

南華大學科技學院永續綠色科技碩士學位學程

碩士論文

Master Program of Green Technology for Sustainability

College of Science and Technology

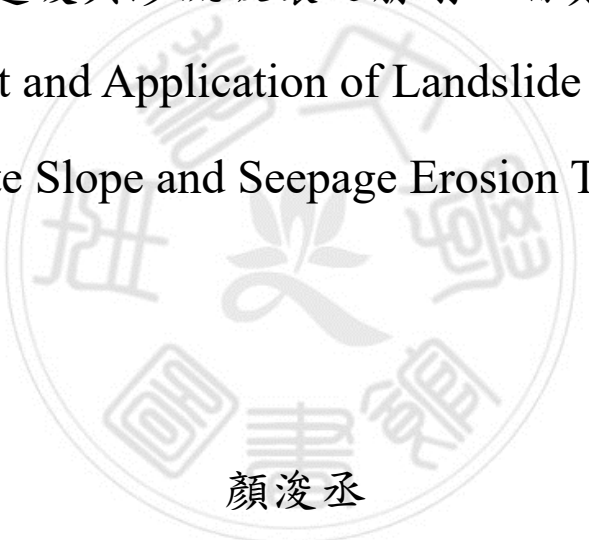
Nanhua University

Master Thesis

整合無限邊坡與滲流破壞之崩塌理論實驗與應用

Experiment and Application of Landslide Integrating

Infinite Slope and Seepage Erosion Theory



顏浚丞

Jun-Cheng Yan

指導教授：洪耀明 博士

Advisor: Yao-Ming Hong, Ph.D.

中華民國 108 年 6 月

June 2019

南華大學
(永續綠色科技碩士學位學程)
碩士學位論文

整合無限邊坡與滲流破壞之崩塌理論實驗與應用
Experiment and Application of Landslide Integrating Infinite
Slope and Seepage Erosion Theory

研究生：(顏浚丞 顏浚丞)

經考試合格特此證明

口試委員：林炳益
凌耀明
陳柏青

指導教授：凌耀明

系主任(所長)：凌耀明

口試日期：中華民國 108 年 6 月 22 日

誌謝

國中既從軍，軍旅生涯及屆退從事工程界，深感學歷不足，逢因緣就讀碩士班，且脫離學校業已三十年，加上工作量多，造成許多困難度，除感謝 陳柏青院長、洪耀明博士細心教導並常鼓勵向學亦感謝 吳輝龍博士、林裕益博士經驗傳承，尚得母親 顏陳杏雪、四姨 陳杏子、五姨 陳杏嬌、弟 顏章斌、妻 王美美、妹 顏淑芬、大女兒 顏如憶、大女兒摯友 葉凡滔、小女兒 顏于婷等鼓勵，亦與同學 陳建丞、陳美如、鄭勝介討論協助深感於心。



中文摘要

邊坡因降雨量及地下水滲流導致崩塌，本研究以 Hong(2017)所推導之邊坡破壞理論公式，透過室內試驗，包括夯實試驗、達西定律之 K 值試驗、壓密排水三軸試驗，獲取理論所需參數，再帶入邊坡破壞理論公式，計算發生崩塌之臨界地下水位。研究結果可推得臨界地下水位與坡面高度關係圖，當斜坡坡度等於內摩擦角，無水深仍會產生滑動，並推出臨界水深與斜坡高度相同之斜坡角度，提供相關實務設計監造及安全監測應用之參考。

關鍵字：無限邊坡、滲流、臨界地下水位

Abstract

Hillslope usually collapses due to rainfall and groundwater seepage. This study uses the theoretical formula of slope failure derived from Hong (2017). Laboratory experiment, including the compaction test, the K value test of Darcy's law, and the compaction drainage triaxial test were executed to obtain the parameters in theoretical equation, which can calculate the critical groundwater level where the collapse occurs. The results of the study can be used to derive the relationship between the critical groundwater level and the slope height. When the slope is equal to the internal friction angle, the water-free depth will still produce slippage, and the slope angle with the same critical depth and slope height will be introduced to provide relevant practical design supervision and safety. This study can be applied in the environmental monitoring of landslide.

Keywords: Infinite slope, seepage, critical groundwater level

目錄

誌謝.....	I
中文摘要.....	II
Abstract.....	III
目錄.....	IV
圖目錄.....	VI
表目錄.....	VII
第一章 前言.....	1
1.1 研究動機.....	1
1.2 研究目的.....	1
1.3 本文組織.....	2
第二章 文獻回顧.....	4
2.1 無限邊坡破壞.....	5
2.1.1 淺層崩塌.....	5
2.1.2 深層崩塌.....	6
2.2 滲流破壞.....	10
2.3 崩塌地臨界地下水位及流線長度理論推估與計算.....	12
2.3.1 無限邊坡破壞理論.....	12
2.3.2 滲流破壞理論.....	14
2.3.3 臨界流線長度推估.....	15
2.4 滲流破壞臨界值實驗.....	16
2.4.1 夯實試驗.....	16
2.4.2 回填濾料對於防止堤壩管湧之試驗與理論.....	17

第三章 試驗規劃與設計	18
3.1 夯實試驗.....	18
3.1.1 原理與儀器	18
3.1.2 夯實試驗儀器	18
3.1.3 試驗步驟	19
3.2 變水頭滲透試驗	20
3.2.1 試驗目的與公式	20
3.2.2 變水頭滲透試驗儀器	20
3.2.3 步驟	21
3.3 壓密排水三軸試驗(Consolidated Drained, CD 試驗).....	23
3.3.1 試驗目的	23
3.3.2 試驗步驟	24
第四章 結果與討論	26
4.1 理論公式參數試驗結果	26
4.1.1 夯實試驗	26
4.1.2 變水頭滲透試驗	30
4.1.3 三軸試驗	32
4.2 邊坡破壞理論值計算	37
4.3 綜合討論.....	38
第五章 結論與建議	39
5.1 結論.....	39
5.2 建議.....	40
參考文獻.....	41

圖目錄

圖1.1 本研究架構圖	3
圖2.1 深層崩塌各地形特徵示意圖	8
圖2.2 滲流破壞臨界值理論圖(Hagerty, 1991)	11
圖2.3 影響無限邊坡滑動之因子圖	12
圖3.1 試驗用土壤	19
圖3.2 變水頭滲透試驗之流程圖	22
圖3.3 三軸試驗示意圖	25
圖4.1 含水量和乾密度之間關係圖	29
圖4.2 變水頭滲透試驗圖	30
圖4.3 賈降完成之試體	33
圖4.4 剪切完成之試體	33
圖4.5 應力應變曲線圖	34
圖4.6 體積變化圖	35
圖4.7 莫爾圓圖	36
圖4.8 臨界地下水位與坡面高度關係圖	38

表目錄

表2.1 航照判釋山崩基準表	7
表4.1 最佳乾密度計算	27
表4.2 最佳含水量計算	28
表4.3 變水頭滲透試驗	30



第一章 前言

1.1 研究動機

由於全球暖化造成極端氣候，雖然年總降雨量不變，但是降雨次數變少，使得極端降雨次數增加，例如2009年莫拉克颱風侵襲台灣，影響天數長且帶來大量的豪雨，使得坡地地下水位急遽上升，造成小林村嚴重坡地災害；而2010年梅姬颱風沖毀了蘇花公路，造成數十人喪生，此外極端氣候導致河川或水庫水位暴漲，使得堤防或土石壩之水壓過大，而有滲流導致邊坡或堤防破壞之疑慮。

1.2 研究目的

崩塌主因甚多，包括地下水位上升、岩層節理及地下滲流等因素，若忽略岩層節理等因素，或可整合無限邊坡理論及滲流理論，本研究以 Hong (2018) 推演之理論，透過室內試驗，獲取理論所需參數，再以間接試驗，驗證其理論之正確性。

1.3 本文組織

依研究重點將本文分成五章，如圖 1.1 所示，各章內容簡述如下：

本研究架構如下，一是前言，關於滲流導致邊坡或堤防破壞，二是文獻回顧，三是研究方法，四是針對本研究提出結果與討論，最後五為本研究結論與建議。依此研究重點將本文分成五章，各章內容簡述如下。

第一章為前言，說明研究動機及研究目的，並概述論文架構。

第二章為文獻回顧，收集國內外文獻，內容包括無限邊坡破壞、滲流破壞、崩塌地臨界地下水位及流線長度理論推估與計算、滲流破壞臨界值計算。

第三章為研究方法，內容包括試驗規劃與設計、夯實試驗、變水頭滲透試驗、壓密排水三軸試驗。

第四章為結果與討論，內容包括理論公式參數試驗結果、邊坡破壞理論值計算及綜合討論。

第五章為結論與建議，主要將上述各章之結果綜合歸納，並提出未來可以繼續研究之方向。

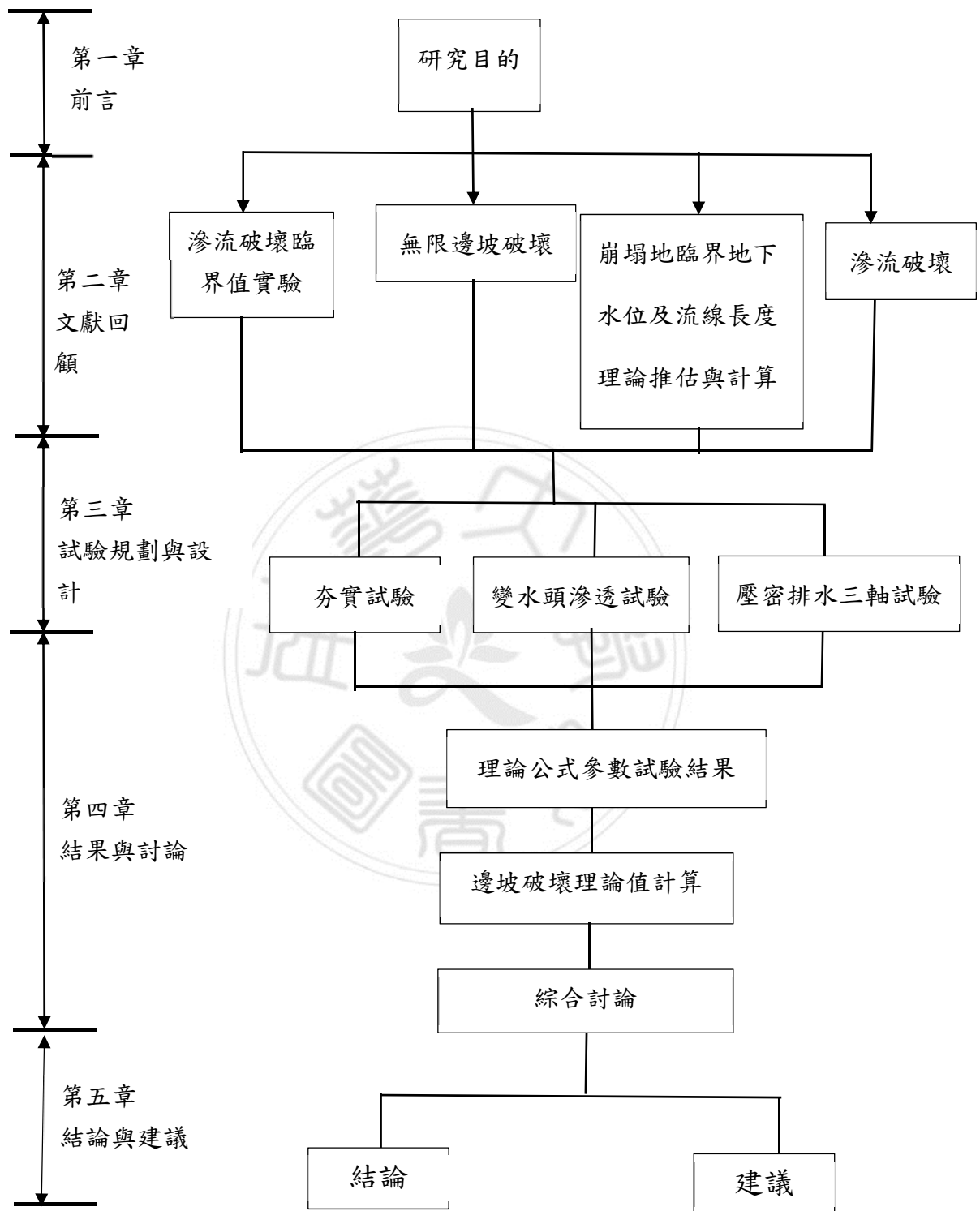


圖 1.1 本研究架構圖

第二章 文獻回顧

為防止邊坡破壞，常見方法是降低地下水位，如梨山地滑地及霧社水庫下游崩塌地，均透過設置排水廊道，於洪水期間將地下水快速排出以降低地下水位，可視排水廊道為人工之管湧通道，排地下水以增加臨界剪應力，而天然管湧會將細顆粒泥砂排出，且無有效支撐管湧通道之結構，導致邊坡破壞；而人工設置之排水道，並不會排出泥砂，且有有效支撐管道之設施，為邊坡安定之功臣；因此降低水力坡降為避免邊坡產生管湧破壞之辦法。自然邊坡崩塌之後，會形成一處堆積土體，此時若持續下雨，使得土體含水量增加，地下水位上升，會使得土體再次滑動，形成土石流。

土石壩管湧部分，除了會降低水位之外，由於土石壩為人工構造物，尚可藉由加上濾料層，防止細濾料被帶走而形成管湧，所以回填濾料之設計，實為土石壩防治管湧破壞之方法。

因此，不論天然的崩塌地及土石流，或人造的土石壩，滲流破壞均為崩塌之重要因素，值得在理論、數值及實驗上，進行深入研究，且研究主題橫跨水利及大地工程兩領域。依據四方向，分說明如下：

2.1 無限邊坡破壞

滲流可定義為水從不飽和土壤表面的小缺口和孔隙緩慢地流向地表或地下水體；或是水從地表或地下水體通過土壤表面的小缺口和孔隙緩慢地流向不飽和土壤，此一流動過程，輕者造成泥沙隨孔隙流出，嚴重者造成崩塌；若從廣義的滲流破壞，則包括邊坡崩塌、鬆軟土體之移動兩大類，過去有許多學者對於滲流造成之破壞。邊坡崩塌若以深度區分，可概分為淺層崩塌及深層崩塌，說明如下：

2.1.1 淺層崩塌

淺層滑動型山崩之定量潛感分析最常見之分析法為無限邊坡理論，介紹如下：當邊坡之臨界破壞機制為淺層滑動，地下水滲流方向跟坡面平行孔隙水壓一般指非飽和含水層土壤孔隙之水壓力，而地下水位則泛指飽和含水層水位。降雨落至地面後，入滲至地表下，導致孔隙中充滿水，使孔隙水壓升高，土體之內磨擦角降低，容易引起淺層土壤之崩塌；且孔隙水之下降將引致地下水位上升造成深層崩塌，兩者之關係密切，說明如下。

孔隙水壓(pore water pressure)之推估一直是邊坡穩定分析中一個重要的因子，例如早期 Hilf(1948)透過一維局限壓力試驗，估算土石壩之孔隙水壓，並結合 Henry's 公式及 Boyle's 公式，推算適合於無排水狀況下之孔隙水壓力計算公式。較近期 Rinaldi et al. (2004)採用了一系列的張力及壓力計量測四年河堤，以了解孔隙水壓在洪流期間壓力變化及河堤穩定性，並使用有限元素滲流分析，進行孔隙

水壓推估，並透過實際孔隙水壓修正。而邱芝帆(2006)以三種不同孔隙水壓推估方法，計算紅葉坪地區崩積層與岩盤交界面之孔隙水壓分布，此三種方法包括 (1)經現地監測孔隙水壓資料校正之邊坡地下水流有限差分數值模式；(2)水壓監測之孔隙水壓比平均值；(3)假設滑動面上總水頭為線性分布。

藍少村(2008)進行降雨導致淺層邊坡破壞之模型試驗與分析研究，以探討邊坡在豪雨中之破壞機制、土砂流出特性及降雨強度改變所造成之影響，發現沿著斜坡與不透水層介面的滲流是引起後退式淺層崩壞的主要原因。Huang and Yuin (2010) 透過試驗找出淺層邊坡破壞之臨界降雨量。

2.1.2 深層崩塌

有關深層崩塌之定義世界各國有不同看法。

日本對於深層崩塌之定義，為崩塌深度超過 3 公尺以上且發生於岩體（岩盤）之山崩，即認定為深層崩塌；而歐美地區則多定義於地表下深度超過 2 公尺以上之山崩類型。然而，台灣山區地質脆弱，加以造山運動頻繁，導致山區岩坡風化速率較快、土壤厚度甚深，故以崩塌深度 3 公尺以上定義為深層崩塌有不合適之處。

根據經濟部中央地質調查所對於深層崩塌之定義，其深層崩塌之滑移面位於地表下 5 公尺至 10 公尺以上，且具備顯著之高陡崩崖及坡趾處較顯著的堆積區為其最重要的地形特徵。因此本文採用滑移面達 5 公尺至 10 公尺以上深度之基準，作為區分深層崩塌與淺層崩塌之分界。

Soeters 與 Van Western 在1996 年曾提出各山崩類型判釋之準則，其方法乃根據影像內崩塌地呈現之地貌特徵、植生及排水狀況等作為航照判釋基準（Soeters and Van Western, 1996），並可區分淺層崩塌及深層崩塌等型態（表2.1及圖2.1）。

表 2.1 航照判釋山崩基準表

(修改自 Soeters and Van Western, 1996)

山崩類別	航照影像山崩地形特徵、植生及排水狀況之判釋基準	
落石	地形特徵	一般坡度超過 45 度以上，其岩坡上常見裸露岩盤，亦可見到岩壁或自由面連接約 20-30 度之岩坡
	植生狀況	沿落石路徑常見線狀植生痕跡分布，且沿坡上植生密度極低
	排水狀況	無具體之特徵
岩崩塌	地形特徵	其崩塌面多具平面之特徵，崩塌體深度 [D]/長度[L] < 0.1
	植生狀況	其源頭區與運動路徑裸露，且崩塌體與週緣植生聚明顯之差異
	排水狀況	雜亂或樹枝狀水痕常見於崩塌邊緣，且水痕常於趾部偏轉或終止
岩體滑落	地形特徵	於地形上常見反凸狀之特徵，其邊界亦有明顯之雙溝同源特徵，具半月型冠部，圓丘狀推機等特徵，其崩塌體深度 [D]/長度 [L] 在 0.3-0.1 範圍內，一般坡度分布在 20-40 度之間
	植生狀況	崩塌體與邊界外植生分布相比具明顯之擾動跡象，但與其他崩塌型態相比，深度崩塌之堆機體上植生密度相對較高
	排水狀況	比較崩塌體與為崩壞之邊坡，常見不良之表面排水，坡體或趾部區位附近

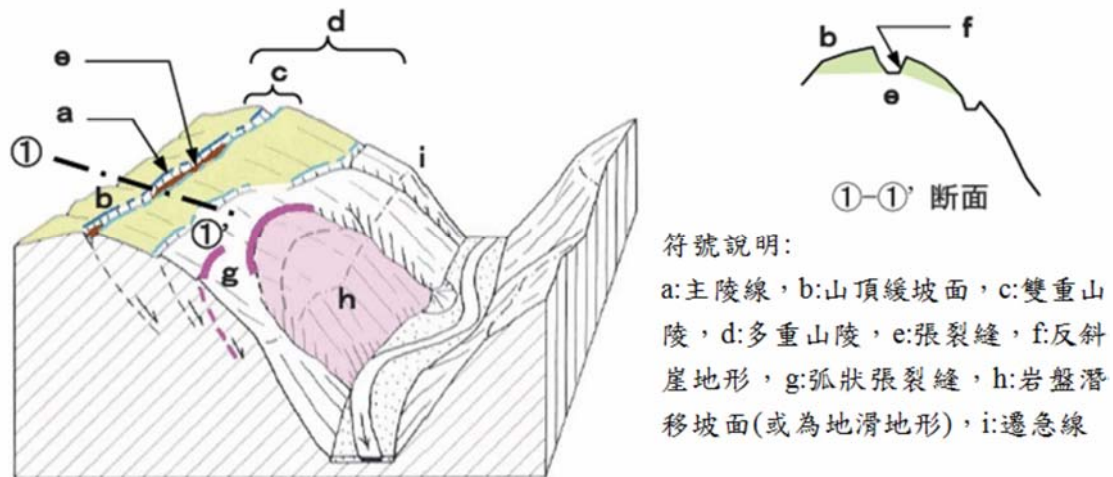


圖 2.1 深層崩塌各地形特徵示意圖

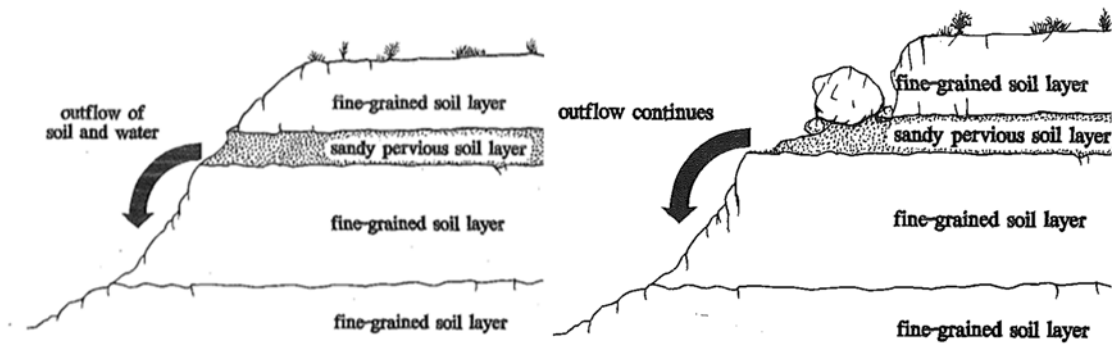
(修改自日本土木研究所，2008)

坡地產生崩塌或地滑等土石流動之主要因素係降雨導致地下水位上升及土壤內磨擦角降低，導致土體破壞，例如 Caris & Van Asch (1991) 研究法國 Alps 山區一小塊崩塌地，發現地下水位上升至離地表4公尺時就有可能發生崩塌；Van Asch et al.(1999) 發現深層崩塌(5-20m 深)大部份係因為滑動面地下水位上升產生向上孔隙水壓所導致；Mantovani et al., (2000) 認為崩塌與地下水位突然上升有關；Trigo et al., (2005)及 Ray and Jacobs (2007) 則認為崩塌係因為地下水位上升及土壤剪應力降低。若能藉由長期觀測降雨、地下水位及地滑之關係，或能建立降雨與地下水位關係式，並找出產生山崩、地滑或土石流之危險地下水位。再於獲取即時降雨與地下水位資料之後，預測下一單位小時之地下水位，若地下水位預測值已達到警戒值，則可對相關單位提出警告，達到即時預警的目的。

若依據堆積土層之基本物理性質，以無限邊坡分析為基礎，考慮土層內任意水位之條件下，進而推導出土層破壞公式，為常用來研究土砂災害發生機制之方法。例如 Takahashi(1978)以靜力平衡觀點，分析作用於土層之推移力及土層抵抗力，推導出飽和土層受地表逕流之作用下，將土砂運動區分為土層未破壞區、土砂顆粒個別傳輸區、不完全土石流區及土石流發生區等四種土砂運動情況；游繁結(1987)依據 Takahashi 之理論，加入滲流力理論，推導出在任意水位下，土層破壞之臨界公式；鄭瑞昌、江永哲(1986)考慮土層之凝聚力影響，推導出在任意水位下，土層破壞之臨界公式；黃宏斌(1993)考慮土層飽和及非飽和之土粒比重，推導出在任意水位下，土層破壞之臨界公式；林炳森等(1993)考慮滲流力作用於土層，推導出在任意水位下，土層破壞之臨界公式；連惠邦(1997)以水砂混合體中固體顆粒及液相水體間之驅動能量關係，分別建立泥砂體積濃度及溪床坡度兩參數之臨界公式，以作為鑑別礫石型土石流之定量關係式；張守陽(1998)藉由水槽實驗研析不同材料與粒徑組成下土石流發生之現象，經由迴歸分析及因次分析方法，探討逕流類土石流發生機制；陳晉琪(1999)探討土層於局部及全部破壞下，推導出在任意水位下，土層破壞之臨界坡度條件；Tarantino and Bosco(2000)舉出地滑所造成之土石流常發生於短暫延時之大降雨強度下、長延時之小雨，甚至發生於降雨停止後數小時內。Casadei et al.(2003)利用邊坡穩定分析結合水文模式，以建立淺層地滑預警模式，進而預測其坡地災害發生時間與位置，研究中並以加州 Montara Mountains 之1950-1998年所發生歷史坡地災害事件進行預測比對，結果顯示其預測結果與紀錄大致相符。

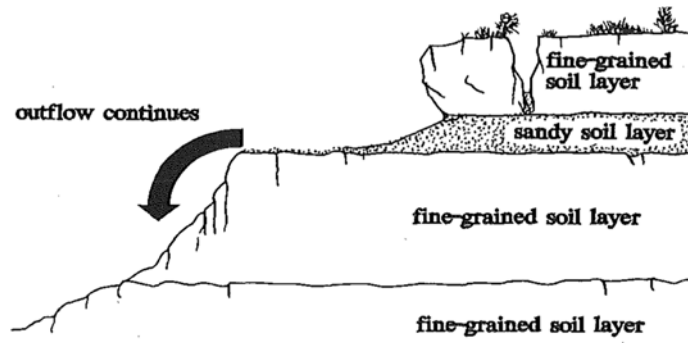
2.2 滲流破壞

Hagerty(1991)清楚描述了管湧造成邊坡破壞之過程，他將邊坡破壞分成三個階段如圖2.2，(a)為兩層細顆粒土壤中夾有砂質土，水流從砂質土中滲流，導致局部土壤流失；(b)土壤流失較多之後，上方產生岩塊或土石崩落；(c)土壤大量流失之後，產生更大規模之傾倒或滑動破壞。總而言之，邊坡是否發生管湧，首先取決於土的性質，管湧多發生在砂性土中，其特徵是顆粒大小差別較大，往往缺少某種粒徑，孔隙直徑大且相互連通。無粘性土產生管湧必須具備兩個條件：①幾何條件：土中粗顆粒所構成的孔隙直徑必須大於細顆粒的直徑，這是必要條件，一般均勻係數 >10 的土才會發生管湧；②水力條件：滲流力能夠帶動細顆粒在孔隙間滾動或移動是發生管湧的水力條件，可用管湧的水力梯度來表示。但管湧臨界水力梯度的計算至今尚未成熟。對於重大工程，應儘量由試驗確定。而會產生管湧，則可由能量觀點，也就是水力坡降來考慮，當邊坡或堤壩兩側之水頭有差異時，水將從高處往低處流動，水頭差異越大，則流動速率愈快，若於流動過程中帶走大量泥砂，便會形成管湧破壞。



(a) 滲流導致土壤流失

(b) 上方產生岩塊或土石崩落



(c) 大規模之傾倒或滑動破壞管湧導致邊坡破壞之過程

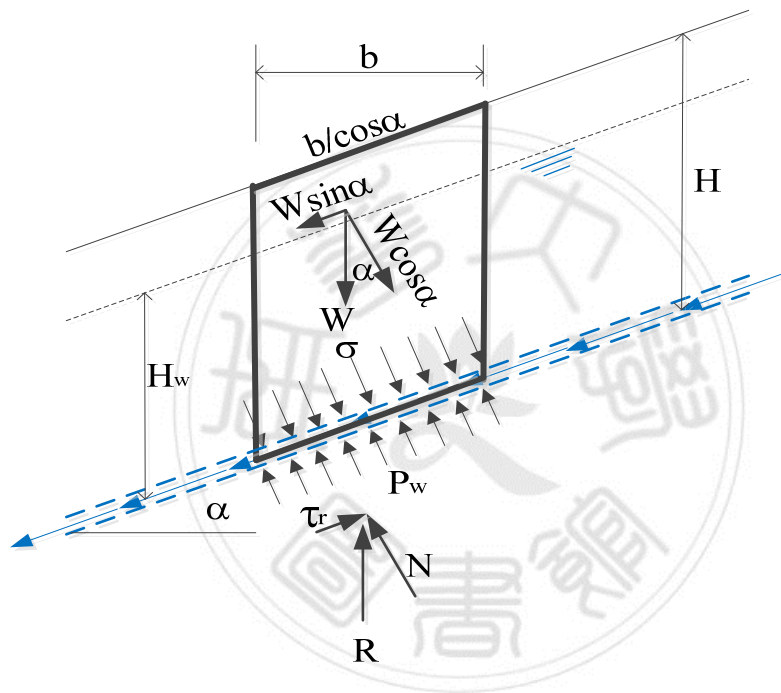
圖 2.2 滲流破壞臨界值理論圖(Hagerty, 1991)

2.3 崩塌地臨界地下水位及流線長度理論推估與計算

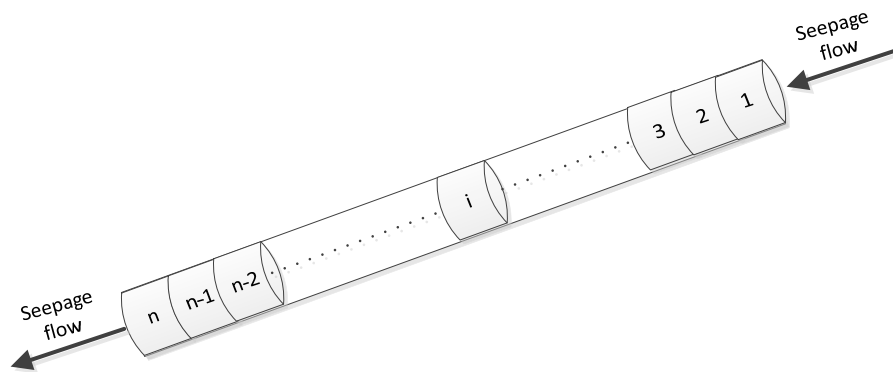
本研究整理 Hong (2007)之研究成果如下：

2.3.1 無限邊坡破壞理論

圖2.3 顯示重力效應、地下水及滲流對於無限邊坡假設條件下，造成滑動之影響因子，推導控制方程式如下



(a)無限邊坡 Seepage erosion occuring in the slip surface



(b)滲流侵蝕

圖 2.3 影響無限邊坡滑動之因子圖

2.3.1.1 無限邊坡理論

假設土壤及水之重力為影響邊坡穩定之主要因子，當下滑力(τ)等於抵抗力(τ_r)時，稱為臨界條件，正向力、上舉例及剪應力之關係如下：

$$\sigma = \frac{W \cos \alpha}{b / \cos \alpha} = \frac{\gamma b H \cos \alpha}{b / \cos \alpha} = \gamma H (\cos \alpha)^2 \quad (1a)$$

$$P_w = \frac{\gamma_w H_w \cos \alpha}{b / \cos \alpha} = \gamma_w H_w (\cos \alpha)^2 \quad (1b)$$

$$\tau = \frac{S}{b / \cos \alpha} = \frac{\gamma b H \sin \alpha}{b / \cos \alpha} = \gamma H \sin \alpha \cos \alpha \quad (1c)$$

式中 α 為滑動面角度； γ 為固體單位重； H 為滑動面至地表面高度； H_w 為滑動面至水面高度。抵抗力採用 Mohr-Coulomb 條件，可以歸納如下：

$$\tau_r = c + (\sigma - p_w) \tan \varphi = c + (\gamma H - \gamma_w H_w) (\cos \alpha)^2 \tan \varphi \quad (2)$$

式中 c 為土壤內聚力； φ 為內摩擦角(Corominas et al.

2005)，高地下水位將增加 p_w ，降低 τ_r ，因而導致地滑，

(2)式可改寫為如下：

$$P_{wc} = \sigma - (\tau - c) / \tan \varphi \quad (3a)$$

$$H_{wc} = (\gamma / \gamma_w) H - (\gamma H \sin \alpha \cos \alpha - c) / (\gamma_w (\cos \alpha)^2 \tan \varphi) \quad (3b)$$

式顯示 H_{wc} 為水及固體單位重、抵抗力、破壞面角度及內摩擦角之函數。

2.3.2 滲流破壞理論

達西定律的理論

流體作用在孔隙介質上的力，亦即土體中的地下水本身的作用力，包括由壓力產生的表面力及重力產生的微體力。此二作用力合稱為推動力(driving forces)因為它們會造成地下水的流動。當地下水在流動時，顆粒會產生抵抗力(Resistance force, F)，來抵擋其流動。

根據達西定律(Darcy's law)，滲流單寬初始流率 q_0 可以表示為

$$q_0 = \frac{K_0}{2\mu} A \left(\frac{\Delta p}{\Delta L} \right) \quad (4)$$

式中 q_0 =初

始單寬流率； μ =水黏滯率； K_0 =初始絕對滲透特性， $\Delta p/\Delta L$ =壓力梯度；靜水壓力時 $\Delta p = P_w$ ； ΔL =流線長度。當滲流發生時，細顆粒便沿著滑動面被滲流帶出，假設滲流如圖2.3(b)，Khilar & Fogler (1985) 發展了管湧公式如下：

$$\frac{\Delta P}{\Delta L} = \frac{\tau_c}{2.828} \left(\frac{n_0}{K_0} \right)^{1/2} \rightarrow \Delta L = \frac{\Delta P}{\frac{\tau_c (n_0)}{2.828 (k_0)^{1/2}}} = \frac{\gamma_w H_w (\cos \alpha)^2}{\frac{\gamma H \sin \alpha \cos \alpha (n_0)^{1/2}}{2.828}} \quad (5)$$

式中 τ_c =臨界減應力； n_0 = 初始孔隙率；(5)式可以用來決定內部沖刷之抵抗力。

2.3.3 臨界流線長度推估

假設靜水壓時 $\Delta p = P_w$ ，式(5)可以改寫為地下水壓門檻值 p_{wc}

$$P_{wc} = \frac{\tau_c \Delta L}{2.828} \left(\frac{n_o}{K_o} \right)^{1/2} \quad (6a)$$

將(1b)式帶入(6a)式，臨界地下水位 H_{wc} 可表示如下：

$$H_{wc} = \frac{\tau_c}{2.828 r_w (\cos \alpha)^2} \left(\frac{n_o}{K_o} \right)^{1/2} \quad (6b)$$

式中 H_{wc} 為流線長度、水之比重、臨界剪應力、滑動面角度、初始孔隙率及初始滲透率之函數，(6b)式顯示流線長度增加，例如增加排樁擋土牆，最高地下水位隨之增加；進一步統整(3b)式及(6b)式，可替代臨界地下水位項，推導出臨界流線長度如下

$$\Delta L = (\gamma H (\cos \alpha)^2 - (\gamma H \sin \alpha \cos \alpha - c) / (\tan \varphi)) \times \left(\frac{2.828}{\tau_c} \right) \times \left(\frac{K_o}{n_o} \right)^{1/2} \quad (7)$$

2.4 滲流破壞臨界值實驗

本研究以試驗之設計及施作過程來區分，首先是夯實試驗、其次是決定土石壩壩體回填濾料之無沖蝕濾料試驗及滲流破壞試驗。

2.4.1 夯實試驗

若每次試驗土體之孔隙率不同，對於滲流導致之破壞亦將有所不同，因此試驗土體須保持一致的孔隙率，也就是一致之夯實度，方能達到相同之試驗結果，因此本研究試驗時，導入普諾特(Proctor)1939提出夯實理論，土壤於不同含水量下，以規定之夯實儀器加以夯實，再繪製含水量 ω 及乾密度 r_d 之關係曲線，可求出最佳含水量(Optimum Moisture Content, OMC)之最大乾密度 r_{dmax} 。Madejón et. al. (2002) 提出可由顆粒大小和總體密度(bulk density)計算出自由空氣體積(free air space, FAS)，且自由體積與最佳含水量有線性關係。夯實試驗完成後，可以作為試驗時土壤夯實之依據。

2.4.2 回填濾料對於防止堤壩管湧之試驗與理論

影響堤壩安全之變數眾多，造成土壩潰壩之原因主要包括壩頂溢流、管湧滲流等；管湧為土石壩內之泥砂流失，並於裂縫處形成透水路徑，造成地下水流路之內部沖蝕，土體內產生滲流；當水力坡降大到足以將土壤中的細顆粒帶出，使得顆粒間的阻力減少，水力坡降增加，再將較大顆粒的土壤帶出，並持續往上游面延伸而形成滲流管道。因此，土石壩經常會在壩體中設置不透水層，以保護土壤減少土壤流失，降低管湧發生之情形；或設置濾料層，防止細顆粒土壤流失造成管湧。

過濾料研究方面，Sherard et al.(1984)建立「臨界過濾料」的概念；U.S. Soil Conservation Service (1986)從1980~1985年進行一系列的試驗而訂出濾料設計規範；洪耀明等(2010)，採用了無沖蝕濾料(No Erosion Filter, NEF)試驗進行地下水觀測井回填濾料配置；Hong et al. (2013)則認為無沖蝕濾料試驗時，基礎土壤需要達到最佳含水量(Optimal Moisture Content, OMC)及最大乾密度(Maximum Dry Density)，試驗才能夠標準化。滲流研究方面，Sherard and Dunningan (1989)認為水壩核心的過濾料，能阻止在大壩的橫向裂縫侵蝕；鄭文隆及沈茂松(1995)，則認為滲流的土壤中，可能被水流帶離的土粒為介於方體與球體的土團，並依向下滲流與向上滲流等兩種可能的情況進行分析。

第三章 試驗規劃與設計

本研究於南華大學進行參數之實驗推估，包括以下三項：(1)以夯實試驗，計算初始孔隙率；(2)滲透係數量測；(3)利用三軸試驗推算內聚力(c)及內摩擦角(ϕ)。

3.1 夯實試驗

夯實試驗(Compaction Test)係用以測定土壤含水量與乾土單位重間之關係，進而決定最大乾單位重及最佳含水量作為填土工程之壓實控制之依據。

3.1.1 原理與儀器

土壤之緊密程度以乾單位重之大小表示之，土壤於不同含水量下，以規定之夯實儀器加以夯實，則可繪製以含水量為橫座標，以乾單位重為縱座標之夯實曲線。設備包括下列設施：

3.1.2 夯實試驗儀器

- 1.金屬夯錘(直徑5.1cm，質量2.5kg)，錘附外套管以控制30.5cm的自由落距。
- 2.金屬模(內徑10.2cm，高11.6cm，體積45cm³)，附底板與延伸環。
- 3.金屬盤(直徑約30cm，深約3cm)。
- 4.電子秤。
- 5.藥刀。

6. 10號篩。
7. 直尺(長約30cm)，抹平用。
8. 頂土器或以螺旋起子及鐵鎚代替之。
9. 拌合土壤與水之工具:抹刀、大盤與量筒。

3.1.3 試驗步驟

1. 取通過4號篩之土壤約3公斤重，加入適當水量並調拌均勻。
2. 稱模與底版重，置於堅硬之地板上，套上延伸環。
3. 將拌合之濕土分三層裝入模內，每層以刮刀於夯實土壤表面打毛，再填入次一層。每層夯擊25下，第三層略伸出模頂5mm。
4. 小心除去延伸環，以直尺刮平土面，稱號(濕土+模+底版)重。
5. 取部份土樣做含水量試驗。
6. 將土取出後搓散，再加入適量之水攪拌均勻，重複進行步驟3~5，直到土壤太濕，模內土重呈降低之現象為止。將緊密測試的土壤，裝入標準模子內，採規範化的壓實的能量配合濕氣含量，最大乾密度和最宜濕氣含量從測試的結果。



圖 3.1 試驗用土壤

3.2 變水頭滲透試驗

3.2.1 試驗目的與公式

目的：求土壤的滲透係數 k_0 值

原理：有關滲透係數或滲流量的分析或試驗，皆以達西定理為基準，達西定理說明如下：

$$q = -a \frac{dh}{dt} = k \frac{h}{L} A$$
$$-\frac{dh}{h} = \frac{kA}{La} dt$$
$$-[\ln h_2 - \ln h_1] = \frac{kA}{La} (t_2 - t_1)$$
$$k = \frac{La}{A(t_2 - t_1)} \ln \left(\frac{h_1}{h_2} \right)$$

3.2.2 變水頭滲透試驗儀器

1. 水頭試驗儀

(1) 豎管

(2) 下游供水盆(含溢流口)

(3) 持續供水設施(a)

A. 游標尺。

B. 凡士林。

C. 電子秤。

3.2.3 步驟

1.量試驗管斷面積與（試驗管+透水石+橡皮管+彈簧）淨重。將土壤分三層填入試驗管，量試體長度，直徑與重量，豎管直徑，豎管刻度至桌面高度，溢水槽高度。

2.打開滲透管下端閥門，使與供水槽相通，打開上端閥門，使水充滿整個試驗管，關閉閥門。

3.連結滲透管上端與供水槽相通，下端與溢水槽相連，打開上、下端閥門，使水滲流十五分鐘。

4.連結滲透管上端與豎管相通，量測水位由 h_1 變為 h_2 之時間。

5.再作一次，求平均值。

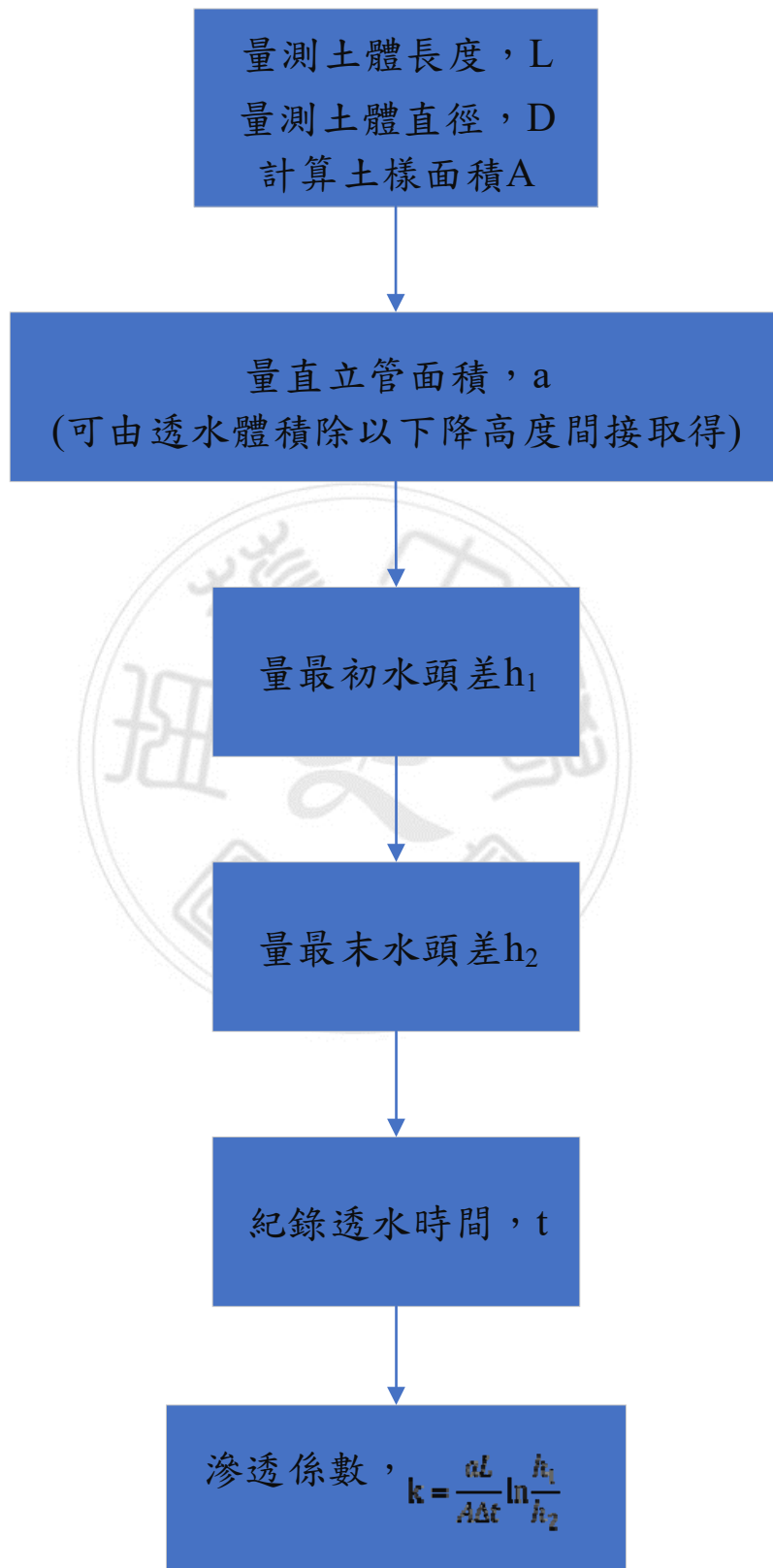


圖 3.2 變水頭滲透試驗之流程圖

3.3 壓密排水三軸試驗(Consolidated Drained, CD 試驗)

在圍壓及軸差應力作用階段，皆允許孔隙內之水份充分排出，每一階段均使孔隙水壓充分消散，以迄試驗破壞，本試驗簡稱 SCD 試驗，於壓密及施加軸差壓力之過程，均無超額孔隙水壓力產生。

本試驗係利用不同圍壓在飽和壓密排水狀況下測試土壤之抗剪強度，求土壤之凝聚力及內摩擦角。

3.3.1 試驗目的

以不同圍壓進行試驗，依據莫爾-庫倫原理繪製莫爾圓，求得土壤剪力強度參數(c 、 ϕ)

儀器:

- 1.三軸壓密儀器
- 2.孔隙水壓力計
- 3.荷重計
- 4.三軸壓力試驗面板

3.3.2 試驗步驟

- 1.將夯實模之內側均勻塗抹一薄層之凡士林。
 - 2.取約200g之濕土，分三層每層打擊16次夯實試體。
 - 3.把夯實模底部取下，將試體頂出後以游標卡尺測其直徑及高度並秤其重量。
 - 4.將試體放在三軸室底座後，加上頂蓋、將橡皮膜套上試體，並以O形環套在底座及頂蓋上。
 - 5.組裝三軸室，將其灌滿水後，施加預定之圍壓。
 - 6.將三軸室放置在載重機器上，升高加壓台使試體與荷重計輕微接觸後將軸向變位計歸零。
 - 7.以0.76 mm/分 之速度加壓試體，軸向變位計每旋轉 50小格記錄壓力衡圈讀數直至其破壞或應變達15%。
 - 8.計算軸向應變、軸向力、及軸向應力。
 - 9.繪製應力-應變關係曲線，找出破壞時之軸差應力 σ_a ，計算最大主軸應力 σ_1 。
 - 10.改變圍壓 σ_3 ，重覆步驟(1)~(9)二至三次。
 - 11由各試驗結果之 σ_3 、 σ_1 繪製莫爾圓、破壞包絡線，求得土壤剪力強度參數(c 、 φ)
- 試體的兩端連以管路，用以測量孔隙水壓力(C閥門)，或用以排水及加反水壓之用(B1及B2閥門)，如圖3.3三軸試驗示意圖。

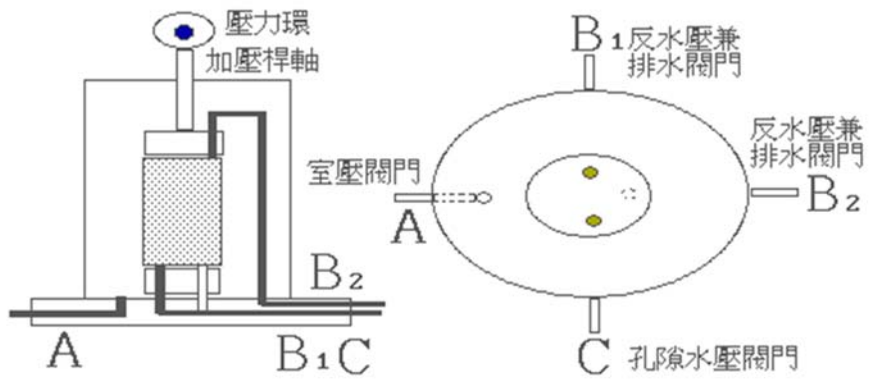


圖 3.3 三軸試驗示意圖



第四章 結果與討論

4.1 理論公式參數試驗結果

4.1.1 夯實試驗

本研究結果最佳乾密度=1.486g/cm³時對應最佳含水量18%可從表4.1及表4.2得到數據繪製含水量和乾密度之關係圖如圖4.1。

假設邊坡符合最大乾密度條件，已知石英砂比重為2.65，依據

$$\gamma_b = \frac{M_S}{V_t} = 1.486$$

$$\text{Assume } V_t = 1, M_S = \gamma_b \times V_t = 1.486$$

$$\gamma_s = \frac{M}{V_s} = 2.65 \rightarrow V_s = \frac{M_S}{\gamma_s} = \frac{1.486}{2.65} = 0.56$$

$$V_f = V_t - V_s = 1 - 0.56 = 0.44$$

$$n_o = \frac{V_f}{V_t} = \frac{0.44}{1} = 44\%$$

表 4.1 最佳乾密度計算

含水率(%)	模具+底板 g)	模具+底板 +壓實土壤(g)	壓實土壤(g)	體積密度 (g/cm ³)	乾密度 (g/cm ³)
4%	4085.5	5400.5	1315	1.39	1.336
6%	4085.5	5442	1356.5	1.43	1.356
8%	4085.5	5500.5	1415	1.5	1.39
10%	4085.5	5552	1466.5	1.55	1.419
12%	4085.5	5606	1520.5	1.61	1.444
14%	4085.5	5669	1583.5	1.67	1.462
16%	4085.5	5725	1639.5	1.73	1.481
18%	4085.5	5735	1649.5	1.74	1.486
20%	4085.5	5730	1644.5	1.74	1.458
22%	4085.5	5728	1642.5	1.74	1.424
24%	4085.5	5725	1639.5	1.73	1.402

表 4.2 最佳含水量計算

含水率 (%)	容器+濕土 (g)	容器+乾土 (g)	水 (g)	容器 (g)	乾土 (g)
4%	143	139.5	3.5	51.5	88
6%	118	114.5	3.5	53	61.5
8%	125.5	120.5	5	54.5	66
10%	121	115.5	5.5	55.5	60
12%	121	114	7	52	62
14%	253	245	8	190	55
16%	240	231	9	178	53
18%	337.5	328	9.5	273	55
20%	234.1	229	5.1	202.5	26.5
22%	92	84.5	7.5	50.5	34
24%	93.8	87	6.8	58	29

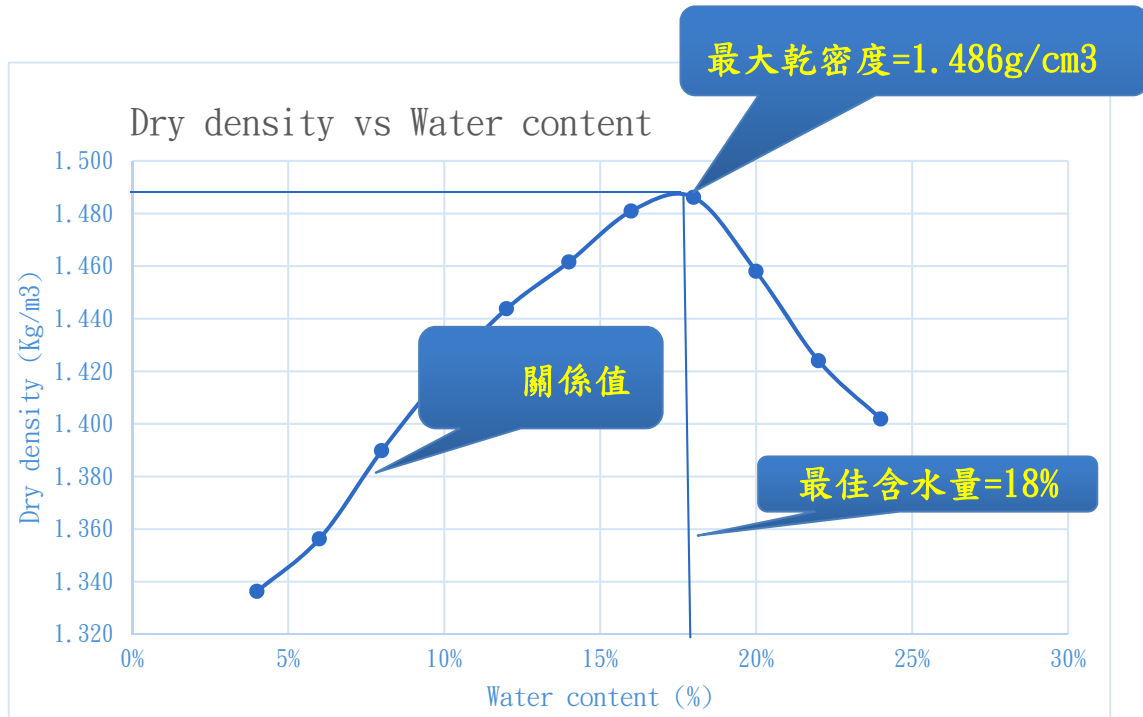


圖 4.1 含水量和乾密度之間關係圖



4.1.2 變水頭滲透試驗

本研究做變水頭滲透試驗，實驗過程中所拍攝之照片如圖4.2，試驗結果得到表4.3之數據，利用達西公式算出滲透係數(k)為 1.35×10^{-3} cm/sec。



圖 4.2 變水頭滲透試驗圖

表 4.3 變水頭滲透試驗

h1	h2	h1/h2	t (sec)
900	895	1.005586592	10
895	890	1.005617978	10
890	885	1.005649718	10
885	881	1.004540295	10
881	876	1.005707763	10
Average		1.005420469	

$$k = \frac{aL}{A\Delta t} \ln \frac{h_1}{h_2}$$

圓筒『a』區域(cm²)=19.625 cm²

試體『A』斷面面積(cm²)=80.873 cm²

試體『L的』長度(cm)=10 cm

A=試體斷面積(cm²)

a=試管斷面積(cm²)

平均值 $k = 1.35 \times 10^{-3}$ cm/sec



4.1.3 三軸試驗

壓密排水(CD)狀況，土壤有充分的時間壓密，但是剪應力的變化卻頗緩慢。試驗時，試體先在預設的圍束應力下壓密，然後才剪動。因為要確保在剪動中試體能充分排水，因此剪動速率很緩慢。整組試驗最好做三個試體，每一個試體從準備、壓密飽和、到剪完，約需要一天以上。CD 試驗可求出土壤的有效應力內聚力和摩擦角， c 、 ϕ ，以及相關之體積應變參數。

本研究利用壓密排水三軸試驗分別用不同圍壓為10kpa、20kpa、30kpa 做分析比較，試驗過程中圖4.3、圖4.4。



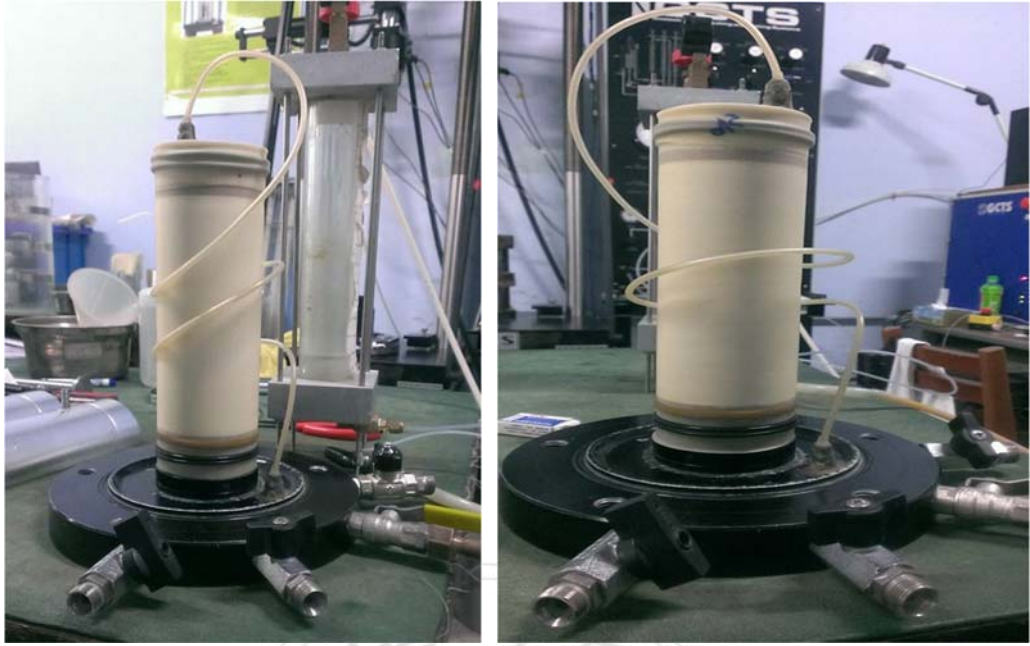


圖 4.3 實降完成之試體



圖 4.4 剪切完成之試體

從應力應變曲線圖(圖4.5)看出，在不同圍壓分別10kpa、20kpa、30kpa 做研究，研究結果得到圍壓30kpa，而軸差應力到達30kpa 造成試體應變。在圍壓10kpa 時，而軸差應力到達10kpa 就造成試體應變。

圍壓越大，相對要對試體施加越大應力，才能讓試體產生應變。

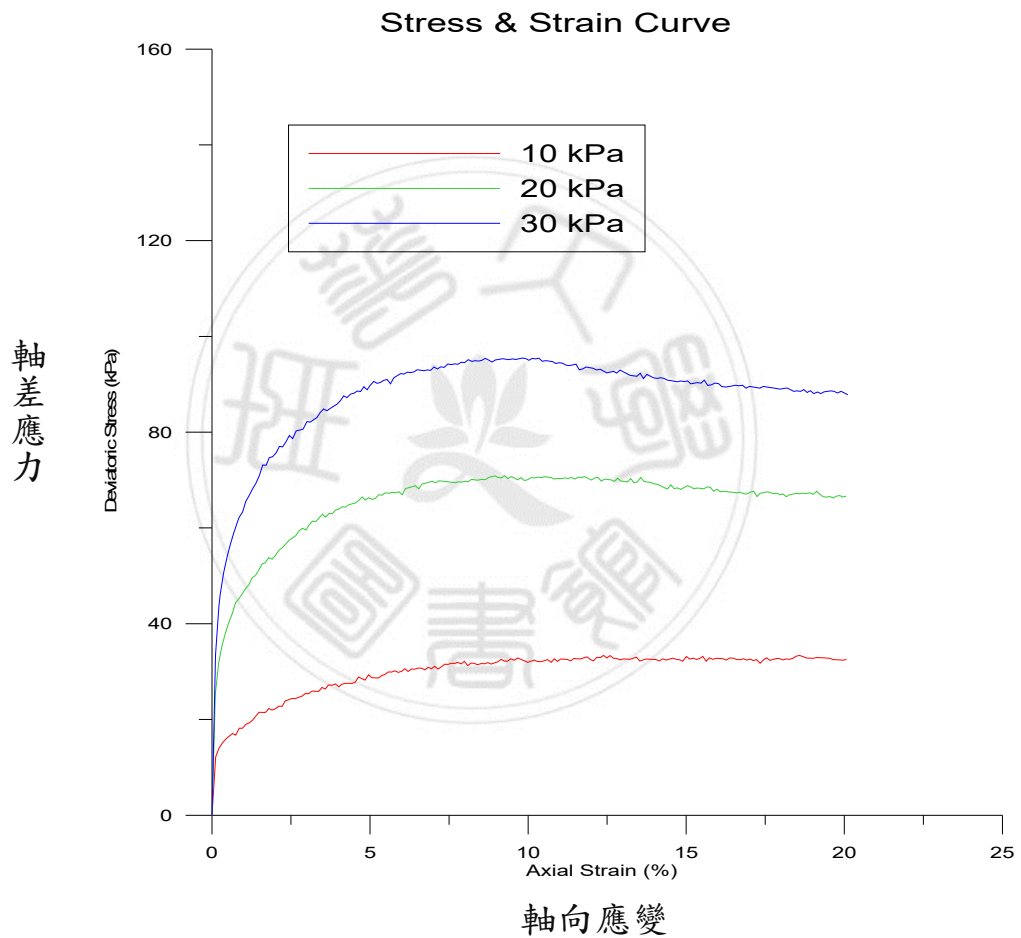


圖 4.5 應力應變曲線圖

從體積變化圖(圖 4.6)看出，在不同圍壓(10kpa、20kpa、30kpa)分別做試驗，可以得到圍壓 30kpa 時，在軸向應變增加，而體積應變量就比 10kpa、20kpa 還要高。

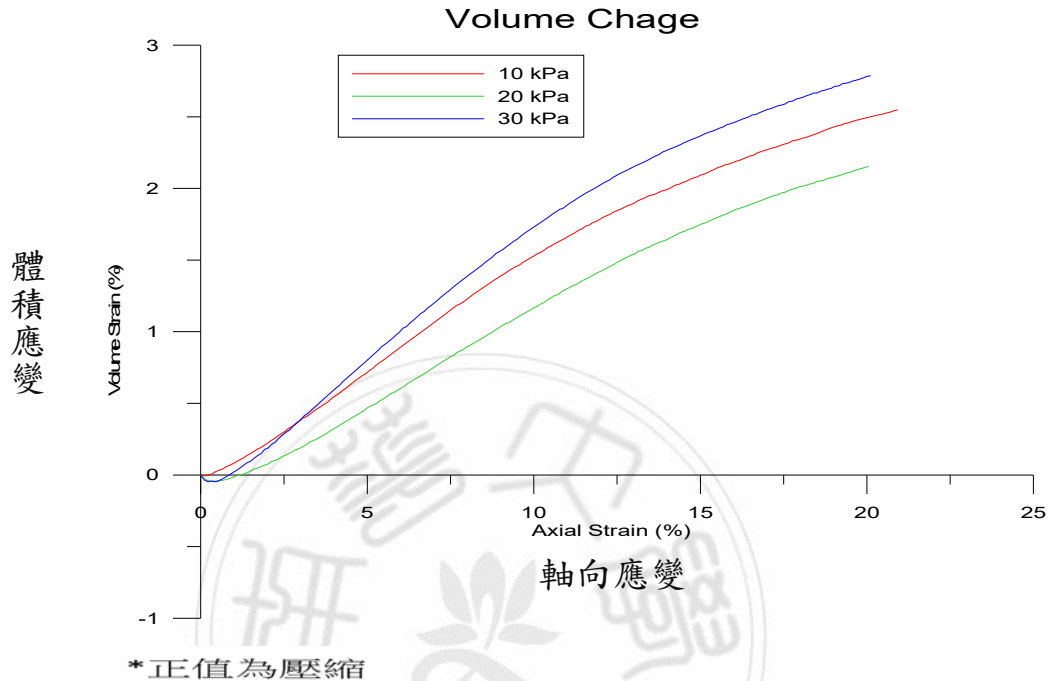


圖 4.6 體積變化圖

莫爾庫倫破壞準則： $\tau_f = c + \sigma \times \tan \phi$ ，當莫爾圓切到 τ_f 線，試體即告破壞。 c 和 ϕ 是「剪力強度參數」(Shear Strength Parameters)，依據應力莫爾圓的觀念，可畫出專屬的莫爾圓，莫爾圓物理意義是「外力圓」，當外力圓低於強度線，土體就未破壞；當外力圓切到強度線，土體就瀕臨破壞，此時代表某一切平面上的剪應力(指外力)，正好等於抗剪強度 τ_f ；當外力圓超過強度線，土體已經破壞。

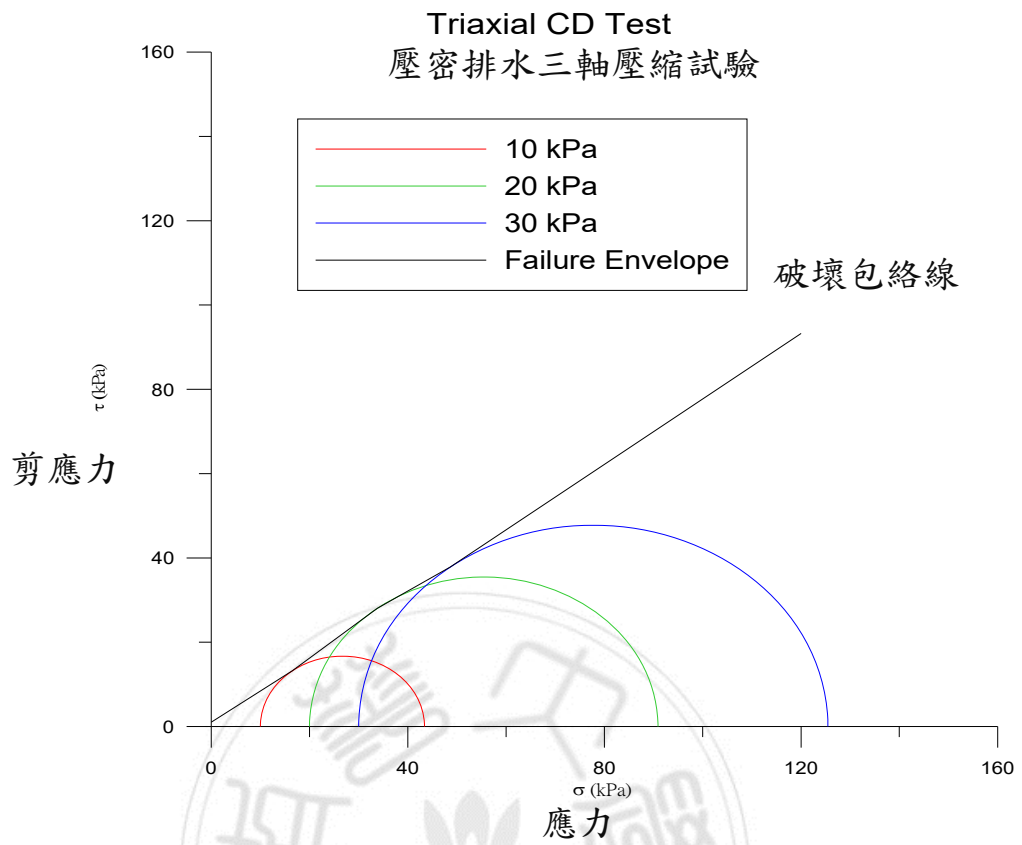


圖 4.7 莫爾圓圖

最後推得凝聚力 $C = 1.0276 \text{ kPa}$ 及內摩擦角 $\phi = 37.55^\circ$

4.2 邊坡破壞理論值計算

根據前節，整理石英砂相關數據如下：

1. 最大乾密度：1.486 (g/cm³)
2. 最佳含水量：18%
3. 初始透水率 $K_0 = 1.35 \times 10^{-3}$ (cm/sec)
4. 內聚力 $C = 1.0276$ (Newton/m²)
5. 內摩擦角 $\varphi = 37.55$ 度
6. $r = 1 \times 9800 \text{ N/m}^3 = 9800 \text{ N/m}^3$
7. $n_0 = 0.44$

根據理論公式(3b)，設定不同高度 $H = 100、80、60、40、20\text{m}$ ，及斜坡角度，繪如圖4.1，當斜坡坡度等於內摩擦角 $\varphi = 37.55$ 度，水深為0，仍會產生滑動，當斜坡坡度等於25.595度，則臨界水深與斜坡高度相同，如圖4.8。

$$H_{wc} = (\gamma/\gamma_w)H - (\gamma H \sin \alpha \cos \alpha - c)/(\gamma_w (\cos \alpha)^2 \tan \varphi) \quad (3b)$$

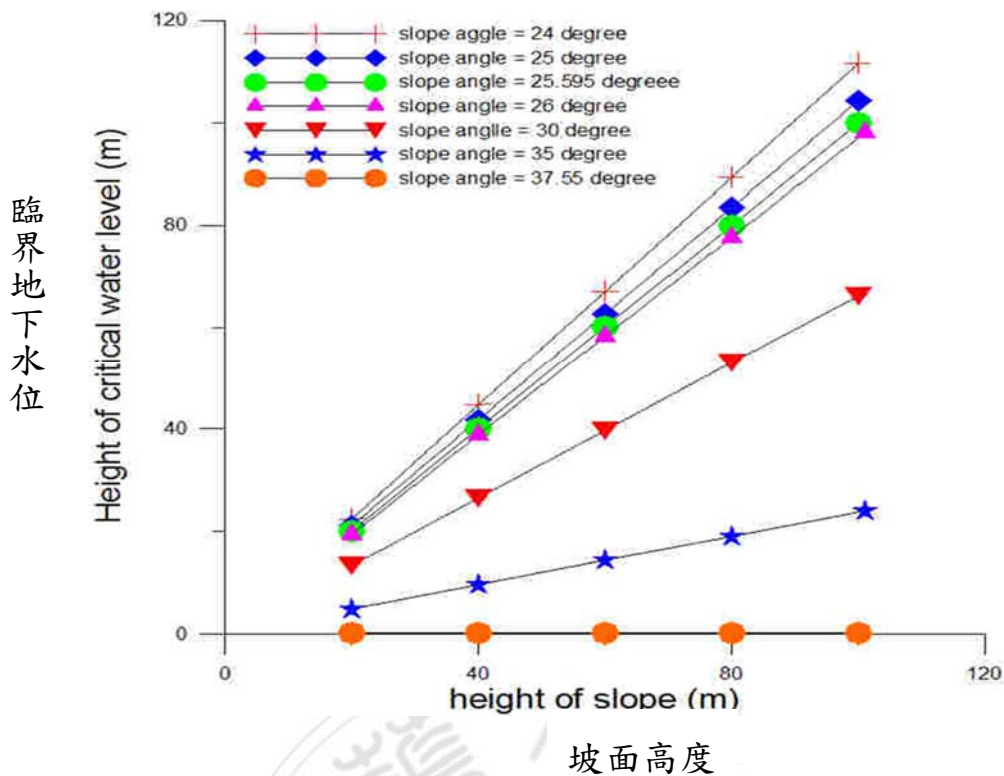


圖 4.8 臨界地下水位與坡面高度關係圖

4.3 綜合討論

本研究內三軸試驗、夯實試驗、變水頭滲透試驗等相關各學校之土木研究所大地工程組及各學校水土保持研究所，常將三軸試驗、夯實試驗、變水頭滲透試驗個別試驗研究。

本研究試驗主要驗證 Hong(2018)建立整合無限邊坡理論及滲流之深層崩塌破壞理論。且透過試驗，計算深層崩塌破壞理論參數，首先透過三軸壓力試驗，計算無限邊坡理論參數，同時以達西定律之滲透係數試驗，計算滲透係數，並設計一假設邊坡，說明參數如何帶入深層崩塌破壞理論，以推算發生崩塌之地下水位及滲流長度及邊坡臨界地下水位，其計算數據可供無限邊坡安全監測用

第五章 結論與建議

經本研究之試驗結果與分析探討後，可以得到下列各項結論：

5.1 結論

綜觀現有各無限邊坡於設計監測均只參考地表降雨量，或現地鑽探取樣試驗，取得數據地質既開始進行進一步研究。但最近數年，因極端氣候的影響下，使天氣不穩定造成在短時間內就降下豪大雨，而造成邊坡滑落、土石流、山崩等現象，造成無數生命損失及財產威脅。

1.本研究利用三軸試驗、夯實試驗、變水頭滲透試驗推算邊坡破壞理論之臨界地下水位，而臨界地下水位可以知道地下水位達到臨界值，就有可能造成邊坡崩塌或滑坡。

2.從臨界地下水位與坡面高度關係圖看出在坡高 $H=80M$ ，斜坡角度為 25.595 度，而臨界地下水位跟坡面高度是相同。

3.本研究只從實驗中得出數據，在由無限邊坡理論的臨界地下水位與臨界流線長度，來推估邊坡破壞，然而實驗所得出來計算，之後有機會可以現場量測來比對實驗數據，並可以提高精確度。

4.本研究建議現場量測地下水水位，來比對無限邊坡理論的可行性。

5.2 建議

1.選用一特定地區，採樣土壤樣品並進行試驗，其試驗結果再與相關學者之公式再次演算比對。

2.現場採樣土壤樣品進行試驗，試驗結果與無限邊坡地下水位，水量進行演算其數據更精準性。

3.採不同降雨量及降雨強度進行估算滲流量，推估最大降雨導致邊坡破壞性。

4.研究一特定區域滲透量達預警值，採取有效滲流破壞防災措施或排樁設計參考依據，達減低災害之發生。

5.本研究可使用建築物地下室開挖作業前，排樁、點井、開挖規劃設計參考。

參考文獻

- 吳文隆(1999)，大地工程學，九樺出版社。
- 盧衍祺(1995)，流體力學，國立編譯館。
- 周必凡(1991)，泥石流防治指南，科學出版社。
- 李光敦(2002)，水文學，五南圖書出版。
- Holtz, R. D.(1990)，Geotechnical engineering，曉園出版社。
- 連惠邦、趙世照(1996)，溪床堆積土體崩壞模式及其土石流化之研究，中華水土保持學報，第二七卷，第三期。
- 陳榮河(1999)，「土石流之發生機制」，土工技術，74: 21-28。
- 李振誥、陳尉平、李如晃(2002)，應用基流資料估計法推估台灣地下水補注量，台灣水利。
- 經濟部水資源統一規劃委員會(1991)，台灣水文頻率分析之規範標準研究(二)(年一日二日三日最大暴雨及年最大流量)。
- 中興工程顧問公司(2000)，草嶺崩坍之處理對策評估，經濟部水利處。
- 陳榮河(1994)，花蓮地區土石流之研究(四)，行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告。
- 張守陽(1997)，台灣北部地區土石流監測與防治之研究(二)，行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告。
- 張守陽(1999)，土石流發生相關顯著因子之研究(一)，行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告。

- 國立中興大學(2000)，“八十九年度土石流觀測機制建置— 九份二山堰塞湖規劃及防災演練計畫期末報告”，行政院農委會水土保持局。
- 李鴻源(1987)，花蓮縣壽豐溪集水區防砂壩水工模型試驗研究報告，國立臺灣大學水工試驗所。
- 陳榮河(1999)，土石流流出規模之研究，行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告。
- 張守陽(2001)，“土石流發生相關顯著因子之研究(三)”，行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告。
- 連惠邦(1992)，礫石型土石流流體性質與運動特性之相關研究，國立中興大學水土保持學研究所博士論文。
- 蔡元芳(1999)，土石流扇狀地形狀特性之研究，國立成功大學水利及海洋工程研究所博士論文。
- 何敏龍(1997)，土石流發生機制與流動制止結構物之研究，國立臺灣大學土木工程學研究所博士論文。
- 許鴻冠(1996)，土石壩滲流行為之研究，國立中興大學土木工程學研究所碩士論文。
- 林鼎祥(1999)，土石流滲流破壞之機制探討，國立台北科技大學土木與防災研究所碩士論文。
- 趙世照(1992)，天然土石壩漸進破壞過程之探討，國立中興大學水土保持學研究所碩士論文。
- Takahashi, T. (1991), Debris flows, IAHR Monograph. Series, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University.
- Pao, H. F. (1961), Fluid Mechanics, The Tan Chang Book Company.

- Vrise, M. D. (1982), On the Reproduction of the Alluvial Roughness in a Scale Model of an Alluvial River, Contribution to the Short Course, Bandung.
- Simons, D. B. and Sentürk, F. (1977), Sediment Transport Technology, Water Resources publications Fort Collins, Colorado 80522, USA.
- Allen, J. (1947), Scale Models in Hydraulic Engineering, Robert maclehose and CO.LTD.
- Cedergren, S. R. (1967), Seepage, Drainage and Flow Nets, John Wiley and Sons, INC., USA.
- Arnold, J. G. and P. M. Allen(1999), Automated methods for estimating baseflow and ground water recharge from streamflow records, Journal of the American Water Resources Association, 35: 411-424.
- Arnold, J. G., R. S. Muttiah, P. M. Srinivasan and P. M. Allen(2000), Regional estimation of base flow and groundwater recharge in the Upper Mississippi river basin, Journal of Hydrology, 227: 21-40.
- Barnes, B. S.(1939), The structure of discharge recession curves, Transactions of American Geophysical Union, 20: 721-725.
- Chapman, T. G. and A. I. Maxwell(1996), Baseflow Separation- Comparison of Numerical Methods with Tracer Experiments, 23rd Hydrology and Water Resources Symposium, Hobart Australia, May 21-24: 539-545.
- Chen, J. F. and C. H. Lee(2003), An Analytical Solution on Water Budget Model in Unsaturated Zone, Journal of the Chinese Institute of Engineers, 26: 321-332.

- Chow, V. T.(1964), Handbook of Applied Hydrology, McGraw-Hill, New York NY.
- Daniel, J. F. (1976), Estimating groundwater evapotranspiration from streamflow records, Water Resources Research, 12: 360-364.
- Delin, G., R. M. Healy(2000), Landon and J. Bohlke, Effects of topography and soil properties in recharge at two sites in an agricultural field, Journal of the American Water Resources Association, 36:1401-1416.
- Faye, R. E. and G. C. Mayer(1990), Groundwater flow and stream-aquifer relations in the northern coastal plain of Georgia and adjacent parts of Alabama and South Carolina, U.S. Geological Survey Water- Resources Investigations Report 88-4143.
- Gerhart, J. M., and G. J. Lazorohick(1988),Evaluation of the groundwater resources of the lower Susquehanna River Basin,Pennsylvania and Maryland, U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 2284.
- Gehrels, H., N. E. Peters, E. Hoehn, K.Jensen, C. Leibundgut, J. Griffioen, B.Webb and W. J. Zaadnoordijk (2001),Impact of Human Activity on Groundwater Dynamics, IAHS Publication, 269.
- Gumbel, E. J.(1941), The occurrence interval of flood flows, Ann. Math. Stat., 12:163-190.
- Hazen, A.(1914), Discussion on 'Flood flows' by W. E. Fuller, Trans. Amer. Soc. Civ. Eng., 77: 526-632.

- Horton, R. E.(1933), The role of infiltration in the hydrologic cycle,
Transactions of American Geophysical Union, 14:446-460.
- Hoos, A. B.(1990), Recharge Rates and Aquifer Characteristics for
Selected Drainage Basins in Middle and East Tennessee, U.S.
Geological Survey Water Resources Investigations Report 90-4015.
- Kulandaiswamy, V. C. and S. Seetharaman (1969), A note on Barnes'
method of hydrograph separation, Journal of Hydrology, 9: 222-
229.22. Lee, W. A., T. S. Lee, S.

