

# 加勁擋土牆之分析與設計

陳榮河\*

## 摘 要

在加勁擋土牆之分析與設計上，由於加勁材料之繁多複雜及其特性和施工方法之不同，導致設計理念之不同，各種方法中從破壞型態、土壓力分布、作用在加勁材上之正壓力分布、牆面之傾斜度等均有其假設及適用範圍，在應用時須加以注意。此外，試驗所應注意之事項及傳統極限平衡法應用之限制等，於文中亦加以說明；較合理之分析方法應是從加勁區內外部之穩定性加以校核。本文舉一實例說明分析方法之不同導致之不同結果，提供工程師在設計應用時作為參考。

## 一、前 言

加勁土之觀念並非近代才有，中國古時即已知道以竹片置於地下，以增加土壤之支承力。其後，於1960年代經法國工程師 Vidal 加以發揚光大。近十多年來，所使用之加勁材料漸廣，如金屬材料埋置於土壤中，形成加勁土壤 (Reinforced Earth)，更有使用地工合成物 (Geosynthetics) 以替代金屬材料；蓋加勁材具有輕便、易於運輸、施工方法簡單之優點，且較傳統之鋼筋混凝土牆具柔性，其功能不因基礎土壤之壓密沉陷或側向位移而有太大影響，尤其，不須太長的埋置深度，即可完全發揮其強度，因此，特別適於邊坡陡峭處之施工，尤其對破壞邊坡之處理，可以現地材料作為填土料，更大大提

高了其經濟性；其他適當使用之時機尚有如空間限制、基礎材料不良、成本問題等，以致無法建造傳統之擋土牆，均可考慮以加勁擋土牆代替。

早期，加勁擋土牆主要用於較偏僻地區山坡、路基坍方區之修建，或建築高度不大之橋墩、土堤等，但由於製造的方法及技術不斷的突破改進，已能產生更高強度的材料；同時，配合適當的力學分析方法，可確保擋土牆的安全。因此，加勁擋土牆已經愈來愈普及，且高度已可大大提高。

本文首先介紹加勁擋土牆之破壞型態，其次說明分析所需之參數及必要之試驗方法，然後介紹數種目前常用之分析及其限制，並以一實例說明加勁擋土牆之設計及各種方法結果之比較。

## 二、破壞型態

加勁擋土牆之型式，有些如加勁土牆 (Reinforced Earth Wall)，將加勁材埋於背填土中，並與剛性之牆面如預鑄水泥板相連接，或金屬牆面等接合。亦有以織物本身作牆面，然後翻折成一枕頭狀或砂袋狀，其上再加一層，再以同一型式翻折，如此堆置數層即成一織物牆，有關加勁系統之型式可參考文獻。

分析加勁擋土牆之安全性，須考慮兩種基本穩定型式，即外部穩定性 (External

\* 國立台灣大學土木工程學系教授

Stability) 和內部穩定性 (Internal Stability)。此處所稱內外部之區別，是指破壞面是否通過加勁區而定。外部破壞型式包括擋土牆之水平滑動、傾倒、支承破壞及圓弧型滑動 (圖一)。內部破壞型式含加勁材本身因抗張強度 (Tensile Strength) 不足造成加勁材斷裂，以及加勁材與土壤間摩擦力 (或附著力) 不足所造成之拉出破壞 (Put-out Failure) 如圖二所示。此外，有一種較少見之破壞係由於織物折疊長度不足，造成土壤擠出牆面之情形。

垂直之柔性織物牆其滑動面由大尺寸試驗 (Holtz and Broms, 1977; Wichter et al., 1986) 及現地試驗 (Bell and Steward, 1977) 之結果顯示，破壞面大致與 Rankine 理論預測之滑動面相近，即滑動面由牆趾向上延伸與水平面成  $45^\circ + \phi/2$  角度 ( $\phi$  為土壤之內摩擦角)。剛性加勁牆內滑動面則位於牆後約三分之一牆高之範圍內 (圖九)，但牆面若非垂直，則滑動面之位置無法以 Rankine 理論預測。此時，須以試誤法找出最危險之面，並算出其安全係數。第四節將介紹幾種分析方法，其中 Jewell, et al. (1984) 假設破壞面為雙直線，即破壞體由兩塊體組成；而

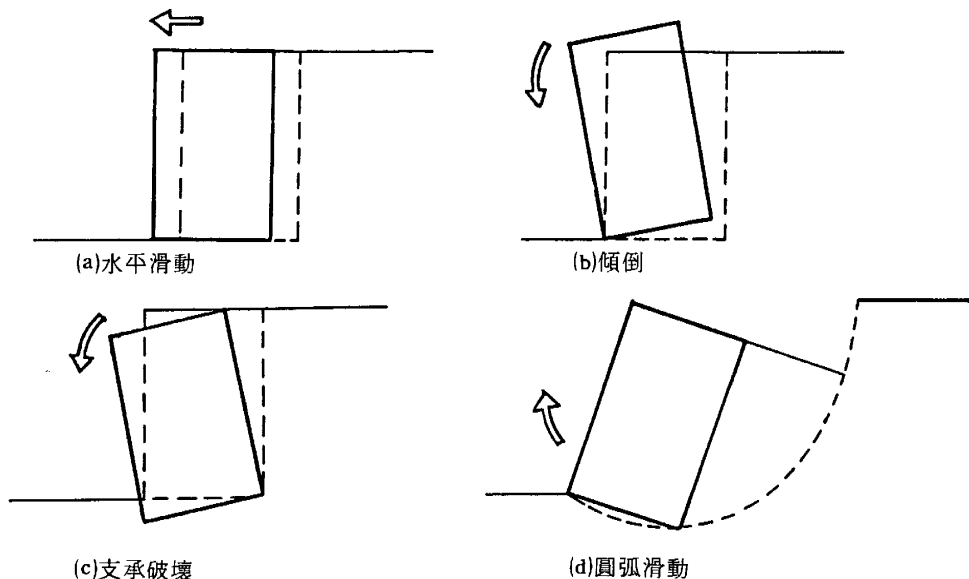
Bordairon (1986) 假設兩種可能之破壞面，即雙直線破壞面與圓弧型滑動面。此外，尚有假設滑動塊為楔形 (Broms, 1977)、對數螺線型 (Juran and Schlosser, 1978; Leskchinsky and Reinschmidt, 1985)、或複合型式等。

### 三、分析所需之參數

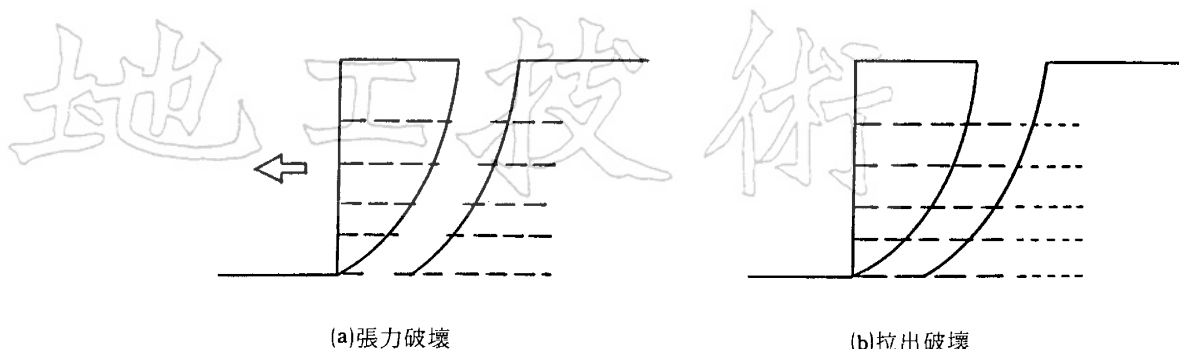
進行穩定分析時，所需之力學參數可從三方面來說明：

- (一) 土壤：單位重  $\gamma$ ，內摩擦角  $\phi$  及凝聚力  $c$ 。
- (二) 加勁材：抗張強度，潛變速率、加勁材與加勁材間之摩擦係數。
- (三) 土壤-加勁材：兩者間之摩擦係數，以摩擦角  $\phi_g$  表示。

土壤方面之參數可由一般土壤力學試驗求出；一般選取填土材料為級配良好之砂土，其優點為材質穩定、易排水，對加勁材較不具侵蝕性，缺點為成本高。至於黏土質土壤，除了不具砂土之優點外，其強度可能因其浸水而降低，就長期之穩定性言，有耐久性之問題及使結構物因長期沈陷而扭曲等影



圖一：外部破壞型態



圖二：內部破壞型態

響。土壤方面之考慮除了單位重  $\gamma$ 、摩擦角  $\phi$ 、凝聚力  $c$  外；尚有級配、均勻係數、 $P$ - $H$  值、土壤電阻度 (Resistivity)，對金屬加勁材更要考慮土壤氯化物離子含量、硫酸鹽離子等。

加勁材之抗張強則須由特別之試驗求取；此外，應注意試樣若太窄，易造成試樣縮頸 (Necking) 之現象，造成結果之誤差，此現象尤以不織布為顯著。因此，美國 ASTM 規範規定試樣之標準尺寸為 200mm 寬、100mm 長 (Christopher and Holtz, 1986)，法國土工織物及薄膜協會 (IFGG) 則更趨保守，規定標準尺寸為 500mm 寬、100mm 長。抗張強度通常取強度在變形量為 10% 或 20% 時之值或視實際設計情況而定。嚴格說起來，抗張強度試驗應在模擬真實情況下進行，亦即，試樣應在有土壤包圍之情況下進行。由試驗結果顯示 (McGown, et al., 1982)，非織物之抗張強度在有土壤圍壓及無土壤圍壓下有很大的差異。

土壤與織物間之摩擦角，一般係以直剪試驗及拉出試驗 (Pull-out Test) 求取 (圖三)。土壤與織物間之摩擦角  $\phi_g$  之範圍，若土壤是砂土，則  $\phi_g = \frac{2}{3}\phi \sim \phi$ ，一般設計時常取  $\phi_g = \frac{2}{3}\phi$ ；若土壤是黏土，則最好做試驗加以求取。對於砂土與片條狀 (Strips)、柵狀 (Grids)、面狀 (Sheets) 之加勁材可取  $\phi_g \doteq 0.5\phi$ 。若土壤是黏土，亦最好做試驗求取。

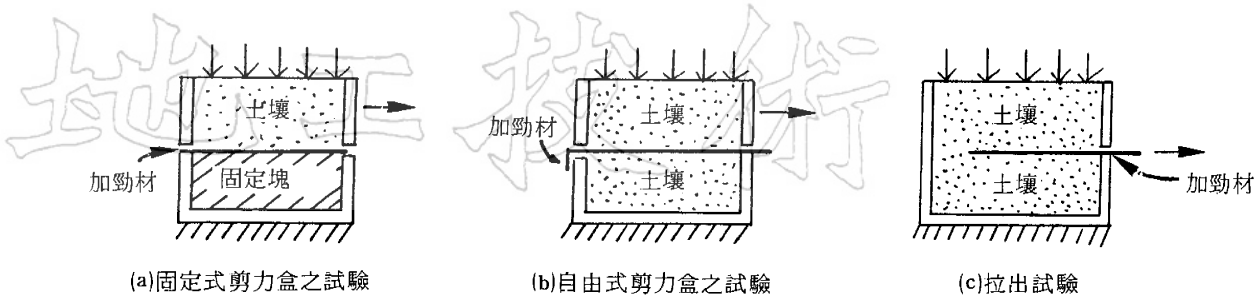
假若所使用之加勁材料會產生很大的潛變量或太大的潛變量會造成結構物之損害，則須考慮靜載重及活載重對織物造成的影響，而實施潛變試驗。有些設計方法為考慮潛變之影響，設計時將抗張強度值乘一折減係數 (Characteristic Resistance, Tensar)。至於金屬性加勁材則須考慮一容許犧牲之腐蝕厚度。

#### 四、分析方法

加勁擋土牆之分析方法一般仍以極限平衡法 (Limit Equilibrium Methods) 為主，因其簡單易於分析且結果可靠。另外一方面較少以有限元素法分析的原因，一來是因擋土牆之施工過程 (如鋪織物、翻折牆面、夯實土壤) 不易近似地模擬；一來是因有限元素分析成本高昂，且加勁材與土壤間互制行為須準確掌握，故實用上，以半經驗方法較常被應用。

以下將介紹之各種分析法，在分析加勁擋土牆之外部穩定時，與傳統擋土牆之分析方法無異，可參考一般之基礎工程書籍；各方法間最主要差異處乃在於分析加勁區，亦即“內部穩定”時之不同，略述如下：

(一) 破壞面之不同假設。實際破壞面形狀，因受加勁材料之影響，造成土體內應力之分佈情形重新改變。



圖三：土壤—加勁材間之直接剪力試驗型式

- (二) 作用於加勁材表面正向應力之分佈情況。
- (三) 側向土壓力之假設。
- 四 加勁材附近之局部平衡 (Local Equilibrium) 是否滿足。
- (五) 牆之傾斜度。

關於側向土壓力之假設，有人主張採用靜止土壓力，此係由觀察加勁土壤所獲得之結論，若對柔性織物牆，常會過於保守，因夯實會造成牆面之移動，及造成加勁材某種程度之變形，因而降低土壤之側向壓力。

以下將先簡單介紹幾種極限平衡法之應用，及外部平衡之分析方法，其次介紹幾種分析內部穩定之分析方法。

#### 4.1 極限平衡法之應用

極限平衡法為最常被應用於擋土牆或邊坡穩定性之分析。一般常將加勁材之發揮強度視為已知，則擋土牆之安全係數仍可照傳統之方法分析。茲舉一加勁土體內部作用力之情況說明。一加勁土坡（亦可為一擋土牆）之某切片  $i$  自由體圖示於圖四。圖中之符號定義如下：

- $N_i$  = 切片底部之正向力
- $S_i$  = 切片頂部之集中載重
- $T_j$  = 第  $j$  層加勁材之所須平衡力
- $W_i$  = 切片土重
- $X_i$  = 切片間水平作用力
- $Z_i$  = 切片間垂直作用力
- $q_i$  = 均布載重
- $b_i$  = 切片寬

- $e_i$  = 切片間作用力距底部之垂直距離
- $\alpha_i$  = 切片底部傾角
- $\phi_i$  = 土壤摩擦角
- $F$  = 安全係數

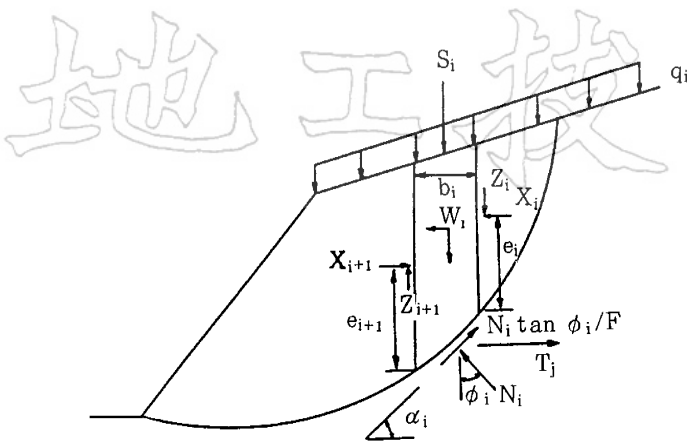
則未知數由表一所示，有  $4n+r-2$  個，但方程式僅有  $3n$  個，即多了  $n+r-2$  個未知數。早期加勁擋土牆之設計時，均假設加勁材發揮之強度  $T$  為已知，即使如此仍缺  $n-2$  個方程式，故必須作某些假設使問題為靜定，然後採用常見之邊坡穩定分析方法，如分析圓弧形滑動面之 Bishop 簡化法、Spencer 法 (陳榮河, 1987)；此外，亦有採直線段與圓弧、或許多小圓弧組成之滑動面 (Werner and Resl, 1986) 或對數螺線之滑動面 (Juran and Schlosser, 1978; Leshchinsky and Reinschmidt, 1985) 或用擾動法 (Perturbation Method) (Raulin et al., 1974) 求解等。

表一 加勁土牆切片分析法未知數及數目

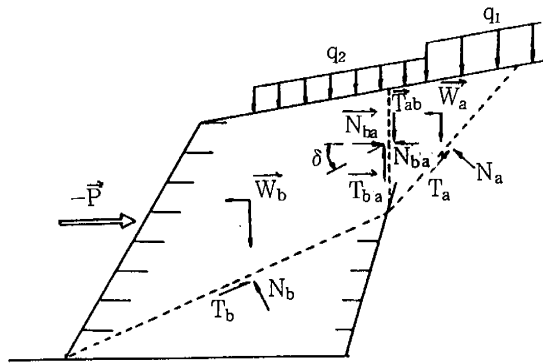
未知數	數目
$x_i, Z_i, e_i$	$3(n-1)$
$N_i$	$n$
$T_j$	$r$
$F$	$1$

Total =  $4n+r-2$

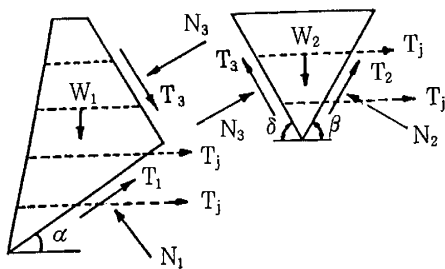
另外，有考慮滑動體由雙塊體所組成 (Bondairon, 1986; Hamilton, 1984)，如圖五所示，其中  $N_a, N_b$  分別為作用於  $a, b$  塊體底部之正向力， $N_{ab}$  為兩塊體間之作用力，



圖四：切片分析法切片自由體示意圖



(a)塊體間為垂直界面



(b)塊體間為傾斜界面

圖五：雙塊體自由體圖

為兩塊體交界面與水平面之夾角。分析時僅考慮力之平衡。由表二所示若T為已知，未知數數目為5，方程式為4個。如果滑動體僅考慮為單一之楔形，則未知數數目與方程式數目均為2，可直接計算安全係數。

表二 雙塊體及單塊體分析法之未知數

	未知數	未知數數目	方程式數目	備註
雙塊體	$N_a, N_b$	2	4	$T_j$ 須設已知
	$N_{ab}, \delta$	2		
	$F_s$	1		
單塊體	$N_a$	1	2	
	$F_s$	1		

### 4.2 外部穩定分析

上節所述為極限平衡分析法之應用，且須假設加勁材之強度為已知。本節及 4.3 節將說明一合理之加擋土牆之分析應包含校核加勁區以外之整體穩定及加勁區內之局部穩定。本節將先說明外部穩定分析。

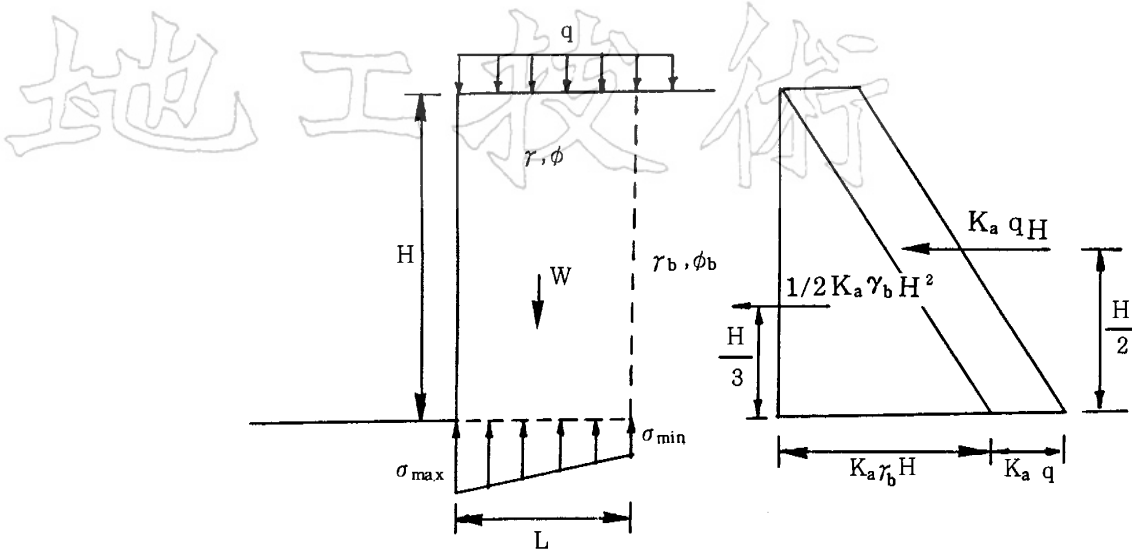
為方便說明起見，以下之敘述將以簡單之擋土牆幾何形狀及外力情況說明，至於複雜之情況只要稍加修改即可。

圖六所示為一加勁擋土牆，虛線代表加勁範圍，加勁範圍內之土壤單位重  $\gamma$ ，內摩擦角  $\phi$ ；加勁區以外之填土材料若不同，則可以  $\gamma_b$ 、 $\phi_b$  區別之。 $q$  為均佈載重， $H$  為牆高、 $L$  為加勁區範圍。土壓力之分佈可假設遵循 Rankine 定律， $K_a$  為主動土壓力係數。加勁區底部基礎之垂直土壓力分佈為線性分佈，其中以  $\sigma_{max}$  及  $\sigma_{min}$  代表最大及最小正向壓力（垂直土壓力）。下列各種破壞型態之安全係數係考慮加勁牆為剛性體發生整體性之破壞。

#### a. 水平滑動

假設滑動面為加勁區底部， $\mu$  為沿滑動面之摩擦係數，則安全係數可以下式表之：

$$F_s = \frac{\mu (\gamma \cdot H \cdot L + q \cdot L)}{1/2 K_a \cdot \gamma_b \cdot H^2 + K_a \cdot q \cdot H} > 1.5 \sim 2.0 \dots \dots (1)$$



圖六：加勁擋土牆外部穩定分析之自由體圖

b. 翻倒

對牆趾求力矩平衡，則安全係數可以下式表之：

$$F_T = \frac{1/2 \cdot \gamma \cdot H \cdot L^2 + 1/2 \cdot q \cdot L^2}{1/6 \cdot K_a \cdot \gamma_b \cdot H^3 + 1/2 K_a \cdot q \cdot H^2} > 1.5 \sim 2.0 \dots\dots (2)$$

c. 支承破壞

由垂直力平衡及力矩平衡，可求得式(3)，同時，牆底部之正向應力不能出現有張應力之情況：

$$\sigma_{max} = (\gamma H + q) + K_a (\gamma_b H + 3q) \left(\frac{H}{L}\right)^2 < q_a \dots\dots (3a)$$

$$\sigma_{min} = (\gamma H + q) - K_a (\gamma_b H + 3q) \left(\frac{H}{L}\right)^2 > 0 \dots\dots (3b)$$

式(3a)表示最大應力不能超過容許之支承力  $q_a$ ，式(3b)表示不能有張應力出現之現象。

d. 圓弧滑動

圓弧滑動之分析方法可參考一般之教科書，如切片法。分析須對所有可能之滑動面

加以分析，且安全係數須大於 1.5。

4.3 內部穩定分析

上節所述之極限平衡分析法，因須假設加勁材發揮之強度為已知之定值，故可能在某些加勁區域，如近牆頂處（設加勁材等間距鋪設）所須之強度較小之情況下，造成浪費之現象，同時，因為考慮整個滑動體之平衡，而忽略了局部加勁區域（近牆底處，土壤推力較大）破壞之現象，故以下之分析，將介紹一較合理之方法，並分成整體分析 (Global Approach) 及局部分析 (Local Approach) 考慮。

4.3.1 整體分析原則

整體分析仍將滑動體視為一體考慮，但其各別考慮了每一層加勁材所須發揮之強度，及錨定長度，故可調整加勁層間距離，而較經濟。其分析步驟簡述如下：

- A. 假設滑動面及加勁材長度、抗張強度為已知。
- B. 計算每一層加勁材所須發揮之平衡力  $T_{jm}$ ，即

$$T_{jm} = \min \left( \frac{T_{jt}}{F_t}, \frac{T_{ja}}{F_a} \right) \dots\dots\dots (4)$$

式中  $T_{jt}$ ,  $T_{ja}$  分別為第  $j$  層加勁材之抗張強度及錨定力。 $T_{ja}$  可由錨定長度  $L_a$  作用在加勁材之正應力  $\sigma_n$  及土壤、加勁材間摩擦角  $\phi_g$  求得，

$$T_{ja} = 2 \int_0^{L_a} (\sigma_n \tan \phi_g) dL \dots\dots\dots (5)$$

$F_t$ ,  $F_a$  分別為防止張力破壞及錨定破壞所設定之安全係數。

C. 當每一層加勁材之  $T_{jm}$  求出後，即可根據設定之層間間距，利用 4.1 節極限平衡分析法，算出安全係數  $F_s$ 。

D. 重複步驟 A~C，並找出最小之安全係數  $(F_s)_{min}$  為滿足整體平衡之最小安全係數。

在這裡有一點值得注意的是，有些人為了計算上方便，而作如下假設：即加勁牆之臨界滑動面對應於能產生最大水平壓力（不考慮加勁作用時）之滑動面。以垂直之土坡為例，其臨界滑動面與水平面之夾角

$$\theta_{cr} = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$$

事實上，加勁土牆內之滑動面與加勁材之長度、埋設間距均有關，且臨界角

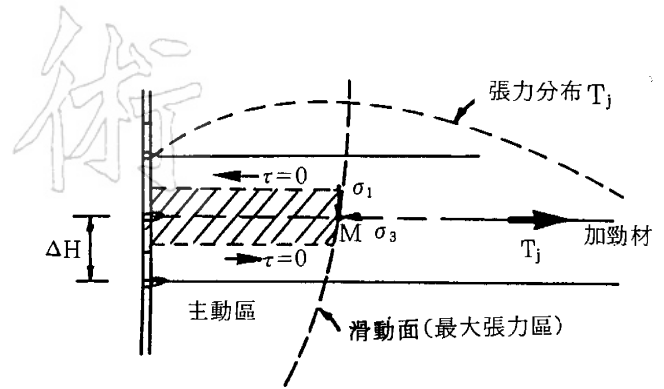
$$\theta_{cr} < \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \quad (\text{Segrestin, 1979})$$

因此，滑動面之考慮必須將加勁力加以考慮進去才能決定。

此外，即使整體分析不作上述之假設，其結果並不保守，因為，除非擋土牆內具有相當之變形，否則各層之加勁材不會“恰巧”同時發揮強度，因此，須再進行局部分析。

### 4.3.2 局部分析原則

局部分析顧名思義，必須每一層加勁區均滿足平衡條件。局部分析大都將加勁土視為一複合材料，其自由體圖如圖七所示：若



圖七：加勁區局部平衡示意圖

為垂直之牆面，則  $M$  點處之垂直應力  $\sigma_z$  為最大主應力  $\sigma_1$ ，水平應力  $\sigma_x$  為最小主應力  $\sigma_3$ ，加勁層間之水平面因對稱關係剪應力  $\tau = 0$ ，因此由局部水平方向力平衡可得

$$T_j = \sigma_x \cdot \Delta H \dots\dots\dots (6)$$

考慮整體平衡時，總加勁力必須等於推力  $P$ ，

$$\sum T_j = \int_0^H \sigma_x \cdot dz = P \dots\dots\dots (7)$$

上式中，水平土壓力  $\sigma_x$  之假設有式 (8)~(11) 所示數種方法（參見表三），將在下節說明。

$$\text{Steward} - \sigma_x = K_o \gamma z$$

$$(K_o = 1 - \sin \phi) \dots (8)$$

$$\text{Broms} - \sigma_x = 0.65 K_a \gamma H \dots\dots\dots (9)$$

$$\begin{aligned} \text{Murray} - \sigma_x &= K_a (\sigma_z)_{max} \\ &= K_a \left[ \gamma z + \frac{6M}{L^2} \right] \dots (10) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Meyerhof} - \sigma_x &= K_a \gamma z / \left[ 1 - \frac{2M}{\gamma z L^2} \right] \\ &\dots\dots\dots (11) \end{aligned}$$

上式中  $M$  為力矩。除了以上視加勁土為複合土外，若為柔性之加勁材如地工織物，則可視為一錨定薄膜，而考慮到土體內之大變形及加勁力之方向及發揮強度加以分析 (Gounce, 1986)。但此方法較複雜，不在本文細述。

### 4.3.3 內部穩定分析方法

內部穩定分析方法，隨著滑動面之假設，沿加勁材表面應力之分佈情況，及所能處理之牆之幾何形狀等而有不同之方法，以下將先介紹垂直擋土牆之分析方法，然後介紹高傾角擋土牆之分析方法，高傾角之擋土牆的設計，通常是基於美觀上之考慮，在視覺上較有安全感，且可在每層頂部之牆面處植樹，不但美化環境，兼可護坡。

(一)Murray法 (Murray, 1980)

本法遵循 Rankine 定律，並假設滑動面與水平面成  $45^\circ + \frac{\phi}{2}$  之傾角。

#### (1)張力破壞

##### ①局部張力破壞

由 Rankine 理論，牆頂至頂部以下深度  $z$  處之水平總推力為

$$F_z = 1/2 K_a \cdot \gamma \cdot z^2 \dots\dots\dots (12)$$

則深度  $z$  處之水平推力為

$$dF_z = K_a \cdot \gamma \cdot z \cdot dz \dots\dots\dots (13)$$

若牆底部處之抗滑動力不計，則最大之水平推力發生於牆底部，故由  $z = H$  代入式 (13) 可得

$$dF_{\max} = K_a \cdot \gamma \cdot H \cdot dz \dots\dots\dots (14)$$

因此，為防止發生局部性張力破壞 (Local Tensile Failure) 可以一安全係數  $F_{tl}$  表之，其中下標  $t$  代表 tensile， $l$  代表 local，而張力強度以  $T_t$  表示，則：

$$F_{tl} = \frac{T_t}{K_a \cdot \gamma \cdot H \cdot dz} \dots\dots\dots (15)$$

或假設  $T_t, F_{tl}$  為已知，可反求所須之層間間距  $D$ ，即

$$D = dz = \frac{T_t}{K_a \cdot \gamma \cdot H \cdot F_{tl}} \dots\dots\dots (16)$$

#### ②整體張力破壞

若織物之埋置長度  $L$  及間距  $D$  均為定值，則整體平衡之安全係數為  $F_{to}$ ，其中  $O$  代表 overall 之意思。

$$F_{to} = \frac{n \cdot T_t}{1/2 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2}$$

$$= \frac{2T_t}{K_a \cdot \gamma \cdot D \cdot H} \dots\dots\dots (17)$$

$$\text{或 } D = \frac{2T_t}{F_{to} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H} \dots\dots\dots (18)$$

上式中  $n$  為加勁層之數目。

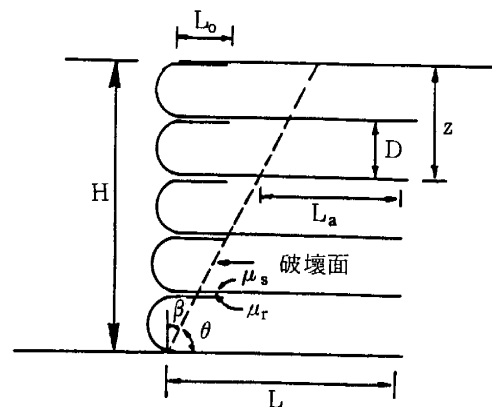
若將式(16)及式(18)加以比較，當  $F_{tl} = F_{to}$  時，則滿足整體平衡所需之間距為滿足局部平衡之兩倍，亦即當間距  $D$  取定值時，則由局部平衡之滿足，可自然滿足整體平衡，因此，可不必校核整體平衡。然而，當間距不是定值時，局部平衡及整體平衡仍須分別加以校核。

#### (2)錨定破壞

錨定破壞 (Anchored Failure) 有時稱為附著破壞 (Adherence Failure)，係土壤—加勁材間之握裹力 (或摩擦力) 不足，以致造成加勁材由土中被拉出之現象。

##### ①局部錨定破壞

圖八中為加勁擋土牆之示意圖， $\mu_r$  及  $\mu_s$



圖八：織物擋土牆示意圖



分別代表加勁材間及土壤與加勁材間之摩擦係數。L<sub>a</sub> 為滑動面以外之握裹長度，L<sub>o</sub> 為加勁層之翻折長度，於圖中最可能發生局部握裹破壞處為最底下一層加勁材之翻折處，蓋該處之水平推力為最大。因此，折疊部分之摩擦力須大於推力，並以安全係數 F<sub>al</sub> 代表之。

$$F_{al} = \frac{\gamma(H-dz)(\mu_r + \mu_s)L_o}{K_a \cdot \gamma \cdot H \cdot dz} \dots (19)$$

若間距取定值，則 D=dz=H/n，故上式可化簡如下：

$$F_{al} = \frac{(n-1)(\mu_r + \mu_s)L_o}{K_a \cdot H} \dots (20)$$

或設 F<sub>al</sub>、n、μ<sub>r</sub>、μ<sub>s</sub> 為已知，可反求 L<sub>o</sub> 如下式：

$$L_o = \frac{F_{al} \cdot K_a \cdot H}{(n-1)(\mu_r + \mu_s)} \dots (21)$$

② 整體錨定破壞

考慮整體平衡時，總握裹應力為

$$\sum T_{ja} = \sum_{j=1}^r (2 \cdot \gamma \cdot z_j \cdot L_{aj} \cdot \mu_s) \dots (22)$$

式中 z<sub>j</sub> = jdz …………… (23)

$$L_{aj} = L - (H - z_j) \cdot \tan\beta \dots (24)$$

代 (23), (24) 入式 (22)，則

$$\begin{aligned} \sum T_{ja} &= \gamma \cdot \mu_s \cdot H^2 \cdot (n+1) \\ &\left[ \frac{L}{H} - \frac{\tan\beta}{3} \left(1 - \frac{1}{n}\right) \right] \dots (25) \end{aligned}$$

但，推力 F<sub>D</sub> = 1/2 · K<sub>a</sub> · γ · H<sup>2</sup>，故安全係數為

$$\begin{aligned} F_{ao} &= \frac{\sum T_{ja}}{F_D} = \frac{2 \cdot \mu_s (n+1)}{K_a} \\ &\left[ \frac{L}{H} - \frac{\tan\beta}{3} \left(1 - \frac{1}{n}\right) \right] \dots (26) \end{aligned}$$

或埋置長度 L 可以式 (27) 表示：

$$\begin{aligned} L &= H \left[ \frac{K_a \cdot F_{ao}}{2 \cdot \mu_s \cdot (n+1)} \right. \\ &\left. + \frac{\tan\beta}{3} \left(1 - \frac{1}{n}\right) \right] \dots (27) \end{aligned}$$

(二) Tensar 法

本法考慮內部平衡時採用兩種方法 (Tensar)，即楔形體法 (Rigid Wedge Method) 及凝聚重力法 (Coherent Gravity Method)。兩種方法所假設之破壞區、土壓力係數、及土壓力分佈之情形示於圖九。楔形體法假設滑動體為一剛性楔形體，土壓力係數為定值之主動土壓力係數；而凝聚重力法則考慮施工時，夯實背填土所造成之影響，故在牆頂以下 6m 深度內之土壓力係數，由牆頂處之 K<sub>o</sub> 成線性分佈降至 6m 深之處之 K<sub>a</sub>。然而，當拆模時，由於失去側向支撐，牆面亦會因向外移動，而降低水平土壓力，換言之，即土壓力係數可能比 K<sub>o</sub> 低。除此之外，破壞區之假設係根據觀察加勁擋土牆之破壞區而來的 (Schollosser and Long, 1972; Mitchell and Schollosser, 1979)。

(1) 楔形體法

① 張力破壞

此法假設沿加勁材之正應力為梯形分佈，如圖十所示，為防止任一加勁層 i 發生局部張力破壞，加勁材之抗張強度至少須達式 (28) 之值：

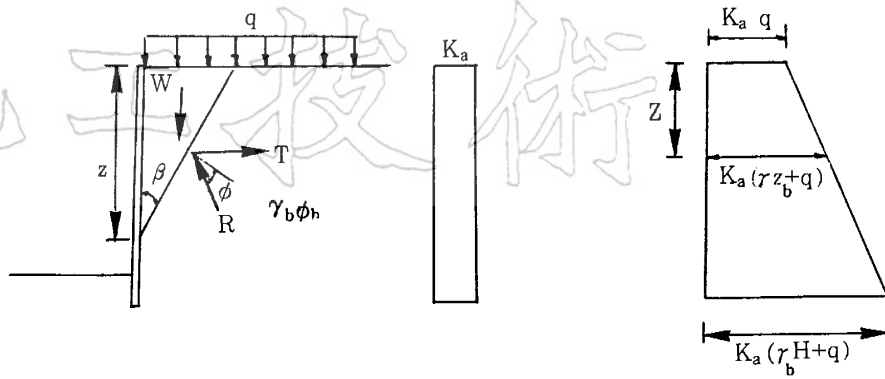
$$T_{jt} = K_a \cdot \sigma_{vj} \cdot D_j \dots (28)$$

上式中之 σ<sub>vj</sub> 可利用式 (3a)，並以 z 代 H 求之。因為間距 D<sub>j</sub> 可能非固定值，因此每一層所須之抗張強度 T<sub>j</sub> 必須逐層校核。

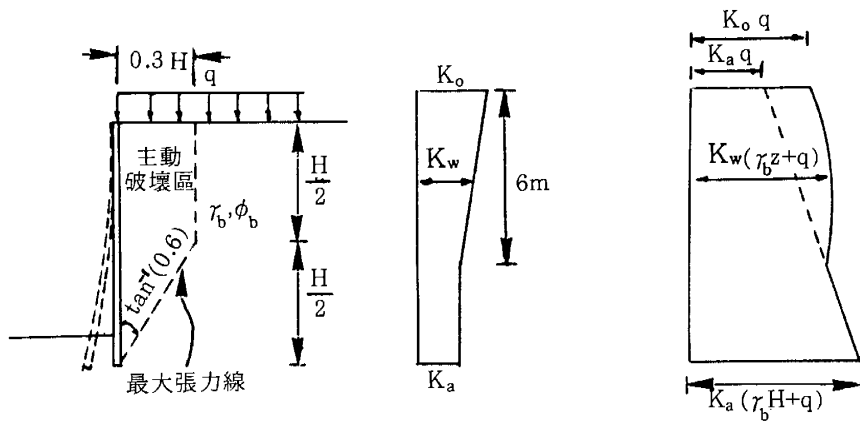
② 錨定破壞

為校核錨定破壞，須假設許多可能之破壞面，如圖九 (a) 所示。由力的平衡，可得到所需之總錨定力 T：

土



(a)楔形體法



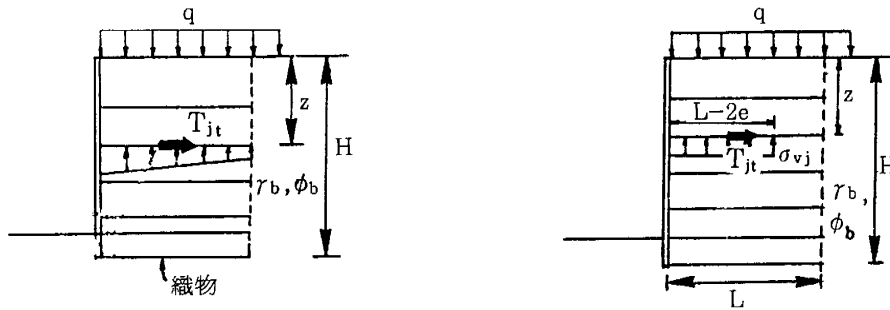
(b)凝聚重力法

破壞區

土壓力係數

土壓力分佈

圖九：楔形體法及凝聚重力法對破壞面及土壓力分佈所作之假設



(a)楔形體法

(b)凝聚重力法

圖十：楔形體法及凝聚重力法所假設張應力分佈之情形

$$W = 1/2 \cdot \gamma \cdot z^2 \cdot \tan \beta \dots\dots\dots (29)$$

$$T = \frac{z \cdot \tan \beta (\gamma \cdot z + 2q)}{2 \tan (\phi + \beta)} \dots\dots\dots (30)$$

圖九(a)中 W 為楔形體重量，R 為作用於滑動面上之反力，β 為滑動體與牆面之夾角。

當 T 值決定後，再進行校核每一層之埋置長度是否足夠 (  $T = \sum T_j$  )：

$$L_{ja} = \frac{T_j \cdot F}{2\mu_s (\gamma \cdot z + q)} \dots\dots\dots (31)$$

F 為所設定之安全係數，μ<sub>s</sub> 為土壤—加勁材間之摩擦係數。

(2) 凝聚重力法

① 張力破壞

如圖十(b)所示，加勁材內之張力 T<sub>jt</sub> 可依下式求取：

$$T_{jt} = K_{wj} \cdot \sigma_{vj} \cdot D_j \dots\dots\dots (32)$$

上式中 σ<sub>vj</sub> 係依 Meyerhoff (Meyerhoff, 1953) 設計淺基脚時，對基脚底部正向土壓力分佈所作之假設，即作用於基脚底部之合力，其位置離基脚中心線之距離為偏心距 e，故基脚之作用可視為一均佈載重作用於寬度為 (L-2e) 之面積上，其中 e 及正向土壓力 σ 可表示如下：

$$e = \frac{K_a \cdot H^2 (\gamma_b \cdot H + 3q)}{6 \cdot L (\gamma H + q)} \dots\dots\dots (33)$$

$$\sigma = \frac{\gamma \cdot H + q}{1 - \left[ \frac{K_a (\gamma_b H + 3q) (H/L)^2}{3 (\gamma H + q)} \right]} \dots\dots\dots (34)$$

若式(32)之 σ<sub>vj</sub> 以 H=z 代入式(34)，則

$$T_{jt} = K_{wj} \cdot \sigma_{vj} \cdot D_j = \frac{K_{wj} \cdot (\gamma \cdot z + q) D_j}{1 - \left[ \frac{K_a \cdot (\gamma_b \cdot z + 3q) (z/L)^2}{3 (\gamma \cdot z + q)} \right]} \dots\dots\dots (35)$$

上式中  $K_{wj} = [K_o(6-z) + K_a \cdot z] / 6$   
(0 ≤ z ≤ 6m) … (36a)

$K_{wj} = K_a$  (z > 6m) … (36b)

② 錨定破壞

錨定破壞之分析方法與楔形體法中分析錨定破壞之方法一樣，但因兩種方法所假設之滑動面不同，因此滑動面以外之錨定長度自亦不同，這點應加注意。

(三) Broms 法

本法假設土壓力均勻分佈 (Broms, 1977)，如分析錨定板樁 (Anchored Sheet-pile Wall) 時，所假設土壓力分佈之情形 (Terzaghi and Peck, 1967)。圖十一(a) 所示之土壓力分佈與錨定力 ΣT<sub>ja</sub> 達成平衡。因此，層間距離 D 可由內部平衡求得

$$D = \frac{T_{ja}}{0.65 K_a (1.5 q + \gamma H)} \dots\dots\dots (37)$$

錨定長度須超過可能之滑動面，如圖十一(b) 所示，第 (j-1) 層之錨定長度須延伸並超過第 j 層主動區外達 L<sub>j-1</sub> 之長度，即

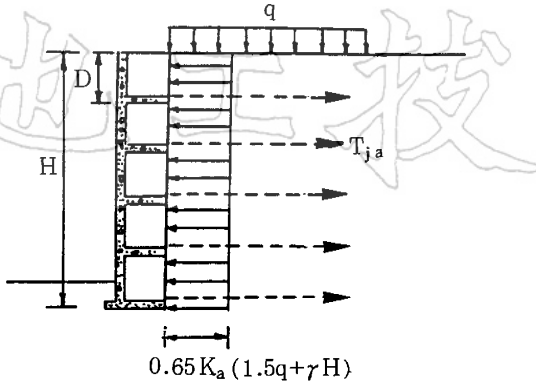
$$L_{j-1} = \frac{1.3 \cdot T_{ja}}{\gamma D^{(j-1)} \tan \phi_g} \dots\dots\dots (38)$$

上式中 1.3 為安全係數。

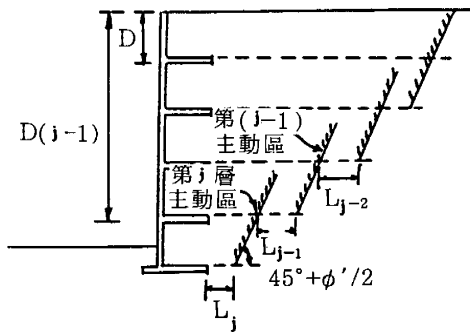
四 Jewell 等人法

Jewell 等人 (1984) 發展出一套電腦程式用來設計非垂直面擋土牆，其假設擋土牆座落於有足夠支承力之土壤上。其設計之圖表可方便的定出不同深度處所需之加勁長度。分析之破壞面係假設由二線段組成。亦即，滑動體想像為二塊體組成 (圖十二)，而塊體間之剪應力不計。設計步驟主要有三：

(1) 先求出在設計之土壓力及水壓力下，維持平衡所需之最大水平力 P，若每一加勁層所能承受單位寬度之最大力為 T (Maximum Force Per Unit Width)，則維持平衡至少需要 N 層織物 (N = P/T)。

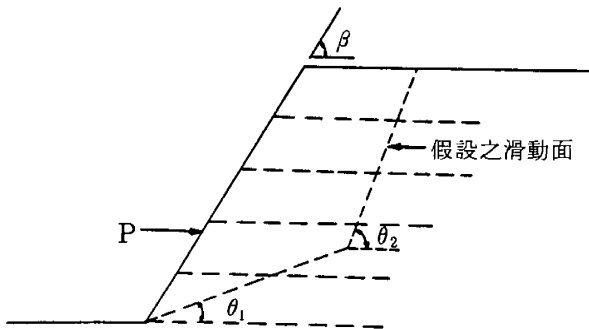


(a)力作用圖



(b)滑動面示意圖

圖十一：Broms法之力作用圖及滑動面示意圖



圖十二：雙線段式滑動面。

(2)由防止張力破壞及錨定破壞，決定每一層所需之長度  $L$ 。

(3)決定層間距離  $D$ 。為方便施工， $D$  應取夯實厚度之整數倍。

Jewell 等人所設計之圖表具實用性，他們所考慮參數的範圍包括：坡角  $\beta=30^\circ \sim 80^\circ$ ；土壤有效強度參數  $c'=0$ ， $\phi'=20^\circ \sim 40^\circ$ ；孔隙水壓力  $r_u=0 \sim 0.5$ ；坡頂為水平，並可考慮一均勻載重。

#### (四) Bordairon 法

Bordairon(1986) 亦設計一電腦程式以尋求最可能之滑動面並計算出加勁層內所須之抗張強度，他定義最可能之滑動面為造成加勁材內最大張力者之滑動面，此點與前述 Jewell 所提出之滑動面不同，蓋 Jewell 所假設之滑動面並非安全係數最低者。

本法假設兩種型式之滑動面，即二綫段式和圓弧形。二綫段式如圖十二所示。為與 Jewell 等人所提之方法有所區別，本法稱“雙塊體法”(Methode Double-bloc)。由兩種型式滑動面分析之結果顯示，在大部份情況下，兩者所得之結果相差不大，且滑動面近似，因此，Bordairon 建議採用二綫段式滑動面，因為雙塊體法較圓弧法計算簡單。圓弧法係採用 Bishop 之簡易法稍加修改而成。

雙塊體法有考慮塊體間之剪力，但只滿足力之平衡，並假設滑動面均通過坡趾。其內部穩定分析之步驟大致如下(步驟(2)~(4)):

(1)先由外部平衡算出所須之最小寬度  $L$ (滿足各種破壞型態)；

(2)先設定一安全係數，並以此係數及土壤強度算出土壤所能發揮之強度(Mobilized Strength)，再由此土壤發揮之強度算出不考慮加勁材時所須之額外力  $P$ ；

(3)滑動面以外每一層之錨定長度所產生之

容許錨定力總和須大於 P，即

$$\sum_{j=1}^r \left( \frac{T_{ja}}{F_a} \right) \geq P \dots\dots\dots (39)$$

(4) 假設容許之張力破壞強度為定值，則每一層所須之最小強度為  $T_{jm}$  (參見式(4))

且  $\sum_{j=1}^r (T_{jm}) = P \dots\dots\dots (40)$

以確保穩定。







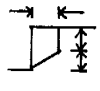
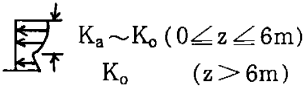
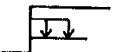

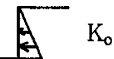
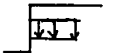

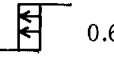
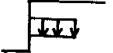
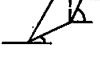



(5) 找出對應於  $(\sum \frac{T_{jt}}{F_t})_{max}$  之面，此為最危險之可能滑動面。

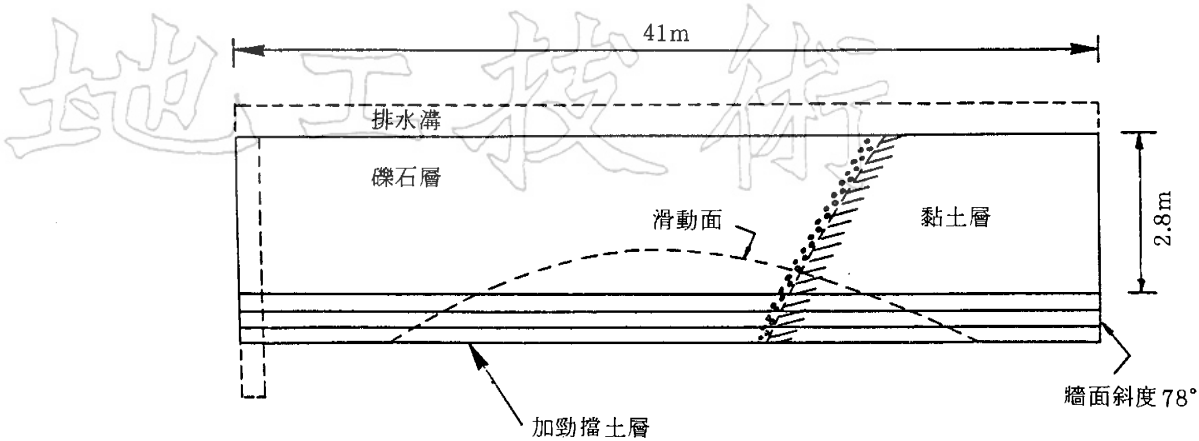
4.3.4 各種分析方法之比較

以上所述各種方法所能分析之牆面傾斜度、滑動面之形狀，土壓力分佈情形及沿加勁材之正應力分佈之假設示於表三。

第五節中亦將舉一實例分析比較各種方法之結果，並計算安全係數。

表三 各種分析方法之比較

分析 方法	牆 面	滑 動 面	土 壓 力 分 佈	沿加勁材之正應力分佈
Murray	垂 直		 $K_a$	
楔形體法	垂 直		 $K_a$	
凝聚重力法	垂 直		 $K_a \sim K_o (0 \leq z \leq 6m)$ $K_o (z > 6m)$	
Steward 等人法	垂 直		 $K_o$	
Broms 法	垂直及非垂直		 $0.65K_a \gamma H$	
Jewell 等人法	垂直及非垂直		不須假設	
Bordairon 法	垂直及非垂直		不須假設	



圖十三：擋土牆之地質分佈

### 五、實例分析

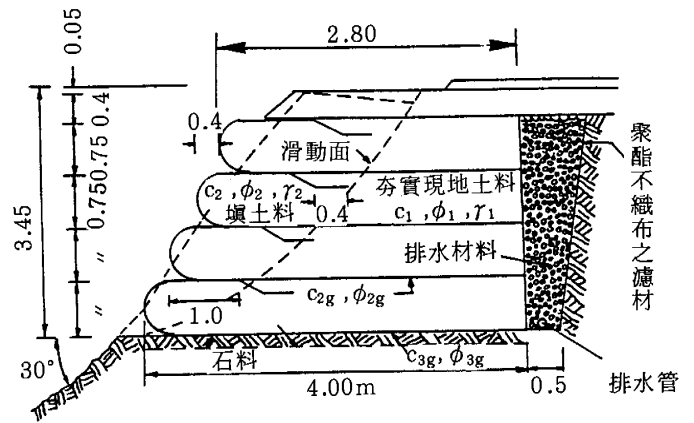
本實例之目的旨在穩定一道路受到經常性地層滑動的影響，時常損壞。為避免造成大型滑動，及吸收牆底可能引致的差別沈陷，使不致於造成道路致命的損害，因此決定採用較柔性的擋土牆。

本區位在一約 30° 之山坡上，由路面出現裂紋及路面起伏可顯示此區地層不穩定。本區之土壤為礫石層及黏土層（圖十三）。

設計之牆最高為 3m，由四層組成；每層 0.75m（圖十四），因原地材料性質太差，乃取一採石場之石料作為填土料，其大型直剪試驗得摩擦角 44°，但計算時採  $\phi = 40^\circ$ ， $c = 0$ 。

織物採用 Robustra 500(RA)，係為聚丙烯之織物，寬幅 5.05m，破壞張力強度 90 kN/m，破壞時之變形量為 8.3%。又大型直剪試驗得  $\tan\phi_g / \tan\phi = 0.673$ ， $c_g = 0$  ( $\phi_g$  及  $c_g$  是土壤—織物間之摩擦參數)，但設計時取  $\phi_g = \tan^{-1}(\tan\phi / 1.5)$ 。

計算時假設牆面垂直且寬度一定。實際上，牆側面為梯形，因此，牆寬度取平均值得  $(2.8 + 4.0) / 2 = 3.4\text{m}$ ，車子所產生的動載



圖十四：擋土牆之設計剖面圖

重視為一均佈載重作用於牆頂：

$$\text{動載重 } 10\text{KN/m} \times 1.2 = 12.0\text{KN/m} \quad (1.2 \text{ 為動載重係數})$$

$$\text{靜載重 } 22\text{KN/m} \times 0.4\text{m} \times 1\text{m} = 8.8\text{KN/m}$$

故，合計載重為 20.8KN/m。各區所採用之剪力強度參數及單位重如下所示：

加勁區後方土壤

$$\phi_1 = 20^\circ, c_1 = 0, \gamma_1 = 18\text{KN/m}^3$$

填土料（加勁區）

$$\phi_2 = 40^\circ, c_2 = 0, \gamma_2 = 18\text{KN/m}^3$$

填土料—織物

$$\phi_{2g} = 29.2^\circ, c_{2g} = 0$$

基礎土壤—織物

$$\phi_{3g} = 29.2^\circ, c_{3g} = 0$$

以傳統之方法計算時，安全係數規定如下：

(1)外部平衡——抗滑動  $F_s \geq 1.5$

抗翻倒  $F_T \geq 1.5$

(2)內部平衡——抗剪動

$F = F_\phi = F_c = 1$  (對土壤而言)

抗錨定  $F_a = 1.5$

計算後得  $F_s = 2.17$ ,  $F_T = 5.46$ 。每種方法所需每一層織物之強度列於表一。

表四 各種方法設計結果之比較—施工例

T(KN/m) 方法 高程(m)	A Murray	B Tensar	C Broms	D Jewell	E Bordairon
0.75	19.05	9.31	8.86	8.67(0)*	—
1.50	17.35	9.79	8.38	8.67(12)	—
2.25	21.95	14.50	10.86	8.67(12)	—
3.00	13.35	10.33	6.67	8.67(12)	—
$\Sigma T =$	71.70	43.93	34.77	34.68	52.5
$\frac{T_1}{F_c} =$	22.0	14.5	11.0	12.0	13.5

註：括弧內之數字係由重新分佈而得。

表一內最後一欄之 E 法係雙塊體法，其計算方法與傳統方法略有所別，其設定之安全係數如下：

(1)外部平衡——抗滑動  $F_s \geq 1$

抗翻倒  $F_T \geq 1$

(2)內部平衡——取  $F = F_\phi = F_c = 1.5$ ，對所有土壤有關之參數均取同一安全係數。

$\phi_{1c} = \tan^{-1} (\tan \phi_1 / 1.5)$ ,  $c_{1c} = c_1 = 0$ ,

$\gamma_1 = 20\text{KN/m}^3$

$\phi_{2c} = \tan^{-1} (\tan \phi_2 / 1.5)$ ,  $c_{2c} = c_2 = 0$ ,

$\gamma_2 = 20\text{KN/m}^3$

$\phi_{1g} = \tan^{-1} (\tan \phi_{1g} / 1.5)$

$\phi_{2g} = \tan^{-1} (\tan \phi_{2g} / 1.5)$

上面參數之下標 c 係代表 Critical，參數除以 1.5 係安全係數 F 取等於 1.5。則得  $F_s = 1.15$ ,  $F_T = 4.31$ ,  $T_1 = 13.5\text{KN/m}$ ,  $\Sigma T = 52.5\text{KN}$ 。

由表三知，所需內部張力強度由 11KN/m (C法) 至 22KN/m (A法)，推力亦極不同，由 34.68KN/m 至 71.70KN/m。各法中，以第二層（高程 2.25m）所須承受之推力最大。

為防止水壓造成滑動，故於牆後整個高程內安置排水性之礫石材料（圖十四），並於溝渠底部置一 PVC 管以集水。施工時，先於黏土層底舖一層不織物 (BIDIM)，可做隔絕層，其上再舖一約 10cm 之當地石料，然後再施工，加勁材因寬度超過 5m，所以舖的方向為機器生產的方向，加勁材間之重疊寬度為 80cm。

## 六、結 論

加勁擋土牆為具潛力之擋土設施，由於加勁材種類之複雜繁多，故對於加勁材之試驗方式、設計方法、及破壞型態均有不同，本文說明了應注意之事項。就分析方法言，一般常用之極限平衡法被修正，並應用於設計，惟就安全性及經濟性方面考量，這些方法有其缺憾，較合理之分析方法應考慮到加勁區內、外部之平衡，而諸多方法中對於滑動面、土壓力分布、作用在加勁材面上正應力之分布等隨著材質之不同而有不同之假設及其適用範圍。由實例分析中，可見不同分析之結果。因此，對於各種方法之基本假設須詳加了解，此亦為本文最主要之目的。

## 參考文獻

- 陳榮河(1987)，“邊坡穩定之分析方法”，土工技術 17 期，第 70~84 頁。
- 賴森榮、陳椒季(1987)，“加勁土壤擋土結構之設施與分析”，土工技術雜誌 17 期，第 45~56 頁。

- ANDRAWES, K. Z., McGown, A., and Murray, R. T. (1986), "The Load-strain-time-temperature Behaviour of Geotextiles and Geogrids", 3rd Int. Conf. on Geotextiles and Geomembranes, Vienna.
- BELL, J. R. and STEWARD, J. E. (1977), "Construction and Observations of Fabric Retained Soil Walls", *C. R. Coll. Int. Sols Textiles*, Paris, pp. 123-127.
- BORDAIRON, M. (1986), Dimensionnement des Massifs en Sol Renforcé par Géosynthétiques, *Thèse de Docteur d'Université*, Université Scientifique et Médicale de Grenoble, France, pp. 311.
- BROMS, B. B. (1977), "Design of Fabric as Reinforced Structures," Symposium on Earth Reinforcement, ASCE, pp. 282-304.
- CHRISTOPHER, B. and HOLTZ, R. D. (1986), *Geotextile Engineering Manual*, Federal Highway Administration, U. S. Department of Transportation.
- GOURC, J. P., RATEL, A. and DELMAS, P. (1980), "Design of Fabric Retaining Walls, The Displacements Method", 3rd Int. Conf. on Geotextiles and Geomembranes, Vienna.
- HAMILTON, M. (1984), "Calculation Method for the Stability of Reinforce Embankments"; Delft.
- HOLTZ, R. D. and BROMS, B. B. (1977), "Walls Reinforced by Fabrics-Results of Model Tests", *C. R. Coll. Int. Sols Textiles*, Paris, pp. 113-117.
- JEWELL, R. A., PAINE, N. and WOODS, R. I. (1984), "Design Methods of Steep Reinforced Embankments" Paper No. 3.1, *Sym. on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering*, ICE.
- JONES, C. C. F. P. (1985), Earth Reinforcement and Soil Structures, Butterworths Advanced Series in Geotechnical Engineering, London.
- JURAN, I., and SCHLOSSER F. (1978), "Theoretical Analysis of Failure in Reinforced Earth Structures", *Convention ASCE*, Pittsburg.
- LESHCHINSKY, D., and REINSCHMIDT, A. (1985), "Stability of Membrane Reinforced Slopes," ASCE. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 111, Nov.
- MCGOWN, A., ANDRAWES, K. Z. and KABIR, M. H. (1982), "Load-Extension Testing of Geotextiles Confined in Soils", 2nd. Int. Conf. on Geotextiles, Las Vegas, V.3, pp.793-798.
- MEYERHOF, G. G. (1953), "The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads", *Compts Rendus du 3e Congres Int.*, Tome 1, Zurich.
- MITCHELL, J. K. and SCHLOSSER, F. (1979), "Mechanism Behavior and Design Methods for Earth Reinforcement, General Report," *Coll. Int. Renforcement des Sols*, E.N.P.C.-L.C. P.C., (3), Paris, pp.25-74.
- MURRAY, R. T. (1980), "Fabric Reinforced Earth Walls:Development of Design Equations", *Ground Engineering*, V.13, No.7, pp.29-36.
- RAULIN, P., ROUQUES, G., and TOUBOL, A. (1974), "Calcul de la Stabilité des Pentés en Rupture non Circulaire, Rapport de Recherche des Laboratoires des Ponts et Chaussée , No.36.,
- SCHLOSSER, F. et LONG, T. (1972), "Comportement de la Terre Armée dans les Ouvrages de Soutènement", *Compts Rendue du 5e Congrès Européen de Mécaniques des Sols*, V.1., Madrid.
- SEGRESTIN, P. (1979), "Calcul d'un Massif en Terre Armée par les Coins de Rupture", *Int. Conf. on Reinforced Earth*, Paris.
- STEWARD, J. E. WILLIAMSON, R., and MOHNEY, J. (1977), "Guidelines for Use of Fabrics in Construction and Maintenance of Low Volume Roads," Chapter 5., *U. S. Forest Service*, Portland, Oregon.
- TENSAR, "Murs de Soutènement à Parement Rigide Ancré par Géogrilles "Tensor"-Méthodes de Calcul".
- TERZAGHI, K. and PECK, R. S. (1967), *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley and Sons, New York, pp. 729.
- WERNER, G., RESL, S. (1986), "Stability Mechanisms in Geotextile Reinforced Earth Structures", 3rd Int. Conf. on Geotextiles Vienna.
- WICHTER, L., RISSEEUW, P., and GAY, G. (1986), "Large-Scale Test on the Bearing Behavior of a Woven-Reinforced Earth Wall", 3rd Int. Conf. on Geotextiles. Vienna, V.IV, pp. 1073-1078.