

94-5-297(1)

MOTC-IOT-93-EBB006

港灣構造物設計基準修訂

(上冊)



交通部運輸研究所
榕聲工程顧問有限公司
合作辦理

中華民國九十四年二月

94-5-297(1)

MOTC-IOT-93-EBB006

港灣構造物設計基準修訂

(上冊)

著者：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

交通部運輸研究所
榕聲工程顧問有限公司
合作辦理

中華民國九十四年二月

國家圖書館出版品預行編目資料

港灣構造物設計基準修訂 / 曾志煌等著. -- 初
版. -- 臺北市：交通部運研所, 民 94
面; 公分
參考書目：面
ISBN 986-00-0557-5(上冊：平裝). - ISBN
986-00-0558-3(下冊：平裝)

1. 海岸工程 - 設計 - 標準

443.3023

94003725

港灣構造物設計基準修訂(上冊)

著者：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

出版機關：交通部運輸研究所

地址：台北市敦化北路 240 號

網址：www.iot.gov.tw / 中文版/圖書服務/本所出版品

電話：(02)23496789

出版年月：中華民國九十四年二月

印刷者：萬達打字印刷有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 200 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所網站

定價：全套二冊 600 元

展售處：

交通部運輸研究所運輸資訊組 • 電話：(02)23496880

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

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

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

五南文化廣場：台中市中山路 6 號 • 電話：(04)22260330

新進圖書廣場：彰化市中正路二段 5 號 • 電話：(04)7252792

青年書局：高雄市青年一路 141 號 3 樓 • 電話：(07)3324910

GPN：1009400556

ISBN：986-00-0557-5 (平裝)

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：港灣構造物設計基準修訂(上冊)			
國際標準書號(或叢刊號) ISBN 986-00-0557-5(平裝)	政府出版品統一編號 1009400556	運輸研究所出版品編號 94-5-297(1)	計畫編號 93-EBB006
本所主辦單位：運輸工程組 主管：曾志煌 計畫主持人：曾志煌 研究人員：翁國和 聯絡電話：(02)2349-6819 傳真號碼：(02)2545-0427		合作研究單位：榕聲工程顧問有限公司 計畫主持人：徐順憲 研究人員：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 地址：台北市信義路四段168號3樓之1 聯絡電話：(02)2702-4252 傳真號碼：(02)2702-4271	
研究期間 自93年3月至93年12月			
關鍵詞：防波堤、碼頭、設計基準			
<p>摘要：</p> <p>交通部出版之『港灣構造物設計基準』分別於民國八十五及八十六年頒布『防波堤設計基準及說明』及『碼頭設計基準及說明』，距今已有八年以上時間，期間交通部雖曾於八十九年因應九二一地震修訂部份條文，交通部運輸研究所亦曾於九十一年度進行『耐震設計修訂』之研究，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，期使我國港灣基準規範能符合當前世界港灣潮流及國內規劃設計所需，促進國家之港灣建設發展。</p> <p>本次基準修訂之主要變動如下：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 將原先之「基準」及「基準說明」合併，以方便查閱。 2. 將港灣構造物設計基準—「碼頭」部份與「防波堤」部份合併，不再各印單行本，防波堤部份列為第七篇。 3. 增加「第四篇—預鑄混凝土構件」及「第六篇—水域設施」，其他章節順延，將原分散於碼頭工程及防波堤工程之相關內容加以調整。 4. 將設計基準內所使用之單位改為SI制，以便與國際工程界接軌。 5. 耐震設計部份依新版「建築物耐震設計規範及解說修訂草案」之規定予以大幅修訂。 			
出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
94年2月	498	300	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
機密等級：			
<input type="checkbox"/> 限閱 <input type="checkbox"/> 機密 <input type="checkbox"/> 極機密 <input type="checkbox"/> 絕對機密 (解密【限】條件： <input type="checkbox"/> 年 月 日解密， <input type="checkbox"/> 公布後解密， <input type="checkbox"/> 附件抽存後解密， <input type="checkbox"/> 工作完成或會議終了時解密， <input type="checkbox"/> 另行檢討後辦理解密)			
<input checked="" type="checkbox"/> 普通			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

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

TITLE : Revision on the Design Standards of Port Structures(VOL.1)			
ISBN(OR ISSN) ISBN 986-00-0557-5 (pbk.)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1009400556	IOT SERIAL NUMBER 94-5-297(1)	PROJECT NUMBER 93-EBB006
DIVISION: Engineering Division DIVISION DIRECTOR: Tseng, James C.H. PRINCIPAL INVESTIGATOR: Tseng, James C.H. PROJECT STAFF: Wung, Howard G.H. PHONE: 8862-23496822 FAX: 8862-25450427			PROJECT PERIOD FROM March, 2004 TO December, 2004
RESEARCH AGENCY: James Shyu & Associates PRINCIPAL INVESTIGATOR: Shyu, Shuen-shian PROJECT STAFF: Lee, Hsien-hua , Chen, Su-hui , Shiao, Chin-mu , Chien, Chung-hung, Yu, Chung-hung ADDRESS: 3F-1,168, Sec. 4, Hsin-Yi Road, Taipei, Taiwan PHONE: 8862-27024252			
KEY WORDS: Breakwater, Wharf, Design Standard			
ABSTRACT: <p>It has been more than 8 years since the release of the “Design Standards for the Breakwater” and “Design Standards for the Wharf” in 1996 and 1997. Due to the 921 earthquake and other research, although part of the standards were slightly modified in 1999 and 2002, the revision of the design standards is a necessity to cope with the trend of the practical design work and promote the port construction industry of Taiwan.</p> <p>The main items modified in this study are as follows:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. The “standard” and “standard explanation” are merged together in considering easy reading. 2. The content of the “Wharf” and “Breakwater” are merged together and becomes a single copy, and the “Breakwater” is edited as chapter 7 of the merged copy. 3. Chapter 4 – Concrete Members and Chapter 6 – Water Basin are newly added materials. The sequence of the original standards is adjusted accordingly. Parts of the contents in the original standards are modified as well. 4. The unit adopted in the present design standard is modified to SI system. 5. The Earthquake Resistance Design is modified in accordance with the building code. 			
DATE OF PUBLICATION February 2005	NUMBER OF PAGES 498	PRICE 300	CLASSIFICATION <input type="checkbox"/> SECRET <input type="checkbox"/> CONFIDENTIAL <input checked="" type="checkbox"/> UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

港灣構造物設計基準修訂

總目錄(上冊)

前言

第一篇 通則

第一章 一般說明.....	1-1-1
第二章 國際單位系統(SI).....	1-2-1

第二篇 設計條件

第一章 概說.....	2-1-1
1.1 設計條件.....	2-1-1
1.2 影響設計因素.....	2-1-2
第二章 船舶.....	2-2-1
2.1 船舶尺寸.....	2-2-1
2.2 船舶所產生之外力.....	2-2-4
2.2.1 概要.....	2-2-4
2.2.2 船舶靠岸所產生之衝擊作用力.....	2-2-4
2.2.3 繫泊中船舶搖動所產生之作用力.....	2-2-8
2.2.4 作用於繫船柱之拉力.....	2-2-12
第三章 風.....	2-3-1
3.1 風.....	2-3-1
3.1.1 概要.....	2-3-1
3.1.2 風之定義.....	2-3-1
3.1.3 梯度風.....	2-3-1
3.1.4 海面風速.....	2-3-2
3.2 風力.....	2-3-3

第四章 波浪.....	2-4-1
4.1 設計波.....	2-4-1
4.1.1 概要.....	2-4-1
4.1.2 設計波之定義.....	2-4-2
4.1.3 波之性質.....	2-4-3
4.2 設計用波浪之決定方法.....	2-4-9
4.2.1 決定設計用波浪之基本方針.....	2-4-9
4.2.2 求設計用波浪各因素之過程.....	2-4-10
4.2.3 設計波對波壓公式之適用.....	2-4-11
4.3 吹風區域波浪之推算.....	2-4-11
4.4 波浪觀測分析.....	2-4-11
4.5 淺水波之變形.....	2-4-11
4.5.1 概述.....	2-4-11
4.5.2 波浪因素因水深不同之變化.....	2-4-12
4.5.3 波浪之折射 (Refraction).....	2-4-17
4.5.4 波浪之反射.....	2-4-18
4.5.5 波浪之繞射 (Diffraction).....	2-4-20
4.5.6 碎波.....	2-4-22
4.5.7 設計波高及波長.....	2-4-24
4.6 越波量.....	2-4-29
4.6.1 波浪遡升高.....	2-4-29
4.6.2 風對越波量之影響.....	2-4-33
第五章 波力.....	2-5-1
5.1 概論.....	2-5-1
5.2 作用於直立壁之波力.....	2-5-2
5.2.1 作用於直立壁之波力性質.....	2-5-2
5.2.2 作用於直立壁之重複波力及碎波波力.....	2-5-3
5.2.3 擊碎波力.....	2-5-11
5.2.4 作用於消波塊覆蓋堤的波力.....	2-5-13

5.2.5 作用於直立消波塊堤之波力	2-5-15
5.2.6 作用於直立消波沉箱之波力	2-5-16
5.2.7 作用於上部斜面堤之波力	2-5-18
5.2.8 考慮法線形狀影響之波力計算	2-5-18
5.3 覆面石與消波塊所需質量	2-5-20
5.3.1 斜坡堤覆面石與消波塊所需質量	2-5-20
5.3.2 合成堤堤基覆面石與消波塊所需質量	2-5-25
5.4 作用於海中結構物之波力	2-5-28
5.4.1 概要	2-5-28
5.4.2 Morison 公式 < 修正 >	2-5-29
第六章 潮位及暴潮位	2-6-1
6.1 概論	2-6-1
6.2 天文潮	2-6-1
6.2.1 概要	2-6-1
6.2.2 天文潮位定義	2-6-1
6.3 颱風暴潮位	2-6-2
6.4 設計潮位	2-6-2
6.5 潮位基準換算 < 新增 >	2-6-3
第七章 水流 < 修訂 >	2-7-1
7.1 概論	2-7-1
7.2 作用於水中結構物之水流力 < 修訂 >	2-7-1
7.3 水流對披覆材料之安定分析 < 新增 >	2-7-3
第八章 作用於浮體之外力及其搖動	2-8-1
8.1 概論	2-8-1
8.2 作用於浮體之外力	2-8-1
8.3 浮體之搖動及繫留力	2-8-1
第九章 地質	2-9-1
9.1 概論	2-9-1
9.2 基地地質調查	2-9-1

9.2.1 調查要求.....	2-9-1
9.2.2 調查方法之選擇.....	2-9-4
9.3 土壤物理性質.....	2-9-5
9.3.1 概要.....	2-9-5
9.3.2 土壤單位體積重量.....	2-9-5
9.3.3 土壤分類.....	2-9-7
9.3.4 土壤透水係數.....	2-9-7
9.4 土壤工程性質.....	2-9-9
9.4.1 彈性常數(Elastic Constants).....	2-9-9
9.4.2 壓密特性.....	2-9-10
9.4.3 土壤之剪力特性.....	2-9-15
9.4.4 土壤動態性質.....	2-9-16
9.5 N值.....	2-9-17
9.5.1 概要.....	2-9-17
9.5.2 適用範圍.....	2-9-17
9.5.3 影響砂值土 N 值之因素.....	2-9-17
9.5.4 N值在使用時應注意之事項.....	2-9-18
第十章 耐震設計.....	2-10-1
10.1 耐震設計之目標.....	2-10-1
10.2 非剛性構造物之設計地震力.....	2-10-2
10.2.1 概要.....	2-10-3
10.2.2 震區水平譜加速度係數.....	2-10-3
10.2.3 工址水平譜加速度係數.....	2-10-7
10.2.4 近斷層區之工址水平譜加速度係數.....	2-10-9
10.2.5 工址設計與最大考量水平譜加速度係數.....	2-10-13
10.2.6 用途係數.....	2-10-14
10.2.7 起始降伏地震力放大倍數與結構系統地震力折減係數.....	2-10-15
10.2.8 中小度地震與最大考量地震之設計地震力.....	2-10-15
10.2.9 結構物地震時水體作用之力.....	2-10-16

10.2.10 地震力之分布.....	2-10-17
10.3 剛性結構物之設計地震力.....	2-10-17
10.4 垂直地震力.....	2-10-18
10.5 動力分析方法.....	2-10-18
10.5.1 概要.....	2-10-19
10.5.2 設計水平加速度反應譜係數.....	2-10-19
10.5.3 結構動力分析模式.....	2-10-20
10.5.4 多振態反應譜疊加法.....	2-10-20
10.5.5 歷時分析法.....	2-10-21
10.6 地震時之動土壓.....	2-10-23
10.7 地震時之動水壓.....	2-10-23
10.8 載重組合.....	2-10-24
10.9 結構物之韌性設計.....	2-10-25
10.9.1 概要.....	2-10-25
10.9.2 塑鉸產生後之構材內力.....	2-10-26
10.9.3 構材之韌性設計.....	2-10-26
第十一章 砂質土壤之液化.....	2-11-1
11.1 概論.....	2-11-1
11.2 影響土壤液化之因素.....	2-11-1
11.2.1 相對密度.....	2-11-1
11.2.2 地表震動強度與延時.....	2-11-1
11.2.3 最初應力狀況.....	2-11-1
11.2.4 土層之地質年代特性.....	2-11-2
11.2.5 土壤特性.....	2-11-3
11.2.6 土層排水情況.....	2-11-3
11.3 地質調查.....	2-11-3
11.4 需進行液化評估之土層.....	2-11-3
11.5 砂質土壤液化潛能之評估與判定.....	2-11-4
11.5.1 簡易判斷法.....	2-11-4

11.5.2 經驗準則法	2-11-6
11.5.3 試驗分析法	2-11-12
11.6 極軟弱黏土層及沉泥層之判定	2-11-16
11.7 土壤液化安全係數之選擇	2-11-16
11.8 土壤液化之防治與處理	2-11-17
11.8.1 土壤液化之防治原理	2-11-17
11.8.2 土壤液化處理方法之選擇	2-11-18
參考文獻	2-11-19
第十二章 土壓及水壓	2-12-1
12.1 土壓	2-12-1
12.1.1 概要	2-12-1
12.1.2 常時土壓	2-12-1
12.1.3 地震時之土壓	2-12-4
12.1.4 土壓係數參考值	2-12-6
12.2 水壓	2-12-7
12.2.1 概要	2-12-7
12.2.2 殘留水壓	2-12-7
12.2.3 地震時之動水壓	2-12-8
第十三章 載重	2-13-1
13.1 概論	2-13-1
13.2 自	2-13-1
13.3 裝載載重	2-13-1
13.3.1 概要	2-13-1
13.3.2 常時裝載載重	2-13-1
13.3.3 地震時裝載載重	2-13-2
13.3.4 不均佈裝載載重	2-13-2
13.4 活載重	2-13-2
13.4.1 概要	2-13-2
13.4.2 汽車、火車及拖車等	2-13-3

13.4.3 裝卸機械.....	2-13-3
13.4.4 群眾.....	2-13-3
第十四章 摩擦係數.....	2-14-1

第三篇 工程材料

第一章 概說.....	3-1-1
第二章 鋼鐵材料.....	3-2-1
2.1 鋼鐵材料之規格及性質.....	3-2-1
2.2 鋼鐵材料設計用常數.....	3-2-1
2.3 設計強度.....	3-2-3
2.3.1 概要.....	3-2-3
2.3.2 結構用鋼鐵材料.....	3-2-3
2.3.3 鋼樁及鋼管板樁.....	3-2-3
2.3.4 鋼板樁.....	3-2-3
2.3.5 鑄鍛鋼材.....	3-2-5
2.3.6 銲接及螺栓接頭.....	3-2-6
2.4 防蝕.....	3-2-6
2.4.1 概要.....	3-2-6
2.4.2 腐蝕現象.....	3-2-6
2.4.3 鋼材腐蝕速率.....	3-2-7
2.4.4 防蝕方法.....	3-2-8
2.4.5 鋼材之維護管理.....	3-2-13
第三章 混凝土.....	3-3-1
3.1 概論.....	3-3-1
3.2 極限強度設計.....	3-3-1
3.2.1 安全係數.....	3-3-1
3.2.2 極限狀態之檢核.....	3-3-4
3.3 耐久性.....	3-3-6
3.3.1 概要.....	3-3-6

3.3.2 耐久性設計應考慮項目	3-3-6
3.3.3 施工接縫.....	3-3-7
3.3.4 保護層	3-3-8
3.3.5 拉力裂縫.....	3-3-8
3.4 材料.....	3-3-8
3.4.1 概要.....	3-3-8
3.4.2 水泥.....	3-3-8
3.4.3 水	3-3-9
3.4.4 粒料.....	3-3-9
3.4.5 摻料.....	3-3-9
3.4.6 氯離子含量規定.....	3-3-9
3.4.7 鋼材.....	3-3-9
3.5 混凝土品質	3-3-10
3.5.1 概要.....	3-3-10
3.5.2 一般原則.....	3-3-10
3.5.3 混凝土配比	3-3-11
3.5.4 混凝土施工	3-3-11
3.6 水中混凝土	3-3-11
3.7 預力混凝土	3-3-12
3.8 容許應力.....	3-3-12
3.8.1 概要.....	3-3-12
3.8.2 混凝土規定強度.....	3-3-13
3.8.3 混凝土容許應力	3-3-13
3.8.4 鋼筋容許應力	3-3-13
3.8.5 容許應力之提高.....	3-3-13
3.9 混凝土結構維護管理.....	3-3-13
第四章 石料.....	3-4-1
4.1 概論.....	3-4-1
4.2 拋石料.....	3-4-1

4.3 背填料.....	3-4-1
--------------	-------

第四篇 預鑄混凝土構件

第一章 沉箱.....	4-1-1
1.1 概要.....	4-1-1
1.2 尺寸之決定.....	4-1-1
1.3 浮游安定.....	4-1-2
1.4 設計外力.....	4-1-4
1.4.1 概要.....	4-1-4
1.4.2 載重係數及載重組合 < 依日本基準修正 >.....	4-1-4
1.4.3 製作時外力.....	4-1-9
1.4.4 下水及浮游時外力.....	4-1-9
1.4.5 拖航時外力.....	4-1-11
1.4.6 安放時外力.....	4-1-12
1.4.7 完成後外力.....	4-1-13
1.5 構材設計.....	4-1-17
1.5.1 外牆.....	4-1-17
1.5.2 隔牆.....	4-1-18
1.5.3 底版.....	4-1-18
1.5.4 其他.....	4-1-18
1.5.5 版之解析.....	4-1-18
第二章 L型塊.....	4-2-1
2.1 一般.....	4-2-1
2.2 尺寸之決定.....	4-2-1
2.3 作用於結構體載重.....	4-2-1
2.3.1 一般.....	4-2-1
2.3.2 作用於構件之土壓.....	4-2-2
2.3.3 載重分割法.....	4-2-2
2.4 結構設計.....	4-2-3

2.4.1 概要.....	4-2-3
2.4.2 前牆.....	4-2-3
2.4.3 前趾.....	4-2-3
2.4.4 底版.....	4-2-3
2.4.5 扶壁.....	4-2-4
2.5 施吊部位之設計	4-2-4
第三章 空心方塊.....	4-3-1
3.1 一般.....	4-3-1
3.2 尺寸之決定	4-3-1
3.3 作用於構件體載重.....	4-3-2
3.3.1 概要.....	4-3-2
3.3.2 內填料土壓	4-3-2
3.3.3 載重分割法	4-3-2
3.4 結構之設計	4-3-2
3.4.1 概要.....	4-3-2
3.4.2 前牆.....	4-3-3
3.4.3 後牆.....	4-3-3
3.4.4 側牆.....	4-3-3
3.4.5 隔牆.....	4-3-3
3.4.6 底版.....	4-3-4
3.5 施吊部位之設計	4-3-4
3.6 空心方塊安定計算.....	4-3-4
第四章 方塊.....	4-4-1
4.1 概要.....	4-4-1
4.2 方塊接合部之形狀及尺寸	4-4-1
4.3 施吊部份設計.....	4-4-1

第五篇 基礎

第一章 概說.....	5-1-1
-------------	-------

第二章 淺基礎承載力	5-2-1
2.1 概論	5-2-1
2.2 砂質土基礎承載力	5-2-1
2.3 黏性土層之基礎承載力 < 新增 >	5-2-4
2.4 多層土壤之基礎承載力 < 修訂 >	5-2-6
2.4.1 多層地盤之承載力計算	5-2-6
2.5 承受偏心傾斜載重之基礎承載力	5-2-7
2.5.1 概要	5-2-7
2.5.2 Bishop 圓弧滑動分析法	5-2-7
2.5.3 經驗法則	5-2-10
第三章 深基礎承載力	5-3-1
3.1 概論	5-3-1
3.2 垂直承載力	5-3-1
3.2.1 概要	5-3-1
3.2.2 砂質土基礎側面抵抗	5-3-1
3.2.3 黏性土基礎側面抵抗	5-3-2
3.3 水平承載力 < 新增 >	5-3-3
3.3.1 水平方向地盤反作用力分佈的假設	5-3-4
3.3.2 垂直總力在偏心內之條件	5-3-4
3.3.3 底部之垂直總力不在偏心內時	5-3-6
第四章 樁基礎承載力	5-4-1
4.1 概論	5-4-1
4.2 樁之軸向容許承載力	5-4-1
4.2.1 概要	5-4-1
4.2.2 標準軸向容許承載力	5-4-2
4.2.3 單樁軸向極限承載力	5-4-2
4.2.4 依樁載重試驗推算軸向極限承載力	5-4-2
4.2.5 依靜力承載公式推算軸向極限承載力	5-4-3
4.2.6 依打樁公式推算軸向極限承載力	5-4-4

4.2.7 樁材容許壓應力之影響	5-4-4
4.2.8 接樁折減.....	5-4-4
4.2.9 細長比折減	5-4-4
4.2.10 表面負摩擦力檢討	5-4-5
4.2.11 基樁間距.....	5-4-5
4.2.12 群樁承载力	5-4-6
4.2.13 基樁沉陷量檢討	5-4-6
4.3 樁之軸向容許拉拔力	5-4-7
4.3.1 概要.....	5-4-7
4.3.2 標準軸向容許拉拔力	5-4-7
4.3.3 單樁軸向最大拉拔力.....	5-4-9
4.3.4 推算基樁軸向容許拉拔力應考量事項	5-4-9
4.4 樁之橫向容許承载力	5-4-11
4.4.1 概要.....	5-4-11
4.4.2 單樁行為推定	5-4-11
4.4.3 以橫向載重試驗推定單樁行為	5-4-12
4.4.4 以分析方法推定單樁行為.....	5-4-12
4.4.5 以既有資料推定單樁行為.....	5-4-30
4.4.6 斜組樁橫向承载力	5-4-30
4.4.7 群樁效果之考量	5-4-32
4.4.8 荷重性質的相關考量 < 新增 >	5-4-32
4.4.9 其他橫向承载力 < 新增 >	5-4-33
4.5 設計概論.....	5-4-34
4.5.1 設計原則.....	5-4-34
4.5.2 載重分配.....	5-4-34
4.5.3 樁材容許應力	5-4-34
4.6 細部設計.....	5-4-34
4.6.1 施工時載重檢討	5-4-34
4.6.2 樁頭與上部結構連結設計.....	5-4-34
4.6.3 接樁.....	5-4-38

4.6.4 樁端.....	5-4-38
4.6.5 鋼管樁管厚及材質之變更 < 新增 >	5-4-38
4.6.6 其他設計上注意事項 < 新增 >	5-4-39
第五章 基礎沉陷.....	5-5-1
5.1 土壤垂直內應力	5-5-1
5.1.1 概要.....	5-5-1
5.1.2 集中載重所引起之土壤垂直內應力	5-5-1
5.1.3 線形載重所引起之土壤垂直內應力	5-5-2
5.1.4 帶狀載重所引起之土壤垂直內應力	5-5-2
5.1.5 面載重所引起之土壤垂直內應力	5-5-6
5.2 即時沉陷.....	5-5-13
5.2.1 概要.....	5-5-13
5.2.2 垂直集中載重所引起之沉陷	5-5-13
5.2.3 垂直線形載重所引起之沉陷	5-5-14
5.2.4 均佈帶狀載重所引起之沉陷	5-5-14
5.2.5 均佈圓形載重所引起之沉陷	5-5-15
5.2.6 均佈長方形載重所引起之沉陷	5-5-15
5.3 壓密沉陷.....	5-5-16
5.3.1 概要.....	5-5-16
5.3.2 最終壓密沉陷量.....	5-5-16
5.3.3 壓密沉陷之時間變化.....	5-5-18
5.4 側向變位 < 新增 >	5-5-19
5.5 不均勻沈陷 < 新增 >	5-5-20
5.5.1 不等沈陷的起因與種類	5-5-20
5.5.2 不等沈陷的對策.....	5-5-20
5.5.3 簡易推斷港灣區域的海埔新生地發生不等沈陷的方法.....	5-5-21
第六章 斜面之安定	5-6-1
6.1 概論.....	5-6-1
6.2 斜面安定分析法	5-6-2

6.2.1 概要.....	5-6-2
6.2.2 圓弧形滑動面	5-6-2
6.2.3 直線形滑動面	5-6-9
第七章 地盤改良 < 本章新增 >	5-7-1
7.1 概論.....	5-7-1
7.2 換土工法.....	5-7-4
7.2.1 設計順序.....	5-7-4
7.2.2 設計須注意事項	5-7-5
7.3 排水工法.....	5-7-6
7.3.1 設計順序.....	5-7-6
7.3.2 預壓填土高度及寬度之決定	5-7-8
7.3.3 排水工法之設計	5-7-10
7.4 橫向震動壓密法	5-7-17
7.4.1 設計順序.....	5-7-17
7.4.2 適用範圍.....	5-7-18
7.4.3 橫向震動壓實樁之設計	5-7-20
7.5 壓實砂樁法	5-7-22
7.5.1 設計之順序	5-7-22
7.5.2 壓實砂樁法之設計	5-7-23
7.5.3 改良後地層土壤之強度試驗	5-7-24
7.5.4 粘性土壤地層之改良.....	5-7-24
7.6 點井法.....	5-7-24
7.6.1 設計順序.....	5-7-24
7.6.2 點井法之實用範圍	5-7-24
7.6.3 調查.....	5-7-25
7.6.4 設計.....	5-7-26
7.7 紙樁排水法 (Paper drain method).....	5-7-32
7.7.1 紙樁法之適用範圍及與砂樁之比較	5-7-32
7.7.2 紙樁法之設計	5-7-33

7.8 其他改良方法.....	5-7-37
7.8.1 藥液灌注工法	5-7-37
7.8.2 石灰工法.....	5-7-45

港灣構造物設計基準修訂

總目錄(下冊)

第六篇 水域設施

第一章 概說.....	6-1-1
第二章 航道.....	6-2-1
2.1 法線.....	6-2-1
2.1.1 概述.....	6-2-1
2.1.2 航道曲線之半徑.....	6-2-2
2.2 航道與港口之寬度.....	6-2-4
2.3 航道水深.....	6-2-8
第三章 泊地.....	6-3-1
3.1 概述.....	6-3-1
3.2 停泊面積.....	6-3-2
3.3 操船水域面積.....	6-3-4
3.3.1 轉船場.....	6-3-4
3.3.2 繫泊及解纜水域.....	6-3-5
3.3.3 泊渠.....	6-3-7
第四章 小型船渠.....	6-4-1
4.1 概說.....	6-4-1
第五章 木材處理水域.....	6-5-1
5.1 概說.....	6-5-1
5.2 水面木材整理場.....	6-5-1
5.3 貯木池.....	6-5-2
第六章 航道標誌.....	6-6-1
6.1 概述.....	6-6-1
6.2 防波堤燈塔.....	6-6-2

第七篇 防波堤工程

第一章 概說.....	7-1-1
1.1 防波堤規劃之基本原則.....	7-1-1
1.2 防波堤之佈置.....	7-1-2
第二章 設計之基本原則.....	7-2-1
2.1 設計條件.....	7-2-2
2.1.1 潮位.....	7-2-2
2.1.2 風.....	7-2-2
2.1.3 波浪.....	7-2-2
2.1.4 水深及地盤條件.....	7-2-3
2.1.5 地震.....	7-2-3
2.1.6 其他.....	7-2-3
2.2 斷面型式.....	7-2-3
2.3 施工法.....	7-2-7
2.4 工程費.....	7-2-7
第三章 基本設計.....	7-3-1
3.1 基本斷面之假定.....	7-3-1
3.1.1 直立堤.....	7-3-1
3.1.2 合成堤.....	7-3-2
3.1.3 斜坡堤.....	7-3-4
3.1.4 消波塊覆蓋堤.....	7-3-4
3.1.5 直立消波塊堤.....	7-3-5
3.1.6 消波沉箱堤.....	7-3-6
3.1.7 上部斜面沉箱堤.....	7-3-7
3.2 外力計算.....	7-3-8
3.2.1 波力.....	7-3-8
3.2.2 靜水壓.....	7-3-8
3.2.3 浮力.....	7-3-8
3.2.4 自重.....	7-3-8

3.2.5 地震力	7-3-9
3.3 安定計算	7-3-9
3.3.1 直立部之安定計算	7-3-9
3.3.2 堤基部之安定計算	7-3-9
3.3.3 堤體整體之安定計算	7-3-18
3.3.4 堤頭、轉角處之安定計算	7-3-19
第四章 細部設計	7-4-1
4.1 直立堤	7-4-1
4.1.1 沉箱式直立堤	7-4-1
4.1.2 方塊式直立堤	7-4-2
4.1.3 空心方塊直立堤	7-4-3
4.1.4 混凝土單塊直立堤	7-4-3
4.2 合成堤	7-4-3
4.3 斜坡堤	7-4-5
第五章 防波堤與漂沙對策設施	7-5-1
第六章 防波堤之管理與維修	7-6-1

第八篇 碼頭工程

第一章 概說	8-1-1
1.1 概論	8-1-1
1.2 碼頭規模	8-1-1
1.3 碼頭佈置	8-1-1
1.4 碼頭結構	8-1-2
第二章 碼頭相關事項	8-2-1
2.1 船席長度與水深	8-2-1

2.2 碼頭面高程	8-2-3
2.3 碼頭前趾界限	8-2-4
2.4 設計水深	8-2-5
第三章 碼頭之結構型式	8-3-1
3.1 結構斷面基本型式	8-3-1
3.2 結構斷面型式選定應考慮事項	8-3-14
第四章 重力式碼頭	8-4-1
4.1 設計原則	8-4-1
4.2 作用於壁體之外力與載重	8-4-1
4.2.1 概要	8-4-1
4.2.2 壁體定義	8-4-2
4.2.3 上載載重	8-4-4
4.2.4 壁體自重	8-4-4
4.2.5 土壓力及殘留水壓力	8-4-4
4.2.6 浮力	8-4-4
4.2.7 地震力	8-4-5
4.2.8 船舶拉力	8-4-5
4.2.9 船舶衝擊力	8-4-5
4.2.10 地震時的動水壓 < 新增 >	8-4-6
4.3 安定計算	8-4-6
4.3.1 概要	8-4-6
4.3.2 壁體滑動檢討	8-4-6
4.3.3 壁體傾覆檢討	8-4-7
4.3.4 基礎承载力檢討	8-4-8
4.3.5 軟弱基礎之檢討	8-4-9
4.4 背填石料之土壓減輕效果	8-4-10
4.4.1 概要	8-4-10
4.4.2 背填石料設置目的	8-4-10
4.4.3 背填石料之形狀及其土壓減輕效果	8-4-10

4.5 細部設計	8-4-11
4.5.1 概要	8-4-11
4.5.2 壁體	8-4-12
4.5.3 背填及防止漏砂設施	8-4-12
4.5.4 壁體接合部之形狀及尺寸	8-4-12
4.5.5 上部結構	8-4-13
4.5.6 附屬設施	8-4-13
第五章 板樁式碼頭	8-5-1
5.1 設計原則	8-5-1
5.1.1 板樁的設計法 < 修訂 >	8-5-1
5.1.2 各設計法概要	8-5-1
5.1.3 地盤液化及動態分析	8-5-3
5.2 作用於板樁之外力	8-5-3
5.2.1 概要	8-5-3
5.2.2 土壓力及殘留水壓力	8-5-3
5.2.3 船舶拉力	8-5-7
5.2.4 船舶衝擊力	8-5-7
5.2.5 地震時的動水壓 < 新增 >	8-5-7
5.3 板樁設計	8-5-7
5.3.1 概要	8-5-7
5.3.2 拉桿裝設位置	8-5-8
5.3.3 板樁入土長度	8-5-8
5.3.4 作用於板樁之彎矩	8-5-9
5.3.5 板樁容許應力	8-5-10
5.4 拉桿設計	8-5-10
5.5 圍梁設計	8-5-12
5.6 錨碇設施設計	8-5-12
5.6.1 概要	8-5-12
5.6.2 選擇錨碇設施型式	8-5-13

5.6.3 錨碇設施設置位置	8-5-14
5.6.4 錨碇版設計	8-5-17
5.6.5 錨碇直樁設計	8-5-20
5.6.6 錨碇斜組樁設計	8-5-20
5.6.7 錨碇板樁設計	8-5-20
5.7 細部設計	8-5-22
5.7.1 概要	8-5-22
5.7.2 上部結構	8-5-22
5.7.3 板樁與拉桿及圍梁之連接	8-5-24
5.7.4 拉桿	8-5-25
5.7.5 錨碇設施與拉桿之連接	8-5-27
5.7.6 角隅部份	8-5-27
5.7.7 防止沖刷設施	8-5-27
5.8 軟弱地盤上板樁式碼頭之設計	8-5-28
5.9 圓弧滑動檢討	8-5-28
第六章 圓筒式碼頭	8-6-1
6.1 鋼板樁圓筒式碼頭	8-6-1
6.1.1 設計原則	8-6-1
6.1.2 作用於鋼板樁圓筒之外力	8-6-1
6.1.3 圓筒壁體剪力變形檢討	8-6-5
6.1.4 圓筒壁體安定檢討	8-6-13
6.1.5 地盤承载力檢討	8-6-21
6.1.6 圓筒壁體滑動檢討	8-6-21
6.1.7 圓筒頂端變位檢討	8-6-21
6.1.8 圓弧滑動檢討	8-6-23
6.1.9 圓筒佈置	8-6-23
6.1.10 板樁拉力計算	8-6-23
6.1.11 T型板樁設計	8-6-24
6.1.12 細部設計	8-6-24

6.2 置放式鋼板圓筒碼頭	8-6-25
6.2.1 設計原則.....	8-6-25
6.2.2 作用於鋼板圓筒之外力	8-6-26
6.2.3 圓筒壁體剪力變形檢討	8-6-27
6.2.4 圓筒壁體安定檢討	8-6-28
6.2.5 鋼板圓筒前趾承载力檢討.....	8-6-31
6.2.6 圓筒鋼板厚度計算	8-6-32
6.2.7 圓筒佈置.....	8-6-33
6.2.8 細部設計.....	8-6-33
6.3 埋入式鋼板圓筒碼頭	8-6-33
6.3.1 設計原則.....	8-6-33
6.3.2 作用於鋼板圓筒之外力	8-6-34
6.3.3 圓筒壁體剪力變形檢討	8-6-34
6.3.4 圓筒壁體安定檢討	8-6-34
6.3.5 圓筒壁體滑動檢討	8-6-34
6.3.6 地盤承载力檢討	8-6-34
6.3.7 圓筒頂端變位檢討	8-6-34
6.3.8 圓弧滑動檢討	8-6-35
6.3.9 圓筒佈置.....	8-6-35
6.3.10 圓筒及圓弧鋼板厚度計算.....	8-6-35
6.3.11 接頭部份與補強構件.....	8-6-36
6.3.12 細部設計.....	8-6-36
第七章 棧橋式碼頭	8-7-1
7.1 概論	8-7-1
7.1.1 靜態分析.....	8-7-1
7.1.2 動態分析.....	8-7-1
7.2 直樁棧橋式碼頭	8-7-2
7.2.1 設計原則.....	8-7-2
7.2.2 棧橋單元大小及基樁配置.....	8-7-2

7.2.3 上部結構相關尺寸	8-7-4
7.2.4 繫船柱及防舷材配置	8-7-5
7.2.5 作用於棧橋之外力	8-7-5
7.2.6 海底面設計相關事項	8-7-8
7.2.7 基樁設計	8-7-10
7.2.8 擋土護岸設計	8-7-19
7.2.9 圓弧滑動檢討	8-7-19
7.2.10 細部設計	8-7-19
7.3 斜樁棧橋式碼頭	8-7-24
7.3.1 設計原則	8-7-24
7.3.2 棧橋單元大小及基樁配置	8-7-24
7.3.3 上部結構相關尺寸	8-7-24
7.3.4 繫船柱及防舷材配置	8-7-26
7.3.5 作用於棧橋之外力	8-7-26
7.3.6 海底面設計相關事項	8-7-26
7.3.7 基樁作用力及斷面之決定	8-7-26
7.3.8 法線方向結構分析	8-7-29
7.3.9 基樁入土深度	8-7-29
7.3.10 擋土護岸設計	8-7-30
7.3.11 圓弧滑動檢討	8-7-30
7.3.12 細部設計	8-7-30
第八章 平版樁基式碼頭	8-8-1
8.1 設計原則	8-8-1
8.2 決定平版高度及寬度	8-8-1
8.3 作用於板樁之土壓力及殘留水壓力	8-8-3
8.3.1 概要	8-8-3
8.3.2 土壓力	8-8-3
8.3.3 殘留水壓力	8-8-4
8.4 板樁設計	8-8-5

8.4.1 板樁入土深度	8-8-5
8.4.2 板樁斷面.....	8-8-5
8.5 平版設計	8-8-5
8.5.1 作用於平版之外力	8-8-5
8.5.2 平版結構設計	8-8-7
8.5.3 平版承載基樁設計	8-8-8
8.6 壁體安定檢討.....	8-8-9
8.7 圓弧滑動檢討.....	8-8-10
第九章 其他型式碼頭	8-9-1
9.1 直立消波式碼頭	8-9-1
9.1.1 設計原則.....	8-9-1
9.1.2 消波式碼頭配置原則.....	8-9-1
9.1.3 選定結構型式	8-9-1
9.2 自立式板樁碼頭	8-9-3
9.2.1 設計原則.....	8-9-3
9.2.2 作用於板樁之外力	8-9-4
9.2.3 板樁斷面.....	8-9-4
9.2.4 板樁入土長度	8-9-5
9.2.5 板樁頂端變位量檢討	8-9-5
9.2.6 施工中外力檢討	8-9-7
9.2.7 圓弧滑動檢討	8-9-7
9.2.8 細部設計.....	8-9-7
9.3 斜樁錨碇式板樁碼頭	8-9-7
9.3.1 設計原則.....	8-9-7
9.3.2 作用於板樁之外力	8-9-7
9.3.3 作用於板樁與斜樁連結點之水平力及垂直力	8-9-8
9.3.4 板樁及斜樁斷面	8-9-8
9.3.5 板樁及斜樁入土長度.....	8-9-9
9.3.6 細部設計.....	8-9-9

9.4 前斜樁式板樁碼頭.....	8-9-9
9.4.1 設計原則.....	8-9-9
9.4.2 棧橋單元大小及基樁配置.....	8-9-10
9.4.3 上部結構相關尺寸	8-9-10
9.4.4 板樁岸壁設計	8-9-10
9.4.5 棧橋設計.....	8-9-10
9.4.6 基樁入土深度	8-9-12
9.4.7 細部設計.....	8-9-12
9.5 雙重板樁式碼頭	8-9-13
9.5.1 設計原則.....	8-9-13
9.5.2 作用於壁體之外力	8-9-13
9.5.3 雙重板樁壁體設計	8-9-13
9.5.4 細部設計.....	8-9-16
9.6 圓柱或腳柱式棧橋碼頭.....	8-9-16
9.6.1 設計原則.....	8-9-16
9.6.2 圓柱或腳柱設計	8-9-16
9.6.3 擋土護岸設計	8-9-16
9.6.4 細部設計.....	8-9-17
9.7 橋墩式棧橋碼頭	8-9-17
9.7.1 設計原則.....	8-9-17
9.7.2 橋墩設計.....	8-9-17
9.7.3 擋土護岸設計	8-9-17
9.7.4 細部設計.....	8-9-17
9.8 離岸式碼頭	8-9-17
9.8.1 設計原則.....	8-9-17
9.8.2 配置及相關事項	8-9-18
9.8.3 設計外力及載重	8-9-18
9.8.4 腳柱設計.....	8-9-20
9.8.5 大樑設計.....	8-9-20
9.8.6 擋土護岸設計	8-9-21

9.8.7 圓弧滑動檢討	8-9-21
9.8.8 附屬設備.....	8-9-21
9.8.9 細部設計.....	8-9-21
9.9 繫、靠船台	8-9-22
9.9.1 設計原則.....	8-9-22
9.9.2 繫、靠船台配置.....	8-9-22
9.9.3 作用於繫、靠船台之外力.....	8-9-24
9.9.4 基樁式繫、靠船台	8-9-25
9.9.5 鋼板圓筒式繫、靠船台	8-9-25
9.9.6 沉箱式繫、靠船台	8-9-25
9.10 浮碼頭.....	8-9-26
9.10.1 設計原則.....	8-9-26
9.10.2 浮碼頭興建位置及配置	8-9-26
9.10.3 浮箱設計.....	8-9-29
9.10.4 錨鏈設計.....	8-9-35
9.10.5 錨碇設施設計.....	8-9-40
9.10.6 連絡橋及引橋設計	8-9-42
9.11 繫船浮筒.....	8-9-44
第十章 連接結構物	8-10-1
10.1 設計原則	8-10-1
10.2 水深變化段	8-10-2
10.3 不同結構之連接	8-10-2
10.4 角隅結構.....	8-10-2
10.4.1 概要.....	8-10-2
10.4.2 板樁結構與板樁結構連接之角隅結構.....	8-10-3
10.4.3 鋼板樁結構與自立式板樁結構連接之角隅結構.....	8-10-4
10.4.4 其他角隅結構.....	8-10-4
第十一章 附屬設施.....	8-11-1
11.1 概論.....	8-11-1

11.2 繫船設施	8-11-1
11.2.1 概要	8-11-1
11.2.2 繫船柱及繫船環配置	8-11-1
11.2.3 船舶拉力	8-11-2
11.3 防撞設施	8-11-2
11.3.1 概要	8-11-2
11.3.2 防舷材配置	8-11-3
11.3.3 船舶靠岸及繫泊所產生之作用力	8-11-3
11.3.4 防舷材選擇	8-11-4
11.4 安全設施	8-11-4
11.4.1 概要	8-11-4
11.4.2 防止船侵入設施	8-11-4
11.4.3 柵欄	8-11-4
11.4.4 標誌及標示	8-11-4
11.4.5 車擋	8-11-5
11.5 服務設施	8-11-5
11.5.1 概要	8-11-5
11.5.2 照明設施	8-11-5
11.5.3 旅客上下船設施	8-11-5
11.5.4 車輛上下船設施	8-11-5
11.5.5 給水設施	8-11-6
11.5.6 加油及供電設施	8-11-6
11.5.7 公廁及電話	8-11-6
11.5.8 標誌及標示	8-11-6
11.6 其他設施	8-11-6
11.6.1 概要	8-11-6
11.6.2 排水設施	8-11-7
11.6.3 階梯及爬梯	8-11-7
11.6.4 救生設備	8-11-7
11.6.5 消防設備及警報裝置	8-11-7

第十二章 曳船道.....	8-12-1
12.1 設計原則.....	8-12-1
12.2 選擇設置位置.....	8-12-1
12.3 曳船道相關事項.....	8-12-2
12.3.1 各部份高程.....	8-12-2
12.3.2 長度及岸上面積.....	8-12-3
12.3.3 海側水深.....	8-12-3
12.3.4 滑道坡度.....	8-12-3
12.3.5 滑道海側泊地面積.....	8-12-3
12.4 海側壁體及滑道鋪面.....	8-12-3
12.4.1 海側壁體.....	8-12-3
12.4.2 滑道鋪面.....	8-12-3
12.5 側壁.....	8-12-4
第十三章 岸肩.....	8-13-1
13.1 設計原則.....	8-13-1
13.2 岸肩形狀.....	8-13-1
13.2.1 寬度.....	8-13-1
13.2.2 坡度.....	8-13-2
13.3 鋪面設計.....	8-13-2
13.3.1 鋪面型式.....	8-13-2
13.3.2 載重條件.....	8-13-2
第十四章 裝卸機械基礎.....	8-14-1
14.1 設計原則.....	8-14-1
14.1.1 概要.....	8-14-1
14.1.2 裝卸機械基礎型式.....	8-14-1
14.1.3 容許沉陷量.....	8-14-2
14.1.4 設計流程.....	8-14-2
14.2 作用於基礎之外力.....	8-14-2
14.3 使用基樁之基礎設計.....	8-14-4

14.3.1 混凝土樑.....	8-14-4
14.3.2 基樁承載力	8-14-4
14.4 不使用基樁之基礎設計.....	8-14-4
14.4.1 對碼頭影響檢討	8-14-4
14.4.2 混凝土樑.....	8-14-4
第十五章 碼頭維護與管理	8-15-1
15.1 概論	8-15-1
15.2 沉箱式碼頭之維護與管理	8-15-1
15.2.1 變化狀況.....	8-15-1
15.2.2 檢測	8-15-1
15.2.3 維修	8-15-2
15.3 板樁式碼頭之維護與管理	8-15-3
15.3.1 變化狀況.....	8-15-3
15.3.2 檢測	8-15-3
15.3.3 維修	8-15-4
15.4 棧橋式碼頭之維護與管理	8-15-4
15.4.1 變化狀況.....	8-15-4
15.4.2 檢測	8-15-5
15.4.3 維修	8-15-5

第九篇 專門碼頭

第一章 貨櫃碼頭.....	9-1-1
1.1 設計原則	9-1-1
1.1.1 概要.....	9-1-1
1.1.2 貨櫃碼頭位置選擇應考慮事項	9-1-1
1.1.3 決定貨櫃碼頭規模與設施配置應考慮事項.....	9-1-1
1.2 碼頭設施設計.....	9-1-2
1.2.1 碼頭長度及碼頭水深.....	9-1-2
1.2.2 繫船設施.....	9-1-3

1.2.3 防撞設施.....	9-1-3
1.3 陸上設施設計.....	9-1-4
1.3.1 岸肩.....	9-1-4
1.3.2 貨櫃起重機.....	9-1-4
1.3.3 貨櫃場.....	9-1-5
1.3.4 貨櫃集散倉棧.....	9-1-6
1.3.5 維修站.....	9-1-6
1.3.6 管理中心.....	9-1-7
1.3.7 出入口(GATE).....	9-1-7
1.3.8 其他附屬設施.....	9-1-7
第二章 渡輪碼頭.....	9-2-1
2.1 設計原則.....	9-2-1
2.2 碼頭設施設計.....	9-2-1
2.2.1 碼頭長度及碼頭水深.....	9-2-1
2.2.2 繫船設施.....	9-2-2
2.2.3 防撞設施.....	9-2-3
2.2.4 防止沖刷設施.....	9-2-3
2.3 車輛上下船設施設計.....	9-2-3
2.3.1 概要.....	9-2-3
2.3.2 寬度、長度、坡度及曲率半徑.....	9-2-3
2.3.3 附屬設施及標識等.....	9-2-4
2.3.4 車輛上下船設施活動部份設計.....	9-2-5
2.4 旅客上下船設施設計.....	9-2-5
2.4.1 概要.....	9-2-5
2.4.2 寬度、長度、坡度及附屬設施.....	9-2-6
2.4.3 旅客上下船設施活動部份設計.....	9-2-7
2.5 其他設施設計.....	9-2-7
2.5.1 概要.....	9-2-7
2.5.2 道路.....	9-2-7

2.5.3 人行道	9-2-8
2.5.4 停車場	9-2-8
2.5.5 旅客候船室	9-2-8
2.5.6 安全設施.....	9-2-8
附錄一 本次修訂內容摘要.....	A-1
附錄二 第一次座談會專家學者意見回應表.....	B-1
附錄三 第二次座談會專家學者意見回應表.....	C-1
附錄四 期中報告專家學者審查意見回應表.....	D-1
附錄五 期末報告專家學者審查意見回應表.....	E-1
附錄六 簡報資料.....	F-1

圖 目 錄

第二篇 設計條件

第二章 船舶

圖 2-1.1 船舶之主要尺寸	2-2-1
圖 2-2.1 船舶靠岸示意圖	2-2-7
圖 2-2.2 長軸方向轉動半徑與 C_b 之關係	2-2-7
圖 2-2.3 風力計算示意圖	2-2-10
圖 2-2.4 流壓係數 C	2-2-11

第三章 風

圖 3-1.1 低氣壓與高氣壓之吹風方向(北半球)	2-3-2
---------------------------------	-------

第四章 波浪

圖 4-1.1 設計波擬定流程圖.....	2-4-1
圖 4-5.1 微小振幅波之變形.....	2-4-17
圖 4-5.2 Greslou-Mahe 之反射率實驗結果	2-4-19
圖 4-5.3 等坡度之反射率	2-4-20
圖 4-5.4 繞射與折射配合之例	2-4-21
圖 4-5.5 波浪折射與繞射之例二.....	2-4-22
圖 4-5.6(a) 碎波帶內示性波高計算圖.....	2-4-25
圖 4-5.6(b) 碎波帶內示性波高計算圖.....	2-4-25
圖 4-5.6(c) 碎波帶內示性波高計算圖.....	2-4-25
圖 4-5.6(d) 碎波帶內示性波高計算圖.....	2-4-25
圖 4-5.6(e) 碎波帶內示性波高計算圖.....	2-4-26
圖 4-5.7(a) 碎波帶內最大波高計算圖.....	2-4-26

圖 4-5.7(b) 碎波帶內最大波高計算圖.....	2-4-26
圖 4-5.7(c) 碎波帶內最大波高計算圖.....	2-4-26
圖 4-5.7(d) 碎波帶內最大波高計算圖.....	2-4-27
圖 4-5.7(e) 碎波帶內最大波高計算圖.....	2-4-27
圖 4-5.8 淺化係數計算圖	2-4-27
圖 4-5.9 碎波帶內示性波高最大值計算圖	2-4-28
圖 4-5.10 示性波高最大值出現水深計算圖	2-4-28
圖 4-5.11 規則波之碎波臨界波高計算圖.....	2-4-28
圖 4-6.1 垂直壁之 h_R 推算圖	2-4-31
圖 4-6.2 複合斷面與假設坡度	2-4-31
圖 4-6.3 坡面上之遡升高度.....	2-4-32
圖 4-6.4 由碎波點向陸地側堤防之遡升高度.....	2-4-32
圖 4-6.5 波浪入射角度與遡升高度之關係.....	2-4-33
圖 4-6.6 風對越波量水平分佈梯度之影響.....	2-4-34

第五章 波力

圖 5-2.1 波壓分佈圖.....	2-5-3
圖 5-2.2 波浪入射角之取法.....	2-5-4
圖 5-2.3 負波壓分佈.....	2-5-6
圖 5-2.4 有基腳時之揚壓力	2-5-6
圖 5-2.5 考慮部份碎波壓之 $sainflou$ 波壓分佈	2-5-7
圖 5-2.6 廣井式之波壓分佈.....	2-5-9
圖 5-2.7 波壓與揚壓力之分佈.....	2-5-10
圖 5-2.8 消波塊充分覆蓋時之波壓分佈.....	2-5-13
圖 5-2.9 消波塊充分覆蓋時之波壓分佈 (森平式)	2-5-15
圖 5-2.10 安定檢討時之波壓分佈	2-5-16
圖 5-2.11 安定性檢討時所用波壓分佈.....	2-5-17

圖 5-2.12 作用於上部斜面沈箱堤.....	2-5-18
圖 5-3.1 合成堤之標準斷面與符號.....	2-5-26
圖 5-3.2 防波堤之法線形狀或波向之影響.....	2-5-26

第九章 地質

圖 9-2.1 地質調查與設計之關連示意圖.....	2-9-2
圖 9-4.1 變形模數之種類.....	2-9-10
圖 9-4.2 壓力與孔隙比關係圖.....	2-9-12
圖 9-4.3 壓密之進行狀態.....	2-9-13
圖 9-4.4 平均壓密度與時間係數之關係.....	2-9-14

第十章 耐震設計

圖 10-2.1 沿面板縱向施加之設計地震力示意圖.....	2-10-17
圖 10-2.2 沿面板法線側向施加之設計地震力示意圖.....	2-10-17

第十一章 砂質土壤之液化

圖 11-1.1 液化潛能分析流程圖.....	2-11-2
圖 11-5.1 土壤粒徑與土壤液化分析圖.....	2-11-5
圖 11-5.2 液化潛能判定示意圖.....	2-11-6
圖 11-5.3 不同垂直有效覆土應壓力之 C_N 值.....	2-11-8
圖 11-5.4 應力折減因子深度之關係圖.....	2-11-11
圖 11-5.5 不同細料在地震規模 7.5 級下 $SPT-(N_1)_{60}$ 值與抗液化強度之關係.....	2-11-11
圖 11-5.6a 不同細料在地震規模 5.25 級下 $SPT-(N_1)_{60}$ 值與抗液化強度之關係.....	2-11-13
圖 11-5.6b 不同細料在地震規模 6 級下 $SPT-(N_1)_{60}$ 值與抗液化強度之關係.....	2-11-13
圖 11-5.6c 不同細料在地震規模 6.75 級下 $SPT-(N_1)_{60}$ 值與抗液化強度之關係.....	2-11-14

圖 11-5.6d 不同細料在地震規模 8.5 級下 SPT-(N_1) ₆₀ 值與抗液化強度之關係	2-11-14
---	---------

圖 11-5.7 C_r 與相對密度 D_r 之關係圖	2-11-16
---------------------------------------	---------

第十二章 土壓及水壓

圖 12-1.1 土壓力計算示意圖	2-12-1
-------------------------	--------

圖 12-2.1 殘留水壓計算示意圖	2-12-7
--------------------------	--------

圖 12-2.2 動水壓分佈圖	2-12-8
-----------------------	--------

第三篇 工程材料

第二章 鋼鐵材料

圖 2-4.1 深度方向腐蝕分佈示意圖	3-2-7
---------------------------	-------

圖 2-4.2 腐蝕修護設計流程	3-2-15
------------------------	--------

第四篇 預鑄混凝土構件

第一章 沉箱

圖 1-1.1 沉箱設計流程	4-1-1
----------------------	-------

圖 1-3.1 沉箱之浮游安定	4-1-3
-----------------------	-------

圖 1-4.1 防波堤沉箱前壁之設計載重	4-1-5
----------------------------	-------

圖 1-4.2 防波堤沉箱後壁之設計載重	4-1-6
----------------------------	-------

圖 1-4.3 防波堤沉箱側壁之設計載重	4-1-6
----------------------------	-------

圖 1-4.4 碼頭沉箱常時內部載重	4-1-7
--------------------------	-------

圖 1-4.5 碼頭沉箱浮遊時外部載重	4-1-7
---------------------------	-------

圖 1-4.6 防波堤沉箱底版設計載重	4-1-8
---------------------------	-------

圖 1-4.7 碼頭沉箱底版之設計載重	4-1-9
---------------------------	-------

圖 1-4.8 作用於外牆之水壓	4-1-10
------------------------	--------

圖 1-4.9 作用於底版之外力.....	4-1-11
圖 1-4.10 沉箱拖航時之拉力.....	4-1-12
圖 1-4.11 作用外牆內部之土壓.....	4-1-14
圖 1-4.12 作用於沉箱外牆之內部載重示意圖.....	4-1-15
圖 1-4.13 外牆與隔牆脫離檢討所採用之載重.....	4-1-16
圖 1-4.14 底版與隔牆脫離檢討所採用之載重.....	4-1-17
圖 1-5.1 三邊固定一邊自由版.....	4-1-20
圖 1-5.2 四邊固定版.....	4-1-21

第二章 L 型塊

圖 2-1.1 L 型塊設計流程.....	4-2-1
-----------------------	-------

第三章 空心方塊

圖 3-1.1 空心方塊設計流程.....	4-3-1
圖 3-6.1 空心方塊壁面摩擦抵抗計算示意圖.....	4-3-5

第四章 方塊

圖 4-2.1 方塊凹凸形楔樁示意圖.....	4-4-1
-------------------------	-------

第五篇 基礎

第二章 淺基礎承載力

圖 2-2.1 承載力係數.....	5-2-2
圖 2-2.2 連續基礎下面地層之塑性平衡狀態.....	5-2-4
圖 2-2.3 載重強度與沉陷量關係示意圖.....	5-2-4
圖 2-3.1 黏土地盤承載力係數 N_{co} 及形狀係數 n	5-2-5
圖 2-4.1 圓弧滑動分析多層地層之承載力.....	5-2-6
圖 2-5.1 Bishop 法之載重條件示意圖.....	5-2-9
圖 2-5.2 底面反力計算示意圖.....	5-2-13

圖 2-5.3 基礎地盤載重分佈示意圖	5-2-14
圖 2-5.4 三建法之載重條件示意圖	5-2-15
圖 2-5.5 片山• 內田法承载力係數計算圖	5-2-17
第三章 深基礎承载力	
圖 3-3.1 垂直合力在偏心內時	5-3-4
圖 3-3.2 垂直合力不在偏心內時.....	5-3-7
第四章 樁基礎承载力	
圖 4-4.1 \bar{N} 值與橫向抵抗常數 K_s 之關係	5-4-15
圖 4-4.2 N 值與橫向抵抗常數 K_c 之關係	5-4-15
圖 4-4.3 依載重試驗推算橫向抵抗常數.....	5-4-16
圖 4-4.4 基樁行為(樁頭自由樁, $h=0$).....	5-4-26
圖 4-4.5 基樁行為(樁頭固定樁, $h=0$).....	5-4-26
圖 4-4.6 基樁行為(樁頭自由樁, $h>0$).....	5-4-26
圖 4-4.7 基樁行為(樁頭固定樁, $h>0$).....	5-4-26
圖 4-4.8 斜組樁之軸向力	5-4-31
圖 4-5.1 樁基礎設計流程	5-4-35
圖 4-6.1 挫屈應力度(G_{max})與板厚/直徑 $[T/2r]$ 的關係	5-4-40
第五章 基礎沉陷	
圖 5-1.1 集中載重引起之土壤垂直內應力影響係數值	5-5-2
圖 5-1.2 線型載重引起之土壤垂直內應力影響係數值	5-5-3
圖 5-1.3 均佈帶狀載重引起之土壤垂直內應力影響係數值	5-5-3
圖 5-1.4 直線狀應力分佈	5-5-4
圖 5-1.5 由均佈帶狀載重所產生之土壤垂直內應力增量.....	5-5-5
圖 5-1.6 梯形載重引起之土壤垂直內應力影響係數值	5-5-7
圖 5-1.7 三角形載重合成之梯形載重	5-5-7

圖 5-1.8 均佈圓形載重引起之土壤垂直內應力影響係數值	5-5-8
圖 5-1.9 均佈長方形載重引起之土壤垂直內應力影響係數值	5-5-9
圖 5-1.10 長方形分割法範例.....	5-5-10
圖 5-1.11 Newmark 影響圖	5-5-12
圖 5-2.1 均佈長方形載重隅角點沉陷量影響值	5-5-16
圖 5-3.1 壓密沉陷量計算示意圖.....	5-5-17
圖 5-3.2 平均壓密度與時間係數之關係.....	5-5-19
圖 5-4.1 樁埋設距離與沈陷率之關係	5-5-21
第六章 斜面之安定	
圖 6-2.1 圓弧形滑動面斜面穩定計算	5-6-2
圖 6-2.2 定常滲透流狀況下滑動之計算.....	5-6-5
圖 6-2.3 地震力.....	5-6-6
圖 6-2.4 Bishop 法斜面積穩定計算.....	5-6-8
圖 6-2.5 直線形滑動面斜面穩定計算	5-6-9
第七章 地盤改良	
圖 7-2.1 換土寬度與換土深度之關係	5-7-5
圖 7-3.1 排水工法之設計流程	5-7-7
圖 7-3.2 排水法說明	5-7-9
圖 7-3.3 砂樁用砂級配曲線實例.....	5-7-11
圖 7-3.4 n 值計算圖	5-7-13
圖 7-3.5 粘土層達到 80%壓密所需日數.....	5-7-13
圖 7-3.6 水平壓密度計算表.....	5-7-15
圖 7-3.7 漸增載重之條件	5-7-15
圖 7-3.8 $F(n)$ 與 N 之關係.....	5-7-17
圖 7-4.1 橫向震動法之設計流程.....	5-7-18
圖 7-4.2 原地層之粒徑與壓密後最小 N 值之關係.....	5-7-19

圖 7-5.1 壓實砂樁之設計流程	5-7-22
圖 7-6.1 點井法之設計流程.....	5-7-24
圖 7-6.2 點井法之適用範圍與土壤粒徑分佈.....	5-7-25
圖 7-6.3 水位降低曲線.....	5-7-28
圖 7-6.4 假想井之半徑.....	5-7-29
圖 7-7.1 U_h 與 T_h 之關係(算術座標) 高木俊介製 $\lambda = de/du$	5-7-34
圖 7-7.2 U_h 與 T_h 之關係(座標)	5-7-35
圖 7-7.3 紙樁間距 d 與 m 之關係	5-7-36
圖 7-7.4 壓密度與 g 之關係	5-7-36
圖 7-8.1 各種注入材料之粘性增加狀態.....	5-7-42
圖 7-8.2 各種藥液膠凝前所能滲透之範圍	5-7-43
圖 7-8.3 各種注入材料之注入可能範圍.....	5-7-43
圖 7-8.4 構築上水壁之注入方式.....	5-7-44
圖 7-8.5 石灰工法之設計流程	5-7-48
圖 7-8.6 使用生石灰樁之地層壓密.....	5-7-49
圖 7-8.7 生石灰樁之直徑 d_i 與間距 D_p 之關係.....	5-7-50
圖 7-8.8 石灰混合處理機示意圖.....	5-7-51

第六篇 水域設施

第二章 航道

圖 2-1.1 曲線航道	6-2-3
圖 2-1.2 船尾迴旋	6-2-3
圖 2-2.1 船舶之吸引與排斥作用.....	6-2-5
圖 2-2.2 雙向航行航道寬度圖	6-2-6
圖 2-3.1 船舶航行時之各種擺動.....	6-2-10

第三章 泊地

圖 3-2.1 泊地停泊方式	6-3-3
圖 3-3.1 轉船場水域	6-3-5
圖 3-3.2 順向靠岸	6-3-6
圖 3-3.3 逆向靠岸	6-3-6
圖 3-3.4 解纜	6-3-7
圖 3-3.5 泊渠寬度	6-3-8

第四章 小型船渠

圖 4-1.1 橫靠	6-4-1
圖 4-1.2 縱靠	6-4-2
圖 4-1.3 複式縱靠	6-4-2

第六章 航道標誌

圖 6-1.1 防波堤燈塔標準型式	6-6-1
圖 6-2.1 各防波堤燈塔強度檢討圖	6-6-3
圖 6-2.2 標準型防波堤燈塔之基礎	6-6-4
圖 6-2.3 地理學的可視距離	6-6-5
圖 6-2.4 光線之經由路徑	6-6-5
圖 6-2.5 光學的可視距離	6-6-6

第七篇 防波堤工程

第二章 設計之基本原則

圖 2-2.1 重力式防波堤之種類	7-2-4
圖 2-2.1(a) 拋石斜坡堤	7-2-8
圖 2-2.1(b) 拋消波塊斜坡堤	7-2-8
圖 2-2.1(c) 沉箱式直立堤	7-2-8
圖 2-2.1(d) 方塊式直立堤	7-2-9

圖 2-2.1(e) 空心方塊直立堤	7-2-9
圖 2-2.1(f) 混凝土單塊直立堤	7-2-9
圖 2-2.1(g) 沉箱式合成堤	7-2-10
圖 2-2.1(h) 方塊式合成堤	7-2-10
圖 2-2.1(i) 空心方塊合成堤	7-2-10
圖 2-2.1(j) 混凝土單塊合成堤.....	7-2-11
圖 2-2.1(k) 消波塊覆蓋堤.....	7-2-11
圖 2-2.1(l) 直立消波塊堤.....	7-2-11
圖 2-2.1(m) 消波沉箱堤	7-2-12
圖 2-2.1(n) 上部斜面沉箱堤	7-2-12
第三章 基本設計	
圖 3-3.1 斜坡部之滑動面.....	7-3-10
圖 3-3.2 直線滑動面.....	7-3-11
圖 3-3.3 斜坡堤標準斷面.....	7-3-12
圖 3-3.4 護坡塊重量計算圖.....	7-3-15
圖 3-3.5 護面塊重量計算圖 (比重修正係數)	7-3-16
圖 3-3.6 護基以及拋石基礎覆蓋石之安定係數	7-3-18
第四章 細部設計	
圖 4-1.1 凹凸形楔樁.....	7-4-2
圖 4-2.1 護基方塊的形狀.....	7-4-5
第五章 防波堤與漂沙對策設施	
圖 5-1.1 港內水域淤積型態.....	7-5-2
圖 5-1.2 航道淤積型態.....	7-5-3
圖 5-1.3 防砂堤之佈置例	7-5-5
第六章 防波堤之管理與維修	

圖 6-1.1 沉箱式防波堤主要受損連鎖	7-6-1
----------------------------	-------

第八篇 碼頭工程

第一章 概說

圖 1-1.1 碼頭設計流程	8-1-1
----------------------	-------

第二章 碼頭相關事項

圖 2-1.1 船纜配置示意圖	8-2-1
-----------------------	-------

圖 2-3.1 碼頭前趾界限示意圖	8-2-5
-------------------------	-------

第三章 碼頭之結構型式

圖 3-1.1(a) 沈箱重力式碼頭斷面示意圖	8-3-3
-------------------------------	-------

圖 3-1.1(b) L 型塊重力式碼頭斷面示意圖	8-3-3
---------------------------------	-------

圖 3-1.1(c) 方塊式重力式碼頭斷面示意圖	8-3-4
--------------------------------	-------

圖 3-1.1(d) 空心方塊重力式碼頭斷面示意圖	8-3-4
---------------------------------	-------

圖 3-1.2 板樁式碼頭斷面示意圖	8-3-5
--------------------------	-------

圖 3-1.3(a) 鋼板樁圓筒式碼頭斷面示意圖	8-3-6
--------------------------------	-------

圖 3-1.3(b) 置放式鋼板圓筒碼頭斷面示意圖	8-3-6
---------------------------------	-------

圖 3-1.4(a) 直樁棧橋式碼頭斷面示意圖	8-3-7
-------------------------------	-------

圖 3-1.4(b) 斜樁棧橋式碼頭斷面示意圖	8-3-7
-------------------------------	-------

圖 3-1.5 平板樁基式碼頭斷面示意圖	8-3-8
----------------------------	-------

圖 3-1.6 直立消波式碼頭斷面示意圖	8-3-9
----------------------------	-------

圖 3-1.7 自立式板樁碼頭斷面示意圖	8-3-10
----------------------------	--------

圖 3-1.8 斜樁錨碇式板樁碼頭斷面示意圖	8-3-11
------------------------------	--------

圖 3-1.9 前斜樁式板樁碼頭斷面示意圖	8-3-12
-----------------------------	--------

圖 3-1.10 雙重板樁式碼頭斷面示意圖	8-3-13
-----------------------------	--------

圖 3-1.11 圓柱式棧橋斷面示意圖	8-3-15
---------------------------	--------

圖 3-1.12 橋墩式棧橋斷面示意圖.....	8-3-16
圖 3-1.13 離岸式碼頭斷面示意圖.....	8-3-17
圖 3-1.14 繫、靠船台斷面示意圖.....	8-3-18
圖 3-1.15 浮碼頭斷面示意圖.....	8-3-19
圖 3-1.16 繫船浮筒斷面示意圖	8-3-20

第四章 重力式碼頭

圖 4-1.1 重力式碼頭設計流程	8-4-1
圖 4-2.1 重力式碼頭之壁體範圍示意圖	8-4-3
圖 4-2.2 方塊式碼頭滑動檢討時壁體範圍示意圖	8-4-3
圖 4-2.3 方塊式碼頭傾覆檢討時壁體範圍示意圖	8-4-4
圖 4-2.4 重力式碼頭浮力作用範圍示意圖	8-4-5
圖 4-4.1 重力式碼頭背填石料形狀示意圖	8-4-11
圖 4-5.1 作用於上部結構之船舶衝擊力	8-4-14

第五章 板樁式碼頭

圖 5-1.1 自由端點法	8-5-2
圖 5-1.2 固定端點法	8-5-2
圖 5-1.3 板樁式碼頭設計流程	8-5-4
圖 5-2.1 作用於板樁之土壓力及殘留水壓力.....	8-5-5
圖 5-2.2 作用於板樁之土壓力及殘留水壓力.....	8-5-6
圖 5-3.1 作用於板樁之外力.....	8-5-10
圖 5-6.1 錨碇版設置位置	8-5-15
圖 5-6.2 錨碇直樁設置位置.....	8-5-15
圖 5-6.3 錨碇斜組樁設置位置	8-5-16
圖 5-6.4 作用於錨碇版之外力	8-5-17
圖 5-6.5 版樁之主動土壤破壞面與錨碇版之被動土壤破壞面在地表面下相交時之土壓分佈圖	8-5-19

圖 5-6.6 短錨碇板樁假想土壓分佈圖	8-5-21
圖 5-7.1 作用於上部結構之船舶拉力	8-5-23
圖 5-7.2 作用於上部結構之船舶衝擊力	8-5-23
圖 5-7.3 板樁與拉桿及圍梁之連接示意圖	8-5-25
圖 5-7.4 拉桿(Tie Rod)斷面示意圖	8-5-26
圖 5-7.5 鋼索(Tie Wire)斷面示意圖	8-5-26

第六章 圓筒式碼頭

圖 6-1.1 鋼板樁圓筒式碼頭設計流程	8-6-2
圖 6-1.2 作用於鋼板樁圓筒之土壓力(剪力變形檢討時使用).....	8-6-3
圖 6-1.3 作用於鋼板樁圓筒背面之土壓(重力式壁體安定檢討時使用)	8-6-4
圖 6-1.4 作用於圓筒內填料地震力之震度分佈	8-6-5
圖 6-1.5 圓筒平面形狀及換算壁體寬度	8-6-6
圖 6-1.6 圓筒壁體剪力變形檢討應考慮之外力及抵抗力.....	8-6-7
圖 6-1.7 抵抗力矩與入土比之關係.....	8-6-8
圖 6-1.8 中間回填土之斷面設定.....	8-6-9
圖 6-1.9 圓筒壁體換算壁高.....	8-6-11
圖 6-1.10 圓筒剪力變形之檢討	8-6-13
圖 6-1.11 回填土土壓	8-6-13
圖 6-1.12 作用於埋入式鋼板圓筒之外力分佈.....	8-6-15
圖 6-1.13 水平地盤反力分佈例	8-6-16
圖 6-1.14 埋入式鋼板圓筒變位示意圖	8-6-17
圖 6-1.15 地盤反力及壁體變位示意圖	8-6-18
圖 6-1.16 T 型板樁斷面示意圖	8-6-24
圖 6-1.17 平版結構設計示意圖	8-6-25
圖 6-2.1 置放式鋼板圓筒碼頭設計流程.....	8-6-26

圖 6-2.2 傾覆抵抗係數計算圖	8-6-31
圖 6-3.6 圓筒與圓弧接頭結構斷面示意圖	8-6-36

第七章 棧橋式碼頭

圖 7-2.1 直樁棧橋式碼頭設計流程	8-7-3
圖 7-2.2 裝載載重與活載重分佈示意圖	8-7-7
圖 7-2.3 碼頭後線重力式擋土結構物位置示意圖	8-7-9
圖 7-2.4 假想地表面示意圖	8-7-9
圖 7-2.5 棧橋基樁配置及水平力作用點示意圖	8-7-12
圖 7-2.6 基樁樁頭彎矩分佈示意圖	8-7-14
圖 7-2.7 基樁樁頭軸力分佈示意圖	8-7-17
圖 7-2.8 兩端固定的單向版的有效寬度	8-7-20
圖 7-2.9 等分佈荷重的換算	8-7-21
圖 7-2.10 部分佈荷重的換算	8-7-21
圖 7-2.11 靜載重與活載重作用於樑之彎矩	8-7-22
圖 7-2.12 棧橋平面內之荷重方向	8-7-23
圖 7-2.13 樁頭埋入圖例	8-7-23
圖 7-2.14 鋼筋混凝土結構樁頭接合圖例	8-7-24
圖 7-3.1 斜樁棧橋式碼頭設計流程	8-7-25
圖 7-3.2 斜組樁中心線與各斜組樁距離示意圖	8-7-27

第八章 平版樁基式碼頭

圖 8-1.1 平版樁基式碼頭設計流程	8-8-2
圖 8-3.1 作用於平版樁基式碼頭板樁之土壓及殘留水壓	8-8-3
圖 8-3.2 平版寬度較小時作用於板樁之土壓力	8-8-5
圖 8-5.1 作用於平版之外力	8-8-7
圖 8-5.2 平版結構設計示意圖	8-8-8
圖 8-6.1 平版樁基式碼頭壁體示意圖	8-8-10

第九章 其他型式碼頭

圖 9-1.1 直立消波式碼頭設計流程	8-9-2
圖 9-2.1 自立式板樁碼頭設計流程	8-9-3
圖 9-2.2 作用於自立式板樁碼頭板樁之外力	8-9-4
圖 9-2.3 自立式板樁碼頭板樁頂端變位量	8-9-6
圖 9-2.4 土壓分佈假定	8-9-6
圖 9-3.1 斜樁錨碇式板樁碼頭設計流程	8-9-8
圖 9-4.1 前斜樁式板樁碼頭設計流程	8-9-11
圖 9-5.1 雙重板樁式碼頭設計流程	8-9-14
圖 9-9.1 繫、靠船台設計流程	8-9-23
圖 9-10.1 浮碼頭設計流程	8-9-27
圖 9-10.2 浮碼頭各部份名稱	8-9-28
圖 9-10.3 浮箱各部份名稱	8-9-28
圖 9-10.4 浮箱承受偏心載重時之穩定計算	8-9-33
圖 9-10.5 浮碼頭錨鏈設計示意圖	8-9-38
圖 9-10.6 浮碼頭錨碇混凝土方塊設計例	8-9-42
圖 9-10.7 連絡橋調節塔結構示意圖	8-9-45
圖 9-11.1 繫船浮筒型式示意圖	8-9-45
圖 9-11.2 沉錘錨鍊式繫船浮筒設計流程	8-9-46

第十一章 附屬設施

圖 11-3.1 防舷材設計流程	8-11-3
------------------------	--------

第十二章 曳船道

圖 12-1.1 曳船道斷面示意圖	8-12-1
-------------------------	--------

第十四章 裝卸機械基礎

圖 14-1.1 裝卸機械基礎設計流程	8-14-3
---------------------------	--------

表目錄

第一篇 通則

第二章 國際單位系統(SI)

表 2.1 SI 單位換算表	1-2-1
----------------------	-------

第二篇 設計條件

第一章 概說

表 1-2.1 不同耐用年限 L_1 及迴歸期 \bar{T}_1 之遭遇機率 E_1	2-1-6
---	-------

第二章 船舶

表 2-1.1 大型船舶尺寸參考表 <修訂>	2-2-2
------------------------------	-------

表 2-1.2 小型船舶尺寸參考表 <修訂>	2-2-3
------------------------------	-------

表 2-2.1 船舶作用於繫船柱之拉力	2-2-12
---------------------------	--------

第三章 風

表 3-1.1 梯度風與海面風之關係	2-3-3
--------------------------	-------

第五章 波力

表 5-3.1 C.E.R.C.建議拋石之 K_D 值(堤身部)	2-5-25
--	--------

表 5-3.2 慣性力係數 <新增表格>	2-5-30
----------------------------	--------

第六章 潮位及暴潮位

表 6-5.1 各港水準零點與聯勤陸上水準系統換算表	2-6-3
----------------------------------	-------

第七章 水流

表 7-1.1 拖曳力係數	2-7-2
---------------------	-------

第九章 地質

表 9-2.1 地質調查分類	2-9-2
----------------------	-------

表 9-2.2 以調查目的為區分之調查方法及調查內容	2-9-4
表 9-3.1 土壤統一分類法	2-9-8
表 9-5.1 砂質土之 N 值與 Dr , ϕ 之關係	2-9-18
表 9-5.2 砂質土之 N 值與 ϕ 之關係	2-9-18

第十章 耐震設計

表 10-1.1 各型碼頭在 475 年回歸期地震作用下最大容許值	2-10-2
10-2.1(a) 臨海鄉鎮之 S_s^D 、 S_1^D 、 S_s^M 與 S_1^M 值	2-10-4
10-2.1(b) 臨海且鄰近斷層鄉鎮之 S_s^D 、 S_1^D 、 S_s^M 與 S_1^M 值	2-10-7
表 10-2.2(a) 短週期結構之工址放大係數 F_a (線性內插求值)	2-10-8
表 10-2.2(b) 長週期結構之工址放大係數 F_v (線性內插求值)	2-10-8
表 10-2.3 地盤分類表	2-10-8
表 10-2.4 中央地質調查所調查第一類活動斷層性質表	2-10-10
表 10-2.5(A) 近車籠埔斷層調整因子 N_A 與 N_V	2-10-11
表 10-2.5(B) 近獅潭與神卓山斷層調整因子 N_A 與 N_V	2-10-11
表 10-2.5(C) 近屯子腳斷層調整因子 N_A 與 N_V	2-10-12
表 10-2.5(D) 近新化斷層調整因子 N_A 與 N_V	2-10-12
表 10-2.5(E) 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	2-10-13
表 10-2.6(a) 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}	2-10-14
表 10-2.6(b) 一般工址或近斷層區域之工址最大水平譜加速度係數 S_{aM}	2-10-14
表 10-2.7 用途係數	2-10-14
表 10-5.1 短週期與長週期結構之阻尼比修正係數 B_s 與 B_1	2-10-20
表 10-5.2 一般工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD}	2-10-20

第十一章 砂質土壤之液化

表 11-5.1 地震規模轉換因子.....	2-11-10
第十二章 土壓及水壓	
表 12-1.1 土壓係數參考值	2-12-9
第十三章 載重	
表 13-2.1 材料之單位體積重量	2-13-2
第十四章 摩擦係數	
表 14-1.1 靜止摩擦係數	2-14-1
表 14-1.2 場鑄混凝土與不同地盤堅之滑動摩擦係數 <新增> ...	2-14-1

第三篇 工程材料

第二章 鋼鐵材料

表 2-1.1 中國國家標準鋼鐵材料.....	3-2-2
表 2-3.1 鋼樁、鋼管板樁容許應力	3-2-4
表 2-3.2 鋼板樁容許應力	3-2-5
表 2-3.3 鋼板樁與結構用鋼鐵材料之容許應力之比較	3-2-5
表 2-4.1 鋼材單面腐蝕速率	3-2-8
表 2-4.2 裸鋼材之陰極防蝕初始時之防蝕電流密度(mA/m ²)	3-2-9
表 2-4.3 陰極防蝕工法之防蝕率.....	3-2-10

第三章 混凝土

表 3-2.1 安全係數	3-3-2
表 3-3.1 混凝土保護層厚度之要求	3-3-7
表 3-3.2 鋼筋混凝土容許裂縫寬度	3-3-8

第四章 石料

表 4-3.1 背填料設計參考值.....	3-4-2
-----------------------	-------

第四篇 預鑄混凝土構件

第一章 沉箱

表 1-4.1 沉箱設計之載重係數及載重組合	4-1-4
表 1-4.2 防波堤沉箱前壁(外港側)之設計載重	4-1-6
表 1-4.3 防波堤沉箱後壁(內港側)之設計載重	4-1-6
表 1-4.4 防波堤沉箱側壁(垂直法線方向)之設計載重	4-1-7
表 1-4.5 碼頭沉箱外牆之設計載重	4-1-7
表 1-4.6 防波堤沉箱底版在波力作用時之載重分類	4-1-8
表 1-4.7 防波堤沉箱底版之設計載重	4-1-8
表 1-4.8 碼頭沉箱底版之設計載重	4-1-9
表 1-5.1 三邊固定一邊自由版之計算圖表(X 方向六等分 , Y 方向四等分)	4-1-22
表 1-5.2 三邊固定一邊自由版之計算圖表(X 方向八等分 , Y 方向四等分)	4-1-29
表 1-5.3 四邊固定版之計算圖表(X、Y 方向四等分).....	4-1-36

第五篇 基礎

第二章 淺基礎承載力

表 2-2.1 基礎型狀係數	5-2-2
表 2-5.1 Bishop 法之安全係數	5-2-10

第三章 深基礎承載力

表 3-2.1 黏性土平均黏著力	5-3-3
------------------------	-------

第四章 樁基礎承載力

表 4-2.1 標準軸向容許承載力安全係數	5-4-2
表 4-3.1 標準軸向容許拉拔力安全係數	5-4-8

表 4-4.1 基準樁特性	5-4-17
表 4-4.2(a) 基準曲線(S 型地盤 . 樁頭自由樁).....	5-4-18
表 4-4.2(b) 基準曲線(S 型地盤 . 樁頭固定樁).....	5-4-19
表 4-4.2(c) 基準曲線(C 型地盤 . 樁頭自由樁).....	5-4-20
表 4-4.2(d) 基準曲線(C 型地盤 . 樁頭固定樁)	5-4-21
表 4-4.3 橫方向地盤反力係數	5-4-24
表 4-4.4 n_h 值.....	5-4-24
表 4-4.5 群樁基樁之間距	5-4-32
表 4-5.1 樁材容許應力	5-4-36

第七章 地盤改良

表 7-1.1 軟弱土壤之力學經驗值.....	5-7-1
表 7-3.1 鋪砂厚度	5-7-12
表 7-4.1 粒徑與透水係數之概略值	5-7-26
表 7-6.1 抽水機性能	5-7-32
表 7-8.1 注入計劃調查實施應辦項目及內容.....	5-7-41
表 7-8.2 透水係數(K)與注入有效範圍(R)之關係	5-7-43
表 7-8.3 土壤與石灰添加量之關係.....	5-7-49

第六篇 水域設施

第二章 航道

表 2-2.1 巴拿馬運河所需最小寬度.....	6-2-4
表 2-2.2 各類船舶所需航道寬度.....	6-2-6
表 2-2.3(a) 日本港灣航道寬度	6-2-7
表 2-2.3 (b) 其他國家港灣航道現狀	6-2-7

第三章 泊地

表 3-3.1 美國泊渠概略標準.....	6-3-9
-----------------------	-------

第六章 航道標誌

表 6-2.1 標準型防波堤燈塔設置條件	6-6-2
----------------------------	-------

第七篇 防波堤工程

第三章 基本設計

表 3-3.1 各種塊石及混凝土塊之 K_d 值.....	7-3-14
---------------------------------	--------

表 3-3.2 日本使用消波塊之 K_d 值.....	7-3-16
-------------------------------	--------

第四章 細部設計

表 4-2-1 各種護基方塊需要之厚度	7-4-4
---------------------------	-------

第五章 防波堤與漂沙對策設施

表 5-1.1 半永久性淤積防止對策所用之結構物	7-5-4
--------------------------------	-------

第六章 防波堤之管理與維修

表 6-1.1 沈箱式防波堤檢查度對象及檢查項目	7-6-2
--------------------------------	-------

表 6-1.2 受損之評估.....	7-6-4
--------------------	-------

第八篇 碼頭工程

第二章 碼頭相關事項

表 2-1.1 各類大型船舶船席尺寸參考表.....	8-2-2
----------------------------	-------

表 2-2.2 各類小型船舶船席尺寸參考表.....	8-2-3
----------------------------	-------

表 2-2.1 碼頭面高程參考值.....	8-2-4
-----------------------	-------

表 2-2.2 臺灣主要港口碼頭面高程參考值(民國 83 年製表).....	8-2-4
--	-------

第三章 碼頭之結構型式

表 3-1.1 碼頭結構斷面基本型式分類	8-3-1
----------------------------	-------

第七章 棧橋式碼頭

表 7-2.1 計算彎矩的連立方程式係數表	8-7-17
-----------------------------	--------

第十一章 附屬設施

表 11-2.1 曲柱配置參考表	8-11-2
------------------------	--------

第十三章 岸肩

表 13-2.1 岸肩寬度參考值	8-13-1
------------------------	--------

表 13-3.1 岸肩作業機械載重條件.....	8-13-3
--------------------------	--------

第十五章 碼頭維護與管理

表 15-2.1 重力式碼頭定期檢測項目參考表	8-15-2
-------------------------------	--------

表 15-3.1 板樁碼頭定期檢測項目參考表.....	8-15-3
-----------------------------	--------

表 15-4.1 棧橋式碼頭定期檢測項目參考表	8-15-5
-------------------------------	--------

第九篇 專門碼頭

第一章 貨櫃碼頭

表 1-2.1 貨櫃輪碼頭長度及水深參考表	9-1-3
-----------------------------	-------

第二章 渡輪碼頭

表 2-2.1 渡輪碼頭長度及水深參考表	9-2-2
----------------------------	-------

表 2-2.2 小型渡輪碼頭長度及水深參考表	9-2-2
------------------------------	-------

表 2-3.1 車輛上下船設施車道寬度參考表	9-2-4
------------------------------	-------

第一篇 通則

第一章 一般說明

本基準研訂之目的，係訂定碼頭工程之設計基準及程序，作為規劃設計單位之參考，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碼頭設計條件，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，以確保碼頭結構安全。

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設之基準，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、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 (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，本規範將採用 SI 制表示，其與國內以往採用之計量單位之換算詳表 2.1 所示。

表 2.1 SI 單位換算表

編號	物理量	計算單位	SI 單位	換算率
1	長度	μ	m	$1 \mu = 1 \mu \text{ m}$
2	質量	$\text{kgf}\cdot\text{s}^2/\text{m}$	kg	$1 \text{ kgf}\cdot\text{s}^2/\text{m} = 9.80665 \text{ kg}$
3	加速度	Gal	m/s^2	$1 \text{ Gal} = 0.01 \text{ m}/\text{s}^2$
4	重量或力	kgf	N	$1 \text{ kgf} = 9.80665 \text{ N}$
		dyn	N	$1 \text{ dyn} = 10 \mu \text{ N}$
5	力矩	Kgf-m	N-m	$1 \text{ Kgf}\cdot\text{m} = 9.80665 \text{ N}\cdot\text{m}$
6	壓力	Kgf/cm ²	Pa · N/mm ²	$1 \text{ Kgf}/\text{cm}^2 = 9.80665 \cdot 10^4 \text{ Pa}$ $= 9.80665 \cdot 10^{-2} \text{ MPa}$ $1 \text{ Kgf}/\text{cm}^2 = 9.80665 \cdot 10^{-2} \text{ N}/\text{mm}^2$
		mHg	Pa	$1 \text{ mHg} = 133.322 \text{ Pa}$
7	應力	Kgf/cm ²	Pa · N/mm ²	$1 \text{ Kgf}/\text{cm}^2 = 9.80665 \cdot 10^4 \text{ Pa}$ $= 9.80665 \cdot 10^{-2} \text{ MPa}$ $1 \text{ Kgf}/\text{cm}^2 = 9.80665 \cdot 10^{-2} \text{ N}/\text{mm}^2$
8	功	Kgf-m	J	$1 \text{ Kgf}\cdot\text{m} = 9.80665 \text{ J}$
		erg	J	$1 \text{ erg} = 100 \text{ nJ}$
9	功率	PS(公制) HP(英制)	W	$1 \text{ PS} = 735.499 \text{ W}$ $1 \text{ HP} = 746.101 \text{ W}$
10	熱量	Cal	J W-s	$1 \text{ cal} = 4.18605 \text{ J}$ $1 \text{ cal} = 4.18605 \text{ W}\cdot\text{s}$
11	熱傳導率	Cal/(h-m-°C)	W/(m-°C)	$1 \text{ Cal}/(\text{h}\cdot\text{m}\cdot^\circ\text{C})$ $= 0.001163 \text{ W}/(\text{m}\cdot^\circ\text{C})$
12	熱傳導係數	Cal/(h-m ² -°C)	W/(m ² -°C)	$1 \text{ Cal}/(\text{h}\cdot\text{m}^2\cdot^\circ\text{C}) = 0.001163 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot^\circ\text{C})$
13	比熱容量	Cal/(kg-°C)	J/(kg-°C)	$1 \text{ Cal}/(\text{kg}\cdot^\circ\text{C}) = 4.18605 \text{ J}/(\text{kg}\cdot^\circ\text{C})$

第二篇 設計條件

第一章 概說

1.1 設計條件

碼頭結構物之設計條件，應依該結構物之特性及結構物所處之狀況，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、該結構物之利用狀況、該結構物之施工條件、結構特性、社會對該結構物之需求等因素，以訂定該結構物之設計條件。

- 船舶尺寸
- 船舶所產生之外力
- 風
- 波浪
- 潮位及暴潮位
- 水流
- 作用於浮體之外力及其搖動
- 地質
- 地震
- 土壓
- 水壓
- 自重
- 載重
- 摩擦係數
- 其他必要之設計條件

由於設計條件對結構物之安全、功能及經濟性等具有重要之影響，因此須慎重為之。設計條件一般是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

驗方法及其結果。此外，為決定設計條件，必要時應進行相關研究。

1.2 影響設計因素

於設計港灣結構物時，應考慮下列因素：

- 功能
- 重要性
- 使用年限
- 自然條件
- 景觀
- 載重
- 材料
- 安全係數
- 施工方法
- 施工精度
- 工期
- 工程費
- 維護費
- 遭遇機率

1. 結構物功能

由於結構物之功能，不一定僅為一項，因此須考量其各別之功能得以充分發揮。

2. 結構物重要性

考量結構物之安全性及經濟性所進行之合理設計，須考量結構物之重要性。

結構物重要性所影響之設計條件，包括自然條件、設計地震力、使用年限、載重、安全係數等。

於研判結構物重要性時，須考慮下列事項：

- 結構物之可替代性
- 結構物之興建費用
- 結構物破壞後，對生命、財產之影響
- 結構物破壞後，對其他結構物之影響
- 結構物破壞後，對社會經濟之影響
- 結構物破壞後，對環境生態之影響

3. 使用年限

於進行結構物設計時，應考量結構物之使用年限，選擇與使用年限匹配之結構型式及材料。

結構物使用年限，應檢討下列事項後決定之。

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

一般港灣永久結構物之使用年限為 40 年。

4. 自然條件

就自然條件而言，不僅須考量對結構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…等。

5. 景觀

設計時應考慮碼頭結構外型、顏色、質感與周圍環境之調合。

6. 安全係數

安全係數為表示結構物安全性之指標，就現狀而言，亦可視為彌補設計上各種不明確因素之係數。嚴格而言，依安全係數之大小，於定性上比較結構物之安全性時，只能針對相同條件之結構物。而條件不同之結構物，就安全係數大小比較其安全性，則毫無意義可言。

由於對結構物之抵抗力、估算作用於結構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、結構物之使用年限越長，且結構物之重要性越高，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。然視結構物個別設計條件，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，更進一步，亦須考量施工對環境之影響。

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，需要使用該結構物之時間，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. 遭遇機率 <新增項目>

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 1-2.1 所示。

$$E_1 = 1 - (1 - 1/\bar{T}_1)^{L_1}$$

其中 E_1 : 遭遇機率

L_1 : 耐用年限

\bar{T}_1 : 迴歸期

表 1-2.1 不同耐用年限 L_1 及迴歸期 \bar{T}_1 之遭遇機率 E_1

$L_1 \backslash \bar{T}_1$	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 1-2.1 不同耐用年限 L_1 及迴歸期 \bar{T}_1 之遭遇機率 E_1 (續)

$L_1 \backslash \bar{T}_1$	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

第二章 船舶

2.1 船舶尺寸

計畫進港或靠泊船舶之尺寸應適切研定，以確保港域及碼頭設施能適用於該等船舶。

船舶主要尺寸如圖 2-1.1 所示。船長一般指船舶登記長度或垂線間長度，而於表 2-1.1 及表 2-1.2 所示則為全長。滿載吃水係表示船舶最大吃水。計畫進港或靠泊船舶之尺寸不明確時，設計者可參考表 2-1.1 及表 2-1.2 所列之尺寸。

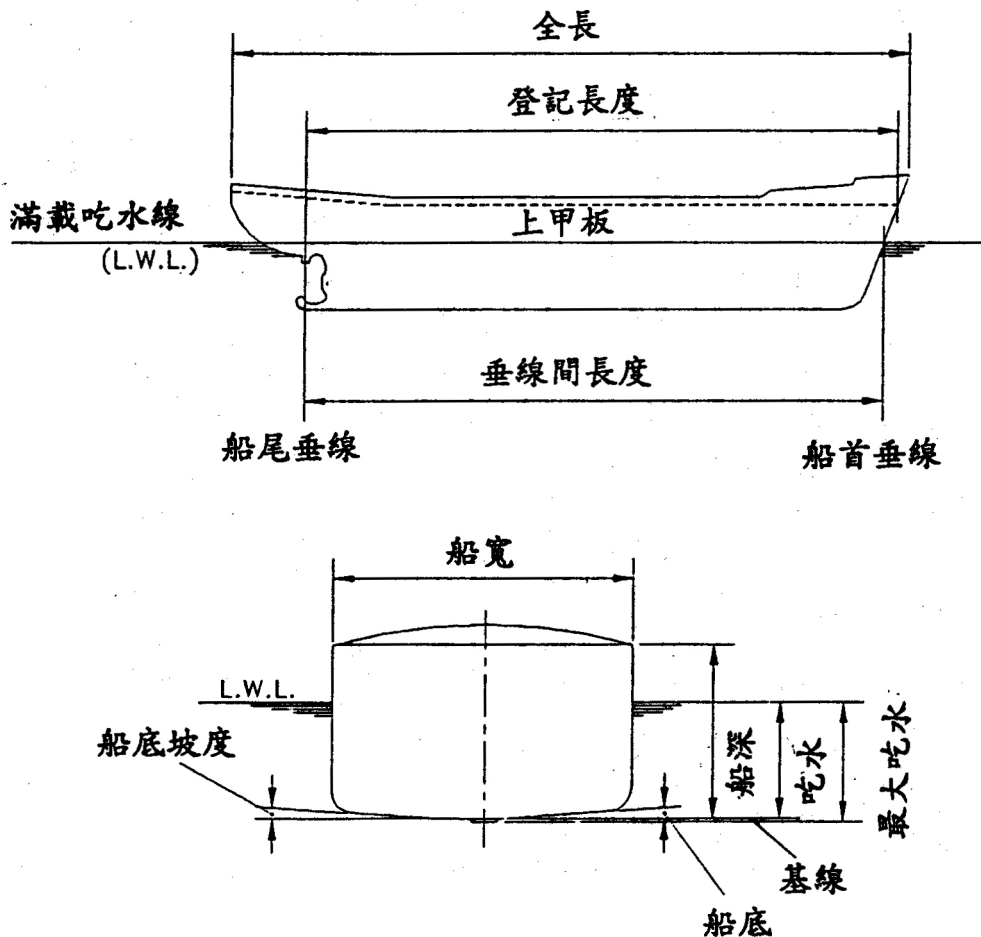


圖 2-1.1 船舶之主要尺寸

表 2-1.1 大型船舶尺寸參考表 <修訂>

種類	噸數	全長 (m)	船寬 (m)	滿載吃水 (m)	種類	噸數	全長 (m)	船寬 (m)	滿載吃水 (m)
客輪	(GT)				油輪	(DWT)			
	2,000	83	15.6	4.0		1,000	61	10.2	4.0
	4,000	107	18.5	4.9		2,000	76	12.6	4.9
	7,000	130	21.2	5.7		3,000	87	14.3	5.5
	10,000	147	23.2	6.6		5,000	102	16.8	6.4
	20,000	180	25.7	8.0		10,000	127	20.8	7.9
	30,000	207	28.4	8.0		15,000	144	23.6	8.9
	50,000	248	32.3	8.0		20,000	158	25.8	9.6
70,000	278	35.2	8.0	30,000	180	29.2	10.9		
渡輪	(GT)					50,000	211	32.2	12.6
	400	50	11.8	3.0		70,000	235	38.0	13.9
	700	63	13.5	3.4	汽車輪	(GT)			
	1,000	72	14.7	3.7		500	70	11.8	3.8
	2,500	104	18.3	4.6		1,500	94	15.7	5.0
	5,000	136	21.6	5.3		3,000	114	18.8	5.8
10,000	148	23.0	5.7	5,000		130	21.5	6.6	
				12,000		165	27.0	8.0	
貨輪	(DWT)					18,000	184	30.0	8.8
	1,000	67	10.9	3.9	液化瓦斯船	(GT)			
	2,000	83	13.1	4.9		1,000	70	11.7	5.0
	3,000	94	14.6	5.6		2,000	87	14.3	5.9
	5,000	109	16.8	6.5		3,000	99	16.1	6.6
	10,000	137	19.9	8.2		5,000	117	18.6	7.5
	12,000	144	21.0	8.6		10,000	145	22.7	9.0
	18,000	161	23.6	9.6		15,000	165	25.5	10.2
	30,000	185	27.5	11.0		20,000	181	27.7	11.0
	40,000	200	29.9	11.8		30,000	206	31.2	12.0
	55,000	218	32.3	12.9		50,000	242	36.1	13.5
	70,000	233	32.3	13.7					
	90,000	249	38.1	14.7					
100,000	256	39.3	15.1						
150,000	286	44.3	16.9						
貨櫃輪	(DWT)				駛上駛下輪	(GT)			
	30,000	218	30.2	11.1		700	75	13.6	3.8
	40,000	244	32.3	12.2		1,500	97	16.4	4.7
	50,000	266	32.3	13.0		2,500	115	18.5	5.5
	60,000	286	36.5	13.8		4,000	134	20.7	6.3
						6,000	154	22.9	7.0
					10,000	182	25.9	7.4	

註：1. 渡輪為航距 300 公里以下之船舶尺寸。

2. 客輪尺寸參考日本國內客輪及國際客輪，其中 2 萬噸(含)以上為國際客輪尺寸。

表 2-1.2 小型船舶尺寸參考表 <修訂>

種類	噸數	全長 (m)	船寬 (m)	滿載吃水 (m)	種類	噸數	全長 (m)	船寬 (m)	滿載吃水 (m)
貨船	(DWT)				渡輪	(GT)			
	300	42.0	8.1	3.2		300	45.5	10.5	2.6
	600	54.3	9.4	3.6		500	56.1	12.3	3.0
					900	71.3	14.0	3.5	
油駁船	(DWT)				土砂運搬船	(DWT)			
	200	31.2	6.5	2.5		200	34.5	8.6	2.7
	400	41.4	7.8	3.1		300	38.2	9.4	3.0
	600	48.9	8.6	3.5	500	47.1	10.2	3.6	
客輪	(GT)				拖船	(GT)			
	100	31.7	6.8	1.8		100	26.1	7.6	2.5
	300	39.2	8.0	2.2		200	33.5	9.0	3.1
	500	49.6	9.9	2.5	300	38.7	10.0	3.5	

船舶噸位表示法，有總噸(GT)、淨噸(NT)、排水噸(DT) 及重量噸(DWT)等。

1. 總噸(GT)

總噸係以船舶內部總容積為基礎算出，為表示商船大小之標準。

總噸廣泛被使用之同時，亦作為大部份統計之基準。

2. 淨噸(NT)

淨噸係指主要供旅客或貨物運輸使用之容積，表示船舶之有用噸數，一般用為繫泊費等各種手續費以及稅捐之基準。

3. 排水噸(DT)

排水噸係指船舶某一吃水時之全重量(包括裝載物品)。船舶滿載吃水狀態時之重量稱為滿載排水量，而船體重量與輪機重量之和，稱為空載重量。軍艦噸位即採排水噸表示。

4. 重量噸(DWT) <修訂 DWT 與 GT 之關係>

重量噸係指船舶滿載排水量扣除空載重量之噸位，表示該船舶可裝載之貨物、燃料、水、油、其他裝載物品等之重量(載貨重量)。貨

輪、油輪、貨櫃輪等之重量噸與總噸間之關係，可依下式估算之。

貨輪	GT=0.541DWT	} (2-1.1)
貨櫃輪	GT=0.880DWT	
油輪	GT=0.553DWT	
駛上駛下輪	GT=0.808DWT	

其中，

GT：總噸

DWT：重量噸

上列所示重量噸與總噸間之關係，適用於表 2-1.1 中所列之船舶。

2.2 船舶所產生之外力

2.2.1 概要

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。

船舶於靠岸或繫泊時，作用於繫泊設施之外力為下列二項。

- 船舶靠岸所產生之衝擊作用力
- 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。

2.2.2 船舶靠岸所產生之衝擊作用力

1. 概要

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。

$$E_f = \left(\frac{M_s \cdot V^2}{2}\right) \cdot C_e C_m C_s C_c \quad (2-2.1)$$

式中

E_f ：船舶靠岸能量(kN-m)

M_s ：船舶質量(t)

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)

2. 船舶排水量 <修訂>

船舶質量(M_s)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(10,000 噸以下)	$\log(DT)=0.550+0.899\log(DWT)$	} (2-2.2)
貨輪(10,000 噸以上)	$\log(DT)=0.511+0.913\log(DWT)$	
貨櫃輪	$\log(DT)=0.365+0.953\log(DWT)$	
渡輪(長距離)	$\log(DT)=1.388+0.683\log(GT)$	
渡輪(中短距離)	$\log(DT)=0.506+0.904\log(GT)$	
駛上駛下輪	$\log(DT)=0.657+0.909\log(DWT)$	
小型客輪	$\log(DT)=0.026+0.98\log(GT)$	
大型客輪	$\log(DT)=0.341+0.891\log(GT)$	
汽車輪	$\log(DT)=1.915+0.588\log(GT)$	
油輪	$\log(DT)=0.332+0.956\log(DWT)$	

式中

DT：船舶滿載時的排水量(噸)

GT：船舶總噸數

DWT：船舶載重噸或重量噸

3. 船舶靠岸速度

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。

4. 偏心係數 <修訂>

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。

$$C_e = \frac{1}{1 + (\ell/r)^2} \quad (2-2.3)$$

式中

ℓ ：船舶靠岸點與船舶重心平行岸壁之距離(m)，如圖 2-2.1 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(2-2.4)式或圖 2-2.2 估算之。

$$r = (0.19C_b + 0.11)L_{PP} \quad (2-2.4)$$

L_{PP} ：為船舶垂線間長，其與船舶重量噸 DWT 或總噸 GT 間之關係式如下式(2-2.5)。

貨輪(未滿 1 萬噸) $\log(L_{pp}) = 0.867 + 0.310 \log(DWT)$

貨輪(1 萬噸以上) $\log(L_{pp}) = 0.964 + 0.285 \log(DWT)$

貨櫃輪 $\log(L_{pp}) = 0.516 + 0.401 \log(DWT)$

渡輪(長距離，1 萬 3 千噸以下)

$$\log(L_{pp}) = \log(94.6 + 0.00596GT)$$

渡輪(中短距離，6 千噸以下)

$$\log(L_{pp}) = 0.613 + 0.401 \log(GT)$$

駛上駛下輪 $\log(L_{pp}) = 0.84 + 0.349 \log(DWT)$

國際客輪 $\log(L_{pp}) = 0.787 + 0.330 \log(GT)$

汽車專用輪 $\log(L_{pp}) = 1.046 + 0.280 \log(GT)$

油輪 $\log(L_{pp}) = 0.793 + 0.322 \log(DWT)$

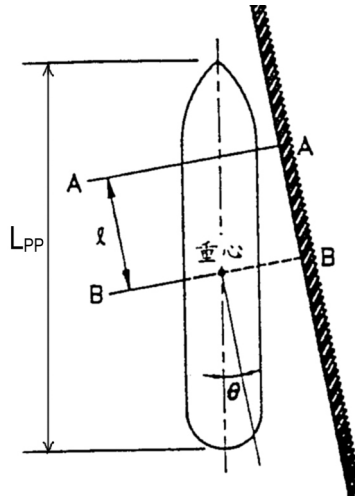
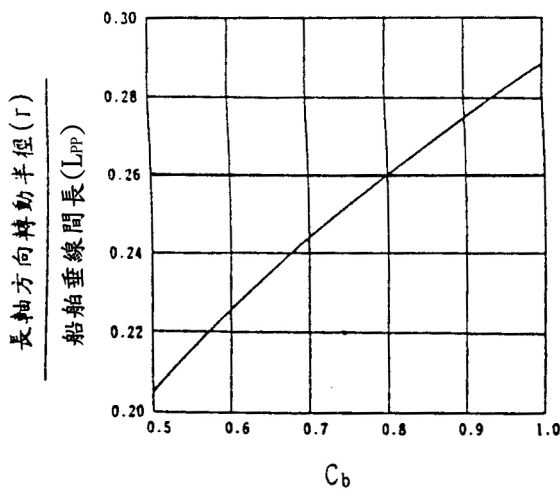


圖 2-2.1 船舶靠岸示意圖



$$C_b = \frac{\nabla}{L_{pp} \cdot B \cdot d}$$

式中

∇ : 船舶的排水體積(m^3)

L_{pp} : 船舶垂線間長(m)

B : 船寬(m)

d : 吃水(m)

圖 2-2.2 長軸方向轉動半徑與 C_b 之關係

5. 附加質量係數

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。

$$C_m = \frac{M_s + M_w}{M_s} \quad (2-2.5)$$

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_w ：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。

$$C_m = 1 + \frac{\pi}{2 \cdot C_b} \cdot \frac{d}{B} \quad (2-2.6)$$

式中

C_m ：附加質量係數

d ：吃水(m)

B ：船寬(m)

C_b ：塊體係數 (block coefficient)，詳圖 2-2.2。

6. 船舶柔性係數

柔性係數 C_s ，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。

7. 船舶形狀係數

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、般船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。

2.2.3 繫泊中船舶搖動所產生之作用力

1. 概要

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

如圖 2-2.3 所示，作用於繫泊船舶之風力，依下式計算之。

$$R = \frac{W_0}{2g} \cdot C \cdot U^2 \cdot (A \cdot \cos^2 \theta + B \cdot \sin^2 \theta) \quad (2-2.7)$$

式中

R：作用風力(kN)

W_0 ：空氣單位體積重量(kN/m³)

g：重力加速度(m/s²)

U：風速(m/s)，一般採用最大風速(10 分鐘平均風速)

A：水面上船體正面投影面積(m²)

B：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)

C：風力係數

風力係數 C，可參考下列公式估算之。

$$\left. \begin{aligned} \text{貨輪 } C &= 1.325 - 0.05\cos^2 \theta - 0.35\cos^4 \theta - 0.175\cos^6 \theta \\ \text{客輪 } C &= 1.142 - 0.142\cos^2 \theta - 0.367\cos^4 \theta - 0.133\cos^6 \theta \\ \text{油輪 } C &= 1.20 - 0.083\cos^2 \theta - 0.25\cos^4 \theta - 0.177\cos^6 \theta \end{aligned} \right\} (2-2.8)$$

風力作用點與船首之距離，依下式計算之。

$$a = (0.291 + 0.0023 \theta) L \quad (2-2.9)$$

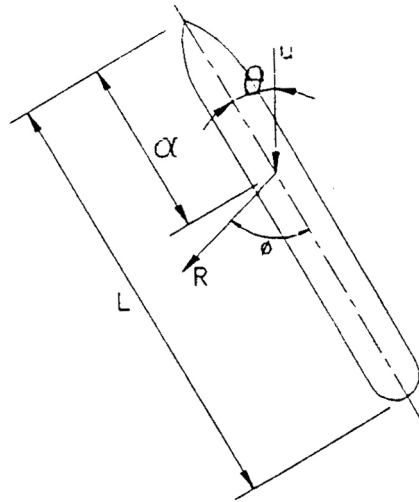


圖 2-2.3 風力計算示意圖

式中

a：風力作用點與船首之距離(m)

L：船長(m)

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。

$$\varphi = \left[1 - 0.15 \left(1 - \frac{\theta}{90} \right) - 0.80 \left(1 - \frac{\theta}{90} \right)^3 \right] \cdot 90 \quad (2-2.10)$$

式中

φ ：風力作用方向(度)

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。

$$\left. \begin{aligned} \varphi &= \left[3 - \left(1 - \frac{\theta}{90} \right) q \right] \cdot 90 & \theta \geq 0 \\ \varphi &= \left[1 + \left(1 - \frac{\theta}{90} \right) q \right] \cdot 90 & \theta < 0 \end{aligned} \right\} \quad (2-2.11)$$

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。

$$R_f = 0.0014 S V^2 \quad (2-2.12)$$

式中

R_f ：水流力 (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。

$$R = 0.5 \rho_0 C V^2 B \quad (2-2.13)$$

式中

R ：水流力(kN)

ρ_0 ：海水密度(t/m³，標準值=1.03)

C ：流壓係數(參考圖 2-2.4)

V ：水流流速(m/s)

B ：吃水線下之船體側面投影面積(m²)

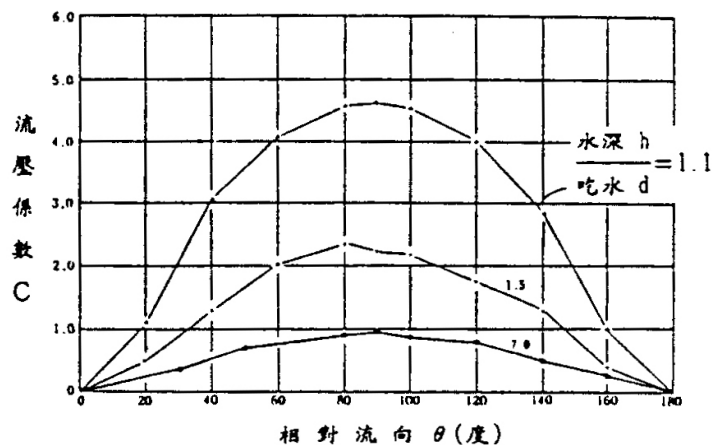


圖 2-2.4 流壓係數 C

2.2.4 作用於繫船柱之拉力

作用於繫船柱之拉力，可參考下列原則決定之。

1. 如表 2-2.1 所示，作用於直柱之拉力，依船舶總噸數，水平方向作用力採用表中所示之值，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。
2. 如表 2-2.1 所示，作用於曲柱之拉力，依船舶總噸數，水平方向及垂直方向作用力均採用表中所示之值。
3. 總噸數小於 200 噸及總噸數大於 10 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 2-2.1 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。
4. 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 150kN，作用於曲柱之拉力可採用 50kN。
5. 渡輪及貨櫃輪等受風面積較大之船舶，使用表 2-2.1 示之值時應予注意。

表 2-2.1 船舶作用於繫船柱之拉力

船舶總噸數	作用於直柱之拉力(kN)	作用於曲柱之拉力(kN)
200~ 500	150	150
500~ 1,000	250	250
1,000~ 2,000	350	250
2,000~ 3,000	350	350
3,000~ 5,000	500	350
5,000~ 10,000	700	500
10,000~ 20,000	1,000	700
20,000~ 50,000	1,500	1,000
50,000~100,000	2,000	1,000

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。船纜配置及名稱，參考第六篇第二章 2.1 節圖 2-1.1 所示。

第三章 風

3.1 風

3.1.1 概要

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。

計算作用於結構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。

3.1.2 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）。

最大風速：某一觀測期間內，平均風速之最大值。

3.1.3 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：

$$V_g = r \omega \sin \phi \left(\sqrt{1 + \frac{\partial p / \partial r}{\rho_a r \omega^2 \sin^2 \phi}} - 1 \right) \quad (3-1.1)$$

式中，

V_g ：梯度風速(cm/s)，高氣壓時，(3-1.1)式之值為負數，故

須取絕對值。

$\partial p / \partial r$: 氣壓梯度 (質量 $\text{g}/\text{cm}^2/\text{S}^2$)(低氣壓為正, 高氣壓為負)

p : 大氣壓力(通用單位為 mb , $1\text{mb}=10^3\text{g}/\text{cm}/\text{S}^2$)

r : 等壓線曲率半徑(cm)

ω : 地球自轉角速度($1/\text{s}$), $\omega=7.29 \times 10^{-5}/\text{s}$

φ : 緯度(度)

ρ_a : 空氣密度(質量 g/cm^3)

3.1.4 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 3-1.1 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 3-1.1 所示之值。

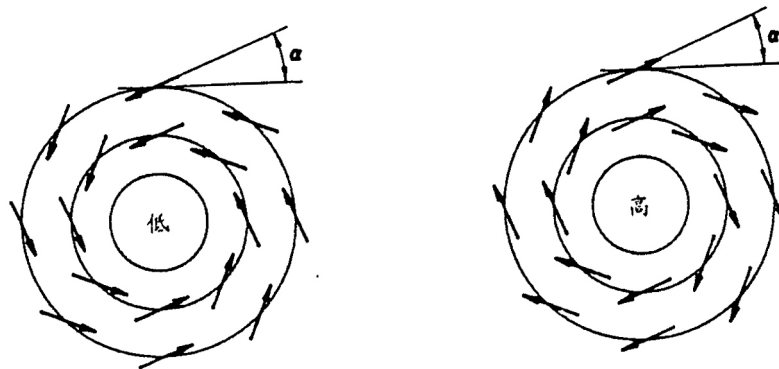


圖 3-1.1 低氣壓與高氣壓之吹風方向(北半球)

表 3-1.1 梯度風與海面風之關係

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

註： V_s ：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。

3.2 風力

台灣地區一般岸上建築物風力計算，可參考「建築技術規則」建築構造篇第一章第四節風力相關規則辦理。

作用於繫泊船舶之風力，依本篇 2.2.3 節之規則計算之。

第四章 波浪

4.1 設計波

4.1.1 概要

港灣工程所用之設計波，應依實測資料或波浪推算結果，採適當之統計分析過程，並考慮波浪於淺水域之變形。

1. 設計波擬定流程

設計波擬定之流程如圖 4-1.1 所示：

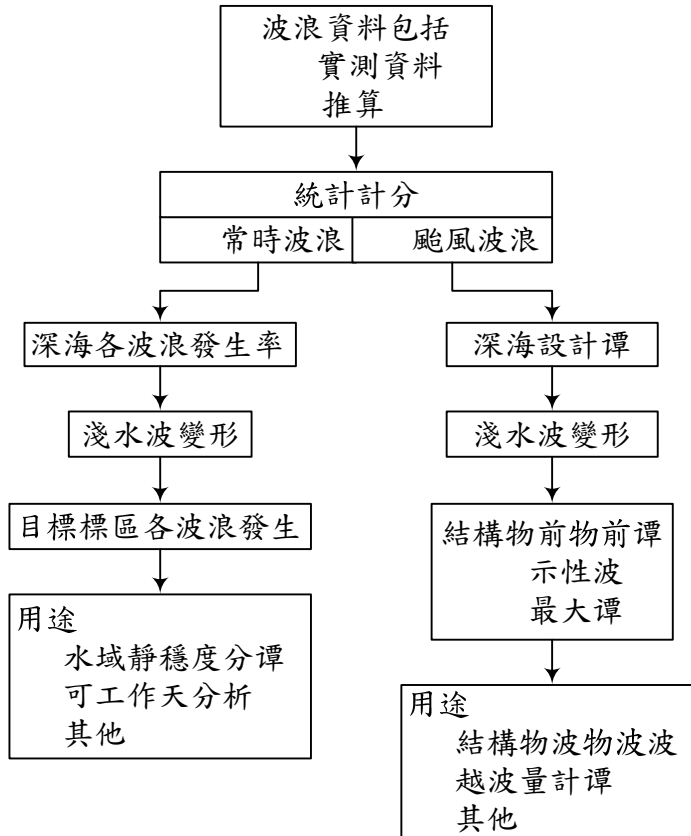


圖 4-1.1 設計波擬定流程圖

2. 擬定深海設計波之基本方針

(1)港灣工程設計用之深海設計波，可採用下列方法之一決定。

- a. 30 年以上之颱風波浪實測資料，採用極端值統計分析各迴歸期設計波。

- b. 採用至少 30 年以上颱風資料推算颱風波浪，並採用極端值統計分析各迴歸期設計波。
 - c. 以模型颱風推算設計波。採用此法須檢討歷年颱風規模，颱風路徑等，並針對所採用之模型颱風檢討其發生率。
- (2)擬定深海設計波時，所有可能之方向均應計算，並以 22.5 度為一計算方向。
- (3)無論採用迴歸期或遭遇機率，於決定各結構物之深海設計波時，須考量該結構物之功能、重要性、使用年限、工程經濟等因素，由設計者研判各狀況決定之。

3. 擬定設計波之步驟

- (1)可由實測記錄或波浪推算，求出對結構物可能產生影響之波浪，並計算出各方向不同迴歸期深海設計波高。
- (2)計算深海波折射、繞射至結構物前水域，並計算折射及繞射係數，據此求出等值深海波高。
- (3)計算等值深海波高，經由淺化、破碎等效應於結構物前之設計波高。
- (4)上述求出之結構物前設計波高，將用以計算波力、越波及其他波浪作用於結構物之計算。
- (5)波浪之作用強度，例如波力，隨著潮位變化而變，因此針對不同之設計項目，應考量不同之設計潮位組合。
- (6)所有可能之入射波向，均應依上述過程計算，以求得對結構物影響最大之狀況。

4.1.2 設計波之定義

- 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對應週期之平均值。

- 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對應週期。
- 深海波(Deepwater Wave) H_0'
水深大於或等於二分之一波長處之 之為深水波，其以示性波表示之。
- 等值深海波高(Equivalent Deepwater Wave Height) H_0'
為一假想之深海波高，結構物前之等值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。

$$H_0' = K_d \cdot K_r \cdot H_0 \quad (4-1.1)$$

式中，

K_d ：繞射係數

K_r ：折射係數

4.1.3 波的性質

1. 設計波的各因素

設計用波浪之各因素如下：

波高(H)：某一波峰與鄰接波谷之差 (m)

波長(L)：兩相鄰波峰間之距離 (m)

週期(T)：兩相鄰波峰通過某一點所需時間(sec)

波速(C)：波浪之傳播速度 (m/sec)

波長(L)，波速(C)與週期(T)之關係為： $L=CT$

波向：波浪進行方向

水質點水平及垂直方向之分流速分別為 (u)及 (w)

水質點因波浪而產生之運動速度 (m/sec)

波壓(P)：波浪所產生之壓力強度 (kN/m^2)

波能(E)：單位面積內，波浪平均能量 ($kN-m/m^2$)

$$E = E_k + E_p$$

式中，

E_k 為動能 ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}^2$)， E_p 為位能 ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}^2$)

波浪之輸送能量(W)：單位時間通過單位寬度之波浪平均輸送能量($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}\cdot\text{sec}$)

- (1) 波高、波長、週期及波速等分析時可參照中國工程師手冊水利類等十一篇「波浪調查」等有關書籍。
- (2) 海洋上實際波浪狀況並非由單一週期組成，因係由不同進行方向，不同週期不同波高之波浪重疊而成。如此複雜波浪可以波向向量以向量方法表示之。但在設計上尚未被採用，而以統計性質之示性波浪之波高及週期，視為主方向進行之單一週期波浪，而作設計計算。波浪進行方向之變動範圍在 15° 至 30° 左右，實際上採用 4.2.2 「設計波浪各因素之求法」決定之。關於波高可參考第 3.項「風浪之統計性質」，將示性波高換算為其他統計數值，如 $H_{1/10}$ 或 H_{\max} 。

2. 波浪之基本性質

淺水波各種特性之第一近似解，可以下列公式表示，座標採用波浪進行方向為 X 軸，垂直向上為 Z 軸，靜水位為 Z 軸之原點，水深 (h) 相同，波浪特性在橫向(Y 軸方向)相同。

- (1) 水位變化 (由靜水面起之變化) (m)

$$\eta(x,t) = \frac{H}{2} \sin\left(\frac{2\pi}{L}x - \frac{2\pi}{T}t\right) \quad (4-1.2)$$

式中 η 為水位變化。

- (2) 波長 (m)

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh \frac{2\pi h}{L} \quad (4-1.3)$$

- (3) 波速 (m/sec)

$$C = \frac{gT}{2\pi} \tanh \frac{2\pi h}{L} = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \tanh \frac{2\pi h}{L}} \quad (4-1.4)$$

(4)水分子運動速度(m/sec)

$$u = \frac{\pi H}{T} \frac{\text{Cosh} \frac{2\pi(z+h)}{L}}{\text{Sinh} \frac{2\pi h}{L}} \text{Sin} \left(\frac{2\pi}{L} x - \frac{2\pi}{T} t \right) \quad (4-1.5)$$

$$w = \frac{\pi H}{T} \frac{\text{Sinh} \frac{2\pi(z+h)}{L}}{\text{Sinh} \frac{2\pi h}{L}} \text{Cos} \left(\frac{2\pi}{L} x - \frac{2\pi}{T} t \right) \quad (4-1.6)$$

(5)水分子加速度 (m/sec²)

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{\text{Cosh} \frac{2\pi(z+h)}{L}}{\text{Sinh} \frac{2\pi h}{L}} \text{Cos} \left(\frac{2\pi}{L} x - \frac{2\pi}{T} t \right) \quad (4-1.7)$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} = \frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{\text{sinh} \frac{2\pi(z+h)}{L}}{\text{Sinh} \frac{2\pi h}{L}} \text{Sinh} \left(\frac{2\pi}{L} x - \frac{2\pi}{L} t \right) \quad (4-1.8)$$

式中，

$\frac{\partial u}{\partial t}$ 及 $\frac{\partial w}{\partial t}$ 為水分子之加速度。

(6)波浪產生之波壓壓力(kN/m²)

$$P = \frac{1}{2} w_0 H \frac{\text{Cosh} \frac{2\pi(z+h)}{L}}{\text{Cosh} \frac{2\pi h}{L}} \text{Sinh} \left(\frac{2\pi}{L} x - \frac{2\pi}{T} t \right) - w_0 z \quad (4-1.9)$$

式中，

w_0 為海水單位體積之重量 (kN/m³)

(7)單位面積平均波能 (kN-m/m²)

$$E = E_k + E_p = \frac{1}{8} w_0 H^2 = w_0 \bar{\eta}^2 \quad (4-1.10)$$

(8)單位時間單位面積輸送之平均波能：

$$W=C_G E=nCE \quad (4-1.11)$$

式中，

$$C_G=nC \quad (4-1.12)$$

C_G ：為波浪之群速度 (m/sec)

$$n=\frac{1}{2}\left(1+\frac{\frac{4\pi h}{L}}{\text{Sinh} \frac{4\pi h}{L}}\right) \quad (4-1.13)$$

(9)上述諸公式視波浪為二次度之微小振幅波導出，對波高較大之淺水波其正確率不高，故必要時須以有限振幅波公式解析。此等問題，在有關章節再予以敘述。採用上列公式除水分子之水平速度 u 外，其餘誤差在 20%~30%。

(10)上述諸公式若水深 (h) $\rightarrow\infty$ 時變為深水公式，例如：

$$\text{波長 } L_0=\frac{gT^2}{2\pi}$$

$$\text{波速 } C_0=\frac{gT}{2\pi}$$

(11)上述諸公式係按波浪為單一週期求得，但實際海洋波浪極不規則，如第 1.項「設計用波浪之各因素」所述，權宜之計以單一週期之示性波高或有限振幅波代表不規則波。

(12)以上諸公式係以波浪在等水深情況下求出，當波浪通過海底斜坡坡度較緩或水深變化較小處，對波浪運動影響不顯著，可以等水深水域視之。碎波點附近海底坡度較陡波浪變化較大，則不能以等水深水域視之。

(13)重複波之第一近似解，可以上述公式兩個相反方向進行波浪重疊而成。

3. 風浪之統計性質

示性波高與平均波高，1/10 波高之關係如下式

$$H_{1/10}=1.27 H_{1/3} \quad (4-1.14)$$

$$H_{1/3}=1.60 H_{ave} \quad (4-1.15)$$

式中 $H_{1/3}$ 為示性波高 (m)， $H_{1/10}$ 為最大 1/10 波高 (m)， H_{ave} 為平均波高 (m)。

波浪週期及波長隨風浪之發達狀態而異，波浪週期為波高對應之週期平均值。

(1) 在第 1. 項「設計用波浪之各因素」所述實際外海波浪極為複雜，波高、週期及波向均不斷變化。示性波高 $H_{1/3}$ ，為在某一定點連續測定 10~20 分鐘之波浪紀錄，其連續約 100 個波中，按照大小順序排列，選出全部波數中前面最大之 1/3 個波求其平均值為示性波高，其相對週期之平均為示性週期 $T_{1/3}$ 。同理選出全部波數中，前面最大之 1/10 個波而求其平均值稱為 1/10 最大波高 ($H_{1/10}$)，全部波浪中波高最大者稱為最大波高 (H_{max})，全部波高及週期之平均值分別稱為平均波高 (H_{ave}) 及平均週期 (T_{ave})。

(2) 實測之海上波浪係按特定之法則分佈，如 Gaussian normal distribution 或狹窄波稱 Rayleigh distribution，因此上述各種波高間有統計之互相關係。最大波高 H_{max} 之期待值與觀測波浪之個數多寡有關，觀測時間短則波浪個數少，出現最大波高自然比長時間觀測小。N 個波浪 (通常 N 大於 100) 中。可由理論導出最大波高與平均波高及示性波高之關係。

$$H_{max}=1.13 H_{ave} \sqrt{\log_e N}=0.707 H_{1/3} \sqrt{\log_e N} \quad (4-1.16)$$

在 10 分~20 分短時間內觀測所得之波浪資料，波浪個數已足夠，故與理論值極為相近。

實際海面上風速隨時間變動，除冬季季節風浪外，海面上極少呈現成熟及正常狀況。

(3) (4-1.14)(4-1.15) 式為理論近似值，與實際港灣實測值仍有相當差異，其受種種因素影響，例如風浪急劇發達或減衰狀態不能視為定常狀態，又如地形及風域極為複雜及淺海非線性

性質等之影響。但在時間上，可考慮為定常時間之波浪，即視為 Gauss 過程，而用 (4-1.16) 之理論公式計算其誤差則不大。

(4) 波浪推算法所求之數值為示性波高 $H_{1/3}$ ，若須採用 1/10 最大波高時，可由 (4-1.14)(4-1.15) 式示性波高之關係求得。

(5) 設計時採用示性波高，1/10 最大波高，或最大波高中之任一種，在有關章節分別加以說明，但在碎波帶內上述示性波高，1/10 最大波高及最大波高之關係，不能適用。

4. 長期風浪統計性質

短期風浪統計性質，在理論或觀測力面均約與 Gauss 或然率規則接近，而波高之頻率分佈則近似分 Rayleigh 分佈。但長期風浪統計結果顯示，風速、波高、週期全為對數正規分佈。

以海岸觀測或推算所得之波高及週期，與外海觀測值比較，僅有部份與對數正規分佈相符合，其原因為長期高精度之實測值甚少，無法明瞭確實結果，且沿海風浪受地形與氣象條件影響，淺海非線性性質等均影響波浪統計性質。

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_{ave} 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，點於繪機率紙，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。

長期間示性波高或最大波高之未超過或然率，通常在對數正規分佈紙上作直線分布，但波高極大處有時不再直線上升。週期亦頗接近正規分佈。

4.2 設計用波浪之決定方法

4.2.1 決定設計用波浪之基本方針

1. 設計波浪採用下列兩種方法之一所得之已往最大示性波高，並參考長期示性波之統計值而決定。
 - 相當長時期之波浪實測資料。
 - 由氣象資料推算，再參考某一期間實測資料加以校正以後較長期之推算資料。
2. 設計波高之決定，如有數十年以上之可靠實測資料為最佳，但事實上並不可能，故用較長期（原則上為 30 年以上）之氣象資料求出推算值，而再以短期之實測值加以校正。
3. 從氣象資料（至少需三年以上）求出之推算值，作為校正實測資料用。並須檢討各種氣象資料（包括颱風路徑），以確信觀測期間並非為僅產生小波浪之特殊氣象情況。
4. 若該地全無實測資料，或因經費等關係，獲得實測資料極為困難時，而鄰近地區如有自然條件相同且有可靠之實測資料可作參考時，則可求出設計用波高。
5. 設計波浪是否用以往之最大波高、重現期應採多少年、及在構造物預定使用年限內採用百分之幾或然率之波浪等，均視構造物之功能、給構重要性、使用年數、投資效果等因素而定，不可一概而論，故必須由主管工程人員依據各種實際情況加以判斷。
6. 決定設計用波浪時，必須參考鄰近構造物所受之外力及災害等有關之以往資料。
7. 在推算期間以外（例如在此段期間以前）之氣象資料，如有特別紀錄時，亦必須列為參考。

4.2.2 求設計用波浪各因素之過程

1. 由實測紀錄或推算方法求出對構造物可能發生最大影響方向之最大深海波高。
2. 求各方向波高超過之或然率及重現時間等統計資料。
3. 利用 4.3「吹風區域波浪推算法」所求出之波浪各因素，為不規則波群之示性波高。必要時依 4.1.3 第 3 項「風浪之統計性質」換算 1/10 最大波高或其他代表波高。
4. 由 4-2.1「決定設計用波浪之基本方針」選定適當之設計波高，決定對構造物可能產生最大外力之各方向設計波高，並選擇適當之波浪週期範圍。
5. 上述所選定之設計波到達淺海後之變形，依 4.5「淺水波之變形」所述之方法求出，以同樣之方法可求得波高、低及平均潮位影響時之海面波高。
 - (1)無折射時之波高、波長之變化依照 4.5.2「各種水深下波浪各因素之變化」求之。
 - (2)有折射時之波高。波向之變化依 4.5.3「波浪之折射」求之。
6. 依據 4.5.5「波浪之繞射」求繞射後波浪之變形。
7. 構造物位置在第 1~4 項所求出波群之碎波帶內或比碎波帶更靠近陸側時，各地點可能發生之最大波高，可依據 4.5.4 第 9 項「進行波之臨界波高」求之，如海底坡度太大時（坡度大於 1/10），不在此限。
8. 第 1~5 項所求出之構造物前最大波高、週期及可能發生之最大波力各因素作為設計用。
9. 第 4 項所假定之設計波高經第 5~7 項計算結果，可能有較其結果為大之波浪作用於構造物時，再考慮第 4 項作波浪適當之選定，並以第 5 項以下之程序逐次求之。
10. 實際波浪方向在主向兩側略有變化，波浪對構造物之入射角在主向 ± 15 度之範圍內，而原則上採用較危險方向為設計波向。

11. 本文第 8.項因波向與構造物夾角關係，並非最大波高及週期即可發生最大波壓及波力，故須以包括波向在內所求出之波浪中，求出可能發生最大波力之波浪作為設計用。

4.2.3 設計波對波壓公式之適用

構造物設計時應對某波群及最大波力均能保持安全，一般最大波力均係波群中之最大波浪所產生，故依據波浪理論及使用實驗所得之波壓公式時，原則上必須以最大波之各因素代入公式計算，若公式本身已考慮安全係數時，則可以波群之 $H_{1/3}$ 或 $H_{1/10}$ 等為設計波高以求取最大波力。

4.3 吹風區域波浪之推算

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 「決定設計波之基本方針」）。

4.4 波浪觀測分析

波浪之觀測分析原則上依據中國工程師手冊水利類第十一篇「波浪調查」等有關書籍所述方法，實施波浪觀測及整理紀錄。

4.5 淺水波之變形

4.5.1 概述

深海波進行至其波長之 $1/2$ 以下之水深時，波浪受海底影響，波高、波長及波向等均產生變化。故設計淺海中之構造物除直接觀測外，必須計算淺海中波浪之變形，以決定設計用波浪之各因素。

4.5.2 波浪因素因水深不同之變化

波浪未受折射、繞射等影響而向坡度較緩之海岸進行時，波浪各因素之變化可以下式計算：

$$\left. \begin{aligned} L/L_0 &= C/C_0 = \tanh \frac{2\pi h}{L} \\ H/H_0 &= \sqrt{\frac{1}{2n} \frac{C_0}{C}} = K_s \\ n &= \frac{1}{2} \left(1 + \frac{4\pi h}{L} \operatorname{Co} \operatorname{sech} \frac{2\pi h}{L} \right) \\ L_0 &= 1.56 T^2, C_0 = 1.56 T \end{aligned} \right\} \quad (4.-5.1)$$

式中，

L：在水深 h 處之波長 (m)

C：在水深 h 處之波速 (m/sec)

H：在水深 h 處之波高 (m)

L₀：深水波波長 (m)

C₀：深水波波速 (m/sec)

H₀：深水波波高 (m)

T：週期 (sec)

K_s：淺化係數

圖 4-5.1 為 H/H_0 ， L/L_0 ， C/C_0 ， h/L ，及 $\frac{H/L}{H_0/L_0}$ 與 h/L_0 之相互關

係圖。由圖中可求得淺水波各種特性之比值。各種不同之週期及水深可由表 4-5.1 求得波速及波長。詳細資料可參考海岸工程規劃設計及海岸工程（中國工程師手冊水利類第十篇）。

表 4-5.1 水深-週期-波長-波速關係表

週期(sec) 水深(m)	3		4		5		6		7		8		9		10	
	波長 (m)	波速 (m/sec)	波長 (m)	波速 (m/sec)	波長 (m)	波速 (m/sec)	波長 (m)	波速 (m/sec)	波長 (m)	波速 (m/sec)	波長 (m)	波速 (m/sec)	波長 (m)	波速 (m/sec)	波長 (m)	波速 (m/sec)
0.5	6.39	2.13	8.67	2.17	10.92	2.18	13.16	2.19	15.39	2.20	17.62	2.22	19.81	2.20	22.07	2.21
1.0	8.69	2.90	11.99	3.00	15.23	3.05	18.44	3.07	21.62	3.09	21.78	3.10	27.91	3.10	31.10	3.11
1.5	10.22	3.40	14.37	3.59	18.40	3.68	22.37	3.73	26.28	3.75	30.19	3.77	34.08	3.79	37.95	3.79
2.0	11.30	3.76	16.22	4.05	20.91	4.19	25.58	4.26	30.11	4.31	34.70	4.33	39.19	4.35	43.68	4.37
2.5	12.10	4.03	17.71	4.43	23.10	4.62	28.31	4.72	33.46	4.78	38.56	4.82	43.63	4.85	48.67	4.87
3.0	12.68	4.23	18.95	4.74	24.91	4.98	30.71	5.12	36.37	5.20	42.01	5.25	47.58	5.29	53.23	5.31
3.5	13.10	4.37	19.99	4.99	26.52	5.30	32.83	5.47	39.03	5.57	45.13	5.61	51.18	5.69	57.19	5.72
4.0	13.40	4.47	20.84	5.21	27.93	5.59	34.75	5.79	41.42	5.92	47.98	6.00	54.48	6.05	60.92	6.09
4.5	13.61	4.54	21.58	5.39	29.18	5.81	36.49	6.08	43.61	6.23	50.61	6.33	57.53	6.39	61.40	6.41
5.0	13.76	4.59	22.18	5.55	30.29	6.06	38.07	6.34	45.63	6.52	53.05	6.63	60.38	6.71	67.61	6.76
6.0	13.92	4.64	23.12	5.78	32.17	6.43	40.81	6.81	49.21	7.04	57.47	7.18	65.58	7.28	73.58	7.37
7.0			23.76	5.94	33.67	6.73	43.18	7.20	52.38	7.49	61.39	7.67	70.20	7.80	78.91	7.89
8.0			24.19	6.05	34.86	6.97	45.20	7.53	55.15	7.88	64.87	8.11	74.36	8.26	83.77	8.38
9.0			24.47	6.12	35.81	7.16	46.89	7.82	57.60	8.23	68.01	8.50	78.18	8.69	88.21	8.82
10.0			24.65	6.16	36.56	7.31	48.38	8.06	59.80	8.54	70.85	8.86	81.67	9.08	92.33	9.23
12.0			24.81	6.21	37.61	7.52	50.69	8.45	63.46	9.06	75.82	9.48	87.86	9.76	99.63	9.97
14.0					38.22	7.61	52.38	8.73	66.36	9.48	79.96	9.99	93.13	10.35	106.1	10.61
16.0					38.57	7.71	53.57	8.93	68.68	9.81	83.36	10.42	97.75	10.86	111.8	11.17

週期(sec) 水深(m)	3		4		5		6		7		8		9		10	
	波長 (m)	波速 (m/sec)	波長 (m)	波速 (m/sec)	波長 (m)	波速 (m/sec)	波長 (m)	波速 (m/sec)	波長 (m)	波速 (m/sec)	波長 (m)	波速 (m/sec)	波長 (m)	波速 (m/sec)	波長 (m)	波速 (m/sec)
18.0					38.85	7.75	54.42	9.07	70.49	10.07	86.30	10.79	101.7	11.30	116.7	11.67
20.0							54.99	9.17	71.91	10.27	88.71	11.09	105.1	11.68	121.2	12.41
23.0									73.50	10.50	91.65	11.46	109.5	12.16	126.9	12.70
25.0									74.23	10.61	93.21	11.65	112.0	12.44	130.3	13.03
28.0									75.03	10.72	95.03	11.88	115.0	12.78	131.7	13.47
30.0									75.41	10.77	95.98	12.00	116.7	12.97	137.2	13.72
35.0											97.65	12.20	120.0	13.31	142.4	14.21
40.0													122.3	13.59	146.2	14.66
45.0															149.1	14.91
50.0															151.2	15.12
55.0															152.6	15.26
60.0															153.7	15.37
65.0															151.4	15.41
70.0																
75.0																
80.0																
90.0																
100.0																
120.0																
深海波	14.01	4.679	21.96	6.239	38.99	7.799	56.15	9.358	76.43	10.92	99.82	12.78	126.3	14.01	156.0	15.60

表 4-5.1 水深-週期-波長-波速關係表(續)

週期(sec) 水深(m)	11		12		13		14		15		16		18		20	
	波長 (m)	波速 (m/sec)	波長 (m)	波速 (m/sec)	波長 (m)	波速 (m/sec)	波長 (m)	波速 (m/sec)	波長 (m)	波速 (m/sec)	波長 (m)	波速 (m/sec)	波長 (m)	波速 (m/sec)	波長 (m)	波速 (m/sec)
0.5																
1.0																
1.5																
2.0																
2.5																
3.0																
3.5																
4.0																
4.5																
5.0	74.86	6.80	82.05	6.81	89.19	6.85	96.3	6.88	103.4	6.90	110.6	6.91	124.7	6.93	138.9	6.91
6.0	81.54	7.41	89.44	7.45	97.31	7.48	105.1	7.51	113.0	7.53	120.7	7.55	136.3	7.57	151.8	7.59
7.0	87.56	7.96	96.00	8.01	101.6	8.05	113.2	8.08	121.6	8.11	130.1	8.13	146.9	8.17	163.7	8.18
8.0	93.06	8.46	102.3	8.52	111.4	8.57	120.6	8.61	129.6	8.66	138.7	8.67	156.9	8.71	174.7	8.74
9.0	98.13	8.92	108.0	9.00	117.7	9.05	127.4	9.10	138.7	9.11	146.7	9.17	166.0	9.21	185.0	9.25
10.0	102.81	9.35	113.4	9.41	123.6	9.50	133.8	9.56	144.0	9.60	154.2	9.64	174.5	9.69	194.7	9.73
12.0	111.3	10.15	122.8	10.23	134.2	10.37	145.6	10.40	156.8	10.45	168.0	10.50	190.3	10.58	212.6	10.62
14.0	118.8	10.80	131.3	10.91	143.8	11.06	156.1	11.15	168.3	11.22	180.5	11.28	204.8	11.37	228.8	11.41
16.0	125.5	11.41	139.0	11.58	152.4	11.72	165.7	11.83	178.8	11.92	191.9	11.99	217.9	12.11	243.7	12.18
18.0	131.4	11.95	146.0	12.16	160.3	12.33	174.5	12.46	188.5	12.56	202.4	12.65	230.2	12.78	257.6	12.87

週期(sec) 水深(m)	11		12		13		14		15		16		18		20	
	波長 (m)	波速 (m/sec)	波長 (m)	波速 (m/sec)	波長 (m)	波速 (m/sec)	波長 (m)	波速 (m/sec)	波長 (m)	波速 (m/sec)	波長 (m)	波速 (m/sec)	波長 (m)	波速 (m/sec)	波長 (m)	波速 (m/sec)
20.0	136.8	12.41	152.3	12.69	167.6	12.88	182.5	12.90	197.5	13.15	212.2	13.26	211.5	13.42	270.6	13.53
23.0	144.0	13.09	160.7	13.40	177.3	13.63	193.6	13.83	209.7	13.98	225.7	14.10	257.3	14.29	288.6	14.43
25.0	148.2	13.48	165.9	13.82	183.2	14.11	200.2	14.30	217.2	14.48	238.8	14.62	267.1	14.84	300.0	14.99
28.0	153.9	13.99	172.7	14.40	191.3	14.71	209.5	14.97	227.6	15.17	245.6	15.34	280.8	15.60	315.7	15.78
30.0	157.3	14.29	176.9	14.74	196.3	15.10	215.3	15.38	234.1	15.60	252.7	15.79	289.6	16.08	325.6	16.28
35.0	164.4	14.95	186.0	15.50	207.2	15.94	228.1	16.29	248.7	16.58	269.0	16.81	309.1	17.17	348.6	17.43
40.0	170.1	15.46	193.5	16.12	216.5	16.65	239.2	17.08	261.4	17.43	283.3	17.71	326.7	18.15	369.3	18.46
45.0	174.5	15.86	199.5	16.64	224.4	17.26	248.3	17.77	272.6	18.17	296.2	18.51	342.6	19.03	388.2	19.41
50.0	178.0	16.18	204.7	17.06	231.0	17.77	256.9	18.35	282.5	18.83	307.6	19.23	357.0	19.83	405.4	20.27
55.0	180.7	16.43	208.9	17.40	236.5	18.20	261.1	18.86	291.1	19.41	317.9	19.86	370.1	20.56	421.3	21.06
60.0	182.8	16.61	212.2	17.68	241.4	18.57	270.2	19.31	298.8	19.92	326.9	20.43	382.1	21.22	435.9	21.80
65.0	181.3	16.75	214.8	17.90	245.3	18.87	275.7	19.69	305.6	20.37	335.2	20.95	393.0	21.83	449.3	22.48
70.0	185.5	16.86	216.9	18.08	248.6	19.13	280.3	20.02	311.5	20.77	342.5	21.40	402.8	22.39	462.1	23.11
75.0	186.3	16.94	218.7	18.22	251.5	19.31	281.3	20.30	316.8	21.12	349.1	21.81	412.2	22.91	473.8	23.69
80.0			220.0	18.33	253.8	19.52	287.6	20.55	321.4	21.43	354.8	22.18	420.5	23.36	484.7	24.23
90.0					257.2	19.78	293.1	20.93	329.0	21.94	364.9	22.80	435.4	24.19	504.1	25.20
100.0					259.5	19.96	296.9	21.21	335.0	22.32	372.8	23.30	447.8	24.88	521.0	26.06
120.0					262.0	20.15	301.6	21.54	342.7	22.83	383.9	23.99	467.0	25.94	549.0	27.43
深海波	188.7	17.16	224.6	18.72	263.6	20.28	305.7	21.84	350.9	23.40	399.3	24.96	505.3	28.07	623.9	31.19

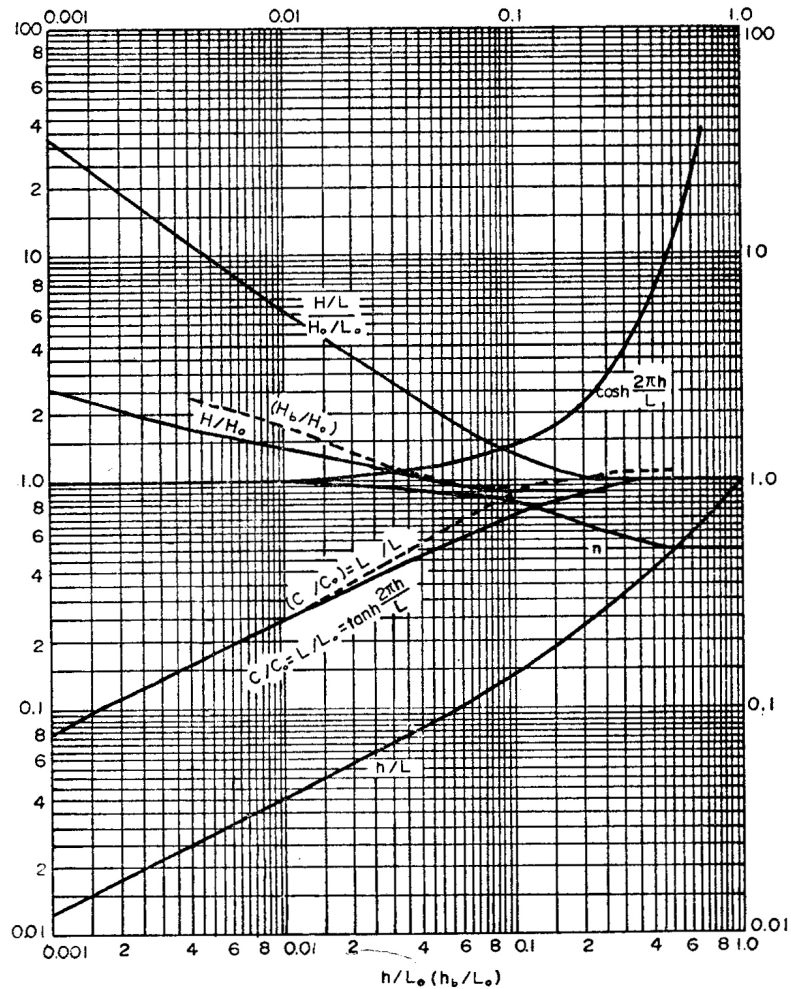


圖 4-5.1 微小振幅波之變形

4.5.3 波浪之折射 (Refraction)

淺海海底等深線與波向不垂直時，產生折射現象，除在 4.5.2「波浪因素因水深不同之變化」已敘述波浪因水深而變化外，尚須考慮波向之折射及因折射所引起之波高變化。

1. 折射圖之描繪由深海向淺海繪製，但如遇下列情況則折射圖之精度甚不可靠，故波高、波向及波長之變化，應以模型試驗決定之。

(1) 海底坡度變化複雜，如礁岩突出地區。

(2) 海底坡度在 1/10 以上時。

- (3)海底等深線變化太大時。
- (4)由大弧度折射之波向線求波高變化時。
- (5)碎波帶內。

2. 折射後之波高變化

因折射而波向變化時，除須依 4.5.2 「波浪因素因水深不同之變化」所述，計算波高隨水深變化外，必須考慮因折射而產生之波高變化。波高因淺化及折射而變化可依下式計算。

$$H=H'K_r \quad (4-5.2)$$

$$H'=H_0K_s$$

式中，

H：考慮折射及淺化後之波高 (m)。

H'：僅考慮淺化後之波高 (m)

H₀：深水波波高 (m)

K_r：折射係數 $K_r = \sqrt{b_0/b}$

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

b₀ 及 b：分別為深海與計算點鄰近兩波向線間之距離。

n 及 C/C₀ 可由圖 4-5.1 查得。

4.5.4 波浪之反射

1. 波浪作用於斜面時，在斜面上碎波，經上下斜面之摩擦，受擾亂並捲入部份空氣，消失一部份波能。
2. 堤面傾斜角為影響反射率最主要之因素，圖 4-5.2 為 Greslou-Mahe 之試驗結果。圖中顯示反射率隨波浪尖度減小而增大，隨堤面傾斜角減小而減小。當堤面傾斜角大於 20° ~30° 時，堤面傾斜角對反射率影響不顯著，在此種情況下波浪尖度較小者接近全反射。
3. 同一斜面上反射率，Greslou 及 Mahe, Straub 及 Herbich 等已做試

驗，Miche 建議以下式表示：

$$\frac{H_R}{H_I} = P \left(\frac{L_0}{H_0} \right) \sqrt{\frac{\alpha}{90} \frac{\sin^2 \alpha}{\pi}} \leq P \quad (4-5.3)$$

式中，

H_R ：反射波高 (m)

H_I ：入射波高 (m)

H_0 ：入射波之深水波高 (m)

L_0 ：入射波之深水波長 (m)

α ：斜面此降 (度)

P ：隨斜面之粗糙度及空隙率變化之係數。

(4-5.3)式可以圖 4-5.3 表示之。

係數 P 之值依 Miche 參考上述試驗值，建議採取下列之值較為適當。

(1)不透水斜面：光滑面 $P=0.8\sim 1.0$ ，粗糙面 $P=0.6\sim 0.8$

(2)透水面：(拋石、方塊等) $P=0.2\sim 0.4$ 係數 P 之範圍：不透水斜面決定於斜坡面之粗糙度，透水斜面則依其空隙率而異。

公式 (4-5.3)，若 $P=1$ 時，深水波浪，尖度在某數值以下，反射率為 1.0，此臨界值依 Miche 理論計算。

4. 不連續斜面之反射，尚無有系統之報告，故依模型試驗求反射率較為適當。

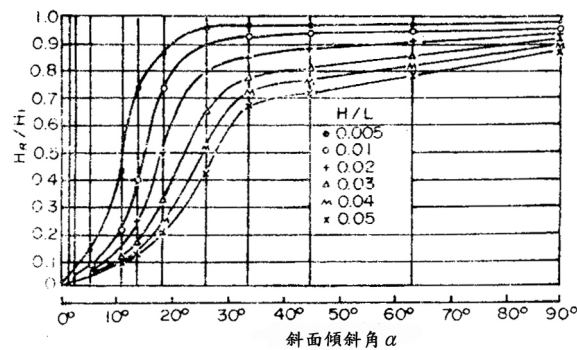


圖 4-5.2 Greslou-Mahe 之反射率實驗結果

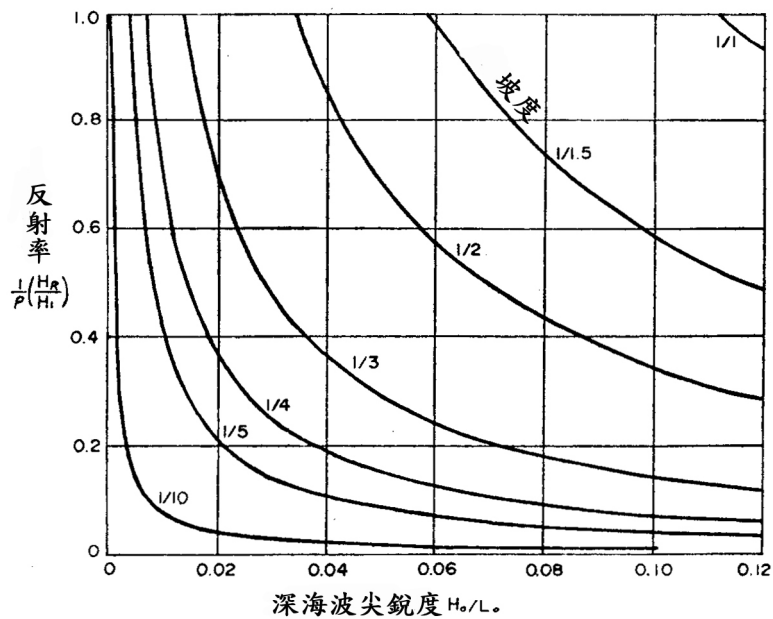


圖 4-5.3 等坡度之反射率

4.5.5 波浪之繞射 (Diffraction)

1. 波浪之繞射

波浪進行中被防波堤或突出半島阻礙，其遮蔽區域內及其附近之波高、波向可依相關圖表求得。

2. 波浪繞射與折射之組合

波浪繞射區域之水深有變化時，必須考慮在 4.5.3 所述波浪之折射。

防波堤之海側及陸側水深不等時，必須同時考慮繞射及折射之影響，依下列方法求波高及波向之近似值。

(1) 方法一

- a. 堤外折射圖繪至堤線為止。
- b. 由堤端點向陸側以 3~4 個波長長度連續之波繪繞射圖。
- c. 由繞射圖決定靠陸側波峰線所示之波向，再繪折射圖至推算點或碎波線。
- d. 由繞射圖最靠陸側波峰線之波高及波向，再根據折射圖

決定推算點或碎波線之波高及波向，圖 4-5.4 所示，為折射與繞射之組合。

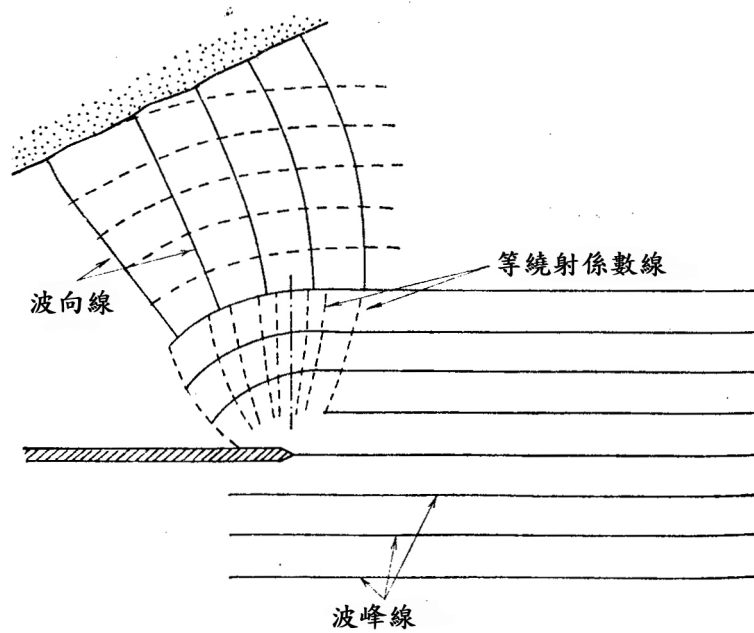


圖 4-5.4 繞射與折射配合之例

(2)方法二

- a. 堤外側繪折射线至堤線為止。
- b. 由堤端繪堤之陸側折射线如圖 4-5.5。
- c. 求折射线係數 $K_r = \sqrt{\cos\beta_0 / \cos\beta_n}$
- d. 量取入射波向线至所繪折射线之弧形距離再求推算點至折射线之弧形距離 S。

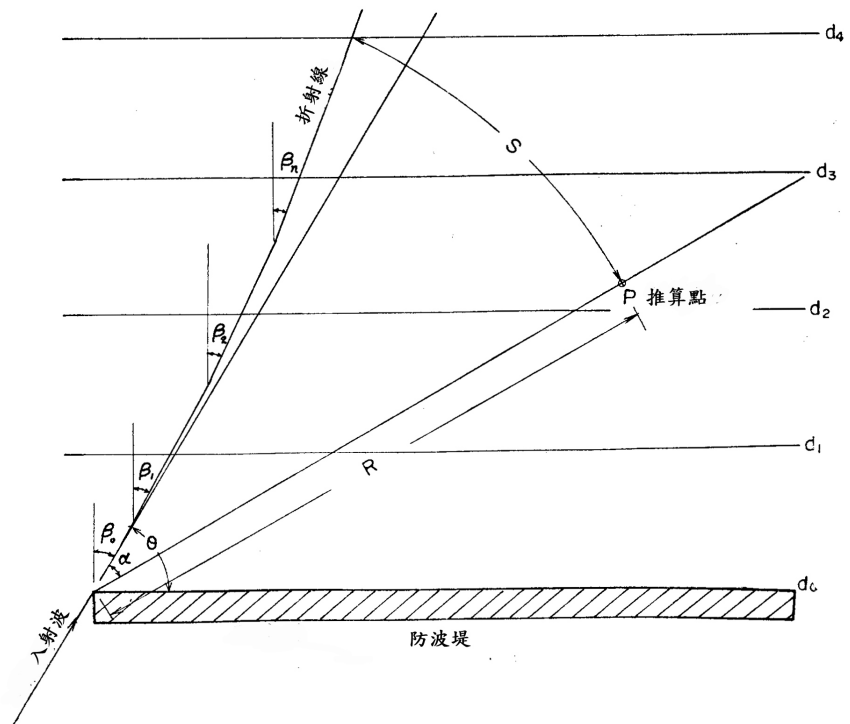


圖 4-5.5 波浪折射與繞射之例二

4.5.6 碎波

1. 當水深為相當深水波高之大約 3 倍以下之地點，應考慮碎波所致波高之變化。
2. 碎波所致波高之變化，應考慮波浪之不規則性，並可依圖 4-5.6(a)~(e)或圖 4-5.7(a)~(e)求取，這些圖為合田依碎波之理論模式，計算得到之不規則波波高變化。
3. 圖中點線右側區域之波高變化，可依圖 4-5.8 淺化係數加以計算，點線左側區域，由於因碎波所致波高之變化顯著，因此須以此圖決定波高。
4. 海底坡度取水深與相當深水波高之比 h/H_0' 在 1.5~2.5 之範圍內之平均坡度為準。
5. 圖中波高比值雖分得很細，但實際之波浪其 $H_{1/3}/H_0'$ 之比的絕對值因讀數時可能有 ± 0.1 之出入，故須充分加以考慮。
6. 水深在相當深水波高之 0.5 倍程度以下之地點，海流之能量遠較

波浪產生之水位變化影響為大，因此在計算此地點作用於結構物之波力時，希望能採用水深為相當深海波高 0.5 倍地點之波高。

7. 通常以碎波理論模式計算波高變化時，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波高變化：

$$H_{1/3} = \begin{cases} K_s H_o' & (h/L_o \geq 0.2) \\ \min \{ (\beta_o H_o' + \beta_1 h), \beta_{\max} H_o', K_5 H_o' \} & (h/L_o < 0.2) \end{cases} \quad (4-5.4)$$

式中，

$$\beta_o = 0.028 (H_o'/L_o)^{-0.38} \exp[20(\tan\theta)^{1.5}]$$

$$\beta_1 = 0.52 \exp[4.2 \tan\theta]$$

$$\beta_{\max} = \max \{ 0.92, 0.32 (H_o'/L_o)^{-0.29} \exp[2.4 \tan\theta] \}$$

淺化係數 K_s 可以圖 4-5.8 求取， $\tan\theta$ 為海底坡度，同樣的，最高坡 H_{\max} 之概略式如下：

$$H_{\max} = \begin{cases} 1.8 K_s H_o' & (h/L_o \geq 0.2) \\ \min \{ (\beta_o^* H_o' + \beta_1^* h), \beta_{\max}^* H_o', 1.8 K_s H_o' \} & (h/L_o < 0.2) \end{cases} \quad (4-5.5)$$

式中，

$$\beta_o^* = 0.052 (H_o'/L_o)^{-0.38} \exp[20(\tan\theta)^{1.5}]$$

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

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

8. 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 4-5.9 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 4-5.10 表示。
9. 圖 4-5.11 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(4-5.6)式之近似值。

$$H_b/L_0=0.17 \left\{ 1-\exp \left[-1.5 \frac{\pi h}{L_0} (1+15 \tan^{4/3} \theta) \right] \right\} \quad (4-5.6)$$

式中， $\tan \theta$ 為海底坡度。

另外圖 4-5.10 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。

4.5.7 設計波高及波長

設計計算所採用之波高 H_d 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相對應之波長，波高應採用以下之最大波高。

1. 最大波高不受碎波之影響時

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

式中，

$H_{1/3}$:堤前水深之示性波高(m)

2. 最大波高受碎波之影響時

$$H_d=(\text{考慮不規則碎波變形之 } H_{\max})$$

但此時之最大波為堤前方海側 5 倍 $H_{1/3}$ 距離處之水深 h_b 處之值。

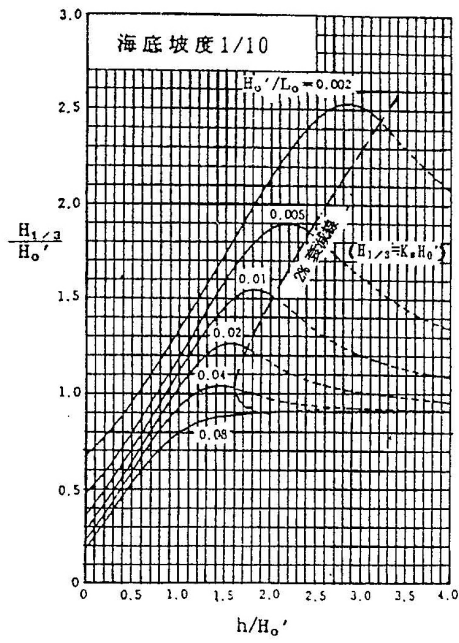


圖 4-5.6(a)碎波帶內示性波高計算圖

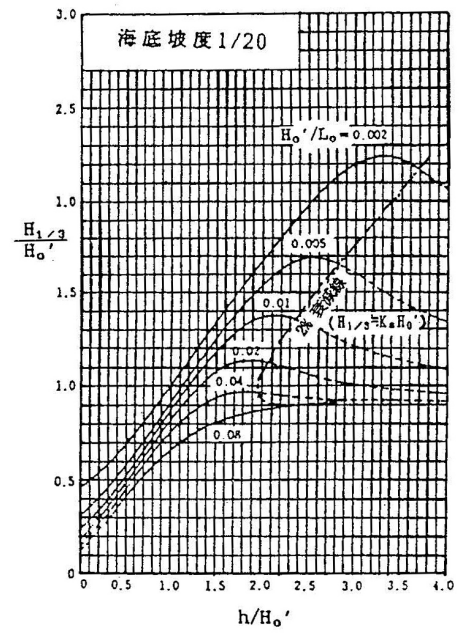


圖 4-5.6(b)碎波帶內示性波高計算圖

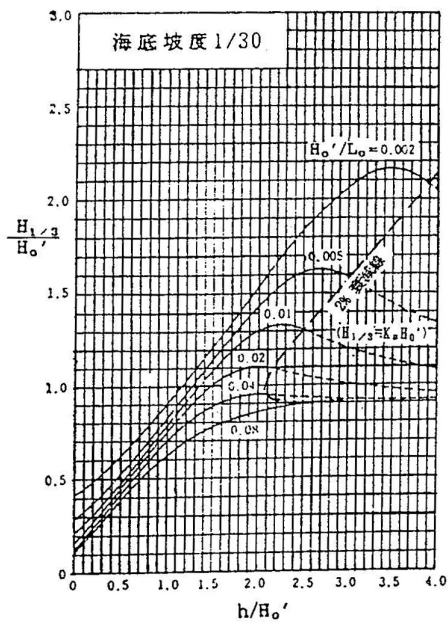


圖 4-5.6(c)碎波帶內示性波高計算圖

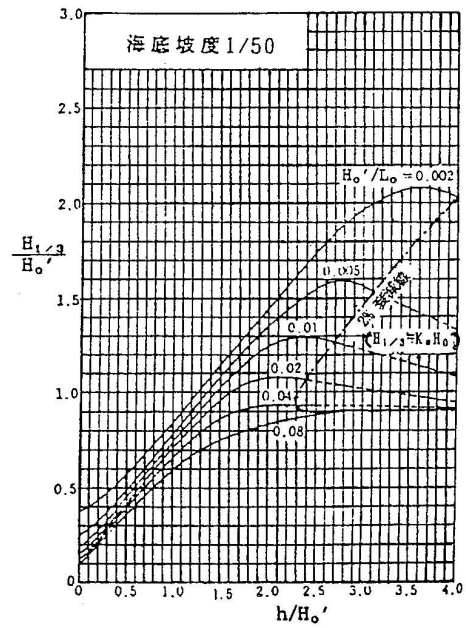


圖 4-5.6(d)碎波帶內示性波高計算圖

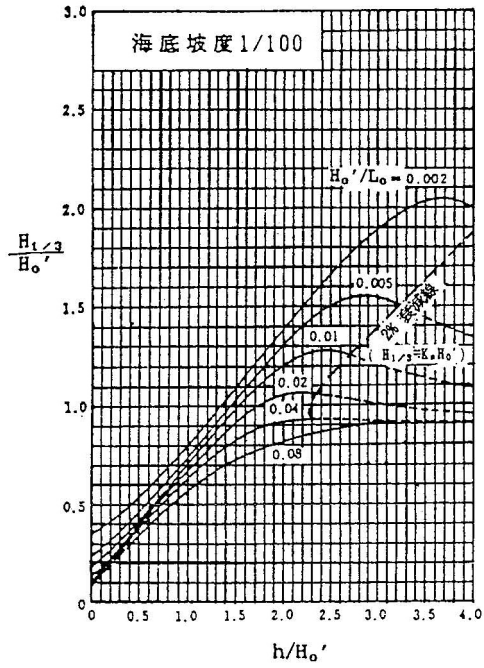


圖 4-5.6(e)碎波帶內示性波高計算圖

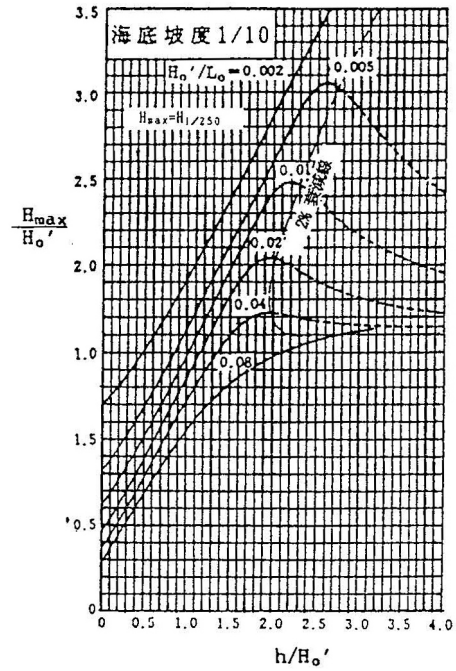


圖 4-5.7(a)碎波帶內最大波高計算圖

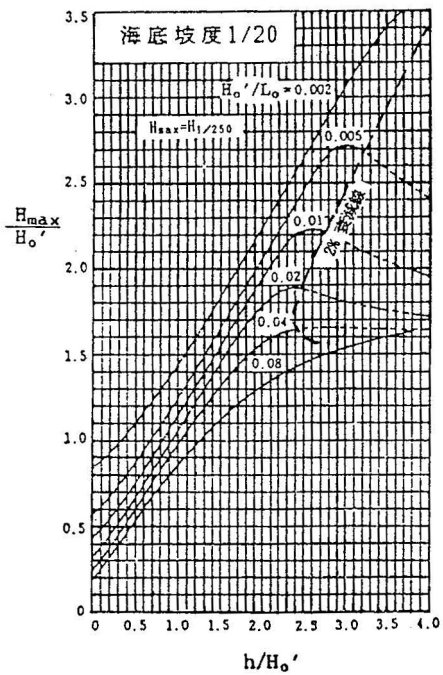


圖 4-5.7(b)碎波帶內最大波高計算圖

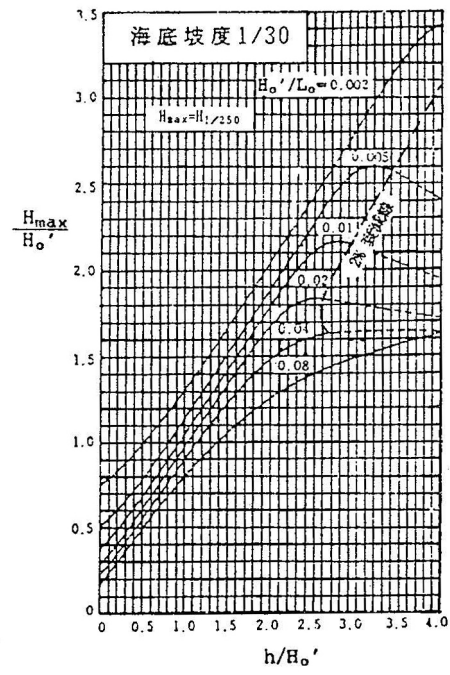


圖 4-5.7(c)碎波帶內最大波高計算圖

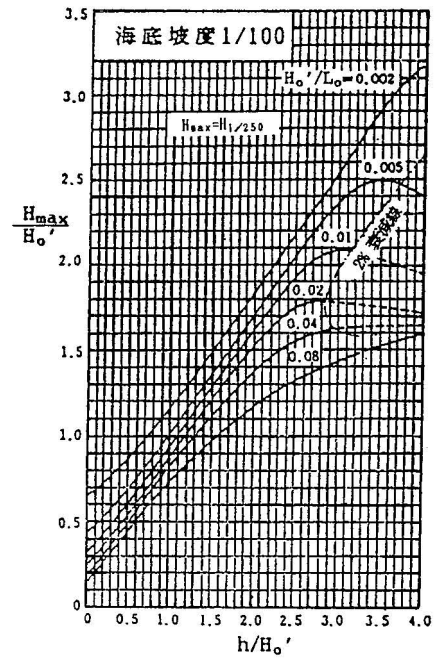
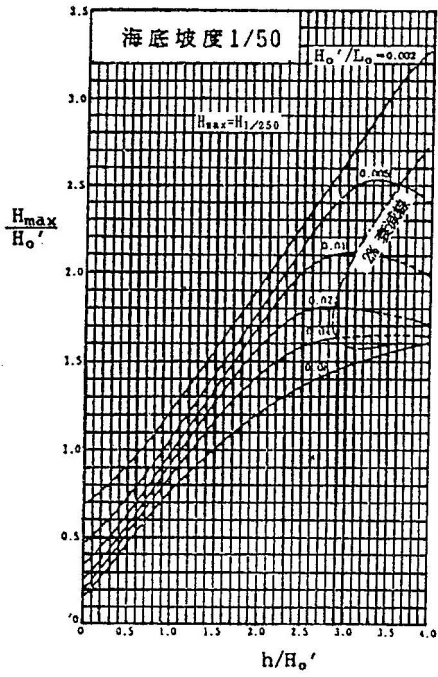


圖 4-5.7(d)碎波帶內最大波高計算圖

圖 4-5.7(e)碎波帶內最大波高計算圖

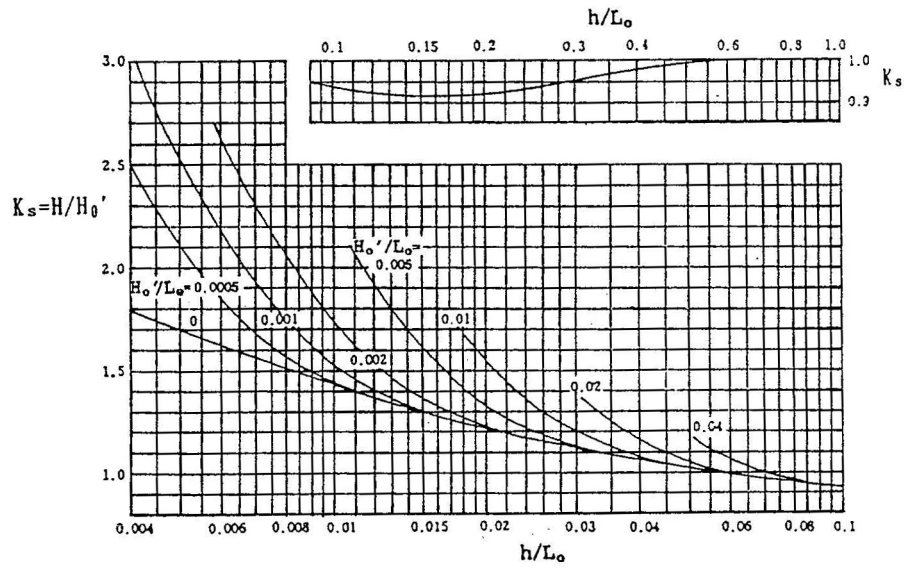


圖 4-5.8 淺化係數計算圖

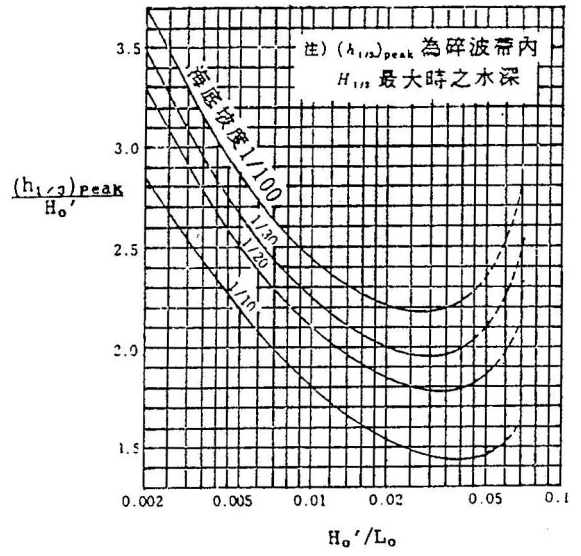
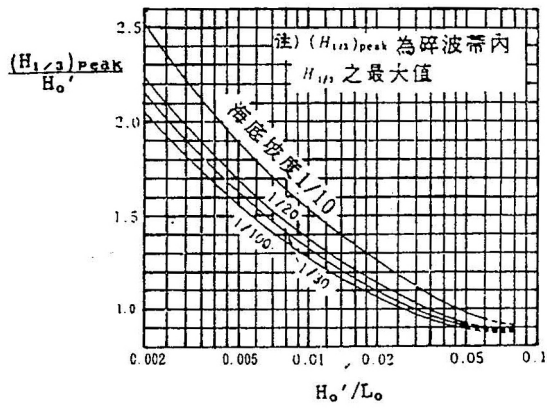


圖 4-5.9 碎波帶內示性波高最大值計算圖 圖 4-5.10 示性波高最大值出現水深計算圖

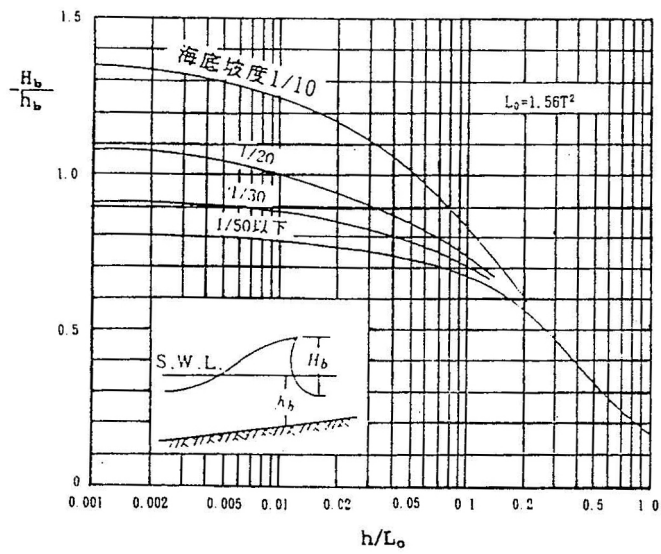


圖 4-5.11 規則波之碎波臨界波高計算圖

4.6 越波量

4.6.1 波浪遡升高

平滑不透水坡面之波浪遡升高度計算方法。

1. 單一斷面之情形

單一斷面係指海底坡度大致看來呈均一斜率 θ ，其上特定地點(水深 h)設置均一斜率 α (含直立壁)之堤體時。

(1) 重複波水深領域

高田氏提出如下公式，分別求算當堤趾水深 h 在重複波水深(碎波以下深度)領域內，堤面上之波浪無碎波時之遡升高度。

首先，不發生碎波之最緩堤面傾斜角 α_c ，由 Miche 公式可得滿足下列條件。

$$\sqrt{\frac{2\alpha_c}{\pi}} \frac{\sin^2 \alpha_c}{\pi} = \frac{H_0'}{L_0} \quad (4-6.1)$$

因此，當堤面傾斜角大於此 α_c 時，堤面上波浪不形成碎波，此時遡升高度由(4-6.2)式可得。

$$\frac{R}{H_0'} = \left(\sqrt{\frac{\pi}{2\alpha}} + \left[\frac{\eta_s}{H_1} - 1 \right] \right) K_s \quad (\alpha > \alpha_c) \quad (4-6.2)$$

其中， H_0' 為換算深海波高， K_s 為淺化係數， H_1 為堤趾水深處波高， η_s 為波頂高度， R 為遡升高度。高田氏以 η_s/H_1 式導出(4-6.3)式其由 Miche 重複波理論所得數值與試驗值有較佳之適合性，故使用之。

$$\frac{\eta_s}{H_1} = 1 + \pi \frac{H_1}{L} \cot kh \cdot \left(1 + \frac{3}{4 \sinh^2 kh} - \frac{1}{4 \cosh^2 kh} \right) \quad (4-6.3)$$

當堤面傾斜角小於 α_c 時，波浪於堤面上成為碎波。此時
 遡升高度與 $\tan^{2/3}\alpha$ 成比例，導出(4-6.4)式。

$$\frac{R}{H_0'} = \left\{ \sqrt{\frac{\pi}{2\alpha_c}} + \left(\frac{\eta_s}{H_l} - 1 \right) \right\} K_s \left(\frac{\cot \alpha_c}{\cot \alpha} \right)^{2/3} \quad (\alpha < \alpha_c) \quad (4-6.4)$$

由上述計算可得重複波水深下之遡升高度。最大遡升高度
 於 $\alpha = \alpha_c$ 產生，堤面較此為陡或緩時，過升高度均將減少。

(2) 碎波以淺領域

高田氏將碎波以淺領域之遡升高度由下式提供。

$$\frac{R}{H_0'} = (R_{\max} / H_0' - R_0 / H_0') \frac{h}{h_R} + R_0 / H_0' \quad (4-6.5)$$

其中 R_0 為海岸線($h=0$)處堤體之遡升高度，基於豐島氏
 等之試驗結果 R_0/H_0' 由下式可得。

$$\begin{aligned} 0.18(H_0'/L_0)^{-1/2} & \quad ; \text{ (海底坡度 1/10)} \\ R_0/H_0' = 0.075(H_0'/L_0)^{-1/2} & \quad ; \text{ (海底坡度 1/20)} \\ 0.046(H_0'/L_0)^{-1/2} & \quad ; \text{ (海底坡度 1/30)} \end{aligned} \quad (4-6.6)$$

h_R 為令波浪遡升高度最大之堤趾水深，由圖 4-6.1 推
 定。圖 4-6.1 顯示對垂直壁之遡升高度，圖中 L_R 為水深 h_R
 處波長 R_{\max} 為重複波水深領域內 $h=h_R$ 時之最大遡升高度。

2. 複合斷面之情形

複合斷面係指海底形狀與堤體形狀及配置概觀如圖 4.6.2 所
 示之情況。

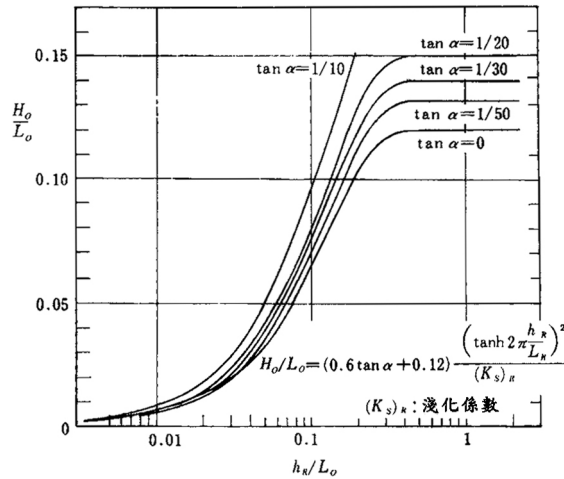


圖 4-6.1 垂直壁之 h_R 推算圖

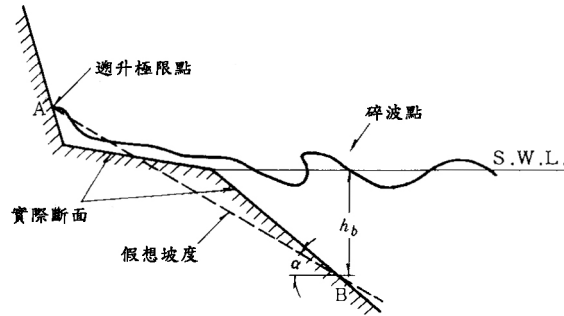


圖 4-6.2 複合斷面與假設坡度

- (1) 對於視為複合斷面堤體之波浪遡升高度可由下述方法求得 (參照圖 4-6.2)
- 由深海波之特性，求算碎波點 B。
 - 其次假設波浪之遡升高度 R，該點 A 與碎波點 B 連結，令其假設坡度為 $\cot\alpha$ 。
 - 利用圖 4-6.3 計算此假設坡度下波浪之遡升高度，與最初假設之遡升高度比較，兩者不一致時採用假設之遡升高度，從而變更假設坡度，重覆至兩者一致為止。
 - 如此求得數值為該複合斷面之遡升高度。

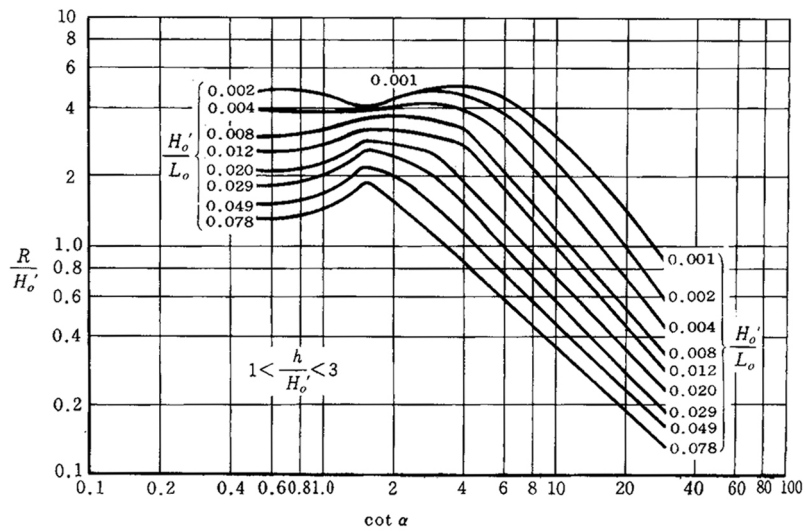


圖 4-6.3 坡面上之遡升高度

- (2) 此法求得之結果與實際相關複合斷面試驗結果比較，一般誤差在 10% 以內兩者相當一致。但當海底坡度減緩時，兩者之一致性變差，故此法適用於海底坡度較 1/30 陡時。
- (3) 圖 4-6.4 為海底坡度 1/70 下所得試驗結果，可作為對於緩和海底坡度複合斷面下，推定波浪遡升高度之參考。

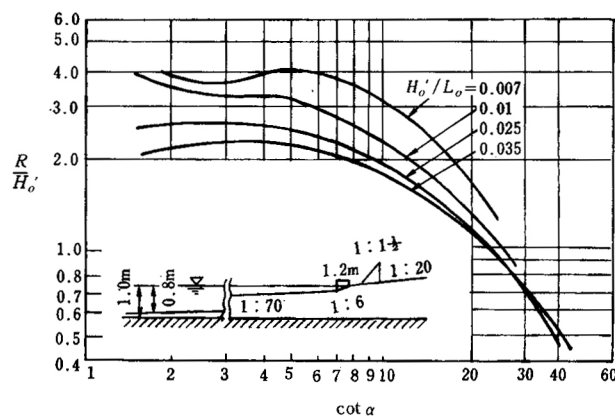


圖 4-6.4 由碎波點向陸地側堤防之遡升高度

4. 波浪向堤體斜向入射之情況

圖 4-6.5 為顯示入射波之波峰線與堤體法線成 β 角度時，入射方向係數 K_β (各角度下之湧升高度對 $\beta=0$ 時波浪以直角入射時之湧升高度之比值)與角度 β 之關係圖，由此可推定波浪之入射角度對於湧升高度之影響。

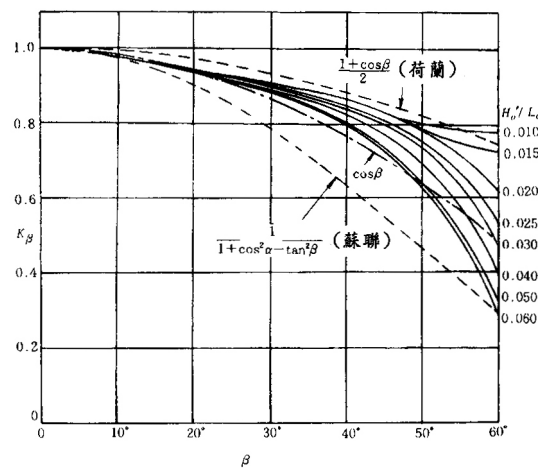


圖 4-6.5 波浪入射角度與湧升高度之關係¹

註：實線為日本建設省土木研究所(試驗值)

5. 計算誤差

波浪湧升高度之曲線，係顯示相當分散性之試驗值之平均值，其考量很重要。此外，使用示性波設計堤體堤頂高度時，即使不考慮試驗值之分散性，超越此堤頂高度之波浪發生頻率很大，必須注意顯著時約半數之波浪會超越此堤頂高度。因此堤體、護岸等之堤頂高度非僅由湧升高度決定，對於越波量之考慮亦為必要。

4.6.2 風對越波量之影響

一般而言，越波量少時，於越波量中風所影響之量雖然相對較大，則飛散狀態明顯呈現。但越波量增多，風之影響則相對減少。

圖 4-6.6 乃依現場觀測以調查對於越波量受風之影響，其橫軸為越波量之水平分佈梯度，縱軸為單位面積之越波量。由此圖可知，越波量減少時風速愈大，越波量之水平分佈梯度則變小，若越波量較多時，此水平分佈梯度則變大。若越波量少，水塊之飛散距離則因風速大小所受影響極大，因此風速大時可飛較遠；但若越波量多時，如圖所示其飛散距離之差則變小。

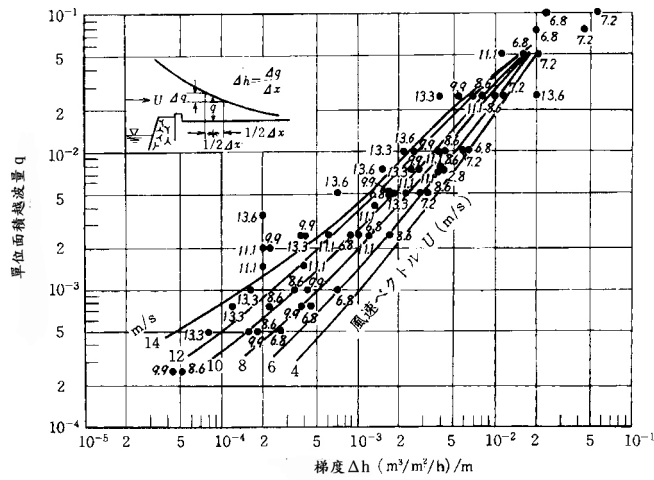


圖 4-6.6 風對越波量水平分佈梯度之影響

第五章 波力

5.1 概論

波力為海岸結構物最主要之外力之一，設計時應考慮結構物之型式、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。

以下本文所稱水工模型試驗應以最大比例尺為之，且不得小於 1/49。

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。

隨結構物之型式，波力大致可分以下幾種：

1. 作用於壁狀結構物之波力。
2. 作用於覆蓋石(塊)之波力。
3. 作用於海中結構之波力。
4. 作用於水面附近結構物之波力。

因各種結構物型式，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。某些結構物之作用波力尚不明確，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結構物上，波力計算時，應依設計條件，以帶給結構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，以到達結構物之不規則波群中之最高坡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，剛性較低之柱狀結構物以及浮體結構物上之波力，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，須充分考慮結構物之破壞情況，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。

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、結構物之斷面形狀、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。

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。

5.2.2 作用於直立壁之重複波力及碎波波力

1. 合田公式

作用於直立壁之最大波力以及當時之揚壓力應以下列之方法加以計算。

(1) 波峰作用時前面波壓

在靜水面之波壓為最大值 P_1 ，靜水面上 η^* 高度上波壓為 0，水底下波壓為 P_2 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 5-2.1 所示。

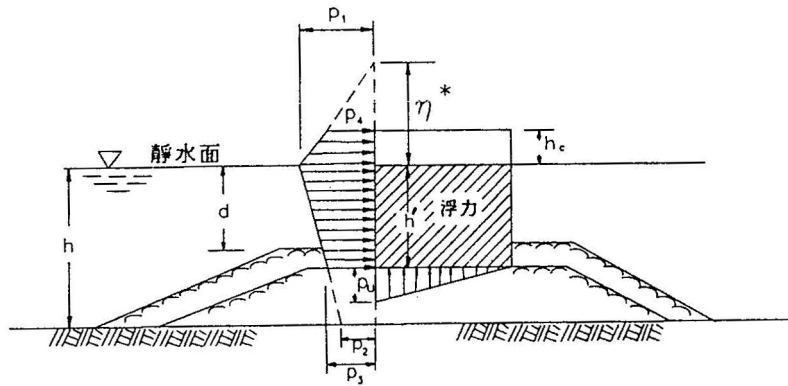


圖 5-2.1 波壓分佈圖

其各項波壓計算如下：

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos\beta)H_d \quad (5-2.1)$$

$$P_1 = 1/2(1 + \cos\beta)(\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2\beta)\omega_0 H_d \quad (5-2.2)$$

$$P_2 = \frac{P_1}{\cosh(2\pi h/L)} \quad (5-2.3)$$

$$P_3 = \alpha_3 P \quad (5-2.4)$$

$$\alpha_1 = 0.6 + 1/2 \left[\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right]^2 \quad (5-2.5)$$

$$\alpha_2 = \min \left[\frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_d}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_d} \right] \quad (5-2.6)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right] \quad (5-2.7)$$

式中，

η^* ：靜水面上波壓強度為 0 之高度(m)

P_1 ：靜水面之波壓強度(kN/m²)

P_2 ：海底面之波壓強度(kN/m²)

P_3 ：直立壁底面之波壓強度(kN/m²)

H：直立壁前之水深(m)

h_b ：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：護基方塊或覆坡石(塊)中水深較小者(m)

ω_0 ：海水單位體積重(kN/m³)

H_d ：設計波高(m)

L：水深 h 處之設計計算所使用之波長(m)

min(a,b)：a 或 b 中較小者

β ：堤法線之垂線與波浪主方向線±15°範圍中修正之角度。

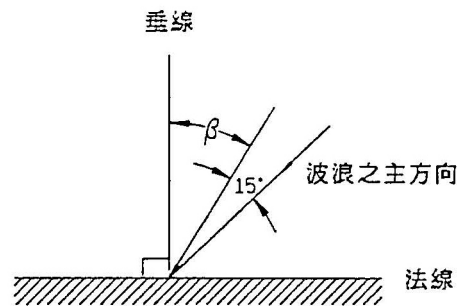


圖 5-2.2 波浪入射角之取法

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察，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。

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。

由於本公式可表示每個波浪之作用波力，因此，須以最大波為對象。由於不規則波群中最大波之出現為概率性的，因此很難加以明確決定。但由本公式對現場防波堤之適用性來看，波長以示性波週期相對應之波長，波高則在不產生碎波變形之處，以示性波高之 1.8 倍為準。若採用其他值時，須充分檢討最大波之出現機率，而採用適當之值。至於最大波是否受碎波之影響，則以求取碎波之最大波高圖為境界，較此為深時不受碎波之影響，較淺則可考慮為受碎波之影響。另外，最大波壓以簡單式求取時， h 以 h_b 代入即可。

(2)波谷作用時

當堤面波谷作用時，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 5-2.3 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。

$$P_n = 0.5 \omega_o H_d \quad (5-2.8)$$

式中，

P_n ：波壓強度(kN/m²)

ω_o ：海水之單位體積重量(kN/m³)

H_d ：設計波高(m)

另外，作用於底面之負揚壓力，如圖 5-2.3，前趾為 P_n 後趾為 0 之三角分佈為向下作用之負揚壓力。

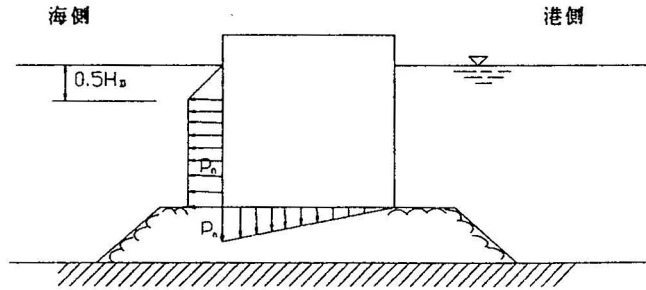


圖 5-2.3 負波壓分佈

(3)揚壓力

作用於直立壁底面之揚壓力成前趾為 P_u 後趾為 0 之三角形分佈。

$$P_u = 1/2(1 + \cos \beta) \alpha_1 \alpha_3 \omega_o H_d \quad (5-2.9)$$

此時之浮力僅考慮靜水中之體積部份。

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 P_u' 後趾為 0 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 5-2.4 所示，可忽視基腳而以無基腳之情況計算揚壓力。

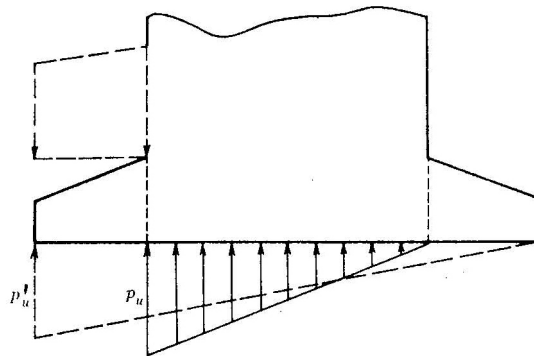


圖 5-2.4 有基腳時之揚壓力

2. 其他理論式或計算式之適用性

本文所提之合田波力計算公式，由重複波至碎波波力之適用界限並無區別，同時具相當之精確度，可連續加以求取，相當方便，因此以此為準。如與水深相比波高很小，很明顯地為重複波波力作用時，可採用精度較高之重複波理論式。但此時須充分考量現場波浪之不規則性，同時須以最高波來檢討。

另外，依據現有防波堤之實績，可確定適用性之時，以下之計算式方可採用。

(1) 廣井公式

此式所採用之波高 H_d 為堤體設置位置之進行波之示性波高。

a. 波峰時之水平波壓

(a) $d/H_{1/3} \geq 2$ (重複波) 時

如圖 5-2.5 所顯示，除 *sainflou* 之概算式所計算之波壓外，再考慮部份碎波壓作為波壓分佈。

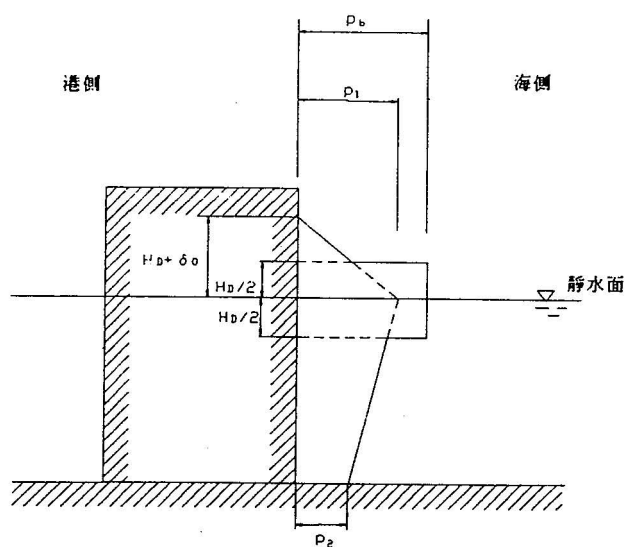


圖 5-2.5 考慮部份碎波壓之 *sainflou* 波壓分佈

P_b ：廣井公式之碎波波壓(kN/m^2) 在靜水面上 $H_d/2$ 以及靜水面下 $H_d/2$ 之範圍

P_1, P_2 為 Sainflou 之概略式計算之重複波波壓
(kN/m^2)

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= (P_2 + \omega_0 h) \left(\frac{H_d + \delta_0}{h + H_d + \delta_0} \right) \\ P_2 &= \frac{\omega_0 H_d}{\cosh \frac{2\pi h}{L}} \\ \delta_0 &= \frac{\pi H_d^2}{L} \coth \frac{2\pi h}{L} \end{aligned} \right\} \quad (5-2.10)$$

式中，

P_1 ：堤體靜水面之波壓強度(kN/m^2)

P_2 ：堤體底部之波壓強度(kN/m^2)

ω_0 ：海水之單位體積重量(kN/m^3)

δ_0 ：水位上昇量(m)

h ：堤體前面水深(m)

H_d ：設計波高(m)

L ：水深 h 處示性波波長

當堤體高程小於 $H_d + \delta_0$ 時，以及有堤基時，其前端寬度 B_1 較波長 L 之 $1/2$ 短時，波壓分佈依此，而作用範圍則由直立壁之頂端至底面為止，若 B_1 較 $1/2L$ 長時，則將拋石基礎當作海底地形之一部分，計算所採用之波高以及波長均為拋石基礎上端之水深。此外，Sainflou 之概略式，對重複波壓不作波向修正。

(b) $d/H_{1/3} < 2$ (碎波) 之時

依式(5-2.11)廣井公式計算之平均波壓強度為堤底至靜水面上 $1.25 H_d$ 或堤頂二者較低者(如圖 5-2.6)。

$$P_b = 1.5 \omega_0 H_d \cos^2 \beta \quad (5-2.11)$$

式中，

P_b ：碎波之波壓強度(kN/m^2)

ω_o ：海水之單位體積重量(kN/m^3)

H_d ：設計波高(m)

β ：結構物之法線與波浪之主方向 $\pm 15^\circ$ 修正之入射角。

但是，當 $d/H_{1/3} \geq 2$ 重複波之時，若修正波向使部份碎波壓之強度較 Sainflou 之波壓強度為小時，應採用 Sainflou 式。

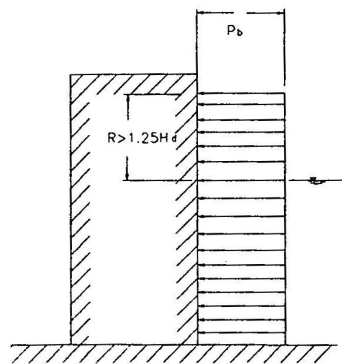


圖 5-2.6 廣井式之波壓分佈

b. 揚壓力

(a) 頂端很高不產生越波時

結構物頂端在靜水面上較 $H_d + \delta_o$ (重複波時) 或 $1.25H_d$ (碎波時) 為高時，可考慮為不產生越波。靜水面以下之部份受浮力之作用外，作用於直立部底面之揚壓力亦應考慮。

揚壓力之強度為堤前趾為 P_u ，後趾為 0 之三角形分佈，堤體前趾之揚壓力強度可以式(5-2.12)，(5-2.13) 計算。

重複波作用時($d \geq 2H_{1/3}$)

$$P_u = \frac{\omega_0 H_d}{\cosh \frac{2\pi h}{L}} \quad (5-2.12)$$

但如有拋石基礎時應取與作用於堤體底面之水平波壓值相同。

碎波作用時($d < 2H_{1/3}$)

$$P_u = 1.25\omega_0 H_d \quad (5-2.13)$$

式中，

P_u ：堤體前趾之揚壓力強度(kN/m^2)

H_d ：設計波高(m)

h ：堤前水深(m)

L ：水深 h 處之示性波波長(m)

ω_0 ：海水單位體積重量(kN/m^3)

(b)堤頂低產生越波時

結構物之頂端低會產生越波時，結構物之全部均受浮力作用，而揚壓力則已包含在浮力中。

(2)伊藤計算公式

計算合成堤直立部滑動量的期待滑動量公式，係伊藤依據不規則波的滑動試驗結果，將由重複波至碎波連續之波高與波壓關係，以式 5-2.14 表示(如圖 5-2.7)。

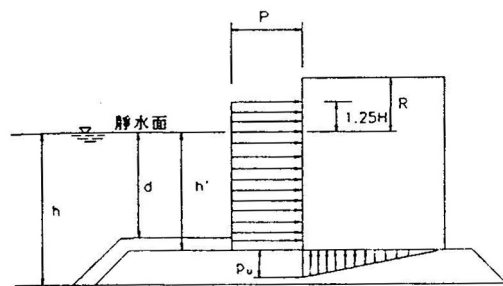


圖 5-2.7 波壓與揚壓力之分佈

$$P=0.7\omega_0 \quad (H/d \leq 1)$$

$$P= \{ 0.7+0.55(H/d-1) \} \omega_0 H \quad (H/d > 1) \quad (5-2.14)$$

式中，

P：波壓強度(平均分佈)以及前趾之揚壓力強度(三角形分佈)(kN/m²)

ω_0 ：海水單位體積重量(kN/m³)

H：堤體設置位置之波高(m)

d：堤基上之水深(m)

本計算式中設計所採用之波高 H 為最大波高 H_{\max} ，其與合田式之 H_{\max} 之取法相同，但由(5-2.14)式之第 2 式可知，堤基上之水深 d 小而波高很大時，波壓強度將會顯著變大，在 d=0 之極端情況，將成無限大，因此在適用時應注意。此外式(5-2.14)為根據波向為直角時之試驗結果，而伊藤之原始論文對波向之修正並未提及，但亦有對式(5-2.14)之右邊第二項乘以 $\cos^2 \beta$ 修正波向。

5.2.3 擊碎波力

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。

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($1.0\omega_0 H_d$)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，隨著結構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，當結構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，須考慮衝擊波壓對結構物之反應特性。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。

5.2.4 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。

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，可依以下修正合田式加以計算(如圖 5-2.8)。

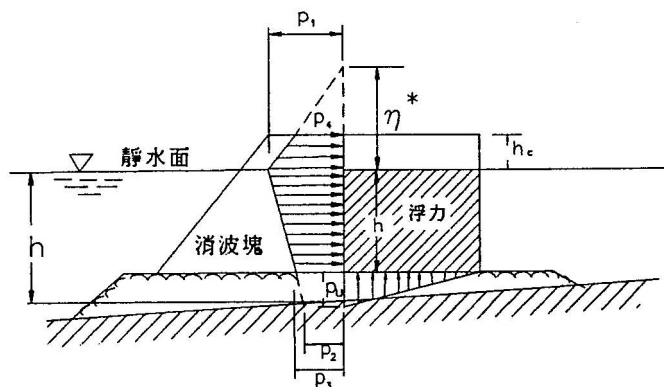


圖 5-2.8 消波塊充分覆蓋時之波壓分佈

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) \lambda H_d$$

$$P_1 = 1/2(1 + \cos \beta) \lambda \alpha_1 \omega_o H_d \quad (5-2.15)$$

$$P_u = 1/2(1 + \cos \beta) \lambda \alpha_1 \alpha_3 \omega_o H_d$$

式中，

η^* ：靜水面上波壓強度為 0 之高度(m)

P_1 ：靜水面上波壓強度(kN/m²)

P_u ：底面前趾之揚壓力強度(kN/m²)

β ：直立壁法線之垂直線與波浪主方向±15°範圍內最危險方向所成角度

λ ：因消波塊覆蓋之波壓遞減率

α_1 ：式(5-2.5)之係數

α_3 ：式(5-2.6)之係數

ω_o ：海水單位體積重量(kN/m³)

H_d ：設計波高(最高坡高 H_{max} (m))

消波塊覆蓋所致波壓遞減率 λ ，為隨覆蓋之程度及波浪條件而決定之係數，對於消波塊充分覆蓋時之直立壁安定性等之檢討，一般採用 $\lambda=0.8$ 者為多，但斜坡堤上部工，直立堤之底面在靜水面附近時， λ 之值隨週期會有較大之變化，週期較長時須注意亦有 $\lambda=1.0$ 之情形。

3. 森平式

當消波塊充分覆蓋時，而且示性波在碎波帶受碎波之影響而減小時，方可使用以下森平等所提之方法。式(5-2.16)之平均波壓強度為由直立堤之底部至靜水面上 $1.0H_{1/3}$ 亦或直立壁頂端二者較低者為準。(圖 5-2.9)

$$P = 1.0 \omega_o H_{1/3} \quad (5-2.16)$$

式中，

P ：作用於消波塊覆蓋時之直立壁的平均波壓強度(kN/m²)

ω_o ：海水單位體積重量(kN/m³)

$H_{1/3}$ ：設計示性波高(m)

揚壓力為包含於作用於堤體之浮力中。但如頂高較 $1.0H_{1/3}$ 為高時，對揚壓力之估算可能偏高。

對於斜向入射波之波力，可以式(5-2.17)計算

$$\begin{aligned} P &= 1.0 \omega_0 H_{1/3} \cos \beta & 0 \leq \beta \leq 45^\circ \\ P &= 0.7 \omega_0 H_{1/3} & \beta > 45^\circ \end{aligned} \quad (5-2.17)$$

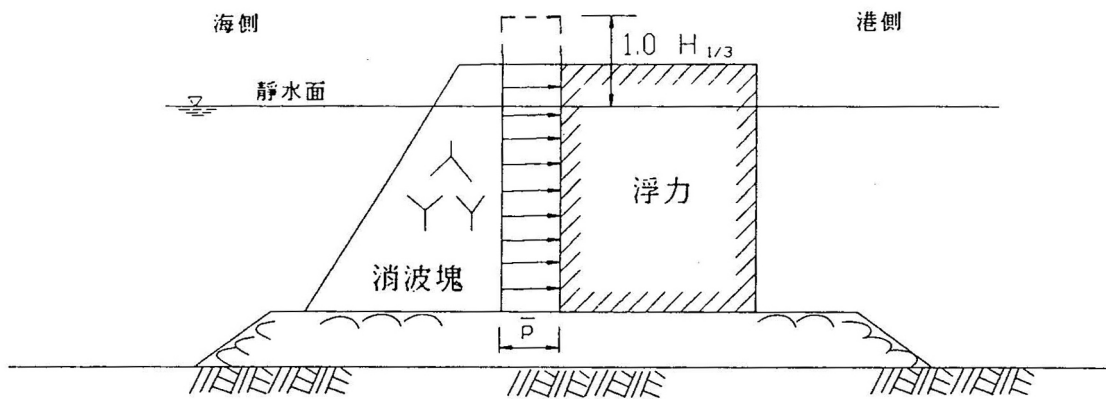


圖 5-2.9 消波塊充分覆蓋時之波壓分佈 (森平式)

5.2.5 作用於直立消波塊堤之波力

作用於直立消波塊堤之波力同作用於直立消波沉箱之波力。

1. 用於直立消波塊堤之波力，如圖 5-2.10，浮力為考慮靜水時之排除體積。作用於直立消波塊各段以及上部結構之揚壓力為考慮堤體前面揚壓力計算面位置為與波力強度相等之強度，堤體後端為 0 之三角形分佈。
2. 斜向入射波之波力減小效果，特別在未有試驗驗證時，不予考慮。

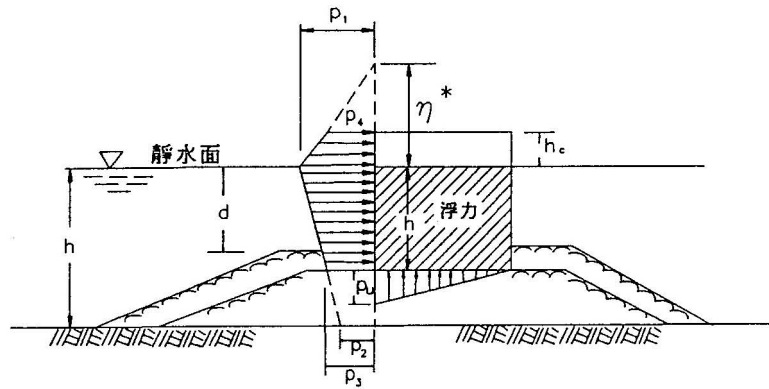


圖 5-2.10 安定檢討時之波壓分佈

5.2.6 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。

1. 作用於直立消波沉箱之波力

作用於直立消波沉箱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，產生複雜之變化，無法以一般計算法加以確定，因此結構物除充分可信賴之計算法以外，必須依各個條件進行水工模型試驗加以檢討，此時除安定性之檢討所用之波力外，作用於構材之波力亦須充分加以檢討，另外，消波室中有上封版及無封版時波力之發生形態亦異，須予以注意。

2. 消波室中無上封版時，安定性檢討所用之波力

作用於直立消波沉箱之波力，隨消波部之構造條件而不同，因此甚難加以統一規定，消波室中無上封版時，安定性之檢討所使用之波力，可將合田式加以修正而使用(如圖 5-2.11)。

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) \lambda_1 H_d$$

$$P_1 = 1/2(1 + \cos \beta)(\alpha_1 + \lambda_2 \alpha_2 \cos^2 \beta) \lambda_1 \omega_o H_d \quad (5-2.18)$$

$$P_u = 1/2(1 + \cos \beta) \lambda_1 \alpha_1 \alpha_3 \omega_o H_d$$

式中，

η^* ：靜水面上波壓強度為 0 之高度(m)

P_1 ：靜水面上波壓強度(kN/m²)

P_u ：不考慮消波部之沉箱主體部底面前端之揚壓力強度(kN/m²)

β ：直立壁法線之垂線與由波浪之主方向 $\pm 15^\circ$ 範圍最危險方向所成之角度

λ_1, λ_2 ：直立消波沉箱之構造等之波壓修正係數

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ ：同前之係數

ω_0 ：海水之單位體積重量(kN/m³)

H_d ：設計波高(最高坡高 H_{max})

修正係數 λ_1, λ_2 隨結構物給予適宜之值，曲面開孔沉箱之場合 $\lambda_1=1.0, \lambda_2=0$

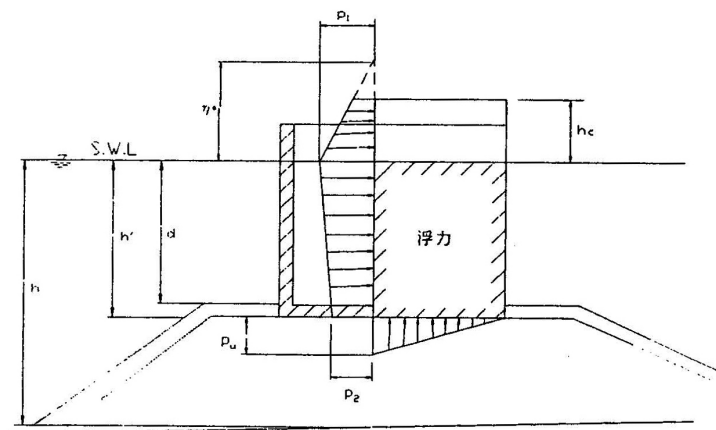


圖 5-2.11 安定性檢討時所用波壓分佈

3. 消波室有上封版時安定性檢討所使用之波力

消波室頂部因有上封版而密閉時，由於波浪之作用，上部之空氣被壓縮之瞬間，產生衝擊壓，特別在在構材之設計時所採用之波力更應考慮，雖然此衝擊壓可經由開設適當之空氣孔加以減輕，但若開口部太大，由於波面將會直接作用，反而會使波力變大，此須要注意。

5.2.7 作用於上部斜面堤之波力

作用於上部斜面沉箱堤之波力，應依水工模型試驗或適當地計算式加以計算。作用於上部斜面堤之波力，原則上以水工模型試驗決定，若有困難時，可以下法求出。(如圖 5-2.12)

$$\text{水平成分波力 } P_h = P_1 + P_2 \sin^2 \theta \quad (5-2.19)$$

$$\text{垂直成分波力 } P_v = 1/2 P_2 \sin^2 \theta$$

式中，

P_1 ：以合田波壓式所計算作用於上部斜面沉箱堤之下部直立部之波力。

P_2 ：以合田波壓式所計算作用於投影於上部斜面垂直部之波力。

θ ：斜面部之坡度。

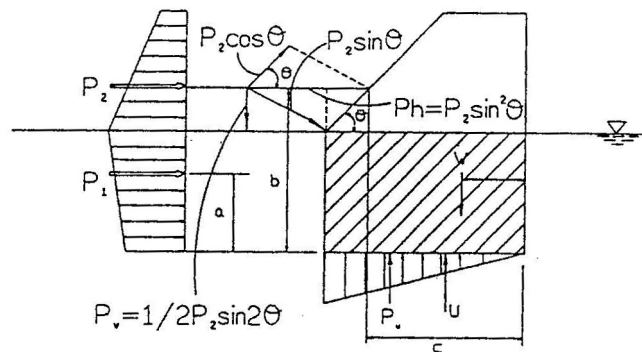


圖 5-2.12 作用於上部斜面沉箱堤

5.2.8 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。

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(5-2.20)，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。

$$H'_d = \min\{K_c H_d, K_{cb} H_b\} \quad (5-2.20)$$

式中，

H'_d ：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 $K_c \geq 1.0$

K_{cb} ：碎波臨界波高之增大率極限值 $K_{cb} \doteq 1.4$

H_d ：未考慮法線形狀影響時之設計波高

H_b ：示性波高 5 倍距離海側處之碎波臨界波高(m)

式(5-2.20)之波高增大率 K_c ，一般可以式(5-2.21)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。

$$K_c = H_s / \{H_i(1+K_r)\} \quad (5-2.21)$$

式中，

H_s ：堤前之波高(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(5-2.20)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 H_b ，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 H_{max} 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 K_{cb} 值仍未充分了解，但依以往之試驗成果取 1.4 即可。

5.3 覆面石與消波塊所需質量

5.3.1 斜坡堤覆面石與消波塊所需質量

覆面塊石或型塊所需質量：

$$M = \frac{\rho_r H^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \quad (5-3.1)$$

式中，

M ：拋石亦或混凝土塊所需質量(t)

ρ_r ：拋石或混凝土塊在空氣中之密度(t/m^3)

H ：設計波高(m)

N_s ：依覆面材之形狀、坡度及損害率等決定之係數

S_r ：塊石亦或混凝土塊對水之比重

1. 安定數與代表徑

$D_n = (M/\rho_r)^{1/3}$ ，而 $\Delta(S_r - 1)$ 代入 Hudson 公式得

$$H/(\Delta D_n) = N_s \quad (5-3.2)$$

2. N_s 值影響因子

覆面塊石或型塊所需重量，可依如上所示之 Hudson 公式求得，安定數 N_s 值，將依波高與覆面之密度不同而有所變化，所以 N_s 值由構造物之特性、覆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、消波塊覆面堤及合成堤等之構造物型式)
- b. 覆面坡面之坡度
- c. 覆面位置(堤頭部、堤身部、自靜水面之位置、法肩或堤面、背面、平台等)
- d. 堤頂高與堤寬、上部構造物之形狀
- e. 下部覆面層(其透水係數、厚度、平坦程度)

(2)覆面材之特性

- a. 覆面之形狀(覆面石之形狀或混凝土塊之形狀、覆面石時為其粒徑分佈)
- b. 拋放方式(單層厚度、整齊拋放或亂拋等)
- c. 覆面材之強度

(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(碎波與非碎波、碎波型態等)
- 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。

3. 安定數 N_s 與 K_D 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(5-3.1)發展所得。

$$N_s^3 = K_D c o t \alpha \quad (5-3.3)$$

其以 $K_D c o t \alpha$ 代替安定數 N_s 之公式。

式中，

α ：坡面與水平所成角度($^\circ$)

K_D ：主要為由覆面材之形狀與損害率等決定之常數(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，故斜坡覆面材之所需質量為由此 Hudson 式(由 K_D 值所得 Hudson 式)計算而得。

然而由式(5-3.1)之安定數所得 Hudson 式，後面所述已利用作為合成堤之堤基覆面材之所需質量計算式，又因亦利用於潛堤等其他構造物之覆面材，較過去利用 K_D 值之公式為一般性之公式，將由安定數所得 Hudson 式作為坡面覆面材所需質量計算式之基本式。

4. 包含波之特性等覆面石之安定數計算式

Van der Meer 於 1987 年進行高堤頂斜面堤之坡面覆面石相關系統性試驗，建議不僅考慮坡面斜率，亦可考慮波形尖銳度或波之數量，以及損害程度之下列安定數計算式。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 $H_{1/20}$ 置換等，乃為了較易計算而稍作變更。

$$N_s = \max(N_{sp\ell}, N_{ssr}) \quad (5-3.4)$$

$$N_{sp\ell} = 6.2 C_H P^{0.18} (S^{0.2}/N^{0.1}) I_r^{-0.5} \quad (5-3.5)$$

$$N_{ssr} = C_H P^{-0.13} (S^{0.2}/N^{0.1}) (c o t \alpha)^{0.5} I_r^P \quad (5-3.6)$$

式中，

$N_{sp\ell}$ ：對捲波碎波之安定數

N_{ssr} ：對近海碎波之安定數

I_r ：Iribarren 數 ($\tan \alpha / S_{om}^{0.5}$)，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($L_0=gT_{1/3}^2/2\pi$ ， $g=9.81m/s^2$)

$T_{1/3}$ ：示性波週期

C_H ：碎波效果係數 $\{=1.4/(H_{1/20}/H_{1/3})\}$ 非碎波領域為 1.0

$H_{1/3}$ ：示性波高

$H_{1/20}$ ：1/20 最大波高

α ：坡面與水平面所成角度($^\circ$)

D_{n50} ：相當於覆面石 50% 質量之粒徑($= (M_{50}/\rho_r)^{1/3}$)

M_{50} ：覆面石 50% 質量(覆面石之所需質量)

P ：覆面層下部之透水係數

S ：變形等級($S=A/D_{n50}^2$)

A ：侵蝕部之面積

N ：作用波數

5. 消波塊覆面堤之混凝土塊安定數計算式

消波塊覆面堤之消波塊部有各種斷面，特別是直立壁方幾乎橫跨全斷面均有消波塊時，由其透水性高低，比一般斜面堤覆面混凝土塊之場合有較高安全性。日本正有許多消波塊覆面堤之研究在進行中，谷本氏等、鹿島氏等、半沢氏等正進行消波塊安定性相關系統性研究，例如高橋氏、半沢氏等則針對全斷面亂拋之消波塊提出下列建議式。

$$N_{ssr}=C_H[a(N_0/N^{0.5})^{0.2}+b] \quad (4-3.7)$$

式中，

N_0 ：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 D_n 之範圍內移動之混凝土塊個數， D_n 為混凝土塊之代表徑長， $D_n=(M_{50}/\rho_r)^{1/3}$ ， M 為混凝土塊質量)

C_H ：表示碎波效果之係數， $C_H=1.4/(H_{1/20}/H_{1/3})$ (非碎波領域內 $H_{1/20}/H_{1/3}$ 為 1.4， C_H 為 1.0)

a 與 b：由混凝土塊之形狀或坡面斜率等之係數(K_D 值為 8.3 之異型混凝土塊之 $\cot\alpha=4/3$ 時， $a=2.32$ 、 $b=1.33$ ， $\cot\alpha=1.5$ 時， $a=2.32$ 、 $b=1.42$)

高橋氏·半沢氏等又提出表示耐用年數間之累積災害度(預期災害度)之計算法，成為今後比考慮預期災害度之可靠度設計法更高階之重要設計。

此外非碎波領域內，波數 N 為 1000 波、災害度 N_0 為 0.3 時，幾乎與由過去之 K_D 值所得設計質量相同。此災害度 $N_0=0.3$ 以一般損害率表示，則約為 1% 左右。

6. C.E.R.C.之 K_D 建議值

為參考美國之陸軍海岸工程研究中(C.E.R.C.)之覆面石 K_D 值之建議值，以表 5-3.1 表示。此為由同 C.E.R.C.之海岸保護手冊(Shore Protection Manual)之 1984 年版其對於堤身部者，省略堤頭部之值。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 K_D 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 K_D 值有變大傾向，至少對碎波條件須將 K_D 值減小。

又 C.E.R.C.之 K_D 值之建議值隨版本修正，例如此處所示之值與 1973 年版相異。

表 5-3.1 C.E.R.C.建議拋石之 K_D 值(堤身部)

覆面材種類	層數	堆積方法	K_D		$\cot\alpha$
			碎波	非碎波	
拋石(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
拋石(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

()為推測值

5.3.2 合成堤堤基覆面石與消波塊所需質量

合成堤堤基覆面石與消波塊所需質量，日本新規範有關覆面石之安定數、覆面混凝土塊之安定數、對堤基覆面材之安定數適用條件、覆面材之層厚、堤頭部之覆面材、港內側之覆面及覆面材質量之折減如下所示：

1. 覆面石之安定數

關於安定數 N_s ，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。

(1) 擴展之谷本式

$$N_s = \max \left\{ 1.8 \cdot 1.3 \frac{1-k}{k^{1/3}} \frac{h'}{H^{1/3}} + 1.8 \exp \left[-1.5 \frac{(1-k)^2}{k^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} \right] \right\} ; B_M/L' < 0.25 \quad (5-3.8)$$

$$K = K_1(K_2)_B \quad (5-3.9)$$

$$K_1 = \frac{4\pi h' / L'}{\sinh(4\pi h' / L')} \quad (5-3.10)$$

$$(K_2)_B = \max[\alpha_s \sin^2 \beta \cos^2(2\pi / \cos \beta / L'), \cos^2 \beta \sin^2(2\pi / \cos \beta / L')] \quad (5.3.11)$$

式中，

h' ：基礎拋石堤基(覆蓋層除外)之堤頂水深(m)(參考圖 5-3.1)

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

$(\kappa_2)_B$ 較大者之數值(參考圖 5-3.1)

L' ：對水深 h' 處設計示性波週期之波長(m)

α_s ：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 5-3.2))

$H_{1/3}$ ：設計示性波高(m)

上式以堤身部為對象，確認對於入射角至 60° 為止之斜向入射波。

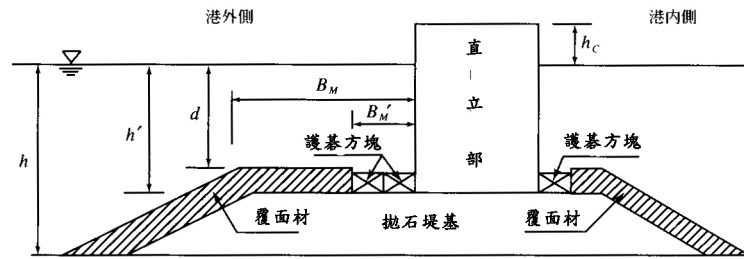


圖 5-3.1 合成堤之標準斷面與符號

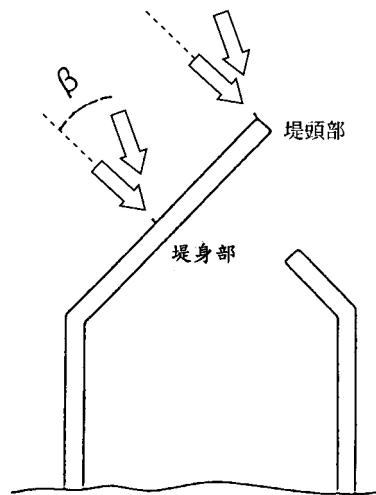


圖 5-3.2 防波堤之法線形狀或波向之影響

(2)容許變形之安定數

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 $D_N(\%)$ 建議安定數 N_s^* 之求算公式。亦即

$$N_s^* = N_s \{ D_N / \exp\{0.3(1-500/N)\} \}^{0.25} \quad (5.3.12)$$

其中， N_s 係由過去之谷本式所得安定數，為 $N=500$ 時損害率 1% 之場合之安定數。設計時，由損害之進行狀況判斷，須取 $N=1000$ 波，一方面損害率若為二層覆蓋時，3~5% 亦算足夠。

亦即若令 $N=500$ 時 $D_N=1$ (%)，則 $N_s^*=N_s$ ，若 $N=1000$ 時 $D_N=5$ %，則 $N_s^*=1.44N_s$ ，作為所需質量約成為 1/3。

2. 覆面混凝土塊之安定數

混凝土塊之安定數 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. 對堤基覆面材之安定數適用條件

堤基覆面材上之水深淺時，常因碎波而不安定。因此對堤基覆面材之安定數，設為適用 $h'/H_{1/3} \geq 1$ 之條件者，對於 $h'/H_{1/3} < 1$ 之條件，利用坡面覆面材之安定數較適當。此外，谷本氏之對覆面石之安定數，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. 覆面材之厚度

覆面石之厚度，原則以二層為標準。但考慮施工例或災害例則一層亦可。其時，於前述之式(5-3.6)，由對作用波數 1000 波其損害率以 1% 嚴格設定下亦可對應。

又對於覆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. 堤頭部之覆面材

堤頭部由於直立部尖端角附近發生局部快速流動之故覆面材易移動，對於堤頭部之覆面材之質量加成，須由水工模型試驗確認。未進行水工模型試驗時，以堤基部質量之 1.5 倍以上為標準。又關於範圍若為沉箱式之防波堤，堤頭以 1 座沉箱為標準。

此外，對於擴展之谷本式，堤頭部之覆面石質量亦可算得。亦即堤頭部之場合式(5-3.3)之無因次流速 κ 改寫如下式。

$$\kappa = \kappa_1(\kappa_2)_T \quad (5-3.13)$$

$$(\kappa_2)_T = 0.22 \quad (5-3.14)$$

但算得之質量為堤身部之 1.5 倍以下時，宜作為 1.5 倍。

6. 港內側之覆面材

港內側覆面材之必要與否以及所需質量，於參考既往設計例等之同時，宜考慮港內側之波或施工時之波之條件、越波等，應其需要由水工模型試驗決定。

7. 覆面材質量之折減

覆面材所需質量之計算式，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質量。然而，堤基厚度大時，水深變深時其坡面部之所需質量可折減。

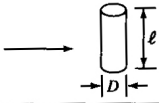
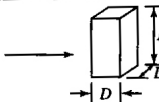
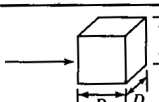
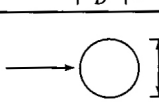
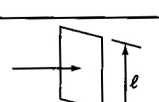
5.4 作用於海中結構物之波力

5.4.1 概要

作用於海中結構物之波力，須依結構物型式，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。

誤差作修正。表中所示數值係以 stelson & Mauis 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。

表 5-4.1 慣性力係數 <新增表格>

物 体 形 状	基 準 体 積	慣 性 力 係 數
圓 柱 	$\frac{\pi}{4} D^2 \ell$	2.0 ($\ell > D$)
長 形 柱 	$D^2 \ell$	2.19 ($\ell > D$)
立 方 体 	D^3	1.67
球 	$\frac{\pi D^3}{6}$	1.5
平 板 	$\frac{\pi}{4} D^2 \ell$	$D/\ell=1$ 場合 0.61 $\simeq 2$ \simeq 0.85 $\simeq \infty$ \simeq 1.0

第六章 潮位及暴潮位

6.1 概論

港灣工程所用之設計潮位，應依實測資料或天文潮位及估算之颱風暴潮，採適當之統計分析過程決定之。

6.2 天文潮

6.2.1 概要

設計用天文潮位主要為下列各項，其至少應以一年實測資料分析而得。

- 最高高潮位(H.H.W.L.)
- 朔望平均高潮位(H.W.L.)或大潮平均高潮位(H.W.O.S.T.)
- 平均海平面(M.W.L.)
- 朔望平均低潮位(L.W.L.)或大潮平均低潮位(L.W.O.S.T.)
- 最低低潮位(L.L.W.L.)
- 基本水準面(C.D.L.)

6.2.2 天文潮位定義

1. 最高高潮位(Highest High Water Level on Record, H.H.W.L.)

19 年以上實測最高水位，或依調合分析結果，預測 18.6 年潮位，其間最高水位。

2. 平均海平面(Mean Water Level, M.W.L.)

一年以上潮位實測資料之平均水面。

各月份之平均海平面，因受海水溫度及氣壓等影響，約以 1 年為週期，徐徐昇降。平均海平面月變化顯著海域，設計結構物時須考慮此種變化。

3. 朔望平均高潮位(Mean Spring High Water Level, H.W.L.)

朔望之日前 2 日後 4 日內，各月所出現最高高潮位之平均水位。

4. 朔望平均低潮位(Mean Spring Low Water Level, L.W.L)

朔望之日前 2 日後 4 日內，各月所出現最低低潮位之平均水位。

5. 大潮平均高潮位(High Water Level on Spring Tide,H.W.O.S.T)

平均海平面上，加上分潮 M_2 及 S_2 振幅和之水位。

6. 大潮平均低潮位(Low Water Level on Spring Tide,L.W.O.S.T)

平均海平面下，扣除分潮 M_2 及 S_2 振幅和之水位。

7. 最低低潮位(Lowest Low Water Level on Record,L.L.W.L)

19 年以上實測最低水位，或依調合分析結果，預測 18.6 年潮位，其間最低水位。

8. 基本水準面(Critical Datum Level, C.D.L)

港灣工程之基本水準面，未定有基本水準面之港口，原則上可採用平均海平面下，扣除分潮 M_2 、 S_2 、 K_1 、 O_1 四個分潮振幅和之水面為基本水準面。

6.3 颱風暴潮位

因颱風而造成之暴潮水位，原則上應以長期潮位觀測記錄統計而得，或以颱風資料，採電腦數值模式推算之。

為推算颱風而造成之暴潮水位，潮位觀測期間，愈久愈可靠，最低限度以 30 年為準。但實際上有 30 年以上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、舊報紙、古典文獻及聽取年長者口述以往災害情況等。

6.4 設計潮位

設計潮位應選擇對結構物最危險潮位為原則，依各種結構型式而有所不同。

設計時，應對可能範圍內發生之各種潮位，加以檢討比較，使結構物在任何潮位下均屬安全，且能發揮所要求之功能。

6.5 潮位基準換算 <新增>

國內各港口之潮位資料主要由各港務局觀測所得，各港務局為其業務方便，均以最低潮位為水準零點而自成系統，該系統亦稱為海上水準系統。

台灣地區全島水準系統係以基隆平均潮位為水準零點，該系統又稱聯勤水準系統、陸上水準系統，亦為水利局所採用之基準。

海上水準系統與聯勤水準系統之間有若干高差，其換算值如表 6-5.1 所示。港務局之最低潮位可能隨觀測所得資料進行調整，表 6-5.1 亦須加以調整。

表 6-5.1 各港水準零點與聯勤陸上水準系統換算表

港口別	各港水準零點換算成聯勤水準系統之高程
基隆港	EL-0.92
台北港	EL-1.43
台中港	EL-2.43
布袋港	EL-1.136
安平港	EL-0.61
高雄港	EL-0.47
蘇澳港	EL-0.88
花蓮港	EL-0.71

第七章 水流<修訂>

7.1 概論

碼頭工程設計上所須之水流流速、流向資料，以實測資料或數值推算為原則。

7.2 作用於水中結構物之水流力 <修訂>

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，有拖曳力及上揚力，必要時應以模型試驗加以檢討。

1. 拖曳力

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \rho_0 A U^2 \quad (7-2.1)$$

式中

F_D ：於水流方向作用於結構體之拖曳力(kN)

C_D ：拖曳力係數

ρ_0 ：水的密度(t/m^3)

A ：結構物於水流方向之投影面積(m^2)

U ：水流速度(m/s)

2. 上揚力

$$F_L = 1/2 C_L \rho_0 A_L U^2 \quad (7-2.2)$$

式中

F_L ：垂直水流方向作用於結構體之上揚力(kN)

C_L ：上揚力係數

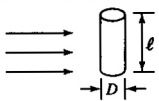
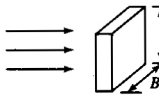
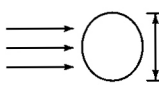
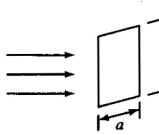
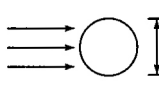
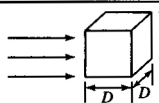
A_L ：結構物與水流方向垂直之投影面積(m^2)

U ：水流速度(m/s)

3. 拖曳力係數 C_D 一般以(7-2.1)式計算。 C_D 依結構物形狀、大小、流向及雷諾係數 R (Renold's number) 而有不同，必須依各種情況採用不同數值。當 $R > 10^3$ 以上時，可參考表 7-1.1。在平滑柱與球體 $R > 10^5$ 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。

表 7-1.1 拖曳力係數

物 體 形 狀	基 準 面 積	拖 曳 力 係 數
圓 柱 (粗面) 	$D \ell$	$1.0 (\ell > D)$
立 體 柱 	$B \ell$	$2.0 (\ell > B)$
圓 板 	$\frac{\pi}{4} D^2$	1.2
平 板 	$a b$	$a/b=1$ 場合 1.12 \sphericalangle 2 \sphericalangle 1.15 \sphericalangle 4 \sphericalangle 1.19 \sphericalangle 10 \sphericalangle 1.29 \sphericalangle 18 \sphericalangle 1.40 \sphericalangle ∞ \sphericalangle 2.01
球 	$\frac{\pi}{4} D^2$	0.5~0.2
立 方 體 	D^2	1.3~1.6

4. 上揚力係數 C_L 與拖曳力係數一樣，依結構物形狀、大小、流向及雷諾係數 R (Renold's number) 而有不同， C_L 一般以實驗數據求得。
5. 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。
7. 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。因旋渦產生的揚力為週期性變化，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。

7.3 水流對披覆材料之安定分析 <新增>

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。

$$M = \frac{\pi \rho_r U^6}{48 g^3 y^6 (S_r - 1)^3 (\cos \theta - \sin \theta)^3} \quad (7-3.1)$$

式中

M：拋石的安定質量(t)

ρ_r ：拋石的密度(t/m³)

U：在拋石上方之流速(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)

S_r ：拋石對水的比重

θ ：水流軸方向之河床坡度(°)

(7-3.1)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

8.1 概論

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。

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結構物。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。

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 概論

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。土壤試驗方法原則上應依照中國國家標準之規定實施，若中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。

9.2 基地地質調查

9.2.1 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 9-2.1 所示，其與設計間之關連性如圖 9-2.1 所示。

3. 調查位置之密度及調查深度

(1) 概述

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。一般狀況，建議採用下列之標準。

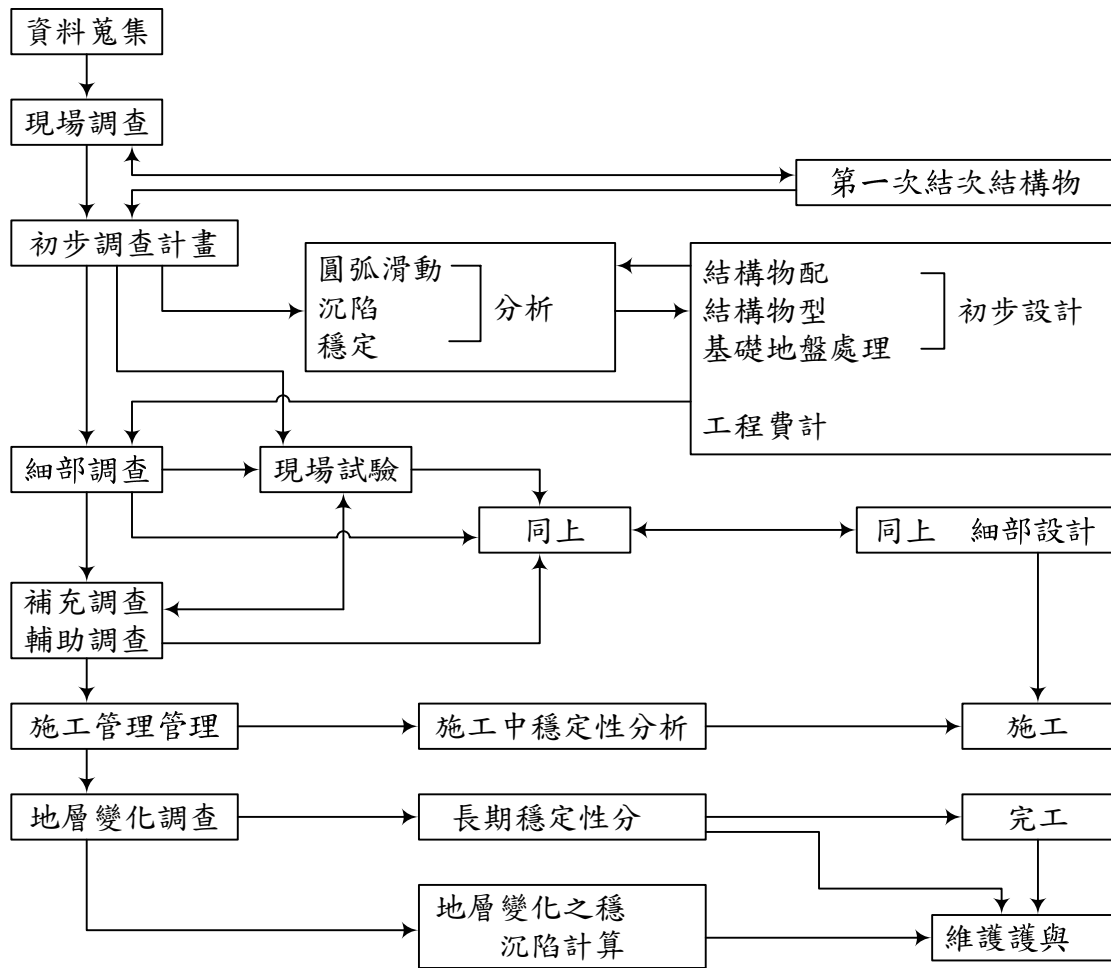


圖 9-2.1 地質調查與設計之關連示意圖

表 9-2.1 地質調查分類

分類	調查方法	調查目的	調查內容
先期調查	資料蒐集	結構物配置規劃、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、結構物等的沉陷、破壞紀錄、結構物施工紀錄、空照圖等
	現場調查	同上	地形、地層、結構物等的沉陷、破壞紀錄
初步調查	鑽探、採樣、土壤試驗、地球物理探測等	結構物配置規劃、結構物設計資料、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	結構物設計資料、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、承载力試驗、模型試驗、現場透水試驗等	同上	承载力、斜面穩定、壓縮特性、透水性等。

(2) 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

調查種類		法線方向		法線垂直方向	
		鑽探	探測	鑽探	探測
初步調查	廣範圍地域	300~500m	100~300m	50m	25m
	小範圍地域	50~100m	20~50m		
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	探測	鑽探	探測
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

附註:1.探測有時需要鑽孔，有時不需要鑽孔。

2.表中所示探測之值為不需要鑽孔。

3.需要鑽孔之探測，可採用鑽探欄內之數值。

(3) 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結構物之型式及規模大小而異，規模較小之結構物或淺基礎結構，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。

大型結構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，調查深度應達因結構物載重所產生之垂直應力增量少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 1.0 公尺以上，證實確為岩質為止。

(4)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。

9.2.2 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 9-2.2 所示者，係以調查目的為區分之調查方法及調查內容。

表 9-2.2 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	基層深度 軟弱層厚度 層次
承载力 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	單軸壓縮強度 q_u 剪力強度 τ_f 內摩擦角 ϕ 相對密度 D_r
壓縮特性	不擾動土壤取樣	壓密係數 C_v 體積壓縮係數 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 γ_{dmax} 最佳含水量 ω_{opt} CBR
分類特性	不擾動土壤取樣	總單位體積重量 γ_t 含水量 ω 土粒比重 G_s 塑性指數 W_L 、 W_P

9.3 土壤物理性質

9.3.1 概要

土壤物理性質包括土壤單位體積重量、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。

9.3.2 土壤單位體積重量

1. 概要

土壤單位體積重量，不論粘性土或砂質土皆應從現場採取土樣，於試驗室測定之。

2. 土壤總單位體積重量

土壤總單位體積重量(當地密度， γ_t)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。

$$\gamma_t = \frac{G_s + S_r \cdot e}{1+e} \gamma_w = \frac{1+\omega}{1+e} \gamma_w \cdot G_s \quad (9-3.1)$$

式中

γ_t ：土壤總單位體積重量(kN/m³)

G_s ：土粒比重

e ：孔隙比

S_r ：飽和度

ω ：含水量

γ_w ：單位體積水之重量(kN/m³)

3. 土壤乾單位體積重量

土壤乾單位體積重量(乾密度， γ_d)，係僅考慮單位體積內土粒本身之重量，即(9-3.1)式中 $\omega=0$ 或 $S_r=0$ ，其可由下式計算之。

$$\gamma_d = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1+e} \quad (9-3.2)$$

式中

γ_d ：土壤乾單位體積重量(kN/m³)

G_s ：土粒比重

γ_w ：單位體積水之重量(kN/m³)

含水土壤單位體積重量 γ_t 與土壤乾密度 γ_d 之關係，如下式所示。

$$\gamma_d = \frac{\gamma_t}{1 + \omega} \quad (9-3.3)$$

式中

γ_d ：乾燥土壤單位體積重量(kN/m³)

γ_t ：含水土壤單位體積重量(kN/m³)

ω ：含水量

4. 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， γ')，係將土粒孔隙中之水達到飽和，即(9-3.1)式中 $S_r=1$ ，並將浮力加入考慮之，其可由下式計算之。

$$\gamma' = \frac{G_s - 1}{1 + e} \gamma_w \quad (9-3.4)$$

式中

γ' ：水中土壤單位體積重量(kN/m³)

G_s ：土粒比重

γ_w ：單位體積水之重量(kN/m³)

e ：孔隙比

5. 相對密度

砂質土之鬆緊狀況，可以下式相對密度(D_r)之方法表示之。

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{\gamma_d - \gamma_{d \min}}{\gamma_{d \max} - \gamma_{d \min}} \cdot \frac{\gamma_{d \max}}{\gamma_d} \quad (9-3.5)$$

式中，

D_r ：相對密度(%)

e_{\max} ：土壤在最鬆狀態之孔隙比

e_{\min} ：土壤在最緊密狀態之孔隙比

e ：土樣(試體)之孔隙比

$\gamma_{d\max}$ ：土壤在最緊密狀態之乾密度(kN/m^3)

$\gamma_{d\min}$ ：土壤在最鬆狀態之乾密度(kN/m^3)

γ_d ：土壤之乾密度(kN/m^3)

9.3.3 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 9-3.1 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]。

9.3.4 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。

$$k = \frac{q}{iA} \quad (9-3.6)$$

式中

k ：透水係數(cm/s)

q ：單位時間內流動於土層中之水量(cm^3/s)

i ：水力坡降(Hydraulic Gradient) $i=h/L$

h ：損失水頭(cm)

L ：滲流流路長度(cm)

A ：斷面積(cm^2)

表 9-3.1 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	
粗顆粒土壤(停留在 75 μm 篩者, 超過 50%)	礫石(粗顆粒停留在 4.75mm 篩者超過 50%)	純礫石(細顆粒少於 5% ⁽⁴⁾)	$C_u \geq 4$ 且 $1 \leq C_u \leq 3$	GW	級配良好礫石 ⁽⁶⁾	
			$C_u < 4$ 且 $1 > C_u > 3$	GP	級配不良礫石 ⁽⁶⁾	
		含細顆粒之礫石(細顆粒少於 12% ⁽⁴⁾)	細顆粒歸類於 ML 或 MH	GM	粉土質礫石 ⁽⁶⁾⁽⁷⁾⁽⁸⁾	
			細顆粒歸類於 CL 或 CH	GC	黏土質礫石 ⁽⁶⁾⁽⁷⁾⁽⁸⁾	
	砂(粗顆粒通過在 4.75mm 篩者超過 50%)	細砂(細顆粒少於 5% ⁽⁵⁾)	$C_u \geq 6$ 且 $1 \leq C_u \leq 3$	SW	級配良好砂 ⁽⁹⁾	
			$C_u < 6$ 且 $1 > C_u > 3$	SP	級配不良砂 ⁽⁹⁾	
		具有細顆粒之砂(細顆粒少於 12% ⁽⁵⁾)	細顆粒歸類於 ML 或 MH	SM	粉土質砂 ⁽⁷⁾⁽⁸⁾⁽⁹⁾	
			細顆粒歸類於 CL 或 CH	SC	黏土質砂 ⁽⁷⁾⁽⁸⁾⁽⁹⁾	
細顆粒土壤(通過在 75 μm 篩者, 超過 50%)	粉土與黏土(液性限度小於 50%)	無機質土壤	$PI \geq 7$ 且在 'A' 線或其上方 ⁽¹⁰⁾	CL	低塑性黏土 ⁽¹¹⁾⁽¹²⁾⁽¹³⁾	
			$PI > 4$ 或在 'A' 線下方 ⁽¹⁰⁾	ML	粉土 ⁽¹¹⁾⁽¹²⁾⁽¹³⁾	
		有機質土壤	$\frac{\text{液性限度(烘乾)}}{\text{液性限度(未經烘乾)}} < 0.75$		OL	有機質黏土 ⁽¹¹⁾⁽¹²⁾⁽¹³⁾⁽¹⁴⁾ 有機質粉土 ⁽¹¹⁾⁽¹²⁾⁽¹³⁾⁽¹⁵⁾
			粉土與黏土(液性限度 50% 以上)	無機質土壤	PI 位於 'A' 線或其上方	CH
	PI 位於 'A' 線下方	MH			彈性粉土 ⁽¹¹⁾⁽¹²⁾⁽¹³⁾	
	有機質土壤	$\frac{\text{液性限度(烘乾)}}{\text{液性限度(未經烘乾)}} < 0.75$		OH	有機質黏土 ⁽¹¹⁾⁽¹²⁾⁽¹³⁾⁽¹⁶⁾ 有機質粉土 ⁽¹¹⁾⁽¹²⁾⁽¹³⁾⁽¹⁷⁾	
		含有大量有機物質, 暗色, 有機質味道		PT	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 75 μm 篩之土樣為準

(3) : 若土樣, 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

GW-GM 代表含粉土之級配良好礫石

(5) : 含 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

GW-GM 代表含粉土之級配良好礫石

(6) : 若土樣之砂含量 > 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 > 75 μm 篩之含量在 15~30 之間, 視其砂或礫石含量加註「含砂」或「含礫石」

(12) : 若土樣中 > 75 μm 篩之含量在超過 30%, 且主要之含量為砂, 在分類名稱前加註「砂質」

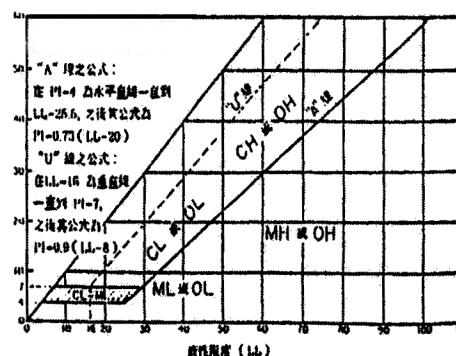
(13) : 若土樣中 > 75 μm 篩之含量在超過 30%, 且主要之含量為礫石, 在分類名稱前加註「礫石質」

(14) : $PI \geq 4$ 且座標值位於「A」線或其上方

(15) : $PI < 4$ 且座標值位於「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



9.4 土壤工程性質

9.4.1 彈性常數(Elastic Constants)

1. 概要

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。

2. 變形模數

變形模數於現場，可採下述之試驗方法求得。

- 平板載重試驗
- CBR 試驗
- 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 9-4.1 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 E_{50} 之估算值，可以下式求得。

$$\left. \begin{aligned} E_i &= 210C_u \\ E_s(E_{50}) &= 180C_u \end{aligned} \right\} \quad (9-4.1)$$

式中

E_i ：初期正切係數(kN/cm²)

$E_s(E_{50})$ ：正割係數(kN/cm²)

C_u ：依不壓密不排水剪力試驗求得之土壤視凝聚力(Apparent cohesion)(kN/cm²)

(9-4.1)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。

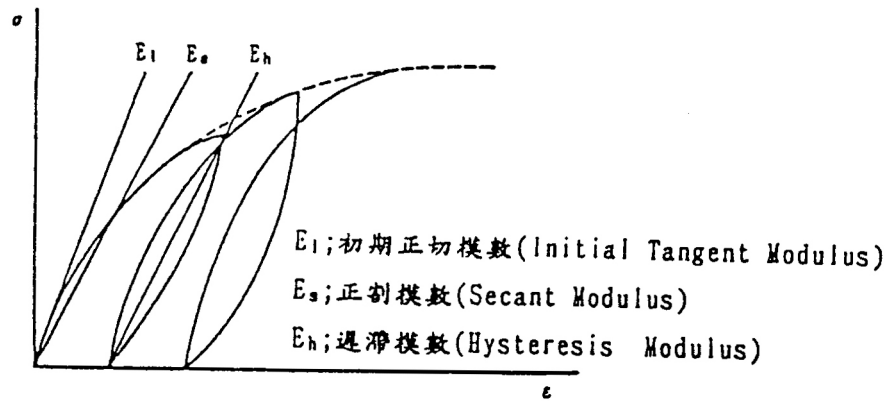


圖 9-4.1 變形模數之種類

3. 波森比

波森比 (Poisson's Ratio, ν) 之求法，目前雖然有許多方法，但尚無明確之試驗方法。

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，建議 ν 值為 $1/3 \sim 1/2$ 。

9.4.2 壓密特性

1. 概要

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。

2. 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_v)，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_v)，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。

3. 壓密沉陷量

對一體積壓縮係數為 m_v 之土壤而言，其壓密沉陷量可依下式計算。

$$S = m_v \cdot \Delta P \cdot h \quad (9-4.2)$$

式中

S ：壓密沉陷量(cm)

m_v ：體積壓縮係數(cm^2/kN)

ΔP ：壓力增加量(kN/cm^2)

h ：壓密土層厚度(cm)

體積壓縮係數 m_v ，隨壓密壓力之增加而減少，在正常壓密狀態下，如將 P 與 m_v 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(9-4.2)式求壓密沉陷量時， m_v 之值採用 $(P_0 + 0.5 \Delta P)$ 點之 m_v 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 P_0 壓力壓密，而孔隙比為 e_0 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。

$$S = h \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \quad (9-4.3)$$

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粘土，惟對不飽和之土壤，如可先求出如圖 9-4.2 所示之 e - $\log(p)$ 曲線，亦可利用(9-4.3)式計算其壓密沉陷量。

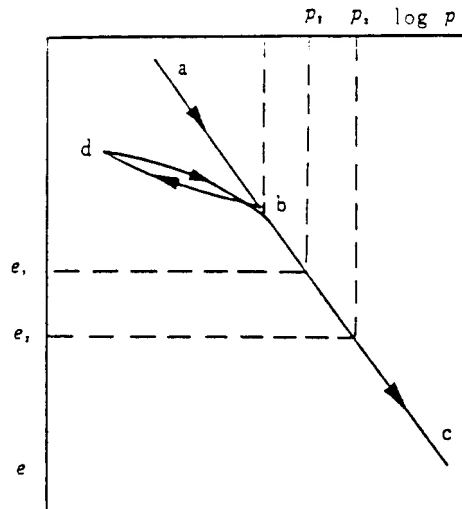


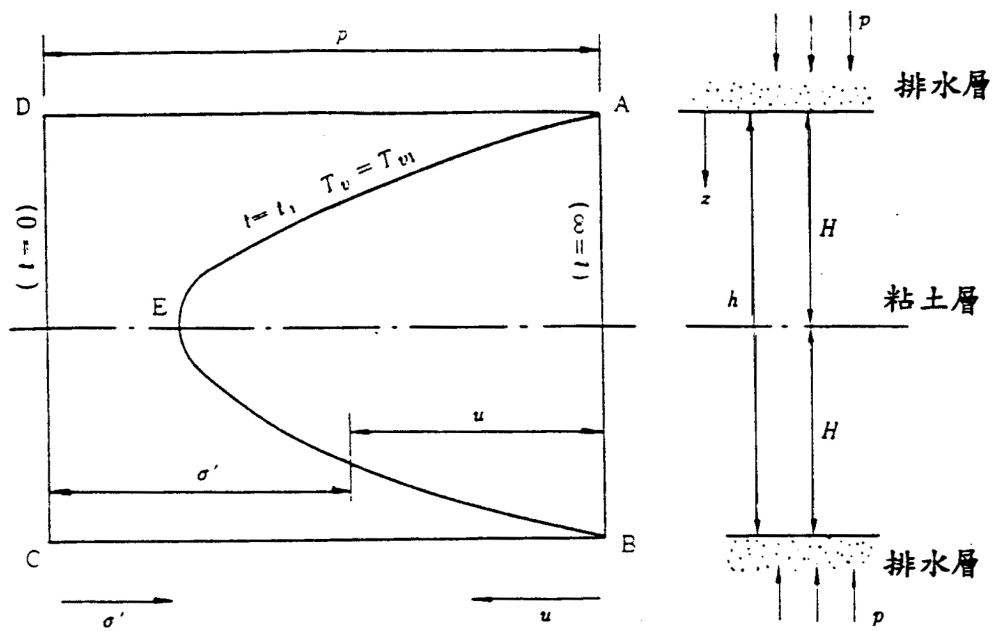
圖 9-4.2 壓力與孔隙比關係圖

4. 沉陷速度

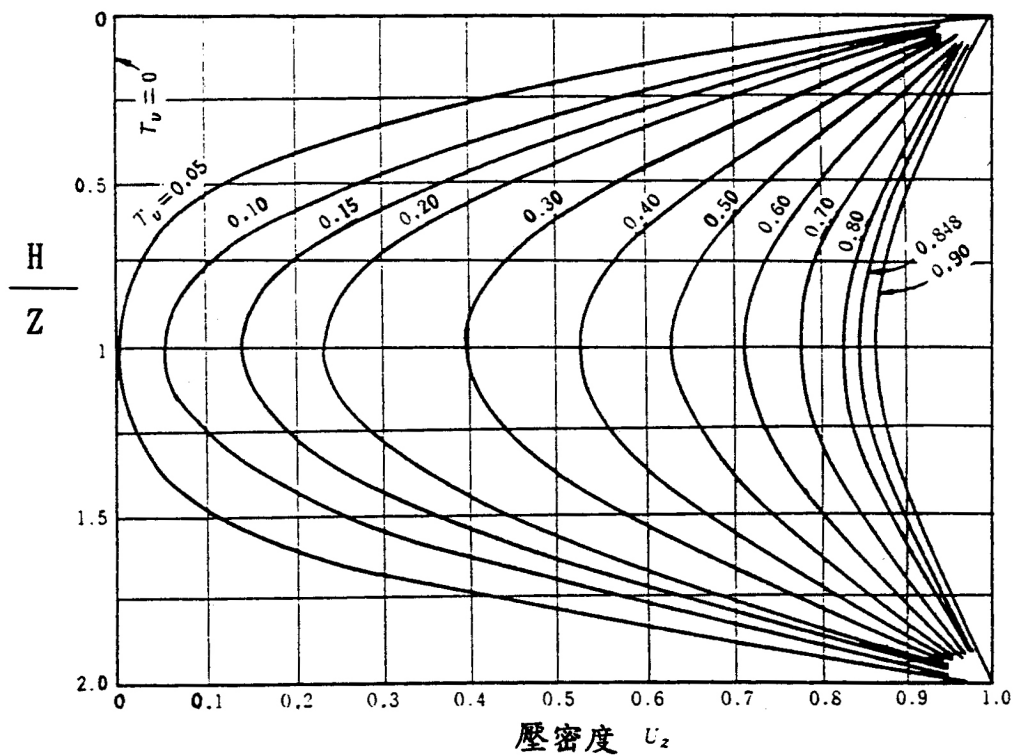
飽和粘土如在不排水狀況下，加以壓力 P 時，則其內部將增加與 P 相等之孔隙水壓。在壓密開始時，其孔隙水壓 u 則隨著時間而減少，同時土壤顆粒間之應力(有效應力， σ') 則增加，然所增加之孔隙水壓 u 與所增加之顆粒間應力 σ' 之和，經常保持與載重壓力 P 相等。即

$$P = \sigma' + u \quad (9-4.4)$$

厚度為 h 之粘土層上下兩面，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 9-4.3(a) 所示。即壓密開始時($t=0$)， $u=P$ ， $\sigma'=0$ ，即圖 9-4.3(a) DC 線所示之狀態。壓密完成時($t=\infty$)， $u=0$ ， $\sigma'=P$ ，即圖 9-4.3(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 9-4.3(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



(a) 孔隙水壓之深度分佈



(b) 壓密等時線

圖 9-4.3 壓密之進行狀態

Consolidation)。由圖 9-4.3(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 $t \rightarrow \infty$ 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 T_v 表示之。時間因數 T_v 與實際時間 t 之關係以下式表示之。

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} \quad (9-4.5)$$

式中

T_v ：時間因數

C_v ：壓密係數(cm^2/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 9-4.3(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 9-4.4 所示。

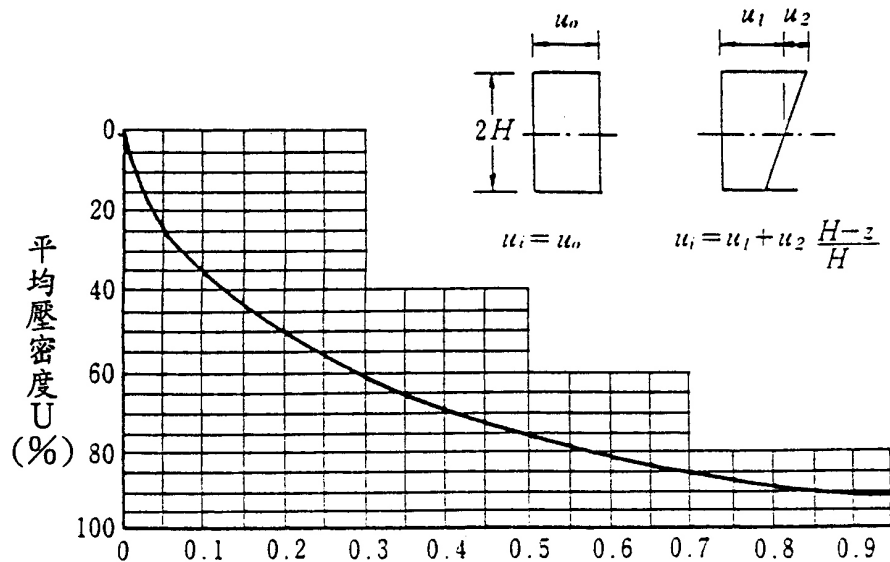


圖 9-4.4 平均壓密度與時間係數之關係

9.4.3 土壤之剪力特性

1. 概要

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。

2. 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。

$$\left. \begin{aligned} \tau_f &= (\sigma - u) \tan \phi' \\ \tau_f &= (\sigma - u) \tan \phi_d \end{aligned} \right\} \quad (9-4.6)$$

式中，

τ_f ：土壤剪力強度(kN/m²)

σ ：剪力面上之垂直應力(kN/m²)

u ：孔隙水壓(kN/m²)

ϕ' ：有效應力之內摩擦角(°)

ϕ_d ：在排水試驗時之內摩擦角(°)

3. 粘性土壤剪力強度

在此所謂粘性土壤，係指依顆粒分析，砂之含量低於 80%。粘性土壤剪力強度可依下式計算之。

$$\tau_f = C_u \quad (9-4.7)$$

式中，

τ_f ：土壤剪力強度(kN/m²)

C_u ：非壓密不排水試驗所求得之土壤凝聚力(kN/m²)

當土壤中粘土(Clay)與沉泥(Silt)含量高於 40%時，其具有凝聚性質；當土壤中砂之含量介於 60~80%時，其土壤特性尚有許多不明瞭之處，但在此亦將其視為粘土(Clay)。粘土之剪力強度可依下式計算之。

$$\tau_f = C_u = \frac{q_u}{2} \quad (9-4.8)$$

式中

τ_f ：土壤剪力強度(kN/m²)

C_u ：非壓密不排水試驗所求得之土壤凝聚力(kN/m²)

q_u ：單軸壓縮強度(kN/m²)

由非壓密不排水試驗所求得之凝聚力 C_u (kN/m²)，在粘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(ϕ_u)。

9.4.4 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，震度法詳本篇第九章，其係將地震力以靜態慣性力，作用於基礎及結構物，從力之平衡觀點檢討結構物安定之方法。而動態設計法，則是計算地震作用時，基礎外地盤及結構物基礎之加速度、速度、位移等，以檢討基礎及結構物安定之方法。

2. 動態強度特性

土壤承受動態外力時，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。港灣結構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。

9.5 N值

9.5.1 概要

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

9.5.2 適用範圍

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，惟對軟弱粘土及 10mm 以上砂礫，在判別土性方面的精度較差。

9.5.3 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：

- 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。

- 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。

- 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。

- 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。

- 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。

9.5.4 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 9-5.1 及 9-5.2 所示之關係。

表 9-5.1 砂質土之 N 值與 D_r ， ϕ 之關係

N 值	相對密度(D_r)	內 摩 擦 角 (ϕ)	
		Peck	Meyerhof
0 ~ 4	0 ~ 0.2	28.5° 以下	30° 以下
4 ~ 10	0.2 ~ 0.4	28.5° ~ 30°	30° ~ 35°
10 ~ 30	0.4 ~ 0.6	30° ~ 36°	35° ~ 40°
30 ~ 50	0.6 ~ 0.8	36° ~ 41°	40° ~ 45°
50 以上	0.8 ~ 1	41° 以上	45° 以上

註：有關表中 Meyerhof ϕ 值說明如下：

- ① ϕ 之下限值：對均勻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 ϕ 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 9-5.2 砂質土之 N 值與 ϕ 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。

$$N' = \frac{N-15}{2} + 15 \quad (9-5.1)$$

式中

N：實測 N 值(N>15)

N'：修正 N 值

第十章 耐震設計

10.1 耐震設計之目標

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

1. 中小度地震：為回歸期約 30 年的地震，其 50 年超越機率約為 80% 左右，因為結構在此使用年限中遭遇中小度地震的機率甚高，因此要求結構物在此地震水平下結構物維持在彈性限度內，地震過後，結構物主體沒有任何損壞。對剛性結構物如重力式碼頭而言，在 30 年回歸期之地震發生時，不得產生滑動、傾覆，亦不得產生結構體強度與基礎承载力不足之任何破壞。
2. 設計地震：為回歸期 475 年之地震，其 50 年超越機率為 10% 左右。在此地震水平下結構物不得產生嚴重損壞，造成嚴重的人命及財產損失，具韌性材料之構造物，其結構物產生的韌性比不得超過其容許韌性容量。各類碼頭在回歸期 475 年之地震發生時，在不影響主要使用功能且其損壞得以在短時間內修護的前提下，其容許損壞程度表示如表 10-1.1。
3. 最大考量地震：為回歸期 2500 年之地震，其 50 年超越機率為 2% 左右。設計目標為在此強烈地震下結構主體不致產生崩塌，在此設計目標下韌性結構物允許使用之韌性可達到其韌性容量。在配合動力分析的情況下，針對特殊耐震與高重要性碼頭結構，其在 2500 年回歸期之地震作用下，最大容許破壞值不得高於上述 475 年回歸期地震作用下之設計水平。

表 10-1.1 各型碼頭在 475 年回歸期地震作用下最大容許值

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

10.2 非剛性構造物之設計地震力

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：

$$V = \frac{S_{aD} I}{1.4\alpha_y F_u} W \quad (10-2.1)$$

於(10-2.1)式中 $\frac{S_{aD}}{F_u}$ 得依(10-2.2)式修正，修正後命為 $\left[\frac{S_{aD}}{F_u} \right]_m$ 如下：

$$\left[\frac{S_{aD}}{F_u} \right]_m = \begin{cases} \frac{S_{aD}}{F_u} & ; \frac{S_{aD}}{F_u} \leq 0.3 \\ 0.52 \frac{S_{aD}}{F_u} + 0.144 & ; 0.3 < \frac{S_{aD}}{F_u} < 0.8 \\ 0.70 \frac{S_{aD}}{F_u} & ; \frac{S_{aD}}{F_u} \geq 0.8 \end{cases} \quad (10-2.2)$$

則

$$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left[\frac{S_{aD}}{F_u} \right]_m W \quad (10-2.3)$$

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 ：結構物全部靜載重。

α_y ：起始降伏地震力放大倍數。

F_u ：結構系統地震力折減係數。

其中，工址設計水平譜加速度係數值 S_{ad} 將隨著工址地盤種類與所在區域不同而有所調整。此外，對於整體結構之設計地震力而言，除了考量上述近斷層效應之影響外，亦須納入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之考量，尤其是針對所謂近斷層區域的工址而言。

10.2.1 概要

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

10.2.2 震區水平譜加速度係數

震區短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 S_S^D 與 S_1^D 分別代表工址所屬震區在堅實地盤下，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_S^M 與 S_1^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，地震回歸期為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%超越機率之均佈危害度分析訂定，地震回歸期為2500年。其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 之分布概況，如表10-2.1所示。

10-2.1(a) 臨海鄉鎮之 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
台北縣	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	
	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	
基隆市	中正區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	仁愛區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	中山區	0.6	0.35	0.8	0.5	
宜蘭縣	蘇澳鎮	0.8	0.45	1	0.55	
	頭城鎮	0.8	0.45	0.9	0.55	
	礁溪鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	壯圍鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	五結鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	南澳鄉	0.8	0.45	1	0.55	
桃園縣	蘆竹鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	大園鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	新屋鄉	0.6	0.3	0.8	0.45	
	觀音鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
新竹縣	竹北市	0.7	0.35	0.9	0.5	
	新豐鄉	0.6	0.35	0.8	0.45	
新竹市	北區*	0.7	0.35	0.9	0.7	
	香山區	0.7	0.4	0.9	0.7	
苗栗縣	苑裡鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	通霄鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	竹南鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	後龍鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	造橋鄉	0.8	0.45	1	0.55	獅潭與神卓山斷層
台中縣	大甲鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	清水鎮	0.8	0.45	1	0.55	屯子腳斷層
	梧棲鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	大安鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	龍井鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層

縣市	鄉鎮市區	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M	臨近之斷層
彰化縣	鹿港鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	線西鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	伸港鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	福興鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	芳苑鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	大城鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
雲林縣	麥寮鄉	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	
	口湖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
嘉義縣	布袋鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	東石鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
台南縣	七股鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	將軍鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	北門鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
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	
高雄縣	林園鄉	0.5	0.3	0.7	0.45	
	茄萣鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	永安鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	彌陀鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	梓官鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
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	
	左營區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	楠梓區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	苓雅區	0.5	0.35	0.7	0.5	
	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	
屏東縣	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	
	佳冬鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	

縣市	鄉鎮市區	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M	臨近之斷層
	車城鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	滿州鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	枋山鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	獅子鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	牡丹鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
澎湖縣	馬公市	0.5	0.3	0.7	0.4	
	西湖鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	白沙鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	西嶼鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	望安鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
台東縣	台東市	0.8	0.45	1	0.55	
	成功鎮	0.8	0.45	1	0.55	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
	長濱鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	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	
花蓮縣	花蓮市	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	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
	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
金門與馬祖地區		0.5	0.3	0.7	0.4	

10-2.1(b) 臨海且鄰近斷層鄉鎮之 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
苗栗縣	苑裡鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	通霄鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	造橋鄉	0.8	0.45	1	0.55	獅潭與神卓山斷層
台中縣	大甲鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	清水鎮	0.8	0.45	1	0.55	屯子腳斷層
	梧棲鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	大安鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	龍井鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
台南市	安南區	0.7	0.4	0.9	0.55	新化斷層
台東縣	成功鎮	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	東河鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	長濱鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
花蓮縣	花蓮市	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	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
	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

10.2.3 工址水平譜加速度係數

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：

$$S_{DS} = F_a S_S^D \quad S_{MS} = F_a S_S^M \quad (10-2.4)$$

$$S_{D1} = F_v S_1^D \quad S_{M1} = F_v S_1^M$$

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 或 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 或 S_1^M) 而改變，可分別由表 10-2.2(a) 與 10-2.2(b) 求得工址放大係數 F_a 與 F_v 。

表 10-2.2(a) 短週期結構之工址放大係數 F_a (線性內插求值)

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

表 10-2.2(b) 長週期結構之工址放大係數 F_l (線性內插求值)

地盤分類	震區一秒週期水平譜加速度係數 S_1 (S_1^D 或 S_1^M)				
	$S_1 \leq 0.30$	$S_1 = 0.35$	$S_1 = 0.40$	$S_1 = 0.45$	$S_1 \geq 0.50$
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1
第三類地盤	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4

地盤之分類可依表 10-2.3 以工址地表面下 30 公尺之土層平均特性決定之。

表 10-2.3 地盤分類表

地盤種類	\bar{V}_s (m/sec)	\bar{N} 或 \bar{N}_{CH}	\bar{S}_u (N/cm^2)
第一類地盤(堅實地盤)	$\bar{V}_s \geq 360$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u > 10.2$
第二類地盤(普通地盤)	$180 \leq \bar{V}_s \leq 306$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$5.1 \leq \bar{S}_u \leq 10.2$
第三類地盤(軟弱地盤)	$\bar{V}_s < 180$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 5.1$

工址地表面下 30 公尺之土層平均剪力波速 \bar{V}_s 依下列公式計算：

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n d_i / V_{si}} \quad (10-2.5a)$$

其中， d_i 為第 i 層土層之厚度(m)，滿足 $\sum_{i=1}^n d_i = 30m$ 。 V_{si} 為第 i

層土層之平均剪應力波速(m/sec)。

工址地表面下 30 公尺內之土層平均標準貫入試驗 \bar{N} 值依下列公式計算：

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n (d_i/N_i)} \quad (10-2.5b)$$

其中 N_i 為各土層之標準貫入試驗 N 值，但不得大於 100。

\bar{N}_{CH} 為砂質土壤(塑性指數 $PI < 20$)之土層的標準貫入試驗 N 值，依下列公式計算：

$$\bar{N}_{CH} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^m (d_{si}/N_{CHi})} \quad (10-2.5c)$$

其中 d_s 為地表面下 30 公尺內所有砂質土層的厚度總合； N_{CHi} 為各砂質土層之標準貫入試驗 N 值，但不得大於 100。

\bar{s}_u 為黏質土層(塑性指數 $PI \geq 20$)的平均不排水剪力強度，依下列公式計算：

$$\bar{s}_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^m (d_{ci}/s_{ui})} \quad (10-2.5d)$$

式中 d_c 為地表面下 30 公尺內所有黏質土層的厚度總合； s_{ui} 為各黏質土層之不排水剪力強度 s_u ，但不得大於 25.5N/cm^2 。

對於同一地盤，若採用(10-2.5c)與(10-2.5d)式計算所得結果不同時，則應取保守之結果為設計用地盤。

10.2.4 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 10-2.4 所列，而屬近斷層區域之設計地震力調整因子呈如表 10-2.5(i)至表 10-2.5(v)所列。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：

$$S_{DS} = 0.8F_a N_A \quad ; \quad S_{MS} = 1.0F_a N_A \quad ; \quad N_A \geq 1.0 \quad (10-2.6)$$

$$S_{D1} = 0.45F_v N_v \quad ; \quad S_{M1} = 0.55F_v N_v \quad ; \quad N_v \geq 1.0 \quad (10-2.7)$$

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，依本節規定計算，但採水平譜加速度係數 $0.8N_A$ (或 $1.0N_A$) 與 $0.45N_v$ (或 $0.55N_v$) 配合表 10-2.2(a) 與 10-2.2(b) 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 10-2.5(A) 至表 10-2.5(E) 所列。

本小節之規範所訂定者，包括獅潭斷層、神卓山斷層、屯子腳斷層、車籠埔斷層、新化斷層與花東斷層(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 10-2.4 中央地質調查所調查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. 獅潭斷層 神卓山斷層	逆斷層	15 公里 5 公里	M7.1 (1935.04.21)
2. 屯子腳斷層	右移兼逆斷層	7 公里	M7.1 (1935.04.21)
3. 車籠埔斷層	逆斷層	105 公里	M7.3 (19910.010.21)
4. 新化斷層	右移逆斷層	6 公里	M6.3 (1946.12.05)
5. 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)

表 10-2.5(A) 近車籠埔斷層調整因子 N_A 與 N_V

(a)設計地震之調整因子

N_A	$r \leq 2km$	$2km < r \leq 5km$	$5km < r \leq 8km$	$8km < r \leq 12km$	$r \geq 12km$
	1.23	1.16	1.07	1.03	1.00
N_V	$r \leq 2km$	$2km < r \leq 5km$	$5km < r \leq 8km$	$8km < r \leq 12km$	$r \geq 12km$
	1.36	1.32	1.22	1.10	1.00

(b)最大考量地震之調整因子

N_A	$r \leq 2km$	$2km < r \leq 5km$	$5km < r \leq 8km$	$8km < r \leq 12km$	$r \geq 12km$
	1.25	1.20	1.10	1.03	1.00
N_V	$r \leq 2km$	$2km < r \leq 5km$	$5km < r \leq 8km$	$8km < r \leq 12km$	$r \geq 12km$
	1.50	1.45	1.30	1.15	1.00

表 10-2.5(B) 近獅潭與神卓山斷層調整因子 N_A 與 N_V

(a)設計地震之調整因子

N_A	$r \leq 2km$	$2km < r \leq 5km$	$5km < r \leq 8km$	$r \geq 8km$
	1.28	1.20	1.10	1.00
N_V	$r \leq 2km$	$2km < r \leq 5km$	$5km < r \leq 8km$	$r \geq 8km$
	1.33	1.27	1.10	1.00

(b)最大考量地震之調整因子

N_A	$r \leq 2km$	$2km < r \leq 5km$	$5km < r \leq 8km$	$r \geq 8km$
	1.26	1.18	1.05	1.00
N_V	$r \leq 2km$	$2km < r \leq 5km$	$5km < r \leq 8km$	$r \geq 8km$
	1.42	1.32	1.15	1.00

表 10-2.5(C) 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_A	$r \leq 2km$	$2km < r \leq 5km$	$5km < r \leq 10km$	$r \geq 10km$
	1.28	1.20	1.10	1.00
N_V	$r \leq 2km$	$2km < r \leq 5km$	$5km < r \leq 10km$	$r \geq 10km$
	1.31	1.25	1.15	1.00

(b)最大考量地震之調整因子

N_A	$r \leq 2km$	$2km < r \leq 5km$	$5km < r \leq 10km$	$r \geq 10km$
	1.26	1.17	1.05	1.00
N_V	$r \leq 2km$	$2km < r \leq 5km$	$5km < r \leq 8km$	$r \geq 10km$
	1.42	1.32	1.15	1.00

表 10-2.5(D) 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_A	$r \leq 2km$	$2km < r \leq 5km$	$r \geq 5km$
	1.23	1.06	1.00
N_V	$r \leq 2km$	$2km < r \leq 5km$	$r \geq 5km$
	1.15	1.05	1.00

(b)最大考量地震之調整因子

N_A	$r \leq 2km$	$2km < r \leq 5km$	$r \geq 5km$
	1.29	1.10	1.00
N_V	$r \leq 2km$	$2km < r \leq 5km$	$r \geq 5km$
	1.30	1.15	1.00

表 10-2.5(E) 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

(a)設計地震之調整因子

N_A	$r \leq 2km$	$2km < r \leq 5km$	$5km < r \leq 8km$	$8km < r \leq 12km$	$r \geq 12km$
	1.42	1.37	1.28	1.14	1.00
N_V	$r \leq 2km$	$2km < r \leq 5km$	$5km < r \leq 8km$	$8km < r \leq 12km$	$r \geq 12km$
	1.58	1.53	1.38	1.20	1.00

(b)最大考量地震之調整因子

N_A	$r \leq 2km$	$2km < r \leq 5km$	$5km < r \leq 8km$	$8km < r \leq 12km$	$12km < r \leq 15km$	$r \geq 15km$
	1.32	1.26	1.10	1.02	1.00	1.00
N_V	$r \leq 2km$	$2km < r \leq 5km$	$5km < r \leq 8km$	$8km < r \leq 12km$	$12km < r \leq 15km$	$r \geq 15km$
	1.58	1.48	1.30	1.16	1.05	1.00

10.2.5 工址設計與最大考量水平譜加速度係數

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} ，隨結構物基本震動週期 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} ，隨結構物基本震動週期 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 10-2.6(a)與 10-2.6(b)所示。其中，表 10-2.6(a)與 10-2.6(b)中之短週期與中、長週期的分界 T_D^0 與 T_D^M 分別滿足：

$$T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} ; T_0^M = \frac{S_{M1}}{S_{MS}} \quad (10-2.8)$$

結構物之基本震動週期 T ，單位為秒，主要乃依據交通部”公路橋梁耐震設計規範”中 2.5 節所述方法求取。

表 10-2.6(a) 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
$T \leq 0.2T_0^D$	$0.2T_0^D \leq T \leq T_0^D$	$T_0^D < T \leq 2.5T_0^D$	$2.5T_0^D < T$
$S_{aD} = S_{DS}(0.4 + 3T/T_0^D)$	$S_{aD} = S_{DS}$	$S_{aD} = S_{D1}/T$	$S_{aD} = 0.4S_{DS}$

表 10-2.6(b) 一般工址或近斷層區域之工址最大水平譜加速度係數 S_{aM}

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0^M$	$0.2T_0^M \leq T \leq T_0^M$	$T_0^M < T \leq 2.5T_0^M$	$2.5T_0^M < T$
$S_{aM} = S_{MS}(0.4 + 3T/T_0^M)$	$S_{aM} = S_{MS}$	$S_{aM} = S_{M1}/T$	$S_{aM} = 0.4S_{MS}$

10.2.6 用途係數

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

表 10-2.7 用途係數

結構物之種類	結構物之特性	用途係數
特定	明顯具有 A 結構物之特性 1 至 3 項之情形者。	1.5
A 級	結構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。 負有震災後復健工作之重要任務者。 底層、近岸或岸上埋設或儲存有害或危險物品之管線或結構物，在遭受地震災害時，將可能造成人命或財產之重大損失者。 結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。	1.25
B 級	凡不屬於特定、A 級及 C 級者。	1.0
C 級	特定及 A 級以外之小規模結構物，復舊作業容易進行者。	0.8

10.2.7 起始降伏地震力放大倍數與結構系統地震力折減係數

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，如鋼筋混凝土結構若採用強度設計法設計時， α_y 可取 1.0。若按其他設計方法設計者，應分析決定應採用之 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 值與抵抗地震力之各種結構系統有關。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：

$$\text{一般工址與近斷層區域： } R_a = 1 + \frac{(R-1)}{1.5} \quad (10-2.9)$$

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：

$$F_u = \begin{cases} R_a & ; T \geq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) * \frac{T - 0.6T_0^D}{0.4T_0^D} & ; 0.6T_0^D \leq T \leq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.2T_0^D \leq T \leq 0.6T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) * \frac{T - 0.2T_0^D}{0.2T_0^D} & ; T \leq 0.2T_0^D \end{cases} \quad (10-2.10)$$

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，是以不需再對於不同地盤型式之地震力折減係數 F_u 來做一調整。

10.2.8 中小度地震與最大考量地震之設計地震力

1. 避免中小度地震降伏之設計地震力

為避免韌性較佳之結構物在地震不大時即產生降伏，(10-2.11)式之地震設計最小總橫力不得低於 V^* ：

$$\text{一般工址與近斷層區域：} V^* = \frac{IF_u}{4.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W \quad (10-2.11a)$$

對於屬於 10.2.2 節規定之近斷層區域的震區，採用(10-2.11)式計算 S_{aD} 時不需要考慮近斷層調整因子 N_A 與 N_V 之放大效應，及取 N_A 及 N_V 等於 1.0。

2. 避免最大考量地震崩塌之設計地震力

為避免結構物在最大考量地震下崩塌，(10-2.1)式之地震設計最小總橫力不得低於 V_M ：

$$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W \quad (10-2.11b)$$

$$\text{其中 } \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m = \begin{cases} \frac{S_{aM}}{F_{uM}} & ; \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \leq 0.3 \\ 0.52 \frac{S_{aM}}{F_{uM}} + 0.144 & ; 0.4 < \frac{S_{aM}}{F_{uM}} < 0.8 \\ 0.70 \frac{S_{aM}}{F_{uM}} & ; \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \geq 0.8 \end{cases} \quad (10-2.11c)$$

其中， F_{uM} 為在(10-2.1)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 10.2.2 節規定之近斷層區域的震區，採用(10-2.11b)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。

10.2.9 結構物地震時水體作用之力

水中結構物於地震時，水體作用之力主要為拖曳力及附加質量效應。作用於樁上之曳力與樁體地震時的絕對速度的平方成正比，附加質量則與樁體排開水的質量有關。考慮曳力作用時，結構運動之控制方程式變為非線性，較不易求解。考慮附加質量較應對結構物的地震反應影響較為顯著，不宜忽略，因此建議僅考慮附加質量效應，在水中樁體的節點加上附加質量，其值為樁體排開水的質量乘以附加質量係數 C_m ，一般可取為 1.0。

10.2.10 地震力之分布

參照上述章節所求得之設計地震力 V ，應分佈至結構體各節點上，其值與該節點的重量以及各節點施加與節點重量相同之水平力所產生的位移成正比。其分佈狀態如圖 10-2.1 及 10-2.2 所示。

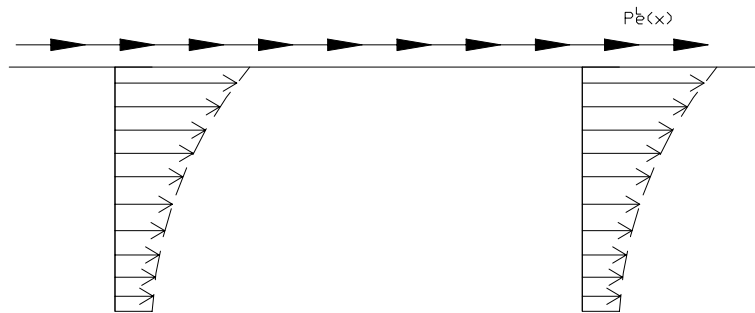


圖 10-2.1 沿面板縱向施加之設計地震力示意圖

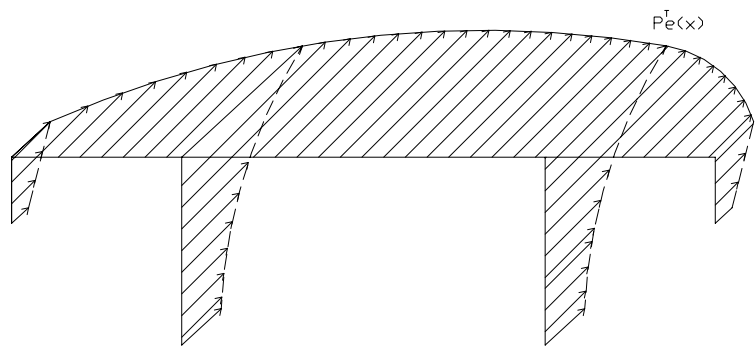


圖 10-2.2 沿面板法線側向施加之設計地震力示意圖

10.3 剛性結構物之設計地震力

在設計地震力的分析方面，對於剛性結構物而言，主要是針對基本振動週期低於 0.06 秒之剛性結構物而訂，除了所屬震區之基本考量外，亦可同時納入鄰近工址斷層之評估，對設計地震力作一較為細部的估算。其先行求出結構位址之設計震度 K_h ，而後再乘以結構本體之靜載重即可求得當地之設計地震力。公式如(10-3.1)式所示：

當結構基本週期趨近於零，參考表 10-2.6，則 $S_{ad} = 0.4S_{DS}$ ；

$$V_h = \frac{S_{ad}IW}{1.2\alpha_y} = \frac{S_{DS}I}{3\alpha_y} \times W = K_h \times W \quad (10-3.1)$$

其中 V 為設計地震力； I 為用途係數； W 為結構物全部之靜載重； α_y 為 921 震後所修正之起始降伏地震力放大倍數； S_{DS} 則為在考量工址地盤特性、可能斷層與震源距離等相關因素分析下所得之工址短週期水平譜加速度係數(如 10.2.3 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 與工址短週期與一秒周期之設計水平譜加速度係數 S_{DS} 與 S_{D1} 而改變。

10.4 垂直地震力

為提升結構物抵抗垂直向地震之能力，垂直地震力應做適當之考量。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 $S_{ad,v}$ 可藉由水平向之設計譜加速度係數 S_{ad} 定義為：

$$\text{一般震區： } S_{ad,v} = \frac{1}{2} S_{ad}$$

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

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

10.5 動力分析方法

剛性結構物之耐震分析與設計，可採用靜力分析方法。非剛性結構物之耐震分析與設計，若結構物具規則性者，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 年回歸週期之地震作用時，結構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，故

從事靜力分析時，宜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，採用多振態反應譜疊加法或歷時分析法，並依據工址現場之條件情況擇一予以進行分析和設計。

10.5.1 概要

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

10.5.2 設計水平加速度反應譜係數

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 $I/(1.4\alpha_y)$ ，但為避免中小度地震時結構物過早降伏，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(10-2.11b)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 $I/(1.4\alpha_y)$ 。

結構物若因主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。其阻尼比異於 5% 阻尼時，可由表 10-5.1 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 。 S_{DS} 與 S_{D1} 之定義與第 10.2 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} ，隨結構物基本振動週期 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}/B_1 而改變，如表 10-5.2 所示。其中，短週期與中週期的分界 T_0 由下式計算：

$$T_0 = \frac{S_{D1}B_S}{S_{DS}B_1} \quad (10-5.1)$$

表 10-5.1 短週期與長週期結構之阻尼比修正係數 B_S 與 B_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

表 10-5.2 一般工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD}

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0$	$0.2T_0 < T \leq T_0$	$T_0 < T \leq 2.5T_0$	$2.5T_0 < T$
$S_{aD} = S_{DS} \left[0.4 + \left(\frac{1}{B_S} - 0.4 \right) \frac{T}{0.2T_0} \right]$	$S_{aD} = \frac{S_{DS}}{B_S}$	$S_{aD} = \frac{S_{D1}}{B_1 T}$	$S_{aD} = \frac{0.4S_{DS}}{B_1}$

10.5.3 結構動力分析模式

動力分析時，結構物之模擬應儘量反映實際情形，因此要力求幾何形狀之模擬、質量分析、構材斷面性質及土壤與基礎結構之互制之模擬能夠準確。

10.5.4 多振態反應譜疊加法

形狀不規則結構物為計及軸向與橫向地震反應具有耦合作用以及高振態之影響者，應採用多振態反應譜疊加法進行動力分析。

所考慮的振態數目應足夠，使軸向與橫向之有效振態質量和均

超過結構物質量之 90%。惟振態數超過 25 個，且振態最短周期小於 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，倘若結構物甚不規則時，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（平方和根號法）。

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：

$$r_a = \left(\sum_{j=1}^N \sum_{k=1}^N S_{jk} r_j r_k \right)^{1/2}$$

$$S_{jk} = \frac{8\sqrt{\xi_j \xi_k} (\xi_j + r \xi_k) r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi_j \xi_k r(1+r^2) + 4(\xi_j^2 + \xi_k^2) r^2}$$

$$r = \frac{w_k}{w_j}$$

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 ξ_j 、 ξ_k 分別為第 j 、 k 振態的阻尼比， w_k 、 w_j 分別為第 k 、 j 振態的圓周頻率。

10.5.5 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 為結構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 $I/(1.4\alpha_y F_u)$ ，但為了避免中小度地震時結構物過早降伏，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，結構物之模擬應儘量反映實際情形，因此要力求幾何形狀之模擬、質量分析、構材斷面性質及土壤與基礎結構之互制之模擬能夠準確。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 $I/(1.4\alpha_y F_u)$ 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：

$$\xi = \begin{cases} 5\% & ; S_{ad}/F_u \leq 0.3 \\ (16S_{ad}/F_u + 0.2)\% & ; 0.3 < S_{ad}/F_u < 0.8 \\ 13\% & ; S_{ad}/F_u \geq 0.8 \end{cases}$$

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 I 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，各方面皆需要能切卻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任性需求是否小於規定之容許韌性容量外，還需要考量結構物構材之韌性需求是否妥當。

10.6 地震時之動土壓

對剛性結構物，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。

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

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

10.7 地震時之動水壓

對剛性結構物，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中，設計震度 K 可取為設計震度 K_h ，即 $K_h = \frac{S_{aD}I}{1.2\alpha_y} \text{ 或 } \frac{S_{DS}I}{3\alpha_y}。$

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

10.8 載重組合

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

地震時港灣結構物所承受的載重，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結構物的安全性。

大地震時結構物的安全性檢核，應採用極限強度設計法才合理。本來各種載重應乘以適當的載重因數後再組合，而載重因數係反映估計此種載重效應的變異性大小。因為影響地震載重效應最主要的因素為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，須考慮下列幾個：

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

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

其中靜載重效應 D 取載重係數 1.2，裝載載重效應 S 取載重係數 0.5，係參照 ANSI/ASCE 規範 [ASCE, 1990]。地震時要考慮的活載重 L，只包括固定式的裝卸機械設備等，且此部份要計入會引致地震力的 W 中。至於裝載載重 0.5S，亦要計入 W 中。

動土壓效應 E，動水壓效應 H，均與工址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。依極限強度設計法檢核結構體的安全性時，由載重組合所得的設計載重 Lu 必須小於或等於設計強度 Sd，而設計強度係標稱強度 Sn 乘以強度折減因數，即：

$$Lu \leq \phi Sn \quad (10-8.1)$$

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

$$q_u \leq \phi q_n \quad (10-8.2)$$

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

$$M_u \leq \phi M_n \quad (10-8.3)$$

事實上，此處 ϕ 的倒數，即為安全係數。

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

10.9 結構物之韌性設計

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

10.9.1 概要

以前述(10-2.2)式計算非剛性結構物之設計地震力 V 時，因已使用結構系統地震力折減係數 F_u 將設計地震力折減，因此結構物應配合進行韌性設計，使其具有預期之韌性容量。

韌性設計有兩個重點，其一要保證塑鉸產生在預定的位置上，且不得在塑鉸成熟發展前發生其他的破壞，如脆性的剪力破壞，因此需以塑鉸成熟產生後之情況，求取構材之設計剪力，以防止剪力破壞的發生（見 10.9.2 節）。在塑鉸能順利產生的情況下，為使結構

物具有良好的韌性容量，塑鉸區應配置圍束箍筋，使其具有良好的曲率韌性及極限塑鉸轉角，如此才能獲得良好的韌性容量（見 10.9.3 節）。

10.9.2 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—彎矩交互作用破壞為止，得當時的標稱彎矩強度 M_n 。就鋼筋混凝土結構言， M_p 可取為 $1.3M_n$ ，此係考慮到實際鋼筋降伏應力高於標稱降伏應力，且在大的應變下鋼筋可能達應變硬化而提高其強度。此外，柱受圍束箍筋之圍束，混凝土之極限抗壓強度與對應之應變亦會提高之故。對鋼管樁而言，塑性彎矩 M_p 可取標稱降伏彎矩強度 M_y 乘以 1.25。

鋼筋混凝土樁之剪力設計，應以樁頂的塑性彎矩 M_p 除以樁頂至反曲點的距離，求出設計剪力。若樁頂與梁係鉸接，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。

10.9.3 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，其韌性設計大致應符合柱之韌性設計要求：

1. 樁之主鋼筋量與全斷面積 A_g 之比值，不得小於 0.01，亦不得大於 0.06。
2. 樁頂若與梁剛接，樁頂主筋之錨定，應使其能發展 $1.25f_y$ 之應力，其中 f_y 為主筋之標稱降伏強度。
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 $0.1f'_c$ 時，塑鉸區混凝土抵抗剪力之能力應視為零，斷面之剪力全由剪力鋼筋承擔之。

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 ρ_s 以下列二式計算，並取大者：

$$\rho_s = 0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[0.5 + 1.25 \frac{P_e}{f'_c A_g} \right] \quad (10-9.1)$$

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[0.5 + 1.25 \frac{P_e}{f'_c A_g} \right] \quad (10-9.2)$$

上列二式算得之大值，不得小於下式：

$$\rho_s = 0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (10-9.3)$$

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：

$$A_{sh} = 0.30ah_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \quad (10-9.4)$$

或

$$A_{sh} = 0.09ah_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[0.5 + 1.25 \frac{P_e}{f'_c A_g} \right] \quad (10-9.5)$$

式中

a : 矩形環箍筋之垂直間距，以 cm 計，但不得大於 15cm。

A_c : 樁心之面積。

A_g : 樁之全斷面積。

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

P_e : 樁產生成熟塑鉸時之軸力，(kN)。

f'_c : 混凝土之規定受壓強度，(kN/cm^2)。

f_{yh} ：螺箍筋或環箍筋之降伏強度，(kN/cm²)。

h_c ：橫箍樁樁心在所考慮方向之尺寸，(cm)。

ρ_s ：環箍筋體積與樁心體積(算至螺箍筋兩外側)之比。

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

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約六分之一，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) 橫向圍束箍筋之間距不得超過 15cm，亦不得超過樁短邊尺寸之四分之一。

(4) 螺箍筋不得在圍束區內塔接，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束區內。主筋之續接可採符合規定之焊接或採用認可之聯接器，惟最多僅容許在某斷面上隔根續接，且相鄰兩根主筋之續接處至少應錯開 60cm 以上。

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 $2.39\sqrt{f'_c}$ 。

第十一章 砂質土壤之液化

11.1 概論

飽和鬆散砂質土壤受地震作用後，使得土體孔隙水壓增加而造成有效應力減少將導致土壤喪失剪力阻抗而呈現液化態狀況，稱為砂質土壤之液化。

當砂質土壤液化後，使得港灣碼頭結構物可能產生傾斜或沉陷而造成災害。因此在結構物設計及施工時，應依照需要考慮基礎地盤發生液化現象之潛能。

液化潛能分析，建議依圖 11-1.1 所示流程進行。

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^[11.1]，茲分述如下：

11.2.1 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 $D_r > 80\%$ 時，將極少發生液化的可能，一般而言當 $D_r < 70\%$ 之砂土，才有可能發生液化。

11.2.2 地表震動強度與延時

地震強度愈大者，即地表加速度愈大，土層剪應力亦即愈大，產生液化可能性愈高。若延時愈久，即地震規模愈大，則產生液化所需的剪應力愈小，亦即延時愈長愈易發生液化。

11.2.3 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。

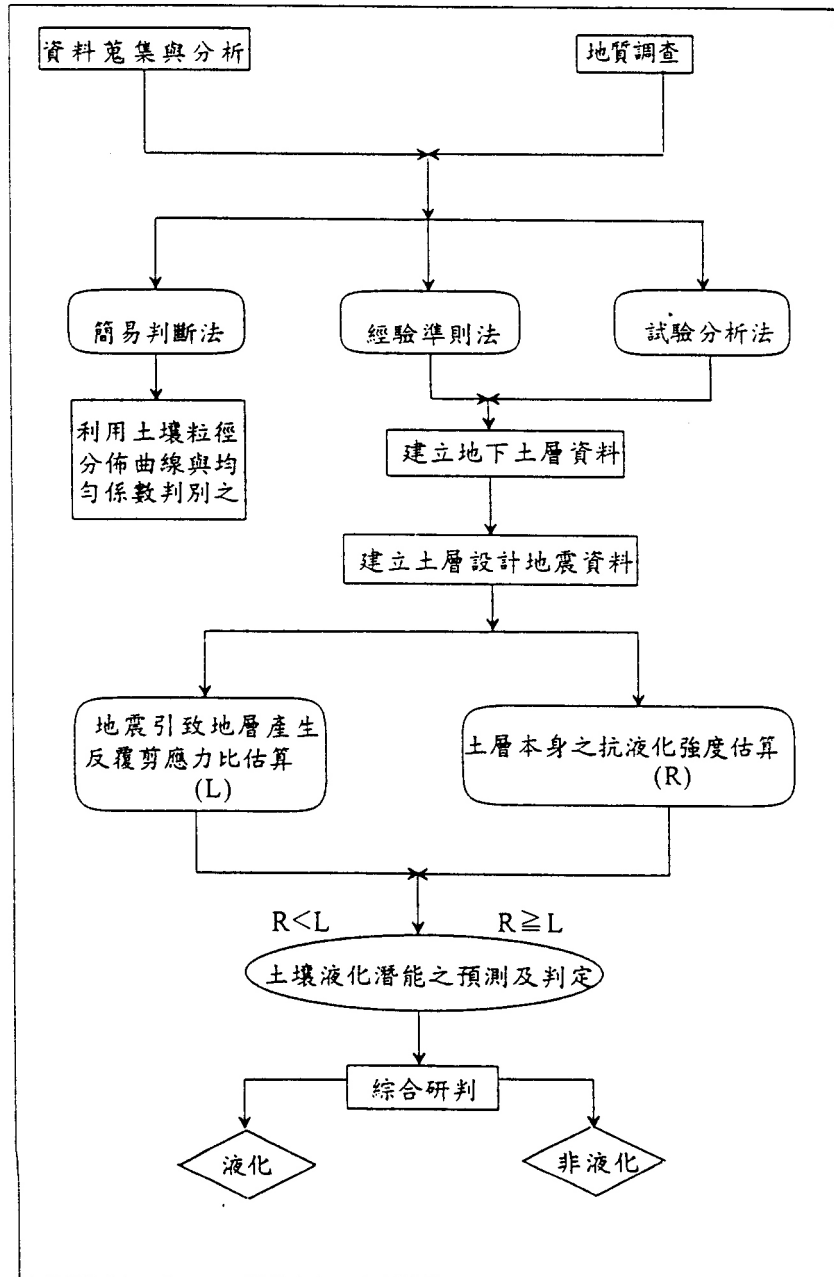


圖 11-1.1 液化潛能分析流程圖

11.2.4 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。

11.2.5 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 D_{50} 表示，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。

11.2.6 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。

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八章之說明及規則外，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。
3. 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。

11.4 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，則土層可能發生液化潛能，需參照本規範所建議之液化評估方式作進一步之分析^[11.2]。

1. 地表下 20m 以內之沖積土層且地下水位在地表下 10m 以內。
2. 過#200 篩細料含量 FC(%) 在 35% 以下。

3. FC(%)在 35%以上，但黏土含量 PC(%)在 12%以下。
4. 塑性指數 PI(%)在 15%以下。

11.5 砂質土壤液化潛能之評估與判定

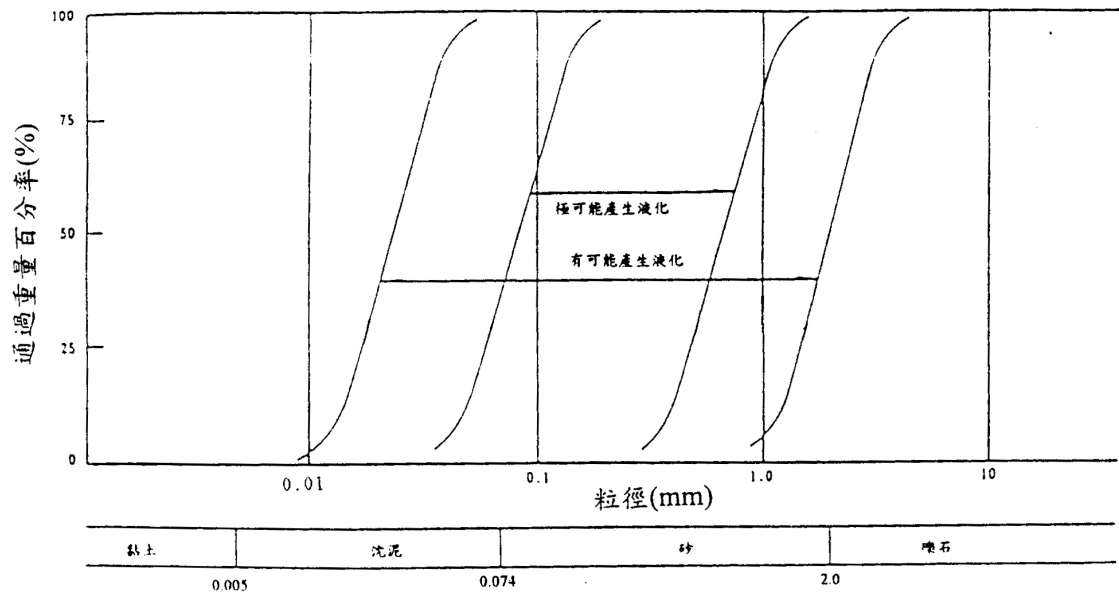
有關砂土層液化分析有多種方法，惟歸納之，不外採取下列三種方法。

1. 簡易判斷法
2. 經驗準則法
3. 試驗分析法

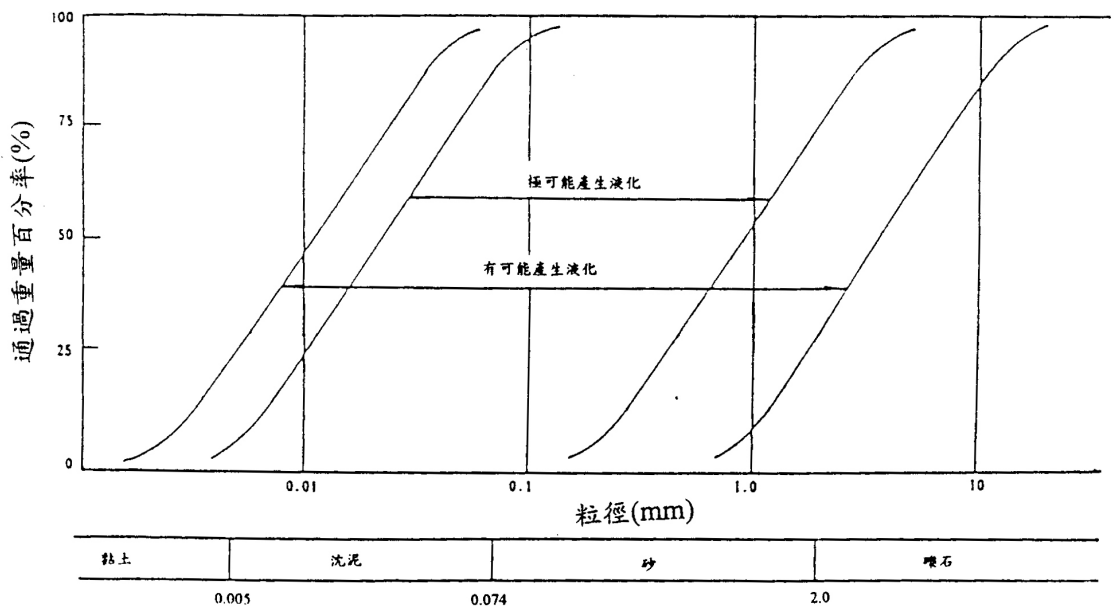
工程師應根據港灣碼頭工程規模及重要性決定較適當之分析方法，若根據經驗法或較簡易的方法推估工地土層有液化潛能時，可採用較精密的液化分析方法再加以檢核確定，若仍有液化之可能時應即進行土層液化防治與處理(詳 11.8 節)。

11.5.1 簡易判斷法

簡易判斷法液化之預測及判定，是依據土壤粒徑分佈進行土壤分類。利用均勻係數 $U_c = D_{60}/D_{10} = 3.5$ 為基準作為分野之依憑，由圖 11-5.1 判別之。



(a) 均勻係數小之土壤($U_c < 3.5$)



(b) 均勻係數大之土壤($U_c \ge 3.5$)

圖 11-5.1 土壤粒徑與土壤液化分析圖

11.5.2 經驗準則法

經驗準則法土壤液化潛能預測及判定方式，是採用現地試驗參數標準貫入試驗打擊數(SPT-N 值)及細料含量作為砂土抗液化強度之預測。本基準參考美國『Seed 液化評估法』^[11.3]作為液化之判定基礎，以供使用。

一般液化之判定均以地震時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 11-5.2 所示。其液化潛能分析評估步驟如下：

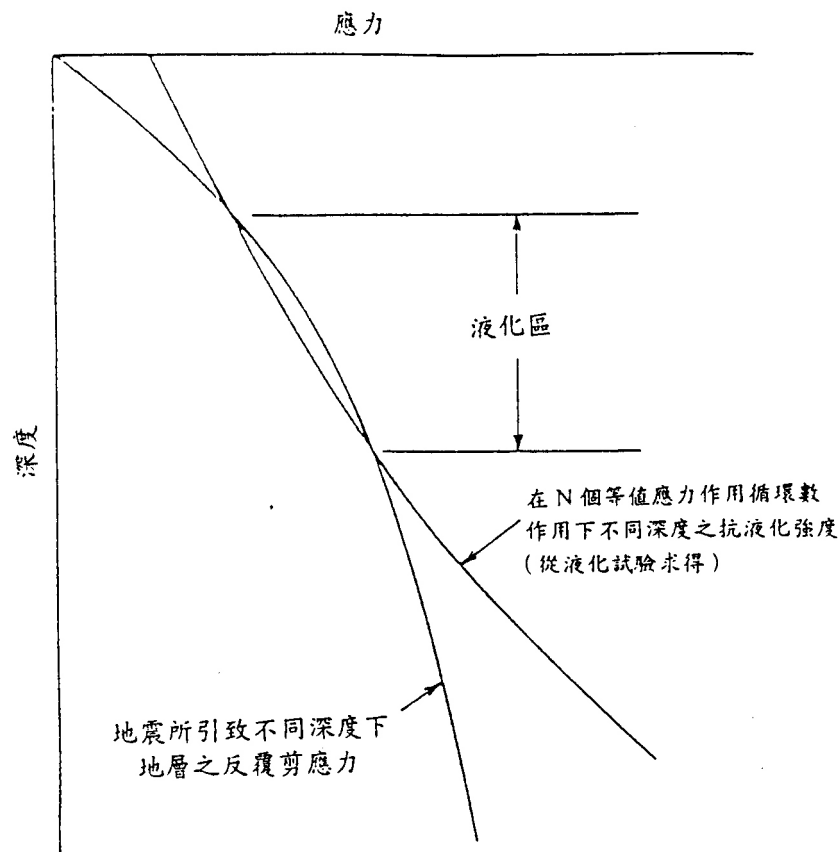


圖 11-5.2 液化潛能判定示意圖

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 $1\text{ft}/\text{ft}^2$ (或 $10\text{N}/\text{cm}^2$) 作為基準。此修正後之 N 值訂為 N_1 ，如下式所示：

$$N_1 = C_N N_m \quad (11-5.1)$$

式中

N_m ：SPT 試驗所量測到之實際 N 值。

C_N ：修正係數，如圖 11-5.3 所示，或依據 Liao and Whitman^[11.4]建議之 C_N 如下式所示：

$$C_N = 3.16 \sqrt{1/\sigma'_v} \quad (11-5.2)$$

σ'_v ：垂直有效覆土壓力 (N/cm^2)。

(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^[11.1]：

- 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. 採用地表下 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。

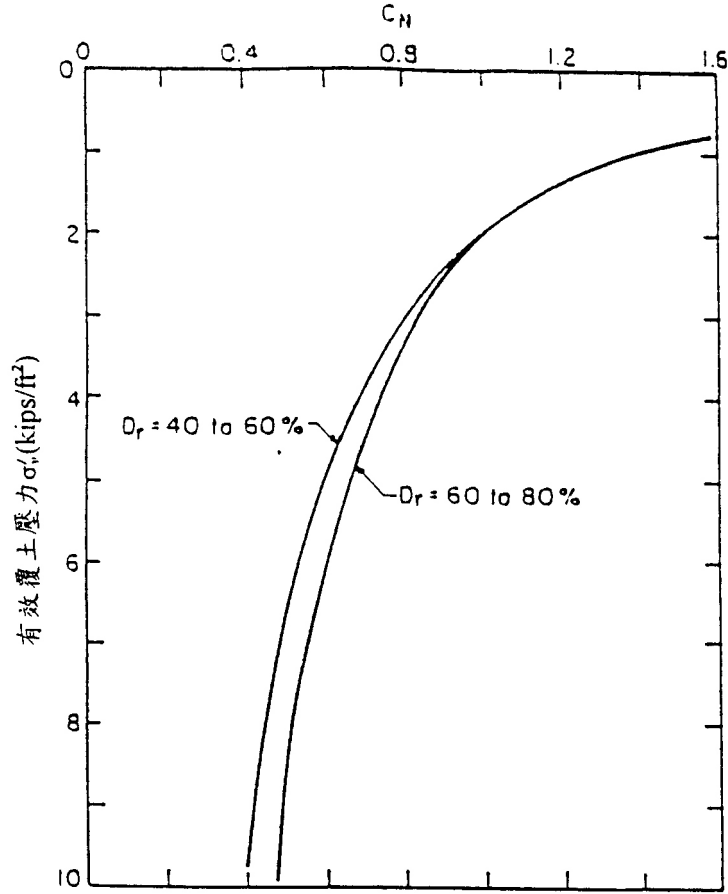


圖 11-5.3 不同垂直有效覆土應壓力之 C_N 值

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^[11.3]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 $(N_1)_{60}$ 表示，如下所示。

$$(N_1)_{60} = C_N \times \left(\frac{ER_m \times N_m}{60} \right) \quad (11-5.3)$$

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_m 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})，本規範建議採用由交通部於民國 84 年頒佈之公路橋樑耐震設計規範中^[11.6]，有關台灣各地區之工址水平加速度，請參照本基準第二篇第 9.2.2 節及圖 9-2.1 所示。工程師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，適當決定地震規模(M)之大小。

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($L = \frac{\tau_{ave}}{\sigma_v}$)，可按下式計算之：

$$L = \frac{\tau_{ave}}{\sigma'_v} = 0.65 \times \frac{A_{max}}{g} \times \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \times r_d \quad (11-5.4)$$

式中

τ_{ave} ：地震引致各土層平均反覆剪應力(kN/m^2)

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(kN/m^2)。

σ'_v ：垂直有效覆土壓力(kN/m^2)。

r_d ：應力折減因子與深度相關，依圖 11-5.4 計算之^[11.7]。

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 $R(R=\frac{\tau_1}{\sigma_v})$ ，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 $SPT-(N_1)_{60}$ 與在地震規模為 7.5 級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^[11.3]，如圖 11-5.5 所示。

若設計地震規模不為 7.5 級時，可經由地震規模轉換因子^[11.8]，如表 11-5.1。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 11-5.6a、圖 11-5.6b、圖 11-5.6c、圖 11-5.6d 所示^[11.9]。

表 11-5.1 地震規模轉換因子

地震規模(M)	地震引致之等值均勻應力作用循環數	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

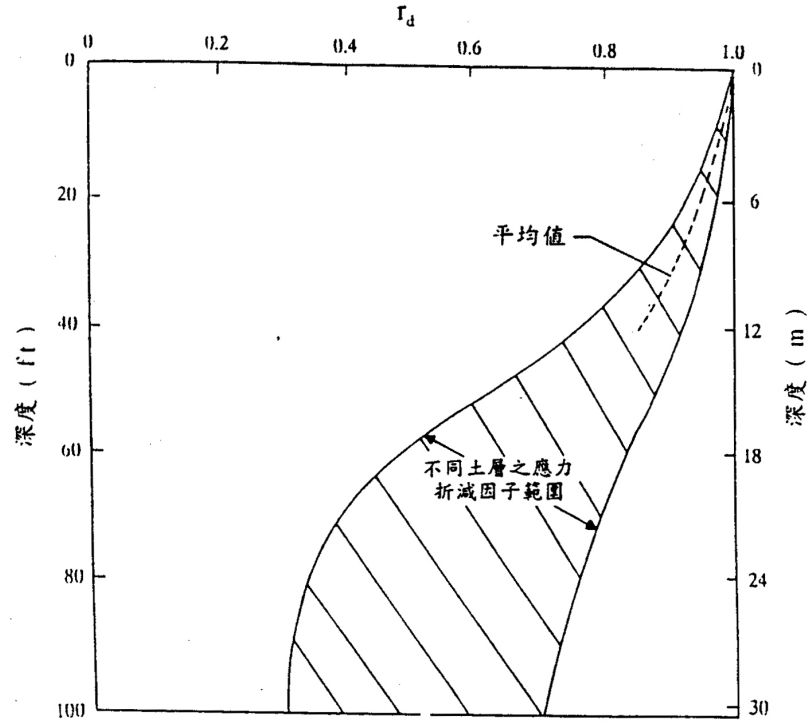


圖 11-5.4 應力折減因子深度之關係圖

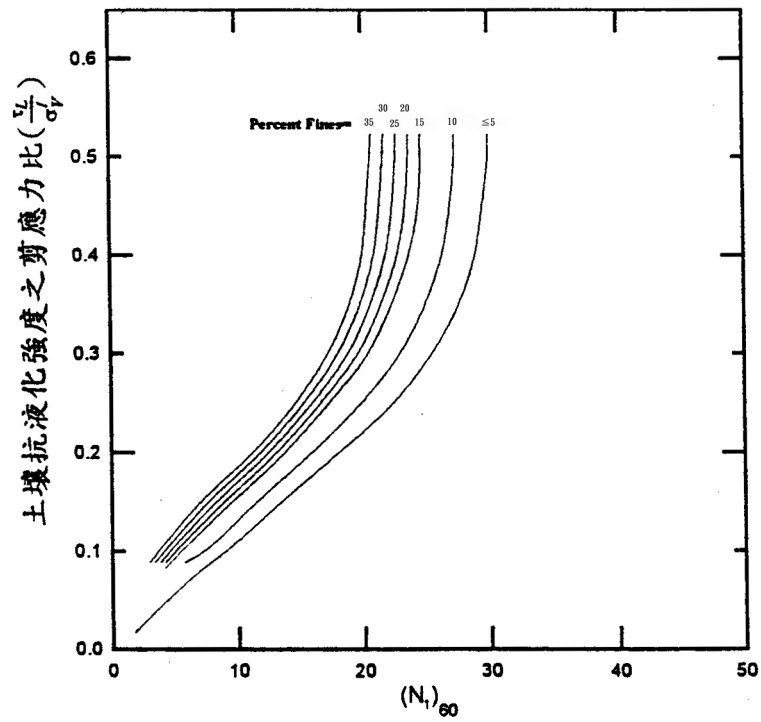


圖 11-5.5 不同細料在地震規模 7.5 級下 SPT- $(N_1)_{60}$ 值與抗液化強度之關係

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 F_1 進行土層之液化預測及判定。

$$F_1 = \frac{R}{L} \quad (11-5.5)$$

6. 綜合研判

地盤之液化潛能，應依 4.對各土層液化之預測及判定，依該土層之厚度、存在深度等整體綜合研判之。對沖積地層或複雜地層，建議應施作荷式錐貫入試驗(CPT)，以供土層判釋及液化評估結果判釋之參考。

11.5.3 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，或屬重大港灣結構物工程時，建議採用試驗分析法進行液化之預測及判定。

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

1. 建立地下土層資料

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

2. 建立土層設計地震資料

分析所需之地震資料主要有土層液化評估地區之地震規模 (M)及水平地震最大地表加速度(A_{max})，請參照本基準前節說明

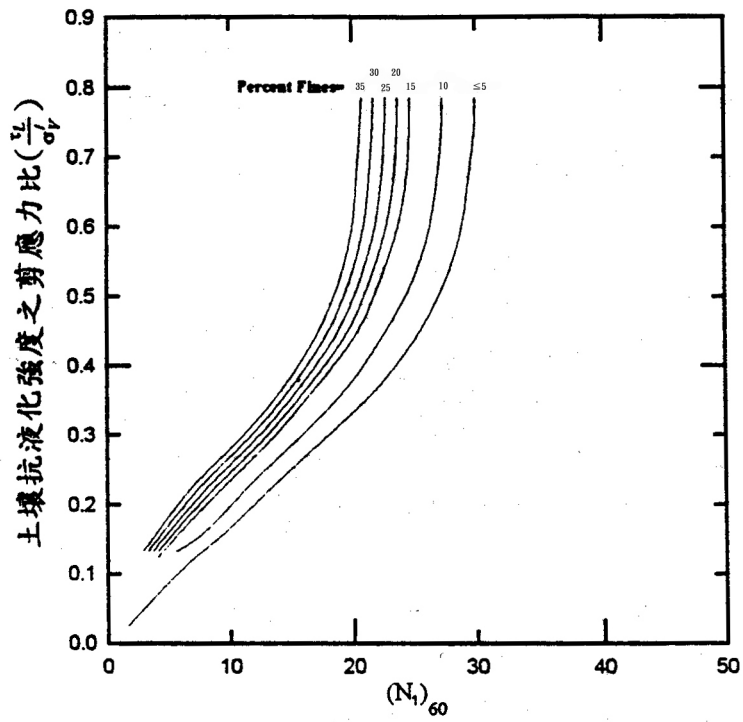


圖 11-5.6a 不同細料在地震規模 5.25 級下 SPT- $(N_1)_{60}$ 值與抗液化強度之關係

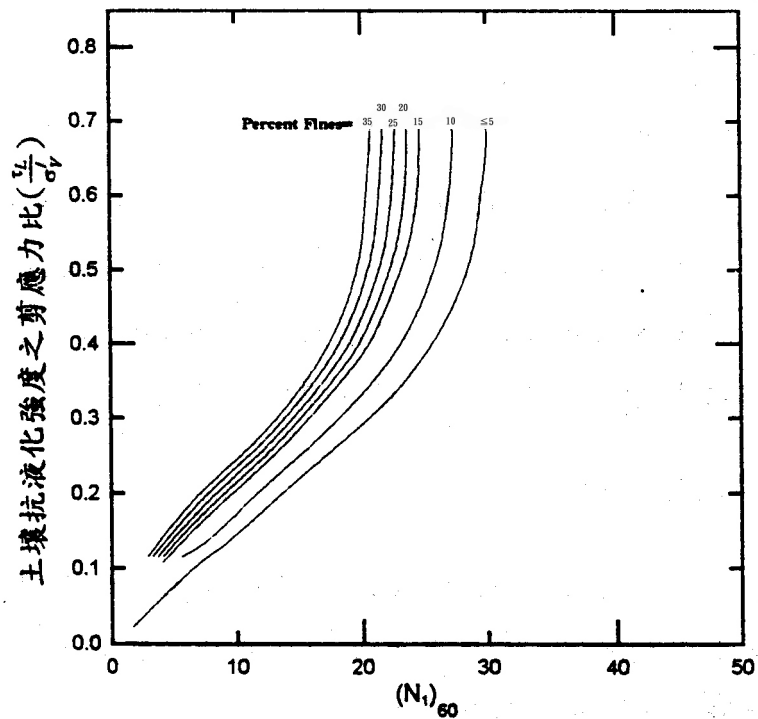


圖 11-5.6b 不同細料在地震規模 6 級下 SPT- $(N_1)_{60}$ 值與抗液化強度之關係

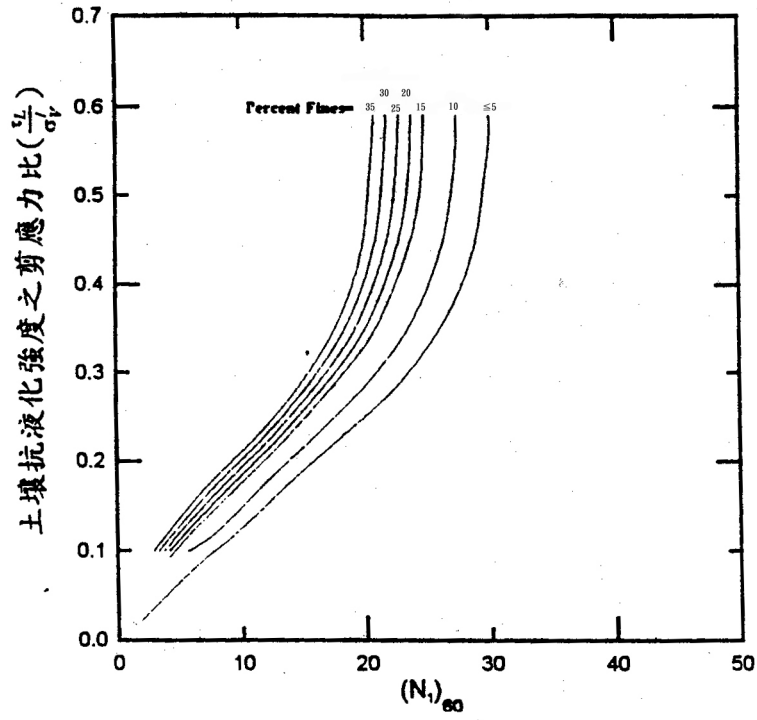


圖 11-5.6c 不同細料在地震規模 6.75 級下 SPT- $(N_1)_{60}$ 值與抗液化強度之關係

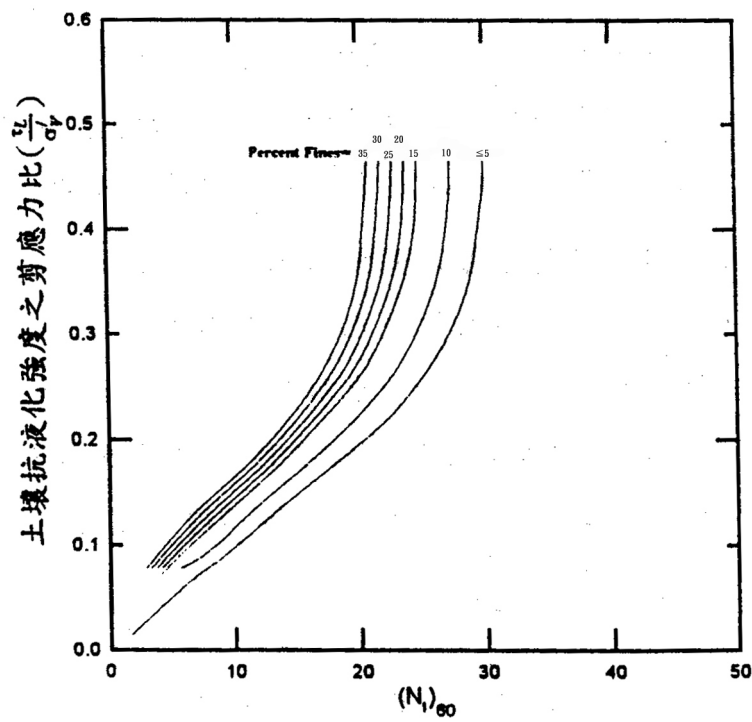


圖 11-5.6d 不同細料在地震規模 8.5 級下 SPT- $(N_1)_{60}$ 值與抗液化強度之關係

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 11-5.1 所示，評估不同深度地盤土壤抗液化強度之剪應力比 $(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma'_c})_t$ 。

考慮動力三軸試驗與現地土壤應力狀況之差異及土壤試體之擾動等因素，動力三軸試驗所得土壤抗液化強度之剪應力比 $(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma'_c})_t$ ，可以下式修正為現地土壤抗液化強度之剪應力比 $(\frac{\tau_1}{\sigma'_v})_f$ 。

$$(\frac{\tau_1}{\sigma'_v})_f = C_r (\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma'_c})_t \quad (11-5.6)$$

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 11-5.7 所示^[11.7]。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^[11.10]。

σ'_v ：垂直有效覆土壓力(kN/m²)。

σ_{dc} ：動力三軸試驗所施加之反覆應力(kN/m²)。

σ'_c ：動力三軸試驗所施加之有效圍壓(kN/m²)。

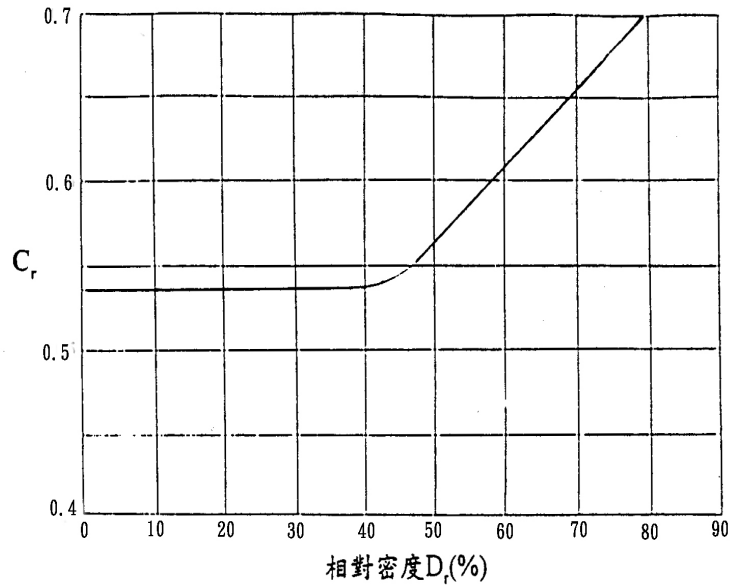


圖 11-5.7 C_r 與相對密度 D_r 之關係圖

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。

11.6 極軟弱黏土層及沉泥層之判定

距原地表面 3m 以內之黏土層及沉泥層，由單軸壓縮試驗或現地試驗推定其單壓強度為 20kN/m² 以下時，則視為土壤液化潛能評估上之極軟弱土層。在地震來襲時受到強烈的擾動，致使其喪失大部份剪力強度，可視為容易液化之土壤。

11.7 土壤液化安全係數之選擇

依 11.5 節求得地震引致反覆剪應力比與土壤抗液化強度之剪應力

比，即可求得土層抗液化安全係數。土壤液化安全係數之選擇，宜考量港灣碼頭結構物地盤所選定之設計地震規模及地表加速度，依據美國國家研究評議會(NRC)地震工程委員會^[11.11]，建議依下列方式選擇適當之安全係數：

1. 若對使用設計地震之地動資料視為合理，則安全係數採用 1.33 或 1.35 即已足夠。
2. 若對使用設計地震之地動資料視為趨於保守，則安全係數只要大於 1 即可。

另依 11.5 節判定為可能液化之砂質土層，對重要港灣結構物耐震設計用土壤參數之折減，工程師應進行相關試驗研究分析後審慎決定。

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結構物基礎支承力方式著手。

對疏鬆砂質地盤加以改良，可改變砂質土壤之動態性質，增加地盤支承力。土壤液化防治原理大致採下列二種方式：

1. 地盤改良

(1) 排水

降低地下水位或增加土層透水率。

(2) 夯實

利用夯實方式，提高土層相對密度。可增加土層之支承力，改善耐震特性。

(3) 化學固結

化學固結可增加顆粒間之膠結力，提昇地盤支承力，達到防止液化之效果。

2. 採用適當基礎

(1)增加支承力

如採用深基礎，可在砂質地盤液化時支承港灣結構物之上部荷重。

(2)防止變形

採用特殊基礎、改變基礎型式或基礎設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。

11.8.2 土壤液化處理方法之選擇

選擇防止液化工法，應配合港灣結構物之重要性，以達到經濟有效為目標，針對下列因素詳加評估^[11.12]：

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。

參 考 文 獻

- 11.1 中興工程顧問社，「經濟部工業局彰濱工業區地盤液化研究報告」，民國 80 年 8 月。
- 11.2 中興工程顧問有限公司，「台灣西部走廊高速鐵路基本設計-土壤液化潛能評估方法之研究」，民國 82 年。
- 11.3 Seed,H.B.,Tokimatsu,K.,Hardev,L.F.(1985), "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations," Journal of Geotechnical Engineering, Vol.111, No.12, December, pp.1425-1445.
- 11.4 Liao,S.and Whitman,R.V.(1986),"Overburden Correction Factors for SPT in Sand," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.112, No.GT3, pp.373-377.
- 11.5 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。
- 11.6 「公路橋樑耐震設計規範」，交通技術標準規範公路類公路工程，交技(84)字第 000256 號，民國 84 年出版。
- 11.7 Seed, H. B., and Idriss, I.M.(1971), "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No. SM9, pp.1249-1273.
- 11.8 Seed,H.B.,Idriss,I.M.and Arango,Ignacio(1983),"Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data," Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109, No.3, March, pp.458-482.
- 11.9 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。
- 11.10 吳偉特，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。

- 11.11 Committee on Earthquake Engineering(1985) , "Liquefaction of Soil During Earthquake," National Research Council, Report No.CETS-EE- 001, 240p.
- 11.12 Mitchell, J. K.(1988), "Densification and Improvement of Hydraulic Fills," Hydraulic Fill Structures, Geotechnical Special Publication, No. 21, Published by ASCE, pp.606-663.

第十二章 土壓及水壓

12.1 土壓

12.1.1 概要

作用於碼頭結構物之主動、被動土壓，應依砂質土、粘性土等土質、結構物型式、結構物於常時、地震時之行為，分別計算之。

12.1.2 常時土壓

1. 砂質土之土壓

(1) 主動土壓(Active Earth Pressure)

依圖 12-1.1 所示，作用於壁面之主動土壓以下式計算。

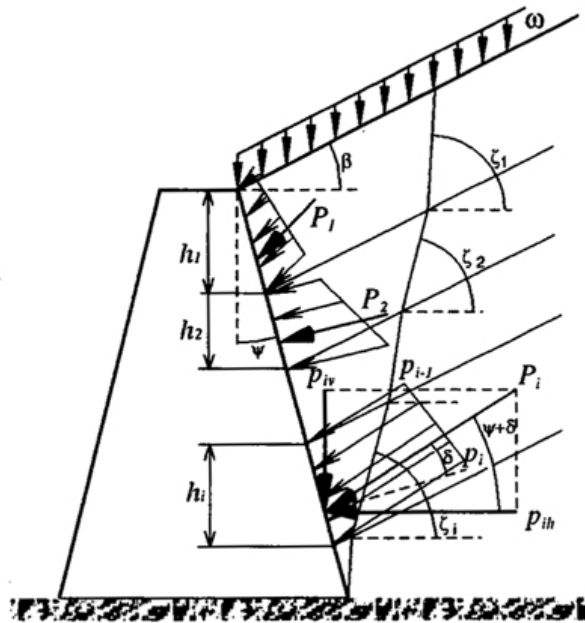


圖 12-1.1 土壓力計算示意圖

$$P_{ai} = K_{ai} \left[\sum r_i h_i + \frac{w \cos \phi}{\cos(\phi - \beta)} \right] \cos \phi \quad (12-1.1)$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \phi)}{\cos^2 \phi \cos(\delta + \phi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta)}{\cos(\delta + \phi) \cos(\phi - \beta)}} \right]^2} \quad (12-1.2)$$

$$\cot(\xi_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \phi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \phi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\phi + \delta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\phi - \beta) \cos(\phi_i - \beta)}} \quad (12-1.3)$$

式中，

P_{ai} ：作用於編號 i 土層下方之主動土壓(kN/m^2)

ϕ_i ：編號 i 土層土壤內摩擦角(度)

r_i ：編號 i 土層土壤單位體積重量 (kN/m^3)

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)

ζ_i ：編號 i 土層破壞面與水平面所成之角度(度)

w ：上載載重(kN/m^2)

(2)被動土壓(Passive Earth Pressure)

依圖 12-1.1 所示，作用於壁面之被動土壓以下式計算。

$$P_{pi} = K_{pi} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \phi}{\cos(\phi - \beta)} \right] \cos \phi \quad (12-1.4)$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \phi)}{\cos^2 \phi \cos(\delta + \phi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta)}{\cos(\delta + \phi) \cos(\phi - \beta)}} \right]^2} \quad (12-1.5)$$

$$\cot(\xi_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta - \phi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \phi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\phi + \delta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\phi - \beta) \sin(\phi_i + \beta)}} \quad (12-1.6)$$

式中，

P_{pi} ：作用於編號 i 土層下方之被動土壓(kN/m^2)

K_{pi} ：編號 i 土層被動土壓係數

(3) 靜止土壓

壁面位移微小時，可以下式計算靜止土壓。

$$P = K_0 \cdot \sum \gamma h$$

式中

P ：靜止土壓(kN/m^2)

K_0 ：靜止土壓係數

γ ：土壤單位體積重量(kN/m^3)

h ：土層厚度(m)

(4) 土壓合力

分層計算，在編號 i 土層可依下式計算之。

$$P_i = \frac{P_{i-1} + P_i}{2} \cdot \frac{h_i}{\cos \phi} \quad (12-1.7)$$

土壓合力之水平及垂直分力以下式計算。

$$\text{水平分力} : P_{ih} = P_i \cos(\phi + \delta) \quad (12-1.8)$$

$$\text{垂直分力} : P_{iv} = P_i \sin(\phi + \delta) \quad (12-1.9)$$

2. 粘性土之土壓

(1) 主動土壓

作用於壁面之主動土壓，先依(12-1.10)及(12-1.11)兩式計算，擇其對結構物較危險者，作為設計之依據，但由(12-1.10)式計算所得土壓為負時，則不予考慮。

$$P_a = \sum \gamma h + w - 2c \quad (12-1.10)$$

式中

P_a ：各土層下方壁面主動土壓(kN/m^2)

c ：凝聚力(kN/m^2)

$$P_a = K_c (\sum \gamma h + w) \quad (12-1.11)$$

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。

$$P_p = \sum \gamma h + w + 2c \quad (12-1.12)$$

式中，

P_p ：各土層下方壁面被動土壓(kN/m²)

(3) 靜止土壓

$$P = K_0 \cdot \sum \gamma h$$

式中，

P ：靜止土壓(kN/m²)

K_0 ：靜止土壓係數

γ ：土壤單位體積重量(kN/m³)

h ：土層厚度(m)

12.1.3 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。

$$P_{ai} = K_{ai} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \phi}{\cos(\phi - \beta)} \right] \cos \phi \quad (12-1.13)$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \phi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \phi \cos(\delta + \phi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \phi + \theta) \cos(\phi - \beta)}} \right]^2} \quad (12-1.14)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \phi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \phi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\phi + \delta + \theta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\phi - \beta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}}$$

(12-1.15)

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，依下式計算

$$k' = \frac{2(\sum \gamma_i h_i + \sum \gamma h_j + w) + \gamma h}{2\{\sum \gamma_i h_i + \sum (\gamma - 10)h_j + w\} + (\gamma - 10)h} k \quad (12-1.16)$$

γ ：飽和土壤在空氣中單位體積重量(kN/m³)

其他：其他符號與(12-1.1)式砂質土之土壓相同。

(2)被動土壓

作用於壁面之被動土壓，依下式計算。

$$P_{pi} = K_{pi} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \phi}{\cos(\phi - \beta)} \right] \cos \phi \quad (12-1.17)$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \phi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \phi \cos(\delta + \beta - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \phi - \theta) \cos(\phi - \beta)}} \right]^2} \quad (12-1.18)$$

$$\cot(\xi_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta - \phi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \phi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\phi + \delta - \theta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\phi - \beta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}} \quad (12-1.19)$$

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(12-1.16)式計算

γ ：飽和土壤在空氣中單位體積重量(kN/m³)

其他：其他符號與(12-1.1)式砂質土之土壓相同。

2. 粘性土之土壓

(1) 主動土壓

主動土壓依下式計算。

$$P_a = \frac{(\sum \gamma_i h_i + w) \sin(\xi_a + \theta)}{\cos \theta \sin \xi_a} - \frac{c}{\cos \xi_a \sin \xi_a} \quad (12-1.20)$$

$$\xi_a = \tan^{-1} \sqrt{1 - \left(\frac{\sum \gamma_i h_i + 2w}{2c} \right) \tan \theta} \quad (12-1.21)$$

式中，

P_a ：主動土壓(kN/m²)

γ_i ：土壤之單位體積重量(kN/m²)

h_i ：土層厚度(m)

w ：上載載重(kN/m²)

c ：凝聚力(kN/m²)

θ ：地震合成角(度)，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(12-1.16)式計算

γ ：飽和土壤在空氣中單位體積重量(kN/m³)

ξ_a ：破壞面與水平面所成之角度(度)

(2) 被動土壓

地震時，作用於粘性土之被動土壓，不詳之處尚多，至今仍以權宜方法，採用粘性土之土壓公式(12-1.12)式，以常時土壓力計算公式求之。

12.1.4 土壓係數參考值

表 12-1.1 示 $\phi = 0$ 、 $\beta = 0$ 時，各土壓係數計算值，供設計者參考。

12.2 水壓

12.2.1 概要

作用於碼頭結構物之水壓，須考慮殘留水壓及地震時之動水壓。

12.2.2 殘留水壓

岸壁背填料內之水位與岸壁前之水位，如圖 12-2.1 所示，如有高低差時，可依下式計算作用於岸壁之殘留水壓。

$$P_w = \gamma_w \cdot y \quad 0 \leq y < h_w \text{ 時} \quad (12-2.1)$$

$$P_w = \gamma_w \cdot h_w \quad h_w \leq y \text{ 時}$$

式中，

p_w ：殘留水壓(kN/m²)

h_w ：殘留水位(m)，如圖 12-2.1 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 ：水之單位體積重量(kN/m³)

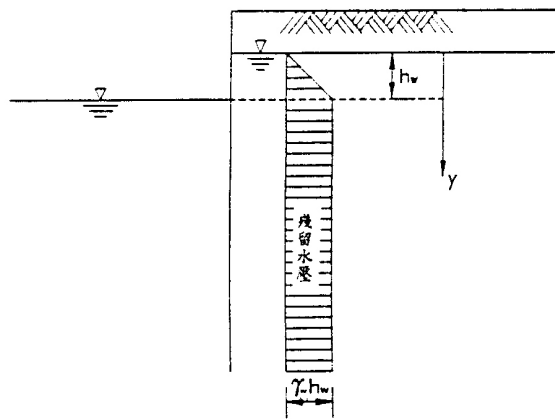


圖 12-2.1 殘留水壓計算示意圖

12.2.3 地震時之動水壓

用於直立壁之動水壓 P_w ，如圖 12-2.2 所示，可依下式計算。

$$P_w = \pm \frac{7}{8} K \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot y} \quad (12-2.2)$$

式中

P_w ：水面下 y 處之動水壓(kN/m²)

k ：設計震度，等於 9.2 節中之設計震度 k_h ，即 AI 或 $\frac{ZI}{2.0}$

γ_w ：水之單位體積重量(kN/m³)

h ：水深(m)

y ：自水面至欲求動水壓點止之深度(m)

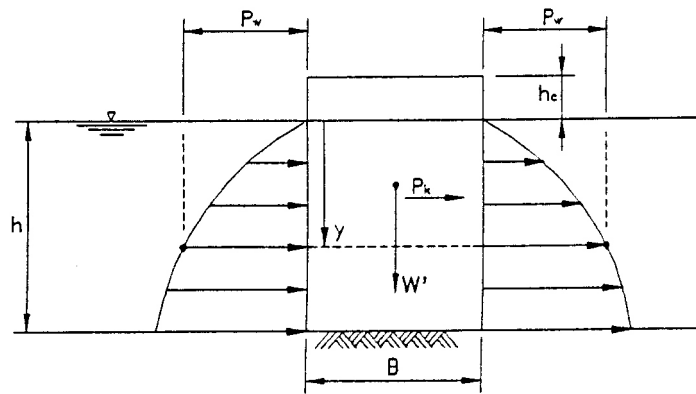


圖 12-2.2 動水壓分佈圖

另外，動水壓之合力以及作用位置可依(3-2.23)式加以計算

$$P_d = \pm \frac{7}{12} K \gamma_w h^2 = \left(\int_0^h \frac{7}{8} K \gamma_w \sqrt{h y} dy \right) \quad (12-2.3)$$

$$h_d = \frac{3}{5} h$$

式中，

P_d ：水壓力之合力(kN/m)

h_d ：水面至動水壓合力作用點之距離(m)

表 12-1.1 土壓係數參考值

$\phi=22.0$
 $\delta=0.0$

k	$K_a \cdot \cos \delta$	$K_p \cdot \cos \delta$	ζ_a	ζ_p
0.00	0.4550	2.1980	56.0	34.0
0.05	0.4905	2.1221	53.2	32.7
0.10	0.5301	2.0421	50.0	31.3
0.15	0.5748	1.9569	46.3	29.5
0.20	0.6264	1.8650	41.9	27.5
0.25	0.6874	1.7636	36.7	24.9
0.30	0.7630	1.6475	30.2	21.6
0.35	0.8664	1.5038	21.4	16.6
0.40	1.0779	1.2519	5.5	5.1

$\delta=15.0$

0.00	0.3908	1.4036	51.1	55.5
0.05	0.4282	1.3970	48.0	53.9
0.10	0.4710	1.3681	44.4	52.0
0.15	0.5207	1.3463	40.4	49.7
0.20	0.5797	1.3208	35.9	46.8
0.25	0.6520	1.2902	30.7	43.1
0.30	0.7454	1.2519	24.5	38.0
0.35	0.8793	1.1994	16.8	29.9
0.40	1.1761	1.0923	4.1	9.3

$\delta=-15$

0.00	0.5800	3.2176	66.2	23.4
0.05	0.6109	3.0566	64.1	22.5
0.10	0.6442	2.8901	61.8	21.6
0.15	0.6803	2.7167	58.9	20.5
0.20	0.7201	2.5340	55.3	19.1
0.25	0.7650	2.3379	50.6	17.4
0.30	0.8175	2.1209	44.0	15.1
0.35	0.8844	1.8633	33.8	11.7
0.40	1.0058	1.4428	9.7	3.7

$\delta=1/2\phi$

0.00	0.4056	1.6125	52.2	47.6
0.05	0.4426	1.5812	49.1	45.9
0.10	0.4846	1.5469	45.7	44.1
0.15	0.5331	1.5091	41.7	41.9
0.20	0.5903	1.4665	37.2	39.2
0.25	0.6597	1.4176	32.0	35.8
0.30	0.7483	1.3588	25.7	31.1
0.35	0.8739	1.2817	17.8	24.2
0.40	1.1465	1.1344	4.4	7.4

$\delta=-1/2\phi$

0.00	0.5331	2.9038	62.3	25.7
0.05	0.5659	2.7697	59.9	24.8
0.10	0.6015	2.6306	57.2	23.7
0.15	0.6408	2.4850	54.0	22.5
0.20	0.6847	2.3307	50.0	20.9
0.25	0.7351	2.1642	45.0	19.0
0.30	0.7953	1.9785	38.3	16.5
0.35	0.8738	1.7558	28.5	12.8
0.40	1.0225	1.3860	7.8	4.0

$\delta=2/3\phi$

0.00	0.3920	1.4214	51.2	54.7
0.05	0.4294	1.4036	48.1	53.1
0.10	0.4721	1.3834	44.5	51.2
0.15	0.5217	1.3603	40.5	48.9
0.20	0.5806	1.3333	36.0	46.0
0.25	0.6526	1.3012	30.8	42.4
0.30	0.7456	1.2611	24.6	37.3
0.35	0.8788	1.2065	16.9	29.3
0.40	1.1735	1.0958	4.1	9.1

$\delta=-2/3\phi$

0.00	0.5754	3.1899	65.8	23.6
0.05	0.6065	3.0312	63.7	22.7
0.10	0.6399	2.8672	61.3	21.8
0.15	0.6764	2.6962	58.4	20.6
0.20	0.7166	2.5161	54.7	19.2
0.25	0.7620	2.3227	50.0	17.5
0.30	0.8153	2.1084	43.4	15.2
0.35	0.8832	1.8539	33.3	11.8
0.40	1.0071	1.4378	9.5	3.7

$\phi=23.0$
 $\delta=0.0$

k	$K_a \cdot \cos \delta$	$K_p \cdot \cos \delta$	ζ_a	ζ_p
0.00	0.4391	2.2826	56.5	33.5
0.05	0.4729	2.2054	53.8	32.3
0.10	0.5116	2.1243	50.7	31.0
0.15	0.5551	2.0393	47.2	29.4
0.20	0.6048	1.9461	43.1	27.5
0.25	0.6630	1.8455	38.2	25.3
0.30	0.7336	1.7324	32.3	22.4
0.35	0.8255	1.5981	24.8	18.3
0.40	0.9691	1.4120	13.7	11.4

$\delta=15.0$

0.00	0.3771	1.4665	51.9	53.8
0.05	0.4134	1.4323	48.8	52.2
0.10	0.4548	1.4179	45.4	50.4
0.15	0.5027	1.3946	41.6	48.3
0.20	0.5590	1.3678	37.3	45.7
0.25	0.6270	1.3362	32.4	42.4
0.30	0.7127	1.2978	26.7	38.1
0.35	0.8293	1.2479	19.8	31.7
0.40	1.0228	1.1706	10.5	20.1

$\delta=-15$

0.00	0.5535	3.3764	65.7	23.1
0.05	0.5845	3.2116	63.7	22.3
0.10	0.6179	3.0418	61.4	21.4
0.15	0.6540	2.8655	58.6	20.4
0.20	0.6937	2.6808	55.2	19.2
0.25	0.7382	2.4844	50.9	17.7
0.30	0.7895	2.2703	45.1	15.7
0.35	0.8523	2.0253	36.8	13.0
0.40	0.9424	1.7033	22.2	8.2

$\delta=1/2\phi$

0.00	0.3893	1.6434	52.8	47.2
0.05	0.4254	1.6126	49.8	45.7
0.10	0.4663	1.5791	46.5	44.0
0.15	0.5132	1.5422	42.7	41.9
0.20	0.5680	1.5011	38.4	39.4
0.25	0.6338	1.4541	33.5	36.4
0.30	0.7160	1.3989	27.8	32.4
0.35	0.8267	1.3296	20.7	26.7
0.40	1.0079	1.2268	11.1	16.7

$\delta=-1/2\phi$

0.00	0.5156	3.0769	62.6	25.1
0.05	0.5480	2.9369	60.4	24.3
0.10	0.5831	2.7920	57.9	23.3
0.15	0.6216	2.6411	54.7	22.1
0.20	0.6644	2.4823	51.0	20.8
0.25	0.7129	2.3125	46.5	19.1
0.30	0.7698	2.1263	40.5	17.0
0.35	0.8407	1.9116	32.3	14.0
0.40	0.9452	1.6265	18.9	8.8

$\delta=2/3\phi$

0.00	0.3759	1.4384	51.8	54.5
0.05	0.4123	1.4214	48.7	52.9
0.10	0.4538	1.4022	45.3	51.1
0.15	0.5017	1.3802	41.5	49.0
0.20	0.5581	1.3548	37.2	46.4
0.25	0.6264	1.3247	32.3	43.1
0.30	0.7124	1.2879	26.6	38.7
0.35	0.8296	1.2399	19.7	32.3
0.40	1.0243	1.1651	10.5	20.5

$\delta=-2/3\phi$

0.00	0.5578	3.4069	66.0	22.9
0.05	0.5887	3.2395	64.1	22.1
0.10	0.6218	3.0672	61.8	21.3
0.15	0.6577	2.8883	59.0	20.2
0.20	0.6971	2.7009	55.7	19.0
0.25	0.7411	2.5018	51.4	17.5
0.30	0.7918	2.2848	45.6	15.6
0.35	0.8537	2.0367	37.3	12.9
0.40	0.9424	1.7110	22.6	8.1

表 12-1.1 土壓係數參考值(續 1)

$\phi=24.0$ $\delta=0.0$					$\phi=25.0$ $\delta=0.0$				
k	$K_a \cdot \cos \delta$	$K_p \cdot \cos \delta$	ζ_a	ζ_p	k	$K_a \cdot \cos \delta$	$K_p \cdot \cos \delta$	ζ_a	ζ_p
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
0.25	0.6397	1.9306	39.6	25.5	0.25	0.6175	2.0192	40.9	25.6
0.30	0.7062	1.8136	34.2	22.9	0.30	0.6805	1.9095	35.9	23.4
0.35	0.7898	1.6914	27.5	19.6	0.35	0.7578	1.7856	29.9	20.5
0.40	0.9077	1.5290	18.5	14.5	0.40	0.8603	1.6364	22.1	16.4
$\delta=15.0$					$\delta=15.0$				
0.00	0.3637	1.5104	52.6	52.2	0.00	0.3507	1.5654	53.4	50.8
0.05	0.3991	1.4908	49.7	50.7	0.05	0.3852	1.5446	50.5	49.4
0.10	0.4392	1.4690	46.4	49.0	0.10	0.4241	1.5215	47.3	47.8
0.15	0.4853	1.4444	42.7	47.0	0.15	0.4687	1.4957	43.8	45.9
0.20	0.5392	1.4164	38.6	44.7	0.20	0.5203	1.4667	39.9	43.7
0.25	0.6035	1.3839	34.0	41.7	0.25	0.5814	1.4335	35.4	41.1
0.30	0.6831	1.3453	28.6	38.0	0.30	0.6558	1.3946	30.4	37.8
0.35	0.7873	1.2970	22.4	32.8	0.35	0.7506	1.3475	24.7	33.4
0.40	0.9419	1.2300	14.5	24.5	0.40	0.8823	1.2860	17.7	27.0
$\delta=-15$					$\delta=-15$				
0.00	0.5295	3.5447	65.4	22.8	0.00	0.5048	3.7234	65.1	22.4
0.05	0.5595	3.3760	63.4	22.1	0.05	0.5357	3.5505	63.2	21.8
0.10	0.5928	3.2025	61.1	21.2	0.10	0.5689	3.3731	61.0	21.0
0.15	0.6299	3.0231	58.4	20.3	0.15	0.6048	3.1900	58.4	20.2
0.20	0.6684	2.8359	55.2	19.2	0.20	0.6439	2.9999	55.3	19.2
0.25	0.7123	2.6382	51.2	17.9	0.25	0.6873	2.8003	51.6	18.0
0.30	0.7624	2.4253	46.0	16.2	0.30	0.7362	2.5874	46.9	16.5
0.35	0.8221	2.1877	38.9	13.9	0.35	0.7935	2.3541	40.7	14.5
0.40	0.9007	1.8998	28.0	10.4	0.40	0.8651	2.0840	31.9	11.8
$\delta=1/2\phi$					$\delta=1/2\phi$				
0.00	0.3737	1.6745	53.4	46.9	0.00	0.3587	1.7359	54.0	46.6
0.05	0.4089	1.6444	50.5	45.5	0.05	0.3930	1.6764	51.1	45.2
0.10	0.4486	1.6116	47.2	43.8	0.10	0.4316	1.6443	48.0	43.7
0.15	0.4940	1.5756	43.6	41.9	0.15	0.4757	1.6093	44.5	41.9
0.20	0.5468	1.5357	39.5	39.6	0.20	0.5265	1.5706	40.6	39.8
0.25	0.6095	1.4907	34.9	36.9	0.25	0.5864	1.5272	36.2	37.3
0.30	0.6864	1.4384	29.6	33.4	0.30	0.6589	1.4775	31.2	34.2
0.35	0.7864	1.3748	23.2	28.6	0.35	0.7506	1.4183	25.4	30.1
0.40	0.9332	1.2890	15.2	21.2	0.40	0.8771	1.3429	18.3	24.2
$\delta=-1/2\phi$					$\delta=-1/2\phi$				
0.00	0.4984	3.2645	63.0	24.5	0.00	0.4815	3.4682	63.3	23.8
0.05	0.5304	3.1180	60.8	23.7	0.05	0.5131	3.3147	61.2	23.1
0.10	0.5650	2.9670	58.3	22.9	0.10	0.5472	3.1569	58.8	22.3
0.15	0.6028	2.8102	55.4	21.8	0.15	0.5843	2.9937	56.1	21.4
0.20	0.6445	2.6461	52.0	20.6	0.20	0.6251	2.8237	52.8	20.3
0.25	0.6914	2.4722	47.8	19.1	0.25	0.6705	2.6447	49.0	19.0
0.30	0.7456	2.2839	42.5	17.3	0.30	0.7224	2.4531	44.1	17.4
0.35	0.8110	2.0726	35.4	14.8	0.35	0.7836	2.2421	37.9	15.4
0.40	0.8986	1.8145	24.9	11.0	0.40	0.8611	1.9965	29.3	12.4
$\delta=2/3\phi$					$\delta=2/3\phi$				
0.00	0.3605	1.4551	52.4	54.3	0.00	0.3457	1.4714	53.0	54.0
0.05	0.3959	1.4390	49.4	52.8	0.05	0.3802	1.4563	50.1	52.6
0.10	0.4362	1.4208	46.1	51.1	0.10	0.4193	1.4390	46.9	51.0
0.15	0.4825	1.3999	42.4	49.1	0.15	0.4642	1.4193	43.3	49.1
0.20	0.5368	1.3759	38.3	46.7	0.20	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	29.3	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
$\delta=-2/3\phi$					$\delta=-2/3\phi$				
0.00	0.5404	3.6453	66.3	22.2	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	0.6039	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	18.9	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	0.8019	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

表 12-1.1 土壓係數參考值(續 2)

$\phi=26.0$
 $\delta=0.0$

k	$K_a \cdot \cos \delta$	$K_p \cdot \cos \delta$	ζ_a	ζ_p
0.00	0.3905	2.5611	58.0	32.0
0.05	0.4232	2.4796	55.5	31.0
0.10	0.4593	2.3947	52.8	29.9
0.15	0.4995	2.3057	49.7	28.7
0.20	0.5446	2.2118	46.1	27.3
0.25	0.5961	2.1115	42.1	25.7
0.30	0.6561	2.0028	37.4	23.7
0.35	0.7283	1.8818	31.9	21.2
0.40	0.8204	1.7410	25.1	17.8

$\delta=15.0$

0.00	0.3381	1.6220	54.1	49.5
0.05	0.3717	1.6000	51.3	48.1
0.10	0.4095	1.5757	48.2	46.6
0.15	0.4526	1.5489	44.8	44.9
0.20	0.5023	1.5189	41.0	42.9
0.25	0.5605	1.4850	36.8	40.5
0.30	0.6305	1.4459	32.1	37.5
0.35	0.7178	1.3995	26.7	33.8
0.40	0.8338	1.3414	20.5	28.6

$\delta=-15$

0.00	0.4822	3.9134	65.0	22.1
0.05	0.5130	3.7360	63.1	21.5
0.10	0.5460	3.5543	60.9	20.8
0.15	0.5816	3.3673	58.4	20.0
0.20	0.6203	3.1737	55.5	19.1
0.25	0.6630	2.9716	51.9	18.0
0.30	0.7109	2.7577	47.6	16.7
0.35	0.7660	2.5265	42.1	15.0
0.40	0.8328	2.2666	34.7	12.8

$\delta=1/2\phi$

0.00	0.3441	1.7375	54.5	46.3
0.05	0.3776	1.7086	51.8	45.0
0.10	0.4152	1.6773	48.7	43.5
0.15	0.4580	1.6433	45.4	41.8
0.20	0.5071	1.6057	41.6	39.9
0.25	0.5644	1.5639	37.4	37.6
0.30	0.6331	1.5164	32.7	34.8
0.35	0.7183	1.4609	27.3	31.2
0.40	0.8309	1.3926	21.0	26.3

$\delta=-1/2\phi$

0.00	0.4649	3.6899	63.7	23.2
0.05	0.4961	3.5289	61.6	22.6
0.10	0.5297	3.3637	59.4	21.8
0.15	0.5662	3.1935	56.7	21.0
0.20	0.6060	3.0168	53.7	20.0
0.25	0.6502	2.8319	50.0	18.9
0.30	0.7000	2.6357	45.6	17.5
0.35	0.7579	2.4229	40.1	15.7
0.40	0.8285	2.1828	32.7	13.3

$\delta=2/3\phi$

0.00	0.3314	1.4875	53.6	53.8
0.05	0.3650	1.4732	50.8	52.4
0.10	0.4030	1.4570	47.6	50.9
0.15	0.4465	1.4384	44.2	49.1
0.20	0.4969	1.4170	40.4	47.1
0.25	0.5562	1.3922	36.2	44.6
0.30	0.6278	1.3628	31.4	41.5
0.35	0.7176	1.3270	26.1	37.6
0.40	0.8377	1.2811	19.9	32.0

$\delta=-2/3\phi$

0.00	0.5064	4.1988	66.9	20.9
0.05	0.5365	4.0002	65.1	20.3
0.10	0.5686	3.7971	63.1	19.7
0.15	0.6031	3.5886	60.8	18.9
0.20	0.6403	3.3732	58.0	18.1
0.25	0.6810	3.1488	54.7	17.1
0.30	0.7263	2.9122	50.5	15.8
0.35	0.7779	2.6573	45.1	14.3
0.40	0.8398	2.3722	37.6	12.1

$\phi=27.0$
 $\delta=0.0$

k	$K_a \cdot \cos \delta$	$K_p \cdot \cos \delta$	ζ_a	ζ_p
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

$\delta=15.0$

0.00	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
0.15	0.4371	1.6039	45.8	43.9
0.20	0.4849	1.5731	42.2	42.1
0.25	0.5406	1.5385	38.2	39.9
0.30	0.6069	1.4991	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

$\delta=-1/2\phi$

0.00	0.4487	3.9319	64.0	22.6
0.05	0.4795	3.7627	62.1	22.0
0.10	0.5126	3.5895	59.9	21.3
0.15	0.5484	3.4114	57.3	20.6
0.20	0.5874	3.2274	54.4	19.7
0.25	0.6304	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	32.9	42.1
0.35	0.6872	1.3536	27.8	38.6
0.40	0.7961	1.3123	22.1	33.9

$\delta=-2/3\phi$

0.00	0.4897	4.5216	67.2	20.2
0.05	0.5196	4.3103	65.4	19.7
0.10	0.5513	4.0946	63.5	19.1
0.15	0.5853	3.8738	61.3	18.4
0.20	0.6219	3.6466	58.7	17.7
0.25	0.6617	3.4110	55.5	16.8
0.30	0.7056	3.1643	51.7	15.7
0.35	0.7551	2.9017	46.9	14.4
0.40	0.8129	2.6142	40.5	12.6

表 12-1.1 土壓係數參考值(續 3)

$\phi=28.0$ $\delta=0.0$					$\phi=29.0$ $\delta=0.0$				
k	$K_a \cdot \cos \delta$	$K_p \cdot \cos \delta$	ζ_a	ζ_p	k	$K_a \cdot \cos \delta$	$K_p \cdot \cos \delta$	ζ_a	ζ_p
0.00	0.3610	2.7698	59.0	31.0	0.00	0.3470	2.8821	59.5	30.5
0.05	0.3925	2.6852	56.6	30.2	0.05	0.3778	2.7958	57.2	29.7
0.10	0.4270	2.5975	54.1	29.2	0.10	0.4116	2.7066	54.7	28.8
0.15	0.4652	2.5061	51.2	28.2	0.15	0.4488	2.6139	51.9	27.8
0.20	0.5078	2.4104	47.9	27.0	0.20	0.4903	2.5170	48.8	26.7
0.25	0.5558	2.3092	44.3	25.6	0.25	0.5368	2.4151	45.3	25.5
0.30	0.6108	2.2010	40.2	24.0	0.30	0.5897	2.3068	41.4	24.0
0.35	0.6753	2.0834	35.4	22.0	0.35	0.6510	2.1900	37.0	22.3
0.40	0.7533	1.9522	29.9	19.6	0.40	0.7240	2.0616	31.8	20.2
$\delta=15.0$					$\delta=15.0$				
0.00	0.3140	1.7401	55.5	47.1	0.00	0.3024	1.8020	56.2	46.0
0.05	0.3459	1.7160	52.8	45.9	0.05	0.3335	1.7769	53.6	44.9
0.10	0.3816	1.6897	49.9	44.5	0.10	0.3683	1.7498	50.8	43.6
0.15	0.4220	1.6610	46.8	43.0	0.15	0.4075	1.7202	47.7	42.2
0.20	0.4682	1.6293	43.3	41.3	0.20	0.4521	1.6878	44.3	40.6
0.25	0.5216	1.5941	39.4	39.3	0.25	0.5035	1.6521	40.6	38.7
0.30	0.5846	1.5545	35.1	36.9	0.30	0.5635	1.6121	36.5	36.6
0.35	0.6606	1.5090	30.4	34.0	0.35	0.6351	1.5668	32.0	34.0
0.40	0.7560	1.4550	25.0	30.4	0.40	0.7233	1.5142	27.0	30.8
$\delta=-15$					$\delta=-15$				
0.00	0.4403	4.3311	65.0	21.4	0.00	0.4207	4.5611	65.0	21.0
0.05	0.4705	4.1438	63.1	20.9	0.05	0.4506	4.3683	63.2	20.5
0.10	0.5029	3.9525	61.0	20.3	0.10	0.4826	4.1718	61.1	20.0
0.15	0.5378	3.7566	58.6	19.6	0.15	0.5170	3.9708	58.8	19.4
0.20	0.5755	3.5549	55.9	18.9	0.20	0.5543	3.7645	56.2	18.7
0.25	0.6169	3.3460	52.8	18.0	0.25	0.5949	3.5514	53.2	17.9
0.30	0.6626	3.1276	49.0	16.9	0.30	0.6396	3.3297	49.7	16.9
0.35	0.7143	2.8961	44.5	15.6	0.35	0.6898	3.0964	45.5	15.8
0.40	0.7743	2.6452	38.8	14.0	0.40	0.7473	2.8464	40.3	14.4
$\delta=1/2 \phi$					$\delta=1/2 \phi$				
0.00	0.3167	1.9013	55.7	45.6	0.00	0.3037	1.9336	56.3	45.3
0.05	0.3485	1.7739	53.1	44.4	0.05	0.3348	1.8068	53.7	44.2
0.10	0.3842	1.7442	50.2	43.1	0.10	0.3695	1.7780	50.9	42.9
0.15	0.4245	1.7119	47.0	41.6	0.15	0.4087	1.7467	47.8	41.5
0.20	0.4705	1.6767	43.5	39.9	0.20	0.4532	1.7125	44.4	39.9
0.25	0.5235	1.6377	39.7	38.0	0.25	0.5044	1.6749	40.7	39.1
0.30	0.5859	1.5941	35.4	35.7	0.30	0.5641	1.6330	36.7	36.0
0.35	0.6611	1.5444	30.7	32.8	0.35	0.6354	1.5857	32.2	33.4
0.40	0.7553	1.4859	25.3	29.3	0.40	0.7230	1.5309	27.1	30.3
$\delta=-1/2 \phi$					$\delta=-1/2 \phi$				
0.00	0.4328	4.1967	64.4	21.9	0.00	0.4172	4.4872	64.7	21.3
0.05	0.4632	4.0185	62.5	21.4	0.05	0.4472	4.2992	62.9	20.8
0.10	0.4958	3.8365	60.3	20.8	0.10	0.4793	4.1076	60.8	20.2
0.15	0.5309	3.6499	57.9	20.1	0.15	0.5138	3.9116	58.5	19.6
0.20	0.5691	3.4577	55.2	19.3	0.20	0.5512	3.7103	55.9	18.9
0.25	0.6110	3.2583	52.0	18.4	0.25	0.5921	3.5022	52.8	18.1
0.30	0.6575	3.0496	48.2	17.3	0.30	0.6372	3.2856	49.3	17.1
0.35	0.7102	2.8281	43.6	16.0	0.35	0.6877	3.0576	45.1	16.0
0.40	0.7716	2.5876	37.9	14.3	0.40	0.7459	2.8131	39.9	14.6
$\delta=2/3 \phi$					$\delta=2/3 \phi$				
0.00	0.3044	1.5185	54.8	53.3	0.00	0.2917	1.5335	55.4	53.1
0.05	0.3363	1.5061	52.1	52.1	0.05	0.3228	1.5221	52.7	51.9
0.10	0.3723	1.4919	49.1	50.7	0.10	0.3578	1.5089	49.8	50.6
0.15	0.4133	1.4756	45.9	49.1	0.15	0.3976	1.4937	46.7	49.1
0.20	0.4603	1.4568	42.3	47.3	0.20	0.4431	1.4762	43.2	47.4
0.25	0.5150	1.4351	38.4	45.2	0.25	0.4959	1.4559	39.5	45.4
0.30	0.5800	1.4096	34.1	42.6	0.30	0.5580	1.4322	35.4	43.1
0.35	0.6591	1.3792	29.4	39.5	0.35	0.6329	1.4041	30.8	40.2
0.40	0.7593	1.3419	24.1	35.4	0.40	0.7260	1.3701	25.9	36.6
$\delta=-2/3 \phi$					$\delta=-2/3 \phi$				
0.00	0.4732	4.8815	67.4	19.5	0.00	0.4570	5.2842	67.7	18.8
0.05	0.5028	4.6559	65.8	19.0	0.05	0.4864	5.0429	66.1	18.4
0.10	0.5343	4.4263	63.9	18.5	0.10	0.5174	4.7977	64.3	17.9
0.15	0.5678	4.1918	61.8	17.9	0.15	0.5505	4.5477	62.2	17.4
0.20	0.6038	3.9512	59.3	17.3	0.20	0.5859	4.2920	59.9	16.8
0.25	0.6427	3.7028	56.4	16.5	0.25	0.6241	4.0291	57.1	16.1
0.30	0.6854	3.4443	52.9	15.5	0.30	0.6657	3.7568	53.9	15.3
0.35	0.7330	3.1716	48.5	14.4	0.35	0.7116	3.4717	49.9	14.3
0.40	0.7876	2.8778	42.9	12.9	0.40	0.7636	3.1684	44.9	13.1

表 12-1.1 土壓係數參考值(續 4)

$\phi=30.0$
 $\delta=0.0$

k	$K_a \cdot \cos \delta$	$K_p \cdot \cos \delta$	ζ_a	ζ_p
0.00	0.3333	3.0000	60.0	30.0
0.05	0.3635	2.9121	57.8	29.3
0.10	0.3966	2.8213	55.3	28.4
0.15	0.4329	2.7272	52.6	27.5
0.20	0.4733	2.6291	49.6	26.5
0.25	0.5183	2.5263	46.3	25.3
0.30	0.5693	2.4176	42.6	24.0
0.35	0.6279	2.3013	38.4	22.5
0.40	0.6967	2.1747	33.6	20.6

$\delta=15.0$

0.00	0.2911	1.8660	56.9	45.0
0.05	0.3215	1.8401	54.3	43.9
0.10	0.3554	1.8121	51.6	42.7
0.15	0.3935	1.7817	48.6	41.4
0.20	0.4366	1.7486	45.3	39.9
0.25	0.4861	1.7123	41.8	38.2
0.30	0.5434	1.6721	37.8	36.2
0.35	0.6112	1.6270	33.6	33.9
0.40	0.6934	1.5753	28.8	31.1

$\delta=-15$

0.00	0.4019	4.8069	65.1	20.7
0.05	0.4315	4.6083	63.3	20.2
0.10	0.4631	4.4061	61.3	19.7
0.15	0.4970	4.1997	59.0	19.1
0.20	0.5337	3.9882	56.5	18.5
0.25	0.5736	3.7705	53.6	17.8
0.30	0.6174	3.5449	50.3	16.9
0.35	0.6661	3.3088	46.4	15.9
0.40	0.7214	3.0583	41.7	14.7

$\delta=1/2\phi$

0.00	0.2911	1.8660	56.9	45.0
0.05	0.3215	1.8401	54.3	43.9
0.10	0.3554	1.8121	51.6	42.7
0.15	0.3935	1.7817	48.6	41.4
0.20	0.4366	1.7486	45.3	39.9
0.25	0.4861	1.7123	41.8	38.2
0.30	0.5434	1.6721	37.8	36.2
0.35	0.6112	1.6270	33.6	33.9
0.40	0.6934	1.5753	28.8	31.1

$\delta=-1/2\phi$

0.00	0.4019	4.8069	65.1	20.7
0.05	0.4315	4.6083	63.3	20.2
0.10	0.4631	4.4061	61.3	19.7
0.15	0.4970	4.1997	59.0	19.1
0.20	0.5337	3.9882	56.5	18.5
0.25	0.5736	3.7705	53.6	17.8
0.30	0.6174	3.5449	50.3	16.9
0.35	0.6661	3.3088	46.4	15.9
0.40	0.7214	3.0583	41.7	14.7

$\delta=2/3\phi$

0.00	0.2794	1.5481	56.0	52.9
0.05	0.3097	1.5377	53.4	51.7
0.10	0.3438	1.5255	50.5	50.5
0.15	0.3825	1.5115	47.5	49.0
0.20	0.4266	1.4952	44.1	47.4
0.25	0.4775	1.4764	40.5	45.5
0.30	0.5371	1.4543	36.5	43.4
0.35	0.6083	1.4284	32.2	40.8
0.40	0.6956	1.3972	27.5	37.6

$\delta=-2/3\phi$

0.00	0.4411	5.7372	68.0	18.1
0.05	0.4701	5.4781	66.4	17.7
0.10	0.5008	5.2154	64.7	17.3
0.15	0.5334	4.9482	62.7	16.9
0.20	0.5683	4.6753	60.3	16.3
0.25	0.6057	4.3957	57.9	15.7
0.30	0.6463	4.1174	54.9	15.0
0.35	0.6908	3.8376	51.2	14.1
0.40	0.7405	3.4916	46.7	13.1

$\phi=31.0$
 $\delta=0.0$

k	$K_a \cdot \cos \delta$	$K_p \cdot \cos \delta$	ζ_a	ζ_p
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
0.05	0.3087	1.8735	55.0	43.6
0.10	0.3417	1.8464	52.3	42.5
0.15	0.3787	1.8170	49.3	41.2
0.20	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

$\delta=-1/2\phi$

0.00	0.3870	5.1600	65.5	20.0
0.05	0.4161	4.9496	63.7	19.6
0.10	0.4472	4.7357	61.7	19.1
0.15	0.4805	4.5179	59.6	18.6
0.20	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

$\delta=2/3\phi$

0.00	0.2676	1.5623	56.6	52.7
0.05	0.2971	1.5529	54.0	51.5
0.10	0.3304	1.5418	51.2	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

$\delta=-2/3\phi$

0.00	0.4254	6.2491	68.3	17.4
0.05	0.4541	5.9701	66.8	17.1
0.10	0.4844	5.6875	65.1	16.7
0.15	0.5166	5.4006	63.2	16.3
0.20	0.5509	5.1084	61.0	15.8
0.25	0.5876	4.8099	59.5	15.3
0.30	0.6272	4.5031	55.7	14.6
0.35	0.6704	4.1959	51.3	13.9
0.40	0.7183	3.8942	48.2	13.0

表 12-1.1 土壓係數參考值(續 5)

$\phi=32.0$
 $\delta=0.0$

k	$K_a \cdot \cos \delta$	$K_p \cdot \cos \delta$	ζ_a	ζ_p
0.00	0.3073	3.2546	61.0	29.0
0.05	0.3362	3.1632	58.9	29.3
0.10	0.3678	3.0630	56.5	27.6
0.15	0.4025	2.9713	54.0	26.8
0.20	0.4408	2.8711	51.2	25.9
0.25	0.4833	2.7662	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	0.6469	2.4180	36.7	21.1

$\delta=15.0$

0.00	0.2696	2.0011	58.2	43.1
0.05	0.2994	1.9735	55.8	42.1
0.10	0.3306	1.9439	53.1	41.0
0.15	0.3666	1.9122	50.3	39.8
0.20	0.4072	1.8779	47.2	38.5
0.25	0.4532	1.8408	43.9	37.1
0.30	0.5060	1.7999	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	5.3521	65.4	19.9
0.05	0.3954	5.1406	63.6	19.5
0.10	0.4261	4.9239	61.7	19.1
0.15	0.4590	4.7073	59.6	18.6
0.20	0.4945	4.4942	57.2	18.0
0.25	0.5329	4.2837	54.5	17.4
0.30	0.5749	4.0203	51.5	16.7
0.35	0.6210	3.7763	48.1	15.9
0.40	0.6726	3.5211	44.1	15.0

$\delta=1/2 \phi$

0.00	0.2674	1.9316	58.0	44.4
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

$\delta=-1/2 \phi$

0.00	0.3723	5.5511	65.9	19.4
0.05	0.4010	5.3278	64.1	19.0
0.10	0.4316	5.1011	62.2	18.6
0.15	0.4644	4.8705	60.1	18.1
0.20	0.4996	4.6353	57.8	17.6
0.25	0.5377	4.3946	55.1	17.0
0.30	0.5792	4.1469	52.2	16.3
0.35	0.6248	3.8905	48.9	15.6
0.40	0.6756	3.6225	44.9	14.6

$\delta=2/3 \phi$

0.00	0.2562	1.5761	57.2	52.4
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	45.9	47.4
0.25	0.4430	1.5161	42.4	45.8
0.30	0.4982	1.4973	38.7	43.9
0.35	0.5632	1.4752	34.7	41.7
0.40	0.6412	1.4490	30.4	39.1

$\delta=-2/3 \phi$

0.00	0.4100	6.8307	68.6	16.7
0.05	0.4383	6.5292	67.1	16.4
0.10	0.4683	6.2241	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	0.5699	5.2803	59.2	14.9
0.30	0.6085	4.9524	56.5	14.3
0.35	0.6506	4.6147	53.3	13.6
0.40	0.6967	4.2640	49.5	12.9

$\phi=33.0$
 $\delta=0.0$

k	$K_a \cdot \cos \delta$	$K_p \cdot \cos \delta$	ζ_a	ζ_p
0.00	0.2948	3.3921	61.5	29.5
0.05	0.3231	3.2988	59.4	27.9
0.10	0.3541	3.2030	57.1	27.2
0.15	0.3880	3.1041	54.6	26.5
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	45.7	23.7
0.35	0.5646	2.6677	42.1	22.6
0.40	0.6240	2.5434	38.1	21.2

$\delta=15.0$

0.00	0.2592	2.0724	58.9	42.2
0.05	0.2874	2.0441	56.4	41.2
0.10	0.3189	2.0139	53.9	40.2
0.15	0.3538	1.9814	51.1	39.1
0.20	0.3931	1.9465	48.1	37.9
0.25	0.4376	1.9089	44.9	36.5
0.30	0.4885	1.8677	41.4	35.0
0.35	0.5472	1.8226	37.7	33.3
0.40	0.6161	1.7726	33.6	31.3

$\delta=-15$

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	19.7
0.15	0.4410	4.9894	59.9	19.3
0.20	0.4759	4.7598	57.6	17.9
0.25	0.5136	4.5249	55.0	17.2
0.30	0.5546	4.2838	52.1	16.6
0.35	0.5996	4.0348	48.8	15.9
0.40	0.6496	3.7756	45.1	15.0

$\delta=1/2 \phi$

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	0.3508	1.8894	50.9	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
0.35	0.5460	1.7511	37.3	34.8
0.40	0.6160	1.7069	33.2	32.7

$\delta=-1/2 \phi$

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	0.4486	5.2628	60.6	17.6
0.20	0.4831	5.0137	58.4	17.1
0.25	0.5204	4.7593	55.8	16.6
0.30	0.5608	4.4985	53.0	16.0
0.35	0.6050	4.2295	49.8	15.3
0.40	0.6539	3.9500	46.1	14.5

$\delta=2/3 \phi$

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
0.20	0.3807	1.5501	46.6	47.4
0.25	0.4268	1.5353	43.3	45.8
0.30	0.4801	1.5191	39.7	44.1
0.35	0.5424	1.4978	35.9	42.1
0.40	0.6166	1.4737	31.8	39.7

$\delta=-2/3 \phi$

0.00	0.3948	7.4956	68.9	16.0
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	0.5168	6.1634	62.0	14.7
0.25	0.5522	5.8191	59.9	14.3
0.30	0.5901	5.4656	57.2	13.8
0.35	0.6311	5.1041	54.3	13.3
0.40	0.6757	4.7307	50.9	12.6

表 12-1.1 土壓係數參考值(續 6)

$\phi=34.0$
 $\delta=0.0$

k	$K_a \cdot \cos \delta$	$K_p \cdot \cos \delta$	ζ_a	ζ_p
0.00	0.2827	3.5371	62.0	28.0
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
0.25	0.4504	3.0322	49.8	24.5
0.30	0.4951	2.9201	46.6	23.6
0.35	0.5452	2.8025	43.2	22.5
0.40	0.6020	2.6782	39.4	21.3

$\delta=15.0$

0.00	0.2491	2.1465	59.5	41.3
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

$\delta=-15$

0.00	0.3342	5.9805	65.8	19.1
0.05	0.3620	5.7545	64.1	18.7
0.10	0.3917	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

$\delta=1/2\phi$

0.00	0.2452	1.9979	59.2	43.7
0.05	0.2727	1.9753	56.8	42.8
0.10	0.3034	1.9510	54.3	41.8
0.15	0.3376	1.9246	51.5	40.7
0.20	0.3760	1.8959	48.6	39.5
0.25	0.4195	1.8647	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

$\delta=-1/2\phi$

0.00	0.3440	6.4717	66.6	18.1
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	56.5	16.1
0.30	0.5428	4.8908	53.8	15.6
0.35	0.5858	4.6075	50.8	15.0
0.40	0.6330	4.3145	47.3	14.3

$\delta=2/3\phi$

0.00	0.2346	1.6025	58.4	52.0
0.05	0.2620	1.5962	55.9	51.0
0.10	0.2928	1.5883	53.3	49.9
0.15	0.3273	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	1.5384	40.7	44.2
0.35	0.5226	1.5198	37.0	42.4
0.40	0.5934	1.4979	33.1	40.2

$\delta=-2/3\phi$

0.00	0.3799	8.2606	69.2	15.3
0.05	0.4075	7.9037	67.7	15.1
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

$\phi=35.0$
 $\delta=0.0$

k	$K_a \cdot \cos \delta$	$K_p \cdot \cos \delta$	ζ_a	ζ_p
0.00	0.2710	3.6902	62.5	27.5
0.05	0.2981	3.5930	60.5	26.9
0.10	0.3277	3.4934	58.3	26.4
0.15	0.3601	3.3910	55.9	25.7
0.20	0.3956	3.2855	53.3	25.0
0.25	0.4347	3.1764	50.6	24.2
0.30	0.4780	3.0630	47.6	23.4
0.35	0.5265	2.9446	44.3	22.4
0.40	0.5811	2.8199	40.7	21.3

$\delta=15.0$

0.00	0.2393	2.2236	60.1	40.5
0.05	0.2662	2.1939	57.8	39.6
0.10	0.2960	2.1623	55.4	38.7
0.15	0.3292	2.1287	52.7	37.7
0.20	0.3664	2.0928	49.9	36.6
0.25	0.4081	2.0542	46.9	35.5
0.30	0.4554	2.0126	43.6	34.1
0.35	0.5094	1.9674	40.1	32.7
0.40	0.5720	1.9180	36.4	31.0

$\delta=-15$

0.00	0.3189	6.3314	66.1	18.7
0.05	0.3462	6.0973	64.4	18.4
0.10	0.3754	5.8602	62.5	18.0
0.15	0.4067	5.6198	60.5	17.6
0.20	0.4403	5.3755	58.3	17.2
0.25	0.4766	5.1266	55.9	16.8
0.30	0.5158	4.8721	53.3	16.2
0.35	0.5586	4.6108	50.3	15.6
0.40	0.6057	4.3411	47.0	15.0

$\delta=1/2\phi$

0.00	0.2347	2.0314	59.7	43.4
0.05	0.2616	2.0097	57.4	42.5
0.10	0.2914	1.9863	54.9	41.5
0.15	0.3248	1.9610	52.3	40.5
0.20	0.3622	1.9334	49.4	39.3
0.25	0.4044	1.9035	46.3	38.1
0.30	0.4524	1.8707	43.0	36.7
0.35	0.5075	1.8346	39.5	35.2
0.40	0.5715	1.7946	35.7	33.4

$\delta=-1/2\phi$

0.00	0.3303	7.0162	66.9	17.4
0.05	0.3577	6.7447	65.3	17.1
0.10	0.3868	6.4702	63.5	16.8
0.15	0.4178	6.1923	61.6	16.5
0.20	0.4511	5.9102	59.5	16.1
0.25	0.4867	5.6234	57.2	15.7
0.30	0.5252	5.3308	54.6	15.2
0.35	0.5670	5.0310	51.7	14.7
0.40	0.6127	4.7224	48.4	14.0

$\delta=2/3\phi$

0.00	0.2244	1.6150	58.9	51.8
0.05	0.2511	1.6097	56.5	50.8
0.10	0.2811	1.6030	53.9	49.7
0.15	0.3147	1.5947	51.2	48.6
0.20	0.3528	1.5847	48.2	47.3
0.25	0.3962	1.5726	45.1	45.9
0.30	0.4460	1.5583	41.7	44.3
0.35	0.5037	1.5414	38.1	42.6
0.40	0.5715	1.5214	34.3	40.6

$\delta=-2/3\phi$

0.00	0.3652	9.1469	69.5	14.6
0.05	0.3925	8.7560	68.1	14.4
0.10	0.4213	8.3618	66.5	14.1
0.15	0.4517	7.9639	64.8	13.9
0.20	0.4838	7.5616	63.0	13.6
0.25	0.5179	7.1539	60.9	13.3
0.30	0.5543	6.7399	58.6	12.9
0.35	0.5932	6.3180	56.0	12.5
0.40	0.6353	5.8859	53.0	12.0

表 12-1.1 土壓係數參考值(續 7)

$\phi=36.0$ $\delta=0.0$					$\phi=37.0$ $\delta=0.0$				
k	$K_a \cdot \cos \delta$	$K_p \cdot \cos \delta$	ζ_a	ζ_p	k	$K_a \cdot \cos \delta$	$K_p \cdot \cos \delta$	ζ_a	ζ_p
0.00	0.2596	3.8518	63.0	27.0	0.00	0.2486	4.0228	63.5	26.5
0.05	0.2862	3.7526	61.0	26.5	0.05	0.2746	3.9214	61.5	26.0
0.10	0.3151	3.6510	58.8	25.9	0.10	0.3029	3.8178	59.4	25.5
0.15	0.3468	3.5467	56.5	25.3	0.15	0.3338	3.7115	57.2	24.9
0.20	0.3814	3.4395	54.0	24.7	0.20	0.3676	3.6024	54.7	24.3
0.25	0.4195	3.3287	51.4	23.9	0.25	0.4047	3.4899	52.1	23.6
0.30	0.4616	3.2140	48.4	23.1	0.30	0.4456	3.3737	49.3	22.9
0.35	0.5084	3.0945	45.3	22.3	0.35	0.4910	3.2529	46.2	22.1
0.40	0.5610	2.9692	41.8	21.3	0.40	0.5417	3.1269	42.9	21.2
$\delta=15.0$					$\delta=15.0$				
0.00	0.2298	2.3037	60.7	39.7	0.00	0.2205	2.3873	61.3	38.9
0.05	0.2561	2.2734	58.5	38.9	0.05	0.2462	2.3564	59.1	38.1
0.10	0.2851	2.2413	56.1	38.0	0.10	0.2745	2.3237	56.8	37.3
0.15	0.3175	2.2071	53.5	37.0	0.15	0.3061	2.2890	54.3	36.4
0.20	0.3536	2.1707	50.7	36.0	0.20	0.3412	2.2521	51.6	35.4
0.25	0.3941	2.1317	47.8	34.9	0.25	0.3805	2.2128	48.7	34.4
0.30	0.4398	2.0899	44.6	33.7	0.30	0.4247	2.1706	45.6	33.3
0.35	0.4918	2.0446	41.3	32.4	0.35	0.4748	2.1253	42.4	32.0
0.40	0.5516	1.9954	37.7	30.9	0.40	0.5321	2.0763	38.9	30.6
$\delta=-15$					$\delta=-15$				
0.00	0.3041	6.7101	66.3	18.3	0.00	0.2900	7.1196	66.6	17.8
0.05	0.3310	6.4673	64.7	18.0	0.05	0.3163	6.8676	65.0	17.6
0.10	0.3597	6.2218	62.8	17.7	0.10	0.3445	6.6129	63.2	17.3
0.15	0.3904	5.9730	60.9	17.3	0.15	0.3746	6.3550	61.2	17.0
0.20	0.4234	5.7204	58.7	16.9	0.20	0.4070	6.0936	59.1	16.6
0.25	0.4589	5.4635	56.4	16.5	0.25	0.4418	5.8280	56.9	16.2
0.30	0.4973	5.2013	53.8	16.0	0.30	0.4794	5.5574	54.4	15.8
0.35	0.5391	4.9328	51.0	15.5	0.35	0.5202	5.2810	51.7	15.3
0.40	0.5849	4.6566	47.8	14.9	0.40	0.5647	4.9973	48.6	14.7
$\delta=1/2 \phi$					$\delta=1/2 \phi$				
0.00	0.2246	2.0650	60.3	43.1	0.00	0.2148	2.0988	60.9	42.8
0.05	0.2508	2.0443	58.0	42.2	0.05	0.2404	2.0791	58.6	41.9
0.10	0.2799	2.0219	55.6	41.3	0.10	0.2688	2.0578	56.2	41.0
0.15	0.3124	1.9976	53.0	40.3	0.15	0.3004	2.0346	53.6	40.1
0.20	0.3488	1.9713	50.2	39.2	0.20	0.3358	2.0094	50.9	39.0
0.25	0.3898	1.9425	47.2	38.0	0.25	0.3757	1.9819	48.0	37.9
0.30	0.4363	1.9112	44.0	36.7	0.30	0.4208	1.9520	44.9	36.7
0.35	0.4894	1.8767	40.5	35.3	0.35	0.4721	1.9191	41.6	35.3
0.40	0.5509	1.8387	36.9	33.6	0.40	0.5312	1.8829	38.0	33.8
$\delta=-1/2 \phi$					$\delta=-1/2 \phi$				
0.00	0.3170	7.6295	67.3	16.7	0.00	0.3039	8.3238	67.7	16.1
0.05	0.3438	7.3381	65.7	16.5	0.05	0.3303	8.0099	66.1	15.9
0.10	0.3725	7.0437	64.0	16.2	0.10	0.3584	7.6931	64.4	15.6
0.15	0.4029	6.7460	62.1	15.9	0.15	0.3884	7.3731	62.6	15.3
0.20	0.4355	6.4444	60.0	15.6	0.20	0.4203	7.0494	60.6	15.0
0.25	0.4704	6.1381	57.8	15.2	0.25	0.4545	6.7212	58.4	14.7
0.30	0.5080	5.8264	55.3	14.8	0.30	0.4912	6.3877	56.0	14.3
0.35	0.5487	5.5080	52.6	14.3	0.35	0.5308	6.0480	53.4	13.9
0.40	0.5929	5.1814	49.5	13.8	0.40	0.5737	5.7006	50.5	13.4
$\delta=2/3 \phi$					$\delta=2/3 \phi$				
0.00	0.2146	1.6270	59.5	51.6	0.00	0.2051	1.6386	60.1	51.3
0.05	0.2406	1.6229	57.2	50.6	0.05	0.2305	1.6356	57.8	50.4
0.10	0.2698	1.6173	54.6	49.6	0.10	0.2589	1.6311	55.3	49.4
0.15	0.3026	1.6102	51.9	48.4	0.15	0.2909	1.6252	52.6	48.3
0.20	0.3396	1.6014	49.0	47.2	0.20	0.3269	1.6176	49.8	47.2
0.25	0.3817	1.5907	45.9	45.9	0.25	0.3678	1.6082	46.7	45.9
0.30	0.4299	1.5778	42.6	44.4	0.30	0.4145	1.5968	43.5	44.5
0.35	0.4856	1.5625	39.1	42.8	0.35	0.4683	1.5831	40.1	42.9
0.40	0.5507	1.5444	35.4	40.9	0.40	0.5309	1.5668	36.5	41.2
$\delta=-2/3 \phi$					$\delta=-2/3 \phi$				
0.00	0.3509	10.1822	69.8	13.9	0.00	0.3368	11.4019	70.1	13.1
0.05	0.3778	9.7515	68.4	13.7	0.05	0.3633	10.9245	68.7	13.0
0.10	0.4062	9.3176	66.9	13.5	0.10	0.3913	10.4441	67.2	12.8
0.15	0.4361	8.8802	65.2	13.2	0.15	0.4207	9.9602	65.6	12.6
0.20	0.4677	8.4385	63.4	13.0	0.20	0.4518	9.4722	63.9	12.4
0.25	0.5011	7.9918	61.5	12.7	0.25	0.4847	8.9793	62.0	12.1
0.30	0.5368	7.5389	59.2	12.4	0.30	0.5196	8.4806	59.9	11.9
0.35	0.5748	7.0786	56.8	12.0	0.35	0.5568	7.9748	57.5	11.5
0.40	0.6158	6.6088	53.9	11.6	0.40	0.5966	7.4602	54.8	11.2

表 12-1.1 土壓係數參考值(續 8)

$\phi = 38.0$ $\delta = 0.0$					$\phi = 39.0$ $\delta = 0.0$				
k	$K_a \cdot \cos \delta$	$K_p \cdot \cos \delta$	ζ_a	ζ_p	k	$K_a \cdot \cos \delta$	$K_p \cdot \cos \delta$	ζ_a	ζ_p
0.00	0.2379	4.2037	64.0	26.0	0.00	0.2275	4.3955	64.5	25.5
0.05	0.2633	4.1002	62.1	25.5	0.05	0.2524	4.2896	62.6	25.1
0.10	0.2910	3.9944	60.0	25.0	0.10	0.2794	4.1816	60.5	24.6
0.15	0.3212	3.8861	57.8	24.5	0.15	0.3089	4.0711	58.4	24.1
0.20	0.3542	3.7750	55.4	23.9	0.20	0.3411	3.9580	56.1	23.6
0.25	0.3903	3.6607	52.9	23.3	0.25	0.3764	3.8417	53.6	23.0
0.30	0.4301	3.5429	50.1	22.6	0.30	0.4151	3.7221	50.9	22.4
0.35	0.4741	3.4206	47.2	21.9	0.35	0.4578	3.5984	48.1	21.7
0.40	0.5231	3.2935	44.0	21.1	0.40	0.5051	3.4701	45.0	20.9
$\delta = 15.0$					$\delta = 15.0$				
0.00	0.2115	2.4744	61.9	38.1	0.00	0.2027	2.5652	62.6	37.4
0.05	0.2365	2.4429	59.8	37.4	0.05	0.2272	2.5333	60.4	36.6
0.10	0.2642	2.4097	57.5	36.6	0.10	0.2542	2.4995	58.1	35.9
0.15	0.2949	2.3745	55.0	35.7	0.15	0.2841	2.4659	55.7	35.1
0.20	0.3291	2.3372	52.4	34.8	0.20	0.3174	2.4262	53.2	34.3
0.25	0.3673	2.2975	49.6	33.9	0.25	0.3545	2.3862	50.4	33.3
0.30	0.4101	2.2551	46.6	32.8	0.30	0.3960	2.3436	47.5	32.4
0.35	0.4585	2.2097	43.4	31.7	0.35	0.4427	2.2991	44.5	31.3
0.40	0.5135	2.1608	40.1	30.4	0.40	0.4957	2.2493	41.2	30.1
$\delta = -15$					$\delta = -15$				
0.00	0.2763	7.5633	66.9	17.4	0.00	0.2632	8.0452	67.2	17.0
0.05	0.3022	7.3014	65.3	17.2	0.05	0.2886	7.7726	65.6	16.8
0.10	0.3298	7.0369	63.5	16.9	0.10	0.3157	7.4975	63.9	16.6
0.15	0.3594	6.7693	61.6	16.6	0.15	0.3447	7.2194	62.0	16.2
0.20	0.3911	6.4982	59.6	16.3	0.20	0.3757	6.9390	60.0	15.9
0.25	0.4252	6.2232	57.3	15.9	0.25	0.4091	6.6529	57.9	15.6
0.30	0.4620	5.9435	54.9	15.5	0.30	0.4451	6.3631	55.5	15.3
0.35	0.5018	5.6583	52.3	15.1	0.35	0.4840	6.0622	52.9	14.9
0.40	0.5451	5.3664	49.4	14.6	0.40	0.5262	5.7671	50.2	14.4
$\delta = 1/2 \phi$					$\delta = 1/2 \phi$				
0.00	0.2053	2.1328	61.5	42.5	0.00	0.1962	2.1670	62.0	42.2
0.05	0.2303	2.1142	59.2	41.7	0.05	0.2205	2.1494	59.9	41.4
0.10	0.2580	2.0939	56.9	40.8	0.10	0.2475	2.1302	57.5	40.5
0.15	0.2888	2.0718	54.3	39.9	0.15	0.2776	2.1093	55.0	39.6
0.20	0.3233	2.0479	51.6	38.9	0.20	0.3112	2.0865	52.4	38.7
0.25	0.3621	2.0216	48.8	37.8	0.25	0.3489	2.0616	49.6	37.7
0.30	0.4058	1.9930	45.7	36.6	0.30	0.3914	2.0344	46.6	36.6
0.35	0.4555	1.9618	42.5	35.3	0.35	0.4395	2.0047	43.5	35.4
0.40	0.5124	1.9273	39.1	33.9	0.40	0.4945	1.9720	40.2	34.0
$\delta = -1/2 \phi$					$\delta = -1/2 \phi$				
0.00	0.2911	9.1140	68.0	15.4	0.00	0.2787	10.0188	68.4	14.8
0.05	0.3171	8.7747	66.5	15.2	0.05	0.3042	9.6508	66.9	14.6
0.10	0.3447	8.4325	64.8	15.0	0.10	0.3313	9.2794	65.2	14.4
0.15	0.3741	8.0873	63.0	14.8	0.15	0.3601	8.9053	63.5	14.2
0.20	0.4054	7.7393	61.1	14.5	0.20	0.3908	8.5276	61.6	13.9
0.25	0.4389	7.3851	59.0	14.2	0.25	0.4236	8.1459	59.6	13.7
0.30	0.4747	7.0270	56.7	13.9	0.30	0.4586	7.7594	57.4	13.4
0.35	0.5133	6.6629	54.2	13.5	0.35	0.4962	7.3672	55.0	13.0
0.40	0.5550	6.2915	51.4	13.1	0.40	0.5368	6.9682	52.3	12.7
$\delta = 2/3 \phi$					$\delta = 2/3 \phi$				
0.00	0.1959	1.6497	60.7	51.1	0.00	0.1871	1.6603	61.3	50.9
0.05	0.2207	1.6478	58.4	50.2	0.05	0.2112	1.6595	59.0	50.0
0.10	0.2484	1.6445	55.9	49.2	0.10	0.2382	1.6574	56.6	49.1
0.15	0.2795	1.6398	53.3	48.2	0.15	0.2686	1.6559	54.0	48.1
0.20	0.3146	1.6334	50.5	47.1	0.20	0.3027	1.6488	51.3	47.0
0.25	0.3544	1.6254	47.5	45.9	0.25	0.3414	1.6401	48.3	45.8
0.30	0.3997	1.6154	44.4	44.5	0.30	0.3854	1.6335	45.3	44.5
0.35	0.4517	1.6032	41.1	43.1	0.35	0.4358	1.6229	42.0	43.2
0.40	0.5120	1.5886	37.6	41.4	0.40	0.4940	1.6099	38.6	41.6
$\delta = -2/3 \phi$					$\delta = -2/3 \phi$				
0.00	0.3230	12.8532	70.4	12.4	0.00	0.3095	14.5992	70.7	11.7
0.05	0.3492	12.3204	69.0	12.3	0.05	0.3353	14.0001	69.3	11.6
0.10	0.3767	11.7847	67.6	12.1	0.10	0.3623	13.3980	67.9	11.4
0.15	0.4056	11.2456	66.0	11.9	0.15	0.3908	12.7927	66.4	11.3
0.20	0.4362	10.7025	64.3	11.8	0.20	0.4208	12.1935	64.9	11.1
0.25	0.4684	10.1548	62.5	11.5	0.25	0.4525	11.5998	63.0	10.9
0.30	0.5026	9.6015	60.4	11.3	0.30	0.4860	10.9507	61.0	10.7
0.35	0.5390	9.0414	58.2	11.0	0.35	0.5216	10.3253	58.9	10.5
0.40	0.5779	8.4731	55.7	10.7	0.40	0.5595	9.6920	56.5	10.2

表 12-1.1 土壓係數參考值(續 9)

$\phi=40.0$ $\delta=0.0$					$\phi=41.0$ $\delta=0.0$				
k	$K_a \cdot \cos \delta$	$K_p \cdot \cos \delta$	ζ_a	ζ_p	k	$K_a \cdot \cos \delta$	$K_p \cdot \cos \delta$	ζ_a	ζ_p
0.00	0.2174	4.5989	65.0	25.0	0.00	0.2077	4.8150	65.5	24.5
0.05	0.2418	4.4907	63.1	24.6	0.05	0.2315	4.7043	63.6	24.1
0.10	0.2682	4.3803	61.1	24.2	0.10	0.2573	4.5915	61.7	23.7
0.15	0.2970	4.2676	59.0	23.7	0.15	0.2854	4.4764	59.6	23.3
0.20	0.3284	4.1523	56.7	23.2	0.20	0.3161	4.3588	57.3	22.8
0.25	0.3628	4.0340	54.3	22.6	0.25	0.3496	4.2384	55.0	22.3
0.30	0.4005	3.9124	51.7	22.1	0.30	0.3863	4.1148	52.5	21.7
0.35	0.4419	3.7871	49.0	21.4	0.35	0.4266	3.9875	49.8	21.2
0.40	0.4878	3.6573	46.0	20.7	0.40	0.4710	3.8562	47.0	20.5
$\delta=15.0$					$\delta=15.0$				
0.00	0.1942	2.6601	63.2	36.6	0.00	0.1859	2.7593	63.7	35.9
0.05	0.2181	2.6276	61.1	35.9	0.05	0.2092	2.7263	61.7	35.3
0.10	0.2444	2.5935	58.8	35.2	0.10	0.2349	2.6917	59.5	34.6
0.15	0.2736	2.5574	56.5	34.5	0.15	0.2634	2.6553	57.2	33.9
0.20	0.3060	2.5193	53.9	33.7	0.20	0.2949	2.6168	54.7	33.1
0.25	0.3421	2.4790	51.3	32.8	0.25	0.3300	2.5762	52.1	32.3
0.30	0.3823	2.4362	48.5	31.9	0.30	0.3691	2.5332	49.3	31.4
0.35	0.4275	2.3906	45.5	30.9	0.35	0.4129	2.4875	46.4	30.5
0.40	0.4786	2.3418	42.3	29.8	0.40	0.4621	2.4389	43.4	29.5
$\delta=-15$					$\delta=-15$				
0.00	0.2506	8.5697	67.6	16.6	0.00	0.2394	9.1418	67.9	16.1
0.05	0.2754	8.2856	65.9	16.3	0.05	0.2627	8.8453	66.3	15.9
0.10	0.3020	7.9990	64.2	16.1	0.10	0.2887	8.5464	64.6	15.7
0.15	0.3304	7.7096	62.4	15.9	0.15	0.3166	8.2447	62.8	15.5
0.20	0.3608	7.4169	60.4	15.6	0.20	0.3464	7.9399	60.9	15.2
0.25	0.3935	7.1207	58.3	15.3	0.25	0.3784	7.6316	58.8	15.0
0.30	0.4287	6.8202	56.0	15.0	0.30	0.4128	7.3193	56.6	14.7
0.35	0.4667	6.5147	53.6	14.6	0.35	0.4499	7.0023	54.2	14.3
0.40	0.5078	6.2035	50.9	14.2	0.40	0.4899	6.6798	51.6	14.0
$\delta=1/2\phi$					$\delta=1/2\phi$				
0.00	0.1874	2.2013	62.6	41.9	0.00	0.1789	2.2358	63.2	41.5
0.05	0.2111	2.1848	60.4	41.1	0.05	0.2020	2.2204	61.0	40.8
0.10	0.2374	2.1668	58.1	40.3	0.10	0.2277	2.2035	58.8	40.0
0.15	0.2668	2.1470	55.7	39.4	0.15	0.2563	2.1850	56.4	39.2
0.20	0.2995	2.1254	53.1	38.5	0.20	0.2882	2.1647	53.8	38.3
0.25	0.3362	2.1019	50.4	37.5	0.25	0.3239	2.1425	51.1	37.4
0.30	0.3775	2.0761	47.5	36.5	0.30	0.3640	2.1182	48.3	36.4
0.35	0.4241	2.0480	44.4	35.3	0.35	0.4093	2.0915	45.3	35.3
0.40	0.4772	2.0170	41.2	34.1	0.40	0.4606	2.0623	42.2	34.1
$\delta=-1/2\phi$					$\delta=-1/2\phi$				
0.00	0.2666	11.0616	68.8	14.1	0.00	0.2548	12.2719	69.1	13.4
0.05	0.2916	10.6600	67.3	13.9	0.05	0.2793	11.8319	67.7	13.3
0.10	0.3182	10.2557	65.7	13.8	0.10	0.3054	11.3892	66.1	13.1
0.15	0.3465	9.8484	64.0	13.6	0.15	0.3331	10.9437	64.4	12.9
0.20	0.3765	9.4378	62.1	13.3	0.20	0.3626	10.4949	62.6	12.8
0.25	0.4086	9.0232	60.1	13.1	0.25	0.3940	10.0422	60.7	12.6
0.30	0.4429	8.6040	58.0	12.9	0.30	0.4274	9.5852	58.6	12.3
0.35	0.4796	8.1794	55.7	12.6	0.35	0.4633	9.1230	56.4	12.1
0.40	0.5190	7.7484	53.2	12.2	0.40	0.5017	8.6547	54.0	11.8
$\delta=2/3\phi$					$\delta=2/3\phi$				
0.00	0.1786	1.6704	61.9	50.7	0.00	0.1704	1.6800	62.5	50.5
0.05	0.2021	1.6708	59.6	49.8	0.05	0.1933	1.6815	60.2	49.6
0.10	0.2284	1.6698	57.2	48.9	0.10	0.2189	1.6818	57.9	48.7
0.15	0.2580	1.6675	54.7	47.9	0.15	0.2477	1.6807	55.4	47.8
0.20	0.2912	1.6637	52.0	46.9	0.20	0.2801	1.6781	52.7	46.8
0.25	0.3289	1.6583	49.1	45.8	0.25	0.3167	1.6740	49.9	45.7
0.30	0.3716	1.6511	46.1	44.6	0.30	0.3583	1.6683	47.0	44.5
0.35	0.4205	1.6420	43.0	43.2	0.35	0.4057	1.6606	43.9	43.3
0.40	0.4768	1.6307	39.6	41.8	0.40	0.4602	1.6510	40.6	41.9
$\delta=-2/3\phi$					$\delta=-2/3\phi$				
0.00	0.2963	16.7264	71.0	10.9	0.00	0.2834	19.3552	71.3	10.2
0.05	0.3216	16.0465	69.7	10.8	0.05	0.3083	18.5760	70.0	10.1
0.10	0.3482	15.3639	68.3	10.7	0.10	0.3344	17.7940	68.6	10.0
0.15	0.3762	14.6780	66.8	10.6	0.15	0.3620	17.0089	67.2	9.9
0.20	0.4057	13.9884	65.2	10.5	0.20	0.3909	16.2202	65.6	9.8
0.25	0.4368	13.2945	63.4	10.3	0.25	0.4214	15.4272	63.9	9.7
0.30	0.4697	12.5954	61.6	10.1	0.30	0.4536	14.6293	62.1	9.5
0.35	0.5045	11.8902	59.5	9.9	0.35	0.4877	13.8256	60.1	9.3
0.40	0.5415	11.1776	57.2	9.7	0.40	0.5238	13.0148	57.9	9.2

表 12-1.1 土壓係數參考值(續 10)

$\phi=42.0$ $\delta=0.0$					$\phi=43.0$ $\delta=0.0$				
k	$K_a \cdot \cos \delta$	$K_p \cdot \cos \delta$	ζ_a	ζ_p	k	$K_a \cdot \cos \delta$	$K_p \cdot \cos \delta$	ζ_a	ζ_p
0.00	0.1982	5.0447	66.0	24.0	0.00	0.1891	5.2893	66.5	23.5
0.05	0.2215	4.9314	64.2	23.6	0.05	0.2117	5.1733	64.7	23.2
0.10	0.2467	4.8161	62.2	23.2	0.10	0.2364	5.0554	62.8	22.8
0.15	0.2742	4.6986	60.2	22.8	0.15	0.2633	4.9353	60.7	22.4
0.20	0.3042	4.5786	58.0	22.4	0.20	0.2925	4.8128	58.6	22.0
0.25	0.3368	4.4559	55.7	21.9	0.25	0.3244	4.6877	56.3	21.6
0.30	0.3726	4.3301	53.2	21.4	0.30	0.3592	4.5596	54.0	21.1
0.35	0.4117	4.2009	50.6	20.9	0.35	0.3973	4.4283	51.4	20.6
0.40	0.4548	4.0678	47.9	20.3	0.40	0.4391	4.2932	48.8	20.0
$\delta=15.0$					$\delta=15.0$				
0.00	0.1778	2.8630	64.3	35.2	0.00	0.1700	2.9716	64.9	34.5
0.05	0.2006	2.8296	62.3	34.6	0.05	0.1922	2.9378	62.9	33.9
0.10	0.2257	2.7946	60.1	33.9	0.10	0.2167	2.9024	60.8	33.3
0.15	0.2534	2.7578	57.9	33.3	0.15	0.2438	2.8653	58.6	32.7
0.20	0.2842	2.7190	55.5	32.5	0.20	0.2737	2.8262	56.2	32.0
0.25	0.3183	2.6782	52.9	31.8	0.25	0.3069	2.7851	53.7	31.3
0.30	0.3563	2.6350	50.2	31.0	0.30	0.3438	2.7418	51.1	30.5
0.35	0.3987	2.5892	47.4	30.1	0.35	0.3849	2.6959	48.3	29.7
0.40	0.4463	2.5406	44.4	29.2	0.40	0.4309	2.6474	45.4	28.8
$\delta=-15$					$\delta=-15$				
0.00	0.2267	9.7676	68.2	15.7	0.00	0.2154	10.4539	68.6	15.2
0.05	0.2505	9.4577	66.7	15.5	0.05	0.2387	10.1293	67.0	15.1
0.10	0.2760	9.1453	65.0	15.3	0.10	0.2636	9.8025	65.4	14.9
0.15	0.3032	8.8303	63.2	15.1	0.15	0.2903	9.4731	63.6	14.7
0.20	0.3324	8.5124	61.3	14.9	0.20	0.3189	9.1407	61.7	14.5
0.25	0.3637	8.1910	59.3	14.6	0.25	0.3495	8.8052	59.7	14.3
0.30	0.3974	7.8658	57.1	14.3	0.30	0.3824	8.4659	57.6	14.0
0.35	0.4336	7.5362	54.8	14.0	0.35	0.4177	8.1224	55.4	13.7
0.40	0.4726	7.2014	52.3	13.7	0.40	0.4558	7.7740	53.0	13.4
$\delta=1/2\phi$					$\delta=1/2\phi$				
0.00	0.1706	2.2705	63.7	41.2	0.00	0.1627	2.3053	64.3	40.9
0.05	0.1932	2.2563	61.6	40.5	0.05	0.1846	2.2923	62.2	40.2
0.10	0.2182	2.2406	59.4	39.7	0.10	0.2091	2.2778	60.0	39.5
0.15	0.2461	2.2233	57.0	39.0	0.15	0.2363	2.2618	57.7	38.7
0.20	0.2772	2.2042	54.5	38.1	0.20	0.2666	2.2441	55.2	37.9
0.25	0.3120	2.1834	51.9	37.2	0.25	0.3004	2.2246	52.6	37.0
0.30	0.3510	2.1605	49.1	36.3	0.30	0.3384	2.2032	49.9	36.1
0.35	0.3949	2.1354	46.2	35.2	0.35	0.3811	2.1796	47.0	35.2
0.40	0.4447	2.1079	43.1	34.1	0.40	0.4293	2.1538	44.0	34.1
$\delta=-1/2\phi$					$\delta=-1/2\phi$				
0.00	0.2432	13.6879	69.5	12.8	0.00	0.2320	15.3592	69.9	12.1
0.05	0.2673	13.2031	68.1	12.6	0.05	0.2556	14.8218	68.4	12.0
0.10	0.2929	12.7158	66.5	12.5	0.10	0.2807	14.2820	66.9	11.8
0.15	0.3200	12.2257	64.9	12.3	0.15	0.3073	13.7395	65.3	11.7
0.20	0.3489	11.7323	63.1	12.2	0.20	0.3355	13.1938	63.6	11.6
0.25	0.3796	11.2353	61.2	12.0	0.25	0.3656	12.6446	61.8	11.4
0.30	0.4124	10.7340	59.2	11.8	0.30	0.3976	12.0912	59.8	11.2
0.35	0.4473	10.2278	57.1	11.6	0.35	0.4317	11.5332	57.7	11.0
0.40	0.4847	9.7158	54.7	11.3	0.40	0.4682	10.9696	55.5	10.8
$\delta=2/3\phi$					$\delta=2/3\phi$				
0.00	0.1624	1.6890	63.1	50.3	0.00	0.1548	1.6975	63.6	50.0
0.05	0.1848	1.6917	60.8	49.4	0.05	0.1765	1.7014	61.5	49.2
0.10	0.2098	1.6932	58.5	48.6	0.10	0.2009	1.7041	59.1	48.4
0.15	0.2378	1.6933	56.0	47.6	0.15	0.2282	1.7054	56.7	47.5
0.20	0.2694	1.6920	53.4	46.7	0.20	0.2590	1.7055	54.1	46.5
0.25	0.3050	1.6893	50.7	45.6	0.25	0.2937	1.7040	51.4	45.5
0.30	0.3455	1.6849	47.8	44.5	0.30	0.3331	1.7010	48.6	44.5
0.35	0.3915	1.6788	44.7	43.3	0.35	0.3778	1.6964	45.6	43.3
0.40	0.4443	1.6707	41.6	42.0	0.40	0.4290	1.6899	42.5	42.1
$\delta=-2/3\phi$					$\delta=-2/3\phi$				
0.00	0.2708	22.6585	71.6	9.5	0.00	0.2584	26.8904	71.9	8.7
0.05	0.2952	21.7548	70.3	9.4	0.05	0.2824	25.8276	70.6	8.6
0.10	0.3209	20.8483	69.0	9.3	0.10	0.3077	24.7621	69.3	8.6
0.15	0.3479	19.9388	67.5	9.2	0.15	0.3342	23.6937	67.9	8.5
0.20	0.3764	19.0258	66.0	9.1	0.20	0.3621	22.6218	66.4	8.4
0.25	0.4063	18.1087	64.4	9.0	0.25	0.3915	21.5460	64.8	8.3
0.30	0.4378	17.1868	62.6	8.9	0.30	0.4224	20.4655	63.1	8.2
0.35	0.4712	16.2593	60.7	8.7	0.35	0.4549	19.3797	61.2	8.1
0.40	0.5064	15.3250	58.6	8.6	0.40	0.4894	18.2873	59.2	8.0

表 12-1.1 土壓係數參考值(續 11)

$\phi=44.0$ $\delta=0.0$					$\phi=45.0$ $\delta=0.0$				
k	$K_a \cdot \cos \delta$	$K_p \cdot \cos \delta$	ζ_a	ζ_p	k	$K_a \cdot \cos \delta$	$K_p \cdot \cos \delta$	ζ_a	ζ_p
0.00	0.1802	5.5500	67.0	23.0	0.00	0.1716	5.8284	67.5	22.5
0.05	0.2023	5.4313	65.2	22.7	0.05	0.1932	5.7068	65.7	22.2
0.10	0.2264	5.3107	63.3	22.3	0.10	0.2167	5.5833	63.9	21.9
0.15	0.2526	5.1879	61.3	22.0	0.15	0.2423	5.4577	61.9	21.5
0.20	0.2812	5.0628	59.2	21.6	0.20	0.2702	5.3298	59.8	21.2
0.25	0.3123	4.9351	57.0	21.2	0.25	0.3005	5.1995	57.7	20.8
0.30	0.3462	4.8046	54.7	20.7	0.30	0.3336	5.0664	55.4	20.4
0.35	0.3833	4.6710	52.2	20.3	0.35	0.3696	4.9304	53.0	20.0
0.40	0.4239	4.5338	49.6	19.8	0.40	0.4091	4.7909	50.5	19.5
$\delta=15.0$					$\delta=15.0$				
0.00	0.1624	3.0853	65.5	33.8	0.00	0.1550	3.2046	66.1	33.1
0.05	0.1840	3.0512	63.5	33.3	0.05	0.1761	3.1702	64.1	32.6
0.10	0.2079	3.0155	61.4	32.7	0.10	0.1994	3.1342	62.1	32.1
0.15	0.2343	2.9781	59.2	32.1	0.15	0.2251	3.0965	59.9	31.5
0.20	0.2635	2.9387	56.9	31.4	0.20	0.2536	3.0569	57.6	30.9
0.25	0.2958	2.8974	54.5	30.8	0.25	0.2851	3.0154	55.2	30.2
0.30	0.3317	2.8539	51.9	30.0	0.30	0.3199	2.9718	52.7	29.6
0.35	0.3716	2.8080	49.2	29.3	0.35	0.3587	2.9259	50.1	28.8
0.40	0.4162	2.7595	46.4	28.5	0.40	0.4018	2.8774	47.3	28.1
$\delta=-15$					$\delta=-15$				
0.00	0.2046	11.2086	69.0	14.8	0.00	0.1941	12.0412	69.3	14.4
0.05	0.2273	10.8682	67.4	14.6	0.05	0.2163	11.6835	67.8	14.2
0.10	0.2517	10.5256	65.8	14.5	0.10	0.2401	11.3235	66.2	14.1
0.15	0.2778	10.1804	64.0	14.3	0.15	0.2657	10.9612	64.4	13.9
0.20	0.3057	9.8324	62.2	14.1	0.20	0.2930	10.5962	62.6	13.7
0.25	0.3357	9.4813	60.2	13.9	0.25	0.3223	10.2281	60.7	13.5
0.30	0.3678	9.1267	58.2	13.7	0.30	0.3537	9.8566	58.7	13.3
0.35	0.4024	8.7680	56.0	13.4	0.35	0.3874	9.4812	56.6	13.1
0.40	0.4395	8.4047	53.6	13.1	0.40	0.4237	9.1015	54.3	12.8
$\delta=1/2 \phi$					$\delta=1/2 \phi$				
0.00	0.1550	2.3402	64.9	40.6	0.00	0.1475	2.3753	65.4	40.3
0.05	0.1764	2.3285	62.8	39.9	0.05	0.1684	2.3648	63.4	39.6
0.10	0.2002	2.3153	60.6	39.2	0.10	0.1916	2.3529	61.2	38.9
0.15	0.2267	2.3005	58.3	38.5	0.15	0.2175	2.3395	59.0	38.2
0.20	0.2563	2.2842	55.9	37.7	0.20	0.2463	2.3246	56.6	37.5
0.25	0.2893	2.2661	53.3	36.9	0.25	0.2784	2.3079	54.1	36.7
0.30	0.3262	2.2462	50.7	36.0	0.30	0.3144	2.2895	51.4	35.8
0.35	0.3677	2.2242	47.9	35.1	0.35	0.3548	2.2691	48.7	35.0
0.40	0.4145	2.2000	44.9	34.1	0.40	0.4002	2.2466	45.8	34.0
$\delta=-1/2 \phi$					$\delta=-1/2 \phi$				
0.00	0.2211	17.3512	70.3	11.4	0.00	0.2105	19.7520	70.7	10.7
0.05	0.2442	16.7515	68.8	11.3	0.05	0.2331	19.0775	69.2	10.6
0.10	0.2687	16.1494	67.3	11.2	0.10	0.2571	18.4008	67.8	10.5
0.15	0.2948	15.5447	65.7	11.1	0.15	0.2826	17.7214	66.2	10.4
0.20	0.3225	14.9369	64.1	10.9	0.20	0.3097	17.0390	64.5	10.3
0.25	0.3519	14.3256	62.3	10.8	0.25	0.3385	16.3533	62.8	10.2
0.30	0.3832	13.7104	60.4	10.7	0.30	0.3691	15.6638	60.9	10.1
0.35	0.4165	13.0907	58.4	10.5	0.35	0.4016	14.9698	59.0	9.9
0.40	0.4520	12.4656	56.2	10.3	0.40	0.4362	14.2708	56.9	9.8
$\delta=2/3 \phi$					$\delta=2/3 \phi$				
0.00	0.1474	1.7054	64.2	49.8	0.00	0.1403	1.7128	64.8	49.6
0.05	0.1686	1.7105	62.1	49.0	0.05	0.1609	1.7191	62.7	48.8
0.10	0.1923	1.7144	59.8	48.2	0.10	0.1840	1.7242	60.4	48.0
0.15	0.2190	1.7171	57.4	47.3	0.15	0.2100	1.7281	58.0	47.2
0.20	0.2490	1.7184	54.8	46.4	0.20	0.2392	1.7307	55.5	46.3
0.25	0.2828	1.7183	52.2	45.4	0.25	0.2722	1.7320	52.9	45.3
0.30	0.3211	1.7167	49.4	44.4	0.30	0.3095	1.7317	50.1	44.4
0.35	0.3646	1.7134	46.4	43.3	0.35	0.3519	1.7300	47.3	43.3
0.40	0.4144	1.7085	43.4	42.2	0.40	0.4002	1.7266	44.3	42.2
$\delta=-2/3 \phi$					$\delta=-2/3 \phi$				
0.00	0.2464	32.4377	72.2	7.9	0.00	0.2347	39.9123	72.5	7.2
0.05	0.2700	31.1669	71.0	7.9	0.05	0.2578	38.3623	71.3	7.1
0.10	0.2947	29.8936	69.7	7.8	0.10	0.2821	36.8097	70.0	7.1
0.15	0.3208	28.6174	68.3	7.8	0.15	0.3076	35.2543	68.6	7.0
0.20	0.3481	27.3378	66.8	7.7	0.20	0.3344	33.6956	67.2	7.0
0.25	0.3769	26.0544	65.2	7.6	0.25	0.3626	32.1332	65.7	6.9
0.30	0.4072	24.7666	63.6	7.6	0.30	0.3922	30.5665	64.1	6.9
0.35	0.4390	23.4735	61.8	7.5	0.35	0.4234	28.9947	62.3	6.8
0.40	0.4727	22.1742	59.9	7.4	0.40	0.4563	27.4170	60.5	6.7

第十三章 載重

13.1 概論

於設計碼頭結構物時，應視需要考慮結構物自重、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。

自重係指結構物本身之重量。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。

13.2 自重

自重可依材料體積及單位體積重量計算之。

計算自重所用之材料單位體積重量，示如表 13-2.1。已知重量之材料用其數值即可。

13.3 裝載載重

13.3.1 概要

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、地震時及不均佈載重等狀況。

13.3.2 常時裝載載重

常時裝載載重，應考量貨物種類、包裝型式、處理數量、處理方式及放置時間等因素後決定之。

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 $10\sim 20\text{kN/m}^2$ 。

表 13-2.1 材料之單位體積重量

(單位：kN/m³)

材 料	單位體積重量
鋼	78.5
鑄鋼	78.5
鑄鐵	72.5
無筋混凝土	23
鋼筋混凝土	24.5
木材	8
瀝青混凝土	23
石材	26
砂、小石子、塊石(乾)	16
砂、小石子、塊石(濕)	18
砂、小石子、塊石(飽和狀態)	20
砂、小石子、塊石(水中)	10

13.3.3 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。

13.3.4 不均佈裝載載重

核算整個結構物安全時，可將結構物，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，不得折算為均佈載重，仍須以集中載重加以檢討。

13.4 活載重

13.4.1 概要

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。

13.4.2 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。

13.4.3 裝卸機械

輪式吊車、卡車起重機、履帶式起重機等…移動式裝卸機械、軌道式裝卸機械，及固定式裝卸機械之活載重如下。

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。
2. 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。
4. 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，以確保結構物之安全。

13.4.4 群眾

群眾載重以 5kN/m^2 為標準。對於特殊結構物或設施，考慮其利用狀況，可降低此值。

第十四章 摩擦係數

結構物滑動安定計算，應依結構物及基礎材質，採用適宜之摩擦係數。

結構物滑動安定計算所採用之靜止摩擦係數，可參考表 14-1.1 中所列之值。

表 14-1.1 靜止摩擦係數

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. 拋石與拋石	0.8
6. 木材與木材	0.5(乾)~0.2(濕)

於澆置場鑄混凝土時，其壁體底部混凝土與基礎地盤之摩擦係數參考表 14-1.2 所列之值。

表 14-1.2 場鑄混凝土與不同地盤間之滑動摩擦係數 <新增>

基礎地盤種類		容許支持力 (N/cm ²)	擁壁底面之滑動安定計 算用之滑動摩擦係數	備 註	
				Qu (N/cm ²)	N 值
岩 盤	龜裂少表面均 勻之硬岩	100	0.7	1000 以上	-
	龜裂少之硬岩	60		1000 以上	-
	軟岩、紅土	30		100 以上	-
礫 層	緊密	60	0.6	-	-
	疏鬆	30		-	-
砂 質 地 盤	緊密	30	0.6	-	30~50
	中等緊密	20		-	15~30
黏 性 土 地 盤	非常堅硬	20	0.5	20~40	15~30
	堅硬	10		10~20	8~15
	中等堅硬	5		5~10	4~8

第三篇 工程材料

第一章 概說

本基準中碼頭結構物、基礎及防波堤所使用之材料，須考慮作用之外力、耐久性、安全性、使用年限、結構型式、施工性及經濟性等，依本篇相關章節規定予以適當的選定。

但碼頭之附屬設施，如給水、排水、鋪面…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

2.1 鋼鐵材料之規格及性質

國內生產之鋼鐵材料，已制訂有中國國家標準(CNS)者，其規格及性質依中國國家標準規定為準。非屬中國國家標準之鋼材，國內已能生產製造者，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，…等），檢驗合格始得應用。鋼鐵材料，由國外進口者，應符合原產製國之國家標準，進口時應具備原製造廠家之品質證明書，必要時須經公立檢驗機關或主管機關認可之單位，依中國國家標準 CNS 2608 [鋼料之檢驗通則]，不足時輔以國際通行檢驗規則(如美國 ASTM、日本 JIS，… 等)，檢驗合格始得應用。

國內鋼鐵材料，已制訂有中國國家標準者如表 2-1.1 所示。

2.2 鋼鐵材料設計用常數

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 ： $2.1 \times 10^4 \text{kN/cm}^2$

剪力彈性模數 G ： $8.1 \times 10^3 \text{kN/cm}^2$

溫度膨脹係數 α ： $1.2 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$

- 鑄鐵

彈性模數 E ： $1.0 \times 10^4 \text{kN/cm}^2$

剪力彈性模數 G ： $3.8 \times 10^3 \text{kN/cm}^2$

溫度膨脹係數 α ： $1.02 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$

表 2-1.1 中國國家標準鋼鐵材料

鋼材種類	規	格	符	號
結構用鋼材	CNS 2473	一般結構用軋鋼料	SS330(SS34)、SS400(SS41)、SS490(SS50)、SS540(SS55)	
	CNS 2947	銲接結構用軋鋼料	SM400A(SM41A)、SM400B(SM41B)、SM400C(SM41C)、SM490A(SM50A)、SM490B(SM50B)、SM490C(SM50C)、SM490YA(SM50YA)、SM490YB(SM50YB)、SM520B(SM53B)、SM520C(SM53C)、SM570(SM58)	
	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	STK30、STK41、STK51、STK50、STK55	
鑄鍛鋼材	CNS 2673	一般用途之碳鋼鍛鋼件	SF 35A、SF 40A、SF 45A、SF 50A、SF 55A、SF 60A、SF 55B、SF 60B、SF 65B	
	CNS 2936	黑心展性鑄鐵件	FCMB270、FCMB310、FCMB340、FCMB360	
	CNS 2937	白心展性鑄鐵件	FCMW34、FCMW38、FCMWP45、FCMWP50、FCMWP55	
	CNS 2906	碳鋼鑄件	SC360、SC410、SC450、SC480	
	CNS 4000	不銹鋼鑄鋼件	SCS1、SCS2、SCS3、SCS4、SCS5、SCS11、SCS12、SCS13、SCS13A、SCS14、SCS14A、SCS15、SCS16、SCS16A、SCS17、SCS18、SCS19、SCS22、SCS19A、SCS20、SCS21、SCS23、SCS24、SCS2A、SCS10	
	CNS 7143	熔接結構用鑄鋼件	SCW410、SCW480、SCW450、SCW550、SCW620	
	CNS 7145	結構用高強度碳鋼及低合金鑄鋼鋼件	SCC ₃ 、SCC ₅ 、SC Mn ₁ 、SC Mn ₂ 、SC Mn ₃ 、SC Mn ₅ 、SC Si Mn ₂ 、SC Mn Cr ₂ 、SC Mn Cr ₃ 、SC Mn Cr ₄ 、SC Mn M ₃ 、SC Cr M ₁ 、SC Cr M ₃ 、SC NCr M ₂ 、SC Mn Cr M ₂ 、SC Mn Cr M ₃	
線材	CNS 1468	低碳鋼線	SWM-B、SWM-A、SWM-G1、SWM-G2、SWM-G3、SWM-G4、SWM-N	
	CNS 3332	預力混凝土用鋼線及鋼絞線	SWPR1、SWPD1、SWPR2、SWPD3、SWPR7A、SWPR7B、SWPR19	
鋼棒	CNS 560	鋼筋混凝土用鋼筋	SR24、SR30、SD24、SD28、SD30、SD35、SD42、SD50	
	CNS 3300	鋼筋混凝土用再軋鋼筋	SRR24、SRR40、SDR24	
	CNS 9272	預力混凝土用鋼棒	SBPR785/930、SBPR786/1030、SBPR930/1080、SBPR930/1180、SBPR1080/1230、SBPR1080/1320、SBPD930/1080、SBPD1080/1230、SBPD1275/1420	
鋼樁	CNS 7934	鋼管樁		
	CNS 7851	鋼板樁	SY24、SY30、SY40	
	CNS 5083	H型鋼樁		
鏈條	CNS 3291	鏈條用鋼棒	SBC300(SBC31)、SBC490(SBC50)、SBC690(SBC70)	

註：()中所標示之符號係舊符號。

2.3 設計強度

2.3.1 概要

鋼鐵材料之容許應力，除考量材料特性外，尚應考量下列各因素後決定之。

- 設計理論與實際結構之不同。
- 結構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。
- 結構物之重要性。
- 維護、修護及補強之難易。
- 無法預料載重之安全性。

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。

2.3.2 結構用鋼鐵材料

港灣結構物一般很少以結構用鋼鐵材料為主要構件，然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。

2.3.3 鋼樁及鋼管板樁

鋼樁及鋼管板樁之容許應力如表 2-3.1 所示。

2.3.4 鋼板樁

鋼板樁之容許應力以表 2-3.2 所示為準，惟仍應參考表 2-3.3 中其他鋼鐵材料之降伏強度與容許應力而決定。

表 2-3.1 鋼樁、鋼管板樁容許應力

單位:kN/cm²

鋼鐵材料種類	SKK400,SHK400 *註 SHK400M,SKY400	SKK490,SHK490M *註 SKY490
應力種類		
最小降伏強度(降伏點)	24	32
軸方向拉應力(依淨斷面積計算)	14	19
軸方向壓應力(依總斷面積計算)	$\frac{L}{r} \leq 20$ 14 $20 < \frac{L}{r} < 93$ $14 - 0.084 \left(\frac{L}{r} - 20 \right)$ $\frac{L}{r} \geq 93$ $\frac{120,000}{6,700 + \left(\frac{L}{r} \right)^2}$	$\frac{L}{r} \leq 15$ 19 $15 < \frac{L}{r} < 80$ $19 - 0.13 \left(\frac{L}{r} - 15 \right)$ $\frac{L}{r} \geq 80$ $\frac{120,000}{5,000 + \left(\frac{L}{r} \right)^2}$
彎曲拉應力(依淨斷面積計算)	14	19
彎曲壓應力(依總斷面積計算)	14	19
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)	8	11

註：CNS 無制定此符號，表中所列鋼鐵材料種類係日本 JIS 標準所採用之符號，本國及其他國家產製之同等級產品可參考表列容許應力。

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)

σ_t ：作用於斷面軸方向之拉應力(kN/cm²)

σ_c ：作用於斷面軸方向之壓應力(kN/cm²)

σ_{bt} ：作用於斷面之彎曲力矩產生之最大拉應力(kN/cm²)

σ_{bc} ：作用於斷面之彎曲力矩產生之最大壓應力(kN/cm²)

σ_{ta} ：弱軸軸方向之容許拉應力(kN/cm²)

σ_{ca} ：弱軸軸方向之容許壓應力(kN/cm²)

σ_{ba} ：容許彎曲壓應力(kN/cm²)

表 2-3.2 鋼板樁容許應力

單位:kN/cm²

應力種類 \ 鋼鐵材料種類	SY24	SY30	SY40
最小降伏強度(降伏點)	24	30	40
彎曲拉應力(依淨斷面積計算)	14	18	24
彎曲壓應力(依總斷面積計算)	14	18	24
剪應力(依總斷面積計算)	8	10	13

表 2-3.3 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 (kN/cm ²)	容許彎曲應力 (kN/cm ²)	容許彎曲應力 / 最小降伏強度	容許剪應力 (kN/cm ²)	容許剪應力 / 最小降伏強度
SS400 (16 < t ≤ 40時)	24	14	0.58	8	0.33
SM400 (16 < t ≤ 40時)	24	14	0.58	8	0.33
SS490 (16 < t ≤ 40時)	28	16	0.57	9	0.32
SM490 (16 < t ≤ 40時)	32	19	0.59	11	0.34
SM490Y (16 < t ≤ 40時)	36	21	0.58	12	0.33
SM520 (16 < t ≤ 40時)	36	21	0.58	12	0.33
SY30	30	18	0.60	10	0.33
SY40	40	24	0.60	13	0.33

註：t 為厚度(mm)。

2.3.5 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。

2.3.6 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，唯考慮港灣工程因工作場地欠佳且易受浪花影響等因素，故現場銲接之設計強度可以工廠銲接之 80% 計。但作業可靠性極高時，則可依實際情況加以認定。

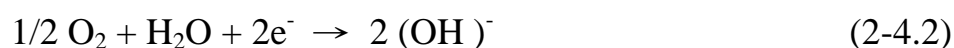
2.4 防蝕

2.4.1 概要

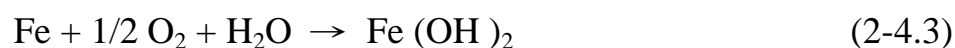
由於港灣結構物所處之環境，其對鋼材之腐蝕條件，一般均較為嚴重，故於設計時，對鋼材之腐蝕及防蝕應予注意，平均低潮位下方之局部集中腐蝕，更應特別注意。

2.4.2 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(2-4.1)式與(2-4.2)式所示。



(2-4.1)式係鋼材腐蝕溶解之陽極作用，(2-4.2)式之還原則稱為腐蝕之陰極作用，而鋼材之腐蝕作用則如(2-4.3)式所示，(2-4.3)式之 $\text{Fe}(\text{OH})_2$ 再經反應與水合作用形成 $\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$ 之化合物沉澱於鋼材表面上，即俗稱之鐵鏽。



2. 鋼材於海水中其深度方向的腐蝕分佈示意如圖 2-4.1 所示。於浪花作用而氧氣供應充足的飛沫帶腐蝕最為嚴重，其中高潮位上方附近的腐蝕速率最快。如圖 2-4.1 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。

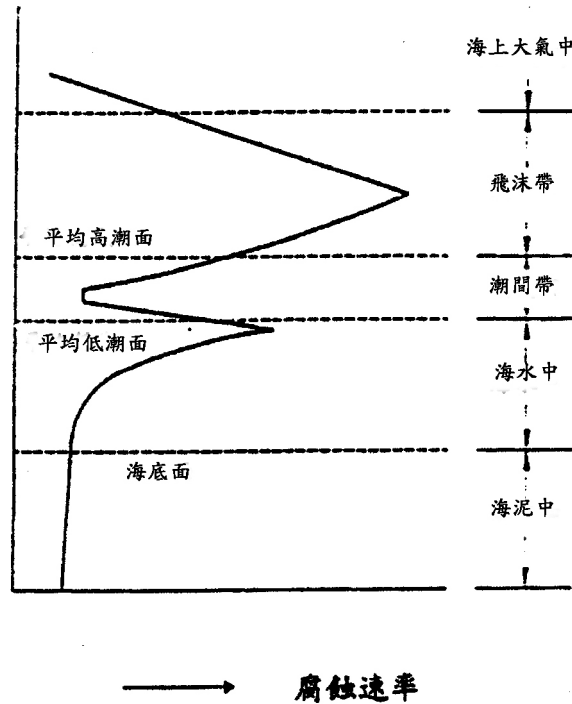


圖 2-4.1 深度方向腐蝕分佈示意圖

2.4.3 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 2-4.1 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 2-4.1 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 2-4.1 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 2-4.1 之值估算之。

表 2-4.1 鋼材單面腐蝕速率

鋼材所處之位置		腐蝕速率(mm/年)
海側	朔望平均高潮位以上	0.3
	朔望平均高潮位~朔望平均低潮位下一公尺	0.1~0.3
	朔望平均低潮位下一公尺~海底	0.1~0.2
	海底泥層中	0.03
陸側 土中	陸上大氣中	0.1
	殘留水位以上之土中	0.03
	殘留水位以下之土中	0.02

2.4.4 防蝕方法

1. 概要

- (1) 海岸地區適用之防蝕工法以採用陰極防蝕工法與塗覆裝工法為主。陰極防蝕工法依電流類型可分為犧牲陽極與外部電源法。而塗覆裝工法則有許多種工法。
- (2) 防蝕工法之選擇應就結構物之狀況、環境條件、防蝕工法所需之耐用年限、施工性及經濟性等加以考慮，而選擇可靠性高之工法。
- (3) 在潮間帶上以塗覆裝工法，海中部位及海底土中部位以陰極防蝕方法最為適用並最具實績，且其可靠性亦經證實。然在海中部位亦採用塗覆裝工法時，則須注意塗覆裝材料之耐久性，同時在施工時對漂流物之撞擊等更須加以注意，因此塗覆裝工法之應用於海上部位與海中部位，在設計時對塗覆裝材料之惡化或損壞等須寬加估計。而塗覆裝部位之惡化及損壞部份則可以陰極防蝕工法予以彌補之。
- (4) 在背填土中之鋼材，如鋼版樁等，因較海側之腐蝕速率為小，一般可不加以防蝕。惟背填土有很強之腐蝕性廢棄物時，於設計時應予注意，並尋求適當之解決對策。

(5) 鋼材腐蝕受環境條件之影響，其影響所及無法作定量估算，而防蝕工法之效果及耐久性又受環境及外力影響，因此對鋼材及防蝕材料須作定期檢查，若發現有異常情形時，須採必要之修護措施，以保持良好之防蝕狀態。

2. 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 2-4.2：

表 2-4.2 裸鋼材之陰極防蝕初始時之防蝕電流密度(mA/m²)

	清靜海域	污染海域
海水中	100	130~150
拋石堆	50	65~75
海底土中	20	30
陸土中	10	10

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 $20 + 100 S \text{ mA/m}^2$
- 混凝土 $10 + 100 S \text{ mA/m}^2$
- 有機被覆 $100 S \text{ mA/m}^2$

· S 為塗覆之損壞率=預測塗覆之損壞面積/全部塗覆之面積

(4) 防蝕率

表 2-4.3 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。

$$\text{海水浸水率} = \frac{\text{試片浸水時間}}{\text{試驗時間}} \times 100\% \quad (2-4.4)$$

$$\frac{\text{不通電試片之重量減輕量} - \text{通電試片之重量減輕量}}{\text{防蝕率} \times 100\%}$$

$$= \text{不通電試片之重量減輕量} \quad (2-4.5)$$

表 2-4.3 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) 犧牲陽極防蝕法設計程序

① 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。

② 防蝕電流計算

結構物鋼材所需防蝕電流依下式計算之。

$$\text{所需防蝕電流(A)} = \text{防蝕面積(m}^2\text{)} \times \text{初始防蝕電流密度(A/m}^2\text{)} \quad (2-4.6)$$

③ 陽極塊個數計算及配置

所需陽極塊個數依下式計算之。

$$\text{陽極塊個數(個)} = \frac{\text{所需防蝕電流(A)}}{\text{陽極初始電流(A/個)}} \quad (2-4.7)$$

陽極配置應考量水深或結構物型式，以均勻配置並使結構物鋼材有良好電位分佈為原則。

④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，有效電量、初始電流等。陽極塊使用年限可依下式估算之。

$$\text{陽極塊使用年限(年)} = \frac{W \cdot Q}{I} \quad (2-4.8)$$

式中，

W：陽極塊淨重量(kg)

Q：有效電量(A-年/kg)

I：平均產生之電流(A)

⑤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」。

3. 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，惟適用於海岸地區結構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

適用於新建結構物之工法，與亦可能適用於舊有結構物之工法。

適用於海岸地區結構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

①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。

水泥漿覆蓋法係以水泥砂漿覆蓋之總稱，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，一般採用之材料為 FRP。水泥漿之厚度，視鹽分之滲透、水泥漿中性化之惡化，並考慮漂流物等撞擊破裂等因素，一般以 10~15cm 者為多。水泥漿覆蓋法，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、耐衝擊性及耐磨損性均佳，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結構物材料接續部位由於屬不同類金屬之接觸，易於從結構物原材料側發生腐蝕。

②塗裝

塗裝適用於大型結構物或複雜形狀之結構物，其易於施工，膜厚很薄且用量少，耐用年限雖較短，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

- 加入玻璃薄片之塗料

③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：

- 聚乙稀覆蓋面層(Polyethylene Lining)
- 樹脂膠覆蓋面層(Resin Mortar 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
- 水中硬化型樹脂覆蓋面層
- 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
- 耐用年限
- 維護管理
- 施工條件
- 工期
- 工程費
- 其他

若為已興建之結構物時，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

2.4.5 鋼材之維護管理

由於海岸地區之自然環境，提供鋼材良好之腐蝕環境，且防蝕材料的耐久性亦受環境之影響，因此在結構物使用期限內，對鋼材之腐蝕狀況及防蝕狀況均須加以檢查，並確認是否滿足原設計時之假設狀況。

依檢查結果評估結構物的安全性，若無法維持所須之安全性時，須視腐蝕狀況謀求改善方案，謀求改善方案時則須就腐蝕或惡化、損害之情況、設施之重要性、利用狀況、耐用年限、環境條件、修護工法之可靠性、修護費等加以考慮。

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 2-4.2 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。

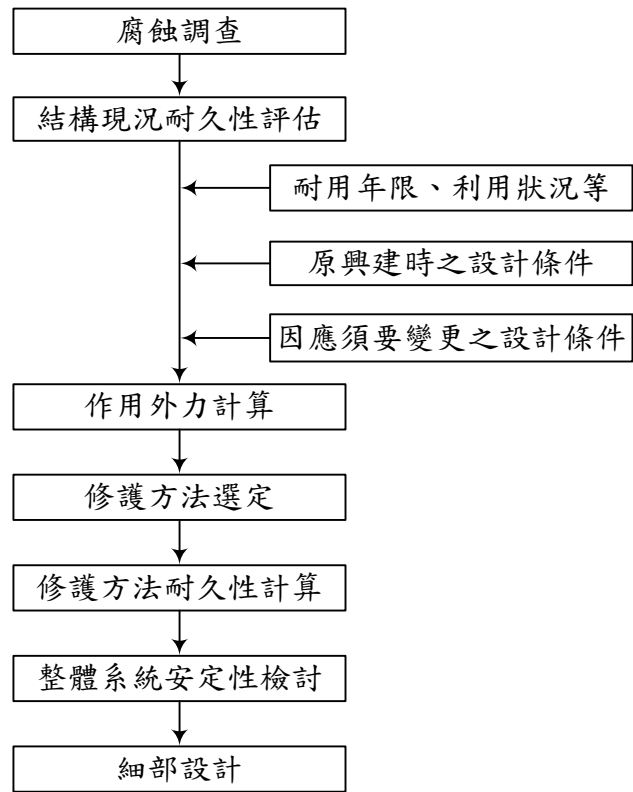


圖 2-4.2 腐蝕修護設計流程

第三章 混凝土

3.1 概論

本章以卜特蘭水泥與骨材拌合之混凝土為主，或配以鋼筋或鋼材建造碼頭結構物之技術標準，作為設計與施工之參考，除本章規定外，其它未規定事項應依中國土木工程學會“鋼筋混凝土工程設計規範與解說（土木 401）”及“混凝土工程施工規範（土木 402）”規則辦理。

另參考日本混凝土構造物極限強度設計法之使用，本章亦針對強度設計法加以說明，供設計者之參考。

3.2 極限強度設計

極限強度設計依其構件之狀態可分為破壞(終局)極限狀態、使用極限狀態及疲勞極限狀態等三類。

3.2.1 安全係數

極限強度設計依其構件之安全檢討場合，須考量載重係數 γ_f 、構件係數 γ_b 、材料係數 γ_m 、構造解析係數 γ_a 、及構造物係數 γ_e 等五種安全係數(詳表 3-2.1)。其中構造解析係數 γ_a ，是反應結構力學的解析和真實情況的差異性，一般而言，因對港灣結構物已有相當程度的了解，將此值定為 1.0，即不在構造解析係數上對強度進行折減。其他各安全係數說明如后：

1. 材料係數 γ_m

不同材料所採用之材料係數參考表 3-2.1 所訂之值。

2. 載重係數 γ_f

載重係數會隨著載重種類與作用頻率而變化，也會因極限狀態的種類而有不同。依據發生頻率及變動程度，將載重區分為永久載重、變動載重及偶發載重等三種。再由載重類別訂出載重係數。

表 3-2.1 安全係數

安全係數		極限狀態之類別		
		破壞極限	使用極限	疲勞極限
材料係數 (γ_m)	混凝土	1.3	1.0	1.3
	鋼筋及 PC 鋼材	1.0	1.0	1.05
	上述以外之鋼材	1.05	1.0	1.05
載重係數 (γ_f)	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	-	-
構造解析係數(γ_a)		1.0	1.0	1.0
構件係數(γ_b)		1.0~1.3	1.0	1.0
構造物係數(γ_i)		1.0~1.3	1.0	1.0

註：表中()內之數值為適用於載重小，但較危險之場合。

(1) 永久載重

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

(2) 變動載重

變動載重乃指載重變動頻繁且持續性發生，其與平均值之變異性大，不能忽視者稱之，如活載重(裝卸機械等載重)、波力及揚壓力等。由於其作用頻率高又變異性大，載重估算準確度較低，故其載重係數須採較高值。

(3) 偶發載重

偶發載重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。由於其發生機率

小，當與其他載重組合時，其本身之載重係數可取較小之標準。

載重係數之變化係依據作用於防波堤之波力、堤體型式、設置水深、海床坡度及波高極大值之分佈情況等因素決定。目前沉箱式防波堤及一般防波堤之載重係數，於破壞極限狀態時取 1.3，但是對於特殊形狀構造物，如曲面開孔型沉箱堤，因考量其載重係數會再變大，所以有必要透過模型試驗來作適當的決定。永久載重之載重係數，考量重力式碼頭底版在地震作用時採用 1.0，其他場合時採用 1.1 (0.9，考慮載重組合時，對構件的威脅較大者採用之)。水平載重作用，當垂直載重較小時，有些柱構件受拉力會較大，此時須以此受力條件對構件進行安全檢核。

3. 構件係數 γ_b

破壞極限狀態檢討時之構件係數，可採用下列之數值。其中()內之數值適用於重力式碼頭底版在地震時的安全性檢查。

(1)計算彎曲及軸力強度	1.15(1.0)
(2)計算軸壓力之上限值	1.3
(3)計算混凝土之剪力強度	1.3(1.15)
(4)計算剪力箍筋之剪力強度	1.15(1.0)

發生地震，在檢核重力式岸壁底版構件的安全性時，考慮岸壁主體地震作用的慣性力、地震時土壓力及相位差等影響，與底版會受到地震時的土壓力計算誤差，根據過去的受害事例解析中得知，採用標準安全係數時，有可能會出現過大的設計，因此發生地震時的重力式岸壁底版(含底座)的設計載重標準值應作一適當的折減。構件係數屬於應考慮到原有計算構件耐力時的不確實性，不過在設計上考慮載重的不確定因素，採用構件係數予以涵蓋。

4. 構造物係數 γ_e 。

構造物係數是取決於各項構造物的重程度，以及到達極限狀態時的社會影響度。表 3-2.1 所示的數值，是基於和其他構造物作比較後，並檢討工作應力法之安全性後，所制定而成。表中的數值屬標準值，在破壞極限狀態下的構造物係數，可採用下列數值。

- | | |
|------------|-----------------------|
| (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 |

3.2.2 極限狀態之檢核

1. 破壞極限狀態下之檢核

破壞極限狀態下之檢核，主要是檢核結構在使用年限內所發生之最大載重時，如偶發載重的地震力、颱風作用，是否能提供足夠的強度來防止破壞發生。此狀態所檢核的載重，作用時間短，發生機率不高，但作用時很可能對結構物產生極大的破壞，因此是以材料應力、應變達到極限的強度設計法，檢核桿件的斷面尺寸及鋼筋量。

2. 使用極限狀態下之檢核

使用極限狀態的檢討，原則上要確認該極限狀態下設計載重所產生的構件龜裂寬度，引起鋼材腐蝕導致耐用性降低的檢討，一般是限制裂縫寬度需低於容許寬度。使用極限狀態的載重是指結構物使用年限內，長時間承受的永久性載重及變動性載重，如靜載重、活載重、波力等。此極限狀態主要是考慮長時間作用的常時載重，此時法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(3-2.1)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，(3-2.1)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。

$$w = \kappa \{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \left(\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon_{cs}' \right) \quad (3-2.1)$$

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，異型鋼筋則定為 1.0，若為普通圓鋼及 PC 鋼材則為 1.3。

c：保護層厚度(cm)

c_s ：鋼材之中心間距(cm)

ϕ ：鋼材直徑(cm)

σ_{se} ：鋼筋應力度增加量(N/mm²)，依(3-2.1)式計算

E_s ：鋼筋之彈性係數(N/mm²)

ε_{cs}' ：混凝土之乾燥收縮及潛變所造成龜裂增加之數值，(海中定為 0，以外則定為 150×10^{-6})

容許彎曲龜裂寬度 w_a (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(3-2.1)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 w_a 。

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極限狀態下發生之安全性。

3. 疲勞極限狀態下之檢核

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

3.3 耐久性

3.3.1 概要

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。

碼頭混凝土結構物，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。特別是易受磨損或衝擊之部份，應考量設計適當之保護面層或加大結構物斷面等。

3.3.2 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結構物設置的地點、重要性、耐用年限及材料種類不同而異。有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 3.5 節〔混凝土品質〕）。
- 儘可能避免施工接縫（請參考本章 3.3.3 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。
- 須防止結構物發生異常撓曲龜裂。

3.3.3 施工接縫

港灣結構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，須依據中國土木水利工程學會“混凝土工程施工規範(土木 402)”第六章「接縫與埋設物」之規定嚴格處理。

3.3.4 保護層

鋼筋混凝土和預力套管之保護層厚度不得少於表 3-3.1 所規定之值。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。

表 3-3.1 混凝土保護層厚度之要求

區 域	鋼筋混凝土保護層	預力套管保護層
海水直接接觸部份	7cm	9cm
海水可能沖刷部份		
嚴重受海風或飛沫作用部份		
上列以外之部份	5cm	7.5cm

3.3.5 拉力裂縫

一般港灣結構物均處於條件惡劣之環境，設計時應儘可能避免拉力裂縫產生，以防止內部鋼筋鏽蝕，獲得足夠之耐久性。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 3-3.2 所示之值。

表 3-3.2 鋼筋混凝土容許裂縫寬度

海水直接接觸部份	0.0035 C
海水可能沖刷部份	
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。

3.4 材料

3.4.1 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。

3.4.2 水泥

各種水泥中，以第二型與第五型卜特蘭水泥及混合卜特蘭水泥等具有良好耐海水性為優先，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、耐用年限及經濟性等。港灣結構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

3.4.3 水

混凝土所用之水應符合中國土木工程學會“混凝土工程施工規範（土木 402）”第二章 2.4 節有關「水」之規則。

3.4.4 粒料

混凝土所用粒料應符合中國土木工程學會“混凝土工程施工規範（土木 402）”第二章 2.5 節有關「粒料」之規則。

3.4.5 摻料

混凝土中摻料之使用應符合中國土木工程學會“混凝土工程施工規範（土木 402）”第二章 2.3 節有關「摻料」之規則。

3.4.6 氯離子含量規定

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
- AASHTO T260 混凝土及其原料中總氯離子含量試驗法

3.4.7 鋼材

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，須符合中國國家標準 CNS 3332[預力混凝土用鋼線及鋼絞線]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國國家標準 CNS 2473 [一般結構用軋鋼料]或 CNS 2947[熔接結構用軋鋼料]之規則。

3.5 混凝土品質

3.5.1 概要

混凝土品質視結構物種類、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。

3.5.2 一般原則

混凝土水灰比，視所須強度及耐久性而定。

粗粒料尺寸以不防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工作難易程度，並能避免材料產生泌水和析離為原則。混凝土之流動性及均勻性為工作度之重要因素，因其影響混凝土品質及外表美觀至巨，工作度是否優良，不僅視各項材料之品質及配比是否適當而定，且與結構物之斷面形狀大小與鋼筋之間隔是否有利於澆置及搗實之進行息息相關。

3.5.3 混凝土配比

混凝土之配比設計應符合中國土木工程學會“混凝土工程施工規範（土木 402）第三章「混凝土配比」”之規則。

3.5.4 混凝土施工

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

混凝土拌合應符合中國土木工程學會“混凝土工程施工規範（土木 402）”第七章「混凝土之產製」之規則。

3. 輸送

混凝土自拌合機輸送至最後澆置地點，應符合中國土木工程學會“混凝土工程施工規範（土木 402）”第八章「混凝土輸送」之規則。

4. 澆置

混凝土之澆置應符合中國土木工程學會“混凝土工程施工規範（土木 402）”第九章「混凝土澆置」之規則。

5. 養護

混凝土須在澆置後至少七日保持濕潤，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中國土木工程學會“混凝土工程

施工規範（土木 402）”第十二章「養護」之規則。

3.6 水中混凝土

- 1.水中混凝土品質以達到本章 3.5 節[混凝土品質]之要求為原則。
- 2.水中混凝土所採用之混凝土須具有充分之強度及耐久性。
- 3.水中施工之鋼筋混凝土保護層厚度不得小於 10cm。
- 4.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。
- 5.水中混凝土澆置應符合中國土木水利工程學會“混凝土工程施工規範（土木 402）”第 9.7 節「水中混凝土澆置」之規則。

3.7 預力混凝土

預力混凝土設計和施工依中國土木水利工程學會“鋼筋混凝土工程設計規範與解說（土木 401）”和“混凝土工程施工規範（土木 402）”之「預力混凝土」相關規則辦理，以達到本章 3.3 節[耐久性]之要求為原則。

混凝土結構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。

3.8 容許應力

3.8.1 概要

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' ，考量結構物特性、使用目的、結構尺寸、使用材料及混凝土品質...等因素決定之。

本節所謂之容許應力係指依工作應力設計法所定之材料容許值，有關工作應力設計法可參照中國土木水利工程學會“鋼筋混凝土

土工程設計規範與解說（土木 401）”之附篇 A「工作應力法」。

3.8.2 混凝土規定強度

除設計時另有規定者外，混凝土規定抗壓強度 f_c' 為混凝土 28 日齡期之規則抗壓強度。此項抗壓強度之試驗均應符合中國國家標準及中國土木水利工程學會“混凝土工程施工規範（土木 402）”之有關規定。如結構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。

3.8.3 混凝土容許應力

混凝土容許應力應符合中國土木水利工程學會“鋼筋混凝土工程設計規範與解說（土木 401）”之附篇 A.4「容許應力」規則。

3.8.4 鋼筋容許應力

混凝土內鋼筋所受之應力應符合中國土木水利工程學會“鋼筋混凝土工程設計規範與解說（土木 401）”之附篇 A.4「容許應力」之規則。

3.8.5 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，應符合中國土木水利工程學會“鋼筋混凝土工程設計規範與解說（土木 401）”之「工作應力法」之相關規則。

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未來混凝土結構物之維護和修補，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。

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結構物功能、

是否須進行維修或補強，及維修或補強設計之依據。依此目的常年掌握結構物狀況，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

4.1 概論

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

4.2 拋石料

碼頭基礎所採用之拋石料，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，石料外形應力求接近立方體。火成岩如花崗石、閃綠岩(Diorites)、玄武岩及斑岩(Porphyry)等應優先考慮使用。

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。

一般所採用之背填料，其設計參考值如表 4-3.1 所示。

表 4-3.1 背填料設計參考值

背填料種類	內摩擦角 (度)	單位體積重量		邊坡坡度 ⁽³⁾
		殘留水位以上 (kN/m ³)	殘留水位以下 (kN/m ³)	
塊石				
一般塊石	40	18	10	1:1.2
脆質塊石 ⁽¹⁾	35	16	9	1:1.2
砂石料 ⁽²⁾	30	18	10	1:2~1:3
卵石	35	18	10	1:2~1:3
爐渣 ⁽¹⁾				
高爐渣	35	14	8	1:1.5
轉爐渣	35	20	15	1:1.5
平爐渣	35	20	15	1:1.5

- 註：(1) 砂岩及爐渣因質地較鬆散，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

第一章 沉箱

1.1 概要

本節所述設計規定，適用於一般沉箱。沉箱設計流程，如圖 1-1.1 所示。

有關極限狀態設計參考第三篇第三章[混凝土]之說明。

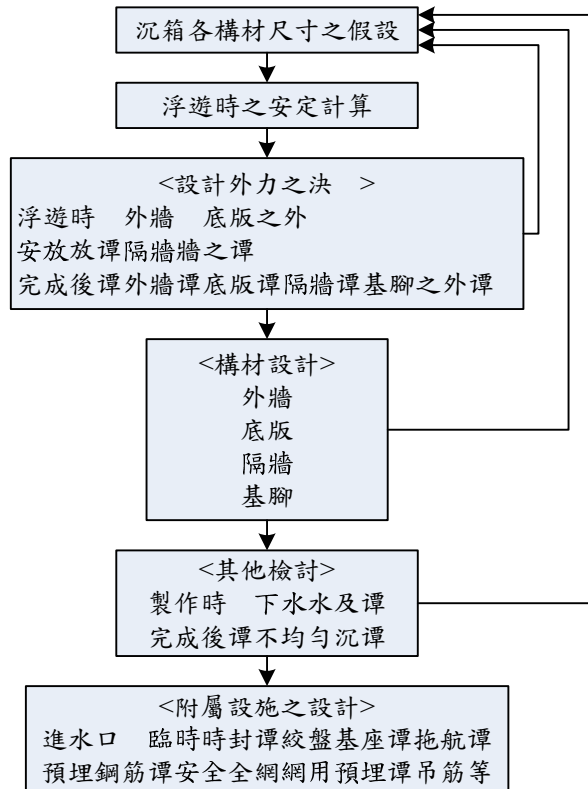


圖 1-1.1 沉箱設計流程

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

- (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. 不均勻沉陷問題。
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。

為保持沉箱之安定，依壓艙之有無及壓艙物種類，其應分別滿足公式(1-3.1)、(1-3.2)或(1-3.3)之安定條件。

1. 一般之狀況，依(1-3.1)式計算之。如圖 1-3.1 所示，為安全起見， \overline{GM} 之值應大於吃水之 5%。

$$\frac{I}{V} - \overline{CG} = \overline{GM} > 0 \quad (1-3.1)$$

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)

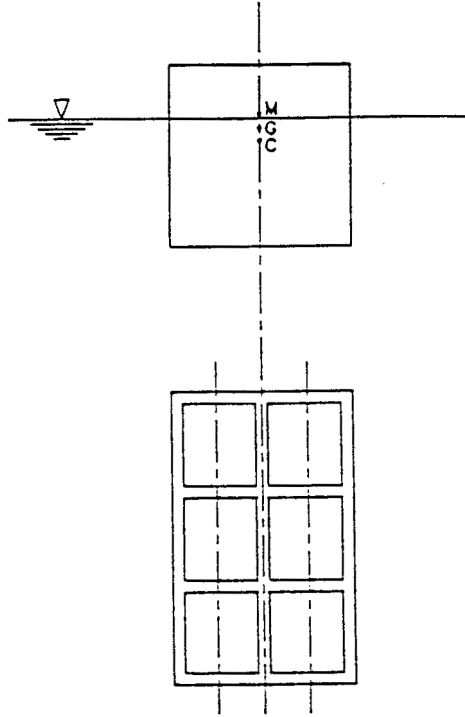


圖 1-3.1 沉箱之浮游安定

2. 在壓艙物為水之狀態下拖航時，以(1-3.2)式計算之。

$$\frac{I'}{V'}(I' - \sum i) - \overline{C'G'} > 0 \quad (1-3.2)$$

式中，

i ：各隔間水面平行於沉箱迴轉軸中線之斷面慣性矩(m^4)

V' 、 I' 、 C' 、 G' ：加壓艙物時之各值或位置

3. 壓艙物為砂、石或混凝土等時，以(1-3.3)式計算之。

$$\frac{I'}{V'} - \overline{C'G'} > 0 \quad (1-3.3)$$

式中，

i ：各隔間水面平行於沉箱迴轉軸中線之斷面慣性矩(m^4)

V' 、 I' 、 C' 、 G' ：加壓艙物時之各值或位置

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 <依日本基準修正>

1. 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如表

1-4.1 所示。

表 1-4.1 沉箱設計之載重係數及載重組合

a. 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	底版反力變動	內部水壓變動	波力	隔室間靜水壓差	備註
常時	0.9 (1.0)	1.1 (1.0)		1.1 (1.0)							(底版)
			1.1 (1.0)		1.1 (1.0)						(外牆)
波力作用時	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)		1.1[0.9] (1.0)		1.3[0.7] (1.0)	1.2[0.8] (1.0)				(底版)
			0.9 (1.0)						1.3 (1.0)		(外牆)
			1.1 (1.0)		1.1 (1.0)			1.2 (1.0)			
施工時	0.9 (0.5)	1.1 (0.5)									(底版) 浮游時
		1.1 (0.5)									(外牆) 浮游時
										1.1 (0.5)	(隔牆) 安放時

b.碼頭

狀態	自重	靜水壓	內部水壓	內部土壓	永久載重時 底版反力	上載 載重	地震時底 版反力	施工載重時		備註
								安放時	靜水時	
常時	0.9 (1.0)	1.1 (1.0)			1.1 (1.0)	0.8 (0.5)				底版
			1.1 (1.0)	1.1 (1.0)						外牆
地震時	1.0 (-)	1.0 (-)				1.0 (-)	1.0 (-)			底版
施工中	0.9 (0.5)								1.1 (0.5)	(底版) 浮游時
									1.1 (0.5)	(外牆) 浮游時
								1.1 (0.5)		(隔牆) 浮游時

註：表中數字表採終局限界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；(-)則為採使用限界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 1-4.1~1-4.3 及表 1-4.2~1-4.4 所示，碼頭沉箱在常時及浮遊時之設計載重如圖 1-4.4~1-4.5 及表 1-4.5 所示。

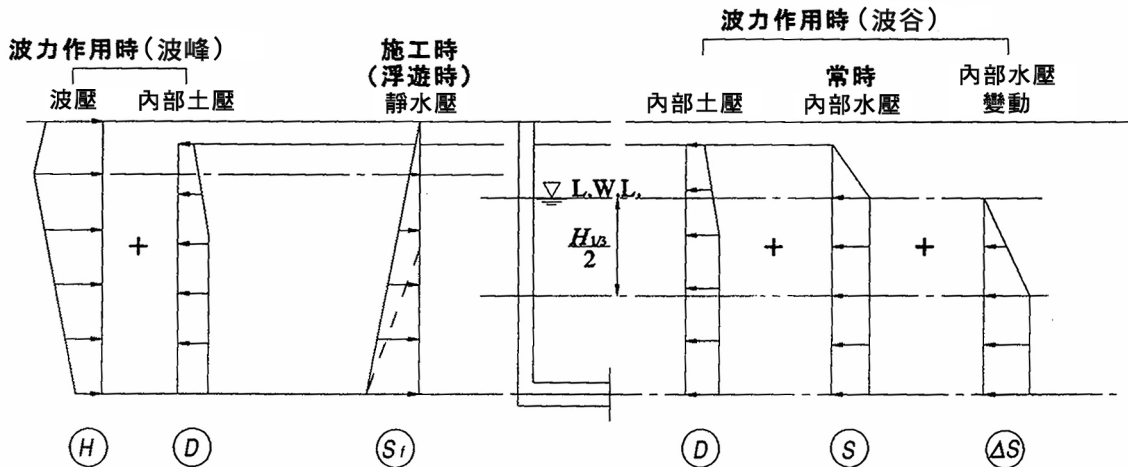


圖 1-4.1 防波堤沉箱前壁之設計載重

表 1-4.2 防波堤沉箱前壁(外港側)之設計載重

載重方向	檢討狀態	終局限界狀態	使用限界狀態
外部載重	波峰作用時	$1.3H - 0.9D$	$1.0H - 1.0D$
	浮游時	$1.1 S_f$	$0.5 S_f$
內部載重	波谷作用時	$1.1D + 1.1S + 1.2 \square S$	$1.0D + 1.0S + 1.0 \square S$

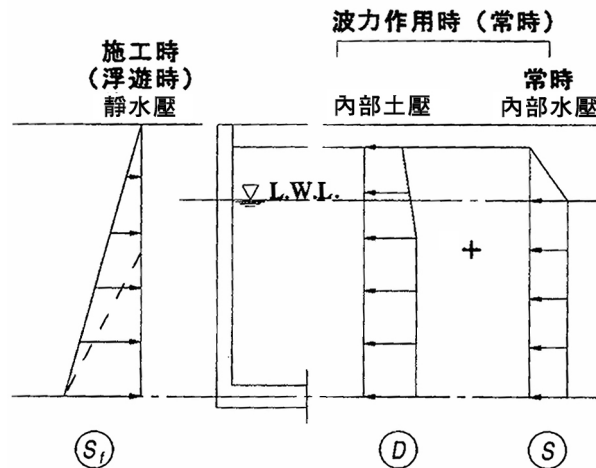


圖 1-4.2 防波堤沉箱後壁之設計載重

表 1-4.3 防波堤沉箱後壁(內港側)之設計載重

載重方向	檢討狀態	終局限界狀態	使用限界狀態
外部載重	浮游時	$1.1 S_f$	$0.5 S_f$
內部載重	常時(靜穩時)	$1.1D + 1.1S$	$1.0D + 1.0S$

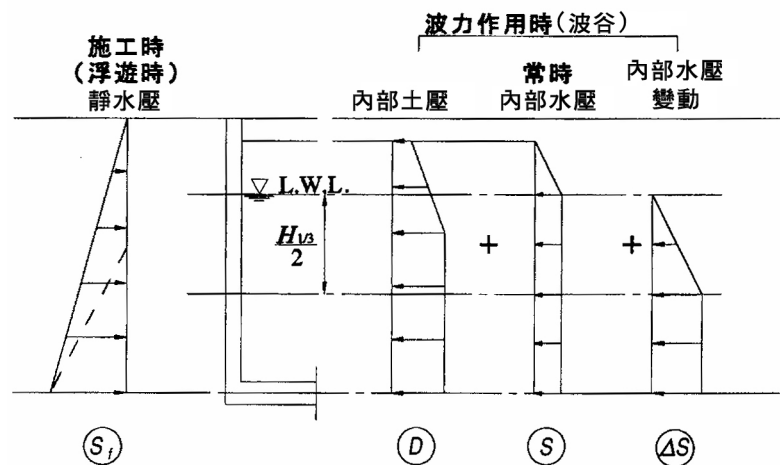


圖 1-4.3 防波堤沉箱側壁之設計載重

表 1-4.4 防波堤沉箱側壁(垂直法線方向)之設計載重

載重方向	檢討狀態	終局限界狀態	使用限界狀態
外部載重	浮游時	$1.1 S_f$	$0.5S_f$
內部載重	波谷作用時	$1.1D+1.1S+1.2\Box S$	$1.0D+1.0S+1.0\Box S$

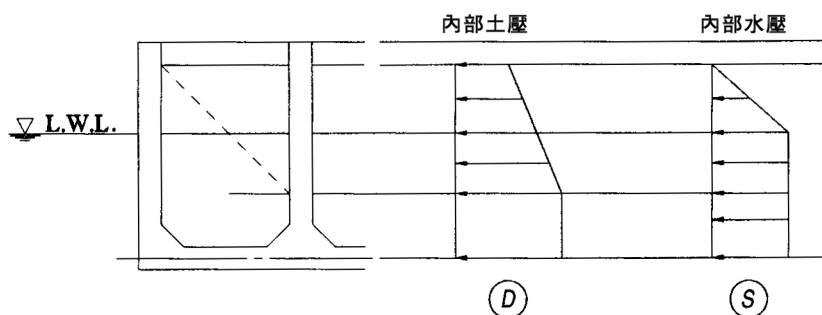


圖 1-4.4 碼頭沉箱常時內部載重

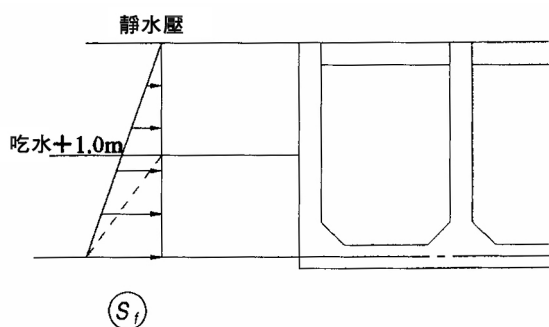


圖 1-4.5 碼頭沉箱浮遊時外部載重

表 1-4.5 碼頭沉箱外牆之設計載重

載重方向	檢討狀態	終局限界狀態	使用限界狀態
內部載重	常時	$1.1D+1.1S$	$1.0D+1.0S$
外部載重	浮游時	$1.1 S_f$	$0.5S_f$

3. 底版

防波堤沉箱底版所受外力組合如圖 1-4.6 及表 1-4.6~1-4.7 所示。碼頭沉箱底版所受外力組合如圖 1-4.7 及表 1-4.8 所示。

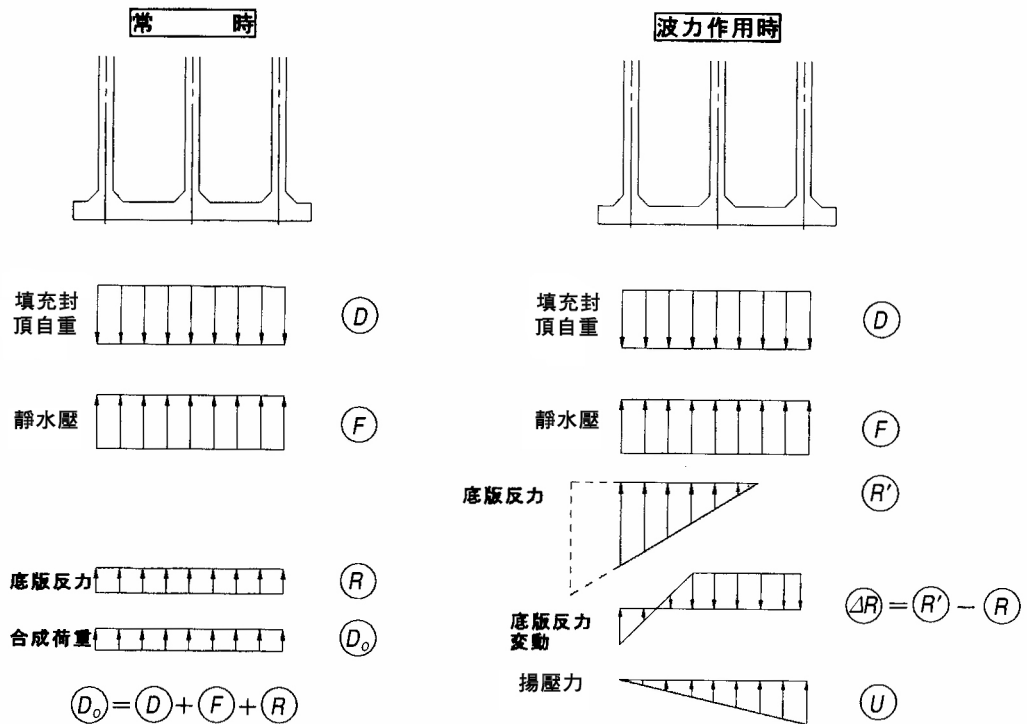


圖 1-4.6 防波堤沉箱底版設計載重

表 1-4.6 防波堤沉箱底版在波力作用時之載重分類

載重分類	荷 重
永久載重	靜穩時合成載重 D_0
變動載重	底版反力變動 ΔR ，揚壓力 U

表 1-4.7 防波堤沉箱底版之設計載重

限界狀態	狀態	ΔR 及 W 作用方向	載重係數及載重組合	
終局限界	波峰	$\Delta R \uparrow$	$W \uparrow$	$1.1D_0 + 1.2\Delta R + 1.3U$
		$\Delta R \downarrow$	$W \uparrow$	$1.1D_0 + 0.8\Delta R + 1.3U$
			$W \downarrow$	$0.9D_0 + 1.2\Delta R + 0.7U$
	波谷	$\Delta R \uparrow$	$W \uparrow$	$1.1D_0 + 1.2\Delta R + 0.7U$
			$W \downarrow$	$0.9D_0 + 0.8\Delta R + 1.3U$
		$\Delta R \downarrow$	$W \uparrow$	$1.1D_0 + 0.8\Delta R + 0.7U$
		$W \downarrow$	$0.9D_0 + 1.2\Delta R + 1.3U$	
使用限界			$1.0D_0 + 1.0\Delta R + 1.0U$	

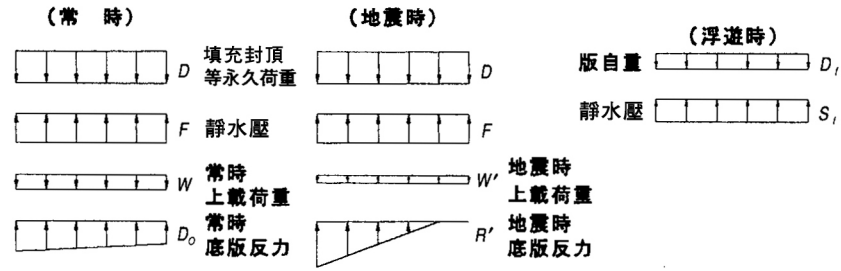


圖 1-4.7 碼頭沉箱底版之設計載重

表 1-4.8 碼頭沉箱底版之設計載重

檢討狀態	終局限界狀態	使用限界狀態
常時	$0.9D+1.1D_0+1.1F+0.8W$	$1.0D+1.0D_0+1.0F+0.5W$
地震時	$1.0D+1.0F+1.0R'+1.0W'$	不必檢討
浮游時	$0.9D_f+1.1S_f$	$0.5D_f+0.5S_f$

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。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。

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。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。

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 超高計算，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. 外牆

作用於外牆之水壓，如圖 1-4.8 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。

$$P_1 = 1.03H = 1.03(H_0 - t/2) \quad (1-4.1)$$

式中，

P_1 ：作用於外牆之設計載重(kN/m²)

H_0 ：沉箱吃水深度加上 1.0m 之餘裕(m)

t ：底版厚度(m)

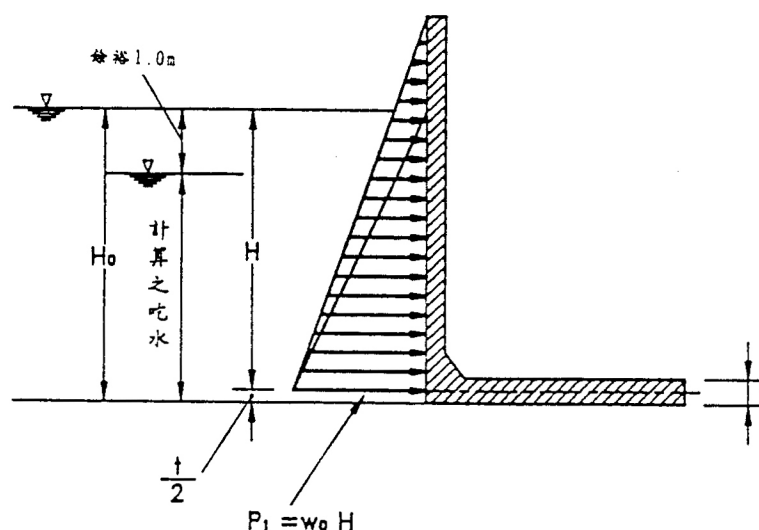


圖 1-4.8 作用於外牆之水壓

2. 底版

如圖 1-4.9 所示，作用於底版之水壓 P_2 ，等於底版下端靜水壓 P_w 減去底版單位自重 w 之均佈載重。

$$P_2 = P_w - w = 1.03H_0 - w \quad (1-4.2)$$

式中，

P_2 ：作用於底版之設計載重(kN/m²)

P_w ：吃水深度加約 1.0m 超高時，作用於底版下面之靜水

壓(kN/m²)

H₀：沉箱吃水深度加上 1.0m 之餘裕(m)

w：底版單位自重(kN/m²)，應包括壓艙物重量，但不扣減浮力。

3. 隔牆

沉箱在下水或浮游中，不考慮隔牆所受外力。

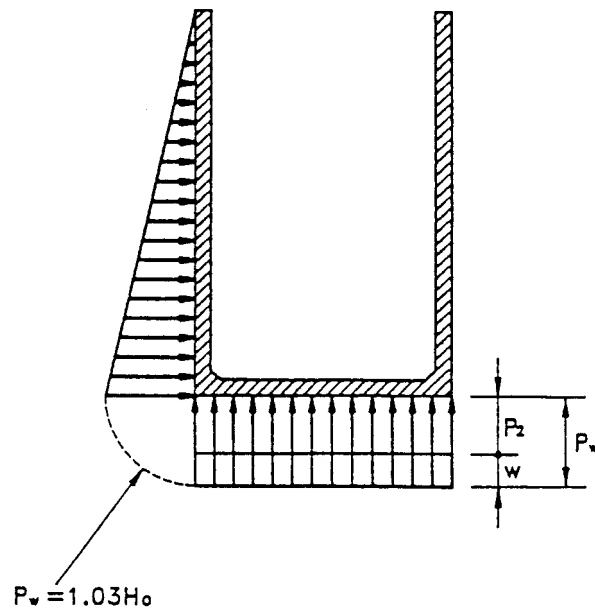


圖 1-4.9 作用於底版之外力

1.4.5 拖航時外力

沉箱在拖航中，所受靜水壓、動水壓及波壓之影響，可不檢討。

沉箱拖航時之拖曳力參考圖 1-4.10，依下式計算之。

$$T = \frac{1}{2} \rho_0 C_D V^2 A \quad (1-4.3)$$

式中，

T：拖曳力(kN)

C_D：拖曳力係數(Drag Coefficient)

V ：拖航速度(m/s)

ρ_0 ：海水密度(t/m^3)

A ：沉箱前進方向之浸水面積(m^2)

$$A=a(D+\delta)$$

D ：吃水(m)

δ ：前方水位(m)

a ：沉箱寬度(m)

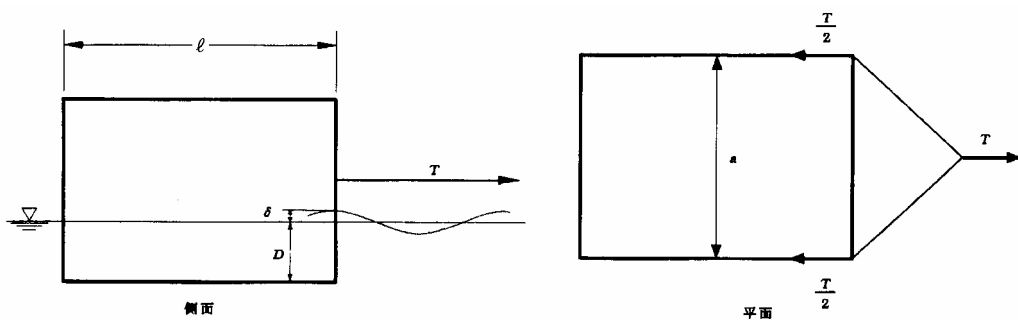


圖 1-4.10 沉箱拖航時之拉力

1.4.6 安放時外力

1. 不須檢討外牆及底版。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. 隔牆須考慮施工條件，隔牆所受外力為隔牆間水位差。沉箱安放時之進水方法有幫浦法及閘門法。以閘門進水，水位差可考慮為 1m，已相當安全。以幫浦進水，應適當控制幫浦水管移動，其水位差應在 1m 以內。若水位差超過公尺以上，可能使 20cm 厚單排鋼筋隔牆發生龜裂。
3. 相鄰隔艙填充時，應注意均勻填充以避免產生不平衡問題。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。

1.4.7 完成後外力

1. 外牆

(1)概要

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)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 1-4.11 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。

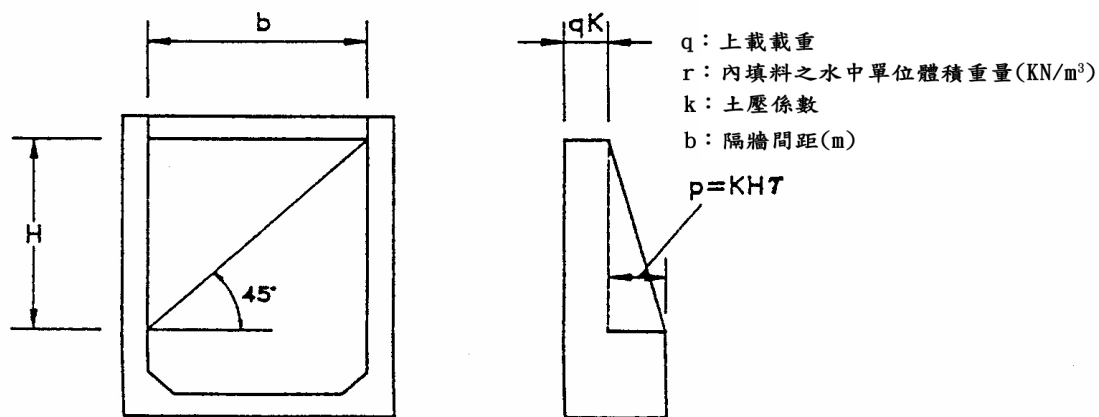


圖 1-4.11 作用外牆內部之土壓

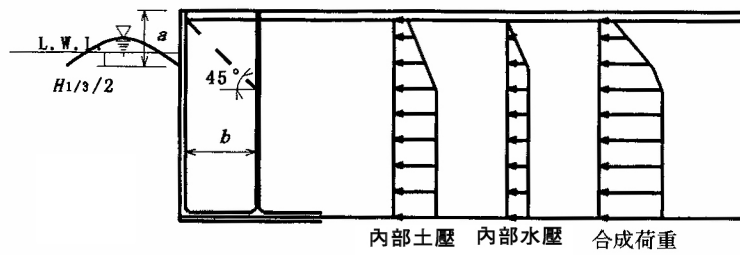
(3)內部水壓

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。
($H_{1/3}$ 係指示義波高)

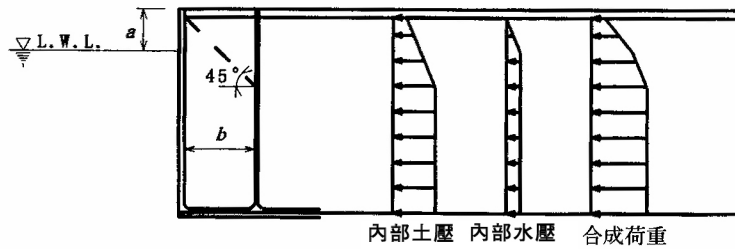
(4)內部載重

防波堤及碼頭內部載重示意如圖 1-4.12 所示。

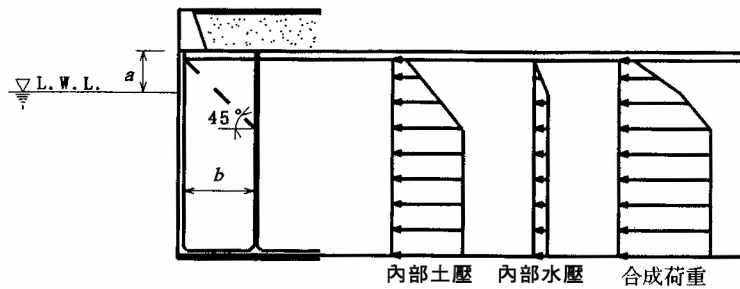
(a)防波堤(平行及垂直法線方向)



(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)



(d)波力

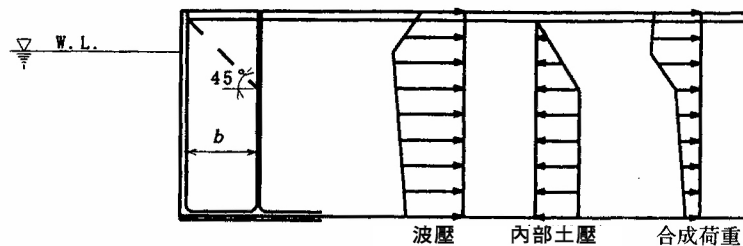


圖 1-4.12 作用於沉箱外牆之內部載重示意圖

2. 底版

由側牆、隔牆所固定之底版部在設計時，須考慮底面反力、靜水壓力、揚壓力、填充料重量、封頂混凝土重量、底版重量以及載載重。此外，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。

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 1-4.13 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 1-4.14 所示之載重分佈。

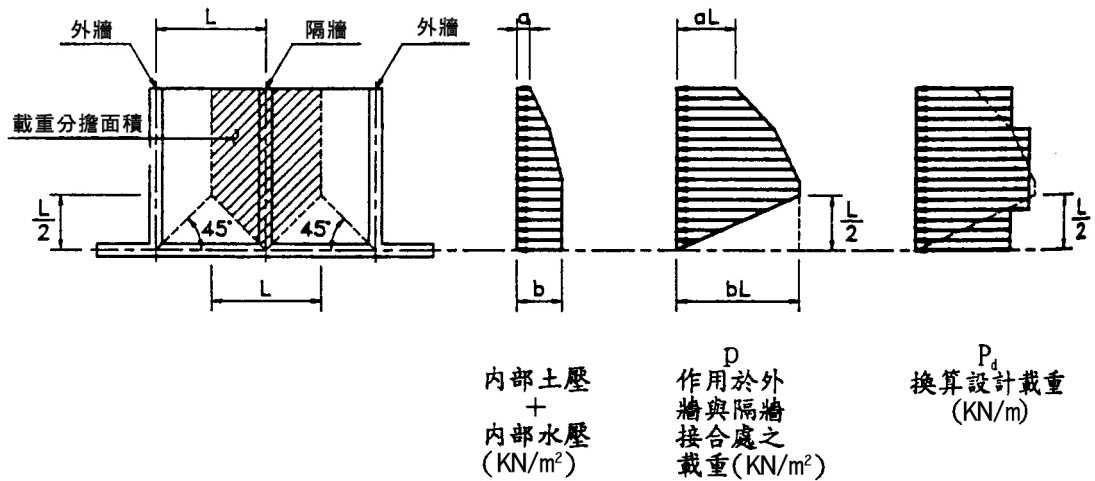


圖 1-4.13 外牆與隔牆脫離檢討所採用之載重

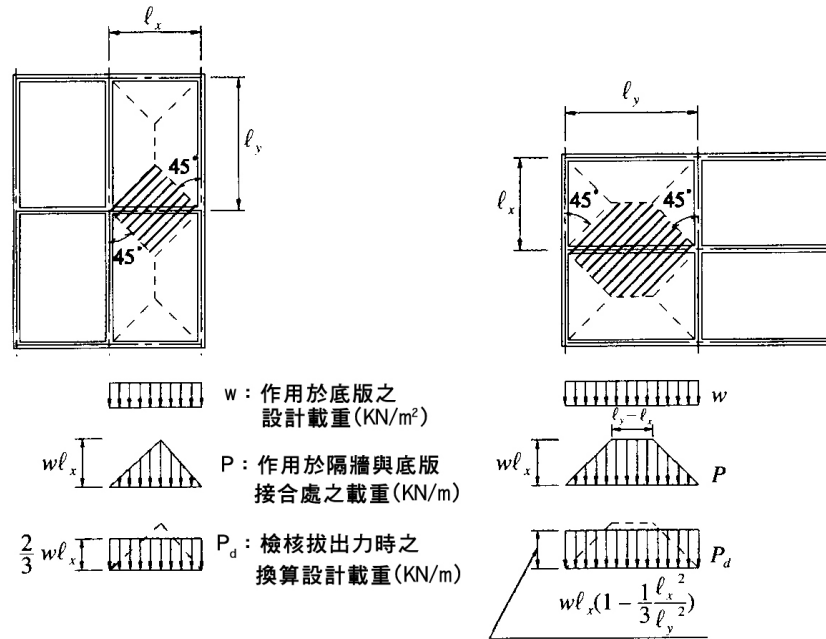


圖 1-4.14 底版與隔牆脫離檢討所採用之載重

4. 不均勻地盤承载力或不均勻內填重量之檢討

沉箱因不均勻地盤承载力，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。

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。

1.5.1 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距。
6. 鋼筋保護層厚度，以外側 7cm 以上，內側 5cm 以上為原則。

1.5.2 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距。
4. 鋼筋保護層厚度，以 5cm 以上為原則。

1.5.3 底版

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。
5. 鋼筋保護層厚度，以外側 7cm 以上，內側 5cm 以上為原則。

1.5.4 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，可視沉箱整體為樑，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。
2. 拉力載重抑有混凝土抵抗，其混凝土拉應力強度，不得超過 $0.06fc'$ (混凝土之規定受壓應力， kN/cm^2)。

另外，對底版應檢討貫穿剪應力。

1.5.5 版之解析

連續或固定薄版之彈性微分方程如公式(1-5.1)所示。

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p}{D} \dots\dots\dots (1-5.1)$$

式中，

W：撓度(m)

P：載重強度(kN/m²)

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$$

D：版之剛度(kN-m)

E：板之彈性係數(kN/m²)

t：版厚(m)

ν ：柏松比 $\nu=1/6$

依公式(1-5.1)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 <增加八等分版之圖表>

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 1-5.1。各格點之彎矩，可以公式(1-5.2)及(1-5.3)求之。

$\lambda \leq 1$ 時:

$$M_x = X \cdot q \cdot L_x^2 \quad (1-5.2)$$

$$M_y = Y \cdot q \cdot L_x^2$$

$\lambda > 1$ 時:

$$M_x = X \cdot q \cdot L_y^2 \quad (1-5.3)$$

$$M_y = Y \cdot q \cdot L_y^2$$

式中，

λ ：邊長比， $\lambda = L_x/L_y$

M_x, M_y ：格點 x, y 方向之彎矩(kN-m)

X, Y: 格點, y 方向之彎矩係數

L_x, L_y ：x 方向, y 方向之長度(m)

Q：均佈載重為載重強度，三角形分佈載重為最大強度(kN/m²)三邊固定一邊自由版之彎矩係數，如表 1-5.1、1-5.2 所示。

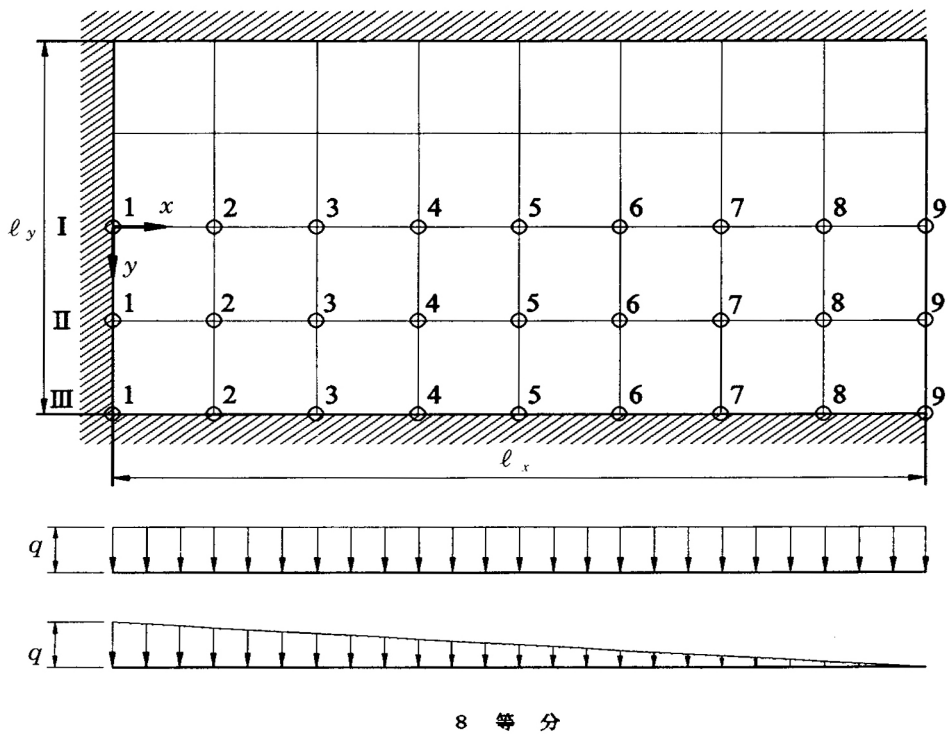
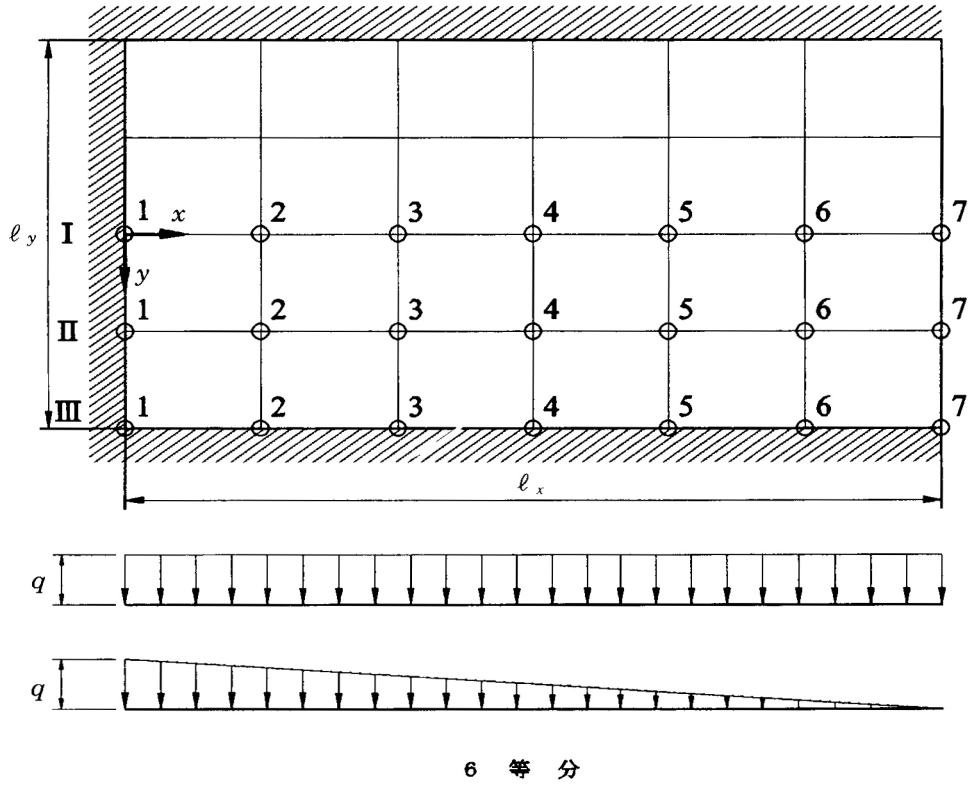


圖 1-5.1 三邊固定一邊自由版

2. 四邊固定版之計算數值表

計算數值表為如圖 1-5.2 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(1-5.2)及(1-5.3)求之。四邊固定之彎矩係數，如表 1-5.3。

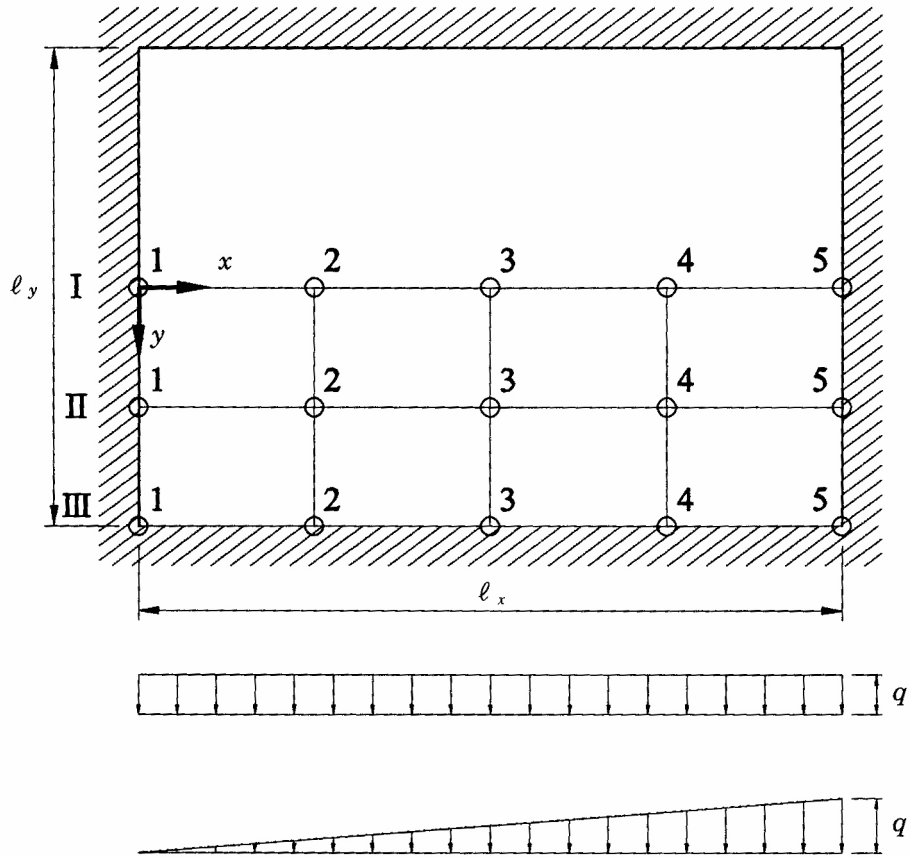


圖 1-5.2 四邊固定版

表 1-5.1 三邊固定一邊自由版之計算圖表(X 方向六等分，Y 方向四等分)

(a) $\lambda=0.30, 0.40, 0.50$

λ	荷重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5	6	7
0.30	等分布荷重	X	I	-0.3819	-0.2308	-0.1193	-0.0434	0.0002	0.0143	0
			II	-0.2656	-0.1504	-0.0723	-0.0230	0.0035	0.0108	0
			III	0	-0.0031	-0.0128	-0.0249	-0.0379	-0.0533	0
	Y	I	-0.0636	-0.0347	-0.0061	0.0204	0.0436	0.0625	0.0762	
		II	-0.0443	-0.0206	0.0024	0.0226	0.0391	0.0519	0.0614	
		III	0	-0.0186	-0.0770	-0.1495	-0.2277	-0.3196	-0.4201	
三角形分布荷重	X	I	-0.1353	-0.0654	-0.0219	0.0009	0.0086	0.0067	0	
		II	-0.1021	-0.0427	-0.0095	0.0053	0.0082	0.0049	0	
		III	0	-0.0023	-0.0061	-0.0092	-0.0116	-0.0141	0	
Y	I	-0.0225	-0.0098	0.0002	0.0078	0.0134	0.0175	0.0207		
	II	-0.0170	-0.0056	0.0032	0.0091	0.0127	0.0148	0.0164		
	III	0	-0.0137	-0.0366	-0.0554	-0.0697	-0.0845	-0.0981		
0.40	等分布荷重	X	I	-0.2840	-0.1497	-0.0596	-0.0051	0.0207	0.0220	0
			II	-0.1819	-0.0908	-0.0342	-0.0024	0.0111	0.0113	0
			III	0	-0.0033	-0.0127	-0.0236	-0.0346	-0.0468	0
	Y	I	-0.0473	-0.0188	0.0112	0.0397	0.0645	0.0848	0.1004	
		II	-0.0303	-0.0109	0.0074	0.0229	0.0353	0.0448	0.0523	
		III	0	-0.0195	-0.0761	-0.1419	-0.2078	-0.2811	-0.3553	
三角形分布荷重	X	I	-0.1084	-0.0431	-0.0058	0.0109	0.0136	0.0084	0	
		II	-0.0770	-0.0257	0.0002	0.0094	0.0090	0.0044	0	
		III	0	-0.0023	-0.0061	-0.0089	-0.0107	-0.0124	0	
Y	I	-0.0181	-0.0054	0.0052	0.0135	0.0196	0.0239	0.0274		
	II	-0.0128	-0.0025	0.0051	0.0096	0.0117	0.0126	0.0133		
	III	0	-0.0140	-0.0364	-0.0533	-0.0644	-0.0743	-0.0810		
0.50	等分布荷重	X	I	-0.2053	-0.0916	-0.0229	0.0136	0.0269	0.0220	0
			II	-0.1269	-0.0538	-0.0124	0.0075	0.0131	0.0098	0
			III	0	-0.0034	-0.0122	-0.0216	-0.0301	-0.0389	0
	Y	I	-0.0342	-0.0079	0.0203	0.0465	0.0688	0.0866	0.1005	
		II	-0.0212	-0.0051	0.0093	0.0207	0.0293	0.0356	0.0410	
		III	0	-0.0205	-0.0733	-0.1294	-0.1806	-0.2334	-0.2818	
三角形分布荷重	X	I	-0.0858	-0.0267	0.0040	0.0151	0.0144	0.0078	0	
		II	-0.0594	-0.0149	0.0051	0.0106	0.0084	0.0035	0	
		III	0	-0.0024	-0.0059	-0.0083	-0.0095	-0.0102	0	
Y	I	-0.0143	-0.0021	0.0082	0.0160	0.0212	0.0246	0.0273		
	II	-0.0099	-0.0006	0.0059	0.0091	0.0100	0.0097	0.0098		
	III	0	-0.0143	-0.0356	-0.0499	-0.0570	-0.0615	-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
0.75	等分布荷重	X	I	-0.0990	-0.0258	0.0080	0.0197	0.0198	0.0132	0
			II	-0.0602	-0.0145	0.0049	0.0103	0.0088	0.0048	0
			III	0	-0.0035	-0.0101	-0.0156	-0.0195	-0.0227	0
	Y	I	-0.0165	0.0032	0.0236	0.0406	0.0531	0.0619	0.0688	
		II	-0.0100	0.0009	0.0093	0.0144	0.0173	0.0189	0.0205	
		III	0	-0.0209	-0.0606	-0.0939	-0.1172	-0.1361	-0.1477	
三角形分布荷重	X	I	-0.0519	-0.0067	0.0110	0.0137	0.0095	0.0038	0	
		II	-0.0348	-0.0030	0.0075	0.0080	0.0048	0.0013	0	
		III	0	-0.0024	-0.0053	-0.0066	-0.0065	-0.0058	0	
Y	I	-0.0087	0.0020	0.0105	0.0155	0.0173	0.0174	0.0175		
	II	-0.0058	0.0016	0.0059	0.0070	0.0061	0.0047	0.0037		
	III	0	-0.0143	-0.0317	-0.0394	-0.0389	-0.0347	-0.0260		
1.00	等分布荷重	X	I	-0.0565	-0.0063	0.0106	0.0133	0.0110	0.0069	0
			II	-0.0343	-0.0034	0.0058	0.0064	0.0044	0.0020	0
			III	0	-0.0032	-0.0080	-0.0111	-0.0127	-0.0137	0
	Y	I	-0.0094	0.0059	0.0203	0.0304	0.0364	0.0398	0.0428	
		II	-0.0057	0.0023	0.0075	0.0098	0.0105	0.0108	0.0111	
		III	0	-0.0195	-0.0478	-0.0665	-0.0763	-0.0822	-0.0838	
三角形分布荷重	X	I	-0.0350	-0.0001	0.0097	0.0089	0.0049	0.0013	0	
		II	-0.0229	0.0006	0.0058	0.0047	0.0022	0.0002	0	
		III	0	-0.0023	-0.0045	-0.0050	-0.0044	-0.0033	0	
Y	I	-0.0058	0.0035	0.0103	0.0129	0.0124	0.0106	0.0094		
	II	-0.0038	0.0021	0.0049	0.0049	0.0038	0.0024	0.0013		
	III	0	-0.0137	-0.0270	-0.0300	-0.0261	-0.0196	-0.0108		
1.25	等分布荷重	X	I	-0.0567	0	0.0133	0.0128	0.0096	0.0061	0
			II	-0.0344	0.0003	0.0069	0.0056	0.0033	0.0014	0
			III	0	-0.0046	-0.0098	-0.0125	-0.0135	-0.0139	0
	Y	I	-0.0095	0.0098	0.0261	0.0354	0.0395	0.0413	0.0435	
		II	-0.0057	0.0039	0.0090	0.0106	0.0107	0.0106	0.0107	
		III	0	-0.0273	-0.0587	-0.0749	-0.0810	-0.0835	-0.0833	
三角形分布荷重	X	I	-0.0391	0.0035	0.0112	0.0083	0.0038	0.0005	0	
		II	-0.0251	0.0026	0.0063	0.0041	0.0014	-0.0002	0	
		III	0	-0.0033	-0.0059	-0.0059	-0.0047	-0.0030	0	
Y	I	-0.0065	0.0064	0.0146	0.0162	0.0137	0.0101	0.0079		
	II	-0.0042	0.0033	0.0060	0.0054	0.0038	0.0021	0.0008		
	III	0	-0.0199	-0.0352	-0.0356	-0.0279	-0.0183	-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
1.50	等分布荷重	X	I	-0.0568	0.0048	0.0139	0.0113	0.0083	0.0058	0
			II	-0.0344	0.0029	0.0068	0.0045	0.0025	0.0011	0
			III	0	-0.0058	-0.0112	-0.0133	-0.0138	-0.0139	0
	Y	I	-0.0095	0.0136	0.0307	0.0384	0.0409	0.0416	0.0434	
		II	-0.0057	0.0053	0.0100	0.0108	0.0106	0.0104	0.0105	
		III	0	-0.0350	-0.0669	-0.0797	-0.0829	-0.0835	-0.0834	
三角形分布荷重	X	I	-0.0420	0.0065	0.0114	0.0071	0.0029	0.0001	0	
		II	-0.0266	0.0042	0.0060	0.0031	0.0009	-0.0004	0	
		III	0	-0.0044	-0.0070	-0.0065	-0.0047	-0.0028	0	
	Y	I	-0.0070	0.0094	0.0183	0.0184	0.0142	0.0094	0.0065	
II	-0.0044	0.0045	0.0067	0.0056	0.0037	0.0019	0.0006			
III	0	-0.0263	-0.0419	-0.0390	-0.0284	-0.0168	-0.0060			
1.75	等分布荷重	X	I	-0.0568	0.0082	0.0135	0.0099	0.0075	0.0058	0
			II	-0.0344	0.0047	0.0062	0.0035	0.0020	0.0010	0
			III	0	-0.0070	-0.0122	-0.0137	-0.0139	-0.0139	0
	Y	I	-0.0095	0.0172	0.0342	0.0402	0.0414	0.0415	0.0433	
		II	-0.0057	0.0065	0.0105	0.0108	0.0105	0.0104	0.0104	
		III	0	-0.0421	-0.0730	-0.0823	-0.0836	-0.0833	-0.0840	
三角形分布荷重	X	I	-0.0441	0.0088	0.0108	0.0059	0.0024	0.0001	0	
		II	-0.0277	0.0053	0.0053	0.0023	0.0006	-0.0004	0	
		III	0	-0.0054	-0.0078	-0.0068	-0.0047	-0.0026	0	
	Y	I	-0.0074	0.0124	0.0212	0.0197	0.0142	0.0087	0.0055	
II	-0.0046	0.0054	0.0071	0.0055	0.0036	0.0018	0.0004			
III	0	-0.0324	-0.0470	-0.0410	-0.0283	-0.0155	-0.0049			
2.00	等分布荷重	X	I	-0.0568	0.0107	0.0125	0.0087	0.0071	0.0060	0
			II	-0.0344	0.0058	0.0054	0.0028	0.0018	0.0011	0
			III	0	-0.0081	-0.0129	-0.0139	-0.0140	-0.0139	0
	Y	I	-0.0095	0.0205	0.0367	0.0411	0.0416	0.0415	0.0432	
		II	-0.0057	0.0076	0.0107	0.0107	0.0105	0.0103	0.0104	
		III	0	-0.0487	-0.0773	-0.0836	-0.0838	-0.0833	-0.0846	
三角形分布荷重	X	I	-0.0457	0.0105	0.0099	0.0050	0.0022	0.0002	0	
		II	-0.0285	0.0060	0.0045	0.0017	0.0004	-0.0003	0	
		III	0	-0.0064	-0.0085	-0.0070	-0.0047	-0.0024	0	
	Y	I	-0.0076	0.0153	0.0234	0.0204	0.0142	0.0082	0.0047	
II	-0.0048	0.0063	0.0073	0.0055	0.0035	0.0017	0.0004			
III	0	-0.0382	-0.0508	-0.0420	-0.0280	-0.0145	-0.0041			

(d) $\lambda=2.25, 2.50, 2.75$

λ	荷重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5	6	7
2.25	等分布荷重	X	I	-0.0567	0.0122	0.0114	0.0080	0.0070	0.0062	0
			II	-0.0343	0.0065	0.0046	0.0023	0.0017	0.0012	0
			III	0	-0.0091	-0.0134	-0.0140	-0.0140	-0.0139	0
	Y	I	-0.0095	0.0235	0.0386	0.0416	0.0416	0.0414	0.0432	
		II	-0.0057	0.0084	0.0108	0.0106	0.0104	0.0103	0.0105	
		III	0	-0.0546	-0.0802	-0.0842	-0.0839	-0.0834	-0.0852	
	三角形分布荷重	X	I	-0.0469	0.0117	0.0089	0.0043	0.0021	0.0003	0
			II	-0.0291	0.0064	0.0038	0.0013	0.0004	-0.0002	0
III			0	-0.0072	-0.0089	-0.0071	-0.0046	-0.0023	0	
Y	I	-0.0078	0.0179	0.0250	0.0208	0.0141	0.0078	0.0042		
	II	-0.0049	0.0070	0.0074	0.0054	0.0035	0.0017	0.0003		
	III	0	-0.0434	-0.0534	-0.0424	-0.0277	-0.0137	-0.0034		
2.50	等分布荷重	X	I	-0.0567	0.0132	0.0104	0.0075	0.0069	0.0063	0
			II	-0.0342	0.0067	0.0039	0.0020	0.0017	0.0013	0
			III	0	-0.0100	-0.0137	-0.0141	-0.0140	-0.0139	0
	Y	I	-0.0094	0.0262	0.0398	0.0417	0.0416	0.0414	0.0432	
		II	-0.0057	0.0090	0.0109	0.0106	0.0104	0.0103	0.0105	
		III	0	-0.0598	-0.0822	-0.0844	-0.0840	-0.0837	-0.0858	
	三角形分布荷重	X	I	-0.0478	0.0123	0.0079	0.0039	0.0021	0.0005	0
			II	-0.0296	0.0065	0.0031	0.0011	0.0004	-0.0001	0
III			0	-0.0080	-0.0092	-0.0071	-0.0046	-0.0022	0	
Y	I	-0.0080	0.0204	0.0262	0.0209	0.0140	0.0075	0.0038		
	II	-0.0049	0.0075	0.0074	0.0053	0.0034	0.0017	0.0003		
	III	0	-0.0482	-0.0553	-0.0426	-0.0275	-0.0131	-0.0027		
2.75	等分布荷重	X	I	-0.0566	0.0136	0.0096	0.0072	0.0069	0.0065	0
			II	-0.0341	0.0067	0.0033	0.0018	0.0016	0.0014	0
			III	0	-0.0107	-0.0139	-0.0141	-0.0140	-0.0140	0
	Y	I	-0.0094	0.0286	0.0407	0.0418	0.0416	0.0414	0.0432	
		II	-0.0057	0.0096	0.0108	0.0105	0.0104	0.0103	0.0105	
		III	0	-0.0644	-0.0836	-0.0845	-0.0841	-0.0840	-0.0863	
	三角形分布荷重	X	I	-0.0486	0.0126	0.0071	0.0037	0.0021	0.0006	0
			II	-0.0299	0.0064	0.0026	0.0009	0.0005	0	0
III			0	-0.0087	-0.0094	-0.0071	-0.0046	-0.0021	0	
Y	I	-0.0081	0.0226	0.0269	0.0209	0.0139	0.0074	0.0034		
	II	-0.0050	0.0080	0.0073	0.0053	0.0034	0.0017	0.0003		
	III	0	-0.0524	-0.0566	-0.0427	-0.0273	-0.0126	-0.0021		

(e) $\lambda = 3.00, 3.25, 3.50$

λ	荷重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3.00	等分布荷重	X	I	-0.0565	0.0121	0.0112	0.0079	0.0070	0.0070	0.0070	0.0063	0
			II	-0.0339	0.0064	0.0044	0.0022	0.0017	0.0018	0.0019	0.0013	0
			III	0	-0.0086	-0.0130	-0.0140	-0.0141	-0.0138	-0.0136	-0.0139	0
	Y	I	-0.0094	0.0235	0.0386	0.0416	0.0418	0.0417	0.0415	0.0414	0.0432	
		II	-0.0057	0.0083	0.0108	0.0106	0.0105	0.0104	0.0104	0.0103	0.0105	
		III	0	-0.0518	-0.0780	-0.0843	-0.0845	-0.0825	-0.0818	-0.0836	-0.0868	
三角形分布荷重	X	I	-0.0492	0.0116	0.0093	0.0052	0.0036	0.0026	0.0016	0.0003	0	
		II	-0.0301	0.0063	0.0039	0.0016	0.0009	0.0006	0.0003	-0.0002	0	
		III	0	-0.0074	-0.0095	-0.0086	-0.0071	-0.0054	-0.0037	-0.0019	0	
Y	I	-0.0082	0.0193	0.0284	0.0260	0.0209	0.0157	0.0105	0.0058	0.0031		
	II	-0.0050	0.0073	0.0082	0.0067	0.0053	0.0039	0.0026	0.0013	0.0003		
	III	0	-0.0446	-0.0569	-0.0516	-0.0428	-0.0323	-0.0222	-0.0114	-0.0015		
3.25	等分布荷重	X	I	-0.0565	0.0128	0.0104	0.0075	0.0070	0.0070	0.0071	0.0064	0
			II	-0.0338	0.0067	0.0039	0.0019	0.0017	0.0019	0.0019	0.0014	0
			III	0	-0.0092	-0.0132	-0.0141	-0.0141	-0.0137	-0.0136	-0.0140	0
	Y	I	-0.0094	0.0256	0.0395	0.0417	0.0418	0.0417	0.0416	0.0414	0.0432	
		II	-0.0056	0.0088	0.0108	0.0106	0.0105	0.0104	0.0104	0.0103	0.0105	
		III	0	-0.0553	-0.0791	-0.0845	-0.0846	-0.0823	-0.0816	-0.0837	-0.0872	
三角形分布荷重	X	I	-0.0496	0.0122	0.0085	0.0048	0.0035	0.0026	0.0017	0.0004	0	
		II	-0.0302	0.0064	0.0034	0.0014	0.0008	0.0006	0.0004	-0.0001	0	
		III	0	-0.0080	-0.0096	-0.0086	-0.0071	-0.0054	-0.0037	-0.0019	0	
Y	I	-0.0083	0.0212	0.0293	0.0261	0.0209	0.0156	0.0105	0.0057	0.0029		
	II	-0.0050	0.0077	0.0082	0.0066	0.0052	0.0039	0.0026	0.0013	0.0003		
	III	0	-0.0479	-0.0578	-0.0516	-0.0428	-0.0325	-0.0224	-0.0112	-0.0008		
3.50	等分布荷重	X	I	-0.0564	0.0133	0.0097	0.0072	0.0069	0.0070	0.0071	0.0065	0
			II	-0.0335	0.0068	0.0035	0.0018	0.0016	0.0019	0.0020	0.0015	0
			III	0	-0.0097	-0.0133	-0.0141	-0.0141	-0.0137	-0.0136	-0.0140	0
	Y	I	-0.0094	0.0275	0.0402	0.0418	0.0417	0.0417	0.0416	0.0414	0.0432	
		II	-0.0056	0.0092	0.0107	0.0105	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104	0.0105	
		III	0	-0.0583	-0.0798	-0.0846	-0.0847	-0.0821	-0.0814	-0.0838	-0.0877	
三角形分布荷重	X	I	-0.0500	0.0125	0.0079	0.0046	0.0035	0.0026	0.0017	0.0004	0	
		II	-0.0303	0.0064	0.0030	0.0012	0.0008	0.0006	0.0004	-0.0001	0	
		III	0	-0.0085	-0.0097	-0.0086	-0.0072	-0.0054	-0.0038	-0.0018	0	
Y	I	-0.0083	0.0230	0.0299	0.0261	0.0209	0.0156	0.0104	0.0056	0.0027		
	II	-0.0050	0.0081	0.0081	0.0066	0.0052	0.0039	0.0026	0.0013	0.0003		
	III	0	-0.0509	-0.0583	-0.0514	-0.0429	-0.0327	-0.0226	-0.0111	-0.0002		

(f) $\lambda = 3.75, 4.00, 4.25$

λ	荷重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5	6	7
3.75	等分布荷重	X	I	-0.0564	0.0127	0.0076	0.0069	0.0068	0.0068	0
			II	-0.0331	0.0053	0.0020	0.0016	0.0014	0.0014	0
			III	0	-0.0129	-0.0143	-0.0141	-0.0141	-0.0143	0
	Y	I	-0.0094	0.0356	0.0418	0.0417	0.0416	0.0415	0.0434	
		II	-0.0055	0.0106	0.0106	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104	
		III	0	-0.0775	-0.0859	-0.0848	-0.0848	-0.0856	-0.0881	
	三角形分布荷重	X	I	-0.0505	0.0114	0.0052	0.0034	0.0022	0.0010	0
			II	-0.0302	0.0049	0.0013	0.0008	0.0005	0.0004	0
III			0	-0.0108	-0.0099	-0.0072	-0.0045	-0.0018	0	
Y	I	-0.0084	0.0291	0.0280	0.0209	0.0138	0.0070	0.0025		
	II	-0.0050	0.0089	0.0071	0.0052	0.0034	0.0017	0.0003		
	III	0	-0.0647	-0.0593	-0.0431	-0.0268	-0.0107	0.0005		
4.00	等分布荷重	X	I	-0.0568	0.0121	0.0075	0.0069	0.0067	0.0068	0
			II	-0.0324	0.0048	0.0019	0.0016	0.0014	0.0014	0
			III	0	-0.0133	-0.0144	-0.0142	-0.0142	-0.0143	0
	Y	I	-0.0095	0.0368	0.0419	0.0417	0.0417	0.0415	0.0433	
		II	-0.0054	0.0107	0.0106	0.0104	0.0104	0.0104	0.0105	
		III	0	-0.0797	-0.0862	-0.0850	-0.0850	-0.0860	-0.0886	
	三角形分布荷重	X	I	-0.0505	0.0108	0.0050	0.0034	0.0022	0.0011	0
			II	-0.0302	0.0044	0.0011	0.0007	0.0005	0.0005	0
III			0	-0.0111	-0.0100	-0.0072	-0.0044	-0.0017	0	
Y	I	-0.0084	0.0302	0.0280	0.0209	0.0138	0.0069	0.0023		
	II	-0.0050	0.0090	0.0071	0.0052	0.0034	0.0017	0.0003		
	III	0	-0.0668	-0.0598	-0.0432	-0.0266	-0.0103	0.0012		
4.25	等分布荷重	X	I	-0.0560	0.0115	0.0073	0.0069	0.0067	0.0068	0
			II	-0.0325	0.0044	0.0018	0.0015	0.0013	0.0013	0
			III	0	-0.0136	-0.0144	-0.0142	-0.0142	-0.0144	0
	Y	I	-0.0093	0.0378	0.0419	0.0417	0.0417	0.0416	0.0433	
		II	-0.0054	0.0108	0.0106	0.0104	0.0104	0.0104	0.0105	
		III	0	-0.0816	-0.0866	-0.0852	-0.0852	-0.0865	-0.0891	
	三角形分布荷重	X	I	-0.0507	0.0102	0.0049	0.0034	0.0021	0.0012	0
			II	-0.0301	0.0039	0.0010	0.0007	0.0005	0.0007	0
III			0	-0.0114	-0.0100	-0.0072	-0.0044	-0.0016	0	
Y	I	-0.0085	0.0311	0.0280	0.0209	0.0138	0.0069	0.0022		
	II	-0.0050	0.0090	0.0070	0.0052	0.0034	0.0017	0.0004		
	III	0	-0.0687	-0.0603	-0.0434	-0.0265	-0.0098	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
4.50	等分布荷重	X	I	-0.0560	0.0109	0.0072	0.0068	0.0066	0.0067	0
			II	-0.0322	0.0039	0.0017	0.0015	0.0013	0.0013	0
			III	0	-0.0139	-0.0145	-0.0142	-0.0142	-0.0145	0
	Y	I	-0.0093	0.0387	0.0419	0.0417	0.0417	0.0416	0.0435	
		II	-0.0054	0.0108	0.0105	0.0104	0.0103	0.0104	0.0106	
		III	0	-0.0832	-0.0869	-0.0854	-0.0854	-0.0869	-0.0896	
三角形分布荷重	X	I	-0.0510	0.0096	0.0048	0.0034	0.0021	0.0012	0	
		II	-0.0300	0.0034	0.0009	0.0006	0.0005	0.0008	0	
		III	0	-0.0117	-0.0101	-0.0073	-0.0044	-0.0016	0	
Y	I	-0.0085	0.0319	0.0280	0.0209	0.0138	0.0068	0.0021		
	II	-0.0050	0.0090	0.0070	0.0052	0.0034	0.0017	0.0005		
	III	0	-0.0703	-0.0608	-0.0436	-0.0263	-0.0093	0.0025		
4.75	等分布荷重	X	I	-0.0555	0.0103	0.0072	0.0068	0.0065	0.0067	0
			II	-0.0315	0.0034	0.0016	0.0014	0.0012	0.0012	0
			III	0	-0.0141	-0.0146	-0.0143	-0.0143	-0.0146	0
	Y	I	-0.0092	0.0394	0.0419	0.0417	0.0417	0.0417	0.0433	
		II	-0.0052	0.0107	0.0105	0.0104	0.0103	0.0103	0.0104	
		III	0	-0.0846	-0.0873	-0.0856	-0.0856	-0.0874	-0.0901	
三角形分布荷重	X	I	-0.0508	0.0090	0.0047	0.0034	0.0021	0.0014	0	
		II	-0.0296	0.0029	0.0007	0.0006	0.0006	0.0009	0	
		III	0	-0.0120	-0.0102	-0.0073	-0.0044	-0.0015	0	
Y	I	-0.0085	0.0326	0.0281	0.0209	0.0138	0.0068	0.0020		
	II	-0.0049	0.0090	0.0070	0.0052	0.0034	0.0018	0.0006		
	III	0	-0.0717	-0.0613	-0.0438	-0.0261	-0.0088	0.0032		
5.00	等分布荷重	X	I	-0.0552	0.0097	0.0071	0.0068	0.0065	0.0066	0
			II	-0.0309	0.0030	0.0015	0.0014	0.0011	0.0011	0
			III	0	-0.0143	-0.0146	-0.0143	-0.0143	-0.0147	0
	Y	I	-0.0092	0.0399	0.0419	0.0417	0.0417	0.0417	0.0433	
		II	-0.0052	0.0107	0.0105	0.0103	0.0103	0.0103	0.0103	
		III	0	-0.0858	-0.0877	-0.0858	-0.0858	-0.0879	-0.0906	
三角形分布荷重	X	I	-0.0508	0.0084	0.0046	0.0033	0.0021	0.0015	0	
		II	-0.0292	0.0025	0.0006	0.0006	0.0006	0.0010	0	
		III	0	-0.0122	-0.0103	-0.0073	-0.0043	-0.0014	0	
Y	I	-0.0085	0.0331	0.0281	0.0209	0.0138	0.0068	0.0019		
	II	-0.0049	0.0090	0.0069	0.0052	0.0034	0.0018	0.0007		
	III	0	-0.0729	-0.0619	-0.0440	-0.0259	-0.0083	0.0039		

表 1-5.2 三邊固定一邊自由版之計算圖表(X 方向八等分，Y 方向四等分)

(a) $\lambda=0.30, 0.40, 0.50$

λ	荷重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5	6	7	8	9
				0.30	等分布荷重	X	I	-0.3819	-0.2648	-0.1704	-0.0972	-0.0434
II	-0.2656	-0.1754	-0.1074	-0.0576			-0.0230	-0.0012	0.0094	0.0098	0	
III	0	-0.0014	-0.0075	-0.0157			-0.0249	-0.0346	-0.0451	-0.0582	0	
Y	I	-0.0636	-0.0419	-0.0202		0.0007	0.0204	0.0382	0.0536	0.0665	0.0762	
	II	-0.0443	-0.0266	-0.0089		0.0077	0.0226	0.0353	0.0459	0.0545	0.0614	
	III	0	-0.0086	-0.0447		-0.0945	-0.1495	-0.2074	-0.2708	-0.3493	-0.4201	
三角形分布荷重	X	I	-0.1353	-0.0802	-0.0407	-0.0145	0.0009	0.0078	0.0086	0.0053	0	
		II	-0.1021	-0.0548	-0.0233	-0.0043	0.0053	0.0083	0.0071	0.0037	0	
		III	0	-0.0014	-0.0042	-0.0069	-0.0092	-0.0111	-0.0129	-0.0151	0	
	Y	I	-0.0225	-0.0128	-0.0045	0.0023	0.0078	0.0122	0.0156	0.0184	0.0207	
		II	-0.0170	-0.0082	-0.0009	0.0049	0.0091	0.0120	0.0139	0.0152	0.0164	
		III	0	-0.0083	-0.0251	-0.0416	-0.0554	-0.0666	-0.0773	-0.0907	-0.0981	
0.40	等分布荷重	X	I	-0.2840	-0.1787	-0.0997	-0.0430	-0.0051	0.0167	0.0243	0.0187	0
			II	-0.1819	-0.1099	-0.0589	-0.0242	-0.0024	0.0091	0.0127	0.0096	0
			III	0	-0.0016	-0.0076	-0.0154	-0.0236	-0.0319	-0.0406	-0.0511	0
		Y	I	-0.0473	-0.0262	-0.0037	0.0186	0.0397	0.0587	0.0752	0.0892	0.1004
			II	-0.0303	-0.0157	-0.0014	0.0115	0.0229	0.0325	0.0404	0.0468	0.0523
			III	0	-0.0097	-0.0457	-0.0925	-0.1419	-0.1914	-0.2434	-0.3064	-0.3553
三角形分布荷重	X	I	-0.1084	-0.0566	-0.0215	0	0.0109	0.0139	0.0117	0.0064	0	
		II	-0.0770	-0.0357	-0.0102	0.0037	0.0094	0.0097	0.0070	0.0031	0	
		III	0	-0.0014	-0.0042	-0.0068	-0.0089	-0.0104	-0.0117	-0.0132	0	
	Y	I	-0.0181	-0.0084	0.0002	0.0075	0.0135	0.0182	0.0219	0.0249	0.0274	
		II	-0.0128	-0.0049	0.0017	0.0065	0.0096	0.0114	0.0122	0.0127	0.0133	
		III	0	-0.0085	-0.0253	-0.0411	-0.0533	-0.0623	-0.0700	-0.0793	-0.0810	
0.50	等分布荷重	X	I	-0.2053	-0.1153	-0.0526	-0.0112	0.0136	0.0254	0.0265	0.0181	0
			II	-0.1269	-0.0686	-0.0299	-0.0058	0.0075	0.0127	0.0123	0.0080	0
			III	0	-0.0018	-0.0076	-0.0146	-0.0216	-0.0281	-0.0345	-0.0421	0
		Y	I	-0.0342	-0.0149	0.0062	0.0271	0.0465	0.0637	0.0782	0.0904	0.1005
			II	-0.0212	-0.0090	0.0024	0.0124	0.0207	0.0273	0.0327	0.0370	0.0410
			III	0	-0.0108	-0.0457	-0.0878	-0.1294	-0.1684	-0.2072	-0.2527	-0.2818
三角形分布荷重	X	I	-0.0858	-0.0385	-0.0084	0.0083	0.0151	0.0153	0.0115	0.0058	0	
		II	-0.0594	-0.0233	-0.0026	0.0075	0.0106	0.0094	0.0060	0.0024	0	
		III	0	-0.0015	-0.0042	-0.0066	-0.0083	-0.0093	-0.0100	-0.0108	0	
	Y	I	-0.0143	-0.0050	0.0033	0.0104	0.0160	0.0201	0.0231	0.0253	0.0273	
		II	-0.0099	-0.0027	0.0031	0.0070	0.0091	0.0099	0.0099	0.0097	0.0098	
		III	0	-0.0088	-0.0253	-0.0398	-0.0499	-0.0561	-0.0602	-0.0648	-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	8	9
0.75	等分布荷重	X	I	-0.0990	-0.0395	-0.0053	0.0124	0.0197	0.0205	0.0172	0.0106	0
			II	-0.0602	-0.0229	-0.0025	0.0071	0.0103	0.0096	0.0070	0.0037	0
			III	0	-0.0020	-0.0068	-0.0117	-0.0156	-0.0187	-0.0213	-0.0240	0
	Y	I	-0.0165	-0.0020	0.0137	0.0283	0.0406	0.0504	0.0578	0.0637	0.0688	0.0688
		II	-0.0100	-0.0017	0.0055	0.0109	0.0144	0.0167	0.0182	0.0192	0.0205	0.0205
		III	0	-0.0121	-0.0410	-0.0700	-0.0939	-0.1123	-0.1276	-0.1442	-0.1477	-0.1477
三角形分布荷重	X	I	-0.0519	-0.0149	0.0047	0.0127	0.0137	0.0109	0.0066	0.0025	0	
		II	-0.0348	-0.0083	0.0040	0.0082	0.0080	0.0058	0.0030	0.0007	0	
		III	0	-0.0015	-0.0040	-0.0057	-0.0066	-0.0066	-0.0063	-0.0059	0	
Y	I	-0.0087	-0.0006	0.0066	0.0121	0.0155	0.0171	0.0175	0.0173	0.0175	0.0175	
	II	-0.0058	0	0.0042	0.0064	0.0070	0.0065	0.0054	0.0044	0.0037	0.0037	
	III	0	-0.0091	-0.0238	-0.0344	-0.0394	-0.0399	-0.0378	-0.0351	-0.0260	-0.0260	
1.00	等分布荷重	X	I	-0.0565	-0.0147	0.0048	0.0121	0.0133	0.0118	0.0092	0.0056	0
			II	-0.0343	-0.0083	0.0029	0.0064	0.0064	0.0050	0.0032	0.0015	0
			III	0	-0.0020	-0.0058	-0.0089	-0.0111	-0.0124	-0.0133	-0.0143	0
	Y	I	-0.0094	0.0018	0.0135	0.0233	0.0304	0.0352	0.0383	0.0405	0.0428	0.0428
		II	-0.0057	0.0005	0.0053	0.0083	0.0098	0.0104	0.0107	0.0108	0.0111	0.0111
		III	0	-0.0119	-0.0345	-0.0535	-0.0665	-0.0745	-0.0799	-0.0856	-0.0838	-0.0838
三角形分布荷重	X	I	-0.0350	-0.0057	0.0068	0.0101	0.0089	0.0060	0.0030	0.0006	0	
		II	-0.0229	-0.0029	0.0045	0.0058	0.0047	0.0029	0.0011	0.0001	0	
		III	0	-0.0015	-0.0036	-0.0047	-0.0050	-0.0046	-0.0039	-0.0032	0	
Y	I	-0.0058	0.0013	0.0074	0.0113	0.0129	0.0127	0.0115	0.0102	0.0094	0.0094	
	II	-0.0038	0.0009	0.0039	0.0051	0.0049	0.0041	0.0031	0.0020	0.0013	0.0013	
	III	0	-0.0090	-0.0213	-0.0284	-0.0300	-0.0277	-0.0236	-0.0191	-0.0108	-0.0108	
1.25	等分布荷重	X	I	-0.0567	-0.0083	0.0096	0.0138	0.0128	0.0104	0.0080	0.0051	0
			II	-0.0344	-0.0045	0.0054	0.0069	0.0056	0.0039	0.0023	0.0010	0
			III	0	-0.0029	-0.0075	-0.0107	-0.0125	-0.0133	-0.0138	-0.0143	0
	Y	I	-0.0095	0.0049	0.0188	0.0290	0.0354	0.0388	0.0406	0.0417	0.0435	0.0435
		II	-0.0057	0.0019	0.0071	0.0096	0.0106	0.0107	0.0106	0.0106	0.0107	0.0107
		III	0	-0.0174	-0.0447	-0.0641	-0.0749	-0.0799	-0.0826	-0.0859	-0.0833	-0.0833
三角形分布荷重	X	I	-0.0391	-0.0025	0.0097	0.0109	0.0083	0.0049	0.0020	0	0	
		II	-0.0251	-0.0009	0.0058	0.0059	0.0041	0.0021	0.0005	-0.0004	0	
		III	0	-0.0022	-0.0048	-0.0060	-0.0059	-0.0051	-0.0040	-0.0029	0	
Y	I	-0.0065	0.0033	0.0114	0.0155	0.0162	0.0145	0.0119	0.0094	0.0079	0.0079	
	II	-0.0042	0.0019	0.0052	0.0060	0.0054	0.0042	0.0029	0.0017	0.0008	0.0008	
	III	0	-0.0135	-0.0291	-0.0361	-0.0356	-0.0305	-0.0239	-0.0172	-0.0078	-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	8	9
1.50	等分布荷重	X	I	-0.0568	-0.0030	0.0123	0.0136	0.0113	0.0090	0.0071	0.0050	0
			II	-0.0344	-0.0015	0.0065	0.0063	0.0045	0.0030	0.0018	0.0008	0
			III	0	-0.0038	-0.0089	-0.0119	-0.0133	-0.0137	-0.0139	-0.0142	0
	Y	I	-0.0095	0.0079	0.0235	0.0333	0.0384	0.0406	0.0413	0.0413	0.0418	0.0434
		II	-0.0057	0.0031	0.0084	0.0104	0.0108	0.0107	0.0105	0.0104	0.0104	0.0105
		III	0	-0.0231	-0.0534	-0.0716	-0.0797	-0.0823	-0.0831	-0.0831	-0.0852	-0.0834
三角形分布荷重	X	I	-0.0420	0.0007	0.0114	0.0106	0.0071	0.0039	0.0014	-0.0003	0	
		II	-0.0266	0.0009	0.0064	0.0053	0.0031	0.0014	0.0001	-0.0005	0	
		III	0	-0.0030	-0.0060	-0.0070	-0.0065	-0.0053	-0.0039	-0.0026	0	
Y	I	-0.0070	0.0056	0.0151	0.0189	0.0184	0.0154	0.0117	0.0084	0.0084	0.0065	
	II	-0.0044	0.0029	0.0062	0.0066	0.0056	0.0042	0.0027	0.0015	0.0015	0.0006	
	III	0	-0.0182	-0.0361	-0.0419	-0.0390	-0.0317	-0.0234	-0.0155	-0.0060	0	
1.75	等分布荷重	X	I	-0.0568	0.0013	0.0135	0.0126	0.0099	0.0080	0.0068	0.0051	0
			II	-0.0344	0.0009	0.0069	0.0054	0.0035	0.0024	0.0016	0.0008	0
			III	0	-0.0048	-0.0101	-0.0128	-0.0137	-0.0138	-0.0138	-0.0141	0
	Y	I	-0.0095	0.0108	0.0274	0.0364	0.0402	0.0413	0.0415	0.0415	0.0416	0.0433
		II	-0.0057	0.0043	0.0093	0.0107	0.0108	0.0106	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104
		III	0	-0.0287	-0.0605	-0.0767	-0.0823	-0.0831	-0.0830	-0.0845	-0.0840	0
三角形分布荷重	X	I	-0.0441	0.0035	0.0120	0.0096	0.0059	0.0032	0.0012	-0.0003	0	
		II	-0.0277	0.0025	0.0064	0.0045	0.0023	0.0010	0	-0.0005	0	
		III	0	-0.0039	-0.0070	-0.0077	-0.0068	-0.0054	-0.0038	-0.0024	0	
Y	I	-0.0074	0.0081	0.0185	0.0215	0.0197	0.0157	0.0113	0.0076	0.0076	0.0055	
	II	-0.0046	0.0038	0.0070	0.0068	0.0055	0.0041	0.0026	0.0014	0.0014	0.0004	
	III	0	-0.0231	-0.0420	-0.0459	-0.0410	-0.0321	-0.0227	-0.0141	-0.0049	0	
2.00	等分布荷重	X	I	-0.0568	0.0047	0.0138	0.0113	0.0087	0.0075	0.0067	0.0054	0
			II	-0.0344	0.0028	0.0067	0.0045	0.0028	0.0020	0.0016	0.0009	0
			III	0	-0.0057	-0.0110	-0.0133	-0.0139	-0.0139	-0.0138	-0.0140	0
	Y	I	-0.0095	0.0137	0.0307	0.0385	0.0411	0.0416	0.0415	0.0415	0.0415	0.0432
		II	-0.0057	0.0053	0.0099	0.0108	0.0107	0.0105	0.0104	0.0103	0.0103	0.0104
		III	0	-0.0340	-0.0662	-0.0800	-0.0836	-0.0832	-0.0827	-0.0841	-0.0846	0
三角形分布荷重	X	I	-0.0457	0.0060	0.0120	0.0084	0.0050	0.0028	0.0012	-0.0002	0	
		II	-0.0285	0.0038	0.0061	0.0036	0.0017	0.0007	0.0001	-0.0005	0	
		III	0	-0.0046	-0.0078	-0.0081	-0.0070	-0.0054	-0.0037	-0.0022	0	
Y	I	-0.0076	0.0105	0.0214	0.0233	0.0204	0.0158	0.0110	0.0070	0.0070	0.0047	
	II	-0.0048	0.0047	0.0075	0.0069	0.0055	0.0040	0.0026	0.0013	0.0013	0.0004	
	III	0	-0.0279	-0.0468	-0.0486	-0.0420	-0.0322	-0.0223	-0.0132	-0.0041	0	

(d) $\lambda = 2.25, 2.50, 2.75$

λ	荷重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5	6	7	8	9
2.25	等分布荷重	X	I	-0.0567	0.0074	0.0135	0.0102	0.0080	0.0072	0.0068	0.0056	0
			II	-0.0343	0.0042	0.0062	0.0037	0.0023	0.0019	0.0017	0.0010	0
			III	0	-0.0065	-0.0118	-0.0137	-0.0140	-0.0138	-0.0137	-0.0140	0
	Y	I	-0.0095	0.0163	0.0334	0.0399	0.0416	0.0417	0.0415	0.0415	0.0414	0.0432
		II	-0.0057	0.0062	0.0104	0.0108	0.0106	0.0105	0.0104	0.0104	0.0103	0.0105
		III	0	-0.0390	-0.0706	-0.0820	-0.0842	-0.0831	-0.0824	-0.0838	-0.0852	0
三角形分布荷重	X	I	-0.0469	0.0080	0.0116	0.0073	0.0043	0.0026	0.0013	-0.0001	0	
		II	-0.0291	0.0048	0.0056	0.0029	0.0013	0.0007	0.0002	-0.0004	0	
		III	0	-0.0054	-0.0084	-0.0084	-0.0071	-0.0054	-0.0037	-0.0021	0	
Y	I	-0.0078	0.0128	0.0238	0.0245	0.0208	0.0158	0.0108	0.0065	0.0042		
	II	-0.0049	0.0055	0.0078	0.0069	0.0054	0.0039	0.0026	0.0013	0.0003		
	III	0	-0.0325	-0.0506	-0.0502	-0.0424	-0.0322	-0.0221	-0.0125	-0.0034		
2.50	等分布荷重	X	I	-0.0567	0.0094	0.0128	0.0092	0.0075	0.0071	0.0069	0.0059	0
			II	-0.0342	0.0052	0.0056	0.0030	0.0020	0.0018	0.0017	0.0011	0
			III	0	-0.0073	-0.0123	-0.0139	-0.0141	-0.0138	-0.0137	-0.0139	0
	Y	I	-0.0094	0.0189	0.0356	0.0408	0.0417	0.0417	0.0415	0.0414	0.0432	
		II	-0.0057	0.0070	0.0106	0.0108	0.0106	0.0104	0.0104	0.0103	0.0105	
		III	0	-0.0437	-0.0739	-0.0832	-0.0844	-0.0829	-0.0822	-0.0836	-0.0858	
三角形分布荷重	X	I	-0.0478	0.0096	0.0109	0.0064	0.0039	0.0026	0.0014	0.0001	0	
		II	-0.0296	0.0055	0.0051	0.0023	0.0011	0.0006	0.0002	-0.0003	0	
		III	0	-0.0061	-0.0089	-0.0085	-0.0071	-0.0054	-0.0037	-0.0020	0	
Y	I	-0.0080	0.0151	0.0257	0.0253	0.0209	0.0157	0.0106	0.0062	0.0038		
	II	-0.0049	0.0062	0.0080	0.0068	0.0053	0.0039	0.0026	0.0013	0.0003		
	III	0	-0.0368	-0.0534	-0.0511	-0.0426	-0.0322	-0.0220	-0.0120	-0.0027		
2.75	等分布荷重	X	I	-0.0566	0.0110	0.0121	0.0084	0.0072	0.0070	0.0069	0.0061	0
			II	-0.0341	0.0059	0.0050	0.0025	0.0018	0.0018	0.0018	0.0012	0
			III	0	-0.0080	-0.0127	-0.0140	-0.0141	-0.0138	-0.0137	-0.0139	0
	Y	I	-0.0094	0.0213	0.0373	0.0413	0.0418	0.0417	0.0415	0.0414	0.0432	
		II	-0.0057	0.0077	0.0107	0.0107	0.0105	0.0104	0.0104	0.0103	0.0105	
		III	0	-0.0480	-0.0763	-0.0839	-0.0845	-0.0827	-0.0820	-0.0836	-0.0863	
三角形分布荷重	X	I	-0.0486	0.0108	0.0101	0.0057	0.0037	0.0026	0.0015	0.0002	0	
		II	-0.0299	0.0060	0.0045	0.0019	0.0009	0.0006	0.0003	-0.0002	0	
		III	0	-0.0068	-0.0093	-0.0086	-0.0071	-0.0054	-0.0037	-0.0019	0	
Y	I	-0.0081	0.0173	0.0272	0.0257	0.0209	0.0157	0.0105	0.0060	0.0034		
	II	-0.0050	0.0068	0.0081	0.0068	0.0053	0.0039	0.0026	0.0013	0.0003		
	III	0	-0.0409	-0.0555	-0.0515	-0.0427	-0.0322	-0.0220	-0.0117	-0.0021		

(e) $\lambda=3.00, 3.25, 3.50$

λ	荷重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3.00	等分布荷重	X	I	-0.0565	0.0121	0.0112	0.0079	0.0070	0.0070	0.0070	0.0063	0
			II	-0.0339	0.0064	0.0044	0.0022	0.0017	0.0018	0.0019	0.0013	0
			III	0	-0.0086	-0.0130	-0.0140	-0.0141	-0.0138	-0.0136	-0.0139	0
	Y	I	-0.0094	0.0235	0.0386	0.0416	0.0418	0.0417	0.0415	0.0414	0.0432	0
		II	-0.0057	0.0083	0.0108	0.0106	0.0105	0.0104	0.0104	0.0103	0.0105	0
		III	0	-0.0518	-0.0780	-0.0843	-0.0845	-0.0825	-0.0818	-0.0836	-0.0868	0
3.25	等分布荷重	X	I	-0.0492	0.0116	0.0093	0.0052	0.0036	0.0026	0.0016	0.0003	0
			II	-0.0301	0.0063	0.0039	0.0016	0.0009	0.0006	0.0003	-0.0002	0
			III	0	-0.0074	-0.0095	-0.0086	-0.0071	-0.0054	-0.0037	-0.0019	0
	Y	I	-0.0082	0.0193	0.0284	0.0260	0.0209	0.0157	0.0105	0.0058	0.0031	0
		II	-0.0050	0.0073	0.0082	0.0067	0.0053	0.0039	0.0026	0.0013	0.0003	0
		III	0	-0.0446	-0.0569	-0.0516	-0.0428	-0.0323	-0.0222	-0.0114	-0.0015	0
3.50	等分布荷重	X	I	-0.0565	0.0128	0.0104	0.0075	0.0070	0.0070	0.0071	0.0064	0
			II	-0.0338	0.0067	0.0039	0.0019	0.0017	0.0019	0.0019	0.0014	0
			III	0	-0.0092	-0.0132	-0.0141	-0.0141	-0.0137	-0.0136	-0.0140	0
	Y	I	-0.0094	0.0256	0.0395	0.0417	0.0418	0.0417	0.0416	0.0414	0.0432	0
		II	-0.0056	0.0088	0.0108	0.0106	0.0105	0.0104	0.0104	0.0103	0.0105	0
		III	0	-0.0553	-0.0791	-0.0845	-0.0846	-0.0823	-0.0816	-0.0837	-0.0872	0
3.50	等分布荷重	X	I	-0.0496	0.0122	0.0085	0.0048	0.0035	0.0026	0.0017	0.0004	0
			II	-0.0302	0.0064	0.0034	0.0014	0.0008	0.0006	0.0004	-0.0001	0
			III	0	-0.0080	-0.0096	-0.0086	-0.0071	-0.0054	-0.0037	-0.0019	0
	Y	I	-0.0083	0.0212	0.0293	0.0261	0.0209	0.0156	0.0105	0.0057	0.0029	0
		II	-0.0050	0.0077	0.0082	0.0066	0.0052	0.0039	0.0026	0.0013	0.0003	0
		III	0	-0.0479	-0.0578	-0.0516	-0.0428	-0.0325	-0.0224	-0.0112	-0.0008	0
3.50	等分布荷重	X	I	-0.0564	0.0133	0.0097	0.0072	0.0069	0.0070	0.0071	0.0065	0
			II	-0.0335	0.0068	0.0035	0.0018	0.0016	0.0019	0.0020	0.0015	0
			III	0	-0.0097	-0.0133	-0.0141	-0.0141	-0.0137	-0.0136	-0.0140	0
	Y	I	-0.0094	0.0275	0.0402	0.0418	0.0417	0.0417	0.0416	0.0414	0.0432	0
		II	-0.0056	0.0092	0.0107	0.0105	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104	0.0105	0
		III	0	-0.0583	-0.0798	-0.0846	-0.0847	-0.0821	-0.0814	-0.0838	-0.0877	0
3.50	等分布荷重	X	I	-0.0500	0.0125	0.0079	0.0046	0.0035	0.0026	0.0017	0.0004	0
			II	-0.0303	0.0064	0.0030	0.0012	0.0008	0.0006	0.0004	-0.0001	0
			III	0	-0.0085	-0.0097	-0.0086	-0.0072	-0.0054	-0.0038	-0.0018	0
	Y	I	-0.0083	0.0230	0.0299	0.0261	0.0209	0.0156	0.0104	0.0056	0.0027	0
		II	-0.0050	0.0081	0.0081	0.0066	0.0052	0.0039	0.0026	0.0013	0.0003	0
		III	0	-0.0509	-0.0583	-0.0514	-0.0429	-0.0327	-0.0226	-0.0111	-0.0002	0

(f) $\lambda = 3.75, 4.00, 4.25$

λ	荷重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3.75	等分布荷重	X	I	-0.0564	0.0135	0.0091	0.0070	0.0069	0.0071	0.0071	0.0066	0
			II	-0.0331	0.0068	0.0031	0.0016	0.0016	0.0019	0.0021	0.0015	0
			III	0	-0.0102	-0.0134	-0.0141	-0.0141	-0.0137	-0.0135	-0.0140	0
	Y	I	-0.0094	0.0292	0.0407	0.0418	0.0417	0.0417	0.0417	0.0416	0.0414	0.0434
		II	-0.0055	0.0096	0.0107	0.0105	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104
		III	0	-0.0609	-0.0802	-0.0847	-0.0848	-0.0820	-0.0812	-0.0840	-0.0881	0
三角形分布荷重	X	I	-0.0505	0.0126	0.0073	0.0045	0.0034	0.0027	0.0018	0.0005	0	
		II	-0.0302	0.0063	0.0027	0.0012	0.0008	0.0006	0.0004	0	0	
		III	0	-0.0089	-0.0097	-0.0085	-0.0072	-0.0055	-0.0038	-0.0018	0	
Y	I	-0.0084	0.0246	0.0304	0.0261	0.0209	0.0156	0.0104	0.0055	0.0025		
	II	-0.0050	0.0084	0.0081	0.0065	0.0052	0.0039	0.0027	0.0012	0.0003		
	III	0	-0.0536	-0.0584	-0.0512	-0.0431	-0.0329	-0.0228	-0.0110	0.0005		
4.00	等分布荷重	X	I	-0.0568	0.0135	0.0086	0.0069	0.0069	0.0071	0.0072	0.0067	0
			II	-0.0324	0.0067	0.0028	0.0015	0.0016	0.0020	0.0021	0.0016	0
			III	0	-0.0105	-0.0134	-0.0141	-0.0142	-0.0136	-0.0136	-0.0140	0
	Y	I	-0.0095	0.0307	0.0411	0.0418	0.0417	0.0417	0.0416	0.0415	0.0433	
		II	-0.0054	0.0099	0.0106	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104	0.0105	
		III	0	-0.0632	-0.0802	-0.0847	-0.0850	-0.0818	-0.0810	-0.0842	-0.0886	
三角形分布荷重	X	I	-0.0505	0.0125	0.0068	0.0044	0.0034	0.0027	0.0018	0.0005	0	
		II	-0.0302	0.0061	0.0025	0.0011	0.0007	0.0006	0.0003	0	0	
		III	0	-0.0093	-0.0097	-0.0085	-0.0072	-0.0055	-0.0039	-0.0018	0	
Y	I	-0.0084	0.0261	0.0307	0.0261	0.0209	0.0156	0.0105	0.0054	0.0023		
	II	-0.0050	0.0086	0.0080	0.0065	0.0052	0.0039	0.0027	0.0012	0.0003		
	III	0	-0.0560	-0.0583	-0.0510	-0.0432	-0.0331	-0.0231	-0.0109	0.0012		
4.25	等分布荷重	X	I	-0.0560	0.0134	0.0081	0.0068	0.0069	0.0071	0.0072	0.0068	0
			II	-0.0325	0.0065	0.0026	0.0015	0.0015	0.0020	0.0022	0.0016	0
			III	0	-0.0108	-0.0133	-0.0141	-0.0142	-0.0136	-0.0135	-0.0141	0
	Y	I	-0.0093	0.0321	0.0413	0.0418	0.0417	0.0417	0.0416	0.0415	0.0433	
		II	-0.0054	0.0101	0.0106	0.0104	0.0104	0.0104	0.0105	0.0104	0.0105	
		III	0	-0.0651	-0.0801	-0.0848	-0.0852	-0.0816	-0.0807	-0.0844	-0.0891	
三角形分布荷重	X	I	-0.0507	0.0123	0.0064	0.0043	0.0034	0.0027	0.0018	0.0006	0	
		II	-0.0301	0.0059	0.0023	0.0011	0.0007	0.0005	0.0003	0	0	
		III	0	-0.0097	-0.0097	-0.0085	-0.0072	-0.0056	-0.0039	-0.0018	0	
Y	I	-0.0085	0.0274	0.0309	0.0261	0.0209	0.0157	0.0105	0.0054	0.0022		
	II	-0.0050	0.0088	0.0080	0.0065	0.0052	0.0039	0.0027	0.0012	0.0004		
	III	0	-0.0580	-0.0580	-0.0507	-0.0434	-0.0334	-0.0234	-0.0108	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	8	9
4.50	等分布荷重	X	I	-0.0560	0.0132	0.0078	0.0067	0.0068	0.0071	0.0073	0.0069	0
			II	-0.0322	0.0063	0.0025	0.0014	0.0015	0.0021	0.0023	0.0016	0
			III	0	-0.0111	-0.0133	-0.0141	-0.0142	-0.0136	-0.0134	-0.0141	0
	Y	I	-0.0093	0.0334	0.0415	0.0418	0.0417	0.0416	0.0416	0.0416	0.0415	0.0435
		II	-0.0054	0.0103	0.0106	0.0104	0.0104	0.0105	0.0105	0.0105	0.0104	0.0106
		III	0	-0.0667	-0.0798	-0.0849	-0.0854	-0.0814	-0.0804	-0.0804	-0.0847	-0.0896
三角形分布荷重	X	I	-0.0510	0.0120	0.0061	0.0043	0.0034	0.0026	0.0018	0.0006	0	
		II	-0.0300	0.0056	0.0022	0.0012	0.0006	0.0005	0.0002	0.0001	0	
		III	0	-0.0100	-0.0096	-0.0084	-0.0073	-0.0056	-0.0040	-0.0018	0	
Y	I	-0.0085	0.0286	0.0311	0.0261	0.0209	0.0157	0.0105	0.0053	0.0021		
	II	-0.0050	0.0090	0.0080	0.0065	0.0052	0.0039	0.0027	0.0012	0.0005		
	III	0	-0.0598	-0.0576	-0.0505	-0.0436	-0.0336	-0.0238	-0.0108	0.0025		
4.75	等分布荷重	X	I	-0.0555	0.0129	0.0076	0.0067	0.0068	0.0072	0.0073	0.0069	0
			II	-0.0315	0.0061	0.0024	0.0014	0.0014	0.0021	0.0023	0.0016	0
			III	0	-0.0113	-0.0132	-0.0142	-0.0143	-0.0135	-0.0134	-0.0142	0
	Y	I	-0.0092	0.0345	0.0416	0.0417	0.0417	0.0416	0.0416	0.0416	0.0415	0.0433
		II	-0.0052	0.0105	0.0105	0.0103	0.0104	0.0105	0.0105	0.0105	0.0104	0.0104
		III	0	-0.0679	-0.0794	-0.0850	-0.0856	-0.0811	-0.0801	-0.0849	-0.0901	
三角形分布荷重	X	I	-0.0508	0.0117	0.0059	0.0043	0.0034	0.0026	0.0018	0.0007	0	
		II	-0.0296	0.0053	0.0022	0.0012	0.0006	0.0005	0.0002	0.0001	0	
		III	0	-0.0102	-0.0095	-0.0084	-0.0073	-0.0056	-0.0040	-0.0018	0	
Y	I	-0.0085	0.0297	0.0311	0.0260	0.0209	0.0157	0.0105	0.0053	0.0020		
	II	-0.0049	0.0091	0.0080	0.0065	0.0052	0.0039	0.0027	0.0012	0.0006		
	III	0	-0.0612	-0.0571	-0.0502	-0.0438	-0.0339	-0.0241	-0.0108	0.0032		
5.00	等分布荷重	X	I	-0.0552	0.0126	0.0074	0.0066	0.0068	0.0072	0.0074	0.0069	0
			II	-0.0309	0.0059	0.0023	0.0013	0.0014	0.0022	0.0024	0.0016	0
			III	0	-0.0115	-0.0132	-0.0142	-0.0143	-0.0135	-0.0133	-0.0142	0
	Y	I	-0.0092	0.0355	0.0416	0.0417	0.0417	0.0416	0.0416	0.0416	0.0416	0.0433
		II	-0.0052	0.0106	0.0105	0.0103	0.0103	0.0105	0.0106	0.0104	0.0103	
		III	0	-0.0689	-0.0790	-0.0851	-0.0858	-0.0809	-0.0798	-0.0852	-0.0906	
三角形分布荷重	X	I	-0.0508	0.0113	0.0058	0.0043	0.0033	0.0026	0.0017	0.0007	0	
		II	-0.0292	0.0050	0.0022	0.0012	0.0006	0.0004	0.0001	0.0001	0	
		III	0	-0.0104	-0.0094	-0.0083	-0.0073	-0.0057	-0.0041	-0.0018	0	
Y	I	-0.0085	0.0306	0.0311	0.0260	0.0209	0.0157	0.0105	0.0053	0.0019		
	II	-0.0049	0.0092	0.0080	0.0065	0.0052	0.0039	0.0026	0.0012	0.0007		
	III	0	-0.0625	-0.0565	-0.0500	-0.0440	-0.0342	-0.0245	-0.0107	0.0039		

表 1-5.3 四邊固定版之計算圖表(X、Y 方向四等分)

(a) $\lambda=0.30, 0.40, 0.50$

λ	荷重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5
0.30	等分布荷重	X	I	-0.0835	0.0104	0.0418	0.0104	-0.0835
			II	-0.0813	0.0108	0.0398	0.0108	-0.0813
			III	0	-0.0058	-0.0095	-0.0058	0
	Y	I	-0.0139	0.0017	0.0070	0.0017	-0.0139	
		II	-0.0136	0.0038	0.0103	0.0038	-0.0136	
		III	0	-0.0345	-0.0569	-0.0345	0	
三角形分布荷重	X	I	-0.0334	0.0016	0.0209	0.0089	-0.0501	
		II	-0.0323	0.0018	0.0199	0.0091	-0.0490	
	III	0	-0.0021	-0.0047	-0.0036	0		
	Y	I	-0.0059	0.0003	0.0035	0.0015	-0.0084	
II		-0.0054	0.0013	0.0052	0.0025	-0.0082		
III	0	-0.0126	-0.0284	-0.0218	0			
0.40	等分布荷重	X	I	-0.0839	0.0107	0.0418	0.0107	-0.0839
			II	-0.0749	0.0106	0.0356	0.0106	-0.0749
			III	0	-0.0058	-0.0095	-0.0058	0
	Y	I	-0.0140	0.0023	0.0080	0.0023	-0.0140	
		II	-0.0125	0.0057	0.0129	0.0057	-0.0125	
		III	0	-0.0345	-0.0569	-0.0345	0	
三角形分布荷重	X	I	-0.0336	0.0017	0.0209	0.0090	-0.0503	
		II	-0.0292	0.0017	0.0178	0.0089	-0.0457	
	III	0	-0.0021	-0.0048	-0.0036	0		
	Y	I	-0.0056	0.0005	0.0040	0.0017	-0.0084	
II		-0.0049	0.0021	0.0065	0.0036	-0.0076		
III	0	-0.0127	-0.0284	-0.0218	0			
0.50	等分布荷重	X	I	-0.0828	0.0110	0.0407	0.0110	-0.0828
			II	-0.0669	0.0100	0.0308	0.0100	-0.0669
			III	0	-0.0058	-0.0095	-0.0058	0
	Y	I	-0.0138	0.0038	0.0105	0.0038	-0.0138	
		II	-0.0112	0.0068	0.0139	0.0068	-0.0112	
		III	0	-0.0345	-0.0570	-0.0345	0	
三角形分布荷重	X	I	-0.0331	0.0019	0.0203	0.0092	-0.0497	
		II	-0.0254	0.0015	0.0154	0.0084	-0.0415	
	III	0	-0.0021	-0.0048	-0.0037	0		
	Y	I	-0.0055	0.0013	0.0052	0.0025	-0.0083	
II		-0.0042	0.0025	0.0070	0.0042	-0.0069		
III	0	-0.0127	-0.0285	-0.0219	0			

(b) $\lambda = 0.75, 1.00, 1.25$

λ	荷重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5
0.75	等分布荷重	X	I	-0.0701	0.0110	0.0318	0.0110	-0.0701
			II	-0.0477	0.0078	0.0200	0.0078	-0.0477
			III	0	-0.0058	-0.0094	-0.0058	0
	Y	I	-0.0117	0.0089	0.0179	0.0089	-0.0117	
		II	-0.0080	0.0069	0.0125	0.0069	-0.0080	
		III	0	-0.0345	-0.0565	-0.0345	0	
三角形分布荷重	X	I	-0.0268	0.0020	0.0159	0.0091	-0.0433	
		II	-0.0167	0.0010	0.0100	0.0068	-0.0310	
	III	0	-0.0021	-0.0047	-0.0036	0		
	Y	I	-0.0045	0.0037	0.0090	0.0052	-0.0072	
II		-0.0026	0.0024	0.0062	0.0045	-0.0052		
III	0	-0.0126	-0.0283	-0.0218	0			
1.00	等分布荷重	X	I	-0.0513	0.0096	0.0206	0.0096	-0.0513
			II	-0.0324	0.0059	0.0116	0.0059	-0.0324
			III	0	-0.0054	-0.0086	-0.0054	0
	Y	I	-0.0086	0.0116	0.0206	0.0116	-0.0086	
		II	-0.0054	0.0059	0.0096	0.0059	-0.0054	
		III	0	-0.0324	-0.0513	-0.0324	0	
三角形分布荷重	X	I	-0.0179	0.0015	0.0103	0.0080	-0.0334	
		II	-0.0101	0.0006	0.0058	0.0052	-0.0223	
	III	0	-0.0019	-0.0043	-0.0036	0		
	Y	I	-0.0030	0.0047	0.0103	0.0069	-0.0056	
II		-0.0017	0.0018	0.0048	0.0040	-0.0037		
III	0	-0.0116	-0.0257	-0.0208	0			
1.25	等分布荷重	X	I	-0.0559	0.0119	0.0189	0.0119	-0.0559
			II	-0.0343	0.0067	0.0097	0.0067	-0.0343
			III	0	-0.0074	-0.0111	-0.0074	0
	Y	I	-0.0093	0.0181	0.0295	0.0181	-0.0093	
		II	-0.0057	0.0074	0.0108	0.0074	-0.0057	
		III	0	-0.0442	-0.0664	-0.0442	0	
三角形分布荷重	X	I	-0.0171	0.0017	0.0095	0.0102	-0.0389	
		II	-0.0092	0.0006	0.0048	0.0061	-0.0251	
	III	0	-0.0025	-0.0055	-0.0049	0		
	Y	I	-0.0029	0.0069	0.0147	0.0111	-0.0065	
II		-0.0015	0.0021	0.0054	0.0053	-0.0042		
III	0	-0.0151	-0.0332	-0.0291	0			

(c) $\lambda=1.50, 1.75, 2.00$

λ	荷重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5
1.50	等分布荷重	X	I	-0.0570	0.0133	0.0158	0.0133	-0.0570
			II	-0.0346	0.0071	0.0073	0.0071	-0.0346
	III		0	-0.0090	-0.0126	-0.0090	0	
	Y	I	-0.0095	0.0234	0.0354	0.0234	-0.0095	
II		-0.0058	0.0086	0.0112	0.0086	-0.0058		
1.75	等分布荷重	X	I	-0.0571	0.0139	0.0128	0.0139	-0.0571
			II	-0.0346	0.0071	0.0052	0.0071	-0.0346
	III		0	-0.0102	-0.0135	-0.0102	0	
	Y	I	-0.0095	0.0275	0.0389	0.0275	-0.0095	
II		-0.0058	0.0094	0.0112	0.0094	-0.0058		
2.00	等分布荷重	X	I	-0.0570	0.0139	0.0105	0.0139	-0.0570
			II	-0.0345	0.0068	0.0038	0.0068	-0.0345
	III		0	-0.0112	-0.0138	-0.0112	0	
	Y	I	-0.0095	0.0308	0.0407	0.0308	-0.0095	
II		-0.0058	0.0100	0.0110	0.0100	-0.0058		
2.00	三角形分布荷重	X	I	-0.0112	0.0018	0.0052	0.0121	-0.0458
			II	-0.0059	0.0006	0.0019	0.0062	-0.0287
	III		0	-0.0032	-0.0069	-0.0080	0	
	Y	I	-0.0019	0.0094	0.0203	0.0214	-0.0077	
II		-0.0010	0.0025	0.0055	0.0075	-0.0048		
			III	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
2.25	等分布荷重	X	I	-0.0569	0.0136	0.0089	0.0136	-0.0569
			II	-0.0345	0.0063	0.0028	0.0063	-0.0345
	III		0	-0.0119	-0.0140	-0.0119	0	
	Y	I	-0.0095	0.0335	0.0415	0.0335	-0.0095	
II		-0.0058	0.0104	0.0108	0.0104	-0.0058		
2.50	等分布荷重	X	I	-0.0569	0.0129	0.0080	0.0129	-0.0569
			II	-0.0345	0.0057	0.0023	0.0057	-0.0345
	III		0	-0.0125	-0.0140	-0.0125	0	
	Y	I	-0.0095	0.0356	0.0418	0.0356	-0.0095	
II		-0.0058	0.0106	0.0107	0.0106	-0.0058		
2.75	等分布荷重	X	I	-0.0568	0.0122	0.0074	0.0122	-0.0568
			II	-0.0344	0.0051	0.0020	0.0051	-0.0344
	III		0	-0.0130	-0.0140	-0.0130	0	
	Y	I	-0.0095	0.0373	0.0419	0.0373	-0.0095	
II		-0.0058	0.0108	0.0106	0.0108	-0.0058		
2.75	三角形分布荷重	X	I	-0.0080	0.0019	0.0037	0.0102	-0.0488
			II	-0.0042	0.0006	0.0010	0.0045	-0.0302
	III		0	-0.0034	-0.0070	-0.0096	0	
	Y	I	-0.0013	0.0100	0.0210	0.0272	-0.0081	
II		-0.0007	0.0026	0.0053	0.0082	-0.0050		
			III	0	-0.0202	-0.0419	-0.0573	0

(e) $\lambda=3.00$

λ	荷重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5
3.00	等分布荷重	X	I	-0.0568	0.0113	0.0071	0.0113	-0.0568
			II	-0.0344	0.0045	0.0018	0.0045	-0.0344
			III	0	-0.0133	-0.0140	-0.0133	0
		Y	I	-0.0095	0.0386	0.0419	0.0386	-0.0095
	II		-0.0058	0.0108	0.0105	0.0108	-0.0058	
	III		0	-0.0795	-0.0837	-0.0795	0	
	三角形分布荷重	X	I	-0.0074	0.0019	0.0036	0.0094	-0.0495
			II	-0.0039	0.0006	0.0009	0.0039	-0.0306
III			0	-0.0034	-0.0070	-0.0099	0	
Y		I	-0.0012	0.0102	0.0209	0.0284	-0.0083	
	II	-0.0006	0.0026	0.0052	0.0082	-0.0051		
	III	0	-0.0204	-0.0419	-0.0591	0		

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。L型塊設計流程，如圖 2-1.1 所示。

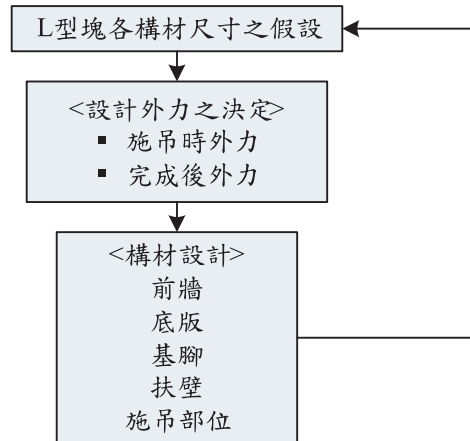


圖 2-1.1 L 型塊設計流程

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 作用於結構體載重

2.3.1 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：

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 2.5.3 節第 2 小節[載重分散法]相關規則計算。

2.3.2 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。

2.3.3 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。

2.4 結構設計

2.4.1 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 2.3 節[作用於結構體載重]所述外力為載重設計之。

2.4.2 前牆

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。
- 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

陸側：5 公分

2.4.3 前趾

前趾設計原則如下：

- 前趾可視為以前牆支承之懸臂版設計。
- 前趾構件長度為前趾外線至前牆面之距離。
- 前趾主鋼筋之保護層厚度，以不小於 7 公分為原則。

2.4.4 底版

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。
- 底版主鋼筋之保護層厚度，原則上不得小於下列數值：
 - 底面：7 公分
 - 頂面：5 公分

2.4.5 扶壁

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副筋量。
- 扶壁主鋼筋保護層厚度不得小於 5 公分。

2.5 施吊部位之設計

施吊部位設計原則如下：

1. 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

3.1 一般

本節所述設計規定，適用於一般空心方塊。空心方塊設計流程，如圖 3-1.1 所示。

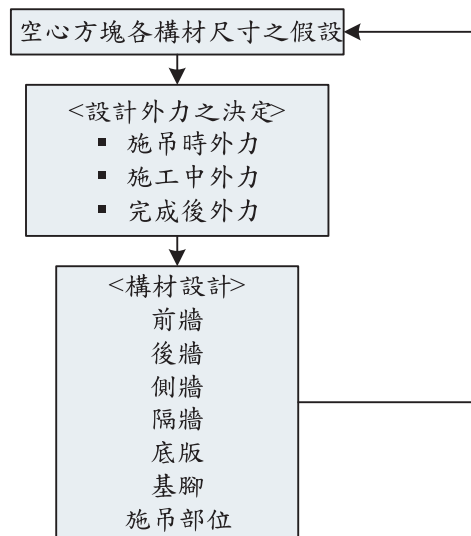


圖 3-1.1 空心方塊設計流程

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 作用於構件體載重

3.3.1 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。

3.3.2 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。

3.3.3 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。

3.4 結構之設計

3.4.1 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[作用於結構體載重]所述外力為載重設計之。

3.4.2 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。

3.4.3 後牆

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，背後之主動土壓原則上不考量。
- 後牆主鋼筋之保護層厚度以不小於 5 公分為原則。

3.4.4 側牆

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。
- 側牆主鋼筋之保護層厚度，原則上不得小於下列數值：
外側：7 公分
內側：5 公分
- 於施工中，應檢討內填料所產生之土壓對側牆強度之影響。

3.4.5 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。

3.4.6 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。

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

1. 概要

重力式碼頭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，其須滿足下式：

$$S.F. \leq \frac{W \cdot \bar{x} + M_f}{P \cdot \bar{y}} \quad (3-6.1)$$

式中

S.F.：安全係數

W：不計內填料重量，作用於壁體之垂直合力(kN/m)

\bar{x} ：不計內填料重量之垂直合力作用力臂(m)

M_f ：內填料與方塊壁面摩擦所生之抵抗力矩(kN-m/m)

P：作用於壁體之水平合力(kN/m)

\bar{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 3-6.1 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。

$$M_f = L_1 F_1 + L_2 F_2 \quad (3-6.2)$$

$$F_1 = P_1 \times \mu \quad (3-6.3)$$

$$F_2 = P_2 \times \mu \quad (3-6.4)$$

式中，

P_1 、 P_2 ：內填料土壓合力，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]。

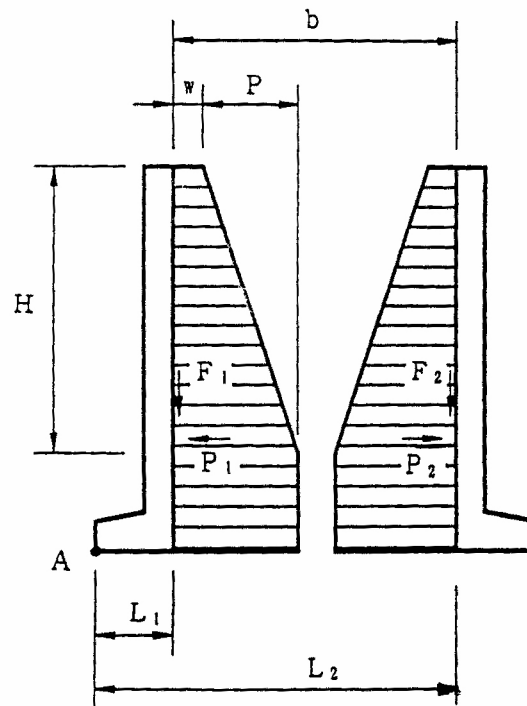


圖 3-6.1 空心方塊壁面摩擦抵抗計算示意圖

圖中，

w ：上載載重產生之土壓強度(kN/m^2)

H ： $H=b$

P ：土壓強度(kN/m^2)

$P=K \cdot H \cdot \gamma$

K ：土壓係數

γ ：內填料之單位體積重量(kN/m^3)

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。

方塊接合部楔榫，設計例如圖 4-2.1 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。

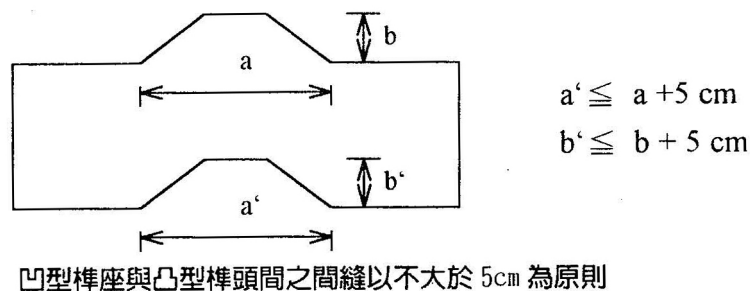


圖 4-2.1 方塊凹凸形楔榫示意圖

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。

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。

第五篇 基礎

第一章 概說

設計碼頭工程相關設施時，應充分考量結構物之重要性，及基礎地盤之地質條件，慎重選擇基礎型式。

結構物基礎地盤軟弱時，因地盤承载力不足，或過大之沉陷，可能導致結構物破壞或影響結構物功能，應設法降低因結構物重量產生之土壤內應力，或改良強化基礎地盤，以提高結構物之安全性。

因結構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：

- ◆ 減輕結構物自身之重量
- ◆ 擴大結構物之底面積
- ◆ 採用樁基礎
- ◆ 覆土

在本篇中，應視結構物之重要性，採用不同之承载力安全係數。所謂結構物之重要性，應考量結構物之規模、對生命財產之影響程度，及承载力不足或沉陷對結構物功能之影響等因素研判之。

第二章 淺基礎承載力

2.1 概論

所謂淺基礎，係指基礎之設置深度，小於基礎之最小寬度。淺基礎於計算垂直承載力時，可不考慮基礎之側面摩擦抵抗。

淺基礎承載力，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。

2.2 砂質土基礎承載力

設置於砂質地層中基礎容許承載力，以下式計算之。

$$q_a = \frac{1}{F} (\beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D \cdot N_q) + \gamma_2 \cdot D \quad (2-2.1)$$

式中，

q_a ：容許承載力(考慮基礎水中部份所受之浮力)(kN/m^2)

B ：基礎最小寬度(或圓形基礎直徑)(m)

D ：基礎設置深度(m)

γ_1 ：基礎底面以下地層土壤之單位體積重量(在地下水位以下者，採用水中土壤單位體積重量)(kN/m^3)

γ_2 ：基礎底面以上地層土壤之單位體積重量(在地下水位以下者，採用水中土壤單位體積重量)(kN/m^3)

N_r 、 N_q ：承載力係數(參考圖 2-2.1)

β ：基礎形狀係數(參考表 2-2.1)

F ：安全係數

安全係數採用之標準如下：

重要結構物：2.5 以上

其他結構物：1.5 以上

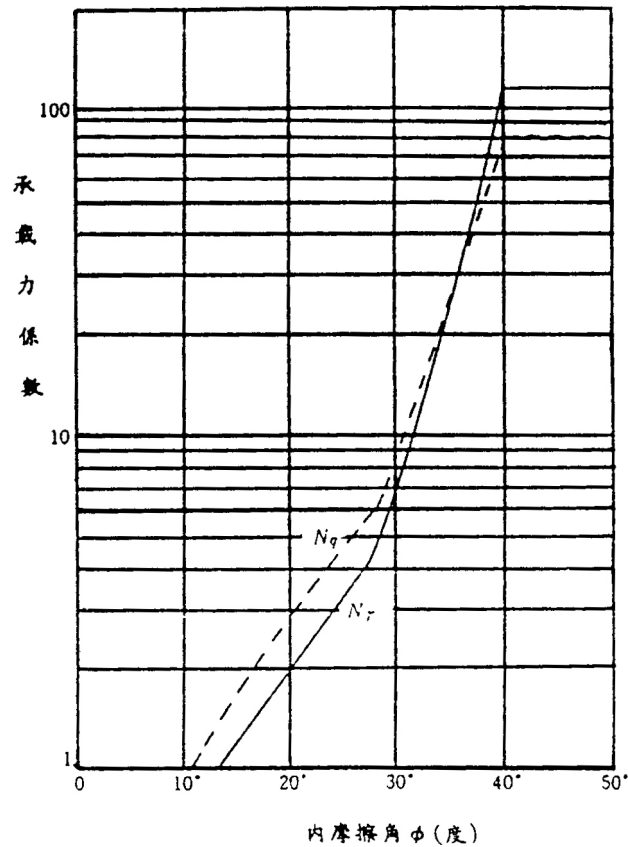


圖 2-2.1 承載力係數

表 2-2.1 基礎型狀係數

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

若基礎承受漸增載重，其初始沉陷量與載重幾成正比，當載重增加達某一程度時，地層土壤發生剪力破壞，沉陷量急劇增大。所謂極限承載力，即指地層土壤發生剪力破壞時，基礎底面土壤所能承受之臨界載重強度。依據 Terzaghi 氏之理論，極限承載力以下式計算之。

$$q_d = \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D \cdot N_q \quad (2-2.2)$$

式中，

q_d ：極限承載力(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)

γ_1 ：基礎底面以下地層土壤之單位體積重量(在地下水位以下者，
採用水中土壤單位體積重量)(kN/m^3)

γ_2 ：基礎底面以上地層土壤之單位體積重量(在地下水位以下者，
採用水中土壤單位體積重量)(kN/m^3)

N_r 、 N_q ：承载力係數(參考圖 2-2.1)

β ：基礎形狀係數(參考表 2-2.1)

Terzaghi 氏承载力理論所假設地層內之塑性平衡狀態，如圖 2-2.2 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。

如圖 2-2.2 所示，土壤地層承受載重達塑性平衡狀態時，剪力破壞擴展至地面(基礎底面)。此種剪力破壞發生在相當密實或堅硬之土壤地層，至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，若土壤疏鬆、軟弱或壓縮性大，到達圖 2-2.2 所示塑性變形之前，基礎下方土壤因局部性剪力，發生大量沉陷，已有實際上之破壞現象，此種破壞稱之為局部性剪力破壞 (Local Shear Failure)。圖 2-2.3 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，各項承载力係數計算式中之 $\tan \varphi$ 應以 $\frac{2}{3} \tan \varphi$ 替代之。

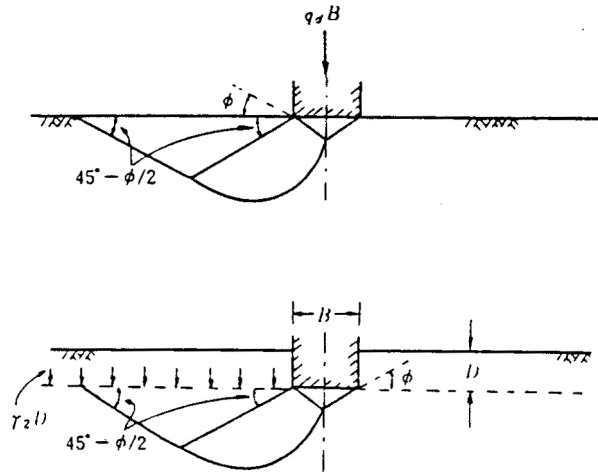


圖 2-2.2 連續基礎下面地層之塑性平衡狀態

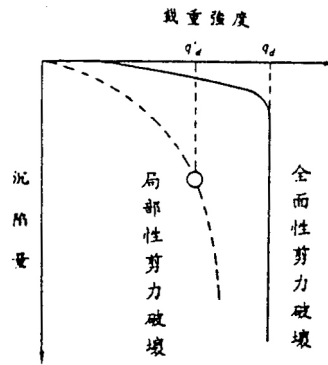


圖 2-2.3 載重強度與沉陷量關係示意圖

2.3 黏性土層之基礎承载力 <修訂>

設置於黏性土地層中基礎容許承载力，以下式計算之。

$$q_a = N_{c0} \left(1 + n \frac{B}{L}\right) \frac{c_0}{F_s} + \gamma_2 D \quad (2-3.1)$$

式中，

q_a ：容許承载力(考慮基礎水中部份所受之浮力)(kN/m^2)

N_{c0} ：帶狀基礎之承载力係數

n ：基礎之形狀係數

B ：基礎之最小寬度(m)

L：基礎長度(m)

C_0 ：基礎底面土壤之凝聚力(kN/m²)

γ_2 ：基礎底面以上地層土壤之單位體積重量(在地下水位以下者，
採用水中土壤單位體積重量)(kN/m³)

D：基礎設置深度(m)

F_S ：粘土地盤之承载力安全係數

安全係數採用之標準如下：

重要結構物：2.5 以上

其他結構物：1.5 以上

(2.3.1)式中的 N_{co} 可由圖 2-3.1 計算而得，圖 2-3.1 中所示帶狀荷重承载力係數，係以數值模擬求解所得，均一地盤之形狀係數 n 設為 0.2，隨著深度方向強度增加之地盤，可由圖中虛線求得，圓形基礎與方形基礎以同樣方法求得。

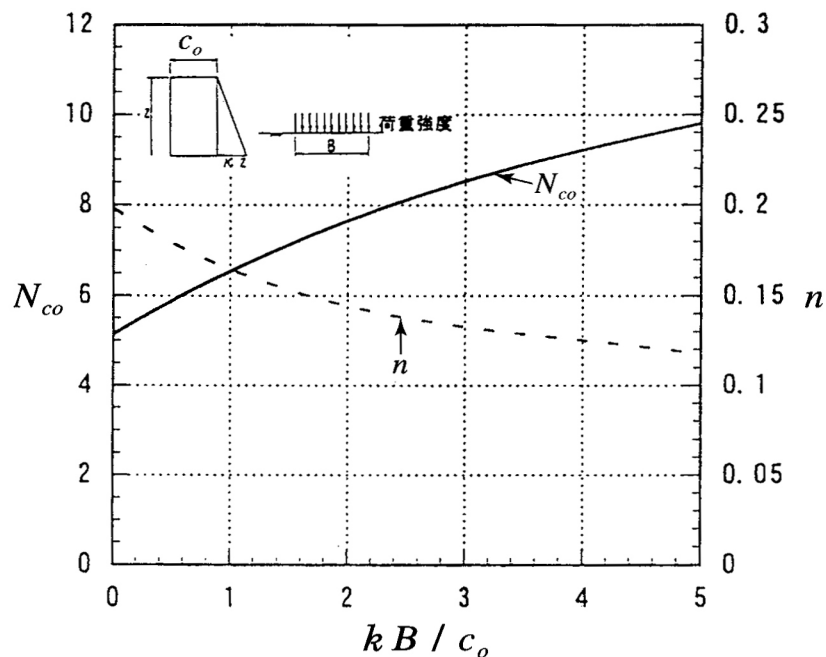


圖 2-3.1 黏土地盤承载力係數 N_{co} 及形狀係數 n

其中，若從承载力係數到連續基礎之容許承载力在 $kB/c_0 \leq 4$ 的範圍

時，可以下式求得。

$$q_a = \frac{1}{F}(1.018kB + 5.14c_0) + \gamma_2 D \quad (2-3.2)$$

式中，

k：地盤凝聚力增加係數

2.4 多層土壤之基礎承載力 <修訂>

評估多層地盤之基礎承載力，一般多以圓弧滑動進行分析。

2.4.1 多層地盤之承載力計算

多層地盤的極限承載力多以圓弧滑動分析。在分析時基礎底部至土壤表面之覆土壓為上載荷重如圖 2-4.1 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。

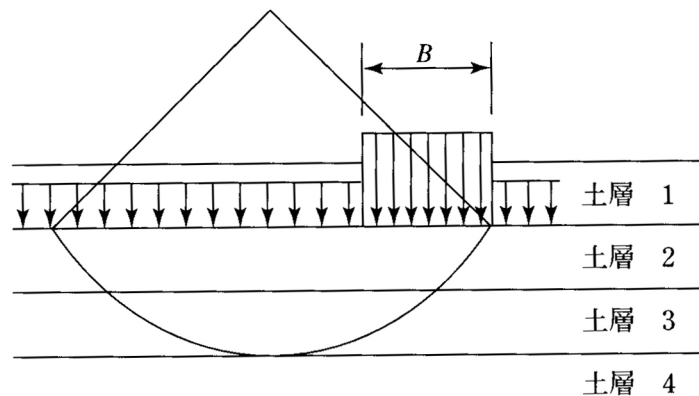


圖 2-4.1 圓弧滑動分析多層地層之承載力

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。

$$q_a = (4.0 + 0.5B/H) \frac{c_u}{F} + \gamma_2 D \quad (2.4.1)$$

式中，

q_a ：容許承載力(考慮基礎水中部份所受之浮力)(kN/m^2)

B ：基礎之最小寬度(m)

H ：黏土層的厚度(m)

C_u ：土壤之凝聚力(kN/m^2)

r_2 ：基礎底部至上層地盤土壤之單位體積重量(在地下水位以下者，採用水中土壤單位體積重量)(kN/m^3)

D ：基礎入土深度(m)

FS ：安全係數

安全係數採用之標準如下：

重要結構物：2.5 以上

其他結構物：1.5 以上

2.5 承受偏心傾斜載重之基礎承載力

2.5.1 概要

承受偏心傾斜載重之基礎，以採用 Bishop 圓弧滑動分析計算基礎承載力為原則。但對於同下述方法設計條件時，亦可採用下列具有充足設計實績之經驗法則計算基礎承載力。

- 載重分散法
- 三建法(圓弧滑動計算法)
- 片山・內田法

2.5.2 Bishop 圓弧滑動分析法

1. 概要

Bishop 圓弧滑動分析法，為圓弧滑動計算法中分割法之一種。一般圓弧滑動計算中所忽略之分割片間內應力，Bishop 法亦加以考慮，其精度較一般圓弧滑動計算法為高。但在水平砂質地盤中，基礎僅承受垂直載重作用時，以 Bishop 法計算之安全係數

偏大，因此 Bishop 法僅適用於承受偏心傾斜載重作用之基礎。在此所謂偏心傾斜載重，係指載重之傾斜率大於 0.1 者。

2. 圓弧滑動分析

如圖 2-5.1 所示，滑動面之起點為離載重著力點較近之基礎端相對稱之點，如圖 2-5.1(b)(c)所示，此時作用於基礎底面之垂直載重，可換算成基礎底面前趾與滑動面起點間之均佈載重，水平力則作用於基礎底面。

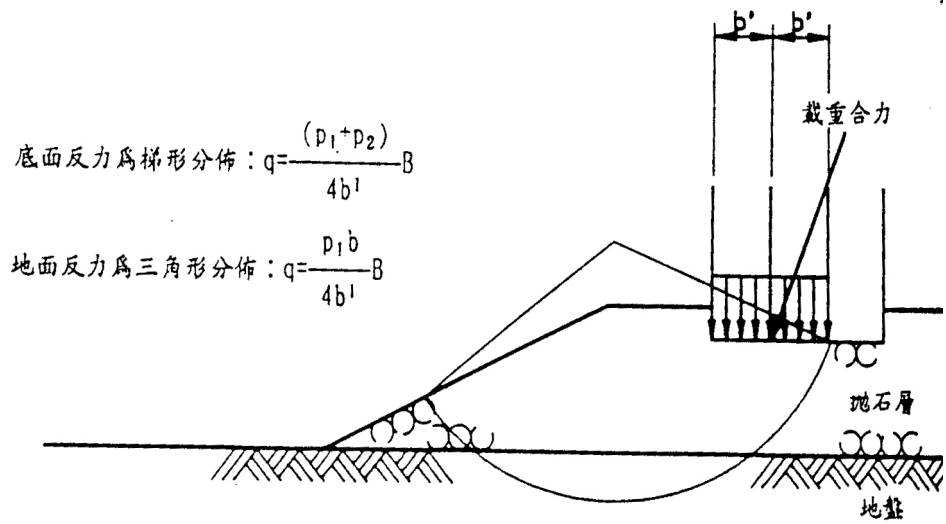
Bishop 法詳細計算方法，詳本篇第六章 6.2 節[圓弧形滑動面]第 6.2.4 小節[Bishop 穩定分析法]。

3. 抗剪強度

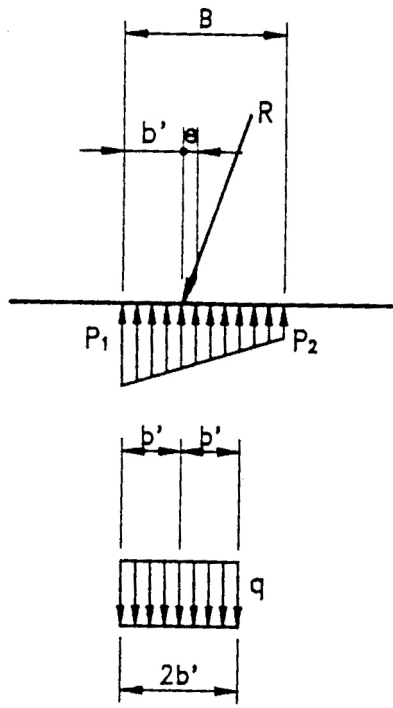
依據承受偏心傾斜載重之承载力模型試驗，及現場試驗結果，可採用由三軸壓縮試驗所求得之抗剪強度，再以 Bishop 法進行分析計算，可得高準確度之結果。

實際之拋石，隨石料品質及現場拋石密度，可推求其抗剪強度亦不同。因欲確實掌握現場拋石狀態非常困難，因此為正確估算拋石之抗剪強度，以進行碎石大型三軸試驗為佳，唯對一般所採用之拋石，抗剪強度內摩擦角 $35^{\circ} \sim 45^{\circ}$ 為原則。

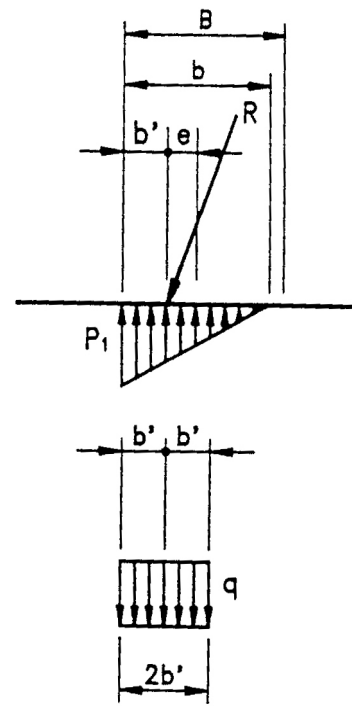
決定海底地盤之抗剪強度時，以採用三軸壓縮試驗（黏性土採用單軸壓縮試驗）之結果為佳。於砂質地層中，甚少進行未擾動試樣之三軸試驗，故通常以標準貫入試驗，由 N 值推算內摩擦角 φ ，其估算法請參考第二篇第八章 8.5.4 節[N 值在使用時應注意之事項]。



(a)



(b)



(c)

圖 2-5.1 Bishop 法之載重條件示意圖

4. 安全係數

採用 Bishop 圓弧滑動分析法，進行承受偏心傾斜載重基礎承載力檢討時，對不同之結構物，其安全係數以表 2-5.1 所示之值為準。

對一般之防波堤而言，通常不須進行地震時之承載力檢討。但對地震時，安定會有問題之防波堤，如防波堤位於深水時，建議宜以動態分析進行詳細之檢討為佳。

表 2-5.1 Bishop 法之安全係數

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

2.5.3 經驗法則

1. 概要

以往港灣工程，通常將各種承載力計算法加以組合進行基礎承載力檢討。目前為止最具實績之組合，一為載重分散法與三建法之組合，二為載重分散法與片山・內田法之組合。不論何種組合均為藉調整拋石基礎及基礎地盤之強度參數，而使結構物之行為重現。因此至目前為止無充足設計實績之結構物即不適用本節所提之經驗法則，其僅適用於相同設計條件，且具充足設計實績之結構物方能採用下述方法。

2. 載重分散法

(1) 概要

此方法為不考慮拋石基礎寬度影響之檢討方法，以往最常被採用作為二層地盤承載力之檢討方法。對具適當寬度之

拋石基礎，結構物斷面寬度在 20m 上下，具充足之設計實績，但是堤體寬度小於 10m 時，其結果可能偏不安全，於設計時應予注意。

載重分散法分二階段進行檢討，第一階段檢討拋石基礎，首先求取拋石基礎上面結構物之底面反力，底面反力之最大應力 $P_1(\text{kN/m}^2)$ 應小於容許底面反力 $q_{ta}(\text{kN/m}^2)$ ，即 $P_1 \leq q_{ta}$ ，一般容許底面反力 q 採用 $400 \sim 500 \text{kN/m}^2$ 。

第二階段進行基礎地盤承载力檢討，將第一階段計算之結構物底面反力，分散至海底基礎地盤上，其最大應力 P_1' ，應小於本章 2.2 節 [砂質土基礎承载力] 公式(2-2.1) 計算之地盤容許承载力 q_a ，即 $P_1' \leq q_a$ ，以公式(2-2.1) 計算 q_a 時，結構物寬度應採用分散後之寬度，拋石基礎寬度很大之時，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 2.2 節 [黏性土基礎承载力] 公式(2-3.1) 計算容許承载力 q_a 值，並以同上之方法檢討。

以上第一階段與第二階段之檢討，必須同時滿足。於深水中，堤體寬度很大之防波堤，沉箱底面之容許反力，亦有採用 q_{ta} 為 600kN/m^2 之例。

(2) 底面反力

如圖 2-5.2 所示，結構物底面反力以下列公式計算。

- 偏心距 $e \leq 1/6 B$

$$P_1 = \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \frac{V}{B} \quad (2-5.1)$$

$$P_2 = \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \frac{V}{B}$$

- 偏心距 $e > 1/6 B$

$$P_1 = \frac{2}{3} \frac{V}{\left(\frac{B}{2} - e\right)} \quad (2.5.2)$$

$$b = 3\left(\frac{B}{2} - e\right)$$

• 偏心距 e ，以下式計算。

$$e = \frac{B}{2} - x \quad (2-5.3)$$

$$x = \frac{M_w - M_h}{V} \quad (2-5.4)$$

式中，

P_1 ：結構物底面前端反力(kN/m²)

P_2 ：結構物底面後端反力(kN/m²)

H ：法線方向單位長之水平合力(kN/m)

e ：作用力偏心距(m)

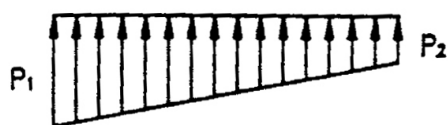
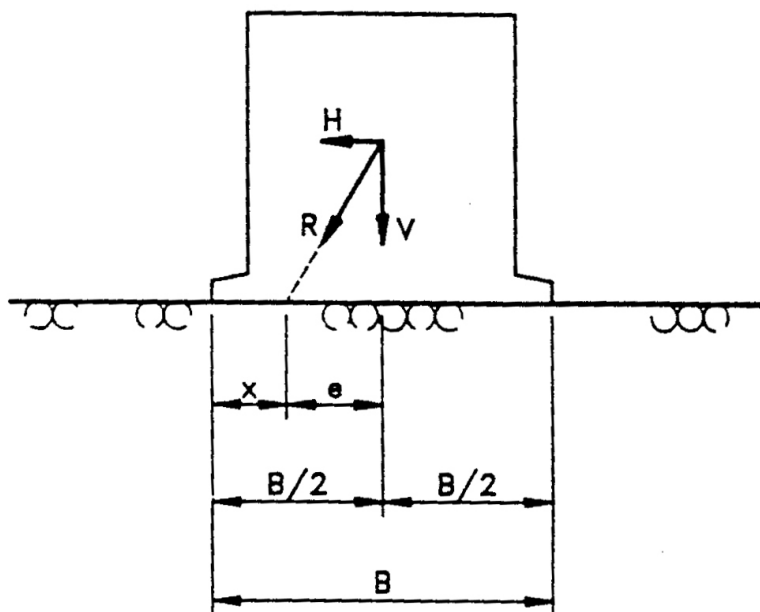
V ：法線方向單位長之垂直合力(kN/m)

B ：拋石基礎上結構物寬度(m)

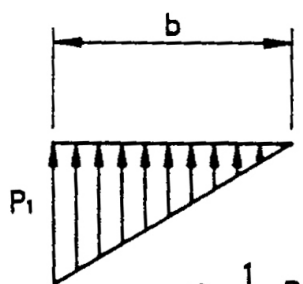
b ： $e > 1/6 B$ 時，底面反力分佈寬度(m)

M_w ：垂直合力對 A 點之力矩(kN-m/m)

M_h ：水平合力對 A 點之力矩(kN-m/m)



$$e \leq \frac{1}{6} B$$



$$e > \frac{1}{6} B$$

圖 2-5.2 底面反力計算示意圖

(3)基礎地盤載重分佈

為求得基礎地盤上之載重分佈，如圖 2-5.3 所示，將拋石基礎上之底面反力分佈，以散播角度 30° 分佈至基礎地盤上，此時基礎地盤上之載重分佈成梯形，其最大應力 P_1' 依下式計算。

$$P_1' = \frac{b}{b'} P_1 + \gamma_1' \cdot D \quad (2-5.5)$$

$$b' = b + D \{ \tan(30^\circ + \alpha) + \tan(30^\circ - \alpha) \} \quad (2-5.6)$$

式中，

R：作用合力(kN)

α ：作用合力 R 之傾斜角(度)

e：作用合力 R 之偏心距(m)

γ_1' ：拋石之水中單位體積重量(kN/m³)

D：拋石基礎厚度(m)

B：拋石基礎上結構物寬度(m)

b：結構物底面反力分佈寬度(m)

b'：基礎地盤上之載重分佈寬度(m)

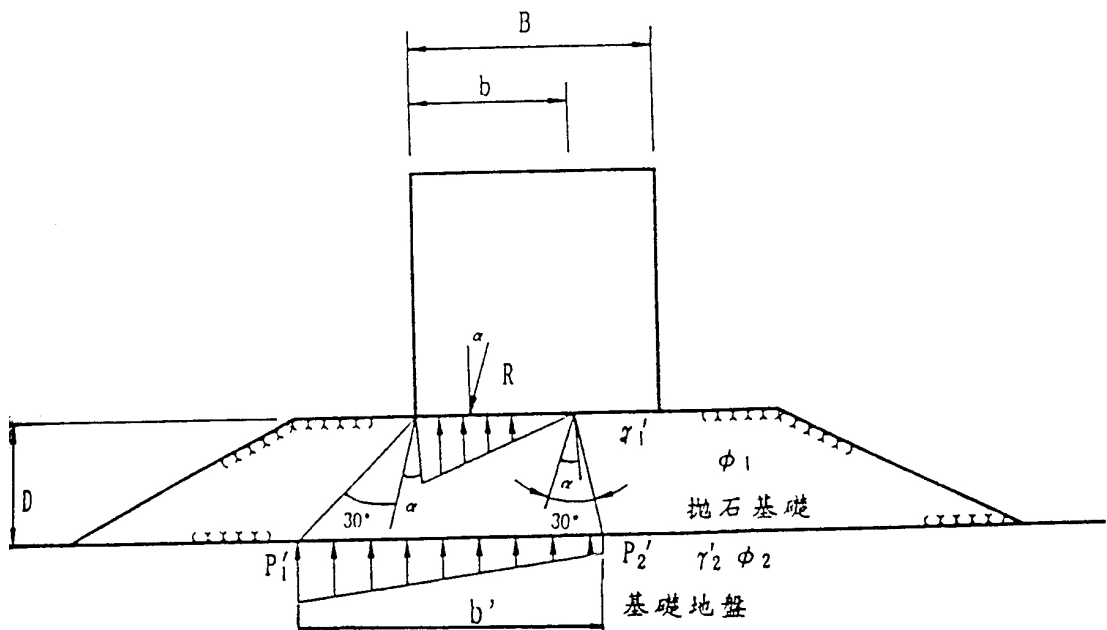
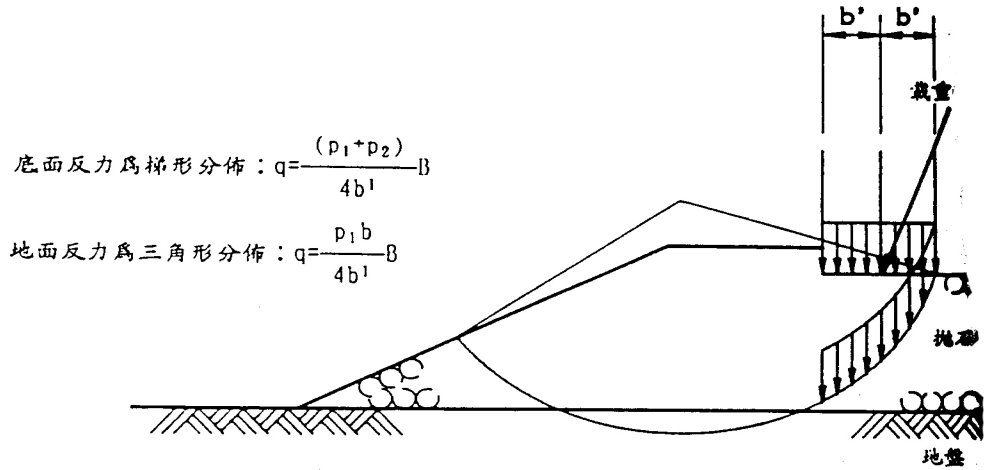


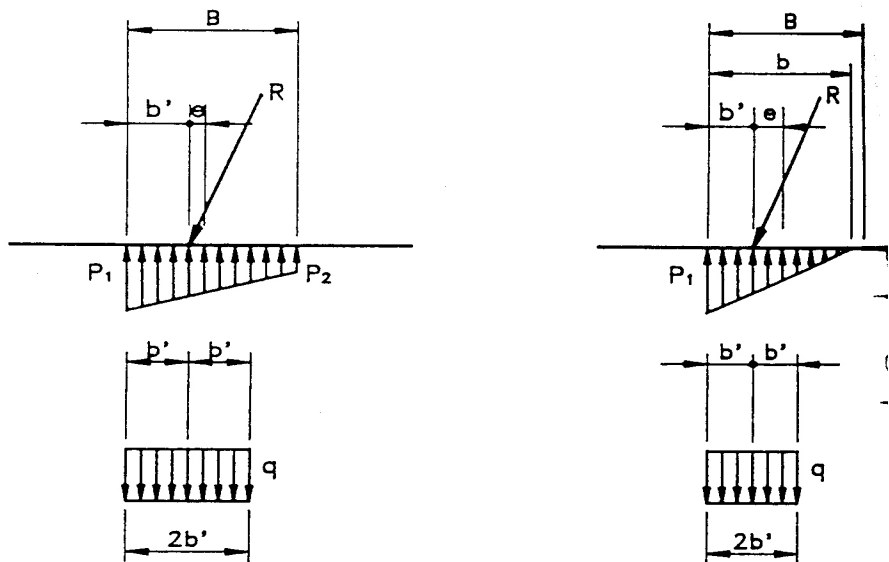
圖 2-5.3 基礎地盤載重分佈示意圖

3. 三建法(圓弧滑動計算法)

此方法為以往日本第三港灣建設局所採用之方法。三建法如圖 2-5.4(a)所示，假設圓弧滑動面，並以分割法進行圓弧滑動計算，圓弧滑動計算法，詳本篇第六章 6.2 節[圓弧形滑動面]。



(a)



(b)

(c)

圖 2-5.4 三建法之載重條件示意圖

三建法圓弧滑動面之起點與 Bishop 法相同，為對稱於著力點較近端之對稱點，此時，作用於結構物底面之垂直載重如圖 2-5.4(b)(c)所示，一般可將其換算為作用於底面前趾與滑動面起點間之均佈載重，此載重可考慮為垂直作用於地盤內到滑動面為止。水平力作用於結構物底面。此圓弧滑動面之起點，在上述之假設條件時，較其他以任何點為起點之圓弧有較小之安全係數，地盤之內部摩擦角 φ ，採用較一般計算土壓所使用之內部摩擦角大 5 度之值。安全係數在常時及波壓或地震作用時，均取 1.0 以上即可。

4. 片山・內田法

片山・內田法，係將摩擦圓法擴展至使用於二層地層上設置基礎之狀況，並將其作成承载力係數之計算圖表。此法適用於二層地層均為不具凝聚力之均質砂地盤，與無限長之帶狀基礎，其極限承载力以及安全係數，以下列公式計算。

$$q = \frac{1}{2} N \cdot \gamma_1 \cdot B \quad (2-5.7)$$

$$F = \frac{q}{V/B} \quad (2-5.8)$$

式中，

q ：極限承载力(kN/m²)

γ_1 ：上層地盤之單位體積重量(水中部份為水中單位體積重量)(kN/m³)

B ：基礎寬度(m)

N ：承载力係數(參考圖 2-5.5)

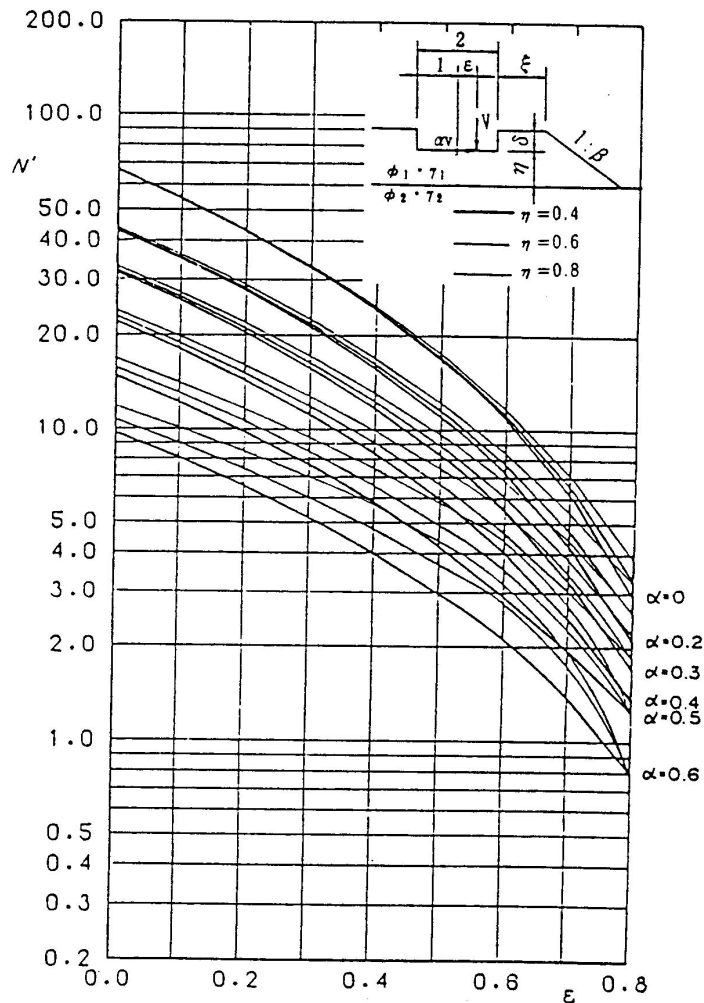
F ：安全係數

V ：偏心傾斜載重之垂直分力(kN/m)

片山・內田建議採用此法時，於計算碼頭承受地震作用時，

其採用之內部摩擦角應較一般土壓計算所採用之內部摩擦角大 10° 之值，於其他狀況採用大 5° 之值。安全係數在常時及地震或波壓作用時均採 1.0 以上即可。

承載力係數 N ，可由圖 2-5.5 查得，採用圖表下方之近似式時，安全係數須採用 1.2 以上。



$\varepsilon \neq \infty, \delta \neq 0$
 $N = N'(1+x)$
 $\beta = 1.5$ 時 $x = -0.280 - 0.147\alpha - 0.0195\varepsilon - 0.324\eta + 0.0728\varepsilon + 0.669\delta$
 $\beta = 2.0$ 時 $x = -0.292 - 0.120\alpha + 0.0266\varepsilon - 0.288\eta + 0.0682\varepsilon + 0.726\delta$
 ($\phi_1 = 45^\circ, \phi_2 = 45^\circ, \varepsilon = \infty, \delta = 0, r' = r_2/r_1 = 1$)

圖 2-5.5 片山・內田法承載力係數計算圖

第三章 深基礎承載力

3.1 概論

所謂深基礎，係指基礎之設置深度，大於基礎之最小寬度。深基礎之垂直承載力，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。

3.2 垂直承載力

3.2.1 概要

深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。

$$q_a = q_{a1} + \Delta q_a \quad (3-2.1)$$

式中，

q_a ：深基礎容許垂直承載力(kN/m²)

q_{a1} ：基礎底面容許承載力(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(kN/m²)

3.2.2 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。

$$\Delta q_a = \frac{1}{F} \left(1 + \frac{B}{L}\right) \frac{D^2}{B} K_a \cdot \gamma_2 \cdot \mu \quad (3-2.2)$$

式中，

Δq_a ：基礎側面摩擦抵抗所致之容許承載力增量(kN/m²)

K_a ：主動土壓係數($\delta=0^\circ$)

γ_2 ：基礎底面以上地層土壤之單位體積重量(在地下水位以下者，採用水中土壤單位體積重量)(kN/m^3)

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， $\mu = \tan\left(\frac{2}{3}\phi\right)$

F ：安全係數

安全係數採用之標準如下：

重要結構物：2.5 以上

其他結構物：1.5 以上

3.2.3 黏性土基礎側面抵抗

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。

$$\Delta q_a = \frac{2}{F} \left(1 + \frac{B}{L}\right) \frac{D_s}{D} \cdot \bar{c}_a \quad (3-2.3)$$

式中，

$\square q_a$ ：基礎側面黏性土黏著抵抗所致之容許承載力增量 (kN/m^2)

D ：基礎設置深度(m)

D_s ：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)

\bar{c}_a ：平均黏著力(kN/m^2)(取基礎埋入部份土壤黏著力之平均值，參考表 3-2.1)

F ：安全係數

安全係數採用之標準如下：

重要結構物：2.5 以上

其他結構物：1.5 以上

表 3-2.1 黏性土平均黏著力

基礎側面地盤種類	$q_u(\text{kN/m}^2)$	$\bar{C}_a(\text{kN/m}^2)$
軟黏土	25~50	0.0(*)
中硬度黏土	50~100	6~12
硬黏土	100~200	12~25
非常硬黏土	200~400	25~30
固結性黏土	大於 400	30 以上

*註：軟黏土基礎不考慮側面抵抗

3.3 水平承載力 <新增>

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，該力傳到基樁，而使基礎承受側向力。其中，深基礎的水平承載力是依側面之水平方向地盤反作用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。

當底版的垂直總力在偏心內時(作用在基礎上之總力的偏心量在基礎面的軸心到基礎寬的 1/6 內時)，如圖 3-3.1 所示，最大水平地盤反作用力 P_1 與最大垂直地盤反作用力 q_1 ，可求得安全係數之作用在各個位置之被動土壓及極限承載力。

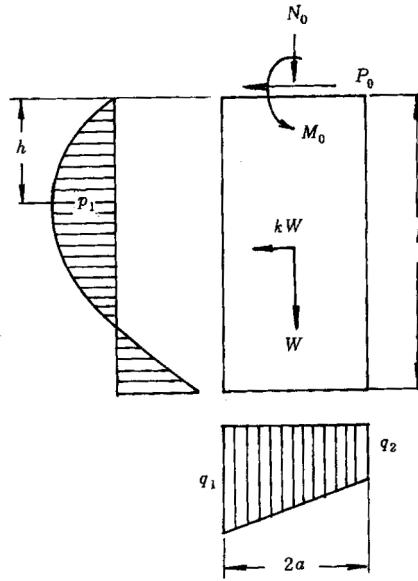


圖 3-3.1 垂直合力在偏心內時

3.3.1 水平方向地盤反作用力分佈的假設

如圖 3-3.1 所示之水平地盤反作用力的分佈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。

$$P = k \cdot x \cdot y \quad (3-3.1)$$

式中，

P ：地盤反作用力 (kN/m^2)

K ：地盤反作用力係數深度方向之增加係數 (kN/m^4)

X ：深度

y ：在深度 x 的水平變位

另一方面，因為垂直方向之地盤反作用之分佈假設為直線分佈，做用在底版的總力在偏心內時，則會形成如圖 3-3.1 所示之梯形分佈。

3.3.2 垂直總力在偏心內之條件

(3-3.2) 式為底部的垂直總力在偏心內時之條件。

$$\frac{N_0 + w_1 l}{A} \geq \frac{3aK'(kw_1 l^2 + 4P_0 l + 6M_0)}{b(l^3 + 24\alpha K'a^3)} \quad (3-3.2)$$

此時最大水平地盤反力 P_1 及最大垂直地盤反力 q_1 可分別由 (3-3.3) 及 (3-3.4) 式求得。

$$p_1 = \frac{3\{kw_1 l^4 + 3p_0 l^3 + 4M_0 l^2 + 8\alpha K'a^3(kw_1 l + p_0)\}^2}{4bl^3(l^3 + 24\alpha K'a^3)(kw_1 l^2 + 4p_0 l + 6M_0)} \quad (3-3.3)$$

$$q_1 = \frac{N_0 + w_1 l}{A} + \frac{3aK'(kw_1 l^2 + 4p_0 l + 6M_0)}{b(l^3 + 24\alpha K'a^3)} \quad (3-3.4)$$

求解深基礎的水平承载力時，以 (3-3.3) 及 (3-3.4) 式計算出之 p_1 及 q_1 必須滿足 (3-3.5) 及 (3-3.6) 式。

$$p_1 \leq \frac{1}{F} P_p \quad (3-3.5)$$

$$q_1 \leq q_a \quad (3-3.6)$$

式中，

l ：入土長度(m)

$2b$ ：基礎寬度（水平力直角）(m)

$2a$ ：基礎長度(m)

A ：基礎底面積(m^2)

P_0 ：地表面上作用於基礎之水平力 (kN)

M_0 ：水平力造成之彎矩(kN-m)

N_0 ：地表面上作用於基礎之垂直力 (kN)

K ：水平震度

K' ： $K' = K_2/K_1$

K_1 ：垂直方向的地盤反力增加係數(kN/m^4)

K_2 ：水平方向的地盤反力增加係數(kN/m^4)(參照(3-3.1)式)

w_1 ：基礎自重 (kN/m)

α ：基礎形狀係數(長方型 $\alpha = 1$ ，圓形 $\alpha = 0.588$)

P_p ：深 h 的被動土壓(kN/m^2)(參考第二篇第 12 章[土壓及水壓])， h 可由(3-3.7)式計算

$$h = \frac{kw_1\ell^4 + 3p_0\ell^3 + 4M_0\ell^2 + 8\alpha K'a^3(kw_1\ell + p_0)}{2\ell(kw_1\ell^2 + 4p_0\ell + 6M_0)} \quad (3-3.7)$$

q_a ：底面位置的垂直支持力(kN/m²)(參考表 3-2.1)

F：水平支持力的安全係數

安全係數採用之標準如下：

重要結構物：1.5 以上

其他結構物：1.1 以上

3.3.3 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，假設其分佈如圖 3-3.2 所示。此時作用在前方地盤的最大地盤反作用力 p_1 (kN/m²)如(3-3.8)式。

$$p_1 = \frac{3(kW\ell + 4M_0 - 4N_0e - 4We + 3P_0\ell)^2}{4b\ell^2(kW\ell + 6M_0 - 6N_0e - 6We + 4P_0\ell)} \quad (3-3.8)$$

以(3-3.8)式計算出之 P_1 應滿足(3-3.5)式。此處的 h 可以(3-3.9)式計算。

$$h = \frac{\ell(kW\ell + 4M_0 - 4N_0e - 4We + 3P_0\ell)}{2(kW\ell + 6M_0 - 6N_0e - 6We + 4P_0\ell)} \quad (3-3.9)$$

式中，

h ：最大地盤反力產生的深度(m)

W ：基礎的自重(kN)

e ：偏心量(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(3-3.10)式求得。

$$e = a - \frac{W + N_0}{4bq_a} \quad (3-3.10)$$

如底版為圓形時，以(3-3.11)式將圓形換算成長方形再計算即可。

$$2a = \frac{\pi}{3} D \quad (3-3.11)$$

$$2b = \frac{3}{4} D$$

式中，

D：圓的直徑

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。

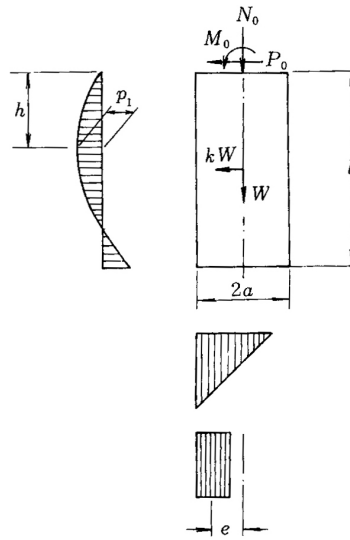


圖 3-3.2 垂直合力不在偏心內時

第四章 樁基礎承載力

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。

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

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，再綜合考量下列各項因素決定之。

- 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

以上所述為決定樁基礎各基樁軸向容許承載力之原則。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，檢討前述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。

4.2.2 標準軸向容許承载力

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

標準軸向容許承载力安全係數下限值，依表4-2.1所示之值為準。

表4-2.1所示之安全係數下限值，對大多數港灣結構物而言，應足以確保其安全，但對特別重要及影響生命安全之結構物，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結構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2.0，地震時不得小於1.5。

表 4-2.1 標準軸向容許承载力安全係數

	常 時	2.5 以上
地震時	支承樁	1.5 以上
	摩擦樁	2.0 以上

4.2.3 單樁軸向極限承载力

單樁軸向極限承载力，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载力

由載重與沉陷曲線，若利用相關破壞準則詮釋可確認極限載重時，則以此值作為軸向極限承载力；若無法確認極限載重時，則以降伏載重之1.2倍作為軸向極限承载力。

基樁載重試驗，由於係以單樁試驗，且載重時間甚短，與實際條件有異，於設計時應加注意。

基樁打入粘性土壤地層，周圍土壤受擾動，其強度將暫時性減弱，因之，打入粘性土壤地層之基樁，應待2週至4週後再實施載

重試驗。

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。

$$R_u = 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot \bar{N} \cdot A_s \quad (4-2.1)$$

式中，

R_u ：基樁軸向極限承載力(kN)

A_p ：樁端面積(m²)

A_s ：基樁表面積(m²)

\bar{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

$$N = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} \quad (4-2.2)$$

N_1 ：樁端處之 N 值

\bar{N}_2 ：樁端上端 $4B$ 範圍內之平均 N 值

B ：基樁直徑或寬度

打設於粘性土壤地層中基樁之軸向極限承載力，可依下式計算之。

$$R_u = 8 \cdot C_p \cdot A_p + \bar{C}_a \cdot A_s \quad (4-2.3)$$

式中，

R_u ：基樁軸向極限承載力(kN)

A_p ：樁端面積(m²)

A_s ：基樁表面積(m²)

C_p ：樁端處土壤凝聚力(kN/m²)

\bar{C}_a ：基樁入土全長之平均附著力(kN/m²)

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。

僅依打樁公式估算設計之極限承載力並不適宜。採用打樁公式時，安全係數應依各樁打擊公式所採用之值。

4.2.7 樁材容許壓應力之影響

基樁之軸向極限承載力，不得超過樁材容許壓應力與基樁有效斷面乘積之值。

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。

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。

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。

- 細長比大於 60

$$\text{折減率} = (\text{細長比}-60)/100$$

- 但鋼樁細長比大於 120

$$\text{折減率} = 0.5 \cdot (\text{細長比}-120)/100$$

4.2.10 表面負摩擦力檢討

支承樁貫穿易壓密之軟弱地層時，其軸向容許承载力應考量表面負摩擦力之影響。對於地震等之短期載重，可不考慮表面負摩擦力之影響。

基樁軸向容許承载力之決定，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载力為 R_a ，則 R_a 除滿足常時載重所須之安全係數外，並應滿足下式。

$$R_a \leq \frac{1}{1.2} \cdot R_p - R_{nf.\max} \quad (4-2.4)$$

$$R_a \leq \sigma_f \cdot A_e - R_{nf.\max} \quad (4-2.5)$$

式中，

R_a ：常時之軸向容許承载力(kN)

R_p ：樁端承载力之極限值(kN)

$R_{nf.\max}$ ：表面負摩擦力之最大值，取單樁或群樁兩者之較小值(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(kN/m²)

A_e ：基樁之有效斷面積(m²)

4.2.11 基樁間距

基樁間距以不小於 2.5 倍樁徑為原則。

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
- 粘性土壤由於打樁而受擾亂，影響鄰近基樁之承载力

- 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，基樁之間距愈大，各基樁愈易發揮其單樁效果之優點；但如樁距過大，對結構物整體而言愈不經濟。基樁之樁距一般採用 2.5 至 3.5 倍樁徑值。規定樁距最小值為 2.5 倍樁徑，主要係由施工觀點，依經驗所決定。樁距對基樁承載力之影響因素，亦即群樁之承載力等，均須另作考慮。

以上所述係對樁基礎而言，鋼管連續壁或板樁不在此限。

4.2.12 群樁承載力

以摩擦樁作為群樁時，將樁群最外側樁面連結面包圍之範圍，視為深基礎檢討其承載力

基樁一般係用於群樁，群樁之各樁所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。但在支承樁，如保持一般樁距，對樁端支承層不致發生應力集中問題。因之，支承樁容許承載力之決定，通常不考慮群樁效果。

摩擦樁若打入砂質支承層中，由於打樁所發生之振實效果，群樁每樁之平均承載力有遠大於單樁承載力之傾向。因之僅對打設於粘土層之摩擦樁有必要檢討群樁效果。

基樁載重試驗，一般係試驗單樁之承載力，由單樁載重試驗結果推算群樁承載力，須充分考慮群樁作用。樁端下方存有軟弱粘土層時，由於軟弱粘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。因之應針對結構物規模大小，進行樁端下方充分深度之鑽探調查，依據其性質檢討群樁作用。

4.2.13 基樁沉陷量檢討

於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

構所要求之樁頭容許沉陷量。

上部結構之沉陷及變位視各別結構物之條件而異，如忽略樁基礎沉陷量對上部結構之影響，即使基礎本體無破壞，但可能損害上部結構。上部結構要求低沉陷量時，於決定基樁軸向容許承载力時，須充分考慮樁頭沉陷量。

群樁之影響範圍變化較大，自然造成沉陷量也較大，故應針對群樁間距、排列形式、樁尺寸大小及土層性質等，詳加評估群樁沉陷量。

4.3 樁之軸向容許拉拔力

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，並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。

- 作用於結構物底面之上揚力由基樁抵抗時。
- 直樁所支承之結構物於承受傾覆力矩時，後側基樁承受軸向拉拔力。
- 承受水平力之組樁，部份基樁將抵抗軸向拉拔力。

4.3.2 標準軸向容許拉拔力

標準軸向容許拉拔力，應以軸向最大拉拔力除以規定安全係數求得。

標準軸向容許拉拔力安全係數下限值，依表4-3.1所示之值為準。

表 4-3.1 標準軸向容許拉拔力安全係數

常 時	3.0 以上
地 震 時	2.5 以上

基樁發生上拔破壞時，上部結構可能遭受嚴重損害，故樁基礎設計，一般應避免，甚至規定絕對禁止長期承受拉拔力，但港灣結構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。因此可依下式，由軸向最大拉拔力，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，於設計時應予注意。

1. 由上拔試驗估算軸向容許拉拔力

$$R_{at} = W_p + \frac{R_{ut1} - W_p}{F} \quad (4-3.1)$$

2. 依靜力承載公式估算軸向容許拉拔力

$$R_{at} = W_p + \frac{R_{ut2}}{F} \quad (4-3.2)$$

式中，

R_{at} ：基樁軸向容許拉拔力(kN)

W_p ：基樁自重，須扣除浮力(kN)

R_{ut1} ：基樁上拔試驗所得之最大拉拔力(kN)

R_{ut2} ：靜力承載公式所計算之最大拉拔力(kN)

F：安全係數

如經土壤基礎工程學專家研判為壓實良質砂質地盤時，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，地震時不得小於 2.0。

4.3.3 單樁軸向最大拉拔力

單樁軸向最大拉拔力，以拉拔試驗求得為原則。不得已時，得以載重試驗結果，或依靜力承載公式推算。

單樁軸向最大拉拔力之推算，原則上應依拉拔試驗決定，但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。但在較軟弱粘土層，可考慮受壓之表面摩擦與受上拔之表面摩擦大致相同，得以載重試驗或靜力承載公式推算最大拉拔力。

基樁上拔試驗，應進行至達最大拉拔力為止，如不可能時，以上拔載重之最大值為最大拉拔力。

軟弱粘性土壤層中之摩擦樁，樁端抵抗較小，依載重試驗所求得之極限承載力與拉拔力差異不大，故可以略小於極限承載力之值作為最大拉拔力。

採用靜力承載公式推算基樁最大拉拔力，以本章 4.2.5 節[依靜力承載公式推算軸向極限承載力] 所述靜力承載公式之極限承載力推算方法為準，但不考慮樁端承載力項，即：

· 砂質地層時

$$R_{ut} = 2 \cdot \bar{N} \cdot A_s \quad (4-3.3)$$

· 粘土地層時

$$R_{ut} = \bar{C}_a \cdot A_s \quad (4-3.4)$$

式中，

R_{ut} ：單樁軸向最大拉拔力(kN)

\bar{N} ：樁入土全長之平均 N 值

A_s ：基樁表面積(m²)

\bar{C}_a ：基樁入土全長之平均附著力(kN/m²)

4.3.4 推算基樁軸向容許拉拔力應考量事項

於決定基樁軸向容許拉拔力時，應考量樁材容許抗拉強度、接

樁、群樁效果及基樁容許拔出量等因素。

基樁之軸向容許拉拔力，不得超過樁材容許抗拉強度與基樁有效斷面乘積之值。基樁之容許抗拉強度，依所採用樁材參考第三篇[工程材料]相關章節規則決定。

基樁有接續時，以不計接點以下部份基樁之上拔抵抗為原則，但鋼管樁等有良好的接續時，在接點之容許抗拉範圍內，可考量下部份基樁之上拔抵抗。

群樁時，將樁群最外側樁面連結面包圍之範圍，視為一整體，檢討上拔抵抗。

基樁之軸向容許拉拔力，不得使樁頭之拔出量超過由上部結構所限制之樁頭容許拔出量。

4.4 樁之橫向容許承載力

4.4.1 概要

單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。

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，土壤之破壞有隨同外力增大，自地面逐漸向深處進行之特性。土壤破壞載重除短樁外不能概括決定，因之，基樁之橫向容許承載力應以樁體之行為推算為宜。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。因之，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
- 樁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，如支承土壤全面破壞，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。

4.4.2 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

4.4.3 以橫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

1. 概要

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。

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

2. 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。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -P = -p \cdot B \quad (4-4.1)$$

式中，

EI：基樁之撓曲剛度(kN-cm²)

x：由地面算起之深度(cm)

y：深度 x 點之基樁變位或撓度(cm)

P：深度 x 點，基樁每單位長度所受地盤反力(kN/cm)

p：深度 x 點，基樁單位面積所受地盤反力(kN/cm²)

$$p=P/B$$

B：基樁寬度(cm)

3. 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。

$$p=k_s \cdot x \cdot y^{0.5} \quad \text{S 型地盤} \quad (4-4.2)$$

$$p=k_c \cdot y^{0.5} \quad \text{C 型地盤} \quad (4-4.3)$$

式中，

p：深度 x 點，基樁單位面積所受地盤反力(kN/cm²)

k_s：S 型地盤之橫向抵抗常數(kN/cm^{3.5})

k_c：C 型地盤之橫向抵抗常數(kN/cm^{2.5})

x：由地面算起之深度(cm)

y：深度 x 點之基樁變位或撓度(cm)

(2) 符號表

h：載重高度(cm)

i：樁之撓角(radian) $i = \frac{dy}{dx}$

i_o：地表面之撓角(radian)

i_{top}：樁頭處之撓角(radian)

k：地盤橫向抵抗係數，k_s (kN/cm^{3.5}) 或 k_c (kN/cm^{2.5})

L_{i1}：樁頭自由樁之撓角第一零點深度，或樁頭固定樁之撓角第二零點深度(cm)

L_{m1}：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(cm)

L_{s1}：剪力第一零點深度(cm)

L_{y1}：變位第一零點深度(cm)

M：彎矩(kN-cm)

$M_{\max-t}$ ：樁頭固定樁之樁頭彎矩(kN-cm)

$M_{\max-l}$ ：樁頭固定樁之土中部份最大彎矩(kN-cm)

N：標準貫入試驗值

N：S型地盤 N 值每 1.0 公尺之增加率

R：原型樁與基準樁之對應量比值，如

$R_h = \text{原型樁之 } h / \text{基準樁之 } h$

S：剪力(kN)

T：作用於樁頭之橫向力(kN)

y_o ：地表面變位(cm)

y_{top} ：樁頭變位(cm)

(3)地盤分類

地盤屬 S 型地盤或 C 型地盤，依地盤 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，或正規壓密之粘土地盤。

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，或受很大預壓密之粘土地盤等。

(4)橫向抵抗常數

橫向抵抗常數 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 \bar{N} 與橫向抵抗常數間之關係，如圖 4-4.1 所示。C 型地盤之 N 值與 k_c 之關係，如圖 4-4.2 所示。

圖 4-4.2 所用之粘土資料為由 N 值直接推算而得，因此如由單軸壓縮強度 q_u 推算 N 值時，因換算公式其精確度不高，設計時應予注意。

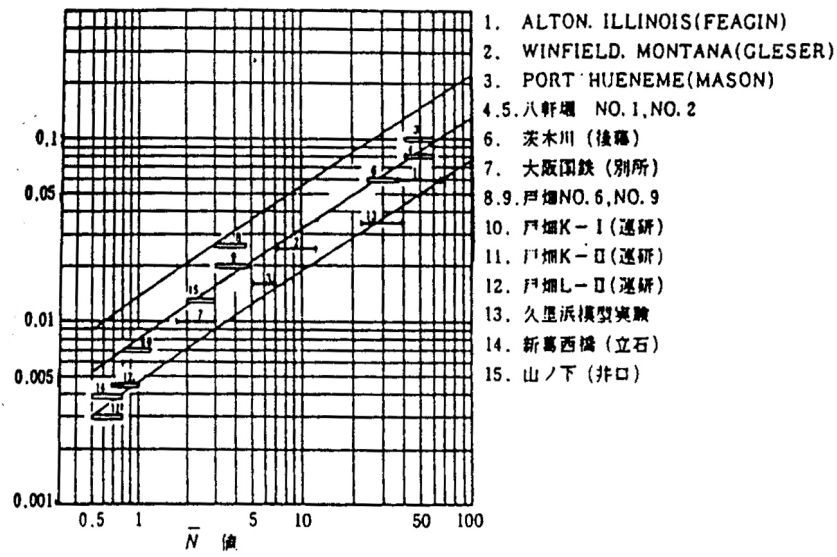


圖 4-4.1 \bar{N} 值與橫向抵抗常數 K_s 之關係

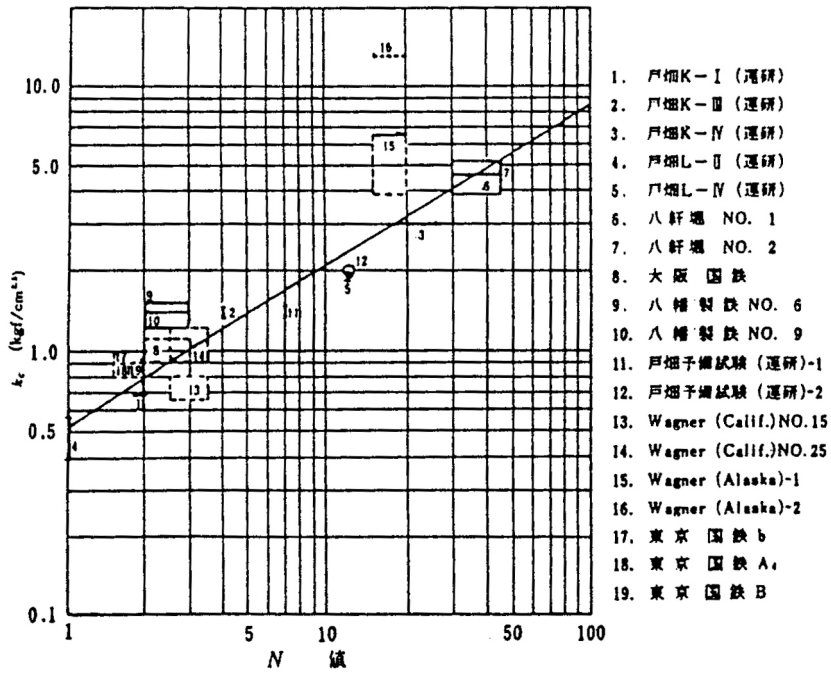


圖 4-4.2 N 值與橫向抵抗常數 K_c 之關係

(5) 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 4-4.3 示於對數表上描繪實測之 $T-y_{top}$ 曲線。其次假設 k_s 或 k_c 值，計算 $T-y_{top}$ 推算曲線，與實測曲線相重合，對數表上之 $T-y_{top}$ 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。 k_s 或 k_c 之值，由實測曲線與推定曲線相比較即可求得。

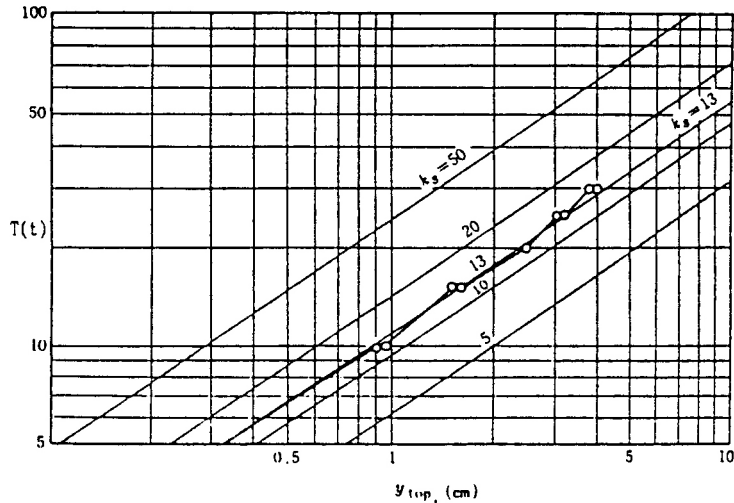


圖 4-4.3 依載重試驗推算橫向抵抗常數

(6)換算係數與基準曲線

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：

$$\left. \begin{aligned} \log R_s &= 7(\log R_x) - (\log R_{ei}) + 2(\log R_{bk}) \\ \log R_m &= 8(\log R_x) - (\log R_{ei}) + 2(\log R_{bk}) \\ \log R_i &= 9(\log R_x) - 2(\log R_{ei}) + 2(\log R_{bk}) \\ \log R_y &= 10(\log R_x) - 2(\log R_{ei}) + 2(\log R_{bk}) \end{aligned} \right\} \quad (4-4.4)$$

C 型地盤：

$$\left. \begin{aligned} \log R_s &= 5(\log R_x) - (\log R_{ei}) + 2(\log R_{bk}) \\ \log R_m &= 6(\log R_x) - (\log R_{ei}) + 2(\log R_{bk}) \end{aligned} \right\} \quad (4-4.5)$$

$$\left. \begin{aligned} \log R_i &= 7(\log R_x) - 2(\log R_{ei}) + 2(\log R_{bk}) \\ \log R_y &= 8(\log R_x) - 2(\log R_{ei}) + 2(\log R_{bk}) \end{aligned} \right\}$$

(4-4.4)及(4-4.5)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 $R_s = S_p/S_s$ 。

以表 4-4.1 所示基準樁，計算基準曲線如表 4-4.2。

表 4-4.1 基準樁特性

地面上長	$h = 100\text{cm}$
撓曲剛度	$EI = 10^8 \text{ kN-cm}^2$
樁徑或樁寬度	$B = 50\text{cm}$
橫向抵抗常數	$BK_s = 50\text{cm} \times 0.0002 \text{ kN/cm}^{3.5} = 0.01 \text{ kN/cm}^{2.5}$
	$BK_c = 50\text{cm} \times 0.02 \text{ kN/m}^{2.5} = 1 \text{ kNm}^{1.5}$

(7) 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

$$\left. \begin{aligned} \log y_0 &= 0.38958 - \frac{4}{7} \log EI - \frac{6}{7} \log BK_s + \frac{10}{7} \log T \\ \log M_{\max} &= -0.05825 + \frac{1}{7} \log EI - \frac{2}{7} \log BK_s + \frac{8}{7} \log T \\ \log i_0 &= 0.22539 - \frac{5}{7} \log EI - \frac{4}{7} \log BK_s + \frac{9}{7} \log T \\ \log L_{ml} &= 0.53473 + \frac{1}{7} \log EI - \frac{2}{7} \log BK_s + \frac{1}{7} \log T \end{aligned} \right\} \quad (4-4.6)$$

表 4-4.2(a) 基準曲線(S 型地盤 . 樁頭自由樁)

單位：KN, m

樁頭載重 log T	樁頭變位 log y_{top}	土中部份 最大彎矩 log M_{max}	彎矩第一零 點深度 log l_{ml}	地表面變 位 log y_0	樁頭處 之撓角 log i_{top}	地表面之 撓角 log i_0
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	10.5733	11.6795	1.7491	10.5551	9.1849	9.1845
10.0	9.8662	11.1122	1.6777	9.8448	8.5475	8.5469
9.5	9.1604	10.5455	1.6063	9.1352	7.9110	7.9101
9.0	8.5460	9.9797	1.5349	8.4263	7.2755	7.2743
8.5	7.7533	9.4148	1.4635	7.7184	6.6413	6.6397
8.0	7.0525	8.8510	1.3922	7.0115	6.0085	6.0064
7.5	6.3540	8.2884	1.3208	6.3057	5.3774	5.3745
7.0	5.6581	7.7272	1.2495	5.6013	4.7481	4.7442
6.5	4.9653	7.1676	1.1782	4.8984	4.1210	4.1158
6.0	4.2758	6.6098	1.1069	4.1973	3.4963	3.4894
5.5	3.5902	6.0540	1.0357	3.4981	2.8744	2.8652
5.0	2.9090	5.5005	0.9645	2.8010	2.2556	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	0.7516	0.7248	0.4212	0.3944
3.0	0.2391	3.3128	0.6809	0.0385	-0.1817	-0.2161
2.5	-0.4119	2.7735	0.6104	-0.6447	-0.7799	-0.8234
2.0	-1.0552	2.2374	0.5401	-1.3245	-1.3730	-1.4275
1.5	-1.6904	1.7047	0.4700	-2.0010	-1.9607	-2.0285
1.0	-2.3173	1.1752	0.4002	-2.6740	-2.5430	-2.6263
0.5	-2.9355	0.6490	0.3307	-3.3434	-3.1197	-3.2211
0.0	-3.5450	0.1259	0.2616	-4.0094	-3.6907	-3.8129
-0.5	-4.1458	-0.3942	0.1928	-4.6719	-4.2560	-4.4018
-1.0	-4.7381	-0.9116	0.1245	-5.3311	-4.8160	-4.9881
-1.5	-5.3221	-1.4265	0.0565	-5.9871	-5.3705	-5.5720
-2.0	-5.8980	-1.9392	-0.0110	-6.6401	-5.9200	-6.1535
-2.5	-6.4664	-2.4499	-0.0782	-7.2902	-6.4646	-6.7329
-3.0	-7.0277	-2.9589	-0.1449	-7.9376	-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	-9.2254	-8.0723	-8.4601
-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	-0.4731	-11.1423	-9.6478	-10.1747
-6.0	-10.2755	-5.9881	-0.5378	-11.7781	-10.1673	-10.7441
-6.5	-10.8014	-6.4903	-0.6023	-12.4125	-10.6844	-11.3125
-7.0	-11.3241	-6.9922	-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
-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 4-4.2(b) 基準曲線(S 型地盤 . 樁頭固定樁)

單位：KN, m

樁頭載重 log T	樁頭變位 log y _{top}	樁頭處最 大彎矩 log M _{max}	彎矩第二零 點深度 log ℓ _{m1}	地表面變 位 log y ₀	樁頭處 之撓角 log i _{top}	地表面之 撓角 log i ₀
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
10.5	10.0158	11.6719	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
8.0	6.4895	8.8338	1.4016	6.4819	8.3670	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	7.2420	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	2.9881	5.5673	1.9456
5.0	2.3232	5.4579	0.9697	2.2962	5.0136	1.3748
4.5	1.6426	4.9005	0.8975	1.6071	4.4627	0.8041
4.0	0.9673	4.3449	0.8252	0.9209	3.9148	0.2336
3.5	0.2979	3.7914	0.7529	0.2377	3.3704	-0.3368
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	-6.5251	-2.1218	-0.0320	-7.0587	-2.3544	-6.5926
-2.5	-7.0927	-2.6431	-0.1010	-7.7042	-2.8554	-7.1592
-3.0	-7.6529	-3.1623	-0.1694	-8.3474	-3.3550	-7.7253
-3.5	-8.2062	-3.6793	-0.2373	-8.9886	-3.8534	-8.2912
-4.0	-8.7534	-4.1944	-0.3047	-9.6279	-4.3510	-8.8566
-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
-9.5	-14.5092	-9.7778	-1.0204	-16.5811	-9.8185	-15.0611
-10.0	-15.0185	-10.2809	-1.0840	-17.2089	-10.3165	-15.6243
-10.5	-15.5266	-10.7835	-1.1474	-17.8364	-10.8147	-16.1873
-11.0	-16.0336	-11.2859	-1.2107	-18.4636	-11.3131	-16.7503
-11.5	-16.5396	-11.7879	-1.2739	-19.0905	-11.8117	-17.3132

表 4-4.2(c) 基準曲線(C 型地盤 . 樁頭自由樁)

單位：KN, m

樁頭載重 log T	樁頭變位 log y _{top}	土中部份 最大彎矩 log M _{max}	彎矩第一零 點深度 log ℓ _{ml}	地表面變 位 log y ₀	樁頭處 之撓角 log i _{top}	地表面之 撓角 log i ₀
13.0	15.7181	14.9153	2.7519	15.7161	13.3980	13.3980
12.5	14.9194	14.3162	2.6519	14.9168	12.6991	12.6991
12.0	14.1211	13.7174	2.5518	14.1178	12.0005	12.0005
11.5	13.3231	13.1190	2.4518	13.3189	11.3023	11.3023
11.0	12.5257	12.5209	2.3517	12.5204	10.6046	10.6045
10.5	11.7289	11.9233	2.2516	11.7223	9.9074	9.9073
10.0	10.9330	11.3263	2.1515	10.9246	9.2109	9.2107
9.5	10.1380	10.7301	2.0514	10.1276	8.5153	8.5151
9.0	9.3445	10.1348	1.9512	9.3313	7.8209	7.8205
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	5.0583
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	-0.8056	-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	-9.2287	-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
-10.0	-14.4608	-10.0000	-1.5679	-18.0761	-14.2902	-15.8980
-10.5	-14.9637	-10.5000	-1.6515	-18.7440	-14.7921	-16.4820
-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 4-4.2(d) 基準曲線(C 型地盤 . 樁頭固定樁)

單位：KN, m

樁頭載重 log T	樁頭變位 log y_{top}	土中部份 最大彎矩 log M_{max}	彎矩第一 零點深度 log l_{ml}	地表面變 位 log y_0	樁頭處 之撓角 log i_{top}	地表面之 撓角 log i_0
13.0	15.2757	15.0193	2.7926	15.2757	14.4285	11.0171
12.5	14.4766	14.4199	2.6925	14.4765	13.8292	10.4172
12.0	13.6775	13.8205	2.5924	13.6774	13.2298	9.8172
11.5	12.8787	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	11.2822	12.0240	2.2919	11.2821	11.4334	8.0175
10.0	10.4847	11.4259	2.1917	10.4845	10.8353	7.4176
9.5	9.6878	10.8281	2.0913	9.6875	10.2376	6.8178
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	7.3031	9.0389	1.7898	7.3020	8.4491	5.0186
7.5	6.5111	8.4445	1.6890	6.5093	7.8551	4.4190
7.0	5.7213	7.8513	1.5880	5.7185	7.2627	3.8196
6.5	4.9340	7.2597	1.4867	4.9297	6.6723	3.2202
6.0	4.1502	6.6701	1.3852	4.1435	6.0844	2.6210
5.5	3.3708	6.0828	1.2833	3.3605	5.4998	2.0220
5.0	2.5969	5.4983	1.1810	2.5811	4.9194	1.4233
4.5	1.8299	4.9171	1.0783	1.8061	4.3440	0.8248
4.0	1.0717	4.3395	0.9750	1.0361	3.7751	0.2266
3.5	0.3240	3.7662	0.8713	0.2716	3.2139	-0.3711
3.0	-0.4109	3.1975	0.7671	-0.4867	2.6617	-0.9684
2.5	-1.1304	2.6339	0.6626	-1.2381	2.1200	-1.5650
2.0	-1.8327	2.0756	0.5580	-1.9825	1.5893	-2.1610
1.5	-2.5157	1.5230	0.4538	-2.7193	1.0699	-2.7562
1.0	-3.1789	0.9760	0.3504	-3.4487	0.5606	-3.3506
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
-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：

$$\left. \begin{aligned} \log y_0 &= -0.16047 - \frac{4}{7} \log EI - \frac{6}{7} \log BK_s + \frac{10}{7} \log T \\ \log M_{\max-t} &= -0.05787 + \frac{1}{7} \log EI - \frac{2}{7} \log BK_s + \frac{8}{7} \log T \\ \log M_{\max-1} &= -0.53703 + \frac{1}{7} \log EI - \frac{2}{7} \log BK_s + \frac{8}{7} \log T \\ \log l_{ml} &= 0.54689 + \frac{1}{7} \log EI - \frac{2}{7} \log BK_s + \frac{1}{7} \log T \end{aligned} \right\} (4-4.7)$$

C 型地盤，樁頭自由樁：

$$\left. \begin{aligned} \log y_0 &= 0.11328 - \frac{2}{5} \log EI - \frac{6}{5} \log BK_c + \frac{8}{5} \log T \\ \log M_{\max} &= -0.28846 + \frac{1}{5} \log EI - \frac{2}{5} \log BK_c + \frac{6}{5} \log T \\ \log i_0 &= -0.00634 - \frac{3}{5} \log EI - \frac{4}{5} \log BK_c + \frac{7}{5} \log T \\ \log L_{ml} &= 0.55205 + \frac{1}{5} \log EI - \frac{2}{5} \log BK_c + \frac{1}{5} \log T \end{aligned} \right\} (4-4.8)$$

C 型地盤，樁頭固定樁：

$$\left. \begin{aligned} \log y_0 &= -0.32731 - \frac{2}{5} \log EI - \frac{6}{5} \log BK_c + \frac{8}{5} \log T \\ \log M_{\max-t} &= -0.18301 + \frac{1}{5} \log EI - \frac{2}{5} \log BK_c + \frac{6}{5} \log T \\ \log M_{\max-1} &= -0.77377 + \frac{1}{5} \log EI - \frac{2}{5} \log BK_c + \frac{6}{5} \log T \\ \log L_{ml} &= 0.59269 + \frac{1}{5} \log EI - \frac{2}{5} \log BK_c + \frac{1}{5} \log T \end{aligned} \right\} (4-4.9)$$

(8)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 L_{ml} 時，可將樁下部視為完全固定於地盤中，因此將 1.5 倍 L_{ml} 作為有效長度。

(9) 樁寬之影響

港研方法可不考慮樁寬之影響。

4. 張有麟方法 <修訂>

(1) 計算式

將用地盤的彈性係數 $E_s=BK_h$ 時基樁的彈性方程式如 (4-4.10) 式所示。

$$\left. \begin{array}{l} \text{地面上部份} \quad EI \frac{d^4 y_1}{dx^4} = 0 \quad (0 \geq x \geq -h) \\ \text{地面下部份} \quad EI \frac{d^4 y_2}{dx^4} + Bk_h y_2 = 0 \quad (x \geq 0) \end{array} \right\} \quad (4-4.10)$$

假設 BK_h 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 $\beta L \geq \pi$ ，其結果將與無限長的基樁大致相同。如結果較短時，則有必要以無限長的基樁來計算，為方便計算，可參考以下圖 4-4.4 ~ 4-4.6。

(2) 求反力係數的方法

根據 Terzaghi 之研究，將黏土與砂土分開，有關其橫向地盤反力係數之數值建議如下：

(i) 黏土

$$k_h = \frac{0.2}{B} \bar{k}_{h1} \quad (4-4.11)$$

式中，

k_h : 橫向地盤反力係數 (kN/m^3)

B: 樁寬(或直徑)(m)

\bar{k}_{h1} : 參考表 4-4.3

E_s : $k_h B = 20\bar{k}_{h1}$

(ii) 砂土

$$k_h = n_h \frac{x}{B} \quad (4-4.12)$$

式中，

x ：深度(m)

B ：樁寬(或直徑)(m)

n_h ：參考表 4-4.4

$$E_s = k_h B = n_h x$$

砂質土時， E_s 的深度的函數無法將之直接導入張有麟之解法。張有麟解法在此情形時，只需取得 l_{y1} (第一個不動點位的深度) 的 1/3 深之 E_s 即可。但因 l_{y1} 本身是 E_s 的函數為求得 E_s 必須反覆計算。

表 4-4.3 橫方向地盤反力係數

黏土	硬	非常堅硬	已固結
黏土的軸壓縮強度(kN/m ³)	100~200	200~400	400 以上
\bar{k}_{h1} 的範圍(kN/m ³)	16,000~32,000	32,000~64,000	64,000 以上
\bar{k}_{h1} 的提案值(kN/m ³)	24,000	48,000	96,000

表 4-4.4 n_h 值

砂的相對密度	鬆軟	中等	緊密
針對乾砂或濕砂(kN/m ³)	2,200	6,600	17,600
針對水中的砂(kN/m ³)	1,300	4,400	10,800

符號表：

y_1 ：地面上部份樁之變位 (cm)

y_2 ：地面下部份樁之變位 (cm)

h ：載重高度 (cm)

i_1 ：地面上部份之撓角 (radian)

i_2 ：地面下部份之撓角 (radian)

k_h ：橫向地盤反力係數 (KN/cm³)

\bar{k}_{h1} ：30 cm 正方形板之橫向地盤反力係數 (kN/cm³)

L_{i1} ：樁頭自由樁之撓角第一零點深度，或樁頭固定樁之撓角第

二零點深度 (cm)

L_{m1} : 樁頭自由樁之彎距第一零點深度，或樁頭固定樁之彎距第

二零點深度 (cm)

L_{y1} : 變位第一零點深度 (cm)

$L_{m,max}$: 產生最大彎距之深度 (cm)

M_1 : 地面上部份之彎距 (kN/cm)

M_2 : 地面下部份之彎距 (kN/cm)

M_{max} : 樁頭自由樁之最大彎距 (kN/cm)

M_{max-t} : 樁頭固定樁之樁頭彎距 (kN/cm)

M_{max-l} : 樁頭固定樁之土中部份最大彎距 (kN/cm)

N : 標準貫入試驗值

S_1 : 地面上部份之剪力 (kN)

S_2 : 地面上部份之剪力 (kN)

n_h : 橫向地盤反力係數 (kN/cm³)

T : 作用於樁頭之橫向力 (kN)

y_0 : 樁之地表面變位 (cm)

y_{top} : 樁頭變位 (cm)

E_s : 地層之彈性模數 (kN/cm)

B : 樁寬 (或直徑) (cm)

EI : 基樁之撓曲剛度 (kN/cm²)

β : 樁變形因素， $\beta = \sqrt[4]{\frac{kh \cdot B}{4 \cdot EI}}$ (cm⁻¹)

① 樁頭自由樁， $h=0$ (參考圖 4-4.4)

一般式：

$$\left. \begin{aligned} y_2 &= \frac{T}{2 \cdot EI \cdot \beta^3} e^{-\beta x} \cdot \cos \beta x \\ i_2 &= \frac{-T}{2 \cdot EI \cdot \beta^2} e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \\ M &= \frac{-T}{\beta} e^{-\beta x} \cdot \sin \beta x \\ S &= T \cdot e^{-\beta x} \cdot (\sin \beta x - \cos \beta x) \end{aligned} \right\} \quad (4-4.11)$$

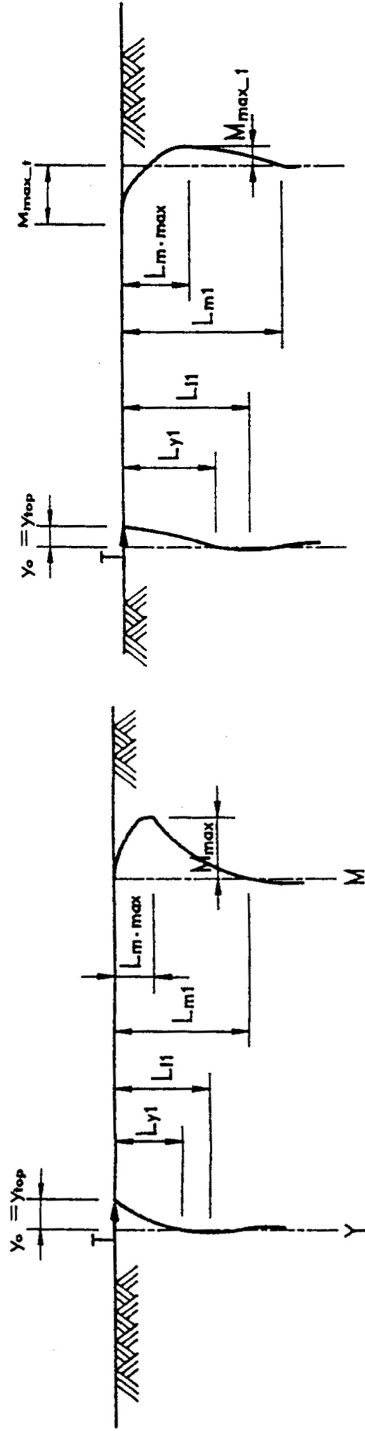


圖 4-4.4 基樁行為為(樁頭自由樁, $h=0$)

圖 4-4.5 基樁行為為(樁頭固定樁, $h=0$)

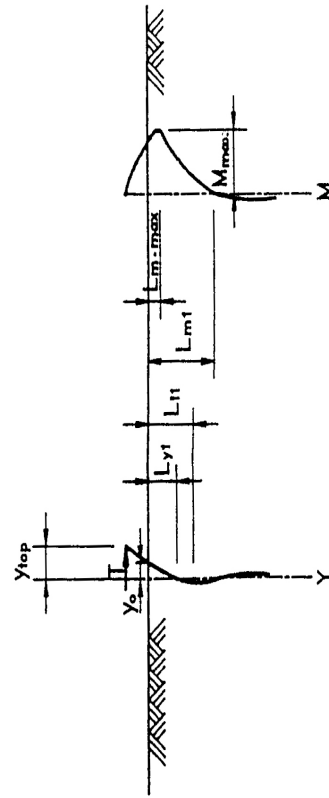


圖 4-4.6 基樁行為為(樁頭自由樁, $h>0$)

圖 4-4.7 基樁行為為(樁頭固定樁, $h>0$)

特定値：

$$y_{top} = y_0 = \frac{T}{2 \cdot EI \cdot \beta^3} \quad (4-4.12)$$

$$M_{max} = \frac{-T}{\beta} e^{-\pi/4} \cdot \sin \frac{\pi}{4} = -0.322 \frac{T}{\beta} \quad (4-4.13)$$

$$\left. \begin{aligned} L_{y1} &= \frac{\pi}{2\beta} \\ L_{i1} &= \frac{3\pi}{4\beta} \\ L_{m1} &= \frac{\pi}{\beta} \\ L_{m.max} &= \frac{\pi}{4\beta} \end{aligned} \right\} \quad (4-4.14)$$

② 樁頭固定樁， $h=0$ (參考圖 4-4.5)

一般式：

$$\left. \begin{aligned} y_2 &= \frac{T}{4 \cdot EI \cdot \beta^3} e^{-\beta x} \cdot (\cos \beta x + \sin \beta x) \\ i_2 &= \frac{-T}{2 \cdot EI \cdot \beta^2} e^{-\beta x} \cdot \sin \beta x \\ M &= \frac{-T}{2\beta} e^{-\beta x} \cdot (\sin \beta x - \cos \beta x) \\ S &= -T \cdot e^{-\beta x} \cdot \cos \beta x \end{aligned} \right\} \quad (4-4.15)$$

特定値：

$$y_{top} = y_0 = \frac{T}{4 \cdot EI \cdot \beta^3} \quad (4-4.16)$$

$$M_{max-t} = \frac{-T}{2\beta} \quad (4-4.17)$$

$$M_{max-1} = \frac{-T}{2\beta} e^{-\pi/2} = -0.1042 \frac{T}{\beta} \quad (4-4.18)$$

$$\left. \begin{aligned} L_{y1} &= \frac{3\pi}{4\beta} \\ L_{i1} &= \frac{\pi}{\beta} \\ L_{m1} &= \frac{5\pi}{4\beta} \\ L_{m.\max} &= \frac{\pi}{2\beta} \end{aligned} \right\} \quad (4-4.19)$$

③ 樁頭自由樁， $h > 0$ (參考圖 4-4.6)

一般式：

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= \frac{T}{6 \cdot EI \cdot \beta^3} \{ \beta^3 x^3 + 3\beta^3 hx^2 - 3\beta(1 + 2\beta h)x + 3(1 + \beta h) \} \\ y_2 &= \frac{T}{2 \cdot EI \cdot \beta^3} e^{-\beta x} \cdot \{ (1 + \beta h) \cos \beta x - \beta h \sin \beta x \} \\ i_1 &= \frac{-T}{2 \cdot EI \cdot \beta^2} \cdot \{ \beta^2 x^2 + 2\beta^2 hx - (1 + 2\beta h) \} \\ i_2 &= \frac{-T}{2 \cdot EI \cdot \beta^2} e^{-\beta x} \cdot \{ (1 + 2\beta h) \cos \beta x + \sin \beta x \} \\ M_1 &= -T(x+h) \\ M_2 &= \frac{-T}{\beta} e^{-\beta x} \cdot \{ \beta h \cos \beta x + (1 + \beta h) \sin \beta x \} \\ S_1 &= -T \\ S_2 &= -T \cdot e^{-\beta x} \cdot \{ \cos \beta x - (1 + 2\beta h) \sin \beta x \} \end{aligned} \right\} \quad (4-4.20)$$

特定值：

$$y_{top} = \frac{2(1 + \beta h)^3 + 1}{6 \cdot EI \cdot \beta^3} \cdot T \quad (4-4.21)$$

$$= \frac{T \cdot h^3}{3 \cdot EI} \varphi \Delta(\beta h)$$

$$y_0 = \frac{1 + \beta h}{2 \cdot EI \cdot \beta^3} \cdot T \quad (4-4.22)$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{T \cdot h^3}{2 \cdot EI} \phi_f(\beta h) \\
M_{\max} &= h \left\{ \frac{\sqrt{(1+2\beta h)^2 + 1}}{2\beta h} \exp \left[-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h} \right] \right\} \cdot T \\
&= -T \cdot h \cdot \phi_m(\beta h) \tag{4-4.23}
\end{aligned}$$

$$\left. \begin{aligned}
L_{y1} &= \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1+\beta h}{\beta h} \\
L_{i1} &= \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \{-(1+2\beta h)\} \\
L_{m1} &= \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{-\beta h}{1+\beta h} \\
L_{m.\max} &= \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h}
\end{aligned} \right\} \tag{4-4.24}$$

④ 樁頭固定樁， $h > 0$ (參考圖 4-4.7)

一般式：

$$\left. \begin{aligned}
y_1 &= \frac{T}{12 \cdot EI \cdot \beta^3} \{2\beta^3 x^3 - 3(1-\beta h)\beta^2 x^2 - 6\beta^2 h x + 3(1+\beta h)\} \\
y_2 &= \frac{T}{4 \cdot EI \cdot \beta^3} e^{-\beta x} \cdot \{(1+\beta h) \cos \beta x + (1-\beta h) \sin \beta x\} \\
i_1 &= \frac{T}{2 \cdot EI \cdot \beta^2} \cdot \{\beta^2 x^2 - (1-\beta h)\beta x - \beta h\} \\
i_2 &= \frac{-T}{2 \cdot EI \cdot \beta^2} e^{-\beta x} \cdot \{\beta h \cos \beta x + \sin \beta x\} \\
M_1 &= \frac{T}{2\beta} \{(1-\beta h) - 2\beta x\} \\
M_2 &= \frac{T}{2\beta} e^{-\beta x} \cdot \{(1-\beta h) \cos \beta x - (1+\beta h) \sin \beta x\} \\
S_1 &= -T \\
S_2 &= -T \cdot e^{-\beta x} \cdot (\cos \beta x - \beta h \sin \beta x)
\end{aligned} \right\} \tag{4-4.25}$$

特定值：

$$y_{top} = \frac{(1 + \beta h)^3 + 2}{12 \cdot EI \cdot \beta^3} \cdot T \quad (4-4.26)$$

$$= \frac{T \cdot h^3}{12 \cdot EI} \bar{\phi}_\Delta(\beta h)$$

$$y_0 = \frac{1 + \beta h}{4 \cdot EI \cdot \beta^3} \cdot T \quad (4-4.27)$$

$$= \frac{T \cdot h^3}{4 \cdot EI} \bar{\phi}_f(\beta h)$$

$$M_{max-t} = \frac{(1 + \beta h)}{2\beta} \cdot T = T \cdot h \cdot \bar{\phi}_0(\beta h) \quad (4-4.28)$$

$$M_{max-l} = -h \left\{ \frac{\sqrt{(1 + 2\beta h)^2}}{2\beta h} \exp \left[-\tan^{-1} \frac{1}{\beta h} \right] \right\} \cdot T$$

$$= -T \cdot h \cdot \bar{\phi}_m(\beta h) \quad (4-4.29)$$

$$L_{y1} = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{\beta h + 1}{\beta h - 1}$$

$$L_{i1} = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} (-\beta h)$$

$$L_{m1} = \frac{1}{\beta} \left(\tan^{-1} \frac{1 - \beta h}{1 + \beta h} + \pi \right)$$

$$L_{m.max} = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{\beta h}$$

(4-4.30)

4.4.5 以既有資料推定單樁行為

唯有小型結構物，或橫向承載力不重要結構物，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。

4.4.6 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 4-4.8 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。

$$P_1 = \frac{V_i \cdot \sin \theta_2 + H_i \cdot \cos \theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \quad (4-4.31)$$

$$P_2 = \frac{V_i \cdot \sin \theta_1 - H_i \cdot \cos \theta_1}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \quad (4-4.32)$$

式中，

P_1 、 P_2 ：作用於各樁之軸向壓應力(負時為力)(kN)

θ_1 、 θ_2 ：各樁之傾斜角(度)

V_i ：斜組樁之垂直反力(kN)

H_i ：斜組樁之水平反力(kN)

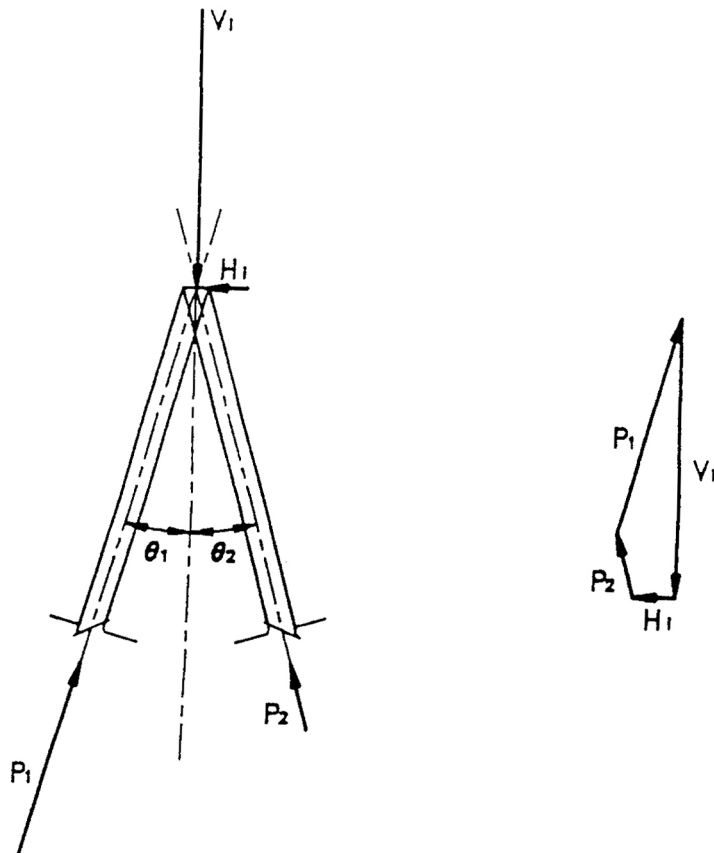


圖 4-4.8 斜組樁之軸向力

4.4.7 群樁效果之考量

基樁使用於群樁，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。

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 4-4.5 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。直樁打設於粘土層所組成之群樁，為考慮其安全性，建議採用較大樁距。

表 4-4.5 群樁基樁之間距

砂質土壤	橫向	1.5 倍樁徑
	縱向	2.5 倍樁徑
粘性土壤	橫向	3.0 倍樁徑
	縱向	4.0 倍樁徑

4.4.8 荷重性質的相關考量 <新增>

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。

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%，但在粘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。可是如棧橋碼頭，其採用自由長相當長的樁時，採用考量到其動態反應效果的設計為宜（第 6 編第 7 章 直樁式棧橋）。在考量發生地震時，只須考量到荷重會變成動態，其餘兩點不須考量。亦即，發生地震時地盤的橫向抵抗定數 k_s 、 k_c 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。

4.4.9 其他橫向承載力 <新增>

有關在特殊情況下之樁橫向支撐力，應依各個的條件，適當地訂定：

1. 切過滑動面的樁

2. 單斜樁的水平支撐力

一般單斜樁的水平支撐力分為樁軸方向及樁軸直角方向 2 種，各自進行支撐力計算訂定即可。

3. 斜面上的樁

4. 地盤因液化而發生側向移動時

受地震影響地盤產生液化現象時，一部分的地盤產生側向位移的情況下，樁會受到地盤傳來的強大水平力。此時樁受到地盤的作用，大部分還未能明確的解出其數值。

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。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。

樁基礎設計流程，參考圖 4-5.1 所示之流程。

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，應儘可能使其具有相同之值，而決定基樁之配置。

於同一樁基礎上，欲使樁之載重相同，意即樁之種類、形狀及尺寸儘可能相同之意。此由施工性、經濟性等來考慮係當然之事。再者如作用於樁之載重不同時，很難使沉陷及變位相同，將產生不均勻沉陷或局部應力集中，對基座之影響亦大。

4.5.3 樁材容許應力

樁材容許應力，依其所使用材料及製造方法等決定之。

樁材容許應力，如表 4-5.1 所示。

4.6 細部設計

4.6.1 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。

4.6.2 樁頭與上部結構連結設計

樁頭與上部結構連結部份，須考慮各種條件所致之應力設計之。

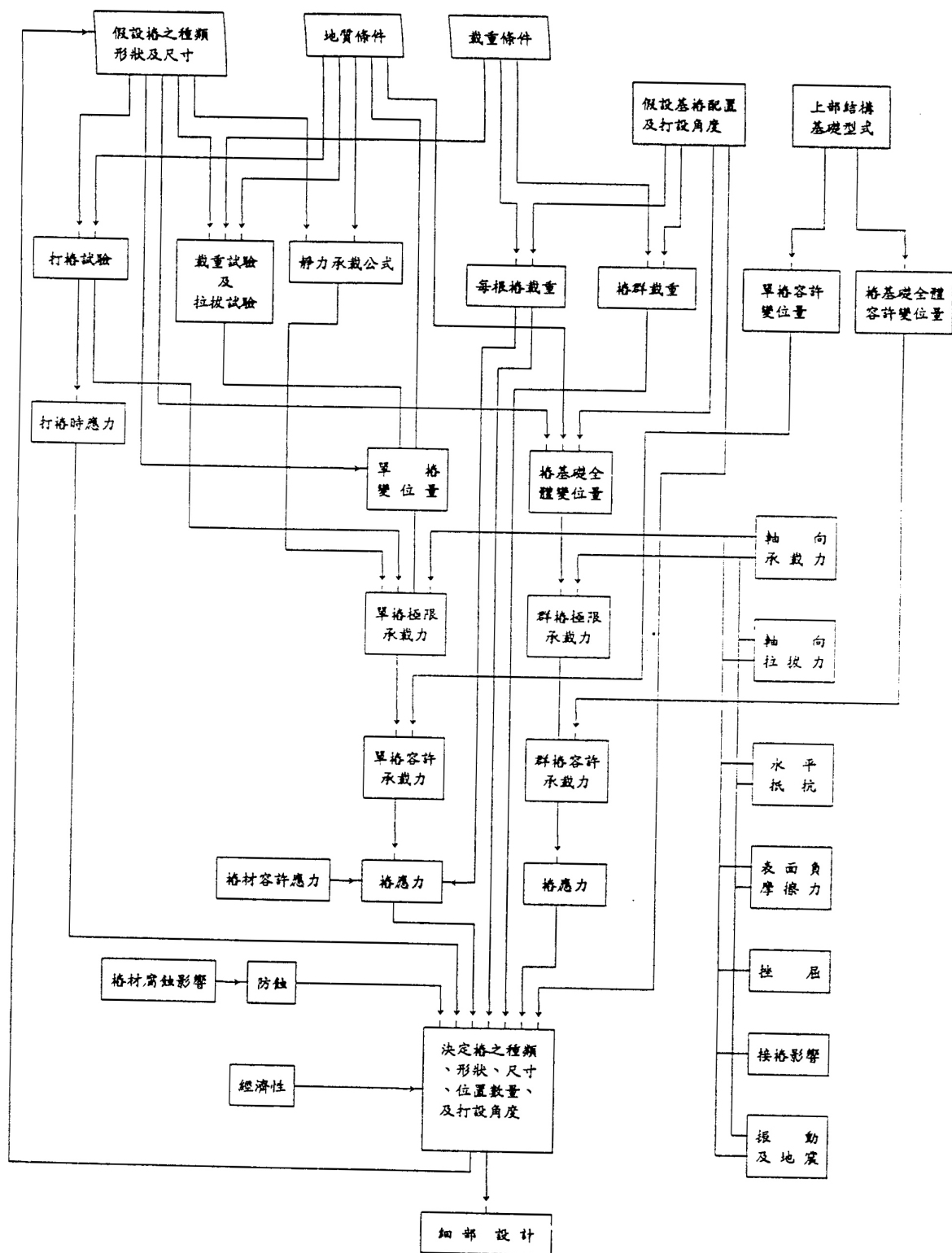


圖 4-5.1 樁基礎設計流程

表 4-5.1 樁材容許應力

樁之種類		容許應力		
		種類	大小	
混凝土樁	利用離心力法製造之預鑄鋼筋混凝土樁	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 f_c' 之 30%，但須小於 1.2kN/cm^2
			其他應力	依第三篇【工程材料】規定
		預力混凝土樁	決定軸向承載力之容許壓應力	混凝土設計強度 f_c' 之 30%，但須小於 1.5kN/cm^2
			容許彎曲壓應力	混凝土設計強度 f_c' 之 30%，但須小於 1.7kN/cm^2
			容許拉應力及容許彎曲拉應力	0kN/cm^2
	或 RC 樁 之 高強度 PC 經 養 護 製 造	決定軸向承載力之容許壓應力	混凝土設計強度 f_c' 之 30%，但須小於 2.4kN/cm^2	
	利用震動機震實之普通鋼筋混凝土預鑄樁	決定軸向承載力之容許壓應力		混凝土設計強度 f_c' 之 25%，但須小於 0.7kN/cm^2
		其他應力		依第三篇【工程材料】規定容許應力之 80%
	有保護現場澆置之混凝土樁	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 f_c' 之 20%，但須小於 0.6kN/cm^2
		其他應力		依第三篇【工程材料】規定容許應力之 70%
	無保護現場澆置之混凝土樁	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 f_c' 之 20%，但須小於 0.5kN/cm^2
		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，或考慮地震時，上述各值可酌提高 1.5 倍				
鋼樁	全部		依第三篇【工程材料】規定	

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，剛接之水平位移量遠小於鉸接。
- 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。
- 力學分析上，鉸接較為正確。但樁頭與上部結構為完全鉸接結構，在施工上頗為困難。

樁頭為剛接時，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。
- 樁頭須有充分長度埋入上部結構，且須注意其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。

$$L = \sqrt{\frac{6 \cdot M_0}{B \cdot f_{cp}}} \quad (4-6.1)$$

式中，

L：樁頭埋入上部結構深度(m)

M₀：樁頭拘束力矩(kN/cm)

B：樁之寬度或直徑(cm)

f_{cp}：上部結構混凝土容許承壓應力(kN/cm²) (參考第三篇之規定)

樁頭為鉸接時，於設計時應注意下列事項。

- 樁頭部應可自由轉動，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，於設計須加予考慮。

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。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%。

4.6.4 樁端

基樁樁端結構，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 <新增>

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。

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。

1. 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。但在負表面摩擦作用力大時，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，原則上應採工廠焊接，焊接處的形狀依 JIS A 5525 為準。

4.6.6 其他設計上注意事項 <新增>

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一部分。有關鋼材的腐蝕量，請參照(第3編第2章 鋼材)。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

無論是前端封閉的鋼管樁或前端開放的鋼管樁，因中間要回填混凝土，管中的土砂須去除，若樁的厚度遠小於樁徑或入土很深時，可能因作用在側壁上的土壓及水壓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(4-6.2)式所示。

$$p_k = \frac{E}{4(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{r}\right)^3 \quad (4-6.2)$$

式中，

P_k ：產生挫屈的壓力(kN/m²)

E ：鋼的彈性係數(kN/m²) $E=2.0 \times 10^8$ kN/m²

ν ：鋼材包申比 $\nu=0.3$

t ：圓筒厚度(mm)

r ：圓筒半徑(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4-6.1的結果。

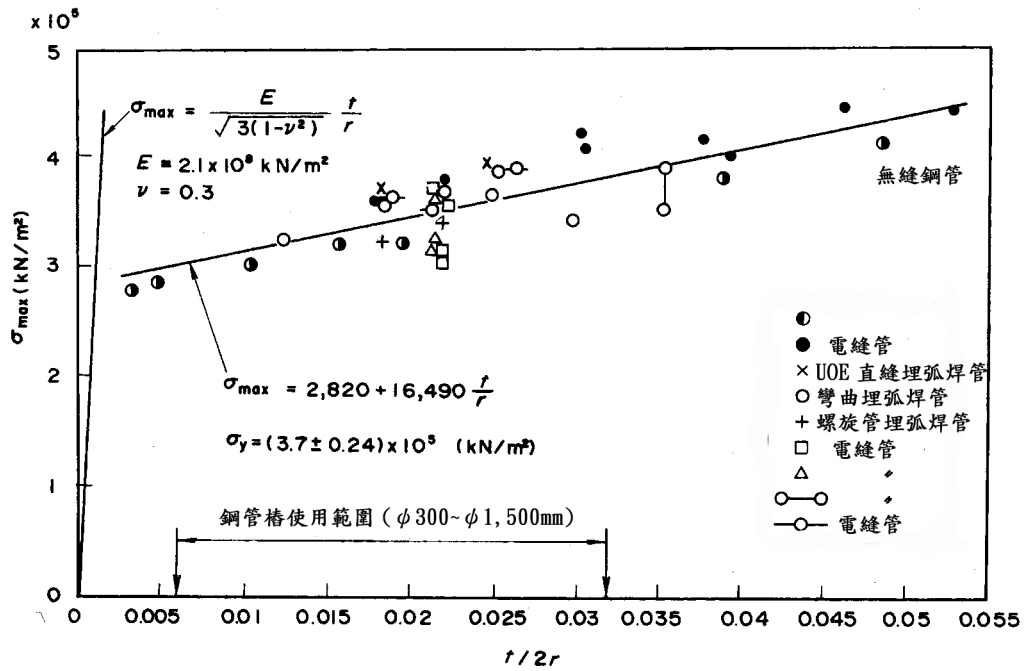


圖 4-6.1 挫屈應力度(σ_{\max})與板厚/直徑 $\left[\frac{t}{2r}\right]$ 的關係

運用此結論，在建築上規定鋼管的容許壓應力以(4-6.3)

及(4-6.4)式求得。

$$\frac{L f_c}{L f_t} = 0.80 + 2.50 \frac{t}{r} \quad (0.01 \leq \frac{t}{r} \leq 0.08) \quad (4-6.3)$$

$$\frac{L f_c}{L f_t} = 1.00 \quad (\frac{t}{r} \geq 0.08) \quad (4-6.4)$$

式中，

$L f_t$ ：長期容許張應力(kN/m²)

$L f_c$ ：長期容許壓應力(kN/m²)

在建築上鋼管樁容許壓應力以 $1.6 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$ 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(4-6.5)。

$$\frac{\sigma_{py}}{\sigma_y} = 0.69 + 2.2 \left(\frac{t}{r} \right) \quad (4-6.5)$$

式中，

σ_{py} ：管厚影響所考慮的降伏應力(kN/m²)

σ_y ：靜荷重影響所考慮的降伏應力(kN/m²)

無論是哪一種方式，採用圖 4-6.1 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(JIS A 5310)，施加預力方式離心力預力混凝土樁(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 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

5.1 土壤垂直內應力

5.1.1 概要

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。

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。

5.1.2 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。

$$\sigma_z = \frac{P}{z^2} I\sigma \quad (5-1.1)$$

式中，

σ_z ：土壤垂直內應力增量(kN/m²)

P ：集中載重(kN)

z ：由地表面起算之深度(m)

$I\sigma$ ：土壤垂直內應力之影響係數值(參考圖 5-1.1)

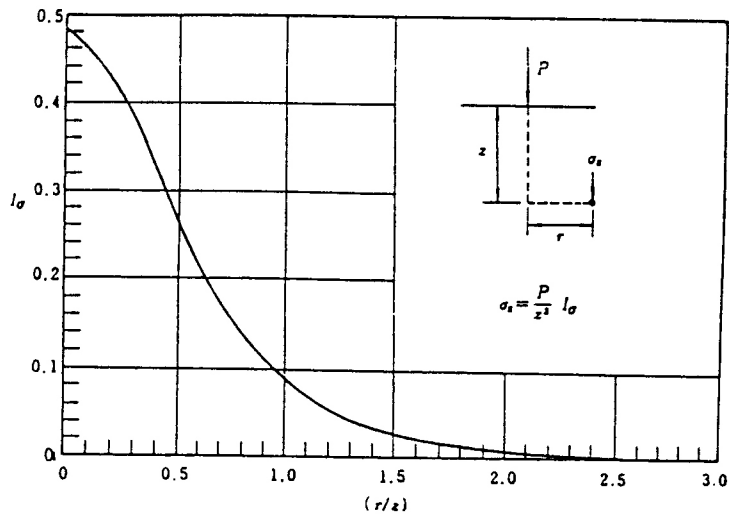


圖 5-1.1 集中載重引起之土壤垂直內應力影響係數值

5.1.3 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。

$$\sigma_z = \frac{P}{z} I\sigma \quad (5-1.2)$$

式中，

σ_z ：土壤垂直內應力增量(kN/m²)

P ：單位長度之線載重(kN/m)

z ：由地面起算之深度(m)

$I\sigma$ ：土壤垂直內應力之影響係數值(參考圖 5-1.2)

5.1.4 帶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。

$$\sigma_z = P \cdot I\sigma \quad (5-1.3)$$

式中，

σ_z ：土壤垂直內應力增量(kN/m²)

P：載重強度(kN/m²)

I_σ ：土壤垂直內應力之影響係數值(參考圖 5-1.3)

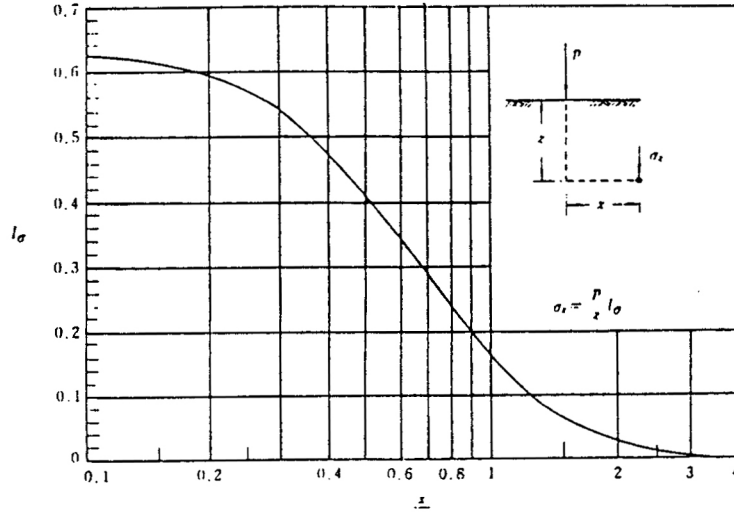


圖 5-1.2 線型載重引起之土壤垂直內應力影響係數值

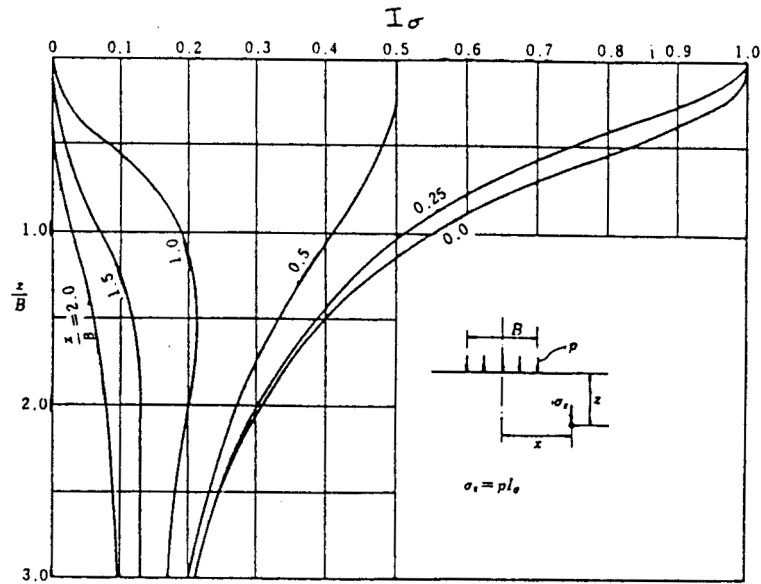


圖 5-1.3 均佈帶狀載重引起之土壤垂直內應力影響係數值

(5-1.3)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 α ($\alpha \geq 30^\circ$) 向下散佈，而均佈於預定之計算面，如圖 5-1.4(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。

$$\sigma_z = \frac{P}{1 + 2\left(\frac{z}{B}\right) \tan \alpha} \quad (5-1.4)$$

式中，

σ_z ：土壤垂直內應力增量(kN/m²)

P ：載重強度(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(度)，一般採用 30°

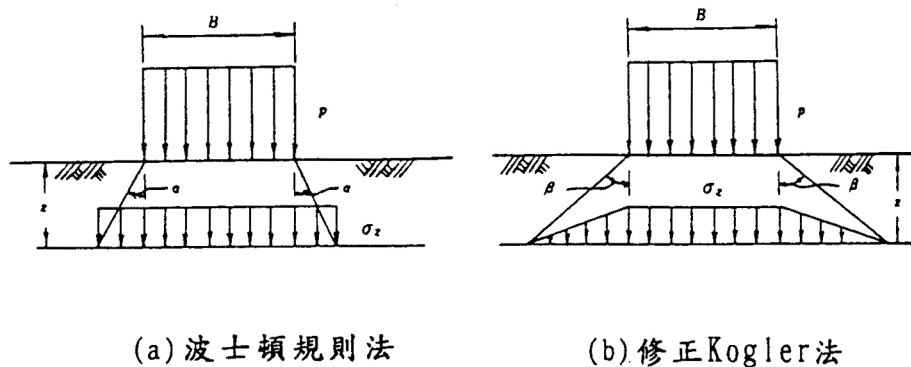


圖 5-1.4 直線狀應力分佈

(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 5-1.4(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。

$$\sigma_z = \frac{P}{1 + \left(\frac{z}{B}\right) \tan \beta} \quad (5-1.5)$$

式中，

σ_z ：土壤垂直內應力增量(kN/m²)

P ：載重強度(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(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 5-1.5 所示。

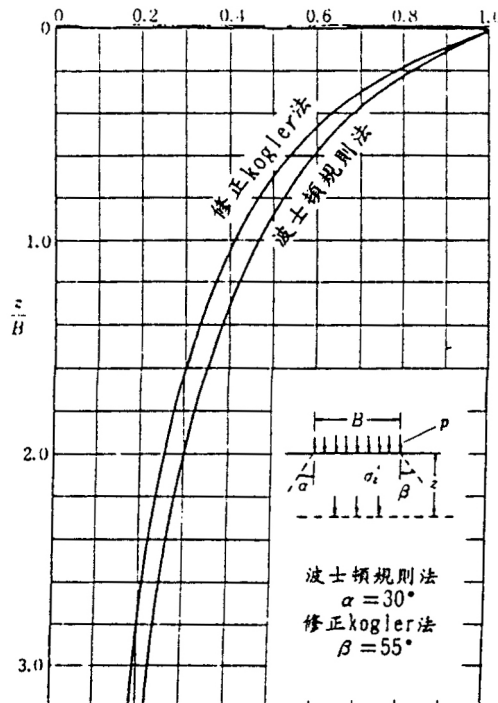


圖 5-1.5 由均佈帶狀載重所產生之土壤垂直內應力增量

2. 梯形載重

梯型載重引起之土壤垂直內應力增量 σ_z ，以下式計算之。

$$\sigma_z = P \cdot I\sigma \quad (5-1.6)$$

式中，

σ_z ：土壤垂直內應力增量(kN/m²)

P：載重強度(kN/m²)

$I\sigma$ ：土壤垂直內應力之影響係數值(參考圖 5-1.6)

Osterberg 氏應用如圖 5-1.7(a)所示三角形載重，以代數合成方式，求得如圖 5-1.7(b)所示梯形載重所引起之土壤垂直內應力影響係數值 $I\sigma$ ，如圖 5-1.6 所示。

5.1.5 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。

$$\sigma_z = P \cdot I\sigma \quad (5-1.7)$$

式中，

σ_z ：土壤垂直內應力增量(kN/m²)

P：載重強度(kN/m²)

$I\sigma$ ：土壤垂直內應力之影響係數值(參考圖 5-1.8)

R：載重面之半徑(m)

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。

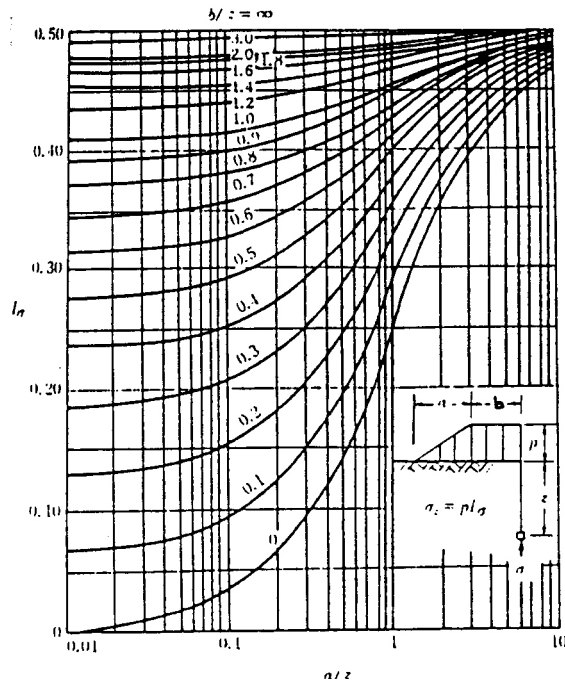


圖 5-1.6 梯形載重引起之土壤垂直內應力影響係數值

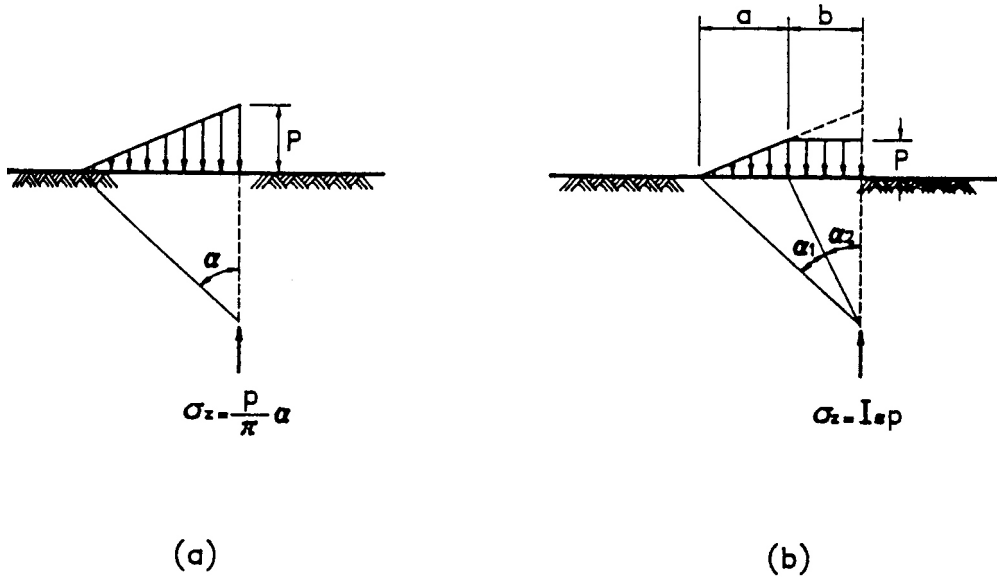


圖 5-1.7 三角形載重合成之梯形載重

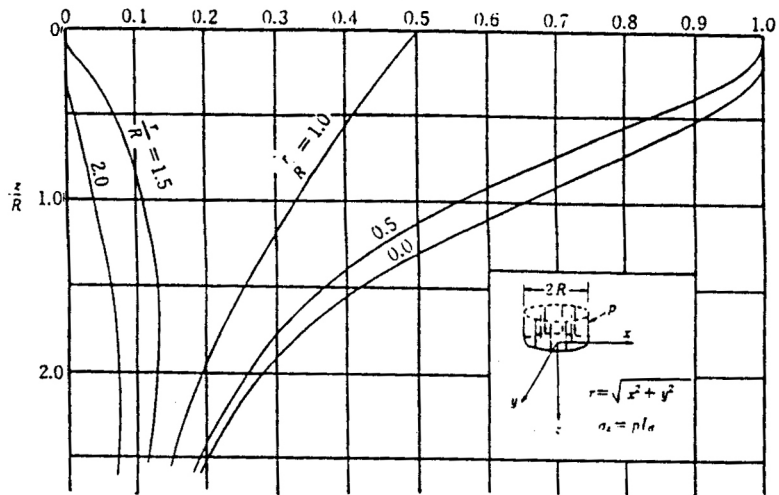


圖 5-1.8 均佈圓形載重引起之土壤垂直內應力影響係數值

$$\sigma_z = PI\sigma \quad (5-1.8)$$

式中，

σ_z ：土壤垂直內應力增量(kN/m²)

P：載重強度(kN/m²)

Iσ：土壤垂直內應力之影響係數值(參考圖 5-1.9)

長方形隅角外之 N 點下方土壤垂直內應力，如圖 5-1.10 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。

(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

$$\sigma_z = P \frac{B \cdot L}{B \cdot L + 2 \cdot z(B+L) \tan \alpha + 4 \cdot z^2 \tan^2 \alpha} \quad (5-1.9)$$

式中，

σ_z ：土壤垂直內應力增量(kN/m²)

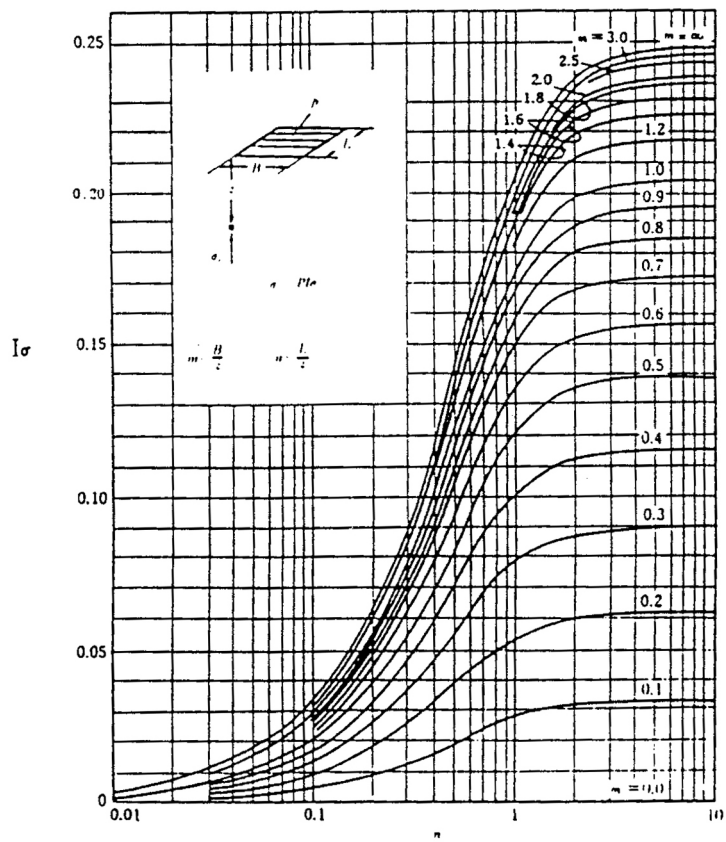
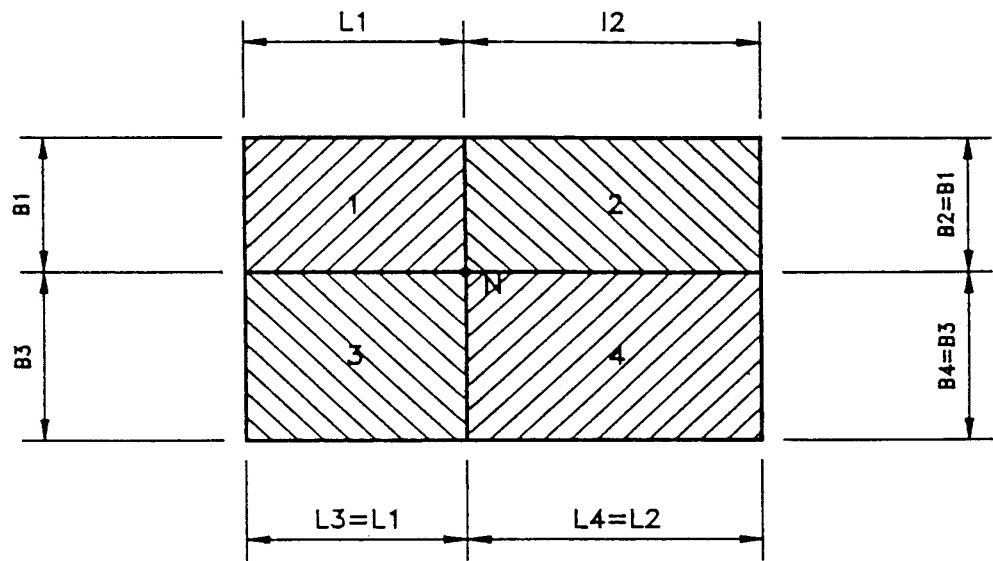
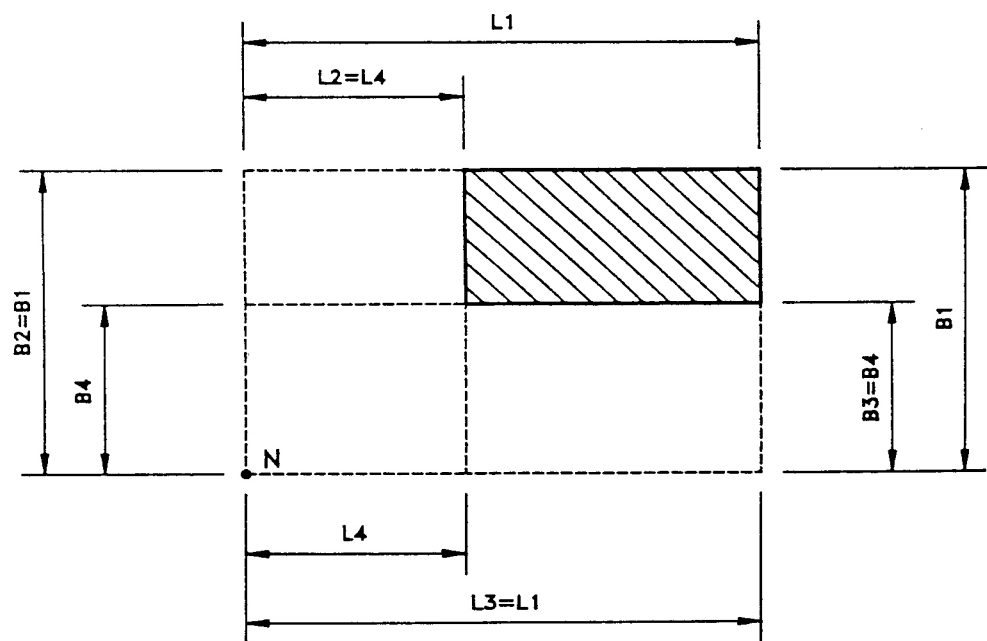


圖 5-1.9 均佈長方形載重引起之土壤垂直內應力影響係數值



$$\sigma_z = p(I_{\sigma_1} + I_{\sigma_2} + I_{\sigma_3} + I_{\sigma_4})$$

(a)



$$\sigma_z = p(I_{\sigma_1} - I_{\sigma_2} - I_{\sigma_3} + I_{\sigma_4})$$

(b)

圖 5-1.10 長方形分割法範例

P：載重強度(kN/m²)

z：由地面起算之深度(m)

α ：載重散佈角度(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

$$\sigma_z = P \frac{B \cdot L}{B \cdot L + z(B + L) \tan \beta + \frac{4}{3} z^2 \tan^2 \beta} \quad (5-1.10)$$

式中，

σ_z ：土壤垂直內應力增量(kN/m²)

P：載重強度(kN/m²)

z：由地面起算之深度(m)

β ：載重散佈角度(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 5-1.11 及下式計算之。

$$\sigma_z = n \times 0.005 \cdot P \quad (5-1.11)$$

式中，

σ_z ：土壤垂直內應力增量(kN/m²)

P：載重強度(kN/m²)

n：影響面之個數(個)

圖 5-1.11 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 $0.005P$ 。

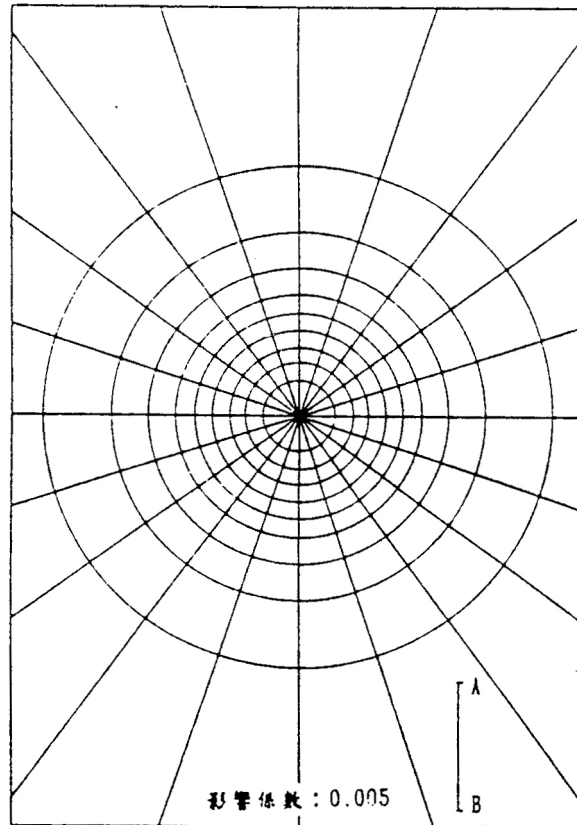


圖 5-1.11 Newmark 影響圖

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 σ_z 之步驟如下：

- (1)以深度 z 等於圖 5-1.11 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 5-1.11 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 $\sigma_z = n \cdot 0.005 \cdot P$ 。

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。

5.2 即時沉陷

5.2.1 概要

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。因之，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。

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。

5.2.2 垂直集中載重所引起之沉陷

參考圖 5-1.1，承受垂直集中載重 P ，地表面之即時沉陷量 ρ_z ，以下式計算之。

$$\rho_z = \frac{P(1-\nu^2)}{\pi \cdot r \cdot E} \quad (5-2.1)$$

式中，

ρ_z ：沉陷量(m)

P ：集中載重(kN)

ν ：波森比(Poisson's Ratio)

E：土壤彈性模數(kN/m²)

r：與載重作用點之水平距離(m)

5.2.3 垂直線形載重所引起之沉陷

參考圖 5-1.2，承受垂直線形載重 P，地表面之即時沉陷量，以下式計算之。

$$\rho_z = \frac{2P(1-\nu^2)}{\pi \cdot E} \ln\left(\frac{d}{r}\right) \quad (5-2.2)$$

式中，

ρ_z ：沉陷量(m)

P：垂直線載重(kN/m)

ν ：波森比(Poisson's Ratio)

E：土壤之彈性模數(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。

5.2.4 均佈帶狀載重所引起之沉陷

參考圖 5-1.3，承受均佈帶狀載重 P，地表面之即時沉陷量，以下式計算之。

$$\rho_z = \frac{2P(1-\nu_2)}{\pi \cdot E} \left[B + \ln\left(\frac{|x - B/2|^{x-B/2}}{|x + B/2|^{x+B/2}}\right) \right] \quad (5.2.3)$$

式中，

ρ_z ：沉陷量(m)

P：載重強度(kN/m²)。

ν ：波森比(Poisson's Ratio)

E：土壤之彈性模數(kN/m²)

B：載重寬度(m)。

x：距帶狀載重中心之距離(m)。

5.2.5 均佈圓形載重所引起之沉陷

參考圖 5-1.8，承受均佈圓形載重 P，圓心之地表面沉陷量 ρ_z ，以下式計算之。

$$\rho_z = \frac{2P(1-\nu^2)}{E} R \quad (5-2.4)$$

式中，

ρ_z ：沉陷量(m)

P：載重強度(kN/m²)。

ν ：波森比(Poisson's Ratio)

E：土壤之彈性模數(kN/m²)

R：圓形載重半徑(m)

5.2.6 均佈長方形載重所引起之沉陷

參考圖 5-1.9，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 ρ_z ，以下式計算之。

$$\rho_z = P \cdot B \frac{(1-\nu^2)}{E} I\rho \quad (5-2.5)$$

式中，

ρ_z ：沉陷量(m)

P：載重強度(kN/m²)。

B：載重寬度(m)。

ν ：波森比(Poisson's Ratio)

E：土壤之彈性模數(kN/m²)

$I\rho$ ：沉陷量之影響係數值，為長方形長寬比(L/B)之函數，如圖 5-2.1 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。

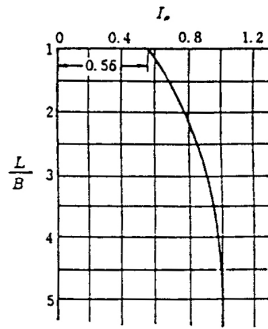


圖 5-2.1 均佈長方形載重隅角點沉陷量影響值

5.3 壓密沉陷

5.3.1 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。

5.3.2 最終壓密沉陷量

1. 概要

最終壓密沉陷量 S_0 ，以下式計算之。

$$S_0 = \sum m_v \cdot \Delta h \cdot \Delta \sigma_z \quad (5-3.1)$$

式中，

S_0 ：最終壓密沉陷量(cm)

m_v ：土壤體積壓縮係數(cm^2/kN)

Δh ：各壓密層之厚度(cm)

$\Delta \sigma_z$ ：各壓密層中央之壓密應力(kN/cm^2)

2. 壓密層之分割

如圖 5-3.1 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3m~5m，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 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。

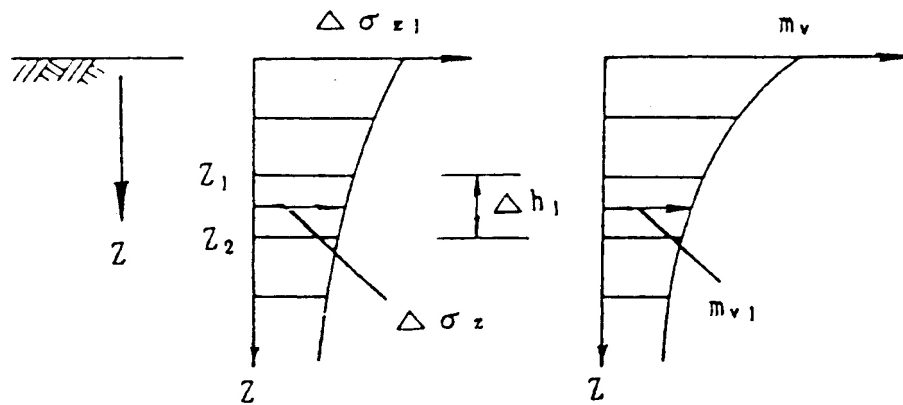


圖 5-3.1 壓密沉陷量計算示意圖

3. 體積壓縮係數 m_v

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 隨深度而減小，整理壓密試驗結果時，於 $P_n = P_{n-1} + \Delta P_n$ 之壓力下，計算壓密過程 m_v 值之對數值，應與 $\bar{P}_n = \frac{1}{2}(P_n + P_{n-1}) = P_{n-1} + \frac{1}{2}\Delta P_n$ 之對數值標出之，一般土壤之 $\log \bar{P}_n$ 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 $\Delta\sigma_z$ 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。

5.3.3 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。

$$S_t = S_o \cdot U_v \quad (5-3.2)$$

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(5-3.1)

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。

$$S = \rho_z + S_t$$

式中，

S ：總沉陷量(cm)

ρ_z ：即時沉陷量(cm)

S_t ：經過時間 t 後之壓密沉陷量(cm)

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 5-3.2 所示。時間係數 T_v 與壓密時間 t 之關係，依下式計算之。

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2} \quad (5-3.4)$$

式中，

C_v ：壓密係數(m^2/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。

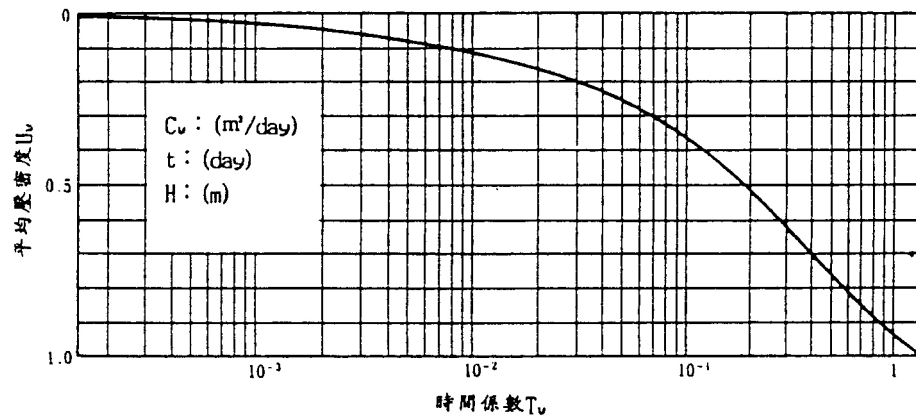


圖 5-3.2 平均壓密度與時間係數之關係

5.4 側向變位 <新增>

在軟弱粘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結構物時，須視必要性採取相關對策。

1. 在軟弱粘土地盤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沈陷所引起的變位，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，預測出伴隨著即時沈陷所發生的側向變位。
2. 在軟弱地盤中最易發生的問題是在地盤整體的安全係數在 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，粘土地盤適用彈塑性模式或粘彈塑性模式，一般多採用電腦軟體以有限元素法來求得沈陷及側向變位的時間變化。側向變位的重要性依結構物的機能而異，故必須充分評估，選擇適當的計算方法。

5.5 不均勻沈陷 <新增>

在軟弱粘性地盤上構築結構物時，應考量到地盤可能發生不等沈陷，且如不等沈陷影響到結構物時，則須採取相關對策。

5.5.1 不等沈陷的起因與種類

會引起港灣結構物發生不等沈陷的問題有下述數點：

1. 在結構物的基礎與埋設地點間所產生的不等沈陷

在以樁來支撐的建築物與埋設地盤間發生不等沈陷，以及在以樁為基礎的橋樑與設置點間所產生的沈陷。

2. 地盤改良處與無地改處理處間發生的不等沈陷

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等沈陷。

3. 因作用在地盤上的荷重大小不一，所引起的不等沈陷

土堆及其周邊的連帶沈陷，埋設結構物周邊的沈陷。

4. 地盤的壓縮性或壓密特性不均為起因所引起的不等沈陷

1.2.3 項為評估結構物或地盤改良的設計時所須考量的項目，而

4.的不等沈陷可透過地盤不均一性的數值分析預測。

5.5.2 不等沈陷的對策

不等沈陷的對策有下列數項。

1. 在結構物與埋設結構物之間設置一柔性接點，預防因不等沈陷所造成的損傷。

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。

5.5.3 簡易推斷港灣區域的海埔新生地發生不等沈陷的方法

此方式將海埔新生地的地盤分為 4 個種類。

1. 非常不均一地盤
2. 不均一地盤
3. 均一地盤
4. 非常均一地盤

各類地盤所會引起的平均不等沈陷率如圖 5-4.1 所示。所謂平均不等沈陷率係指在任意 2 點之間平均發生的沈陷量的差相對於總沈陷的比率。例如，在 2. 的地盤相距 50m 的 2 點間所發生的平均不等沈陷率為 0.15，而在某基準時點發生了 χ cm 的沈陷時，則相距 50m 間平均發生的不等沈陷量以 0.15χ 來計算。又為能符合實際情形，將圖 5-4.1 中有關基準時間與沈陷的地盤深度的數值予以修正為佳。

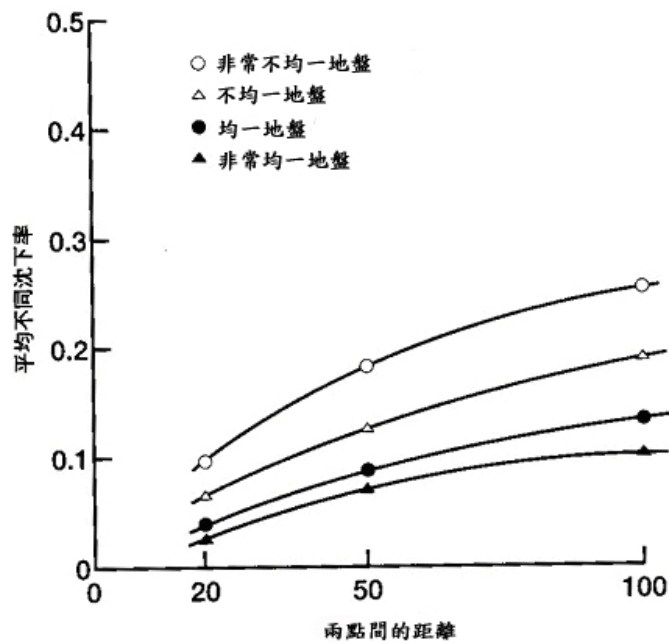


圖 5-4.1 樁埋設距離與沈陷率之關係

第六章 斜面之安定

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，以二次元問題分析為原則。此項斜面安定分析，應於斜面安定性最低狀況下進行。

斜面之安定分析，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(Dilatancy)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。乾砂或飽和砂斜面之滑動破壞，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。粘性土壤實際之滑動面近似於圓弧形面，砂斜面之發生滑動，多接近於斜面表層，而粘性土壤斜面之滑動，則以發生於深處之底層滑動較多。

斜面之安定分析，一般以二次元問題處理，無限長斜面之滑動面，實際上雖為三次元曲面，但以二次元問題處理更為安全。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。

6.2 斜面安定分析法

6.2.1 概要

斜面安定分析，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。

6.2.2 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 6-2.1 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壞之安全係數。

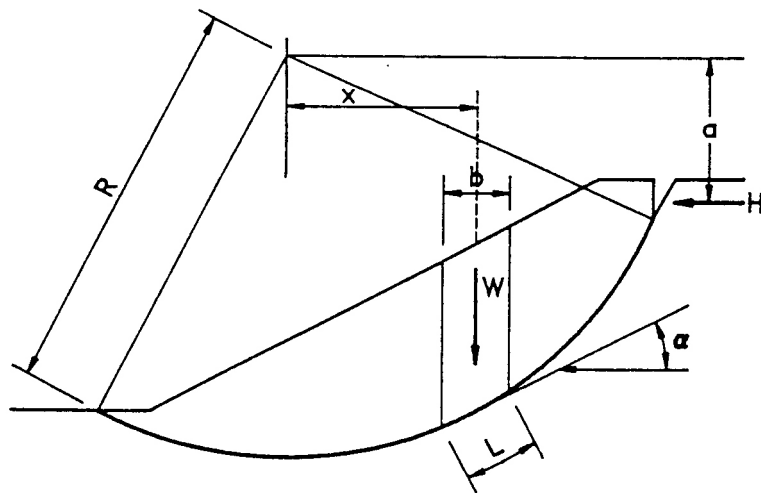


圖 6-2.1 圓弧形滑動面斜面穩定計算

$$F = \frac{R \cdot \sum (c \cdot L + W' \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{\sum W \cdot x + \sum H \cdot a} = \frac{\sum (c \cdot b + W' \cos^2 \alpha \cdot \tan \phi) \sec \alpha}{\sum W \cdot \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum H \cdot a} \quad (6-2.1)$$

式中，

F：滑動安全係數

R：滑動圓之半徑(m)

c：土壤凝聚力(kN/m²)

ϕ ：土壤內摩擦角(度)

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體積重量)(kN/m)

W：分割片之全重量(土壤自重、水重量，與上載載重之和)(kN/m)

α ：分割片底邊之斜角(度)

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)(kN/m)

a：外力 H 對滑動圓圓心之力矩長(m)

斜面之安定計算，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壞之安全係數。斜面對圓弧滑動破壞之安全係數，在常時以大於 1.3 為標準。

2. 影響斜面安定之因素

(1) 土壤自重及滲透壓

安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 6-2.2(a)所示，滑動圓弧通過水中，水重量所致之力矩可以如圖 6-2.2(b)(c)所示之靜水壓代替。如圖 6-2.2(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 6-2.2 所示，安定計算中，土壤之單位體積重量，以公式(6-2.2)~(6-2.4)計算之。

- 滲流水面以上之不飽和土壤

$$\gamma_1 = \frac{G_s + S_r e}{1+e} \gamma_w = \frac{1+\omega}{1+e} G_s \gamma_w \quad (6-2.2)$$

- 滲流水面以下之飽和土壤

$$\gamma_2 = \frac{G_s + e}{1+e} \gamma_w = \frac{1+\omega}{1+e} G_s \gamma_w \quad (6-2.3)$$

- 考慮浮力之滲流水面以下之飽和土壤

$$\gamma' = \frac{G_s - 1}{1+e} \gamma_w = \gamma_2 - \gamma_w \quad (6-2.4)$$

式中，

γ_1 ：不飽和土壤單位體積重量(kN/m³)

γ_2 ：飽和土壤單位體積重量(kN/m³)

γ' ：考慮浮力之飽和土壤單位體積重量(kN/m³)

G_s ：土壤比重

S_r ：飽和度

e ：孔隙比

ω ：含水量

γ_w ：單位體積水之重量(kN/m³)

斜面滑動之最主要原因為土壤重，因之土壤單位體積重量之值極為重要，必須精密測定，並注意一般不飽和土壤之 $\gamma' > \gamma_1 - \gamma_w$ 。

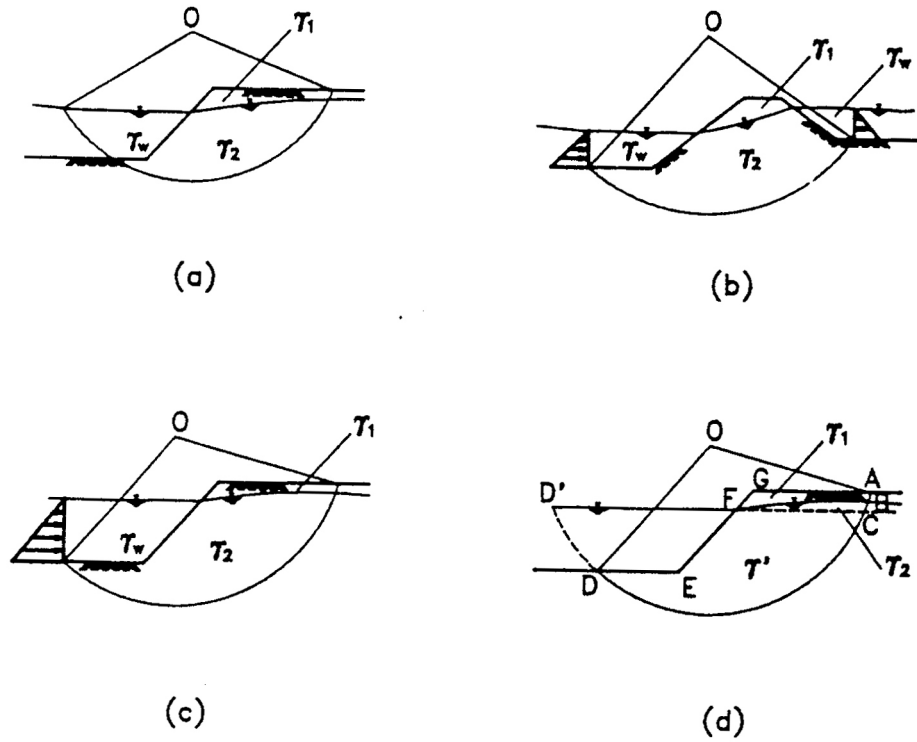


圖 6-2.2 定常滲透流狀況下滑動之計算

(2)地震力

地震時由於地震加速度之慣性作用，土壤之安定性減低，如圖 6-2.3 所示，砂斜面受水平震度為 K 之地震作時，如砂之內摩擦角為 ϕ ，安全係數為 F 時，則斜面之安定角度 β ，可依下式計算。

$$\tan \beta = \frac{\frac{\tan \phi}{F} - K}{1 + \frac{K \cdot \tan \phi}{F}} \quad (6-2.5)$$

或

$$F = \frac{\tan \phi (1 - K \cdot \tan \beta)}{K + \tan \beta} \quad (6-2.6)$$

當 $F=1$ 時，

$$\tan \beta = \frac{\tan \phi - K}{1 + K \cdot \tan \phi} \quad (6-2.7)$$

因此， $F=1$ 時，斜面之安定角度 β 較常時為小，假設 $\tan^{-1}K = \theta$ ，(6-2.7)式可寫為：

$$\tan \beta = \tan(\phi - \theta) \quad (6-2.8)$$

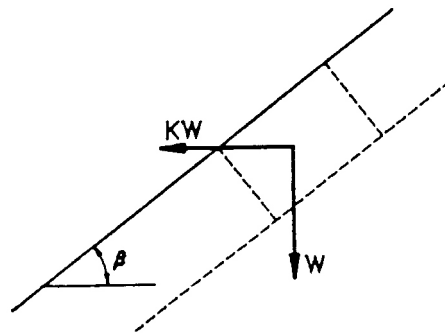


圖 6-2.3 地震力

如上所述，砂斜面安定角度因受地震之影響將減小，地震時砂斜面安定角度之減小，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結構物，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粘性土壤，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。在粘性土壤地層中，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。因粘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。

對於粘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(6-2.1)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]。

粘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。粘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(6-2.1)式中之 C 值與 ϕ 值，依有效應力修正之換算凝聚力 C' (kN/m^2) 及換算內摩擦角 ϕ' (度)代替。 C' 與 ϕ' 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，(6-2.1)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。

(6-2.9)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。

6.2.3 直線形滑動面

如圖 6-2.5 所示，斜面直線形滑動破壞之安全係數，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。

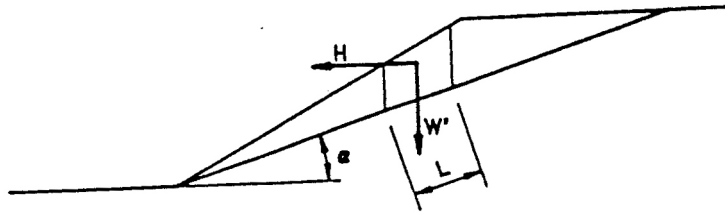


圖 6-2.5 直線形滑動面斜面穩定計算

$$F = \frac{\sum [CL + (W' \cos \alpha - H \sin \alpha) \tan \phi]}{\sin \alpha \sum W' + \cos \alpha \sum H} \quad (6-2.10)$$

式中，

F：滑動安全係數

C：土壤凝聚力(kN/m²)

ϕ ：土壤內摩擦角(度)

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體積重量)(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)(kN/m)

第七章 地盤改良 <本章新增>

7.1 概論

在軟弱地基上建造構造物，應考慮滑動及不均勻沉陷所引起之影響，以免構造物遭受破壞。

1. 軟弱地基之定義及判斷

由於施工速度之快慢及工程類別之不同，同一地基有時可視為良質地基，有時被認為軟弱地基，並無明確的定義，其力學性質及理論尚未建立。

一般而言，無側束壓縮強度 (q_u) 在 50 kN/m^2 以下，或 N 值在 4 以下之粘性土壤層，均可視為軟弱地盤。砂質土壤之 N 值在 10 以下者，亦可稱為軟弱地盤。軟弱地基一般可依據表 7-1.1 所列日本方面軟弱土壤之力學經驗值判斷之。

表 7-1.1 軟弱土壤之力學經驗值

土質情況	高速公路			鐵路		建築	土壩
	含水量 (%)	q_u (KN/m ²)	N 值 (次/ f_0)	N 值 (次/ft)	層厚 (M)	長期容許承載力(KN/m ²)	N 值 (次/ft)
泥炭土壤層	100%以上	50 以下	4 以下	0	2 以上	100 以下 (N 值約 10 以下)	20 以下
粘性土壤層	50%以上	50 以下	4 以下	2	5 以上	同上	同上
砂質土壤層	30%以上	≒300	10 以下	4	10 以上	同上	同上

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，均可使構造物遭受破壞。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，或利用斜坡腳壓填土(Sideberm)，以防止滑動破壞。若上述兩

法無法達到預期效果，應考慮使用下述處理方法加強地基。

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

4. 砂質土壤地基之改良方法

砂質土壤地基之改良方法有水力壓實法、降低地下水位法、爆炸壓實法及振動壓實法等，其中最有效者地振動壓實法，茲分述於下：

(1)水力壓實法

砂質土壤層之上面予以浸水使其含水完全飽和，原由毛細管現象所引起之表面張力遂告消失，土壤顆粒間之粘性亦因之消失，顆粒相互間乃易於移動。利用此表面張力消失現象，砂乃能藉其自重壓實之力法稱為水力壓實法，如道路基層之壓實屬之。此外，含砂土壩亦有採用此法壓實者，但在水中，由於浮力作用可使有效壓力減小，降低壓實效果，因之此法施於水中效果不大。

(2)降低水位法

利用點井法降低地層土壤中之地下水位以增加有效壓力，可使之壓實。同時利用下向之滲透壓力，以提高壓實效果。此法之主要用途常在使砂質土壤地層之挖掘得以保持邊坡安定，並非應用於永久性地層之改良。

(3)爆炸壓實法

依適當間距埋設炸藥於砂質地基之適當深度，藉炸藥爆炸之衝擊力使地基壓實。此法為適用於大量砂質地基壓實之最經濟之方法。此法適用於飽和砂質地基，砂質地基內含沉泥 50%程度者亦有成功之例。此法可使砂質地基壓實達到臨界空隙比(Critical void ratio)。

(4)振動壓實法

利用振動壓實改良地基土壤有下述各法，但對於含砂量 80% 以下之土壤，其效果不彰。

a. 橫向振動壓實法 (Vibro flotation method)

橫向振動壓實法係將能產生水平方向振動之機械裝於鋼管頂上，用管尖沖水法使管伸入地下，藉其振動力將地基壓實。

b. 壓實樁法 (Compaction Pile method)

壓實樁法係利用打樁時之振動及樁伸入地基中向側面之推壓力將地基壓實。

c. 壓實砂樁法 (Sand Compaction Pile method)

壓實砂樁法係將砂樁打入地基內，最近有採用振動法施工者。

5. 粘性土壤地基之改良方法

粘性土壤地基之改良方法有換土工法、排水工法及電氣化學改良法等。

(1)換土工法

將軟弱土壤層挖除，置換良質土壤。採用此法可於短期內確實有效收到改良效果。

(2)排水工法

如果地基為壓縮性大之厚粘土層，利用自然壓實法無法在短期內完成壓密，則必需採用排水工法加以處理。此法一般以砂樁排水法採用最廣，其他尚有利用紙帶代替砂樁之 paper drain 法，及與點井併用之砂樁真空法 (Sand.drain Vacuum method)等。

(3)電氣化學改良法

a. 電氣滲透法

在飽和粘性土壤層中插入一對電極並通直流電，使土壤層中之孔隙水藉直流電流向陰極流動以達到排水目的。

b. 電氣化學固結法

利用電氣滲透法使孔隙水流動，將固結物質送入土壤層中，可

使一般採用壓力注入法無法滲透之地層固結，是謂電氣化學固結法。一般常用之主要方法有二種。第一種鋁電極法乃由電極流出之鋁粒子沉積在土壤孔隙，並與土壤固結。第二種加水玻璃法乃在電極附近加此藥劑使地盤固結，有時加氯化鈣。

化學固結法係利用粘土粒子表面離子交換，產生化學反應所引起之電氣化學硬化作用。

6. 地基固結法

(1) 注入法

將水泥、粘土、瀝青或藥液等注入地基土壤之空隙，使地層固結者，此法採用甚廣。

(2) 熱處理法

在土壤中開鑿連續孔隙壓送熱風，或直接燃燒，使土壤乾燥固結。

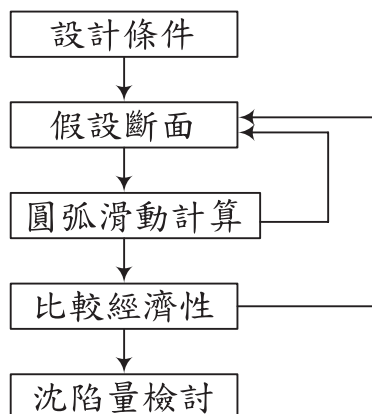
(3) 冷結法

將地層土壤所含水份凍結，使其硬化之方法。

7.2 換土工法

7.2.1 設計順序

換土法之設計，一般循下列順序進行：



實施換土時，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，以決定換土深度，換土寬度及挖土時邊坡之坡度。

7.2.2 設計須注意事項

1. 換土深度

軟弱土壤層較薄時可全部換土。

軟弱土壤層較厚時換土至由載重所引起之土壤垂向內應力較原地盤層承载力小之深度為準。

決定換土入深度時，亦必須考慮施工設備之能力。

2. 換土寬度與換土深度之關係如圖 7-2.1 所示。

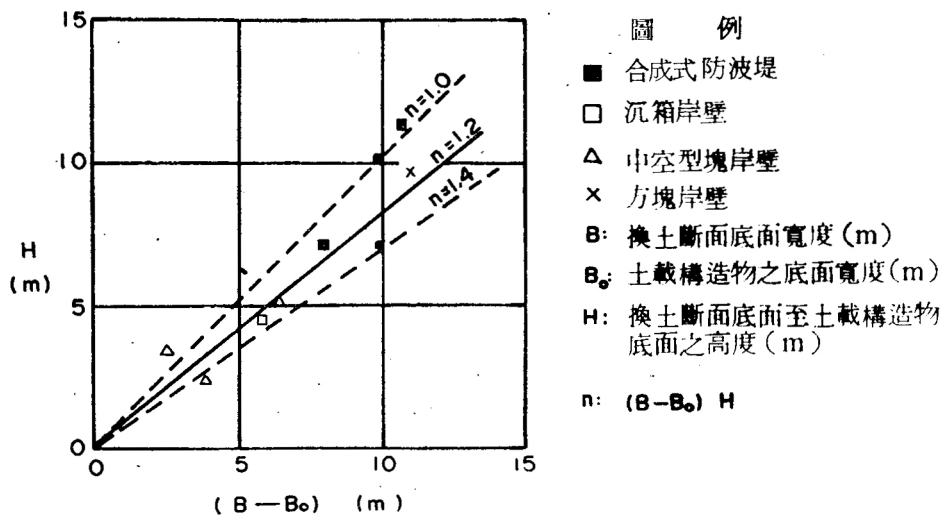


圖 7-2.1 換土寬度與換土深度之關係

3. 開挖邊坡坡度

開挖邊坡，其坡度由原地層之強度決定，一般坡度取 1:2，置換砂均為疏鬆者其內部摩擦角為 30° 左右。

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. 換土施工方法

換土施工方法一般可分為挖除、擠壓及爆破三種方法。

7.3 排水工法

7.3.1 設計順序

排水工法之設計詳圖 7-3.1 所示。

1. 概要

排水工法之設計與其他地基改良法之設計相同，不可與結構物本身所要求之條件脫離，排水工法設計應考慮下列各項條件：

(1) 預計之土壤強度增加量。

(2) 結構物完成後之容許沉陷量。

(3) 排水工法之施工範圍。

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

2. 地質條件

排水工法設計所必須明瞭之地質條件，包括土壤之原粘著強度(C)、強度增加率、單位體積重量、壓密係數、體積壓縮係數、過壓密載重、壓密層之厚度等。設計預填土時，必須先明瞭土壤之抗剪強度、單位體積、重量等。上述土壤資料參照第二篇 9.2 節及 9.3 節。

3. 施工管理

排水法施工中必須調查粘土層之強度增加量、沉陷量、填土斷面之形態及單位體積重量。在檢討預定強度增加量及沉陷

是否發生時，必須同時注意填土之穩定。

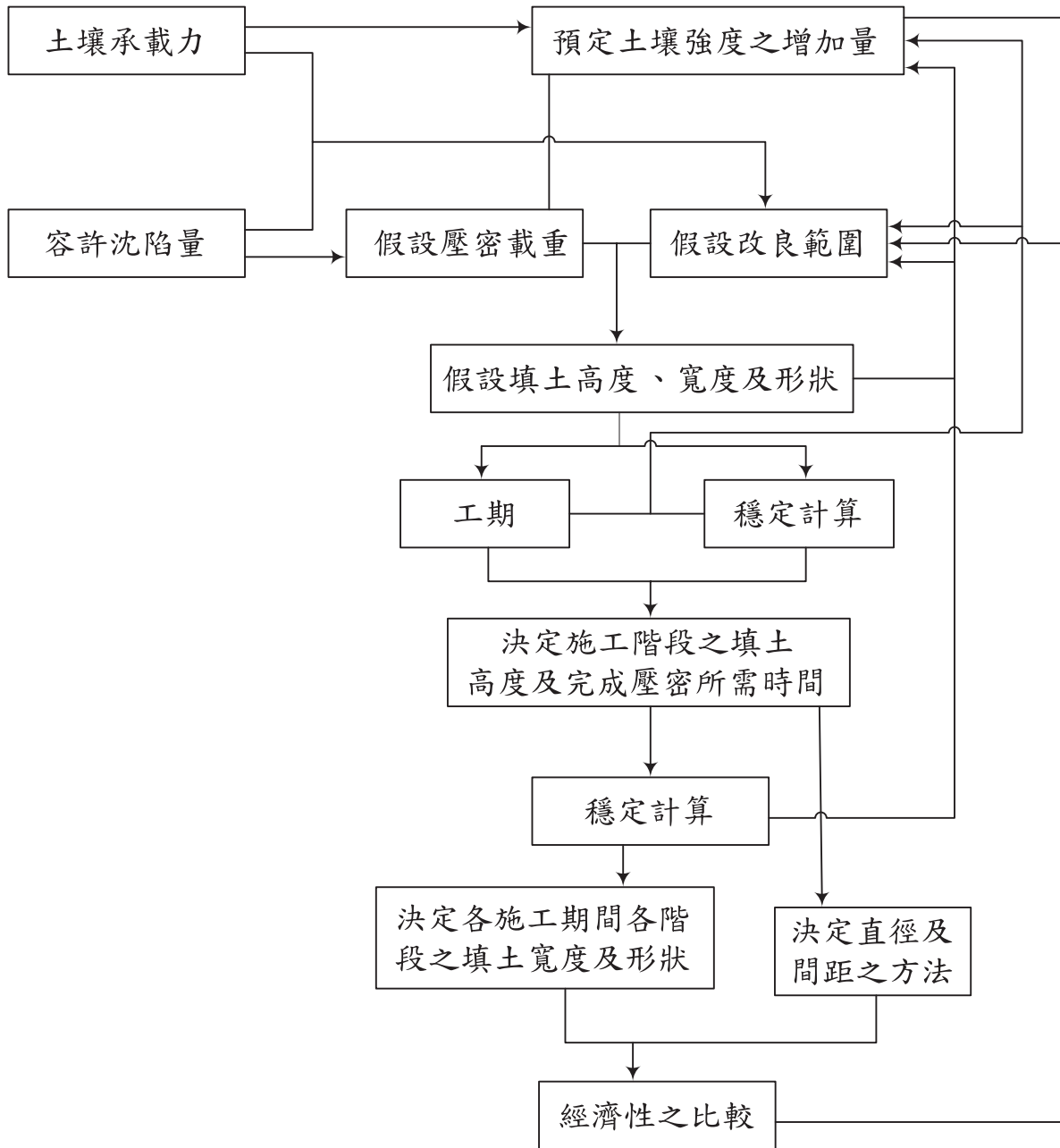


圖 7-3.1 排水工法之設計流程

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

地基改良所需填土之高度及寬度，可依公式(7-3.1)與公式(7-3.2)，考慮預計強度增加量及將來容許沉陷量決定。

$$C=(\Delta C/\Delta P)(\alpha r h-P_0)U \quad (7-3.1)$$

$$S=m_v((\alpha r h-P_0)HU \quad (7-3.2)$$

式中，

ΔC ：粘著強度增加量 (kN/m²)

S：沉陷量 (m)

$\Delta C/\Delta P$ ：強度增加率

d：應力分佈係數

r：填土之單位體積重量 (kN/m³)

h：填土高度 (m)

P_0 ：過壓密載重 (kN/m²)

m_v ：體積壓縮係數 (m²/kN)

H：壓密層厚度 (m)

U：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 7-3.2)。

(2)應力分佈係數

應力分佈係數可依據 Boussinesq 氏彈性力學理論計算。改良土壤區寬度甚大，而填土之頂寬度較改良區寬度為大之情況亦可利用 Boston Code 決定。

填土寬度按其平均寬度計算，垂向高度取其中心深度值 (如圖 7-3.2)。

應力分佈係數參照第五章「基礎沉陷」決定。

(3)不均勻土層

若填土之單位體積重量不同，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(7-3.1)與(7-3.2)式分別計算之。

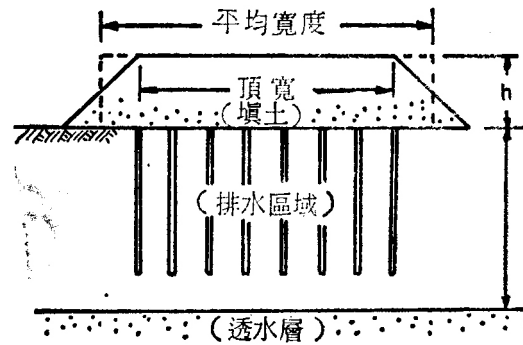


圖 7-3.2 排水法說明

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(7-3.1)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，如有不足，須再加強。

(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。

壓密度普通為 50%-90%，而一般最常用 80% 程度。

(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。

7.3.3 排水工法之設計

1. 排水樁及鋪砂

(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，故可認定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之。但砂樁之直徑若過小，易被粘土堵塞，砂樁有被切斷之可能，現今以 40cm 左右為最多，一般常用者為 30~50cm。

為避免砂樁被切斷或阻塞之缺點，最近有採用砂袋樁法，將砂灌入特製之尼龍網袋內以確保砂樁之粗細不變，或在地層壓密時無被切斷或扭曲變形之虞。雖施工法所使用之機械費用較昂，惟砂樁直徑可較小，在缺乏粗砂料地區較為適用。

(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粘土所堵塞之程度。一般規定小於 #200 篩數量不得超過 3%， D_{85} 在 1~5mm， D_{15} 在 0.1~0.7mm 範圍。依據 K·

Terzaghi 氏建議，砂之 15% 粒徑 (D_{15}) 須在壓密層 D_{15} 之 4 倍以上，壓密層 85% 粒徑 (D_{85}) 之 4 倍以下。

圖 7-3.3 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。

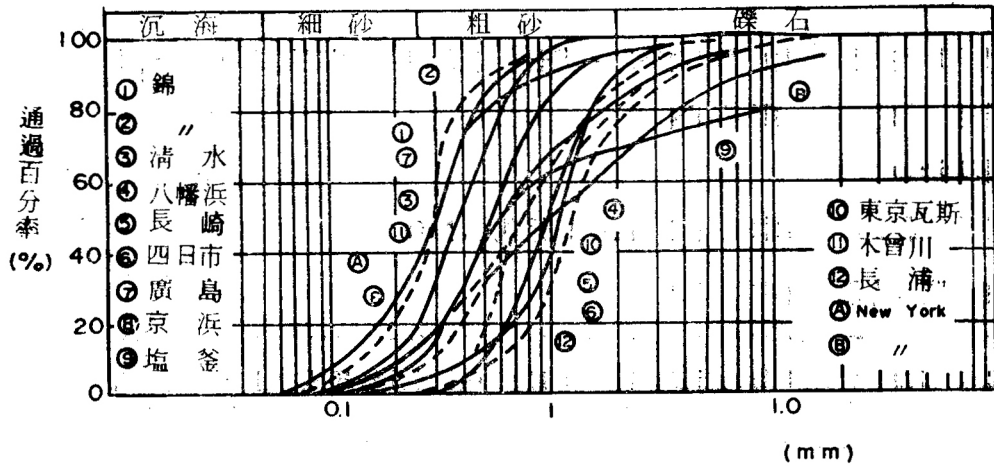


圖 7-3.3 砂樁用砂級配曲線實例

(3) 鋪砂

鋪砂厚度通常在海中為 1m，陸上為 0.5m 程度。鋪砂愈厚，打樁愈困難，過薄則較易滲入粘土降低其透水性。鋪砂之效用如下：

- 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。

鋪砂之厚度依照施工條件可參照表 7-3.1 所列各值決定之。

表 7-3.1 鋪砂厚度

施工機械之接地壓力 (KN/m ²)	表層圓錐承载力 (KN/m ²)	鋪砂厚度 (m)
70 以下	200 以上	0.5
70~100	200~100	0.5~0.8
100~150	100~75	0.88~1
150~250	70~50	1~1.2
250 以上	50 以下	1.2

附註：鋪砂為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 7-3.4 及式(7-3.3)決定之。

$$D = \beta n D_w \quad (7-3.3)$$

式中，

D：排水砂樁之間距(cm)

β ：因數，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 7-3.4 求得

$$T_h' = \frac{C_{vh} \cdot t}{D_w^2}$$

C_{vh} ：水平向壓密係數(cm²/min)

t：壓密時間(day)

D_w ：排水砂樁之直徑(cm)

U_n ：水平壓密度

(1) 概要

粘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 7-3.5 所示為粘土層以自然壓密達到 80% 壓密度所需日數(t_{80})，粘土層厚度 H(m)，與壓密係數(C_v)之關係。

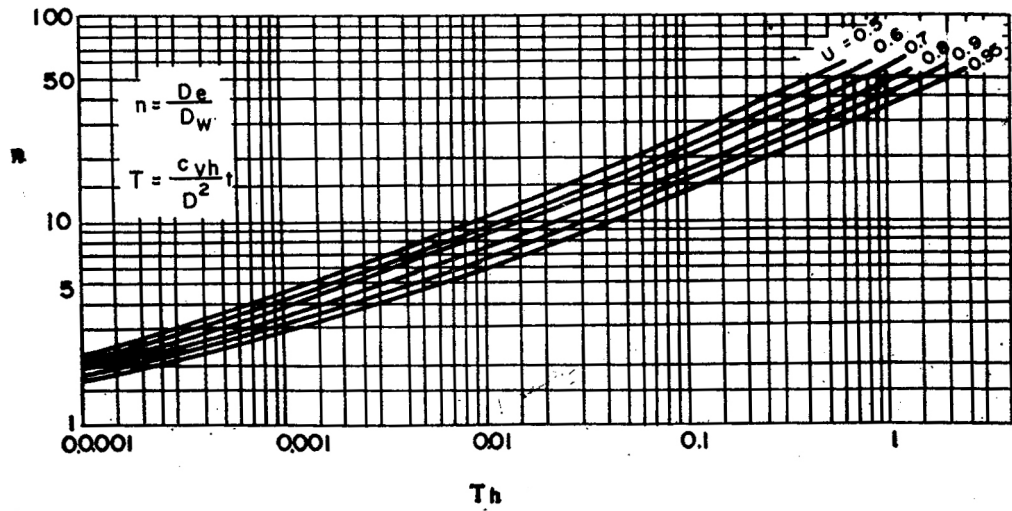


圖 7-3.4 n 值計算圖

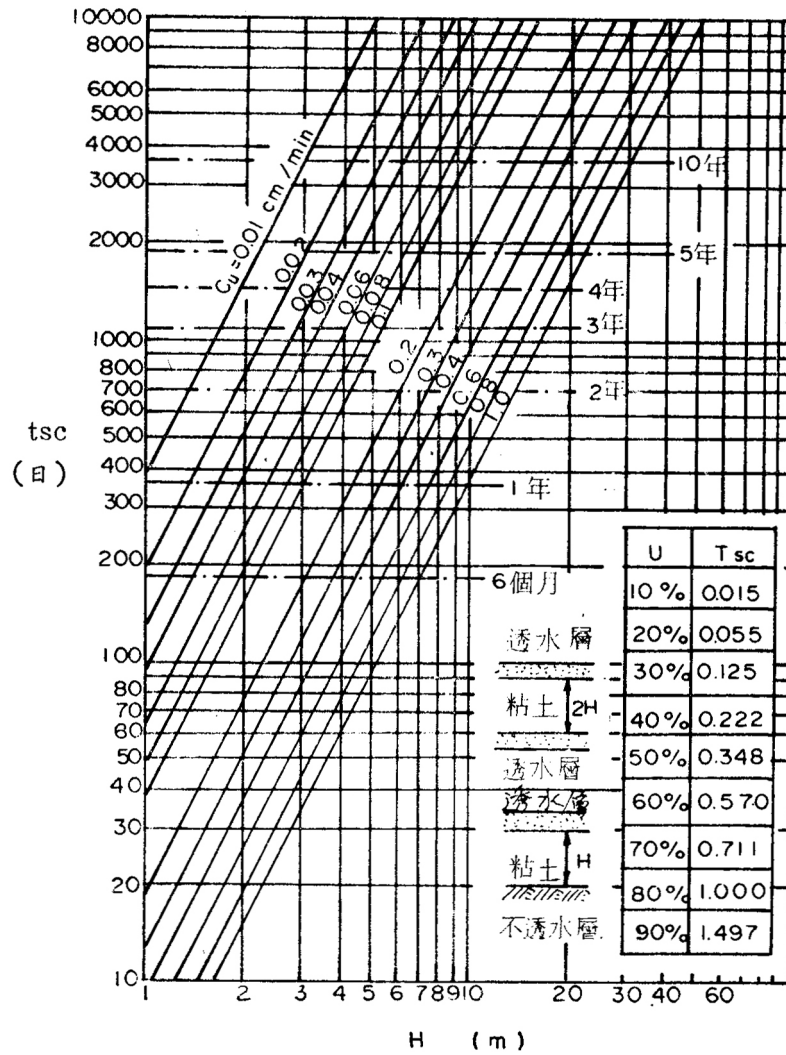


圖 7-3.5 粘土層達到 80% 壓密所需日數

(2) 垂向水流

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，則需考慮垂向排水對壓密層之影響。一般排水樁之間距在樁長之二分之一以下時，可不必考慮垂向排水之壓密影響。

(3) 水平向壓密度係數

一般水平向壓密數(C_{vh})較垂向壓密係數(C_{vv})大，如缺乏此係數之試驗數據，可以垂向壓密係數代替，即 $C_v = C_{vv} = C_{vh}$ 。

(4) 壓密度計算

排水砂樁之間距決定後，可利用公式(7-3.4)及公式(7-3.5)以求正確之壓密度。

$$T_h = \frac{C_v h t}{D_e^2} \quad (7-3.4)$$

$$N = \frac{D_e}{D_w} \quad (7-3.5)$$

式中，

T_h ：水平向壓密之時間因數。

t ：壓密時間(天)。

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 $D_e = 1.128D$

正三角形配置 $D_e = 1.050D$

b. 自然沉陷及均等沉陷

愈接近排水砂樁之土壤層，其壓密進行愈速。若僅砂樁附近發生壓密沉陷，但由於受拱力作用等阻礙載重變

小，結果有全體平均等沉陷無載重分佈不變自然沉陷兩種假設方法。圖 7-3.6 與圖 7-3.7 所示為均等沉陷情況、但當 $n < 10$ 且 $U_n < 60\%$ ，其平均壓密度與自然沉陷情況相差極大。

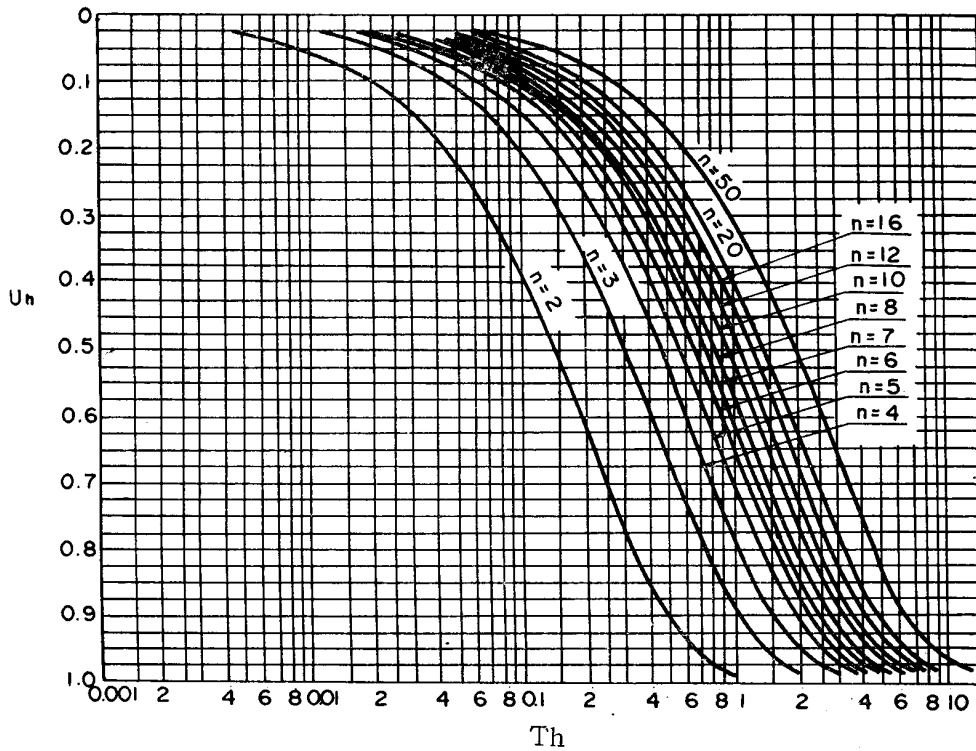


圖 7-3.6 水平壓密度計算表

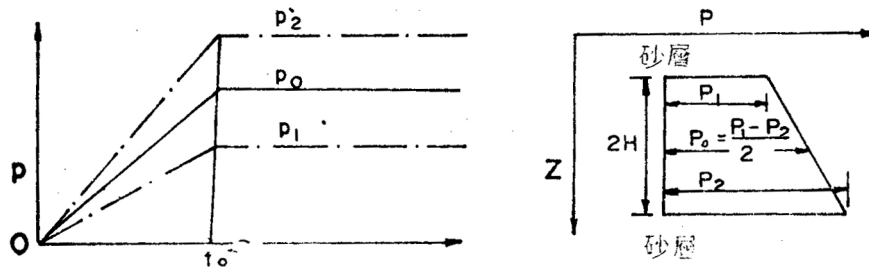


圖 7-3.7 漸增載重之條件

c. 漸增載重所生之壓密

參照圖 7-3.7 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(7-3.6)計算。

$$\left. \begin{aligned} U_t &= \frac{F(n)}{Th_0} U_h(n, T_h) & t \leq t_0 \\ U_t' &= \frac{F(n)}{Th_0} \{U_h(n, T_h) - U_n(n, T_h - T_{ho})\} & t \leq t_0 \\ S_t &= 2Hm_v P_o U_t \frac{t}{t_0} & t \leq t_0 \\ S_t' &= 2Hm_v P_o U_t' & t \leq t_0 \end{aligned} \right\} (7-3.6)$$

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(載重漸增期間)。

S_t' ： t 時間之沉陷量(載重一定期間)。

$$F(n) = \frac{1}{1.152} \left(\frac{n^2}{n^2 - 1} \log n - \frac{3n^2 - 1}{4n^4} \right), \text{ 參照圖 7-3.8}$$

$$Th_0 = \frac{C_v h t_0}{D_e^2}$$

式中，

C_{vh} ：水平向壓密係數 (cm^2/min)。

t_0 ：載重期間(day)(至一定載重時)

D_e ：有效直徑 (m)。

U_h ：一定載重時之壓密度 (參照圖 7-3.7)。

d. 不均勻土壤層情況

不均勻土壤層之壓密有各種不同之解析法，不贅述。

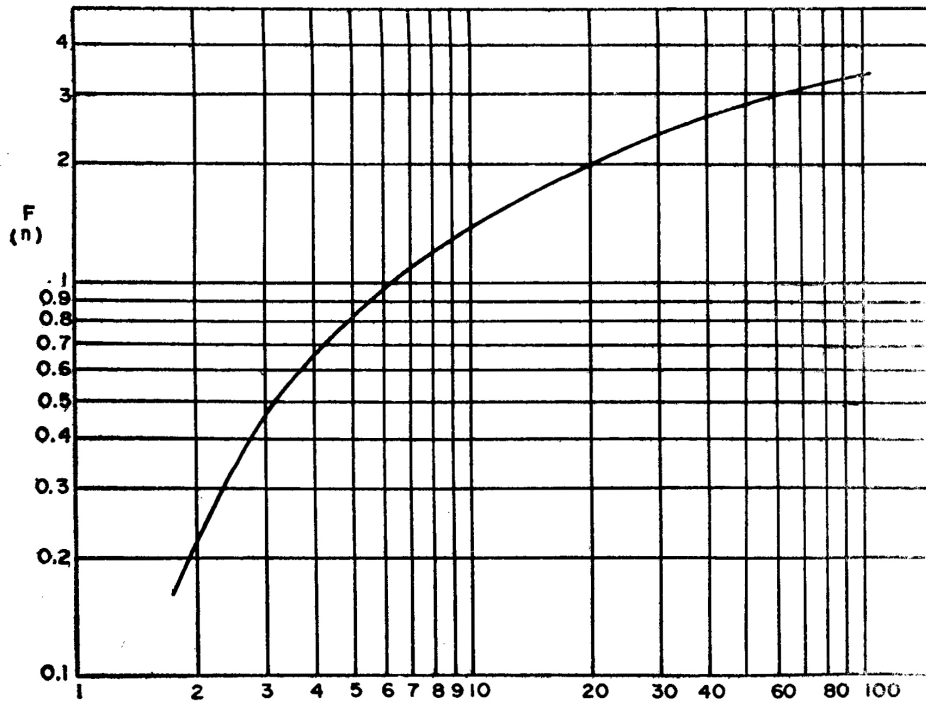


圖 7-3.8 F(n)與 N 之關係

7.4 橫向震動壓密法

7.4.1 設計順序

橫向震動法之設計流程如圖 7-4.1 所示。

1. 概要

橫向震動壓實法由於設計及施工所根據之基本數據不充分，必須在工地進行試驗。故先作概略設計，依據試驗結果再確定施工計劃。

2. 砂之強度與相對密度關係

橫向震動壓實法進行初步設計時，所必須瞭解 N 值與內摩擦角、內摩擦角與相對密度、N 值與相對密度等有關土壤性質之相互關係，可參照第二篇第九章[地質]決定。

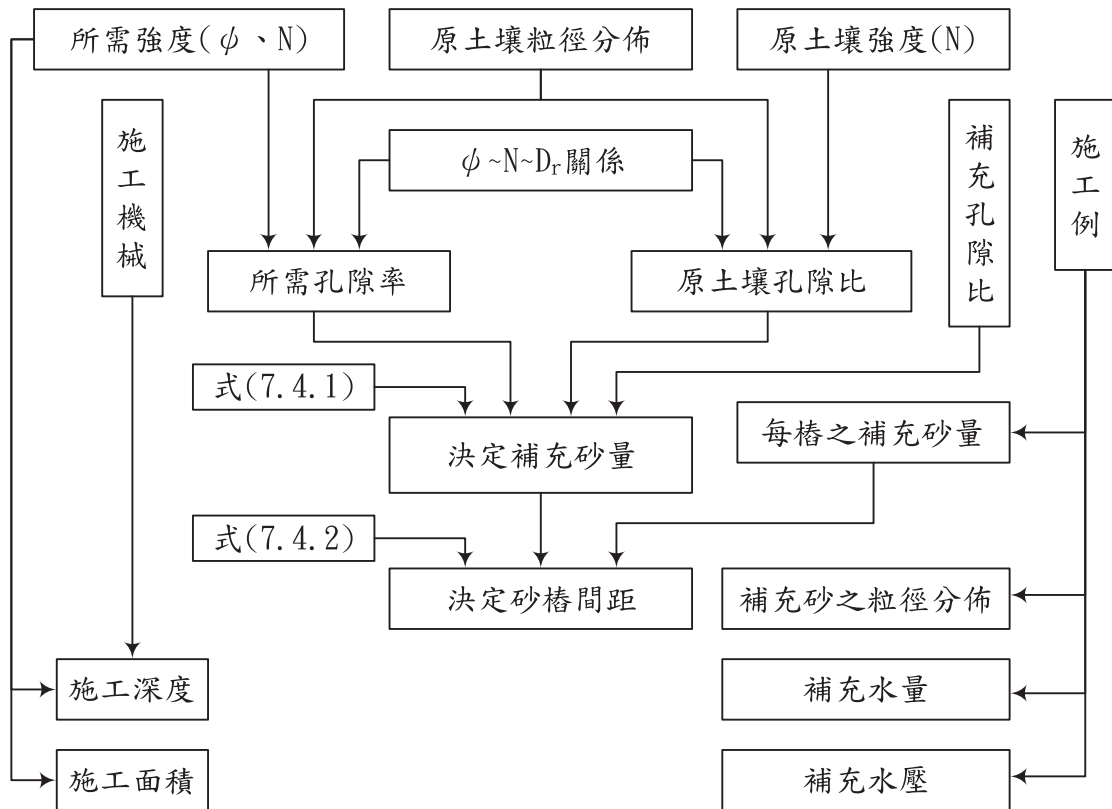


圖 7-4.1 橫向震動法之設計流程

7.4.2 適用範圍

1. 適用範圍

圖 7-4.2 所示為綜合 11 項工程施工實例之數值，可據以獲得橫向震動壓實法之大概適用範圍。砂樁為三角形配置其間距為 1.2~1.5m。

(1) 原地層土壤之粒徑分佈

橫向震動壓實法不適用於沉泥質土壤地層，由圖 7-4.2 可知沉泥量達 40% 尚可適用，但其他報告只限至沉泥量 30% 以內方可適用。

(2) 補充砂之粒徑範圍

補充砂可使用礫石、粗砂、鑛滓及現場砂等。一般粒徑愈大，壓實效果亦愈大。但最大粒徑不得超過 5cm，否則壓實效果反而變壞。

砂粒徑若過小時，隨上昇泥水之流動而浮游，下降速度減小，無法有效壓實。補充砂之適宜最小粒徑如圖 7-4.2 之虛線所示。

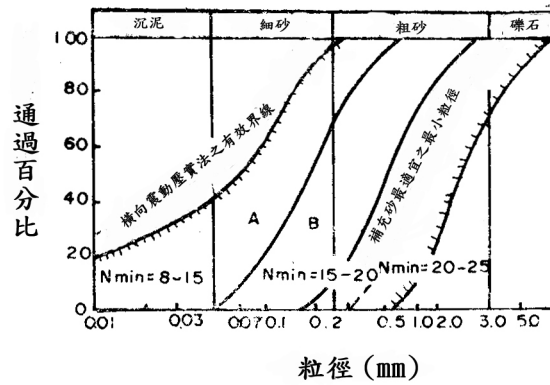


圖 7-4.2 原地層之粒徑與壓密後最小 N 值之關係

(3) 壓實範圍

圖 7-4.2 所示之 N 值為距震實樁最遠之三角形重心位置實測之 N 值，由此可知概略壓實範圍。

一般橫向震動法之壓實限度以相對密度表示時，為 70%~90%。一般以相對密度(D)70%為基準，在美國佛洛利達州試驗所得如圖 7-6.2 所示。

(4) 震實樁距離與壓實效果之差異

橫向震動壓實法之效果，隨震實樁之間距成指數函數比例減小。依美國佛洛利達州的試驗獲得結果如下：

- 施打一支震實樁，離其 0.90m 以上之各點其相對密度為 70% 以下。
- 樁距超過 2.4m 以上時，震實效果不會重疊。
- 樁距在 1.8m 以下時，其面積內之相對密度達 70% 以上。

(5) 改良後土壤之強度試驗

改良後為地盤土壤之強度得以標準貫入試驗及平板載重試驗檢查，在距震實樁最遠地點所測得之結果較為保

守，偏向安全方面。因在施工時，樁之鉛直夯打精度與其間距難甚準確，以此值作為地層之平均強度並無大問題。

2. 施工間距及深度

震實樁間距一般配成 1.2~1.5m 之正三角形，深度依日本目前施工機械能力，最大壓實深度為約為 8m。

3. 補給砂量

以原地層每立方公尺計，補給砂量為 0.22~0.4m³ 程度，若以震實樁每 m 計，補給砂量為管桿體積之 3 倍以上。(現日本使用之橫向震動管桿體積可以直徑 216mm 之圓柱體計算。)

4. 補充水壓及補充水量

補充水壓最大為 700 kN/m²，每一 m 震實樁之送水量為 0.2m³~0.5m³，加水速度在 0.2 m³/min 之左右。

5. 施工速度

依施工設備之不同而異，按一般壓實樁深度 7m 計，包括機械移動在內，所需時間約為 30 分鐘左右。

6. 電流紀錄

在施工中，必須紀錄下電流使用情形，以瞭解通電時間(震動時間)及機械移動時間，作為判斷壓實度之資料。

7.4.3 橫向震動壓實樁之設計

1. 補給砂量

補給砂量參考 5.4.2 節「適用範圍」第 3 項之值，依公式 (7-4.1) 設計。

$$v = \frac{(1 + e_1)(e_0 - e)}{(1 + e_0)(1 + e)} \quad (7-4.1)$$

式中，

v：原地層每單位體積所必需之補給砂量 (m³/m³)。

e₀：原地層之孔隙比。

e_1 ：補給砂之孔隙比。

e ：地層經改良後所要求之孔隙比。

(1)原地層之孔隙比

原地層土壤在相當深度時，甚難直接測定其孔空隙比，但可由 N 值推算其概值。

(2)地層經改良後之孔隙比

改良後地層土壤之需要強度可由內摩擦角或 N 值求得，參考第二篇第九章「地質」，推知概略的必需孔隙比。

(3)補給砂之搬運損失

除由公式(7-4.1)求補給砂量外，尚須考慮搬運損失。

2. 施工間距

震實樁間距之決定，參考 7-4.2 節「適用範圍」第 2 項之值，依公式(7-4.2)設計之。

$$d = \alpha \sqrt{S/v} \quad (7-4.2)$$

式中，

d ：壓實樁施工間距(m)。

α ：因數，正方形配置為 1.0，正三角形配置為 1.075。

S ：每單位長度震實樁所需補給砂量(m^3/m)。

v ：原土壤之單位體積所需要之補給砂量(m^3/m^3)。

(1)可能補給砂量

可能補給砂量依施工機械、震動時間、原土壤之性質、震實樁間距等而異，概略值可由 7-4.2 節「適用範圍」第 3 項之施工例推算，確實數值須由現場試驗決定。

(2)改良後之土壤平均孔隙比

改良後土壤之平均孔隙比與改良後之強度有關，為施工管理上所必需，可用公式(7-4.3)推算。

$$e' = \frac{\beta d^2 (H \pm h)}{\frac{\beta d^2 H}{1 + e_0} + \frac{v}{1 + e_1}} - 1 \quad (7-4.3)$$

式中，

e' ：改良後之土壤之平均孔隙比。

β ：面積因數，正方形配置時為 0.1，三角形配置為 0.866。

d ：壓實樁間距 (m)。

βd^2 ：每支樁之影響面面積 (m^2)。

H ：改良層厚 (m)。

h ：土壤之隆起量 (+)或沉陷量 (-)(m)。

v ：每支樁之補給砂量 ($m^3/支$)。

e_0 ：原土壤之孔隙比。

e_1 ：補給砂之孔隙比。

7.5 壓實砂樁法

7.5.1 設計之順序

壓實砂樁之設計如圖 7-5.1 所示。

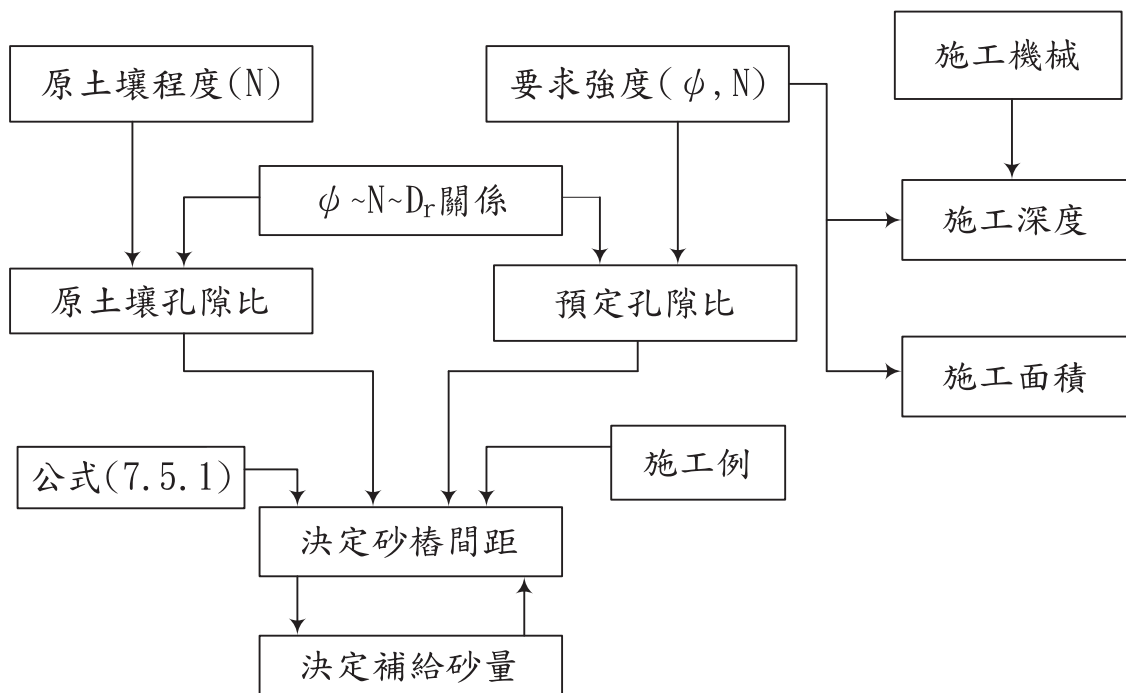


圖 7-5.1 壓實砂樁之設計流程

1. 概要

壓實砂樁法之設計尚包含格知因素，故應儘可能依工地試驗慎重從事，以期設計之安全。

2. 砂之強度與孔隙比之關係

設計壓實砂樁必須瞭解有關土壤性質，包括 N 值與內摩擦角、內摩擦角與相對密度、N 值與相對密度等，參考第二篇第九章「地質」決定。

7.5.2 壓實砂樁法之設計

補給砂量及砂樁之間距，可依公式 (7-5.1) 求之。

正方形配置砂樁

三角形配置砂樁

$$S = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} d^2 \qquad S = 0.866 \times \frac{e_0 - e}{1 + e_0} d^2 \qquad (7-5.1)$$

式中，

S：每公尺深度砂樁之體積(m³)。

d：砂樁間距(m)。

e₀：原土壤之孔隙比。

e：土壤改良後應達到之孔隙比。

公式(7-5.1)中 S 為壓實砂樁之壓實後砂體積，補給砂量需增加 10%~20%。

1. 原土壤之孔隙比及改良後之土壤所要求之孔隙比，可參照本章 7-4.3 節「橫向震動壓實樁之設計」第 1、2 兩項處理。

2. 砂樁間距

砂樁之間隔以 1.5~3.0m 為最適宜，但目前採用者以 1.8~2.2m 為多。

3. 施工深度

以日本現用施工機械為例，其最大壓實深度為 25m。

7.5.3 改良後地層土壤之強度試驗

改良後地層之強度可採用標準貫入試驗及平板載重試驗檢驗，其位置應選擇距砂樁最遠處為宜。

7.5.4 粘性土壤地層之改良

壓實砂樁法應用於粘性土壤地層之改良並不十分適合。

7.6 點井法

7.6.1 設計順序

點井法之設計如圖 7-6.1 所示。

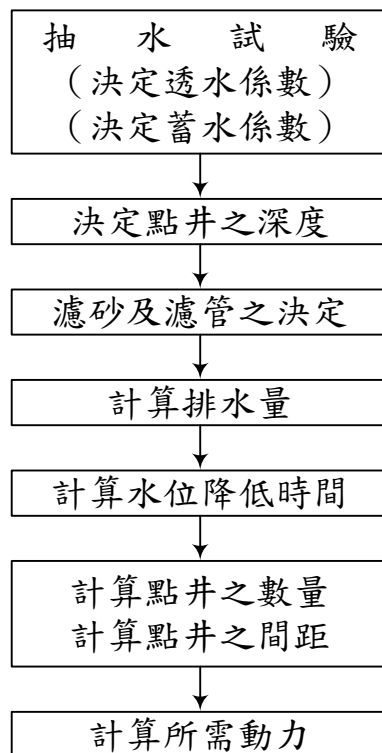


圖 7-6.1 點井法之設計流程

7.6.2 點井法之實用範圍

點井法適用於透水係數 (k) 在下列範圍之土壤。

$$k = \alpha \times (10^{-1} \sim 10^{-4}) \text{ cm/sec}, \alpha = 1 \sim 9$$

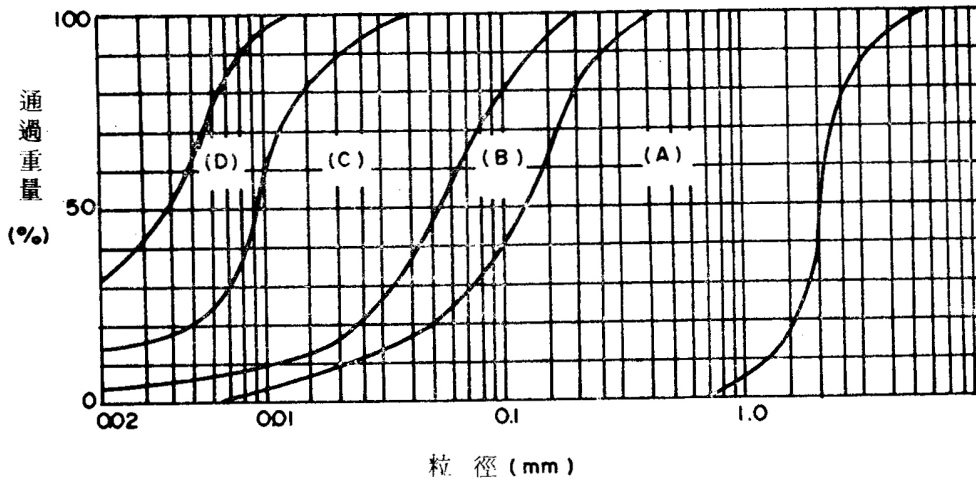


圖 7-6.2 點井法之適用範圍與土壤粒徑分佈

點井法之適用範圍與土壤粒徑分佈之關係如圖 7-6.2：

- A 區：排水容易之範圍，如僅以排水為目的時，可用排水坑 (Sump)、集水井、深井等。
- B 區：排水稍微困難之範圍，需要真空排水時，採用點井較佳。
- C 區：排水困難之範圍，需要用極強力之真空抽水機。
- D 區：不可能排水之範圍，必須使用電氣滲透法。

7.6.3 調查

採用點井法，施工前除作有關土壤調查外，並應作現場抽水試驗。

1. 概要

對點井法設計上最有影響之因素為土壤之透水係數及蓄水係數。透水係數可從土壤顆粒之粒徑推算，或由室內透水試驗、抽水試驗決定。蓄水係數則除由抽水試驗決定外，別無他法。因此，欲求正確透水係數及蓄水係數以完成最經濟有效之設計，必須進行現場抽水試驗。

2. 透水係數之概值

有許多公式可用以由土壤粒徑推算透水係數，其概值如表 7-4.1 所示。

表 7-4.1 粒徑與透水係數之概略值

粒徑(mm)	0.01 以下	0.01~0.05	0.05~0.10	
R(cm/sec)	3×10^{-6} 以下	4.5×10^{-4}	3.5×10^{-8}	
粒徑(mm)	0.1~0.25	0.25~0.50	0.50~1.0	1.0~5.0
R(cm/sec)	0.015	0.085	0.35	3.0

3. 蓄水係數之概值

蓄水係數 (S)除由抽水試驗決定外，無其他方法，其概值如下：

自由水：S=0.01~0.35

壓力水：S= 1×10^{-3} ~ 1×10^{-3}

7.6.4 設計

1. 點井之深度

點井濾管管頂之高度必須較挖掘底面深 60~90cm。

點井之濾管必須在挖掘面之下，以防止吸入空氣，同時可避免點井附近發生湧水現象。又如水管線單面設置時，深度應酌予加大。例如單側之導頂管(head line)與反側水管線底高差在 3.5m 以內時，濾管頂應較挖掘面深 1.0~1.2m 以上。

2. 點井所能降低之水位

用點井抽水，最高標準將水位降低 5.5~6.1 m。

在理論上，點井抽水機之揚水深度為 10.3m，但由於實用上水頭損失及動力影響關係，最高以 6m 設計為經濟。因之，開挖

深度大時，一般均先挖至地下水位，在此位置埋設點井，再按深度每超過 6m 時，分段裝設點井。

3. 濾砂與濾網 (Strainer)

濾砂粒徑及濾網孔徑之大小，必須以滿足公式 (7-6.1) 選定之。

$$\left. \begin{aligned} (4\sim 5)D_{15(s)} &\leq D_{15(f)} \leq (4\sim 5) \times D_{85(s)} \\ D_{60(s)} &< D_0 < D_{75(s)} \\ D_0 &< D_{85(f)}/2 \end{aligned} \right\} \quad (7-6.1)$$

式中，

D_n ：二粒徑分佈曲線之 $n\%$ 粒徑 (mm)。

$D_{n(s)}$ ：天然土壤之 D_n (mm)。

$D_{n(f)}$ ：濾砂之 D_n (mm)。

D_0 ：濾網孔徑之大小 (mm)。

地下水集中於點井之狀況係由甚大斷面流入較小斷面，因之，為保持一定出水量，點井附近的透水性必須增大。同時點井之濾網必須能夠發揮防止泥土阻塞的功效。濾砂之品質亦須符合上述要求。

用於粘性土壤中之濾砂，其直徑為 2.5mm 左右，用於砂質土壤者可較小，而在粒徑均勻之砂層，可不加濾砂。

但於透水層間夾有不透水層之情況，上下透水層間容易彼此相隔離，施工時必須十分注意。

4. 排水量之計算

排水量之計算，利用如公式 (7-6.2) 所示之 Thiem 式 (參照圖 7-6.3)。

普通情況：

$$Q = \frac{1.36k(H^2 - h_0^2)}{\log \frac{R}{r_0}} \quad (7-6.2)$$

含水層上下受限制之情況：

$$Q = \frac{2.72kb(H - h_0)}{\log \frac{R}{r_0}} \quad (7-6.2)$$

式中，

Q：排水量(m³/min)。

k：含水層之透水係數(m/min)

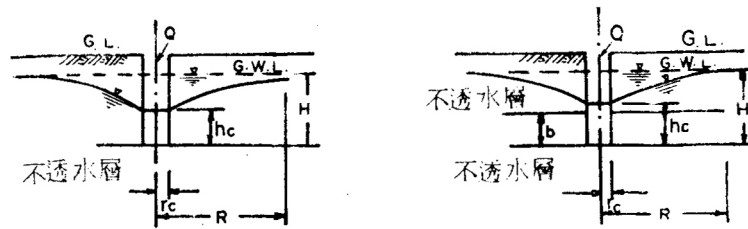
H：含水層之天然水位(m)。

h₀：點井之降低水位(m)。

r₀：點井之半徑(m)。

b：含水層之厚度。

R：影響圈之半徑(m)。



(a) 普通狀況

(b) 含水層上下受限制之狀況

圖 7-6.3 水位降低曲線

(1) 概要

計算排水量之公式甚多，而一般均將排水範圍假設為半徑 r_0 之一個大井，利用 Thiem 式求之。

(2) 假想井之半徑 r_0

根據 Muscat 之理論(參照圖 7-6.4)， r_0 可以下式表示之。

$$\log r_0 = \frac{\log r_1 + \log r_2 + \log r_3 + \dots + \log r_n}{n} \quad (7-6.3)$$

式中，

r_0 ：假想井之半徑 (m)

r_1, r_2, \dots, r_n ：由各井至井點中之距離。

n ：井數。

亦有將設置點井之面積換算成一圓面積之圓，以此圓之半徑作為 r_0 。點井之設置一般以圓形較少，通常均可利用上述方法換算。但當點井之設置區成非常狹長時，則 Thiem 式不適用。在此情況下，可視水流方向為雙曲線，將 Thiem 式之方法修正後再應用之。

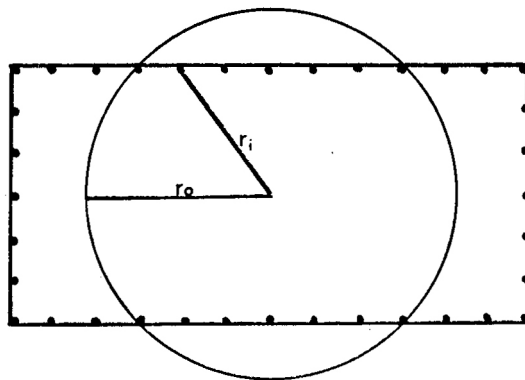


圖 7-6.4 假想井之半徑

(3) 影響圈之半徑 (R)

求影響圈半徑之理論甚多，但目前尚無絕對性之公式，可利用(5)「降低水位時間」，由 Theis 之非平衡式算出。影響圈半徑 (R)(m)之概略可以公式 (7-6.4)表示之。

$$R=(100+r_0)\sim(500+r_0) \quad (7-6.4)$$

式中，

r_0 ：井之半徑 (m)。

r_0 隨透水係數之大小而增減。

在抽水量計算式中，由於 R 包含在對數中，所以因 R 值所導致抽水量 (Q)之誤差，比較因透水係數。K 值所導致 Q 之誤差為小。故 R 取概值，在實用上無妨。

5. 降低水位時間

降低水位之時間可利用下列非平衡式計算。

$$\begin{aligned}
 t &= \frac{r^2 S}{4kH_u} & (7-6.5) \\
 W_{(u)} &= \frac{4\pi kH_s}{Q} \\
 W_{(u)} &= \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du = -0.5772 - \ln u + u - \frac{u^2}{2.2!} + \frac{u^3}{3.3!} + \frac{u^4}{4.4!} + \dots \quad (u < 1)
 \end{aligned}$$

式中，

t ：由抽水開始後經歷之時間(min)

r ：由井至某點之距離(m)

S ：蓄水係數

k ：透水係數(m/min)

H ：含水層之厚度(m)

S ：經過 t 時間抽水後距井中心 r 點水位降低量(m)

Q ：抽水量(m^3 /min)

$W_{(u)}$ ：Wensel 之井函數。

設置點井之區域中一點 P 之水位降低，可利用公式(7-6.5)以下述方法求之。設各井各別抽水 t 時後，點 P 之水位降低量各別為 $S_1, S_2, S_3, \dots, S_n$ ，則抽水機開動 t 時後之水位降低量(s)為：

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + \dots + S_n$$

以不同之 t 值代入，算出對應之 S 值，可找出點 P 之水位降低與抽水時間關係，利用此關係可求出將水位降低 S 所需之時間 t 。

6. 點井數

點井數由式(7-6.6)計算：

$$n = \frac{Q}{q} \quad (7-6.6)$$

式中，

n：點井數。

Q：總抽水量(L/min)。

Q：一點井之抽水量(l/min)。

每一點井之抽水量依現場狀況之不同而異，一般可按 $q=20\sim50$ l/min 考慮。

求出 n 時，當時亦可決定點井之間距，間距之最大限度為 3m 左右。如間距過大，則降低水位需較長之時間，可能不合實用。

7. 抽水機軸所需馬力之計算

抽水機軸所需馬力(P_0)可依公式(7-6.7)求之。

$$P_0 = \frac{QH}{4.5E} \quad (7-6.7)$$

式中，

P_0 ：抽水機軸所需之馬力(HP)。

H：總揚程；實際揚程十損失水頭(m)。

E：抽水機效率。

水頭損失除管內摩擦水頭損失外，尚有流入、閘、閘塞、彎曲、接頭等之水頭損失，詳情請參閱有關文獻。又需檢討各有關水理量係數是符合當地之條件。混有粘土之水流水頭損失須增 20~30%。

抽水機之容量由於考慮抽水量(Q)之計算誤差及未定量雨量，計算值必須估計 1.5~2.0 安全率。真空抽水機之排氣量為 3m³/min 左右，導管長 100m 時，必須增加一臺抽水機。

全部所需動力為揚水抽水機所需動力加上真空抽水機所需之動力。各抽水機之性能如表 7-6.1 所示。

表 7-6.1 抽水機性能

(a)離心抽水機

口徑	排水量	所需馬力
3 in	0.5 m ³ /min	5 HP
4 in	1.0 m ³ /min	7.5 HP
6 in	2.0 m ³ /min	15.0 HP

(b)真空抽水機

型式	排氣量	所需馬力
乾氣	2.0 m ³ /min	5.0 HP
	3.0 m ³ /min	7.5 HP
濕氣	2.0 m ³ /min	10.0 HP
	3.0 m ³ /min	15.0 HP

7.7 紙樁排水法 (Paper drain method)

7.7.1 紙樁法之適用範圍及與砂樁之比較

其適用限界為 N=8 以下之土壤。

1. 排水砂樁可打入 N=15 之土壤層，但紙樁無法適用。另砂樁稍有兼作支持層作用，惟紙樁卻無法承受，若沉陷量相當大之地盤使用紙樁，其紙帶本身之變形無法避免，將影響效果。
2. 紙樁之透水材料，紙帶比砂樁輕，一般砂樁 1m 需 500~100kg 之透水砂，但紙帶 1m 僅 0.2kg，在粗砂不易購入地區用紙帶較有利。
3. 紙帶內部不易進砂，其縱向孔可長期保持通水機能，促進排水功效。砂樁若用細將砂降低其透水能力，若用較粗砂粒，內部容易流入粘土粒，結果降低透水性。
4. 紙帶因斷面積小，打入地下時抵抗力亦小，打設速度頗快。又無將砂投入地中之作業，時間節省，施打速度為砂樁之 10 倍，其斷面小表示不易擾亂土壤。

5. 砂樁之中間段較易被四周其他土壤切斷，或較深部份不易保持原斷面大小，施工管理較難。
6. 紙樁頭為保持良好不被損壞起見，四周由地面挖 20cm 後切斷紙樁四周鋪砂，免使頭部受損，影響排水。

7.7.2 紙樁法之設計

基本上可按砂樁同樣步驟進行，在進行前先將紙帶寬厚換算為圓柱形排水柱，其計算可利用圖解法。

依照 Kallsteinius 提出如下實驗式：

$$D = \frac{2A + 2B}{\pi} + \alpha \dots \quad (7-7.1)$$

式中，

D：換算圓柱之直徑。

A：排水紙帶寬。

B：排水紙帶厚。

α ：形狀係數(一般採用 0.75)。

例如一般紙帶寬(A)=10cm，厚(B)=0.3cm，代入公式(7-7.1)，可得：

$$D = \frac{20 + 0.6}{3.14} \times 0.75 \doteq 5 \text{ cm}$$

表示與 5cm 直徑之砂樁等值，即效果相同。

利用此換算圓柱直徑由，圖 7-7.1 與圖 7-7.2 可求出紙樁之壓密與時間之關係(此圖砂樁亦可應用)。

若紙樁間距較大， $\lambda > 20$ 時，上兩圖無法利用，為此瑞典製出紙樁專用之圖表，如圖 7-7.3 與圖 7-7.4。

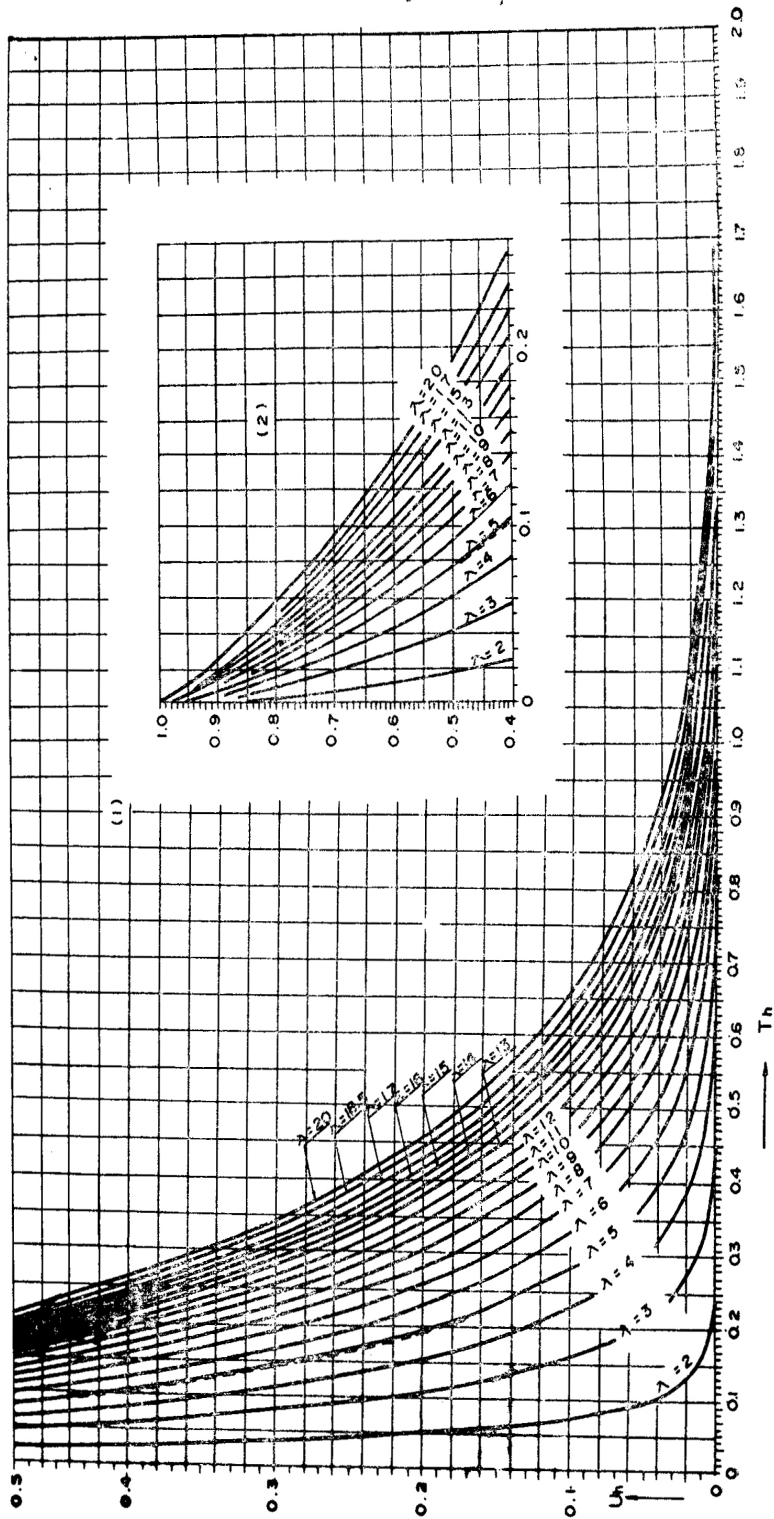


圖 7-7.1 U_{th} 與 T_h 之關係(算術座標) 高木俊介製 $\lambda = d_e/d_u$

註： $d_e = (D_e)$ ，有效徑(= D_e) d_w ：樁直徑(D_w)， $\lambda = n$ 。

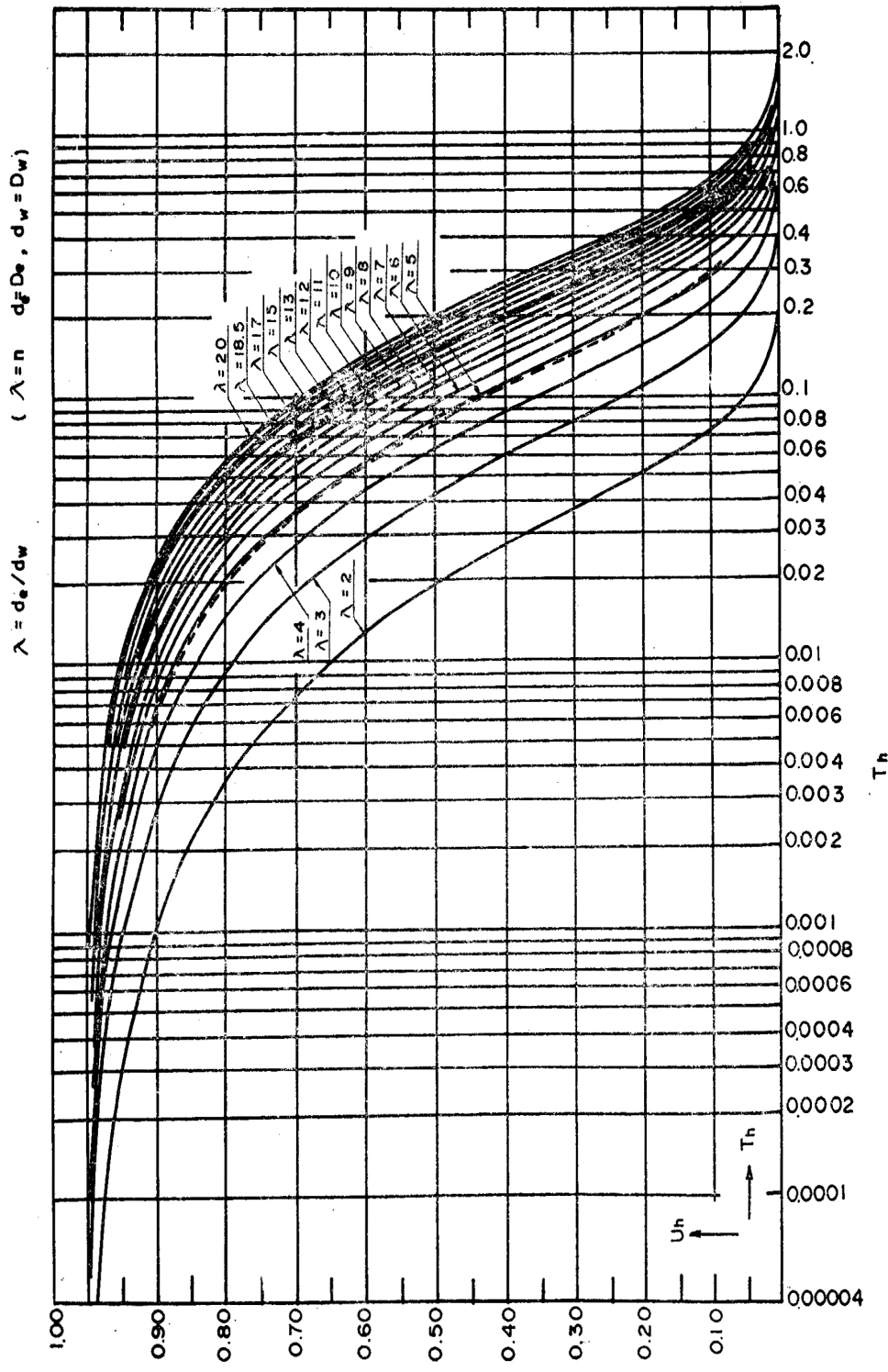


圖 7-7.2 U_h 與 T_h 之關係(座標)

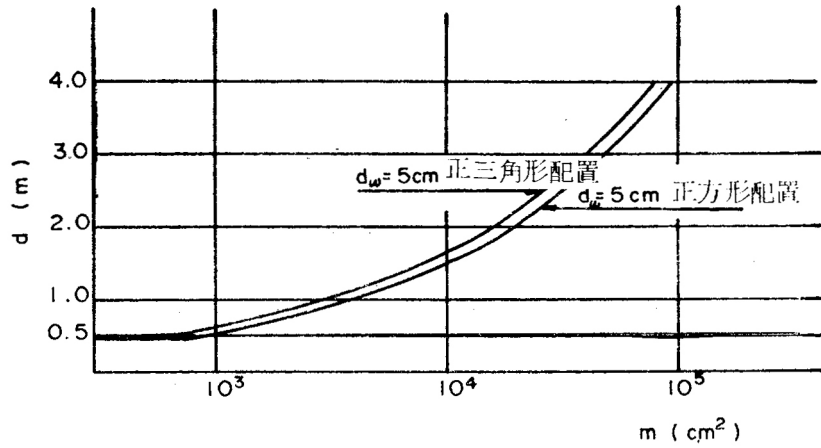


圖 7-7.3 紙樁間距 d 與 m 之關係

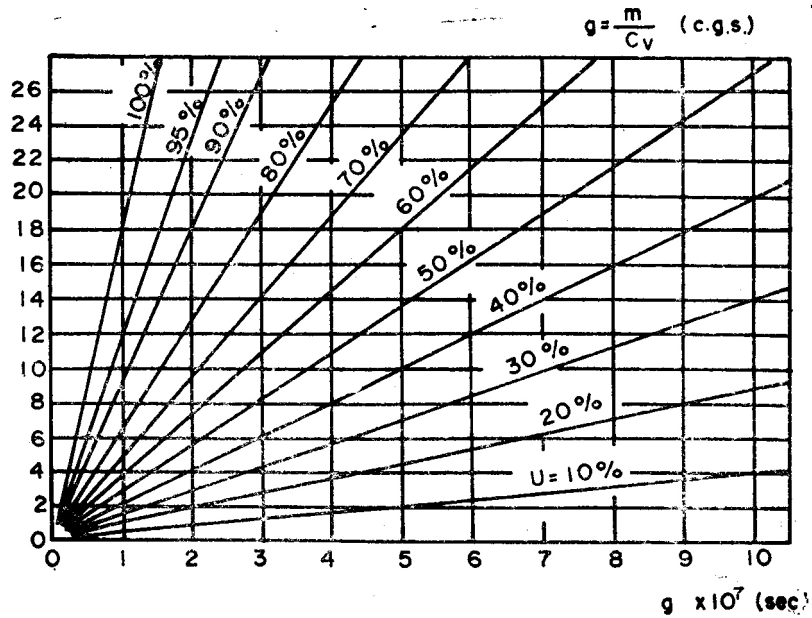


圖 7-7.4 壓密度與 g 之關係

製成此二圖之假設條件如下：

- (1) 加載重中之壓縮率及透水係數為一定。
- (2) 孔隙水流依據 Darcy 之法則。
- (3) 孔隙水流向與排水樁長向垂直。
- (4) 排水樁內不產生過剩孔隙水壓。
- (5) 下陷係由間孔隙水之脫離所引起。

設載重為 q ，有效應力為 σ ，即壓密 $U = \sigma/q$ ，設正方形配置之紙樁，若樁距為 d ，求得：

$$U = 1 - e^{-\frac{c_v t}{m}} = 1 - e^{-\frac{t}{g}} \quad (7-7.2)$$

式中，

$$m : \frac{d^2}{2\pi} \left(\log \frac{d}{d_w / 2} \sqrt{\pi} - \frac{3}{4} \right)。$$

$$g : \frac{m}{c_v}。$$

7.8 其他改良方法

7.8.1 藥液灌注工法

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，目的在增強地盤承载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。

2. 藥液注入劑之種類

(1)以矽酸鹽 (Sodium silicate)為主劑

現今廣用之藥劑為以矽酸鹽 (水玻璃 Na_2SiO_3) 為主劑，將其溶液滲入地層，同時注入其他藥劑。使因分離作用產生矽酸膠，此分離之矽酸膠具有粘著力，將土壤顆粒固結，同時滲充孔隙及龜裂處，填充後減少透水性，提高地盤承载力。

此溶液因粘性高，在透水係數為 10^{-2}cm/sec 以下之緊密層，用高壓灌注亦感困難，結果可利用之範圍受限制。為增大滲透力及調整膠化時間等實用化工作，已經研究改進中。

已研製有機性水玻璃代替無機性水玻璃。可灌入緊密層，滲透力及膠化時間亦增大及延長。

現行工法計有：

- a. Joosten 工法。
- b. 不安定水玻璃工法。
- c. 其他。

(2)Chrome lignin 系為主劑者

此工法注入劑主原料為紙漿廢液與重鉻酸鹽，將原料之木質(素)液與重鉻酸鹽之配合比例調整或加促進劑可調節膠固所需時間。此法在歐美使用獲得好評。此藥液使用於砂層獲得承载力提高及減少透水性之效果，液體浸透至細砂層。其粘稠度 2~3cps，膠凝(gel)時間自數分鐘至數小時可準確調整。

(3)acryl amide 為主劑者

使用此劑有下列特色：

- a. 比水玻璃及 Chrome, lignin 系藥液具較佳滲透性，能均勻滲透入微細顆粒之土壤。
- b. 膠凝 (gel)時間易正確控制，至膠凝之前其粘性低且保持一定。

- c. 此系藥經兩液是否充分混合與否，其化學反應亦繼續進行，可預期全面凝固，亦可分別注入使用。
- d. 經凝固之膠體，存於水中無膨脹或收縮產生，具完整防漏效果。

(4)其他藥劑

另有使用尿素系及 phenol 樹脂系等。化學藥劑含毒性者為防止公害著想，禁止使用。

3. 灌注計劃

分計算公式、調查、計劃及施工等將分述於後。為期效果良好，應精細計劃及施工。

(1)計算公式

注入沖積層時一般採用正規整齊之間距鑿孔，間距之選定應使鑿孔最少，並能飽和所有之土塊。若注入均質之砂質土層中，經過某時間後之滲流 (Seepage) 半徑 R 與土壤之透水係數，注入壓力水頭 (h) 及注入時間 (t) 及粘度 (β) 之立方根成正比。使用注入藥劑之粘 (稠) 度與水相近者，下列各式較適用。計有：

a. Raffle 式 (溶液球狀滲流著)

$$t = \frac{er^2}{h} \left[\left(1 - \frac{\beta}{3} \left(\frac{R^3}{r^3} - 1 \right) - \frac{h-1}{2} \left(\frac{R^2}{r^2} - 1 \right) \right) \right] \quad (7-8.1)$$

b. Maag 式

$$t = \frac{\beta n}{3khr} [R^3 - r^3] \quad (7-8.2)$$

式中，

e：孔隙比(Void ratio)

r：注入孔半徑

k：透水係數

h：注入壓(水頭)

β ：粘稠度(水為 1 計算)

R：注入有效半徑

t：注入時間

n：孔隙率(Porosity)

c. Karol 式

$$R=0.62\sqrt[3]{\frac{1}{\beta}qt/n} \quad (7-8.3)$$

式中，

R：滲流距離(ft)

q：注入量(ft³/min)

n：孔隙率

β ：粘稠度(以水為 1 計算)

t：膠凝時間

(2)調查

以往工程施工因事先未作充分之調查及實驗，效果不顯著，降低其可靠性，施工後之效果檢驗亦不確實，今後應在施工前充分調查及試驗，使具實效。

(3)注入計劃

注入計劃調查實施應辦項目及內容如表 7-8.1 所示。

a. 注入材料之選定

(a)安定性：最低限度在混合及注入過程中應安定不發生變化。

(b)顆粒尺寸及粘性：使用懸濁液時，顆粒尺寸應比被貫入土粒小。粘性低可順暢注入土粒間隙內。

(c)強度：土壤層要求承載強度時便對潛變 (Creep)有充分抵抗力。

(d)耐久性：注入材料經凝固後應對化學反應或浸蝕有抵抗力。

(e)經濟性：配合使用目的價格應低廉經濟。

表 7-8.1 注入計劃調查實施應辦項目及內容

項 目	內 容
1.掌握注入目的	1.透水度之減少。 2.地盤強度之增大。
2.鑽探及探測調查	1.處理對象之地層狀態。 2.地下水狀態(水位、水溫間隙水壓、流速、水流方向等)。
3.採取試料	1.已擾亂試料。 2.未擾亂試料。
4.土質試驗	1.含水比(量)、粒度、比重、密度、飽和量(degree of saturation)。 2.孔隙比、透水係數、飽和度。 3.力學試驗(強度試驗)。
5.土壤及水之化學試驗	pH 值測定，是否含有酸性物質、鹼性物質及其他化學物。
6.注入材料之選定	注入材料性質瞭解及比較。
7.模型注入試驗(注入對象土壤)	1.注入壓力之測定(包括注入前之送水及注入材料之注入)。 2.注入率(對孔隙之飽和度)。 3.抗壓強度作注入前後之比較。
8.注水試驗	經注水試驗求各層之透水係數，並對注入順序、配合注入壓、注入總量作整案計劃。
9.現場注入試驗及效果之確定	1.單孔注入試驗：實施單孔注入並紀錄作業情況，如確定注入管之設置方法，測量各層之注入方法、注入壓、注入量等。 2.群孔注入試驗：依據上項單孔注入資料，作二支以上之注入，並在交差部鑽孔取樣調查，作透水試驗、 γ 線密度測定、或電氣檢層。確定效果後決定孔間隔、注入量、注入壓等。

b. 注入範圍及注入壓力

注入有效範圍，受地層透水係數、注入材料粘度、注入壓力及注入時間等各因素所支配。各種注入材料之粘性，分為膠凝前保持一定及緩慢增加兩類。因此僅依據

混合初期之粘性推定滲透速度與注入範圍，並不合理。實際上，因在注入中慢慢增加粘性，使滲透速度減小，注入壓力相對加大，方可使藥液壓送至限界範圍。各種注入材料粘性之增加狀態如圖 7-8.1。

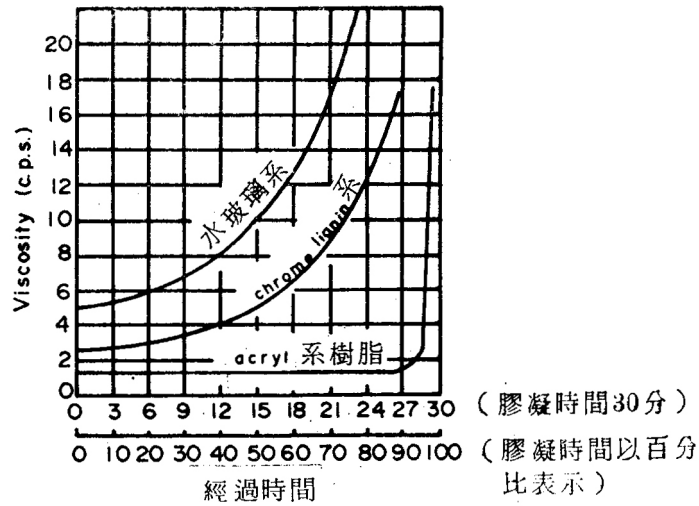


圖 7-8.1 各種注入材料之粘性增加狀態

注入壓力限界不僅受上加載重之影響，其他土壤層、注入材料性質、注入持續時間、全注入量等，亦有相當大影響它。若使用比上加載重甚大之注入壓力灌注時，材料成透鏡(Lens)狀或在土壤層較弱部形成平面狀，受上揚力之影響，地層中產生剪斷破壞 (Shear failure)面，結果而形成向地面散失之通路。若用一定壓力灌注時，膠凝時間愈遲，自注入點起算之注入範圍愈廣。另膠凝時間愈早，必須用高壓，否則無法注送至預定範圍。因高壓注入流量較大，結果注入劑量超過預定量或無法壓密均等。大致上深度 1m，使用 10~20 kN/m² 之注入壓力。各種藥液之膠凝前所能達到之範圍如圖 7-8.2，各種注入材料之注入可能範圍如圖 7-8.3。

另透水係數(K)與注入有效範圍(R)之關係如表 7-8.2。

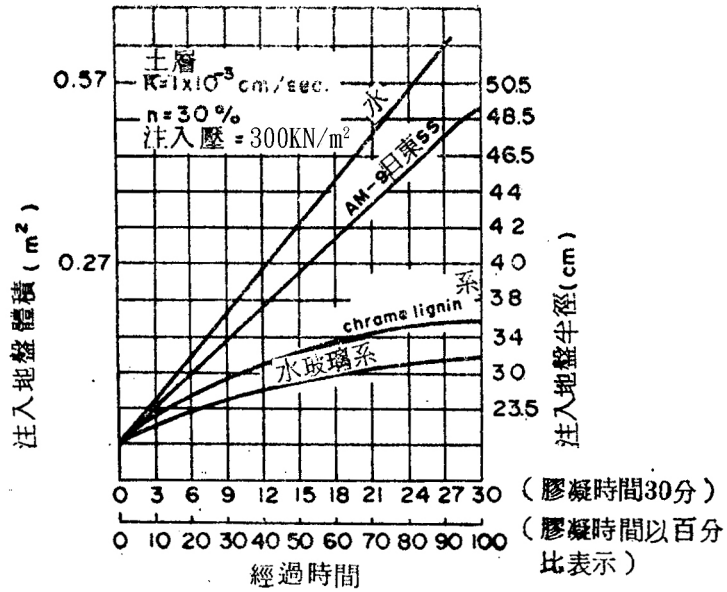


圖 7-8.2 各種藥液膠凝前所能滲透之範圍

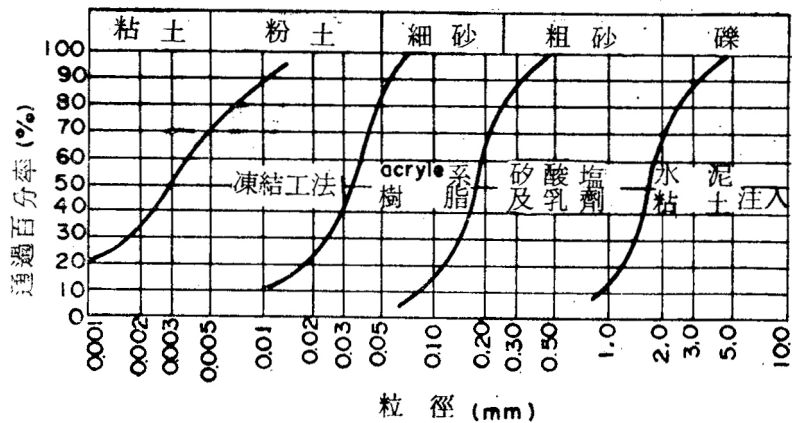


圖 7-8.3 各種注入材料之注入可能範圍

表 7-8.2 透水係數(K)與注入有效範圍(R)之關係

名稱	透水係數(k)	注入有效半徑(R)
石	10^0 (cm/sec)	373 (cm)
砂 礫	10^{-1} (cm/sec)	173 (cm)
砂-細砂	10^{-2} (cm/sec)	80 (cm)
細 砂	10^{-3} (cm/sec)	37 (cm)
細 砂-泥	10^{-4} (cm/sec)	17 (cm)
泥	10^{-5} (cm/sec)	8 (cm)

c. 注入間距與順序

注入間距應根據現場注入試驗，及試驗後試挖確認效果後再決定。

構築止水壁時，應一方參考計算公式，另如圖 7-8.4，交叉狀排置成二排成三排，其排數依據，以止水重要程度決定。圖 7-8.4 同時表示灌注順序，按順序提高密實程度，遂層提高注入壓力使孔隙完全灌滿。

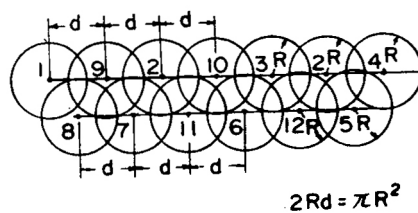


圖 7-8.4 構築上水壁之注入方式

d. 預估注入量之決定

深度 1m 所需之注入量以[注入有效半徑]²、 π 、 n 、 α 表示之。

q =注入量

α =注入率

n =孔隙率

注入並不一定灌滿全部孔隙，大約注滿孔隙 20-70% 之間，應依試驗結果測定之。

e. 膠凝時間之決定

膠凝時間應儘量延長，使注入工作精細，惟應注意使注入液溢出於預定範圍外。原則上依：

$$\text{膠凝時間} = \frac{\text{各深度注入(預定)量}(\ell)}{\text{使用泵(預定)排出量}(\ell/\text{min})} \times S.F.$$

上式中 S.F.表示注入材料膠凝時間正確度等之安全率，用以防止注入材料在施工注入器材內發生膠凝現象。緊急止水注入工程時，應先測定注入試驗結果染料自漏水處溢出所需之時間，來決定膠凝時間。膠凝時間應略短，另泵之排水量應大於漏水量，施工時應變移管位，並往復灌注。

7.8.2 石灰工法

1. 概要

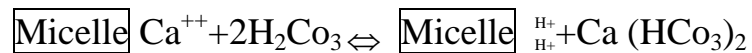
土壤中加入石灰，產生複雜之反應，以改良土壤性質，其主要反應計有：

- 離子反應。
- lime pozzolan 反應。
- 碳酸化反應。
- 吸水、膨脹、發熱反應。

由於以上各反應之結果土壤之密度發生變化，強度增加，含水比減小。利用此種性質改良路基、底層、及深層土壤之工法稱為石灰工法。

(1)離子反應

土壤中加入石灰時，石灰中之 Ca^{++} 離子與粘土粒表面之 H^+ 交換，使土粒表面之帶電狀態發生變化，結果粘土粒固結化。



(2)lime pozzolan 反應

離子反應後經過一段時期，膠狀 SiO_2 及 Al_2O_3 與石灰反應產生複雜之化合物如 $(4\text{CaO}, \text{Al}_2\text{O}_3, 13\text{H}_2\text{O})$ 、 $(2\text{CaO}, \text{Al}_2\text{O}_3, \text{SiO}_2, 6\text{H}_2\text{O})$ 等，此反應長期持續產生，化合物作為結合材料，使土壤固結增加強度及耐久性。

(3)石灰碳酸化反應

石灰吸收空氣中之二氧化碳，使產生碳酸鈣(CaCO₃)。此反應雖無(2)項反應重要，惟前(2)項之化合物等與碳酸鈣發生反應亦有固結土壤之作用。

(4)吸水、膨脹、發熱作用

生石灰吸水產生消石灰及熱量。



即 1 kg 之 CaO 水化結果產生 280 kcal 之熱量，若在土中與水反應即體積膨脹至約 2 倍 (1.99)。此反應促進土壤之壓密作用，發熱使地面附近土壤之水分蒸發，結果含水量降低，可依下式計算：

$$W = \frac{W_0 - 0.32A_w}{9 + 1.32A_w} \quad (7-8.4)$$

式中，

A_w ：土粒重量 W_s /生石灰重量 (即重量比)。

W_0 ：混合前土壤之含水量。

此式為未考慮蒸發效果之計算式 (僅考慮效果)。

吸水發熱含水量及孔隙水壓減低，吸水膨脹發生壓密作用，化學反應使土壤固結。

(5)稠度之變化

粘性土壤加石灰，一般減少其液性界限(L.L.)，增加塑性界限 (P.L.)，並減低塑性指數 (P.I.)，降低路基材料之塑性，改使土方施工較易。

砂質土壤增加石灰量可減少液化現象。

(6)在蒙特土(montmorillonite)、高嶺土(Kaolinite)、伊利土(illite)等粘性土壤，效果較大。

(7)路基土壤在最適含水量(optimum moisture content)時安定，O.M.C.與載重成反比，即車輛往還通行之反復載重增厚及載重之增加處應相對減少。

含水量增加，路基土易軟化，結果發生管湧現象 (Pumping)。

軟弱地層上之路基構造物，竣工後由於路床含水量之增加及交通載重所生振動，可引起路床承载力之下降。

(8)鐵石灰效果

鐵石灰為特製之消石灰加氧化鐵粉末 (粒度一萬分之五公厘)為主成份之土壤安定劑，可促進石灰與土壤之化學反應，結果增加土壤之承载力及抗剪力，具有防止酸性土壤浸水後 Ca.Mg 不斷溶出(改吸著 H)再度軟弱化 (增加酸性即降低 PH 值)效果。

(9)土壤之粒徑

含適量之砂分者處理效果較高，粘性土壤及含有機質之土壤效果較低。增大土壤承载力，使用石灰工法較其他方法效果高數倍。

2. 設計順序

石灰工法之設計流程如圖 7-8.5 所示。

(1)表層安定處理

使用於路床等之士質改良。

- a. 依設計順序作配合試驗，並參考表 7-8.2 決定添加量。
- b. 安全率

試驗配合之強度與添加量關係，不一定與實地者相符，設計時需加考慮下列各因素，增加石灰量 1~2%，或減少 C.B.R 值 10-20%。

- a. 施工時土壤與石灰之混合方法，無法與試驗一致。
- b. 配合試驗無法確定長期強度。
- c. 有受凍害及排水不良情況。

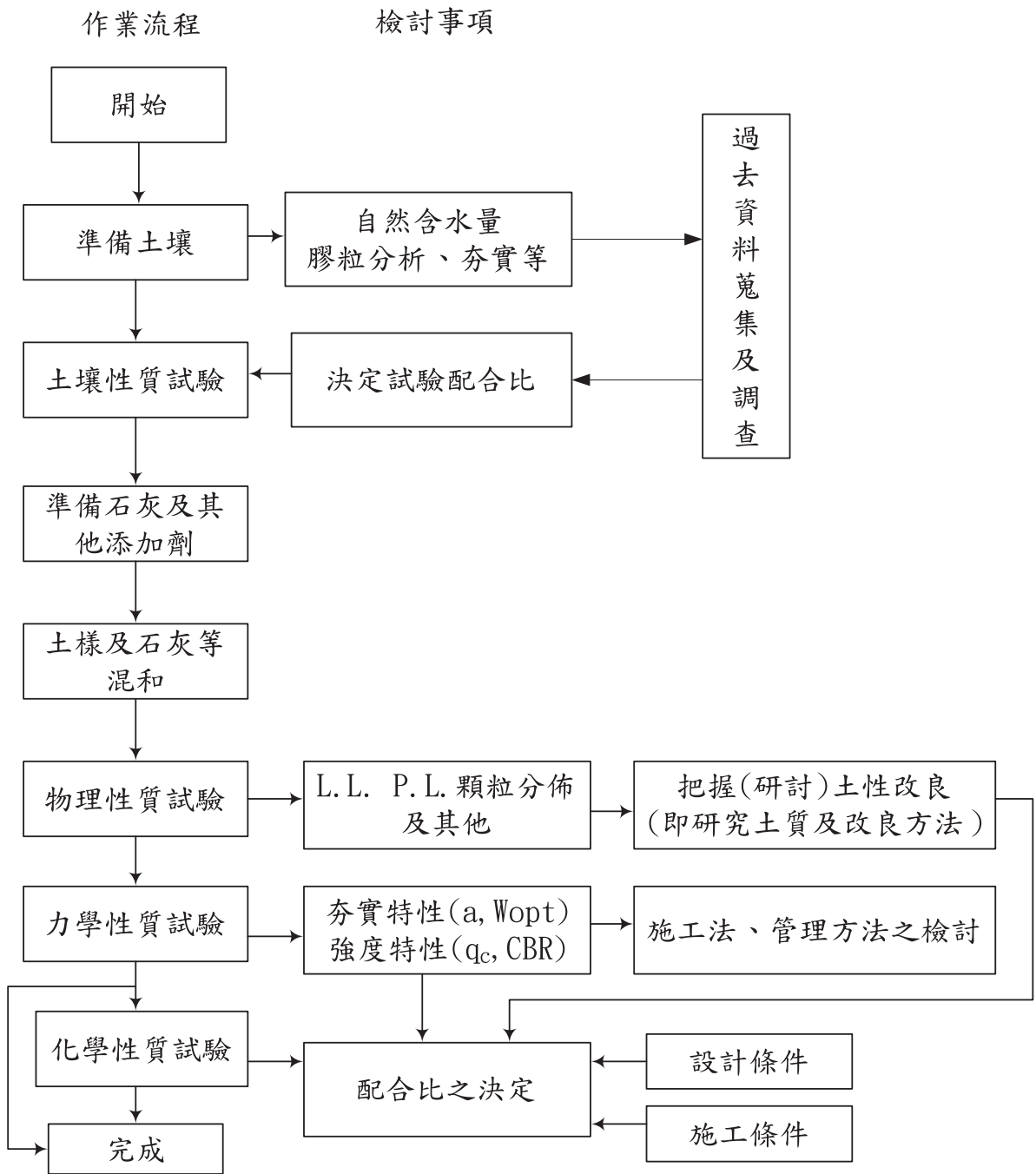


圖 7-8.5 石灰工法之設計流程

表 7-8.3 土壤與石灰添加量之關係

土壤種類	石灰種類	試驗配合比	摘要
粘土或含粘土份多的土壤	消石灰 生石灰	5~15% 3~15%	使用於 montmorillonite 系粘土效果大。 高含水粘性土壤使用生石灰較有效。
粉土	消石灰	5~10%	含適量之粘土成分者有效。
砂質土壤	消石灰 消石灰 pozzolan	2~10% 消石灰=2~10% pozzolan=10~20% 石灰:poz.=1:5	合粘土成分時,可用消石灰處理。 不含粘土(細粒料)時,加飛灰增加效果。
粗顆粒土壤	消石灰	2~16%	顆粒級配良好且含少量粘土成分之土壤效果大,若不含粘土時,加 pozzolan 物質使其效果。

(2)深層安定工法

使用石灰樁處理較深處軟弱地盤，達成壓實、脫水等目的，與其他砂樁壓實砂樁法不同點，係由吸水膨脹壓力將四周圍之土壤壓實脫水。

a. 壓密度之計算

生石灰樁由膨脹壓實周圍之粘土，可參考圖 7-8.6。

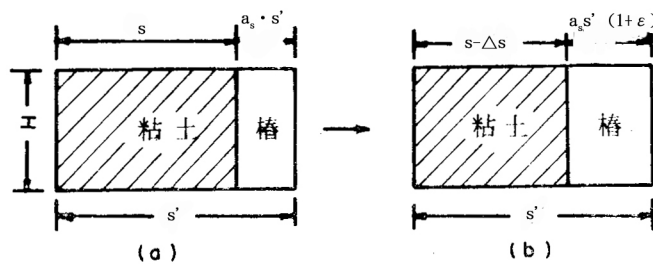


圖 7-8.6 使用生石灰樁之地層壓密

設周圍地層之壓實量與樁膨脹量相等，樁水平方向之壓實量由公式 (7-8.5)計算。

$$\frac{\Delta V_h}{V} = \frac{a_s}{1 - a_s} \cdot \sum v = \sum v \cdot A_v \quad (7-8.5)$$

式中，

$\square V_h$ ：樁膨脹量

$\sum v$ ：生石灰變成消石灰時，假想體積膨脹率

v ：樁之體積

a_s ：樁對地盤之面積比

(註)面積比 a_s ，為樁斷面積 $\pi d_i^2 / 4$ 與一支有效分擔面積 $(\pi D_e^2 / 4)$ 之比。

$$\sum v = 20/P_z \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

P_z 為改良層厚中點之被動土壓 $(=rtH/2)$ 。

另等價(值)分擔圓之直徑如圖 7-8.7。

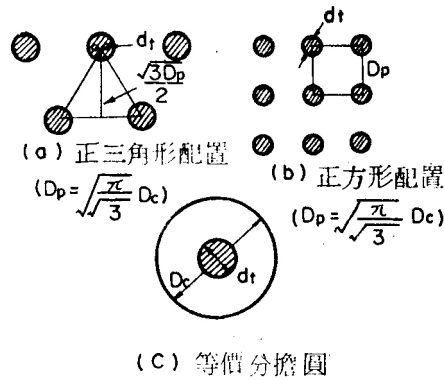


圖 7-8.7 生石灰樁之直徑 d_i 與間距 D_p 之關係

改良地盤之強度增加，可由公式 (7-8.6) 求得：

$$C' = C + (0.3 \sim 0.3) \left(\frac{d_i}{D_e} \right) P_e \quad (7-8.6)$$

式中，

P_e ：生石灰樁之膨脹力 ($P_e = 800 \sim 1000 \text{ kN/m}^2$) 亦即膨脹拘束力。

C' ：改良後地盤之粘著力。

C ：原地盤粘著力。

根據經驗所得， $D_e = 3d_i$ ，改良地盤之強度增加(比) $C'/C \geq 2$ 。

壓密速度與砂樁同樣使用公式(7-8.7)求得 V_R-T_h 圖，亦相同(如圖 7-3.5)。

$$t = \frac{T_h (De)^2}{Cr} \quad (7-8.7)$$

拘束壓力(Confine Pressure)：

地盤上有加載(填土)預壓時，此地盤先發生垂直向壓實，經打石灰樁後再作水平向壓實，待壓實終了時，膨脹拘束力(P_e)減回至前期荷重(Preload) P_0 。此填土所引起之垂向下沉壓實量：

$$\frac{\Delta V_v}{v} = \frac{\Delta V}{V} - \frac{\Delta V_h}{V}$$

較無打樁情況減少 $\Delta V_h / V$ 之沉陷量。

b. 日本港灣研究所研製之深層混合處理機

此機改良海上作業時可以改良至深度 15m 土層，總馬力為 170 PS，可將 $q_c=8 \text{ kN/m}^2$ 之原地盤改良至 $q_c=130\sim380 \text{ kN/m}^2$ ，其示意圖如圖 7-8.8。

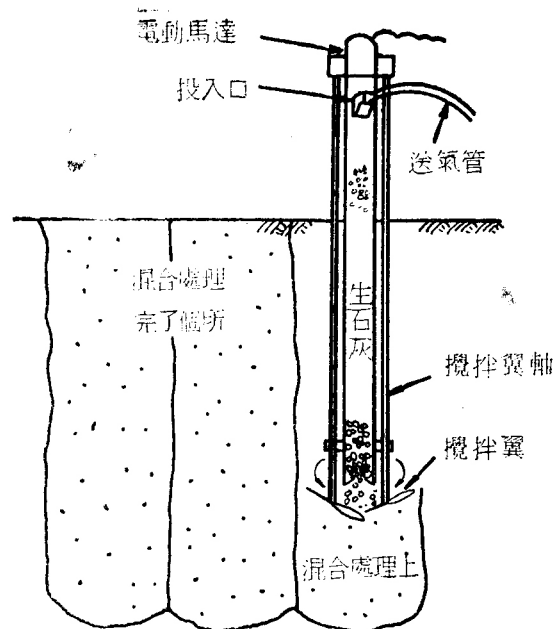


圖 7-8.8 石灰混合處理機示意圖

