

國立交通大學
土木工程研究所
碩士論文

滲出水淤積對掩埋場穩定及掩埋場
變形之影響

**The Effect of Leachate Accumulation on
Stability and Deformation of Solid
Waste Landfills**

研究生：李政輝

指導教授：單信瑜 博士

中華民國九十七年九月

滲出水淤積對掩埋場穩定及掩埋場變形之影響

**The Effect of Leachate Accumulation on Stability and
Deformation of Solid Waste Landfills**

研 究 生：李政輝

Student: Cheng-Hui Li

指 導 教 授：單信瑜 博士

Advisor: Hsin-Yu Shan

國 立 交 通 大 學

土 木 工 程 研 究 所

碩 士 論 文

A Thesis

Submitted to Institute of Civil Engineering

College of Engineering

National Chiao Tung University

in Partial Fulfillment of the Requirements

for the Degree of

Master of Science

in

Civil Engineering

August 2008

Hsinchu, Taiwan, Republic of China.

中華民國九十七年九月

滲出水淤積對掩埋場穩定及掩埋場變形之影響

學生：李政輝

指導教授：單信瑜 博士

國立交通大學土木工程研究所

摘要

台灣土地資源有限，人口密度又高，在人民自我意識高漲的今日，適當之垃圾衛生掩埋場用地實不易覓得及取得，地方政府所選之場址大多位於山坡地之河谷平原區、山窪、坡腳等處。掩埋場周邊的排水系統及內部的滲出水系統是否能正常營運往往會影響掩埋場之穩定性。在國內由於掩埋場的設計或施工不良造成滲出水系統在營運期間損壞無法使用，導致滲出水淤積在掩埋場內部。本研究以掩埋場底部弱面為研究重點，利用傳統二維極限平衡穩定分析，探討掩埋場滲出水淤積與形狀因子對掩埋場穩定安全係數之關係。另外，由於傳統極限平衡法無法考慮材料本身之變形性，故利用有限差分軟體分析掩埋場之變形，探討掩埋場形狀因子與掩埋場變形之關係。

本研究利用SLOPE/W軟體分析掩埋場之穩定性，首先使用SEEP2D軟體計算掩埋場內孔隙水壓值，利用各不同地下水位高度來模擬滲出水淤積在掩埋場內之情形。掩埋場變形則是利用FLAC軟體分析，而掩埋場穩定與掩埋場變形分析則針對以下掩埋場之設計因子：掩埋面高度(H)、掩埋面長度(L)、掩埋場底部邊坡角度(α)、掩埋完成面邊坡角度(β)、掩埋場台階寬度(B_I)進行一階與二階掩埋場參數變異性分析，而掩埋場穩定分析多了一項掩埋場底部界面摩擦角(δ)之參數變異。

掩埋場穩定分析結果顯示，當掩埋面高度(H)越高、掩埋面長度(L)越短、掩埋場底部邊坡角度(α)越小、底部界面摩擦角(δ)越小對於掩埋場內有地下水時，會大幅降低其掩埋場安全係數。掩埋場底部界面摩擦角對安全係數影響最大，當地下水位越高時，安全係數變化之幅度會越小。

掩埋場滲出水淤積對掩埋場變形之影響，滲出水淤積會增加一階掩埋場之水平位移量，而二階掩埋場則會降低體積壓應變量。在不考慮滲出水淤積情形下，一階掩埋場背靠邊坡角度(α)影響剪應變量最大。掩埋面高度(H)對於垂直向位移量與體積壓應變量影響最大。而掩埋面長度(L)則是對於體積張應變量影響最大。另外，二階掩埋場之體積壓應變、水平位移、垂直位移影響最大者為掩埋場背靠邊坡角度(α)。

此外值得關注的是，一階掩埋場安全係數隨著掩埋面長度(L)增加而遞增，但掩埋場之垂直位移量亦隨著掩埋面長度增加而遞增。而二階掩埋場安全係數隨著掩埋面長度(L)增加而遞增，但掩埋場之體積壓應變與位移量亦隨著掩埋面長度增加而增加。

關鍵詞：一般廢棄物、滲出水淤積、邊坡穩定、掩埋場變形

The Effect of Leachate Accumulation on Stability and Deformation of Solid Waste Landfills

Student : Cheng-Hui Li

Advisor : Hsin-Yu Shan

Institute of Civil Engineering
National Chiao Tung University

Abstract

Due to high population density in narrow coastal plains and the resistance of the public arisen from the not-in-my-backyard (NIMBY) attitude, a large portion of landfills in Taiwan are located in mountainous area. Current regulations on landfills do not require slope stability analysis while designing these landfills. In addition, the potential sliding of along the weak interfaces along the components of lining systems was not recognized. As a result, the potential risk of slope failure of these landfills is very high. On the other hand, the leachate collection and drainage systems in Taiwan's landfills were poorly designed and operated such that it is not uncommon to find large quantity of leachate accumulate above the lining system and increase the risk of slope failure.

The objective of this study is to evaluate the effect of leachate accumulation on the slope stability of municipal solid waste landfills in mountainous areas. Stability analyses on block failures through weak interface in the bottom lining system for typical landfills on slopes were performed while

taking the pore water pressure generated by leachate into account. The pore water distribution under assumed maximum accumulated leachate head was generated with the computer software SEEP2D and then incorporated into analyses by the slope stability software SLOLE/W. Furthermore, the deformation of the landfills was also computed by the software FLAC to study the relative criticality of landfill deformation to the overall landfill stability. In these analyses, parameters such as height, slope angle of the back, the slope angle of the waste body, the length of the base, the width of the berm, and also the interfacial friction angle were varied to investigate their effect on the factor of safety against slope failure and deformation.

The results of stability analysis show that leachate accumulation significantly reduces the factor of safety, especially when higher height of wastes, short length of waste body, lower slope angle of the back of the excavation, gentle slope of waste body and lower interfacial friction angle.

The results of deformation analysis show that leachate accumulation significantly increase horizontal displacement for one-stage landfill and reduce volumetric compression strain for two-stage landfill.

For one-stage landfills, the angle of the back of excavated slope has greatest effect on shear strain. On the other hand, the vertical displacement and volumetric compression strain was affected by the height most. For two-stage landfills, the angle of the back of excavated slope has the greatest effect on both the volumetric compression strain and the displacement.

In addition, while the factor of safety increase with the length (L) of landfill, the vertical displacement increase with length (L) for one-stage landfill.

Similarly, while the safety of factor increase as length (L) increases, the volumetric compression strain and displacement also increase with length(L) for two-stage landfill.

Keywords: Municipal solid waste, Leachate accumulation, Slope stability, Landfill deformation

誌謝

兩年的研究生涯轉眼間就過去，首先要感謝我的指導教授 單信瑜博士悉心教誨與知識上的啟發，在研究上不厭其煩的指導，得以讓我的論文能夠順利完成。除了研究之外，老師瀟灑的個性與處事的態度都很令人佩服。

在口試期間也特別感謝吳淵洵教授與賴俊仁教授對學生的不吝指教，並提供許多寶貴的意見，讓論文更加周全完備。

兩年的研究生活要感謝文俊學長與國維學長，以及大地組每個同學與彥森學弟在各方面的協助。

目錄

摘要.....	I
英文摘要.....	III
誌謝.....	VI
目錄.....	VII
表目錄.....	X
圖目錄.....	XIII
第一章 緒論.....	1
1.1 研究動機.....	1
1.2 研究目的.....	1
1.3 研究方法.....	2
第二章 文獻回顧.....	4
2.1 廢棄物掩埋場基本概念與設計原則.....	4
2.1.1 掩埋場的基本概念.....	4
2.1.2 掩埋場滲出水與收集系統.....	7
2.1.3 台灣廢棄物掩埋場概況.....	10
2.1.4 掩埋場的邊坡穩定.....	13
2.1.5 掩埋場的破壞案例.....	17
2.1.6 掩埋場滲出水淤積之情形.....	18
2.2 固體廢棄物及地工合成材材料工程參數.....	20
2.2.1 基本參數不確定因素.....	20
2.2.2 固體廢棄物單位重.....	22
2.2.3 固體廢棄物剪力強度參數.....	25
2.2.4 固體廢棄物彈性模數與柏松比.....	30

2.2.5 土工合成材界面剪力強度	31
2.2.6 固體廢棄物的透水性.....	33
2.2.7 軟岩材料參數	34
2.3 邊坡內部滲流之分析.....	37
2.3.1 有限元素方法之滲流分析	40
2.4 邊坡穩定分析	43
2.4.1 坡地型掩埋場邊坡穩定分析模式	43
2.4.2 極限平衡法	44
2.5 前人研究成果	47
2.5.1 各切片分析法之比較.....	48
2.5.2 掩埋場參數變異性穩定分析	49
第三章 研究方法	50
3.1 研究流程	50
3.2 SEEP2D 滲流分析	52
3.2.1 SEEP2D 程式簡介	52
3.2.2 程式操作與模擬方法.....	53
3.3 SLOPE/W 邊坡穩定分析.....	58
3.3.1 SLOPE/W 程式基礎理論及特性	58
3.3.2 邊坡穩定分析架構.....	60
3.3.3 程式主要運算功能及實務應用	61
3.3.4 程式執行步驟	62
3.3.5 廢棄物掩埋場邊坡穩定分析	64
3.4 FLAC 變形分析	70
3.4.1 FLAC 基本理論及特性.....	70
3.4.2 FLAC 變形分析架構.....	73

第四章 分析結果與討論.....	79
4.1 SEEP2D 掩埋場滲流分析.....	79
4.1.1 掩埋場廢棄物層滲流分析.....	79
4.2 SLOPE/W 邊坡穩定分析.....	82
4.2.1 一階掩埋場參數變異性分析結果.....	82
4.2.2 一階掩埋場參數變異性分析結果討論.....	93
4.2.3 二階掩埋場參數變異性分析結果.....	94
4.2.4 二階掩埋場參數變異性分析結果討論.....	104
4.3 FLAC 變形分析.....	106
4.3.1 一階掩埋場參數變異性分析結果.....	106
4.3.2 一階掩埋場參數變異之變形分析結果與討論.....	118
4.3.3 二階掩埋場參數變異性分析結果.....	119
4.3.4 二階掩埋場參數變異之變形分析結果與討論.....	137
第五章 結論與建議.....	139
參考文獻.....	143
附錄.....	148

表目錄

表 2-1 歷年垃圾產生量統計(公噸/年).....	11
表 2-2 美國環保署對於掩埋場穩定安全係數之規範.....	17
表 2-3 掩埋場破壞案例	18
表 2-4 各國廢棄物單位重	24
表 2-5 國內固體掩埋物之單位重.....	24
表 2-6 廢棄物剪力強度值	27
表 2-7 廢棄物剪力強度值	28
表 2-8 固體廢棄物彈性模數 E 與柏松比 ν	30
表 2-9 土工膜布與土壤介面剪力強度.....	33
表 2-10 城市固體廢棄物滲透係數資料整理	34
表 2-11 國際岩石力學學會單壓強度分級	35
表 2-12 國內文獻之軟岩材料參數表.....	35
表 2-13 各種切片方法之比較.....	46
表 3-1 一階廢棄物層滲流分析標準剖面尺寸	56
表 3-2 一階廢棄物層參數變異性範圍	57
表 3-3 二階廢棄物層滲流分析標準剖面尺寸	57
表 3-4 二階廢棄物層參數變異性範圍	58
表 3-5 一階掩埋場穩定分析標準剖面尺寸	65
表 3-6 一階掩埋場穩定分析材料參數.....	65
表 3-7 一階掩埋場各參數變異性範圍	67
表 3-8 二階掩埋場穩定分析標準剖面尺寸	68
表 3-9 二階掩埋場穩定分析材料參數.....	69

表 3-10 二階掩埋場各參數變異性範圍	69
表 3-11 一階掩埋場變形分析標準剖面尺寸	74
表 3-12 一階掩埋場變形分析材料參數	75
表 3-13 一階掩埋場各參數變異性範圍	76
表 3-14 二階掩埋場變形分析標準剖面尺寸	77
表 3-15 二階掩埋場變形分析材料參數	77
表 3-16 二階掩埋場各參數變異性範圍	78
表 4-1 一階界面滑動安全係數關係表(考慮掩埋面高度與滲出水)...	84
表 4-2 一階淺層破壞安全係數關係表(考慮掩埋面高度與滲出水)...	85
表 4-3 一階界面滑動安全係數關係表(考慮掩埋面長度與滲出水)...	87
表 4-4 一階淺層破壞安全係數關係表(考慮掩埋面長度與滲出水)...	87
表 4-5 一階界面滑動安全係數關係表(考慮背靠邊坡角度與滲出水)	
.....	89
表 4-6 一階界面滑動安全係數關係表(考慮掩埋完成面角度與滲出水)	
.....	90
表 4-7 一階淺層破壞安全係數關係表(考慮掩埋完成面角度與滲出水)	
.....	91
表 4-8 一階界面滑動安全係數關係表(考慮底部界面摩擦角與滲出水)	
.....	92
表 4-9 二階界面滑動安全係數關係表(考慮掩埋面高度與滲出水)...	96
表 4-10 二階淺層破壞安全係數關係表(考慮掩埋面高度與滲出水)...	96
表 4-11 二階界面滑動安全係數關係表(考慮掩埋面長度與滲出水)...	98
表 4-12 二階淺層破壞安全係數關係表(考慮掩埋面長度與滲出水)...	98
表 4-13 二階界面滑動安全係數關係表(考慮台階寬度與滲出水)...	100

表 4-14 二階界面滑動安全係數關係表(考慮背靠邊坡角度與滲出水)	101
表 4-15 二階界面滑動安全係數關係表(考慮掩完成埋面角度與滲出水)	102
表 4-16 二階淺層破壞安全係數關係表(考慮掩埋完成面角度與滲出水)	103
表 4-17 一階掩埋場滲出水淤積與變形分析結果	107
表 4-18 掩埋面高度參數變異之變形分析結果	109
表 4-19 掩埋面長度參數變異之變形分析結果	113
表 4-20 掩埋場背靠邊坡角度參數變異之變形分析結果	115
表 4-21 掩埋完成面邊坡角度參數變異之變形分析結果	117
表 4-22 二階掩埋場滲出水淤積與變形分析結果	120
表 4-23 掩埋面高度參數變異之變形分析結果	123
表 4-24 掩埋面長度參數變異之變形分析結果	127
表 4-25 掩埋場台階寬度參數變異之變形分析結果	129
表 4-26 掩埋場背靠邊坡角度參數變異之變形分析結果	132
表 4-27 掩埋完成面邊坡角度參數變異之變形分析結果	135

圖目錄

圖 1-1 研究流程	3
圖 2-1 滲出水收集管	9
圖 2-2 滲出水收集系統	10
圖 2-3 滲出水頭在襯墊層上方	19
圖 2-4 滲出水頭對安全係數影響	19
圖 2-5 局部的滲出水淤積	20
圖 2-6 滲出水返送造成超額孔隙水壓	20
圖 2-7 固體掩埋物單位重深度曲線	23
圖 2-8 一般固體廢棄物強度歸納	29
圖 2-9 固體廢棄物之剪力強度	29
圖 2-10 固體廢棄物之剪力強度	30
圖 2-11 Dupuit 方法求解自由水面示意圖	39
圖 2-12 Schaffernak 方法求解自由水面示意圖	40
圖 3-1 研究方法流程圖	52
圖 3-2 SEEP2D 程式分析流程圖	54
圖 3-3 孔隙水壓值分佈圖	55
圖 3-4 一階廢棄物層標準斷面	56
圖 3-5 二階廢棄物層標準斷面	58
圖 3-6 SLOPE/W 程式執行步驟圖	63
圖 3-7 安全係數等值線	64
圖 3-8 一階掩埋場基本剖面形狀因子定義	65
圖 3-9 破壞面通過弱面	68

圖 3-10 二階掩埋場基本剖面形狀因子定義	69
圖 3-11 FLAC 運算流程圖	73
圖 3-12 一階掩埋場基本剖面形狀因子定義	74
圖 3-13 二階掩埋場基本剖面形狀因子定義	77
圖 4-1 地下水位高度為 2 m 之孔隙水壓分佈圖	79
圖 4-2 地下水位高度為 5 m 之孔隙水壓分佈圖	80
圖 4-3 地下水位高度為 8 m 之孔隙水壓分佈圖	80
圖 4-4 地下水位高度為 10 m 之孔隙水壓分佈圖	80
圖 4-5 地下水位高度為 2 m 之孔隙水壓分佈圖	81
圖 4-6 地下水位高度為 5 m 之孔隙水壓分佈圖	81
圖 4-7 地下水位高度為 8 m 之孔隙水壓分佈圖	81
圖 4-8 地下水位高度為 10 m 之孔隙水壓分佈圖	82
圖 4-9 地下水位高度為 15 m 之孔隙水壓分佈圖	82
圖 4-10 一階掩埋場界面滑動安全係數與掩埋面高度關係圖	83
圖 4-11 安全係數與滲出水頭高度比關係圖(一階界面滑動破壞).....	85
圖 4-12 安全係數與滲出水頭高度比關係圖(一階淺層破壞)	85
圖 4-13 一階掩埋場界面滑動安全係數與掩埋面長度關係圖	86
圖 4-14 一階掩埋場界面滑動安全係數與掩埋場背靠邊坡角度關係圖	88
圖 4-15 一階掩埋場界面滑動安全係數與掩埋完成面邊坡角度關係圖	90
圖 4-16 一階掩埋場界面滑動安全係數與界面摩擦角關係圖	92
圖 4-17 二階掩埋場界面滑動安全係數與掩埋面高度關係圖	95
圖 4-18 安全係數與滲出水頭高度比關係圖(二階界面滑動破壞).....	96

圖 4-19 安全係數與滲出水頭高度比關係圖(二階淺層破壞)	97
圖 4-20 二階掩埋場界面滑動安全係數與掩埋面長度關係圖	98
圖 4-21 二階掩埋場界面滑動安全係數與台階寬度關係圖	99
圖 4-22 二階掩埋場界面滑動安全係數與背靠邊坡角度關係圖	101
圖 4-23 二階掩埋場界面滑動安全係數與掩埋完成面邊坡角度關係圖	102
圖 4-24 二階掩埋場界面滑動安全係數與底部界面摩擦角關係圖	104
圖 4-25 滲出水位高度為 2 m 之最大剪應變圖	107
圖 4-26 滲出水位高度為 10 m 之體積應變圖	107
圖 4-27 滲出水位高度為 10 m 之水平位移圖	107
圖 4-28 滲出水位高度為 10 m 之垂直最大位移	108
圖 4-29 滲出水位高度為 2 m 之位移向量圖	108
圖 4-30 掩埋面高度(H)為 10 m 之剪應變分佈圖	110
圖 4-31 掩埋面高度(H)為 10 m 之體積應變分佈圖	110
圖 4-32 掩埋面高度(H)為 30 m 之水平位移分佈圖	110
圖 4-33 掩埋面高度(H)為 10 m 之垂直位移分佈圖	111
圖 4-34 掩埋面高度(H)為 30 m 之垂直位移分佈圖	111
圖 4-35 掩埋面高度(H)為 30 m 之位移向量圖	111
圖 4-36 掩埋面長度(L)為 50 m 之剪應變分佈圖	113
圖 4-37 掩埋面長度(L)為 50 m 之體積應變分佈圖	113
圖 4-38 掩埋面長度(L)為 50 m 之水平方向位移分佈圖	113
圖 4-39 掩埋面長度(L)為 50 m 之垂直向位移分佈圖	114
圖 4-40 掩埋場背靠邊坡角度(α)為 60° 之剪應變分佈圖	115
圖 4-41 掩埋場背靠邊坡角度(α)為 60° 之體積應變分佈圖	115

圖 4-42 掩埋場背靠邊坡角度(α)為 60° 之水平位移分佈圖.....	115
圖 4-43 掩埋場背靠邊坡角度(α)為 30° 之垂直位移分佈圖.....	116
圖 4-44 掩埋完成面邊坡角度(β)為 21.8° 之剪應變分佈圖.....	117
圖 4-45 掩埋完成面邊坡角度(β)為 21.8° 之體積應變分佈圖.....	117
圖 4-46 掩埋完成面邊坡角度(β)為 21.8° 之水平位移分佈圖.....	117
圖 4-47 掩埋完成面邊坡角度(β)為 26.56° 之垂直位移分佈圖.....	118
圖 4-48 滲出水位高度為 8 m 之最大剪應變圖.....	120
圖 4-49 滲出水位高度為 8 m 之體積應變圖.....	121
圖 4-50 滲出水位高度為 8 m 之水平位移圖.....	121
圖 4-51 滲出水位高度為 2 m 之垂直位移圖.....	121
圖 4-52 滲出水位高度為 8 m 之垂直位移圖.....	122
圖 4-53 滲出水位高度為 8 m 之位移向量圖.....	122
圖 4-54 掩埋面高度(H)為 10 m 之剪應變分佈圖.....	124
圖 4-55 掩埋面高度(H)為 15 m 之剪應變分佈圖.....	124
圖 4-56 掩埋面高度(H)為 10 m 之體積應變分佈圖.....	124
圖 4-57 掩埋面高度(H)為 15 m 之體積應變分佈圖.....	125
圖 4-58 掩埋面高度(H)為 20 m 之體積應變分佈圖.....	125
圖 4-59 掩埋面高度(H)為 10 m 之水平位移分佈圖.....	125
圖 4-60 掩埋面高度(H)為 10 m 之垂直位移分佈圖.....	126
圖 4-61 掩埋面長度(L)為 50 m 之剪應變分佈圖.....	127
圖 4-62 掩埋面長度(L)為 30 m 之體積應變分佈圖.....	127
圖 4-63 掩埋面長度(L)為 50 m 之體積應變分佈圖.....	128
圖 4-64 掩埋面長度(L)為 50 m 之水平位移分佈圖.....	128
圖 4-65 掩埋面長度(L)為 50 m 之垂直位移分佈圖.....	128

圖 4-66 台階寬度(B_I)為 5 m 之剪應變分佈圖	130
圖 4-67 台階寬度(B_I)為 3 m 之體積應變分佈圖	130
圖 4-68 台階寬度(B_I)為 3 m 之水平位移分佈圖	130
圖 4-69 台階寬度(B_I)為 3 m 之垂直位移分佈圖	131
圖 4-70 掩埋場背靠邊坡角度(α)為 75° 之剪應變分佈圖	132
圖 4-71 掩埋場背靠邊坡角度(α)為 45° 之體積應變分佈圖	132
圖 4-72 掩埋場背靠邊坡角度(α)為 63.43° 之體積應變分佈圖	133
圖 4-73 掩埋場背靠邊坡角度(α)為 75° 之水平位移分佈圖	133
圖 4-74 掩埋場背靠邊坡角度(α)為 75° 之垂直位移分佈圖	133
圖 4-75 掩埋完成面邊坡角度(β)為 26.56° 之剪應變分佈圖	135
圖 4-76 掩埋完成面邊坡角度(β)為 26.56° 之體積應變分佈圖	135
圖 4-77 掩埋完成面邊坡角度(β)為 45° 之體積應變分佈圖	136
圖 4-78 掩埋完成面邊坡角度(β)為 26.56° 之水平位移分佈圖	136
圖 4-79 掩埋完成面邊坡角度(β)為 45° 之水平位移分佈圖	136
圖 4-80 掩埋完成面邊坡角度(β)為 45° 之垂直位移分佈圖	137
圖 4-81 掩埋完成面邊坡角度(β)為 26.56° 之位移向量圖	137
圖 A-1 輸入網格密度	148
圖 A-2 建立 2D-MESH 分佈圖層	149
圖 A-3 選用模式設定	149
圖 A-4 邊界條件設定	150
圖 A-5 材料參數輸入	153
圖 A-6 孔隙水壓輸入方式	153
圖 A-7 切片分析方法	154
圖 A-8 破壞面搜尋方式	154

圖 A-9 一階標準斷面分析結果($h=10$ m)	155
圖 A-10 二階標準斷面分析結果($h=15$ m)	155

第一章 緒論

1.1 研究動機

台灣土地資源有限，人口密度又高，在人民自我意識高漲的今日，適當之垃圾衛生掩埋場用地實不易覓得及取得，地方政府所選之場址大多位於山坡地之河谷平原區、山窪、坡腳等處。雖然台灣的廢棄物處理逐漸以焚化取代掩埋，然而無論是不可燃的廢棄物、焚化灰渣、或者是離焚化場運距較遠的鄉鎮，仍將繼續以掩埋為其主要的處理方式。而台灣有許多掩埋場在設計時，並未進行嚴密的邊坡穩定分析，營運期間也並未考量到穩定性的問題。

掩埋場排水方面，滲出水系統是否能正常營運往往會影響掩埋場之穩定性，但在國內由於許多工程因素的影響（例如：設計不良、施工不當、維護不佳等等）有些掩埋場滲出水收集系統在營運時就已損壞無法使用，導致滲出水淤積在掩埋場內部。另外，掩埋場內淤積了過量的滲出水會降低其安全係數，由國外的破壞案例(Qian and Koerner, 2005)可以得知，有襯砌層之掩埋場幾乎都是由襯砌層所發生之滑動破壞。故滲出水淤積對於掩埋場之穩定性有潛在的影響。

1.2 研究目的

本論文研究以掩埋場底部弱面為研究重點，利用傳統二維極限平

衡穩定分析，探討掩埋場滲出水淤積與形狀因子對掩埋場穩定安全係數之關係。滲出水淤積則利用有限元素來分析其掩埋場內之孔隙水壓值。

由於傳統極限平衡法無法考慮材料本身之變形性，又必須先假設可能發生之破壞面，故利用有限差分軟體分析掩埋場之變形性，主要研究重點在於掩埋場形狀因子與掩埋場變形之關係，並且了解掩埋場可能發生之破壞面位置與位移情形。

1.3 研究方法

本研究利用SLOPE/W軟體來分析掩埋場之穩定性，首先使用SEEP2D軟體計算掩埋場內孔隙水壓值，利用各不同地下水位高度模擬滲出水淤積在掩埋場內之情形。邊坡穩定分析則針對以下掩埋場之穩定設計因子：掩埋面高度(H)、掩埋面長度(L)、掩埋場底部邊坡角度(α)、掩埋完成面邊坡角度(β)、掩埋場台階寬度(B_1)、掩埋場底部界面摩擦角(δ)進行一階、二階掩埋場參數變異性分析。分析方法則採用Spencer法與Morgenstern-Price法分析，最後進行分析結果與討論。

掩埋場變形分析則採用FLAC軟體分析，主要也是針對以下設計因子：掩埋面坡高(H)、掩埋場底部長度(L)、掩埋場底部邊坡角度(α)、掩埋完成面邊坡角度(β)、掩埋場台階寬度(B_1)進行一階、二階掩埋場參數變異性分析，力學性質選用大應變模式，最後探討掩埋場變形情

形，提出結果分析討論與建議。研究流程步驟如圖 1-1 所示：

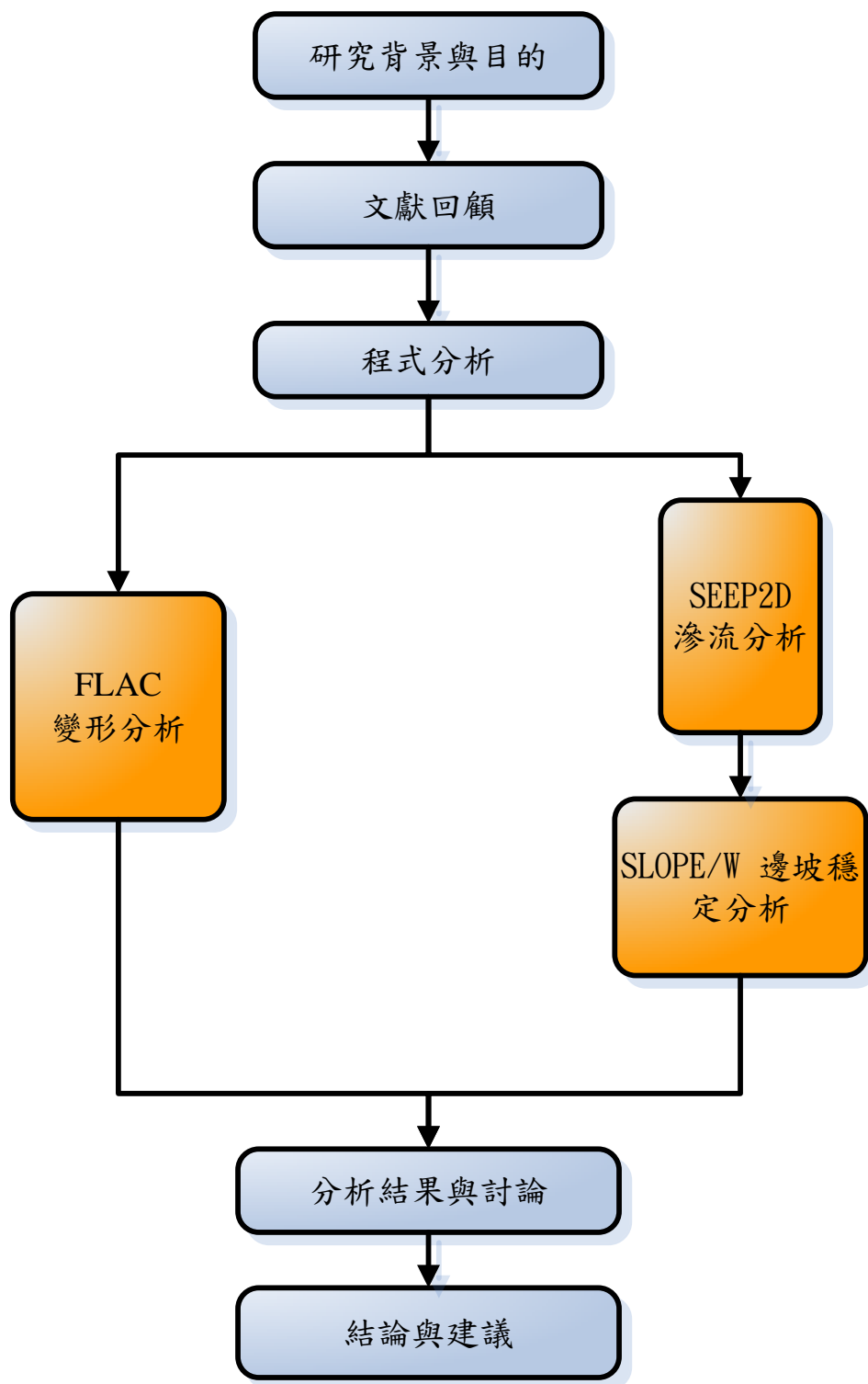


圖 1-1 研究流程

第二章 文獻回顧

2.1 廢棄物掩埋場基本概念與設計原則

2.1.1 掩埋場的基本概念

廢棄物之掩埋處理係多元垃圾處理體系中所必備之設施，廢棄物掩埋場除了可接受生垃圾以外，尚可容納焚化爐之灰燼、一般事業廢棄物及資源回收後之殘餘物。台灣地區於1985年以前，大部分廢棄物（生垃圾）即採掩埋法處理，然而早期掩埋方式多採河灘地傾棄或山谷傾棄，較少注意污染防治措施，因此直接或間接污染了地面水體或地下水體。

台灣廢棄物清理法(環保署，2006)所定義的廢棄物包括一般廢棄物及事業廢棄物(有害事業廢棄物、一般事業廢棄物)。目前，廢棄物掩埋方法在各開發國家應用非常廣泛，例如英國在1978年~1979年佔廢棄物處置量的89%，前西德1979年佔62%，日本是以追求廢物能源化為目標的國家，但填埋處置量在1979年仍佔52%，在美國，每年填埋處置的廢棄物占80% 美國聯邦環保局(USEPA)和很多州都已經詳細制定了關於掩埋場的選址、設計、施工、運行、水氣監測、環境美化、封閉性監測以及30年內維護的有關法規。目前，工業開發國家在設計掩埋場時，多採用多重屏障的觀念，利用天然和人工屏障，盡

量使所處置的廢棄物與生態環境相隔離。不但注意滲出水的末端處理，更強調首端控制，力求減少滲出水產生量，提高廢棄物的穩定性和掩埋場的長期安全性，盡量降低掩埋場操作和封閉後的費用(錢學德等人，2000)。

廢棄物處理過程包括貯存、收集、清運、中間處理及最終處置等。在處理過程中，原則上儘可能將其中有價物質回收再利用，難以再利用者其可燃物可藉焚化、熱解、堆肥等化學及生化處理技術回收熱能、燃料及有機肥等。至於不能再利用者或焚化殘渣，則依一定之準則安全衛生地處置之，稱為「最終處置」。目前國內比較常見之廢棄物最終處置設施為處理生垃圾之標準廢棄物掩埋場，焚化灰渣掩埋場大多併入焚化廠工程一起考慮

掩埋場設計可分為三個部份，包括襯砌系統(Liner System)、滲出水收集系統(Leachate Collection System) 及覆蓋系統(Cover System)。底部襯砌系統的功能為阻止滲出水外滲並收集處理，覆蓋層系統的主要功能為控制地表逕流、避免地表水入滲、阻止廢氣散逸與植生美化。

掩埋場設計之原則，最重要者為保護地下水不受污染。為達此目的，最直接的辦法是使用阻水材料，使廢棄物滲出水不會滲漏。除非考慮現地有厚層的低導水度土壤，否則鋪設土工膜布等人造不透水材

料是最簡便的方式。雖然以往各國因工程觀念不同，所以所規範的掩埋場阻水設施差異頗大，但目前先進國家在掩埋場的設計上，都有一致的傾向採用地工膜布與夯實黏土(Compacted Clay Liner, CCL)或地工皂土毯(Geosynthetic Clay Liner, GCL)做為複合阻水層。然而，根據地域自然條件的不同有些地區有優越的自然條件，並不一定仰賴人造的材料，例如法國較傾向於採用夯實黏土阻水層；美國的威斯康辛州的掩埋場也長期仰賴夯實黏土阻水層(單信瑜，1999)。

歐美國家在廢棄物掩埋設計方面較國內先進，且相關規定也較為仔細與嚴謹，國內在規範參考上大多是參照美國規範為主。另外，日本一般廢棄物掩埋場的整體設施與我國的相仿，且因其掩埋場多位於山坡地，故其掩埋場之整體配置可供作台灣的參考。所以下面將介紹我國掩埋場相關規範與襯砌系統概況。

目前台灣的有害事業廢棄物掩埋場規範亦已修定訂為相仿之系統。此系統由底而上可分下列數層：

1. 次要阻水層(Secondary Liner)：由地工膜布與夯實黏土共同組成之複合阻水層。基於有效空間和效能上的考慮，夯實黏土層可用地工皂土毯代替。地工皂土毯僅 0.6-1.0 cm 厚，導水度(Hydraulic Conductivity, k)極小，阻水效果常遠較夯實黏土佳，目前已被歐美各國廣泛使用(單信瑜，1995)。
2. 滲出水偵測排除系統(Leachate Detection and Removal System,

LDRS)：土工複合物(Geocomposite)，由土工流網(Geonet)與土工不織布(Nonwoven Geotextile)組成。

3. 主要阻水層(Primary Liner)：土工膜布。
4. 滲出水收集排除系統(Leachate Collection and Removal System, LCRS)：為 30 cm 厚之顆粒性土壤如礫石與粗砂構成，其導水度 k 求之輸水率(Transmissivity)在 $30 \text{ cm}^2/\text{sec}$ 以上，使阻水層上水頭不會超過 30 cm。
5. 土工織物分隔層：分隔覆土並過濾滲出水，使集排水層不致被細粒料堵塞。
6. 覆土：保護其下之系統不被機具及工作人員意外破壞，其上即堆置廢棄物。

在覆蓋系統方面，自 1993 年起必須符合新的要求，亦即覆蓋系統的透水性(Permeability)必須小於或等於底部的阻水層之透水性或小於 $1 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ 中較小者。入滲層(Infiltration Layer，包括各覆蓋系統構件)厚度至少需 18 in(45 cm)以上，同時必須有厚度至少 6 in (15 cm)的土壤防止沖蝕層以提供植物生長來減緩沖蝕防止覆蓋系統崩解(40 CFR Part 258 Subpart F)。

2.1.2 掩埋場滲出水與收集系統

掩埋場滲出水可由降雨或廢棄物本身所產生，也可由廢棄物擠壓作用而產生。影響滲出水量的因素有以下幾點(Bagchi, 1990)：

1. 降雨量：降雨落在掩埋場會明顯地影響滲出水量，降雨量主要由

地理位置決定。

2. 地表水入侵：掩埋場基礎建在地表水以下，地表水入侵掩埋場增加了滲出水量。
3. 遮蔽條件：廢棄物由於自重作用受擠壓時所排出的水會增加滲出水量。非飽和之廢棄物繼續吸收水直到飽和，因此乾燥的廢棄物將會減少滲出水的形成。
4. 覆蓋層設計：滲出水量在掩埋場封閉和最終覆蓋後將顯著減少。主要為兩個原因，生長於覆蓋層表層上的植物由於蒸發作用顯著減少土層中的水份以及低滲透性黏土減少了滲透作用。
5. 氣候影響滲出水的產生速率：乾燥氣候下滲出水的產生速率可能會很低，甚至為零。但濕潤氣候下滲出水產生速率可能相當高。滲出水收集系統包括滲出水排水層、收集槽、多孔收集管(如圖2-1所示)、收集池、提升管、泵以及滲出水貯存池。

阻水系統通常會配置滲出水收集系統(如圖2-2所示)，以將滲出水收集到配置的污水處理廠進行處理，當達到放流水標準後排放。若阻水系統不能達成其目標時，垃圾的滲出水會有機會滲漏到地下含水層，並隨著地下水的流動擴散到大的區域。所以在廢棄物掩埋場設置之初，應建立地下水監測系統來確保地下水不要受到污染，並且可以在地下水受滲出水污染之前，提供早期的警告。它也可以在受污染區

域進行整治時，用以評估整治的效果，亦即污染物濃度變化與範圍。

滲出水收集系統主要是在收集掩埋場中之廢棄物滲出之污水、以及生物分解作用或雨水、地面水與地下水滲入掩埋層而滲出之污水。國內掩埋場滲出水收集系統大部分是以樹枝狀分佈之收集系統，而在排水設計上一般採用重力排水方式，讓污水藉由重力自然流自排水設施中加以收集，集中後則再送往下游處之污水處理廠處理。但在國內由於許多工程因素的影響（例如：設計不良、施工不當、維護不佳等等）有些掩埋場滲出水收集系統在營運時就已損壞無法使用。而造成滲出水系統堵塞之原因為以下三項(Reinhart, 2002)：

1. 滲出水在流動過程中顆粒所造成之堵塞。
2. 廢棄物經過生化反應後會產生膠凝物質所造成之堵塞。
3. 滲出水收集管損壞或坡度改變。

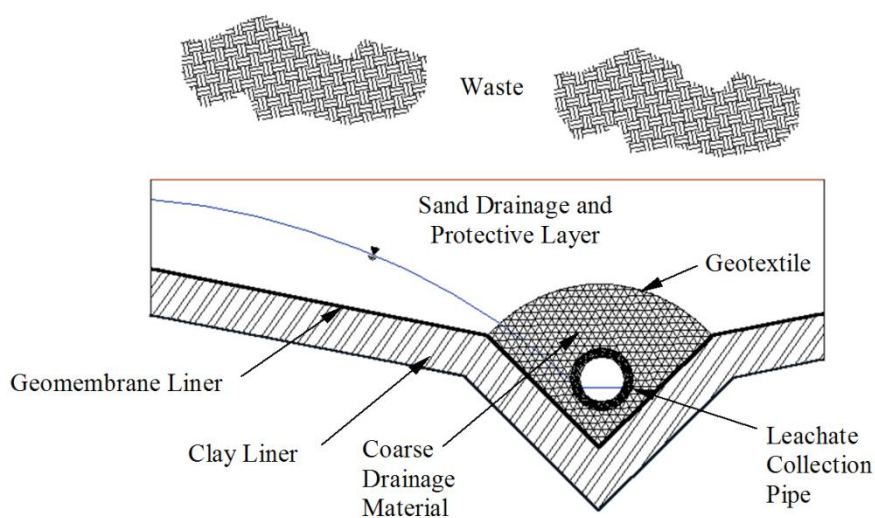


圖 2-1 滲出水收集管(Reinhart, 2002)

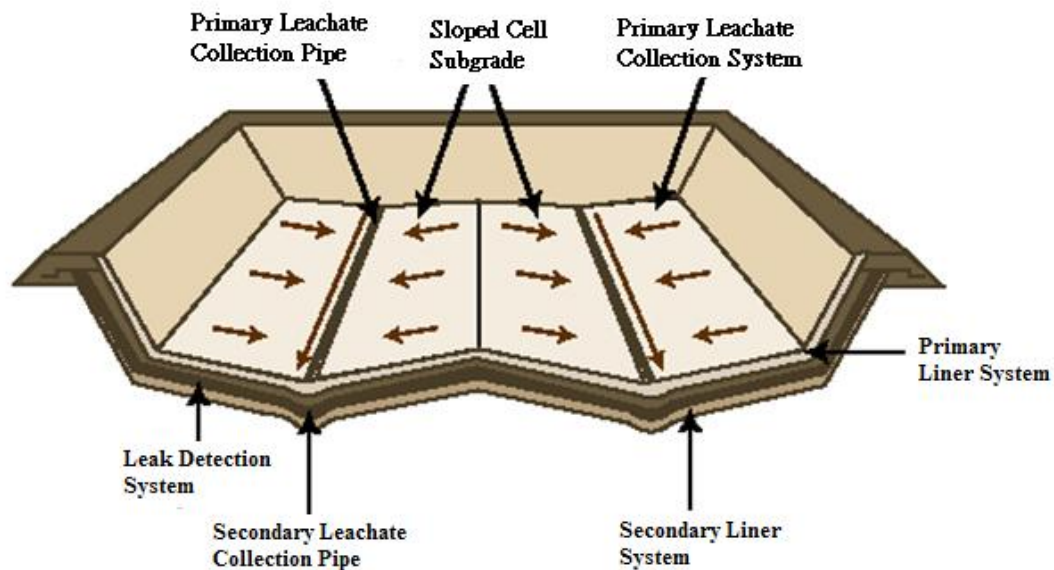


圖 2-2 滲出水收集系統(Reinhart, 2002)

2.1.3 台灣廢棄物掩埋場概況

台灣地區全國平均每人每日垃圾清運量，由民國78年0.863 公斤逐年增至民國86年1.143公斤，民國87年開始下降至民國94年(1至10月平均)0.677公斤。垃圾處理方式已漸由「掩埋」轉採「焚化」為主，至民國94年1至10月焚化處理佔垃圾清運量的比率為78.15%；掩埋處理佔21.75%。全國垃圾妥善處理率由民國78 年60.17%，提昇至民國94年(1至10月平均)99.47%。同時期垃圾資源回收率29%，其中整體資源回收率為22.64%、廚餘回收再利用率為5.99%、巨大垃圾回收再利用率0.38%。有關歷年垃圾產生量統計如表2-1 所示。

台灣地區垃圾處理在民國 73 年以前大多為任意棄置，遂於民國 74 年至民國 91 年中央政府陸續訂定 6 年「都市垃圾處理方案」及 12

年「垃圾處理計畫」，協助地方政府完成興建廢棄物掩埋場 584 處，目前仍在營運有 205 處，總投資達 521 億元，佔各垃圾妥善處理方式之 34.8%(行政院環保署，2003)。

表2-1 歷年垃圾產生量統計(公噸/年)(環保署，2006)

年別	垃圾產生量(公噸 / 年)						垃圾回收再利用及處理比率(%)						垃圾重要指標		
	總計	垃圾清運量	垃圾回收量				垃圾清運量之處理方式比率		垃圾回收率				平均每人每日垃圾產生量	平均每人每日垃圾清運量	垃圾妥善處理率
			小計	整體資源回收量	廚餘回收再利用率	巨大回收再利用率	焚化率	掩埋率	小計	整體資源回收率	廚餘回收再利用率	巨大垃圾回收再利用率			
78	6,258,655	6,258,655					1.36	88.98					0.863	0.863	60.170
79	6,844,846	6,844,846					1.14	88.04					0.963	0.963	60.930
80	7,239,045	7,239,045					0.40	93.01					1.000	1.000	60.200
81	8,001,236	8,001,236					3.19	90.44					1.087	1.087	66.870
82	8,217,318	8,217,318					3.03	91.76					1.101	1.101	64.980
83	8,492,821	8,492,821					4.86	89.88					1.121	1.121	70.510
84	8,707,696	8,707,696					14.94	79.24					1.138	1.138	65.120
85	8,736,420	8,736,420					15.62	79.15					1.135	1.135	70.870
86	8,880,775	8,880,775					19.05	75.06					1.143	1.143	76.970
87	9,434,697	8,880,487	554,210	554,210			19.61	75.30	5.87	5.87			1.206	1.135	83.670
88	9,190,862	8,565,699	625,163	625,163			23.59	72.66	6.80	6.80			1.161	1.082	87.390
89	8,729,501	7,875,511	853,990	853,990			41.01	57.38	9.78	9.78			1.092	0.982	90.600
90	8,334,407	7,277,054	1,057,353	1,057,353			51.35	47.44	12.69	12.69			1.031	0.900	93.700
91	7,984,837	6,743,000	1,241,837	1,241,837			64.01	35.00	15.55	15.55			0.982	0.829	96.330
92	7,708,019	6,160,260	1,547,759	1,379,158	168,601		69.90	29.73	20.08	17.89	2.19		0.941	0.752	98.170
93	7,714,958	5,862,890	1,852,068	1,552,804	299,264		73.47	26.23	24.01	20.13	3.88		0.943	0.708	98.950
94 (1-10)	6,580,689	4,672,074	1,908,615	1,489,876	393,907	24,832	78.15	21.75	29.00	22.64	5.99	0.38	0.953	0.677	99.470
95	7,738,531	5,032,672	2,107,037	1,508,215	570,176	28,646	53.81	11.00	34.97	27.23	7.37	0.37	0.605	*	99.770

在焚化廠興建計畫的推動與生垃圾不進掩埋場之政策下，台灣地區未來垃圾處理問題將面臨如何處理垃圾焚化所產生之灰渣，並再生利用，以減少掩埋所需土地面積。有鑒於此，台灣地區垃圾處理後續發展以「持續垃圾掩埋場體檢及輔導改善」、「垃圾焚化廠及飛灰穩定化設施查核輔導」、「推動焚化底渣再利用」及「推動飛灰熔融技術」等四個方向為具體執行方式。(惠元環境資源股份有限公司，2007)

截至民國94 年底，營運中的廢棄物掩埋場共計175 處(行政院環保署，2007)，位於山坡地之掩埋場約53 場。台灣地區山坡地掩埋場所面臨的問題有下列幾項(單信瑜，1999)：

1. 地形：掩埋場多位於山坡地與山谷，在設計與施工上都有其困難處。
2. 工程品質：設計與施工品質不良。
3. 工程制度：受限於掩埋區設施一次發包施工完成的制度。
4. 營運管理制度：掩埋場缺乏適當的人力營運管理，且未按掩埋計畫作業。
5. 法規：國內之廢棄物掩埋場相關法規不完善，且亦無適當之官方技術文件可供參考。

2.1.4 掩埋場的邊坡穩定

陳榮河及陳國賢（2002）針對廢棄物掩埋場可能之破壞模式及分析方法，完整歸納區分為五大類：

1. 廢棄物內部之破壞

破壞面發生於填築之廢棄物內部，主要因素為廢棄物剪力強度不足所產生之破壞模式，常發生於廢棄物填築邊坡高度較高（超高）、坡角過大（過陡）、廢棄物夯實不足或不當堆置之狀況下。此類破壞之穩定分析可採用傳統圓弧破壞穩定分析方法，如Bishop、Janbu……等模式分析。

2. 邊坡及基礎土壤之整體破壞

破壞面由上方垃圾層開始，穿過垃圾場底層之阻水襯墊層，一般多為土工膜布或土工皂土毯……等，再延伸至下方基礎土壤。此類型之破壞模式，主要因為基礎下方土壤剪力強度不足而發生剪力破壞，導致承载力不足，使上層之垃圾邊坡同時誘發破壞。通常較易發生於下方存在軟弱土層之情況，尤其是軟弱黏土層。其破壞面通常呈圓弧形，可用傳統式圓弧破壞穩定分析法來進行分析，惟需考量垃圾場底部襯墊層（土工合成材料）之張力強度所提供之抵抗力。

3. 襯墊層界面之滑動破壞

主要破壞面發生於垃圾場底部襯墊層系統之內外部界面，因交界

面之剪力強度不足，致上方垃圾塊體沿此界面產生滑動破壞，常發生於掩埋場邊坡較陡時，而襯墊系統界面強度較低之情況。此類破壞之穩定分析可用塊體平衡進行分析評估。

4. 襯墊層之拉出或斷裂破壞

掩埋場於營運期間，因填埋垃圾與襯墊層界面之摩擦力所產生之向下牽引拉力，超過襯墊系統與下方土壤間之摩擦力及襯墊層之錨定力或張力時，發生襯墊層被拉出或斷裂之破壞，使垃圾發生向下滑移。此類型之破壞多發生於襯墊層之錨定力或張力強度不足時，其分析方法可採用Koerner（1994）塊體平衡分析法，進行分析與評估。

5. 覆蓋層之破壞

此類破壞包括頂部覆土因與下方覆蓋襯墊層間之剪力強度不足，而導致覆土向下滑動破壞、及覆蓋襯墊層內部界面間之剪力強度不足，致部份襯墊層系統發生向下滑動之破壞。此類破壞之分析法亦可採用Koerner（1994）塊體平衡分析法，進行分析與評估。

根據我國一般廢棄物回收清除處理辦法（環保署，2007）第三十條第二款規定，掩埋場終止使用時，應覆蓋厚度50公分以上之砂質、泥質黏土、皂土或具相同阻水功能之地工材料組合等阻水材料，覆蓋砂石者，並予以壓實。壓實後，平坦面坡度為1%以上，斜面坡度為30%以下，並應綠化植被。

根據環保署2003年委託研究單位訪視29個復育掩埋場(行政院環保署, 2003)的結果顯示,「邊坡穩定性不足」名列掩埋場問題的榜首。針對這一類掩埋場的穩定問題,國內的主管機關曾提出以下建議:

1. 掩埋場在平地應不高於50公尺,在丘陵則可酌量提高。當掩埋場高度愈高,其坡度則應求其平緩。
2. 掩埋場外緣坡度基本上應不小於3H:1V。祇有當掩埋場需要堆積更高時,方予酌情放緩坡度。
3. 當坡面愈趨於上方時,坡度可酌增陡峻,當坡面愈趨於下方時,坡度則勢須放緩。
4. 掩埋場高度每增加8~10公尺時,則須加設最少為4公尺寬的平台階面一座。階面內側須有排水溝設置。

另一方面,亦有國內專家提出在目前存在的掩埋場中下述的垃圾邊坡範圍已被觀察為穩定邊坡(陳榮河, 1997):

1. 事業廢棄物: 4H:1V ($\approx 14.0^\circ$)到3H:1V($\approx 18.4^\circ$)
2. 包含40%固體的污泥式廢棄物: 7H:1V($\approx 8.1^\circ$)到6H:1V ($\approx 9.5^\circ$)
3. 飛灰沈積物: 7H:1V ($\approx 8.1^\circ$)到6H:1V($\approx 9.5^\circ$)
4. 砂質廢棄物和飛灰: 4H:1V ($\approx 14.0^\circ$)到3H:1V ($\approx 18.4^\circ$)

國外學者Koerner and Soong(2000)透過案例分析,針對十個大型

掩埋場破壞案例，探討邊坡破壞機制。進行2-D及3-D邊坡穩定分析；2-D分析，使用GEOSLOPE程式並採用Simplified Bishop、Simplified Janbu進行求解；3-D分析，使用CLARA程式，採用相同的切片法分析，同時比較2-D及3-D之安全係數。在有襯墊層的掩埋場當中，考慮邊坡滑動啟動機制時，其形狀因子($WF = FS_{3-D}/FS_{2-D}$)介於1.15~ 1.43之間；不考慮時，形狀因子介於1.10~1.33之間。分析結果顯示所有之邊坡引發機制，皆與內部滲出水之累積有關。破壞之誘發作用尚包括邊坡過度填築(填築高度超過設計值)、地震、降雨、坡趾開挖或沖蝕等。

對照美國環保署的掩埋場設計要求(USEPA,1994)(表2-2所示)，「掩埋場的覆蓋系統必須在25年頻率暴雨24小時逕流與入滲狀態下保持穩定。坡度較5H:1V($\approx 11.3^\circ$)陡者應該設置排水層。並應利用試驗求出覆蓋系統中的各個構件之間在乾燥與飽和狀態下的摩擦角，以其最低之摩擦角作為邊坡之最大坡度。」國內的掩埋場最終覆蓋系統規範並未要求排水層的設置，且並未對於邊坡角度有明確的指引。這對於颱風季節雨量集中、且最終掩埋面頗為陡峭的台灣掩埋場來說，其穩定性較難以確保。

表2-2美國環保署對於掩埋場穩定安全係數之規範(USEPA, 1994)

類別	安全係數	
	土壤或廢棄物強度參數可靠度高者	土壤或廢棄物強度參數可靠度高者
崩塌後對生命無立即危害	>1.25	>1.5
崩塌後對環境無重大影響	>1.2	>1.3
崩塌後對生命產生立即危害	>1.5	>2.0或更高
崩塌後對環境產生重大影響	>1.3	>1.7或更高

2.1.5 掩埋場的破壞案例

Qian and Koerner (2005), 蒐集了世界各地十四個大型掩埋場的破壞案例如(表2-3), 其中掩埋場可分為有設置襯砌層和無設置襯砌層。主要分為兩種典型的破壞模式即圓弧滑動及平面滑動, 有時亦會有複合型邊坡破壞。破壞類型以平面滑動居多, 有設置襯砌層的掩埋場, 則全部屬於沿著襯砌層界面之滑動破壞。有設置襯砌層掩埋場造成安全係數較低的原因, 主要是廢棄物層內累積了過量的滲出水或襯砌層的界面過於濕潤, 而造成之滑動破壞。

表2- 3掩埋場破壞案例(Qian and Koerner, 2005)

Case History	Type of failure	Reason for low initial FS-value	Triggering mechanism
U-3	Translational	Leachate buildup within waste mass	Excessive buildup of leachate level due to ponding
U-4	Translational		Excessive buildup of leachate level due to ice formation
L-4	Translational		Excessive buildup of leachate level due to liquid waste
L-5	Translational		Excessive buildup of leachate level due to leachate injection
L-6	Translational		Excessive buildup of leachate level due to closed outlet valve
L-7	Translational		Excessive buildup of leachate level due to leachate injection
U-7	Single Rotational		Excessive buildup of leachate level due to heavy rains
L-1	Translational	Wet clay beneath geomembrane, i.e., GM/CCL composite	Excessive wetness of the GM/CCL interface
L-2	Translational		Excessive wetness of the GM/CCL interface
L-3	Translational		Excessive wetness of the bentonite in an unreinforced GCL
U-1	Single Rotational	Wet foundation or soft backfill soil	Rapid rise in leachate level within the waste mass
U-2	Multiple Rotational		Foundation soil excavation exposing soft clay
U-5	Single Rotational		Excessive buildup of perched leachate level on clay liner
U-6	Single Rotational		Progressively weaker foundation soils

2.1.6 掩埋場滲出水淤積之情形

Koerner and Soong(2000)將掩埋場滲出水淤積可能發生的情形

如(圖2-3至2-6所示)：

1. 掩埋場中過量的滲出水返送或滲出水排水不良，造成這些原因可能是滲出水系統堵塞或收集管被壓碎，故襯砌層上方的水頭高度會漸漸增加，如圖2-3所示。由圖2-4可以看出滲出水之水頭高度越高時，掩埋場安全係數會越低。由此可見，滲出水之水頭高度足以影響掩埋場之穩定性。

2. 由於廢棄物均質性不高，廢棄物層中有些滲透性較低之物質會降低其滲透性，而日積月累下有可能造成滲出水之路徑被阻斷，最後在掩埋場可能有多處位置會發生淤積的情形。如圖2-5所示。
3. 滲出水系統在返送時會在廢棄物層中產生超額孔隙水壓，累積一段時間後會導致有效應力與剪力強度降低，如圖2-6所示。

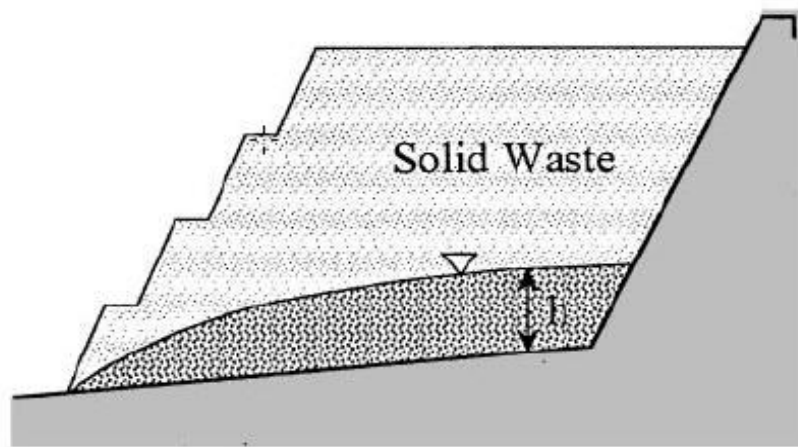


圖 2-3 滲出水頭在襯墊層上方(Koerner and Soong, 2000)

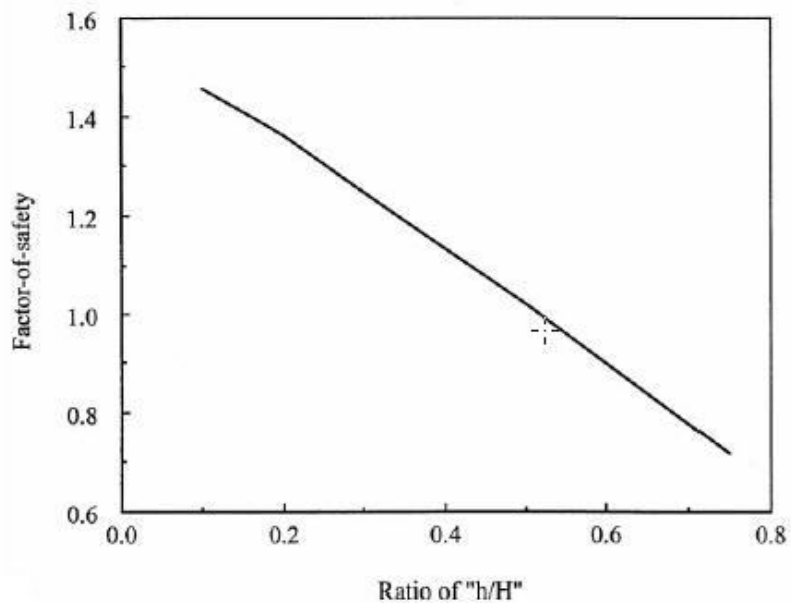


圖 2-4 滲出水頭對安全係數影響(Koerner and Soong, 2000)

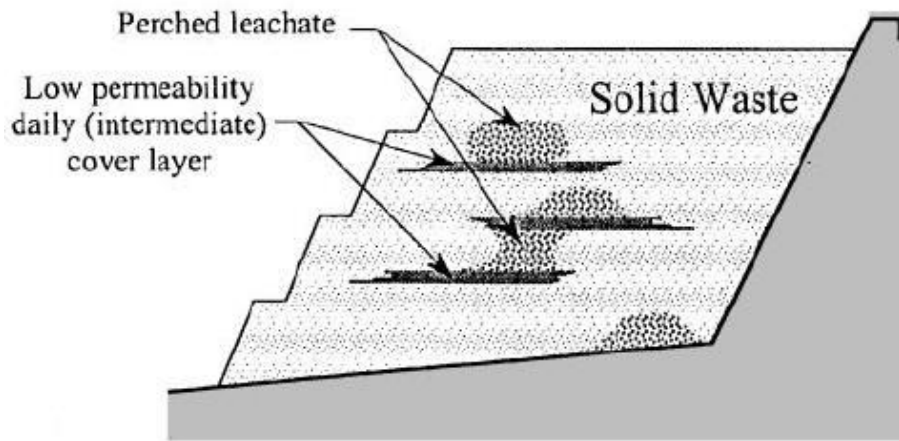


圖 2-5 局部的滲出水淤積(Koerner and Soong, 2000)

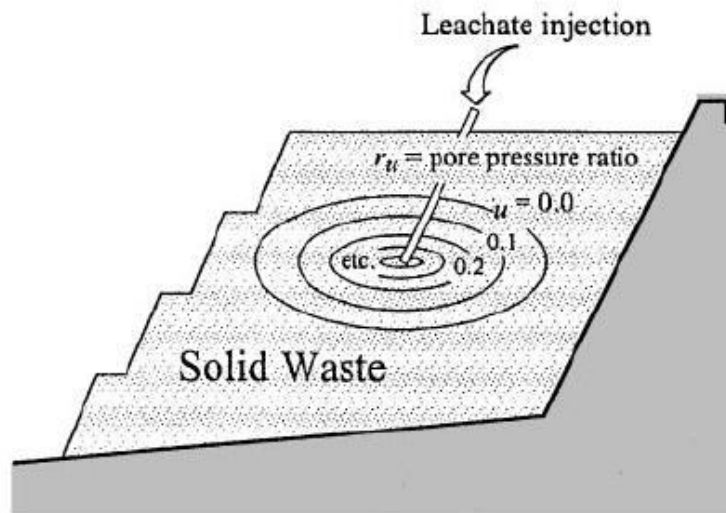


圖 2-6 滲出水返送造成超額孔隙水壓(Koerner and Soong, 2000)

2.2 固體廢棄物及土工合成材材料工程參數

2.2.1 基本參數不確定因素

在垃圾邊坡穩定分析中，須具備廢棄物之基本參數，即合理之剪力強度參數(單位重(γ)、凝聚力(c)、摩擦角(ϕ))，以及土工材料之界面

強度，但因垃圾本身具有極大不確定性，致以傳統土壤力學方法進行評估分析，所得之分析結果，實難另人完全信任與採納，而主要之不確定因素如下(范佐憲，2007):

1. 許多有機性廢棄物，在掩埋的短短幾年，便開始發生化學反應，起初為好氧性分解，爾後經覆蓋土層後，形成厭氧性分解，分解過程中排出甲烷及水，將影響試驗之準確性。
2. 掩埋場中腐敗性廢棄物會隨時間不斷腐化，廢棄物剪力強度具變化性，導致採樣時間之控制度，不易掌握具代表性採樣時間。
3. 一般廢棄物掩埋場具高度不均質性，其中含有大型固體廢棄物，在一般採樣下(採樣試體較小)，所得試驗結果，將無法足以代表整體之廢棄物性質。
4. 在實驗室進行廢棄物壓實，有其困難度。
5. 除特殊性分類之掩埋場(如灰渣掩埋場、固化物掩埋場)，可得較為代表性之均質土質參數外，一般分析均假設廢棄物層為均質均向，實際上有某種程度上之差異性。
6. 不均質之廢棄物，造成極為差異之孔隙比，影響廢棄物單位重(γ) ……等土壤性質。
7. 一般掩埋場在進行封閉復育階段，皆會採取植被做為綠美化之手段，有效之植被亦能提昇邊坡穩定，而植被種類之選擇，亦影響

復育後之邊坡穩定度，在穩定分析時，並未能有模擬之參考數據，加以納入考量。

8. 近年在資源回收觀念之倡導下，掩埋場堆置廢棄物之組成明顯改變，新舊廢棄物之改變，即使使用國外經驗參數或本土建置之廢棄物參數，仍值得商榷。

2.2.2 固體廢棄物單位重

廢棄物單位重受廢棄物層本身物理組成、掩埋時間、掩埋方式、掩埋年代、化學分解速率、堆置時壓密程度、排水狀況及沉陷因素等影響，產生相當大的變化。且由於掩埋物取樣困難，因此不易求得。廢棄物經掩埋壓實後單位重依壓實程度不同約在 $4\sim 9\text{ kN/m}^3$ ($0.4\sim 0.9\text{ t/m}^3$)間，但年代較久之廢棄物層經生物分解及壓密沉陷後單位重可高達 $9\sim 10\text{ kN/m}^3$ ($1.0\sim 1.1\text{ t/m}^3$) (錢學德等人，2000)。

一般固體廢棄物的單位重可以透過多種方法量測，室外試驗方面如大尺寸盒量測、試坑量測、 γ 射線量測、垃圾垂直方向應力量測及計算掩埋場的體積及進場的垃圾重量計算求得等方法；室內試驗如有用重模的大或小試體計算、分別計算垃圾成份的單位重以及百分比加權求得 (錢學德等人，2000)。

Kavazanjian et al. (1995)等整理相關文獻並由大型開挖結果，提

出圖2-7之單位重深度曲線(實線)，其結果顯示表面之掩埋物之單位重為 6.5 kN/m^3 並隨著深度增加而呈線性增加，至30 m 深度其單位重為 11.5 kN/m^3 ，至此深度以下呈曲線變化，50 m 以下約為定值 12.5 kN/m^3 ，常見之掩埋物平均單位重約為 $8.5\sim 10.0 \text{ kN/m}^3$ ，若無現場量測資料，可利用此曲線配合表面開挖加以推估。Dixon and Jones (2005) 搜集各國文獻，整理出不同國家廢棄物的單位重，依照各種不同的夯實程度與方法，如表2-4所示。

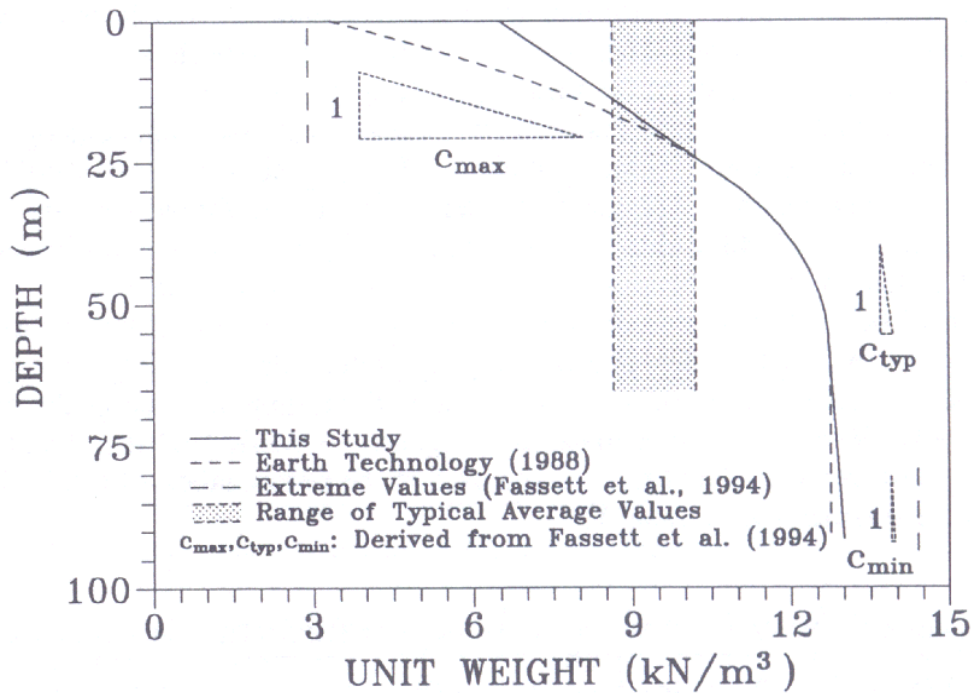


圖 2-7 固體掩埋物單位重深度曲線(Kavazanjian et al., 1995)

表2-4各國廢棄物單位重 (Dixon and Jones, 2004)

國家	單位重 (kN/m ³)	備註	文獻
英國	5.98	使用 21 噸的夯鎚，離地 2 m	Watts and Charles (1990)
	8.04	使用 21 噸的夯鎚，離地 0.6 m	
比利時	5.00~10.01	不同的夯實程度	Manassero et al. (1996)
法國	6.97	地表的新鮮一般廢棄物	Gourc ea al. (2001)
美國	5.98~6.97	新掩埋的一般廢棄物	Kavazanjian(2001)
	14.03~20.01	高度降解	

國內文獻方面，整理如表2-5 所示。台大環工所(1985)調查台北市廢棄物平均單位重約為2.6 kN/m³，經掩埋壓密後，估計約為5.6 kN/m³。另外，鄭介眉(2004)，針對台北縣八里下罟子掩埋場進行取樣調查結果，得到單位重為6.9~9.8 kN/m³；范佐憲(2007)針對湖口、竹南掩埋場進行取樣調查，得到單位重分別為5.0、6.4 kN/m³。

表2-5 國內固體掩埋物之單位重

掩埋場位置	單位重(kN/m ³)	備註	文獻來源
竹南掩埋場	6.4	現場取樣	范佐憲(2007)
湖口掩埋場	5.0	現場取樣	范佐憲(2007)
八里下罟子掩埋場	6.9~9.8	-	鄭介眉(2004)
八里三期掩埋場	9.8	規劃設計值	鄭介眉(2004)
西青掩埋場	4.9~6.9	-	鄭介眉(2004)
內湖掩埋場	6.3	規劃設計值	陳榮河(1990)
福德坑掩	8.1	規劃設計值	陳榮河(1990)
山豬窟掩埋場	8.3	規劃設計值	鄭介眉(2004)
台北市廢棄物	2.6	不夯實	台大環工所(1985)
台北市廢棄物	5.8	掩埋夯實後	

2.2.3 固體廢棄物剪力強度參數

相較於一般土壤材料，固體廢棄物成份複雜、形狀差異極大，以及長期掩埋後物理及化學變化的影響，強度將隨時間而變化，因此甚難取得具代表性之試體進行試驗。

估算廢棄物的強度參數一般利用室內大型直剪試驗(Landva and Clark, 1990)、現地大型直剪試驗、三軸試驗(Singh and Murphy, 1990)、反算分析(Singh and Murphy, 1990)等方法推估。

表 2-6、表 2-7 為國外一些學者以上述方法求得之剪力強度值。Landva and Clark (1990)將不同時間同一地點及粉碎後的廢棄物進行室內大型直剪試驗，結果顯示其內摩擦角約在 24° ~ 42° 之間，這些材料也存在 0~23 kPa 的內聚力。游中揚 (1998) 整理前人數據後指出，國外於掩埋場現地以標準貫入試驗及現場載重破壞性試驗等試驗結果顯示，垃圾之摩擦角(ϕ)與凝聚力(c)大致呈反比關係，其摩擦角約在 12° ~ 26° 之間，凝聚力約在 44.1~1.9 kPa 間。

Singh and Murphy (1990)根據室內及現場試驗以及通過反算得到的強度資料，分別以 c 及 ϕ 值為縱軸及橫軸繪於圖 2-8 中，發現垃圾強度在本質上的極大差異性，但仍歸納出此值的範圍大致分布在圖中的陰影區內。

Kavazajian et al. (1995) 依依據平鈹載重試驗反算分析、實驗室與現地大型直剪試驗，配合已知穩定之現地掩埋場反算分析結果，提出了一條折線形的強度包絡線，如圖 2-9 所示，當正向應力低於 30.0 kPa 時，取內聚力為 24.0 kPa，摩擦角為 0° ；當正向應力大於 30.0 kPa 時則取內聚力為 0 kPa，摩擦角 33° 。

Eid et al. (2000)則綜合大型直剪結果及已發生破壞之現地掩埋場反算分析結果，建議固體廢棄物之強度可取內聚力 25.0 kPa 及摩擦角 35° ，如圖 2-10 所示。然而 Kavazajian et al. (2001)針對 Eid et al. (2000)所收集的強度資料特別指出，當正向應力超過 150.0 kPa 後，摩擦角有明顯降低的現象，因此固體的廢棄物不適合以單一線性來描述。

Mitchell and Mitchell (1992)觀察到，當掩埋場挖一直立壁面的深溝，其溝仍然能保持長期的穩定，雖然此時的內聚力有可能是廢棄物顆粒的交疊互鎖作用造成，顯示廢棄物的“內聚力”是一個重要的特性不可忽略。

陳榮河 (2002)彙整國內外文獻，提出摩擦角與凝聚力相對關係式 $c(\text{kPa}) = -2.35\phi(^{\circ}) + 81 \pm 17$ 另外，鄭介眉(2004)，針對台北縣八里下罟子掩埋場進行取樣進行室內直剪試驗，求得 $c = 10.3 \text{ kPa}$ ， $\phi = 38.9^\circ$ ；范佐憲(2007)針對新竹縣湖口、竹南掩埋場進行現場大型直剪試驗，分別求得 $c = 33.55 \text{ kPa}$ ， $\phi = 32.07^\circ$ ， $c = 34.9 \text{ kPa}$ ， $\phi = 37.9^\circ$ 。

表2-6 廢棄物剪力強度值

文獻來源	摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)	內聚力 c (kPa)	備註
Fang et al.(1977)	15 $^{\circ}$ ~25 $^{\circ}$	70.6	室內進行夯實垃圾之強度試驗
Oweis et al.(1985)	20 $^{\circ}$	19.6~24.5	由現地推算 (垃圾在軟弱至中等軟弱之黏土層)
STS(1985)	30 $^{\circ}$ ~35 $^{\circ}$	9.8~24.5	由壓力計試驗
Dvinoff and Munion(1986)	不排水剪力強度 $C_u=38.3$ kPa		由一破壞實例推算
三宅宏文 (1981)	32.2 $^{\circ}$	44.1	日本實際量測之資料
陳榮河 (2002)	摩擦角 ϕ 與內聚力 c 相對關係式 c (kPa) = $[-2.3\phi+81] \pm 17$		彙整國內外文獻
游中揚 (1998)	12 $^{\circ}$ ~26 $^{\circ}$	44.1~1.962	彙整國內外文獻
鄭介眉 (2004)	38.9 $^{\circ}$	10.3	依現地採樣資料分析

表2-7 廢棄物剪力強度值(Sadek and Manasseh, 2005)

剪力強度參數		文獻來源	剪力強度參數		文獻來源
c(kPa)	ψ (°)		c(kPa)	ϕ (°)	
Direct Shear (LAB)			Back analysis		
19	42	Landva & Clark (1986)	29	22	Pagotto & Rimoldi(1987)
19	38		78	1	Singh & Murphy(1990)
10	33.6		80	8.5	
16	33	60	15		
19	39	57	3		
22	24	40	13		
35	0	0	35		
70	20	0	38		
65	3	35	14		
0	38	20	20		
0	42	18	20		
15	31	27	19.5		
0	39	Singh & Murphy (1990)	Misc.		
0	53		0	35	Martin & Genthe(1993)
0	41	Golder Assoc. (1993)	10	25	Cowland(1993)
5	40	Del Greco & Oggeri (1993)	10	17	Jessberger et al. (1994)
40	39		15	35	Singh & Murphy(1990)
5	20		23.5	20	
24	22		0	35	Kolsh et al.(1993)
10	25		6	23	
70	20		8	30	
23.5	22		11	32	
7	42	Jessberger et al.(1994)	10	23	Fasset et al. (1994)
28	26.5		10	32	
27.5	20	Gabr & Valero (1995)	7	38	Jessberger et al.(1994)
0	39		0	30	
10.5	31	Jones et al.(1997)	0	40	
50	35	Pelkey(1997)	15	15	Kolsh (1995)
0	26		18	22	
43	31	Kavazanjian et al(1999)	5	25	Jones et al.(1997)
24	18	Mazzucato et al.(1999)	0-50	35	Eid et al.(2000)
Field testing			Triaxial tests(LAB)		
80	1	Singh & Murphy(1990)			Gabr & Valero(1995) (c_u, ϕ_v) (c', ϕ')
100	1		100	0	
10	18	Richardson & Reynolds (1991)	40	0	
10	43		16.8	34	
10	30	Whitiam et al.(1995)			
22	18.2	Thomas et al.(2003)			

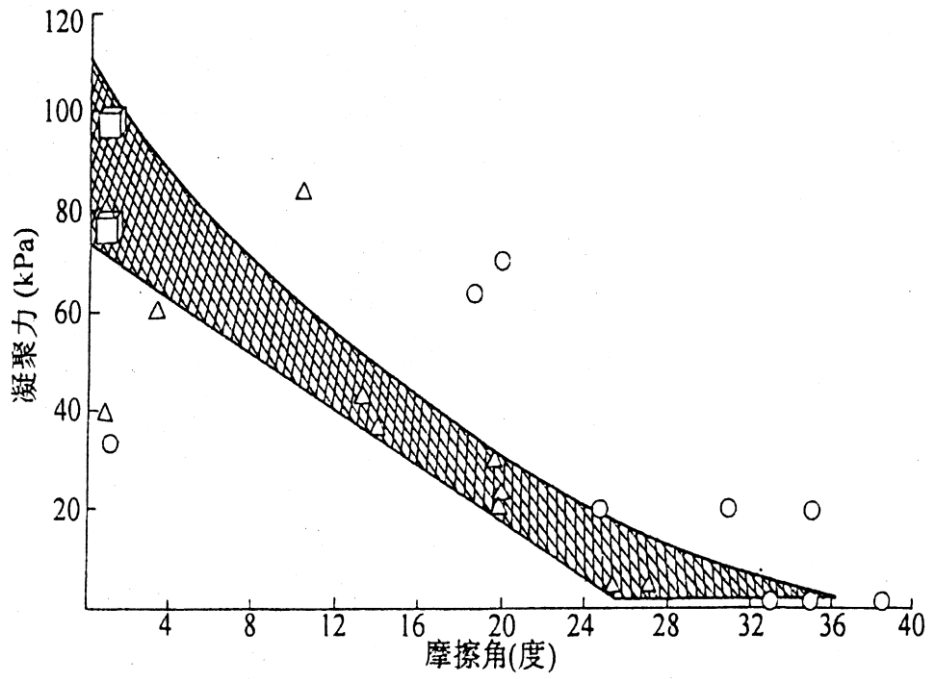


圖 2-8 一般固體廢棄物強度歸納 (Singh and Murphy, 1990)

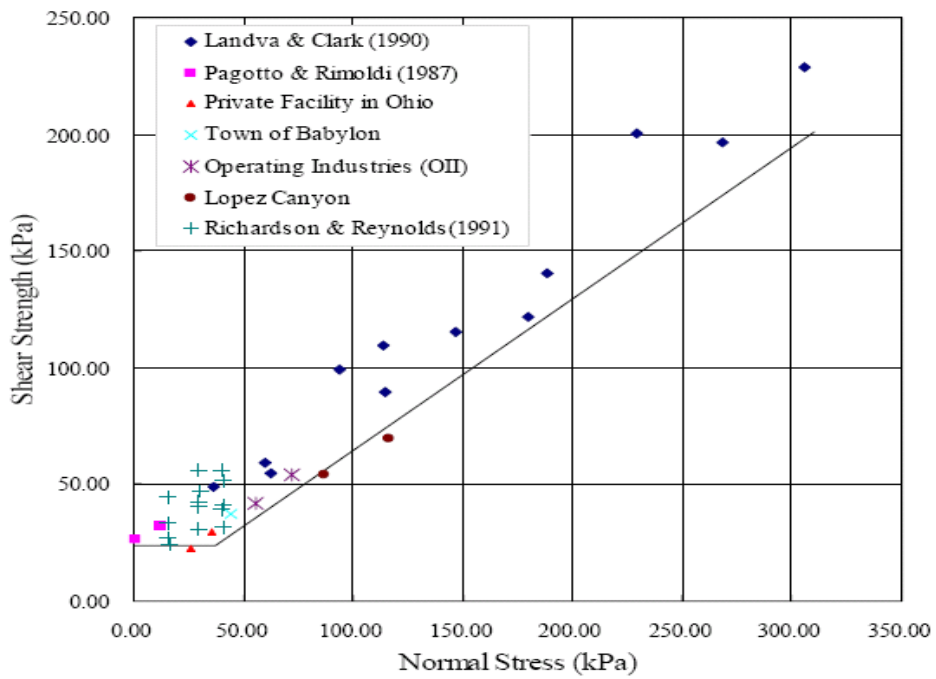


圖 2-9 固體廢棄物之剪力強度 (Kavazanjian et al., 1995)

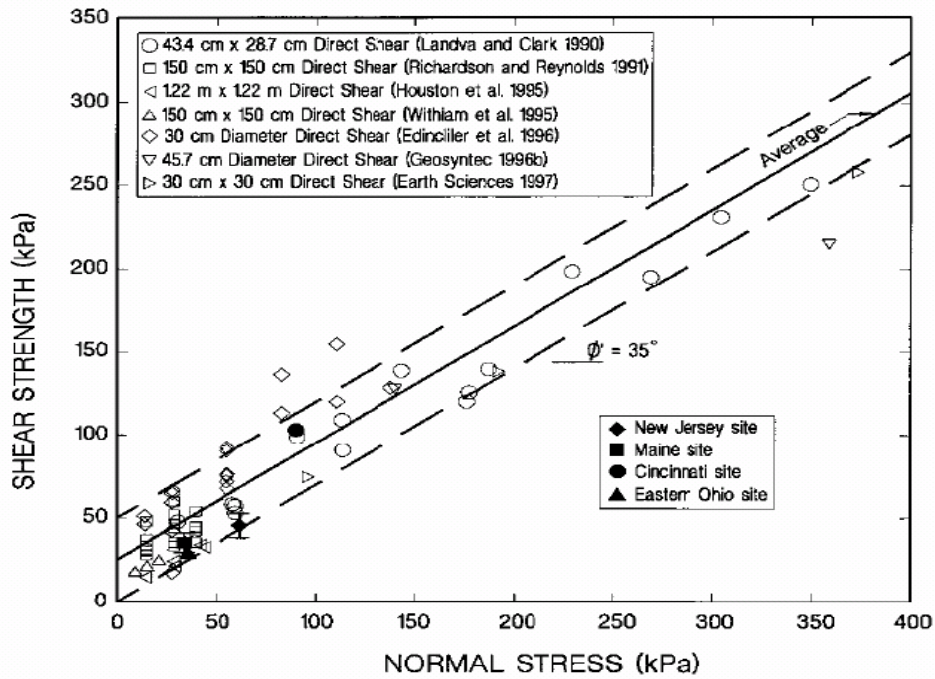


圖 2-10 固體廢棄物之剪力強度 (Eid et al., 2000)

2.2.4 固體廢棄物彈性模數與柏松比

表2-8為國外學者所求得廢棄物彈性模數 E 與柏松比 ν ，其中Moore和Pedler(1997)是由現地試驗所推求得，Dean等人(1995)則是實驗室求得。

表2-8 固體廢棄物彈性模數 E 與柏松比 ν

資料來源	E (kpa)	ν	備註
Carvalho(1999)	265×10^3	0.25	室內試驗
Dean et al (1995)	40~55	-	室內試驗
Manassero et al (1997)	8×10^3	0.20	-
Moore and Peller (1997)	50~700	-	現地試驗
Wall and Zeiss (1995)	43~52	-	室內試驗

2.2.5 土工合成材界面剪力強度

土工膜布通常用來分隔廢棄物與地下水，防止潛在的地下水污染，具有施工迅速、不須嚴格控制含水量及夯實度、不易因伸縮產生裂縫等優點，在現代掩埋場中已大量被使用。

土工膜布與土壤介面剪力強度參數隨著土工膜布表面處理方式不同而差異極大，對具平滑表面之土工膜布(Smooth geomembrane)，其典型靜態摩擦角約為 8° ，而織物類(Textured)土工膜布其典型靜態摩擦角可達到 25° 。它們與覆土間的界面作用力，在台灣的山坡地掩埋場更是重要的技術指標，因此土工止水系統的介面參數選用是非常關鍵的，通常台灣是以光滑的高密度聚乙烯 (Smooth HDPE) 為阻水襯砌。

Mitchell et al. (1990)之研究指出介面靜態視摩擦角受材質本身、接觸介面性質與介面濕潤度影響，而 Kavazanjian et al. (1991)與 Yegian and Lahlaf (1992)利用震動台與離心機研究土工膜布與土壤介面其動態與靜態視摩擦角差異，發現其差異有限，因此可利用靜態試驗值進行擬靜態分析。對於複合式襯墊層中夯實黏土與土工膜布介面摩擦角，其值受黏土夯實時水分與介面濕潤度影響極大，摩擦角分布可從 6° 至 30° ，實務上多利用此界面為滑動面時之反算值代表。另外夯實黏土襯墊層其剪力強度介於 44~83 kPa (Augello et al.1995)。

根據 Ellithy and Gabr (2000)的研究，平滑面之土工膜布與粘土間的尖峰剪力強度，在飽合時， $c_p = 6\sim 11$ kPa， $\phi_p = 2.2^\circ\sim 8.2^\circ$ ；未飽合時， $c_p = 3\sim 15$ kPa， $\phi_p = 4.8^\circ\sim 19^\circ$ 。粗糙面之土工膜布與粘土間的尖峰剪力強度，在飽合時， $c_p = 6\sim 10$ kPa， $\phi_p = 3.2^\circ\sim 14.5^\circ$ ；未飽合時， $c_p = 17\sim 27$ kPa， $\phi_p = 5.7^\circ\sim 24.5^\circ$ 。

根據 Martin et al. (1984)的研究，HDPE 土工膜布與砂之間的摩擦角約 18° ，PVC 土工膜布與砂之間的摩擦角約 23° 。HDPE 土工膜布與土工織物之間的摩擦角約 $6^\circ\sim 11^\circ$ ，PVC 土工膜布與土工織物之間的摩擦角約 $11^\circ\sim 24^\circ$ 。其他的研究數據顯示，砂和光面土工膜布的摩擦角大約在 $17^\circ\sim 25^\circ$ 之間(Koerner,1994; Orman, 1994; Stamatopoulos and Kotzias, 1996; Day, 1998; Liu et al., 1998; Stamatopoulos, 1998; Luellen et al., 1999)。織布和糙面土工膜布的尖峰摩擦角則在 $19^\circ\sim 27^\circ$ 之間，殘餘摩擦角在 $17^\circ\sim 24^\circ$ 之間(Luellen et al., 1999)。

另外，國內學者劉家男 (2004)，整理國外學者的試驗結果(根據 ASTM D5321)，求得各種土壤與光滑面高密度聚氯乙烯之土工膜布間的尖峰剪力強度如表2-9所示。

Mithell and Mithell (1992)進行各種界面之直接剪力試驗及拉出試驗，試驗結果顯示界面之尖峰摩擦角一般高於殘餘摩擦角約 $1\sim 2^\circ$ ，而達到尖峰剪力強度之應變值一般僅為 $3\sim 4\%$ ，故考量在施工及廢棄物掩埋期間，界面之應變量應已超過此值，建議在穩定分析及設計中，界面剪力強度皆採殘餘值。

表2-9 土工膜布與土壤介面剪力強度（劉家男，2004）

Geosynthetics	Soil	Test Condition	σ_n (kPa)	Shear Rate (mm/min)	ϕ_p	c_p (kpa)	Reference
Sm HDPE	Sand	Hydrated	20-60	0.0025-0.25	26-28	0	Koutsourais et al.(1991)
Sm HDPE	Sand	Saturated	14-100	0.127	17-18	0	Martin et al.(1984)
Sm HDPE	Sand	Saturated	5-25	0.3	19-27	0.6-0.7	Williams and Houlihan(1987)
Sm HDPE	Sapelite	Saturated	5-25	0.3	21	0.4	Williams and Houlihan(1987)
Sm HDPE	Clay	Saturated	5-25	0.3	25	1	Williams and Houlihan(1987)
Sm HDPE	Sand	Drain	-	-	18	0	Mitchell et al.(1992)
Sm HDPE	Clay	Compacted	-	-	15	-	Mitchell et al.(1992)

2.2.6 固體廢棄物的透水性

固體廢棄物的滲透係數可利用現場滲出水抽水試驗，大尺寸試坑滲漏試驗或實驗室大直徑試樣的滲透試驗求得。

利用美國密西根州一個進行中的掩埋場三年現場實測資料。Qian(1994)推算出主要滲出水收集系統中降雨量和滲出水產生之體積隨時間的變化關係，廢棄物的滲透係數可由滲流移動時間，水力梯度及廢棄物之厚度求得，其值約為 $9.2 \times 10^{-4} \sim 1.1 \times 10^{-3}$ cm/s。

表 2-10 綜合城市固體廢棄物滲透係數的試驗資料，從中可以看出，城市固體廢棄物的平均滲透係數約為 10^{-3} cm/s。

表2-10城市固體廢棄物滲透係數資料整理(錢學德等人，2000)

資料來源	單位重(kN/m ³)	滲透係數 cm/s	測定方法
Fungaroli 等 (1979)	1.1~4.1	$1 \times 10^{-3} \sim 2 \times 10^{-2}$	粉狀垃圾，滲透儀測定
Schroder 等 (1984)	-	2×10^{-4}	由各種資料綜合
Oweis 等 (1980)	6.4 (估計)	10^{-3}	由現場試驗資料估算
Landva 等 (1990)	10.0~14.4	$1 \times 10^{-3} \sim 4 \times 10^{-2}$	試坑
Oweis 等 (1990)	6.4	1×10^{-3}	抽水試驗
Oweis 等 (1990)	9.4~14.1 (估計)	1.5×10^{-4}	變水頭現場試驗
Oweis 等 (1990)	6.3~9.4 (估計)	1.1×10^{-3}	試坑
Qian(1994)	-	$9.2 \times 10^{-4} \sim 1.1 \times 10^{-3}$	由現場試驗資料估算

2.2.7 軟岩材料參數

台灣許多山坡地以岩層居多，而軟岩之材料性質大致介於土壤與硬岩之間，土壤、軟岩及硬岩之性質大致為連續性的變化，但是在定量上並沒有明確的分界，如粗略地以材料之單軸壓縮強度來區分，軟岩的單軸壓縮強度約為數 kg/cm² 以上至 200 kg/cm² 以下，特別是指單軸壓縮強度在 100 kg/cm² 以下者。軟岩由於其顆粒間膠結不良且孔隙較大，因此具有強度低及變形性大的工程特性，其力學性質隨含水量而變化，一般而言軟岩之抗風化能力差，開挖解壓或反覆乾濕所造成之風化及消散(slaking)，易使其材料性質發生急速劣化。

軟岩依成因可分為沉積軟岩、風化軟岩及火山軟岩三類，台灣地區沉積軟岩主要分布於西部麓山殆及海岸山脈，包括更新世及第三紀之沉積岩層，岩性主要為砂岩、粉砂岩、頁岩及泥岩等；風化軟岩為硬岩風化過程之中間產物，受母岩性質、岩覆厚度、節理分布及環境因素所控制，因此其分布範圍變異性較大；而火山軟岩主要分布於大屯山區，第四紀火山活動噴出之碎屑，岩性主要為凝灰岩及凝灰角礫岩。

表 2-11 為國際岩石力學學會單壓強度分級(ISRM, 1981), 表 2-12 為國內文獻軟岩材料參數表(張吉佐等人, 1998)。

表2- 11 國際岩石力學學會單壓強度分級(ISRM, 1981)

強度分級	編號	單壓強度 (kg/cm ²)
極弱岩(Extremely Weak Rock)	R ₀	2.5~10
甚弱岩(Very Weak Rock)	R ₁	10~50
弱岩(Weak Rock)	R ₂	50~250
中強岩(Medium Strong Rock)	R ₃	250~500
強岩(Strong Rock)	R ₄	500~1000
甚強岩(Very Strong Rock)	R ₅	1000~2500
極強岩(Extremely Strong Rock)	R ₆	2500 以上

表2- 12 國內文獻之軟岩材料參數表(張吉佐等人, 1998)

地區	岩性描述	試驗參數		
		γ_t (t/m ³)	ω_n (%)	q_u (kg/cm ²)
大屯山分區	凝灰角礫岩	2.19~2.25	9.6~12.9	5.5~35.9
	粉砂岩	2.25	11.2	10~17
	砂岩	2.13~2.36	9.8~14.2	1.7~15.9
	泥岩	2.16~2.38	5.3~18.9	1.9~16
	凝灰岩	2.16	13.5	70.3
苗栗丘嶺分區	砂岩	1.88~2.26	2.2~21.6	0.2~26.9
	泥岩	1.9~2.21	3.8~23.9	0.3~34.5
八卦山分區	砂岩	1.82~2.00	9.0~14.4	-
	泥岩	1.91~2.15	8.5~28.6	1.2~9.7
嘉義分區	砂岩	1.83~2.19	6.8~24.8	1.0~25.4
	泥岩	1.81~2.23	8.9~24	0.9~31.2
	砂泥岩互層	1.84~2.14	16.3~25.3	-
南化分區	均質粉砂岩	2.57~2.62	1.05~3.06	85~269.9
	紋層狀粉砂岩	2.57~2.63	1.09~4.27	105~559
	層狀細砂岩夾	2.51	1.1~2.0	168~559
	薄層粉砂岩			

以下為學者Dobereiner and De Freitas (1986)對軟弱砂岩的工程性質歸納有：

1. 軟砂岩單壓強度越高，其變形模數越高。
2. 單壓試驗中，應力-應變關係均呈非線性，且在應力很低之狀況下，體積即會開始膨脹。
3. 在不排水試驗中，試體之孔隙水壓隨圍壓的增加而增加然後減少，且假設孔隙水壓在試體體積膨脹時減少。
4. 由薄片試體觀察顯示，當單壓強度小於20MPa 時，其破壞型式是顆粒的滾動，類似於疏鬆的顆粒土壤。
5. 在岩體結構參數中，顆粒的接觸(grain contact)與強度及變形性的關係最為明顯。
6. 影響軟砂岩滲透性之主要參數，為細粒料(黏土與粉砂)的百分比，與孔隙率無太大的關連性。
7. 真空飽和含水量為評估軟弱砂岩強度與變形性之適當指標參數，將可用於軟弱砂岩的分類。

Oliveira (1993)指出軟弱岩具有下列性質：

1. 變形模數在500 至5000MPa 之間。
2. 具依時性，在低應力狀態下仍會有潛變現象。
3. 容易因乾濕循環而產生消散(Slaking)的現象。

4. 易產生解壓回脹現象、提高孔隙率。

2.3 邊坡內部滲流之分析

有關土壤邊坡穩定分析中水壓力存在之影響，極限平衡方法還是普遍被採用，主要原因是水壓力能以簡易方式加以估計，並作為有效應力分析使用，而所得之結果依工程設計觀點視之，也在可接受之範圍內。土壤邊坡受水壓力與滲流效應之影響，在應力應變分析方法上多年來未見有進一步之研究與發展。雖然近期有些學者利用極限分析方法，也考量水壓力與滲流效應之影響，進行滲水邊坡之穩定分析如 (Miller and Hamilton, 1989 ; Michalowski, 1995 ; and Kim, 1999)，基本上仍存在有極限分析方法簡化假設之缺失。

一般土壤內部之水流問題可分為拘限流 (Confined flow) 與非拘限流 (Unconfined flow)，兩者之差異在於拘限流有明確之邊界條件，而非拘限流則存在有一未知之邊界條件，即自由水面。因水流經過土石壩存在一未知之自由水面，因此土石壩可視為非拘限流的一種。求解土石壩滲流問題之解析解方法有 Dupuit (1863)、Schaffernak (1917)、Casagrande (1940) 及 Kozeny (1933) 等方法，茲就上述之方法略加說明。

1. Dupuit 方法

求解非拘限流問題最早由 Dupuit (1863) 所提出，其主要根據以下

兩個假設：

- (a) 當自由水面很平緩時，流線可視為水平，而等勢能將近乎垂直。
- (b) 水力坡降（Hydraulic gradient）等於自由水面的斜率且與深度無關。

考慮一土石壩斷面如圖2-11 所示，利用Dupuit 第(2)假設可得土壩單位厚度之滲流量為：

$$q = k \frac{dz}{dx} z \quad (2.1)$$

式中 k 為滲透係數。將式(2.1)積分並代入邊界條件 $x = 0, z = H_2$ 及 $x = L, z = H_1$ 可得：

$$q = \frac{q}{2L}(H_1^2 - H_2^2) \quad (2.2)$$

式中 L 為邊界點 a 、 b 之水平距離。式(2.2)代表一拋物線自由水面，一般稱之為Dupuit 拋物線。前述Dupuit 的方法並沒有進一步考慮進水點及出水點的情況。若下游無尾水位存在時（ $H_2 = 0$ ），自由水面將交不透水層於 c 點，另外滲流量及自由水面也與壩體的坡度無關。

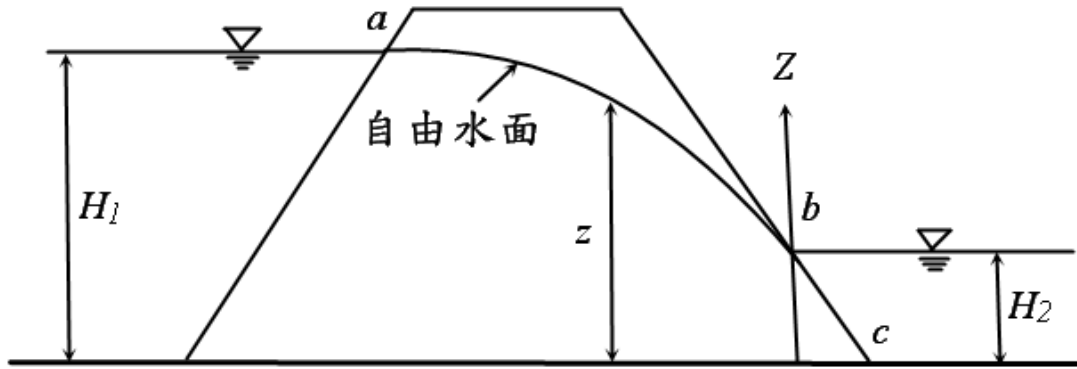


圖 2-11 Dupuit 方法求解自由水面示意圖

2. Schaffernak 方法

Schaffernak (1917)認為土石壩在下游坡面存有一滲出面 (seepage face)，而其亦利用Dupuit 第 (2) 假設來求得滲出面之長度。考慮一無尾水位之土石壩，其斷面如圖2-12 所示。利用下游端附近之三角形bce，則壩體之單位厚度滲流量為：

$$q = kia = ki(be) = ki \times l \times \sin \beta$$

式中k 為滲透係數，l為滲出面的長度， β 為下游坡面與不透水層間之夾角。因 $i = dz / dx = \tan \beta$ ，故

$$q = kz \frac{dz}{dx} = (k)(l \sin \beta)(\tan \beta) \quad (2.3)$$

積分式 (2.3) 可得：

$$\int_{l \sin \beta}^H z dz = \int_{l \cos \beta}^d (l \sin \beta)(\tan \beta) dx$$

根據上式，即可得滲出面長度 l 為：

$$l = \frac{d}{\cos \beta} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \beta} - \frac{H^2}{\sin^2 \beta}} \quad (2.4)$$

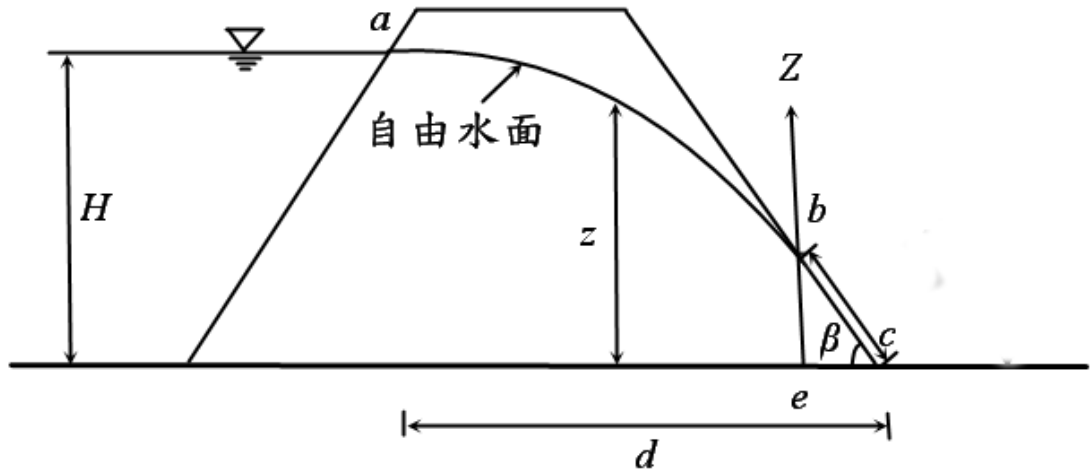


圖 2-12 Schaffernak 方法求解自由水面示意圖

2.3.1 有限元素方法之滲流分析

一般有限元素方法處理土壤內部之滲流問題可分為可變網格法 (variable mesh method) 及固定網格法 (constant mesh method)。

1. 可變網格法

Zienkiewicz (1966) 率先採用有限元素方法求解拘限含水層穩定流問題，接著 Taylor 等人 (1967) 採用迭代逐步法調整代表飽和區的網格來處理壩體滲流問題，其方法主要先將自由水面視為一不透水層邊界，隨即進行拘限分析 (Confined Analysis)，最後所得自由水面上節點之勢能值若不等於其高度時，則必須將自由水面的節點移至某點，使其高度等於由上述所得之勢能值，隨後利用此修正後的網格再進行

拘限分析，如此反覆迭代，直到所得自由水面的勢能變化滿足收斂準則。Neuman and Witherspoon (1970)認為位於自由水面與滲出面的節點，其流量應不為零，因此提出某些修正，其方法主要是先將自由水面當成一透水之邊界且位於自由水面上的節點勢能值設定為其高度值，然後進行拘限分析，則可求得位於滲出面上之節點流量，然後再把自由水面當成一不透水邊界，進行第二次之拘限分析，最後可得到水流區域內各節點之勢能值。假使所求自由水面上節點之勢能值不等於其高度時，則必須修正使其滿足在自由水面上之節點勢能值等於其高度值，修正後之網格再執行上述之步驟，直到在自由水面的勢能變化滿足收斂之準則為止。Oden and Kikuchi (1980)認為，此種可變網格的分析方法可能導致數值上的發散，此外Cividini and Gioda (1984)亦認為此方法在每次疊代過程都必須重新計算流矩陣 (flow matrix) 之內部值，對於此複雜之運算程序會顯得較不經濟。

2. 固定網格法

Biaochi (1971) 首先利用變分不等式 (variational inequality) 的形式並配合有限元素固定網格法來處理穩態時壩體內部滲流之問題，隨後Baiocchi (1973)更進一步延伸此方法來處理一些更複雜幾何形狀及土質的狀況，而Brezis (1978)則利用Baiocchi (1973)所推得變分不等式的方法提出一罰則觀念來求得自由水面的位置。Desai (1976)則發展

出一殘餘水流 (residual flow) 的方法並配合有限元素固定網格法來求得自由水面的位置，其方法類似在彈塑性之應力應變分析中，決定出彈性及塑性之介面區。

就可變網格法及固定網格法可歸納出以下結論：

- A. 就程式的觀點：固定網格法提供一較為簡單的求解過程。
- B. 就精確度的觀點：可變網格法可以求得一較為精確的自由水面位置。
- C. 就穩定性的觀點：若可變網格法設定一初始自由水面的位置不理想時，可能會造成無法收斂，即或收斂其最終之結果亦不盡理想。固定網格法則不會發生此問題。
- D. 就經濟的觀點：可變網格須於每次迭代過程中，都必須重新計算流矩陣之值，對於計算機記憶體之容量必須要求較大的容量，且運算的時間上也比固定網格法來得緩慢。
- E. 就適用性的觀點：可變網格法祇能針對自由水面的位置求得較精確的結果，而固定網格不僅能適切推估自由水面的位置，亦可以配合作為後續之計算及工程研判使用，故固定網格法比可變網格來得較有彈性且適用性亦比可變網格來的高。

2.4 邊坡穩定分析

2.4.1 坡地型掩埋場邊坡穩定分析模式

坡地型掩埋場之穩定分析，不謹須考慮常時靜態之穩定性，亦須考慮在動態作用時之穩定性，分別敘述如下（陳榮河，1990）：

一、靜態穩定分析

常用之土壤邊坡靜態穩定分析方法皆可應用於廢棄物填築邊坡，其中極限平衡法，因方便、迅速，而最常被使用。而此類方法可依破壞面形狀而分為兩類：(1)破壞面呈平面時，可用塊體平衡法分析之，此類破壞面多發生於襯墊層界面強度較弱時，或覆蓋層之破壞；(2)破壞面呈一圓弧形，可採用切片法，以力學平衡求其安全係數。然極限平衡法沒有考慮變形行為之影響，故亦有用有限元素法來研究廢棄物邊坡變型行為及應力分布。

二、動態穩定分析

因地震或其他震動導致廢棄物邊坡破壞情形有：基礎土壤之液化、邊坡之滑動破壞、底部襯墊層及頂部覆蓋層之滑動破壞等，其中底部襯墊層系統之各界面，更為廢棄物填築邊坡受震之一潛在弱面。廢棄物填築邊坡之動態反應，主要受廢棄物之動態強度、動態勁度、阻尼特性、幾何形狀及重量等因素所控制，而襯墊系統各界面之動態穩定性，則受界面動態剪力強度及降伏應變所控制。然目前為止，有關廢棄物材料之剪力模數衰減曲線及阻尼曲線等資料仍尚未建立，而各種襯墊系統之動態強度相關資料亦不多，故現階段動態穩定分析之方法，最常使用擬靜態分析法，即將地震作用視為引致一等值水平力(=地震係數×潛在滑動塊體重量)，施加於潛在滑動之塊體，以評估其穩定性。擬靜態分析法為一極為簡化且保守之方法，因此 Seed(1990) 提出一

動應力分析法，地震力以假靜力模擬，考慮因地震引致之反覆應力，及由試驗求得材料在設計頻率下之破壞剪力強度，據以求得一較為合理安全係數。

此外為評估邊坡因地震所引致之永久變形量以考量邊坡之穩定度與完整性則常採用Newmark法 (Newmark, 1965)；亦有利用電腦程式(Seed and Bonaparte, 1992)及現地資料之反算分析(Anderson et al., 1992)等方法來分析之。

2.4.2 極限平衡法

極限平衡法(Limit Equilibrium Method)基本假設：

1. 假設邊坡未破壞前時土體為剛體且無變形。
2. 破壞發生時為完全剪力破壞。
3. 沿破壞面均達塑性。
4. 破壞面上的每一點安全係數均相等。

極限平衡法分析步驟：

1. 先假設依最可能之滑動面。
2. 由作用於滑動體上所有力或力矩之靜力平衡，可算出滑動面上所受之剪力。
3. 以材料之強度與剪力相比較，可得此滑動面之安全係數。
4. 再假設另一可能之滑動面，重複步驟1到4，而得另一安全係數，

由步驟1到4反覆數次後，其中最小之安全係數，即為分析所欲得之值。

工程設計與分析中慣用安全係數表示其是否發生破壞，極限平衡法安全係數之定義一般表示：

$$FS = \frac{s}{\tau} = \frac{\text{容許剪應力}}{\text{剪應力}} \quad (2.5)$$

邊坡破壞的發生，係當邊坡某一臨界面上，發生剪應力超過該土壤之抗剪強度時，即發生崩塌。而邊坡穩定分析即在核算破壞面上抗剪強度與剪應力關係，並由兩者之比值以安全係數(Factor of Safety)表示之。

極限平衡方法為大地工程師在探討土壤邊坡穩定經常使用之方法，其中切片法因能適切地模擬邊坡之幾何形狀、土層之變異及水壓力狀況，因此成為較常用之方法(Terzaghi and Peck, 1967)。採用切片法以進行邊坡穩定之分析已發展出甚多的方法，其中最主要之不同為：
(a)用以求得安全係數之方程式；(b)為達成靜定解所作的假設
(Fredlund,1975)。

以下將四種切片法介紹其原理，並將各切片法特點列於表2-13中：

表2-13 各種切片方法之比較（施國欽，2001）

分析種類	切片側力之考慮	切片力平衡	適用性
Simplified Bishop	作用力為水平向 不考慮剪力	$\Sigma Fy=0$	圓弧形破壞
Spencer	側力互相平行	$\Sigma Fy=0$ $\Sigma Fy=0$ $\Sigma M=0$	圓弧形破壞 非圓弧形破壞
Morgenstern-Price	剪力、正向力及壓力 均考慮	$\Sigma Fy=0$ $\Sigma Fy=0$ $\Sigma M=0$	圓弧形破壞 非圓弧形破壞
Janbu	<i>T</i> 、 <i>E</i> 均考慮，簡化分析 時，先不考慮側力，最 後依經驗乘以修正係數	$\Sigma Fy=0$ $\Sigma Fy=0$ $\Sigma M=0$	圓弧形破壞 非圓弧形破壞

此外Duncan (1996)對各種傳統邊坡穩定分析方法之計算精度與適用範圍作了以下之論述：

1. 對各種邊坡穩定分析之圖表，在邊坡之幾何形狀、單位重、剪力強度及孔隙水壓力已知的情況下，可得到初步之結果，而其主要之限制在於這些圖表係針對實際情況作一些近似及簡化處理所發展而成。使用圖表法時其優點在於可以快速地獲取安全係數，通常可先使用這些圖表進行初步分析，最後再使用電腦程式進行校核。
2. 一般切片法(Ordinary Method of Slices, OMS)在平緩邊坡且具有高孔隙水壓力情況下，以有效應力分析其準確度不高，而在 $\varphi = 0$ 之總應力分析中則較為準確。

3. 除了遇到一些特別情況外，Bishop 簡化法在一般情況下都可得到合宜之結果，其限制在於僅適用於圓弧滑動面以及某些情況下會遭遇數值分析問題。假使Bishop 簡化法計算所獲得之安全係數較一般切片法(OMS)為小，那麼可認定Bishop 簡化法中存在有數值問題，在此情況下，一般切片法(OMS)可得到較好之結果。基於此，較好的方法是同時以一般切片法(OMS)與Bishop 簡化法進行計算，並比較其安全係數值。
4. 以靜力平衡方法計算所得之安全係數，其對所假設切片間作用力之傾角(inclination)極為敏感，不適當之假設將導致安全係數有嚴重的誤差。
5. 滿足所有平衡條件的方法(如Janbu 法、Morgenstern and Price 法與Spencer 法)在任何情況下都是準確的，除非是遇到數值問題，這些方法計算所得之結果其誤差不超過12%，相對於一般認為是正確之答案其誤差也不會超過6%，而所有的這些方法在某些情況下也都存在有數值問題。

2.5 前人研究成果

王昱雲(2007)採用SLOPE/W來分析掩埋場邊坡穩定情況，而主要研究重點為掩埋場底部界面滑動為研究對象，其中研究結果可以分為兩大部份：(1)切片分析方法之比較(2)掩埋場參數變異性穩定分

析。以下將這兩部份做簡單的結果描述。

2.5.1 各切片分析法之比較

A. 一階掩埋場邊坡穩定分析

一階掩埋場底部滑動安全係數，各分析法比較之結果，Spencer 所得安全係數最高，Simplified Janbu 法所得安全係數最低，相對較保守。Spencer法及Simplified Janbu 法曲線線形一致；Morgenstern and Price 法在 H 及 L 兩參數時，曲線線形較不規則；而Simplified Bishop 法各參數線形皆不規則，惟在 H 情況下，其線形較一致。以Spencer法為基準做比較，Morgenstern and Price 法差異值約7% 左右，Simplified Bishop 法差異值約為-2%~6%，Simplified Janbu 法差異值約14%~17%。

B. 二階掩埋場邊坡穩定分析

各種分析法比較結果，Spencer 法安全係數最高，Simplified Janbu 法相對較保守。各分析法線形皆一致，惟Morgenstern and Price 法在掩埋體長度 L 因子下，曲線線形較不規則；而Simplified Bishop 法在垃圾填埋高度 H 因子下，其線形較不規則。以Spencer 法為基準做比較，Morgenstern and Price 法差異值約3%左右，Simplified Bishop 法差異值約為10%~12%，Simplified Janbu差異值約22%~23%。

2.5.2 掩埋場參數變異性穩定分析

掩埋場參數變異性分析主要針對以下穩定設計因子：掩埋面坡高(H)、掩埋場底部長度(L)、掩埋場背靠邊坡角度(α)、掩埋完成面邊坡角度(β)、廢棄物剪力強度(c 、 ϕ) 及土工合成材料界面剪力強度(c_a 、 δ_a)，進行一階與二階等一系列組合的分析。

分析結果顯示，坡地型廢棄物掩埋場之標準斷面($\delta=15^\circ$ 、 $\alpha=60^\circ$ 、 $\beta=45^\circ$ 、 $H=10\text{ m}$ 、 $L=30\text{ m}$ 、 $B_l=3\text{ m}$)，考慮界面滑動破壞，則可提出下列建議，以提供設計及分析之參考：(1)界面摩擦角(δ)至少大於 19° ，(2)掩埋高度需小於 15 m 或每階高度不得大於 8 m ，(3)掩埋面長度(L)建議大於 40 m ，(4)背靠的邊坡之平台寬度(B_l)建議不得小於 3 m ，(5)則背靠的坡角(α)可建議 $30^\circ\sim 45^\circ$ 或 $60^\circ\sim 75^\circ$ ，(6)掩埋面坡角(β)建議介於 $30^\circ\sim 60^\circ$ 。

第三章 研究方法

本章節為研究方法大致分為四大部分(圖 3-1):(1)研究流程(2)SEEP2D 滲流分析(3)SLOPE/W 邊坡穩定分析(4)FLAC 變形分析。

3.1 研究流程

由於滲出水淤積對於掩埋場穩定影響甚大，利用滲流分析求得各種水位高度下之孔隙水壓，再將孔隙水壓值輸入至邊坡穩定分析程式。而邊坡穩定分析程式主要是以掩埋場底部弱面為研究對象，利用二維極限平衡法分析，探討滲出水淤積高度對於掩埋場設計幾何參數安全係數之影響。由於極限平衡法無法考慮材料之變形性，故利用有限差分軟體計算掩埋場之變形。

滲流分析程式軟體為 SEEP2D，主要分析的部份為廢棄物層，分析方法採用可變網格法，再針對以下掩埋場形狀因子：掩埋面坡高(H)、掩埋場底部長度(L)、背靠邊坡之平台寬度(B)、掩埋場底部邊坡角度(α)、掩埋面邊坡角度(β)，進行一階、二階等一系列組合的參數變異分析。

邊坡穩定分析是採用 SLOPE/W，參數變異形狀因子與滲流分析大致相同，但多了土工合成材料界面剪力強度(c_a 、 δ_a)參數變異，切片分析方法為 Spencer 法與 Morgenstern-Price 法兩種方法，而破壞面

搜尋方式主要為沿著界面滑動與淺層滑動破壞模式，最後將兩者結果進行比較。

掩埋場變形分析使用的軟體為 FLAC，使用 FLAC 程式首先必須建立網格形狀，而變形分析參數變異因子為以下幾種：掩埋面坡高(H)、掩埋場底部長度(L)、背靠邊坡之平台寬度(B)、掩埋場底部邊坡角度(α)、掩埋面邊坡角度(β)，進行一階、二階等參數變異性分析。建立各斷面後，給定材料性質與模式，最後設定材料力學性質，進而比較分析結果。最後提出結論與建議。

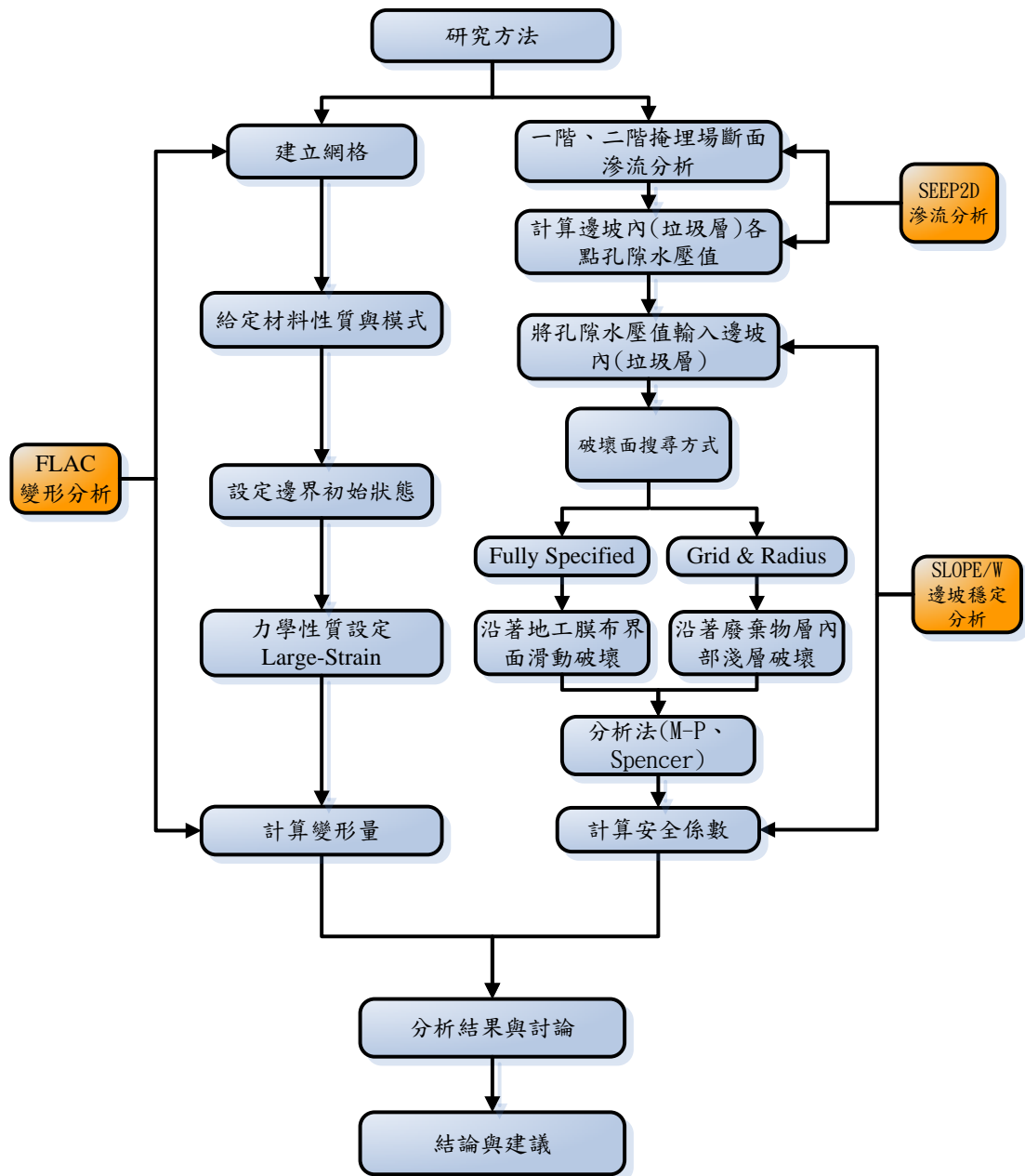


圖 3-1 研究方法流程圖

3.2 SEEP2D 滲流分析

3.2.1 SEEP2D 程式簡介

本研究廢棄物層滲流分析所採用的程式為 SEEP2D，此模擬的介面為 GMS 6.0(Groundwater Modeling System for PC version 6.0，以下簡稱 GMS 6.0)的套裝軟體。SEEP2D 是由美國陸軍工程師 Fred Tracy

在水路試驗站所發展的一個垂直向二維的有限元素地下水滲流模式。SEEP2D 的設計乃以在 X-Z 剖面上使用，也就是只考慮 Y 方向單位厚度的 X-Z 模式得滲流模擬，如水壩或堤防的垂直剖面。

3.2.2 程式操作與模擬方法

在 GMS 6.0 的介面裡，有許多的相關模組包括前置處理模組，程式模組以及後置處理模組，而本模擬所需的功能，首先利用 2D Mesh 模組產生支援 SEEP2D 模式的網格，再將模擬的土壤特性轉換成 SEEP2D 所能讀取的格式，最後利用 SEEP2D 程式計算出模擬區域的數值結果資料，最後利用後置處理模組的圖形界面展示，例如壓力、速度、總水頭、流線分佈圖…等。

SEEP2D 能夠模擬地下水拘限或非拘限含水層的穩定狀態流況。在非拘限含水層的模式中，通常有兩種方式去決定地下水的水位面。第一種選擇是利用迭代法自動地將壓力為 0 的點連成一條線，當模式收斂時，網格的上游邊界會與地下水位面重合（此為本研究方法）。第二種選擇，可同時模擬飽和與非飽和的流動並且無需變動網格，使地下水位面就在壓力水頭等於零的等值線。

在 SEEP2D 裡能選擇許多分析的結果，如總水頭、壓力水頭…等。而本研究重點主要是利用參數變異形狀因子，計算廢棄物層內在不同水位下之孔隙水壓值。SEEP2D 程式分析步驟如下圖 3-2 所示：

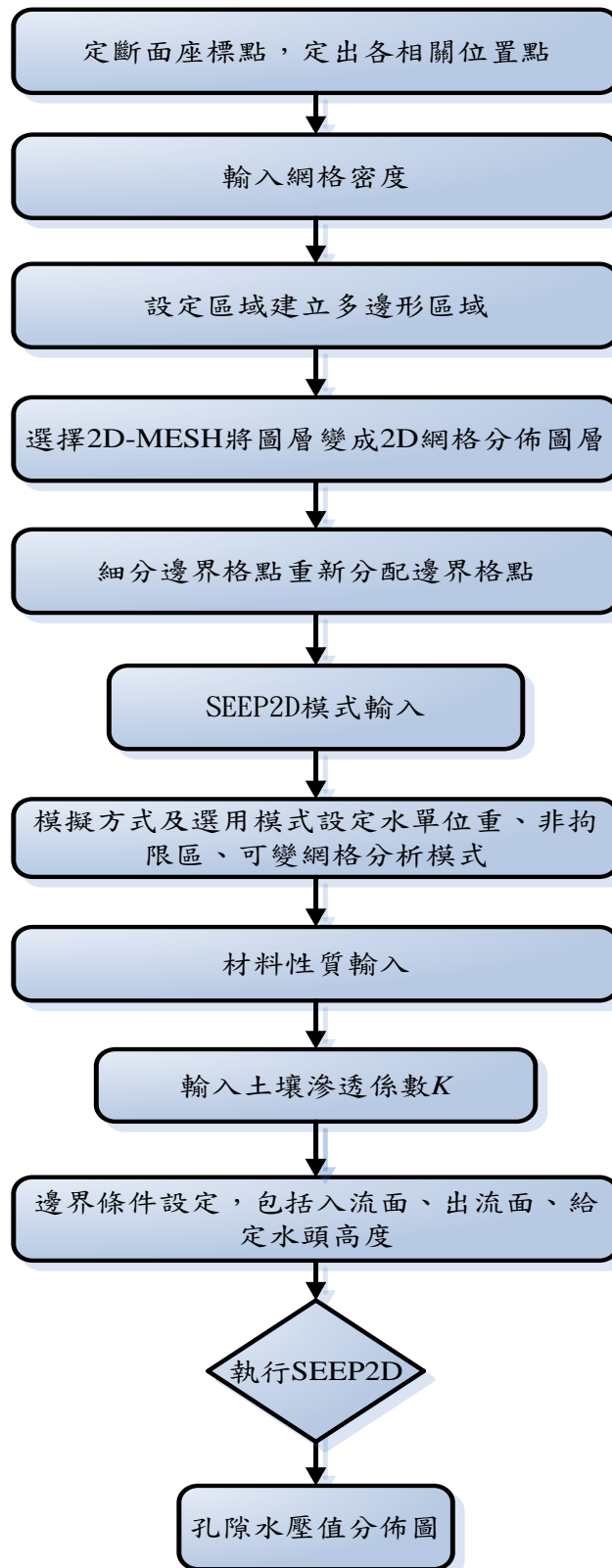


圖 3-2 SEEP2D 程式分析流程圖

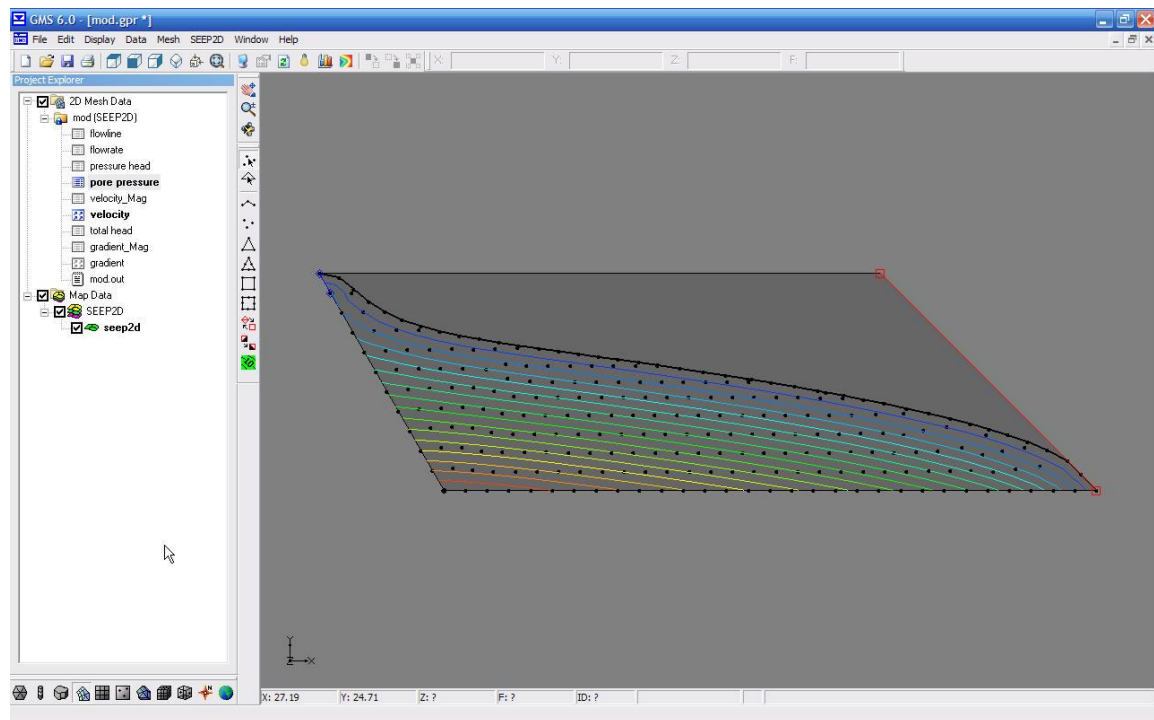


圖 3-3 孔隙水壓值分佈圖

模式輸入步驟如下：

1. 選用模式設定，水單位重，本研究選用非拘限區及可變動網格。
2. 輸入土壤滲透係數。
3. 網格重新編號。
4. 邊界條件設定，包括入流面、出流面、水頭高度等。
5. 檢查模式設定。
6. 儲存模式設定。
7. 模式執行。

本研究所使用 SEEP2D 滲流軟體為穩定狀態分析，於掩埋場背靠邊坡上給予水頭高度邊界，模擬降雨後與滲出水淤積在掩埋場內情

形。

一階掩埋場廢棄物層基本剖面之形狀因子如圖 3-4 所示，其標準剖面尺寸列於表 3-1 中，分析時以標準斷面為基本剖面。廢棄物層內滲透係數為 1×10^{-5} m/s，掩埋場之形狀因子：掩埋面坡高(H)、掩埋場底部長度(L)、掩埋場底部邊坡角度(α)、掩埋面邊坡角度(β)等參數，除了形狀因子改變外，滲出水頭高度(h)也跟著改變，其中水位高度以掩埋場左側邊坡高程為基準，來進行一系列參數變異分析。一階掩埋場廢棄物層參數變異性範圍如表 3-2 所示。

表3-1 一階廢棄物層滲流分析標準剖面尺寸

$H(m)$	$L(m)$	$\alpha (^{\circ})$	$\beta (^{\circ})$
10	30	60	45

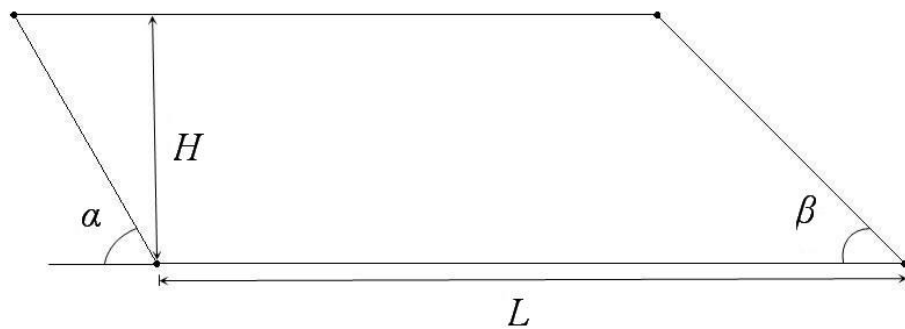


圖 3-4 一階廢棄物層標準斷面

表3-2 一階廢棄物層參數變異性範圍

一階		
參數種類	參數變異性範圍	
滲出水位高度	h (m)	2、5、8、10
幾何形狀因子	H (m)	10、20、30
	L (m)	10、20、30
	α (°)	45、60、75
	β (°)	21.8(2.5H:1V)、26.56(2H:1V)、45

二階掩埋場廢棄物層基本剖面與一階相同。唯一不同的地方在兩台階之高度 H 及掩埋體長度 L 採同時變化，兩階之邊坡角度 α_1 、 α_2 以及 β_1 、 β_2 亦採同步變化，只變動背靠邊坡之平台寬度 B_1 ，而掩埋完成面之平台寬度 B_2 固定不變。

二階廢棄物層基本剖面之形狀因子如圖 3-5 所示，其標準剖面尺寸於表 3-3，除了形狀因子改變外，滲出水頭高度(h)也跟著改變，其中滲出水位高度以掩埋場左側邊坡高程為基準，來進行一系列參數變異分析，參數變異範圍如表 3-4 所示。

表 3-3 二階廢棄物層滲流分析標準剖面尺寸

台階	H (m)	L (m)	B (m)	α (°)	β (°)
1	10	30	3	63.43(1H:2V)	45
2	10	25	3	63.43(1H:2V)	45

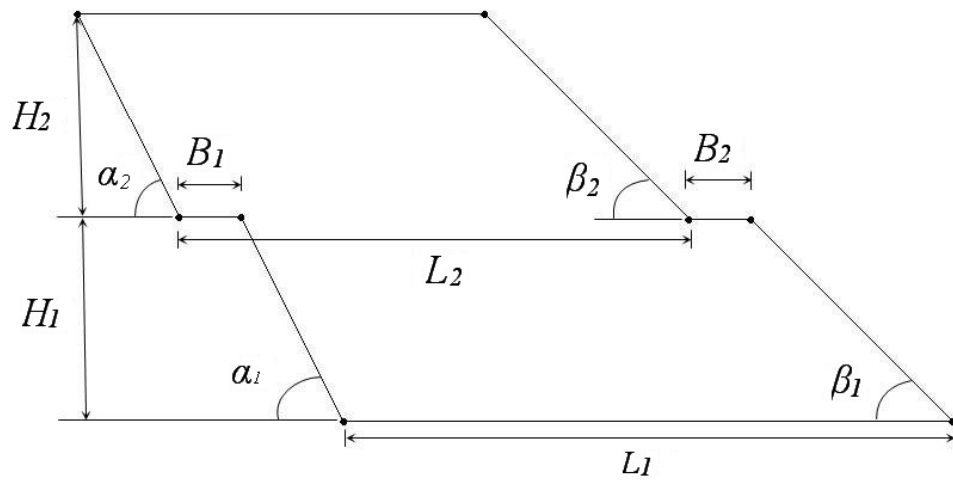


圖 3-5 二階廢棄物層標準斷面

表3-4 二階廢棄物層參數變異性範圍

二階		
參數種類	參數變異性範圍	
滲出水位高度	h (m)	2、5、8、10、15
幾何形狀因子	H (m)	10、15、20
	L (m)	20、30、50
	B (m)	1、2、3
	α (°)	45、64.43、75
	β (°)	26.56(2H:1V)、45、60

3.3 SLOPE/W 邊坡穩定分析

3.3.1 SLOPE/W 程式基礎理論及特性

本論文採用的版本為GeoStudio2004，利用軟體介面中的SLOPE/W來進行邊坡穩定分析。SLOPE/W 程式其理論係依據極限平衡法處理一般邊坡穩定分析問題，以切片法進行土壤(或岩石) 邊坡

之分析與安全係數計算，切片法乃簡化問題為靜力狀態，將滑動面分成許多個垂直片段，利用力與力矩之平衡求得臨界安全係數。此軟體可計算圓弧、不規則形、複合形狀及平面滑動破壞之邊坡安全係數。使用的分析方法有Ordinary 法、Bishop 簡化法、Janbu 簡化法、Spencer 法、Morgenstern-Price 法、Corps of Engineers法、Lowe-Karafiath 法、Janbu 廣義法、Sarma 法及GLE(General Limit Equilibrium)法等。破壞面搜尋形式共有五種，包括：完全人為設定破壞面(Fully Specified)、區塊搜尋法(Block Specified)、圓心及半徑搜尋(Grid and Radius)、指定滑動面起始與離開區域(Entry and Exit)及自動搜尋(Auto Locate)等。輸入方式有兩種，包括以滑鼠直接在螢幕上輸入點位或以SEEP/W、SIGMA/W 之計算結果直接輸入。SLOPE/W 程式擁有強大的人性化圖形界面，繪圖功能採用類似CAD 交叉之功能繪出邊坡穩定之剖面及著色，同時可顯示任意滑動面切片的計算並展示，亦可觀看自由體圖和非關鍵性滑動面的各種圖表。另外可以顯示臨界滑動面彎矩旋轉中心之安全係數等值線；或選擇顯示「安全地圖」，可展示全部滑動面的彩色「安全地圖」，可觀看與全部分析有關的關鍵滑動面位置。安全地圖的每個顏色區域描述多種計算得到的安全係數。AUTOCAD 所繪之圖面可直接匯入使用。動態標籤，可將輸入的參數顯示出來，並隨著輸入變更而變更顯示；另外可加入註解用之

標籤(堅尼士，2007)。

3.3.2 邊坡穩定分析架構

一、 基本斷面幾何模式建立

一般掩埋場堆置沒有設置平台者定義為「一階」掩埋場，當掩埋場之填埋較高而區分為兩個台階時，此處定義為「二階」掩埋場。邊坡分析幾何模式建立，將掩埋場土層分為三層，最上層為填埋的垃圾層，最下層為掩埋場基礎土壤，上下層以地工合成材加以分隔，做為阻水襯墊層，為了簡化分析，將地工合成材視為一個薄的弱層，其厚度考慮掩埋場現場開挖整地時，地面不可能完全平整，地勢會有所起伏，且襯墊層施工鋪設時，也未必會完全平整，所以假設地工合成材界面層厚度為0.1 m。另外，掩埋場基礎土壤假設為不穿透岩層或軟岩層進行分析。

二、 廢棄物性質及各材料參數

由於目前台灣的掩埋場設計之時大多未曾做過詳盡之邊坡穩定分析，且國內廢棄物強度參數資料也不甚健全，所以建立廢棄物本土化參數及分析案列為當務之急。所以材料參數採用本土化參數，根據蒐集的文獻及范佐憲(2007)現場試驗結果，進行各參數的假設。

三、 給定水頭高度

本研究主要是分析滲出水淤積在廢棄物層內之邊坡穩定狀況，故

利用SEEP2D模擬計算廢棄物層內之孔隙水壓值，之後再由SLOPE/W中輸入已求得之孔隙水壓值，最後進行掩埋場穩定分析。

3.3.3 程式主要運算功能及實務應用

一、 主要運算功能

SLOPE/W 程式進行邊坡穩定分析時，可採用的方法有三種，簡述如下，本研究採用極限平衡法進行分析。

1. 通用極限平衡法(General Limit Equilibrium Method, GLE)：所有一般所採用之切片法可視為GLE 的特殊狀況。
2. 有限元素應力法(Finite Element Method, FEM)：本法利用有限元素應力分析求得之土體應力狀態來計算邊坡之穩定安全係數。
3. 蒙地卡羅法(Monte Carlo Method, MCE)：利用MCE 機率理論來分析邊坡之穩定性。

主要運算功能及特色功能說明如后。土層部份可考慮多層、部份飽和、不連續分佈以及乾或濕之張裂縫。滑動面之形狀包括自訂圓心、半徑或滑動面、複合形狀及折線。孔隙水壓條件輸入包括孔隙水壓係數、水位線、孔隙水壓等值線及SEEP/W 計算值。材料模型可使用莫耳-庫倫模型、雙直線應力應變關係、不飽和土壤強度、非等向性強度、曲線應力應變關係及Hoek-Brown 破壞準則。加勁支撐形式包含

地錨、土工織物、土釘、岩栓，不同參數可用於任一加勁形式；材料參數有材料安全係數、結合力之安全係數、間距、結合直徑、表面摩擦力，以及加勁後的安全係數估算值；土工織物的抗連結係數可由過載重及土壤-織物間的連結力及摩擦角估計之。外載重型式有回填超載、集中荷重、錨碇力、加勁力、振動及地震力。可能性分析，每個參數有它自己的分發，包括正規分布、Lognormal、Uniform 和 Triangular，亦能使用功能鍵指定你需要的形狀。切片表面允許改變不同點位的材料性質。敏感性分析，由參數的選取變化了解安全係數變化的敏感度。

二、 程式實務應用

SLOPE/W用在邊坡穩定分析時，其功能極大可分析非均質土層、複雜性層次之土層、各種幾何形狀之滑動面和各種不同孔隙水壓力分佈情況。應用範圍包括自然土/石坡、斜坡開挖、土堤及錨碇擋土結構之邊坡穩定問題。

3.3.4 程式執行步驟

SLOPE/W程式有許多功能可以使用，程式操作步驟如下圖3-6所示：

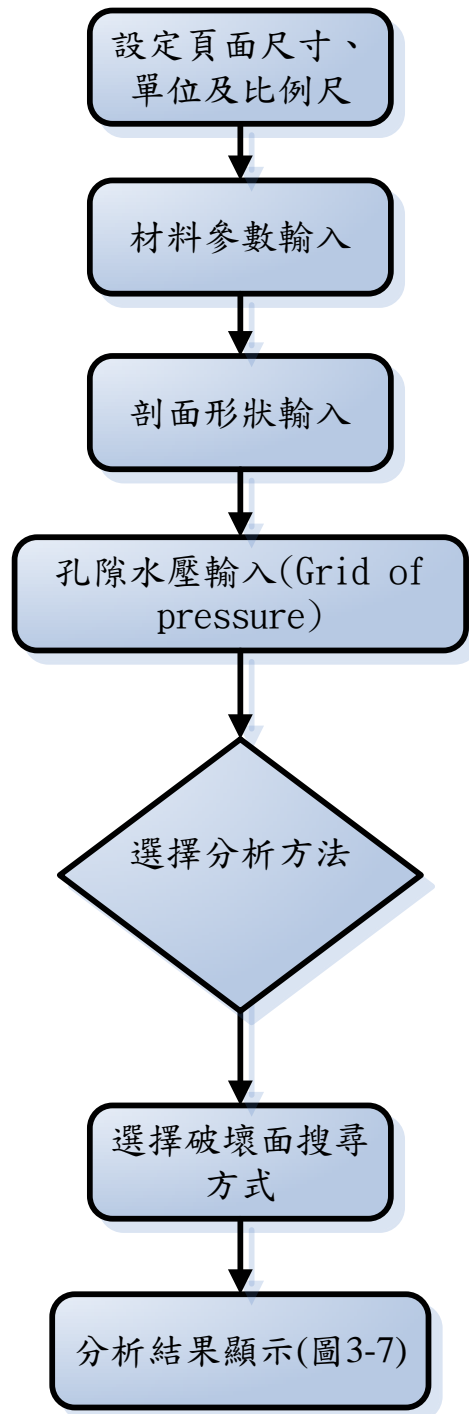


圖 3-6 SLOPE/W 程式執行步驟圖

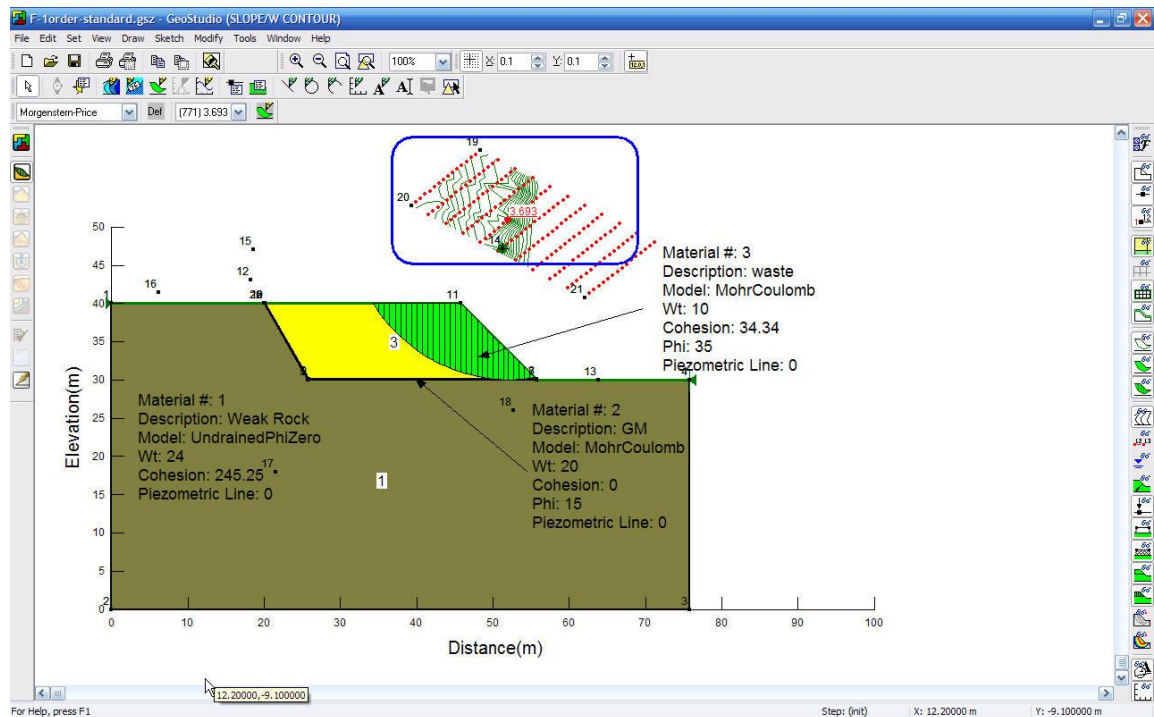


圖 3-7 安全係數等值線

3.3.5 廢棄物掩埋場邊坡穩定分析

A. 一階廢棄物掩埋場穩定分析

一階掩埋場基本剖面之形狀因子如圖3-8 所示，其標準剖面尺寸列於表3-5中，為了簡化分析，分析時以標準斷面為基本剖面，探討掩埋場形狀因子：掩埋面高度(H)、掩埋面長度(L)、掩埋場底部邊坡角度(α)、掩埋面邊坡角度(β)等參數，除了形狀因子改變外，滲出水位高度(h)也跟著改變，來進行一系列參數變異分析。

表3-5 一階掩埋場穩定分析標準剖面尺寸

$H(m)$	$L(m)$	$\alpha (^{\circ})$	$\beta (^{\circ})$
10	30	60	45

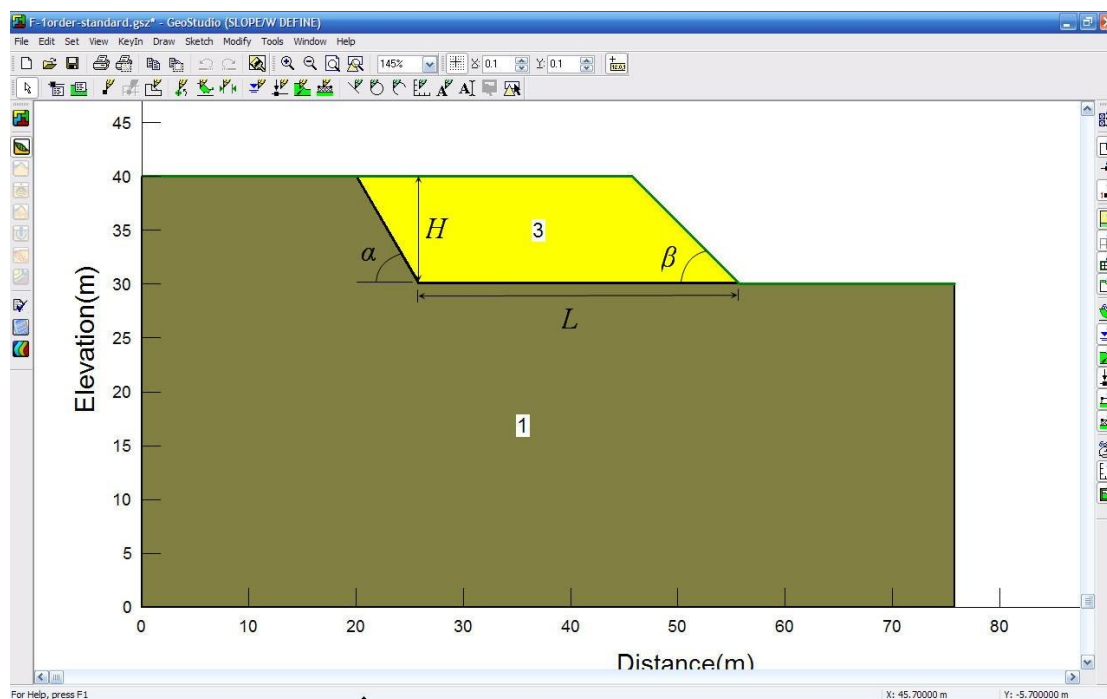


圖 3-8 一階掩埋場基本剖面形狀因子定義

一階掩埋場標準斷面之材質性質如表3-6所示，各參數假設說明如下：

表3-6 一階掩埋場穩定分析材料參數

材料	單位重(kN/m ³)	c (kPa)	ϕ ($^{\circ}$)
廢棄物層(Waste)	$\gamma_{sat}=13, \gamma_m=10$	$c'=34$	$\phi'=35$
土工膜布(GM)	20	$c_a=0$	$\delta_a=15$
軟岩(Soft Rock)	24	$s_u=245.25$	$\phi_u=0$

考慮廢棄物和覆土的比例以及長期掩埋發生分解沉降以後，廢棄

物趨於穩定狀態，廢棄物之單位重，從地表以下假設為 10 kN/m^3 。另外，根據文獻及范佐憲(2007)針對新竹縣湖口、竹南掩埋場進行現場大型直剪試驗，分別求得垃圾強度參數 $c = 33 \text{ (kPa)}$ ， $\phi = 32^\circ$ ， $c = 35 \text{ (kPa)}$ ， $\phi = 37^\circ$ 。取兩者大約的平均值，故假設廢棄物強度參數 $c' = 34 \text{ (kPa)}$ ， $\phi' = 35^\circ$ 。

一般土壤之單位重約為 $16 \sim 20 \text{ kN/m}^3$ ，而軟岩單位重會比土壤再高一些，故軟岩層單位重假設 24 kN/m^3 。另外，根據國際岩石力學學會(ISRM, 1981)單壓強度分級，極弱岩單壓強度介於 $2.5 \sim 10 \text{ kg/cm}^2$ 之間，故取軟岩單壓強度 5 kg/cm^2 ，即不排水剪力強度為 2.5 kg/cm^2 ($s_u = 245.25 \text{ kPa}$)。

土工膜布置於軟岩層上，取較保守，所以單位重假設 20 kN/m^3 。且根據劉家男(2004)整理國外文獻，得到光滑面HDPE土工膜布與粘土及砂土的界面剪力強度， $c_a = 0 \sim 0.7 \text{ (kPa)}$ ， $\delta_a = 15^\circ \sim 28^\circ$ ，所以界面剪力強度，假設 $c_a = 0$ ， $\delta_a = 15^\circ$ 。

一階參數變異性分析程式執行，孔隙水壓輸入為格點方式輸入水壓力。分析方法則採用Morgenstern and Price法與Spencer法兩種方法來進行分析。切片間之作用力乃在側向力函數選項(Side Function)中，將函數設定為半正弦函數(Half-sine Function)。在分析設定(Analysis Settings)選項中之滑動面選項(Slip Surface Option)採用完全人為設定

(Fully Specified)之方式來設定滑動面。對邊坡之移動方向採用由左邊向右邊之方向(Left to Right)。切片數目設定為30片。一階掩埋場邊坡各參數變異性範圍如表3-7。

表3-7 一階掩埋場各參數變異性範圍

一階		
參數種類	參數變異性範圍	
界面摩擦角 滲出水位高度	δ (°)	10、15、20、25
	h (m)	2、5、8、10
幾何形狀因子	H (m)	10、20、30
	L (m)	10、20、30
	α (°)	45、60、75
	β (°)	21.8(2.5H:1V)、26.56(2H:1V)、45

B. 二階廢棄物掩埋場穩定分析

二階掩埋場穩定分析之基本剖面之尺寸與一階掩埋場相同。唯一不同的地方在於此處為求分析之明確簡單，因此兩台階之高度 H 及掩埋體長度 L 採同時變化，兩階之邊坡角度 α_1 、 α_2 以及 β_1 、 β_2 亦採同步變化，只變動背靠邊坡之平台寬度 B_1 ，而掩埋完成面之平台寬度 B_2 固定不變。破壞面亦強制由弱面通過(圖3-9)。

分析之標準剖面形狀因子定義如圖3-10所示，形狀因子幾何參數如表3-8所示。二階掩埋場穩定分析之材料參數與一階掩埋場相同。材料性質如表3-9所示。

二階掩埋場參數變異性分析，程式設定及執行與一階掩埋場皆相

同，各參數變異性範圍如表3-10。

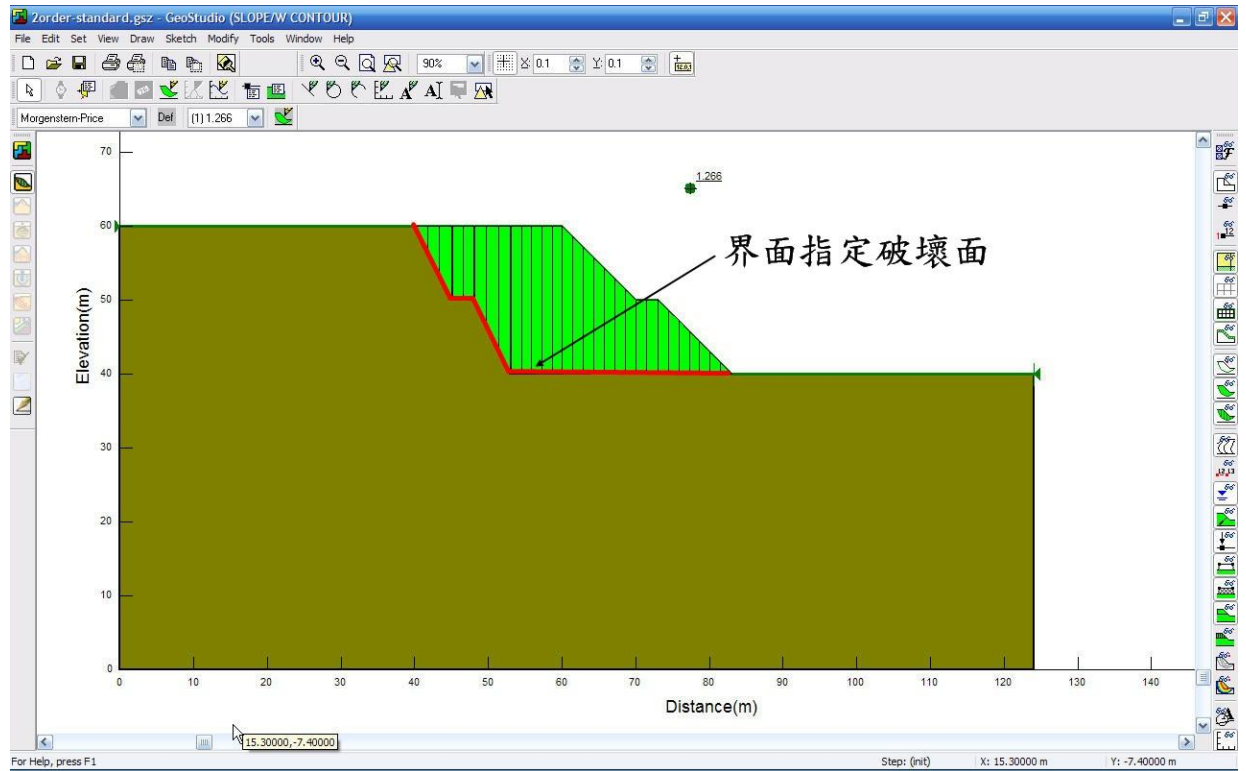


圖 3-9 破壞面通過弱面

表3-8 二階掩埋場穩定分析標準剖面尺寸

台階	$H(m)$	$L(m)$	$B(m)$	$\alpha (^{\circ})$	$\beta (^{\circ})$
1	10	30	3	63.43(1H:2V)	45
2	10	25	3	63.43(1H:2V)	45

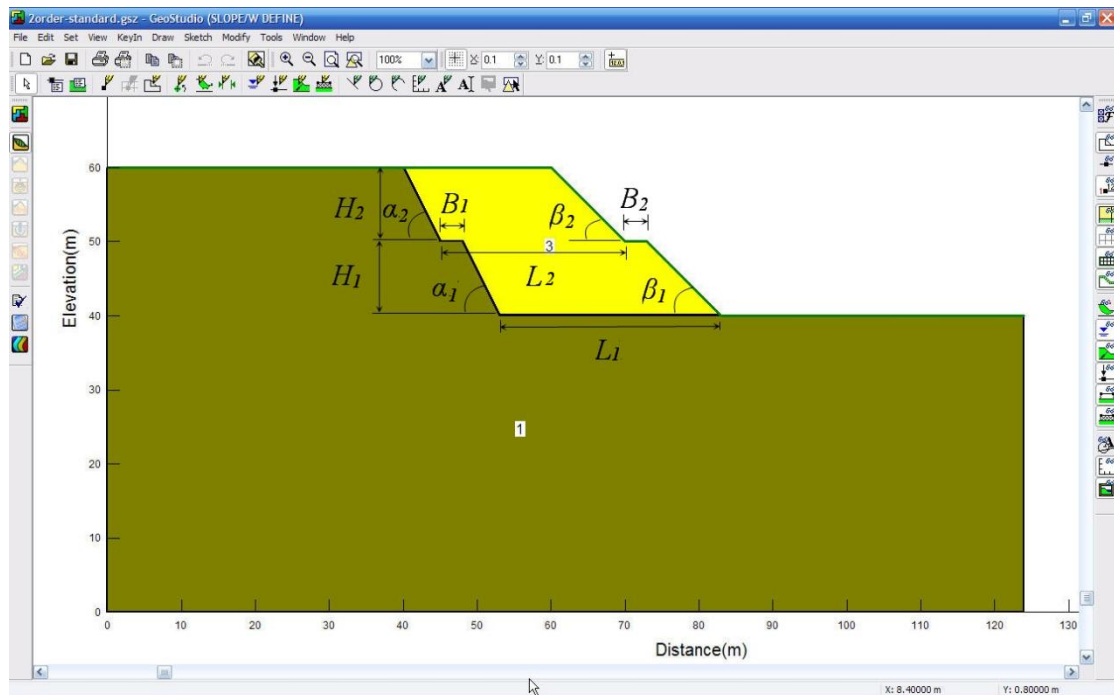


圖 3-10 二階掩埋場基本剖面形狀因子定義

表3-9 二階掩埋場穩定分析材料參數

材料	單位重(kN/m ³)	c (kpa)	ϕ (°)
廢棄物層(Waste)	$\gamma_{sat}=13, \gamma_m=10$	$c'=34.34$	$\phi'=35$
土工膜布(GM)	20	$c_a=0$	$\delta_a=15$
軟岩(Soft Rock)	24	$s_u=245.25$	$\phi_u=0$

表3-10二階掩埋場各參數變異性範圍

二階		
參數種類	參數變異性範圍	
界面摩擦角 滲出水位高度	δ (°)	10、15、20、25
	h (m)	2、5、8、10、15
幾何形狀因子	H (m)	10、15、20
	L (m)	20、30、50
	B (m)	1、2、3
	α (°)	45、63.43、75
	β (°)	26.56(2H:1V)、45、60

3.4 FLAC 變形分析

本論文研究掩埋場變形分析所使用的工具為FLAC 5.0。FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) 程式為美國Itasca Consulting Group Inc.所發展。

3.4.1 FLAC 基本理論及特性

FLAC係基於連體力學理論(Continuum Mechanical)，將控制方程式以外顯有限差分法(Explicit Finite Difference Method)來求解，由於有限差分法所撰寫之程式不像有限元素法需求得總體勁度矩陣，因此在運算上的速度較快，且所佔之記憶體空間較為節省，同時目前可由視窗來建立網格，及給定材料性質等在使用上更加方便。

FLAC為應用於大地工程的數值分析程式。FLAC 程式基本的運算步驟，首先對每個節點而言，由作用力或應力經由運動方程式產生節點的不平衡力 (Out-of-Balance Forces)，利用此不平衡力決定節點的速度分量，並經由對速度積分來決定節點位移(如圖3-11所示)；另一方面，對每個區間而言，由節點的速度分量可決定應變率(Strain Rate)，再利用應力-應變組合律決定新的應力增量，藉此應力增量又可更新節點的不平衡力，如此程式將反覆執行此運算步驟，直到節點最大的不平衡力達到一可接受的合理範圍為止。此外，在FLAC 程式中，對於正向應力係以壓應力為負，而以張應力為正。

至於應力-應變模式方面，FLAC 程式中提供了許多不同的組合律分析模式，供使用者視問題實際的需要加以選擇，主要可以分為三種模式(空洞、彈性、塑性)：

1. 空洞模式

(a) 空洞模式(null model)：用以模擬開挖的效應。

2. 彈性模式

(a) 等向彈性模式 (isotropic elastic model)：應力-應變關係遵循虎克定律。

(b) 橫向等向性彈性模式 (transversely isotropic elastic model)：材料僅在兩方向為等向彈性，但在第三方向則否。

3. 塑性模式

(a) Drucker-Prager 模式：為一般材料組合律中常見之破壞模式，而其應力態的包絡線是藉由非諧合流法則之剪力破壞及諧合流法則之張力破壞所控制。

(b) 莫爾-庫倫塑性模式(Mohr-Coulomb plasticity model)：完全彈塑性模式，遵守莫爾-庫倫破壞準則與非諧和流法則(non-associated flow rule)。(本研究所使用)。

(c) 遍在節理模式 (ubiquitous joint model)：利用一系列夾雜於莫爾-庫倫實體 (solid) 的弱面模擬節理的存在。

- (d) 應變軟化/硬化模式 (strain-softening/hardening model)：用以模擬材料之軟化或硬化行為。
- (e) 雙線性應變硬化/軟化之遍在節理模式(Bilinear strain-hardening/softening ubiquitous-joint model)：此模式結合了應變硬化/軟化Mohr-Coulomb 模式和遍在節理模式，具有雙線性之破壞包絡線與遍在節理之特性。
- (f) 雙降伏模式 (double-yielding model)：於Mohr-Coulomb 材料中增加一與體積應變有關的第二降伏面，以模擬因均向應力增加而造成永久體積變形的行為。
- (g) 修正劍橋-粘土模式(Modified Cam-clay model)：此模式適用於正常壓密粘土或輕微過壓密粘土，描述材料在剪力作用下，符合土壤臨界狀態與諧和流法則之塑性模式；此模式尚考慮因體積變化影響材料變形與剪力強度之特性。

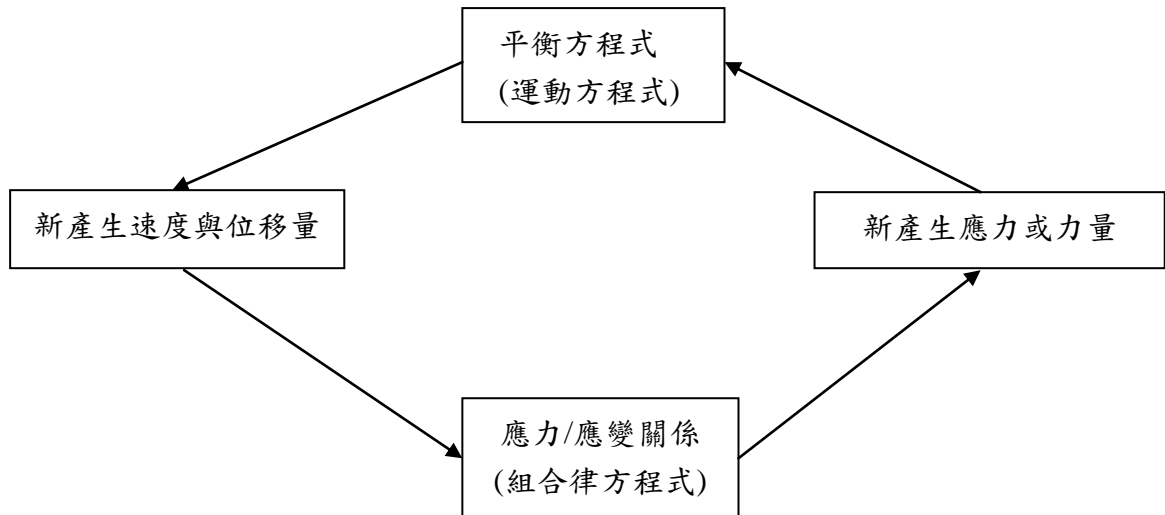


圖 3-11 FLAC 運算流程圖

3.4.2 FLAC 變形分析架構

為配合數值分析，首先對於大地材料進行簡化的假設，而暫不考慮比較複雜的材料行為，其考慮的性質如下：

1. 材料為均質等向性材料。
2. 土壤之強度參數不隨時間而改變。
3. 材料於未破壞時，其行為線彈性，破壞準則可以莫爾—庫倫準則來描述。
4. 不考慮張力裂縫影響。

A. 一階掩埋場變形分析

一階掩埋場基本剖面之形狀因子如圖3-12所示，其標準剖面尺寸列於表3-11中，為了簡化分析，分析時以標準斷面為基本剖面，探討掩埋場形狀因子：掩埋面坡高(H)、掩埋場底部長度(L)、掩埋場底部

邊坡角度(α)、掩埋面邊坡角度(β)等參數，一次只變動一個參數，進行參數變異性分析。另外，為了模擬滲出水淤積對掩埋場變形之影響，在一階掩埋場標準斷面給定地下水(No Flow)，地下水給定方式為水位線方式輸入，水位高度依序為2 m、5 m、8 m與10 m，而其他形狀參數則不考慮地下水影響。

表3-11 一階掩埋場變形分析標準剖面尺寸

$H(m)$	$L(m)$	$\alpha (^{\circ})$	$\beta (^{\circ})$
10	30	60	45

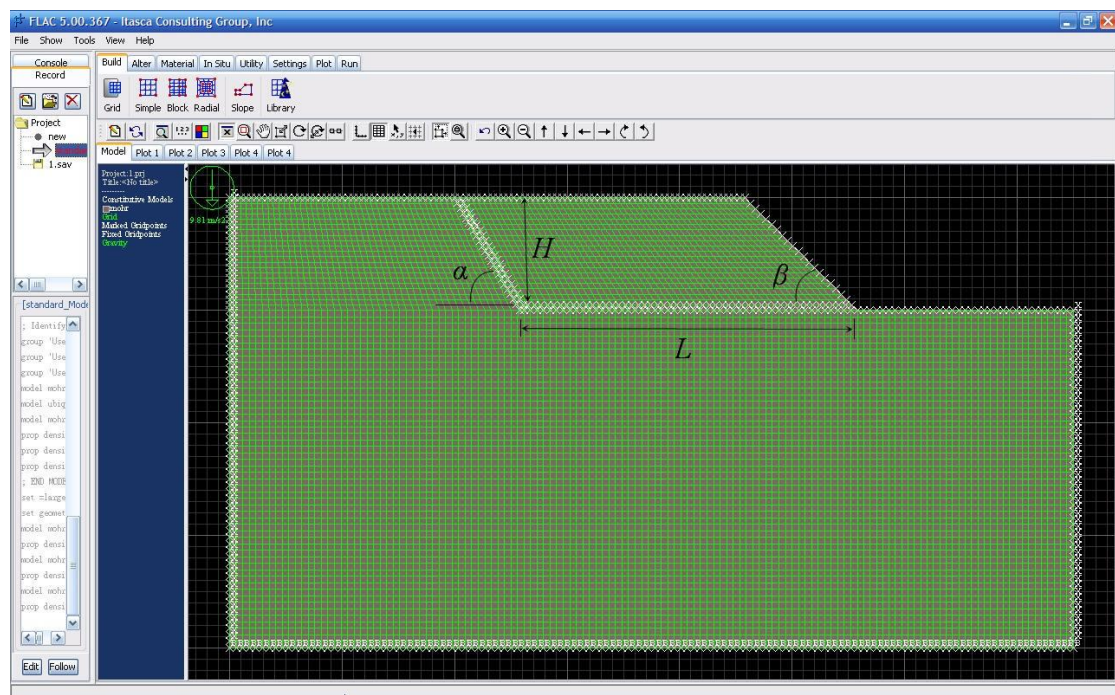


圖 3-12 一階掩埋場基本剖面形狀因子定義

建立模型前首先必須先建好網格，對於分析之模型左右兩側只固定水平位移，模型下方底部固定水平及垂直位移。亦即在分析過程中

左右兩側允許垂直方向位移，但不允許水平方向位移。

掩埋場材料參數主要可以分為三層，廢棄物層、界面層、軟岩層，其中界面層用來模擬地工膜布與廢棄物層間可能發生滑動之情形。由於廢棄物均質性並不高，各掩埋場之強度參數較不一致，而范佐憲(2007)針對苗栗縣竹南掩埋場進行現場大型直剪試驗所求得之平鈹載重試驗曲線，再經由平鈹載重公式可求得彈性模數 E 值為96.7~203.5 KPa，為了保守模擬取 E 值為200 KPa。根據Oliveira(1993)指出軟岩之彈性模數在500~5000 MPa之間，此模擬假設軟岩彈性模數為1000MPa。各材料參數如表3-12所示。

材料加載方式為材料本身自重，即視為給定掩埋場之起始應力。為了明顯觀察分析後掩埋場之變形，材料力學性質設定為大應變模式。一階掩埋場各參數變異性範圍如表3-13。

表3-12 一階掩埋場變形分析材料參數

材料參數	單位重(kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	E (kPa)	ν
廢棄物層	10	$c=34$	$\phi=35$	200	0.25
界面層	10	$c=0$	$\phi=30$	350	0.25
軟岩	24	$s_u=245.25$	$\phi_u=0$	10^6	0.25

表3-13一階掩埋場各參數變異性範圍

一階		
參數種類	參數變異性範圍	
幾何形狀因子	H (m)	10、20、30
	L (m)	20、30、50
	α ($^{\circ}$)	30、45、60
	β ($^{\circ}$)	21.8 (2.5H:1V)、26.56 (2H:1V)、45

B. 二階掩埋場變形分析

二階掩埋場變形分析之基本剖面之尺寸與一階掩埋場相同。唯一不同的地方在於此處為求分析之明確簡單，因此兩台階之高度 H 及掩埋體長度 L 採同時變化，兩階之邊坡角度 α_1 、 α_2 以及 β_1 、 β_2 亦採同步變化，只變動背靠邊坡之平台寬度 B_1 ，而掩埋完成面之平台寬度 B_2 固定不變。另外，為了模擬滲出水淤積對掩埋場變形之影響，在二階掩埋場標準斷面給定地下水(No Flow)，地下水給定方式為水位線方式輸入，水位高度依序為2 m、5 m、8 m、10 m與15 m，而其他形狀參數則不考慮地下水影響。

分析之標準剖面形狀因子定義如圖3-13所示，形狀因子幾何參數如表3-14 所示。二階掩埋場變形分析之材料參數與一階掩埋場相同。材料性質如表3-15 所示。

二階掩埋場參數變異性分析，程式設定及執行與一階掩埋場皆相同，各參數變異性範圍如表3-16。

表3-14 二階掩埋場變形分析標準剖面尺寸

台階	$H(m)$	$L(m)$	$B(m)$	$\alpha (^{\circ})$	$\beta (^{\circ})$
1	10	30	3	63.43(1H:2V)	45
2	10	25	3	63.43(1H:2V)	45

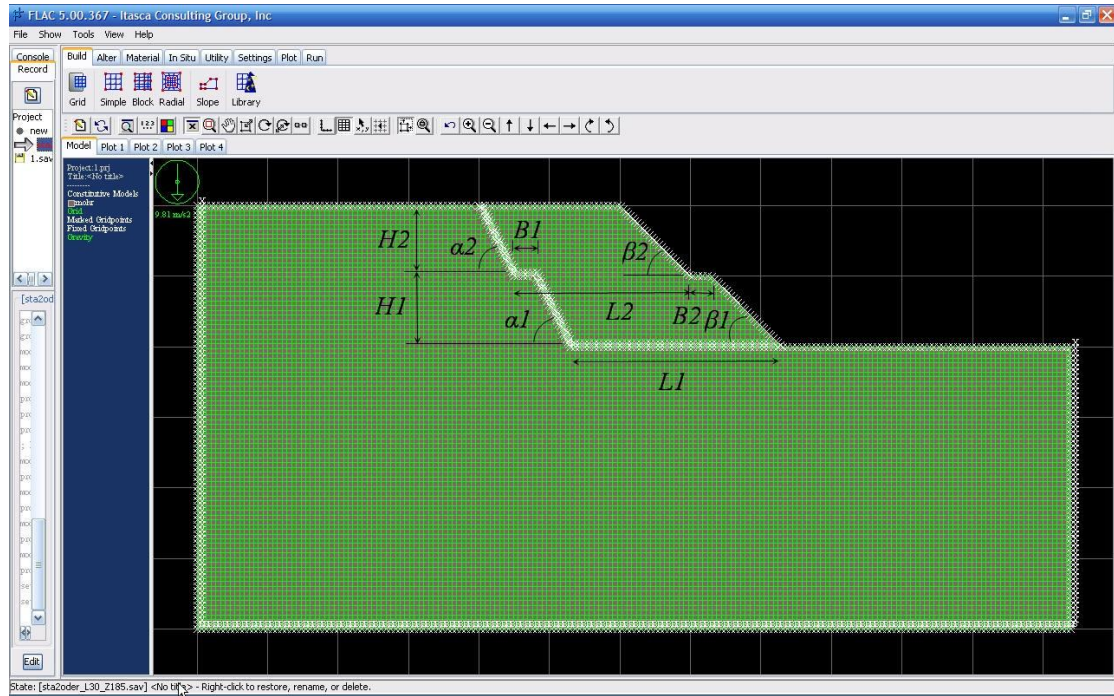


圖 3-13 二階掩埋場基本剖面形狀因子定義

表3-15 二階掩埋場變形分析材料參數

材料參數	單位重(kN/m^3)	c (kpa)	$\phi (^{\circ})$	E (kpa)	ν
廢棄物層	10	$c=34$	$\phi=35$	200	0.25
界面層	10	$c=0$	$\phi=30$	350	0.25
軟岩	24	$s_u=245.25$	$\phi_u=0$	10^6	0.25

表3-16 二階掩埋場各參數變異性範圍

二階		
參數種類	參數變異性範圍	
幾何形狀因子	H (m)	10、15、20
	L (m)	30、40、50
	B (m)	3、4
	α (°)	45、63.43(1H:2V)、75
	β (°)	26.56 (2H:1V)、45

第四章 分析結果與討論

本章節將掩埋場穩定與掩埋場變形分析結果加以整理與討論，分析結果與討論主要可以分四大部分：(1) 一階掩埋場穩定分析結果與討論 (2) 二階掩埋場穩定分析結果與討論 (3) 一階掩埋場變形分析結果與討論 (4) 二階掩埋場變形分析結果與討論。

4.1 SEEP2D 掩埋場滲流分析

4.1.1 掩埋場廢棄物層滲流分析

一階標準斷面廢棄物層依照各水位高度下，所計算廢棄物層內之孔隙水壓分佈圖，如圖 4-1 至圖 4-4 所示。地下水位高度依序為 2 m、5 m、8 m、10 m。

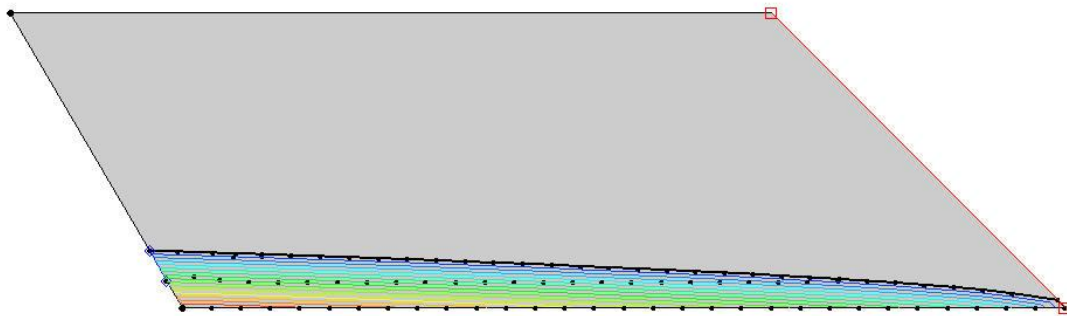


圖 4-1 地下水位高度為 2 m 之孔隙水壓分佈圖

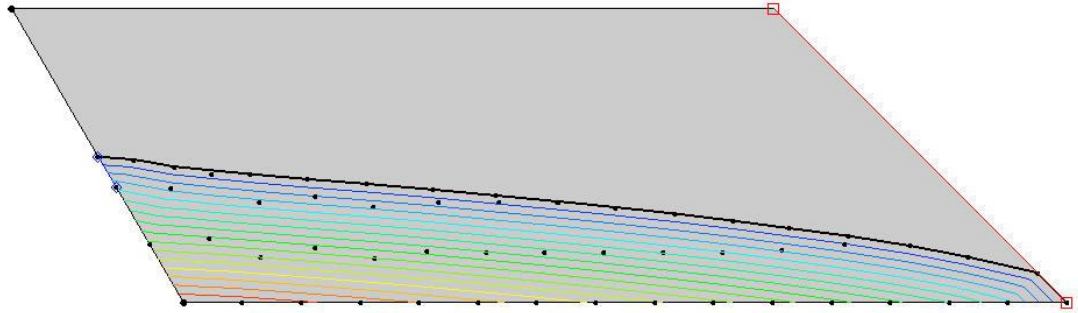


圖 4-2 地下水位高度為 5 m 之孔隙水壓分佈圖

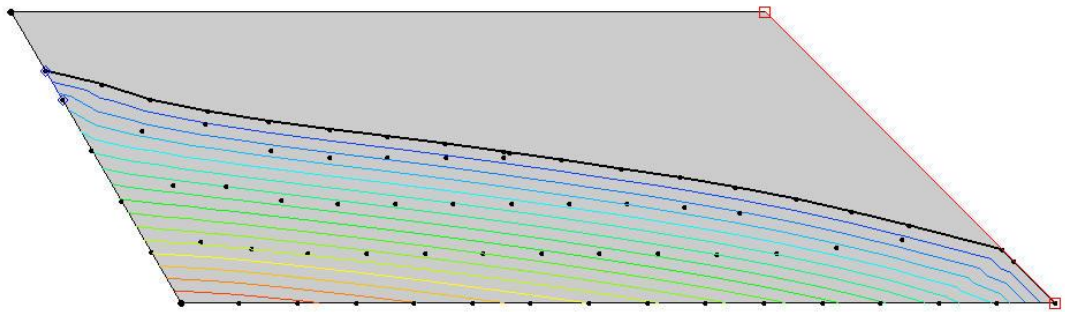


圖 4-3 地下水位高度為 8 m 之孔隙水壓分佈圖

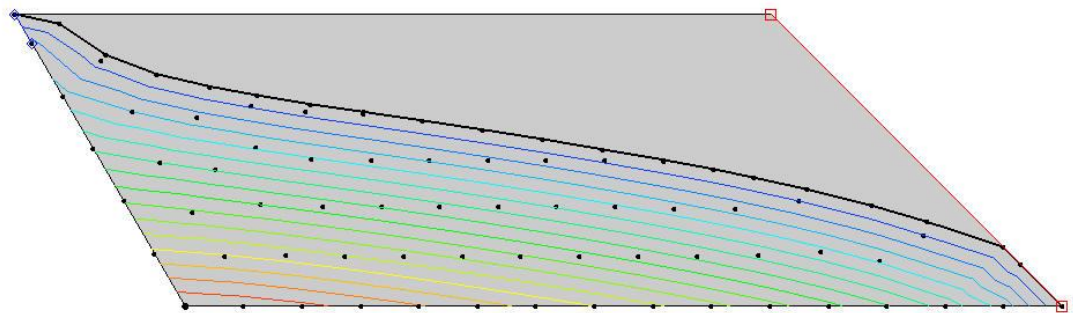


圖 4-4 地下水位高度為 10 m 之孔隙水壓分佈圖

二階標準斷面廢棄物層依照各水位高度下，所計算廢棄物層內之孔隙水壓分佈圖，如圖 4-5 至圖 4-9 所示。地下水位高度依序為 2 m、

5 m、8 m、10 m、15 m。

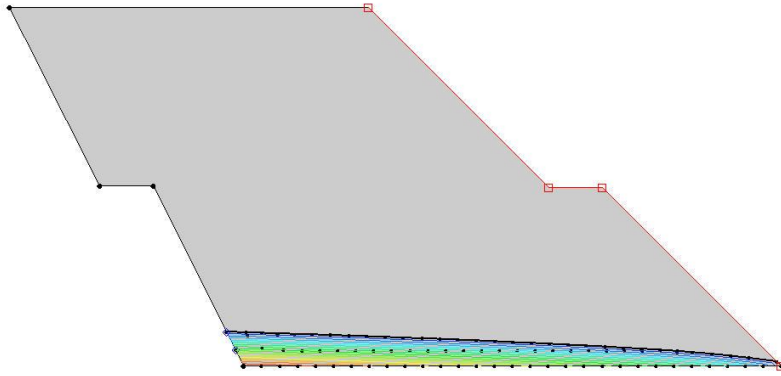


圖 4-5 地下水位高度為 2 m 之孔隙水壓分佈圖

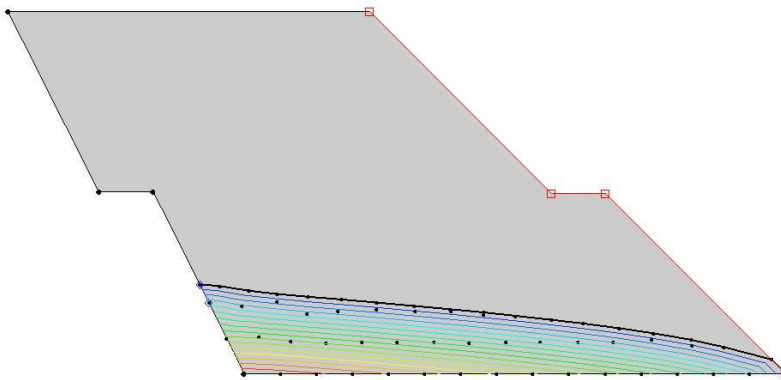


圖 4-6 地下水位高度為 5 m 之孔隙水壓分佈圖

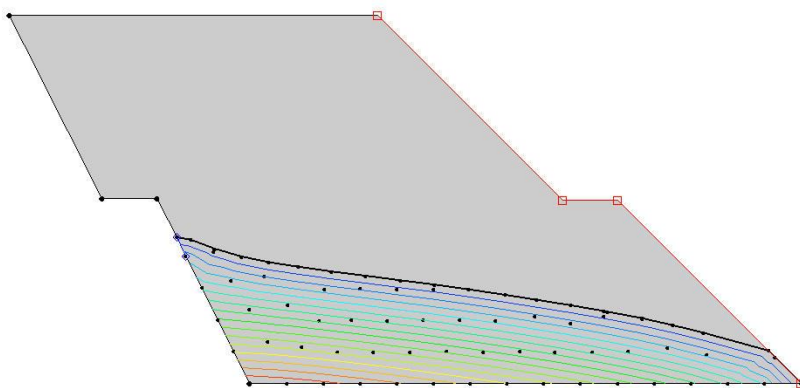


圖 4-7 地下水位高度為 8 m 之孔隙水壓分佈圖

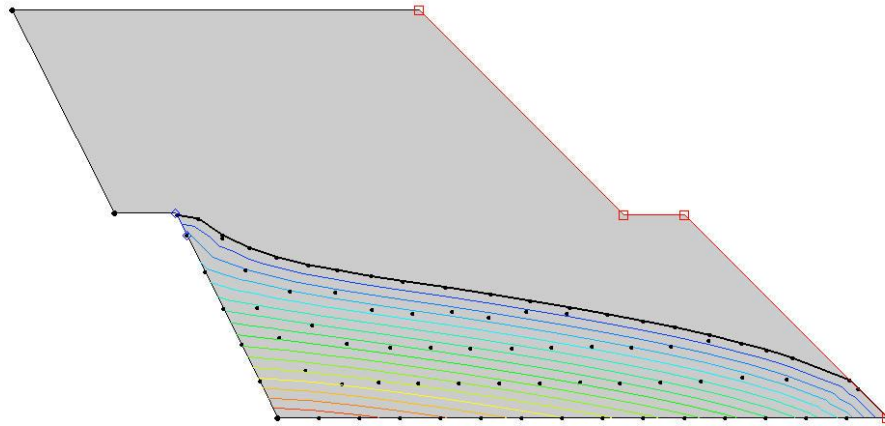


圖 4-8 地下水位高度為 10 m 之孔隙水壓分佈圖

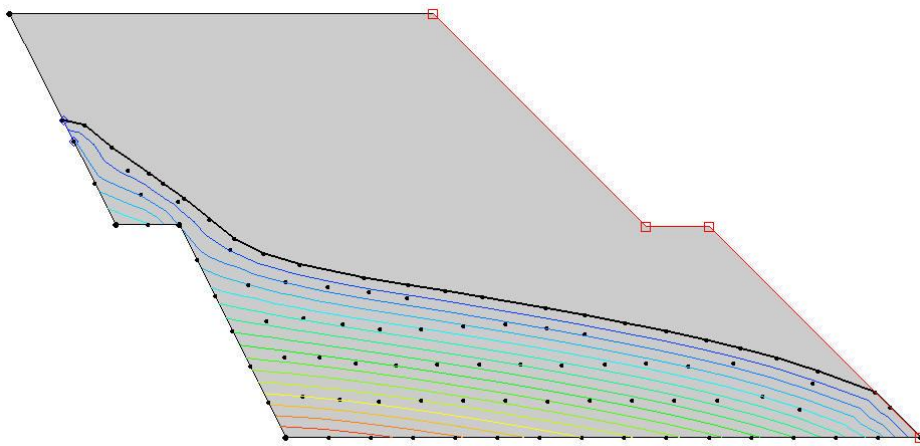


圖 4-9 地下水位高度為 15 m 之孔隙水壓分佈圖

4.2 SLOPE/W 邊坡穩定分析

4.2.1 一階掩埋場參數變異性分析結果

1. 掩埋面高度(H)

安全係數隨著掩埋面高度(H)增加而遞減，如圖 4-10 所示，當掩埋面高度在 30 m 時，滲出水在任何高度下之安全係數皆小於 1。而

掩埋面高度(H)只有 10 m 時，滲出水位高度在 8 m 以下，其安全係數皆能夠大於 1 以上。當滲出水位高度為 10 公尺，掩埋面高度從 10 m 至 30 m 時，安全係數會從 0.89 遞減至 0.72，相差 0.17；而無滲出水位時安全係數從 2.28 遞減至 0.96，相差了 1.32。由此可見，當滲出水位越高時，其安全係數降低的趨勢會減緩。圖 4-11 為一階界面滑動安全係數與滲出水頭高度比之關係圖，安全係數隨著水頭高度比增加而有遞減的趨勢，可得知水頭高度對掩埋場穩定有相當地影響。

安全係數若以 Spencer 法為基準，Morgenstern and Price 法在此分析中安全係數差異值隨著高度(H)增加而遞減，差異值由 7% 減至 -8%。

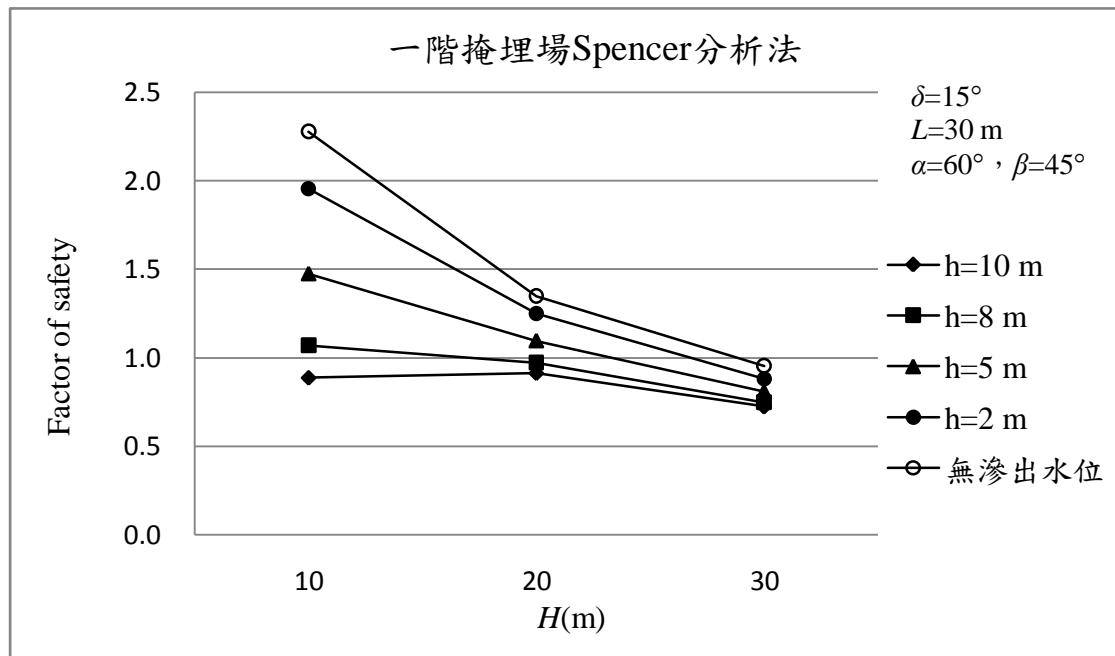


圖 4-10 一階掩埋場界面滑動安全係數與掩埋面高度關係圖

表 4-1 與 4-2 各為一階掩埋場界面滑動與局部淺層破壞之安全係數關係表，由表 4-1 與 4-2 可以看出，局部淺層破壞之安全係數皆大於界面滑動安全係數，有此可知，掩埋場皆會沿著界面發生滑動破壞。另外，對於局部淺層破壞而言，當掩埋面高度在 10 m 至 30 m 時，在任何水位高度下安全係數皆能大於 1。此外，安全係數會隨著掩埋面高度(H)增加而遞減。其中圖 4-12 為一階淺層破壞安全係數與滲出水頭高度比之關係圖，安全係數隨著滲出水頭高度比增加而有降低之趨勢。

表4-1 一階界面滑動安全係數關係表(考慮掩埋面高度與滲出水)

		FS									
破壞類型	Translational										
滲出水位	$h=10$ m		$h=8$ m		$h=5$ m		$h=2$ m		$h=0$ m		
$H(m)$	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	
10	0.819	0.888	0.990	1.070	1.369	1.475	1.815	1.956	2.110	2.278	
20	0.897	0.914	0.963	0.973	1.091	1.097	1.240	1.251	1.344	1.350	
30	0.783	0.724	0.805	0.748	0.862	0.810	0.938	0.881	0.976	0.955	

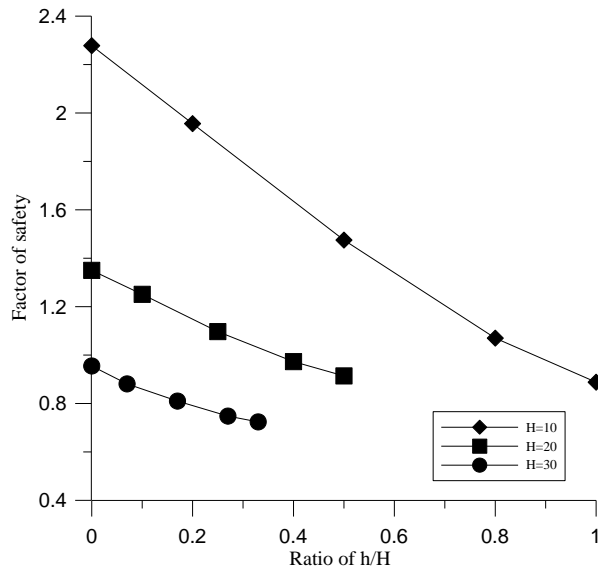


圖 4-11 安全係數與滲出水頭高度比關係圖(一階界面滑動破壞)

表4-2 一階淺層破壞安全係數關係表(考慮掩埋面高度與滲出水)

		FS									
破壞類型		Rotational									
滲出水位		$h=10\text{ m}$		$h=8\text{ m}$		$h=5\text{ m}$		$h=2\text{ m}$		$h=0\text{ m}$	
$H(\text{m})$		M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer
10		2.747	2.834	2.826	2.943	3.042	3.041	3.225	3.227	3.589	3.596
20		2.112	2.118	2.169	2.171	2.254	2.256	2.315	2.361	2.321	2.323
30		1.644	1.770	1.663	1.785	1.744	1.863	1.805	1.911	1.854	1.823

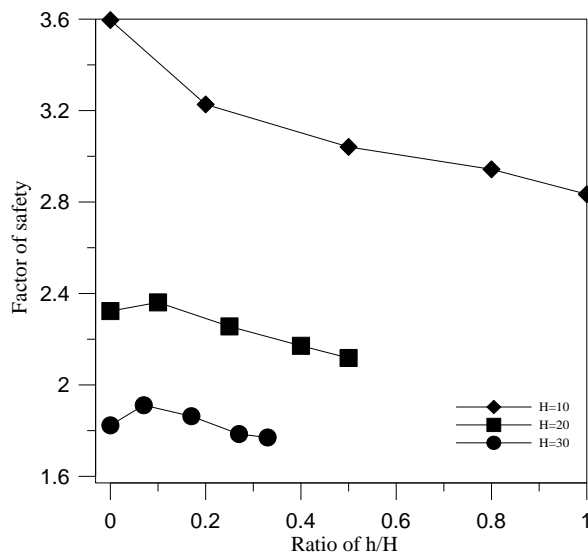


圖 4-12 安全係數與滲出水頭高度比關係圖(一階淺層破壞)

2. 掩埋面長度(L)

由圖 4-13 可看出安全係數隨著掩埋面長度(L)增加而遞增，當掩埋面長度只有 10 m 時，在任何滲出水高度下安全係數皆小於 1。而掩埋面長度為 30 m 時，滲出水位高度在 8 m 以下安全係數皆能大於 1。此外，滲出水位高度在 10 m，掩埋面長度從 10 m 至 30 m 時，安全係數會從 0.42 遞增至 0.89，增加 0.47；而無地下水時，安全係數從 0.95 遞增加至 2.28，增加了 1.33。由此可見，滲出水位越高，會使安全係數增加的幅度越小。安全係數若以 Spencer 法為基準，Morgenstern and Price 法在此分析中安全係數差異值隨著長度(L)增加而遞增，差異值由 0.2% 增加至 8%。

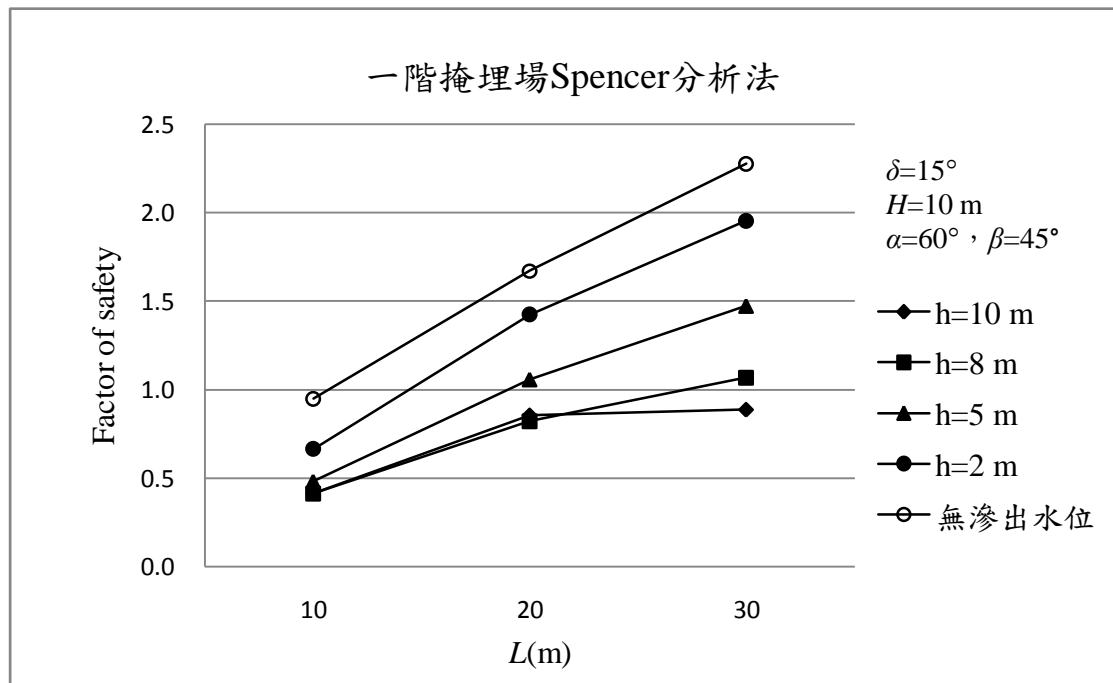


圖 4-13 一階掩埋場界面滑動安全係數與掩埋面長度關係圖

表 4-3 與 4-4 各為一階掩埋場界面滑動與局部淺層破壞之安全係數關係表，由表 4-3 與 4-4 可以看出，局部淺層破壞之安全係數皆大於界面滑動安全係數，有此可知，掩埋場皆會沿著界面發生滑動破壞。另外，對於局部淺層破壞而言，滲出水位高度不論多高，安全係數皆能大於 1 以上。而掩埋面長度(L)與局部淺層破壞安全係數並無明顯地趨勢，安全係數相差的範圍也不大。

表4-3 一階界面滑動安全係數關係表(考慮掩埋面長度與滲出水)

		FS									
破壞類型		Translational									
滲出水位		h =10 m		h =8 m		h =5 m		h =2 m		h =0 m	
L(m)		M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer
10		0.414	0.415	0.413	0.414	0.481	0.484	0.655	0.665	0.818	0.950
20		0.811	0.856	0.778	0.823	1.010	1.060	1.367	1.426	1.603	1.672
30		0.819	0.888	0.990	1.070	1.369	1.475	1.815	1.956	2.11	2.278

表4-4 一階淺層破壞安全係數關係表(考慮掩埋面長度與滲出水)

		FS									
破壞類型		Rotational									
滲出水位		h =10 m		h =8 m		h =5 m		h =2 m		h =0 m	
L(m)		M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer
10		3.022	3.020	3.052	3.096	3.193	3.194	3.199	3.020	3.297	3.301
20		2.996	3.000	2.943	2.947	3.188	3.194	3.086	3.087	3.178	3.182
30		2.747	2.834	2.826	2.943	3.042	3.041	3.225	3.227	3.589	3.596

3. 掩埋場背靠邊坡角度(α)

掩埋場背靠邊坡角度(α)會隨著角度越大安全係數也跟著提高，如圖 4-14 所示，掩埋場背靠邊坡角度在 45° 至 75° 之間，滲出水位高

度在 8 m 以下時，安全係數皆能大於 1 以上；但滲出水位高度在 10 m 時，掩埋場背靠邊坡角度在 45° 至 75° 間，其安全係數皆小於 1。此外，當滲出水位高度越高時，掩埋場背靠邊坡角度對於安全係數的影響會越小。若以 Spencer 法為基準，Morgenstern and Price 法在此分析中安全係數差異值隨著角度(α)增加而遞增，差異值由 1% 增加至 21%。表 4-5 為一階界面滑動安全係數關係表(考慮掩埋場背靠邊坡角度(α)與滲出水位(h))。

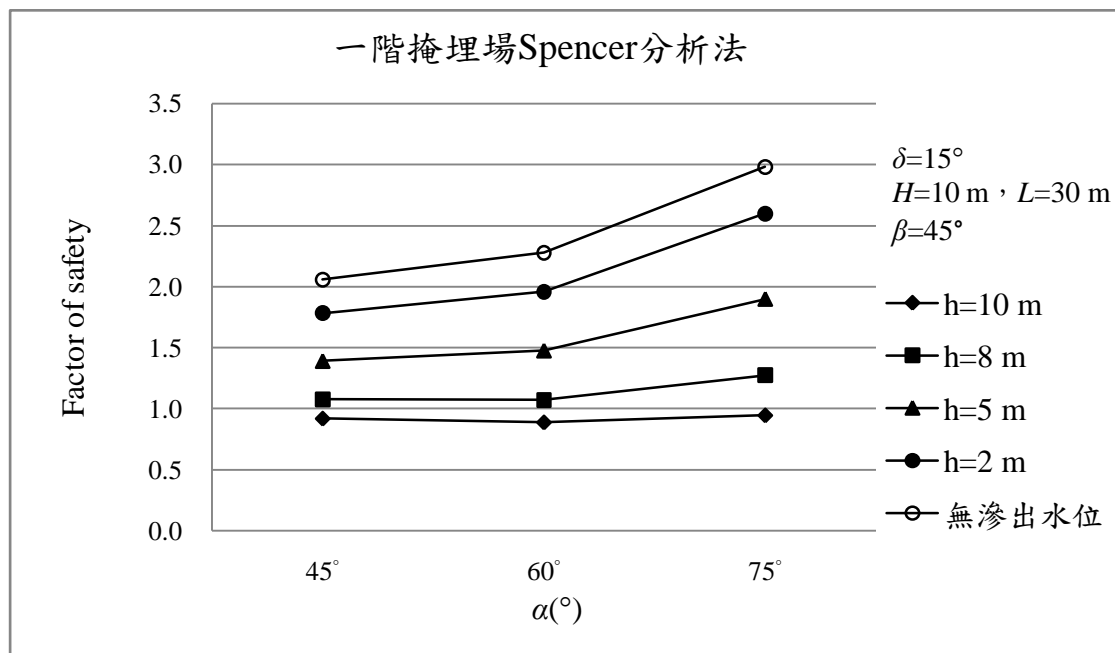


圖 4-14 一階掩埋場界面滑動安全係數與掩埋場背靠邊坡角度關係圖

表4-5一階界面滑動安全係數關係表(考慮背靠邊坡角度與滲出水)

	FS									
破壞類型	Translational									
滲出水位	h =10 m		h =8 m		h =5 m		h =2 m		h =0 m	
$\alpha(^{\circ})$	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer
45°	0.904	0.919	1.057	1.074	1.370	1.390	1.752	1.780	2.024	2.057
60°	0.819	0.888	0.990	1.070	1.369	1.475	1.815	1.956	2.110	2.278
75°	0.744	0.945	1.002	1.273	1.483	1.896	2.082	2.597	2.377	2.980

4. 掩埋完成面邊坡角度(β)

掩埋完成面的邊坡角度 β ，會隨著邊坡角度越大安全係數也跟著提高，如圖 4-15 所示。當掩埋面邊坡角度越大，表示廢棄物的體積增多而重量也跟著增加，對於掩埋面底部界面而言，可以提高界面之間的滑動阻力，故掩埋面邊坡角度越大可以使安全係數提高。當掩埋完成面坡角在 45° 時，滲出水位高度在 8 m 以下，安全係數可以維持在 1 以上。但掩埋完成面坡角在 21.8° 時，滲出水位高度為一半的位置，才能使安全係數大於 1 以上。以 Spencer 法為基準，Morgenstern and Price 法在此分析中安全係數差異值約為 7%~10%。

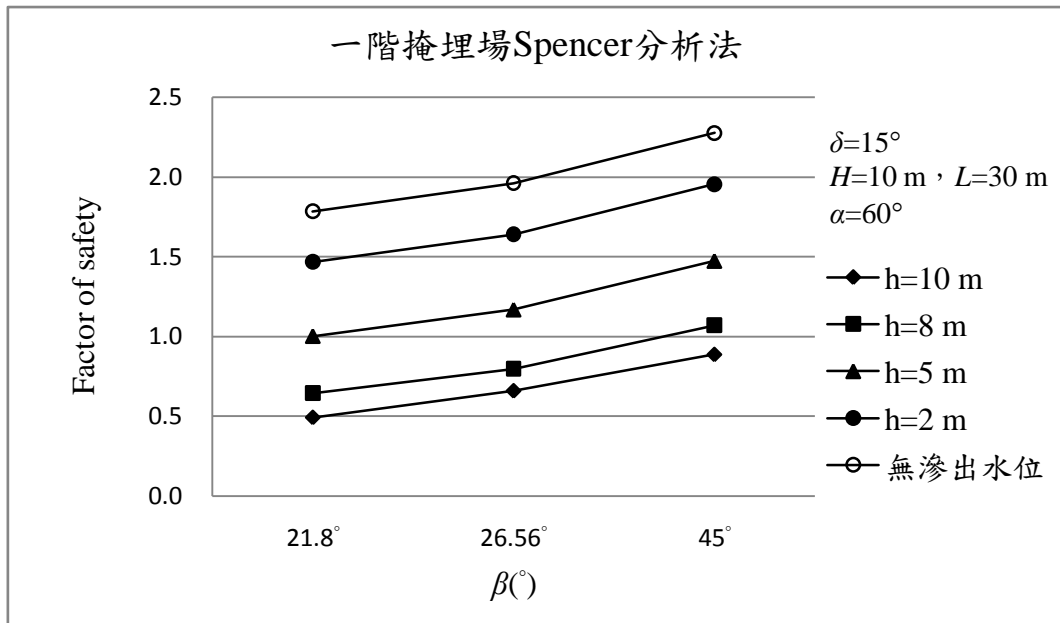


圖 4-15 一階掩埋場界面滑動安全係數與掩埋完成面邊坡角度關係圖

從表 4-6 與表 4-7 可以看出局部淺層破壞安全係數皆大於界面滑動安全係數。對於局部淺層破壞而言，安全係數會隨著掩埋面邊坡角度(β)增加而遞減，其中滲出水位高度越高時，安全係數降低的趨勢會減緩。

表 4-6 一階界面滑動安全係數關係表(考慮掩埋完成面角度與滲出水)

破壞類型	FS									
	Translational									
	$h=10\text{ m}$		$h=8\text{ m}$		$h=5\text{ m}$		$h=2\text{ m}$		$h=0\text{ m}$	
滲出水位	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer
$\beta(^\circ)$										
21.8°	0.439	0.491	0.588	0.645	0.922	1.001	1.355	1.467	1.651	1.786
26.56°	0.597	0.659	0.730	0.798	1.078	1.168	1.517	1.641	1.814	1.963
45°	0.819	0.888	0.990	1.070	1.369	1.475	1.815	1.956	2.11	2.278

表4-7一階淺層破壞安全係數關係表(考慮掩埋完成面角度與滲出水)

	FS									
破壞類型	Rotational									
滲出水位	h =10 m		h =8 m		h =5 m		h =2 m		h =0 m	
$\beta(^{\circ})$	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer
21.8°	3.429	3.438	3.827	3.836	4.418	4.428	5.040	5.051	5.280	5.291
26.56°	3.155	3.161	3.347	3.353	3.689	3.699	4.079	4.091	4.232	4.245
45°	2.747	2.834	2.826	2.943	3.042	3.041	3.225	3.227	3.589	3.596

5. 掩埋面底部界面摩擦角(δ)

安全係數隨著掩埋場底部界面摩擦角(δ)增加而遞增，如圖 4-16 所示。界面摩擦角在 15° 而滲出水位高度在 8 m 以下，安全係數皆能大於 1 以上；其中當界面摩擦角提高到 20° 至 25° 以上，而滲出水位在任何高度下，安全係數皆能夠大於 1。若以 Spencer 法為基準，Morgenstern and Price 法在此分析中安全係數差異值約為 7%~8%。表 4-8 為一階界面滑動安全係數關係表(考慮底部界面摩擦角與滲出水)。

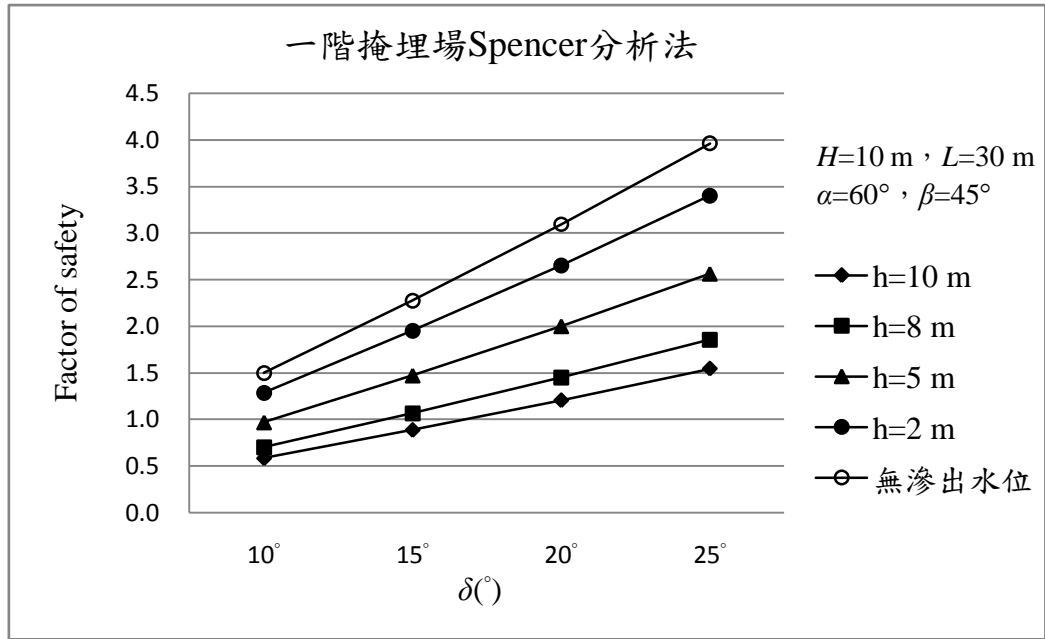


圖 4-16 一階掩埋場界面滑動安全係數與界面摩擦角關係圖

表4-8一階界面滑動安全係數關係表(考慮底部界面摩擦角與滲出水)

		FS									
破壞類型	Translational										
滲出水位	$h=10\text{ m}$		$h=8\text{ m}$		$h=5\text{ m}$		$h=2\text{ m}$		$h=0\text{ m}$		
$\delta(^{\circ})$	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	
10°	0.539	0.585	0.651	0.704	0.901	0.972	1.194	1.288	1.391	1.500	
15°	0.819	0.888	0.990	1.070	1.369	1.475	1.815	1.956	2.110	2.278	
20°	1.112	1.207	1.344	1.453	1.859	2.004	2.466	2.657	2.867	3.096	
25°	1.424	1.547	1.722	1.860	2.382	2.567	3.160	3.405	3.674	3.965	

4.2.2 一階掩埋場參數變異性分析結果討論

一階掩埋場安全係數會隨著掩埋面長度(L)、背靠邊坡角度(α)、掩埋完成面邊坡角度(β)、底部界面摩擦角(δ)增加而遞增，但隨著掩埋面高度(H)增加而遞減。在影響安全係數的各參數中，以界面摩擦角(δ)對安全係數影響最為直接。當滲出水位高度越高時，掩埋面高度(H)、掩埋面長度(L)、背靠邊坡角度(α)之安全係數變化幅度會越小。掩埋完成面邊坡角度(β)在滲出水位高度為一半時，安全係數可以維持1以上。

一階掩埋場淺層破壞安全係數與掩埋面高度(H)、掩埋完成面邊坡角度(β)成反比關係，而掩埋面長度(L)則無明顯地趨勢，對安全係數影響不大。掩埋面高度(H)、掩埋完成面邊坡角度(β)、掩埋面長度(L)在任何滲出水位高度下，其安全係數皆能大於1以上。

Spencer法與Morgenstern and Price法切片法比較，Spencer切片法之安全係數值會比Morgenstern and Price法稍大，若以Spencer法為基準，Morgenstern and Price切片法之差異值約為6%。

目前國內建築技術規則對於邊坡穩定安全係數之規定為暴雨時—FS > 1.1，假設暴雨時滲出水位在邊坡高度為一半(5公尺)。一階掩埋場之標準斷面($\delta = 15^\circ$ 、 $\alpha = 60^\circ$ 、 $\beta = 45^\circ$ 、 $H = 10\text{ m}$ 、 $L = 30\text{ m}$)，在界面滑動破壞模式下，由分析結果可提出下列建議，以提供設計及分

析之參考：

1. 當 $\delta = 15^\circ$ 、 $\alpha = 60^\circ$ 、 $\beta = 45^\circ$ 、 $L = 30$ m時，掩埋高度(H)建議小於10 m。
2. 當 $\delta = 15^\circ$ 、 $\alpha = 60^\circ$ 、 $\beta = 45^\circ$ 、 $H = 10$ m時，掩埋長度(L)建議大於30 m。
3. 當 $\delta = 15^\circ$ 、 $\beta = 45^\circ$ 、 $H = 10$ m、 $L = 30$ m時，且背靠邊坡為軟岩，直立性好，則背靠的坡角(α)可建議介於 $45^\circ \sim 75^\circ$ 。
4. 當 $\delta = 15^\circ$ 、 $\alpha = 60^\circ$ 、 $H = 10$ m、 $L = 30$ m時，掩埋面坡角(β)建議介於 $26.56^\circ \sim 45^\circ$ 。
5. 當 $\alpha = 60^\circ$ 、 $\beta = 45^\circ$ 、 $H = 10$ m、 $L = 30$ m時，界面摩擦角(δ)建議大於 20° 。

4.2.3 二階掩埋場參數變異性分析結果

1. 掩埋面高度(H)

安全係數隨著掩埋面高度(H)增加而遞減，如圖4-17所示。當掩埋面高度在15 m至20 m，滲出水位在任何高度下安全係數皆小於1，處於極不穩定狀況，即可能發生滑動破壞。掩埋面高度在10 m，而滲出水位在5 m以下，安全係數才有辦法維持1以上。圖4-18為二階界面滑動安全係數與滲出水頭比之關係圖，安全係數會隨著水頭高度比增加而有遞減地趨勢。若以Spencer法為基準，Morgenstern and Price 法

在此分析中安全係數差異值隨著掩埋面高度(H)增加而遞減，差異值由4%遞減至0.3%。

由表4-9與表4-10可以看出淺層破壞安全係數皆大於界面滑動安全係數，故掩埋場破壞由界面滑動破壞所控制。淺層破壞安全係數會隨著掩埋高度增加而遞減。圖4-19為二階淺層破壞安全係數與滲出水頭高度比之關係圖，安全係數會隨著水頭高度比增加而有降低地趨勢。

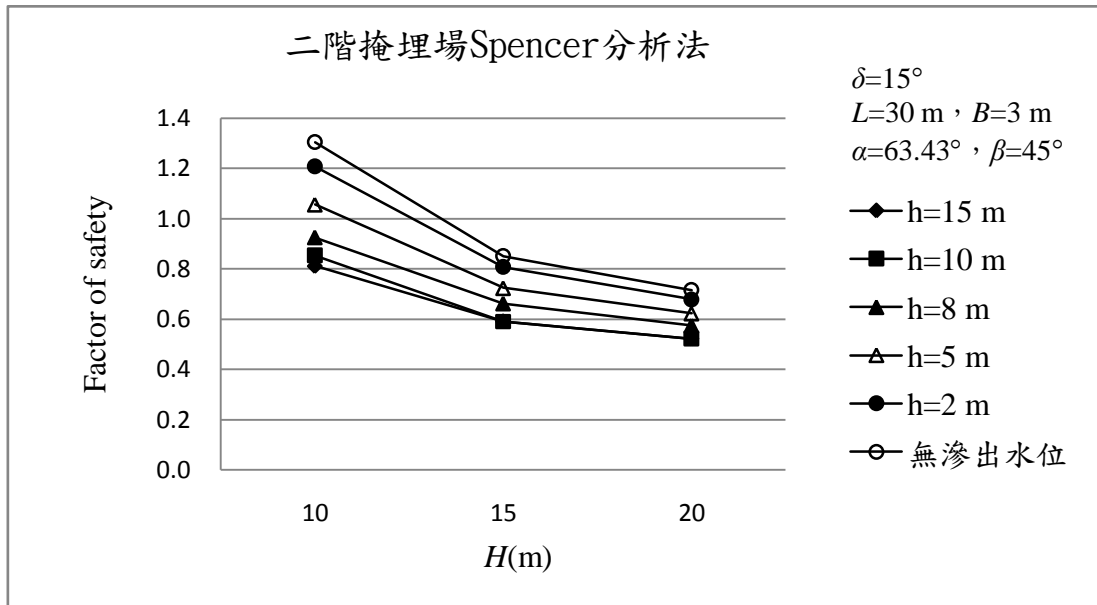


圖 4-17 二階掩埋場界面滑動安全係數與掩埋面高度關係圖

表4-9 二階界面滑動安全係數關係表(考慮掩埋面高度與滲出水)

		FS											
破壞類型		Translational											
滲出水位		h =15 m		h =10 m		h =8 m		h =5 m		h =2 m		h =0 m	
H(m)		M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer
10		0.785	0.812	0.826	0.854	0.895	0.925	1.023	1.056	1.171	1.208	1.266	1.305
15		0.582	0.591	0.580	0.590	0.654	0.663	0.715	0.724	0.799	0.808	0.844	0.852
20		0.518	0.522	0.518	0.522	0.572	0.575	0.621	0.623	0.677	0.679	0.715	0.716

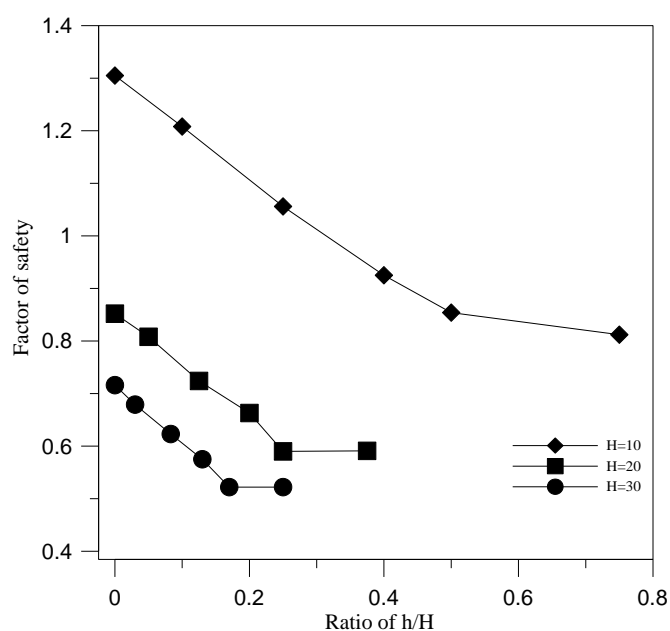


圖 4-18 安全係數與滲出水頭高度比關係圖(二階界面滑動破壞)

表4-10 二階淺層破壞安全係數關係表(考慮掩埋面高度與滲出水)

		FS											
破壞類型		Rotational											
滲出水位		h =15 m		h =10 m		h =8 m		h =5 m		h =2 m		h =0 m	
H(m)		M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer
10		2.182	2.183	2.225	2.226	2.282	2.283	2.387	2.387	2.461	2.461	2.475	2.475
15		1.810	1.810	1.811	1.812	1.899	1.990	1.982	1.983	1.998	1.998	2.209	2.029
20		1.706	1.710	1.713	1.717	1.785	1.789	1.832	1.835	1.782	1.783	1.834	1.835

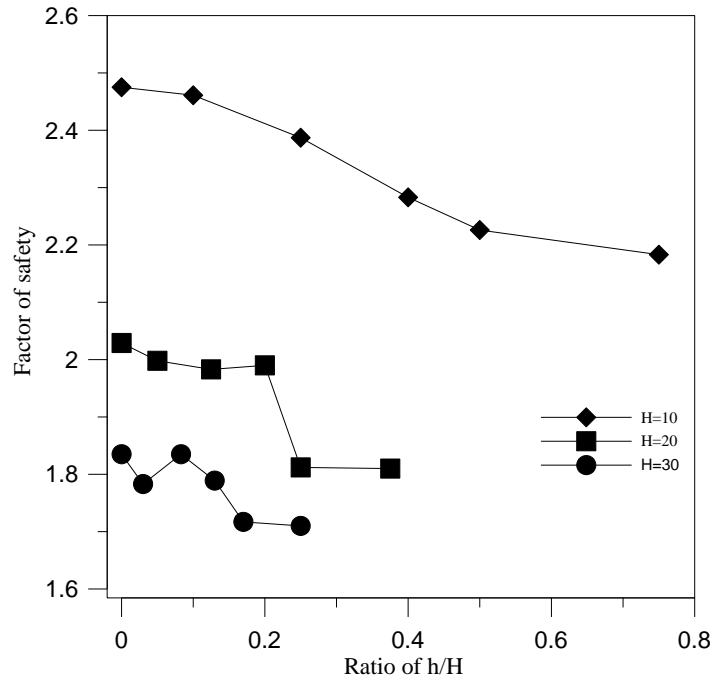


圖 4-19 安全係數與滲出水頭高度比關係圖(二階淺層破壞)

2. 掩埋面長度(L)

二階界面滑動安全係數會隨著掩埋面長度增加而提高，如圖4-20所示。當掩埋面長度在50 m，滲出水位在15 m以下，其安全係數皆能大於1以上；但掩埋面長度只有10 m時，在任何水位下安全係數皆小於1。若以Spencer法為基準，Morgenstern and Price 法在此分析中安全係數差異值隨著掩埋面長度增加而遞增，差異值由2%增加至5%。

由表4-11與表4-12可以看出局部淺層破壞安全係數皆大於界面滑動安全係數，故掩埋場破壞主要是沿著底部界面所發生。局部淺層破壞安全係數與掩埋面長度之關係，並沒有很明顯的趨勢，安全係數相差也並不大。

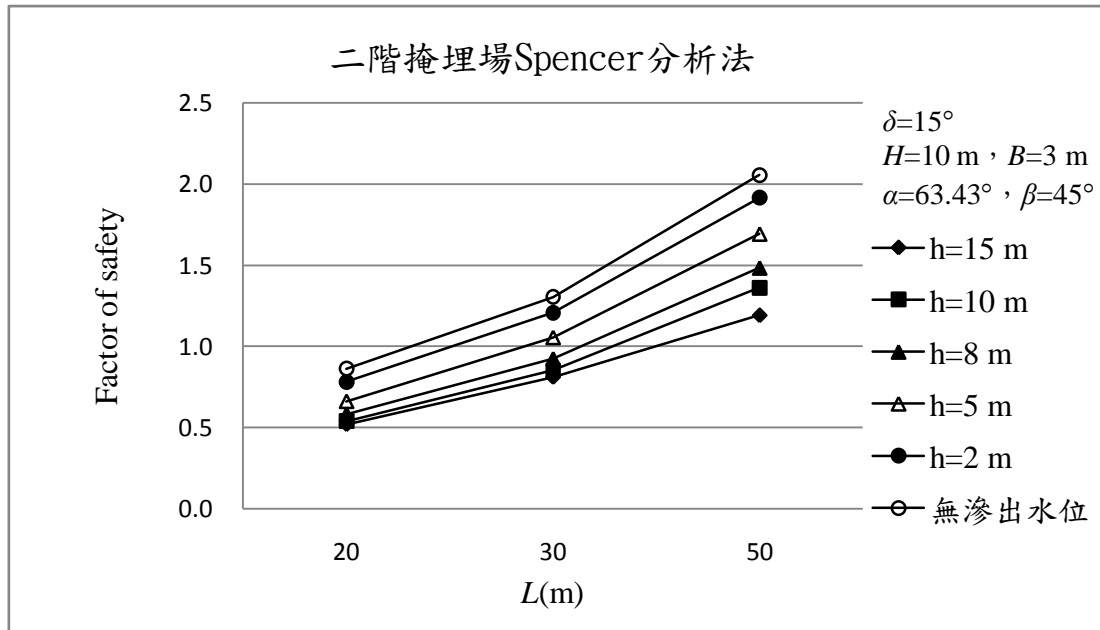


圖 4-20 二階掩埋場界面滑動安全係數與掩埋面長度關係圖

表4-11 二階界面滑動安全係數關係表(考慮掩埋面長度與滲出水)

		FS											
破壞類型		Translational											
滲出水位		$h=15\text{ m}$		$h=10\text{ m}$		$h=8\text{ m}$		$h=5\text{ m}$		$h=2\text{ m}$		$h=0\text{ m}$	
$L(\text{m})$		M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer
20		0.511	0.521	0.529	0.539	0.573	0.584	0.653	0.663	0.773	0.782	0.853	0.863
30		0.785	0.812	0.826	0.854	0.895	0.925	1.023	1.056	1.171	1.208	1.266	1.305
50		1.131	1.192	1.293	1.362	1.409	1.485	1.607	1.693	1.808	1.916	1.938	2.056

表4-12 二階淺層破壞安全係數關係表(考慮掩埋面長度與滲出水)

		FS											
破壞類型		Rotational											
滲出水位		$h=15\text{ m}$		$h=10\text{ m}$		$h=8\text{ m}$		$h=5\text{ m}$		$h=2\text{ m}$		$h=0\text{ m}$	
$L(\text{m})$		M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer
20		2.184	2.186	2.204	2.206	2.251	2.253	2.360	2.362	2.313	2.315	2.529	2.530
30		2.182	2.183	2.225	2.226	2.282	2.283	2.387	2.387	2.461	2.461	2.475	2.475
50		2.220	2.221	2.413	2.416	2.414	2.414	2.509	2.509	2.555	2.555	2.558	2.560

3. 台階寬度(B_1)

二階界面滑動安全係數隨著台階寬度增加而增加，但增加幅度並不是很明顯，如圖4-21所示。滲出水位高度在高度5 m以下，其安全係數皆能大於1以上。另外，不管滲出水位高度多高，安全係數變化並不大，故台階寬度並不是影響安全係數之關鍵。若以Spencer法為基準，Morgenstern and Price法在此分析中安全係數差異值約為3%~4%。表4-13為二階掩埋場界面滑動安全係數關係表(考慮台階寬度與地下水位)。

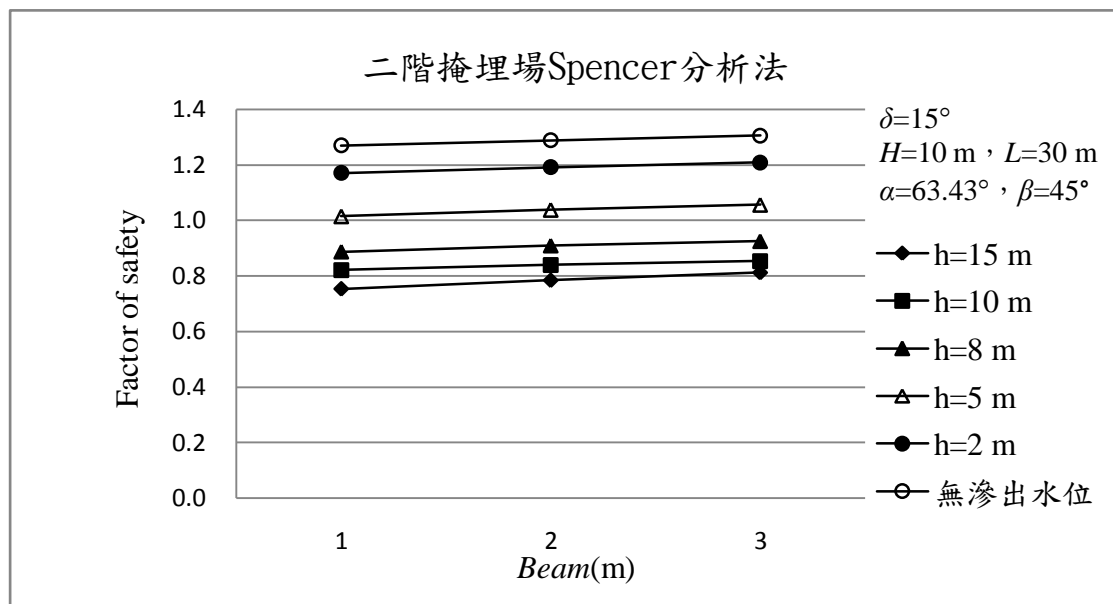


圖 4-21 二階掩埋場界面滑動安全係數與台階寬度關係圖

表4-13 二階界面滑動安全係數關係表(考慮台階寬度與滲出水)

		FS											
破壞類型		Translational											
滲出水位		h =15 m		h =10 m		h =8 m		h =5 m		h =2 m		h =0 m	
Beam(m)		M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer
1		0.725	0.753	0.792	0.821	0.856	0.887	0.981	1.015	1.131	1.170	1.228	1.270
2		0.756	0.784	0.811	0.840	0.878	0.909	1.005	1.038	1.153	1.191	1.248	1.288
3		0.785	0.812	0.826	0.854	0.895	0.925	1.023	1.056	1.171	1.208	1.266	1.305

4. 掩埋場背靠邊坡角度(α)

二階界面滑動安全係數會隨著背靠邊坡角度(α)增加而提高，如圖4-22所示。當背靠邊坡角度(α)為75°，滲出水位在邊坡高度為一半(10 m)時，其安全係數能維持1以上。另外，滲出水位高度越高，背靠邊坡角度(α)由45°至75°時，安全係數增加的幅度會減小。若以Spencer法為基準，Morgenstern and Price 法在此分析中安全係數差異值隨著坡角(α)增加而遞增，差異值由-0.1%增加至10%。表4-14為二階掩埋場界面滑動安全係數關係表(考慮掩埋場背靠邊坡角度與滲出水位)。

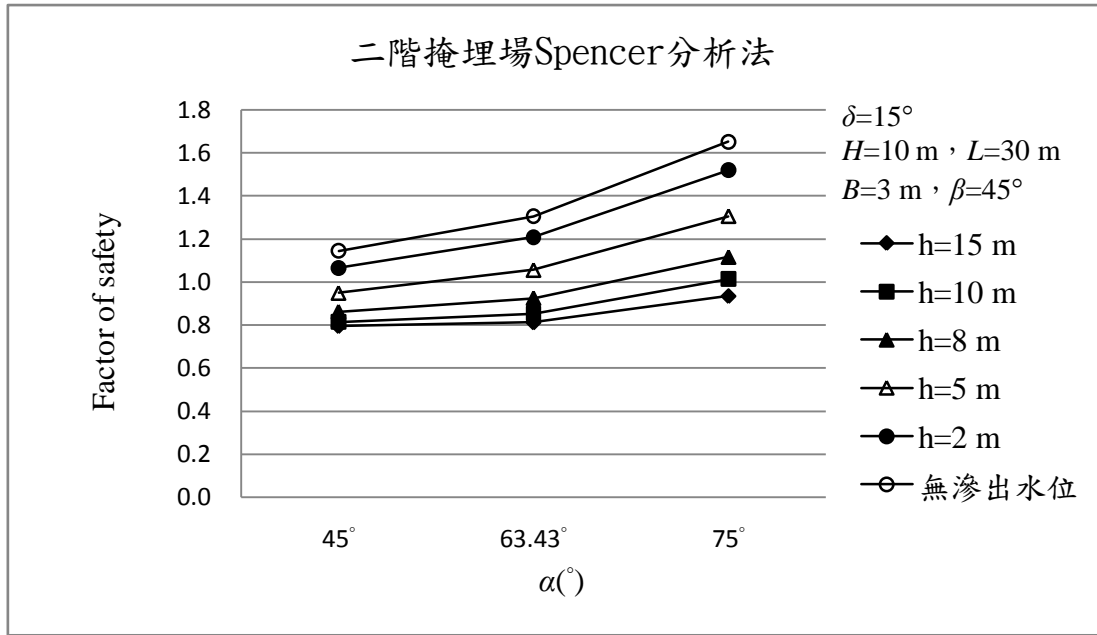


圖 4-22 二階掩埋場界面滑動安全係數與背靠邊坡角度關係圖

表4-14二階界面滑動安全係數關係表(考慮背靠邊坡角度與滲出水)

破壞類型	FS											
	Translational											
	h=15 m		h=10 m		h=8 m		h=5 m		h=2 m		h=0 m	
$\alpha(^\circ)$	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer
45°	0.800	0.795	0.819	0.814	0.867	0.862	0.957	0.950	1.075	1.065	1.155	1.144
63.43°	0.785	0.812	0.826	0.854	0.895	0.925	1.023	1.056	1.171	1.208	1.266	1.305
75°	0.828	0.934	0.910	1.014	1.006	1.116	1.175	1.305	1.372	1.520	1.488	1.653

5. 掩埋完成面邊坡角度(β)

二階界面滑動安全係數隨著掩埋完成面邊坡角度(β)增加而提高，如圖4-23所示。掩埋完成面邊坡角度(β)在 60° ，滲出水位在高度為一半時(10 m)，其安全係數皆可大於1以上。若以Spencer法為基準，Morgenstern and Price 法在此分析中安全係數差異值約為3%~4%。

由表4-15與表4-16可以看出局部淺層破壞安全係數皆大於界面滑動安全係數，故掩埋場之破壞由界面滑動破壞所控制。局部淺層破壞方面，安全係數會隨著掩埋完成面邊坡角度(β)增加而降低。當邊坡角度(β)越大，安全係數值在各水位下變化幅度會越小。

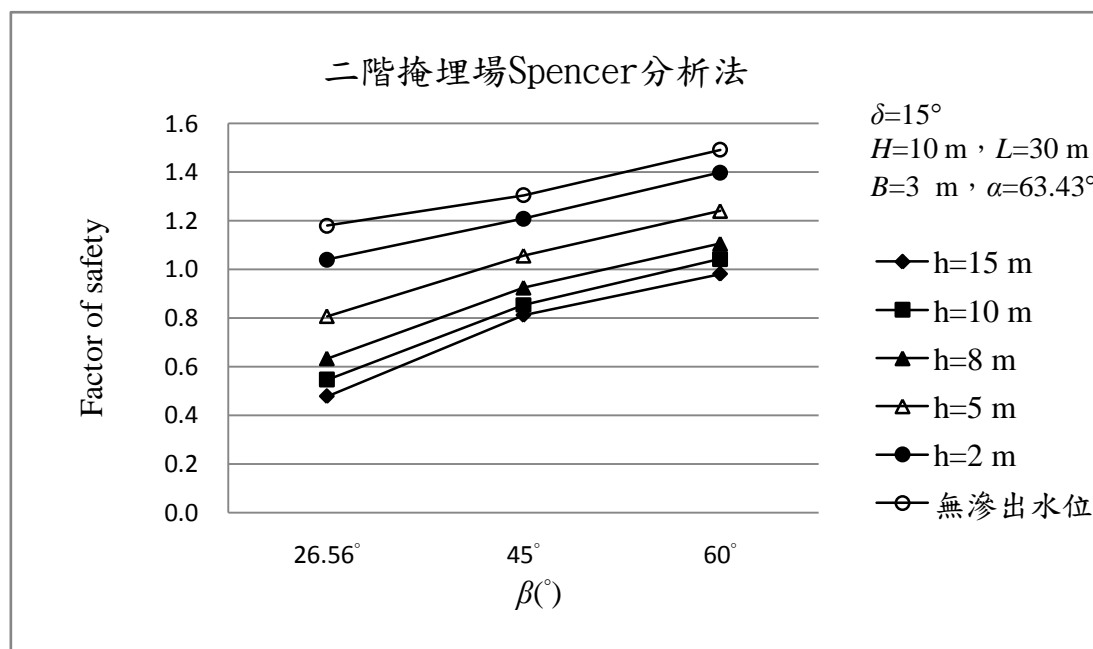


圖 4-23 二階掩埋場界面滑動安全係數與掩埋完成面邊坡角度關係圖

表4-15二階界面滑動安全係數關係表(考慮掩完成埋面角度與滲出水)

		FS											
破壞類型		Translational											
滲出水位		h=15 m		h=10 m		h=8 m		h=5 m		h=2 m		h=0 m	
$\beta(^{\circ})$		M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer
26.56°		0.459	0.479	0.523	0.546	0.609	0.634	0.781	0.807	1.009	1.040	1.145	1.180
45°		0.785	0.812	0.826	0.854	0.895	0.925	1.023	1.056	1.171	1.208	1.266	1.305
60°		0.951	0.981	1.010	1.043	1.072	1.106	1.202	1.240	1.357	1.399	1.448	1.492

表4-16二階淺層破壞安全係數關係表(考慮掩埋完成面角度與滲出水)

		FS											
破壞類型	Rotational												
滲出水位	h =15 m		h =10 m		h =8 m		h =5 m		h =2 m		h =0 m		
$\beta(^{\circ})$	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	M-P	Spencer	
26.56°	3.036	3.038	3.125	3.126	3.272	3.274	3.601	3.602	3.904	3.904	4.017	4.017	
45°	2.182	2.183	2.225	2.226	2.282	2.283	2.387	2.387	2.461	2.461	2.475	2.475	
60°	2.056	2.057	2.082	2.083	2.132	2.132	2.198	2.199	2.254	2.255	2.258	2.259	

6. 掩埋面底部界面摩擦角(δ)

掩埋面底部界面摩擦角(δ)會隨著角度增加,安全係數也跟著提高,如圖 4-24 所示。當界面摩擦角(δ)在 20°至 25°時,安全係數皆能大於 1 以上,但界面摩擦角(δ)只有在 10°時,在任何水位高度下,其安全係數都小於 1,處於極不穩定狀況,即可能發生滑動破壞。若以 Spencer 法為基準, Morgenstern and Price 法在此分析中安全係數差異值約為 -5%~3%。表 4-17 為二階界面滑動安全係數關係表(考慮底部界面摩擦角與滲出水)。

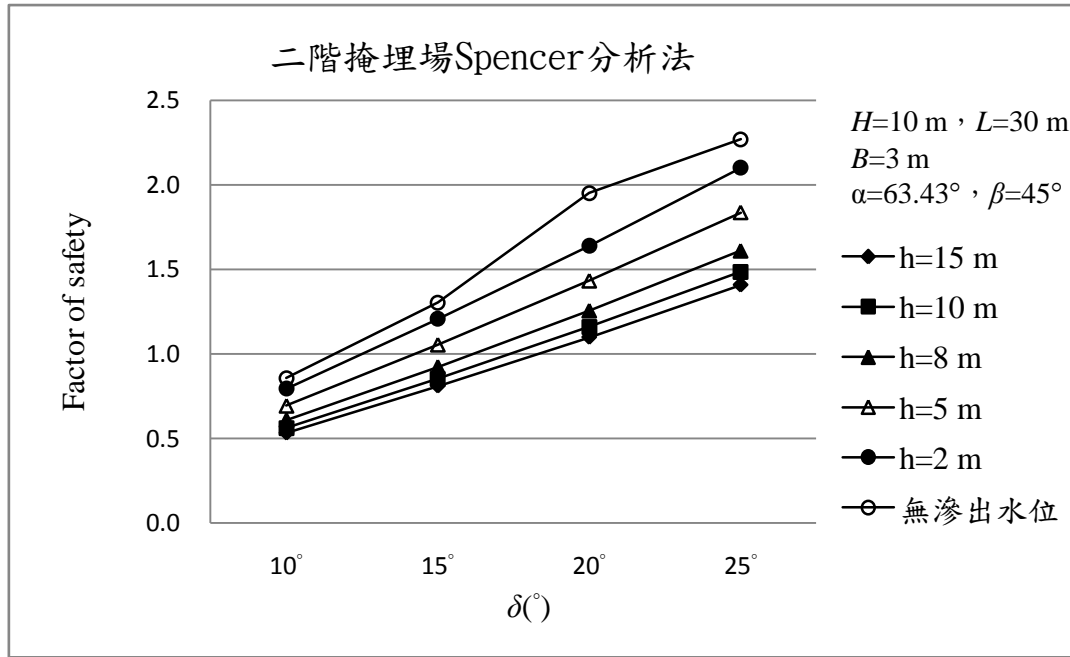


圖 4-24 二階掩埋場界面滑動安全係數與底部界面摩擦角關係圖

4.2.4 二階掩埋場參數變異性分析結果討論

二階掩埋場底部滑動安全係數會隨掩埋面長度(L)、台階寬度(B_1)、掩埋場背靠邊坡角度(α)、掩埋完成面邊坡角度(β)、底部界面摩擦角(δ)增加而遞增，但隨著掩埋面高度(H)增加而遞減。掩埋面底部界面摩擦角(δ)對安全係數影響最為直接。掩埋面高度(H)在10 m時，滲出水位在5 m 以下，安全係數才能維持1以上，當掩埋面高度大於15 m以上，在任何水位下其安全係數都無法大於1。掩埋面長度大於50 m以上，安全係數皆能大於1以上。安全係數會隨著掩埋場背靠邊坡角度(α)增加而提高，且滲出水位高度越高時，安全係數增加的幅度會縮小。掩埋完成面邊坡角度(β)在60°，地下水位在高度為一半(10 m)時，其安全係數才可以維持1以上。台階寬度(B_1)對安全係數本身影響不大，

台階寬度並不是影響掩埋場穩定性之關鍵。

二階掩埋場淺層破壞安全係數隨著掩埋面長度(L)增加而遞增，但隨掩埋面高度(H)、掩埋完成面坡角(β)增加而遞減。其中掩埋完成面坡角(β)對於淺層破壞安全係數影響最大，其次是掩埋面高度(H)，最後則是掩埋面長度(L)。

Spencer法與Morgenstern and Price法之比較，Spencer所分析的安全係數會比Morgenstern and Price高一些，其中若以Spencer為基準，Morgenstern and Price切片法之差異值約為2%。

4.3 FLAC 變形分析

4.3.1 一階掩埋場參數變異性分析結果

1. 滲出水淤積對掩埋場變形之影響

表 4-17 為一階掩埋場滲出水淤積與變形分析之結果，滲出水位高度對掩埋場之剪應變影響並無明顯之趨勢，當水位在 8 m 會有較大之剪應變為 238%，而最大剪應變發生在廢棄物層坡趾位置，其餘則發生在掩埋場背靠邊坡上，如圖 4-25 所示。最大體積壓應變則介於 24%~57% 之間，發生位置皆位於廢棄物層深層底部。體積張應變則在水位高度為 8 m 有較大之體積張應變為 76%，當水位在 2 m 至 5 m 最大體積張應變會發生在掩埋場背靠邊坡頂部邊緣，而水位增加到 8 m 至 10 m 則會發生在廢棄物層坡趾位置，如圖 4-26 所示。

掩埋場之位移方面，水平位移會隨著水位高度增加而有些微增加地趨勢，水平最大位移會增加至 2.4 公尺左右，當水位在 5 m~10 m 水平最大位移會發生在廢棄物層坡趾位置，如圖 4-27 所示。垂直最大位移則介於 1.6 m~2.0 m，發生位置皆位於廢棄物較淺層區域，如圖 4-28 所示。圖 4-29 為一階掩埋場位移向量圖，由圖中可以看出廢棄物在淺層區域有較大之位移量。

表4-17 一階掩埋場滲出水淤積與變形分析結果

滲出水位高度(m)	最大剪應變 (%)	最大體積壓應變(%)	最大體積張應變(%)	水平最大位移(m)	垂直最大位移(m)
0	144	48	29	0.98	-1.66
2	205	57	42	1.10	-2.03
5	173	42	38	2.35	-1.93
8	238	24	76	2.27	-1.91
10	122	32	52	2.41	-1.72

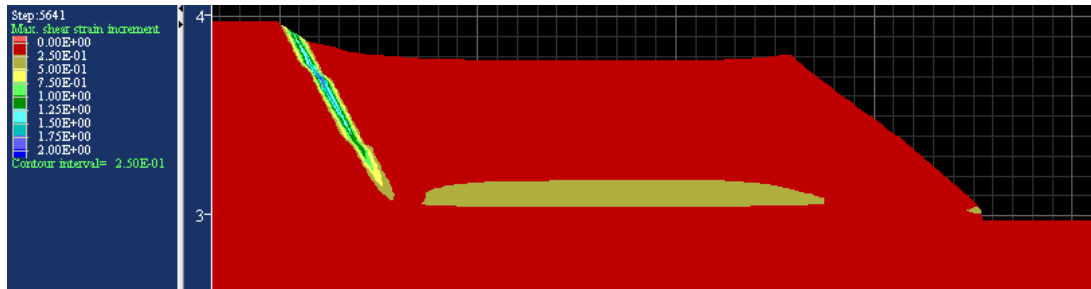


圖 4-25 滲出水位高度為 2 m 之最大剪應變圖

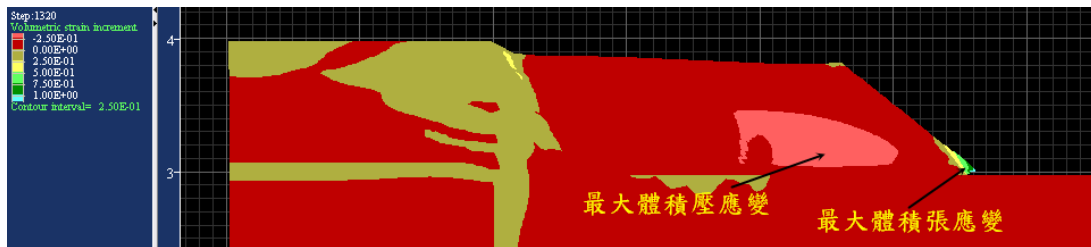


圖 4-26 滲出水位高度為 10 m 之體積應變圖

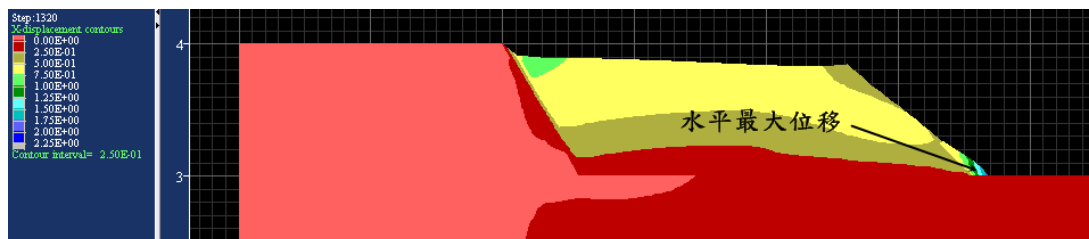


圖 4-27 滲出水位高度為 10 m 之水平位移圖

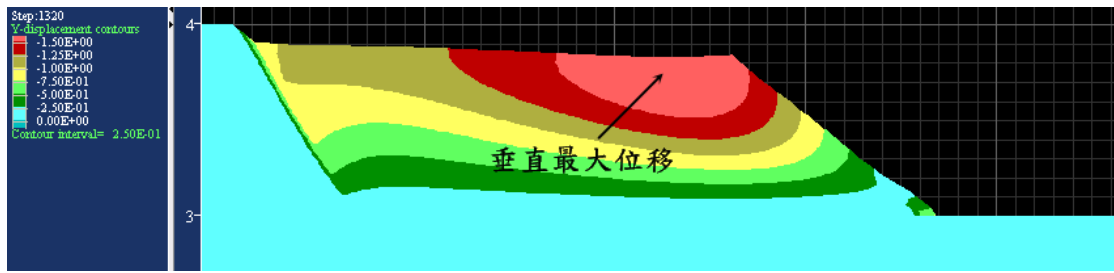


圖 4-28 滲出水位高度為 10 m 之垂直最大位移

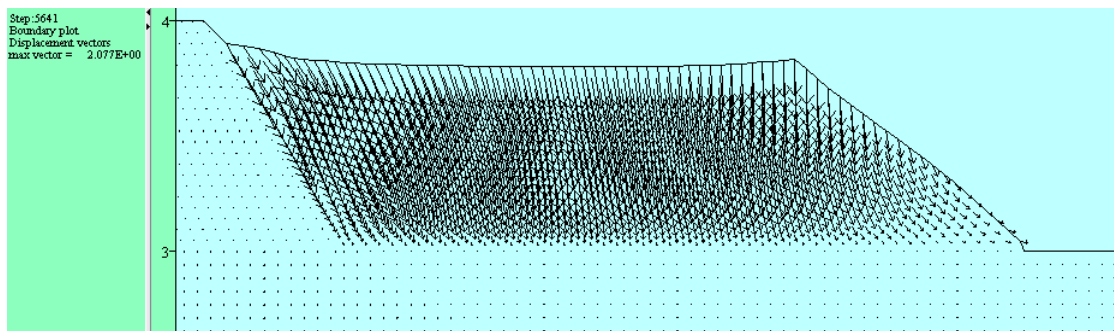


圖 4-29 滲出水位高度為 2 m 之位移向量圖

2. 掩埋面高度(H)

表 4-18 為掩埋面高度參數變異之變形分析結果，掩埋面高度(H) 在 10 m 至 20 m 之最大剪應變約為 150 %，當掩埋面高度為 30 m，受剪後的應變量可達到 280 %，由於廢棄物本身強度參數較低，故受剪後變形量相當可觀，而最大剪應變發生位置皆在掩埋場背靠邊坡上，如圖 4-30 所示。掩埋面高度(H)在 10 m 至 20 m 時，最大體積壓應變約為 50%，隨著掩埋面高度越高至 30 m 時，最大體積壓應變量可達 90%，壓縮量相當大只剩下原本的 10% 左右。最大體積張應變約在 30% 左右。另外，最大體積壓應變發生在掩埋面深層底部，而最大體

積張應變則發生在背靠邊坡頂部附近位置，如圖 4-31 所示。

廢棄物掩埋場位移方面，當掩埋面高度(H)在 30 m 時，水平位移可達 1 m 以上，其水平最大位移皆發生在背靠邊坡頂部附近的廢棄物表層上，如圖 4-32 所示。至於垂直方向最大位移，隨著掩埋面高度(H)增加，垂直方向最大位移量會劇增，掩埋面高度在 30 m 時，垂直最大位移量會達到 5 m 左右。另外，掩埋面高度(H)在 10 m 時，垂直向最大位移會發生在廢棄物上半部淺層附近，如圖 4-33 所示，隨著掩埋面高度(H)增加為 30 m，最大位移會發生在廢棄物層中心位置。如圖 4-34 所示。圖 4-35 為掩埋面高度(H)為 30 m 之位移向量圖，由圖中可以看出廢棄物沿著坡面發生位移，而較大之位移發生在廢棄物中心位置。

表4-18 掩埋面高度參數變異之變形分析結果

掩埋面高度(m)	最大剪應變 (%)	最大體積壓應變(%)	最大體積張應變(%)	水平最大位移(m)	垂直最大位移(m)
10	144	48	29	0.98	-1.66
20	152	52	31	0.79	-2.30
30	280	91	35	1.67	-5.07

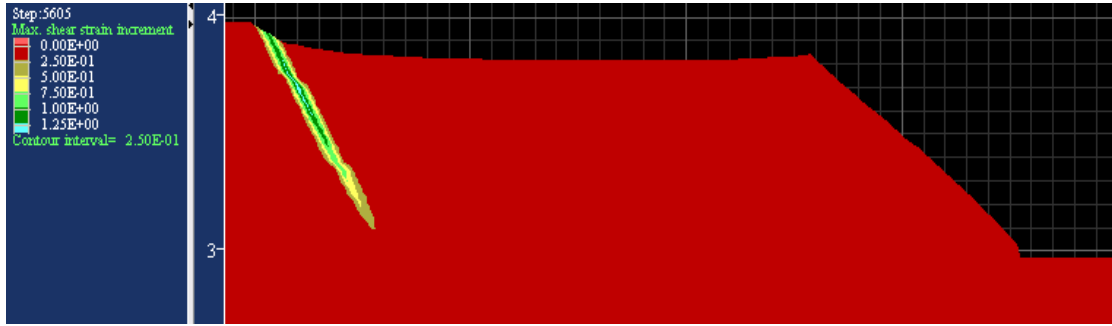


圖 4-30 掩埋面高度(H)為 10 m 之剪應變分佈圖

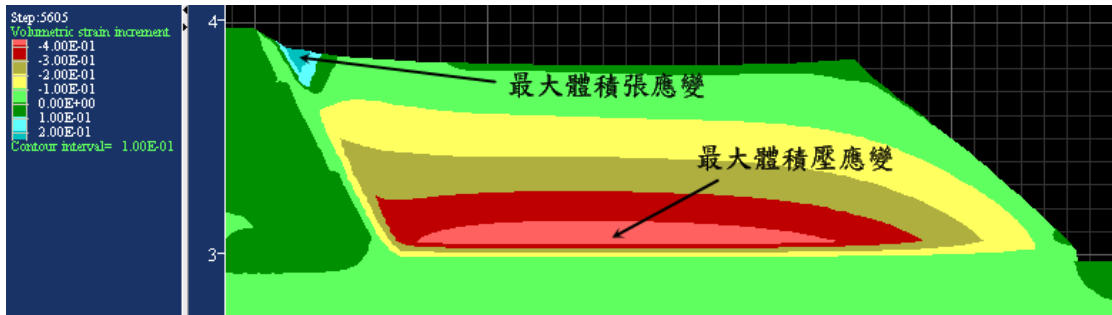


圖 4-31 掩埋面高度(H)為 10 m 之體積應變分佈圖

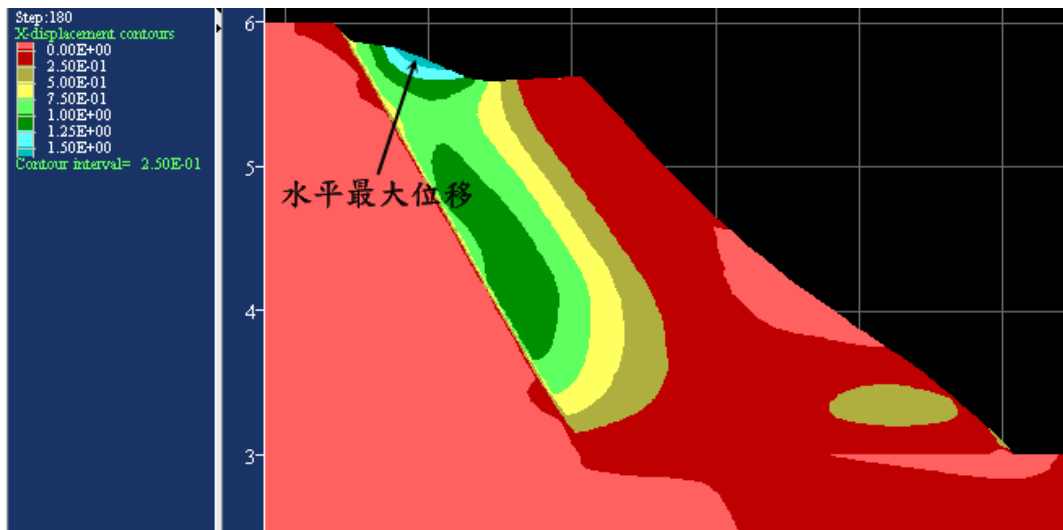


圖 4-32 掩埋面高度(H)為 30 m 之水平位移分佈圖

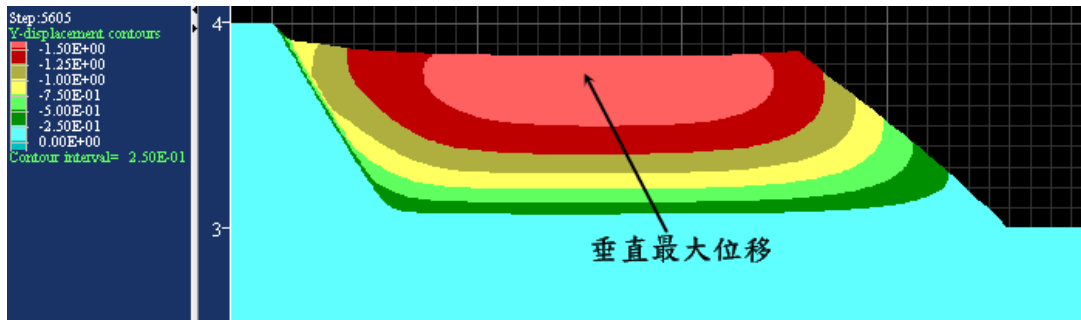


圖 4-33 掩埋面高度(H)為 10 m 之垂直位移分佈圖

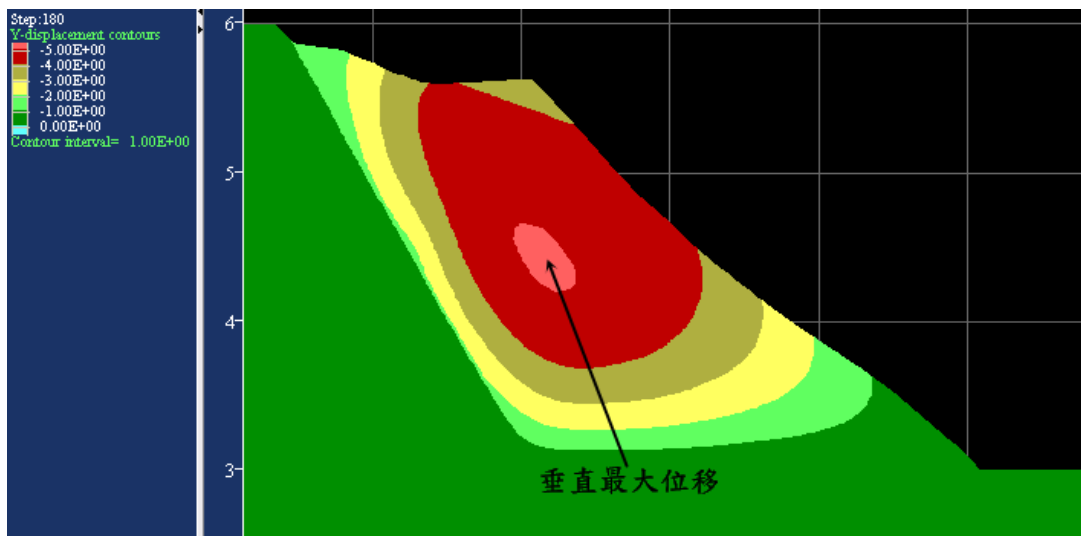


圖 4-34 掩埋面高度(H)為 30 m 之垂直位移分佈圖

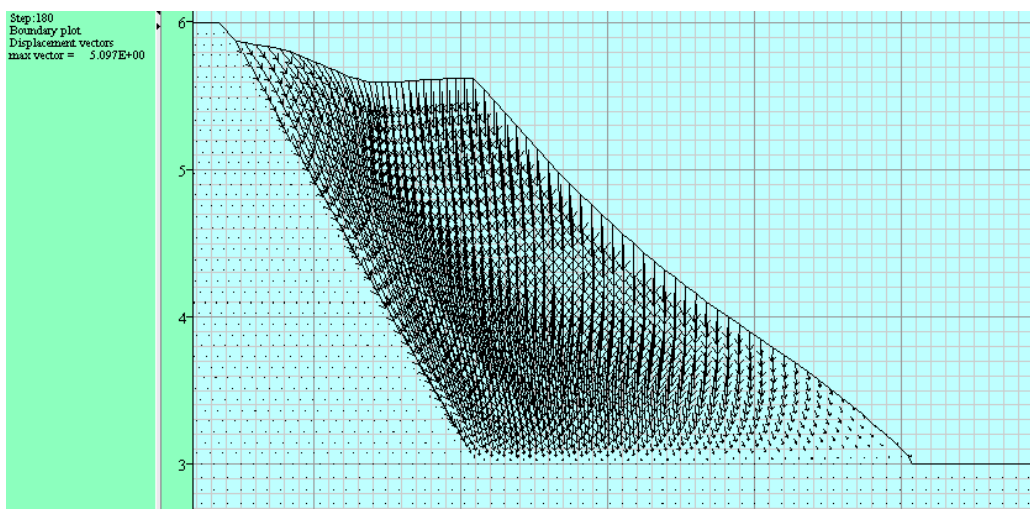


圖 4-35 掩埋面高度(H)為 30 m 之位移向量圖

3. 掩埋面長度(L)

掩埋面長度參數變異之變形分析結果如表 4-19，掩埋面長度(L)從 20 m 增加至 50 m 時，其最大剪應變量會減少為 84%，而最大剪應變發生位置皆在掩埋場背靠邊坡上，如圖 4-36 所示。隨著掩埋面長度(L)增加，最大體積壓應變有些微增加的趨勢，其值約為 45%~50% 之間。另外，最大體積張應變亦隨著掩埋面長度增加而增加，當掩埋面長度(L)為 50 m 時，最大體積張應變可達 50% 左右。最大體積壓應變發生的位置皆位於廢棄物深層底部，而最大體積張應變則發生在靠背邊坡頂部附近，如圖 4-37 所示。

廢棄物掩埋場位移方面，掩埋面長度(L)為 20 m 時，水平最大位移量為 0.74 m，當掩埋面長度(L)增加為 30~50 m，此時水平最大位移量約增加了 0.2 m，而水平最大位移皆發生在掩埋場背靠邊坡頂部附近的廢棄物表層上，如圖 4-38 所示。另外，隨著掩埋面長度(L)增加，垂直最大位移量亦跟著增加，掩埋面長度(L)為 50 m 時，垂直向位移量可達 1.81 m，而垂直最大位移發生在廢棄物淺層區域，如圖 4-39 所示。

表4-19 掩埋面長度參數變異之變形分析結果

掩埋面長度(m)	最大剪應變 (%)	最大體積壓應變(%)	最大體積張應變(%)	水平最大位移(m)	垂直最大位移(m)
20	148	45	18	0.74	-1.58
30	144	47	29	0.98	-1.65
50	84	49	49	0.94	-1.81

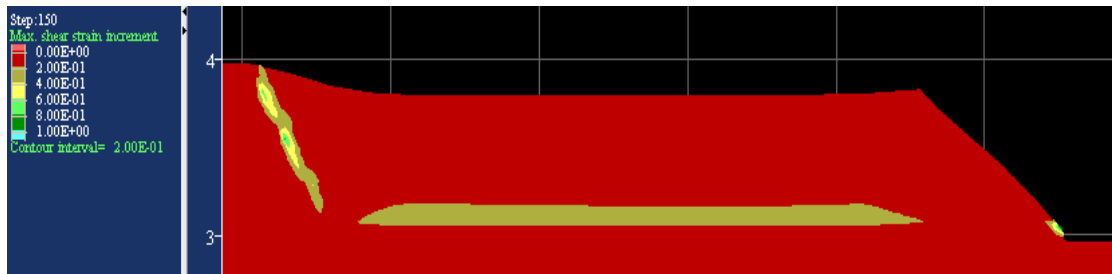


圖 4-36 掩埋面長度(L)為 50 m 之剪應變分佈圖

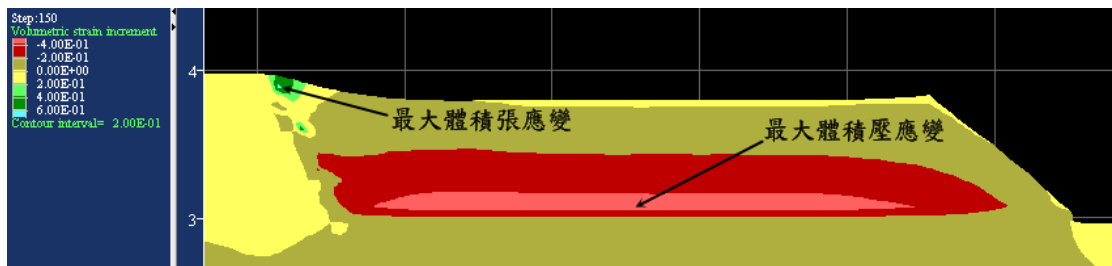


圖 4-37 掩埋面長度(L)為 50 m 之體積應變分佈圖



圖 4-38 掩埋面長度(L)為 50 m 之水平方向位移分佈圖

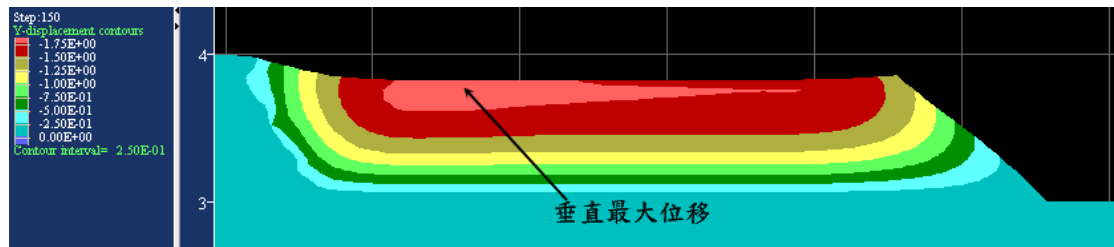


圖 4-39 掩埋面長度(L)為 50 m 之垂直向位移分佈圖

4. 掩埋場背靠邊坡角度(α)

表 4-20 為掩埋場背靠邊坡角度參數變異之變形分析結果。掩埋場之最大剪應變隨著背靠邊坡角度(α)增加而增大，掩埋場背靠邊坡角度(α)在 30° 時，最大剪應變為 49% 直到背靠邊坡角度為 60° ，剪應變增加為 144%，而最大剪應變發生位置皆位於掩埋場背靠邊坡上，如圖 4-40 所示。最大體積壓應變發生位置皆位於廢棄物層底部，其最大體積壓應變值約為 48%。最大體積張應變則發生在背靠邊坡頂部邊緣，最大體積張應變介於 20%~30%，如圖 4-41 所示。

掩埋場位移方面，隨著掩埋場背靠邊坡角度(α)增加，水平最大位移發生的位置會越接近背靠邊坡頂部，水平最大位移量約 0.7~1.0 m 間，如圖 4-42 所示。垂直向最大位移量約為 1.6 m，其發生位置約在廢棄物較淺層位置，如圖 4-43 所示。

表4-20 掩埋場背靠邊坡角度參數變異之變形分析結果

背靠邊坡 角度(°)	最大剪應變 (%)	最大體積壓 應變(%)	最大體積張 應變(%)	水平最大 位移(m)	垂直最大 位移(m)
30	49	47	30	0.73	-1.66
45	118	48	21	0.98	-1.66
60	144	48	29	0.80	-1.65

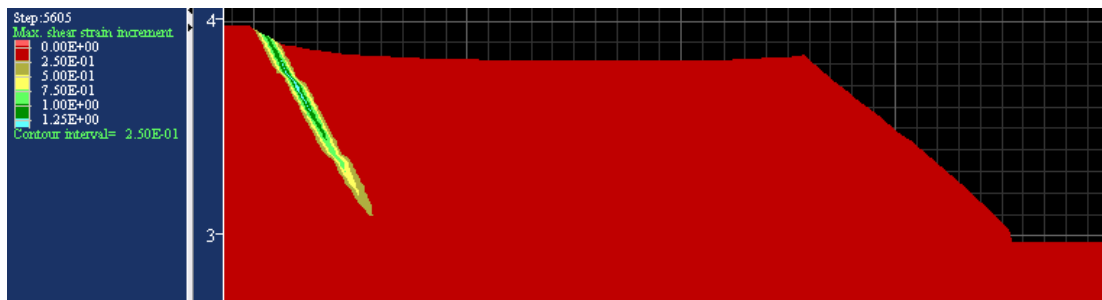


圖 4-40 掩埋場背靠邊坡角度(α)為 60° 之剪應變分佈圖

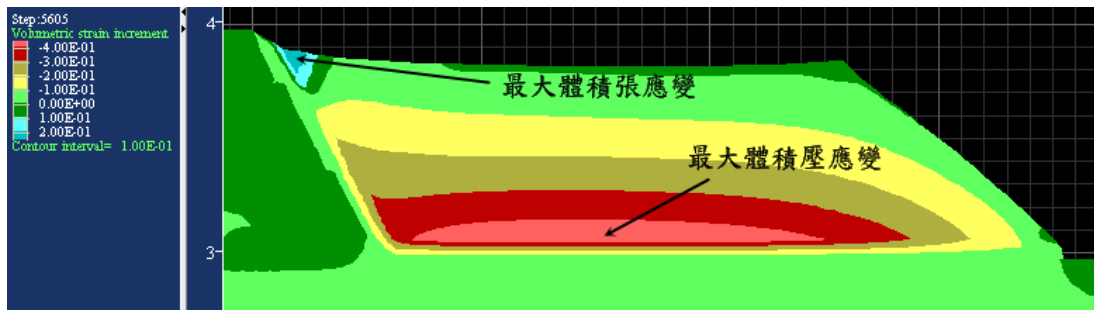


圖 4-41 掩埋場背靠邊坡角度(α)為 60° 之體積應變分佈圖

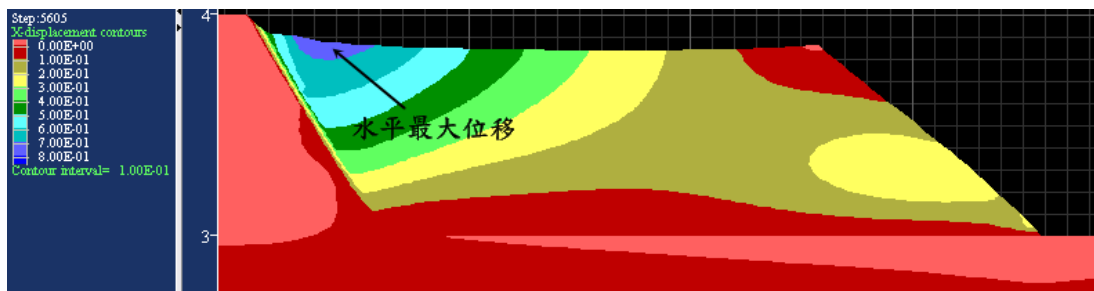


圖 4-42 掩埋場背靠邊坡角度(α)為 60° 之水平位移分佈圖

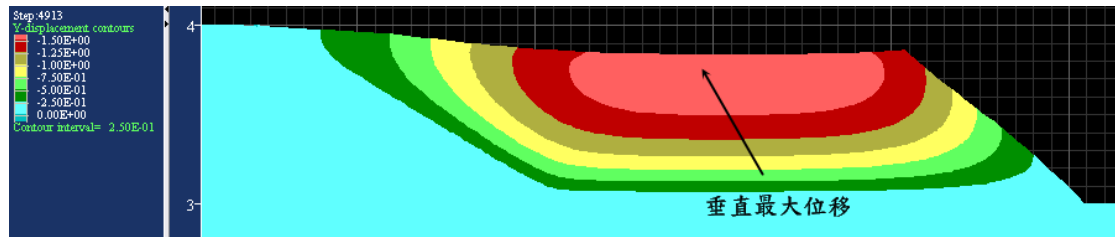


圖 4-43 掩埋場背靠邊坡角度(α)為 30° 之垂直位移分佈圖

5. 掩埋完成面邊坡角度(β)

表 4-21 為掩埋完成面邊坡角度參數變異之變形分析結果。掩埋完成面在邊坡角度為 26.56° 時，最大剪應變為 72%，另外兩者最大剪應變皆大於 100%，而最大剪應變發生位置皆在掩埋場背靠邊坡上，如圖 4-44 所示。最大體積壓應變約在 35%~55% 之間，其發生位置皆位於廢棄物深層底部。最大體積張應變在掩埋完成面角度(β)為 21.8° 時，體積張應變可達 56%，而發生位置皆位於掩埋場背靠邊坡頂部邊緣，如圖 4-45 所示。

掩埋場水平位移方面，最大水平位移大約介於 0.4~0.8 m，而最大水平位移皆在背靠邊坡頂部附近淺層廢棄物上所發生，如圖 4-46 所示。掩埋完成面邊坡角度(β)為 26.56° 時，垂直向最大位移量會較小，而垂直向最大位移所發生的位置，皆位於廢棄物較淺層位置，如圖 4-47 所示。

表4-21 掩埋完成面邊坡角度參數變異之變形分析結果

掩埋完成面角度(°)	最大剪應變 (%)	最大體積壓應變(%)	最大體積張應變(%)	水平最大位移(m)	垂直最大位移(m)
21.8	107	52	56	0.77	-1.85
26.56	72	36	19	0.47	-1.19
45	144	48	29	0.80	-1.65

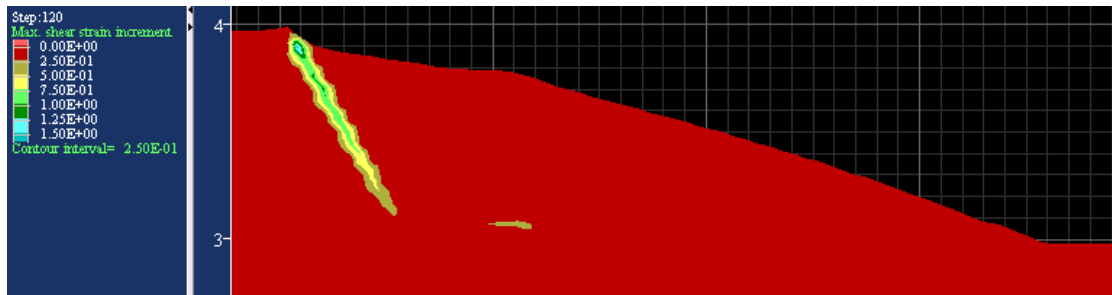


圖 4-44 掩埋完成面邊坡角度(β)為 21.8° 之剪應變分佈圖

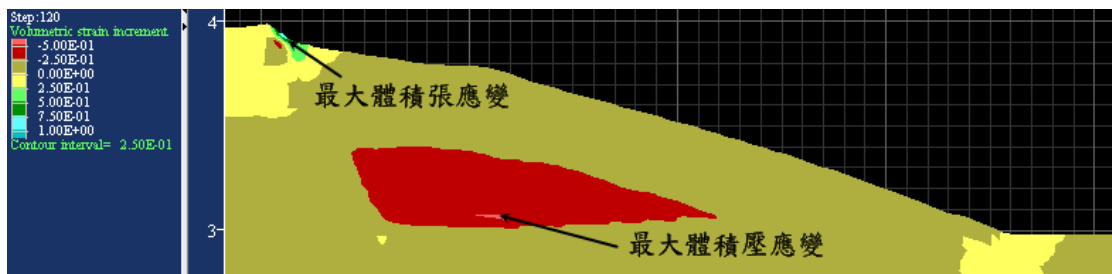


圖 4-45 掩埋完成面邊坡角度(β)為 21.8° 之體積應變分佈圖

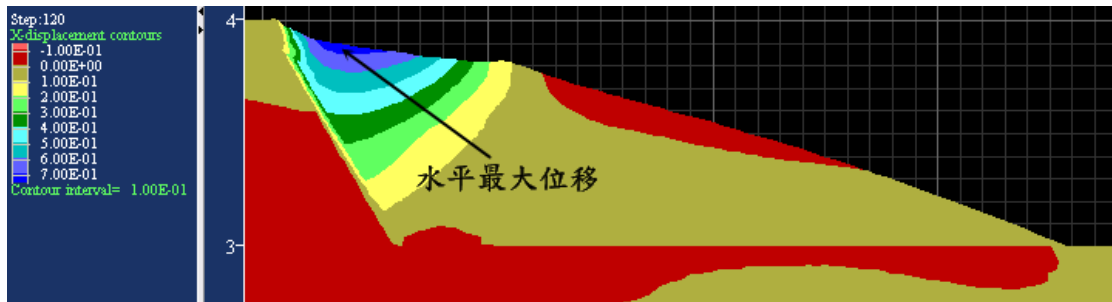


圖 4-46 掩埋完成面邊坡角度(β)為 21.8° 之水平位移分佈圖

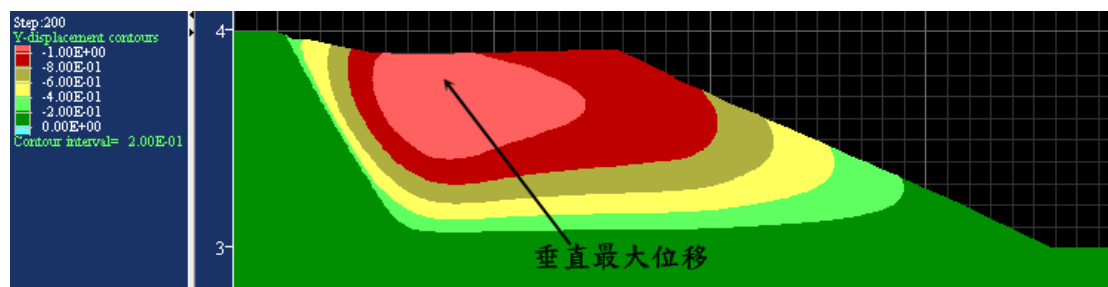


圖 4-47 掩埋完成面邊坡角度(β)為 26.56° 之垂直位移分佈圖

4.3.2 一階掩埋場參數變異之變形分析結果與討論

一階掩埋場滲出水淤積對掩埋場變形之影響，其中滲出水位對剪應變、體積應變與垂直位移量之影響並無明顯之趨勢，而水平最大位移會隨著滲出水位高度增加而有些微增加之趨勢。

掩埋場在無滲出水位下之最大剪應變皆發生在掩埋場背靠邊坡上，而最大剪應變量會隨著背靠邊坡角度增加而增大，故掩埋場可能發生的破壞面位於背靠邊坡上。另外，掩埋場背靠邊坡角度(α)是參數變異中，影響剪應變量最為明顯地。

掩埋面高度(H)對於掩埋場垂直方向位移量影響最大，位移量隨著掩埋面高度增加而增加。此外，垂直方向最大位移發生的位置，會隨著掩埋面高度增加而改變。另外，掩埋面高度(H)對於掩埋場體積壓應變也是影響最大，體積壓應變亦隨著掩埋面高度增加而增加。掩埋面長度(L)則是對於體積張應變影響最大，掩埋場之最大體積張應變皆發生在背靠邊坡頂部邊緣，體積張應變會隨著掩埋面長度(L)

增加而增加。

由 SLOPE/W 邊坡穩定分析結果顯示，安全係數會隨著掩埋面長度(L)增加而遞增，但掩埋場之垂直位移量亦隨著掩埋面長度增加而遞增。掩埋場背靠邊坡角度(α)方面，安全係數隨著背靠邊坡角度(α)增加而遞增，但掩埋場背靠邊坡上之剪應變亦隨著背靠邊坡角度(α)增加而遞增。

4.3.3 二階掩埋場參數變異性分析結果

二階與一階掩埋場在設計上有些許的差異，二階掩埋場多了一個平台寬度(B)的影響，對於二階掩埋場變形分析的結果是有相當程度地影響，故二階掩埋場分析之結果未必與一階掩埋場有相同的趨勢。

1. 滲出水淤積對掩埋場變形之影響

表 4-22 為二階掩埋場滲出水淤積與變形分析之結果，滲出水淤積對掩埋場之最大剪應變影響並無明顯之趨勢，其剪應變量介於 143%~173%，而最大剪應變皆位於掩埋場第一階背靠邊坡上，如圖 4-48 所示。體積應變方面，體積壓應變會隨著水位高度增加而有遞減之趨勢，而最大體積壓應變皆位於掩埋場第一階背靠邊坡上。體積張應變則沒有明顯的變化，其最大體積張應變量為 83%~84%，而發生位置在掩埋場背靠邊坡頂部邊緣位置，如圖 4-49 所示。

掩埋場位移方面，水平最大位移約為 0.68 m~0.73 m，水平最大

位移皆位於掩埋場背靠邊坡頂部附近之廢棄物表層上，如圖 4-50 所示。掩埋場之垂直位移則約為 2.06 m~2.15 m，垂直最大位移皆發生在廢棄物較淺層區域，如圖 4-51 與圖 4-52 所示。圖 4-53 為滲出水位高度為 8 m 之位移向量圖，由圖中可以看出廢棄物表層有明顯之位移，而深層之廢棄物位移量較小。

表4-22 二階掩埋場滲出水淤積與變形分析結果

滲出水位高度(m)	最大剪應變 (%)	最大體積壓應變(%)	最大體積張應變(%)	水平最大位移(m)	垂直最大位移(m)
0	173	51	83	0.68	-2.06
2	169	63	84	0.73	-2.15
5	170	63	84	0.73	-2.13
8	143	58	84	0.73	-2.14
10	173	56	83	0.68	-2.06
15	156	44	84	0.69	-2.14

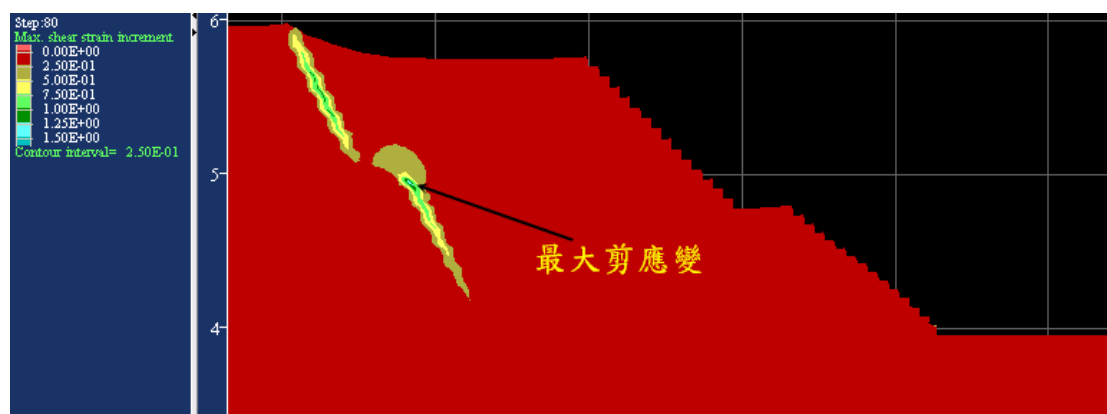


圖 4-48 滲出水位高度為 8 m 之最大剪應變圖

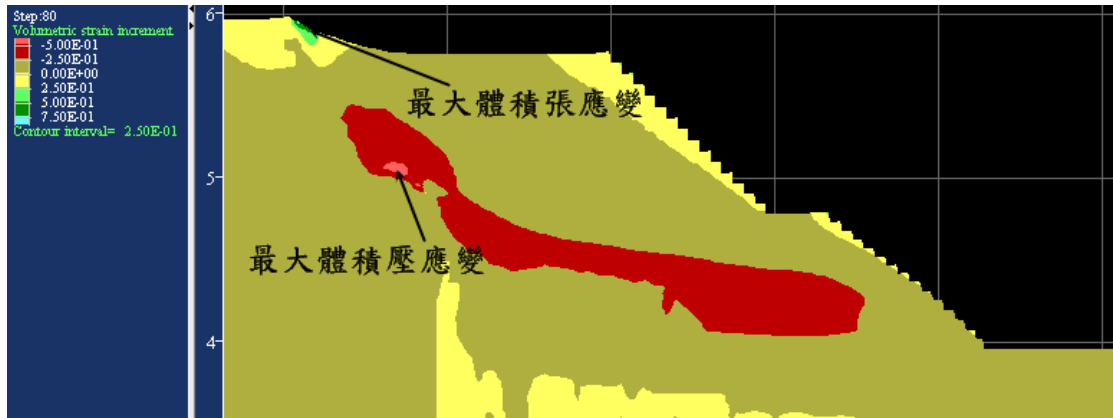


圖 4-49 滲出水位高度為 8 m 之體積應變圖

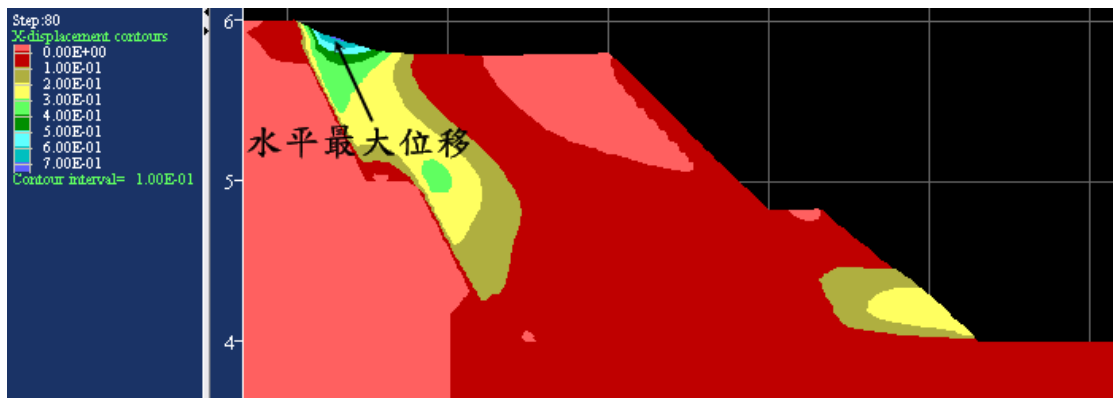


圖 4-50 滲出水位高度為 8 m 之水平位移圖

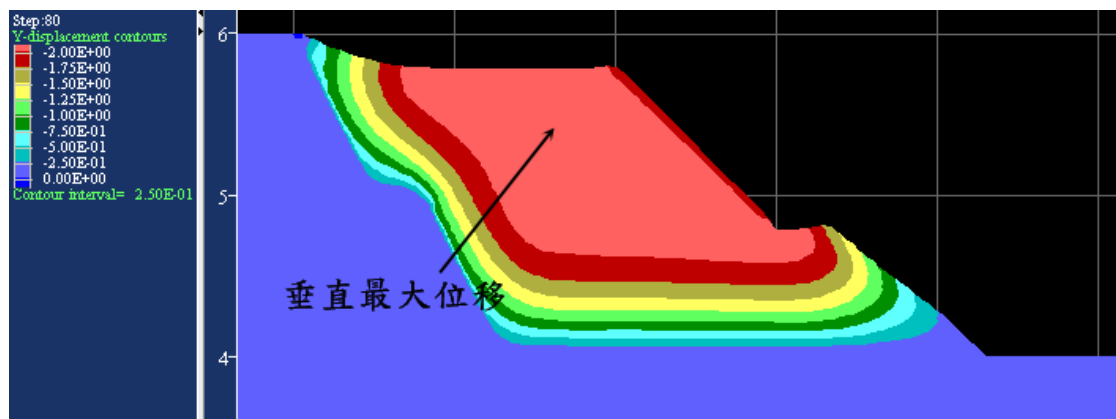


圖 4-51 滲出水位高度為 2 m 之垂直位移圖

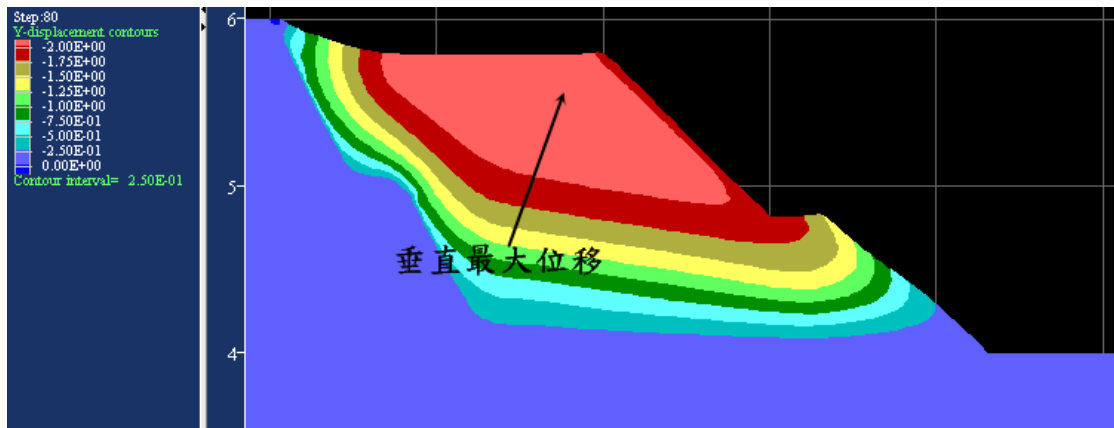


圖 4-52 滲出水位高度為 8 m 之垂直位移圖

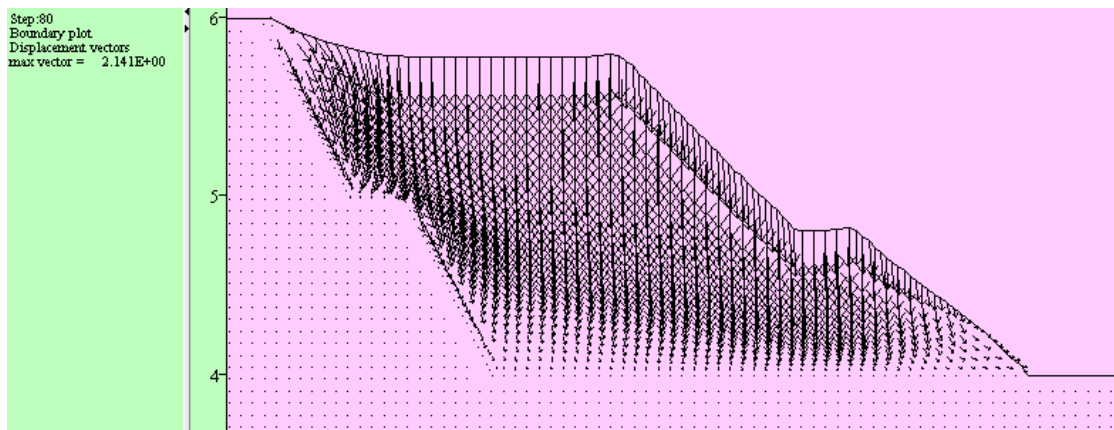


圖 4-53 滲出水位高度為 8 m 之位移向量圖

2. 掩埋面高度(H)

表 4-23 為掩埋面高度(H)參數變異之變形分析結果。掩埋面高度在 10 m 時，最大剪應變量可達到 173%。掩埋面高度為 10 m 與 20 m，其最大剪應變發生在第一階的背靠邊坡上，而掩埋面高度為 15 m 時，最大剪應變則發生在第二階的背靠邊坡上，如圖 4-54 與圖 4-55 所示。最大體積壓應變沒有明顯的變化，其應變量約為 50%，而掩埋面高度

在 10 m 與 20 m，最大體積壓應變位於台階平台(B_1)上，但掩埋面高度為 15 m 時，其最大體積壓應變則位於第一階廢棄物層底部。體積張應變方面，掩埋面高度為 10 m 時，最大體積張應變可以達到 83%，而最大體積張應變所發生的位置各有不同，掩埋面高度在 10 m 會位於背靠邊坡頂部邊緣，掩埋面高度為 15 m 會在第二階廢棄物層頂點位置，當掩埋面高度到 20 m 則會位於掩埋完成面邊坡上的平台(B_2)，如圖 4-56 至圖 4-58 所示。

掩埋場之位移方面，水平位移會隨著掩埋面高度增加而遞增，其水平位移量從 0.68 增加至 0.95 m，而水平最大位移皆位於背靠邊坡頂部附近廢棄物表層上，由於掩埋面高度(H)越高，頂部表層的廢棄物會越不穩固，故水平位移會隨高度增加而增加，如圖 4-59 所示。掩埋場之垂直位移，掩埋面高度(H)為 10 m 時，垂直最大位移量為 2.06 m，當掩埋面增加為 15 與 20 m 時，其最大位移量約在 2.45 m 左右，而垂直最大位移皆位於廢棄物層較淺位置，如圖 4-60 所示。

表4-23 掩埋面高度參數變異之變形分析結果

掩埋面高度(m)	最大剪應變 (%)	最大體積壓應變(%)	最大體積張應變(%)	水平最大位移(m)	垂直最大位移(m)
10	173	51	83	0.68	-2.06
15	136	49	51	0.82	-2.45
20	62	50	67	0.95	-2.45

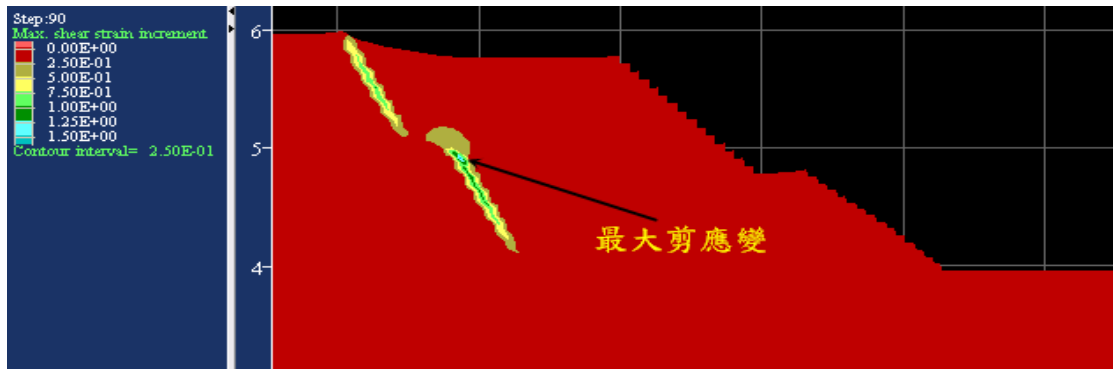


圖 4-54 掩埋面高度(H)為 10 m 之剪應變分佈圖

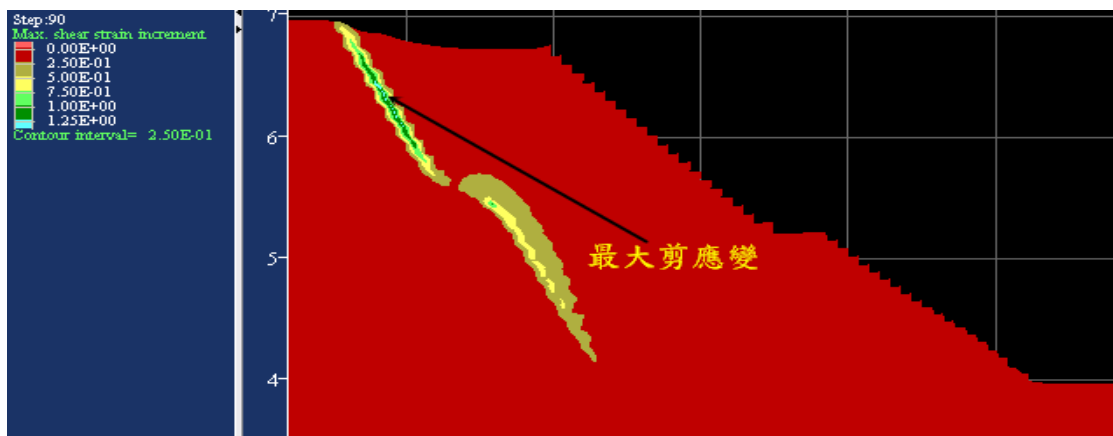


圖 4-55 掩埋面高度(H)為 15 m 之剪應變分佈圖

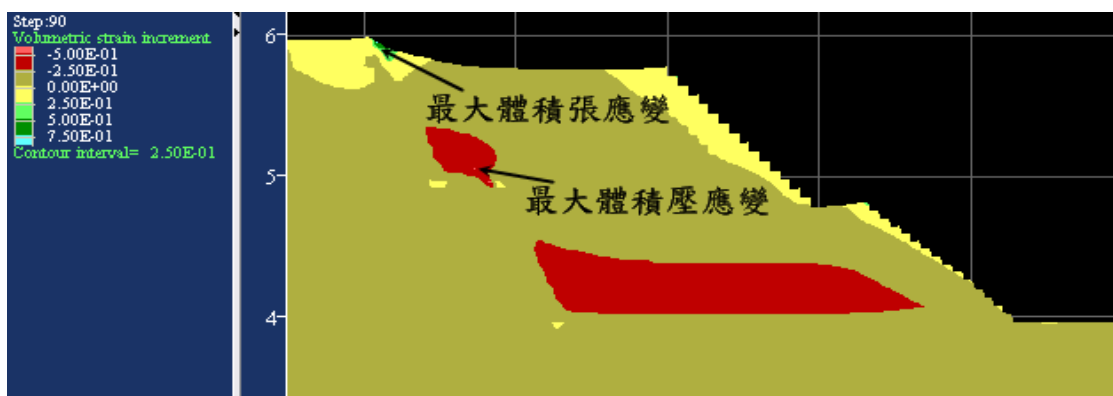


圖 4-56 掩埋面高度(H)為 10 m 之體積應變分佈圖

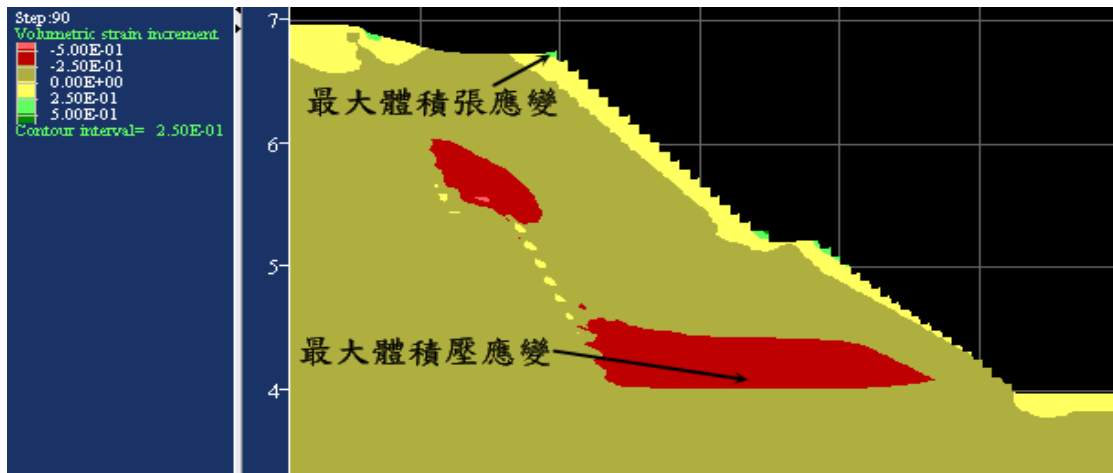


圖 4-57 掩埋面高度(H)為 15 m 之體積應變分佈圖

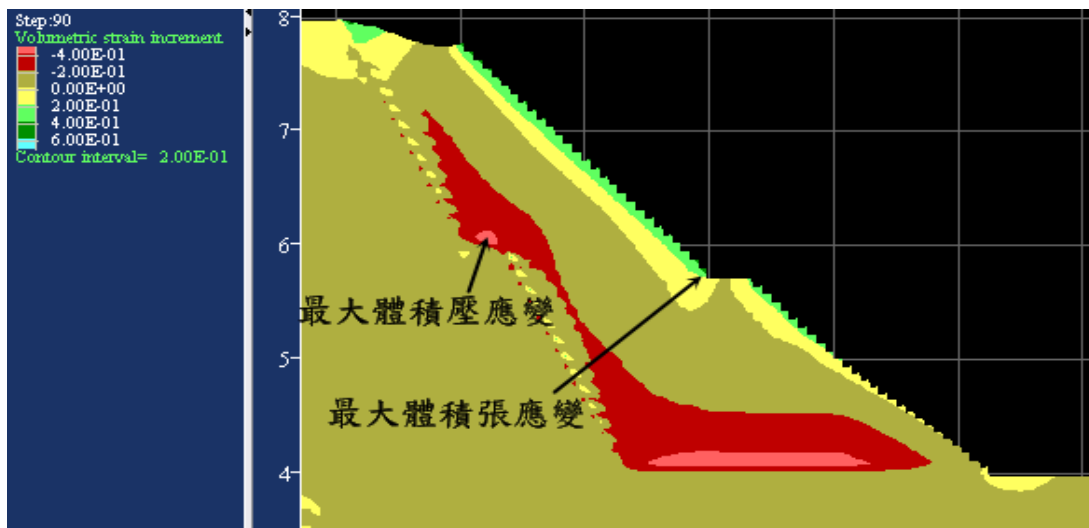


圖 4-58 掩埋面高度(H)為 20 m 之體積應變分佈圖

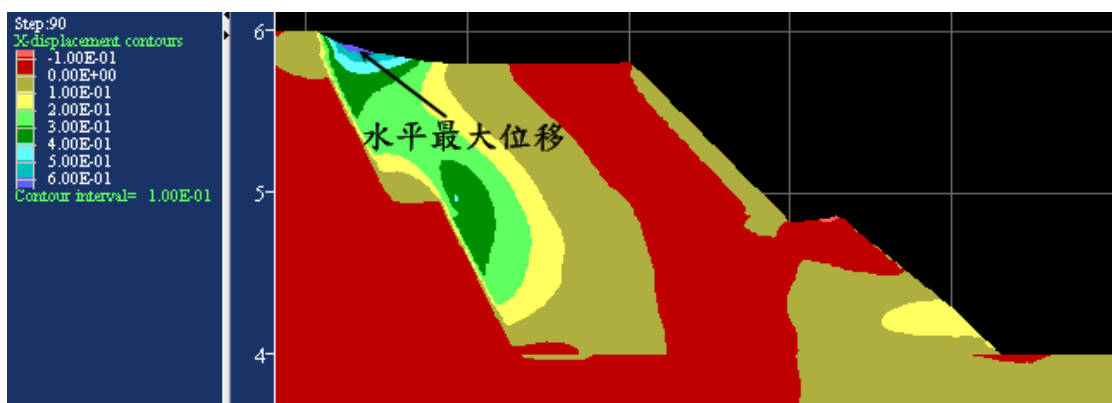


圖 4-59 掩埋面高度(H)為 10 m 之水平位移分佈圖

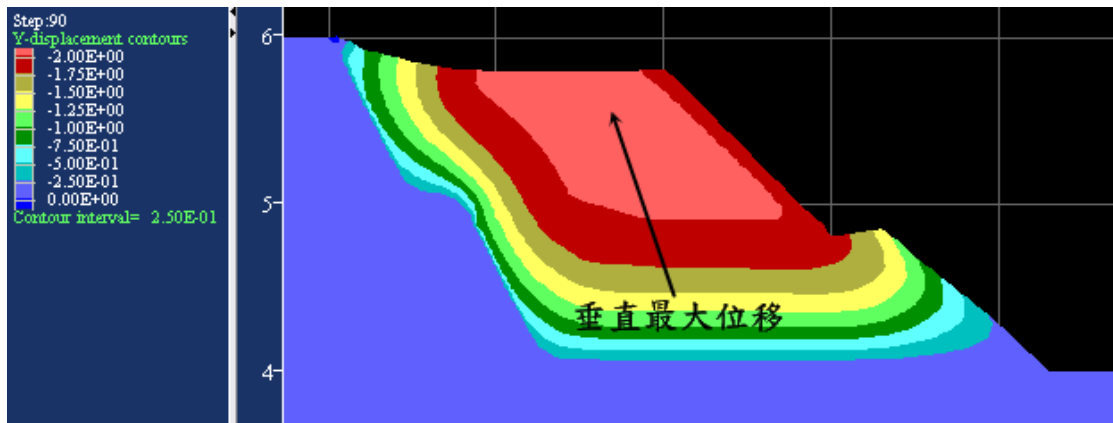


圖 4-60 掩埋面高度(H)為 10 m 之垂直位移分佈圖

3. 掩埋面長度(L)

表 4-24 為掩埋面長度參數變異之變形分析結果。掩埋面長度(L)為 30 至 40 m 時，最大剪應變量並沒有明顯地影響，當掩埋面長度(L)增加為 50 m，其最大剪應變從 173%減少為 81%，而最大剪應變皆位於第一階掩埋場背靠邊坡上，如圖 4-61 所示。至於體積壓應變，最大體積壓應變會隨掩埋面長度增加而增加，其體積壓應變值從 51%增加至 59%，而掩埋面長度(L)在 30 至 40 m 時，最大體積壓應變位於台階平台(B_1)上，當掩埋面長度(L)增加為 50 m，其最大體積壓應變則發生在第一階廢棄物層底部。體積張應變方面，掩埋面長度(L)從 30 m 增加至 50 m，最大體積張應變會從 83%減少至 48%，而最大體積張應變皆位於掩埋場背靠邊坡頂部邊緣位置，如圖 4-62 與圖 4-63 所示。

掩埋場之位移方面，掩埋面長度(L)在 30 至 40 m 之水平最大位移量並無明顯地影響，其位移量為 0.68 m，當掩埋面長度(L)增加至 50 m，則水平大最大位移量增加為 1.13 m，而水平最大位移皆位於背靠邊坡頂部附近廢棄物表層上，如圖 4-64 所示。至於垂直最大位移亦在掩埋面長度(L)為 30 至 40 m 時，其位移量並無明顯地影響，而垂直最大位移量為 2.06 m，但當掩埋面長度增加為 50 m，此時位移

量增加為 2.96 m。另外，垂直最大位移所發生的地方皆位於廢棄物較淺層之位置，如圖 4-65 所示。

由變形分析結果顯示，掩埋面長度(L)在 30~40m 時，對於掩埋場之變形量並無明顯地變化，直到掩埋面長度(L)增加為 50m，其變形量才有顯著地變化。

表4-24 掩埋面長度參數變異之變形分析結果

掩埋面長度(m)	最大剪應變 (%)	最大體積壓應變(%)	最大體積張應變(%)	水平最大位移(m)	垂直最大位移(m)
30	173	51	83	0.68	-2.06
40	173	56	83	0.68	-2.06
50	81	59	48	1.13	-2.96

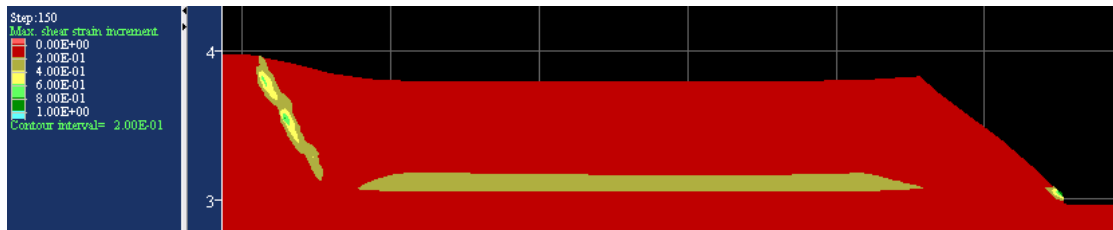


圖 4-61 掩埋面長度(L)為 50 m 之剪應變分佈圖

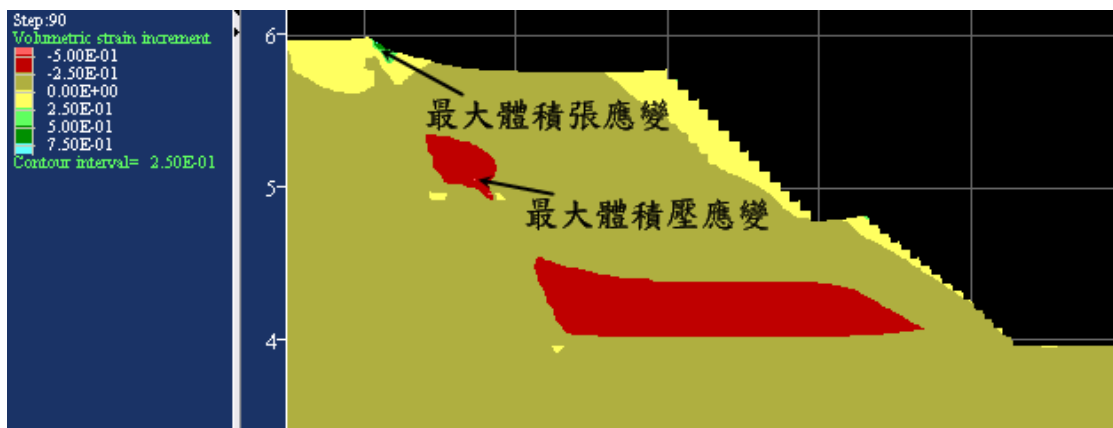


圖 4-62 掩埋面長度(L)為 30 m 之體積應變分佈圖

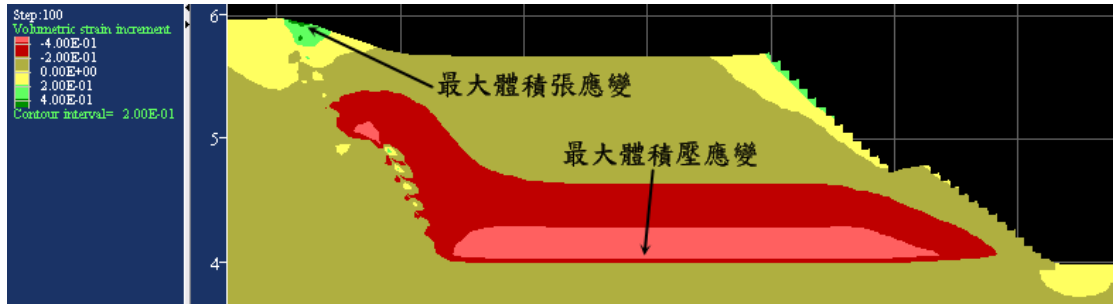


圖 4-63 掩埋面長度(L)為 50 m 之體積應變分佈圖

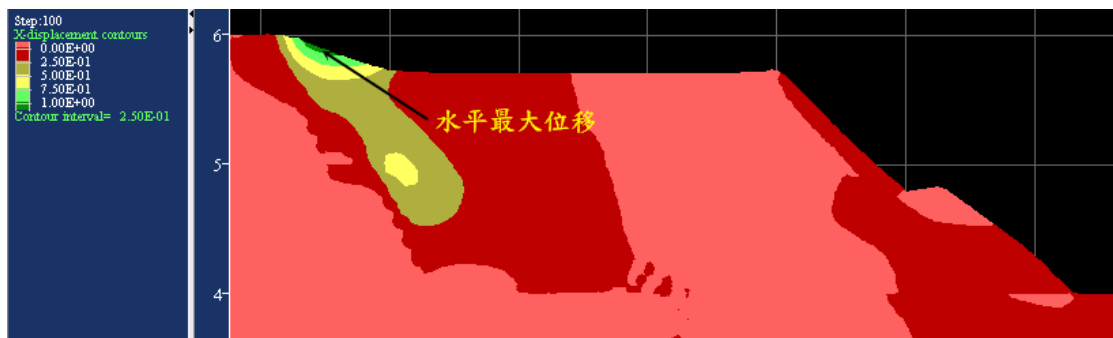


圖 4-64 掩埋面長度(L)為 50 m 之水平位移分佈圖

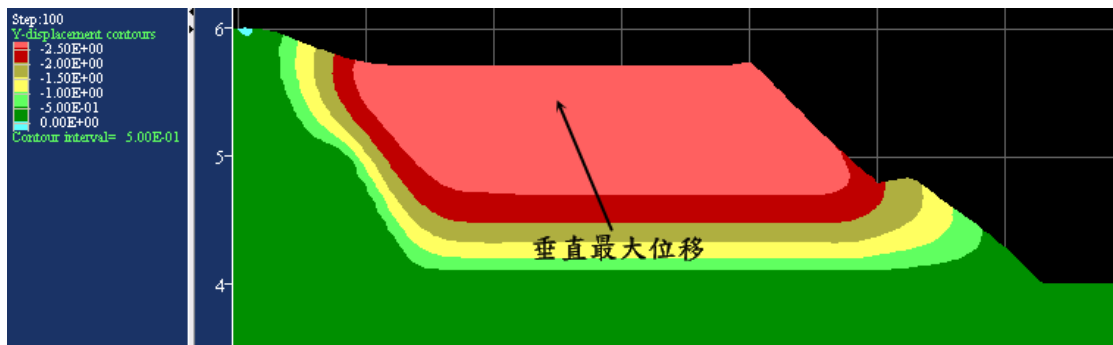


圖 4-65 掩埋面長度(L)為 50 m 之垂直位移分佈圖

4. 台階寬度(B_j)

表 4-25 為掩埋場台階寬度參數變異之變形分析結果。掩埋場之

最大剪應變量會隨著台寬度(B_1)增加而遞減，台階寬度(B_1)由 3 m 增加至 5 m，則最大剪應變量從 173% 遞減至 171%，而最大剪應變位置皆位於第一階掩埋場背靠邊坡上，如圖 4-66 所示。掩埋場之體積應變，台階寬度在 3 m 之最大體積壓應變為 51%，當台階寬度增加為 4~5 m，其最大體積壓應變增加為 57%，而最大體積壓應變則位於台階平台(B_1)上。最大體積張應變方面隨著台階寬度增加而有減少的趨勢，體積張應變則由 83% 減少為 54%，而最大體積張應變位於掩埋場背靠邊坡頂部邊緣，如圖 4-67 所示。

掩埋場之位移量，掩埋場之水平最大位移隨著台階寬度增加而減少，其水平最大位移量從 0.68 m 遞減至 0.65 m，而水平最大位移皆位於背靠邊坡頂部附近廢棄物表層上，如圖 4-68 所示。掩埋場垂直位移方面，台階寬度(B_1)對於垂直最大位移量影響不大，其位移量約為 2.06 公尺，而垂直最大位移發生位置皆在廢棄物淺層區域，如圖 4-69 所示。

表4-25 掩埋場台階寬度參數變異之變形分析結果

台階寬度 (m)	最大剪應變 (%)	最大體積壓 應變(%)	最大體積張 應變(%)	水平最大 位移(m)	垂直最大 位移(m)
3	173	51	83	0.68	-2.06
4	172	57	44	0.67	-2.06
5	171	57	54	0.65	-2.06

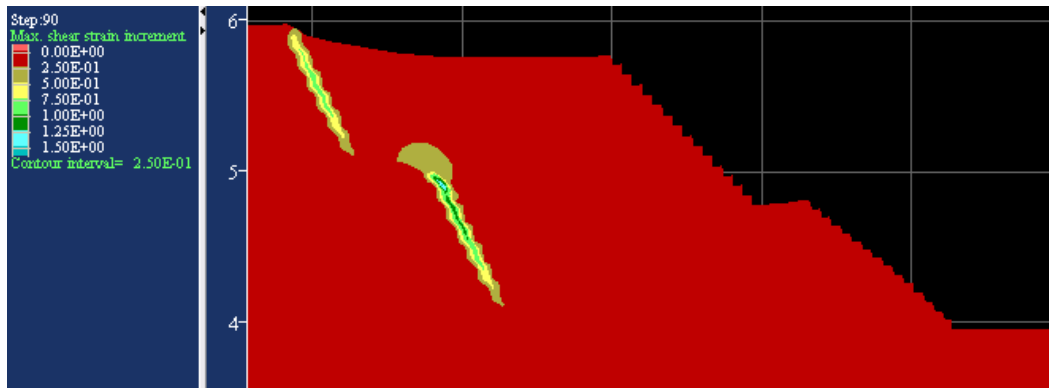


圖 4-66 台階寬度(B_1)為 5 m 之剪應變分佈圖

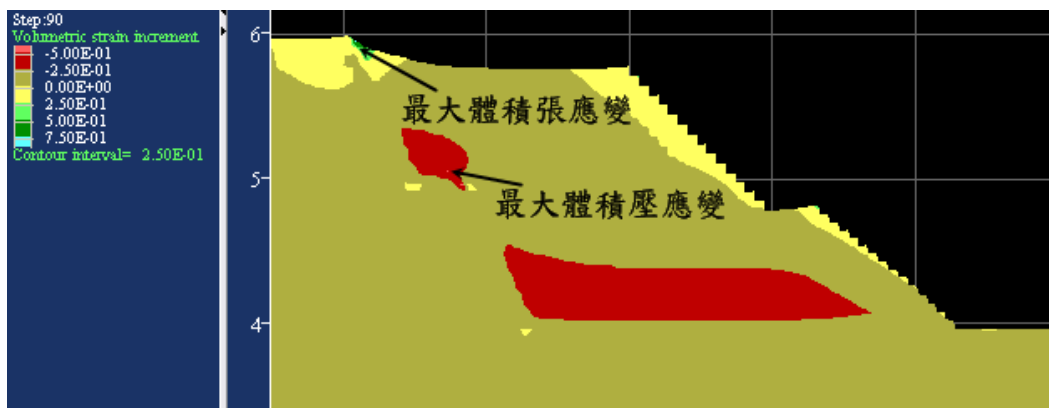


圖 4-67 台階寬度(B_1)為 3 m 之體積應變分佈圖

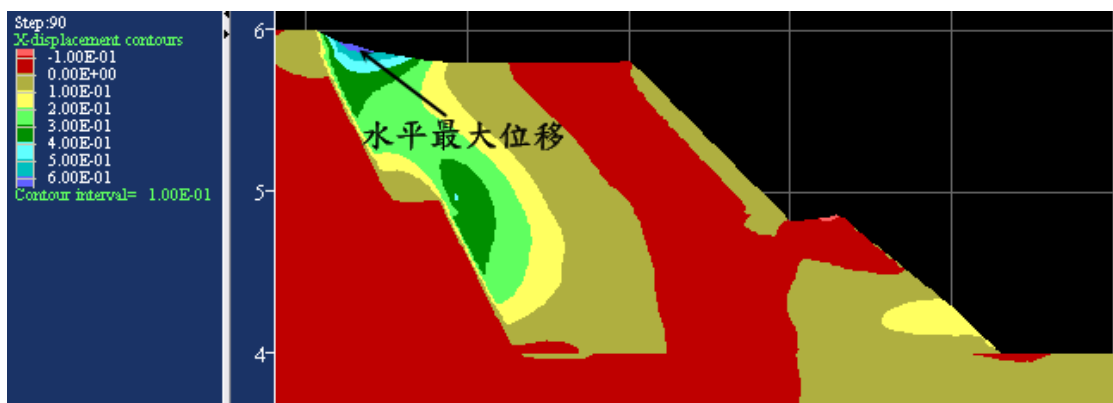


圖 4-68 台階寬度(B_1)為 3 m 之水平位移分佈圖

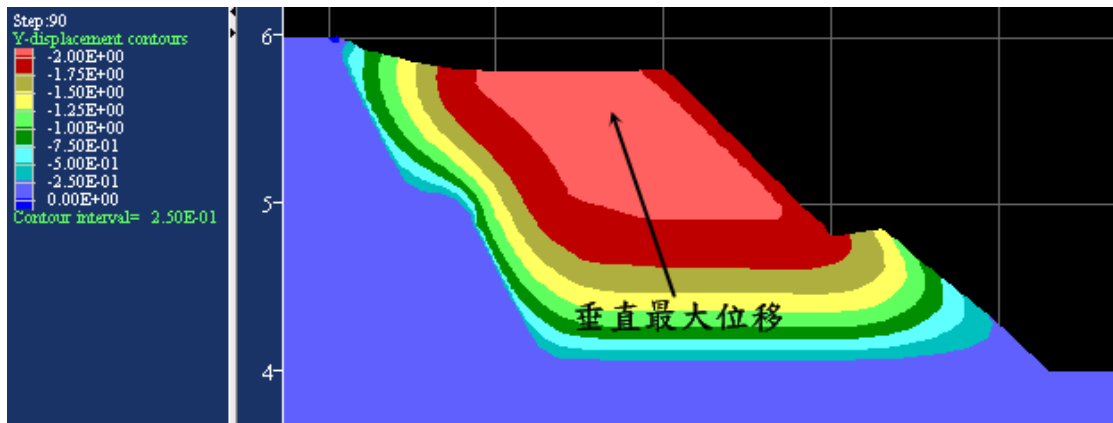


圖 4-69 台階寬度(B_1)為 3 m 之垂直位移分佈圖

5. 掩埋場背靠邊坡角度(α)

表 4-26 為掩埋場背靠邊坡角度參數變異之變形分析結果。掩埋場背靠邊坡角度(α)在 63.43° 之最大剪應變可以達到 173%，而掩埋場背靠邊坡角度在 45° 與 75° 時，最大剪應變在 104%~108% 之間，而最大剪應變皆位於第一階掩埋場背靠邊坡上，如圖 4-70 所示。掩埋場之體積應變，最大體積壓應變隨著背靠邊坡角(α)度增加而減少，體積壓應變從 87% 減至 34%，而背靠邊坡角度在 63.43° 時最大體積壓應變位於台階平台(B_1)上，但背靠邊坡角度在 45° 與 75° 時則發生在廢棄物深層底部位置。體積張應變方面，背靠邊坡角度在 45° 時之最大體積張應變為 54%，當背靠邊坡角度增加至 63.43° 與 75° 時，最大體積張應變可以增加至 75%~85% 之間，而最大體積張應變皆位於掩埋場背靠邊坡頂部邊緣廢棄物表層上，如圖 4-71 與圖 4-72 所示。

掩埋場之位移量，掩埋場之水平最大位移隨著掩埋場背靠邊坡角度增加而明顯地減少，水平最大位移量從 1.56 m 減少至 0.37 m，而水平最大位移皆發生在背靠邊坡頂部附近廢棄物表層上，如圖 4-73 所示。垂直位移方面，掩埋場之垂直最大位移隨背靠邊坡角度(α)增加而減少，位移量由 5.56 m 減少至 1.29 m，而垂直向最大位移皆發

生在廢棄物淺層區域位置，如圖 4-74 所示。

由表 4-14 與表 4-26 比較分析結果，安全係數會隨著背靠邊坡角度(α)增加而遞增，亦即 α 角度增加則可以增加掩埋場之穩定性，對於掩埋場之水平與垂直位移量，亦隨著 α 角度增加而位移量相對地減少。

表4-26 掩埋場背靠邊坡角度參數變異之變形分析結果

背靠邊坡角度($^{\circ}$)	最大剪應變 (%)	最大體積壓應變(%)	最大體積張應變(%)	水平最大位移(m)	垂直最大位移(m)
45	104	87	54	1.56	-5.56
63.43	173	51	83	0.68	-2.06
75	108	34	76	0.37	-1.29

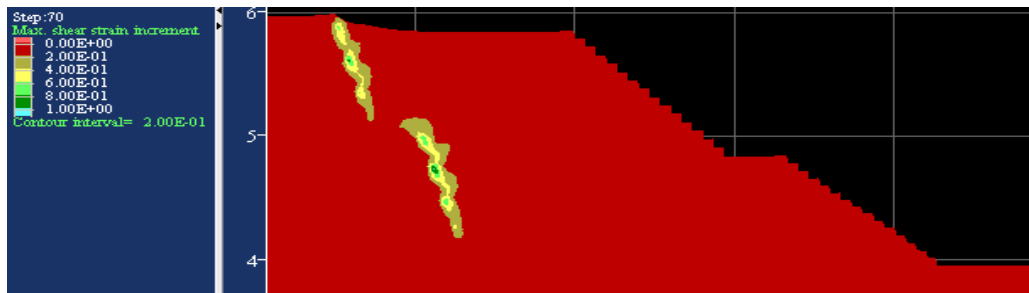


圖 4-70 掩埋場背靠邊坡角度(α)為 75° 之剪應變分佈圖

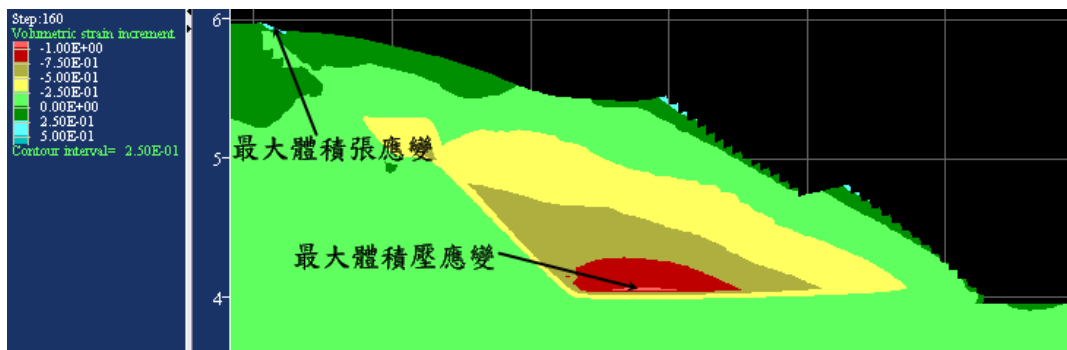


圖 4-71 掩埋場背靠邊坡角度(α)為 45° 之體積應變分佈圖

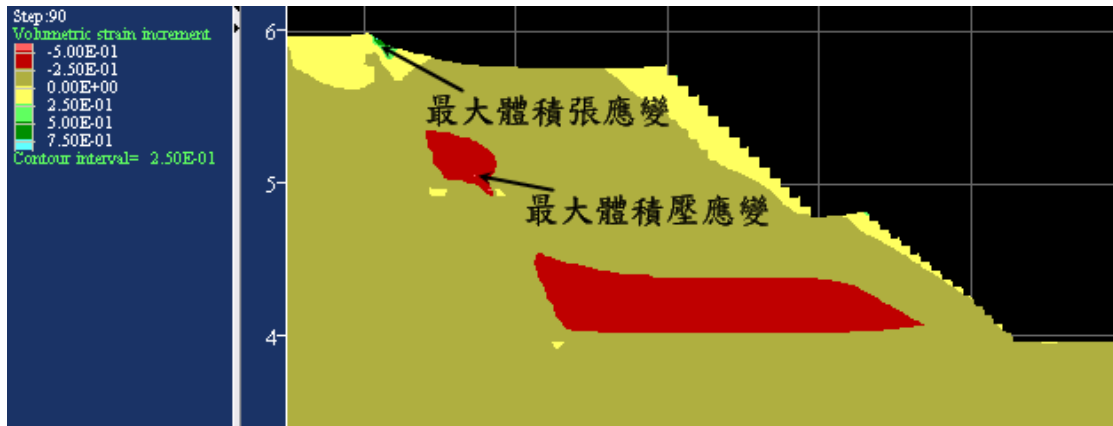


圖 4-72 掩埋場背靠邊坡角度(α)為 63.43° 之體積應變分佈圖

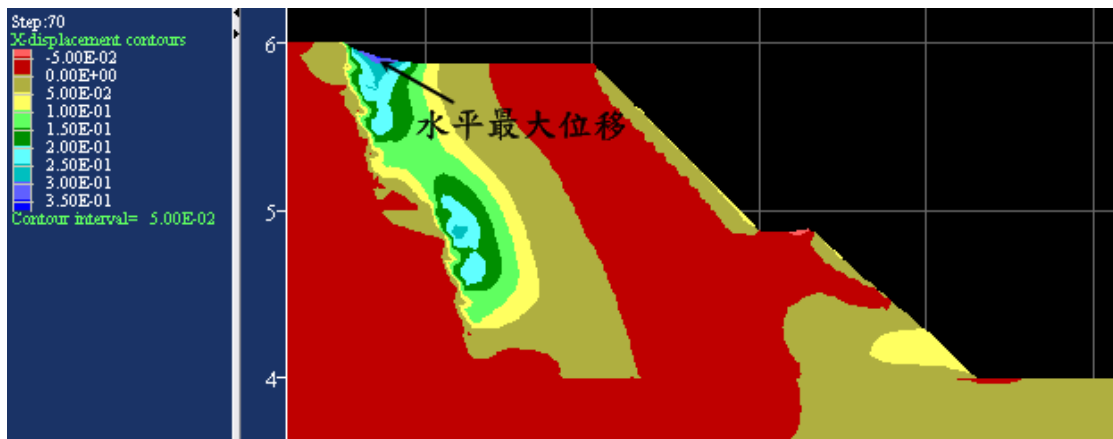


圖 4-73 掩埋場背靠邊坡角度(α)為 75° 之水平位移分佈圖

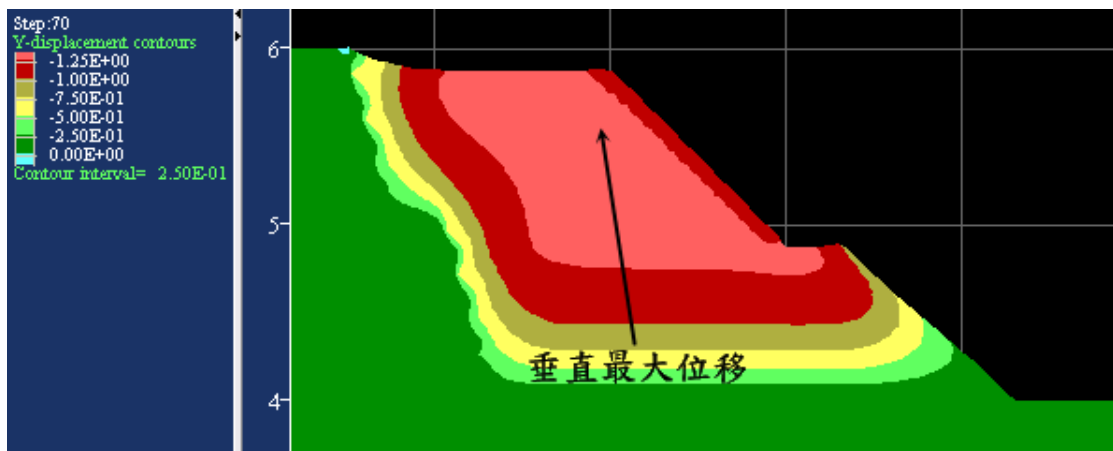


圖 4-74 掩埋場背靠邊坡角度(α)為 75° 之垂直位移分佈圖

6. 掩埋完成面邊坡角度(β)

表 4-27 為掩埋完成面邊坡角度參數變異之變形分析結果。掩埋完成面邊坡角度(β)在 26.56° 之最大剪應變為 57%，當 β 角度增加為 30° 至 45° 時，最大剪應變會大幅增加到 173%~174%，而最大剪應變皆發生在掩埋場第一階背靠邊坡上，如圖 4-75 所示。掩埋場之體積應變，最大體積壓應變沒有明顯的變化，體積壓應變值為 50%~56%，當 β 角度為 26.56° 時，最大體積壓應變位於廢棄物深層底部，當 β 角度增加至 30° 與 45° 時則發生在台階平台(B_1)上，由於 β 角度越大廢棄物體積跟著增加，此時台階平台(B_1)勢必要承受更多廢棄物的重量，故 β 角度越大而最大壓應變會發生在台階平台(B_1)上。體積張應變方面，掩埋完成面角度在 45° 時，最大體積張應變可以達到 83%，當 β 角度為 26.56° 其最大張應變位於第一階背靠邊坡上，而 β 角度增加至 30° ~ 45° 時，則發生在掩埋場背靠邊坡頂部邊緣，如圖 4-76 與圖 4-77 所示。

掩埋場之位移，掩埋完成面角度在 26.56° 之水平最大位移可以達到 1.78 公尺，其發生的位置在廢棄物邊坡表層上，由於 β 角度於 26.56° 時，掩埋完成面的邊坡由底部至背靠邊坡頂部成為一個斜面，再加上坡面表層的廢棄物較鬆散，故會產生相當大的位移量，而 β 角度在 30° 與 45° 之水平最大位移則會在背靠邊坡頂部附近的廢棄物表層上，如圖 4-78 與圖 4-79 所示。掩埋場之垂直位移方面並沒有太大變化，垂直最大位移皆發生在廢棄物淺層位置，如圖 4-80 所示。圖 4-81 為掩埋完成面邊坡角度(β)為 26.56° 之位移向量圖，由圖中可以看出第二階廢棄物層有明顯下滑之位移，而第一階廢棄物之位移量較有限。

由表 4-15 與表 4-27 分析結果顯示，掩埋場之邊坡穩定安全係數會隨著 β 角度增加而遞增，而 β 角度只有 26.56° 時則會有較大的位移

量。

表4-27 掩埋完成面邊坡角度參數變異之變形分析結果

掩埋完成面角度(°)	最大剪應變 (%)	最大體積壓應變(%)	最大體積張應變(%)	水平最大位移(m)	垂直最大位移(m)
26.56	57	50	63	1.78	-2.17
30	174	56	53	0.66	-2.02
45	173	51	83	0.68	-2.06

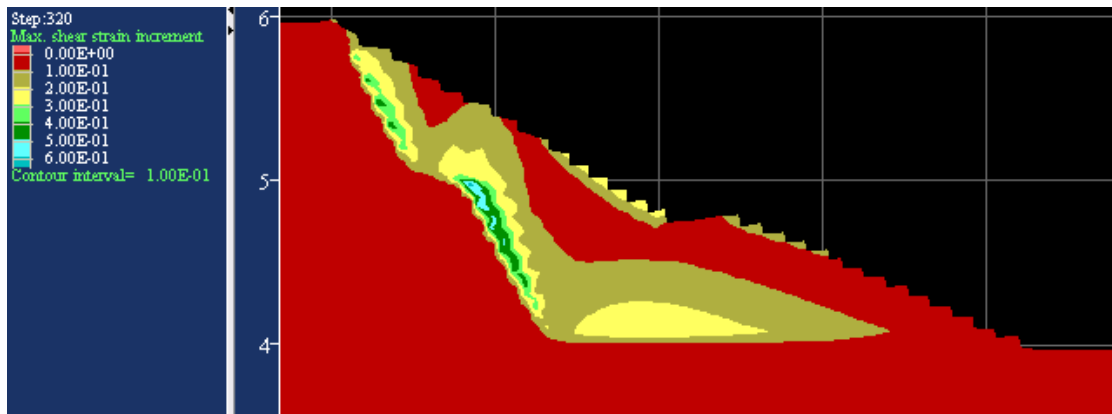


圖 4-75 掩埋完成面邊坡角度(β)為 26.56°之剪應變分佈圖

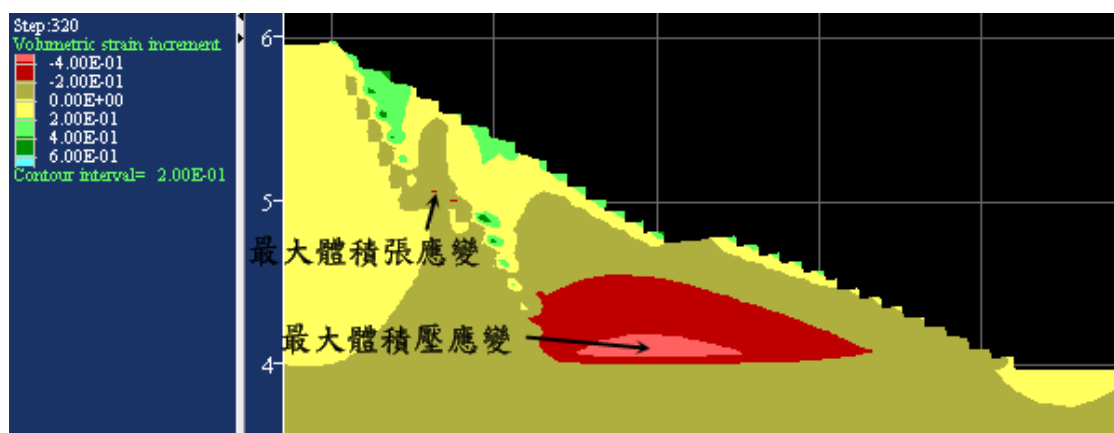


圖 4-76 掩埋完成面邊坡角度(β)為 26.56°之體積應變分佈圖

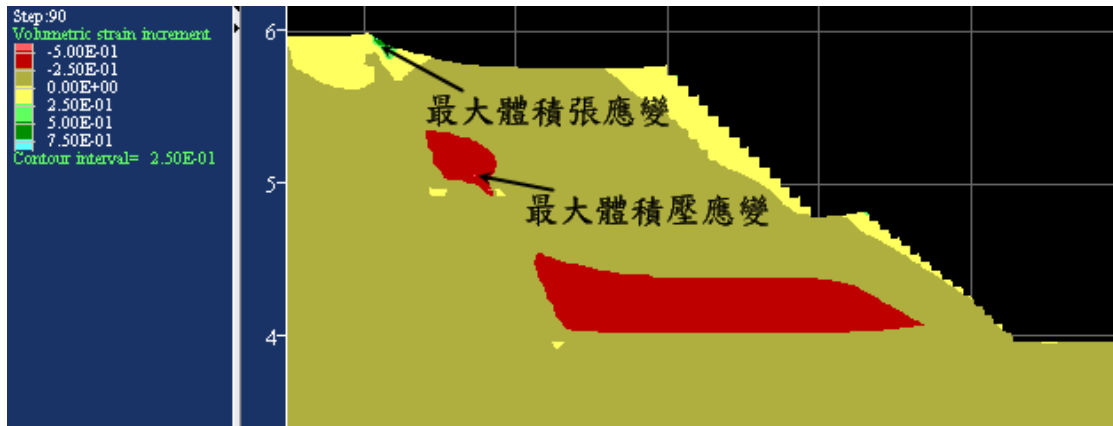


圖 4-77 掩埋完成面邊坡角度(β)為 45° 之體積應變分佈圖

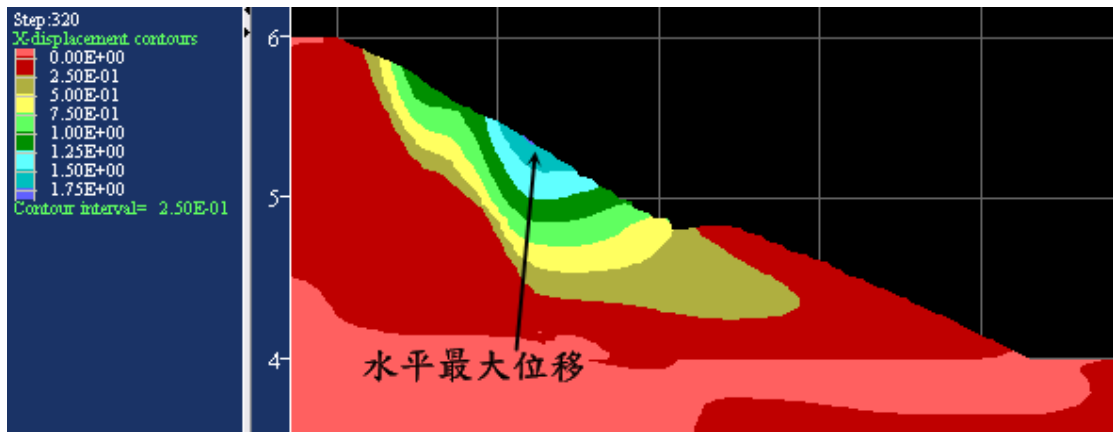


圖 4-78 掩埋完成面邊坡角度(β)為 26.56° 之水平位移分佈圖

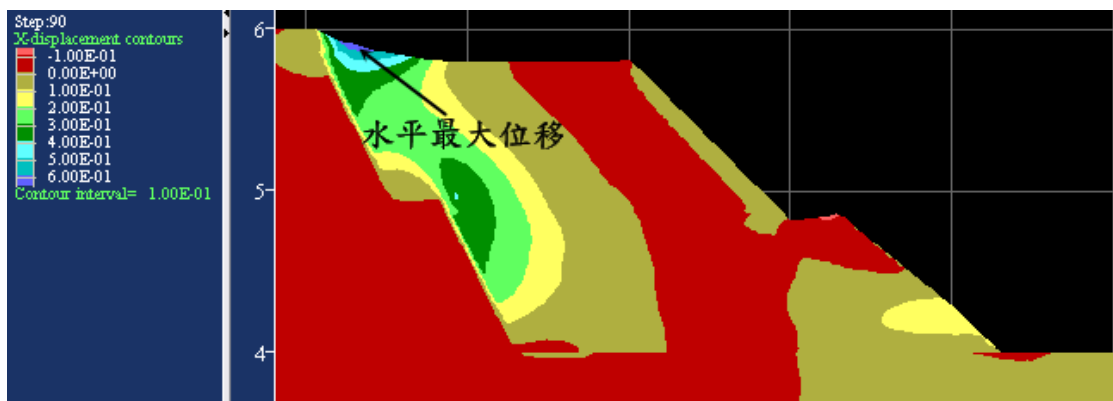


圖 4-79 掩埋完成面邊坡角度(β)為 45° 之水平位移分佈圖

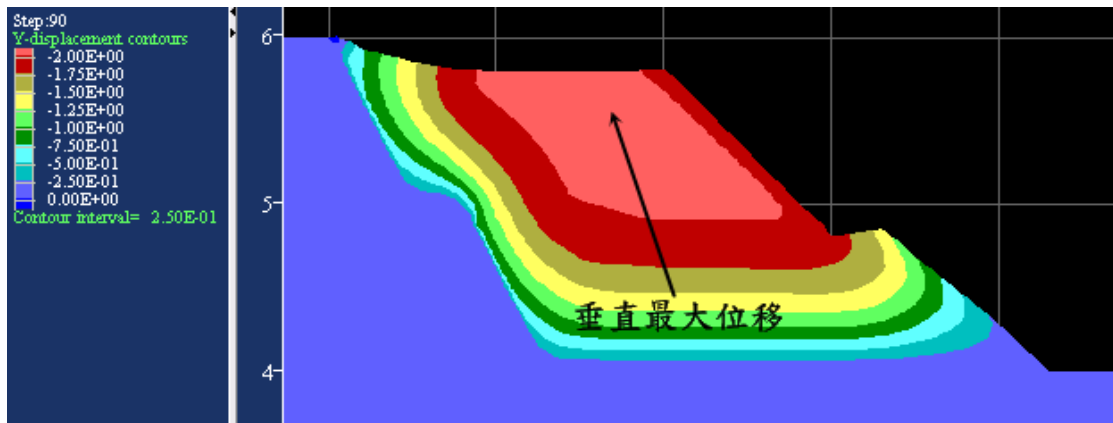


圖 4-80 掩埋完成面邊坡角度(β)為 45° 之垂直位移分佈圖

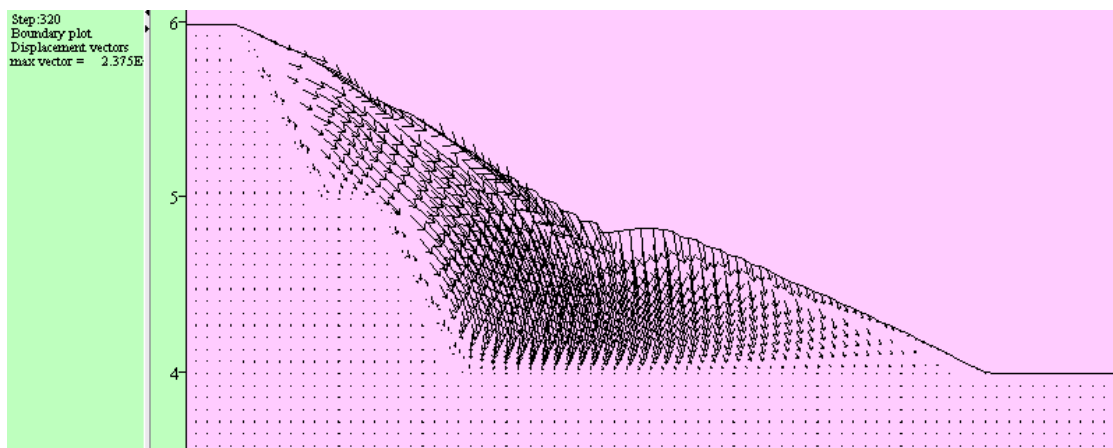


圖 4-81 掩埋完成面邊坡角度(β)為 26.56° 之位移向量圖

4.3.4 二階掩埋場參數變異之變形分析結果與討論

二階掩埋場滲出水淤積對掩埋場變形之影響，滲出水位對剪應變、體積張應變、水平位移與垂直位移量並無明顯之影響，而體積壓應變則隨著水位高度增加而有些微遞減之趨勢。

二階掩埋場由於多了一個台階平台，在各參數變異分析結果上，未必與一階掩埋場有相同的趨勢。二階掩埋場最大剪應變發生之位置

幾乎位於掩埋場第一階背靠邊坡上，故二階掩埋場最可能發生之破壞面位於掩埋場第一階背靠邊坡上。

對於掩埋場之體積壓應變、水平位移、垂直位移影響最大者為掩埋場背靠邊坡角度(α)，最大體積壓應變隨著背靠邊坡角度(α)增加而減少，水平最大位移量也隨著背靠邊坡角度增加而減少，垂直最大位移量亦隨 α 角度增加而明顯地減少，故掩埋場背靠邊坡角度(α)是影響二階掩埋場變形分析結果之重要因素。

由 SLOPE/W 邊坡穩定分析結果顯示，安全係數會隨著掩埋面長度增加而遞增，但掩埋場之體積壓應變與位移量會亦隨著掩埋面長度增加而增加。掩埋完成面邊坡角度(β)方面，安全係數隨著 β 角度增加而遞增，但掩埋場背靠邊坡上之剪應變亦隨著 β 角度增加而增加。

第五章 結論與建議

國外有不少廢棄物掩埋場滲出水系統相關之研究，但在國內對於掩埋場穩定與滲出水系統相關之研究相當有限。另外，有許多掩埋場之滲出水嚴重地淤積在場內，或是掩埋場的擋土壁體有水滲漏之情形，本研究探討掩埋場滲出水淤積對於掩埋場形狀因子之影響。

由於傳統的極限平衡法無法考慮材料之變形性，並且必須先假設掩埋場可能發生的破壞面，故利用有限差分軟體分析掩埋場之變形與形狀因子之關係。

將分析之結果所得到的結論如下：

一、 掩埋場滲出水淤積與參數變異穩定分析

1. 參數變異分析結果，Spencer 法安全係數會比Morgenstern and Price 法值較大，其分析結果安全係數差異值約為4%。
2. 當掩埋面高度(H)越高、掩埋面長度(L)越短、掩埋場背靠邊坡角度(α)越小、底部界面摩擦角(δ)越小對於掩埋場內有地下水時，會大幅降低掩埋場安全係數。
3. 一階掩埋場界面滑動破壞模式，各參數變異對安全係數之影響，界面摩擦角(δ)對安全係數影響最為直接。當地下水位高度越高時，掩埋面高度(H)、掩埋面長度(L)、背靠邊坡角度(α)的安全係數變

化之幅度會越小。

4. 二階掩埋場界面滑動破壞模式，掩埋面底部界面摩擦角(δ)對安全係數影響最為直接。安全係數會隨著掩埋場背靠邊坡角度(α)增加而提高，且地下水位越高時，安全係數增加的幅度會減小。台階寬度(B_1)對安全係數本身影響不大，並非影響安全係數之關鍵。
5. 由界面滑動破壞在考慮滲出水淤積情形下，一階與二階掩埋場之底部界面摩擦角需大於 20° 以上。
6. 掩埋場淺層破壞模式，安全係數會隨著掩埋面高度(H)與掩埋完成面邊坡角度(β)增加而遞減。比較安全係數與參數變異關係，掩埋完成面邊坡角度(β)對安全係數影響最大，其次是掩埋面高度(H)，而掩埋面長度(L)則影響最小。

二、 掩埋場變形分析

1. 考慮滲出水淤積對掩埋場變形之影響，一階掩埋場於有滲出水淤積情形下會增加其水平位移量，而影響掩埋場穩定性。二階掩埋場則會降低廢棄物層之體積壓應變量。
2. 一階掩埋場變形分析結果顯示，一階掩埋場最大剪應變皆位於掩埋場背靠邊坡上，應變量會隨著背靠邊坡角度(α)增加而增大，故一階掩埋場可能發生之破壞面位於背靠邊坡上。各參數變異與變形分析之關係，掩埋場背靠邊坡角度(α)影響剪應變量最大。掩埋

面高度(H)對於垂直向位移量與體積壓應變量影響最大。而掩埋面長度(L)則是對於體積張應變量影響最大。

3. 二階掩埋場變形分析結果顯示，二階掩埋場最大剪應變位於掩埋場第一階背靠邊坡上，故二階掩埋場可能發生之破壞面位置在掩埋場第一階背靠邊坡上。對於二階掩埋場之體積壓應變、水平位移、垂直位移影響最大者為掩埋場背靠邊坡角度(α)，故影響二階掩埋場變形分析最重要之形狀因子為掩埋場背靠邊坡角度(α)。

三、 綜合討論

1. 一階掩埋場 SLOPE/W 邊坡穩定與 FLAC 變形分析結果比較，掩埋場界面滑動安全係數會隨著掩埋面長度(L)增加而遞增，但掩埋場之垂直位移量亦隨著掩埋面長度增加而遞增。掩埋場背靠邊坡角度(α)方面，安全係數隨著背靠邊坡角度(α)增加而遞增，但掩埋場背靠邊坡上之剪應變亦隨著背靠邊坡角度(α)增加而遞增。
2. 二階掩埋場 SLOPE/W 邊坡穩定與 FLAC 變形分析結果比較，掩埋場界面滑動安全係數會隨著掩埋面長度(L)增加而遞增，但掩埋場之體積壓應變與位移量會亦隨著掩埋面長度增加而增加。掩埋完成面邊坡角度(β)方面，安全係數隨著 β 角度增加而遞增，但掩埋場背靠邊坡上之剪應變亦隨著 β 角度增加而增加。

由上述分析之結果可以使有關機關對於掩埋場穩定有相當地瞭

解，並且給予參考，以下將提出相關之建議：

1. 本研究掩埋場滲出水淤積是模擬地下水為穩定狀態之情況，建議可以採用不同時階之降雨型態，進而模擬地下水位分佈情形以分析掩埋場之穩定性。
2. 掩埋場滲出水淤積往往是在局部某個區域所發生，而未必是整個水位下之大面積淤積，故以局部區域來模擬滲出水淤積較符合現地之情形。
3. 掩埋場內部水位較低，而掩埋場外部地下水位較高時，有可能穿破土工膜布而影響掩埋場之穩定，建議針對此情形加以分析。

參考文獻

1. 王昱雲(2007)，「坡地型廢棄物掩埋場邊坡穩定分析」，國立交通大學，碩士論文。
2. 行政院環境保護署(2007)，「一般廢棄物回收清除處理辦法」，中華民國 96 年 5 月 28 日行政院環境保護署環署廢字第 0960039124 號令修正發布。
3. 行政院環境保護署(2006)，「廢棄物清理法」，中華民國 95 年 5 月 30 日總統華總一義字第 09500075791 號令修正公布。
4. 行政院環境保護署(2006)，「歷年垃圾產生量統計」。
5. 行政院環境保護署(2003)，「垃圾處理方案之檢討與展望」。
6. 范佐憲(2007)，「廢棄掩埋場現地試驗與三維穩定分析」，國立交通大學，碩士論文。
7. 施國欽(2004)，「大地工程學(四)岩石力學篇」，文笙書局，pp.3-53~3-56。
8. 陳志昌(2001)，「FLAC 程式應用於土地壤邊坡穩定分析」，國立中央大學，碩士論文，pp.30-34。
9. 陳榮河(1990)，「衛生掩埋場之穩定分析方法」，土工技術，第 31 期，pp.6-21。

10. 陳榮河、陳國賢(2002)，「垃圾填築邊坡之穩定分析」，地工技術，第 94 期，pp.53-60。
11. 惠元環境資源股份有限公司(2007)，「垃圾掩埋場總體檢委託專案工作計畫」，行政院環境保護署，EPA-95-Z102-02-201。
12. 單信瑜(1999)，「地工合成材於山坡地掩埋場之應用」，地工技術，第 73 期，pp.57-66。
13. 劉家男(2004)，「地工合成材於環境地工之應用」，地工技術，第 102 期，pp.5-14。
14. 鄭介眉(2004)，「垃圾衛生掩埋場垃圾層邊坡穩定分析之研究」，私立朝陽科技大學，碩士論文。
15. 錢學德、郭志平、施建勇、盧廷浩(2000)，「現代衛生填埋場的設計與施工」，中國建築工業出版社。
16. Al-Thani A.A, Beaven R.P, White J.K. (2004), "Modelling flow to leachate wells in landfills", University of Southampton, pp.271-276.
17. Dixon, N and Jones, D. R. V. (2005), "Landfill lining stability and integrity:the role of waste settlement", Geotextiles and Geomembranes, pp.27-53.
18. Dixon, N. D. Rusell Jones,V. (2005), "Engineering Properties of Municipal Solid Waste", Geotextiles and Geomembrances 23, pp.205-233.
19. Dobereiner, L. and Freitas, M. (1986), "Investigation of Weak Sandstones", Geological Society, London, pp.199-205.

20. Douglas, T. Mandeville, P.E. (2006), "Landfill/Bioreactor/Leachate Recirculation Design and Operations Training Session", GeoSyntec Consultants.
21. Duncan, J.M. and Buchignani, A.L., (1975), "An Engineering Manual for Slope Stability Studies", University of California, Berkeley.
22. Duncan, J. M. (1996), "State of the Art : Limit Equilibrium and Finite Element Analysis of Slopes", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 122, No. 7, pp. 577-596.
23. Ellithy, G.S, and Gabr, M.A, (2000), "Compaction Moisture Effect on Geomembrane/Clay Interface Shear Strength". Advanced in Transportation and Geoenvironmental Systems Using Geosynthetics, Proceedings of Sessions of Geo-Denver 2000, August 5-8, Denver, Colorado, pp.39-53.
24. Fassett, J., Leonards, G. A. and Repetto, P. (1994), "Geotechnical Properties of Municipal Solid Wastes and their Use in Landfills", WASTETECH '94.
25. Fredlund, D. G. (1975), "A Comprehensive and Flexible Slope Stability Program", Presented at the Roads and Transportation Association of Canada Meeting, Calgary, Alta.
26. ISRM, (1981), "Rock Characterization Testing and Monitoring, Suggested Methods", Dergamon, Oxford.
27. Jones, D.R.V. and Dixon, N. (1998), "The Stability of Geosynthetic Landfill Lining Systems", Geotechnical Engineering of Landfills, Thomas, London.
28. Koerner, R.M. and Soong, T.Y. (2000), "Stability Assessment of Ten Large Landfill Failures", Advances in Transportation and

- Geoenvironmental Systems Using Geosynthetics, ASCE, pp.1-38.
29. Liu, C.-N., Gilbert, R. B., and Wright, S. G. (1998), "EarthSlide on Geomembrane: Closure", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 124, No. 7, pp. 650.
 30. Landva, A. O., and Clark, J. I. (1990), "Geotechnics of Waste Fill", *Geotechnics of Wastefills—Theory and Practice*, ASTM STP 1070, pp. 86–103.
 31. Martin, J. P., Koerner, R. M., and Whitty, J. E., (1984), "Experimental Friction Evaluation of Slippage between Geomembranes, Geotextiles, and Soils", *Proc. Intl. Conf. Geomembranes*, St. Paul, MN: IFAI, pp. 191 – 196.
 32. Mitchell, R.A. and J.K. Mitchell. (1992), "Stability Evaluation of Waste Landfills", *Stability and Performance of Slopes and Embankments, II: Proceedings of a Specialty Conference*; Berkeley, California, June 29-July 1, 1992 (Geotechnical Special Publication 31). Raymond B.Seed and Ross Boulanger, eds. New York: American Society of Civil Engineers, 1992, volume 2, pp. 1151-1187. SEL TA760.S73 1992 v.2.
 33. Qian, X. and Gray, D.H. and Koerner, R.M. (2004), "Estimation of Maximum Liquid Head over Landfill Barriers", ASCE.
 34. Qian, X. (2006), "Stability Analysis Leachate Head Calculation for Bioreactor Landfills", Michigan Department of Environmental Quality.
 35. Singh, S. and B. Murphy (1990), "Evaluation of the Stability of Sanitary Landfills", *Geotechnics of Solid Waste Fills: Theory and Practice*. Arvid Landva and G. David Knowles, eds. Philadelphia:

American Society for Testing and Materials, 1990, pp.240-258. SEL TD795.7 G46 1990.

36. Swati, M. and Joseph, Kurian. (2007), “Settlement analysis of fresh and partially stabilised municipal solid waste in simulated controlled dumps and bioreactor landfills”, Anna University, June.
37. Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1967), Soil mechanics in engineer practice (2end ed.), John Wiley and Sons, Inc., NewYork, N.Y.
38. USEPA (1985), “Minimum Technology Guidance on Double Liner Systems for Landfills and Surface Impoundments: Design”, Con-struction, and Operations, EPA/530-SW-84-0143.

附錄

本附錄收錄了 SEEP2D 與 SLOPE/W 程式執行步驟與分析結果如下：

SEEP2D 程式執行步驟

步驟一 定斷面座標點與相關位置

步驟二 輸入網格密度(如圖 A-1 所示)

步驟三 建立 2D-Mesh 圖層分佈(如圖 A-2 所示)

步驟四 SEEP2D 模式輸入(如圖 A-3 所示)

步驟五 給定水頭邊界(如圖 A-4 所示)

步驟六 材料性質輸入

步驟七 執行 SEEP2D

步驟八 孔隙水壓分佈圖

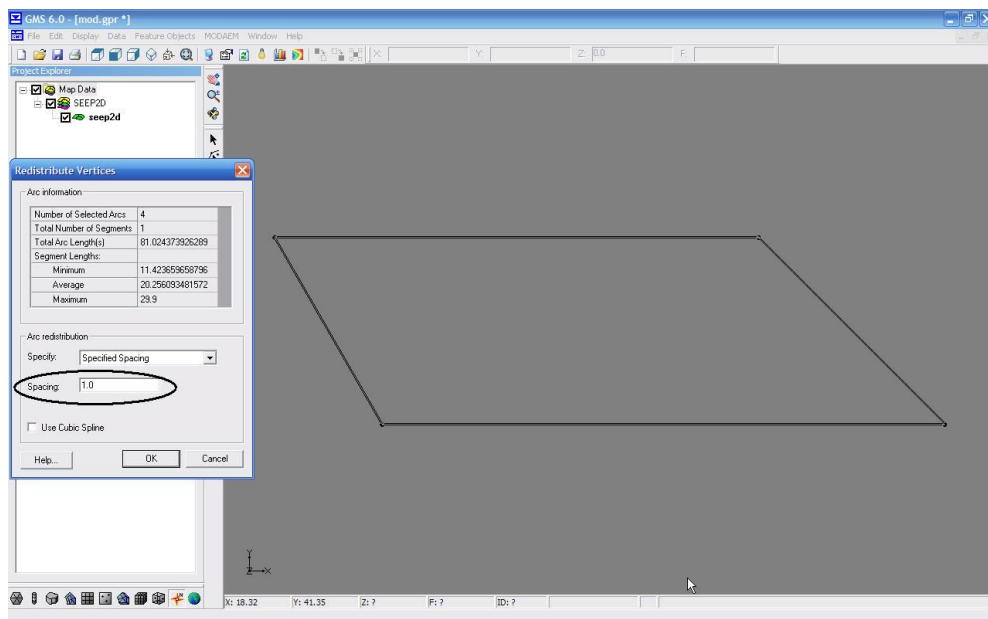


圖 A-1 輸入網格密度

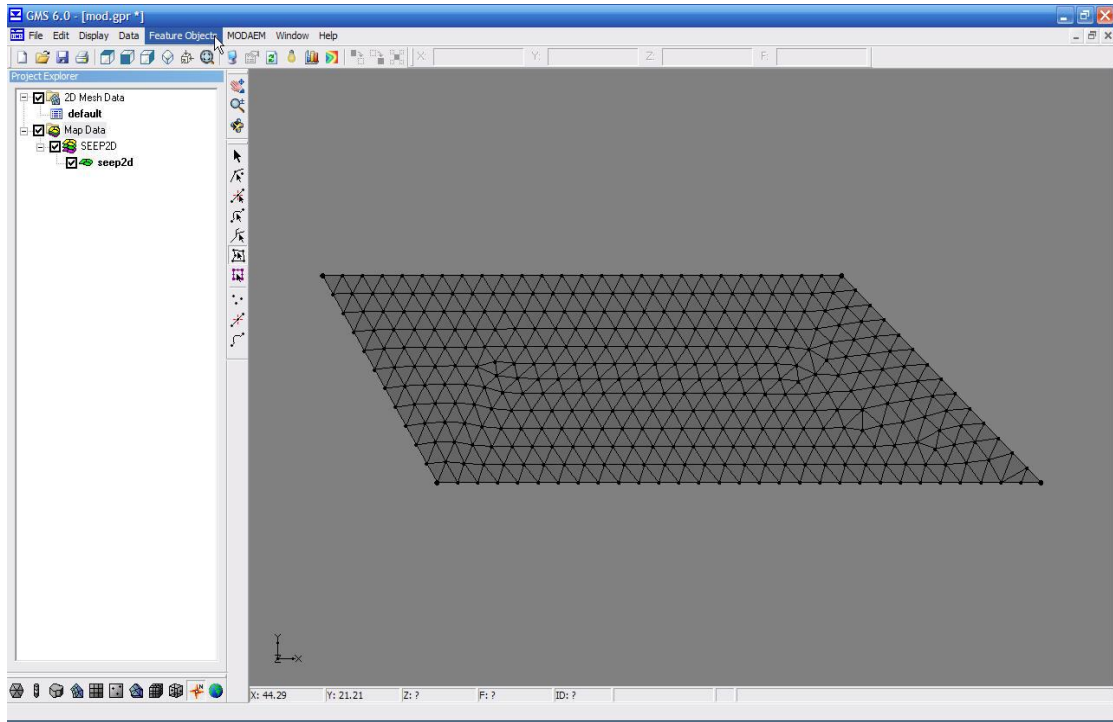


圖 A-2 建立 2D-MESH 分佈圖層

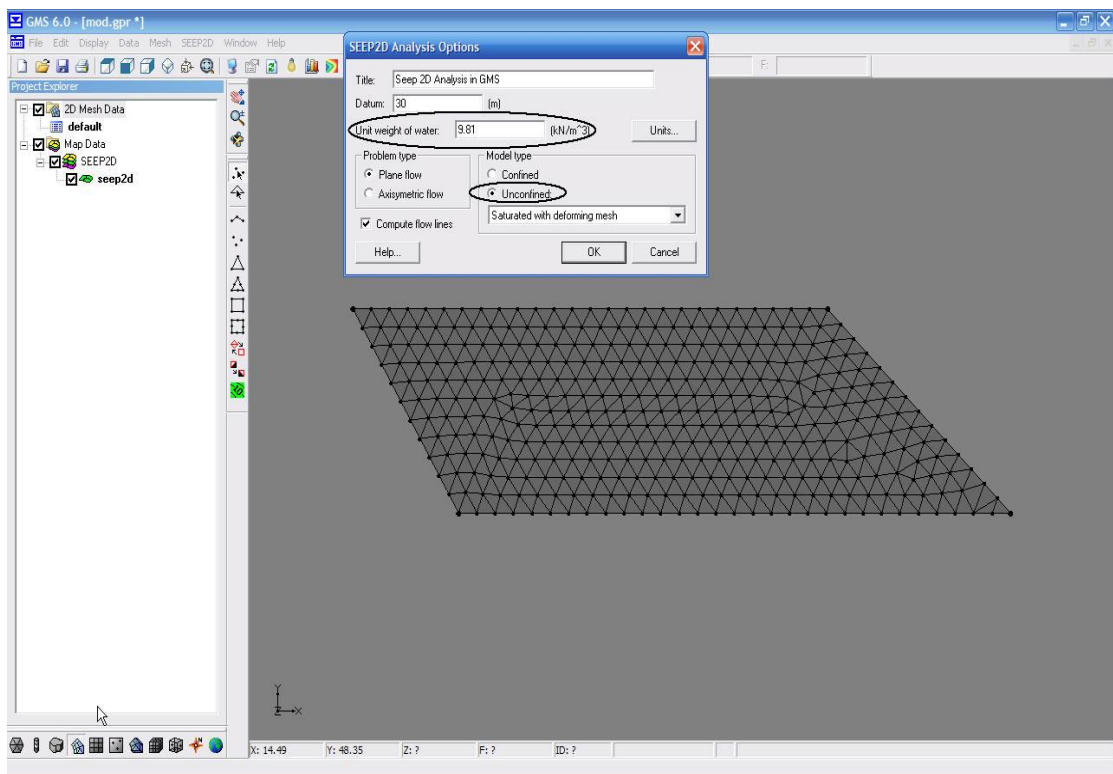


圖 A-3 選用模式設定

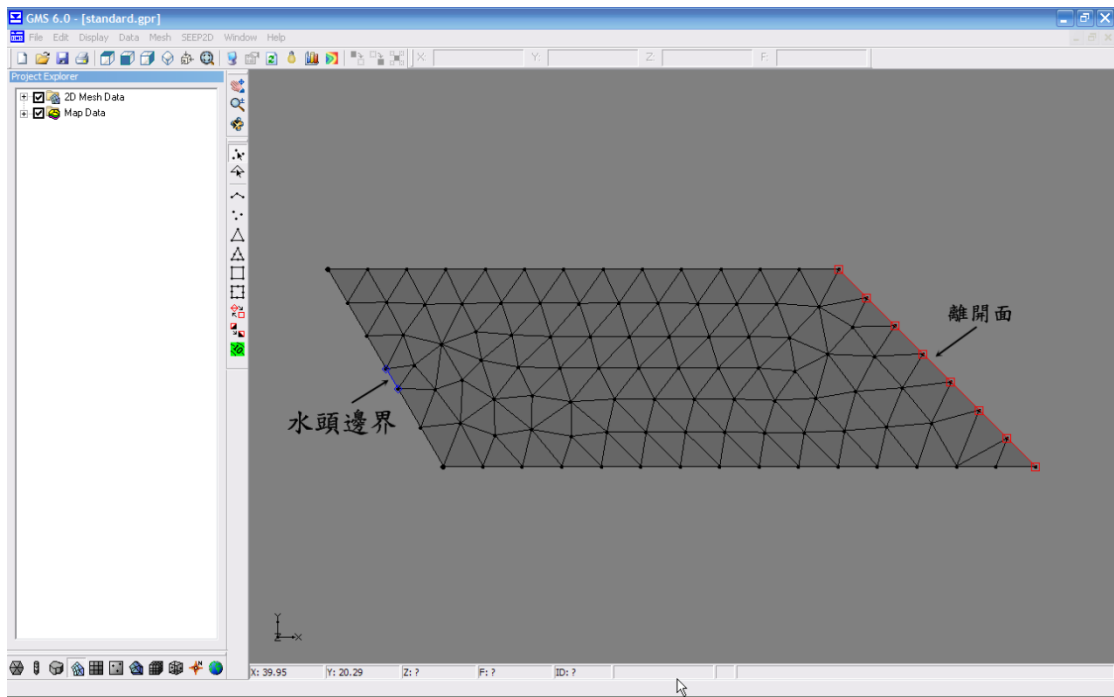


圖 A-4 邊界條件設定

SLOPE/W程式執行步驟如下：

步驟一 決定基本資料

1. 設定頁面大小。
2. 選擇單位及比例尺。
3. 標示座標軸。

步驟二 材料參數的輸入

1. 決定土層種類。
2. 決定強度模式。
3. 輸入材料單位重(γ)、強度參數(c 、 ϕ)，如圖A-5所示。

步驟三 邊坡剖面形狀輸入

1. 利用格點、鎖點功能直接繪出邊坡形狀。
2. 直接繪出土層分布。

步驟四 孔隙水壓輸入

孔隙水壓輸入有數種方式，共有五種選擇，如圖A-6所示。

- (a) $R_u / B\text{-bar}$ 。
- (b) 利用 $R_u / B\text{-bar}$ 輸入水位面。
- (c) 格點方式輸入壓力水頭。
- (d) 格點方式輸入孔隙水壓。
- (e) 格點方式輸入 R_u 係數。

步驟五 選擇分析方法

1. 選擇分析方法，共有11種分析法可以選擇，如圖A-7所示。
2. 決定側邊力函數分布型態，當分析法採用Morgenstern-Price 或 GLE 時需給定側邊力函數之分布型態，其型態有下列五種：

- (a) 定值函數(Constant function)
- (b) 半正弦函數(Half-sine function)
- (c) 縮減正弦函數(Clipped-sine function)
- (d) 梯形函數(Trapezoidal function)
- (e) 人為設定函數(Fully function)

步驟六 選擇破壞面搜尋方

1. 選擇破壞面搜尋方式，共有5種搜尋法可以使用，如圖A-8所示。
2. 依預計破壞面形狀給定搜尋範圍或給定破壞面。
 - (a) 完全人為設定破壞面(Fully Specified)：給定破壞面
 - (b) 區塊搜尋法(Block Specified)：給定區塊位置及網格數
 - (c) 圓心及半徑搜尋(Grid and Radius)：給定半徑網格數及半徑線數
 - (d) 指定滑動面起始與離開區域(Entry and Exit)：沿著地面線給定滑動範圍
 - (e) 自動搜尋(Auto Locate)：無須任何設定
3. 調整容許安全係數誤差值

步驟七 顯示分析結果及相關資訊

1. 顯示最小安全係數及邊坡破壞面形狀。
2. 展示安全係數等值線及「安全地圖」。
3. 查詢各切片自由體圖及計算資料。
4. 檢視應力分佈圖。

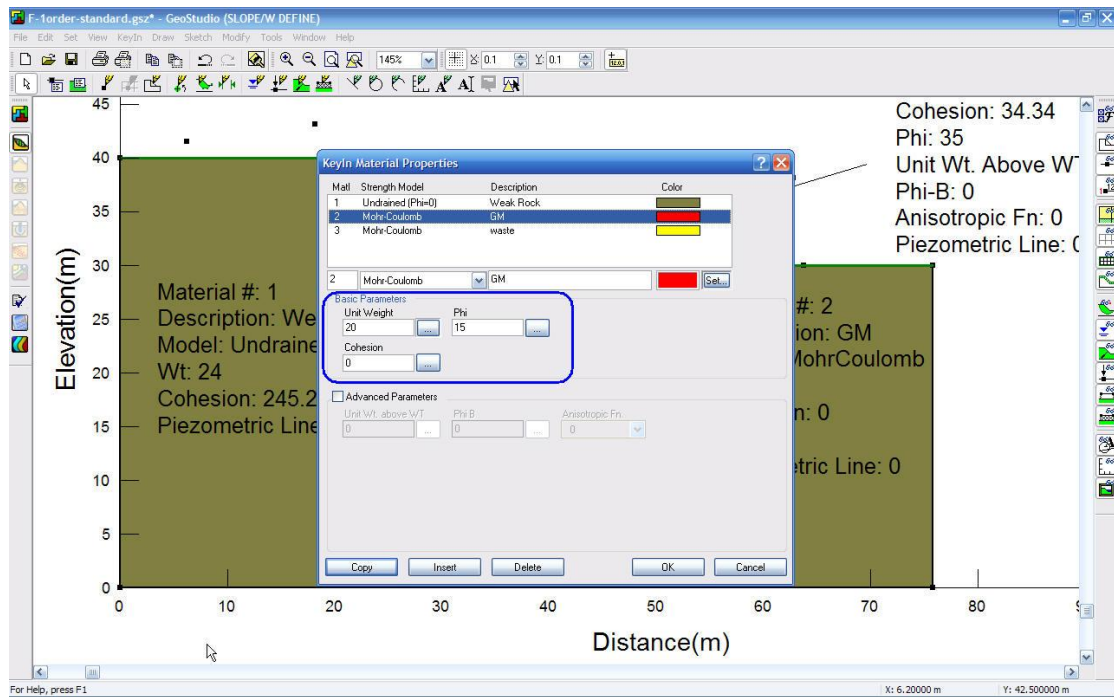


圖 A-5 材料參數輸入

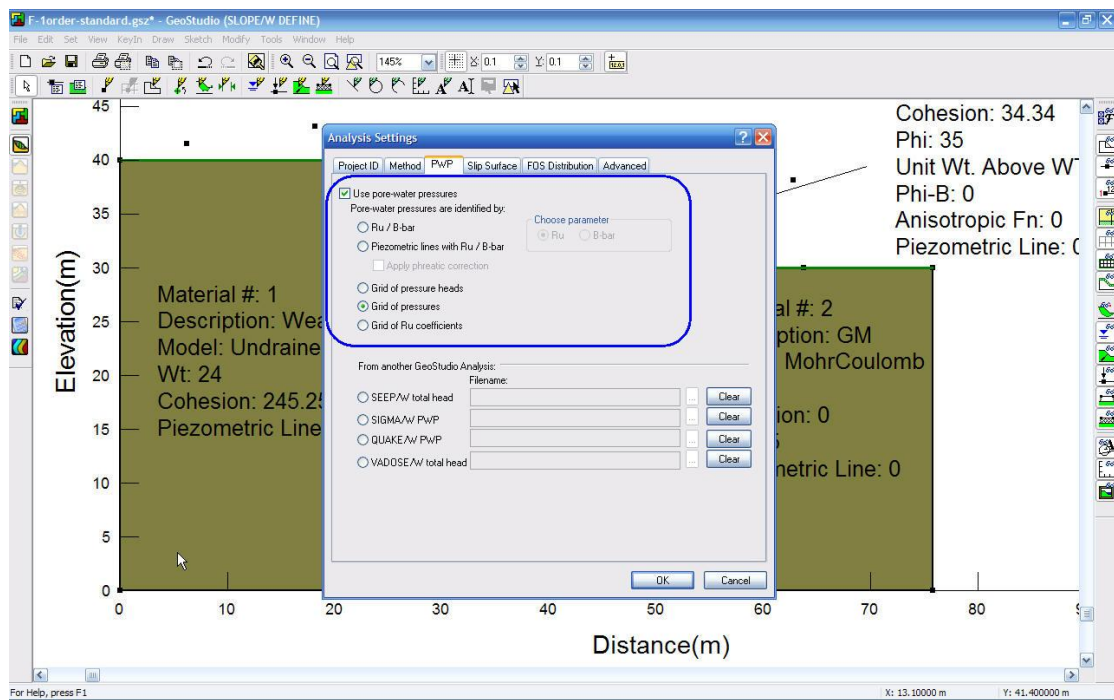


圖 A-6 孔隙水壓輸入方式

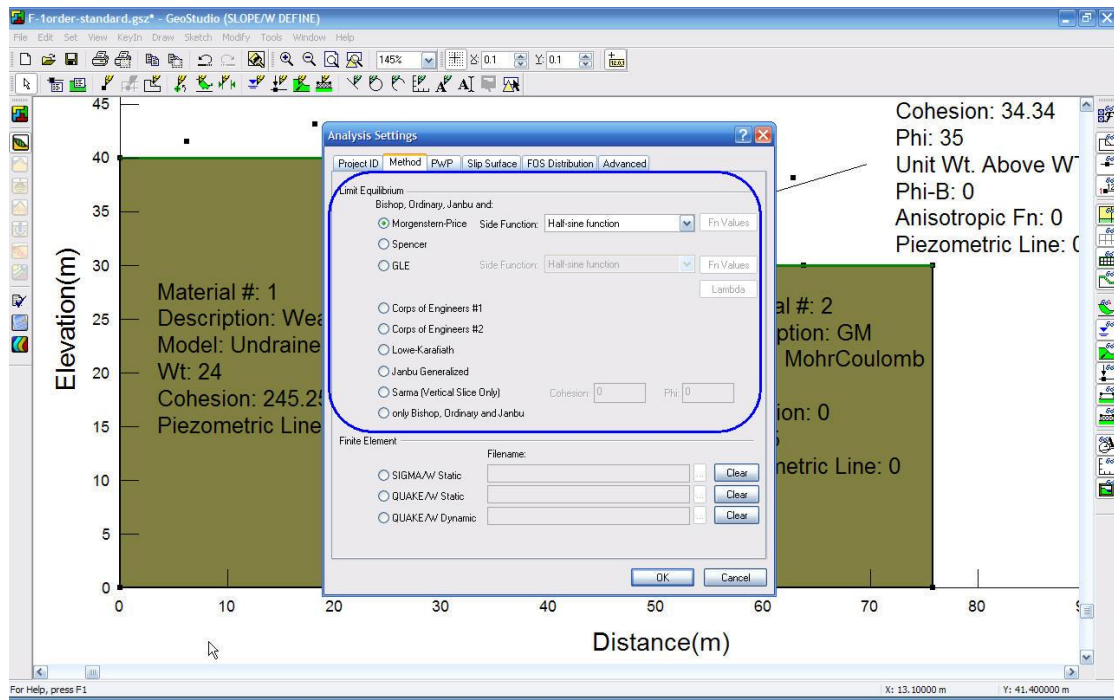


圖 A-7 切片分析方法

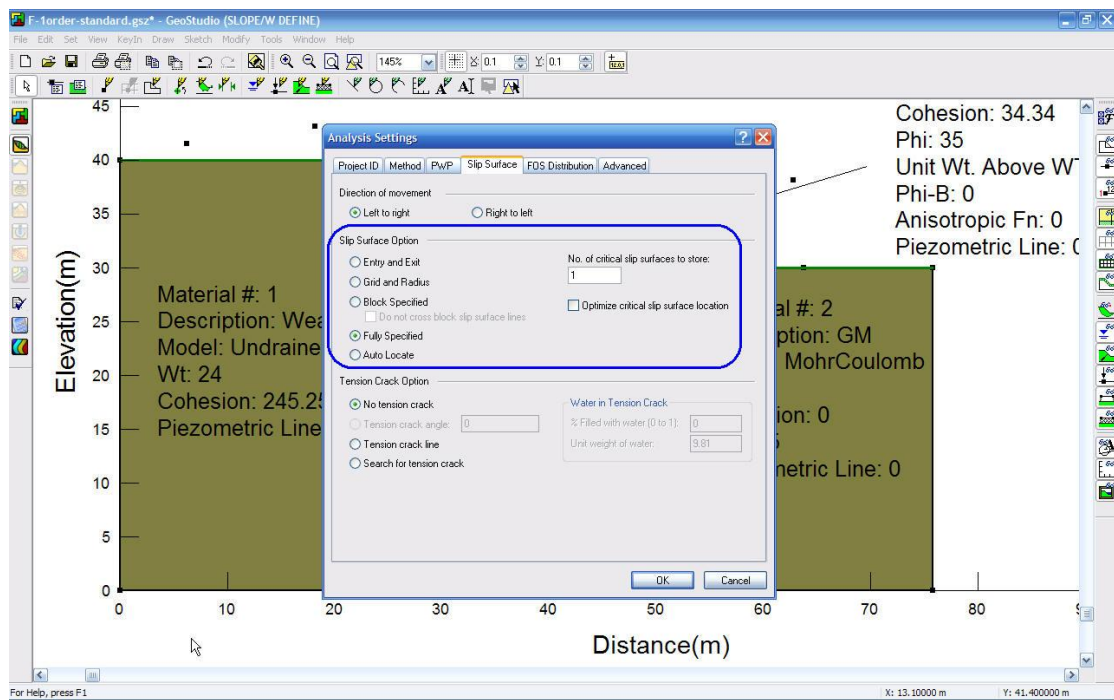


圖 A-8 破壞面搜尋方式

SLOPE/W 一階與二階標準斷面分析結果如下：

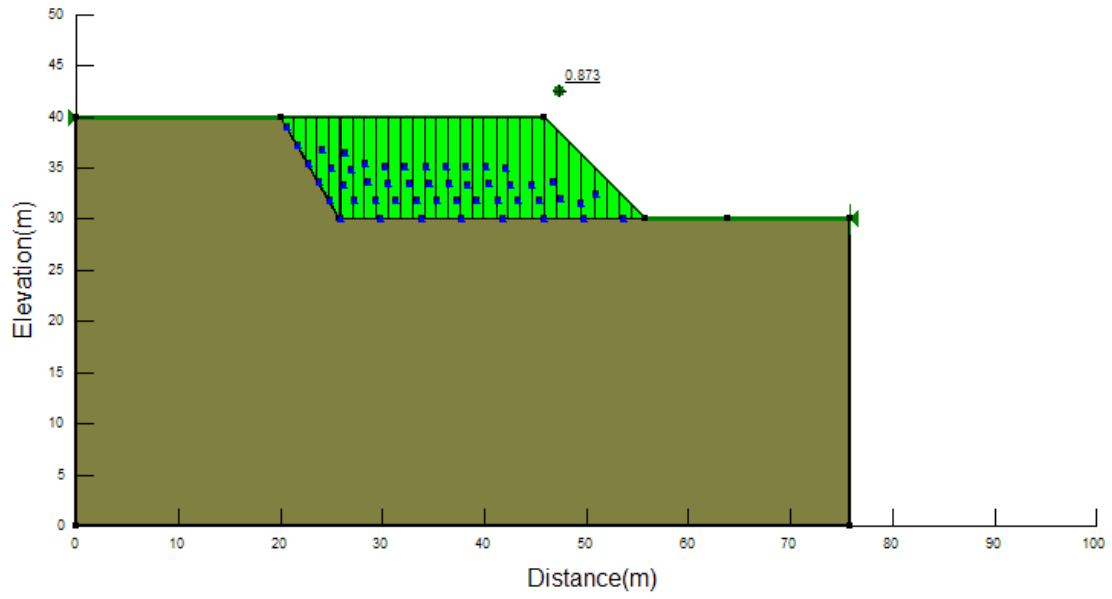


圖 A-9 一階標準斷面分析結果($h=10$ m)

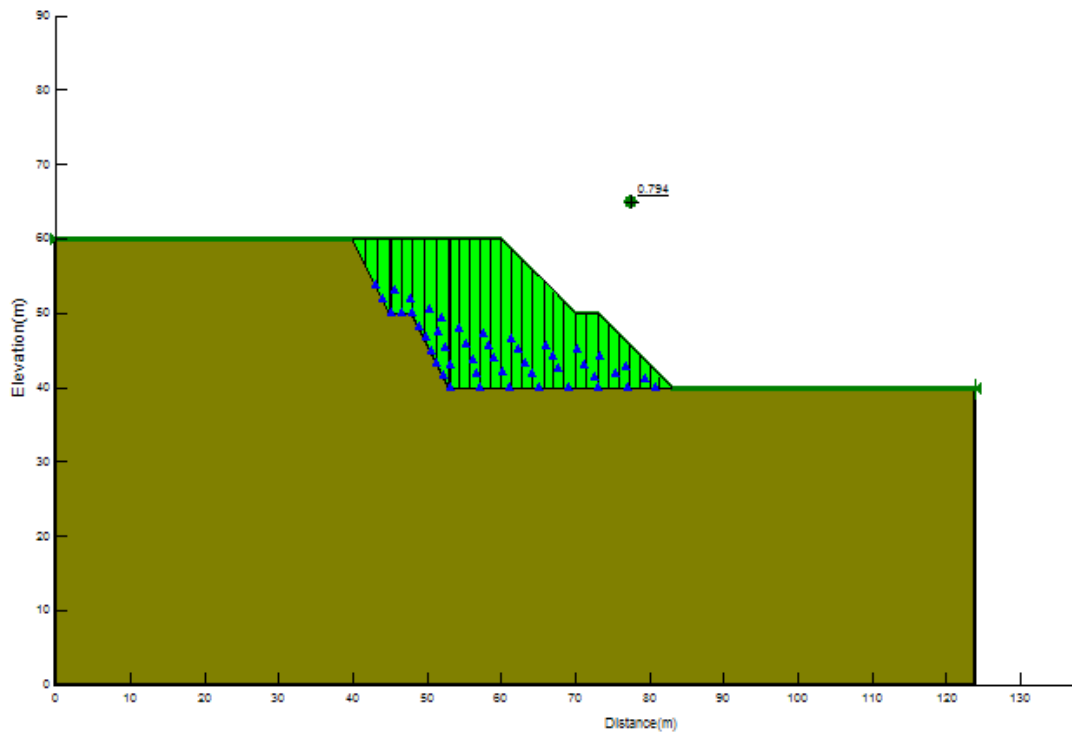


圖 A-10 二階標準斷面分析結果($h=15$ m)