

行政院國家科學委員會專題研究計畫 成果報告

總計畫暨子計畫：因地震導致孔隙水壓上升對邊坡崩壞之影響（III）

計畫類別：整合型計畫

計畫編號：NSC92-2625-Z-002-031-

執行期間：92 年 08 月 01 日至 93 年 07 月 31 日

執行單位：國立臺灣大學生物環境系統工程學系暨研究所

計畫主持人：譚義績

共同主持人：陳主惠

計畫參與人員：馬國宸,柯凱元,李奕達

報告類型：完整報告

處理方式：本計畫可公開查詢

中 華 民 國 93 年 11 月 12 日

※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※

※

※

水文對坡地災害因子潛勢影響分析

一總計畫暨子計畫：因地震、植生影響邊坡穩定之研究

(九十二年計畫期末成果報告)

※

※

※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※※

計畫參與人員：馬國宸、柯凱元、李奕達

中華民國九十二年十月

行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告

水文對坡地災害因子潛勢影響分析－

因地震、植生影響邊坡穩定之研究

The Effect of Hysteresis on Water and Salinity in Unsaturated Soil

計畫編號：NSC 92－2625－Z－002－031

執行期限：92 年 08 月 01 日至 93 年 07 月 31 日

主持人：譚義績 國立台灣大學生物環境系統工程學系

共同主持人：陳主惠 中國技術學院土木工程學系

計畫參與人員：馬國宸 國立台灣大學生物環境系統工程學研究所(博士生)

計畫參與人員：柯凱元 國立台灣大學生物環境系統工程學研究所(博士生)

計畫參與人員：李奕達 國立台灣大學生物環境系統工程學研究所(碩士生)

一、中文摘要

在邊坡土壤(有限邊坡或無限邊坡)受到地震或是植生根系等影響之下，土壤材料與水份移動的水力特性是相當重要的，土壤孔隙會受到地震而產生形變，土壤抗剪強度與特性亦會隨著水份因乾燥、濕潤交替的歷程而發生不同的變化，要能準確的計算邊坡安全因子，必須在土壤孔隙變動、植生根系影響與土壤水份乾濕歷程交替變化的環境中考慮其變化。

本研究基於吳正雄之根力模式，加上 Bishop 法、Janbu 法與自行推導之未飽和邊坡安全因子進行不同坡度之安全因子分析，而植生種類則挑選台灣杉與山黃麻，透過不同根力模式來探討未飽和邊坡土壤在不同濕鋒入滲深度與坡度下之安全因子；研究顯示相同坡度下有植生邊坡之安全因子會比無植生邊坡之安全因子來的高一點，而自行推導之未飽和邊坡安全因子隨著水份入滲深度之變化和 Bishop 法、Janbu 法有顯著的不同。

關鍵詞：土壤抗剪強度、邊坡安全因子、濕鋒。

Abstract

Under soil slope influenced by earthquake or vegetation root system, the characteristics of soil material and movement of soil water content is quite important. The pores of soil will be

deformed by the earthquake. Soil shear strength and soil characteristics will produce changes with the hydrological processes (wetting or drying). In order to accurate calculation slope factor of safety, we must consider changes in the environment of variation pores of soil, vegetation root system and hydrological processes (wetting or drying).

This root force model based on Wu of research, in addition, Bishop and Janbu model and unsaturated slope factor of safety derived by myself carry on the safe factor analysis of different slope. The selection of vegetation is Taiwan China fir and mountain jute, and probe into safety factor of unsaturated soil slope due to different the depth of wetting front, different slope and root force model. This research shows that safety factor of vegetation slope is a bit higher than without safety factor of vegetation slope in the same slope. But the unsaturated slope factor of safety derived by myself is obviously different from Bishop and Janbu's model with the depth of wetting front.

Keyword: Soil shear strength, slope factor of safety, wetting front.

二、緣由與目的

台灣地區之颱風季節或午後豪雨，常常在短時間內降下且經常超越以往記錄，嚴重影響脆弱的坡面安定，造成嚴

重的邊坡崩壞及土石流災害。此種因豪雨所引發的淺層崩坍，稱之為豪雨型山崩，為台灣最常發生的山崩特性；由於台灣乾旱季節以及濕潤季節分明，造成降雨量過於集中，容易引發豪雨型的山崩，為許多山坡地土砂災害發生的原因，故抑制其發生之機制乃為重要的研究。

以植生作為抑制坡地災害的工程方法可兼顧到木材的生產、調節河川流量、涵養水資源、抑制泥沙移動、增加景觀美感、促進生態平衡、維護清新空氣及清澈水質等防洪以及水土資源保育等重要功能。故前人相繼研究不同種類之木本及草本作物的生長型態，然而此項研究可分為地上部及地下部的研究，針對地下部之研究，對於不同作物在不同深度下的根數、根面積比、根密度以及根力之研究尚少，大多數以溝渠法或挖掘法之試驗分析出以樹幹根處為半徑之固定距離的土壤表面資料，並未以計算根力在不同深度下的強度做為分析，故要將其分析出來的資料有效的套疊至處於動態的安全係數之模式當中實有所難。且以往甚少有專家學者以時間做為初始條件，設計出以時間、植生種類、降雨強度、逕流深度以及孔隙水壓為變數的安全係數分析與邊坡穩定分析。

以往在觀察地表下根系之發展往往只能分析單一剖面上的根系分布狀態，亦即只侷限於分析在距離樹幹根處特定距離下的根力強度所能提高的安全係數，但在有降雨入滲的情況下，地表下孔隙水壓變化以及地表上逕流深度的改變也將會影響破壞面的深度，故研究安全係數不能僅僅只靠單一剖面資料以及不變的水文條件，而對邊坡在任何情況下的狀態作結論。故此研究之目的即分析因水份入滲造成不同含水量的情況下植生邊坡的安全係數，將以往專家學者所分析出來的資料形式進行統計分析，進而套入模式中推求在不同深度下的根拉力強度，以及不同水文條件下的安全

係數，由所分析出來的資料提供農路開發、特殊地造林以及崩坍地植生恢復工作之參考。

三、根系力學

利用加勁土壤(Erath reinforcement)的地工技術為基礎，以纖維強化土壤的觀念，可有效應用於根系補強土壤的原理。根系提供土壤剪力強度的理論模式，可由下述推導之。

根據摩爾－庫倫破壞準則(Mohr-Coulomb failure criterion)，土壤剪力強度 S ，為垂直應力 σ 與內摩擦角 ϕ 之乘積及土壤凝聚力 c 之和。

$$S = c + \sigma \tan \phi \dots\dots\dots(1)$$

再根據 Terzaghi 有效應力理論(Terzaghi's effective stress theory)，將土壤中的孔隙水壓 u 考慮進去，則 $\sigma' = \sigma - u$ ，(1)式可改寫為

$$S = c' + \sigma' \tan \phi' \dots\dots\dots(2)$$

其中 c' 、 ϕ' 、 σ' 分別為考慮孔隙水壓後的凝聚力、摩擦角以及正向力。

若土壤內含有根系，而假設根系不影響土壤內摩擦角，則根系所提供土壤剪力強度的增量 ΔS ，可視為根凝聚力，而含根土壤之剪力強度 S_r 可由下式表示之。

$$S_r = c' + \Delta S + \sigma' \tan \phi' \dots\dots\dots(3)$$

假設一實根垂直定位於剪力面上，而所有根株的拉力強度均能完全傳送。如圖 3-1 所示。

由此一模式，纖維由變形至拉斷所發展的拉力 T_r 可分解為水平及垂直分力，而阻止水平方向的滑動並增加剪力面的垂直應力。這些力量則轉換成為增加的剪力阻抗或稱為根凝聚力，即為根系提供土壤剪力強度的增量 ΔS 。於坡面上移動的土體此力作用如圖 3-2。

$$\Delta S = t_r \times (\sin \beta + \cos \beta \tan \phi') \dots\dots\dots(4)$$

t_r ：單位土壤剖面平均根拉力強度；

β ：根的剪力位移角。

單位土壤剖面的平均根拉力強度

t_r ，為根的拉應力強度 T_r 與單位土壤剖面的剖面面積比的乘積即

$$t_r = T_r \times \frac{A_r}{A_s} \dots\dots\dots(5)$$

T_r ：拉應力強度(kg/cm²)

A_r ：根斷面積(m²)；

A_s ：土壤剖面面積(m²)。

這是一個很重要且很有用的關係，因此根系提供土壤剪力強度的增加量，可由測定根的拉力強度以及單位土壤剖面的根面積的乘積加以計算，而 A_r 則為不同根徑的斷面積及其根數的乘積。故(5)式可修正如(6)。

$$t_r = T_r \cdot \sum n_i a_i / A_s \dots\dots\dots(6)$$

根的拉力強度因根徑的大小而不同，因此拉力 T_r 則為不同根徑的拉力總合，故上式可改變為

$$t_r = \sum T_i n_i a_i / A_s \dots\dots\dots(7)$$

$$\therefore \Delta S = \sum T_i n_i a_i / A_s \times (\sin \beta + \cos \beta \tan \phi') \dots\dots\dots(8)$$

因此在同一環境下，不同樹種根系提供土壤剪力強度的增加量 ΔS ，可由不同樹種之根面積率與根的拉力強度的乘積加以推估。

此方程式中唯一的未知數為 β ，其因子會隨土層厚度及位移量有關。Coppin(1977)之研究結果證實 β 介於45~50°之間。Morgan(1976)對於野外觀測有根系滲入之坡面破壞土體的研究指出，其 β 介於45~70°之間。代入方程式(8)中可得25°< ϕ' <40°與40°< β <70°，所欲求之 $\sin \beta + \cos \beta \tan \phi'$ 則為1.0~1.3之間。因此取其間值1.12，方程式可改寫為

$$\Delta S \cong 1.12 \cdot T \dots\dots\dots(9)$$

$$\Delta S = 1.12 \cdot T_r \cdot \left(\frac{A_r}{A_s} \right) \dots\dots\dots(10)$$

$$\Delta S = 1.12 \cdot \sum \left(T_i n_i a_i / A_s \right) \dots\dots\dots(11)$$

上式根力補強模式之假設條件為：

- (1) 根系補強土體內，任一剖面上之內力均與所有作用於補強土體任一剖面上所承受之外力，保持平衡狀態。
- (2) 外力破壞土體時，可適用於莫耳—庫倫破壞理論。
- (3) 根系所產生之應變，與其周圍所握裹之土壤應變一致。
- (4) 根系補強土體於對外承受外力後，土壤承接抗壓強度較大，而土體內之各根系則以承受抗拉強度為主。
- (5) 各根系與所有土粒間之土壤水份移動，保持於穩定層流狀態。
- (6) 各主要根系之生長情形，均以幾近平行之狀態，向下生長延展，並產生錨定作用，發揮其固土功能。

如果依據上述假設，則可避免根被拔出及固結力破壞的情形發生。為了確合此狀況，於剪力區間之根系必須要有足夠之長度與粗造度，方可使根與土壤間之固著力大於根之張力強度。

前述推導之根力模式如(12)式

$$\Delta S = A_r / A_s \cdot T_r (\sin \beta + \cos \beta \tan \phi') \dots\dots(12)$$

由於根力在計算時的假設為：

- (1) 含根土壤之破壞，適用於土壤破壞定律。
- (2) 根垂直定位於剪力帶，且錨定於剪力帶另一端土壤中。
- (3) 所有根株的拉力強度均能完全傳送，既根受拉力時僅能拉斷而不被拉出。
- (4) 土壤的內摩擦角與根系無關。

故根系的分布因樹種、土壤狀況、立木密度及坡度大小而有不同分布型態，自然無法一致與剪力面垂直。同時根為一有機體有粗細、有分歧、有節疵、有扭曲、極端不均質，且土壤種類不一，含水條件各異，根與土壤之緊縛力量頗受影響，自然無法完全傳送拉力強度，況且根系自然伸張、成長，是否穿越剪

力帶或留置其中常為變數，因此無法完全符合根力模式推導的基本假設。是故以此模式推導之根力是否確合實際頗值得檢討。

茲將影響根力之因素略述如下：

1. 根拉力強度對根力的影響

上述根力模式為根面積比與根拉力強度的乘積。根拉力強度 T_r 係採用根拉力試驗的破裂強度(Breaking strength)即極端強度(Ultimate strength)，意指土壤破壞時，所有根全被拉斷而不滑出。實際上土壤被破壞的時候，根有破壞型與滑出型，而根力為破壞型與滑出型的合計；如果全以破壞型計算根力將失之過大。

2. 根拉力強度之傳送

根力傳送受制於土壤摩擦力的大小及根錨定的效果。崩塌發生之前常在土壤接近飽和狀態，其摩擦力降至最低，且錨定效果亦下降，因此常無法完全傳送根拉力強度，使根被拉出而降低根力效應，影響根力效率。根系若錨定良好，在受拉時常不被拉出而有利根力傳送，但必須要有足夠的根株長度 L ，根斷裂而不被拉出的最小根株長度為 L_{min} 。然而實際上頗多小於 L_{min} 根系，雖穿過剪力面而常留置剪力帶中，而降低根力的效果。

若 $L > L_{min}$ 則根斷裂而不滑出

若 $L < L_{min}$ 則根滑出而不斷裂

$$L_{min} = T_r \cdot d / 4\tau \dots\dots\dots(13)$$

T_r ：根拉力強度

d ：根直徑

τ ：根與土壤摩擦力

3. 根面積比對根力的影響

根力為平均根力強度與根面積比的乘積，若根拉力強度為定數則影響根力的唯一因素為根面積比。根面積即穿過剪力面根斷面積的合計；此根面積中包括為數頗多的穿入而非穿透根，而大大的降低土壤剪力強度增量 ΔS 。

4. 土壤種類對根力的影響

土壤種類影響對根與土壤的摩擦力，亦既影響根拉力的傳送，根在粗質土壤較於細質土壤能發揮更大的根拉力強度。前人相關研究指出，苜蓿(alfalfa)在均質粘壤土及粘壤土、砂礫層界面，由於根作用而增加土壤剪阻力分別為32%及50%。

5. 補強物對 ϕ 值的影響

補強土壤之 ϕ 值因補強物之形狀、構造而不同，一般無補強物之 ϕ 值略低。前人相關研究指出，含草根之土壤 ϕ 值較不含草根之土壤增加1%—4%。至於穿入樹根之土壤其 ϕ 值之變化有待進一步的研究。由上述的根力模式所計算之根力常較實際根力為高，為能正確模擬實際根力的作用，而探討根力模式的適用性，需配合野外含根土壤剪力試驗，尋求計算根力與實測根力之關係，用以推估實際根力，以修正偏高之根力模式。

吳正雄(1990)於蓮華池坳質黏土地區台灣杉造林地實驗結果證實，Morgan(1976)所推導之根力模式，若依Gray(1978)建議以根破壞強度代替根拉力強度，則所推估之根力較實測根力為高，為實測根力的4.2倍。為修正偏高之根力，可以計算根力推估之，或以根力效率係數 E_r 概估之，其方程式如下：

實測根力與計算根力呈指數迴歸關係，表示實測根力可由計算根力加以推估之，方程式如下：

$$\Delta S_f = 1.11(\Delta S_c)^{0.7937} \dots\dots\dots(14)$$

$$R^2 = 0.9287$$

$$(602 \text{ kg/m}^2 < \Delta S_c < 3574 \text{ kg/m}^2)$$

ΔS_c ：計算根力 (kg/m^2)

ΔS_f ：實測根力 (kg/m^2)

或

$$\Delta S_e = 0.24 * \Delta S_c \dots\dots\dots(15)$$

ΔS_e ：概估根力 (kg/m^2)

四、坡面安定分析

4.1、相關模式之應用

坡面安定分析的方法可分為極限平衡法(Limited equilibrium analysis)與形變分析(Deformation analysis)兩大類。有限元素法(Finite element method)為形變分析的主要工具之一，但由於土壤岩石為非線性(Nonuniform)、非彈性(Inelastic)與非等向性(Anisotropic)之材料，致使其應用乃有限制性。一般在開挖與自然邊坡的安定分析，乃以極限平衡法較方便使用。本法可分為單一自由體分析法(Freebody analysis)及切片分析法(Slices analysis)。

單一自由體分析法：包括無限邊坡分析法，Culmann 分析法，Taylor 分析法及摩擦圓分析法。

切片分析法：如一般切片分析法，Bishop 修正分析法，Bishop & Morgenstern 分析法，Morgenstern & Price 分析法，Spencer 分析法，Janbu 分析法與對數螺線分析法。

適用於在自然坡面安定分析之方法如下：

(1) 無限邊坡分析法(Infinite slope analysis)

所謂無限邊坡(Infinite slope)即指某一坡面延伸擴展到足夠大，而能以一單位坡面元素代表整體坡面的均質斜坡。一般具有節理、斷層、層理等構造弱線或夾有軟弱土層等不連續面，且呈現潤化流盤者，由於地下水壓力或基腳失衡原因常易造成平面滑動。此類平面破壞面宜以本法分析。假設任意垂直切片兩側內力為大小相等，方向相反且成一直線，則內力可以忽略。有效應力的安全係數 F 如下：

$$F = \frac{[C' + (\gamma Z \cos^2 \alpha - u) \tan \phi']}{\gamma Z \sin \alpha \cos \alpha} \quad \dots\dots\dots(16)$$

若穩定滲流平行於坡面，而地下水位高 mz ，孔隙水壓力 $u = \gamma_w \cdot mz \cos^2 \alpha$ ，則

$$F = \frac{[C' + (\gamma - m\gamma_w)Z \cos^2 \alpha \tan \phi']}{\gamma Z \sin \alpha \cos \alpha} \quad \dots\dots\dots(17)$$

(2) 一般切片法 (Ordinary slices method)

土層較深厚之均質土及風化岩坡面，由於岩盤節理細而發達，易發生圓弧型破壞面的滑動，此類破壞面以採用切片圓弧分析較佳。假設切片間合力 Q_t 及 Q_r 大小相等、方向相反而平行於滑動面底部，故可滿足整體之力矩平衡。有效應力的安全係數 F 如下：

$$F = \frac{\sum [Cb \sec \alpha_i + (W \cos \alpha_i - ub \sec \alpha_i) \tan \phi']}{\sum W \cdot \sin \alpha_i} \quad \dots\dots\dots(18)$$

(3) Bishop 修正分析法 (Bishop's modified method)

本法係假設切片間的剪力為零，側力之合力 Q_t 及 Q_r 可由水平力 U_t 及 U_r 加以逼近，故可滿足垂直力及整體力矩平衡。本法適用於圓弧形破壞滑動面。有效應力的安全係數 F 如下：

$$F = \frac{\sum [Cb + (W_i - ub) \tan \phi']}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i \cdot \frac{1}{m\alpha}} \quad \dots\dots\dots(19)$$

$$m\alpha = \cos \alpha_i (1 + \tan \phi' \tan \alpha / F)$$

(4) Janbu 切片分析法 (Janbu's rigorous method)

本法為 Janbu 提出，假設切片間兩側之推力線(Line of thrust)作用位置 h_t 與水平線成 δ 角，總正應力 N 與切片重 W 作用於切片底端同一點，故可滿足力及力矩平衡，可應用於任何形狀之破壞面。有效應力的安全係數 F 如下：

$$\begin{aligned} N &= (W + \Delta X) \sec \alpha - T \tan \alpha \\ T &= (Cb \cdot \sec \alpha + N \tan \phi) / F \\ \Delta U &= (W + \Delta X) \tan \alpha - T \sec \alpha \\ X &= -U \tan \delta + h_t \Delta U / b \\ F &= \frac{\sum (Cb \cdot \sec \alpha + N \tan \phi) \sec \alpha}{\sum (W + \Delta X) \tan \alpha} \quad \dots\dots\dots(20) \end{aligned}$$

(5) 自行設計之分析法

以靜力平衡觀點為理論基礎，分析作用於單位面積之土層推移力 $\tau_D(z) \left[\frac{M}{L^2} \right]$ 為土砂重量與水體重量等沿邊坡斜面分量之總和，平行於底床斜面；而單位面積之土層抵抗力以 $\tau_R(z) \left[\frac{M}{L^2} \right]$ 表示，將 $\tau_D(z)$ 與 $\tau_R(z)$ 之關係以 $F_s = \tau_R(z) / \tau_D(z)$ 表示之，當 F_s 大於 1 時土層為穩定，反之 F_s 小於 1 時土層即不穩定。考慮濕鋒下降以及坡面植生之影響，並分別考慮入滲濕鋒線以上之飽和區及濕鋒線以下非飽和區土層穩定性等兩種狀態，以不同公式描述之(詳見圖 4-1)。

土層破壞於濕鋒線以上(A區)

當土壤破壞深度 z 於濕鋒線以上時，則單位面積之土層重量為土砂重量、濕鋒水重、逕流水重以及坡面植生荷重 S_w 等之總和，加上風所造成的剪應力影響 D (θ 為坡度、 z 為邊坡破壞深度、 n 為孔隙率、 S_g 為土粒比重、 $h_1(t)$ 為逕流水深)，可表示為：

$$W(z) = [(1-n)s_g z + nz + h_1(t)]\gamma_w \cos \theta + S_w \quad \dots\dots\dots(21)$$

則單位面積之推移力可表示為：

$$\tau_D(z) = \left\{ \begin{aligned} &[(1-n)s_g z + nz + h_1(t)]\gamma_w \cos \theta \\ &+ S_w \end{aligned} \right\} \sin \theta + D \quad \dots\dots\dots(22)$$

考慮濕鋒線以上之孔隙水壓 $h^*(t, z)$ ，單位面積之土層有效正向應力 N 為單位面積土砂重量、濕鋒水重、逕流水重以及坡面植生荷重之總和扣掉孔隙水壓，可表示為：

$$N(z) = \left\{ \begin{aligned} &[(1-n)s_g z + nz + h_1(t) - h^*(t, z)]\gamma_w \cos \theta \\ &+ S_w \end{aligned} \right\} \cos \theta \quad \dots\dots\dots(23)$$

依據庫倫定理(Coulomb theory)，單位面積之土層抵抗力 $\tau_R(z)$ 為土粒間凝

聚力 c 加上植生根系所提供的凝聚力 c_R 與有效正向應力 $N = W \cos \theta$ 乘上土壤內摩擦角之總和，亦即：

$$\tau_R(z) = (c + c_R) + \left\{ \begin{aligned} &[(1-n)s_g z + nz + h_1(t) - h^*(t, z)] \\ &\gamma_w \cos \theta + S_w \end{aligned} \right\} \cos \theta \cdot \tan \phi \quad \dots\dots\dots(24)$$

以 $F_s = \tau_R(z) / \tau_D(z)$ 表示土層穩定性

$$\therefore F_s = \frac{(c + c_R) + \left\{ \begin{aligned} &[(1-n)s_g z + nz + h_1(t) - h^*(t, z)] \\ &\gamma_w \cos \theta + S_w \end{aligned} \right\} \cos \theta \tan \phi}{\left\{ \begin{aligned} &[(1-n)s_g z + nz + h_1(t)]\gamma_w \cos \theta + S_w \end{aligned} \right\} \sin \theta + D} \quad \dots\dots\dots(25)$$

土層破壞於濕鋒線以下(B區)

若入滲濕鋒下降深度 $L(t)$ ，並於濕鋒線以下之非飽和土層破壞時，單位面積之土層重量為土砂重量、濕鋒水重、非飽和土體水重、逕流水重及植生荷重等總和，可表示為：

$$W(z) = [(1-n)s_g z + sn(z - L(t)) + nL(t) + h_1(t)]\gamma_w \cos \theta + S_w \quad \dots\dots\dots(26)$$

則單位面積之推移力可表示為：

$$\tau_D(z) = \left\{ \begin{aligned} &[(1-n)s_g z + sn(z - L(t)) + nL(t) + h_1(t)]\gamma_w \cos \theta \\ &+ S_w \end{aligned} \right\} \sin \theta + D \quad \dots\dots\dots(27)$$

考慮非飽和土壤基質吸力(負孔隙水壓)之影響，有植物根系通過之非飽和土壤抗剪強度可由下式表示：

$$\tau_R(z) = (c + c_R) + (N - u_a) \tan \phi + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad \dots\dots\dots(28)$$

其中正向應力

$$N = \left\{ \begin{aligned} &[(1-n)s_g z + sn(z - L(t)) + nL(t) + h_1(t)]\gamma_w \cos \theta \\ &+ S_w \end{aligned} \right\} \cos \theta$$

，孔隙空氣壓力 u_a 視為零， $(u_a - u_w)$ 即為土壤基質吸力 ψ ，而非飽和土壤內摩擦角 ϕ^b 為基質吸力所提供的抗剪強度

與飽和度 $s = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$ 和飽和土壤之內摩擦角 ϕ 有關，可表示為 $\tan \phi^b = \left[\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right] \tan \phi$ ，而(28)式可轉換如下：

$$\tau_R(z) = (c + c_R) + \left\{ \begin{array}{l} \left[(1-n)s_g z + sn(z-L(t)) \right] \\ + nL(t) + h_1(t) \end{array} \right\} \gamma_w \cos \theta$$

$$\cos \theta \cdot \tan \phi + (\psi \gamma_w) \left[\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right] \tan \phi$$

.....(29)

$$(c + c_R) + \left\{ \begin{array}{l} \left[(1-n)s_g z + sn(z-L(t)) \right] \\ + nL(t) + h_1(t) \end{array} \right\} \gamma_w \cos \theta + S_w$$

$$\therefore F_s = \frac{\cos \theta \cdot \tan \phi + (\psi \gamma_w) \left[\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right] \tan \phi}{\left\{ \begin{array}{l} \left[(1-n)s_g z + sn(z-L(t)) + nL(t) + h_1(t) \right] \\ \gamma_w \cos \theta + S_w \end{array} \right\} \sin \theta + D}$$

.....(30)

上式於 $z > L(t)$ 時成立

其中 $\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left(1 + |\alpha \psi|^n \right)^{-m}$ (n 、 m 、 α 為土壤形狀因子)

此式也適用於降雨前之土層穩定性，即以 $h_1(t) = L(t) = 0$ 代入即可。

4.2、根力模式之推導

在根力模式當中

$$\Delta S_e = T_r \times \left(\frac{A_r}{A_s} \right) \times (\sin \beta + \cos \beta \tan \phi')$$

T_r ：根拉力強度；

β ：根的剪力位移角。

A_r/A_s ：根面積比。

ΔS_e ：含根土壤剪力強度。

其中 $(\sin \beta + \cos \beta \tan \phi') \cong 1.12$

程式可改寫為 $\Delta S_e = 1.12 \cdot T_r \times \left(\frac{A_r}{A_s} \right)$ 。

由吳正雄(1990)於南投縣蓮華池試驗地上種植的台灣杉為根力分析的主要架構，其採用的根系型態調查方式為部份挖掘法，此法在地表下以樹根部幹軸為圓心向外分別畫出半徑為 100cm 之 B 剖面以及 150cm 之 A 剖面，其中再將坡面上段與下段區分為 A2、B2 以及 A1、B1，並取地表下 50cm 處取 100cm 以及 150cm 之半徑為圓周之圓為 C2、C1 剖面。其示意圖 4-2 所示。

在根系調查結果中我們無法得到根系分佈隨著深度在與地面平行之斷面上的變化，只能獲得側向剖面根系分佈。試驗中再將每個剖面的根系做根段拉力試驗，得到各個剖面下的根系平均拉力強度後，代入(10)式可得表 4-1。

由表 4-1 中可得知在計算根力強度時，單一剖面的平均拉力強度 T_r 都相同，不隨著深度而變化，故在特定剖面不同深度下的平均拉力強度可視為一定值。而各剖面下不同深度的斷面積 A_s

也相同，故(10)式 $\Delta S = 1.12 \cdot T_r \cdot \left(\frac{A_r}{A_s} \right)$

中的 ΔS 與 A_r 成正比，根斷面積 A_r 雖著深度改變的趨勢即可代表根力強度隨著深度上變化的趨勢，故我們將台灣杉各側向剖面上的根斷面積隨著深度的分布製表並且繪製成座標曲線圖。其中我們取各深度的中間值為深度的計算值。

在台灣杉剖面隨深度之根斷面積變化曲線中，由於 A2 及 B1 在 0 至 20 公分深的根斷面積遠小於 20 至 40 公分深

的根斷面積，其原因有待商確，所以我們繪製曲線時將兩筆數據暫時排除在外。由圖 4-3~4-6 可知，其以指數迴歸的相關係數皆高於 0.75，這代表著根系隨著深度上的發展有顯著的趨勢，然而接下來我們利用趨勢最為明顯的 A2 剖面面積之根系隨深度之變化作為後續分析的重點。

在分析過程中，我們最初得到的數據皆為側向土體剖面的根斷面積隨深度之變化，如圖 4-7 所示。但在植生邊坡上的破壞面往往平行於坡面，故根系力學對於邊坡穩定之效果乃取決於平行於坡面之單位面積土壤下的根系強度，故我們必須將現有的側向根面積比隨深度之變化趨勢，轉換為平行於坡面之根面積比隨深度之變化趨勢如圖 4-7。

在圖 4-4 中我們可以得到台灣杉之根面積在 A2 剖面上的分佈，其根面積與深度之曲線方程式為

$$y = 102.63 \cdot e^{-0.0636x}$$

$$(R^2=0.9646)$$

y：台灣杉根面積 Ar (cm²)

x：深度(cm)

因為側向根斷面積分佈並不是我們要的數據，但其隨著深度所呈現出來的趨勢可以幫助我們更進一步地分析。故我們將方程式中的趨勢留下，將方程式改寫成 $y = e^{-0.0636x}$ 再將方程式中等號右邊加入一待係數 A，使其方程式符合橫向之根面積隨深度變化的曲線 $y = A \times e^{-0.0636x}$ ，其中關於橫向剖面的資料，我們只有位於地表下 50 公分處 C 剖面之數據，故我們取半徑為 100 公分之 C2 剖面之根力 ΔS 為橫向根力強度方程式中深度 50 公分處的值。式 $y = A \times e^{-0.0636x}$ 為橫向根面積與深度之關係式，台灣杉根力強度與根面積之相關式為

$$\Delta S_e = 1.12 \cdot T_r \times \left(\frac{y}{A_s} \right)$$

將上式移項

$$y = \Delta S \times \frac{A_s}{1.12 \cdot T_r}$$

則可以式 $y = A \times e^{-0.0636x}$ 改寫成

$$\Delta S \times \frac{A_s}{1.12 \cdot T_r} = A \times e^{-0.0636x}$$

再將式子改寫成橫向根拉力強度與深度之關係式

$$\Delta S = A \times \frac{1.12 \cdot T_r}{A_s} \times e^{-0.0636x}$$

其中因為 Tr 與 As 並非隨著深度 x 而改變，故將式中的 $A \times \frac{1.12 \cdot T_r}{A_s}$ 設為一

常數值 B，則方程式最後可改寫成

$$\Delta S = B \times e^{-0.0636x}$$

ΔS ：台灣杉橫向根力強度(kg/m²)

x：深度(cm)

我們稱此方程式為根力強度與深度之關係式。經由 C2 剖面的拉力強度 ΔS 的代入，可求得其在種植台灣杉的情況下所推估出來的關係式

$$687.47 = B_{\text{台灣杉}} \times e^{-0.0636 \cdot 50}$$

$$\text{則 } B_{\text{台灣杉}} = 16530$$

將 $B_{\text{台灣杉}}$ 代入原式得到

$$\Delta S_{\text{台灣杉}} = 16530 e^{-0.0636x}$$

$\Delta S_{\text{台灣杉}}$ ：台灣杉之根力強度(kg/m²)

x：深度(cm)

以同樣的方式設計山黃麻之根力強度隨深度變化之關係式

$$\Delta S_{\text{山黃麻}} = 13763.33 e^{-0.0571x}$$

4.3、因外力導致土壤孔隙之變化

將邊坡穩定中的有限元素分析法導入因土壤水份遲滯現象或地震所引起孔隙改變的分析機制。在地震過後、地下水位升降循環或水份入滲的過程中，不但會造成土壤中含水量及孔隙水壓的變化，同時亦會造成土壤孔隙體積的改變，也使得土壤水力傳導係數隨之改變，所以邊坡穩定分析應納入土壤材料之變化、水份入滲或蒸發現象所導致之土壤孔隙變化之影響，才能符合水文乾

濕歷程中真實的土壤變化。

在可形變土壤中，孔隙比的變化會造成孔隙尺度大小的變化、孔隙間通路之連通性以及土壤水份特性曲線的改變，利用土壤比體積 $v(v=1+e=1+\frac{V_v}{V_s})$

與土壤基質吸力 ψ 來預測土壤飽和度 S ，若進一步結合土壤彈塑性應力應變模式，亦可以預測剪力所引起的飽和度變化。土壤飽和度之一般假設如下(無遲滯效應)： $S=S(\psi, v) \dots \dots \dots (31)$

當水份入滲(有效應力減少)時，土壤比體積 v 減少，土壤孔隙尺度大小與孔隙間通路之連通性也會跟著減少，土壤保水曲線亦會隨之平移或改變形狀；反之亦然。故本研究將利用 van Genuchten(1980)所提出的體積含水量與基質吸力之(32)關係式來修正計算土壤飽和比。

$$S = \left(\frac{1}{1 + (\alpha\psi)^n} \right)^m \dots \dots \dots (32)$$

其中 α, n 及 m 為形狀因子

而 Gallipoli(2000)分析實驗相關資料發現比體積與形狀因子之關係式，如下：

$$\alpha = A(v-1)^B \dots \dots \dots (33)$$

其中 A 及 B 為土壤常數

將(33)式代入(32)式，可得

$$S = \left\{ \frac{1}{1 + [A(v-1)^B \psi]^n} \right\}^m \dots \dots \dots (34)$$

利用文獻中稍微夯實之高嶺土作土壤基本分析，得到 $A=0.02691$ 和 $B=8.433$ 以及形狀因子 $m=0.03586$ 、 $n=3.746$ ，以預測一種土壤不同孔隙比下之保水曲線；由圖 4-9 可知，當土壤空隙減少時(e 減少)，形狀因子 α 亦隨之變小，土壤保水預測曲線則越平滑，即土壤內部孔隙分佈趨於質地較細之土壤種類。邊坡土壤在水文乾濕歷程中，土

壤孔隙、基質吸力與含水量會互相影響而變化，因此邊坡安定分析應可考慮各種因素，加強準確性與實用性。

土壤孔隙體積改變採用 Fredlund (1995)所使用之未飽和土壤體積變化公式，並加以部分修正使公式能適用於本研究範圍，採用 Fredlund 的理論是因為其公式中淨正向應力的變化與基質吸力的改變會分別造成體積應變的觀念符合未飽和土壤中孔隙體積的變化機制。最初 Fredlund 的公式如下：

$$\frac{dV(t)}{V} = m_{1S} d(\sigma(t) - u_a(t)) + m_{2S} d(u_a(t) - u_w(t)) \dots \dots \dots (35)$$

$V(t)$ ：土壤總體積

$\sigma(t)$ ：總應力(N/L^2)

$u_a(t)$ ：孔隙空氣壓力(N/L^2)

$u_w(t)$ ：孔隙水壓(N/L^2)

$\sigma(t) - u_a(t)$ ：淨正向應力(N/L^2)

$u_a(t) - u_w(t)$ ：基質吸力(N/L^2)

m_{1S} ：體積壓縮係數，由淨正向應力的變化所造成

m_{2S} ：體積壓縮係數，由基質吸力的變化所造成

若孔隙中的空氣壓力與大氣連通($u_a = 0$)，則(35)式可簡化為

$$\frac{dV(t)}{V} = m_{1S} d\sigma(t) + m_{2S} d(-u_w(t)) = m_{1S} d(\sum \rho\theta) - m_{2S} du_w \dots \dots \dots (36)$$

根據飽和—未飽和土壤水份傳輸方程式，並考慮土壤孔隙體積變化對邊坡含水量與水力傳導係數之影響，可將其修改如下式：

$$\frac{\partial \theta(h, v)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(K(h, v) \frac{\partial h(x, t)}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K(h, v) \frac{\partial h(z, t)}{\partial z} \right) + \frac{\partial}{\partial z} K(h, v) \dots \dots \dots (37)$$

利用(37)式可得到未飽和、孔隙體積改變之土壤在水文乾濕歷程中之邊坡土壤含水量分佈，利用所得的孔隙水壓分佈帶入 SLOPE/W 推求該邊坡任一破壞面之邊坡安全因子。

五、結果討論

本研究以吳正雄之台灣杉根力模式，加上 Bishop 法、Janbu 法與自行設計之未飽和邊坡安全因子進行不同坡度之安全因子分析，以 Bishop 法分析 30 度無植生和有植生邊坡如圖 5-1，有植生根系影響的安全係數略比無植生邊坡高，而以 Bishop 法分析 45 度無植生和有植生邊坡如圖 5-2，結果顯示邊坡安全係數幾乎不受植生根系影響；以 Janbu 法分析之結果大致與 Bishop 法相同，詳如圖 5-3~5-4；以自行設計之安全係數分析結果如圖 5-5~5-7，在 30 度邊坡分析結果來看，有植生邊坡安全係數確實比無植生邊坡的略高，但在坡度 35 以上時，有無植生對邊坡穩定來說已無實質上的貢獻。

邊坡土壤水份移動對安全係數隨深度之影響，可由圖 5-1(Bishop 分析法)、5-3(Janbu 分析法)、5-5(自行設計)反應出相當程度的不同，當濕鋒深度達 4~6 公尺深時，代表破壞面以上之邊坡土體均已從未飽和快速變為飽和，所以造成安全係數的急遽下降，而從傳統分析方法((Bishop、Janbu 分析法)中是無法看出土壤水份入滲過程中對邊坡安全係數之影響。

六、結論

自然或有限邊坡之安全因子加入植生根力模式分析與土壤水份移動之影響，可更精準地描述植生與土壤水份對邊坡安全係數之貢獻程度，對於未來生態工法或植生與邊坡安全分析量化關係

有進一步的瞭解。

另外，植生根系對土壤邊坡之影響並不是對於各種坡度或各種土壤材料皆為正面貢獻，植生根系影響範圍屬於較淺、較緩之邊坡崩壞。邊坡土壤水份逐漸向下移動之濕鋒效應確實會影響邊坡安全因子之變化，本研究之飽和—未飽和土壤邊坡安全因子推估與傳統切片法(Bishop、Janbu)之比較可以顯示出在分析邊坡安全係數時，需考慮濕鋒入滲影響與未飽和土壤之抗剪強度。

參考文獻

1. Alonso, E.E., Battle F., Gens, A. & Lloret, A. (1988), Consolidation Analysis of Partially Saturated Soils - Application to Earth Dam Construction, Proc. of the Int. Conf. On Num. Meth. Geomechanics, pp. 1303-1308.
2. Alonso, E.E., Lloret, A., Gens, A. & Yang, D.Q. (1995), Experimental Behavior of Highly Expansive Double-Structure Clay, Proc. 1st Int. Conf. Unsaturated Soils, Paris 1, pp. 11-16.
3. Bao, C.G., Gong, B.W., & Zhan, L.T. (1998), Properties of Unsaturated Soils and Slope Stability of Expansive Soil, USAT'98 Keynote Lecture, pp. 1-19.
4. Bear, J. (1972), Dynamics of Fluids in Porous Media, Elsevier, New York.
5. Bear, J. (1979), Hydraulics of Groundwater, McGraw-Hill, New York.

6. Biot M. A. (1941), General Theory of Three-Dimensional Consolidation, *J. Appl. Phys.*, Vol. 12, pp. 155-164.
7. Celia, M. A., E. T. Bouloutas, and R. L. Zarba (1990), A General Mass-Conservation Numerical Solution for Unsaturated Flow Equation, *Water Resource Res.*, 26, pp. 1483- 1496.
8. C.W.W. Ng & Q.Shi (1998), A Numerical Investigation of the Stability of Unsaturated Soil Slope Subjected Transient Seepage, *Computer and Geotechnics*, 22, pp. 1-28.
9. Donald H. Gray and Robbin B. Sotir (1978), biotechnical and soil bioengineering slope stabilization.
10. F. Cai, K. Ugai, A. & Wakai (1998), Effects of Horizontal Drains on Slope Stability under Rainfall by Three-Dimensional Finite Element Analysis, *Computer and Geotechnics*, 23, pp. 255-275.
11. Fredlund, D.G., Anqing Xing, M.D. Fredlund, & S.L. Barbour (1995), The Relationship of the Unsaturated Soil Shear Strength to the Soil-Water Characteristic Curve, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 32, pp. 440-448.
12. Gallipoli, D. (2000), Constitutive and Numerical Modeling of Unsaturated Soils, PhD thesis, University of Glasgow, UK.
13. Ho, D.Y.F., Fredlund, D.G. (1982), Increase in Strength due to Suction for Two Hong Kong Soils, *Proceeding of ASCE Speciality Conference on Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils*, Hawaii, pp. 263-296.
14. Iverson, R.M. & Major, J.J. (1986), Groundwater Seepage Vectors and the Potential for Hillslope Failure and Debris Flow Mobilization, *Water Resources Research*, Vol. 22, pp. 1543-1548.
15. Jennifer, J.R. & Ray R. (1985), The Development of Multiple Seepage Faces on Layered Slopes, *Water Resources Research*, Vol. 21, pp. 1625-1636.
16. Kool, J. B., and J. C. Parker (1987), Development and Evaluation of Close-Form Expressions for Hysteresis Soil Hydraulic Properties, *Water Resources Research*, Vol. 23, pp. 105-114.
17. Mark E.R. (1997), Slope Instability Caused by Small Variations in Hydraulic Conductivity, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 123, pp. 717-725.
18. Mark E.R. & Iverson R.M. (1992), Gravity-Driven Groundwater Flow and Slope Failure Potential 2. Effect of Slope Morphology, Material Properties and Hydraulic Heterogeneity, *Water Resources Research*, Vol.28, pp. 939-950.
19. N.J.Coppin, I.G.Richards (1977), Use of Vegetation in Civil Engineering.
20. Parlange, J. Y. (1980), Water Transport in Soils, *Ann. Rev. Fluid Mech.*, Vol.12, pp. 224-228.

21. R.P.C Morgan and R.J. Rickson (1976), Slope stabilization and erosion control: A bioengineering approach.
22. Ross, P.J (1990), Efficient Numerical Method for Infiltration Using Richard's Equation, Water Resources Research, Vol.26, pp. 279-290.
23. S.E. Cho & S.R. Lee (2001), Instability of Unsaturated Soil Slopes due to Infiltration, Computer and Geotechnics, 28, pp. 185-208.
24. S.K. Vanapalli, D.G. Fredlund, D.E. Pufahl, & A.W. Clifton (1996), Model for the Prediction of Shear Strength with Respect to Soil Suction, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33, pp. 379-392.
25. Spierenburg SEJ & van Esch JM. (1995), Slope Stability During Infiltration, Proc. of Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, pp. 309-314.
26. Thomas H.R. & He Y. (1997), A Coupled Heat-Moisture Transfer Theory for Deformable Unsaturated Soil and Its Algorithmic Implementation, Int. J. for Num. Meth. In Eng., Vol. 40, pp. 3421-3441.
27. van Genuchten, M. Th. (1980), A Closed-Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils, Soil Sci. Am. J., 44, pp. 892-898.
28. Yao Sun (1995), A Study on Stability Analysis of Shallow Layer Slope due to Raining Permeation, Proc. of Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, pp. 315-320.
29. 吳正雄，陳信雄，1990，植生根力與坡面穩定關係之研究，國立台灣大學森林學研究所博士學位論文。
30. 吳正雄，1990，崩塌地優勢草本植物根力特性之研究，中華水土保持學報，21(1):47-54。
31. 李伯亨，2003，入滲效應與土石流發生臨界雨量線之探討及應用，國立台北科技大學環境規劃與管理研究所碩士論文。
32. 張曾讜，1972，台灣重要水土保持草類根部抗張力之研究，中華水土保持學報，3(1):58-69。
33. 陳漢平，2003，降雨入滲引致邊坡破壞機制之探討—以土石流源頭為對象，國立台灣大學土木工程研究所碩士論文。
34. 曾介君，1996，利用終端反射 TDR 方法探討土壤之未飽和傳輸特性，國立中興大學土木工程研究所碩士論文。
35. 黃信元，1999，部分飽和土壤坡地穩定動態數值分析，國立台灣大學土木工程研究所碩士論文。
36. 黃漢誠、陳主惠、譚義績，2000，未飽和土壤水分遲滯效應之研究，中國農業工程學報，第 46 卷，第四期，第 33~47 頁。

圖表

表 3-1 台灣杉各剖面根系分佈情形

深度 樣本		深度 Depth of Roots (cm)						合計
		0-20	20-40	40-60	60-80	80-100	100-120	Total
A1	R.N	385	211	158.5	49.5	12.5	3.5	820
	%	47.0	25.7	19.3	6.0	1.5	0.5	100
	R.A	4.1632	2.1041	1.8673	0.3697	0.0249	0.0037	8.5328
	%	48.7	24.7	21.9	4.3	0.3	0.1	100
A2	R.N	64.5	68	47	34	20	7	240.5
	%	26.8	28.3	19.5	14.1	8.3	3.0	100
	R.A	1.9837	24.3419	2.7547	1.4258	0.5496	0.1249	31.179
	%	6.4	78.1	8.8	4.6	1.8	0.3	100
B1	R.N	265.5	117	84.5	56.5	5.5		529
	%	50.2	22.1	16.0	10.7	1.0		100
	R.A	2.9692	9.7184	7.7929	1.6197	0.1065		22.2067
	%	13.4	43.8	35.1	7.3	0.4		100
B2	R.N	152	95.5	60.5	58.5	35	7.5	409
	%	37.2	23.4	14.8	14.3	8.6	1.7	100
	R.A	62.3911	7.8306	1.0390	1.9670	2.7185	0.0526	75.9988
	%	82.1	10.3	1.4	2.6	3.5	0.1	100
C	R.N							63.5
	R.A							21.8539

表 4-1 台灣杉各剖面計算根力強度

項目 剖面	拉力強度 (kg)	根斷面積 Ar (cm ²)	平均拉力 強度 Tr (kg/cm ²)	根面積比 Ar/As	單位拉力 強度 Tr (kg/m ²)	K 值	根力強度 ΔS (kg/m ²)
A1	1990.82	8.5328	233.31	2.9427×10 ⁻⁴	686.57	1.12	768.96
A2	2322.72	31.1790	74.50	6.6197×10 ⁻⁴	493.14	1.12	552.32
C1	1927.36	21.8539	88.19	3.0919×10 ⁻⁴	272.68	1.12	305.40
合計	6240.36	61.5657			1452.39		1626.68
B1	2714.20	22.2068	122.22	7.0722×10 ⁻⁴	864.39	1.12	968.12
B2	3985.95	75.9987	52.45	24.2034×10 ⁻⁴	1269.41	1.12	1421.74
C2	1927.36	21.8539	88.19	6.9598×10 ⁻⁴	613.81	1.12	687.47
合計	8627.51	120.0594			2747.61		3077.33

表 4-2 台灣杉側向根系隨深度之變化

剖面 深度(cm)		A1	A2	B1	B2
0-20 (10)	R.A. 根斷 面積 (cm ²)	4.1632	1.9837	2.9692	62.3911
20-40 (30)		2.1041	24.3419	9.7184	7.8306
40-60 (50)		1.8673	2.7547	7.7929	1.0390
60-80 (70)		0.3697	1.4258	1.6197	1.9670
80-100 (90)		0.0249	0.5496	0.1065	2.7185
100-120 (110)		0.0037	0.1249	0	0.0526

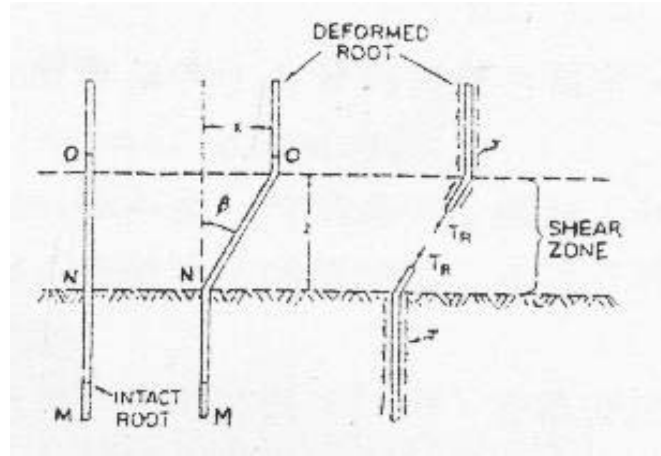


圖 3-1 垂直於水平剪力帶厚度 Z 的彈性根模式(Coppin, 1977)

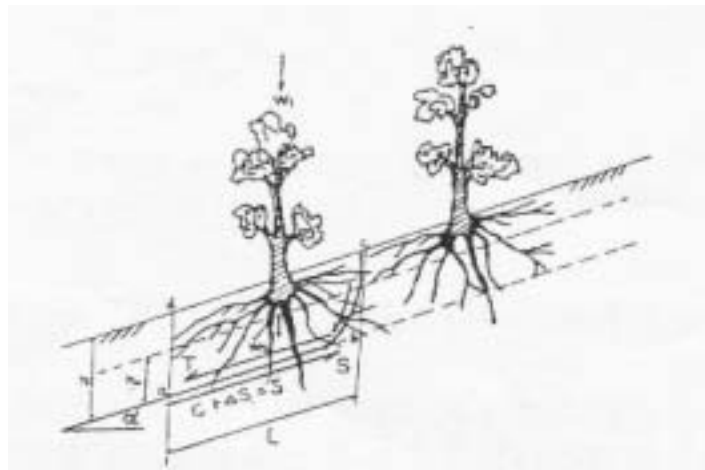


圖 3-2 森林邊坡面的移動土體的力作用模式(Morgan, 1976)

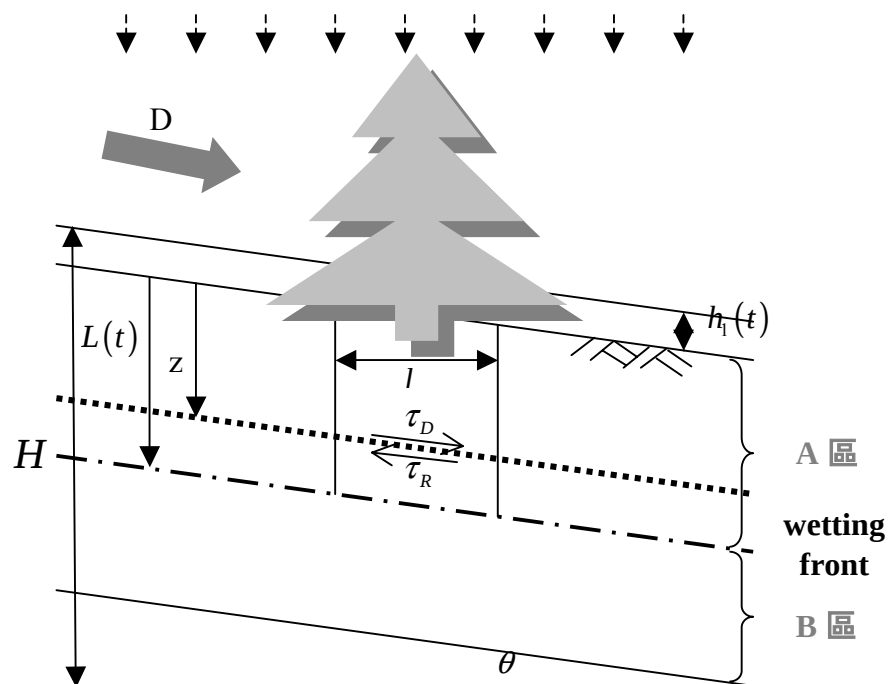


圖 4-1 考慮濕鋒入滲之無限邊坡示意圖

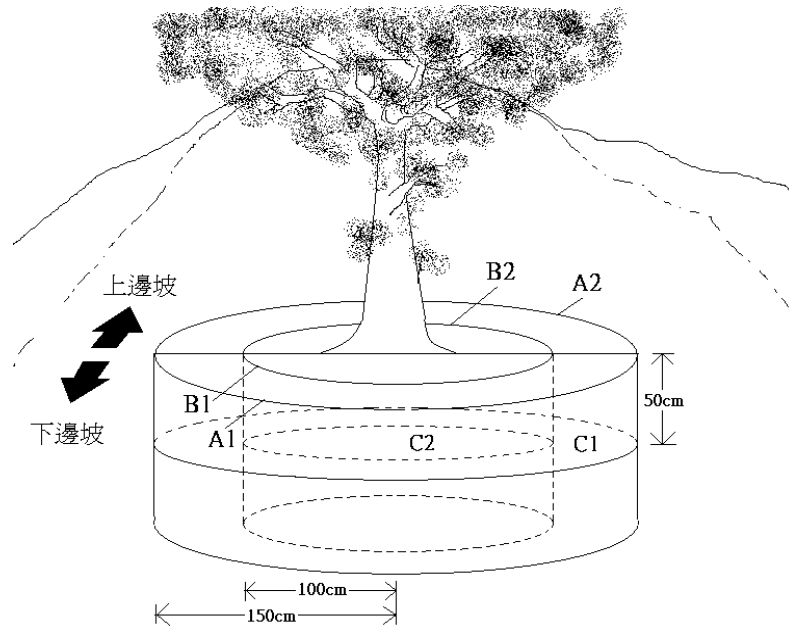


圖 4-2 土壤剖面挖掘示意圖(吳正雄, 1990)

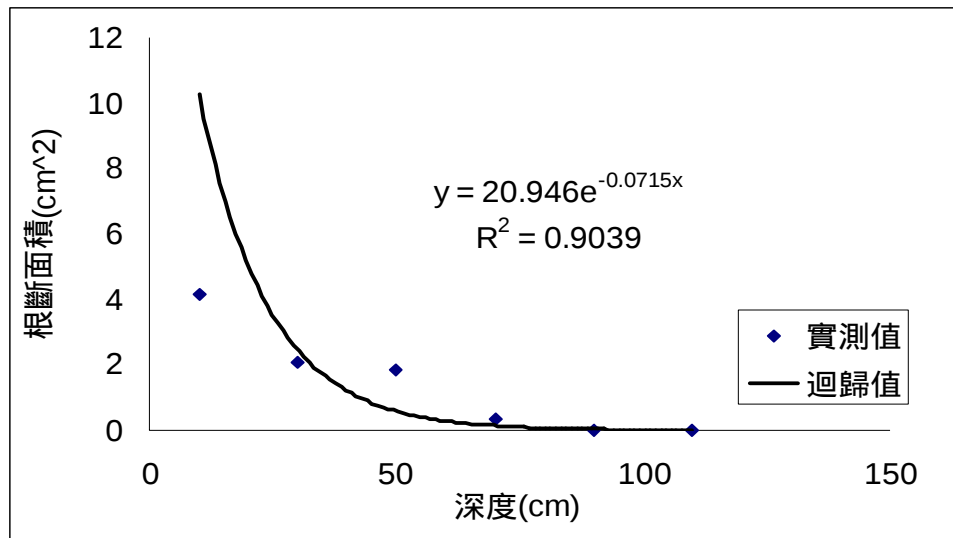


圖 4-3 台灣杉 A1 剖面隨深度之根斷面積變化曲線

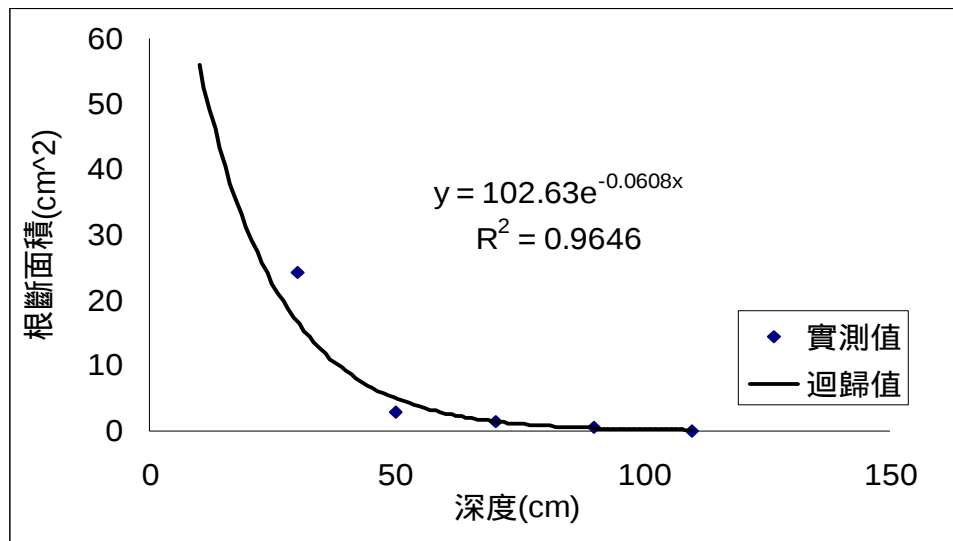


圖 4-4 台灣杉 A2 剖面隨深度之根斷面積變化曲線

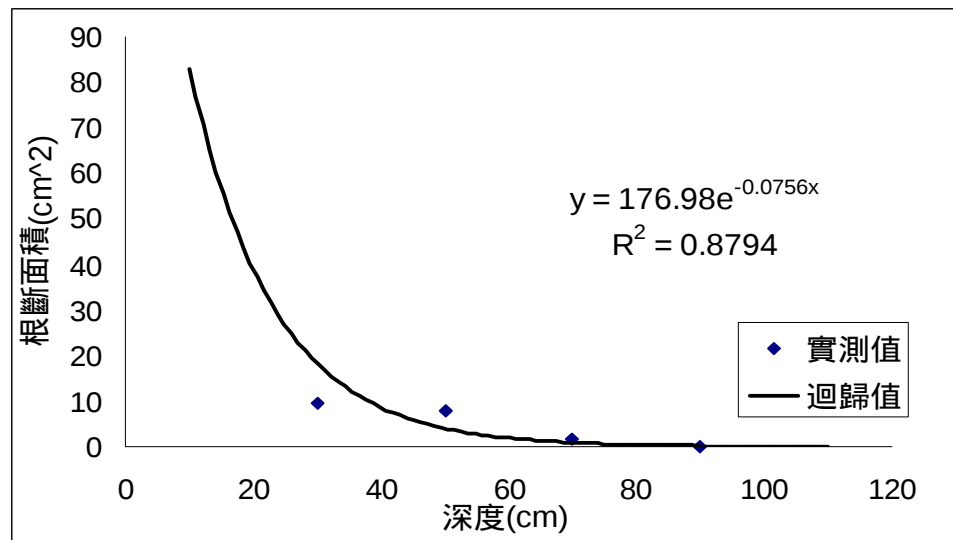


圖 4-5 台灣杉 B1 剖面隨深度之根斷面積變化曲線

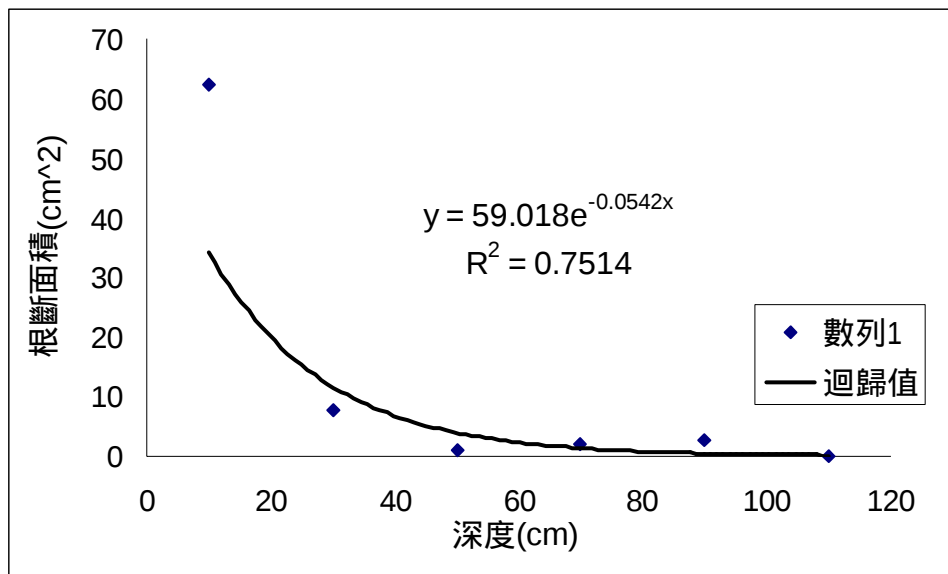


圖 4-6 台灣杉 B2 剖面隨深度之根斷面積變化曲線

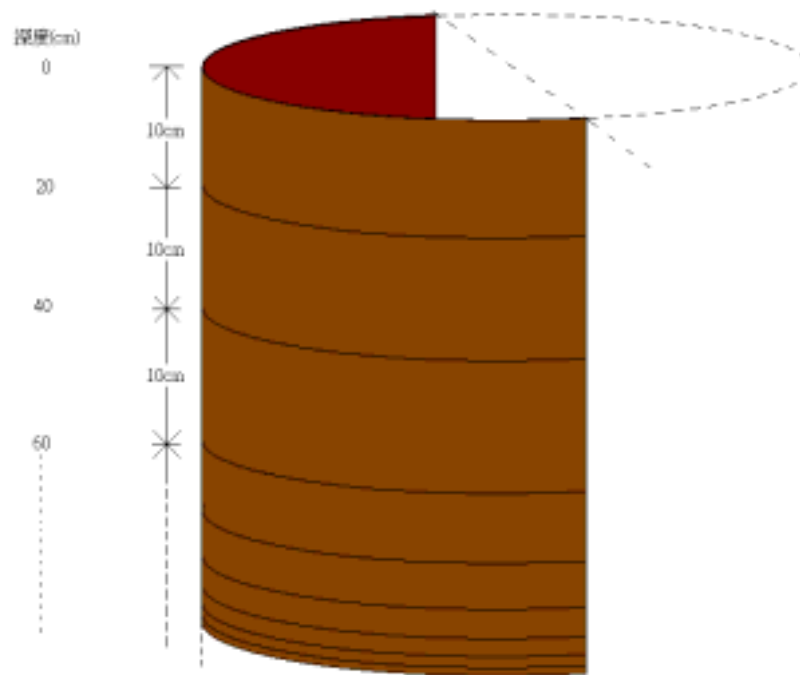


圖 4-7 側向土體分析剖面

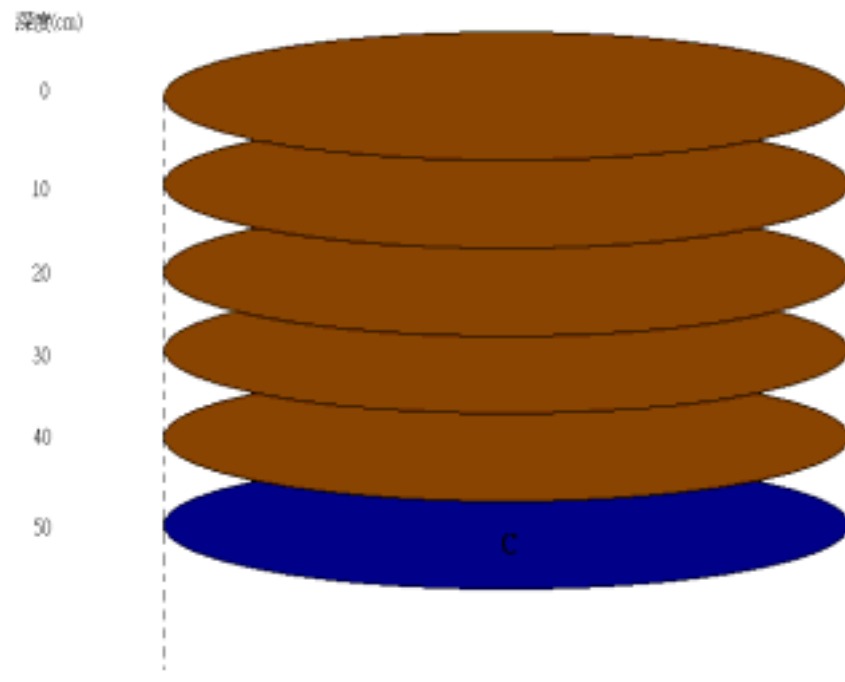


圖 4-8 橫向土體分析剖面

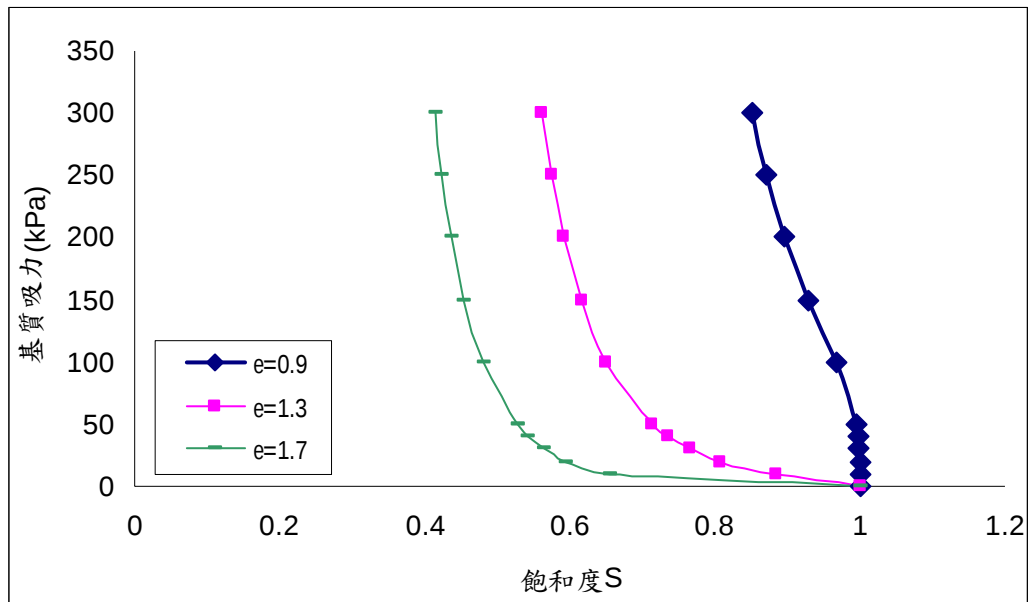


圖 4-9 不同孔隙比下之土壤保水預測曲線

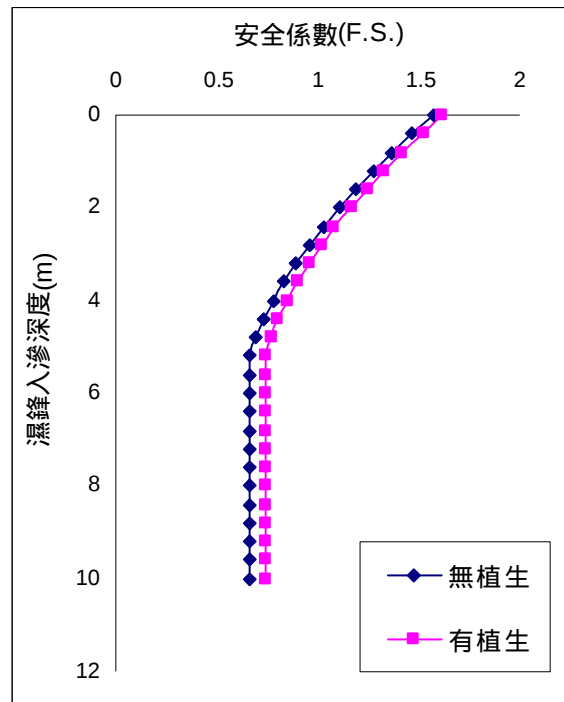


圖 5-1 以 Bishop 法分析 30 度邊坡安全係數與濕鋒入滲深度關係(台灣杉)

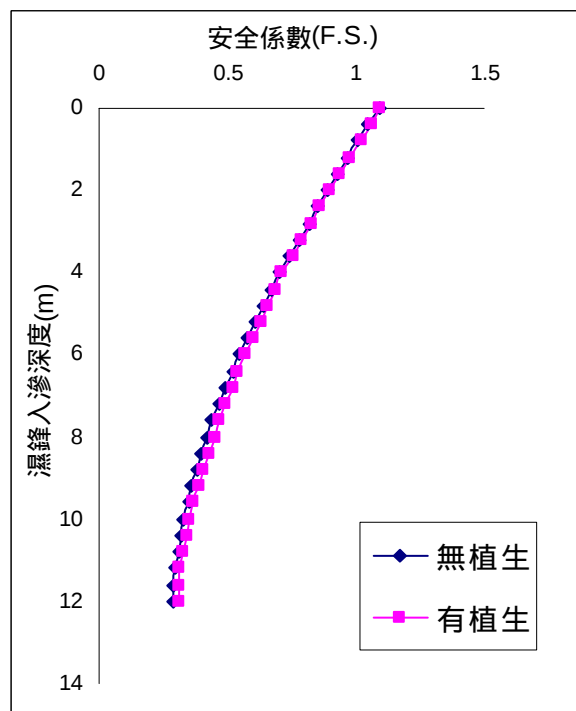


圖 5-2 以 Bishop 法分析 45 度邊坡安全係數與濕鋒入滲深度關係(台灣杉)

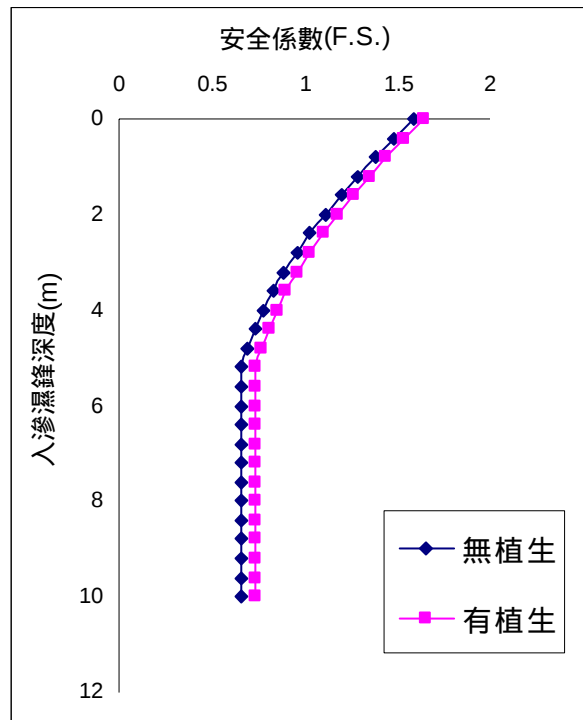


圖 5-3 以 Janbu 法分析 30 度邊坡安全係數與濕鋒入滲深度關係(台灣杉)

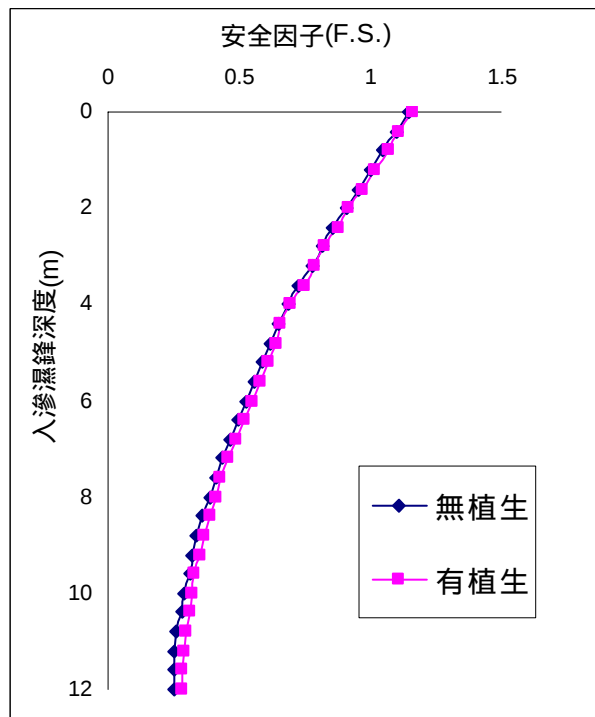


圖 5-4 以 Janbu 法分析 45 度邊坡安全係數與濕鋒入滲深度關係(台灣杉)

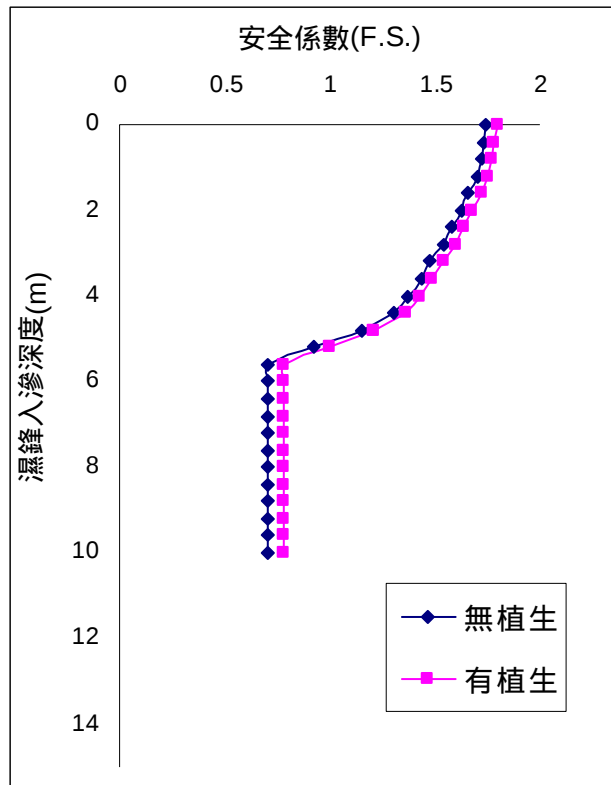


圖 5-5 以 myself 法分析 30 度邊坡安全係數與濕鋒入滲深度關係(台灣杉)

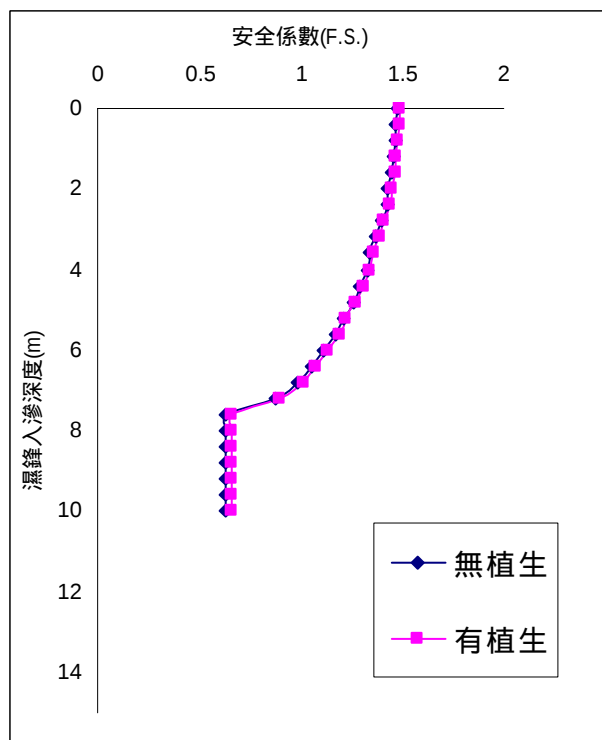


圖 5-6 以 myself 法分析 35 度邊坡安全係數與濕鋒入滲深度關係(台灣杉)

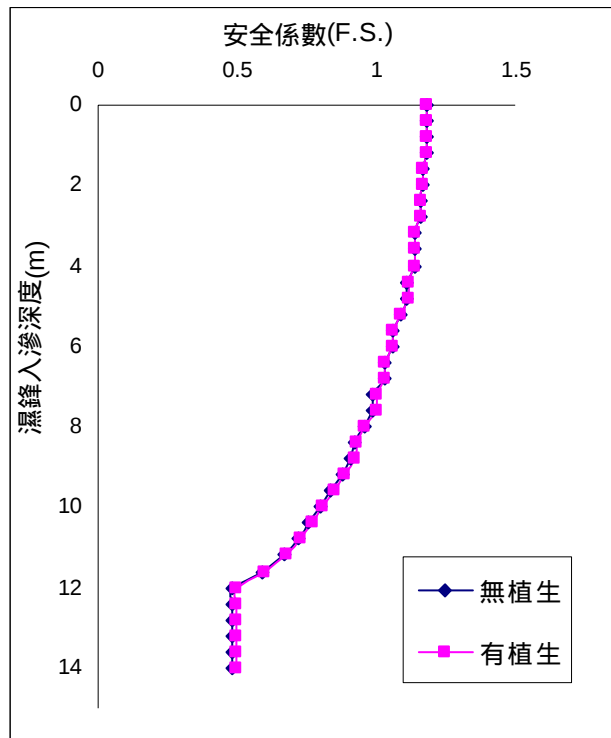


圖 5-7 以 myself 法分析 45 度邊坡安全係數與濕鋒入滲深度關係(台灣杉)