

生態工程中植生根系對飽和 —未飽和邊坡穩定影響之模式分析

Simulation of Saturated - Unsaturated Slope Stability on the Influence of Root of Plants in Ecological Engineering

國立台灣大學 生物環境系統工程學 研究所博士生	國立台灣大學 生物環境系統工程學 研究所碩士	中國科技大學 土木工程系教授	國立台灣大學 生物環境系統工程學系教授 暨水工試驗所主任
馬國宸*	李奕達	陳主惠	譚義績
Kuo-Chen Ma	I-Ta Lee	Chu-Hui Chen	Yih-Chi Tan

摘要

植生的應用乃為生態工程當中不可或缺的重要元素，然而在邊坡穩定上植生之施工為必然的趨勢，其根系對於邊坡穩定之效益在以往許多研究中可以有相當程度的了解。但大體來說，植生對於邊坡穩定之影響不完全侷限於根系力學上，尚有許多不同的影響因子，例如：樹重、風載力、降雨截流以及土壤水份的變化等，這些都會影響植生在邊坡穩定上的結果。

本文乃利用模式分析去探討在不同坡度及土壤水份分佈之下，植生根系的存在對於邊坡穩定上實際效果。在根系力學的模式當中，本研究利用吳正雄(1990)「植生根力與坡面穩定關係之研究」中，其對台灣杉及山黃麻的根系力學所做的分析結果作為基礎，再利用 Geo-Slope 中的 Slope/W (1991) 地層及破壞面上的資料，最後經由 8 種不同土壤水份情況下的 Bishop 修正分析法及 Janbu 簡化分析法去分析破壞面上無植生及不同植生方式下之邊坡安全係數值。

分析結果發現，台灣杉及山黃麻於破壞面最深深度 1.3m 之破壞面上分別可提升安全係數 0.88~1 及 0.77~0.93；於破壞面最深深度 3.4m 之破壞面上，台灣杉及山黃麻分別可提升安全係數 0.05~0.13 及 0.04~0.12；但是，在破壞面最深深度 4.9m 之破壞面上，台灣杉與山黃麻之安全係數變化介於 -0.01 至 0.05 之間；然而在更深之破壞面上植生根系所能增加之安全係數皆於 0.03 以下，於邊坡土壤水份乾燥狀態下甚至使得安全係數降低 0.017，顯示植生根系對較深破壞面上的土壤抗剪強度毫無作用，甚至會讓邊坡安全係數降低。在實際應用方面，各類植生特性必有其適合邊坡類型

*通訊作者，台灣大學生物環境系統工程學研究所博士生，106 台北市大安區羅斯福路 4 段 1 號，d90622007@ntu.edu.tw

或坡地生態工程設計，必須經由更精準的研究分析，才能夠找出真正適用於特定邊坡上的生態工程。

關鍵詞：邊坡穩定，土壤水份，安全係數，生態工程。

ABSTRACT

Planting is an indispensable element of ecological engineering. It is the ultimate option for slope stabilization. Past studies have shed light on the effect of the roots in steadyng gradients.

This paper utilized pattern analysis to explore the impact of planting on slope stabilization under different slope grades and hydrological conditions. The mechanical model of the root system in this study is based on "Relations of Root System Mechanics and Slope Stability" (Wu, 1990) in which he studied root system mechanics of Taiwan fir and Mountain jute. Geological layer and destruction surface data of Slope/W (1991) are then utilized. Finally through Bishop's adjusted analysis method and Janbu's simplified analysis method under 8 different soil water content conditions, slope safety coefficients of destruction surface without plant or with plants of different kinds.

The results indicated Taiwan fir and Mountain jute are capable of raising safety coefficients of destruction surface at 1.3m under from 0.88 to 1 and from 0.7 to 0.93 respectively. At the destruction surface at 3.4m under Taiwan fir and Mountain jute are capable of raising safety coefficients from 0.05 to 0.13 and from 0.04 to 0.12 respectively. At the destruction surface at 4.9m under, changes in safety coefficients caused by Taiwan fir and Mountain jute are both from -0.01 to 0.05. At deeper destruction surface increases in safety coefficient caused by planting are all below 0.03. Under lower soil water content of slope conditions, the safety coefficient is decreasing 0.017, indicating the fact that at deeper destruction surface planting does not enhance the safety coefficient and may cause it to decrease. In practice, there must be its slope type or ecology engineering design that is suitable for while planting characteristics of all kinds. Detailed study and analysis are required for identifying the suitable ecological engineering for a particular slope.

Keywords: Slope stabilization, Soil water content, Safety coefficient, Ecological engineering.

一、前 言

1.1 前言

台灣山坡地水文及地文特徵乃為陡峻、河川水流急以及降雨強度大且延時短，對於邊坡崩塌或土石流之防治極為不易，而颱風其間或之後免不了伴隨著邊坡崩塌或土石流，近年來最具有代表性的有艾利颱風(2004.7)、桃芝颱風(2001.7)以

及納莉颱風(2001.9)，皆造成上百人死亡，尤以艾利颱風造成新竹五峰鄉山土石流發生，使得山脚下村落一夜之間遭到埋村之命運，而五峰鄉山土石崩塌處屬於原生作物生長處，其崩塌之發生使得邊坡上植生對於穩定度的影響受到質疑。

利用植生保護邊坡主要可以抑制沖蝕以及淺層的崩坍，對於植生根系無法到達的深處所能夠造成的影響效益還有待商榷，相較之下選擇樹

表 1.2-1 冬青菊及苦藍盤之根力關係表(黃俊仁, 2001)

引拔抗力與最大地際直徑之關係			
植物種	迴歸關係式	準確率	估計範圍
冬青菊	$F_a = 14.798e^{0.118D_a}$	$R^2 = 0.832$	$9.21 \leq D_a \leq 24.49$
苦藍盤	$F_b = 2.936D_b^{1.421}$	$R^2 = 0.835$	$7.56 \leq D_b \leq 19.40$
引拔抗力與地上部濕重之關係			
冬青菊	$F_a = 41.147e^{0.021X_a}$	$R^2 = 0.797$	$59 \leq X_a \leq 513$
苦藍盤	$F_b = 14.244X_b^{0.386}$	$R^2 = 0.574$	$47 \leq X_b \leq 641$
根段拉力與根徑之關係			
冬青菊	$F_{tb} = 1.2579D_{tb}^{1.6818}$	$R^2 = 0.9325$	$0.7 \leq D_{tb} \leq 4.6$
苦藍盤	$F_{ta} = 0.8988D_{ta}^{2.2117}$	$R^2 = 0.8507$	$0.4 \leq D_{ta} \leq 5.7$

種配合適宜之立地條件將是其重要課題。令人所熟知的案例即為造成南投地區高度山崩土石流災害的事件；還有大量種植淺根特性的檳榔樹於高危險的陡坡上，以致於其淺根之特性無法控制崩坍之發生，待降雨入滲之後就會造成更大的坡地災害。

1.2 文獻回顧

根系對於土壤凝聚力之補強效應，就如同鋼筋對於混凝土之補強。黃俊仁(2001)曾計算出冬青菊以及苦藍盤的引拔抗力與最大地際直徑、地上部濕重之間的相互迴歸模式關係；以及根段拉力及根徑之間的相互迴歸模式關係，如表 1.2-1 所示。

邊坡之安全係數是以靜力平衡之觀點為理論基礎，分析作用於單位體積之土層推移力 τ_D 為土砂重量與水體重量等沿邊坡斜面分量之總合，平行於底床斜面；而單位體積之土層阻抗力以 τ_R 表示之，將 τ_D 與 τ_R 之關係以 $F.S.=\tau_R/\tau_D$ 表示之，當 F 大於 1 時土層為穩定；反之若是 F 小於 1 的話土層即為不穩定；但如果安全係數為 1 時，則介於穩定及不穩定間的臨界點，此時必須經由外力如：人為破壞、地震、降雨或是地下水位高漲等之干擾，即發生土石崩塌。

二、理論基礎

2.1 根力計算

根垂直剪力帶根力模式由 Wu, T. H. (1976, 1979, 1980) 所推衍，其假設一實根垂直定位於破壞面上，且假設根株的拉力強度均能完全傳送。這些力量則轉換成為增加的剪力阻抗或稱為根凝聚應力，即為根系提供土壤剪力強度的增量 ΔS 。然而其根系提供土壤剪力強度的增量 ΔS 可如下式表示：

t_r : 單位土壤剖面上之根拉力強度(N/m^2)；
 β : 根的剪力位移角。

方程式中的未知數爲剪力位移角 β 以及內摩擦角 ϕ' ，根據 Waldron (1977) 研究結果證實根的剪力位移角 β 介於 $45\text{--}50^\circ$ 之間。Wu (1976) 對野外觀測根系的研究指出 β 介於 $45\text{--}70^\circ$ 之間爲最多，而內摩擦角 ϕ' 則幾乎是在 $20\text{--}40^\circ$ 之間，則所欲求之 $\sin\beta + \cos\beta \tan\phi'$ 為 0.92 至 1.31 之範圍內。因此取其平均值 1.12 取代之，2.1 式可改寫爲

2.2 式即為 Wu, T.H. 所推衍之根系提供土壤剪力

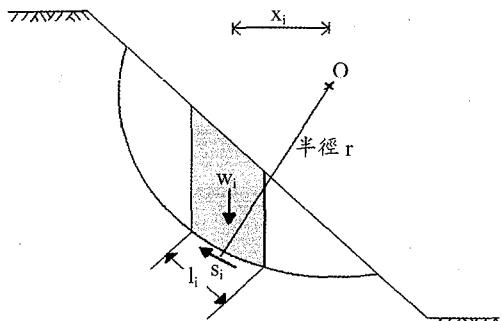


圖 2.2-1 Bishop 修正分析法之破壞圓示意圖

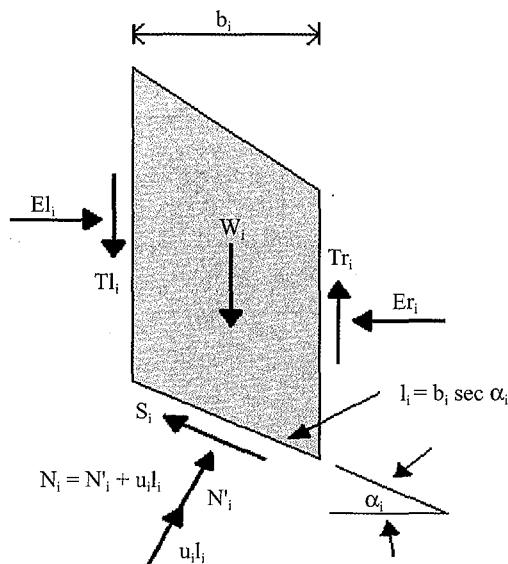


圖 2.2-2 Bishop 修正分析法之切片作用力圖

強度的增量之簡化式。

2.2 安全係數模式

坡面安定分析的方法可分為極限平衡法(Limited equilibrium analysis)與變形分析(Deformation analysis)兩大類。極限平衡法可分為單一自由體分析法(Freebody analysis)及切片分析法(Slices analysis)，其中 Bishop 修正分析法為極限平衡法中的切片分析法。

Bishop 修正分析法(Bishop's modified method)為 Bishop 於 1955 年所發展出來。其理論依據在於力矩及力之平衡。破壞圓示意圖以及切片作用力圖如圖 2.2-1 及圖 2.2-2 所示。假設切片

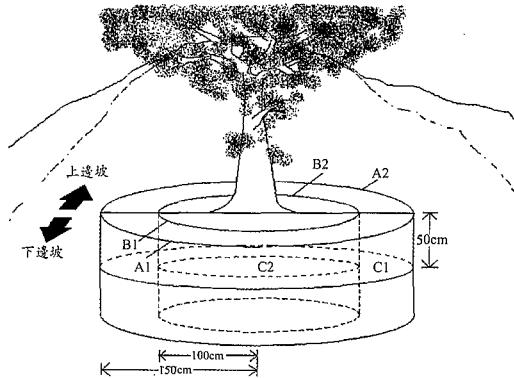


圖 3.1-1 土壤剖面挖掘示意圖

間的剪力合力為零，並且利用力矩平衡的方式做分析，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，相較於一般切片法為嚴謹，而其推求出來的安全係數模式如式所示。

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{1}{m\alpha_i} \{c'b_i + (W_i - u_ib_i)\tan\phi'\}}{\sum_{i=1}^n W_i \sin\alpha_i} \quad \dots\dots (2.3)$$

2.3 式即為 Bishop 所推求出的安全係數模式。

三、模式推導

3.1 根力模式之推導

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原始資料來源，其採用的根系型態調查方式為分區全面挖掘法，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。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，而山黃麻之根系型態調查方式與台灣杉無異。其示意圖如 3.1-1 所示。

此試驗地之人工造林根系調查將分為 6 個剖面進行調查，其剖面分別為 A1、A2、B1、B2、C1 及 C2，然而 A1、A2、B1 及 B2 此四個半圓弧形斷面將依深度每 20cm 調查個別至深度 120cm，其中每個剖面的根數以及根斷面積的調查如表 3.1-1 所述。其中 R.N. 為各剖面在各深度

表 3.1-1 台灣杉各剖面根系分佈情形（吳正雄，1990）

剖面	深度	剖面深度 (cm)						合計 Total
		0-20	20-40	40-60	60-80	80-100	100-120	
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
A2	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
B2	R.N	64.5	68	47	34	20	7	240.5
	%	26.8	28.3	19.5	14.1	8.3	3.0	100
B1	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
C	R.N	265.5	117	84.5	56.5	5.5		529
	%	50.2	22.1	16.0	10.7	1.0		100
B2	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
B1	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
C	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
	R.N	No Data						63.5
	R.A							21.8539

表 3.1-2 台灣杉各剖面計算根力強度（吳正雄，1990）

項目 剖面	拉力強度 (kgf)	根斷面積 Ar (cm^2)	平均拉力強度 Tr (kgf/cm^2)	根面積比 Ar/As	單位拉力強度 t_r (kgf/m^2)	K 值	根力強度 ΔS (kgf/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

下的根數，R.A.為各剖面在各深度下的根斷面積 (cm^2)，%為 R.N.以及 R.A.在各剖面中不同深度所佔的百分比。

在本研究中發現，根系調查結果中未能得到根系分佈隨著深度在與地面平行的斷面上的變化，只能獲得側向剖面根系分佈。而吳正雄再將每個剖面的根系做根段拉力試驗，且得到各個剖面下的根系平均拉力強度後，將其代入 2.2 式可得表 3.1-2。

本研究於表 3.1-2 中發現，在計算根力強度時，單一剖面的平均拉力強度 Tr 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。且發現在各剖面下不同深度的斷面積 As 也相同，故本研究推論 $\Delta S = 1.12 \times T_r \times \left(\frac{A_r}{A_s} \right)$ 中的 ΔS 與 Ar 成正比，根斷面積 Ar 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，故本研究將台灣杉各

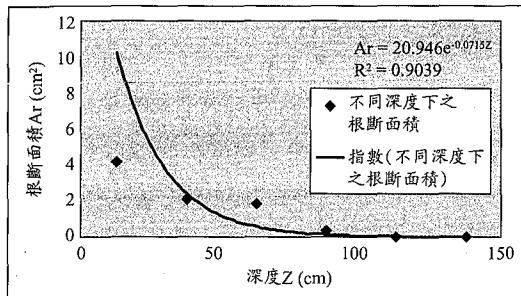


圖 3.1-2 台灣杉 A1 剖面隨深度之根斷面積變化曲線

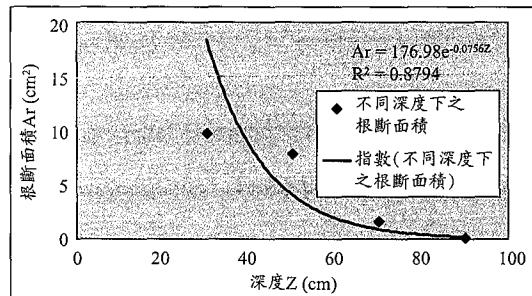


圖 3.1-4 台灣杉 B1 剖面隨深度之根斷面積變化曲線

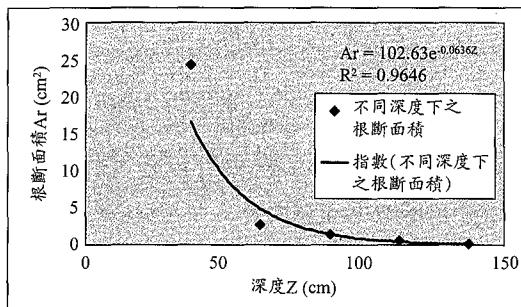


圖 3.1-3 台灣杉 A2 剖面隨深度之根斷面積變化曲線

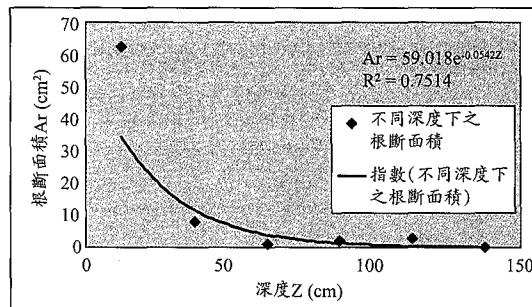


圖 3.1-5 台灣杉 B2 剖面隨深度之根斷面積變化曲線

側向剖面上的根斷面積隨著深度的分布。其中本研究取各深度的中間值為深度的計算值。

由上圖 3.1-2 至 3.1-5 可知，其以指數回歸的方式所得到的 R^2 值皆高於 0.75，而 R^2 值之所以具有明顯之趨勢，原因則為根系在側向剖面中，隨著深度上的發展有顯著的趨勢。然而接下來本研究將利用趨勢最為明顯的 A2 剖面積之根系隨深度之變化作為接下來分析的重點。

在分析過程中，本研究最初於吳正雄的試驗當中所得到的數據皆為側向土體剖面的根斷面積隨深度之變化。但在邊坡上深層不穩定之破壞面往往平行於坡面，故根系力學對於邊坡較深層處之穩定效果乃取決於平行於坡面之單位面積土壤下的根系強度，故本研究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。

根面積在 A2 剖面上的分佈($R^2=0.9646$)，其根面積與深度之曲線方程式為

$$A_r = 102.63 \times e^{-0.0636Z} \quad \dots \dots \dots (3.1)$$

A_r ：根面積(cm^2)

Z：深度(cm)

因為側向根斷面積分佈並不是分析上所需要的數據，但其隨著深度所呈現出來的趨勢可以幫助本研究更進一步地分析。故本研究將方程式中的趨勢留下，將 3.1 式改寫成

$$A_r = e^{-0.0636Z} \quad \dots \dots \dots (3.2)$$

再將 3.2 式中等號右邊加入一待定係數 H，使其方程式能夠符合台灣杉橫向之根面積隨深度變化的曲線

$$A_r = H \times e^{-0.0636Z} \quad \dots \dots \dots (3.3)$$

其中關於橫向剖面的資料，只有位於地表下 50 公分處 C 剖面之數據，故本研究取半徑為 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。3.3 式為橫向根面積與深度之關係式，則根力強度與根面積之相關式為

$$\Delta S = 1.12 \times T_r \times \left(\frac{A_r}{A_s} \right) \quad \dots \dots \dots (3.4)$$

將上式移項可得

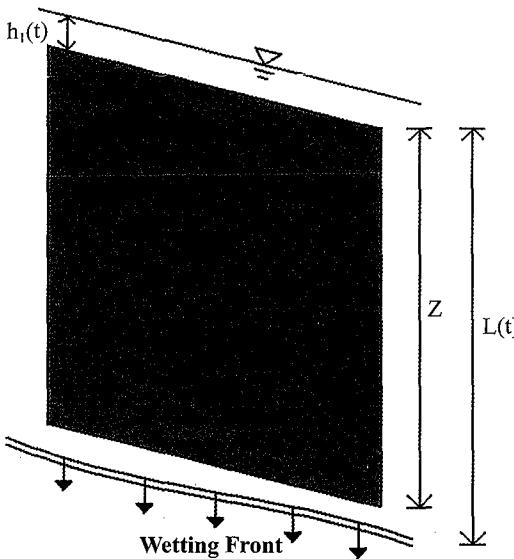


圖 3.2-1 破壞面於濕鋒線上

(2004)所推導之孔隙水壓水頭

$$h^*(z, t) = \left(\frac{-\varphi - h_i(t)}{L(t)} \right) z + h_i(t) \quad \dots \dots \dots (3.15)$$

其中 φ 為濕鋒前之負孔隙水壓水頭

則各切片之有效正向力即為正向力扣除孔隙水壓水頭項

$$\begin{aligned} N'(z, t) &= [(1-n)s_g z + nz + h_i(t) - h^*(t, z)] \gamma_w b \cos \alpha + S_w b \cos \alpha \\ &\quad \dots \dots \dots (3.16) \end{aligned}$$

依據庫倫定律(coulomb theory)，切片上之土層阻抗力 $\tau_R(z)$ 為土粒間有效凝聚力 c' 與有效正向應力 N' 之總和乘上摩擦角，而植生作用之因素，其土壤有效凝聚力為 $c' + c'_R$ ，則安全係數可表示為

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{1}{m_{\alpha i}} \left\{ (c' + c'_{R_i}(z_i)) b_i + [(1-n)s_g z_i + nz_i + h_i(t) - h^*(t, z_i)] \gamma_w b_i \tan \phi' + S_{w_i} b_i \tan \phi' \right\}}{\sum_{i=1}^n \left\{ [(1-n)s_g z_i + nz_i + h_i(t)] \gamma_w b_i \sin \alpha_i + S_{w_i} b_i \sin \alpha_i + D_i \right\}} \dots \dots \dots (3.17)$$

Case2. 破壞面上無濕鋒存在或有地下水位存在

當破壞面上完全乾燥($d=0$)或有地下水位($d>0$)時，其破壞面示意圖如 3.2-2 所示，則切片上之重量分別為土砂重量、地下水重以及樹重之總和，可表示為

$$W(z) = [(1-n)s_g z + s_3 n(z-d) + nd] \gamma_w b + S_w b \sin \alpha + D \quad \dots \dots \dots (3.18)$$

其中 s_3 為濕鋒入滲前非飽和帶之飽和度

滑動力可表示為

$$\begin{aligned} \tau_D(z) &= [(1-n)s_g z + s_3 n(z-d) + nd] \gamma_w b \sin \alpha + S_w b \sin \alpha + D \\ &\quad \dots \dots \dots (3.19) \end{aligned}$$

因切片上無濕鋒存在，故孔隙水頭為 d ，則有效正向力即為正向力

$$\begin{aligned} N'(z) &= [(1-n)s_g z + s_3 n(z-d) + nd - d] \gamma_w b \cos \alpha + S_w b \cos \alpha \\ &\quad \dots \dots \dots (3.20) \end{aligned}$$

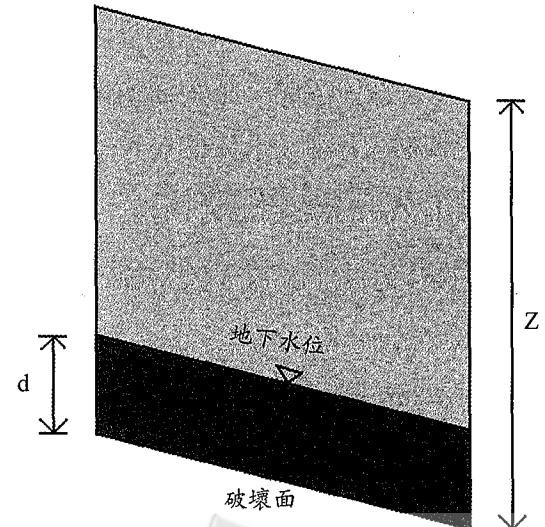


圖 3.2-2 破壞面上無濕鋒存在

則安全係數可表示為

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{1}{m_{\alpha_i}} \left\{ (c' + c'_{R_i}(z_i)) b_i + [(1-n)s_g z_i + s_{3i} n(z_i - d_i) + n d_i - d_i] \gamma_w b_i \tan \phi' + S_{w_i} b_i \tan \phi' \right\}}{\sum_{i=1}^n \left\{ [(1-n)s_g z_i + s_{3i} n(z_i - d_i) + n d_i] \gamma_w b_i \sin \alpha_i + S_{w_i} b_i \sin \alpha_i + D_i \right\}} \quad (3.21)$$

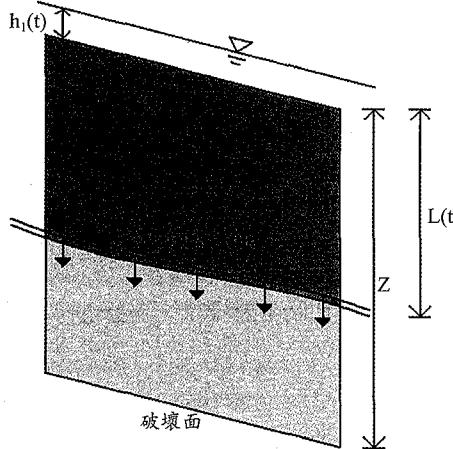


圖 3.2-3 破壞面於濕鋒線下

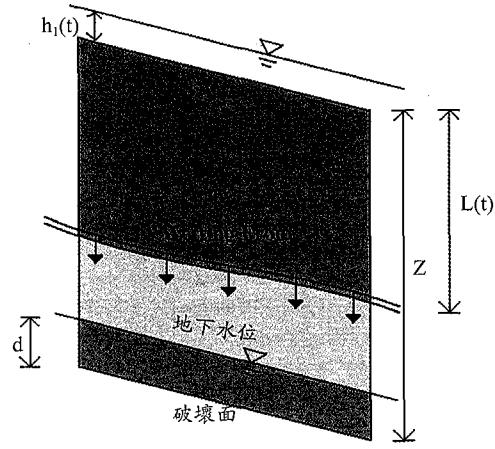


圖 3.2-4 破壞面上具有地下水位面及濕鋒線

Case3. 破壞面於濕鋒線下

當破壞面於濕鋒線下時，其破壞面示意圖如 3.2-3 所示，則切片上之重量為土砂重量、濕鋒水重、非飽和土體水重、樹重以及逕流水重等之總和，可表示為

$$W(z, t) = [(1-n)s_g z + s_1 n(z - L(t)) + nL(t) + h_l(t)] \gamma_w b + S_w b \quad (3.22)$$

其中 s_1 為濕鋒下非飽和帶之飽和度

$$s_1 = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (3.23)$$

滑動力可表示為

$$\tau_R(z, t) = \frac{1}{m_\alpha} \left\{ (c' + c'_{R_i}(z_i)) b_i + [(1-n)s_g z_i + s_{1i} n(z_i - L_i(t)) + nL_i(t) + h_{l_i}(t) - \chi h^{**}] \gamma_w b_i \tan \phi' + S_{w_i} b_i \tan \phi' \right\} \quad (3.26)$$

則安全係數可表示為

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{1}{m_{\alpha_i}} \left\{ (c' + c'_{R_i}(z_i)) b_i + [(1-n)s_g z_i + s_{1i} n(z_i - L_i(t)) + nL_i(t) + h_{l_i}(t) - \chi h^{**}] \gamma_w b_i \tan \phi' + S_{w_i} b_i \tan \phi' \right\}}{\sum_{i=1}^n \left\{ [(1-n)s_g z_i + s_{1i} n(z_i - L_i(t)) + nL_i(t) + h_{l_i}(t)] \gamma_w b_i \sin \alpha_i + S_{w_i} b_i \sin \alpha_i + D_i \right\}} \quad (3.27)$$

Case4. 破壞面上具有地下水位面及濕鋒線

當破壞面於濕鋒線下且有一地下水位時，其破壞面示意圖如 3.2-4 所示，則切片上之重量分別為土砂重量、非飽和土體水重、濕鋒水重、地下水重、逕流水重以及樹重等之總和，可表示為

$$W(z, t) = [(1-n)s_g z + s_1 n(z - L(t) - d) + nL(t) + nd + h_1(t)] \gamma_w b + S_w b \quad \dots(3.28)$$

其中 s_1 為濕鋒下之非飽和層的飽和度，而 d 為地下水位相對於破壞面之水頭高度，滑動力可表示為

$$\tau_D(z, t) = [(1-n)s_g z + s_1 n(z - L(t) - d) + nL(t) + nd + h_1(t)] \gamma_w b \sin \alpha + S_w b \sin \alpha + D \quad \dots(3.29)$$

在此種情境模式下，由於地下水位對於破壞面上孔隙水壓較濕鋒水份所造成之影響來的大，故本研究忽略濕鋒所造成之孔隙水壓變化，由地下水位之水頭差作為其破壞面上孔隙水壓變化之根據，則其有效正向力

$$N'(z, t) = [(1-n)s_g z + s_1 n(z - L(t) - d) + nL(t) + nd + h_1(t) - d] \gamma_w b \cos \alpha + S_w b \cos \alpha \quad \dots(3.30)$$

阻抗力可寫為

$$\tau_R(z, t) = \frac{1}{m_\alpha} \{ (c' + c'_R(z_i)) b + [(1-n)s_g z + s_1 n(z - L(t) - d) + nL(t) + nd + h_1(t) - d] \gamma_w b \tan \phi' + S_w b \tan \phi' \} \quad \dots(3.31)$$

則安全係數可表示為

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{1}{m_{\alpha_i}} \{ (c' + c'_R(z_i)) b_i + [(1-n)s_g z_i + s_{1i} n(z_i - L_i(t) - d_i) + nL_i(t) + nd_i + h_{1i}(t) - d_i] \gamma_w b_i \tan \phi' + S_{wi} b_i \tan \phi' \}}{\sum_{i=1}^n \{ (1-n)s_g z_i + s_{1i} n(z_i - L_i(t) - d_i) + nL_i(t) + nd_i + h_{1i}(t) \} \gamma_w b_i \sin \alpha_i + S_{wi} b_i \sin \alpha_i + D_i} \quad \dots(3.32)$$

Case5. 破壞面上具有地下水位面及降雨停止後所產生之濕鋒帶

當破壞面上有一降雨停止所造成之濕鋒帶，且有地下水位通過時，其破壞面示意圖如 3.2-5 所示，則切片上之重量分別為土砂重量、非飽和土體水重、濕鋒帶水重、地下水重以及樹重等之總和。其中非飽和土體水重分為濕鋒帶以上及濕鋒帶以下，可表示為

$$W(z, t) = [(1-n)s_g z + s_1 n(z - L(t) - d) + s_2 nL'(t) + n(L(t) - L'(t)) + nd] \gamma_w b + S_w b \quad \dots(3.33)$$

其中 $L'(t)$ 為濕鋒帶上之非飽和層深度，而 s_1 、 s_2 分別為濕鋒帶以下跟以上之非飽和層的飽和度。根據 Case4 之假設，其孔隙水壓為 $\gamma_w d$ ，則有效正向力為

$$\tau_D(z, t) = [(1-n)s_g z + s_1 n(z - L(t) - d) + s_2 nL'(t) + n(L(t) - L'(t)) + nd - d] \gamma_w b \cos \alpha + S_w b \cos \alpha \quad \dots(3.34)$$

滑動力可表示為

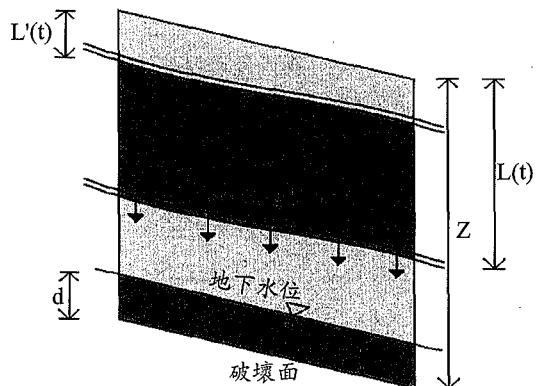


圖 3.2-5 破壞面上具有地下水位面及降雨停止後所產生之濕鋒帶

$$\tau_D(z, t) = [(1-n)s_g z + s_1 n(z - L(t) - d) + s_2 nL'(t) + n(L(t) - L'(t)) + nd] \gamma_w b \sin \alpha + S_w b \sin \alpha + D \quad \dots(3.35)$$

阻抗力可寫為

$$\tau_R(z, t) = \frac{1}{m_\alpha} \left\{ (c' + c'_R(z_i))b + [(1-n)s_g z + s_{l_1}n(z - L(t) - d) + s_{2i}nL'(t) + n(L(t) - L'(t)) + nd - d] \gamma_w b \tan \phi' + S_w b \tan \phi' \right\} \dots (3.36)$$

則安全係數可表示為

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{1}{m_{\alpha_i}} \left\{ (c' + c'_{R_i}(z_i))b_i + [(1-n)s_g z_i + s_{l_1}n(z_i - L_i(t) - d_i) + s_{2i}nL'_i(t) + n(L_i(t) - L'_i(t)) + nd_i - d_i] \gamma_w b_i \tan \phi' + S_{w_i} b_i \tan \phi' \right\}}{\sum_{i=1}^n \left\{ (1-n)s_g z_i + s_{l_1}n(z_i - L_i(t) - d_i) + s_{2i}nL'_i(t) + n(L_i(t) - L'_i(t)) + nd_i \right\} \gamma_w b_i \sin \alpha_i + S_{w_i} b_i \sin \alpha_i + D_i} \dots (3.37)$$

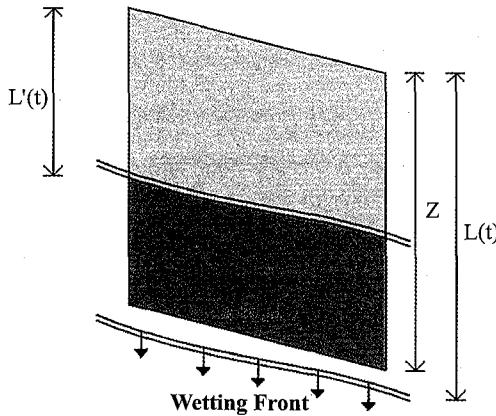


圖 3.2-6 降雨停止後之濕鋒帶通過破壞面

Case6. 降雨停止後之濕鋒帶通過破壞面

當濕鋒帶通過破壞面時，其破壞面示意圖如 3.2-6 所示，則切片上之重量分別為土砂重量、破壞面上濕鋒帶水重、濕鋒帶上非飽和土體水重以及樹重等之總和，可表示為

$$W(z, t) = [(1-n)s_g z + n(z - L'(t)) + s_{2i}nL'(t)] \gamma_w b + S_w b \dots (3.38)$$

滑動力可表示為

$$\tau_D(z, t) = [(1-n)s_g z + n(z - L'(t)) + s_{2i}nL'(t)] \gamma_w b \sin \alpha + S_w b \sin \alpha + D \dots (3.39)$$

考慮非飽和土層基值吸力(負孔隙水壓)之影響，非飽和層之阻抗力由下所示

$$\tau_r(z) = c + [N - u_a - \chi(u_a - u_w)] \tan \phi' \dots (3.40)$$

將 $h^{**} = \frac{u_a - u_w}{\gamma_w}$ 代入阻抗力之關係式

$$\tau_R(z, t) = \frac{1}{m_\alpha} \left\{ (c' + c'_R(z_i))b + [(1-n)s_g z + n(z - L'(t)) + s_{2i}nL'(t) - \chi h^{**}] \gamma_w b \tan \phi' + S_w b \tan \phi' \right\} \dots (3.41)$$

則安全係數可表示為

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{1}{m_{\alpha_i}} \left\{ (c' + c'_{R_i}(z_i))b_i + [(1-n)s_g z_i + n(z_i - L'_i(t)) + s_{2i}nL'_i(t) - \chi h^{**}_i] \gamma_w b_i \tan \phi' + S_{w_i} b_i \tan \phi' \right\}}{\sum_{i=1}^n \left\{ (1-n)s_g z_i + n(z_i - L'_i(t)) + s_{2i}nL'_i(t) \right\} \gamma_w b_i \sin \alpha_i + S_{w_i} b_i \sin \alpha_i + D_i} \dots (3.42)$$

Case7. 濕鋒成為地下水之入滲補注

當濕鋒通過破壞面且成為降雨補注之時，也就是切片達到飽和狀態時，其破壞面示意圖如 3.2-7 所示，切片上之重量分別為土砂重量、破壞面上水重、逕流水重及樹重等之總和，可表示為

$$W(z, t) = [(1-n)s_g z + nz + h_l(t)] \gamma_w b + S_w b \dots (3.43)$$

滑動力可表示為

$$\tau_D(z, t) = [(1-n)s_g z + nz + h_l(t)] \gamma_w b \sin \alpha + S_w b \sin \alpha + D \dots (3.44)$$

其孔隙水壓水頭為 z ，阻抗力可表示為

$$\tau_R(z, t) = \frac{1}{m_\alpha} \left\{ (c' + c'_R) b + [(1-n)s_g z + nz + h_l(t) - z] \gamma_w b \tan \phi' + S_w b \tan \phi' \right\} \dots (3.45)$$

則安全係數可表示為

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{1}{m_{\alpha_i}} \left\{ (c' + c'_R(z_i)) b_i + [(1-n)s_g z_i + n z_i + h_{l_i}(t) - z_i] \gamma_w b_i \tan \phi' + S_{w_i} b_i \tan \phi' \right\}}{\sum_{i=1}^n \left\{ (1-n)s_g z_i + n z_i + h_{l_i}(t) \right\} \gamma_w b_i \sin \alpha_i + S_{w_i} b_i \sin \alpha_i + D_i} \quad (3.46)$$

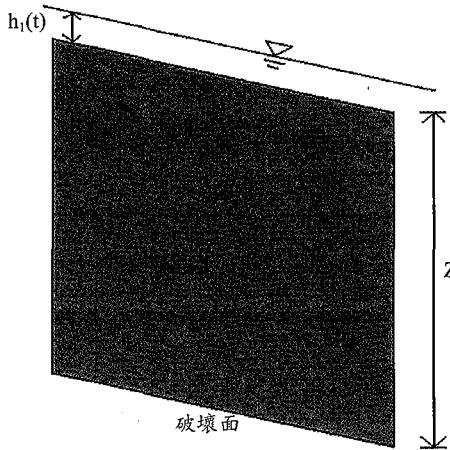


圖 3.2-7 濕鋒成為地下水之入滲補注

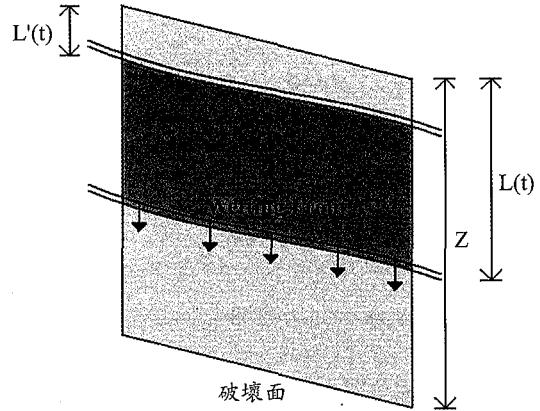


圖 3.2-8 破壞面上具有降雨停止後所產生之濕鋒帶

Case8. 破壞面上具有降雨停止後所產生之濕鋒帶

當破壞面上有一降雨停止後所造成之濕鋒帶，其破壞面示意圖如 3.2-8 所示，則切片上之重量分別為土砂重量、非飽和土體水重、濕鋒帶水重以及樹重等之總和。其中非飽和土體水重分為濕鋒帶以上及濕鋒帶以下，可表示為

$$W(z, t) = [(1-n)s_g z + s_1 n(z - L(t)) + s_2 n L'(t)] \gamma_w b + S_w b \quad (3.47)$$

其中 $L'(t)$ 為濕鋒帶上之非飽和層深度，而 s_1 、 s_2 分別為濕鋒帶以下跟以上之非飽和層的飽和度。根據 Case4 之假設，其孔隙水壓為 $nd\gamma_w$ ，則有效正向力為

$$N'(z, t) = [(1-n)s_g z + s_1 n(z - L(t)) + s_2 n L'(t) + n(L(t) - L'(t)) - \chi h^{**}] \gamma_w b \cos \alpha + S_w b \cos \alpha \quad (3.48)$$

滑動力可表示為

$$\tau_D(z) = [(1-n)s_g z + s_1 n(z - L(t)) + s_2 n L'(t) + n(L(t) - L'(t))] \gamma_w b \sin \alpha + S_w b \sin \alpha + D \quad (3.49)$$

阻抗力可寫為

$$T_R(z, t) = \frac{1}{m_\alpha} \left\{ (c' + c'_R) b + [(1-n)s_g z + s_1 n(z - L(t)) + s_2 n L'(t) + n(L(t) - L'(t)) - \chi h^{**}] \gamma_w b \tan \phi' + S_w b \tan \phi' \right\} \quad (3.50)$$

則安全係數可表示為

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{1}{m_{\alpha_i}} \left\{ (c' + c'_R(z_i)) b_i + [(1-n)s_g z_i + s_{1i} n(z_i - L_i(t)) + s_{2i} n L'_i(t) + n(L_i(t) - L'_i(t)) - \chi_i h_i^{**}] \gamma_w b_i \tan \phi' + S_{w_i} b_i \tan \phi' \right\}}{\sum_{i=1}^n \left\{ (1-n)s_g z_i + s_{1i} n(z_i - L_i(t)) + s_{2i} n L'_i(t) + n(L_i(t) - L'_i(t)) \right\} \gamma_w b_i \sin \alpha_i + S_{w_i} b_i \sin \alpha_i + D_i} \quad (3.51)$$

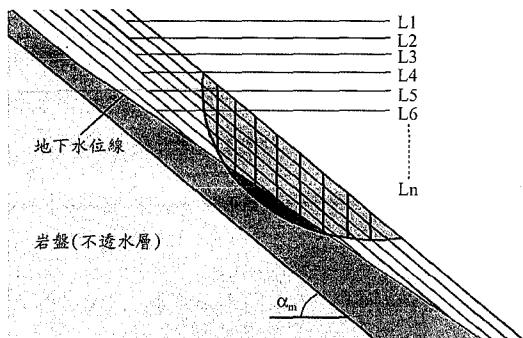


圖 3.3-1 坡面降雨入滲模擬示意圖

3.3 地下水及降雨入滲之設計

在分析模式中的地下水位，本研究設計位於最上坡位置之破壞面切片地下水位為距坡面下10m，且地下水位面隨著邊坡向下而均勻減少，至最下坡位置之破壞面切片地下水位為7m處。

模式中水份入滲的方式，假設其降雨均勻入滲於坡面上各點如圖 3.3-1 所示，其中 L1、L2、L3.....至 Ln 表示隨著時間其濕鋒線的下降趨勢，且其濕鋒線皆平行於坡面，直到濕鋒線均成為地下水補注即停止入滲。而降雨停止時的濕鋒停止線的下降趨勢，從降雨停止後亦循著 L1、L2、L3.....至 Ln 而下降。在模式中，各個濕鋒線之間的距離設計為垂直地表 0.5m，亦即濕鋒每下降 0.5m 作一次安全係數模式運算。

四、模式分析與結果

設計於 45 度邊坡上，5 組不同最深破壞深度之破壞面來進行分析，且令 5 組破壞面編號次序為：

1. NO.1：破壞面最深深度 1.3m 之破壞面
2. NO.2：破壞面最深深度 3.4m 之破壞面
3. NO.3：破壞面最深深度 4.9m 之破壞面
4. NO.4：破壞面最深深度 6.9m 之破壞面
5. NO.5：破壞面最深深度 7.7m 之破壞面

利用以上 5 組不同破壞深度之破壞面，設計模式去分析在不同破壞深度之破壞面上，植生根系對邊坡穩定之效益，其分析內容為降雨持續不間斷的情況下，比較於 5 組不同編號之破壞面上

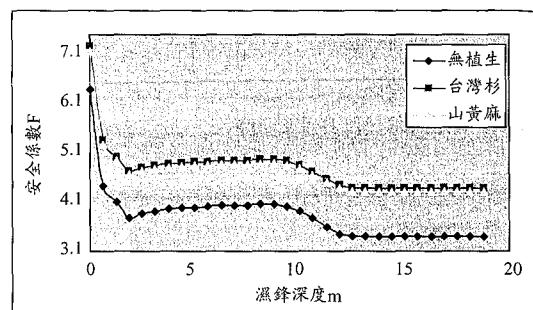


圖 4-1 於 NO.1 破壞面之關係圖

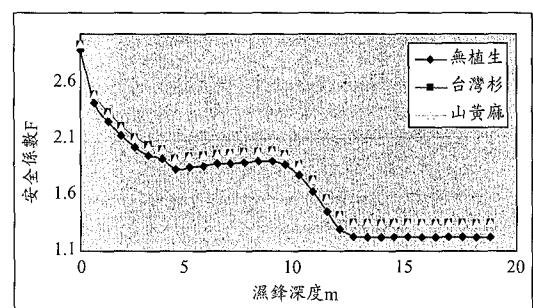


圖 4-2 於 NO.2 破壞面之關係圖

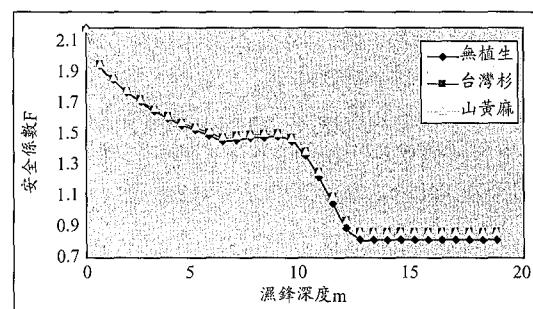


圖 4-3 於 NO.3 破壞面之關係圖

種植台灣杉、山黃麻對於邊坡安全係數之影響。其分析結果如圖 4-1 至圖 4-5 所示。

由分析結果得知，深度較深之破壞面的安全係數，比深度較淺之破壞面來的低。對於 9 組破壞面來說，NO.2~5 之最深破壞面皆有發生土石崩坍的可能。由此可知，破壞較容易發生在邊坡較深處。

由植生根系效益與破壞面深度作分析，台灣杉於 NO.1 之邊坡可提升安全係數約 0.88~1，而山黃麻約可提升 0.77~0.93，台灣杉所能增加之安

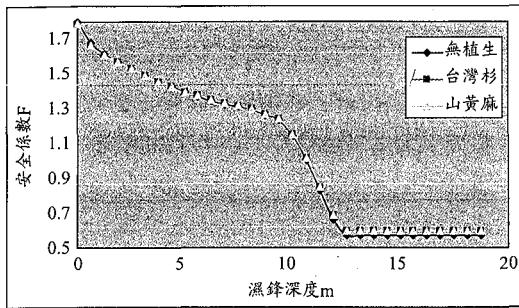


圖 4-4 於 NO.4 破壞面之關係圖

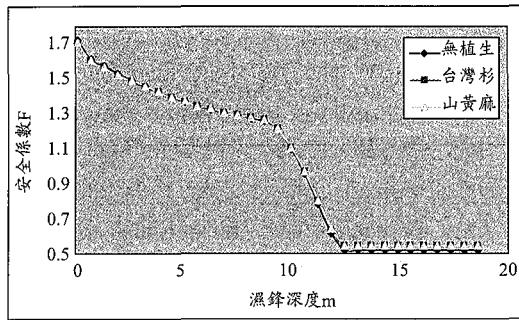


圖 4-5 於 NO.5 破壞面之關係圖

全係數較山黃麻略高約 0.1；於 NO.2 之邊坡，台灣杉可提升安全係數約 0.05~0.13，而山黃麻約可提升 0.04~0.12，台灣杉之安全係數仍然較山黃麻高約 0.01；於 NO.3 之邊坡，台灣杉與山黃麻所能改變的安全係數值約在 -0.01~0.05 之間，其中於邊坡土壤水份較乾燥狀態時，由於植生株體負重的關係，使得安全係數將會較無植生時來得低。然而除了 NO.1 及 NO.2 之破壞面外，山黃麻所能改變的安全係數大多較台灣杉高約 0.001~0.002 之間。然而於 NO.4 至 NO.5 之破壞面上植生，對於安全係數之效益皆於 0.01 以下，於邊坡土壤水份較乾燥狀態下，甚至使得安全係數下降 0.017，顯示邊坡破壞發生在較深層時，植生對安全係數之正面效益將顯的非常低，甚至會讓安全係數降低。

台灣杉植生效益於 NO.1 之破壞面中，其安全係數之增量比山黃麻高約 0.1 左右；而 NO.2 之破壞面中安全係數之增量則比山黃麻高約 0.01；於 NO.3 至 NO.5 之破壞面，台灣杉安全係數增量則小於山黃麻，其顯示山黃麻較能夠增加

深層土體之穩定性，而台灣杉則較能增加淺層之穩定性。由此可知，植生根系對於破壞深度較深之破壞面無顯著之效益，只對淺層破壞有所助益；甚至在較深層之破壞面上，由於根系無法有效通過破壞面，造成植生株體載重於邊坡土壤在低含水量時，安全係數會小幅度的減少。

五、結論與建議

於本文中，利用根力模式推衍出台灣杉與山黃麻根力強度隨深度變化之模式，再配合 Bishop 修正分析法於不同土壤水份分布之 8 種安全係數模式，去分析於不同破壞深度下的安全係數，並相互比較其差異。其分析結果歸納之結論及建議如下：

1. 經模式分析結果，台灣杉及山黃麻於 NO.1 邊坡可提升安全係數約 0.77~1；於 NO.2 邊坡，台灣杉及山黃麻可提升安全係數約 0.04~0.13；於 NO.3 邊坡，台灣杉與山黃麻所能改變的安全係數值約在 -0.01~0.05 之間，而邊坡土壤水份較乾燥時，由於植生株體負重的關係，使得安全係數將會較無植生時低。
2. 以台灣山及山黃麻分析結果相互比較，於 NO.1 邊坡台灣杉所能增加之安全係數較山黃麻略高約 0.1；於 NO.2 邊坡台灣杉之安全係數仍然較山黃麻高約 0.01；於 NO.3 至 NO.5 之破壞面，台灣杉安全係數增量則小於山黃麻，其顯示山黃麻較能夠增加深層土體之穩定性，而台灣杉則較能增加淺層之穩定性。
3. 當降雨發生時，未植生邊坡比較容易發生淺層土石淘刷，而本研究結果可得到植生補強淺層的土體穩定性，使得淺層破壞不會發生，但研究中所分析的台灣杉及山黃麻根系無法有效穿過深層之破壞面，使得深層土體之安全係數依舊不變，如此將無法抑制深層的土石崩坍；而使得原本無植生邊坡可有效抑制淺層土石淘刷，但卻也因此有可能造成更多的土體一次崩壞，且樹體將隨著崩坍而連根拔起，對於坡趾之

建築物或居民帶來更大的威脅。

4. 植生能夠有效阻止邊坡淺層的不穩定，但對於深層的不穩定，由於根系無法深入土體深處，故能夠種植深根且株體重量較輕的作物於邊坡乃是本篇研究中的首項建議，使得邊坡穩定度不因為載重過重造成安全係數的降低，如根系較粗且穿入深度較深的灌木類作為覆蓋。
5. 日後可蒐集其他作物根系資料，以及採取現地試驗配合實驗室試驗去建立更多植生作物的根力隨深度變化之方程式，再利用此模式分析更多不同種類的植生作物、邊坡土壤水份分佈對邊坡穩定之影響。

參考文獻

1. 李伯亨，入滲效應與土石流發生臨界雨量線之探討及應用，碩士論文，國立台北科技大學環境規劃與管理研究所，台北，2003 年。
2. 吳文隆，大地工程學，台北市九樺出版社，1995 年，第 253-307 頁。
3. 吳正雄，台灣杉根力與坡面穩定關係之研究，中華林學季刊，1991 年，24(1)，第 27-39 頁。
4. 吳正雄，崩塌地草本植物根力特性之研究，中華水土保持學報，1990 年，21(1)，第 47-54 頁。
5. 吳正雄，植生根力與坡面穩定關係之研究，博士論文，國立台灣大學森林學研究所，台北，1990 年。
6. 吳正雄，樹根力與坡面穩定關係之研究，中華水土保持學報，1993 年，24(2)：第 23-37 頁。
7. 吳正雄、陳信雄，森林植生根力應用在崩塌地處理上之研究，中華林學季刊，1989 年，22(4)，第 3-19 頁。
8. 林信輝，水土保持植生工程，台北縣高立圖書有限公司，2001 年。
9. 周德培、張俊云，植被護坡工程技術，北京人民交通出版社，2007 年。
10. 陳信雄，有效應力與摩爾應力圖，國立台灣大學森林學系防砂工程學研究室，1998。
11. 黃俊仁，苦藍盤與冬青菊在泥岩地區之根系特性與水份生理之研究，碩士論文，國立中興大學水土保持學系，台中，2001 年。
12. 顏正平，水土保持木本植物根系分佈類型研究，教授升等論文，國立中興大學水土保持學系，台中，1974 年。
13. Anderson, M.G. & K.S. Richards, Slope Stability-Geotechnical Engineering and Geomorphology, 1987, John Wiley & Sons: 187-231.
14. Bishop, A.W., The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Earth Slope, Geotechnique, 1955, 5:7-17
15. D.G. Fredlund, Anqing Xing, M.D. Fredlund, S.L. Barbour, The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve, Can. Geotech. J., 1995, 32, PP.440-448.
16. Donald H.Gray, Robbin B.Sotir, Biotechnical and soil bioengineering slope stabilization: A practical guide for erosion control, New York: John Wiley & Sons, 1996.
17. Gray, D.H. & A.T.Leiser, Biotechnical Slope Protection and Erosion Control, Van Nostrand Reinhold C. 1982. PP.37-82.
18. Gray, D.H. & O.Harukazu, Mechanics of fiber Reinforcement in Sand, J. of Geot. Eng., 1983,109(3): 335-353.
19. Gray, D.H. & W.F. Megaham, Forest Vegetation Removal and Slope Stability in the Idaho Batholith, Intermountain Forest and Range Experiment Station Research Paper Int-271,Forest Service U.S. 1981.
20. Janbu, N., Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis, Proc. European Conf. on Stability of Earth Slopes, Sweden, 1954, Vol.3, pp.43-49.
21. Waldron, L.J., The Shear Resistance of Root-Permeated Homogeneous and Stratified Soil,

- Soil Sci. SOC. AM. , 1977, 41:843-849.
22. Wu, T.H., Investigation of Landslides on Prince of Wales Island Alaska, Geotech. Eng. Rep. No.5, Dep. Civil Eng, Ohio State Univ, Columbus, 1976, PP.94.
23. Wu, T.H., W.P. Mckinnell, & D.N. Swanston, Strength of Tree Root and Landslides on Prince of Wales Island Alaska, Canadian Geotech,
- 1979, J.16(1):19-33.
24. Wu, T.H. & D.N. Swanston, Risk of Landslides in Shallow Soil and It Relation to Clearcutting in Southeastern Alaska, Forest Science, 1980, 26(3): 495-510.

收稿日期：民國 94 年 7 月 28 日
接受日期：民國 95 年 2 月 16 日