

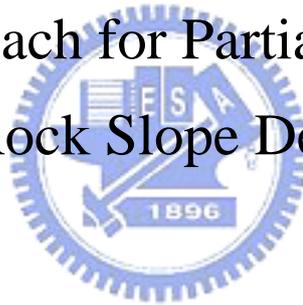
國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

岩石邊坡 LRFD 部分係數率定探討

Calibration Approach for Partial Factors of LRFD
in Rock Slope Design



研究生：郭文鳴

指導教授：潘以文 博士

中華民國九十六年七月

岩石邊坡 LRFD 部分係數率定探討

Calibration Approach for Partial Factors of LRFD in Rock Slope Design

研究生：郭文鳴

Student: Wen-Ming Kuo

指導教授：潘以文 博士

Advisor: Dr. Yii-Wen Pan



A Thesis

Submitted to the Department of Civil Engineering
College of Engineering
National Chaio Tung University
For the Degree of Master of Science
In
Civil Engineering

July 2007

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十六年七月

岩石邊坡 LRFD 部分係數率定探討

學生：郭文鳴

指導教授：潘以文 博士

國立交通大學土木工程學系碩士班

中文摘要

針對破壞模式屬於岩石邊坡平面破壞的設計，本文擬定了一套可率定載重與阻抗係數設計法（Load Resistance Factor Design）中所需部分係數的流程。傳統安全係數設計（Factor of Safety）其實並無可明確對應之可靠度，本研究之率定流程因而改以要求可靠度之思維出發。礙於所能收集之資料不足，本研究以一系列之虛擬設計案例用於率定部分係數。各種參數的隨機分佈大多簡化假設為常態或對數常態之分佈型態，地震力則引用內政部營建署建議之地震力係數，以仿靜態的分析方式考量之。本文之部分係數率定是以控制可靠度（控制破壞機率）為前提，因此先將率定案例以可靠度設計調整至目標可靠度，再進行部份係數的率定。其中的不確定性分析與部分係數之決定方式以改良一階二次矩（Advance First Order Second Moment）法完成。由於設計中影響平面滑動之參數多，且受設計條件與設計型式所影響，分析的部分係數資料不免較為散亂。為使部分係數之關係有較好之掌握，本研究將天然阻抗合併考量，取不同弱面傾角分別回歸與探討。最後結果包含率定相關問題之探討、建議用於設計之部分係數形式、傳統設計與部分係數設計之結果比較。本文之研究顯示，對特定安全性之部分係數率定是可行的；但設計結果的均一性，則受部分係數採用形式的影響。

關鍵詞：岩石邊坡、載重與阻抗係數設計法、部分係數、改良一階二次矩法、可靠度、率定

Calibration Approach for Partial Factors of LRFD in Rock Slope Design

Student : Wen-Ming Kuo

Advisor : Dr. Yii-Wen Pan

Department of Civil Engineering
National Chiao-Tung University

Abstract

This thesis developed a methodology to calibrate the required partial factors of the “Load Resistance Factor Design (LRFD)” for rock slope design against plane-slide failure mechanism. Conventional slope stability design based on factor of safety does not necessarily provide a specific level of reliability. This study, on the contrary, attempted to calibrate partial factors of LRFD so that a targeted reliability can be obtained. A series of artificial design examples were utilized to calibrate the LRFD partial factors. Design parameters are assumed in normal or log-normal distribution. Seismic effect is taken into account by pseudo-static analysis by adopting a horizontal acceleration coefficient corresponding to a specific return period. The partial factors were calibrated using the method of advanced first order second moment reliability analysis against a pre-calibrated or a pre-determined reliability index. To begin with, all the artificial design cases were iteratively adjusted until their corresponding reliability index were satisfactorily close to the target reliability index. Afterward, those adjusted artificial design cases were used for the calibration of partial factors corresponding to the targeted reliability index. Partial factors are assigned to resistance instead of strength parameters (c and ϕ). The resistance term is divided into the natural part and artificial part (from rock bolts), each with a separate partial factor. The partial factors were calibrated for various dip angle of weak plane. The designed values of partial factors for LRFD of rock slope were suggested and discussed. The reliability scatterings of designs using FSD and LRFD were evaluated and compared. The comparison shows that the calibration towards a targeted reliability is feasible.

Keywords: Rock slope; Load Resistance Factor Design (LRFD); Partial factor; Advanced First Order Second Moment (AFOSM) method; Reliability; Calibration

誌 謝

本研究的完成，最主要感謝我的指導教授潘以文博士這兩年來的指導與協助，並我在研究所期間有機會參與一些研究計畫，使我能從實務面有另外的學習機會。論文方面也十分感謝潘老師這兩年來的用心指導，在我有困難時能提供適當的協助，使得本研究才能順利進行，因此也讓我對做學問之方法有進一步的認知。此處再次感謝老師兩年來的指導與提攜，使我在這兩年中受益良多。

再來要感謝口試委員黃燦輝教授、林銘郎教授、董家鈞教授以及吳博凱教授所給的寶貴意見，這些建議都對我有極大的幫助。這兩年的期間也感謝廖志中博士給我的許多建議，讓我一些不同的思考方向，而廖老師也給了我許多幫助，使其中一些資料收集才得以完成。有關資料收集方面需特別感謝聯成工程顧問有限公司蔡憲宜經理和該公司各位職員的幫忙，提供有關弱面直剪之試驗資料；邊坡設計之相關資料則需感謝國工局李勝宗先生的協助，以及李國維學長各方面的幫助；另外也感謝交通大學防災中心的王慧蓉學姊對過去試驗資料收集的協助。在專題討論的課程也感謝系上林志平博士、黃安斌博士對本論文所給予的相關建議。文獻收集方面需要謝謝張振成學長的協助，教導了我如何收集資料，並且提供了一些研究上的相關知識。本人也特別感謝一起參與研究計畫、做實驗的唐禎國、羅文驤、鄒鄭翰、陳柏翰、謝孟修同學，並感謝在學期間各位學長、學弟的幫忙。再者需感謝就讀研究所時的室友阿泰，幫我解決了一些資料分析上的問題；另外要感謝同為大地組的室友張皓禎，對我繪圖上的問題提供大力的協助；也感謝營建管理組的室友林嘉正，在模擬取樣分析方面提供協助。

最後我得特別感謝父母親多年來的栽培，從我年幼無知時犯錯的包容，以及日後各方面的鼓勵，在此由衷的感謝我的父母，謝謝。

目 錄

中文摘要	i
英文摘要	ii
誌謝	iii
目錄	iv
表目錄	vi
圖目錄	vii
符號說明	ix
一、	緒論	1
1.1	前言	1
1.2	研究問題與動機	2
1.3	研究目的	2
1.4	研究流程與架構	2
二、	文獻回顧	4
2.1	不確定性	4
2.2	設計種類	6
2.2.1	安全等級	7
2.2.2	安全係數設計	7
2.2.3	極限狀態設計	8
2.2.4	部分係數設計	10
2.2.5	可靠度設計	10
2.2.6	可靠度設計與傳統設計之差異	14
2.3	邊坡穩定問題	15
2.3.1	邊坡破壞種類	15
2.3.2	邊坡穩定分析	18
2.3.3	影響邊坡穩定之因子	20
2.4	不確定性分析方式	23
2.4.1	一階可靠度法	23
2.4.2	蒙地卡羅模擬	28
2.4.3	系統上之可靠度分析	30
2.5	係數率定	32
2.5.1	配合傳統設計率定	32
2.5.2	可靠度率定法	33
2.5.3	設計點率定法	36
2.5.4	率定法的比較與探討	38
2.5.5	率定係數的檢核	38
三、	研究方法	40
3.1	研究規畫	40

3.2	參數討論	42
3.2.1	幾何條件	44
3.2.2	阻抗因子	47
3.2.3	載重因子	50
3.2.4	名目值	56
3.3	分析方法	57
3.3.1	AFOSM 的施作	58
3.3.2	條件式 AFOSM	61
3.3.3	均一安全性設計	63
3.4	研究方法之問題探討	66
3.4.1	假設參數與分析方法之整理	66
3.4.2	問題討論	68
四、	FSD 邊坡設計之可靠度	74
4.1	依最小安全係數設計之可靠度	74
4.2	以 FSD 設計結果率定部份係數	77
4.2.1	邊坡對平面上浮破壞機制之部分係數率定	79
4.2.2	邊坡對平面滑動之部分係數率定	84
4.3	綜合討論	87
五、	均一可靠度導向之部分係數率定	88
5.1	考量上浮破壞機制之可靠度設計	88
5.2	平面滑動破壞機制之可靠度設計	91
5.3	部分係數探討	99
5.3.1	平面破壞對上浮穩定之部分係數探討	99
5.3.2	平面滑動破壞機制之部分係數探討	101
5.3.3	重新設計之部分係數型式	110
5.4	以部分係數採 LRFD 重新設計	113
5.4.1	LRFD 與 FSD 設計結果之比較	113
5.4.2	對其他目標可靠度之設計結果	116
5.4.3	以蒙地卡羅模擬檢視 AFOSM 之分析結果	118
5.5	綜合討論	119
六、	結論與建議	121
6.1	結論	121
6.2	建議	123
參考文獻	125
附錄 A	大坑地區弱面強度資料來源	129
附錄 B	虛擬案例 FSD 設計果	130
自傳	151

表目錄

表 2.1	常態分佈參數取樣範圍 N_{σ} 對量測次數 n 之關係	22
表 3.1	過去學者使用之參數資料	43
表 3.2	大坑地區弱面直剪試驗資料	49
表 3.3	本文參數假設條件	67
表 5.1	平面上浮破壞機制之部分係數	100
表 5.2	平面滑動破壞機制率定之部分係數結果 ($\beta_T=1.65$)	104
表 5.3	平面滑動破壞機制率定之部分係數結果 ($\beta_T=3.0$)	109
表 5.4	方法一：部分係數採用常數值	111
表 5.5	方法二：部分係數採用線性回歸式	112
表 5.6	分析結果比較 ($\beta_T=1.65$)	115
表 5.7	β_T 為 3.0 之設計結果	117
表 5.8	MCS 對 AFOSM 分析結果之檢視	119



圖目錄

圖 2.1	隨機變數與破壞機率示意圖	12
圖 2.2	平面破壞示意圖	16
圖 2.3	楔形破壞示意圖	16
圖 2.4	傾倒破壞示意圖	17
圖 2.5	立體球面投影示意圖	19
圖 2.6	削整坡面示意圖	21
圖 2.7	基本常態空間中的機率密度函數等高線	27
圖 2.8	元件與系統關係之示意圖	31
圖 2.9	設計點與聯合平均值、部分係數之示意圖	37
圖 3.1	研究規畫流程圖	42
圖 3.2	坡度幾何因子示意圖	44
圖 3.3	岩塊受削坡影響示意圖	46
圖 3.4	岩塊之自由體圖	51
圖 3.5	地下水假設條件示意圖	53
圖 3.6	台灣地區震區劃分圖	56
圖 3.7	Rackwitz-Feisler 演算法之示意	61
圖 3.8	平面破壞對上浮條件之均一可靠度設計流程	64
圖 3.9	平面破壞對滑動之均一可靠度設計流程	66
圖 3.10	y 參數取定值以條件式 AFOSM 分析之可靠度指數示意圖	70
圖 3.11	完整隨機變數分析之可靠度指數示意圖	71
圖 4.1	安全係數設計之可靠度指數範圍	76
圖 4.2	平面上浮破壞機制下率定案例之可靠度指數	78
圖 4.3	平面滑動破壞機制下率定案例之可靠度指數	78
圖 4.4	平面上浮破壞機制下 FSD 設計結果之部分係數	80
圖 4.5	平面上浮破壞機制下率定案例之部分係數對案例可靠度指數之關係 圖	82
圖 4.6	平面上浮破壞機制下率定案例之部分係數對參數比例之關係圖	83
圖 4.7	平面滑動破壞機制下率定案例之部分係數對可靠度指數關係圖	85
圖 4.8	平面滑動破壞機制下率定案例之部分係數對參數阻抗比例關係圖	86
圖 5.1	以 RBD 設計結果對上浮破壞機制之部分係數與參數比例關係圖 (RBD 設計之目標可靠度 $T=1.65$)	89
圖 5.2	以 RBD 設計結果對上浮破壞機制之部分係數與參數比例關係圖 (RBD 設計之目標可靠度 $\beta_T=3.0$)	90
圖 5.3	RBD 設計結果對平面滑動破壞機制之部分係數與參數阻抗比例關係 圖 ($\beta_T=1.65$)	93

圖 5.4	RBD設計結果對平面滑動破壞機制之部分係數與參數阻抗比例關係圖 ($\beta_T=3.0$)	94
圖 5.5	自然阻抗之部分係數對阻抗比率關係圖 (平面滑動破壞機制, $\beta_T=1.65$)	95
圖 5.6	自然阻抗之部分係數對阻抗比例關係圖 (平面滑動破壞機制, $\beta_T=3.0$)	96
圖 5.7	弱面傾角 20° 之部分係數對阻抗比例關係圖 (平面滑動破壞機制, $\beta_T=1.65$)	97
圖 5.8	弱面傾角 30° 之部分係數對阻抗比例關係圖 (平面滑動破壞機制, $\beta_T=1.65$)	98
圖 5.9	弱面傾角 40° 之部分係數對阻抗比例關係圖 (平面滑動破壞機制, $\beta_T=1.65$)	99
圖 5.10	上浮破壞機制部分係數之圖型規範	101
圖 5.11	自然阻抗之部分係數與阻抗比例對不同弱面傾角之回歸線 (平面滑動破壞機制, $\beta_T=1.65$)	102
圖 5.12	地錨阻抗之部分係數與阻抗比例對不同弱面傾角之回歸線 (平面滑動破壞機制, $\beta_T=1.65$)	103
圖 5.13	地下水壓力之部分係數與阻抗比例對不同弱面傾角之回歸線 (平面滑動破壞機制, $\beta_T=1.65$)	103
圖 5.14	自然阻抗之部分係數與阻抗比例對不同弱面傾角之回歸線 (平面滑動破壞機制, $\beta_T=3.0$)	105
圖 5.15	地錨阻抗之部分係數與阻抗比例對不同弱面傾角之回歸線 (平面滑動破壞機制, $\beta_T=3.0$)	106
圖 5.16	地下水壓力之部分係數與阻抗比例對不同弱面傾角之回歸線 (平面滑動破壞機制, $\beta_T=3.0$)	106
圖 5.17	自然阻抗之部分係數與阻抗比例對不同弱面傾角之回歸線 (平面滑動破壞機制且無削坡限制, $\beta_T=3.0$)	107
圖 5.18	地錨阻抗之部分係數與阻抗比例對不同弱面傾角之回歸線 (平面滑動破壞機制且無削坡限制, $\beta_T=3.0$)	108
圖 5.19	地下水壓力之部分係數與阻抗比例對不同弱面傾角之回歸線 (平面滑動破壞機制且無削坡限制, $\beta_T=3.0$)	108
圖 5.20	設計方式一 (即部分係數採用常數值) 設計結果之可靠度指數 ($\beta_T=1.65$)	114
圖 5.21	設計方式二 (即依線性回歸式求部分係數) 設計結果之可靠度指數 ($\beta_T=1.65$)	115
圖 5.22	LRFD部分係數採用常數值之可靠度指數 ($\beta_T=3.0$)	116
圖 5.23	LRFD部分係數採用表 5.5 之線性回歸式之可靠度指數 ($\beta_T=3.0$)	117
圖 5.24	MCS與AFOSM之結果比較 ($\beta_T=1.65$)	118

符號說明

A	岩塊與弱面接觸面積 (m^2/m)
a_{max}	地震下之尖峰加速度 (g)
c 、 ϕ	強度參數 (kPa 、度)
FS	安全係數
G	功能函數
H	岩塊高度 (公尺)
k_v 、 k_h	垂直、水平地震力係數 (g)
M	安全區間
N	標準貫入試驗之 N 值
p_f	破壞機率
R	阻抗
r^2	決定係數
Q	載重
V	變異係數
T	地錨力量 (噸)
X	隨機變數
α	梯度向量
β	可靠度指數
γ	單位重 (kN/m^3)
η	分離係數
μ	平均值
σ	標準差
θ	弱面傾角 (度)
ρ	相關係數



部分係數

ψ_a	地錨之部分係數
ψ_{Rn}	自然阻抗之部分係數
ψ_{w1}	地下水壓力之部分係數 (平面破壞之上浮分析)
ψ_{w2}	地下水壓力之部分係數 (平面破壞之滑動分析)
ψ_c	強度參數 c 之部分係數
ψ_t	強度參數 $\tan\phi$ 部分係數

隨機變數

X, x 隨機變數、隨機變數之參數值
 X' 轉換到基本常態空間之隨機變數
 x^* 在極限狀態面上之參數值



第一章 緒論

1.1 前言

工程設計最基本的兩項要求，一為安全性足夠，另一為符合經濟性及花費有效。傳統的大地工程設計中，大多沿用安全係數做設計規範，邊坡設計即是一種最常使用安全係數規範的地工設計。國內外常用的邊坡設計考量，一般會視不同環境狀態，如常時、高水位、地震下，分別要求不同的設計安全係數，以考量安全與破壞機率，並且兼顧經濟上的可行性。

但上述安全係數的制定，並未以統計理論做基礎考量，乃基於大量累積案例的經驗與信心，以支持設計結果的安全性會落在可接受的範圍內。而且設計上採用的最低安全係數，與設計結果的安全性無明確的關係，使設計者或是業主無法了解設計結果之安全程度。基於上述原因，對邊坡設計所規範的理論背景與設計方式上，仍有可改良的空間。

對大地工程設計的改良，可依照可靠度設計 (Reliability Based Design, 簡稱 RBD) 的概念去構思，乃因可靠度設計是針對安全性的控制去要求設計。然而完整的可靠度設計流程較為複雜，所需的資料量也較大，故在大地工程領域的接受度較低。變通之設計方式改良為簡化的可靠度設計，譬如以部分係數設計之載重阻抗部分係數設計 (Load Resistance Factor Design, 簡稱 LRFD) 即為落實簡化可靠度設計的可能作法。

1.2 研究問題與動機

如前言所述，傳統邊坡設計上的問題在於：設計要求上無明確對應之安全性要求。若依照傳統的設計標準，無法得知是否有過度設計造成經濟性不佳，或安全性不足；此外也因其安全性難以量化表示，故無法納入風險考量的觀念，來輔助設計決策之評估。

基於前述之考量，本文所希望能探討與改善岩石邊坡設計上，安全性要求與設計規範的制定。一方面從安全性的考量出發，對設計要求與設計方式重新討論可能需改善之處，另一方面檢視現今設計結果之安全性是否適合，如檢討不同設計結果之安全性是否差異過大。而對經濟面的改善，則不為本文討論的重點。



1.3 研究目的

為了能檢討設計之安全性同時配合實用考量，本文試圖由岩石邊坡之虛擬設計案例，擬定一套簡化可靠度設計之部分係數率定流程，並測試此流程施作之可行性，與討論所遭遇之問題與限制條件及研討解決的方式。最後檢討部分係數設計是否改善設計結果的安全性，並且希望能提供一組部分係數，做為岩石邊坡 LRFD 設計之用。

1.4 研究流程與論文架構

本章針對此研究的背景、動機與目的加以介紹，第二章文獻回顧則探討過去學者對部分係數率定、可靠度設計研究、邊坡穩定分析方式、以及一些設計概念的簡述。第三章為研究方法，其中說明所擬定之部分係數率定流程、資料收集結果、虛擬設計的參數假設、分析方式與迭代計算流程

等。第四章探討傳統安全係數設計 (Factor of Safety Design, 以 FSD 簡稱之), 其中還包括對 FSD 結果的安全性檢視, 討論其結果在係數率定上可能遭遇之問題。第五章以均一可靠度設計結果做部分係數率定, 且以新的部分係數重新設計, 並和 FSD 設計之結果比較, 結果則以蒙地卡羅模擬驗證。最後第六章結論與建議, 將率定流程面臨之問題、尚待改進之處與其他領域可應用的方面做一總結。附錄則包含虛擬案例之設計結果。



第二章 文獻回顧

近數十年，許多產業開為了提高生產產品的品質、或是使設計的不良率提高，投入有關可靠度設計（簡稱 RBD）的研究。而土木工程的領域，也開始改變過去一貫以安全係數設計的思維，漸接受以控制破壞機率為思維之可靠度設計，使得結構與大地工程之可靠度設計理念漸漸風行與落實（Becker, 1996b；Kulhaway 和 Phoon, 2002）。為了簡化較複雜的可靠度設計，並使新的設計方式接受度較高，乃有『載重與強度係數設計法（簡稱 LRFD）』之出現（Becker, 1996a；Ellingwood 等人，1982；Galambos 等人，1982）。LRFD 為一種簡化之可靠度設計，藉由部分係數對載重與阻抗的放大或折減，以控制可靠度、安全性之大小。

然而肇因於大地工程本身性質和其他產業有所差異，因此實務上往往有其較困難之處，值得持續探討與克服。本研究旨在以岩石邊坡設計為例，探討部分係數之率定方法，故本章將回顧大地工程的一些設計方式，以及探討可靠度設計相關理論與既有方法。本章分為五節對不同的內容進行簡介，內容包含：(1) 不確定性的內涵、(2) 不同設計方法的介紹、(3) 可靠度設計中不確定性的分析方式、(4) 岩石邊坡穩定性分析方式、(5) 部分係數取得方式。

2.1 不確定性

“不確定性（Uncertainty）”一詞意指對事、物的了解不完全，原因可能為知識面的不足，或是該事件具有隨機之性質，使得測量數據、預測結果沒有辦法得知真實的結果。不確定性的種類很多，若依照對不確定性的性質來做區分，可分為知識的不確定性（Epistemic uncertainty）與偶然的不確

定性 (Aleatory uncertainty) (Christian, 2004)。例如：用來估計塑性變形行為的模型、有限的地質調查資料評估地下的地質條件…等，其為知識不足的不確定性，若進一步研究變形行為，或是再做充足的調查，可設法消除其不確定性。而如：儀器誤差、雜訊影響等，其為偶然的不確定性，會受實驗的隨機性質影響，則其中可透過訊號處理來降低雜訊之影響。

土工問題也必然受到不確定性之影響，Phoon (2004) 的文獻中則是依照來源區分，分為參數上的不確定性 (Parametric uncertainty)，以及分析模型的不確定性 (Model uncertainty)。參數上的不確定性來源如：岩石組成成分之變異性、量測的誤差、和以間接經驗公式求得設計用之參數影響 (例如以標準貫入試驗之 N 值估計內摩擦角) 等；而模型的不確定性，則是指使用來分析資料的模型，與模擬實際情形符合與否之不確定。因為大地工程有許多設計是採用經驗公式來設計 (如極限承载力問題)，所以模型造成的不確定性往往會較大，而且若是本身之經驗公式若是偏保守的，分析結果也會有更大的誤差，使得不確定性又更高。

對於現實的設計上，必會面臨到不確定性之影響，Christian (2004) 認為工程上可能採用 4 種對應方式：忽略它 (Ignoring it)、採取較保守之設計 (Being conservative)、對建造中的監測資料視情況修正 (Using the observational method)、量化不確定性 (Quantifying uncertainty)。Christian 並指出當中量化不確定性似乎是最合理且經濟的做法，也是可靠度設計的主要訴求。但是大地工程分析最大的困難點也在此，一來是土工材料為天然而非人造，材料性質上的不確定性會較其他工業設計的材料高；二來是一個計畫中的調查經費有限，所以材料不確定性無法完整的掌握；此外可能因破壞模式的了解不完全等，使得土工問題受不確定性影響比多數的工程領域顯注。

不過在本文主要對岩石坡邊對受弱面影響之破壞模式，因為破壞形式、原理較明確，所以受分析模型之不確定性影響較低，在本文中不予考量、修正。因此本文擬探討之岩石邊坡穩定問題而言，其考量之不確定性主要受自然界中參數的不確性影響，如地下水位位置、弱面強度的不確定性等主導。

2.2 設計種類

過去數個世紀，許多領域的工程師一直是使用安全係數設計來進行設計評估。近年由於理論發展與電腦普及，分析方法和資料處理量都有進步，部分領域也轉成以可靠度設計來設計。近三十年來，土木工程在結構工程的領域，經過許多學者的研究 (Galambos 等人, 1982)，已經朝向簡化之可靠度設計的載重與強度係數設計法去做設計，並且制定出設計之規範要求，例如：AISC (America Institute of Steel Construction) 在 1986 年訂定第一版以 LRFD 設計的規範圍，並於 1994 修正第二版一直沿用至今。

無論為何種的設計方式，都需符合安全性與經濟性的考量。關於對經濟性的考量，如設計中使用不同材料之價格的影響，在本文中並不討論。而對安全性的基本要求皆為：

$$\text{供給 (Supply)} > \text{需求 (Demand)} \dots\dots\dots (2.1)$$

若是換成工程上較常用的用詞，上式可改寫成：

$$\text{阻抗 (Resistance)} > \text{載重 (Load)} \dots\dots\dots (2.2)$$

此處所指的阻抗與載重為廣義化之定義，阻抗乃對設計對象之穩定性有幫助之因子，載重則是有相反效果之因子。例如阻抗可能為：平面破壞時岩層面間的摩擦力、或是基礎設計上所估計之極限承载力等；對應之載重為：沿著弱面上的滑動力、基礎所承受到建物施加之載重、外力等。本文後續若非特別說明，意指之阻抗、載重皆表示廣義化的名詞。

2.2.1 安全等級

對於設計的結果，除了需要符合 (2.2) 式中抵抗力大於載重的觀念，還需要有一個能表示安全性的指標，才能了解安全的等級、程度為何，或是比較不同設計結果安全程度之高低。不同的設計種類，對安全等級 (Level of Safety) 的評估會用不同的方法表示。例如安全係數設計，它採用的評估指標為安全係數，由上 (2.2) 式改寫，安全係數的定義如下：

$$\text{安全係數：} FS = \frac{\text{阻抗}}{\text{載重}} \dots\dots\dots (2.3)$$

當係數越大，阻抗對載重的比值也越大，設計也越安全。

而可靠度設計會因工程規模不同，而使用不同“等級”的設計，上述等級的差異和資料之假設、簡化程度相關。由最簡化至詳細，依序可分為第一、第二、第三級 (Level I、Level II、Level III) 的機率式可靠度設計，且當使用不同等級的設計時，表示安全性的方式也不同。如第三級之安全性以“破壞機率”來表示，等級二則是以可靠度指數 β 來表示，第一級則是用部分係數來限制對應要求之可靠度指數。有關三種可靠度設計等級的差別、可靠度指數 β 與破壞機率之意義，於後 2.2.5 節再做解釋。

2.2.2 安全係數設計 (Factor of Safety Design)

安全係數設計在土木工程上有相當悠久的歷史，至今仍為許多領域之主要設計方式。安全性之評估如前 (2.3) 式所述，以安全係數來考量設計結果的安全性。以安全係數做設計評估，可限定設計物能容許的載重值，此設計方式稱為容許應力設計 (Allowable Stress Design)，或是工作應力設計 (Working Stress Design)。若是限定 (2.3) 式中的安全係數，則可決定能容的載重大小為何，如下式：

$$\text{容許載重} = \frac{\text{阻抗}}{\text{設計需符之安全係數}} \dots\dots\dots (2.4)$$

由(2.3)式中可得知，若是式中之載重與阻抗為一確定值(Deterministic Value)，即不會有不確定性的問題，則當安全係數大於1，即表示設計對象屬於安全的範圍內。但實際上載重與阻抗不可能是一確定值，它必然會受到不確定性的影響，所以設計的要求上，常常會採用大於1的安全係數。而對不同的問題，因其性質、了解程度、不確定性的掌握、以及發生頻率皆不同等，所以會採用不同大小的安全係數來做設計的規範。若是不確定性較高，則通常會對應較大之最低安全係數要求。

此外於(2.3)式子中，阻抗與載重採取的是名目值(Nominal value)，分別為名目阻抗與名目載重。此值為工程師依照經驗、試驗結果，來判斷該地層會有的強度參數值，可能會取平均值(Mean Value)，或是以量測值再依經驗、法規折減，使評估的結果是偏向保守的一方。但也因為上述的對不確定性考量，主要是由工程師的經驗來決定的，所以結果上也會因人而異。較年輕沒經驗或是較保守的工程師可能會用較大的安全係數做設計考量，或是較保守的參數值做設計考量，以得到較保守、安全的結果，雖然此時設計上會較安全，但也更有可能會過度設計，使得結果變的安全但更不經濟。因此後續發展的可靠度分析、LRFD等，都是期望能解決對不確定性的模糊地帶，使設計的考量上更合理化，或是期望經濟面有改善，解決過度設計的問題。

2.2.3 極限狀態設計 (Limit State Design)

依照 Becker (1996) 文獻中對於極限狀態 (Limit State) 的定義為：當一結構體或是該結構體之組成零件，無法發揮原先設計所要求之強度、功能，稱為此物體達到極限狀態。對上述“無法發揮原先設計之強度與功能”，又可將極限狀態又分為功能失效的“使用性極限狀態”(Serviceability Limit

State，簡稱 SLS）、與強度失效的“最大極限狀態”（Ultimate Limit State，簡稱 ULS）。對前者結構物暫時無安全性不足的問題，但是所能提供的功能性、服務性（Serviceability）已經不足，如：在強震時半導體製成廠房發生劇烈的搖晃，雖然建物沒有倒塌，但是該廠的生產力已受到影響而停擺，這就表示使用性極限狀態已達到或超過。最大極限狀態則是表示該建物之安全性已不足，會有災難性的後果會發生。如：地震時劇烈的搖晃，造支撐房屋的柱子斷裂，使得房屋之上部樓層倒塌，此表示房屋的最大極限狀態達到，安全性已不符合要求。

極限狀態設計的基本精神，為設計時需考量所有可能達到極限狀態的情形，若是對全部的極限狀態（SLS 與 ULS）評估都符合設計要求，即表示此設計是符合安全與使用性的考量。故流程上需先定義全部可能達到的極限狀態，再分析、評估是否會達成極限狀態，或是極限狀態的重現期是否符合風險上的考量。

不過極限狀態並非新的設計想法，它只是將原有的問題再細分考量，除了考量全面破壞的最大極限狀態，還有考量建物已不敷使用的使用性極限狀態，因為在兩種條件下都表示建物或設計對象已不能達到設計要求。此外該設計法也闡明了設計上，需要考量所有可能發生的極限狀態，才能使得設計的結果是一安全之設計。

此處則需特別說明，加拿大所指的 LSD 等值於美國等其他國家稱呼之 LRFD。本文中為了避免混淆，所指之 LSD 指的是設計上需考量各種極限狀態，各別進行安全性分析的設計精神；而 LRFD 則是指以部分係數調整載重和阻抗，使得折減後之阻抗需大於載重的一種“簡化可靠度設計”。

2.2.4 部分係數設計

除了上述以整體阻抗與載重的比值考量之整體安全係數 (Global Factor of Safety)，另一種設計方式是對不同的參數取不同的部分係數。最早 Taylor (1948) 提出在邊坡設計上，建議對 c 、 ϕ 兩種參數提供的阻抗值，取不同的係數來折減 (Christian, 2003)。後續 Hansen (1965) 將基礎設計的部分係數形式化，並建議對載重與土壤參數以部分係數來考量 (Phoon, 2004)。

部分係數的調整方式，大致可分為兩大類：一為對材料參數調整 (Material Factor Approach，以 MFA 簡稱) 材料，另一為對估計的阻抗調整 (Resistance Factor Approach，以 RFA 簡稱) (Honjo, 2003)。若是阻抗為強度參數 c 、 ϕ 的函數，MFA 是先對 c 、 ϕ 折減，再以折減後的 c 、 ϕ 計算或估計應有的阻抗值；而 RFA 則是以原先資料收集且未折減的參數，計算此參數下的阻抗值，再以部分係數對計算後的阻抗值來折減。性質上兩者各有其不同的義意，MFA 表示對收集到參數的不確定性，如以經驗式或是實驗值得到的 ϕ 角，其不確定性會不相同；RFA 則表示對估計阻抗值的不確定性，可能受施工品質、土壤性質影響其不確定性的差異。以 MFA 來考慮則是能對不確定性的根源做考量；而 RFA 來施作的特性是較簡單，比較能直觀的評估對力量的折減大小，以及能掌握一些強度參數所不能提供之效應。若是影響強度的參數很多而性質不相近，則 MFA 對問題的掌握可能較完整，但與 RFA 比較下，在多個強度參數下施作上可能會較複雜，而且它的考量僅限於對強度有影響的參數上。

2.2.5 可靠度設計

可靠度分析的特點，是考量所有的參數不確定性的影響，以致各個參數會是一隨機分佈函數 (Random Variable)，如此安全性的評估需經過不確

定性分析 (Uncertainty Analysis, 後 2.4 節再述), 分析的結果也會是一隨機分佈函數。若是以安全係數評估設計結果的安全性, 則安全係數的分析結果不會是原先的確定值, 而是一個有分佈型態的隨機分佈函數。在此狀態下安全性的考量, 則為安全係數之分佈函數發生破壞 (安全係數 <1) 的機率, 此即是所稱之“破壞機率 (Probability of Failure)”。而可靠度設計的要求, 即是此破壞機率要小於能接受的特定風險, 設計上為了達到此目的, 可能需不斷調整設計型式直達符合上述原則。

上述對安全性評估的函數稱為“功能函數 (Performance Function)”, 功能函數除了可能為前面提到的安全係數, 也可能以安全區間 (Margin of Safety) 或是其他函數表示。以安全區間的定義為例, 安全區間的定義如下:

$$\text{安全區間 } M = R - Q \dots\dots\dots (2.5)$$

其中 R 、 Q 分別為阻抗、載重

當上 (2.5) 式中 $M < 0$ 即表示阻抗無法抵抗載重, 其設計對象已達破壞, 破壞機率如下:

$$\text{破壞機率: } P_f = P(F) = P(M < 0) \dots\dots\dots (2.6)$$

其中 F 為破壞事件達成 (如阻抗小於載重, 如 $M < 0$)

$P()$ 代表 $()$ 內事件發生的機率

P_f 代表破壞機率

若是功能函數的機率密度函數 (Probability density function, 簡稱 pdf) 已知, 則破壞的機率也可由 (2.6) 式解出。以下圖 2.1 為例, R 、 Q 分別為阻抗、載重的分佈型態, 功能函數以安全區間的形式來考量, 所以破壞機率即為圖 2.1 右圖中, M 小於 0 之機率密度函數積分面積。



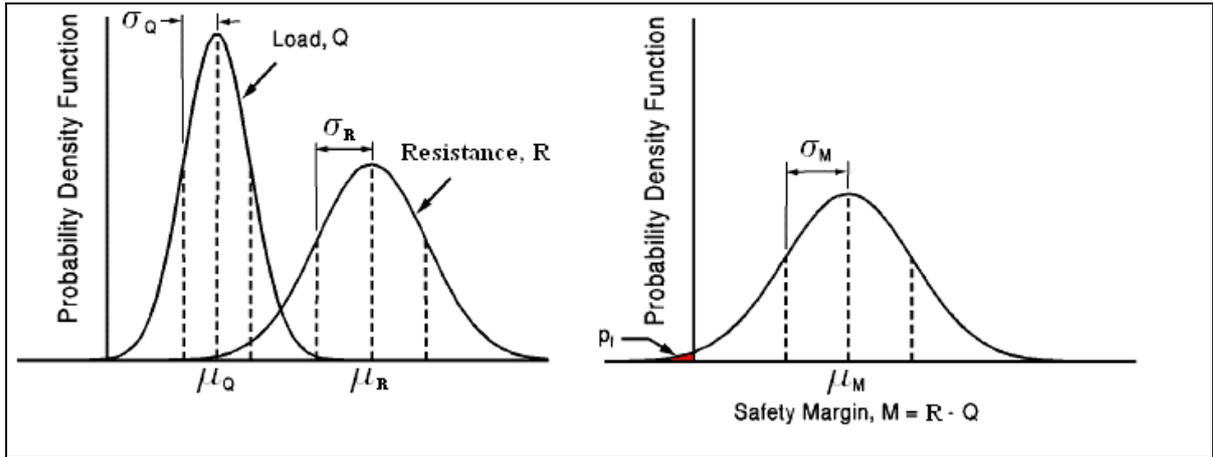


圖 2.1 隨機變數與破壞機率示意圖

左圖：載重與阻抗之機率密度函數分佈示意圖

右圖：安全區間之機率密度函數分佈示意圖

(修改自 Baecher 和 Cristian, 2003)

但是當參數的資料不足、不完整時，分析的過程可能要取近似的做法，即前 2.2.1 節所述三種不同等級的機率式可靠度設計。依 Becker (1996) 文獻中提到三種等級分類，於下簡述各等級之差別。

第三級機率式設計 (Level III probabilistic design)

此為最完整的機率式可靠度設計，對所有參數的分佈型態需完全掌握了解，以便供設計分析之用。因該等級對參數的分佈型態掌握最完整，使得其分析結果最能符合實際條件，但也是最難施作的，因為所需要之資料完整度和資料量是最高的，分析時間與經費也是需要最多的。因此若非重要性高的案例，一般大地工程問題不會使用該方法評估、設計。

第二級機率式設計 (Level II probabilistic design)

該方法為第三級再簡化的機率式設計，對於資料的分佈型態做簡化，只需先定義出分佈型態為何種函數，再以收集之資料擬合 (Data fitting) 假

設之分佈函數。但是文獻中 (Becker, 1996) 提到要將資料與分佈型態完整的結合並不容易，因此常採用簡化的為二次矩機率法 (Second moment probabilistic method)。此方法對於隨機變數的資料，僅考量二階動差 (平均值、標準差) 來決定一函數之圖型，故在收集資料與函數的擬合上，只需分析對應之平均值、標準差即可決定參數的分佈型態。在此特例之下，因為參數的分佈只考量二階動差之影響，所以安全性的評估，則可用一可靠度指數 β 來評估。其中 β 為：

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \dots\dots\dots (2.7)$$

μ_M 、 σ_M 分別表示安全區間的平均值與標準差

當 β 越大，代表安全區間分佈函數的平均值距離破壞面越多個標準差，即表示發生破壞的機率越小，設計是越安全的。

關於可靠度指數與破壞機率的關係，若是安全區間之 pdf 得知，則破壞機率可由對應之累計分佈函數 (Cumulative distribution function, 簡稱 cdf) 求得。設計上的要求會有一設計限定的破壞機率，其會對應一門檻可靠度指數 (Threshold Reliability Index, 以 β_T 表示)，設計結果則會限定設計之可靠度指數需要大於 β_T ，才能確保結果之安全性會符合要求。對不同重要性、安全性要求之設計對象，此 β_T 會因需求不同而改變。

第一級機率式設計 (Level I probabilistic design)

此法又被稱之為“半機率法”，對安全性的評估不是以破壞機率，或是間接的可靠度指數，而是對於阻抗與載重乘上一部分係數來考量。若是乘上此係數後的設計之準則符合要求，則也代表以此參數來設計，風險範圍至少會滿足某率定之 β_T 值 (或破壞機率)，結構設計使用的 LRFD 即是屬於這類設計方式。此設計法的特點為使用方便，工程師在設計時可以容易的評估不同設計下是否符合設計要求；相較於更高級的可靠度設計，需不斷

變更設計種類並進行不確定性分析，直到分析的破壞機率小於設計要求。此外也有許多學者 (Becker, 1996a; Phoon, 2004) 認為此方式因為形式上與傳統設計相似，適合做為由安全係數設計轉換到可靠度設計方式的過渡設計方式。而 β_T 與上述部分係數的關係，則需要經過係數率定 (Calibration) 的過程得到，關於係數率定的過程於後 2.5 節再述。

可靠度設計除了以上述“破壞機率”來表示安全等級，相對應破壞機率即有所謂的“可靠度 (Reliability)”。可靠度定義為：設計對象在生命週期中，能發揮設計要求的機率為何。若設計對象只有安全和破壞兩種狀態，則可靠度與破壞機率的關係可寫為：

$$\text{可靠度} = 1 - P_f \dots\dots\dots (2.8)$$

雖然設計要求為建物能發揮應有功用之可靠度，但因為破壞機率可能為 $10^{-1} \sim 10^{-5}$ ，以可靠度表示較不易顯示差別，所以為了方便對照、比較，通常安全等級的評估會以破壞機率的大小來表示。



2.2.6 可靠度設計與傳統設計之差異

傳統上的設計將參數、安全性，以一確定值來分析，如：參數之名目值、安全係數等，不確定性造成參數變異性的影響則是缺乏明確的設計考量，此對結果之影響完全受設計者的經驗控制。可靠度分析則視各個參數視為一隨機變數，有著其各別的分佈特性，所以安全性不再是一個確定值，而是具變異性的隨機分佈函數。但此分析上需更多的資料收集與分析，因此設計過程會變的更為複雜，而費用、時間、成本上也都會提高。

對於設計結果是否適當，在 FSD 的設計上，工程師靠著過去經驗說明此設計是適用的，但是適用並無法反應是否過度設計，另外對於安全性的信心指數、重現期等風險考量相關之問題，都較難以用 FSD 的設計結果來說明。而可靠度設計則可依照設計對象，決定所能容許的破壞機率，以較

符合邏輯性的觀點分析不確定性的影響。不過上述良好的結果，前提為“能夠收集適當資料”與“模型分析結果符合、接近實際情形”。所以進行可靠度分析上，需考量有限收集的資料與配合選用的簡化條件下，是否適合模擬真實狀況的結果。

2.3 邊坡穩定問題

本研究主要針對邊坡穩定設計的探討，若依照前述極限狀態設計的概，設計上需先考量每個可能達到破壞的條件，再對極限狀態做分析，以及後續設計上的變更、調整等。後續文章中引用 LSD 之“極限狀態”來稱呼破壞達到之狀態。基於上述概念，首要之問題為檢視各種破壞形態，即探討、回顧邊坡中常見的破壞型態。再來就是針對邊坡穩定設計與分析方式的回顧，以及影響邊坡穩定因子的探討。

2.3.1 邊坡破壞種類

對於岩石邊坡常見的破壞型態，最主要有三種：平面破壞 (Plane Failure)、楔形破壞 (Wedge Failure)、傾倒破壞 (Toppling Failure)。下列為上述三種破壞型態的簡介。

平面破壞

平面滑動主要受到重力影響，使岩塊沿著弱面向下滑動。要形成此滑動機制大略有三個要素：(1) 滑動岩塊下方需有空間讓岩塊下滑，即岩體中的弱面需要有可見的露頭 (Daylight)。(2) 除了上述條件外，岩塊還需失去與滑動方向垂直的兩側支撐，即需要有穿過滑動面走向的不連續面。(3) 當有上述運動機制時，滑動面上的阻抗仍需小於滑動之驅動力，才會有不穩定 (破壞) 的情形發生。平面破壞的示意圖如下圖 2.2。

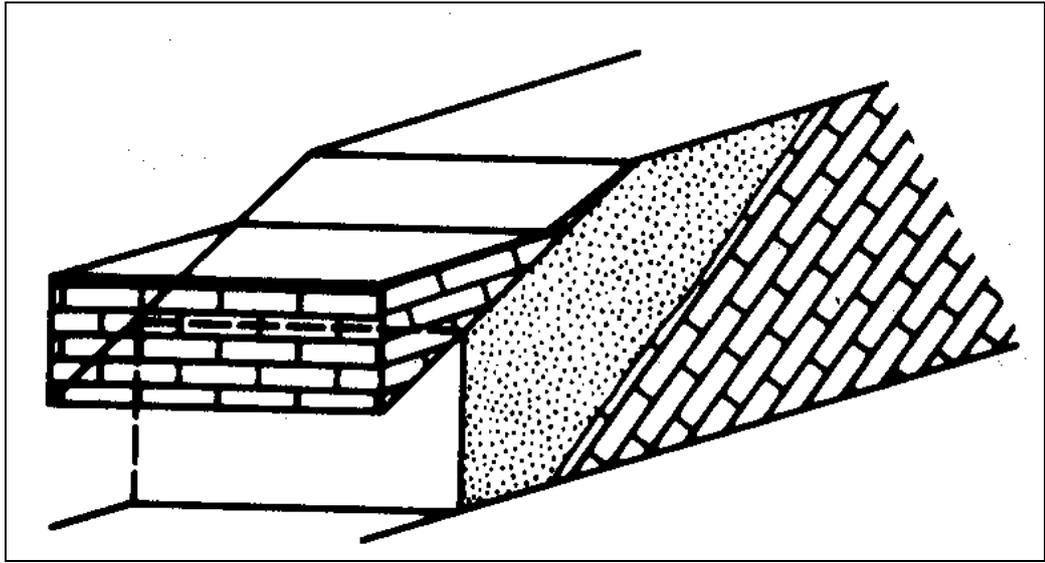


圖 2.2 平面破壞示意圖 (Goodman, 1989)

楔形滑動破壞

當有兩個弱面不平行且相交時，兩弱面會構成一條交線，並可能與坡面形成一“楔形”的岩塊。若是兩弱面的交線對自由空間上有露頭，則代表有滑動的機制；假如滑動面上的總抵抗力小於滑動的驅動力，則楔形破壞就會發生。楔形破壞示意圖如下圖 2.3。

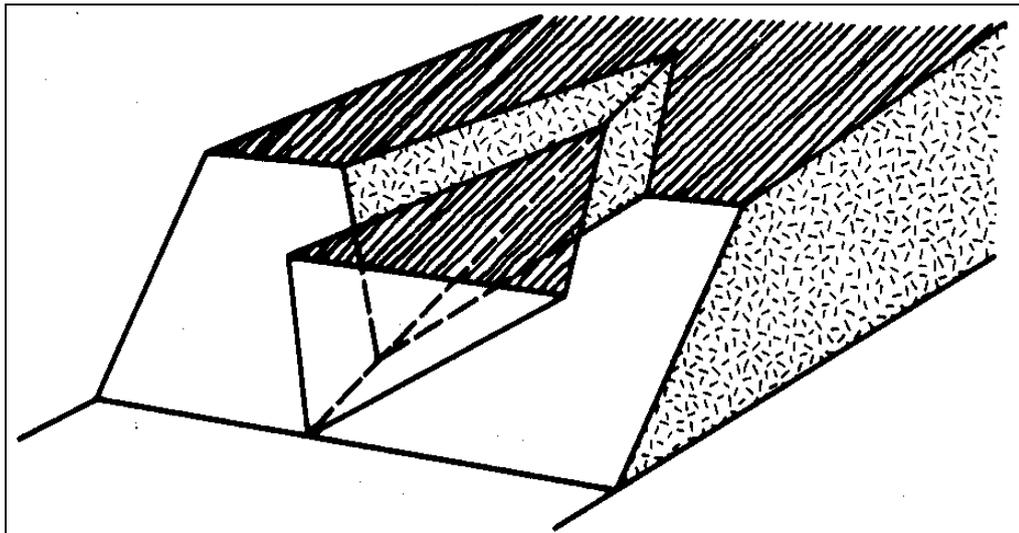


圖 2.3 楔形破壞示意圖 (Goodman, 1989)

傾倒破壞

當岩中有多組平行的高角度弱面時，如下圖 2.4 所示，若岩體下方坡趾的支撐被除去，則岩層可能受自重向坡面的傾向彎曲，使得岩層產生張方裂縫而岩塊個別翻落。此破壞條件達成的條件為：(1) 岩層的傾向與坡面的傾向相反。(2) 岩塊間向坡底彎曲的力量要大於層面間的阻抗。或者若是有垂直相交的不連續面時，可能使岩體成塊狀 (block) 的堆積型態而個別翻落，此時則要考量岩塊重心位置與坡面角度之滑動、傾倒關係。

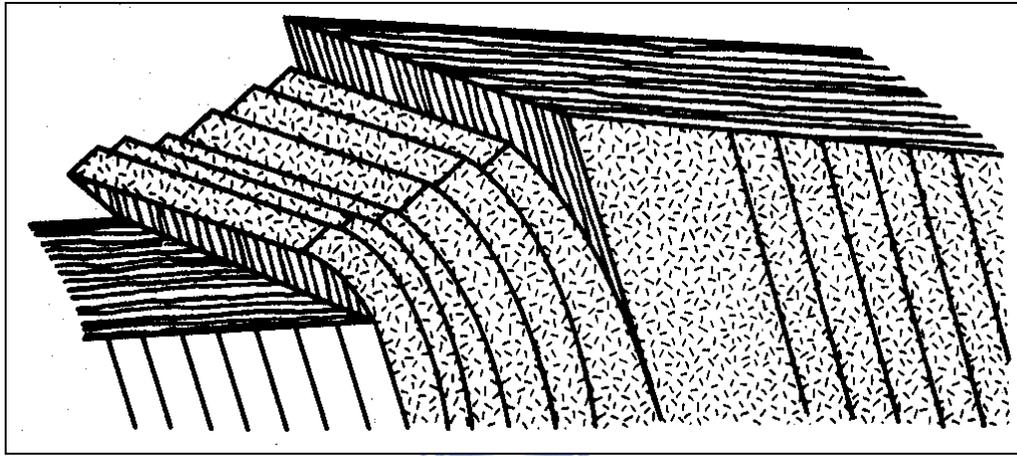


圖 2.4 傾倒破壞示意圖 (Goodman, 1989)

除了前面三種主要破壞模式外，破壞也可能為上述三種破壞機制的複合型式，另外若是岩體高度風化或弱面發達，則發生的破壞模式可能如土壤邊坡的圓弧形破壞 (Circular Failure)。但本文主要針對硬岩邊坡中平面破壞的機制來討論，故後續討論上，其他特殊型態的破壞型式不予討論。但平面破壞的一種特殊狀況，會發生在高弱面傾角且地下水壓力過大，此時岩塊弱面上的正向力為零，使岩塊的阻抗消失而滑動。此狀態本文暫稱為平面破壞的“上浮”破壞機制，其破壞形式仍然是沿著弱面滑動的平面破壞，但是弱面剪力強度不再影響此狀態的穩定，影響穩定之因子改為對弱面正向力有影響的參數，故分析上需採不同的方式。於第三章研究方法中會再詳述本文分析上的流程。

2.3.2 邊坡穩定分析

傳統設計上對邊坡穩定的評估，判定穩定性是否足夠有兩個因素要考量：首先為是否有滑動的機制（Kinematic stability），再來為滑動的力學條件是否達成（Kinetic stability）。滑動的機制受到不連續面的位態影響，若是有滑動機制，則表示該坡有破壞（滑動、傾倒）的“可能性”，前述之露頭判定即是判斷有無滑動機制的因子。最終是否有穩定性的問題，仍需分析力學條件上的破壞條件是否達成。力學條件上的問題，則是綜合前述不連續面的影響再加上力學強度之影響，如：滑動面上摩擦力強度是否足以抵抗滑動面下滑的驅動力。當上兩項（滑動機制、力學條件）都達成時，則表示岩塊處於不穩定的狀態。

傳統的實務設計上，常會以立體球面投影圖來判斷上述無滑動機制、與力學條件。以下圖 2.5 兩弱面的楔型破壞為例，其中 I 、 J 為弱面，由圖上可判斷兩弱面 I 、 J 的交線 5 在坡面上有露頭，岩楔則有滑動的可能。力學的穩定分析，可由立體投影圖中可得知 $\delta_{ni,nj}$ 、 δ_{13} 、 δ_{24} 、 δ_{35} 、 δ_{45} 、 $\delta_{1,ni}$ 、 $\delta_{2,ni}$ 、 θ_5 ，並此參數和 I 、 J 弱面傾角 θ_A 、 θ_B ，代入下式（Hoek 和 Bray，1981）決定 X 、 Y 、 I 、 J ：

$$X = \frac{\sin \delta_{24}}{\sin \delta_{45} \cdot \cos \delta_{2ni}} \dots\dots\dots (2.9)$$

$$Y = \frac{\sin \delta_{13}}{\sin \delta_{35} \cdot \cos \delta_{1,nj}} \dots\dots\dots (2.10)$$

$$I = \frac{\cos \theta_a - \cos \theta_b \cdot \cos \delta_{ni,nj}}{\sin \theta_5 \cdot \sin^2 \delta_{ni,nj}} \dots\dots\dots (2.11)$$

$$J = \frac{\cos \theta_b - \cos \theta_a \cdot \cos \delta_{ni,nj}}{\sin \theta_5 \cdot \sin^2 \delta_{ni,nj}} \dots\dots\dots (2.12)$$

當有了 X 、 Y 、 I 、 J 後，即可以下 (2.13) 式決定安全係數（Hoek 和 Bray，

1981)，並判岩楔是否穩定。假若立體球面投影顯示無破壞機制達成，則表示沒有辦法讓岩塊有所移動，而進一步力學平衡上的穩定通常也不必考慮、分析。

$$FS = \frac{3}{\gamma H} (c_a \cdot X + c_b \cdot Y) + (I - \frac{\gamma_w}{2\gamma} X) \tan \phi_a + (J - \frac{\gamma_w}{2\gamma} Y) \tan \phi_b \dots\dots (2.13)$$

其中 c_a 、 c_b 分別為 A、B 弱面的凝聚力強度

ϕ_a 、 ϕ_b 分別為 A、B 的摩擦角

γ 、 γ_w 分別為岩體、地下水的單位重

H 是楔形岩塊的總高

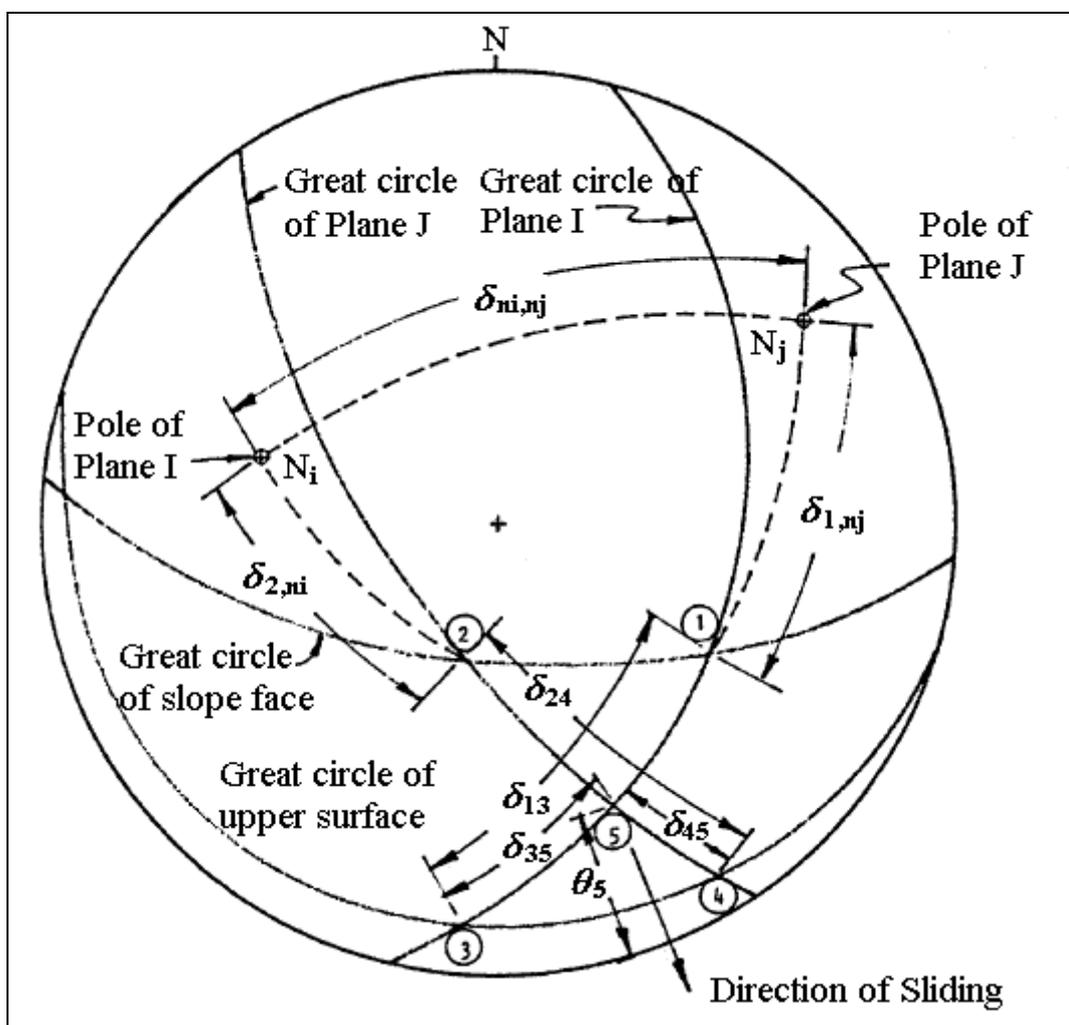


圖 2.5 立體球面投影示意圖 (修改自 Hoek 和 Bray, 1981)

以機率式可靠度設計分析，則參數需考量變異性之影響，若以傳統的立體球面投影來施作，則立體投影圖上的投影面無法表示參數隨機變數的特性。此時則需改用 Hoek 和 Bray (1981) 書中附錄 2 的向量計算方式來分析。

過去有許多學者對邊坡穩定，以可靠度分析的方式做研究，如 Low (1997) 的文獻展以示算表的分析方式，對楔型破壞進行一階二次矩（後 2.41 節再述）的可靠度分析；Park 等人 (2005) 則對美國高速公路設計的實際案例，對楔型破壞以蒙地卡羅模擬分析岩楔的破壞機率；Jimenez-Rodriguez 等人 (2006) 則是對有垂直張力裂縫岩塊的平面破壞，以蒙地卡羅等方式比較分析的結果差異。

2.3.3 影響邊坡穩定之因子

前述邊坡穩定受滑動機制與力學條件影響，滑動機制主要受到不連續面位態之影響，而力學條件的除了受不連續面位態影響，還受弱面強度、岩塊之基本物理性質、地下水位等其他因子影響。整理對邊坡穩定影響之因子大致如下：(1) 坡面之幾何條件（坡向、坡度）、(2) 弱面方位問題（弱面之方向與傾向）、(3) 弱面強度參數 (c 、 ϕ)、(4) 岩塊物理性質（岩塊之單位重，孔隙率、含水量等）、(5) 外力（如坡面上方之額外載重）、(6) 地下水的影響、(7) 地震力的影響。

而依邊坡設計的觀點而言，當一坡面穩定性不足，則還需設計不同的補強方式以達到穩定的狀態，當中可能的手段如：打設地錨來提高岩塊間的正向力，削除坡面以減少滑動的驅動力（如下圖 2.6），佈置排水管線以降低地下水等。因此，除了上述的影響因子外，還需考量人為設計對邊坡穩定有影響之因子（如削坡後之坡角、坡面型態、排水管位置、削坡階梯數量等）。

在進行不確定分析時，除了需考量上述參數的平均值外，還需考量對應輸入資料的變異性(如標準差(Standard Deviation)或變異係數(Coefficient of Variation))。不過並非全部的參數都需視為隨機變數來分析，有些參數受變異性之影響較小，分析上可視其為一確定值以方便分析。因此流程上，都會先進行參數分析 (parametric study) 的探討，來簡化後續分析上，以提高的效率而不使結果有太大的誤差。

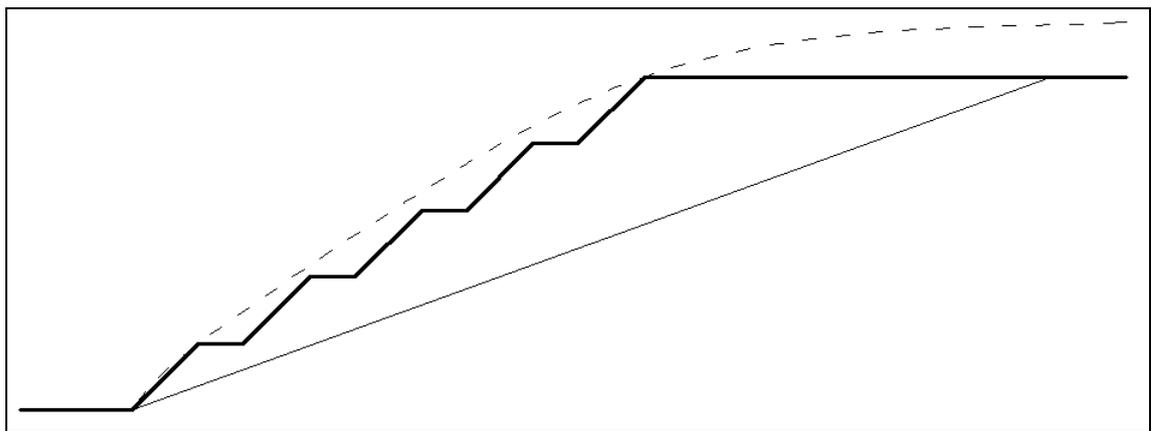


圖 2.6 削整坡面示意圖 (虛線為原坡面，粗實線為施工後的坡面)

完整的資料收集對不確定性分析是相當重要的，但在大地工程中，試驗資料數量往往量少而變異性大 (如弱面的力學強度)。若是資料不足，對參數變異性的估計可能需採用如 $n-\sigma$ 的方式估計 (Foye 等人, 2006a; Whitman 等人, 1997; Tippett, 1925)。 $n-\sigma$ 法為對標準差的估計，假設量測資料的誤差是呈常態分佈之型式，標準差 σ 的估計如下：

$$\sigma = \frac{\text{量測資料範圍}}{N_{\sigma}} \dots\dots\dots (2.14)$$

此方法是假設資料量測的範圍受到量次數影響，在 n 次的量測下，量測值的範圍會在 N_{σ} 個標準差內， N_{σ} 可查下表 2.1 得知，於是即可估計參數之標準差，進而估計參數的變異性。

表 2.1 常態分佈參數取樣範圍 N_σ 對量測次數 n 之關係
 (摘自 Foye 等人，2006a)

n	N_σ
2	1.128379
3	1.692569
4	2.058751
5	2.325929
6	2.534413
7	2.704357
8	2.847201
9	2.970027
10	3.077506
11	3.172874
12	3.258457
13	3.335982
14	3.406765
15	3.471828
16	3.531984
17	3.587886
18	3.640066
19	3.688965
20	3.734952
50	4.498153
100	5.0152
200	5.492108
300	5.755566
400	5.936396
500	6.073445
600	6.183457
700	6.275154
800	6.353645
900	6.422179
1,000	6.482942

2.4 不確定性分析方式

可靠度設計的流程，大致步驟如下：首先需了解所對象之內容、型態、特性，再進行相關資料的收集與分析模型的建立，然後對問題進行不確定性分析，最後視要求對設計參數做調整，使設計結果符合某特定要求之安全等級，或是達到功能性 (Serviceability) 的最佳化。當中不確定性分析為一重要的步驟，目的在於分析不確定性對設計結果之影響。

若是能取得阻抗與載重之分隨機佈布函數，即可由這兩個的函數找出對應之破壞機率 (可靠度)。但實際上阻抗與載重可能受多個不同的參數影響，個別參數又可能有著不同的分布型態，使得要以閉合解的方式分析可能會有困難。因此有許多學者研究以不同的近似或是模擬方式，來得進行不確定性分析。不確定性的分析方式有相當多種，從一些簡化模式如：點估計法 (Point Estimate) (Rosenblueth, 1975)、一階二次矩 (First Order Second Moment method, 簡稱 FOSM) 和改良的一階二次矩法 (Advance First Order Second Moment method, 簡稱 AFOSM) 等 (Hasofer 和 Lind, 1974; Beacher 和 Christian, 2003); 至較完整的模擬式方式如蒙地卡羅模擬 (Monte Carlo Simulation, 簡稱 MCS)、重要性取樣模擬 (Important Sampling)、子集合模擬 (Subset Simulation) 等 (Ang 和 Tang, 1984; Beacher 和 Christian, 2003; 卿建業和謝宜宏, 2007; Au 和 Beck, 2001)。下面就較常用的一階可靠度法 (First Order Reliability Method, 簡稱 FORM) 與蒙地卡羅模擬做一簡介。

2.4.1 一階可靠度法

若是得知功能函數的平均值與標準差，由 (2.7) 式即可得知該設計結果的可靠度指數。一階可靠度法即是泛指以泰勒級數展開，取一階近似結果來評估可靠度指數的方法。常見的一階可靠度法有一階二次矩法 (FOSM) 與改良的一階二次矩法 (AFOSM)。下面就此兩種分析方式做一簡述。

一階二次矩法

此方法將功能函數的各個影響因子，對平均值做泰勒級數展開，並假設泰勒級數中的高次項可乎略不計。若是將功能函數以安全區間的方式表示，則功能函數形式如下：

$$M(X) = R - Q \dots\dots\dots (2.15)$$

其中 M 為安全區間

X 為影響功能函數之參數， $X = (X_1, \dots, X_n)$

R 、 Q 分別為阻抗、載重，其受 X 影響

因為上述功能函數是以安全區間的方式定義，故當 $M < 0$ 即代表達到極限狀態（破壞狀態）。對 (2.15) 式取泰勒級數展開並忽略高次項，則功能函數的平均值，可以下式估計（Ang 和 Tang, 1984）：

$$E(M) = \mu_M \approx M(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \mu_{x_3}, \dots, \mu_{x_n}) \dots\dots\dots (2.16)$$

其中 μ_{x_i} 為參數 X_i 之平均值

而對功能函數變異數之估計為：

$$E[(M - \mu_M)^2] = \sigma_M^2 \approx \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{x_i x_j} \sigma_i \sigma_j \frac{\partial M}{\partial x_i} \frac{\partial M}{\partial x_j} \dots\dots\dots (2.17)$$

其中 $\rho_{x_i x_j}$ 為 X_i 與 X_j 參數之相關係數

σ_i 、 σ_j 分別為第 i 、 j 個參數的標準差

當取得了對功能函數有影響參數之平均值、標準差與參數間之相關係數，即可以 (2.16)、(2.17) 式分別估計功能函數之一次、二次矩，進而計算可靠度指數。且若是假設功能函數呈常態分佈，則破壞機率也可由常態分佈下之 cdf 與 β 算得。由於該方法是靠泰勒級數展開取一階近似，與函數分佈只考量至二次矩，故其被稱為“一階二次矩法”。

該方法之優點為：當有個別參數的一次、二次矩，即可得到功能函數

的一次、二次矩與可靠度指數；它在分析過程上也相當簡單，除了在 (2.17) 式中有偏微分的問題，但該問題通常可用數值微分來解決。雖然有上述之優點，但此方法也有許多的缺點。首先準確度上因為採用泰勒級數的一階展開近似，所以對高度非線性的極限狀態界線，其估計上會有誤差，如欲得到較準確的結果，可採用二階的泰勒級數來估計。不過 Baecher 和 Christian (2003) 的書中指出，其計算複雜度會提高，而且提升之精確度往往不符合額外增加計算時間的效率，故二階二次矩法(Second Order Second Moment method) 在地工問題上不常被使用。此外它對破壞機率的計算，是假設功能函數的分佈為常態分佈，但與實際結果不一定相符。而在 Phoon (2004) 的文獻中指出，FOSM 法本身有個嚴重的理論缺失 (Theoretic flaw)：在相同的極限狀態界線以不同的方式表示，會計算出不同的結果，原作者稱此問題為“invariance”。且若是在相同功能函數型態，不同的參數點估計結果也會不同，故泰勒級數展開的點位置選擇也是一項議題。基於上述缺失，Hasofer 和 Lind 於 1974 年提出改良一些上述問題的方法。

改良式一階二次矩法

此方法由 Hasofer 和 Lind (1974) 提出，主要是改善上述 FOSM 的一些問題。此方法又有許多不同的稱呼，如“Hasofer 及 Lind 法”、“一階可靠度法 (FORM)” ，因為它由幾何空間上考量不確定性的分析，所以又被稱之為與“幾何可靠度法” (Becher 和 Christian, 2003) 與“改良式的一階二次矩法” (AFOSM)。本文中為了避免與統稱的“一階可靠度法 (此指泛以泰勒級數展開一階簡化之方法)” 混淆，後續皆以改良式的一階二次矩法、或 AFOSM 簡稱之。

關於 AFOSM 的分析，需先介紹基本常空間的意義，在此空間中，參數皆為平均值 0、標準偏差 1 的“常態分佈函數”，故此空間中的原點即是

參數之聯合平均值 (Joint Mean)，且機率密度等高線圖會是由許多同心圓構成。若是將影響功能函數之參數 X 轉換到基本常態空間中，此時參數變為 X' ，而功能函數需由原 $G(X)$ 型態，改寫成基本常態空間中之型態 $G'(X')$ (上標撇號表示參數、函數在基本常態中)。原作者 (Hasofer 和 Lind, 1974) 証明在此空間下，若將破壞面假設為一線性之直線、平面或超平面 (Hyperspace)，則可靠度指數 β 即為空間中原點離極限狀態邊界最短之距離。此時之破壞機率為極限狀態在基本空間之聯合分佈函數 (Joint Distribution) 之積分值，以邊際分佈 (Marginal Distribution) 函數來表示，則破壞機率如下：

$$p.f. = \Phi(-\beta) \dots\dots\dots (2.18)$$

其中 $\Phi()$ 為常態分佈的累計分佈函數

此方法之施作流程如下：首先將參數座標準換到基本常態空間中，其機率密度函數等高線圖如下圖 2.7 所示，並對極限狀態界線以轉換後的參數改寫 (圖 2.7 中之 $G'(X')$)。接著求取極限狀態空間內離原點最近的點，此點稱之為“設計點” (Design point)，該點需達破壞狀態且是離空間原點最近之點。當求得設計點後，可靠度指數 β 即為設計點與基本常態空間原點之距離，破壞機率便可由 AFOSM 的假設，將 β 代入上 (2.18) 式求得。由上述流程可發現計算上的內容已和原 FOSM 不同：FOSM 是分別對功能函數之平均值、標準差做估計，而 AFOSM 則是設法在基本空間中找尋一設計點。AFOSM 的分析上主要會受兩個問題影響，一為參數至基本空間的座標轉換，二為設計點位置的求解。若是原先之參數為常態分佈，則座標轉換即是將原參數轉成標準之常態分佈函數 (Standard Normal Distribution)，如： X_1 為 $X_1 \sim N(3,6)$ ($N(3,6)$ 代表平均值 3、標準差 6 之常態分佈)，依照常態分佈之特性， X_1 轉換後之 X_1' 參數為： $X_1' = \frac{X_1 - 3}{6}$ 。但若 X_1 為其他型態的分佈，則需以 Rosenblatt Transformation 來解決 (Rosenblatt, 1952; Beacher

和 Christian, 2003 ; Soares, 1997) , 此方法主要是針參數等值的累記機率函數來轉換，如下式：

$$X_1' = \Phi^{-1}(C(X_1)) \dots\dots\dots (2.19)$$

其中 $\Phi()$ 為常態分佈的累計分佈函數之反函數

C 為原 X_1 之累計分佈函數

而對於設計點之求解，可採用不同的演算法做迭代搜尋。本文此處採較常被使用的為 Rackwitz-Fiessler 演算法 (Rackwitz and Fiessler, 1978 ; Baecher and Christian, 2003) , 演算法的細節於第三章研究方法中再詳述。

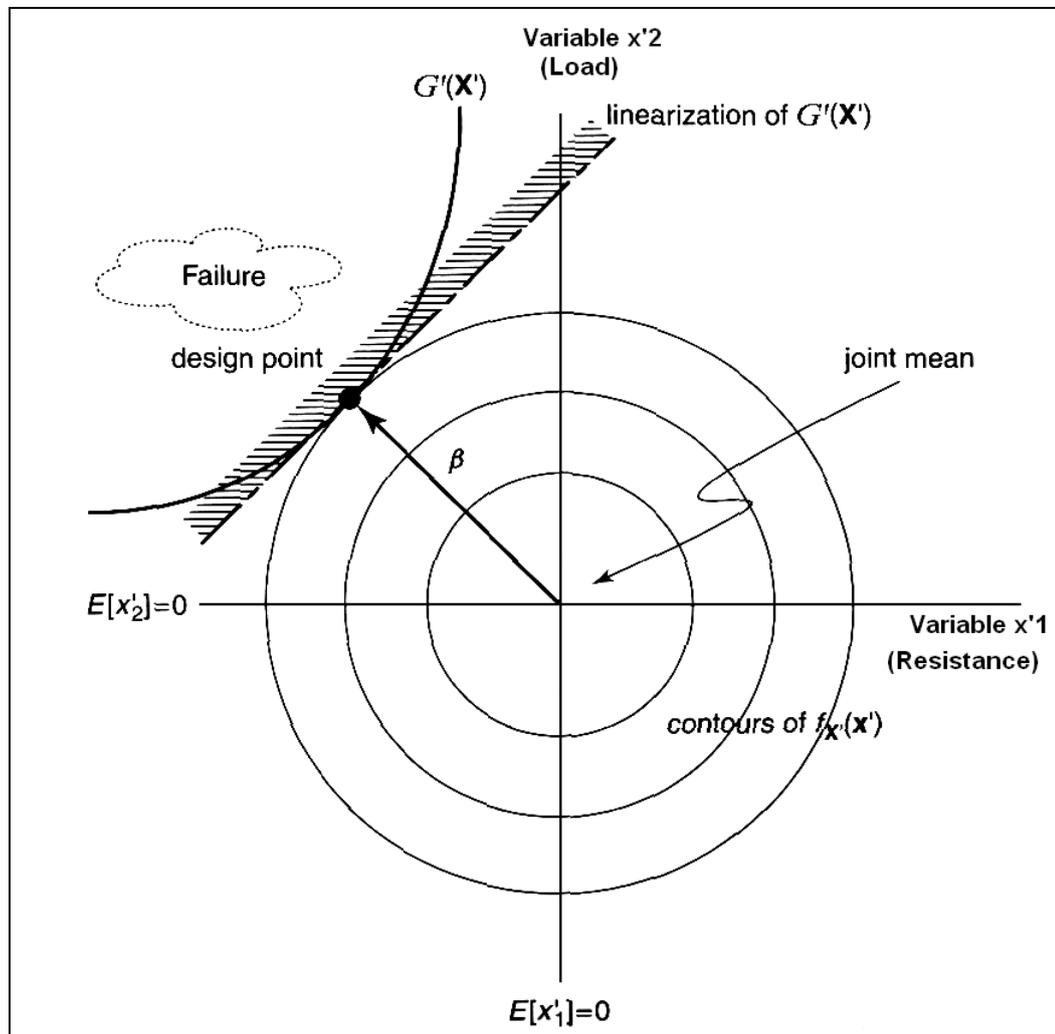


圖 2.7 基本常態空間中的機率密度函數等高線
(修改自 Baecher 和 Christian, 2003)

AFOSM 與前述的 FOSM 不同之處，在於對泰勒展開計算的點不同，FOSM 是以參數的平均值來估計，所以又稱之平均值的一階二次矩法 (Mean Value First Order Second Moment method)。AFOSM 則是對在極限狀態線、面上的設計點 (Design point) 來計算，因為是取在極限狀態上的點計算，所以計算之破壞機率不會有前述 invariance 的問題。此方法不但解決了上述 invariance 的問題，對破壞機率的計算也不需要執行如 MCS 取大量的隨機樣本。但該方法的準確度受其理論假設影響：若是基本常態空間中之極限狀態面接近一平面，則對破壞機率的估計也會接近理論值；但反之若極限狀態面為高度非線性之曲面，則對可靠度指數的估計結果會有誤差。另外的一些問題也受前述分析流程影響，如：參數之空間轉換，可能使得參數的反轉換上會有因難；對設計點求解之運算效率，在參數數量較多時效率會較低。

雖然如此，該方法還是最常被使用的分析方法之一，因為在多數情形下之計算效率與準確度較高，且能以設計點之參數值，做為最可能發生破壞時之參數值考量與係數率定 (關於係數率定方式於後 2.5.3 節再述)。過去大地工程中使用 AFOSM 分析的文獻如：Honjo (2002) 對樁受垂直載重之部分係數率定考量；Kulhaway 和 Phoon (2004) 考量鑽掘樁抵抗上浮力之可靠度指數計算等，都涉及 AFOSM 的分析或係數率定。

2.4.2 蒙地卡羅模擬

在個人電腦的發展和普及下，模擬取樣的分析已經是可實行的方式之一，蒙地卡羅模擬即是如此的一種分析方式。若欲分析參數受變異性影響之破壞機率，則 MCS 的做法乃對每個隨機分佈參數產生許多樣本點，並檢驗這些樣本點輸入分析模型的反應結果。若是分析模型取安全區間的型態，則結果可能包含安全 (安全區間大於 0) 與破壞 (安全區間小於 0) 的

樣本點，最後統計達成破壞的樣本點所佔比例為何，即可知道破壞機率之大小。以數學式之型態表示，可寫成如下式 (Ang and Tang, 1984)：

$$P_f = \int_{\Omega_F} f(x)dx = \int I[M(x) < 0] \cdot f(x)dx \dots\dots\dots (2.20)$$

其中 Ω_F 代表破壞的區間範圍

x 為樣本

$M(x)$ 為 x 樣本對應的安全區間值， $M < 0$ 屬於破壞

$f(x)$ 為安全區間機率密度分佈

上述之 $I()$ 為指標函數，若是 $I()$ 函數內的關係式符合，則

$I() = 1$ ；反之則 $I() = 0$ 。若將上 (2.20) 式改寫成離散系統的形式，並根據大數理論 (Law of Large Number)，則可改寫成下式之形態：

$$P_f = E[I(M(X) < 0)] \approx \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I[M(X_i) < 0] \dots\dots\dots (2.21)$$

其中 X_i 為第 i 次的取樣，取樣數共為 N 個

MCS 的優點如下：它有廣泛的適用性，對照於前述 AFOSM 需限定參數為常態分佈，否則還需做對應之轉換，MCS 則是大多問題型態都能分析；另外 MCS 對破壞機率的分析、估計是無偏差的(unbiased)，不像 AFOSM 會受到安全區間為常態分佈的假設影響，在高度非線性的極限狀態面下 AFOSM 結果會有較大的誤差。雖然 MCS 對估計的破壞機率是無偏差的，但該估計值會受取樣數目而受變異性之影響，破壞機率的變異係數與取樣數量的關係如下 (Ang and Tang, 1984)：

$$\text{變異係數：} V_{P_f} = \sqrt{\frac{1}{n} \cdot \left(\frac{1}{P_f} - 1 \right)} \dots\dots\dots (2.22)$$

其中 n 為取樣數目

由上 (2.22) 式得知當破壞機率越小時，破壞機率估計的變異性會越大，若是需要在低破壞機率下得到較精確的結果，需提高模擬取樣的樣本數量以

降低估計結果的變異性。但在越低的破壞機率下，需提高的樣本數量會越大，使得計算量也越大。而且當影響極限狀態的參數數量較多，每個參數都需取大量的樣本，使得運算量變的十分龐大，故運算效率會受上兩者影響。

不過對於上述破壞機率的變異性問題，除了使用提高樣本數的手段外，還可以其他的改良分析方式來解決，如：重要性取樣（Important Sampling）、或是子集合模擬（Subset Simulation）來分析。因本文並無涉及上述改良模擬方式的採用，故在此不予簡述。

2.4.3 系統上之可靠度分析

當設計對象改為一整體系統之考量，則系統可靠度（System Reliability）的計算則需考慮更多的因子。常用的分析方式會將系統視為由多個元件（Component）組成，系統之破壞機率則受到元件的組成關係與個別元件可靠度之影響，單一元件的可靠度可由上述 AFOSM 的分析方式求知。而元件與系統的關係，常用來考慮的基本型式有串聯系統（Series System）與並聯系統（Parallel System），其如下圖 2.8。在串聯系統的條件下，若是有一元件無法發揮原應有之功能，則總體系統也無法發揮原有之功能，所以由 n 個元件組成之串聯系統，系統之破壞機率如下：

$$P_f(\text{system}) = \bigcup_{i=1}^n pf_i \dots\dots\dots (2.23)$$

其中 pf_i 為第 i 個元件的破壞機率

而對應上式之系統可靠度為：

$$Reliability(\text{system}) = 1 - \bigcup_{i=1}^n P_{f_i} = \bigcap_{i=1}^n R_i \dots\dots\dots (2.24)$$

其中 R_i 為第 i 個元件的可靠度

而在並聯系統中，當“全部”的元件無法發揮作用時，系統才無法發揮應

有的作用，因此同樣由 n 個元件組成之並聯系統破壞機率為：

$$p.f.(system) = \prod_{i=1}^n P_{fi} \dots\dots\dots (2.25)$$

以系統可靠度來表示則為：

$$Reliability.(system) = 1 - \prod_{i=1}^n P_{fi} \dots\dots\dots (2.26)$$

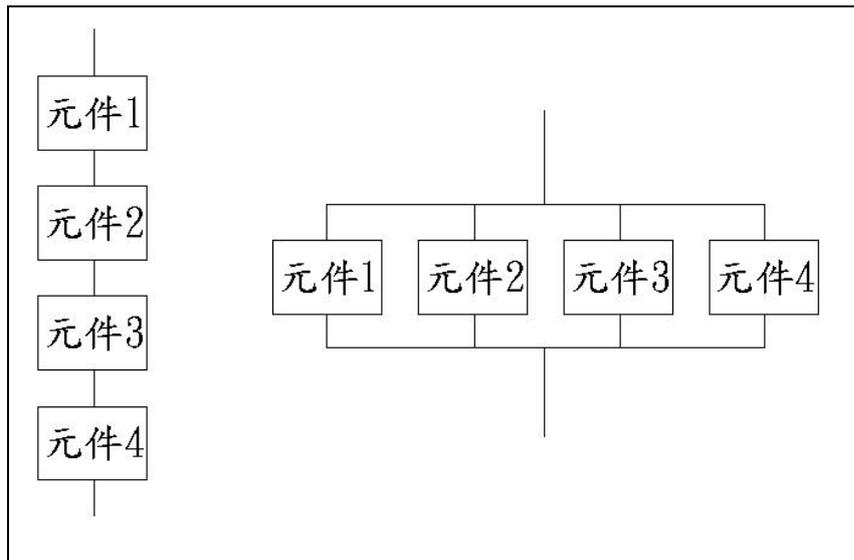


圖 2.8 元件與系統關係之示意圖

左側為串聯系統，右側為並聯系統

上述關係式的適用條件，乃當別個元件的破壞為獨立事件時才成立，若是元件間具有相關性則需另外考量。另外除了上述基本的系統與元件之關係，還有其他關係如上述之複合型式與延伸類型，但延伸型態與精確的系統可靠度求取並非本文重點，故此不特加敘述。

就本文研究之邊坡穩定設計來說，系統上的考量可將破壞型態當成不同元件來考量，當其中一個元件破壞時（如平面滑動、傾倒破壞等），即表示邊坡穩定性不足而達到破壞（破壞規模本文也不于考量），因此系統上可視為一串聯系統。但是在邊坡穩定的議題下，若楔型破壞發生時，平面破壞極可能已經達成，則此兩破壞事件具某種程度的相關性。

而設計上的考量可能會從不同的思維去處理。一種是限定系統的破壞機率，如要求“整體系統”的破壞機率在 1% 以下；另一種是限制各別的破壞類型，如要求“各別破壞機率”在 1% 以下。本文為了簡化分析上的考量，則是取不同的破壞型態各別討論，即要求各個元件的可靠度都達到某設計要求之可靠度要求，而對設計結果之整體可靠度衡量，取所有元件（破壞模式）中可靠度最低者來評估。

2.5 係數率定

係數率定 (Code Calibration) 乃決定設計用部分係數之過程，依照第一級的機率式可靠度設計要求，LRFD 率定的部分係數需使設計符合某特定之可靠度指數。目前一些學者使用過的方法有：配合傳統設計率定 (Direct Fitting)、可靠度率定法 (Reliability Calibration) 或是以 AFOSM 之設計點率定法 (Design Value Method)，以下對上述三種方法做一簡介。



2.5.1 配合傳統設計率定

此方法的原理是將係數重新調整，使新的部分係數設計結果會與傳統之結果相近。假若原先的設計為容許承载力設計 (Allowable Stress Design)，則部分係數與原設計式可寫成如下之形式 (Becker, 1996b)：

$$\text{容許載重} = \frac{rR}{FS} \geq \sum q_i Q_i \dots\dots\dots (2.27)$$

其中 r 、 q 分別為阻抗 R 、載重 Q_i 的部分係數

又因載重與阻抗的關係為：

$$\frac{R}{\sum Q_i} = FS \dots\dots\dots (2.28)$$

由上兩式可得知阻抗的部分係數為：

$$r \geq \frac{\sum q_i Q_i}{FS \cdot \sum Q_i} \dots\dots\dots (2.29)$$

由上式可依照不同的載重條件，取不同的載重係數 q （如：靜載重取 1.2，活載重取 1.6）與載重間之比例，來決定設計用之阻抗係數 r 值。

但以此方式決定的一組部分係數，通常只能確保用此係數重新設計的結果，能大致符合原本的設計結果，對原先之設計並無太大的改善。Christian (2003) 的文獻中對此係數率定方式提出質疑，並提到 Kulhawy 和 Phoon (2002) 等其他學者批評 Eurocode7，係數率定並未依照嚴謹之可靠度理論來率定。除了上述的問題外，此率定法之施作流程較繁瑣：對單一阻抗係數的率定，則需分析多種不同種載重力量的組合可能；若是要針對多個不同的阻抗係數來率定，則流程上又會更加複雜。

2.5.2 可靠度率定法 (Reliability Calibration)

此方法是由可靠度的理論之推導，以求得門檻可靠度指數需要求之部分係數，常見的推導程如下 (Christian, 2004, Phoon, 2004)：假設阻抗與載重呈對數常態分佈 (Log-Normal distribution)，則設計結果之安全係數如 (2.3) 式所示，若設功能函數為 (2.3) 式取對數值，則功能函數的要求如下：

$$\text{功能函數} = \ln\left(\frac{R}{Q}\right) = \ln(R) - \ln(Q) \geq \ln(1) = 0 \dots\dots\dots (2.30)$$

若是將 $\ln(R)$ 與 $\ln(Q)$ 視為新的阻抗與載重值 R' 、 Q' ，因 R 、 Q 呈對數常態分佈，故 R' 與 Q' 呈常態分佈，於是功能函數也呈常態分佈。當阻抗、載重參數以 R' 與 Q' 表示，則上 (2.28) 式功能函數之型態與 (2.5) 式相似，故功能函數此時以安全區間之 M 參數表示。由 (2.7) 式對可靠度指數的定義與 (2.30) 式，並假設阻抗與載重參數無相關性，則設計上的可靠度要求可寫成下式之型態 (Cornell, 1969a、1969b；Lind, 1971)：

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} = \frac{\ln(\mu_R) - \ln(\mu_Q)}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}} = \frac{\ln(\mu_R) - \ln(\mu_Q)}{\eta(V_R + V_Q)} \geq \beta_T \dots\dots\dots (2.31)$$

其中 V_R 、 V_Q 分別表示阻抗與載重之變異係數

μ_R 、 μ_Q 分別表示阻抗與載重之平均值

$$\eta \text{ 為分離係數，} \eta = \frac{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}}{V_R + V_Q}$$

β_T 為要求的門檻可靠度指數

對 (2.29) 式整理可得：

$$\mu_R \exp(-\beta_T \eta V_R) \geq \mu_Q \exp(\beta_T \eta V_Q) \dots\dots\dots (2.32)$$

其中 $\exp()$ 表示指數函數

若是設計結果是針對平均值率定，則由上式可得知設計所需之部分係數如下：

$$\text{阻抗係數：} r = \exp(-\beta_T \eta V_R) \dots\dots\dots (2.33a)$$

$$\text{載重係數：} q = \exp(\beta_T \eta V_Q) \dots\dots\dots (2.33a)$$

若率定之參數改為名目載重、阻抗來分析，則上 2.33a、2.33b 式需改寫成：

$$\text{阻抗係數：} r = \frac{\mu_R}{R_N} \exp(-\beta_T \eta V_R) \dots\dots\dots (2.34b)$$

$$\text{載重係數：} q = \frac{\mu_Q}{Q_N} \exp(\beta_T \eta V_Q) \dots\dots\dots (2.34b)$$

其中 R_N 、 Q_N 分別為阻抗、載重值的名目值

由 (2.33a) ~ (2.34b) 式可得知率定之部分係數受到門檻可靠度指數、參數之變異性與分離係數之影響。由分離係數 η 之定義可知其受參數的變異係數影響，但 Becker (1996b) 指出大地工程往往缺乏“適當”的統計資料；不過在此篇文獻也提到當 V_R/V_Q 的範圍在 0.5~5 間， θ 值大約會落在 0.7~0.85 的範圍內，因此 η 可取此範圍內的數值做分析。

Honjo (2002) 的文獻中也提到類似的部分係數率定，其稱之為 Design Value Method，推導如下：若是功能函數能以阻抗、載重參數的線性關係式表示，則功能函數之型式如下：

$$\text{功能函數： } G = \sum_{i=1}^m O_i R_i - \sum_{j=1}^n P_j Q_j \geq 0 \dots\dots\dots (2.35)$$

其中 G 為功能函數（安全區間）

O_i 、 P_i 分別表示阻抗、載重所乘上之常數值

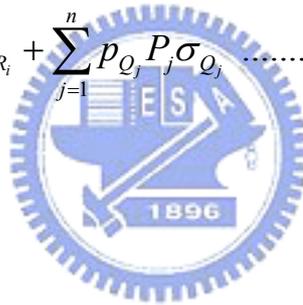
R_i 、 Q_i 分別表示阻抗、載重的大小

則 G 之標準差取一階泰勒展開的近似如下：

$$\begin{aligned} \sigma_G &= \frac{\sigma_G^{(2)}}{\sigma_G} \approx \sum_{i=1}^m \frac{O_i \sigma_{R_i}}{\sigma_G} O_i \sigma_{R_i} + \sum_{j=1}^n \frac{P_j \sigma_{Q_j}}{\sigma_G} P_j \sigma_{Q_j} \\ &= \sum_{i=1}^m o_{R_i} O_i \sigma_{R_i} + \sum_{j=1}^n p_{Q_j} P_j \sigma_{Q_j} \dots\dots\dots (2.36) \end{aligned}$$

其中 $o_{R_i} = \frac{O_i \sigma_{R_i}}{\sigma_G}$

$$p_{Q_j} = \frac{P_j \sigma_{Q_j}}{\sigma_G}$$



依照 RBD 對門檻可靠度指 β_T 的要求，並由 (2.7)、(2.16)、(2.36) 式整理可得：

$$\sum_{i=1}^m O_i (\mu_{R_i} - \beta_T o_{R_i} \sigma_{R_i}) \geq \sum_{j=1}^n P_j (\mu_{Q_j} + \beta_T p_{Q_j} \sigma_{Q_j}) \dots\dots\dots (2.37)$$

因此對應要求 β_T 所需之部份係數如下：

$$\text{阻抗係數： } r_i = \frac{O_i \mu_{R_i}}{R_{N_i}} (1 - \beta_T o_{R_i} V_{R_i}) \dots\dots\dots (2.38)$$

$$\text{載重係數： } q_j = \frac{P_j \mu_{Q_j}}{Q_{N_j}} (1 + \beta_T p_{Q_j} V_{Q_j}) \dots\dots\dots (2.39)$$

上述之係數推導適用於：功能函數可寫成由載重、阻抗阻成之線性關係式，以及功能函數之變異數取一階近似誤差不大時才適用。

上 (2.32) 與 (2.37) 推導上的差大差異，在於功能函數標準差 (σ_M 或 σ_G) 的分項處理，前者是以分離係數 η 將 σ_M 分成 V_R 與 V_Q 兩項；後者以 o_{Ri} 與 p_{Qi} 將個別項之變異性分開計算。當有了門檻可靠度指數、參數之變異性等資料，即可由上述方式決定部分係數的大小。但若是阻抗與載重的關係式、分佈型態不為上述之假設，則上述之結果將不適用；且若是部分係數難以依照可靠度理論之關係推得，換言之無法以閉合解 (Closed-Form Solution) 的型式表示，則以可靠度理論率定將不適用。

2.5.3 設計點率定法 (Design Point method)

此方法乃依照 AFOSM 分析的概念，與其分析求得之設計點來率定部分係數。由 AFOSM 分析的迭代計算，可得一離基本空間原點最近之設計點 X^* ，並且得知可靠度指數 β_{AFOSM} 為此設計點距原點之距離。此率定法的部分係數是計算設計點在實際空間的參數值，如下：

$$\text{部分係數 } \psi_i = \frac{X_i^*}{\mu_{X_i}} \dots\dots\dots (2.40)$$

其中 ψ_i 為第 i 參數之部分係數

X_i^* 為 X_i 參數在實際空間中的參數值

μ_{X_i} 為 X_i 參數之平均值

上式也可將其中之 μ_{X_i} 轉換成名目值來計算，或是將 (2.40) 式計算之結果乘上一 l 值修正， l 值代表各參數名目值與平均值之比，如下：

$$l_i = \frac{X_{iN}}{\mu_{X_i}} \dots\dots\dots (2.41)$$

其中 X_{iN} 為 X_i 參數的名目值

以單一阻抗與載重參數為例，其機率密度等高線與設計點之關係如下圖 2.9。上 (2.40) 式的目的在於限定設計結果，使基本空間中參數的聯合平均值會距破壞面 β_{AFOSM} 的距離，故在此參數條件下以該部分係數設計即會有 β_{AFOSM} 之可靠度。

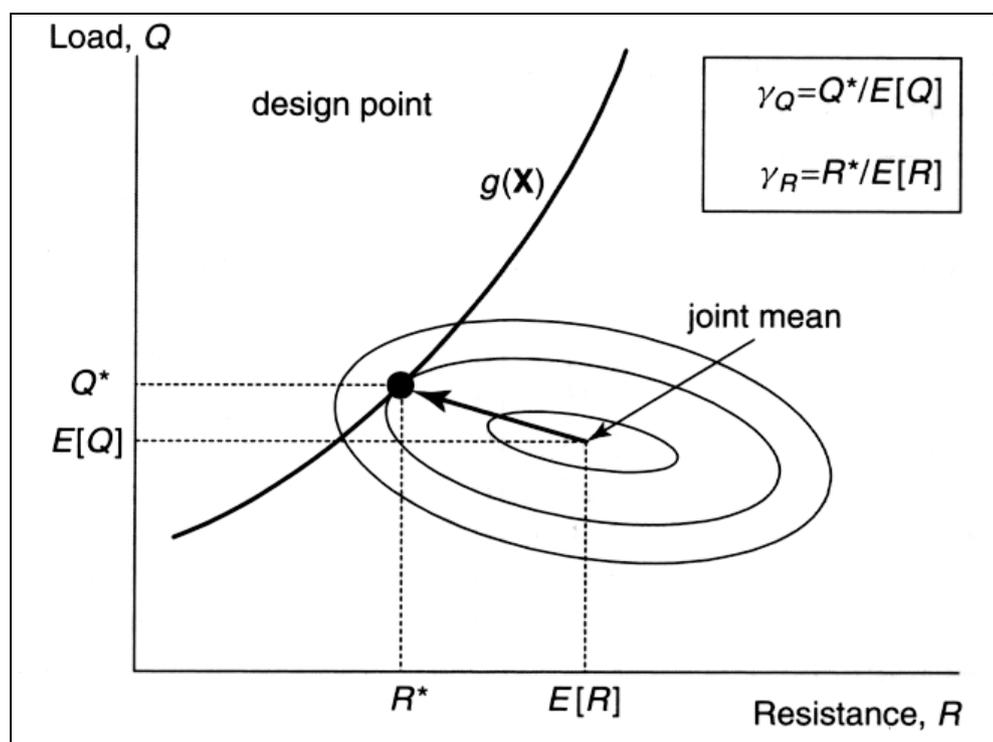


圖 2.9 設計點與聯合平均值、部分係數之示意圖
(修改自 Baecher and Christian, 2003)

此方法受前述 AFOSM 之缺點影響，在高維度問題下效率會降低，且迭代計算設計點的準確性、計算過程之收斂性可能會不佳。雖然如此，但以此方法率定部分係數，若知能設計點之位置，便能同時決定多個參數之部分係數分級。過去使用該方法率定之學者如：Honjo (2002、2005) 對樁受垂直載重、方形基腳在顆粒性土壤中的部分係數率定，Foye 等人 (2006b) 對淺基礎阻抗的係數率定，都使用此方法來探討部分係數的範圍。

2.5.4 率定法的比較與探討

上述三種率定方式各有其不同的特性：配合傳統設計因為安全係數設計行之有年，採用此方式率定可預期結果和現今設計同樣適用，但是設計上並無改顯注改善之處；可靠度理論率定是根據機率式的可靠度理論，對設計參數之部分係數率定推導與計算，此方法在理論架構是較嚴謹的，但是在使用上會受不同的功能函數型式而可能不適用；設計點的率定法是依照 AFOSM 的概念對部分係數的率定，其會受 AFOSM 的理論假設而有所誤差，但因為本研究需同時考量多個參數之率定，故本研究後續的係數率定將是採用此方法進行。

另外率定上的共同議題，為當設計之參數組合非率定之參數條件時，以此係數設計可能會不適用，可能需採用不同的係數設計才能符合要求；若是問題之型態較單純，如設計上只受一項隨機變數影響，則設計上能以一組係數套用於廣泛之設計條件。但是邊坡問題之影響因子於 2.3.3 節中所述，受到大量參數之影響，故預期結果可能無法以一組係數來滿足、改善設計要求，最後設計應用上可能需探討多組設計係數的考量。

2.5.5 率定係數的檢核

對上述係數的率定結果，還需驗證該組係數是否符合安全性之要求，或是比較不同係數組的優劣。可靠度設計的基本精神乃控制安全性，對破壞機率（可靠度）或可靠度指數做限制。理想的設計結果，其安全性都應等同門檻可靠度 β_T 的安全等級，此要求本文後續稱其為“均一可靠度”之要求。依照此設計要求，需檢視不同安例設計結果之可靠度指數 β 與目標 β_T 的差異。Phoon 的（2004）文獻中是對函數最佳化來率定部分係數，其函數如下：

$$\Delta\beta = \text{平均誤差} = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_T)^2}}{n} \dots\dots\dots (2.42)$$

其中 β_i 為第 i 個案例下以部分係數設計得到之可靠度指數

若是設計流呈與參數的調整能以閉合解之型態表示，則設計上可將部分係數納入功能函數之考量，即對分析呈式輸入一組部分數，程式結果即會輸出一組 $\Delta\beta$ 。如此便可針對上(2.42)式做誤差之最佳化處理(Optimization)。但因本文研究之邊坡設計會有削坡的動作，此流程較難閉合解的方式表示；若欲以程式回圈來處理削坡的動作，其判別流程會較為複雜。故本文之部分係數不考量對(2.42)式之最佳化處理，而是引用(2.42)式之 $\Delta\beta$ 來判定設計結果可靠度之均一性(Uniformity)。對不同的係數組別，可能依上式來判斷何者之 $\Delta\beta$ 較低，以評估何者較符合“均一可靠度”的設計理念。



第三章 研究方法

此章對本研究採用之分析方法、假設條件等詳加說明，其內容包含：研究規畫、參數探討、分析方法以及後續分析可能遭遇之問題探討。研究規畫主要是對係數率定相關事項做一整理，並介紹本研究分析之流程。參數探討一節則是討論分析參數之相關事項，如：分析採用參數之範圍、分佈型態等。分析方法則敘述不確定性分析之流程、迭代演算之細節，以及率定案例之均一可靠度設計調整。最後一節統整假設之虛擬參數資料與分析流程，並探討採用之假設、簡化對設計結果可能產生之問題。

3.1 研究規畫



本節首先探討部分係數率定所需之事項。係數率定中需考量三大項目：首先為輸入參數之性質，若此參數為一隨機變數，除了需考量參數值之範圍，還需考量其分佈型態、變異性等；第二為率定之案例，以供設計種類 (FSD、LRFD) 之分析探討與係數率定之用；第三為係數率定之方式，基於前第二章文獻回顧所述，本文是以 AFOSM 中的設計點 (Design point) 來計算各個案例之部分係數。其中前兩項會受資料收集的良劣影響，故為了使結果能符合實際情況，應取大量之參數統計資料與實際案例來分析、率定；但此部分因不易取得大批適合的試驗結果與設計型態廣泛之案例，故本研究改採虛擬設計的案例來模擬，其採用之參數範圍於後 3.2 節再加以探討。

本研究希望提出一套邊坡設計之係數擬定法，使率定之部分係數能滿足特定要求之安全等級 (如破壞機率小於 1%)；而結果欲提供一組設計建議之部分係數，以及討論目前設計 (FSD) 可能存在之問題與改進之處。基

於上述之目的與要求，以下對本研究之流程做一介紹。首先是率定案例的考量，因為此處採用虛擬之設計案例，故需先建立設計用之環境條件，包含幾何、阻抗、載重參數範圍之資料收集。接著對此批虛擬環境以傳統 FSD 設計之，其設計依照要求之最低安全係數 FS_{min} ，此處採用之 FS_{min} 為：常時 $FS_{min}=1.5$ 、高水位時 $FS_{min}=1.2$ 、地震力作用下 $FS_{min}=1.1$ （國工局，2000）。繼而對設計結果進行可靠度分析，討論傳統 FSD 結果之安全性，以及用此結果率定係數可能會有之問題。之後依均一安全性之概念，對設計案件的調整，直到設計結果之安全等級（可靠度指數）接近目標值，以確保率定之部分係數符合目標要求。當有了均一可靠度設計之結果，對此結果進行 AFOSM 之可靠度分析，並討論分析結果之部分係數範圍，與部分係數在後續設計使用的形式考量。隨後以率定之部分係數對建立之虛擬環境重新設計，並與傳統 FSD 設計結果比較，檢視是否能達到較均一的安全等級。最後討論傳統設計可能之改善的空間，與擬定一組建議之部分係數。上述對 FSD、部分係數設計結果之安全性比較，需先用蒙地卡羅模擬驗證，以評估 AFOSM 對邊坡設計問題之分析與率定是否適當。上述流程之示意圖如下圖 3.1。

本文之率定流程主要參照 Honjo 等人（2002、2005）文獻中之流程，先由資料收集來建立虛擬設計之環境條件與參數範圍，再來透過虛擬設計之案例以率定部分係數。本文不同之處在於以可靠度理論率定有困難，故不考量此方式之施作；而且本文後續試圖對率定案例做均一可靠度設計，以消除率定案例間安全性差異的影響。但由於本文許多參數資料的缺乏與不足，故大多參數只能採用一些簡化假設。

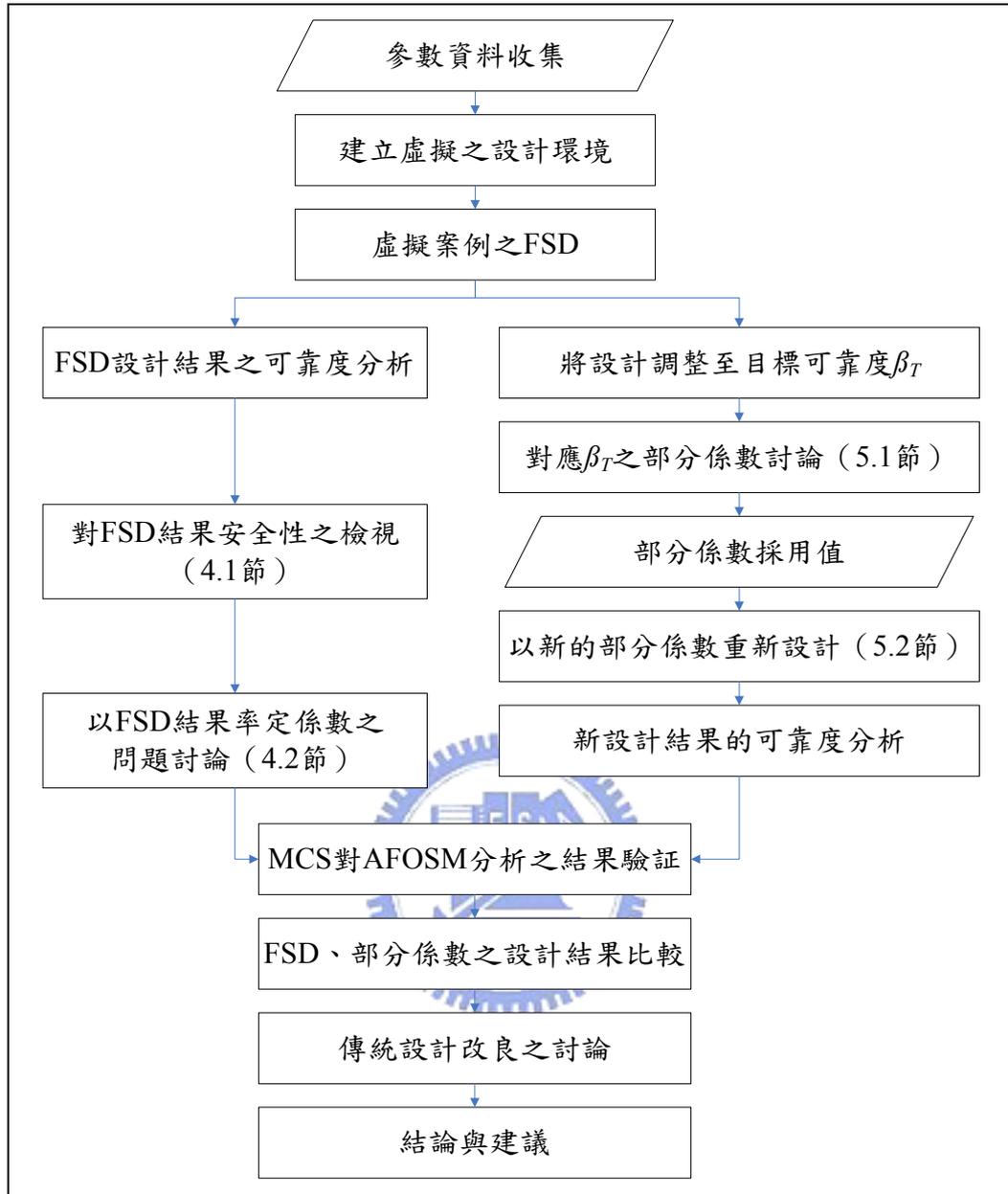


圖 3.1 研究規畫流程圖

3.2 參數探討

如上 3.1 節之流程所述，最初需建立虛擬環境之設計條件，但在建立虛擬條件之前需先完成參數資料的收集，以確保分析之參數範圍與實際條件相符或接近。因此在該節中將探討影響設計、分析之參數值假設範圍。

在 2.3.3 節中提對邊坡設計具影響性之因子，此處將其分為三大類探討，分別為：(1) 設計之幾何參數：包含邊坡之坡度、坡高與坡向、弱面之傾向與傾角；(2) 抵抗滑動之阻抗參數：弱面之強度參數 (c 、 ϕ)；(3) 驅動破壞之載重參數：為重力、地下水壓力以及地震力。於 2.3.3 節中提到之外力（如上方結構物之重量），在本文不予考慮。上項三類參數，則後分別於後續 3.2.1、3.2.2、3.2.3 節再詳細討論，並參照下表 3.1，其為過去學者文獻中分析用之參數資料（Galambos 等人，1982；Low, 1997；Park 等人，2001、2005；Honjo 等人，2002；Honjo 和 Amatya，2005；Jimenez-Rodriguez 等人，2006）。

表 3.1 過去學者使用之參數資料

參數	分佈型態	參數值範圍	變異係數	參考來源
岩石單位重	定值	約 $24\sim 26 \frac{kN}{m^3}$	N/A	D、E、F、G
邊坡位態	定值	-	-	D、E、F、G
弱面位態	Fisher 分佈	-	-	F、G
	常態分佈	-	-	E
	定值	-	-	D
弱面強度： c	常態分佈	平均值：0~25 kPa	0.2~0.35	E
	對數常態分佈			D
弱面強度： ϕ	常態分佈	平均值： $27^\circ\sim 40^\circ$	0.05~0.2	E、F
	截形常態分佈			G
	Beta 分佈			D
地錨強度	常態分佈	50kN	0.06	D
地下水位	均勻分佈	0~0.5 倍垂直裂縫高度	-	D
		-	-	F
	常態分佈	0.5	1/6	E
地震力之最大地表加速度	General Pareto	-	-	B、C
	Type II	-	-	A

A：Galambos 等人（1982）

B：Honjo 等人（2002）

C：Honjo 和 Amatya（2005）

D：Jimenez-Rodriguez 等人（2006）

E：Low（1997）

F：Park 等人（2001）

G：Park 等人（2005）

3.2.1 幾何條件

幾何條件之參數包含坡高（此指岩塊的垂直總高度）、坡角、弱面傾向、弱面傾角，若是人為設計後的開挖邊坡，則還包含開挖之階梯數量與高度、削坡階梯之平臺寬度等參數。上述參數之示意圖如下圖 3.2。

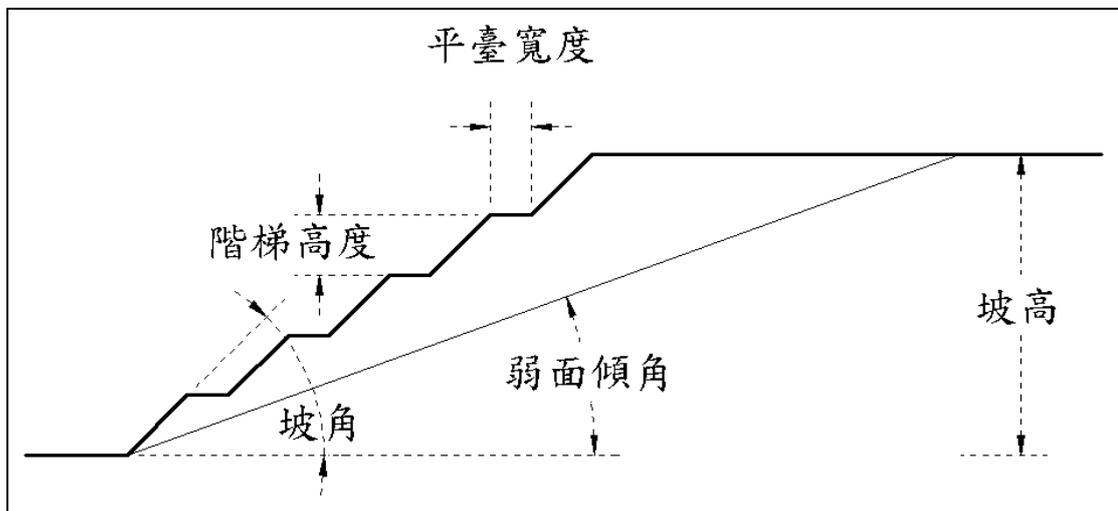


圖 3.2 坡度幾何因子示意圖

設計實務上會先有調查之原始坡面與弱面位態資料，繼而依工址之用地取得等工程考量，對坡面進行斷面幾何配置之設計，故結果之坡高、階梯型態都為設計上調整之因子，需視原始坡面型態而定。但邊坡之原始坡面不易考量，故虛擬設計為了方便施作，並且考量多種可能之設計結果：對單一虛擬案例中，將先限定弱面傾角與設計結果之總坡高，再依其穩定性調整坡面的斷面幾何型態與地錨補強。其中原始坡面則是假設都是 55° （因為人為開挖之邊坡坡角斜率鮮少超過 2），而岩塊的每一階平臺都削至水平（斜率為零）。

先就設計環境需制定之參數討論，分別為上述之弱面傾角與總坡高，而其中弱面位態的考量，都假設在最不利的條件，即弱面傾向與邊坡坡向相同。設計環境之弱面傾角考慮 4 種角度： 10° 、 20° 、 30° 、 40° 四種角度。 50° 以上之傾角則因坡面斜率超過坡角設計常取之 V:H 比（坡角斜率之水平與垂直距離比），此時設計上削坡之角度，會削至等同弱面傾角或更低之角度，而破壞類型即不構成平面破壞，故弱面傾角參數範圍不考量 50° （含）以上之傾角。另外坡高之範圍考量，則是採用 20 公尺以下每 2 公尺為一階段，20 公尺以上每 5 公尺一階段，共 18 種設計後的坡高，由低至高為：2、4、6、...、18、20、25、30、...、55、60 公尺。採用此坡高範圍之原因，乃針對低坡高（20 公尺以下）取較多及參數範圍較密之案例，以反應實務設計面臨低邊坡之機率較高邊坡大，如此也因取較多之率定案例，使得部分係數率定上會有較高之權重；而坡高參數之上限（60 公尺）乃參照台灣第二高速公路邊坡的破壞案例（國工局，2000），鮮少有破壞案例在坡高超過 60 公尺以上發生，故率定案例之坡高上限定在 60 公尺。

若是上述之總坡高過高，依安全性與風險考量會進行削坡之動作。本文削坡的決策考量以總坡高 10 公尺為區分，10 公尺以上進行多階之削坡；以下則不進行削坡之設計。坡高 10 公尺以上做削坡決策的原因，乃考量單一階梯高度通常不會超過 8 到 9 公尺（Abramson, 1996）；而坡高 10 公尺以下不削坡則是考量兩個因素，一是希望分析設計結果為單一階岩塊之安全性，二是考量 10 公尺以上之削坡動作可能將平臺寬度削至超過弱面（如下圖 3.3，虛線表示弱面），如此便由一高邊坡之岩塊穩定問題，變成多個單階矮邊坡之岩塊的穩定問題（單階坡高小於 10 公尺）。所以坡高 10 公尺以下之設計結果不進行削坡之動作，以考量單一或多階單一矮邊坡之安全性。

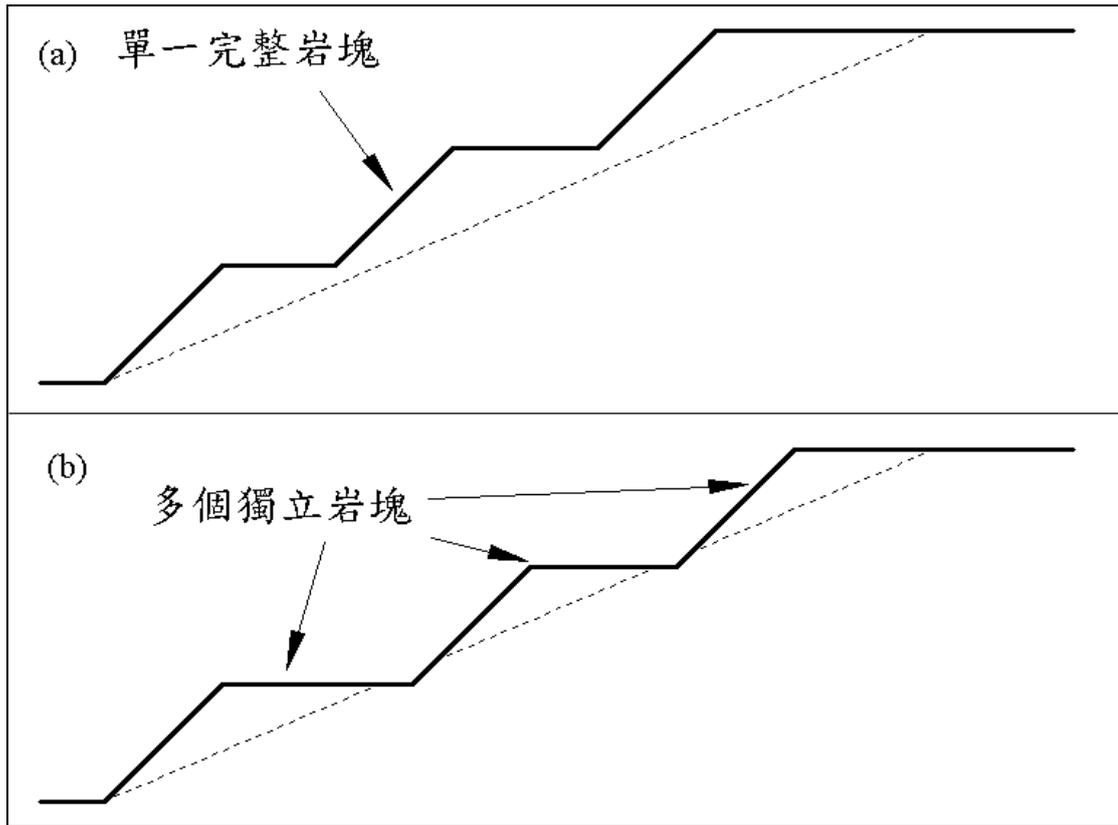


圖 3.3 岩塊受削影響示意圖

(a) 削坡未超過弱面；(b) 削坡超過弱面

當上述兩項幾何因子決定了，則剩下人為設計因子的考量，如：削坡之坡角、階梯數目、階梯高度以及平臺寬度。坡角的考量則是參照設計常用的 V:H 比，取 V:H 比值為 1.5、1.2、1、 $\frac{1}{1.5}$ 、 $\frac{1}{2}$ ，其對應之坡角分別約為 55°、50°、45°、40°、33°、30°。而階梯高度與平臺寬度則需視案例穩定性與設計條件而定。其中階梯高度取整數以方便設計與分析，高度限制如前段在 9 (含) 公尺以下。平臺寬度則限制要求較多：為了考量施工的操作與通行，寬度要求至少大於 1.5 公尺；但又為了防止過度開挖的不經濟設計，最大寬度限制在 4 公尺以下；另外還限定削除寬度不得超過弱面位置，以確保欲分析之高邊坡岩塊不被削除至多個矮邊坡岩塊。當階梯高度與平臺寬度決定後，階梯的數量也可由此得知，並可進一步得知岩塊斷面的幾何配置。

為了方便結果探討與設計，本研究於此有三個假設：(1) 幾何條件涉及之參數，因為其不確定性難以評估，故分析上都假設為一確定值簡化。(2) 弱面走向與坡面的考量，如前述取最不穩定之方向考慮，即在平面滑動下，弱面與坡面的傾向假設為一致的。(3) 若是上述削坡設計的階梯數無法整除坡高，則最低階的高度為總坡高除於階梯高度之餘數，例如：總坡高為 30 公尺，削坡之階梯高度為 8 公尺，則由下往上共有 4 階高度，分別為 6、8、8、8 公尺高。

3.2.2 阻抗因子

岩石邊坡中之阻抗因子，有天然材料本身之阻抗強度，其若依摩爾 - 庫倫之破壞準則，即弱面提供之強度參數，分為凝聚力項 c 值和摩擦項 ϕ 角。假如岩石邊坡單依靠天然材料之阻抗，其安全性不滿足設計要求，則需以人為的方式補強，例如加置地錨以增加弱面上之正向力，提高摩擦項阻抗使邊坡更穩定。

對弱面強度參數之考量，本文試圖先以實際的資料收集，來評估參數的範圍。弱面之阻抗強度可由“弱面直剪試驗”之資料獲得，但受工程經費之限制，鄰近地區之弱面試驗資料量往往有限。以台中大坑地區收集之資料為例，收集到十六組弱面資料如下表 3.2，其表中之“鑽孔岩性”代表試體取樣深度對照鑽探報表之岩性（資料來源列於附錄 A）。表 3.2 的資料分佈在五個不同的案例，除了較大型的案例外（案例 D），同一案例內的試驗結果數量有限。取表 3.2 中相同試驗岩性結果分析： ϕ 角之變異係數（Coefficient of Variation，簡稱 COV）約在 0.09~0.20，與以往學者整理的結果相近；但 c 值則變異係數則約在 0.25~1.58 之範圍，普遍較先前學者分析之參數高許多，而若以 $N-\sigma$ 的方式對標準差估計，則 c 值之變異係數範圍為 0.45~1.54，仍落在較高之變異性範圍。若將相同資料換以鑽孔岩性來分

析，其結果仍然相似： ϕ 角之變異性數約為 0.05~1.17； c 之變異係數為 0.35~1.41，以 $N-\sigma$ 估計 c 值之變異係數範圍為 0.42~1.77。上結果顯示強度參數 c 之變異係數不但範圍廣，且變異係數也較大，可能受下列原因影響：(1) 原本鄰近地區能收集之資料有限，做得試驗結果數量不足，若再依不同岩性區分，則統計上之資料又更少。(2) 即使視為相同岩性的試驗結果，在砂頁岩互層之岩性中，取樣的好壞程度、泥質含量多寡與風化程度大小皆會對 c 值造成不小的影響。(3) 雖然案例都在大坑地區中，但資料點本身散落於許多不同的案例中，其位置可能相距甚遠，若把不同案例而相同岩性之資料一併分析，則不免受“空間變異性”的影響。

因此對阻抗參數之不確定性考量，分成兩種不同的條件考量：一是與接近先前學者採用之參數值範圍，以較合理的變異性來評估、分析；另一則是模擬實際情形，反應因參數資料數量有限，具較高的不確定性而採較大之變異係數。對上述兩種變異性的考量，後續以相對之“低變異性”與“高變異性”之虛擬強度參數來稱呼，對應此低、高變異性參數之變異係數， c 值分別取 0.2、0.6。而摩擦角 ϕ 為了使後續施作上更方便，將 ϕ 的結果轉為 $\tan\phi$ 重新分析，其試驗結果之變異係數範圍約為 0.06~0.20，於是對照低、高變異性之變異係數分別取 0.1、0.2。而分佈型態之考量，過去學者常取用的函數型態多為鐘型分佈之函數，如：常態分佈、Beta 分佈與對數常態分佈。但若是取常態分佈的假設，當 c 值為高變異性的資料時（變異係數為 0.6），此隨機變數有機會發生小於零的不合理值。因此本文對 c 值的分佈改採用對數常態分佈之假設，以確保參數值都大於零。 $\tan\phi$ 為了 AFOSM 分析的便利性仍採用常態分佈之假設，雖然 $\tan\phi$ 以常態分佈也可能產生負值，但是即使在變異係數為 0.2 的情祝下，發生小於零的機率為 $2.87 \cdot 10^{-7}$ ，設計上不會要求到如此低的破壞機率，因此在分析採用之參數範圍內應不會產生不合理之值（ ϕ 角小於 0）。

表 3.2 大坑地區弱面直剪試驗資料

編號	鑽孔岩性	試驗岩性	尖峰強度		殘餘強度	
			c (kPa)	ϕ (度)	c (kPa)	ϕ (度)
A-1	灰黑色頁岩夾薄層 灰色砂岩	灰色粉砂岩	19.62	29.8	0.00	28.1
A-2	灰黑色頁岩夾薄層 灰色砂岩	灰色粉砂岩	19.62	31.2	0.00	29.8
B-1	(本研究未取得 鑽探報表)	砂泥岩互層	-	-	57.88	19.7
B-2	(本研究未取得 鑽探報表)	砂泥岩互層	-	-	13.73	18.0
B-3	(本研究未取得 鑽探報表)	砂岩或泥質砂岩	-	-	0.00	39.5
B-4	(本研究未取得 鑽探報表)	砂岩或泥質砂岩	-	-	6.87	29.4
C-1	灰夾黃棕色砂頁岩	灰色砂岩	12.75	31.8	1.96	29.2
C-2	灰色砂頁岩	灰色砂岩	8.83	34.2	0.00	32.3
D-1	灰色砂頁岩互層	頁岩	345.31	36.2	90.25	29.1
D-2	灰色頁岩層	頁岩	180.50	30.1	65.73	25.3
D-3	灰色砂頁岩互層	頁岩	81.42	29.5	56.90	28.5
D-4	褐綠色砂頁岩互層	頁岩	108.89	38.3	72.59	28.8
D-5	灰色砂頁岩互層	砂岩	81.42	38.0	60.82	31.6
D-6	灰色砂頁岩互層	頁岩	198.16	34.3	77.50	29.1
D-7	灰色砂頁岩互層	頁岩	83.39	28.1	59.84	22.9
D-8	黃色砂岩層	砂岩	89.27	38.0	20.60	32.0
D-9	灰色砂頁岩互層	頁岩	103.99	34.5	14.72	29.6
E-1	灰色砂頁岩互層	灰色砂頁岩互層	60.82	20	71.61	26

參數的平均值參照表 3.2 的試驗結果與過去學者之分析參數 (表 3.1)，取 $c=10$ kPa、 20 kPa、 30 kPa，與 $\tan\phi=0.45$ 、 0.55 、 0.65 之排列組合，由於 c 與 $\tan\phi$ 各有三種參數的排列組合，故率定上之弱面強度參數共有九種組合。雖然材料的 c 和 $\tan\phi$ 可能為負相關之參數，即當試驗結果之 c 值較高則 ϕ 角可能會較低，但為了考慮多種強度參數大小的可能性，如弱面阻抗較大之情形 (c 值高 ϕ 也高)，故仍以上述九種排列組合來設計。

當天然材料提供阻抗之安全性不足，則需要以地錨來補強，而虛擬案例的設計原則，對安全性的調整儘量不以地錨來補強。一是經濟上不希望花額外的經費來鋪設；另一方面因民國八十六年受林肯大郡事件，地錨失效使得災情發生，以致地錨強度對時間的考驗受到質疑。本文虛擬設計之地錨強度規格，考量平均值為 50 噸、80 噸的地錨強度，分佈型態取常態分佈之簡化假設，因地錨為人造材料，故變異性只取 0.15 一種變異係數考量。此處取之變異係數取較先前學者使用的大，是欲考量在台灣地區高降雨量下，地錨可能在長時間後失效的情形。另外安裝角度也會影響地錨之分析考量，但為了方便設計與分析，安裝角度都假設是以垂直弱面來鋪設。

3.2.3 載重因子

邊坡不穩定的受力來源可能來自上部結構體之重量、岩塊自重沿滑動面（弱面）的下滑力量、地下水壓力以及地震力等。而本文對上部結構施加之外力不予考量，因此後續討論之載重參數，乃針對重力（岩塊自重的影響）、地下水壓力及地震力三種因子探討。

重力

岩塊受本體之重力影響，會如下圖 3.4 有一沿弱面之滑動分量，且當順向坡之弱面傾角越大，此滑動力量也越大。雖然圖 3.4 中之其他外力（地下水壓力、地震力之合力）不一定作用於同一點（岩塊之重心），但圖中假設都作用於岩塊之重心，以方便了解作用力間之關係。但圖 3.4 中也顯示重力在垂直弱面之方向會有一正向力 W_N ，而 W_N 會直接影響摩擦阻抗之大小；所以岩塊自重不只影響載重（下滑分量），同時也影響阻抗之大小，故重力伴演之角色較為特殊。不過削坡（減少岩塊自重）的動作通常對邊坡穩定性是有幫助的，即表示減少的載重大於減少的阻抗；但若在高弱面傾角和低的 c 值下，正向力會是一重要的阻抗來源，過度削坡反而會使阻抗過度

減少而不穩定。但依多數情形考量，岩塊自重常為不利於穩定的條件，因此將重力的影響放在載重因子討論。

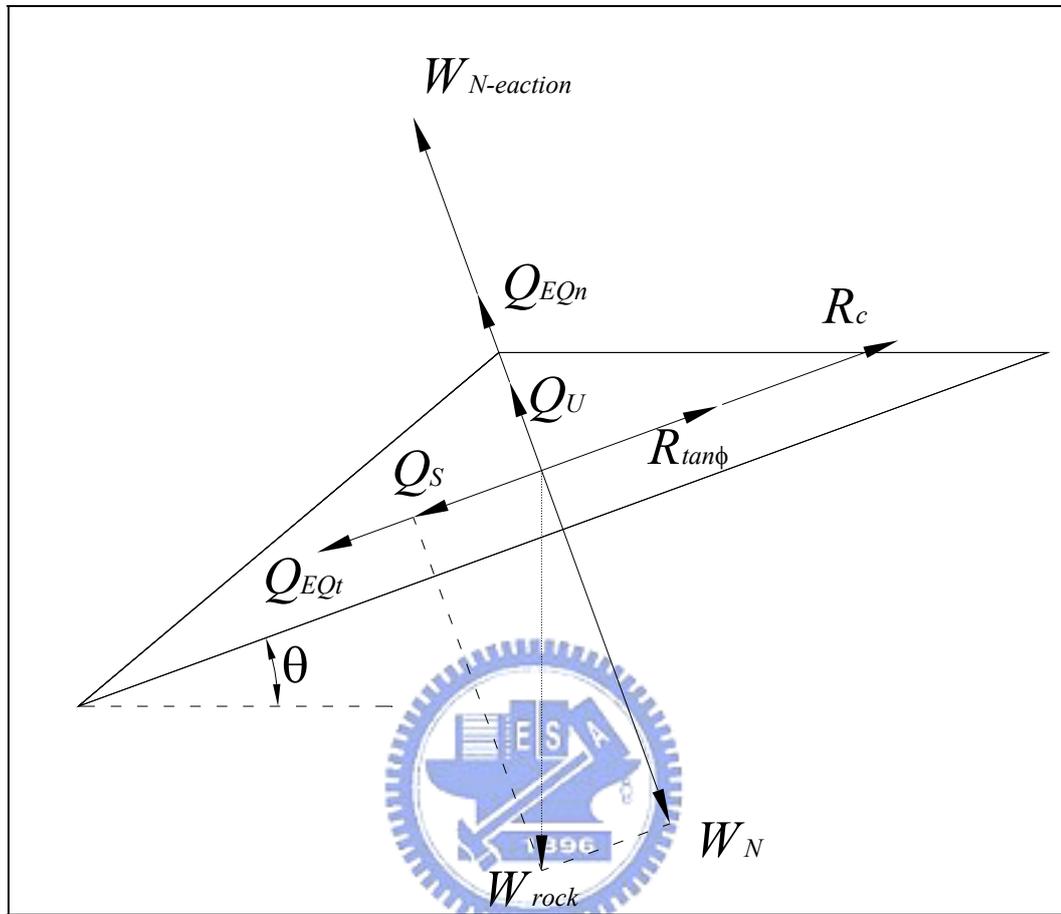


圖 3.4 岩塊之自由體圖

W_{rock} ：岩塊自重

W_N ：岩塊自重垂直弱面之分量， $W_N = W_{rock} \cdot \cos \theta$

Q_S ：岩塊自重沿弱面之分量， $Q_S = W_{rock} \cdot \sin \theta$

R_c ：弱面強度參數 c 提供之抵抗力

$R_{\tan \phi}$ ：弱面強度參數 ϕ 提供之抵抗力

Q_w ：地下水壓力

Q_{EQn} ：總地震力垂直弱面之分量

Q_{EQt} ：總地震力沿著弱面之分量

$W_{N-reaction}$ ：弱面上之反作用力， $W_{N-reaction} = W_N - Q_w - Q_{EQn}$

岩塊自重的不確定性受其幾何條件與物理性質影響，幾何條件量測之不確定性如前述，在本文不予探討，故剩下岩塊物理性質的影響。而土工參數上對單位重的掌握度較高，以台中大坑地區收集之單位重資料為例，相同岩性之變異係數在 0.1 或以下，故此處也參照過去學者的簡化考量，將單位重假設為一確定值，其大小為 $25 \frac{kN}{m^3}$ 。

地下水壓力

當地下水位面接觸岩塊時，地下水壓力會對岩塊有一向上之推力，而此作用力可能由兩種方式降低邊坡的穩定性：一是減少弱面上之正向力，降低摩擦阻抗的大小；另一種是當地下水壓力過大，會使垂直弱面之合力為零，此時岩塊則失去弱面強度能提供之阻抗，亦處於一不穩定之狀況。上述兩種不穩定狀態同樣會使岩塊發生下滑之平面破壞模式，但分析上需採不同之形式分析，故後續之可靠度分析也將兩者分開考量，分析的方式於 3.3 節再述。

地下水之虛擬參數假設，需考量地下水位面的變異性與地下水壓力對岩塊分佈之情形，此兩者將影響地下水壓力之合力大小與方向。本文對地下水壓力的分佈，假設為底部排水 (toe-drain) 的三角形分佈，示意圖如圖 3.5。在此假設下便可依其分佈型，求一垂直弱面之合力大小，如下：

$$Q_w = \frac{1}{2} A_w \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot A_w \cdot \sin \theta \cdot \gamma_w \right) = 0.25 \cdot \left(\frac{H_w}{H} \right)^2 \cdot A \cdot H \cdot \gamma_w \dots\dots\dots (3.1)$$

其中 Q_w 為地下水壓力之合力

θ 為弱面傾角

H 為岩塊垂直總高度

A 為岩塊與弱面接觸之面積， $A=H \cdot \csc \theta$

H_w 為地下水位面接觸岩塊之垂直總高度

A_w 為地下水和岩塊接觸面積， $A_w = H_w \cdot \csc\theta$

而地下水位之考量，傳統設計會分析三種水位：常時水位、高水位以及低水位，並依照不同條件的最低安全係數要求，取不同的水位資料來分析。但上述的水位存在一些問題：水位之量測通常無明確指示是由何種資料分析得到，如常時水位可能是所有水位資料的平均值，或是最高水位與最低水位的中間值；量測的水位值也受量測時間點的影響，如最高的水位會發生於暴雨中或暴雨剛結束，除非裝置自計式水位計，否則人員可能無法即時前往量測，因而低估真正的最高水位。總結上述的內容，地下水位的資料上可能會有兩個問題，一是高、低水位本身沒有明確對應之統計資料，二是對量測水位的離散資料點可能低估應有之最高值，此外還可能受地域降雨的差異影響，進而影響率定之設計係數。

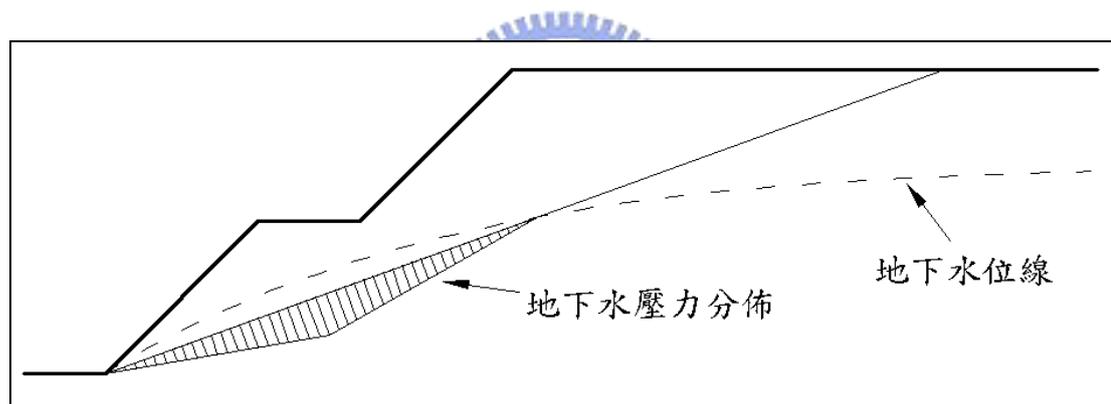


圖 3.5 地下水假設條件示意圖（弱面底部排水）

基於上述之困難，和對地下水位的有限掌握，只能得知水位高度落於 0 ~ 1 倍總坡高之間，即 $0 \leq \frac{H_w}{H} \leq 1$ 。故本研究之分析只能對地下水位之高度，做一常態分佈之假設考量，而其水位高度之平均值為總坡高的 0.5 倍、標準差為總坡高的 1/12。採用此分佈的考量，是因為現有參數統計資料不足，只能得知範圍在 0~1 倍總坡高間，若是採用均勻分佈的假設，對較高水位的發生機率會有過高的假設。而由於 FSD 設計需考量高水位的參數，故此處還需考量虛擬水位參數對應之高水位高度。此處假設高水位之高度為平

均值兩個標準差之上，即高水位的高度定為總坡高的 $\frac{2}{3}$ ，而統計學上對應此參數值，約有 97.8% 的資料落於此參數值之下。

上述水位分佈之假設與 Low (1997) 文獻中的假設相同，不同之處在於原作者在坡面上會有一 α 角的傾面，本文則是因整坡的動作而將上方之 α 角設為 0° ，故兩者間的總坡高會有差異。

地震力

地震力對邊坡影響之分析，一般的設計常採用仿靜態分析方式 (Pseudo Static Analysis) 做穩定性評估，此方式對地震力影響的評估，是將地震力以岩塊自重乘上一地震力係數來分析，並檢視原系統在此額外的地震力下是否穩定。設計上的做法可能會依地震危害度分析、工程師經驗或是法規限定等，評估設計對象在地生命週期中可能遭遇之最大地表加速度 a_{max} ，並對此 a_{max} 折減以做上述之地震係數。如水平地震力係數 k_h 常取一半的折減，即 $k_h = 0.5 \cdot a_{max}$ ；垂直地震力係數則常為水平係數再折減 $\frac{2}{3}$ ，即 $k_v = \frac{1}{3} \cdot a_{max}$ ，於是地震下額外的水平、垂直作用力，即是岩塊自重分別乘上 k_h 、 k_v 。地震係數取 a_{max} 折減的原因為地震中 a_{max} 作用時間相當短暫，若是以地震力之最大尖峰值去做設計，則考量上可能過於保守，使設計結果變的不經濟。

上述地震力的係數決定與折減受到許多人為主觀因素影響，較合理的方式是對工址的地震力資料收集，並由地震危害度曲線來考量設計重現期與對應的地表加速度。不過不同的地區會有不同的曲線、對應相同重現年期的最大地表加速度也會不同，若照上述方法需要相當大量的資料配合全台灣不同的地點才能有適合的成果。對此方面，本文重點在方法實作上的流程探討，參數的細節部分如地震力、地下水位可能受到一些地方有局部性條件的影響，而對此本研究不擬深入探討。

本文對地震力之分析方式，如前述採用仿靜態之分析方式考量。但地震力對穩定之影響又受作用方向而異，如：水平方向中朝向坡趾為對穩定較不利之方向；但垂直力對穩從最不利之方向，則可能為向上或向下。對此在後述分析上採兩次的仿靜態結果來評估，分別考量垂直地震力朝上和朝下的結果，分析結果取安全係數（或可靠度指數）較低的結果。參數值 a_{max} 則採用內政部對結構體建議的地震分區係數（下圖 3.6），來決定虛擬案件設計上考量的地震力係數。對照此地震分區，台灣大多數都落於地震甲區，即地震力係數為 0.33g，經折減後的水平、垂直地震力係數分別為：0.165g、0.11g。此地震力係數對應 50 年有 10% 的超越機率（或是重現期 475 年），故由此資料只能得知以 0.33g 設計，在 50 年中地震係數可能超越之機率，但礙於缺乏原始的地震危害度曲線，因此要將地震力與超越機率做一隨機變數探討的統計資料不足。因此為了將地震納入考量，只能將地震力取一定值，並採條件式 AFOSM（Conditional AFOSM）去做分析。關於條件式 AFOSM 的做法，於後分析流程一節再敘述；而地震力係數取定值分析之問題，於本章最後一節問題探討再述。

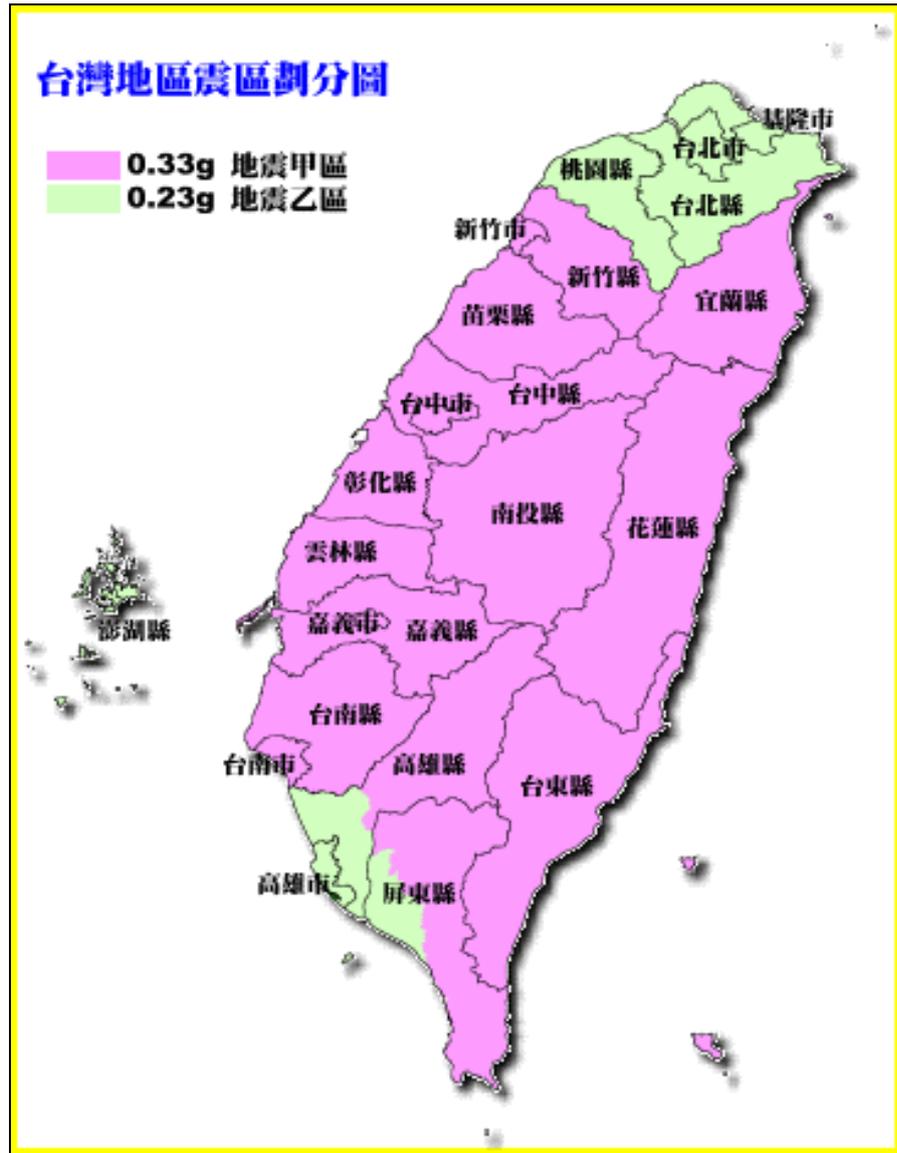


圖 3.6 台灣地區震區劃分圖（內政部營建署）

3.2.4 名目值

在第二章介紹過設計上的參數是取名目值來考量，為了使率定之部分係數能與設計內容接軌，則還需考量率定參數名目值的制定。不同工程類型採用之名目值意義可能不同，如結構工程上，阻抗強度可能取 95% 的超越值（Fractile Value），此代表該參數有 95% 的機率會超越此該參數值（Becker, 1996a）。但大地工程上因參數的不確性較高，若名目值以 95% 的超越值來設計，則阻抗的名目值會變的相當低，而載重的名目值也會變的

相當高，使得經濟上幾乎為不可接受的條件。Becker (1996a) 的文獻中也提到，以少量量測的參數值去訂定高超越機率的名目值是不實際的，故為了讓大地工程師較易接受與融入設計概念，比較實際之替代方式是採平均值來考量 (Chrisitan, 2003)。

基於前段之考量，本文所有隨機參數除了地震力係數外，其名目值都取參數之期望值來做考量，而且因為試驗結果普遍以平均值來表示，故此名目值的制定與設計面之結合較方便。且若是其他的規範要取較保守的值，只需對平均值率定的結果除上 (2.41) 式的調整係數 l 即可。本文因地震力係數取一定值考量，故無考量部分係數的放大效應，而若是將地震力係數取一隨機變數考量，此時亦不適合取平均值做名目值。因為地震需累積長時間之能量釋放才有作用力，故地震力以期望值來評估沒有意義，亦無法表示設計對象在生命週期內會遭遇之地震力大小。

將各個參數的名目值，與實際量測值做對應整理如下：阻抗參數 c 、 ϕ 為多組弱面直剪試驗結果的平均值，其 ϕ 角是轉換為 $\tan \phi$ 來考量；地下水位對應期望值表示以常時水位考量，或是水位統計資料之平均值，此處為坡高的 0.5 倍；地錨強度則是對應設計上的 50 噸、80 噸強度值；地震力係數的名目值則是如先前所述，因取定值而不予考量。

3.3 分析方法

因本文之係數率定與不確定分析涉及 AFOSM 法，故分析流程中需施作參數的轉換與設計點的迭代演算搜尋。此節除了敘述本文 AFOSM 之作法，因前述地震力的考量，還需探討條件式 AFOSM 的施作流程。在 3.3.3 節則說明本文均一可靠度設計的調整方式。

3.3.1 AFOSM 的施作

為了得到 AFOSM 率定之部分係數，需考量輸入之虛擬設計資料以及資料分析的流程。輸入之虛擬案例是以 Microsoft Excel 的示算表來設計與記錄，而資料之分析過程由 Matlab 進行，此程式會先讀取設計之資料內容，並於程式回圈內做參數轉換、設計點搜尋演算、與結果之輸出。其中有關參數轉換和設計點之搜尋方式（Rackwitz-Feisler 演算法）於下做一說明。

在 AFOSM 施作前需先將參數轉至對應基本常態空間中之參數，因多數的參數如：地下水位、摩擦角、地錨強度等，在本文取常態分佈之假設，故轉換過程即將原常態分佈函數，正規化成一基本常態分佈參數（Standard Gaussian Variable），其關係如下：

$$X'_i = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} \dots\dots\dots (3.2)$$

其中 X_i 為原參數

X'_i 為 X_i 轉換至基本常態空間之參數

μ_{X_i} 、 σ_{X_i} 分別為 X_i 參數之平均值、標準差

而弱面強度參數之 c 值假設為對數常態分佈，則可由對數常態和常態分佈之關係，對 (3.2) 做修正如下：

$$X'_c = \frac{\ln X_c - \lambda}{\xi} \dots\dots\dots (3.3)$$

其中 X_c 代表 c 值之隨機參數

X'_c 為 X_c 轉換至基本常態空間之參數

λ 、 ξ 分別為 $\ln X_c$ 參數之平均值、標準差

當有了上 (3.2)、(3.3) 式之參數轉換關係，則可將功能函數改寫成基本常態空間之型態。以無上浮情形（弱面之正向力大於 0）之平面破壞為例分析

為例，以安全係數分析形式如下：

$$FS = \frac{c \cdot A + (W_N + T - Q_w + Q_{EQn}) \cdot \tan \phi}{Q_S + Q_{EQt}} \dots\dots\dots (3.4)$$

其中 FS 為安全係數

c 、 $\tan \phi$ 、 T 分別代表 c 、 $\tan \phi$ 、地錨之隨機變數

上 (3.4) 式由 (3.2)、(3.3) 式之關係改寫，功能函數 (極限狀態邊界) 在基本空間的型式可寫成如下：

$$FS = \frac{\exp(c \cdot \xi + \lambda) \cdot A + [W_N + (T \cdot \sigma_T + \mu_T) - (Q_w \cdot \sigma_{Q_w} + \mu_{Q_w}) + Q_{EQn}] \cdot (\tan \phi \cdot \sigma_{\tan \phi} + \mu_{\tan \phi})}{(Q_S + Q_{EQt})} \dots\dots\dots (3.5)$$

上式因地震力係數假設在一定值下，故地震力之形式並無改寫成基本空間之形式，其條件式 AFOSM 之相關內容參考後 3.3.2 節。

有了基本空間之功能函數 (如 (3.5) 式)，分析的下一步即設計點的搜尋。本文對設計點的求取，採用 Rackwitz-Fiessler 演算法 (Rackwitz-Feisler Algorithm) 來完成 (Rackwitz and Fiessler, 1978)。其流程如下 (Ang and Tang, 1990)：

1. 先設立一迭代運算之初始設計點 x_0^* ，並找出對應基本空間之座標 x_0^{*i} 。
2. 計算功能函數在 x_i^* 點的單位梯度向量 a_i ，其中 i 為迭代次數，在此設初始迭代次數從第 0 次開始：

$$\alpha_i = \frac{\frac{\partial G(x_i^*)}{\partial X_n}}{\sqrt{\sum \left(\frac{\partial G(x_i^*)}{\partial X_n}\right)^2}} \dots\dots\dots (3.6)$$

X_n 表示為 n 度空間的隨機變數參數

$G(x)$ 為功能函數

$G'(x)=0$ 表示基本空間中的極限狀態界線

$\frac{G'(x)}{X_n}$ 為 x 點對 $G'(x)$ 之梯度向量

3. 由 a_i 的方向可找到下一次迭代的設計點為：

$$x_{i+1}^{*'} = \mu_{X_i} - \alpha_i \sigma_{X_i} \beta_i \dots\dots\dots (3.7)$$

其中 $x_{i+1}^{*'}$ 在極限狀態界線上。

4. 由於上步驟要求設計點在極限狀態界線上，故要求如下：

$$G'(x_{i+1}^{*'}) = G'(\mu_{X_i} - \alpha_i \sigma_{X_i} \beta_i) = 0 \dots\dots\dots (3.8)$$

上式解一元方程式可得第 i 次迭代的可靠度指數 β_i 。

5. 將 β_i 值帶入 (3.7) 式即可計算下次迭代之起始設計點，其中又因參數已轉換至基本空間中（即平均值皆為 0、標準差皆為 1 之參數），故新迭代的設計點由 (3.7) 式可改寫成：

$$x_{i+1}^{*'} = -\alpha_i \beta_i \dots\dots\dots (3.9)$$

將 β_i 與 a_i 代入上式即可得到下次迭代之設計點。

6. 判斷結果是否收斂，若不收斂則重覆上步驟 2~5 直到結果收斂為止。

上述之代數、方程式有上撇號代表在基本空間中；上標星號表示該點落在極限狀態界線（面）上，後續之參數標示亦依照上述原則。然而為了方便性考量，初始的假定設計點可能選從平均值開始迭代，而此點通常不落於極限狀態面上；但為了整體迭代參數表示的一致性，故上步驟 1 之初始假點仍以上標星號表示。

初始點如上述由平均值開始計算，而迭代收斂之判斷為兩次計算的可靠度指數相差千分之一以下，而當第 i 次迭代收斂時，即表示 AFOSM 分析之可靠度指數為 β_i ，對應之設計點為 $x_i^{*'}$ 。部分係數可由輸出之設計點資料和 (2.40) 式計算之，流程圖之示意圖如下圖 3.7。

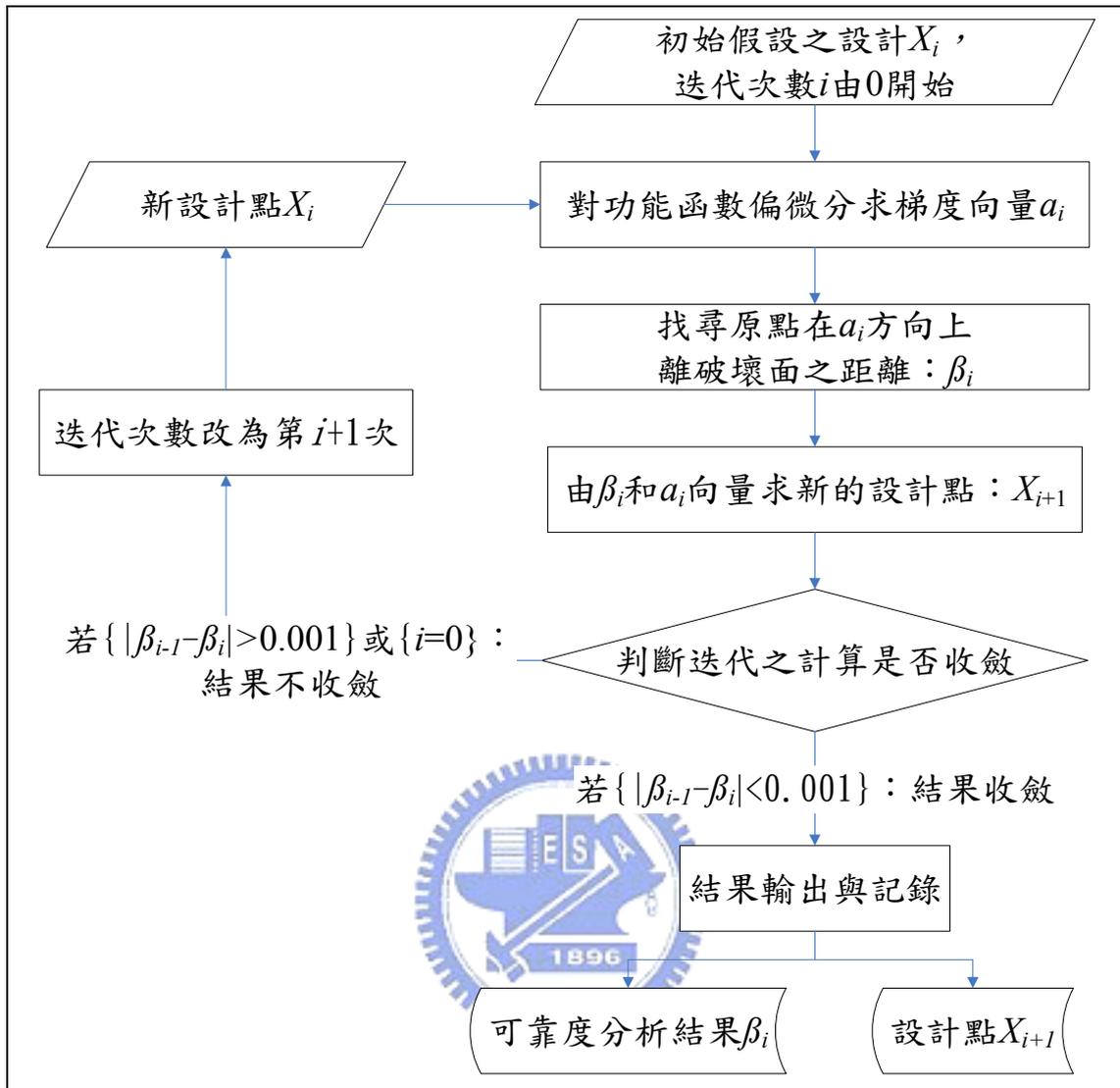


圖 3.7 Rackwitz-Feisler 演算法之示意

3.3.2 條件式 AFOSM (Conditional AFOSM)

關於地震力之資料，由於無取得地表加速度和重現期的地震危害度曲線，因此地震力係數也無法以隨機分佈函數表示。對此本文採條件式的 AFOSM，配合內政部營建署公佈的建議地表加速度值，來做為設計與分析上的考量。Honjo 等人 (2002) 的文獻中採用此方法來解決地震力函數與常態分佈之轉換關係，以便進行 AFOSM 分析之迭代運算。依照上述文獻，條件式的 AFOSM 演算流程大致如下：

1. 先將原先 n 維參數的極限狀態 $G'(X'_i)$ (其中 $i \in 1 \sim n$)，寫成第 n 維參數為定值 (x_n) 之條件機率型態 $G'(X'_i | x_n)$ (其中 $i \in 1 \sim n-1$)，並進行與原 AFOSM 相同之分析流程。如此可得 $n-1$ 維的參數空間中，設計點之梯度向量 α_a 與可靠度指數 β_a 。
2. 接下來由 x_n 與第 n 維參數之分佈函數，求得第 n 維空間上之可靠度指數 β_b 與設計點。對第 n 維之參數轉換，以一常態分佈函數近似之，其函數需滿足下二式 (Rackwitz 和 Fiessler, 1977)：

$$F(x_n) = \Phi\left(\frac{x_n - \mu_{X'_n}}{\sigma_{X'_n}}\right) \dots\dots\dots (3.10)$$

$$f(x_n) = \frac{1}{\sigma_{X'_n}} \phi\left(\frac{x_n - \mu_{X'_n}}{\sigma_{X'_n}}\right) \dots\dots\dots (3.11)$$

上二式之 $F(x)$ 、 $f(x)$ 分別代表第 n 維參數的累積分佈函數、機率密度函數，而 $\Phi(x)$ 、 $\phi(x)$ 分別為常態分佈函數之 cdf 與 pdf。再由 (3.10) 和 (3.11) 式求解對應近似常態分佈函數之平均值 $\mu_{X'_n}$ 與標準差 $\sigma_{X'_n}$ ，即可由此兩參數與 x_n 求得第 n 維參數空間上之可靠度指數 β_b ，如下：

$$\beta_b(x_n) = \frac{x_n - \mu_{X'_n}}{\sigma_{X'_n}} \dots\dots\dots (3.12)$$

3. 最後由 $n-1$ 維與第 n 維的可靠度指數，可得到整體的可靠度指數為：

$$\beta_{total} = \sqrt{\beta_a^2 + \beta_b^2} \dots\dots\dots (3.13)$$

而此處的單位梯度向量則為：

$$\alpha_{total,i} = \frac{\beta_a}{\beta} \alpha_{a,i}, \text{ (當 } i = 1 \sim n-1 \text{)} \dots\dots\dots (3.14)$$

$$\alpha_{total,i} = \frac{\beta_b}{\beta}, \text{ (當 } i = n \text{)} \dots\dots\dots (3.15)$$

由 (3.13) 與 (3.14) 式之單位梯度向量 α_{total} 與可靠度指數 β_{total} 即可求得設計點位置，並由此設計點進一步求得參數之部分係數。

但在本文之地震力相關資料，不如 Honjo 等人的文獻中有過去地表加速度的資料收集，而只有某特定地表加速度 (0.33g) 對應超越機率的資料。為了仍將地震力納入考量，將分析模式參照上述原理，取一固定 a_{max} 值 (0.33g) 來分析。在此固定 x_n 之條件下，由上 (3.10)、(3.12) 式可得可靠度指數為：

$$\beta_b(x_n) = \frac{x_n - \mu_{x'_n}}{\sigma_{x'_n}} = \Phi^{-1}(F(x_n)) = \text{定值} \dots\dots\dots (3.16)$$

而地震力應當是以一隨機分佈函數來分析，以上式對地震力之分析其結果必會有所誤差，故對上 (3.16) 式簡化分析可能會有問題，於後 3.4 節中再討論。

3.3.3 均一安全性設計



理想之率定案例其安全性應達到、或近似目標之可靠度指數，才會使得率定之部分係數接近率定安例之安全等級。故本研究流程會對設計案例重新調整，使率定案例之可靠度指數較接近均一的安全等級。然而因岩塊上浮 (垂直弱面正向力為 0) 與否之穩定性分析方式不同，會使得設計調整也不同，因此將兩種情形分開探討。

先就岩塊達成上浮之條件討論。當地下水壓力、地震力等作用力過大，則岩塊弱面上之正向力為零，會使岩塊擡升而失去穩定性。其極限狀態方程式可表示如下：

$$W_N + T < Q_w + Q_{EQn} \dots\dots\dots (3.17)$$

當上式之條件式達成時，即代表岩塊對上浮的穩定性不足。由於 (3.17) 式是考量垂直弱面的方向，故上式之力量還需考量其方向性：由於地錨安置角度與地下水壓力之假設條件，使得地錨力 T 和地下水壓力 Q_w 皆垂直弱面

方向，故方向性之影響不需另外計算；然而地震力因採仿靜態分析，以水平力和垂直力考量，故需將力量轉換到垂直弱面傾角之方向。若分析之案件可靠度低於要求，由(3.17)式可知有三種補強方式：一是提高岩塊自重以增大正向力 W_N 、二是加強地錨力 T 之大小、最後則是靠排水以降低地下水壓力，但排水之影響在本文不予討論，故剩下前兩種模式的考量。若以提高正向力（岩塊自重）的方式補強，則同時會使沿弱面下滑之分量變大，使岩塊對在滑動之穩定性會更低，因此岩塊對上浮條件之設計調整，都以加大地錨的方式來提高可靠度。地錨之加強方式以程式迴圈來完成，該由結果判斷可靠度指數是否高、低於要求之可靠度，再對應降低、增大地錨力之大小，直到安全等級接近目標可靠度指數。為了得到較均一的安全等級，設計調整後的可靠度指數與門檻可靠度指數需相差千分之一以內，而每次迴圈調整之地錨力大小為原先地錨力之 ± 0.05 倍。其設計調整流程圖如下圖 3.8。

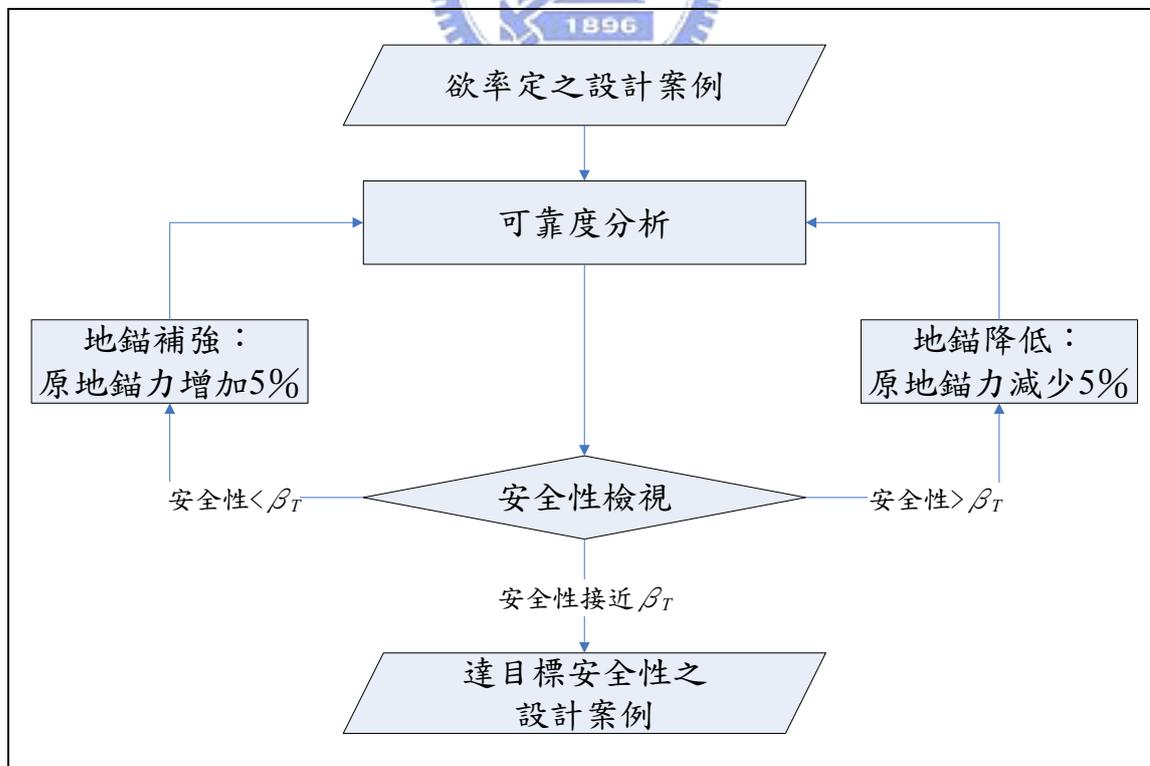


圖 3.8 平面破壞對上浮條件之均一可靠度設計流程

另外在岩塊未達上浮條件之滑動破壞，其極限狀態可寫成：

$$R_c + (N - Q_w - Q_{EQn}) \cdot \tan \phi + R_a < Q_s + Q_{EQt} \dots\dots\dots (3.18)$$

其中 R_c 為強度參數 c 值提供之阻抗， $R_c = c \cdot A$

R_a 為地錨提供之阻抗， $R_a = T \cdot \tan \phi$

同樣上式成立代表弱面上的阻抗小於滑動之驅動力，邊坡會發生平面破壞。設計參數的調整與對上浮條件類似，但岩塊自重 (3.17) 式只對阻抗項參數 W_N 有影響，而在 (3.18) 式則另外會對載重項 Q_s 有影響。前述多數條件下削坡 (減少岩塊自重) 對穩定性有利，故岩塊未達上浮條件之均一可靠度設計，以“削坡”與“加強地錨”兩種設計調整方式。而基於前述設計考量，儘量不以地錨來做補強之手段，故設調整的方式以削坡優先於加地錨。但因削坡的調整方式較難達到目標可靠度，即無法以程式迴圈來完成，故以下列程序調整：首先對安全性不足的邊坡，如上浮條件以“補強地錨”調整，直到結果接近目標值的可靠度，並記錄個別案例所需之安全係數。再以安全係數的概念，並依削坡為主、加地錨為輔的邏輯重新設計，再檢視結果之安全性。若是安全性超過、不足，則降低或提高要求之安全係數，直到安全等級接近目標值，而其中安全係數的調整值，採 0.1 的單位向上或向下修正，上述設計調整之流程圖如下圖 3.9。由於此方式以安全係數來調整設計，而安全係數與安全性無明確之對應關係，故案例調整後之安全性可能不易達到目標可靠度，所以此處調整之誤差值要求較低，限定設計結果與目標可靠度指數相差在 0.05 內。對案例調整的可靠度差異可能對部分係數率之問題，於 3.4 節再加以討論。

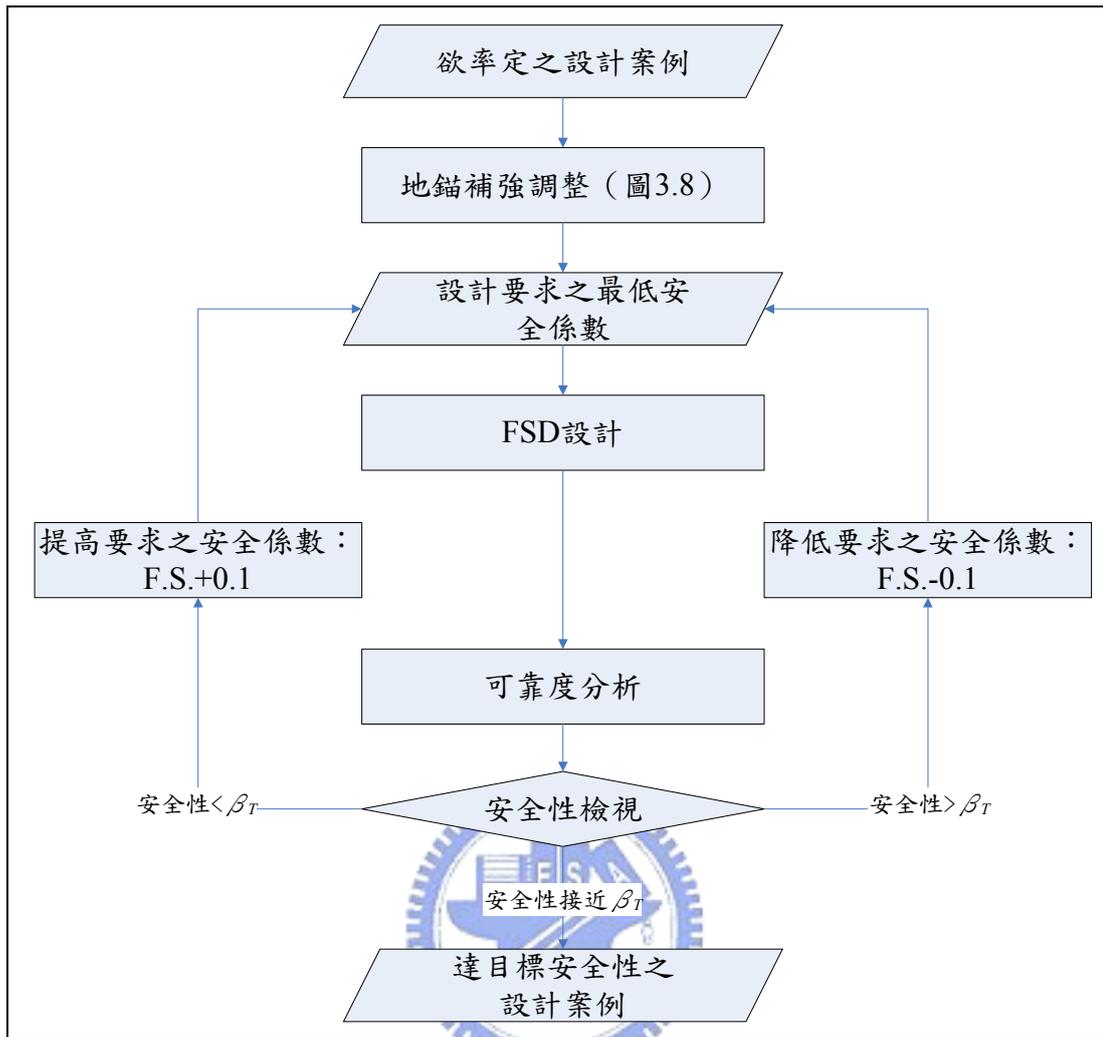


圖 3.9 平面破壞對滑動之均一可靠度設計流程

3.4 研究方法之問題探討

此節主要針對上述參數之簡化假設、分析方法可能遭遇之問題做一探討。但在問題探討之前，先將虛擬之參數假設，分析方法於 3.4.1 節做一統整、歸納。

3.4.1 參數假設與分析方法之整理

本節整理分析之參數假設與分析方法，而研究流程則不予贅述（參照 3.1 節）。由 3.2 節之內容，可將設計、分析之參數假設條件，整理如下表

3.3，其中幾何斷面條件與地錨力量之參數值，則會視不同案例之條件，而有不同之設計參數值，故於表中不加陳述(設計之條件限制請參照 3.2.1 節)。

表 3.3 本文參數假設條件

參數		分佈型態	平均值	變異係數	
單位重 (kN/m^3)		定值	25	無	
坡高 (m)		定值	[2、4、6、8、10、12、14、16、18、20、25、30、35、40、45、50、55、60]	無	
弱面傾角 (度)		定值	[10、20、30、40]	無	
階梯高度 (m)		定值	視設計結果而定	無	
坡角		定值	視設計結果而定	無	
強度參數	c (kPa)	對數常態分佈	[10、20、30]	低：0.2	高：0.6
	$\tan\phi$	常態分佈	[0.45、0.55、0.65]	低：0.1	高：0.2
地錨強度 (噸)		常態分佈	視設計結果而定	0.15	
地下水位佔坡高的比例		常態分佈	0.5	$\frac{1}{12}$	
地震力係數		特殊	$a_{max}=0.33$	N/A	

在參數進行部分係數率定前，會將設計案例調整至均一的安全等級。由於岩塊達成上浮與否之分析方式不同，故將兩種條件分別考量，取各自之調整方式，結果也會有各自之部分係數。在岩塊達成上浮的設計條件，如前述只以補強地錨來處理；而岩塊未達上浮時之條件，採用安全係數調整，和削坡為主、加地錨為輔的設計調整。

虛擬設計之資料可靠度分析，採用 AFOSM 的流程分析，故施作上需考量參數的轉換與設計點的迭代搜尋。因為分析參數之變分佈型態多假設為常態或對數常態之分佈，故參數轉換並不需採用 Rosenblatt 轉換法處理；設計點的迭代搜尋法採用 Rackwitz-Feisler 演算法，上兩項流程於 3.3.1 節中

說明。但其中由於地震力係數無完整的隨機分佈函數之資料，故將地震力係數取一特定值，配合條件式 AFOSM 的情形（參照 3.2 節），並採仿靜態的方式分析。每一次的仿靜態分析取兩個不同方向之垂直地震力（向上與向下），並以安全等級較低為主導破壞之情形來考量。

對於最後結果之考量，表 3.3 中的案例數量為：幾何條件有 18(坡高)·4(弱面傾角)=72 種組合；強度參數有 3(c 值)·3($\tan\phi$)=9 種組合，故率定案例總共會有 72·9=648 個設計結果。後續稱此 648 個案例為“一組”虛擬參數，並由一組參數可率定一組部分係數，當中也如上述包含岩塊達上浮、未達上浮的兩種部分係數；不過表 3.3 中強度參數考量兩種不同之變異係數（低 COV 與高 COV），因為部分係數會受參數變異性之影響，故率定結果的探討，也需對應低 COV 與高 COV 分別再考量兩組 LRFD 之部分係數。於是本文對平面破壞之部分係數率定，當有一率定目標之可靠度指數 β_T ，結果會應兩種不同變異性（低、高 COV）而有兩種設計之部分係數；而一種設計之部分係數，又同時包含岩塊上浮、未達上浮的兩類破壞機制的部分係數。

3.4.2 問題討論

上述的假設條件與設計調整方式，可能有下列三方面之問題：一是假設參數與實際條件有過大之出入，此參數包含地下水與地震力係數；二是分析方式是否符合實際結果？此部分除了受參數假設影響，還受地震力係數的定值條件式 AFOSM 分析影響；三為設計面的影響，包含傳統 FSD 設計結果的安全性差異，與後續均一可靠度之設計調整影響。整理上三項因子，以下將其分為：地下水假設條件、AFOSM 分析方法與設計面之問題來分別討論。

地下水假設條件

虛擬設計之地下水位假設條件，應當收集該工址之水位觀測記錄，並將地下水位資料依照符合的函數型態來表示。但因為此問題受降雨條件、季節、地質狀況而異，完整的調查需要的資料量會十分龐大，而且受局部地區變異性影響。因此在缺乏適當之資料討論下，本文只能對於選用的假設條件，討論後續研究上可能需改善之處。

以本文水位之假設條件，主要有兩方面可能需要調整：一是本身水位假設之分佈函數型態；二是高水位狀態下制定的水位高與對應之重現機率，而第一項因子又會影響到第二項因子。先就水位假設之函數探討，若是有較完整的水位觀測資料，則可分析結果來考量適合之分佈型態；若無完整之資料，則可能也需採假設之分佈函數。而假設之函數需注意尾端值（distribution tail）的考量，因破壞多發生於較極端之情形（如暴雨下之高水位），前述不考均一分佈的原因就是因為其高水位（0.9 倍坡高以上）生機率過大。而高水位的制定之問題，因設計之水位無明確對應之統計資料，做適當的重現機率無從評估。由另一方向思考乃先制定高水位之水位高，並由設計之安全性要求與假設之分佈函數，來決定適合之重限期（機率），但此方面又因 FS_{min} 與安全性沒有明確之對應關係，使得即使有完整的水文統計資料，也無法評估適合的“高水位”。

由於原 FSD 設計對高水位無明確定義，故適合分析之參數將較難決定。不過 LRFD 亦是希望能改善此問題，因為當以 LRFD 之部分係數設計，水位之考量將無“高水位”之參數，而不同狀態（如高水位）之發生機率不再以不同之安全係數限定，而是以參數（如水位）之部分係數來考量。若此參數之名目值在率定時有明確之定義，則後續之應用與修正也依此來考量。

AFOSM 分析方法之問題討論

上述條件機率的 AFOSM，會對第 n 維參數（本文中為地震力係數）取一近似之常態分佈假設。此結果的正確性，可能因第 n 維參數取不同的定值，有不同高估破壞機率的程度。下列以案例 1、2、3 三種情形來討論，而此案例都簡化以兩個參數 x 、 y 來考量、 y 即是取條件式機率的參數。

案例 1 的條件，為 y 對極限狀態的敏感度較高，如下極限狀態：

$$x \geq 5y \dots\dots\dots (3.19)$$

在基本空間中，若取 y 一定值並依條件式 AFOSM 分析，其可靠度指數如圖 3.10 中所示；反之若 y 取一完整隨機變數以 AFOSM 分析，則兩者之可靠度指數比較如下圖 3.11。由圖 3.11 可發現若是 y 參數對極限狀態的影響性較大，取過低的 y 值之分析結果較真正的可靠度指數小許多。例如以 (3.19) 式為考量，若 x 、 y 的平均值分別為 10、1，變異係數都為 0.2，以完整 AFOSM 的可靠度指數約為 2.23（破壞機率=1.27%）；若取 y 之定值為 1.1，則條件式 AFOSM 的 β 為 2.46（破壞機率=0.69%）；而 y 取定值為 0.2 則條件式 AFOSM 之 β 則為 4.5（破壞機率= $3.4 \cdot 10^{-6}$ ），此時對真正的破壞機率有明顯的低估。

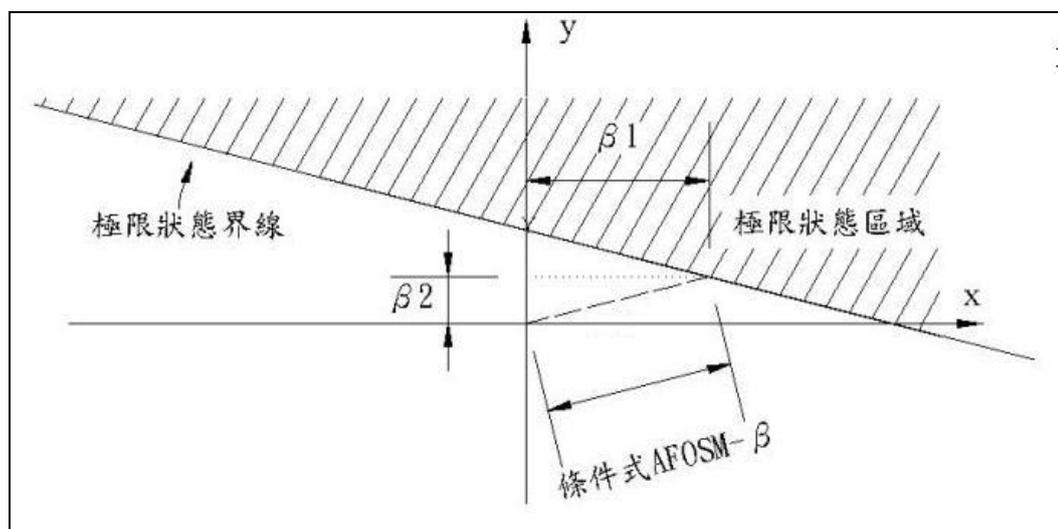


圖 3.10 y 參數取定值以條件式 AFOSM 分析之可靠度指數示意圖

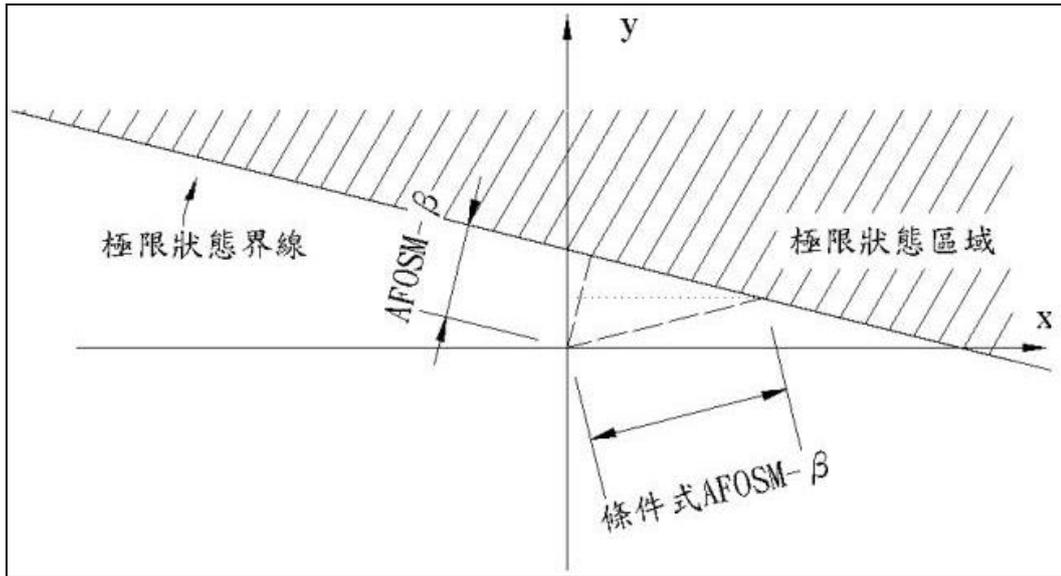


圖 3.11 完整隨機變數分析之可靠度指數示意圖

同理在其他案例中，若是 y 參數取之定值不適當，對破壞機率也會同樣有低估的情形。案例 2 為 x 參數和 y 參數對極限狀態有接近的敏感度，如下式：

$$x \geq y \dots\dots\dots (3.20)$$

此時設計點在基本空間之 y 軸距離應與 x 軸距離相近，故當條件式 AFOSM 計算之 β_a 與 β_b 相差越大，則估計之誤差也越大。而案例 3 則為 x 對極限狀態的影響越大於 y 參數，與案例 1 相反，過大的 y 值則會計算出比真值大許多的可靠度指數。

因此若要了解地震力係數取定值的結果，是否過度低估實際的破壞機率，則需視其地震力參數對極限狀態的敏感度。但是完整的地震力係數的統計資料不完全，因此只能對這方面做一概略之探討。在岩塊達成上浮之條件下，若地震力為主要造成上浮破壞之因子，則在較平緩的邊坡可能需要相當大的地震力係數，如超過 $1.0g$ 的 a_{max} 才会有上浮之破壞；即使是在較高角度之弱面傾角（如 40° ），破壞所需的 a_{max} 也可能要在 $0.7g$ 以上，此兩種條件都對應極高的重現期，故地震力的影響應不為主要的影響條件（案

例 1 之情形)，所以地震力在上浮的條件可能為案例 2 或是案例 3 的情形。而岩塊未達上浮之平面破壞則較難以評估，但是由安全係數設計上，對地震力條件之最低安全係數限定為 1.1，故代表此為不常發生的極端條件，即地震力常時對邊坡穩定影響不大，故破壞情形可能為案例 3 之情形。但參數對極狀態的敏感度，也另外受其他因子響影，如設計對象之目標可靠度。若可靠度要求較高之設計對象，其對之生命週期之要求會較長，此時高地地震力係數的發生機率會提高，情形可能從案例 3 轉成案例 2 的型態。

由上述雖然無法明確歸納地震力的隨機分佈函數對穩定性的影響，但除非在極端情形下，否則地震力應該不會為案例 1 之情形（高敏感度），因此只要不取過小之地震力係數，應仍為可能發生之情形。而因為該方法是對現有規範建議之地震力去率定係數，故後續 LRFD 設計上較易配合現今之建議地震力係數。



設計面之問題討論

邊坡穩定問題與許多基礎設計方式不同，如基樁的設計先有對應之結構體載重，再對此載重設計基樁的尺寸，並檢視提供之承載力是否足夠。而邊坡設計之幾何條件對穩定性則影響極大：當總坡高由低至高，其主導之阻抗值可能從凝聚力 c 轉成摩擦角 ϕ ；且當岩塊之自重越低、弱面傾角越高，則主導之破壞機制會由岩塊未達上浮之平面滑動轉為岩塊上浮之平面破壞模式。因此即使是同樣天然條件的邊坡，由不同方式的設計會得到不同的破壞機制與安全等級。

另外本研究嘗試針對不同的目標可靠度做設計調整，以改善由 FSD 設計案例率定之結果。但在岩塊未達上浮之破壞情形，調整的案例需以人工的方式重新設計與調整，此處能調整到之安全等級較不一致，可能使率定案例間之安全性會有些差異，進而影響其部分係數。不過如前述之要求，

調整後之可靠度指數與 β_T 相差 0.05 之內，等於最大的可靠度差異為 0.1，此差異對部分係數之影響很有限，因此均一設計調整後的安全等級差異影響應有限。但設計調整上的重新設計，也同樣受到前述設計形式差異的影響。

然而設計形式因無法“量化”表示、限制，故此部分之影響較難消除或檢視，並只能依照前述的設計原則，再於結果探討是否受設計差異之影響。



第四章 FSD 邊坡設計之可靠度

4.1 依最小安全係數設計之可靠度

依照第三章擬定之率定流程，需先由虛擬的環境條件，建立一系列 FSD 之設計結果，以供傳統 FSD 的安全性檢視和做部分係數率定之案例。傳統上依最小安全係數的設計概念，通常設計結果需滿足三種不同條件下所要求的安全係數，分別在常時、高水位、以及地震作用下，安全係數分別要求達到 1.5、1.2、1.1 以上，其安全係數設計之考量如下：

$$FS(\text{平面滑動}) = \frac{R_c + (W_N + R_a - Q_w \pm Q_{ENn}) \cdot \tan \phi}{Q_S \pm Q_{ESi}} \dots\dots\dots (4.1)$$

其中 FS 為安全係數

W_N 為岩塊重自在弱面上之正向力

R_a 為地錨阻抗（假設垂直弱面條件下）

R_c 為強度參數 c 值提供之阻抗值， $R_c = c \cdot \text{接觸面積}$

Q_w 為地下水壓力

Q_{EQi} 為地震力以仿靜態模式分析沿弱面之力量大小

Q_{EQn} 為地震力以仿靜態模式分析垂直弱面之力量大小

對應上式可計算不同狀態下之安全係數，並檢核是否符合前述 1.5、1.2、1.1 之最低安全係數要求。此處所採用的最低安全係數並非絕對，對應不同邊坡類型（挖方、填方），可能會取不同的最低安全係數去設計；若欲率定採用不同安全係數之邊坡，亦可將上述 1.5、1.2 等安全係數替換之。

平面破壞之分析還需考量另一種狀態，即第三章所述岩塊對弱正向力不足之上浮情形，此狀態一般無特定之安全係數考量，傳統設計只需檢核不同的狀態下（常時、地震等），設計結果以參數之名目值計算不會有岩塊

上浮之情形即可。若以安全係數之考量如下：

$$FS(\text{上浮穩定}) = \frac{W_N + T}{Q_w + Q_{EN}} \dots\dots\dots (4.2)$$

因多數情形下岩塊之正向力會大於地下水壓力及地震力許多，故岩塊較少發生上浮之情形，所以 (4.2) 式通常只要求安全係數大於 1。

由上述 (4.1) 式對應指定之安全係數要求，可由一組虛擬設計參數，設計出一組率定之虛擬案例，設計結果列於附錄 B，其中“一組”參數共含有 648 種不同條件之虛擬設計案例（參照 3.4.1 節）。由附錄 B-1 至 B-9 的設計結果顯示依照本文採用的強度參數，弱面傾角為 10° 的邊坡其原始安全性就已符合安全係數要求，不需再經人為重新設計、整坡；而在 30° 與 40° 之傾角則有較多需重新設計之案例，但其主控的破壞條件稍有不同。弱面傾角 40° 時因岩塊自重較小，削坡後又再降低岩塊重量，故此條件下容易在高水位時有安全係數不足的問題；而在弱面角 30° 時，一部分之案例會由高水位條件主導設計，另一部分則是受地震力下之安全係數主導設計。對設計結果之補強，強度參數 c 較高的弱面（附錄表 B-1 至表 B-3），大多以削坡即可達到不同條件之安全係數要求，相對其使用之地錨也較少或根本不需要；但傳統的設計對岩塊受上浮力之分析無特別限定之安全係數（上 (4.2) 式），故此條件下對岩塊上浮穩分析之結果可能會有較低之可靠度指數。

以 AFOSM 對 FSD 設計之虛擬案例進行可靠度分析，其可靠度指數之範圍如圖 4.1。圖 4.1 中之案例只取經過 FSD 設計的邊坡，即天然條件安全係數不足，需以人為設計調整的邊坡案例，而其可靠度指數是取平面滑動 ((4.1) 式) 以及上浮穩從分析 ((4.2) 式) 之可靠度指數較低者。分析的結果顯示中，對應低變異性的強度參數分析，幾乎全部都是滑動抵抗力不足 ((4.1) 式) 為主導之破壞型態，只有 6 個案例是由岩塊上浮力過大的破壞形式 ((4.2) 式) 所主導。圖 4.1 共有 253 個案例，其可靠度指數範圍在

1.32~2.58 之間，對應之破壞機率範圍約為 9.29%~0.49%，其可靠度指數的平均值約為 1.62。若改以破壞機率來看，對每個案例取相等之權重，則平均的破壞機率為 5.58%，對應之可靠度指數約在 1.59。以前述 (2.42) 式之 $\Delta\beta$ 來評估可靠度的均一性，對應平均破壞機率 ($\beta=1.59$) 之 $\Delta\beta$ 值約為 0.0136。但是圖 4.1 中多數案例之可靠度與平均相差在 0.2 左右的範圍內，以 $\Delta\beta$ 之數值較難直觀的反應設計結果之分佈範圍，故後續改針對結果之標準差來評估。若改以標準差來考量，則可靠度指數和破壞機率的標準差分別為 0.214、1.88%，以此值對照圖 4.1 之結果，也可發現多數案例之可靠度指數都距平均值 1、2 個標準差，故以此呈現結果可能較能表達設計結果的變異性。

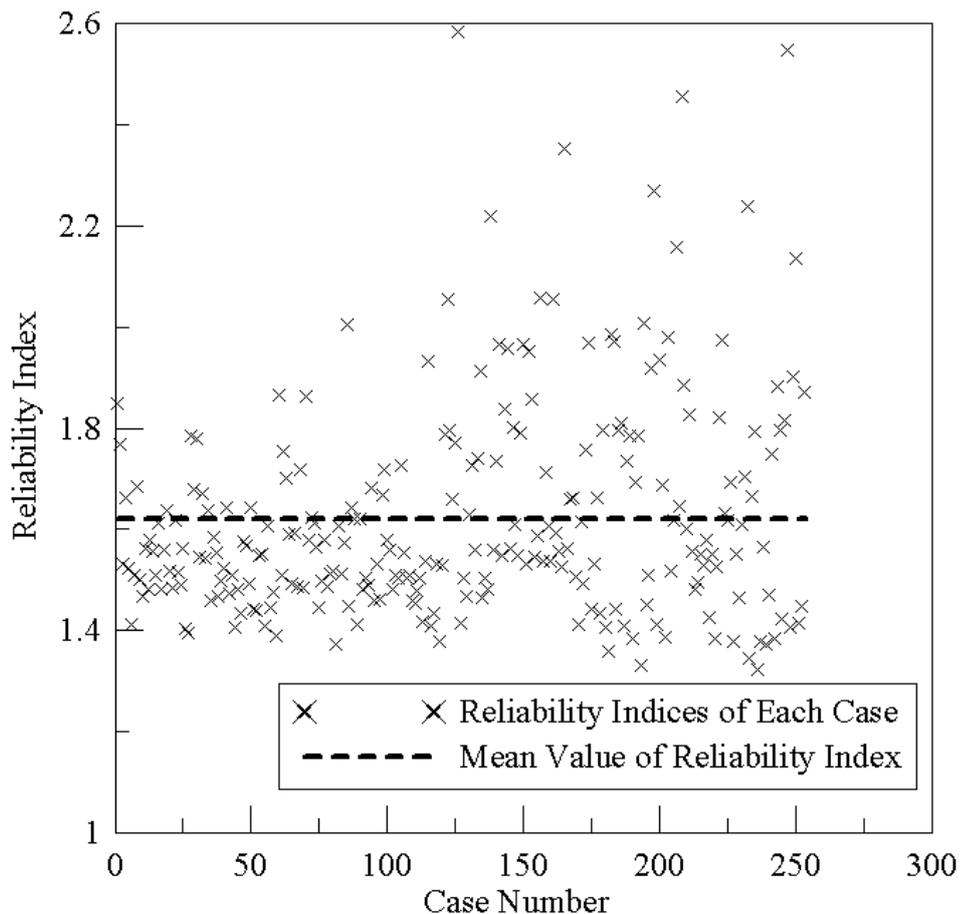


圖 4.1 安全係數設計之可靠度指數範圍

4.2 以 FSD 設計結果率定部份係數

當完成了虛擬設計之案例，下一步驟為部分係數的率定，而依照第一級機率式的可靠度設計概念，還需有一選定之目標可靠度指數 β_T 。目標可靠度指數的決定可能透過兩種方式：一種為預設的特定值（如 $\beta_T = 3.50$ ），另一種為對應原先設計結果之安全等級。後者也是多數學者施作的目標可靠度決定方式（Galambos等人，1982；Honjo等人，2002、2005），本文試圖兼而考量上述兩種 β_T 。

由圖 4.1 與 4.1 節之內容顯示，多數的案例可靠度指數約為 1.60 左右，於是對應原FSD設計率定之安全等級，目標可靠度指數 β_T 定為 1.65（對應之破壞機率約為 5%）。另外對一預定值之可靠度指數選擇，取可靠度指數為 3.0 來施作（對應之破壞機率約為 0.13%），以測試是否能針對不同、或是更高要求之可靠度指數，進行部分係數率定流程。

率定案例的選取上，理當選取原安全性不足，經過人為重新設計之案例（即圖 4.1 中之案例）；但當 β_T 定在 3.0 時，若設計案例之可靠度小於目標要求（可靠度指數 $\geq \beta_T$ ）時，代表其設計不符合新的安全性要求（ β_T ），此案例也需額外納入率定案例考量。因此對率定案例之收集，不但要取人為重新設計過之案例，另外還需考量無重新設計且可靠度指數小於 β_T 之案例。依照平面破壞對上浮條件、平面滑動兩種不同分析模式，分別收集率定案例，其案例之可靠度分別如下圖 4.2、圖 4.3 所示（ $\beta_T = 1.65$ ）。圖 4.2 中因FSD設計案例多由平面滑動((4.1)式)主導破壞，故對上浮力穩定((4.2)式)分析之率定案例，過濾以(4.2)式進行可靠度分析，結果可靠度大於 β_T 以及FSD設計範圍外（圖 4.1 之可靠度指數範圍，上限定在 2.6）之設計案例。

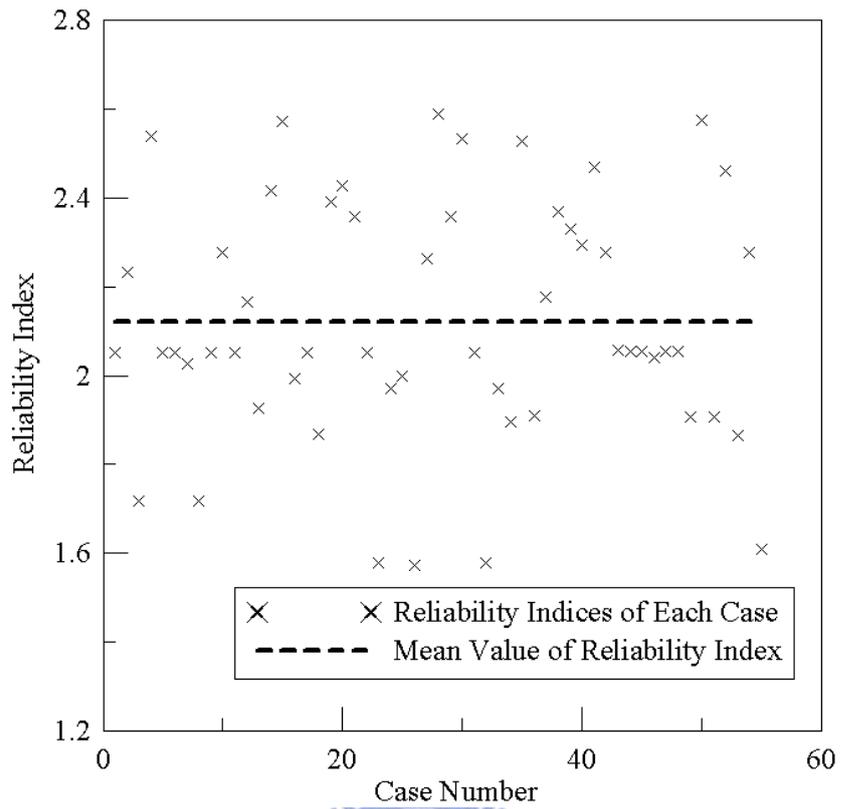


圖 4.2 平面上浮破壞機制下率定案例之可靠度指數

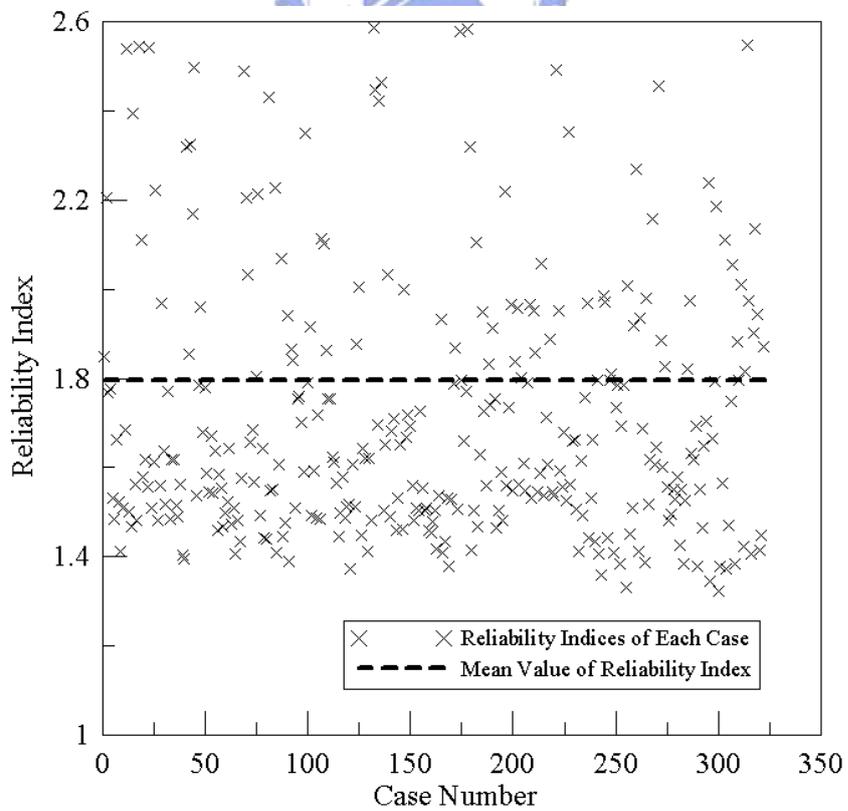


圖 4.3 平面上浮破壞機制下率定案例之可靠度指數

4.2.1 邊坡對平面上浮破壞機制之部分係數率定

岩塊在平面破壞對上浮力穩定之極限狀態式 ((4.2) 式)，以部分係數之設計形式可改寫為：

$$W_N + \psi_a R_a > \psi_{w1} Q_w + \psi_{EQ} Q_{EN} \dots\dots\dots (4.3)$$

其中 ψ_a 為地錨之部分係數

ψ_{w1} 為地下水之部分係數 (平面破壞之上浮條件下)

ψ_{EQ} 為地震力之部分係數

上式中因正向力 W_N 受單位重之假設影響，故其參數為一定值 (Deterministic Value)，本文對定值之參數不考量部分係數的折減或放大。地震力由於是對一特定值做條件式AFOSM的分析，故也將其視為一定值考量，因此後續不考量部分係數 ψ_{EQ} 的放大效應 ($\psi_{EQ} = 1$)。依本文採用之率定方式，為了求得對應上 (4.3) 式之部分係數，需以AFOSM的方式分析，並由搜尋之設計點計算各個參數之部分係數，各別參數的部分係數計算如下 (4.3) 至 (4.6) 式。

$$\text{地錨阻抗部分係數：} \psi_a = \frac{R_a^*}{\mu_{Ra}} \dots\dots\dots (4.4)$$

$$\text{地下水壓力部分係數 (上浮)：} \psi_{w1} = \frac{Q_w^*}{\mu_{Q_w}} \dots\dots\dots (4.5)$$

$$\text{總阻抗部分係數：} \psi_{total_res.} = \frac{R_a^*}{\mu_{Ra} + W_N} \dots\dots\dots (4.6)$$

$$\text{總載重部分係數：} \psi_{total_load} = \frac{Q_w^*}{\mu_{Q_w} + Q_{EN}} \dots\dots\dots (4.7)$$

其中 X^* 表示 X 在設計點的參數值

μ_X 為 X 參數的平均值

$\psi_{total_res.}$ 與 ψ_{total_load} 分別表示對總體阻抗、載重取的部分係數

對應每一個率定案例，可由上 (4.4) ~ (4.7) 式算出其參數之部分係數，部分係數與案例之結果如圖 4.4 所示。

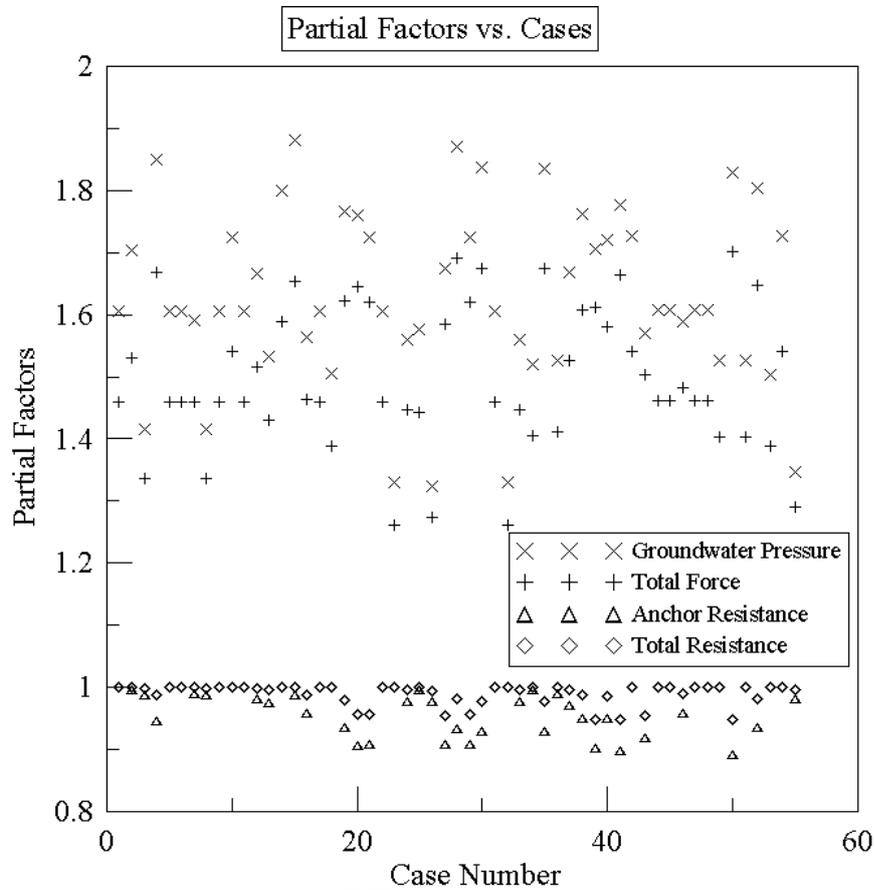


圖 4.4 平面上浮破壞機制下 FSD 設計結果之部分係數

由圖 4.4 之部分係數顯示，地下水壓力的部份係數 ψ_{w1} 有相當大的變異範圍，部份係數介於 1.25~1.9 間；地錨的部分係數 ψ_a 則約在 0.88~1.0 之範圍（若該案例無鋪設地錨，則圖型中將無對應 ψ_a 之點）。造成 ψ_{w1} 有如此大範圍的差異，可能受到下兩個原因影響：一是不同率定案例間可靠度指數會有差異，而在 AFOSM 的概念中，部分係數、可靠度指數、設計點都相互牽連影響，因此部分係數的大小會受率定案例之安全性（可靠度指數）差異影響；二是不同的設計條件下，地下水壓力參數會對極限狀態有不同之敏感性。安全性差異的可依可靠度指數來重新檢視結果，而對參數敏感性的影響，本文是以一“參數載重（或阻抗）之比例”因子來考量。此處所

指之“參數載重（或阻抗）比例”，指參數以名目值（本文取平均值）計算提供之載重、阻抗佔總載重、阻抗佔總阻抗之比例，如：地下水壓力之載重比例為 $\frac{Q_w}{Q_{total}}$ 、地錨之阻抗比例為 $\frac{R_a}{R_{total}}$ 。以此比例值（如 $\frac{Q_w}{Q_{total}}$ ）來討論之原因，為當參數佔總阻抗、載重的比例越高，表示該參數可能對影響穩定之載重、阻抗有較大之影響；而另一方面則是為了兼顧設計上之考量，因為該比例值可由設計結果直接計算，不需經過特別的分析流程，故若得知部分係數與設計之參數比例關係，便可由對應之部分係數進行LRFD部分係數之設計、分析。

對上述兩種因子（可靠度與參數、參數之阻抗或載重比例）重新檢視，部分係數對案例之可靠度指數關係如圖 4.5，而部分係數對應“地錨之阻抗比例”、“地下水壓力之載重比例”之關係圖如圖 4.6。圖 4.5 中顯示地下水壓力之部分係數與案例之可靠度指數約呈線性之關係（ $r^2=0.99$ ），此証實地下水部分係數會受率定案例之安全性影響；而地錨之部分係數雖大致隨著可靠度指數升高而漸減，但資料與回歸關係有較大的帶狀（band）差異。

而圖 4.6 中地錨之部分係數則隨著地錨之阻抗比（ $\frac{R_a}{R_{total}}$ ）上升而下降，有較明顯之線性關係（ $r^2=0.90$ ）；但地下水之參數只顯示載重比 $\frac{Q_w}{Q_{total}}$ 落約在 0.73~0.89 的範圍間，但其部分係數與載重比例則無明顯關係存在。

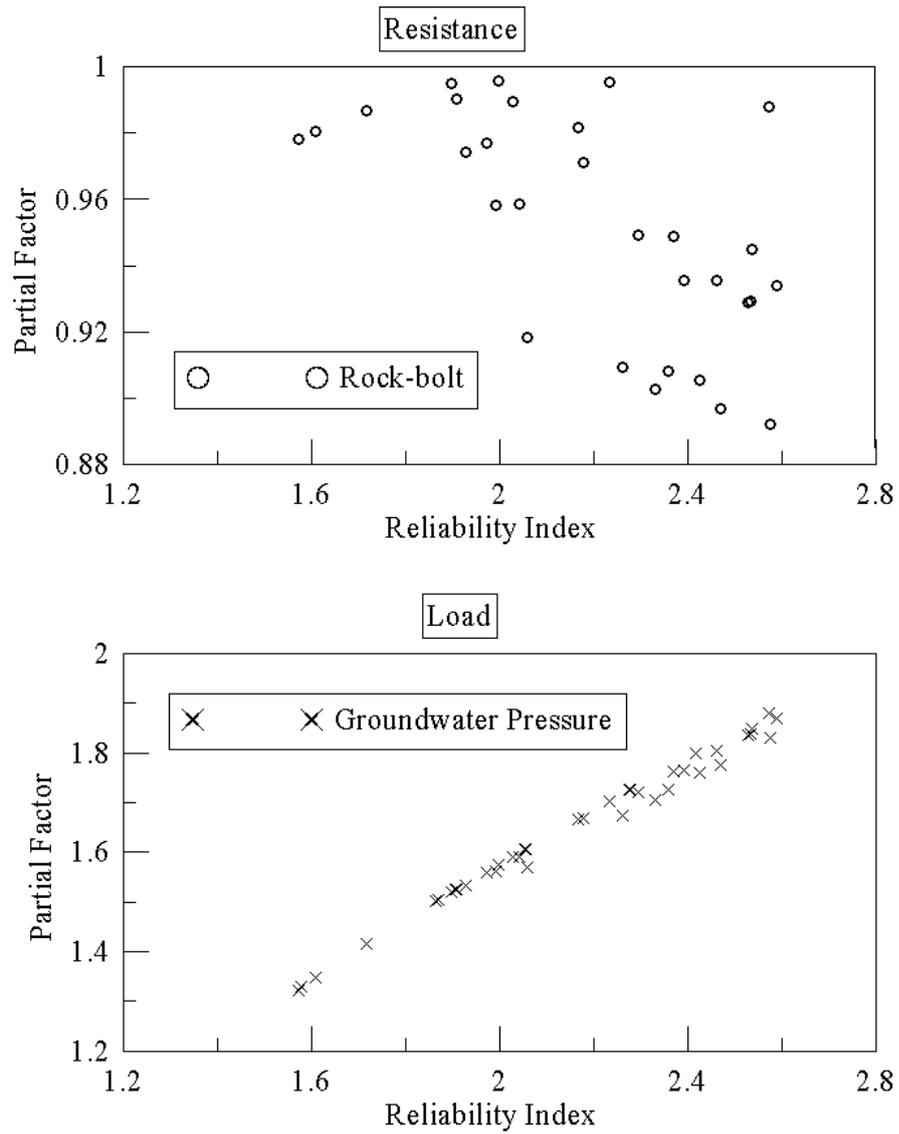


圖 4.5 平面上浮破壞機制下率定案例之部分係數對案例可靠度指數之關係圖

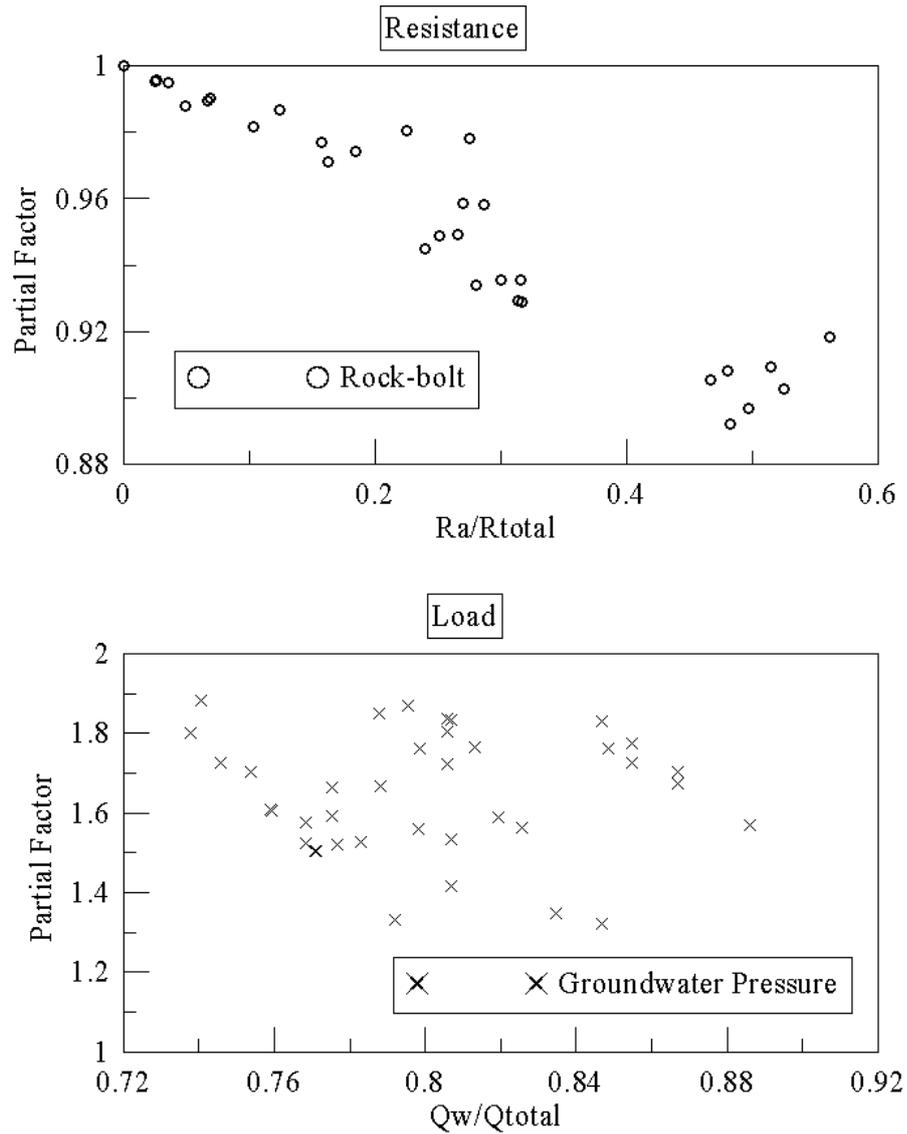


圖 4.6 平面上浮破壞機制下率定案例之部分係數對參數比例之關係圖

由上述討論可發現岩塊對平面破壞上浮要求之部分係數，地下水壓力的部分係數 ψ_{w1} 有較廣的範圍（約 1.3~1.9），其受案例間可靠度指數之差異影響，若率定上不解決此問題，則需考量之部分係數範圍可能過大。雖然能以圖 4.5 中之回歸關係，找出 $\beta=\beta_T$ 之部分係數，但此方式在地錨之部分係數則無良好之回歸關係，故難以估計適當的 ψ_a 部分係數；且若目標安全性落在傳統設計的安全性外（如 $\beta_T=3.5$ ），則以傳統FSD設計結果將難以達到要求。故後續以均一可靠度調整之設計案例，來重新率定部分係數。

4.2.2 邊坡對平面滑動之部分係數率定

同 4.2.1 節之做法，改對岩塊平面滑動之極限狀態式 ((4.1) 式)，以部分係數的形式改寫：

$$\psi_c \cdot R_c + \psi_t \cdot R_t + \psi_a \cdot R_a - \psi_{w2} \cdot Q_w \geq Q_S + Q_{ES} + Q_{EN} \dots\dots\dots (4.8)$$

其中 R_t 為對強度參數 ϕ 提供之抗阻值， $R_t = W_N \cdot \tan \phi$

ψ_c 為對阻抗 R_c 之部分係數

ψ_t 為對阻抗之 R_t 部分係數

ψ_{w2} 為對地下水壓力之部分係數 (平面滑動條件)

而當以 AFOSM 求得其設計點，其部分係數之計算如下：

$$\text{凝聚力阻抗部分係數：} \psi_c = \frac{R_c^*}{\mu_{R_c}} \dots\dots\dots (4.9)$$

$$\text{摩擦角阻抗部分係數：} \psi_t = \frac{W_N \cdot \tan \phi^*}{W_N \cdot \mu_{\tan \phi}} \dots\dots\dots (4.10)$$

地錨阻抗部分係數：同 (4.4) 式

$$\text{地下水壓力部分係數 (滑動)：} \psi_{w2} = \frac{Q_w^*}{\mu_{Q_w}} \dots\dots\dots (4.11)$$

同樣將分析結果之部份係數對可靠度指數、參數之阻抗比例繪圖，其分別如圖 4.7、圖 4.8。圖 4.8 中因地下水壓力在 (4.1) 式為“阻抗的降低”之效應，故不妨將地下水壓力之參數視為一“負的阻抗值”，其參數比例

($\frac{Q_w}{R_{total}}$) 乃分析它對總阻抗值 ($R_{total} = R_c + (N+T) \cdot \tan \phi$) 抵消的大小。

由圖 4.7、4.8 顯示，不同案例之部分係數有明顯的差異 (如 c 值之部分係數約為 0.6~0.95 的範圍)，雖然能由參數對穩定性是有利、不利之影響判斷部分係數的趨勢，但結果之回歸關係未如圖 4.5、4.6 顯著。此問題可能源自影響極限狀態的參數數量較多 (此處考慮了 c 、 $\tan \phi$ 、地錨強度、

地下水壓力四種項目)，用單一參數之阻抗比例可能不足以表示設計參數間的組合關係；此外極限狀態線也並非如(4.3)式之線性關係式，摩擦角會同時影響地錨、地下水壓力與重力提供之摩擦阻抗，以致參數間的影響關係較複雜，使資料結果較散亂。

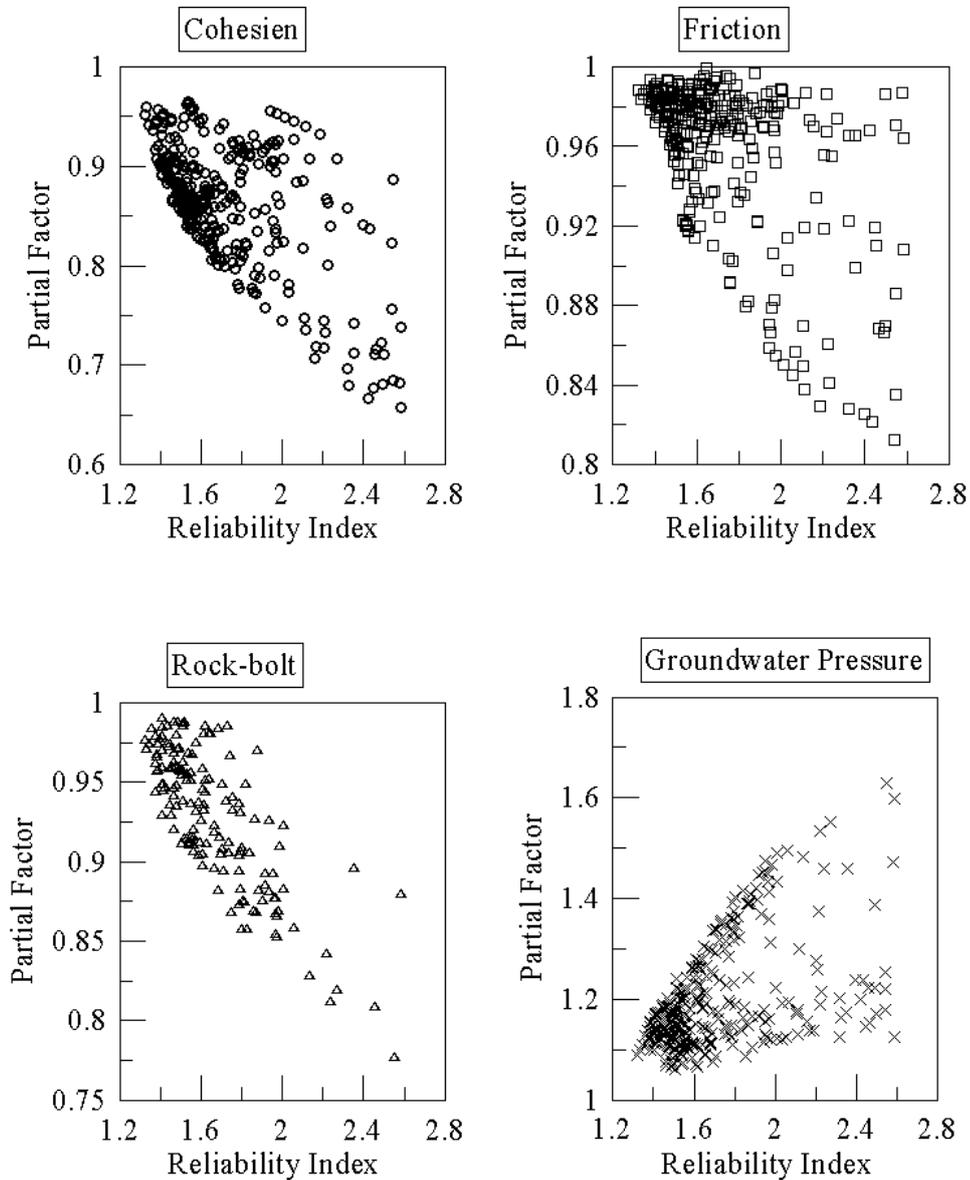


圖 4.7 平面滑動破壞機制下率定案例之部分係數對可靠度指數關係圖

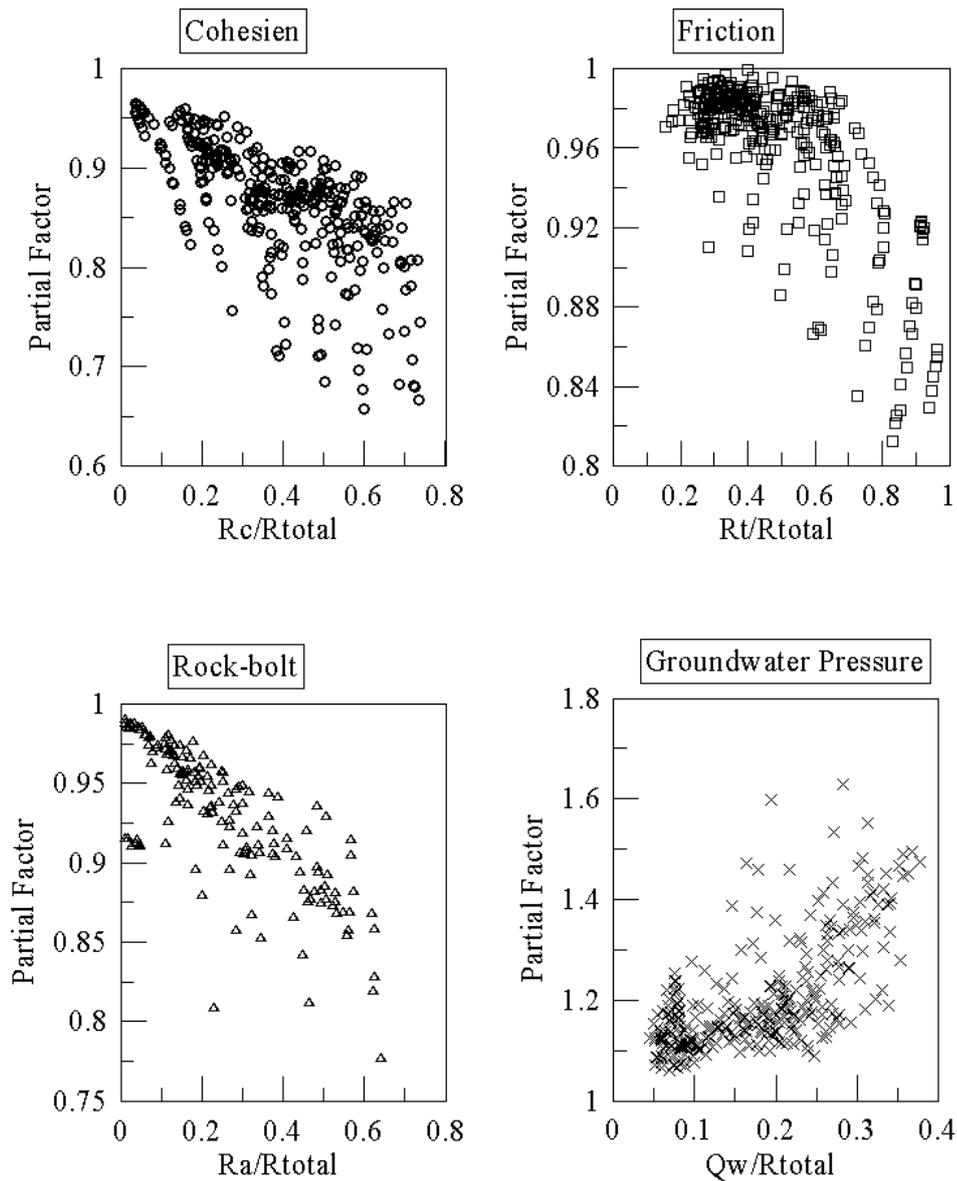


圖 4.8 平面滑動破壞機制下率定案例之部分係數對參數阻抗比例關係圖

由前段討論與圖 4.7、圖 4.8 之結果顯示，岩塊在平面滑動之條件下，以原 FSD 設計之案例做部分係數率定，似乎難以找出部分係數與目標可靠度或參數比例之良好對應關係。因此在後續 5.2 節中，本研究將以均一安全性為目標，重新率定設計案例，檢視是否能消除上述資料散亂的問題，以得到較良好的部分係數回歸關係。

4.3 綜合討論

在此並需說明，因本研究中參數採用假設與簡化之先決條件，故分析結果未必一定符合個別案例之實際情形；若後續研究能取得更適合之參數資料，或者採用不同之假設條件，則分析得到之整體安全性也會不同。因此對上述 FSD 之設計結果並不針對安全性高、低做絕對性探討，而是以“相對”結果安全性上是否均一（Uniform Safety）來評估。

綜合上述之分析結果，在邊坡平面滑動的破壞機制下，FSD設計結果之破壞機率可能有某種程度的差異，儘管FSD設計都要求相同之最小安全係數，但破壞機率範圍差異甚大，最高為 9.29%、最低至 0.49%。而部分係數只有對平面破壞上浮機制下才有較顯著之回歸關係：地下水壓之部分係數 ψ_{w1} 主要受案例之可靠度影響；地錨之部分係數 ψ_a 則主要受該參數對極限狀態之敏感度（此以參數阻抗比例考量，參照 4.2.1 節）影響。而平面滑動破壞機制因為影響穩定性之參數較多（4 項），且受FSD設計案例之可靠度指數差異影響，故其部分係數之分析結果較為散亂，使部分係數難以率定。

基於以上的結果討論，若希望邊坡設計能達到均一的可靠度，則必須依不同之設計原則，改而以可靠度要求為目標來執行設計，下一章將由此概念出發，對率定案例改依要求可靠度加以設計，進而重新有系統地率定對應目標可靠度之部份係數。

第五章 均一目標可靠度導向之部分係數率定

本節將以均一可靠度為目標，先重新調整由 FSD 設計之案例，使其接近之目標可靠度指標，以消除案例間可靠度差異之影響，進而再做部分係數之率定。由於上一章對上浮破壞（(4.2) 式）與平面滑動（(4.1) 式）機制之率定結果有極大的差異，此處仍將兩種破壞機制分開討論。5.1 節與 5.2 節分別針對上浮破壞機制與平面滑動機制探討其部分係數。

5.1 考量上浮破壞機制之可靠度設計

前一章認為平面破壞對上浮穩定之部分係數受兩因子影響，一為參數的敏感度（本文以參數之阻抗、載重比例考量），二為率定案例間之可靠度差異。若案例依可靠度設計（Reliability Based Design, RBD）來調整，則第二項因子的問題已排除，故剩第一項因子之探討。

為了調整設計案例趨近目標可靠度，可依第三章所述之設計調整流程，以程式迴圈調整地錨力大小。調整之設計結果將得到新地錨力的“理論值”，此理論值視為可無限制增減地錨之數量、間距，以達目標 β_T 之要求；但實際設計則會受尺寸、規格等要求，使得地錨的增、減不為一連續之狀態。 β_T 的考量如前述，取 1.65（傳統設計之安全性）與 3.0（預定之要求 β_T ）來施作。不過對 $\beta_T = 1.65$ 之調整，原率定案例中有許多案例對上浮穩定之可靠度（(4.2) 式之 AFOSM 分析）已大於 β_T 且無地錨之鋪設，若要調整設計結果之可靠度指數至 β_T ，則需重新設計幾何條件尺寸以降低可靠度指數至 β_T ，但此動作在實務上完全不具意義（自然邊坡已安全，可靠度高，

卻要設法降低其可靠度)，因此分析上將該類案例排除。對 $\beta_T = 1.65$ 、3.0 調整設計之案例分析，其部分係數對參數載重、阻抗比例之結果分別如下圖 5.1、圖 5.2

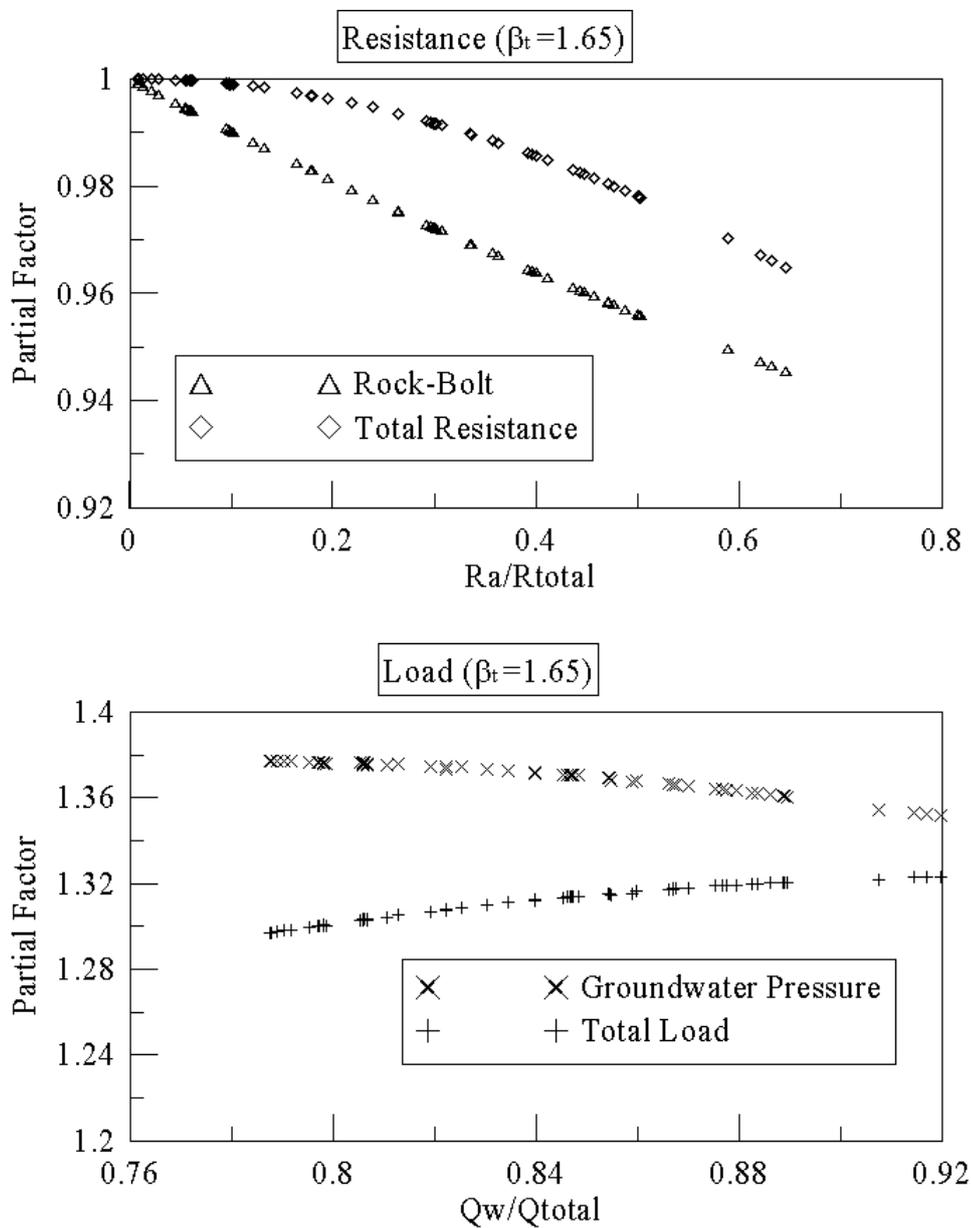


圖 5.1 以 RBD 設計結果對上浮破壞機制之部分係數與參數比例關係圖
(RBD 設計之目標可靠度 $\beta_T = 1.65$)

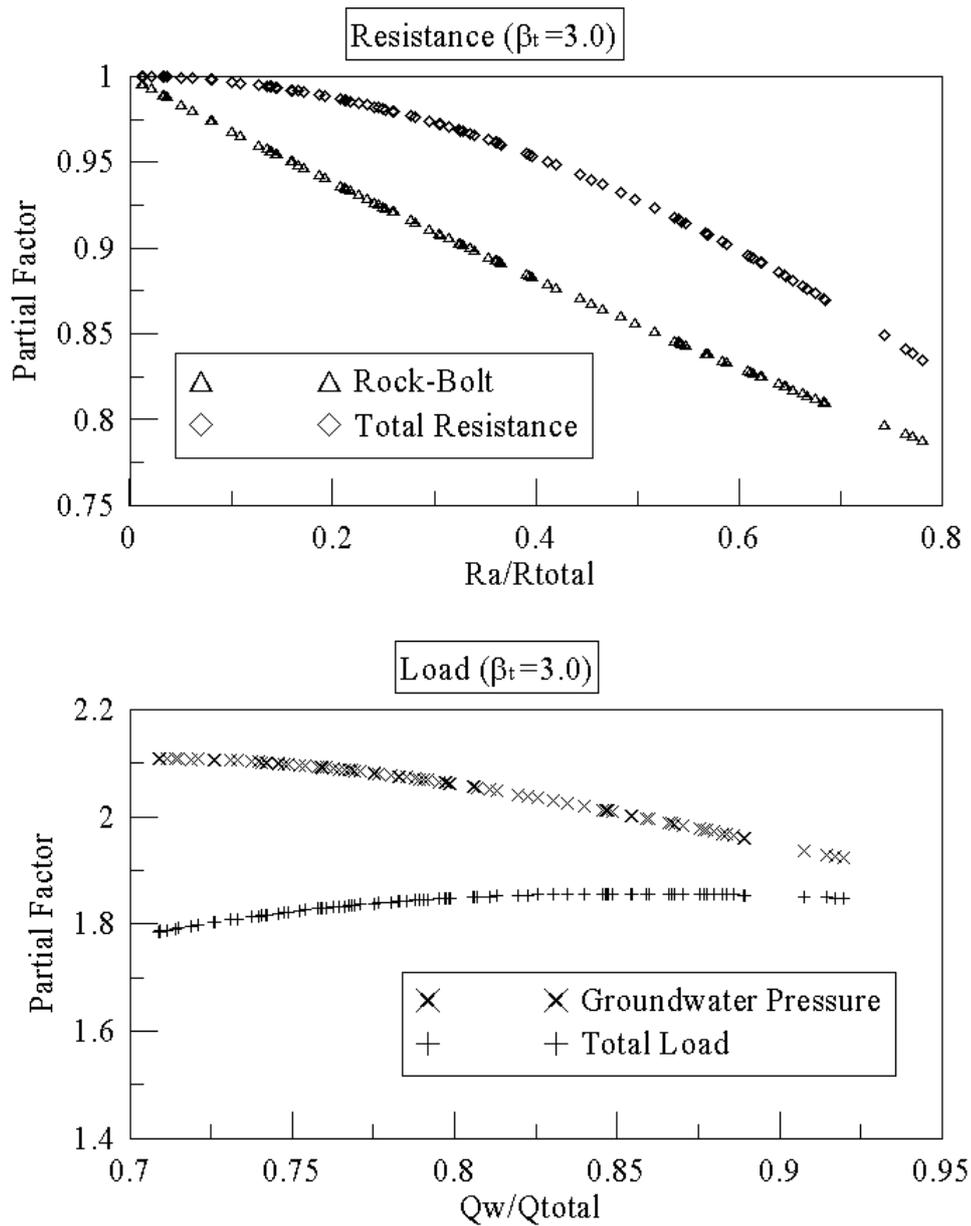


圖 5.2 以 RBD 設計結果對上浮破壞機制之部分係數與參數比例關係圖
(RBD 設計之目標可靠度 $\beta_T=3.0$)

由上二圖可發現經調整後之率定案例分析，參數比例與部分係數有明確之對應關係；且若要求較高之 β_T ，同樣參數比例則會對應較高之部分係數。如圖 5.2 中當 $\frac{Q_w}{Q_{total}}=0.85$ ，可由關係曲線找到對應之地下水壓力部分係數 γ_{w1} 約為 1.36 ($\beta_T=1.65$)、2.0 ($\beta_T=3.0$)。而結果之改善方面，原先地下水壓力之部分係數對參數載重比例無明顯之關係 (圖 4.6)，但以均一可靠

度設計之結果率定， ψ_{w1} 與參數比例也可找到對應之關係（圖 5.1、圖 5.2），部分係數的範圍也從原先的 1.3~1.9，縮小為 1.34~1.38 ($\beta_T = 1.65$)、1.9~2.1 ($\beta_T = 3.0$)；此外地錨之部分係數與參數比例之回歸關係也有獲得改善，以線性回歸之決定係數 r^2 (Coefficient of determination) 由原先的 0.90 (FSD 設計結果) 改善為 0.999 ($\beta_T = 1.65$ 、3.0)。但上二圖可發現 ψ_{w1} 與地下水壓力之參數比例 ($\frac{Q_w}{Q_{total}}$) 約略有負相關之關係，此原因推測為：當地下水壓力之載重比例較高時，為了調整至相同的安全等級可能需補強更大的地錨拉力，如此反而使地錨對極限狀態之敏感度上升，進而使地下水壓力對極限狀態的敏感度降低，使部分係數 ψ_{w1} 略為下降。

以經過均一可靠度調整之案例分析，不但解決了案例安全性差異之影響，對部分係數與參數比例之回歸關係也有所改善；結果顯示部分係數值受參數比例影響，地錨與地下水壓力之部分係數會隨參數比例上升而下降。在低 β_T 時部分係數之變異範圍不大 ($\psi_a: 0.94 \sim 1.0$ 、 $\psi_{w1}: 1.34 \sim 1.38$)，但在對高 β_T 率定時，部分係數則會有廣的改變範圍 ($\psi_a: 0.8 \sim 1.0$ 、 $\psi_{w1}: 1.9 \sim 2.1$)。若簡化考量部分係數，可以分析結果之平均值來做設計；而另外因上圖 5.1 與圖 5.2 有良好之對應關係，若欲對部分係數做較完整的考慮，可對圖中之結果做簡化之線性回歸考量。有關部分係數的採用型式於 5.3 節再加以討論。

5.2 平面滑動破壞機制之可靠度設計

仿照 5.1 節的施作概念，本節改對平面滑動且未達上浮之條件分析，目標 β_T 同樣針對 1.65、3.00 做案例之設計調整，其部分係數對參數之阻抗比分別如下圖 5.3、圖 5.4。結果顯示四種參數中，只有地下水壓力有較顯著之對應關係，以線性回歸之決定係數 r^2 分別為 0.90 ($\beta_T = 1.65$)、0.92 (β_T

=3.0)；岩錨則是資料多散亂分佈，但對 $\beta_T = 3.0$ 大致上有一條主要之趨勢線；摩擦角 ϕ 的影響則如 4.2.2 節中所述，因 $\tan\phi$ 同時影響地錨、摩擦阻抗以及因地下水壓力減少之阻抗，故單以 $\tan\phi$ 自身之參數阻抗比例考量三個參數的綜合影響，會使結果沒有明確之對應關係。由其結果與圖 4.8 比較，可發現以 RBD 重新設計能使部分參數與阻抗比的關係更明確(如：地下水、強度參數 c 值)；但即使如此仍無法克服 4.2.2 節提到對 $\tan\phi$ 之問題，即以“單一參數阻抗比例”來探討“多個相互影響參數”之部分係數。故接著需進一步探討此問題，以評估適合設計之部分係數。

對上述問題之解決構想，本文試驗以參數合併的方式來解決，用意在減少參數的數，使參數間相互影響之關係單純化。因此本文將沿弱面之阻抗(強度參數 c 與 $\tan\phi$ 提供之阻抗力量)，合併為一項“自然阻抗”來計算部分係數。此處除了簡化參數外還有兩點考量：一是自然阻抗為天然材料，性質上應取與人為提供材料(地錨)不同之部分係數；二為強度參數所貢獻之阻抗，可能由 c 或 $\tan\phi$ 主導，如在低邊坡時可能由 c 所貢獻之強度主導，而在高邊坡時則由 $\tan\phi$ 所貢獻之強度所主導，且兩者的主導性會有互補的效應，故基於互補之效應影響可將此二參數合併為一體來考量。而合併 c 、 $\tan\phi$ 之後，地錨阻抗與自然阻抗兩者都為有利於穩定之阻抗，於是兩者會有下列之關係式：

$$R_{total} = R_a + R_n \dots\dots\dots (5.1)$$

其中 R_{total} 為總阻抗

R_a 為地錨提供之抵抗力

R_n 為自然阻抗， $R_n = A \cdot c + W_N \cdot \tan\phi$ (A 為岩塊與弱面接觸面積、 W_N 為弱面上自重提供之正向力)

$$\frac{R_a}{R_{total}} + \frac{R_n}{R_{total}} = 1 \dots\dots\dots (5.2)$$

其中 $\frac{R_a}{R_{total}}$ 、 $\frac{R_n}{R_{total}}$ 分別為地錨、自然阻抗參數之阻抗比例

由 (5.2) 式可發現地錨與自然阻抗會有互補之關係，故分析上可單取其中一項之比例考量之。

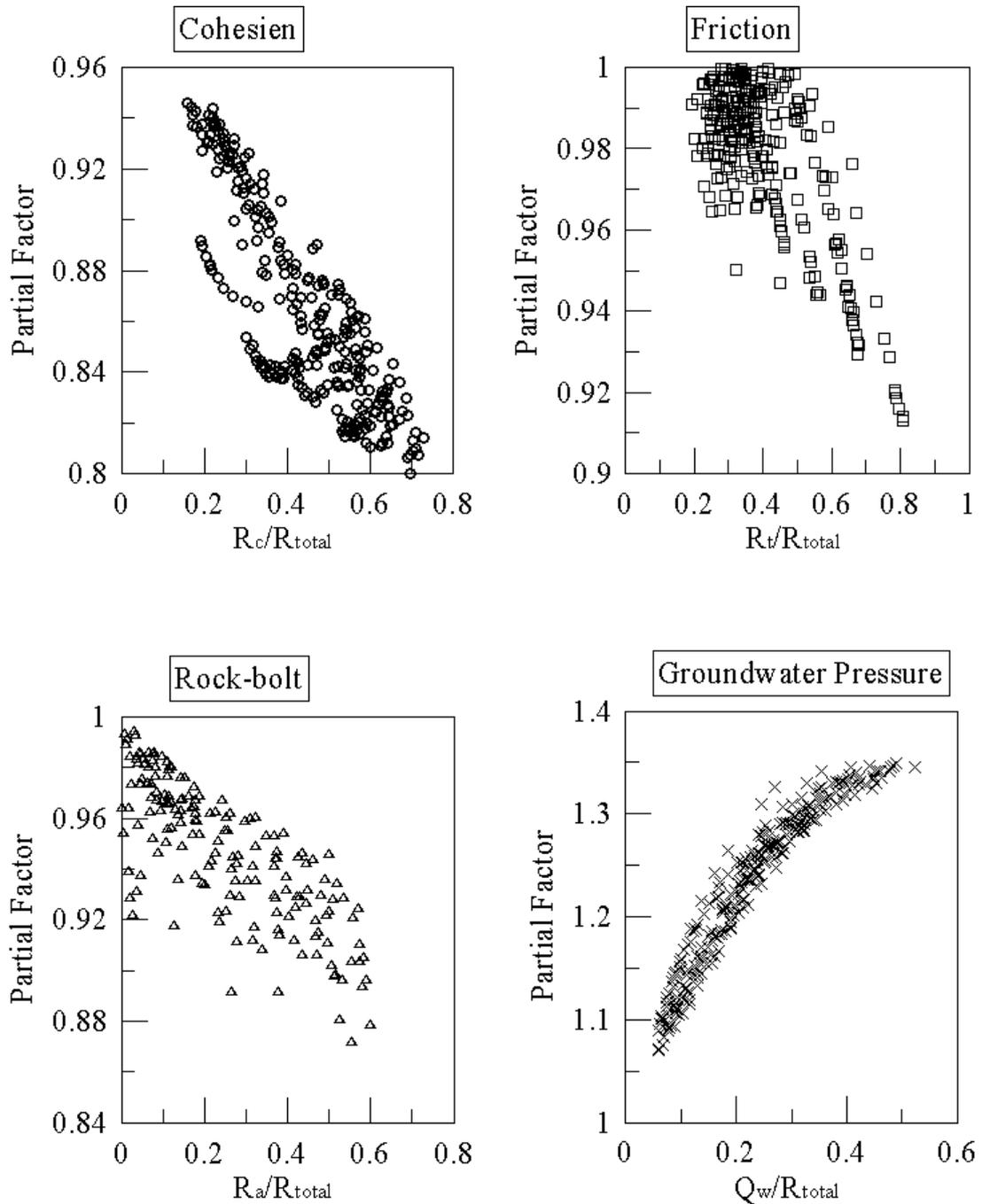


圖 5.3 RBD 設計結果對平面滑動破壞機制之部分係數與參數阻抗比例關係圖 ($\beta_T=1.65$)

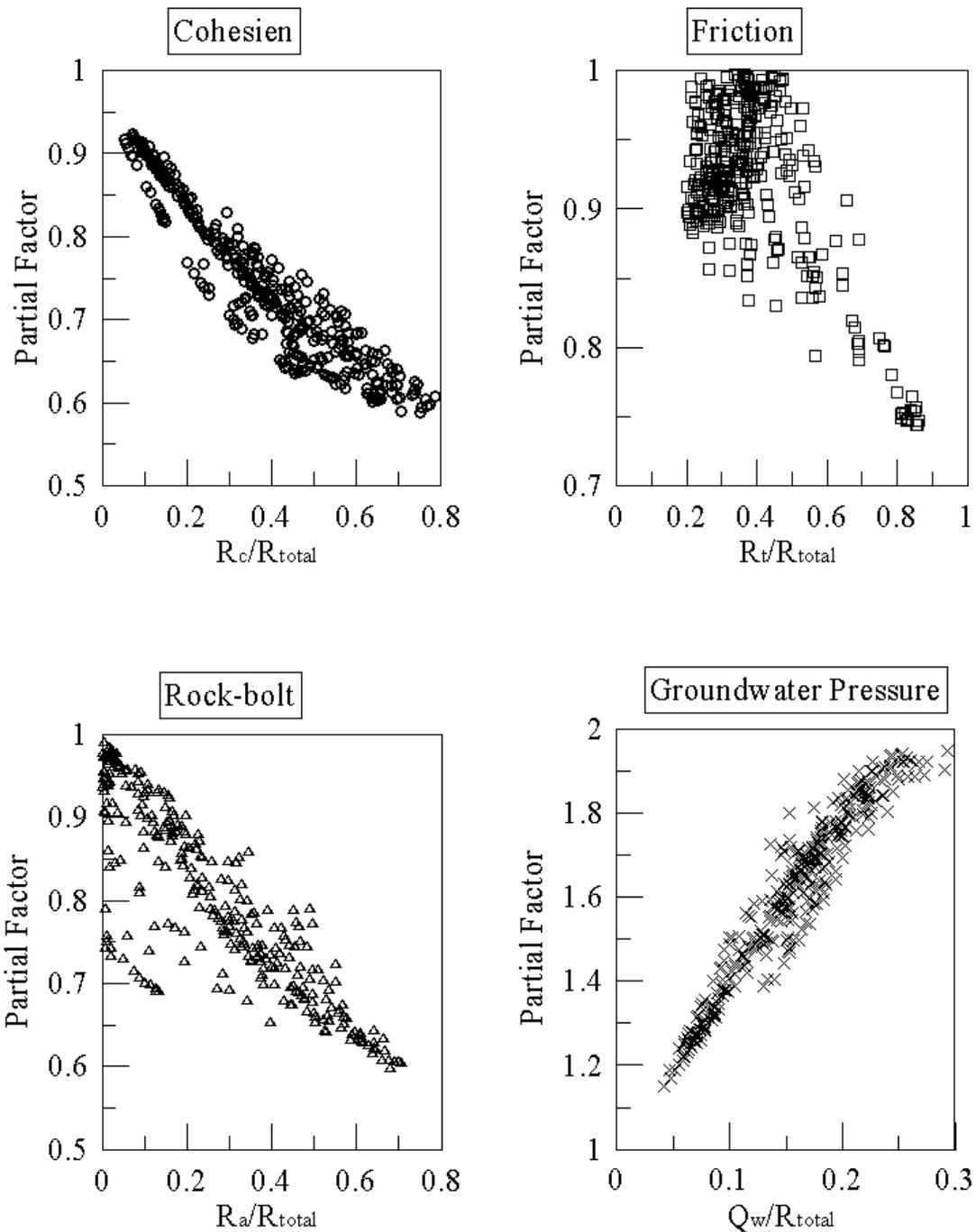


圖 5.4 RBD 設計結果對平面滑動破壞機制之部分係數與參數阻抗比例關係圖 ($\beta_T=3.0$)

重新以合併之自然阻抗分析其部分係數 ψ_{Rn} 對參數阻抗比例之關係，結果如下圖 5.5 ($\beta_T=1.65$)、圖 5.6 ($\beta_T=3.0$)。雖然其對回歸線仍有相當之殘差範圍，然其中部分係數的趨勢大致隨阻抗比率上升而下降，而且在圖 5.6 中略呈數條相平行之線性關係，故推測可能還受其他因子影響，使得自然

阻抗值對應該因子的差異下，會有數條平行之回歸線。若以弱面傾角 θ 來區分，將不同 θ 角分開分析，圖 5.3 之結果可改繪成下圖 5.7~圖 5.9，分別對應弱面角度 20° 、 30° 、 40° ，其中由於 $\beta_T = 1.65$ 不含弱面傾角 10° 之率定案例，故無對應之分析結果。當取不同弱面傾角 θ 分開考量，雖然部分係數與回歸線仍有一些殘差，但部分係數與阻抗比之關係較為明確，三個參數（地錨、自然阻抗、地下水壓力）以線性回歸的決定係數都在 0.7 以上。有關採用的部分係數形式也於 5.3 節再加以探討。

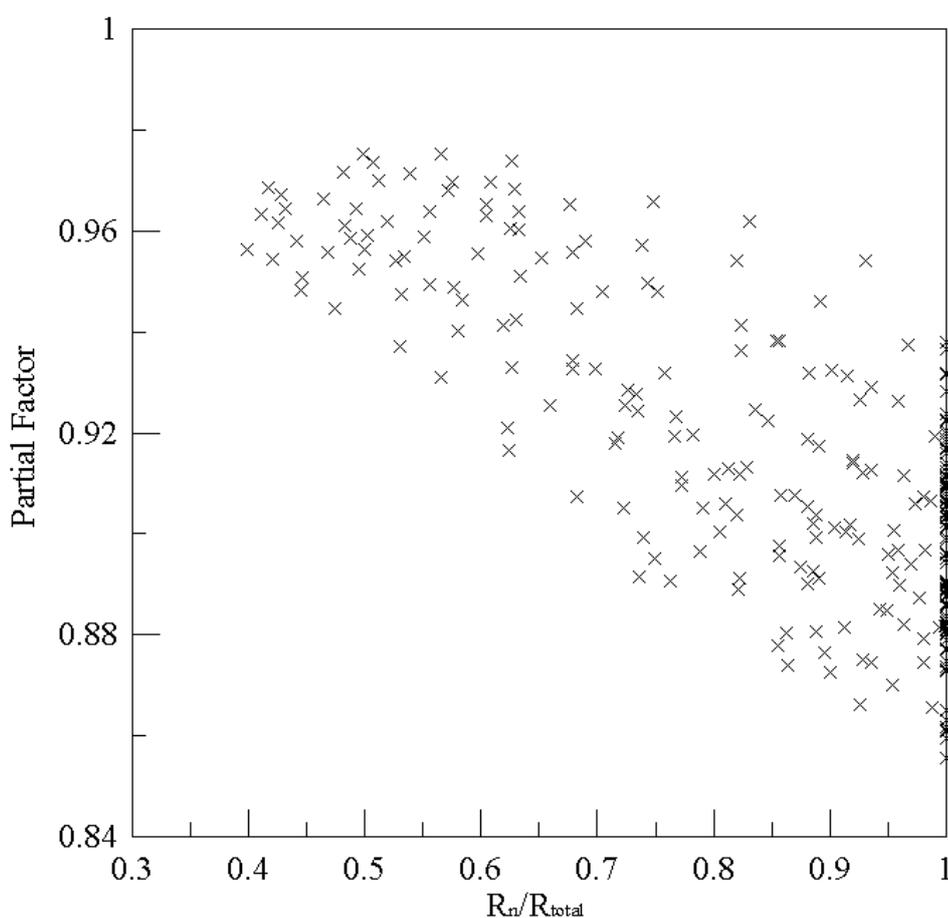


圖 5.5 自然阻抗之部分係數對阻抗比例關係圖
(平面滑動破壞機制， $\beta_T = 1.65$)

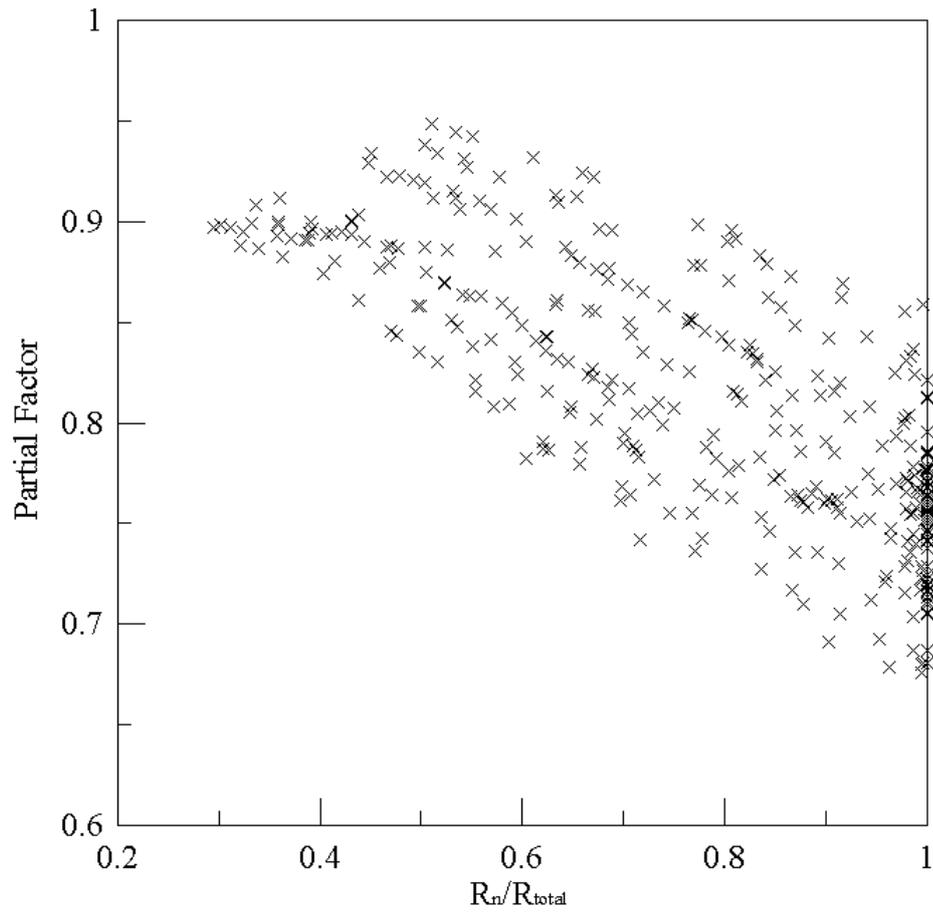


圖 5.6 自然阻抗之部分係數對阻抗比例關係圖
 (平面滑動破壞機制, $\beta_T=3.0$)

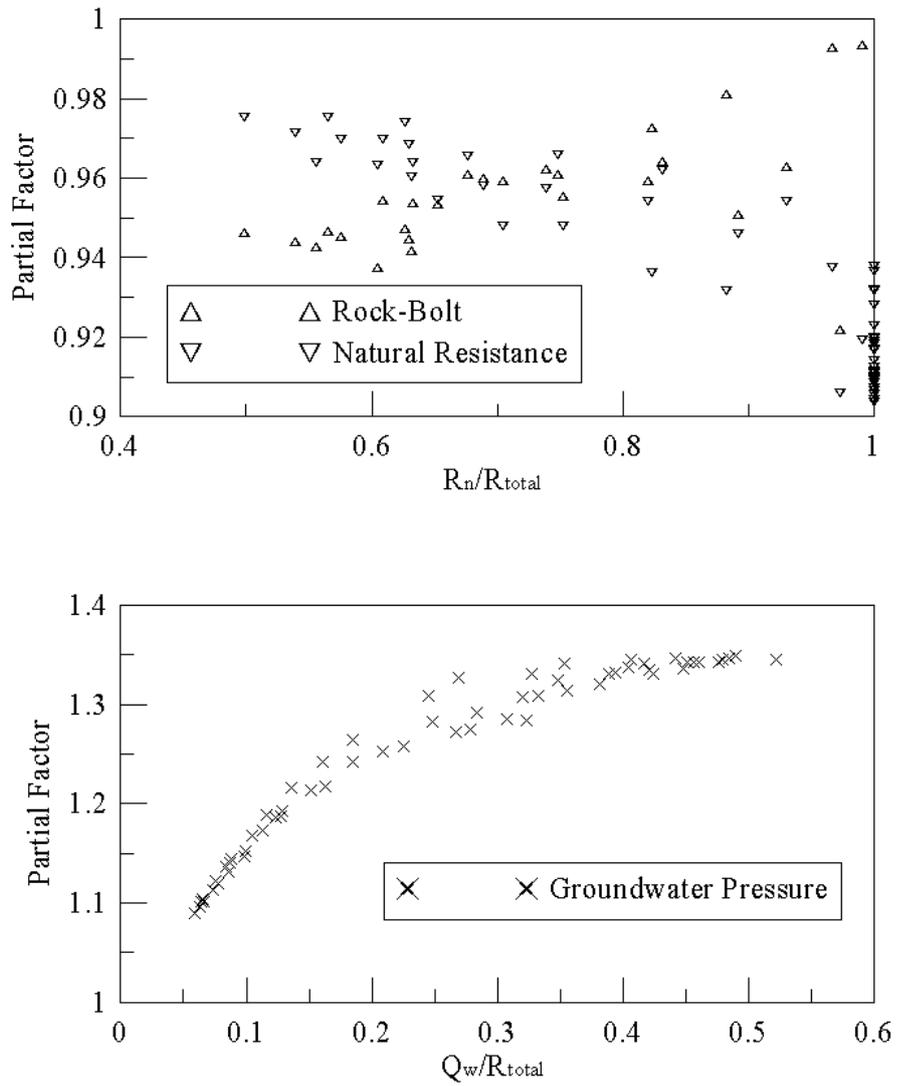


圖 5.7 弱面傾角 20° 之部分係數對阻抗比例關係圖
 (平面滑動破壞機制, $\beta_T=1.65$)

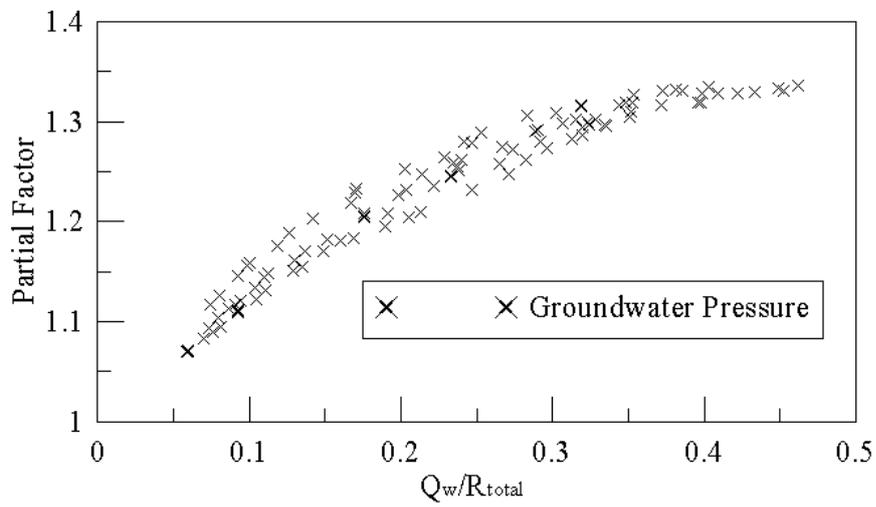
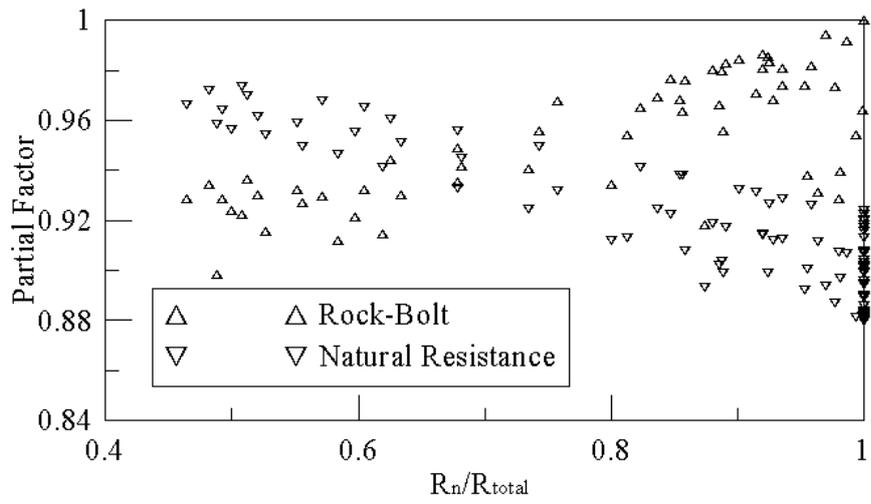


圖 5.8 弱面傾角 30° 之部分係數對阻抗比例關係圖
(平面滑動破壞機制, $\beta_T=1.65$)

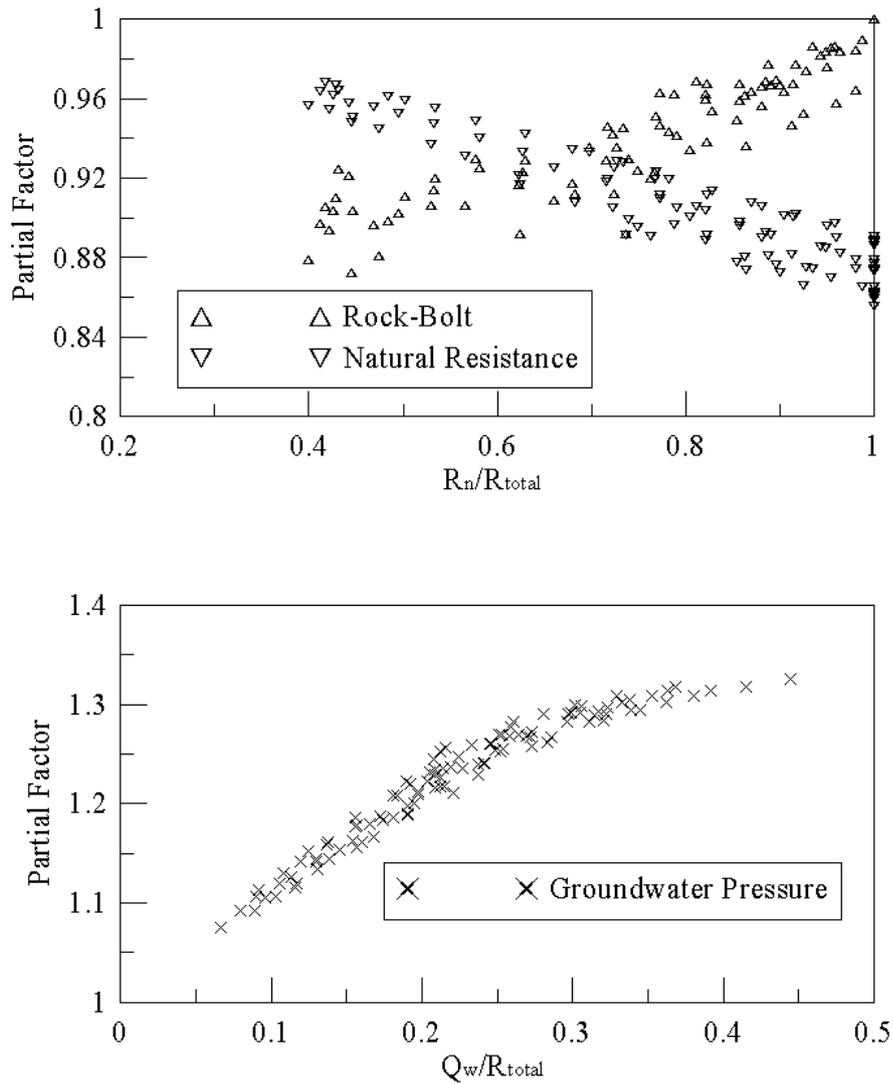


圖 5.9 弱面傾角 40° 之部分係數對阻抗比例關係圖
(平面滑動破壞機制, $\beta_T=1.65$)

5.3 部分係數探討

5.3.1 平面破壞對上浮穩定之部分係數探討

先就上浮破壞機制之部分係數探討，其對 $\beta_T = 1.65$ 、 3.0 分析之結果如圖 5.1、圖 5.2 (5.1 節)，而要將此分析結果運用在設計上，還需考量部分係數的規範型式。若是圖 5.1、圖 5.2 中參數之回歸接近一水平線，則表示設計的範圍內，參數之載重、阻抗比例對部分係數影響不大，可簡化取結

果之平均值考量；但參數之部分係數在設計範圍卻有不小的變化，如圖 5.2 中之地錨參數 (0.8~1.0)，結果可能要以函數關係，或是圖表對照的方式做要求。

表 5.1 為圖 5.1、圖 5.2 之資料整理，當中包含簡化考量之平均值與線性回歸函數式；其中採平均值為使設計上易於使用並兼顧某程度的保守性，部分係數會對應阻抗、載重分別近似至最接近 0.05 位數 (例如 ψ_{w1} 由 1.348 進位成 1.35)。實務上訂定規範，也可運用圖型中之曲線來選擇部分係數，可將回歸曲線繪圖如圖 5.10，設計工作便可依照實際案例的參數比例，對照曲線以求得對應之部分係數。後續 5.4 節將測試以部分係數重新設計之結果，由於案例數量龐大，若以圖 5.10 中之曲線當作訂定部分係數之規範值，每個案例的檢核需以人工方式查圖，對大量虛擬案例的重新設計將較花時間，因此部分係數之選定不採用直接讀圖的方式。

表 5.1 平面上浮破壞機制之部分係數

目標可靠度指數	參數	部分係數平均值	約化後之部分係數	線性回歸函數式
1.65	地下水壓力	1.370	1.40	$\psi_{w1} = -0.177 \cdot \frac{Q_w}{Q_{total}} + 1.518$
	地錨補強	0.976	0.95	$\psi_a = -0.086 \cdot \frac{R_a}{R_{total}} + 0.999$
3.0	地下水壓力	2.049	2.05	$\psi_{w1} = -0.911 \cdot \frac{Q_w}{Q_{total}} + 2.780$
	地錨補強	0.892	0.90	$\psi_a = -0.272 \cdot \frac{R_a}{R_{total}} + 0.993$

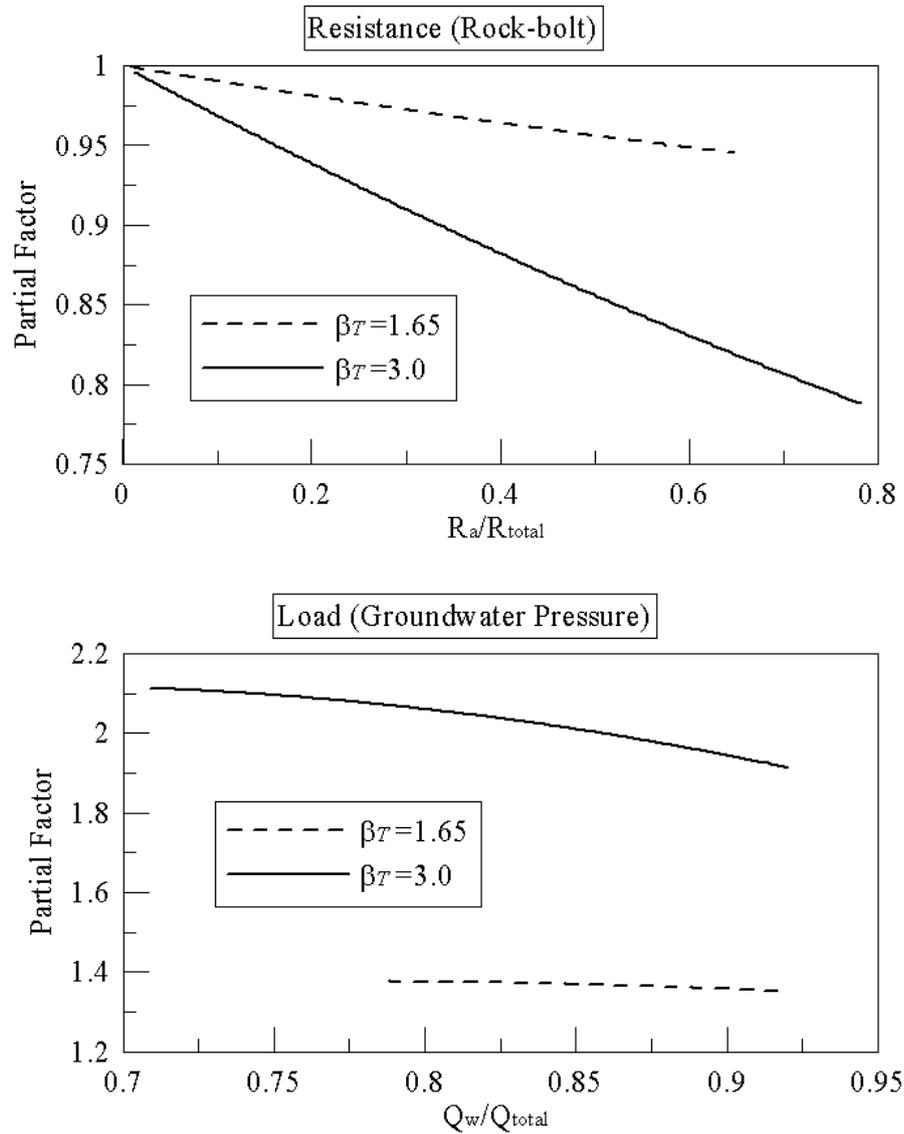


圖 5.10 上浮破壞機制部分係數之圖型規範

5.3.2 平面滑動破壞機制之部分係數探討

對於平面滑動破壞機制，本研究為了掌握部分係數的關係，將 c 和 $\tan\phi$ 合併為一“自然阻抗”項，並針對不同弱面傾角分別考量。就圖 5.7~5.9 ($\beta_T = 1.65$) 之結果，將自然阻抗、地錨補強、地下水壓力三個參數，按不同弱面傾角 θ 分別繪製其部分係數對阻抗比例之線性回歸線，結果如下圖 5.11、圖 5.12、圖 5.13，當中只有地下水壓力的三條回歸線較不受弱面傾角影響。圖 5.11、5.12 中當參數佔的阻抗比例越高，其部分係數越低，而且

多數條件下，當弱面傾角越陡，阻抗的部分係數也需取更大的折減。圖 5.11 之結果符合先前推測，即弱面傾角為影響自然阻抗的因子之一，對應不同 θ 角之線性回歸線為相互平行之線。對平面滑動 $\beta_T = 1.65$ 之部分係數，將圖 5.11~5.13 的結果整理列表於表 5.2。表 5.2 中也包含以平均值考量之部分係數，但因為部分係數差異之範圍較大，且多受參數之阻抗比例影響，雖然以平均值考量在實務上較為方便，但其設計結果未必能達到真正均一的安全性。

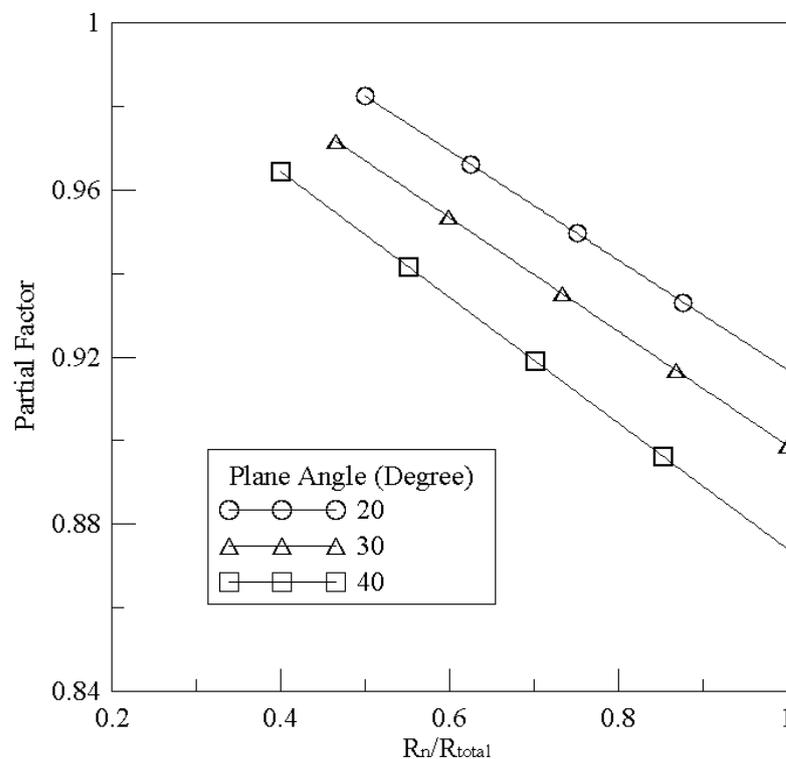


圖 5.11 自然阻抗之部分係數與阻抗比例對不同弱面傾角之回歸線
(平面滑動破壞機制， $\beta_T = 1.65$)

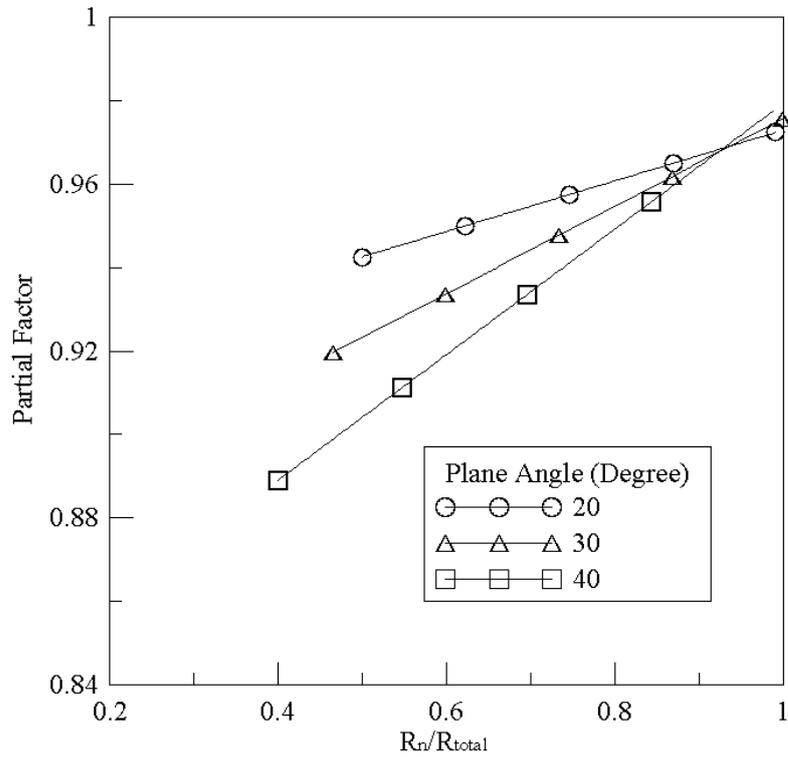


圖 5.12 地錨阻抗之部分係數與阻抗比例對不同弱面傾角之回歸線
(平面滑動破壞機制， $\beta_T=1.65$)

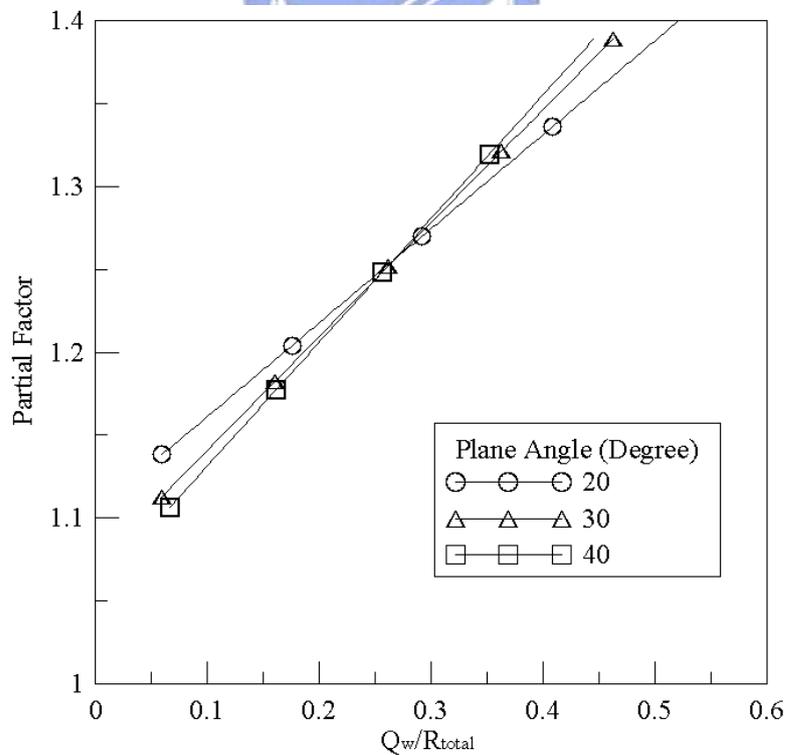


圖 5.13 地下水壓力之部分係數與阻抗比例對不同弱面傾角之回歸線
(平面滑動破壞機制， $\beta_T=1.65$)

表 5.2 平面滑動破壞機制率定之部分係數結果 ($\beta_T=1.65$)

弱面傾角	參數	部分係數 平均值	以部分係數平 均值之設計值	線性回歸之函數式
20	自然阻抗	0.932	0.90	$\gamma_{Rn} = -0.131 \cdot \frac{R_n}{R_{Total}} + 1.048$
	地錨補強	0.956	0.95	$\gamma_a = 0.061 \cdot \frac{R_n}{R_{Total}} + 0.912$
	地下水壓力	1.247	1.25	$\gamma_{w2} = 0.567 \cdot \frac{Q_w}{R_{Total}} + 1.105$
30	自然阻抗	0.916	0.90	$\gamma_{Rn} = -0.136 \cdot \frac{R_n}{R_{Total}} + 1.035$
	地錨補強	0.953	0.95	$\gamma_a = 0.108 \cdot \frac{R_n}{R_{Total}} + 0.869$
	地下水壓力	1.229	1.25	$\gamma_{w2} = 0.685 \cdot \frac{Q_w}{R_{Total}} + 1.073$
40	自然阻抗	0.905	0.90	$\gamma_{Rn} = -0.150 \cdot \frac{R_n}{R_{Total}} + 1.024$
	地錨補強	0.941	0.95	$\gamma_a = 0.154 \cdot \frac{R_n}{R_{Total}} + 0.827$
	地下水壓力	1.225	1.25	$\gamma_{w2} = 0.746 \cdot \frac{Q_w}{R_{Total}} + 1.057$

仿照上段的作法，對 $\beta_T=3.0$ 取不同弱面傾角考量，對應三種參數的結果分別如下圖 5.14、5.15、5.16，此時率定案例則包含了 θ 為 10° 之案例。但結果除了地下水壓力之分析結果（圖 5.16），在圖 5.14 與圖 5.15 中，弱面傾角 10° 之線性回歸線與其他角度迥異，其原因可能受設計上對平臺寬度之削坡限制。因為實務考量上不可能無限制的削坡，故在高邊坡、低弱面傾角（ 10° ）之條件下，可削坡的重量相對總岩塊重量較小，限制削坡即是限制一種對穩定有利的手段。在 θ 為 20° 至 40° 通常可削坡達臨界的狀態，即

能修整邊坡到能令抗滑狀態最安全卻不達上浮之情況；反之在 10° 限制削坡的做法，穩定性就只能靠地錨來補強。因此設計結果會導致弱面傾角從 20° 至 40° 採用一種設計準則（削坡、加地錨），而弱面傾角 10° 則採另一種設計準則（主要靠地錨），因而造成 θ 為 10° 的回歸線會與 20° 至 40° 的回歸線趨勢不大相似。

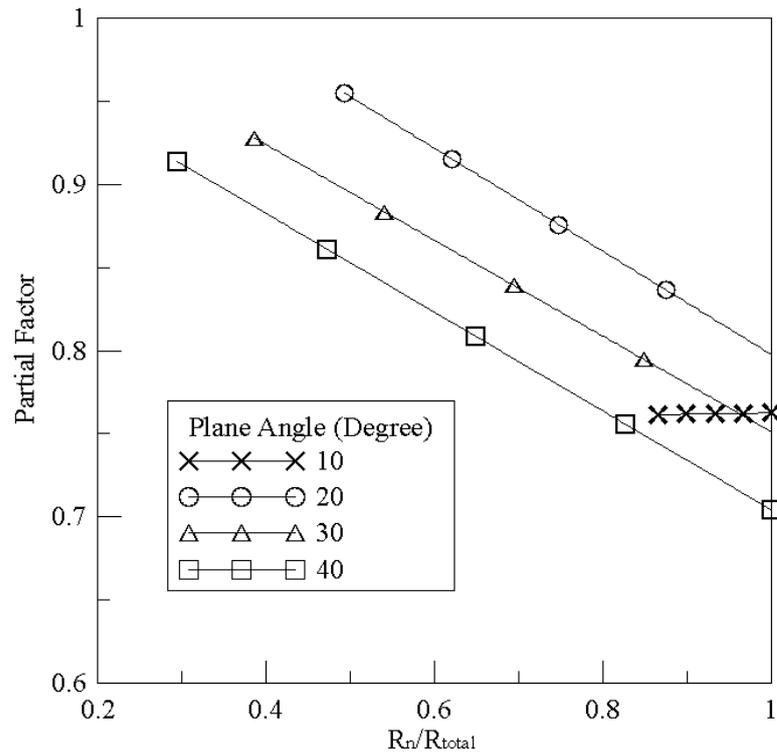


圖 5.14 自然阻抗之部分係數與阻抗比例對不同弱面傾角之回歸線
(平面滑動破壞機制, $\beta_T=3.0$)

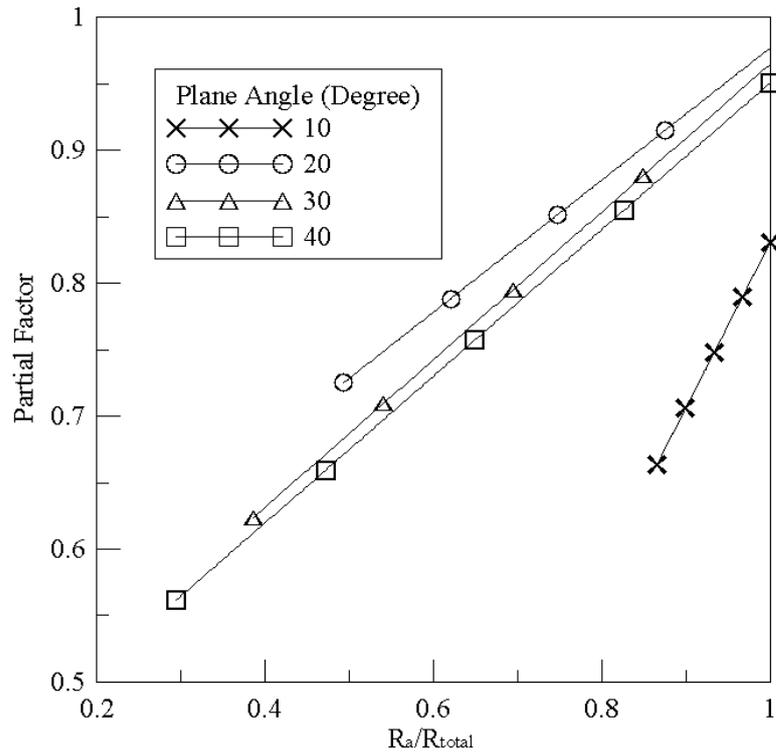


圖 5.15 地錨阻抗之部分係數與阻抗比例對不同弱面傾角之回歸線
(平面滑動破壞機制, $\beta_T=3.0$)

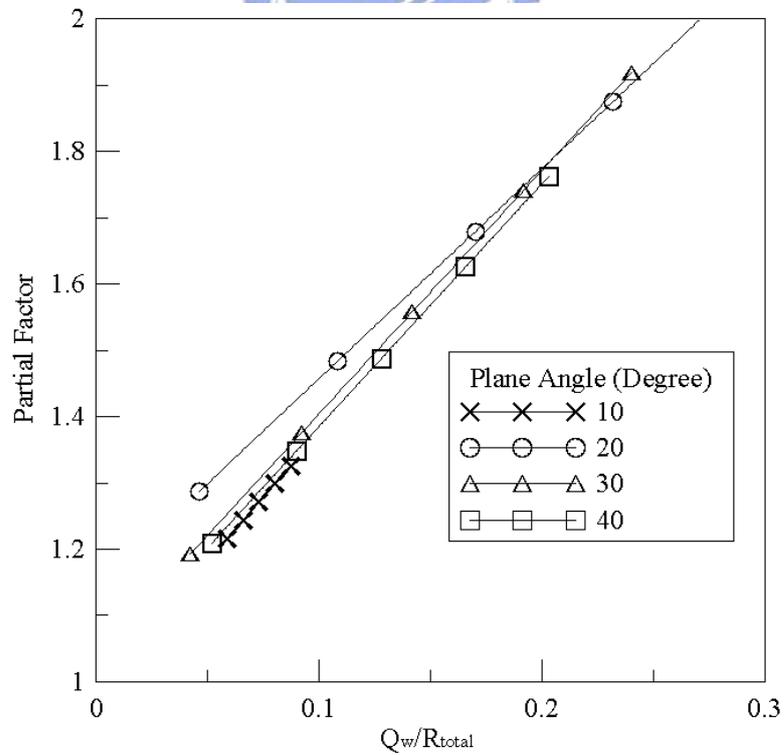


圖 5.16 地下水壓力之部分係數與阻抗比例對不同弱面傾角之回歸線
(平面滑動破壞機制, $\beta_T=3.0$)

若對弱面傾角 10° 之設計調整不限制削坡，重新分析自然阻抗、地錨、地下水壓力之回歸線，其結果如下圖 5.17、圖 5.18、圖 5.19。圖 5.18 與圖 5.19 中 $\theta=10^\circ$ 新的回歸線與其他 3 種 θ 角之回歸線更接近，且地下水壓力則是在削坡後有更大的地下水壓力阻抗比例範圍。雖然自然阻抗（圖 5.17）於 $\theta=10^\circ$ 下線性回歸線之斜率與其他弱面傾角仍不相同，但新的結果較符合規律性，即當弱面傾角越大，需對阻抗做更大的折減。由不限制削坡的結果分析，其結果可能會較合乎規律性的變化。就弱面傾角 10° 的案例不限削坡條件所率定之部分係數結果（圖 5.17、圖 5.18、圖 5.19）其資料整理如表 5.3。但過度的削坡可能衍生其他問題，甚至可能不切實際，設計時宜依個案特別考量。

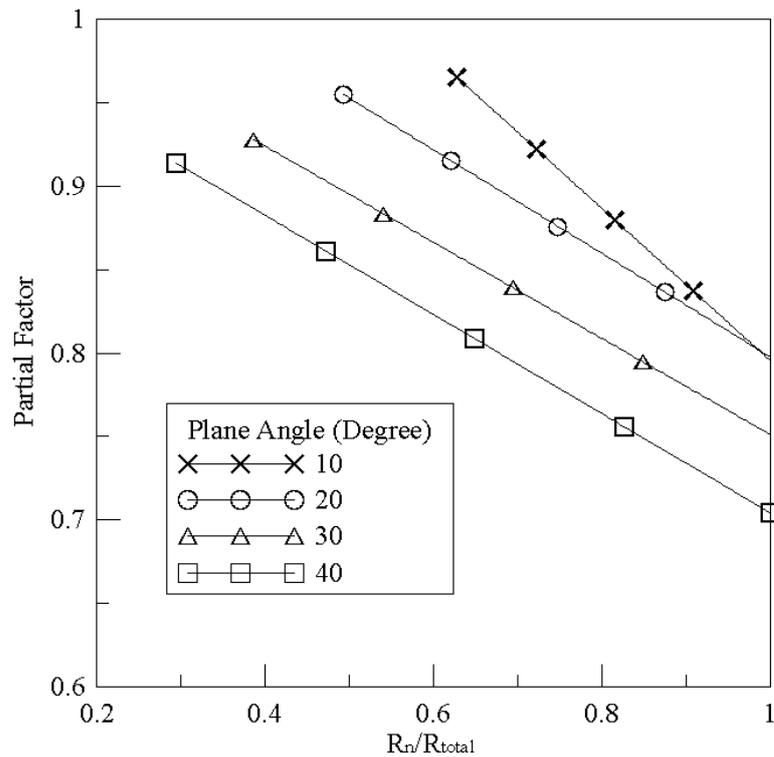


圖 5.17 自然阻抗之部分係數與阻抗比例對不同弱面傾角之回歸線
 （平面滑動破壞機制且無削坡限制， $\beta_T=3.0$ ）

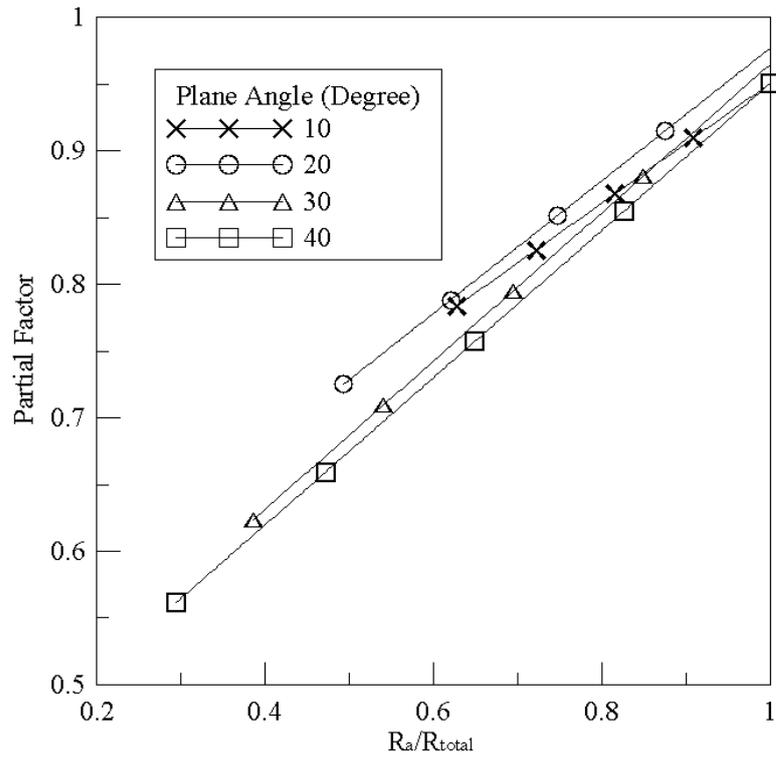


圖 5.18 地錨阻抗之部分係數與阻抗比例對不同弱面傾角之回歸線
 (平面滑動破壞機制且無削坡限制, $\beta_T=3.0$)

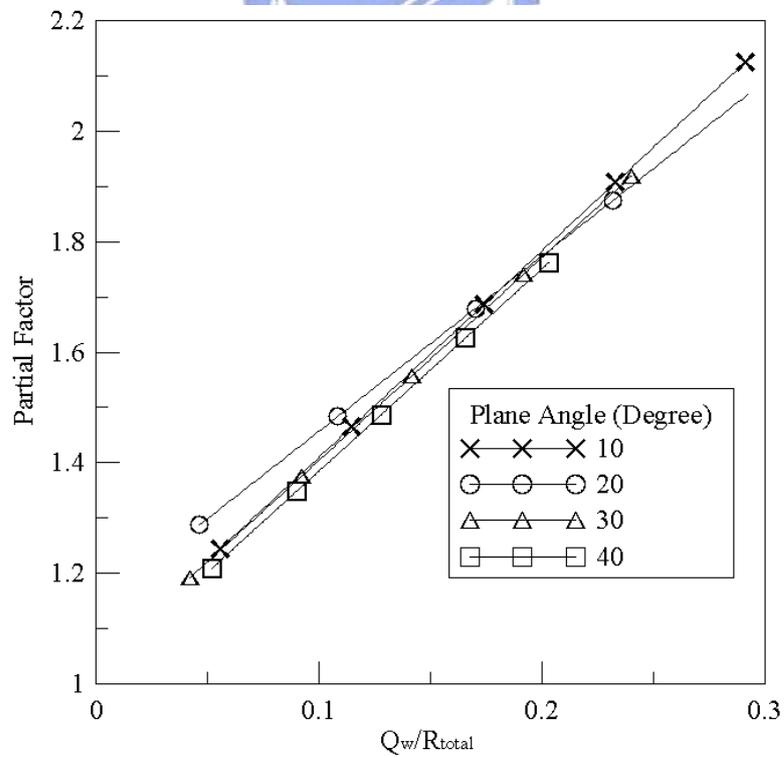


圖 5.19 地下水壓力之部分係數與阻抗比例對不同弱面傾角之回歸線
 (平面滑動破壞機制且無削坡限制, $\beta_T=3.0$)

表 5.3 平面滑動破壞機制率定之部分係數結果 ($\beta_T=3.0$)

弱面傾角	參數	部分係數 平均值	以部分係數平 均值之設計值	線性回歸式
10	自然阻抗	0.858	0.85	$\gamma_{Rn} = -0.456 \cdot \frac{R_n}{R_{Total}} + 1.252$
	地錨補強	0.889	0.90	$\gamma_a = 0.449 \cdot \frac{R_n}{R_{Total}} + 0.502$
	地下水壓力	1.705	1.70	$\gamma_{w2} = 3.736 \cdot \frac{Q_w}{R_{Total}} + 1.037$
20	自然阻抗	0.839	0.80	$\gamma_{Rn} = -0.310 \cdot \frac{R_n}{R_{Total}} + 1.108$
	地錨補強	0.900	0.90	$\gamma_a = 0.497 \cdot \frac{R_n}{R_{Total}} + 0.480$
	地下水壓力	1.712	1.75	$\gamma_{w2} = 3.167 \cdot \frac{Q_w}{R_{Total}} + 1.141$
30	自然阻抗	0.812	0.80	$\gamma_{Rn} = -0.288 \cdot \frac{R_n}{R_{Total}} + 1.039$
	地錨補強	0.848	0.85	$\gamma_a = 0.555 \cdot \frac{R_n}{R_{Total}} + 0.410$
	地下水壓力	1.619	1.65	$\gamma_{w2} = 3.668 \cdot \frac{Q_w}{R_{Total}} + 1.038$
40	自然阻抗	0.800	0.80	$\gamma_{Rn} = -0.297 \cdot \frac{R_n}{R_{Total}} + 1.001$
	地錨補強	0.773	0.75	$\gamma_a = 0.551 \cdot \frac{R_n}{R_{Total}} + 0.399$
	地下水壓力	1.544	1.55	$\gamma_{w2} = 3.661 \cdot \frac{Q_w}{R_{Total}} + 1.019$

5.3.3 重新設計之部分係數型式

表 5.1 (對上浮機制)、表 5.2 (對平面滑動機制, $\beta_T=1.65$) 以及表 5.3 (平面滑動機制, $\beta_T=3.0$) 為不同機制下平面破壞部分係數之率定結果。歸納上述之探討, 重新設計考量兩種型式: 方法一之部分係數採用固定常數值, 取簡化的平均值考量, 方法 2 則是經由部分係數與參數比例之線性回歸式來獲得所需之部分係數。

方法一之部分係數採用固定常數值, 該常數為部分係數之平均值, 由於部分係數受弱面傾角影響 (如自然阻抗), 故不同部分係數分別對應不同弱面傾角, 採用之部分係數如下表 5.4。雖然對應弱面傾角 $10^\circ \sim 40^\circ$ 理應有 4 組不同的部分係數, 但當不同弱面傾角約化後之平均值大致相同時, 可進一步採用單一組的簡化部分係數。

方法二之部分係數以參數比例之線性回歸式來推得: 設計上需先估計參數之阻抗、載重比例, 再依線性回歸式計算對應之部分係數。平面滑動因需考量 4 種弱面傾角、3 種參數的組合, 故需運用 12 條線性回歸線之方程式, 其函數式如下表 5.5。其中對 $\beta_T=3.0$ 之地下水壓力部分係數, 因線性回歸式大致接近, 故可取單一線性回歸式簡化考量之。弱面傾角對上浮機制之部分係數的影響也不大, 線性回歸式相當接近, 亦不妨以單一線性回歸式簡化考量之, 如表 5.1 中的最後一欄。

表 5.4 方法一：部分係數採用常數值

參數	弱面傾角	平面滑動機制部分係數		上浮機制之部分係數	
		$\beta_T=1.65$	$\beta_T=3.0$	$\beta_T=1.65$	$\beta_T=3.0$
地錨力	10	0.95*	0.95	0.95	0.90
	20	0.95	0.90		
	30	0.95	0.85		
	40	0.95	0.75		
地下水壓力	10	1.25*	1.70	1.40	2.05
	20	1.25	1.75		
	30	1.25	1.65		
	40	1.25	1.55		
自然阻抗	10	0.90*	0.85	-	-
	20	0.90	0.80		
	30	0.90	0.80		
	40	0.90	0.80		

*：由於無 10° 之率定案例，故引用和弱面傾角 20° 相同之部分係數

表 5.5 方法二：部分係數採用線性回歸式

參數	弱面傾角	$\beta_T=1.65$	$\beta_T=3.0$
自然阻抗	10	$\gamma_{Rn} = -0.13 \cdot \frac{R_n}{R_{Total}} + 1.05^*$	$\gamma_{Rn} = -0.46 \cdot \frac{R_n}{R_{Total}} + 1.25$
	20	$\gamma_{Rn} = -0.13 \cdot \frac{R_n}{R_{Total}} + 1.05$	$\gamma_{Rn} = -0.31 \cdot \frac{R_n}{R_{Total}} + 1.10$
	30	$\gamma_{Rn} = -0.14 \cdot \frac{R_n}{R_{Total}} + 1.04$	$\gamma_{Rn} = -0.30 \cdot \frac{R_n}{R_{Total}} + 1.03$
	40	$\gamma_{Rn} = -0.15 \cdot \frac{R_n}{R_{Total}} + 1.02$	$\gamma_{Rn} = -0.30 \cdot \frac{R_n}{R_{Total}} + 1.00$
地錨補強	10	$\gamma_a = 0.06 \cdot \frac{R_n}{R_{Total}} + 0.91^*$	$\gamma_a = 0.45 \cdot \frac{R_n}{R_{Total}} + 0.50$
	20	$\gamma_a = 0.06 \cdot \frac{R_n}{R_{Total}} + 0.91$	$\gamma_a = 0.50 \cdot \frac{R_a}{R_{Total}} + 0.48$
	30	$\gamma_a = 0.11 \cdot \frac{R_n}{R_{Total}} + 0.87$	$\gamma_a = 0.55 \cdot \frac{R_a}{R_{Total}} + 0.41$
	40	$\gamma_a = 0.15 \cdot \frac{R_n}{R_{Total}} + 0.83$	$\gamma_a = 0.55 \cdot \frac{R_a}{R_{Total}} + 0.40$
地下水壓力	10	$\gamma_{w2} = 0.57 \cdot \frac{Q_w}{R_{Total}} + 1.11^*$	$\gamma_{w2} = 3.74 \cdot \frac{Q_w}{R_{Total}} + 1.04$
	20	$\gamma_{w2} = 0.57 \cdot \frac{Q_w}{R_{Total}} + 1.11$	$\gamma_{w2} = 3.17 \cdot \frac{Q_w}{R_{Total}} + 1.14$
	30	$\gamma_{w2} = 0.69 \cdot \frac{Q_w}{R_{Total}} + 1.07$	$\gamma_{w2} = 3.67 \cdot \frac{Q_w}{R_{Total}} + 1.04$
	40	$\gamma_{w2} = 0.75 \cdot \frac{Q_w}{R_{Total}} + 1.06$	$\gamma_{w2} = 3.66 \cdot \frac{Q_w}{R_{Total}} + 1.02$
	全部	-	$\gamma_a = 3.52 \cdot \frac{Q_w}{R_{Total}} + 1.06$

*：由於無 10° 之率定案例，故引用和弱面傾角 20° 相同之部分係數

5.4 以部分係數採 LRFD 重新設計

本節採用表 5.4 或 5.5 中之部分係數，對虛擬案例以 LRFD 方法重新設計，對平面破壞的兩種破壞機制分別評估，一是抵抗滑動之力量不足，其極限狀態如下：

$$\psi_c \cdot R_c + \psi_t \cdot R_t + \psi_a \cdot R_a - \psi_{w2} \cdot Q_w \geq Q_S + Q_{ES} + Q_{EN} \dots\dots\dots (4.8)$$

因率定之部分係數是以自然阻抗考量之，故可改寫上式為：

$$\psi_{Rn} \cdot R_n + \psi_a \cdot R_a - \psi_{w2} \cdot Q_w \geq Q_S + Q_{ES} + Q_{EN} \dots\dots\dots (5.3)$$

另一種破壞機制是岩塊承受過大的上浮力，使得阻抗消失而滑動，其極限狀態如下：

$$W_N + \psi_a R_a > \psi_{w1} Q_w + \psi_{EQ} Q_{EN} \dots\dots\dots (4.3)$$

5.4.1 LRFD 與 FSD 設計結果之比較

以部分係數採用常數值（表 5.4）重新設計（含削坡與設計所需地錨）虛擬案例（附錄 B-1~B-9），設計案例之可靠度指數如下圖 5.20，其可靠度指數 β 的平均值為 1.75，而 β 準標準差為 0.22；若改以破壞機率考量，且每個案例取相等之權重計算，平均破壞機率为 4.36%，破壞機率的標準差為 1.98%。與 FSD 設計結果比較，設計結果安全性之變異並無改善，此乃因採用固定常數值部分係數忽略對參數阻抗、載重比例之考量，故當真正應擷取之部分係數與平均值的差異越大，其設計結果與 β_T 的誤差也越大。不過結果也顯示以方式一的設計，整體之可靠度指數確實約在 β_T 附近，表示本研究所嘗試對傳統設計等效安全性之率定大致可行。結果之平均破壞機率为 4.36%比目標值 5.0%略低，可能係受部分係數約化的影響，使得設計會略偏保守。

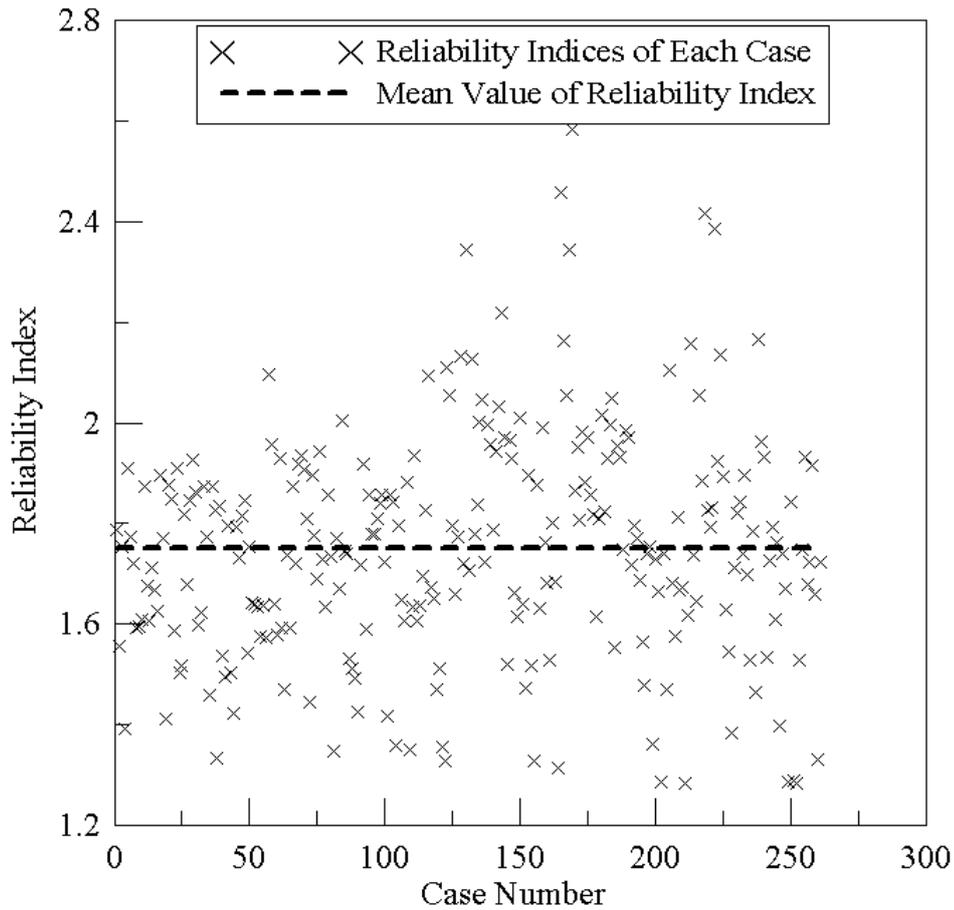


圖 5.20 設計方式一（即部分係數採用常數值）設計結果之可靠度指數
 ($\beta_T=1.65$)

當部分係數採用表 5.5 之線性回歸式重新設計同一批的虛擬案例，結果如圖 5.21。表 5.6 比較 FSD、LRFD 採常數部分係數、LRFD 採線性回歸部分係數三批之設計結果。由表 5.6 的結果顯示經線性回歸式得到部分係數之 LRFD，其設計結果之整體安全性與安全等級均一性皆較好，但結果之差異並非差別極大，此仍因所採用之線性式之限制（圖 5.7~圖 5.9），若欲再改善此結果，回歸線可能取其他非線性之函數型態來考量，殘差的影響可能需對不同強度參數之平均值（本文取 9 種強度參數平均值之組合）分別考量；但如此會使設計上更為複雜，而變成方便性與安全等級均一性的取捨問題。

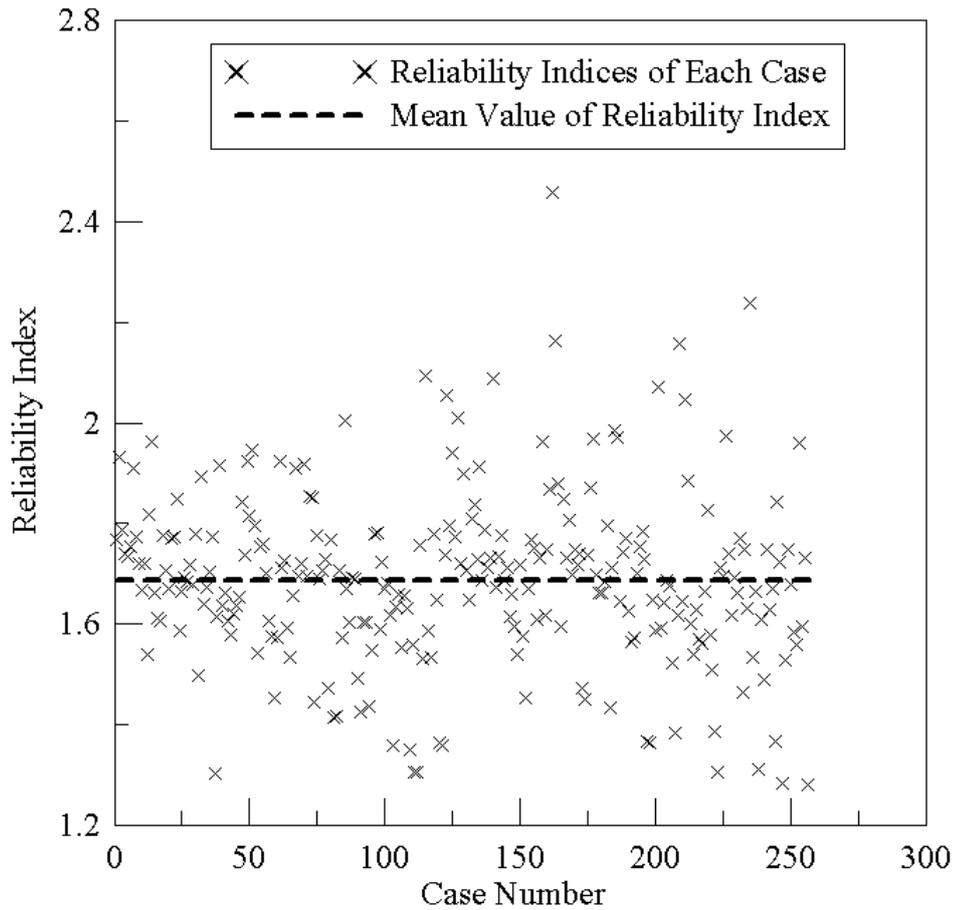


圖 5.21 設計方式二（即依線性回歸式求部分係數）設計結果之可靠度指數（ $\beta_T=1.65$ ）

表 5.6 分析結果比較（ $\beta_T=1.65$ ）

	FSD 設計	LRFD 採常數部分係數	LRFD 採線性回歸部分係數
簡化條件	-	不考量參數比例之影響，部分係數只對不同 θ 角取分析結果之平均值	1、以線性假設回歸 2、 $\beta_T=3.0$ 之平面滑動 不考量弱面傾角對 ψ_{w2} 之影響
可靠度指數 β 平均值	1.62	1.75	1.69
β 之標準差	0.214	0.223	0.173
平均破壞機率與對應之 β	5.58%， $\beta=1.59$	4.36%， $\beta=1.71$	4.80%， $\beta=1.66$
破壞機率之標準差	1.88%	1.98%	1.68%

5.4.2 對其他目標可靠度之設計結果

前小節乃依傳統 FSD 之安全性 ($\beta_T = 1.65$) 程度比較 FSD 與 LRFD 結果，本文接著嘗試考量更高之目標可靠度指數 ($\beta_T = 3.0$)。對附錄 B-4~B-6 之虛擬條件以設計方式一、二設計，依表 5.1、表 5.4、表 5.5 中 $\beta_T = 3.0$ 之部分係數做 LRFD 設計，其兩種設計結果的可靠度指數 β 分別如圖 5.22、5.23，結果整理列於表 5.7。若僅以設計結果以可靠度指數來比較，似乎兩種設計方式的整體安全性都會接近目標值 ($\beta_T = 3.0$)，且兩者安全等級的均一性相近；但若改以破壞機率來評估，可發現部分係數採線性回歸下，平均破壞機率 0.12% 更接近目標值 0.13%，且安全等級的均一性也較好。

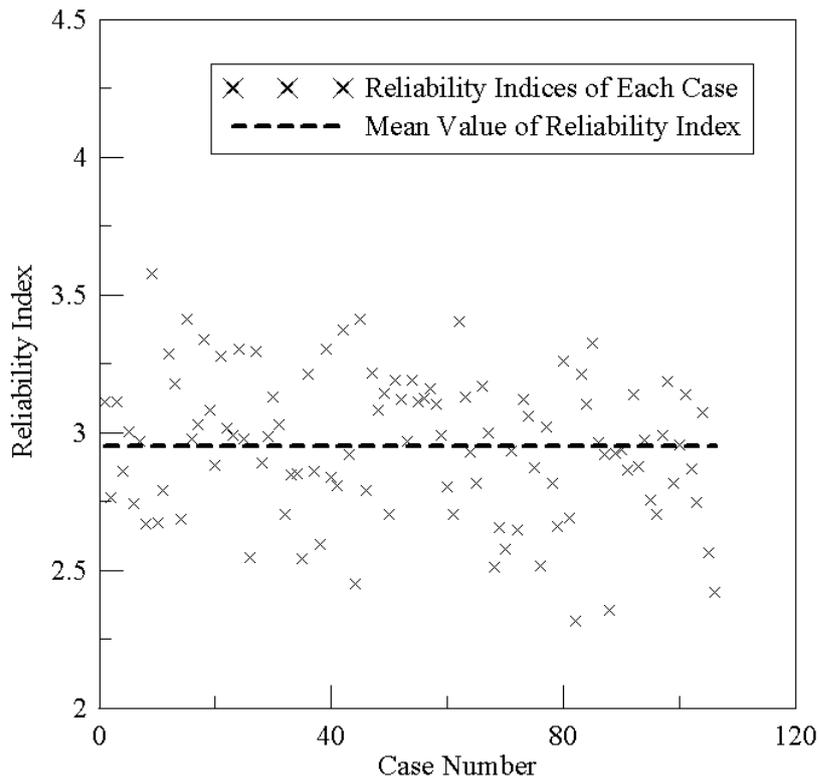


圖 5.22 LRFD 部分係數採用常數值之可靠度指數 ($\beta_T = 3.0$)

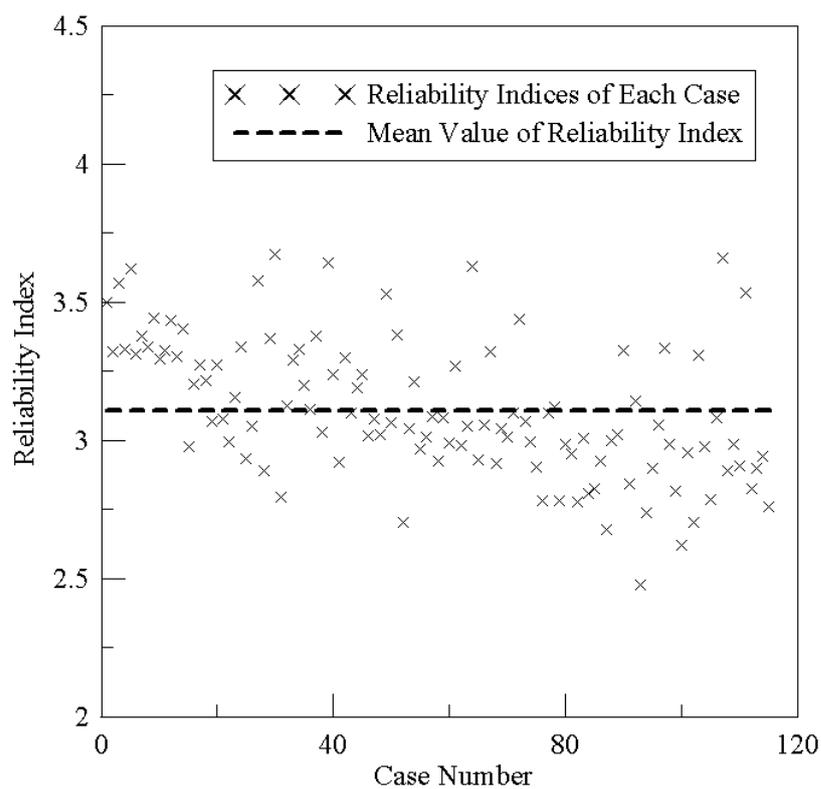


圖 5.23 LRFD 部分係數採用表 5.5 之線性回歸式之可靠度指數
($\beta_T=3.0$)

表 5.7 β_T 為 3.0 之設計結果

	方式 1	方式 2
β 平均值	2.95	3.11
β 之標準差	0.254	0.248
平均值之破壞機率	0.22%	0.12%
破壞機率之標準差	0.19%	0.10%

5.4.3 以蒙地卡羅模擬檢視 AFOSM 之分析結果

本小節繼續檢視結果，取 FSD、設計方式一設計方式二之設計案例以蒙地卡羅模擬 (MCS) 分析之，當中每個案例的各個參數取 1,000,000 個樣本模擬。為比較與檢核結果，將 AFOSM 之設計結果繪於 x 軸，MCS 之模擬結果繪於 y 軸，考量其對 $y=x$ 回歸之決定係數。若兩者之分析結果完全相同，則回歸之決定係數應接近 1。LRFD 部分係數採用常數值之比較結果如圖 5.24，可發現部分案例中，AFOSM 分析會低估破壞的機率，此可能受到 AFOSM 對極限狀態面的線性假設考量，與系統可靠度以主導之破壞型態考量（取上浮與平面滑動破壞可靠度較低者）。

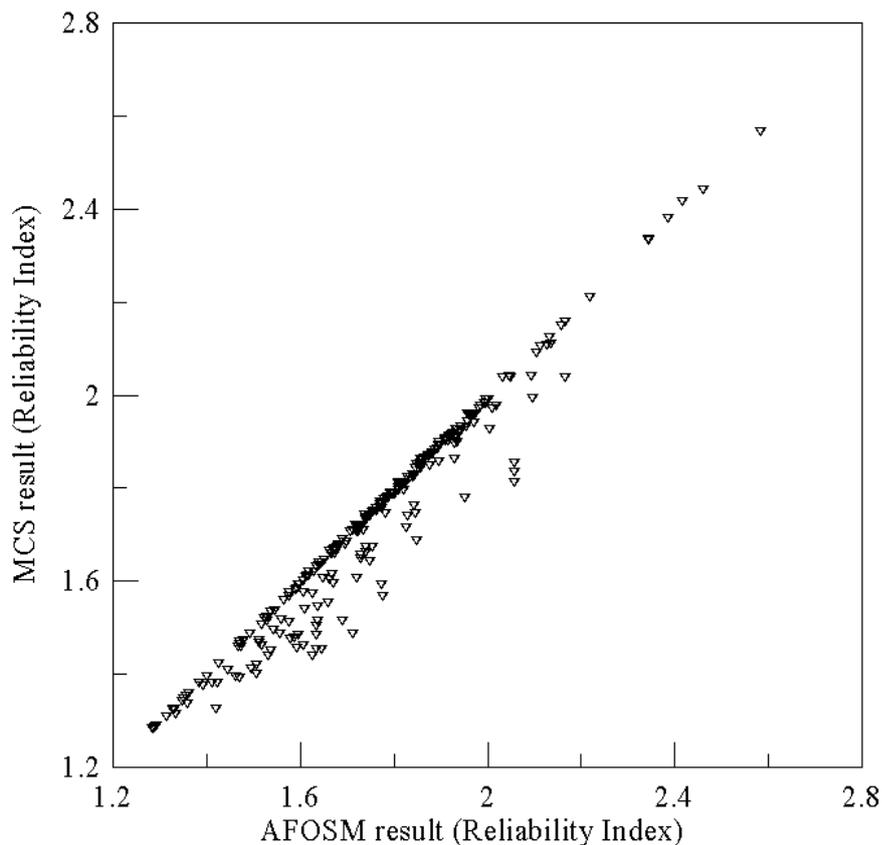


圖 5.24 MCS 與 AFOSM 之結果比較 ($\beta_T=1.65$)

分析之結果整理並列於表 5.8，因本研究之參數假設為常態或對數常態之分佈型態，故兩種分析方式計算的可靠指數都大致接近，決定係數 r^2 都

在 0.94 以上。而破壞機率最大之誤差約為 2.5%，以案件本身的破壞機率來看（約 5% 左右），此誤差即本身破壞機率的 0.5 倍左右，乍看此差異近乎很顯著，但其結果的風險程度都約略在相同等級，取 AFOSM 分析之誤差在有限的範圍內。

表 5.8 MCS 對 AFOSM 分析結果之檢視

	FSD 設計結果	方式 1 設計結果	方式 2 設計結果
決定係數 r^2	0.977	0.970	0.944
最大之可靠度指數差異	0.22	0.24	0.29
最大之破壞機率差異	2.69%	2.53%	2.49%

5.5 綜合討論

首先就平面破壞的不同破壞機制比較：對上浮破壞機制而言，因影響之參數較少，且極限狀態較單純，故其率定上的部分係數影響因子較明確；對平面滑動（未達上浮）破壞機制而言，則相對影響參數較多且相互影響，使得對部分係數的評估，需考量較多的因子。而可靠度設計調整對率定之改善，不同破壞模式影響之程度不同，但都會有正面之效果。若是不將率定案例調整至同一安全等級，由圖 4.6 的結果可能會判斷地下水的部分係數和參數之載重比例無關；但調整後之結果如圖 5.1、圖 5.2，可由圖中之曲線找到兩者之對應關係。但在實際面上，要對每個案例做可靠度設計調整較為困難，此步驟也是本文分析上最花時間的部分。

以調整後的率定案例考量上浮破壞機制之部分係數，圖 5.1、5.2 中之回歸關係明確，故分析之資料不需多加討論，其分析結果列於表 5.1。但對平面滑動破壞機制之部分係數，即使由 RBD 設計之案例分析，因受設計限制、極限狀態式、不同強度參數之名目值影響，使結果較散亂而仍無法判

斷適合之部分係數型式。本文因此將弱面強度參數 c 、 $\tan\phi$ 所提供之阻抗合併為“自然阻抗”，並分別對不同弱面傾角探討，方得到較好之回歸結果（圖 5.7~5.9）。

5.4 節中以率定之部分係數重新設計，採二種不同簡化方式設計，方式一之部分係數採用固定常數值，取平均值簡化考量，方法 2 則是經由部分係數與參數比例之線性回歸式來獲得所需之部分係數。表 5.6 中呈現不同方式的設計結果比較。採用平均部分係數來設計（方式一）並不一定能改善 FSD 安全性的均一程度，安全性的均一性也大致與 FSD 設計在同一個等級。因為 LRFD 之部分係數只用一組“約化”後之部分係數（ $\beta_T=1.65$ 時不同 θ 計算的平均值都一致），而 FSD 安全係數則是以三個條件（常時、高水位、地震作用下）多重考量；但依照上述流程做部分係數率定，結果顯示此部分係數設計結果之安全等級會落在 β_T 左右。若欲改善結果可靠度的均一性，可用一線性回歸式來計算部分係數，如此結果可靠度指數的變異性會較 FSD 小（表 5.6 中），但設計上會稍不便，因此未來需視制訂設計規範者對“設計便利性”與“安全等級均一性”的妥協衡量。

FSD 對不同條件要求不同的安全係數，但所要求之安全係數未必對應明確與一致之安全等級或可靠度。改善的方式可考量對應不同變異性之輸入參數、目標安全性，取採不同對應之安全係數。但其中的矛盾在於既然欲考量參數變異性而率定新的設計要求，理當針對變異性的來源，即對個別參數對應之部分係數加以率定。雖然可置換成計算等效的總阻抗、總載重之折減、放大係數，但依 AFOSM 率定之結果即是得到各別參數之部分係數，故與其換算整體之安全係數評估，不如更一步探討適合之部分係數。除非率定上有資料散亂的問題，如本文平面滑動之分析結果（圖 5.3、5.4），依 LRFD 的部分係數改善可能是較符合邏輯的做法。

第六章 結論與建議

本研究參考其他學者以往率定 LRFD 部分係數的概念與作法，試圖擬定岩石邊坡 LRFD 部分係數之率定流程，並探討率定過程中出現之問題與因應對策。由於模型之不確定對岩石邊坡平面破壞之影響較小，忽略模型之不確定影響。本研究採用一系列的虛擬案例來做部分係數之率定，而為了改善分析結果，將虛擬案例對目標可靠度做均一可靠度設計調整，最後再引用率定之部分係數對原虛擬案例重新設計，以測試其設計結果是否可達到目標之可靠度。

6.1 結論

由本研究的結果，可歸納出以下的結論：

1. 儘管傳統設計會要求安全係數至少應達到某一定值，但安全等級卻有相當程度的變異性，在本研究之虛擬案例群中破壞機率範圍為 9.29%~0.49%，最大於最小的破壞機率相差約 50 倍，不可謂不大。
2. 分析結果顯示，只有極少數的虛擬案例是因上浮力過大而發生平面破壞，與現今設計對上浮力的安全係數取 1 之考量有相似的意義。
3. 由於平面破壞對上浮穩定之分析影響之隨機變數較少，故破壞型態的不確定性分析上較單純，且係數率定與影響之因子也較明確。地錨與地下水壓力之部分係數會隨著參數佔阻抗、載重比例（參照 4.2.1 節）上升而下降，且回歸關係接近一線性關係。
4. 本文之 LRFD 部分係數率定與先前學者作法不同之處，乃對率定案例以可靠度設計調整至 β_T 的安全等級，企圖得到較好的率定結果，但此步驟的施作流程相當耗時。結果顯示以設計調整後的案例重新

分析，其對結果之回歸關係都有所改善，但對岩塊未達上浮之平面滑動部分係數率定，其改善程度較少。

5. 承上點，若能先將案例設計調整至相同可靠度指數，可排除率定案例間可靠度指數之差異對部分係數的影響，使部分係數與其他影響因子之關係較為顯著。譬如對上浮穩定之地下水壓力部分係數，依 FSD 設計之案例率定，其部分係數對地下水壓力抵消阻抗佔總阻抗之比例（參照 4.2.1 節），其線性回歸關係之決定係數 R^2 接近 0（圖 4.6）；而改以針對 β_T 調整之案例率定，線性回歸關係之決定係數提高為 0.95 以上（圖 5.1、5.2）。
6. 在多維度的參數空間中（維度大於 2），參數間會有相當多種組合，使得以 AFOSM 分析之部份係數與對各別參數佔總阻抗（或載重）之比例，可能並無顯著之規律性。譬如本文中 5.2 節討論的平面滑動破壞，摩擦角分析之部分係數即屬於上述無規律之情形。但若將凝聚力與摩擦角的參數合併為一新參數考量，其部分係數與參數之阻抗比例會有所改善。
7. 弱面傾角對邊坡之設計與破壞型態會有顯著之影響。設計上，平面滑動（未達上浮）之地錨、自然阻抗部分係數，大致趨勢為對應越大之弱面傾角，部分係數需折減的量也越多；而破壞態型之影響，上浮力過大造成之平面破壞通常只發生在高弱面傾角（ 40° ）時。
8. 部分係數設計的結果會受制定型式影響。5.4 節中的設計方式一對不同弱面傾角之部分係數以平均值視為常數；設計方式二則對應不同的弱面傾角、隨機變數取各自之線性回歸式考量。由上述兩種型式設計都可使結果大致接近目標可靠度 β_T ；但以方式一設計結果之均一性與 FSD 大致在同一個等級，若以方式二設計能使結果之均一性有部分的改善。若欲以部分係數改善安全性的均一性，宜採較

完整的部分係數考量，實用上則應衡量便利性與安全等級均一性的折衷。

9. AFOSM 分析與蒙地卡羅模擬的結果大致相近，在本文之參數條件下，對岩石邊坡平面破壞以 AFOSM 分析大致是可接受的。
10. 若以較簡化之部分係數來做過渡之設計，本文建議對平面破壞上浮穩定之部分係數取：地錨部=0.95、0.90（兩項分別對應 $\beta_T=1.65$ 、3.0），地下水壓力=1.40、2.05；而平面滑動未達上浮之部分係數為：自然阻抗=0.90、0.8，地錨=0.95、0.85，地下水壓力=1.25、1.70。
11. 雖然部分係數設計在形式上和傳統安全係數設計很相似，但其背後意義有統計理論的背景支持。其概念是較符合邏輯性，從安全性的要求上出發，以率定的手段去得到一組能滿足設計所要求可靠度之部分係數。



6.2 建議

1. 本文因未收集足夠的地下水與地震力參數資料，故在分析上做了一些假設，若是有能以較符合實際的參數去分析，其結果可能更較接近實際情形，也可將地震力視為一隨機變數，加上地震力之部分係數考量。
2. 率定與分析上重要的基礎為資料庫的完整。資料庫的建立應包含基本參數的收集和設計案例的結果。受資料之限制，本文目前只能採用虛擬的資料庫來施作。參數之變異性資料除了可供後人做邊坡設計之研究，亦可供其他需考量參數變異性之研究使用。但現今的實驗結果多是以平均值來考量，而能提供有關參數的分佈型態、變異性資料有限。故此處也建議後續之的資料需包含完整的試驗結果，

以提供後續研究統計的考量。

3. 本文對平面滑動未達上浮破壞機制的率定上，即使分析結果對不同弱面傾角分別考量，也無法使結果有極好的回歸關係。所以對部分係數與影響因子的歸納上，後續仍有研究的空間存在，探討對部分係數是否有更好的分析方式、更適合的因子考量。若是以影響之因子加以分析，此因子宜兼顧設計上的使用，才能使率定之部分係數能配合實際的設計。
4. 受於時間限制，本文只進行平面破壞中低變異性度參數的研究，而楔形破壞的機制與平面滑動相同，故理當可仿照該本文之流程對楔形破壞率定一組部分係數。但楔形破壞又因需考量多組弱面之位態之影響，故結果之分析上恐也會複雜許多。
5. 以率定的觀點來看，對應目標可靠度 β_T 來率定部分係數之結果，應取設計結果可靠度為 β_T 之案例來率定。但對相同可靠度之案例，以不同設計方式率定之部分係數也不全然會相同。故後續的研究上，還可探討不同設計方式、設計限制對率定部分係數之影響。
6. 部分係數的制定形式，除了本文談到的兩種方式（平均值與函數式），也可採用如圖 5.10 中查圖或查表的方式要求。使用者可計算設計中影響因子的值（圖 5.10 中為參數佔總阻抗、載重之比例），並對照圖中不同目標安全性決定需採用之部分係數，並分析該設計是否能達到此安全性。
7. 一般傳統的 FSD 設計需考量參數在常時、高水位及地震作用下的三種狀態，並檢核對應之安全係數是否足夠，而部分係數設計之參數則簡化成只需考量名目值做設計。此處建議將原本參數的多狀態考量（常時、高水位等），轉成對部分係數較完整的考量（如設計方式二的函數式考量），以改善設計結果對全等級之均一性。

參考文獻

1. Abramson, L. W. (1996), "Slope stability and stabilization methods" John Wiley & Sons, Inc., New York.
2. Ang, A., and Tang, W. H. (1984). "Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Vol. I: Basic Principles." John Wiley & Sons, Inc., New York.
3. Ang, A. and Tang, W. H. (1984), "Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Vol. II: Decision Risk & Reliability," John Wiley & Sons, Inc., New York.
4. Baecher, G. B. & Christian, J. T., (2003), "Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering." John Wiley & Sons, Inc., New York.
5. Becker, D. E. (1996a), "Limit States Design For Foundations. Part I . An Overview of the foundation design process." Canadian Geotechnical Journal, v 33, n 6, Dec, p 956-938.
6. Becker, D. E. (1996b), "Limit States Design For Foundations. Part II . Development for the National Building Code of Canada." Canadian Geotechnical Journal, v 33, n 6, Dec, p 984-1007.
7. Christian, J. T. (2003), "Geotechnical Acceptance of Limit State Design Methods" LSD2003: International Workshop on Limit State Design in Geotechnical Engineering Practice
8. Christian, J. T. (2004), "Geotechnical Engineering Reliability: How Well Do We Know What We Are Doing?" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, Vol. 130, No. 10, October, p 985-1003.
9. Cornell, C. A., (1969), "Structural Safety Specifications Based on Second-moment Reliability." Symposium of the International Association of Bridge and Structures Engineering, London, England.
10. Ellingwood, B., MacGregor, J. G. *et al.*, (1982), "Probability based load criteria: load factors and load combinations." Journal of the Structural

- Engineering Division, ASCE, Vol. 108, No. ST5, p978-997.
11. Foye, K. C., Salgado, R., and Scott, B., (2006a), "Assessment of Variable Uncertainties for Reliability-Based Design of Foundations." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 132, September, p.1197-1207.
 12. Foye, K. C., Salgado, R., and Scott, B., (2006b), "Resistance Factors for Use in Shallow Foundation LRFD." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 132, September, p.1208-1218.
 13. Galambos, T. V., and Ellingwood, B., *et al.*, (1982), "Probability Based Load Criteria: Assessment of Current Design Practice." *Journal of the Structural Engineering Division*, ASCE, Vol.108, No. ST5, May, 1982, p978-997.
 14. Goodman, R. E., (1989), "Introduction to Rock Mechanics." John Wiley & Sons, Inc., New York.
 15. Hansen, B., (1965), "Philosophy of foundation design: Design criteria, safety factors and settlement limits." In *Proc. Symp. On Bearing Capacity & Settlement of Foundations: 1-13*, Duke University, Durham
 16. Hasofer, A. M. and Lind, N. C., (1974), "Exact and Invariant Second-Moment Code Format." *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE Vol. 100, No. EM1, Proc. Paper 10376, Feb., p.111-121.
 17. Hoek, E. T. and Bray, J. W., (1981), "Rock Slope Engineering" The Institution of Mining & Metallurgy.
 18. Honjo, Y., and Suzuki, M. *et al.* (2002), "Determination Of Partial Factors For A Vertically Loaded Pile Based On Reliability Analysis." *Soils and Foundations*, Vol. 42, No. 5, 91-109.
 19. Honjo, Y., (2003), "Comprehensive Design Codes Development in Japan: Geo-Code 21 ver.3 and code PLATFORM ver.1" LSD2003: International Workshop on Limit State Design in Geotechnical Engineering Practice
 20. Honjo, Y., and Amatya, S., (2005), "Partial factors calibration based on reliability analyses for square footings on granular soils." *Geotechnique* 55,

No. 6, 479-491.

21. Jimenez-Rodriguez, R., Sitar, N. and Chacon, J., (2006), "System reliability approach to rock slope stability." *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol.43, p.847-859.
22. Kulhaway, F. H., and Phoon, K. K., (2002), "Observations on geotechnical reliability-based design development in North America." In *Uncertainty in the Geologic Environment- Form Theory to Practice (GSP 58)*, ASCE: 24-48, New York.
23. Lind, N. C. (1971), "Consistent Partial Safety Factors." *Journal of the Structural Engineering Division*, ASCE, Vol.97, STD6, p.1651-1670.
24. Low, B. K. (1997), "Reliability Analysis of Rock Wedges." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, ACSE, Vol. 123, June, p. 498-505
25. Phoon, K. K. *et al.* (2003), "Why Consider Reliability Analysis for Geotechnical Limit State Design?" *LSD2003: International Workshop on Limit State Design in Geotechnical Engineering Practice*
26. Phoon, K. K. (2004), "Towards reliability-based design for geotechnical engineering." Special lecture for Korean Geotechnical Society, Seoul, 8 July 2004.
27. Park, H. J. and West, T. R., (2001) "Development of a probabilistic approach for rock wedge failure." *Engineering Geology*, Vol. 59, p.233-251.
28. Park, H. J., West, T. R. and Woo, I. K., (2005), "Probabilistic analysis of rock slope and random properties of discontinuity parameters, Interstate Highway 40, Western North Carolina, USA." *Engineering Geology*, Vol. 79, P.230-250.
29. Rackwitz, R. and Fiessler, B. (1978), "Structural reliability under combined random load sequences." *Computers and Structures*, Pergamon Press, Vol.9, p.489-494.
30. Rosenblatt, F., (1952), "Remarks on a multivariate transformation," *Annals of Mathematical Statistics*, Vol. 23, No.3, p. 470~472.

31. Soares, C. G. (1997), "Probabilistic methods for structural design." Kluwer Academic Publishers
32. Taylor, D. W. (1948), "Fundamentals of Soil mechanics," John Wiley & Sons, Inc., New York.
33. Tippett, L. H. C., (1925), "On the extreme individuals and the range of samples taken form a normal population." *Biometrika*, 17(3/4), p. 364-387.
34. Whitman, J. L., *et al.* (1997). *Load and Resistance Design (LRFD) for Highway Bridge Substructures*, Federal Highway Administration, Washington, D. C.
35. 國工局 (2000), "第二高速公路邊坡坍塌案例回饋設計之研究", 交通部台灣區國道新建工程局
36. 卿建業、謝宜宏 (2006), "大地工程系統性能可靠度之估算", 地工技術, 第 109 期, 第 27-38 頁



附 錄

附錄 A 大坑地區弱面強度資料來源

表 A-1 弱面強度資料來源

本文編號	計畫孔號	取樣深度 (m)	計畫名稱	計畫孔號	資料來源
A-1	BH-1	4.3~4.5	台中大坑大貴段 202 地號， 地質鑽探試驗報告	BH-1	大宇工程顧問 有限公司
A-2	BH-2	3.2~3.4	台中大坑大貴段 202 地號， 地質鑽探試驗報告	BH-2	大宇工程顧問 有限公司
B-1	C-6	9.15~9.35	台中市大坑段 482 等地號， 雜使變更申請邊坡穩定性評 估分析說明書	C-6	富國技術工程 股份有限公司
B-2	C-8	13.0~14.0	台中市大坑段 482 等地號， 雜使變更申請邊坡穩定性評 估分析說明書	C-8	富國技術工程 股份有限公司
B-3	C-12	9.1~10.0	台中市大坑段 482 等地號， 雜使變更申請邊坡穩定性評 估分析說明書	C-12	富國技術工程 股份有限公司
B-4	C-12	14.2~15.0	台中市大坑段 482 等地號， 雜使變更申請邊坡穩定性評 估分析說明書	C-12	富國技術工程 股份有限公司
C-1	BH-4	6.75~7.0	台中市北屯區大豐段 174、 175 號地質調查報告書	BH-4	中測科技股份 有限公司、 中聯工程顧問 股份有限公司
C-2	BH-6	4.7~4.9	台中市北屯區大豐段 174、 175 號地質調查報告書	BH-6	中測科技股份 有限公司、 中聯工程顧問 股份有限公司
D-1	B7	8.8	裕大花園別墅 D 區附件三： 鑽探與試驗分析報告書	B7	聯成工程顧問 有限公司
D-2	B8	22.3	裕大花園別墅 D 區附件三： 鑽探與試驗分析報告書	B8	聯成工程顧問 有限公司
D-3	B9	7.8	裕大花園別墅 D 區附件三： 鑽探與試驗分析報告書	B9	聯成工程顧問 有限公司

D-4	B10	21.5	裕大花園別墅 D 區附件三： 鑽探與試驗分析報告書	B10	聯成工程顧問 有限公司
D-5	B12	15.8	裕大花園別墅 D 區附件三： 鑽探與試驗分析報告書	B12	聯成工程顧問 有限公司
D-6	B17	22.5	裕大花園別墅 D 區附件三： 鑽探與試驗分析報告書	B17	聯成工程顧問 有限公司
D-7	B19	14.7	裕大花園別墅 D 區附件三： 鑽探與試驗分析報告書	B19	聯成工程顧問 有限公司
D-8	B40	15.3	裕大花園別墅 D 區附件三： 鑽探與試驗分析報告書	B40	聯成工程顧問 有限公司
D-9	B46	17.8	裕大花園別墅 D 區附件三： 鑽探與試驗分析報告書	B46	聯成工程顧問 有限公司
E-1	BH2	18.5~19	大坑段 610-5 等地號土地開 發案，地質調查報告書	BH2	董家鈞大地水 保技師事務所

附錄 B 虛擬設計案例結果

下表 B-1 到 B-9 為不同強度參數，依 FSD 最小安全係數設計之結果。“重新設計與否”一欄標示邊坡是否因原先安全性不足（安全係數過低），需經人為的斷面重新設計，使邊坡符合安全係數之要求，亦為圖 4.1 中所收集之案例。

表 B-1 虛擬設計結果（ c 、 $\tan\phi$ 平均值 = 50kPa、0.65）

地錨	總坡高 (m)	坡角(度)	弱面傾角 (度)	階梯數	單階高度 (m)	平臺寬度 (m)	重新設 計與否
0	2	55	10	1	0	0	N
0	2	55	20	1	0	0	N
0	2	55	30	1	0	0	N
0	2	55	40	1	0	0	N
0	4	55	10	1	0	0	N
0	4	55	20	1	0	0	N
0	4	55	30	1	0	0	N
0	4	55	40	1	0	0	N
0	6	55	10	1	0	0	N

0	6	55	20	1	0	0	N
0	6	55	30	1	0	0	N
0	6	55	40	1	0	0	N
0	8	55	10	1	0	0	N
0	8	55	20	1	0	0	N
0	8	55	30	1	0	0	N
0	8	55	40	1	0	0	N
0	10	55	10	2	5	2	N
0	10	55	20	2	5	2	N
0	10	55	30	2	5	2	N
0	10	55	40	2	5	2	N
0	12	55	10	2	6	2	N
0	12	55	20	2	6	2	N
0	12	55	30	2	6	2	N
0	12	55	40	2	6	2	N
0	14	55	10	2	7	2	N
0	14	55	20	2	7	2	N
0	14	55	30	2	7	2	N
0	14	55	40	2	7	2	N
0	16	55	10	2	8	2	N
0	16	55	20	2	8	2	N
0	16	55	30	2	8	2	N
0	16	55	40	2	8	2	N
0	18	55	10	2	9	2	N
0	18	55	20	2	9	2	N
0	18	55	30	2	9	2	N
0	18	55	40	2	9	2	N
0	20	55	10	4	5	2	N
0	20	55	20	4	5	2	N
0	20	55	30	4	5	2	N
0	20	55	40	4	5	1.5	N
0	25	55	10	5	5	2	N
0	25	55	20	5	5	2	N
0	25	55	30	5	5	2	N
0	25	55	40	3	8	1.5	Y
0	30	55	10	6	5	2	N
0	30	55	20	6	5	2	N

0	30	55	30	6	5	2	N
0	30	55	40	5	6	1.5	Y
0	35	55	10	7	5	2	N
0	35	55	20	7	5	2	N
0	35	55	30	7	5	2	N
0	35	55	40	5	7	2	Y
0	40	55	10	8	5	2	N
0	40	55	20	8	5	2	N
0	40	55	30	8	5	2	N
0	40	55	40	5	8	3	Y
0	45	55	10	9	5	2	N
0	45	55	20	9	5	2	N
0	45	50	30	9	5	2	Y
50T@5m	45	50	40	6	8	1.5	Y
0	50	55	10	10	5	2	N
0	50	55	20	10	5	2	N
0	50	50	30	10	5	2.5	Y
50T@1m	50	50	40	6	8	2	Y
0	55	55	10	11	5	2	N
0	55	55	20	11	5	2	N
0	55	45	30	9	6	2.5	Y
80T@1m, 2rows	55	50	40	7	8	1.5	Y
0	60	55	10	12	5	2	N
0	60	55	20	12	5	2	N
0	60	45	30	15	4	2	Y
50T@1m, 2rows 80T@1m	60	50	40	9	7	1.5	Y

表 B-2 虛擬設計結果 (c 、 $\tan\phi$ 平均值 = 50kPa、0.55)

地錨	總坡高 (m)	坡角(度)	弱面傾角 (度)	階梯數	單階高度 (m)	平臺寬度 (m)	重新設計與否
0	2	55	10	1	0	0	N
0	2	55	20	1	0	0	N
0	2	55	30	1	0	0	N
0	2	55	40	1	0	0	N
0	4	55	10	1	0	0	N
0	4	55	20	1	0	0	N

0	4	55	30	1	0	0	N
0	4	55	40	1	0	0	N
0	6	55	10	1	0	0	N
0	6	55	20	1	0	0	N
0	6	55	30	1	0	0	N
0	6	55	40	1	0	0	N
0	8	55	10	1	0	0	N
0	8	55	20	1	0	0	N
0	8	55	30	1	0	0	N
0	8	55	40	1	0	0	N
0	10	55	10	2	5	2	N
0	10	55	20	2	5	2	N
0	10	55	30	2	5	2	N
0	10	55	40	2	5	2	N
0	12	55	10	2	6	2	N
0	12	55	20	2	6	2	N
0	12	55	30	2	6	2	N
0	12	55	40	2	6	2	N
0	14	55	10	2	7	2	N
0	14	55	20	2	7	2	N
0	14	55	30	2	7	2	N
0	14	55	40	2	7	2	N
0	16	55	10	2	8	2	N
0	16	55	20	2	8	2	N
0	16	55	30	2	8	2	N
0	16	55	40	2	8	2	N
0	18	55	10	2	9	2	N
0	18	55	20	2	9	2	N
0	18	55	30	2	9	2	N
0	18	55	40	2	9	2	N
0	20	55	10	4	5	2	N
0	20	55	20	4	5	2	N
0	20	55	30	4	5	2	N
0	20	55	40	4	5	2	N
0	25	55	10	5	5	2	N
0	25	55	20	5	5	2	N
0	25	55	30	5	5	2	N

0	25	55	40	3	8	1.5	Y
0	30	55	10	6	5	2	N
0	30	55	20	6	5	2	N
0	30	55	30	6	5	2	N
0	30	55	40	5	6	1.5	Y
0	35	55	10	7	5	2	N
0	35	55	20	7	5	2	N
0	35	55	30	7	5	2.5	Y
0	35	50	40	4	9	1.5	Y
0	40	55	10	8	5	2	N
0	40	55	20	8	5	2	N
0	40	55	30	8	5	3	Y
0	40	55	40	5	8	3	Y
0	45	55	10	9	5	2	N
0	45	55	20	9	5	2	N
0	45	45	30	9	5	2	Y
50T@2m	45	50	40	5	9	2	Y
0	50	55	10	10	5	2	N
0	50	55	20	10	5	2	N
0	50	50	30	10	5	3	Y
50T@1m	50	50	40	6	8	2	Y
0	55	55	10	11	5	2	N
0	55	55	20	11	5	2	N
0	55	45	30	9	6	3	Y
80T@1m, 2rows	55	50	40	6	9	2	Y
0	60	55	10	12	5	2	N
0	60	50	20	12	5	2	Y
0	60	45	30	12	5	2.5	Y
50T@1m, 4rows	60	50	40	9	7	1.5	Y

表 B-3 虛擬設計結果 (c 、 $\tan\phi$ 平均值 = 50kPa、0.45)

地錨	總坡高 (m)	坡角 (度)	弱面傾角 (度)	階梯數	單階高度 (m)	平臺寬度 (m)	重新設計與否
0	2	55	10	1	0	0	N
0	2	55	20	1	0	0	N
0	2	55	30	1	0	0	N

0	2	55	40	1	0	0	N
0	4	55	10	1	0	0	N
0	4	55	20	1	0	0	N
0	4	55	30	1	0	0	N
0	4	55	40	1	0	0	N
0	6	55	10	1	0	0	N
0	6	55	20	1	0	0	N
0	6	55	30	1	0	0	N
0	6	55	40	1	0	0	N
0	8	55	10	1	0	0	N
0	8	55	20	1	0	0	N
0	8	55	30	1	0	0	N
0	8	55	40	1	0	0	N
0	10	55	10	2	5	2	N
0	10	55	20	2	5	2	N
0	10	55	30	2	5	2	N
0	10	55	40	2	5	2	N
0	12	55	10	2	6	2	N
0	12	55	20	2	6	2	N
0	12	55	30	2	6	2	N
0	12	55	40	2	6	2	N
0	14	55	10	2	7	2	N
0	14	55	20	2	7	2	N
0	14	55	30	2	7	2	N
0	14	55	40	2	7	2	N
0	16	55	10	2	8	2	N
0	16	55	20	2	8	2	N
0	16	55	30	2	8	2	N
0	16	55	40	2	8	2	N
0	18	55	10	2	9	2	N
0	18	55	20	2	9	2	N
0	18	55	30	2	9	2	N
0	18	55	40	2	9	2	N
0	20	55	10	4	5	2	N
0	20	55	20	4	5	2	N
0	20	55	30	4	5	2	N
0	20	55	40	4	5	2	N

0	25	55	10	5	5	2	N
0	25	55	20	5	5	2	N
0	25	55	30	5	5	2	N
0	25	55	40	4	6	1.5	Y
0	30	55	10	6	5	2	N
0	30	55	20	6	5	2	N
0	30	55	30	6	5	3	Y
0	30	55	40	6	5	1.5	Y
0	35	55	10	7	5	2	N
0	35	55	20	7	5	2	N
0	35	50	30	7	5	2.5	Y
0	35	55	40	5	7	2.5	Y
0	40	55	10	8	5	2	N
0	40	50	20	8	5	2.5	Y
0	40	50	30	8	5	3	Y
0	40	55	40	5	8	3	Y
0	45	55	10	9	5	2	N
0	45	45	20	9	5	3	Y
0	45	50	30	11	4	2.5	Y
80T@2m	45	50	40	5	9	2	Y
0	50	55	10	10	5	2	N
0	50	40	20	10	5	2.5	Y
0	50	45	30	10	5	2.5	Y
80T@1m	50	50	40	6	8	2	Y
0	55	55	10	11	5	2	N
0	55	40	20	14	4	2.5	Y
0	55	40	30	9	6	2	Y
50T@1m, 2rows 80T@1m	55	50	40	8	7	1.5	Y
0	60	55	10	12	5	2	N
0	60	33	20	12	5	2	Y
50T@1m	60	40	30	10	6	2	Y
50T@1m, 2rows 80T@1m	60	50	40	10	6	1.5	Y

表 B-4 虛擬設計結果 (c 、 $\tan\phi$ 平均值 = 30kPa、0.65)

地錨	總坡高 (m)	坡角(度)	弱面傾角 (度)	階梯數	單階高度 (m)	平臺寬度 (m)	重新設 計與否
0	2	55	10	1	0	0	N
0	2	55	20	1	0	0	N
0	2	55	30	1	0	0	N
0	2	55	40	1	0	0	N
0	4	55	10	1	0	0	N
0	4	55	20	1	0	0	N
0	4	55	30	1	0	0	N
0	4	55	40	1	0	0	N
0	6	55	10	1	0	0	N
0	6	55	20	1	0	0	N
0	6	55	30	1	0	0	N
0	6	55	40	1	0	0	N
0	8	55	10	1	0	0	N
0	8	55	20	1	0	0	N
0	8	55	30	1	0	0	N
0	8	55	40	1	0	0	N
0	10	55	10	2	5	2	N
0	10	55	20	2	5	2	N
0	10	55	30	2	5	2	N
0	10	55	40	2	5	2	N
0	12	55	10	2	6	2	N
0	12	55	20	2	6	2	N
0	12	55	30	2	6	2	N
0	12	55	40	2	6	2	N
0	14	55	10	2	7	2	N
0	14	55	20	2	7	2	N
0	14	55	30	2	7	2	N
0	14	55	40	2	7	2	N
0	16	55	10	2	8	2	N
0	16	55	20	2	8	2	N
0	16	55	30	2	8	2	N
0	16	55	40	2	8	2	N
0	18	55	10	2	9	2	N
0	18	55	20	2	9	2	N

0	18	55	30	2	9	2	N
0	18	55	40	2	9	3	Y
0	20	55	10	4	5	2	N
0	20	55	20	4	5	2	N
0	20	55	30	4	5	2	N
0	20	55	40	4	5	2	N
0	25	55	10	5	5	2	N
0	25	55	20	5	5	2	N
0	25	55	30	5	5	2.5	Y
0	25	55	40	6	4	1.5	Y
0	30	55	10	6	5	2	N
0	30	55	20	6	5	2	N
0	30	50	30	6	5	2.5	Y
80T@2m	30	50	40	4	8	1.5	Y
0	35	55	10	7	5	2	N
0	35	55	20	7	5	2	N
0	35	50	30	7	5	3.5	Y
80T@1m	35	50	40	5	7	1.5	Y
0	40	55	10	8	5	2	N
0	40	55	20	8	5	2	N
80T@4m	40	45	30	8	5	2.5	Y
50T@1m, 2rows	40	50	40	7	6	1.5	Y
0	45	55	10	9	5	2	N
0	45	55	20	9	5	2	N
80T@1m	45	45	30	9	5	2.5	Y
50T@1m, 3rows	45	50	40	6	8	2	Y
0	50	55	10	10	5	2	N
0	50	55	20	10	5	2	N
50T@1m 80T@1m	50	45	30	9	6	3	Y
50T@1m, 3rows 80T@1m	50	50	40	7	7	2	Y
0	55	55	10	11	5	2	N
0	55	55	20	11	5	2	N
50T@1m, 4rows	55	45	30	8	7	4	Y
50T@1m, 4rows 80T@1m	55	50	40	8	7	2	Y

0	60	55	10	12	5	2	N
0	60	55	20	12	5	2	N
50T@1m, 6rows	60	45	30	12	5	3	Y
50T@1m, 4rows 80T@1m, 2rows	60	50	40	7	9	2.5	Y

表 B-5 虛擬設計結果 (c 、 $\tan\phi$ 平均值 = 30kPa、0.55)

地錨	總坡高 (m)	坡角 (度)	弱面傾角 (度)	階梯數	單階高度 (m)	平臺寬度 (m)	重新設計與否
0	2	55	10	1	0	0	N
0	2	55	20	1	0	0	N
0	2	55	30	1	0	0	N
0	2	55	40	1	0	0	N
0	4	55	10	1	0	0	N
0	4	55	20	1	0	0	N
0	4	55	30	1	0	0	N
0	4	55	40	1	0	0	N
0	6	55	10	1	0	0	N
0	6	55	20	1	0	0	N
0	6	55	30	1	0	0	N
0	6	55	40	1	0	0	N
0	8	55	10	1	0	0	N
0	8	55	20	1	0	0	N
0	8	55	30	1	0	0	N
0	8	55	40	1	0	0	N
0	10	55	10	2	5	2	N
0	10	55	20	2	5	2	N
0	10	55	30	2	5	2	N
0	10	55	40	2	5	2	N
0	12	55	10	2	6	2	N
0	12	55	20	2	6	2	N
0	12	55	30	2	6	2	N
0	12	55	40	2	6	2	N
0	14	55	10	2	7	2	N
0	14	55	20	2	7	2	N
0	14	55	30	2	7	2	N

0	14	55	40	2	7	2	N
0	16	55	10	2	8	2	N
0	16	55	20	2	8	2	N
0	16	55	30	2	8	2.5	Y
0	16	55	40	2	8	2.5	Y
0	18	55	10	2	9	2	N
0	18	55	20	2	9	2	N
0	18	50	30	2	9	2.5	Y
0	18	55	40	3	6	2	Y
0	20	55	10	4	5	2	N
0	20	55	20	4	5	2	N
0	20	55	30	4	5	2.5	Y
0	20	55	40	4	5	2	N
0	25	55	10	5	5	2	N
0	25	55	20	5	5	2	N
0	25	50	30	6	4	2.5	Y
0	25	55	40	3	8	4	Y
0	30	55	10	6	5	2	N
0	30	55	20	6	5	2	N
0	30	45	30	6	5	2.5	Y
50T@2m	30	50	40	5	6	1.5	Y
0	35	55	10	7	5	2	N
0	35	55	20	7	5	2.5	Y
0	35	45	30	5	7	4	Y
50T@1m, 2rows	35	50	40	5	7	1.5	Y
0	40	55	10	8	5	2	N
0	40	45	20	8	5	3	Y
50T@5m	40	45	30	8	5	3	Y
50T@1m 80T@1m	40	50	40	5	8	2	Y
0	45	55	10	9	5	2	N
0	45	40	20	9	5	3	Y
80T@1m	45	40	30	8	6	2	Y
50T@1m, 2rows 80T@1m	45	50	40	5	9	2.5	Y
0	50	55	10	10	5	2	N
0	50	33	20	10	5	2.5	Y

50T@1m 80T@1m	50	40	30	6	8	4	Y
80T@1m, 3rows	50	50	40	6	8	2.5	Y
0	55	55	10	11	5	2	N
0	55	33	20	14	4	2.5	Y
50T@1m, 3rows 80T@1m	55	40	30	11	5	2	Y
50T@1m, 4rows 80T@1m	55	50	40	8	7	2	Y
0	60	55	10	12	5	2	N
0	60	30	20	12	5	3	Y
50T@1m, 6rows	60	40	30	10	6	2.5	Y
50T@1m, 6rows 80T@1m	60	50	40	7	9	2.5	Y

表 B-6 虛擬設計結果 (c 、 $\tan\phi$ 平均值 = 30kPa、0.45)

地錨	總坡高 (m)	坡角(度)	弱面傾角 (度)	階梯數	單階高度 (m)	平臺寬度 (m)	重新設計與否
0	2	55	10	1	0	0	N
0	2	55	20	1	0	0	N
0	2	55	30	1	0	0	N
0	2	55	40	1	0	0	N
0	4	55	10	1	0	0	N
0	4	55	20	1	0	0	N
0	4	55	30	1	0	0	N
0	4	55	40	1	0	0	N
0	6	55	10	1	0	0	N
0	6	55	20	1	0	0	N
0	6	55	30	1	0	0	N
0	6	55	40	1	0	0	N
0	8	55	10	1	0	0	N
0	8	55	20	1	0	0	N
0	8	55	30	1	0	0	N
0	8	55	40	1	0	0	N
0	10	55	10	2	5	2	N
0	10	55	20	2	5	2	N
0	10	55	30	2	5	2	N

0	10	55	40	2	5	2	N
0	12	55	10	2	6	2	N
0	12	55	20	2	6	2	N
0	12	55	30	2	6	2	N
0	12	55	40	2	6	2	N
0	14	55	10	2	7	2	N
0	14	55	20	2	7	2	N
0	14	50	30	2	7	1.5	Y
0	14	55	40	2	7	2	N
0	16	55	10	2	8	2	N
0	16	55	20	2	8	2	N
0	16	50	30	2	8	3.5	Y
0	16	55	40	3	5	1.5	Y
0	18	55	10	2	9	2	N
0	18	55	20	2	9	2	N
0	18	45	30	2	9	2.5	Y
0	18	55	40	3	6	2	Y
0	20	55	10	4	5	2	N
0	20	55	20	4	5	2	N
0	20	50	30	4	5	2.5	Y
0	20	55	40	4	5	2	N
0	25	55	10	5	5	2	N
0	25	50	20	6	4	3	Y
0	25	50	30	5	5	3.5	Y
0	25	55	40	3	8	4	Y
0	30	55	10	6	5	2	N
0	30	40	20	6	5	3	Y
0	30	40	30	6	5	1.5	Y
50T@2m	30	50	40	5	6	1.5	Y
0	35	55	10	7	5	2	N
0	35	33	20	7	5	2	Y
50T@5m	35	40	30	7	5	2	Y
80T@1m	35	50	40	6	6	1.5	Y
0	40	55	10	8	5	2	N
0	40	33	20	8	5	3	Y
50T@2m	40	40	30	8	5	2	Y
80T@1m, 2rows	40	50	40	5	8	2	Y

0	45	55	10	9	5	2	N
0	45	30	20	9	5	2.5	Y
80T@1m	45	40	30	9	5	2	Y
50T@1m, 4rows	45	50	40	5	9	2.5	Y
0	50	55	10	10	5	2	N
0	50	30	20	10	5	3	Y
80T@1m, 2rows	50	40	30	7	7	3	Y
50T@1m, 5rows	50	50	40	6	8	2.5	Y
0	55	55	10	11	5	2	N
0	55	30	20	11	5	3.5	Y
50T@1m, 4rows	55	40	30	8	7	3	Y
50T@1m, 6rows	55	50	40	8	7	2	Y
0	60	55	10	12	5	2	N
0	60	30	20	15	4	3	Y
50T@1m, 7rows	60	40	30	10	6	2.5	Y
50T@1m, 7rows	60	50	40	12	5	1.5	Y

表 B-7 虛擬設計結果 (c 、 $\tan\phi$ 平均值 = 10kPa、0.65)

地錨	總坡高 (m)	坡角(度)	弱面傾角 (度)	階梯數	單階高度 (m)	平臺寬度 (m)	重新設 計與否
0	2	55	10	1	0	0	N
0	2	55	20	1	0	0	N
0	2	55	30	1	0	0	N
0	2	55	40	1	0	0	N
0	4	55	10	1	0	0	N
0	4	55	20	1	0	0	N
0	4	55	30	1	0	0	N
0	4	55	40	1	0	0	N
0	6	55	10	1	0	0	N
0	6	55	20	1	0	0	N
0	6	55	30	1	0	0	N
0	6	45	40	1	0	0	Y
0	8	55	10	1	0	0	N
0	8	55	20	1	0	0	N
0	8	40	30	1	0	0	Y

0	8	45	40	1	0	0	Y
0	10	55	10	2	5	2	N
0	10	55	20	2	5	2	N
0	10	40	30	2	5	2	Y
50T@5m	10	55	40	3	3	1.5	Y
0	12	55	10	2	6	2	N
0	12	55	20	2	6	2	N
0	12	40	30	2	6	2.5	Y
50T@5m	12	50	40	2	6	2	Y
0	14	55	10	2	7	2	N
0	14	55	20	2	7	2	N
50T@5m	14	40	30	2	7	2.5	Y
50T@2m	14	50	40	2	7	2	Y
0	16	55	10	2	8	2	N
0	16	55	20	2	8	2	N
80T@4m	16	40	30	3	5	2	Y
80T@2m	16	50	40	2	8	2	Y
0	18	55	10	2	9	2	N
0	18	55	20	2	9	2	N
80T@4m	18	40	30	3	6	3.5	Y
80T@2m	18	50	40	3	6	2	Y
0	20	55	10	4	5	2	N
0	20	55	20	4	5	2	N
80T@2m	20	40	30	4	5	1.5	Y
80T@3m, 2rows	20	50	40	3	7	1.5	Y
0	25	55	10	5	5	2	N
0	25	55	20	5	5	2	N
80T@1m	25	40	30	5	5	1.5	Y
50T@1m, 2rows	25	50	40	4	6	2	Y
0	30	55	10	6	5	2	N
80T@4m	30	55	20	6	5	2	Y
50T@1m 80T@1m	30	40	30	6	5	2	Y
50T@1m 80T@1m	30	50	40	5	6	2	Y
0	35	55	10	7	5	2	N
50T@1m	35	55	20	7	5	2	Y

50T@1m, 2rows 80T@1m	35	40	30	5	7	3.5	Y
50T@1m, 2rows 80T@1m	35	50	40	6	6	2	Y
0	40	55	10	8	5	2	N
50T@1m, 2rows	40	55	20	8	5	2	Y
80T@1m, 3rows	40	40	30	6	7	3.5	Y
50T@1m, 2rows 80T@1m, 2rows	40	50	40	6	7	2	Y
0	45	55	10	9	5	2	N
50T@1m, 3rows	45	50	20	9	5	2	Y
80T@1m, 4rows	45	40	30	6	8	4	Y
50T@1m, 7rows	45	50	40	5	9	3	Y
0	50	55	10	10	5	2	N
50T@1m, 4rows	50	50	20	10	5	2	Y
50T@1m, 2rows 80T@1m, 4rows	50	40	30	10	5	2.5	Y
50T@1m, 2rows 80T@1m, 4rows	50	50	40	10	5	1.5	Y
0	55	55	10	11	5	2	N
50T@1m, 4rows 80T@1m	55	50	20	11	5	2	Y
50T@1m, 11rows	55	40	30	6	9	3.5	Y
50T@1m, 10rows	55	50	40	9	6	2	Y
0	60	55	10	12	5	2	N
50T@1m, 7rows	60	50	20	12	5	2	Y
50T@1m, 13rows	60	40	30	9	7	3	Y
80T@1m, 7rows	60	50	40	8	8	2.5	Y

表 B-8 虛擬設計結果 (c 、 $\tan\phi$ 平均值 = 10kPa、0.55)

地錨	總坡高 (m)	坡角(度)	弱面傾角 (度)	階梯數	單階高度 (m)	平臺寬度 (m)	重新設計與否
0	2	55	10	1	0	0	N
0	2	55	20	1	0	0	N
0	2	55	30	1	0	0	N
0	2	55	40	1	0	0	N
0	4	55	10	1	0	0	N

0	4	55	20	1	0	0	N
0	4	55	30	1	0	0	N
0	4	55	40	1	0	0	N
0	6	55	10	1	0	0	N
0	6	55	20	1	0	0	N
0	6	45	30	1	0	0	Y
0	6	45	40	1	0	0	Y
0	8	55	10	1	0	0	N
0	8	55	20	1	0	0	N
50T@5m	8	45	30	1	0	0	Y
0	8	45	40	1	0	0	Y
0	10	55	10	2	5	2	N
0	10	55	20	2	5	2	N
0	10	40	30	2	5	2	Y
50T@5m	10	55	40	2	3	1.5	Y
0	12	55	10	2	6	2	N
0	12	45	20	2	6	2.5	Y
0	12	40	30	2	4	2	Y
50T@2m	12	55	40	2	4	1.5	Y
0	14	55	10	2	7	2	N
0	14	40	20	2	5	2.5	Y
50T@5m	14	40	30	2	7	3.5	Y
80T@4m	14	50	40	2	5	1.5	Y
0	16	55	10	2	8	2	N
0	16	40	20	2	4	3.5	Y
80T@4m	16	40	30	4	5	2.5	Y
80T@2m	16	50	40	2	5	1.5	Y
0	18	55	10	2	9	2	N
0	18	30	20	3	6	3	Y
50T@2m	18	40	30	2	6	3	Y
80T@2m	18	50	40	3	6	2	Y
0	20	55	10	4	5	2	N
0	20	30	20	5	4	3	Y
80T@2m	20	40	30	4	5	2.5	Y
80T@1m	20	50	40	3	7	1.5	Y
0	25	55	10	5	5	2	N
80T@4m	25	30	20	6	5	4	Y

80T@1m	25	40	30	4	4	2	Y
50T@1m, 2rows	25	50	40	3	6	2	Y
0	30	55	10	6	5	2	N
80T@1m	30	30	20	6	5	3.5	Y
50T@1m 80T@1m	30	40	30	6	6	3	Y
50T@1m, 3rows	30	50	40	5	5	1.5	Y
0	35	55	10	7	5	2	N
50T@1m 80T@1m	35	30	20	9	5	3.5	Y
50T@1m, 2rows 80T@1m	35	40	30	9	6	3	Y
50T@1m, 2rows 80T@1m	35	50	40	5	6	2	Y
0	40	55	10	8	5	2	N
50T@1m, 2rows 80T@1m	40	30	20	10	4	3	Y
80T@1m, 3rows	40	40	30	5	6	3	Y
50T@1m, 4rows 80T@1m	40	50	40	5	5	1.5	Y
0	45	55	10	9	5	2	N
50T@1m, 5rows	45	30	20	11	6	4	Y
50T@1m, 7rows	45	40	30	5	4	2	Y
80T@1m, 4rows	45	50	40	5	8	2.5	Y
0	50	55	10	10	5	2	N
80T@1m, 5rows	50	30	20	10	4	3	Y
50T@1m, 4rows 80T@1m, 3rows	50	40	30	10	5	2.5	Y
80T@1m, 6rows	50	50	40	6	6	2	Y
0	55	55	10	11	5	2	N
80T@1m, 6rows	55	30	20	14	5	3.5	Y
50T@1m, 11rows	55	40	30	7	5	2.5	Y
50T@1m, 11rows	55	50	40	8	8	2.5	Y
0	60	55	10	12	5	2	N
80T@1m, 7rows	60	30	20	15	4	3	Y
50T@1m, 14rows	60	40	30	9	6	3	Y
50T@1m, 12rows	60	50	40	8	8	2.5	Y

表 B-9 虛擬設計結果 (c 、 $\tan\phi$ 平均值 = 10kPa、0.45)

地錨	總坡高 (m)	坡角(度)	弱面傾角 (度)	階梯數	單階高度 (m)	平臺寬度 (m)	重新設 計與否
0	2	55	10	1	0	0	N
0	2	55	20	1	0	0	N
0	2	55	30	1	0	0	N
0	2	55	40	1	0	0	N
0	4	55	10	1	0	0	N
0	4	55	20	1	0	0	N
0	4	50	30	1	0	0	Y
0	4	50	40	1	0	0	Y
0	6	55	10	1	0	0	N
0	6	55	20	1	0	0	N
0	6	40	30	1	0	0	Y
50T@5m	6	50	40	1	0	0	Y
0	8	55	10	1	0	0	N
0	8	33	20	1	0	0	Y
50T@5m	8	40	30	1	0	0	Y
80T@4m	8	50	40	1	0	0	Y
0	10	55	10	2	5	2	N
0	10	33	20	2	5	1.5	Y
0	10	40	30	2	5	2.5	Y
50T@5m	10	50	40	2	5	1.5	Y
0	12	55	10	2	6	2	N
0	12	33	20	3	4	2.5	Y
0	12	40	30	3	4	2	Y
80T@4m	12	50	40	2	6	2	Y
0	14	55	10	2	7	2	N
0	14	33	20	4	3	2	Y
50T@2m	14	40	30	2	7	3.5	Y
80T@4m	14	50	40	2	5	1.5	Y
0	16	55	10	2	8	2	N
0	16	30	20	4	4	3	Y
80T@4m	16	40	30	2	4	2	Y
50T@1m	16	50	40	2	5	1.5	Y
0	18	55	10	2	9	2	N
0	18	30	20	6	4	4	Y

80T@2m	18	40	30	3	6	3	Y
50T@1m	18	50	40	3	6	2	Y
0	20	55	10	4	5	2	N
0	20	30	20	5	4	3.5	Y
80T@2m	20	40	30	5	5	2.5	Y
80T@1m	20	50	40	3	7	2	Y
0	25	55	10	5	5	2	N
80T@2m	25	30	20	8	4	4	Y
50T@1m, 2rows	25	40	30	4	6	3	Y
50T@1m 80T@1m	25	50	40	3	6	2	Y
0	30	55	10	6	5	2	N
50T@1m, 2rows	30	30	20	10	4	3	Y
50T@1m 80T@1m	30	40	30	6	5	2.5	Y
50T@1m, 3rows	30	50	40	5	6	2	Y
0	35	55	10	7	5	2	N
80T@1m, 2rows	35	30	20	9	4	3	Y
80T@1m, 3rows	35	40	30	5	6	2.5	Y
50T@1m, 2rows 80T@1m	35	50	40	4	6	2	Y
0	40	55	10	8	5	2	N
50T@1m, 5rows	40	30	20	10	5	4	Y
80T@1m, 3rows	40	40	30	5	6	3	Y
80T@1m, 4rows	40	50	40	6	5	1.5	Y
0	45	55	10	9	5	2	N
50T@1m, 7rows	45	30	20	11	5	4	Y
50T@1m, 6rows 80T@1m	45	40	30	9	5	2.5	Y
50T@1m, 2rows 80T@1m, 4rows	45	50	40	5	5	1.5	Y
0	50	55	10	10	5	2	N
80T@1m, 6rows	50	30	20	25	5	4	Y
50T@1m, 4rows 80T@1m, 4rows	50	40	30	10	7	3.5	Y
50T@1m, 11rows	50	55	40	7	6	3	Y
0	55	55	10	11	5	2	N

50T@1m, 12rows	55	30	20	14	5	4	Y
50T@1m, 12rows	55	40	30	11	5	2.5	Y
50T@1m, 12rows	55	50	40	7	6	2	Y
0	60	55	10	12	5	2	N
50T@1m, 15rows	60	30	20	15	5	4	Y
80T@1m, 8rows	60	40	30	7	8	4	Y
80T@1m, 8rows	60	50	40	7	6	2	Y



作者簡歷

姓名：郭文鳴

英文姓名：Wen-Ming Kuo

出生日期：民國 72 年 1 月 26 日

學歷：基隆市私立二信中學畢業（民國 84 年～87 年）

台北市立建國高級中學畢業（民國 87 年～90 年）

國立交通大學土木工程學系畢業（民國 90 年～94 年）

國立交通大學土木工程學系碩士班大地工程組畢業（民國 94 年
～96 年）

電子信箱：bigbird.cv94g@nctu.edu.tw

