-2 亲	表
---------------------------	-----	-----	----	---	-----	----	----------	----	-----	-----	-------	---

$S_{S} \cdot S_{1} \cdot S_{S} \cdot \mathfrak{g} \circ \mathfrak{g} \circ \mathfrak{g} \circ \mathfrak{g}$									
縣 市	鄉鎮市區	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M	適用區域			
台北縣 新北市	淡水鎮	0.5	0.3	0.7	0.40 0.45	中和里、屯山里、賢孝里、興 仁里、蕃薯里、義山里、忠山 里、崁頂里、埤島里、新興里、 水碓里、北投里、水源里、忠 寮里、樹興里、坪頂里、中興 里、協元里 (共18 里)			
	瑞芳鎮	0.6	0.35	0.9	0.55	全區所有里			
	林口鄉	0.5	0.3	0.7	0.40 0.45	全區所有里			
	三芝鄉	0.5	0.3	0.7	0.40 0.45	全區所有里			
	石門鄉	0.5	0.3	0.7	0.40 0.45	全區所有里			
	八里鄉	0.5	0.3	0.7	0.40 0.45	長坑里			
	貢寮鄉	0.7	0.4	0.9	0.55	全區所有里			
	金山鄉	0.5	0.3	0.7	0.40 0.45	全區所有里			
	萬里鄉	0.5	0.3	0.8	0.45 0.50	全區所有里			

 \mathbf{C}^D \mathbf{C}^D \mathbf{C}^M , \mathbf{C}^M

台中縣市	大甲鎮區	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	清水 鎮 區	0.8	0.45	1	0.55	屯子腳斷層
	梧棲 鎮 區	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	大安 鄉 區	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	龍井 鄉 區	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
台南縣市	七股鄉區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	將軍鄉區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	北門鄉區	0.7	0.4	0.9	0.5	
高雄縣市	林園鄉區	0.5	0.3	0.7	0.45	
	茄萣 鄉 區	0.7	0.35	0.9	0.5	
	永安 鄉 區	0.7	0.35	0.9	0.5	
	彌陀 鄉 區	0.7	0.35	0.9	0.5	
	梓官鄉區	0.7	0.35	0.9	0.5	

表 3-3 其他臨海鄉鎮市區震區水平譜加速度 S_s^D 、 S_1^D 、 S_s^M 與 S_1^M 值

3.4 起始降伏放大倍數

3.4.1 港灣設計規範與其他部頒規範適用性檢討

起始降伏地震力放大倍數 y為設計地震地表加速度放大 y倍後,結構體開始產生第一個降伏斷面之值,其值與所採用之設計方法 有關。89 年港灣構造物設計基準就鋼筋混凝土結構若採用強度設計法 設計時, y取 1.0,採用其他材料或其他設計方法時,設計者應依使 用規範,詳細分析訂定之。而 96 年港灣構造物設計基準增補研究已删 除 v取 1.0 之條文,改由設計者自行分析訂定。參酌國內其他規範, 為利工程師設計,就採用之設計方法配合其結構特性均有建議值,整 理如表 3-4,建議增列此部分供工程師設計。
公路橋梁耐震設計規範	建築物耐震設計規範鋼筋混凝土
• 鋼筋混凝土構材強度設計法 α _y =1.65	 • 強度設計法
 鋼構材容許應力設計法 <i>α_y=1.70</i> 	 鋼結構容許應力法 α_y=1.2
公路橋之橋墩包含軸力和彎矩所產生塑 鉸較接近港灣構造物基樁行為。	建築物因強柱弱梁關係,塑鉸會發生在 梁端,其分析方法著重於梁彎矩的降伏 倍數,行為與港灣構造物不同。

表 3-4 部頒耐震設計規範 y 適用性說明

3.4.2 建議增補或修訂內容分析

就鋼管樁及 PC 樁所組之非剛性結構分別探討如下:

1. 鋼管樁

基樁承受上部結構傳來之荷重以及本身之自重,其主要應有 軸力及彎矩,可視為梁柱構材進行設計。其公式為

 $\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \le 1.0$ (3-1)

fa: 載重引致之軸壓應力

Fa: 容許軸壓應力

fb: 載重引致之彎曲應力

F_b: 容許彎曲應力

依港灣設計基準鋼管樁可分 SKK400 及 SKK490 二種強度, 其降伏強度 Fy 分別為 2400kgf/cm² (SKK400); 3200kgf/cm² (SKK490),容許應力如下表所示。

Fa:容許軸壓應力						
SF	KK400	SF	KK490			
$\frac{L}{r} \le 20$ $20 < \frac{L}{r} < 93$	1,400 $1,400-8.4\left(\frac{L}{r}-20\right)$	$\frac{L}{r} \le 15$ $15 < \frac{L}{r} < 80$	1,90($1,900-13\left(\frac{L}{r}-15\right)$			
$\frac{L}{r} \ge 93$	$\frac{12,000,000}{6,700+\binom{L}{r}}$	$\frac{L}{r} \ge 80$	$\frac{12,000,000}{5,000+(L_r)^2}$			

一般棧橋鋼管樁設計 SKK400 細長比會控制在 20<L/r<93, 而 SKK490 細長比會控制在 15<L/r<80,以此推算鋼管之容許軸壓 應力 SKK400 約在 1,000~1,200kgf/cm², 而 SKK490 鋼管約在 1250~1600kgf/cm²。

Fb:容許彎曲應力				
SKK400	SKK490			
1400kgf/cm ²	1900kgf/cm ²			

對於碼頭結構考慮載重為靜載重,地震時之堆載及地震力, 在考量地震力短期作用下,其材料強度可提高 1.5 倍,可將(3-1) 式寫成

 $\left(\frac{f_{aD}}{F_a} + \frac{f_{bD}}{F_b}\right) + \left(\frac{f_{aE}}{F_a} + \frac{f_{bE}}{F_b}\right) = 1.5 \dots (3-2)$

faD:靜載及堆載引致之軸壓應力

fbD:靜載及堆載引致之彎曲應力

f_{aE}:地震引致之軸壓應力

fbE:地震引致之彎曲應力

 $\diamondsuit \left(\frac{f_{aD}}{F_a} + \frac{f_{bD}}{F_b}\right) = A$ (3-3)

A 值最小為 0,最大為 1,代表結構之靜載效應,與靜載重及 碼頭功能(堆載能力)大小不同而有所差異。

結構之靜載及堆載作用下引致之彎曲應力與軸壓應力之比值

結構之<u>設計地震力作用下引致之彎曲應力與軸壓應力之比值</u> 可以下式之n值表示

$$n = \frac{f_{bE}}{f_{aE}} \quad \dots \quad (3-5)$$

$$f_{aD} = \frac{F_a \times F_b}{F_b + F_a m} A - (3-6)$$

$$f_{bD} = \frac{F_a \times F_b \times m}{F_b + F_a m} A - (3-7)$$

由(3-2)(3-3)(3-5)可得

$$f_{aE} = \frac{(1.5-A) \times F_a \times F_b}{F_b + F_a n}$$
(3-8)
$$f_{bE} = \frac{(1.5-A) \times F_a \times F_b \times n}{F_b + F_a n}$$
(3-9)

在靜載、堆載及地震力作用下,當地震力變為設計地震之 α_y 倍時,構材達到降伏, α_y 可用下式求之:

$$\left(\frac{f_{aD}}{F_y} + \frac{f_{bD}}{F_y} \right) + \alpha_y \left(\frac{f_{aE}}{F_y} + \frac{f_{bE}}{F_y} \right) = 1.0$$
(3-10)
$$\alpha_y = \frac{F_y - \left(\frac{F_b \times F_a}{F_b + F_a m} \right) (1+m)A}{(1+n)(1.5-A) \left(\frac{F_b \times F_a}{F_b + F_a n} \right)}$$
(3-11)

由上列計算,分析各情況如下:

①情況 1:m=0,n=0

$$\alpha_y = \frac{F_y - (F_a)A}{(1.5 - A)F_a}$$
-------(3-12)

A=0→ SKK400 ,
$$\alpha_y = 1.33 \sim 1.60$$
 , SKK490 , $\alpha_y = 1.33 \sim 1.71$
A=1→ SKK400 , $\alpha_y = 2.00 \sim 2.80$, SKK490 , $\alpha_y = 2.00 \sim 3.12$

③情況 3:m=∞,n=0

$$\alpha_y = \frac{F_y - F_b A}{(1.5 - A)F_a}$$
------(3-14)

A=0 →SKK400 ,
$$\alpha_y = 1.33 \sim 1.60$$
 , SKK490 , $\alpha_y = 1.33 \sim 1.71$
A=1 → SKK400 , $\alpha_y = 1.67 \sim 2.00$, SKK490 , $\alpha_y = 1.63 \sim 2.08$

④情况4:m=∞,n=∞

$$\alpha_y = \frac{F_y - AF_b}{(1.5 - A)F_b}$$
(3-15)

 $A{=}0 \rightarrow SKK400 \ , \ \alpha_y = 1.14 \ , \ SKK490 \ , \ \alpha_y = 1.12$

A=1 \rightarrow SKK400 , $\alpha_y = 1.43$, SKK490 , $\alpha_y = 1.37$

- 由以上4種極端狀況分析αy值介於1.12~3.12之間。
- ◆ 對於固定的 m 與 A 值而言,若 n 值越大,則所得之αy越小。
- ◆ 就結構物而言,比較斜撐棧橋、直樁棧橋及單樁構造受地震力 影響:
 - ▶ 斜樁棧橋: 軸力大,彎矩小,n最小
 - ▶ <u>單樁構造:幾乎無軸力,以彎矩為主,n最大</u>
 - 直樁結構:介於上述兩者中間

Δ此α_ν以具斜樁結構最大,單樁最小。

- 對於固定的 m 與 n 值而言,若 A 值增加,則αy值將增大,設計
 時靜載效應(A)較大,亦即地震效應較小,則構材達到降伏階
 段,αy值自然較大。
- ◆ 對於固定的 n 與 A 而言, 若 m 值增加, 則 α_ν值將稍微減小。

一般而言,港灣結構堆載較一般其他構造物為重,基樁之(靜 載+堆載)與地震效應之比例約介於 30~50%之間,即靜載效應 A 值介於 0.45~0.75 之間,經分析統整不同強度及容許應力下之起始 降伏放大係數如表 3-5~表 3-8,其αy值介於 1.20~2.31 之間;基此, 取αy值為 1.2~1.4 計算設計地震最小總橫力,應屬合理。

٨	m=0.1	m=0.2	m=0.4	m=0.6	m=0.8	m=1.0	m=5.0	m=0.6	m=5
A	n=0.1	n=0.2	n=0.4	n=0.6	n=5	n=15	n=30	n=30	n=0.1
0.30	1.70	1.65	1.59	1.54	1.31	1.25	1.21	1.24	1.63
0.45	1.80	1.75	1.67	1.61	1.37	1.31	1.25	1.31	1.68
0.60	1.93	1.87	1.78	1.71	1.45	1.38	1.30	1.39	1.75
0.75	2.12	2.05	1.94	1.86	1.57	1.49	1.37	1.50	1.84
0.90	2.40	2.31	2.17	2.07	1.74	1.65	1.47	1.68	1.98
1.00	2.68	2.57	2.41	2.29	1.91	1.81	1.57	1.85	2.12

表 3-5 SKK400(Fa=1,000kfg/cm²), α_y 值與 A、m、n 之關係

表 3-6 SKK400(Fa=1,200kfg/cm²), α_y 值與 A、m、n 之關係

٨	m=0.1	m=0.2	m=0.4	m=0.6	m=0.8	m=1.0	m=5.0	m=0.6	m=5
A	n=0.1	n=0.2	n=0.4	n=0.6	n=5	n=15	n=30	n=30	n=0.1
0.30	1.40	1.38	1.35	1.33	1.23	1.21	1.19	1.21	1.36
0.45	1.45	1.43	1.40	1.37	1.27	1.25	1.22	1.25	1.40
0.60	1.53	1.50	1.46	1.44	1.33	1.30	1.26	1.31	1.45
0.75	1.63	1.60	1.56	1.52	1.41	1.38	1.32	1.39	1.51
0.90	1.79	1.75	1.70	1.65	1.53	1.49	1.41	1.51	1.61
1.00	1.95	1.90	1.84	1.79	1.64	1.60	1.49	1.63	1.71

表 3-7 SKK490(Fa=1,250kfg/cm²), α_y 值與 A、m、n 之關係

Α	m=0.1 n=0.1	m=0.2 n=0.2	m=0.4 n=0.4	m=0.6 n=0.6	m=0.8 n=5	m=1.0 n=15	m=5.0 n=30	m=0.6 n=30	m=5 n=0.1
0.30	1.82	1.76	1.67	1.61	1.31	1.24	1.19	1.24	1.73
0.45	1.93	1.87	1.77	1.70	1.38	1.30	1.23	1.30	1.78
0.60	2.09	2.02	1.90	1.81	1.47	1.39	1.28	1.39	1.85
0.75	2.31	2.22	2.08	1.98	1.60	1.50	1.35	1.52	1.95
0.90	2.63	2.52	2.35	2.22	1.79	1.67	1.45	1.70	2.10
1.00	2.96	2.83	2.62	2.46	1.97	1.84	1.55	1.89	2.25

表 3-8 SKK490(Fa=1,600kfg/cm²), α_y 值與 A、m、n 之關係

•	m=0.1	m=0.2	m=0.4	m=0.6	m=0.8	m=1.0	m=5.0	m=0.6	m=5
A	n=0.1	n=0.2	n=0.4	n=0.6	n=5	n=15	n=30	n=30	n=0.1
0.30	1.39	1.37	1.34	1.32	1.21	1.19	1.17	1.19	1.36
0.45	1.45	1.43	1.39	1.36	1.25	1.23	1.20	1.23	1.39
0.60	1.52	1.50	1.46	1.42	1.31	1.28	1.23	1.28	1.43
0.75	1.63	1.60	1.55	1.51	1.38	1.35	1.28	1.36	1.49
0.90	1.79	1.75	1.68	1.64	1.49	1.45	1.36	1.47	1.58
1.00	1.94	1.89	1.82	1.76	1.61	1.56	1.44	1.59	1.67

$$\frac{f_a}{\sigma_{ca}} + \frac{f_b}{\sigma_{ca}} + \frac{f_{ce}}{\sigma_{ca}} \le 1.0 - (3-16)$$

f_a:載重引致之軸壓應力
 fb:載重引致之彎曲應力
 f_{ce}:混凝土有效預應力,以預製 PC 樁約 0.1fc'
 σ_{ca}: PC 樁容許彎曲壓應力=1/3fc'
 fc':混凝土設計強度
 (f_ap+f_bD), (f_aE+f_bE), f_{ce} 1

$$\left(\frac{J_{aD}+J_{bD}}{\sigma_{ca}}\right) + \left(\frac{J_{aE}+J_{bE}}{\sigma_{ca}}\right) + \frac{J_{ce}}{\sigma_{ca}} = 1.5 - \dots - (3-17)$$

f_{aD}:靜載及堆載引致之軸壓應力
 f_{bD}:靜載及堆載引致之彎曲應力
 f_{aE}:地震引致之軸壓應力
 f_{Be}:地震引致之彎曲應力

$$\diamondsuit\left(\frac{f_{aD}+f_{bD}}{f_{aE}+f_{bE}}\right) = A - \dots - (3-18)$$

將(B-18)帶入(B-17)得

$$f_{aE} + f_{bE} = \frac{0.4f_C'}{1+A}$$
(3-19)

$$f_{aD} + f_{bED} = \frac{0.4f_c'}{1+m}A$$
 -----(3-20)

PC 樁之標稱強度約為 0.85fc',考量此狀況下剩餘的鋼鍵中的預力約為有效預力的 60%,因此標稱強度酌以降低為 0.85fc'-0.6×f_{ce}=0.79fc'。

$$\left(\frac{f_{aD}+f_{bD}}{0.79f_c'}\right) + \alpha_y \left(\frac{f_{aE}+f_{bE}}{0.79f_c'}\right) + \frac{0.06f_c'}{0.79f_c'} = 1.0$$
(3-21)

將(3-19)(3-20)代入(3-21)

$$\alpha_y = \frac{\frac{0.73 - \frac{0.4B}{1+B}}{\frac{0.4}{1+B}}}{(3-22)}$$

表 3-9 PC 樁, α_v 值與 B 之關係

В	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
α_y	1.91	1.99	2.07	2.16	2.24	2.32	2.40	2.49	2.57	2.65

一般而言,港灣結構堆載較一般其他構造物為重,基樁之(靜 載+堆載)與地震效應之比例約介於 30~50%之間,即靜載重效應 B 值介於 0.4~1.0 之間,其時αy值介於 2.16~2.65 之間(表 3-9),惟港 灣設施採用 PC 樁多採打擊方式施工,其樁頭如有受所龜裂,在 此嚴酷的自然條件下,<u>建議αy值可保守取 1.4~1.6 計算設計地震</u> 最小總橫力,應屬合理。

(3) 小結

鋼管樁採容許應力法設計時,起始降伏放大係數 α_y 建議修訂為 1.2~1.4; PC 樁採容許應力法設計時,起始降伏放大係數 α_y 建議修訂為 1.4~1.6。

αy值之決定在工作應力法時,其大小取決於材料本身之容許 應力值及地震時允許提高之大小有關,各規範在此設定不同,因 此所得之αy亦有所差異,說明如下。

①容許應力差別

以鋼材而言,建築物容許應力為 0.66Fy,橋梁容許應力為 0.55Fy,港灣結構物則因基樁之細長比所造成之折減,容許應 力介於 0.4~0.5Fy 之間。容許應力越低,離降伏點越遠, α_y越 高。

②地震提高倍數

建築物及橋樑,其地震時所能提高之強度均為 1.33 倍,而 港灣結構所允許提高之強度為 1.5 倍,因此建築物及橋梁可允 許之αy值較大。

3.5 結構系統地震力折減係數

結構系統地震力折減係數F_u與結構系統韌性容量R以及結構基本 振動週期T有關。R值與抵抗地震力之各種結構系統有關,可依其進入 非彈性後相對消散能量的能力決定。96年增補研究雖已針對港灣設計基 準 89 年修訂版進行調整並刪除不隨結構型態不同而異之結構系統特性 係數 R*, 然<u>對於韌性容量R並無明訂</u>,對工程師執行設計工作有所困 擾,建議予補充增訂。

3.5.1 96 年增補研究摘錄

其結構系統容許韌性容量 R_a 與韌性容量R間之關係如下: $-般工址與近斷層區域: R_a = 1 + \frac{(R-1)}{1.5}$ (10.2.9) 結構系統地震力折滅係數 F_u 與容許韌性容量 R_a 及基本振動週期T的關 係式如下: $F_u = \begin{cases} R_a ; T \ge T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) * \frac{T - 0.6T_0^D}{0.4T_0^D}; 0.6T_0^D \le T \le T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} ; (0.2T_0^D \le T \le 0.6T_0^D) \end{cases}$ (10.2.10) $\sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) * \frac{T - 0.2T_0^D}{0.2T_0^D}; T \le 0.2T_0^D \end{cases}$ (10.2.10) 其中, T_0^D 為設計水平譜加速度係數短週期與中週期的分界點,其定義如 (10.2.8)式所示。 其中 T_0^D 本身已納入不同地盤型式之考量,因此可不需再對不同地盤型式 之地震力折減係數 F_u 進行調整。

3.5.2 建議增補或修訂內容

有關港灣構造物之非剛性結構物,以棧橋碼頭及樁欉式構造為 主,其主要系統組成分為直樁式棧橋碼頭及具斜樁組棧橋碼頭,如 圖 3.3 所示。基樁的材料則分為鋼筋混凝土(含預力混凝土)及鋼材兩 大類,其行為模式與建築物多層剪力屋架系統不同,而是與橋梁之 多構架式橋墩類似,因此參酌公路橋梁耐震設計規範修訂港灣非剛 性結構物之結構系統韌性容量 R 可採 3~4.2。

另就本次修訂納入臺北盆地之新北市地區增列容許韌性容量如 下。

臺北盆地: $R_a = 1 + \frac{(R-1)}{2.0}$





第四章 混凝土構造物強度設計法

4.1 前言

目前港灣構造物之設計,是依據民國 86 年部頒之港灣構造物設計 基準,其中 R.C.構造物之設計方法則仍是採用工作應力法。工作應力法 係將混凝土視為一完全彈性的材料,並且控制結構物各部份桿件在工作 載重下所造成的應力,不超過材料的容許應力值;此設計方法理論簡單 易於瞭解及應用方便,因此長久以來廣受世界各國採用。而強度設計法 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 法將安全係數分成強度折減係數及載重係數,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,因此理論上較工作 應力法合理。隨著工程師對混凝土材料受力行為的瞭解,歐美各國大都 已改採強度設計法來設計 R.C.構造物;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有必要朝此方向修訂。

港灣構造物包括陸上結構物、臨海結構物(如碼頭)及海上結構物 (如防波堤)三種。陸上結構物如房屋、倉庫、信號台等,其載重均很 明確,故可直接引用建築設計結構之強度設計法設計,但其餘兩項因其 載重型態較複雜,如碼頭結構之繫靠力及防波堤之波浪力具較多不確定 因素,目前均採用工作應力法設計。

民國 96 年版構造物設計基準已導入強度設計法概念,惟本國港灣構造物設計基準翻修自 1989 年版日本港灣基準,而民國 96 年版修訂則 主要以 1999 年版日本港灣基準為藍本,將載重分為永久載重、變動載重 及偶發載重,並就不同狀態下之不同載重分類給予不同載重因子,相對 國內其他規範及大專院校養成所採之美系設計理念仍有落差,國內部頒 混凝土設計規範精神採美國土木 ASCE 7 及美國混凝土 ACI 318 為基礎, 為能加速港灣人才養成及跨領域整合合作以提升港灣技術,將參考 ASCE7-02 及美軍 UFC4-152-01 規範,訂定屬於港灣構造物之設計載重 組合。

4-1

4.2 参考文獻

- 1. 交通部,港灣構造物設計基準-碼頭設計基準及說明,1997。
- 2. 內政部營建署,混凝土結構設計規範,2017。
- 郭世榮、賴瑞應(民國 93 年 11 月)。港灣構造物之強度設計法。港灣構造物設計法講習班,5-1~5-31,台中台灣。
- 8學瑞、張欽森、丁金彪(民國 93 年 11 月)。日本港灣構造物設計準則 介紹。港灣構造物設計法講習班, 3-1~3-43, 台中台灣。
- 5. 日本港灣協會,港灣の施設の技術上の基準·同解說-第2編,1999。
- 6. 日本土木学会コンクリート標準示方書[設計編],2007。
- 7. 日本鐵道綜合技術研究所,鐵道構造物等設計標準及解說〔混凝土結 構物〕,平成11年10月,丸善株式會社。
- 美國陸軍工兵團(USACE)、海軍設施工程指揮部(NAVFAC)及空軍 土木工程支援局 (AFCESA)」,統一設施準則(Unified Facilities Criteria, UFC), DESIGN: PIER AND WHARVES, UFC 4-152-01, 2005.
- 9. American Society of Civil Engineering (ASCE), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE 7-02, 2002.
- 10. The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan, Technical standards and commentaries for port and harbour facilities in Japan, Chapter 4, 2002.
- 11. Japan Society of Civil Engineering (JSCE), Standard Specifications for Concrete Structures 2007"Design".

4.3 日本混凝土強度設計法

強度設計法採用構件強度折減及提高設計載重來確保安全係數,而 這兩種方式又分別隱含不同折減及提高之設計概念,分別敘述如下。 1.構件強度的折減

由材料及構件受力行為下手折減。

(1)材料係數(material factor) : γ_m

依材料不同折减,如表4-1所示。

表 4-1 材料係數γ_m

材料係數	混凝土	1.3
(material factor)	鋼筋及PC鋼材	1.0
γ_m	上述之外的鋼材	1.05

(2)構件係數(member factor): γ_h

依構件受力情形不同折減,如表4-2所示。

表 4-2 構件係數γ_b

	構件受力情形	
楼伙低數	織曲及動力強度	1.15
相计协致	弓曲及轴力浊反	(1.0)
(member factor)	軸壓力的上限值	1.3
14	识疑十的前力改在	1.3
Ύb	化碳工的分力浊反	(1.15)
	剪力筋的剪力強度	1.15
		(1.0)

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。

2.提高設計載重

就載重特性不同、結構物類型不同及結構掌握度不同提高設計 因子。 (1)載重因數(load factor): γ_f

載重分類,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<u>永久載重、變動載重及偶發載重</u>等三大類(圖 4.1),再由載重類別訂出載重係數,如表 4-3,如下所示。



圖 4.1 載重型式示意圖

表 4-3 載重因數γ_f

載重因數	永久載重	1.0~1.1 (0.9~1.0)
(load factor)	變動載重	
γ_f	→波力	1.3
	→施工時的變動載重的 載重	1.0
	→トボク外	1.0~1.2
	●上述之月	(0.8~1.0)
	偶發載重	1.0

()內數字表示使用較小係數時對構造物反而不利之情形

(2)結構物係數(structure factor): γ_e

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 4-4 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。

表 4-4 結構物係數 γ_e

結構物係數	战场难两上就排洪	偶發載重作用時 1.0
(structure factor)	找 简 哟 與 上 印 桷 垣	其他場合時1.2
Ύe	际论理	波力作用時 1.1
	的波堤	其他場合時1.0
	当 時	地震載重作用時 1.0
	斥型	其他場合時1.1

(3)結構分析係數(structure analysis factor): γ_a

為分析不確定性之安全係數,港灣構造物已有相當程度了 解,因此此係數取 1.0

4.4 美國混凝土強度設計法

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。

$$\varphi R_n \geq \sum_i \gamma_i Q_i$$

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儘相同, 在受載後之韌性與可靠程度也都有所差異。美國海軍規範以強度折減係 數,考慮上述的不確定性。載重係數的決定,則取決於載重的變異係數 及載重組合效應的影響。美國海軍規範[8],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:

1. 強度折減係數 φ

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 4-5。

構件受力情形	arphi
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)	0.70
受軸壓力或受撓曲合併作用(非螺筋圍箍者)	0.65
剪力與扭力	0.75
混凝土承壓	0.65
無筋混凝土受撓曲、壓力及承壓	0.55

表 4-5 強度折減因子

2.載重因數 γ_i

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因數;若一載重大小無 法準確預測,則乘上一較大的載重因數。現將美國規範中對港灣結 構之載重組合及載重因數製成表 4-6。 表 4-6 載重組合表

VACANT	1(a)	2(b)	3(c)	4(d)	5(e)	6(f)	7(g)	8(h)
D	1.4	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	0.9	0.9
L	0	1.6	1	0	1	1	0	0
В	1.4	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	0.9	0.9
Be	0	0	0	0	0	0	0	0
С	1.4	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	0.9	0.9
Cs	0	0	0	0	0	0	0	0
E	0	1.6	0	0	0	0	1.6	1.6
EQ	0	0	0	0	0	1	0	1
W	0	0	0	0.8	1.6	0	1.6	0
Ws	0	0	0	0	0	0	0	0
RST	0	1.2	0	0	0	0	0	0
Ice	0	0.2	0	0	1	0	1	0
BERTHING	1(a)	2(b)	3(c)	4(d)	5(e)	6(f)	7(g)	8(h)
D		1.2	1.2		1.2	1.2		
L		1.6	1		1	1		
В		1.2	1.2		1.2	1.2		
Be		1.6	1		1	1		
С		1.2	1.2		1.2	1.2		
Cs		0	0		0	0		
E		1.6	0		0	0		
EQ		0	0		0	1		
W		0	0		1.6	0		
Ws		0	0		0	0		
RST		1.2	0		0	0		
Ice		0.2	0		1	0		
MOORING	1(a)	2(b)	3(c)	4(d)	5(e)	6(f)	7(g)	8(h)
D	1.4	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	0.9	0.9
L	0	1.6	1	0	1	1	0	0
В	1.4	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	0.9	0.9
Be	0	0	0	0	0	0	0	0
С	1.4	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	0.9	0.9
Cs	1.4	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	0.9	0.9
E	0	1.6	0	0	0	0	1.6	1.6
EQ	0	0	0	0	0	1	0	1
W	0	0	0	0.8	1.6	0	1.6	0
Ws	0	0	0	0.8	1.6	0	1.6	0
RST	0	1.2	0	0	0	0	0	0
Ice	0	0.2	0	0	1	0	1	0

(a) ASCE 7-02 Min Design Loads for Bldgs and Other Structures, 2.3.2 Eqn 1

(b) ASCE 7-02 Min Design Loads for Bldgs and Other Structures, 2.3.2 Eqn 2

(c) ASCE 7-02 Min Design Loads for Bldgs and Other Structures, 2.3.2 Eqn 3a

(d) ASCE 7-02 Min Design Loads for Bldgs and Other Structures, 2.3.2 Eqn 3b

(e) ASCE 7-02 Min Design Loads for Bldgs and Other Structures, 2.3.2 Eqn 4

(f) ASCE 7-02 Min Design Loads for Bldgs and Other Structures, 2.3.2 Eqn 5

(g) ASCE 7-02 Min Design Loads for Bldgs and Other Structures, 2.3.2 Eqn 6 (h) ASCE 7-02 Min Design Loads for Bldgs and Other Structures, 2.3.2 Eqn 7

D = Dead load

B = Buoyancy load

L = Live load

Be = Berthing load

S = Shrinkage

EQ = Earthquake load

Ws = Wind load on ship

T = Temperature load

C = Current load on structure Cs = Current load on ship

- E = Earth pressure load
- W = Wind load on structure
- R = Creep/rib shortening

Ice = Ice pressure

資料來源: DESIGN: PIERS AND WHARVES UFC 4-152-01 2005

4.5 美日規範彙整

對於強度設計法之設計理念,美日規範大體一致,採構件強度計算時折減強度,均對構件受力情形予以折減,日本在撓曲採用 γ_b = 1.15, 等於是折減為 0.87(=1/1.15),美國撓曲 φ =0.9;日本剪力採用混凝土 γ_b = 1.3,等於是折減為 0.77(=1/1.3),剪力筋 γ_b = 1.15,有效梁深 d 折減 1.15, 等於是折減為 0.76(=1/1.15/1.15),而美國在剪力之折減 φ =0.75,由上述 分析,兩國在構件受力情形之折減量接近,惟日本對於材料本身再予以 折減一次 γ_m ,以鋼筋混凝土而言,日本的設計混凝土強度僅為抗壓強度 0.77 倍(=1/1.3),意即日本對於鋼筋混凝土所能提供之設計強度較為保留, 兩者比較如表 4-7 所示。

堆件公力性的	強度折	小社		
梅什文刀俱形	日本 γ_b 、 γ_m	小、活		
撓 曲	0.87	0.9		
混凝土抗剪	0.77	0.75	日本規範折減較多	
剪力鋼筋	0.76	0.75	,較保守	
	尚須對混凝土強度 折減0.77倍	不用折減		

表 4-7 强度折减係數對照表

而對於載重部分,日本的載重係數含有載重因數及結構物係數 (γ_f*γ_e),如表 4-8,就棧橋及防波堤分別說明如下:

1.棧橋

靜載重永久載重 D (1.1*1.2=1.32; 0.9*1.2=1.08);
變動載重活載重 L (1.2*1.2=1.44);
偶發載重地震力 EQ (1.0*1.0)

2.防波堤

靜載重永久載重 D (1.1*1.0=1.1; 0.9*1.0=0.9);
變動載重波力 L (1.3*1.1=1.43);
偶發載重地震力 EQ (1.0*1.0)

美國則是靜載重 D=1.2(或 0.9);活載重 L=1.6;地震力 EQ=1.0。

載重型式		載重	係數	.1. 4+	
		日本	美 國		
檖	靜載重永久載重D	1.32 (1.08)	1.2 (0.9)		
橋	變動載重活載重L	1.44	1.6	美日對地震所產生之偶	
	偶發載重地震力EQ	1.00	1.00	發載重採相同係數,但對 戀動 載 重 求 甘 仲 佃 恐 共	
防	靜載重永久載重	1.1 (0.9)	1.2 (0.9)	受助 戦 里 战 兵 他 俩 發 戦 重, 如 繫 靠力等, 美國採	
波	變動載重波力	1.43	1.6	較高載重因數	
琁	偶發載重地震力EQ	1.00	1.00		

表 4-8 載重因數對照表

由上分析載重部分,日本除在棧橋的永久載重較保守,採較高之載 重係數外,其他載重則以美國較保守,至於地震等偶發載重則兩國採相 同係數處理。

小結上述,整理強度設計法設計概念如圖 4.2,日本用 2 個參數折 減構件強度,用 3 個參數放大設計載重,而美國則簡化為 1 個參數折減 構件強度,1 個參數放大設計載重。整體而言美國雖然提高的設計載重 較日本略高約 10%,但日本對於材料的折減而言高於美國,相對設計較 為保守。

4-9



圖 4.2 強度設計法設計概念圖

4.6 設計原理解析

港灣構造混凝土設計主要應用於梁及版結構,其結構設計以彎矩及 剪力設計為主,國內混凝土設計教育與工程應用源於美國體系,以下將 就美國及日本混凝土設計之彎矩及剪力設計原理進行解析

4.6.1 混凝土梁彎矩設計

1.美國設計計算法

混凝土梁設計所需主筋量 As

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) - (4-1)$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \; ; \; R_n = \frac{M_u}{\varphi b d^2} \; ; \; m = \frac{f_y}{0.85f_c'}$$

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{0.85f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot \frac{f_y}{0.85f_c'} \cdot \frac{M_u}{\varphi bd^2}}{f_y}} \right) - \dots (4-2)$$

$$A_s = \frac{0.85f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4}{1.7bd^2 \cdot f_c'} \left(\frac{M_u}{\varphi}\right)} \right) bd \dots (4-3)$$

其中 ρ=受拉鋼筋比

 $f_y =$ 鋼筋規定降伏強度(kgf/cm²)

 $f'_c =$ 混凝土規定抗壓強度(kgf/cm²)

 b =構件受壓寬度(cm)

 d =構件最外受壓纖維至受拉鋼筋斷面重心之距離(cm)

 $M_u =$ 設計彎矩(kgf-cm)

 $\phi =$ 強度折減係數;撓曲=0.9

2.日本設計計算法

混凝土梁設計所需主筋量 As

$$A_{s} = \frac{A_{n} \left(d - \sqrt{d^{2} - \frac{4\gamma_{b}\gamma_{e}M_{u}}{A_{n}}} \right)}{2f_{yd}} \qquad \qquad \not \pm \psi \quad A_{n} = 1.7bf_{cd}'$$

$$\begin{split} &= \frac{1.7bf'_{cd} \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{4\gamma_b \gamma_e M_u}{1.7 \ bf'_{cd}}} \right)}{2f_{yd}} \\ &= \frac{0.85f'_{cd}}{f_{yd}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4}{1.7 \ bd^2 f'_{cd}}} (\gamma_b \gamma_e M_u) \right) bd \quad -----(4-4) \\ f_{yd} &= & \mbox{if M b$ 0$ theorem K theorem g = } \frac{f_{yk}}{\gamma_m} (N/mm^2) \\ f_{yk} &= & \mbox{if M b$ theorem k theorem g theorem d = fy (N/mm^2)} \\ f'_{cd} &= & \mbox{it R k theorem k theorem g theorem g theorem d theorem h theorem $h$$

 γe =結構物係數,棧橋碼頭上部構造,偶發載重作用時 1.0; 其他場合時 1.2
 b =構件受壓寬度(mm)
 d =構件最外受壓纖維至受拉鋼筋斷面重心之距離(mm)
 M₁₁ =設計彎矩(N-mm)

3.解析

比對兩國之設計原理相當,均採混凝土等效塊平衡計算,如 圖 4.3 所示,主要差別在於(1)放大因子及(2)材料折減。



(a)美系混凝土等效應力塊圖解

(b)日系混凝土等效應力塊圖解

圖 4.3 混凝土梁彎矩設計等效應力圖解

(1)設計載重之放大因子

比對(4-3)式及(4-4)式,計算鋼筋對應之處如下: $\frac{M_{u1}}{\varphi} \rightarrow \gamma_b \gamma_e M_{u2}$ ------(4-5) $\frac{1}{0.9} M_{u1} = 1.11 M_{u1} \rightarrow 1.15 \times 1.2 M_{u2} = 1.38 M_{u2}$ ------(4-6) 但 M_{u1} 之載重係數 > M_{u2} 之載重係數 舉例如 M_{u1} =1.2D+1.6L; M_{u2} =1.1D+1.2L

(2)材料強度額外折減

日本對於混凝土及鋼筋之設計強度分別折減 1.3 及 1.05。

1.美國設計計算法 $V_c = 0.53 \sqrt{f_c'} b_w d \quad \text{(kgf)}$ $V_c = 0.166\sqrt{f_c'}b_w d$ (N)------(4-7) $V_s = \frac{V_u}{\omega} - V_c$ $=\frac{A_{v}\cdot f_{y}\cdot d(\sin\theta_{s}+\cos\theta_{s})}{s}$ (4-8) $A_{v} = \frac{V_{s} \cdot s}{f_{v} \cdot d} \quad (4-9)$ $(V_s + V_c) \ge \frac{V_u}{\omega}$ -----(4-10) 其中 V, =混凝土之剪力計算強度(kgf) V。=剪力鋼筋提供之剪力計算強度(kgf) V. =斷面之設計剪力(kgf) $f_c' = 混凝土規定抗壓強度(kgf/cm^2)$ $b_w = 梁腹寬度(cm)$ d=構件最外受壓纖維至受拉鋼筋斷面重心之距離(cm) φ=強度折減係數;剪力=0.75 $A_n = 剪力鋼筋於S距離內之面積(cm²)$ S=剪力筋於縱向鋼筋平行方向之間距(cm)

2.日本設計計算法

 $V_{cd} = \frac{\beta_d \beta_p \beta_n f_{vcd} b_w d}{\gamma_b}$ (4-11)

其中

$$\beta_{d} = \left(\frac{100}{d}\right)^{1/4} \le 1.5$$
$$\beta_{p} = (100 \times \rho)^{1/3} \le 1.5$$
$$\beta_{n} = 1 + \frac{M_{0}}{M_{d}} \le 2 \quad (N_{d}' \ge 0 \text{ B})$$
$$f_{vcd} = 0.2\sqrt[3]{f'_{cd}}$$

$$\begin{split} V_{s} &= V_{u} - V_{cd} - \dots (4-12) \\ V_{s} &= \frac{A_{v} \cdot f_{ya} \cdot Z(\sin \theta_{s} + \cos \theta_{s})}{S \cdot \gamma_{b}} \\ &= \frac{A_{v} \cdot f_{ya} \cdot d(\sin \theta_{s} + \cos \theta_{s})}{S(1.15) \cdot (1.15)} \\ &= \frac{A_{v} f_{v}'d}{s(1.05) \cdot (1.15)} = \frac{A_{v} f_{v}'d}{1.39 \cdot s} - \dots (4-13) \\ &= tx(3-13) \mathcal{R} \text{ fr} \text{ srg } j \text{ sug } \mathcal{R} \text{ sug } \mathcal{R}$$

3.解析

美國與日本對 RC 梁的剪力破壞行為觀念一致,所計算方式 亦相同,如圖 4.4,主要差別雖美國之設計剪力放大因子較大、日 本對於混凝土及鋼筋的折減較多外,另對於混凝土所能提供之剪 力強度明顯不同。



圖 4.4 混凝土梁剪力設計圖解

美國 ACI 混凝土剪力強度係經由實驗迴歸

(1)大剪力小彎矩,形成腹剪裂縫,標稱平均剪力 $V_{cr} = 0.93\sqrt{f'_c}$ (2)小剪力大彎矩,形成撓剪裂縫,標稱平均剪力 $V_{cr} = 0.5\sqrt{f'_c}$ 因此規範就混凝土剪力強度詳細公式規定如式(3-16)

$$V_c = \left(0.50\sqrt{f_c'} + 175\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d \le 0.93\sqrt{f_c'} b_w d \dots (3-16)$$

式(C-16)可簡化採 $V_c = 0.53\sqrt{f_c'}b_wd$ ------(3-17)

換算式(3-17)SI 制 $V_c = 0.166\sqrt{f'_c b_w d}$,由上式可知混凝土剪力 強度與混凝土抗壓強度是平方根關係,而日本 $f_{vcd} = 0.2\sqrt{f'_{cd}}$ 剪力強 度與混凝土抗壓強度是三方根關係,以 280 kgf/cm² 抗壓強度混凝 土試算:

- 美國混凝土剪力強度為 0.88N/mm²(0.166×√28)
- 日本為 0.556 N/mm²($0.2 \times \sqrt[3]{\frac{28}{1.3}}$)
- •美日混凝土抗剪強度相差 1.6 倍(0.88/0.566) 。

另日本規範尚有 $\beta_d = \left(\frac{100}{d}\right)^{1/4} \mathcal{B} \beta_p = (100 \times \rho)^{1/3}$ 之影響,以港 灣結構而言,混凝土梁深常大於 100cm,鋼筋比亦不如建築物高, β_d 常小於 1, β_p 則介於 0.5~0.75 之間,使日本之混凝土剪力強 度再降低至少 3 成。

4.7 96 年版增補修訂內容

將 86 年版工作應力法修訂為強度設計法,引用日本之概念,分永 久、變動及偶發載重,載重係數比照日本如表 4-9 所示;另將日本之構 造物係數γe改稱重要性因數如表 4-9 所示,在破壞界限狀態下的重要性 因數,可採用下列數值。而強度折減因數則修訂如表 4-11 所示。

1.棧橋上部構造	偶發載重作用時 1.0,	其他場合時1.2
2.防波堤	波力作用時 1.1,	其他場合時1.0
3.碼頭	地震載重作用時1.0,	其他場合時 1.1

表 4-9 載重因數

出去话题	構件狀態						
<u>載</u> 里裡朔	破壞界限	使用界限	疲勞界限				
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				
施工時變動載重	1.0	-	-				
上述以外之載重	1.0~1.2(0.8~1.0)	1.0	1.0				
偶發載重	1.0	-	-				

註:表中()內之數值為適用於載重小,但較危險之場合。

表 4-10 重要性因數

構件狀態					
破壞界限	使用界限	疲勞界限			
1.0~1.3	1.0	1.0			

表 4-11 强度折减因數

彎矩強度	混凝土剪力强度	鋼筋剪力強度
0.81~0.86	0.35~0.48	0.44

 $\phi_T R_T \ge (\gamma_e)_J \sum (\gamma_i)_J (Q_i)_J$

- 式中 Ør : 強度折減因數,應為表 4-11 之規定值
 - R_T: 標稱強度,依結構混凝土設計規範計算
 - $(\gamma_e)_I$: 重要度因數
 - $(\gamma_i)_J$: 第 i 組載重之載重因數
 - (Q_i)₁: 第i組使用載重

原修訂融入日本及美國設計理念,採日本載重因數概念,簡化日本 強度折減係數,可採國內部頒混凝土設計規範設計,於彎矩強度設計應 用時,因美、日所計算結果所需鋼筋相當,因此對國內港灣設計影響不 大,但剪力部分則偏向日本設計結果,對於混凝土所能提供之剪力較為 保守,對於國內港灣設計之衝擊較大。

96年版之強度折減因數中,彎矩強度及混凝土剪力強度設計均非定值,於工程師設計時容易有爭議。

4.8 實際案例分析

1.基本分析資料

本案例屬棧橋式修船碼頭,碼頭面高程+3.0m,設計水深為 -11.6m(圖 4.5)。碼頭分析模型單元寬度 20m,長度約 45m(圖 4.6) 。工址位置為第 3 類地盤,設計地震水平加速度係數分別為 0.128(平行碼頭法線),0.173(垂直碼頭法線)。繫靠船力包含 70T 曲柱及防 舷材(反力 120tf)。考量軌道式起重機於碼頭作業,設兩道軌道梁(圖 4.7),海、陸側軌道作用力常時為 30tf/m;地震時垂直力 40tf/m ,側向力 4tf/m。常時堆載載重 3tf/m²,地震堆載載重 1.5tf/m²。







圖 4.6 案例結構 3D 分析圖



B、E為軌道梁位置

圖 4.7 案例分析棧橋結構平面基樁配置圖

2.載重組合

		D	L ₁	L ₂	Lc	EQ	EQL	EQc	B_1	B ₂	M ₁	M ₂	正彎矩(T-m)	副彎矩(T-m)	剪力(T)
	正彎矩	6.79	4.05	2.02	33.65	-2.77	-0.46	37.02	1.18	1.12	0.18	-1.57			
	副彎矩	-27.2	-15.5	-7.76	-65	-10.1	-1.6	-71.5	4.59	4.35	3.15	1.6			
	剪力	-26.2	-11.9	-5.96	-77.2	-3.12	-0.49	-85	1.45	1.37	1.26	1.35			
	S 1	1	1		1								44.49	-107.76	-115.33
	S 2	1		1		1	1	1					42.60	-118.19	-120.70
I	S 3	1		1		-1	-1	-1					-24.98	48.25	56.42
作	S 4	0.85				1							3.00	-33.22	-25.37
應	S 5	0.85				-1							8.54	-13.04	-19.13
力	<u> </u>	1		1					1				9.99	-30.38	-30.69
法	S 7	1		1						1			9.93	-30.62	-30.77
	<u>S</u> 8	1		1							1		8.99	-31.82	-30.88
	<u> </u>	1		1								1	7.24	-33.37	-30.79
	U 1	1.2	1.6		1.6								68.47	-161.53	-174.06
美	U 2	1.2		1		1	1	1					43.95	-123.64	-125.94
國	U 3	1.2		1		-1	-1	-1					-23.62	42.81	51.19
強	U 4	0.9				1							3.34	-34.58	-26.68
度	U 5	0.9				-1							8.88	-14.40	-20.44
設	U 6	1.2		1.6					1.6				13.27	-37.72	-38.63
計	U 7	1.2		1.6						1.6			13.17	-38.11	-38.76
法	U 8	1.2		1.6							1.6		11.67	-40.03	-38.94
	U 9	1.2		1.6								1.6	8.87	-42.51	-38.79
	J 1	1.1	1.2		1.2								52.71	-126.59	-135.78
H	J 2	0.9	1.2		1.2								51.35	-121.15	-130.54
太	J 3	1.1		1		1	1	1					43.27	-120.91	-123.32
~	J 4	1.1		1		-1	-1	-1					-24.30	45.53	53.81
度	J 5	0.9		1		1							5.36	-42.34	-32.64
設	J 6	0.9		1		-1							10.90	-22.16	-26.40
計	J 7	1.1		1.2					1.2				11.31	-33.74	-34.21
法	J 8	1.1		1.2						1.2			11.24	-34.02	-34.31
	J 9	1.1		1.2							1.2		10.11	-35.46	-34.44
	J 10	1.1		1.2								1.2	8.01	-37.32	-34.33
D:	自	重			E	EQ:	地震	力					B1: 情	青境1靠船	力
L1:	作	業堆	載		E	EQL:	地震堆載之橫向力					B2: 竹	青境2靠船	」 力	
L2:	圳	震堆調	截		E	EQC:	起重	〔機地	震力				M1: 情	青境1繋船	力
Lc:	<i>c</i> : 起重機載重				-						M2: 竹	青境2靠船	力		

3.工作應力法

(1)材料容許應力

混凝土抗壓強度	$f_c' = 280 \text{ kgf/cm}^2$
混凝土容許撓曲壓應力	$f_{ca} = 126 \text{ kgf/cm}^2$
混凝土梁容許剪應力	v_{ca} =4.85 kgf/cm ²
混凝土彈性模數	$E_c = 2.51E + 05 \text{ kgf/cm}^2$
剪力鋼筋容許拉應力	f_{sa} =1400 kgf/cm ²
剪力鋼筋降伏強度	$f_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$
撓曲鋼筋容許拉應力	$f_{sa} = 1600 \text{ kgf/cm}^2$

撓曲鋼筋降伏強度	$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
鋼筋彈性模數	$E_s = 2.04E + 06 \text{ kgf/cm}^2$
彈性模數比	n=8.13
短期載重時應力放大係數	1.33

(2)斷面尺寸

b=120cm; h=180cm d=170cm; h-d'=160cm

(3) 撓曲鋼筋計算

a.上層筋

 $M_{u_N} = 107.76$ t-m : 常時 $M_{u_S} = 118.193$ t-m : 短期 $M_u = 107.76$ t-m 鋼筋需求量 $A_{sn}=48.39$ cm² use 10-D25 , As=50.67cm² 鋼筋比 $\rho=0.00264$ 斷面彎矩強度 k=0.18678 ; j=0.93774

M_d=121.64t-m

 $M_d > M_u(OK)$

b.下層筋

$$M_{u_N} = 44.49$$
 t-m : 常時
 $M_{u_S} = 42.60$ t-m : 短期
 $M_u = 44.49$ t-m
鋼筋需求量 $A_{sn}=18.80$ cm² use 10-D22, $As=38.71$ cm²
鋼筋比 $\rho=0.00190$
斷面彎矩強度 k=0.16088 ; j=0.94937
 $M_d=99.64$ t-m
 $M_d>M_u(OK)$

(4)剪力鋼筋計算

 $V_{u_N} = 115.33$ t:常時 $V_{u_S} = 120.70$ t:短期 $V_u = 115.33$ t $V_c = 93.17$ t $V_{sn}=V_u-V_c=22.16$ t 所 需 剪 力 鋼 筋 量 $A_{s_n}= 9.89$ cm²/m use 2-D13@20cm , <u> $A_{sv}=25.34$ cm²/m</u>

4.美國強度設計法

(1)材料應力

混凝土抗壓強度	$f_c' =$	280 kgf/cm^2
撓曲鋼筋降伏強度	$f_y =$	4200 kgf/cm ²
剪力鋼筋降伏強度	fy =	2800 kgf/cm ²
材料參數	m =	17.65

(2)斷面尺寸

b=120cm; h=180cm d=170cm; h-d'=160cm

(3) 撓曲鋼筋計算

a.上層筋

 $M_u = 161.532t-m$

 $R_n \quad = \quad 5.84$

鋼筋需求量 $\rho = 0.00141$; $A_{sn} = 27.04 cm^2$ __use 10-D22 , $\underline{As = 38.71 cm^2}$

斷面彎矩強度 M_d=229.94 t-m

 $M_d > M_u(OK)$

b.下層筋

 M_u =68.47t-m R_n = 2.19 鋼筋需求量 ρ = 0.0052; A_{sn} =10.70cm² use 10-D19 , <u>As=28.65cm²</u>

斷面彎矩強度 M_d=181.84 t-m

 $M_d > M_u(OK)$

(4)剪力鋼筋計算

 $V_u = 174.056 t$ $V_n = 232.07t$ $V_c = 170.28t$ $V_{sn} = V_n - V_c = 61.8t$ 最小剪力筋量 $A_{sv_min} = 15 cm^2/m$ 所 需 剪 力 鋼 筋 量 $A_{sv_n} = 13.7 cm2/m$ use 2-D13@20cm , <u> $A_{sv} = 25.34 cm^2/m$ </u>

5.日本強度設計法

(1)材料應力

混凝土抗屬	國度特	徵值	$f'_{ck} =$					28	N/mm ²				
混凝土設計	強度		$f_{cd}' =$	f_c' / γ	=			21.54	N/mm2				
へらすたた ロタノトコ	\ } .		C	٢	280	N/mm ²	² =	2854	kg/cm ²	, D16	(含) 以	下	
<i>鲫肋降伏别</i>	眼度		$f_{yk} =$	ĺ	420	N/mm ²	² =	4281	kg/cm ²	,D19(含)以上		ŀ.	
			2718 kg						kg/cm ²	² ,D16(含)以下			
鋼筋設計的	度		$f_{yd} =$	f_y / γ_r	m =	ſ		4077	kg/cm ²	$k\sigma/cm^2$, D19		(含)以上	
									- 2				
材料 修動			~ -	ſ	1.30		γc	,混凝土	<u> </u>				
们们的家			7 m -	ĺ	1.05		γs	,鋼筋					
_				ſ	1.15	(1.00)		,彎曲及軸力強度					
構件係數			$\gamma_{1} =$		1.30	1.30		,軸壓力	」之上限位				
	円 〒 尓安乂		/ 6-		1.30	(1.15)		,混凝土	之剪力	<u> </u>			
					1.15	(1.00)		,剪力箍	筋之剪	力強度			
			-	其中,	()内之	こ數値	於底版	在地震明	寺之強度	計算使	Ē用		
結構物係購	\$		$\gamma_{a} =$	Ţ	1.2			,常時					
	~		/ e	L	1.0			,地震雨	Ĵ			_	
⇒ 凸 主 → 総 な 町			Md-			-1266	KNm						
叹 曰 号 ⁄ Ē			Md-			527	KNm					-	
設計剪力		_	Sd=			1358	KN	作業					
		_	Sd=			1233	KN	地震					
斷面尺寸			b=		1200		mm						
			h=		1800		mm						
			bw=		1200		mm						
			d=		1700		mm						
			d'=		1600		mm						

(2)斷面尺寸

斷面尺寸	b=	1200	mm	
	h=	1800	mm	
	bw=	1200	mm	
	d=	1700	mm	
	d'=	1600	mm	

a.上層筋

An	=1.7	b _w f' _{cd} =				Z	13,938	N/mm			
4	γьγі	$\frac{M_d}{M_d} =$				1.5	9E+05				
	A_n										
 d	(($(d^2 - \frac{4}{3})$	<u>ΥbΥiMa</u> An)=			50.50				
	N		11								_
 鋼筋需求	量		$A_n(a)$	$d - \sqrt{d^2 - \frac{4}{d}}$	γ _b γ _i M _d						
 		A _{st}	ı =	2fyd	=======================================		2,773	mm2=	27.734	cm2	_
 1-5 Not A+		~					10.05				_
 採輌肋		5	-	22			19.35	cm2			
	.≟⊥.) A a	-				19.35	cm2			
	Ξļ	AS					36./1	CIIIZ			
 鋼篩壯		0 =	<u>A_s_</u>				0.0020)			
 如何历月上上		P	hd				0.0020				
斷面彎矩	抗力	JM	A 6	1	ρ f	yd \	24227	25249	N-mm		
		MU	$= A_s J_y$	aa(1-	1.7 <i>f</i>	$\frac{1}{cd}$	2,42	22,725	KN-mm		
地震是個	發載	伐重彎矩	洰	結構物	了係數	$\gamma_{\rm e} =$	1.0				
				$\frac{\gamma_e M_d}{M} =$			0.523	<	1.0	OK	
				MIJ							

b.下層筋

$4\nu_{\mu}\nu$. М.,								
$\frac{A_{IBI}}{A_{I}}$	$\frac{1}{1} = \frac{1}{1}$				6.6	52E+04			
d -	$\left(d^2-\frac{4}{3}\right)$	γ _b γ _i M _d A _n)=			19.59			
鋼筋需求量	As	$n = \frac{A_n(n)}{n}$	$d - \sqrt{d^2 - \frac{4}{2}}$	$\frac{\gamma_b \gamma_i M_d}{A_n} =$		1,076	mm2=	10.759	cm2
採鋼筋	5	-	19			14.33	cm2		
合計	5 As	-	19			14.33 28.65	cm2 cm2		
鋼筋比	ρ =	$\frac{A_s}{hd}$ =				0.0014			
斷面彎矩抗之	יד Mu	$= A_s f_v$	d(1 -	$\frac{\rho}{1.7} \cdot \frac{f}{c}$	$\left(\frac{yd}{yd}\right) =$	19184	49417	N-mm	
				1./ f	cd)	1,91	8,449	KN-mm	
地震是偶發電	載重彎 約	钜	結構物	初係數	$\gamma_{e} =$	1.0			
			$\gamma_e M_d$			0.275	٤	1.0	0

a.上層筋

fvcd = 0.2 $\sqrt[3]{f'cd}$ = 0.556 N/mm2 β _d = $\left(\frac{100}{d}\right)^{1/4}$ = 0.889 ≤1.5 β _p = (100 × ρ) ^{1/3} = 0.586 ≤1.5 β _p = (100 × ρ) ^{1/3} = 0.586 ≤1.5 β _p = (100 × ρ) ^{1/3} = 0.586 ≤1.5 β _n = 1.0 1.6 1.7 混凝土之剪抗力 V _{cd} = $\frac{\beta_{d}\beta_{p}\beta_{n}f_{pcd}b_{w}d}{Y_{b}}$ = 428 KN 剪力鋼筋的設計降伏強度 f _{wyd} = $\frac{f_{yk}}{Y_m}$ 266.7 N/mm2 1.428 KN 第力鋼筋的設計降伏強度 f _{wyd} = $\frac{f_{yk}}{Y_m}$ 266.7 N/mm2 1.61 二 1.36 mm 1.961 1.961 1.961 二 1.961 1.961 1.961 1.901 1.902 鋼筋之剪抗力 1.961 1.961 1.901 1.902 1.902 ψ _{sd} = {A _w f _{wyd} (sin α _s + cos α _s)/S _s }Z/γ _b = 1.202019 N 1.902 1.902 1.902 ψ _{sd} = 1.2 $\frac{\gamma_{ed}}{\gamma_{yd}}$ 0.999 < 1.0 0 1.0 0 m $f_{wcd} = 1.25\sqrt{f'ca}$ = 1.0 0 1.0 0 Eggi聯合破壞檢核 1.0 1.0 0 1.0 0 <th></th> <th><u>牧</u>應</th> <th></th> <th></th> <th></th> <th></th> <th></th> <th></th> <th></th> <th></th>		<u>牧</u> 應								
$f_{vcd} = 0.2\sqrt[3]{f'_{cd}}^2$ 0.556 N/mm2 $\beta_d = (\frac{100}{d})^{1/4}$ 0.889 ≤ 1.5 $\beta_p = (100 \times \rho)^{1/3}$ 0.586 ≤ 1.5 $\beta_n = 1.0$ $\beta_n = 1.0$ ≤ 1.5 $\beta_n = 1.0$ γ_b $=$ $2 - 13$ 0.586 ≤ 1.5 $p_1/mininelling$ Ss $2 - 13$ 0.586 $2 - 13$ 0.586 2.67 N/mm2 $p_1/mininelling$ Ss 5.067 cm2 $p_1/mininelling$ $f_{wyd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = 266.7$ N/mm2 $p_2 = 1/1.15 =$ 136 mm 1.961 1.961 $p_1/mininelling$ $f_{wyd}(\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)/S_s = 1.961$ 1.961 1.00 $p_{sd} = \{A_v f_{wyd}(\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)/S_s\}Z/\gamma_p = 1202019$ N 1.000 1.000 $p_{wd} = 1.25\sqrt{f'_{cd}} =$ 1.000 1.000 1.000 $p_{wed} = \frac{f_{wed} b_w d}{v_y d} = \frac{8567917}{y_b}$ 1.000 1.000										
$\beta_a = (\frac{100}{a})^{1/4} =$ 0.889 ≤ 1.5 $\beta_p = (100 \times \rho)^{1/3} =$ 0.586 ≤ 1.5 $\beta_n = 1.0$ $\beta_n = 1.0$ $=$ 428477 N $2 + 13$ $p_a = \frac{\beta_a \beta_p \beta_n f_{pcd} b_w d}{\gamma_b} =$ $=$ 428 KN p_1 γ_b $=$ 428 KN p_1 $p_a = \frac{\beta_a \beta_p \beta_n f_{pcd} b_w d}{\gamma_b} =$ $=$ 428 KN p_1 $p_a = \frac{\beta_a \beta_p \beta_n f_{pcd} b_w d}{\gamma_b} =$ $=$ 428 KN p_1 $p_a = \frac{\beta_a \beta_p \beta_n f_{pcd} b_w d}{\gamma_m} =$ $p_a = \frac{\beta_a \beta_p \beta_n f_{pcd} b_w d}{\gamma_m} =$ $q_a = \frac{\beta_a \beta_p \beta_n f_{pcd} b_w d}{\gamma_m} =$ $q_a = \frac{\beta_a \beta_p \beta_n f_{pcd} b_w d}{\gamma_m} =$ $q_a = \frac{\beta_a \beta_p \beta_n f_{pcd} b_w d}{\gamma_m} =$ $q_a = \frac{\beta_a \beta_p \beta_n f_{pcd} \beta_w d}{\gamma_m} =$ $q_a = \frac{\beta_a \beta_p \beta_n f_{pcd} \beta_w d}{\gamma_m} =$ $q_a = \frac{\beta_a \beta_p \beta_n f_{pcd} \beta_w d}{\gamma_m} =$ $q_a = \frac{\beta_a \beta_p \beta_n f_{pcd} \beta_w d}{\gamma_m} =$ $q_a = \frac{\beta_a \beta_p \beta_n f_{pcd} \beta_w d}{\gamma_m} =$ $q_a = \frac{\beta_a \beta_p \beta_n f_{pcd} \beta_w d}{\gamma_m} =$ $q_a = \frac{\beta_a \beta_p \beta_n f_{pcd} \beta_w d}{\gamma_m} =$ $q_a = \frac{\beta_a \beta_p \beta_n f_{pcd} \beta_w d}{\gamma_m} =$ $q_a = \frac{\beta_a \beta_p \beta_n f_{pcd} \beta_w d}{\gamma_m} =$ $q_a = \frac{\beta_a \beta_p \beta_n f_{pcd} \beta_w d}{\gamma_m} =$ $q_a = \frac{\beta_a \beta_p \beta_n f_{pcd} \beta_w d}{\gamma_m} =$ $q_a = \frac{\beta_a \beta_p \beta_n f_{pcd} \beta_w d}{\gamma_m} =$ $q_a = \frac{\beta_a \beta_p \beta_n f_{pcd} \beta_w d}{\gamma_m} =$ $q_a = \beta_a \beta_n \beta_n \beta_n \beta_n \beta_n \beta_n \beta_n \beta_n \beta_n \beta_n$		f_1	$v_{cd} = 0$	$2\sqrt[3]{f'_{ca}}$	t=		0.556	N/mm2	2	
$\beta_p = (100 \times \rho)^{1/3} =$ 0.586 ≤ 1.5 $\beta_n = 1.0$ $\beta_n = 1.0$ γ_b $=$ 428477 N \mathbb{R} 凝土之剪抗力 $V_{cd} =$ $\overline{P_b}$ $=$ 428477 N \mathbb{R} 河銅筋配置 Ss \mathbb{R} <td></td> <td></td> <td>$\beta_d = \left(\frac{1}{2}\right)$</td> <td>$\left(\frac{100}{d}\right)^{1/4} =$</td> <td></td> <td></td> <td>0.889</td> <td></td> <td>≦1.5</td> <td></td>			$\beta_d = \left(\frac{1}{2}\right)$	$\left(\frac{100}{d}\right)^{1/4} =$			0.889		≦1.5	
$\beta_n = 1.0$ $\gamma_c a = \frac{\beta_a \beta_b \beta_n f_{pcd} b_w d}{\gamma_b} = 428477$ N 混凝土之剪抗力 $V_{cd} = \frac{\beta_a \beta_b \beta_n f_{pcd} b_w d}{\gamma_b} = 428 KN$ 剪力鋼筋配置 Ss			$\beta_p = 0$	100 imes ho	o) ^{1/3} =		0.586		≦1.5	
混凝土之剪抗力 $V_{cd} = \frac{papph, pad by a}{r_b} = 428477$ N 9)力鋼筋配置 Ss 2 - 13 @ 136 mm Av= 5.067 cm2 9)力鋼筋的設計降伏強度 $f_{wyd} = \frac{f_{yk}}{r_m} = 266.7$ N/mm2 Z=d'/1.15= 1391 mm $f_{wyd}(\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)/S_s = 1.961$ 鋼筋之剪抗力 $V_{sd} = \{A_p f_{wyd}(\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)/S_s\}Z/r_b = 1202019$ N $V_{sd} = \{A_p f_{wyd}(\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)/S_s\}Z/r_b = 1202019$ N Vyd=Vcd+Vsd= 1630 KN Vyd=Vcd+Vsd= 1630 KN $f_{wcd} = \frac{r_cS_d}{v_{yd}} 0.999 < 1.0$ O 壓剪聯合破壞檢核 $f_{wcd} = \frac{f_{wcd}b_wd}{r_b} = 8567917$ N $r_c = 1.2$			$\beta_n = 1$.0 <i>в</i>	- B - B - H	b d				
剪力鋼筋配置 文 - 13 @ 136 mm Av= 5.067 cm2 第力鋼筋的設計降伏強度 $f_{wyd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = 266.7$ N/mm2 第力鋼筋的設計降伏強度 $f_{wyd}(\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)/S_s = 1.961$ 鋼筋之剪抗力 $V_{sd} = \{A_v f_{wyd}(\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)/S_s\}Z/\gamma_b = 1202019$ N $V_{sd} = \{A_v f_{wyd}(\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)/S_s\}Z/\gamma_b = 1202019$ N $V_{sd} = \{A_v f_{wyd}(\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)/S_s\}Z/\gamma_b = 1202019$ N $V_{yd} = Vcd + Vsd = 1630$ KN $V_{yd} = Vcd + Vsd = 1630$ KN $V_{yd} = 1.25\sqrt{f'cd} = 1.2$ $f_{wcd} = 1.25\sqrt{f'cd} = 1.2$ $V_{wcd} = \frac{f_{wcd}b_wd}{\gamma_b} = 8567917$ N $V_{wcd} = \frac{f_{wcd}b_wd}{\gamma_b} = 8567917$ N $V_{wcd} = 1.25\sqrt{f'cd} = 1.2$ $V_{wcd} = \frac{f_{wcd}b_wd}{\gamma_b} = 8567917$ N $V_{yc} = 1.2$ $V_{wcd} = \frac{f_{wcd}b_wd}{\gamma_b} = 8567917$ N $V_{wcd} = 1.25\sqrt{f'cd} = 1.2$	混凝土	:之剪打	亢力 I	$V_{cd} = \frac{P_{d}}{P_{cd}}$	dPpPnJ γ _l	vcd D _W u	=		428477 428	N KN
朝力鋼筋配置 2 - 13 @ 136 mm Av= 5.067 cm2 第力鋼筋的設計降伏強度 $f_{wya} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = 266.7$ N/mm2 Z=d'/1.15= 1391 mm $f_{wyd}(\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)/S_s = 1.961$ 鋼筋之剪抗力 $V_{sa} = \{A_v f_{wya}(\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)/S_s\}Z/\gamma_b = 1202019$ N Vyd=Vcd+Vsd= 1630 KN Vyd=Vcd+Vsd= 1630 KN $f_{wcd} = 1.25\sqrt{f'_{ca}} = 1.2$ $f_{wcd} = \frac{f_{wcd}b_wd}{\gamma_b} = 8567917$ N 8568 KN $f_{k} = \frac{f_{wcd}b_wd}{\gamma_b} = 8567917$ N 8568 KN										
2 - 13 @ 136 mm 5.067 cm2 萬力鋼筋的設計降伏強度 $f_{wya} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = 266.7$ N/mm2 Z=d'/1.15= 1391 mm 二 $f_{wya}(\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)/S_s = 1.961$ 鋼筋之剪抗力 1202019 N Wsa = { $A_p f_{wya}(\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)/S_s$ }Z/ $\gamma_b = 1202$ KN Vyd=Vcd+Vsd= 1630 KN Vyd=Vcd+Vsd= 1630 KN 作業時 結構物係數 $\gamma e = 1.2$ $f_{wcd} = \frac{f_{wcd}b_wd}{V_{yd}} = 8567917$ N 100 0 摩的聯合破壞檢核 100 0 作業時 結構物係數 $\gamma e = 1.2$	剪力鋼筋配置	髶.	10	0	Ss					
期力鋼筋的設計降伏強度 $f_{wyd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = 266.7$ N/mm2 Z=d'/1.15= 1391 mm $f_{wyd}(\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)/S_s = 1.961$ 鋼筋之剪抗力 $V_{sd} = \{A_v f_{wyd}(\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)/S_s\}Z/\gamma_b = 1202019$ N $V_{sd} = \{A_v f_{wyd}(\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)/S_s\}Z/\gamma_b = 1202019$ N Vyd = Vcd + Vsd = 1630 KN Vyd = Vcd + Vsd = 1630 KN Vyd = Vcd + Vsd = 1630 KN Vyd = Vcd + Vsd = 1.2 $f_{wcd} = 1.25\sqrt{f'_{cd}} = 1.2$ $f_{wcd} = 1.25\sqrt{f'_{cd}} = 1.2$ $V_{wcd} = \frac{f_{wcd}b_wd}{\gamma_b} = 8567917$ N Vyc = 1.2	2	- Av=	13	(a)	136	mm	5.067	cm2		
朝力鋼筋的設計降伏強度 $f_{wyd} = \frac{y_m}{\gamma_m} = 266.7$ N/mm2 Z=d'/1.15= 1391 mm $f_{wyd}(\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)/S_s = 1.961$ 鋼筋之剪抗力 $V_{sd} = \{A_v f_{wyd}(\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)/S_s\}Z/\gamma_b = 1202019$ N Vyd = Vcd + Vsd = 1630 KN Vyd = Vcd + Vsd = 1630 KN $f_{k\bar{k}}$ $f_{k\bar{k}}$ $g_{k\bar{k}}$ $g_{k\bar$					f	vk				
Z=d'/1.15= 1391 mm $f_{wya}(\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)/S_s =$ 1.961 鋼筋之剪抗力 1.961 Wsa = { $A_p f_{wya}(\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)/S_s$ }Z/ $\gamma_p =$ 1202019 N Vsa = { $A_p f_{wya}(\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)/S_s$ }Z/ $\gamma_p =$ 1202019 N Vyd=Vcd+Vsd= 1630 KN Vyd=Vcd+Vsd= 1630 KN $V_{yd} = \sqrt{\frac{VeS_d}{V_{yd}}}$ 0.999 <	剪力鋿筋的讀	安計降化	犬強度	f _v	$wyd = \frac{1}{\gamma}$	$\frac{m}{m} =$	266.7	N/mm.	2	
fwyd(sin $\alpha_s + \cos \alpha_s)/S_s =$ 1.961 鋼筋之剪抗力 1202019 N Vsd = { $A_p f_{wyd}(\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)/S_s$ } $Z/\gamma_b =$ 1202019 N Vyd=Vcd+Vsd= 1630 KN 作業時 結構物係數 $\gamma e =$ V_{yd} 0.999 <		Z=d'/1.	.15=				1391	mm		
鋼筋之剪抗力 Image: state of the state		<i>f_{wyd}</i> (s	in α_s +	$\cos \alpha_s$)	$/S_s =$		1.961			
$V_{sd} = \{A_v f_{wyd}(\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)/S_s\}Z/\gamma_b =$ 1202019 N Vyd=Vcd+Vsd= 1202 KN 化 1630 KN 作業時 結構物係數 $\gamma e =$ $V_{yd} =$ 0.999 <	鋼筋之	「剪抗力	ђ							
1202 KN 1630 KN		$d = \{A\}$	vfwyd(s	$\sin \alpha_s +$	$\cos \alpha_s$	$(S_s]Z/$	γ _b =		1202019	N
Vyd=Vcd+Vsd= 1630 KN 作業時 結構物係數 $\gamma e =$ 1.2 $\frac{\gamma_e S_d}{v_{yd}}$ 0.999 <									1202	KN
作業時 結構物係數 $\gamma e =$ 1.2 $\frac{\gamma e^{S_d}}{v_{yd}}$ 0.999 <		Vyd=V	/cd+Vs	d=					1630	KN
$\frac{\gamma_e S_d}{v_{yd}}$ 0.999 < 1.0		作業時	Ę Ĵ			結構物	勿係數	γ e =	1.2	
■ 歴朝聯合破壞檢核 ■ $f_{wcd} = 1.25\sqrt{f'_{cd}} =$ ■ $V_{wcd} = \frac{f_{wcd}b_wd}{\gamma_b} = 8567917$ N ■ $V_{wcd} = \frac{f_{wcd}b_wd}{\gamma_b} = 8567917$ N ■ $V_{wcd} = 1.25\sqrt{f'_{cd}} =$ 1.2			$\frac{\gamma_e S_d}{V_{yd}} =$				0.999	<	1.0	OK
$f_{wcd} = 1.25\sqrt{f'_{cd}} =$ <	壓剪聯	合破壞	褱檢核							
$V_{wcd} = \frac{f_{wcd}b_wd}{\gamma_b} = 8567917$ N 化 8568 KN 作業時 結構物係數 $\gamma e = 1.2$ 10 10 0		f	$w_{cd} = 2$	1.25√ <i>f′</i>	$cd^{=}$					
γ_b 8568 KN 作業時 結構物係數 $\gamma e = 1.2$			$V_{wcd} =$	$\frac{f_{wcd}b_{v}}{v}$	$w^{d} =$	85	567917	N		
作業時 結構物係數 $\gamma e = 1.2$				Y b			8568	KN		
$\frac{\gamma_e S_d}{\gamma_e} = 0.10 < 1.0 $		作業時	ţ			結構物	勿係數	γ e =	1.2	
0.17 × 1.0 0			$\frac{\gamma_e S_d}{V_{wed}} =$				0.19	<	1.0	OK
b.下層筋

混凝土抗剪	效應								
			$2^{3}/\ell^{2}$						
	f	$v_{cd} = 0$.2∛ f'ca	<i>i</i> =		0.556	N/mm	2	
		в. — (-	$(100)^{1/4}$			0.876		< 1.5	
		$p_d - ($	d) -			0.070		≧1.5	
		$\beta_p = 0$	$100 imes \mu$	o) ^{1/3} =		0.52		≦1.5	
		$\beta_n = 1$.0	004	bd				
混凝土	上之剪打	亢力 I	$V_{cd} = \frac{P}{P}$	dPpPnJ	vcd D _W U	=		397513	Ν
				71)	=		398	KN
				0					
<u> </u>	直	1.2	Ø	SS 126					
2	Δv-	13	w	130	111111	5 067	cm?		
	Δν-					5.007			
剪力鋼筋的	設計降	伏強度	f_{ν}	$f_{vvd} = \frac{f_{f}}{f_{vvd}}$	$\frac{yk}{k} =$	266.7	N/mm	2	
			,,,	γ	m				
	Z=d/1.	15=				1478	mm		
	f ls	$\sin \alpha +$	cos a	/s –					
	Jwyd	sin u _s i	cosu _s)	J_{S} –		1.961			
소교 소동 -	→ `` +++								
	と劈抗,	/]						1277146	N
V	$Y_{sd} = \{A\}$	vf _{wyd} (s	$\sin \alpha_s +$	$\cos \alpha_s$	$S_s Z/$	$\gamma_b =$		1277	KN
									1111
	Vyd=V	vcd+Vs	d=					1675	KN
	地震時	古			結構物	加係數	γ e =	1.0	
		$\gamma_e S_d$							
		Vyd				0.736	<	1.0	OK
田诗預	 総合T中+	 東楡な							
	914 口 山父上	农1021次							-
	1	$f_{wcd} = 1$	1.25√ <i>f</i> ′						
			fundh	d					
		$V_{wcd} =$	$\frac{\gamma_{wcu}}{\gamma_{h}}$	=	91	03411	Ν		
						9103	KN		
	作業時	<u>寺</u> 寸			結構物	了係數	γ e=	1.0	
		$\gamma_e S_d$				0.125		1.0	077
		V_{wcd} =				0.135	<	1.0	OK

6.小結

由上述案例分析比對 86 年部頒規範設計、美國 UFC、日本港 灣及我國 96 年增補研究成果,比較主筋及剪力筋表 4-12:

其中96年增補設計

 $\phi_T R_T \ge (\gamma_e)_J \sum (\gamma_i)_J (Q_i)_J$

式中 ϕ_T : 強度折減因數,應為表 4-11 之規定值 \mathbf{R}_T : 標稱強度,依結構混凝土設計規範計算 $(\gamma_e)_J$: 重要度因數 $(\gamma_i)_J$: 第i組載重之載重因數 $(Q_i)_J$: 第i組使用載重

重要性因數,於破壞界限下,碼頭地震載重作用時 1.0,其他 場合時 1.1。

強度度折減因數則取彎矩強度 0.81;混凝土剪力強度 0.48;鋼筋剪力強度 0.44 來計算。

	86 年部頒	美國 UFC	日本港灣	96 年增補
	WSD	USD	USD	USD
上層筋需求(cm ²)	48.39	27.04	27.73	25.89
比率	1	0.56	0.57	0.54
下層筋需求(cm ²)	18.80	10.70	10.76	10.07
比率	1	0.57	0.57	0.54
剪力筋需求(cm ² /m)	9.89	15.00	37.26	34.31
比率	1	1.52	3.77	3.47

表 4-12 各規範實例分析統計

(1)因下層筋所需鋼筋小,目前規範均有規定最小鋼筋量,因此不做比較分析。

(2)就實際大樑主筋配筋而言,工作應力法確比強度設計法保守,而強度設計法之主筋設計,不管是96年增補修訂或日本及美國規範,

其計算結果所需鋼筋差異不大。

- (3)主要差異於構件剪力設計,過往工作應力法剪力設計所需剪力鋼筋 最少,國內外(美、日、台灣)歷經多次大地震後,構造物耐震觀念 及細則發展逐漸成熟,對於剪力鋼筋(箍筋)之配及要求置實有明顯 增加,顧問公司於港灣構造設計時已參酌結構混凝土設計規範增加 剪力箍筋之配置。
- (4)96年增補所修之剪力設計,鋼筋及混凝土之剪力強度折減後與日本之剪力設計所需之剪力筋相當,惟所需之剪力筋與現行國內混凝 上結構設計規範及美國土木結構設計相差鋼筋量達2倍以上,以此 規定對於國內海事工程施工之困難度及工程成本影響甚鉅,比對日本公共工程之混凝土設計規範,其剪力設計之方法與折減方式均一 致,並非對港灣構造物之剪力強度折減採不同方式,考量國內其他 公共工程之規範所規定之剪力折減狀況,港灣構造物施工困難度高, 品質控管更不易,暫不宜與國內其他公共工程規範之剪力折減不同 調。

4.9 建議修訂內容

各國混凝土設計多源自土木學會,如美國 ASCE、日本 JSCE、中國 土木水利工程學會。

日本港灣設計規範之混凝土強度設計法亦不例外,比對日本 JSCE 之混凝土標準示方書〔設計篇〕、日本鐵道綜合技術研究所編鐵道構造 物等設計標準及解說〔混凝土結構物〕、道路橋梁示方書,就日本港灣 構造、建築物、橋梁及鐵路等公共建設而言,所採用之構件強度的折減 參數(1)材料係數(γ_m)及(2)構件係數(γ_b)並無不同;提高設計載重之參數 (1)結構物係數(γ_e)皆落於 1.0~1.2;(2) 結構分析係數(γ_a)均可取 1.0;(3) 載重係數(γ_f)除變動載重中波力變動較大,採 1.3 外,其餘載重最大 1.2 均無不同。此顯示除應用於防波堤沉箱結構受載重型態較複雜外(暫置起 浮、拖航、安放、填砂等不同階段,至後續防波堤承受颱風波浪等不確 定性因子高),與日本其他構造物設計並無不同。

經分析美日規範強度設計法設計理念及實際案例驗算,美國及目前

4-29

台灣規範之載重因子提高較多,而日本則較著重於折減構件材料強度, 雨者在彎矩設計上所得之結果差異有限,但在剪力折減強度之差別大, 為能與國內其他公共工程設計規範一致,採用美國海軍規範以 ASCE 為 基礎所研訂之載重組合納入本次修訂(如表 4-13~表 4-15),並搭配國內混 凝土結構之強度折減因子及構件設計公式應屬得宜。

$$\begin{split} U_i &= f_D(D) + f_L(Lc + I \not \propto Lu) + f_{Be}(Be) + f_B(B) + f_C(C) + f_E(E) + f_{EQ}(EQ) \\ &+ f_W(W) + f_{Ws}(Ws) + f_T(T) + f_S(S) \end{split}$$

- Ui:強度設計法
- fx:載重因子,詳如下表建議
- D:自重
- Lu:活載重(均佈)
- Lc:活載重(集中)
 - I:衝擊載重(與集中活載重 Lc 一併考量)
- B:浮力
- Be:靠船力
- C:流力作用於結構體
- Cs:流力作用於船體
- E:土、水壓力
- EQ:地震力
- W:風力作用於結構體
- Ws: 風力作用於船體
 - T:溫度、潛變、乾縮與不等沉陷等之效應
 - S:冰雪載重

無船靠泊時	D	L	В	Be	C	Cs	Е	EQ	W	Ws	Т	S
U1	1.4	-	1.4	-	1.4	-	-	-	-	-	-	-
U2	1.2	1.6	1.2	-	1.2	-	1.6	-	-	-	1.2	0.2
U3	1.2	1	1.2	-	1.2	-	-	-	-	-	-	-
U4	1.2	-	1.2	-	1.2	-	-	-	0.8	-	-	-
U5	1.2	1	1.2	-	1.2	-	-	-	1.6	-	-	1
U6	1.2	1	1.2	-	1.2	-	-	1	-	-	-	-
U7	0.9	-	0.9	-	0.9	-	1.6	-	1.6	-	-	1
U8	0.9	-	0.9	-	0.9	-	1.6	1	-	-	-	-

表 4-13 載重組合-強度設計法(無船靠泊時)

資要來源: UFC 4-152-01

表 4-14 載重組合-強度設計法(靠泊時)

靠泊時	D	L	В	Be	С	Cs	Е	EQ	W	Ws	Т	S
U1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
U2	1.2	1.6	1.2	1.6	1.2	-	1.6	-	-	-	1.2	0.2
U3	1.2	1	1.2	1	1.2	-	-	-	-	-	-	I
U4	-	I	-	-	-	-	-	-	-	-	-	I
U5	1.2	1	1.2	1	1.2	-	-	-	1.6	-	-	1
U6	1.2	1	1.2	1	1.2	_	-	1	-	_	-	-

資要來源: UFC 4-152-01

繫纜後	D	L	В	Be	С	Cs	Е	EQ	W	Ws	Т	S
U1	1.4	-	1.4	-	1.4	1.4	-	-	-	-	-	-
U2	1.2	1.6	1.2	-	1.2	1.2	1.6	-	-	-	1.2	0.2
U3	1.2	1	1.2	-	1.2	1.2	-	-	-	-	-	-
U4	1.2	-	1.2	-	1.2	1.2	-	-	0.8	0.8	-	-
U5	1.2	1	1.2	-	1.2	1.2	-	-	1.6	1.6	-	1
U6	1.2	1	1.2	-	1.2	1.2	-	1	-	-	-	-
U7	0.9	-	0.9	-	0.9	0.9	1.6	-	1.6	1.6	_	1
U8	0.9	-	0.9	-	0.9	0.9	1.6	1	-	-	-	-

表 4-15 載重組合-強度設計法(繫纜後)

資要來源: UFC 4-152-01

第五章 工程材料之完整性及耐久性

5.1 前言

材料的強度與品質已不斷提昇及更新,本次基準修訂將重新檢討 96 年增補內容及港灣構造物設計基準 99 年修訂之內容,主要於修訂鋼鐵材 料及混凝土。針對鋼鐵材料除納入日本與歐規之規格強度,增加鋼鐵材 料可多元化設計外,並針對犧牲陽極防蝕法設計程序做修訂,使工程師 於設計鋼構造物時有更加完整之參考依據。針對混凝土,主要將港灣構 造物所處環境分為 4 等級,並針對各等級規定適當之混凝土保護層厚 度,以保護其內之鋼筋。

5.2 参考文獻

1.中華民國國家標準 (CNS)

2. Japanese Industrial Standard (JIS) A5528, 2012

3.EN10248, European Standard (EN), 1996

- 4.EN1993-5, European Standard (EN), 2007
- 5.日本港灣協會,港灣の施設の技術上の基準・同解說,1999
- 6.交通部運輸研究所與中華民國防蝕工程學會, "港灣構造物陰極 防蝕準則", 2004
- 7. 內政部營建署, "混凝土結構施工設計規範", 2002

8.中華民國交通部, "公路橋梁耐久性設計規範", 2015

5.3 鋼鐵材料

1.材料規格修訂

比對中華民國國家標準(CNS),對於 CNS 鋼材有更新或廢止 的部分將 96 年版設計基準增補研究做修訂,例如新增 CNS9272 預力混凝土用鋼棒之種類。 因應國內大水深碼頭需求,熱軋鋼板樁國內可生產之尺寸為 能與國際接軌,除國內 CNS 規範訂定之熱軋鋼板樁品質規格外, 建議納入日本 JIS A5528 及歐規 EN10248 之規格強度,亦得採用 符合歐盟 EN 1993-5 標準之鋼板樁,建議增補修訂如表 5-1。另外 考慮到發生不同外力或極端狀況如地震、颱風時,前述鋼板樁容 許應力可提高比率如表 5-2。

鋼鐵材料 種類 應力種類	SY295	SY390	S240GP	S270GP	S320GP	S355GP	S390GP	S430GP
最小降伏強度 (降伏點)	3,000 (295)	4,000 (390)	2,500 (240)	2,750 (270)	3,250 (320)	3,620 (355)	4,000 (390)	4,380 (430)
彎曲拉應力 (依淨斷面積 計算)	1,800 (180)	2,400 (235)	1,500 (144)	1,650 (162)	1,950 (192)	2,170 (213)	2,400 (235)	2,600 (258)
彎曲壓應力 (依總斷面積 計算)	1,800 (180)	2,400 (235)	1,500 (144)	1,650 (162)	1,950 (192)	2,170 (213)	2,400 (235)	2,600 (258)
剪應力(依總 斷面積計算)	1,000 (100)	1,300 (125)	800 (80)	900 (90)	1,080 (105)	1,200 (118)	1,300 (125)	1,450 (143)

表 5-1 鋼板樁容許應力

表 5-2 容許應力提高比率

載重	狀 態	提高比率
些 味(化 米 味)	-	1.00
常时(11 美时)	考慮溫度效應影響	1.15
地震、颱風及靠岸時		1.50

(1) 96年增補研究對防蝕工法敘述

當採用陰極防蝕工法,96 年港灣構造物設計基準增補研究 並未對設計年限,不同型式防蝕塊之犧牲陽極對海水之電阻 Ra 及構造物(鋼板樁及鋼管樁)形狀係數所形成之保護面積做另外 規定。

工程師於設計時並無直接參考依據,故參考交通部運輸研 究所與中華民國防蝕工會之港灣構造物陰極防蝕準則,建議修 訂及增補犧性陽極防蝕法設計程序。

(2)建議增補內容或修訂

a. 防蝕面積計算

96 年港灣構造物設計基準增補研究只針對鋼材位於不同位置,包含海水中、拋石中或海底土層中計算其防蝕面積。防蝕面積建議依鋼樁形式於不同位置分別計算,如鋼板樁及鋼管樁。如使用鋼板樁,計算防蝕面積所使用之鋼板樁周邊係數可參考交通部運輸研究所「鋼灣構造物陰極防蝕準則草案」中之日本各類鋼板樁周邊係數。

b.防蝕電流計算

結構物鋼材所需防蝕電流依下式計算之。

所需防蝕電流(mA)= 防 蝕 面 積 (m²)×初 始 防 蝕 電 流 密 度 (mA/m²)

初始防蝕電流密度的選用因構造物所在的環境而不同, 依據 96 年港灣構造物設計基準增補研究中「裸鋼材之陰極 防蝕初始時之防蝕電流密度」(表 5-3),建議增補於一般環境 中海水、石礫及海底土在外海之初期防蝕電流密度以及於特 殊海域中具不同流速之初期防蝕電流密度。

5-3

	環 境		初期防蝕電流密度 (mA/m ² 裸鋼面積)		
		海水	100		
	港灣	石礫	50		
一飢理培		海底土	20		
加水坑		海水	150		
	外海	石礫	75		
		海底土	30		
		海水	150		
	污染	石礫	75		
性独治比		海底土	30		
衬 外/体域		1m/sec	160		
	流速	2m/sec	230		
	·	3m/sec	270		

表 5-3 裸鋼材之陰極防蝕初始時之防蝕電流密度(mA/m²)

資料來源:港灣構造物陰極防蝕準則草案

c. 犧牲陽極發生電流量計算

為計算陽極塊使用個數,需先計算每塊犧牲陽極的發生 電流。96 年港灣構造物設計基準增補研究中並未明訂如何計 算犧牲陽極發生電流量。依據港灣構造物陰極防蝕準則,犧 牲陽極發生的電流量如下式。

 $I_g = \frac{E}{R_s} \times 1000$

式中 Ig=每塊犧牲陽極的發生電流,Ma

E = 有效電位差(驅動電壓), V, 鋅合金陽極為 0.2 V, 鋁合金陽極為 0.25 V

 $Ra = 犧牲陽極對海水的電阻, \Omega$

式中犧牲陽極對海水電阻之計算,依犧牲陽極的形狀,如 長條棒狀陽極、板狀陽極及其他形狀之陽極分別計算。其 詳細計算式可參考「港灣構造物陰極防蝕準則草案」中之 規定。 d. 陽極塊個數計算及配置

由以上結構物於不同環境所需防蝕電流計算及每塊犧牲 陽極的發生電流,所需陽極塊個數依下式計算之。

$$N_i = \frac{i_i \times A_i}{I_a}$$

式中 Ni = 浸入海水中(或海土中)被保護部位所需犧牲陽極 的塊數

i_i = 各環境採用之防蝕電流密度(初始極化防蝕電流 密度), mA/m²

A_i = 海水中(或海土中)之保護構造物面積, m²

 $I_g = 每塊犧牲陽極的發生電流, mA$

所需犧牲陽極總塊數

餘裕係數為10%~20%。

e. 陽極塊使用年限

一般陽極塊均標示有其形狀尺寸、重量,陽極消耗量、 初始電流及陽極利用率等。陽極塊使用年限可依下式估算 之。

$$\mathbf{L} = \frac{N \times W \times U}{Q \times I_{ava}}$$

式中 L = 陽極使用壽命, year(yr)

N=被保護設施所需陽極總塊數

W=每塊陽極原始重量,kg

Q = 陽極消耗量, kg/A·yr

Iavg = 構造物在保護期間內之平均保護電流,A;通常 約為極化保護電流密度計算出總電流之 0.5~ 0.55 倍,在污染海域中約為 0.67 倍

u = 陽極利用率,長條棒狀陽極為 0.90 ~ 0.95, 鐲式 (Bracelet)陽極為 0.75 ~ 0.80,其他形狀為 0.75 ~ 0.90 混凝土的耐久性主要與混凝土品質及其內之鋼筋有關,港灣構造物 因地處嚴酷腐蝕環境,保護層不足時,混凝土中的鋼筋或鋼腱則易發生 鏽蝕。港灣部頒規範已於99年就混凝土的耐久性修訂混凝土最小保護層 厚度及混凝土配比條件,然保護層厚度與結構重要性及混凝土本身強度 無關聯性,對於部分次要結構或主要結構採高強度混凝土等無搭配關 係,建議加以細分以達合理性及經濟性。

1.保護層厚度

(1)公路橋樑設計規範

公路橋梁設計規範就海洋環境下之防蝕設計,依橋樑不同 構件及環境區域加以區分不同保護層,摘錄如表 5-4。

設計年限		50 年		100 年			
環境作用等級	極嚴重	嚴重	中度	極嚴重	嚴重	中度	
橋梁部位	鹽害區	鹽害區	鹽害區	鹽害區	鹽害區	鹽害區	
基礎、基樁	10	10	10	10	10	10	
柱、牆	10	7.5	7.5	10	10	7.5	
橋面版頂層筋	6.5	5.5	5	7.5	6.5	6	
橋面版下層筋	6.5	5.5	5	7.5	6.5	6	
箱梁底層筋	6.5	5.5	5	7.5	6.5	6	
「I」「T」梁、箱梁腹版外露面	6.5	5.5	5	7.5	6.5	6	
混凝土面未直接曝露於大氣、 未與土壤或水接觸	4	4	4	4	4	4	

表 5-4 鹽害環境下主要構件鋼筋最小保護層厚度

註:摘錄自公路橋梁耐久性設計規範

(2)建議增補或修訂內容

依結構重要性及所處環境等級,參酌結構混凝土施工規範 及公路橋梁耐久性設計規範對於鹽害環境之區分,以港區範圍 內為主要港灣構造設施範圍,並將環境等級分為3級,各級別 條件如下。對於環境等級 1~環境等級 3 之主要結構如基樁及大 標,場鑄保護層採 10cm,預鑄保護層採 7cm,其他依其構造性 質及混凝土強度細分增訂,對應構件型式之保護層建議如表 5-5 及表 5-6。

- 環境等級1:海水直接接觸部分
- 環境等級 2:海水可能沖刷部分、飛沫作用區域
- 環境等級3:港區範圍內

楼供	預	[鑄 鋼	筋混凝土	(cm)	
區域	基樁及大梁 (含冠牆)	棧橋面版	沉箱、方塊、L 型擋牆等型塊	其他附屬設施 (輪檔、欄杆等) "▲"	預力套管保 護層(cm)
混凝土強度	280	280	280	280	
(kgf/cm ²)	以上	以上	以上	以上	
環境等級1	7	7	7	7	9
環境等級2	7	7(6*)	7	4	9
環境等級3	7	7(6*)	7	4	9

表 5-5 預鑄鋼筋混凝土最小保護層厚度表

說明:1."*"為特殊保護措施處理

2."▲"廠內施作者

表 5-6	堪律锢筋湿凝土晶小保護属厚度表
衣 コーレ	场蜻鲷肋爬艇工取小休费眉序及衣

構件	場	壽 鋼 筋 混 凑	そ 土 (cm)
	基樁及大梁	战场工作	其他附屬設施
區域	(含冠牆)	找 简 囬 欣	(輪檔、欄杆等)
混凝土強度	280	280	280
(kgf/cm ²)	以上	以上	以上
環境等級1	10	10	10
環境等級2	10	10(7.5*)	7(5*)
環境等級3	10	10(7.5*)	5(4*)

說明:1."*"為特殊保護措施處理

(3) 混凝土配比

混凝土抗壓強度 280kgf/cm² 混凝土已廣泛用於國內其他公 共工程,對於無筋混凝土部分結構構材,混凝土設計強度仍使 用 210kgf/cm²,如表 5-7 所示。建議於混凝土配比條件及抗壓 強 度中增加說明如無筋混凝土表面有耐磨、美觀或其他特殊要求 時,得提高混凝土設計強度為 280kgf/cm²及其水膠比。

		配合條件		旦山田怒上机社改	
種類	結構構材之種類	最大水	粗粒料最大	取小泥碳工议可强 $\dot{\mu}^{*4}$ (l_{raf}/am^2)	
		膠比	尺寸(mm)		
	防波堤上部結構、蓋版混凝				
血弦	土、混凝土方塊、異型塊(消	0.5^{*1}	40	280^{*1}	
	波、被覆)、護基方塊、碼				
	頭上部結構、胸牆、繫船直	0.55	40	210	
	柱基礎(重力式)	0.00	10	210	
鋼筋 混凝土	繫船柱基礎(樁式)、錨碇	0.5	25 (20) *3 、	280	
	版、胸牆、碼頭上部結構*2	0.5	40	280	
	棧橋上部結構、沉箱、空心		$25(20)^{*3}$ >		
	方塊、L型塊、消波方塊	0.45	40	280	
			25 (20) ^{*3} 、		
<u> </u>		0.5	40	280	

表 5-7 混凝土配比條件及抗壓強度

*1 無筋混凝土表面有耐磨、美觀或其他特殊要求時,得提高最小混凝土設計強度為280及水 膠比。

- *2 除了棧橋上部結構以外。
- *3 粗粒料的最大尺寸,只要不妨礙鋼筋之配筋或各結構斷面,應儘可能採用最大尺寸之粒料。一般常用粗粒料以礫石及碎石為主,使用礫石時其最大尺寸為 25 mm,碎石時其最大尺寸為 20 mm。
- *4 本表最小混凝土設計強度為最低要求,設計時應視需求予以調整。

2.特殊保護措施

因港灣構造物所處環境為高濕、高鹽之嚴酷腐蝕環境,故對 其重要性、耐久性及其他需求考量,可增訂特殊保護措施,分混 凝土表面處理、鋼筋表面保護及犧牲陽極方式。 (1) 混凝土表面處理

混凝土構件若長期直接受到水分滲入之影響時,可於混凝 土表面施作適當防護措施以降低水分及氯離子之侵入。此種混 凝土表面處理包含防水膜、表面塗封劑或滲透型塗封劑。

(2)鋼筋表面保護

鋼筋表面處理可採用環氧樹脂或鍍鋅來增強抵抗腐蝕環 境。環氧樹脂材料應符合 ASTM A934 之規定;鍍鋅鋼筋應符 合 CNS14771 或 ASTM A767/A-2006 之規定。若使用環氧樹脂 鋼筋或鍍鋅鋼筋,其受拉伸展長度、搭接長度、標準彎鉤之伸 展長度應適度增加。

(3) 陰極防蝕

鋼筋混凝土結構可採用陰極防蝕工法作為保護鋼筋之方 法。陰極防蝕工法包括外加電流法與犧牲陽極法。外加電流不 適用於預力混凝土構材。

第六章 基樁植入工法之承載力

6.1 前言

近年港灣構造物陸續改建,為了降低對既有構造物、鄰近構造物之 影響,及因應港都合一等都會區施工干擾,原打擊式工法施作樁基礎已 不敷使用,國內建築物基礎構造設計規範及公路橋梁設計規範均已將植 入式基樁之乘載力計算列入標準中,本所依循96年增補研究所訂定打擊 式工法之承載力,另就植入工法等對基樁軸向極限承載力適用於港灣構 造進行探討。

6.2 參考文獻

1. 交通部,港灣構造物設計基準-碼頭設計基準及說明,1997

2.日本港灣協會,港灣の施設の技術上の基準・同解說,1999

3. 內政部營建署,"建築物基礎構造設計規範",2001

4. 中華民國交通部, "公路橋梁耐久性設計規範", 2015

6.3 植入式工法

6.3.1 96 年增補研究

原 96 年增補研究僅針對打擊工法之基樁軸向乘載力做規 定,並未對其他工法做比較。96 年增補研究修訂內容所訂定打擊 工法基樁極限承載力摘錄如下。

貫入試驗公式
依靜力承載公式推算軸向極限承載力,應視基樁打設於砂質
地層中或粘性土壤地層中,採適宜之公式推算之。
打設於砂質地層中基樁之軸向極限承載力,可依下式計算
之。
$R_{u} = 300 \text{NA}_{P} + 2 \overline{N} A_{S}$
式中 Ru :基椿軸向極限承載力(KN)
A_p :樁端面積(m ²)
As : 基樁表面積(m ²)
\overline{N} :基樁入土全長之平均標準貫入實驗值(N)
N:樁端地層之 N 值
$N = \frac{N_1 + \overline{N_2}}{2}$
N_1 :樁端處之 N 值
$\overline{N_2}$: 樁端上端 4B 範圍內之平均 N 值
B:基樁直徑或寬度

6.3.2 建議增補內容或修訂

如前所述因應國內港都合一及避免對都會區之干擾,原先基 樁打擊工法已不敷使用。建議增補基樁植入式工法對軸向極限承 載力之推估。植入式工法主要分為中掘工法、預鑽孔工法及鋼管 複合水泥樁工法,以下將針對各植入式工法做介紹。

(1) 中 掘 工 法

由樁蕊中空部份鑽掘排土,同時植入樁蕊,如圖 6.1 所示。



圖 6.1 中掘工法示意圖

(2)預鑽孔工法

預先以鑽桿排土或攪拌鑽孔,然後將樁蕊植入鑽孔中,如圖 6.2 所示。





(3)鋼管複合水泥樁工法(Steel Pipe Soil Cement Pile Installation Method)

鑽桿鑽頭噴射水泥漿與土壤混合形成攪拌水泥樁並將具突 肋之肋紋鋼管沉入,因此,可以將攪拌水泥樁的直徑視為有效 直徑(樁直徑),並且可以獲得大於鋼管直徑垂直承載力和摩 擦力,如圖 6.3 所示。然所需之助紋鋼管目前國內並未生產, 且未實際進行樁載重試驗以驗證其軸向乘載力,故此工法目前 國內尚未使用。



圖 6.3 鋼管複合水泥樁工法示意圖

6.4 基樁軸向極限承載力

港灣構造基樁打擊工法考量構造重要性、施工性及地質特性,基樁 軸向極限乘載力利用貫入試驗推估之方式主要參酌「日本港灣施設技術 上基準·同解說」修訂,其適用性已經港灣多年基樁載重試驗驗證,因此 就其他工法之承載力推估,建議參照同一標準,該標準對於其他工法之 承載力推估係建議以「日本道路橋梁示方書·同解說 IV 下部構造篇」所 規定。

參酌建築物基礎構造設計規範及公路橋梁設計規範,且考量鋼管複 合水泥樁工法目前國內尚未使用,故建議先行增補中掘公法及預鑽孔工

6-4

法之軸向極限承載力推估,待日後國內正式引進鋼管複合水泥樁工法並 進行相關載重試驗後再進行討論增補。植入式工法基樁最大表面摩擦阻 力及樁尖極限承載力詳如表 6-1 所示。

工法	打擊式	植入式工法		
支承力	工法	中掘工法	預鑽孔工法	
樁身摩擦 fs	$\overline{N}/5$ $2\overline{N}$	$\overline{N}/5$ $2\overline{N}$	$\overline{N}/2$ $5\overline{N}$	
椿底支承 qb	30N 300N	15N 150N	15N 150N	

表 6-1 基樁最大表面摩擦阻力及樁尖極限承載力(tf/m²)(KN/m²)

N:樁端地層之N值

N:基樁入土全長之平均標準貫入實驗值(N)

第七章 結論與建議

交通部於 85 及 86 年分別頒布「港灣構造物設計基準」-第一部份 「防波堤設計基準及説明」及第二部分「碼頭設計基準及說明」, 距今 已超過 20 年,期間交通部雖曾於 89 年因應 921 地震修訂部份條文,本 所亦曾於 99 年及 102 年完成工程材料之混凝土與鋼鐵材料部份條文修 訂工作,並報部頒布施行,惟隨著時空環境之改變,此一設計基準之內 容及編排方式實有必要進行檢討修訂,期使基準能符合國內港埠發展建 設之規劃設計及維護管理所需。

本計畫主要基於交通部運輸研究 96 年完成之「港灣構造物設計基 準增補研究(一)」成果,蒐集國內外相關基準及研究成果,依部頒規範格 式修訂條文後,各篇組成初審小組進行初審工作,並完成基準各篇章初 審,提供交通部運輸研究所陳報交通部頒布施行之參據。

7.1 結論

臺灣位於環太平洋地震帶,加上海島性之氣候與海象條件,使得臺 灣之港灣構造物在其使用年限期間的安全性受到地震、潮流、波浪、海 嘯、土壤液化、鹽分腐蝕等之影響,因此,如何考量構造物整個使用年 限之經濟性,據以提出合理的設計基準,使所建造之港灣構造物能滿足 運輸安全及服務品質需求,對我國經貿發展極其重要。

為符合國內港灣環境特性及順應世界港埠發展趨勢,本次修訂或增 補,以符合現行法規與安全需要,而非創新制訂新的基準,因此將以「必 要、安全、實用、簡單」為修訂或增補之指導原則。經檢討必須要進行 增補之項目如下:

1.船舶大型化
2.耐震設計

3.設計理念

4.材料更新及耐久性

5.構造型式更新

7-1

6.工法更新

本次修訂主要項目說明如下:

1.第一篇通則-

增訂港灣生命週期之維護管理原則。

- 2.第二篇設計條件-
- (1)因應船舶大型化,修訂及增訂船舶參考規格,並船舶繫靠之安 全性增列靠船建議速度及繫船柱規格。
- (2)就全台灣鄰海鄉鎮市區之水平譜加速度係數予以比對更新,並 就 96 年版之起始降伏地震力放大倍數 ,及結構系統地震力折 減係數 Fu更新並增補。
- 3.第三篇工程材料-
 - (1)整併民國 99 及民國 102 年所修訂之鋼鐵材料及混凝土材料,納 入歐規材料強度規格,並修訂防蝕設計及混凝土保護層。

(2)修訂混凝土強度設計法。

4. 第四篇預鑄混凝土構件-

增訂直立消波沉箱。

5.第五篇基礎-

增訂植入式工法基樁最大表面摩擦阻力及樁尖極限承載力。 6.第六篇水域設施-

修訂雙航道規劃、航道長度及寬度之定義;新增航道水深之估 算方式;修訂錨泊區位置、水深及半徑之定義及計算方式等。

7.2 建議

 有關近期能源產業發展,LNG及風電碼頭等具特殊進港限制及 特別船機作業方式之專用碼頭,本次除對LNG船舶大型化增列 船舶尺寸外,其餘研究建議納入基準第九篇專用碼頭修訂。 港灣結構系統與地震產生之關聯性,如韌性容量之取決,建議可 與國研院國家地震工程研究中心研議合作研究。

7.3 研究成果效益

完成港灣構造物設計基準部分篇章之條文修訂,做為交通部未 來修訂基準的參據。

7.4 提供應用情形

修訂基準報部頒布施行後,可供交通部航港局、臺灣港務公司、 縣市政府、工程顧問公司…等相關單位使用,提昇港灣構造物性 能,滿足運輸安全需求。



参考文獻

1. 交通部,『港灣構造物設計基準-防波堤設計基準及說明』,1996。

2. 交通部,『港灣構造物設計基準-碼頭設計基準及說明』,1997。
3. 交通部運輸研究所,『港灣構造物設計基準-耐震設計之修訂』,2002。
4. 交通部,修訂『港灣構造物設計基準-碼頭設計基準及說明』,2010。
5. 交通部,修訂『港灣構造物設計基準-碼頭設計基準及說明』,2013。
6. 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』,1997。
7. 交通部,『公路橋梁設計規範』,2015。
8. 交通部,『公路橋梁耐震設計規範』,2015。
8. 交通部,『公路橋梁耐震設計規範』,2009。
9. 內政部,『建築物耐震設計規範及解說』,2011。
10.內政部,『基礎構造設計規範(含解說)』,2001。
11.內政部,『結構混凝土施工規範』,2002。

- 12.內政部,『混凝土結構設計規範』,2017。
- 13.中國土木水利工程學會,『混凝土工程施工規範與解說(土木 402-94 a)』,

2013 •

- 14.陳桂清、饒正、柯正龍、羅俊雄、翁榮洲、王瑞坤、張英傑、劉益雄、 江淑慈,『港灣構造物陰極防蝕準則(草案)』,交通部運輸研究所, 2004。
- 15.曾志煌、翁國和、徐順憲、李賢華、陳素惠、蕭清木、錢中弘、張勝 評、余宗鴻、鍾沛穎、孫宏華、洪麗珍,『港灣構造物設計基準修訂』, 交通部運輸研究所,2005。
- 16.曾志煌、翁國和、郭一羽、許泰文、蕭松山、廖學瑞、張憲國、翁文 凱、郭世榮、岳景雲、張欽森、朱志誠、辛志勇、張君名、陳蔚瑋、 莊世璿、吳建緯、蘇昱維,『港灣構造物設計基準增補研究(一)』,

交通部運輸研究所,2007。

- 17.陳桂清、柯正龍、羅建明、張道光,『港灣構造物生命週期與維護之 研究(2/2)』,交通部運輸研究所,2011。
- 『港灣設施維護管理計畫制定範例彙編』,社團法人海洋工程學會, 2018。
- 『港灣設施巡檢診斷指南與實施要領彙編』,社團法人海洋工程學會, 2018。
- 20.蔡瑤堂、邱永芳,『港灣設施維護管理計畫制定指南』,社團法人海 洋工程學會,2016
- 21.黃富國,「土壤液化之危害度分析」,國立台灣大學土木工程研究所 博士論文,台北市,民國85年7月。
- 22.簡連貴,「台灣地區土壤液化評估準則之研究-子計畫四 彰雲地區沖填工業區土壤液化潛能之評估」,國科會整合型研究計劃,計畫編號: NSC 86-2621-P-019-003,,民國86年4月。
- 23.吴偉特,楊騰芳,「細料含量在不同程度影響因素中對台灣地區積性 砂土液化特性之研究」,中國土木水利工程學會會刊,第十四卷,第 三期,第59-74頁,民國76年11月。
- 24.ASTM E833-97b,Standard practice for measuring life-cycle costs of buildings and building systems, 2006.
- 25.美國工程兵團海岸工程研究中心, Coastal Engineering Manual, 2012.
- 26.美國土木工程學會ASCE, Min Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE7-02.
- 27.美國陸軍工兵團(USACE)、海軍設施工程指揮部(NAVFAC)及空軍 土木工程支援局(AFCESA)」,統一設施準則(Unified Facilities Criteria, UFC), DESIGN: PIER AND WHARVES, UFC 4-152-01, 2012(2017).
- 28.PIANC, Guidelines for the Design of Fender Systems:2002.
- 29.European Standard(EN), EN10248, 1996.
- 30.European Standard(EN), EN1993-5, 2007.
- 31. Japanese Industrial Standard, JIS A5528, 2012.

- 32.日本港灣協會,港灣の施設の技術上の基準·同解說,1999(2007)。
- 33.日本全國漁港協會,漁港の技術指針,1999。
- 34. 『道路橋示方書·V耐震設計編』, 2002, 日本道路協會。(日文)
- 35."British Standard Code of Practice for Maritime Structures" BS6349.
- 36.BSi "Maritime structures-Part4 : Code of practice for design of fendering and mooring systems", BS6349-4:2014.
- 37.Clarkson Research Services Limited, Clarksons Ship Register, 2018年6 月
- 38.Seed,H.B.,Tokimatsu,K.,Hardev,L.F., "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations," Journal of Geotechnical Engineering, Vol.111, No.12, December, pp.1425-1445, 1985.
- 39.Liao,S.and Whitman,R.V.,"Overburden Correction Factors for SPT in Sand," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.112, No.GT3, pp.373-377, 1986.
- 40.Seed, H. B., and Idress, I.M., "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No. SM9, pp.1249-1273, 1971.
- 41.Seed,H.B., Idriss,I.M. and Arango,Ignacio,"Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data," Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109, No.3, March, pp.458-482, 1983.
- 42.Committee on Earthquake Engineering, "Liquefaction of Soil During Earthquake," National Research Council, Report No.CETS-EE- 001, 240p, 1986.
- 43.Mitchell, J. K., "Densification and Improvement of Hydraulic Fills," Hydraulic Fill Structures, Geotechnical Special Publication, No. 21, Published by ASCE, pp.606-663, 1988.

附錄1

港灣構造物設計基準相關 條文修訂成果

前言

臺灣位於環太平洋地震帶,加上海島性之氣候與海象條件,使得臺 灣之港灣構造物在其使用年限期間的安全性受到地震、潮流、波浪、海 嘯、土壤液化、鹽分腐蝕等之影響,因此,如何考量構造物整個使用年 限之經濟性,據以提出合理的設計基準,使所建造之港灣構造物能滿足 運輸安全及服務品質需求,對我國經貿發展極其重要。

交通部於民國 85 及民國 86 年分別頒布「港灣構造物設計基準」-第一部分「防波堤設計基準及說明」及第二部分「碼頭設計基準及說明」, 距今已超過 20 年,期間於民國 88 年 9 月 21 日台灣地區發生了規模 7.3 的南投縣集集大地震,造成中部地區公共建設與建物倒塌與損壞,交通 部於民國 89 年因應 921 地震修訂部份條文,另於民國 99 年及民國 102 年完成工程材料之混凝土與鋼鐵材料部份條文修訂,並部頒布施行。

交通部運輸研究所曾於94年完成「港灣構造物設計基準修訂草案」, 且已將防波堤設計與港灣構造物設計合併為上下兩冊,其中對耐震設計 部分進行大幅度之修改,於96年完成「港灣構造物設計基準增補研究(一)」 除再次修訂耐震設計外,修訂(1)堤胸牆高度與越流量(越波量)之關係; (2)設計波浪包括使用年限及其破壞機率之慣用值增列;(3)海堤工程及海 岸保護工程;(4)直立壁位於水面上之揚壓力分佈;(5)確認各港水準之精 度之方式。97年完成「港灣構造物設計基準增補研究(二)-參考案例彙 編」,考量修訂內容過大,並未報部列為部頒規範。上述相關研究成果 因歷經時空環境的改變,相關內容須配合國內新規範及工程實務需求, 進行相關條文修訂,以符合未來實務應用。期使基準能符合國內港埠發 展建設之規劃設計及維護管理所需。

為符合國內港灣環境特性及順應世界港埠發展趨勢,本次修訂或增 補,以符合現行法規與安全需要,而非創新制訂新的基準,因此將以「必 要、安全、實用、簡單」為修訂或增補之指導原則。經檢討必須要進行 增補之項目如下:

i

1.船舶大型化

2. 耐震設計

3.設計理念

- 4.材料更新及耐久性
- 5.構造型式更新
- 6.工法更新
- 本次修訂主要項目說明如下:
- 1.第一篇通則-增訂港灣生命週期之維護管理原則。

2. 第二篇設計條件-

- (1)因應船舶大型化,修訂及增訂船舶參考規格,並船舶繫靠之安 全性增列靠船建議速度及繫船柱規格。
- (2)就全台灣鄰海鄉鎮市區之水平譜加速度係數予以比對更新,並 就 96 年版之起始降伏地震力放大倍數α,及結構系統地震力折 減係數Fu更新並增補。
- 3. 第三篇工程材料-
- (1)整併民國 99 及民國 102 年所修訂之鋼鐵材料及混凝土材料,納 入歐規材料強度規格,並修訂防蝕設計及混凝土保護層。
- (2)修訂混凝土強度設計法。
- 4. 第四篇預鑄混凝土構件-增訂直立消波沉箱。
- 5.第五篇基礎-增訂植入式工法基樁最大表面摩擦阻力及樁尖極限 承載力。
- 6.第六篇水域設施-修訂雙航道規劃、航道長度及寬度之定義;新增 航道水深之估算方式;修訂錨泊區位置、水深及半徑之定義及計 算方式等。

本基準除使用公制單位外,為配合國際單位之推廣,在公制單位之 後附加國際單位,並採陰影區塊及括號處理之。

本基準條文採原則性之規定,工程師實際應用時仍需依其學理及工 程實務經驗進行設計。

港灣構造物設計基準相關條文修訂

基準目錄

第一篇 總則

第一:	章 一般說明		1
第二:	章 國際單位	系統(SI)	3
第三:	章 生命週期	之管理原則 <新增>	5
3.1	設施的設計	原則	5
3.2	設施的施工	原則	5
3.3	設施之維護	管理原則	5

第二篇 設計條件

第一章	通則	7
1.1	設計條件	7
1.2	影響設計因素	8
第二章	船 舶	9
2.1	計畫船舶	9
2.2	船舶所產生之外力	9
第三章	風	9
3.1	一般說明	9
3.2	風力	9
第四章	波浪	11
4.1	設計波浪	11
4.1	.1 設計波浪之決定	11
4.1	.2 波浪的定義	11
4.1	.3 波浪的性質	11
4.2	設計波浪之決定方法	11

4.2.1	決定深水示性波之基本方針	11
4.2.2	求設計波浪之過程	11
4.3 波	浪推算	12
4.4 波	浪資料的統計處理	12
4.5 波	浪變形	12
4.5.1	波浪折射及淺化	12
4.5.2	波浪之反射	12
4.5.3	波浪繞射	12
4.5.4	碎 波	13
4.6 設	計波高及設計波長	13
4.7 波	浪溯升高及越波量	13
4.7.1	波浪溯升高	13
4.7.2	波浪越波量<修訂>	13
4.8 碎	波平均水位上升(wave setup)<新增>	13
第五章	波力	15
5.1 一般	:說明	15
5.2 作	用於直立壁之波力	15
5.2.1	作用於直立壁之波力性質	15
5.2.2	作用於直立壁之重複波力及碎波波力<修訂>	15
5.2.3	衝擊波力	15
5.2.4	作用於消波塊覆蓋堤的波力	15
5.2.5	考慮法線形狀影響之波力計算	15
5.2.6	考慮水深急變作用於直立壁之波力計算	16
5.2.7	作用於直立消波沉箱之波力	16
5.3 護	面塊石與消波塊所需重量	16
5.3.1	斜坡堤護面塊石與消波塊所需重量	16
5.3.2	合成堤堤基護面石與消波塊所需重量	16
5.4 作	用於海中構造物之波力	16
5.5 作	用於接近水面構造物之波力	16
第六章	潮位及暴潮位	17
------	----------------	----
6.1	設計潮位	
6.2	天文潮	
6.3	暴潮位	
6.4	潮位基準換算<修訂>	
6.5	港口潮位之確認方法	
第七章	水流	19
7.1	一般說明	
7.2	作用於水中構造物之水流力	
7.3	水流對披覆材料之安定分析	
第八章	作用於浮體之外力及其搖動	21
8.1	一般說明	21
8.2	作用於浮體之外力	21
8.3	浮體之搖動及繫留力	21
第九章	地質	23
9.1	一般說明	23
9.2	基地地質調查	23
9.3	土壤物理性質	23
9.4	土壤工程性質	23
9.5	標準貫入試驗	23
9.6	圓錐貫入試驗<新增>	23
第十章	耐震設計	25
10.1	耐震設計之目標	25
10.2	非剛性構造物之設計地震總橫力	25
10.3	剛性構造物之設計地震總橫力	25
10.4	非剛性構造物之垂直地震力	25
10.5	動力分析方法	26
10.6	地震時之動土壓	26
10.7	地震時之動水壓	

10.8	載重組合<修訂>	26
10.9	構造物之韌性設計	27
第十一	·章 砂質土壤之液化	29
11.1	一般說明	29
11.2	影響土壤液化之因素	29
11.3	地質調查	29
11.4	需進行液化評估之土層	29
11.5	砂質土壤液化潛能之評估與判定	30
11.6	液化危害度分析	30
11.7	液化土壤參數折減	30
11.8	土壤液化之防治與處理	30
11.	.8.1 土壤液化之防治原理	30
11.	.8.2 土壤液化處理方法之選擇	30
第十二	.章 土壓及水壓	31
12.1	土壓	31
12.2	水壓	31
第十三	.章 載重	33
13.1	一般說明	33
13.2	自重	33
13.3	裝載載重	33
13.4	活載重	33
第十四	章 摩擦係數	35
<u> ኡኡ</u> — ዾ		
弗二 盾		
第一章	- 一般說明	37
第二章	鋼鐵材料	37
2.1	鋼鐵材料之規格及性質<修訂>	37
2.2	鋼鐵材料設計用常數	37
2.3	設計強度	37

40
40
40
40
40
40
40

第四篇 預鑄混凝土構件

第一章	沉箱	41
1.1 概	要	41
1.2 尺	寸之決定	41
1.3 浮汸	与安定	41
1.4 設	計外力	41
1.4.1	概要	41
1.4.2	載重係數及載重組合	42
1.4.3	製作時外力	42
1.4.4	下水及浮游時外力	42
1.4.5	拖航時外力	42
1.4.6	安放時外力<修訂>	42

1.4	.7 完成後外力	43
1.5	構材設計	43
第二章	L 型塊	45
2.1	一般	45
2.2	尺寸之決定	45
2.3	作用於構件載重	45
2.4	構材設計	45
2.5	施吊部位之設計	45
第三章	空心方塊	47
3.1	一般	47
3.2	尺寸之決定	47
3.3	作用於構件載重	47
3.4	構材設計	47
3.5	施吊部位之設計	47
3.6	空心方塊安定計算	47
第四章	方塊	49
4.1	概要	49
4.2	方塊接合部之形狀及尺寸	49
4.3	施吊部份設計	49
第五章	直立消波沉箱 <新增>	51
5.1	一般說明	51
5.2	設計外力	51
5.3	構材設計	51
第五篇	蒲 基礎	

第一章	医概說	53
第二章	送式基礎承載力	55
2.1	一般說明	55
2.2	砂性地質基礎承載力	55

2.3	粘性地質基礎承載力	55
2.4	多層土壤之基礎承載力	55
2.5	承受偏心傾斜載重之基礎承載力<修訂>	55
第三章	深式基礎承載力	57
3.1 ‡	既論	57
3.2	垂直承載力	57
3.3	水平承載力	57
第四章	樁基礎承載力	59
4.1 <i>t</i>	既論	59
4.2 材	春之軸向容許承載力	59
4.2.	1 概要	59
4.2.2	2 轴向容許承載力	59
4.2.3	3 單樁軸向極限承載力	59
4.2.4	4 依樁載重試驗推算軸向極限承載力	59
4.2.5	5 依靜力承載公式推算軸向極限承載力	59
4.2.0	5 依打樁公式推算軸向極限承載力	59
4.2.7	7 樁材容許壓應力之影響	60
4.2.8	8 接樁折減	60
4.2.9	9 細長比折減	60
4.2.1	10 表面負摩擦力檢討	60
4.2.1	11 基樁間距	60
4.2.2	12 群樁承載力	60
4.2.2	13 基樁沉陷量檢討	60
4.3 \$	舂之軸向容許拉拔力	60
4.3.	1 概要	60
4.3.2	2 軸向容許拉拔力	61
4.3.3	3 單樁軸向最大拉拔力	61
4.3.4	4 推算基樁軸向容許拉拔力應考量事項	61
4.3.5	5 基樁載重試驗	61

4.4 樁	之横向容許承載力	62
4.4.1	概要	62
4.4.2	單樁行為評估	62
4.4.3	以横向載重試驗推定單樁行為	62
4.4.4	以分析方法推定單樁行為	62
4.4.5	以既有資料推定單樁行為	62
4.4.6	斜組樁橫向承載力	62
4.4.7	群樁效果之考量	62
4.4.8	荷重性質的相關考量	63
4.5 設	計概論	63
4.5.1	設計原則	63
4.5.2	載重分配	63
4.5.3	樁材容許應力	63
4.6 細	部設計	63
4.6.1	施工時載重檢討	63
4.6.2	樁頭與上部結構連結設計	63
4.6.3	接樁	63
4.6.4	樁端	63
4.6.5	鋼管樁管厚及材質之變更	64
4.6.6	其他設計上注意事項	64
第五章	基礎沉陷	65
5.1 土	壤垂直內應力	65
5.2 即	時沉陷	65
5.3 壓	密沉陷	65
5.4 次	壓縮沉陷	65
5.5 側	向變位	66
5.6 不	均匀沉陷	66
第六章	邊坡穩定	67
6.1 概	論	67

6.2 邊坡穩定分析法	67
第七章 地盤改良	69
7.1 概論	69
7.2 置換工法	69
7.2.1 設計順序	69
7.2.2 設計須注意事項	69
7.3 垂直排水工法	69
7.3.1 設計順序	69
7.3.2 預壓填土高度及寬度之決定	69
7.3.3 垂直排水工法之設計	70
7.4 振動擠壓工法	70
7.4.1 改良原理與適用範圍	70
7.4.2 改良樁打設間距	70
7.4.3 砂質複合地基之液化潛能	70
7.5 動力夯實工法	70
7.5.1 工法原理	70
7.5.2 改良深度與範圍	71
7.5.3 主錘擊之單擊能量	71
7.5.4 錘擊之平均夯擊能量	71
7.5.5 主錘擊各階段之夯擊次數	71
7.5.6 主錘擊之夯擊階段數	71
7.5.7 主錘擊之夯擊點配置	71
7.5.8 靜置時間	71
7.5.9 整平錘擊	72
7.5.10 施工影響評估與防治	72
7.6 其他改良方法	72
7.6.1 藥液灌注工法	72
7.6.2 表層加固法	72
7.6.3 深層攪拌法	72

764	立厭暗射法		2
7.0.7	回座员初仏	/	_

第六篇 水域設施

第一章	概	73
第二章	航道	75
2.1	規劃基本原則	75
2.2	航道中心線	75
2.3	航道寬度	75
2.4	航道水深	75
2.5	航道長度	75
2.6	航道靜穩度	76
第三章	港區水域港區水域	77
3.1	港口<新增>	77
3.2	錨泊區	77
3.2	.1 錨泊區位置考量因素<修訂>	77
3.2	.2 錨泊區水深及半徑	77
3.3	浮筒繫泊水域<修訂>	77
3.4	迴船池	77
3.5	碼頭繫泊及解纜水域	78
3.6	泊渠	78
3.7	泊地水深<修訂>	78
3.8	泊地靜穩度	78
第四章	小型船渠	79

港灣構造物設計基準相關條文修訂

基準解說目錄

第一	·篇	總則	
第一	篇	總則	81
第一	章	一般說明	81
第二	章	國際單位系統(SI)	81
第三	章	生命週期之管理原則< 新增>	83
C3.	.1 -	設施的設計原則	83
C	C 3 .1.	.1 設計使用年限	83
C	23.1.	.2 氣候變遷影響	84
C3.	.2	設施的施工原則	84
C	23.2.	.1 施工計畫概要	84
C	23.2.	.2 施工方法概要	84
C	23.2.	.3 施工管理概要	84
C	23.2.	.4 施工安全管理概要	85
C3.	.3	設施之維護管理原則	85

第二篇 設計條件

第一章	通則		87
C1.1	設言	┞條件	87
C1.2	影響	『設計因素<修訂>	87
第二章	船	舶	93
C2.1	計畫	5船舶<修訂>	94
C2.2	船舟	的所產生之外力	103
C2.2	2.1	一般說明	103
C2.2	2.2	船舶靠岸所產生之衝擊作用力<修訂>	103
C2.2	2.3	繫泊中船舶搖動所產生之作用力<修訂>	108

C2.2	.4	作用於繫船柱之拉力<修訂>	111
第三章	風		113
C3.1	- ,	般說明	113
C3.1	.1	風之定義	114
C3.1	.2	梯度風	114
C3.1	.3	海面風速	115
C3.1	.4	風能密度<新增>	115
C3.1	.5	風速與高度之關係	116
C3.1	.6	平均風速與最大瞬間風速之比例關係<修訂>	117
C3.2	風	カ<修訂>	117
第四章	波	浪	119
C4.1	設設	针波浪	121
C4.1	.1	設計波浪之決定	121
C4.1	.2	波浪的定義	121
C4.1	.3	波浪的性質	122
C4.2	設設	针波浪之決定方法	123
C4.2	.1	決定深海示性波之基本方針<修訂>	123
C4.2	2	求設計波浪之過程	124
C4.3	波江	良推算	125
C4.4	波江	浪資料的統計處理	125
C4.4	.1	極值統計資料	125
C4.4	.2	極值分布函數	126
C4.4	.3	極值分布參數推定	126
C4.4	.4	信賴檢定	128
C4.4	.5	推估值之標準偏差	128
C4.5	波注	浪變形	129
C4.5	.1	波浪折射及淺化	129
C4.5	.2	波浪之反射<修訂>	130
C4.5	.3	波浪繞射<修訂>	130

C4.5.	.4 碎波	149
C4.6	設計波高及設計波長	154
C4.7	波浪溯升高及越波量	155
C4.7.	.1 波浪溯升高<修訂>	155
C4.7.	.2 波浪越波量<修訂>	160
C4.8	碎波平均水位上升(wave setup)<新增>	169
第五章	波力	173
C5.1	一般說明	176
C5.2	作用於直立壁之波力	176
C5.2.	.1 作用於直立壁之波力性質	176
C5.2.	.2 作用於直立壁之重複波力及碎波波力	177
C5.2.	.3 衝擊波力	182
C5.2.	.4 作用於消波塊覆蓋堤的波力	184
C5.2.	.5 考慮法線形狀影響之波力計算	185
C5.2.	.6 考慮水深急變作用於直立壁之波力計算	186
C5.2.	.7 作用於直立消波沉箱之波力<修訂>	186
C5.3	護面塊石與消波塊所需重量	188
C5.3	.1 斜坡堤護面塊石與消波塊所需重量<修訂>	188
C5.3.	.2 合成堤堤基護面石與消波塊所需重量	196
C5.4	作用於海中構造物之波力	199
C5.4	.1 概要	199
C5.4	.2 Morison 公式	200
C5.4	.3 波浪水粒子水平流速<新增>	201
C5.5	作用於接近水面構造物之波力<新增>	202
第六章	潮位及暴潮位	205
C6.1	設計潮位	205
C6.1	.1 設計潮位之選用	205
C6.1	.2 暴潮及海嘯之發生	205
C6.1.	.3 平均海水面上昇之影響	205

C6.2	天文潮<修訂>	205
C6.3	暴潮位<修訂>	206
C6.4	潮位基準換算<修訂>	206
C6.5	港口潮位之確認方法	207
第七章	水流	211
C7.1	一般說明<修訂>	211
C7.2	作用於水中構造物之水流力	212
C7.3	水流對披覆材料之安定分析<修訂>	214
第八章	作用於浮體之外力及其搖動	215
C8.1	一般說明	216
C8.2	作用於浮體之外力<修訂>	216
C8.3	浮體之搖動及繫留力	219
第九章	地質	221
C9.1	一般說明	223
C9.2	基地地質調查	223
C9.2	.2.1 調查要求	223
С9.2	.2.2 調查方法之選擇	226
C9.3	土壤物理性質	226
С9.	.3.1 一般說明	226
С9.	.3.2 土壤單位重	226
С9.	.3.3 土壤分類	228
С9.	.3.4 土壤透水係數	228
C9.4	土壤工程性質	230
C9.4	.4.1 彈性常數(Elastic Constants)	230
C9.4	.4.2 壓密特性	231
C9.4	.4.3 土壤之剪力特性	235
C9.4	.4.4 土壤動態性質	238
C9.5	標準貫入試驗	239
C9.6	圓錐貫入試驗<新增>	241

第十章	耐窘	影計	243
C10.1	耐窘	震設計之目標<修訂>	245
C10.2	非岡	刚性構造物之設計地震總橫力	245
C10.2	2.1	最小設計水平地震力<修訂>	245
C10.2	2.2	一般工址震區水平譜加速度係數<修訂>	247
C10.2	2.3	工址水平譜加速度係數<修訂>	256
C10.2	2.4	近斷層區之工址水平譜加速度係數	257
C10.2	2.5	工址設計與最大考量水平譜加速度係數<修訂>	259
C10.2	2.6	新北市之工址設計與最大考量水平譜加速度係數	
		<新增>	260
C10.2	2.7	用途係數	263
C10.2	2.8	起始降伏地震力放大倍數與結構系統地震力折減係	
		數<修訂>	264
C10.2	2.9	中小度地震與最大考量地震之設計地震力<修訂>-	265
C10.2	2.10	構造物地震時水體作用之力	266
C10.3	剛小	生構造物之設計地震力	266
C10.4	非岡		267
C10.5	動	力分析方法	267
C10.:	5.1	一般說明	267
C10.:	5.2	設計水平加速度反應譜係數<修訂>	267
C10.3	5.3	結構動力分析模式	269
C10.:	5.4	多振態反應譜疊加法	269
C10.3	5.5	歷時分析法	270
C10.6	地第	震時之動土壓	271
C10.7	地第	震時之動水壓	271
C10.8	載	重組合<修訂>	272
C10.9	構	告物之韌性設計	273
C10.9	9.1	一般說明	273
C10.9	9.2	塑鉸產生後之構材內力	273

C10.9.3	構材之韌性設計	273
第十一章 4	砂質土壤之液化	277
C11.1 –	般說明	278
C11.2 影	響土壤液化之因素	279
C11.2.1	相對密度	279
C11.2.2	地表震動強度與延時	279
C11.2.3	最初應力狀況	279
C11.2.4	土層之地質年代特性	279
C11.2.5	土壤特性	279
C11.2.6	土層排水情況	279
C11.3 地	質調查	279
C11.4 需	進行液化評估之土層	280
C11.5 砂	質土壤液化潛能之評估與判定	280
C11.5.1	簡易判斷法	280
C11.5.2	Seed 等人簡易經驗法	280
C11.5.3	試驗分析法	290
C11.5.4	CPT-q。分析法	291
C11.5.5	NCEER(2001)分析法	293
C11.6 液	化危害度分析	297
C11.7 液	化土壤參數折減	297
C11.8 土	壤液化之防治與處理	298
C11.8.1	土壤液化之防治原理	298
C11.8.2	土壤液化處理方法之選擇	299
第十二章 .	土壓及水壓	301
C12.1 土	壓	303
C12.1.1	常時土壓<修訂>	303
C12.1.2	地震時之土壓	306
C12.1.3	土壓係數參考值	308
C12.2 水	壓	308

C12.2.1 殘留水壓	308
C12.2.2 地震時之動水壓	309
第十三章 載重	323
C13.1 一般說明	323
C13.2 自重<修訂>	323
C13.3 裝載載重	324
C13.3.1 一般說明	324
C13.3.2 常時裝載載重	324
C13.3.3 地震時裝載載重	324
C13.3.4 不均佈裝載載重	324
C13.4 活載重	324
C13.4.1 一般說明	324
C13.4.2 汽車、火車及拖車等	324
C13.4.3 裝卸機械	324
C13.4.4 群眾	325
第十四章 摩擦係數	327
第二篇 上程材料	
第一章 概 說	329
第二章 鋼鐵材料	329
C2.1 鋼鐵材料之規格及性質<修訂>	331

第一章	概	329
第二章	鋼鐵材料	329
C2.1	鋼鐵材料之規格及性質<修	訂>331
C2.2	鋼鐵材料設計用常數<修訂	> 331
C2.3	設計強度	333
C2.3	.1 一般說明	333
C2.3	.2 結構用鋼鐵材料	333
C2.3	.3 鋼樁及鋼管板樁	333
C2.3	.4 鋼板樁<修訂>	333
C2.3	.5 容許應力之提高<新增>	336
C2.3	.6 鑄鍛鋼材	336

C2	3.7	銲接及螺栓接頭	- 336
C2.4	防	蝕	- 336
C2.4	4.1	一般說明	- 336
C2.4	4.2	腐蝕現象	- 336
C2.4	4.3	鋼材腐蝕速率	- 337
C2.4	4.4	防蝕方法<修訂>	- 338
C2.5	鋼	材之維護管理	- 343
第三章	混	凝土	- 345
C3.1	— ;	般說明	- 346
C3.2	エ	作應力法	- 346
C3.2	2.1	混凝土容許應力<修訂>	- 346
C3.2	2.2	鋼筋容許應力<修訂>	- 346
C3.2	2.3	容許應力之提高	- 346
C3.3	強	度設計法<修訂>	- 346
C3.	3.1	設計強度<修訂>	- 347
C3.	3.2	設計載重<修訂>	- 347
C3.	3.3	構材檢核<修訂>	- 350
C3.4	耐	久性	- 351
C3.4	4.1	一般說明	- 351
C3.4	4.2	耐久性設計應考慮項目	- 351
C3.4	4.3	施工接縫	- 352
C3.4	4.4	保護層<修訂>	- 352
C3.4	4.5	拉力裂縫	- 353
C3.5	材	料	- 354
C3.	5.1	概要	- 354
C3.	5.2	水泥<修訂>	- 354
C3.:	5.3	水	- 354
C3.:	5.4	粒料	- 354
C3.:	5.5	掺料	- 355

C3.	5.6	氯離子含量規定<修訂>	- 355
C3.	5.7	鋼材<修訂>	- 355
C3.6	混	疑土品質	- 356
C3.	6.1	一般原則	- 356
C3.	6.2	混凝土配比<修訂>	- 356
C3.	6.3	混凝土施工<修訂>	- 357
C3.7	水	中混凝土	- 357
C3.8	預	力混凝土	- 357
C3.9	混	疑土結構維護管理	- 358
第四章	石	料	- 359
C4.1	概言	۵. ۳	- 359
C4.2	抛	石料<修訂>	- 359
C4.3	背力	填料<修訂>	- 359

第四篇 預鑄混凝土構件

第一章	沉箱	361
C1.1	概要	363
C1.2	尺寸之決定	363
C1.3	浮游安定	
C1.4	設計外力	365
C1.4	4.1 概要	365
C1.4	4.2 載重因數及載重組合<修訂>	365
C1.4	4.3 製作時外力	371
C1.4	4.4 下水及浮游時外力	371
C1.4	4.5 拖航時外力	373
C1.4	4.6 安放時外力<修訂>	374
C1.4	4.7 完成後外力	374
C1.5	構材設計	378
C1.5	5.1 外牆	378

C1.5	5.2	隔牆	- 378
C1.5	5.3	底版<修訂>	- 378
C1.5	5.4	其他	- 378
C1.5	5.5	版之解析	- 379
第二章	L	型塊	- 401
C2.1	_	·般	- 401
C2.2	尺	.寸之決定	- 401
C2.3	作	用於結構體載重	- 401
C2.3	3.1	一般	- 401
C2.3	3.2	作用於構件之土壓	- 402
C2.3	3.3	載重分割法	- 402
C2.4	構材	才設計	- 403
C2.4	4.1	概要	- 403
C2.4	1.2	前牆<修訂>	- 403
C2.4	1.3	基腳<修訂>	- 403
C2.4	1.4	底版<修訂>	- 403
C2.4	4.5	扶壁<修訂>	- 404
C2.5	施品	吊部位之設計	- 404
第三章	空	心方塊	- 405
C3.1	一夫	n X	- 406
C3.2	尺、	十之決定	- 406
C3.3	作月	月於構件載重	- 407
C3.3	3.1	概要	- 407
C3.3	3.2	內填料土壓	- 407
C3.3	3.3	載重分割法	- 407
C3.4	構材	才設計	- 407
C3.4	4.1	概要	- 407
C3.4	1.2	前牆	- 407
C3.4	1.3	後牆<修訂>	- 408

C3.4	Ⅰ.4	408
C3.4	1.5 隔牆	408
C3.4	4.6 底版	408
C3.5	施吊部位之設計	409
C3.6	空心方塊安定計算	409
第四章	方塊	411
C4.1	概要	411
C4.2	方塊接合部之形狀及尺寸	411
C4.3	施吊部份設計	411
第五章	直立消波沉箱< 新增>	413
C5.1	一般說明	413
C5.2	構材設計外力	414
C5.3	構材設計	417

第五篇 基礎

第一章	概說	419
第二章	淺式基礎承載力	421
C2.1	一般說明<修訂>	422
C2.2	砂性地質基礎承載力<修訂>	423
C2.3	黏性地質基礎承載力<修訂>	425
C2.4	多層土壤之基礎承載力<修訂>	426
C2.5	承受偏心傾斜載重之基礎承載力<修訂>	427
C2.:	5.1 簡易 Bishop 圓弧滑動承載力分析法	428
C2.:	5.2 安全係數<修訂>	429
C2.:	5.3 抛石材料及基礎地層的強度參數<修訂>	429
C2.:	5.4 經驗法則—載重分散法<修訂>	430
第三章	深式基礎承載力	435
C3.1	概論	437
C3.2	垂直承載力	437

C3.2.1	概要	437
C3.2.2	砂質土基礎側面抵抗	437
C3.2.3	黏性土基礎側面抵抗<修訂>	438
C3.3 水	平承載力	439
C3.3.1	水平方向地盤反作用力分布的假設	439
C3.3.2	垂直總力在偏心內之條件	440
C3.3.3	底部之垂直總力不在偏心內時	441
第四章 樁	基礎承載力	443
C4.1 概	論	449
C4.2 樁	之軸向容許承載力	449
C4.2.1	概要	449
C4.2.2	標準軸向容許承載力	450
C4.2.3	單樁軸向極限承載力	450
C4.2.4	依樁載重試驗推算軸向極限承載力<修訂>	450
C4.2.5	依靜力承載公式推算軸向極限承載力<修訂>	451
C4.2.6	依打樁公式推算軸向極限承載力	456
C4.2.7	樁材容許壓應力之影響	461
C4.2.8	接樁折減<修訂>	461
C4.2.9	細長比折減	461
C4.2.10) 表面負摩擦力檢討	462
C4.2.11	基樁間距	465
C4.2.12	2 群樁承載力	466
C4.2.13	基樁沉陷量檢討	468
C4.3 樁	之軸向容許拉拔力	473
C4.3.1	概要	473
C4.3.2	標準軸向容許拉拔力	474
C4.3.3	單樁軸向最大拉拔力	474
C4.3.4	推算基樁軸向容許拉拔力應考量事項	476
C4.3.5	基樁載重試驗	478

C4.4 樁	之横向容許承載力	479
C4.4.1	概要	
C4.4.2	單樁行為推定	479
C4.4.3	以橫向載重試驗推定單樁行為<修訂>	480
C4.4.4	以分析方法推定單樁行為<修訂>	480
C4.4.5	以既有資料推定單樁行為	497
C4.4.6	斜組樁橫向承載力	497
C4.4.7	群樁效果之考量	498
C4.4.8	荷重性質的相關考量	499
C4.5 設	計概論	499
C4.5.1	設計原則	499
C4.5.2	載重分配	499
C4.5.3	樁材容許應力	500
C4.6 細	部設計	501
C4.6.1	施工時載重檢討	501
C4.6.2	樁頭與上部結構連結設計	502
C4.6.3	接樁	503
C4.6.4	樁端	503
C4.6.5	鋼管樁管厚及材質之變更	503
C4.6.6	其他設計上注意事項	503
第五章 基	碳沉陷	507
C5.1 ±	壤垂直內應力	509
C5.1.1	概要	509
C5.1.2	集中載重所引起之土壤垂直內應力	509
C5.1.3	線形載重所引起之土壤垂直內應力	509
C5.1.4	帶狀載重所引起之土壤垂直內應力	510
C5.1.5	面載重所引起之土壤垂直內應力	514
C5.2 即	時沉陷	520
C5.2.1	概要	520

C5.2	2.2	垂直集中載重所引起之即時沉陷	- 520
C5.2	2.3	垂直線形載重所引起之即時沉陷	- 520
C5.2	2.4	均佈帶狀載重所引起之即時沉陷	- 521
C5.2	2.5	均佈圓形載重所引起之即時沉陷	- 521
C5.2	2.6	均佈長方形載重所引起之即時沉陷	- 521
C5.2	2.7	黏土層之即時沉陷	- 522
C5.3	壓	密沉陷	- 523
C5.3	8.1	概要	- 523
C5.3	8.2	最終壓密沉陷量	- 523
C5.3	3.3	壓密沉陷之時間變化	- 525
C5.4	次	壓縮沉陷	- 527
C5.5	側	向變位	- 527
C5.6	不	均匀沉陷<修訂>	- 528
C5.6	5.1	不均匀沉陷的原因	- 528
C5.6	5.2	不均匀沉陷的對策	- 528
C5.6	5.3	簡易推斷港灣區域的海埔新生地發生不均勻沉陷的方	
	ž	去	- 529
第六章	邊	坡穩定	- 531
C6.1	概言	入 册	- 532
C6.2	邊	波穩定分析法	- 533
C6.2	2.1	概要	- 533
C6.2	2.2	圓弧形滑動面	- 533
C6.2	2.3	平面滑動面<修訂>	- 539
第七章	地	盤改良	- 541
C7.1	概	淪<修訂>	- 544
C7.2	置	換工法<修訂>	- 545
C7.2	2.1	設計順序	- 545
C7.2	2.2	設計須注意事項	- 545
C7.3	垂	直排水工法<修訂>	- 546

C7.3.1	設計順序	546
C7.3.2	預壓填土高度及寬度之決定	548
C7.3.3	垂直排水工法之設計<修訂>	550
C7.4 振	動擠壓工法<修訂>	556
C7.4.1	改良原理與適用範圍<修訂>	556
C7.4.2	改良樁打設間距<修訂>	558
C7.4.3	砂質複合地基之液化潛能	559
C7.5 動	カ夯實工法<修訂>	567
C7.5.1	工法原理<修訂>	567
C7.5.2	改良深度與範圍<修訂>	567
C7.5.3	主錘擊之單擊能量<修訂>	567
C7.5.4	錘擊之平均夯擊能量	568
C7.5.5	主錘擊各階段之夯擊次數	569
C7.5.6	主錘擊之夯擊階段數<修訂>	569
C7.5.7	主錘擊之夯擊點配置<修訂>	571
C7.5.8	靜置時間	571
C7.5.9	整平錘擊<修訂>	571
C7.5.10	施工影響評估與防治<修訂>	572
C7.6 其	他改良方法<修訂>	577
C7.6.1	藥液灌注工法<修訂>	577
C7.6.2	表層加固法<新增>	577
C7.6.3	深層攪拌法<新增>	578
C7.6.4	高壓噴射法<新增>	578

第六篇 水域設施

第一章	概說 <修訂>	579
第二章	航道	581
C2.1	規劃基本原則	581
C2.2	航道中心線<修訂>	581

C2.3	航道寬度<修訂>	583
C2.4	航道水深<修訂>	586
C2.5	航道長度<修訂>	586
C2.6	航道靜穩度<修訂>	587
第三章	港區水域	589
C3.1	港口<新增>	589
C3.2	錨泊區<修訂>	589
C3.2	2.1 錨泊區位置考量因素<修訂>	589
C3.2	2.2 錨泊區水深及半徑<修訂>	590
C3.3	浮筒繫泊水域<修訂>	591
C3.4	迴船池<修訂>	591
C3.5	碼頭繫泊及解纜水域<修訂>	592
C3.6	泊渠<修訂>	594
C3.7	泊地水深<修訂>	596
C3.8	泊地靜穩度<修訂>	596
第四章	小型船渠< 修訂>	599

參考文獻

附錄

附錄1 航道寬度

晑 目 錄

基準說明

第一篇 總則

圖 C3-1 一般性公共建設生命週期定義圖 ------ 83

第二篇 設計條件

圖	C2-1	船舶之主要尺寸	96
圖	C2-2	船舶靠岸示意圖	106
圖	C2-3	長軸方向轉動半徑與Cb之關係	107
圖	C2-3	風力計算示意圖	109
圖	C2-4	流壓係數 C	110
圖	C3-1	低氣壓與高氣壓之吹風方向(北半球)	115
圖	C3-2	低平均風速隨平均時間變化圖	117

圖	C4-3(j)	波浪繞射圖(B/L=8.0) S _{max} =101	44
圖	C4-3(k)	波浪繞射圖(B/L=8.0) S _{max} =251	45
圖	C4-3(l)	波浪繞射圖(B/L=8.0) S _{max} =751	46
圖	C4-4	入射波向、繞射波軸線方向及開口示意圖1	47
圖	C4-5(a)	碎波带內示性波高計算圖1	50
圖	C4-5(b)	碎波带內示性波高計算圖1	50
圖	C4-5(c)	碎波带內示性波高計算圖1	50
圖	C4-5(d)	碎波带內示性波高計算圖1	50
圖	C4-5(e)	碎波带內示性波高計算圖1	51
圖	C4-6(a)	碎波带內最大波高計算圖1	51
圖	C4-6(b)	碎波带內最大波高計算圖1	51
圖	C4-6(c)	碎波带內最大波高計算圖1	51
圖	C4-6(d)	碎波带內最大波高計算圖1	52
圖	C4-6(e)	碎波带內最大波高計算圖1	52
圖	C4-7	淺化係數計算圖1	52
圖	C4-8	碎波带內示性波高最大值計算圖1	53
圖	C4-9	示性波高最大值出現水深計算圖1	53
圖	C4-10	規則波之碎波臨界波高計算圖1	54
圖	C4-11	複式斜坡海堤或護岸斷面示意圖1	57
圖	C4-12	波浪入射角β與折減係數 Kβ之關係1	58
圖	C4-13	海堤位於碎波點後岸側之溯升高度1	58
圖	C4-14	標稱滲透係數1	60
圖	C4-15	直立堤越流量(底床坡度 1/30)1	63
圖	C4-16	直立堤越流量(底床坡度 1/10)1	64
圖	C4-17	消波堤越流量(海床坡度1/30)1	65
圖	C4-18	消波堤越流量(海床坡度1/10)1	66
圖	C4-19	容許越流量界定範圍1	67
圖	C4-20	合成式防波堤越波傳達波高1	68
圖	C4-21	平均水位之變化 (海底坡度 1/10)1	69

圖	C4-22	平均水位之變化 (海底坡度 1/100)	170
圖	C4-23	在灘線平均水位之上升	170
圖	C4-24	考慮波浪多方向在灘線水位之上升	171
圖	C5-1	波壓分佈圖	177
圖	C5-2	波浪入射角之取法	179
圖	C5-3	直立壁位於水面上之揚壓力分佈圖	180
圖	C5-4	有基腳時之揚壓力	181
圖	C5-5	負波壓分佈	182
圖	C5-6	衝擊波壓係數 α ₁₁	184
圖	C5-7	不同坡度下最大衝擊波壓力圖	184
圖	C5-8	消波式沉箱示意圖	187
圖	C5-9	消波式沉箱波壓作用分佈圖	187
圖	C5-10	斜坡堤標準斷面	188
圖	C5-11	$H_{1/20}$ 與 $H_{1/3}$ 之比	195
圖	C5-12	透水指數 P	195
圖	C5-13	侵蝕面積 A	195
圖	C5-14	合成堤之標準斷面與符號	197
圖	C5-15	防波堤之法線形狀或波向之影響	197
圖	C5-16	波浪前緣與平版間之衝擊力	203
圖	C9-1	地質調查與設計之關連示意圖	224
圖	C9-2	變形模數之種類	231
圖	C9-3	壓力與孔隙比關係圖	232
圖	C9-4	壓密之進行狀態	234
圖	C9-5	平均壓密度與時間係數之關係	235
圖	C10-1	設計地震力、降伏地震力、極限地震力與韌性容量 R	247
圖	C10-2	震區短週期設計水平譜加速度係數S ^D 分布圖	252
圖	C10-3	震區一秒週期設計水平譜加速度係數S ₁ 分布圖	253
圖	C10-4	震區短週期最大考量水平譜加速度係數S ^M 分布圖	254
圖	C10-5	震區一秒週期最大考量水平譜加速度係數S ^M 分布圖-	255

圖	C10-6	臺北盆地設計地震微分區圖	262
圖	C11-1	液化潛能分析流程圖	278
圖	C11-2	土壤粒徑與土壤液化分析圖	281
圖	C11-3	液化潛能判定示意圖	282
圖	C11-4	不同垂直有效覆土應壓力之C _N 值	283
圖	C11-5	應力折減因子深度之關係圖	285
圖	C11-6	不同細料在地震規模 7.5 時 SPT- $(N_1)_{60}$ 值與抗液化強	
		度之關係	286
圖	C11-7a	不同細料在地震規模 5.25 時 SPT- $(N_1)_{60}$ 值與抗液化	
		強度之關係	287
圖	C11-7b	不同細料在地震規模 6 時 SPT- $(N_1)_{60}$ 值與抗液化強度	
		之關係	287
圖	C11-7c	不同細料在地震規模 6.75 時 SPT- $(N_1)_{60}$ 值與抗液化	
		強度之關係	288
圖	C11-7d	不同細料在地震規模 8.5 時 SPT- $(N_1)_{60}$ 值與抗液化強	
		度之關係	288
圖	C11-8	Seed SPT-N 簡易經驗法之分析流程	289
圖	C11-9	C_r 與相對密度 D_r 之關係圖	291
圖	C11-10	Shibata CPT-qc 法之分析流程	292
圖	C11-11	ELRS 小組對 SEED 簡易法之液化強度經驗曲線所作	
		修正	293
圖	C11-12	不同學者建議之地震規模修正係數 MSF 之比較	295
圖	C11-13	NCEER(Seed 等人, 2001)液化分析流程圖	296
圖	C12-1	土壓力計算示意圖	303
圖	C12-2	土層剖面符號圖	306
圖	C12-3	殘留水壓計算示意圖	309
圖	C12-4	動水壓分佈圖	309

第三篇 工程材料

圖 C2	2-1 深	度方向腐	蝕分佈:	示意圖		337
圖 C2	2-2 腐	蝕修護設	計流程:		:	344

第四篇 預鑄混凝土構件

圖	C1-1	沉箱設計流程	363
圖	C1-2	沉箱之浮游安定	365
圖	C1-3	防波堤沉箱前壁(受浪側)之設計載重	367
圖	C1-4	防波堤沉箱後壁(非受浪側)之設計載重	368
圖	C1-5	防波堤沉箱側壁(垂直法線方向)之設計載重	368
圖	C1-6	碼頭沉箱外牆常時內部載重	369
圖	C1-7	碼頭沉箱外牆浮遊時外部載重	369
圖	C1-8	防波堤沉箱底版設計載重	370
圖	C1-9	碼頭沉箱底版之設計載重	371
圖	C1-10	作用於外牆之水壓	372
圖	C1-11	作用於底版之外力	373
圖	C1-12	沉箱拖航時之拉力	374
圖	C1-13	作用外牆內部之土壓	375
圖	C1-14	作用於沉箱外牆之內部載重示意圖	376
圖	C1-15	外牆與隔牆脫離檢討所採用之載重	377
圖	C1-16	底版與隔牆脫離檢討所採用之載重	377
圖	C1-17	三邊固定一邊自由版	380
圖	C1-18	四邊固定版	381
圖	C2-1	L型塊設計流程	401
圖	C3-1	空心方塊設計流程	406
圖	C3-2	空心方塊壁面摩擦抵抗計算示意圖	410
圖	C4-1	方塊凹凸形楔榫示意圖	411
圖	C5-1	直立開孔消波沉箱區位名稱	414
圖	C5-2	消波沉箱設計波力分布圖	415

第五篇 基礎

圖	C2-1	承載力因數與摩擦角之關係圖(Nq 已考量減去基礎底	
		面覆土壓力)	423
圖	C2-2	連續基礎下面地層之塑性平衡狀態	424
圖	C2-3	載重強度與沉陷量關係示意圖	- 425
圖	C2-5	圓弧滑動分析多層地層之承載力	- 427
圖	C2-6	簡易 Bishop 法之載重條件示意圖	- 429
圖	C2-7	底面反力計算示意圖	- 432
圖	C2-8	基礎地層載重分布示意圖	- 433
圖	C3-1	垂直合力在偏心內時	- 439
圖	C3-2	垂直合力不在偏心內時	- 441
圖	C4-1	降伏載重與極限載重	- 451
圖	C4-2	鋼樁之樁端承載面積	454
圖	C4-4	中掘工法示意圖	455
圖	C4-5	預鑽孔工法示意圖	- 456
圖	C4-6	反彈與貫入量	- 458
圖	C4-7	打樁公式與載重試驗結果之比較	- 460
圖	C4-8	負表面摩擦力	462
圖	C4-9	群樁之負表面摩擦力	- 463
圖	C4-10	樁端承載力	465
圖	C4-11	群樁基礎	466
圖	C4-12	單樁載重試驗與群樁承載力	467
圖	C4-13	基樁之軸向力分佈	- 469
圖	C4-14	砂層中基礎之沈陷	470
圖	C4-15	砂層中群樁之沈陷量	471
圖	C4-16	正方形配量群樁之沈陷比	472
圖	C4-17	正方形群樁破壞時之沈陷量比與間距關係	- 473
圖	C4-18	群樁基礎之拉拔抵抗力	- 477
圖	C4-19	№ 值與橫向抵抗常數 ks 之關係	482

圖	C4-20	N值與橫向抵抗常數 kc 之關係	- 482
圖	C4-21	依載重試驗推算橫向抵抗常數	- 483
圖	C4-23	基樁行為(樁頭自由樁, h=0)	- 491
圖	C4-24	基樁行為(樁頭固定樁 h=0)	- 491
圖	C4-25	基樁行為(樁頭自由樁, h>0)	- 491
圖	C4-26	基樁行為(樁頭固定樁, h>0)	- 491
圖	C4-27	基樁水平載重試驗反向計算之 kh 值	- 497
圖	C4-28	斜組樁之軸向力	- 498
圖	C4-29	樁基礎設計流程	- 500
圖	C4-30	挫屈應力度(σ_{max})與板厚/直徑 $\left[\frac{t}{2r}\right]$ 的關係	- 504
圖	C5-1	集中載重引起之土壤垂直內應力影響係數值	- 510
圖	C5-2	線型載重引起之土壤垂直內應力影響係數值	- 510
圖	C5-3	均佈帶狀載重引起之土壤垂直內應力影響係數值	- 511
圖	C5-4	直線狀應力分佈	- 511
圖	C5-5	由均佈帶狀載重所產生之土壤垂直內應力增量	- 513
圖	C5-6	三角形載重合成之梯形載重	- 514
圖	C5-7	梯形載重引起之土壤垂直內應力影響係數值	- 514
圖	C5-8	均佈圓形載重引起之土壤垂直內應力影響係數值	- 515
圖	C5-9	均佈長方形載重引起之土壤垂直內應力影響係數值	- 516
圖	C5-10	長方形分割法範例	- 517
圖	C5-11	Newmark 影響圖	- 519
圖	C5-12	均佈長方形載重隅角點沉陷量影響值	- 522
圖	C5-13	估算飽和黏土平均瞬時沉陷之μ0、μ1值(取自 Janbu et	
		al, 1956)	- 523
圖	C5-14	壓密沉陷量計算示意圖	- 524
圖	C5-15	壓密沉陷量計算示意圖	- 526
圖	C5-16	平均壓密度與時間係數之關係	- 527
圖	C5-17	椿埋設距離與沉陷率之關係	- 529

圖	C6-1	圓弧形滑動面斜面穩定計算	533
圖	C6-2	定常滲透流狀況下滑動之計算	535
圖	C6-3	地震力	536
圖	C6-4	Bishop 法斜面積穩定計算	538
圖	C6-5	平面滑動邊坡穩定計算	539
圖	C7-1	置換工法之設計流程	545
圖	C7-2	置換寬度與置換深度之關係	546
圖	C7-3	垂直排水工法之設計流程	547
圖	C7-4	垂直排水法說明	549
圖	C7-5	砂樁用砂級配曲線實例	550
圖	C7-6	n 值計算圖	551
圖	C7-7	黏土層達到 80% 壓密所需日數	552
圖	C7-8	水平壓密度計算表	554
圖	C7-9	漸增載重之條件	554
圖	C7-10	F(n)與n之關係	555
圖	C7-11	乾式底部供料之礫石樁施工示意圖	557
圖	C7-12	適用礫石樁改良之顆粒級配曲線範圍(Brown, 1977)	558
圖	C7-13	振動擠壓工法改良樁之配置形式	559
圖	C7-14	考量擠實效果及細料含量影響之擠壓砂樁打設間距	
		設計流程	560
圖	C7-15	考量擠實效果之礫石樁打設間距設計流程	561
圖	C7-16	考慮剪應力折減之砂、礫石樁間距設計流程	563
圖	C7-17	徑向壓密理論解析結果(Seed & Booker, 1977)	565
圖	C7-18	砂、礫石樁打設間距設計流程(Seed & Booker's	
		Method)	566
圖	C7-19	砂、礫石樁打設間距設計流程(Ohkita's Method (考慮	
		井阻作用))	566
圖	C7-20	動力夯實工法之土壤分類群(Lukas, 1995)	569
圖	C7-21	錘擊次數與貫入量關係曲線之量測	570

圖 C7-22	敏感設備之一般振動容許規範(Gordon, 1991)	573
圖 C7-23	結構物之容許振動量	574
圖 C7-24	英國、德國、瑞士對於振動限度之政府立案規範 (原	
	作者, Theissen & Wood, 1982)	575

圖 C7-25 比能因子與土壤顆粒尖峰速度之關係------576

第六篇 水域設施

圖	C2-1	曲線航道寬度增加示意圖	582
圖	C2-2	船舶迴旋	583
圖	C2-3	航道寬度組成示意圖	584
圖	C3-1	錨泊區自由搖擺方式繫留	590
圖	C3-2	浮筒繫泊水域	591
圖	C3-3	迴船池水域	592
圖	C3-4	順向靠岸水域	593
圖	C3-5	逆向靠岸水域	594
圖	C3-6	解纜水域	594
圖	C3-7	泊渠寬度(船舶不進行調頭)	595
圖	C3-8	泊渠寬度(船舶可進行調頭)	596
圖	C4-1	横靠	600
圖	C4-2	縱靠	600
圖	C4-3	複式縱靠	601

表 目 錄

基準說明

第一篇 總則

表 C3-1 ISO 2394 (1998) 設計使用年限分類 ------ 84

第二篇 設計條件

表 C1-1	不同耐用年限 L_1 及迴歸期 $\overline{T_1}$ 之遭遇機率 E_1 90
表 C1-1	不同耐用年限 L_1 及迴歸期 $\overline{T_1}$ 之遭遇機率 $E_1(續)$ 91
表 C2-1	大型船舶主要尺寸參考表(客輪)96
表 C2-2	大型船舶主要尺寸參考表(輪渡輪)97
表 C2-3	大型船舶主要尺寸參考表(貨輪)97
表 C2-4	大型船舶主要尺寸參考表(貨櫃輪) 98
表 C2-5	大型船舶主要尺寸參考表(油輪)98
表 C2-6	大型船舶主要尺寸參考表(汽車輪)99
表 C2-7	大型船舶主要尺寸參考表(液化石油氣船)99
表 C2-8	大型船舶主要尺寸參考表(液化天然氣船)100
表 C2-9	大型船舶主要尺寸參考表(駛上駛下輪)100
表 C2-10	貨櫃輪可裝櫃數對應參考表101
表 C2-11	小型船舶尺寸參考表 101
表 C2-12	大型船舶主要尺寸參考表(貨櫃輪,依 TEU)102
表 C2-13	大型船舶主要尺寸參考表(液化天然氣船,依方數)102
表 C2-14	建議靠泊速度105
表 C2-15	漁船建議靠泊速度106
表 C2-16	船舶作用於繫船柱之拉力111
表 C3-1	梯度風與海面風之關係115
表 C4-1	極值分布函數126

表 C4-2	各極值分布相關統計量之特性	- 127
表 C4-3	計算樣本順位機率之α及β值	- 128
表 C4-4	相關係數殘差平均值公式之係數ā、b及c值	- 128
表 C4-5	迴歸期推算量之標準偏差公式中之係數	- 129
表 C4-6	繞射波浪軸線角度	- 148
表 C4-7	式(C4.7.1)之係數	- 155
表 C4-8	式(C4.7.3)及(C4.7.4)之係數	- 156
表 C4-9	堤面保護工對波浪溯升之折減係數	- 157
表 C4-10	越流量之試驗與觀測值比較表	- 161
表 C4-11	海堤容許越流量之推定值一覽表	- 161
表 C4-12	堤後土地使用情形之容許越波量	- 161
表 C4-13	堤後土地利用重要程度與容許越波量關係一覽表	- 162
表 C5-1	消波式沉箱波壓係數表	- 188
表 C5-2	日本使用之消波塊 KD值	- 192
表 C5-3	各損害程度之變形等級 S(二層保護情形)	- 193
表 C5-4	C.E.R.C.建議抛石之 KD 值(堤身部)	- 196
表 C5-5	慣性力係數	- 201
表 C5-6	計算最大波浪水粒子水平流速α值	- 202
表 C6-1	各港水準零點(築港高程)與內政部水準系統(2001 臺	
	灣高程基準,TWVD2001)換算表	- 207
表 C7-1	拖曳力係數	- 213
表 C8-1	風拖曳力係數	- 217
表 C9-1	地質調查分類	- 223
表 C9-2	以調查目的為區分之調查方法及調查內容	- 226
表 C9-3	土壤統一分類法	- 229
表 C9-4	砂質土之 N 值與 Dr, , ¢之關係	- 240
表 C9-5	砂質土之 N 值與 ¢之關係	- 240
表 C10-1	短週期之設計水平譜加速度係數與等值 EPA 對照表	- 247
表 C10-2	臨海鄉鎮市區之 S_s^D 、 S_1^D 、 S_s^M 與 S_1^M 值	- 249

表 C10-3 短週期結構之工址放大係數 Fa (線性內插求值)------ 256 長週期結構之工址放大係數 F_v (線性內插求值)------256 表 C10-4 中央地質調查所調查臨海地區第一類活動斷層性質表-257 表 C10-5 近車籠埔斷層調整因子 NA 與 Nv ------ 258 表 C10-6 近屯子腳斷層調整因子 NA 與 Nv------258 表 C10-7 表 C10-8 近新化斷層調整因子 NA 與 Nv------259 表 C10-9 近花東地區(含米崙、玉里、池上與奇美)斷層調整因 子 N_A 與 N_V------259 表 C10-10 一般工址或近斷層區域之工址設計水平譜加速度係 數 *S*_{aD}------260 表 C10-11 一般工址或近斷層區域之工址最大水平譜加速度係 數 SaM ------260 表 C10-12 新北市臨海鄉鎮市區臺北盆地微分區之工址短週期 設計水平譜加速度係數 SDS、工址短週期最大考量水 平譜加速度係數 Sms------261 表 C10-13 臺北盆地各微分區之工址短週期設計水平譜加速度 係數 SDS、工址短週期最大考量水平譜加速度係數 SMS 以及反應譜短週期與中週期分界之轉角週期T₀^D與 T_0^M ------ 261 表 C10-14 臺北盆地之工址設計水平加速度反應譜係數 SaD ------ 261 表 C10-15 臺北盆地之工址最大考量水平加速度反應譜係數 Sam - 262 表 C10-16 用途係數 ------264 表 C10-17 短週期與長週期結構之阻尼比修正係數 Bs 與 B1(線性 內插求值)------268 表 C10-18 一般工址設計水平加速度反應譜係數 San ------ 269 表 C10-19 臺北盆地設計水平加速度反應譜係數 SaD ------ 269 地震規模轉換因子------286 表 C11-1 表 C11-2 日本道路協會規範之土質參數折減係數 D_E------ 298 表 C12-1 土壓係數參考值------311
土壓係數參考值(續 1)	312
土壓係數參考值(續 2)	313
土壓係數參考值(續 3)	314
土壓係數參考值(續 4)	315
土壓係數參考值(續 5)	316
土壓係數參考值(續 6)	317
土壓係數參考值(續 7)	318
土壓係數參考值(續 8)	319
土壓係數參考值(續 9)	320
土壓係數參考值(續 10)	321
土壓係數參考值(續 11)	322
材料之單位重	323
靜摩擦係數	327
	土壓係數參考值(續 1)

第三篇 工程材料

表 C2-1	中華民國國家標準鋼鐵材料	332
表 C2-2	鋼樁、鋼管板樁容許應力	334
表 C2-3	鋼板樁容許應力	335
表 C2-4	鋼板樁與結構用鋼鐵材料之容許應力之比較	335
表 C2-5	容許應力提高比率	336
表 C2-6	鋼材單面腐蝕速率	338
表 C2-7	裸鋼材之陰極防蝕初始時之防蝕電流密度(mA/m ²) -	339
表 C2-8	陰極防蝕工法之防蝕率	339
表 C3-1	強度折減因數φ	347
表 C3-2	載重組合-強度設計法	349
表 C3-3	預鑄鋼筋混凝土最小保護層厚度表	352
表 C3-4	場鑄鋼筋混凝土最小保護層厚度表	353
表 C3-5	鋼筋混凝土容許裂縫寬度	354
表 C3-6	混凝土配比條件及抗壓強度	356

表 C4-1 背填料設計參考值------360

第四篇 預鑄混凝土構件

表 C1-1	沉箱設計之載重因數及載重組合	- 366
表 C1-2	防波堤沉箱前壁(受浪側)之設計載重	- 367
表 C1-3	防波堤沉箱後壁(非受浪側)之設計載重	- 368
表 C1-4	防波堤沉箱側壁(垂直法線方向)之設計載重	- 369
表 C1-5	碼頭沉箱外牆之設計載重	- 369
表 C1-6	防波堤沉箱底版在波力作用時之載重分類	- 370
表 C1-7	防波堤沉箱底版之設計載重	- 370
表 C1-8	碼頭沉箱底版之設計載重	- 371
表 C1-9	三邊固定一邊自由版之計算表(X 方向六等分,方向	
	四等分)	- 382
表 C1-10	三邊固定一邊自由版之計算表(X 方向八等分, Y 方	
	向四等分)	- 389
表 C1-11	四邊固定版之計算表(X、Y方向四等分)	- 396
表 C5-1	消波艙之不同構材上的外力	- 416

表 C5-2 消波艙之不同構材上之設計方法 ------417

第五篇 基礎

表 C2-1	基礎形狀係數	- 423
表 C2-2	偏心傾斜載重承載力安全係數(簡易 Bishop 圓弧分析	
	法)	- 429
表 C3-1	黏性土平均附著力	- 438
表 C4-1	標準軸向容許承載力安全係數	- 450
表 C4-2	側向土壓力係數(K)	- 452
表 C4-3	支承力因數 N_q^*	- 453
表 C4-4	植入式基椿最大表面摩擦阻力及椿尖極限承載力	
	$(tf/m^2) (kN/m^2)$	- 456

表	C4-5	標準軸向容許拉拔力安全係數	- 474		
表	C4-6	基準樁特性	- 484		
表	C4-7(a)	基準曲線(S型地盤·椿頭自由樁)	- 485		
表	C4-7(b)	基準曲線(S型地盤·椿頭固定樁)	- 486		
表	C4-7(c)	基準曲線(C型地盤・樁頭自由樁)	- 487		
表	C4-7(d)	基準曲線(C型地盤・椿頭固定椿)	- 488		
表	C4-8	水平地盤反力係數	- 492		
表	C4-9	nh 值	- 492		
表	C4-10	群樁基樁之間距	- 499		
表	C4-11	樁材容許應力	- 501		
表	C7-1	舖砂厚度	- 551		
表	C7-2	地震反覆剪應力折減係數之常見分析方法	- 562		
表	C7-3	Lukas (1995)建議之α值	- 568		
表	C7-4	Lukas (1995)建議之單位體積夯擊能量 568			
表	C7-5	動力夯實施工之容許振動量標準值(黃俊鴻等人,			
		2001)	- 576		

第六篇 水域設施

表 C2-1	航道寬度估計表	585
表 C2-2	航道水深概略估算一覽表	586
表 C3-1	錨泊區規模	590
表 C3-2	各種船型之裝卸臨界波高	597
表 C4-1	船寬與預留餘裕	601

第一篇 總則

第一篇 總則 第一章 一般說明

第一篇總則

第一章 一般說明

本基準研訂之目的,係訂定港灣工程之設計基準及程序,適用於港灣 構造物之規劃、設計、施工及維護管理等作業階段,作為規劃設計與施工 單位之參考,以及有關單位審核之依據。

本基準僅原則性制訂一般條件之設計標準,因此設計者於進行設計時, 須予以充分了解基準之內容及構造物設計條件,詳加檢討後再行設計。

同時,港灣及海域地區狀況複雜,制訂單一之設計基準亦頗不易,故 亦有數種現行通用之設計標準或公式並列之情形,設計者若採用其一時, 須確實瞭解各標準與公式之適用性及限制條件,或者數種標準及公式並用, 並取其安全性較佳者,以確保結構物安全。

此外,本基準之制訂,乃為增進設計效率,以達到設計合理化為目標, 唯設計者不可過份依賴既有之基準,而忽視新技術之開發與創造。設計者 如引用新穎之設計公式、設計方法、新型結構物型式…等本基準未制訂之 新技術時,應說明其所用新技術之來源及其相關參考文獻,如為一全新之 技術時,則應驗證其可靠性。

本基準中註明引用其他技術規則,如建築技術規則、建築物耐震設計 規範及解說、建築物基礎構造設計規範、中國國家標準…等,使用時應查 明該引用資料是否有更新。

第二章 國際單位系統(SI)

SI 單位換算

編號	物理量	計算單位	SI 單位	換 算 率
1	長度	ļ <i>U</i>	т	$1 \mu = 1 \mu m$
2	質量	kgf-s²/m	kg	$1kgf-s^2/m=9.80665kg$
3	加速度	Gal	m/s^2	$1Gal=0.01m/s^2$
4	重量或力	kgf (tf)	N(KN)	1kgf =9.80665 N(1tf=9.80665 KN)
		dyn	N	$1 dyn = 10 \mu N$
5	力矩	kgf-m	N-m	1kgf-m=9.80665N-m
6	壓力	kgf/cm ²	Pa 'N/mm ²	1kgf/cm ² =9.80665*10 ⁴ Pa =9.80665*10 ⁻² MPa 1kgf/cm ² =9.80665*10 ⁻² N/mm ²
		mHg	Pa	1mHg=133.322Pa
7	應力	kgf/cm ²	$Pa \cdot N/mm^2$	$1kgf/cm^{2}=9.80665*10^{4}Pa$ =9.80665*10 ⁻² MPa 1kgf/cm^{2}=9.80665*10 ⁻² N/mm^{2}
0	-1	kgf-m	J	1kgf-m= 9.80665J
0	-4J erg		J	lerg=100nJ
9	功率	<i>PS</i> (公制) <i>HP</i> (英制)	W	1PS= 735.499W 1HP=746.101W
10	熱量	Cal	J W-s	1cal=4.18605J 1cal=4.18605W-s
11	熱傳導率	$Cal/(h-m- \ {}^{\circ}\!\!C)$	W/(m- °C)	1Cal/(h-m- ℃) =0.001163W/(m- ℃)
12	熱傳導係數	$Cal/(h-m^2-^{\circ}C)$	$W/(m^2-^{\circ}C)$	$1Cal/(h-m^2-°C)=0.001163W/(m^2-°C)$
13	比熱容量	Cal/(kg- C)	J/(kg- °C)	1Cal/(kg - C) = 4.18605J/(kg - C)

第三章 生命週期之管理原則<新增>

為確保港灣構造物及設施之生命週期服務功能,除考慮設施之設計及施工外,為避免設施劣化影響安全性,應依據環境特性進行維護管理作業, 包含檢測、評估、維修汰換等管理。

3.1 設施的設計原則

- 考量設施的環境條件、使用條件及其他條件,設施必須妥善設計以滿足其 性能需求,並避免在施工中對結構的穩定性造成負面的影響。
- 2.必須妥適的設定其設計使用年限。

3.設計時必須把施工及維護工作納入考量,使其具有可施工性及可維護性。
4.設計時應考量氣候變遷之影響。

3.2 設施的施工原則

- 考量設施的環境條件、使用條件及其他條件,設施必須依施工標準妥善的 執行以滿足其性能要求。
- 2.施工管理應保存施工過程資料及圖說留存建檔以供維護參考。

3.3 設施之維護管理原則

- 港灣設施必須根據維護管理計畫妥善維護,使其在設計使用年限內能滿足 性能要求。
- 執行港灣設施維護工作時,應考量設施的環境條件、使用條件及其他條件 等。
- 3.根據綜合評估設施的損壞、劣化、和其他整體性變形等的檢測和診斷結果,必要的維修工作和其他作為均需妥善的執行。
- 4.執行維護工作需採取適當的安全對策,包括制定明確的操作手冊、防災的 方法等,以確保安全使用主體及其周圍設施。

 5.港灣設施不只包括結構物,如防護設施、繫泊設施等,也包括機具如貨物 裝卸設施、上下旅客設施等。

第二篇 設計條件

第二篇 設計條件

第一章 通 則

1.1 設計條件

港灣構造物之設計條件,應依該構造物之特性及構造物所處之狀況,就 下列設計條件項目中,選定設計應考量之項目。對所選定之設計條件項目, 應再考量自然條件、該構造物之利用狀況、該構造物之施工條件、構造特性、 社會對該構造物之需求等因素,以訂定該構造物之設計條件。

1. 船舶尺寸(本篇第二章)

2. 船舶所產生之外力(本篇第二章)

3. 風(本篇第三章)

4. 波浪及波力(本篇第四章、第五章)

5. 潮位及暴潮位(本篇第六章)

水流(本篇第七章)

7. 作用於浮體之外力及其搖動(本篇第八章)

8. 地質(本篇第九章)

9. 地震力(本篇第十章)

10.土壤液化(本篇第十一章)

11.土壓及水壓(本篇第十二章)

12.載重(本篇第十三章)

13.摩擦係數(本篇第十四章)

14.其他必要之設計條件

1.2 影響設計因素

於設計港灣構造物時,應考慮構造物功能、重要性、景觀、施工方法、 施工精度、工期、工程費及維護費。

第二章 船舶

2.1 計畫船舶

計畫船舶設定之目的,在於確保港域及碼頭設施配置能滿足計畫中各 類進出港船舶操航與靠泊的安全需求。有關計畫船舶船型尺寸之設定原則 如下:

- 1. 當計畫船舶明確時,則以該船型尺寸為計畫船型尺寸。
- 當計畫船舶仍不明確時,可利用統計方法及未來趨勢分析決定適切之計 畫船型尺寸。

2.2 船舶所產生之外力

船舶於靠岸或繫泊時,作用於繫泊設施(碼頭或繫泊浮筒等)之外力, 應考量計畫靠泊船舶尺寸(噸位、船長、船寬、船深、吃水等)、靠岸方法及 靠岸速度、繫泊設施結構、繫泊方法及繫泊系統性質等,並就風、波、水流 等之影響,採用適宜之方法計算之。

第三章 風

3.1 一般說明

用於推算暴潮及波浪之風速及風向,參考實測資料及修正之梯度風估 算之。

計算作用於構造物及船舶風力所採用之設計風速,原則以長期實測資 料統計而得。

3.2 風力

依設施之型式、設置地點及高度不同,採用不同風速壓。

第四章 波浪

4.1 設計波浪

4.1.1 設計波浪之決定

決定外廓堤防及其他港埠設施穩定分析或港池靜穩分析所用之波浪可 由實測或波浪推算所得之資料。設計波浪條件的擬定應經過適當地統計處 理並且考慮波浪受到水深地形影響之變形。

4.1.2 波浪的定義

示性波、最大波、深水波及相當深海波高為設計港灣設施之依據。

- 1. 示性波(Significant Wave) $H_{1/3}$ 、 $T_{1/3}$
- 2. 最大波(Highest Wave) H_{max}、T_{max}
- 3. 深海波(Deepwater Wave) H_0
- 4. 相當深海波高(Equivalent Deepwater Wave Height) H₀'

4.1.3 波浪的性質

波長、波高及其他波浪的基本性質可由波浪理論求得。但是,碎波波 高及溯升高應考慮有限振幅波的效應。設計港灣構造物時,一般應考量波 浪的統計性質。

4.2 設計波浪之決定方法

4.2.1 決定深水示性波之基本方針

應依港埠設施之穩定性及構造物的特性來決定所需之統計波浪資料時間的長短。

4.2.2 求設計波浪之過程

首先,深海波示性波應依 C4.2.1「決定深水示性波之基本方針」決定。 再者,應考量波浪受到折射、繞射、反射、淺化、破碎所產生之變形。最 後,應採用波浪作用在構造物上最嚴厲的條件作為設計波浪。

4.3 波浪推算

波浪推算應採用適當的方法。波譜法及示性波法為在發生區之波浪推 算的標準方法。

4.4 波浪資料的統計處理

一般波浪資料之來源有兩種,包括現場的量測數據及波浪推算結果。 極值統計所採用的資料,基本上須滿足獨立性、等質性及分布性等三項要 求。

極值分布之推定,首先必須將原始資料作基本之選取及排序。

4.5 波浪變形

設計構造物時應考量最嚴厲的波浪條件且應考量波浪受到折射、繞射、 反射、淺化、破碎所產生之變形。

4.5.1 波浪折射及淺化

波浪折射及淺化係由於深水波行進至中間水深與淺水水深之間,受到 水深地形變化之影響,使其波速產生改變,造成波高及波向改變。決定設 計波浪時應考量波浪折射及淺化現象。

4.5.2 波浪之反射

當波浪遭遇港灣設施或岸壁時,發生反射,故設計港灣構造物時,應 考量從鄰近設施或岸壁反射之波浪對所設計之構造物的影響,及從所設計 之構造物反射之波浪對鄰近地區之影響。應參考現場、水工模型試驗或是 過去的資料決定適當的反射係數。

需注意反射波對航行船隻及貨櫃裝卸之影響,像是從防波堤反射之波 浪造成航道水域的擾動,或是從岸壁等反射的多重反射波使港池震盪等情 況。

4.5.3 波浪繞射

在有防波堤及島嶼等障礙物存在的地區,應採用適當的方式計算因波 浪繞射所產生之波高變化。波浪繞射區域之水深有變化時,必須一併考慮 波浪之折射。

12

4.5.4 碎波

在水深小於約 3 倍相當深海波高之處,應考慮碎波的影響所致波高之 變化。碎波所致波高之變化,應考慮波浪之不規則性。

4.6 設計波高及設計波長

設計計算所採用適當之波高及波長。

4.7 波浪溯升高及越波量

4.7.1 波浪溯升高

計算波浪溯升高時,應考量構造物之位置及形狀和海底的變化。

4.7.2 波浪越波量<修訂>

所設計之構造物若容許波浪越波,應由水工模型試驗或以往資料求出 越波量,且應考量不規則波。越波量可依據日本 Goda 以不規則波之試驗方 式、美國工兵團之海岸工程手冊(Coastal Engineering Manual)越波量計算或 依據歐盟規範方式計算,以供後續設計推估適當之胸牆高度。

4.8 碎波平均水位上升(wave setup)<新增>

由於輻射應力(radiation stress) 碎波在灘線附近引起之水位上升量稱為 波浪上升(wave setup),其上升量與海底坡度及入射波尖銳度有關,越靠近 灘線越大,可達外海波高的 10%或更大,因此在灘線之水位上升量很大, 這是潮位偏差重要因素之一。

第五章 波力

5.1 一般說明

波力為港灣構造物最主要之外力之一,設計時應考慮構造物之型式、 海底地形、水深以及波浪之各項因素,而以水工模型試驗或以計算公式加 以計算,此時須充分考量波浪之不規則性。

以下本章所稱水工模型試驗應以適當比例尺為之。

5.2 作用於直立壁之波力

5.2.1 作用於直立壁之波力性質

作用於直立壁之波力,因受潮位、水深、海底地形、構造物之斷面形 狀、法線形狀等而改變,因此須予考慮而加以適當計算。特別海底坡度陡 處或位於高堤基上面之直立壁,由於會產生強大衝擊波壓之作用,須充分 留意其發生條件以計算波力。

5.2.2 作用於直立壁之重複波力及碎波波力<修訂>

在此所表示之波力計算公式為合田根據波壓試驗結果以及對現場防波 堤之適用成果加以考慮,並加上修正波向效應所提出之公式稱為合田公式。 依此,不須區別重複波或碎波,可直接求得作用於直立壁之波力。

5.2.3 衝擊波力

當衝擊波有可能發生時,原則上以水工模型試驗進行檢討。對於有可 能產生強大衝擊波壓的斷面形狀及構造應儘可能避免採用,在海底坡度較 陡無法避免之時,應加上適當之消波塊以緩和波力之作用。

5.2.4 作用於消波塊覆蓋堤的波力

作用於消波塊覆蓋之直立壁的波力,隨著消波塊之頂高、寬度、消波 塊之特性等而變化,故應以水工模型試驗亦或適切地計算法加以計算。

5.2.5 考慮法線形狀影響之波力計算

對波向而言法線成凹狀時,須考慮計算入反射波相互干涉所致波力之

15

增大。此時,進行波之波高,須乘上受法線形狀之影響的增加率作為設計 波高。

5.2.6 考慮水深急變作用於直立壁之波力計算

當直立壁位於如礁岩地形之急變水深下,其波力計算應依將地形急變 因素納入考量之水工模型試驗結果為原則。

5.2.7 作用於直立消波沉箱之波力

作用於直立消波沉箱之波力,由於隨消波部之構造而變化,因此應依 水工模型試驗或適當的計算式加以計算。

5.3 護面塊石與消波塊所需重量

護面塊石除應對波力有充分安全之重量外,並應有使內部材料不被吸 出之厚度。

5.3.1 斜坡堤護面塊石與消波塊所需重量

斜坡堤標其護面材料所需重量,可依 Hudson 公式計算求出。

5.3.2 合成堤堤基護面石與消波塊所需重量

合成堤堤基護面石與消波塊所需重量,隨波浪因素、設置水深、拋石 基礎厚度、覆蓋材之種類不同,應以模型試驗或根據合適之計算式加以計 算。

5.4 作用於海中構造物之波力

作用於海中構造物之波力,須依構造物型式,採用適合之計算式,必要時應以模型試驗加以檢討。對海中孤立之柱狀構件,一般採用 Morison 公式計算波力。

5.5 作用於接近水面構造物之波力

棧橋式碼頭或樁式繫船台或約平行於水面之構造物之底部都有受到波浪上 揚力作用之風險。若浪大且與水面間距小,則上揚衝擊力非常大。而在構 造物背側若有反射牆而產生重複波,則其上揚力最好以模型試驗求得。

第六章 潮位及暴潮位

6.1 設計潮位

設計潮位係作為港灣設施之結構設計與穩定分析計算的基礎,其根據 含有天文潮(astronomical tides)及暴潮(storm surge)等異常水位之實測值或推 算值予以決定。

6.2 天文潮

天文潮潮位統計分析至少須有適當期間之實測記錄,相關潮位之定義 說明詳解說。

6.3 暴潮位

暴潮位應儘可能參考長期實測潮位檢測值與以往之災害記錄所決定, 或配合異常之氣象條件,藉電腦模式進行推算。

6.4 潮位基準換算<修訂>

國內港口之潮位資料主要由各港務分公司觀測所得,各港務分公司為 其業務方便,均以最低低潮位為水準零點(築港高程)而自成系統,該系統亦 稱為築港高程系統。另國際海測組織(International Hydrographic Organization, IHO)採用天文潮最低潮位(Lowest Astronomical Tide, LAT)做為國際海圖基準,並建議做為築港高程系統零點

台灣地區全島水準系統採用正高系統;同時高程基準係定義在1990年 1月1日標準大氣環境情況下,並採用基隆驗潮站1957年至1991年之潮汐 資料化算而得,並命名為2001臺灣高程基準(Taiwan Vertical Datum 2001, 簡稱 TWVD 2001)。該系統又稱內政部水準系統、陸上水準系統,亦為 水利局所採用之基準。

6.5 港口潮位之確認方法

1. 分析歷年測量水位之上升或下降率。

- 2. 去除異常變動段重新統計分析潮位資料。
- 3. 以學理分析方法重新檢討港口水準。
- 4. 一等水準點之引測。

第七章 水流

7.1 一般說明

港灣工程設計上所需之水流流速、流向資料,應考量最嚴苛之條件, 以實測資料或數值推算為原則。

7.2 作用於水中構造物之水流力

由於水流之加速度甚小,故作用於水中孤立柱狀構件之水流力,有拖 曳力及横向力,必要時應以模型試驗加以檢討。

7.3 水流對披覆材料之安定分析

在水流作用下披覆材料所需之質量,依水工模型實驗或公式算出。

第八章 作用於浮體之外力及其搖動

8.1 一般說明

浮體設計,應充分考量因風、流、波浪等外力作用所致之搖動量及繫 留力。

8.2 作用於浮體之外力

作用於浮體之外力,除風、流、波浪等外,尚有起因於浮體自身搖動 所致之外力,及因繫留設施拘束浮體運動所致之繫留力等。對於此些外力, 應採適宜之分析法或模型實驗估算之。

8.3 浮體之搖動及繫留力

浮體之搖動及繫留力,應充分考量浮體形狀、作用外力,及繫留系統 特性等,採適當分析法或模型實驗估算之。

第九章 地質

9.1 一般說明

港灣工程設計上所需之地質資料應根據現場地質調查及試驗室土壤試 驗結果推算為原則。

9.2 基地地質調查

地質調查方法之選擇,原則上依構造物型式、規模、重要性、附近地質 狀況,及調查範圍等,依設計目的決定最適宜之方法。

9.3 土壤物理性質

土壤物理性質包括土壤單位重、含水量、阿太堡限度、比重及土壤顆粒 分佈等,應從現場採取土樣,於試驗室測定之。

9.4 土壤工程性質

土壤工程性質包括土壤剪力強度性質、土壤動態性質、土壤體積變化性 質及土壤透水性質等。土壤工性質之推求應根據外加荷重情況、土壤剪力行 為特性及排水狀況等,採用適當的試驗型式分別推算之。

9.5 標準貫入試驗

N 值測定,應以標準貫入試驗(Standard Penetration Test, SPT)方法辦理。

9.6 圓錐貫入試驗<新增>

圓錐貫入阻抗 qc 及套管摩擦阻抗 fs 兩種參數之取得,可由圓錐貫入試驗(Cone Penetration Test, CPT)方法辦理。

第十章 耐震設計

10.1 耐震設計之目標

現行碼頭構造就其結構動力特性而言,可分為剛性構造物與非剛性構造物兩種,前者如重力式碼頭,後者如棧橋式碼頭。碼頭結構設計依構造物 之用途、性能性要求及不同地震之迴歸週期,其耐震設計目標可區分為下列 三部份。

1. 中小度地震時保持在彈性限度內。

2. 設計地震時容許產生塑性變形,但韌性需求不得超過容許韌性容量。
3. 最大考量地震時則使用之韌性可以達規定之韌性容量。

10.2 非剛性構造物之設計地震總橫力

非剛性構造物,如棧橋式碼頭等,其設計地震力應考慮構造物因週期不同,加速度之放大或縮小而使用不同地盤的工址設計水平譜加速度係數。

對於整體結構之設計地震力而言,除了最小設計水平總橫力的考量外, 近斷層效應之影響、避免中小度地震降伏設計地震力與避免最大考量地震 崩塌設計地震力亦須納入考量。

10.3 剛性構造物之設計地震總橫力

當結構基本週期趨近於零,地震時構造物與土體一起運動。先行求出構造工址之設計震度,再乘以結構本體之靜載重即可求得當地之設計地震力。

10.4 非剛性構造物之垂直地震力

為提升構造物抵抗垂直向地震之能力,非剛性構造之垂直地震力應做 適當之考量。水平懸臂構材與水平預力構材等尤其應就垂直地震效應做適 當的考慮。垂直向之設計譜加速度係數*SaDy*可藉由水平向之設計譜加速度 係數*SaD*定義為:

一般震區:
$$S_{aD,V} = \frac{1}{2}S_{aD}$$
 (10.4.1)

近斷層區域:
$$S_{aD,V} = \frac{2}{3}S_{aD}$$
 (10.4.2)

10.5 動力分析方法

剛性構造物之耐震分析與設計,可採用靜力分析方法。非剛性構造物之 耐震分析與設計,若構造物具規則性者,可採靜力分析方法,若屬不規則性 結構,應採用動力分析方法。考慮475年迴歸週期之地震作用時,構造物之 容許反應值如變位及旋轉角可能超過材料之彈性範圍,可採用非線性分析 之方法,以確實獲得地震作用下之結構反應數據。

動力分析方法應考量適當的工址設計水平譜加速度係數,採用反應譜 分析法或歷時分析法,並依據工址現場之條件情況擇一予以進行分析和設 計。

10.6 地震時之動土壓

對剛性構造物,如重力式碼頭與版樁式碼頭等,當進行耐震設計時,除 須考慮因壁體質量所產生的慣性力(見 10.3 節)外,尚須考慮與壁體接觸土 壤在地震時作用在壁體上之動土壓。地震時之動土壓說明請參照本篇第 C12.1.2 節內容。

10.7 地震時之動水壓

對剛性構造物,如重力式碼頭與版樁式碼頭等,當進行耐震設計時,除 須考慮因壁體質量所產生的慣性力(見 10.3 節)外,尚須考慮與壁體接觸水 體在地震時作用在壁體上之動水壓。地震時之動水壓說明請參照本篇 C12.2.3 節內容。

10.8 載重組合<修訂>

檢核港灣構造物地震時安全性所須考慮的載重組合詳第三篇 C3.3.2 節。

10.9 構造物之韌性設計

非剛性構造物計算設計地震力V時,應搭配設計方法進行設計,使塑 鉸能順利產生在預定的位置上。此外,在塑鉸區配置圍束箍筋及其他相關要 求,使構造物具有預期之韌性容量。
第十一章 砂質土壤之液化

11.1 一般說明

當砂質土壤液化後,使得港灣構造物可能產生傾斜或沉陷而造成災 害。因此在構造物設計及施工時,應依照需要考慮基礎地盤發生液化現象 之潛能。

11.2 影響土壤液化之因素

影響飽和砂土液化因素主要有土層特性、地下水及地震特性等,包含 相對密度、地表震動強度與延時、最初應力狀況、土層之地質年代特性、 土壤特性、土層排水情況。

11.3 地質調查

地質調查方法及項目除參照本設計基準說明第二篇第九章之說明及規 則外,於土壤液化評估研討之調查項目,應包括:

1.標準貫入試驗(SPT)及鑽桿能量檢測,圓錐貫入試驗(CPT)。

2.未擾動土壤取樣。

試驗室土壤動力性質試驗,包括動力三軸試驗、簡單剪力試驗等。

4.現地土壤動態性質試驗,如P波、S波速度檢測等。

5.透水係數及體積壓縮係數。

6. 地下水位。

11.4 需進行液化評估之土層

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

1. 地下水位在地表下 10m 以內,且飽和砂層在地表下 20m 以內。

2. 過#200 篩細料含量 FC(%)在 35%以下。

3. 細料含量 FC(%)在 35%以上,但粘土含量 PC(%)在 12%以下。

4. 塑性指數 PI(%)在 15%以下。

11.5 砂質土壤液化潛能之評估與判定

有關砂土層液化分析有多種方法,應根據港灣工程規模及重要性決定 較適當之分析方法,若根據經驗法或較簡易的方法推估工地土層有液化潛 能時,可採用較精密的液化分析方法再加以檢核確定,若仍有液化之可能 時應即進行土層液化防治與處理(詳11.8節)。

11.6 液化危害度分析

由於液化潛能分析法所得之結果,僅為各鑽孔地表下某一點深度之土 層是否會發生液化(以安全係數F_L表示),對於整體鑽孔而言,其是否會發生 液化則需另外研判。

11.7 液化土壤参數折减

液化後之砂質土層,其強度及支承力會降低,因此,依規範判定會液 化之砂質土層,應將其土質參數(係指地盤之變形係數*E*₀及水平地盤反力係 數*K*_b)折減作為耐震設計上之土壤參數。

11.8 土壤液化之防治與處理

11.8.1 土壤液化之防治原理

地盤有液化之虞,則須進行適當之液化防治處理。一般可從地盤改良 或改變港灣構造物基礎型式著手。

對疏鬆砂質地盤加以改良,可改變砂質土壤之動態性質。

11.8.2 土壤液化處理方法之選擇

選擇防止液化工法,應配合港灣構造物之重要性,以達到經濟有效為 目標。

第十二章 土壓及水壓

12.1 土壓

作用於港灣構造物之主動、被動土壓,應依砂質土、黏性土等土質、構造物型式、構造物於常時、地震時之行為,分別計算之。

12.2 水壓

作用於港灣構造物之水壓,須考慮殘留水壓及地震時之動水壓。

第十三章 載重

13.1 一般說明

於設計碼頭構造物時,應視需要考慮構造物自重、上載載重等。對載 重所引起之衝擊載重、煞車載重、開車起動載重及離心載重等均視需要加 以考慮。

13.2 自重

自重可依材料體積及單位體積重量計算之。

13.3 裝載載重

裝載載重包含碼頭、通棧、倉庫等裝載之散雜貨等重量。裝載載重應 依需要分別檢討常時、地震時及不均勻載重等狀況。

13.4 活載重

活載重包含汽車、火車、施工機具、裝卸機具、及群眾等動態載重。

第十四章 摩擦係數

構造物滑動安定計算,應依構造物及基礎材質,採用適宜之摩擦係數。

第三篇 工程材料

第三篇 工程材料

第一章 一般說明

港灣構造物及基礎所使用之材料,須考慮作用之外力、耐久性、安全性、 使用年限、構造型式、施工性及經濟性等,依本篇相關章節規定予以適當的 選定。

第二章 鋼鐵材料

2.1 鋼鐵材料之規格及性質<修訂>

國內生產之鋼鐵材料,其規格及性質依中華民國國家標準(CNS)規定為 準。

2.2 鋼鐵材料設計用常數

鋼材及鑄鐵之常數,見本章 C2.2 節之數值。

2.3 設計強度

設計強度依結構用鋼鐵材料、鋼管及鋼管板樁、鋼板樁等不同鋼構元件 決定之。

2.4 防蝕

由於港灣構造物所處之環境,其對鋼材之腐蝕條件較嚴重,故於設計時, 對鋼材之腐蝕及防蝕應予注意,平均低潮位下方之局部集中腐蝕,更應特別 注意。

2.5 鋼材之維護管理

海岸地區屬腐蝕環境,防蝕材料耐久性易受環境影響,因此在構造物使 用期限內,對鋼材之腐蝕及防蝕狀況均須加以檢查,並確認是否滿足原設計 條件。構造物應依檢查結果評估其安全性,提出維護管理計畫,使其在設計 使用年限內能滿足性能要求。

第三章 混凝土

3.1 一般說明<修訂>

本章以卜特蘭水泥、粒料混合卜作嵐材料之混凝土為主,除本章規定外, 其它未規定事項應依內政部頒"混凝土結構設計規範"(以下簡稱混凝土設計 規範)及中國土木水利工程學會"混凝土工程施工規範與解說(土木 402)" (以下簡稱混凝土工程施工規範)辦理。

3.2 工作應力法

無筋混凝土及鋼筋混凝土容許應力,應基於混凝土規定抗壓強度f^c,考 量構造物特性、使用目的、構造尺寸、使用材料及混凝土品質...等因素決定 之。

3.3 強度設計法<修訂>

無筋混凝土及鋼筋混凝土構造物構材之強度設計法為設計強度足以承 受結構分析所得之設計載重。

3.4 耐久性

碼頭構造物,因受較惡劣之氣象及海象環境作用,故於設計時須考量混 凝土之耐久性。特別是易受摩損或衝擊之部份,應考量設計適當之保護面層 或加大構造物斷面等。

3.5 材料

混凝土所用材料,須考量混凝土所需之強度、耐久性及工作性,以經濟 容易取得為原則。

3.6 混凝土品質

混凝土品質視構造物種類、環境條件和各部份材料斷面,須具有耐久性 及適合於作業之施工性等而定。

39

3.7 水中混凝土

水中混凝土品質以達到本章 3.6 節[混凝土品質]之要求為原則。

3.8 預力混凝土

預力混凝土設計和施工依"混凝土設計規範"及依"混凝土工程施工規範" 之「預力混凝土」相關規則辦理,以達到本章 3.4 節[耐久性]之要求為原則。

3.9 混凝土結構維護管理

為維護混凝土結構於使用年限內之功能,應於設計階段即加以考量耐 久性能,和未來混凝土構造物之維護和修補,並要進行定期的混凝土劣化 狀況檢視,以供混凝土結構維護管理之需。

第四章 石料

4.1 一般說明

於港灣工程相關構造物,一般均須使用大量石料,因石料之選定,影響 構造物安全及工程費至巨,故須充分之考慮並審慎行事。

4.2 抛石料

基礎所採用之抛石料,其石質須密實、堅硬,其強度與耐久性良好,不 得含有風化石質及細長或扁平之石料。

4.3 背填料

為減低背填之土壓力時,背填料以選用內摩擦角大而比重小之石料為 原則。

第四篇 預鑄混凝土構件

第四篇 預鑄混凝土構件

第一章 沉箱

1.1 概要

本節所述設計規定,適用於一般沉箱。

1.2 尺寸之決定

在決定沉箱尺寸時,應考量下列各項因素:

1.沉箱製作設備之能力

2.沉箱製作時,作業上所需要之結構最小尺寸。

3.沉箱吃水與安放位置水深及拋石基礎頂高度之關係。

- 4. 自立浮游沉箱之浮游安定。
- 5.拖航及安放作業條件。
- 6.沉箱安放後之作業條件。

7.不均匀沉陷問題。

 8.碼頭沉箱應考量其上部結構、後線腹地設施及車輛、起重機、貨物等相關 事項。

9.潮差。

1.3 浮游安定

為使沉箱自立浮游時不致有傾覆或傾斜,應依壓艙之有無及壓艙物種 類,進行安定計算。

1.4 設計外力

1.4.1 概要

設計沉箱應考量之外力如下:

- 載重係數及載重組合
- 製作時外力

- 下水及浮游時外力
- 拖航時外力
- •安放時外力
- 完成後外力

1.4.2 載重係數及載重組合

防波堤或碼頭之沉箱,其考量之載重係數及載重組合可參考本章表 C1-1 所示。

1.4.3 製作時外力

在乾塢或浮塢製作沉箱時,不須檢討其外力。若在滑道或製作臺上製作 沉箱時,須以千斤頂移動沉箱,或將沉箱移置下水臺車上,則沉箱設計時應 將自重所產生之集中力納入考量。

1.4.4 下水及浮游時外力

在乾塢、浮塢或一般滑道製作沉箱時,其所受靜水壓,依吃水深度加計 1.0m 餘裕計算,但在下水時,如有短暫的超過此壓力作用之可能性時,應 另行檢討。

1.4.5 拖航時外力

沉箱在拖航過程中,應檢討拖航時之拖曳力,確保拖索環及沉箱壁體安 全。

1.4.6 安放時外力<修訂>

1. 不另行檢討外牆及底版。

2. 隔牆須考慮施工條件, 隔牆所受外力為隔牆間水位差。

3.相鄰隔艙填充時,應注意均勻填充。如有特殊情況,應予以核算。

- 4.安放後之沉箱,在填充料作業完成後,通常均儘快打設封頂混凝土,以防 波堤而言,由於施工計畫亦或地區性之考慮,有時僅打設封頂混凝土,或 逕行打設厚 1m~3m 堤面之狀態暫時將其放置,所以安放後應檢討下列三 種情況,即:
 - (1) 打設完封頂混凝土之狀態
 - (2) 堤面完成至某種程度之狀況(施工時)

(3) 胸牆全部完成時之狀態

1.4.7 完成後外力

1. 外牆

作用於沉箱外牆之外力,除應考慮內部土壓力及內部水壓力外,防波 堤沉箱海側外牆應考慮波力,碼頭沉箱陸側外牆有背填時,應考慮土壓力 及殘留水壓力。

2.底版

底版在設計時考慮底面反力、靜水壓力、揚壓力、填充料重量、封頂 混凝土重量、底版重量以及上載載重。

3.隔牆

(1)隔牆與外牆之脫離

為防止隔牆與外牆之脫離,應考慮作用於外牆之內部土壓力及內部水壓力。

(2)隔牆及底版之脫離

為防止隔牆與底版之脫離,應考慮作用於底版之外力。 4.不均匀地盤承載力或不均勻內填重量之檢討

1.5 構材設計

沉箱外牆、隔牆、底版等,可視為平版,以1.4節[設計外力]所述外力 為載重設計之。

第二章 L型塊

2.1 一般

本節所述設計規定,適用於一般L型塊。

2.2 尺寸之決定

於決定L型塊各構件形狀及尺寸時,應考慮下列各項因素:

- L型塊製作設備能力
- · 起重機施吊能力
- 壁體設計水深
- 潮差
- 上部結構施工高程

2.3 作用於構件載重

作用於L型塊各構件之載重,不論是常時或地震時均應考慮,其各項載 重作用於構件詳本章解說。

2.4 構材設計

L型塊之前牆、基腳、底版、扶壁、施吊部位,依其結構型式,以2.3 節[作用於構件載重]所述外力為載重設計之。

2.5 施吊部位之設計

施吊部位設計原則如下:

- 於施吊部位之載重,包括下列三項。其中製作臺附著力與衝擊力均係短期 載重,且非同時作用。
 - L型塊自重
 - 製作臺附著力,估計約為L型塊自重之20%
 - · 衝擊力,估計約為L型塊自重之20%

2. 吊筋設計時,原則上應考量軸向拉應力及起吊部位之剪應力。

3. 吊筋之容許應力如依長期載重決定,則吊筋斷面可由L型塊自重計算。

第三章 空心方塊

3.1 一般

本節所述設計規定,適用於一般空心方塊。

3.2 尺寸之決定

於決定空心方塊各構件形狀及尺寸時,應考慮下列各項因素:

- 空心方塊製作設備能力
- 起重機施吊能力
- 壁體設計水深
- 潮差
- 上部結構施工高程
- 分層方塊堆積之整體性

3.3 作用於構件載重

作用於空心方塊各構件之載重,不論是常時或地震時均應考慮,其各項 載重作用於構件詳本章解說。

3.4 構材設計

空心方塊之前牆、後牆、側牆、隔牆、基腳、底版、施吊部位等,依其 結構型式,以本章 3.3 節[作用於構件載重]所述外力為載重設計之。

3.5 施吊部位之設計

施吊部位設計原則,請參考本篇第二章第2.5節。

3.6 空心方塊安定計算

構造物壁體採用無底之空心方塊式結構時,須考慮方塊內填料之漏出, 並檢討壁體之傾覆安定。

第四章 方塊

4.1 概要

本節所述設計規則,適用於一般使用於重力式壁體或護基等之方塊。

4.2 方塊接合部之形狀及尺寸

重力式壁體所使用之方塊,方塊頂面與底面建議作成凹凸形楔榫,以 增加方塊互相接合的整體性並防止方塊滑動。

4.3 施吊部份設計

以能安全施工為原則,設計方塊吊點配置及吊筋。

第五章 直立消波沉箱<新增>

5.1 一般說明

本節所述設計規則,適用於直立消波沉箱。

5.2 設計外力

作用於沉箱體上的外力,於常時及颱風或地震時應視需要考量項目如下

- 土壓
- 內填料土壓
- 殘留水壓
- 波力
- 揚壓力
- 自重及內填料之重量
- 上部結構重量
- 上載載重
- 防舷材反力
- · 底面反力
- 施工時載重

5.3 構材設計

外牆、隔牆、底版等,可視為平版,以 5.2 節[設計外力]所述外力為載 重設計之。

第五篇 基礎

第五篇 基礎

第一章 概說

設計港灣工程及相關設施時,應充分考量構造物之重要性及基礎地盤 之地質條件,慎重選擇基礎型式。

當基礎地盤由軟黏土組成時,應仔細檢核基礎的穩定性和沉陷特性。當 基礎地盤由鬆散砂土或軟弱黏土組成時,除上述特性外,另應研究地震引致 土壤液化或軟化之效應。

當基礎地盤承載力不足以支撑結構時,應視需要採樁基礎或土壤改良 等對策。

第二章 淺式基礎承載力

2.1 一般說明

所謂淺式基礎,係指基礎之埋設深度小於基礎之寬度者,此類基礎原則 上應視為淺式基礎進行分析。

2.2 砂性地質基礎承載力

設置於砂性地質中之基礎容許承載力,計算時安全係數應考慮構造物之 特性。其計算式詳本章解說 C2.2 節。

2.3 黏性地質基礎承載力

當黏性地質不排水剪力強度隨地層深度成線性增加時,安全係數應考 慮構造物之特性。其計算式詳本章解說 C2.3 節。

2.4 多層土壤之基礎承載力

當基礎地層由多層土層所組成時,應以圓弧滑動分析檢核其承載力。在 這種情況下,其安全係數應考慮地層及構造物的特性給予適當值。

2.5 承受偏心傾斜載重之基礎承載力<修訂>

在檢核作用於重力式構造物基礎上之偏心傾斜荷載承載力時,以採用 簡化 Bishop 圓弧滑動分析法為原則。

第三章 深式基礎承載力

3.1 概論

所謂深式基礎,係指基礎之設置深度,大於基礎之最小寬度。

3.2 垂直承載力

深式基礎之容許垂直承載力,應適度考量基礎型式、施工法以及地盤條 件。

3.3 水平承載力

因上部結構受到風力、地震力、結構側向力或動態荷重而衍生之水平力, 該力傳到基礎,而使基礎承受側向力。其中,深式基礎的水平承載力是依側 面之水平方向地盤反力及基礎底部之垂直方向地盤反作用力而決定,分析 時需考量地盤條件、結構特性、施工法等因素。
第四章 椿基礎承載力

4.1 概論

樁基礎承載力,應依基礎地盤條件,採用適宜之公式、圖表計算承載力。

4.2 樁之軸向容許承載力

4.2.1 概要

基樁軸向容許承載力,依單樁軸向極限承載力除以規定安全係數求得 之值為標準,再綜合考量各項影響因素決定之。

4.2.2 軸向容許承載力

單樁軸向極限承載力,以載重試驗或靜力承載公式求得時,軸向容許載 承力,應以軸向極限承載力除以規定安全係數求得。

4.2.3 單樁軸向極限承載力

單樁軸向極限承載力,以樁載重試驗求得為原則。但實施載重試驗有困 難時,可依靜力承載公式推算之。

4.2.4 依樁載重試驗推算軸向極限承載力

由相關破壞準則詮釋載重與沉陷曲線可確認極限載重時,則以此值作 為軸向極限承載力;若無法確認極限載重時,得以降伏載重推算之。

4.2.5 依靜力承載公式推算軸向極限承載力

依靜力承載公式推算軸向極限承載力,應考量地盤條件與施工法,採適 宜之公式推算之。

4.2.6 依打樁公式推算軸向極限承載力

僅在有充分且可信賴之資料存在時,方可依打樁公式推算樁之軸向極 限承載力。採用打樁公式時,安全係數之取用須依各項樁打擊公式之建議值。

4.2.7 椿材容許壓應力之影響

基樁之軸向容許承載力,不得超過樁材容許壓應力與基樁有效斷面乘 積之值。

4.2.8 接樁折減

樁有接合時,應在適當管理下施工,並經檢驗確認接合完整之條件下, 可不計接樁所致之折減。如無法滿足此條件時,應依樁之種類及接合之種類, 折減基樁軸向容許承載力。

4.2.9 細長比折減

樁長與樁徑比很大之樁,無法以載重試驗確認其安全性時,應考慮施工 精度,折減基樁軸向容許承載力。

4.2.10 表面負摩擦力檢討

支撑樁貫穿易壓密之軟弱地層打入支撐層,決定其軸向容許承載力,必 須考慮表面負摩擦力之影響,另外,對於地震等之短期荷重,可不考慮表面 負摩擦力之影響。

4.2.11 基樁間距

基樁間距以不小於 2.5 倍樁徑為原則。

4.2.12 群樁承載力

群樁最外側基樁連結面所包圍之範圍可視為一深式基礎塊,群樁承載 力可以此深式基礎塊計算之。

4.2.13 基樁沉陷量檢討

決定基樁軸向容許承載力時,樁頭之沉陷量不得超過上部結構之容許 沉陷量。

4.3 椿之軸向容許拉拔力

4.3.1 概要

基樁軸向容許拉拔力,依單樁最大軸向拉拔力除以規定安全係數求得 之值為標準。

4.3.2 軸向容許拉拔力

軸向容許拉拔力,應以軸向最大拉拔力除以規定安全係數求得。

4.3.3 單樁軸向最大拉拔力

單樁之軸向最大拉拔力,以依據拉拔試驗決定為原則,但如實施拉拔試 驗有困難時,得以載重試驗結果,或靜力學承載力公式推算。

4.3.4 推算基樁軸向容許拉拔力應考量事項

- 基樁之軸向容許拉拔力應小於樁材之容許抗拉強度與基樁有效斷面積之 乘積。
- 如有接樁,以不計接點以下部樁之拉拔抵抗為原則,但像鋼管樁等有良好 之接續時,在確定其可靠性後,在接點之容許抗力範圍內,亦可考慮下部 樁之拉拔抵抗。
- 以樁群最外側樁之連結面所包圍之整體,檢討拉拔抵抗。
- •基樁之軸向容許拉拔力由上部結構所定樁頭之容許拔出量所限制。

4.3.5 基樁載重試驗

試驗目的及適用範圍

- 基樁載重試驗之方法包括靜載重試驗、動載重試驗或其他方式之試驗, 其目的為求取或推估單樁於實際使用狀態或近似情況下之載重-變形 關係,以獲得判斷基樁支承力或樁身完整性之資料。基樁載重試驗可分 成極限載重試驗及工作載重試驗。
- 極限載重試驗係用以確定所選擇之基樁於該基地之適用性及與設計極限支承力之符合性為主,於下列情況時,基樁之設計,均需以極限載重試驗,驗證其承受載重之能力:
 - (1)供公眾使用或極具重要性構造物之基樁。
 - (2)基樁沉陷將對構造物安全及使用功能具影響者。
 - (3)於基地鄰近地區之類似地層狀況中,缺乏同類型基樁之載重試驗資料時。
 - (4) 基樁支承於軟弱之地層狀況時。
 - (5)基椿承受長期拉拔力之狀況。
 - (6)基樁設計載重量超過一般之使用範圍時。
 - (7) 根據第 4.2 節之計算,所得之支承力與該地區之基樁使用經驗值有

重大差異時。

- 基樁施工完成後,應以工作載重試驗確定基樁之支承力及施工品質符 合設計需求。
- 用於極限載重試驗之基樁,若於試驗中該樁已達降伏狀態,應檢討其作 為永久性基樁之適用性。

4.4 樁之橫向容許承載力

4.4.1 概要

樁之橫向容許承載力,應依其承受橫向力時之行為研判推算。

4.4.2 單樁行為評估

單樁承受橫向力時之行為,應採適宜之方法評估。

4.4.3 以横向載重試驗推定單樁行為

單樁承受橫向外力時之行為,以載重試驗推定時,須充分考量實際結構 造物基樁及載重,與載重試驗所用樁及載重條件之差異。

4.4.4 以分析方法推定單樁行為

以理論經驗公式分析研判單樁承受橫向力時之行為,應特別注意該公式 在使用上的適用性及其限制。

4.4.5 以既有資料推定單樁行為

僅小型構造物,或橫向承載力不重要構造物,得依既有資料推定單樁承 受橫向力時之行為。

4.4.6 斜組樁橫向承載力

斜組樁結構基礎之橫向承載力應考量基礎結構特性。

4.4.7 群樁效果之考量

若為群樁時,須考量群樁效果對基樁行為之影響。承受橫向力之群樁如 為斜組樁,則僅考慮軸向承載力,群樁效果可依本篇第二章 4.2 節[樁之軸 向容許承載力]相關規則檢討。

4.4.8 荷重性質的相關考量

在推測樁受到水平力所產生的行為同時,亦須考量荷重的特性,組合樁 水平支撐力中所敘述的是樁只受到一次靜態荷重時的行為。在荷重的性質 不同時,亦需列入考量。

4.5 設計概論

4.5.1 設計原則

垂直載重原則上僅由樁承受,與樁支撐結構底部接觸的地面,不應承受 任何承載能力。

水平載重原則上亦僅由樁承受,但樁頭基座側面土壓如能可靠抵抗時, 亦可考量此土壓抵抗。

4.5.2 載重分配

於同一樁基礎上,作用於各樁之垂直載重及水平載重,應儘可能使其均 自分配以決定基樁之配置。

4.5.3 樁材容許應力

椿材容許應力,依其所使用材料及製造方法等決定之。

4.6 細部設計

4.6.1 施工時載重檢討

椿之設計應考量從施工至完工後之載重。

4.6.2 椿頭與上部結構連結設計

椿頭與上部結構連結部份之設計,需滿足各種條件下之應力傳遞。

4.6.3 接樁

基樁續接位置以設置於斷面有餘裕處,且受腐蝕影響較少之處為佳。

4.6.4 樁端

基樁樁底結構,應視地質條件及施工方法而定。

4.6.5 鋼管樁管厚及材質之變更

變更鋼管基樁的厚度或材質時,必須充分考慮基樁斷面力量的分佈及 施工性。

4.6.6 其他設計上注意事項

1. 鋼管樁

- (1) 鋼管樁厚度
- (2) 鋼管樁的徑向挫屈
- (3) 鋼管樁的軸向挫屈
- 2.預鑄鋼筋混凝土樁及預力混凝土樁

利用離心力製成的預鑄混凝土樁的設計細節,可依據離心力鋼筋混凝 土樁(CNS 1260 A2031 或 JIS A 5310),施加預力方式離心力預力混凝土樁 (CNS 2602 A2307 或 JIS A 5335),其他的混凝土樁可參照(第三篇第三章 [混凝土])。

- 3.全套管混凝土基樁
 - (1) 構造細節
 - (2) 樁的斷面

第五章 基礎沉陷

5.1 土壤垂直內應力

土壤一般不能視為彈性體,但其容許承載力採用十分保守之安全係數 (大於 2.0)時,可假設土壤承受載重時之變形行為為近似彈性體,求得合 理之近似解。估算土壤因載重所致之垂直內應力之彈性解析法,以 Boussinesq 氏之方法為主,假設土壤為等向均質半無限彈性體,表面承受垂 直集中載重為基本條件,由其積分,求得線載重(Line Load)及面載重(Plane Load)之土壤垂直內應力。

5.2 即時沉陷

即時沉陷係由於地層承受載重產生剪力變形所引起之沉陷,於載重施 加之同時發生。因此,即時沉陷主要發生於砂性地層或具有適當強度之黏性 土壤地層。

即時沉陷係將土壤視為彈性體估計而得。至於壓密沉陷則係由於黏性 土壤地層承受載重導致黏性土層產生超額孔隙水壓,該孔隙水壓隨時間而 逐漸消散,所引起之沉陷。一般黏性土壤地層之即時沉陷量遠較壓密沉陷量 為小。

5.3 壓密沉陷

壓密沉陷為黏性土壤地層於承受載重後,土壤產生超額孔隙水壓,經長 期間該超額孔隙水壓逐漸消散所產生之沉陷。於砂性地層則不致產生超額 孔隙水壓,故並無後續之長期間壓密沉陷量發生。壓密沉陷之持續時間依黏 土之性質、排水路徑長短及黏土地層之厚度等因素而定,常有持續十年以上 者。

5.4 次壓縮沉陷

次壓縮沉陷通常發生於高壓縮性之黏土層中,係於主要壓縮(壓密)完成後,在有效應力維持不變之狀況下,隨時間而持續發生之沉陷,此種沉陷可 能係由黏土顆粒與黏土團間鍵結之壓縮、土壤結構重組及其他一些微觀結 構之改變所造成。

5.5 側向變位

在軟弱黏土地盤上構築碼頭或護岸等,因地盤發生剪力變形所引起的 側向變位影響構造物時,須視必要性採取相關對策。

5.6 不均匀沉陷

在軟弱黏性地盤上構築構造物時,應考量到地盤可能發生不均勻沉陷, 且如不等沉陷影響到構造物時,則須採取相關對策。

第六章 邊坡穩定

6.1 概論

因自重或上載載重所致斜面滑動破壞之安定性分析,建議假設滑動面 為圓弧形或直線,以二維問題分析為原則。此項斜面安定分析,應於斜面安 定性最低狀況下進行。

6.2 邊坡穩定分析法

邊坡穩定分析,應依土壤性質及所假設之滑動面型式,採適宜之方法分 析之。 港灣構造物設計基準相關條文修訂

第七章 地盤改良

7.1 概論

在軟弱地層上選擇地層改良之評估與選擇時,應根據地層條件、構造物 類型與規模、施工機具與材料、可行性及對環境上之影響。

7.2 置換工法

7.2.1 設計順序

實施置換時,必須先校核圓弧滑動 (Circular Sliding)、沉陷量、施工及 經濟性等問題,以決定置換深度,置換寬度及挖土時邊坡之坡度。

7.2.2 設計須注意事項

1.置換深度

2. 置換寬度與置換深度之關係

3. 開挖邊坡坡度

4.圓弧滑動破壞

5. 置换施工方法

7.3 垂直排水工法

7.3.1 設計順序

必須充分考慮決定結構物穩定度之條件,諸如結構物所承受土壓力之 大小,土壤承載力之強度,結構物之容許沉陷量等因素。

7.3.2 預壓填土高度及寬度之決定

1. 地基改良所需填土高度及填土寬度

2.填土穩定所需之填土高度及寬度

3.各施工階段之填土高度及寬度

港灣構造物設計規範相關條文修訂

7.3.3 垂直排水工法之設計

1. 排水樁及舖砂

2. 排水砂樁之間距

7.4 振動擠壓工法

7.4.1 改良原理與適用範圍

台灣地區常用之振動擠壓工法主要包括振動擠壓砂樁工法(Sand Compaction Pile)與礫石樁工法(Stone Column)等兩種,因成樁方式之不同, 對周圍地層產生三種作用,一為擠壓密實作用(砂質地層)或置換作用(黏質 地層),一為加勁補強作用,一為加速排水作用。茲分別說明兩種工法之施 工方式及適用範圍如下:

1. 振動擠壓砂樁工法

2.礫石樁工法

7.4.2 改良樁打設間距

振動擠壓砂樁工法與礫石樁工法之改良樁打設間距,可參考類似地層 過去成功改良之實際案例決定。

7.4.3 砂質複合地基之液化潛能

採用振動擠壓砂樁或礫石樁工法改良之複合地基,其抗液化之機制主 要有以下四個方面:(1)擠壓密實效果;(2)過壓密效應;(3)改良樁體之加勁 減震作用;(4)加速排水功效。設計時得綜合前述效應評估改良複合地基之 抗液化能力,並依「建築物基礎構造設計規範」之相關規定進行液化潛能與 損害評估。

7.5 動力夯實工法

7.5.1 工法原理

動力夯實工法 (Dynamic Compaction Method) 又稱動力壓密工法 (Dynamic Consolidation),於 1696 年由法國工程師 Louis Menard 開發成功, 台灣地區於 1993 年首度引入應用於台塑六輕工業區建廠工程。

7.5.2 改良深度與範圍

改良深度與範圍應視改良需求與地層條件,根據土壤力學之穩定安全 分析,並考慮適當之安全係數決定之,以能滿足設計需求之支承力與抗剪力, 且不使上部結構發生有害裂縫或影響其使用功能之變位為原則。

7.5.3 主錘擊之單擊能量

改良需求之單擊能量得根據待改良土壤種類與要求之改良深度,依下 式計算:

7.5.4 錘擊之平均夯擊能量

有些學者專家定義平均夯擊能量為單位面積夯擊能量,另有些學者專 家則定義平均夯擊能量為單位體積夯擊能量,係指施加於改良區內單位面 積或單位體積之總夯擊能量,依過去施工經驗顯示,當單擊能量能滿足改良 深度需求時,有效改良深度會在一定範圍內隨平均夯擊能量之增加而增大。 平均夯擊能量之選取不僅取決於地層種類,而且應能滿足有效改良深度之 要求,此外尚應根據改良目標值等綜合考量,並以現地模擬施工(試夯)確認。

7.5.5 主錘擊各階段之夯擊次數

主錘擊各階段之夯擊次數是動力夯實工法設計中的一個重要參數。同 一夯擊點之夯擊次數應根據現場模擬施工時量測得之夯擊次數與貫入量關 係曲線決定之,一般以使夯擊陷坑之壓縮量最大、陷坑周圍隆起量最小為決 定原則。

7.5.6 主錘擊之夯擊階段數

主錘擊所需之夯擊階段數得根據為達成改良目標值所需施加於改良土 體上之單位夯擊能量、單擊能量與各階段夯擊次數估算。

7.5.7 主錘擊之夯擊點配置

夯擊點配置是否合理與改良成效及施工費用有直接關係。

7.5.8 靜置時間

各夯擊階段間應有一定之時間間隔,以利地層中之超額孔隙水壓消散, 因此靜置時間取決於超額孔隙水壓消散所需之時間。

71

7.5.9 整平錘擊

動力夯實工法包含主錘擊與整平錘擊兩個施工程序,主錘擊施工完 成,並經檢驗證實土壤改良效果可達到改良需求後,即進行整平錘擊。

7.5.10 施工影響評估與防治

設計時應評估改良區外之鄰近地層可能受改良施工影響而產生地層沉 陷、隆起、側向移動、振動或強度減低等現象,並對鄰近地區之構造物,採 行適當之防護措施。針對施工可能對環境所造成之噪音及落塵等污染,亦應 詳加評估並採行必要之防治措施。

7.6其他改良方法

7.6.1 藥液灌注工法

一般所謂灌注工法係將凝固劑注入需要改良之地層土壤孔隙中使固結, 目的在增強地盤承載力強度或防止湧水及漏水。

7.6.2 表層加固法

於地層表面加入固化劑,經混合、夯壓、固化後形成較堅實表層,以增 加基礎承載力。此法主要適用於軟弱黏土、砂土及回填土。

7.6.3 深層攪拌法

利用深層攪拌機械將固化劑與土層混合、固化成堅硬柱體,與原地層共 成複合地基作用。此法主要適用於軟弱黏土。

7.6.4 高壓噴射法

利用高壓力噴射作用將液態固化劑與土層相混合,固化成堅硬柱體,與 原地層共成複合地基作用。此法主要適用於砂性土壤。

第六篇 水域設施

第六篇 水域設施

第一章 概說

水域設施之規劃應以船舶航行安全與靠泊及貨物裝卸便利為目標。除 地形、地質、氣象與船型等因素應予考量外,應充分考慮既有設施之現況, 並作適當周詳之配置。因此,對航道與泊地等外廓相關設施進行規劃設計 時,須考慮船舶航行及靠泊所需之水域面積,並應考量港內水域之靜穩度。 港灣構造物設計基準相關條文修訂

第二章 航道

2.1 規劃基本原則

於規劃設計航道時,應整體考量航行安全、操航便利、地形、氣象、 海象條件及相關設施等。

2.2 航道中心線

航道的中心線以接近直線為宜,當航道非直線而有彎曲時,其航道中 心線於轉彎處的角度應儘可能減小。

2.3 航道寬度

航道寬度之決定,應就計畫進港船型之特性(操航性能、船速及貨種等)、環境條件(風、海流、波浪、導航設施、底床特性、水深、航行量、邊 界地形等),作充份考慮。

單向或雙向航道寬度之規劃,應就岸邊淨距、基本航行寬度、船舶淨 距、操船特性、環境條件所需增加額外航行之寬度進行考量。

2.4 航道水深

航道水深採用與船席水深相同之規劃原則,但如波浪、風、潮流等特 強之航道,潮差極大之航道及超大型船航行之航道,應考慮下列因素加餘 裕水深。

- 因波浪作用之船身擺動。
- •船舶之前後吃水差 (Tirm)。
- •船舶之伏航 (Squat)。
- · 海底地質。
- 操船之難易。

2.5 航道長度

船舶進港時,為避免風與潮流之影響,必須保持某種程度以上之航速,

故自港口入口處至迴船池中心點之航道長度,其停船安全距離須考量船舶 剎車距離。

2.6 航道靜穩度

在進行航道的規劃及設計時,應考量於船舶航行、引水人登輪及使用 拖船時,均能提供足夠的靜穩度。

第六篇 水域设施 第三章 港區水域

第三章 港區水域

3.1 港口<新增>

港口方向之佈置應考量船舶操航之安全性及便利性,對風、波浪、潮流及沿岸漂沙等之影響須充分考慮。

3.2 錨泊區

錨泊區係提供船舶等待入港停靠碼頭前暫時下錨之區域,通常位於港 外區,且最好位於有自然遮蔽或防波堤保護之區域,並以位於港區鄰近區 域,及不影響主要航行區域為宜。

3.2.1 錨泊區位置考量因素<修訂>

- 設計船舶的尺寸大小和其特性。
- 船舶於錨泊區的停留時間。
- 設置位置附近的結構物和其可操作之空間。
- 錨泊區海洋環境條件和操作限制。
- 錨泊區內可提供的錨泊固定點數量。
- · 錨泊區之物理特性,特別是海底地形和水深及船錨固定於底床的維持能力。
- · 錨泊區之地質不宜太硬,以利船錨拋放。

3.2.2 錨泊區水深及半徑

錨泊區水深以不超過 50~60m,且地質不宜過硬,以利船錨拋放。一般船舶之停泊方式及所需要之錨泊區半徑如表 C3-1 所列。

3.3 浮筒繫泊水域<修訂>

以浮筒繫泊時,須使船舶能安全停泊或在靠泊時沒有障礙之寬度,但 在潮差大時,由於浮筒之水平移動量很大,應予以考慮適度加大。

3.4 迴船池

迴船池係供船舶調頭迴旋之用,迴船池應設置於在港域之中心區,其 大小需視船長、流速、風向、船速、波浪、是否運載危險貨品、有無拖船 協助及船舶機動性而定。

迴船池愈大,船舶操航愈容易,在短時間內即可調整船向,船舶如使 用拖船協助或船艏裝有側向推進器(Bow thruster)裝置,則迴船池可考慮酌予 減小,惟迴船池大小尚應考量對港域船舶進出能量之影響。

3.5 碼頭繫泊及解纜水域

航道與碼頭間供船舶泊靠所需水面稱為繫泊及解纜水域,航道與碼頭 間距離之決定,必須考慮船舶是順靠或逆靠,使用拖船與否以及風與潮流 等影響,以對船舶之繫泊及解纜之作業不致發生困難為基本原則。

裝載油類等危險品之船舶,其停泊所需面積必須較上列者加大。

3.6 泊渠

在兩突堤間的水面稱為泊渠,泊渠之寬度應考慮靠泊船型大小及船舶 是否在泊渠內進行調頭決定之。

3.7 泊地水深<修訂>

泊地水深適當深度係指以最低低潮位為水準零點(築港高程)下,以計畫 船型滿載吃水深再加上滿載吃水深之 10%為標準。但是以渡輪為主之泊 地,在裝卸中船艏艉吃水深會變動,應予以適度加深。

3.8 泊地靜穩度

泊地需能提供充分靜穩之水域空間供船舶使用。為確保達到足夠之靜 穩度,應適當規劃防波堤之配置、長度及頂高,以減少繞射波、反射波及 越波之發生。

78

第四章 小型船渠

小型船渠為使小型船舶停泊安全,必須確保平靜廣闊之水面及充分之 水深。如果是提供拖船及交通船停泊之船渠,應儘量靠近陸上交通方便之 區位。

小型船渠之面積,須按容納船舶之數量、航道及迴船池等所需面積決定之。此外須估計臨時避難船舶之數量,酌予加大。

小型船舶靠泊時需預留足夠之餘裕寬度,以維船舶靠泊安全,避免事 故發生。 港灣構造物設計規範相關條文修訂

第一篇 總則 (解說)

第一篇總則

第一章 一般說明

本基準適用於商港管轄內港灣構造物建造及維護管理作業,其它商港 管轄外(如漁港、遊艇港或海岸構造物等),因其重要性及使用需求不同,除 可參考本基準所列之原則與重點使用外,另應需考慮其特性,採取適當之方 法。

本基準研訂之目的,係訂定港灣工程之設計基準及程序,作為規劃設計 及施工單位之參考,以及有關單位審核之依據。

本基準,雖已於可能之範圍內考慮各種設計條件,但尚不能完全制訂包 含所有設計條件之基準,故本基準僅能制訂一般條件之基準,因此設計者於 進行設計時,須予以充分了解基準之內容及構造物設計條件,詳加檢討後再 行設計。

第二章 國際單位系統(SI)

SI (System International Unit)制度為國際通用的單位制度,為使國內港 灣設計工作可與國際接軌,故提供本基準採用之計量單位與 SI 制之換算方 式供設計者參考。 港灣構造物設計基準相關條文修訂

第三章 生命週期之管理原則<新增>

依ASTM E833-97b(Standard Terminology of Building Economics)之定義, 生命週期為整個分析投資期間的時間,即為該設施由計畫、建設到拆除的時 間。以港灣設施等公共建設的生命週期共可以分成:可行性評估、規劃、初 步設計、細部設計、招標發包、建造、驗收、移交、營運、維護、拆除/重 建階段共十一個階段,如圖 C3-1 所示。如前述進行港灣設施生命週期管理 時,除設計者應在規劃設計階段考量施工可行性及維管便利性外,亦需施工 及維護管理者在後續階段投入方可達成。



圖 C3-1 一般性公共建設生命週期定義圖

C3.1 設施的設計原則

C3.1.1 設計使用年限

- 決定設計使用年限時,需充分考慮設施目的、鄰近空間的使用條件,如其 他設施,還有設計使用年限對作用力的設定及受環境影響的材料選擇等的 影響也要考慮進去。
- 2.設計使用年限的分類,如表 C3-1 所列[ISO 2394 (1998)],港灣設施的標準 設計使用年限一般將依表中第3類,即50年。

分類	預期設計使用年限 (年)	範例
1	1-5	臨時結構物
2	25	可更換結構構件如橋台樑和軸承
3	50	房屋建築和其他公共結構物、不屬下述結構物
4	100 或以上	紀念性建築物、特別或重要結構物、大型橋梁

表 C3-1 ISO 2394 (1998) 設計使用年限分類

C3.1.2 氟候變遷影響

設計應考量氣候變遷可能造成之海平面上升、設計波高及週期增加等, 相關研究可參考國際航路協會 PIANC 環境委員會(EnviCom)2008 年"Waterborne transport, ports and waterways: A review of climate change drivers, impacts, responses and mitigation"。

C3.2 設施的施工原則

C3.2.1 施工計畫概要

1.需準備一套施工計畫、順利及安全的執行施工。

2. 當施工進度或工地情況改變,施工或改善設施者一般需要修改施工計畫。

C3.2.2 施工方法概要

1.施工或改善設施者研擬施工方法時需考慮各種相關條件。

C3.2.3 施工管理概要

1.施工時須按下列規定妥善做好監造工作:

- (1)管理項目、管理內容、管理方法、品質標準、量測頻率、和量測結果的 分析方法等必須規範在材料和構件中,而材料和構件的品質標準也必須保證。
- (2)量測項目、量測方法、量測密度、量測單位、量測結果的分析方法,和 容許範圍等必須規範在設施形狀尺寸中,而且設施要求形狀尺寸必須 保證。
- 2.除上述外,尚需監督施工進度及工期管理。

3.從施工管理所獲得之量測記錄宜留供將來供設施維護管理工作之用。

C3.2.4 施工安全管理概要

施工時應依勞安規定嚴格執行施工安全管理,並竭力防止施工意外及災難的發生。

1.在施工條件及施工方法之下,確保安全的措施。

2. 確保對異常現象的安全的措施。

3.除上述外,其他防止意外及災難發生的措施。

4.必要時需施作臨時工程以防止施工中的結構體失去穩定。

C3.3 設施之維護管理原則

維護管理可參考「港灣設施維護管理計畫制定指南」、「港灣設施維護管理計畫制定範例彙編」及「港灣設施巡檢診斷指南與實施要領彙編」辦理。

- 因為港灣設施一般處在惡劣自然環境中,導致材料劣化、構件損壞、基礎 沖刷、沉陷、淤積等常導致設施在設計使用年限內即性能下降。因此需要 妥善的維護以防止設施在設計使用年限內無法滿足性能要求,故須建立一 套有效且精確的維護管理計畫。
- 2. 一套合適的維護管理計畫及準則必須考慮構造物形式、構件的結構特性、 材料種類及品質、其四周的自然環境、使用狀況、未來計畫、設計使用年 限、重要性、替代設施、和檢測、診斷分析及維護工作的困難度等。
- 3.維護工作是一序列的程序去精確地掌握設施的變形,如隨時間的老劣化和 損壞,和適當的檢測及診斷,經綜合評估其結果,然後採取適當的措施, 如必要的維修工作。

在此「損壞」是指構造物或構件有意想不到的變形,這是遭到偶發作用力 過度的作用所造成,如地震與颱風。而「老劣化」意旨材料的品質及特性 緩慢的變化,這是由於長時間受環境因素的影響所造成。此損壞及老劣化, 包括構造物及其構件的位移及變形等統稱為構造物和構件的變形。

4.維護工作需要有計劃的和適當的檢測和診斷、綜合的評估、和維修工作的執行等。維護的基本概念和檢測及診斷的方法、細節、時程、頻率、和程序等必須規範在事先準備的維護管理計畫書內。

為了要恢復構造物及構件的性能使其不再下降,維護工作所需要之綜合評估的結果,不只要包括硬體方面的措施,如維修和補強工作,也包括軟體措施,如臨時停止使用、使用限制、載重限制等以確保安全。

5.港灣設施不只包括構造物,如防護設施、繫泊設施等,也包括機具如貨物 裝卸設施、上下旅客設施等,這些機具的維護工作也包括按其特性妥善的 使用及操作。其使用也需事先規範,包括實際安全措施、責任、操作規則 等。這是為了有效保護操作手和一般大眾,不只在平時,也在惡劣天候時, 同時也是要避免與其他港灣設施造成整體性操作的困難,如碼頭上的裝卸 設備。

第二篇 設計條件 (解說)

第二篇 設計條件

第一章 通 則

C1.1 設計條件

因設計條件對構造物之安全、功能、經濟性及港灣未來發展空間等有重 要之影響,故須慎重為之。設計條件係依調查及試驗結果決定,因此為決定 適宜之設計條件,設計前須作充份之調查及試驗,並應充份了解調查及試驗 方法與其結果。此外,為決定設計條件,必要時應進行相關研究。

C1.2 影響設計因素<修訂>

1. 構造物功能

由於構造物之功能,不一定僅為一項,因此須考量其個別之功能得以 充分發揮。

2. 構造物重要性

考量構造物之安全性及經濟性所進行之合理設計,須考量構造物之重 要性。

構造物重要性所影響之設計條件,包括自然條件、使用年限、載重、 安全係數等。

於研判構造物重要性時,須考慮下列事項:

- 材料之耐久性
- 構造物之可替代性
- 構造物之興建費用及維護費用
- 構造物破壞後,對生命、財產之影響
- 構造物破壞後,對其他構造物之影響
- 構造物破壞後,對社會經濟之影響
- 構造物破壞後,對環境生態之影響

3. 使用年限

於進行構造物設計時,應考量構造物之使用年限,選擇與使用年限匹 配之結構型式及材料。

構造物使用年限,應檢討下列事項後決定之。

- 構造物之功能
- 從經濟觀點檢討構造物
- 從社會計畫觀點檢討構造物
- 構造物之物理特性(如材料之耐久性、鋼料鏽蝕…等)

一般港灣永久構造物之使用年限為 50 年。

4. 自然條件

就自然條件而言,不僅須考量對構造物設計有直接影響之風、波浪、 地震、地形、地質條件…等,亦須考量水質、底質、生物、空氣品質…等。 5. 景觀

設計時應考慮港灣構造物外型及型式、顏色、質感與周圍環境之調合。 6. 安全係數

安全係數為表示構造物安全性之指標,就現狀而言,亦可視為彌補設 計上各種不明確因素之係數。

由於對構造物之抵抗力、估算作用於構造物之外力及載重等各種因素 本身,及因定量上無法完全了解各因素間之關係,故目前尚須採用經驗性 之安全係數。

於設計條件相同時,個別設計條件之變動值越大、調查試驗之精度越 差、設計公式之精度越差、構造物之使用年限越長,且構造物之重要性越 高,則安全係數會越大。因此,嚴格而言,安全係數應依各種條件決定較 為適宜。但依個別條件予以決定,有導致研判錯誤之虞,況且效率亦不佳。 鑒此,本基準在標準條件下,規定經驗上認為充份安全之安全係數。然視 構造物個別設計條件,可降低本基準中所規定之安全係數,於此狀況,須 依據充份之理由,經慎重判斷後決定之,不可輕率地降低安全係數。

7. 施工方法

為使設計合理化,於設計時即須考量施工方法及施工流程,並評估其 可行性,更進一步,亦須考量施工對環境之影響。

88
8. 施工精度

於設計時,應依實際狀況,考量合理之施工精度。 9. 工期

於研擬工期時,務使工程於所定工期內得以完工,故於設計時,須與 施工方法一併考量。

工期一般可視材料取得難易、施工設備、施工難易度、施工程序,需要使用該構造物之時間,及自然條件等而定。

10.工程費及維護費

於設計時,應比較工程費及維護費間之關係,於安全之前提下,設計 最經濟之結構斷面。

11.波浪遭遇機率

於設計時,應考量港灣構造物在不同耐用年限及不同迴歸期外力作用 下之可能破壞遭遇機率,其計算公式如下,不同狀況之計算結果詳表 C1-1所示。

$$E_1 = 1 - (1 - \frac{1}{\overline{T_1}})^{L_1}$$

其中 *E*₁:遭遇機率

- $\overline{T_1}$:迴歸期
- (1)港灣構造物設計波浪之迴歸期均採50年。
- (2)施工期間設計波高迴歸期之標準,可依構造物之不同類型、重要性及施工期長短,以5~10年為原則。

$\overline{T_1}$ L_l	5	10	15	20	25	30	40	50	60
1	0.200	0.100	0.067	0.050	0.040	0.033	0.025	0.020	0.017
2	0.360	0.190	0.129	0.098	0.078	0.066	0.049	0.040	0.033
3	0.488	0.271	0.187	0.143	0.115	0.097	0.073	0.059	0.049
4	0.590	0.344	0.241	0.185	0.151	0.127	0.096	0.078	0.065
5	0.672	0.410	0.292	0.226	0.185	0.156	0.119	0.096	0.081
6	0.738	0.469	0.339	0.265	0.217	0.184	0.141	0.114	0.096
7	0.790	0.522	0.383	0.302	0.249	0.211	0.162	0.132	0.111
8	0.832	0.570	0.424	0.337	0.279	0.238	0.183	0.149	0.126
9	0.866	0.613	0.463	0.370	0.307	0.263	0.204	0.166	0.140
10	0.893	0.651	0.498	0.401	0.335	0.288	0.224	0.183	0.155
12	0.931	0.718	0.563	0.460	0.387	0.334	0.262	0.215	0.183
14	0.956	0.771	0.619	0.512	0.435	0.378	0.298	0.246	0.210
16	0.972	0.815	0.668	0.560	0.480	0.419	0.333	0.276	0.236
18	0.982	0.850	0.711	0.603	0.520	0.457	0.366	0.305	0.261
20	0.988	0.878	0.748	0.642	0.558	0.492	0.397	0.332	0.285
25	0.996	0.928	0.822	0.723	0.640	0.572	0.469	0.397	0.343
30	0.999	0.958	0.874	0.785	0.706	0.638	0.532	0.455	0.396
35	0.999	0.975	0.911	0.834	0.760	0.695	0.588	0.507	0.445
40	0.999	0.985	0.937	0.871	0.805	0.742	0.637	0.554	0.489
45	0.999	0.991	0.955	0.901	0.841	0.782	0.680	0.597	0.531
50	0.999	0.995	0.968	0.923	0.870	0.816	0.718	0.636	0.568

表 C1-1 不同耐用年限 L 及迴歸期 T_1 之遭遇機率 E_1

$\overline{T_1}$ L_1	80	100	120	160	200	250	300	400	500
1	0.012	0.010	0.008	0.006	0.005	0.004	0.003	0.002	0.002
2	0.025	0.020	0.017	0.012	0.010	0.008	0.007	0.005	0.004
3	0.037	0.030	0.025	0.019	0.015	0.012	0.010	0.007	0.006
4	0.049	0.039	0.033	0.025	0.020	0.016	0.013	0.010	0.008
5	0.061	0.049	0.041	0.031	0.025	0.020	0.017	0.012	0.010
6	0.073	0.059	0.049	0.037	0.030	0.024	0.020	0.015	0.012
7	0.084	0.068	0.057	0.043	0.034	0.028	0.023	0.017	0.014
8	0.096	0.077	0.065	0.049	0.039	0.032	0.026	0.020	0.016
9	0.107	0.086	0.073	0.055	0.044	0.035	0.030	0.022	0.018
10	0.118	0.096	0.080	0.061	0.049	0.039	0.033	0.025	0.020
12	0.140	0.114	0.096	0.072	0.058	0.047	0.039	0.030	0.024
14	0.161	0.131	0.111	0.084	0.068	0.055	0.046	0.034	0.028
16	0.182	0.149	0.125	0.095	0.077	0.062	0.052	0.039	0.032
18	0.203	0.165	0.140	0.107	0.086	0.070	0.058	0.044	0.035
20	0.222	0.182	0.154	0.118	0.095	0.077	0.065	0.049	0.039
25	0.270	0.222	0.189	0.145	0.118	0.095	0.080	0.061	0.049
30	0.314	0.260	0.222	0.171	0.140	0.113	0.095	0.072	0.058
35	0.356	0.297	0.254	0.197	0.161	0.131	0.110	0.084	0.068
40	0.395	0.331	0.284	0.222	0.182	0.148	0.125	0.095	0.077
45	0.432	0.364	0.314	0.246	0.202	0.165	0.140	0.107	0.086
50	0.467	0.395	0.342	0.269	0.222	0.182	0.154	0.118	0.095

表 C1-1 不同耐用年限L及迴歸期 T_1 之遭遇機率 E_1 (續)

港灣構造物設計基準相關條文修訂

第二章 船舶

符號說明

- Aw:水面上船體正面投影面積,m²
- a: 風力作用點與船首之距離, m
- Bw:水面上船體側面投影面積,m², 見C2.2.3節
- B:船寬,m,見C2.2.2節
- B_C : 吃水線下之船體側面投影面積, m², 見 C2.2.3 節
- Cw: 風力係數, C2.2.3 節
- C:流壓係數,參考圖 C2-4,見 C2.2.3 節
- *C*_b : 塊體係數 (block coefficient)
- *C*_c:船席組構係數(以 1.0 為標準)
- Ce:偏心係數
- Cm: 附加質量係數
- *C*_s:船舶柔性係數(以 1.0 為標準)
- DT:船舶满載時的排水量,t
- DWT:船舶載重噸或重量噸,DWT
 - d:吃水,m
 - *E*f:船舶靠岸能量,tf-m(KJ=kN-m)
 - GT:船舶總噸數,GT
 - g:重力加速度,m/s²
 - L:船長,m
 - ℓ:船舶靠岸點與船舶重心平行岸壁之距離,m
 - ρ_a :空氣密度, t/m³
 - M_s :船舶的質量,t
 - Mw:船舶周邊水團附加質量

R:作用風力,kgf(kN),見 C2.2.3節
R_f:平行船舶方向水流力,tf(kN),見 C2.2.3節
R_f: 垂直船泊方向水流力,tf(kN),見 C2.2.3節
r:通過船舶重心垂線之水平迴轉半徑(轉動半徑),m
S:船舶浸水面積,m²
U:風速,m/s,最大 10 分鐘平均風速
V:船舶靠岸速度,m/s,見 C2.2.2節
V:水流流速,m/s,見 C2.2.3節
W_a:空氣單位重,kgf/m³
W_s:船舶排水量,tf

- heta:風向與船體中心線之夾角,度
- ρ_0 :海水密度, t/m³
- ♦:風力作用方向,度
- ▽:船舶排水體積,m³

C2.1 計畫船舶<修訂>

一般狀況「計畫船舶」可以未來容許進港之最大進港船舶取代,此時通 常改以最大計畫進港船舶稱呼之,而該狀況係指該船舶於進港船舶間同時 具有船長、船寬與滿載吃水等尺寸之最大值。因此,當進港船舶固定或明確 時,可以最大船舶尺寸作為「計畫船舶」之尺寸;惟當進港船舶仍未明確(如 以公用為目的之港埠)時,設計者則可依計畫執行之需求,改以統計方式進 行適切之設定。如「計畫船舶」無法採單一最大計畫進港船舶予以設定時, 可再視需求配合主要進港船種進行個別「計畫船舶」的設定。當進港船舶仍 未明確時,「計畫船舶」尺寸亦可參考表 C2-1~表 C2-10 所列成果。惟表 C2-1~表 C2-10 中數值係統計而得,該值為各船種於不同船噸下,船舶尺寸分 佈之累積機率達 75%所對應數值,因此部份船舶尺寸或有大於或小於該值 之可能性。

主要船舶尺寸之標示說明,如圖 C2-1 所示;而表 C2-1~表 C2-10 所示 之各項船噸名稱則說明如下。

94

1. 總噸(GT)

總噸係以船舶內部容積為基礎,採每100ft³體積一噸方式計算船舶的 總噸位,用以代表商船的大小,常作為船舶進出港的統計基準。

2. 排水噸(DT)

吃水時之船舶全重量(包括裝載物)。在海水中滿載吃水狀況之重量為 滿載排水量。船殼重量及輪機重量之和稱為輕載重量。軍艦噸位常以排水 噸表示。

3. 重量噸(DWT)

重量噸相當於滿載排水量減去輕載排水量,表示船舶裝載貨物、燃油、 水及其他裝載貨物之總重量,既該船舶所能提供之載貨重量。

4. 重量噸(DWT)與總噸(GT)之關係<修訂>

為使表 C2-1 所示之船舶重量噸(DWT)與總噸(GT) 的運用更具一致性,茲將各船種之重量噸(DWT)與總噸(GT)估算關係,列示如下。

種	類	回歸式	決定係數 R ²	標準偏差(t)
貨輪 (General cargo ship)		GT = 0.529DWT	0.988	2,202
貨 (Conta	'櫃輪 ainer ship)	GT = 0.882DWT	0.971	3,735
; (T	由輪 anker)	GT = 0.535DWT	0.992	4,276
駛上駛 下輪	康上駛 10,000GT 戊 以上 以上	GT = 1.780DWT	0.752	7,262
(RORO ship)	10,000GT (含)以下	GT = 1.409DWT	0.825	1,528
汽車輪	5,000GT 以上	GT = 2.721DWT	0.826	7,655
(Pure car carrier)	5,000GT (含)以下	GT = 1.241DWT	0.781	676
液化 (LNC	5瓦斯船 G carrier)	GT = 1.370DWT	0.819	12,439
客輪 (Passenger ship)		GT = 8.939DWT	0.862	12,285
		GT = 2.146DWT	0.833	1,251

資料來源: 日本國土交通省港灣局,港灣の施設の技術上の基準•同解說,2007年,使用時應查 明該引用資料是否有更新。



圖 C2-1 船舶之主要尺寸

種類	噸數	全長	垂線間長	船寬	满载吃水
作主大只	(GT)	(m)	$L_{pp}(m)$	(m)	(m)
	3,000	97	88	16.5	4.3
	5,000	115	104	18.6	5.0
	10,000	146	131	21.8	6.4
客	20,000	186	165	25.7	7.8
	30,000	214	189	28.2	7.8
	50,000	255	224	32.3	7.8
	70,000	286	250	32.3	8.1
	100,000	324	281	32.3	8.1
輪	120,000	310.3	293.6	37.1	8.5
	140,000	331.7	300.7	38.6	8.7
	160,000	338.9	303.8	41.4	9.0
	220,000	362.1	330.7	47.0	9.3

表 C2-1 大型船舶主要尺寸參考表(客輪)

註:1.資料來源主要參考自日本國土交通省港灣局,港灣の施設の技術上の基準•同解說,2007年。

2.120,000GT 以上之資料來源參考自 Clarkson Research Services Limited, Clarksons Ship Register, 2018 年6月。以該船種之各船頓下,船舶尺寸累積機率達75%所對應之數值。

括版	噸數	全長	垂線間長	船寬	满载吃水
化生天风	(GT)	(m)	$L_{pp}(m)$	(m)	(m)
	400	56	47	11.6	2.8
	700	70	60	13.2	3.2
輪	1,000	80	71	14.4	3.5
、	3,000	124	116	18.6	4.6
没	70,000	141	130	22.7	5.7
輪	10,000	166	155	24.6	6.2
1 10	13,000	194	179	26.2	6.7
	15,000	150.6	146.2	23.9	5.8

表 C2-2 大型船舶主要尺寸參考表(輪渡輪)

註:1.資料來源主要參考自日本國土交通省港灣局,港灣の施設の技術上の基準•同解說,2007年。輪渡 輪係採航距300公里以下之船舶尺寸。

2.15,000GT以上之資料來源參考自 Clarkson Research Services Limited, Clarksons Ship Register, 2018 年6月。以該船種之各船噸下,船舶尺寸累積機率達 75%所對應之數值。

括版	噸數	全長	垂線間長	船寬	满载吃水
性积	(DWT)	(m)	$L_{pp}(m)$	(m)	(m)
	1,000	67	61	10.7	3.8
	2,000	82	75	13.1	4.8
	3,000	92	85	14.7	5.5
	5,000	107	99	17.0	6.4
	10,000	132	123	20.7	8.1
皆	12,000	139	130	21.8	8.6
~	18,000	156	147	24.4	9.8
	30,000	182	171	28.3	10.5
	40,000	198	187	30.7	11.5
	55,000	217	206	32.3	12.8
	70,000	233	222	32.3	13.8
	90,000	251	239	38.7	15.0
	120,000	274	261	42.0	16.5
輪	150,000	292	279	44.7	17.7
	200,000	295.0	283.5	45.0	18.2
	250,000	330.0	316.1	58.0	19.8
	300,000	331.0	319.1	58.0	22.1
	350,000	340.5	325.8	60.9	21.5
	400,000	362.0	353.0	65.0	23.0

表 C2-3 大型船舶主要尺寸參考表(貨輪)

註:1.資料來源主要參考自日本國土交通省港灣局,港灣の施設の技術上の基準•同解說,2007年。 2.200,000DWT以上之資料來源參考自 Clarkson Research Services Limited, Clarksons Ship Register, 2018年6月。以該船種之各船噸下,船舶尺寸累積機率達75%所對應之數值。

括版	噸數	全長	垂線間長	船寬	满载吃水
性积	(DWT)	(m)	$L_{pp}(m)$	(m)	(m)
	10,000	139	129	22.0	7.9
	20,000	177	165	27.1	9.9
	30,000	203	191	30.6	11.2
作貝	40,000	241	226	32.3	12.1
	50,000	274	258	32.3	12.7
挭	60,000	294	279	35.9	13.4
们且	100,000	350	335	42.8	14.7
	120,000	337.0	323.2	48.2	15.0
輪	140,000	366.5	350.0	50.6	15.8
	160,000	368.5	352.0	51.2	15.8
	180,000	399.6	383.0	58.6	16.0
	200,000	400.0	383.0	59.0	16.0

表 C2-4 大型船舶主要尺寸參考表(貨櫃輪)

註:1.資料來源主要參考自日本國土交通省港灣局,港灣の施設の技術上の基準•同解說,2007年。 2.120,000DWT以上之資料來源參考自 Clarkson Research Services Limited, Clarksons Ship Register, 2018年6月。以該船種之各船噸下,船舶尺寸累積機率達75%所對應之數值。

任拓	噸數	全長	垂線間長	船寬	满載吃水
作里 尖貝	(DWT)	(m)	$L_{pp}(m)$	(m)	(m)
	1,000	63	57	11.0	4.0
	2,000	77	72	13.2	4.9
	3,000	86	82	14.7	5.5
2L	5,000	100	97	16.7	6.4
油	10,000	139	131	20.6	7.6
	15,000	154	146	23.4	8.6
	20,000	166	157	25.6	9.3
	30,000	184	175	29.1	10.4
	50,000	209	199	34.3	12.0
	70,000	228	217	38.1	12.9
志	90,000	243	232	41.3	14.2
輪	100,000	250	238	42.7	14.8
	150,000	277	265	48.6	17.2
	300,000	334	321	59.4	22.4
	320,000	333.1	322.0	60.0	22.5

表 C2-5 大型船舶主要尺寸參考表(油輪)

註:1.資料來源主要參考自日本國土交通省港灣局,港灣の施設の技術上の基準•同解說,2007年。 2.320,000DWT以上之資料來源參考自 Clarkson Research Services Limited, Clarksons Ship Register, 2018年6月。以該船種之各船噸下,船舶尺寸累積機率達75%所對應之數值。

第二篇 設計條件 第二章 船舶

種類	噸數	全長	垂線間長	船寬	满载吃水
7主 大大	(GT)	(m)	$L_{pp}(m)$	(m)	(m)
	3,000	112	103	18.2	5.5
	5,000	130	119	20.6	6.2
汽	12,000	135	123	21.8	6.8
	20,000	158	150	24.4	7.9
車	30,000	179	175	26.7	8.8
	40,000	185	175	31.9	9.3
輪	60,000	203	194	32.3	10.4
	70,000	230.0	222.4	35.4	11.0
	80,000	200.0	196.0	38.0	10.3

表 C2-6 大型船舶主要尺寸參考表(汽車輪)

註:1.資料來源主要參考自日本國土交通省港灣局,港灣の施設の技術上の基準•同解說,2007年。
 2.70,000GT 以上之資料來源參考自 Clarkson Research Services Limited, Clarksons Ship Register,2018
 年6月。以該船種之各船噸下,船舶尺寸累積機率達 75%所對應之數值。

種類	噸數 (GT)	全長 (m)	垂線間長 L _{pp} (m)	船寬 (m)	滿載吃水 (m)
	3,000	98	92	16.1	6.3
液	5,000	116	109	18.6	7.3
化	10,000	144	136	22.7	8.9
石油	20,000	179	170	27.7	10.8
氣	30,000	204	193	31.1	12.1
船	40,000	223	212	33.8	13.1
	50,000	240	228	36.0	14.0

表 C2-7 大型船舶主要尺寸參考表(液化石油氣船)

註:1.資料來源主要參考自日本國土交通省港灣局,港灣の施設の技術上の基準・同解說,2007年。

種類	噸數 (GT)	全長 (m)	垂線間長 L _{pp} (m)	船寬 (m)	滿載吃水 (m)
	20,000	174	164	27.8	8.4
4	30,000	199	188	31.4	9.2
液 化	50,000	235	223	36.7	10.4
天	80,000	274	260	42.4	11.5
然	100,000	294	281	45.4	12.1
氣船	120,000	294.9	283.0	48.3	12.5
	140,000	315.0	303.0	50.0	13.6
	160,000	345.3	332.0	54.4	12.8

表 C2-8 大型船舶主要尺寸參考表(液化天然氣船)

註:1.資料來源主要參考自日本國土交通省港灣局,港灣の施設の技術上の基準•同解說,2007年。 2.120,000GT以上之資料來源參考自 Clarkson Research Services Limited, Clarksons Ship Register,2018 年6月。以該船種之各船噸下,船舶尺寸累積機率達75%所對應之數值。

r	1) F	- 1/ PB F	1	
種類	噸數	全長	亚绿间长	船筧	滿載吃水
1生天天	(GT)	(m)	$L_{pp}(m)$	(m)	(m)
	3,000	120	110	18.9	5.8
畤	5,000	140	130	21.4	6.5
F	10,000	172	162	25.3	7.7
노	20,000	189	174	28.0	8.7
歌	40,000	194	174	32.3	9.7
	60,000	208	189	32.3	9.7
輪	70,000	244.4	230.3	36.2	11.8
	80,000	296.0	286.9	37.6	12.3

表 C2-9 大型船舶主要尺寸參考表(駛上駛下輪)

註:1.資料來源主要參考自日本國土交通省港灣局,港灣の施設の技術上の基準•同解說,2007年。 2.70,000GT 以上之資料來源參考自 Clarkson Research Services Limited, Clarksons Ship Register,2018 年6月。以該船種之各船噸下,船舶尺寸累積機率達75%所對應之數值。

第二篇 設計條件 第二章 船舶

DWT	TEU
10,000	500~890
20,000	1,300~1,600
30,000	2,000~2,400
40,000	2,800~3,200
50,000	3,500~3,900
60,000	4,300~4,700
100,000	7,300~7,700
120,000	8,500~13,000
140,000	10,500~14,500
160,000	13,000~17,500
180,000	16,000~19,000
200,000	18,500~21,500

表 C2-10 貨櫃輪可裝櫃數對應參考表

註:1.資料來源主要參考自日本國土交通省港灣局,港灣の施設の技術上の基準•同解說,2007年7月。 2.120,000DWT 以上之資料來源參考自 Clarkson Research Services Limited, Clarksons Ship Register, 2018年6月。以各船頓下之 TEU 數參考值。

種	西數	全長	船寬	满载吃水	種	西數	全長	船寬	满载吃水
類	"快数	(m)	(m)	(m)	類	快致	(m)	(m)	(m)
	(DWT)					(GT)			
貨	300	42.0	8.1	3.2	渡	300	45.5	10.5	2.6
船	600	54.3	9.4	3.6	輪	500	56.1	12.3	3.0
						900	71.3	14.0	3.5
	(DWT)				土	(DWT)			
油	200	31.2	6.5	2.5	砂	200	34.5	8.6	2.7
駁	400	41.4	7.8	3.1	運	300	38.2	9.4	3.0
船	600	48.9	8.6	3.5	搬	500	47.1	10.2	3.6
					船				
	(GT)					(GT)			
客	100	31.7	6.8	1.8	拖	100	26.1	7.6	2.5
輪	300	39.2	8.0	2.2	船	200	33.5	9.0	3.1
	500	49.6	9.9	2.5		300	38.7	10.0	3.5

表 C2-11 小型船舶尺寸參考表

為符合貨櫃輪、液化瓦斯船之一般船舶裝載能力使用單位,表 C2-12、表 C2-13 分別為貨櫃輪、液化天然氣船各以 TEU、方數(m³)表列主要尺寸。

101

括版	TEU 數	全長	垂線間長	船寬	满载吃水
性积	(TEU)	(m)	$L_{pp}(m)$	(m)	(m)
	1,000	154.0	142.4	23.4	8.7
	2,000	193.9	169.3	27.9	10.9
	3,000	222.5	212.0	32.2	12.0
化	4,000	264.0	248.0	32.3	12.6
貝	5,000	294.1	283.6	32.3	13.5
	6,000	293.2	276.8	40.0	14.0
	7,000	304.1	292.0	40.0	14.5
	8,000	334.8	319.0	45.6	14.6
	9,000	335.0	320.1	45.2	14.6
捶	10,000	347.0	334.0	45.6	15.0
们且	11,000	363.0	351.1	45.6	15.5
	12,000	364.1	349.8	48.3	15.0
	13,000	366.5	350.0	51.2	15.5
	14,000	368.0	350.0	51.2	16.0
	15,000	368.5	353.0	53.5	15.5
志人	16,000	399.0	383.0	54.6	16.0
牁	18,000	399.9	376.2	59.0	16.0
	19,000	400.0	386.3	58.8	16.0
	20,000	400.0	384.4	58.8	16.0
	21,000	399.9	383.0	58.8	16.5

表 C2-12 大型船舶主要尺寸參考表(貨櫃輪,依 TEU)

註:1.資料來源參考自 Clarkson Research Services Limited, Clarksons Ship Register, 2018年6月。以該船 種之各船 TEU 數下,船舶尺寸累積機率達 75%所對應之數值。

任业石	方數	全長	垂線間長	船寬	满載吃水
種類	(m ³)	(m)	$L_{pp}(m)$	(m)	(m)
	20,000	180.3	170.8	26.6	9.4
	80,000	239.0	226.0	40.0	11.0
	130,000	285.3	273.4	47.2	11.7
液	140,000	290.0	276.0	46.0	12.1
化天然氣船	150,000	289.5	277.0	48.9	12.5
	160,000	289.8	278.1	45.6	12.5
	170,000	294.9	283.5	46.4	12.5
	180,000	299.9	286.4	48.9	12.7
	210,000	315.0	303.0	50.0	13.6
	220,000	315.2	303.0	50.0	12.5
	270,000	345.3	332.0	54.4	12.8

表 C2-13 大型船舶主要尺寸參考表(液化天然氣船,依方數)

註:1. 資料來源參考自 Clarkson Research Services Limited, Clarksons Ship Register, 2018年6月。以該船 種之各船方數下,船舶尺寸累積機率達 75%所對應之數值。

C2.2 船舶所產生之外力

C2.2.1 一般說明

船舶於靠岸或繫泊時,作用於繫泊設施之外力為下列二項。1.船舶靠岸所產生之衝擊作用力。

2. 船舶繫泊時,船舶因風、波、水流作用搖動所產生之作用力。

船舶靠岸時,作用於繫泊設施之衝擊作用力,依船舶靠岸能量及防舷材 變形復元特性計算為原則。

繫泊中船舶因搖動所產生之拉力及衝擊力,依作用於船舶之波力、風力、 水流力,及繫泊設施之特性等,進行搖動計算為原則。

C2.2.2 船舶靠岸所產生之衝擊作用力<修訂>

1. 船舶靠岸能量 Ef

船舶靠岸能量,即船舶靠岸所產生之衝擊作用力,依下式計算之。

$$E_{f} = \left(\frac{W_{s} \cdot V^{2}}{2g}\right) \cdot C_{e}C_{m}C_{s}C_{c} \quad E_{f} = \left(\frac{M_{s} \cdot V^{2}}{2}\right) \cdot C_{e}C_{m}C_{s}C_{c} \quad (C2.2.1)$$

式中 E_f :船舶靠岸能量(tf-m)(KJ=kN-m)

- Ws:船舶排水量(tf)
- *Ms*:船舶的質量(t)
 - *g*:重力加速度(m/s²)
 - V:船舶靠岸速度(m/s)
- Ce:偏心係數
- C_m:附加質量係數
- *C*_s:船舶柔性係數(以 1.0 為標準)
- Cc:船席組構係數(以 1.0 為標準)
- 2. 船舶質量

船舶質量(Ms=Ws/g)相當於船舶排水量(DT),其與船舶之重量噸 (DWT)或總噸(GT)間之關係,可依下式估算之。

貨輪	DT = 1.174 DWT
貨櫃輪	DT = 1.385 DWT

渡輪	$DT = 1.279 \ GT$	
駛上駛下輪	DT = 1.022 DWT	
客輪	$DT = 0.573 \ GT$	(C2.2.2)
汽車輪	$DT = 0.751 \ GT$	}
油輪	DT = 1.235 DWT	
LPG 船	$DT = 1.400 \ GT$	
LNG 船	$DT = 1.118 \ GT$	

式中 DT:船舶满載時的排水量(t)

GT:船舶總噸數(GT)

DWT:船舶載重噸或重量噸(DWT)

(1)船舶柔性係數 C_s

柔性係數Cs,為船舶靠岸能量與因船舶外殼變形所吸收能量之比,因船舶外殼變形所吸收之能量甚小,故船舶柔性係數可採用 1.0。

(2)船席組構係數 C_c

於船舶周圍之水團,當船舶開始移動靠岸之最初階段,水團對於繫 泊設施無任何影響,然當船舶靠岸時,在船舶與繫泊設施間之水團被壓 縮,而出現緩衝之效果,使應由防舷材吸收之衝擊能量減少。船舶形狀 係數,即用以表現此現象,一般認為船舶形狀係數與船舶靠岸角度、船 舶外殼形狀、船舶底部形狀及船舶靠岸速度有關。船舶形狀係數在定量 計算上,目前尚存有許多疑點,一般採用 1.0。

3. 船舶靠岸速度 V

船舶靠岸速度,應考量計畫靠泊船舶之船型、載貨狀況、繫泊設施位 置及結構型式、氣象、海象狀況,及有無拖船協助及拖船大小等,依實測 值或經驗值決定之,在無相關實測資料時可參考表 C2-14 之靠泊速度,漁 船靠泊速度可參考表 C2-15。惟使用表 C2-14 之靠船速度宜慎選靠泊靠泊 環境等級,且以式(C2.2.1)計算能量為正常作業情形下之船舶靠岸能量 (normal berthing energy)考量人為操作所造成之操船不確定性、船舶故障 或異常天候所造成之異常碰撞船舶靠岸能量(abnormal berthing energy),除 上述式(C2.2.1)靠岸能量 E_f 考量外,可參考 PIANC "Guidelines for the Design of Fender System "2002 中 4.2.8.5 節之異常碰撞係數(Factor for abnormal impact)及 BS 6349-4" Code of practice for design of fendering and mooring systems"之靠泊能量係數(berthing energy factor)。

表C2-14 建議靠泊速度



等級 a:遮蔽良好,靠泊容易
等級 b:遮蔽良好,靠泊困難
等級 c:遮蔽條件差,靠泊容易

200,000

300,000

400,000

500,000

"*"最低靠船速度建議

等級 d**:遮蔽條件差,靠泊條件尚可 等級 e**:遮蔽條件差,靠泊條件差 **:特殊狀況下採用,如看天型碼頭

0.13**

0.11**

0.10**

0.10**

0.16**

0.13**

0.13**

0.12**

0.06*

0.05*

 0.04^{*}

 0.04^{*}

0.15

0.09*

0.08*

 0.07^{*}

0.07*

0.20

0.03*

0.02*

0.02*

0.02*

0.08

表 C2-15 漁船建議靠泊速度

噸數 GT	靠泊速度 V(m/s)
<20	0.5
≧20 且<40	0.4
≧40 且<90	0.35
\geq 90	0.3

註:1.資料來源主要參考自日本水產廳,漁港構造物標準設計法,1990年。 2.漁船排水量(DT)約為總噸(GT)之3倍。

4. 偏心係數 Ce

船舶靠岸時之偏心係數,應考量操船狀況、船舶性能、防舷材配置等, 依下式計算之。

$$C_e = \frac{1}{1 + (\ell / r)^2} \tag{C2.2.3}$$

式中 *l*:船舶靠岸點與船舶重心平行岸壁之距離(m),如圖 C2-2 所示。

r:通過船舶重心垂線之水平迴轉半徑(轉動半徑)(m),參考 (C2.2.4)式或圖C2-3估算之。

$$r = (0.19C_b + 0.11)L_{PP} \tag{C2.2.4}$$



圖 C2-2 船舶靠岸示意圖

操船靠岸中的船舶並非與船席線平行,船舶在接觸碰碼頭後開始迴旋 (yawing)和搖晃(rolling),此2種船體運動行為會損耗一部分動能,然搖晃 (rolling)時所損耗的動能與迴旋(yawing)時相較之下很小且可忽略之,因此 只考慮迴旋(yawing)所造成之動能損失。



圖 C2-3 長軸方向轉動半徑與 Cb 之關係

5. 附加質量係數 Cm

船舶靠岸時,船舶與船舶周邊之水團同時被減速,由此水團質量所致 之慣性力,將附加於船舶。附加質量係數,定義如下式。

$$C_m = \frac{M_s + M_w}{M_s} \tag{C2.2.5}$$

式中 *C*_m:附加質量係數

 M_s :船舶質量(船舶排水量除以重力加速度, $M_s = W_s/g$)

Mw:船舶周邊水團附加質量

由於船舶周邊水團附加質量不易估算,日本上田茂(1987)依模型試驗 及現場觀測結果,建議附加質量係數可依下式估算之。

$$C_{m} = 1 + \frac{\pi}{2 \cdot C_{b}} \cdot \frac{d}{B}$$
(C2.2.6)

$$C_b = \frac{\nabla}{L_{pp}Bd} \tag{C2.2.7}$$

式中 Cm:附加質量係數

*C*_b:塊體係數 (block coefficient)

- ▽:船舶排水體積(m³)
- *d*:吃水(m)
- *B*:船寬(m)

C2.2.3 繫泊中船舶搖動所產生之作用力<修訂>

1. 繫泊船舶之搖擺

繫泊於繫泊設施之船舶,受波浪、風、水流等作用時,依須要考量因 繫泊船舶之搖動所產生之外力。

因船舶搖動所產生之作用力,依作用於船舶之波力、風力、水流力、 繫泊設施之特性等,採用適宜模式模擬船舶搖動為原則。

2. 作用於繫泊船舶之波力

作用於繫泊船舶之波力,應考量船型及波浪特性,採適當方法計算之。

作用於繫泊浮體之波力之計算法,有切片法、特異點分佈法、邊界元 素法,有限元素法等,而對於船舶則最普遍採用切片法。

3. 作用於繫泊船舶之風力

作用於繫泊船舶之風力,宜採適當適當方法計算之。

如圖 C2-3 所示,作用於繫泊船舶之風力,依下式計算之。

$$R = \frac{w_a}{2g} \cdot C_W \cdot U^2 \cdot (A_W \cdot \cos^2\theta + B_W \cdot \sin^2\theta)$$
(C2.2.8)
$$R = \frac{\rho_a}{2} \cdot C_W \cdot U^2 \cdot (A_W \cdot \cos^2\theta + B_W \cdot \sin^2\theta)$$

式中 R:作用風力(kgf)(kN)
Wa:空氣單位重 1.2(kgf/m³)
ρa:空氣密度,標準值 25℃,1 大氣壓下:1.2×10⁻³(t/m³)
g:重力加速度(m/s²)
U:風速(m/s),(最大 10 分鐘平均風速)
Aw:水面上船體正面投影面積(m²)
Bw:水面上船體側面投影面積(m²)
θ:風向與船體中心線之夾角(度)
Cw:風力係數

風力係數 Cw,可參考下列公式估算之。

第二篇 設計條件 第二章 船舶

風力作用點與船首之距離,依下式計算之。

$$a = (0.291 + 0.0023\theta) L \tag{C2.2.10}$$

θ: 風向與船體中心線之夾角(度)

風力作用方向,依下式計算之。

$$\phi = \left[1 - 0.15 \left(1 - \frac{\theta}{90}\right) - 0.80 \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^3\right] \cdot 90$$
(C2.2.11)

θ: 風向與船體中心線之夾角(度)

風力作用方向,亦可採用下列修正公式,式中係數q,貨輪及空載油 輪採用5,滿載油輪則採用3。

$$\phi = \left[3 - \left(1 - \frac{\theta}{90} \right) q \right] \cdot 90 \qquad \theta \ge 0$$

$$\phi = \left[1 + \left(1 - \frac{\theta}{90} \right) q \right] \cdot 90 \qquad \theta < 0$$
(C2.2.12)





- 4. 作用於繫泊船舶之水流力
 - (1)平行船舶方向水流所致之水流力

平行船舶方向水流,作用於船舶之水流力,依下式計算之。

$$R_{fh} = 0.14SV^2 \quad R_{fh} = 0.0014SV^2 \tag{C2.2.13}$$

式中 R_{fh}:水流力(kgf)(KN)

S:船舶浸水面積(m²)

V:水流流速(m/s)

(2) 垂直船舶方向水流所致之水流力

垂直船舶方向水流,作用於船舶之水流力,依下式計算之。

$$R_{fv} = \frac{W_0}{2g} C V^2 B_C \quad R_{fv} = \frac{\rho_0}{2} C V^2 B_C \tag{C2.2.14}$$

式中 R_{fv}:水流力(kgf)(kN)

W₀:海水單位重 1,030 (kgf/m³)

- *ρ*₀:海水密度(t/m³), *ρ*₀=1.03 t/m³
- C:流壓係數(參考圖 C2-4)

V:水流流速(m/s)

Bc: 吃水線下之船體側面投影面積(m²)



圖 C2-4 流壓係數 C

C2.2.4 作用於繫船柱之拉力<修訂>

作用於繫船柱之拉力,可參考下列原則決定之,惟仍視需要依實際船型、 繫船柱之配置及繫纜方式檢核實際受力情形。

- 作用於直柱之拉力,依船舶總噸數,水平方向作用力採用表 C2-16 中所 示之值,垂直方向作用力則採用表中所示值之 1/2,且同時作用於繫船柱 上。
- 作用於曲柱之拉力,依船舶總噸數,採用表 C2-16 中所示,分別考量水
 平方向及垂直方向作用力。
- 3. 渡輪及貨櫃輪等受風面積較大之船舶,不適用表 C2-16 之值。
- 直柱係設置於碼頭船席兩端附近,或離碼頭法線相當距離之處,於颱風
 時繫泊之用。而曲柱則供平時船舶停泊之用,故設置於碼頭法線附近。
- 5. 總噸數小於 200 噸及總噸數大於 15 萬噸之船舶、颱風期亦供使用之繫 泊設施,及設置於外海等氣象、海象條件惡劣水域之繫泊設施等,表 C2-3 中未明訂作用於繫船設施之拉力,應考量氣象、海象條件、船舶型 式、靠岸狀況、繫泊設施之結構型式,及作用於繫船設施拉力之實測資 料等決定之。
- 總噸數小於 200 噸之小型船舶,作用於繫船柱之拉力,為方便設計使用, 作用於直柱之拉力可採用 15tf,作用於曲柱之拉力可採用 5tf。

船舶總噸數	作用於直柱之拉力 (tf)(kN)	作用於曲柱之拉力 (tf)(kN)	備註
200~ 500	15 150	15 150	
500~ 1,000	25 250	25 250	
1,000~ 2,000	35 350	25 250	
2,000~ 3,000	35 350	35 350	
3,000~ 5,000	50 500	35 350	
5,000~ 10,000	70 700	50(25) 500(250)	
10,000~ 20,000	100 1,000	70(35) 700(350)	
20,000~ 50,000	150 1,500	100(50) 1,000(500)	
50,000~100,000	200 2,000	150(75) 1,500(750)	
100,000~150,000	400 4,000	200(100) 2,000(1,000)	

表 C2-16 船舶作用於繫船柱之拉力

註: ()內數值表示船席一定,位於船舶中間部份之繫船柱,其所繫倒纜(Spring Line)不超過 二條時,作用於繫船柱之拉力。 港灣構造物設計基準相關條文修訂

第三章 風

符號說明

P:每單位截面積之風能, w/m^2

p:距颱風中心r處之氣壓,hPa

- *p*:大氣壓力,通用單位為 mb,(1mb=10³g/cm/s²)
- ρ_a :空氣密度, kg/m³
- p_a : 颱風中心之氣壓, hP_a
- p_{∞} :颱風影響範圍以外之氣壓, hPa
- △p :颱風影響範圍以外與颱風中心之氣壓差,hPa
 - r:與颱風中心之距離,km
 - r:等壓線曲率半徑, cm
 - r_o:最大風速之暴風半徑,km
- U_h :高度h處之風速,m/s,h為受力點之高度
- U_0 :高度h處之風速,m/s,h一般為10m
- V: 風速, m/s

 V_{g} :梯度風速, cm/s, 高氣壓時, (C3.1.3)式之值為負數, 故須取絕對 值。

 V_s :海面風速,m/s

- α:海面風風向與等壓線之夾角,度
- *φ*:緯度,度
- ω:地球自轉角速度,1/s,ω=7.29×10⁻⁵/s

 $\partial p/\partial r$: 氣壓梯度, 質量 g/cm²/s², (低氣壓為正, 高氣壓為負)

C3.1 一般說明

風之形成乃氣壓分佈之差異所致,在計算產生波浪、暴潮之颱風風速風 向時,其氣壓分佈可採藤田(Fujita)公式或 Myers 公式計算之。其計算公式 如下:

$$p = p_{\infty} - \frac{\Delta p}{\sqrt{1 + (r/r_0)^2}}$$
 (Fujita 公式) (C3.1.1)

其中 $p: 距颱風中心r處之氣壓(hP_a)$ r: 與颱風中心之距離(km) $p_c: 颱風中心之氣壓(hP_a)$ $r_0: 最大風速之暴風半徑(km)$ $\Delta p: 颱風影響範圍以外與颱風中心之氣壓差(hP_a);$ $\Delta p = p_{\infty} - p_c$ $p_{\infty}: 颱風影響範圍以外之氣壓(hP_a)$

C3.1.1 風之定義

1.風向

風向係指風之來向,地表面風向一般以 N、NNE、NE、ENE、E、ESE、 SE、SSE、S、SSW、SW、WSW、W、WNW、NW 及 NNW 等十六方向 表示之。

2.風速

平均風速:某觀測時間內風速之平均值(一般採用觀測時間正時前10分 鐘記錄之平均值,作為該觀測時間之平均風速)。

最大瞬間風速:某一觀測期間內,風速之最大值。

C3.1.2 梯度風

梯度風(Gradient Wind)風速為氣壓梯度、等壓線之曲率半徑、緯度、空 氣密度等之函數,可以下式表示之:

$$V_g = r\omega\sin\phi \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{\partial\rho/\partial\gamma}{\rho_a r\omega^2 \sin^2\phi}}\right)$$
(C3.1.3)

式中 V_g:梯度風速(m/s),高氣壓時,(C3.1.3)式之值為負數,故須取絕 對值。

- *r*: 等壓線曲率半徑(m)
- ω: 地球自轉角速度(1/s), ω=7.27×10⁻⁵/s
- ρa: 空氣密度(kg/m³),標準值ρa=1.2 kg/m³

C3.1.3 海面風速

實際上之海面風速通常較梯度風所求得的數值為小。而且梯度風風向 在理論上雖說與等壓線平行,但實際上則如圖 C3-1 所示,是與等壓線之切 線形成一α角在吹動著。地球北半球氣壓梯度,以高壓指向低壓為正,反之 為負,故低氣壓中心如颱風等,其周圍的風向反時針方向向內吹,而高氣壓 中心如蒙古冷氣團周圍的風,則順時針方向向外吹。而梯度風與海面風之關 係則隨緯度之不同而異,其關係可參考表 C3-1 所示之值。



圖 C3-1 低氣壓與高氣壓之吹風方向(北半球)

±	C^{2} 1	出立口内公丁口上明人
衣	() 3-1	秭居風盥温面風之 關係
1	001	小人人人人人

緯 度	10°	20°	30°	40°	50°
角度 <i>α</i>	24°	20°	18°	17°	15°
V_s/V_g	0.51	0.60	0.64	0.67	0.70

註: Vs: 海面風速(m/s)

V_g:梯度風速(m/s)

α:海面風風向與等壓線之夾角。

C3.1.4 風能密度<新增>

用來估算風能所採用的風,其風速、風向應採用固定時間內(一般為1

年)且以聯合統計分佈所得到的數據,此數據為一長時間所觀察到的數據(一 般為3年以上);假設風為大氣的流動,則通過單位截面積所產生的功率稱 為風能密度(Wind power density),風能密度可參考公式(C3.1.4)。

$$P = \frac{1}{2}\rho_a V^3 \tag{C.3.1.4}$$

ρa:空氣密度(kg/m³),標準值ρa=1.2 kg/m³

V: 風速(m/s)

P: 風能密度(w/m²)

由於風能與風速的三次方成正比,微小的風速改變會對風能造成很大 的影響,因此當利用風能驗證風力設施的表現時,能夠正確的了解風隨著時 間及空間的改變是非常重要。

海岸區域,陸域及海域風能條件顯有不同,風速在陸地上隨著高度梯度 變化大,但在海面上風力隨著高度的變化是緩慢的。因此,在海上有機會在 低海拔的地方獲得穩定且有助於發電的風。以日本關西國際機場鄰近區域 為例,在架設於海上且高於海平面約15m之測站(MT station),其在一年內 所量測得到的風能大約等於另一架設於陸地上且海拔約100m 之測站(C station)所量測到的風能。且其風能大約為架設在陸地上10m 之測站所量測 到的風能之5倍。

C3.1.5 風速與高度之關係

關於用來計算波浪、暴潮所採用的風速,一般為海面上10m處之風速, 現有的風速觀測站大致上均依此原則架設。當採用觀測風速資料進行波浪、 暴潮之推算,而觀測高度恰巧不在海面上10m處時,則應利用風速與高度 之關係進行轉換。另外,在分析構造物或船舶所受風力時,受力點之高度未 必恰為10m,亦必須進行轉換。轉換方式可參考下列公式:

$$U_h = U_0 \left(\frac{h}{h_0}\right)^n \tag{C.3.1.5}$$

其中 U_h :高度h處之風速(m/s),h為受力點之高度

 U_0 :高度h處之風速(m/s),h一般為 10m。

應用本公式於陸域時,n的範圍在 1/10~1/4(0.1~0.25)之間,一般照建築 物耐風設計規範及解說,採用地況 C,n=3/20(0.15)。而應用本公式於海域 時,n應大於或等於 1/7,一般應用時採 n=1/7。

C3.1.6 平均風速與最大瞬間風速之比例關係<修訂>

不論是透過氣壓差異所推算的風速,或是經過觀測所得到的風速,皆為 平均風速。

中央氣象局根據世界氣象組織規定,採用 10 分鐘之平均風速,即觀測時間正時之前 10 分鐘內之平均風速。

當風速在很短的時間之內,有很劇烈之變化,則稱為陣風(Gust),依據中央 氣象局的地面氣象測報作業規範,陣風發生的定義為10分鐘平均風速與在 此10分鐘內所出現的最大瞬間風速之差大於5.0m/sec時,即為有陣風現象。

就繫纜經驗,持續 30 秒以上平均風速對船舶影響大,對應各平均風速 之對應如圖 C3-2 所示,國際標準組織的風力規範(ISO 4354)建議不同平均 時間的風速可以下式換算。



 $1.05V_{1hr} = V_{10min} = 0.84V_{1min} = 0.67V_{3sec}$ (C.3.1.6)

圖 C3-2 低平均風速隨平均時間變化圖

C3.2 風力<修訂>

 露置場、櫃場之倉儲及其他建築物之風速壓,依內政部營建署「建築物 耐風設計規範及解說」相關規則辦理。

- 作用於裝卸起機之風速壓,則依行政院勞工委員會「移動式起重機安全 檢查構造標準」、「固定式起重機安全檢查構造標準」相關規則辦理。
- 3. 作用於橋梁及高架公路之風壓依「公路橋梁設計規範」相關規則辦理。
- 4. 作用於繫泊船舶之風力,依本篇 C2.2.3 節之規則計算之。

第四章 波浪

符號說明

- A:變異數 (variance),稱為尺度參數 (scale parameter)
- B:堤頂寬
- a、b:分別為直線迴歸之斜率及截距
- ā、 b 及 c : 依不同分布分别示如表 C4-4
 - B:與樣本平均值 (mean)有關,稱為位置參數 (location parameter)
 - bo及b:分別為深海與計算點鄰近兩波向線間之距離
 - dt:標稱塊石粒徑或異型塊高度
 - F(x):累積機率函數 (cumulative probability function)
 - $F_m: 機率$
 - f(x):機率密度函數 (probability density function)
 - g:中重力加速度
 - H:考慮折射及淺化後之波高,m,見C4.5.1節
 - H:入射波高,m,見C4.7.2節
 - Hs: 合成波高, m, 見 C4.5.2 節
- *Hs*:在海堤堤腳水深處之示性波高,m,見C4.7.1節 *H*₁,*H*₂...*H*_n:入射波高及各邊界反射波高,m
 - H₀:深海波波高,m
 - H1/3:堤前水深之示性波高,m
 - *K*_d:為繞射係數
 - K_r : 折射係數 $K_r = \sqrt{b_0/b}$
 - K_s : 淺化係數 $K_s = \sqrt{\frac{1}{2n} \frac{C_0}{C}}$
 - κ:為形狀參數
 - L:入射波長

- N:樣本個數係數
- P:滲透係數,見圖 C4-14
- R_c:堤頂出水高
- R_{12%}: 溯升高度
- *R_{max}*, *R*_{2%}, *R*_{1/10}, *R*_{1/3}, *QR*: 分別表示最大溯升,最大 2%,最大 1/10,最大 1/3 溯升高平均值及溯升高平均值等
 - Tm: 平均波浪週期
 - T_p:相對波譜峰之波浪週期
 - $\tan \theta$:海底坡度
 - x:樣本變數
 - XR:迴歸期之推算值
 - ym:基準化變量
 - y_R:迴歸期之基準化變量
 - α:坡面斜角
 - $\Gamma()$: Gamma 函數
 - γ : Euler 數, $\gamma=0.5772$
 - γ_f:堤面覆面石折減係數,詳表 C4-6
 - v:未切除(uncensored)樣本之比值,一般取v = 1
 - σx: 樣本 x 之標準偏差
 - *ξ*:碎波帶相似參數(surf similarity parameter)

C4.1 設計波浪

C4.1.1 設計波浪之決定

一般設計波浪擬定之流程可參考圖 C4-1。



圖 C4-1 設計波浪擬定流程圖

C4.1.2 波浪的定義

1. 示性波(Significant Wave) $H_{1/3}$ 、 $T_{1/3}$

為一假想之波高及週期,其為一觀測波列中,按波高大小排列取其最大三分之一個波浪之波高與其對應週期之平均值。

2. 最大波(Highest Wave) H_{max} 、 T_{max}

為一觀測波列中之最大波浪之波高與其對應週期。

深海波(Deepwater Wave) H₀
 水深大於或等於二分之一波長處之波浪為深海波,其以示性波表示之。

4. 相當深海波高(Equivalent Deepwater Wave Height) H_0'

為一假想之深海波高,構造物前之相當深海波高係考慮折射及繞射之效 應,而不包含淺化及破碎之影響。其值可依下式計算。

 $H_0' = K_d K_r H_0$ (C4.1.1)

式中 K_d 為繞射係數, K_r 為折射係數。 H_0 '之主要用途是作為二維水工模型試驗之造波波高。

C4.1.3 波浪的性質

在考量波浪的統計性質時,可假設波高為 Rayleigh 分佈

 $p\left(\frac{H}{\overline{H}}\right) = \frac{\pi}{2} \frac{H}{\overline{H}} \exp\left\{-\frac{\pi}{4} \left(\frac{H}{\overline{H}}\right)^2\right\}$

其中 $p\left(\frac{H}{H}\right)$ 為波高之機率密度函數,故可求得示性波高(H_{1/3})與平均波高 (\overline{H}) ,1/10 波高($H_{1/10}$)間之關係為

$$H_{1/10} = 1.27H_{1/3} \tag{C4.1.2}$$

$$H_{1/3} = 1.6\overline{H}$$
 (C4.1.3)

最大波高H_{max}之期待值與觀測波浪之個數多寡有關,觀測時間較長則 波浪個數較多,最大波高亦較大。通常最大波高其對應週期為可用下式表 示:

$$H_{max} = (1.6 \sim 2.0)H_{1/3} \tag{C4.1.4}$$

 $T_{max} = T_{1/3} = (1.1 \sim 1.3) \ \overline{T}$ (C4.1.5)

目前一般認為,以零上切法得到的海面波浪波高機率分佈近似於 Rayleigh 分佈,可是如果風浪較大,波浪的非線性效應較為明顯時,則 Rayleigh 分佈有所偏差。且需注意當波浪行進至海岸附近,波高大於碎波波 高之波浪會破碎使波高變小,因此在碎波帶內則 Rayleigh 假設不能適用。

實地波浪觀測為長年不輟之工作,應就每次紀錄中算出 H_{max},H_{1/10}, H_{1/3}及H等值,然後按每月、每季、每年或數年,分別推算各種波高出現次 數及超過次數,點繪於機率紙,則可求得各種波高出現之或然率。通常每 二小時觀測一次,每次 10~20 分鐘,此種規定係基於海面上風浪可能隨時 改變,其特性可由多次間隔取樣代表,在研究及預報上固有如此密集觀測 之需要,但在工程實用上往往因觀測資料太多,整理分析困難而棄之不顧, 至為可惜。根據研究顯示,每日12次及每日1次(中午12時或14時)之觀 測結果,在計算每月或每年平均值或超過出現機率上並無太大之差異。但 觀測次數太少,則往往失去檢出最大波高之機會,故觀測次數仍應保持一 日數次,而分析則可視人力而選定一次分析,其餘僅採用最大值。如遇異 常波浪,如颱風,波浪在短時間內作急速變化,因此應每小時紀錄一次, 甚至作連續不斷紀錄,以便日後檢討與研究。

C4.2 設計波浪之決定方法

C4.2.1 决定深海示性波之基本方針<修訂>

一般參考下列原則:

- 設計時所考慮之深海波,係依相當長時間之波浪實測值亦或依 30 年以上 之氣象資料所得之推算值,並以實測資料加以修正再經由適當之統計處 理,並檢討發生概率之結果,亦或根據假設之颱風所計算得之波浪推算 值而決定。
 - (1)實測資料最好是有相當長時間(10年以上)之資料,但如資料不足時, 亦可利用大約30年以上之氣象資料所得推算值,並以實測資料修正後 使用。
 - (2)由氣象資料所求得之推算值以實測資料修正時,實測資料最少應有3 年以上,同時必須包含颱風時之波浪資料。但是若觀測資料中有數十 年才會發生之異常氣象,其值又大於推算值,亦或係屬非常特殊之時 候,可以參考自然條件相近之鄰近地區實測資料加以取捨。
 - (3)若該地區全無實測資料,亦或係屬非常特殊之情況,可參考自然條件 相似之附近地區實測資料。
 - (4)若在氣象資料推算期間以外之時期,有特別異常紀錄時,需對此加以 考慮。
 - (5)以假設颱風進行推算時,需充分檢討颱風過去之規模、颱風路徑等, 並對此種颱風之發生概率加以檢討。
 - (6)以實測資料推算深海波時,由於實測波高受折射或淺化之影響,因此 需除以折射係數或淺化係數,換算成深海波高,此時亦須考慮波向之 變化。

- (7)由實測資料所得示性波高大於實測地點水深 0.5 倍時,由於受碎波 影響,因此應先進行深海波之推算,由推算所得之深海波,考慮波浪之變形,計算實測地點之示性波再與實測值相比以確定推算值之準確性。
- (8)設計深海波,應根據再現期與構造物之使用年數加以求取,但發生概率應如何取捨,受結構之功能、重要性、投資效果所影響,通常很難決定,需依各個場合,由主管工程人員依實際狀況而決定,在此,所謂發生概率為在使用期間內,發生波浪較大於某個假設再現期波高, 至少出現一次之概率。
- (9)決定設計深海波時應參考設計對象構造物相鄰之現有結構之外力及以 往相關災害紀錄。
- 如港址颱風侵襲機會甚低,季風設計波浪可能大於颱風設計波浪。由於 兩種波浪極端值出現機率截然不同,宜分別估計颱風與季風時設計波浪 後,取其大者。
- 深海波需採用對構造物影響之 16 方位之各方向並分別加以檢討後再決定。但若波高明顯甚小,對構造物之影響甚小之方位可以除外,此時波向以不規則之成分波內具最大能量之波浪方向為主方向

C4.2.2 求設計波浪之過程

一般決定設計波浪之過程如下:

- 依設計深海波之決定方針決定深海波,同時考慮波浪之折射、繞射、淺 化以及碎波等變形,而採用對構造物亦或其背後設施最不利作用之波 浪。
 - (1)若無合適之推算法可同時考慮波浪之折射、繞射、淺化以及碎波變形等,並以下列方式決定設計波浪。首先,考慮波浪之折射、繞射之影響因素求取相當深海波,再對此相當深海波考慮淺化擊碎波之波高減衰效果,而決定設計目標地點之設計波浪各要素。
 - (2)隨設計對象構造物、波向及週期亦有可能成為重要因素,此應詳細檢 討。
 - (3)以各來襲方向深海波所求得目標地點之波高,需將其波向在±15°範圍 內加以修正,而以其中最不利條件之波向作為設計目標地點之波向。
- 2. 目標地點之特殊條件,例如若有由外部產生之反射波亦或轉角部所致波
高增加之影響時亦應考慮。

- 3. 對於以上所求之波浪,求取波力、越波以及其他對構造物之波浪作用。
- 依波浪作用之各條件進行檢討,由於潮位低時,亦有可能波力為最大,因此需對假想之各種潮位加以檢討。
- 以上之計算應對深海波之各個來襲方向進行,而以波浪作用為最大或帶給構造物或其設施最不利之作用者為設計波浪。

C4.3 波浪推算

正確推算波浪必須具有經驗,由地形及氣象條件推算所得結果與實測紀錄可能產生相當差異,故須特別注意。若以推算波浪作為設計資料時,應以短期間但具代表性之氣象條件下之實測紀錄檢討推算值。如鄰近地區有長期實測資料時,亦應列作參考(參見 4.2.1「決定深海示性波之基本方針」)。 一般所使用之波譜法包括 PNJ 法、Waldon 法及 Darbyshire 法等,而一般所使用之波譜法包括 SMB 法及 Wilson 法。湧浪推算(如有需要)一般可採用 Bretschneider 法。

C4.4 波浪資料的統計處理

C4.4.1 極值統計資料

極值統計所採用的資料,基本上須滿足獨立性、等質性及分布性等三 項要求。所謂獨立性係指兩個事件的發生是不相關的;等質性為事件出現 在空間或者時間上的機會是相等的;分布性是說資料數據大小滿足某種分 布型態。

極值資料選取之方法有兩種:

1. 極端值選用法(extreme-value series):

此法乃利用現有記錄,在每一固定期間內僅取一個最大值為樣本來 進行統計分析。此法依期限長短分為年計選用法(annual series)及非年計 選用法(non-annual series)。前者係以每年僅取出一個極端值來分析,而 後者選取之期間不為一年。

2. 超量選用法(peak over treshold):

此方法為以某一基本量為基準來選取資料,選擇適當的超量基準及

其時間間距(time span)是相當重要的。

C4.4.2 極值分布函數

根據 CEM (Coastal Engineering Manual, 2002)之建議,長期波浪極值之 適合累積機率分布函數為極值 I 型分布(FT-I 型分布)和 Weibull 分布,其數 學表示方式如表 C4-1 所示,其中,x 為樣本變數,f(x)為機率密度函數 (probability density function),F(x)為累積機率函數 (cumulative probability function),A、B 為描述機率密度函數形狀之參數,B 與樣本平均值 (mean) 有關,稱為位置參數 (location parameter),而A 值為變異數 (variance),稱 為尺度參數 (scale parameter), κ 為形狀參數, κ 值大小決定機率函數之尖 扁形狀。

分布函數	數學表示式
極值I型分布 (FT-I型分布)	$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-B}{A}}}, -\infty < x < \infty$ $f(x) = \frac{1}{A}e^{-\frac{x-B}{A}}e^{-\frac{x-B}{A}}$
	$F(x) = 1 - e^{-\left(\frac{x-B}{A}\right)^{\kappa}}, B \le x < \infty$

 $f(x) = \frac{\kappa}{4} \left(\frac{x-B}{4}\right)^{\kappa-1} e^{-\left(\frac{x-B}{4}\right)^{\kappa}}$

表 C4-1 極值分布函數

C4.4.3 極值分布參數推定

Weibull 分布

當資料選取方法及極值分布函數決定後,極值分布中參數如何推定, 有不同的方法。一般極值分布參數推定法有力矩法 (MOM)和最小二乘法 (LSM)。其中, MOM 法為最簡單之參數推定法; LSM 為最常用之推定法。

1. 力矩法 (MOM)

力矩法利用所有(極值)數據求出樣本平均值和樣本變異數,再依表 C4-2 中的關係,即可求出各種分布參數,其中,Γ()為 Gamma 函數,γ 為 Euler 數,γ=0.5772。

分布函數	眾 數	平均值	變異數	
極值 I 型分布	В	$B + A\gamma$	$\frac{\pi}{\sqrt{6}}A$	
Weibull 分布	$B + A \left(1 - \frac{1}{\kappa}\right)^{1/\kappa}, \kappa > 1$	$B + A\Gamma\left(1 + \frac{1}{\kappa}\right)$	$A\left[\Gamma\left(1+\frac{2}{\kappa}\right)-\Gamma^{2}\left(1+\frac{1}{\kappa}\right)\right]^{1/2}$	

表 C4-2 各極值分布相關統計量之特性

2. 最小二乘法 (LSM)

最小二乘法為最常用之推定法,而其值得注意的是如何決定排序資料之機率而不導致偏態的結果,即是給予適當的劃位 (plotting position)。 Barnett (1975)提出極值 I 型分布的劃位,Goda (2000)提出不同極值分布 之劃位,當選取 N 個資料,首先將 N 個資料依大小順序排列,再計算第 m 順位之值的累積機率 Fm,其計算公式如下:

$$F_m = 1 - \frac{m - \alpha}{N + \beta}$$
 $m = 1, 2, \dots, N$ (C4.4.1)

在計算 F_m 時, α 及 β 值在不同分布函數其值不同(Goda, 2000), 示 如表 C4-3。在極值分布函數中, Weibull 分布有形狀參數 κ , κ 一般有 4 個固定值, 在 Weibull 分布 κ =0.75, 1.0, 1.4 及 2.0 等 4 種。

利用最小二乘法將排序為 m 之極值(樣本值)xm 與基準化變量 ym 線性 迴歸成

 $x_m = ay_m + b \tag{C4.4.2}$

式中之a、b分別為直線迴歸之斜率及截距,而基準化變量 ym 與機率 Fm 依不同分布有下列關係存在:

極值 I 型分布: $y_m = -\ln(-\ln F_m)$ (C4.4.3)

Weibull 分布: $y_m = \left[-\ln(-\ln F_m)\right]^{1/\kappa}$ (C4.4.4)

應用至迴歸期推估時,取F_m=1-1/(λR)代入式(C4.4.3)或式(C4.4.4)中, 其中λ與R分別為年平均樣本數及迴歸期。

由上述可知,推算迴歸期值之精準與(a)資料之選擇方法、(b)機率分 布的函數、(c)參數推定方法、(d)資料累積機率之計算等有關。

分布函數	α 值	<i>β</i> 值
極值I型分布	0.44	0.12
Weibull 分布	$0.20 + 0.27 / \sqrt{\kappa}$	$0.20+0.23/\sqrt{\kappa}$

表 C4-3 計算樣本順位機率之 α 及 β 值

C4.4.4 信賴檢定

檢定樣本的統計特性是否適用於所選極值分布函數,一般使用卡方檢 定 (Chi-squared test)及相關係數檢定 (correlation coefficient test)。然而,二 者均不易比較出不同極值分布之適用性的優劣,所以 Goda (2000)提出 MIR 法 (minimum ratio of residual correlation coefficient) 來當做判斷之基準。另 由式(C4.4.2)最小二乘法所得直線函數,可推算出累積機率 F_m 下之 x_m 的推 算值,由實際樣本值及推算值可計算出二者相關係數r,若定義相關係數殘 差為 $\Delta r=1-r$ 時,Goda (2000)提出不同極值分布函數之相關係數殘差之理論 平均值為

$$\Lambda \bar{r} = e^{\bar{a} + \bar{b} \ln N + \bar{c} (\ln N)^2}$$

(C4.4.5)

式(C4.4.5)中N為樣本個數係數, \overline{a} 、 \overline{b} 及 \overline{c} 值依不同分布分別示如表C4-4, 表中 ν 為未切除(uncensored)樣本之比值,一般取 $\nu = 1$ 。式(C4.4.5)說明雖然 樣本個數相同,但使用不同極值分布函數時,其相關係數殘差之理論平均 值是不同的。Goda (2000)提出 *MIR* = $\Delta r / \Delta \overline{r}$ 為相對相關係數殘差之概念,*MIR* 值愈小,代表樣本較適合此極值分布。

分布函	函數	係數 ā	係數 	係數ī
極值]	[型	$-2.364+0.540\nu^{5/2}$	$-0.2665-0.0457 \nu^{5/2}$	-0.044
Weibull 分布	(к=0.75)	-2.435-0.168 $v^{1/2}$	-0.2083+0.107 $v^{1/2}$	-0.047
	(<i>к</i> =1.0)	-2.355	-0.2612	-0.043
	(<i>к</i> =1.4)	$-2.277+0.056 v^{1/2}$	-0.3169-0.0499 <i>v</i>	-0.044
	(_K =2.0)	-2.160+0.113 v	-0.3788-0.0979 <i>v</i>	-0.041

表 C4-4 相關係數殘差平均值公式之係數 \overline{a} 、 \overline{b} 及 \overline{c} 值

C4.4.5 推估值之標準偏差

利用極值分析所推算出的各種限期之物理值,因為收集到的數據不可能 完全符合選擇之分布函數,故所推算之結果必含有變動性,亦即推算結果 僅是機率上之平均值,其偏差量大小應要予以估算。 極值 Ⅰ 型分布之估算值之標準偏差量為:

$$\sigma(x_R) = \frac{1}{\sqrt{N}} \left[1 + 0.885(y_R - \gamma) + 0.6687(y_R - \gamma)^2 \right]^{1/2} \sigma_x$$
(C4.4.6)

式(C4.4.6)中 σ_x 為樣本 x 之標準偏差, y_R 為迴歸期之基準化變量, x_R 為迴歸期之推算值。其他分布並無簡易公式推定, Goda (2000)提出以補助 統計量的標準偏差 σ_z 乘以樣本 x 之標準偏差 σ_x , 當做推算偏差量。

$$\sigma(x_R) = \sigma_x \cdot \sigma_z \tag{C4.4.7}$$

極值 I 型及 Weibull 分布之標準偏差 σ_z 為:

$$\sigma_z = \frac{1}{\sqrt{N}} \left[1.0 + \hat{A} (y_R - c + \alpha \ln \nu)^2 \right]^{1/2}$$
(C4.4.8)

而Â值在極值 I 型及 Weibull 分布為:

$$\hat{A} = a_1 e^{a_2 N^{-1.3} + \kappa (\ln \nu)^2}$$
(C4.4.9)

式(C4.4.8)及式(C4.4.9)中,各係數如表 C4-5 所示。

分布函數		<i>a</i> 1	<i>a</i> ₂	К	С	α
極值Ⅰ型		0.64	9.0	0.93	0	1.32
Weibull 分布	(_{<i>K</i>} =0.75)	1.65	11.4	-0.63	0.0	1.15
	(_K =1.0)	1.92	11.4	0.00	0.3	0.90
	(_{<i>K</i>} =1.4)	2.05	11.4	0.69	0.4	0.72
	(<i>к</i> =2.0)	2.24	11.4	1.34	0.5	0.54

表 C4-5 迴歸期推算量之標準偏差公式中之係數

C4.5 波浪變形

C4.5.1 波浪折射及淺化

規則波浪折射及淺化所產生之波高變化可參考下式

 $H = H_0 K_s K_r \tag{C4.5.1}$

H₀:深海波波高 (m)

 K_r : 折射係`數 $K_r = \sqrt{b_0/b}$

$$K_s$$
: 淺化係數 $K_s = \sqrt{\frac{1}{2n} \frac{C_0}{C}}$

bo及b:分別為深海與計算點鄰近兩波向線間之距離。

$$n = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right) \circ 其中 \cdot h 為水深 \cdot k = \frac{2\pi}{L} \cdot L 為波長 \circ$$

上述淺化係數僅適用於線性波理論,若考慮非線性波則宜使用圖 C4-7 估計淺化係數。

C4.5.2 波浪之反射<修訂>

1.反射係數

反射率由現場資料來決定為最佳,但當現地資料取得不易或觀測困難時,一般港灣邊界之反射率特性參考如下:

直立壁	$0.7 \sim 1.0$
潛堤	$0.5 \sim 0.7$
抛石	0.3~0.6
消波塊	0.3~0.5
直立消波構造物	0.3~0.8
自然海灘	0.05~0.2

2.反射波與入射波之合成

入射波與從各邊界反射波之合成波波高可用式(C4.5.2)表示。

 $H_{s} = \sqrt{(H_{1}^{2} + H_{2}^{2} + \dots + H_{n}^{2})}$ (C4.5.2) 式中 Hs: 合成波高

H1.H2....Hn:入射波高及各邊界反射波高

若波浪之作用隨波向而變,則需考慮波向之差異。上述合成波高僅在 距離反射邊界至少 0.7 倍波長才有效。

C4.5.3 波浪繞射<修訂>

在早期數值軟體不普遍之情形下,海岸構造物之設計乃假設等深線與海 岸平行,並以簡易折射理論(Snell's Law)估計設計堤址位置之折射係數,更 保守者,則直接忽略折繞射現象。但今日數值模式已非常普遍,故折繞射 係數之分析可採用數值模擬軟體,在不考量碎波之條件下,分析設計堤址 位置之折繞射係數。 1.繞射圖

在繞射計算時必須考慮波浪之非線性,假設海床為等深,圖C4-2及圖C4-3 分別為不規則波正向通過半無限長防坡堤及正向進入開口B/L=1,2,4,及8等之波浪繞射圖,可供估計港內之波高。圖中Smax為波向 擴散參數(directional spreading parameter),其適用條件如下:

S _{max}	適用條件
10	風浪
25	短距離衰減之湧浪
75	長距離衰減之湧浪



圖 C4-2(a) 半無限長防波堤波浪繞射圖(θ =90°) S_{max}=10



圖 C4-2(b) 半無限長防波堤波浪繞射圖($\theta = 90^{\circ}$) S_{max}=25



圖 C4-2(c) 半無限長防波堤波浪繞射圖($\theta = 90^{\circ}$) S_{max}=75



圖 C4-3(a) 波浪繞射圖(B/L=1.0) S_{max}=10



圖 C4-3(b) 波浪繞射圖(B/L=1.0) S_{max}=25



圖 C4-3(c) 波浪繞射圖(B/L=1.0) S_{max}=75



圖 C4-3(d) 波浪繞射圖(B/L=2.0) S_{max}=10

Period ratio Diffraction coefficient <u>y</u> B 0.4 0.5 0 0.2 0.6 $S_{\text{max}} = 25$ B/L=2.0 Wave direction $\frac{x}{B}$ Period ratio Diffraction coefficient 20 $\frac{y}{B}$ 15 .0 10 0.9 0.3 0.2 .05 0 -25 Smax B/L 15



022

圖 C4-3(e) 波浪繞射圖(B/L=2.0) Smax=25







圖 C4-3(g) 波浪繞射圖(B/L=4.0) S_{max}=10



圖 C4-3(h) 波浪繞射圖(B/L=4.0) Smax=25



圖 C4-3(i) 波浪繞射圖(B/L=4.0) Smax=75



圖 C4-3(j) 波浪繞射圖(B/L=8.0) S_{max}=10



圖 C4-3(k) 波浪繞射圖(B/L=8.0) S_{max}=25



圖 C4-3(1) 波浪繞射圖(B/L=8.0) Smax=75

若入射波為斜向,則最好以數值模式計算繞射係數,否則以下面方法概估繞射係數。

(1) 繞射波軸向之決定

如圖 C4-4 所示,入射波向為θ,而繞射波之軸線方向為θ',其 關係如表 C4-6 所列。而垂直於繞射波軸線之開口寬度 B'則表示如式 (C4.5.3)。

 $B'/L=(B/L)\sin\theta'$(C4.5.3)



圖 C4-4 入射波向、繞射波軸線方向及開口示意圖

表C4-6 繞射波浪軸線角度

D/I	入射波與防波堤之夾角 0				
B/L	15°	30°	45 °	60 °	
1.0	53°(38°)	58°(28°)	65°(20°)	71°(11°)	
2.0	46°(31°)	53°(23°)	62°(17°)	70°(10°)	
4.0	41 (26)	49°(19°)	60°(15°)	70°(10°)	
		(b)S _{max} =25			
D/I		入射波與防波	支堤之夾角θ		
B/L	15°	30°	45°	60 °	
1.0	49°(34°)	52°(22°)	61°(16°)	70°(10°)	
2.0	41 (26))	47°(17°)	57°(12°)	67°(7°)	
4.0	36°(21°)	42°(12°)	54°(9°)	65°(5°)	
	(c)S _{max} =75				
D/I		入射波與防波	安堤之夾角θ		
B/L	15°	30°	45 °	60 °	
1.0	41 (26)	45°(15°)	55°(10°)	66°(6°)	
2.0	36°(21°)	41°(11°)	52°(7°)	64°(4°)	
4.0	30°(15°)	36°(6°)	49°(4°)	62°(2°)	

(a)Smax=10 [括弧內之角度為繞射波軸線與入射波向線之夾角]

(2) 擬合繞射圖

若波浪非正向入射,則可選擇 B/L 值與虛擬開口寬度比(B'/L)相 近之繞射圖,然後旋轉繞射圖直到入射波向與繞射波軸線(其角度如 表 C4-6 所示)重疊,描繪繞射圖即為斜向入射波之繞射圖,用此概估 法最大誤差發生在開口附近,其誤差約 0.1。 2.港內繞射係數決定方法

複雜之港內水域配置及非等水深之情況,宜以數值模式計算繞射係數。 若需同時考慮繞射及折射而可無需考慮反射波時,港內波高亦可分別計算 繞射係數及折射係數後求得港內波高。

3.以水工模型試驗決定繞射係數

以多波向不規則波造波機可在試驗室再造出具波向擴散之波浪,則在 港內所量測之有義波高除以港口量測之有義波高即為繞射係數,而在港口 至少要有兩個測點。

C4.5.4 碎波

碎波所致不規折波波高之變化,可參考由合田一碎波理論所得之結果如圖 C4-5(a)~(e)或圖 C4-6(a)~(e)。其圖中點線右側區域為波浪受到底床影響 且碎波尚未發生時之波高變化,可依圖 C4-7 淺化係數加以計算。

以碎波理論模式計算波高變化時,一般須以電腦進行計算,但是考慮 現象之變動性及綜合之精確度,可以採用以下之簡便公式計算示性波高及 最大波高:

$$H_{1/3} = \begin{cases} K_s H_0' & h/L_0 \ge 0.2\\ \min\{(\beta_0 H_0' + \beta_1 h), \beta_{\max} H_0', K_s H_0'\} & h/L_0 < 0.2 \end{cases}$$
(C4.5.4)

式中

$$\begin{split} \beta_0 &= 0.028 (H_0'/L_0)^{-0.38} \exp[20(tan\theta)^{1.5}] \\ \beta_1 &= 0.52 \exp[4.2tan\theta] \\ \beta_{max} &= \max\{0.92, 0.32 (H_0'/L_0)^{-0.29} \exp[2.4tan\theta]\} \\ K_s 為不規則波淺化係數, \tan\theta為海底坡度, \end{split}$$

$$H_{max} = \begin{cases} 1.8K_s H_0' & h/L_0 \ge 0.2\\ \min\{(\beta_0^* H_0' + \beta_1^* h), \beta_{max}^* H_0', 1.8K_s H_0'\} & h/L_0 < 0.2 \end{cases}$$
(C4.5.5)

式中

$$\beta_0^* = 0.052(H_0'/L_0)^{-0.38} \exp[20(\tan\theta)^{1.5}]$$

$$\beta_1^* = 0.63 \exp[3.8\tan\theta]$$

$$\beta_{\max}^* = \max\{1.65, 0.53(H_0'/L_0)^{-0.29} \exp[2.4\tan\theta]\}$$



圖 C4-5(d) 碎波帶內示性波高 計算圖

計算圖



計算圖







計算圖



圖 C4-7 淺化係數計算圖

如果碎波帶內示性波高之最大值(H_{1/3})_{peak}為碎波波高的話,碎波指標曲線可以用圖 C4-8 表示,另外如果示性波高為最大時之水深(h_{1/3})_{peak} 為碎波水 深的話,碎波水深可用圖 C4-9 表示。



圖 C4-8 碎波带內示性波高最大值 計算圖

圖 C4-9 示性波高最大值出現水深 計算圖

圖 C4-10 為規則波之碎波臨界波高,根據此圖可計算採用規則波之水 工模型試驗等之碎波界限波高,圖中之曲線為(C4.5.5)式之近似值。

 $H_b/L_o = 0.17 \{ 1 - \exp \left[-1.5 \frac{\pi h}{L_0} \left(1 + 15 \tan^{4/3} \theta \right) \right] \}$ (C4.5.5)

式中, $\tan \theta$ 為海底坡度。

另外圖 C4-10 為第1次碎波點之臨界波高,在水深較淺處,由於碎波 使水位上昇水深增加,因此碎波帶內臨界波高推定時,須考慮水位上昇之 影響。



圖 C4-10 規則波之碎波臨界波高計算圖

C4.6 設計波高及設計波長

設計計算所採用之波高 Hd 及波長 L 為最大波之波高及波長。最大波之波長為與示性波週期對應之波長,波高應採以下之最大波高。

1. 最大波高不受碎波影響時

 $H_d = H_{max} = 1.8 H_{1/3}$

(C4.6.1)

式中:H1/3 為堤前水深之示性波高(m)

2. 最大波高受碎波影響時

設計波高為考慮不規則波變形之 Hmax,但此時之最大波為堤前方海 側5倍 H1/3 距離處水深 hb處之值。

C4.7 波浪溯升高及越波量

C4.7.1 波浪溯升高<修訂>

波浪溯升的現象受到波浪特性、構造物位置及形狀和地形等因素的影響,因此波浪溯升高的變化也相當的複雜。一般可參考過去學者針對一些 受限之情形所提出的計算圖表及公式。當構造物形狀或底床較複雜時,建 議以水工模型試驗求出波浪溯升高。

1. 波浪在坡面之溯升高

以下是 Mase 根據水工模型試驗結果建議的方法,適用於不規則波在 均勻坡度不滲透坡面之溯升高。

$$\frac{R_x}{H_{o'}} = a\xi^b \quad , \frac{1}{30} \le \tan\beta < \frac{1}{5} \quad \text{ I } 0.007 \le \frac{H_0}{L_0}$$
(C4.7.1)

式中 ξ 稱為碎波帶相似參數(surf similarity parameter), ξ =tan β (H₀'/L₀)1/2, tan β 為坡面坡度,而x,a及b分別為統計值及計算值係數, 列如表 C4-7。

Rx	R _{max}	R2%	R 1/10	R1/3	R
a	2.32	1.86	1.70	1.38	0.88
b	0.77	0.71	0.71	0.70	0.69

表 C4-7 式(C4.7.1)之係數

表中 R_{max}, R_{2%}, R_{1/10}, R_{1/3}, 及 R 分別表示最大溯升,最大 2%,最大 1/10,最 大 1/3 溯升高平均值及溯升高平均值等。式(C4.7.1)已包含碎波水位上升。 另式(C4.7.2)為 1/3 最大溯升高,其與水工試驗結果亦相當一致。

 $\begin{array}{ll} R_{1/3}/H_s\!\!=\!\!0.25\!\!+\!\!1.1\xi & (0\!\!<\!\!\xi\!\!\leq\!\!2.2) \\ R_{1/3}/H_s\!\!=\!\!3.0\!\!-\!\!0.15\xi & (2.2\!\!<\!\!\xi\!\!\leq\!\!9.0) \\ R_{1/3}/H_s\!\!=\!\!1.65 & (9.0\!\!<\!\!\xi) \end{array} \tag{C4.7.2}$

2.波浪在斜波堤之溯升高

(1)低滲透率抛石堤

根據 Van der Meer-Sten 之試驗結果得如式(C4.7.3)。

$$\frac{R_x}{H_s} = a\xi_m \qquad (\xi_m \le 1.5)$$

$$\frac{R_x}{H_s} = b\xi_m$$
 ($\xi_m \ge 1.5$) (C4.7.3)
式中 $\xi_m : = \tan\beta/(2\pi H_s/gT_m^2)^{1/2}$
H_s:在海堤堤腳水深處之示性波高
T_m:平均週期

a,b及c如表4.7-2所列。

(2) 滲透率約 P=0.5 之抛石堤

$$\frac{R_x}{H_s} = d \tag{C4.7.4}$$

d 值如表 C4-8 所列。

以上兩式係根據不規則且輔符合 Rayleigh 分布之正射波浪之試驗 結果。

Rx	R _{max}	R2%	R 1/10	R1/3	R
а	1.12	0.96	0.77	0.72	0.47
b	1.34	1.17	0.94	0.88	0.60
c	0.55	0.46	0.42	0.41	0.34
d	2.58	1.97	1.45	1.35	0.82

表 C4-8 式(C4.7.3)及(C4.7.4)之係數

(3)平台式斜坡堤之溯升高

斜坡海堤或護岸受波浪作用後將產生波浪溯升之現象,由波浪溯 升之高度亦可決定堤頂之高度及越波量之多寡。評估方式可依照美國 工程兵團(US Army Corps of Engineers)之海岸工程手冊(Coastal Engineering Manual)中, J.P. de Waal 及 J.W. van der Meer 所發表推算波 浪之最大溯升高度公式進行計算,其斷面型式如圖 C4-11 所示,對應 之途,其相關公式如下:

$$R_{u2\%} / H_{1/3} = \begin{cases} 1.5 \gamma_f \gamma_h \gamma_\beta \xi_{eq} & 0.5 < \xi_{eq} \le 2.0 \\ 3.0 \gamma_f \gamma_h \gamma_\beta & \xi_{eq} > 2.0 \end{cases}$$
(C4.7.5)

其中 R_{112%}:溯升高度

 γ_t :堤面覆面石折減係數(詳表 C4-9 所示)

$$\gamma_{h} = \begin{cases} 1 - 0.03(4 - \frac{h}{H_{s}})^{2}, & 1 \le \frac{h}{H_{s}} \le 4.0 \\ 1, & \frac{h}{H_{s}} \ge 4.0 \end{cases}$$

$$\gamma_{b} = 1 - r_{B}(1 - r_{dB})$$

$$r_{dB} = 0.5(\frac{d_{B}}{H_{s}})^{2}$$

$$r_{B} = \frac{B\tan\alpha_{1}\tan\alpha_{2} + d_{B}(\tan\alpha_{1} - \tan\alpha_{2})}{B\tan\alpha_{1}\tan\alpha_{2} + H_{s}(\tan\alpha_{1} + \tan\alpha_{2})}$$

$$\gamma_{\beta} = 1 - 0.0022|\beta|$$

$$\gamma_{\beta} = \cos(\beta - 10^{\circ})$$

$$\xi_{eq} = \gamma_{b} \times \xi_{p}$$

$$\xi_{p} = \tan\alpha / \sqrt{S_{p}}$$

$$\tan\alpha = \frac{2}{(\frac{1 + d_{B} / H_{s}}{\tan\alpha_{1}} + \frac{1 - d_{B} / H_{s}}{\tan\alpha_{2}})}$$

$$S_{p} = H_{s} / (1.56T_{p}^{2})$$

(波浪尖銳度係數)



圖 C4-11 複式斜坡海堤或護岸斷面示意圖

護 面 層	堤面覆面石折減係數 γ_f
不透水護面	1.0
單層塊石護面	0.55
雙層塊石護面	0.50
不規則消波塊護面	0.50

表 C4-9 堤面保護工對波浪溯升之折減係數

(4) 波浪入射角對波浪溯升之折減

若波浪非垂直入射,則與垂直入射波浪溯升比較之折減係數 K_{β} 示如圖 C4-12。



圖 C4-12 波浪入射角β與折減係數Kβ之關係

(5)堤前緩坡海床之波浪上升

圖 C4-13 為海床坡度 1/70 之試驗結果,可供估計堤前緩坡波浪溯 升之參考。



圖 C4-13 海堤位於碎波點後岸側之溯升高度

3. 波浪在坡面之下降(rundown)

(1)在光滑不滲透坡面之波浪下降,以不規則長峰波試驗結果如式(C4.7.6) 所示。

$$\frac{R_{d2\%}}{H_s} = \begin{cases} 0.33\xi_{op} & \text{for } 0 < \xi_{op} \le 4\\ 1.5 & \text{for } \xi_{op} > 4 \end{cases}$$
(C4.7.6)
式中 $\xi_{op} = \tan \alpha / \sqrt{Sop}$
 $\alpha : 坡面斜角$
 $Sop = \frac{2\pi H_s}{gT_p^2}$
 $H_s : 示性波高$
 $T_p : 相對波譜峰之波浪週期$
 $g : 中重力加速度$

(2) 光滑混凝土塊鋪面之斜坡之波浪下降,則如式(C4.7.7)所示。

$$\frac{R_{d2\%}}{H_s} = 0.5\xi_{op} - 0.2\tag{C4.7.7}$$

4. 波浪在斜坡堤之下降

如式(C4.7.8)所示為考慮滲透率 P 斜坡堤之波浪下降:

$$\frac{R_{d2\%}}{H_s} = 2.1\sqrt{\tan\alpha} - 1.2P^{0.15} + 1.5e^{-(60s_{om})}$$
(C4.7.8)

式中 P:滲透係數(見圖 C4-14)

$$s_{op}=(2\pi H_s)/(gT_m^2)$$

Tm:平均波浪週期



圖 C4-14 標稱滲透係數

C4.7.2 波浪越波量<修訂>

越波量為單位時間內越波水量之平均體積,一般以單位寬度之越波量 來表示。越波量大時,不僅護岸及堤防會受到損害。護岸及堤防後方之道 路、房屋及港灣設施等會受到淹水的危險,對於親水設施而言,越波量大 會增加使用者的危險性。設計時,應考量構造物之構造及其利用狀況來決 定越波量的容許值。再者,在用實驗來推斷越波量時,應考慮潮位之變化。

圖 C4-15~圖 C4-18 為於推算直立式海堤與消波式海堤越波量時之參 考圖。該圖乃係由 Goda 以不規則波之試驗方式所繪出。而試驗與現場觀測 值之比值範圍如表 C4-10 所示。表中 q 為單位寬度越波量、g 為重力加速度、 H₀'為相當外海波高。另由美國工兵團之海岸工程手冊(Coastal Engineering Manual)亦有針對在各種構造物保護下,其堤後容許之越波量,詳圖 C4-19 所示,以上述兩種規範所定值以供設計推估適當之胸牆高度。

若設計時所採用之底床坡度與深海波之波浪尖銳度與圖不符時,則以 圖中最接近值之曲線或內插求得越波量。

圖中所使用之消波塊係以雙層菱形塊排列方式,若採不同消波塊或是
相同消波塊但不同排列時,則實際越波浪將與圖中不同,應特別注意。 1.容許越波量

容許越波量主要受到堤線位置、海堤結構型式、堤後土地使用狀況及 排水設施容量等相關因素之影響,故應針對個別條件予以設計。表 C4-11 為 Goda 依據過去不同災害情況下所給定之容許越波量。此外,福田等人 針對堤後方土地使用之情形設定容許越波量詳表 C4-12 所示, Nagai 等人 以規則波試驗方式針對海堤後方設施之重要性所設定容許越波量如表 C4-13 所示。

$q/\sqrt{2g(H_0')^3}$	直立海堤	消波海堤
10 ⁻²	0.2~1.5 倍	0.5~2 倍
10 ⁻³	0.4~2 倍	0.2~3 倍
10^{-4}	0.2~3 倍	0.1~5 倍
10 ⁻⁵	0.1~5 倍	0.05~10 倍

表 C4-10 越波量之試驗與觀測值比較表

去 C4-11	海堤灾车拔油昌力推定值一暨去
衣 04-11	母坂谷 计 巡 波 里 人 推 火 值 一 見 衣

型式	覆面工	容許越波量(m ³ /m·s)	
谁出	堤後有保護工	0.2	
设件	堤後無保護工	0.05	
	堤前、頂面及背後均為混凝土保護	0.05	
堤防	堤前、頂面為混凝土保護	0.02	
	僅堤前為混凝土保護	0.005以下	

表 C4-12 堤後土地使用情形之容許越波量

使用者	與堤防之距離	容許越波量 (m ³ /m·s)
行人	正後方(50%安全度)	2×10^{-4}
11 /	正後方(90%安全度)	3×10^{-5}
自行車	正後方(50%安全度)	2×10^{-5}
	正後方(90%安全度)	1×10^{-5}
房屋	正後方(50%安全度)	7×10^{-7}
	正後方(90%安全度)	1×10^{-5}

重要程度	容許越波量(m ³ /m·s)
堤後有高密度房屋及公共設施,若淹 水將造成很大的損害	約 0.01
其他重要地區	約 0.02
其他地區	0.02~0.06

表 C4-13 堤後土地利用重要程度與容許越波量關係一覽表

2.等值堤頂高係數

對於海堤上有消波塊或是消波式海堤,可用等值堤頂高係數作為越波 量之依據。等值堤頂高係數為海堤高與相同越波量之假想直立堤高之比, 且此時兩者之波浪條件及底床條件均相同。若等值堤頂高係數小於1時, 則表示降低消波海堤的高度(比直立堤低),亦可達到相同之越波量。簡而 言之,消波海堤能有效的降低越波量。一般型式海堤之等值堤頂高係數β 參考值如下:

$\beta = 0.9 \sim 0.7$
$\beta = 0.6$
$\beta = 1.0 \sim 0.5$
$\beta = 1.7 \sim 1.0$
$\beta = \begin{cases} 1 - \sin^2 \theta, & \theta \le 30^{\circ} \\ 1 - \sin^2 30^{\circ}, & \theta > 30^{\circ} \end{cases}$

 $(\theta$ 為波浪入射角, $\theta=0^{\circ}$ 為正向入射)



圖 C4-15 直立堤越波量(底床坡度 1/30)



圖 C4-16 直立堤越波量(底床坡度 1/10)

 $q(m^3/m/s)$







 h/H_0'

圖 C4-17 消波堤越波量(海床坡度 1/30)



圖 C4-18 消波堤越波量 (海床坡度 1/10)



圖 C4-19 容許越波量界定範圍

越波量之多寡亦可依照美國工程兵團(US Army Corps of Engineers)之 海岸工程手冊(Coastal Engineering Manual)中, J.P. de Waal 及 J.W. van der Meer 所發表推算波浪之越波量公式進行計算,其相關公式如下:

$$\gamma_{\beta} = 1 - 0.0033\beta \qquad (短峰波入射折減係數) \qquad (C4.7.9)$$

$$\gamma_{\beta} = \begin{cases} 1.0 & \text{for } 0^{\circ} \le \beta \le 10^{\circ} \\ \cos^{2}(\beta - 10^{\circ}) & \text{for } 10^{\circ} < \beta \le 50^{\circ} (長峰波入射折減係數) \quad (C4.7.10) \\ 0.6 & \text{for } \beta > 50^{\circ} \end{cases}$$

(1)碎波相似參數 *EP*<2

$$q = 0.06 \exp(-5.2 \frac{R_c}{H_s} \frac{\sqrt{S_P}}{\tan \alpha} \frac{1}{\gamma_r \gamma_b \gamma_h \gamma_\beta}) \frac{\sqrt{gH_s^3}}{\sqrt{\frac{S_P}{\tan \alpha}}} (\mathbb{P} \dot{\alpha} \, \mathbb{R} \, \underline{\beta} \, \underline{\beta$$

$$0.3 < \frac{R_c}{H_s} \frac{\sqrt{S_P}}{\tan \alpha} \frac{1}{\gamma_r \gamma_b \gamma_h \gamma_{\beta}} < 2 \qquad (計算限制條件) \qquad (C4.7.12)$$

(2)碎波相似參數 ξ P>2

$$q = 0.2 \exp(-2.6 \frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma_r \gamma_b \gamma_h \gamma_\beta}) \sqrt{g H_s^3} \quad (\mathbb{P} \ \Call{eq:generalized_started$$

其中 R_c=堤頂出水高

3. 越波傳達波高

圖 C4-20 為越過合成式防波堤在港側之波高,其不但適用於有義波高,亦適用於最大十分之一波高即平均波高。而在週期方面,約為入射波高之 50 到 80%,此適用於有義週期及平均週期。



圖 C4-20 合成式防波堤越波傳達波高

4.斜坡式防波堤滲透傳達波高

式(C4.7.14)為斜坡式防波堤滲透傳達波高係數。

$$K_T = \frac{1}{\left(1 + k_t \sqrt{H/L}\right)^2}$$
(C4.7.14)

式中 k_t: k_t=1.26(B/d_t)^{0.67} (斜坡式防波堤), k_t=1.184(B/d_t)^{0.895} (異型塊防 波堤)

- B: 堤頂寬
- dt: 標稱塊石粒徑或異型塊高度
- H:入射波高
- L:入射波長

C4.8 碎波平均水位上升(wave setup)<新增>

由於輻射應力(radiation stress) 碎波在灘線附近引起之水位上升量稱為 波浪上升(wave setup),其上升量與海底坡度及入射波尖銳度有關,越靠近 灘線越大,可達外海波高的 10%或更大,因此在灘線之水位上升量很大, 這是潮位偏差重要因素之一。

在碎波帶內本應考慮波浪上升所產升之平均水位上升,然而碎波帶內 波高、波力、越波量等之計算公式及圖表已經含蓋平均水位上升之效應, 故平均水位不用另外加上波浪上升。但若在礁區會產升很大的波浪上升, 甚至超過1公尺,則平均水位就要另外加上波浪上升。

由於輻射應力(radiation stress)碎波在灘線附近引起之水位上升量,合田 良實以不規則波計算平均水位之變化如圖 C4-21 及圖 C4-22 所示。圖中顯 示波浪尖銳度(H_o'/L_o)越小,平均水位上升越大。圖 C4-23 為在灘線之水位 上升,顯示波浪尖銳度越小,海底坡度越陡,則平均水位上升越大。圖 C4-24 為考慮方向波譜,與圖 C4-23 比較在波浪尖銳度小時,其平均水位上升略 小。



圖 C4-21 平均水位之變化 (海底坡度 1/10)



圖 C4-22 平均水位之變化 (海底坡度 1/100)



圖 C4-23 在灘線平均水位之上升



圖 C4-24 考慮波浪多方向在灘線水位之上升

港灣構造物設計基準相關條文修訂

第五章 波力

符號說明

- A: 坡面與水平面所成角度, °
- A: 侵蝕部份之面積,如圖 C5-7
- B:平版寬度,m
- a 與 b:由混凝土塊之形狀或坡面斜率等之係數(KD 值為 8.3 之異型混 凝土塊之 cotα=4/3 時, a=2.32、b=1.33, cotα=1.5 時, a=2.32, b=1.42)
 - *C_H*: 碎波效果係數{=1.4/(*H*_{1/20}/*H*_{1/3})} 碎波帶以外區域為 1.0
 - *C*_M: 慣性力係數
 - D:構造物之直徑或寬度,m
 - D_n : 為混凝土塊之代表粒徑長, $D_n = (W/\gamma_r)^{1/3}$
 - D_{n50} :相當於護面石 50%重量之粒徑,=(W_{50}/γ_{r})^{1/3}
 - H_b :示性波高5倍距離海側處之碎波臨界波高,m
 - Ha: 未考慮法線形狀影響時之設計波高, m
 - H'a:考慮法線形狀之影響,計算波力時之波高,m
 - H:波高,m,見C5.4.3節
 - H:進行波波高,通常是最大波高 H_{max}(m),見 C5.5.1 節
 - H_i :入射波高,m
 - H_0 :深海波高,m
 - H_s:堤前重複波高,m
 - $H_{1/3}$:示性波高,m
 - *H*_{1/20}: 1/20 最大波高, m

h: 水深, m

- h':基礎拋石堤基(保護層除外)之堤頂水深,m,參考圖 C5-8
- *I_r*: Iribarren 數(tanα/S_{om}^{0.5}),亦稱湧浪相似參數(surf similarity parameter)
- K_c :法線形狀之影響所致波高增大率 $K_c \geq 1.0$
- K_{cb} : 碎波臨界波高之增大率極限值 $K_{cb} = 1.4$
- KD: 主要為由護面材之形狀與損害率等決定之係數(KD值)
- K_r:堤之反射率
- L:波長,m),見C5.4.2節
- L:進行波波長,m, 見C5.5.1節
- L':對水深h'處設計示性波週期之波長,m
- L_0 : 深海波長($L_0 = gT_{1/3}^2/2\pi$, g=9.81m/s²)
- N:作用波數(於暴風期間)
- No:災害度 表示損害程度之損害率之一種,防波堤法線方向寬度 Dn之範圍內移動之混凝土塊個數
- Ns: 依護面材之形狀、坡度及損害率等決定之安定係數
- N_{spl}: 對捲波型碎波(plunging breaker)之安定係數
- Nssr: 對湧波型碎波(surging breaker)之安定係數
 - P: 護面層下部之透水係數(如圖 C5-6 所示),見 C5.3.1節
 - *P*:總上揚力,tf,見C5.5.1節
 - S:變形等級(S=A/Dn50²)(如表 C5-1 所示),見 C5.3.1節
 - S:平版與靜水面之淨距,m,見C5.5.1節
 - s':平版與波峰及波谷中間水平面之淨距,m
- Som : 波形尖銳度(H1/3/L0)
 - *T*:週期, sec
- *T*_{1/3}:示性波週期, sec

 $tan \theta$: 底床坡度

Umax:波浪水例子最大水平流速,m/s

W:混凝土塊重量,見C5.3.1節

- W:波浪水分子橢圓運動之長軸,m,見C5.4.2節
- W50: 護面石 50%重量(護面石之所需重量)
 - z:垂直軸,m,在靜水面為0,向上為正,向下為負
 - α:坡面與水平所成角度,°
 - αs: 對象地點為水平時之修正係數(=0.45)
 - β:波之入射角(與法線方向所成角度,不施行 15°波向修正(參考
 圖 C5-9)
 - ρ_o :海水單位重量,tf/m³
 - *ℓ*: 垂直入射時為前肩寬度 *B_M*(m), 斜向入射時為 *B_M* 或 *B_M*'間(*κ*₂)_B 較大者之數值(參考圖 C5-8)
 - ζ :修正係數

C5.1 一般說明

安定計算時,由於對直立部最危險之波浪與計算覆蓋材料重量時所採 用之波浪有時不一樣,須予注意。

對潮位而言,由於對直立部最危險之潮位與計算覆蓋材料重量時所採 用之潮位有時不一樣,須予注意。

隨構造物之型式,波力大致可分以下幾種:

1. 作用於直立式構造物之波力。

2. 作用於護面材之波力。

3. 作用於海中結構之波力。

4. 作用於水面附近構造物之波力。

因各種構造物型式,其作用波力之計算不同,因此須依實際狀況採用 合適之計算法。某些構造物之作用波力相關研究較少,宜以模型試驗加以 檢討。

實際之波浪,其波高週期均不規則,隨著水深或海底地形,有非碎波 或碎波後之波浪作用在構造物上,波力計算時,應依設計條件,以帶給構 造物最嚴重影響之波浪來檢討,此時須充分考慮波浪之不規則性以及因斷 面型式對波力產生之特性。

通常對波高而言,愈大波高之波浪,帶來愈大之波力,因此,以到達 構造物之不規則波群中之最高波作為波力估算之依據即可,但對作用於坡 面之護坡石、塊等之安定性,剛性較低之柱狀構造物以及浮體構造物上之 波力,則應考慮不規則波浪連續作用之影響。

以模型試驗進行波力之檢討時,須充分考慮構造物之破壞情況,而採 取適當之測定法,另外亦須充分考量現場波浪之不規則性,特別是以規則 波進行試驗時,原則上須包含對最高波之檢討。

C5.2 作用於直立壁之波力

C5.2.1 作用於直立壁之波力性質

1. 影響直立壁波力之因素

影響作用於直立堤波力之主要因素為波浪之週期、波高、波向、潮位、水深、海底坡度、堤基高程及堤基寬度、堤基坡度、直立堤之堤頂

高以及堤底水深等。此外,特別在延長線上有轉角時,往往會受較直線 部較大之波力,須特別考慮此法線形狀之影響。另外,直立堤前面以消 波塊覆蓋時,消波塊之特性,頂端高程及寬度等均有影響。

2. 波力之種類

作用於直立堤之波力,就波浪之形態而言,可分為重複波力、碎波 後之波力等,但其變化應為連續性者。重複波力為與水深相比波高較小 之波浪所產生,波壓之時間變化較緩,隨著波高之增大,作用之波力亦 大。碎波後之波力通常位於直立堤稍微海側破碎之波浪,將會產生最大 之波力,因此除在非常淺之區域外,在直立堤前方碎波之碎波力較距直 立堤很遠處碎波之作用力為大,特別在坡度很陡之海底面上之直立堤, 或坡度雖緩但堤基很高之直立堤上,碎波作用時,會產生強大之衝擊碎 波壓,應特別留意。

C5.2.2 作用於直立壁之重複波力及碎波波力

1. 波峰作用時

(1) 直立壁前面波壓

在靜水面之波壓為最大值 P1,靜水面上η*高度上波壓為0,水 底下波壓為 P2之直線分佈,考慮直立壁底面至頂端為止之波壓分佈詳 如圖 C5-1 所示。



圖 C5-1 波壓分佈圖

其各項波壓計算如下:

$$\eta^* = 0.75 (1 + \cos \beta) \lambda_1 H_d$$
 (C5.2.1)

$$P_{1} = 0.5(1 + \cos\beta)(\alpha_{1}\lambda_{1} + \alpha_{2}\lambda_{2}\cos^{2}\beta)\omega_{0}H_{d}$$
(C5.2.2)

$$P_2 = \frac{P_1}{\cosh(2\pi h/L)} \tag{C5.2.3}$$

$$P_3 = \alpha_3 P_1 \tag{C5.2.4}$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right]^2$$
(C5.2.5)

$$\alpha_2 = \min\left[\frac{h_b - d}{3h_b} (\frac{H_d}{d})^2, \frac{2d}{H_d}\right]$$
(C5.2.6)

$$\alpha_{3} = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right]$$
(C5.2.7)

- 式中 η^{*}:靜水面上波壓強度為 0 之高度(m) P₁:靜水面之波壓強度(tf/m²) (KN/m²) P₂:海底面之波壓強度(tf/m²) (KN/m²)
 - P_3 :直立壁底面之波壓強度(tf/m²)(KN/m²)
 - ω₀:海水單位重 1.03 (tf/m³) 10.1 (t/m³)
 - β:堤法線之垂線與波浪主方向線±15°範圍中修正之角度,如
 圖 C5-2 所示。
 - ん、ん:波壓修正係數(標準值為1)
 - h:直立壁前之水深(m)
 - L:水深h處之設計計算所使用之波長(m)
 - *H*_d:設計波高(m),採最大波高
 - hb:直立壁前方海側5倍示性波高距離處之水深(m)
 - h':直立壁底面之水深
 - d:護基方塊或護面材水深較小者(m)

min(a,b): a 或 b 中較小者



圖 C5-2 波浪入射角之取法

(2) 直立壁底面揚壓力

a.直立壁位於水面下之揚壓力分佈

作用於直立壁底面之揚壓力成前趾為 Pu 後趾為 0 之三角形分佈。

$$P_u = 0.5(1 + \cos\beta)\alpha_1\alpha_3\lambda_3\omega_0H_d \tag{C5.2.8}$$

 P_u :作用於直立壁底面之揚壓力

A: 揚壓力修正係數(標準值為1)

b.直立壁位於水面上之揚壓力分佈

前述乃指直立壁位於設計水位下之揚壓力分佈,則 lu=B(堤底 寬),然若直立壁位於設計水位以上,則必須以谷本,小島提出之修 正式計算

$$\ell_{u} = \min\left\{B, 0.2 \frac{(\eta^{*} + h')^{2}}{|h'|}\right\}$$
(C5.2.9)

其中h'為直立堤底部出水面之高度(取負值)。

而揚壓力之合成力 U 及力矩 Mu 可由下式求之:

$$U = 1/2Pu \cdot \ell_u \tag{C5.2.10}$$

$$Mu = 2/3U \cdot \ell_u \tag{C5.2.11}$$

式中 4:表示揚壓力作用於堤底之範圍

故在設計水位上之波壓及揚壓力分佈圖如圖 C5-3 所示。



圖 C5-3 直立壁位於水面上之揚壓力分佈圖

上述所表示之波力計算公式為合田根據波壓試驗結果以及對現場防 波堤之適用成果加以考慮,並加上修正波向效應所提出之公式稱為合田 公式。依此,不須區別重複波或碎波,可直接求得作用於直立壁之波力。 但對坡度很陡之海底面上之直立壁或高拋石基礎上之直立壁,強大衝擊 波壓作用之條件來說,對波力之估算可能偏低,因此在應用時,對衝擊 波壓發生之危險性須予以留意。此外,依據現有防波堤之實績或可確定 公式適用性之時,其他波壓公式如 Sainflou 波壓公式及廣井波壓公式亦 可選擇作為波力計算。

本公式之波壓為以靜水時為基準計算波浪之作用所產生之波壓力。 波浪作用以前之靜水壓依需要另外考慮。另外,本公式主要以檢討直立 壁堤體之安定性之波力為對象,特別是在碎波之作用時,並不一定是表 示各位置之局部最大波壓,在作構材之檢討時,此點須特別留意。

合田公式中之參數 α₁ 為展現週期(嚴格而言是 h/L)影響之參數,其限 制值深海時為 0.6, 淺水時為 1.1。週期之影響可於最大波高計算時顯現, 在深海波高為定值時,於碎波帶週期大者其最大波高亦大;因此,於進 行合田公式計算波歷時應謹慎選定週期。

合田公式中有關基礎拋石高度及底床坡度之影響係以參數α2展現, 當基礎拋石高度由零(*d=h*)逐漸增加,α2之值亦由零逐漸增之值加至最大 值,當α2之值到達其最大值後會逐漸減小至零(*d=0*),α2之最大值為1.1。 參數α2 中 *hb*為直立壁前方海側5倍示性波高距離處之水深,其值與底床 坡度設定有關,因此,於設計條件中應謹慎設定底床坡度。

由以上說明了解合田公式已將基礎拋石高度及底床坡度對波壓之影

響納入考量,然而直立壁位於高拋石基礎或底床坡度很陡之情況下,可 能會有巨大衝擊波壓作用於堤體上,此時合田公式對於波壓可能有低估 之情形產生。因此,使用合田公式應特別注意衝擊波壓發生之風險。

當沉箱有基腳時,在波浪之作用側基腳之上面有往下作用之波力以 及底面前趾有 P₀後趾為 O 之揚壓力作用,但儘管如此,通常其合力與無 基腳時之揚壓力並無很大之差別,因此,如圖 C5-4 所示,可忽視基腳而 以無基腳之情況計算揚壓力。



圖 C5-4 有基腳時之揚壓力

2. 波谷作用時

當波浪之波谷作用於堤面時,所產生之負波力,可依據水工模型試驗 亦或以下之計算公式加以計算。

堤面波谷作用時,堤體之負波壓如圖 C5-5 所示,在靜水面為 0,靜 水面下 0.5H_d 為 P_n,至底面為止均為不變之直線分佈波壓向海側作用。

 $P_n=0.5\omega_oH_d$

(C5.2.12)

式中 *P_n*: 波壓強度(tf/m²)(KN/m²)

ω₀:海水之單位重量 1.03 (tf/m³) 10.1 (t/m³)

 H_d :設計波高(m)

另外,作用於底面之負揚壓力,如圖 C5-5,前趾為 Pn後趾為 0 之三角分 佈為向下作用之負揚壓力。



圖 C5-5 負波壓分佈

C5.2.3 衝擊波力

1.衝擊波壓之特性

衝擊碎波作用時之最大波壓,隨著條件可達波高相當之靜水壓 (1.0 ω_oH_d)之數倍至數十倍,此已由模型試驗等顯示出。但僅管如此,其作用 時間很短,為局部性,只要條件稍微變化其變動亦很顯著。另外,由於為 衝擊性之緣故,隨著構造物之力學特性對安定性或構材應力之效果亦不同, 因此,對衝擊波壓無法以一般之計算法求得,須對各個力學條件相對應之 模型試驗,對波力進行檢討。

2.衝擊波壓之發生條件

衝擊波壓之發生原因很多,很難加以確定。由各種試驗結果,當構造物法線之垂直線與波向之交角β在20°以內,同時又有以下之情況時,則 易造成衝擊碎波壓。

(1) 海底地形很陡時

當海底坡度較 1/30 為陡時,在直立壁之稍微海側處之相當深海波波 形尖銳度在 0.03 以下(包含碎波時)很容易產生衝擊波壓。

(2) 高基礎時

海底坡度雖平緩,但因基礎之形狀亦會導致衝擊波壓,此時除波浪 之條件外,若基礎拋石較高,而且前肩寬度相當廣亦或斜坡坡度平緩, 在拋石基礎之斜坡面或斜坡肩部附近如有水柱狀之碎波衝擊時會產生 衝擊波壓。海底坡度較 1/50 為緩時,若拋石基礎高程上之水深與設置 水深比大於 0.6 時,不會產生強大之衝擊波壓。

3. 對策工法

若強大之衝擊波壓作用於直立壁時,其前面投入消波塊加以保護,將 使作用波力顯著減小。特別為高基拋石基礎時,若有充分之消波塊加以保 護可防止衝擊波壓之發生,另外,直立堤採用適宜之消波沉箱,或斜面沉 箱等異型沉箱,有時方可避免衝擊波壓之作用。

4. 以模型試驗檢討波力

以模型試驗進行衝擊波壓的檢討,須考慮衝擊波壓對構造物之反應特 性。如直立堤整體之安定性,須以堤體之滑動試驗來檢討,胸牆等構材強 度則以應力測定實驗檢討。

5.作用於合成堤之衝擊波壓

高橋經由滑動試驗,提出拋石基礎高石因碎波產生之衝擊波壓係數 α1公式如 C5.2.13 所示。在使用合田公式 C5.2.2 式計算波壓時,當α1之計 算值大於α2必須以α1取代α2。

$$\alpha_{\rm I} = \alpha_{\rm I0} \alpha_{\rm I1}$$

(C5.2.13)

式中	$\alpha_{10} = H/d$	$H \leq 2d$
	=2	H>2d

α11則由圖 C5-6 求得。

光易以 1/50,1/25,1/15 等不同底床坡度,利用規則波進行堤體波壓 試驗,提出計算直立堤發生最大沖擊波壓之水深 h_M 公式如 C5.2.13 所示, 不同坡度下最大衝擊波壓力與 H₀/L₀之關係圖,則繪製如圖 C5-7 所示。

$$h_M/H_0 = C_M(H_0/L_0)^{-1/4}$$

(C5.2.13)

式中 C_M=0.59-3.2tanθ H₀:深海波高(m) L₀:深海波長(m) tanθ:底床坡度







C5.2.4 作用於消波塊覆蓋堤的波力 1.因消波塊覆蓋所致波力之變化

直立壁前方投入消波塊等設置消波設施時,作用於堤體之波力將產生 變化,其變化程度,除隨來襲波之特性外,更依消波設施之頂高、寬度、 消波塊之種類、填充石之有無及消波設施之構造而不同,通常直立堤在重 複波作用時波力之變化並不大,但在強大的衝擊波壓作用時,隨消波塊之 覆蓋,波力將有相當程度之減少,但儘管如此,僅在消波塊有充分之寬度 與頂高時,波力方有減小效果。特別於消波塊之頂部較設計潮位低時,經 常會使波力增大,此點須注意。

2.消波塊充分覆蓋直立壁時之波力計算式

由於作用於消波塊充分覆蓋直立壁之波力,隨消波塊之構造而變化, 因此,應依模型試驗加以計算為原則。

若消波塊之頂端與直立壁之頂高相同,且波浪作用時亦能確保消波塊 之安定,則作用於直立壁之波力,可依合田公式(C5.2.1 式、C5.2.2 式及 C5.2.8 式)加以計算,並依據設計條件設定適當之波壓修正係數λ1,λ2、λ3。 由於消波塊消散碎波波力,一般而言碎波波壓修正係數λ2設為零;波壓修 正係數λ1及λ3則與最大波高相關,計算公式如C5.2.14 所示。

 $\lambda_{I} = 1.0 \qquad : H/h \le 0.3 \qquad (C5.2.14)$ = 1.2-(2/3)(H/h) $: 0.3 < H/h \le 0.6$ = 0.8 : H/h > 0.6 $\lambda_{3} = \lambda_{I}$

C5.2.5 考慮法線形狀影響之波力計算

1.法線形狀所致波高變化與蛇行災害

通常法線不連續時,由於波浪之反射以及繞射效果,將使沿法線之波 高分佈成不一致,伊藤、谷本就受災防波堤之滑動狀況大多呈波狀分佈, 而稱此為蛇行災害,其原因之一為沿法線之波高分佈不同,影響作用波力。 像此種波高之局部變動傾向,特別對有凹狀之隅角之法線特別顯著。

2.考慮法線形狀影響的波力計算法

目前為止考慮法線形狀影響之波力計算法尚無完整成果,應依條件以 模型試驗加以檢討。但由於波力之增大與法線形狀之波高增大有相當之對 應關係,因此如式(C5.2.15),設計波高應隨影響之程度予以比例增加,而 波力計算則依合田式即可。

$$H'_{d} = \min\{K_{c}H_{d}, K_{cb}H_{b}\}$$
(C5.2.15)

式中 H'a:考慮法線形狀之影響,計算波力時之波高 K_c:法線形狀之影響所致波高增大率K_c≧1.0 K_{cb}:碎波臨界波高之增大率極限值K_{cb}≒1.4 H_d:未考慮法線形狀影響時之設計波高

Hb:示性波高5倍距離海側處之碎波臨界波高(m)

式(C5.2.15)之波高增大率 K_c,一般可以式(C5.2.16)表示,在波浪不破碎之 條件下,根據沿法線之重複波高之分佈加以決定。

 $K_c = H_s / \{H_i(1+K_r)\}$ (C5.2.16)

式中 H_s :堤前重複波高(m)

 H_i :入射波高(m)

K_r:堤之反射率

此時,以規則波來處理沿法線之波高增加率將會有很顯著地變動結果, 另外隨入射波的週期或入射方向,會有敏銳之影響,因此須考慮週期以及 入射方向之不規則性。但如此求得之 K_c值會沿法線變動,亦會產生 K_c< 1.0 值,故不能因此而將設計波高加以打折。

式(C5.2.4)右邊第2項為考慮法線形狀之影響,使波高增大,受水深限制之影響碎波臨界波高 Hb,當最大波高受碎波之影響範圍內有直立堤時,可以採用碎波中考慮波浪之不規則性之碎波變形之最大波高 Hmax 即可,若較為海側時,則採規則波之碎波指標之值即可。碎波臨界波高之增大率之極限 Kcb 值仍未充分了解,但依以往之試驗成果取 1.4 即可。

C5.2.6 考慮水深急變作用於直立壁之波力計算

當直立壁位於如礁岩地形之急變水深下,其波力計算應依將地形急變 因素納入考量之水工模型試驗結果為原則。

C5.2.7 作用於直立消波沉箱之波力<修訂>

作用於直立消波沉箱(圖 C5-8)之波力與一般的直立堤相同,除隨波浪、 潮位、水深、海底地形、拋石基礎形狀等而變化外,並依消波部之構造、 不同波浪作用階段而產生不同之波壓變化。消波艙設置後對波壓分佈作用 可分為三個階段進行分析(圖 C5-9),並依表 C5-1 波壓係數求取不同階段之 係數後,再加合田氏之波壓公式計算各階段消波沉箱堤所受波力總合力, 並驗核整體穩定性。







圖 C5-9 消波式沉箱波壓作用分佈圖

		Crest-I	Crest-IIa	Crest-IIb	
λs1 消能壁 λs2		0.85	0.7	0.3	
		$\begin{cases} 0.4 & (\alpha^* \le 0.75) \\ 0.3 / \alpha^* (\alpha^* > 0.75) \end{cases}$	0	0	
	λ_{L1}	1.0	0.75	0.65	
前 壁	λ_{L2}	$\begin{cases} 0.4 & (\alpha^* \le 0.5) \\ 0.2 / \alpha^* (\alpha^* > 0.5) \end{cases}$	0 0		
後壁	λ_{R1}	0	$\begin{cases} 20\ell/3L'(\ell/L' \le 0.15) \\ 1.0 \qquad (\ell/L > 0.15) \end{cases}$	$\begin{cases} 1.4 & (H/h \le 0.1) \\ 1.6 - 2H/h (0.1 < H/h < 0.3) \\ 1.0 & (H/h \ge 0.3) \end{cases}$	
	λr2	0	$\begin{cases} 0.56 & (\alpha^* \le 25/28) \\ 0.5/\alpha^* (\alpha^* > 25/28) \end{cases}$	0	
底版	$\lambda_{\rm M1}$	0	$\begin{cases} 20\ell/3L'(\ell/L' \le 0.15) \\ 1.0 \qquad (\ell/L > 0.15) \end{cases}$	$\begin{cases} 1.4 & (H/h \le 0.1) \\ 1.6 - 2H/h (0.1 < H/h < 0.3) \\ 1.0 & (H/h \ge 0.3) \end{cases}$	
	λ_{M2}	0	0	0	
揚壓力	$\lambda_{\rm U}(=\lambda_3)$	1.0	0.75	0.65	

表 C5-1 消波式沉箱波壓係數表

C5.3 護面塊石與消波塊所需重量

C5.3.1 斜坡堤護面塊石與消波塊所需重量<修訂>

斜坡堤標準斷面如圖 C5-10 所示,其護面材料所需重量,可依 Hudson 公式計算求出。





受波力作用之斜坡面構造物之表面斜坡,護坡塊石或型塊所需重量可依式(C5.3.1)加以計算。

$$W = \frac{\gamma_r H^3}{K_d (S_r - 1)^3 \cot \alpha}$$
(C5.3.1)

式中 W:護面塊石或型塊所需重量(tf)(KN)

γr: 護面塊石或型塊在空氣中之單位重(tf/m³)(KN/m³)

 S_r : 塊石亦或混凝土塊對海水之比重 $S_r = \gamma_r / \gamma_w$

- α :坡面與水平面之角度
- Yw: 海水之單位重 1.03 (tf/m³) 10.1 (t/m³)
- H:設計波高,為構造物設置水深處之示性波高(H1/3)
- K_d:依覆蓋材及破壞率所決定之係數。但是對在靜水面下 1.5H 深 之覆蓋石可以採用比(式 C5.3.1)為輕之重量。

1.設計波高

由於本計算式為根據規則波之試驗結果所提出者,因此,對於實際之 不規則波之作用適用性,究竟應使用何種波高即為一問題,但在拋石抑或 型塊所構成之構造物中,並非由不規則波群之最高波 Hmax,之單一波之作 用而導致破壞,而係由大小波浪之連續作用而逐漸形成破壞,此與以往之 實績相比較,Hudson 式之波高 H,應代表不規則波群之規模。因此應採 用坡面設置位置之示性波高為準。但當水深在相當深海波高之 0.5 倍以下 時,可以使用相當深海波高之 0.5 倍水深處之示性波高。

2.堤頭部重量之加成

由於堤頭部承受各方向來襲之波浪,所以斜坡覆蓋材往背面傾覆翻倒 之危險較大,因此,堤頭部所使用之拋石及混凝土消波塊須使用較 Hudson 式計算值為大之重量。

雖然Hudson建議堤頭部拋石應增加10% 混凝土塊增加30%之重量, 但此種程度依然不足,至少須使用較Hudson 式之重量大1.5倍之拋石以 及混凝土塊。

3.水面下覆蓋材重量

由於斜坡堤水面下波浪作用較弱,因此在靜水面下 1.5H_{1/3} 以下處可使用重量較小之覆蓋材。

4. 對波向之修正

有關波向之影響檢討例較少,尚未充分了解,故除以試驗加以確認者 外,通常對波向不加以修正。

5. 混凝土塊之強度

異型混凝土塊除對設計波之作用須確保所要之重量外,型塊本身亦須 有充分之結構強度。

6.暗礁上消波塊之安定性

暗礁上消波塊之安定性受暗礁斜坡寬度之距離以及暗礁上之水深等 之影響很大,因此須充分考慮而設計。所以在暗礁區消波塊的安定必須以 相同條件的模型試驗或有相似條件的現場經驗來驗證。

7.頂端高程低的斜坡堤之安定性

背後無壁面之支撐,而且堤頂高程低之斜坡堤之消波塊,堤頂及背側 之消波塊易受破壞須特別注意。因此堤背消波塊重量有時可能比堤前重。

8.陡坡上之消波塊的安定性

海底坡度陡同時又有呈卷狀之碎波時,隨消波塊之形狀會有強力之波 力作用,須將此加以考慮,而進行適宜之檢討。

9.安定係數與代表粒徑

 $D_n = (W/\gamma_r)^{1/3}$,而 $\Delta = S_r - 1$ 代入 Hudson 公式得

 $H/(\Delta D_n) = N_s \tag{C5.3.2}$

Ns:依護面材之形狀、坡度及損害率等決定之安定係數

10.Ns 值影響因子

護面塊石或型塊所需重量,可依如上所示之 Hudson 公式求得,安定 係數 Ns值,將依波高與護面材之單位重不同而有所變化,所以 Ns值由構 造物之特性、護面材之特性及波之特性等影響,主要由以下之原因而變 化。

(1)構造物之特性

a. 構造物型式(斜面堤、消波塊護面堤及合成堤等之構造物型式)

b.護面坡面之坡度

c. 護面位置(堤頭部、堤身部、自靜水面之位置、堤面、背面、平台等)

d. 堤頂高與堤寬、上部構造物之形狀

e.下部護面層(其透水係數、厚度、平坦程度)

(2) 護面材之特性

a.護面之形狀(護面石之形狀或混凝土塊之形狀、護面石時為其粒徑分佈)

b. 抛放方式(單層厚度、整齊拋放或亂拋等)

c.護面材之強度

(3) 波之特性

a.波數(作用波之數目)

b.波形尖銳度

c. 海底形狀(海底坡度、礁岩之有無等)

d.水深與波高之比(作為碎波與否及碎波型態等之指標)

e.波向、波之頻譜形狀與波群性

(4)損害之程度(損害率、損害等級指數及災害度)

然而設計所用之值,須由對應於其狀況之模型試驗結果適當地決 定。此外,將利用對應於示性波之規則波之試驗結果與不規則波之試 驗結果加以比較所得案例,0~10%範圍內形成同樣損害率之規則波高 與示性波高之比值依條件散落於 1.0~2.0 之範圍內,判定不規則波之 作用較具破壞性之傾向。因此,以不規則波作試驗較佳。

11.安定係數 Ns 與 Kd 值

Hudson 於 1959 年發表所謂 Hudson 式代替 Iribarren Hudson 式。此 Hudson 式為 Hudson 自行將式(C5.3.2)發展所得。

 $Ns^3 = K_d \cot \alpha$

(C5.3.3)

其以 Kacota 代替安定係數 Ns 之公式。

式中 α :坡面與水平所成角度(°)

*K*_d:主要為由護面材之形狀與損害率等決定之係數(*K*_d值)

Hudson 式為源自廣大範圍之室內試驗結果,又現地使用實績良好, 故斜坡護面材之所需重量為由此 Hudson 式(由 Ka值所得 Hudson 式)計算 而得。 然而由式(C5.3.2)之安定係數所得 Hudson 式,後面所述已利用作為合成堤之堤基護面材之所需重量計算式,又因亦利用於潛堤等其他構造物之護面材,較過去利用 Ka 值之公式為一般性之公式,將由安定係數所得 Hudson 式作為坡面護面材所需重量計算式之基本式。

係數 K_d 在 Hudson 式中為表示拋石或型塊之種類、堆積方式、波浪特 性等之影響係數,其值隨這些因素而變化,同時隨容許破壞程度亦會不同。 因此,設計採用之 K_d 值,須根據模型試驗之結果加以適當決定。但在採 用示性波相對應之規則波的試驗結果與不規則波試驗結果相比較時,不規 則波之作用較規則波較具破壞之傾向,因此試驗應以不規則波進行。

根據實際港灣工程所採用之 Ka值(堤身部)加以整理如表 C5-2。

名稱	K_d 值範圍	
中空三角形塊	7.6	
菱形塊	7.2~8.3	
道拉斯塊(Dolor)	20.0~22.0	
六腳塊	7.2~8.1	

表 C5-2 日本使用之消波塊 Ka值

12.包含波之特性等護面石之安定係數計算式

Van der Meer 於 1987 年進行高堤頂拋石斜面堤之坡面護面石相關系統 性試驗,提出考慮坡面斜率、波形尖銳度或波之數量,以及損害程度之安 定係數計算式。但下式為將 Van der Meer 建議式中使用超過機率 2%之波高 H_{2%}以 H_{1/20} 置換,乃為了較易計算而稍作變更。

$$N_s = \max(N_{sp\ell}, N_{ssr}) \tag{C5.3.4}$$

$$N_{sp\ell} = 6.2 C_H P^{0.18} (S^{0.2} / N^{0.1}) I_r^{-0.5}$$
(C5.3.5)

$$N_{ssr} = C_H P^{-0.13} (S^{0.2} / N^{0.1}) (\cot \alpha)^{0.5} I_r^P$$
(C5.3.6)

Nssr :對湧波型碎波(surging breaker)之安定係數

I_r: Iribarren 數(tanα/S_{om}^{0.5}),亦稱湧浪相似參數(surf similarity parameter)

 S_{om} :波形尖銳度 $(H_{1/3}/L_0)$ L_0 :深海波長 $(L_0=gT_{1/3}^2/2\pi, g=9.81\text{m/s}^2)$ $T_{1/3}$:示性波週期 C_H :碎波效果係數 {=1.4/ $(H_{1/20}/H_{1/3})$ } 碎波帶以外區域為 1.0 $H_{1/3}$:示性波高 $H_{1/20}$: 1/20 最大波高(如圖 C5-11 所示) A :坡面與水平面所成角度(°) D_{n50} :相當於護面石 50%重量之粒徑(= $(W_{50}/\gamma_r)^{1/3}$) W_{50} :護面層下部之透水係數(如圖 C5-12 所示) S :變形等級 $(S=A/D_{n50}^2)$ (如表 C5-3 所示) A : 侵蝕部份之面積(如圖 C5-13 所示) N : 作用波數(於暴風期間)

表 C5-3 各損害程度之變形等級 S(二層保護情形)

坡度	初期損害	中級損害	嚴重損害	
1:1.5	2	3~5	8	
1:2	2	4~6	8	
1:3	2	6~9	12	
1:4	3	8~12	17	
1:6	3	8~12	17	

13.消波塊護面堤之混凝土塊安定係數計算式

高橋氏·半沢氏等針對全斷面亂拋之消波塊提出下列建議式。

 $N_s = C_H[a(N_0/N^{0.5})^{0.2} + b]$

(C5.3.7)

- 式中 No:災害度(表示損害程度之損害率之一種,防波堤法線方向寬度 Dn之範圍內移動之混凝土塊個數,Dn為混凝土塊之代表粒徑 長,Dn=(W/y,)^{1/3},W為混凝土塊重量)
 - *C_H*:碎波修正係數,*C_H*=1.4/(*H*_{1/20}/*H*_{1/3})(碎波帶以外區域*H*_{1/20}/*H*_{1/3}= 1.4,故*C_H*=1.0)
 - a與b:由混凝土塊之形狀或坡面斜率等之係數(KD值為 8.3 之異

型混凝土塊之 cota=4/3 時, a=2.32、b=1.33, cota=1.5 時, a=2.32、b=1.42)

此外,碎波帶以外區域,波數 N 為 1000 波、災害度 N₀ 為 0.3 時,幾 乎與由過去之 K_D 值所得設計重量相同。此災害度 N₀=0.3 以一般損害率表 示,則約為 1%左右。

14.C.E.R.C.之 Ka 建議值

參考美國之陸軍海岸工程研究中(C.E.R.C.)之護面石 Kd值之建議值, 如表 C5-4 所示。表中未附加()之值為基於試驗結果(規則波試驗)者,可 認為相當於對不規則波作用之損害率在 5%以下。附加()之值為推測值, 例如對二層亂拋之帶有圓形之碎石之碎波之值(1.2),由對角形拋石(二層) 之碎波 Kd 值為非碎波時之 1/2,可得 2.4 之一半之值。但將規則波波高對 應於示性波高時,規則波試驗之碎波狀態下,與不規則波最大波高相近之 波連續作用之故,與非碎波條件相較,係對應於非常激烈之狀態。不規則 波試驗如前所述,限於考量以示性波高為基準,認為有愈強之碎波條件, 反而 Kd 值有變大傾向,至少對碎波條件須將 Kd 值減小。



灌石廿秳粨	品數	堆積	KD		aata
改 叫 杓 裡 頬	眉致	方法	碎波	非碎波	cola
抛石(圓滑石塊)	2	亂拋	(1.2)	2.4	1.5~5.0
	3以上	亂拋	(1.6)	(3.2)	1.5~5.0
抛石(菱角石塊)	3	亂拋	2.0	4.0	1.5~5.0
	3以上	亂拋	(2.2)	(4.5)	1.5~5.0

表 C5-4 C.E.R.C.建議抛石之 KD 值(堤身部)

()為推測值

C5.3.2 合成堤堤基護面石與消波塊所需重量

合成堤堤基護面石與消波塊所需重量,日本新規範有關護面石之安定 係數、護面混凝土塊之安定係數、對堤基護面材之安定係數適用條件、護 面材之層厚、堤頭部之護面材、港內側之護面及護面材重量之折減如下所 示:

1.護面石之安定係數

關於安定係數 Ns,亦可由基於 Brebner · Donnelly 或過去之災害案例 所得稻桓氏 · 月山氏之方法求算,而谷本氏等之公式為基於堤基臨近處流 速,可納入種種條件,由高橋氏 · 木村氏等以包含波向般擴展,故以擴展 之谷本式為標準。此安定係數可代入式(C5.3.1),求得合成堤堤基護面石 重量。

(1) 擴展之谷本式

$$N_{s} = \max\left\{1.8.1.3 \frac{1-k}{k^{1/3}} \frac{h'}{H^{1/3}} + 1.8 \exp\left[-1.5 \frac{(1-k)^{2}}{k^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}}\right]\right\};$$

$$B_{M}/L' < 0.25 \qquad (C5.3.8)$$

$$\kappa = \kappa_I(\kappa_2)_B \tag{C5.3.9}$$

$$K_{1} = \frac{4\pi h'/L'}{\sinh(4\pi h'/L')}$$
(C5.3.10)

 (κ₂)_B=max[α_ssin²βcos²(2πℓcosβ/L'),cos²βsin²(2πℓcosβ/L')] (C5.3.11)
 式中 h' :基礎抛石堤基(保護層除外)之堤頂水深(m)(參考圖 C5-13)
 ℓ : 垂直入射時為前肩寬度 B_M(m),斜向入射時為 B_M或 B_M'間 (κ₂)_B較大者之數值(參考圖 C5-14)
- L':對水深h'處設計示性波週期之波長(m)
- *α*_s:護面層為水平時之修正係數(=0.45)
- β : 波之入射角(與法線方向所成角度,不施行15°波向修正(參考圖C5-15)

*H*_{1/3}:設計示性波高(m)

曾對入射角達 60°之斜向入射波檢討過。



圖 C5-14 合成堤之標準斷面與符號



圖 C5-15 防波堤之法線形狀或波向之影響

(2)容許變形之安定係數

針對低堤基之非碎波條件,須藤氏·木村氏等進行安定試驗,對 作用波數 N 與損害率之關係加以檢討,對任意之作用波數 N 與損害率 D_N(%)建議安定係數 Ns^{*}之求算公式。

亦即 $N_s^* = N_s \{D_N \exp[0.3(1-500/N)]\}^{0.25}$ (C5.3.12)

其中,Ns係由過去之谷本式所得安定係數,為N=500,損害率1%時之安定係數。設計時,由損害之進行狀況判斷,須取N=1000波,另若為二層覆蓋時,損害率可容許至3~5%。

當 N=500 時 $D_N=1$ (%),則 $N_s^*=N_s$,而 N=1000 時 $D_N=5$ %,則 $N_s^*=1.44N_s$,此意即後者條件所需重量為前者之 1/3。

2. 護面混凝土塊之安定係數

混凝土塊之安定係數 N_s 係因混凝土塊形狀、堆積方法各自相異,故 宜由水工模型試驗計算。此外,試驗以由不規則波進行為佳。

3.對堤基護面材之安定係數適用條件

堤基護面材上之水深淺時,常因碎波而不安定。因此對堤基護面材之 安定係數,設為適用 h'/H_{1/3}≥1之條件者,對於 h'/H_{1/3}<1之條件,利用坡 面護面材之安定係數較適當。此外,谷本氏之對護面石之安定係數,當 h'/H_{1/3}小時,尚未得到試驗之驗證。然而,當 h'/H_{1/3}約為1時,宜由水工 模型試驗確認。

4. 護面材之厚度

護面石之厚度,原則以二層為標準。但若已考慮以往防波堤之施工案 例或災害案例則一層亦可。於前述之式(C5.3.6),由對作用波數1000波其 損害率以1%嚴格設定下,則護面材之厚度一層亦可。

又對於護面混凝土塊之厚度以一層為標準,而混凝土塊之形狀,或海 象條件劇烈時,以二層堆積因應亦可。

5.堤頭部之護面材

堤頭部由於直立部尖端角附近發生局部快速流動之故護面材易移動, 對於堤頭部之護面材之重量加成,須由水工模型試驗確認。未進行水工模 型試驗時,以堤基部重量之1.5倍以上為標準。若為沉箱式之防波堤,堤 頭以1座沉箱為標準。

第二篇 設計條件 第五章 波力

此外,對於擴展之谷本式,堤頭部之護面石重量亦可算得。亦即堤頭 部之場合式(C5.3.3)之無因次流速κ改寫如下式。

$$\kappa = \kappa_1(\kappa_2)_T$$
 (C5.3.13)
(κ_2)_T=0.22 (C5.3.14)

但算得之重量為堤身部之1.5倍以下時, 宜作為1.5倍。

6.港內側之護面材

港內側護面材之必要與否以及所需重量,於參考既往設計例等之同時,宜考慮港內側之波浪或施工時之波浪條件、越波等,必要時由水工模 型試驗決定。

7. 護面材重量之折減

護面材所需重量之計算式,通常以堤基之水平部或法肩部為對象,堤 基厚度小時,多將坡面部全體設為相同重量。然而,堤基厚度大時,水深 變深時其坡面部之所需重量可折減。

8.防波堤堤基護面塊體以消波塊覆蓋

若以消波塊覆蓋防波堤,則作用在護面塊體之揚壓力及在堤基附近之 流速皆比傳統合成式防波堤小。藤池等人做了傳統合成式防波堤及消波塊 覆蓋防波堤護面塊體安定的模型試驗,並以代償率提出由式(C5.3.9)衍生 的方法,即

 $\kappa = C_R \kappa_1(\kappa_2)_B \tag{C5.3.15}$

式中 C_R: 防波堤型式影響係數,1.0:傳統合程式防波堤,0.4:以消 波塊覆蓋之防波堤。

9.可塑性護面塊體

使用合成纖維網填充塊石成為袋狀護基塊體有各樣優點:不須大塊石、 因其高度可塑性實際上無須基礎整平,並且會貼緊不規則海床。下迫等人 提出一個計算袋狀護基塊體所需質量的方法,並檢驗其耐久性。

C5.4 作用於海中構造物之波力

C5.4.1 概要

作用於海中構造物之波力,須依構造物型式,採用適合之計算式,必要時應以模型試驗加以檢討。對海中孤立之柱狀構件,一般採用 Morison

公式計算波力;另由於實際應用上之需求,亦可依據美國工程兵團 Coastal Engineering Manual(VI-5-7)的圖解法計算,以下只針對 Morison 公式內容進行說明。

C5.4.2 Morison 公式

作用於海中孤立柱狀構件之波力,可採用下列 Morison 公式計算。

$$\vec{fn} = \frac{1}{2} C_D \left(\frac{\rho_0}{g}\right) \vec{u_n} | \vec{u_n} D \Delta S + C_M \left(\frac{\rho_0}{g}\right) \vec{\alpha_n} A \Delta S$$

$$\vec{fn} = \frac{1}{2} C_D \rho_0 | \vec{u_n} | \vec{u_n} D \Delta S + C_M \rho_0 \vec{\alpha_n} A \Delta S$$
(C5.4.1)

 $\vec{f_n}$:作用於構造物軸向上 ΔS 長度(m)之總力(拖曳力+慣性力) (tf)(kN)

- $\vec{u_n'a_n}$:水流流速及加速度(m/s)(m/s²)
 - $|\overrightarrow{u_n}|$: $\overrightarrow{u_n}$ 的絕對值(m/s)
 - C_D:拖曳力係數
 - *C*_M:慣性力係數
 - D:構造物斷面寬度或直徑(m)
 - *A*:構造物斷面積(m²)
 - ρ₀:海水單位重(通常為 1.03 tf/m³)

Morison 公式適用範圍及其與波浪之關係特性歸納如下,當 D/L 大於 0.2 時,由於繞射現象逐漸顯著, Morison 公式不再適用,應採其他計算法, 或以模型試驗計算波力。

D/L > 1	1.0	近乎全反射

- D/L>0.2 繞射逐漸顯著
- *D*/*L*≦0.2 Morison 公式適用
- D/W≥0.2 慣性力逐漸顯著
- D/L < 0.2 拖曳力顯著
- 式中 D:構造物之直徑或寬度(m)
 - *L* : 波長(m)
 - W:波浪水分子橢圓運動之長軸(m)

構造物直徑在波長的1/10以下時,CM可參照表C5-5。但是,水分子的

加速度是以近似公式推斷時,則必須對粒子加速度之推算誤差作修正。表中所示數值係以 Stelson & Mavis 的研究成果所得,又依濱田、光易等的實驗,立方體的 C_M為 1.4~2.3 間。

物体形状	基準体積	慣性力係数
圆 柱 $\longrightarrow \bigcap_{r=1}^{r} I_{p}$	$\frac{\pi}{4}D^2\ell$	2.0(<i>l</i> >D)
長形柱 \rightarrow D \rightarrow	$D^2 \ell$	2.19 (<i>l</i> >D)
	D ³	1.67
$\overrightarrow{\mathbf{x}} \longrightarrow \bigcup \overrightarrow{\mathbf{p}}$	$\frac{\pi D^3}{6}$	1.5
	$\frac{\pi}{4}D^2\ell$	D/ℓ=1 場合 0.61 [*] =2 [*] 0.85 [*] =∞ [*] 1.0

表 C5-5 慣性力係數

C5.4.3 波浪水粒子水平流速<新增>

最大波浪水粒子水平流速可由式(C5.4.2)計算,供計算波浪流所產生之 作用力。式(C5.4.2)為一經驗公式可計算水面至海床面之水粒子水平流速。

$$u_{max}(z) = \frac{\pi H}{T} \sqrt{1 + \alpha \left(\frac{H}{h}\right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{z+h}{h}\right)^{3} \frac{\cosh[(2\pi(z+h))/L]}{\sinh[(2\pi h)/L]}}$$
(C5.4.2)
式中 U_{max} :波浪水粒子最大水平流速(m/s)
 H :波高(m)
 T :週期(sec)
 h :水深(m)
 z :垂直軸,在靜水面為0,向上為正,向下為負(m)
 L :波長(m)
 α :係數 (表 C5-6)

h/L	α	h/L	α
0.03	1.5	0.2	0.68
0.05	1.5	0.3	0.49
0.07	1.43	0.5	0.25
0.10	1.25	0.7	0.27
0.14	0.97		

表 C5-6 計算最大波浪水粒子水平流速α值

C5.5 作用於接近水面構造物之波力<新增>

1.作用於接近水面平版之上揚力

棧橋式碼頭或樁式繫船台或約平行於水面之構造物之底部都有受到 波浪上揚力作用之風險。若浪大且與水面間距小,則上揚衝擊力非常大。 而在構造物背側若有反射牆而產生重複波,則其上揚力最好以模型試驗求 得。

2.衝擊上揚力之特性

若底版面是平的,則上揚衝擊力隨著波面衝擊速度及波面與平版角度 而變。如圖 C5-16(a)所示,若波面與平面有一夾角,則波浪隨著平版底面 前進,而上揚壓力如圖示,其特性是壓力在時間上迅速上升。另外如圖 C5-16(b)所示,波面前緣與平版夾角接近零,則空氣陷在波面與平版底面 之間,由於空氣受壓縮會使波壓形成均勻分佈,其特性是壓力在時間上具 有短週期之振盪。

棧橋式碼頭面版由水平梁支撐,則梁會阻礙波面,在梁之間會有空氣 受上升之波面壓縮,波壓變成非常複雜,故波壓隨版面的形狀而變。衝擊 波面形狀因進行波或重複波會有很大變化。就重複波而言,衝擊波前緣形 狀隨波浪反射位置與平版之距離而變。



圖 C5-16 波浪前緣與平版間之衝擊力

3.重複波作用在平底水平版上揚力之計算

合田認為作用在平版之上揚力是波浪突然改變其動量,使用 von Karman's 理論得到計算重複波作用在水平版之上揚力公式。

$$P = \xi \frac{\omega_0}{4} HLB \quad \tanh \frac{2\pi h}{L} \left(\frac{H}{S'} - \frac{S'}{H}\right) \tag{C5.5.1}$$

$$s' = s - \pi \frac{\pi}{L} \coth \frac{2\pi\pi}{L} \tag{C5.5.2}$$

式中 *P*:總上揚力(tf)(kN)

 $\zeta:$ 修正係數

ω₀:海水單位重量 1.03 (tf/m³) 10.1 (t/m³)

- H:進行波波高,通常是最大波高 H_{max}(m)
- L:進行波波長(m)
- *B*:平版寬度(m)
- *h*:水深(m)
- S:平版與靜水面之淨距(m)
- s':平版與波峰及波谷中間水平面之淨距(m)

需注意上式上揚力與平版長度無關。而適用於平版長度甚小於波長,

且平版底部是平的情況。若像棧橋式碼頭面版因由梁支撐,如前所述因有 空氣受壓縮,其上揚力較小。故使用上式計算會得到上揚力之上限值。

4.進行波(progressive wave)作用在離岸碼頭上部結構之上揚力

伊藤及武田根據量測作用在離岸碼頭上部結構面版上揚壓力之上限 值,提出相當於均佈之靜壓力計算式。

$$p_k = 2\rho_0 g H \tag{C5.5.3}$$

*p*_k:上揚壓力(tf/m²)

5.重複波(standing wave)作用在開放式碼頭上部結構之上揚力

伊藤及武田根據量測作用在開放式碼頭上部結構面版上揚壓力之上 限值,提出相當於均佈之靜壓力計算式。

$$p_k = 4\rho_0 g H \tag{C5.5.4}$$

pk:上揚壓力(tf/m²)

第六章 潮位及暴潮位

C6.1 設計潮位

設計潮位係作為港灣設施之結構設計與穩定分析計算的基礎,其根據 含有天文潮(astronomical tides)及暴潮(storm surge)等異常水位之實測值或推 算值予以決定。

C6.1.1 設計潮位之選用

設計潮位以選用對構造物安全最危險之水位為原則,但依構造物設置 目的與其設計計算目的之不同,亦可能有所不同。

C6.1.2 暴潮及海嘯之發生

由於暴潮與海嘯均為罕有現象,故設計時可考量二者不會同時發生。

C6.1.3 平均海水面上昇之影響

設計潮位除考量天文潮與暴潮外,長期平均海面上昇問題亦常為人所 關注。由於海面上昇之定量特性仍未明確,致設計階段一般尚無法予以考 量。惟對未來不易透過維修改善之重要構造物或地面高程而言,於設計時 預留彈性空間應有其需求性。

C6.2 天文潮<修訂>

天文潮潮位統計分析至少須有適當期間之實測記錄,相關潮位之定義 說明如后。

- 1. 最高高潮位(Highest High Water Level on record, H.H.W.L) 實測最高水位。
- 2. 大潮平均高潮位(mean monthly-Highest Water Level, H.W.L) 各月朔望日前2日至後4日內發生最高高潮位之平均值。
- 3.平均高潮位(Mean High Water Level, M.H.W.L) 所有高水位之平均值。
- 4.平均潮位 (Mean Water Level, M.W.L) 一年以上實測潮位之平均值。

- 5. 平均低潮位(Mean Low Water Level, M.L.W.L) 所有低水位之平均值。
- 6. 大潮平均低潮位(mean monthly-Lowest Water Level, L.W.L) 各月朔望日前2日至後4日內發生最低低潮位之平均值。
- 7. 最低低潮位(Lowest Low Water Level on Record, L.L.W.L) 實測最低水位。
- 8. 基本水準面(Chart Datum Level, C.D.L)

港灣工程所採用之基本水準面為最低低潮位(L.L.W.L.),約為平均海 平面減 M₂、S₂、K₁、O₁四分潮振幅之和。

C6.3 暴潮位<修訂>

為推算颱風而造成之暴潮水位,潮位觀測期間,愈久愈可靠,但實際 上具長期驗潮記錄之港口非常罕有,故一般採用電腦數值模式推算,或併 用其他方法加以檢討,如查閱以往異常高潮災害報告、報紙、文獻資料或 藉訪談了解以往災害情況等。

決定含暴潮位之設計水位可採用下列四種方法:

- (1)使用過去觀測之最高水位,或此水位再加一點餘裕。
- (2)朔望平均高潮位加上過去觀測之最高暴潮或以模型颱風預測之暴 潮。
- (3)分析長期(30年以上)之潮位紀錄,算出各囘歸期之潮位,就設施目的及特性,選取適當囘歸期設計水位。
- (4)根據經濟因素、各種暴潮位發生機率、各種潮位在背側造成之破壞、 及工程費等條件決定設計潮位。

C6.4 潮位基準換算<修訂>

國內港口之築港高程系統與內政部水準系統(2001 臺灣高程基準, TWVD2001)間具若干高差,相關換算值可參考表 C6-1。

表 C6-1 各港水準零點(築港高程)與內政部水準系統(2001 臺灣高程基準, TWVD2001)換算表

港口別	各港水準零點換算內政部水準系統之高程
基隆港	EL0.92m
台北港	EL1.43m
臺中港	EL2.47m
布袋港	EL1.10m
安平港	EL0.47m
高雄港	EL0.55m
蘇澳港	EL0.92m
花蓮港	EL0.71m

C6.5 港口潮位之確認方法

1. 分析歷年測量水位之上升或下降率

首先應蒐集港口之長期潮汐觀測資料,進行各種潮位之分析,藉此分 析以了解該港區之潮位特性,及其歷年水位上升之情況,並確認海水位之 上升率是否係因溫室效應所造成之影響。其水位上升或下降率之統計方式 可採用年平均潮位、月平均潮位及月平均潮位 12 個月移動平均法,以得 各期間之潮位上昇率以修正調和分析作業後之潮位。

2. 去除異常變動段重新統計分析潮位資料

經前述分析後港口水位上升率若於平均海水位上升率之範圍內時,則 再進行確認潮位是否有異常變動段,並將該變動段之資料予以去除,以得 到正確之潮位資料。

3. 以學理分析方法重新檢討港口水準

(1) 調和分析

當量測到潮汐水位後,需要用一些分析方法處理來顯現資料一些 特性,其中調和分析法 (harmonic method)因推算分潮特性較為正確, 而常被使用於潮汐分析上。調和分析法又稱 Fourier 分析,是數學的一 個分支領域。它研究如何將一個函數或信號分解為基本波形之疊加, 並擴展至 Fourier 級數和 Fourier 變換的概念。其中基本波形稱為調和函 數,調和分析因此得名。由於潮汐是一週期函數,理論上可將其分解 成無數個不同振幅和週期的分潮,每一分潮視為一簡單的時間調和函 數,可分別計算這些分潮後再將這些分潮重新組合,此一過程調潮汐 調合分析,用此方法我們就可以利用過去歷史資料預報未來的變化。 對於某地的潮汐記錄,若能推求各成分波的振幅及相位角,即可決定 當地之潮汐特性及推算未來之潮汐水位。理論上潮汐包括無限多的分 潮成分,但應用上僅能就主要分潮來進行分析。若選擇此潮汐資料含 有 M 個分潮數,海水之高程可用正弦(cosine)及餘弦(sine)函數之線性 相加來表示。潮汐調和分析法係利用水位觀測資料以確定分潮特性, 其為潮汐預報之基礎。對於單點而言,其預報結果要比數值方法準確, 但是先決條件是必須要有品質良好及完整的歷史資料。

由於潮汐的分潮特性各異,有的為極低頻,如週期大約為1年的 Sa 分潮,或者二分潮之頻率十分接近,若無長期資料則不易細分。因此,若欲分析 60 個分潮時,一般須具有1年以上的觀測資料,方能獲 致較佳預測結果。目前以 IOS 法(G Foreman)以及 Admiralty 法較常被使 用。

(2)NOA99

對於潮汐預報若是無法取得品質良好及完整的歷史資料時,則必 須有其他方式因應。Matsumoto 等人(1995)以高度誤差約 4.7 公分之高 精確度 TOPEX/POSEIDON 衛星資料,配合 Schwiderski(1980)所推導之 潮位運動方程式,發展出可計算全球重要分潮之數值模式。NOA99 可 分成短期模式(NAO.99b, NAO.99Jb models)以及長期模式(NAO.99L model),其中短期模式又可細分全球模式以及日本模式。短期模式必須 具16個分潮(M₂, S₂, K₁, O₁, N₂, P₁, K₂, Q₁, M₁, J₁, OO₁, 2N₂, Mu₂, Nu₂, L₂, T₂),全球模式則是具有 0.5 度的解析度,日本模式則更細到達 5 分, 模式範圍則是介於 110°E-165°E,20°N-65°N。本模式是免費的,可以到 http://www.miz.nao.ac.jp/staffs/nao99/index En.html 網頁下載使用。

因 Fourier 級數欲分辨相近頻率成分波時,必須有較長資料,頻率 愈近,所須資料愈長。故調合分析法在提升預測準度時,受限於資料 長度。然而,本法可克服上述困難,利用正交潮法之少數參數所定義 的平滑潮位導納,以徹底解決調合分析法所無法分解的混疊週期相近 分潮問題。

(3)類神經網路

因為潮汐水位變化除了主要受天文引潮力的影響外,仍受到其他

變因的影響,如季節性的水位變化、人為因素等,為了調整季節性的 水位變化,可利用類神經網路方法學習地理位置相鄰的測站季節特性 後,作為預測某地的季節性水位變化的調整。對於有些潮差較小的測 站容易受到人為因素的影響力較明顯,所以在優選時容易落入局部最 佳解而導致無法預測,因此可利用優選後的調和常數所合成的預測水 位進行 720 小時的移動平均,並根據此水位來判別優選的調和常數是 否合理。

而若與調和分析法比較,同樣使用 11 個分潮作為分析時,本模式 僅需 540 小時的實測水位資料,便能達到調和分析法使用 3 個月的實 測水位資料所預測的精度,而使用 23 個分潮的遺傳演算法預報模式, 只需 720 小時的實測水位資料便能與調和分析法使用 22 個分潮輸入 6 個月的預報精度相當,因此應用遺傳演算法的潮汐預報模式比一般使 用的調和分析法模式能有效縮短所需要輸入的實測潮汐水位資料。

4. 一等水準點之引測

於規劃設計之初,港內高程與各潮位之差,必須以內政部所設之一等 水準點為基準進行引測並計算之,以確認各高程以及基準點之可靠性,裨 益工程規劃設計進行。 港灣構造物設計基準相關條文修訂

第七章 水流

符號說明

- C_D:拖曳力係數
- CL: 横向力係數
 - *R*: 雷諾係數 (Renold's number)

C7.1 一般說明<修訂>

港灣工程設計上所需之水流流速、流向資料,應考量最嚴苛之條件, 以實測資料或數值推算為原則。

水流包括海流、潮流、風驅流、及沿岸流。

1.海流

海流是海水在整個海洋之循環現象,是由下列流之合成:(1)區域性 海水密度差引起之密度流,(2)風所引起之風驅流,(3)大氣壓在空間上差 異所引起之梯度流,及伴隨之(4)補充上述流的補償流(上升流及下降流)。 海流會在長時保持穩定的方向及強度。

2. 潮流

- (1)潮流之性質及強度隨地理條計及天體運行而變,為了分析潮流調合分 潮流,需連續觀測25小時,但最好滿15天。
- (2)潮流是因潮位升降伴隨之海水水平運動,因此與潮位之變化一樣,是 週期性的變化。
- 3. 風驅流

風吹在海面上,在大氣及海面邊界之摩擦產生剪應力,在海面上引起 流,當此流發展後,海水渦流之黏滯力使下層開始被上層拉動,若風速及 風向保持相當長時間,就會達到一穩定流,此乃風驅流。

4.沿岸流

在碎波帶由波浪所引起之流,沿岸流輸送懸浮質及造成地形變化,因 此對沿流型態之瞭解有助於對地形變化更深的認識。

C7.2 作用於水中構造物之水流力

1. 拖曳力

$$F_{D} = \frac{1}{2} C_{D} \rho_{0} A U^{2}$$
 (C7.2.1)

式中 F_D:於水流方向作用於結構體之拖曳力(tf)(KN) C_D:拖曳力係數 p₀:水的密度(tf/m³/g)(t/m³) A:構造物於水流方向之投影面積(m²) U:水流速度(m/s)

2. 横向力

當水中孤立柱狀構件的流速大到一定的程度,渦流造成之横向力 (Transverse force)則變得較為重要,其發生原理與空氣動力學中渦流造成 之上揚力(Lift force)類似,故在若干文獻中亦稱之為上揚力。

$$F_{L} = \frac{1}{2} C_{L} \rho_{0} A_{L} U^{2}$$
 (C7.2.2)

式中 FL: 垂直水流方向作用於結構體之横向力(tf)(KN)

C_L:横向力係數

AL:構造物與水流方向垂直之投影面積(m²)

U:水流速度(m/s)

潛沒水中之物體在受水流作用時,其拖曳力主要係由於摩擦力及物體 表面壓力分佈差異所引起。拖曳力係數 C_D因構造物形狀、大小、流向及雷 諾係數 R (Renold's number)之差異而有不同。當 R>103 以上時,可參考表 C7-1。在平滑柱與球體 R≒105 時,C_D 值會有急遽變小的現象。但就表面 粗糙的圓柱而言,其 C_D 值變化並不明顯。

物体 形状	基準面積	拖曳力係数
	Dℓ	1.0(<i>l</i> > <i>D</i>)
	Bℓ	2.0 (<i>l</i> >B)
	$\frac{\pi}{4}D^2$	1.2
	a b	a/b=1 場合 1.12 [*] 2 [*] 1.15 [*] 4 [*] 1.19 [*] 10 [*] 1.29 [*] 18 [*] 1.40 [*] ∞ [*] 2.01
	$\frac{\pi}{4}D^2$	0.5~0.2
	D ²	1.3~1.6

表 C7-1 拖曳力係數

有關圓柱之拖曳力係數 C_D,亦可參考美國工程兵團海岸工程研究中心 之 Shore Protection Manual 及 Coastal Engineering Manual。一般而言,圓柱 之拖曳力係數 C_D依流速之不同而有差異,其數值在 0.7~1.2 之間,拖曳力 係數 C_D可採以下公式計算之:

$$C_{D} = \begin{cases} 1.2 & \text{for } R \le 2 \times 10^{5} \\ 1.2 - \frac{R - 2 \times 10^{5}}{6 \times 10^{5}} & \text{for } 2 \times 10^{5} \le R \le 5 \times 10^{5} \\ 0.7 & \text{for } 5 \times 10^{5} \le R \end{cases}$$
(C7.2.3)

横向力係數 CL 與拖曳力係數一樣,依構造物形狀、大小、流向及雷諾 係數 R 而有不同, CL 一般以實驗數據求得。

岩崎等針對潛堤上部結構受水流所產生之壓力進行測定,得出 C_D 為 0.94, C_L為 0.48。另谷本等以同樣方式測定得到 C_D為 1~1.5, C_L為 0.5~0.8, 但亦有人指出,在流速大時,受到水面波形之影響,C_D、C_L會變大。

較細的材料因水流的作用,在其背後會產生旋渦,產生水流直角方向 的振動,須加以注意。因旋渦產生的横向力為週期性變化,此週期與材料 之固有週期相近時會產生共振現象,材料長度愈長,固有振動週期也很長 時,有必要採取防振措施。

C7.3 水流對披覆材料之安定分析<修訂>

在水流作用下披覆材料所需之質量,依水工模型實驗或下列公式算 出。

- *ρ_r* : 披覆材的密度(t/m³)
- U : 在披覆材上方之流速(m/s)
- g : 重力加速度(m/s²)

y : Isbash 常數(埋入的石塊為 1.2,露出的石塊為 0.86,露出的 方塊 1.08,如非上述,需另做試驗決定)

- Sr : 披覆材對水的比重
- *θ* :水流軸方向之海床坡度(°)

(C7.3.1)式係考慮定常流時之力量平衡狀態,如預測有激烈漩渦發生之地點, 應使用更重之拋石。

第八章 作用於浮體之外力及其搖動

符號說明

Ac: 垂直水流面積, m^2

- A_w :浮體突出水面與風向垂直之面積,m²
- C_{DC}:拖曳力係數
- CDw: 風拖曳係數(風壓係數)
- Fc:水流拖曳力,tf
- F_d :單位寬度波漂移力,tf/m
- Fw: 風拖曳力, tf
- H_i :入射波高,m
- K_R:反射係數
- R:波漂移力係數
- U: 浮體移動速度, m/s
- Uc:水流流速,m/s
- *U_w*:風速,m/s
- ρ_a :空氣密度, 1.2kg/m³

*ρ*_o:海水密度, 1.03t/m³

C8.1 一般說明

一般所謂浮體,係指在水中擁有浮力,並容許一定範圍內運動之構造物。於進行浮體設計時,應檢討浮體所須具備之功能,及浮體安全性兩項。 於進行各別之檢討時,應注意兩者之設計條件不同。

繫留設施,一般由錨鏈、錨、沉錘、安裝接頭及防舷材…等所組成, 其型式種類甚多。繫留設施,對浮體之運動影響至巨,因此,安全且適宜 之設計,至為重要。

C8.2 作用於浮體之外力<修訂>

作用於浮體之外力,除風、流、波浪等外,尚有起因於浮體自身搖動 所致之外力,及因繫留設施拘束浮體運動所致之繫留力等。對於此些外力, 應採適宜之分析法或模型實驗估算之。

1. 風拖曳力

浮體突出水面之部分會承受風之拖曳力(風壓),風拖曳力如式(C8.2.1) 所示。

$$F_{W} = \frac{1}{2} \rho_a C_{DW} A_W U_W^2 \tag{C8.2.1}$$

式中 F_w : 風拖曳力(N)

 ρ_a :空氣密度(1.2kg/m³)

Aw:浮體突出水面與風向垂直之面積(m²)

 U_w :風速(m/s)

*C*_{Dw}: 風拖曳係數(風壓係數)

風壓係數一般由風洞試驗決定,隨物體形狀而變。表 C8-1 內之係數 建議用在均勻流,除與物體形狀有關外,其亦受風向及雷諾數之影響。需 注意的是風拖曳力作用點是浮體突出水面部分之質量中心,但若浮體是大 的,可能就不是這樣。而且風速在垂直方向不是均勻的,因此取水面上 10 公尺之風速。

\rightarrow	Square cross-section	2.0
$\rightarrow \bigcirc$	11	1.6
	Rectangular cross-section (ratio of side lengths = 1:2)	2.3
	11	1.5
	→ ,, (when one face is in contact with the ground)	
Circular cross-section (smooth surface)		1.2

表 C8-1 風拖曳力係數

2.水流拖曳力

水流,如潮流作用於沒入水中部分,其拖曳力如式(C8.2.2)所示。

$$F_{C} = \frac{1}{2} \frac{\omega_{0}}{g} C_{DC} A_{C} | U_{C} - U | (U_{C} - U)$$

$$F_{C} = \frac{1}{2} \rho_{0} C_{DC} A_{C} | U_{C} - U | (U_{C} - U)$$
(C8.2.2)

式中 Fc:水流拖曳力(tf)(kN) ω₀:海水單位重 1,030 (kgf/m³) ρ_o:海水密度(1.03t/m³) Ac:垂直水流面積(m²) Uc:水流流速(m/s) U:浮體移動速度(m/s) C_{DC}:拖曳力係數

拖曳力係數是雷諾數的函數,當雷諾數大時,可採用表 C7-1 的數據。 拖曳力係數隨浮體的形狀及流向而改變。相對於水深,浮體吃水越大,拖 曳力係數越大。這是因浮體底部與海底面之空間越小,水越不容易通過, 故拖曳力係數就增大。

3. 波激發力

波激發力是假設浮體固定時,入射波作用在浮體之作用力。其包括與 入射波振幅成比例之線性力及與入射波振幅平方成比例之非線性力。線性 力是浮體受到入射波作用時,浮體使入射波變形的反作用,變形波浪運動 的速度勢(velocity potential)是由波浪繞射原理獲得。而非線性力則包括伴 隨波浪有限振幅特性的力及與流速平方成比例的力。有限振幅效應的力可 由理論分析,但實務上常省略。當浮體直徑遠小於波長,與流速平方成比 例的力就變大了,此作用力需由實驗決定。

4. 波漂移力

當波浪作用在浮體,浮體之中心會隨波浪移動,導致此移動之力量稱為波漂移力。假設浮體式二維的,且波能不消散,則波漂移力如式(C8.2.3) 所示。

$$F_d = \frac{1}{8}\omega_0 H_i^2 R$$
 (C8.2.3)

$$R = K_R^2 \left\{ 1 + \frac{4\pi h/L}{\sinh(2\pi h/L)} \right\}$$
(C8.2.4)

式中 ω_o:海水單位重 1.03 (tf/m³) 10.1 (t/m³)

- F_d :單位寬度波漂移力(tf/m)
- H_i :入射波高(m)
- K_R:反射係數
- R:波漂移力係數

若浮體尺寸遠小於波長,則波漂移力因小於波浪激發力,故可忽略。

然而當浮體大時,則由波漂移力主導。當不規則波作用在受小拘束的 浮體,如單點繫泊浮標,波漂移力成為主導因素,因為它可能引起緩慢的 漂移運動。

5.波浪引起之阻力

當浮體在靜水中移動,浮體對週糟的水施加一作用力,而浮體亦從水 體承受一反作用力,此反作用力稱為波浪製造之阻力。此力可在靜水中推 移浮體並量測作用在浮體之作用力來決定。通常可用解析法估算作用力, 但只有與浮體移動速度成正比的力量可用解析法決定,與浮體移動速度平 方成正比的非線性力則否。在線性力與浮體加速度成正比的稱為附加質量 項,與速度成正比的稱為波阻尼項。 6.回復力

靜回復力是當浮體在靜水中移動,使其回到原點的力量。當浮體上下、 旋轉或前後左右搖動時,其回復力由浮力及重力所產生。此力通常與浮體 移動振幅成比例,但當振幅變成很大時,會失去此比例性。

7. 繫留力

為了要限制浮體的移動所需之力稱為繫留力。其大小視繫留浮體系統之位移及回復特性而定。

C8.3 浮體之搖動及繫留力

浮體之搖動及繫留力,應充分考量浮體形狀、作用外力,及繫留系統 特性等,採適當分析法或模型實驗估算。 港灣構造物設計基準相關條文修訂

第九章 地 質

符號說明

- A:斷面積, cm^2
- *C*_c: 壓縮指數(Compression Index)
- C_o :在地面之 C_u 值,tf/m² (kN/m²)
- C_u : 依不壓密不排水剪力試驗求得之土壤視凝聚力(Apparent cohesion), tf/m² (kN/m²)
- C_u :深度Z處之附著力(從地面算起), tf/m² (kN/m²), 見 C9.3.3 節
- C_u : 黏性土壤之附著力, tf/m² (kN/m²), 見 C9.3.3 節
- C_{ν} :壓密係數, cm²/day
- D_r :相對密度,%
- E_i :初期正切係數, tf/m² (kN/m²)
- *E_s(E₅₀)*:正割係數,tf/m²(kN/m²)
 - e:土樣(試體)之孔隙比
 - emax: 土壤在最鬆狀態之孔隙比
 - emin:土壤在最緊密狀態之孔隙比
 - G_s : 土粒比重, tf/m³ (kN/m³)
 - H:孔隙水流程之最大距離,即最大排水距離,cm
 - h:損失水頭, cm, 見 C9.2.3 節
 - h: 壓密土層厚度, cm, 見 C9.3.2 節
 - *i*:水力坡降(Hydraulic Gradient)
 - $K: C_u 與深度相對之增加率, tf/m³ (kN/m³), 見 C9.3.3 節$
 - k:透水係數, cm/s, 見 C9.2.3 節
 - k:深度對 qu之增加率, tf/m³ (kN/m³), 見 C9.3.3 節
 - L: 滲流流路長度, cm
 - m_{ν} :體積壓縮係數, cm²/tf (cm²/kN)
 - N: 實測N值(N>15)

N':修正N值

P: 有效覆蓋土之壓力, tf/m² (kN/m²) ΔP : 壓力增加量, tf/cm² (cm²/kN) q:單位時間內流動於土層中之水量, cm³/s q_u : 無圍壓縮強度, tf/m² (kN/m²) y,:土壤總單位重,tf/m³(kN/m³) S:摩密沉陷量, cm *S_r*:飽和度,% T_{ν} :時間因數 t: 壓密開始後之時間, day Z:深度,m *Y_a*: 乾燥土壤單位重, tf/m³ (kN/m³) γ_{dmax}:土壤在最緊密狀態之乾密度,tf/m³(kN/m³) γ_{dmin} : 土壤在最疏鬆狀態之乾密度, tf/m³ (kN/m³) y.: 含水土壤單位重, tf/m³ (kN/m³), 見 C9.2.1 節 γ_i:土的單位重,tf/m³(kN/m³),見C9.3.3 節 yw:水之單位重,tf/m³(kN/m³) y':水中土壤單位重,tf/m³(kN/m³) a:含水量,% qc : 圓錐貫入阻抗, tf/m² (kN/m²) f_s: 套管摩擦阻抗, tf/m² (kN/m²)

C9.1 一般說明

土壤試驗方法原則上應依照中華民國國家標準(CNS)之規定實施,若 中華民國國家標準尚無規定者,得依適合該調查目的之相關規範實施。

C9.2 基地地質調查

C9.2.1 調查要求

1. 概要

設計時所須地質條件,應以地質調查及試驗決定為原則。

2. 一般原則

設計時所用地質條件包括承載層之深度、軟弱層之厚度、地層之成層 狀態、硬度、密實度、剪力特性、壓縮特性、透水性及地下水位等。

有關地質調查及試驗,依工程各階段之需求,可概分如表 C9-1 所示, 其與設計間之關連性如圖 C9-1 所示。

分類	調查方法	調查目的	調查內容
先期調查	資料蒐集	構造物配置規劃、 初步調查計畫資料	鑽探及地球物理探測資料、地 下水位等的紀錄、地形圖、地質 圖、構造物等的沉陷、破壞紀 錄、構造物施工紀錄、空照圖等
	現場調查	同上	地形、地層、構造物等的沉陷、 破壞紀錄
初步調查	鑽探、採樣、土壤試 驗、地球物理探測 等	構造物配置規劃、 構造物設計資料、 細部調查計畫資料	基盤深度、成層狀態、強度、壓 縮特性、分類特性、地下水位、 透水性等
細部調查	鑽探、採樣、土壤試 驗、地球物理探測 等	構造物設計資料、 施工管理用資料	同上
補充調查 輔助調查	同上	同上	同上
特殊試驗	滑動分析、承載力 試驗、模型試驗、現 場透水試驗等	同上	承載力、斜面穩定、壓縮特性、 透水性等。

表 C9-1 地質調查分類



圖 C9-1 地質調查與設計之關連示意圖

3. 調查位置之密度及調查深度

鑽探(Boring)或探測(Sounding)等調查點配置間隔、調查深度及深度方向之取樣間隔,除考慮結構物之大小、地層內之應力分佈及地層成層狀態 之均勻性外,並應考慮調查費用及結構物之重要性等因素後決定之。

(1) 調查點間隔

①成層狀態在水平方向及垂直方向均比較均勻時

第二篇 設計條件 第九章 地質

調查種類		法線方向		法線垂直方向	
		鑽 探	探测	鑽探	探测
初步	廣範圍地域	300~500m	100~300m	50m	25m
調查	小範圍地域	50~100m	20~50m	3011	23111
	細部調查	50~100m	20~50m	20~30m	10~15m

②成層狀態較複雜時

調查種類	法線方向		法線垂直方向	
	鑽探	探测	鑽 探	探测
初步調查	50m 以下	15~20m	20~30m	10~15m
細部調查	10~30m	5~10m	10~20m	5~10m

註:1.採用探測時視需求可決定是否需要需要鑽孔。

2.探测時若無鑽孔,採表中所示探測之數值。

3.探测時若有鑽孔,則採表中所示鑽探之數值。

(2)調查深度

調查深度須能充分達成調查目的為原則,一般以鑽探或探測至可確認 之承載層為止,而可確認之承載層視構造物之型式及規模大小而異,規模 較小之構造物或淺基礎結構,應達基腳寬度之4倍以上或筏基之1.5倍以 上,且不得少於6公尺,或達可確認之承載層深度為止。

大型構造物須採用深基礎如基樁時,調查深度應達深基礎底面以下至 少三公尺或達可確認之承載層為止之深度。

如遇可能發生壓密沉陷之軟弱地層時,調查深度應達因構造物載重所 產生之垂直應力增量小於百分之十之地層有效覆土應力值之深度範圍為 止。

遇到岩層時,取樣至少應深入岩層三公尺以上,證實確為岩質為止。 (3)深度方向之取樣間隔

欲知土壤之一般物理特性時,在主要調查鑽孔中以每隔1.5公尺深度, 或土層變化處,取樣一次為原則,而在特別重要的情形則須每隔1.0公尺 深度,取樣一次。在補充性的調查鑽孔時,則以每隔2.0公尺深度,取樣 一次。欲知土壤壓縮特性及強度特性時,須將地層按種類予以分割後,取 各層之不擾動土樣,加以試驗。通常在均勻的地層時,須每隔1.5公尺即 將試料取樣一次,而在複雜的地層或壓密沉陷特別嚴重區域,應視其重要 性,將取樣間隔適當予以縮減。

C9.2.2 調查方法之選擇

地質調查方法之選擇,原則上依結構物型式、規模、重要性、附近地質 狀況,及調查範圍等,依設計目的決定最適宜之方法。

表 C9-2 所示者,係以調查目的為區分之調查方法及調查內容。

調查目的	調查方法	調查	內 容
確定土層 變化狀況	鑽探 試驗室土壤試驗 物理探測	承載層深度 軟弱層厚度 層次	
承 載 力 斜坡安定 土 壓	不擾動土壤取樣 試驗室土壤試驗 現場土壤試驗	無置壓縮強度 剪力強度 內摩擦角 相對密度	$egin{array}{ccc} q_u & & & \ au_f & & \ \phi & & \ D_r & & \end{array}$
壓縮特性	不擾動土壤取樣	壓密係數 體積壓縮係數	C _v m _v
透水性	不擾動土壤取樣 現場土壤試驗	透水係數	k
夯實特性	擾動土壤取樣 現場土壤試驗	最大乾密度 最佳含水量 CBR	$\gamma_{d \max}$ ω_{opt}
分類特性	不擾動土壤取樣	總單位重 含水量 土粒比重 塑性指數	$ \begin{array}{c} \gamma_t \\ \omega \\ G_s \\ W_{\ell}, W_p, PL \end{array} $

表 C9-2 以調查目的為區分之調查方法及調查內容

C9.3 土壤物理性質

C9.3.1 一般說明

土壤物理性質包括土壤單位重、含水量、阿太堡限度、比重及土壤顆 粒分佈等,應從現場採取土樣,於試驗室測定之。

C9.3.2 土壤單位重

土壤單位體積重量,不論黏性土或砂質土皆應從現場採取土樣,於試驗

室測定之。

1. 土壤總單位重

土壤總單位重(當地密度, γ_i)為單位體積內土粒之重量與其孔隙中水 重量兩者之和,其可由下式計算之。

$$\gamma_t = \frac{G_s + S_r \cdot e}{1 + e} \gamma_w = \frac{1 + \omega}{1 + e} \gamma_w \cdot G_s$$
(C9.3.1)

- 式中 y_t:土壤總單位重(tf/m³)(kN/m³)
 - G_s: 土粒比重(tf/m³)(kN/m³)
 - e:孔隙比
 - *S_r*: 飽和度(%)
 - ω:含水量(%)
 - y_w:水之單位重(tf/m³)(kN/m³)

2. 土壤乾單位重

土壤乾單位重(乾密度, γ_a),係僅考慮單位體積內土粒本身之重量, 即(C9.3.1)式中 $\omega = 0$.或 $S_r = 0$,其可由下式計算之。

$$\gamma_d = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1+e} \tag{C9.3.2}$$

- 式中 γ_d :土壤乾單位重(tf/m³)(kN/m³)
 - G_s: 土粒比重(tf/m³)(kN/m³) y_w: 水之單位重(tf/m³)(kN/m³)

含水土壤單位體積重量",與土壤乾密度以之關係,如下式所示。

$$\gamma_d = \frac{\gamma_t}{1+\omega} \tag{C9.3.3}$$

式中 γ_d :乾燥土壤單位重(tf/m³) (kN/m³) γ_t :含水土壤單位重(tf/m³) (kN/m³)

ω:含水量(%)

3. 水中土壤單位體積重量

土壤在水中之單位體積重量(土壤浸水單位體積重量,)),係將土粒 孔隙中之水達到飽和,即(C9.3.1)式中*S_r*=1,並將浮力加入考慮之,其可 由下式計算之。

$$\gamma' = \frac{G_s - 1}{1 + e} \gamma_w$$
 (C9.3.4)
式中 γ' : 水中土壤單位重(tf/m³) (kN/m³)
 G_s : 土粒比重(tf/m³) (kN/m³)
 γ_w : 水之單位重(tf/m³) (kN/m³)
 e : 孔隙比

4. 相對密度

砂質土之鬆緊狀況,可以下式相對密度(D,)之方法表示之。

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{\gamma_d - \gamma_{d\min}}{\gamma_{d\max} - \gamma_{d\min}} \cdot \frac{\gamma_{d\max}}{\gamma_d}$$
(C9.3.5)

式中 D_r :相對密度(%)

- emax:土壤在最鬆狀態之孔隙比
- emin:土壤在最緊密狀態之孔隙比
 - e:土樣(試體)之孔隙比
- γ_{dmax}: 土壤在最緊密狀態之乾密度(tf/m³)(kN/m³)
- γ_{dmin}: 土壤在最疏鬆狀態之乾密度(tf/m³)(kN/m³)

γ_d:土壤之乾密度(tf/m³)(kN/m³)

C9.3.3 土壤分類

於本基準中,土壤分類法原則上採用統一土壤分類法。

統一土壤分類法,將土壤分為粗顆粒土壤、細顆粒土壤及高有機質土壤 三大類,再細分為15種細類,如表 C9-3所示。根據目視及試驗室試驗結 果,土壤之不同分類分別賦予更明細之分類符號及名稱,請詳見中國國家標 準 CNS 12387[工程用土壤分類試驗法]。

C9.3.4 土壤透水係數

土壤透水係數可採適合計算式,以室內透水試驗或現場透水試驗估算 之。在完全飽和土壤內流動之滲流,如係層流(Laminar Flow)時,其透水係 數(Permeability Coefficient)可由下式估算之。

$$k = \frac{q}{iA} \tag{C9.3.6}$$

表 C9-3 土壤統一分類法

實驗室土壤分類條件					土壤分類	
				分類 符號	分類符號	
	礫石(粗顆	純礫石(細顆粒少於	$C_u \ge 4$ \mathbb{E} $1 \le C_c \le 3$	GW	級配良好礫石 ⁽⁶⁾	
	粒停留在 475mm 符	5 [%] (⁴⁾)	$C_u < 4$ 且/或 1> $C_c > 3$	GP	級配不良礫石(6)	
粗顆粒土	4./3111111 即 者 超 過	含細顆粒之礫石	細顆粒歸類於 ML 或 MH	GM	粉土質礫石 ⁽⁶⁾⁽⁷⁾⁽⁸⁾	
壤(停留在	50%)	(細顆粒超過 12% ⁽⁴⁾)	細顆粒歸類於 CL 或 CH	GC	黏土質礫石 ⁽⁶⁾⁽⁷⁾⁽⁸⁾	
/SµIII 即 者,超過	砂(粗顆粒	純砂(細顆粒少於	$C_u \ge 6$ $\mathbb{I}_1 \le C_c \le 3$	SW	級配良好砂(9)	
50%)	通過在	5 [%] (⁵⁾)	$C_u < 6$ 且/或 1> $C_c > 3$	SP	級配不良砂(9)	
	4./Jmm 帥 者 超 過	具有細顆粒之砂	細顆粒歸類於 ML 或 MH	SM	粉土質砂 ⁽⁷⁾⁽⁸⁾⁽⁹⁾	
	50%)	細顆粒超過 12% ⁽⁵⁾	細顆粒歸類於 CL 或 CH	SC	黏土質砂 ⁽⁷⁾⁽⁸⁾⁽⁹⁾	
		無機質土壤	PI>7 且在「A」線或其上方	CL	低塑性黏土 ^{(11) (12)} (13)	
	粉土與黏 土(液性限 度小於 50%)		PI<4 或在「A」線下方 ⁽¹⁰⁾	ML	粉土(11)(12)(13)	
伽斯拉士		有機質土壤	<u>液性限度(烘乾)</u> 液性限度(未經烘乾)	OL	有機質黏土 ^{(11) (12)} (13)(14)	
細积祉上 壤(通過 75.1m 約					有機質黏土 ^{(11) (12)} (13)(15)	
75μm 肺 者,超過		無機質土壤	PI 值位於'A'線或其上方	СН	高塑性黏土 ^{(11) (12)} (13)	
50%)	粉 工 興 釉 + (液 性 限		PI 值位於'A'線下方	MH	彈性粉土(11)(12)(13)	
	度 50% 以	士操成十禧	_液性限度(烘乾)_<075	ОЧ	有機質黏土 ^{(11) (12)} (13)(16)	
	上)	月磯筫土壌	液性限度(未經烘乾)	ОН	有機質粉土 ^{(11) (12)} (13)(17)	
高有機質 土壤	機質 含有大量有機物質,暗色,有機質味道			РТ	泥碳土	

註(1):本土壤分類取自中國國家標準CNS 12387(工程用土壤分類試驗法)

- (2) :本試驗以通過75µm 篩之土樣為準
- (3) : 若土樣含有卵石,必須在分類名稱前加註「含卵石」
- (4):含 5~12%細顆粒之礫石,必須使用雙重符號: GW-GM 代表含粉土之級配良好礫石 GW-GC 代表含黏土之級配良好礫石 GP-GM 代表含粉土之級配不良礫石 GP-GC 代表含黏土之級配不良礫石 GW-GM 代表含粉土之級配良好礫石
- (5):含有 5~12%細顆粒之砂,必須使用雙重符號: SW-SM 代表含粉土之級配良好砂 SW-SC 代表含黏土之級配良好砂 SP-SM 代表含粉土之級配不良砂 SP-SC 代表含黏土之級配不良砂
- (6) :若土樣中之砂含量≧15%,在分類名稱前加註「含砂」
- (7):若細顆粒歸類為 CL-ML,必須使用雙重符號 GC-GM 或 SC-SM
- (8) : 若細顆粒含有有機質,在分類名稱前加註「含有機質細顆粒」
- (9) :若土樣之礫石含量≧15%,在分類名稱前加註「含礫石」
- (10):阿太保限度在斜線範圍內,土壤屬粉土質黏土,CL-ML
- (11):若土樣中>75µm 篩之含量在15~30之間,視其砂或礫石含量之多寡加註「含砂」或「含礫石」
- (12):若土樣中>75 μ m 篩之含量在超過 30%,且主要之含量為砂,在分類名稱前面加註「砂質」
- (13):若土樣中>75μm 篩之含量在超過 30%,且主要之含量為礫石,在分類名稱前面加註「礫石質」
- (14): PI≥4 且座標值位於「A」線或其上方
- (15): PI<4 或座標值位於「A」線下方
- (16): PI座標值位於「A」線或其上方
- (17): PI座標值位於「A」線下方



式中 k:透水係數(cm/s)

- q:單位時間內流動於土層中之水量(cm³/s)
- *i*:水力坡降(Hydraulic Gradient)
- *h*:損失水頭(cm)
- L: 滲流流路長度(cm)
- *A*:斷面積(cm²)

C9.4 土壤工程性質

C9.4.1 彈性常數(Elastic Constants)

假設土壤為彈性體進行分析時,其彈性常數一般以變形模數(Modulus of Deformation)及波森比(Poisson's Ratio)表示。

1. 變形模數

變形模數於現場,可採下述之試驗方法求得。

- (1)平板載重試驗
- (2)CBR 試驗
- (3) 孔內側向載重試驗

變形模數於試驗室內求取時,一般係採單軸壓縮試驗或三軸壓縮試驗, 於如圖 C9-2 所示之三種應力應變曲線(Stress-Strain Curve)中求取之。

初步規劃使用之初期正切係數 E_i及正割係數 E50 之估算值,可以下 式求得。

$$E_{i} = 210C_{u} E_{s}(E_{50}) = 180C_{u}$$
(C9.4.1)

式中 E_i : 初期正切係數(tf/m²) (kN/m²)

E_s(E₅₀): 正割係數(tf/m²)(kN/m²)

C_u: 依不壓密不排水剪力試驗求得之土壤視凝聚力(Apparent cohesion)(tf/m²) (kN/m²)

(C9.4.1)式中 E_i之估算式,適用於塑性非常高之海域黏土,式中常數
 210,係應變 ε 之切線斜率小於 0.2~0.5%時之估算值。



圖 C9-2 變形模數之種類

2. 波森比

波森比(Poisson's Ratio, ν)之求法,目前雖尚無明確之試驗方法,但 依過往經驗,於飽和狀態不排水條件下,建議土壤之ν值為1/2;於其他 條件下,建議ν值為1/3~1/2。

C9.4.2 壓密特性

用於預測及估算黏土壓密現象之相關性質參數,以試驗室求取為原則。 1. 壓密現象

所謂壓密現象係黏性土壤經載重作用後,引致黏性土孔隙水壓增加, 該超額孔隙水壓隨時間造成孔隙水徐徐排出,超額孔隙水壓逐漸下降,且 使土壤體積隨之縮小之現象。

顯示土壤壓密特性之壓密係數 (Coefficient of Consolidation, C_{ν}), 與壓密之進行速度有關,其值愈大壓密之進行愈快。而體積壓縮係數 (m_{ν}) ,則用以預測壓密沉陷量之用,即某載重所產生之土壤壓縮量與體積壓 縮係數成正比。

2. 壓密沉陷量

對一體積壓縮係數為 m,之土壤而言,其壓密沉陷量可依下式計算。

$$S=m_{\nu} \cdot \Delta P \cdot h \tag{C9.4.2}$$

式中 S : 壓密沉陷量(cm)

- m_{ν} :體積壓縮係數(cm²/tf)(cm²/kN)
- ΔP : 壓力增加量(tf/cm²) (cm²/kN)
 - h: 壓密土層厚度(cm)

體積壓縮係數 m_{ν} ,隨壓密壓力之增加而減少,在正常壓密狀態下, 如將 $P 與 m_{\nu}$ 之關係繪入對數紙時,約略成為直線。當土壤承載壓力由 P_0 增加至 $(P_0+\Delta P)$ 時,利用(C9.4.2)式求壓密沉陷量時, m_{ν} 之值採用 $(P_0+0.5\Delta P)$ 點之 m_{ν} 值。

壓密沉陷量 S,亦可由壓密試驗結果之孔隙比與載重關係(e-log p 曲線)求得,即承受 P₀壓力壓密,而孔隙比為 e₀之土壤,如增加壓力 ΔP 時, 厚度為 h 之土層,其壓密沉陷量 S 可由下式計算之。

$$S = h \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0}$$
(C9.4.3)

式中 C_c: 壓縮指數(Compression Index)

上述壓密理論,一般僅適用於飽和之黏土,惟對不飽和之土壤,如可 先求出如圖 C9-3 所示之 e-log(p)曲線,亦可利用(C9.4.3)式計算其壓密沉 陷量。



圖 C9-3 壓力與孔隙比關係圖

3. 沉陷速度

飽和黏土如在不排水狀況下,加以壓力 P時,則其內部將增加與 P相 等之孔隙水壓。在壓密開始時,其孔隙水壓 u 則隨著時間而減少,同時土 壤顆粒間之應力(有效應力,σ)則增加,然所增加之孔隙水壓 u 與所增 加之顆粒間應力σ之和,經常保持與載重壓力 P相等。即

$$P = \sigma' + u \tag{C9.4.4}$$
厚度為h之黏土層上下兩面,若有透水性較大之砂層存在時,當加以 壓密壓力 P 時,有效應力 σ 及孔隙水壓 u 之深度分佈狀況示意一般如圖 C9-4(a)所示。即壓密開始時(t=0), u=P, $\sigma = 0$, 即圖 C9-4(a) DC 線所示 之狀態。壓密完成時($t=\infty$), u=0, $\sigma = P$, 即圖 C9-4(a) AB 線所示之狀 態。然在壓密開始經過t時間後之狀態,則示意如圖 C9-4(a)中之 AEB 曲 線。如上所述,離排水層較遠部份壓密進行之速度,亦相應較為緩慢。在 各種深度土壤顆粒間之應力與載重壓力之比(σ'/P),稱為該深度之壓密度 U_z (Degree of Consolidation),而各深度之壓密度除以全土層厚度予以平均 後,則稱之為平均壓密度 U(Mean Degree of Consolidation)。由圖 C9-4(a) 可知平均壓密度係面積 AEBCD 與面積 ABCD 之比。即t=0時,U=0,壓 密完成時 U=1.0。在理論上而言,在 $t=\infty$ 時,U=1.0。

壓密進展之狀況,可以平均壓密度 U 表示之。而表示時間指標,則 以時間因數 T₂表示之。時間因數 T₂與實際時間 t 之關係,可以下式表示 之。

$$T_{\nu} = \frac{C_{\nu}t}{H^{2}}$$
(C9.4.5)

式中 T_{ν} :時間因數

 C_{ν} : 壓密係數(cm²/day)

t: 壓密開始後之時間(day)

H: 孔隙水流程之最大距離, 即最大排水距離(cm)

如圖 C9-4(a)所示,土層上下兩面均可排水時 H=h/2,若僅單面排水時 H=h。於各種條件下,平均壓密度與時間係數之關係如圖 C9-5 所示。



(b)壓密等時線





圖 C9-5 平均壓密度與時間係數之關係

C9.4.3 土壤之剪力特性

砂質土壤及黏性土壤,應依其土壤剪力行為特性及排水狀況,採用適合 之計算式,分別計算其剪力強度。

1. 砂質土壤剪力強度

在此所謂砂質土壤,係指依顆粒分析,砂之含量高於80%。砂質土壤剪 力強度可依下式計算之。

$$\begin{aligned} \tau_f &= (\sigma - u) \tan \phi' \\ \tau_f &= (\sigma - u) \tan \phi_d \end{aligned}$$
 (C9.4.6)

式中 τ_f : 土壤剪力強度(tf/m²) (kN/m²)

 σ : 剪力面上之垂直應力(tf/m²) (kN/m²)

- u: 孔隙水壓(tf/m²) (kN/m²)
- 𝗛: 在排水試驗時之內摩擦角(度)

普通所作砂的剪力試驗為壓密排水試驗。由此所求得之¢u與有效應 力所示之¢間關係如下。即鬆散之¢≒¢u,緊密之砂時,通常為¢d>¢'。而 發生¢u>¢之原因,係由於剪力所引起之體積變化關係,在外觀上表示著 強大之抗剪力,故須加以修正。由砂之剪力試驗結果所得之¢u,與試驗前 之孔隙比相對繪入圖表後,即可明瞭初期孔隙比愈小則如愈大。

砂之剪力試驗最好用三軸壓縮試驗儀來試驗,通常應避免使用直接剪 力試驗作剪力試驗。由於使用直接剪力試驗儀作砂之剪力試驗時,因試驗 儀器之結構關係,往往發生所求如之數值過大。由於標準貫入試驗之 N 值 與如之間具有連帶關係,故如不作剪力試驗時,亦可由標準貫入試驗結果 推算之。

砂之抗剪角係隨孔隙比之大小而變化。故如將砂之剪力試驗結果應用 於實際工程問題時,須查明現地砂之孔隙比。然而目前尚無測定未受擾動 砂孔隙比之方法,以致無從將剪力試驗結果應用於實際工程問題上。砂之 抗剪角依體積之變化程度而有差別,故實際構造物破壞時,在目前情況下, 推測發生於鄰近砂中之體積變化情形尚不可能。

如上述之理由,在目前砂之剪力試驗結果應用於解決實際工程問題尚 屬困難,按一般情形而言,在實際設計時所採用之抗剪角比由剪力試驗所 得之數值小5°~10°較為普遍。然而,普通設計時,須作種種的假定並參 考以往之經驗,故上述砂之剪力特性已十分明瞭,於應用時仍需加以研討 與其他因素之相關性後,方能作決定。

2. 黏性土壤剪力強度

所謂黏土者,按其顆粒大小分析,須含有40%以上之黏土與沉泥。然對 砂之含有量在60%~80%間之土壤性質,尚有許多不明瞭之處,惟本節將 黏土與沉泥之含有量在40%~20%之間的土壤亦視為黏土處理。黏性土壤 之剪力強度可用(C9.4.7)式求之。

$$\tau_f = C_u = \frac{q_u}{2} \tag{C9.4.7}$$

由不壓密不排水試驗所求得之表面附著力 Cu(tf/m2)(kN/m2),在黏土有 關之土壤力學方面常被應用,故又稱為不排水剪力強度。qu 則稱為無圍壓 縮(Unconfined Compression)強度,其單位以 tf/m2 表示之。

因無圍壓縮試驗方法非常簡單,故一般均採用此法作試驗。惟在試驗 前一旦土樣被擾動,qu值會敏感的減少,故製作試樣之操作時須特別加以 留意。未受擾動土壤之 qu值與其充分重塑後之土壤 qu值之比稱為靈敏度 (Sensitivity)。通常正壓密黏土之靈敏度大多在 5~10 左右。黏土之重塑不 但影響應力,而且對變形特性亦有影響。即未受擾動之黏土在無圍壓縮試 驗中其相對應之 qu值因軸向的變形大約相差 5%左右,而重塑後之土壤其 相對應之 qu值因軸向的變形誤差則高 15%以上。 黏土之不排水剪力強度即黏土之附著力(C_u),隨壓密之進展而增大。 壓密載重愈大,壓密後的 C_u值亦愈大。故對黏土地層而言,深度愈深, 則上部覆蓋土的重量愈重,亦即壓密載重愈大,因此 C_u值隨著其深度加 深而增大。而實際設計時可用(C9.4.8)式求之。

 $C_u = C_o + kZ$

(C9.4.8)

式中
$$C_u$$
:深度Z處之附著力(從地面算起)(tf/m^2) (kN/m^2)

 C_o :在地面之 C_u 值(tf/m²) (kN/m²)

K : C_u 與深度相對之增加率(tf/m³) (kN/m³)

Z : 深度(m)

3. 黏性土壤壓密後附著力之增加率

黏性土壤之附著力 C_u ,如前述隨壓密的進展而增加,在壓密載重 P時 C_u 之增加率,可以 C_u/P 表示之。

由壓密所引起之黏力增加率 C_u/P ,為地層改良工程非常重要的資料。 土壤 C_u/P 之數值愈大,則其強度增加愈大,對地層改良工程非常有效。 假設地層下某處之黏土,其垂直載重增加量為 ΔP (tf/m²),黏土之 C_u/P 以 β 表示時,壓密完成時附著力的增加量 $\Delta C = \Delta P \beta$,在壓密過程中,假設該 處之壓密度為 U_z 時,則該處 C_u 的增加量則為 $\Delta P \beta U_z$ 。

以無圍壓縮強度 qu 對深度方向而言,如係直線增加時,可由下列 qu 與 z 的關係式求得 Cu/P 之值。

$q_u = kz$	(C9.4.9)
$q_u = 2C_u$	(C9.4.10)
$P = (\gamma_t - \gamma_w)z$	(C9.4.11)
$\frac{C_u}{P} = \frac{k}{2(\gamma_t - \gamma_w)}$	(C9.4.12)
式中 q_u : 無圍壓縮強度(tf/m ²) (kN/m ²)	
k :深度對 q_u 之增加率(tf/m ³) (kN/m ³)	
z:深度(m)	
C _u :黏性土壤之附著力(tf/m ²) (kN/m ²)	
P:有效覆蓋土之壓力(tf/m ²) (kN/m ²)	
γ _t :土的單位重(tf/m ³) (kN/m ³)	

Yw:水的單位重(tf/m³) (kN/m³)

依據 Skempton 氏的說法,在正常壓密狀態下之黏土不排水剪力強度 即黏土之附著力 C_u與上部有效覆蓋土之壓力 P 之比,與塑性(I_p=w~w_p)之 關係,可以(C9.4.13)式表示之。

$$\frac{C_u}{P} = 0.11 + 0.0037 I_p \tag{C9.4.13}$$

在實驗室以直接剪力試驗儀,進行壓密不排水試驗求 C_u/P 之數值時, 因欲使其達到不排水狀態是非常的困難,故試驗時此點應加以注意。另利 用三軸壓縮試驗儀作試驗時,因普通係以三軸室內之水壓力作等向壓密, 故主應力比 K=1.0,而直接採用壓密壓力 P 與主應力差之一半數值作為 計算時,則所得 C_u/P 之數值常過大。

C9.4.4 土壤動態性質

1. 動態變形參數

進行地震反應分析時,應適宜地設定土壤之動態變形參數。耐震設計 法大致可區分為擬靜態設計法及動態設計法。震度法為擬靜態設計法之代 表,震度法詳本篇第十章,其係將地震力以靜態慣性力,作用於基礎及構 造物,從力之平衡觀點檢討構造物安定之方法。而動態設計法,則是計算 地震作用時,基礎外地盤及構造物基礎之加速度、速度、位移等,以檢討 基礎及構造物安定之方法。

2. 動態強度特性

上壤承受動態外力時,其動態強度特性以試驗決定為原則,試驗時須 適當設定外力特性及地盤狀況。動態外力與靜態外力明顯之不同點,一為 外力作用時間短,二為外力反覆作用。如地震力,具有上述兩種特徵;爆 破所產生之衝擊力,作用時間非常短,且只作用一次,僅具有一種特徵。 另波力為以較慢載重速度反覆作用之外力,在廣義上亦可視為動態外力。 港灣構造物所承受之代表性動態外力,主要為地震力與波力。

調查土壤動態強度,有室內試驗與現場試驗兩種。現場試驗由於設備 龐大、費用高昂,及試驗條件受限等因素,因此,除重大工程外,一般以 採用室內試驗為主。

C9.5 標準貫入試驗

標準貫入試驗除岩層、卵石及粗礫石含量多的土質外,對其他所有的土 質均能適用,惟對軟弱黏土及 10mm 以上砂礫,在判別土壤分層方面的精 度較差。

1. 影響砂值土 N 值之因素

N值隨著砂之密度增加而增大,在相同的密度時,N值則受含水量、地下水位、有效覆土及深度等條件的影響,茲將其影響情形分述如下:

(1)含水量之影響

除了密實細砂及沉泥質砂外,按照飽和砂、乾砂及濕砂等順序其 N 值逐漸增大。

(2)有效覆土載重之影響

N 值隨著有效覆土載重之增減而增減。

(3) 地下水位之影響

由於地下水位變動而發生有效覆土載重及含水量之影響。

(4)連接採樣管之鑽桿長度之影響

因調查深度加深,連接採樣管之鑽桿長度亦加長,故在鬆散砂土時,由 於鑽桿重量增加N值反而減少。於密實砂,因鑽桿之撓曲及橫向振動, 打擊效率減少之故,N值有變大之傾向。

(5)其他因素之影響

除上述因素外尚有顆粒大小、顆粒形狀、顆粒膨脹(Dilatancy)、試驗方法及試驗儀器磨損及人為因素等影響。然因上述各種影響因素互相重 複,且目前對 N 值作定量之修正法又未確定,故在設計上需要高精度 之N 值時,對現場之砂,須充分加作 N 值能量測定試驗。

2. N值在使用時應注意之事項

(1)由N值推測φ時,若無法求得現場土壤之密度或相對密度,則無從求取 其正確值,因此N值應用於設計時,須慎重研討N值與現場土性之連 帶關係。惟在目前情況下,如將測定條件加以充分考慮時,則可應用表 C9-4 及表 C9-5 所示之關係。

NG	加州 安 庄 (D)	內摩擦角(<i>ø</i>)		
₩ 值 相對密度	相對密度(Dr)	Peck	Meyerhof	
$0 \sim 4$	$0 \sim 0.2$	28.5°以下	30°以下	
$4 \sim 10$	$0.2 \sim 0.4$	$28.5^{\circ} \sim 30^{\circ}$	$30^{\circ} \sim 35^{\circ}$	
$10 \sim 30$	$0.4 \sim 0.6$	$30^{\circ} \sim 36^{\circ}$	$35^{\circ} \sim 40^{\circ}$	
$30 \sim 50$	$0.6 \sim 0.8$	$36^{\circ} \sim 41^{\circ}$	$40^{\circ} \sim 45^{\circ}$	
50 以上	$0.8 \sim 1$	41° 以上	45° 以上	

表 C9-4 砂質土之N值與 D_r , ϕ 之關係

註:有關表中 Meyerhof # 值說明如下:

① ¢之下限值:對均匀粒徑之砂偏於安全側,對沉泥質砂,若經剪 力試驗不能判定其值時,則減5°以上。

② ¢之上限值:對級配良好之砂偏於安全側,砂礫之混合土壤,若實施剪力試驗, 可採用於上表增大5°之值。

表 C9-5 砂質土之N值與Ø之關係

土壤種類	內摩擦角(φ)
粒徑相同之圓顆粒	$\phi = \sqrt{12N} + 15$
級配良好之圓顆粒	$\phi = \sqrt{12N} + 20$
粒徑相同之角狀顆粒	$\phi = \sqrt{12N} + 20$
級配良好之角狀顆粒	$\phi = \sqrt{12N} + 25$

(2)依據Terzaghi氏認為有效粒徑在 0.1mm~0.05mm之細砂或沉泥質砂, 因滲透性小之關係,如用水飽和之,在與其原相對密度對照之下,在鬆 散土砂部份因發生流動現象,N值變成過小,在密實土砂部份,因膨脹 受阻礙,N值則變成過大。將相當產生膨脹之界限孔隙之比之N值當 作15,若上述情形之砂,在水面下之N值超過15時,則依下式加以修 正。

$$N' = \frac{N - 15}{2} + 15 \tag{C9.5.1}$$

式中 N:實測N值(N>15)

N':修正N值

C9.6 圆錐貫入試驗<新增>

由於圓錐貫入試驗可以取得近似連續的土壤剖面資料,並可針對地區 性建立起與標準貫入試驗 N 值的關係,亦可由圓錐貫入阻抗 qc 及套管摩 擦阻抗 fs 直接或間接取得土壤相關參數。 港灣構造物設計基準相關條文修訂

第二篇 設計條件 第十章 耐震設計

第十章 耐震設計

符號說明

- A_c : 樁心之面積
- Ag: 樁之全斷面積
- A_{sh}:沿某方向箍筋的總截面積(包括輔助箍筋與輔助繫筋),以 cm² 計,h_c為與該方向垂直箍筋所圍柱心的尺寸,以 cm 計。矩形 樁兩主軸方向均應計算檢核
 - a:矩形環箍筋之垂直間距,以 cm 計,但不得大於 15 cm
- d_i :為第i層土層之厚度,m
- F_a :反應譜等加速度段之工址放大係數
- F_{μ} :結構系統地震力折減係數
- *F_{uM}*:以韌性容量*R*取代容許韌性容量*R_a*計算所得之結構系統地震 力折減係數*F_u*值
 - F_v :為反應譜等速度段之工址放大係數
 - f'_{c} : 混凝土之規定受壓強度, kgf/cm²
- f_{vh} : 螺箍筋或環箍筋之降伏強度, kgf/cm²
- h_c : 橫箍樁樁心在所考慮方向之尺寸, cm
- I:用途係數
- N_A:反應譜等加速度段之近斷層調整因子
- N_v:反應譜等速度段之近斷層調整因子
- P_e : 樁產生成熟塑鉸時之軸力, kgf
- *R*:結構系統韌性容量
- R_a : 結構系統容許韌性容量
- *r*_i: 第*j*振態最大反應值
- r_k : 第k 振態最大反應值
- S_{aD}:工址設計水平譜加速度係數,為工址水平向之設計譜加速度與 重力加速度g之比值

- S_{DS}: 一般工址區域之工址短週期設計水平譜加速度係數
- S_{D1}:一般工址區域之工址一秒週期設計水平譜加速度係數
- S_{ik}:為第j振態與第k振態之關係係數

S_{MS}: 工址短週期最大考量水平譜加速度係數

- S_{M1}:工址一秒週期最大考量水平譜加速度係數
- S_S^D: 震區短週期設計水平譜加速度係數
- S_s^M: 震區短週期之最大考量水平譜加速度係數
- S₁^D: 震區一秒週期之設計水平譜加速度係數
- S1^M: 震區一秒週期之最大考量水平譜加速度係數
- T:構造物之基本震動周期
- Vs30:工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速
- V_{si} : 第i層土層之平均剪應力波速(m/sec)
- W:構造物全部靜載重,並應計入地震時裝載載重
- α_v : 起始降伏地震力放大倍數
- ho_{s} : 環箍筋體積與樁心體積(算至螺箍筋兩外側)之比
- ξ_i 、 ξ_k : 分別為第 j、k 振態的阻尼比
- ω_{i} 、 ω_{i} : 分別為第k、j振態的圓周頻率

C10.1 耐震設計之目標<修訂>

考量的三種地震水準及耐震設計目標為:

- 中小度地震:為迴歸期約30年的地震,其50年超越機率約為80%左右, 因為構造物在此使用年限中遭遇中小度地震的機率甚高,因此要求構造 物在此中小度地震下構造物維持在彈性限度內,使地震過後,構造物主體 沒有任何損壞。對剛性構造物如重力式碼頭而言,在30年迴歸期之地震 發生時,不得產生滑動、傾覆,亦不得產生結構體強度與基礎承載力不足 之任何破壞。
- 2. 設計地震:為迴歸期 475 年之地震,其 50 年超越機率為 10%左右。在此 地震水準下構造物不得產生嚴重損壞,以避免造成嚴重的人命及財產損 失。對具韌性材料之構造物如棧橋式碼頭而言,其構造物產生的韌性比不 得超過其容許韌性容量。各類碼頭在迴歸期 475 年之地震發生時,在不 影響主要使用功能且其損壞得以在短時間內修護的前提下。
- 3. 最大考量地震:為迴歸期 2,500 年之地震,其 50 年超越機率為 2%左右。 設計目標為非剛性構造物在此強烈地震下結構主體不致產生崩塌,在此 設計目標下韌性構造物如棧橋式碼頭允許使用之韌性可達到其韌性容量。

C10.2 非剛性構造物之設計地震總橫力

C10.2.1 最小設計水平地震力<修訂>

非剛性構造物,如棧橋式碼頭等,其所受地震之最小設計水平總橫力V 依下式計算:

$$V = \frac{S_{aD}I}{1.4\alpha_{y}F_{u}}W$$
(C10.2.1)

(C10.2.1)式中 $\frac{S_{aD}}{F_u}$ 得依(C10.2.2)式修正,修正後命為 $\left[\frac{S_{aD}}{F_u}\right]_m$ 如下:

$$\begin{bmatrix} S_{aD} \\ F_{u} \end{bmatrix}_{m} = \begin{cases} \frac{S_{aD}}{F_{u}} & ; \frac{S_{aD}}{F_{u}} \le 0.3 \\ 0.52 \frac{S_{aD}}{F_{u}} + 0.144 & ; 0.3 < \frac{S_{aD}}{F_{u}} < 0.8 \\ 0.70 \frac{S_{aD}}{F_{u}} & ; \frac{S_{aD}}{F_{u}} \ge 0.8 \end{cases}$$
(C10.2.2)

則	$V = \frac{I}{1.4\alpha_{y}} \left[\frac{S_{aD}}{F_{u}} \right]_{m} W$	(C10.2.3)
---	---	-----------

式中 S_{aD}:工址設計水平譜加速度係數,為工址水平向之設計譜加速度 與重力加速度g之比值。

- I:用途係數。
- W:構造物全部靜載重,並應計入地震時裝載載重。
- α_v : 起始降伏地震力放大倍數。
- F_{μ} :結構系統地震力折減係數。

工址設計水平譜加速度係數 SaD 代表構造物在設計地震所引致的工址 絕對水平譜加速度係數,代表之意義為89年基準修訂中工址水平加速度係 數 Z 與工址正規化水平加速度反應譜係數 C 之乘積,即 $0.4 S_{DS} = Z(=$ EPA/g),其中 EPA 為等效最大地表加速度 Effective peak (ground) acceleration,表 C10-1 為短週期之設計水平譜加速度係數與其等值 EPA 之 對照表;對於若有須要依工址水平加速度係數 Z 進行其他本規範未規定之 相關耐震設計或耐震評估時,即可直接取 Z=0.4 S DS 為工址地表水平加速 度係數來進行分析。由於構造物具有韌性,若將構造物設計成大地震時仍保 持彈性,殊不經濟。大地震時容許構造物進入非彈性變形,可將彈性設計地 震力予以降低,而其降低幅度,端視韌性好壞而定。韌性好的構造物,結構 系統地震力折減係數 Fu 就可以大一些。如圖 C10-1 所示,構造物承受側力 與其所產生的側位移,在外力不大時係線性,其後會變為非線性,最後構造 物在承受 P_u 的側力,側位移達 Δ_u 時,因韌性被用盡而崩塌。此非線性的關 係可以彈塑性關係來理想化,亦即彈性一直維持到 P u ,其後變為完全塑 性, 韌性容量為 Δ_u/Δ_v 。一般構造物的設計, 不論採用工作應力法或極限 設計法,在設計水平地震力 Pa作用下,結構尚未開始降伏。

當地震力增加一個倍數α_y,達 P_y後,第一個構材斷面才開始降伏,即 α_y = P_y/P_d。由於棧橋等非剛性性結構的靜不定度高,取保守的估計,外 力調升至 1.4 P_y後,結構才達能承受的最大側力 P_u。表 C10-17 所示為各 種結構系統的韌性容量 R,可據以計算結構系統地震力折減係數 F_u。

具有韌性容量 R 的構造物,當開始降伏後,地表加速度到底要增加幾倍才會將韌性用光,乃與構造物的週期及所適用的反應譜有關。一般而言, 週期長的構造物 $F_u = R$,意即構造物降伏後可抵抗降伏時地表加速度的 R 倍後,構造物才會因韌性用盡而崩塌。但對週期短的構造物而言, $F_u = \sqrt{2R - 1}$,即韌性對耐震能力不像長週期構造物那麼有效。

在靜力分析時,工址設計水平譜加速度係數於不得低於 0.4SDs ,以避 免長週期構造物的設計地震力過低。同時,長週期之構造物,P-Δ效應較顯 著,在構造物未降伏前,此效應會增加構造物的彎矩,在降伏後,此效應也 會使韌性對耐震的效用變低,此為長週期構造之設計地震力給予下限的另 一原因。對短週期結構而言,因為其與土壤互制後阻尼比較高,地震力需求 會降低,所以根據 SaD / Fu 值之不同,取阻尼比為 5%~14%左右,再依據 C10.5 節表 C 10-17 中之短週期結構阻尼修正係數,計算其折減後 SaD / Fu 值,並依此於(C10.2.2)式中對 SaD/Fu 設其上限,以反應結構與土壤互制後 阻尼比較高之現象。對於地震力之折減方式,除(C10.2.2)式之規定外,設計 時亦可實際計算考量結構土壤互制後結構第一振態的複合振態阻尼比,並 依此阻尼比配合表 C10-18 中所列之阻尼比修正係數直接進行地震力折減, 而不一定須要採用(C10.2.2)式之地震力折減方式。

表 C10-1 短週期之設計水平譜加速度係數與等值 EPA 對照表

S_s^D	0.5	0.6	0.7	0.8
EPA	0.2	0.24	0.28	0.32
	Р			
Р	↑		1	
1	"/ /		$===== R = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$	<u> </u>
_			_	



圖 C10-1 設計地震力、降伏地震力、極限地震力與韌性容量 *R* C10.2.2 一般工址震區水平譜加速度係數<修訂>

震區短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數S^D與S^D分別代表工 址所屬震區在堅實地盤下,設計地震作用時之短週期結構與一秒週期結構 之5%阻尼譜加速度與重力加速度g之比值。

震區短週期與一秒週期之最大考量水平譜加速度係數 S^M 與 S^M 分別代 表工址所屬震區在堅實地盤下,最大考量地震作用時之短週期結構與一秒 週期結構之 5%阻尼譜加速度與重力加速度 g 之比值。

因應我國之震區係以鄉、鎮、市等行政區為單位劃分,各微分區內之震區設計水平譜加速度係數 S_s^D 與 S_1^D 乃根據 50 年 10%超越機率之均佈危害度分析訂定,地震迴歸期為 475 年; 震區最大考量水平譜加速度係數 S_s^M 與 S_1^M 根據 50 年 2%超越機率之均布危害度分析訂定,地震迴歸期為 2500 年。臨海震區設計水平譜加速度係數 S_s^D 與 S_1^D ,以及震區最大考量水平譜加速度係數 S_s^M 與 S_1^M ,如表 C10-2 所示。

臺灣地區堅實地盤之工址設計及最大考量水平譜加速度係數分別根據 50 年 10%與 2%超越機率之均布危害度分析求得。均布危害度分析須考慮 工址周圍約 200 公里以內過去發生地震之規模、震央、震源深度以及活動 斷層之地震規模潛勢,並利用地震水平地表加速度以及結構水平譜加速度, 隨距離、地震規模變化之衰減律及其他地體構造等資料,經複雜的或然率理 論分析而得。由於要能較精細的將近斷層影響區域劃分出來,必須進行震區 微分化,故本規範之震區係直接以鄉、鎮、市等行政區域為震區劃分單位。 圖 C10-2 至 C10-5 分別表示臺灣震區短週期與一秒週期之設計與最大考量 水平譜加速度係數分佈狀況,可依工址所屬之鄉、鎮、市位置由表 C10-2 查 出該係數值。圖 C10-2 至 C10-5 中,對於近斷層區域與臺北盆地,須依 C10.2.4 節與 C10.2.6 節之規定特別考量。

傳統之設計地震水準是以PGA 值之大小來區分其水準,但由反應譜之 理論可知,PGA 值只是反應譜中結構週期為零之反應譜值而已,並不能代 表所有結構週期不為零之反應譜值。為能考量實際結構反應,乃直接利用譜 加速度的衰減公式,獲致特定回歸期之設計反應譜。本規範對每一個震區分 別給定 0.3 秒週期之反應譜值當作短週期構造物地震水準之標準,以及 1.0 秒週期之反應譜值當作中、長週期構造物地震水準之標準。此兩個週期(0.3 秒與 1.0 秒)的回歸期均相同,表示對此不同週期之構造物而言,其地震風 險為一致。

臺北盆地由於特殊的地形與地質條件,其地震動特性同時受到盆地扭 轉效應與軟弱土層效應之影響,應特別考量其設計地震反應譜。由於臺北盆 地範圍包含於臺北市及新北市之內,部分區橫跨於盆地之內外側,為方便區 分,故將臺北盆地之工址設計與最大考量水平譜加速度係數獨立於 C10.2.6 節規定。

第二篇 設計條件 第十章 耐震設計

表 C10-2 臨海鄉鎮市區之 S_s^D 、 S_1^D 、 S_s^M 與 S_1^M 值

縣 市	鄉鎮市區	S_s^D	S_1^D	S_{S}^{M}	S_1^M	臨近之斷層
		0.5	0.3	0.7	0.45	
		適用區	域 (共1	8 里)		
		中和里	、屯山	里、賢孝	里、興	
	淡水區	仁里、	蕃薯里	、義山里	、忠山	
		里、崁	頂里、埤	-島里、亲	「興里、	
		水碓里、	、北投 掛 朗 田	E、水源 、垭頂田	·里、忠 、 中 卿	
		<u>示王</u> 里、協	而王	竹识王	17	
	瑞芳區	0.6	0.35	0.9	0.55	
新北市	林口區	0.5	0.3	0.7	0.45	
	三芝區	0.5	0.3	0.7	0.45	
	石門區	0.5	0.3	0.7	0.45	
		0.5	0.3	0.7	0.45	
	八里區	適用區	域 (共1	里)		
		長坑里			I	
	<u> </u>	0.7	0.4	0.9	0.55	
	金山鄉	0.5	0.3	0.7	0.45	
	萬里鄉	0.5	0.3	0.8	0.50	
	中正區	0.6	0.35	0.8	0.5	
其隆市	仁愛區	0.6	0.35	0.8	0.5	
至住中	中山區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	安樂區	0.6	0.3	0.8	0.5	
	蘇澳鎮	0.8	0.45	1	0.55	
	頭城鎮	0.8	0.45	0.9	0.55	
宜蘭縣	壯圍鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	五結鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	南澳鄉	0.8	0.45	1	0.55	
	蘆竹鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
北 周ស	大園鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
化因标	新屋鄉	0.6	0.3	0.8	0.45	
	觀音鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
新休影	竹北市	0.7	0.35	0.9	0.5	
्राम् (,),),),),),),),),),),),),),	新豐鄉	0.6	0.35	0.8	0.45	
新伏市	北區	0.7	0.35	0.9	0.5	
יןי 1,1 ואד	香山區	0.7	0.4	0.9	0.5	
苗栗縣	苑裡鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層

病、中 所致中値 35 31 35 31 1000000000000000000000000000000000000	膨 市	鄉貧市區	\mathbf{S}^{D}	S ^D	\mathbf{S}^{M}	\mathbf{S}^{M}	防近之斷局
通音頻 0.7 0.4 0.9 0.5 地子師副僧僧 竹南鎮 0.7 0.4 0.9 0.5 後龍鎮 0.7 0.4 0.9 0.5 地子師副僧 清水區 0.8 0.45 1 0.55 电子腳斷層 清水區 0.7 0.4 0.9 0.5 电子腳斷層 大安區 0.7 0.4 0.9 0.5 电子腳斷層 光安區 0.7 0.4 0.9 0.5 电子腳斷層 電北區 0.7 0.4 0.9 0.5 电子腳斷層 電北區 0.7 0.4 0.9 0.5 電北區 0.7 0.4 0.9 0.5 小磁師 0.7 0.4 0.9 0.5 小磁師 0.7 0.4 0.9 0.5 大城師 0.7 0.4 0.9 0.5 大城師 0.7 0.4 0.9 0.5 <t< td=""><td>ান্য ।।</td><td></td><td>S_s</td><td>\mathbf{S}_1</td><td>0.0</td><td>0.5</td><td></td></t<>	ান্য ।।		S_s	\mathbf{S}_1	0.0	0.5	
田田県 0.7 0.4 0.9 0.5 後龍鎮 0.7 0.4 0.9 0.5 人甲區 0.7 0.4 0.9 0.5 电子腳斷層 清水區 0.8 0.45 1 0.55 电子腳斷層 桔稜區 0.7 0.4 0.9 0.5 电子腳斷層 七安區 0.7 0.4 0.9 0.5 电子腳斷層 七安區 0.7 0.4 0.9 0.5 电子腳斷層 北守區 0.7 0.4 0.9 0.5 北守區 0.7 0.4 0.9 0.5 北市區 0.7 0.4 0.9 0.5 小市 0.4 0.9 0.5 北城部 0.7 0.4 0.9 0.5 大城部 0.7 0.4 0.9 0.5 雪城部 0.7 0.4 0.9 0.5 雪城部 0.7		进肖琪 	0.7	0.4	0.9	0.5	电丁酮劑層
液化 0.7 0.4 0.9 0.5 大甲區 0.7 0.4 0.9 0.5 电子腳斷層 清水區 0.8 0.45 1 0.55 电子腳斷層 拾樓區 0.7 0.4 0.9 0.5 电子腳斷層 大安區 0.7 0.4 0.9 0.5 电子腳斷層 龍井區 0.7 0.4 0.9 0.5 电子腳斷層 龍井區 0.7 0.4 0.9 0.5 电子腳斷層 龍井區 0.7 0.4 0.9 0.5 修飾 0.7 0.4 0.9 0.5 修飾 0.7 0.4 0.9 0.5 ////////////////////////////////////		11 円與	0.7	0.4	0.9	0.5	
大平區 0.7 0.4 0.9 0.5 电于脉断層 清水區 0.8 0.45 1 0.55 电子脚断層 桔樓區 0.7 0.4 0.9 0.5 电子脚断層 大安區 0.7 0.4 0.9 0.5 电子脚断層 大安區 0.7 0.4 0.9 0.5 电子脚断層 龍井區 0.7 0.4 0.9 0.5 电子脚断層 魔港鎮 0.7 0.4 0.9 0.5 「線西鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 「柳港鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 「柳港鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 「福興鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 「大城鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 「大城鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 「田湖鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 <		夜 爬 與	0.7	0.4	0.9	0.5	土て昭昭日
治水區 0.8 0.45 1 0.55 电于脚断層		大中區	0.7	0.4	0.9	0.5	电丁腳斷層
各中市 招棲區 0.7 0.4 0.9 0.5 屯十脚斷層 大安區 0.7 0.4 0.9 0.5 屯子腳、車麄埔斷層 龍井區 0.7 0.4 0.9 0.5 屯子腳斷層 慶港鎮 0.7 0.4 0.9 0.5 屯子腳斷層 慶港鎮 0.7 0.4 0.9 0.5 三子腳斷層 修進 0.7 0.4 0.9 0.5 線西鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 小市港鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 小市港鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 大城鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 大城鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 雲林縣 0.7 0.4 0.9 0.5 四湖鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 唐義縣 布袋鎮 0.7 0.4 0.9 0.5 <t< td=""><td></td><td>「 水 匹</td><td>0.8</td><td>0.45</td><td>1</td><td>0.55</td><td>电于<i>腳斷層</i> 上了 阶</td></t<>		「 水 匹	0.8	0.45	1	0.55	电于 <i>腳斷層</i> 上了 阶
大安區 0.7 0.4 0.9 0.5 屯子腳、車龍埔斷層 龍井區 0.7 0.4 0.9 0.5 屯子腳斷層 鹿港鎮 0.7 0.4 0.9 0.5 屯子腳斷層 線西鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 線西鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 小港海鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 小市港鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 小市港鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 「林惠卿鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 大城鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 大城鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 雪湖鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 雪湖鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 小家和 0.7 0.4 0.9 0.5 小家和	台中市		0.7	0.4	0.9	0.5	电于腳斷層
龍井區 0.7 0.4 0.9 0.5 屯子腳斷層 鹿港鎮 0.7 0.4 0.9 0.5 線西鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 柳港鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 福興鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 福興鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 法城鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 大城鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 大城鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 雲林縣 0.7 0.4 0.9 0.5 雪湖鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 四湖鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 唐義義縣 布袋鎮 0.7 0.4 0.9 0.5 小太照區 0.7 0.4 0.9 0.5		大安區	0.7	0.4	0.9	0.5	屯 子 腳、 車 籠 埔 斷 層
廃港鎮0.70.40.90.5線西鄉0.70.40.90.5伸港鄉0.70.40.90.5福興鄉0.70.40.90.5芳苑鄉0.70.40.90.5大城鄉0.70.40.90.5大城鄉0.70.40.90.5大城鄉0.70.40.90.5全南鄉0.70.40.90.5白西鄉0.70.40.90.5四湖鄉0.70.40.90.5四湖鄉0.70.40.90.5四湖鄉0.70.40.90.5四湖鄉0.70.40.90.5中常鎮0.70.40.90.5小方中袋鎮0.70.40.90.5小方中袋鎮0.70.40.90.5小方中袋鎮0.70.40.90.5小方中袋鎮0.70.40.90.5小方中袋鎮0.70.40.90.5小方中袋鎮0.70.40.90.5小方小方0.40.90.51台南市南區0.70.40.90.5安市區0.70.40.90.5安市區0.70.40.90.5安市區0.70.40.90.5大田區0.70.40.90.5安市區0.70.40.90.5林園區		龍井區	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
線西郷 0.7 0.4 0.9 0.5 神港郷 0.7 0.4 0.9 0.5 福興郷 0.7 0.4 0.9 0.5 芳苑郷 0.7 0.4 0.9 0.5 大城郷 0.7 0.4 0.9 0.5 大城鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 大城鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 雲林縣 0.7 0.4 0.9 0.5 四湖鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 雪湖鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 四湖鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 白湖鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 小菜白癬 0.7 0.4 0.9 0.5 小菜白癬 0.7 0.4 0.9 0.5 小菜白癬 0.7 0.4 0.9 0.5 小野區		鹿港鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
静化縣 伸港鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 福興鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 芳苑鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 大城鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 大城鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 大城鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 雲林縣 6.7 0.4 0.9 0.5 雪湖鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 雪湖鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 雪湖鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 □ 湖鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 青義縣 布袋鎮 0.7 0.4 0.9 0.5 上門區 0.7 0.4 0.9 0.5 小校區 0.7 0.4 0.9 0.5 台南市 0.7 0.4 0.9 <		線西鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
福興鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 芳苑鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 大城鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 大城鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 雲林縣 夢寮鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 台西鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 四湖鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 市線縣 第左續 0.7 0.4 0.9 0.5 未及際 0.7 0.4 0.9 0.5 小校監 0.7 0.4 0.9 0.5 小校監 0.7 0.4 0.9 0.5 台南市 0.7 0.4 0.9 0.5 安市區 0.7 0.4 <td>彰化縣</td> <td>伸港鄉</td> <td>0.7</td> <td>0.4</td> <td>0.9</td> <td>0.5</td> <td></td>	彰化縣	伸港鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
芳苑鄉0.70.40.90.5大城鄉0.70.40.90.5水城鄉0.70.40.90.5金麥察鄉0.70.40.90.5白西鄉0.70.40.90.5四湖鄉0.70.40.90.5口湖鄉0.70.40.90.5日本袋鎮0.70.40.90.5赤義縣布袋鎮0.70.40.90.5小市東石鄉0.70.40.90.5小市0.70.40.90.5小市中原區0.70.40.90.5小市小市0.70.40.90.5小市小市0.70.40.90.5小市0.70.40.90.5小市小市0.70.40.90.5小市小市0.70.40.90.5小市小市0.70.40.90.5小市小市0.70.40.90.5小市小市0.70.40.90.5小市小市0.70.40.90.5小市小市0.70.40.90.5小市小市0.70.40.90.5小市小市0.70.40.90.5小市小市0.5小市小市小市小市0.5小市小市小市0.5小市小市小市0.5小市小市	+> 10 m	福興鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
大城郷0.70.40.90.5参寮鄉0.70.40.90.5台西鄉0.70.40.90.5四湖鄉0.70.40.90.5口湖鄉0.70.40.90.5口湖鄉0.70.40.90.5日湖鄉0.70.40.90.5未希祭鎮0.70.40.90.5唐義縣布袋鎮0.70.40.90.5北門區0.70.40.90.5北門區0.70.40.90.5北門區0.70.40.90.5安南區0.70.40.90.5安市區0.70.40.90.5安市區0.70.40.90.5新岱區0.70.40.90.5林園區0.70.40.90.5		芳苑鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
麥寮鄉0.70.40.90.5台西鄉0.70.40.90.5四湖鄉0.70.40.90.5口湖鄉0.70.40.90.5市袋鎮0.70.40.90.5寿義縣布袋鎮0.70.40.90.5上用區0.70.40.90.5上門區0.70.40.90.5北門區0.70.40.90.5上門區0.70.40.90.5北門區0.70.40.90.5安南區0.70.40.90.5安市區0.70.40.90.5林園區0.70.40.90.5林園區0.70.40.90.5		大城鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
雲林縣台西鄉0.70.40.90.5四湖鄉0.70.40.90.5口湖鄉0.70.40.90.5市義縣布袋鎮0.70.40.90.5康石鄉0.70.40.90.5上月區0.70.40.90.5培南市七股區0.70.40.90.5片原區0.70.40.90.5白南市七月區0.70.40.90.5小門區0.70.40.90.5安南區0.70.40.90.5安南區0.70.40.90.5安南區0.70.40.90.5白南區0.70.40.90.5白南區0.70.40.90.5白南區0.70.40.90.5白南區0.70.40.90.5白南區0.70.40.90.5白南區0.70.40.90.5白南區0.70.40.90.5白南區0.70.40.90.5白南區0.70.40.90.5白南區0.70.40.90.5白南區0.70.40.90.5白南區0.70.40.90.5白南區0.70.40.90.5白南區0.70.40.90.5白南區0.70.40.90.5白南日0.50.30.7<		麥寮鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
医初郷 0.7 0.4 0.9 0.5 口湖鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 唐義縣 布袋鎮 0.7 0.4 0.9 0.5 唐義縣 布袋鎮 0.7 0.4 0.9 0.5 上市 東石鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 上市 東石鄉 0.7 0.4 0.9 0.5 上市 0.7 0.4 0.9 0.5 上市 0.7 0.4 0.9 0.5 台南市 七股區 0.7 0.4 0.9 0.5 上市 0.7 0.4 0.9 0.5 台南市 第軍區 0.7 0.4 0.9 0.5 安市區 0.7 0.4 0.9 0.5 安市區 0.7 0.4 0.9 0.5 安市區 0.7 0.4 0.9 0.5 安市區 0.7 0.4 0.9 0.5 安市區 0.7 0.4 0.9 0.5	雷 井 彫	台西鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
口湖郷0.70.40.90.5市袋鎮0.70.40.90.5東石鄉0.70.40.90.5七股區0.70.40.90.5片原區0.70.40.90.5將軍區0.70.40.90.5北門區0.70.40.90.5安南區0.70.40.90.5安南區0.70.40.90.5安南區0.70.40.90.5安南區0.70.40.90.5方方區0.70.40.90.5方方區0.70.40.90.5方方區0.70.40.90.5方方區0.70.40.90.5方方面0.70.40.90.5方方面0.70.40.90.5方方面0.70.40.90.5方方面0.70.40.90.5方方面0.70.40.90.5方方面0.70.40.90.5大方面0.50.30.70.45方方面0.50.30.70.45	雲林縣	四湖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
嘉義縣布袋鎮0.70.40.90.5東石鄉0.70.40.90.5七股區0.70.40.90.5培軍區0.70.40.90.5北門區0.70.40.90.5北門區0.70.40.90.5安南區0.70.40.90.5安市區0.70.40.90.5安市區0.70.40.90.5林園區0.50.30.70.45		口湖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
赤我称 東石郷 0.7 0.4 0.9 0.5 上股區 0.7 0.4 0.9 0.5 培南市 七股區 0.7 0.4 0.9 0.5 治南市 北門區 0.7 0.4 0.9 0.5 金南市 市區 0.7 0.4 0.9 0.5 安南區 0.7 0.4 0.9 0.5 新園區 0.5 0.3 0.7 0.45 茄菜區 0.7 0.35 0.9 0.5	古关彤	布袋鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
七股區0.70.40.90.5將軍區0.70.40.90.5北門區0.70.40.90.5市區0.70.40.90.5安南區0.70.40.90.5安市區0.70.40.90.55新化斷層0.70.40.90.5方方區0.50.30.70.45市方區0.70.350.90.5		東石鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
將軍區0.70.40.90.5北門區0.70.40.90.5南區0.70.40.90.5安南區0.70.40.90.5安市區0.70.40.90.55新化斷層0.70.40.90.5林園區0.50.30.70.45茄菜區0.70.350.90.5		七股區	0.7	0.4	0.9	0.5	
台南市 北門區 0.7 0.4 0.9 0.5 南區 0.7 0.4 0.9 0.5 安南區 0.7 0.4 0.9 0.5 安南區 0.7 0.4 0.9 0.55 安市區 0.7 0.4 0.9 0.55 安平區 0.7 0.4 0.9 0.5 林園區 0.5 0.3 0.7 0.45 茄菜區 0.7 0.35 0.9 0.5		將軍區	0.7	0.4	0.9	0.5	
台南市 南區 0.7 0.4 0.9 0.5 安南區 0.7 0.4 0.9 0.55 新化斷層 安平區 0.7 0.4 0.9 0.5 新化斷層 金平區 0.7 0.4 0.9 0.5 6 6 6 6 7 <td></td> <td>北門區</td> <td>0.7</td> <td>0.4</td> <td>0.9</td> <td>0.5</td> <td></td>		北門區	0.7	0.4	0.9	0.5	
安南區 0.7 0.4 0.9 0.55 新化斷層 安平區 0.7 0.4 0.9 0.5 新化斷層 林園區 0.5 0.3 0.7 0.45 茄菜區 0.7 0.35 0.9 0.5	台南市	南區	0.7	0.4	0.9	0.5	
安平區 0.7 0.4 0.9 0.5 林園區 0.5 0.3 0.7 0.45 茄薹區 0.7 0.35 0.9 0.5		安南區	0.7	0.4	0.9	0.55	新化斷層
林園區 0.5 0.3 0.7 0.45 茄萣區 0.7 0.35 0.9 0.5		安平區	0.7	0.4	0.9	0.5	
茄萣區 0.7 0.35 0.9 0.5		林園區	0.5	0.3	0.7	0.45	
		茄萣區	0.7	0.35	0.9	0.5	
永安區 0.7 0.35 0.9 0.5		永安區	0.7	0.35	0.9	0.5	
彌陀區 0.7 0.35 0.9 0.5	×	彌陀區	0.7	0.35	0.9	0.5	
梓官區 0.7 0.35 0.9 0.5		梓官區	0.7	0.35	0.9	0.5	
高雄市 鹽埕區 0.6 0.35 0.8 0.5	高雄市	鹽埕區	0.6	0.35	0.8	0.5	
鼓山區 0.6 0.35 0.8 0.5		鼓山區	0.6	0.35	0.8	0.5	
左營區 0.6 0.35 0.8 0.5		左登區	0.6	0.35	0.8	0.5	
橘梓區 0.6 0.35 0.8 0.5			0.6	0.35	0.8	0.5	
		芩雅區	0.5	0.35	0.7	0.5	

第二篇 設計條件 第十章 耐震設計

縣 市	鄉鎮市區	S_s^D	S_1^D	S_{S}^{M}	S_1^M	臨近之斷層
	前鎮區	0.5	0.35	0.7	0.5	
	旗津區	0.5	0.35	0.7	0.5	
	小港區	0.5	0.35	0.7	0.45	
	東港鎮	0.5	0.3	0.7	0.4	
	恆春鎮	0.5	0.3	0.7	0.4	
	枋寮鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	新園鄉	0.5	0.3	0.7	0.45	
	林邊鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
屏東縣	佳冬鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	琉球鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	車城鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	满州鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	枋山鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	牡丹鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	馬公市	0.5	0.3	0.7	0.4	
	湖西鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
澎湖縣	白沙鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	西嶼鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	望安鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	台東市	0.8	0.45	1	0.55	
	成功鎮	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	卑南鄉	0.8	0.45	1	0.55	
	東河鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
人も影	長濱鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
百木 称	太麻里鄉	0.7	0.4	0.9	0.55	
	大武鄉	0.6	0.3	0.8	0.45	
	綠島鄉	0.8	0.45	1	0.55	
	達仁鄉	0.6	0.3	0.8	0.45	
	蘭嶼鄉	0.8	0.4	0.9	0.55	
	花蓮市	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
** ** 11/	新城鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	吉安鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
化運絲	壽豐鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	豐濱鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	秀林鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
金門馬祖地區		0.5	0.3	0.7	0.4	

註:圖表若有變動,以內政部,『建築物耐震設計規範及解說』最新規定為準



註:圖表若有變動,以內政部,『建築物耐震設計規範及解說』最新規定為準

圖 C10-2 震區短週期設計水平譜加速度係數 Ss 分布圖



註:圖表若有變動,以內政部,『建築物耐震設計規範及解說』最新規定為準

圖 C10-3 震區一秒週期設計水平譜加速度係數 S1 分布圖



註:圖表若有變動,以內政部,『建築物耐震設計規範及解說』最新規定為準

圖 C10-4 震區短週期最大考量水平譜加速度係數 S^M_s 分布圖



註:圖表若有變動,以內政部,『建築物耐震設計規範及解說』最新規定為準

圖 C10-5 震區一秒週期最大考量水平譜加速度係數 S1 分布圖

C10.2.3 工址水平譜加速度係數<修訂>

除臺北盆地外,一般工址區域之工址短週期與一秒週期設計水平譜加速度係數S_{DS}與S_{D1},以及工址短週期與一秒週期最大考量水平譜加速度係數S_{MS}與S_{M1}可依下式計算:

$$S_{DS} = F_a S_S^D$$
 $S_{MS} = F_a S_S^M$ (C10.2.4)
 $S_{D1} = F_v S_1^D$ $S_{M1} = F_v S_1^M$

其中, F_a 為反應譜等加速度段之工址放大係數,隨地盤種類與震區短週期水平譜加速度係數 $S_s(S_s^D ext{dd} S_s^M)$ 而改變;而 F_v 為反應譜等速度段之工 址放大係數,隨地盤種類與震區一秒週期水平譜加速度係數 $S_1(S_1^D ext{dd} S_1^M)$ 而 改變,可分別由表 C10-3 與表 C10-4 求得工址放大係數 F_a 與 F_v 。

山船八桁	震區短週期水平譜加速度係數 $S_s(S_s^D ext{ of } S_s^M)$					
地盈分類	$S_s \le 0.5$	$S_{s} = 0.6$	$S_{s} = 0.7$	$S_{s} = 0.8$	$S_s \ge 0.9$	
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
第二類地盤	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0	
第三類地盤	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0	

表 C10-3 短週期結構之工址放大係數 F_a(線性內插求值)

表 C10-4 長週期結構之工址放大係數 F_x (線性內插求值)

山船八街	震區一秒週期水平譜加速度係數 $S_1(S_1^D ext{ of } S_1^M)$					
地盈万殃	$S_1 \le 0.30$	$S_1 = 0.35$	$S_1 = 0.40$	$S_1 = 0.45$	$S_1 \ge 0.50$	
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
第二類地盤	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1	
第三類地盤	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4	

用於決定工址地盤放大係數之地盤分類,除臺北盆地區域外,餘依工址 地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 V_{s30} 決定之。其中, $V_{s30} \ge 270$ m/s 者為第一類地盤(堅實地盤);180 m/s $\le V_{s30} < 270$ m/s 者,為第二類地盤(普 通地盤); $V_{s30} < 180$ m/s 者,為第三類地盤(軟弱地盤)。

第二篇 設計條件 第十章 耐震設計

工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 Vs30 依下列公式計算:

$$V_{S30} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} d_i / V_{si}}$$
(C10.2.5a)

其中, d_i 為第i層土層之厚度(m),滿足 $\sum_{i=1}^{n} d_i = 30m \circ V_{si}$ 為第i層土層之平均 剪應力波速(m/sec),可使用實際量測值,或依下列經驗公式計算: 粘性土層:

$$V_{si} = \begin{cases} 100N_i^{1/3} & 2 \le N_i \le 25\\ 120q_u^{0.36} & 2 > N_i \end{cases}$$
(C10.2.5b)

砂質土層:

$$V_{si} = 80N_i^{1/3} \quad 1 \le N_i \le 50 \tag{C10.2.5c}$$

其中, N_i 為由標準貫入試驗所得之第 i 層土層之平均 N 值; q_u 為第 i 層土層之單壓無圍壓縮強度(kgf/cm²)。

C10.2.4 近斷層區之工址水平譜加速度係數

必須考慮近斷層效應之台灣地區活動斷層如表 C10-5 所列,而近斷層 區域工址短週期與一秒週期設計水平譜加速度係數 S_{DS}與 S_{D1},以及工址短週 期與一秒週期最大考量水平譜加速度係數 S_{MS}與 S_{M1}直接依下式計算:

表 C10-5 中央地質調查所調查臨海地區第一類活動斷層性質表

斷層名稱	斷層性質	地表破裂長度	歷史最大地震
1. 屯子腳斷層	右移兼逆斷層	7公里	M7.1 (1935.04.21)
2.車籠埔斷層	逆斷層	105 公里	M7.3 (1999.09.21)
3.新化斷層	右移逆斷層	6公里	M6.3 (1946.12.05)
 4.米崙斷層 玉里斷層 池上斷層 奇美斷層 	左移兼逆斷層	>25 公里 37 公里 11 公里 18 公里	M7.3 (1951.11.25)

註:圖表若有變動,以內政部,『建築物耐震設計規範及解說』最新規定為準

$$S_{DS} = S_{S}^{D} F_{a} N_{A} ; \qquad S_{MS} = S_{S}^{M} F_{a} N_{A} ; \qquad N_{A} \ge 1.0 \qquad (C10.2.6)$$
$$S_{D1} = S_{1}^{D} F_{v} N_{V} ; \qquad S_{M1} = S_{1}^{M} F_{v} N_{V} ; \qquad N_{v} \ge 1.0 \qquad (C10.2.7)$$

其中, F_a 與 F_v 分別為反應譜等加速度段與等速度段之工址放大係數,依 C10.2.2節規定計算,但採水平譜加速度係數 $S_S^D N_A$ (或 $S_S^D N_A$)與 $S_1^D N_V$ (或 $S_1^M N_V$)配合表 C10-3 與表 C10-4 來求值。 N_A 與 N_V 分別代表反應譜等加速 度段與等速度段之近斷層調整因子,其值在設計地震與最大考量地震下並 不相同,並隨工址與斷層之水平距離r而改變,如表 C10-6 至表 C10-9 所列。

本小節之規範所訂定者,包括屯子腳斷層、車龍埔斷層、新化斷層與花 東地區斷層(含米崙、玉里、池上與奇美斷層)等曾經引至大規模地震之第一 類活動斷層,必須考量區域近斷層效應。

表 C10-6 近車籠埔斷層調整因子 N_A與 N_V

N	$r \le 2$ km	2 km $<$ $r \le 5$ km	$5 \text{km} < r \le 8 \text{km}$	$8 \text{km} < r \le 12 \text{km}$	$r \ge 12$ km
IV A	1.23	1.16	1.07	1.03	1.00
N	$r \le 2$ km	2 km $<$ $r \le 5$ km	5 km $<$ $r \le 8$ km	$8 \text{km} < r \le 12 \text{km}$	$r \ge 12$ km
IV _V	1.36	1.32	1.22	1.10	1.00

(a)設計地震之調整因子

(b))最	大	者	量	地	震	え	調	敕	因	子
10	140	~ ~		Ŧ.		πx	~		LE_		

N	$r \le 2$ km	2 km $<$ $r \le 5$ km	5 km $<$ r \le 8 km	$8 \text{km} < r \le 12 \text{km}$	$r \ge 12$ km
IV A	1.25	1.20	1.10	1.03	1.00
N	$r \le 2$ km	2 km $<$ $r \le 5$ km	5 km $<$ $r \le 8$ km	$8 \text{km} < r \le 12 \text{km}$	$r \ge 12$ km
IVV	1.50	1.45	1.30	1.15	1.00

表 C10-7 近屯子腳斷層調整因子 N_A與 N_V

(a)設計地震之調整因子

N	$r \leq 2 \mathrm{km}$	2 km $<$ $r \le 5$ km	$5 \text{km} < r \le 10 \text{km}$	$r \ge 10 \text{km}$
IV_A	1.28	1.20	1.10	1.00
N	$r \le 2$ km	2 km $<$ $r \le 5$ km	$5 \text{km} < r \le 10 \text{km}$	$r \ge 10 \text{km}$
N_V	1.31	1.25	1.15	1.00

(b)最大考量地震之調整因子

N	$r \le 2$ km	2 km $<$ $r \le 5$ km	5 km $<$ $r \le 10$ km	$r \ge 10 \text{km}$
$I\mathbf{v}_A$	1.26	1.17	1.05	1.00
N	$r \le 2$ km	2 km $<$ $r \le 5$ km	$5 \text{km} < r \le 10 \text{km}$	$r \ge 10 \text{km}$
N_V	1.42	1.32	1.15	1.00

第二篇 設計條件 第十章 耐震設計

表 C10-8 近新化斷層調整因子 N_A 與 N_V

⁽a)設計地震之調整因子

$N_{\scriptscriptstyle A}$	$r \le 2 \mathrm{km}$	2 km $<$ $r \le 5$ km	$r \ge 5 \mathrm{km}$		
	1.23	1.06	1.00		
N	$r \leq 2 \mathrm{km}$	2 km $<$ $r \le$ 5km	$r \ge 5 \mathrm{km}$		
IV _V	1.15	1.05	1.00		
(1) 导上本导山雪之细数田 乙					

(b)最大考量地震之調整因子

N_A	$r \leq 2 \mathrm{km}$	2 km $<$ $r \le 5$ km	$r \ge 5 \mathrm{km}$
	1.29	1.10	1.00
N_{V}	$r \le 2$ km	2 km $<$ r \leq 5km	$r \ge 5 \mathrm{km}$
	1.30	1.15	1.00

表 C10-9 近花東地區(含米崙、玉里、池上與奇美) 斷層調整因子 N₄ 與 N_v

(a)設計地震之調整因子

N	$r \leq 2$ km	2 km $<$ $r \le 5$ km	5 km $<$ r \le 8 km	$8 \text{km} < r \le 12 \text{km}$	$r \ge 12 \text{km}$
$I\mathbf{v}_A$	1.42	1.37	1.28	1.14	1.00
N	$r \leq 2$ km	2 km $<$ $r \le 5$ km	5 km $<$ r \le 8 km	$8 \text{km} < r \le 12 \text{km}$	$r \ge 12 \text{km}$
$I \mathbf{v}_V$	1.58	1.53	1.38	1.20	1.00

(b)最大考量地震之調整因子

N	$r \leq 2 \mathrm{km}$	2 km $<$ $r \le 5$ km	5 km $<$ $r \le 8$ km	$8 \text{km} < r \le 12 \text{km}$	12 km $<$ r \le 15km	$r \ge 15 \text{km}$
IV A	1.32	1.26	1.10	1.02	1.00	1.00
N	$r \le 2$ km	2 km $<$ $r \le 5$ km	$5 \text{km} < r \le 8 \text{km}$	8 km $<$ $r \le 12$ km	12 km $<$ r \le 15km	$r \ge 15 \text{km}$
I V V	1.58	1.48	1.30	1.16	1.05	1.00

C10.2.5 工址設計與最大考量水平譜加速度係數<修訂>

一般工址或近斷層區域之工址設計水平譜加速度係數S_{aD},隨構造物基 本震動週期T與工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數S_{DS}與S_{D1} 而改變;工址最大考量水平譜加速度係數S_{aM},隨構造物基本震動週期T與 工址短週期與一秒週期之最大考量水平譜加速度係數S_{MS}與S_{M1}而改變。工 址設計水平譜加速度係數S_{aD}與最大考量水平譜加速度係數S_{aM}分別如表 C10-10 與表 C10-11 所示。其中,表 C10-10 與表 C10-11 中之短週期與中、 長週期的分界T₀^D與T₀^M分別滿足:

$$T_0^{\ D} = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad ; \quad T_0^{\ M} = \frac{S_{M1}}{S_{MS}}$$
(C10.2.8)

構造物之基本震動周期T,單位為秒,可依據結構力學方法計算。

表 C10-10 -	一般工址或近斷層區域之工址設計水平譜加速度係數 S_{aD}
------------	----------------------------------

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0^D$	$0.2T_0^D \le T \le T_0^D$	$T_0^D < T \le 2.5 T_0^D$	$2.5T_0^D < T$
$S_{aD} = S_{DS} \left(0.4 + 3T / T_0^{D} \right)$	$S_{aD} = S_{DS}$	$S_{aD} = S_{D1} / T$	$S_{aD} = 0.4S_{DS}$

表 C10-11 一般工址或近斷層區域之工址最大水平譜加速度係數 Sau

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \le 0.2T_0^{M}$	$0.2T_0^M \le T \le T_0^M$	$T_0^M < T \le 2.5 T_0^M$	$2.5T_0^M < T$
$S_{aM} = S_{MS} \left(0.4 + 3T / T_0^M \right)$	$S_{aM} = S_{MS}$	$S_{aM} = S_{M1} / T$	$S_{aM} = 0.4 S_{MS}$

表 C10-10 訂定一般工址或近斷層區域之設計水平譜加速度係數 S_{aD} , 此反應譜係數在短週期部分為常數,等於工址短週期設計水平譜加速度係 數 S_{DS} ;當週期超過 T_0^D 後,則隨 1/T 的衰減趨勢遞減,其中 T 為構造物 的基本振動週期(秒),而短週期與中、長週期的分界 T_0^D 須依據(C10.2.8) 式計算。在較短週期($T \leq 0.2T_0^D$)的範圍內,設計水平譜加速度係數 S_{aD} 與 結構週期呈線性變化關係。表 C10-11 訂定一般工址或近斷層區域之最大考 量水平譜加速度係數 S_{aM} ,短週期與中、長週期的分界 T_0^M 須依據(C10.2.8) 式計算。

C10.2.6 新北市之工址設計與最大考量水平譜加速度係數<新增>

新北市臨海區之震區分為臺北盆地微分區及一般震區。

1. 臺北盆地微分區

臺北盆地範圍訂定為淡水河水系內海拔 20 公尺以下區域,包括臺北市及新北市之三重區、新莊區、板橋區、中和區、永和區、新店區、土城區、樹林區、蘆洲區、五股區、泰山區、淡水區、八里區、汐止區等轄區之全部或部分里,並劃分為臺北一區、臺北二區及臺北三區,其中臨海區域為淡水區及八里區,如表 C10-12 所示。

各微分區之工址短週期設計水平譜加速度係數 Sos、工址短週期最大

考量水平譜加速度係數 S_{MS} 以及反應譜短週期與中週期分界之轉換週期 T_0^D 及 T_0^M 如表 C10-13 所示。

臺北盆地之工址設計水平譜加速度係數 S_{aD},隨構造物基本振動週期 T、工址短週期設計水平譜加速度係數 S_{DS} 與轉換週期 T_o^D 而改變,如表 C10-14 所示;工址最大考量水平譜加速度係數 S_a^M,隨建築物基本振動週 期 T、工址短週期最大考量水平譜加速度係數 S_{MS} 與轉換週期 T_o^M 而改 變,如表 C10-15 所示。

表 C10-12 新北市臨海鄉鎮市區臺北盆地微分區工址短週期設計水平譜 加速度係數 SDs、工址短週期最大考量水平譜加速度係數 SMs

縣 市	머머	里	微分區
新北市	淡水區	 福德里、竹圍里、民生里、八勢 里、竿蓁里、鄧公里、長庚里、清 文里、草東里、永吉里、民安里、 新生里、文化里、油車里、沙崙里 (共15 里) 	
	八里區	 龍源里、米倉里、大崁里、埤頭 里、頂罟里、舊城里、訊塘里、荖 阡里、下罟里 (共9里) 	<i>SDS</i> -0.0 , <i>SMS</i> -0.8

表 C10-13 臺北盆地各微分區之工址短週期設計水平譜加速度係數 Sus、工 址短週期最大考量水平譜加速度係數 Sus 以及反應譜短週期與 中週期分界之轉角週期 To^D與 To^M

微分區	S_{DS}	Sms	$T_0^D 與 T_0^M(秒)$
臺北一區	0.6	0.8	1.60
臺北二區	0.6	0.8	1.30
臺北三區	0.6	0.8	1.05

表 C10-14 臺北盆地之工址設計水平加速度反應譜係數 SaD

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \le 0.2T_0^D$	$0.2T_0^D \le T \le T_0^D$	$T_0^D < T \le 2.5 T_0^D$	$2.5T_0^D < T$
$S_{aD} = S_{DS} \left(0.4 + 3T / T_0^D \right)$	$S_{aD} = S_{DS}$	$S_{aD} = S_{DS} T_0^D / T$	$S_{aD} = 0.4S_{DS}$

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \le 0.2T_0^M$	$0.2T_0^M \leq T \leq T_0^M$	$T_0^M < T \le 2.5 T_0^M$	$2.5T_0^M < T$
$S_{aM} = S_{MS} (0.4 + 3T / T_0^M)$	$S_{aM} = S_{MS}$	$S_{aM} = S_{MS} T_0^M / T$	$S_{aM} = 0.4S_{MS}$

表 C10-15 臺北盆地之工址最大考量水平加速度反應譜係數 Sam

2. 一般震區

新北市非屬盆地範圍之一般震區包含之里如表 10-1 所示,其設計地 震力依 10.3.3 節至 10.3.6 節之規定計算,震區短週期與一秒週期之設計 水平譜加速度係數S^D與S^D,與短週期與一秒週期之最大考量水平譜加速 度係數S^M與S^M如表 C10-2 所示。

未列於表 C10-2 之里,應依圖 C10-6 臺北盆地設計地震微分區圖決 定該里之地震分區,並依相關規定計算設計地震力。



註:圖表若有變動,以內政部,『建築物耐震設計規範及解說』最新規定為準

圖 C10-6 臺北盆地設計地震微分區圖

臺北盆地另定其譜加速度係數及轉換週期,實有其背景依據。一般而言, 設計反應譜之形狀大致可區分為等加速度段(短週期)與等速度段(中、長週 期)。等加速度段指的是設計反應譜之平台部分,此部分為加速度敏感區, 深受近震源之影響,而等速度段之形狀,則易受遠震源之影響,尤其對臺北 盆地而言,更與盆地效應息息相關。臺北盆地微分區之訂定考量 921 以及 331 等災害性地震的影響,加上中央氣象局地震資料庫逐年更新,以及臺北 市及新北市部分行政區域調整等,因此修訂臺北盆地之設計地震微分區。參 考國家地震工程研究中心研究報告,NCREE-08-043「台北盆地設計地震微 分區研究」之研究結果調整而訂,其為針對臺北盆地區域之所有中央氣象局 強震觀測網站,藉由篩選出的地震紀錄,計算各個測站之中、長週期設計反 應譜修正因子,再配合行政區域範圍,將盆地部分劃分為臺北一區、臺北二 區及臺北三區等三個微分區,並求得各微分區之轉換週期 Top。

本規範以里為行政單位作為臺北盆地微分區之震區劃分單位,藉由臺 北盆地各個微分區需求的反應譜轉換週期 ToD,結合均布危害度分析後,可 藉由任一工址所屬微分區之短週期設計水平譜加速度係數 SDS 與轉換週期 ToD 等兩個參數,訂定該工址之設計水平加速度反應譜係數 SaD,真實反映 實際之地震危害及盆地沈積土層之震波放大效應。未列於表 C10-2 及表 C10-14 之里,應依圖 C10-2 臺北盆地設計地震微分區圖決定該里之地震分區, 並依相關規定計算設計地震力。

臺北盆地內之地盤效應除了受盆地之幾何形狀影響外,亦因沖積層厚 度而有所變化。考量盆地邊緣地形地質複雜,對地震力需求採較保守之訂定, 但由實際測站資料分析顯示,若基盤深度小於20公尺(基盤面以下之土層 需符合 SPT-N>50 或 Vs30>270m/sec 之條件),其長週期之地盤效應並不明 顯。故若經由可信方法證實工址之基盤深度小於20公尺,則原屬臺北一區 者得用臺北二區規定設計、屬臺北二區者得用臺北三區規定設計、屬臺北三 區者得用一般震區規定設計,其設計值可依據表 C10-2,參照相鄰地區之規 定,採保守設計。

C10.2.7 用途係數

依構造物之重要程度劃分不同用途係數,如表 C10-16 所示。

構造物	tte ver han an det har	用途
之種類	桶 垣 初 之 村 住	係數
特定	明顯具有 A 構造物之特性 1 至 4 項之情形者。	1.5
A 級	 構造物在遭受地震災害時,將有可能造成多數人命、機具及財產之損害者。 負有震災後復建工作之重要任務者。 底層、近岸或岸上埋設或儲存有害或危險物品之管線或構造物,在遭受地震災害時,將可能造成人命或財產之重大損失者。 構造物在遭受地震災害時,對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 構造物在遭受地震災害時,其復舊作業經預測將相當困難者。 	1.2
B 級	凡不屬於特定、A級及C級者。	1.0
C 級	特定及A級以外之小規模構造物,復舊作業容易進行者。	0.8

表 C10-16 用途係數

C10.2.8 起始降伏地震力放大倍數與結構系統地震力折減係數<修訂>

起始降伏地震力放大倍數α_y為設計地震地表加速度放大α_y倍後,結構 體開始產生第一個降伏斷面之值,其值與所採用之設計方法有關,就鋼管樁 容許應力設計而言,α_y值可採 1.2~1.4, PC 樁容許應力設計而言,α_y值可 採 1.4~1.6,另若按其他設計方法設計者,應分析決定應採之α_y值。

結構系統地震力折減係數 F_u與結構系統韌性容量 R 以及結構基本振動 週期 T 有關。R 值依結構系統區別可採 3~4.2。其結構系統容許韌性容量 R_a 與韌性容量 R 間之關係如下:

一般工址與近斷層區域	$R_a = 1 + \frac{(R-1)}{1.5}$	(C10.2.9)
臺北盆地	$R_a = 1 + \frac{(R-1)}{2.0}$	(C10.2.10)

結構系統地震力折減係數 *F_u* 與容許韌性容量 *R_a* 及基本振動週期*T* 的關係式如下:

第二篇 設計條件 第十章 耐震設計

$$F_{u} = \begin{cases} R_{a} & ; \quad T \ge T_{0}^{D} \\ \sqrt{2R_{a}-1} + \left(R_{a} - \sqrt{2R_{a}-1}\right)^{*} \frac{T - 0.6T_{0}^{D}}{0.4T_{0}^{D}}; & 0.6T_{0}^{D} \le T \le T_{0}^{D} \\ \sqrt{2R_{a}-1} & ; 0.2T_{0}^{D} \le T \le 0.6T_{0}^{D} \\ \sqrt{2R_{a}-1} + \left(\sqrt{2R_{a}-1} - 1\right)^{*} \frac{T - 0.2T_{0}^{D}}{0.2T_{0}^{D}} & ; \quad T \le 0.2T_{0}^{D} \end{cases}$$
(C10.2.11)

其中, T₀^D為設計水平譜加 速度係數短週期與中週期的分界點,其定義如(C10.2.8)式所示。

其中T₀^D本身已納入不同地盤型式之考量,因此可不需再對不同地盤型式之地震力折減係數F_u進行調整。

C10.2.9 中小度地震與最大考量地震之設計地震力<修訂>

1. 避免中小度地震降伏之設計地震力

為避免韌性較佳之構造物在地震不大時即產生降伏,(C10.2.12)式之 地震設計最小總橫力不得低於V^{*}:

一般工址與近斷層區域: $V^* = \frac{IF_u}{4.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m W$ (C10.2.12a)

臺北盆地:
$$V^* = \frac{IF_u}{3.5\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m W$$
(C10.2.12b)

對於屬於 10.2.4 節規定之近斷層區域的震區,採用(10.2.12)式計算 S_{aD} 時不需要考慮近斷層調整因子 $N_A \oplus N_V$ 之放大效應,及取 $N_A \otimes N_V$ 等於 1.0。

2. 避免最大考量地震崩塌之設計地震力

為避免構造物在最大考量地震下崩塌,(C10.2.1)式之地震設計最小總 橫力不得低於V_M:

$$V_{M} = \frac{I}{1.4\alpha_{y}} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_{m} W$$
(C10.2.12c)

其中, F_{uM} 為在(C10.2.11)式中以韌性容量R取代容許韌性容量 R_a 計算所得之結構系統地震力折減係數 F_u 值,對於屬於 C10.2.4節規定之近斷層區域的震區,採用(10.2.12c)式計算 S_{aM} 時則須要考慮近斷層調整因子 $N_A 與 N_V$ 之放大效應。

C10.2.10 構造物地震時水體作用之力

水中構造物於地震時,水體作用之力主要為拖曳力及附加質量效應。作 用於樁上之曳力與樁體地震時的絕對速度的平方成正比,附加質量則與樁 體排開水的質量有關。考慮曳力作用時,結構運動之控制方程式會變為非線 性,較不易求解。考慮附加質量效應對構造物的地震反應影響較為顯著,不 宜忽略,因此建議僅考慮附加質量效應,在水中樁體的節點加上附加質量, 其值為樁體排開水的質量乘以附加質量係數C_m,一般可取為1.0。如忽略曳 力效應,可使控制方程式仍維持線性,亦會使得地震反應稍微增加,係安全 側的做法。

C10.3 剛性構造物之設計地震力

地震時與土體一起運動之剛性構造物,如重力式碼頭等,除了所屬震區 之基本考量外,亦可同時納入鄰近工址斷層之評估,對設計地震力作一較為 細部的估算。其先行求出結構位址之設計震度K_h,而後再乘以結構本體之 靜載重即可求得當地之設計地震力。公式如(C10.3.1)式所示:

當結構基本週期趨近於零,參考表 C10-10,則 $S_{aD} = 0.4S_{DS}$;

$$V = \frac{S_{aD}IW}{2} = 0.2S_{DS}I \times W = K_h \times W$$
(C10.3.1)

其中V為設計地震力; I為用途係數; W為構造物全部靜載重; S_{DS} 則為在考量工址地盤特性、可能斷層與震源距離等相關因素分析下所得之 工址短週期水平譜加速度係數(如 C10.2 節所述)。S_{aD}為工址設計水平譜加 速度係數,為工址水平向之設計譜加速度與重力加速度g之比值。工址設計 水平譜加速度係數S_{aD},隨結構基本震動週期T與工址短週期設計水平譜加速度係數S_{DS}而改變。

C10.4 非剛性構造物垂直地震力

在垂直地震力的考量上,對於非剛性構造物而言,在垂直地震力的設計 方面利用(10.4.1)與(10.4.2)式推求垂直向之設計譜加速度係數S_{aD,V},並利用 下式求得垂直地震力V_Z。C10.2.9節之中小度地震與最大考量地震之設計垂 直地震力可修正計算之。

$$V_{Z} = \frac{I}{1.4\alpha_{y}} \left[\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}} \right]_{m} W$$
(C10.4.1)

其中,

$$-\Re \mathbb{R} \mathbb{E} : \left[\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}}\right]_{m} = \begin{cases} \frac{S_{aD,V}}{F_{uv}} & ; \frac{S_{aD,V}}{F_{uv}} \le 0.15 \\ 0.52 \frac{S_{aD,V}}{F_{uv}} + 0.072 & ; 0.15 < \frac{S_{aD,V}}{F_{uv}} < 0.4 \\ 0.70 \frac{S_{aD,V}}{F_{uv}} & ; \frac{S_{aD,V}}{F_{uv}} \ge 0.4 \end{cases}$$

$$(C10.4.2)$$

$$\mathcal{U} \text{ if } \mathbb{R} \mathbb{E} : \left[\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}}\right]_{m} = \begin{cases} \frac{S_{aD,V}}{F_{uv}} & ; \frac{S_{aD,V}}{F_{uv}} \le 0.2 \\ 0.52 \frac{S_{aD,V}}{F_{uv}} + 0.096 & ; 0.2 < \frac{S_{aD,V}}{F_{uv}} < 0.53 \\ 0.70 \frac{S_{aD,V}}{F_{uv}} & ; \frac{S_{aD,V}}{F_{uv}} \ge 0.53 \end{cases}$$

$$(C10.4.5)$$

C10.5 動力分析方法

C10.5.1 一般說明

非剛性構造物之耐震分析與設計,若構造物之勁度、重量配置或幾何形 狀具有不規則的變化時,以靜力分析方法難以反映構造物地震時的動態行 為,應採用動力分析方法分析設計之。

C10.5.2 設計水平加速度反應譜係數<修訂>

動力分析採用韌性折減之加速度反應譜係數 $(S_{aD}/F_u)_m$,其定義與第 10.2節相同。動力分析之調整係數為 $I/(1.4\alpha_v)$,但為避免中小度地震時構造 物過早降伏,對於一般工址與近斷層區域,調整係數不得低於 $IF_u/(4.2\alpha_y)$ 。 如設計地震力由(C10.2.12c)式之 V_M 所控制時,動力分析採用之加速度反應 譜係數用 $(S_{aM}/F_{uM})_m$,調整係數用 $I/(1.4\alpha_y)$ 。

構造物若因主體結構及基礎土壤互制等值彈簧之阻尼比不同時,得依可信理論計算複合振態阻尼比。構造物阻尼比異於 5%阻尼時,可由表 C10-17內插短週期與長周期的阻尼修正係數 B_S 與 B_1 ,將工址短週期與一秒周期 之設計水平譜加速度係數 S_{DS} 與 S_{D1} 修正為 S_{DS}/B_S 與 $S_{D1}/B_1 \circ S_{DS}$ 與 S_{D1} 之 定義與第 C10.2 節相同,如無特別說明,結構阻尼比均為設定為 5%,而阻 尼修正係數 $B_S = B_1 = 1.0$ 。

一般工址或近斷層區域之設計水平加速度反應譜係數S_{aD},隨構造物基本振動週期T與工址短週期與一秒周期之設計水平譜加速度係數S_{DS}/B_S與S_{D1}/B₁而改變,如表 C10-18 所示。其中,短週期與中週期的分界T₀由下式計算:

$$T_0 = \frac{S_{D1}B_S}{S_{DS}B_1} \tag{C10.5.1}$$

臺北盆地之設計水平加速度反應譜係數 SaD,隨構造物基本振動週期 T 與工址短週期與中長週期設計水平譜加速度係數 SDs/Bs 與(ToSDs/B1T)而改 變,如表 C10-19 所示。其中,經阻尼修正係數修正後之加速度反應譜短週 期與中週期的分界 To 由下式計算:

$$T_0 = \frac{T_0^D B_s}{B_1}$$
(C10.5.2)

T₀^D則見表 C10-13。

表	C10-17	短週期與長週期結構之阻尼比修正係數B。與A	B .
い		应受别六人受别的将 ~ 但他的些你致Do六1	\boldsymbol{J}_1

有效阻尼比 ξ (%)	B_{s}	B_1
<2	0.80	0.80
5	1.00	1.00
10	1.33	1.25
20	1.60	1.50
30	1.79	1.63
40	1.87	1.70
>50	1.93	1.75

(線性內插求值)
第二篇 設計條件 第十章 耐震設計

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0$	$0.2T_0 < T \le T_0$	$T_0 < T \le 2.5T_0$	$2.5T_0 < T$
$S_{aD} = S_{DS} \left[0.4 + \left(\frac{1}{B_s} - 0.4 \right) \frac{T}{0.2T_0} \right]$	$S_{aD} = \frac{S_{DS}}{B_S}$	$S_{aD} = \frac{S_{D1}}{B_1 T}$	$S_{aD} = \frac{0.4S_{DS}}{B_S}$

表 C10-18 一般工址設計水平加速度反應譜係數 Son

表 C10-19 臺北盆地設計水平加速度反應譜係數 San

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0$	$0.2T_0 < T \le T_0$	$T_0 < T \le 2.5T_0$	$2.5T_0 < T$
$S_{aD} = S_{DS} \left[0.4 + \left(\frac{1}{B_s} - 0.4 \right) \frac{T}{0.2T_0} \right]$	$S_{aD} = \frac{S_{DS}}{B_S}$	$S_{aD} = \frac{T_0^D S_{DS}}{B_1 T}$	$S_{aD} = \frac{0.4S_{DS}}{B_S}$

C10.5.3 結構動力分析模式

動力分析時,構造物之模擬應儘量反映實際情形,因此要力求幾何形狀 之模擬、質量分析、構材斷面性質及土壤與基礎結構之互制之模擬能夠準確。

C10.5.4 多振態反應譜疊加法

形狀不規則構造物為計及軸向與橫向地震反應具有耦合作用以及高振 態之影響者,應採用多振態反應譜疊加法進行動力分析。

所考慮的振態數目應足夠,使軸向與橫向之有效振態質量和均超過構造物質量之90%。惟振態數超過25個,且振態最短周期小於0.2秒時,可 不受此限。

各振態最大構材內力與變位等,須以各種認可的方法加以疊加。疊加法 則最好能計及振態間之互制作用,倘若構造物甚不規則時,地震輸入的方向 應多考慮幾個角度。進行振態間之疊加時,宜採用 CQC 法則,惟若振態間 之週期不甚相近,可採用 SRSS 疊加法。

CQC 法,其振態疊加考慮了兩兩振態間的相關性。某物理量依下式進行振態疊加:

$$r_{a} = \left(\sum_{j=1}^{N} \sum_{k=1}^{N} S_{jk} r_{j} r_{k}\right)^{1/2}$$
(C10.5.3)

$$S_{jk} = \frac{8\sqrt{\xi_j\xi_k}(\xi_j + r\xi_k)r^{3/2}}{(1 - r^2)^2 + 4\xi_j\xi_kr(1 + r^2) + 4(\xi_j^2 + \xi_k^2)r^2}$$
(C10.5.4)

$$r = \frac{\omega_k}{\omega_j} \tag{C10.5.5}$$

其中 r_j , r_k 分別為第j振態及第k振態最大反應值, S_{jk} 為第j振態與第 k振態之關係係數, $\xi_j 、 \xi_k$ 分別為第 $j \cdot k$ 振態的阻尼比, $\omega_k \cdot \omega_j$ 分別為 第 $k \cdot j$ 振態的圓周頻率。

C10.5.5 歷時分析法

1. 輸入地震要求

至少三個與設計反應譜相符之水平地震紀錄,其應能確切反應工址設 計地震(或最大考量地震)之地震規模、斷層距離與震源效應。

針對任一個水平地震紀錄,計算其5%阻尼之反應譜。同時,調整地 震紀錄使得位於0.2T 至1.5T 週期範圍內任一點之譜加速度值不得低於設 計譜加速度值之90%及於此週期範圍內之平均值不得低於設計譜加速度 值之平均值,其中T為構造物基本模態之振動週期。

2. 線性歷時分析

線性歷時分析之調整係數為 $I/(1.4\alpha_yF_u)$,但為了避免中小度地震時構造物過早降伏,對一般工址與近斷層區域,調整係數不得低於 $I/(4.2\alpha_y)$ 。對多組地震紀錄分析所得之反應值,採最大反應值進行設計。

3. 非線性歷時分析

進行非線性歷時分析,構造物之模擬應儘量反映實際情形,因此要力 求幾何形狀之模擬、質量分析、構材斷面性質及土壤與基礎結構互制之模 擬能夠準確。構材之非線性分析模型須要能確切反映構材真實之非線性行 為;非線性歷時分析所得之反應值不得再以調整係數*I*/(1.4α_vF_u)予以折減。

強地動紀錄之選取,儘量採用能確切反應工址設計地震(或最大考慮 地震)之地震規模、斷層距離與震源效應的實測地震紀錄來進行模擬與調 整得到與設計反應譜相符之紀錄;地震紀錄模擬之方法,應為具有可信理 論之方法或為由公信單位所提供之方法。

進行線性歷時分析時,為考量短週期結構與土壤互制後之阻尼比較高, 分析時可依靜力分析所得 S_{aD} / F_u值求得等效之阻尼比來進行分析,等效 阻尼比可依下式計算:

$$\xi = \begin{cases} 5\% & ; S_{aD} / F_u \le 0.3\\ (16S_{aD} / F_u + 0.2)\% & ; 0.3 < S_{aD} / F_u < 0.8\\ 13\% & ; S_{aD} / F_u \ge 0.8 \end{cases}$$
(C10.5.6)

進行非線性歷時分析時,其輸入地震紀錄之振幅需要先乘以用途係數 來調整後再進行分析;結構材料之非線性分析模型,在降伏強度、破壞機制 及遲滯行為各方面皆需要能確切反應出構材真實之非線性行為;非線性歷 時分析之結果除需檢核整體結構之韌性需求是否小於規定之容許韌性容量 外,還需要考量構造物構材之韌性需求是否妥當。

C10.6 地震時之動土壓

對剛性構造物,如重力式碼頭與版樁式碼頭等,當進行耐震設計時,除 須考慮因壁體質量所產生的慣性力(見 C10.3 節)外,尚須考慮與壁體接觸土 壤在地震時作用在壁體上之動土壓。地震時之動土壓說明請參照第 C12.1.2 節內容。

就重力式碼頭與版樁式碼頭等而言,地震時容許其向外位移,可使用主動動土壓,且計算動土壓的公式中,震度K可取設計震度 K_h ,即 $K_h = \frac{S_{aD}I}{2}$ 或 $0.2S_{DS}I$ 。

C10.7 地震時之動水壓

對剛性構造物,如重力式碼頭與版樁式碼頭等,當進行耐震設計時,除 須考慮因壁體質量所產生的慣性力(見 10.3 節)外,尚須考慮與壁體接觸水 體在地震時作用在壁體上之動水壓。地震時之動水壓說明請參照第 C12.2.2 節內容,設計震度K可取為設計震度 K_h ,即 $K_h = \frac{S_{aD}I}{2}$ 或0.2 $S_{DS}I$ 。

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

C10.8 載重組合<修訂>

檢核港灣構造物地震時安全性所須考慮的載重組合,地震力載重效應 EQ 包含動態土壓力效應、動態水壓效應,另尚須包含靜載重效應D、裝載 載重效應Ls、活載重效應Lu、浮力效應及繫靠效應等。

地震時港灣構造物所承受的載重,除地震力外,尚併合靜載重(自重)、 裝載載重(Surcharge)、活載重、動土壓力、水壓力(含靜態與動態水壓)、浮 力等,應經載重組合後來檢核構造物的安全性。

採用強度設計法,各種載重應乘以適當的載重因數後再組合,而載重因 數係反映估計此種載重效應的變異性大小。因為影響地震載重效應最主要 的因素為為工址設計水平譜加速度係數*S*aD,而於分析*S*aD值時,已考慮了變 異性,是以不必另外再使用載重因數。

建議包括地震力載重效應 EQ 在內的載重組合詳第三篇第三章 C3.3.2 節[設計載重]表 3-1。

其中靜載重效應D取載重係數1.2,裝載載重效應Ls取載重係數0.5, 係參照SEI/ASCE 7-02。地震時要考慮的活載重Lu,只包括固定式的裝卸機 械設備等,且此部份要計入地震力的W中。至於裝載載重0.5Ls,亦要計入 W中。

動土壓效應,動水壓效應,均與工址設計水平譜加速度係數S_{aD}有關, 且因分析S_{aD}值時已考慮其變異性,因此載重係數亦均取 1.0。依強度設計 法檢核結構體的安全性時,由載重組合所得的設計載重L_u必須小於或等於 設計強度S_d,而設計強度係標稱強度S_u乘以強度折減因數,即:

 $L_{\mu} \leq \phi S_{\mu}$

(C10.8.1)

構造物之設計,宜儘量採用上述的強度設計法,如使用容許應力設計法 時,載重組合之載重係數亦可酌予調整,使容許應力設計法之設計結果與強 度設計法之設計結果相近。

C10.9 構造物之韌性設計

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

C10.9.1 一般說明

以前述(10.2.3)式計算非剛性構造物之設計地震力^V時,因已使用結構 系統地震力折減係數^F^u將設計地震力折減,因此構造物應配合進行韌性設 計,使其具有預期之韌性容量。

韌性設計有兩個重點,其一要保證塑鉸產生在預定的位置上,且不得在 塑鉸成熟發展前發生其他的破壞,如脆性的剪力破壞,因此需以塑鉸成熟產 生後之情況,求取構材之設計剪力,以防止剪力破壞的發生 (見 10.9.2 節)。 在塑鉸能順利產生的情況下,為使構造物具有良好的韌性容量,塑鉸區應配 置圍束箍筋,使其具有良好的曲率韌性及極限塑鉸轉角,如此才能獲得良好 的韌性容量 (見 10.9.3 節)。

C10.9.2 塑鉸產生後之構材內力

以棧橋式碼頭為例,如樁頂與碼頭版之梁係剛接或鉸接,預定的塑鉸產 生位置係在樁頂或樁之底部某處。塑鉸發生時塑性彎矩M_p為何,可依結構 分析結果,在靜載重作用下,逐漸提高地震力引致內力的倍數,至產生軸力 一彎矩交互作用破壞為止,得當時的標稱彎矩強度M_n。就鋼筋混凝土結構 言,M_p可取為1.3M_n,此係考慮到實際鋼筋降伏應力高於標稱降伏應力,且 在大的應變下鋼筋可能達應變硬化而提高其強度。此外,柱受圍束箍筋之圍 束,混凝土之極限抗壓強度與對應之應變亦會提高之故。對鋼管樁而言,塑 性彎矩M_n可取標稱降伏彎矩強度M_v乘以1.25。

鋼筋混凝土樁之剪力設計,應以樁頂的塑性彎矩*M_p*除以樁頂至反曲點 的距離,求出設計剪力。若樁頂與梁係鉸接,只有樁底泥線附近產生塑鉸, 則樁之設計剪力係以塑性彎矩*M_p*除以樁頂至塑鉸的距離。此外,若樁頂與 梁剛接,為保證塑鉸產生在樁頂而非梁上,應做強梁弱柱之檢核。

C10.9.3 構材之韌性設計

以棧橋式碼頭為例, 塑鉸之預定位置係在樁上, 場鑄鋼筋混凝土基樁其 韌性設計大致應符合柱之韌性設計要求:

273

1. 樁之主鋼筋量與全斷面積 A。之比值,不得小於 0.01,亦不得大於 0.06。

- 2.樁頂若與梁剛接,樁頂主筋之錨定,應使其能發展1.25f,之應力,其中f, 為主筋之標稱降伏強度。
- 3.計算樁之剪力強度時,當樁之塑鉸成熟產生時,若當時之軸力產生之平均 壓應力小於0.1f。時,塑鉸區混凝土抵抗剪力之能力應視為零,斷面之剪力 全由剪力鋼筋承擔之。
- 4. 塑鉸區附近應配置圍束箍筋將柱心予以圍束,橫向圍束箍筋可與剪力鋼筋 相較取其大者,而不必重複配置。圍束鋼筋的降伏強度不可大於主筋的降 伏強度。

圓形樁使用之螺箍筋體積比 p。以下列二式計算,並取大者:

$$\rho_{s} = 0.45 \left[\frac{A_{g}}{A_{c}} - 1 \right] \frac{f_{c}'}{f_{yh}} \left[0.5 + 1.25 \frac{P_{e}}{f_{c}' A_{g}} \right]$$
(C10.9.1)

$$\rho_{s} = 0.12 \frac{f_{c}^{'}}{f_{yh}} \left[0.5 + 1.25 \frac{P_{e}}{f_{c}^{'} A_{g}} \right]$$
(C10.9.2)

上列二式算得之大值,不得小於下式:

$$\rho_{s} = 0.45 \left[\frac{A_{g}}{A_{c}} - 1 \right] \frac{f_{c}'}{f_{yh}}$$
(C10.9.3)

矩形樁之矩形環箍筋之總斷面A_{sh}以下列二式計算,並取大者:

$$A_{sh} = 0.30ah_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right]$$
(C10.9.4)

或

$$A_{sh} = 0.09ah_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[0.5 + 1.25 \frac{P_e}{f'_c A_g} \right]$$
(C10.9.5)

式中 a: 矩形環箍筋之垂直間距,以 cm 計,但不得大於 15 cm。

- A.: 樁心之面積。
- Ag: 樁之全斷面積。
- A_{sh}:沿某方向箍筋的總截面積(包括輔助箍筋與輔助繫筋),以 cm²計,h_c為與該方向垂直箍筋所圍柱心的尺寸,以 cm 計。 矩形樁兩主軸方向均應計算檢核。
- P_{o} : 樁產生成熟塑鉸時之軸力, (kgf)。

 f_{a} : 混凝土之規定受壓強度, (kgf/cm²)。

 f_{vh} : 螺箍筋或環箍筋之降伏強度, (kgf/cm²)。

 h_c : 橫箍樁樁心在所考慮方向之尺寸,(cm)。

ρ。: 環箍筋體積與樁心體積(算至螺箍筋兩外側)之比。

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

5.橫向圍束鋼筋配置的範圍與其間距,應符合下列要求:

- (1)橫向圍束鋼筋應配置於樁頂發生塑鉸之圍束區內,其範圍至少等於樁 深,樁之塑鉸至反曲點距離的六分之一,或45cm。圍束鋼筋亦應延伸 配置進入樁頂與梁之接頭區,其延伸距離至少應等於樁長邊之半,但不 得小於40cm。
- (2)樁之底部橫向圍束鋼筋配置之範圍,應從開始產生降伏的斷面起,往下 配置 3 倍樁徑的距離,往上則應配置至超出現有地面線以上一倍樁徑 之距離,但不得小於 45cm。
- (3)横向圍東箍筋之間距不得超過15cm,亦不得超過樁短邊尺寸之四分之一。
- (4)螺箍筋不得在圍東區內塔接,但容許採用強度達1.25f_{yh}的疊焊接,或其 他許可的續接方式。
- 6.樁中主筋之搭接,不得在可能發生塑鉸之圍東區內。主筋之續接可採符合規定之焊接或採用認可之聯接器,惟最多僅容許在某斷面上隔根續接,且相鄰兩根主筋之續接處至少應錯開 60cm 以上。
- 7.樁頂與梁剛接之接頭部,其剪應力對常重混凝土言,不得超過 $3.18\sqrt{f_c}$; 對輕質混凝土言,不得超過 $2.39\sqrt{f_c}$ 。

港灣構造物設計基準相關條文修訂

第十一章 砂質土壤之液化

符號說明

- Amax:水平地震最大地表加速度,對厚沖積土層應考慮土層之放大或縮小 效應
- C_B:鑽孔直徑修正係數
- C_E:鑽桿能量修正係數
- C_N:有效覆土應力修正係數
- C_R:鑽桿長度修正係數
- C_r:修正係數,考慮試體之應力情況與試驗過程等綜合影響,認為C_r值 隨土壤相對密度而變化,如圖 C11-9 所示
- Cs:取樣器修正係數
- ER_m:傳遞之能量百分比
 - 8:重力加速度
- N_m : SPT 試驗所量測到之實際 N 值
- (N₁)₆₀:鑽桿能量比為 60%標準落錘能量且修正至有效覆土壓力 1kgf/cm²之 SPT-N 值
 - ^rd:應力折減因子與深度相關,依圖 C11-5 計算之
 - σ_c :動力三軸試驗所施加之有效圍壓,kgf/cm² (N/cm²)
 - σ_{v} :總垂直覆土壓力, kgf/cm² (N/cm²), 見 C11.5.2 節
 - σ_{dc} :動力三軸試驗所施加之反覆應力, kgf/cm² (N/cm²)
 - σ_{v} : 垂直有效覆土壓力, kgf/cm² (N/cm²), 見 C11.5.2 及 C11.5.3 節
 - τ_{ave} : 地震引致各土層平均反覆剪應力, kgf/cm² (N/cm²)

C11.1 一般說明

飽和鬆散砂質土壤受地震作用後,使得土體孔隙水壓增加而造成有效 應力減少將導致土壤喪失剪力阻抗而呈現液化態狀況,稱為砂質土壤之液 化。

液化潛能分析,建議依圖 C11-1 所示流程進行。



圖 Cl1-1 液化潛能分析流程圖

C11.2 影響土壤液化之因素

影響飽和砂土液化因素主要有土層特性、地下水及地震特性等,茲分述如下:

C11.2.1 相對密度

土壤相對密度越大者,表示砂土愈緊密,因此越不容易液化。當相對 密度 Dr > 80%時,將極少發生液化的可能,一般而言當 Dr < 70%之砂土, 才有可能發生液化。

C11.2.2 地表震動強度與延時

地震強度愈大,地表加速度愈大,土層承受剪應力亦即愈大,產生液 化可能性愈高。延時愈長愈易發生液化。

C11.2.3 最初應力狀況

在離地表較深的土層由於有效圍壓增加,致使液化阻抗強度亦高,因 此亦不易液化。

C11.2.4 土層之地質年代特性

土層堆積年代愈久,則液化阻抗強度愈高。

C11.2.5 土壤特性

砂土的特性如顆粒性質、級配、土粒結構均會影響液化之發生。均勻 分佈之中細粒砂性土壤或細粒沉泥質砂土最易發生液化,若以平均顆粒尺 寸表D₅₀示,其範圍約0.7mm~0.08mm之間,級配均勻分佈之土壤較級配優 良之土壤易於液化,細砂土亦較粗粒砂土易於液化。

C11.2.6 土層排水情況

孔隙水壓力之消散速率,與土壤之滲透性、壓縮性與飽和度有關,與 土壤液化之是否發生有密切關係。

C11.3 地質調查

地質調查方法及項目除參照本設計基準說明第二篇第九章之說明及規 則外,一般常用於土壤液化評估研討之調查項目,應包括: 1.標準貫入試驗(SPT)及鑽桿能量檢測,圓錐貫入試驗(CPT)。

2.未擾動土壤取樣。

試驗室土壤動力性質試驗,包括動力三軸試驗、簡單剪力試驗等。

4.現地土壤動態性質試驗,如P波、S波速度檢測等。

5.透水係數及體積壓縮係數。

6. 地下水位。

工程師應依據實際土壤液化分析需要,選擇適當的位置、深度、調查項目及方法,加以進行。

C11.4 需進行液化評估之土層

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

1. 地下水位在地表下 10m 以內, 且飽和砂層在地表下 20m 以內。

2. 過#200 篩細料含量 FC(%)在 35%以下。

3. 細料含量 FC(%)在 35%以上,但黏土含量 PC(%)在 12%以下。

4. 塑性指數 PI(%)在 15%以下。

C11.5 砂質土壤液化潛能之評估與判定

有關砂土層液化分析有多種方法,工程師應根據港灣碼頭工程規模及 重要性決定較適當之分析方法,若根據經驗法或較簡易的方法推估工地土 層有液化潛能時,可採用較精密的液化分析方法再加以檢核確定,若仍有 液化之可能時應即進行土層液化防治與處理(詳 C11.10 節)。

C11.5.1 簡易判斷法

簡易判斷法之土壤液化潛能之預測及判定方式,是依據土壤粒徑分佈進行土壤分類。利用均勻係數 $U_c = D_{60}/D_{10} = 3.5$ 為基準作為分野之依憑, 由圖 C11-2 判別之。

C11.5.2 Seed 等人簡易經驗法

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



圖 Cl1-2 土壤粒徑與土壤液化分析圖

一般液化之判定均以地震於地層產生之剪應力與砂土層本身之抗液化 強度相比較決定之,故需先計算出地震引致地層之反覆剪應力比(*L*)與土層 之抗液化強度(*R*),再進行液化之判定,如圖 C11-3 所示。其液化潛能分析 評估步驟如下:



圖 C11-3 液化潛能判定示意圖

1.建立地下土層資料

使用本分析法所需各土層之資料包括地下水位深度、每一土層之厚度、SPT-N值、土壤比重、孔隙比和含水量。現場標準貫入試驗所量測之 SPT-N值,需考慮覆土應力及打擊能量傳遞到鑽桿之能量修正。

(1) 覆土應力之修正

現場標準貫入試驗所量測到之 N_m值大小,需考慮覆土應力之修 正,覆土應力之修正是以覆土應力在 ltf/ft²(或 lkg/cm²)作為基準。此修 正後之 N 值訂為 N₁,如下式所示:

$$N_1 = C_N N_m (C11.5.1)$$

式中 N_m : SPT 試驗所量測到之實際 N 值。

 C_N :修正係數,如圖 C11-4 所示,或依據 Liao and Whitman

第二篇 設计條件 第十一章 砂質土壤之液化





圖 C11-4 不同垂直有效覆土應壓力之 C_N 值

(2)能量之修正

現場 SPT 試驗由於能量損耗導致貫入所需深度的擊數變多,因此 實際 SPT-N 值數應小於操作時所得 N 值,此外繩索和滑輪的摩擦性 質、繩索的轉數、鑽孔直徑、深度等都對 N 值有影響,本規範建議 SPT 試驗應採用及注意下列事項:

a. 鐵錘提高至預定落下高度、繩索與滑輪纏繞二圈。

b. 採用泥漿支撐鑽孔孔壁。

c. 採用 10cm(4in)直徑的鑽孔。

- d. 採用 15cm(6')至 45cm(18")之貫入深度為量測基準。
- e. 覆土深度小於 3.3m(10ft), 測得之 N 值須乘以 0.75 來考慮鑽桿的能量損失。

現場標準貫入試驗所量測到之N值大小,亦需考慮能量之修正。 根據 Seed 的研究發現,一般打擊能量傳遞至鑽桿之能量約為 60%左 右,因此以其作為修正之標準值,而經此修正後之 SPT-N₁值以(N₁)₆₀表 示,如下所示。

$$\left(N_{I}\right)_{60} = C_{N} \times \left(\frac{ER_{m} \times N_{m}}{60}\right)$$
(C11.5.3)

式中, *ER_m*為傳遞之能量百分比,以%表示。本規範參考目前國內有關 標準貫入試驗之能量檢測資料^[11.5],考量使用機具及操作習慣,建議 SPT 試驗傳遞能量百分比(*ER_m*):

a. 若採用繫索架法進行 SPT 試驗時, ER_m 為 60%。

b. 若採用自由落錘法進行 SPT 試驗時, ER,為 70%。

工程師進行 SPT 試驗傳遞能量百分比(ER_m)之修正,原則以本規範所建 議值為上限。若有嚴謹精密之能量檢測,則依其檢測結果評估之。

2.建立土層設計地震資料

分析所需之地震資料主要有土層液化評估地區之地震規模(M)及水 平地震最大地表加速度(A_{max}),本規範建議採用由內政部於民國 95 年頒佈 之建築物耐震設計規範及解說中^[11.6],有關台灣各地區之地表水平加速度 規定進行 A_{max} 的計算,惟其中對三種地震水準(中小度地震、設計第震、最 大考量地震)與用途係數(I)之定義,係以構造物於地震力作用下之特性(保 持彈性變形、容許塑性變形、可達韌性容量)與重要性進行區分,採用時 應考慮港灣碼頭工程規模及重要性,工址附近斷層規模及距離,依耐震設 計要求,適當決定最大地表加速度(A_{max})與地震規模(M)。

3. 地震引致反覆剪應力比計算

在地震力作用下,土壤在某一深度所受剪應力與地表加速度成正比, 則地震引致各土層平均反覆剪應力比 $(L = \frac{\tau_{ave}}{\sigma_{v}})$,可依下式計算之:

$$L = \frac{\tau_{ave}}{\sigma'_{v}} = 0.65 \times \frac{A_{max}}{g} \times \frac{\sigma_{v}}{\sigma'_{v}} \times r_{d}$$
(C11.5.4)

式中
$$\tau_{ave}$$
 : 地震引致各土層平均反覆剪應力(kgf/cm²)(N/cm²)
 A_{max} : 水平地震最大地表加速度,對厚沖積土層應考慮土層之放大
或縮小效應。

g : 重力加速度。 σ_v : 總垂直覆土壓力(kgf/cm²)(N/cm²)。 σ'_v : 垂直有效覆土壓力(kgf/cm²)(N/cm²)。

r_d :應力折減因子與深度相關,依圖 C11-5 計算之。



圖 C11-5 應力折減因子深度之關係圖

4.土壤抗液化強度之剪應力比

土壤抗液化強度之剪應力比 $R(R = \tau_L / \sigma'_v)$,是利用 SPT-N 值及細料 含量來評估土壤對液化之剪力強度。根據不同工址發生液化與不液化之 SPT- $(N_1)_{60}$ 與在地震規模 7.5 以下含不同細料土層液化所需之反覆剪應力 比R之關係曲線對應求得,如圖 C11-6 所示。

若設計地震規模不為 7.5 時,可經由地震規模轉換因子,如表 C11-1, 推求得不同地震規模作用下區分液化區與不液化區之評估曲線,如圖 C11-7a、圖 11-7b、圖 11-7c、圖 11-7d 所示^{[11.9]。}



圖 C11-6 不同細料在地震規模 7.5 時 SPT- $(N_1)_{60}$ 值與抗液化強度之關係

地震規模(M)	地震引致之等值均 匀應力作用循環數	地震規模轉換因子
8.50	26.00	0.89
7.50	15.00	1.00
6.75	10.00	1.13
6.00	5-6	1.32
5.25	2-3	1.50

表 C11-1 地震規模轉換因子



圖 C11-7a 不同細料在地震規模 5.25 時 SPT- $(N_1)_{60}$ 值與抗液化強度之關係



圖 C11-7b 不同細料在地震規模 6 時 SPT- $(N_1)_{60}$ 值與抗液化強度之關係



圖 C11-7c 不同細料在地震規模 6.75 時 SPT- $(N_1)_{60}$ 值與抗液化強度之關係



圖 C11-7d 不同細料在地震規模 8.5 時 SPT- $(N_1)_{60}$ 值與抗液化強度之關係

5.土壤液化潛能之預測與判定

地盤液化潛能之評估,由3.及4.之計算結果,可利用抗液化安全係數 FL進行土層之液化預測及判定。設計分析流程圖詳圖C11-8所示。

$$F_L = \frac{R}{L} \tag{C11.5.5}$$



圖 C11-8 Seed SPT-N 簡易經驗法之分析流程

C11.5.3 試驗分析法

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

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

1.建立地下土層資料

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

2.建立土層設計地震資料

分析所需之地震資料主要有土層液化評估地區之地震規模(M)及地 震最大水平地表加速度(A_{max}),請參照本基準前節說明及規定。

3. 地震引致反覆剪應力比計算

對於地盤之地震反應解析,可使用地盤反應解析程式如 SHAKE 程式 (Wave Equation)、MESH 程式(2-D, 3-D, FEM)等,考慮設計地震及地盤特 性,估計不同深度地盤所承受地震作用引致的反覆剪應力比及等值反覆作 用次數。

4. 土壤抗液化強度之剪應力比

對於地盤之抗液化強度應採用現地高品質不擾動土樣進行動力三軸 試驗,求取不同深度土壤抗液化強度曲線。另由不同地震規模可概略估算 轉換為等值反覆作用循環數,如表 C11-1 所示,評估不同深度地盤土壤抗 液化強度之剪應力比 $(\sigma_{dc}/2\sigma'_{c})$,。

考慮動力三軸試驗與現地土壤應力狀況之差異及土壤試體之擾動等因素,動力三軸試驗所得土壤抗液化強度之剪應力比 $(\sigma_{dc}/2\sigma'_c)_t$,可以下式修正為現地土壤抗液化強度之剪應力比 $(\tau_L/\sigma'_v)_f$ 。

$$\left(\frac{\tau_L}{\sigma_v}\right)_f = C_r \left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_c}\right)_t$$
(C11.5.6)

式中 C_r:修正係數,考慮試體之應力情況與試驗過程等綜合影響,認 為C_r值隨土壤相對密度而變化,如圖 C11-9 所示。至於地質 年代、先前地震歷史、雙向震動作用、試體擾動情形等對試 驗結果之影響,在不同之試驗情況下工程師應給與不同之考 慮。

- σ'_{v} : 垂直有效覆土壓力(kgf/cm²)(N/cm²)。
- σ_{dc} :動力三軸試驗所施加之反覆應力(kgf/cm²)(N/cm²)。

 σ_{c} :動力三軸試驗所施加之有效圍壓(kgf/cm²)(N/cm²)。



圖 C11-9 C,與相對密度D,之關係圖

5.液化之預測及判定

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

6. 綜合研判

地盤之液化潛能,需依各土層液化之預測及判定結果,綜合研判之。 C11.5.4 CPT-qc分析法

基本上,此法之精神係使用圓錐貫入阻抗q_c作為評估之參數,在採用 CPT-q_c與SPT-N值間之相關性須以適合於現地土壤之關係式為原則,一般 常用的平均式為:

淨 砂:
$$q_c = 4 \sim 5N$$
 (C11.5.7)

約泥質砂: $q_c = 3.5 \sim 4.5N$ (C11.5.8)

Shibata 教授於 1988 年建立判斷液化與否之 q_{cr} 臨界曲線,發展出一套 CPT-q_c之分析評估方法,其分析流程如圖 C11-10。CPT 法之優點在於能夠 較細緻準確地識別土層剖面(通常每 5cm 一點),然無法直接取得土樣,因此 對於細料含量的判定無法量化為其一大缺點,此外,試驗前貫入錐之率定 (calibration)亦相當重要,否則錐尖阻抗會有相當大的誤差。



圖 C11-10 Shibata CPT-qc 法之分析流程

C11.5.5 NCEER(2001)分析法

1996年美國國家地震工程研究中心成立一工作小組(NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, 簡稱 ELRS 小組),針對土 壞的抗液化強度評估做回顧與討論,其中,對於美國加州柏克萊大學教授 H.B.Seed 簡易評估法(1985),考慮平均粒徑 D_{50} 的影響,將 D_{50} 之影響改為 細粒料含量 FC 之影響,與中小 N 值所對應的強度曲線作不通過原點的局 部性修正,如圖 Cl1-l1 所示,並將相關的經驗圖表轉換成為回歸公式,以 便於工程實務上之應用。



圖 C11-11 ELRS 小組對 SEED 簡易法之液化強度經驗曲線所作修正

NCEER 修正 Seed 簡易經驗法,其檢核驗算步驟如下:

1.水平地盤受震時,於地盤中產生之平均等效反覆剪應力比(cyclic stress ratio, CSR)

$$CSR = 0.65 \times \frac{A_{max}}{g} \times \frac{\sigma_0}{\sigma_0} \times r_d$$
(C11.5.9)
式中 A_{max} :最大地表水平加速度(g)
 $g: 重力加速度$
 $\sigma_0: 垂直覆土應力(kg/cm^2) (N/cm^2)$
 $\sigma_0': 有效垂直覆土應力(kg/cm^2) (N/cm^2)$
 $r_d: 應力折滅係數,為土層深度z的函數$
 $r_d = \frac{1-0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753^{1.5}}{1-0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.00121z^2}$ (C11.5.10)
2.現地 SPT-N 值之能量修正與有效覆土應力 1kg/cm² 之正規化
 $(N_1)_{60} = N \cdot C_N \cdot C_R \cdot C_B \cdot C_S \cdot C_E$ (C11.5.11)
式中 $C_N: 有效覆土應力修正係數$
 $C_R: 鑽桿長度修正係數$
 $C_B: 鑽孔直徑修正係數$
 $C_E: 鑽桿能量修正係數$

3. 細料含量修正

ELRS 小組認為細料含量之修正為細料含量 FC 之函數,提出下列公式

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta (N_1)_{60}$$
(C11.5.12)

式中,

$$\alpha = \begin{cases} 0 \\ \exp\left[1.76 - \frac{190}{FC^2}\right] & (FC \le 5\%) \\ (5\% < FC < 35\%) \\ (FC \ge 35\%) \end{cases}$$
(C11.5.13)

$$\beta = \begin{cases} 1.0 & (FC \le 5\%) \\ 0.99 - \frac{FC^{1.5}}{1000} & (5\% < FC < 35\%) \\ 1.2 & (FC \ge 35\%) \end{cases}$$
(C11.5.14)

4. 土壤塑性修正

ELRS 小組認為土壤塑性對於抗液化強度有正面的幫助,但對於如何

第二篇 設計條件 第十一章 砂質土壤之液化

量化,則尚未達成共識,故土壤塑性影響暫不考慮。

5. 當地震規模達到 7.5 時,上壤之抗液化強度比(cyclic resistance ratio, CRR)

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{[10(N_1)_{60cs} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$
(C11.5.15)

6. 地震規模修正因數(Magnitude Scaling Factor, MSF)

ELRS 小組認為 Seed 簡易法所建議之 MSF 在地震規模 M>7.5 時,安 全係數之估計過於樂觀,而地震規模 M<7.5 時又過於保守,因此,建議 參考圖 C11-12。



圖 C11-12 不同學者建議之地震規模修正係數 MSF 之比較

(1) 地震規模 M>7.5 時, MSF 可在上下限值之間作衡量。

上限值:採用 Andrus 與 Stock 兩位學者所提出之 MSF 建議值

$$MSF = (M/7.5)^{-3.3}$$
 (C11.5.16)

(2) 地震規模 M<7.5 時,採 Idriss 建議之 MSF 值

$$MSF = 10^{2.24} / M^{-2.56}$$
(C11.5.17)

本法考慮土層抗液化之安全係數為FL

$$F_L = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \tag{C11.5.18}$$

概括前述步驟分析流程,可參考圖 C11-13 所示。

NCEER (Seed et al. , 2001)



圖 C11-13 NCEER(Seed 等人, 2001)液化分析流程圖

,則

C11.6 液化危害度分析

由於液化潛能分析法所得之結果,僅為各鑽孔地表下某一點深度之土 層是否會發生液化(以安全係數 F_L 表示),對於整體鑽孔而言,其是否會發生 液化則需另外研判。本規範建議以 Iwasaki 等人(1982)提出之以深度加權求 得之液化潛能指數 P_L (liquefaction potential index)來評估鑽孔土壤液化之嚴 重程度,其定義如下:

$$P_L = \int_0^{20} F(z) W(z) dz$$
 (C11.6.1)

式中
$$P_L$$
 :液化潛能指數,介於 0~100 之間
 z :地層深度(m),考慮之深度範圍為 0~20 m
 $F(z)$:抗液化係數(若 0 $\leq F_L \leq 1$,則 $F(z) = 1 - F_L$;若 $F_L > 1$
 $F(z) = 0$)

$$W(z)$$
: 深度權重係數($W(z) = 10 - 0.5z$)

Iwasaki 等人根據日本地震案例之研究,提出下列指標:

 $\begin{cases} P_L = 0: & Lique faction risk is very low (液化危險度極低) \\ 0 < P_L \le 5: & Lique faction risk is low & (輕微液化;液化危險度低) \\ 5 < P_L \le 15: & Lique faction risk is high & (中度液化;液化危險度高) \\ P_L > 15: & Lique faction risk is very high (嚴重液化;液化危險度極高) \end{cases}$

C11.7 液化土壤参數折減

液化後之砂質土層,其強度及支承力會降低,因此,依規範判定會液 化之砂質土層,應將其土質參數(係指地盤之變形係數*E*₀及水平地盤反力係 數*K_h*)折減作為耐震設計上之土質參數。關於液化地層土質參數之折減係 數,在日本道路協會「道路橋示方書·同解說-V 耐震設計編」(2002 年)列 有建議之土質參數折減係數表,如表 C11-2 所示。

抗液化安全係數 地表面 <i>F_L</i>	地表面下深度	土質參數折減係數 D_E	
	Ζ	$R \leq 0.3$	0.3 < R
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq z \leq 10$	0	1/6
	$10 < z \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \le 2/3$	$0 \leq z \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < z \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq z \leq 10$	2/3	1
	$10 < z \leq 20$	1	1

表 C11-2 日本道路協會規範之土質參數折減係數 D_F

註:R為依該規範計算所得之土壤抗液化剪力強度比

C11.8 土壤液化之防治與處理

C11.8.1 土壤液化之防治原理

地盤有液化之虞,則須進行適當之液化防治處理。一般可從地盤改良 或改變港灣構造物基礎支承力方式著手。

對疏鬆砂質地盤加以改良,可改變砂質土壤之動態性質,增加地盤支 承力。土壤液化防治原理大致採下列二種方式:

1. 地盤改良

(1) 排水

降低地下水位或增加土層透水率。

(2) 夯實

利用夯實方式,提高土層相對密度。可增加土層之支承力,改善耐震特性。

(3) 化學固結

化學固結可增加顆粒間之膠結力,提昇地盤支承力,達到防止液化之效果。 2.採用適當基礎

(1) 增加支承力

如採用深基礎,可在砂質地盤液化時支承港灣構造物之上部荷重。

(2)防止變形

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

C11.8.2 土壤液化處理方法之選擇

選擇防止液化工法,應配合港灣構造物之重要性,以達到經濟有效為 目標,可針對下列因素詳加評估:

1.所處理地盤未來之使用計畫及改良要求之程度。

2.計畫處理區域可能液化土層之範圍及深度。

3. 原地盤之土質情況。

4.可供選擇之改良技術、機具設備與使用材料等條件狀況。

5.環境因素之考量及其限制。

6.以往工程經驗。

7. 工期之配合。

8.費用之高低。

港灣構造物設計基準相關條文修訂

第十二章 土壓及水壓

符號說明

c:凝聚力,tf/m²(kN/m²), $c = q_u/2$

H:水深,m

- h_i :編號i 土層厚度, m, 見 C12.1.1 節
- h_i :殘留水位以上土層之厚度,m,見C12.1.1節
- h_i :殘留水位以下欲求土壓力之土層厚度,m,見 C12.1.1節
- h_{dw} :動水面至動水壓合力作用點之距離,m
- h_w :殘留水位,m,如圖 C12-3 所示
- K_{ai} :編號*i*土層主動土壓係數
- K_c : 壓密平衡係數, $K_c = 0.5$
- K_0 :靜止土壓係數
- K_{ni}:编號i土層被動土壓係數
 - *k*: 震度
 - k':在水中之換算震度,依(C12.1.18)計算
 - *P*:静止土壓,tf/m²(kN/m²)
 - P_a :各土層下方壁面主動土壓,tf/m²(kN/m²)
- *p*_{dw}:水面下 y 處之動水壓,tf/m² (kN/m²),見C12.2.2節
- P_{dw} :動水壓力之合力,tf/m (kN/m),見C12.2.2節
- P_n :各土層下方壁面被動土壓,tf/m²(kN/m²)
- P_{ni} :作用於編號*i* 土層下方之被動土壓,tf/m²(kN/m²)
- p_w :殘留水壓, tf/m² (kN/m²)
- q_u:單軸壓縮強度,tf/m² (kN/m²)
- γ_i:編號*i* 土層土壤單位重,tf/m³(kN/m³),見C12.1.1節
- γ_i : 殘留水位下土壤之單位重, tf/m³ (kN/m³), 見 C12.1.1 節

 $γ_t : 殘留水位上土壤之單位重, tf/m³ (kN/m³)$ $<math>γ_w : 水之單位重, tf/m³ (kN/m³)$ w: 上載均佈載重, tf/m² (kN/m²)y: 自背填料內之水面至欲求殘留水壓點止之深度, m, C12.2.1節y: 自水面至欲求動水壓點止之深度, m, 見 C12.2.2節β: 地表面與水平面所成之角度, 度 $<math>\delta$: 壁面摩擦角, 度
 θ: 地震合成角。殘留水位上, $θ = tan^{-1}k$; 殘留水位下, $θ = tan^{-1}k'$ ζ_a : 破壞面與水平面所成之角度, 度
 ζ_i : 編號i 土層破壞面與水平面所成之角度, 度

- ϕ_i :編號i土層土壤內摩擦角,度
- ♥:壁面與垂直面所成之角度,度

C12.1 土壓

C12.1.1 常時土壓<修訂>

1.砂質土之土壓

(1) 主動土壓(Active Earth Pressure)

依圖 C12-1 所示,作用於壁面之主動土壓以下式計算。



 $\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \psi - \beta) \cdot \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta)\sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta)\cos(\phi_i - \beta)}}$

(C12.1.3) 式中 P_{ai}:作用於編號i土層下方之主動土壓(tf/m²)(kN/m²) ϕ :編號i土層土壤內摩擦角(度)

- γ_i :編號*i* 土層土壤單位重(tf/m³)(kN/m³)
- h_i : 編號*i* 土層厚度(m)
- K_{ai} :編號*i*土層主動土壓係數
 - Ψ:壁面與垂直面所成之角度(度)
 - β :地表面與水平面所成之角度(度)
 - δ:壁面摩擦角(度),計算主動土壓時摩擦角取正值,計算被
 動土壓時摩擦角取負值。
 - ζ_i :編號i 土層破壞面與水平面所成之角度(度)
 - w:上載均佈載重(tf/m²)(kN/m²)

(2) 被動土壓(Passive Earth Pressure)

依圖 C12-1 所示,作用於壁面之被動土壓以下式計算。

$$P_{pi} = K_{pi} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi$$
(C12.1.4)

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi)}{\cos^2\psi\cos(\delta + \psi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta)\sin(\phi_i + \beta)}{\cos(\delta + \psi)\cos(\psi - \beta)}}\right]^2}$$
(C12.1.5)

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta - \psi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta)\sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\psi - \beta)\sin(\phi_i + \beta)}}$$

(C12.1.6)

式中
$$P_{pi}$$
:作用於編號 i 土層下方之被動土壓(tf/m²) (kN/m²)
 K_{pi} :編號 i 土層被動土壓係數

(3)土壤內摩擦角

通常回填土之內摩擦角約 30°,若是良好回填料亦可達 40°,但盡 可能以土壤試驗或可靠之估算公式求得。

(4)壁面摩擦角

一般壁面與回填土之摩擦角約 15-20°, 亦可以內摩擦角的一半估計之。
(5)靜止土壓

壁面位移微小時,可以下式計算靜止土壓。

$$P = K_0 \cdot \sum \gamma_i h_i \tag{C12.1.7}$$

- 式中 P: 静止土壓(tf/m²) (kN/m²) $K_0: 静止土壓係數$ $\gamma_i: 編號i 土壤單位重(tf/m³) (kN/m³)$
 - h_i :編號i 土層厚度(m)
- (6) 土壓合力

分層計算,在編號i土層可依下式計算之。

$$P_i = \frac{P_{i-1} + P_i}{2} \cdot \frac{h_i}{\cos\psi} \tag{C12.1.8}$$

土壓合力之水平及垂直分力以下式計算。

水平分力: $P_{ih} = P_i \cos(\psi + \delta)$ (C12.1.9)

垂直分力:
$$P_{i\nu} = P_i \sin(\psi + \delta)$$
 (C12.1.10)

- 2.黏性土之土壓
 - (1) 主動土壓

作用於壁面之主動土壓,先依(C12.1.11)及(C12.1.12)兩式計算,擇 其對構造物較危險者,作為設計之依據,但由 (C12.1.11)式計算所得土 壓為負時,則不予考慮。

$$p_{a} = \sum \gamma_{i}h_{i} + w - 2c$$
(C12.1.11)
式中 P_{a} : 各土層下方壁面主動土壓(tf/m²) (kN/m²)
 γ_{i} : 編號*i* 土壤單位重(tf/m³) (kN/m³)
 h_{i} : 編號*i* 土層厚度(m)
 w : 上載均佈載重(tf/m²) (kN/m²)
 c : 凝聚力(tf/m²) (kN/m²), $c = q_{u}/2$
 q_{u} : 單軸壓縮強度(tf/m²) (kN/m²)
 $p_{a} = K_{c}(\sum \gamma_{i}h_{i} + w)$ (C12.1.12)

式中 K_c : 壓密平衡係數, $K_c = 0.5$

(2) 被動土壓

被動土壓依下式計算。

 $p_p = \sum \gamma_i h_i + w + 2c$ (C12.1.13)

式中 *P_p*:各土層下方壁面被動土壓(tf/m²)(kN/m²) (3)靜止土壓

$$P = K_0 \cdot \sum \gamma_i h_i \tag{C12.1.14}$$

式中 P:静止土壓(tf/m²)(kN/m²) K₀:静止土壓係數 γ_i:編號*i*土壤單位重(tf/m³)(kN/m³) h_i:編號*i*土層厚度(m)

C12.1.2 地震時之土壓

1.砂質土之土壓

(1) 主動土壓

作用於壁面之土壓,依下式計算。

$$P_{ai} = K_{ai} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi$$
(C12.1.15)



圖 C12-2 土層剖面符號圖

$$K_{ai} = \frac{\cos^{2}(\phi_{i} - \psi - \theta)}{\cos\theta\cos^{2}\psi\cos(\delta + \psi + \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_{i} + \delta)\sin(\phi_{i} - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta)\cos(\psi - \beta)}}\right]^{2}} \quad (C12.1.16)$$

$$\cot(\zeta_{i} - \beta) = -\tan(\phi_{i} + \delta + \psi - \beta) + \sec(\phi_{i} + \delta + \psi - \beta)\sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta + \theta)\sin(\phi_{i} + \delta)}{\cos(\psi - \beta)\sin(\phi_{i} - \beta - \theta)}}$$

$$(C12.1.17)$$

式中
$$\theta$$
:地震合成角。殘留水位上, $\theta = \tan^{-1}k$;殘留水位下,
 $\theta = \tan^{-1}k'$

k:震度

k': 在水中之換算震度,依下式計算 $k' = \frac{2(\sum \gamma_i h_i + \sum \gamma_j + w) + \gamma h}{2\{\sum \gamma_i h_i + \sum (\gamma - \gamma_w) h_j + w\} + (\gamma - \gamma_w) h} k$ (C12.1.18) h_i : 殘留水位以上土層之厚度(m) h_i : 殘留水位以下欲求土壓力之土層厚度(m) γ : 殘留水位下土壤之單位重(tf/m³) (kN/m³) γ_t : 殘留水位上土壤之單位重(tf/m³) (kN/m³) w: 小之單位重(tf/m³) (kN/m³) w: 上載均佈載重(tf/m²) (kN/m²)

(2) 被動土壓

作用於壁面之被動土壓,依下式計算。

$$P_{pi} = K_{pi} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi$$
(C12.1.19)

$$K_{pi} = \frac{\cos^{2}(\phi_{i} + \psi - \theta)}{\cos\theta\cos^{2}\psi\cos(\delta + \psi - \theta)[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_{i} - \delta)\sin(\phi_{i} + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta)\cos(\psi - \beta)}}]^{2}} \quad (C12.1.20)$$

$$\cot(\zeta_{i} - \beta) = \tan(\phi_{i} - \delta - \psi + \beta) + \sec(\phi_{i} - \delta - \psi + \beta) \cdot \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta - \theta)\sin(\phi_{i} - \delta)}{\cos(\psi - \beta)\sin(\phi_{i} + \beta - \theta)}}$$

式中 θ : 地震合成角。殘留水位上, $\theta = \tan^{-1}k$;殘留水位下, $\theta = \tan^{-1}k'$

k : 震度

k':在水中之換算震度,依(C12.1.18)計算

2.黏性土之土壓

(1) 主動土壓

主動土壓依下式計算。

$$P_a = \frac{(\sum \gamma_i h_i + w) \sin(\zeta_a + \theta)}{\cos \theta \sin \zeta_a} - \frac{c}{\cos \zeta_a \sin \zeta_a}$$
(C12.1.22)

$$\begin{aligned} \zeta_{a} &= \tan^{-1} \sqrt{1 - \left(\frac{\sum \gamma_{i} h_{i} + 2w}{2c}\right) \tan \theta} \\ \text{(C12.1.23)} \\ \vec{x} + P_{a} &: = \pm \text{動} \pm \mathbb{E}(\text{tf/m}^{2}) (\text{kN/m}^{2}) \\ \gamma_{i} &: & \text{編號} i \pm \frac{\pi}{2} \mathbb{P} \underline{e}(\text{tf/m}^{3}) (\text{kN/m}^{3}) \\ h_{i} &: & \text{編號} i \pm \overline{e} \overline{P} \underline{e}(m) \\ w &: = \pm \frac{\pi}{2} \frac{1}{2} \frac{\pi}{6} \frac{\pi}{2} (\text{tf/m}^{2}) (\text{kN/m}^{2}) \\ c &: & \overline{\chi} \overline{\chi} \overline{\chi} J(\text{tf/m}^{2}) (\text{kN/m}^{2}) \\ \theta &: & \text{th c} \overline{\chi} \widehat{h} (\text{tf/m}^{2}) (\text{kN/m}^{2}) \\ \theta &: & \text{th c} \overline{\chi} \widehat{h} (\text{tf/m}^{2}) (\text{kN/m}^{2}) \\ \theta &: & \text{th c} \overline{\chi} \widehat{h} (\text{tf/m}^{2}) (\text{kN/m}^{2}) \\ \kappa &: & \text{c} \overline{\chi} \overline{\chi} \\ k &: & \overline{\chi} \overline{\chi} \\ k &: & \overline{\chi} \overline{\chi} \\ k &: & \overline{\chi} \overline{\chi} \\ k' &: & \overline{\chi} \overline{\chi} \\ k' &: & \overline{\chi} \overline{\chi} \overline{\chi} = \mu \chi - \mu \underline{h} \widehat{h} (C12.1.18) \\ \vec{h} \overset{\text{f}}{\mu} \\ \zeta_{a} &: & \overline{\chi} \overline{\chi} \overline{\chi} = \mu \overline{\chi} - \mu \underline{h} \widehat{h} (C12.1.18) \\ \vec{h} \overset{\text{f}}{\mu} \\ \zeta_{a} &: & \overline{\chi} \overline{\chi} = \mu \overline{\chi} - \mu \underline{h} \widehat{h} \\ \end{array}$$

(2) 被動土壓

地震時,作用於黏性土之被動土壓,不詳之處尚多,至今仍以權宜 方法,採用黏性土之土壓公式(C12.1.12)式,以常時土壓力計算公式求 之。

C12.1.3 土壓係數參考值

表 C12-1 示 $\psi = 0$ 、 $\beta = 0$ 時各土壓係數計算值,供設計者參考。

C12.2 水壓

C12.2.1 殘留水壓

岸壁背填料內之水位與岸壁前之水位,如圖 C12-3 所示,如有高低差時,可依下式計算作用於岸壁之殘留水壓。

$$P_{w} = \gamma_{w} \cdot y$$
 $0 \le y < h_{w}$ 時 (C12.2.1)
 $P_{w} = \gamma_{w} \cdot h_{w}$ $h_{w} \le y$ 時
式中 p_{w} : 殘留水壓(tf/m²) (kN/m²)
 h_{w} : 殘留水位(m),如圖 C12-3 所示
 y : 自背填料內之水面至欲求殘留水壓點止之深度(m)
 γ_{w} : 水之單位重(tf/m³) (kN/m³)



圖 C12-3 殘留水壓計算示意圖

C12.2.2 地震時之動水壓

作用於直立壁之動水壓 P_w ,如圖 C12-4 所示,可依下式計算。

$$p_{dw} = \pm \frac{7}{8} k \gamma_w \sqrt{Hy} \tag{C12.2.2}$$

式中 *p*_{dw}:水面下 y 處之動水壓(tf/m²) (kN/m²)

- k:設計震度
- γ_w :水之單位重(tf/m³) (kN/m³)
- *H*:水深(m)
- y:自水面至欲求動水壓點止之深度(m)



圖 C12-4 動水壓分佈圖

另外,動水壓之合力以及作用位置可依(C12.2.3)式加以計算

$$p_{dw} = \pm \frac{7}{12} k \gamma_w H^2 \left(= \int_0^H \frac{7}{8} k \gamma_w \sqrt{Hy} dy \right)$$

$$h_{dw} = \frac{3}{5} H$$
(C12.2.3)

表 C12-1 土壓係數參考值

φ=22.0						\$\phi = 23.0				
$\delta = 0.0$			1	1	I	$\delta = 0.0$			1	1
k	Ka∙cosδ	Kp·cosδ	ζα	ζp		k	Ka∙cosδ	Kp∙cosδ	ζα	ζp
0.00	0.4550	2.1980	56.0	34.0		0.00	0.4381	2.8262	56.5	33.5
0.05	0.4905	2.1221	53.2	32.7		0.05	0.4729	2.2054	53.8 50.7	32.3
0.10	0.5301	1 9569	46.3	29.5		0.10	0.5110	2.1243	30.7 47.2	29.4
0.20	0.6264	1.8650	41.9	27.5		0.20	0.6048	1.9461	43.1	27.5
0.25	0.6874	1.7636	36.7	24.9		0.25	0.6630	1.8455	38.1	25.3
0.30	0.7630	1.6475	30.2	21.6		0.30	0.7336	1.7324	32.3	22.4
0.35	0.8664	1.5038	21.4	16.6		0.35	0.8255	1.5981	24.8	18.3
0.40	1.0779	1.2519	5.5	5.1		0.40	0.9691	1.4120	13.7	11.4
$\delta = 15.0$	0.2000	1 4026	61.1	55.5	I	$\delta = 15.0$	0 2271	1 45 (5	51.0	52.0
0.00	0.3908	1.4036	51.1	55.5 52.0		0.00	0.3371	1.4565	51.9	53.8
0.05	0.4282	1.3681	40.0	52.0		0.05	0.4134	1.4383	40.0	50.4
0.15	0.5207	1.3463	40.4	49.7		0.15	0.5027	1.3946	41.6	48.3
0.20	0.5797	1.3208	35.9	46.8		0.20	0.5590	1.3678	37.3	45.7
0.25	0.6520	1.2902	30.7	43.1		0.25	0.6270	1.3362	32.4	42.4
0.30	0.7454	1.2519	24.5	38.0		0.30	0.7127	1.2978	26.7	38.1
0.35	0.8793	1.1994	16.8	29.9		0.35	0.8293	1.2479	19.8	31.7
0.40	1.1761	1.0923	4.1	9.3	-	0.40	1.0228	1.1706	10.5	20.1
$\delta = -15$	0.5800	2 2176	66.2	22.4	l	$\delta = -15$	0 5525	2 2764	657	22.1
0.00	0.3800	3.0566	64.1	23.4		0.00	0.5355	3.3704	63.7	23.1
0.05	0.6442	2.8901	61.8	21.6		0.05	0.6179	3.0418	61.4	21.4
0.15	0.6803	2.7167	58.9	20.5		0.15	0.6540	2.8655	58.6	20.4
0.20	0.7201	2.5340	55.3	19.1		0.20	0.6937	2.6808	55.2	19.2
0.25	0.7650	2.3379	50.6	17.4		0.25	0.7382	2.4844	50.9	17.7
0.30	0.8175	2.1209	44.0	15.1		0.30	0.7895	2.2703	45.1	15.7
0.35	0.8844	1.8633	33.8	11.7		0.35	0.8523	2.0253	36.8	13.0
$\frac{0.40}{s - 1/2} d$	1.0038	1.4428	9./	5./		$\frac{0.40}{s - 1/2} \phi$	0.9424	1./055	22.2	0.2
$\frac{\partial -1/2}{0.00}$	0.4056	1 6125	52.2	47.6		$\frac{\partial -1/2}{0.00}$	0 3893	1 6434	52.8	47.2
0.05	0.4426	1.5812	49.1	45.9		0.05	0.4254	1.6126	49.8	45.7
0.10	0.4846	1.5469	45.7	44.1		0.10	0.4663	1.5791	46.5	44.0
0.15	0.5331	1.5091	41.7	41.9		0.15	0.5132	1.5422	42.7	41.9
0.20	0.5903	1.4665	37.2	39.2		0.20	0.5680	1.5011	38.4	39.4
0.25	0.6597	1.4176	32.0	35.8		0.25	0.6338	1.4541	33.5	36.4
0.30	0.7483	1.3388	25.7	24 2		0.30	0.7160	1.3989	27.8	32.4 26.7
0.35	1.1465	1.1344	4.4	7.4		0.35	1.0079	1.2268	11.1	16.7
$\delta = -1/2 d$,			,		$\delta = -1/2 d$	5			
0.00	0.5331	2.9038	62.3	25.7		0.00	0.5156	3.0769	62.6	25.1
0.05	0.5659	2.7697	59.9	24.8		0.05	0.5480	2.9369	60.4	24.3
0.10	0.6015	2.6306	57.2	23.7		0.10	0.5831	2.7920	57.8	23.3
0.15	0.6408	2.4850	54.0	22.5		0.15	0.6216	2.6411	54.7	22.1
0.20	0.0847	2.3307	50.0 45.0	20.9		0.20	0.0044	2.4823	51.0 46.5	20.8
0.20	0.7953	1.9785	38.3	16.5		0.20	0.7698	2.1263	40.5	17.0
0.35	0.8738	1.7558	28.5	12.8		0.35	0.8407	1.9116	32.3	14.0
0.40	1.0225	1.3860	7.8	4.0		0.40	0.9452	1.6265	18.9	8.8
$\delta = 2/3 \phi$			1			$\delta = 2/3 \phi$			1	
0.00	0.3920	1.4214	51.2	54.7		0.00	0.3759	1.4384	51.8	54.5
0.05	0.4294	1.4036	48.1	53.1		0.05	0.4123	1.4214	48.7	52.9
0.10	0.4721	1.3634	44.5	31.2 48.9		0.10	0.4338	1.4022	45.5	49.0
0.20	0.5806	1.3333	36.0	46.0		0.20	0.5581	1.3548	37.2	46.4
0.25	0.6526	1.3012	30.8	42.4		0.25	0.6264	1.3247	32.3	43.1
0.30	0.7456	1.2611	24.6	37.3		0.30	0.7124	1.2879	23.3	38.7
0.35	0.8788	1.2065	16.9	29.3		0.35	0.8296	1.2399	19.7	32.3
0.40	1.1735	1.0958	4.1	9.1		0.40	1.0243	1.1651	10.5	20.5
$\delta = -2/3 \phi$	0.5754	2 1900	(5.9	22.6	I	$\delta = -2/3 \phi$)	2 40/0	(()	22.0
0.00	0.5/54	3.1899	62.7	23.6		0.00	0.5578	5.4069	66.0 64.1	22.9
0.05	0.6399	2 8672	613	22.7		0.05	0.3887	3.2393	61.8	22.1
0.15	0.6764	2.6962	58.4	20.6		0.15	0.6577	2.8883	59.0	20.2
0.20	0.7166	2.5161	54.7	19.2		0.20	0.6971	2.7009	55.7	19.0
0.25	0.7620	2.3227	50.0	17.5		0.25	0.7411	2.5018	51.4	17.5
0.30	0.8153	2.1084	43.4	15.2		0.30	0.7918	2.2848	45.6	15.6
0.35	0.8832	1.8539	33.3	11.8		0.35	0.8537	2.0367	37.3	12.9
0.40	1.0071	1.4378	9.5	3.7		0.40	0.9424	1.7110	22.6	8.1

表 C12-1 土壓係數參考值(續 1)

 $\phi = 24.0$

 $\phi = 25.0$ $\delta = 0.0$

$\delta = 0.0$					_	$\delta = 0.0$				
k	Ka•cosδ	Kp·cosδ	ζα	ζp		k	Ka•cosδ	Kp·cosδ	ζα	ζp
0.00	0.4217	2.3712	57.0	33.0		0.00	0.4059	2.4639	57.5	32.5
0.05	0.4558	2,2926	54.4	31.9		0.05	0.4393	2.3839	55.0	31.5
0.10	0 4936	2 2102	51.4	30.6		0.10	0.4762	2 3003	52.1	30.3
0.15	0 5359	2 1234	48.0	29.2		0.15	0 5174	2 2125	48.9	29.0
0.20	0 5840	2 0308	44 2	27.5		0.20	0 5640	2 1193	45.2	27.4
0.20	0.6397	1 9306	39.6	25.5		0.25	0.6175	2.1193	40.9	25.6
0.20	0.7062	1.8196	34.2	22.9		0.20	0.6805	1 9095	35.9	23.0
0.35	0.7898	1.6914	27.5	19.6		0.35	0.7578	1.7856	29.8	20.5
0.33	0.9077	1.5290	18.5	14.5		0.35	0.8603	1.6364	22.1	16.4
$\delta = 15.0$	0.9077	1.5290	10.5	11.5	1	$\delta = 15.0$	0.0005	1.0501	22.1	10.1
0.00	0 3637	1 5104	52.6	52.2	1	0.00	0.3507	1 5654	53.4	50.8
0.00	0.3037	1.004	10.7	50.7		0.00	0.3852	1.5054	50.5	10.0
0.05	0.3991	1.4908	49.7	49.0		0.05	0.3852	1.5215	17.3	47.4
0.10	0.4392	1.4090	40.4	49.0		0.10	0.4241	1.3213	47.5	47.8
0.15	0.5392	1.4164	38.6	44.7		0.15	0.5203	1.4667	30.0	43.7
0.20	0.6035	1 3830	34.0	417		0.20	0.5205	1.4335	35.4	41.1
0.25	0.6033	1.3659	28.6	38.0		0.25	0.5514	1.4555	30.4	37.8
0.30	0.0851	1.3433	28.0	32.8		0.30	0.0558	1.3940	24.7	37.0
0.35	0.7875	1.2370	14.5	24.5		0.35	0.8823	1.3475	17.7	27.0
S - 15	0.9419	1.2300	14.5	27.3	J	S - 15	0.0025	1.2000	1/./	27.0
013	0.5295	2 5447	(5.4	22.0	1	013	0.5049	2 7224	(5.1	22.4
0.00	0.5285	3.344/	62.4	22.8		0.00	0.3048	3.7234	62.2	22.4
0.05	0.3393	3.3/00	61.1	22.1		0.05	0.3337	3.3303	61.0	21.8
0.10	0.3928	3.2023	01.1	21.2		0.10	0.3089	3.3/31	01.0 50 4	21.0
0.15	0.0289	3.0231	55.2	20.5		0.15	0.0048	2,0000	55.2	20.2
0.20	0.0084	2.0339	51.2	19.2		0.20	0.0439	2.9999	53.5	19.2
0.23	0.7125	2.0382	31.2 46.0	16.2		0.23	0.0873	2.8003	31.0 46.0	16.0
0.30	0.7024	2.4235	40.0	10.2		0.30	0.7502	2.30/4	40.9	10.5
0.33	0.8221	2.10//	28.9	15.9		0.33	0.7955	2.5541	40.7	14.5
0.40	0.9007	1.0900	28.0	10.4	1	0.40	0.8031	2.0640	51.9	11.0
$\delta = 1/2 \varphi$	0.2727	1 (745	52.4	46.0	1	$\delta = 1/2 \varphi$	0.2507	1 7050	54.0	AC (
0.00	0.3/3/	1.6/45	53.4	46.9		0.00	0.3587	1.7059	54.0	46.6
0.05	0.4089	1.6444	50.5	45.5		0.05	0.3930	1.6/64	51.1	45.2
0.10	0.4486	1.0110	47.2	43.8		0.10	0.4316	1.6443	48.0	43.7
0.15	0.4940	1.5/50	43.6	41.9		0.15	0.4/5/	1.6093	44.5	41.9
0.20	0.5468	1.5557	39.5	39.0		0.20	0.5265	1.5700	40.0	39.8
0.23	0.6093	1.4907	20.6	22.4		0.23	0.5804	1.3272	21.2	37.5
0.30	0.0804	1.4364	29.0	33.4 28.6		0.30	0.0389	1.4//5	25.4	54.2 20.1
0.33	0.7804	1.3748	15.2	28.0		0.33	0.7300	1.4165	18.2	24.2
S = 1/2 d	0.7552	1.2070	13.2	21.2	1	S = 1/2 d	0.0771	1.542)	10.5	27.2
$0 = -1/2 \varphi$	0 4084	2 2645	62.0	24.5	1	$o = -1/2 \varphi$	0.4915	2 1602	62.2	22.0
0.00	0.4984	3.2043	60.8	24.5		0.00	0.4613	3.4082	61.2	23.0
0.03	0.5504	2.0670	58.2	23.7		0.03	0.5151	3.5147	59.9	23.1
0.10	0.5050	2.9070	55.5	22.0		0.10	0.5472	2 0027	56.1	22.5
0.15	0.6028	2.6102	52.0	21.8		0.15	0.5845	2.9937	52.8	20.3
0.20	0.6443	2.0401	17.8	10.0		0.20	0.6205	2.6237	10.0	10.0
0.25	0.7456	2.4722	42.5	17.1		0.25	0.7224	2.0447	44 1	17.0
0.30	0.8110	2.2035	35.4	14.8		0.30	0.7224	2.4331	37.0	15.4
0.33	0.8986	1 8145	24.9	11.0		0.35	0.8611	1 9965	29.3	12.4
$\delta = 2/3 d$	0.0700	1.0145	24.9	11.0	1	$\delta = 2/3 d$	0.0011	1.7705	27.5	12.1
$0 - 2/3 \psi$	0.3605	1 4551	52.4	5/1 3	1	$0 - 2/3 \psi$	0 3457	1 4714	53.0	54.0
0.00	0.3003	1 4300	<u> </u>	52.8		0.00	0.3457	1.4/14	50.1	52.6
0.05	0.3939	1 4208	46.1	51.0		0.05	0.3802	1 4300	46.0	51.0
0.15	0.4825	1 3000	47 4	49.1		0.15	0 4642	1 4103	43.3	49.1
0.15	0.5368	1 3759	383	46.7		0.15	0 5164	1 3966	39.4	46.9
0.25	0.6017	1.3477	33.7	43 7		0.25	0.5783	1.3701	35.0	44.2
0.30	0.6821	1.3136	28.3	39.9		0.30	0.6540	1.3386	30.0	40.8
0.35	0.7877	1.2706	22.1	34.5		0.35	0.7509	1.2995	24.2	36.2
0.40	0.9450	1.2099	14.3	25.9		0.40	0.8860	1.2474	17.4	29.4
$\delta = -2/3 d$	6				4	$\delta = -2/3 d$)			
0.00	0.5404	3,6453	66.3	22.2	1	0.00	0.5233	3,9081	66.6	21.5
0.05	0.5711	3.4685	64.4	21.5		0.05	0.5537	3,7209	64.8	20.9
0.10	0.6309	3.2869	62.2	20.7		0.10	0.5862	3.5291	62.7	20.2
0.15	0.6393	3.0992	59.6	19.8		0.15	0.6211	3.3316	60.2	19.4
0.20	0.6779	2,9036	56.5	18.8		0.20	0.6590	3.1267	57.3	18.4
0.25	0.7207	2.6974	52.6	17.5		0.25	0.7007	2.9121	53.7	17.3
0.30	0.7692	2.4756	47.5	15.8		0.30	0.7474	2.6837	49.1	15.9
0.35	0.8268	2.2286	40.4	13.6		0.35	0.8018	2.4342	43.0	14.0
0.40	0.9021	1.9301	29.4	10.1		0.40	0.8690	2.1464	34.1	11.4
-	•	•				· · · · ·		•		

第二篇 设计条件

表 C12-1 土壓係數參考值(續 2)

第十二章 土壓及水壓

	φ=26.0		-10	U 1 2 1		$\phi = 27.0$
	$\delta = 0.0$					$\delta = 0.0$
	k	Ka∙cosδ	Kp∙cosδ	ζa	ζ'n	k
	0.00	0.3905	2.5611	58.0	32.0	0.00
	0.05	0.4232	2.4796	55.5	31.0	0.05
	0.10	0.4593	2.3947	52.8	29.9	0.10
	0.15	0.4995	2.3057	49.7	28.7	0.15
	0.20	0.5446	2.2118	46.1	27.3	0.20
	0.25	0.5961	2.1115	42.1	25.7	0.25
	0.30	0.6561	2.0028	37.4	23.7	0.30
	0.35	0.7283	1.8818	31.9	21.2	0.35
	0.40	0.8204	1.7410	25.1	17.8	0.40
	δ =15.0					δ =15.
	0.00	0.3381	1.6220	54.1	49.5	0.00
	0.05	0.3717	1.600	51.3	48.1	0.05
	0.10	0.4095	1.5757	48.2	46.6	0.10
	0.15	0.4526	1.5489	44.8	44.9	0.15
	0.20	0.5023	1.5189	41.0	42.9	0.20
	0.25	0.5605	1.4850	30.8 22.1	40.5	0.25
	0.30	0.0303	1.4439	26.7	37.5	0.30
	0.33	0.8338	1 3414	20.7	28.6	0.33
	$\delta = 15$	0.0550	1.5414	20.5	20.0	S =-15
1	0.00	0.4822	3 9134	65.0	22.1	
	0.05	0.5130	3.7360	63.1	21.5	0.05
	0.10	0.5460	3.5543	60.9	20.8	0.10
	0.15	0.5816	3.3673	58.4	20.0	0.15
	0.20	0.6203	3.1737	55.5	19.1	0.20
	0.25	0.6630	2.9716	51.9	18.0	0.25
	0.30	0.7109	2.7577	47.6	16.7	0.30
	0.35	0.7660	2.5265	42.1	15.0	0.35
	0.40	0.8328	2.2666	34.7	12.8	0.40
1	$\delta = 1/2 \phi$	0.0441	1 5055		46.0	$\delta = 1/2$
	0.00	0.3441	1.7375	54.5	46.3	0.00
	0.03	0.3770	1.7080	31.8 48.7	43.0	0.03
	0.10	0.4580	1.6433	40.7	43.5	0.10
	0.20	0.5071	1.6057	41.6	39.9	0.20
	0.25	0.5644	1.5639	37.4	37.6	0.25
	0.30	0.6331	1.5164	32.7	34.8	0.30
	0.35	0.7183	1.4609	23.3	31.2	0.35
	0.40	0.8309	1.3926	21.0	26.3	0.40
1	$\delta = -1/2 \phi$	5				$\delta = -1/2$
	0.00	0.4649	3.6899	63.7	23.2	0.00
	0.05	0.4961	3.5289	61.6	22.6	0.05
	0.10	0.5297	3.3037	59.4 56.7	21.8	0.10
	0.15	0.5002	3.0168	53.7	21.0	0.13
	0.25	0.6502	2.8319	50.0	18.9	0.20
	0.30	0.7000	2.6357	45.6	17.5	0.30
	0.35	0.7579	2.4229	40.1	15.7	0.35
	0.40	0.8285	2.1828	32.7	13.3	0.40
	$\delta = 2/3 \phi$					<i>δ</i> =2/3
	0.00	0.3314	1.4875	53.6	53.8	0.00
	0.05	0.3650	1.4732	50.8	52.4	0.05
	0.10	0.4030	1.4570	47.6	50.9	0.10
	0.15	0.4465	1.4384	44.2	49.1	0.15
	0.20	0.4969	1.41/0	40.4	4/.1	0.20
	0.23	0.5502	1.3922	30.2	44.0 41 5	0.25
	0.30	0.7176	1.3020	26.1	37.6	0.30
	0.40	0.8377	1.2811	19.9	32.0	0.40
	$\delta = -2/3 d$	5				$\delta = -2/3$
	0.00	0.5064	4.1988	66.9	20.9	0.00
	0.05	0.5365	4.0002	65.1	20.3	0.05
	0.10	0.5686	3.7971	63.1	19.7	0.10
	0.15	0.6031	3.5886	60.8	18.9	0.15
	0.20	0.6403	5.5/52	58.0	18.1	0.20
	0.25	0.0810	5.1488 2.0122	50.5	1/.1	0.25
	0.35	0.7779	2.6573	45.1	14.3	0.30
	0.40	0.8398	2.3722	37.6	12.1	0.40

k	Ka•cosδ	Kp·cosδ	ζα	ζp
0.00	0.3755	2.6629	58.5	31.5
0.05	0.4076	2.5799	56.1	30.6
0.10	0.4429	2.4936	53.4	29.6
0.15	0.4821	2.4035	50.4	28.4
0.20	0.5259	2.3087	47.1	27.2
0.25	0.5756	2.2081	43.2	25.7
0.30	0.6330	2.0998	38.9	23.9
0.35	0.7009	1.9808	33.8	21.7
0.40	0.7852	1.8457	27.6	18.8
$\delta = 15.0$	0.2250	1 (001	54.0	40.2
0.00	0.3259	1.6801	54.8	48.3
0.05	0.3586	1.6570	52.1	47.0
0.10	0.3953	1.6317	49.1	45.5
0.13	0.4571	1.0039	43.8	43.9
0.20	0.5406	1.5751	38.2	30.0
0.25	0.6069	1 4994	33.7	37.3
0.35	0.6880	1.4532	28.6	34.0
0.40	0.7925	1.3976	22.9	29.7
$\delta = -15$	***	,		-,.,
0.00	0.4608	4.1156	64.9	21.8
0.05	0.4913	3.9334	63.1	21.2
0.10	0.5240	3.7471	60.9	20.6
0.15	0.5593	3.5558	58.5	19.8
0.20	0.5976	3.3584	55.7	19.0
0.25	0.6396	3.1531	52.3	18.0
0.30	0.6864	2.9374	48.3	16.9
0.35	0.7397	2.7067	43.4	15.4
0.40	0.8027	2.4527	36.9	13.5
$\delta = 1/2 \phi$				
0.00	0.3302	1.7693	55.1	46.0
0.05	0.3628	1.7411	52.4	44.7
0.10	0.3995	1.7106	49.5	43.3
0.15	0.4409	1.6775	46.2	41.7
0.20	0.4884	1.6411	42.6	39.9
0.25	0.5435	1.6007	38.6	37.8
0.30	0.6089	1.5552	34.1	35.3
0.35	0.6886	1.5028	29.1	32.1
0.40	0.7909	1.4400	23.3	28.0
$\delta = -1/2 q$	0 4 4 9 7	2 0210	(10	22.6
0.00	0.4487	3.9319	64.0	22.6
0.05	0.4/95	3.7627	62.1 50.0	22.0
0.10	0.5120	3.3895	59.9	21.5
0.15	0.5464	3 2274	54.5	19.7
0.25	0.6034	3.0357	51.0	18.7
0.30	0.6784	2.8338	47.0	17.4
0.35	0.7335	2.6174	41.9	15.9
0.40	0.7990	2.3786	35.5	13.9
$\delta = 2/3 \phi$				
0.00	0.3176	1.5032	54.2	53.6
0.05	0.3504	1.4898	51.4	52.3
0.10	0.3874	1.4746	48.4	50.8
0.15	0.4296	1.4572	45.0	49.1
0.20	0.4782	1.4371	41.4	47.2
0.25	0.5351	1.4138	37.3	44.9
0.30	0.6032	1.3865	32.8	42.1
0.35	0.6872	1.3536	27.8	38.6
0.40	0.7961	1.3123	22.1	33.9
$\delta = -2/3 \phi$) 0.4007		(* *	20.5
0.00	0.4897	4.5216	67.2	20.2
0.05	0.5196	4.3103	65.4	19.7
0.10	0.5513	4.0946	03.5	19.1
0.15	0.3833	3.8/38	01.3 58 7	18.4
0.20	0.0219	3.0400	55.7	1/./
0.25	0.0017	3 1643	51.5	15.7
0.35	0.7551	2.9017	46.9	14.4
0.40	0.8128	2.6142	40.5	12.6

表 C12-1 土壓係數參考值(續 3)

φ=28.0				
$\delta = 0.0$				
k	Ka∙cosδ	Kp∙cosδ	ζα	ζp
0.00	0.3610	2.7698	59.0	31.0
0.05	0.3925	2.6852	56.6	30.2
0.10	0.4270	2.5975	54.1	29.2
0.15	0.4652	2.5061	51.2	28.2
0.20	0.5078	2.4104	47.9	27.0
0.25	0.5558	2.3092	44.3	25.6
0.30	0.6108	2.2010	40.2	24.0
0.35	0.6/53	2.0834	35.4	22.0
0.40	0.7355	1.9322	29.8	19.0
$\delta = 15.0$	0.2140	1 7401	<u> </u>	47.1
0.00	0.3140	1.7401	55.5 52.9	4/.1
0.03	0.3439	1./100	32.8 40.0	43.9
0.10	0.3810	1.0697	49.9	44.5
0.15	0.4220	1.6293	40.8	41.3
0.20	0.5216	1.5941	39.4	393
0.20	0.5846	1.5545	35.1	36.9
0.35	0.6606	1 5090	30.4	34.0
0.40	0.7560	1.4550	25.0	30.4
$\delta = -15$				- ***
0.00	0.4403	4.3311	65.0	21.4
0.05	0.4705	4,1438	63.1	20.9
0.10	0.5029	3.9525	61.0	20.3
0.15	0.5378	3.7566	58.6	19.6
0.20	0.5755	3.5549	55.9	18.9
0.25	0.6169	3.3460	52.8	18.0
0.30	0.6626	3.1276	49.0	16.9
0.35	0.7143	2.8961	44.5	15.6
0.40	0.7743	2.6452	38.8	14.0
$\delta = 1/2 \phi$				
0.00	0.3167	1.8013	55.7	45.6
0.05	0.3485	1.7739	53.1	44.4
0.10	0.3842	1.7442	50.2	43.1
0.15	0.4245	1.7119	47.0	41.6
0.20	0.4705	1.6767	43.5	39.9
0.25	0.5235	1.6377	39.7	38.0
0.30	0.5859	1.5941	35.4	35.7
0.35	0.6611	1.5444	30.7	32.8
0.40	0.7553	1.4859	25.3	29.3
$\delta = -1/2 \phi$	5			
0.00	0.4328	4.1967	64.4	21.9
0.05	0.4632	4.0185	62.5	21.4
0.10	0.4958	3.8365	60.3	20.8
0.15	0.5309	3.6499	57.9	20.1
0.20	0.5691	3.45//	55.2 52.0	19.3
0.25	0.6110	3.2383 3.0406	52.0 18 2	10.4
0.30	0.0373	2 8281	40.2	16.0
0.40	0.7716	2.5876	37.9	14.3
$\delta = 2/3 \text{ //}$		2.0070	51.7	110
0.00	0.3044	1.5185	54.8	53.3
0.05	0.3363	1.5061	52.1	52.1
0.10	0.3723	1.4919	49.1	50.7
0.15	0.4133	1.4756	45.9	49.1
0.20	0.4603	1.4568	42.3	47.3
0.25	0.5150	1.4351	38.4	45.2
0.30	0.5800	1.4096	34.1	42.6
0.35	0.6591	1.3792	29.4	39.5
0.40	0.7593	1.3419	24.1	35.4
$\delta = -2/3 \phi$	b			
0.00	0.4732	4.8815	67.4	19.5
0.05	0.5028	4.6559	65.8	19.0
0.10	0.5343	4.4263	63.9	18.5
0.15	0.5678	4.1918	61.8	17.9
0.20	0.6038	3.9512	59.3	17.3
0.25	0.5427	3.7028	56.4	16.5
0.30	0.6854	3.4443	52.9	15.5
0.35	0.7330	3.1716	48.5	14.4
0.40	0.7876	2.88/8	42.9	12.9

φ=29.0				
$\delta = 0.0$				
k	Ka∙cosδ	Kp∙cosδ	ζα	ζp
0.00	0.3470	2.8821	59.5	30.5
0.05	0.3778	2.7958	57.2	29.7
0.10	0.4116	2.7066	54.7	28.8
0.15	0.4488	2.6139	51.9	27.8
0.20	0.4903	2.5170	48.8	26.7
0.25	0.5508	2.4151	45.5	23.5
0.30	0.6510	2.3008	37.0	24.0
0.40	0.7240	2.0616	31.8	20.2
$\delta = 15.0$	01/210	210010	5110	2012
0.00	0.3024	1.8020	56.2	46.0
0.05	0.3335	1.7769	53.6	44.9
0.10	0.3683	1.7498	50.8	43.6
0.15	0.4075	1.7202	47.7	42.2
0.20	0.4521	1.6878	44.3	40.6
0.25	0.5035	1.6521	40.6	38.7
0.30	0.5635	1.6121	36.5	36.6
0.35	0.6351	1.5668	32.0	34.0
0.40	0.7233	1.5142	27.0	30.8
$\delta = -15$				
0.00	0.4207	4.5611	65.0	21.0
0.05	0.4506	4.3683	63.2	20.5
0.10	0.4826	4.1718	61.1	20.0
0.15	0.5170	3.9/08	58.8	19.4
0.20	0.5543	3.7645	52.2	18./
0.25	0.5949	3.3314	55.2 40.7	17.9
0.30	0.6390	3.3297	49.7	10.9
0.35	0.0898	2 8464	40.3	13.8
$\delta = 1/2 \phi$	0.7 175	2.0101	10.5	11.1
0.00	0.3037	1.8336	56.3	45.3
0.05	0.3348	1.8068	53.7	44.2
0.10	0.3695	1.7780	50.9	42.9
0.15	0.4087	1.7467	47.8	41.5
0.20	0.4532	1.7125	44.4	39.9
0.25	0.5044	1.6749	40.7	38.1
0.30	0.5641	1.6330	36.7	36.0
0.35	0.6354	1.5857	32.2	33.4
0.40	0.7230	1.5309	27.1	30.3
$\delta = -1/2 \phi$)	1 10 50	< 1 -	21.2
0.00	0.4172	4.4872	64.7	21.3
0.05	0.4472	4.2992	62.9	20.8
0.10	0.4/95	4.10/0	00.8 59.5	20.2
0.15	0.5138	3.7103	55.9	19.0
0.20	0.5912	3 5022	52.8	18.1
0.30	0.6372	3.2856	49.3	17.1
0.35	0.6877	3.0576	45.1	16.0
0.40	0.7459	2.8131	<u>39.9</u>	14.6
$\delta = 2/3 \phi$				
0.00	0.2917	1.5335	55.4	53.1
0.05	0.3228	1.5221	52.7	51.9
0.10	0.3578	1.5089	49.8	50.6
0.15	0.3976	1.4937	46.7	49.1
0.20	0.4431	1.4762	43.2	47.4
0.25	0.4959	1.4559	39.5	45.4
0.30	0.5580	1.4322	55.4 20.9	45.1
0.55	0.0329	1.4041	25.0	40.2 36.6
$\delta = 2/3 d$	0.7200	1.3701	23.9	50.0
0.00	0.4570	5 2842	67.7	18.8
0.00	0 4864	5 0429	66.1	18.0
0.10	0.5174	4.7977	64.3	17.9
0.15	0.5505	4.5477	62.2	17.4
0.20	0.5859	4.2920	59.9	16.8
0.25	0.6241	4.0291	57.1	16.1
0.30	0.6657	3.7568	53.9	15.3
0.35	0.7116	3.4717	49.9	14.3
0.40	0.7636	3.1684	44.9	13.1

$ \begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		φ=30.0					$\phi = 3$	31.0	
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		$\delta = 0.0$					$\delta =$	0.0	
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		k	Ka•cosδ	Kp·cosδ	ζα	ζp	1	ż	Ka·co
$ \begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		0.00	0.3333	3.0000	60.0	30.0	0.0	00	0.320
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		0.05	0.3635	2.8121	57.8	29.3	0.0	05	0.349
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		0.10	0.3966	2.8213	55.3	28.4	0.	10	0.382
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		0.15	0.4329	2.7272	52.6	27.5	0.	15	0.417
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		0.20	0.4733	2.6291	49.6	26.5	0.1	20	0.456
$ \begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		0.25	0.5183	2.5263	46.3	25.3	0.2	25	0.500
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		0.30	0.5693	2.4176	42.6	24.0	0	30	0.549
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		0.35	0.6279	2.3013	38.4	22.5	0.1	35	0.605
$ \begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		0.40	0.6967	2.1747	33.6	20.6	0.4	40	0.67
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		$\delta = 15.0$					$\delta =$	15.0	
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		0.00	0.2911	1.8660	56.9	45.0	0.0	00	0.280
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		0.05	0.3215	1.8401	54.3	43.9	0.0)5	0.309
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		0.10	0.3554	1.8121	51.6	42.7	0.	10	0.344
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		0.15	0.3935	1./81/	48.0	41.4	0.	15	0.375
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		0.20	0.4300	1.7460	43.5	39.9	0	20	0.42
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		0.23	0.4301	1.7123	37.8	36.2	0.	30	0.402
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		0.30	0.6112	1.6270	33.6	33.9	0.	35	0.52
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		0.40	0.6934	1.5753	28.8	31.1	0.4	40	0.664
$ \begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		$\delta = -15$					$\delta =$	-15	
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	1	0.00	0.4019	4,8069	65.1	20.7		00	0.383
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		0.05	0.4315	4.6083	63.3	20.2	0.	05	0.413
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		0.10	0.4631	4.4061	61.3	19.7	0.	10	0.444
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		0.15	0.4970	4.1997	59.0	19.1	0.	15	0.477
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		0.20	0.5337	3.9882	56.5	18.5	0.3	20	0.513
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		0.25	0.5736	3.7705	53.6	17.8	0.1	25	0.552
$\begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		0.30	0.6174	3.5449	50.3	16.9	0.1	30	0.595
$\begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		0.35	0.6661	3.3088	46.4	15.9	0.1	35	0.643
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		0.40	0.7214	3.0583	41.7	14.7	0.4	40	0.696
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	i	$\delta = 1/2 \phi$		1.0.6.60		1	$\delta =$	$1/2 \phi$	
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		0.00	0.2911	1.8660	56.9	45.0	0.0	00 05	0.279
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		0.05	0.3215	1.8401	51.6	43.9	0.0	JS 10	0.308
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		0.10	0.3334	1.0121	31.0 48.6	42.7	0.	10	0.34
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		0.15	0.4366	1.7486	45.0	39.9	0.	20	0.370
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		0.25	0.4861	1.7123	41.8	38.2	0.1	25	0.468
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		0.30	0.5434	1.6721	37.8	36.2	0.1	30	0.523
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		0.35	0.6112	1.6270	33.6	33.9	0.1	35	0.588
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		0.40	0.6934	1.5753	28.8	31.1	0.4	40	0.665
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		$\delta = -1/2 \phi$	•				$\delta =$	-1/2 ¢	6
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		0.00	0.4019	4.8069	65.1	20.7	0.0	00	0.387
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		0.05	0.4315	4.6083	63.3	20.2	0.	05	0.416
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		0.10	0.4631	4.4061	61.3	19.7	0.	10	0.447
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		0.15	0.4970	4.1997	59.0	19.1	0.	15	0.480
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		0.20	0.5337	3.9882	56.5	18.5	0.1	20	0.516
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		0.25	0.5736	3.7705	53.6	17.8	0.1	25	0.555
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		0.30	0.61/4	3.5449	50.3	16.9	0	30 25	0.598
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		0.35	0.0001	3.3088	40.4	15.9	0	55 40	0.643
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		s - 2/3 d	0.7214	5.0585	41./	14./	<u> </u>	2/2 6	0.090
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	ĺ	$0^{-2/3} \varphi$	0 2794	1 5481	56.0	52.9		$\frac{2}{9} \varphi$	0.267
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		0.00	0.3097	1.5481	53.4	51.7	0.0	05	0.20
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		0.10	0.3438	1.5255	50.5	50.5	0.	10	0.330
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		0.15	0.3825	1.5115	47.5	49.0	0.	15	0.367
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		0.20	0.4266	1.4952	44.1	47.4	0.1	20	0.410
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		0.25	0.4775	1.4764	40.5	45.5	0.1	25	0.459
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		0.30	0.5371	1.4543	35.6	43.4	0.3	30	0.517
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		0.35	0.6083	1.4284	32.2	40.8	0.1	35	0.585
$ \begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		0.40	0.6956	1.3972	27.5	37.6	0.4	40	0.667
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		$\delta = -2/3 \phi$			r	-	$\delta =$	-2/3 ¢	6
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		0.00	0.4411	5.7372	68.0	18.1	0.0	00	0.425
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		0.05	0.4701	5.4781	66.4	17.7	0.0	05	0.454
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		0.10	0.5008	5.2154	64.7	17.3	0.	10	0.484
$ \begin{bmatrix} 0.20 & 0.3085 & 4.6753 & 60.5 & 16.5 & 0.20 & 0.55 \\ 0.25 & 0.6057 & 4.3957 & 57.9 & 15.7 & 0.25 & 0.55 \\ 0.30 & 0.6463 & 4.1074 & 54.8 & 15.0 & 0.30 & 0.66 \\ 0.35 & 0.6908 & 3.8076 & 51.2 & 14.1 & 0.35 & 0.66 \\ 0.40 & 0.7405 & 3.4916 & 46.7 & 13.1 & 0.40 & 0.7 \\ \end{bmatrix} $		0.15	0.5334	4.9481	62.7	16.9	0.	15	0.516
$ \begin{bmatrix} 0.25 & 0.0057 & 4.5957 & 57.7 & 15.7 & 0.25 & 0.55 \\ 0.30 & 0.6463 & 4.1074 & 54.8 & 15.0 & 0.30 & 0.65 \\ 0.35 & 0.6908 & 3.8076 & 51.2 & 14.1 & 0.35 & 0.6 \\ 0.40 & 0.7405 & 3.4916 & 46.7 & 13.1 & 0.40 & 0.7 \\ \end{bmatrix} $		0.20	0.3083	4.0/33	57.0	10.5	0.1	20 25	0.550
$ \begin{bmatrix} 0.35 & 0.6908 & 3.8076 & 51.2 & 14.1 & 0.35 & 0.608 \\ 0.40 & 0.7405 & 3.4916 & 46.7 & 13.1 & 0.40 & 0.7 \\ \end{bmatrix} $		0.25	0.0037	4.5957	54.9	15.7	0.	30	0.58
0.40 0.7405 3.4916 46.7 13.1 0.40 0.7		0.30	0.6908	3 8076	51.0	14.1	0.	35	0.62
		0.40	0.7405	3.4916	46.7	13.1	0.4	40	0.718

$\delta = 0.0$				
k	Ka∙cosδ	Kp·cosδ	ζα	ζp
0.00	0.3201	3.1240	60.5	29.5
0.05	0.3497	3.0344	58.3	28.8
0.10	0.3820	2.9420	55.9	28.0
0.15	0.4175	2.8464	53.3	27.2
0.20	0.4568	2.7470	50.4	26.2
0.25	0.5005	2.6432	47.2	25.2
0.30	0.5498	2.5339	43.7	24.0
0.35	0.6059	2.4176	39.7	22.6
0.40	0.6711	2.2923	35.2	20.9
$\delta = 15.0$				
0.00	0.2802	1.9323	57.5	44.0
0.05	0.3098	1.9055	55.0	43.0
0.10	0.3428	1.8767	52.4	41.8
0.15	0.3798	1.8456	49.5	40.6
0.20	0.4216	1.8119	46.3	39.2
0.25	0.4693	1.7751	42.8	37.6
0.30	0.5243	1.7346	39.1	35.8
0.35	0.5887	1.6896	35.0	33.7
0.40	0.6658	1.6386	30.5	31.2
$\delta = -15$				
0.00	0.3839	5.0700	65.2	20.3
0.05	0.4131	4.8652	63.5	19.8
0.10	0.4442	4.6569	61.5	19.4
0.15	0.4777	4,4447	59.3	18.9
0.20	0.5138	4.2276	56.8	18.3
0.25	0.5529	4.0048	54.1	17.6
0.30	0.5958	3.7745	50.9	16.9
0.35	0.6432	3.5349	47.3	16.0
0.40	0.6966	3.2826	42.9	14.9
$\delta = 1/2 \phi$				
0.00	0 2790	1 8987	57.4	44 7
0.00	0.3087	1.8735	55.0	43.6
0.00	0.3417	1 8464	52.3	42.5
0.15	0.3787	1.8170	49.3	41.2
0.10	0.4206	1 7850	46.2	39.8
0.25	0.4684	1.7500	42.7	38.2
0.30	0.5236	1.7114	39.0	36.4
0.35	0.5883	1.6682	34.9	34.3
0.40	0.6659	1.6193	30.4	31.8
$\delta = -1/2 d$	5			
0.00	0 3870	5 1600	65.5	20.0
0.00	0.4161	4 9496	63.7	19.6
0.05	0 4472	4 7357	61 7	19.0
0.15	0 4805	4 5179	59.6	18.6
0.15	0.5165	4 2952	57.2	18.1
0.25	0.5555	4 0666	54.4	17.4
0.30	0.5981	3,8306	51 3	16.6
0.35	0.6451	3.5851	47.6	15.8
0.40	0.6981	3.3268	43.3	14.7
$\delta = 2/3 h$		2.0200		,
0.00	0 2676	1 5623	56.6	527
0.00	0.2070	1 5529	54.0	51.5
0.05	0 3304	1.5529	51.0	50.3
0.15	0.3679	1 5289	48.2	48.9
0.20	0.4107	1.5139	45.0	47.4
0.25	0.4599	1.4964	41.5	45 7
0.30	0.5172	1.4760	37.6	43.7
0.35	0.5851	1.4521	33.5	41.3
0.40	0.6674	1.4235	29.0	38.5
$\delta = -2/3 d$	5			
0.00	0 4254	6 2491	68 3	174
0.00	0.4541	5 9701	66.8	17.4
0.05	0 4844	5 6875	65.1	167
0.15	0 5166	5 4006	63.2	16.3
0.15	0.5509	5 1084	61.0	15.8
0.20	0.5876	4 8098	58.5	15.3
0.30	0.6272	4,5031	55 7	14.6
0.35	0.6704	4.1859	52.3	13.9
0.40	0.7183	3.8542	48.2	13.0

表 C12-1 土壓係數參考值(續 5)

φ=32.0

 $\phi = 33.0$ $\delta = 0.0$

$\delta = 0.0$					
k	Ka∙cosδ	Kp·cosδ	ζα	ζp	Г
0.00	0.3073	3.2546	61.0	29.0	
0.05	0.3362	3.1632	58.8	28.3	
0.10	0.3678	3.0690	56.5	27.6	
0.15	0.4025	2.9719	54.0	26.8	
0.20	0.4408	2.8711	51.2	25.9	
0.25	0.4833	2.7661	48.1	25.0	
0.30	0.5309	2.6560	44.7	23.9	
0.35	0.5848	2.5396	40.9	22.6	
0.40 S -15 0	0.0409	2.4130	30.7	21.1	
0 =15.0	0.2606	2 0011	50.2	42.1	–
0.00	0.2090	2.0011	55.2	45.1	
0.03	0.3306	1.9735	53.1	41.0	
0.15	0.3666	1.9122	50.3	39.8	
0.20	0.4072	1.8778	47.2	38.5	
0.25	0.4532	1.8405	43.9	37.1	
0.30	0.5060	1.7998	40.3	35.4	
0.35	0.5674	1.7547	36.4	33.5	
0.40	0.6401	1.7043	32.1	31.3	
$\delta = -15$					_
0.00	0.3667	5.3522	65.4	19.9	
0.05	0.3954	5.1406	63.6	19.5	
0.10	0.4261	4.9259	61.7	19.1	
0.15	0.4590	4.7073	59.6	18.6	
0.20	0.4945	4.4842	57.2	18.0	
0.25	0.5329	4.2557	54.5 51.5	1/.4	
0.30	0.5749	4.0205	31.3 48.1	10.7	
0.33	0.6210	3 5211	44 1	15.9	
$\delta = 1/2 \phi$	0.0720	5.5211	11.1	15.0	L
$\frac{0}{0.00}$	0 2674	1 9316	58.0	44 4	Г
0.05	0.2963	1.9073	55.6	43.4	
0.10	0.3285	1.8810	52.9	42.3	
0.15	0.3645	1.8526	50.1	41.0	
0.20	0.4052	1.8217	47.0	39.7	
0.25	0.4515	1.7880	43.7	38.2	
0.30	0.5047	1.7508	40.0	36.5	
0.35	0.5666	1.7096	36.1	34.6	
0.40	0.6401	1.6632	31.8	32.3	L
$\delta = -1/2 \phi$)		<	10.1	-
0.00	0.3723	5.5511	65.8	19.4	
0.05	0.4010	5.3278	64.1	19.0	
0.10	0.4510	5.1011	02.2 60.1	18.0	
0.15	0.4044	4.6703	57.8	10.1	
0.20	0.5377	4 3946	55.1	17.0	
0.30	0.5792	4.1469	52.2	16.3	
0.35	0.6248	3.8905	48.8	15.6	
0.40	0.6756	3.6225	44.8	14.6	
$\delta = 2/3 \phi$					
0.00	0.2562	1.5761	57.2	52.4	Г
0.05	0.2850	1.5677	54.6	51.4	
0.10	0.3174	1.5577	51.9	50.2	
0.15	0.3539	1.5459	49.0	48.9	
0.20	0.3954	1.5322	45.8	47.4	
0.25	0.4430	1.5161	42.4	45.8	
0.30	0.4982	1.49/5	38./ 217	45.9 11 7	
0.55	0.5052	1.4/33	30.4	301	
$\delta = 2/2 d$	0.0112	1.177	50.4	57.1	L
0.00	0.4100	6 8307	68.6	167	Г
0.00	0.4383	6 5292	67.1	16.7	
0.10	0.4683	6.2242	65.4	16.1	
0.15	0.5000	5.9149	63.6	15.7	
0.20	0.5337	5.6006	61.5	15.3	
0.25	0.5698	5.2903	59.2	14.8	
0.30	0.6085	4.9524	56.3	14.3	
0.35	0.6506	4.6147	53.3	13.6	
0.40	0.6967	4.2640	49.6	12.8	L

$\delta = 0.0$				
k	Kaccoso	Knicoso	Ča	Zn
0.00	0.2040	2 2021	5 ¹⁴	205
0.00	0.2948	3.3921	61.5	28.5
0.05	0.3231	3.2988	59.4	27.9
0.10	0.3541	3.2030	57.1	27.2
0.15	0 2000	3 10/1	516	26.5
0.13	0.3880	3.1041	54.0	20.5
0.20	0.4253	3.0019	51.9	25.6
0.25	0.4666	2.8956	48.9	24.7
0.30	0 5127	2 7846	54 7	23.7
0.25	0.5(4)	2.7070	42.1	23.7
0.35	0.5646	2.00//	42.1	22.6
0.40	0.6240	2.5434	38.1	21.2
$\delta = 15.0$				
0.00	0.0500	2.072.4	50.0	42.2
0.00	0.2592	2.0/24	58.8	42.2
0.05	0.2874	2.0441	56.4	41.2
0.10	0.3188	2.0138	53.9	40.2
0.15	0 3539	1 0914	51 1	30.1
0.13	0.5558	1.7014	J1.1	37.1
0.20	0.3931	1.9465	48.1	37.9
0.25	0.4376	1.9088	44.9	36.5
0.30	0 4885	1 8677	41.4	35.0
0.30	0.7005	1.00//	71. 7	22.0
0.35	0.5472	1.8226	51.1	33.3
0.40	0.6161	1.7726	.33.6	31.3
$\delta = -15$				
0.00	0.2501	5 (540	(= (10.5
0.00	0.3501	5.6549	65.6	19.5
0.05	0.3784	5.4364	63.9	19.1
0.10	0.4086	5.2147	62.0	187
0.15	0.4410	1 0001	50.0	10.7
0.15	0.4410	4.9894	59.9	18.3
0.20	0.4759	4.7598	57.6	17.8
0.25	0.5136	4.5249	55.0	17.2
0.30	0 5546	4 2838	52.1	16.6
0.30	0.5540	1.2030	40.0	15.0
0.35	0.5996	4.0348	48.8	15.9
0.40	0.6496	3.7756	45.1	16.0
$\delta = 1/2 h$				
0.00	0.25(1	1.0/4/	50 (4.4.1
0.00	0.2561	1.9646	58.6	44.1
0.05	0.2843	1.9412	56.2	43.1
0.10	0.3157	1,9159	53.6	42.0
0.15	0.2500	1 0001	50.0	40.0
0.13	0.5508	1.0004	50.8	40.9
0.20	0.3904	1.8587	47.8	39.6
0.25	0.4352	1.8262	44.6	38.2
0.30	0 4865	1 7905	41 1	36.6
0.25	0.4005	1.7505	27.2	24.0
0.35	0.5460	1./511	57.5	34.8
0.40	0.6160	1.7069	33.2	32.7
$\delta = -1/2 d$	<u>.</u>			
<u>σ -1/2</u> φ	0.2500	5 00/1	(()	10.7
0.00	0.3580	5.9861	66.2	18.7
0.05	0.3863	5.7484	64.5	18.4
0.10	0.4164	5,5074	62.6	18.0
0.15	0 1104	5 7679	60.6	176
0.13	0.4460	5.2028	00.0	17.0
0.20	0.4831	5.0137	58.4	17.1
0.25	0.5024	4.7593	55.8	16.6
0.30	0 5608	4 4985	53 0	16.0
0.50	0.000	4 2205	40.9	15.0
0.35	0.0050	4.2295	49.8	15.5
0.40	0.6539	3.9500	46.1	14.5
$\delta = 2/3 \phi$				
0.00	0.2452	1 5005	57.0	52.2
0.00	0.2452	1.5895	57.8	52.2
0.05	0.2733	1.5821	55.3	51.2
0.10	0.3048	1.5732	52.6	50.0
0.15	0 3404	1 5626	49.7	48.8
0.15	0.3404	1.5020	+7.1	47.0
0.20	0.3807	1.5501	46.6	4/.4
0.25	0.4268	1.5353	43.3	45.8
0.30	0.4801	1.5181	39.7	44.1
0.25	0.5424	1 4079	35.0	12.1
0.55	0.5424	1.49/0	33.9	42.1
0.40	0.6166	1.4737	31.8	39.7
$\delta = -2/3 d$, ,			
0.00	0 3049	7 4056	68.0	16.0
0.00	0.3948	7.4930	00.9	10.0
0.05	0.4228	7.1683	67.4	15.7
0.10	0.4524	6.8376	65.8	15.4
0.15	0.4836	6.5029	64.0	15.1
0.20	0.5169	6 1624	62.0	14.7
0.20	0.5108	0.1034	02.0	14./
0.25	0.5522	5.8181	59.8	14.3
0.30	0.5901	5.4656	57.2	13.8
0.35	0.6311	5 1041	54 3	13.3
0.35	0.0311	4 7207	50.0	10.5
0.40	0.6/5/	4.7307	50.9	12.6

\$\phi = 34.0					
$\delta = 0.0$					_
k	Ka∙cosδ	Kp∙cosδ	ζα	ζp	
0.00	0.2827	3.5371	62.0	28.0	ſ
0.05	0.3105	3.4419	59.9	27.4	
0.10	0.3407	3.3442	57.7	26.8	
0.15	0.3738	3.2437	55.3	26.1	
0.20	0.4102	3.1398	52.6	25.3	
0.23	0.4951	2 9201	49.0	24.5	
0.30	0.5452	2.9201	43.2	22.5	
0.40	0.6020	2.6782	39.4	21.3	
$\delta = 15.0$					L
0.00	0.2491	2.1465	59.5	43.1	Г
0.05	0.2767	2.1175	57.1	40.4	
0.10	0.3072	2.0866	54.6	39.5	
0.15	0.3413	2.0535	51.9	38.4	
0.20	0.3795	2.0181	49.0	37.3	
0.25	0.4226	1.9799	45.9	36.0	
0.30	0.4716	1.9386	42.5	34.6	
0.35	0.5279	1.8935	38.9	33.0	
0.40	0.5934	1.8438	35.0	31.2	L
$\delta = -15$	0.2242	5 0805	65.0	10.1	Г
0.00	0.3342	5.9605	64.1	19.1	
0.05	0.3020	5 5254	62.2	18.4	
0.15	0.4236	5.2928	60.2	18.0	
0.20	0.4578	5.0561	57.9	17.5	
0.25	0.4948	4.8145	55.5	17.0	
0.30	0.5349	4.5670	52.7	16.4	
0.35	0.5788	4.3123	49.6	15.8	
0.40	0.6273	4.0482	46.1	15.0	L
$\delta = 1/2 \phi$					-
0.00	0.2452	1.9979	59.2	43.7	
0.05	0.2727	1.9/53	56.8	42.8	
0.10	0.3034	1.9510	51.5	41.8	
0.13	0.3376	1.9240	48.6	40.7	
0.20	0.4195	1.8555	45.5	38.2	
0.30	0.4691	1.8305	42.1	36.7	
0.35	0.5263	1.7928	38.4	35.0	
0.40	0.5931	1.7507	34.5	33.1	
$\delta = -1/2 \phi$	5				
0.00	0.3440	6.4717	66.6	18.1	Γ
0.05	0.3718	6.2180	64.9	17.7	
0.10	0.4014	5.9613	63.1	17.4	
0.15	0.4330	5.7009	61.1	17.0	
0.20	0.4669	5.4363	58.9	16.6	
0.25	0.5034	5.1666	50.5	16.1	
0.30	0.5428	4.8908	50.8	15.0	
0.40	0.6330	4.3145	47.3	14.3	
$\delta = 2/3 \phi$	0.0000		.,		L
0.00	0.2346	1.6025	58.4	52.0	Г
0.05	0.2620	1.5962	55.9	51.0	
0.10	0.2928	1.5883	53.3	49.9	
0.15	03273	1.5789	50.5	48.7	
0.20	0.3665	1.5676	47.4	47.3	
0.25	0.4112	1.5542	44.2	45.9	
0.30	0.4627	1.5584	40.7	44.2	
0.35	0.5220	1.3198	37.0	42.4 40.2	
$\frac{0.40}{8 - 2/2}$	0.3734	1.77/7	55.1	+ 0.∠	L
$0 - 2/3 \psi$	0 3700	8 2606	60.2	15.3	Г
0.00	0.3799	0.2000 7 9037	67.7	15.5	
0.10	0.4367	7.5436	66.2	14.8	
0.15	0.4675	7.1796	64.4	14.5	
0.20	0.5002	6.8109	62.5	14.2	
0.25	0.5349	6.4368	60.4	13.8	
0.30	0.5720	6.0559	57.9	13.4	
0.35	0.6120	5.6666	55.2	12.9	
0.40	0.6553	5.2663	51.9	12.3	

$\phi = 35.0$				
7 0000				
$\delta = 0.0$				
1_	Varans	Variation	×	7
K	Ka·coso	кр·coso	ζα	ζp
0.00	0.2710	3 6902	62.5	27.5
0.00	0.2/10	5.0702	02.5	27.5
0.05	0.2981	3.5930	60.5	26.9
0.10	0 3277	3 4034	58.3	26.4
0.10	0.3277	2,2010	50.5	20.4
0.15	0.3601	3.3910	55.9	25.7
0.20	0 3956	3 2855	53.3	25.0
0.20	0.3750	5.2055	55.5	25.0
0.25	0.4347	3.1764	50.6	24.2
0.30	0.4780	3 0630	17.6	23 /
0.30	0.4780	5.0050	47.0	23.4
0.35	0.5265	2.9446	44.3	22.4
0.40	0.5911	2 8100	40.7	21.2
0.40	0.3811	2.8199	40.7	21.5
$\delta = 15.0$				
0 -15.0			1	
0.00	0.2393	2.2236	60.1	40.5
0.05	0.2662	2 1020	57.0	20.6
0.05	0.2002	2.1959	37.0	39.0
0.10	0.2960	2.1623	55.4	38.7
0.15	0.2202	2 1 2 9 7	52.7	277
0.15	0.3292	2.128/	52.7	37.7
0.20	0.3664	2.0928	49.9	36.6
0.25	0.4001	2.0542	16.0	25.5
0.25	0.4081	2.0542	46.9	35.5
0.30	0.4554	2.0126	43.6	34.1
0.25	0.5004	1.0(74	40.1	22.7
0.35	0.5094	1.90/4	40.1	32.1
0.40	0.5720	1.9180	36.4	31.0
	0.0720	1.7100		21.0
$\delta = -15$				
0.00	0 3180	6 3 3 1 /	66.1	187
0.00	0.3109	0.3314	00.1	10./
0.05	0.3462	6.0973	64.4	18.4
0.10	0 3754	5 8602	62.5	18.0
0.10	0.5734	5.8002	02.3	10.0
0.15	0.4067	5.6198	60.5	17.6
0.20	0.4402	5 2055	59.2	17.2
0.20	0.4403	5.3833	38.3	17.2
0.25	0.4766	5.1266	55.9	16.8
0.20	0.5150	4 0701	52.2	16.0
0.30	0.5158	4.8/21	55.5	16.2
0.35	0 5586	4 6108	50.3	15.6
0.55	0.5500	1.0100	47.0	15.0
0.40	0.6057	4.3411	47.0	15.0
8-1/24				
$v = 1/2 \varphi$	1	r		·
0.00	0.2347	2.0314	59.7	43.4
0.05	0.2616	2 0007	57 4	12.5
0.05	0.2010	2.0097	57.4	42.5
0.10	0.2914	1.9863	54.9	41.5
0.15	0.2240	1.0(10	52.2	40.5
0.15	0.3248	1.9610	52.5	40.5
0.20	0.3622	1 9334	49.4	393
0.20	0.3022	1.0025	46.0	20.1
0.25	0.4044	1.9035	46.3	38.1
0.30	0 4524	1 8707	43.0	36.7
0.50	0.4524	1.0707	45.0	30.7
0.35	0.5075	1.8346	39.5	35.2
0.40	0.5715	1 7946	357	33.4
0.40	0.3713	1./940	55.7	55.4
$\delta = -1/2 \sigma$	6			
0 1/2 4	,			
0.00	0.3303	7.0162	66.9	17.4
0.05	0 3577	6 7447	65 3	17.1
0.05	0.3377	0./++/	05.5	1/.1
0.10	0.3868	6.4702	63.5	16.8
0.15	0 4178	6 1923	61.6	16.5
0.15	0.4511	5.0102	50.5	16.5
0.20	0.4511	5.9102	59.5	16.1
0.25	0 4867	5 6234	57.2	15.7
0.20	0.5050	5.0204	57.2	15.7
0.30	0.5252	5.3308	54.6	15.2
0.35	0.5670	5.0310	517	147
0.35	0.0107	4 7004	40.4	14.0
0.40	0.6127	4.7224	48.4	14.0
$\delta = 2/3 A$				
$v = 2i5\psi$			a c -	
0.00	0.2244	1.6150	58.9	51.8
0.05	0.2511	1 6007	56.5	50.9
0.05	0.2311	1.009/	50.5	50.0
0.10	0.2811	1.6030	53.9	49.7
0.15	0 3147	1 50/7	51.2	48.6
0.15	0.514/	1.394/	51.2	40.0
0.20	0.3528	1.5847	48.2	47.3
0.25	0 3062	1 5726	15 1	45.0
0.23	0.3902	1.5/20	45.1	43.9
0.30	0.4460	1.5583	41.7	44.3
0.25	0 5027	1 5414	39.1	126
0.55	0.3037	1.3414	30.1	42.0
0.40	0.5715	1.5214	34.3	40.6
S - 0/2				· · · · · ·
o = -2/3 q	/			
0.00	0 3652	9 1469	69 5	14.6
0.00	0.2025	0.75(0)	07.5	14.0
0.05	0.3925	8.7560	68.1	14.4
0.10	0.4213	8.3618	66.5	14.1
0.10	0.4515	7.0(20	64.0	12.0
0.15	0.4517	7.9639	64.8	13.9
0.20	0 4838	7 5616	63.0	13.6
0.20	0.7030	7.5010	05.0	13.0
0.25	0.5179	7.1539	60.9	13.3
0.30	0 5542	6 7200	58.6	12.9
	() >>44	11 / 199		14.7
0.50	0.5543	0.7399	50.0	10.7
0.35	0.5543 0.5932	6.3180	56.0	12.5

表 C12-1 土壓係數參考值(續 7)

φ=36.0				
δ =0.0				
k	Ka•cosδ	Kp·cosδ	ζα	ζp
0.00	0.2596	3.8518	63.0	27.0
0.05	0.2862	3.7526	61.0	26.5
0.10	0.3151	3.6510	58.8	25.9
0.15	0.3468	3.5467	56.5	25.3
0.20	0.3814	3.4393	54.0	24.7
0.23	0.4195	3.3287	48.4	23.9
0.35	0.5084	3.0945	45.3	22.3
0.40	0.5610	2.9692	41.8	21.3
δ =15.0	•			1
0.00	0.2298	2.3037	60.7	39.7
0.05	0.2561	2.2734	58.5	38.9
0.10	0.2851	2.2413	56.1	38.0
0.15	0.3175	2.2071	53.5	37.0
0.20	0.3536	2.1707	50.7	36.0
0.25	0.3941	2.1317	4/.8	34.9
0.30	0.4398	2.0899	44.0	33.7
0.40	0.5516	1.9954	37.7	30.9
$\delta = -15$				
0.00	0.3041	6.7101	66.3	18.3
0.05	0.3310	6.4673	64.7	18.0
0.10	0.3597	6.2218	62.8	17.7
0.15	0.3904	5.9730	60.9	17.3
0.20	0.4234	5.7204	58.7	16.9
0.25	0.4589	5.4635	56.4	16.5
0.30	0.49/3	5.2013	53.8	16.0
0.55	0.5391	4.9528	31.0 47.8	13.5
$\delta = 1/2 \phi$	0.5045	4.0500	47.0	14.9
0.00	0.2246	2.0650	60.3	43.1
0.05	0.2508	2.0443	58.0	42.2
0.10	0.2799	2.0219	55.6	41.3
0.15	0.3124	1.9976	53.0	40.3
0.20	0.3488	1.9713	50.2	39.2
0.25	0.3898	1.9425	47.2	38.0
0.30	0.4363	1.9112	44.0	30.7
0.33	0.4894	1.8707	36.9	33.6
$\delta = -1/2 a$	6	1.0507	50.9	55.0
0.00	0.3710	7.6295	67.3	16.7
0.05	0.3438	7.3381	65.7	16.5
0.10	0.3725	7.0437	64.0	16.2
0.15	0.4029	6.7460	62.1	15.9
0.20	0.4355	6.4444	60.0	15.6
0.25	0.4704	6.1381	57.8	15.2
0.30	0.5080	5.8264	55.5 52.6	14.8
0.33	0.5487	5 1814	49.5	13.8
$\delta = 2/3 h$	0.0747	2.1017	17.5	10.0
0.00	0.2146	1.6270	59.5	51.6
0.05	0.2406	1.6229	57.2	50.6
0.10	0.2698	1.6173	54.6	49.6
0.15	0.3026	1.6102	51.9	48.4
0.20	0.3396	1.6014	49.0	47.2
0.25	0.3718	1.5907	45.9	45.9
0.30	0.4299	1.57/8	42.0	44.4 42.8
0.33	0.5507	1.5025	35.1	40.9
$\delta = -2/3 \alpha$	b	1.5777	55.4	10.9
0.00	0.3509	10,1822	69.8	13.9
0.05	0.3778	9.7515	68.4	13.7
0.10	0.4062	9.3176	66.9	13.5
0.15	0.4361	8.8802	65.2	13.2
0.20	0.4677	8.4385	63.4	13.0
0.25	0.5011	7.9918	61.5	12.7
0.30	0.5368	7.5389	59.2	12.4
0.35	0.5748	7.0780	53.0	12.0
0.70	0.0150	0.0000	55.7	11.0

φ=37.0				
$\delta = 0.0$				
k	Ka•cosδ	Kp·cosδ	ζα	ζp
0.00	0.2486	4.0228	63.5	26.5
0.05	0.2746	3.9214	61.5	26.0
0.10	0.3029	3.8178	59.4	25.5
0.15	0.3338	3.7115	57.2	24.9
0.20	0.3676	3.6024	54.7	24.3
0.25	0.4047	3.4899	52.1	23.6
0.30	0.4456	3.3737	49.3	22.9
0.35	0.4910	3.2529	46.2	22.1
0.40	0.5417	3.1269	42.9	21.2
$\delta = 15.0$	r		-	1
0.00	0.2205	2.3873	61.3	38.9
0.05	0.2462	2.3564	59.1	38.1
0.10	0.2745	2.3237	66.8	37.3
0.15	0.3061	2.2890	54.3	36.4
0.20	0.3412	2.2521	51.6	35.4
0.25	0.3805	2.2128	48.7	34.4
0.30	0.4247	2.1706	45.6	33.3
0.35	0.4/48	2.1253	42.4	32.0
0.40	0.5321	2.0763	38.9	30.6
$\delta = -15$	0.0000	5 1107		15.0
0.00	0.2900	7.1196	66.6	17.8
0.05	0.3163	6.8676	65.0	17.6
0.10	0.3445	6.6129	63.2	17.3
0.15	0.3746	6.3550	61.2	17.0
0.20	0.4070	6.0936	59.1	16.6
0.25	0.4418	5.8280	56.9	16.2
0.30	0.4/94	5.5574	54.4	15.8
0.35	0.5202	5.2810	51./	15.5
0.40	0.3647	4.9975	48.0	14./
$\delta = 1/2 \phi$	0.21.49	2 0000	(0.0	42.0
0.00	0.2148	2.0988	60.9	42.8
0.05	0.2404	2.0791	56.0	41.9
0.10	0.2000	2.0378	52.6	41.0
0.13	0.3004	2.0340	50.0	20.0
0.20	0.3358	2.0094	48.0	39.0
0.25	0.4208	1.9520	44.9	367
0.30	0.4721	1.9520	41.6	35.3
0.55	0.5312	1.8829	38.0	33.8
$\delta = 1/2 d$	6	1.002)	50.0	55.0
$0 - 1/2 \varphi$	0 3030	8 3 3 3 8	67.7	16.1
0.00	0.3039	8.0099	66.1	15.0
0.05	0.3584	7 6931	64 A	15.9
0.15	0 3884	7 3731	62.6	15.3
0.20	0.4203	3.0494	60.6	15.0
0.25	0.4545	6.7212	58.4	14.7
0.30	0.4912	6.3877	56.0	14.3
0.35	0.5308	6.0480	53.4	13.9
0.40	0.5737	5.7006	50.5	13.4
$\delta = 2/3 \phi$				
0.00	0.2051	1.6386	60.1	51.3
0.05	0.2305	1.6356	57.8	50.4
0.10	0.2589	1.6311	55.3	49.4
0.15	0.2909	1.6252	52.6	48.3
0.20	0.3269	1.6176	49.8	47.2
0.25	0.3678	1.6082	46.7	45.9
0.30	0.4145	1.5968	43.5	44.5
0.35	0.4683	1.5831	40.1	42.9
0.40	0.5309	1.5668	36.5	41.2
$\delta = -2/3 \phi$	6			
0.00	0.3386	11.4019	70.1	13.1
0.05	0.3633	10.9245	68.7	13.0
0.10	0.3913	10.4441	67.2	12.8
0.15	0.4207	9.9602	65.6	12.6
0.20	0.4518	9.4722	63.9	12.4
0.25	0.4847	8.9793	62.0	21.1
0.30	0.5196	8.4806	59.9	11.9
0.35	0.5568	7.8748	57.5	11.5
0.40	0.5966	7.4602	54.8	11.2

	$\phi = 38.0$					
	$\delta = 0.0$					
ſ	k	Ka·cosδ	Kp·cosδ	ζα	ζp	
ľ	0.00	0.2379	4.2037	64.0	26.0	
	0.05	0.2633	4.1002	62.1	25.5	
	0.10	0.2910	3.9944	60.0	25.0	
	0.15	0.3212	3.8861	57.8	24.5	
	0.20	0.3542	3.7750	55.4	23.9	
	0.25	0 3903	3 6607	52.9	23.3	
	0.30	0.4301	3 5428	50.1	22.6	
	0.35	0.4501	3 4206	47.2	21.0	
	0.35	0.5231	3 2935	44.0	21.5	
L	S -15 0	0.5251	5.2755	11.0	21.1	
Г	0 -13.0	0.2115	2 4744	(1.0	20.1	
	0.00	0.2115	2.4/44	50.8	27.4	
	0.03	0.2505	2.4429	59.8	37.4	
	0.10	0.2042	2.4097	57.5	30.0	
	0.15	0.2949	2.3745	55.0	35.7	
	0.20	0.3291	2.3372	52.4	34.8	
	0.25	0.4101	2.2975	49.0	33.9	
	0.30	0.4585	2.2551	40.0	32.8	
	0.35	0.5135	2.2097	43.4	31.7	
L	0.40		2.1008	40.1	30.4	
Г	$\delta = -15$	0.05(0	= = (22		17.4	. –
ļ	0.00	0.2763	7.5633	66.9	17.4	
ļ	0.05	0.3022	7.3014	65.3	17.2	
ļ	0.10	0.3298	7.0369	63.5	16.9	
I	0.15	0.3594	6.7693	61.6	16.6	
	0.20	0.3911	6.4982	59.6	16.3	
	0.25	0.4252	6.2232	57.3	15.9	
	0.30	0.4620	5.9435	54.9	15.5	
	0.35	0.5018	5.6583	52.3	15.1	
L	0.40	0.5451	5.3664	49.4	14.6	
г	$\delta = 1/2 \phi$. –
	0.00	0.2053	2.1328	61.5	42.5	
	0.05	0.2303	2.1142	59.2	41.7	
	0.10	0.2580	2.0939	56.9	40.8	
	0.15	0.2888	2.0718	54.3	39.9	
	0.20	0.3233	2.0478	51.6	38.9	
	0.25	0.3621	2.0216	48.8	37.8	
	0.30	0.4058	1.9930	45.7	36.6	
	0.35	0.4555	1.9618	42.5	35.3	
L	0.40	0.5124	1.9273	39.1	33.9	
	$\delta = -1/2 \phi$. –
	0.00	0.2911	9.1140	68.0	15.4	
	0.05	0.3171	8.7747	66.5	15.2	
	0.10	0.3447	8.4325	64.8	15.0	
	0.15	0.3741	8.0873	63.0	14.8	
ļ	0.20	0.4054	7.7383	61.1	14.5	
	0.25	0.4389	7.3851	59.0	14.2	
	0.30	0.4747	7.0270	56.7	13.9	
	0.35	0.5133	6.6629	54.2	13.5	
L	0.40	0.5550	6.2915	51.4	13.1	I L
	$\delta = 2/3 \phi$					
ĺ	0.00	0.1959	1.6497	60.7	51.1	[
I	0.05	0.2207	1.6478	58.4	50.2	
	0.10	0.2484	1.6445	55.9	49.2	
ļ	0.15	0.2895	1.6398	53.3	48.2	
ļ	0.20	0.3146	1.6334	50.5	47.1	
ļ	0.25	0.3544	1.6254	47.5	45.9	
ļ	0.30	0.3997	1.6154	44.4	44.5	
I	0.35	0.4517	1.6032	41.1	43.1	
l	0.40	0.5120	1.5886	37.6	41.4	I L
	$\delta = -2/3 \phi$					
ſ	0.00	0.3230	12.8532	70.4	12.4	[
ļ	0.05	0.3492	12.3204	69.0	12.3	
ļ	0.10	0.3767	11.7847	67.6	12.1	
ļ	0.15	0.4056	11.2456	66.0	11.9	
ļ	0.20	0.4362	10.7025	64.3	11.8	
I	0.25	0.4684	10.1548	62.5	11.5	
I	0.30	0.5026	9.6015	60.4	11.3	
I	0.35	0.5390	9.0414	58.2	11.0	
I	0.40	0.5779	8.4731	55.7	10.7	

$\phi = 39.0$				
$\delta = 0.0$				
k	Ka•cosδ	Kp·cosδ	ζα	Zp
0.00	0.2275	4.3955	64.5	25.5
0.05	0.2524	4.2896	62.6	25.1
0.10	0.2794	4.1816	60.5	24.6
0.15	0.3089	4.0711	58.4	24.1
0.20	0.3411	3.9580	56.1	23.6
0.25	0.3764	3.8417	53.6	23.0
0.30	0.4151	3.7221	50.9	22.4
0.35	0.4578	3.5984	48.1	21.7
0.40	0.5051	3.4701	45.0	20.9
$\delta = 15.0$				
0.00	0.2027	2.5652	62.6	37.4
0.05	0.2272	2.5333	60.4	36.6
0.10	0.2542	2.4995	58.1	35.9
0.15	0.2841	2.4639	55.7	35.1
0.20	0.3174	2.4262	53.2	34.3
0.25	0.3545	2.3826	50.4	33.3
0.30	0.3960	2.3436	47.5	32.4
0.35	0.4427	2.2981	44.5	31.3
0.40	0.4957	2.2493	41.2	30.1
$\delta = -15$				
0.00	0.2632	8.0452	67.2	17.0
0.05	0.2886	7.7726	65.6	16.8
0.10	0.3157	7.4975	63.9	16.5
0.15	0.3447	7.2194	62.0	16.2
0.20	0.3757	6.9380	60.0	15.9
0.25	0.4091	6.6528	57.8	15.6
0.30	0.4451	6.3631	55.5	15.3
0.35	0.4840	6.0682	52.9	14.9
0.40	0.5262	5.7671	50.2	14.4
$\delta = 1/2 \phi$				
0.00	0.1962	2.1670	62.0	42.2
0.05	0.2205	2.1494	59.8	41.4
0.10	0.2475	2.1302	57.5	40.5
0.15	0.2776	2.1093	55.0	39.6
0.20	0.3112	2.0865	52.4	38.7
0.25	0.3489	2.0616	49.6	37.7
0.30	0.3914	2.0344	46.6	36.6
0.35	0.4395	2.0047	43.5	35.4
0.40	0.4945	1.9720	40.2	34.0
$\delta = -1/2 q$) 	10.0100	60.4	
0.00	0.2787	10.0188	68.4	14.8
0.05	0.3042	9.6505	66.9	14.6
0.10	0.3313	9.2794	65.2	14.4
0.15	0.3601	8.9053	63.5	14.2
0.20	0.3908	8.52/6	01.0	13.9
0.25	0.4230	0.1439	59.0 57 4	13./
0.30	0.4380	7 2672	57.4	13.4
0.33	0.4902	6 9682	52.3	12.0
S -2/2 4	0.5500	0.7062	54.5	14./
$\sigma = 2/3 \varphi$	0 1971	1 6602	61.2	50.0
0.00	0.10/1	1.0005	50.0	50.9
0.03	0.2112	1.0595	56.6	40 1
0.10	0.2362	1.6520	54.0	48.1
0.15	0.2080	1.6339	51.3	47.0
0.20	0.3027	1 6421	48 3	45.8
0.25	0 3854	1 6335	45.3	44.5
0.35	0 4358	1 6229	42.0	43.2
0.40	0.4940	1.6099	38.6	41.6
$\delta = -2/2 \alpha$	h			
0.00	0 3095	14 5002	70.7	11.7
0.00	0.3095	14.0001	60.2	11.7
0.05	0.3533	13 3980	67 9	11.0
0.15	0.3023	12 7927	66.4	11.4
0.15	0 4208	12 1835	64.8	11.5
0.25	0 4525	11 5698	63.0	10.9
0.30	0.4860	10.9507	61.0	10.7
0.35	0.5216	10.3253	58.8	10.5
0.40	0.5595	9.6920	56.5	10.2

表 C12-1 土壓係數參考值(續 9)

$\phi = 40.0$					
$\delta = 0.0$					
k	Ka∙cosδ	Kp∙cosδ	ζa	ζn	
0.00	0.2174	4 5080	65.0	25.0	
0.00	0.2174	4.3969	62.1	23.0	
0.05	0.2418	4.4907	03.1	24.0	
0.10	0.2682	4.3803	61.1	24.2	
0.15	0.2970	4.2676	59.1	23.7	
0.20	0.3284	4.1523	56.7	23.2	
0.25	0.3628	4.0340	54.3	22.6	
0.30	0.4005	3.9124	51.7	22.1	
0.35	0.4419	3.7871	49.0	21.4	
0.40	0.4878	3.6573	46.0	20.7	
$\delta = 15.0$					
0 00	0.1042	2 6601	62.2	26.6	
0.00	0.1942	2.0001	05.2	30.0	
0.05	0.2181	2.6276	61.1	35.9	
0.10	0.2444	2.5935	58.8	35.2	
0.15	0.2736	2.5574	56.5	34.5	
0.20	0.3060	2.5193	53.9	33.7	
0.25	0.3421	2.4790	51.3	32.8	
0.30	0.3823	2.4362	48.5	31.9	
0.35	0.4275	2.3906	45.5	30.9	
0.40	0.4786	2 3418	42.3	29.8	
$\delta = 15$	0.1700	2.5 110	.2.5	27.0	
015	0.250/	8 5607	67 (16.6	
0.00	0.2506	8.309/	0/.0	10.0	
0.05	0.2754	8.2856	65.9	16.3	
0.10	0.3020	7.9990	64.2	16.1	
0.15	0.3304	7.7096	62.4	15.9	
0.20	0.3608	7.4169	60.4	15.6	
0.25	0.3935	7.1207	58.3	15.3	
0.30	0.4287	6.8202	56.0	15.0	
0.35	0.4667	6.5147	53.6	14.6	
0.40	0.5078	6 2035	50.9	14.2	
s -1/2 d	0.5070	0.2055	50.7	14.2	
$\delta = 1/2 \varphi$	0.1074	0.0010	(2)(41.0	
0.00	0.18/4	2.2013	62.6	41.9	
0.05	0.2111	2.1848	60.4	44.1	
0.10	0.2374	2.1668	58.1	40.3	
0.15	0.2668	2.1470	55.7	39.4	
0.20	0.2995	2.1254	53.1	38.5	
0.25	0.3362	2.1019	50.4	37.5	
0.30	0.3775	2.0761	47.5	36.5	
0.35	0.4241	2.0480	44.4	35.3	
0.40	0.4772	2.0170	41.2	34.1	
$\delta = -1/2 d$	6				
0.00	0.2666	11.0616	68.8	14.1	
0.00	0.2000	10.6600	67.2	12.0	
0.03	0.2910	10.0000	07.5	13.9	
0.10	0.3182	10.2557	65.7	13.8	
0.15	0.3465	9.8484	64.0	13.6	
0.20	0.3765	9.4378	62.1	13.3	
0.25	0.4086	9.0232	60.1	13.1	
0.30	0.4429	8.6040	58.0	12.9	
0.35	0.4796	8.1794	55.7	12.6	
0.40	0.5190	7.7484	53.2	12.2	
$\delta = 2/3 \phi$					
0.00	0.1786	1.6704	61.9	50.7	
0.05	0.2021	1.6708	59.6	49.8	
0.05	0 2284	1 6698	57.0	48 9	
0.10	0.2204	1.6675	51.2	47.0	
0.13	0.2360	1.0073	52.0	7/.7	
0.20	0.2912	1.003/	32.0	40.9	
0.25	0.3289	1.0583	49.1	43.8	
0.30	0.3716	1.6511	46.1	44.6	
0.35	0.4205	1.6420	43.0	43.2	
0.40	0.4768	1.6307	39.6	41.8	
$\delta = -2/3 \phi$	5				
0.00	0.2963	16.7264	71.0	10.9	
0.05	0.3216	16.0465	69.7	10.8	
0.10	0 3482	15 3639	68 3	10.7	
0.15	0.3762	14 6780	66.8	10.6	
0.15	0.3702	12 0894	65 2	10.0	
0.20	0.4057	13.7004	62.4	10.5	
0.25	0.4308	13.2943	05.4	10.5	
0.30	0.469/	12.5954	01.0	10.1	
0.35	0.5045	11.8902	59.5	9.9	
0.40	0.5415	11.1776	57.2	9.7	

<i>φ</i> =41.0				
$\delta = 0.0$				
k	Ka·cosð	Kp·cosδ	ζα	Zp
0.00	0.2077	4.8150	65.5	24.5
0.05	0.2315	4.7043	63.6	24.1
0.10	0.2373	4.3913	59.6	23.7
0.15	0.3161	4.3588	57.3	22.8
0.25	0.3496	4.2384	55.0	22.3
0.30	0.3863	4.1148	52.5	21.7
0.35	0.4266	3.9875	49.8	21.2
0.40	0.4710	3.8562	47.0	20.5
δ =15.0				
0.00	0.1859	2.7593	63.7	35.9
0.05	0.2092	2.7263	61.7	35.3
0.10	0.2349	2.6917	59.5 57.2	34.0 33.0
0.15	0.2034	2.0355	54 7	33.1
0.25	0.3300	2.5762	52.1	32.3
0.30	0.3691	2.5332	49.3	31.4
0.35	0.4129	2.4875	46.4	30.5
0.40	0.4621	2.4389	43.4	29.5
$\delta = -15$				
0.00	0.2384	9.1418	67.9	16.1
0.05	0.2627	8.8453	66.3	15.9
0.10	0.2887	8.5464	64.6	15.7
0.15	0.3160	8.2447	02.8 60.8	15.5
0.20	0.3784	7.6316	58.8	15.2
0.20	0.4128	7.3193	56.6	14.7
0.35	0.4499	7.0023	54.2	14.3
0.40	0.4899	6.6798	51.6	14.0
$\delta = 1/2 \phi$				
0.00	0.1789	2.2358	63.2	41.5
0.05	0.2020	2.2204	61.0	40.8
0.10	0.2277	2.2035	58.8	40.0
0.15	0.2363	2.1850	53.8	39.2 38.3
0.20	0.2882	2.1047	51.0	37.4
0.30	0.3640	2.1182	48.3	36.4
0.35	0.4093	2.0915	45.3	35.3
0.40	0.4606	2.0623	42.2	34.1
$\delta = -1/2 \phi$	5			
0.00	0.2548	12.2719	69.1	13.4
0.05	0.2793	11.8319	67.7	13.3
0.10	0.3054	11.3892	66.1	13.1
0.13	0.3531	10.9437	04.4 62.6	12.9
0.20	0.3940	10.0422	60.7	12.6
0.30	0.4274	9.5852	58.6	12.3
0.35	0.4633	9.1230	56.4	12.1
0.40	0.5017	8.6547	54.0	11.8
$\delta = 2/3 \phi$				
0.00	0.1704	1.6800	62.5	50.5
0.05	0.1933	1.6815	60.2	49.6
0.10	0.2189	1.0818	57.9 55.4	40./ 47.8
0.20	0.2801	1.6781	52.7	46.8
0.25	0.3167	1.6740	49.9	45.7
0.30	0.3583	1.6683	47.0	44.5
0.35	0.4057	1.6606	43.9	43.3
0.40	0.4602	1.6510	40.6	41.9
$\delta = -2/3 \phi$		10.0		10-
0.00	0.2834	19.3552	71.3	10.2
0.05	0.3083	18.5/60	/0.0 68.6	10.1
0.15	0.3620	17.0089	67.2	9.9
0.20	0.3909	16.2202	65.6	9.8
0.25	0.4214	15.4272	63.9	9.7
0.30	0.4536	14.6293	62.1	9.5
0.35	0.4877	13.8256	60.1	9.3
0.40	0.5238	13.0148	57.9	9.2

320

	φ=42.0					φ=43.0
	$\delta = 0.0$					$\delta = 0.0$
	k	Ka∙cosδ	$Kp \cdot cos\delta$	ζα	ζp	k
	0.00	0.1982	5.0447	66.0	24.0	0.00
	0.05	0.2215	4.9314	64.2	23.6	0.05
	0.10	0.2467	4.8161	62.2	23.2	0.10
	0.15	0.2742	4.6986	60.2 58.0	22.8	0.15
	0.20	0.3042	4.3780	55.7	22.4	0.20
	0.20	0.3726	4.3301	53.2	21.9	0.30
	0.35	0.4117	4.2009	50.6	20.9	0.35
	0.40	0.4548	4.0678	47.9	20.3	0.40
	δ =15.0					δ =15.0
	0.00	0.1778	2.8630	64.3	35.2	0.00
	0.05	0.2006	2.8296	62.3	34.6	0.05
	0.10	0.2257	2.7946	60.1	33.9	0.10
	0.15	0.2534	2.7578	57.9	33.3	0.15
	0.20	0.2842	2.7190	53.5 52.0	32.5	0.20
	0.20	0.3563	2.6350	50.2	31.0	0.30
	0.35	0.3987	2.5892	47.4	30.1	0.35
	0.40	0.4463	2.5406	44.4	29.2	0.40
	$\delta = -15$					$\delta = -15$
	0.00	0.2267	9.7676	68.2	15.7	0.00
	0.05	0.2505	9.4577	66.7	15.5	0.05
	0.10	0.2760	9.1453	65.0	15.3	0.10
	0.15	0.3032	8.8303	63.2	15.1	0.15
	0.20	0.3524	8.3124	50.3	14.9	0.20
	0.20	0.3974	7.8658	57.1	14.3	0.20
	0.35	0.4336	7.5362	54.8	14.0	0.35
	0.40	0.4726	7.2014	52.3	13.7	0.40
	$\delta = 1/2 \phi$					$\delta = 1/2 q$
	0.00	0.1706	2.2705	63.7	41.2	0.00
	0.05	0.1932	2.2563	61.6	40.5	0.05
	0.10	0.2182	2.2406	59.4	39.7	0.10
	0.15	0.2401	2.2255	54.5	39.0 38.1	0.13
	0.25	0.3120	2.1834	51.9	37.2	0.20
	0.30	0.3510	2.1605	49.1	36.3	0.30
	0.35	0.3949	2.1354	46.2	35.2	0.35
	0.40	0.4447	2.1079	43.1	34.1	0.40
	$\delta = -1/2 \phi$					$\delta = -1/2$
	0.00	0.2432	13.6879	69.5	12.8	0.00
	0.05	0.2673	13.2031	68.1	12.6	0.05
	0.10	0.2929	12.7158	66.5	12.5	0.10
	0.15	0.3200	11.7323	63.1	12.5	0.13
	0.25	0.3796	11.2353	61.2	12.0	0.25
	0.30	0.4124	10.7340	59.2	11.8	0.30
	0.35	0.4473	10.2278	57.1	11.6	0.35
	0.40	0.4847	9.7158	54.7	11.3	0.40
I	$\delta = 2/3 \phi$	0.1.5.15	1 (000	<i>(</i> 2 -		$\delta = 2/3 q$
	0.00	0.1642	1.6890	63.1	50.3	0.00
	0.05	0.1848	1.6917	60.8 59 5	49.4 10 6	0.05
	0.10	0.2098	1.6932	56.0	40.0	0.10
	0.20	0.2694	1.6820	53.4	46.7	0.20
	0.25	0.3050	1.6893	50.7	45.6	0.25
	0.30	0.3455	1.6849	47.8	44.5	0.30
	0.35	0.3915	1.6788	44.7	43.3	0.35
	0.40	0.4443	1.6707	41.6	42.0	0.40
1	$\delta = -2/3 \phi$	0.0500	22 (22)	71.4	0.7	$\delta = -2/3$
	0.00	0.2708	22.6585	71.6	9.5	0.00
	0.05	0.2952	21./548	70.3 60.0	9.4	0.05
	0.15	0.3479	19.9388	67.5	9.5	0.10
	0.20	0.3764	19.0258	66.0	9.1	0.20
	0.25	0.4063	18.1087	64.4	9.0	0.25
	0.30	0.4378	17.1868	62.6	8.9	0.30
	0.35	0.4712	16.2593	60.7	8.7	0.35
	0.40	0.5064	15.3250	58.6	8.6	0.40

$\delta = 0.0$				
k	Ka·cosδ	Kp·cosδ	ζα	Zp
0.00	0 1891	5 2893	66.5	23.5
0.00	0.1071	5 1733	64.7	23.5
0.05	0.2117	5.0554	62.8	23.2
0.10	0.2304	1.0252	02.8	22.0
0.15	0.2035	4.9333	59.6	22.4
0.20	0.2925	4.8128	58.6	22.0
0.25	0.3244	4.68///	56.3	21.6
0.30	0.3592	4.5596	54.0	21.1
0.35	0.3973	4.4283	51.4	20.6
0.40	0.4391	4.2932	48.8	20.0
$\delta = 15.0$				
0.00	0.1700	2.9716	64.9	34.5
0.05	0.1922	2.9378	62.9	33.9
0.10	0.2167	2.9024	60.8	33.3
0.15	0.2438	2.8653	58.6	32.7
0.20	0 2737	2 8262	56.2	32.0
0.25	0.3069	2 7851	53.7	31.3
0.20	0.3438	2.7651	51.1	30.5
0.30	0.3430	2.7410	18.2	20.7
0.33	0.3049	2.0939	46.5	29.7
0.40	0.4309	2.04/4	43.4	20.0
0 =-15	0	10 1-1-	<i>1</i> 0 · ·	
0.00	0.2154	10.4539	68.6	15.2
0.05	0.2387	10.1293	67.0	15.1
0.10	0.2636	9.8025	65.4	14.9
0.15	0.2903	9.4731	63.6	14.7
0.20	0.3189	9.1407	61.7	14.5
0.25	0.3495	8.8052	59.7	14.3
0.30	0.3824	8.4659	57.6	14.0
0.35	0.4177	8,1224	55.4	13.7
0.40	0.4558	7 7740	53.0	13.4
s -1/2 d	0.1550	/.//10	55.0	15.1
$\frac{\partial -1}{2} \psi$	0 1627	2 2052	64.2	40.0
0.00	0.1627	2.3055	64.3	40.9
0.05	0.1846	2.2923	62.2	40.2
0.10	0.2091	2.2778	60.0	39.5
0.15	0.2363	2.2618	57.7	38.7
0.20	0.2666	2.2441	55.2	37.9
0.25	0.3004	2.2246	52.6	37.0
0.30	0.3384	2.2032	49.9	36.1
0.35	0.3811	2.1796	47.0	35.2
0.40	0.4293	2.1538	44.0	34.1
$\delta = -1/2 d$	5			
0.00	0.2320	15,3592	69.9	12.1
0.05	0.2556	14 8218	68.4	12.0
0.00	0.2807	14 2820	66.9	11.8
0.15	0 3073	13 7305	65 3	11.0
0.15	0 3355	13 1028	63.6	11.7
0.20	0.3333	12.1750	61.9	11.0
0.23	0.3030	12.0440	50.0	11.4
0.30	0.39/0	12.0912	59.8	11.2
0.35	0.4317	11.5552	51.1	11.0
0.40	0.4682	10.9696	<u> </u>	10.8
$\delta = 2/3 \phi$				
0.00	0.1548	1.6975	63.6	50.0
0.05	0.1765	1.7014	61.5	49.2
0.10	0.2009	1.7041	59.1	48.4
0.15	0.2282	1.7054	56.7	47.5
0.20	0.2590	1.7055	54.1	46.5
0.25	0.2937	1.7040	51.4	45.5
0.30	0.3331	1.7010	48.6	44.5
0.35	0.3778	1.6964	45.6	43 3
0.40	0 4290	1 6899	42.5	42.1
S = 2/2 4	0.1290	1.00//		• • • • •
$o = -2/3 \varphi$	0.0594	26 0004	71.0	07
0.00	0.2584	26.8904	/1.9	8.7
0.05	0.2824	25.8276	70.6	8.6
0.10	0.3077	24.7621	69.3	8.6
0.15	0.3342	23.6937	67.9	8.5
0.20	0.3621	22.6218	66.4	8.4
0.25	0.3915	21.5460	64.8	8.3
0.30	0.4224	20.4655	63.1	8.2
0.35	0.4549	19.3797	61.2	8.1
0.40	0.4894	18.2873	59.2	8.0

港灣構造物設計基準相關條文修訂

表 C12-1 土壓係數參考值(續 11)

$\phi = 44.0$				
$\delta = 0.0$				
k	Ka·cosõ	Kn·cosô	Čа	ζ'n
0.00	0.1802	5 5500	67.0	22.0
0.00	0.1802	5.5500	67.0	23.0
0.03	0.2025	5.4515	63.2	22.7
0.10	0.2264	5.3107	63.3	22.3
0.15	0.2526	5.1879	61.3	22.0
0.20	0.2812	5.0628	59.2	21.6
0.25	0.3123	4.9351	57.0	21.2
0.30	0.3462	4.8046	54.7	20.7
0.35	0.3833	4.6710	52.2	20.3
0.40	0.4239	4.5338	49.6	19.8
$\delta = 15.0$				
0.00	0 1624	3 0853	65.5	33.8
0.00	0.1840	3.0512	63.5	33.3
0.05	0.2070	3.0155	51.4	32.7
0.10	0.2079	2 0791	50.2	22.1
0.15	0.2343	2.9781	59.2	32.1
0.20	0.2635	2.938/	56.9	31.4
0.25	0.2958	2.8974	54.5	30.8
0.30	0.3317	2.8539	51.9	30.0
0.35	0.3716	2.8080	49.2	29.3
0.40	0.4162	2.7595	46.4	28.5
$\delta = -15$				
0.00	0.2046	11.2086	69.0	14.8
0.05	0.2273	10.8682	67.4	14.6
0.10	0.2517	10 5256	65.8	14.5
0.15	0.2778	10.1804	64.0	14.3
0.15	0.2770	0 8224	62.2	14.5
0.20	0.3037	7.0324 0.4012	60.2	14.1
0.25	0.3357	9.4813	60.2 59.2	13.9
0.30	0.3678	9.1267	58.2	13.7
0.35	0.4024	8.7680	56.0	13.4
0.40	0.4395	8.4047	53.6	13.1
$\delta = 1/2 \phi$				
0.00	0.1550	2.3402	64.9	40.6
0.05	0.1764	2.3285	62.8	39.9
0.10	0.2002	2.3153	60.6	39.2
0.15	0.2267	2 3005	58.3	38.5
0.19	0.2563	2.3003	55.9	37.7
0.20	0.2303	2.2642	53.3	36.0
0.23	0.2895	2.2001	50.7	26.0
0.30	0.5202	2.2402	30.7	25.1
0.35	0.3677	2.2242	47.9	35.1
0.40	0.4145	2.2000	44.9	34.1
$\delta = -1/2 \phi$	6	-		
0.00	0.2211	17.3512	70.3	11.4
0.05	0.2442	16.7515	68.8	11.3
0.10	0.2687	16.1494	67.3	11.2
0.15	0.2948	15.5447	65.7	11.1
0.20	0.3225	14.9369	64.1	10.9
0.25	0.3519	14.3256	62.3	10.8
0.30	0.3832	13,7104	60.4	10.7
0.35	0.4165	13 0907	58.4	10.5
0.35	0.4520	12 4656	56.2	10.3
S _2/2 /	0.7320	12.4030	50.2	10.5
$o = 2/3 \phi$	0.1.17.1	1 7 . 5 .	(1.2	10.0
0.00	0.1474	1.7054	64.2	49.8
0.05	0.1686	1.7105	61.2	49.0
0.10	0.1923	1.7144	59.8	48.2
0.15	0.2190	1.7171	57.4	47.3
0.20	0.2490	1.7184	54.8	46.4
0.25	0.2828	1.7183	52.2	45.4
0.30	0.3211	1.7167	49.4	44.4
0.35	0.3646	1.7134	46.4	43.3
0.40	0.4144	1.7085	43.4	42.2
$\delta = 2/2 A$	6			
$0 - 2/3 \psi$	0.2464	22 4277	72.2	7.0
0.00	0.2464	32.43//	12.2	7.9
0.05	0.2700	31.1669	/1.0	7.9
0.10	0.2947	29.8936	69.7	7.8
0.15	0.3208	28.6174	68.3	7.8
0.20	0.3408	27.3378	66.8	7.7
0.25	0.3769	26.0544	65.2	7.6
0.30	0.4072	24.7666	63.6	7.6
0.35	0.4390	23.4735	61.8	7.5
0.40	0.4727	22.1742	59.9	7.4

φ=45.0				
$\delta = 0.0$	<i>V</i> S	W S	2	7
k	Ka·cosð	Kp·cosd	ζa (7.5	2p
0.00	0.1/10	5.8284	07.5 65.7	22.5
0.05	0.2167	5 5833	63.9	21.2
0.15	0.2423	5.4577	61.9	21.5
0.20	0.2702	5.3298	59.8	21.2
0.25	0.3005	5.1995	57.7	20.8
0.30	0.3336	5.0664	55.4	20.4
0.35	0.3696	4.9304	53.0	20.0
0.40	0.4091	4.7909	50.5	19.5
δ =15.0				
0.00	0.1550	3.2046	66.1	33.1
0.05	0.1761	3.1702	64.1	32.6
0.10	0.1994	3.1342	02.1 50.0	32.1 21.5
0.15	0.2231	3.0569	57.6	30.9
0.20	0.2350	3.0154	55.2	30.2
0.30	0.3199	2.9718	52.7	29.6
0.35	0.3587	2.9259	50.1	28.8
0.40	0.4018	2.8774	47.3	28.1
$\delta = -15$				
0.00	0.1941	12.0412	69.3	14.4
0.05	0.2163	11.6835	67.8	14.2
0.10	0.2401	11.3235	66.2	14.1
0.15	0.2657	10.9612	64.4	13.9
0.20	0.2930	10.5962	62.6	13.7
0.25	0.3223	10.2281	60.7	13.5
0.30	0.3537	9.8566	56.7	13.3
0.55	0.3874	9.4812	54.3	12.1
$\delta = 1/2 \phi$	0.4237	9.1015	54.5	12.0
$0 - 1/2 \varphi$	0 1475	2 3753	65.4	40.3
0.05	0.1684	2.3648	63.4	39.6
0.10	0.1916	2.3529	61.2	38.9
0.15	0.2175	2.3395	59.0	38.2
0.20	0.2463	2.3246	56.6	37.5
0.25	0.2784	2.3079	54.1	36.7
0.30	0.3144	2.2895	54.1	35.8
0.35	0.3548	2.2691	48.7	35.0
0.40	0.4002	2.2400	43.8	54.0
$\delta = -1/2 \varphi$	0.2105	10 7520	70.7	10.7
0.00	0.2105	19.7520	69.2	10.7
0.10	0.2571	18,4008	67.8	10.5
0.15	0.2826	17.7214	66.2	10.4
0.20	0.3097	17.0390	64.5	10.3
0.25	0.3385	16.3533	62.8	10.2
0.30	0.3691	15.6638	60.9	10.1
0.35	0.4016	14.9698	59.0	9.9
0.40	0.4362	14.2708	56.9	9.8
$\delta = 2/3 \phi$	0.1402	1 7129	(1.9	40.6
0.00	0.1403	1./128	64.8	49.6 10 0
0.05	0.1009	1.7191	60.4	40.0
0.15	0.2100	1.7281	58.0	47.2
0.20	0.2392	1.7307	55.5	46.3
0.25	0.2722	1.7320	52.9	45.3
0.30	0.3095	1.7317	50.1	44.4
0.35	0.3519	1.7300	47.3	43.3
0.40	0.4002	1.7266	44.3	42.2
$\delta = -2/3 \phi$) 		 -	
0.00	0.2347	39.9123	72.5	7.2
0.05	0.2578	38.3623	71.3	7.1
0.10	0.2821	30.809/	/0.0 68.6	7.1 7.0
0.15	0 3344	33 6956	67.2	7.0
0.25	0.3626	32.1332	65.7	6.9
0.30	0.3922	30.5665	64.1	6.9
0.35	0.4234	28.9947	62.3	6.8
0.40	0.4563	27.4170	60.5	6.7

第十三章 載重

C13.1 一般說明

於設計港灣構造物時,應視需要考慮構造物自重、上載載重等。對載 重所引起之衝擊載重、煞車載重、開車起動載重及離心載重等均視需要加 以考慮。

自重係指構造物本身之重量。上載載重可概分為裝載載重 (或靜載重)與活載重兩種。裝載載重如碼頭、通棧、倉庫等裝載之散雜貨等重量。活載重如汽車、火車、裝卸機械及群眾等動態載重。

C13.2 自重<修訂>

計算自重所用之材料單位體積重量,如表 C13-1 所示。已知重量之材 料用其數值即可。

回里
.5
.8~78.3
.6
.6

表 C13-1 材料之單位重

單位:tf/m³ kN/m³

港灣構造物設計基準相關條文修訂

C13.3 裝載載重

C13.3.1 一般說明

裝載載重應依需要分別檢討常時、地震時及不均佈載重等狀況。

C13.3.2 常時裝載載重

碼頭面裝載載重,影響碼頭之安定至巨,於決定裝載載重時,應慎重 為之。一般散雜貨碼頭,為設計方便,碼頭面裝載載重可採1~3 t/m²,惟 針對特殊裝載貨物,如鋼材或鐵礦砂裝卸碼頭等高單位重之散雜貨則依實 際堆載需求採用較高之裝載載重。

C13.3.3 地震時裝載載重

設計時應考量地震發生時,於某地點是否有存有某種載重,以決定地 震時之上載載重。

C13.3.4 不均佈裝載載重

核算整個構造物安全時,可將構造物,如碼頭面、通棧或倉庫視為一 區域,將不均佈載重換算為均佈載重後予以計算。但如係巨大之集中載重 時,應以實際集中載重受力範圍加以檢討。

C13.4 活載重

C13.4.1 一般說明

活載重包含汽車、火車、施工機具、裝卸機具、及群眾等動態載重。

C13.4.2 汽車、火車及拖車等

汽車、火車及拖車等活載重,參考道路、橋樑等相關設計規範。

C13.4.3 裝卸機械

- 1.移動式裝卸機械活載重,採用全重量、最大輪載重、邊撐(Out Rigger)最大 載重,或履帶之最大接觸壓力。
- 1. 軌道式裝卸機械活載重,採用全重量,或採用車輪間隔與車輪數之最大輪 載重。

3.固定式裝卸機械活載重,採用最大載重。

 1.門型起重機、礦砂專用卸料機等大型裝卸機械,須考量地震力、風力或裝 卸時之衝擊載重等,以確保構造物之安全。

C13.4.4 群眾

群眾載重以 0.5tf/m² 為標準。對於特殊構造物或設施,考慮其利用狀況, 可降低此值。 港灣構造物設計基準相關條文修訂

第十四章 摩擦係數

構造物滑動安定計算所採用之靜摩擦係數,可參考表 C14-1 中所列之值。

表 C14-1 靜摩擦係數

1.混凝土與混凝土	0.5
2.混凝土與岩層	0.5
3.水中混凝土與岩層	0.7~0.8
4.混凝土與拋石	0.6
5.抛石與抛石	0.8
6.木材與木材	0.5(乾)~0.2(濕)
7.鋼板與混凝土	0.55

港灣構造物設計基準相關條文修訂

第三篇 工程材料 (解說)

第三篇 工程材料

第一章 概 說

港灣構造物及基礎所使用之材料,須考慮作用之外力、耐久性、安全性、 使用年限、構造型式、施工性及經濟性等,依本篇相關章節規定予以適當的 選定。但港灣之附屬設施,如給水、排水、舖面…等設施所使用的材料,則 須依各相關規定辦理。

第二章 鋼鐵材料

符號說明

- Ai: :海水中(或海土中)之保護構造物面積,m²
- E:有效電位差(驅動電壓)
- G:剪力彈性模數
- Iavg : 構造物在保護期間內之平均保護電流, A
 - I_g : 每塊犧牲陽極的發生電流, mA
 - i_i : 各環境採用之防蝕電流密度(初始極化防蝕電流密度), mA/m²
 - *L* : 陽極使用壽命, year (yr)
 - Q: 陽極消耗量, (kg/A)/yr
 - N:被保護設施所需陽極總塊數
- Ni: 浸入海水中(或海土中)被保護部位所需犧牲陽極的塊數
- R: 構件總斷面之迴轉半徑, cm
- R_a : 犠牲陽極對海水的電阻, Ω
- t:厚度,mm
- U: 陽極利用率

- W:每塊陽極原始重量,kg
- α:温度膨脹係數
- *σba*:容許彎曲壓應力,kgf/cm² (N/mm²)
- σ_{bc} :作用於斷面之彎曲力矩產生之最大壓應力, kgf/cm^2 (N/mm²)
- σ_{bt} :作用於斷面之彎曲力矩產生之最大拉應力,kgf/cm² (N/mm²)
- σ_c : 作用於斷面軸方向之壓應力, kgf/cm² (N/mm²)
- σ_{ca} : 弱軸軸方向之容許壓應力, kgf/cm² (N/mm²)
- σ_t : 作用於斷面軸方向之拉應力, kgf/cm² (N/mm²)
- σ_{ta} : 弱軸軸方向之容許拉應力, kgf/cm² (N/mm²)

C2.1 鋼鐵材料之規格及性質<修訂>

國內鋼鐵材料,已訂有中華民國國家標準者如表 C2-1。表列若有變動 以中華民國國家標準最新規定為準。非屬中華民國國家標準之鋼材,須經公 立檢驗機關或主管機關認可之單位,就其所定之尺度標準、化學成份、物理 性質及公差等,依中華民國國家標準 CNS 2608[鋼料之檢驗通則],不足時 輔以國際通行之檢驗規則 (如美國 ASTM、日本 JIS,歐洲 EN…等),檢驗 合格始得應用。

C2.2 鋼鐵材料設計用常數<修訂>

鋼材及鑄鐵之常數,可參考下列數值。下列數值為適用於一般鋼材及鑄 鐵的數值。設計時所用之材料常數,仍須以檢驗出之常數或產品出廠時所附 之常數為依據。以下數值僅供參考。

· 鋼材(鋼及鑄鋼)

彈性模數 E_s : 2.1×10⁶ kgf/cm² 2×10⁵N/mm² 剪力彈性模數 G : 8.1×10⁵ kgf/cm² 7.7×10⁴ N/mm² 溫度膨脹係數 α : 1.1×10⁻⁵ /°C

• 鑄鐵

彈性模數 E_s : 1.0×10^6 kgf/cm² 1.0×10^5 N/mm² 剪力彈性模數 G : 3.8×10^5 kgf/cm² 3.7×10^4 N/mm² 溫度膨脹係數 α : 1.02×10^{-5} /°C

鋼材種類		規格	符號			
	CNS 2473	一般結構用軋鋼料	SS330 \ SS400 \ SS490 \ SS540			
結構用鋼 材	CNS 2947	銲接結構用軋鋼料	SM400A、SM400B、SM400C、 SM490A、SM490B、 SM490C、SM490YA、SM490YB、SM520B、SM520C、 SM570			
	CNS 4269	銲接結構用耐候性熱 軋鋼料	SMA400AW · SMA400AP · SMA400BW · SMA400BP · SMA400CW · SMA400CP · SMA490AW · SMA490AP · SMA490BW · SMA490BP · SMA490CW · SMA490CP · SMA570W · SMA570P			
	CNS 4620	高耐候性軋鋼料	SPA-H \ SPA-C			
鋼管	CNS 4435	一般結構用碳鋼鋼管	STK290、STK400、STK490、STK500、STK540			
	CNS 2673	一般用途之碳鋼鍛鋼 件	SF 340A、SF 390A、SF 440A、SF 490A、SF 540A、 SF 590A、SF 540B、SF 590B、SF 640B			
	CNS 2936	黑心展性鑄鐵件	FCMB270 · FCMB310 · FCMB340 · FCMB360			
	CNS 2937	白心展性鑄鐵件	FCMW330、FCMW370、FCMWP440、FCMWP490、 FCMWP540			
	CNS 2906	碳鋼鑄鋼件	SC360 、SC410 、SC450 、SC480			
鑄鍛鋼材	CNS 4000	不銹鋼鑄鋼件	SCS1 × SCS2 × SCS3 × SCS4 × SCS5 × SCS6 × SCS11 × SCS12 × SCS13 × SCS13A × SCS14 × SCS14A × SCS15 × SCS16 × SCS16A × SCS17 × SCS18 × SCS19 × SCS22 × SCS19A × SCS20 × SCS21 × SCS23 × SCS24 × SCS2A × SCS10			
	CNS 7143	銲接結構用鑄鋼件	SCW410 \ SCW480 \ SCW450 \ SCW550 \ SCW620			
	CNS 7145	結構用高強度碳鋼及 低合金鑄鋼鋼件	SCC3 × SCC5 × SC Mn1 × SC Mn2 × SC Mn3 × SC Mn5 × SC Si Mn2 × SC Mn Cr2 × SC Mn Cr3 × SC Mn Cr4 × SC Mn M3 × SC Cr M1 × SC Cr M3 × SC NCr M2 × SC Mn Cr M2 × SC Mn Cr M3			
	CNS 1468	低碳鋼線	SWM-B、SWM-F、SWM-A、SWM-P、SWM-R、 SWM-I、SWM-N			
線材	CNS 3332	預力混凝土用鋼線及 鋼絞線	SWPR1AN、SWPD1AL、SWPD1N、SWPD1L、 SWPR1BN、SWPR1BL、SWPR2N、SWPR2L、 SWPD3N、SWPD3L、SWPR7AN、SWPR7AL、 SWPR7BN、SWPR7BL、SWPR19N、SWPR19L			
砌婊	CNS 560	鋼筋混凝土用鋼筋	光面鋼筋 SR240、SR300 竹節鋼筋 SD280、SD280W、SD420、SD420W、 SD490W、SD420W、SD590W、SD660			
<i>争问 1</i> 24	CNS 9272	預力混凝土用鋼棒	SBPR785/1030、SBPR930/1080、SBPR930/1180、 SBPR1080/1230、SBPD930/1080、SBPD1080/1230、 SBPD785/1030 (新增)、SBPD930/1180(新增)			
	CNS 7934	鋼管樁	SKK400 · SKK490			
鋼樁	CNS 7851	熱軋鋼板樁	SY295、SY390(適用 U 型、Z 型、H 型及直線型)			
	CNS 5083	H型鋼樁	SHK400 v SHK490M			
鏈條	CNS 3291	鏈條用鋼棒	SBC300 \ SBC490 \ SBC690			

表 C2-1 中華民國國家標準鋼鐵材料

C2.3 設計強度

C2.3.1 一般說明

鋼鐵材料之設計強度,除考量材料特性外,尚應考量下列各因素後決定 之。

- 設計理論與實際構造之不同。
- 構造物施工期間與完工後載重條件之不同。
- 有發生疲勞與腐蝕現象之材料其歷年變化。
- 設計載重與實際載重之不同。
- ·發生破壞時之後果。
- •構造物之重要性。
- •維護、修護及補強之難易。
- · 無法預料載重之安全性。

C2.3.2 結構用鋼鐵材料

港灣構造物若使用結構用鋼鐵材料為主要構件,其設計強度之決定,須 根據鋼結構容許應力法設計規範或鋼結構極限設計法設計規範。

C2.3.3 鋼樁及鋼管板樁

鋼樁及鋼管板樁之容許應力如表 C2-2 所示。

C2.3.4 鋼板樁<修訂>

鋼板樁之容許應力以表 C2-3 所示為準,惟仍應參考表 C2-4 中其他鋼 鐵材料之降伏強度與容許應力而決定。鋼板樁之材料選用以中華民國國家 標準 CNS 優先,亦得採用符合日本工業標準 JIS 及歐盟 EN 1993-5 標準之 鋼板樁。

表 C2-2 鋼樁、鋼管板樁容許應力

單位:kgf/cm² N/mm²

鋼鐵材料種類應力種類	SKK400,SHK400	SKK490,SHK490M		
最小降伏強度(降伏點)	2,400 235	3,200 315		
軸方向拉應力 (依淨斷面積計算)	1,400 140	1,900 185		
軸方向壓應力 (依總斷面積計算)	$\frac{L}{r} \le 18 \qquad 1400$ $\frac{L}{r} \le 18 \qquad 140$ $18 \le \frac{L}{r} \le 92 \ 1400 - 8.4 \left(\frac{L}{r} - 18\right)$ $18 \le \frac{L}{r} \le 92 \ 140 - 0.82 \left(\frac{L}{r} - 18\right)$ $\frac{L}{r} \ge 92 \qquad \frac{12,00000}{6,700 + \left(\frac{L}{r}\right)^2}$ $\frac{L}{r} \ge 92 \qquad \frac{1,200000}{6,700 + \left(\frac{L}{r}\right)^2}$	$\frac{L}{r} \le 16 \qquad 1900$ $\frac{L}{r} \le 16 \qquad 185$ $16 \le \frac{L}{r} \le 79 \ 1900 - 12 \left(\frac{L}{r} - 16\right)$ $16 \le \frac{L}{r} \le 79 \ 185 - 1.2 \left(\frac{L}{r} - 16\right)$ $\frac{L}{r} \ge 79 \qquad \frac{12,000000}{5,000 + \left(\frac{L}{r}\right)^2}$ $\frac{L}{r} \ge 79 \qquad \frac{1,200000}{5,000 + \left(\frac{L}{r}\right)^2}$		
 彎曲拉應力(依淨斷面積計算)	1.400 140	1.900 185		
彎曲壓應力(依總斷面積計算)	1,400 140	1,900 185		
構件承受軸向力及彎曲力矩	(1)軸方向為拉力時 $\sigma_{t}+\sigma_{bt} \leq \sigma_{ta}$ 且- $\sigma_{t}+\sigma_{bc} \leq \sigma_{ba}$ (2)軸方向為壓力時 $\frac{\sigma_{c}}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{ba}} \leq 1.0$			
剪應力(依總斷面積計算)	800 80	1,100 105		

--資料來源:日本港灣協會,港灣の施設の技術上の基準・同解說,1999

上表各項符號說明如下:

L: 構件之有效彎曲長度(cm) r: 構件總斷面之迴轉半徑(cm) $\sigma_t: 作用於斷面軸方向之拉應力(kgf/cm²) (N/mm²)$ $\sigma_c: 作用於斷面軸方向之壓應力(kgf/cm²) (N/mm²)$ $\sigma_{bt}: 作用於斷面之彎曲力矩產生之最大拉應力(kgf/cm²) (N/mm²)$ $\sigma_{bc}: 作用於斷面之彎曲力矩產生之最大壓應力(kgf/cm²) (N/mm²)$ $\sigma_{ta}: 弱軸軸方向之容許拉應力(kgf/cm²) (N/mm²)$ $\sigma_{ca}: 弱軸軸方向之容許壓應力(kgf/cm²) (N/mm²)$ $\sigma_{ba}: 容許彎曲壓應力(kgf/cm²) (N/mm²)$

第三篇 工程材料 第二章 鋼鐵材料

表 C2-3 鋼板樁容許應力

單位:kgf/cm² N/mm²

鋼鐵材料	SV205	SV200	S240CD	SOTOCD	SZOCD	9255CD	S200CD	S420CD
應力種類	51295	51390	5240GP	5270GP	5520GP	5555GP	5390GP	5450GP
最小降伏強度(降	3,000	4,000	2,500	2,750	3,250	3,620	4,000	4,380
伏點)	(295)	(390)	(240)	(270)	(320)	(355)	(390)	(430)
彎曲拉應力(依淨	1,800	2,400	1,500	1,650	1,950	2,170	2,400	2,600
斷面積計算)	(180)	(235)	(144)	(162)	(192)	(213)	(235)	(258)
彎曲壓應力(依總	1,800	2,400	1,500	1,650	1,950	2,170	2,400	2,600
斷面積計算)	(180)	(235)	(144)	(162)	(192)	(213)	(235)	(258)
剪應力(依總斷面	1,000	1,300	800	900	1,080	1,200	1,300	1,450
積計算)	(100)	(125)	(80)	(90)	(105)	(118)	(125)	(143)

表 C2-4 鋼板樁與結構用鋼鐵材料之容許應力之比較

鋼料	最小降 伏強度 (kgf/cm ²) (N/mm ²)	容許彎 曲應力 (kgf/cm ²) (N/mm ²)	容許彎曲應力 / 最小降伏強度	容許剪應力 (kgf/cm ²) (N/mm ²)	容許剪應力 / 最小降伏強度
SS400 (1.6 <t≦4時) (16<t≦40時)< td=""><td>2,400 235</td><td>1,400 140</td><td>0.58 0.59</td><td>800 80</td><td>0.33 0.34</td></t≦40時)<></t≦4時) 	2,400 235	1,400 140	0.58 0.59	800 80	0.33 0.34
SM400 (1.6 <t≦4時) (16<t≦40時)< td=""><td>2,400 235</td><td>1,400 140</td><td>0.58 0.59</td><td>800 80</td><td>0.33 0.34</td></t≦40時)<></t≦4時) 	2,400 235	1,400 140	0.58 0.59	800 80	0.33 0.34
SS490 (1.6 <t≦4時) (16<t≦40時)< td=""><td>2,800 275</td><td>1,600 160</td><td>0.57 0.58</td><td>900 90</td><td>0.32 0.33</td></t≦40時)<></t≦4時) 	2,800 275	1,600 160	0.57 0.58	900 90	0.32 0.33
SM490 (1.6 <t≦4時) (16<t≦40時)< td=""><td>3,200 315</td><td>1,900 185</td><td>0.59 0.59</td><td>1,100 105</td><td>0.34 0.33</td></t≦40時)<></t≦4時) 	3,200 315	1,900 185	0.59 0.59	1,100 105	0.34 0.33
SM490Y (1.6 <t≦4時) (16<t≦40時)< td=""><td>3,600 355</td><td>2,100 210</td><td>0.58 0.59</td><td>1,200 120</td><td>0.33 0.34</td></t≦40時)<></t≦4時) 	3,600 355	2,100 210	0.58 0.59	1,200 120	0.33 0.34
SM520 (1.6 <t≦4時) (16<t≦40時)< td=""><td>3,600 355</td><td>2,100 210</td><td>0.58 0.59</td><td>1,200 120</td><td>0.33 0.34</td></t≦40時)<></t≦4時) 	3,600 355	2,100 210	0.58 0.59	1,200 120	0.33 0.34
SY295	3,000 298	1,800 180	$\begin{array}{c} 0.60\\ 0.61\end{array}$	1,000 100	0.33 0.34
SY390	4,000 400	2,400 235	0.60 0.60	1,300 125	0.33 0.32
S240GP	2,500 240	1,500 144	0.60 0.60	800 80	0.32 0.33
S270GP	2,750 270	1,650 162	0.60 0.60	900 90	0.33 0.33
S320GP	3,250 320	1,950 192	0.60 0.60	1,080 105	0.33 0.33
S355GP	3,620 355	2,170 213	0.60 0.60	1,200 118	0.33 0.33
S390GP	4,000 390	2,400 235	0.60 0.60	1,300 125	0.33 0.32
S430GP	4,380 430	2,600 258	0.60 0.60	1,450 143	0.33 0.33

註:*t* 為厚度(cm) (mm)。

C2.3.5 容許應力之提高<修訂>

採用容許應力法,當考慮不同發生外力時,第 C2.3.3 及 C2.3.4 節之樁 容許應力比率可提高,如表 C2-5。

表 C2-5 容許應力提高比率

載重	狀 態	提高比率
业 n+	-	1.00
吊时	考慮溫度效應影響	1.15
偶發(地震、颱風及靠岸時)		1.50

資料來源:日本港灣協會,港灣の施設の技術上の基準・同解說,1999

C2.3.6 鑄鍛鋼材

凡經適當控制品質之鑄鍛鋼材,其設計強度,可參考其相當降伏強度結 構用鋼材之設計強度。

C2.3.7 銲接及螺栓接頭

銲接部份與螺栓接頭設計強度之決定須根據鋼結構容許應力法設計規 範或鋼結構極限設計法設計規範。

C2.4 防蝕

C2.4.1 一般說明

由於港灣構造物所處之環境,其對鋼材之腐蝕條件較為嚴重,故於設計時,對鋼材之腐蝕及防蝕應予注意,平均低潮位下方之局部集中腐蝕,更應 特別注意。

C2.4.2 腐蝕現象

 1.鋼材因其周圍環境的作用而腐蝕,PH 值為微鹼性,水和氧氣為鋼材腐蝕 之重要角色。鋼材在水溶液中,表面會因陽極及陰極反應而產生腐蝕其反 應作用如(C2.4.1)式與(C2.4.2)式所示。

$$Fe \rightarrow Fe^{2+} + 2e^{-}$$
 (C2.4.1)

$$1/2 O_2 + H_2 O + 2e^- \rightarrow 2 (OH)^-$$
 (C2.4.2)

(C2.4.1)式係鋼材腐蝕溶解之陽極作用,(C2.4.2)式之還原則稱為腐蝕 之陰極作用,而鋼材之腐蝕作用則如(C2.4.3)式所示,(C2.4.3)式之 Fe (OH)2 再經反應與水合作用形成 Fe2O3 · 3H2O 之化合物沉澱於鋼材表面 上,即俗稱之鐵鏽。

 $Fe + 1/2 O_2 + H_2 O \rightarrow Fe (OH)_2$ (C2.4.3)

2.鋼材於海水中其深度方向的腐蝕分佈示意如圖 C2-1 所示。於浪花作用而 氧氣供應充足的飛沫帶腐蝕最為嚴重,其中平均高潮位上方附近的腐蝕速 率最快。如圖 C2-1 所示,在潮間帶正下方的腐蝕速率亦很大,此部份的 腐蝕速率,依鋼材所處的環境條件或斷面形狀等有很大之差異,腐蝕顯著 時甚至超過飛沫帶之腐蝕速率,故須加以注意。此種顯著的局部腐蝕稱為 集中腐蝕。



圖 C2-1 深度方向腐蝕分佈示意圖

C2.4.3 鋼材腐蝕速率

鋼材腐蝕速率,因環境、氣海象條件而異。參考過去鋼結構物調查結果, 鋼材之腐蝕速率可參考表 C2-6 所示之值,表中之值僅為一平均值,依鋼材之 使用條件,常有超過此值者,故決定鋼材之腐蝕速率時,應儘可能參考類似條 件下腐蝕調查結果。表 C2-6 之值是單面之腐蝕速率,使用時須考慮鋼材之雙 面狀況,估算腐蝕速率。鋼材依環境條件,在平均低潮位下方,可能產生集中 腐蝕。集中腐蝕之腐蝕速率,表 C2-6 之值不能適用,而集中腐蝕處以外之鋼 材表面腐蝕速率則可依表 C2-6 之值估算之。

	鋼材所處之位置	腐蝕速率 (mm/年)
	朔望平均高潮位以上	0.3
海	朔望平均高潮位~朔望平均低潮位下一公尺	0.1~0.3
側	朔望平均低潮位下一公尺~海底	0.1~0.2
	海底泥層中	0.03
陸	陸上大氣中	0.1
側	殘留水位以上之土中	0.03
土中	殘留水位以下之土中	0.02

表 C2-6 鋼材單面腐蝕速率

C2.4.4 防蝕方法<修訂>

1. 陰極防蝕工法

(1) 適用範圍

陰極防蝕工法之適用範圍,以平均低潮位以下為原則。

(2) 防蝕電位

應用陰極防蝕工法時,其參考防蝕電位如下:

- 飽和甘汞電極 -770mV
 人工海水氯化銀電極 -780mV
- 飽和硫酸銅電極 -850mV

(3)防蝕電流密度

防蝕電流因環境的改變會有很大之變化,故須選擇適當之值。裸鋼 材之陰極防蝕初始時之防蝕電流密度,於一般海域中其參考值如表 C2-7。
第三篇 工程材料 第二章 鋼鐵材料

環 境		初期防蝕電流密度 (mA/m ² 裸鋼面積)
	海水	100
一般海域	石礫	50
	海底土	20
	海水	130~150
污染海域	石礫	60~75
	海底土	26~30

表 C2-7 裸鋼材之陰極防蝕初始時之防蝕電流密度(mA/m²)

資料來源:日本港灣協會,港灣の施設の技術上の基準・同解說,2007

鋼材經表面塗覆後之陰極防蝕電流密度,其參考值如下:

・塗裝	$20 + i \times B$	mA/m^2	(C2.4.4)
・混凝土	$10+i \times B$	mA/m^2	(C2.4.5)
·有機被覆	i x B	mA/m^2	(C2.4.6)
	i:防蝕電位	1密度值,依表	C2-7 裸鋼鋼構造物所在環
	境選用。		

B:破損率=塗裝或被覆破損面積/全部塗覆之面積。

(4)防蝕率

表 C2-8 示依實驗結果估算之海水浸水率與防蝕率關係,海水浸水 率與防蝕率依下式計算之。

海水浸水率 =
$$\frac{$$
試片浸水時間 ×100% (C2.4.7)

不通電試片之重量減輕量 =

<u>不通電試片之重量減輕量-通電試片之重量減輕量</u> 防蝕率100% (C2.4.8)

表 C2-8 陰極防蝕工法之防蝕率

海水浸水率(%)	防蝕率(%)
0~40	40以下
41~80	41~60
81~99	61~90
100	90以上

(5) 犧性陽極防蝕法設計程序

a. 防蝕面積計算

鋼材位於海水中、拋石中或海底土層中,由於其防蝕電流密度不 同,故應分別計算其防蝕面積。

b. 防蝕電流計算

構造物鋼材所需防蝕電流依下式計算之。

所需防蝕電流(mA)=

防蝕面積(m²)×初始防蝕電流密度(mA/m²) (C2.4.9) 防蝕電流密度的選用因構造物所在的環境而不同,詳表 C2-7。 c. 犠牲陽極發生電流量計算

為確保選用之犧牲陽極可有效供給陰極防蝕所需之保護電流, 犧牲陽極之發生電流量必須計算。

$$I_g = \frac{E}{R_a} \times 1000$$
 (C2.4.10)

式中, Ig: 每塊犧牲陽極的發生電流, mA

E: 有效電位差(驅動電壓), V, 鋅合金陽極為 0.2 V, 鋁合 金陽極為 0.25 V

 R_a : 犠牲陽極對海水的電阻, Ω

犧牲陽極對海水電阻之計算,依犧牲陽極的形狀,如長條棒狀陽極、 板狀陽極及其他形狀之陽極分別計算。

d. 陽極塊個數計算及配置

所需陽極塊個數依下式計算之。

$$N_i = \frac{i_i \times A_i}{I_g} \tag{C2.4.11}$$

式中,Ni:浸入海水中(或海土中)被保護部位所需犧牲陽極的塊數

- $i_i:$ 各環境採用之防蝕電流密度(初始極化防蝕電流密度), mA/m^2
- $A_i: 海水中(或海土中)之保護構造物面積, m²$
- I_g :每塊犧牲陽極的發生電流,mA

所需犧牲陽極總塊數

第三篇 工程材料 第二章 鋼鐵材料

$$N = \sum N_i \times \left(1 + \pounds \overleftrightarrow \pounds \not{B}\right) \tag{C2.4.12}$$

餘裕係數為 10%~20%。

陽極配置應考量水深或構造物型式,以均勻配置並使構造物鋼 材有良好電位分佈為原則。

e. 陽極塊使用年限估算

一般陽極塊均標示有其形狀尺寸、重量,陽極消耗量、初始電流 及陽極利用率等。陽極塊使用年限可依下式估算之。

$$L = \frac{N \times W \times U}{Q \times I_{avg}} \tag{C2.4.13}$$

式中, L:陽極使用壽命, year (yr)

N:被保護設施所需陽極總塊數

- W:每塊陽極原始重量,kg
- Q:陽極消耗量, (kg/A)/yr
- Iavg :構造物在保護期間內之平均保護電流,A; 通常約為極化保護電流密度計算出總電流之 0.5~0.55 倍,在污染海域中約為 0.67 倍
 - U:陽極利用率,長條棒狀陽極為 0.90~0.95, 鐲式(bracelet) 陽極為 0.75~0.80,其他形狀為 0.75~0.90

f. 陽極材料及其檢驗方法

一般海水用之陽極材料選用可參考 CNS 13519「陰極防蝕用鋅 合金犧牲陽極」或 CNS 13520「陰極防蝕用鋁合金犧牲陽極」。陽極 材料之性能檢測則可參考 CNS 13521「陰極防蝕用犧牲陽極性能檢 驗法」。

- 2. 塗覆裝工法
 - (1) 適用工法

塗覆裝工法基本上是將鋼材之腐蝕環境因素予以隔絕之防蝕方法。

塗覆裝工法有許多種工法,惟適用於海岸地區構造物之工法以本 節所述為主。塗覆裝工法之應用範圍依工法之不同而異,有可應用於潮 間帶、飛沫帶、海上大氣部位,及海中部位為主要對象者,而且有與陰 極防蝕法併用者,更有僅可適用於新建構造物之工法,與亦可能適用於 舊有構造物之工法。

適用於海岸地區構造物鋼材之塗覆裝工法,基本上可分為下列三 大類:

無機物覆蓋面層

• 塗裝

• 有機物覆蓋面層

a. 無機物覆蓋面層

無機物覆蓋面層以水泥漿覆蓋及金屬覆蓋為主。

水泥浆覆蓋法係以水泥砂浆覆蓋之總稱,有脫模板與不脫模板 兩種方法,不脫模板之保護法是採用高氣密水密性及耐蝕性良好之 材料製成模板。水泥浆之厚度,視鹽分之滲透、水泥浆中性化之惡化, 並考慮漂流物等撞擊破裂等因素,一般以 10~15 cm 者為多。水泥 浆覆蓋法,以往最具實績,其缺點為重量過重,鋼材可能伴隨著產生 變形,且有發生覆蓋面層剝離之可能。金屬覆蓋面層其強度、耐衝擊 性及耐摩損性均佳,且維護簡便,更可與塗裝或陰極防蝕併用,其缺 點為金屬覆蓋面層材料與構造物材料接續部位由於屬不同類金屬之 接觸,易於從構造物原材料側發生腐蝕。

b. 塗裝

塗裝適用於大型構造物或複雜形狀之構造物,其易於施工,膜厚 很薄且用量少,使用年限雖較短,但價格低廉。塗裝的防蝕效果因塗 料的種類、塗裝系統、膜厚、品質控制、環境條件等的不同而異。

一般常用之塗裝材料如下:

- 厚膜型鋅系油漆+環氧樹脂塗料
- •厚膜型鋅系油漆+焦油環氧樹脂塗料
- •加入玻璃鱗片之塗料

c. 有機物覆蓋面層

有機物覆蓋的塗裝須較一般膜厚加厚 2-10mm,其防蝕性、耐衝 擊性及耐摩損性均甚佳,且可與陰極防蝕併用之。

一般常用之有機物覆蓋面層如下:

• PE 包覆層(polyethylene lining)

- PU 樹脂膠包覆層(polyurethane lining)
- •玻璃纖維強化塑膠覆蓋面層(fiberglass reinforced plastic lining)
- •厚膜無溶劑型樹脂覆蓋面層
- •水中環氧樹脂覆蓋面層
- 其他有機物覆蓋法尚有橡膠覆蓋法及防蝕帶覆蓋法等。

(2) 工法之選定

塗覆裝工法之選定及規格制定,須考慮各種工法之特性,調查並檢 討下列事項後決定之。

- 環境條件
- 防蝕範圍
- 使用年限
- 維護管理
- •施工條件
- 工期
- 工程費
- ・其他

若為已興建之構造物時,除上述事項外,另須作下列事項之調查。

- •腐蝕量(腐蝕程度)及舊塗裝之惡化狀況
- 原設計條件

C2.5 鋼材之維護管理

由於腐蝕而使鋼材的強度降低至不能達到所須之強度時,則須加以修護, 其修護方法視腐蝕程度,可採用局部修護構件之方法或修護結構系統之方 法兩種。

腐蝕修護之流程如圖 C2-2 所示,修護所採用之設計條件係以原設計條 件為基準,但須考慮設施之利用狀況與周邊環境之變化等,被腐蝕鋼材之殘 餘強度依據腐蝕調查結果之斷面性能與材料之容許應力估算,斷面性能可 採用平均之鋼板厚度,但在腐蝕面凹凸厲害時或有穿孔時,須因應實際情況 估算鋼板厚度。





第三章 混凝土

符號說明

- c:保護層厚度, cm
- c_s :鋼材之中心間距, cm
- E_s : 鋼筋之彈性係數, kgf/cm² (N/mm²)
- k:鋼材附著性之影響常數

k_p、k_r:考量永久及變動載重之裂痕與鋼材受腐蝕影響之差所定之係數 *S_p、S_r*:永久及變動載重作用時之斷面力

- W:彎曲龜裂寬度,cm
- ε_{cs}': 混凝土之乾燥收縮及潛變所造成龜裂增加之數值(海中訂為0,以 外則訂為150x10⁻⁶)
- σ_{se} :鋼筋應力,依(C3.3.3)式所示之斷面力 S_k 計算之, kgf/cm²(N/mm²)
- d_b : 鋼材直徑, cm
- φA: 強度折減因數,應為表 C3-1 之規定值

C3.1 一般說明

除設計時另有規定者外,混凝土規定抗壓強度fc為混凝土28日齡期之 試驗極限強度。此項抗壓強度之試驗均應符合中華民國國家標準(CNS)及 "混凝土工程施工規範"之有關規定。如構造物在混凝土澆置後未達規定 齡期已須承受載重時,則應以該承受載重時之齡期之極限抗壓強度為規定 強度。

C3.2 工作應力法

C3.2.1 混凝土容許應力<修訂>

混凝土容許應力應符合"混凝土設計規範"之附篇規定。

C3.2.2 鋼筋容許應力<修訂>

混凝土內鋼筋所受之應力應符合"混凝土設計規範"之附篇規定。

C3.2.3 容許應力之提高

構件考慮承受數種載重及其他影響因素組合時,混凝土和鋼筋容許應 力值,應符合"混凝土設計規範"之「工作應力法」相關規定。

C3.3 強度設計法<修訂>

以強度設計法設計鋼筋混凝土結構時,應受本基準各項規定之約束。強度設計法(Strength Design Method)之基本要求為:

設計強度 ≥ 設計載重,或

(強度折減因數)(計算強度)≥(載重因數)(使用載重),亦即

$$\phi_A P_n \geq P_u \tag{C3.3.1}$$

$$\phi_A M_n \geq M_u \tag{C3.3.2}$$

$$\phi_A V_n \geq V_u \tag{C3.3.3}$$

 $\phi_A T_n \geq T_u \tag{C3.3.4}$

0.65

0.75

0.65

0.55

以上各種計算強度 M_n、P_n、V_n 及 T_n為按本基準規定計算結構混凝土構材、 斷面及構材聯結處所能承受之彎矩、軸力、剪力或扭力。

各種『設計力』Mu、Pu、Vu 及Tu,均為構造物在各種使用載重狀況下 與載重因數配合,依分析計算所得之『因數載重』,亦即『設計載重』。

C3.3.1 設計強度<修訂>

結構混凝土構材、斷面及構材聯結處之設計強度,為計算強度乘以強度 折減因數。計算強度為依本基準規定計算所能提供之軸力、彎矩、剪力及扭 力。

強度折減因數ØA應為下列表 C3-1 規定值:

受軸壓力或受撓曲合併作用(非螺筋圍箍者)

無筋混凝土受撓曲、壓力及承壓

構件受力情形	ϕ_A
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)	0.70

表 C3-1 强度折減因數 φ₄

混凝土構材、斷面及構材聯結處之『設計強度』為其『計算強度』乘以 比1.0小之『強度折減因數』所得之值,即為*ø*_A*P*_n、*ø*_A*V*_n及*ø*_A*T*_n。

『計算強度』為按本基準規定計算在結構混凝土構材、斷面及構材聯結 處所能承受之彎矩 Mn、軸力 Pa、剪力 Va及扭力 Ta。

『強度折減因數ØA』之目的為反應:

1.材料強度,構材斷面等可能變異所造成之強度不足;

2.設計方程式之不準確性;

剪力與扭力

混凝土承壓

3.構材受載重後之韌性及可靠度;

4.構材在構造物中之重要程度。

C3.3.2 設計載重<修訂>

『載重因數』與『使用載重』組合計算所得之載重為『因數載重』,亦 可直接稱之為『設計載重』。

- 結構混凝土構材、斷面及構材聯結處之設計載重,為按本基準規定依載重
 因數及使用載重算得之值。
- 2.設計載重之組合如下:

 $U_{i} = \gamma_{D}(D) + \gamma_{L}(L) + \gamma_{Be}(B_{e}) + \gamma_{B}(B) + \gamma_{C}(C) + \gamma_{E}(E) + \gamma_{Eq}(E_{q}) + \gamma_{W}(W) + \gamma_{Mo}(M_{o}) + \gamma_{T}(T)$ (C3.3.5)

- Ui: 強度設計法設計載重
- γ_x:載重因數,見表 C3-2 建議
- D:自重
- L:活載重 L_U 及裝載載重 L_S
- *B*:浮力
- Be:靠船力
- C:流力作用於構造物
- E:土、水壓力
- E_q :地震力
- W: 風力作用於構造物
- Mo:繫纜力
- T:溫度、潛變、乾縮與不等沉陷等之效應

『設計載重』涵蓋由『載重因數』與『使用載重』組合計算所得之載重, 及由此載重在構材或斷面上產生之各相關彎矩 Mu、軸力 Pu、剪力 Vu 及扭 力 Tu。

使用載重係本基準規定的各種載重,如靜載重、活載重、風力、地震力、 流體力、土壤力,以及因溫度、潛變、乾縮、乾縮補償混凝土之膨脹及沉陷... 等變化引起之效應。

載重因數之設定受在構造物上長期承受各種使用載重是否能準確估算 及其變動可能性的影響。例如靜載重即較活載重易為精確估算,故靜載重之 載重因數低於活載重之載重因數。本基準之各種載重因數設定組合係考慮 在一般情況下是否可能同時發生之機率。

分析時要注意載重組合U中之符號,某一荷重可能產生與另一荷重相 反之影響。例如含有 0.9D 之組合就因較高之靜重會減低其他載重之影響。 此種組合在拉力控制的柱斷面就很重要,此時若軸力減低及彎矩增加而使 斷面成為臨界斷面。

無船靠泊時	D	L	В	Be	С	Ε	E_q	W	Mo	Т
U1	1.4	_	1.4	-	1.4	_	-	-	-	-
U2	1.2	1.6	1.2	-	1.2	1.6	-	-	-	1.2
U3	1.2	1	1.2	-	1.2	-	-	-	-	-
U4	1.2	-	1.2	-	1.2	-	-	0.8	-	-
U5	1.2	1	1.2	-	1.2	-	-	1.6	-	-
U6	1.2	1	1.2	-	1.2	-	1	-	-	-
U7	0.9	-	0.9	-	0.9	1.6	-	1.6	-	-
U8	0.9	-	0.9	-	0.9	1.6	1	-	-	-
靠泊時	D	L	В	Be	С	Ε	E_q	W	M_o	Т
U1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
U2	1.2	1.6	1.2	1.6	1.2	1.6	-	-	-	1.2
U3	1.2	1	1.2	1	1.2	-	-	-	-	-
U4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
U5	1.2	1	1.2	1	1.2	-	-	1.6	-	-
U6	1.2	1	1.2	1	1.2	-	1	-	-	-
繫纜後	D	L	В	Be	С	Ε	E_q	W	M_o	Т
U1	1.4	-	1.4	-	1.4	-	-	-	-	-
U2	1.2	1.6	1.2	-	1.2	1.6	-	-	-	1.2
U3	1.2	1	1.2	-	1.2	-	-	-	-	-
U4	1.2	_	1.2	_	1.2	_	_	0.8	0.8	-
U5	1.2	1	1.2	-	1.2	-	-	1.6	1.6	-
U6	1.2	1	1.2	-	1.2	-	1	-	-	-
U7	0.9	-	0.9	-	0.9	1.6	-	1.6	1.6	-
U8	0.9	-	0.9	-	0.9	1.6	1	-	-	-

表 C3-2 載重組合-強度設計法

U1 :ASCE 7-02 Min Design Loads for Bidgs and other Structures, 2.3.2 Eqn 1

U2 :ASCE 7-02 Min Design Loads for Bidgs and other Structures, 2.3.2 Eqn 2

U3 :ASCE 7-02 Min Design Loads for Bidgs and other Structures, 2.3.2 Eqn 3a

U4 :ASCE 7-02 Min Design Loads for Bidgs and other Structures, 2.3.2 Eqn 3b

U5 :ASCE 7-02 Min Design Loads for Bidgs and other Structures, 2.3.2 Eqn 4

U6 :ASCE 7-02 Min Design Loads for Bidgs and other Structures, 2.3.2 Eqn 5

U7 :ASCE 7-02 Min Design Loads for Bidgs and other Structures, 2.3.2 Eqn 6

U8 :ASCE 7-02 Min Design Loads for Bidgs and other Structures, 2.3.2 Eqn 7

資料來源: 美國陸軍工兵團 (USACE)、海軍設施工程指揮部(NAVFAC) 及空軍土木工程支援局 (AFCESA)」,統一設施準則 (Unified Facilities Criteria, UFC), DESIGN: PIER AND WHARVES, UFC 4-152-01, 2005 年版 表 C3-2 各種設計載重組合方式係直接採用美國陸軍工兵團(USACE) 海軍設施工程指揮部(NAVFAC)及空軍土木工程支援局 (AFCESA)」,統 一設施準則(Unified Facilities Criteria, UFC), DESIGN: PIER AND WHARVES, UFC 4-152-01,2005年版第3-5節表3-6中之規定,該準則所 列之載重組合係依據 SEI/ASCE 7-02 編訂。

C3.3.3 構材檢核<修訂>

除沉箱設計外,其他港灣混凝土構造物設計依本基準之C3.3.1及C3.3.2 節之規定強度折減因數及載重因數分析,以最新之"混凝土設計規範"設計。

使用狀態的載重是指構造物使用年限內,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應應變成線性關係,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。

彎曲龜裂寬度可依(C3.3.6)式求得。彎曲龜裂寬度受到鋼筋應力、鋼筋直徑 及螺紋距之影響,應注意檢討之配筋。一般而言,(C3.3.6)式之計算偏保守,當 所使用之構件為特殊形狀與特殊材料時,龜裂寬度之推定可參考其他公式,或 依試驗檢討較佳。檢討彎曲龜裂寬度之對象為鋼筋及 PC 鋼材,原則上以最接 近混凝土表面位置之拉伸鋼材為檢討對象。

$$w = k\{4c + 0.7(c_s - d_b)\}\left(\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon_{cs}'\right)$$
(C3.3.6)

$$S_k = k_p S_p + k_r S_r \tag{C3.3.7}$$

- 式中 W: 彎曲龜裂寬度, cm
 - k:鋼材附著性之影響常數,一般而言,竹節鋼筋則定為1.0,若 為普通圓鋼及預力鋼材則為1.3。
 - c: 保護層厚度, cm
 - c_s :鋼材之中心間距, cm
 - d_b :鋼材直, cm
 - σse: 鋼筋增加應力,依(C3.3.7)式所示之斷面力 Sk計算之,kgf/cm²
 (N/mm²)
 - E_s : 鋼筋之彈性係數, kgf/cm² (N/mm²)
 - εcs': 混凝土之乾燥收縮及潛變所造成龜裂增加之數值(海中定為 0, 以外則定為 150x10⁻⁶)

 S_k : 使用載重作用時之斷面力, kgf/cm² (N/mm²)

 S_p 、 S_r : 永久及變動載重作用時之斷面力, kgf/cm² (N/mm²)

*k*_p、*k*_r:考量永久及變動載重之裂縫與鋼材受腐蝕影響之差所定之係 數(施工中採用 *k*_p=*k*_r=0.5;完工後則採用 *k*_p=1.0、*k*_r=0.5)

容許彎曲龜裂寬度 wa(cm)在與海水直接接觸之部份、海水沖刷部份及受到 潮流及風最激烈部份則定為 0.0035c,以外部份則定為 0.0040c (c:保護層厚度 (cm))來計算,由(C3.2.7)式所求出之彎曲龜裂寬度 w,其值應小於容許彎曲龜 裂寬度 wa。

棧橋上部構造物之裝卸機械作用載重比較大時,應預先設想裝卸時發生 故障之程度,必要時應確認其在使用狀態下發生之安全性。

C3.4 耐久性

C3.4.1 一般說明

混凝土之耐久性係指抵抗天候作用、海水化學及物理作用、波浪衝擊、 漂流物衝擊磨損、鋼筋鏽蝕、有害骨材之不良反應及其他各種有害侵蝕作用 等性質而言。

C3.4.2 耐久性設計應考慮項目

為提升混凝土耐久性,於設計時應考慮之項目因構造物設置的地點、重要性、使用年限及材料種類不同而異。關混凝土與鋼筋混凝土,其使用之材 料及品質,於細部設計時應考慮之項目如下:

1. 混凝土

混凝土材料須具有耐海水侵蝕,且須使用良好之骨材。

•須具有耐久性之品質(請參考本章3.6節〔混凝土品質〕)。

• 儘可能避免施工接縫(請參考本章 3.4.3 節〔施工接縫〕)。

2. 鋼筋混凝土與預力混凝土

除上述三項外,尚須考慮之項目如下:

避免使用造成鋼筋和鋼材鏽蝕之材料。

•須使鋼筋和鋼材有適當之保護層厚度。

•須防止構造物發生異常撓曲龜裂。

C3.4.3 施工接縫

港灣構造物受損多數發生於施工接縫處,故儘可能不設施工接縫,為顧 及混凝土之收縮或施工性,須設置施工接縫時,須依據混凝土工程施工規範 與解說第六章「接縫與埋設物」之規定嚴格處理。

C3.4.4 保護層 <修訂>

1.保護層厚度

保護層不足時,混凝土中的鋼筋或鋼腱則易發生鏽蝕,此點於設計及 施工時須慎加防範。

依其重要性及搭配防蝕處理方式調整,對於鹽害環境之區分將其環境 等級分為3級,各級別條件如下,對於環境等級1~環境等級3之主要結 構如基樁、大梁及沉箱等預鑄構件為7cm,場鑄混凝土之主要構造物則為 10cm。

- •環境等級1:海水直接接觸部分
- •環境等級2:海水可能沖刷部分、飛沫作用區域
- •環境等級3:港區範圍內

其他依其結構性質細分增訂,本基準除各篇章另有規定外,對應構件 型式之保護層建議如表 C3-3 及 C3-4 所示。

楼供	預	[鑄 鋼	筋混凝土	(cm)	
區域	基樁及大梁 (含冠牆)	棧橋面版	沉箱、方塊、L 型擋牆等型塊	其他附屬設施 (輪檔、欄杆等) "▲"	預力套管保 護層(cm)
環境等級1	7	7	7	7	9
環境等級2	7	7(6*)	7	4	9
環境等級3	7	7(6*)	7	4	9

表 C3-3 預鑄鋼筋混凝土最小保護層厚度表

說明:1. "*"為特殊保護措施處理

2. "▲"廠內施作者

構件	場。	鑄 鋼 筋 混 凑	€ 上 (cm)
	基樁及大梁	战场石屿	其他附屬設施
區域	(含冠牆)	找简 囬	(輪檔、欄杆等)
環境等級1	10	10	10
環境等級2	10	10(7.5*)	7(5*)
環境等級3	10	10(7.5*)	5(4*)

表 C3-4 場鑄鋼筋混凝土最小保護層厚度表

說明:1. "*"為特殊保護措施處理

2.特殊保護處理

(1) 混凝土表面處理

混凝土構件若長期直接受到水分滲入之影響時,可於混凝土表面 施作適當防護措施以降低水分及氯離子之侵入。此種混凝土表面處理 包含防水膜、表面塗封劑或滲透型塗封劑。

(2)鋼筋表面保護

鋼筋表面處理可採用環氧樹脂或鍍鋅來增強抵抗腐蝕環境。環氧 樹脂材料應符合 ASTM A934 之規定;鍍鋅鋼筋應符合 CNS14771 或 ASTM A767/A-2006 之規定。若使用環氧樹脂鋼筋或鍍鋅鋼筋,其受拉 伸展長度、搭接長度、標準彎鉤之伸展長度應適度增加。

(3)陰極防蝕

鋼筋混凝土結構可採用陰極防蝕工法作為保護鋼筋之方法。陰極 防蝕工法包括外加電流法與犧牲陽極法。外加電流不適用於預力混凝 土構材。

C3.4.5 拉力裂缝

拉力裂縫係受鋼筋直徑、鋼筋表面形狀、鋼筋拉應力、鋼筋保護層及鋼 筋配筋方法等許多因素之支配。

鋼筋混凝土容許裂縫寬度須小於表 C3-5 所示之值。

も	$C^{2} 5$	伽然	田归	: L	尔盐	列	ムタ	空	山
衣	C_{3-3}	婀肋	ルの	ミエ	合計	衣	純王	見	凒

海水直接接觸部份	
海水可能沖刷部份	0.0035 c
嚴重受海風或飛沫作用部份	
上列以外之部份	0.004 c

註: c 為鋼筋保護層厚度。

C3.5 材料

C3.5.1 概要

混凝土所用材料,須考量混凝土所需之強度、耐久性及工作性,以經濟 容易取得為原則。

C3.5.2 水泥<修訂>

各種水泥中,以第Ⅱ型與第V型卜特蘭水泥及混合卜特蘭水泥等具有 良好耐海水性為優先,水泥膠結料包括水泥、爐石、飛灰、矽灰及天然卜作 嵐材料,這些混合卜作嵐材料之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。

水泥之選定除需耐海水性良好外,尚須考慮混凝土品質、施工條件、使 用年限及經濟性等。港灣構造物混凝土所用水泥應符合下述規範之規定:

- CNS 61 卜特蘭水泥
- CNS 3654 卜特蘭高爐水泥
- ·CNS 11270 卜特蘭飛灰水泥
- ·CNS 15286 水硬性混合水泥

C3.5.3 水

混凝土所用之水應符合 "混凝土工程施工規範" 有關「拌和用水」之 規則。

C3.5.4 粒料

混凝土所用粒料應符合 "混凝土工程施工規範" 有關「粒料」之規則。

C3.5.5 掺料

混凝土中掺料之使用應符合 "混凝土工程施工規範"有關「掺料」之 規則。

C3.5.6 氯離子含量規定<修訂>

混凝土材料中含氯化物時,即有鋼筋早期腐蝕及降低混凝土品質之慮, 設計者應視狀況,必要時應限制混凝土中氯離子含量,其混凝土材料、新拌 混凝土和硬固混凝土中氯離子含量應符合下列規範之規則:

- CNS 12891 混凝土配比設計準則
- CNS 1240 混凝土粒料
- ·CNS 3090 預拌混凝土
- CNS 14702 硬固水泥砂浆及混凝土中酸溶性氯離子含量試驗法
- ·CNS 14703 硬固水泥砂浆及混凝土中水溶性氯離子含量試驗法

C3.5.7 鋼材<修訂>

1.鋼筋

鋼筋混凝土結構用鋼筋,除螺筋及鋼線網外,均須為竹節鋼筋,並符 合中華民國國家標準 CNS 560[鋼筋混凝土用鋼筋],高拉力鋼筋得採用信 譽廠家產品,但其品質,包括化學成份及物理性質,須經公立檢驗機關或 主管機關認可之單位檢定合格。

2. 預力鋼腱

預力混凝土結構所用鋼線及鋼絞線,須符合中華民國國家標準 CNS 3332 [預力混凝土用應力消除無被覆鋼線及鋼絞線]之規格。

3. 合成鋼材

鋼筋混凝土結構之構材中,如埋築鋼材成為合成構材,其所用鋼材須 符合中華民國國家標準 CNS 2473 [一般結構用軋鋼料]或 CNS 2947[銲接 結構用軋鋼料]之規則。

C3.6 混凝土品質

C3.6.1 一般原則

混凝土水膠比,視所須強度及耐久性而定。粗粒料尺寸以不妨礙鋼筋之 配筋或各結構斷面為原則,而在可能之範圍內儘量採用最大尺寸。

混凝土工作度係指拌合混凝土輸送及澆置等之工作難易程度,並能避 免材料產生泌水和析離為原則。

C3.6.2 混凝土配比<修訂>

混凝土之配比設計應符合混凝土工程施工規範與解說第三章「混凝土配 比」"之規則。

混凝土之配比依不同結構構材之需求不同,須符合表 C3-6 之相關規定。

		配个	合條件	最小混凝土設計強	
種類	結構構材之種類	最大水	粗粒料最大	$ \underline{e}^{*4}$ (kof/cm ²)	
		膠比	尺寸(mm)) x (ingi/oini)	
	防波堤上部結構、蓋版混凝				
血药	土、混凝土方塊、異型塊(消	0.5^{*1}	40	280^{*1}	
無 肋	波、被覆)、護基方塊、碼頭				
混凝土	上部結構、胸牆、繫船直柱	0.55	40	210	
	基礎(重力式)	0.55	10	210	
	繫船柱基礎(樁式)、錨碇	0.5	25 (20) * ³ \	280	
鋼筋	版、胸牆、碼頭上部結構 ^{*2}	0.5	40	280	
混凝土	棧橋上部結構、沉箱、空心		25 (20) *3 \		
	方塊、L型塊、消波方塊	0.45	40	280	
	岸扇舖面	0.5	25 (20) *3 、	280	
			40		

表 C3-6 混凝土配比條件及抗壓強度

註:*1. 無筋混凝土表面有耐磨、美觀或其他特殊要求時,得提高最小混凝土設計強度為280 及水膠比。

*2. 除了棧橋上部結構以外。

*3. 粗粒料的最大尺寸,只要不妨礙鋼筋之配筋或各結構斷面,應儘可能採用最大尺寸之 粒料。一般常用粗粒料以礫石及碎石為主,使用礫石時其最大尺寸為25mm,碎石時 其最大尺寸為20mm。

*4. 本表最小混凝土設計強度為最低要求,設計時應視需求予以調整。

C3.6.3 混凝土施工<修訂>

1. 澆置前準備

拌合及輸送設備內須清潔,無碎片與雜物粘附。模版須先塗脫模油, 埋設物須先濕潤。鋼筋表面須清除一切有害物質,積水須先排除乾淨,已 凝固混凝土表面之鬆動不實處均須清除。

2. 拌合

混凝土拌合應符合 CNS 3090[預拌混凝土]之規定。

3. 輸送

混凝土自拌合機輸送至最後澆置地點,應符合 CNS 3090[預拌混凝土] 之規定。

4. 澆置

混凝土之澆置應符合 "混凝土工程施工規範"相關章節之規則。 5.養護

混凝土須在澆置後至少七日保持濕潤,浸水養護不得以海水進行養護, 必要時使用護膜養護代替濕治養護。

混凝土之養護應符合 "混凝土工程施工規範相關章節之規則。

C3.7 水中混凝土

1.水中混凝土所採用之混凝土須具有充分之強度及耐久性。

水中混凝土施工時,須採取適當之措施,以避免水中混凝土產生粒料分離
 現象,必要時須添加適合之摻料,以避免粒料分離。

3.水中混凝土澆置應符合 "混凝土工程施工規範"相關章節之規則。

C3.8 預力混凝土

混凝土構造物採用預力混凝土時,混凝土中不得含有氯離子成份,對 鋼材之鏽蝕須加以考慮。預力混凝土用於海岸地區時,由於預力鋼線腐蝕尚 無法有效避免,故設計與施工時均應慎重為之。

C3.9 混凝土結構維護管理

混凝土結構維護管理之目的,主要在掌握混凝土結構劣化之實際狀況,即依檢查結果了解變化之原因,以作為研判是否影響構造物功能、是 否須進行維修或補強,及維修或補強設計之依據,並且作為後續修改施工 規範之參考。依此目的常年掌握構造物狀況,設計圖及檢查結果等資料之 整理及保管均為混凝土結構維護管理之重要事項。

第四章 石料

C4.1 概論

於港灣工程相關構造物,一般均須使用大量石料,因石料之選定,影響 構造物安全及工程費至巨,故須充分之考慮並審慎行事。

C4.2 抛石料<修訂>

抛石其石質須密實、堅硬,健度與耐久性良好,不得含有風化石質。依拋 放材料種類分為拋卵石及拋塊石兩種。卵石應為圓形或橢圓形,塊石應力求接 近立方體。分別符合下列規範之規則:

1.單軸抗壓強度

•CNS 11319 建築用天然石抗壓強度試驗法

2. 磨損試驗

3.比重試驗及吸水率

• CNS 1167 使用硫酸鈉或硫酸鎂之粒料健度試驗法

C4.3 背填料<修訂>

背填料以選用內摩擦角大石料為原則。一般所採用之背填料,其設計參考值如表 C4-1 所示。

	內 糜 痰	單位體		
背填料種類	(度)	殘留水位以上tf/m ³	殘留水位以下tf/m ³	邊坡坡度(3)
	× ,	(kN/m^3)	(kN/m^3)	
塊石				
一般塊石	40	1.8 (18)	1 (10)	1:1.2
砂石料 ⁽²⁾	30	1.8 (18)	1 (10)	$1:2 \sim 1:3$
卵石	35	1.8 (18)	1 (10)	$1:2\sim 1:3$
爐碴(1)				
高爐碴	35	1.4 (14)	0.8 (8)	1:1.5
轉爐碴	35	2 (20)	1.5 (15)	1:1.5

表C4-1 背填料設計參考值

註:(1)砂岩及爐碴因質地較鬆散,且爐碴具膨脹及膠結之特性,故須慎重調查後始可採用。

(2) 此處所謂之砂石料是沒有經過篩選之砂石料,係砂與石料各半混合之砂石料。

(3)上述之背填料在海中施工時,邊坡坡度以上表所示之值為準。一般而言背填料在波浪影響很小之 處其值可酌予減小,波浪影響很大的位置,其值則須加大。

第四篇 預鑄混凝土構件 (解說)

第四篇 預鑄混凝土構件

第一章 沉箱

符號說明

- A: 沉箱前進方向之浸水面積, m^2
- *a*:沉箱寬度,m
- b:隔牆間距,m,見C1.4.7節
- C: 浮心(Center of Buoyancy)
- CD: 拖曳力係數(Drag Cofficient)
- D:版之剛度,tf-m (kN-m),見C1.5.5節
- D: 吃水, m, 見 C1.4.5節
- E:版之彈性模數,tf/m²(kN/m²)
- G: 重心(Center of Gravity)
- H₀:沉箱吃水深度加上 1.0m 之餘裕, m
 - I: 吃水面對長軸之斷面慣性矩, m^4
 - i: 隔間水面平行於沉箱迴轉軸中線之斷面慣性矩, m⁴
- *K*: 土壓係數,見C1.4.7節
- L_x 、 L_y : x 方向, y 方向之長度, m
 - M: 傾心(Metacenter)
- $M_x \times M_y$: 格點 x, y 方向之彎矩, tf-m (kN-m)
 - Pw:吃水深度加約 1.0m 超高時,作用於底版下面之靜水壓, tf/m²)(kN/m²)
 - P_1 :作用於外牆之設計載重,tf/m²(kN/m²)
 - P_2 :作用於底版之設計載重,tf/m²(kN/m²)
 - q:上載載重,tf/m²(kN/m²),見C1.4.7節
 - q:均佈載重之大小,或三角形分佈載重之最大載重,tf/m²(kN/m²) 三邊固定一邊自由版之彎矩係數,如表 C1-9、表 C1-10 所示。
 - T:拖曳力,tf(kN)

t:底版厚度,m,見C1.4.4節
t:版厚,m,見C1.5.5節
V:排水量,m³,見C1.3節
V:拖航速度,m/s,見C1.4.5節
V'、I'、C'、G':加壓艙物時之各值或位置
ws:撓度,m

- W:底版單位自重,tf/m²(kN/m²),應包括壓艙物重量,但不扣減浮力。
- δ :前方水位,m
- λ : 邊長比, $\lambda = L_x / L_y$
- ν: 柏松比, ν=1/6

沉箱區位名稱:



C1.1 概要

沉箱設計流程,如圖 C1-1 所示。相關設計須依據第三篇第三章[混凝土] 辦理。



圖 Cl-1 沉箱設計流程

C1.2 尺寸之決定

在決定沉箱尺寸時,應考量下列各項因素:

1.沉箱製作設備之能力

- (1)沉箱製作臺之寬度及強度:沉箱重量之限制。
- (2) 起重機之能量:沉箱高度之限制。
- (3) 混凝土澆置能量。
- (4)進水能力,諸如吃水深度、塢門寬度、水深、浮船塢能量、下水臺車強度等。

- 2.沉箱製作時,作業上所需要之結構最小尺寸。
- 3.沉箱吃水與安放位置水深及拋石基礎頂高度之關係。
- 4. 自立浮游沉箱之浮游安定。
- 5.拖航及安放作業條件,如:流、波浪、風等。
- 6.沉箱安放後之作業條件,如:填充及上部結構施工等。
- 7.不均匀沉陷問題。
- 8.碼頭沉箱應考量其上部結構、後線腹地設施及車輛、起重機、貨物等相關 事項。
- 9.潮差。

C1.3 浮游安定

 一般之狀況,依(C1.3.1)式計算之。如圖 C1-2 所示,為安全起見, GM 之 值應大於吃水之 5%。

$$\frac{I}{V} - \overline{CG} = \overline{GM} > 0 \tag{C1.3.1}$$

- 式中 *V*:排水量(m³)
 - *I*:吃水面對長軸之斷面慣性矩(m⁴)
 - *C*:浮心(Center of Buoyancy)
 - G: 重心(Center of Gravity)
 - *M*: 傾心(Metacenter)
- 2. 在壓艙物為水之狀態下拖航時,以(C1.3.2)式計算之。

$$\frac{1}{V'}(I'-\sum i) - \overline{C'G'} > 0 \tag{C1.3.2}$$

式中 *i*:各隔間水面平行於沉箱迴轉軸中線之斷面慣性矩(m⁴) *V*'、*I*'、*C*'、*G*':加壓艙物時之各值或位置

2. 壓艙物為砂、石或混凝土等時,以(C1.3.3)式計算之。

$$\frac{I'}{V'} - \overline{C'G'} > 0 \tag{C1.3.3}$$

式中 *i*:各隔間水面平行於沉箱迴轉軸中線之斷面慣性矩(m⁴) *V*'、*I*'、*C*'、*G*':加壓艙物時之各值或位置



圖 C1-2 沉箱之浮游安定

C1.4 設計外力

C1.4.1 概要

設計沉箱應考量之外力如下:

- 載重係數及載重組合
- 製作時外力
- 下水及浮游時外力
- •拖航時外力
- •安放時外力
- ·完成後外力

C1.4.2 載重因數及載重組合<修訂>

港灣預鑄構件沉箱結構因製作、暫置起浮、拖航、安放、填砂等不同 階段,至後續防波堤承受颱風波浪等不確定性因子高,可採工作應力法或強 度設計法,惟採用強度設計法時,應依本節之載重組合考慮設計載重;其中 設計載重除載重因數外,尚須考量構造物之重要程度乘以重要性因數。

設計強度 ≥ 設計載重,或

(強度折減因數)×(計算強度)≥(重要性因數)×(載重因數)×(使用載重)

重要性因數取決於各項構造物的重要程度,以及到達極限時的社會影響度。在極限狀態下的重要性因數,可採用下列數值。在使用狀態下重要性因數取 1.0。

(1)棧橋上部構造 偶發載重(註*)作用時 1.1,其他場合時 1.32

(2)防波堤 波力作用時 1.21,其他場合時 1.1

(3)碼頭或岸壁 地震載重作用時 1.1,其他場合時 1.21

註:偶發載重是指於構造物使用期間發生之頻率極少,但作用時卻影響重大之載 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。

1. 載重因數及載重組合

防波堤或碼頭之沉箱,其考量之載重因數及載重組合見表Cl-1所示。

表 Cl-1 沉箱設計之載重因數及載重組合

(1)防波堤

狀態	自重	靜水壓	內部 土壓	常時底 版反力	常時內 部水壓	揚壓力	底版變 動反力	內部變 動水壓	波 力	隔室間靜 水壓差	備註
常	0.9 (1.0)	1.1 (1.0)		1.1 (1.0)							(底版)
時			1.1 (1.0)		1.1 (1.0)						(外牆)
波力	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)
作田			0.9 (1.0)						1.3 (1.0)		(外城)
用時			1.1 (1.0)		1.1 (1.0)			1.2 (1.0)			(タト牆)
**	0.9 (0.5)	1.1 (0.5)									(底版) 浮游時
他工		1.1 (0.5)									(外牆) 浮游時
盱										1.1 (0.5)	(隔牆) 安放時

(2)碼頭

狀	占千	拉山區	內部	內部	永久載重時	上載	地震時底	施工責	战重時	准计
態	日里	靜不壓	水壓	土壓	底版反力	載重	版反力	安放時	靜水時	佣託
	0.9	1.1			1.1	0.8				库版
常	(1.0)	(1.0)			(1.0)	(0.5)				/LA/IA
時			1.1 (1.0)	1.1 (1.0)						外牆
地震時	1.0 (-)	1.0 (-)				1.0 (-)	1.0 (-)			底版
	0.9								1.1	(底版)
+k-	(0.5)								(0.5)	浮游時
他工									1.1	(外牆)
上 中									(0.5)	浮游時
Т								1.1		(隔牆)
								(0.5)		浮游時

註:表中數字表採極限狀態檢討時的載重係數;[]內數字表載重影響較小時採用之載重係數;
 ()則為採使用狀態檢討時的載重係數。

2. 外牆

防波堤沉箱外牆(前壁、後壁及側壁)之設計載重如圖 C1-3~圖 C1-5 及表 C1-2~表 C1-4 所示,碼頭沉箱外牆在常時及浮遊時之設計載重如圖 C1-6~圖 C1-7 及表 C1-5 所示。



圖 C1-3 防波堤沉箱前壁(受浪側)之設計載重

載重方向	檢討狀態	極限狀態	使用狀態
从如拱手	波峰作用時	1.3H - 0.9D	1.0H - 1.0D
外部載里	浮游時	$1.1 S_f$	$0.5 S_f$
內部載重	波谷作用時	1.1 <i>D</i> +1.1 <i>S</i> +1.2 <i>∆S</i>	1.0 <i>D</i> +1.0 <i>S</i> +1.0 <i>∆S</i>

表 C1-2 防波堤沉箱前壁(受浪側)之設計載重



圖 Cl-4 防波堤沉箱後壁(非受浪側)之設計載重

載重方向	檢討狀態	極限狀態	使用狀態
外部載重	浮游時	1.1 Sf	$0.5 S_f$
內部載重	常時(靜穩時)	1.1 <i>D</i> +1.1 <i>S</i>	1.0 <i>D</i> +1.0 <i>S</i>

表 C1-3 防波堤沉箱後壁(非受浪側)之設計載重



圖 C1-5 防波堤沉箱側壁(垂直法線方向)之設計載重

第四篇 預鑄混凝土構件 第一章 沉箱

載重方向檢討狀態極限狀態使用狀態外部載重浮游時1.1 Sr0.5 Sr內部載重波谷作用時1.1 D+1.1 S+1.2ΔS1.0 D+1.0 S+1.0ΔS

防波堤沉箱側壁(垂直法線方向)之設計載重

表 C1-4



圖 C1-6 碼頭沉箱外牆常時內部載重



圖 C1-7 碼頭沉箱外牆浮遊時外部載重

表 C1-5 碼頭沉箱外牆之設計載重

載重方向	檢討狀態	極限狀態	使用狀態
內部載重	常時	1.1 <i>D</i> +1.1 <i>S</i>	1.0 D +1.0S
外部載重	浮游時	1.1 Sf	$0.5 S_f$

3.底版

防波堤沉箱底版所受外力組合如圖 C1-8 及表 C1-6~表 C1-7 所示。碼 頭沉箱底版所受外力組合如圖 C1-9 及表 C1-8 所示。



圖 C1-8 防波堤沉箱底版設計載重

471 - 77 777	19. 里
永久載重	靜穩時合成載重 Do
變動載重	底版反力變動 AR, 揚壓力 U

表 C1-7 防波堤沉箱底版之設計載重

表 C1-6 防波堤沉箱底版在波力作用時之載重分類

限界状態	狀態	△R 及	W作用方向	載重係數及載重組合
	波峰	$\Delta R \uparrow$	$W\!\!\uparrow$	$1.1D_0+1.2 \Delta R+1.3U$
		$ extstyle R \downarrow$	$W\!\!\uparrow$	$1.1D_0+0.8 \varDelta R+1.3U$
			$W \downarrow$	$0.9D_0+1.2 \varDelta R+0.7U$
極限狀態	波谷	$ extstyle R\uparrow$	$W\uparrow$	$1.1D_0+1.2 \Delta R+0.7U$
			$W \downarrow$	$0.9D_0+0.8 \varDelta R+1.3 U$
		$\Delta R \downarrow$	$W\uparrow$	$1.1D_{0}$ + $0.8 \Delta R$ + $0.7U$
			$W \downarrow$	$0.9D_0+1.2 \varDelta R+1.3 U$
使用狀態				$1.0D_0 + 1.0 \varDelta R + 1.0U$

註:1. $W=D_0+\Delta R+U$

2.如 $1.2|\Delta R| > 1.1|R|$,載重組合內之 $1.2\Delta R$ 改為 1.1R。



圖 C1-9 碼頭沉箱底版之設計載重

檢討狀態	極限狀態	使用狀態	
常時	$0.9D + 1.1D_0 + 1.1F + 0.8W$	$1.0D + 1.0D_{\theta} + 1.0F + 0.5W$	
地震時	1.0D+1.0F+1.0R'+1.0W'	不必檢討	
浮游時	$0.9D_{f}+1.1S_{f}$	$0.5D_{f}+0.5S_{f}$	

表 C1-8 碼頭沉箱底版之設計載重

4.隔牆

隔牆之設計外力係考慮安放填充時,隔牆間之靜水壓差 S。在終局限 界狀態檢討時,其載重組合為 1.1S;使用限界狀態檢討時,其載重組合為 0.5S。另須考慮外牆、底版與隔牆之脫離檢討。

5. 基腳

作用於基腳之載重應考慮底版反力(所受外力組合同沉箱底版)、基腳 重量(須考慮浮力)以及基腳上之上載載重。

C1.4.3 製作時外力

在乾塢或浮塢製作沉箱時,不須檢討其外力。在滑道或製作臺上製作沉 箱時,須以千斤頂移動沉箱,或將沉箱移置在下水臺車上,受其自重之作 用。

C1.4.4 下水及浮游時外力

1. 外牆

作用於外牆之水壓,如圖 C1-10 所示,為自底版中心線受上述靜水壓 而至沉箱頂壓力等於零之三角形分佈載重。



圖 C1-10 作用於外牆之水壓 $P_1 = 1.03H = 1.03(H_0-t/2)$ $P_1 = 10.1H = 10.1(H_0-t/2)$ (C1.4.1) 式中 P_1 :作用於外牆之設計載重(tf/m²)(kN/m²) H_0 :沉箱吃水深度加上 1.0m 之餘裕(m) t :底版厚度(m)

2.底版

如圖 C1-11 所示,作用於底版之水壓 P2,等於底版下端靜水壓 Pw減 去底版單位自重 w之均佈載重。

$$P_2 = P_w - w = 1.03H_0 - w \quad 10.1H_0 - w \tag{C1.4.2}$$

- 式中 P2: 作用於底版之設計載重(tf/m²)(kN/m²)
 - Pw: 吃水深度加約1.0m超高時,作用於底版下面之靜水壓(tf/m²)
 (kN/m²)
 - H0: 沉箱吃水深度加上 1.0m 之餘裕(m)
 - w:底版單位重(tf/m²)(kN/m²),應包括壓艙物重量,但不扣減浮力。


圖 C1-11 作用於底版之外力

3.隔牆

沉箱在下水或浮游中,不考慮隔牆所受外力。

C1.4.5 拖航時外力

沉箱拖航時之拖曳力參考圖 C1-12,依下式計算之。

$$T = \frac{1}{2} (1.03) C_D V^2 A \qquad (C1.4.3)$$

式中 *T*:拖曳力(kN)

- CD:拖曳力係數(Drag Cofficient)
 - V:拖航速度(m/s)
 - A:沉箱前進方向之浸水面積(m²) $A=a(D+\delta)$
 - D:吃水(m)
 - δ :前方水位(m)
 - a:沉箱寬度(m)



圖 C1-12 沉箱拖航時之拉力

C1.4.6 安放時外力<修訂>

- 由於沉箱安放時所受之外力,較漂浮及安放後所受載重為小,因此可不予 核算。
- 2.沉箱安放時之進水方法有幫浦法及閥門法,其進水之水位差應控制於
 1.5m以內,並須考量水位差對隔牆之配筋影響。
- 4鄰隔艙填充時,應注意均勻填充以避免產生壓力差問題。如有特殊情況, 應予以核算。
- 4.安放後之沉箱,在填充料作業完成後,通常均儘快打設封頂混凝土,以防 波堤而言,由於施工計畫亦或地區性之考慮,有時僅打設封頂混凝土,或 逕行打設厚 1m~3m 堤面之狀態暫時將其放置,所以安放後應檢討下列三 種情況,即:
 - (1)打設完封頂混凝土之狀態
 - (2) 堤面完成至某種程度之狀況(施工時)
 - (3) 胸牆全部完成時之狀態

不過考慮台灣地區由於易受颱風之侵襲,施工時不應僅完成封頂混凝土即 予放置,否則極易因颱風而使整個構造物受損。

C1.4.7 完成後外力

- 1.外牆
- (1)內部土壓

土壓係數 K,以 0.60 計算,但如以型塊、混凝土內填時,則不考 慮土壓。如圖 C1-13 所示,土壓之作用,由上往下至與隔艙間隔 b 相同 之距離為止,係直線增加,再往下則為一定值。



圖 C1-13 作用外牆內部之土壓

(2)內部水壓

波谷作用時,內部水壓較大,因此須依狀況考量。此時防波堤前壁 外部水位通常係以L.W.L.-(*H*1/3)/2 計算。(*H*1/3 係指示性波高)

(3) 內部載重

防波堤及碼頭內部載重示意如圖 C1-14 所示。

2.底版

由於這些合成載重,通常都呈現不規則之形狀,因此設計時,可將此 分佈換算成適當之均佈載重與三角形載重來計算。 (a)防波堤(平行及垂直法線方向)



(b)防波堤(港內側,平行法線方向)



(c)碼頭(平行及垂直法線方向)





圖 C1-14 作用於沉箱外牆之內部載重示意圖

3. 隔牆

(1)隔牆與外牆之脫離

為防止隔牆與外牆之脫離,應考慮作用於外牆之內部土壓力及內 部水壓力,作用於隔牆與外牆接合部之載重可換算為如圖 C1-15 所示 之載重分佈。

(2)隔牆及底版之脫離

為防止隔牆與底版之脫離,應考慮作用於底版之外力,作用於隔牆 與底版接合部之載重可換算為如圖 C1-16 所示之載重分佈。



圖 C1-15 外牆與隔牆脫離檢討所採用之載重



圖 C1-16 底版與隔牆脫離檢討所採用之載重

4.不均匀地盤承載力或不均匀內填重量之檢討

沉箱因不均匀地盤承載力,或不均勻內填重量作用時,可視沉箱為一 跨度等於其長度 1/3 之懸臂樑考慮之。

C1.5 構材設計

沉箱外牆、隔牆、底版等,可視為平版,以 1.4 節[設計外力]所述外力 為載重設計之。

C1.5.1 外牆

1. 側牆以三邊固定一邊自由之平版設計。

2. 邊長比1:5以上之側牆,可依1:5版來設計。

3. 側牆固定邊如有不平衡彎矩時,可依側牆之剛度比例分配。

4. 側牆與底版間之不平衡彎矩,可不加以分配,仍按原值計算。

5 計算所採用之跨度為中心間矩。

6. 鋼筋保護層厚度,以外側 7cm 以上,內側 5cm 以上為原則。

C1.5.2 隔牆

1.安放時,依三邊固定一邊自由之平版計算。

2. 安放後,應檢討隔牆與側牆及底版之脫離現象。

3. 計算所採用跨度為中心間矩。

4. 鋼筋保護層厚度,以5cm以上為原則。

C1.5.3 底版<修訂>

1.底版以四邊固定平版計算。

2. 基腳以懸臂版計算。

3.四邊固定平版計算所採用跨度為中心間距。

4. 基腳之計算斷面取支承前端之全斷面。

C1.5.4 其他

為考慮沉箱移動時以千斤頂等器具抬起,抑或安放後之不均勻沉陷引 起之不均勻支承狀態現象,可視沉箱整體為梁,以下列任一方法檢討之: 1.根據考慮鋼筋後之有效轉換斷面,核算鋼筋及混凝土之應力。

第四篇 預鑄混凝土構件 第一章 沉箱

- 2.拉力載重亦由混凝土抵抗,其混凝土拉應力強度,不得超過0.06f'c (f'c 為混凝土規定抗壓強度)。
- 另外,對底版應檢討貫穿剪應力。

C1.5.5 版之解析

連續或固定薄版之彈性微分方程如公式(C1.5.1)所示。

$$\frac{\partial^4 w_s}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w_s}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w_s}{\partial y^4} = \frac{p}{D}$$
(C1.5.1)

式中 w_s : 撓度(m) P : 載重(tf/m²) (kN/m²) D : 版之剛度(t-m) (kN-m) , $D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$ E : 版之彈性模數(t/m²) (kN/m²) t : 版厚(m) ν : 柏松比, $\nu = 1/6$

依公式(C1.5.1)可解承受均佈載重,或三角分佈載重之三邊固定一邊自由版, 及四邊固定平版之彎矩。

1.三邊固定一邊自由板之計算數值表

設自由邊平行方向為 y 座標, 垂直方向為 x 座標, 將 y 方向之邊四等 分, x 方向邊六等分或八等分, 如圖 C1-17。各格點之彎矩, 可以公式(C1.5.2) 及(C1.5.3)求之。

$$\lambda \leq 1 時 : M_x = X \cdot q \cdot L_x^2$$
(C1.5.2)

$$M_y = Y \cdot q \cdot L_x^2$$

$$\lambda > 1 時 : M_x = X \cdot q \cdot L_y^2$$
(C1.5.3)

$$M_y = Y \cdot q \cdot L_y^2$$

式中 λ :邊長比, $\lambda = L_x / L_y$ $M_x \cdot M_y$:格點 x, y 方向之彎矩(tf-m) (kN-m) $X \cdot Y$:格點, y 方向之彎矩係數 $L_x \cdot L_y$:x 方向, y 方向之長度(m) q :均佈載重之大小,或三角形分佈載重之最大載重(tf/m²) (kN/m²)三邊固定一邊自由版之彎矩係數,如表 C1-9、表 C1-10 所示。





圖 C1-17 三邊固定一邊自由版

2.四邊固定版之計算數值表

計算數值表為如圖 C1-18 所示般,先決定 x 方向及 y 方向,並將其一邊四等分,各格點之彎矩可以公式(C1.5.2)及(C1.5.3)求之。四邊固定之彎 矩係數,如表 C1-11。



圖 C1-18 四邊固定版

表 C1-9 三邊固定一邊自由版之計算表(X 方向六等分,方向四等分)

(a)	$\lambda = 0$	0.30,	0.40,	0.50
-----	---------------	-------	-------	------

λ	荷雨	彎 矩 係數	座	1	2	3	4	5	6	7
	等分	X	I I II	-0.3819 -0.2656 0	-0.2308 -0.1504 -0.0031	-0.1193 -0.0723 -0.0128	-0.0434 -0.0230 -0.0249	0.0002 0.0035 -0.0379	0.0143 0.0108 -0.0533	0 0 0
	布荷重	Y	I Ш	-0.0636 -0.0443 0	-0.0347 -0.0206 -0.0186	-0.0061 0.0024 -0.0770	0.0204 0.0226 -0.1495	0.0436 0.0391 -0.2277	0.0625 0.0519 -0.3196	$\begin{array}{c} 0.0762 \\ 0.0614 \\ -0.4201 \end{array}$
0,30	三角形公	X	І П Ш	-0.1353 -0.1021 0	-0.0654 -0.0427 -0.0023	-0.0219 -0.0095 -0.0061	0.0009 0.0053 -0.0092	0.0086 0.0082 0.0116	0.0067 0.0049 -0.0141	0 0 0
	万布荷重	Y	I II II	-0.0225 -0.0170 0	-0.0098 -0.0056 -0.0137	0.0002 0.0032 -0.0366	0.0078 0.0091 0.0554	0.0134 0.0127 -0.0697	0.0175 0.0148 -0.0845	0.0207 0.0164 -0.0981
	等分布	x	І П П	-0.2840 -0.1819 0	-0.1497 -0.0908 -0.0033	-0.0596 -0.0342 -0.0127	-0.0051 -0.0024 -0.0236	0.0207 0.0111 -0.0346	0.0220 0.0113 -0.0468	0 0 0
	布荷重	Y	І П Ш	-0.0473 -0.0303 0	-0.0188 -0.0109 -0.0195	0.0112 0.0074 -0.0761	0.0397 0.0229 -0.1419	0.0645 0.0353 -0.2078	0.0848 0.0448 -0.2811	0.1004 0.0523 -0.3553
0.40	三角形分	х	I II III	-0.1084 -0.0770 0	-0.0431 -0.0257 -0.0023	-0.0058 0.0002 -0.0061	0.0109 0.0094 -0.0089	0.0136 0.0090 0.0107	0.0084 0.0044 -0.0124	0 0 0
	7布荷重	Y	I II M	-0.0181 -0.0128 0	-0.0054 -0.0025 -0.0140	0.0052 0.0051 -0.0364	0.0135 0.0096 -0.0533	0.0196 0.0117 -0.0644	0.0239 0.0126 -0.0743	0.0274 0.0133 -0.0810
	等分女	x	I П Ш	-0.2053 -0.1269 0	-0.0916 -0.0538 -0.0034	$ \begin{array}{r} -0.0229 \\ -0.0124 \\ -0.0122 \end{array} $	0.0136 0.0075 -0.0216	0.0269 0.0131 -0.0301	0.0220 0.0098 -0.0389	0 0 0
0.50	布 荷 重	Y	I ∏ Ⅲ	-0.0342 -0.0212 0	-0.0079 -0.0051 -0.0205	0.0203 0.0093 -0.0733	0.0465 0.0207 -0.1294	0,0688 0,0293 -0,1806	0.0866 0.0356 -0.2334	0.1005 0.0410 -0.2818
0,50	三角形公	x	I II II	-0.0858 -0.0594 0	-0.0267 -0.0149 -0.0024	0.0040 0.0051 -0.0059	0.0151 0.0106 -0.0083	0.0144 0.0084 -0.0095	0.0078 0.0035 -0.0102	0 0 0
	ガ布荷重	Y	І П Ш	$ \begin{array}{c} -0.0143 \\ -0.0099 \\ 0 \end{array} $	$\begin{array}{c} -0.0021 \\ -0.0006 \\ -0.0143 \end{array}$	0.0082 0.0059 -0.0356	0.0160 0.0091 -0.0499	0.0212 0.0100 -0.0570	0.0246 0.0097 -0.0615	0.0273 0.0098 -0.0613

⁽b) $\lambda = 0.75, 1.00, 1.25$

λ	荷重	彎矩 係數	座標	1	2	3	4	5	6	7
	等分布	х	I П Ш	-0.0990 -0.0602 0	-0.0258 -0.0145 -0.0035	0.0080 0.0049 -0.0101	0.0197 0.0103 -0.0156	0.0198 0.0088 -0.0195	0.0132 0.0048 -0.0227	0 0 0
0.75	币 荷 重	Y	I II III	$ \begin{array}{r} -0.0165 \\ -0.0100 \\ 0 \end{array} $	0,0032 0,0009 -0,0209	0,0236 0.0093 0.0606	0.0406 0.0144 -0.0939	0,0531 0,0173 -0,1172	0.0619 0.0189 -0.1361	0.0688 0.0205 -0.1477
0.75	三角形分	x	I II M	-0.0519 -0.0348 0	-0.0067 -0.0030 -0.0024	0.0110 0.0075 -0.0053	0.0137 0.0080 -0.0066	0.0095 0.0048 -0.0065	0.0038 0.0013 -0.0058	0 0 0
	7布荷重	Y	I II II	$ \begin{array}{r} -0.0087 \\ -0.0058 \\ 0 \end{array} $	0.0020 0.0016 -0.0143	0.0105 0.0059 -0.0317	0.0155 0.0070 -0.0394	0.0173 0.0061 -0.0389	0.0174 0.0047 -0.0347	0.0175 0.0037 -0.0260
	等分布	x	I II II	$ \begin{array}{r} -0.0565 \\ -0.0343 \\ 0 \end{array} $	-0.0063 -0.0034 -0.0032	0.0106 0.0058 -0.0080	0.0133 0.0064 -0.0111	$\begin{array}{c} 0.0110\\ 0.0044\\ -0.0127\end{array}$	0.0069 0.0020 -0.0137	0 0 0
1.00 -	荷重	Y	I II III	-0.0094 -0.0057 0	0.0059 0.0023 -0.0195	0.0203 0.0075 -0.0478	0.0304 0.0098 0.0665	0.0364 0.0105 -0.0763	$ \begin{array}{c} 0.0398 \\ 0.0108 \\ -0.0822 \end{array} $	0.0428 0.0111 -0.0838
1.00	三角形公	x	I П Ш	-0.0350 -0.0229 0	-0.0001 0.0006 -0.0023	0.0097 0.0058 -0.0045	0.0089 0.0047 -0.0050	0.0049 0.0022 -0.0044	0.0013 0.0002 -0.0033	0 0 0
	万布荷重	Y	I II III	-0.0058 -0.0038 0	0.0035 0.0021 -0.0137	0.0103 0.0049 -0.0270	0.0129 0.0049 -0.0300	0.0124 0.0038 -0.0261	0.0106 0.0024 -0.0196	0.0094 0.0013 -0.0108
	等分か	x	I II II	-0.0567 -0.0344 0	0 0.0003 -0.0046	0.0133 0.0069 -0.0098	0.0128 0.0056 -0.0125	0.0096 0.0033 -0.0135	$\begin{array}{c} 0.0061 \\ 0.0014 \\ -0.0139 \end{array}$	0 0 0
1.95	荷重	Y	І П Ш	-0.0095 -0.0057 0	0.0098 0.0039 -0.0273	0.0261 0.0090 -0.0587	0.0354 0.0106 -0.0749	0.0395 0.0107 -0.0810	0.0413 0.0106 -0.0835	0.0435 0.0107 -0.0833
1.25	三角形公	x	I II M	-0.0391 -0.0251 0	0.0035 0.0026 -0.0033	0.0112 0.0063 -0.0059	0.0083 0.0041 -0.0059	0.0038 0.0014 -0.0047	0.0005 -0.0002 -0.0030	0 0 0
	刀布荷重	Y	І П Ш	$ \begin{array}{r} -0.0065 \\ -0.0042 \\ 0 \end{array} $	0.0064 0.0033 -0.0199	0.0146 0.0060 0.0352	$\begin{array}{c} 0.0162 \\ 0.0054 \\ -0.0356 \end{array}$	$ \begin{array}{r} 0.0137 \\ 0.0038 \\ -0.0279 \end{array} $	0.0101 0.0021 0.0183	0.0079 0.0008 -0.0078

(c) $\lambda = 1.50, 1.75, 2.00$

λ	荷重	彎 矩 係數	座標	1	2	3	4	5	6	7
	等 分	x	I П Ш	-0.0568 -0.0344 0	0.0048 0.0029 -0.0058	0.0139 0.0068 -0.0112	0.0113 0.0045 -0.0133	0,0083 0,0025 -0,0138	0.0058 0.0011 0.0139	0 0 0
1.50	布荷重	Y	I II III	-0.0095 -0.0057 0	0.0136 0.0053 -0.0350	0.0307 0.0100 -0.0669	0.0384 0.0108 -0.0797	0.0409 0.0106 0.0829	0.0416 0.0104 -0.0835	0.0434 0.0105 0.0834
1.50	三角形公	x	I П Ш	$ \begin{array}{r} -0.0420 \\ -0.0266 \\ 0 \end{array} $	0.0065 0.0042 0.0044	0.0114 0.0060 -0.0070	0.0071 0.0031 -0.0065	0.0029 0.0009 -0.0047	0.0001 -0.0004 -0.0028	0 0 0
	7布荷重	Y	I II M	-0.0070 -0.0044 0	0.0094 0.0045 -0.0263	0.0183 0.0067 -0.0419	$ \begin{array}{c} 0.0184 \\ 0.0056 \\ -0.0390 \end{array} $	0.0142 0.0037 -0.0284	0.0094 0.0019 -0.0168	0.0065 0.0006 -0.0060
	等分布	X	I II III	-0.0568 -0.0344 0	0.0082 0.0047 -0.0070	$\begin{array}{c} 0.0135 \\ 0.0062 \\ -0.0122 \end{array}$	$\begin{array}{c} 0.0099 \\ 0.0035 \\ -0.0137 \end{array}$	$ \begin{array}{c} 0.0075 \\ 0.0020 \\ -0.0139 \end{array} $	0.0058 0.0010 -0.0139	0 0 0
1.75	布荷 重	Y	I II III	-0.0095 -0.0057 0	0.0172 0.0065 -0.0421	0.0342 0.0105 -0.0730	0.0402 0.0108 -0.0823	0.0414 0.0105 -0.0836	0.0415 0.0104 0.0833	0.0433 0.0104 -0.0840
1.15	三角形分	x	І П Ш	$ \begin{array}{r} -0.0441 \\ -0.0277 \\ 0 \end{array} $	0.0088 0.0053 -0.0054	0.0108 0.0053 -0.0078	0.0059 0.0023 -0.0068	0.0024 0.0006 -0.0047	0.0001 - 0.0004 - 0.0026	0 0 0
	7 布荷重	Y	I II II	-0.0074 -0.0046 0	$\begin{array}{c} 0.0124 \\ 0.0054 \\ -0.0324 \end{array}$	0.0212 0.0071 -0.0470	0.0197 0.0055 -0.0410	0.0142 0.0036 -0.0283	0.0087 0.0018 -0.0155	0.0055 0.0004 -0.0049
	等分女	x	I II III	$ \begin{array}{r} -0.0568 \\ -0.0344 \\ 0 \end{array} $	0.0107 0.0058 -0.0081	0.0125 0.0054 -0.0129	0.0087 0.0028 0.0139	0.0071 0.0018 -0.0140	0.0060 0.0011 -0.0139	0 0 0
2.00	荷重	Y	I П Ш	-0.0095 -0.0057 0	0.0205 0.0076 -0.0487	0.0367 0.0107 -0.0773	0.0411 0.0107 -0.0836	0.0416 0.0105 -0.0838	0.0415 0.0103 -0.0833	0.0432 0.0104 -0.0846
2.00	三角形公	x	I II M	-0.0457 -0.0285 0	0.0105 0.0060 -0.0064	0.0099 0.0045 -0.0085	0.0050 0.0017 -0.0070	0.0022 0.0004 -0.0047	$\begin{array}{c} 0.0002 \\ -0.0003 \\ -0.0024 \end{array}$	0 0 0
	万布荷重	Y	I II III	$ \begin{array}{r} -0.0076 \\ -0.0048 \\ 0 \end{array} $	0.0153 0.0063 -0.0382	0.0234 0.0073 -0.0508	0.0204 0.0055 -0.0420	0.0142 0.0035 -0.0280	0.0082 0.0017 -0.0145	0.0047 0.0004 -0.0041

⁽d) $\lambda = 2.25, 2.50, 2.75$

λ	荷重	鸞矩 係數	座標	1	2	3	4	5	6	7
	等分布	x	І П Ш	-0.0567 -0.0343 0	0.0122 0.0065 -0.0091	0.0114 0.0046 0.0134	0.0080 0.0023 -0.0140	0.0070 0.0017 0.0140	0.0062 0.0012 -0.0139	0 0 0
2 25	17 荷重	Y	I II III	-0.0095 -0.0057 0	0.0235 0.0084 -0.0546	$ \begin{array}{r} 0.0386 \\ 0.0108 \\ -0.0802 \end{array} $	0.0416 0.0106 -0.0842	0.0416 0.0104 0.0839	0.0414 0.0103 -0.0834	0.0432 0.0105 -0.0852
2.20	三角形分	x	І П Ш	-0.0469 -0.0291 0	0.0117 0.0064 -0.0072	0,0089 0,0038 -0,0089	0.0043 0.0013 -0.0071	0.0021 0.0004 -0.0046	0.0003 -0.0002 -0.0023	0 0 0
	7布荷重	Y	I II III	-0.0078 -0.0049 0	0.0179 0.0070 0.0434	0.0250 0.0074 -0.0534	0.0208 0.0054 -0.0424	0.0141 0.0035 -0.0277	0.0078 0.0017 -0.0137	0.0042 0.0003 -0.0034
	等分布	x	І П Ш	-0.0567 -0.0342 0	0.0132 0.0067 -0.0100	0.0104 0.0039 -0.0137	0.0075 0.0020 -0.0141	0.0069 0.0017 -0.0140	0.0063 0.0013 -0.0139	0 0 0
ク イ 石 王 2.50 一	荷重	Y	I II III	-0.0094 -0.0057 0	0.0262 0.0090 -0.0598	0.0398 0.0109 -0.0822	$\begin{array}{c} 0.0417 \\ 0.0106 \\ -0.0844 \end{array}$	$0.0416 \\ 0.0104 \\ -0.0840$	0.0414 0.0103 -0.0837	0.0432 0.0105 0.0858
2,50	三角形	x	І П П	-0.0478 -0.0296 0	0.0123 0.0065 -0.0080	$\begin{array}{c} 0.0079 \\ 0.0031 \\ -0.0092 \end{array}$	0.0039 0.0011 -0.0071	$ \begin{array}{c} 0.0021 \\ 0.0004 \\ -0.0046 \end{array} $	$\begin{array}{c} 0.0005 \\ -0.0001 \\ -0.0022 \end{array}$	0 0 0
	万布荷重	Y	I П Ш	$ \begin{array}{r} -0.0080 \\ -0.0049 \\ 0 \end{array} $	0.0204 0.0075 -0.0482	0.0262 0.0074 -0.0553	0.0209 0.0053 -0.0426	0.0140 0.0034 -0.0275	0.0075 0.0017 -0.0131	0.0038 0.0003 -0.0027
	等分女	x	I Ш	$-0.0566 \\ -0.0341 \\ 0$	0.0136 0.0067 -0.0107	0.0096 0.0033 -0.0139	0.0072 0.0018 -0.0141	0.0069 0.0016 -0.0140	0.0065 0.0014 -0.0140	0 0 0
0.75	巾 荷 重	Y	І П Ш	-0.0094 -0.0057 0	0.0286 0.0096 -0.0644	0.0407 0.0108 -0.0836	0.0418 0.0105 -0.0845	0.0416 0.0104 -0.0841	0.0414 0.0103 0.0840	0.0432 0.0105 -0.0863
2,15	三角形公	x	I II II	-0.0486 -0.0299 0	0.0126 0.0064 0.0087	0.0071 0.0026 -0.0094	0.0037 0.0009 -0.0071	0.0021 0.0005 -0.0046	0.0006 0 -0.0021	0 0 0
	万布荷重	Y	І П Ш	$ \begin{array}{r} -0.0081 \\ -0.0050 \\ 0 \end{array} $	0.0226 0.0080 -0.0524	0.0269 0.0073 -0.0566	0.0209 0.0053 -0.0427	0.0139 0.0034 -0.0273	0.0074 0.0017 -0.0126	0.0034 0.0003 -0.0021

(e) $\lambda = 3.00, 3.25, 3.50$

2	荷	彎矩	塺	1	2	2	4	E		
Â	重	係數	標	1	2	5	4	5	0	
λ 3.00 - 3.25 - 3.50 -	等分布	X	I II III	-0.0565 -0.0339 0	0.0137 0.0065 0.0114	0.0089 0.0028 0.0141	0.0070 0.0017 -0.0141	0.0069 0.0016 0.0140	0.0066 0.0015 -0.0141	0 0 0
3.00	荷重	Y	I II III	-0.0094 -0.0057 0	0.0308 0.0100 0.0685	0.0412 0.0108 0.0845	0.0418 0.0105 0.0845	0.0416 0.0104 —0.0843	0.0414 0.0103 0.0843	0.0432 0.0105 0.0868
	三角形分	x	I II III	-0.0492 -0.0301 0	0.0126 0.0062 0.0094	0.0064 0.0021 0.0096	0.0036 0.0009 -0.0071	0.0021 0.0005 0.0045	0.0007 0.0001 0.0020	0 0 0
	7布荷重	Y	I II III	-0.0082 -0.0050 0	0.0245 0.0084 0.0561	0.0274 0.0073 -0.0576	0.0209 0.0053 0.0428	0.0139 0.0034 0.0272	0.0072 0.0017 0.0121	0.0031 0.0003 0.0015
	等分布	x	I I II	-0.0565 -0.0338 0	0.0136 0.0062 -0.0120	0.0083 0.0025 —0.0142	0.0070 0.0017 -0.0141	0.0068 0.0015 -0.0141	0.0067 0.0015 -0.0141	0 0 0
3.25	荷重	Y	I ∏ ∭	-0.0094 -0.0056 0	0.0326 0.0103 —0.0720	0.0415 0.0107 0.0851	0.0418 0.0105 —0.0846	0.0416 0.0104 -0.0845	0.0414 0.0104 —0.0847	0.0432 0.0105 -0.0872
5.20	三角形公	x	I II III	-0.0496 -0.0302 0	0.0123 0.0058 0.0099	0.0059 0.0018 0.0097	0.0035 0.0008 -0.0071	0.0022 0.0005 0.0045	0.0008 0.0002 0.0019	0 0
	万布荷重	Y	I II III	-0.0083 -0.0050 0	0.0263 0.0086 0.0594	0.0277 0.0072 -0.0583	0.0209 0.0052 —0.0428	0.0139 0.0034 -0.0271	0.0071 0.0017 —0.0116	0.0029 0.0003 0.0008
	等分布	x	I II III	-0.0564 -0.0335 0	0.0132 0.0058 0.0125	0.0079 0.0022 0.0143	0.0069 0.0016 -0.0141	0.0068 0.0015 -0.0141	0.0067 0.0015 0.0142	0 0 0
2 50	荷重	Y	I II II	-0.0094 -0.0056 0	0.0343 0.0105 0.0750	0.0417 0.0107 —0.0855	0.0417 0.0104 0.0846	0.0416 0.0104 —0.0847	0.0415 0.0104 0.0851	0.0432 0.0105 —0.0877
3.50	三角形分	X	I Ⅲ Ⅲ	-0.0500 -0.0303 0	0.0119 0.0054 -0.0104	0.0055 0.0015 0.0098	0.0035 0.0008 0.0072	0.0022 0.0005 -0.0045	0.0009 0.0003 0.0019	0 0 0
	7布荷重	Ŷ	I II III	-0.0083 -0.0050 0	0.0278 0.0088 0.0622	0.0279 0.0072 -0.0588	0.0209 0.0052 0.0429	0.0139 0.0034 0.0269	0.0071 0.0017 0.0112	0.0027 0.0003 0.0002

(f) $\lambda = 3.75, 4.00, 4.25$

λ	荷	費矩	座	1	2	3	4	5	6	7
	重	係數	標							
	等分	x	I П Ш	$ \begin{array}{r} -0.0564 \\ -0.0331 \\ 0 \end{array} $	0.0127 0.0053 0.0129	$\begin{array}{c} 0.0076 \\ 0.0020 \\ -0.0143 \end{array}$	$0.0069 \\ 0.0016 \\ -0.0141$	0.0068 0.0014 0.0141	$ \begin{array}{r} 0.0068 \\ 0.0014 \\ -0.0143 \end{array} $	0 0 0
0.75	布荷重	Y	I II III	-0.0094 -0.0055 0	0.0356 0.0106 -0.0775	0.0418 0.0106 -0.0859	0.0417 0.0104 -0.0848	0.0416 0.0104 -0.0848	0.0415 0.0104 -0.0856	0.0434 0.0104 -0.0881
3,75	三角形公	x	I II III	$ \begin{array}{r} -0.0505 \\ -0.0302 \\ 0 \end{array} $	0.0114 0.0049 -0.0108	0.0052 0.0013 -0.0099	0.0034 0.0008 -0.0072	0.0022 0.0005 -0.0045	0.0010 0.0004 -0.0018	0 0 0
	7 布荷重	Y	I II II	$ \begin{array}{r} -0.0084 \\ -0.0050 \\ 0 \end{array} $	0.0291 0.0089 -0.0647	0.0280 0.0071 -0.0593	0.0209 0.0052 -0.0431	0.0138 0.0034 -0.0268	0.0070 0.0017 -0.0107	0.0025 0.0003 0.0005
	等分布	x	I II III	-0.0568 -0.0324 0	0.0121 0.0048 -0.0133	0.0075 0.0019 -0.0144	0.0069 0.0016 -0.0142	0.0067 0.0014 0.0142	0.0068 0.0014 -0.0143	0 0 0
4.00	荷重	Y	І П П	$ \begin{array}{r} -0.0095 \\ -0.0054 \\ 0 \end{array} $	0.0368 0.0107 -0.0797	0.0419 0.0106 -0.0862	0.0417 0.0104 -0.0850	0.0417 0.0104 -0.0850	0.0415 0.0104 -0.0860	0.0433 0.0105 -0.0886
4.00	三角形公	x	I II III	-0.0505 -0.0302 0	$\begin{array}{c} 0.0108 \\ 0.0044 \\ -0.0111 \end{array}$	0.0050 0.0011 -0.0100	0.0034 0.0007 -0.0072	0.0022 0.0005 -0.0044	0.0011 0.0005 -0.0017	0 0 0
	万布荷重	Y	I II II	$ \begin{array}{r} -0.0084 \\ -0.0050 \\ 0 \end{array} $	0.0302 0.0090 -0.0668	0.0280 0.0071 -0.0598	0.0209 0.0052 -0.0432	0.0138 0.0034 -0.0266	0.0069 0.0017 0.0103	0.0023 0.0003 0.0012
	等分女	x	І П Ш	-0.0560 -0.0325 0	0.0115 0.0044 -0.0136	0.0073 0.0018 -0.0144	0.0069 0.0015 0.0142	0.0067 0.0013 -0.0142	0.0068 0.0013 -0.0144	0 0 0
4 95	巾荷重	Y	І П Ш	-0.0093 -0.0054 0	0.0378 0.0108 -0.0816	0.0419 0.0106 -0.0866	0.0417 0.0104 -0.0852	0.0417 0.0104 -0.0852	0.0416 0.0104 -0.0865	0.0433 0.0105 -0.0891
4.20	三角形公	x	I II III	-0.0507 -0.0301 0	0.0102 0.0039 -0.0114	0.0049 0.0010 -0.0100	0.0034 0.0007 -0.0072	0.0021 0.0005 -0.0044	0.0012 0.0007 -0.0016	0 0 0
	万布荷重	Y	I II III	-0.0085 -0.0050 0	0.0311 0.0090 0.0687	0.0280 0.0070 -0.0603	0.0209 0.0052 -0.0434	0.0138 0.0034 -0.0265	0.0069 0.0017 -0.0098	0.0022 0.0004 0.0018

(g) $\lambda = 4.50, 4.75, 5.00$

λ	荷重	彎矩 係數	座標	1	2	3	4	5	6	7
	等分	x	I П Ш	$ \begin{array}{r} -0.0560 \\ -0.0322 \\ 0 \end{array} $	0.0109 0.0039 -0.0139	0.0072 0.0017 -0.0145	0.0068 0.0015 -0.0142	0.0066 0.0013 -0.0142	0.0067 0.0013 -0.0145	0 0 0
4.50	巾 荷 重	Y	І П Ш	-0.0093 -0.0054 0	0.0387 0.0108 -0.0832	0.0419 0.0105 -0.0869	0.0417 0.0104 -0.0854	0.0417 0.0103 0.0854	0.0416 0.0104 -0.0869	0.0435 0.0106 0.0896
4.50	三角形八	x	I II M	-0.0510 -0.0300 0	0.0096 0.0034 0.0117	0.0048 0.0009 0.0101	0.0034 0.0006 -0.0073	0.0021 0.0005 -0.0044	0.0012 0.0008 -0.0016	0 0 0
	万布荷重	Y	I II III	-0.0085 -0.0050 0	0.0319 0.0090 -0.0703	0.0280 0.0070 0.0608	0,0209 0,0052 0,0436	0,0138 0,0034 -0,0263	0.0068 0.0017 -0.0093	0.0021 0.0005 0.0025
	等分在	x	I II II	-0.0555 -0.0315 0	0.0103 0.0034 -0.0141	0.0072 0.0016 -0.0146	0.0068 0.0014 -0.0143	0.0065 0.0012 0.0143	0.0067 0.0012 -0.0146	0 0 0
ク イ 重 4 75	巾 荷 重	Y	I II M	-0.0092 -0.0052 0	0.0394 0.0107 -0.0846	0.0419 0.0105 -0.0873	0.0417 0.0104 -0.0856	0.0417 0.0103 -0.0856	$0.0417 \\ 0.0103 \\ -0.0874$	0.0433 0.0104 -0.0901
4.75	三角形	x	І П Ш	-0.0508 -0.0296 0	0,0090 0,0029 -0,0120	0.0047 0.0007 -0.0102	0.0034 0.0006 0.0073	0.0021 0.0006 -0.0044	0.0014 0.0009 -0.0015	0 0 0
	分布荷重	Y	І П Ш	-0.0085 -0.0049 0	0.0326 0.0090 0.0717	0.0281 0.0070 -0.0613	0.0209 0.0052 -0.0438	0.0138 0.0034 -0.0261	0.0068 0.0018 -0.0088	0.0020 0.0006 0.0032
	等分女	x	І П Ш	-0.0552 -0.0309 0	0.0097 0.0030 -0.0143	0.0071 0.0015 0.0146	0.0068 0.0014 0.0143	0.0065 0.0011 0.0143	0.0066 0.0011 -0.0147	0 0 0
5 00	布荷 重	Y	I П Ш	-0.0092 -0.0052 0	0,0399 0,0107 0.0858	0.0419 0.0105 -0.0877	0.0417 0.0103 -0.0858	0.0417 0.0103 -0.0858	0.0417 0.0103 -0.0879	0.0433 0.0103 -0.0906
5.00	三角形公	x	I II II	-0.0508 -0.0292 0	0.0084 0.0025 -0.0122	0.0046 0.0006 -0.0103	0.0033 0.0006 -0.0073	0.0021 0.0006 -0.0043	$\begin{array}{c} 0.\ 0015\\ 0.\ 0010\\ -0.\ 0014 \end{array}$	0 0 0
	分布荷重	Y	І П Ш	-0.0085 -0.0049 0	0.0331 0.0090 -0.0729	0.0281 0.0069 -0.0619	0.0209 0.0052 -0.0440	0.0138 0.0034 0.0259	0.0068 0.0018 -0.0083	0.0019 0.0007 0.0039

表 C1-10 三邊固定一邊自由版之計算表(X 方向八等分, Y 方向四等分)

(a)	$\lambda = 0.3$	0, 0.	40,	0.50
-----	-----------------	-------	-----	------

a	荷	彎 矩	座	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	重	係數	標									
	等分女	х	I П	-0,3819 -0.2656 0	-0.2648 -0.1754 -0.0014	-0.1704 -0.1074 -0.0075	-0.0972 -0.0576 -0.0157	-0.0434 -0.0230 -0.0249	-0.0078 -0.0012 -0.0346	0.0109 0.0094 -0.0451	0.0133 0.0098 0.0582	0 0 0
0.20	巾 荷 重	Y	I II II	-0.0636 -0.0443 0	-0.0419 -0.0266 -0.0086	-0.0202 -0.0089 -0.0447	0.0007 0.0077 -0.0945	0.0204 0.0226 -0.1495	0.0382 0.0353 -0.2074	0.0536 0.0459 -0.2708	0.0665 0.0545 -0.3493	0,0762 0,0614 0,4201
0.30	三角形公	x	І П Ш	-0.1353 -0.1021 0	-0.0802 -0.0548 -0.0014	-0.0407 -0.0233 -0.0042	-0.0145 -0.0043 -0.0069	0.0009 0.0053 -0.0092	0.0078 0.0083 -0.0111	0.0086 0.0071 -0.0129	0.0053 0.0037 -0.0151	0 0 0
	万布荷重	Y	І П П	-0.0225 -0.0170 0	-0.0128 -0.0082 -0.0083	-0.0045 -0.0009 -0.0251	0.0023 0.0049 -0.0416	0.0078 0.0091 -0.0554	0.0122 0.0120 -0.0666	0.0156 0.0139 -0.0773	0.0184 0.0152 -0.0907	0.0207 0.0164 -0.0981
	等分布	x	I II III	-0.2840 -0.1819 0	-0.1787 -0.1099 -0.0016	-0.0997 -0.0589 -0.0076	-0.0430 -0.0242 -0.0154	-0.0051 -0.0024 -0.0236	0.0167 0.0091 -0.0319	0.0243 0.0127 -0.0406	0.0187 0.0096 -0.0511	0 0 0
0.40	荷重	Y	I II II	-0.0473 -0.0303 0	-0.0262 -0.0157 -0.0097	-0.0037 -0.0014 -0.0457	0.0186 0.0115 -0.0925	0.0397 0.0229 -0.1419	0.0587 0.0325 -0.1914	0.0752 0.0404 0.2434	0.0892 0.0468 -0.3064	0.1004 0.0523 -0.3553
0,40	三角形分	х	І П Ш	-0.1084 -0.0770 0	-0.0566 -0.0357 -0.0014	-0.0215 -0.0102 -0.0042	0 0.0037 -0.0068	0.0109 0.0094 -0.0089	0.0139 0.0097 0.0104	0.0117 0.0070 -0.0117	0.0064 0.0031 0.0132	0 0 0
	万布荷重	Y	І П П	-0.0181 -0.0128 0	-0.0084 -0.0049 -0.0085	0.0002 0.0017 -0.0253	0.0075 0.0065 -0.0411	0.0135 0.0096 -0.0533	0.0182 0.0114 0.0623	0.0219 0.0122 -0.0700	0.0249 0.0127 -0.0793	0.0274 0.0133 0.0810
	等分布	x	I II III	-0.2053 -0.1269 0	-0.1153 -0.0686 -0.0018	-0.0526 -0.0299 -0.0076	-0.0112 -0.0058 -0.0146	0.0136 0.0075 -0.0216	0.0254 0.0127 -0.0281	0.0265 0.0123 -0.0345	0.0181 0.0080 -0.0421	0 0 0
0.50	荷重	Y	I II III	-0.0342 -0.0212 0	-0.0149 -0.0090 -0.0108	0.0062 0.0024 -0.0457	0.0271 0.0124 -0.0878	0.0465 0.0207 0.1294	0.0637 0.0273 -0.1684	0.0782 0.0327 -0.2072	0.0904 0.0370 -0.2527	0.1005 0.0410 -0.2818
0.00	三角形分	x	I II III	-0.0858 -0.0594 0	-0.0385 -0.0233 -0.0015	-0.0084 -0.0026 -0.0042	0.0083 0.0075 -0.0066	0.0151 0.0106 -0.0083	0.0153 0.0094 -0.0093	0.0115 0.0060 -0.0100	0.0058 0.0024 0.0108	0 0 0
	万布荷重	Y	I II III	-0.0143 -0.0099 0	-0.0050 -0.0027 -0.0088	0.0033 0.0031 -0.0253	0.0104 0.0070 -0.0398	0.0160 0.0091 -0.0499	0.0201 0.0099 -0.0561	0.0231 0.0099 -0.0602	0.0253 0.0097 -0.0648	0.0273 0.0098 -0.0613

(b) $\lambda = 0.75, 1.00, 1.25$

λ	荷	灣矩	座	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	里等分	X	標 Ⅰ Ⅲ	-0.0990 -0.0602 0	-0.0395 -0.0229 -0.0020	-0.0053 -0.0025 -0.0068	0.0124 0.0071 -0.0117	0.0197 0.0103 -0.0156	0.0205 0.0096 -0.0187	0.0172 0.0070 -0.0213	0.0106 0.0037 -0.0240	0 0 0
0.75	布荷重	Y	І П Ш	-0.0165 -0.0100 0	-0.0020 -0.0017 -0.0121	0.0137 0.0055 0.0410	0.0283 0.0109 -0.0700	0.0406 0.0144 -0.0939	0.0504 0.0167 -0.1123	0.0578 0.0182 -0.1276	0.0637 0.0192 -0.1442	0.0688 0.0205 -0.1477
0.75	三角形分	x	I II II	-0.0519 -0.0348 0	-0.0149 -0.0083 -0.0015	0.0047 0.0040 0.0040	0.0127 0.0082 -0.0057	0.0137 0.0080 -0.0066	0.0109 0.0058 -0.0066	0.0066 0.0030 0.0063	0.0025 0.0007 -0.0059	0 0 0
	7 布荷重	Y	I II III	-0.0087 -0.0058 0	-0.0006 0 -0.0091	0.0066 0.0042 -0.0238	0.0121 0.0064 -0.0344	0.0155 0.0070 -0.0394	0.0171 0.0065 -0.0399	0.0175 0.0054 -0.0378	0.0173 0.0044 -0.0351	0.0175 0.0037 0.0260
	等分布	х	1 П Ш	-0.0565 -0.0343 0	-0.0147 -0.0083 -0.0020	0.0048 0.0029 -0.0058	0.0121 0.0064 -0.0089	0.0133 0.0064 0.0111	0.0118 0.0050 -0.0124	0.0092 0.0032 -0.0133	0.0056 0.0015 -0.0143	0 0 0
1.00	荷重	Y	1 П Ш	-0.0094 -0.0057 0	0.0018 0.0005 -0.0119	0.0135 0.0053 -0.0345	0.0233 0.0083 0.0535	0.0304 0.0098 -0.0665	0.0352 0.0104 -0.0745	0.0383 0.0107 -0.0799	0.0405 0.0108 0.0856	0.0428 0.0111 -0.0838
1.00	三角形公	х	I П Ш	-0.0350 -0.0229 0	-0.0057 -0.0029 -0.0015	0.0068 0.0045 -0.0036	0.0101 0.0058 -0.0047	0.0089 0.0047 0.0050	0.0060 0.0029 -0.0046	0.0030 0.0011 -0.0039	0.0006 0.0001 -0.0032	0 0 0
	万布荷重	Y	I II II	-0.0058 -0.0038 0	0.0013 0.0009 -0.0090	0.0074 0.0039 -0.0213	0.0113 0.0051 -0.0284	0.0129 0.0049 -0.0300	0.0127 0.0041 -0.0277	0.0115 0.0031 -0.0236	0.0102 0.0020 -0.0191	0.0094 0.0013 -0.0108
	等分布	x	I П Ш	-0.0567 -0.0344 0	-0.0083 -0.0045 -0.0029	0.0096 0.0054 0.0075	0.0138 0.0069 -0.0107	0.0128 0.0056 -0.0125	0.0104 0.0039 -0.0133	0.0080 0.0023 -0.0138	0.0051 0.0010 -0.0143	0 0 0
1.95	荷重	Y	I II II	-0.0095 -0.0057 0	0.0049 0.0019 0.0174	0.0188 0.0071 0.0447	0.0290 0.0096 -0.0641	0.0354 0.0106 -0.0749	0.0388 0.0107 -0.0799	0.0406 0.0106 0.0826	0.0417 0.0106 -0.0859	0.0435 0.0107 0.0833
1.25	三角形公	x	І П Ш	-0.0391 -0.0251 0	-0.0025 -0.0009 -0.0022	0.0097 0.0058 0.0048	0.0109 0.0059 -0.0060	0.0083 0.0041 -0.0059	0.0049 0.0021 -0.0051	0.0020 0.0005 -0.0040	0 -0.0004 -0.0029	0 0 0
	万布荷重	Y	I II II	-0.0065 -0.0042 0	0.0033 0.0019 0.0135	0.0114 0.0052 -0.0291	0.0155 0.0060 -0.0361	0.0162 0.0054 -0.0356	0.0145 0.0042 -0.0305	0.0119 0.0029 0.0239	0.0094 0.0017 -0.0172	0.0079 0.0008 -0.0078

⁽c) $\lambda = 1.50, 1.75, 2.00$

r	荷	彎矩	座	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	重	係數	標									
	等分女	X	І П Ш	0.0568 -0.0344 0	-0.0030 -0.0015 -0.0038	0.0123 0.0065 -0.0089	0.0136 0.0063 0.0119	0.0113 0.0045 -0.0133	0.0090 0.0030 -0.0137	0.0071 0.0018 -0.0139	0.0050 0.0008 -0.0142	0 0 0
1 50	巾 荷 重	Y	І П Ш	-0.0095 -0.0057 0	0.0079 0.0031 -0.0231	0.0235 0.0084 -0.0534	0.0333 0.0104 -0.0716	0.0384 0.0108 -0.0797	0.0406 0.0107 -0.0823	0,0413 0,0105 -0,0831	0.0418 0.0104 -0.0852	0.0434 0.0105 -0.0834
1.50	三角形分	x	І П Ш	-0.0420 -0.0266 0	0.0007 0.0009 0.0030	0.0114 0.0064 -0.0060	0.0106 0.0053 —0.0070	0.0071 0.0031 -0.0065	0.0039 0.0014 -0.0053	0.0014 0.0001 -0.0039	-0.0003 -0.0005 -0.0026	0 0 0
	7布荷重	Y	I II III	-0.0070 -0.0044 0	0.0056 0.0029 0.0182	0.0151 0.0062 -0.0361	0.0189 0.0066 -0.0419	0.0184 0.0056 -0.0390	0.0154 0.0042 -0.0317	0.0117 0.0027 -0.0234	0.0084 0.0015 -0.0155	0.0065 0.0006 -0.0060
	等分布	x	I II II	-0.0568 -0.0344 0	0.0013 0.0009 -0.0048	0.0135 0.0069 -0.0101	0.0126 0.0054 -0.0128	0.0099 0.0035 -0.0137	0.0080 0.0024 -0.0138	0.0068 0.0016 -0.0138	$ \begin{array}{r} 0.0051 \\ 0.0008 \\ -0.0141 \end{array} $	0 0 0
1 75	荷重	Y	I II II	-0.0095 -0.0057 0	0.0108 0.0043 -0.0287	0.0274 0.0093 -0.0605	0.0364 0.0107 -0.0767	0.0402 0.0108 -0.0823	0.0413 0.0106 -0.0831	0.0415 0.0104 -0.0830	0.0416 0.0104 -0.0845	0.0433 0.0104 0.0840
1.75	三角形公	x	І П П	-0.0441 -0.0277 0	0.0035 0.0025 -0.0039	0.0120 0.0064 -0.0070	0.0096 0.0045 0.0077	0.0059 0.0023 -0.0068	0.0032 0.0010 -0.0054	0.0012 0 -0.0038	-0.0003 -0.0005 -0.0024	0 0 0
	刀布荷重	Y	І П П	-0.0074 -0.0046 0	0,0081 0.0038 -0.0231	0.0185 0.0070 -0.0420	0.0215 0.0068 -0.0459	0.0197 0.0055 -0.0410	0.0157 0.0041 -0.0321	0.0113 0.0026 -0.0227	0.0076 0.0014 -0.0141	0,0055 0,0004 -0.0049
	等分女	x	І П П	-0.0568 -0.0344 0	0.0047 0.0028 0.0057	0.0138 0.0067 0.0110	0.0113 0.0045 -0.0133	0.0087 0.0028 -0.0139	0.0075 0.0020 -0.0139	0.0067 0.0016 -0.0138	0.0054 0.0009 -0.0140	0 0 0
2 00	巾荷重	Y	I Ш Ш	-0.0095 -0.0057 0	0.0137 0.0053 -0.0340	0.0307 0.0099 -0.0662	0.0385 0.0108 -0.0800	0.0411 0.0107 -0.0836	0.0416 0.0105 0.0832	0.0415 0.0104 -0.0827	0.0415 0.0103 -0.0841	0.0432 0.0104 0.0846
2.00	三角形分	x	І П П	-0.0457 -0.0285 0	0,0060 0,0038 0.0046	0.0120 0.0061 -0.0078	0.0084 0.0036 -0.0081	0.0050 0.0017 -0.0070	0.0028 0.0007 -0.0054	0.0012 0.0001 -0.0037	-0.0002 -0.0005 -0.0022	0 0 0
	万布荷重	Y	І П Ш	-0.0076 -0.0048 0	0.0105 0.0047 -0.0279	0.0214 0.0075 -0.0468	0.0233 0.0069 -0.0486	0.0204 0.0055 -0.0420	0.0158 0.0040 -0.0322	0.0110 0.0026 -0.0223	0.0070 0.0013 -0.0132	0.0047 0.0004 0.0041

(d) $\lambda = 2.25, 2.50, 2.75$

	荷	彎矩	座					_				
Å	重	係數	標	1	Z	3	4	5	6		8	9
	等分布	x	І П П	-0.0567 -0.0343 0	0.0074 0.0042 -0.0065	0.0135 0.0062 0.0118	0.0102 0.0037 -0.0137	0.0080 0.0023 -0.0140	0.0072 0.0019 -0.0138	0.0068 0.0017 -0.0137	0.0056 0.0010 -0.0140	0 0 0
2.25	荷重	Y	I П Ш	-0.0095 -0.0057 0	0.0163 0.0062 -0.0390	0.0334 0.0104 -0.0706	0.0399 0.0108 -0.0820	0.0416 0.0106 -0.0842	0.0417 0.0105 0.0831	0.0415 0.0104 -0.0824	0.0414 0.0103 -0.0838	0.0432 0.0105 -0.0852
2.20	三角形分	x	1 П Ш	-0.0469 -0.0291 0	0.0080 0.0048 -0.0054	0.0116 0.0056 -0.0084	0.0073 0.0029 0.0084	0.0043 0.0013 -0.0071	0.0026 0.0007 -0.0054	0.0013 0.0002 -0.0037	-0.0001 -0.0004 -0.0021	0 0 0
	万布荷重	Y	І П Ш	-0.0078 -0.0049 0	0.0128 0.0055 -0.0325	0.0238 0.0078 -0.0506	0.0245 0.0069 -0.0502	0.0208 0.0054 -0.0424	0.0158 0.0039 -0.0322	0.0108 0.0026 -0.0221	0.0065 0.0013 -0.0125	0.0042 0.0003 -0.0034
	等分布	х	І П Ш	-0.0567 -0.0342 0	0.0094 0.0052 -0.0073	0.0128 0.0056 -0.0123	0.0092 0.0030 -0.0139	0.0075 0.0020 0.0141	0.0071 0.0018 0.0138	0.0069 0.0017 -0.0137	0.0059 0.0011 -0.0139	0 0 0
2 50	市荷重	Y	І П Ш	-0.0094 -0.0057 0	0.0189 0.0070 0.0437	0.0356 0.0106 0.0739	0.0408 0.0108 -0.0832	0.0417 0.0106 -0.0844	0.0417 0.0104 -0.0829	0.0415 0.0104 -0.0822	0.0414 0.0103 -0.0836	0.0432 0.0105 -0.0858
2.50	三角形公	x	I II II	-0.0478 -0.0296 0	0.0096 0.0055 -0.0061	0.0109 0.0051 -0.0089	0.0064 0.0023 -0.0085	0.0039 0.0011 -0.0071	0.0026 0.0006 0.0054	0.0014 0.0002 0.0037	0.0001 -0.0003 -0.0020	0 0 0
	万布荷重	Y	І П Ш	-0.0080 -0.0049 0	0.0151 0.0062 -0.0368	0.0257 0.0080 -0.0534	0.0253 0.0068 -0.0511	0.0209 0.0053 -0.0426	0,0157 0,0039 -0,0322	0,0106 0,0026 -0,0220	0.0062 0.0013 -0.0120	0.0038 0.0003 -0.0027
	等分女	x	I II M	-0.0566 -0.0341 0	0.0110 0.0059 -0.0080	0.0121 0.0050 -0.0127	0.0084 0.0025 -0.0140	0.0072 0.0018 -0.0141	0.0070 0.0018 -0.0138	0.0069 0.0018 -0.0137	0.0061 0.0012 0.0139	0 0 0
0.75	巾荷重	Y	I II M	-0.0094 -0.0057 0	0.0213 0.0077 -0.0480	0.0373 0.0107 -0.0763	0.0413 0.0107 -0.0839	0.0418 0.0105 -0.0845	0.0417 0.0104 0.0827	0.0415 0.0104 -0.0820	0.0414 0.0103 -0.0836	0.0432 0.0105 -0.0863
2.75	三角形公	x	І П Ш	-0.0486 -0.0299 0	0.0108 0.0060 -0.0068	0.0101 0.0045 -0.0093	0.0057 0.0019 -0.0086	0.0037 0.0009 -0.0071	0.0026 0.0006 -0.0054	0.0015 0.0003 -0.0037	0.0002 -0.0002 -0.0019	0 0 0
	万布荷重	Y	І П Ш	-0.0081 -0.0050 0	0.0173 0.0068 -0.0409	0.0272 0.0081 -0.0555	0.0257 0.0068 0.0515	0.0209 0.0053 -0.0427	0.0157 0.0039 -0.0322	0.0105 0.0026 -0.0220	0.0060 0.0013 -0.0117	0.0034 0.0003 -0.0021

⁽e) $\lambda = 3.00, 3.25, 3.50$

	荷	彎矩	座		0			-	0		0	0
λ	重	係數	標	1	Z	3	4	5	0	'	8	9
	等分	x	I II II	-0.0565 -0.0339 0	0.0121 0.0064 -0.0086	0.0112 0.0044 -0.0130	0.0079 0.0022 -0.0140	0.0070 0.0017 -0.0141	0.0070 0.0018 -0.0138	0.0070 0.0019 0.0136	0.0063 0.0013 -0.0139	0 0 0
3.00	布荷重	Y	I H M	-0.0094 -0.0057 0	0.0235 0.0083 0.0518	0.0386 0.0108 0.0780	0.0416 0.0106 -0.0843	0.0418 0.0105 -0.0845	0.0417 0.0104 -0.0825	0.0415 0.0104 -0.0818	0.0414 0.0103 -0.0836	0.0432 0.0105 0.0868
0.00	三角形分	X	І П Ш	-0.0492 -0.0301 0	0.0116 0.0063 -0.0074	0.0093 0.0039 0.0095	0.0052 0.0016 -0.0086	0.0036 0.0009 -0.0071	0.0026 0.0006 -0.0054	0.0016 0.0003 -0.0037	0.0003 -0.0002 -0.0019	0 0 0
	7布荷重	Y	І П Ш	-0.0082 -0.0050 0	0.0193 0.0073 -0.0446	0.0284 0.0082 -0.0569	0.0260 0.0067 -0.0516	0.0209 0.0053 -0.0428	0.0157 0.0039 -0.0323	0.0105 0.0026 -0.0222	0.0058 0.0013 -0.0114	0.0031 0.0003 0.0015
	等分布	x	І Ц Ш	-0.0565 -0.0338 0	0.0128 0.0067 -0.0092	0.0104 0.0039 -0.0132	0.0075 0.0019 -0.0141	0.0070 0.0017 -0.0141	0.0070 0.0019 -0.0137	0.0071 0.0019 -0.0136	0.0064 0.0014 -0.0140	0 0 0
2.05	荷重	Y	I II M	-0.0094 -0.0056 0	0,0256 0,0088 -0,0553	0.0395 0.0108 -0.0791	0.0417 0.0106 0.0845	0.0418 0.0105 -0.0846	0.0417 0.0104 -0.0823	0.0416 0.0104 -0.0816	0.0414 0.0103 -0.0837	0.0432 0.0105 -0.0872
3.20	三角形公	X	I П Ш	-0.0496 -0.0302 0	0.0122 0.0064 -0.0080	0.0085 0.0034 -0.0096	0.0048 0.0014 -0.0086	0.0035 0.0008 -0.0071	0.0026 0.0006 -0.0054	0.0017 0.0004 -0.0037	0.0004 -0.0001 -0.0019	0 0 0
	万布荷重	Y	І П П	-0.0083 -0.0050 0	0.0212 0.0077 -0.0479	0.0293 0.0082 -0.0578	0.0261 0.0066 -0.0516	0.0209 0.0052 -0.0428	0.0156 0.0039 -0.0325	0.0105 0.0026 -0.0224	0.0057 0.0013 -0.0112	0.0029 0.0003 -0.0008
	等分布	х	I П Ш	-0.0564 -0.0335 0	0.0133 0.0068 -0.0097	0.0097 0.0035 -0.0133	0.0072 0.0018 -0.0141	0.0069 0.0016 -0.0141	0.0070 0.0019 -0.0137	0.0071 0.0020 -0.0136	0.0065 0.0015 -0.0140	0 0 0
3 50	市荷重	Y	I II III	-0.0094 -0.0056 0	0.0275 0.0092 -0.0583	0.0402 0.0107 -0.0798	0.0418 0.0105 -0.0846	0.0417 0.0104 -0.0847	0.0417 0.0104 -0.0821	0.0416 0.0104 -0.0814	0.0414 0.0104 -0.0838	0.0432 0.0105 -0.0877
5,50	三角形分	x	I П Ш	-0.0500 -0.0303 0	0.0125 0.0064 -0.0085	0.0079 0.0030 -0.0097	0.0046 0.0012 -0.0086	0.0035 0.0008 -0.0072	0.0026 0.0006 -0.0054	0.0017 0.0004 -0.0038	$0.0004 \\ -0.0001 \\ -0.0018$	0 0 0
	力布荷重	Y	1 П	-0.0083 -0.0050 0	0.0230 0.0081 -0.0509	0.0299 0.0081 -0.0583	0.0261 0.0066 0.0514	0.0209 0.0052 -0.0429	0.0156 0.0039 0.0327	0.0104 0.0026 -0.0226	0.0056 0.0013 -0.0111	0.0027 0.0003 -0.0002

(f) $\lambda = 3.75, 4.00, 4.25$

,	荷	彎矩	座	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Â	重	係數	標	1	2	5	ч	5	Ū	·	Ū	U
	等分女	x	I П Ш	-0.0564 -0.0331 0	0.0135 0.0068 -0.0102	0.0091 0.0031 -0.0134	0.0070 0.0016 -0.0141	0.0069 0.0016 -0.0141	0.0071 0.0019 -0.0137	0.0071 0.0021 0.0135	0.0066 0.0015 -0.0140	0 0 0
2 75	巾荷重	Y	І П Ш	-0.0094 -0.0055 0	0.0292 0.0096 -0.0609	0.0407 0.0107 -0.0802	0.0418 0.0105 -0.0847	0.0417 0.0104 0.0848	0.0417 0.0104 -0.0820	0.0416 0.0104 -0.0812	0.0414 0.0104 -0.0840	0.0434 0.0104 0.0881
3,13	三角形分	x	І П Ш	-0.0505 -0.0302 0	0.0126 0.0063 -0.0089	0.0073 0.0027 -0.0097	0.0045 0.0012 -0.0085	0.0034 0.0008 -0.0072	0.0027 0.0006 -0.0055	0.0018 0.0004 -0.0038	0.0005 0 -0.0018	0 0 0
	万布荷重	Y	I II III	-0.0084 -0.0050 0	0.0246 0.0084 -0.0536	0.0304 0.0081 -0.0584	0.0261 0.0065 -0.0512	0.0209 0.0052 0.0431	0.0156 0.0039 -0.0329	0.0104 0.0027 -0.0228	0.0055 0.0012 -0.0110	0.0025 0.0003 0.0005
	等分布	x	I II III	-0.0568 -0.0324 0	0.0135 0.0067 -0.0105	0.0086 0.0028 -0.0134	0.0069 0.0015 -0.0141	0.0069 0.0016 -0.0142	0.0071 0.0020 -0.0136	0.0072 0.0021 -0.0136	0.0067 0.0016 -0.0140	0 0 0
4.00	荷重	Y	І П Ш	-0.0095 -0.0054 0	0.0307 0.0099 -0.0632	0.0411 0.0106 -0.0802	0.0418 0.0104 -0.0847	0.0417 0.0104 -0.0850	0.0417 0.0104 -0.0818	0.0416 0.0104 -0.0810	0.0415 0.0104 -0.0842	0.0433 0.0105 -0.0886
4.00	三角形公	x	І П Ш	-0.0505 -0.0302 0	0.0125 0.0061 0.0093	0.0068 0.0025 -0.0097	0.0044 0.0011 -0.0085	0.0034 0.0007 -0.0072	0.0027 0.0006 -0.0055	0.0018 0.0003 -0.0039	0.0005 0 -0.0018	0 0 0
	万布荷重	Y	І П Ш	-0.0084 -0.0050 0	0.0261 0.0086 -0.0560	0.0307 0.0080 -0.0583	0.0261 0.0065 0.0510	0.0209 0.0052 -0.0432	0.0156 0.0039 -0.0331	0.0105 0.0027 0.0231	0.0054 0.0012 -0.0109	0.0023 0.0003 0.0012
	等分女	x	І П Ш	-0.0560 -0.0325 0	0.0134 0.0065 -0.0108	0.0081 0.0026 -0.0133	0.0068 0.0015 -0.0141	0.0069 0.0015 -0.0142	0.0071 0.0020 -0.0136	0.0072 0.0022 -0.0135	0.0068 0.0016 -0.0141	0 0 0
4.95	7 荷重	Y	І П Ш	-0.0093 -0.0054 0	0.0321 0.0101 -0.0651	0.0413 0.0106 0.0801	0.0418 0.0104 -0.0848	0.0417 0.0104 -0.0852	0.0417 0.0104 -0.0816	0.0416 0.0105 -0.0807	0.0415 0.0104 -0.0844	0.0433 0.0105 -0.0891
4.25	三角形公	x	І П Ш	-0.0507 -0.0301 0	0.0123 0.0059 -0.0097	0.0064 0.0023 -0.0097	0.0043 0.0011 -0.0085	0.0034 0.0007 -0.0072	0.0027 0.0005 -0.0056	0.0018 0.0003 -0.0039	0.0006 0 -0.0018	0 0 0
	万布荷重	Y	I II III	-0.0085 -0.0050 0	0.0274 0.0088 -0.0580	0,0309 0,0080 0,0580	0.0261 0.0065 0.0507	0.0209 0.0052 -0.0434	0.0157 0.0039 -0.0334	0.0105 0.0027 -0.0234	0.0054 0.0012 -0.0108	0.0022 0.0004 0.0018

⁽g) $\lambda = 4.50, 4.75, 5.00$

2	荷	費矩	座	1	2	3	4	5	6	7	8	9
~	重	係數	標		2	Ū		Ū	U		U III	
	等分女	x	I II II	-0.0560 -0.0322 0	0.0132 0.0063 -0.0111	0.0078 0.0025 0.0133	0.0067 0.0014 -0.0141	0.0068 0.0015 -0.0142	0.0071 0.0021 -0.0136	0.0073 0.0023 -0.0134	0.0069 0.0016 -0.0141	0 0 0
4 50	巾 荷 重	Y	I П Ш	-0.0093 -0.0054 0	0.0334 0.0103 -0.0667	0.0415 0.0106 -0.0798	0.0418 0.0104 0.0849	0.0417 0.0104 0.0854	0.0416 0.0105 -0.0814	0.0416 0.0105 -0.0804	0.0415 0.0104 -0.0847	0.0435 0.0106 0.0896
4.50	三角形公	x	I II III	-0.0510 -0.0300 0	0.0120 0.0056 -0.0100	0.0061 0.0022 -0.0096	0.0043 0.0012 -0.0084	0.0034 0.0006 -0.0073	0.0026 0.0005 -0.0056	0.0018 0.0002 -0.0040	0.0006 0.0001 -0.0018	0 0 0
	万布荷重	Y	І П П	-0.0085 -0.0050 0	0.0286 0.0090 -0.0598	0.0311 0.0080 -0.0576	0.0261 0.0065 -0.0505	0.0209 0.0052 -0.0436	0.0157 0.0039 -0.0336	0.0105 0.0027 -0.0238	0.0053 0.0012 -0.0108	0.0021 0.0005 0.0025
	等分布	x	І П Ш	-0.0555 -0.0315 0	0.0129 0.0061 -0.0113	0.0076 0.0024 -0.0132	0.0067 0.0014 -0.0142	0.0068 0.0014 -0.0143	0.0072 0.0021 -0.0135	0.0073 0.0023 -0.0134	0.0069 0.0016 -0.0142	0 0 0
4.75	市荷重	Y	І П Ш	-0.0092 -0.0052 0	0.0345 0.0105 -0.0679	0.0416 0.0105 -0.0794	0.0417 0.0103 -0.0850	0.0417 0.0104 -0.0856	0.0416 0.0105 -0.0811	0.0416 0.0105 -0.0801	0.0415 0.0104 -0.0849	0.0433 0.0104 -0.0901
4.75	三角形八	x	І П Ш	-0.0508 -0.0296 0	0.0117 0.0053 0.0102	0.0059 0.0022 -0.0095	0.0043 0.0012 -0.0084	0.0034 0.0006 -0.0073	0.0026 0.0005 -0.0056	0.0018 0.0002 -0.0040	0.0007 0.0001 -0.0018	0 0 0
	万布荷重	Y	I II III	-0.0085 -0.0049 0	0.0297 0.0091 -0.0612	0.0311 0.0080 -0.0571	0.0260 0.0065 -0.0502	0.0209 0.0052 -0.0438	0.0157 0.0039 -0.0339	0.0105 0.0027 -0.0241	0.0053 0.0012 -0.0108	0.0020 0.0006 0.0032
	等分女	x	І П Ш	-0.0552 -0.0309 0	0.0126 0.0059 -0.0115	0.0074 0.0023 -0.0132	0.0066 0.0013 -0.0142	0.0068 0.0014 -0.0143	0.0072 0.0022 -0.0135	0.0074 0.0024 -0.0133	0.0069 0.0016 -0.0142	0 0 0
5 00	巾 荷 重	Y	І П Ш	-0.0092 -0.0052 0	0.0355 0.0106 -0.0689	0.0416 0.0105 -0.0790	0.0417 0.0103 -0.0851	0.0417 0.0103 -0.0858	0.0416 0.0105 -0.0809	0.0416 0.0106 -0.0798	0.0416 0.0104 -0.0852	0.0433 0.0103 -0.0906
5,00	三角形公	x	I II M	-0.0508 -0.0292 0	0.0113 0.0050 -0.0104	0.0058 0.0022 -0.0094	0.0043 0.0012 -0.0083	0.0033 0.0006 -0.0073	0.0026 0.0004 -0.0057	0.0017 0.0001 -0.0041	0.0007 0.0001 -0.0018	0 0 0
	万布荷重	Y	I П Ш	-0.0085 -0.0049 0	0.0306 0.0092 -0.0625	0.0311 0.0080 -0.0565	0.0260 0.0065 0.0500	0.0209 0.0052 -0.0440	0.0157 0.0039 -0.0342	0.0105 0.0026 -0.0245	0.0053 0.0012 -0.0107	0.0019 0.0007 0.0039

表 C1-11 四邊固定版之計算表(X、Y 方向四等分)

(a) $\lambda = 0.30, 0.40, 0.50$

	荷	彎矩	座		0	0		r.
λ	重	係數	標	1	2	3	4	5
	等分方	x	І П Ш	-0.0835 -0.0813 0	0.0104 0.0108 -0.0058	0.0418 0.0398 -0.0095	0.0104 0.0108 -0.0058	-0.0835 -0.0813 0
0.00	巾 荷 重	Y	I II III	$ \begin{array}{r} -0.0139 \\ -0.0136 \\ 0 \end{array} $	0.0017 0.0038 -0.0345	0.0070 0.0103 -0.0569	0.0017 0.0038 -0.0345	$-0.0139 \\ -0.0136 \\ 0$
0.30	三角形公	x	І П Ш	$ \begin{array}{r} -0.0334 \\ -0.0323 \\ 0 \end{array} $	0.0016 0.0018 -0.0021	$\begin{array}{c} 0.0209 \\ 0.0199 \\ -0.0047 \end{array}$	0.0089 0.0091 -0.0036	-0.0501 -0.0490 0
	万布荷重	Y	I II III	$ \begin{array}{r} -0.0059 \\ -0.0054 \\ 0 \end{array} $	0.0003 0.0013 -0.0126	0.0035 0.0052 -0.0284	0.0015 0.0025 -0.0218	-0.0084 -0.0082 0
	等分か	x	І П Ш	-0.0839 -0.0749 0	0.0107 0.0106 -0.0058	0.0418 0.0356 -0.0095	$\begin{array}{c} 0.0107 \\ 0.0106 \\ -0.0058 \end{array}$	-0.0839 -0.0749 0
	巾荷重	Y	I II II	-0.0140 -0.0125 0	0.0023 0.0057 -0.0345	0.0080 0.0129 -0.0569	0.0023 0.0057 -0.0345	-0.0140 -0.0125 0
0.40	三角形	x	І П Ш	-0.0336 -0.0292 0	0.0017 0.0017 -0.0021	0.0209 0.0178 -0.0048	0.0090 0.0089 -0.0036	-0.0503 -0.0457 0
	分布荷重	Y	І П П	-0.0056 -0.0049 0	0.0005 0.0021 -0.0127	0.0040 0.0065 -0.0284	0.0017 0.0036 -0.0218	-0.0084 -0.0076 0
	等分布	x	І П Ш	-0.0828 -0.0669 0	0.0110 0.0100 -0.0058	0.0407 0.0308 -0.0095	0.0110 0.0100 0.0058	-0.0828 -0.0669 0
0.50	巾 荷 重	Y	I II III	$ \begin{array}{r} -0.0138 \\ -0.0112 \\ 0 \end{array} $	0.0038 0.0068 -0.0345	0.0105 0.0139 -0.0570	0.0038 0.0068 -0.0345	0.0138 0.0112 0
0.50	三角形公	x	І П Ш	$ \begin{array}{r} -0.0331 \\ -0.0254 \\ 0 \end{array} $	0.0019 0.0015 -0.0021	0.0203 0.0154 -0.0048	0.0092 0.0084 -0.0037	-0.0497 -0.0415 0
	万布荷重	Y	I II II	$ \begin{array}{r} -0.0055 \\ -0.0042 \\ 0 \end{array} $	0.0013 0.0025 -0.0127	0.0052 0.0070 -0.0285	0.0025 0.0042 -0.0219	-0.0083 -0.0069 0

(b) $\lambda = 0.75, 1.00, 1.25$

	荷	彎矩	座					
λ	重	係數	標	1	2	3	4	5
	等分女	x	I H M	0.0701 -0.0477 0	0.0110 0.0078 -0.0058	0.0318 0.0200 -0.0094	0.0110 0.0078 -0.0058	$ \begin{array}{r} -0.0701 \\ -0.0477 \\ 0 \end{array} $
0.75	布荷 重	Y	І П Ш	-0.0117 -0.0080 0	0.0089 0.0069 0.0345	0.0179 0.0125 0.0565	0.0089 0.0069 -0.0345	$ \begin{array}{r} -0.0117 \\ -0.0080 \\ 0 \end{array} $
0.75	三角形分	х	І Ш	-0.0268 -0.0167 0	0.0020 0.0010 -0.0021	0.0159 0.0100 -0.0047	0.0091 0.0068 0.0036	-0.0433 -0.0310 0
	万布荷重	Y	І П Ш	0.0045 0.0026 0	0.0037 0.0024 -0.0126	0.0090 0.0062 0.0283	0.0052 0.0045 0.0218	$ \begin{array}{r} -0.0072 \\ -0.0052 \\ 0 \end{array} $
	等分在	х	І П Ш	-0.0513 -0.0324 0	0.0096 0.0059 -0.0054	0.0206 0.0116 0.0086	0.0096 0.0059 0.0054	-0.0513 -0.0324 0
1 00	荷重	Y	I II II	-0.0086 -0.0054 0	0.0116 0.0059 -0.0324	0.0206 0.0096 -0.0513	$\begin{array}{c} 0.0116 \\ 0.0059 \\ -0.0324 \end{array}$	$ \begin{array}{r} -0.0086 \\ -0.0054 \\ 0 \end{array} $
1.00	三角形公	x	I II III	-0.0179 -0.0101 0	0.0015 0.0006 0.0019	0.0103 0.0058 -0.0043	0.0080 0.0052 -0.0036	-0.0334 -0.0223 0
	万布荷重	Y	I II II	-0.0030 -0.0017 0	0.0047 0.0018 -0.0116	0.0103 0.0048 -0.0257	0.0069 0.0040 -0.0208	-0.0056 -0.0037 0
	等分布	x	І П Ш	-0.0559 -0.0343 0	0.0119 0.0067 -0.0074	0.0189 0.0097 -0.0111	0.0119 0.0067 -0.0074	-0.0559 -0.0343 0
1 25	荷重	Y	I II III	-0.0093 -0.0057 0	0.0181 0.0074 -0.0442	0.0295 0.0108 -0.0664	0.0181 0.0074 -0.0442	-0.0093 -0.0057 0
1.20	三角形分	x	І П Ш	-0.0171 -0.0092 0	0.0017 0.0006 -0.0025	0,0095 0.0048 -0.0055	0.0102 0.0061 -0.0049	-0.0389 -0.0251 0
	万布荷重	Y	I II II	-0.0029 -0.0015 0	0.0069 0.0021 0.0151	0.0147 0.0054 -0.0332	0.0111 0.0053 -0.0291	-0.0065 -0.0042 0

(c) $\lambda = 1.50, 1.75, 2.00$

	荷	制造 455	座					
λ		弯ル		1	2	3	4	5
	重	係數	標					
			I	-0.0570	0.0133	0.0158	0.0133	-0.0570
	等	х	П	-0.0346	0.0071	0.0073	0.0071	-0.0346
	分布		Π	0	-0.0090	-0.0126	-0.0090	0
	巾荷		I	-0.0095	0.0234	0.0354	0.0234	-0.0095
	雷	Y	I	-0.0058	0.0086	0.0112	0.0086	-0.0058
1 50	- 14		Ш	0	-0.0538	-0.0756	-0.0538	0
1.50	_		Ι	-0.0149	0.0017	0.0079	0.0116	-0.0421
	二角	Х	I	-0.0079	0.0006	0.0036	0.0065	-0.0267
	形分		Ш	0	-0.0029	-0.0063	-0.0061	0
	万布		Ι	-0.0025	0.0083	0.0177	0.0151	-0.0079
	何	Y	Π	-0.0013	0.0023	0.0056	0.0063	0.0045
	-		Ш	0	-0.0172	-0.0378	-0.0365	0
	纮		I	-0.0571	0.0139	0.0128	0.0139	-0.0571
	4	х	I	-0.0346	0.0071	0.0052	0.0071	-0.0346
	万布		Ш	0	-0.0102	-0.0135	-0.0102	0
	荷		I	-0.0095	0.0275	0.0389	0.0275	-0.0095
	重	Y	П	-0.0058	0.0094	0.0112	0.0094	-0.0058
1 75	-		Ш	0	-0.0611	-0.0805	-0.0611	0
1.75	=		I	-0.0128	0.0018	0.0064	0.0121	-0.0442
	角	Х	П	-0.0068	0.0006	0.0026	0.0065	-0.0278
	形分		Ш	0	-0.0031	-0.0067	-0.0071	0
	布荷		I	-0.0021	0.0090	0.0194	0.0185	-0.0074
	何重	Y		-0.0011	0.0024	0.0056	0.0070	-0.0046
			Ш	0	-0.0184	-0.0403	-0.0427	0
	等		I	-0.0570	0.0139	0.0105	0.0139	-0.0570
	4	Х		-0.0345	0.0068	0.0038	0.0068	-0.0345
	7 布		ш	0	-0.0112	-0.0138	-0.0112	0
	荷		Ι	-0.0095	0.0308	0.0407	0.0308	-0.0095
	重	Y		-0.0058	0.0100	0.0110	0.0100	-0.0058
2.00			ш	0	-0.0669	-0.0828	-0.0669	0
	-		I	-0.0112	0.0018	0.0052	0.0121	-0.0458
	二角	Х	Π	-0.0059	0.0006	0.0019	0.0062	-0.0287
	形公		Ш	0	-0.0032	-0.0069	-0.0080	0
	布		I	-0.0019	0.0094	0.0203	0.0214	-0.0077
	荷香	Y	H	-0.0010	0.0025	0.0055	0.0075	-0.0048
	重		Ш	0	-0.0192	-0.0414	-0.0477	0

⁽d) $\lambda = 2.25, 2.50, 2.75$

λ	荷重	彎矩 係數	座標	1	2	3	4	5
	等分布	x	I П Ш	-0.0569 -0.0345 0	0.0136 0.0063 -0.0119	0.0089 0.0028 -0.0140	0.0136 0.0063 -0.0119	-0.0569 -0.0345 0
2 25	巾 荷 重	Y	І П Ш	-0.0095 -0.0058 0	0.0335 0.0104 0.0714	0.0415 0.0108 -0.0837	0.0335 0.0104 -0.0714	-0.0095 -0.0058 0
2.20	三角形分	x	1 11 10	-0.0099 -0.0052 0	0.0019 0.0006 0.0033	0.0045 0.0014 0.0070	$ \begin{array}{c} 0.0117 \\ 0.0057 \\ -0.0086 \end{array} $	-0.0470 -0.0293 0
	分布荷重	Y	I П Ш	-0.0016 -0.0009 0	0.0097 0.0025 -0.0196	$ \begin{array}{c} 0.0207 \\ 0.0054 \\ -0.0419 \end{array} $	0.0238 0.0079 -0.0518	-0.0079 -0.0049 0
	等分布	X	І П Ш	-0.0569 -0.0345 0	0.0129 0.0057 -0.0125	0.0080 0.0023 -0.0140	0.0129 0.0057 0.0125	-0.0569 -0.0345 0
2 50	荷重	Y	I II III	-0.0095 -0.0058 0	0.0356 0.0106 0.0749	0.0418 0.0107 -0.0839	0.0356 0.0106 0.0749	-0.0095 -0.0058 0
2.50	三角形公	x	І П Ш	-0.0089 -0.0047 0	0.0019 0.0006 -0.0033	0.0040 0.0011 -0.0070	0.0110 0.0051 0.0092	-0.0480 -0.0298 0
	万布荷重	Y	I II II	-0.0015 -0.0008 0	0.0099 0.0026 0.0200	0.0209 0.0053 0.0420	0.0257 0.0081 -0.0549	-0.0080 -0.0050 0
	等分布	x	І П Ш	-0.0568 -0.0344 0	0,0122 0,0051 -0,0130	0.0074 0.0020 -0.0140	0.0122 0.0051 -0.0130	-0.0568 -0.0344 0
2 75	荷重	Y	І П Ш	-0.0095 -0.0058 0	0.0373 0.0108 0.0775	0.0419 0.0106 0.0839	0.0373 0.0108 -0.0775	-0.0095 -0.0058 0
2.15	三角形分	x	I II III	-0.0080 -0.0042 0	0.0019 0.0006 0.0034	0.0037 0.0010 -0.0070	0.0102 0.0045 -0.0096	-0.0488 -0.0302 0
	7布荷重	Y	I П Ш	-0.0013 -0.0007 0	0.0100 0.0026 -0.0202	0.0210 0.0053 -0.0419	0.0272 0.0082 0.0573	-0.0081 -0.0050 0

(e)	λ	=3.	00

λ	荷重	彎矩 係數	座標	1	2	3	4	5
	等分在	x	I II II	$ \begin{array}{r} -0.0568 \\ -0.0344 \\ 0 \end{array} $	0.0113 0.0045 -0.0133	0.0071 0.0018 -0.0140	0.0113 0.0045 -0.0133	-0.0568 -0.0344 0
	巾 荷 重	Y	І П Ш	-0.0095 -0.0058 0	0.0386 0.0108 -0.0795	0.0419 0.0105 -0.0837	0.0386 0.0108 -0.0795	-0.0095 -0.0058 0
3.00	三角形公	x	І П Ш	$ \begin{array}{r} -0.0074 \\ -0.0039 \\ 0 \end{array} $	0.0019 0.0006 -0.0034	0.0036 0.0009 -0.0070	0.0094 0.0039 -0.0099	-0.0495 -0.0306 0
	分布荷重	Y	I II III	-0.0012 -0.0006 0	0.0102 0.0026 -0.0204	0.0209 0.0052 -0.0419	$\begin{array}{c} 0.0284 \\ 0.0082 \\ -0.0591 \end{array}$	$ \begin{array}{r} -0.0083 \\ -0.0051 \\ 0 \end{array} $

第二章 L型塊

C2.1 一般

L型塊設計流程,如圖C2-1所示。



圖 C2-1 L型塊設計流程

C2.2 尺寸之決定

於決定L型塊各構件形狀及尺寸時,應考慮下列各項因素:

- L型塊製作設備能力
- · 起重機施吊能力
- 壁體設計水深
- 潮差
- 上部結構施工高程

C2.3 作用於結構體載重

C2.3.1 一般

作用於 L 型塊各構件之載重, 不論是常時或地震時, 均應考慮下列各項:

港灣構造物設計基準相關條文修訂

- 1.前牆
 - 上載載重及背填石料或砂土之土壓
 - 殘留水壓
- 2.基腳
 - ·底面反力
 - ·基腳自重
- 3.底版
 - 上載載重
 - 背填料重量
 - · 底版自重
 - ·底面反力
- 4.扶壁
 - ·前牆之支承反力
 - 底版之支承反力
 - •作用於扶壁背面之土壓及殘留水壓
 - 施工時應另考慮下列載重:
 - ·起吊載重
 - 扶起載重

L型塊之混凝土,有時以橫置形態澆置,於此狀況,應考量L型塊扶起 時所受之外力。

底面反力計算,依第五篇第二章C2.5.4節 [載重分散法]相關規則計算。

除另有規定外,L型塊之載重外力組合依第三篇第三章辦理。

C2.3.2 作用於構件之土壓

壁體安定計算時所採用之土壓,可作為設計L型塊構件之土壓。

C2.3.3 載重分割法

作用於L型塊壁體之載重,為計算方便,得予以適當分割。唯載重之分 割,不得使作用於構件之設計載重降低,以確保安全。

C2.4 構材設計

C2.4.1 概要

L型塊之前牆、基腳、底版、扶壁、施吊部位,依其結構型式,以C2.3 節[作用於結構體載重]所述外力為載重設計之。

C2.4.2 前牆<修訂>

前牆設計原則如下:

- 前牆可視為以扶壁支承之版設計。扶壁僅有一處時,前牆視為懸臂版, 扶壁設計有二處以上時,前牆以連續版設計之。
- 前牆之構件長度為扶壁之中心距。
- 前牆背後之載重,原則上作用於構件全長。

C2.4.3 基腳<修訂>

基腳設計原則如下:

- · 基腳可視為以前牆支承之懸臂版設計。
- 基腳構件長度為基腳外緣至前牆面之距離。

C2.4.4 底版<修訂>

底版設計原則如下:

- 底版可視為以扶壁支承之版設計,扶壁僅有一處時,底版視為懸臂版, 扶壁設計有二處以上時,底版以連續版設計之。
- 底版之構件長度為扶壁之中心距。
- 作用於底版之載重,原則上作用於構件全長。

C2.4.5 扶壁<修訂>

扶壁設計原則如下:

- 扶壁應設計為可抵抗底版及前牆之反力。
- 扶壁可視為與前牆構成一體之T型樑設計。
- 扶壁可視為承受前牆反力,固定於底版之懸臂樑設計。
- 扶壁設計,應與底版平行之斷面設計之。
- 扶壁與前牆及底版應互相確實連結,配筋設計時,應特別計算抵抗剪力 所須之肋筋量。

C2.5 施吊部位之設計

施吊部位設計原則如下:

- 於施吊部位之載重,包括下列三項。其中製作臺附著力與衝擊力均係短期 載重,且非同時作用。
 - L型塊自重
 - 製作臺附著力,估計約為L型塊自重之20%
 - · 衝擊力,估計約為L型塊自重之20%
- 2. 吊筋時,原則上應考量軸向拉應力及起吊部位之剪應力。
- 3. 吊筋之容許應力如依長期載重決定,則吊筋斷面可由L型塊自重計算。

第三章 空心方塊

符號說明

K: 土壓係數

- M_f: 內填料與方塊壁面摩擦所生之抵抗力, tf-m/m (kN-m/m)
- P_f : 作用於壁體之水平合力, tf/m (kN/m)
- P: 土壓力, tf/m² (kN/m²)
- P1、P2: 內填料土壓力合力,依第二篇第十二章 [土壓及水壓] 規則計算。

Fs: 安全係數

- W:不計內填料重量,作用於壁體之垂直合力,tf/m (kN/m)
- w:上載載重產生之土壓強度,tf/m²(kN/m²)
- \bar{x} : 不計內填料重量之垂直合力作用力臂, m
- y:水平合力作用力臂,m
- γ :內填料之單位體積重量,tf/m³ (kN/m³)
- μ:壁面與內填料之摩擦係數,請參考第二篇第十四章[摩擦係數]。

C3.1 一般

空心方塊設計流程,如圖 C3-1 所示。



圖 C3-1 空心方塊設計流程

C3.2 尺寸之決定

於決定空心方塊各構件形狀及尺寸時,應考慮下列各項因素:

- 空心方塊製作設備能力
- 起重機施吊能力
- 壁體設計水深
- 潮差
- 上部結構施工高程
- 分層方塊堆積之整體性

C3.3 作用於構件載重

C3.3.1 概要

作用於空心方塊各構件之載重,不論是常時或地震時,均應考慮下列各項:

- 內填料土壓
- 殘留水壓
- 自重
- 上部結構重量
- 上載載重
- 底面反力
- 施工時載重
- · 波力

其中內填料土壓、施工時載重及波力等,均不考慮地震之影響。 除另有規定外,空心方塊之載重外力組合依第三篇第三章辦理。

C3.3.2 內填料土壓

空心方塊內填料土壓,依本篇第一章 1.4.7 節[完成後外力]相關規則計算。

C3.3.3 載重分割法

作用於空心方塊壁體之載重,為計算方便,得予以適當分割。唯載重之 分割,不得使作用於構件之設計載重降低,以確保安全。

C3.4 構材設計

C3.4.1 概要

空心方塊之前牆、後牆、側牆、隔牆、基腳、底版、施吊部位等,依其 結構型式,以本章 3.3 節[作用於構件載重]所述外力為載重設計之。

C3.4.2 前牆

前牆設計原則如下:

• 前牆可視為以側牆所支承之版設計之。

- 前牆之構件長度為側牆之中心距。
- 前牆背後之載重原則上作用於構件全長。
- 前牆主鋼筋之保護層厚度,原則上不得小於下列數值: 海側:7公分。

內側:5公分。

C3.4.3後牆<修訂>

後牆設計原則如下:

- 後牆原則上依照前牆之設計原則設計。
- 作用於後牆之外力為內填料土壓,背後之主動土壓於碼頭設計時原則
 上不考量。

C3.4.4 側牆<修訂>

側牆設計原則如下:

- 側牆原則上依前牆及後牆之反力與傳達彎矩設計。
- ・ 側牆之構件長度為前牆與後牆之中心距。
- 於施工中,應檢討內填料所產生之土壓對側牆強度之影響。

C3.4.5 隔牆

隔牆設計原則如下:

- 隔牆原則上依外牆之反力與傳達彎矩設計。
- 於施工中,應檢討內填料高差所產生土壓對隔牆之影響。
- 隔牆主鋼筋之保護層厚度以不小於5公分為原則。

C3.4.6 底版

空心方塊設計有底版時,應考量作用於底版之載重(內填料重量及上載 載重)、底版自重及底面反力等外力設計之。
C3.5 施吊部位之設計

施吊部位設計原則,請參考本篇第二章第2.5節。

C3.6 空心方塊安定計算

1.概要

壁體之傾覆安定,其須滿足下式:

$$F_S \le \frac{W\overline{x} + M_f}{P_f \overline{y}} \tag{C3.7.1}$$

式中 F_s :安全係數

W:不計內填料重量,作用於壁體之垂直合力(tf/m)(kN/m)

x:不計內填料重量之垂直合力作用力臂(m)

Mf:內填料與方塊壁面摩擦所生之抵抗力矩(tf-m/m)(kN-m/m)

 P_f :作用於壁體之水平合力(tf/m)(kN/m)

^y:水平合力作用力臂(m)

2.安全係數

空心方塊式碼頭傾覆安定之安全係數,常時以大於 1.2,地震時以大於 1.1 為標準。

安全係數小於1.0時,因外力所致之力矩較內填料與壁面摩擦所生之 抵抗力矩為大,故內填料仍留原處而空心方塊將被推起,在此情況,可增 加空心方塊之自重或增設隔牆以增加摩擦抵抗。

3.壁面摩擦抵抗力矩

如圖 C3-2 所示,內填料和壁面摩擦對A點所生之抵抗力矩(M_f),依 下式計算,如空心方塊內設計有隔牆時,隔牆之摩擦抵抗亦應考慮。

$M_f = L_1 F_1 + L_2 F_2$	(C3.	7.2)
J I I I I I	`		/

$$F_1 = P_1 \times \mu \tag{C3.7.3}$$

$$F_2 = P_2 \times \mu \tag{C3.7.4}$$

式中 P₁、P₂:內填料土壓力合力,依第二篇第十二章[土壓及水壓]規 則計算。

 μ:壁面與內填料之摩擦係數,請參考第二篇第十四章[摩 擦係數]。



圖 C3-2 空心方塊壁面摩擦抵抗計算示意圖



w:上載載重產生之土壓力 (tf/m²) (kN/m²)

H : H=b

b:空心方塊淨寬度(m)

P: 土 壓力(tf/m²)(kN/m²)

$$P = K \gamma H$$

K:土壓力係數

γ:內填料之單位重,在水下以浸水單位重(tf/m³)(kN/m³)

第四章 方塊

C4.1 概要

本節所述設計規則,適用於一般使用於重力式壁體或護基等之方塊。

C4.2 方塊接合部之形狀及尺寸

方塊接合部楔榫,設計例如圖 C4-1 所示,突出寬度以 50 公分,突出 高度以 20 公分為原則,凹部尺寸以較凸部尺寸大 5 公分為原則。為防止方 塊滑動,亦可預將方塊預留孔洞,俟方塊疊成後,填充混凝土,或插入鋼 筋或舊鋼軌後灌入混凝土,如開孔太小效果不大,孔太大則破壞方塊之結 構。另為防止方塊之滑動亦可採用異型方塊。



圖 C4-1 方塊凹凸形楔榫示意圖

C4.3 施吊部份設計

作用於施吊部位之載重,應考量方塊自重、製作處附著力及施吊時之 衝擊力等。 港灣構造物設計基準相關條文修訂

第五章 直立消波沉箱<新增>

符號說明

Hmax:最大波高,m

 p_H :作用於前壁之波壓,tf/m² (kN/m²)

 p_{H1} : 消波艙上部所受之側向波壓, tf/m² (kN/m²)

 p_{H2} : 消波艙下部所受之側向波壓, tf/m² (kN/m²)

 p_{II} :頂部下方所受之向上波壓, tf/m²(kN/m²)

 p_{v} : 頂部上方所受之向下波壓, tf/m^{2} (kN/m^{2})

 p'_H :上部胸牆之波壓, tf/m² (kN/m²)

C5.1 一般說明

沉箱受浪側外牆(如圖 C5-1 前壁位置)開孔並內設消波艙的直立消波沉 箱已應用於碼頭與防波堤上。消波沉箱有許多不同形狀與形式的設計,一般 可大分為穿透型及不穿透型兩種。對於具有開孔設計來說,具有縱向開孔的 設計最為廣泛使用。除此之外,還有水平開孔及多孔式等不同形式。直立消 波沉箱在設計各構件時,各構件特性應該充份調查,宜以水工模型模擬不同 狀況,以建立最適當的設計。

將消波沉箱構材分11區位,各分區位如圖C5-1所示。



圖 C5-1 直立開孔消波沉箱區位名稱

C5.2 構材設計外力

作用於沉箱體上的外力,對於常時及颱風或地震時應視需要考量項目 如下(1)土壓;(2)內填料土壓;(3)殘留水壓;(4)波力;(5)揚壓力;(6)沉箱 本體及內填料之重量;(7)上部結構之重量;(8)上載載重;(9)防舷材反力(10) 底版反力;(11)施工時載重。

其中,內填料土壓、波力、揚壓力、防舷材反力以及施工時載重可不計 地震時之影響。主要作用於消波沉箱上之波力,各構件受力如圖 C5-2 所示 (頂版開孔率 0.5%,直立消波開孔率 25%)。

施加在構件上的波壓會隨著不同消波艙的設計以及是否具有頂版等因 素變化非常的大。因此除了參酌既往設計外,在設計前建議先進行水工模型 試驗。

414



圖 C5-2 消波沉箱設計波力分布圖

$p_H = 1.0(10.1)H_{max}$	
$p'_{H} = 1.5(10.1)H_{max}$	
$p_v = 1.5(10.1)H_{max}$	(C5, 2, 1)
$p_U = 2.0(10.1)H_{max}$	(C3.2.1)
$p_{H1} = 2.0(10.1)H_{max}$	
$p_{H2} = 1.0(10.1)H_{max}$	
	$ p_{H} = 1.0(10.1)H_{max} p'_{H} = 1.5(10.1)H_{max} p_{v} = 1.5(10.1)H_{max} p_{v} = 2.0(10.1)H_{max} p_{H1} = 2.0(10.1)H_{max} p_{H2} = 1.0(10.1)H_{max} $

式中 p_H :作用於前壁之波壓(tf/m²)(kN/m²) p'_H :上部胸牆之波壓(tf/m²)(kN/m²) p_v :頂部上方所受之向下波壓(tf/m²)(kN/m²) p_U :頂部下方所受之向上波壓(tf/m²)(kN/m²) p_{H1} :消波艙上部所受之側向波壓(tf/m²)(kN/m²) p_{H2} :消波艙下部所受之側向波壓(tf/m²)(kN/m²) H_{max} :最大波高(m) 1. 載重組合與載重因子與本篇 C1.4.2 節[載重係數及載重組合]所描述一致。

- 2. 消波艙上部與頂版完全密閉,且波浪完全隱沒縫隙或孔隙時,艙內因內部 空氣瞬間被擠壓而產生衝擊壓力,若於頂版設計適當開孔率的排氣孔,可 減少因空氣擠壓的衝擊力。排氣孔之設置可配合頂版使用需求進行調整, 儘量避免對頂版上之使用空間造成影響。排氣孔之開口率過大或太小均可 能對頂版造成影響,相關開孔研究可參考日本「港灣の施設の技術上の基 準,60解說」。
- 3.表 C5-1 表示當設計直立消波箱之消波艙時所需考慮的外力。

7	溝 件	構材編號	設計載重
	中間柱	1	浮游水壓 波壓(平行/垂直法線方向) 頂梁傳遞之軸壓力
	中隔柱	2	波壓(包含由隔牆傳遞之波壓力)
	邊柱	3	浮游水壓(包含由側牆傳遞之波力) 波壓(同上)
前牆	頂梁	4	上側與下側之垂直載重 浮游水壓(包含由中間柱傳遞之反力) 波壓(梁本身之波力與中間柱傳遞之波壓)
	底梁	5	浮游水壓(包含由中間柱和底板傳遞之反 力,以及梁本身所承受之水壓) 波壓(同上)
	底外牆	6	浮游水壓 波壓
側牆		7	浮游水壓 波壓
隔牆		8	施加在兩側且與法線平行之設計波壓 防舷材反力
後牆		9	波壓 土壓、殘留水壓
底版		10	底部反力、底版自重、水頭差與不同載 重下之浮游水壓
頂版		(1)	波壓(上,下) 上載載重 自重

表 C5-1 消波艙之不同構材上的外力

C5.3 構材設計

各構材之設計方法詳見表 C5-2 所示。

表 C5-2	消波艙之不同構材上之設計方法

7	構 件	構材編號	設計方法	備註
前牆	中間柱	1	兩端固定梁	需檢討軸向力
	中隔柱	2	兩端固定梁	
	邊柱	3	兩端固定梁	
	佰涩		連續梁	
	7 次 小	\bigcirc	兩端固定梁	
	库梁	(5)	連續梁	
			兩端固定梁	
	底外牆	6	四邊固定版	
			三邊固定一邊自由版	與頂版預鑄成一體時之
側牆		$\overline{\mathcal{O}}$	四邊固定版	情況
			三邊固定一邊自由版	與頂版預鑄成一體時之
隔牆		8	四邊固定版	情況
			三邊固定一邊自由版	與頂版預鑄成一體時之
後牆		9	四邊固定版	情況
底版		10	四邊固定版	
			四邊自由版	依據頂版構造及支承條
頂版		(1)	四邊固定版	件設計
			三邊固定一邊自由版	

港灣構造物設計基準相關條文修訂

第五篇 基礎 (解說)

第五篇 基礎

第一章 概說

構造物建構於軟弱地盤時,可能因地盤承載力不足,產生過大之沉陷 或變形,或因地震引致土壤液化,導致構造物破壞或影響構造物功能。應設 法降低因構造物重量產生之土壤內應力,或改良強化基礎地盤,以提高構造 物之安全性。

因構造物重量所產生之土壤內應力及剪應力過大時,可考量採用下列 方法處理:

- ◆ 減輕構造物自身之重量
- ◆ 擴大構造物之底面積
- ◆ 採用樁基礎
- ◆ 進行地盤改良

在本篇中,應視構造物之重要性,採用不同之承載力安全係數。所謂構造物 之重要性,應考量構造物之規模、對生命財產之影響程度及承載力不足或沉 陷對構造物功能之影響等因素研判之。 港灣構造物設計基準相關條文修訂

第二章 淺式基礎承載力

符號說明

- a:從圓弧滑動面圓心至水平外力作用位置之力臂長度,m
- B:基礎最小寬度(或圓形基礎直徑), m,見 C2.2、C2.3、C2.4節
- B: 抛石基礎上構造物底面寬度, m, 見 C2.5.4 節
- b:切片元素寬度,m,見C2.5節
- b:e>1/6B時,底面反力分布寬度,m,見C2.5.4節
- b:構造物底面反力分布寬度,m,見C2.5.4節
- b':基礎地層面上之載重分布寬度,m
- c:黏性地質不排水剪力強度或砂性地質排水條件下之凝聚力,tf/m² (kN/m²)
- co:基礎底面處黏性土壤之不排水剪力強度,tf/m² (kN/m²)
- c_u : 土層厚度 H 內之平均不排水剪力強度, tf/m² (kN/m²)
- D:基礎設置深度,m,見C2.2、C2.3、C2.4節
- D: 抛石基礎厚度, m, 見 C2.5.4 節
- e:作用力偏心距,m
- $F_s: 砂性/黏性地質承載力安全係數, 見 C2.2、C2.3、C2.4 節$
- F_s :以簡化 Bishop 法求得之圓弧破壞阻抗安全係數,見 C2.5 節
- H: 黏土層的厚度, m, 見 C2.4 節
- H:作用於圓弧滑動面土壤內部之水平外力,tf/m(kN/m),見C2.5節
- H:法線方向單位長度之水平合力,tf/m(kN/m),見C2.5.4節
- L:基礎長度,m
- *M_h*:水平合力對 A 點之力矩, tf-m/m (kN-m/m)
- *M_w*: 垂直合力對 A 點之力矩, tf-m/m (kN-m/m)
- Nco:基礎承載力因數
- N_r 、 N_q :承載力因數(N_q 已考量減去基礎底面覆土壓力)

- n:基礎形狀因子
- P_1 :構造物底面前端反力, tf/m² (kN/m²)
- P_2 :構造物底面後端反力, tf/m²)(kN/m²)

qa:基礎容許承載力(應考慮水位以下之浮力),tf/m²(kN/m²)

- qd:基礎極限承載力(應考慮水位以下之浮力),tf/m²(kN/m²)
- R:圓弧滑動面之圓弧半徑,m,見C2.5節
- R:作用合力,tf(kN),見C2.5.4節
- V:法線方向單位長度之垂直合力,tf/m(kN/m)
- W:切片元素單位長度總重,tf/m (kN/m)
- W':切片元素單位長度總有效重量(土重與上載荷重之和)(水位以下 採淨水重量),tf/m (kN/m)
- α:切片元素底面與水平面之夾角,°,見C2.5節
- α:作用合力 R 之傾斜角,°,見 C2.5.4 節
- β :基礎形狀係數
- y1:基礎底面以下土壤單位重(水位以下為有效單位重),tf/m³(kN/m³)
- y2:基礎底面以上土壤單位重(水位以下為有效單位重),tf/m³(kN/m³)
- y1': 抛石基礎有效單位重, tf/m³ (kN/m³)
- ϕ :砂性地質排水條件下之摩擦角,°

C2.1 一般說明<修訂>

當基礎承受一漸增載重時,於初始階段其沉陷量與載重幾成比例發生, 當載重達某一足夠大之特定值時,沉陷量將急劇增加並伴隨發生地層土壤 剪力破壞,造成此剪力破壞之臨界載重強度即所謂極限承載力。基礎的容許 承載力即是將極限承載力除以安全係數計算而得。

淺式基礎承載力,應依基礎地盤為砂性地質或黏性地質,採用適宜之公 式、圖表計算承載力。

當偏心或傾斜載重作用於基礎時,應依本章 2.5 節[承受偏心傾斜載重 之基礎承載力]規定進行承載力檢核。

C2.2 砂性地質基礎承載力<修訂>

依據 Terzaghi 氏之理論,淨極限承載力以下式計算之。

 $q_d = \beta \gamma_1 B N_r + \gamma_2 D N_q$

(C2.2.1)

- 式中 qd: 基礎淨極限承載力(應考慮水位以下之浮力)(tf/m²)(kN/m²)
 - B: 基礎最小寬度(或圓形基礎直徑)(m)
 - D: 基礎設置深度(m)

γ1:基礎底面以下土壤單位重(水位以下為有效單位重)(tf/m³) (kN/m³)
 γ2:基礎底面以上土壤單位重(水位以下為有效單位重)(tf/m³) (kN/m³)
 Nr、Nq:承載力因數(參考圖 C2-1, Nq 已考量減去基礎底面覆土壓力)
 β:基礎形狀係數(參考表 C2-1)

表 C2-1 基礎形狀係數

基礎底面形狀	連續形	正方形	圓形	長方形*
β值	0.5	0.4	0.3	0.5-0.1(B/L)

* 註 B:長方形基礎之短邊長

L:長方形基礎之長邊長



圖 C2-1 承載力因數與摩擦角之關係圖(Nq 已考量減去基礎底面覆土壓力)

而基礎容許承載力依下式計算之,其永久構造物之安全係數 Fs 不得小於 2.5。

$$q_a = \frac{1}{F_s} \left(\beta \gamma_1 B N_r + \gamma_2 D N_q \right) + \gamma_2 D \tag{C2.2.2}$$

式中qa:基礎容許承載力(應考慮水位以下之浮力)(tf/m²)(kN/m²)

B: 基礎最小寬度(或圓形基礎直徑)(m)

D: 基礎設置深度(m)

γ1:基礎底面以下土壤單位重(水位以下為有效單位重)(tf/m³)(kN/m³)
 γ2:基礎底面以上土壤單位重(水位以下為有效單位重)(tf/m³)(kN/m³)
 N_r、N_q:承載力因數(參考圖 C2-1, N_q已考量減去基礎底面覆土壓力)
 β:基礎形狀係數(參考表 C2-1)

Fs: 砂性地質承載力安全係數

Terzaghi氏承載力理論所假設地層內之塑性平衡狀態,如圖C2-2所示, 假設滑動面僅發生於基礎底面以下部份,基礎底面以上土壤視為上載載重。



圖 C2-2 連續基礎下面地層之塑性平衡狀態

如圖 C2-2 所示,當土層承受載重達塑性平衡狀態且剪力破壞擴展至地 面(基礎底面)時,此種剪力破壞通常發生在相當密實或堅硬之土層中,發生 塑性變形時其應變甚小,Terzaghi 氏稱之為全面性剪力破壞(General Shear Failure)。反之,若土層具疏鬆、軟弱或壓縮性大等特性,到達圖 C2-2 所示 塑性變形之前,基礎下方土壤因局部達剪力破壞條件而發生大量沉陷,其已 有實際破壞現象,此種破壞稱之為局部性剪力破壞(Local Shear Failure)。圖 C2-3 係依據上述兩種剪力破壞載重試驗所得之載重強度與沉陷量關係示意 圖。

此兩種剪力破壞之差別,須依據個別狀況研判,Terzaghi 氏建議在可能 產生局部剪力破壞之狀況時,各項承載力係數計算式中之 $\tan \phi$ 應以 $\frac{2}{3}$ $\tan \phi$ 替代之。



圖 C2-3 載重強度與沉陷量關係示意圖

C2.3 黏性地質基礎承載力<修訂>

黏性土壤地層中基礎之容許承載力以公式(C2.3.1)求之。

 $q_{a} = N_{c0} \left(1 + n \frac{B}{L} \right) \frac{c_{0}}{F_{s}} + \gamma_{2} D$ (C2.3.1)

- 式中 qa:基礎容許承載力(應考慮水位以下之浮力)(tf/m²)(kN/m²) N_{c0}:基礎承載力係數(參照圖 C2-4)
 - n : 基礎形狀因子(參照圖 C2-4)
 - *B* : 基礎最小寬度(m)
 - *L* : 基礎長度(m)
 - co:基礎底面處黏性土壤之不排水剪力強度(tf/m²)(kN/m²)
 - ½:基礎底面以上土壤單位重(水位以下為有效單位重)(tf/m3)(kN/m3)
 - *D* : 基礎埋設深度(m)

Fs: 黏性地質承載力安全係數

425

由於臨海地區黏性地質之不排水剪力強度通常隨深度呈正比增加,因此 基礎承載力應以可考慮此剪力強度增加影響之公式計算。

黏性地質基礎承載力隨深度增加之安全係數,一般構造物之安全係數 不得小於1.5。當極輕微的沉陷或地面變形將嚴重影響上部構造物的功能性 時(如橋式起重機等),安全係數不得小於2.5。



圖 C2-4 黏性地質強度隨深度增加之承載力係數 Nco 與形狀因子 n k :每單位深度不排水剪力強度之增量

C2.4 多層土壤之基礎承載力<修訂>

由多層土層所組成之地層承載力一般以圓孤滑動分析計算之。在分析時,基礎底部高程以上之覆土壓力視為上載荷重,如圖 C2-5 所示,並以通過基礎端部之圓弧來分析圓弧滑動之安全係數。



圖 C2-5 圓弧滑動分析多層地層之承載力

再者,若黏土層的厚度H較基礎的最小寬度 B 還小且 H<0.5B 時,載 重面與黏土底層間的黏土層會被擠出,容易造成破壞。此類因擠出而造成破 壞的極限承載力可以下式計算。

$$q_{a} = (4.0 + 0.5B/H) \frac{c_{u}}{F_{s}} + \gamma_{2}D$$
 (C2.4.1)
式中 q_{a} :容許承載力(應考慮水位以下之浮力)(tf/m²) (kN/m²)
B:基礎之最小寬度(m)
H:黏土層的厚度(m)
 c_{u} :土層厚度H內之平均不排水剪力強度(tf/m²) (kN/m²)
 γ_{2} :基礎底面以上土壤單位重(水位以下為有效單位重) (tf/m³)
(kN/m³)
D:基礎設置深度(m)

Fs:安全係數

一般構造物之安全係數不得小於 1.5。當過多的沉陷將嚴重損害上部構造物的功能性時(如起重機等),安全係數不得小於 2.5。

C2.5 承受偏心傾斜載重之基礎承載力<修訂>

以簡化 Bishop 圓弧滑動分析法檢核重力式構造物基礎上之偏心傾斜荷 載承載力時,其安全係數應視構造物的特性給予適當值。另應視設施的結構 特性,適當給定地層強度參數與外力及載荷的作用形式。

$$F_{s} = \frac{1}{\sum W \sin \alpha + \left(\frac{1}{P}\right) \sum Ha} \sum \frac{(cb + W' \tan \phi) \sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi)/F_{s}}$$
(C2.5.1)

- 式中 F_s:以簡化 Bishop 法求得之圓弧破壞阻抗安全係數
 - W:切片元素單位長度總重(tf/m)(kN/m)
 - α :切片元素底面與水平面之夾角(°)
 - R : 圓弧滑動面之圓弧半徑(m)
 - H:作用於圓弧滑動面土壤內部之水平外力(tf/m)(kN/m)
 - *a* :從圓弧滑動面圓心至水平外力作用位置之力臂長度(m)
 - c :黏性地質不排水剪力強度或砂性地質排水條件下之凝聚力(tf/m²) (kN/m²)
 - *b* : 切片元素寬度(m)
 - W':切片元素單位長度總有效重量(土重與上載荷重之和)(水位以下 為有效重量)(tf/m)(kN/m)
 - ϕ :砂性地質排水條件下之摩擦角(°);飽和黏性地質此值為 0°

重力式碼頭與防波堤所受外力主要有自重、土壓力、地震力和波浪力, 這些外力的合力通常為偏心及傾斜載重。因此,計算基礎承載力時應另行考 慮偏心及傾斜載重的影響。偏心及傾斜載重定義為載重傾斜比等於或大於 0.1 者。

一般重力式構造物由雙層基底提供承載力,即基礎地層及鋪設其上的 抛石層。因此,承載力的計算方法應充分呈現此雙層承載基底的特性。簡化 Bishop 圓弧計算法已通過一系列的研究,包括實驗室模型實驗、現地原型 實驗及既有防波堤和碼頭的案例研究,証實其可良好評估此種基礎的承載 力。

C2.5.1 簡易 Bishop 圓弧滑動承載力分析法

簡易 Bishop 圓弧分析法可更精確分析除垂直載重作用於水平砂性地質 情況外之基礎承載力,因此可適用於偏心及傾斜載重情況。如圖 C2-6(a)所 示,滑動面之起點設定於合力作用點與靠近此合力點之基礎邊緣的對稱點, 於此情況下,作用於拋石層面上之垂直載重可轉換為作用於寬度 2b'之均佈 載重,如圖 C2-6(b)(c)所示,而水平力則假設作用於構造物底部。於計算地 震時之承載力時,假設地震力不作用於拋石及基礎地層。



圖 C2-6 簡易 Bishop 法之載重條件示意圖

C2.5.2 安全係數<修訂>

等同其他圓弧滑動穩定分析,安全係數為抗剪強度產生之抵抗力矩與由 外力和土壤重量引致之滑動力矩之比率。詳 C6.2.1 圓弧滑動面穩定性分析 內容。安全係數標準值如表 C2-2 所示。

表 C2-2 偏心傾斜載重承載力安全係數(簡易 Bishop 圓弧分析法)

外力作用	碼頭	防波堤
常時	1.2 以上	
地震作用時	1.0 以上	
波壓作用時		1.0 以上

C2.5.3 抛石材料及基礎地層的強度參數<修訂>

1. 抛石材料

依據偏心傾斜載重承載力之模型及現場試驗結果得知,採用三軸壓縮 試驗所得之強度參數,可使簡易 Bishop 圓弧滑動分析法獲得高準確度之 結果。經由大尺寸塊石三軸壓縮測試結果得知,大粒徑材料之強度參數約 等同於具相同均勻係數相似等級材料之強度參數。因此,為準確評估拋石 強度參數得進行類似等級樣品之三軸壓縮試驗。未進行強度試驗者,可採 20 kN/m²及 35°之凝聚力及摩擦角作為港灣工程中拋石之標稱強度參數, 然這些標稱值僅適用於母岩無圍抗壓強度大於 30 MN/m²之石材;如有母 岩抗壓強度低於 30MN/m² 之弱塊石作為拋石的一部分,則強度參數僅可 採用 20 kN/m² 及 30°左右之標稱值。

2.基礎地層

承受偏心傾斜載重之基礎常產生淺部地層滑移破壞,故評估基礎附近 淺部地層之強度十分重要。決定地層抗剪強度時以採用三軸壓縮試驗(黏 性地質採用單軸壓縮試驗)之結果為佳。因砂性地質甚少可以未擾動試樣 進行三軸壓縮試驗,故通常另會以現場標準貫入試驗求得之 N 值推算砂 性地質之摩擦角,然其估算法應參考第二篇第九章解說 C9.5 節[2.N 值在 使用時應注意之事項]。

C2.5.4 經驗法則—載重分散法<修訂>

1.概說

此方法為不考慮抛石基礎寬度影響之檢討方法,以往最常採用作為雙 層基底承載力之檢討方法。

此方法對具適當寬度之拋石基礎,即構造物斷面底面寬度約 20m 左 右者,具充足之設計實績。然如堤體寬度小於 10m 時,其檢核可能偏不 安全側,使用此法進行檢核時應特別注意。

載重分散法主要目的係將構造物底面反力分散至海底基礎地層面上, 其最大應力 P₁/應小於本章 2.2 節[砂性地質基礎承載力]公式(2.2.1)計算之 地盤容許承載力 q_a,即 P₁′≦q_a。以公式(2.2.1)計算 q_a時,構造物寬度應 採用分散後之寬度。拋石基礎寬度很大時,基礎之設置深度採用拋石厚度, 但其他狀況則忽略設置深度之影響。基礎地盤為黏性土時,則採用本章 2.3 節[黏性地質基礎承載力]公式(2.3.1)計算容許承載力 q_a值,並以同上之方 法檢討。惟考慮短期性載重,如地震、波浪力及風力等,容許承載力得予 提高百分之五十。

2 底面反力

如圖 C2-7 所示,構造物底面反力以下列公式計算。

・ 偏心距 e ≤ 1/6 B

$$P_{1} = (1 + \frac{6e}{B})\frac{V}{B}$$

$$P_{2} = (1 - \frac{6e}{B})\frac{V}{B}$$
(C2.5.1)

• 偏心距 e > 1/6 B

$$P_{I} = \frac{2}{3} \frac{V}{\left(\frac{B}{2} - e\right)}$$
(C2.5.2)
$$b = 3\left(\frac{B}{2} - e\right)$$

• 偏心距 e,以下式計算。

$$e = \frac{B}{2} - x$$
 (C2.5.3)
 $x = \frac{M_W - M_h}{V}$ (C2.5.4)

式中 P1: 構造物底面前端反力(tf/m²)(kN/m²)

- *P*₂:構造物底面後端反力(tf/m²)(kN/m²)
- H:法線方向單位長度之水平合力(tf/m)(kN/m)
- *e* : 作用力偏心距(m)
- V :法線方向單位長度之垂直合力(tf/m)(kN/m)
- B : 抛石基礎上構造物底面寬度(m)
- *b* : *e* > 1/6 *B* 時,底面反力分布寬度(m)
- *M_w*: 垂直合力對 A 點之力矩(tf-m/m) (kN-m/m)
- *M_h*:水平合力對 A 點之力矩(tf-m/m) (kN-m/m)







圖 C2-7 底面反力計算示意圖

3 基礎地層載重分布

為求得基礎地層面上之載重分布,如圖 C2-8 所示,將拋石基礎面 上之底面反力分布,以散播角度 30°分布至基礎地層上,此時基礎地層 上之載重分布成梯形分布,其最大應力 P₁′依下式計算。

$$P_{1}' = \frac{b}{b'} P_{1} + \gamma_{1}' \cdot D \tag{C2.5.5}$$

第五篇 基礎 第二章 淺式基礎承載力 (C2.5.6)

 $b'=b+D\{tan(30^\circ+\alpha)+tan(30^\circ-\alpha)\}$

- 圖中 R : 作用合力(tf)(kN)
 - α :作用合力 R 之傾斜角(°)
 - γ1': 抛石基礎有效單位重(tf/m³) (kN/m³)
 - *D* : 抛石基礎厚度(m)
 - B : 抛石基礎面上之構造物底面寬度(m)
 - b : 構造物底面反力分布寬度(m)
 - b':基礎地層面上之載重分布寬度(m)



圖 C2-8 基礎地層載重分布示意圖

港灣構造物設計基準相關條文修訂

第三章 深式基礎承載力

符號說明

- 2a : 基礎長度, m, 見 C3.3.2 及 C3.3.3 節
- 2b: 基礎寬度(水平力直角), m, 見 C3.3.2 及 C3.3.3 節
- A:基礎底面積,m²
- B : 基礎寬度, m, 見 C3.2.2 及 C3.2.3 節
- C_a : 平均附著力, tf/m²(kN/m²)(取基礎埋入部份土壤附著力之平均值, 參考表 C3-1)
- D : 基礎設置深度, m, 見 C3.2.2 及 C3.2.3 節
- D : 圓的直徑, m, 見 C3.3.3 節
- D_s :基礎設置深度,僅考慮水位以下之部份,m,見C3.2.3節
- E : 偏心量, m
- Fs :安全係數,安全係數採用之標準如下: 永久構造物: 2.5 以上 其他構造物: 1.5 以上
- Fs :水平支持力的安全係數,安全係數採用之標準如下: 永久構造物: 1.5 以上 其他構造物: 1.1 以上
- h: 水平方向最大地盤反力產生的深度, m
- *K*: 地盤反力係數深度方向之增加係數, tf/m⁴ (kN/m⁴), 見 C3.3.1 節
- K_a : 主動土壓力係數($\delta = 0^\circ$)
- K1: 垂直方向的地盤反力增加係數, tf/m⁴ (kN/m⁴), 見 C3.3.2 節
- K2: 水平方向的地盤反力增加係數, tf/m⁴ (kN/m⁴), 見 C3.3.2 節
- k: 水平震度係數
- *L*:基礎長度,m
- ℓ : 入土長度, m
- *M*₀:水平力造成之彎矩,tf-m (kN-m)

- N_0 : 地表面上作用於基礎之垂直力, tf (kN)
- P_0 : 地表面上作用於基礎之水平力, tf(kN)
- *p*: 地盤反力, tf/m² (kN/m²)
- P_p : 深度h時之被動土壓,tf/m² (kN/m²)
- qa: 深式基礎容許垂直承載力, tf/m² (kN/m²), 見 C3.2.1 節
- qa: 底面位置的垂直支持力, tf/m² (kN/m²), 見 C3.3.2 節
- qa1: 基礎底面容許承載力,tf/m²(kN/m²),砂質土容許承載力,參考本 篇第二章 2.2 節[砂質土基礎承載力];黏性土容許承載力,參考本 篇第二章 2.3 節[黏性土基礎承載力],見 C3.2.1 節
- △qa: 基礎側面摩擦抵抗所致之容許承載力增量,tf/m²(kN/m²),見C3.2.1 及C3.2.2節
- △qa: 基礎側面黏性土黏著抵抗所致之容許承載力增量,tf/m²(kN/m²), 見 C3.2.1 及 C3.2.2 節
- *q_u*: 底面位置的垂直支持力,tf/m²(kN/m²), 見表 C3-1
- W: 基礎的自重, tf (kN), 見 C3.3.3 節
- w1: 基礎自重,tf/m (kN/m),見C3.3.2節
- *x*: 深度, m
- y: 在深度 x 的水平變位, m
- α :基礎形狀係數(長方型 $\alpha = 1$,圓形 $\alpha = 0.588$)
- y2:基礎底面以上地層土壤之單位重(在地下水位以下者,為有效單位 重),tf/m³(kN/m³)
- μ :基礎側面與砂之摩擦係數, $\mu = \tan(\frac{2}{3}\phi)$

C3.1 概論

深式基礎之垂直承載力,為基礎底面之垂直承載力與基礎側面之摩擦 抵抗之和。深式基礎承載力,應依基礎地盤為砂質土或黏性土,採用適宜之 公式、圖表計算承載力。

C3.2 垂直承載力

C3.2.1 概要

深式基礎之容許垂直承載力,為基礎底面之垂直承載力與基礎側面摩擦 抵抗之和。

 $q_a = q_{a1} + \Delta q_a$

(C3.2.1)

- 式中 q_a : 深式基礎容許垂直承載力(tf/m²) (kN/m²)
 - qa1:基礎底面容許承載力(tf/m²)(kN/m²),砂質土容許承載力,參考本篇第二章 2.2節[砂質土基礎承載力];黏性土容許承載力,參考本篇第二章 2.3節[黏性土基礎承載力]。

 Δq_a :基礎側面摩擦抵抗所致之容許承載力增量(tf/m²)(kN/m²)

C3.2.2 砂質土基礎側面抵抗

在砂質地層中,由基礎側面摩擦抵抗所致之容許承載力增量,可依下式 計算之。

$$\Delta q_a = \frac{1}{F_s} \left(1 + \frac{B}{L} \right) \frac{D^2}{B} K_a \gamma_2 \mu \tag{C3.2.2}$$

式中 Aqa:基礎側面摩擦抵抗所致之容許承載力增量(tf/m²)(kN/m²)

 K_a : 主動土壓力係數($\delta = 0^\circ$)

- γ2 :基礎底面以上地層土壤之單位重(在地下水位以下者,為有效單位重)(tf/m³)(kN/m³)
- D : 基礎設置深度(m)
- *B* : 基礎寬度(m)
- *L* : 基礎長度(m)
- μ :基礎側面與砂之摩擦係數, $\mu = \tan\left(\frac{2}{2}\phi\right)$
- F_s:安全係數,安全係數採用之標準如下:

永久構造物:2.5 以上

其他構造物:1.5 以上

C3.2.3 黏性土基礎側面抵抗<修訂>

於黏性土壤地層中,因基礎側面之黏著抵抗而致之容許承載力增量,可 依下式計算之。

$$\Delta q_a = \frac{2}{F_s} \left(1 + \frac{B}{L} \right) \frac{D_s}{D} \overline{C_a} \tag{C3.2.3}$$

- 式中 Δq_a :基礎側面黏性土黏著抵抗所致之容許承載力增量(tf/m^2) (kN/m^2)
 - D : 基礎設置深度(m)
 - Ds: :基礎設置深度,僅考慮水位以下之部份(m)
 - *B* : 基礎寬度(m)
 - L : 基礎長度(m)
 - *C_a*: 平均附著力(tf/m²) (kN/m²) (取基礎埋入部份土壤附著力之平均 值,參考表 C3-1)
 - Fs: : 安全係數, 安全係數採用之標準如下:

永久構造物:2.5 以上

其他構造物:1.5 以上

表 C3-1 黏性土平均附著力

基礎側面地盤種類	q_u (tf/m ²) (kN/m ²)	$\overline{C_a}$ (tf/m ²) (kN/m ²)
軟黏土	2.5~5 25~50	0.0(*)
中硬度黏土	5~10 50~100	0.6~1.2 6~12
硬黏土	10~20 100~200	1.2~2.5 12~25
非常硬黏土	20~40 200~400	2.5~3 25~30
固結性黏土	大於 40 大於 400	3以上 30以上

*註:軟黏土基礎不考慮側面抵抗

C3.3 水平承載力

當底版的垂直合力作用在基礎上,合力之偏心距在基礎面的軸心到基礎寬的 1/6 內時,如圖 C3-1 所示,可分別藉由各位置之被動土壓及極限承載力除以適當安全係數,以求得最大水平地盤反力 p1 與最大垂直地盤反力 q1。



圖 C3-1 垂直合力在偏心内時

C3.3.1 水平方向地盤反作用力分布的假設

如圖 C3-1 所示之水平地盤反作用力的分布可假設為以地表面為 0 之二 次曲線,基礎之水平變位 y 及地盤反作用力 p 之關係如下式。

$$p = K x y \tag{C3.3.1}$$

版的總力在偏心內時,則會形成如圖 C3-1 所示之梯形分布。

C3.3.2 垂直總力在偏心內之條件

(C3.3.2)式為底部的垂直總力在偏心內時之條件。

$$\frac{N_0 + w_1 l}{A} \ge \frac{3aK'(kw_1 l^2 + 4'P_0 l + 6M_0)}{b(l^3 + 24\alpha K'a^3)}$$
(C3.3.2)

此時最大水平地盤反力p1及最大垂直地盤反力q1可分別由(C3.3.3)及(C3.3.4) 式求得。

$$p_{1} = \frac{3\{kw_{1}\ell^{4} + 3P_{0}\ell^{3} + 4M_{0}\ell^{2} + 8\alpha K'a^{3}(kw_{1}\ell + P_{0})\}^{2}}{4b\ell^{3}(\ell^{3} + 24\alpha K'a^{3})(kw_{1}\ell^{2} + 4P_{0}\ell + 6M_{0})}$$
(C3.3.3)

$$q_{1} = \frac{N_{0} + w_{1}\ell}{A} + \frac{3aK'(kw_{1}\ell^{2} + 4P_{0}\ell + 6M_{0})}{b(\ell^{3} + 24\alpha K'a^{3})}$$
(C3.3.4)

求解深式基礎的水平承載力時,以(C3.3.3)及(C3.3.4)式計算出之 p1 及 q1 必須滿足(C3.3.5)及(C3.3.6)式。

$$p_1 \leq \frac{1}{F_s} P_p \tag{C3.3.5}$$

$$q_1 \leq q_a \tag{C3.3.6}$$

- 2b:基礎寬度(水平力直角)(m)
- 2a:基礎長度(m)
- *A* : 基礎底面積(m²)
- P_0 : 地表面上作用於基礎之水平力(tf)(kN)
- *M*₀:水平力造成之彎矩(tf-m) (kN-m)
- No: 地表面上作用於基礎之垂直力(tf)(kN)
- k :水平震度係數

$K' : K' = K_2/K_1$

- K_l : 垂直方向的地盤反力增加係數(tf/m⁴)(kN/m⁴)
- K₂:水平方向的地盤反力增加係數(tf/m⁴) (kN/m⁴) (參照(C3.3.1) 式)
- *w1*:基礎自重(tf/m)(kN/m)
- α :基礎形狀係數(長方型 $\alpha=1$,圓形 $\alpha=0.588$)

- *P_p*: 深度 h 時之被動土壓(tf/m²) (kN/m²) (參考第二篇第 12 章[土壓 及水壓]), h 可由(C3.3.7)式計算
- h :水平方向地盤反力最大時之深度(m) $h = \frac{kw_1\ell^4 + 3P_0\ell^3 + 4M_0\ell^2 + 8\alpha K'a^3(kw_1\ell + P_0)}{2\ell(kw_1\ell^2 + 4P_0\ell + 6M_0)}$ (C3.3.7)
- *q_a*:底面位置的垂直支持力(tf/m²)(kN/m²)(參照(C3.2.1)式)
- Fs:水平支持力的安全係數,安全係數採用之標準如下:
 - 永久構造物:1.5 以上

其他構造物:1.1 以上

C3.3.3 底部之垂直總力不在偏心內時

如作用在底部之垂直總力不在偏心內時,考量底版及地盤間的抗拉無 法作用,假設其分布如圖 C3-2 所示。此時作用在前方地盤的最大地盤反作 用力 p₁(tf/m²) (kN/m²)如(C3.3.8)式。



圖 C3-2 垂直合力不在偏心內時

$$p_{I} = \frac{3(kW\ell + 4M_{0} - 4N_{0}e - 4We + 3P_{0}\ell)^{2}}{4b\ell^{2}(kW\ell + 6M_{0} - 6N_{0}e - 6We + 4P_{0}\ell)}$$
(C3.3.8)

以(C3.3.8)式計算出之 p1 應滿足(C3.3.5)式。此處的 h 可以(C3.3.9)式計算。

$$h = \frac{\ell(kW\ell + 4M_0 - 4N_0e - 4We + 3P_0\ell)}{2(kW\ell + 6M_0 - 6N_0e - 6We + 4P_0\ell)}$$
(C3.3.9)

式中 h :最大地盤反力產生的深度(m) W :基礎的自重(tf)(kN)

e : 偏心矩(m)

e 為圖 3.3-2 所示的距離,在基礎長 2a,寬 2b 的長形底盤時,可以 (C3.3.10)式求得。

$$e = a - \frac{W + N_0}{4bq_a} \tag{C3.3.10}$$

如底版為圓形時,以(C3.3.11)式將圓形換算成等效長方形再計算即可。

$$2a = \frac{\pi}{3}D$$

$$2b = \frac{3}{4}D$$
(C3.3.11)

式中 D:圆的直徑(m)

以上之換算方法將使水平承載力增加一成左右的安全係數。
第四章 椿基礎承載力

符號說明

A:基樁之實斷面積,m²,見C4.2.6節

Ab: 樁端之斷面積,m²,見C4.2.5節

 A_e : 基樁之有效斷面積, m², 見 C4.2.10 節

Ag: 群樁之底面積, m², 見 C4.2.10 及 C4.3.4 節

 A_g : 深式基礎之底面積, m², 見 C4.2.12 節

A_p: 樁端之斷面積, m², 見 C4.2.10 節

As: 樁身之表面積,m²,見C4.2.5及C4.3.3節

a: 汽缸(Cylinder)之斷面積,m²

B: 基樁直徑或寬度, m, 見 C4.2.5 節

B: 群樁之短邊長度, m, 見 C4.2.12 節

B1: 群樁之長邊長度, m, 見 C4.2.12節

Cai: 第 i 層土壤中基樁之附著力, tf/m² (kN/m²)

 C_p : 樁端處土壤凝聚力, tf/m² (kN/m²)

C1: 基樁之彈性變形量, m, 見 C4.2.6 節

C2: 土壤之彈性變形量, m, 見 C4.2.6 節

C3: 樁帽之彈性變形量, m, 見 C4.2.6 節

c: 樁底部土壤之凝聚力, tf/m² (kN/m²)

 c_a : αc_u 為土壤與樁身之附著力, tf/m² (kN/m²)

cu: 沿樁身之平均土壤不排水抗剪強度, tf/m² (kN/m²)

 $\overline{C_a}$:基樁入土全長之平均附著力,tf/m² (kN/m²)

D: 樁身之有效直徑,如係擴座基樁,其底部有效直徑不得超過樁 身直徑之2倍,m,見C4.2.5節

d: 樁徑, m, 見 C4.2.9 節

- E: 樁材之楊氏係數(Young's modulus), tf/m² (kN/m²), 見 C4.2.6 節
- E: 鋼的彈性係數, tf/m² (kN/m²), 見 C4.6.6 節
- EI: 基樁之撓曲剛度, tf-m² (kN-m²)
- e: 反彈係數(完全彈性時 e=1,完全非彈性時 e=0)
- ef: 椿錘效率,按樁之種類而異,其在 0.6~1.0 範圍
- F: 打擊能量, tf-m (kN-m)
- Fs: 安全係數,依據「標準軸向容許承載力」之規定決定
- f_{cp}: 上部結構混凝土容許承壓應力, tf/m² (kN/m²) (參考第三篇之規定)
- fs: 樁表面摩擦阻力, tf/m² (kN/m²)
- f_s : 壓密層中樁面之平均表面摩擦力強度, tf/m² (kN/m²)
- H: 樁錘之落差, m, 見 C4.2.6 節
- H: 自地面至壓密層底面之深度, m, 見 C4.2.10 節
- H_i : 斜組樁之水平反力, tf(kN)
- *h*: 載重高度, m
- *i*: 樁之轉角, radian, $i = \frac{dy}{dx}$
- io: 地表面之轉角, radian
- *itop*: 樁頭處之轉角, radian
- i_1 : 地面上部份之轉角, radian
- i2: 地面下部份之轉角, radian
- *K*: 側向土壓力係數, 見 C4.2.5 節
- *K*: 反彈量, m, 見 C4.2.6 節
- *K*_s: 作用於基樁之水平土壓力係數,見C4.3.3 節
- k: 地盤橫向抵抗係數
- kc: C型地盤之橫向抵抗常數, tf/m^{2.5} (kN/m^{2.5}), 見 C4.4.4 節
- kh: 水平地盤反力係數, tf/m3 (kN/m3), 見 C4.4.4 節

第五篇 基礎

第四章 椿基礎承載力

- ks: S型地盤之橫向抵抗常數, tf/m^{3.5} (kN/m^{3.5}), 見 C4.4.4 節
- L: 樁長, m, 見 C4.2.6 節
- L: 樁頭埋入上部結構深度, m, 見 C4.6.2 節
- L: 基樁之入土長度, m, 見 C4.2.12 節
- $L_c: L_2$ 所含黏土層之厚度, m

 $L_{s2} + L_c = L_2$

- *lfc*: 長期容許壓應力, tf/m² (kN/m²)
- *lft*: 長期容許張應力, tf/m² (kN/m²)
- L_i : 第 i 層之厚度, m
- Li1: 樁頭自由樁之轉角第一零點深度,或樁頭固定樁之轉角第二 零點深度,m
- Lm.max:產生最大彎距之深度, cm
 - Lm1: 樁頭自由樁之彎矩第一零點深度,或樁頭固定樁之彎矩第二 零點深度,m
 - Ls1: 剪力第一零點深度, m
- $L_{s1}=L_1$: 基樁打入支撑層(砂質土壤地層)之長度, m, 見 C4.2.10 節
 - L_{s2} : L_2 所含砂層之厚度, m
 - L_t : 樁的全長, m
 - Ly1: 變位第一零點深度, m
 - L_2 : 基樁在壓密層部份之長度, m, 見 C4.2.10 節
 - L₂: 壓密層之厚度, m, 見 C4.2.10節
 - ℓ: 樁長, m, 見 C4.2.9 節
 - M: 彎矩, tf-m (kN-m)
 - *M*₀: 樁頭拘束力矩, tf-m (kN-m)
 - M_{max}: 樁頭自由樁之最大彎距, tf-m (kN-m), 見 C4.4.4 節
 - Mmax-t: 樁頭固定樁之樁頭彎矩, tf-m (kN-m), 見 C4.4.4 節
 - Mmax-1: 樁頭固定樁之土中部份最大彎矩, tf-m (kN-m), 見 C4.4.4 節

- *M*₁: 地面上部份之彎距, tf-m (kN-m)
- *M*₂: 地面下部份之彎距, tf-m (kN-m)
- N: 樁端地層之N值, 見C4.2.5節
- N : 基樁入土全長之平均標準貫入實驗值(N),見 C4.2.5 節
- N_c^{*}·N_q^{*}·N_y^{*}: 支承力因數,其值與土壤性質、基樁施工方法及貫入承載層深 度等有關
 - Ns1: Ls1 區域之平均 N值,見 C4.2.10節
 - Ns2: 厚度 Ls2 砂層之平均 N 值,見 C4.2.10 節
 - *N*₁: 樁端處之 *N* 值, 見 C4.2.5 節
 - N2: 樁端上端 4B 範圍內之平均 N 值, 見 C4.2.5 節
 - n: 群樁之樁數
 - P: 深度 x 點,基樁每單位長度所受地盤反力,tf/m (kN/m),見 C4.4.4 節
 - P_o : 作用於樁頭的垂直荷重, tf (kN)
 - P_1 、 P_2 : 作用於各樁之軸向壓應力(負時為拉力), tf(kN)
 - p: 深度x點,基樁單位面積所受地盤反力,tf/m²(kN/m²),見C4.4.4
 節
 - p: 蒸氣壓力,空氣壓力, tf/m² (kN/m²), 見 C4.2.6 節
 - *p_k*: 產生挫屈的壓力, tf/m² (kN/m²)
 - Q_b : 樁底端點支承力, tf(kN)
 - Q_s : 樁表面摩擦阻力, tf(kN)
 - Q_u : 單樁之極限垂直支承力, tf(kN)
 - qb: 樁端之極限支承壓力, tf/m² (kN/m²)
 - qd: 以深式基礎底面為基礎載重面,應用 Terzaghi 公式,所求之極
 限承載力,tf/m² (kN/m²)
 - q_i: 第 i 層平均有效覆土壓力, tf/m² (kN/m²)
 - \overline{q}_{u} : 厚度 L_c 黏土層之平均軸抗壓強度, tf/m² (kN/m²)

第四章 椿基礎承載力

- R: 原型樁與基準樁之對應量比值,例如 R_h=原型樁之 h/基準樁 之 h
- Ra: 常時之軸向容許承載力, tf (kN), 見 C4.2.10 節
- Ra:對應群樁整體破壞,每根基樁之容許承載力,tf (kN),見 C4.2.12節
- R_{at} :基樁軸向容許拉拔力,tf(kN)
- R_{du} : 極限打入阻力,即動力極限承載力, tf (kN)
- R_f : 基樁之表面摩擦力, tf(kN)
- R_{gu} : 深式基礎之承載力, tf (kN)
- R_{gut} : 一組群樁之最大拉拔力, tf (kN)
- Rnf.max: 表面負摩擦力之最大值,取單樁或群樁兩者之較小值,tf(kN)
 - R_p : 樁端承載力之極限值, tf(kN)
 - R_u : 基樁軸向極限承載力, tf (kN)
 - R_{ut} : 樁之最大拉拔力, tf(kN)
 - R_{utl} :基樁拉拔試驗所得之最大拉拔力,tf(kN)
 - Rut2: 靜力承載公式所計算之最大拉拔力, tf(kN)
 - r: 圓管半徑, mm
 - S: 基樁最終貫入量, m, 見 C4.2.6 節
 - S: 剪力, tf (kN)
 - S_e : 樁頭之彈性沉陷量, cm, 見 C4.2.13 節
 - *Spe*: 樁體之彈性變形量, cm, 見 C4.2.13 節
 - Sse: 樁端地層之彈性變形量, cm
 - S_1 : 地面上部份之剪力, tf (kN), 見 C4.4.4 節
 - S2: 地面上部份之剪力, tf (kN), 見 C4.4.4 節
 - S: 鄰接基樁土壤之平均抗剪強度, tf/m² (kN/m²), 見 C4.3.4 節
 - s: 基樁在土壤中之平均剪力強度, tf/m² (kN/m²), 見 C4.2.12 節
 - T: 作用於樁頭之橫向力, tf(kN)

- t: 圓管厚度, mm
- U: 群樁之周長, m, 見 C4.2.10 及 C4.3.4 節
- U: 深式基礎之周長, m, 見 C4.2.12 節
- V_i : 斜組樁之垂直反力, tf(kN)
- W_h : 樁錘重, tf (kN)
- W_p: 樁重(包含樁頭裝置物), tf (kN), 見 C4.2.6 節
- W_p: 基樁自重,須扣除浮力, tf(kN),見C4.3.2節
 - x: 由地面算起之深度, m
 - y: 深度 x 點之基樁變位或撓度, m
- *vo*: 地表面變位, m, 見 C4.4.4 節
- *y*top: 椿頭變位, m, 見 C4.4.4 節
- y1: 地面上部份樁之變位, m
- *y*₂: 地面下部份樁之變位, m
- α:對 cu 之經驗折減值,與土壤強度、樁長、樁徑及施工方法等 有關,一般介於 0.25~1.0 之間,見 C4.2.5 節
- α: 折減率,%,見C4.2.9節
- β : 樁變形因素, m⁻¹
- γ: 土壤之有效單位重, tf/m³ (kN/m³), 見 C4.2.5 節
- γ: L2區域土壤之平均單位重,tf/m³(kN/m³),見C4.2.10節
- γ₂: 包含基樁與土壤群樁整體之平均單位重,tf/m³ (kN/m³),見
 C4.2.12 節
 - δ:樁身與土壤間之摩擦角,與土壤、基樁材料及施工方法等有關, 一般約為土壤內摩擦角之 1/3~2/3
- λ : 椿突出地面之長度, m
- θ_1 、 θ_2 : 各樁之傾斜角,度
 - µ:基樁與土壤之摩擦係數
 - ν:鋼材包松比 ν=0.3

- σ'v: 有效覆土壓力, tf/m² (kN/m²), 見 C4.2.5 節
- σ'v: 樁端點之有效覆土壓力, tf/m² (kN/m²), 見 C4.2.5 節
- σ_f: 樁材之降伏點壓應力強度,或長期容許壓應力之 1.5 倍,tf/m²
 (kN/m²)
- σ_{py}: 管厚影響所考慮的降伏應力, tf/m² (kN/m²)
- σy: 靜荷重影響所考慮的降伏應力, tf/m² (kN/m²)
- φ:基樁之周長,鋼樁用閉合周長,m

C4.1 概論

樁基礎承載力應檢討之項目如下:

- 樁之軸向容許承載力
- 樁之軸向容許拉拔力
- 樁之橫向容許承載力

C4.2 椿之軸向容許承載力

C4.2.1 概要

樁基礎軸向容許承載力首先求單樁之軸向極限承載力,除以安全係數 得標準軸向容許承載力。其次,檢討下列各項影響基樁承載力因素,決定標 準軸向容許承載力之必要折減值,由此求得樁基礎設計所應採用之樁軸向 容許承載力值。

- 樁材容許壓應力
- 接樁折減
- · 細長比折減
- ·表面負摩擦力
- 群樁效果(基樁間距大小之影響)
- •基樁沉陷量

C4.2.2 標準軸向容許承載力

標準軸向容許承載力安全係數下限值,依表 C4-1 所示之值為準。

表 C4-1 所示之安全係數下限值,對大多數港灣構造物而言,應足以確 保其安全,但對特別重要及影響生命安全之構造物,應取較大之安全係數。 如慎密實施地質調查及載重試驗,並經土壤基礎工程學專家研判基樁與附 近已完成同類構造物實際觀測結果甚符合時,可採較低安全係數。但在任何 狀況下,安全係數常時不得小於 2.5;地震時點承樁不得小於 1.5,而摩擦樁 考量過往經驗較易受到地震震動影響,因此不得小於 2.0。

表 C4-1 標準軸向容許承載力安全係數

常	時	2.5 以上
地震時	點承樁	1.5 以上
	摩擦樁	2.0 以上

C4.2.3 單樁軸向極限承載力

單樁軸向極限承載力推算方法包括:

- 樁載重試驗
- 靜力承載公式
- •既有資料

設計時由樁載重試驗推算單樁軸向極限承載力為最合理之方法,但是 於設計前常受到施工期間或經濟性限制而無法取得,故允許由靜力承載公 式推算之。

C4.2.4 依樁載重試驗推算軸向極限承載力<修訂>

圖 C4-1 顯示靜載重試驗之載重與總沉陷間之關係。圖中 A 點為降伏載 重以 P1 表示,於該處曲線由最初平緩傾斜變得更陡峭,其曲線為最大曲率; 而極限載重為載重與沉陷曲線趨於垂直處並以 P2 表示。若樁崁入砂性地層 通常不會產生上述載重。這種情況下極限載重可視為 B 點之 P3,此時重與 沉陷曲線趨勢急轉向下,載重微小增加而產生大量的沉陷。

推算軸向極限承載力時,樁載重試驗應以求得極限載重為原則,若因儀 器限制無法完整取得載重與沉陷曲線,得以降伏載重之 1.2 倍作為極限載 重,但須適度考量極限載重實際值可能大於推算值。



C4.2.5 依靜力承載公式推算軸向極限承載力<修訂>

港灣構造基樁打擊工法考量構造重要性、施工性及地質特性。貫入試驗 推估基樁軸向極限承載力之方式主要參酌「日本港灣施設技術上基準·同解 說」修訂,其適用性已經港灣多年基樁載重試驗驗證,因此就其他工法之承 載力推估,建議參照同一標準,該標準對於其他工法之承載力應用係建議以 「日本道路橋梁示方書·同解說 IV 下部構造篇」所規定。

1. 靜力學公式

單樁之極限垂直支承力得依下列公式估算:

 $Q_u = Q_s + Q_b = f_s A_s + q_b A_b$

(C4.2.1)

式中 Q_u :單樁之極限垂直支承力(tf)(kN)

Qs: 樁表面摩擦阻力(tf)(kN)

- Q_b : 樁底端點支承力(tf)(kN)
- fs : 樁表面摩擦阻力(tf/m²)(kN/m²)

*A*s: 樁身之表面積(m²)

qb: 樁端之極限支承壓力(tf/m²)(kN/m²)

 A_b :樁端之斷面積(m²)

(1) 樁表面之摩擦阻力

 $f_s = c_a + K\sigma'_v \tan\delta(\text{tf/m}^2) \text{ (kN/m}^2)$ (C4.2.2)

- 式中 c_a : αc_u 為土壤與樁身之附著力(tf/m²) (kN/m²)
 - α :對 cu 之經驗折減值,與土壤強度、樁長、樁徑及施工方法
 等有關,一般介於 0.25~1.0 之間
 - cu : 沿樁身之平均土壤不排水抗剪強度(tf/m²)(kN/m²)
 - K : 側向土壓力係數,與土壤及基樁施工方法有關,詳表 C4-2 所示
 - σ'_{v} :有效覆土壓力(tf/m²)(kN/m²)
 - δ : 椿身與土壤間之摩擦角,與土壤、基樁材料及施工方法等有
 關,一般約為土壤內摩擦角之 1/3~2/3

土層如為黏性土壤,則上式之後項不計;如為砂質土壤,則前項不計。

基樁施工方式	受壓力時	受拉力時	附註
打入式	0.5~1.0	0.3~0.5	打入過程排土量甚小者
打入式	1.0~1.5	0.6~1.0	打入過程大量擠壓四周土層者
打入式	1.5~2.0	1.0~1.3	打入過程大量排土,且樁身由 上而下逐漸變小者
打入式	0.4~0.9	0.3~0.6	先行沖孔,再打入者
鑽掘式	0.7	0.4	直徑小於60公分者

表 C4-2 侧向土壓力係數(K)

(2) 樁端點之極限支承壓力

 $q_{b} = cN_{c}^{*} + \sigma_{v}N_{q}^{*} + 0.5\gamma DN_{\gamma}^{*}$ (C4.2.3)

- 式中 N_c^{*}·N_q^{*}·N_y^{*}: 支承力因數,其值與土壤性質、基樁施工方法及貫入 承載層深度等有關
 - c : 樁底部土壤之凝聚力(tf/m²)(kN/m²)
 - σ_v: .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 . </p
 - γ : 土壤之有效單位重(tf/m³)(kN/m³)
 - D : 樁身之有效直徑,如係擴座基樁,其底部有效直徑不 得超過樁身直徑之2倍(m)

第五篇 基礎

第四章 椿基礎承載力

上式中0.5%DN*,可予以忽略不計。因此,對於樁端支承於飽和黏土層之樁 端極限支承力可簡化為

$$q_b = c_u N_c^* \tag{C4.2.4}$$

對於支承於堅硬黏土層之打入式基樁其 N^{*}值可採用 9.0, 而鑽掘式 基樁其 N。值可採用 6.0。至於支承於砂性土層中之樁端極限支承力則可 依下式估算

$$q_b = \sigma'_v N_a^* \tag{C4.2.5}$$

式中 Na與土壤性質、基樁施工方式及貫入承載層之深度等有關,其值詳 表 C4-3 所示

ϕ	26	28	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
N_q^* 打入式大位移基樁	10	15	21	24	29	35	42	50	62	77	86	120	145
N_q^* 鑽掘式基樁	5	8	10	12	14	17	21	25	30	38	43	60	72

表 C4-3 支承力因數 N_a^*

2.貫入試驗公式

(1) 打擊式工法

 R_{μ}

打設於砂質地層中基樁之軸向極限承載力,可依下式計算之。

$$R_{u} = 30 NA_{P} + \frac{N}{5} A_{S}$$
(C4.2.6)
$$R_{u} = 300NA_{P} + 2\overline{N}A_{S}$$

- 式中 Ru :基樁軸向極限承載力(tf)(kN) *Ap* : 樁端之斷面積(m²) *A*_s : 基樁表面積(m²)
 - № :樁端地層之№值
 - \overline{N} : 基樁入土全長之平均標準貫入實驗值(N)

$$N = \frac{N_1 + \overline{N_2}}{2} \tag{C4.2.7}$$

 N_1 :樁端處之N值

 $\overline{N_2}$:樁端上端 4B 範圍內之平均 N 值

B :基樁直徑或寬度(m)

打設於黏性土壤地層中基樁之軸向極限承載力,可依下式計算之。

$$R_u = 8C_p A_p + \overline{C_a} A_s \tag{C4.2.8}$$

式中 Ru:基樁軸向極限承載力(tf)(kN)

 A_p : 樁端之斷面積(m²)

*A*s:基樁表面積(m²)

Cp: 樁端處土壤凝聚力(tf/m²)(kN/m²)

$$C_a$$
: 基樁入土全長之平均附著力(tf/m²) (kN/m²)

其中:

$$C_a = C$$
 : $C \le 100 \text{kN/m}^2$
 $C_a = 100 \text{kN/m}^2$: $C > 100 \text{kN/m}^2$ (C4.2.9)

除了常用之打擊工法外, 植入式工法亦可使用於港灣構造基礎上, 主要 分為中掘工法及預鑽孔工法。

(2)樁端有效面積(閉塞率)

鋼樁樁端無樁靴(shoe)時,其樁端承載仍可視為封閉,周長僅就封閉區 域的外緣,而面積認定如圖 C4-2 所示斜線部分。這基於以下原則。



圖 C4-2 鋼樁之樁端承載面積

在打樁過程中,土壤進入鋼管內部或H型鋼翼鈑間的空間,直到土壤與 鋼樁表面之間的內部摩擦力等於樁端阻力。達平衡時土壤無法再進入並與 開口端部分封閉時的效果相同。但在大口徑基樁的情況下不能視為完全封 閉。在這種情況下,應就閉塞率予以折減。

閉塞率不僅由樁的直徑或寬度決定。它還取決於樁的貫入長度,地質特

性和打設方法。就以往統計,鋼管樁直徑小於 60cm 或 H 型鋼短邊小於 40cm 時,閉塞率可視為 100%,為提高大口徑之閉塞率,可採灌漿方式或以分割 加勁鈑方式處理,如圖 C4-3 所示。



N=4

N=2

N=9

N:分割數

圖 C4-3 樁端加勁鈑分割

(3) 植入式工法

a.中掘工法

由樁蕊中空部份鑽掘排土,同時植入樁蕊。



城井千间



旋轉噴射水泥

浆固化椿頭



噴射灌浆旋轉 拉起螺桿



灌漿完成,清 洗噴水拉起

圖 C4-4 中掘工法示意圖

455

b.預鑽孔工法

預先以鑽桿排土或攪拌鑽孔,然後將樁蕊植入鑽孔中。



圖 C4-5 預鑽孔工法示意圖

c.若使用植入式公法,基樁最大表面摩擦阻力及樁尖極限承載力詳如表 C4-4 所示,惟須經樁載重試驗驗證。

表 C4-4 植入式基樁最大表面摩擦阻力及樁尖極限承載力(tf/m²)(kN/m²)

工法	植入式工法			
支承力	中掘工法	預鑽孔工法		
椿身摩擦 fs	\overline{N} / 5 2 \overline{N}	\overline{N} / 2 5 \overline{N}		
椿底支承 qb	15N 150N	15N 150N		

N:樁端地層之N值

N:基樁入土全長之平均標準貫入實驗值(N)

C4.2.6 依打樁公式推算軸向極限承載力

1.依打樁公式推算軸向極限承載力

只依打樁公式求取設計之極限承載力並不合適。採用打樁公式時,安 全係數應按各樁打樁公式所採用之值。

(1)Hiley 公式

打樁公式中以公式(C4.2.10)及公式(C4.2.11)所示之Hilley公式為最通用。

第五篇 基礎 第四章 樁基礎承載力

$$R_{du}S = e_{f}\left[F - F\frac{W_{p}(1 - e^{2})}{W_{h} + W_{p}}\right] - \frac{R_{du}C_{1}}{2} - \frac{R_{du}C_{2}}{2} - \frac{R_{du}C_{3}}{2}$$
(C4.2.10)

$$\begin{array}{c} \widehat{T}_{f} & \widehat{K}_{f} & \widehat{T}_{f} & \widehat{E}_{f} & \widehat{E}_{f} \\ \widehat{K}_{f} & \underbrace{\widehat{\Phi}}_{g} & \underbrace{\widehat{\Psi}}_{g} & \underbrace{\widehat{L}}_{g} & \underbrace{\widehat{\Psi}}_{g} & \widehat{E}_{g} \\ \widehat{K}_{du} & \underbrace{\widehat{\Psi}}_{g} & \underbrace{\widehat{L}}_{g} & \underbrace{\widehat{\Psi}}_{g} & \underbrace{\widehat{L}}_{g} & \underbrace{\widehat{\Psi}}_{g} \\ \widehat{K}_{du} & \underbrace{\widehat{\Psi}}_{g} & \underbrace{\widehat{L}}_{g} & \underbrace{\widehat{\Psi}}_{g} & \underbrace{\widehat{L}}_{g} \\ \widehat{K}_{du} & \underbrace{\widehat{\Psi}}_{g} & \underbrace{\widehat{L}}_{g} & \underbrace{\widehat{\Psi}}_{g} \\ \widehat{K}_{du} & \underbrace{\widehat{\Psi}}_{g} & \underbrace{\widehat{L}}_{g} & \underbrace{\widehat{\Psi}}_{g} \\ \widehat{K}_{du} & \underbrace{\widehat{\Psi}}_{g} & \underbrace{\widehat{L}}_{g} & \underbrace{\widehat{\Psi}}_{g} \\ \widehat{K}_{du} & \underbrace{\widehat{\Psi}}_{g} & \underbrace{\widehat{L}}_{g} \\ \widehat{K}_{du} & \underbrace{\widehat{\Psi}}_{g} & \underbrace{\widehat{L}}_{g} \\ \widehat{K}_{du} & \underbrace{\widehat{\Psi}}_{g} & \underbrace{\widehat{L}}_{g} \\ \widehat{K}_{du} & \underbrace{\widehat{\Psi}}_{g} & \underbrace{\widehat{\Psi}}_{g} \\ \widehat{K}_{du} & \underbrace{\widehat{\Psi}}_{g} & \underbrace{\widehat{\Psi}}_{g} \\ \widehat{K}_{du} & \underbrace{\widehat{\Psi}}_{du} \\ \widehat$$

式中 R_{du} : 極限打入阻力,即動力極限承載力(tf)(kN) W_h : 椿錘重(tf)(kN) W_p : 椿垂(包含椿頭裝置物)(tf)(kN) F : 打擊能量(tf-m)(kN-m) e_f : 椿錘效率,按樁之種類而異,其值在 0.6~1.0 範圍 e : 反彈係數(完全彈性時 e=1,完全非彈性時 e=0) S : 基樁最終貫入量(m) C_1 : 基樁之彈性變形量(m) C_2 : 土壤之彈性變形量(m) C_3 : 樁帽之彈性變形量(m)

多數打樁公式係依公式(C4.2.10)將 $C_1 \times C_2 \times C_3 \times e_f \times e$ 等以適當值代入 而求得。鋼樁時,以使用公式(C4.2.10)較佳。樁錘與樁間之撞擊視為彈 性,e=1。

$$R_{du} = \frac{e_f F}{S + \frac{C_1 + C_2 + C_3}{2}}$$
(C4.2.12)

式中 C1+C2+C3 為地層、基樁、樁帽之彈性變形量之總和。

其中 C₁+C₂值,與打樁試驗時在樁頭測定之反彈量 K 值相同(參考 圖 C4-6)。鋼樁為樁之彈性變形(C₁)所控制,C₃值則較通常為小,可不 計。故:



圖 C4-6 反彈與貫入量

$$C_1 + C_2 + C_3 = C_1 + C_2 = K$$

E fin $R_{du} = \frac{e_f F}{S + \frac{K}{2}}$ (C4.2.13)

- 式中 Rdu :基樁之動力極限承載力(tf)(kN)
 - ef : 椿錘效率, 用 0.5
 - S :基樁之貫入量(m)

自由落錘(drop hammer)以最後 5 次~10 次打擊所得之貫 入量,計算其相當於 1 次之平均貫入量(m),他種錘則以 最後 10 次~20 次打擊之貫入量,計算其相當於 1 次平均 貫入量(m)。

- K : 反彈量(m)
- F : 打擊能量(tf-m) (kN-m)

自由落錘(drop hammer) 單動汽錘(single acting steam hammer) 複動汽錘(double acting steam hammer) $F=(ap+W_h)H$ 柴油引擎錘(diesel hammer) $F=2W_hH$

- *H* : 樁錘之落差(m)
- W_h : 錘重(tf) (kN)
- a :汽缸(Cylinder)之斷面積(m²)
- p : 蒸氣壓力, 空氣壓力(tf/m²)(kN/m²)
- R_a : 以安全係數 3 除之,即得容許承載力(tf)(kN)

第五篇 基础 第四章 樁基礎承載力

$$R_a = \frac{1}{3}R_{du} \tag{C4.2.14}$$

(2) E.N.R.公式

下列公式(C4.2.15)即所謂美國工程新聞雜誌公式(Engineering News Record Formula)簡稱 E.N.R.公式。

自由落錘
$$R_{du} = \frac{W_h H}{S + 2.5}$$

單動汽錘 $R_{du} = \frac{W_h H}{S + 0.25}$ (C4.2.15)
複動汽錘 $R_{du} = \frac{(W_h + pa)H}{S + 0.25}$

由美國工程新聞雜誌公式求容許承載力 (R_a) 時,其安全係數用 6。 $R_a = \frac{1}{6} R_{du}$ (C4.2.16)

(3) Weisbach 公式

以
$$C_2 = C_3 = 0$$
, $e_f = l$, $e = l$, $C_1 = \frac{R_{du}L}{AE}$ 代入公式(C4.2.10), 即得 Weisbach 公式。

$$R_{du} = \frac{AE}{L} \left(-S + \sqrt{S^2 + W_a H \frac{2L}{AE}} \right)$$
(C4.2.17)

式中 A :基樁之實斷面積(m²)

E : 樁材之楊氏係數(Young's modulus)(tf/m²)(kN/m²)

L : 樁長(m)

容許承載力(Ra)可根據公式(C4.2.17)求得。

$$R_a = 0.15 R_{du} \tag{C4.2.18}$$

(4)Smith 的方法

此雖與打擊樁公式不同,但係為分析樁打擊時之反應,以電子計算 機進行數值計算,由 E.A.L. Smith 所開發。先將樁加以分割,並假設樁 端反抗,再將波動方程式予以數值積分之方法。其後經多次改良,提出 了很多的方法,這些方法即使是對很長的樁,很大之外力作用,及難以 載重試驗進行的探油基礎樁之承載力計算,亦可加以使用。這些方法主 要在歐美各國發展,並經常使用,除檢討承載力外,並可檢討樁錘之打 擊效率,以及發生於樁之應力,尤其對打設樁之非破壞試驗等,均被採 用。

2.依打樁公式計算時應注意之事項

打樁公式係由動力貫入阻力求得樁之靜力極限承載力,在理論上殊為 勉強。因而應用此種公式時,應充分認識其適用範圍。在黏土,由於樁打 入時土壤被重塑(remold),會發生表面摩擦暫時減低之現象,因而打樁公 式並不可能完全適用。在砂質土壤,對於摩擦樁而言其精確度不足。

按打樁公式判斷承載力,雖有簡便之優點,但其精確度較差。圖C4-7為澤口所提出由打樁公式所定極限承載力與載重試驗結果之比較,由圖 可知其偏差非常大。因而打樁公式之利用以限於下列各情況為宜:

- (1)工程規模不大,在費用觀點上無法實施載重試驗時,僅能使用各種打樁 公式綜合判斷其承載力,而所求之容許承載力,則須用充分大之安全係 數。
- (2)在某一地區,業已將某一打樁公式與載重試驗結果核對,而其結果充分 證實此打樁公式之通用性。



圖 C4-7 打樁公式與載重試驗結果之比較

3. 按以往資料推算樁軸向極限承載力

求基樁之軸向極限承載力,以載重試驗最為適當,如無法實施載重試 驗時,可按靜力學承載力公式或打樁公式求之,絕對不可忽略上述程序, 而僅以經驗輕率推斷極限承載力。但如有充分可信賴之以往資料供利用時, 可以此資料來推斷極限承載力。譬如在工程地區附近,曾做基樁載重試驗, 且有足夠之資料顯示該處之土壤條件與工程地區之土壤相同時,從鄰近地 區之載重試驗結果可推斷工程地區各基樁之極限承載力。但在載重試驗時, 基樁之種類及載重狀況等,與在此工程地區者亦有不同之可能性,即雖認 為土壤條件相同仍可能有局部性的差異等情事,此點應特別加強。

C4.2.7 椿材容許壓應力之影響

基樁之容許壓應力,依所採用樁材參考第三篇[工程材料]相關章節之規 則決定。

C4.2.8 接樁折減<修訂>

當使用接樁時,接合處為基樁最脆弱之處。因此,考量接合處對基樁整 體承載力之影響,軸向容許承載力應折減。

港灣構造物之鋼樁接樁作業,現場一般採用半自動銲接機作業。於適當 的管理下進行高可靠性地接樁作業,其接樁可靠性可藉由檢查來確認,並不 需要折減其軸向容許承載力。

C4.2.9 細長比折減

因基樁細長比之影響,其軸向容許承載力折減,可參考下列原則。

• 非鋼樁	$\alpha = \begin{cases} 0\% \\ (\frac{\ell}{d} - 60)\% \end{cases}$	$\frac{\ell}{d} \le 60$ $\frac{\ell}{d} > 60$	(C4.2.19)
• 鋼樁	$\alpha = \begin{cases} 0\% \\ (\frac{\ell}{2d} - 60)\% \end{cases}$	$\frac{\ell}{d} \le 120$ $\frac{\ell}{d} > 120$	(C4.2.20)

 α :折減率(%), ℓ : 椿長(m),d: 椿徑(m)

C4.2.10 表面負摩擦力檢討

1.表面負摩擦力

基樁貫穿軟弱土壤層達支撐層時, 軟弱層之摩擦力為向上作用,並負擔部 份作用於樁頭之載重。但軟弱土壤層由 於地下水位之變化,或其頂面新填土等 因素之影響,而逐漸壓密,但樁本身係 由支撐層所支撐幾不發生沉陷,因之發 生反向之負表面摩擦力如圖 C4-8 所 示。



表面負摩擦力不僅無抵抗樁頭載重之效果,且變為載重,而使樁端增 加相當大之負擔。

表面負摩擦力之實際值無法完全正確決定,但其最大值可以公式 (C4.2.21)估算。

$$R_{nf,max} = \varphi L_2 \overline{f_s} \tag{C4.2.21}$$

式中 R_{nf,max}:單樁表面負摩擦力之最大值(tf)(kN)

φ :基樁之周長,鋼樁用閉合周長(m)

L2 : 基樁在壓密層部份之長度(m)

 \overline{f}_s : 壓密層中樁面之平均表面摩擦力強度(tf/m²) (kN/m²)

若壓密層為黏性土壤層,可假定 \overline{f}_2 等於 $q_u/2$ 。若壓密層中含砂層,或 壓密層上負載砂層, L_2 應含砂層之厚度, \overline{f}_2 應含砂層之表面摩擦力,則 公式(C4.2.21)修正為公式(C4.2.22)

 $R_{nf,max} = \left(0.2\overline{N_{s2}}L_{s2} + \frac{\overline{q_u}L_c}{2}\right)\varphi$ $R_{nf,max} = \left(2\overline{N_{s2}}L_{s2} + \frac{\overline{q_u}L_c}{2}\right)\varphi$ 式中 L_{s2} : L_2 所含砂層之厚度(m) $L_c : L_2$ 所含黏土層之厚度(m) $L_{s2} + L_c = L_2$ $\overline{N}_{s2} : 厚度 L_{s2} 砂層之平均 N 值$ $\overline{q}_u : 厚度 L_c 黏土層之平均軸抗壓強度 (tf/m^2) (kN/m^2)$



圖 C4-9 群樁之負表面摩擦力

若為群樁時,如圖 C4-9 所示,視群樁為一整體深式基礎,以計算負表面 摩擦力,再除以基樁根數,而求得每樁之負表面摩擦力。即

$$R_{nf,max} = \frac{\overline{SUH + A_g \gamma L_2}}{n}$$
(C4.2.23)

式中
$$R_{nf,max}$$
 : 群樁每樁之負表面摩擦力(tf)(kN)
 U : 群樁之周長(m)
 H : 自地面至壓密層底面之深度(m)
 \overline{S} : 土壤之平均抗剪強度(tf/m²)(kN/m²)
 A_g : 群樁之底面積(m²)
 γ : L_2 區域土壤之平均單位重(tf/m³)(kN/m³)
 L_2 : 壓密層之厚度(m)
 n : 群樁之樁數

公式(C4.2.21)至(C4.2.23)為單樁表面負摩擦力最大值之計算式,通常 其實際值可能不超過計算值,應考慮壓密沉陷量、壓密速度、軟弱土壤層 塑性變形特性、支撐層變形特性等因素之影響而決定。

2. 軸向容許承載力與表面負摩擦力

基樁軸向容許承載力之決定,應如何考量表面負摩擦力之影響,現階 段尚有許多不確定因素,建議依下述方法檢討之。

若常時之軸向容許承載力為 Ra,則 Ra除滿足常時載重所須之安全係 數外,並應滿足下式。

$$R_a \le \frac{1}{1.2} R_p - R_{nf,max} \tag{C4.2.24}$$

463

 $R_a \leq \sigma_f A_e - R_{nf.max}$

(C4.2.25)

- 式中 R_a :常時之軸向容許承載力(tf)(kN)
 - R_n : 樁端承載力之極限值(tf)(kN)
 - Rnf.max : 表面負摩擦力之最大值,取單樁或群樁兩者之較小值(tf) (kN)
 - σ_f :樁材之降伏點壓應力強度,或長期容許壓應力之1.5倍(tf/m^2) (kN/m^2)
 - A_e :基樁之有效斷面積(m²)

公式(C4.2.24)及公式(C4.2.25),為充份考慮負表面摩擦力之影響,傳 遞於樁端之力,規定不得超過樁端地層之降伏載重值與樁材斷面之降伏壓 應力。樁端承載力之極限值(R_p)可由 30NA_p 300NA_p 決定之。若基樁打入支 承層時,如圖 C4-10 所示,樁端承載力應包含支承層之表面摩擦力。即:

$$R_{p} = 30NA_{p} + \frac{1}{5}\overline{N_{s1}}L_{s1}\varphi$$

$$R_{p} = 300NA_{p} + 2\overline{N_{s1}}L_{s1}\varphi$$

$$P \qquad R_{p} : 樁端承載力之極限值(tf)(kN)$$
(C4.2.26)

- 式 (KIN)
 - N:樁端地層之N值
 - A_p : 樁端之斷面積(m²)
 - L_{s1}=L₁:基樁打入支撐層(砂質土壤地層)之長度(m)
 - N_{sl} : L_{sl} 區域之平均 N 值
 - *φ*:基樁之周長(m)



圖 C4-10 樁端承載力

- 3.使用摩擦樁時,若地表沉陷,基樁將亦沉陷。此時,如上部構造物之剛性 較小,隨著整體沉陷所產生樁之不均勻沉陷將引致不可預料之結果。另外 斜樁應注意隨表面負摩擦力會有很大之彎矩作用。
- 4. 表面負摩擦對策

為除表面負摩擦對策工法,如在樁之周圍塗上柏油層,此為利用柏油 的黏彈性特質,在打樁時,對很大的剪應變速度,僅產生很小的變形;而 在周圍地層壓密時,對很小的剪應變速度,黏性之變形則很大。

C4.2.11 基樁間距

基樁間距,應考量下列事項後決定之。

- 打樁作業之限制
- ·打樁時,因基樁中心位置偏差,及樁身之偏斜所可能引起鄰接各樁之相互 衝突
- 打樁時,基樁所排出土壤向上隆起,同時其鄰近基樁受推壓
- ·黏性土壤由於打樁而受擾亂,影響鄰近基樁之承載力
- ·砂質土壤由於打樁而振實,影響鄰近基樁之打樁

群樁承載力及表面負摩擦力之影響

一般而言,基樁間距愈大,各基樁愈易發揮其單樁效果;但基樁間距過 大,對整體構造物而言愈不經濟。基樁間距一般採用 2.5 至 3.5 倍樁徑,最 小值不小於 2.5 倍樁徑。

以上所述係對樁基礎而言,鋼管連續壁或板樁不在此限。

C4.2.12 群樁承載力

1.群椿承載力之檢討

基樁一般係採用群樁,群樁各樁傳遞 於地層之應力相互重疊,與單樁之承載力 及沉陷等特性不同。但在支撑樁,如保持 一定樁距,對樁端支撐層不致發生應力集 中問題。因此,支撐樁容許承載力之決定, 通常不考慮群樁作用。摩擦樁若打入砂質 承載層中,由於打樁所產生之振實效果, 群椿各椿之平均承載力有遠大於單椿承 載力之傾向,故僅對打入黏性土壤層之摩 擦樁有檢討群樁作用之必要。群樁作用之 考慮如圖 C4-11 所示,係由 Terzaghi 及 Peck 所建議。樁距小時,以圖中斜線部份 土壤與基樁構成一整體基礎塊發生作用, 即群樁基礎之破壞非各個基樁之破壞而 是整體性破壞;根據此種考量群樁之極 限承載力以公式(C4.2.27)計算之。

 $R_{\sigma \mu} = q_d A_{\sigma} + \overline{s}UL$

式中 R_{gu} :深式基礎之承載力(tf)(kN)

- q_d:以深式基礎底面為基礎載重面,應用 Terzaghi 公式,所求之

 極限承載力(tf/m²)
- A_g :深式基礎之底面積(m²)
- U:深式基礎之周長(m)
- L:基樁之入土長度(m)
- *s*:基樁在土壤中之平均剪力強度(tf/m²)(kN/m²)



(C4.2.27)

$$R_{a} = \left\{ \frac{1}{F_{s}} \left(R_{gu} - \gamma_{2}^{'} A_{g} L \right) \right\} \frac{1}{n}$$
(C4.2.28)

第五篇 基礎

式中 R_a:對應群樁整體破壞,每根基樁之容許承載力(tf)(kN) γ'_{2} :包含基樁與土壤群樁整體之平均單位重(tf/m³)(kN/m³) n:樁群之樁數

F_s:安全係數,依據「標準軸向容許承載力」之規定決定

若為黏性土壤地層,設黏著力為C、γ₂≒μ,若μ為樁端以上地層土 壤之平均單位重量,則公式(C4.2.28),可由公式(C4.2.29)代替之。

$$R_{a} = \frac{1}{nF_{s}} \left\{ 5.7CA_{g} \left(1 + 0.3 \frac{B}{B_{1}} \right) + CUL - \gamma_{2}A_{g}L \right\}$$
(C4.2.29)

式中 B : 群樁之短邊長度(m)

 B_1 : 樁群之長邊長度(m)。

群樁各樁之容許承載力,按單樁之容許承載力與公式(C4.2.28),或公式(C4.2.29)所求群樁整體之容許承載力,取兩者之較小值。

2. 載重試驗與群樁承載力

基樁載重試驗,通常係試驗一根基樁之承載力,由單樁載重試驗結果 以推算群樁之承載力,必須充分考慮群樁作用。前述對群樁作用之研討, 係按基樁週圍與下方地層條件無急劇變異為準。若樁端下方地層條件有急 劇變異之情況,如圖 C4-12 所示,基樁本身全部雖係打在良質砂層中,而 其下方有軟弱黏土層之存在,群樁作用尤為顯著,必須另加考慮。



圖 C4-12 單樁載重試驗與群樁承載力

如圖 C4-12(a)所示,單樁載重試驗,土壤內應力分布之範圍較小,僅 限於砂層中,下層黏土層對基樁之特性幾全無影響。如圖 C4-12(b)所示, 群樁載重試驗,每樁之載重強度雖無不同,但土壤內應力之分布範圍深入 下層黏土層。軟弱黏土層之性質對群樁之承載力與沉陷之特性有重大影響, 不可能由單樁載重試驗結果所推定。因此應針對構造物規模之大小,實施 樁端下足夠深度土壤鑽探調查,依據其性質檢討群樁作用。

C4.2.13 基樁沉陷量檢討

1. 沉陷量檢討之必要性

一般基礎所要求之最重要原則為地層與基礎本體不產生破壞,可安全 支撐上部結構之載重,同時不得使上部結構發生過度沉陷及變位。其中, 上部結構之沉陷及變位視各別結構物之條件而異,不易完全確定其正確數 值。如忽略樁基礎沉陷量對上部結構之影響,即使基礎本身無破壞,卻可 能損害上部結構。特別是上部結構要求之沉陷量低時,在決定基樁軸向容 許承載力時,須充分檢討樁頭沉陷量。

2. 樁頭之彈性沉陷量

在一般構造物,樁頭之總沉陷量常為重要問題,但如棧橋與起重機基礎係屬由活載重所控制之構造物,必須考慮彈性沉陷量問題。樁頭之彈性沉陷量由公式(C4.2.30)表示之。

$$S_e = S_{pe} + S_{se} \tag{C4.2.30}$$

式中 S_e : 樁頭之彈性沉陷量(cm)

Spe:樁體之彈性變形量(cm)

Sse: 樁端地層之彈性變形量(cm)

樁體之彈性變形量,依據假定軸力分佈,即可由計算求得。如圖 C4-13 所示三種簡單軸力分佈條件,基樁彈性變形量之計算式如下:

(1) 完全支撑樁

$$S_{pe} = \frac{P_o L_t}{AE} \tag{C4.2.31}$$

(2)等表面摩擦力完全摩擦樁

$$S_{pe} = \frac{P_o(L_t + \lambda)}{2AE}$$
(C4.2.32)

(3)等變表面摩擦力完全摩擦樁



(C) 砂質土中純摩擦椿



(b) 黏性土中純摩擦樁

- 式中 Po:作用於樁頭的垂直荷重(tf)(kN)
 - *L*_t : 樁的全長(m)

(a) 承載樁

- A : 樁的斷面面積(m²)
- *E* : 樁的彈性係數(tf/m²) (kN/m²)
- λ : 椿突出地面之長度(m)
- 2.各種不同條件地層中基樁之沉陷
 - (1)支撐於良質岩層上承載樁,其全體沉陷量小,但沉陷量大部分為樁體之 彈性變形量、塑性變形或殘餘變形量,且通常不超過數公釐。群樁之沉 陷量較單樁之沉陷量略大,不需特別考慮。但如為木樁,樁端可能劈裂, 致不能發揮承載樁之效能;又如岩層表面傾斜,樁端未能充分打入岩層 中,承受載重後有發生移動之可能性。岩層如非良質岩石,應取岩心試 體,作壓縮特性試驗。
 - (2)支撐於砂層或礫層之承載樁,因承載層透水性大,沉陷急速,較易由載 重試驗把握單樁之沉陷特性,但載重試驗受相當程度上層土壤表面摩

擦之作用,應採用適當試驗方法使之分離,載重完全由樁端承載力所支 撐。此外,如有受表面負摩擦力作用之可能性時,應增加載重。

群樁時,須特別注意其沉陷量有較單樁大之可能,圖 C4-14 所示, 為 Skempton 所提出有關砂層上承載樁之沉陷量曲線。縱軸為群樁沉陷 量與單一試驗樁沉陷量之比。圖中下側曲線為 Terzaghi 所提出寬基礎 與 1 呎見方載重板之沉陷量比。在地面附近位置,基樁之沉陷量比較寬 基礎之沉陷量比為大,Skempton 沉陷量比之最大值為 16 左右。基樁沉 陷量比之值較大之原因,係因單樁時樁端附近地層因打樁發生沉陷,而 群樁時由更下層地層之沉陷所支配。



圖 C4-14 砂層中基礎之沈陷

- (3)貫穿軟弱地層支撐於硬黏土之承載樁,其沉陷特性首先為因載重試驗 之上加載重大部份由表面摩擦抵抗所支撐,實際樁基礎之載重隨時問 之延長而幾乎全部傳遞於樁端地層;其次因樁端地層之壓密現象非常 緩慢,在載重試驗期間不可能充分把握壓密沉陷量,故特別難以普通載 重試驗推定。因之須應用雙重管試驗樁作載重試驗,將表面摩擦抵抗分 離,且樁端設透水板等,以加速壓密,但仍需數週時間,實際實施仍有 頗多因難。以依據附近樁基礎之實測紀錄判斷,為最確實方法。此種樁 基礎,為減低打樁對承載層之擾動,通常樁距應取3至3.5倍樁徑以 上,則單樁與群樁之沉陷特性無明顯之差別。
- (4)位於軟弱地層上支撐層之承載樁,應考慮如(2)、(3)所述支撐層之沉陷 與下層軟弱地層之壓密沉陷,視樁基礎之樁端底面為一深式基礎之底 面,承受均佈載重,作壓密計算。軟弱地層之應力分析及壓密沉陷之分 布,詳見「基礎之沉陷」所述。

470

基樁之樁端距軟弱地層頂面之深度如不足 2~3m,有發生貫入軟弱地層破壞之可能,應加以特別注意。



圖 C4-15 砂層中群樁之沈陷量

(5)砂層或礫層中之摩擦樁,單樁之沉陷特性較易由載重試驗推定,群樁由 於打樁使週面附近土壤振實,若以群樁之一樁作載重試驗其沉陷量必 然較小。群樁整體之沉陷大於或小於單樁之沉陷,並非完全一定。圖C4-15所示,為A.K' ezdi 實測砂層中群樁之一樁之沉陷,顯示載重不變, 樁距愈小,沉陷量愈小。

如圖 C4-16 所示,如 Hanna 之試驗結果,群樁之規模模愈大,沉 陷量比(每根載重相同,群樁之沉陷量與單樁之沉陷量比)愈大,與圖 C4-14 所示之支撐樁近似。摩擦樁因表面摩擦與樁端抵抗之分擔率、砂層 壓實方法、打樁方法、打樁振實所及範圍、樁群之整體性與樁群傳遞應 力等因素,對沉陷之群樁效果,有極顯著之不同。因之,除可以群樁載 重試驗測定者外,在設計上為安全計,應考慮群樁之沉陷較單樁者為大。



圖 C4-16 正方形配量群樁之沈陷比

砂層中之摩擦樁隨其長度增大,承載力急劇增大,沉陷減少,以選 用較長樁為宜。打入鬆砂層中基樁,砂層因打樁振動而變密實,可能使 鄰近構造物受損,應加以注意。

(6)黏性土壤中之摩擦樁,由單樁之載重試驗,難以推定樁基礎之沉陷特性。 實際基礎受載重時間效果與樁群效果之重大影響。圖 C4-17 為 T. wllitaker 所實測黏性土壤中群樁破壞試驗之沉陷量比。在整體破壞與貫 入破壞之境界點,沉陷量最大。

上述試驗之沉陷主要為瞬時沉陷,不是壓密沉陷,但實際基礎由壓密 沉陷所控制,由單樁試驗結果推算壓密沉陷量甚為繁瑣,且缺乏實用上的 意義。通常僅就群樁基礎計算沉陷量,載重面或取上部結構之底面,即以 樁頭為載重面或取樁底為載重面二種不同極端情形,而實際上應為兩者之 一中間面,其位置由基樁應力傳遞情形所決定。一般假設群樁基礎為以基 樁入土部份之下面三分之一高度為底面之深度為基礎,載重均勻分佈於此 假設載重面,計算假設底面以下部份地層之壓密沉陷。打入砂層中之摩擦 樁,如樁端下有軟弱土壤層,可應用上述方法計算壓密沉陷。在黏性土壤 層打樁時,已打好之基樁有被擠壓向上浮起之傾向,特別是承載樁尤為顯 著,通常不可能由上部結構載重產生預期之沉陷量,所以在承受載重前必 須重打。

第五篇 基礎 第四章 樁基礎承載力



圖 C4-17 正方形群樁破壞時之沈陷量比與間距關係

C4.3 椿之軸向容許拉拔力

C4.3.1 概要

基樁軸向容許拉拔力,應考量下列各項因素決定之。

- 樁材之容許抗拉強度
- · 接樁之影響
- 群樁效果
- •基樁之拔出量

基樁遇有下列受力條件時,可能須用以抵抗軸向拉拔力。

- •作用於構造物底面之上揚力由基樁抵抗時。
- 直樁所支承之構造物於承受傾覆力矩時,後側基樁承受軸向拉拔力。
- ·承受水平力之群樁,部份基樁將抵抗軸向拉拔力。

C4.3.2 標準軸向容許拉拔力

標準軸向容許拉拔力安全係數下限值,依表 C4-5 所示之值為準。

常 時	3.0 以上
地震時	2.5 以上

表 C4-5 標準軸向容許拉拔力安全係數

基樁發生拉拔破壞時,上部結構可能遭受嚴重損害,故樁基礎設計一般 應避免甚或規定不允許長期承受拉拔力,但港灣構造物常無法符合此要求, 故採用較高之安全係數,或儘可能限制僅在地震時或短期載重承受拉拔力, 但須考量砂層於地震時發生液化之可能性。

樁體自重與填充其內之材料,若可有效抵抗拉拔力,可不考慮安全係數。 因此可依下列公式,求取標準軸向容許拉拔力。但樁體重量如甚小,則可忽 略不計;若樁徑太大,其內填充物於樁被拉上時可能掉落,於設計時應注意。 1.由拉拔試驗估算軸向容許拉拔力

$$R_{at} = W_p + \frac{R_{ut1} - W_p}{F_s}$$
(C4.3.1)

2.依靜力承載公式估算軸向容許拉拔力

$$R_{at} = W_p + \frac{R_{ut2}}{F_s} \tag{C4.3.2}$$

式中 R_{at} :基樁軸向容許拉拔力(tf)(kN) W_p :基樁自重,須扣除浮力(tf)(kN) R_{ut1} :基樁拉拔試驗所得之最大拉拔力(tf)(kN) R_{ut2} :靜力承載公式所計算之最大拉拔力(tf)(kN) F_s :安全係數

C4.3.3 單樁軸向最大拉拔力

1. 最大拉拔力之推算

單樁之軸向最大拉拔力,原則上應以拉拔試驗決定,但與軸向承載力 不同,因缺乏有關拉拔抵抗之比較資料,軸向拉拔力間接推定易產生誤差。 但在較軟弱黏性土壤層,可考慮受壓之表面摩擦與受拉拉拔之表面摩擦大 致相同,得以載重試驗與靜力學承載力公式推定最大拉拉拔力。 基樁作拉拉拔試驗,由於與載重試驗相比,較小之載重即足夠,因此 試驗應以達到最大拉拔力為止。如不可能時,以拉拔載重之最大值為最大 拉拔力。載重試驗之反力應用基樁抵抗時,反力樁受拉拔力,故由此測定 之載重及沉陷量可代替拉拔試驗。

軟弱黏性土壤層中之摩擦樁,端抵抗較小,由載重試驗所求得極限承 載力與拉拔力之差不大,故可以略小於極限承載力之值作為最大拉拔力。

應用靜力學公式推算基樁最大拉拔力之方法,以推算軸向極限承載力 之靜力學承載力公式之極限承載力推算方法為準,但不考慮端點承載力項。 即:

(1)砂質地層時

$$R_{ut} = 0.2NA_s \tag{C4.3.3}$$
$$R_{ut} = 2\overline{N}A_s$$

(2)黏土地層時

 $R_{ut} = \overline{C_a} A_s \tag{C4.3.4}$

- 式中 Rut : 樁之最大拉拔力(tf) (kN)
 - № : 樁入土全長之平均 № 值
 - *As* : 樁周之總表面積(m²)
 - $\overline{C_a}$: 樁入土全長之平均附著力(tf/m²) (kN/m²)

2. Terzaghi 之計算式

利用靜力學承載力計算式,推算樁之最大拉拔力時,亦有用式(C4.3.5) 之 Terzaghi 之計算公式作為檢討。此時可將式(C4.3.3)(C4.3.4)計算之值與 利用 Terzaghi 之計算式值相比較而採用適當之值。

$$R_{ut} = R_f = \varphi L \overline{f_s}$$
(C4.3.5)
$$\overline{f_s} = \frac{\sum (C_{ai} + K_s q_i \mu) L_i}{L}$$
(C4.3.6)

 $\overline{f_{s}}$:平均表面摩擦強度(tf/m²) (kN/m²)

Cai: 第 i 層土壤中基樁之附著力(tf/m²)(kN/m²)

K_s:作用於基樁之水平土壓力係數

q_i:第i層平均有效覆土壓力(tf/m²)(kN/m²)

μ:基樁與土壤之摩擦係數

 L_i : 第 i 層之厚度(m)

水平向土壓力係數 Ks 之值較受壓縮時為小,一般多用靜止土壓力係 數,其值為 0.3 至 0.7。

C4.3.4 推算基樁軸向容許拉拔力應考量事項

1. 樁材之容許抗拉強度

基樁之容許拉拔力由樁材之容許抗拉強度所限制,比照 4.2.7 節規定 檢討之。

2. 接樁之影響

接樁時,接合處可傳遞拉拔力之大小尚無法確定。為安全計,以不考 慮下樁之拉拔抵抗為原則。但如為鋼樁,接樁構造堅固,可確認其可靠性 時,可在接樁容許抗拉程度範圍內,考慮下樁之拉拔抵抗。

3. 群樁作用

採用群樁時,群樁視為一整體,為考慮其抵抗拉拔力之危險性,群樁 之最大拉拔力以公式(C4.3.7)表示之。

 $R_{ent} = \overline{S}UL + \gamma'_{,A_{a}}L \tag{C4.3.7}$

式中 R_{gut}:一組群樁之最大拉拔力(tf)(kN)

U : 群樁之周長(m)

L :基樁之入土深度(m)

 \overline{S} : 鄰接基樁土壤之平均抗剪強度(tf/m^2) (kN/m^2)

γ', :群樁所包含基樁之土壤平均單位重量(tf/m³)(kN/m³)

 A_g :群樁之底面積(m²)

群樁整體之重量發生變動之可能性不大,可降低安全係數,每樁之容 許拉拔力以公式(C4.3.8)計算之。

$$R_{at} = \left[\frac{1}{F_s} \left(\overline{SUL}\right) + \frac{1.5}{F_s} \left(\gamma_2 A_g L\right)\right] \times \frac{1}{n}$$

(C4.3.8)

式中 Rat: 群樁受拉拔,每樁之容許拉拔力(tf)(kN)

n :群樁之樁數

Fs: 安全係數(依據「標準軸向容許拉拔」之規定決定)

群樁每樁之容許拉拔力,按單樁之容許拉拔力,或公式(C4.3.8)計算 值,取二者之較小值。樁群所支撐之構造物,若承受偏心彎矩,各樁分擔 之反力分配尚未能完全明瞭。為簡便計,可考慮為直線分佈,如圖 C4-18 所示。視受拉拔力之全部基樁為一群樁,按承受拉拔合力檢討,承受最大 拉拔力之基樁另按單樁檢討之。



圖 C4-18 群樁基礎之拉拔抵抗力

4.基樁之拔出量

推算基樁之容許拉拔力,不得使樁頭之拔出量超過容許樁頭拔出量之 範圍。所謂容許樁頭拔出量,應依照樁頭拔出量對上部結構不發生有害影 響予以決定,而不能規定一定數值。基樁承受拉拔載重,其拔出量按個別 情況,依拉拔試驗結果判斷之。在黏性土壤層,土壤之塑性變形等對長期 載重之影響,由拉拔試驗結果難以直接推定樁基礎之拔出量。但按規定安 全係數所求得之容許拉拔力之載重,則受塑性變形等之影響不大。

C4.3.5 基樁載重試驗

1. 試樁之選擇

- (1)選擇試驗用之基樁應具代表性,並就設計條件、地層變化及施工狀況選 擇適當之試樁項目。
- (2)試樁總數目應不少於總樁數之百分之二,且不應少於2支,其中工作載 重試驗之試樁數目不少於總樁數之百分之一,且至少應有1支。總樁數 超過300支時,得視地層狀況及實際需要調整試樁數目。
- (3)基樁載重試驗部份得採用動載重試驗法,惟動載重試驗之數量不得超過總試樁數量之一半,且動載重試驗之有效性及正確性須先予以確認。
- 2.試驗前之考慮

試驗前應充分檢討基樁之種類、截面積、貫入深度、使用目的及承受 之載重狀況,並決定試驗之最大載重、試驗方法、量測目的與精確度。

- 3. 試驗方法
 - (1) 靜載重試驗方法及標準,依垂直載重、拉拔力及側向載重,可分別參考 美國材料試驗學會 ASTM D1143, D3689 及 D3966。
 - (2) 試驗前應將試驗量測儀器進行校正,以確保量測資料之正確性。
 - (3)應將試驗結果繪成樁頭載重(P)-變形量(S)、時間(t)-變形量、載重-彈性變形量及載重-殘留變形量等關係曲線,以作為試驗結果研判之 依據。
 - (4) 試驗結果之研判方法分為降伏載重及極限載重兩類。

A. 降伏載重之研判

可採 $\log P - \log S \cdot S - \log t \mathcal{B} \Delta S / \log t - P$ 等三法作綜合研判。 B.極限載重之研判

有關基樁試驗極限載重之研判方法有很多種,研判結果亦均不同,一般較常用之方法包括有 Terzaghi 之 10%法、Vender Veen 法、 Fuller 及 Hoy 法、以及 Davisson 法等方法。
4. 試樁之載重

- (1)原則上,極限垂直載重試驗之最大試驗載重應加載至土壤支承力破壞 或推估之極限支承力。
- (2)工作載重試驗之最大試驗載重不得小於極限支承力之 2/3 倍。

5. 試樁之靜置時間

試樁應考慮基樁裝設過程中地層孔隙水壓及強度變化之影響。原則上, 砂質地層中之試驗樁應靜置五天以上,於黏質地層中則應靜置十四天以上, 始可進行試樁。如為場鑄樁則應待混凝土已產生足夠強度後再進行試驗。

C4.4 樁之橫向容許承載力

C4.4.1 概要

單樁橫向容許承載力,不能由軸向極限承載力依土壤破壞載重推算,而 應直接由基樁承受橫向力時之行為研判推算。基樁承受橫向外力,土壤之破 壞有隨外力增大,自地面逐漸向深處發展之特性。土壤破壞載重除短樁外不 能概括決定。因此,基樁之橫向容許承載力應以樁體行為推算為宜。基樁承 受橫向外力,因彎曲而產生彎矩及樁頭變位。彎矩如過大,樁體損壞;樁頭 變位如過大,上部結構受損。因此,基樁之橫向容許承載力,須滿足下列二 條件:

樁體之彎曲應力不得超過樁材之容許抗彎強度

椿頭之橫向變位量不得超過上部結構所容許之變位量。

上列說明僅適用於長樁,長樁承受橫向力由於其入土深度大於有效長 度,承受橫向力時,樁端部份幾完全不發生變位,此部份之地盤反力無變化, 無發揮抵抗外力之效果。剛性大、入土深度小之短樁,承受橫向力時可能發 生迴轉現象,如承載土壤全面破壞,則基樁傾倒,於此狀況,基樁之橫向極 限承載力可依土壤之破壞載重推算之。

綜上所述,基樁橫向極限承載力之決定,應考慮彎曲應力、樁頭變位量, 及土壤破壞載重等因素。

C4.4.2 單樁行為推定

單樁承受橫向力時之行為,可依下列方法推定,並以組合下列方法綜合 研判為佳。

- 以載重試驗推定
- 以分析方法推定
- 以既有資料推定

C4.4.3 以横向載重試驗推定單樁行為<修訂>

當與實際結構相同的條件下進行載重試驗時,容許承載能力可由載重試驗結果中獲得。橫向載重試驗中的載重和樁頭變位曲線通常採用一開始的曲線形式,因此,較難清楚地讀出降伏載重或載重和樁頭變位曲線上之極限載重(短樁除外)。主要是因為長度較長之嵌入樁僅會有小尺度與漸進之地面破壞現象,而非整體破壞,故載重和樁頭變位曲線無法取得降伏載重或極限載重,但仍可用來確認自身樁頭變位。換句話說,一旦確定了容許樁頭變位量,依載重和樁頭變位曲線其對應之載重可定為橫向承載力。

再者,亦需要考量與該容許承載能力所對應之彎曲應力。當載重等於容 許承載力時,樁中產生的最大彎曲應力不得超過樁材的容許彎曲應力(詳 C4.5.3 樁材容許應力)。為計算短樁之橫向容許承載力,需考量樁的傾斜。 此外,亦需注意樁頭變位量以及彎曲應力。當傾斜載重無法確定時,試驗最 大載重可能應以傾斜載重來進行。

C4.4.4 以分析方法推定單樁行為<修訂>

單樁承受橫向力時之行為,以分析方法推算時,現有日本運輸省港灣技術研 究所之方法(簡稱港研方法)與較簡便之張有齡方法。為求得較嚴密之解, 則應以港研方法為準,但如有下列情形,則亦可採用張有齡方法

•港研方法適用有困難時

- 港研方法與張有齡方法無顯著差別時
- 1.基本式

以分析方法研判單樁承受橫向力時之行為,採彈性梁分析法推算,彈 性梁之基本式如下。

$$EI\frac{d^{4}y}{dx^{4}} = -P = -pB \tag{C4.4.1}$$

式中 *EI*:基樁之撓曲剛度(tf-m²)(kN-m²)

- *x* : 由地面算起之深度(m)
- *y* : 深度 *x* 點之基樁變位或撓度(m)
- *P*:深度 x 點,基樁每單位長度所受地盤反力(tf/m) (kN/m)

p : 深度 x 點,基樁單位面積所受地盤反力(tf/m²) (kN/m²)

p=P/B

B : 基樁寬度(m)

2. 港研方法

(1)概要

港研方法為日本運輸省港灣技術研究所所發展之樁橫向抵抗分析法,其將地盤分為 S 型地盤與 C 型地盤,地盤反力與樁之變位關係假設如下。

 $p = k_s x y^{0.5}$ S 型地盤
 (C4.4.2)

 $p = k_c y^{0.5}$ C 型地盤
 (C4.4.3)

式中 p:深度x點,基樁單位面積所受地盤反力(tf/m²)(kN/m²)

 k_s : S 型地盤之橫向抵抗常數(tf/m^{3.5}) (kN/m^{3.5})

- kc : C型地盤之橫向抵抗常數(tf/m^{2.5})(kN/m^{2.5})
- x : 由地面算起之深度(m)
- y :深度 x 點之基樁變位或撓度(m)
- (2) 地盤分類

地盤屬 S 型地盤或 C 型地盤,地盤 N 值依下述原則研判。於決定 S 型或 C 型地盤時,僅須考慮影響樁橫向抵抗範圍內土層即可。雖然地 盤常介於 S 型與 C 型中間,但以取較接近者為原則。

- S型地盤:N隨深度直線增加,如密度均勻之砂質地盤,或正規壓密之 黏土地盤。
- C型地盤:N值不隨深度改變而為一定時,如表面緊密之砂地盤,或受 很大預壓密之黏土地盤等。
- (3) 横向抵抗常數

横向抵抗常數 k_s 與 k_c 之值,可由N值來推定。在S型地盤中,深 度每 1.0 公尺N值之增加率 \overline{N} 與 k_s 之關係,如圖 C4-19 所示。C 型地 盤之N值與 k_c 之關係,如圖 C4-20 所示。

圖 C4-20 所用之黏土資料為由 N 值直接推算而得,因此如由單軸 壓縮強度 qu 推算 N 值時,因換算公式其精確度不高,設計時應予注意。



圖 C4-19 N 值與横向抵抗常數 ks 之關係



圖 C4-20 N值與橫向抵抗常數 kc之關係

(4)依載重試驗推算橫向抵抗常數

以 N 值推算橫向抵抗常數,係一概略值,為得正確之值,以進行 載重試驗為佳。

圖 C4-21 示於對數表上描繪實測之 T-ytop 曲線。其次假設 ks 或 kc

第五篇 基礎 第四章 樁基礎承載力

值,計算 T-ytop 推算曲線,與實測曲線相重合,對數表上之 T-ytop 曲線 之斜率,S型與C型不同,S型一般較C型為陡,所以實測曲線屬於何 種很易判斷。ks或kc之值,由實測曲線與推定曲線相比較即可求得。



圖 C4-21 依載重試驗推算橫向抵抗常數

(5) 换算係數與基準曲線

港研方法為推定某樁(原型樁=P樁)之行為,係將一基準樁(S樁)所 求得之基準曲線,以換算係數加以換算之方法。換算係數係以相似律與 p-y關係加以組合求取,而以下列公式表示。

S 型地盤:

$$\log R_{s} = 7(\log R_{x}) - (\log R_{ei}) + 2(\log R_{bk})
 \log R_{m} = 8(\log R_{x}) - (\log R_{ei}) + 2(\log R_{bk})
 \log R_{i} = 9(\log R_{x}) - 2(\log R_{ei}) + 2(\log R_{bk})
 \log R_{y} = 10(\log R_{x}) - 2(\log R_{ei}) + 2(\log R_{bk})$$
(C4.4.4)

C 型地盤:

$$\log R_{s} = 5(\log R_{x}) \cdot (\log R_{ei}) + 2(\log R_{bk})$$

$$\log R_{m} = 6(\log R_{x}) \cdot (\log R_{ei}) + 2(\log R_{bk})$$

$$\log R_{i} = 7(\log R_{x}) \cdot 2(\log R_{ei}) + 2(\log R_{bk})$$

$$\log R_{y} = 8(\log R_{x}) \cdot 2(\log R_{ei}) + 2(\log R_{bk})$$

$$(C4.4.5)$$

(C4.4.4)及(C4.4.5)式中,以 R 表示之值為 P 樁與 S 樁相對應量之

比值,如 R_s為 P 樁之剪力 S_p與 S 樁之剪力 S_s之比,亦即 R_s=S_p/S_s。以 需注意基準曲線單位為(kN, m),如需換算為(ton, m)則表內樁頭載重與 土中部分最大彎矩之數值均以 0.1 之比例換算。

表 C4-6 所示基準樁,計算基準曲線如表 C4-7。需注意基準曲線單位為 (kN, m),如需換算為(ton, m)則表內樁頭載重與上中部分最大彎矩之數 值均以 0.1 之比例換算。

表 C4-6 基準樁特性

地面上長	$h = 1 \mathrm{m}$
撓曲剛度	$EI = 10^3 \text{ t-m}^2 \ 10^4 \text{ kN-m}^2$
椿徑或椿寬度	$B = 0.5 \mathrm{m}$
世ムなや学生	$BK_s = 0.5 \text{m} \times 200 \text{ t/m}^{3.5} = 100 \text{t/m}^{2.5} \text{ 1000 kN/m}^{2.5}$
傾回抵抗帝数	$BK_c = 0.5 \text{m} \times 200 \text{ t/m}^{2.5} = 100 \text{t/m}^{1.5} 1000 \text{kN/m}^{1.5}$

(6) 地表面載重樁之狀況

地表面載重樁,即 h=0 時,依下列公式計算。 S型地盤,樁頭自由樁

$$\log y_{0} = 0.38958 - \frac{4}{7} \log EI - \frac{6}{7} \log BK_{s} + \frac{10}{7} \log T$$

$$\log M_{max} = -0.05825 + \frac{1}{7} \log EI - \frac{2}{7} \log BK_{s} + \frac{8}{7} \log T$$

$$\log i_{0} = 0.22539 - \frac{5}{7} \log EI - \frac{4}{7} \log BK_{s} + \frac{9}{7} \log T$$

$$\log L_{ml} = 0.53473 + \frac{1}{7} \log EI - \frac{2}{7} \log BK_{s} + \frac{1}{7} \log T$$

(C4.4.6)

第五篇 基礎 第四章 樁基礎承載力

表 C4-7(a) 基準曲線(S 型地盤·椿頭自由椿)

					單位	.∶kN, m
		土中部份	彎矩第一	地表面	椿皕處	地表面
椿頭載重	椿頭變位	二 - 5 (6) 最大戀珩	零點深度	戀位	ア植角	フ椿角
$\log T$	$\log y_{top}$	log M	lag l	log va		
12.0	141010	log Mimax		10g y0	10g 10p	10 2010
13.0	14.1219	14.5236	2.1062	14.1139	12.3820	12.3819
12.5	13.4108	13.9540	2.0348	13.4014	11.7416	11.7415
12.0	12.7003	13.3847	1.9634	12.6892	11.1016	11.1014
11.5	11.9905	12.8158	1.8919	11.9774	10.4621	10.4619
11.0	11.2814	12.2474	1.8205	11.2660	9.8232	9.8229
10.5	10 5722	11 (705	1 7401	10 5551	0 10 40	0 10 15
10.5	10.5/33	11.6/95	1./491	10.5551	9.1849	9.1845
10.0	9.8662	11.1122	1.6///	9.8448	8.54/5	8.5469
9.5	9.1604	10.5455	1.6063	9.1352	7.9110	7.9101
9.0	8.5460	9.9/9/	1.5349	8.4263	1.2755	1.2743
8.5	1.1533	9.4148	1.4635	7.7184	6.6413	6.6397
0.0	7.0525	0.0510	1 2022	7.0115	6 0005	6.0064
8.0	7.0525	8.8510	1.3922	/.0115	6.0085	6.0064
7.5	0.3340	8.2884	1.3208	0.3037 5 (012	5.5//4	5.5745
7.0	5.6581	1.1212	1.2495	5.6013	4.7481	4.7442
6.5	4.9653	/.16/6	1.1/82	4.8984	4.1210	4.1158
6.0	4.2/58	6.6098	1.1069	4.19/3	3.4963	3.4894
5.5	2 5002	6 05 40	1 0257	2 4091	2 9744	2 9 (5 2
5.5	3.3902	0.0340 5.5005	1.0357	3.4981	2.8/44	2.8052
5.0	2.9090	5.5005	0.9645	2.8010	2.2550	2.2434
4.5	2.2327	4.9494	0.8935	2.1063	1.6403	1.6242
4.0	1.5619	4.4009	0.8225	1.4142	1.0286	1.0078
3.5	0.8972	3.8553	0./516	0.7248	0.4212	0.3944
2.0	0.2201	2 2120	0 6800	0.0285	0 1917	0.2161
5.0	0.2391	3.3128	0.6809	0.0385	-0.181/	-0.2101
2.5	-0.4119	2.7755	0.0104	-0.044/	-0.7799	-0.8234
2.0	-1.0332	2.2374	0.3401	-1.5245	-1.3/30	-1.4275
1.5	-1.0904	1.7047	0.4700	-2.0010	-1.9607	-2.0285
1.0	-2.31/3	1.1/52	0.4002	-2.0/40	-2.5450	-2.0203
0.5	2 0355	0.6490	0 3307	3 3/3/	3 1107	3 2211
0.3	-2.9333	0.0490	0.3307	-3.3434	-3.1197	-3.2211
0.0	-3.3430	0.1239	0.2010	-4.0094	-3.0907	-5.6129
-0.3	-4.1430	-0.3942	0.1920	-4.0719	-4.2300	-4.4018
-1.0	-4./301	-0.9110	0.1243	-3.3311	-4.8100	-4.9001
-1.5	-5.5221	-1.4203	0.0303	-3.96/1	-3.3703	-5.5720
-2.0	-5 8980	-1 0302	-0.0110	-6 6401	-5.9200	-6 1535
-2.0	-5.8780	2 1100	-0.0110	7 2002	-5.5200	6 7320
-2.5	7 0277	2 0580	-0.0782	7.0376	7.0046	7 3103
-3.5	-7.5824	-3.4663	-0.2113	-8.5827	-7.5404	-7.8860
-4.0	-8.1310	-3.9725	-0.2772	-0.3627	-8.0723	-8.4601
-4.0	-0.1510	-3.7723	-0.2772	-7.2254	-0.0725	-0.4001
-4 5	-8 6742	-4 4776	-0 3428	-9 8662	-8 6006	-9 0329
-5.0	_9 2123	_4 9818	-0 4081	-10 5051	-9 1257	-9 6043
-5.5	-9.7459	-5 4853	-0.4001	-11 1423	-9.6478	-10 1747
-6.0	-10 2755	-5 9881	-0.5378	-11.1423	-10 1673	-10 7441
-6.5	-10.8014	-6 4903	-0.6023	-12 4125	-10.6844	-11 3125
-0.5	-10.0014	-0.4705	-0.0025	-12.4125	-10.0044	-11.5125
-7.0	-11 3241	-6 9977	-0.6665	-13 0458	-11 1995	-11 8803
-7 5	-11 8440	-7 4937	-0 7305	-13 6780	-11 7126	-12 4473
-8.0	-12 3614	-7 9949	-0 7944	-14 3094	-12 2241	-13 0138
-8.5	-12.8766	-8.4959	-0.8580	-14.9399	-12.7342	-13.5797
-9.0	-13.3898	-8.9967	-0.9216	-15.5697	-13.2429	-14,1452
2.0	10.0000	0.2201	0.9210	10.0077	13.2127	1.1.1.52
-9.5	-13.9013	-9.4973	-0.9850	-16.1989	-13.7506	-14.7103
-10.0	-14.4113	-9.9978	-1.0483	-16.8275	-14.2572	-15.2751
-10.5	-14.9200	-10.4983	-1.1114	-17.4557	-14,7630	-15.8396
-11.0	-15.4726	-10.9986	-1.1745	-18.0834	-15.2680	-16.4038
-11.5	-15.9344	-11.4989	-1.2376	-18.7109	-15.7726	-16.9678
-					= =	

表 C4-7(b) 基準曲線(S 型地盤·樁頭固定樁)

					單位	\therefore kN, m
		十中部份	彎矩第一	抛表面	 振 丽 虚	抛表面
椿頭載重	椿頭變位	上一时伤 县大繼拓	零點深度	織位	力植品	之根曲
$\log T$	$\log y_{top}$	取八弓 Log M	1 0	安 位 log u	~1元円	之历月
12.0	10 5 60 5	IOg M _{max}	log ℓ_{ml}	$\log y_{\theta}$	log t _{top}	10g 10
13.0	13.5685	14.5204	2.1178	13.5683	14.0436	10.5138
12.5	12.8569	13.9502	2.0463	12.8566	13.4738	9.9425
12.0	12.1457	13.3802	1.9748	12.1453	12.9043	9.3711
11.5	11.4350	12.8105	1.9032	11.4345	12.3351	8.7997
11.0	10.7251	12.2410	1.8316	10.7244	11.7663	8.2284
	10.01.50	11 (=10	1 = < 0.0	10.01.10	11 1000	
10.5	10.0158	11.6/19	1.7600	10.0148	11.1980	7.6571
10.0	9.3075	11.1032	1.6484	9.3061	10.6303	7.0857
9.5	8.6002	10.5350	1.6168	8.5984	10.0632	6.5145
9.0	7.8941	9.9673	1.5451	7.8916	9.4969	5.9432
8.5	7.1895	9.4002	1.4733	7.1861	8.9314	5.3720
0.0	6 4905	0 0 2 2 0	1 4016	6 4910	0.2670	4 0000
8.0	0.4895	8.8338	1.4010	0.4819	8.3070	4.8008
7.5	5.7855	8.2683	1.3297	5.7793	7.8038	4.2296
7.0	5.0869	7.7037	1.2579	5.0784	/.2420	3.6585
6.5	4.3908	7.1403	1.1859	4.3794	6.6818	3.0875
6.0	3.6979	6.5780	1.1139	3.6826	6.1235	2.5165
5 5	3 0085	6 0172	1.0418	2 0881	5 5673	1.0456
5.0	2 2 2 2 2 2	5 4570	0.0607	2.9881	5.0136	1.3430
J.0 4.5	1.6426	4 9005	0.9077	1.6071	1 4627	0.8041
4.5	0.0673	4.9003	0.8975	0.0200	4.4027	0.0041
4.0	0.9075	4.5449	0.8232	0.9209	2 2704	0.2550
5.5	0.2979	5.7914	0.7329	0.2377	3.3704	-0.5508
3.0	-0.3649	3.2403	0.6806	-0.4421	2.8297	-0.9069
2.5	-1.0204	2.6916	0.6084	-1.1186	2.2931	-1.4769
2.0	-1.6679	2.1456	0.5361	-1.7917	1.7607	-2.0466
1.5	-2.3071	1.6023	0.4640	-2.4614	1.2326	-2.6161
1.0	-2.9374	1.0617	0.3921	-3.1277	0.7088	-3.1852
0.5	-3.5584	0.5241	0.3204	-3.7906	0.1894	-3.7541
0.0	-4.1701	-0.0106	0.2491	-4.4502	-0.3290	-4.3225
-0.5	-4.7724	-0.5245	0.1781	-5.1066	-0.8376	-4.8906
-1.0	-5.3654	-1.0716	0.1076	-5.7601	-1.3459	-5.4584
-1.5	-5.9495	-1.5980	0.0375	-6.4107	-1.8514	-6.0257
2.0	(5051	2 1219	0.0220	7.0597	2 2544	(502(
-2.0	-0.5251	-2.1218	-0.0320	-7.0587	-2.3544	-0.3920
-2.3	-7.0927	-2.0451	-0.1010	-7.7042	-2.8554	-7.1392
-5.0	-7.0329	-3.1023	-0.1094	-0.34/4	-3.3330	-7.7233
-5.5	-8.2002	-5.0/95	-0.2575	-0.9000	-5.6554	-0.2912
-4.0	-0./334	-4.1944	-0.304/	-7.02/9	-4.5510	-0.0000
-4.5	-9.2949	-4.7078	-0.3716	-10.2655	-4.8481	-9.4218
-5.0	-9.8314	-5.2196	-0.4380	-10.9016	-5.3449	-9.9867
-5.5	-10.3634	-5.7300	-0.5040	-11.5364	-5.8415	-10.5513
-6.0	-10.8914	-6.2391	-0.5696	-12,1699	-6.3381	-11.1156
-6.5	-11.4159	-6.7471	-0.6348	-12.8024	-6.8347	-11.6798
			-			
-7.0	-11.9373	-7.2541	-0.6997	-13.4340	-7.3315	-12.2437
-7.5	-12.4559	-7.7602	-0.7643	-14.0647	-7.8285	-12.8075
-8.0	-12.9721	-8.2656	-0.8286	-14.6947	-8.3257	-13.3711
-8.5	-13.4862	-8.7702	-0.8928	-15.3240	-8.8230	-13.9345
-9.0	-13.9985	-9.2743	-0.9567	-15.9528	-9.3206	-14.4979
0.5	14 5000	0 7770	1.0204	16 5011	0.0105	15 0611
-9.5	-14.3092	-9.///ð 10.2000	-1.0204	-10.3811	-9.0183	-13.0011
-10.0	-13.0183	-10.2009	-1.0040	-17.2089	-10.5105	-13.0243
-10.5	-16.0226	-10.7633	-1.14/4 _1.2107	-17.0304	-10.014/	-16.16/3
-11.0	-10.0330	-11.2039	-1.2107 1.2720	-10.4030	-11.3131	-10.7303
-11.3	-10.3390	-11./0/9	-1.2/39	-17.0903	-11.011/	-1/.3132

第五篇 基礎 第四章 樁基礎承載力

表 C4-7(c) 基準曲線(C 型地盤・椿頭自由椿)

bing mage 上中部の R大関地 関地の Subscription 地表面 Subscription Number Subscription Number Subscriptio						單位	.∶kN, m
$ \begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $			土中部份	彎矩第一	地表面	椿頭處	地表面
log Tlog Juelog Maclog ℓ_{ml} log ℓ_{ml} log ℓ_{ml} log ℓ_{ml} log ℓ_{ml} 13.015.718114.91532.751915.716113.398013.398012.514.919414.31622.651914.916812.609112.00511.513.323113.11902.451813.318911.302311.302311.012.525711.5220410.6044510.604510.511.728911.92332.251712.520410.6044510.010.933011.32632.151510.92469.21099.510.138010.73012.051410.12768.51539.09.344510.13481.95129.33137.82098.58.55259.54071.85108.53587.12777.06.19097.76851.55016.15755.06025.53.86526.02071.24883.79843.02153.01495.03.10265.44621.144333.01852.35162.34184.52.34854.37664.37374.01.60464.31320.94761.47191.03171.01103.50.85270.2595-3.7451-3.2937-3.45550.3642-1.57830.468462.0-1.23762.12560.5498-1.5112-1.5030-1.5783-1.57831.0-2.56121.07150.3552-3.0210-2.7076-2.83550.5-3.19680.55270.2595	椿頭載重	椿頭變位	最大變拓	零點深度	戀 位	之植鱼	之桂角
$\begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	$\log T$	$\log y_{top}$	$\log M_{\rm max}$	log	log va	log iten	log in
	12.0	15 7101	14 01 52	$\log \chi_{ml}$	15 71 (1	12 2000	12 2000
	13.0	15./181	14.9153	2.7519	15./161	13.3980	13.3980
	12.5	14.9194	14.3162	2.6519	14.9168	12.6991	12.6991
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	12.0	14.1211	13./1/4	2.3318	14.11/8	12.0005	12.0005
$\begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	11.5	13.3231	13.1190	2.4518	13.3189	11.3023	11.3023
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	11.0	12.5257	12.5209	2.3317	12.3204	10.0040	10.6045
	10.5	11 7289	11 9233	2 2516	11 7223	9 9074	9 9073
$\begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	10.0	10.9330	11 3263	2.2510	10 9246	9 2109	9 2107
$\begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	9.5	10.1380	10 7301	2.1515	10.1276	8 51 53	8 5151
8.5 8.5525 9.5407 1.8510 8.5358 7.1277 7.1272 8.0 7.7625 8.9480 1.7508 7.7416 6.4362 6.4354 7.5 6.9751 8.3572 1.6505 6.9487 5.7469 5.7457 7.0 6.1909 7.7685 1.5501 6.1575 5.0602 5.0833 6.5 5.4105 7.1825 1.4497 5.3685 4.3766 4.3737 6.0 4.6349 6.5997 1.3493 4.5819 3.6968 3.6924 5.5 3.8652 6.0207 1.2488 3.7984 3.0215 3.0149 5.0 3.1026 5.4462 1.1483 3.0185 2.3516 2.3418 4.5 2.3485 4.8768 1.0479 2.2427 1.6880 1.6737 4.0 1.6046 4.3132 0.9476 1.4719 1.0317 1.0110 3.5 0.8274 3.7560 0.8475 0.7065 0.3836 0.3542 3.0 0.1536 3.2055 0.7477 -0.0529 -0.2554 -0.2964 2.5 -0.5503 2.6621 0.6484 -0.8845 -0.9406 2.0 -1.2376 2.1236 0.5527 0.2595 -3.7451 -3.2937 -3.4555 0.5 -3.1968 0.5527 0.2595 -3.7451 -3.2937 -3.4555 0.5 -3.1968 0.5527 0.2293 -7.7621 -6.6192 -7.8866 1.0 <	9.0	9.3445	10.1348	1.9512	9.3313	7.8209	7.8205
1.5 1.612 1.7508 7.7416 6.4362 6.4354 8.0 7.7625 8.3572 1.6505 6.9487 5.7469 5.7457 7.0 6.1909 7.7685 1.5501 6.1575 5.0602 5.0883 6.5 5.4105 7.1825 1.4497 5.3685 4.3766 8.3737 6.0 4.6349 6.5997 1.3493 4.819 3.0668 3.6924 5.5 3.8652 6.0207 1.2488 3.7984 3.0215 3.0149 5.0 3.1026 5.4462 1.1483 3.0185 2.3516 2.3418 4.5 2.3485 4.8768 1.0479 2.2427 1.6880 1.6737 4.0 1.6046 4.3132 0.9476 1.4719 1.0317 1.0110 3.5 0.8274 3.7560 0.8475 0.7065 0.3836 0.3542 3.0 0.1536 3.2055 0.7477 -0.0529 -0.2554 -0.2964 2.5 -0.5503 2.6621 0.6484 -0.8056 -0.8845 -0.9406 2.0 -1.2376 2.1256 0.5498 -1.512 -1.5030 -2.2108 1.5 -1.9083 1.595 0.3527 0.2595 -3.7451 -3.2937 -3.4555 0.5 -3.1968 0.5527 0.2595 -3.7451 -3.2937 -3.4555 0.5 -3.1968 0.5427 0.2293 -7.7218 -6.0838 -4.6806 -1.5 <td>8.5</td> <td>8.5525</td> <td>9.5407</td> <td>1.8510</td> <td>8.5358</td> <td>7.1277</td> <td>7.1272</td>	8.5	8.5525	9.5407	1.8510	8.5358	7.1277	7.1272
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$,,				,,_
$ \begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	8.0	7.7625	8.9480	1.7508	7.7416	6.4362	6.4354
$ \begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	7.5	6.9751	8.3572	1.6505	6.9487	5.7469	5.7457
	7.0	6.1909	7.7685	1.5501	6.1575	5.0602	5.0583
	6.5	5.4105	7.1825	1.4497	5.3685	4.3766	4.3737
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	6.0	4.6349	6.5997	1.3493	4.5819	3.6968	3.6924
$ \begin{array}{rrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrr$							
$ 5.0 3.1026 5.4462 1.1483 3.0185 2.3516 2.3418 \\ 4.5 2.3485 4.8768 1.0479 2.2427 1.6880 1.6737 \\ 4.0 1.6046 4.3132 0.9476 1.4719 1.0317 1.0110 \\ 3.5 0.8274 3.7560 0.8475 0.7065 0.3836 0.3542 \\ 3.0 0.1536 3.2055 0.7477 -0.0529 -0.2554 -0.2964 \\ 2.5 -0.5503 2.6621 0.6484 -0.8056 -0.8845 -0.9406 \\ 2.0 -1.2376 2.1256 0.5498 -1.5512 -1.5030 -1.5783 \\ 1.5 -1.9083 1.5955 0.4520 -2.2898 -2.1108 -2.2100 \\ 1.0 -2.5612 1.0715 0.3552 -3.0210 -2.7076 -2.8355 \\ 0.5 -3.1968 0.5527 0.2595 -3.7451 -3.2937 -3.4555 \\ 0.0 -3.8155 0.0384 0.1650 -4.4622 -3.8694 -4.0703 \\ -0.5 -4.4188 -0.4724 0.0717 -5.1730 -4.4356 -4.6806 \\ -1.0 -5.0076 -0.9803 -0.0204 -5.8778 -4.9927 -5.2867 \\ -1.5 -5.5834 -1.4861 -0.1114 -6.5772 -5.5419 -5.8893 \\ -2.0 -6.1479 -1.9903 -0.2013 -7.2718 -6.0838 -6.4888 \\ -2.5 -6.7021 -2.4932 -0.2903 -7.9621 -6.6192 -7.0856 \\ -3.0 -7.2482 -2.9953 -0.3784 -8.6489 -7.1494 -7.6803 \\ -3.5 -7.7867 -3.4967 -0.4658 9.3324 -7.6748 -8.2730 \\ -4.0 -8.3189 -3.9977 -0.5526 -10.0133 -8.1960 -8.8641 \\ -4.5 -8.8459 -4.4984 -0.6388 -10.6918 -8.7138 -9.4540 \\ -5.0 -9.3683 -4.9989 -0.7245 -11.3684 -9.2281 -10.0427 \\ -5.5 -9.8689 -5.4993 -0.8999 -12.20433 -9.7410 -10.6305 \\ -6.0 -10.4025 -5.9995 -0.8949 -12.7168 -10.2513 -11.2175 \\ -6.5 -10.9153 -6.4997 -0.9796 -13.3892 -10.7599 -11.8039 \\ -7.0 -11.4260 -6.9998 -1.0641 -14.0606 -11.2670 -12.3898 \\ -7.5 -10.9153 -6.4997 -0.9796 -13.3892 -10.7599 -11.8039 \\ -7.0 -11.4260 -6.9998 -1.0641 -14.0606 -11.2670 -12.3898 \\ -7.5 -10.9153 -6.4997 -0.9796 -13.3892 -10.7599 -11.8039 \\ -7.0 -11.4260 -6.9998 -1.0641 -14.0606 -11.267$	5.5	3.8652	6.0207	1.2488	3.7984	3.0215	3.0149
$ \begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	5.0	3.1026	5.4462	1.1483	3.0185	2.3516	2.3418
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	4.5	2.3485	4.8768	1.0479	2.2427	1.6880	1.6737
3.5 0.8274 3.7560 0.8475 0.7065 0.3836 0.3542 3.0 0.1536 3.2055 0.7477 -0.0529 -0.2554 -0.2964 2.5 -0.5503 2.6621 0.6484 -0.8056 -0.8845 -0.9406 2.0 -1.2766 2.1256 0.5498 -1.5512 -1.5030 -1.5783 1.5 -1.9083 1.5955 0.4520 -2.2998 -2.1108 -2.2100 1.0 -2.5612 1.0715 0.3552 -3.0210 -2.7076 -2.8355 0.5 -3.1968 0.5527 0.2595 -3.7451 -3.2937 -3.4555 0.0 -3.8155 0.0384 0.1650 -4.4622 -3.8694 -4.0703 -0.5 -4.4188 -0.4724 0.0717 -5.1730 -4.4356 -4.6806 -1.0 -5.0076 -0.9803 -0.0204 -5.8778 -4.9927 -5.2867 -1.5 -5.5834 -1.4861 -0.1114 -6.5772 -5.5419 -5.8893 -2.0 -6.1479 -1.9903 -0.2013 -7.2718 -6.0838 -6.4888 -2.5 -6.7021 -2.4932 -0.2903 -7.9621 -6.6192 -7.6803 -3.5 -7.7867 -3.4967 -0.4658 9.3324 -7.6748 -8.2730 -4.0 -8.3189 -3.9977 -0.5526 -10.0133 -8.1960 -8.8641 -4.5 -8.8459 -4.4984 -0.6388 -10.6918	4.0	1.6046	4.3132	0.9476	1.4719	1.0317	1.0110
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	3.5	0.8274	3.7560	0.8475	0.7065	0.3836	0.3542
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	2.0	0.1526	2 2055	0 7 4 7 7	0.0520	0.2554	0.20(4
$\begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	3.0	0.1536	3.2055	0./4//	-0.0529	-0.2554	-0.2964
$\begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	2.5	-0.5505	2.0021	0.0484	-0.8030	-0.8845	-0.9400
$\begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	2.0	-1.2370	.2.1230	0.5498	-1.5512	-1.5050	-1.5/85
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	1.5	-1.9085	1.3933	0.4520	-2.2696	-2.1108	-2.2100
$ \begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	1.0	-2.3012	1.0715	0.3332	-3.0210	-2.7070	-2.8355
$\begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	0.5	-3.1968	0.5527	0.2595	-3.7451	-3.2937	-3.4555
$\begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	0.0	-3.8155	0.0384	0.1650	-4.4622	-3.8694	-4.0703
$\begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	-0.5	-4.4188	-0.4724	0.0717	-5.1730	-4.4356	-4.6806
-1.5-5.5834-1.4861-0.1114-6.5772-5.5419-5.8893-2.0-6.1479-1.9903-0.2013-7.2718-6.0838-6.4888-2.5-6.7021-2.4932-0.2903-7.9621-6.6192-7.0856-3.0-7.2482-2.9953-0.3784-8.6489-7.1494-7.6803-3.5-7.7867-3.4967-0.46589.3324-7.6748-8.2730-4.0-8.3189-3.9977-0.5526-10.0133-8.1960-8.8641-4.5-8.8459-4.4984-0.6388-10.6918-8.7138-9.4540-5.5-9.3683-4.9989-0.7245-11.3684-9.2287-10.0427-5.5-9.8869-5.4993-0.8099-12.0433-9.7410-10.6305-6.0-10.4025-5.9995-0.8949-12.7168-10.2513-11.2175-6.5-10.9153-6.4997-0.9796-13.3892-10.7599-11.8039-7.0-11.4260-6.9998-1.0641-14.0606-11.2670-12.3898-7.5-11.9348-7.4998-1.1484-14.7312-11.7729-12.9752-8.0-12.4422-7.9999-1.2325-15.4011-12.2777-13.5603-8.5-12.9482-8.4999-1.3165-16.0705-12.7818-14.1450-9.0-13.4533-8.9999-1.4004-16.7394-13.2851-14.7295-9.5-13.9574-9.5000-1.4842-17.4079-13.7879-15.3138 <td>-1.0</td> <td>-5.0076</td> <td>-0.9803</td> <td>-0.0204</td> <td>-5.8778</td> <td>-4.9927</td> <td>-5.2867</td>	-1.0	-5.0076	-0.9803	-0.0204	-5.8778	-4.9927	-5.2867
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	-1.5	-5.5834	-1.4861	-0.1114	-6.5772	-5.5419	-5.8893
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$							
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	-2.0	-6.1479	-1.9903	-0.2013	-7.2718	-6.0838	-6.4888
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	-2.5	-6.7021	-2.4932	-0.2903	-7.9621	-6.6192	-7.0856
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	-3.0	-7.2482	-2.9953	-0.3784	-8.6489	-7.1494	-7.6803
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	-3.5	-7.7867	-3.4967	-0.4658	9.3324	-7.6748	-8.2730
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	-4.0	-8.3189	-3.9977	-0.5526	-10.0133	-8.1960	-8.8641
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$							
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	-4.5	-8.8459	-4.4984	-0.6388	-10.6918	-8.7138	-9.4540
$\begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	-5.0	-9.3683	-4.9989	-0.7245	-11.3684	-9.2287	-10.0427
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	-5.5	-9.8869	-5.4993	-0.8099	-12.0433	-9.7410	-10.6305
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	-6.0	-10.4025	-5.9995	-0.8949	-12.7168	-10.2513	-11.2175
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	-6.5	-10.9153	-6.4997	-0.9796	-13.3892	-10.7599	-11.8039
$\begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	7.0	11 4260	6 0008	1 0641	14.0606	11 2670	12 2000
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	-7.0	-11.4200	-0.9998 _7 /008	-1.0041	-14.0000	-11.20/0	-12.3898 -12.0752
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	-7.5	-11.7340	-/.4990	-1.1404	-14.7312 15 7011	-11.//29 12 2777	-12.9/32
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	-0.0	-12.4422	-7.3339	-1.2323	-15.4011	-12.2///	-13.3003
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	-0.5	-12.2402	-8.9999	-1.5105	-16 730/	-12.7010	-14 7205
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	-7.0	-13,7333	-0.7777	-1.7007	-10.7374	-13.2031	-17.1273
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	-9.5	-13.9574	-9.5000	-1.4842	-17.4079	-13.7879	-15.3138
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	-10.0	-14.4608	-10.0000	-1.5679	-18.0761	-14.2902	-15.8980
-11.0 -15.4660 -11.0000 -1.7351 -19.4117 -15.2936 -17.0659 -11.5 -15.9682 -11.5000 -1.8187 -20.0793 -15.7951 -17.6497	-10.5	-14.9637	-10.5000	-1.6515	-18.7440	-14.7921	-16.4820
-11.5 -15.9682 -11.5000 -1.8187 -20.0793 -15.7951 -17.6497	-11.0	-15.4660	-11.0000	-1.7351	-19.4117	-15.2936	-17.0659
	-11.5	-15.9682	-11.5000	-1.8187	-20.0793	-15.7951	-17.6497

表 C4-7(d) 基準曲線(C 型地盤・樁頭固定樁)

					單位	kN, m
		土中部份	彎矩第一	地表面	椿皕處	抛表面
椿頭載重	椿頭變位	最大變拓	零點深度	戀 位	フ椿角	フ椿角
$\log T$	$\log y_{top}$	$\log M$	1	log ve	~ 100 Å	
12.0	15 0757	10g Mimax	$\log \chi_{ml}$	10g y0	10g 10p	11 0171
13.0	15.2757	15.0193	2.7926	15.2757	14.4285	11.01/1
12.5	14.4/66	14.4199	2.6925	14.4/65	13.8292	10.41/2
12.0	13.6775	13.8205	2.5924	13.6774	13.2298	9.8172
11.5	12.8/8/	13.2215	2.4923	12.8786	12.6308	9.2173
11.0	12.0803	12.6226	2.3921	12.0802	12.0319	8.6174
10.5	11 2922	12 02 40	2 2010	11 2021	11 4224	0.0175
10.5	11.2822	12.0240	2.2919	11.2821	11.4334	8.0175
10.0	10.4847	11.4259	2.1917	10.4845	10.8353	/.41/6
9.5	9.68/8	10.8281	2.0913	9.68/5	10.2376	6.81/8
9.0	8.8918	10.2310	1.9909	8.8913	9.6406	6.2180
8.5	8.0968	9.6345	1.8904	8.0961	9.0443	5.6183
8.0	7 2021	0.0290	1 7000	7 2020	9 4 4 0 1	5.0196
8.0	/.5051	9.0389	1./898	7.3020	8.4491	5.0180
7.5	6.5111	8.4445	1.6890	6.5093	7.8551	4.4190
7.0	5.7215	7.8515	1.3880	5./185	/.2027	3.8190
6.5	4.9340	1.2597	1.4867	4.9297	6.6/23	3.2202
6.0	4.1502	6.6/01	1.3852	4.1435	6.0844	2.6210
<i></i>	2 2709	(0020	1 2022	2 2 6 0 5	5 4009	2 0220
5.5	3.3708	6.0828	1.2833	3.3605	5.4998	2.0220
5.0	2.3909	5.4985	1.1810	2.3811	4.9194	1.4233
4.5	1.8299	4.91/1	1.0783	1.8061	4.3440	0.8248
4.0	1.0/1/	4.3395	0.9750	1.0361	3.7751	0.2266
3.5	0.3240	3.7662	0.8/13	0.2716	3.2139	-0.3/11
2.0	0.4100	2 1075	0 7671	0 4867	2 6617	0.0694
5.0	-0.4109	3.1973	0.7071	-0.4607	2.0017	-0.9084
2.5	-1.1304	2.0339	0.0020	-1.2381	2.1200	-1.5650
2.0	-1.8527	2.0750	0.5580	-1.9825	1.5895	-2.1010
1.5	-2.5157	1.5250	0.4558	-2./193	1.0699	-2.7562
1.0	-3.1/89	0.9760	0.3304	-3.4467	0.3000	-3.3300
0.5	-3 8217	0 4344	0 2481	-4 1707	0.0598	-3 9439
0.0	-4 4450	-0 1019	0.1475	-4 8858	-0 4345	-4 5362
-0.5	-5.0501	-0.6332	0.0487	-5 5943	-0.9246	-5 1275
-1.0	-5 6390	-1 1602	-0.0483	-6 2968	-1 4124	-5 7177
-1.5	-6 2135	-1 6831	-0 1433	-6 9941	-1 8994	-6 3069
1.5	0.2100	1.0051	0.1155	0.5511	1.0771	0.5005
-2.0	-6.7758	-2.2025	-0.2367	-7.6866	-2.3866	-6.8952
-2.5	-7.3277	-2.7189	-0.3285	-8.3752	-2.8746	-7.4827
-3.0	-7.8708	-3.2327	-0.4189	-9.0602	-3.3637	-8.0696
-3.5	-8.4066	-3.7442	-0.5081	-9.7423	-3.8541	-8.6558
-4.0	-8.9363	-4.2539	-0.5963	-10.4218	-4.3457	-9.2416
-4.5	-9.4609	-4.7619	-0.6838	-11.0992	-4.8385	-9.8269
-5.0	-9.9813	-5.2686	-0.7705	-11.7748	-5.3323	-10.4119
-5.5	-10.4983	-5.7742	-0.8566	-12.4489	-5.8271	-10.9966
-6.0	-11.0123	-6.2788	-0.9422	-13.1217	-6.3227	-11.5810
-6.5	-11.5239	-6.7826	-1.0275	-13.7935	-6.8191	-12.1653
-7.0	-12.0335	-7.2858	-1.1124	-14.4644	-7.3160	-12.7494
-7.5	-12.5414	-7.7885	-1.1970	-15.1346	-7.8134	-13.3334
-8.0	-13.0480	-8.2906	-1.2814	-15.8042	-8.3113	-13.9172
-8.5	-13.5534	-8.7924	-1.3656	-16.4732	-8.8095	-14.5010
-9.0	-14.0579	-9.2939	-1.4497	-17.1419	-9.3081	-15.0847
-9.5	-14.5616	-9.7952	-1.5336	-17.8102	-9.8069	-15.6683
-10.0	-15.0647	-10.2962	-1.6175	-18.4782	-10.3058	-16.2519
-10.5	-15.5672	-10.7970	-1.7012	-19.1460	-10.8050	-16.8354
-11.0	-16.0693	-11.2977	-1.7849	-19.8136	-11.3043	-17.4189
-11.5	-16.5711	-11.7983	-1.8685	-20.4811	-11.8037	-18.0024

S型地盤,樁頭固定樁:

$$\log y_{0} = -0.16047 - \frac{4}{7} \log EI - \frac{6}{7} \log BK_{s} + \frac{10}{7} \log T$$

$$\log M_{max-t} = -0.05787 + \frac{1}{7} \log EI - \frac{2}{7} \log BK_{s} + \frac{8}{7} \log T$$

$$\log M_{max-1} = -0.53703 + \frac{1}{7} \log EI - \frac{2}{7} \log BK_{s} + \frac{8}{7} \log T$$

$$\log l_{ml} = 0.54689 + \frac{1}{7} \log EI - \frac{2}{7} \log BK_{s} + \frac{1}{7} \log T$$

$$(C4.4.7)$$

C型地盤, 樁頭自由樁:

$$\log y_{0} = 0.11328 - \frac{2}{5} \log EI - \frac{6}{5} \log BK_{c} + \frac{8}{5} \log T$$

$$\log M_{max} = -0.28846 + \frac{1}{5} \log EI - \frac{2}{5} \log BK_{c} + \frac{6}{5} \log T$$

$$\log i_{0} = -0.00634 - \frac{3}{5} \log EI - \frac{4}{5} \log BK_{c} + \frac{7}{5} \log T$$

$$\log L_{ml} = 0.55205 + \frac{1}{5} \log EI - \frac{2}{5} \log BK_{c} + \frac{1}{5} \log T$$
(C4.4.8)

J

C型地盤, 樁頭固定樁:

$$\log y_{0} = -0.32731 - \frac{2}{5} \log EI - \frac{6}{5} \log BK_{c} + \frac{8}{5} \log T$$

$$\log M_{max-t} = -0.18301 + \frac{1}{5} \log EI - \frac{2}{5} \log BK_{c} + \frac{6}{5} \log T$$

$$\log M_{max-1} = -0.77377 + \frac{1}{5} \log EI - \frac{2}{5} \log BK_{c} + \frac{6}{5} \log T$$

$$\log L_{ml} = 0.59269 + \frac{1}{5} \log EI - \frac{2}{5} \log BK_{c} + \frac{1}{5} \log T$$
(C4.4.9)

(7)有效長度

為使樁能視為長樁,基樁入土長度應較有效長度為長。依模型試驗結果,如入土長度超過1.5倍 Lml時,可將樁下部視為完全固定於地盤中,因此將1.5倍 Lml 作為有效長度。

(8) 樁寬之影響

港研方法可不考慮樁寬之影響。 (9)斜樁之影響

對斜樁而言,樁的傾斜角度與斜樁的橫向抵抗常數比以及垂直樁 之間的關係如圖 C4-23 所示。



圖 C4-22 樁傾斜角與常數比之關係

3. 張有麟方法

(1)計算式

基樁的彈性方程式如(C4.4.10)式所示。

地面上部份
$$EI\frac{d^4y_1}{dx^4} = 0$$
 $(0 \ge x \ge -h)$ (C4.4.10)
地面下部份 $EI\frac{d^4y_2}{dx^4} + Bk_h y_2 = 0$ $(x \ge 0)$

假設 Bkh為一固定值,來求得一般解答,並放入邊界條件則可得到 半無限長基樁之結果。依橫山之經驗,即使是有限長的基樁,只要 βL ≧ π,其結果將與無限長的基樁大致相同。如結果較短時,則有必要以 有限長的基樁來計算,為方便計算,可參考以下圖 C4-23~圖 C4-26。

第五篇 基础 椿基础承载力





圖 C4-24 基樁行為(樁頭固定樁

h>0)



圖 C4-26 基樁行為(樁頭固定 樁, h>0)

(2) 求反力係數的方法

根據 Terzaghi 之研究,將黏土與砂土分開,有關其水平地盤反力係 數之數值建議如下:

①黏土

$$k_{h} = \frac{0.2}{B} \bar{k}_{h1}$$
 (C4.4.11)
式中 k_{h} : 水平地盤反力係數(tf/m³) (kN/m³)
B : 椿寬(或直徑)(m)
 \bar{k}_{h1} : 參考表 C4-8
 E_{s} : $k_{h} B=0.2 \bar{k}_{h1}$

黏 土	硬	非常堅硬	已固結
黏土單軸壓縮強度(t/m ²)	10~20	20~40	40 以上
(kN/m ²)	100~200	200~400	400 以上
\overline{k}_{h1} 的範圍(t/m ³)	1,600~3,200	3,200~6,400	6,400 以上
(kN/m ³)	16,000~32,000	32,000~64,000	64,000 以上
\overline{k}_{h1} 的建議值(t/m ³)	2,400	4,800	9,600
(kN/m ³)	24,000	48,000	96,000

表 C4-8 水平地盤反力係數

註:針對軟弱黏土應另行試驗取得相關參數

②砂土

$$k_h = n_h \frac{x}{B} \tag{C4.4.12}$$

式中 x:深度(m)

B: 樁寬(或直徑)(m)

nh: 參考表 C4-9

 $E_s = k_h B = n_h x$

砂質土時, E_s 的深度函數無法直接導入張有齡之解法。在此情形,只需 取得 ℓ_{yl} (第一個不動點位的深度)的1/3深之 E_s 即可。但因 ℓ_{yl} 本身是 E_s 的函數,為求得 E_s 必須反覆計算。

砂的相對密度	鬆軟	中等	緊密
nh針對乾砂或濕砂(t/m ³)	220	660	1,760
(kN/m^3)	2,200	6,600	17,600
n_h 針對飽和砂(t/m ³)	130	440	1,080
(kN/m^3)	1,300	4,400	10,800

表 C4-9 nh 值

①樁頭自由,h=0(參考圖 C4-23)

$$-般式:$$

$$y_{2} = \frac{T}{2EI\beta^{3}}e^{-\beta x}\cos\beta x$$

$$i_{2} = \frac{-T}{2EI\beta^{2}}e^{-\beta x}(\cos\beta x + \sin\beta x)$$

$$M = \frac{-T}{\beta}e^{-\beta x}\sin\beta x$$

$$S = Te^{-\beta x}(\sin\beta x + \cos\beta x)$$
(C4.4.13)

特定值:

$$y_{top} = y_0 = \frac{T}{2EI\beta^3}$$
(C4.4.14)

$$M_{max} = \frac{-T}{\beta} e^{-\pi/4} \sin\frac{\pi}{4} = -0.322 \frac{T}{\beta}$$
(C4.4.15)

$$L_{y1} = \frac{\pi}{2\beta}$$

$$L_{i1} = \frac{3\pi}{4\beta}$$

$$L_{m1} = \frac{\pi}{\beta}$$

$$L_{m.max} = \frac{\pi}{4\beta}$$
(C4.4.16)

②椿頭固定,h=0(參考圖 C4-24)

$$-般式:$$

$$y_{2} = \frac{T}{4EI\beta^{3}}e^{-\beta x}(\cos\beta x + \sin\beta x)$$

$$i_{2} = \frac{-T}{2EI\beta^{2}}e^{-\beta x}\sin\beta x$$

$$M = \frac{-T}{2\beta}e^{-\beta x}(\sin\beta x - \cos\beta x)$$

$$S = -Te^{-\beta x}\cos\beta x$$

$$(C4.4.17)$$

特定值:

$$y_{top} = y_0 = \frac{T}{4EI\beta^3}$$
(C4.4.18)

$$M_{max-t} = \frac{T}{2\beta} \tag{C4.4.19}$$

$$M_{max-1} = \frac{-T}{2\beta} e^{-\pi/2} = -0.1042 \frac{T}{\beta}$$

$$L_{y1} = \frac{3\pi}{4\beta}$$

$$L_{il} = \frac{\pi}{\beta}$$

$$L_{ml} = \frac{5\pi}{4\beta}$$

$$L_{m.max} = \frac{\pi}{2\beta}$$

$$(C4.4.20)$$

③樁頭自由,h>0(參考圖 C4-25)

$$- \Re \vec{x} :$$

$$y_{1} = \frac{T}{6EI\beta^{3}} \{\beta^{3}x^{3} + 3\beta^{3}hx^{2} - 3\beta(1 + 2\beta h)x + 3(1 + \beta h)\}$$

$$y_{2} = \frac{T}{2EI\beta^{3}} e^{-\beta x} \{(1 + \beta h) \cos \beta x - \beta h \sin \beta x\}$$

$$i_{1} = \frac{-T}{2EI\beta^{2}} \{\beta^{2}x^{2} + 2\beta^{2}hx - (1 + 2\beta h)\}$$

$$i_{2} = \frac{-T}{2EI\beta^{2}} e^{-\beta x} \{(1 + 2\beta h) \cos \beta x + \sin \beta x\}$$

$$M_{1} = -T(x + h)$$

$$M_{2} = \frac{-T}{\beta} e^{-\beta x} \{\beta h \cos \beta x + (1 + \beta h) \sin \beta x\}$$

$$S_{I} = -T$$

$$S_{2} = -T e^{-\beta x} \{\cos \beta x - (1 + 2\beta h) \sin \beta x\}$$

$$(C4.4.22)$$

特定值:

$$y_{top} = \frac{2(1+\beta h)^3}{6EI\beta^3}T$$

$$= \frac{Th^3}{3EI} \phi \Delta(\beta h)$$

$$y_0 = \frac{1+\beta h}{2EI\beta^3}T$$

$$= \frac{Th^3}{2EI} \phi_f(\beta h)$$
(C4.4.24)

第五篇 基礎 第四章 樁基礎承載力

$$M_{max} = -h \left\{ \frac{\sqrt{(1+2\beta h)^{2}+1}}{2\beta h} exp \left[-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h} \right] \right\} T$$

$$= -Th\phi_{m}(\beta h) \qquad (C4.4.25)$$

$$L_{y1} = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1+\beta h}{\beta h}$$

$$L_{i1} = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \{ -(1+2\beta h) \}$$

$$L_{m1} = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{-\beta h}{1+\beta h}$$

$$L_{m.max} = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h}$$

④椿頭固定,h>0(參考圖 C4-26)

一般式:

$$y_{1} = \frac{T}{12EI\beta^{3}} \{2\beta^{3}x^{3} - 3(1 - \beta h)\beta^{2}x^{2} - 6\beta^{2}hx + 3(1 + \beta h)\}$$

$$y_{2} = \frac{T}{4EI\beta^{3}}e^{-\beta x}\{(1 + \beta h)\cos\beta x + (1 - \beta h)\sin\beta x\}$$

$$i_{1} = \frac{T}{2EI\beta^{2}}\{\beta^{2}x^{2} - (1 - \beta h)\beta x - \beta h\}$$

$$i_{2} = \frac{-T}{2EI\beta^{2}}e^{-\beta x}\{\beta h\cos\beta x + \sin\beta x\}$$

$$M_{1} = \frac{T}{2\beta}\{(1 - \beta h) - 2\beta x\}$$

$$M_{2} = \frac{T}{2\beta}e^{-\beta x}\{(1 - \beta h)\cos\beta x - (1 + \beta h)\sin\beta x\}$$

$$S_{I} = -T$$

$$S_{2} = -Te^{-\beta x}(\cos\beta x - \beta h\sin\beta x)$$

$$(C4.4.27)$$

特定值:

$$y_{top} = \frac{(1+\beta h)^{3}+2}{12EI\beta^{3}}T$$

$$= \frac{Th^{3}}{12EI}\overline{\emptyset}\Delta(\beta h)$$

$$y_{0} = \frac{1+\beta h}{4EI\beta^{3}}T$$

$$= \frac{Th^{3}}{4EI}\overline{\phi}_{f}(\beta h)$$
(C4.4.29)

$$M_{max-t} = \frac{(1+\beta h)}{2\beta} T = Th\overline{\phi}_{0}(\beta h) \qquad (C4.4.30)$$

$$M_{max-1} = -h\left\{\frac{\sqrt{(1+2\beta h)^{2}}}{2\beta h}exp\left[-\tan^{-1}\frac{1}{\beta h}\right]\right\} T$$

$$= -Th\overline{\phi}_{m}(\beta h) \qquad (C4.4.31)$$

$$L_{y1} = \frac{1}{\beta}\tan^{-1}\frac{\beta h+1}{\beta h-1}$$

$$L_{i1} = \frac{1}{\beta}\tan^{-1}(-\beta h)$$

$$L_{m1} = \frac{1}{\beta}(\tan^{-1}\frac{1-\beta h}{1+\beta h}+\pi)$$

$$L_{m.max} = \frac{1}{\beta}\tan^{-1}\frac{1}{\beta h}$$

根據橫山(Yokoyama)整理在日本進行的鋼樁橫向載重試驗的結果,並 通過結果反向計算 kh。如圖 C4-27 所示, kh 值與從地表至下降至 ß⁻¹ 平均 N 值之關係。

在這種情況下, khB 公式被認為無論對砂質或黏性土壤皆有效,且 kh 值本身被認為不受到 B 的影響。雖然反向計算 kh 值透過實際觀察數據按載 重增加之比例減少,圖 C4-27 顯示 kh 值所對應之鋼材彎曲應力達 100~150MN/m²。當土壤條件相似時,可不進行載重試驗由該圖得知其 Es 值。



圖 C4-27 基樁水平載重試驗反向計算之 ha值

C4.4.5 以既有資料推定單樁行為

僅有小型構造物,或橫向承載力不重要構造物,可不採載重試驗或分析 方法推定,而依既有資料推定單樁承受橫向力時之行為。

C4.4.6 斜組樁橫向承載力

作用於斜組樁與直樁混合樁基礎之橫向力,可假設完全由斜組樁所承載。此時作用於斜組樁之橫向力,可假設僅由各斜樁之軸向承載力或拉拔力 抵抗。

如圖 C4-28 所示,作用於一斜組樁樁頭之垂直外力與水平外力,可依下 列公式計算分配至各樁之軸向力。

$$P_1 = \frac{V_i \sin \theta_2 + H_i \cos \theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \tag{C4.4.33}$$

$$P_2 = \frac{V_i \sin \theta_1 - H_i \cos \theta_1}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \tag{C4.4.34}$$

- 式中 P₁、P₂:作用於各樁之軸向壓應力(負時為拉力)(tf)(kN) θ₁、θ₂:各樁之傾斜角(度) V_i:斜組樁之垂直反力(tf)(kN)
 - Hi:斜組樁之水平反力(tf)(kN)



圖 C4-28 斜組樁之軸向力

C4.4.7 群樁效果之考量

由直樁所組成之群樁,須考量群樁效果對橫向承載力之影響,如基樁之 間距大於表 C4-10 所列之值,可不考量群樁效果之影響。表中橫向係指外 力之垂直方向,縱向指外力之作用方向。直樁打設於黏土層所組成之群樁, 為考慮其安全性,建議採用較大樁距。

第五篇 基礎 第四章 樁基礎承載力

小质上读	橫向 1.5 倍樁徑
砂貝工婊	縱向 2.5 倍樁徑
利井井塘	橫向 3.0 倍樁徑
输任工块	縱向 4.0 倍樁徑

表 C4-10 群樁基樁之間距

C4.4.8 荷重性質的相關考量

1.反覆荷重的影響

一般而言,在同一方向承受反覆荷重時,樁頭的變位有逐漸變大的傾向。但在入土深度充足的地方,變位有隨著反覆次數之對數成比例增加的傾向。實際上,在砂質地盤反覆荷重時,每次荷重的變位量約可估計為 140%,但在黏土地盤的變位增加會較大,故須特別留意。長期載重時亦 可以上述方式評估。二個方向重覆受到同樣大小的荷重時的樁頭變位量, 與單次荷重時的情形大致相同。故此時的變位量估計在 110%即可滿足。 無論是單向或雙向重覆受到荷重,都沒有必要將最大彎矩加成。另外有效 長度的部分,視為單次載重 110%時的長度較佳。

2. 動態荷重

在動態荷重時,樁的動態反應效果雖會造成問題,但因基礎樁時不考 量動態反應效果,一般只須考量其靜態反覆荷重來設計即可。如為棧橋碼 頭採用自由長相當長的樁時,設計宜考量到其動態反應效果(第6編第7 章 直樁式棧橋)。在考量地震發生時,只須考量到荷重會變成動態,其餘 兩點不須考量。亦即,地震發生時地盤的橫向抵抗定數k。、k。等會減低, 以及因液化一部分的地盤完全無法發揮地盤的反作用力,此類的危險最常 發生在砂質土壤。

C4.5 設計概論

C4.5.1 設計原則

樁基礎設計流程,參考圖 C4-29 所示之流程。

C4.5.2 載重分配

於同一樁基礎上,作用於各樁之垂直載重及水平載重,應儘可能使其相同,而決定基樁之配置。

499

C4.5.3 樁材容許應力

樁材容許應力,如表 C4-11 所示。



圖 C4-29 樁基礎設計流程

第五篇 基礎 第四章 樁基礎承載力

表 C4-11 樁材容許應力

持力括約			容許)	應力
	俗人裡類	種	類	大小
		鋼筋混凝土樁	決定軸向承載力 之容許壓應力	混凝土設計強度 <i>fc</i> '之 30%,但須小於1200tf/m ² 12MN/m ²
			其他應力	依第三篇【工程材料】規定
	利用離心力法製		決定軸向承載力 之容許壓應力	混凝土設計強度 <i>fc</i> '之 30%,但須小於 2300tf/m ² 23MN/m ²
	造之預鑄鋼筋混 凝土樁 混凝 土	預力混凝土樁	容許彎曲壓應力	混凝土設計強度 <i>fc</i> '之 30%,但須小於 2700tf/m ² 27MN/m ²
			容許拉應力及容 許彎曲拉應力	300tf/m ² 3MN/m ²
混凝土		經養護製造之高 強度 HPC 或 RC 樁	決定軸向承載力 之容許壓應力	混凝土設計強度 <i>fc</i> '之 30%,但須小於 1200tf/m ² 12MN/m ²
樁	利用震動機震實	決定軸向承載力之容許壓應力		混凝土設計強度 fc'之 25%, 但須小於 700tf/m ² 7MN/m ²
	之音通銅肋泥凝 土預鑄樁	其他應力		依第三篇【工程材料】規定容 許應力之 80%
	有保護現場澆置	容許彎曲壓應力(包括有軸向力同 時作用之情形)		混凝土設計強度 <i>fc</i> '之 25%, 但須小於 600tf/m ² 6MN/m ²
	之混凝土樁	其他應力		依第三篇【工程材料】規定容 許應力之 70%
	無保護現場澆置	容許彎曲壓應力 時作用之情形)	(包括有軸向力同	混凝土設計強度 fc'之 20%, 但須小於 500tf/m ² 5MN/m ²
	之混凝土樁	其他應力		依第三篇【工程材料】規定容 許應力之 50%
	承受短期載重,或	或考慮地震時,上述各值可酌提高1.5倍		
鋼樁	ĥ	全部		依第三篇【工程材料】規定

C4.6 細部設計

C4.6.1 施工時載重檢討

樁之設計不僅考慮完工後之載重,運送、豎立、錘擊時之載重均應加以檢討。

C4.6.2 椿頭與上部結構連結設計

樁頭與上部結構連結為剛接或鉸接,各有其優劣點,於設計時可依下述 原則研判決定。

- ·對垂直載重而言剛接或鉸接無差異,但須考慮挫屈時,剛接之挫屈長度 (Buckling Length)較鉸接為短。
- 承受相同水平載重時,剛接樁頭之水平位移量小於鉸接。
- · 剛接之樁承受水平力時,樁頭產生固定端力矩。
- 剛接時,由於基礎之迴轉,樁頭力矩亦產生變化。
- •動力分析上, 鉸接分析較剛接為簡單及清楚。但樁頭與上部結構皆全為鉸
 接結構, 在一般施工上較為困難。

椿頭為剛接時,於設計時應注意下列事項:

- ·須為具有抵抗彎矩、剪應力、軸向力等之設計。
- ·剛接樁頭,樁頭部為斷面急變部份,應考慮應力集中現象,加強結構以避免基樁發生破壞。
- 椿頭須有充分長度埋入上部結構,且須注意與上部結構下方鋼筋之關係。
 若基礎下側鋼筋有被樁切斷之慮時,須充分加強。一般樁埋入上部結構深度以大於樁徑或樁寬度為宜。埋入混凝土之樁頭,其側面支承壓力分佈尚不明確,目前尚無適當方法計算正確埋入深度,如假設支承壓力為直線分佈,可依下式估算樁頭埋入上部結構深度,以供參考。

$$L = \sqrt{\frac{6M_0}{Bf_{cp}}} \tag{C4.6.1}$$

- 式中 *L*: 樁頭埋入上部結構深度(m)
 - *M*₀: 樁頭拘束力矩(tf-m) (kN-m)
 - *B*: 樁之寬度或直徑(m)
 - fcp: 上部結構混凝土容許承壓應力(tf/m²) (kN/m²) (參考第三篇之 規定)

椿頭為鉸接時,於設計時應注意下列事項。

- 椿頭部應可自由轉動,因之樁頭埋入上部結構深度約為10~15公分。埋
 入深度若過長時接近剛接,過短時無法固定橫向移動,無法達到鉸接效果。
- 樁頭為柱端時,有破損之慮,必須加強。

結合部如非完全鉸接,發生樁頭固定端彎矩,於設計須加以考慮。

C4.6.3 接樁

接頭強度須大於接頭位置處之設計應力,且不小於樁體強度之75%。

C4.6.4 樁端

基樁樁端結構,應視地質條件及施工方法而定。

C4.6.5 鋼管樁管厚及材質之變更

基樁的斷面力一般隨深度而變化,其入土越深斷面力越小,從經濟的觀 點來看,可變更鋼管基樁的厚度及材質。

- 變更鋼管樁的厚度及材質時,應將變更位置設定在樁的斷面力量變化大的 地方。但在表面負摩擦作用力大時,則無法變更。此部分須特別留意。
- 2. 鋼管樁的厚度及材質的變更處之接合,原則上應採工廠銲接,銲接處的形 狀依 CNS7934 A2214 為準。

C4.6.6 其他設計上注意事項

- 1. 鋼管樁
 - (1)鋼管樁厚度

鋼管樁各處的厚度為強度計算上所需之厚度加上可能因腐蝕造成 厚度減少的部分。有關鋼材的腐蝕量,請參照(第三編第二章 鋼鐵材料)。 另外,鋼管樁全斷面應皆能有效承受施工時產生的各種應力。

(2)鋼管樁的徑向挫屈

無論是前端封閉或開放的鋼管樁,因中間要回填混凝土,管中的土 砂必須去除。若樁的厚度遠小於樁徑或入土很深時(徑厚比),可能因作 用在側壁上的土壓及水壓,而導致樁的徑向發生挫屈。

鋼管在受到相同外壓時,會導致挫屈的外壓如(C4.6.2)式所示。

$$p_k = \frac{E}{4(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{r}\right)^3 \tag{C4.6.2}$$

式中
$$p_k$$
:產生挫屈的壓力(tf/m²) (kN/m²)

$$E=2.1\times10^7$$
 tf/m²/2.1×10⁸ kN/m²

ν:鋼材包松比 ν=0.3

t :圓管厚度(mm)

r :圓管半徑(mm)

(3) 鋼管樁的軸向挫屈

口徑大而管徑較薄的鋼管樁,有可能因軸方向荷重的關係,導致局 部彎曲變形。目前有數個與鋼管樁局部挫屈有關的研究,岸田、高野將 施加在鋼管上的靜態壓縮荷重視為最大彎曲荷重,相對於管厚 t 直徑 2r 的比例改變,得出如圖 C4-30 的結果。



運用此結論,在建築上規定鋼管的容許壓應力以(C4.6.3)及(C4.6.4) 式求得。

$$\frac{{}_{L}f_{c}}{{}_{L}f_{t}} = 0.80 + 2.50\frac{t}{r} \quad (0.01 \le \frac{t}{r} \le 0.08)$$

$$\frac{{}_{L}f_{c}}{{}_{L}f_{t}} = 1.00 \qquad (\frac{t}{r} \ge 0.08)$$
(C4.6.4)

式中 *Lft* : 長期容許張應力(tf/m²)(kN/m²) *Lfc* : 長期容許壓應力(tf/m²)(kN/m²) 在建築上鋼管樁容許壓應力以 1.6×10⁷ tf/m²/ 1.6×10⁸ kN/m² 為基準,此 數值與港灣作業中規定之鋼管樁容許壓應力近似,因此,在此並不特別 考量靜態荷重。有關在打設鋼管樁時發生的挫屈,雖一般認為衝擊應力 小於鋼管樁的降伏應力而不須擔心,但岸田、高野提出了管厚影響降伏 應力的計算公式(C4.7.5)。

$$\frac{\sigma_{py}}{\sigma_{y}} = 0.69 + 2.2(\frac{t}{r})$$
(C4.6.5)

式中 σ_{vv} : 管厚影響所考慮的降伏應力(tf/m^2)(kN/m^2)

 σ_v :靜荷重影響所考慮的降伏應力(tf/m²) (kN/m²)

無論是哪一種方式,採用圖 C4-30 所示以外的鋼管樁,一般不太被 接受。若有發生挫屈的可能時,則須以繫筋等加以補強鋼管或改用較厚 的鋼管樁。

2.預鑄鋼筋混凝土樁及預力混凝土樁

利用離心力製成的預鑄混凝土樁的設計細節,可依據離心力鋼筋混凝 土樁(CNS 1260 A2031 或 JIS A 5310),施加預力方式離心力預力混凝土樁 (CNS 2602 A2037 或 JIS A 5335),其他的混凝土樁可參照(第三篇第三章 [混凝土])。

依 JIS 規定,在搬運時,只須考量自重所產生的靜態應力,不考量衝擊應力及動態應力,故須依現場條件,採用增加鋼筋量方式提昇彎曲強度。 採用震動澆置成形的混凝土樁,參考 CNS 或 JIS 的規定來決定構造較佳。 3.全套管混凝土基樁

(1)構造細節

全套管混凝土樁的構造細節可參照(第三篇第三章[混凝土])。 (2)樁的斷面

考量到混凝土的施工技術及可能發生中間部位較細等情形,樁的 最小直徑應有 25cm,且無筋混凝土樁的最小直徑應有樁長的 1/20。在 計算樁的斷面時,應考慮到施工條件。有關全套管混凝土基樁的施工部 分,目前大致施工法區分如下,且大部分為專利工法。

①開挖後以混凝土施作的工法

②將外殼貫入後以混凝土施作的工法

③其他特殊工法

這些施工條件須充分檢討後反映在斷面計算上。例如,在施作全套 管混凝土基樁時的壁體保護措施不夠充分,導致在打設鄰接基樁時,使 已打設進去的混凝土基樁直徑局部性地變小、周邊土壤混入混凝土中 等情形,故在樁徑的配置上應留意這些問題。

第五章 基礎沉陷

符號說明

- B: 均佈載重寬度, m, 見 C5.1.4 節
- B: 載重面寬度, m, 見 C5.1.4、C5.2.4 及 C5.2.6 節
- B:基礎寬度,m,見C5.2.6節
- C_v : 壓密係數, m²/day
- C_{α} : 層之次壓縮係數
 - d: 地表面上沉陷量為零之點與線形載重位置之水平距離, m(d 值需 適當假設)
- E: 土壤彈性模數, tf/m²(kN/m²), 見 C5.2.2、C5.2.3、C5.2.4、C5.2.5 及 5.2.6 節
- E: 不排水變形模數應考慮過壓密比之影響, tf/m² (kN/m²), 見 C5.2.7 節
- e_{fi} : 第i層土壤正向應力增加為 σ'_{fi} 時之孔隙比
- e_{oi} :第i層土壤初始正向應力為 σ'_{oi} 時之孔隙比
- H:最大排水距離,m,見C5.3.3節
- H: 土層厚度, m, 見 C5.4 節
- Hc: 壓密沉陷量, cm
- H_i : 第*i* 層之厚度, cm
- ΔH_i : 瞬時沉陷量, m
- Δh : 各壓密層之厚度, cm
- Ισ:土壤垂直內應力之影響係數值
- Ip: 沉陷量之影響係數值
 - *L*: 載重面長度, m
- m_v : 各土壤體積壓縮係數, cm²/tf (cm²/kN)
- n:影響面之個數,個
- P:集中載重,tf(kN),見C5.1.2節
- P:單位長度之線載重,tf/m (kN/m),見C5.1.3節

P: 載重強度, tf/m² (kN/m²), 見 C5.1.4 節

- q: 載重, tf/m² (kN/m²)
- R: 載重面之半徑, m
- r: 與載重作用點之水平距離, m
- S: 總沉陷量, cm
- $S_o: 最終壓密沉陷量, cm$
- S_t : 經過時間 t 後之壓密沉陷量, cm
- t: 壓密開始後時間, day
- tp: 壓密沉陷完成時間, 年
- tsc:考慮次壓縮沉陷時間,年
- Uv: 經過時間 t 後之平均壓密度
- x: 距帶狀載重中心之距離, m
- z:由地表面起算之深度,m
- α:載重散佈角度,°,一般採用 30°(波士頓法)
- β :載重散佈角度,[°],一般採用 55[°](修正 Kogler 法)

μ0、μ1:影響係數

- ν: 柏松比(Poisson's Ratio)
- ρ_z :沉陷量,m
- *σ_z*: 土壤垂直內應力增量, tf/m² (kN/m²)
- $\Delta \sigma_z$: 各壓密層中央之壓密應力, tf/cm² (kN/cm²)
 - σ'_{i} : 第*i*層中央點之最終正向有效垂直應力, tf/m² (kN/cm²)
 - σ'_{ii} : 第*i*層中央點之初始正向有效垂直應力, tf/m² (kN/cm²)

C5.1 土壤垂直內應力

C5.1.1 概要

估算土壤因載重所致之垂直內應力之彈性解析法,以 Boussinesq 氏之 方法為主,假設土壤為等向均質半無限彈性體,表面承受垂直集中載重為基 本條件,由其積分,求得線載重(Line Load)及面載重(Plane Load)之土壤垂直 內應力。

估算帶狀載重或長方形載重所引起之土壤垂直內應力,除彈性解析法 外,尚有假定應力為直線分佈之 Kogler 氏方法。

本節所述估算土壤垂直內應力之方法,不考慮土壤自重,只估算由載重 所引起之土壤垂直內應力之增量,此須特別注意。

C5.1.2 集中載重所引起之土壤垂直內應力

假設地層為無重量之半無限彈性體,其表面承受垂直集中載重 P 時, 地表面下深度 z 點所產生之土壤垂直內應力增量 σ_z,以下式計算之。

$$\sigma_z = \frac{P}{z^2} I \sigma \tag{C5.1.1}$$

式中 σ_z :土壤垂直內應力增量(tf/m²)(kN/m²)

- P : 集中載重(tf) (kN)
- z : 由地表面起算之深度(m)

Ισ:土壤垂直內應力之影響係數值(參考圖 C5-1)

C5.1.3 線形載重所引起之土壤垂直內應力

地面承受每單位長度載重 P之無限長垂直線形載重時,地表面下深度 z 點 之土壤垂直內應力增量 σ_z ,以下式計算之。

$$\sigma_z = \frac{P}{z} I \sigma \tag{C5.1.2}$$

- 式中 σ_z :土壤垂直內應力增量(tf/m²)(kN/m²)
 - P:單位長度之線載重(tf/m)(kN/m)
 - z : 由地面起算之深度(m)
 - *Ισ*:土壤垂直內應力之影響係數值(參考圖 C5-2)



圖 C5-1 集中載重引起之土壤垂直內應力影響係數值



圖 C5-2 線型載重引起之土壤垂直內應力影響係數值

C5.1.4 带狀載重所引起之土壤垂直內應力

1.均佈帶狀載重

載重強度 *P*,載重寬度 *B*之均佈帶狀載重所引起之土壤垂直內應力增量σ_z,以下式計算之。

 $\sigma_z = PI\sigma \tag{C5.1.3}$

- 式中 σz : 土壤垂直內應力增量(tf/m²)(kN/m²)
 - P :載重強度(tf/m²)(kN/m²)
 - Iσ:土壤垂直內應力之影響係數值(參考圖 C5-3)



圖 C5-3 均佈帶狀載重引起之土壤垂直內應力影響係數值

(C5.1.3)式係依彈性理論演譯而得,均佈帶狀載重所引起之土壤垂直 內應力增量,於同一深度,不同位置應非定值,若欲簡化得一近似值,可 依據應力為直線分佈之假設計算,則有波士頓規則法(Boston Code Method) 及修正 Kogler 法等二種可採用。

(1) 波士頓規則法

波士頓規則法,係假設地表面所承受之垂直載重,以角度 $\alpha(\alpha \ge 30^\circ)$ 向下散佈,而均佈於預定之計算面,如圖 C5-4(a)所示,載重強度 P, 載重寬度 B 之均佈帶狀載重,於深度z之土壤垂直內應力增量 σ_z ,以 下式計算之。



圖 C5-4 直線狀應力分佈

式中 σz: 土壤垂直內應力增量(tf/m²) (kN/m²)
 P:載重強度(tf/m²) (kN/m²)
 B:均佈載重寬度(m)
 z:由地表面起向下之深度(m)
 α:載重散佈角度(°), 一般採用 30°

(2)修正 Kogler 法

修正 Kogler 法,係針對波士頓規則法,考慮土壤垂直內應力增量 於重合時有不等之矛盾狀況,如圖 C5-4(b)所示,假設載重之散佈角度 β較大(一般採用 55°),且土壤垂直內應力增量為梯形分佈,則載重作用 線下深度 z之土壤垂直內應力增量σ_z,以下式計算之。

$$\beta \ge 55^{\circ}$$
 $\sigma_{z} = \frac{P}{1 + (\frac{z}{B}) \tan \beta}$ (C5.1.5)
 $\beta = 55^{\circ}$ $\sigma_{z} = \frac{P}{1 + 1.428(\frac{z}{B})}$
式中 σ_{z} : 土壤垂直內應力增量(tf/m²) (kN/m²)

P:載重強度(tf/m²)(kN/m²)

- B:均佈載重寬度(m)
- z:由地面起算向下之深度(m)
- β :載重散佈角度(°),一般採用 55°

以波士頓規則法及修正 Kogler 法所求得之 σ_z/P 比值,如圖 C5-5 所示。



圖 C5-5 由均佈帶狀載重所產生之土壤垂直內應力增量

2. 梯形載重

梯型載重引起之土壤垂直內應力增量σz,以下式計算之。

 $\sigma_z = PI \sigma$

(C5.1.6)

式中 σz: 土壤垂直內應力增量(tf/m²)(kN/m²)

P:載重強度(tf/m²) (kN/m²)

Ισ:土壤垂直內應力之影響係數值(參考圖 C5-7)

Osterberg 氏應用如圖 C5-6(a)所示三角形載重,以代數合成方式,求 得如圖 C5-6(b)所示梯形載重所引起之土壤垂直內應力影響係數值 *I*σ,如 圖 C5-7 所示。







圖 C5-7 梯形載重引起之土壤垂直內應力影響係數值

C5.1.5 面載重所引起之土壤垂直內應力

1.均佈圓形載重

半徑 R 之圓形面上承受均佈載重 P,土壤垂直內應力增量 σ_z,以下 式計算之。

$$\sigma_z = PI\sigma \tag{C5.1.7}$$
式中 σz: 土壤垂直內應力增量(tf/m²)(kN/m²)

P:載重強度(tf/m²)(kN/m²)

Ισ:土壤垂直內應力之影響係數值(參考圖 C5-8)

R:載重面之半徑(m)



圖 C5-8 均佈圓形載重引起之土壤垂直內應力影響係數值

2. 均佈長方形載重

(1)形狀分割法

邊長 B(m)及 L(m)之長方形面承受均佈載重 P,長方形之隅角下, 任意深度點之土壤垂直內應力增量 σ_z ,以下式計算之。

 $\sigma_z = PI\sigma$

(C5.1.8)

式中 *σz*:土壤垂直內應力增量(tf/m²)(kN/m²)

P:載重強度(tf/m²)(kN/m²)

*Ι*σ:土壤垂直內應力之影響係數值(參考圖 C5-9)

長方形隅角外之 N 點下方土壤垂直內應力,如圖 C5-10 所示,可 以長方形方割法,以各長方形影響係數值之代數和求之。



圖 C5-9 均佈長方形載重引起之土壤垂直內應力影響係數值



 $\sigma_z = p(I_{\sigma_1} + I_{\sigma_2} + I_{\sigma_3} + I_{\sigma_4})$

(a)



圖 C5-10 長方形分割法範例

(2)應力直線分佈法

假設應力為直線分佈,如本章 5.1.4 節[由帶狀載重所引起之土壤垂 直內應力]所述,可概略算出矩形載重面下土壤垂直內應力。於一長方 形載重面(B(m)×L(m)),承受強度 P之均佈載重時,載重面下方深度 z 點之土壤垂直內應力增量 σ_z,以下列方法估算之。

①波士頓規則法

$$\sigma_{z} = P \frac{B \cdot L}{B \cdot L + 2 \cdot z(B + L) \tan \alpha + 4 \cdot z^{2} \cdot \tan^{2} \alpha}$$
(C5.1.9)
式中 σ_{z} : 土壤垂直內應力增量(tf/m²) (kN/m²)
 P : 載重強度(tf/m²) (kN/m²)
 z : 由地面起算之深度(m)
 α : 載重散佈角度(°), 一般採用 30°
 B : 載重面寬度(m)
 L : 載重面長度(m)

②修正 Kogler 法

$$\sigma_z = P \frac{B \cdot L}{B \cdot L + z(B+L)\tan\beta + \frac{4}{3} \cdot z^2 \cdot \tan^2\beta}$$
(C5.1.10)

式中 σ_z:土壤垂直內應力增量(tf/m²)(kN/m²) P:載重強度(tf/m²)(kN/m²) z:由地面起算之深度(m) β:載重散佈角度(°),一般採用 55° B:載重面寬度(m) L:載重面長度(m)

3.影響圓法

任意形狀之均佈載重面,地表面下任意點深度之土壤垂直內應力增量 *σ*z可依圖 C5-11 及下式計算之。

$$\sigma_z = n0.005P \tag{C5.1.11}$$

式中 σ_z :土壤垂直內應力增量(tf/m²) (kN/m²)

P:載重強度(tf/m²)(kN/m²)

n:影響面之個數(個)

圖 C5-11 所示之 Newmark 影響圓,全平面由同心圓輻射線群分割成 兩百個小面積,稱為影響面,1/200=0.005 稱為影響值,地面上承受均佈 載重 P,載重面積範圍內每一影響面,其代表之土壤垂直內應力增量 σ_z 等於 0.005P。



圖 C5-11 Newmark 影響圖

地面上任意形狀載重面承受均佈載重 *P*,利用影響圓計算載重面內 或外任意點(*N*點)下方深度 z之土壤垂直內應力增量 σz之步驟如下:

(1)以深度 z 等於圖 C5-11 所示基準線 AB 長度之比例尺,繪載重面於描 圖紙上。

(2)將描圖紙重疊於圖 C5-11 之上,以 N 點與影響面中心相合。

(3)計算描圖紙上載重面範圍內所包含之影響面個數 n。

(4) 土壤垂直內應力增量 $\sigma_z = n0.005P$ 。

應用影響圓求土壤垂直內應力增量,因載重面之比例尺隨深度之不同 而變,求不同深度各點之土壤垂直內應力,載重面須重繪,此為其缺點, 但求距載重面甚遠點之地層內應力影響,或載重面不易分割成長方形面時, 採用影響圓法較採用長方形分割法為便利。

C5.2 即時沉陷

C5.2.1 概要

即時沉陷與壓密沉陷兩者之行為具有相當大之差異,砂質地層不似黏 性土壤地層,故並無長期間之壓密沉陷,可視其即時沉陷即為總沉陷。

黏性土壤地層之即時沉陷可視為土壤之彈性沉陷及土壤之側向塑性流 動所致,迄今尚無法作定量求解。尤其於軟弱海底施加單側載重之情況,表 層數十公分厚黏性土壤常有被擠走之現象,此現象有如拋石陷入海底,可視 為施工上之問題,除加以適當估計外,別無他法。

C5.2.2 垂直集中載重所引起之即時沉陷

參考圖 C5-1,承受垂直集中載重 P,地表面之即時沉陷量 Pz,以下式 計算之。

$$\rho_z = \frac{P(1-v^2)}{\pi \cdot r \cdot E} \tag{C5.2.1}$$

式中 ρ_z :沉陷量(m)

- *P*:集中載重(tf)(kN)
- ν :柏松比(Poisson's Ratio)
- *E*:土壤彈性模數(tf/m²) (kN/m²)
- r:與載重作用點之水平距離(m)

C5.2.3 垂直線形載重所引起之即時沉陷

參考圖 C5-2,承受垂直線形載重 P,地表面之即時沉陷量,以下式計 算之。

$$\rho_z = \frac{2P(1-v^2)}{\pi \cdot E} \ln(\frac{d}{r}) \quad (r \le d)$$
(C5.2.2)

式中 ρ_z :沉陷量(m)

- P: 垂直線載重(tf/m) (kN/m)
- ン : 柏松比(Poisson's Ratio)
- *E*: 土壤彈性模數(tf/m²)(kN/m²)
- r: 與載重作用點之水平距離(m)
- d: 地表面上沉陷量為零之點與線形載重位置之水平距離(m), d值

需適當假設。

C5.2.4 均佈帶狀載重所引起之即時沉陷

參考圖 C5-3,承受均佈帶狀載重 P,地表面之即時沉陷量,以下式計 算之。

$$\rho_{Z} = \frac{2P(1-\nu^{2})}{\pi \cdot E} \left[B + \ln \frac{|x-B/2|^{x-B/2}}{|x+B/2|^{x+B/2}} \right]$$
(C5.2.3)

- 式中 pz:沉陷量(m)
 - P:載重強度(tf/m²)(kN/m²)
 - ν: 柏松比(Poisson's Ratio)
 - E: 土壤彈性模數(tf/m²)(kN/m²)
 - *B*:載重寬度(m)。
 - x:距帶狀載重中心之距離(m)。

C5.2.5 均佈圓形載重所引起之即時沉陷

參考圖 C5-8,承受均佈圓形載重 P,圓心之地表面沉陷量 pz,以下式計算之。

$$\rho_Z = \frac{2P(1-v^2)}{E}R$$
(C5.2.4)

式中
\$\rho_z:沉陷量(m)
\$P:載重強度(tf/m²) (kN/m²)
\$\nu\$: 柏松比(Poisson's Ratio)
\$E: 土壤彈性模數(tf/m²) (kN/m²)
\$R: 圓形載重半徑(m)\$

C5.2.6 均佈長方形載重所引起之即時沉陷

參考圖 C5-9,承受均佈長方形載重 P,長方形之隅角點 N之地表面沉 陷量 Oz,以下式計算之。

$$\rho_Z = P \cdot B \frac{(1 - \nu^2)}{E} I \rho \tag{C5.2.5}$$

式中 *Pz*:沉陷量(m)

P :載重強度(tf/m²)(kN/m²)

- *B* :載重寬度(m)。
- ν : 柏松比(Poisson's Ratio)
- E : 土壤彈性模數(tf/m²)(kN/m²)
- I。:沉陷量之影響係數值,為長方形長寬比(L/B)之函數,如圖 C5 12所示。與計算土壤垂直內應力相同,可由長方形分割法求得
 各種狀況下之沉陷量。



圖 C5-12 均佈長方形載重隅角點沉陷量影響值

C5.2.7 黏土層之即時沉陷

針對飽和黏土層上之淺基礎,基礎平均之即時沉陷量得以 Janbu (1956) 等所建議之修正彈性理論公式計算之,即

$$\Delta H_i = \frac{4}{3} \mu_0 \mu_1 \frac{qB}{E} \left(1 - \nu^2 \right)$$
(C5.2.6)

式中

 ΔH_i :瞬時沉陷量(m)

- μ₀、μ₁:影響係數,如圖 C5-13 所示
 - q:載重(tf/m²) (kN/m²)
 - E:不排水變形模數應考慮過壓密比之影響(tf/m²)(kN/m²)
 - *B*:基礎寬度(m)
 - ν: 柏松比(Poisson's Ratio)

第五篇 基礎 第五章 基礎沉陷



圖 C5-13 估算飽和黏土平均瞬時沉陷之μ₀、μ₁ 值(取自 Janbu et al, 1956)

C5.3 壓密沉陷

C5.3.1 概要

壓密沉陷為黏性土壤地層於承受載重後,土壤產生超額孔隙水壓,經長 期間該超額孔隙水壓逐漸消散所產生之沉陷。於砂性地層則不致產生超額 孔隙水壓,故並無後續之長期間壓密沉陷量發生。壓密沉陷之持續時間依黏 土之性質、排水路徑長短及黏土地層之厚度等因素而定,常有持續十年以上 者。

C5.3.2 最終壓密沉陷量

1. 概要

最終壓密沉陷量 So,可以以下式計算之。

 $S_0 = \Sigma m_v \varDelta h \varDelta \sigma_z$

(C5.3.1)

式中 So :最終壓密沉陷量(cm)

*m*_v : 各土壤體積壓縮係數(cm²/tf) (cm²/kN)

△*h* :各壓密層之厚度(cm)

 $\Delta \sigma_z$:各壓密層中央之壓密應力(tf/cm²) (kN/cm²)

2. 壓密層之分割

如圖 C5-14 所示,最終壓密沉陷量之計算,可將黏性土壤地層分成數 層計算,壓密應力 $\Delta \sigma_z$ 及體積壓縮係數 m_v 依深度而變化。一般言之, m_v 及 $\Delta \sigma_z$ 隨深度之增加而減小,因此各層之壓縮量,於深度愈大時愈小。各 分層之厚度 Δh 通常取 $1m \sim 2m$,於初步估算時, Δh 雖可取較大值,但於 軟弱黏土層,其表層之 m_v 非常大,為控制總沉陷量之最大因素, Δh 如取 過大,所求得之壓密沉陷量會過小。



圖 C5-14 壓密沉陷量計算示意圖

3. 體積壓縮係數 mv

體積壓縮係數 m_v ,依壓密壓力而變化,一般黏性土壤地層是經歷極 長時間堆積而成,其有效覆土壓力下壓密終了時之狀態。因深度而壓縮壓 力增大體積壓縮係數 m_v 隨深度而減小,整理壓密試驗結果時,於 $P_n = P_{n-1}$ $1+\Delta P_n 之 壓 力 下 , 計 算 壓 密 過 程 <math>m_v$ 值 之 對 數 值 , 應 與 $\overline{P_n} = \frac{1}{2}(P_n + P_{n-1}) = P_{n-1} + \frac{1}{2}\Delta P_n$ 之對數值標示之,一般土壤之 $\log \overline{P_n}$ 與 $\log m_v$ 間呈直線關係。早已由實際證實,故各分割片之 m_v 值以本文所示方式來 決定。

4. 壓密壓力 $\Delta \sigma_z$

各分層土壤所承受之壓密壓力 $\Delta\sigma_z$,依本章 5.1 節[土壤垂直內應力]

所述土壤垂直內應力之深度分佈,取各分層中點之土壤垂直內應力值。但 Δσz只考慮載重之增量,若地表未經特殊之填築作業,通常皆視由覆土壓 力所產生之壓密已完成,一般不予考慮。

5.計算壓密沉陷常用計算式

黏性土層之單向度壓密沉陷量,原則上可由壓密前後之孔隙比變化, 依下式推估之:

$$H_{c} = \sum_{i=1}^{n} \frac{e_{oi} - e_{fi}}{1 + e_{oi}} H_{i}$$
(C5.3.2)

式中 Hc : 壓密沉陷量(cm)

 e_{oi} : 第 i 層土壤初始正向應力為 σ_{oi} 時之孔隙比

 e_{fi} : 第i層土壤正向應力增加為 σ'_{i} 時之孔隙比

 σ_{a} : 第 *i* 層中央點之初始正向有效垂直應力(tf/cm²) (kN/m²)

 σ'_{t} : 第 *i* 層中央點之最終正向有效垂直應力(tf/cm²) (kN/m²)

 H_i :第*i* 層之厚度(cm)

上層於承受載重後所產生之壓密沉陷量,原則上應依其孔隙比之變化 計算之。而在一般工程應用上,常利用壓縮指數 Cc 與回脹指數 Cs 之方 式估算之,即利用單向度壓密試驗之結果,研判黏性土層係屬於正常壓密 土壤、過壓密土壤或壓密中之土壤,估計其壓縮指數,再利用壓密沉陷計 算公式加以估算。

首先應先將單向度壓密試驗結果之 e-log σ關係曲線,利用 Casagrande (1936)或 Schmertmann (1955)建議之方法修正成工地壓密曲線,再根據工 地壓密沉陷曲線計算土層之壓密沉陷量。

應用工地壓密曲線計算土層之壓密沉陷量,應注意該土層之土壤是正 常壓密土壤、過壓密土壤或壓密中的土壤,根據圖 C5-15 所列公式計算其 壓密沉陷量,圖中所示σ₀為該土層目前所受之有效覆土壓力,σ_c為其最 大預壓密壓力,而σ₁則為該土層於承受加載後之最終有效覆土壓力。

C5.3.3 壓密沉陷之時間變化

1.概要

經過時間 t 後之壓密沉陷量 S_t ,以下式計算之。

 $S_t = S_o \cdot U_v \tag{C5.3.3}$

式中 S_t :經過時間 t 後之壓密沉陷量(cm)

 U_v :經過時間t後之平均壓密度。

 S_o :最終壓密沉陷量(cm),參考公式(C5.3.2)

載重經過 t 時間後之總沉陷量 S,依下式計算,其為即時沉陷量及壓 密沉陷量之和。

 $S = \rho_z + S_t \tag{C5.3.4}$

式中 *S* : 總沉陷量(cm)

Pz :即時沉陷量(cm)

 S_t : 經過時間 t 後之壓密沉陷量(cm)



圖 C5-15 壓密沉陷量計算示意圖

2.平均壓密度及時間係數

垂直方向排水之單向壓密,平均壓密度 U_v與時間係數 T_v之關係如圖 C5-16 所示。時間係數 T_v與壓密時間 t 之關係,依下式計算之。

第五篇 基础 第五章 基础沉陷

 $T_V = \frac{C_V \cdot t}{H^2}$

式中 C_v : 壓密係數(m²/day)。

t : 壓密開始後時間(day)。

H:最大排水距離(m)。

最大排水距離 H,若壓密土層之上下面均可排水時,取土壤層厚之二 分之一,若僅上面或下面有透水層時,取全土壤層厚。



圖 C5-16 平均壓密度與時間係數之關係

C5.4 次壓縮沉陷

其推估公式如下:

$$\Delta H_s = C_{\alpha} H \log \left(\frac{t_{sc}}{t_p} \right) \tag{C5.4.1}$$

式中 C_{α} :土層之次壓縮係數

H:土層厚度(m)

tp : 壓密沉陷完成時間(年)

tsc:考慮次壓縮沉陷時間(年)

一般土壤之次壓縮沉陷很小,設計上可略而不計,惟對於特殊軟弱土壤, 如腐植土、有機土等則應特別考慮。

C5.5 側向變位

 在軟弱黏土層上構築碼頭或護岸等,有時須先推測因地盤剪力變形所可能 引起的側向變位量。側向變位有於載重後發生之即時沉陷所引起的變位, 以及隨著時間的增加,繼續累積的變位。載重遠小於地盤的極限支撐力時, 可將地盤作為一彈性體來分析,預測出伴隨著即時沉陷所發生的側向變位。

2.在軟弱土壤中最易發生的問題是在土壤整體的安全係數在 1.3 之偏低值時,有可能因壓密及剪力而發生潛變變形,或發生整體性的側向變位。在進行更加詳細的分析時,黏土層適用彈塑性模式或黏彈塑性模式,一般多採用電腦軟體以有限元素法來求得沉陷及側向變位的時間變化。側向變位的重要性依構造物的機能而異,故必須充分評估,選擇適當的計算方法。

C5.6 不均匀沉陷<修訂>

在軟弱黏土層上構築構造物時,應考量到地盤可能發生不均勻沉陷,且 如不均勻沉陷影響到構造物時,則須採取相關對策。

C5.6.1 不均匀沉陷的原因

會引起港灣構造物發生不均勻沉陷的問題有下述數點:

1.在構造物的基礎與埋設地點間所產生的不均勻沉陷

在以樁來支撐的建築物與鄰近構造物間發生不均勻沉陷,以及在以樁 為基礎的橋梁與設置點間所產生的沉陷。

2. 地盤改良處與無地改處理處間發生的不均勻沉陷

以排水法或深層混合處理改良過的地盤及無未經處理的地盤之間發 生的不均勻沉陷。

3.因作用在地盤上的荷重大小不一,所引起的不均匀沉陷

土堆及其周邊的連帶沉陷,埋設構造物周邊的沉陷。

4. 地盤的壓縮性或壓密特性不均為起因所引起的不均勻沉陷

上述1至3項為評估構造物或地盤改良的設計時所須考量的項目, 而第4項的不均勻沉陷可透過地盤不均一性的數值分析預測。

C5.6.2 不均匀沉陷的對策

不均匀沉陷的對策有下列數項。

- 在構造物與埋設構造物之間設置一柔性接點,預防因不均匀沉陷所造成的 損傷。
- 2. 為使作用在地盤上的上載荷重能平順地變化,故採用質輕的材料,或採用

重量較重的材料來調整荷重。

3.在地盤改良區與無地改區間設置一緩和區域。

C5.6.3 简易推斷港灣區域的海埔新生地發生不均勻沉陷的方法

此方式將海埔新生地的地盤分為4個種類。

- 1. 非常不均匀地盤
- 2. 不均匀地盤
- 3. 均匀地盤
- 4. 非常均匀地盤

各類地盤所會引起的平均不均勻沉陷率如圖 C5-17 所示。所謂平均不 均勻沉陷率係指在任意 2 點之間平均發生的沉陷量的差相對於總沉陷的比 率。例如,在2.的地盤相距50m的2點間所發生的平均不均勻沉陷率為0.15, 而在某基準時點發生了χ cm 的沉陷時,則相距50m 間平均發生的不均勻沉 陷量以 0.15 χ 來計算。又為能符合實際情形,將圖 C5-17 中有關基準時間 與沉陷的地盤深度的數值予以修正為佳。



圖 C5-17 樁埋設距離與沉陷率之關係

港灣構造物設計基準相關條文修訂

第六章 邊坡穩定

符號說明

- a:外力H對滑動圓圓心之力矩長,m
- b:分割片之寬度,m
- C: 土壤凝聚力, tf/m²(kN/m²), 見 6.2.3 節
- C': 根據有效應力之土壤換算凝聚力, tf/m²(kN/m²)
- c: 土壤凝聚力, tf/m²(kN/m²), 見 6.2.2 節
- e: 孔隙比
- *F_s*: 滑動安全係數, 見 6.2.2 節
- Fs: 安全係數, 見 6.2.3 節
- *G*s: 土壤比重
- H:作用於滑動圓內或直線斜面土壤之水平外力(水壓力、地震力、 波力等),tf/m (kN/m)
- L:分割片之底邊長,m,見 6.2.2、6.2.3 節
- L: 分割片之底邊 \overline{BC} 長度, m, 見 6.2.2 節
- *R*:滑動圓之半徑,m
- *S_r*: 飽和度
- us: 超過相當於斜面外側水位靜水壓部份之孔隙水壓, tf/m²(kN/m²)
- W:分割片之全重量(土壤自重、水重量,與上載載重之和),tf/m
 (kN/m)
- W':分割片之有效重量(土壤自重與上載載重之和,水中部份之土壤 應採水中單位重),tf/m(kN/m)
- W1: 水位以上之土壤重量, tf/m (kN/m)
- W_2 :水位以下之土壤水中重量,tf/m(kN/m)
- X_n 、 X_{n+1} :作用於分割片 n、n+1 垂直面之剪力, tf/m (kN/m)
 - x:分割片重心與滑動圓圓心之水平距離,m

 α :分割片底邊之斜角,[°]

γ: 土壤有效單位重, tf/m³ (kN/m³)

γ_w: 水的單位重, tf/m³ (kN/m³)

- y1: 溼土單位重, tf/m³ (kN/m³)
- ½: 飽和土壤單位重, tf/m³ (kN/m³)
- ϕ : 土壤內摩擦角,[°]
- ϕ' :根據有效應力之土壤換算內摩擦角,°

ω:含水量

C6.1 概論

邊坡穩定分析,係依構成斜面之土壤,受自重或上載載重作用而可能降 低其安定性,或去失其安定性時,計算其在極限平衡狀態時之最小安全係數。 研判斜面之安定性,其安全係數係指土壤之抗剪強度與假定滑動面上土壤 之剪應力比值,但因假設滑動面之不同,安全係數之值亦隨之而異,依據已 知條件,假定數個可能滑動面,分別核算其安全係數,其中之最小值即為此 斜面抵抗滑動破壞之安全係數。

於承受剪力時發生體積變化,即膨脹性(Diliatancy)顯著土壤斜面之滑動 面為直線或對數螺線形面;而無膨脹性土壤斜面之滑動面為直線、對數螺線 或圓弧形面。於實用上,均假設滑動面為圓弧形或直線形面。如滑動面通過 特別軟弱土層時,可假設滑動面為複合形面,或其他適當形狀之滑動面。一 般而言,滑動面形狀之假定,以土壤可沿滑動面順利滑落為原則,不可假定 滑動面為有阻礙土壤可能運動之不自然曲線,或急彎折線形面。乾砂或飽和 砂質邊坡之滑動破壤,通常以取直線形滑動面較圓弧形滑動面為宜。即使考 慮為圓弧形滑動面,亦須為近似直線形面。黏性土壤實際之滑動面近似於圓 弧形面,砂質邊坡之發生滑動,多接近近於斜面表層,而黏性土壤斜面之滑 動,則以發生於深處之底層滑動較多。

邊坡之安定分析,一般以二維問題處理,無限長斜面之滑動面,實際上 雖為三維曲面,但以二維問題處理更為安全。斜面發生滑動之主因為土壤自 重、上載載重及水壓等,此外尚須考慮地震時之地震力及波壓等反覆載重。 抵抗斜面滑動主要為土壤之抗剪力與壓實載重等,依土壤抗剪力之時間變 化,土壤之安定問題可分成二大類,即於正常壓密狀態下,土壤承受載重之

532

短期安定問題,及開挖或地盤土壤改良完成,移除載重之長期安定問題。

C6.2 邊坡穩定分析法

C6.2.1 概要

邊坡穩定分析,應依土壤性質及所假設之滑動面型式,採適宜之方法分析 之。

C6.2.2 圓弧形滑動面

1.概要

圓弧形滑動面分析斜面安定性之計算法中,最基本者為分割法,如圖 C6-1 所示,滑動圓弧內之土壤以垂直方向分割成數個長條形分割片,並 依下式計算斜面圓弧滑動破壤之安全係數。



圖 C6-1 圓弧形滑動面斜面穩定計算

$$F_{s} = \frac{R\sum(cL + W'\cos\alpha\tan\phi)}{\sum Wx + \sum Ha} = \frac{\sum(cb + W'\cos^{2}\alpha\tan\phi)\sec\alpha}{\sum W\sin\alpha + \frac{1}{R}\sum Ha}$$
(C6.2.1)

式中 Fs: 滑動安全係數

- *R* : 滑動圓之半徑(m)
- c : 土壤凝聚力(tf/m²)(kN/m²)
- φ : 土壤內摩擦角(°)
- L : 分割片之底邊長(m)

- *b* : 分割片之寬度(m)
- W':分割片之有效重量(土壤自重與上載載重之和,水中部份之土 壤應採水中單位重)(tf/m)(kN/m)
- W:分割片之全重量(土壤自重、水重量,與上載載重之和)(tf/m)
 (kN/m)
- α :分割片底邊之斜角(°)
- x :分割片重心與滑動圓圓心之水平距離(m)
- H:作用於滑動圓內土壤之水平外力(水壓力、地震力、波力等) (tf/m)(kN/m)
- a :外力 H 對滑動圓圓心之力矩長(m)

邊坡穩定計算,可先選定任一滑動圓之圓心,求出此圓心各同心滑動 圓之安全係數,以其中之最小值為此滑動圓圓心之安全係數。以同樣方法 求出其他各假定滑動圓圓心之安全係數,最後由安全係數等值線求得最小 安全係數,作為此斜面對圓弧滑動破壤之安全係數。斜面對圓弧滑動破壞 之安全係數,在常時以大於 1.2 為標準,異常時以大於 1.0 為標準。

2.影響斜面安定之因素

(1)土壤自重及滲透壓

邊坡穩定分析所用之土壤重量,與斜面之水壓條件有密切之關係, 定常滲流通過土壤時,土壤所受重力與滲流壓力兩力合成作用於土壤。 在定常滲流作用下,土壤所受之自重與滲流壓力,其組合方法有二:一 為土壤之浸水重量與滲流壓力之組合,另一為土壤及水之全重量與作 用於該土壤界面水壓力之組合。對圓弧滑動安定分析而言,以採用後者 之組合方式較為方便,因作用於滑動面水壓之作用線完全經過滑動圓 圓心,邊界面上水壓之力矩等於零。因之發生滑動作用力矩之計算,僅 考慮滑動面內土壤與水(包括上載載重)之總重量即可。依此,如圖圖 C6-2 (a)所示,滑動圓弧通過水中,水重量所致之力矩可以如圖 C6-2(b)(c) 所示之靜水壓代替。如圖圖 C6-2 (d)之情況,CDD'FC 部份水之重量左 右互相平衡,故土壤 CDEFC 可取土壤之浸水重量,土壤 BCFB 部份 取飽和土壤重量,ABFGA 部份取不飽和土壤重量。

如圖 C6-2 所示,安定計算中,土壤之單位重,以公式(C6.2.2)~ (6.2.4)計算之。

• 滲流水面以上之不飽和土壤

第五篇 基礎 第六章 边坡穩定

$$\gamma_1 = \frac{G_s + S_r \cdot e}{1 + e} \gamma_w = \frac{1 + \omega}{1 + e} G_s \cdot \gamma_w$$
(C6.2.2)

• 滲流水面以下之飽和土壤

$$\gamma_2 = \frac{G_s + e}{1 + e} \gamma_w = \frac{1 + \omega}{1 + e} G_s \cdot \gamma_w$$
(C6.2.3)

•考慮浮力之滲流水面以下之飽和土壤

$$\gamma' = \frac{G_s - 1}{1 + e} \gamma_w = \gamma_2 - \gamma_w \tag{C6.2.4}$$

- 式中 γ₁: 溼土單位重(tf/m³) (kN/m³) γ²: 飽和土壤單位重(tf/m³) (kN/m³) γ[']: 土壤有效單位重(tf/m³) (kN/m³)
 - Gs:土壤比重
 - Sr: 飽和度
 - e : 孔隙比
 - ω:含水量
 - *yw*:水的單位重(tf/m³)(kN/m³)

斜面滑動之最主要原因為土壤重,因之土壤單位重之值極為重要, 必須精密測定,並注意一般不飽和土壤之 y/> y1-yw。











(c)



γ2



(2) 地震力

$$tan\beta = \frac{\frac{tan\phi}{F_s} - K}{1 + \frac{K \cdot tan\phi}{F_s}}$$
(C6.2.5)

或

$$F_s = \frac{\tan\phi(1 - K \cdot \tan\beta)}{K + \tan\beta} \tag{C6.2.6}$$

當 F_s=1 時,

$$\tan\beta = \frac{\tan\phi - K}{1 + K \cdot \tan\phi} \tag{C6.2.7}$$

因此, $F_s=1$ 時,斜面之安定角度 β 較常時為小,假設 $tan_K^{-1}=\theta$, (C6.2.7)式可寫為:

$$\tan\beta = \tan(\phi - \theta) \tag{C6.2.8}$$



圖 C6-3 地震力

如上所述,砂質邊坡安定角度因受地震之影響將減小,地震時砂質 邊坡安定角度之減小,實際上應可視為砂顆粒之崩落現象,若考慮飽和 砂在地震時發生液化現象,則安定計算無法成立。因之,須假設斜面具 有不發生液化現象之先決條件,方能採用設計震度,進行安定分析。

不發生液化現象地層上之砂或砂礫堤狀構造物,可採用設計震度 計算地震力作用時之安定狀況。地震時,砂或砂礫斜面之滑動面近於直 線,因之,其安定分析須依下節所述之直線形滑動面分析法計算。

土壤之性質如由砂質土壤漸變為黏性土壤,在地震時,愈不易發生 液化現象,其破壞滑動面亦由直線形面漸趨於曲線形面。在黏性土壤地 層中,由於滑動面多發生於較深處,故地震時之安定分析通常為主要支 配因素。因黏性土壤地層中之地震加速度隨深度增加而減小,若不加修 正直接採用震度法分析此種土壤斜面之安定則太過安全。

對於黏性土壤地層斜面在地震時之安定問題,疑點仍多,尚缺乏明 確分析方法,但由於地震時安全係數減低之事實,於設計震度較大之區 域,常時之安全係數有採用較大值之必要。

3. 土壤抗剪強度

為計算斜面安定安全係數,於(C6.2.1)式所使用之土壤抗剪強度,依 據土壤種類,常僅考慮凝聚力或內摩擦角。

在砂質土壤僅考慮內摩擦角,內摩擦角之值採用由排水三軸壓縮試驗 決定為宜,但亦可由標準貫入試驗N值推算,其估算法請參考第二篇第九 章9.5.4節[N值在使用時應注意之事項]。

黏性土壤之短期安定問題,僅考慮凝聚力,其值為單軸壓縮強度 q_u 之 二分之一。黏性土壤之長期安定問題有兩種處理之方法:一種是以剪力試 驗估算土壤之凝聚力,因載重移除發生膨脹所減小之量,而採用減小之凝 聚力。凝聚力因載重移除所減小之程度,可採用三軸壓縮試驗測定;另一 種方法為(C6.2.1)式中之 C 值與 \oint 值,依有效應力修正之換算凝聚力 $C'(tf/m^2)$ 及換算內摩擦角 $\oint'(度)代替。C'與 <math>\oint'$ 值可用排水壓密試驗,或同 時測定孔隙水壓與不排水壓密剪力之三軸試驗測定之。

4.Bishop 安定分析法

分割法之問題點為評估作用於各分割片間垂直面之作用力,(C6.2.1) 式所採用之分析法,係忽略作用於各分割片間垂直面之作用力,其結果係 偏向安全側。

Bishop 安定分析法係考慮作用於各分割片垂直面間之作用力,如圖 C6-4 所示之條件下,滑動之安全係數 Fs 可依下式計算。

$$F_{s} = \frac{1}{\sum (W_{1} + W_{2}) \sin \alpha} \sum \{ [C'b + \tan \phi' (W_{1} + W_{2} - bu_{s} + X_{n} - X_{n+1})] \frac{\sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \alpha') / F_{s}} \}$$
(C6.2.9)

- 式中 W1:水位以上之土壤重量(tf/m)(kN/m)
 - W2: 水位以下之土壤水中重量(tf/m)(kN/m)
 - $X_n \times X_{n+1}$:作用於分割片 $n \times n+1$ 垂直面之剪力(tf/m)(kN/m)
 - *b*:分割片之寬度(m)
 - L:分割片之底邊 \overline{BC} 長度(m)
 - α :分割片底邊之斜角(°)
 - C':根據有效應力之土壤換算凝聚力, tf/m^2 (kN/m²)
 - ϕ' :根據有效應力之土壤換算內摩擦角(°)
 - us:超過相當於斜面外側水位靜水壓部份之孔隙水壓(tf/m²) (kN/m²)

(C6.2.9)式為 Bishop 之嚴密解法,於實際之計算上,若忽略各分割片 垂直面間之剪力,亦即假設 X_n-X_{n+1}=0,稱為 Bishop 簡易法,其提供與嚴 密解法相當近似之結果。



圖 C6-4 Bishop 法斜面積穩定計算

C6.2.3 平面滑動面<修訂>

如圖 C6-5 所示,斜面直線形滑動破壤之安全係數,可依下式計算之。 滑動破壞之安全係數,常時以大於 1.2,異常時以大於 1.0 為標準。

$$F_{s} = \frac{\sum \left[CL + \left(W'\cos\alpha - H\sin\alpha\right)\tan\phi\right]}{\sin\alpha\sum W' + \cos\alpha\sum H}$$
(C6.2.10)

式中 Fs:安全係數

- C : 土壤凝聚力(tf/m²)(kN/m²)
- L : 分割片底邊長度(m)
- W': 分割片之有效重量(土壤自重與上載載重之和,水中部份之土壤 應採水中單位重)(tf/m)(kN/m)
- α:分割片底邊之斜角(度)
- H:斜面所承受之水平外力(水壓力、地震力、波力等)(tf/m)(kN/m)



圖 C6-5 平面滑動邊坡穩定計算

港灣構造物設計基準相關條文修訂

第七章 地盤改良

符號說明

- amax:設計地震之最大地表加速度
 - as: 面積置換率,其值可依改良目的與改良目標決定,見 7.4.2 節
 - as: 樁對地盤之面積比
- *Cvh*:水平向壓密係數, cm²/min
- ΔC : 改良地層不排水強度增加量, tf/m² (kN/m²)
- $\Delta C/\Delta P$: 強度增加率
 - c'_r :考慮應力集中現象之修正徑向壓密係數, m^2/day
 - c_r : 樁間土壤之徑向壓密係數, m²/day
 - D: 排水砂樁之間距, cm, 見 7.3.3 節
 - D:改良樁樁徑,m,見7.4.2節
 - D: 改良深度, m, 見 7.5.3、7.5.6 節
 - De: 排水砂樁之有效直徑, cm, 見 7.3.3 節
 - *D_e*:有效直徑, m, 見 7.3.3 節
 - Dw: 排水砂樁之直徑, cm, 見 7.3.3 節
 - D₅₀:平均粒徑
 - E: 單擊能量, tf-m(kN-m)
 - E_A : 達到改良目標值所需施加之單位面積夯擊能量,tf-m/m² (kN-m/m²)
 - E_c:樁間土壤之變形模數,得採用改良前土壤之變形模數, tf/m²(kN/m²)
 - E_{cg} : 複合地層之變形模數, tf/m² (kN/m²)
 - $E_s: 砂、礫石樁體之變形模數, tf/m² (kN/m²)$
 - E_V : 達到改良目標值所需施加之單位體積夯擊能量, tf-m/m³

 $(kN-m/m^3)$

- G_c: 樁周土壤之彈性剪力模數之比值
- Gr:改良樁體與樁間土壤剪力模數之比值
- g:重力加速度
- *H*: 改良地層壓密層厚度, m, 見 7.3.2 節
- H:有效落距,m,見7.5.3節
- 2H: 壓密層厚度, cm, 見 7.3.3 節
 - h:填土高度,m,見7.3.2節
- Kpc:土壤之被動土壓力係數
- K1:反映複合地基中改良樁體極限支承力與單樁極限支承力不 同之修正係數,一般大於 1.0
- K2:反映複合地基中樁間土壤極限支承力與原地盤土壤極限支 承力不同之修正係數,其值視改良施工對原地盤之擾動程度 而定,一般可能大於1.0,也可能小於1.0
- kh:現地土層之水平方向透水係數
- m_v:改良地層體積壓縮係數,m²/tf(m²/kN),見 7.3.2、7.3.3節
- *m_v*: 土壤之體積壓縮係數(Coefficient of Colnpressibility)可由壓密試驗得出,見 7.4.3 節
- N:現地土壤受到反覆剪應力作用後達到初始液化時所須之作 用次數
- Ns:各階段夯擊次數,次
- $n : D_e/D_w$
- PGV:最大地動速度, cm/sec
 - P_0 : 改良地層初始應力, tf/m² (kN/m²)
 - $p_o: 壓密壓力, tf/m^2 (kN/m^2)$
 - r:礫石樁半徑
 - ra:考慮土壤為可變形體之應力折減係數
 - Δr_0 :點井之半徑,m

- *S*: 改良地層沉陷量, m, 見 7.3.2 節
- S:改良樁打設間距,m,見 7.4.2節
- S: 夯擊點間距, m, 見 7.5.6 節

SPT-N:本身之緊密程度

- S_t : t 時間之沉陷量(載重漸增期間)
- $S_t': t$ 時間之沉陷量(載重一定期間)
- Su: 樁周土壤之單位重與不排水剪力強度, tf/m² (kN/m²)

T_h:水平向壓密之時間因數

$$T_h' = \frac{C_{vh} \cdot t}{Dw^2}$$

- t:壓密時間, min
- to: 載重期間, min(至一定載重時)
- U:改良地層排水完成後壓密度
- U_h:一定載重時之壓密度
- Ut:平均壓密度(載重漸增期間)
- Ut': 平均壓密度(載重一定期間)
- u:超額孔隙水壓
- ug:因受到反覆剪應力作用 N 次下所產生之超額孔隙水壓
- uo: 孔隙水壓力
- W:錘重,t
- z:改良樁頂部至滑動圓弧上計算點之垂直距離,m
- α:應力分布係數,見7.3.2節
- α:樁間土壤之地震剪應力折減係數,為改良後樁間土壤承受之
 地震剪應力與改良前同一深度土壤承受之設計地震剪應力
 之比值,見7.4.3 節
- *α*:常數(≒0.7),見7.4.3節
- α:修正係數,與土壤種類及夯錘釋放方式等有關,一般介於
 0.35~0.60之間,見7.5.3節

- $\alpha_{v'}$:初始有效壓密壓力
 - β : 係數, 正方形配置為 0.866, 正三角形配置為 0.952
- r':填土之有效單位重,tf/m³(kN/m³)
- γc:樁間土壤之單位重,tf/m³(kN/m³),地下水位以上採用總體 單位重,地下水位以下採用有效單位重
- %:改良樁體之單位重,tf/m³(kN/m³),地下水位以上採用總體 單位重,地下水位以下採用有效單位重
- Yw:水之單位重
- σ,:土壤之垂直覆土壓力
- Øs:樁體內摩擦角

C7.1 概論<修訂>

1. 軟弱地基之定義及判斷

由於施工速度及工程類別不同,同一地基有時可視為良質地基;有時 被認為軟弱地基,並無明確定義,其力學性質及理論尚未建立。一般而言, 無側束壓縮強度(qu)在以下,或N值在4以下之黏性土壤層,均可視為軟 弱地基。

2. 軟弱土壤之特性

軟弱地層土壤之含水量一般均甚高,大部份均位於低窪地區,地下水 位高,不易排洩,因此抗剪力及承載力均極低。處理軟弱地層之最主要目 標在防止地層之滑動與沉陷。

在一般基礎,若土壤承載力不足,沉陷量過大,使得構造物遭受破壞。 欲避免破壞必須減輕構造物重量,使土壤中所產生之剪應力減小,或利用 斜坡坡趾加壓填土(Sideberm),以防止滑動破壞。

3. 減低土壤內應力方法

採用下列方法可以減低土壤內因構造物重量引起之應力:

- (1) 減輕構造物本身重量
- (2) 擴大構造物之底面積
- (3)利用樁基礎

C7.2 置換工法<修訂>

C7.2.1 設計順序

實施置換時,必須先校核圓弧滑動 (Circular Sliding)、沉陷量、施工上 之問題、及經濟性等問題,以決定置換深度,置換寬度及挖土時邊坡之坡度。 置換法之設計,一般循下列順序進行:



圖 C7-1 置換工法之設計流程

C7.2.2 設計須注意事項

1.置換深度

軟弱土壤層較薄時可全部置換。

軟弱土壤層較厚時置換至由設計載重所引起之土壤垂向內應力增量 總合較原地盤各地層承載力為小之深度為準。

決定置換入深度時,亦必須考慮施工設備之能力。

2. 置換寬度與置換深度之關係如圖 C7-2 所示。



圖 C7-2 置換寬度與置換深度之關係

3. 開挖邊坡坡度

開挖邊坡,其坡度應較原地層之剪力強度莫爾破壞包絡斜率為緩之角 度決定,置換砂均為疏鬆者其內部摩擦角為其安息角。

4. 圓弧滑動破壞

圓弧滑動破壞之計算及安全係數之要求,可參照本篇第四章計算例。 5.置換施工方法

置换施工方法一般可分為挖除、預加壓及爆破三種方法。

C7.3 垂直排水工法<修訂>

C7.3.1 設計順序

應決定結構物穩定度之條件,諸如結構物所承受土壓力之大小,土壤承 載力之強度,結構物之容許沉陷量等因素。

垂直排水工法之設計詳圖 C7-3 所示。

1.概要

垂直排水工法之設計與其他地基改良法之設計相同,設計應考慮下列 各項條件:

(1)預計土壤可增加之剪力強度增加量。

(2)結構物完成後之容許沉陷量。

(3) 排水工法之施工範圍。



圖 C7-3 垂直排水工法之設計流程

2. 地質條件

垂直排水工法設計須瞭解地質條件,包括土壤之原始凝聚力(C)、內 摩擦角¢、孔隙比、含水量、液性限度、塑性限度、單位重、壓密係數、 體積壓縮係數、過壓密載重、壓縮指數、壓密層之厚度等。設計預壓填土 之特性,必須包含填土之抗剪強度及單位重等。 3.施工管理

垂直排水法施工中必須調查黏土層之強度增加量、沉陷量、填土斷面 及單位重。在檢討預定土壤強度增加量及沉陷是否發生時,必須考慮填土 之穩定性。

C7.3.2 預壓填土高度及寬度之決定

1. 地基改良所需填土高度及填土寬度

地基改良所需填土之高度及寬度,可依公式(C7.3.1)與公式(C7.3.2), 考慮預計強度增加量及將來容許沉陷量決定。

 $\Delta C = (\Delta C / \Delta P)(\alpha r' h - P_0)U$ (C7.3.1)

 $S=m_{v}((\alpha r'h-P_{O})HU)$

(C7.3.2)

式中 $\Delta C:$ 改良地層不排水強度增加量(tf/m²)(kN/m²)

- S:改良地層沉陷量(m)
- ΔC/ΔP:强度增加率
 - α:應力分布係數
 - r':填土之有效單位重(tf/m³)(kN/m³)
 - *h*:填土高度(m)
 - P_0 : 改良地層初始應力(tf/m²) (kN/m²)
 - m_v :改良地層體積壓縮係數(m²/tf) (m²/kN)
 - H:改良地層壓密層厚度(m)
 - U:改良地層排水完成後壓密度

(1)填土高度

填土頂寬度必須在應改良土壤地基寬度以上,(參照圖 C7-4)。

(2) 應力分布係數

填土寬度按其平均寬度計算, 垂直向高度取其中心深度值 (如圖 C7-4)。應力分布係數參照第五章「基礎沉陷」決定。

(3) 不均匀土層

若填土之單位重不同,各荷重階段之填土寬度及壓密度互異,或壓 密層不均勻之情況,各荷重階段或各土層之壓密度及沉陷量可利用 (C7.3.1)與(C7.3.2)式分別計算之。



圖 C7-4 垂直排水法說明

2.填土穩定所需之填土高度及寬度

依第1項所決定地基改良所需之填土高度及寬度,必須再依其圓弧滑動計算,以確定其穩定性,此情況需考慮(C7.3.1)式所計算之強度增加量。 (1)概要

依照地基改良所需加載荷重決定之填土高度及寬度,再經圓弧滑 動條件核算填土本身之穩定性。

(2) 圓弧滑動

圓弧滑動參照第六章「斜面之安定」所規定之方法計算。

3.各施工階段之填土高度及寬度

由第2項所決定之填土最終斷面之高度及寬度,通常分數階段施工, 其各施工階段斷面之形狀,須考慮各階段之強度增加量,檢討每一階段填 土之穩定。

(1) 壓密度

預壓填土每一施工階段之壓密度若取其大值,則必須減小排水樁 距,或延長工期,兩者均不經濟。反之若採用較小壓密度,強度增加量 必隨之變小,其次一階段之容許填土高度亦變小,而將增加載重階段。

(2) 斷面之複核

排水樁之間距決定後,計算正確之壓密度,須再複核各施工階段填 土斷面之形狀。

C7.3.3 垂直排水工法之設計<修訂>

1. 排水樁及舖砂

(1) 壓密速度及樁徑

壓密速度與樁徑成正比,與樁距之二次方成反比,其樁徑對壓密速 度之影響較小。因此排水砂樁之直徑,通常視配合施工機械之性能而決 定。

(2)砂樁之砂

砂樁必須使用透水性良好之粗砂,其顆粒級配須符合不易為黏土 所堵塞之程度。圖 C7-5 所示為日本與美國數項實例所用砂之級配曲線, 大多數較 Terzaghi 氏建議標準值為粗,而並無排水不良效果。



圖 C7-5 砂椿用砂級配曲線實例

(3) 舖砂

a. 做為軟弱層上部排水層,

b. 做為填土層之下部排水層,

c. 做為施工機械之通路及承載層。
舖砂之厚度依照施工條件可參照表 C7-1 所列各值決定之。

施工機械之接地壓力	表層圓錐承載力	鋪砂厚度
(tf/m^2)	(tf/m^2)	(m)
70700以下	200 2,000 以上	0.5
70~100 700~1,000	200~100 2,000~10,000	0.5~0.8
100~150 1,000~1,500	100~75 1,000~750	0.88~1
150~250 1,500~2,500	70~50 700~500	1~1.2
250以上 2,500	50以下 500	1.2

表 C7-1 舖砂厚度

註: 舖砂在不連續層或在水中施工時應酌增厚度。

2. 排水砂樁之間距

排水砂樁之間距依圖 C7-6 及式(C7.3.3)決定之。

 $D = \beta n D_w \tag{C7.3.3}$

式中 D:排水砂樁之間距(cm)

β:係數,正方形配置為0.866,正三角形配置為0.952。

n: *D*_e/*D*_w, n 可由圖 C7-6 求得

$$T_h' = \frac{C_{vh} \cdot t}{Dw^2}$$

Cvh:水平向壓密係數(cm²/min)

t: 壓密時間(min)

Dw:排水砂樁之直徑(cm)



圖 C7-6 n 值計算圖

(1)概要

黏土層若自然壓密由於其一次向進行速度太慢,不易在預定工期內 使其增加到預定強度,而需利用排水法以加速壓密。圖 C7-7 所示為黏 土層以自然壓密達到 80%壓密度所需日數(*tso*),黏土層厚度 *H*(m),與 壓密係數(*C_v*)之關係。

(2) 垂直向水流

垂直排水法係利用水平向水之流動,以加速壓密之進行。如壓密層 厚度較排水砂樁間距為小,則需考慮垂直向排水對壓密層之影響。

(3)水平向壓密度係數

一般水平向壓密數(Cvh)較垂直向壓密係數(Cvv)大,如缺乏此係數 之試驗數據,可以垂直向壓密係數代替,即 Cv=Cvv=Cvh。



圖 C7-7 黏土層達到 80%壓密所需日數

(4) 壓密度計算

排水砂樁之間距決定後,可利用公式(C7.3.4)及公式(C7.3.5)以求正 確之壓密度。

$$T_{h} = \frac{C_{vh}t}{De^{2}}$$
(C7.3.4)
$$n = \frac{De}{Dw}$$
(C7.3.5)

式中 C_{vh} :水平向壓密係數(cm²/min)。

T_h:水平向壓密之時間因數。

t: 壓密時間(min)。

 D_e :有效直徑(m)。

 D_w : 樁徑(cm)。

a. 有效直徑(*D*_e)

所謂有效直徑係指排水砂樁影響範圍以等面積核算圓之直徑, 其與排水砂樁間距(D)之關係如下:

正方形配置 *De*=1.128D 正三角形配置 *De*=1.050D

b. 自然沉陷及均等沉陷

愈接近排水砂樁之土壤層,其壓密進行愈快。若僅砂樁附近發生 壓密沉陷,由於受拱力作用阻礙載重變小,結果有全體均等沉陷及無 載重分佈之自然沉陷兩種假設方法。圖 C7-8 與圖圖 C7-9 所示為均 等沉陷情況,但當 n<10 且 Un<60%,其平均壓密度與自然沉陷情況 相差極大。



圖 C7-8 水平壓密度計算表



圖 C7-9 漸增載重之條件

c. 增加載重所生之壓密

參照圖 C7-9 所示載重條件,僅就水平向排水壓密均等沉陷之壓 密度及沉陷量可由公式(C7.3.6)計算。

$$U_{t}=1-\frac{F(n)}{T_{h}}U_{h}(n,T_{h}) \qquad t \leq t_{0}$$

$$U_{t}'=\frac{F(n)}{T_{ho}}U_{h}(n,T_{ho})\{1-U_{n}(n,T_{h}-T_{ho})\} \qquad t > t_{0}$$

$$S_{t}=2Hm_{v}p_{o}U_{t}\frac{t}{t_{0}} \qquad t \leq t_{0}$$
(C7.3.6)

J

 $S_t'=2Hm_v p_o U_t'$ $t > t_0$ 式中 U_t : 平均壓密度(載重漸增期間)。 U_t' : 平均壓密度(載重一定期間)。 S_t : t時間之沉陷量(載重一定期間)。 S_t' : t時間之沉陷量(載重一定期間)。 $F(n) = \frac{1}{1.152} (\frac{n^2}{n^2 - 1} \ell n(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2})$, 參照圖 C7-10 $Th_o = \frac{C_{vh} t_o}{De^2}$ 式中 C_{vh} : 水平向壓密係數(cm²/min)。 t_0 : 載重期間(min)(至一定載重時)

 D_e :有效直徑(cm)。

U_h:一定載重時之壓密度。

2H: 壓密層厚度(cm)。

m_v:體積壓縮係數(m²/tf)(m²/kN)。

 $p_o: 壓密壓力(tf/m^2)(kN/m^2)。$



港灣構造物設計規範相關條文修訂

C7.4 振動擠壓工法<修訂>

C7.4.1 改良原理與適用範圍<修訂>

1. 振動擠壓砂樁工法

振動擠壓砂樁之施工係利用振動機及高壓空氣的輔助,將中空鋼套管 貫入擬改良之地層中,於達預定改良深度後,再將回填砂料由施工機械上 部之填料斗投入,經由鋼管及管底的自動靴將砂料投送至管底,然後藉鋼 管的上下反覆拉拔及貫入,將回填砂料擠壓並夯實成一堅實柱體,使砂樁 周圍土壤受到擠壓及振動趨於緊密,達到增加地層密度及剪力強度之目的, 同時由於夯實砂樁本身具有一定之強度與良好之透水性,將可分擔並減低 地層受震時之剪應力,並可使地震時所產生之超額孔隙水壓迅速排除,故 能有效防止砂質地盤之液化。

振動擠壓砂樁應用於細料含量 (Fines Content)低於 30%之砂質土壤 成效最佳,一般改良成效隨細料含量增加而銳減。

2. 礫石樁工法

礫石樁乃振動揚實法(Vibroflotation)系列工法之一。振動揚實法最早 之應用係利用揚實錐(Vibroflot)之振動與擠壓回填粒料之方式改良疏鬆砂 質地盤,以提高其強度並降低壓縮性及液化潛能。由於其機制主要在藉反 覆振動以達擠壓夯實改良砂質地盤之目地,故稱振動夯實法(vibrocompaction Method)。此後,揚實錐之應用延伸至軟弱黏性土壤改良,在 黏性土層中以揚實錐施做一群以砂礫等材料組成之高強度樁體,與現地土 壤構成一較高強度且較低壓縮性之複合地盤。由於此種施工方式可於地層 中形成連續而緊密之礫石柱狀體,故又以礫石樁工法或粗礫樁工法 (Granular Column Method)稱呼之。礫石樁依施工方式而有不同名稱,施工 時若以高壓水沖出軟弱土壤而改填以砂礫等材料,則稱為振動置換法 (Vibro-replacement Method); 若全靠揚實錐擠壓成孔,再填充以砂礫石等 材料,則稱為振動位移法(Vibrodisplacement Method)。

礫石樁工法之施工可分為傳統之濕式(Wet Method)頂部投料(Top Feed)與改良之乾式(Dry Method)底部供料(Bottom Feed)兩種施工方式,採 用乾式高壓空氣輔助施工相較於濕式使用噴射水流之施工方式,可保持乾 淨之施工環境,同時採用底部供料方式較頂部供料方式,可確保礫石料投 卸至施工深度而不致半途阻塞於樁孔內,對於施工品質較易掌握

556



圖 C7-11 乾式底部供料之礫石樁施工示意圖

由過去礫石樁之施作經驗顯示,若擬改良之地層其細料含量不超過 10%,則對藉由乾振(不須填充材料)即可得到顯著、之擠壓振實效果;若 細料含量大於30%,則擠密夯實效果明顯降低,須填充礫石料化以增加改 良效果。圖 C7-12 所示為適用於礫石樁進行夯實改良之顆粒級配曲線範 圍。

使用振動擠壓砂樁或礫石樁改良軟弱黏土層,係利用密實之砂樁或礫 石樁取代同體積之軟弱黏土(置換作用),形成「複合地基」,使基礎支承 力提高,基礎沉陷量減少,同時利用砂樁或礫石樁之高透水性來加速壓密 沉陷之產生,從而改善地基之整體穩定性。惟過於軟弱之黏性土壤由於無 法提供適當之自立性與圍束力,於施工過程改良樁成樁不易,承載後在低 應力下即易形成壓潰破壞,故對於不排水剪力強度低於2tf/m²之黏性土壤, 一般不建議採用振動擠壓砂樁工法與礫石樁工法進行複合地基改良。



圖 C7-12 適用礫石樁改良之顆粒級配曲線範圍(Brown, 1977)

C7.4.2 改良樁打設間距<修訂>

缺乏當地使用經驗或無模擬施工結果可供參考時,砂質地層之抗液化 改良設計得依設計地震規模、設計地表加速度、抗液化目標需求,進行改良 樁打設間距分析。黏土質地層則依改良需求之支承力或剪力強度,以及容許 沉陷量要求,估算所須之面積置換率(單樁之斷面積與該樁所分擔之改良面 積之比值),再根據所選用之改良樁樁徑與改良樁之配置型式(如圖 C7-13 所 示),依下式計算改良樁打設間距:

1.正三角形配置

$$S = 0.952d\sqrt{\frac{1}{a_s}}$$
 (C7.4.1)

2. 正方形配置

$$S = 0.886d \sqrt{\frac{1}{a_s}}$$
 (C7.4.2)



圖 C7-13 振動擠壓工法改良樁之配置形式

改良樁之平面配置一般採用正三角形或正方形配置。對於砂質地層,因 係藉砂、礫石樁之擠壓密實效果提高周圍土壤之密度,採用正三角形之配置 可以較正方形配置得到更佳之擠密效果,同時改良效果也較為均勻。對於黏 土質地層主要靠置換改良地層,因而選用任一種配置均可。

對於大面積之振動擠壓工法改良,改良樁宜採用正三角形配置;對於 獨立基礎或條形基礎,改良樁宜採用正方形、矩形或等腰三角形配置。

C7.4.3 砂質複合地基之液化潛能

1. 擠壓密實效果

振動擠壓砂樁工法與礫石樁工法施工過程中,樁孔周圍之土壤在受到 鋼管或揚實錐之擠壓與強烈之高頻振動下產生液化,顆粒重新緊密排列, 隨後投入樁孔之填充材料再次被鋼管或揚實錐擠入周圍土壤,使周圍土壤 更趨於緊密,抗液化剪力強度因而得以改善。改良土之擠壓密實效果,是 評估改良土壤抗液化強度之基本考量,由於影響改良效果之因素甚多,實 務上在評估砂、礫石樁擠壓密實之改良效果方面,仍採半經驗方法進行推 估,因此正式施工前應於工區內選擇具代表性之地點實施模擬施工,驗證 假設條件與經驗值之適用性,以作為修正設計與施工管理之依據。尚無模 擬施工成效檢驗結果或缺乏當地經驗可供參考時,考量擠壓密實效果之振 動擠壓砂樁打設間距設計可參考圖 C7-14 所示流程推估,礫石樁打設間距 之設計則可參考圖 C7-15 所示流程推估,並於施工前以模擬施工驗證之。

2. 過壓密效應

經振動擠壓砂樁或礫石樁工法改良之砂質地層,由於施工過程對周圍 地層產生很大之側向擠壓,改良後之土壤呈現過壓密狀態,其靜止土壓力 係數(K₀)有明顯增加之情形。Ishihara(1976)曾指出具相同相對密度之砂質 土壤,其抗液化強度與有效覆土壓力之比值隨 (1+2K₀)/3 增加而增加,顯 示改良土壤之過壓密效應有助於抗液化強度之提昇,惟其效果目前尚無完 整之理論可分析,設計時若擬將樁間土壤之過壓密效應納入考慮時,應由 現地取得改良後土壤之不擾動土樣進行室內試驗,評估其抗液化強度,或 以現地試驗加以驗證。



圖 C7-14 考量擠實效果及細料含量影響之擠壓砂樁打設間距設計流程

560



圖 C7-15 考量擠實效果之礫石樁打設間距設計流程

3. 改良樁體之加勁減震作用

在現行液化潛能之分析方法中,往往僅依據經地盤改良後之地層,本 身之緊密程度(SPT-N值)、細料含量 FC、平均粒徑 D50 等參數,評估改良 後之抗液化成效,對於改良樁體對地盤所提供之加勁效果則並未納入分析 考量,雖然保守但浪費砂石資源。考慮改良樁體加勁作用之抗液化設計, 一般係根據複合地基之應力分擔概念,將作用於樁間土壤之設計地震下所 引致之反覆剪應力予以適當折減,以反應振動擠壓砂樁、礫石樁之加勁減 震效應。此一地震反覆剪應力折減係數定義如下:

$$\alpha = \frac{\tau_g}{\tau_{av}} = \frac{\tau_g}{0.65 \frac{a_{max}}{g} \sigma_v r_d}$$
(C7.4.3)

式中 α : 樁間土壤之地震剪應力折減係數,為改良後樁間土壤承受之 地震剪應力與改良前同一深度土壤承受之設計地震剪應力 之比值

- amax: 設計地震之最大地表加速度
- σ, :土壤之垂直覆土壓力
- rd :考慮土壤為可變形體之應力折減係數
- g : 重力加速度

折減係數與改良面積比、改良樁體與樁間土壤剪力模數常見分析方法 整理如表 C7-2,考慮改良樁體之加勁減震作用之抗液化改良樁打設間距 設計流程如圖 C7-16 所示。

表 C7-2 地震反覆剪應力折減係數之常見分析方法

分析方法	樁間土壤之地震剪應力折減係數α	分析依據		
Priebe(1989)	$\alpha = \frac{\tan^2 (45^\circ - \phi_s / 2) \cdot (1 - a_s)}{a_s + \tan^2 (45^\circ - \phi_s / 2) \cdot (1 - a_s)}$	直接引用垂直載重之應力分擔比		
Baez and Martin (1993,1994)	$\alpha = \frac{1}{1 + a_s(G_r - 1)}$	由剪應變諧和理論推導而得		
Goughnour and Pestana (1998)	$\alpha = \frac{1 + a_s(n-1)}{1 + a_s(G_r - 1)}$	修正 Baez 等人理論,考量樁體之細長 比及樁土之垂直應力比效應		
符號說明:				
a_s = 面積置換率				
ϕ_s = 樁體內摩擦角				
G_r = 改良樁體與樁間土壤剪力模數之比值				
n = 改良樁體與樁間土壤有效垂直應力之比值, Barksdale and Bachus (1989) 建議可採下式估算:				
$n = G_r \frac{\left(\frac{1-\nu}{1-2\nu}\right)_{\substack{\text{deffed} \\ \hline \\ \left(\frac{1-\nu}{1-2\nu}\right)_{\substack{\text{deffed} \\ \hline \\ \text{deffed} \\ \pm \text{u}}}}$				
ν = 柏松比(Poisson's Ratio)				



圖 C7-16 考慮剪應力折減之砂、礫石樁間距設計流程

4. 加速排水功效

砂樁或礫石樁因所採用之填充材料為透水性良好之粗砂或碎石料,由 於具有較大之孔隙及較快之排水速度,地盤中打設砂樁或礫石樁可提供垂 直排水管道,縮短排水路徑。對砂性地盤承受地震力作用而言,振動擠壓 砂樁或礫石樁可加速超額孔隙水壓之排除,有助於降低液化潛能。惟為保 證砂樁或礫石樁本身之透水性,並避免細顆粒滲入阻塞孔隙,其粒徑分佈 曲線應能滿足有關排水砂礫石樁之相關規定,尤其台灣地區之粉質砂層一 般細料含量均在20%以上,在礫石樁施工時,礫石樁打設所激發之超額孔 隙水壓即由鄰近已完成之樁體宣洩,由於一般礫石樁之填充料為均勻級配 之碎石,對細粒土壤無過濾功能,檢視完工後之礫石樁常見樁體中之孔隙 已被細粒土壤所填塞,因此不宜直接引用國外低細料含量土壤之礫石樁排 水設計理念。若以改良樁體提供之排水功能為抗液化設計之主要考慮時, 則樁體之材料需透水性良好,且其粒徑分佈以不使周圍土壤滲入樁體中為 限。考慮樁體排水功能之抗液化設計可參考以兩種方法進行:

(1) Seed & Booker's Method

本法係假定礫石樁工法之抗液化成效,完全由樁體提供之超額孔 隙水壓消散功能所貢獻,不考量礫石樁之夯實擠密效果,亦不考慮礫石 樁之加勁效應。Seed & Booker (1977)假設經礫石樁改良後之地層,其超 額孔隙水壓之消散是沿水平方向朝礫石樁中心路徑排除,砂質地層可 能存在之垂直排水效應則予忽略,根據徑向壓密理論,Seed & Booker 推導出以下之控制方程式:

$$\frac{k_h}{\gamma_w m_v} \left[\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right] = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t}$$
(C7.4.4)

式中 kh : 現地土層之水平方向透水係數

- *u* : 超額孔隙水壓
- r : 礫石樁半徑
- *m_v*: 土壤之體積壓縮係數 (Coefficient of Colnpressibility)可由 壓密試驗得出
- Yw:水之單位重
- ug:因受到反覆剪應力作用N次下所產生之超額孔隙水壓
- N:反覆剪應力之作用次數

土層於反覆剪力作用下孔隙水壓變化之關係則以實驗室中所得出 之反覆剪應力作用次數N與激發之超額孔隙水壓ug之近似曲線模擬之, 如下式:

$$\frac{u_g}{\sigma_v'} = \left(\frac{2}{\pi}\right) \sin^{-1} \left(\frac{N}{N_\ell}\right)^{1/2\alpha}$$
(C7.4.5)

其中 N : 現地土壤受到反覆剪應力作用後達到初始液化時所須之作 用次數

- *α* : 常數(≒0.7)
- α、': 初始有效壓密壓力



Booker 於推導礫 圖 C7-17 徑向壓密理論解析結果(Seed & Booker, 石樁之孔隙水壓消散理論時,係假設礫石樁之透水係數為無限大,而實 際上礫石樁之透水係數為一有限值,當改良地層中超額孔隙水壓消散 過程中排出之水流,流向礫石樁,再循著礫石樁內孔隙向上滲流排出地 表,或向下滲流排入透水層時,由於礫石料對滲流之阻力,將影響超額 孔隙水壓消散之速率,此一現象稱為井阻(Well Resistance)效應,井阻效 應之規模可以井阻係數 L 表示之,如下式所示:

$$L = \frac{32}{\pi^2} \frac{k_h}{k_d} \left(\frac{H}{2R_d}\right)^2$$
(C7.4.6)

式中 R_d、k_d分別為礫石樁之半徑及透水係數,H為垂直向之排水 距離。圖 C7-19 所示為 Ohkita 等人(1986)考慮井阻效應所建議之礫石樁 設計流程,根據 Ohkita 等人所建議之方法,考量井阻作用之超額孔隙 水壓消散時間因素,須依據井阻係數及改良面積比進行折減。



圖 C7-19 砂、礫石樁打設間距設計 流程(Ohkita's Method (考慮井阻作 用))

(C7.5.1)

C7.5 動力夯實工法<修訂>

C7.5.1 工法原理<修訂>

動力夯實工法係利用吊車或特製之起重設備將鋼製或混凝土製之重錘 吊起相當高度,再讓重錘自由落下,藉重錘落下時所產生之巨大衝擊能量改 變現地土壤之組構,使疏鬆地層壓縮趨於密實。動力夯實工法初期僅用於滲 透性高之砂性土層改良,但經過數年的應用與發展,由於施工方法的改進與 排水條件的改變,本法也適用於低滲透性飽和黏土之改良。

動力夯實工法改良土壤的原理大致可歸納為下述三項,第一為加密作 用,指空氣或氣體的排出;第二為壓密作用,指的是土體內孔隙水或流體的 排出;第三為預加變形作用,指土壤顆粒在結構上的重新排列。

C7.5.2 改良深度與範圍<修訂>

對於建築物基礎承載力之改良處理,動力夯實工法處理之改良範圍應 大於建築物基礎涵蓋範圍,具體之放大範圍可根據建築結構與基礎型式,及 重要性等因素考慮確定。

C7.5.3 主錘擊之單擊能量<修訂>

$$D = \alpha \sqrt{E} = \alpha \sqrt{WH}$$

- 式內 *D* : 改良深度(m)
 - *E*: 單擊能量(tf-m) (kN-m)
 - *W*: 錘重(t)
 - *H*:有效落距(m)
 - α:修正係數,與土壤種類及夯錘釋放方式等有關,一般介於 0.35
 ~0.60之間。

影響動力夯實改良成效之因素很多,如土壤種類與性質、土層分佈情形、 地下水位深度、土層過去所受之應力歷史(stress History)單擊能量、夯錘底 面積大小及錘擊點之配置規畫等。其中以單擊能量之決定最為重要,而單擊 能量之選擇則決定於擬改良深度、地層種類及改良目標值要求。單擊能量係 指錘重與有效落距之乘積,單擊能量是影響改良深度之主要因素,單擊能量 愈大,改良影響深度愈深,公式(7.5.1)係參考 Lukas (1995)之建議,Lukas (1995)建議之不同土層α值如表 C7-3 示。

上 壤 種 類	飽和度	建議之α值
添水灶上扇	高	0.5
迈小住工膏 积粒住工壕	低	050-060
半禾 → 妹 上 届 _	高	0.35 - 0.40
十远小性工作一型性相数小小的之物工	低	0.40 - 0.50
	高	不建議採用
不透水土層-塑性指數大於8之黏土	低	0.35-0.40 上塘之会水县索佐协湖州阳府
		工場人百小里高低於望性限度

表 C7-3 Lukas (1995)建議之α值

註:表中建議值適用於單索吊放夯錘設備及平均夯擊能量介於100~300 tf-m/m²之情形

C7.5.4 錘擊之平均夯擊能量

在缺乏現地試夯資料之情形下,可依土壤種類及改良需求,砂質土壤以 100~300 tf-m/m²,細粒土壤取 150~400 tf-m/m² 進行試夯之規畫,或採用 Lukas (1995)之建議依土壤種類、土層厚度、及土壤初始密度等三種條件選 取適當之單位體積夯擊能量(參見表 C7-4 及圖 C7-20),砂質土壤亦可根據 改良需求之 SPT-N 值增量。

地層種類	建議施加之單位體積夯擊能量	預期改良效果
Zone 1-透水性粗顆粒土壤	20-25 tf-m/m ³ 200-250 KN-m/m ³	優
Zone 2- 半透水性細粒土壤,塑 性指數小於8之粉土	25-35 tf-m/m ² 250-350 KN-m/m ²	普通至佳
Zone 3- 不透水性土壤,塑性指 數大於8之黏土	不適用	不適用
填土	60-110 tf-m/m ² 600-1100 KN-m/m ²	優

表 C7-4 Lukas (1995)建議之單位體積夯擊能量

註: Zone 1、Zone 2、Zone 3群之定義詳圖C7-32。

第五篇 基礎 第七章 地盘改良



圖 C7-20 動力夯實工法之土壤分類群(Lukas, 1995)

C7.5.5 主錘擊各階段之夯擊次數

對於砂質土壤、碎石土、低飽和度之回填土等地層,夯擊時夯擊陷坑周 圍往往沒有隆起或雖有隆起但其量很小,在此情形下,應儘可能增加夯擊次 數,以減少夯擊階段數。但對於飽和度較高之粉土或枯土地層,隨著夯擊次 數之增加,土體中之孔隙體積因壓縮而逐漸減少,但因此類土滲透性較差, 故孔隙水壓力將逐漸增長,並促使夯擊陷坑下之土壤產生較大之側擠,而引 起陷坑周圍地面明顯隆起,此時如再繼續夯擊,並不能使地層得到有效之夯 實,反而造成浪費。目前在實務上,主錘擊各階段夯擊次數除根據現場模擬 施工(試夯)時量測所得之夯擊次數與貫入量關係曲線(如圖 C7-21)決定外, 同時應滿足下列條件:

- 1. 最後兩次夯擊之平均貫入量不大於 50mm,惟當錘底靜壓力大於 3tf/m²時, 應不大於 100mm。
- 2. 夯擊陷坑周圍地面不應發生過大隆起量。

3. 不因陷坑過深而發生夯錘吊起困難。

C7.5.6 主錘擊之夯擊階段數<修訂>

對於每一夯擊階段夯擊點配置採正方形佈設,且各夯擊階段之夯擊點 間距均相同時,其主錘擊所需之夯擊階段數n得依下列公式估算:

$$n = \frac{E_A \times S^2}{E \times N_S} = \frac{E_V \times D \times S^2}{E \times N_S}$$
(C7.5.2)

- 式中 E_A : 達到改良目標值所需施加之單位面積夯擊能量(tf-m/m²) (kN-m/m²)
 - *Ev*: 達到改良目標值所需施加之單位體積夯擊能量(tf-m/m²) (kN-m/m³)
 - *E*:單擊能量(tf-m)(kN-m)
 - *D*:改良深度(m)
 - S: 夯擊點間距(m)
 - Ns:各階段夯擊次數(次)



圖 C7-21 錘擊次數與貫入量關係曲線之量測

一般而言,粗粒土壤因滲透性高,夯擊過程超額孔隙水壓激增速率較小, 各階段之夯擊次數可較多,故主錘擊所需之夯擊階段數較細粒土壤為少。

C7.5.7 主錘擊之夯擊點配置<修訂>

夯擊點位置應綜合考量改良範圍、結構配置與夯擊階段數等進行配置 規劃,一般採用正三角形、等腰三角形或正方形配置。對於基礎面積較大之 構造物如儲槽、煤倉等,為便於施工,可採正三角形或正方形配置,對於小 型住宅或辦公室等建築物,則可根據柱及承重牆之位置配置夯擊點,以使承 重之牆柱下方均有夯擊點,確保最有效之改良施作於重點區域。

夯擊點間距之決定,一般根據待改良土壤之性質與要求之改良深度而 定。對於細粒土壤,為利於施工過程超額孔隙水壓之消散,夯擊點間距不宜 過小。當要求之改良深度較深時,第一階段之夯擊點間距更不宜過小,以免 夯擊時於淺層形成硬層而影響夯擊能量往深層傳遞。

C7.5.8 靜置時間

地層中超額孔隙水壓之消散速率與土壤種類、夯擊點間距等因素有關, 對滲透性良好之砂性地層,一般在數分鐘至數小時內即可消散完畢,但對於 低滲透性之枯性地層,一般需要數週才能消散。夯擊點間距對孔隙水壓之消 散速率也有很大影響,夯擊點間距小,超額孔隙水壓消散慢,反之,夯擊點 間距大,超額孔隙水壓則消散較快。實務上可於改良區內及周邊佈設水壓計, 以監測超額孔隙水壓之消散情形,作為各夯擊階段間靜置時間決定之依據。 當缺乏實測資料時,各夯擊階段間之靜置時間得依據地層之滲透性評估,對 於低滲透性之黏性地層,其靜置時間應不少於 3~4 週,對滲透性良好之砂 性地層可連續夯擊。

C7.5.9 整平錘擊<修訂>

主錘擊與整平錘擊所採用之單擊能量、落錘重量及底面積、錘擊點配置、 夯擊次數等均不相同,有關各施工程序之有效改良範圍與改良機制,說明如 下:

- 動力夯實之主錘擊施工,其最大有效改良深度,主要是由單擊能量所控制, 受夯擊次數影響較小;改良效果隨深度增加而遞減,隨夯擊次數增加而遞 增,惟淺層隨夯擊數增加而逐漸硬化。
- 動力夯實之改良成效,於影響深度內,隨主打擊階段數逐步增加,且於二 分之一影響深度以內產生顯著之改良成效。

3.整平錘擊施工,旨在夯實陷坑內之回填土,並補強受主打擊施工階段擾動 之表層土壤;若主錘擊能量較低時,整平錘擊亦可加強其改良效果。

C7.5.10 施工影響評估與防治<修訂>

1. 地層側向位移

動力夯實工法施工過程會使夯擊點鄰近之地層產生明顯之地面隆起 與側向移動,可能因此損壞地中之結構物或管線,及對鄰近地區之地面構 造物產生不良影響,故於設計時應詳加評估動力夯實施工之影響,並採行 適當之防護措施。

若改良範圍周邊存在地下結構物或管線,或改良範圍鄰近地面構造物時,應於正式施工前選擇距地下或地面構造物較遠處進行模擬施工,並事先於模擬施工改良區外緣不同距離處埋設傾度管,以監測動力夯實施工引致之地層側向位移及影響範圍,提供施工影響評估及研擬防護措施之依據。

2.施工振動

動力夯實工法施工時,重錘撞擊地面產生之之震波與振動超過某一限 度時,即會影響居住、工作與學習環境之安寧,及精密儀器之使用操作, 並可能損及地上建築物及地下管線設施之安全,因此於近鄰社區、學校、 醫院及精密工廠附近使用動力夯實工法時,應特別考慮其對周圍環境之影 響。

針對人體及精密儀器設備之振動管制標準,國內可參考環境振動評估 模式技術規範(行政院環保署),而國外規範一般可參考 ISO 2631 (國際標 準化組織,1985)規範及 Gordon (1991)之建議(參見圖 C7-22)。至於建築 物之振動管制標準,則多以地表振動之最大振動振幅為管制指標,這些指 標之容許值,則多為依據現場施工振動量測結果與工程經驗所累積而成, 其中因尖峰土粒速度 (Peak Particle Velocity)或稱最大地動速度(Peak GroUnd Velocity, PGV)最能代表振動之能量,因此最常為各國規範與學者 引用為管制指標。

572



圖 C7-22 敏感設備之一般振動容許規範(Gordon, 1991)

圖 C7-23 所示為 Theissen & Wood (1982)所整理各研究學者所建議之 結構物容許振動量,圖 C7-24 所示則為張順忠 (1986)改製之英國、德國 及瑞士政府立案之結構物容許振動規範比較圖。綜觀上述準則,對於堅實 程度越高之結構物如鋼筋混凝土或鋼結構建築物,其振動容許標準值最高, 反之則較低;對於古蹟或有精密設備之重要建築物,其振動容許標準值最 低,反之則較高。黃俊鴻等人(2001,2002)依據國內建築物之特性及其對振 動之敏感性,並考慮動力夯實施工引致之地槃主要振動頻率多在 30Hz 以 內,建議動力夯實施工所容許之最大地動速度標準值如表 C7-5 所示。







(1)英國建築物振動標準

註:結構物分類如下:

一級:鋼構或鋼筋混凝土建築物,如廠房、擋土牆、橋樑、鐵塔、明渠、地下廠房和有或無襯砌的隧道 二級:有基礎、牆與地板的混凝土構造建築物

0.1

0.2 0.4 容許振動水準

2

1 尖峰土粒速度,时/秒

4

10

20

三級:如前述的建築物,不過是木造天花板和磚牆的結構

四級

四級:結構對於振動非常敏感或具有歷史價值的建物

圖 C7-24 英國、德國、瑞士對於振動限度之政府立案規範 (原作者, Theissen & Wood, 1982)

類		振動更容許值
別	"后"件110 几 工	最大地動速度PGV(mm/sec)
1	土角厝或老舊之寺廟及占蹟,以及有精密設備之建物*	8
2	磚造或鋼筋混凝土梁柱加磚牆之建物	15
3	堅實之現代化鋼筋混凝土或鋼構架建物	40

表 C7-5 動力夯實施工之容許振動量標準值(黃俊鴻等人, 2001)

Lukas (1986)根據 Wiss (1981)建議尖峰波速、能量與距離間之關係及 其他動力夯實施工現場實地量測結果,提出不同土壤之振動尖峰波速與比 能因子(Scaled Energy Factor, √單擊能量/距離)之關係,如圖 C7-25 所示, 施工振動量隨距離增加而衰減。



圖 C7-25 比能因子與土壤顆粒尖峰速度之關係

規劃設計階段,若無實地量測數據時,可依據所擬採用之單擊能量參 考上式,預測動力夯實施工可能引致之振動量,再參考圖 C7-22~圖 C7-24 或業主要求之容許振動量標準,評估施工是否會影響到鄰近建築物之 安全,或超越業主要求之振動標準。

上述施工振動影響之評估方法並未考量到動力夯實施工引致之地盤 振動與建築物之振動特性,故較保守

若考慮土壤改良效果因素而選定之錘擊能量,會影響到鄰近建築物

之安全,或超越業主要求之振動標準時,應採取適當之防振或隔振措施, 如設置隔振溝、隔振壁、鑽孔或空心排樁等,以減輕震波引起之損害,保 障鄰產之安全。

3.噪音及落塵等污染

動力夯實工法施工產生之噪音及落塵等污染應於模擬施工階段即施 行量測,若量測值超過環境標準,應檢討污染來源,及研擬因應之減輕措 施,如灑水、高噪音設備設置隔音罩、設置移動式隔音牆等。

C7.6 其他改良方法<修訂>

C7.6.1 藥液灌注工法<修訂>

1.概要

一般所謂灌注工法係將凝固劑注入需要改良之地層土壤孔隙中使固 結,目的在增強地盤承載力強度或防止湧水及漏水。

- (1) 灌注法之目的
 - a. 將灌注材料灌入土壤孔隙或岩盤龜裂處,使地層具不透水性,防止湧水及漏水,如堤壩隧道等之防水。
 - b.將軟弱地層固結使其穩定,增加強度,減低壓縮性,如基礎支持力改善、隧道挖掘之地層改良等。
 - c. 同時達成甲、乙兩項目的。
- (2) 灌注材料類系
 - a. 使用懸濁質者:如 Soilgrout, Cement grout, Bentonite grout 等。
 - b.使用溶液質者:如使用柏油 Bitumen grout 及化學藥品之 Chemicals grout。
 - c. 使用乳質:如乳劑 grout, 瀝青乳劑 grout 等。

C7.6.2 表層加固法<新增>

表層加固法通常用於淺層土層之改良,以施工機具將固化劑與欲改良 之土壤混合,有時配合夯實作用使其密合,再經固化作用使成堅硬土體, 以達改良之目的。此法常用於地表污泥、腐植土或廢棄雜物之處理,能否 執行夯實作業須視欲改良土壤之含水量而定。

C7.6.3 深層攪拌法<新增>

深層攪拌法係利用附有有攪拌翼之複式中空鑽桿,配合水壓沖洗鑽至 設計深度後,提昇鑽桿,同時以適當壓力噴出硬化劑,並以攪拌翼將土壤 與硬化劑充分混合形成固結體。

C7.6.4 高壓噴射法<新增>

高壓噴射法係利用裝有朝下噴嘴之噴射管,鑽挖至設計深度後提昇噴射 管,改用水平 噴嘴,以高壓噴出硬化劑,經高壓水流、氣壓噴流之衝擊與 切削作用,使硬化劑與周圍土壤充分混合成固結體。此外,在使用高壓噴射 工法時也有將大量的改良對象土排出,而以水泥漿填充之半置換式高壓噴 射法,通常在要求較高強度之改良體時採用之。

第六篇 水域設施 (解說)

第六篇 水域設施

第一章 概說<修訂>

- 水域設施乃指航道、港口、錨泊區、迴船池、浮筒繫泊水域、碼頭繫泊及 解纜水域、泊渠等而言。
- 2.於規劃航道、港口及迴船池等有可能產生船舶操航問題時,應廣徵船長、 航業界及引水人等各方面有關人員之意見。
- 港內水域須經常保持靜穩,以利船舶裝卸作業,最好位於有自然遮蔽或防 波堤保護之區域。
- 大型船舶,尤以貨櫃船遭遇小波高而週期長之波浪侵襲時,貨物裝卸將發 生困難,故對長波須特別注意。
- 1.油品及化學品等危險物品與木材之裝卸設施,原則上應與一般設施隔離, 設置專業區為宜。
- 6.港口規劃以10萬頓(DWT)級以上船舶為計畫船型時,水域設施除須參考以往之實例,並應同時充分考慮此類大型船舶之性能,使用拖船之性能、助導航設施之配置以及航行管制方法等。
- 7.港區水域利用計畫

規劃港灣時須按吞吐量及自然條件,擬定港區水域之利用計畫。規劃 時應注意下列各點:

- (1)航道與泊地應明確劃分,泊地設在較平穩之處。
- (2)航道應儘量避免彎曲。
- (3) 迴船池不設在船舶航行量頻繁之航道上,應設於泊地附近。
- (4)大小船舶之航道最好分開,航道避免交叉,出港與入港之航道最好分開。
- (5)載運危險品與油品船舶用之泊地須與港內航行頻繁之區域隔離。油品 用管線輸送,其管道儘量不通過主要航道。
- (6)港區應備有檢疫與等候碼頭之船舶泊地。
- (7)港區並應備有造船下水、修船、油料補給等之水域與泊地。

港灣構造物設計基準相關條文修訂

第二章 航道

符號說明

- *B*:船寬,m
- L:船舶之船長,m
- D_f :船舶吃水,m
- W:航道寬度,m
- D :水深,m

W_{Br}、W_{Bg}:岸邊淨距,m

- WBM :基本航行寬度,m
 - W_p :船舶淨距,m
 - W_i:環境條件所需增加額外航行寬度,m
 - *T* : 週期
 - H_s : 示性波高, m

C2.1 規劃基本原則

- 航道係指一具足夠寬度及深度供船舶航行之水域。良好的航道水域應滿足 下列需求:
 - (1)航道的中心線以接近直線為宜。
 - (2)規劃設計航道的寬度及深度時,應充分考慮航道側壁、底床底質及其 他船舶航行所造成船跡波之影響。
 - (3) 航道的風及潮流等海、氣象條件良好。
- (4)航道上需提供足夠的助導航設施。
- 2.於船舶主要航行的水域空間,即使無航道名稱的設定,仍應避免船舶於該 水域中下錨或迴轉。

C2.2 航道中心線<修訂>

於決定航道轉彎處交角時,應考慮的因素包括:船舶的轉彎半徑、船速、

船舶吃水與水深比、可用之助導航設施數目等。

- 2.風與潮流之方向與航道接近垂直時,對行船影響頗大。於風與潮流較強之 水域必須慎重考慮此等因素之影響。
- 3.航道曲線之最大交角以不超過30°為原則。若超過30°時,航道中心線所成之圓弧其曲率半徑應大於計畫船型的4倍船長(4L)。轉彎處航道寬度應至少滿足或大於需求,除了下列狀況例外:船舶旋轉操控性良好(如快艇、遊艇、汽艇等)或有足夠的助導航設施供船舶安全平穩的操航。
- 4.若採雙向航道規劃,於航道轉彎處角度大於30°時,航道寬度應至少為計畫船型之1倍船長(1L),轉彎處的航道寬度應酌予增加,如圖C2-1所示。



圖 C2-1 曲線航道寬度增加示意圖

5.船舶在航行中將舵轉靠一方轉向時,船隻逐漸脫離原航線,形成螺旋形迴轉。當90度至180度反向後形成近似圓形之迴旋運動,至360度時,脫離原航線偏在轉向側某距離處。此種迴旋運動中船體重心之軌跡稱為迴旋

圈 (Turning Circle)。

迴旋圈之大小以最大縱距 (Max. Advance)與最大橫距 (Max. Transfer)表示之,一般以船長之倍數表示之,如圖 C2-2 所示。

商船以最大舵角 35 度航行時迴旋直徑或最大橫距為 5L 至 7L,最大 縱距約與最終迴旋徑 (Final Diameter)相等,即為 4L 至 6L。

航道之彎曲部份,半徑採用此迴旋徑之半,即 3.5L,另加「船身側 移」(Kick)及其他餘裕,取 4L 以上為標準。

6.轉舵初期,船尾偏轉迴旋方向相反側之現象稱為「船身側移」(Kick),當船首轉向達 11.25°時為最大。此時船身側移原航線外之距離,約達船長之¹/₄。船身側移至迴旋方向相反側之航行距離約為船長2至3倍,自此乃進入轉向側,轉入迴旋圈,迴繞旋情形如圖 C2-2。



圖 C2-2 船舶迴旋

C2.3 航道寬度<修訂>

港口航道之有效寬度係指扣除防波堤堤腳附近水深較淺處,以確保船 舶通航必要水深之水道寬度。

 船舶在航道上應禁止併航及超船,但在雙向航道上得允許之。航行量較多 之港口,須制定雙向航行之規定並計劃開闢副航道。 2.若情況特殊,如航道的交通流量很大、有交叉使用的需求、超大船舶使用 或海氣象條件嚴苛等,航道寬度可酌予增加。

3.航道寬度

航道寬度之決定,應就計畫進港船型之特性(操航性能、船速及貨種等)、環境條件(風、海流、波浪、導航設施、底床特性、水深、航行量、 邊界地形等),作充份考慮。

有關航道寬度之規劃,一般可將航道寬度分為三部份,(1)岸邊淨距 (WBr、WBg)、(2)基本航行寬度(WBM)及(3)船舶淨距(Wp),詳圖 C2-3 所示, 以及應考量操船特性、環境條件所需增加之額外航行寬度(Wi)。

單、雙向航道寬度之估計如下公式:

單向航道
$$W = W_{BM} + \sum_{i=1}^{n} W_i + W_{Br} + W_{Bg}$$





資料來源:Harbour Approach Channels—Design Guidelines, PIANC, 2014。

圖 C2-3 航道寬度組成示意圖

依上述之 PIANC(2014)估算方式,並考量目前國際商港相關特性, 航道寬度需求,詳如表 C2-1 所示及附錄1的詳細說明。

(1)單向航道,於港內航道寬度為 3.9B 至 6.4B,港外航道寬度為 4.25B 至
8.3B °

依據目前國內各國際商港之特性,港內航道之寬度建議以不小於 3.9倍之船寬為宜,倘操船環境不佳時,應再予以加寬或藉由操船模擬 及配合領港與港務等單位研討後再進一步調整之。

⁽³⁾⁵⁰⁰GT 以下的船舶(含漁船)所使用的航道,若採雙向航道時建議寬度 5B ~8B,惟可依實際使用情況進行航道寬度的設定。

		i.e	巷外航道	ĺ	Ж	あ内航道	道	說明
項	目	((船寬 B))	(船寬B)	
		小值	大值	建議	小值	大值	建議	
1.船舶基本操航 (W _{BM})	亡性能	1.30	1.80	1.50	1.30	1.80	1.50	依船舶操航性能分為三級
2.環境影響額外	、需求(Wi)	0.30	5.20	1.75	0.30	3.60	1.40	
(1) 船速		0.00	0.10	0.00	0.00	0.10	0.00	船速>12節採(0.1)船速<12節採 (0.0)
(2) 横風		0.10	1.10	0.20	0.10	1.10	0.20	依船速及横風風速組合分為九級
(3) 橫流		0.00	1.60	0.25	0.00	0.80	0.20	依船速及横流流速組合分為十級
(4) 縱流		0.00	0.40	0.10	0.00	0.40	0.10	依船速及縱流流速組合分為七級
(5) 波浪		0.00	1.00	0.50	0.00	0.00	0.00	依船速及波高組合分為六三級
(6) 助航設施		0.00	0.40	0.20	0.00	0.40	0.20	分為極佳、佳、普通三級
(7) 底床表面		0.00	0.20	0.10	0.00	0.20	0.10	深度大於 1.5 吃水時,為0;深 度小於 1.5 吃水時,依海床軟硬 度分為二級
(8) 航道深度		0.00	0.20	0.20	0.00	0.40	0.40	依航道深淺分為三級
(9) 船型		0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	貨櫃船、郵輪、汽車船易受橫 風影響
3.岸邊淨距(W _B	r • W _{Bg})	0.30	1.30	1.00	0.30	1.00	1.00	依船速及航道邊緣構造物特性 分為六級
單向航道寬度	度小計	1.90	8.30	4.25	1.90	6.40	3.90	
4.雙向航道額外	需求	1.20	2.50	2.10	1.00	1.90	1.50	依船速及交通量分為三級
雙向航道寬度	度小計	3.10	10.80	6.35	2.90	8.30	5.40	

表 C2-1 航道寬度估計表

註:「建議值」考量因素如后

1.船速:考慮船速8節(中等)。

2. 橫風:考慮風速15節(溫和)。

3. 橫流:考慮流速0.5節(低速)且進港速度中等。

4. 縱流:考慮流速小於1.5節(低速)且進港速度中等。

5. 波浪:考慮累積機率95%~97.5%之波高為1m,T=10s。

資料來源:Harbour Approach Channels-Design Guidelines, PIANC, 2014。

⁽²⁾雙向航道,於港內航道寬度為 5.4B 至 8.3B,港外航道寬度為 6.35B 至 10.8B。

航道水深<修訂> C2.4

依據 "Harbour Approach Channels-Design Guidelines"之建議,航道水 深需求一般須考量船舶吃水、船速、波浪條件、底床特性附加深度等因素, 詳表 C2-2 所示。航道水深係指以最低低潮位為水準零點(築港高程)下。

供 500GT 以下船舶(含漁船)使用之航道水深,主要考量船舶吃水及底 床特性附加深度,底床特性附加深度在港外航道於硬質底床採 1m 以上、軟 弱底床採 1m,而港內航道(含泊地碼頭)於硬質底床採 0.5m 以上、軟弱底床 採 0.5m。

船速	波浪條件	底床特性	港內航道	港外航道			
10 節			$1.10 D_{f}$				
10-15 節	_		1.12 <i>D</i> _f				
>15 節	-		1.15 <i>D</i> _f				
	$H_s < 1 \text{ m}$			1.15 D_f to 1.2 D_f			
All	$1 m < H_s < 2 m$			$1.2 D_f$ to $1.3 D_f$			
	$H_s > 2 \mathrm{m}$			$1.3 D_f$ to $1.4 D_f$			
底床特性附加深度							
All	All	泥	-	-			
		沙/黏土	0.4 m	0.5 m			
		岩/礁岩	0.6 m	1.0 m			
	10 節 10 - 15 節 > 15 節 All	船速 波浪條件 10 節 - 10 - 15 節 - > 15 節 - All Hs < 1 m	船速 波浪條件 底床特性 10 節 - <	船速 波浪條件 底床特性 港內航道 10 節 $1.10 D_f$ $1.10 D_f$ 10 - 15 節 $ 1.12 D_f$ > 15 節 $H_s < 1 m$ $1.15 D_f$ All $H_s < 1 m$ $ H_s > 2 m$ $ -$ All All $H_s > 2 m$ $ All$ All R $-$			

表 C2-2 航道水深概略估算一覽表

1. 湧浪係指波浪之週期(peak periods T_p)大於 10s 者。

2. 對港外航道湧浪波高條件而言,週期小者取小值,週期大者取大值。

3. 示性波高 Hs 值取決於操航有關之船型、航行條件、波浪週期及相對波向。

4. 船舶吃水深 Df應考量水體之密度,前述值均以海水為基準設定,若屬淡水水 質則 Df值應配合調整加深。

資料來源:Harbour Approach Channels—Design Guidelines, PIANC, 2014。

C2.5 航道長度<修訂>

船舶進港時,為避免風與潮流之影響,必須保持某種程度以上之航速, 故自港口入口處至迴船池中心點之航道長度,其停船安全距離須考量船舶 剎車距離。

剎車距離之計算,應從船舶進入遮蔽區域之起點至迴船池中心點為 止,依據 "Port designer's handbook"之建議,一般可使船舶完全停止之距 離,在船舶空載時為3~5倍船長;在船舶滿載時為7~8倍船長。

綜上所述,航道長度於規劃考量約介於3~8倍船長,依據國內港口規 劃經驗,建議航道長度應採5倍船長以上之距離。

C2.6 航道靜穩度<修訂>

- 波浪對船舶之影響,小船以側面來襲的波浪,大船以由後方來襲波浪之影響較大。尤以在港口附近船舶減速航行,而又遭受船後來襲波浪,使船與 波浪之相對速度變小,舵向之操作變成困難。
- 2.於考慮航道靜穩度時,應考量除了入射波的影響外,由防波堤及碼頭岸壁 所造成的反射波影響亦應併同考量。
- 3.如航道所處水域的波浪條件不佳,於考量航道靜穩度時,除前述進港船速 及停船距離外,亦應考量船舶的操控性。
- 4.當航道水域空間較小無其他替代方案可選擇時,則應提高靜穩度,以將船 舶運動所造成船體下沉量降至最小。

第六篇 水域设施 第三章 港區水域

第三章 港區水域

符號說明

- *B*:船寬,m
- D:水深,m
- L:計畫船舶之船長,m
- X:錨鍊長,m
- R: 錨泊區半徑, m
- GT:船舶總噸
- C3.1 港口<新增>

港口方向之佈置應考量船舶操航之安全性及便利性,對風、波浪、潮流及沿岸漂沙等之影響須充分考慮。港口航道方向應考量下列因素:

- 1.風與潮流之方向與港口航道接近垂直時,對行船影響殊大,故於風與潮流 較強之地域必須慎重考慮此等因素之影響。
- 2.波浪對船舶之影響,小船以側面來襲波浪,大船以由後方來襲波浪之影響
 較大。
- 3. 港口航道方向不可與恆風風向平行或垂直。
- 4.依據 "Port Designer's handbook(2014)"之建議,通過港口附近最大流速, 建議盡可能不超過3節(knots)(1.5m/s)。

C3.2 錨泊區<修訂>

錨泊區係提供船舶等待入港停靠碼頭前暫時下錨之區域,通常位於港 外區,且最好位於有自然遮蔽或防波堤保護之區域,並以位於港區鄰近區 域,及不影響主要航行區域為宜。

C3.2.1 錨泊區位置考量因素<修訂>

1.設計船舶的尺寸大小和其特性。

2.船舶於錨泊區的停留時間。

3. 設置位置附近的結構物和其可操作之空間。

4. 錨泊區海洋環境條件和操作限制。

5. 錨泊區內可提供的錨泊固定點數量。

6.錨泊區之物理特性,特別是海底地形和水深及錨固定於底床的維持能力。
 7.錨泊區之地質不宜太硬,以利船錨拋放。

C3.2.2 錨泊區水深及半徑<修訂>

1.錨泊區水深以不超過50~60m,且地質不宜過硬,以利船錨拋放。
 2.錨泊區所需要之錨地半徑參閱表 C3-1 及圖 C3-1。

表 C3-1 錨泊區規模

利用目的	錨泊方式	海床底質或風速	錨泊區半徑
	留斜信站	錨地良好	L+6D
外海等待或裝卸	半细行石	錨地不佳	<i>L</i> +6 <i>D</i> +30m
	雙錨停泊	錨地良好	L+4.5D
		錨地不佳	<i>L</i> +4.5 <i>D</i> +25m
▲母 <i>仏</i> 版為		風速 20m/s	<i>L</i> +3 <i>D</i> +90m
<u> </u>		風速 30m/s	<i>L</i> +4 <i>D</i> +145m

註:L:計畫船舶之船長(m),D:水深(m)。

資料來源: 1. Port designer's handbook, Thoresen, 2014。 2.港灣の施設の技術上の基準•同解說, 2007。



註:L:計畫船舶之船長(m),D:水深(m),X:錨鍊長(m),R:錨泊區半徑(m)。 資料來源:Port designer's handbook, Thoresen, 2014。

圖 C3-1 錨泊區自由搖擺方式繫留

C3.3 浮筒繫泊水域<修訂>

以浮筒繫泊時,須使船舶能安全停泊或在靠泊時沒有障礙之寬度,但 在潮差大時,由於浮筒之水平移動量很大,應予以考慮適度加大。所需泊 地面積如圖 C3-2 所示。

- 單浮筒停泊, 需以 L+25m 為半徑之圓所包含之面積。
- •雙浮筒停泊, 需以 L+50m 與 0.5L 為邊之長方形所包含之面積。



圖 C3-2 浮筒繫泊水域

C3.4 迴船池<修訂>

迴船池係供船舶調頭迴旋之用,迴船池應設置於在港域之中心區,其 大小需視船長、流速、風向、船速、波浪、是否運載危險貨品、有無拖船 協助及船舶機動性而定。

迴船池愈大,船舶操航愈容易,在短時間內即可調整船向,船舶如使 用拖船協助或船艏裝有側向推進器(Bow thruster)裝置,則迴船池可考慮酌予 減小,惟迴船池大小尚應考量對港域船舶進出能量之影響。

迴船池之直徑需求如下:

1.一般情況下:

- ·船舶自行調頭,迴船池直徑為4L之水域。
- ·船舶由拖船協助調頭,迴船池直徑為2L之水域。

2.在非常好的天氣及機動條件情況下:

- •船舶自行掉頭,迴船池直徑為 3L 之水域,如圖 C3-3。
- ·船舶由拖船協助掉頭,迴船池直徑為1.6L之水域。
- 3.如較小船舶(500GT以下);或因受地形限制,可利用錨碇;或船艏裝有側 向推進器裝置情況下:
 - ·船舶自行調頭,迴船池直徑為2L之水域。
 - ·船舶由拖船協助調頭,迴船池直徑為1.5L之水域。



圖 C3-3 迴船池水域

碼頭繫泊及解纜水域<修訂> C3.5

航道與碼頭間供船舶靠泊所需水面為繫泊及解纜水域,航道與碼頭間 距離之決定,必須考量船舶是順靠或逆靠,使用拖船與否,以及風與潮流 等影響,以對船舶繫泊及解纜之作業不致發生困難。

1.船舶進港後,在靠泊碼頭時船頭未進行調頭,直接靠泊稱為順向靠岸。無 風無潮流時順向靠岸所需水域如圖 C3-4(a)及(b)。因船左旋轉調頭較困 難,故左舷靠岸時進入角度需稍微加大。

當船頭受風與潮流等影響時,船身將因而移動,故應於較遠處即向預 定位置進入,其操船水域如圖 C3-4 (c)及(d)。由陸側受風及受潮流等影 響,需要用拖船,但操船水域與船頭受風時無多大差異。

2.船舶進港後,在靠泊碼頭時船頭先進行調頭,再靠泊碼頭稱逆向靠岸。逆

向靠岸受海側吹來之風及潮流影響應利用其靠岸,所需之水域如圖 C3-5。此種靠岸方式對左舷靠岸或右舷靠岸無多大差異。

- 3.解纜所需之水域,若無風及潮流如圖 C3-6。由陸側受風及潮流時操舵較易,但由海側受風及潮流時,必須使用拖船。
- 4.順向靠岸所需水域寬度為 0.5L,船舶調頭離開碼頭所需水域寬度為 1.5L ~1.8L。
- 5.如果船舶利用碼頭繫纜樁調頭,此時船舶調頭所需水域寬度可減少為1.2L ~1.5L。
- 6.逆向靠岸所需水域寬度為 1.0L~1.1L, 船舶離開碼頭所需水域寬度為 0.8L ~0.9L。
- 7. 裝載油類等危險品之船舶,其停泊所需面積必須較上列者加大。
- 8.船舶採順向靠岸或逆向靠岸方式,須視港區水域條件及船舶操航安全,進行整體性考量,應廣徵船長、航業界及引水人等各方面有關人員之意見。









資料來源:港灣構造物設計標準,台灣省政府,民國70年。

圖 C3-5 逆向靠岸水域



資料來源:港灣構造物設計標準,台灣省政府,民國70年。



C3.6 泊渠<修訂>

在兩突堤間的水面稱為泊渠,泊渠之寬度應考慮靠泊船型大小及船舶 是否在泊渠內進行調頭決定之。

 1.若泊渠內船舶不進行調頭,其泊渠之寬度可如圖 C3-7 所示之計算法,各 泊渠寬度至少如下:

ⓐ (1) = 2B+(30m) ⓐ (2) = 4B+(10~20m)

圖 $(3) = 6B + (10 \sim 20m)$



註:船舶不進行調頭。

資料來源:港灣構造物設計標準,台灣省政府,民國70年。

圖 C3-7 泊渠寬度(船舶不進行調頭)

- 2.如果船舶在泊渠內調頭,除要考慮調頭空間外,尚要考量另一側靠泊的船 寬,故泊渠寬度需求(1.2L~1.8L)+1B。
- 3.另依 "Port designer's handbook(2014)" 若允許船隻自由迴旋,則泊渠需具備適當之寬度,若泊渠為45度角,則泊渠寬大於1.50倍的船長,若交角為90度,泊渠寬度大於2倍的船長,如圖C3-8所示。
- 4. 若船舶外檔進行水上裝卸貨物時應酌加寬 0.5B。
- 5. 泊渠底端用作為小船停泊區時, 需按其航行量增加餘裕寬度。



圖 C3-8 泊渠寬度(船舶可進行調頭)

C3.7 泊地水深<修訂>

泊地水深係指以最低低潮位為水準零點(築港高程)下,至少1.1倍的計畫船型滿載吃水深。

但是以渡輪為主之泊地,在裝卸中船艏及船艉吃水深會變動,應予以 適度加深。

供 500GT 以下船舶(含漁船)使用泊地水深,主要考量船舶吃水及底床特性附加深度,底床特性附加深度於硬質底床採 0.5m 以上、軟弱底床採 0.5m。

C3.8 泊地靜穩度<修訂>

泊地需能提供充分靜穩之水域空間供船舶使用。為確保達到足夠之靜 穩度,應適當規劃防波堤之配置、長度及頂高,以減少繞射波、反射波及 越波之發生。

繫泊設施前之泊地的裝卸臨界波高,需考量計畫船型之裝卸特性加以 適當決定,亦可參考表 C3-2 所列之標準。

船型	裝卸臨界波高(H1/3)
小型船 (<500GT)	0.3m
中、大型船 (500GT~<50,000GT)	0.5m
超大型船 (≥50,000GT)	0.7~1.5m

表 C3-2 各種船型之裝卸臨界波高

資料來源:港灣の施設の技術上の基準•同解說,2007。

港灣構造物設計基準相關條文修訂

第四章 小型船渠<修訂>

符號說明

B:船寬,m

L:計畫船舶之船長,m

小型船渠為使小型船舶停靠安全,必須確保平靜廣闊之水面及充分之 水深。如果是提供拖船及交通船停泊之船渠,應儘量靠近陸上交通方便之 區位。

1.小型船渠為應小型船隻停靠之需,有時須另以堤岸等設施保護之。

- 2.小型船渠之面積,須按容納船舶之數量、航道及迴船池等所需面積決定
 之。此外須估計臨時避難船舶之數量,酌予加大。
- 3.小型船舶之佔有面積,大致如下:
 - (1) 橫靠,以1.2L及B+1m為邊之長方形面積,如圖C4-1所示。
 - (2)縱靠,以2.5L及B+3m為邊之長方形面積,如圖C4-2所示。

(3) 複式縱靠,以 3.5L+5m 及 B+3m 為邊之長方形面積,如圖 C4-3 所示。

- 4.小型船舶靠泊時需預留足夠之餘裕寬度,以維船舶靠泊安全,避免事故發生。參考"港灣の施設の技術上の基準•同解說(2007)"建議,有關小型船舶 應預留之餘裕寬度可參考表 C4-1。
- 5.小型船渠易因港內之局部風浪或港口侵入之波浪而引起盪漾(Seiche),須 注意防止,方不致發生繫船纜索拉斷等事故發生。
- 6.小型船渠於天氣惡劣時多利用作為避難所,故在天氣惡劣時,亦須保持充分穩靜,應以波高不超過0.5公尺為原則。



資料來源:港灣構造物設計標準,台灣省政府,民國70年。

圖 C4-1 横靠



資料來源:港灣構造物設計標準,台灣省政府,民國 70 年。

圖 C4-2 縱靠

第六篇 水域設施 第四章 小型船渠



資料來源:港灣構造物設計標準,台灣省政府,民國70年。

圖 C4-3 複式縱靠

表 C4-1 船寬與預留餘裕

船寬	餘裕寬度
未满 2m	1.0~2.0m
2m~4m	1.5~2.5m
4m 以上	2.0~3.0m

資料來源:港灣の施設の技術上の基準•同解説,2007。

港灣構造物設計基準相關條文修訂

附錄2

本次修訂內容摘要表

附錄2 本次修訂內容摘要表

第一篇 通則

	十西战和南京	终计休博术的明	處理方式	
早即項日	土安修司内谷	修可依像或说明	新增	修訂
第一章 一般說明 第二章	本基準適用於商港管轄內港灣構造物建造及維護管理作業,其它商港管轄外(如漁港、遊艇港或海岸構造物等),因其重要性及使用需求不同,除可參考本基準所列之原則與重點使用外,另應需考慮其特性,採取適當之方法	初審討論納入基準適用範圍。		V
國際單位系統(SI)				
第三章 生命週期之維護管理原 則	 新增第三章生命週期之維護管理 原則 C3.1 設施的設計原則 C3.1.1 設計使用年限 C3.1.2 氣候變遷影響 C3.2 設施的施工原則 C3.2.2 施工方法概要 C3.2.3 施工安全管理概要 C3.2.3 施工安全管理概要 C3.3 設施之維護管理原則 維護管理可參考「港灣設施維護管 理計畫制定指南」辦理。 	 依據第一次工作會議紀錄,為延長 構造物之生命週期,應將維護管理 之概念納入規劃設計階段需考量 之要素之一。 納入氣候變遷影響。 參考日本 2007 年版「港灣の施設 の技術上の基準•同解説」。 港灣設施維護管理計畫制定指南。 	V	

第二篇 設計條件

立林云口	十五次十九次	你去一个情子的吧	處理方式		
早即坝日	王安修訂內谷	修訂依據或說明	新增	修訂	
第一章 通則					
C1.2 影響設計條件	 修訂針對港灣構造物之波浪遭 遇機率均採 50 年設計。 	 1. 参考日本 2007 年版「港灣の施設 の技術上の基準•同解説」。 2. 國內工程經驗。 	V		
第二章 船舶					
C2.1 計畫船舶	 修訂重量噸(DWT)與總噸(GT) 之關係。 更新表 C2-1~C2-13。 	 参考日本 2007 年版「港灣の施設 の技術上の基準・同解說」。 亦根據 Clarkson Research Services Limited 公司的「Clarksons Ship Register」船舶資料庫(截至 2018 年 6月),來補充統計船舶大型化的資 料,讓各類船舶尺寸的統計能更具 完善。 		V	
C2.2.2 船舶所產生 之外力	 修訂船舶質量(DT),其與船舶 之重量噸(DWT)或總噸(GT)間 之關係。 修訂船舶靠岸速度,並新增表 C2-14。 增補 漁船之靠岸速度(表 C2-15)。 補充因操船意外或熟練度等因 素考量,於計算衝擊力時需考 處異常係數。 	 参考日本 2007 年版「港灣の施設 の技術上の基準・同解説」。 参考 PIANC, Guidelines for the design of fender systems: 2002。 参考 BS "Maritime structures-Part4: Code of practice for design of fendering and mooring systems", BS6349-4: 2014。 参考漁港構造物標準設計法。 		v	
C2.2.3 繫泊中船舶瑤動所產生 之作用力	 修訂風速 U 定義。 	参考日本 2007 年版「港灣の施設の技 術上の基準•同解説」。		V	
C2.2.4 作用於繫船柱之拉力	 修訂表 C2-15,並增訂直柱設置 之說明。 	參考國內工程實際使用案例。 		V	
第三章 風					
C3.1.4 風能密度	新增風能密度之參考公式	参考日本 2007 年版「港灣の施設の技 術上の基準•同解説」。	V		
C3.1.6 平均風速與最大瞬間風	修訂平均風速與陣風之比例關係 並新增圖 C3-2。	 1.参考日本 2007 年版「港灣の施設の 技術上の基準•同解説」。 		V	

	十五次十百分	体十个年十七日	處理方式	
早即項日	土安修訂內谷	修訂低據或說明	新增	修訂
速之比例關係		 2. 國際標準組織的風力規範(ISO 4354)。 3.UFC 4-159-03,2016 		
C3.2 風力	修訂港灣構造物,如露置場、櫃場 之倉儲及裝卸起機之風速壓。	依港區內不同構造參酌國內相關風力 規範,如建築物耐風設計規範及解 說、移動式起重機安全檢查構造標 準、公路橋梁設計規範。		V
第四章 波浪				
C4.5.2 波浪之反射	 更新直立消波構造物之反射係 數。 新增反射波與入射波之合成 (式 C4.5.2)。 	參考日本 2007 年版「港灣の施設の技 術上の基準•同解説」。		V
C4.5.3 波浪绕射	 新增繞射圖 C4.2 及 C4.3 並新 增繞射波浪軸線角度表 C4-6。 2. 增補繞射係數之決定方法。 	参考日本 2007 年版「港灣の施設の技 術上の基準•同解説」。		
C4.7.1 波浪溯升高	 新增波浪在坡面之溯升高。 修訂波浪在斜坡堤之溯升高。 波浪入射角對波浪溯升之折減 堤前緩坡海床之波浪上升 新增波浪在坡面及斜坡堤之下 隆。 	参考日本 2007 年版「港灣の施設の技 術上の基準•同解説」。		V
條文 4.7.2 波浪越波量	補充越波量計算可參考日本 Goda、美國工兵團之海岸工程手 冊及歐盟規範方式計算。	 参考日本 2007 年版「港灣の施設 の技術上の基準•同解説」。 國工兵團之海岸工程手冊(Coastal Engineering Manual)。 歐盟規範。 		V
C4.7.2 波浪越波量	新增越波及斜坡式防波堤滲透傳 達波高。	参考日本 2007 年版「港灣の施設の技 術上の基準•同解説」。		V
C4.8 碎波平均水位上升	新增碎波平均水位上升說明及圖 C4-21 至 C4-24。	参考日本 2007 年版「港灣の施設の技 術上の基準•同解説」。	V	
第五章 波力				
C5.2.7 作用於直立消波沉箱之 波力	修訂作用於直立消波沉箱之波 力,依圖 C5-8 及表 C5-1 分析並檢 核穩定性。	參考日本平成11年版「港灣構造物設計事例集」。		v
C5.3.1 斜坡堤護面塊石與消波 塊所需重量	 補充第6及第7點說明。 新增表C5-2日本使用之消波塊 KD值 	 参考日本 2007 年版「港灣の施設 の技術上の基準•同解説」。 参考國內工程實際使用案例。 		V

立然云口	十西位打击穷		處理方式	
▶ 早 即-塤日	王安修訂內谷	修訂依據或說明	新增	修訂
C5.4.3 波浪水粒子水平流速	新增波浪水粒子水平流速之計算 方法。	参考日本 2007 年版「港灣の施設の技 術上の基準•同解説」。	V	
C5.5 作用於接近水面結構物 之波力	 新增作用於水面結構物之波力。 1. 作用於接近水面平版之上揚力 2. 衝擊上揚力之特性 3. 重複波作用在平底水平版上揚力之計算 4. 進行波(progressive wave)作用在離岸碼頭上部結構之上揚力 5. 重複波(standing wave)作用在開放式碼頭上部結構之上揚力 	参考日本 2007 年版「港灣の施設の技 術上の基準•同解説」。	V	
第六章 潮位及暴潮位				
條文 6.1 及 C6.1 設計潮位	第六篇條文 6.1.1-6.1.3 對暴潮及海 嘯與海水面上昇的影響移至解說 C6.1。	初審討論後調整編排方式。		v
條文 6.2 及 C6.2 天文潮	天文潮相關潮位之定義移至解說。	初審討論後調整編排方式。		v
C6.3 暴潮位	新增考慮暴潮位之設計水位。	参考日本 2007 年版「港灣の施設の技 術上の基準•同解説」。		V
條文 6.4 及 C6.4 由碎波引起之平均水位 上升	删除此章節。	與 4.8 內容重複。		V
C6.4 潮位基準換算	修訂潮位基準換算並定義潮位基 準換算補充說明水準零點為築港 高程。	參考內政部水準系統換算表。		V
第七章水流				
C7.1 一般說明	新增水流包括海流、潮流、風驅流 及沿岸流之定義。	參考日本 2007 年版「港灣の施設の技 術上の基準•同解説」。		V
C7.3 水流對披覆材料之安定 分析	Isbash 常數增補方塊為 1.08 且非 上述所列須另做試驗決定。	参考日本 2007 年版「港灣の施設の技 術上の基準•同解説」。		V
第八章 作用於浮體之外力及其 搖動				
C8.2 作用於浮體之外力	新增對風拖曳力、水流拖曳力、波 激發力、波漂移力、波浪引起之阻 力、回復力及繫流力之定義。	参考日本 2007 年版「港灣の施設の技 術上の基準•同解説」。		v
第九章			l	

立 然 云 口	十五次十日灾		處理方式		
早即归日	土安修订内谷	修訂低據或說明	新增	修訂	
地質					
條文 9.5 及 C9.5 標準貫 入試驗	標題改為標準貫入試驗。	原標題N值較不適用。		v	
條文 9.6 及 C9.6 圓錐貫 入試驗	新增圓錐貫入試驗。	標準貫入試驗與圓錐貫入試驗為求得 N值之主要方式。		v	
第十章 耐震設計					
C10.1 耐震設計之目標	刪除表 10.1-1 及 10.1-2, 針對各式 碼頭在 475 年迴歸期地震作用下 使用性及功能性觀點容許損壞程 度	使用性觀點及功能性觀點容許損壞程 度適用於日本港灣性能設計,建議參 考國內耐震設計規範及解說之耐震目 標修訂。		V	
C10.2.1 最小設計水平地震力	新增對設計水平總橫力公式之各 項參數解說(包含表 C10-1 與圖 C10-1)。	 1.參考建築物耐震設計規範及解說。 2.參考公路橋梁耐震設計規範。 		V	
C10.2.2 一般工址震區水平譜加 速度係數	依最新縣市區分修訂臨海地區設 計水平譜加速度係數,修訂表 C10-2與新增圖 C10-2~C10-5。	 1.參考建築物耐震設計規範及解說。 2.參考公路橋梁耐震設計規範。 		v	
C10.2.3 工址水平譜加速度係數	 修訂工址地表面下30公尺內之 土層平均剪力波速與所對應之 地盤分類。 新增黏性土層與砂質土層之第 i層土層之平均剪力波速。 	 1.參考建築物耐震設計規範及解說。 2.參考公路橋梁耐震設計規範。 		V	
C10.2.5 工址設計與最大考量水 平譜加速度係數	增加對表 C10-10 及表 C10-11 之說 明。	參考建築物耐震設計規範及解說。		V	
C10.2.6 新北市之工址設計與最 大考量水平譜加速度係 數	新增臺北盆地之工址設計與最大 考量水平譜加速度係數	 參考建築物耐震設計規範及解說。 參考國家地震工程研究中心研究 報告,NCREE-08-043「台北盆地 設計地震微分區研究」之研究結 果。 	V		
C10.2.8 起始降伏地震力放大倍 數與結構系統地震力折 減係數	 新增對鋼管樁及 PC 樁之起使 降伏放大係數之建議值。 新增台北盆地之結構系統容許 韌性容量,式 C10.2.10。 	 參考公路橋梁耐震設計規範。 參考建築物耐震設計規範及解說。 理論分析計算並統計後設定啟始 降幅地震力放大倍數之建議範圍。 		V	
C10.2.9 中小度地震與最大考量 地震之設計地震力	新增台北盆地之避免中小度地震 降伏之設計地震力。	參考建築物耐震設計規範及解說。		v	
C10.5.2 設計水平加速度反應譜 係數	新增表 C10-19。	參考建築物耐震設計規範及解說。		v	
C10.8 載重組合	修訂載重組合統一於 C3.3.2 節說 明。	參考 ASCE7-02。		v	

立 於石口	主要修訂內容	なかなななると	處理方式	
早即坝日		修訂低據或說明	新增	修訂
第十一章 矽質土壤之液化				
11.6 極軟弱黏土層及沉泥層 之判定	刪除此章節。	極軟弱土層及沉泥層本身剪力強度即 偏低,非液化後造成剪力強度喪失, 故不適用於此章節。		V
 11.7 土壤液化安全係數之選 擇 	刪除此章節。	表 C11-2 已定義土壤參數折減係數。		V
第十二章 土壓及水壓				
C12.1.1 常時土壓	新增土壤內摩擦角及壁面摩擦角 並增補壁面摩擦角度之正負號引 用方式。	参考日本 2007 年版「港灣の施設の技 術上の基準•同解説」。		V
第十三章 載重				
	表 C13-1 新增鋁與不銹鋼之單位 體積重量			V

第三篇 工程材料

	主要修訂內容	这十个年七七日	處理方式	
早即 垻日		修訂低據或說明	新增	修訂
第二章 鋼鐵材料				
C2.2 鋼鐵材料設計用常數	修訂表 C2-1。	 「港灣構造物設計基準-碼頭設計 基準及說明」,交通部,民國 102 年10月交技字第1025014282號。 最新 CNS(中華民國國家標準)。 		V
C2.3.4 鋼板樁	修訂表 C2-2、C2-3 及 C2-4。	 1. 最新 CNS(中華民國國家標準)。 2. 日本 JIS A5528。 3. 歐規 EN10248 及 EN1993-5。 		V
C2.3.5 容許應力之提高	新增表 C2-5,當不同外力或極端 狀況時,鋼板樁容許應力可提高比 率。	 日本 1999 年版「港灣の施設の技術上の基準•同解説」,第三篇第2 章 2.3.7 節。 日本平成 19 年「杭基礎設計便覽」 III2-6 節。 	V	
C2.4.4 防蝕方法	 修訂犧牲陽極防蝕法設計程 序,包含: a.防蝕面積計算 b.防蝕電流計算 c.犧牲陽極發生電流量計算 d.陽極塊個數計算及配置 e.陽極塊使用年限估算 	 1.参考交通部運輸研究所「港灣構造 物陰極防蝕準則草案」。 2.参考日本 2007 年版「港灣の施設の 技術上の基準 同解説」。 		v
條文 2.5 及 C2.5 鋼材之維護管理	於第一篇 C3.3 節「設施之維護管 理原則」述明可參考「港灣設施維 護管理計畫制定指南」辦理。	港灣設施維護管理計畫制定指南。		V
第三章 混凝土				
條文 3.1	新增粒料混合卜作嵐材料於說明。	 內政部混凝土結構設計規範。 中國土木水利工程學會"混凝土工 程施工規範與解說(土木 402)"。 		V
3.2.2 及 C3.2.2	修訂為應符合混凝土設計規範之	內政部營建署,混凝土結構設計規		V
混凝土容許應力 323 及 C323	附篇規定。 修訂為應符会混凝+設計規範之	範,2017。 內政部巻建署,混凝十結構設計規		
鋼筋容許應力	附篇規定。	範,2017。		V
3.3 及 C3.3 強度設計法	修訂強度設計法之說明及設計理 念。	 ASCE7-02 及美軍 UFC4-152-01 規 範。 內政部營建署,混凝土結構設計規 範,2017。 		V
3.3.1 及 C3.3.1 設計強度	修訂表 C3-1 強度折減因子及強度 折減觀念。	ASCE7-02及美軍 UFC4-152-01 規範。		V

辛效石口	十五次十百次	依计估排出的旧	處理	方式
早即坝日	土安修訂內谷	修訂低據或說明	新增	修訂
C3.3.2 設計載重	增訂載重組合表 C3-2 及修訂設計 載重觀念。	ASCE7-02 及美軍 UFC4-152-01 規範。		V
C3.3.3 構材檢核	增補除沉箱設計外,其他港灣混凝 土構造物設計依本基準之 C3.3.1 及 C3.3.2 節之規定強度折減因數 及載重因數分析,以最新之"混凝 土設計規範"設計。	內政部營建署,混凝土結構設計規 範,2017。		V
C3.4.4 保護層	 修訂港灣構造物之保護層厚度,並修訂表 C3-3 及 C3-4。 新增環境等級1至3。 修訂混凝土及鋼筋表面處理。 	 「港灣構造物設計基準-碼頭設計 基準及說明」,交通部,民國 99 年 10 月交技(99)字第 099009779 號頒 布修訂。 交通部,公路橋梁設計規範。民國 104 年 4 月 交 技 (104)字 第 1045004678 號頒布修訂。 		V
C3.5.2 水泥	增訂CNS15286 水硬性混合水泥。	最新 CNS(中華民國國家標準)。		V
C3.5.6 氯離子含量規定	將 AASHTO T260 刪除並增訂 CNS14702與CNS14703來做為氯 離子含量試驗之依據。	最新 CNS(中華民國國家標準)。		V
C3.6.2 混凝土配比	新增表 C3-6,無筋混凝土除現有 最小設計強度 210 kgf/cm2 之規定 外,增訂 280 kgf/cm2 之混凝土。 提供工程師如有耐磨、美觀或其他 特殊要求時,可採用較高之混凝土 強度。	中國土木水利工程學會,「混凝土工程 施工規範與解說」402-94a。		V
條文 3.9 及 C3.9 混凝土結構維護管理	於第一篇 C3.3 節「設施之維護管 理原則」述明可參考「港灣設施維 護管理計畫制定指南」辦理。	港灣設施維護管理計畫制定指南。		V
第四章 石料				
C4.2 抛石料	增訂工程會施工規範中對石料品 質檢驗之方法。	最新 CNS(中華民國國家標準)。		

第四篇 預鑄混凝土構件

	十五次和内容	修訂依據或說明	處理	方式
早即坝日	土安修订内谷		新增	修訂
第一章 沉箱				
C1.4.2 載重因數與載重組合	 增訂使用強度設計法時重要性 因數之說明。 強度折減因數參照第三篇。 新增作用於基腳應考慮之載 重。 	參考第三篇及 ASCE7-02 及美軍 UFC4-152-01 規範。	V	V
條文 1.4.6 安放時外力	删除沉箱完成封頂混凝土後受颱 風侵襲的敘述。	經初審討論,防颱措施為施工計畫廠 商因應風險所提之假設工程或施工步 驟,不宜於基準內限定方式。		V
C1.4.6 安放時外力	修訂幫浦法及閥門法其進水之水 位差可放寬至1.5m。	經初審討論,由過往工程案例及經驗 調整。		V
C1.5 構材設計	修訂保護層厚度與第三篇統一預 鑄構件為7cm,如有例外之處,將 加註說明。	經初審討論,第三篇保護層已明訂, 重複之處予以刪除。		V
第二章 L 型塊				
C2.4 構材設計	保護層厚度與第三篇統一預鑄構 件為7cm,故可刪除此對保護層厚 度之說明。	經初審討論,第三篇保護層已明訂, 重複之處予以刪除。		v
第三章 空心方塊				
C3.4 構材設計	保護層厚度與第三篇統一預鑄構 件為7cm,故可刪除此對保護層厚 度之說明。	經初審討論,第三篇保護層已明訂, 重複之處予以刪除。		V
第四章 方塊				
第五章 直立消波沉箱				
	 新增第五章直立消波沉箱,包含: C5.1 一般說明 C5.2 構材設計外力 1.設計沉箱體的外力 2.載重組合與載重因子 3.頂版排氣孔設計 4.設計消波艙所考慮的外力 C5.3 構材設計 	參考日本 2007 年版「港灣の施設の技 術上の基準•同解説」。	V	

第五篇 基礎

	十西族和南京	依计估塘式的明	處理方式	
早即項日	土安修订内谷	修可依像或说明	新增	修訂
第一章				
190 00				
第二章 遂其磁承載力				
C2.1 概論	就淺式基礎承載力增加一般說 明,刪除不考慮側向摩擦及附著阻 力的敘述;偏心及傾斜載重之依循 章節。	日本 1999 年版「港灣の施設の技術上 の基準•同解説」。		V
C2.2 砂性地質 基礎承載力	删除重要結構與一般結構物之安 全係數不同,統一為永久構造物之 安全係數 Fs=2.5。	日本 1999 年版「港灣の施設の技術上 の基準•同解説」。		
C2.3 黏性地質 基礎承載力	 修正重要結構與一般結構物之 安全係數不同,修正為一般構 造物之安全係數不得小於 1.5 當極輕微的沉陷或地面變形將 嚴重影響上部構造物的功能性 時(如橋式起重機等),安全係數 不得小於 2.5。。 修正公式 C2.3.1,及新增圖 C2-4。 	参考日本 1999 年版「港灣の施設の技 術上の基準•同解説」。		V
C2.4 多層土壤 基礎承載力	修訂多層土壤基礎承載力及安全 係數內容。	 参考日本 1999 年版「港灣の施設 の技術上の基準・同解說」與民國 96 年版港灣構造物設計基準。 冬考建築物基礎構造設計規範。 		V
C2.5 承受偏心傾斜載重之 基礎承載力	 修訂重力式結構承受偏心傾斜 載重時之基礎承載力分析方法。 Bishop 法分析基礎承載力,後 續章節如提到 Bishop 法均建議 加註簡易兩字 保留 Bishop 圓弧滑動分析法並 刪除經驗法則,包括三建法及 片山·內田法。 	参考日本 1999 年版「港灣の施設の技 術上の基準・同解説」與民國 96 年版 港灣構造物設計基準。		V
C2.5.2 安全係數	修訂對安全係數之定義。	参考日本 1999 年版「港灣の施設の技 術上の基準・同解説」與民國 96 年版 港灣構造物設計基準。		V
C2.5.3 抛石材料及基礎地層 的強度參數	新增決定抛石材料及基礎地層強 度參數的說明。	参考日本 1999 年版「港灣の施設の技 術上の基準•同解説」與民國 96 年版		v

	十五次六十六	收计计准计公司	處理方式	
早即項日	土安修订内谷	修訂低據或說明	新增	修訂
		港灣構造物設計基準。		
C2.5.4 經驗法則-載重分散法	删除檢核抛石上面構造物之底面 容許反力之檢核。	建築物基礎構造設計規範。		v
第三章 深基礎承載力				
C3.2.3 黏性土基礎側面抵抗	1. 修訂表 C3-1(單位換算有誤)。	參考日本 1999 年版「港灣の施設の技 術上の基準・同解説」與民國 96 年版 港灣構造物設計基準。		v
	 黏土黏著力統一修正為黏土附 著力。 	參照國內工程常用名詞。		v
第四章				
椿基礎承載力				
C4.2.4 依樁載重試驗 推算軸向極限承載力	 修訂極限載重實際值可能大於 推算值。 新增降伏載重與極限載重與沉 陷量之關係。 	参考日本 1999 年版「港灣の施設の技 術上の基準•同解説」與民國 96 年版 港灣構造物設計基準。		V
C4.2.5 依靜力承載公式 推算軸向極限承載力	 新增: 1. 推估基樁極限承載力建議以「日本道路橋梁示方書·同解說 IV下部構造篇」為同一標準。 2. 修訂打擊式工法之基樁軸向承載力公式(C4.2.6)。 3. 新增植入式工法,包含中掘工法及預鑽孔工法之介紹與承載力公式推估。 4. 新增基樁打擊式工法如使用大口徑基樁,應就閉塞率予以折減。 	 参考日本 2007 年版「港灣の施設 の技術上の基準•同解説」與「日 本道路橋梁示方書·同解説 IV 下部 構造篇」。 參考建築物基礎構造設計規範與 公路橋樑設計規範。 		V
C4.2.8 接樁折減	修訂內容。	参考日本 1999 年版「港灣の施設の技 術上の基準・同解説」與民國 96 年版 港灣構造物設計基準。		v
C4.4.3 以横向載重試驗 推定單樁行為	修訂利用載重和樁頭變位曲線決 定橫向承載力,亦需要考量所對應 之彎曲應力。	参考日本 1999 年版「港灣の施設の技 術上の基準・同解説」與民國 96 年版 港灣構造物設計基準。		V
C4.4.4 以分析方法 推定單樁行為	 新增斜樁之影響,並新增圖 C4-21 斜樁斜角與常數比之關 係。 新增橫山(Yokoyama)圖表 C4-26,提供設計者計算橫向地 盤反力係數。 	参考日本 1999 年版「港灣の施設の技術上の基準•同解説」。		V
C4.4.9	删除本草節之內容。	参考日本 2007 年版 港灣の施設の技	1	V

	十西族计由家	依訂估塘式的明	處理方式	
早即 垻 日	土安修订内谷	修可依像或说明	新增	修訂
其他橫向承載力		術上の基準•同解説」與「日本道路橋 梁示方書·同解説 IV 下部構造篇」並 已分析軟土分析。		
第五章 基礎沉陷				
C5.5 容許沉陷量	删除本章節之內容。	容許沉陷量損壞程度及容許量較適用 於陸上建築物,與港灣構造物之特性 與需求不盡相同,建議沉陷量應就港 灣設施或構造物之特性與需求不同, 於設計時與需求單位個案研訂。		V
C5.6 不均匀沉陷	不等沉陷統一修訂為不均勻沉陷。	依國內工程習慣用語。		V
第六章 邊坡穩定	標題斜面之安定統一修訂為邊坡 穩定。	依國內工程習慣用語。		V
C6.2.3 平面滑動面	標題直線形滑動面統一修訂為平 面滑動面。	平面滑動面較符合國內工程用語。		V
第七章 地盤改良				
C7.1 概論	 修訂軟弱地基之定義。 删除砂質土壤地基之改良方法。 	 原規範對軟弱地基之定義不明 確,故建議刪除。 砂質土壤改良方法刪除國內不常 用之方法,並將常用之工法放至後 續章節一併說明。 		V
C7.2 换土工法	 標題統一將換土工法修訂為置 換工法。 	依國內工程習慣用語。		V
C7.3 垂直排水工法	 標題統一將排水工法修訂為垂 直排水工法。 	依國內工程習慣用語。		V
C7.3.3 垂直排水工法之設計	 修訂(1)壓密速度及鋪砂(2)砂樁 之砂之內容。 	删除建議值,工程師得依實際狀況 調 整。		V
C7.4 震動擠壓工法	 - 刪除原 7.4 橫向震動壓密法與 7.5 壓實沙樁法,保留振動擠壓 工法。 2. 刪除原 C7.6.2 及 C7.6.3。 3. 刪除原 C7.6.6- C7.6.10 之章節。 	1. 國內工程較無使用,故建議刪除。		V
C7.4.1 改良原理與適用範圍	 1.修訂震動擠壓砂樁工法內容。 2.修訂礫石樁工法內容。 	 参考日本 1999 年版「港灣の施設 の技術上の基準・同解説」與民國 96 年版港灣構造物設計基準。 2.參考建築物基礎構造設計規範。 		V
C7.4.2 改良樁打設間距	刪除原 C7.6.4 對改良樁樁徑之說 明。	 1.参考日本 1999 年版「港灣の施設の 技術上の基準・同解說」與民國 96 年版港灣構造物設計基準。 2.參考建築物基礎構造設計規範。 		V

	十西次和田安	處理 處理		方式	
早即項日	土安修订内谷	修可依像或说明	新增	修訂	
C7.5 動力夯實工法	修訂工法原理內容並刪除針對未 飽和土壤、飽和非黏性土壤及飽和 黏性土壤之改良原理。	 参考日本 1999 年版「港灣の施設 の技術上の基準・同解説」與民國 96 年版港灣構造物設計基準。 2.參考建築物基礎構造設計規範。 		V	
C7.5.2 改良深度及範圍	簡化對改良範圍之描述。	 1.参考日本 1999 年版「港灣の施設の 技術上の基準・同解說」與民國 96 年版港灣構造物設計基準。 2.參考建築物基礎構造設計規範。 		V	
C7.5.3 主錘擊之單擊能量	簡化對單擊能量公式之描述。	 1.参考日本 1999 年版「港灣の施設の 技術上の基準・同解說」與民國 96 年版港灣構造物設計基準。 2.參考建築物基礎構造設計規範。 		v	
C7.5.6 主錘擊之夯擊階段數	删除對台灣西部濱海工業區之動 力夯實施工法之施工經驗。	 1.参考日本 1999 年版「港灣の施設の 技術上の基準・同解說」與民國 96 年版港灣構造物設計基準。 2.參考建築物基礎構造設計規範。 		V	
C7.5.7 主錘擊之夯擊點配置	刪除 Lukas 建議之夯實點間距。	 1.参考日本 1999 年版「港灣の施設の 技術上の基準・同解說」與民國 96 年版港灣構造物設計基準。 2.参考建築物基礎構造設計規範。 		V	
C7.5.9 整平鍾擊	簡化對整平錘擊之描述。	 1.参考日本 1999 年版「港灣の施設の 技術上の基準・同解說」與民國 96 年版港灣構造物設計基準。 2.參考建築物基礎構造設計規範。 		V	
C7.5.10 施工影響評估與防治	 1. 刪除動力夯實施工所引致之側 向擠壓量案例。 2. 簡化施工震動內容。 	 1.参考日本 1999 年版「港灣の施設の 技術上の基準・同解說」與民國 96 年版港灣構造物設計基準。 2.參考建築物基礎構造設計規範。 		V	
原 C7.8 點井法	刪除此章節。	原 7.8 點井法與一般工程用語之點井 不同,刪除此章節。		V	
原 C7.9 紙樁排水法	删除此章節。	國內現已不使用,刪除此章節。		v	
C7.6 其他改良工法	1. 刪除原 C7.10.2 石灰工法。	國內現已不使用,刪除此章節。		v	
C7.6.1 藥液灌注工法	簡化說明,僅保留灌注法之目的及 灌注材料類系。	 1.参考日本 1999 年版「港灣の施設の 技術上の基準・同解說」與民國 96 年版港灣構造物設計基準。 2.参考建築物基礎構造設計規範。 		V	
C7.6.2 表層加固法	新增此章節。	 1.参考日本 1999 年版「港灣の施設の 技術上の基準・同解說」與民國 96 年版港灣構造物設計基準。 2.参考建築物基礎構造設計規範。 	V		
C7.6.3 深層攪拌法	新增此章節。	1.参考日本 1999 年版「港灣の施設の	V		

音然西日	十西族针南穴	修訂依據或說明	處理	方式	
早即項日	主要修订内存		新增	修訂	
		技術上の基準・同解説」與民國 96			
		年版港灣構造物設計基準。			
		2.參考建築物基礎構造設計規範。			
		1.參考日本 1999 年版「港灣の施設の			
C7.6.4	彩描让 音符。	技術上の基準・同解説」與民國 96	V		
高壓噴射法	利增匹早即。	年版港灣構造物設計基準。	v		
		2.參考建築物基礎構造設計規範。			

第六篇 水域設施

	十五万十七万	修訂依據或說明	處理方式	
早即坝日	王安修訂內谷		新增	修訂
第一章 概說				
	 補充水域設施之定義。 修訂小型船渠靜穩之波高需求 敘述。 補充大型船舶計畫船型之噸級 單位。 解說第一章第 8 點之(8)至(11) 建議刪除。 	依 Harbour Approach Channels — Design Guidelines,PIANC,2014。		V
第二章 航道				
C2.2 航道中心線	 修訂雙航道規劃之誤植敘述。 修訂商船以最大舵角航行之定 義及圖 C2-3。 解說 C2.2 第 5 點之(4),建議將 駕駛者心理影響刪除,因量化困 難。 	依 Harbour Approach Channels — Design Guidelines,PIANC,2014。		V
C2.3 航道寬度	 修訂航道寬度之定義,刪除航道 寬度之一般規定表 C2-1。 解說 C2.3 於第 3 點新增內港採 雙向航道時之航道寬度及外港 航道寬度之建議值。 新增漁船或 500GT 以下的相關 說明於表 2-5 的備註。 	依 Harbour Approach Channels — Design Guidelines,PIANC,2014。		V
C2.4 航道水深	 1. 刪除航道水深之概估敘述。 2. 新增航道水深之估算方式,包含 表 C2-2 3. 解說 C2.4 航道水深需先定義其 計算之基準(baseline)。 	依 Harbour Approach Channels — Design Guidelines,PIANC,2014。		V
C2.5 航道長度	 修訂航道長度之定義。 2. 改條文 2.5 節內容,將解說 C2.5 第一段移至主文。 	參考 Port designer's handbook 及「港 灣構造物設計基準增補研究」。		V
C2.6 航道靜穩度	刪除應避免船泊後方45°範圍以內 有自後來襲之波浪說明。	參考國內工程經驗。		V
C2.7 外港航道	刪除本章節。	相關說明於 C2.3 報告。		V
第三章 港區水域	標題修訂為港區水域。	本章含蓋範圍不僅限於泊地,故修訂 為港區水域。		V
C3.1 港口	刪除原3.1泊地規劃之基本原則並 新增港口航道方向應考量因素。	依 Harbour Approach Channels – Design Guidelines , PIANC , 2014 。	V	

立 林 石 口	十五次打击灾	放针体播出的田	處理方式	
早即 坝日	王安修訂內谷	修司依豫或祝明	新增	修訂
條文 3.2 錨泊區	 原 3.2 泊地位置及面積修訂為錨 泊區。 條文 3.2.1 錨泊區位置考量因素,刪除第七點環境汙染防治的 限制。 			V
C3.2 錨泊區	修訂錨泊區位置、水深及半徑之定 義及計算方式。	 Port designer's handbook , Thoresen, 2014。 港灣の施設の技術上の基準•同解 說, 2007。 		v
條文 3.3 浮筒繫泊水域	原放置於3.2節之浮筒繫泊水域放 至3.3節說明。	Port designer's handbook , Thoresen , 2014 。		V
C3.3 浮筒繫泊水域	新增浮筒泊地之面積計算方式。	 1. 港灣の施設の技術上の基準・同解 說,2007。 2. 港灣構造物設計標準,台灣省政 府,民國 70 年。 		V
C3.4 迴船池	 原放置於 3.3.1 節之浮筒繫泊水 域放至 3.4 節說明。 修訂操船水域,包含迴船池之定 義、碼頭繫泊及解纜水域之估 算、泊渠之估算。 	 1. 港灣の施設の技術上の基準・同解 說,2007。 2. 港灣構造物設計標準,台灣省政 府,民國 70 年。 		V
C3.5 碼頭繫泊及解纜水域	 原放置於 3.3.2 節之浮筒繫泊水 域放至 3.5 節說明。 修訂泊地水深之敘述。 	依 Harbour Approach Channels — Design Guidelines,PIANC,2014。		V
C3.6 泊渠	 原放置於 3.3.3 節之浮筒繫泊水 域放至 3.6 節說明。 修訂裝卸臨界波高之船型定義。 	港灣の施設の技術上の基準•同解 説,2007。		V
條文 3.7 泊地水深	 原放置於3.4節之浮筒繫泊水域 放至3.7節說明。 新增泊地水深定義:以最低低潮 位為水準零點(築港高程)下。 	參考國內工程經驗。		v
C3.7 泊地水深	新增漁船於硬質底床及軟弱底床 之水深餘裕。	參考國內工程經驗。		V
C3.8 泊地靜穩度	 原放置於3.5節之浮筒繫泊水域 放至3.8節說明。 新增對泊地靜穩度的說明。 	依 Harbour Approach Channels — Design Guidelines,PIANC,2014。		V
第四章 小型船渠				
	 修訂小型船舶之定義。 新增小型船泊面積估算方式,包 含圖 C4-1~C4-3。 	港灣の施設の技術上の基準・同解 説,2007。	V	V
附錄3 期中審查委員意見 及處理情表

交通部運輸研究所合作研究計畫

期中報告審查意見處理情形表

計畫編號:MOTC-IOT-107-H1DB001g

計畫名稱:港灣構造物設計基準相關條文修訂

執行單位:台灣世曦工程顧問股份有限公司

審查日期:107年7月19日

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審 查意見
一、蔡瑤堂 委員		
1.建議其名稱仍然維持「港灣構	遵照辦理,港灣構造物設計沿	同意辦理。
造物設計基準」。	用"基準"。	
2. 編排方式請再考量,是否要分	謹依交通部「部頒技術規範作	同意辦理。
成規範及解說兩部分(以前碼	業機制規定」所訂定之規範內	
頭設計基準原稿分開,各領域	容順序辦理。	
專家學者審查時決定合併)。如		
果確定分成兩部分請把解說目		
錄移到解說前,方便查閱。		
3. 第一篇總則或通則, 請一致。	遵照辦理,統一為"總則"。	同意辨理。
4. 第一篇第三章生命週期之維護	遵照辦理。	同意辦理。
管理原則,其內容請再斟酌。		
請參考日本 Technical standards		
and commentaries for port and		
harbor facilities in Japan,2009.		
5. 第二篇設計條件尚有多處須修	感謝指正,遵照辦理。	同意辦理。
改,以下僅舉數例。		
6.P.132 作用於繫泊船舶之水流	(1) 感謝指正, 編排版面遺漏繫	同意辦理。
力,所謂適當方法指哪些方法?	泊船泊之水流力,已補充,	
表 2-1 及表 C2-3 均可能誤植。	詳見 P.110。	
	(2) 參照表及表編號誤植,已重	
	新校閱編排。	
7.P.136 最大風速之暴風半徑	(1) 修正暴風半徑為 km,詳見	同意辦理。
(m),應為(km)。梯度風單位請	P.114 °	
再檢討。	(2) 梯風風單位檢討後改 SI 單	
	位。	
8. P.141 N: 樣本個數係數下之公	已配合修改,詳見 P.120。	同意辦理。

众也中士,日口井少旧、立日	人儿开咖吧小春田住口	本所計畫承辦單位審
	合作研究单位处理情形	查意見
式應為誤植。		
9.P.142 越波量計算,建議改為溯	遵照辦理,詳見 P.121。	同意辦理。
升及越波量計算。		
10.P.143 等值深海波高建議改為	已配合修改,詳見 P.122。	同意辦理。
相當深海波高。		
11.請加註 Ho'之主要用途是作為	Ho'=Kr*Kd*Ho,由於已不考慮	同意辦理。
二維水工模型試驗之造波波	波浪受地形折射、繞射之效	
高。 。	應,故除了可做為二維水工模	
	型試驗之造波波高外,亦可做	
	為 Goda 波壓公式設計波高輸	
	入計算之用。	
12.P.145(7)由實測資料所得示性	已配合修改,詳見 p124。	同意辦理。
波高在實測地點水深 0.5 倍以		
上時,建議改為示性波高大		
於實測地點。		
13.P.150 C4.5.1 波浪折射建議改	已配合修改,詳見 P.129。	同意辦理。
為波浪折射及淺化。		
14.P.151 淺化係數公式僅適用於	已配合補充,詳見 P.149。	同意辦理。
線性波,若考慮非線性波,則		
宜使用圖 C4-4。		
15.P.152 倒數第二個公式, 4.2 應	已配合修改,詳見 P.149。	同意辦理。
為 3.8 °		
16.P.158-159 僅考慮複式斜坡	已配合補充,詳見 P.155-160。	同意辦理。
堤,建議把單一斜坡堤之溯升		
也加入。		
17. 第五章波力建議增加「作用於	已配合補充,詳見 P.200。	同意辦理。
水面附近結構物之波力」。		
Morison 公式是由線性波理論		
推導出來的,在實務上用 P.21		
之公式有困難,建議把 Coastal		
Engineering Manual(VI-5-7)的		
圖解法加入,才有實用性。		
18.P.177 Hs:堤前之波高,宜改為	已配合修正,詳見 P.186。	同意辦理。
堤前重複波高。		
19.P.180 護面塊石與消波塊所	感謝指正,補充重量計算公	同意辦理。
需重量,只有安定係數資料,	式,詳見 P.189。	

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審
		查意見
無計算重量的公式。		
20.P.191 四分潮振幅和的 1/2,建	已配合修正,詳見 P.206。	同意辦理。
議改為「四分潮之和」。		
21.第七章水流建議增加各種流	已配合補充,詳見 P.211~P.214。	同意辦理。
的說明及水流對被覆材料的		
安定分析。		
22.P.283 被動土壓單位,請把 m3	感謝指正,修正土壓單位,詳	同意辦理。
改為 m ² 。	見 P.306。	
23.P.287 圖 C12-4,請h把改為	感謝指正,修正圖面為 H,詳	同意辦理。
H °	見 P.309。	
24.P.301 表 C13-1 請增加常用的	材料表納入鋁單位體積重,詳	同意辦理。
鋁。	見 P.323。	
25.P.326 3.3.2 未見表 3-1~表 3-3。	已修改,詳P.348。	同意辦理。
26.P.329 最後符號,鋼筋應力,	已配合修改詳 P.350。	同意辦理。
似應為「鋼筋增加應力」。		
27.評估是否將海嘯的影響放	日本OCDI規範2009年雖已納	同意辦理。
入,日本港灣設計基準有規	入海嘯波力計算公式,但由於	
定,如要使用可參考。	海嘯造成之水位抬升目前尚無	
	一定之公式計算,跟地震大	
	小、海床錯動之規模息息相	
	關,其成因複雜,在尚未有可	
	依循之公式計算前,建議暫不	
	納入規範之中。	

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審
二、李季欣 委員		旦忌兀
1 P 34,104 節垂 直 地震力,對功	「「「「「「」」」。	同音辦理。
能性之重力式結構是否有所說	修訂為非剛性結構物垂直地震	
明?	力,詳見 P.25。	
2.P51 載重組合表採 UFC, P249	(1)感謝指教,美軍設計準則	同意辦理。
載重組合根據 ASCE, P326 描	UFC 載種組合係依據 ASCE	
述為美軍規範,請統一。	7-02 所訂定,載重組合表移	
	至 P.349,合先述明。	
	(2) P.349 加註該準則引用之	
	ASCE內容。	
	(3) P.349 及 P.350 統一資料來源	
	寫法為"美國陸軍工兵團	
	(USACE)、海軍設施工程	
	指揮部(NAVFAC)及空軍	
	土木工程支援局	
	(AFCESA)」,統一設施準則	
	(Unified Facilities Criteria,	
	UFC), DESIGN: PIER	
	AND WHARVES , UFC	
	4-152-01,2005年版"。	
	(4) P.272 原參考 ASCE1990,本	
	次將修訂與 P.349 及 P.350	
	一致,參照 ASCE7-02。	
3. P.127 中 C2-14 的靠泊速度參考	感謝指教,納入 PIANC 及 BS	同意辦理。
BS6349-4,根據BS4349-4的靠	有關 abnormal impact factor 觀	
泊速度偏低是因該速度為正常	念,詳見 P.104。	
靠泊情形,但該規範特別說		
明,靠船能童計算遠應考慮不		
正常撞擊 (Abnormal impact)。		
國際規範 PIANC 則直接規定		
Abnormal Impact Factor。建議規		
1 11 11 11 11 11 11 11 11 11 11 11 11 1		
业,以避咒进取戰低罪船速度。	甘始北北,西江南田山(4)四	日立动田
4. r. 241, 站 補 制 性 谷 重 K 参考 父 通 就 八 政 长 颍 相 梵 目 云 人 泣 0	◎ 湖 指 教 , 經 初 番 研 討 後 調 軟 , ᡤ P 264 -	1] 息辨理。
迪部公路橋磔規範定省台週?	☆ , 計 P.204。	

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審
		查意見
5.P.311, 鋼板樁材料以 EN1993-5	(1) 感謝指教,增訂 CNS 及 JIS	同意辦理。
為標準,是否增修 CNS、JIS	標準,詳P.333所修訂。	
等。P.312 表 C2-2 中 SKK、SKH	(2) 表 C2-2 鋼管樁(SKK) 及 H 型	
材質直接轉換為我國編號。	鋼樁(SHK)直接引用我國	
	CNS 內之相關編號名稱,另	
	無CNS規定之鋼管板(SKY)	
	椿則由表中刪除,詳P.334。	
6. P.321 的 PU 樹脂英文學名不對	感謝指正,修正 PU 樹脂英文	同意辨理。
(Polyurethane) •	學名為"Polyurethane",詳見	
	P.343 °	
7.P.396 消波沈箱構材設計外力的	感謝指教,說明3原參	同意辦理。
說明 3,是否標註出處及可靠	考 "TECHNICAL	
度。	STANDARDS AND	
	COMMENTARIES FOR PORT	
	AND HARBOUR FACILITIES	
	IN JAPAN"2002 年版 PART IV	
	PRECAST CONCRETE	
	UNITS,依新版(2009年)修	
	訂, 刪除頂板壓力隨開口率變	
	化的數值,修訂為:排氣孔之	
	設置可配合頂版使用需求進	
	行調整且相關開口研究可參	
	考日本「港灣の施設の技術上	
	の基準 同解説」;詳見 P.416。	
8. P.133,應另外檢討貨櫃船繫船	(1) 感謝指教,原部頒86年版、	同意辦理。
柱之拉力。	日本港灣設施技術基準同解	
	說平成 11 年及平成 19 年版	
	就渡輪及貨櫃輪均已註明因	
	受風風面積較大,應用本章	
	敘明 。	
	(2)本次修訂建議直接註明不適	
	用表 C2-15,應視需要依實	
	際船型、繫船柱之配置及繫	
	續方式檢核實際受力情形,	

冬與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審
		查意見
	詳 P.111。	
三、浩海工程工程顧問股份有限		
公司		
1.P.111,所述有關漁港斜坡式構	感謝指教,已修正,詳P.89。	同意辦理。
造物設計波浪之迴歸期採25年		
乙節,由於目前漁港設計波浪		
均採 50 年迴歸期,並無採 25		
年之情形,故應無必要特別就		
漁港設計降低波浪迴歸期,建		
議該部分無須就港口重要性分		
類,宜一體適用 50 年迴歸。		
2. P.221, 耐震設計乙節, 案內設	(1) 國內目前所有規範標準均	同意辦理。
計地震迴歸期採 475 年,最大	採 475 年設計地震,2500	
考量地震迴歸期 2500 年,一體	年最大考量地震,請諒察。	
適用所有港灣設計,該部分在	(2) 本基準有關耐震設計理念	
漁港領域恐窒礙難行,建議參	及工址水平加速度均以符	
考日本港灣構造物設計基準,	合國內基準及工址特性為	
分重要設施及一般設施二類之	修訂方針;有關漁港領域部	
方式處理。	分,本基準初審第一篇第一	
	章解說中已述明,非商港管	
	轄之設施,視其重要性不	
	同,應另採適當之方法。	
	(3) 本基準已參考本港灣構造	
	物設計基準,訂定結構物之	
	用途係數,對於小規模結構	
	物,復舊作業容易進行者可	
	採較低之係數設計。	
四、許國強委員		
1. 新版規範排版將規範與規範說	謹依交通部「部頒技術規範作	同意辨理。
明拆開,規範部分內容已將計	業機制規定」所訂定之規範內	
算公式或準則納入,則規範說	容順序辦理。	
明則不再敘述,其可讀性略為		
不便利,建議可參考舊省府時		
期及日本港灣規範、內政部規		
範,採基準及解說的方式編		
排,提高可讀性。		

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審 查意見
2. 新版規範每章節前雖有符號定	感謝指正,遵照辦理。	同意辨理。
義,部分公式保留符號說明、		
部分公式則無,建議公式仍應		
保留符號說明,提高可讀性。		
3. 規範目錄部分有缺漏章節標	感謝指正,遵照辦理。	同意辨理。
題,以及內文圖表部分有交互		
參照連結錯誤,如規範目錄		
Page.v、規範解說 Page.93、99		
等,請修訂排版內容。		
4.材料單位重之計算單位採	感謝指正,配合檢討修訂。	同意辦理。
tf/m ³ 、SI 單位採 kN/m ³ ,在		
5.4.2Morison公式及C1.4.5拖行		
時外力等,單位體積重之計算		
單位採 tf/m³/g、SI 單位採		
tf/m ³ ,容易對讀者照成混淆,		
建議應再行檢討修訂公式或拆		
分兩計算公式。		
5.C1.2 影響設計因素,一般港灣	感謝委員意見,一般港灣構造	同意辨理。
永久結構物使用年限由40年提	物多屬鋼筋混凝土構造,其使	
供至 50 年,但設計波浪回歸期	用年限為50年尚屬合理;而設	
仍維持 50 年,則可能破壞遭遇	計波浪迴歸期則依不同構造物	
機遇將由 0.554 提高至 0.636,	之重要性而採用不同之迴歸	
建議應再行檢討修訂,或遇險	期,另亦列出不同耐用年限及	
機率增加時,港灣構造物規劃	迴歸期之遭遇機率表供設計者	
設計如何加強因應,宜多補充	參考。	
說明,提供設計者參考。		
6. 第二篇 C4.7 波浪越波量及溯升	感謝委員意見 ,本次修訂內容	同意辦理。
高,已針對拋石堤溯升高及越	除已納入氣候條件相似之日本	
波量分析有明確規定,另直立	規範,亦納入美國工程兵團之	
堤及合成堤,建議可將歐盟經	海岸工程手册相關計算公式,	
驗公式納入參考。【EurOtop II –	另於條文 4.7.2 中增列「越波量	
Manual on wave overtopping of	可依據日本 Goda 以不規則波	
sea defences and related	之試驗方式、美國工兵團之海	
structures: An overtopping	岸工程手册 (Coastal	
manual largely based on	Engineering Manual)越波量計	
European research, but for	算或依據歐盟規範方式計算,	

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審
		查意見
worldwide application, 2016 年】	以供後續設計推估適當之胸牆	
	高度」。由於上述公式均以經驗	
	式為主,仍可依設計者之需求	
	配合斷面水工模型試驗以取得	
	較為符合實際之越波量。	
7.第二篇 C5.3 護面塊石及消波	KD值需求試驗求得,故設計者	同意辨理。
塊所需重量,僅就塊石訂定 KD	使用何種消波塊時需依其試驗	
建議值,針對國內常用消波	所得之 KD 值進行設計,故本規	
塊,建議參考國外規範或模型	範不特別列出各型式消波塊所	
試驗結果訂定 KD 建議值,提	使用之KD值。	
供設計者參考。		
8.第二篇 C.6.2 天文潮,相關潮	遵照辦理,詳 P.205 及 P.206。	同意辨理。
位定義建議參考中央氣象局、		
國內港灣及海岸工程參考書		
等,訂定統一標準並詳述說明。		
9.第二篇 C10.8 載重組合,上載	參照 ASCE 7-02 修訂,統一將	同意辨理。
載重分為靜載重及裝載載重,	載重組合修訂於第三篇 C3.3.2	
並定義有不同載重組合,此與	節,詳見 P.349。	
第三篇 C3.3.2 設計載重中將前		
述兩者合併一項為自重,其載		
重組合似乎不一致,且載重組		
合遺漏船舶繫船力,請再檢討		
修訂。		
10. 第五篇 C4.4.4 以分析方法推定	遵照辦理,將參考日本港灣規	同意辦理。
單樁行為之橫向地盤反力係	範納入橫山(Yokoyama)圖表,	
數,建議參考日本港灣規範納	提供設計者計算參考,詳P.497。	
入橫山(Yokoyama)圖表,提供		
設計者計算參考。		
11.第三篇 C3.4.4 保護層之表	感謝指正,遵照辦理,詳見P.352	同意辦理。
C3-6,建議增加使用混凝土最	表 C3-4。	
小抗壓強度。		
12.第六篇水域設施,建議參考國	1.感謝指教,有關單向及雙向	同意辦理。
內港灣海岸參考書、國外規範	之航道寬度,擬參考 Harbour	
等,分別訂定單向及雙向之港	Approach Channels – Design	
口、航道寬度等,以及不同船	Guidelines,PIANC,並配合	
舶靜穩度需求等,提供設計者	修訂於 C2.3。	

		本所計書承辦單位審
參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	查意見
參考。	2.不同船舶之泊地靜穩度需	
	求,將參考港灣の施設の技	
	術上の基準同解説(2007)修	
	訂於 C3.6。	
13.國內離島地區港灣工程常遭遇	軟弱地層其地質組成狀況、土	同意辨理。
軟弱地質,建議補充訂定軟弱	壤性質等皆不盡相同,通常應	
地質相關參數(如橫向、垂向地	依個案分別考量相關參數。	
盤反力係數等)經驗公式、港灣		
構造物規劃設計如何因應等,		
提供設計者參考。		
五、邱永芳委員		
1.所採用之係數或標準的部分,	遵照辦理	同意辦理。
應討論引用自日本或美國規範		
數據之不同處,而納入採用之		
數據應有說明,並蒐集臺灣目		
前設計值,進行比較使用。		
2. 材料使用應考量臺灣的環境和	遵照辦理。	同意辦理。
品管,才能較精確的選用數據。		
3.請將施工能力納入生命週期之	遵照辦理。	同意辨理。
維護管理原則考量,做為未來		
維護期間之選定參考。		
4.請蒐集並判斷施工和材料的品	遵照辦理。	同意辨理。
管與施作能力,做為訂定參數		
的依據。		
六、 主辦單位		
1.報告第221頁C10.1 耐震設計之	(1) 第二篇第十章 10.1 節之耐	同意辦理。
目標,提到三種地震水準及耐	震設計目標已敘明剛性結	
震設計目標,針對剛性結構物	構物與非剛性結構物之適	
之耐震設計是否適用,請考量。	用性。	
	(2) C10.1 節中之最大考量地震	
	係考量韌性容量耗盡,僅適	
	用非剛性構造物。	
2. 針對漁港及小型工作船渠之耐	小型規模結構物可依第二篇	同意辦理。
震設計需求,是否可以建議取	第十章表 C10-16 之 C 級結構	
較小的用途係數來調整設計地	物。	
震力,以避免過高的工程建造		

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審 查意見
經費。		
3. 各章節更改之原因已在附錄中	遵照辦理,詳附錄2。	同意辦理。
有詳細的說明,建議可再增加		
一修正對照表簡要說明變更條		
文內容及原因。		
4.相較於96年版,本次編修將起	遵照辦理,補充修訂於C10.2.8	同意辨理。
始降伏放大倍數 αy 明訂建議	節 。	
值,研究團隊亦於附錄說明適		
用港灣構造物之 αy 建議值,唯		
未編修於正式的條文解說內容		
中,再請修正。		
5. 附錄 B-8, Fb:容許「軸壓」應	感謝指正,修正為容許彎曲應	同意辦理。
力,「軸壓」是否應為「彎曲」,	力,詳附錄 5-20。	
再請查明		
6. 請加強圖文的勘誤。	遵照辦理。	同意辦理。

附錄4

歷次初審會議評論及 辦理情形

第一篇 初審會議評論及辦	理情形		
會議時間:民國 107 年 8 月 30 日(星期四)上午 1	會議時間:民國 107 年 8 月 30 日(星期四)上午 10 時		
審查委員:蔡瑤堂 委員;許國強 委員;張文欽	委員;陳炳祺 委員		
出席單位:臺灣港務股份有限公司 鄭志宏			
會議評論	辨理情形		
1. 於主文中率訂本基準適用範圍,並於解說中	1. 相關會議評論於本篇會議初審期		
說明商港範圍外(如漁港、遊艇港或海岸構造	間即依委員評論修訂。		
物)可依其重要性及使用需求不同,除可参考	2. 本基準修訂係就 96 年增補內容進		
本基準外,另應考量其特性採取適當之方	行修訂,原 96 年增補內容係已合		
法。另重覆之段落可於解說中刪除。	併部頒85年防波堤設計及86年港		
2. 生命週期包含開始之規設及移交後之維管,	灣設計基準,未來基準頒佈後,將		
本基準新增之第三章係就生命週期之管理原	依最新版本為主,原先舊版本將失		
則而非著重後期之"維護",因此修訂第三章標	效,無併存混淆之虞。		
題為"生命週期之 維護 管理原則"。	3. 航港局書面意見所提,遊艇碼頭設		
3. 解說中有關設施之施工原則參考日本港灣の	計規範納入,以因應日漸增多之遊		
施設の技術上の基準・同解説,2007版,然日	艇停泊需求,於第一篇將遊艇港列		
本工程施工背景與台灣不盡相同,部分與公	入商港範圍外之港灣構造,另建議		
共工程施工品質管理作業要點不盡相同,應	於第九篇"專用碼頭"探討。		
予刪除。			
4. 應加入施工管理資料留存建檔			
5. 本文或解說有提到港"埠"設施的部分統一為			
港"灣"設施。			
6. 本文中所提之「港灣設施維護管理計畫制訂			
指南」建議移至解說再做說明。			
7. C3.1.2 將極端氣候更改為氣候變遷。			
8. C3.3.1、C3.3.2、C3.3.3 為參照聯合國所頒佈			
之內容,如本基準參照日本港灣設計基準,			
建議將其刪除。			
9. C3.3.4 鋼材之維護管理及混凝土結構維護管			
理移到第三篇工程材料另行說明。			
10. 遊艇碼頭設計規範納入,以因應日漸增多之			
遊艇停泊需求			

第二篇 初審會議(第一次)評論及辦理情形	
會議時間:民國 107 年 9 月 27 日(星期四)上午 10 時	
審查委員:蔡瑤堂 委員;李季欣 委員;鄧耀里 委員;韓文育 委員	
會議評論 辦理情形	
1. 條文盡量精簡,條文及解說用字一致性需統 遵照辦理,已修正主文。	
一,例:結構物統一更改為構造物。	
2. 符號定義需說明清楚,各篇章之符號應盡量 遵照辦理。	
統一,如有重複且代表不同物理意義之符號	
需說明清楚。另外如海水密度或空氣密度等	
可直接給建議直於符號說明。	
3. C1.2 節因波浪遭遇機率於港灣構造物均採 遵照辦理,已修正。	
50 年迴歸期設計,故可將 a-e 之不同港口分	
類刪除。	
4. C2.1 節 DWT 與 GT 之估算關係需註明出處 遵照辦理,已補充。	
且補充說明如有更新,需依最新資料為主。	
5. 如用表 C2-14 中 a 之靠泊速度設計,其靠岸 遵照辦理,已補充。	
衝擊力會太小,故建議補充因操船意外或熟	
練度等因素考量,於計算衝擊力時需考慮異	
常係數。	
6. 建議增補漁船之靠岸速度。 遵照辦理,已補充表 C2-15。(參	照漁港
構造物標準設計法)	
7. C4.5.2 反射係數參考日本最新規範更新數 遵照辦理,已更新。	
值。	
8. C4.7.2 計算波浪越波量時建議增加可參考歐 遵照辦理,已補充越波量計算可	參考日
洲規範計算之說明。 本 Goda、美國工兵團之海岸工	程手册
及歐盟規範方式計算。	
9. C5.2.7 須說明為計算直立消波沉箱之穩定 遵照辦理,已補充說明。	
性,與第四篇計算構件安全區別。	
10. C5.3.1 第6及第7點需補充說明。 遵照辦理,已補充。	
11 C5 3 2 補充護面石之安定係對說明,用以求 遵昭辦理,已補充說明代入式	C5.3.1
得提基護面石重量。 可求得会成提提其護而石重量。	00.0.1
12 C55 計算碼頭上部結構之上揭力,建議補 遵昭辦理,已補充 C55 第(4) 聖	谁行油
· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	
	ורו אך

Г

第二篇 初審會議(第二次)評論及辦理情形			
會議時間:民國 107 年 9 月 27 日(星期四)下午 1 時 審查委員:蔡瑤堂 委員;李季欣 委員;鄧耀里 委員;韓文育 委員			
會議評論	辨理情形		
1. 條文盡量精簡,條文及解說用字一致性需	遵照辦理,已修正主文。		
統一,例:結構物統一更改為構造物。			
2. 符號定義需說明清楚,各篇章之符號應盡	遵照辦理,已修正。		
量統一,如有重複且代表不同物理意義之			
符號需說明清楚。另外如海水密度或空氣			
密度等可直接給建議直於符號說明。			
3. 第六篇條文 6.1.1-6.1.3 對暴潮及海嘯與海	遵照辦理。		
水面上昇的影響移至解說。			
4. 第六篇條文 6.2 天文潮相關潮位之定義移	遵照辦理。		
至解說。			
5. 條文 6.4 潮位基準換算補充說明水準零點	遵照辦理。		
為築港高程。			
6. 條文 6.5 與 4.8 節雷同,建議將此章節與	遵照辦理。		
4.5 節合併。			
7. 條文 7.3 式(7.3.1) Isbash 常數增補方塊為	遵照辦理,已補充。		
1.08 且非上述所列須另做試驗決定。			
8. C8.2 波激發力及波漂移力名詞再確認。	遵照辦理。		
9. 第九章 9.5 節標題建議更改為標準貫入試	遵照辦理,已修正,並新增9.6節圓錐貫		
驗,另建議增補 CPT 說明因海上仍以 CPT	入試驗。		
為主。			
10. 條文 10.8 節載重組合補充說明參考第三	遵照辦理。		
篇。			
11. C10.2.8 起始降伏放大倍數建議給定範圍	遵照辦理,已修正。		
以保留彈性,經討論,鋼管樁容許應力法			
原修訂為 1.2,調整為 1.2~1.4, PC 樁則考			
慮降伏處樁頭面積降低及施工品質由原			
1.9,調整為 1.4~1.6。結構系統韌性容量因			
暫無大型試驗回歸佐證,建議依港灣構造			
物獨有之系統特性,給定韌性容量範圍			
3~4.2 °			
12. C10.8 載重組合除說明參考第三篇外,另補	遵照辦理,已補充。		
充說明採用容許應力法時,載重係數再調			

第二篇 初審會議(第二次)評論及辦理情形		
會議時間:民國 107 年 9 月 27 日(星期四)下午 1 時 審查委員:蔡瑤堂 委員;李季欣 委員;鄧耀里 委員;韓文育 委員		
會 議 評 論	辨理情形	
整。		
13. 建議刪除 11.6 節,因極軟弱土層及沉泥層	遵照辦理,已刪除。	
本身剪力強度即偏低,非液化後造成剪力		
強度喪失,故不適用於此章節。		
14. 建議刪除 11.7 節土壤液化安全係數,因	遵照辦理,已刪除。	
11.9節已定義土壤參數折減係數。		
15. C12.1 節土壓力公式宜增加說明壁面摩擦	遵照辦理,已補充。	
角度之正負號引用方式。		
16. C13.2 表 C13-1 建議增補不銹鋼。	遵照辦理,已補充。	

第三篇 初審會議評論及辦理情形

會議時間:民國107年9月19日(星期三)下午1時

審查委員:郭世榮 委員;張大鵬 委員;李季欣 委員;許國強 委員;姚武田 委員

會議評論		辦 理 情 形	
1.	條文之撰寫應盡量精簡,避免公式或表格	遵照辦理,已修正主文。	
	出現在條文,可參考民國 86 年版港灣構造		
	物設計基準。		
2.	各篇章公式之符號,建議加以區分,避免	遵照辦理,已修正。	
	採用同一符號。例如彈性模數與地震力避		
	免同時用 E。且公式與符號說明之字體要		
	一致。		
3.	第二章除國內生產之鋼鐵材料敘述外,其	遵照辦理。	
	餘說明移至解說並將國外進口之鋼鐵材料		
	說明刪除。		
4.	鋼材之維護管理與混凝土結構之維護管理	1. 感謝指正,已將鋼材與混凝土結構之	
	建議放至解說,並說明需訂定維護管理計	維護管理放至解說。	
	畫,相關細節參考將頒布之港灣構造物維	2. 另於第一篇 C3.3 節「設施之維護管	
	護管理手册即可。	理原則」述明可參考「港灣設施維護	
		管理計畫制定指南」辦理。	
5.	表 C2-2 建議刪除 CNS 未制定之鋼鐵材料	遵照辦理,已將 CNS 未制定之鋼鐵材料	
	(SKY400、SKY490)且表格內數值建議統	刪除。	
	一参照日本 1999 年版「港灣の施設の技術		
	上の基準・同解説」。		
6.	表 C2-5 載重狀態名稱更改為常時與短時。	遵照辦理,已修改為"常時"及"偶發"。	
7.	C2.4.4 節表 C2-7 建議刪除以避免防蝕工法	遵照辦理,已刪除 C2-7 表,原表 C2-8	
	的更新。表 C2-8 建議參考日本規範建議	修正後為表 C2-7。	
	值,因港灣構造物陰極防蝕準則仍為草案		
	階段。		
8.	3.1 目前均以添加卜作蘭材料之水硬性混	遵照辦理,已修改。	
	合水泥為主,故於一般說明中除卜特蘭水		
	泥與粒料拌合之混凝土外,建議增加卜作		
	蘭材料於說明中。		
9.	如為純混凝土則統一為無筋混凝土,有鋼	遵照辦理,已修改。	
	筋則統一為鋼筋混凝土。		

第三篇 初審會議評論及辦理情形

會議時間:民國 107 年 9 月 19 日(星期三)下午 1 時 審查委員:郭世榮 委員;張大鵬 委員;李季欣 委員;許國強 委員;姚武田 委員

會議評論	辨理情形	
10. 公式 C3.3.1 之 index J 建議刪除。	遵照辦理,本篇章修正後刪除此公式。	
11. 表 C3-4 之彎矩強度與混凝土剪力強度之	遵照辦理,已修改並統一彎矩強度與混	
強度折減因數建議以強度280 kgf/cm ² 之混	凝土剪力强度之强度折减因数参照表	
凝土來訂定。	C3-1 °	
12. C3.4.4 保護層,建議刪除環境等級 4 之條	遵照辦理,已修改,並更新為表 C3-3 及	
件,並且考慮表 C3-5 與 C3-6 之必要性。	C3-4 °	
可於說明中描述即可。		
13. C3.5.2 增訂 CNS15286 水硬性混合水泥。	遵照辦理,已更新。	
14. C3.5.6 建議可將 AASHTO T260 刪除並增 遵照辦理,已更新。		
訂 CNS14702 與 CNS14703 來做為氯離子		
含量試驗之依據。		
15. 因現行場鑄混凝土之澆置與施工性均有一	感謝指正,無筋混凝土除現有最小設計	
定水準,故表 C3-8 建議統一修訂最小混凝	強度 210 kgf/cm ² 之規定外, 增訂 280	
土強度均提高為 280 kgf/cm ² 。	kgf/cm ² 之混凝土。提供工程師如有耐	
	磨、美觀或其他特殊要求時,可採用較	
	高之混凝土強度。	
16. 建議增訂工程會施工規範中對石料品質檢	遵照辦理,已更新。	
驗之方法。		
17. 建議補充基礎拋石料之設計參考值。	經查國內外相關規範,並無明訂拋石料	
	之詳細設計參考值。其對應之邊坡坡度	
	需依工址特性分析其邊坡穩定,建議本	
	基準暫不予明訂設計值。	

第四篇 初審會議評論及辦理情形

會議時間:民國 107 年 9 月 26 日(星期三)下午 1 時 30 分

審查委員:郭世榮 委員;胡聰明 委員;蔡瑤堂 委員;陳宗欽 委員;姚武田 委員

會議評論		辨理情形	
1.	條文及解說用字一致性需統一,例:堆載	遵照辦理。	
	載重統一更改為上載載重,前趾統一更改		
	為基腳。		
2.	符號定義需說明清楚,各篇章之符號應盡	遵照辦理。	
	量統一,如有重複且代表不同物理意義之		
	符號需說明出處章節。		
3.	條文 1.4.6 所述之施工階段之颱風侵襲考	遵照辦理,已修改。	
	量,不影響構造物完工後斷面,應保留予		
	施工廠商依工址特性採彈性處理,建議刪		
	除沉箱完成封頂混凝土後受颱風侵襲的敘		
	述。		
4.	C1.4.2 所列之強度折減因數建議與第三篇	1. 本篇已刪除強度折減因數。強度折減	
	所使用之因數統合 (美系),故刪除本篇對	因數與第三篇之統合,另詳第三篇。	
	彎矩與剪力的強度折減因數,並調整重要	2. 統合強度折減因數後,調整對應本篇	
	性因數以對應本篇章之載重組合。	重要性因數於 C1.4.2 節補充。	
5.	C1.4.2 對外牆、底板及隔牆均列明載重組	遵照辦理,已補充對基腳之說明。	
	合,惟獨無基腳部分,建議補充其載重組		
	合。		
6.	C1.4.6 所提幫浦法及閥門法應屬並行可行	遵照辦理,已修改。	
	之工法,建議修訂解說採較中性敘述,另		
	水位差部分建議可放寬至 1.5 m。		
7.	C1.5 保護層厚度與第三篇統一預鑄構件為	遵照辦理,已修改。	
	7cm,如有例外之處,將於第三篇加註說明。		
8.	條文 2.3 删除常時或地震及施工時需考慮	遵照辦理,已修改。	
	之載重說明,相關說明已於解說中補充。		
9.	C2.4 保護層厚度與第三篇統一預鑄構件為	遵照辦理,已修改。	
	7cm,故可刪除此對保護層厚度之說明。		
10	. C3.4 保護層厚度與第三篇統一預鑄構件為	遵照辦理,已修改。惟前牆及隔牆保護	
	7cm,故可刪除此對保護層厚度之說明。	層厚度採用 5cm 以上。	

第四篇 初審會議評論及辦理情形

會議時間:民國 107 年 9 月 26 日(星期三)下午 1 時 30 分 審查委員:郭世榮 委員;胡聰明 委員;蔡瑤堂 委員;陳宗欽 委員;姚武田 委員

會議評論	辨理情形
11. C5.2 作用於沉箱體上的外力,因漂流物衝 擊與工址特性有關,無法統一量化估算, 建議刪除漂流物衝擊力。	遵照辦理,已修改。
12. 條文 5.3 節為構材設計但解說中沒有相對 應之 C5.3,故建議參考日本規範新增不同 構件之設計方法。	遵照辦理,已補充 C5.3 節, 消波沉箱 不同構材之設計方法。

第五篇 初審會議評論及辦理情形

會議時間:民國 107 年 9 月 17 日(星期一)上午 10 時

審查委員:顧承宇 委員;邱俊翔 委員;李季欣 委員;陳宗欽 委員;陳世彰 委員

會議評論		辦理情形	
1.	條文及解說用字一致性需統一,例:SI 單	遵照辦理,已修正。	
	位 kN 之 k 應為小寫、安全係數 F 更改為		
	Fs、。如遇中文字有不確定寫法,例如黏		
	土之黏字,周長之周字,可參考國家教育		
	研究院之建議來訂定。		
2.	宜採用國內慣用名詞,如"斜面之安定"宜	遵照辦理,已修正。	
	稱"邊坡之穩定"。		
3.	各篇章之公式如有重複出現之符號,建議	遵照辦理,已修正。	
	採用同一符號。例如土壤摩擦角Ø建議採用		
	同一符號。		
4.	各章節一開始之符號說明如有重複之符	遵照辦理,已將重複之符號加註該符號	
	號,建議加註該符號所對應之公式或章節。	所對應之章節。	
5.	條文部分之內容應盡量精簡,可參酌民國	遵照辦理,已將條文內容精簡。	
	86年港灣構造物設計基準。且建議將各章		
	節之概要或結論於條文中先行說明。		
6.	條文4.6.2節中提及需考慮各種條件所致之	遵照辦理,已修正。	
	應力,其各種條件於解說中並未做說明。		
	建議修訂為需滿足各種條件下之應力傳		
	逓。		
7.	條文 5.7.1、5.7.2 與 5.7.3 節與解說之內容	遵照辦理,已刪除條文內容,並修正於	
	重覆,建議於條文中刪除,保留至解說中	解說中。	
	說明即可。		
8.	C2.5.1 使用簡易 Bishop 法分析基礎承載	遵照辦理,已修正。	
	力,後續章節如提到 Bishop 法均建議加註		
	簡易兩字。		
9.	C3.2.3 及其他章節提及黏性土之黏著力建	遵照辦理,已修正。	
	議修訂為附著力。		
10	. 第四章地盤反力模數 Es 之符號說明建議	遵照辦理,第四章地盤反力模數 Es 符號	
	可刪除,避免與地層之彈性模數混淆,後	已刪除。	
	續以k _h B替代即可。		

第五篇 初審會議評論及辦理情形

會議時間:民國 107 年 9 月 17 日(星期一)上午 10 時 審查委員:顧承宇 委員;邱俊翔 委員;李季欣 委員;陳宗欽 委員;陳世彰 委員

會 議 評 論	辨理情形	
11. 表 C4-8 水平地盤反力係數只針對較硬黏	 遵照辦理,已增補說明「針對軟弱黏土	
土定義,建議可增補針對較弱黏土之水平	應另行試驗取得相關參數」。	
地盤反力係數,應另行試驗求得參數之說		
明。		
12. 建議於C4.2 增列群樁間閉塞率之相關規範	遵照辦理,已增列於解說 4.2.5 節。	
或簡要說明使設計者於設計做另外考量。		
13. C5.5 容許沉陷量損壞程度及容許量較適用	遵照辦理,已刪除。	
於陸上建築物,與港灣構造物之特性與需		
求不盡相同,建議沉陷量應就港灣設施或		
構造物之特性與需求不同,於設計時與需		
求單位個案研訂。		
14. C6.2.3 直線形滑動面建議修訂為平面型滑	遵照辦理,已修正。	
動面。		
15. 第七章地盤改良內容宜配合國內施工環境	感謝指正, 第五篇第七章係參考【建築	
及地質特性予以精簡,建議參考部頒建築	物基礎構造設計規範】及	
物基礎設計規範並搭配日本 1999 年版「港	[Technical Standards and commentaries	
灣の施設の技術上の基準 同解説」修訂。	for port and harbor facilities in Japan】之	
	內容撰寫並刪減部分現已不再採用之工	
	法進行修正。	

第六篇 初審會議評論及辦理情形

會議時間:民國 107 年 9 月 21 日(星期五)上午 9 時

審查委員:邱永芳 委員;張文欽 委員;鄧耀里 委員;陳昌生 委員

	會 議 評 論	辨理情形
1.	條文及解說用字一致性需統一,例:通航	遵照辦理,已修正主文及解說用字的一
	量或交通量統一更改為航行量,航道法線	致性。
	統一更改為航道中心線。	
2.	符號定義需說明清楚,各篇章之符號應盡	遵照辦理,已統一各章符號。
	量統一,如有重複且代表不同物理意義之	
	符號需說明清楚。	
3.	解說第一章第8點之(8)至(11)建議刪除。	遵照辦理,已刪除。
4.	補充解說第二章符號說明。	遵照辦理,已補充。
5.	修改條文 2.5 節內容,將解說 C2.5 第一段	遵照辦理,已複製。
	移至主文。	
6.	解說 C2.2 第 5 點之(4),建議將駕駛者心理	遵照辦理,已刪除。
	影響刪除,因量化困難。	
7.	解說 C2.2 只針對曲線航道說明,建議增補	航道的中心線以接近直線為宜,有關直
	直線航道說明。	線航道的說明,如同 C2.3 航道寬度的描
		述。
8.	解說圖 C2-1 改用圖 C2-2。	遵照辦理,已修改。
9.	解說圖 C2-4 之內容修正為中文說明。	本圖改由用圖 C2-3 進行說明。
10	. 解說 C2.3 第 3 點之漁船或 500GT 以下的	遵照辦理,已移到表 C2-5 的備註。
	相關說明,建議移到表 C2-5 的備註。	
11	. 解說C2.3於第3點新增內港採雙向航道時	遵照辦理,解說 C2.3 已補充單、雙向航
	之航道寬度及外港航道寬度之建議值。	道在內港航道及外港航道寬度的建議
		值。
12	. 解說 C2.3 第 4 點航道寬度,建議只留小	遵照辦理,已只留小結內容,有關航道
	結,有關航道寬度之計算(1)至(5)點可放置	寬度計算(1)至(5)點,已放置附錄說明。
	附錄說明。	
13	. 解說 C2.4 航道水深需先定義其計算之基	遵照辦理,已補充,航道水深定義:以
	準(baseline)。	最低低潮位為水準零點(築港高程)下。

第六篇 初審會議評論及辦理情形

會議時間:民國 107 年 9 月 21 日(星期五)上午 9 時 審查委員:邱永芳 委員;張文欽 委員;鄧耀里 委員;陳昌生 委員

會 議 評 論	辨理情形
14. 解說 C2.5,建議刪除「並參酌國內港灣構	遵照辦理,已刪除。
造物設計基準增補研究」文字。	
15. 解說表 C2-6 建議增加底床餘裕須視進港	遵照辦理,已補充相關說明。
船舶特性予以調整之說明,如大型船舶之	
底床餘裕需適度加寬;小型船舶航行於硬	
質底床之餘裕採 1m、軟弱底床餘裕採 1m	
以下。	
16. 解說 C2.6 建議刪除應避免船泊後方 45°範	遵照辦理,已刪除。
圍以內有自後來襲之波浪說明。	
17. 條文 3.2.2 只針對水深說明,建議增補對錨	遵照辦理,已補充。
泊區半徑說明。	
18. 條文 3.2.1 及解說 C3.2.1 錨泊區位置考量	遵照辦理,已刪除。
因素,建議删除第七點環境汙染防治的限	
制。	
19. 解說 C3.4.1 第 3 點增加對較小船舶之定	遵照辦理,已補充。
20. 解說 C3.4.2 補充說明因台灣港口普遍航道	遵照辦理,已補充相關說明。
寬度偏窄,故不適合迴轉,建議可補充說	
明於特殊狀況時船是否可順靠(head in)或	
逆靠(head out)。	
21. 條文 3.3 浮筒泊地改為浮筒繫泊水域。	遵照辦理,已修改。
22. 條文 3.5 泊地水深內容提及工程用基準	遵照辦理,已補充,泊地水深定義:以
面,其工程用基準面需定義清楚。	最低低潮位為水準零點(築港高程)下。
23. 解說第四章增加第6點,同第一章第4點	遵照辦理,已補充。
的說明。	
24. 解說各圖表的資料來源,建議刪除「本計	遵照辦理,已刪除。
畫整理」文字。	

附錄5 期末審查委員意見 及處理情表

交通部運輸研究所合作研究計畫

期末報告審查意見處理情形表

計畫編號:MOTC-IOT-107-H1DB001g

計畫名稱:港灣構造物設計基準相關條文修訂

執行單位:台灣世曦工程顧問股份有限公司

審查日期:107年11月9日

会向宝木1吕卫甘化坦		本所計畫承辦單
	合作研究單位處理情形	位審查意
之息兑		見
一、蔡瑤堂 委員		
1. 感謝主辦單位及台灣世	感謝指教。	同意辦理。
曦團隊的努力及用心,		
完成前六篇的修訂,對		
未來港灣工程設計及台		
灣港埠發展將帶來莫大		
的助益。此成果應給予		
高度的肯定。		
2. 建議定案後本六篇拆成	感謝指教,建議於設計基準全部篇章修訂	同意辦理。
兩冊,方便攜帶及翻閱。	後再通盤性的分冊。	
3.P.i 交通部運輸研究所	感謝指教,修訂為交通部運輸研究所曾於	同意辦理。
港研中心曾於 94 年完	94 年完成…。	
成…,執行機關再請確		
認。		
4 P.i 「相關內容須配合國	遵照辦理。	同意辦理。
內新規定…」,建議修改		
為「相關內容須配合國		
內新規範…」。		
5. P.ii 「並船舶繫靠之安	感謝指正,遵照辦理。	同意辦理。
全行…」,建議修改為		
「並就船舶繫靠之安全		
性…」。		
6 P.11 『深水波示性波應依	感謝指正,遵照辦理。	同意辦理。
4.3.1「決定深水示性波		
之基本方針」…』,建議		
修改為『深海波示性波		
應依 C4.2.1「決定深海		
示性波之基本方		

众也中古,日口井火旧		本所計畫承辦單
参照番 查 人 貝 及 具 所 提	合作研究單位處理情形	位審查意
之意見		見
針」…』,可參考 P.123。		
7.P.77 及 P.589 「錨泊區	感謝指正,將「外港區」修改為「港外區」。	同意辦理。
係…下錨之區域,通常		
位於外港區…」,建議修		
改為「錨泊區係…下錨		
之區域,通常位於港外		
盟…」。		
8. P.122「Ho'之主要用途	感謝指正,遵照辦理。	同意辦理。
是作為二維水工模型試		
驗之造波波高或波壓公		
式輸入之設計波高」,建		
議修改為「Ho'之主要		
用途是作為二維水工模		
型試驗之造波波高。」,		
其理由為只要由二維水		
工模型試驗所得到之公		
式 或 圖 表 , 都 使 用		
Ho',如波壓公式,溯		
升,越波量等。		
9.P.125「湧浪推算(如有	感謝指正,遵照辦理。	同意辦理。
需要)的標準方法一般		
為 Bretschneider 法。」,		
建議修改為「湧浪推算		
(如有需要)一般可採用		
Bretschneider 法。」		
10.P.155-167 有的用越波	感謝指正,遵照辦理。	同意辦理。
量,有的用越流量,名		
詞請統一為越波量。		
11.P.190 公式(C5.3.2),請	感謝指正,遵照辦理。已將ρ _γ 配合修正為	同意辦理。
定義ργ。	γ _r ,與 Hudson 公式一致。	
12.P.189-194 Kd 或 KD,	感謝指正,遵照辦理。Kd 值為繞射係數,	同意辦理。
請統一。	KD 值則為 Hudson 公式採用之係數。	
13. P.191「廣大範損圍」,	感謝指正,遵照辦理。	同意辦理。
建議修改為「廣大範		
圉 」。		

众也由士」日口廿八旧		本所計畫承辦單
参 <u>興</u> 番 查 人 貝 及 具 所 提	合作研究單位處理情形	位審查意
之意見		見
14. P.193「碎波效果係	感謝指正,遵照辦理。	同意辦理。
數」,建議修改為「碎		
波修正係數」。		
15. P.197「曾對入射角達	感謝指正,遵照辦理。	同意辦理。
60之斜向入射波」,建		
議修改為「曾對入射角		
達 60 之斜向入射波檢		
討過。」。		
16. P.199「宜考慮港內側	感謝指正,遵照辦理。	同意辦理。
之波或施工時之波之		
條件、越波等,應其需		
要由」,建議修改為「宜		
考慮港內側之波浪或		
施工時之波浪條件、越		
波等,必要時由」。		
17.P.586 表 C2-2 註 2.	感謝指正,遵照建議修改。	同意辦理。
「湧浪之係指…」,建		
議修改為「湧浪係		
指…」。		
18. P586 表 C2-2 「港內	依 PIANC(2014)所指的 Outer Channel(港外	同意辦理。
航道 港外航道」,建議	航道)指的是 open water(開放水域), Inner	
修改為「內港航道 外	Channel(港內航道)指的是 protected	
港航道」。	water(遮蔽區水域)。因此, C2.3 節的文章及	
	表 C2-2 的用詞將統一為「港內航道、港外	
	航道」。	
19. P.587 「3…除前述進	感謝指正,遵照建議修改。	同意辦理。
港船速及停船距		
外…」,建議修改為		
「3…除前述進港船速		
及停船距離外…」。		
20. P.589「…安全性及便	感謝指正,遵照建議修改。	同意辦理。
利性,對風、波浪、潮		
流等之影響…」,建議		
修改為「…安全性及便		
利性,對風、波浪、潮		

各的中本1号刀井公田		本所計畫承辦單
	合作研究單位處理情形	位審查意
之息兒		見
流及沿岸漂沙等之影		
響…」。		
21.因篇幅量大難免會出	感謝指教,遵照辦理。	同意辦理。
現些錯別字,定稿前請		
再仔細校對。		
二、李季欣 委員		同意辦理。
1.P.229 右下圖表不清楚	感謝指教,更新不清楚圖表。	同意辦理。
是否修正。		
2. P.352 表 C3-3 及表 C3-4	感謝指正,為避免不必要誤解,刪除混凝	同意辦理。
的混凝土強度是否取	土強度欄位。	
消,此處主要為規範保		
護層與強度無關。		
3. P.416 表 C5-1 有文字被	感謝指教,將刪除文字。	同意辦理。
劃掉,是否修訂?		
4. P.501 表 C4-11 預力強	感謝指教,將配合國內預力混凝土樁強度	同意辦理。
度有誤,請修正。	修正本表。	
三、邱永芳委員		同意辦理。
1. 本研究成果與原訂目標	感謝指教。	同意辦理。
相符。		
2. 建議將修改條文做修改	感謝指教,修訂前後內容摘要表詳見期末	同意辦理。
前後之比對及修法說	報告附錄 2。	
明,做成一簡要表。		
3. 對 LNG 船進港的需	感謝指教,本次修訂已修訂 LNG 船舶尺	同意辨理。
永, 走合訂出 LNG 船	寸,相關 LNG 進港需求及 LNG 碼頭規定,	
的华 <u>则</u> 规 <u></u> 一	建藏於"弗九扁-專用碼與"新增專早。	曰主城田。
四、計國强妥貝		<u> </u>
1. 有關解說部分,每章首	感謝指正,除部分無因次外,補充符號单	问息辨理。
月增加符號說明,部分	位, 襟 不力 式 統 一 以 " 加 註 。	
付號月加註単位, 部分		
则無,力禄不力式有的		
以 加註, 有的以		
U 加证, 建硪研九图像		

		本所計畫承辦單
參與審查人員及其所提	合作研究單位處理情形	位審查意
之意見		見
再檢視調整一致。		
2.預鑄混凝土構件中,沉	感謝指教,L型塊等預鑄構件受力行為不似	同意辦理。
箱之載重因數及載重組	沉箱複雜,因此除沉箱特別新增載重組合	
合有明確規定,L 型塊	外,其他構造建議依第三篇第三章規定辨	
則無相關規定,後續設	理,將於第四篇其他章節註明。	
計者是要比照沉箱或		
「混凝土」篇之規定,		
建議研究團隊再予補充		
說明。		
3. 淺式基礎承載力部分,	感謝指教,砂性地質基礎容許承載力時之安	同意辦理。
砂性地直承載力之安全	全係數,其永久構造物不得小於 2.5,已於	
係數未訂,建議補充。	第五篇第二章 P424 中述明。	
另外黏性地質、多層土	承受地震或波浪等偏心載重依第五篇 C2.5	
壤等之基礎承載力之安	節設計,於 C2.5.4 已述明短期性載重之安	
全係數僅列一般構造物	全性係數。	
及重要結構物,建議比		
照圓弧滑動分析,加分		
常時及異常時(地震、波		
浪)時之安全係數。		
4.表 C7-1 軟性土壤之判	感謝指正,已刪除表 C7-1 差異極大之各類	同意辦理。
斷中,各使用類別之 N	別軟弱土壤力學經驗值,並增訂一般情況下	
值差異極大,建議研究	針對軟弱地盤之經驗值判定。	
團隊以「港灣設施」為		
標的,參照地工技術相		
關慣例加以訂定。		
五、姚武田委員		同意辦理。
1.第三篇工程材料,第	感謝指正,調整用詞。	同意辦理。
356頁,表C3-6,註1"		
得提高最小混凝土設計		
強度 280 及水膠比",		
強度提高時,水膠比應		
會降低,用詞請調整;		
請增加強度單位。		
2. 第三篇工程材料(解	1.膨脹混凝土或無收縮混凝土為混凝土的	同意辦理。
說),第357頁,棧橋碼	掺料,於第三篇 C3.5.5 中已敘明。	

6 h h + 1 D D H // 10		本所計畫承辦單
参 <u>期</u> 審查人員及其所提	合作研究單位處理情形	位審查意
之意見		見
頭鋼管樁頭處理會使用	2. 樁頭處理方式參考國外相關規範,並無明	
膨脹混凝土或無收縮混	文規定以膨脹混凝土或無收縮混凝土方	
凝土,建議考量本次修	式,可採其他鍵結方式,建議本基準修訂	
訂是否增列。	不限縮鋼管樁樁頭處理方式。	
3. 第三篇工程材料(解	本章內容已納入港灣工程有關石料檢驗之	同意辦理。
說),第359頁,第四章	相關規定,但檢驗之量化數值應依各設計案	
石料概論已說明"石料	之需求另定之,建議不需於本章納入。	
之選定,影響構造物安		
全及工程費至巨,故須		
充分之考慮並審慎行		
事。",建議本章石料		
配合訂定相應之規定,		
俾利規劃設計人員遵循		
基準使用。報告書 C4.2		
已納入單軸抗壓強度、		
磨損試驗、比重試驗及		
吸水率、健度試驗,建		
議應規範量化數值作為		
基準。		
4. 第四篇預鑄混凝土構	符號說明以本篇公式為主,為避免諸多符號	同意辦理。
件,第361頁,符號說	混淆,建議外力符號於內文中表示。	
明請考量補充增加		
S、Sf、ΔS…等本篇內		
之各式符號。		
5. 第四篇預鑄混凝土構	遵照辦理。	同意辦理。
件,第367頁,2.外牆,		
第 2 行字"碼頭沉箱		
在常時及…",請修訂		
為"碼頭沉箱外牆在		
常時及…"。		

	众内灾大,吕刀什公旧		本所計畫承辦單
	参與番 查 人 貝 及 具 所 捉	合作研究單位處理情形	位審查意
	之意見		見
6.	第四篇預鑄混凝土構	1.外側波力作用註明設計水位 DWL。	同意辦理。
	件,第367頁,圖	2.浮游無特定水位限制。	
	C1-3,圖面右半側文字	3.水位代表文字已於第二篇第六章表示。	
	請標示"波力作用時		
	(波谷)";圖面左半		
	側,波峰作用時與浮游		
	時之虛線,是否代表相		
	同意義之水位?請標示		
	水位代表文字(例如:		
	LWL 或 HWL)。		
7.	第四篇預鑄混凝土構	遵照辦理。	同意辦理。
	件,第367頁圖C1-3,		
	第 368 頁圖 C1-4、圖		
	C1-5,圖面之施工時靜		
	水壁圖示虛線壓力分		
	佈線,請比照圖 C1-7		
	標示"吃水深		
	+1.0m" °		
8.	第四篇預鑄混凝土構	同第6點。	同意辦理。
	件,第368頁,圖		
	C1-3, 圖面右半側文字		
	請標示"波力作用時		
	(波谷)";圖面左半		
	側,波峰作用時與浮游		
	時之虛線,是否代表相		
	同意義之水位?請標示		
	水位文字。		
9.	第四篇預鑄混凝土構	1.表 C1-2 表名文字改為"(受浪側)",圖名	同意辦理。
	件,第367頁,表C1-2	一併修正。	
	表名文字"(外港	2.補充沉箱單元名稱定義。	
	側)",請考量修訂改		
	用適當用詞,圖 C1-3		
	圖名請配合調整一		
	致。建議沉箱前壁、後		
	壁、側牆之定義,於文		

		木所計書承辦單
參與審查人員及其所提	人价丌必留付店理性形	本/// 町 重小///干 位 密 木 音
之意見	合作研九半位处理情况	111 番 旦 息
		兄
車內適度說明。		
10.第四篇預鑄混凝土構	表 C1-3 表名文字改為"(非受浪側)" , 圖	同意辦理。
件,第368頁,表C1-3	名一併修正。	
表名文字"(內港		
側)",請考量修訂改		
用適當用詞,圖 C1-4		
圖名請配合調整一致。		
11.第四篇預鑄混凝土構	原圖係參考日本港灣施設技術基準同解	同意辦理。
件,第368頁,圖C1-4	說,平成11年4月版,如下圖所示。	
之圖面標示"波力作用	波力作用時(常時)	
(常時)",惟圖面並無	(浮运時) 常時 静水庄 内部水庄	
波壓力作用之圖示,表		
C1-3 之載重組合亦無		
波壓作用,是否誤植?		
	§) (D) (S)	
	依委員意見修訂,參考"TECHNICAL	
	STANDARDS AND COMMENTARIES	
	FOR PORT AND HARBOUR FACILITIES	
	IN JAPAN"1999 年版,如下圖所示。	
	Under no waves Outing execution (while after) Internal water pressure	
	Hydrostatic pressure Internal earth in the lowest water lovel under to water	
	/+	
	§) Ø §	
12.第四篇預鑄混凝土構	遵照辦理。	同意辦理。
件,第368、369頁,圖		
C1-5 圖名與 C1-4 表		
名,請配合調整一致。		
13.第四篇預鑄混凝土構	遵照辦理。	同意辦理。
件,第369頁,圖C1-6、		
1-7 圖名與 C1-5 表名,		
請配合調整一致。		
六、 賴瑞應委員		同意辦理。
众也中士,日口井火旧		本所計畫承辦單
----------------------	-------------------------------------	---------
	合作研究單位處理情形	位審查意
之意見		見
1. 首先對於世曦團隊在這	感謝指教。	同意辦理。
麼短的期限內完成基準		
上半册的编修並完成初		
審工作,團隊的努力給		
予肯定。		
2. 提供幾點意見供研究團	遵照辦理。	同意辦理。
隊參考,報告第85頁,		
C3.3 設施之維護管理		
原則,提到維護管理可		
參考「港灣設施維護管		
理計畫制定指南」,建議		
可增加「港灣設施維護		
管理計畫制定範例彙		
編」及「港灣設施巡檢		
診斷指南與實施要領彙		
編」,另外,參考文獻也		
請一併增加。		
3. P.206, C6.4 潮位基準換	目前各港築港高程系統主要由各港務分公	同意辦理。
算,提到國內港口之築	司觀測所得,各港務分公司為其業務方便,	
港高程,請加註其英文	均以最低低潮位為水準零點(築港高程),與	
名稱,另外,築港高程	基本水準面定義並不一致。	
與基本水準面是否有差	另已於條文第6.4節中已增加補充築港高程	
異 ,若有請針對築港高	之定義:「國際海測組織 (International	
程的定義補充說明,以	Hydrographic Organization, IHO)採用天文	
免使用者混淆。	潮最低潮位 (Lowest Astronomical Tide,	
	LAT)做為國際海圖基準,並建議做為築港	
	高程系統零點」。	
4. 第十章耐震設計部分,	遵照辦理。	同意辦理。
引用很多內政部建築技		
術規則的相關圖表,因		
這些表格內的數值會隨		
建築技術規則的修訂而		
更動,建議於本章前面		
能先補充說明本章主要		
圖表之出處,並增加「圖		

		本所計畫承辦單
参與審查人員 及 其所提	合作研究單位處理情形	位審查意
之意見		見
表若有變動,以內政部		
建築技術規則最新規定		
為準」之字眼,以避免		
日後建築技術規則相關		
地震參數變動,本基準		
無法即時配合修正的疑		
慮。		
5. 本基準針對非剛性構造	1.本基準於第二篇第十章第 10.3 節及其解	同意辨理。
物有考量垂直地震力,	說敘明,剛性結構物為地震時構造物與土	
但剛性構造物卻未提到	體一起運動,如重力式碼頭。	
需考量垂直地震力,原	2.重力式結構或一般擋土結構與土體間之	
因為何,請說明。	互制效應,須考慮結構體穩定及結構體強	
	度2部分。	
	3. 地震時結構物水平地震受表面波影響, 垂	
	直地震受實體波影響,如下圖所示,表面	
	波波長短,剛性結構物應考慮其水平地震	
	之影響,然實體波波長,一般均已大於	
	50m,以港灣剛性結構物規模而言, 其整	
	體運動行為將隨垂首地震波波動與上體	
	一同運動,對於整體穩定性及強度幾無影	
	響。	
	Site characteristics	
	Closervation point on rock O ₂ (<i>f</i>) Construction point on rock O ₂ (<i>f</i>) Sufface waves Amplification of body wave Propagation pub. Propagation pub. Propagation pub.	
	Source efficts $O(f) = O_1(f) / O_2(f)$	
	4.目前國內相關基礎、擋土或井基等重力式	
	構造規範尚無修訂垂直地震力。	
	5.如上所述,建議本基準暫不予列入剛性結	
	構物之垂直地震力。	

在内京大人马刀井公田		本所計畫承辦單
◎ <u></u>	合作研究單位處理情形	位審查意
之息兒		見
6.P.585,表 C2-1 航道寬	表 C2-1 的說明欄, 其較詳細的說明文章,	同意辦理。
度估計表內的說明及註	已依第六篇專章審查委員之建議,移到附	
解無法讓讀者瞭解,請	錄1航道寬度。	
加強說明。		
7.P.586,表 c2-2 航到水深	供 500GT 以下船舶(含漁船)使用之航道水	同意辦理。
概略估算一覽表之註解	深,主要考量船舶吃水及底床特性附加深	
5 提到,漁船或 500GT	度,底床特性附加深度在港外航道於硬質	
以下船泊使用之航到水	底床採 1m 以上、軟弱底床採 1m,而港內	
深,因底床特性需增加	航道(含泊地碼頭)於硬質底床採 0.5m 以	
餘裕水深的要求似乎比	上、軟弱底床採 0.5m。	
大船的要求更多,原因		
何在,請說明。		
8.本計畫針對基準修訂,	本報告格式係參考貴中心 93 年港灣構造	同意辦理。
係依據部頒格式編排無	物設計基準修訂及 96 年港灣構造物設計	
可厚非,但後續由本所	基準增補研究(一)製作,將依主辦單位提供	
出版印刷,請研究團隊	之格式調整。	
跟主辦單位釐清本所格		
式。		
七、主辦單位		同意辦理。
1.P.225, 有關地質調查之	本報告係供所有港灣構造物設計時之參考	同意辦理。
需求,對於線狀構造物	基準。為因應不同地質條件、狀況變化大	
調查點是否能僅以法線	之可能性,因此,無論線狀構造物與否,	
方向進行鑽探為原則,	均建議除了法線方向外,法線垂直方向亦	
再請檢討;另該表下註	須訂定調查點間隔,以利後續設計需要時	
解說明語意不明,亦請	参考。表下註解說明語意進行修飾。	
修正。		
2. 條文內容所引用之圖	遵照辦理。	同意辦理。
表,應予以重繪,以清		
晰易讀為原則,以符技		
術條文之基本需求。		
3.P.231,波森比(Poisson's	感謝指正,已修正用詞。	同意辦理。
ratio)之條文說明矛		
盾,再請檢討。		
4. P.236,「黏著力」與「附	遵照辦理。	同意辦理。
著力」,請統一。		

附錄 5-12

附錄6

期末報告審查會議簡報











笛音。	۵	任職員位。	初蜜季昌。	-e	
x+4 -1	1∉	رمان الے ^{ای} مان سار	蒸瑤堂 博士 →	- e	
第一篇↓	2.0	中興工程顧問股份有限公司~	許國強 技術經理↔	- +	∽_答 0/20
通則↩	3₽	字泰工程顧問有限公司→	張文欽 副總↔	÷	<u> </u>
	4₽	浩海工程顧問股份有限公司↔	陳炳祺 (代)↔	ę	
	1₽	ې ب	蔡瑤堂 博士 →	÷	
第二篇↓	2.0	中興工程顧問股份有限公司→	鄧耀里 工程師↔	ω	
設計條件↔	3₽	字泰工程顧問有限公司↓	李季欣 副總↔	÷	弟二扁 9/2/
	4₽	浩海工程顧問股份有限公司↔	韓文育 總工程師→	÷	
	1₽	國卫臺灣海洋大学↔	郭世荣 教授 ↔	1	
~~ _ ~*	20	國立台灣科技大學↔	張大鵬 教授 →	4	
第三篇↔	3₽	中興工程顧問股份有限公司↔	許國強 技術經理↔	P	第三篇 9/19
75€ 1/1 7+7+°	4₽	字泰工程顧問有限公司→	李季欣 副總↔	e.	
	5₽	浩海工程顧問股份有限公司↔	姚武田 副總工程師+	ø	
	1₽	國立臺灣海洋大學⇒	郭世榮 教授 →	Ð	
	20	字泰工程顧問有限公司↔	李季欣 協理↔	ø	
第四篇↓ 茹臻:21 知上提供。	3₽	中興工程顧問股份有限公司↔	陳宗欽 工程師↔	ø	第四篇 9/26
顶端池领工梅什~	4₽	浩海工程顧問股份有限公司↔	姚武田 副總工程師↔	ø	
	5₽	₽.	蔡瑤堂 博士 →	ę	
	1₽	國立臺灣海洋大學↔	顧承宇教授↔	ę	
<i>中 - 林</i>	20	國立臺灣大學↔	邱俊朔 助理教授↔	÷	
- 弗 ユ 扁 ↩ 其 雌 』	3₽	中興工程顧問股份有限公司↔	陳宗欽工程師↔	ę	第五篇 9/17
2 m 1	4₽	字泰工程顧問有限公司↔	李季欣 副總↔	÷	
	5₽	浩海工程顧問股份有限公司↔	陳世彰 顧問↩	e .	
	10	海洋事務委員會國家研究院籌備處↔	邱永芳 主任 →	ø	
第六篇↓	2₽	中興工程顧問股份有限公司↔	鄧耀里 工程師↩	ę	
水域設施↔	3₽	字泰工程顧問有限公司↔	張文欽 副總↔	e I	単六首 9/21















● 壹、計畫緣起與目的 貳、修訂對象、方針與工作內容 ● 參、增補課題分析 ● 肆、其他修訂重點
<u>四、工作內容:</u>
🔆 基於96年「港灣構造物設計基準增補研究(一)」成果,蒐集
修訂 國內外相關基準及研究成果
內容 ◆ 第一篇通則
◆ 第二篇設計條件-(船舶、風、波浪、波力、地質、耐震設計、 砂質土壤之液化、土壓及水壓、載重)
◆ 第三篇工程材料-(鋼鐵材料、混凝土、石料)
◆ 第四篇預鑄混凝土構件-(沉箱、L型塊、空心方塊、方塊)
◆ 第五篇基礎-(淺基礎承載力、深基礎承載力、樁基礎承載力、 基礎沉陷、地盤改良)
◆ 第六篇水域設施-(航道、港區水域)
★ 部頒規範格式修訂
修訂 條文及解說拆解 格式





• <i>壹、計</i>	書緣起與目的	貳、修訂對象、方針與工作內容 ● 參、增補課題分析 ● 肆、其他修訂重	
三、各篇	틟主要伯	多訂重點	
	五篇基		
	修訂	黏性地質基礎承載力	P425
淺基礎一	修訂	多層土壤之基礎承載力	P426
	修訂	承受偏心傾斜載重之基礎承載力	P427
樁基礎	增訂	植入式工法貫入試驗公式	P456
地質改良	修訂	精簡	P541
第	六篇 水	:域設施	
ſ	修訂	雙航道航道寬度、航道長度定義	P583
航道一	新增	航道水深之估算方式	P586
	刪除	外港航道	
	修訂	泊地修改為港區水域	P589
港區	新增	港口方向佈置及港口航道方向考慮因素	P589
11-16	修訂	泊地面積、迴船池、泊渠 P590	D-P594
小型船泊	新增	小型船泊面積估算方式	P599 17









•	臺、計畫緣起與目	的	対象、方針與	工作内容	參、增補課題分	分析 ● 肆、其信	他修訂重點
< 一、因	應國際船舶大型化調	<mark>월勢 ≻< 二、港灣</mark> 村	冓造物耐震詞	設計之精進 >	< 三、順應國內設計	理念主流 🔀 四、	工程材料之完整性及耐久性
		< 五	、直立消波》	沉箱之設計 >	< 六、基樁工法多元	化之因應 >	靠船能量
(一)大	、型船舶尺寸	新增與修訂	(二)確	<mark>[保大型的</mark>	出舶繫靠安全	♀ 増備 ⊗	创心主要编
(1) #	行法戀訊=	+ 其淮				ע נואפיו ד	
		1 - 4 - 4 - 4 - 4 - 4 - 4 - 4 - 4 - 4 -			하기 하는 그는 표대 /		ユ日ノ 細パ (二)
	船舶總噸數	作用於直柱 之拉力(tf)	「作」	用於曲柱 .拉力(tf)		し反極端氣的	医影響・國
	200 ~ 500	15		15	内熡有因	圅颱 侵 襲而角] 斷纜 致 港
	500 ~ 1,000	25		25	灣設施或機	<u>抬船預傷</u> 系的	刈・目 刃 現
	1,000 ~ 2,000	35		25	定已不敷充	運用・建議体	依國内工程
	2,000 ~ 3,000	35		35	宮際使用ご (1997)	之案例修訂素	8船柱容量。
	3,000 ~ 5,000	50		35	(2)河南部	東々」(女≐丁	
	5,000~10,000	70	:	50(25)	(5)的香神	「釜修訂」	
	10,000 ~ 20,000	100	-	70(35)		医检体束尿	工作志上之前
	20,000 ~ 50,000	150	1	.00(50)		退期寺文風 1まずう	曲俱較人之施
	50,000 ~ 100,00	0 200	1	.00(50)		大列之目の	引思了注息。
(2)初]步修訂成界				渡輪及	2貨櫃輪等	受風面積較
			100(50)		大之月	岱船,不適	用本建議表
50,0	000~100,000	200	150(75)	修訂			
100,	000~150,000	400	200(100)	增列			
and the second sec	a later of	i na	6	//			2











為能與國內其他公共工程設計規範一致,採用美國海軍規範以 ASCE為基礎所研訂之載重組合納入本次修訂,並<u>搭配國內混凝</u> 土結構之強度折減因子及構件設計公式應屬得宜。

防波堤沉箱結構載重型態較複雜外(暫置起 浮、拖航、安放、填砂等不同階段,<mark>颱風波</mark> 浪等不確定性因子高) **比照國內**鋼結構設計規範、橋 梁設計規範,以工作應力法其 強度設計法並列方式

ASCE就沉箱強度設計法載重組合未詳盡部分,採日本港灣設計規範強 度設計法載重組合,調整重要性因數以對應至國內混凝土設計規範

設計強度≥設計載重,或

(強度折減因數)×(計算強度)≥(重要性因數)×(載重因數)×(使用載重)
重要性因數取決於各項構造物的重要程度,以及到達極限時的社會影響度。
(1)棧橋上部構造 偶發載重(註*)作用時1.1,其他場合時1.32
(2)防波堤 波力作用時1.21,其他場合時1.1
(3)碼頭或岸壁 地震載重作用時1.1,其他場合時1.21

•	臺、計畫緣起與目的●	貳、修訂 当	對象、方針與	與工作內容	參、這	增補課題分	♪析 ● ∄	津、其他修訂	重點	
< 一、因應	國際船舶大型化趨勢 >	< 二、港灣	構造物耐震	設計之精進	×三、順	應國內設計	理念主流 🛩	< 四、工程材	材料之完整性	及耐久性;
鋼鐼	載材料 混凝土	材料	、且立洞波	汕相之或司	× //、蚕	偕工法多元	15之凶應 >		田格	
())材料規格修訂	J						-	5610	
	比對中華民國國	國家標準	(CNS)	,對於C	NS有更	新或廢	止的	強度	防蝕	
	部分進行修訂9	6年版討	設計基準	增補研	究					
(二))鋼材設計強度	ŧ								
	因應國內大水澤	棎碼頭需	家及與	國際接	訅・除國	國內CNS	規範之	熱軋鋼机	反樁品質	
	規格外·建議編	內入日本	JIS A5	528及圖	次規EN1	0248之	規格強	度・並増	曾訂鋼材	
	種類可多元化調	受計								
	─────────────────────────────────────						單位:	kgf/cm ² (N/m	11m ²)	
11	應力種類 應力種類	SY30 SY295	SY40 SY390	S240GP	S270GP	S320GP	S355GP	S390GP	S430GP	
	最小降伏強度 (降伏點)	3,000 (295)	4,000 (390)	2,500 (240)	2,750 (270)	3,250 (320)	3,620 (355)	4,000 (390)	4,380 (430)	
	彎曲拉應力 (依淨斷面積計算)	1,800 (180)	2,400 (235)	1,500 (144)	1,650 (162)	1,950 (192)	2,170 (213)	2,400 (235)	2,600 (258)	
	彎曲壓應力 (依總斷面積計算)	1,800 (180)	2,400 (235)	1,500 (144)	1,650 (162)	1,950 (192)	2,170 (213)	2,400 (235)	2,600 (258)	
	剪應力 (依總斷面積計算)	1,000 (100)	1,300 (125)	800 (80)	900 (90)	1,080 (105)	1,200 (118)	1,300 (125)	1,450 (143)	
100	註:刪除 SY2	4 鋼材								31
٠	<i>壹、計畫緣起與目的</i> ●	貢、修訂書	対象、方針與	與工作內容	參、	增補課題分	♪析 ● ∄	津、其他修訂	重點	
	드리 마양 쇼프 스슈 프 프 프 가 / 1 - 1 - 1 - 2	- \+ *			— wz			m = 104		













粐 早	淺式基礎承載力
C2.5.4	<u>經驗法則-載重分散法</u>
載重分散 造物之底	法主要目的係將構造物底面反力分散至海底基礎地層面上,因此無須檢核抛石上面構 面容許反力,故刪除原述續應進行 <mark>構造物底面-拋石基礎面上之承載力檢討。</mark>
第四章	樁基礎承載力
C4.2.51	衣靜力乘載公式推算軸向極限承載力
大口徑基 效面積予	樁於打樁過程中,土壤與基樁內部空間不能完全視為封閉。故應考慮閉塞率將樁端有 以折減,新增相關原則說明。
大口徑基 效面積予 <mark>第七章</mark>	樁於打樁過程中,土壤與基樁內部空間不能完全視為封閉。故應考慮閉塞率將樁端有 以折減,新增相關原則說明。 地盤改良
大口徑基 效面積予 第七章	樁於打樁過程中,土壤與基樁內部空間不能完全視為封閉。故應考慮閉塞率將樁端有 以折減,新增相關原則說明。 地盤改良
大口徑基 效面積予 第七章 1.考量港因 與振動擠	樁於打樁過程中,土壤與基樁內部空間不能完全視為封閉。故應考慮閉塞率將樁端有 以折減,新增相關原則說明。 地盤改良 區常用地盤改良工法為振動擠壓及動力夯實工法,而點井法、紙樁排水法、石灰工法 現已不採用,故酌予刪除。原7.4橫向震動壓密法、7.5壓實砂樁法,經檢討所述內容 壓工法相同,故將該章節併入振動擠壓工法。

審查建議	辦 理 情 形
1. <mark>用字一致性需統一</mark> ,例:通航量或交通量統一更 改為航行量,航道法線統一更改為 <mark>航道中心線</mark> 。	已統一用字的一致性。
2. <mark>符號定義需說明清楚</mark> ,各篇章之符號應盡量統一	已統一各章符號的說明。
3.解說C2.3第3點之 <mark>漁船或500GT以下的相關說明</mark> 建議移到表C2-5的備註。	已移到表C2-1的備註。
4.解說C2.3於第3點新增內港採雙向航道時之航道 寬度及外港航道寬度之建議值。	已補充於C2.3節。
5.解說C2.3第4點 <mark>航道寬度說明,建議只留小結</mark> , 有關航道寬度之計算(1)至(5)點可放置附錄。	航道寬度內容·C2.3節只留小結內容·有 關航道寬度計算(1)至(5)點·已放置附錄說 明。
6.航道水深、泊地水深需先定義其計算之基準。	已補充水深定義:以最低低潮位為水準零點 (築港高程)下
7.解說表C2-2建議增加底床餘裕須視進港船舶特 性予以調整之說明·如大型船舶之底床餘裕需適 度加寬;小型船舶航行於硬質底床之餘裕採1m 軟弱底床餘裕採1m以下。	已補充於表C2-2的備註進行說明。
8.解說C3.4.2補充說明因台灣港口普遍航道寬度偏 窄·故不適合迴轉·建議可補充說明於特殊狀況 時船是否可順靠(head in)或逆靠(head out)。	已補充於解說C3.5節進行說明。

 ● 壹、計畫緣起與目的 ● 貳、修訂對象、方針與工作 	內容 ● 參、增補課題分析 ● 肆、其他修訂重點
第六篇主要修訂說明(2):第三章	章小節的調整
■ 本草含蓋範圍个僅限於汨ェ	也,故修訂為港區水域。
(百)签二妾小笠	(第)签二会小签
(尿)弗二早小即	(新)弗二早小即
第三章 泊地	第三章 港區水域
C3.1 規劃之基本原則	C3.1 港口
C3.2 泊地位置及面積	C3.2 錨泊區
C3.2.1 泊地位置	C3.2.1 錨泊區位置考量因素
C3.2.2 泊地面積	C3.2.2 錨泊區水深及半徑
C3.3 操船水域面積	C3.3 浮筒繫泊水域
C3.3.1 迴船池	C3.4 迴船池

C3.5 碼頭繫泊及解纜水域

41

C3.6 泊渠

C3.7 泊地水深

C3.8 泊地靜穩度

C3.3.2 繫泊及解纜水域

C3.3.3 泊渠

C3.5 泊地之靜穩度

C3.4 泊地水深

