

# 林肯大郡邊坡坍塌災變原因之省思及 後續整治建議

廖瑞堂

周功台

台北市大地工程技師公會

## 摘要

林肯大郡北側邊坡之坍塌災變，係諸多不利因素及人為疏失同時發生在該災區所導致，原是一場可以避免的不幸事件，本文從進一步的調查及試驗結果，說明災變原因與強度參數取捨及地下水位假設不當有直接的關係，希望此次的不幸事件，能帶給工程人員更多的省思與警惕，更盼相同的錯誤及疏失不要再次的發生，本文最後針對災變原因提出本坍塌區之整治處理建議，該建議僅係代表筆者之意見，提供各界討論及參考。

**關鍵字：**坍塌，強度參數，地下水位。

## POST LINCOLN COMMUNITY DISASTER RETROSPECTION AND REMEDY PROPOSAL

LIAO JUI-TANG

CHOU K. T.

Taipei Professional Geotechnical Engineering Association

## ABSTRACT

The compound of many adverse factors and wrong doings has caused the landslide disaster, though basically avoidable, at the north part of Lincoln Community. Paired with test results, advanced investigation indicates that the disastrous landslide relates directly to some inadequate strength parameters and deficient assumptions for groundwater level. This article discusses the major causes of the calamitous landslide, hoping to evoke more retrospection and alertness in the engineering field. The authors endeavor to prevent similar wrong doings in the future. The remedy proposal stands for a personal view of the authors; however, it may also serve as a reverence measure and a discussion object for the public.

**KEY WORDS :** landslide, parameter of strength, groundwater level.

## 一、前言

民國86年8月18日溫妮颱風來襲的清晨，汐止林肯大郡社區之北側邊坡發生嚴重的順向坡坍塌破壞，造成28人死亡，無論工程界或社會大眾都受到相當的震撼，尤其已經住在山坡地的住戶更是惶恐不安，深怕會是下一個受害者。

災變發生以後許多媒體均進行深入追蹤報導，至現場勘查的各方面專家及學者亦紛紛從自己的專業領域探討災變的原因及因應對策，更藉由媒體的傳播教導民眾如何提前發現問題及坡地住宅購屋時應注意的事項。

這些意見絕大都數是正面且善意的，一方面可提高民眾的危機意識，一方面可讓建商更重視坡地防災的重要性，經此一事件後無論是消費者、建設公司、專業人員或主管官員都上了寶貴的一課。

災變至今已一週年，林肯大郡社區災變的原因經過多方面的調查及查証，其災變的真正原因及各種處理的缺失均一一浮現，筆者由於參與相關的鑑定及調查工作，對於此一災變發生原因中較具關鍵性的原因提出進一步的探討。

雖然從不同單位及不同領域專家探討獲致災變原因的結論，並不完全相同，但大體而言大同小異，歧見並不十分嚴重，相信從更深入的探討及討論，會使災變原因及真相越清楚，當事實真相越清楚時，才能對症下藥，提出後續整治的有效方案。

## 二、破壞機制及災變原因探討

本章節主要係綜合營建署委託台北

市大地工程技師公會及中華民國土木技師公會全聯會所進行之調查報告及相關調查結果加以描述說明，並對災變原因及破壞機制做進一步的探討。

### 2.1 災變現場狀況概述

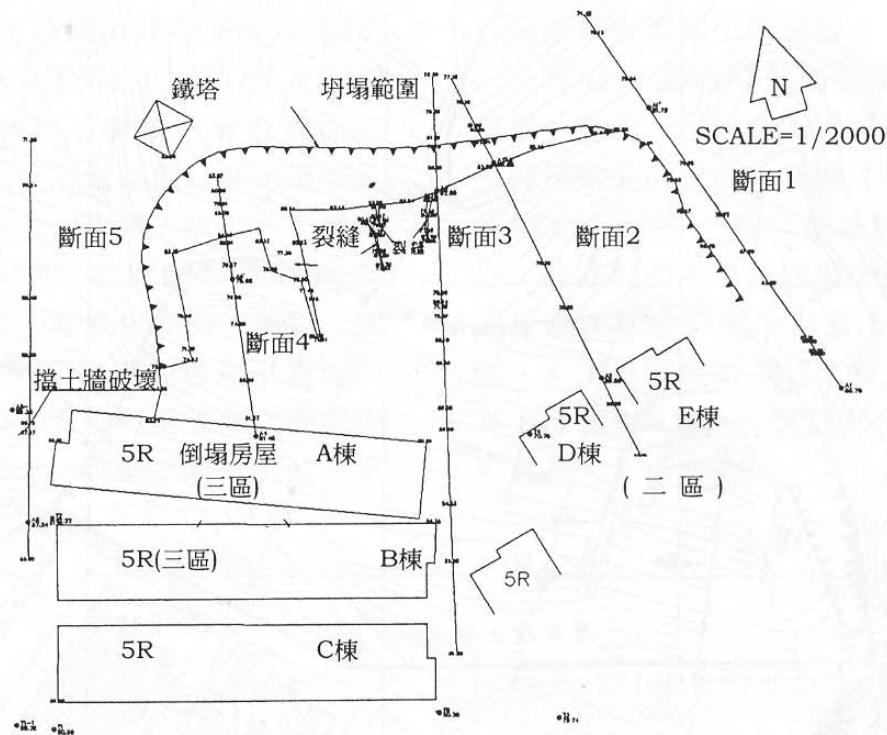
#### 2.1.1 災區位置及災變前地形

林肯大郡社區位於台北縣汐止鎮，位於基隆河北方約2公里處，社區面積約5公頃左右，發生邊坡坍塌災害之區域位於全區西北角稜線之南側邊坡，圖版1-18係林務局民國83年施測之航測圖，當時林肯大郡正在施工中，本工址之邊坡當時尚未產生破壞，當時坡面經整地後坡面呈東西走向，向南傾斜約30度。由該航測圖可知崩塌區東側下方之建築(即二區)，當時結構體已具雛形，但在坍塌區邊坡之西側下方，當時應仍在整地中，結構體尚未施做。

圖版4-1係坍塌邊坡前預力地錨護坡剛完工時之情形，由照片可見RC護版坡面當時並未有明顯滲水現象。

#### 2.1.2 災變後地形及災變概況

民國86年8月18日溫妮颱風來襲之清晨，在林肯大郡西北側邊坡發生嚴重之邊坡坍塌破壞，奪走了28條人命，災變後之地形圖詳見圖一所示，坍塌範圍東西長約140公尺左右，南北寬約60公尺，滑動之高程界於EL56.0~EL86.0m之間，高差約30公尺，在稜線上有一台電鐵塔，此一鐵塔並未受邊坡滑動之影響。由於邊坡下滑之衝擊力甚大，造成緊鄰之建築物嚴重損毀，該建築物呈位移傾倒現象，整排平行於邊坡之連棟建築在東側平移最大約9公尺，為便於後續說明，將受坍塌影響受損嚴重之建築物(二區及三區)分別編號為A、B、C、D、E等5棟建築，其中A



圖一 災變後崩塌範圍示意圖

棟即緊鄰邊坡，受衝擊損毀最嚴重的建築。該建築原係地上5層，地下1層之建築結構物，當遭致邊坡下滑岩體之外力衝擊破壞後，5層之建築似乎只變成3層，該建築物在受災罹難者緊急搶救工作完成後，即已將其全部拆除。

### 2.1.3 災區之地質及地層分佈概況

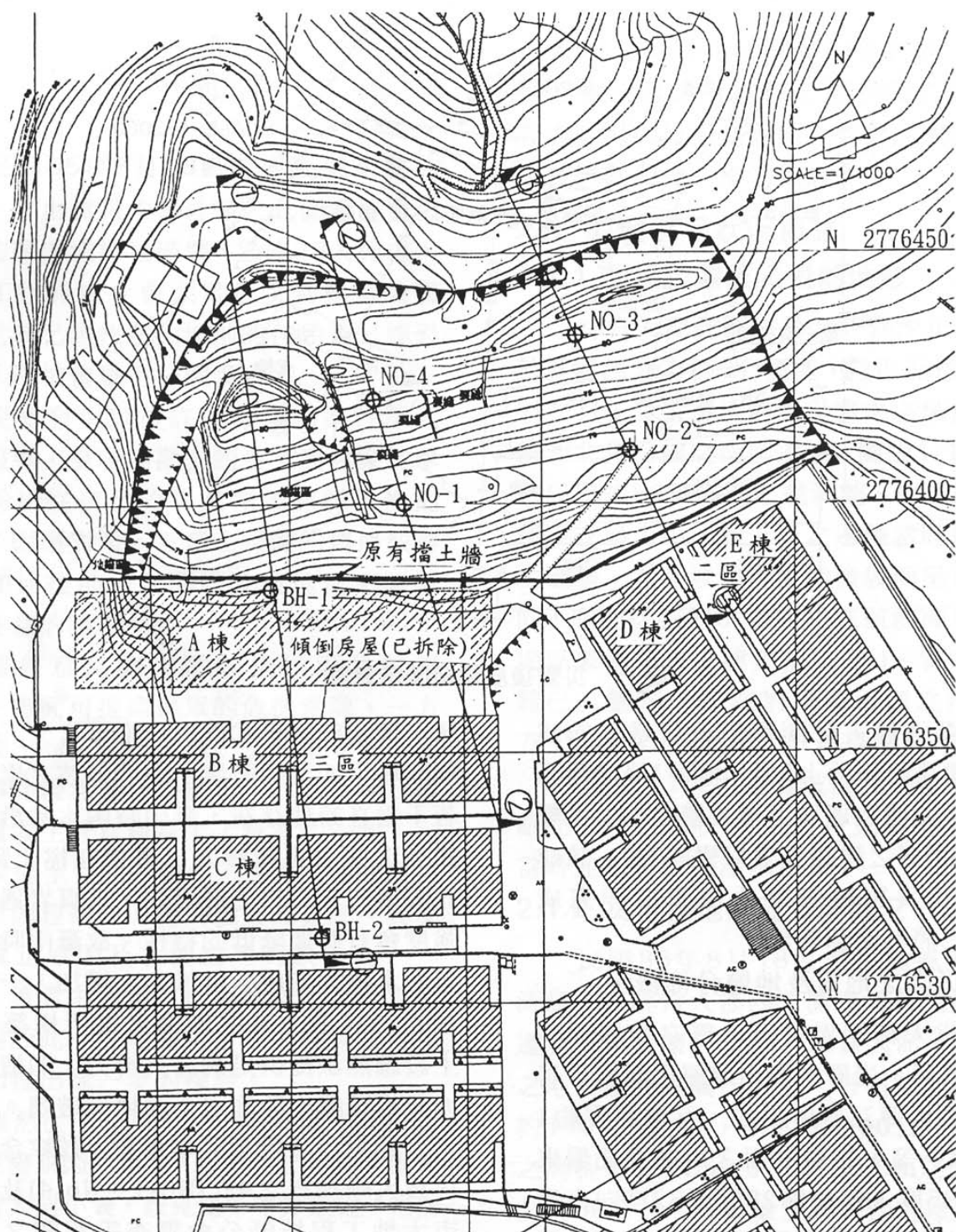
林肯大郡崩塌災區出露之地層係中新世大寮層，岩層主要由厚層之塊狀砂岩及砂岩頁岩薄互層所組成，互層厚度約1~10cm不等，岩層層面之走向為北偏東78度至85度，傾角為28度至32度向南傾斜。頁岩之顏色大致呈灰黑色，砂岩之顏色則呈淡灰色或白色，砂岩之岩性較為堅硬，亦有多道垂直節理，岩石之單軸壓縮強度約為30至190 kg/cm<sup>2</sup>之間。

## 2.2 邊坡坍塌破壞機制

該坍塌區之地質係砂頁岩互層之地

層，邊坡破壞模式係為一沿頁岩面下滑之順向坡平面滑動破壞。由於邊坡之岩層有若干垂直節理存在，豪雨時雨水易沿垂直節理之張力裂縫滲入，蓄積在擋土牆RC面版後方及頁岩之層面間，且頁岩遇水後強度會有明顯降低的特性。故豪雨時，一方面水壓力造成下滑推力之增加，一方面頁岩之抗滑力又明顯降低當所構築之擋土設施無法提供足夠之抗滑力，即造成邊坡及相關擋土設施之全面坍塌破壞。

為進一步瞭解破壞機制，茲綜合台灣科技大學調查之4孔(No-1~No-4)及台北市大地工程技師公會調查等相關之鑽孔繪製地層剖面圖，並將原已損毀建築物之位置及高程描繪於剖面圖上，由地層剖面圖可進一步瞭解邊坡崩坍機制及破壞原因，在本崩塌區內共繪製3個主要地層剖面，剖面圖位置詳見圖二所示，由剖面圖可知本崩塌區邊坡岩體之滑動主要係在



圖二 坍塌後地形圖及鑽孔位置圖

砂頁岩互層之層面間，滑動之岩層塊體內主要有2組滑動面，分別描述為下層滑動面及上層滑動面，由圖三之地層剖面1-1可知，下層滑動面之頂部在鐵塔下方明顯裸露，至於下層滑動面之趾部之位置，由

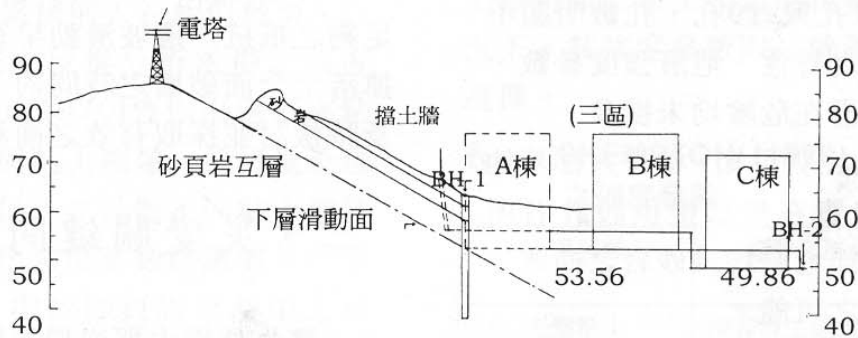
BH-1鑽孔時曾在深度10.1至11.0公尺間鑽到原擋土牆之RC塊，研判當時順向坡產生平面破壞之趾部應在地下室之基礎附近(高程約EL53.0m)。至於下層滑動面與上層滑動面之間，夾有一層厚約3公尺之

淡灰色塊狀砂岩。

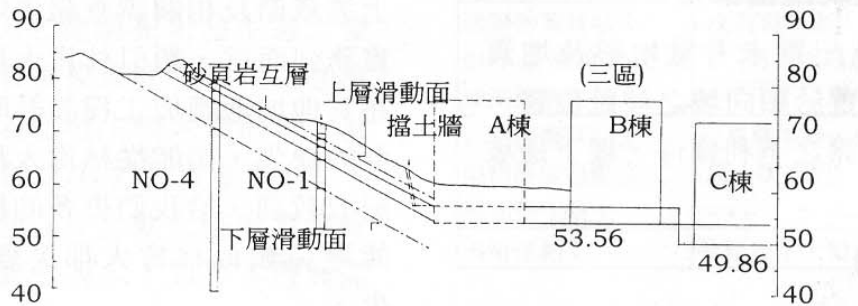
另外由圖四及圖五之地層剖面圖研析可知，剖面3-3建築物(二區D棟及E棟)之地下室基礎高程可能較下層滑動面之趾部為高，表示下層滑動面延伸至邊坡趾部，在二區附近並未出露，故沿著下層滑動面在二區所發生之滑動破壞機率偏低，就理論而言不應產生崩坍，此從二區上方(即崩坍區東側)之坡面可見上層滑動面明顯裸露，可知在崩坍區東側之破壞係以上層滑動面為主，至於下層滑動面在東

側部份雖亦有少量之位移，但研判應係受西側滑動破壞牽引所導致。

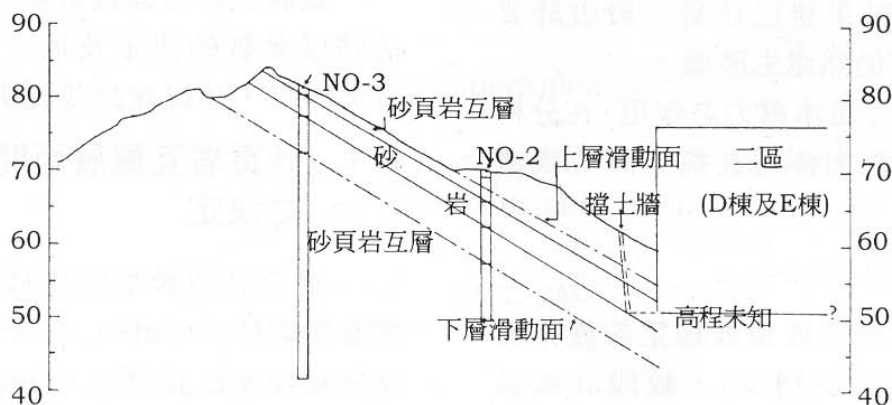
綜合上述地層剖面圖及建築物相關位置、高程，可說明本坍塌區為何會出現多個滑動面的原因，其最主要的因素與建築物地下室開挖高程有直接且顯著的關係，此亦說明本邊坡崩塌之所以發生係導因於順向坡趾部開挖出露(Daylight)所造成，當開挖深度越深時，安全係數越低，其中三區A棟地下室開挖對於邊坡穩定之影響甚大。



圖三 地層剖面1-1



圖四 地層剖面2-2



圖五 地層剖面3-3

## 2.3 造成邊坡坍塌災變之原因

造成邊坡破壞的主要因素就技術層次而言，可分為以下五點：

### 2.3.1 地質調查部份

(a)根據鑽探作業所需時間及後續之追蹤調查顯示，原鑽探報告可能存在全部或局部鑽孔，未實際施作之情事。且其鑽探報告所載之內容經與現地實際狀況比對亦有明顯錯誤(現地地層為砂頁互層，鑽探報告全部描述為砂岩層)。

(b)全區鑽探孔只有9孔，孔數明顯不足，且對於地質之特性、地層強度參數、可能破壞模式及潛在危險均未提及。

(c)綜合以上說明可知，林肯大郡基地原始之鑽探報告實在無法提供設計者所需資料，甚至全部地層均為砂岩之描述，亦有誤導設計者之可能。

### 2.3.2 建築規劃及配置部份

建築規劃及配置未考量地形及地質因素，致建物配置於順向坡之坡趾位置，且形成順向坡出露之不利條件，埋下邊坡不穩定之因子。

### 2.3.3 設計部份

(a)地層強度參數選取偏高，故分析時安全係數計算結果雖已達到一般設計要求標準1.5，但仍然產生破壞。

(b)未適當考量水壓力之作用，在分析時假設並無水壓力作用在擋土護坡或滑動塊體上。

### 2.3.4 施工部份

(a)現場實際完成邊坡穩定設施格樑部份之地錨數量(344支)，較設計數量(468支)為少。

(b)地錨之施工品質不佳，包括有地錨

之施預力過程及自由段之防蝕等方面均有疏失之處。

(c)地錨之夾片局部之材質可能有問題，造成夾片無法將鋼絞線有效咬合握緊。

### 2.3.5 管理維護部份

(a)本工址因未設置監測系統，故有異狀發生時，仍然無法充份瞭解真正的問題所在，以為只是地錨施工品質局部之瑕疵而已，輕忽了邊坡全面破壞之危險性。

(b)擋土牆、格樑及地錨系統無法提供足夠之抵抗，邊坡滑動早有徵兆，自錨頭掉落至全面破壞之時間約一年之久，未能及時檢討並採取有效之補救措施。

## 三、災變關鍵問題之省思

發生林肯大郡崩塌災變的原因，已在上述章節及相關調查報告中說明，就工程實務面而言，類似林肯大郡所犯的錯誤，在其他坡地護坡工程設計時，亦常發現類似的缺失，如能從林肯大郡崩塌的災變中記取教訓，給我們更多的檢討及省思，才能避免類似林肯大郡災變事件的再度發生。

茲將設計方面較嚴重的關鍵問題，包括強度參數的決定及地下水水壓影響等二項因素，加以探討並說明如下：

### 3.1 砂頁岩互層層面間的強度參數之決定

原設計假設地層係砂頁岩互層之強度參數取 $C=0t/m^2$ 、 $\phi=27$ 度，係依據相關經驗及文獻而決定，就完整砂岩及頁岩體強度而言，該強度應屬保守，但就岩層之弱面而言，則不一定，根據相關鑑定

報告均指出該設計採用之強度參數有明顯偏高之嫌，究竟合理的強度參數為何？砂頁岩互層層面間之強度參數應如何決定？乃是影響設計成果妥適與否之主要關鍵之一，一般而言，影響岩層弱面之強度主要因素包括(1)弱面之粗糙度 (2)弱面之基本摩擦角 (3)岩體之強度 (4)垂直覆土壓 (5)弱面是否曾發生過位移(6)弱面之含水情況等六大項，以下就決定岩層弱面強度常用的三種方法加以說明：

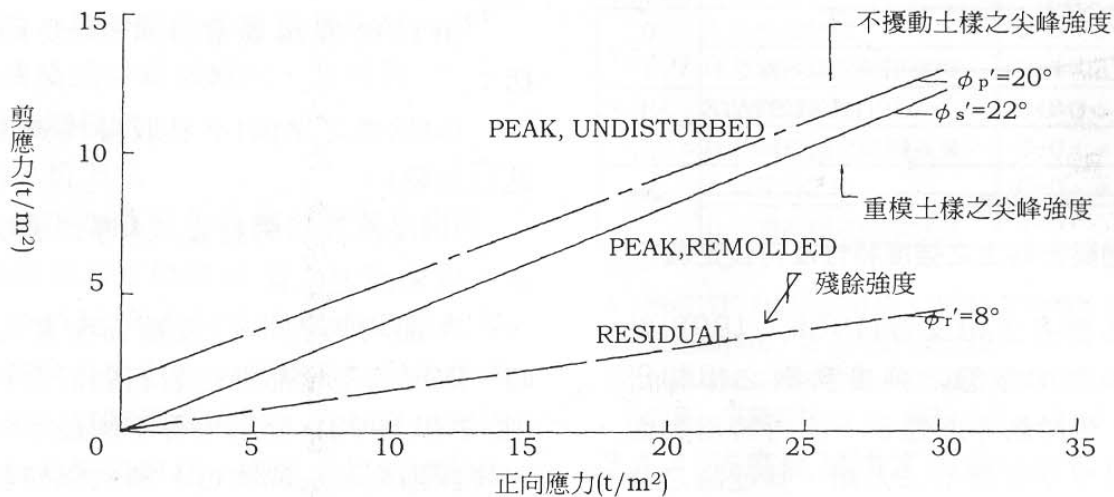
### 3.1.1 經驗法則

經驗法則係累積前人在相似地層，以不同實驗方法或由反推分析求得之強度參數。Skempton(1970)曾指出過壓密粘土層之強度特性與粘土種類、位移量及含水量有密切的關係，並針對不同粘土種類及變形歷史，提出強度參數建議表，如表一及圖六所示，由於砂頁岩互層中之頁岩，其行為接近過壓密葉狀粘土，依據Skempton(1970)之建議在未發生過大變形時，其強度可取重模或完全軟化之強度參數( $C_s'$ ,  $\phi_s'$ )，若已發生較大變形時，其強度參數應取殘餘之剪力強度參數( $C_r'$ ,  $\phi_r'$ )，有關殘餘強度、完全軟化強度及尖峰強度之定義詳見圖七所示。對於本邊坡而

言，其強度應取完全軟化之強度( $C_s'$ ,  $\phi_s'$ )或殘餘強度( $C_r'$ ,  $\phi_r'$ )，應視設計當時是否已曾發生較大變形而定，如未曾發生較大變形，則取完全軟化之強度應為合理，若是設計時，該邊坡已發生較大變形，則取殘餘強度應是較合理的選擇。據瞭解本邊坡在整地初期即已發生小規模之崩坍(詳見圖版4-2)，乃在小規模崩坍發生後再進行地錨護坡設計，且由坡面破壞後縱向裂縫之岩壁發現極明顯之水銹鐵染現象(詳見圖版4-3)，推論本邊坡在施工初期或完工後可能已產生相當的位移，故在此種情況下，其強度參數取殘餘強度應為合理的選擇。

表一 SKEMPTON (1970) 對挖方邊坡建議之強度參數

土壤種類	變形之歷史	強度	
		$C'$	$\phi'$
完整粘土	沒有發生過大變形 (第一次崩坍)	$C_p'$	$\phi_p'$
過壓密葉狀粘土 但不是高度過壓密 或高膨脹性粘土	沒有發生過大變形 (第一次崩坍)	$C_s'$	$\phi_s'$
過壓密葉狀粘土 但為高度過壓密或 高膨脹性粘土	沒有發生過大變形 (第一次崩坍)	0	$\phi_r'$
過壓密粘土	曾經發生大變形	0	$\phi_r'$

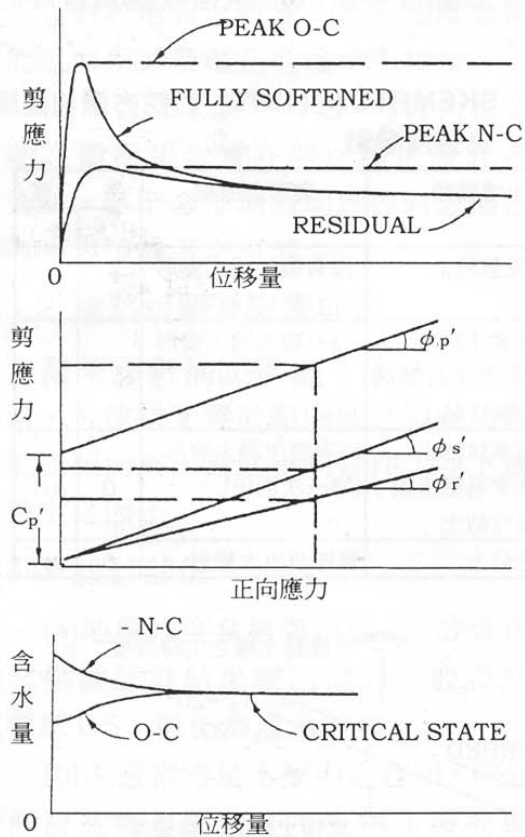


圖六 黏性土之強度(Skempton, 1970)

表二 滑動面種類及力學強度之關係 (玉田文吾, 1985)

型態 種類	生成位置	滑動面之 剝離性	地滑面有 無線條	光滑	滑動面 地下水	形狀	滑動面 傾角	滑動面 厚度	強度範圍
剪斷 I型	滑動面含有粘 土層(或泥岩)	不良	無	無	無 (但仍有潤滑水)	波狀 平滑面	10~20°	1~5 m m	$C_{cu} > 0$ $\phi_{cu} > 0$
剪斷 II型	崩積土與風化 岩之界面	稍為 良好	無	無	無	平滑面	不一定是 20° 以下	1~2 m m	$C' = 0$ $\phi' > 0$ (15-22°) $C_u > 0$ $\phi_u > 0$
摩擦 I型	崩積土、岩盤 強風化層界面	良好	條痕	玻璃狀 光滑	棲止水	平滑面	0~3°	無 或 超薄	$C_{f1} = 0$ $\phi_{f1} > 0$ (7° -8°)
摩擦 II型	崩積土、風化 岩盤層界面	良好	擦痕	濕潤狀 光滑	濕潤狀	凹凸 平滑面	不一定是 20° 以下	1 m m 以下	$C_{f2} = 0$ $\phi_{f2} > 0$ (9° -17°)

註： $C_{f1}$ 、 $\phi_{f1}$ 及 $C_{f2}$ 、 $\phi_{f2}$ 均為殘餘強度之參數



圖七 過壓密黏土之強度特性及符號定義

另外參考玉田文吾(1985, 1998)針對不同滑動面型態之強度參數之相關研究指出, 依滑動界面性質不同可將滑動面分為剪斷型及摩擦型二大類, 其建議之強度參數如表二所示, 以林肯大郡砂頁岩互

層界面性質之特性研判, 由於滑動面之剝離性良好且光滑, 根據玉田文吾之研究該滑動面應屬摩擦II型, 其強度參數之範圍凝聚力 $C=0t/m^2$ , 摩擦角 $\phi=9\sim 17$ 度之間。

### 3.1.2 實驗室強度試驗

由於岩盤不連續面之破壞模式與實驗室直接剪力試驗沿著某一特定弱面之破壞模式相近, 故實驗室大都進行岩石弱面直接剪力試驗以取得強度參數。

影響該試驗結果的主要因素包括: (a)含水量(或浸水時間) (b)位移量 (c)正向應力大小。

至於影響試驗結果的次要因素包括:

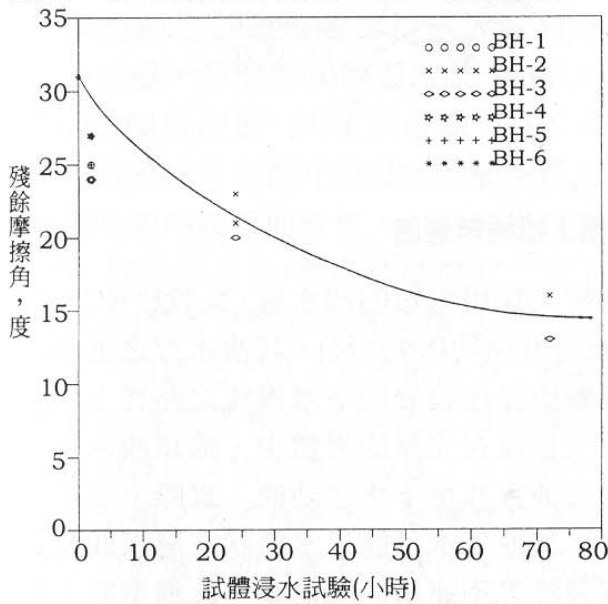
(a)試體之準備(不易取得代表性試體進行試驗)。

(b)浸水後試體會膨脹, 導致破壞面並非在原來預定位置。

本崩坍區在進行後續安全鑑定調查時, 取得若干樣品進行岩石弱面直剪試驗(張文清, 1998), 分別求得不同浸水時間下之殘餘強度及尖峰強度, 圖八係殘餘摩擦角與浸水時間之關係, 由圖中可知浸水時



間對於弱面之抗剪強度影響極大，浸水時間從零(不浸水)到浸水72小時，其殘餘摩擦角從31度降低到13至16度之間；在浸水初期，強度會呈較大幅度下降，浸水24小時以後，強度降低情形則較趨緩。從該試驗結果推估，若在長時間浸水後，林肯大郡崩坍區附近砂頁岩互層之弱面強度殘餘摩擦角，有可能會降低到13至16度之間。



圖八 殘餘摩擦角與浸水時間(小時)

### 3.1.3 反推分析法(BACK ANALYSIS)

反推分析係假設破壞時之安全係數小於1.0，然後進行反推分析以推估滑動面之參數，該滑動面參數是否具有代表性與以下四種因素關係最大，分別為：

- (a)破壞模式
- (b)分析方法
- (c)地下水位或其他外力因素之假設
- (d)破壞前原始地形

其中以地下水位及破壞前之原始地形，因破壞後地下水狀況及地形均會產生較大變化，有時不易獲得，只有從相關的資料研判及施工紀錄，儘量重建破壞前的狀況，以做為分析之依據。

以林肯大郡之破壞邊坡而言，其破壞模式係典型的順向坡平面破壞，故分析方法採用Hoek and Bray(1977)建議之平面破壞分析模式大致合理，至於破壞前之地形則由破壞後之地形、航測基本圖及設計圖等相關資料加以重建而成，圖九係重建破壞前之地形及擋土設施示意圖。地錨擋土牆構造提供之抗滑力亦列入分析中。由於現場進行之地錨抗拉試驗結果及檢視相關地錨，認為地錨之錨碇段大都未被拉脫，故分析時假設地錨可提供之抗拉力分為兩種情況，一為達到原設計值；一為可達到鋼絞線之降服強度。至於地下水位部份則因破壞前無任何觀測資料，可推估破壞當時之地下水位情況為何，故反推分析時將水位高度視為一變數進行反推分析，水位高度假設由0到7公尺不等，分析結果詳見表三所示，由表中可知假設地錨之錨碇力只能發揮受原設計之抗拉力時，破壞時之安全係數為0.95，則其滑動面間之摩擦角約20.2至25.4度之間，假設地錨之錨碇力可發揮至降服強度，則層面間之摩擦角約15.8至19.7度之間。

表三 滑動面強度參數反推分析結果

地下水位(m)	地錨抗拉力	反推分析結果
0	A.依原設計值	C=0、 $\phi=20.2^\circ$
	B.依鋼絞線之降服強度	C=0、 $\phi=15.8^\circ$
5	A.依原設計值	C=0、 $\phi=23.5^\circ$
	B.依鋼絞線之降服強度	C=0、 $\phi=18.3^\circ$
7	A.依原設計值	C=0、 $\phi=25.4^\circ$
	B.依鋼絞線之降服強度	C=0、 $\phi=19.7^\circ$

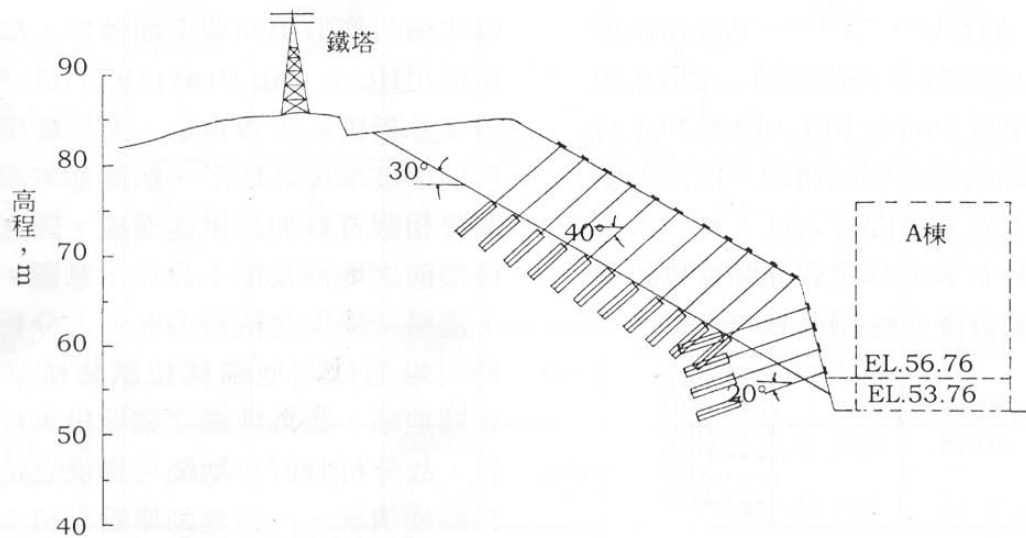
說明：

A：地錨抗拉力依原設計值，係指4支40噸及11支35噸之地錨作用，水平間距分別為2.5公尺及3公尺。

B：依鋼絞線之降服強度，依5條及4條12.7mm鋼絞線計算，其降服拉力分別為79.5噸及63.6噸。

### 3.1.4 強度參數決定部份之綜合結論

綜合相關經驗法則、直接剪力試驗及



圖九 破壞前之剖面圖及擋土措施示意圖

反推分析結果得知，原先砂頁岩互層層面間之強度參數 $C=0$ 、 $\phi=27$ 度之假設確屬偏高，本崩塌區砂頁岩互層之摩擦角 $\phi$ 應在15至20度之間較為合理；至於其他地區砂頁岩互層邊坡之強度參數之取捨，視其是否曾發生過位移，並配合弱面直接剪力試驗求得；對於發生明顯崩坍之邊坡，若能配合監測結果，進行反推分析以求得不連續面之強度參數，則該參數更具有參考價值及代表性。

### 3.2 地下水位設計條件之假設

地下水位之高低與滑動面強度參數大小，對邊坡穩定之影響佔相同的份量，原設計無地下水位之假設，係基於以下二個原因：(1)砂岩係透水性良好的地層 (2)洩水管會將地下水有效宣洩，但就實際狀況而言，地下水位在擋土設施完工後，由於混凝土面版係一不透水性擋土牆，加上實際地質為砂頁岩互層，並非良好的透水層，且在尚未整地施工前坡面之縱向垂直節理已有相當豐富之地下水存在，地下水皆係沿著該等節理及裂隙滲流。該地下排

水措施採用短短的洩水管，裝設於RC面版後(長度僅約0.4公尺)，其洩水管之進水口很難恰好埋設於地下水滲流之路徑上，而可能包覆在完整的岩體中，欲藉洩水管有效發揮宣洩地下水之功能，實際上並不可行。該地下水可能呈水脈狀在層面間及節理裂隙等不連續面間流動，此種型態之地下水，調查時即不易充份掌握，故原設計時假設該地層為一透水性良好的地層，而且認為採用洩水管之輔助，即可將地下水有效降低，而不計其水壓力之影響，乃是過份大膽的假設；同時由崩坍前擋土牆面版滲水的情形研判，出水之位置在坡趾上方約6~7公尺處，地下水並非從洩水管流出，而是從混凝土面版之施工縫中滲出(詳見圖版4-4)，說明坍塌前本邊坡RC擋土護版後方之地下水應有相當的高度。

## 四、後續處理對策之建議

### 4.1 順向坡整治原則及工法探討

邊坡之整治原則不外乎以下三項，茲

說明如下：

(a)增加抗滑力：增設擋土牆、抗滑樁、地錨背拉或於坡趾回填加載等措施。

(b)減少下滑力：移除坡頂荷重，將可能滑動土體挖除或是增加地下排水等措施。

(c)避開：如改線、採用架橋或明隧道等方式。

典型的岩石邊坡破壞模式大致可分為以下五種，分別為(a)圓弧破壞 (b)平面破壞 (c)楔形破壞 (d)傾倒破壞 (e)岩塊墜落，由於林肯大郡北側邊坡的破壞模式係典型的順向坡平面破壞，而滑動岩體厚約10~13公尺左右，順向坡破壞的二項主要條件為(a)不連續面出露或稱見光，(b)滑動土、岩體之下滑力大於抗滑力；林肯大郡北側邊坡破壞的原因就是同時滿足上述兩項條件，因而產生破壞；目前將原有傾斜倒塌之房子拆除後，該廢棄物置放原地，由於坡趾回填壓重之關係，使得抗滑力大於下滑力，根據觀測結果顯示，該邊坡目前大致呈穩定狀況。但對於長期性而言，該邊坡之安全性仍嫌不足，且配合後續建築之補強，該邊坡仍須進一步加以整治。

至於順向坡之常用整治工法包括：

(a)修坡：將滑動面上方之滑動土、岩體清除，只要修坡之坡度小於層面之傾角，即不會產生出露，一般而言，順向坡只要不產生出露就可達到穩定狀況。以林肯大郡而言，其滑動面傾角約30度左右，故修坡角度只要小於30度即可達到不出露之目的，另加以納入安全係數要求之考量，邊坡傾角應適度放緩，使穩定安全性可符合設計標準。

(b)增設擋土護坡：當順向坡坡度較陡及地形上之限制，無法採用修坡方式達到

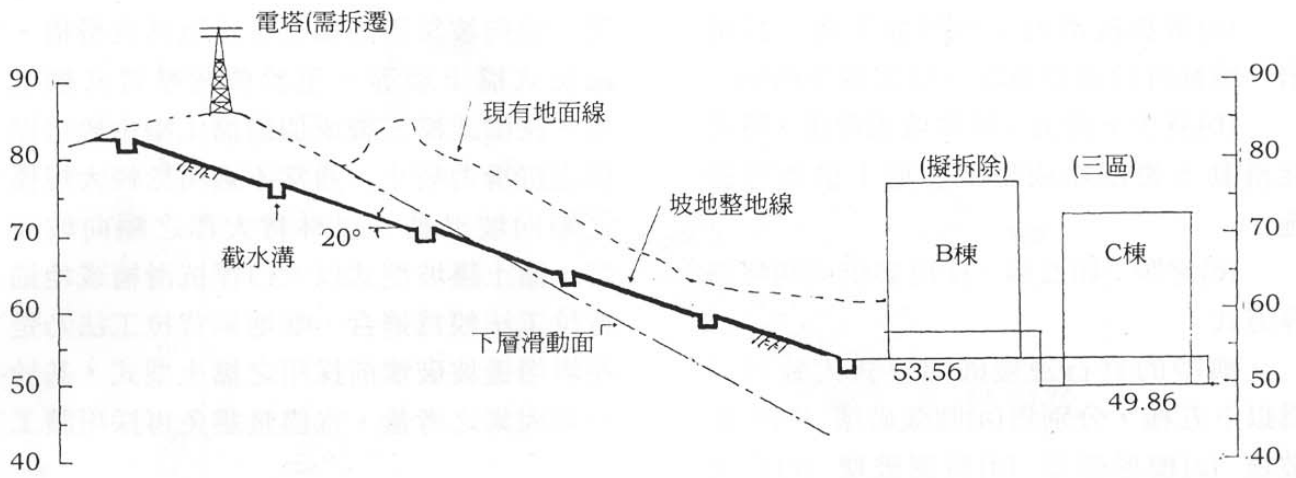
穩定時，則必須採用各種擋土護坡加以穩定，順向坡常用的擋土工法包括抗滑樁、錨拉式擋土牆等。至於傳統懸臂式擋土牆、扶壁式擋土牆或加勁擋土牆由於可提供之抗滑力較小，通常不適用於較大規模之順向坡滑動。以林肯大郡之順向坡而言，擋土護坡型式以大口徑抗滑樁或地錨背拉工法較為適合，唯地錨背拉工法乃是在坍塌邊坡破壞前採用之擋土型式，基於心理因素之考量，宜儘量避免再採用該工法。

## 4.2 處理方案說明及比較

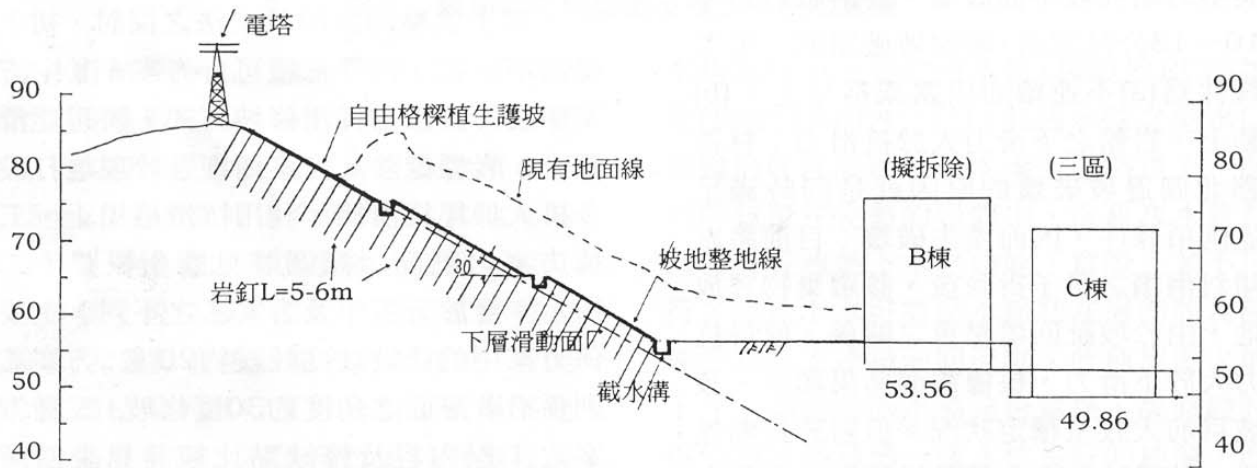
經上述整治原則及工法之探討，初步提出甲、乙、丙等三種可行方案，其中方案甲及方案乙均採用修坡方式，將可能滑動土、岩體挖除，方案丙則是於現地打設多排大口徑抗滑樁，利用抗滑樁擋土，三種方案之剖面示意圖詳見圖十~圖十二所示。至於方案甲及方案乙之不同，主要係方案甲的修坡坡度較緩約20度；方案乙則係沿著層面之角度約30度修坡，三種方案之工程內容及優缺點比較詳見表四所示，無論採用何種整治方案，都必須配合坡面之截排水措施及綠化植生等工程設施，一方面可減少地下水入滲及減低風化進行，一方面可保持坡面之美觀及完整，避免沖蝕擴大，造成邊坡穩定之不利影響。

## 4.3 綜合比較及建議

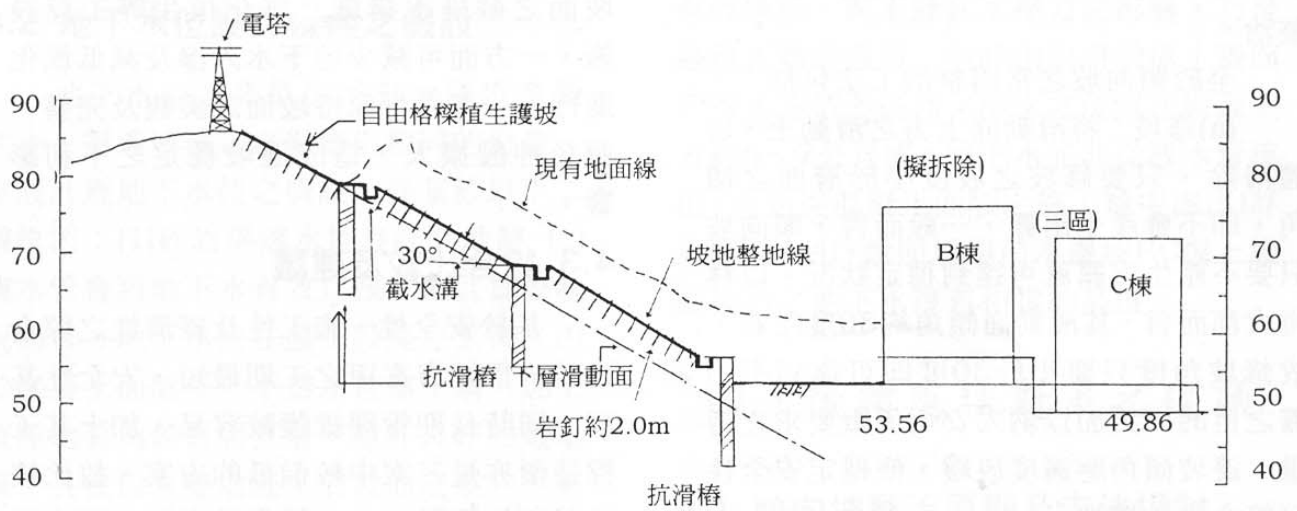
基於安全性、施工性及經濟性之綜合比較，得知方案甲之工期最短，安全性甚高，同時長期管理維護較容易，加上其工程造價亦是三案中較偏低的方案，故比較結果初步建議以方案甲最為可行，即是採用較平緩的修坡方式(約20度)，將可能滑動土體全部移除，但此方案的最大缺點乃



圖十 方案甲整治剖面示意圖



圖十一 方案乙整治剖面示意圖



圖十二 方案丙整治剖面示意圖

表四 整治方案優缺點之評估比較

	工程內容	優點	缺點
方案甲	(a)修坡，坡度約20度 (b)加強地表截排水及地下排水措施 (c)坡面綠化植生	(a)安全性甚高 (b)長期維護管理較易 (c)工期最短	(a)坡頂之鐵塔需遷移 (b)土方量甚大，棄土需有合適之規劃 (c)地權問題需決解
方案乙	(a)邊坡修成30度(與原地層傾角相同) (b)坡面以自由格樑植生護坡綠化植生 (c)打設長5~6公尺之岩釘，以增加安全性	(a)土方量較小，施工性亦佳 (b)鐵塔可以不用遷移	(a)鐵塔位於崩坍區邊緣，由於基礎狀況未知，鐵塔之安全性疑慮較多 (b)坡度較陡，植生略為困難
方案丙	(a)於現地打設3道大口徑抗滑樁 (b)坡面須適度修坡綠化植生 (c)坡面截水措施仍需施做	(a)對現有地形地貌破壞最小 (b)鐵塔不用遷移	(a)大口徑基樁施工性不易 (b)造價昂貴 (c)工期最長

是土方量甚大及地權等問題，另外邊坡上方之鐵塔則必須配合工程之進行加以遷移或改建，但若鐵塔無法遷移時，則必須就方案乙及方案丙兩種方案再加以評估比較，擇一方案進行整治。

## 五、結論及建議

1. 順向坡雖具有較大之崩坍潛能，但亦需有一定地質、地形、地下水文條件及外在工程因素等不利狀況之綜合影響，才會發生順向坡破壞。林肯大郡邊坡坍塌事件係一典型砂頁岩互層之順向坡平面破壞案例，其主要原因乃是導因於順向坡坡趾大幅開挖造成出露，而未予妥適之工程處理所產生。

2. 林肯大郡邊坡之坍塌破壞係諸多的人為疏失所造成，包括粗糙不當的調查設計、不盡完善的施工品質及後續不良的管理維護，就工程技術層面予以客觀地檢討，這些疏忽及缺失都是可以避免防止。

3. 地層屬砂頁岩互層之順向坡，其砂頁岩層面間強度參數之決定及地下水位、水壓之假設，乃是影響擋土護坡設施工程之設計成敗的重要關鍵，設計者除參考完整確實之工址鑽探調查資料外，應就其邊坡岩體護坡設施之行為機制與破壞模式，進行縝密嚴謹的專業性分析及研判，選擇合理的參數與分析模式做為分析設計之依據，如純以鑽探報告之描述及試驗結果做為分析及設計之依據，而未充份考量實際邊坡破壞行為特性，可能會導致錯誤的判斷。

4. 從此災變事件中，更突顯出監測系統在山坡地開發工程的重要性，不論在調查設計階段甚至在後續的施工管理及長期之穩定性維護，均具有頗為重要的功能及效用，林肯大郡如果能從調查階段一開始，就設置必要的監測系統，相信一切異常狀況及擋土設施行為變動都會在有效的掌握中，不致於發生此一不幸事件。

5. 監測系統的設置除了能瞭解邊坡之穩定狀態，同時也可供作研析擇定地層強度參數及地下水位、水壓條件的重要依據，藉由反推分析亦可校核原設計之假設是否合理，並做必要處置。

6. 山坡地開發工程對於邊坡擋土設施監測系統之建立及後續施工管理，以及長期穩定性之研判，需建立一套更周延的標準及規範，使山坡地居住的安全性，獲得更大保障。

## 參考文獻

台北市大地工程技師公會及中華民國土木技師公會全國聯合會(1997),「汐止林肯大郡邊坡坍塌災變調查報告」,內政部營建署委託。

台北市大地工程技師公會(1998),「汐止鎮林肯大郡社區災變後檢視基地整體地盤及鑑定建築物安全性暨災變發生原因調查工作—上邊坡整治工作報告書」,台北縣政府委託。

張文清(1998),「林肯大郡砂頁岩互層之剪力性質探討」,國立台灣科技大學營建工程技術研究所碩士論文。

台北市大地工程技師公會(1997),「台北縣汐止鎮汐萬路林肯大郡坍塌邊坡現場鑽探取樣工作報告書」,台灣士林地方法院檢查署委託。

玉田文吾(1985),「地すべり面の種類と力學性質の關係」, *Journal of Japan Landslide Society*, Vol.22-2, PP.14~21。

玉田文吾,福田順二(1998),「地すべり面の形狀決定安全率算定」, *Journal of Japan Landslide Society*, Vol.35-1, PP.37~45。

Skempton, S.W.(1970), "First-Time slides in over-consolidated clays", *Geotechnique*, Vol.20, No.3, PP.320~324.

**本文之討論意見將在後期刊出,請您將意見於  
兩個月內寄交本刊編輯委員會。**

**87年7月15日 收稿  
87年7月29日 接受**