

建築物坡腳退縮距離之研究



內政部建築研究所自行研究報告

中華民國 97 年 12 月

097301070000G2011

建築物坡腳退縮距離之研究



研究主持人：李怡先

研究員：王暉堯

內政部建築研究所自行研究報告

中華民國 97 年 12 月

MINISTRY OF THE INTERIOR
RESEARCH PROJECT REPORT

The study on the distance between
buildings and slope toe
for the hillside community



BY

LEE YEI SAIN

WANG HUEI YAO

December, 2008

章節目次

章節目次	I
表次	II
圖次	V
摘要	VI
第一章 緒論.....	1
第一節 源起及目的.....	1
第二節 研究方法.....	1
第三節 研究進度.....	3
第二章 法規及文獻分析.....	5
第一節 我國法規規定.....	5
第二節 美日有關規定.....	6
第三節 國內有關學者之研究.....	8
第四節 檢討與分析.....	11
第三章 DDA 理論架構及應用發展.....	17
第一節 不連續變形分析法之理論背景概述.....	17
第二節 DDA 於大地工程上之研究發展.....	27
第三節 國內 DDA 於邊坡破壞行為之模擬.....	29
第四章 數值分析模擬及驗證.....	33
第一節 分析基本假設.....	33
第二節 STABL 程式分析運算.....	34
第三節 不連續變形分析法之檢核.....	36
第五章 DDA 數值模擬及分析結果.....	39

第一節	幾何模型之建立.....	39
第二節	分析條件.....	41
第三節	分析結果與討論.....	43
第六章	結論與建議.....	49
第一節	結論.....	49
第二節	建議.....	49
附錄一	期初審查意見及辦理情形.....	53
附錄二	期中審查意見及辦理情形.....	55
附錄三	期末審查意見及辦理情形.....	59
參考書目	65





表次

表 2-1	崩山災害波及範圍劃定準則表.....	9
表 3-1	DDA 次矩陣 $[K_{ij}]$ 及 $[F_i]$ 摘錄表.....	25
表 3-2	DDA 的發展現況.....	28
表 4-1	驗證分析之材料參數輸入值.....	38
表 4-2	DDA 與極限平衡法分析結果之比較.....	39
表 5-1	分析之材料參數輸入值.....	44



圖次

圖 2-1	美國 Washington 州的 Auburn 市之「坡度陡峭者」 之安全退縮距離.....	7
圖 2-2	日本陡坡地崩坍危險區域之指定範圍基準.....	7
圖 2-3	緩衝區設置規定(張石角,1989).....	10
圖 2-4	建築技術規則平面型地滑示意圖.....	11
圖 2-5	不同角度平面型崩滑假設圖.....	12
圖 2-6	建築技術規則第 262 條及 264 條之 1 退縮距離隨坡角 變化之關係.....	15
圖 3-1	DDA 之理論架構示意圖.....	19
圖 3-2	DDA 之運算架構.....	21
圖 4-1	坡度 100% 邊坡穩定分析結果.....	36
圖 4-2	單一塊體於邊坡上之幾何模型.....	38
圖 5-1	本研究分析之幾何模型.....	42
圖 5-2	礫石型土石流粒徑分佈 (蕭沛佳, 2006)	42
圖 5-3	塊體停止距離與滑動初始位置關係圖.....	45
圖 5-4	土體停止距離與邊坡度關係圖.....	46
圖 5-5	滑動土體最大水平速度與邊坡坡度關係圖.....	47
圖 5-6	本研究結果與建築技術規則 264 條之一比較.....	48
圖 5-7	土體停止距離與不連續接觸面摩擦角 ϕ 關係圖.....	49

摘 要

關鍵詞：山坡地社區、擋土牆、退縮距離

一、研究緣起

台灣地區地狹人稠，經濟活動蓬勃發展，山地佔全島面積約 74%，以有限之平原、台地土地資源供給工業、農業、商業及休閒活動所需實嫌不足，故山坡地住宅社區便有其出現之時空背景，民國八十年代為山坡地社區開發之最高峰。但由於相關法令之配套規定不足，業主對於專業認知不足，山坡地社區開發過程中，對於水土保持設施及邊坡保護工程常因陋就簡，甚至作出極為大膽之開發舉措。其中，許多山坡地建築物鄰近邊坡坡腳設置，毫無安全退縮距離，如有災害發生，常因此造成嚴重生命財產損失。林肯大郡災變為此類災變之最著名之案例，為此政府於建築技術規則增訂相關條文以規範。建築技術規則山坡地專章關條文既有第 262 條第 2 款、第 264 條及 265 條，各條文所規定之對象並不相同，而明定建築物至坡腳退縮距離為第 264 條，此一條文實施已超過十年，有必要針對其規定再作檢討及修正。

二、研究方法及過程

本計畫係針對建築物距坡腳退縮距離進行研究，首先蒐集國內相關法規，檢討分析各項法規值相關規定，並與現地案例比較，探討其中有待改進之處，再進行數值分析，以建立合宜之退縮距離規定，茲說明研究方法如下。

1、相關法規檢討

現行有關建築物距坡腳退縮距離之規定係明定於建築技術規則山坡地專章關條文既有第 262 條第 2 款、第 264 條及 265 條，其中 262 條第 2 款之係規定不得作為建築用地，264 條之規定係明定建築物距擋土牆坡腳之退縮距離，前 2 項

之規定係基於建築物安全之規定所需退縮距離，而第 265 條規定目的係提供山坡地住宅良好通風採光之需，各規定所計算之數值各有所不同，本研究首先針對上述條文規定進行分析比較，了解各項規定之理論基礎，進行必要之檢討分析。

2、文獻蒐集及案例檢討分析

由於邊坡破壞型態將影響邊坡滑動之影響範圍，亦即會使建築物距邊坡所需退縮距離而有所不同，本研究將再針對邊坡破壞模式及成因進行比較探討，以建立分析之基本條件，作為數值分析及模式推導之基礎。

3、數值分析

由於邊坡滑動破壞後之運動行為屬非連體力學範疇，故以連體力學之有限元素法或有限差分法均無法描述其運動，故本研究將採用分離元素法中之 DDA 進行數值模擬工作，以求出邊坡滑動及其堆積部分佈、及大小形狀與坡度及擋土牆高度之關係，以做為建築物距坡腳退縮距離規定之依據。

三、重要發現

- 1、邊坡破壞後土體滑動後所需之停止距離，影響因素眾多，而本研究將土體破壞後之行為，簡化為眾多土體顆粒之集體運動，於坡度 30、40、55、100 之邊坡條件下，利用 DDA 程式進行有關模擬運算，可以求得邊坡土體滑動後之停止距離，而獲致不錯之研究成果。
- 2、建築技術規則 264 條之一有關建築物退縮距離之計算，退縮距離會隨著坡角增加而增加，於坡角接近 90 度時，甚至會趨於無窮大，此一現象明顯不合理；而 262 條第二目第二款有關不得開發建築用地規定，所規定平面地滑波及範圍之計算影響範圍卻會隨坡角增加而減少，於坡角接近 90 度時，影響範圍趨於 0，二者趨勢明顯不一致，需再檢討修正，以求二者精神一致。
- 3、基於風險管理之理念，山坡地建築物所處之邊坡穩定依相關法規需設有擋土設施，其邊坡穩定安全性雖可達到設計要求，但邊坡上方出現小規模土石滑動，卻是無法完全避免，故建築物退縮距離之規定有其必要，而建築物外牆

作為擋土設施，其結構安全雖可以透過工程設計方法達到安全，但如發生上邊坡土石滑落，則由於缺乏退縮距離，將會有重大傷亡之虞，故仍不應以建築物外牆作為擋土設施之用。

四、主要建議事項

一、 立即可行之建議：修改建築技術規則 264 條之一有關退縮距離之計算

主辦機關：內政部營建署

協辦機關：內政部建築研究所

- (一) 建築技術規則 264 條之一有關退縮距離之計算，於坡度 100%以前，大致合理，退縮距離會隨著坡角增加而增加，於坡角接近 90 度時，甚至會趨於無窮大。建議於 264 條之一增列建議於 264 條之一增加最大值之限制，由本研究計算結果建議最大值可為 $H+3m$ 、或為 $2H$ ；而由於現有規定並未有最小退縮距離之限制，可於 264 條增列最小退縮距離以維坡地社區開發之安全，根據本研究分析成果，建議退縮距離為 5m。

二、 長期性建議：

主辦機關：內政部營建署

協辦機關：內政部建築研究所

- (一) 山坡地土壤、水文及植生之變異性頗大，而邊坡又有不同破壞模式(如落石災害)，以單一公式或數值欲確保山坡地建築物之安全性，仍有力有未逮之處，故建築物距擋土牆坡角退縮距離應朝性能式審議精神方面著手，條文規定僅為最小距離，而真正所需距離應設置審議委員考量現地情形再予決定。



第一章 緒論

第一節 源起及目的

台灣地區地狹人稠，經濟活動蓬勃發展，山地佔全島面積約 74%，以有限之平原、台地土地資源供給工業、農業、商業及休閒活動所需實嫌不足，故山坡地住宅社區便有其出現之時空背景，民國八十年代為山坡地社區開發之最高峰。但由於相關法令之配套規定不足，業主對於專業認知不足，山坡地社區開發過程中，對於水土保持設施及邊坡保護工程常因陋就簡，甚至作出極為大膽之開發舉措。其中，許多山坡地建築物鄰近邊坡坡腳設置，毫無安全退縮距離，如有災害發生，常因此造成嚴重生命財產損失。林肯大郡災變為此類災變之最著名之案例，為此政府於建築技術規則增訂相關條文以規範。建築技術規則山坡地專章關條文既有第 262 條第 2 款、第 264 條及 265 條，各條文所規定之對象並不相同，而明定建築物至坡腳退縮距離為第 264 條，此一條文實施已超過十年，有必要針對其規定再作檢討及修正。

此外，邊坡之破壞滑動行為可分為 1.發生區 2.滑動區 3.堆積區，現行法規規定係以邊坡幾何關係所推定影響範圍作為建築物距坡腳退縮距離，除屬偏保守之舉，而執行過程亦有其難以執行之處，實應進行此一條文之檢討分析，在兼顧安全與實務之前提下，訂定合宜之規定。

第二節 研究方法

本計畫係針對建築物距坡腳退縮距離進行研究，首先蒐集國內相關法規，檢討分析各項法規值相關規定，並與現地案例比較，探討其中有待改進之處，再進行數值分析，以建立合宜之退縮距離規定，茲說明研究方法如下。

1、相關法規檢討

現行有關建築物距坡腳退縮距離之規定係明定於建築技術規則山坡地專章

關係文既有第 262 條第 2 款、第 264 條及 265 條，其中 262 條第 2 款之係規定不得作為建築用地，264 條之規定係明定建築物距擋土牆坡腳之退縮距離，前 2 項之規定係基於建築物安全之規定所需退縮距離，而第 265 條規定目的係提供山坡地住宅良好通風採光之需，各規定所計算之數值各有所不同，本研究首先針對上述條文規定進行分析比較，了解各項規定之理論基礎，進行必要之檢討分析。

2、文獻蒐集及案例檢討分析

由於邊坡破壞型態將影響邊坡滑動之影響範圍，亦即會使建築物距邊坡所需退縮距離而有所不同，本研究將再針對邊坡破壞模式及成因進行比較探討，以建立分析之基本條件，作為數值分析及模式推導之基礎。

3、數值分析

由於邊坡滑動破壞後之運動行為屬非連體力學範疇，故以連體力學之有限元素法或有限差分法均無法描述其運動，故本研究將採用分離元素法中之 DDA 進行數值模擬工作，以求出邊坡滑動及其堆積部分佈、及大小形狀與坡度及擋土牆高度之關係，以做為建築物距坡腳退縮距離規定之依據。

第三節 研究進度

月次 工作項目	第一 月	第二 月	第三 月	第四 月	第五 月	第六 月	第七 月	第八 月	第九 月	第十 月	備 註
文獻資料及法規 蒐集											
資料彙整與分析											
數值分析架構之 建立											
期中報告											
專家訪談及分析 整理											
分析元素建立											
數值分析及驗證											
期末報告											
預 定 進 度 (累 積 數 %)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	



第二章 法規及文獻分析

有關山坡地建築物距坡腳退縮距離，國外相關規定並不多見，如美國僅有部分地區地方政府有此規定，而香港土力工程署斜坡岩土工程手冊無此規定，日本則僅有簡單的波及危險範圍指定示意圖。而我國的建築技術規則則有較詳細的規定，茲說明如下茲列述如下。

第一節 我國法規規定

建築技術規則內現行有關退縮距離之法令說明如下：

第二百六十二條

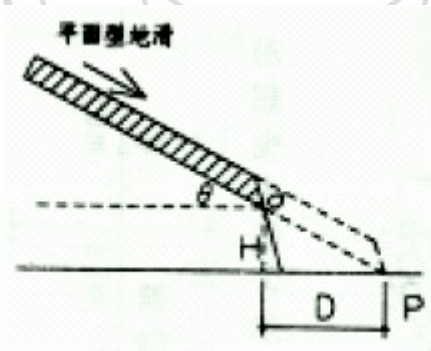
山坡地有左列各款情形之一者，不得開發建築。但穿過性之道路、通路 或公共設施管溝，經適當邊坡穩定之處理者，不在此限：

二、地質結構不良、地層破碎或順向坡有滑動之虞者：

(二) 自滑動面透空處起算之平面型地滑波及範圍，且無適當擋土設施者。

其公式及圖式如左：

$$D \geq \frac{H}{2 \tan \theta}$$



D：自滑動面透空處起算之波及距離 (m)。

θ ：岩層坡度。

H：滑動面透空處高度 (m)。

第二百六十四條

山坡地地面上之建築物至擋土牆坡腳間之退縮距離，應依左列公式計算：

一、擋土牆上方無構造物載重者：

$$D_1 \geq \frac{H}{2}(1 + \tan \theta) \quad (2-1)$$

二、擋土牆上方有構造物載重者：

$$D_2 \geq \frac{H}{2} \left(1 + \tan \theta + \frac{2Q}{r_1 H^2} \right) \quad (2-2)$$

三、擋土牆後方為順向坡者：

$$D_2 \geq \frac{H}{2} \left(1 + \tan \theta + \frac{2Q}{r_1 H^2} \right) + \frac{3L}{H} \left(\frac{2H \tan \theta}{\sqrt{1 + \tan^2 \theta}} - C \right) \quad (2-3)$$

D_1 、 D_2 、 D_3 ：建築物外牆各點與擋土牆坡腳間之水平距離（m）。

H ：第一進擋土牆坡頂至坡腳之高度（m）。

θ ：第一進擋土牆上方邊坡坡度。

Q ：擋土牆上方 D_1 範圍內淺基礎構造物單位長度載重（t/m）。

r_1 ：牆背填土單位重量（t/m³）。

C ：順向坡滑動界面之抗剪強度（t/m²）。

L ：順向坡長度（m）。

第二百六十五條

基地地面上建築物外牆距離高度一點五公尺以上之擋土設施者，其建築物外牆與擋土牆設施間應有二公尺以上之距離。但建築物外牆各點至高度三點六公尺以上擋土設施間之水平距離，應依左列公式計算：

$$D \geq 2 + \frac{H - 3.6}{4} \quad (2-4)$$

H ：擋土設施各點至坡腳之高度。

D ：建築物外牆各點及擋土設施間之水平距離。

第二節 美日有關規定

一、美國有關規定

美國對此一規定係由各定方政府視當地情況需要訂定規定，各城鎮皆訂有城鎮之建築管理規範，以 Washington 州的 Auburn 市為例，「坡度陡峭者」另訂有安全退縮距離規範，要求建築物具坡腳退縮距離為 $H/2$ ，惟不得大於 15 英尺（約 5 公尺）如圖 2-1 所示：

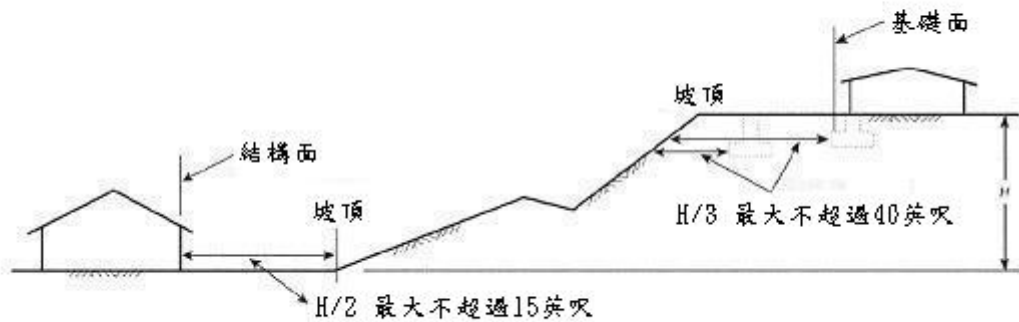


圖 2-1 美國 Washington 州的 Auburn 市之「坡度陡峭者」之安全退縮距離

二、日本有關規定

日本有陡坡地崩坍危險區域之指定範圍基準，係針對坡角 30 度以上之陡坡，規定包含邊坡上方可能因滑動崩坍之影響範圍及崩坍後下方之影響區域，下邊坡影響區域為 $1H$ 以上，如圖 2-2 所示。

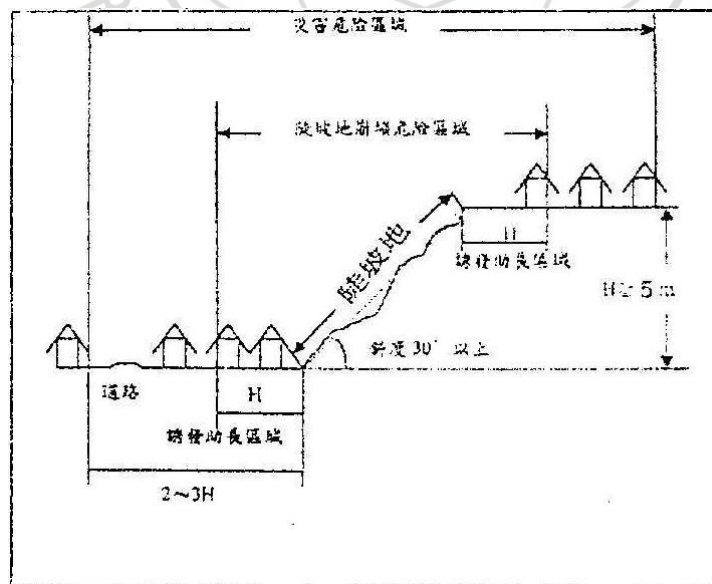


圖 2-2 日本陡坡地崩坍危險區域之指定範圍基準

第三節 國內有關學者之研究

一、張石角

張石角(1989)針對台灣地區山坡地建築地質災害進行研究，提出之山崩災害波及區劃定準則之各公式，並對於對於緩衝區之設置提出相關規定，茲說明如下。

(一) 山崩災害波及範圍劃定準則表，如表 2-1 所示。

(二) 研擬「整地技術規範」內之緩衝區設置規定如下：

1. 挖方和填方與產業界線間以及建築物與挖方或填方之坡腳或坡頂間必須按照圖 2-3 所示之規定有一緩衝區之存在。如經主管機關核准，擋土牆可用以縮短規定之緩衝帶距離。
2. 在坡度大於 1：3 的既存或預定開挖或自然邊坡之頂部的填方，應自斜坡邊緣退縮至少 2 公尺。
3. 挖方斜坡之坡度大於 1：2 時，建築物距離其坡頂之距離不得小於 3 公尺。坡度大於 1：2 之挖方或填方之斜坡上不得構築建築物。
4. 建築物應與自然邊坡坡腳保持一安定之緩衝距離(S)，其計算如下：

$$S=Hd\cos\theta \quad (2-5)$$

S：落石散佈區之外界距坡腳之距離(m)。

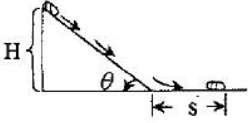
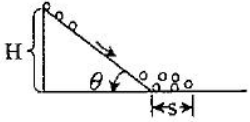
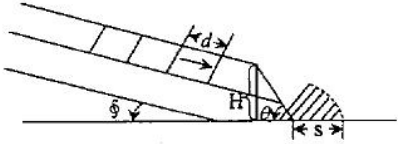
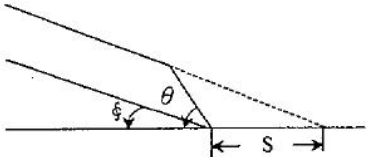
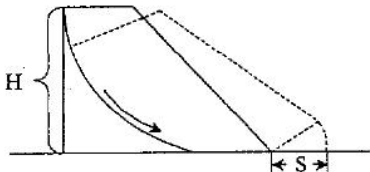
θ ：落石發生區之坡度 $>45^\circ$ 。

H：落石發生區之上界至安定基準面(及落石最後停止之地面)間之高差。

d：落地後石塊之直徑(m)。

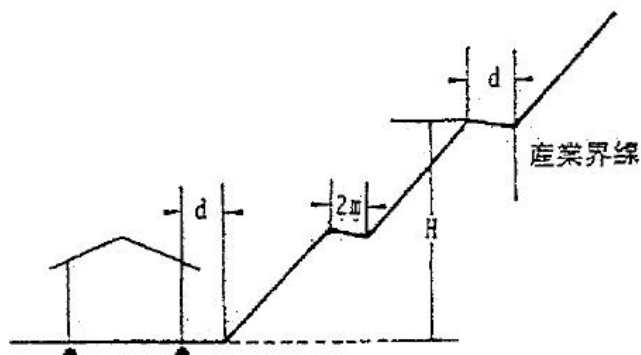
5. 基於安全與穩定之考慮，主管機構可將上列緩衝區之標準酌予提高。

表 2-1 崩山災害波及範圍劃定準則表

<p>(1) 落石： $S = H d \cos \theta$</p> 	<p>S：落石散佈區之外界距坡腳之距離 (m)。 θ：落石發生區之坡度，$>45^\circ$。 H：落石發生區之上界至安定基準面 (即落石最後停止之地面) 間之高差。 d：落地後石塊之直徑 (m)。</p>	
<p>(2) 岩層滑落石： $S = H d \cos \theta$</p> 		
<p>(3) 平面型地滑：</p> <p>(A) 滑動面懸空石，其初期滑落如落石 $S = H d \cos \theta$</p>  <p>(B) 不懸空或懸空時之末期滑落</p> $S = H \frac{\tan \theta - \tan \phi}{\tan \phi - \tan \theta}$ 	<p>ϕ：地層傾角。 θ：自由端坡度。 d：節理內距。</p>	<p>滑動面在風化層中或新鮮岩層與風化層之界面時，常伴隨塑性流或土流，其波及範圍決定於：(1)風化程度、(2)風化層厚度、(3)滑動層含水量。</p>
<p>(4) 弧型地滑： $S = 0.4 H$</p> 	<p>S：同前。 H：自由端高度。</p>	
<p>(5) 泥沙災害區：一級和二級溪谷</p> <p>(6) 水文改變：一~三級溪谷</p> <p>(7) 排放水污染：一~四級溪谷</p>		

資料來源：張石角 (1989) 台灣山坡地建築區地質災害個案研究計畫

挖方斜坡



規定緩衝區			
H (公尺)	填方斜坡		挖方斜坡
	a 公尺	b 公尺	d 公尺
< 5	1	2	2
5 - 15	H/5	H/2.5	H/2.5
> 15	H/5	H/2.5	6

壓密填方斜坡

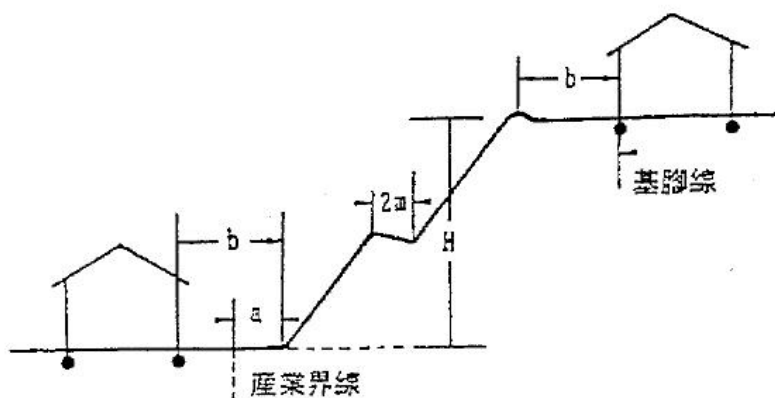


圖 2-3 緩衝區設置規定 (張石角,1989)

二、陳宗禮之研究

陳宗禮(1997)基於長期從事山坡地社區開發經驗，建議坡地崩坍之土石到達距離為邊坡高度之二倍(最大距離)，此即山坡地建築物距坡腳安全退縮距離。

第四節 檢討與分析

一、我國建築技術規則之規定

有關建築物應退縮斜坡底邊之安全距離，依據我國建築技術規則有關規定共有下列五種公式可供比較探討：

(一) 建築技術規則建築設計施工編第 262 條第一項第二款第二目，係規定平面型地滑波及地區不得作為建築用地，其公式及示意圖如下所示，

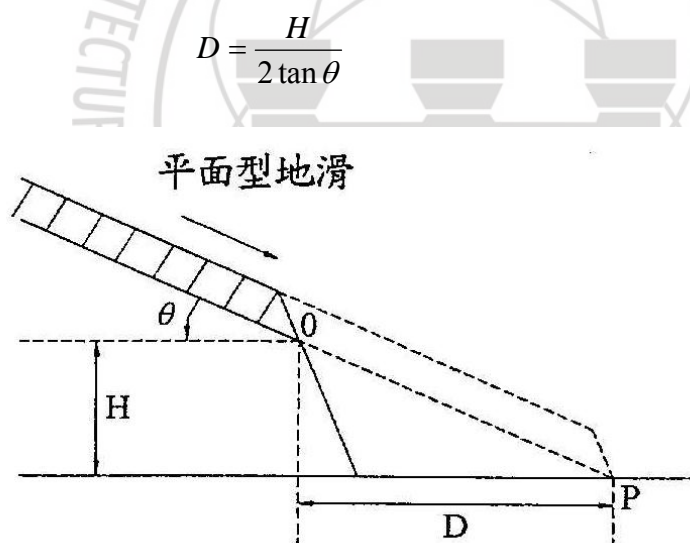


圖 2-4 建築技術規則平面型地滑示意圖

(1) 理論假設探討：

此公式依據張石角(1997)之研究結果，此公式之理論假設，應係假定邊坡崩滑主要是由滑落幾何關係所決定，並未考慮崩落滑動之動能影響，故

可由圖 2-5 做一說明，而根據幾何關係顯示

依三角型函數關係 $\tan \phi = \frac{H}{D}$ ，則可推得 $D = \frac{H}{\tan \phi}$

推測應係考慮滑動力可能無法推動土體衝移 D 距離，則取其一半距離計算，則得下式：

$$D = \frac{H}{\tan \theta} \times \frac{1}{2} = \frac{H}{2 \tan \theta}$$

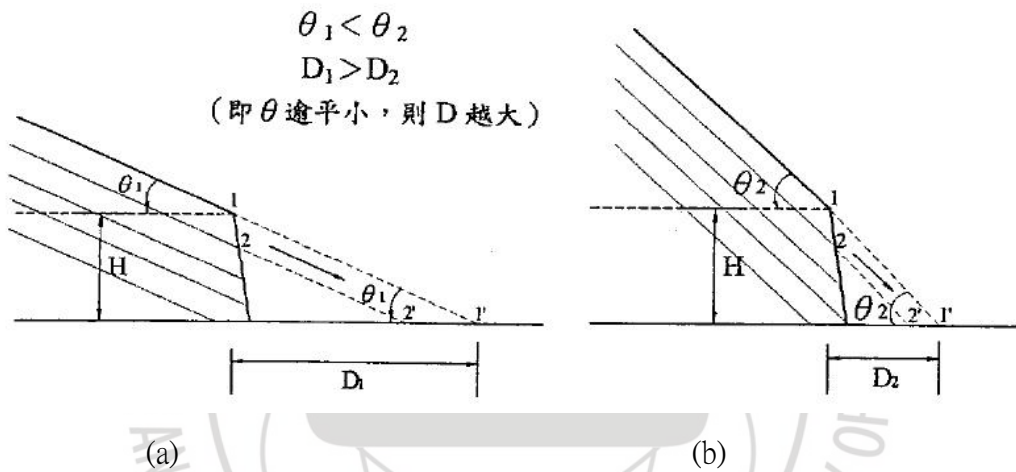


圖 2—5 不同角度平面型崩滑假設圖

根據上述有關退縮距離計算此公式，如邊坡滑動弱面傾角越小時，則其滑動後影響範圍愈大，反之邊坡滑動弱面傾角越大時，其滑動影響範圍愈小（如圖 2-5 所示）。但此公式忽略了邊坡滑動弱面傾角越小時，於同一高程下，滑動距離愈長，抗滑力作用長度亦愈長，則滑動之動能則愈小，而波及作用區域應愈小，故此一公式所描述之物理現象有檢討空間。

(二) 建築技術規則建築設計施工編第 264 條

有關第 264 條 3 項公式，依李咸亨(1999)之研究，其理論推導係基於 Rankine 理論主動破壞面推得破壞面位置，再進而推求影響範圍，而擋土牆背面或有

載重時，則利用 Boussinesq 應力分佈求取破壞面位置，基本以 264 條之 1（擋土牆上方無構造物載重者）公式 $D \geq \frac{H}{2}(1 + \tan \phi)$ ，如 $\phi = 45$ 度，則最小退縮距離需為 $1H$ ，與日本有關規定比較似乎尚屬合理，但此一數值會隨著坡角增加，而增加坡角近乎垂直時，退縮距離已至無限大，明顯不合理，如以邊坡破壞與坡角之關係而論，過陡之邊坡由於風化無法在坡面大量堆積，故其破壞多屬淺層破壞，甚至僅為落石災害，故崩落之後影響範圍應隨坡角增加而增加，然當達到一定角度後，應反而有下降趨勢方屬合理。而以 264 條之二規定而論。

$$D \geq \frac{H}{2} \left[1 + \tan \theta + \frac{2Q}{r_1 H^2} \right]$$

除上述討論問題外，退縮距離會隨荷重而增加，便有商榷空間，因荷重增加會使擋土牆增加破壞風險，然不應增大破壞後波及範圍。

(三) 建築技術規則建築設計施工編第 265 條

此規定係為提高居住環境之品質，規定建築物與擋土設施之間的距離，以保持通風和採光的最低標準，因規定之距離很小，不合安全之要求，故不做其理論假設探討與合理性分析。

二、日本規定建築物退縮邊坡安全距離之探討

日本建設省係針對坡高 $H \geq 5m$ 、坡角大於 30 度之邊坡，其邊坡上下 H 範圍內若建造房屋，則因坡下基礎開挖或坡頂增加重量，會助長誘發災害，故規定為崩塌危險區域，而邊坡上下 $2 \sim 3H$ 範圍內則仍是災害發生時波及之危險區域之警示區。

三、張石角研究探討

張石角(1989)所進行之研究雖有各種不同情形下山崩災害波及區劃定準則

(如表 2-1 所示)，但於有關緩衝區之設置規定則建議採用下列公式。

$$S=Hd\cos\theta$$

此公式之問題與前述有關建築技術規則第 262 條平面型地滑之退縮距離公式一樣，認為崩滑傾角越小時可能之滑移距離會越大，崩滑傾角越大時可能之滑移距離會越小。

四、陳宗禮研究探討

陳該資料之最大距離 2H 與日本陡坡地崩坍危險區域之指定範圍基準之規定 2H~3H 相近似，由於係屬經驗公式，不做探討。

綜合上述討論及說明，空間有關建築技術規則之規定於一定坡角範圍內（30°~60°），其規定尚屬合理，但當坡角趨於極端值時（如 0 度，或 90 度）所需退縮距離便趨於不合理，以 262 條而言，當坡角趨於 0 度時，所需退縮距離為無限大，然此一狀況下，264 條之一所需退縮距離為 0。而以趨勢而言 262 條所需退縮距離係隨坡角增加而減少，而 264 條卻是退縮距離隨坡角增加而增加，如圖 2-6 所示。檢討此一現象原因，無論 262 條或 264 條之規定均涉及山坡地幾何關係作為理論分析之基礎，故當坡角趨於 0，度或 90 度時便有極端值現象出現，解決此一問題之作法，有些研究者建議，增定角度適用之限制，例如當坡角小於 30 度，262 條之計算即以 30 度為準，而當坡角大於 60 度時，264 條之計算角度概以 60 度為之，此一規定誠然可以解決上述極端值現象出現，但基本理論上互相扞格之問題並未獲得解決；而美日等國採用經驗直接訂定退縮距離，雖無此一現象出現，但又有可能出現過於保守問題。針對此一問題，較為理想之作法應進行有關數值分析工作，經過大量案例計算後，得出退縮距離與坡角間之變化趨勢，再作為有關規定之基礎，應屬較為可行之作法。

而傳統數值分析所採用之有限元素法或有限差分法均屬連體力學範疇，無法模擬破壞後之大變形運動行為，本研究擬採用不連續變形分析法作為數值分析之工具。

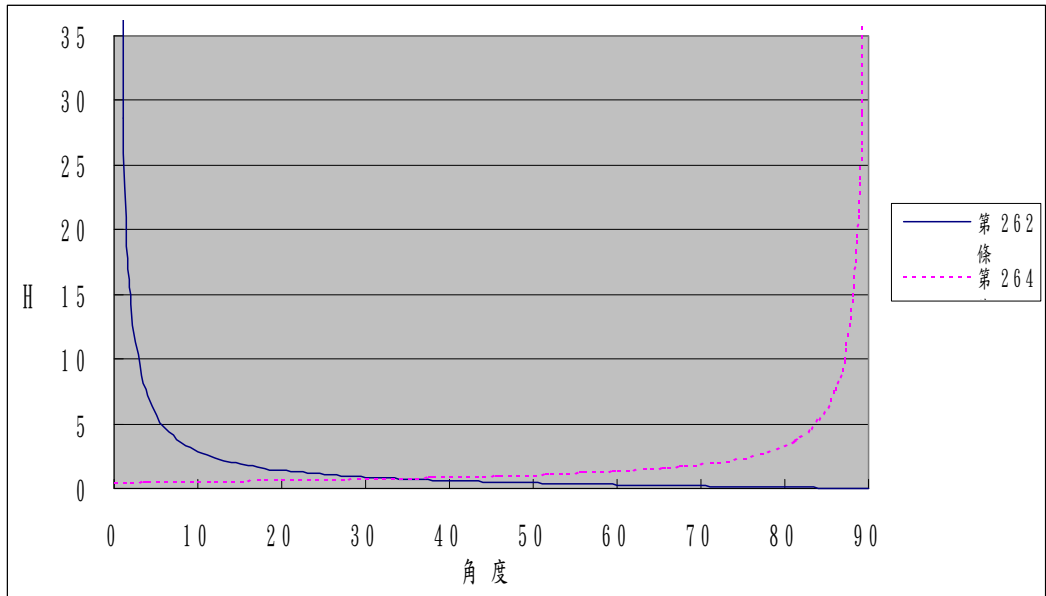


圖 2-6 建築技術規則第 262 條及 264 條之 1 退縮距離隨坡角變化之關係





第三章 DDA 理論架構及應用發展

不連續體分析方法最早是用於節理岩體之分析，由Goodman、Taylor與Brekke等人(1968)利用節理元素(Joint element)配合有限元素法來模擬岩石解理之行爲，其節理元素假設無厚度，利用彈簧(如正向彈簧、剪力彈簧等)來模擬節理之力學行爲，而後Desai 與Zaman(1984)、Pande與Sharma(1979)等人引進薄層元素(Thin-layer element)的概念，薄層元素係利用一極薄之固體元素作為塊體元素之節理，並在節理中放入彈塑性組合律，以模擬節理滑動與受剪之行爲，由於節理元素及薄層元素的理論限制，兩者均只能模擬小變位且塊體間無法分離的工程問題。為了解決塊體大變位的問題，Cundall(1971)首先發表了分離元素法(Distinct Element Method，以下簡稱DEM)，利用力法(Force method)解決了此問題，而後石根華(1984)提出了不連續變形分析法(Discontinuous Deformation Analysis，以下簡稱DDA)，利用位移法、最小能量法及完整的塊體運動架構，來處理離散塊體間之接觸碰撞行爲及大變位。

第一節 不連續變形分析法之理論背景概述

不連續變形分析法為石根華博士於1988年所提出，其基於位移法，利用最小勢能法之架構，配合自創之塊體運動學理論(block kinematics)所發展出之數值分析方法。塊體運動學之基本理論如下：(1) 每一個分析元素(即塊體)均可平移、旋轉、及分離，(2) 塊體與塊體隨著計算過程自動尋找塊體之接觸位置，(3) 塊體間需滿足無貫入與無張力之限制條件，故每一時間步長均需進行開閉疊代運算，(4) 塊體與塊體間接觸點位置以一勁度極高之正向與剪力彈簧模擬接觸力之傳遞，(5) 任一時間步長均滿足動力平衡(dynamic equilibrium)，(6) 接觸問題之計算採取懲罰法(penalty method)。

1. 理論背景

DDA 法係由岩石工程分析之塊體力學所發展，其與目前廣泛使用之有限元素

法(FEM)頗為類似，唯兩種分析法最主要之差異，在於將求解區域離散化後所形成之元素(element)視為可分離之塊體或連續體之作法有所不同。一般而言，FEM以元素結點之位移內插函數維持連續體位移之連續性，而元素可發生變形但不可分離；另者，DDA則允許塊體元素可變形且可分離，以模擬不連續體之力學行為。此外，DDA亦能處理塊體群在離散過程中，各塊體間之接觸碰撞及大變位行為。

不連續變形分析理論最早可回溯至 1984 年之 DDA 反算模式(Backward calculation model)，反算模式將某些非共線固定點所得之觀測位移量及應力狀態作為輸入資料，再利用最小平方理論反算固定點之位移量直至位移量與其最終之變形量吻合為止，並求得當時之塊體材料參數。石根華博士於 1988 年提出了分析二維不連續體力學系統之 DDA 正算模式(Forward calculation model)，正算模式乃利用最小能量法來進行聯立方程式之組構，進而求解各塊體元素之應力、位移與變形之數值運算分析方法。若大幅增強塊體間接觸點之聯結彈簧(coupling spring)之勁度(stiffness)，DDA亦可對連續體之力學行為作相當近似的模擬，DDA之理論架構如圖 3-1 所示。

由於現階段不連續體顆粒分析理論均侷限於圓形或橢圓形顆粒形狀，如 PFC^{2D}，PFC^{3D}等程式，其對於顆粒性材料之不規則顆粒形狀之模擬有其限制。而 DDA 程式並無顆粒形狀之限制。

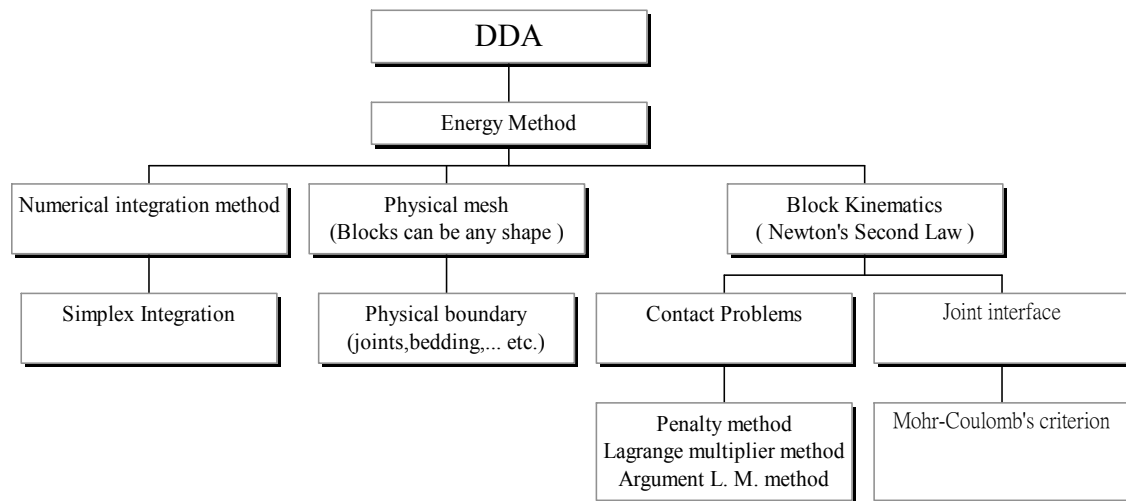


圖 3-1 DDA 之理論架構示意圖

2. 不連續變形分析之運算架構

DDA 主要發展之目的是用於模擬岩石塊體系統(Block system)之力學機制，其理論包含正向與反向模式，同時也具擬靜態與動態分析之能力。DDA 之主要特點可歸納如下：

(1) 正算與反算計算模式

DDA 理論包含了完整之正算與反算計算模式，其正算模式是將欲模擬之邊界條件，塊體之材料特性與受力狀況輸入，進而計算出位移與應力狀態。而反算計算模式則是將對於某固定點所得之觀測位移量及應力狀態當作輸入資料，再利用最小平方理論反算至吻合其最終之變形量後，而求得塊體之材料參數。

(2) 靜態與動態分析

DDA 具有靜態與動態之分析能力，在動態分析部分，由於 DDA 引入了運動學中之慣性力，可考慮加速度之作用，故可模擬塊體運動之動態行為，在動態模式中，其速度為每一時間步長(time step)之累加值。在靜態分析部分，其速度在每一時間步長均假設為零。

(3) 基於隱式法之推導

在 DDA 中，欲求解之未知量為每一塊體之位移與應變。DDA 同時利用最小能量法推導組構聯立控制方程式，因此在每一時間步長均需求解聯立方程組，並在達到總體平衡狀態下，求取每一塊體之未知量，。

(4) 直接法或疊代法求解聯立方程式

由於採用隱式法之推導方式，因此需要求解系統之聯立方程組。DDA 目前可採用直接法中之高斯消去法或疊代法中之鬆弛疊代法(Successive Over-Relaxation, SOR)進行求解計算。

(5) 任意時間步長均為平衡狀態

由於 DDA 基本上為一動態分析模式，為滿足塊體間之相互不貫入條件，DDA 發展了開閉疊代運算分析模式，即在每一時間步長，塊體群均滿足塊體間相互不貫入之平衡狀態，故任意時間步長之運算結果皆在平衡狀態下所求得。

(6) 塊體可為任意形狀

由於 DDA 採用 Simplex 積分，與以往數值積分法之高斯積分不同，其積分不侷限於固定形狀(如三角形或四邊形)，因 Simplex 積分可對任意形狀作積分，故在 DDA 之計算中，塊體可為任意形狀。

(7) 可計算大變位問題

因 DDA 引入牛頓第二運動定律及採用 Lagrangian approach，與傳統之有限元素法侷限於小變位之分析不同，其各個塊體可作大變位之運動而不受限制。

(8) 完整之塊體運動理論

由於 DDA 屬於一處理不連續體運動之數值模式，且必須具備偵測塊體碰撞接觸狀態之機制，因此 DDA 發展了一套塊體運動理論，利用最先進之入線理論，以判斷塊體是否處於接觸狀態，再進一步採用此接觸資訊作為塊體開閉疊代運算之起始輸入資料。綜上所述，DDA 之運算架構可以圖 3-2 表示：

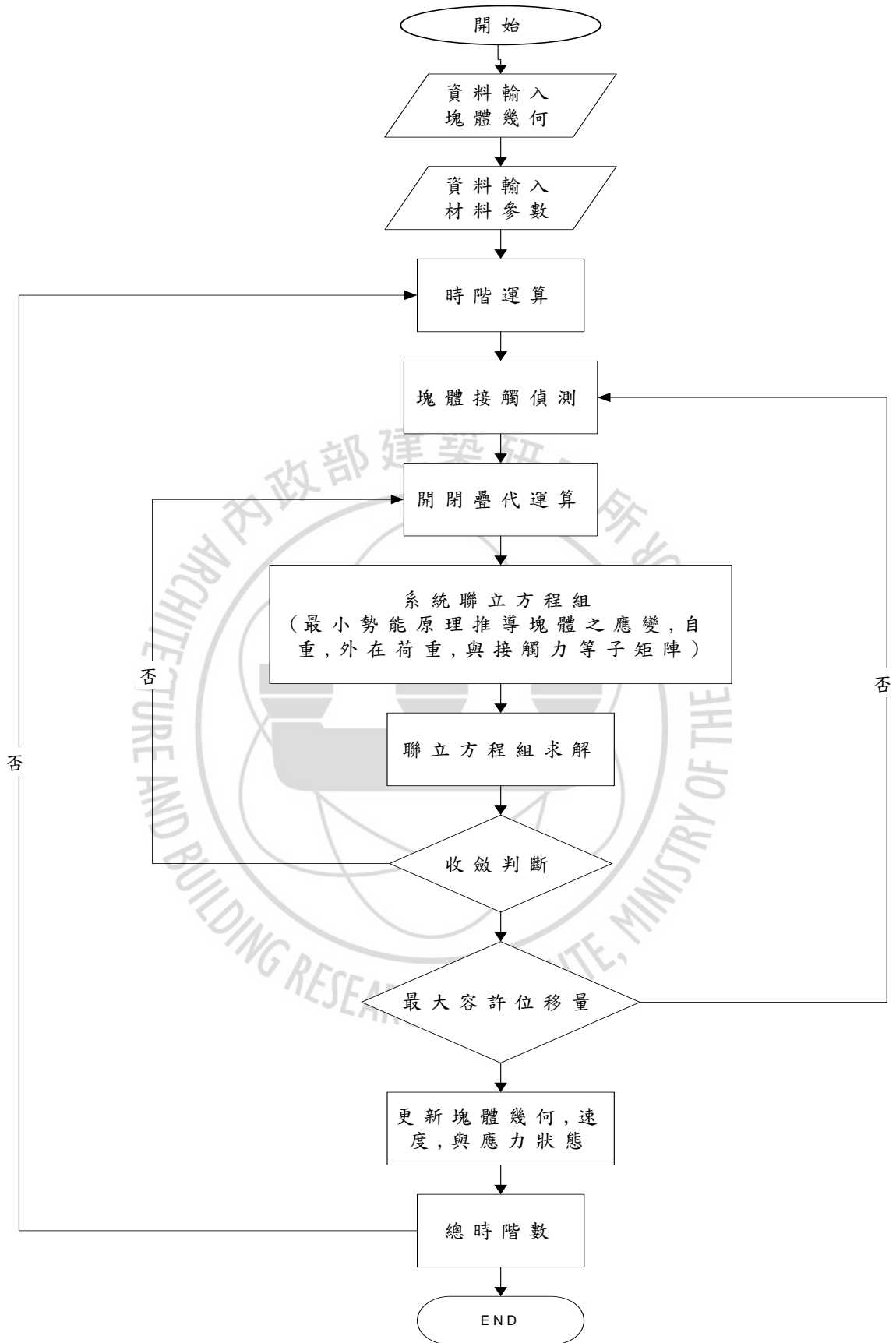


圖 3-2 DDA 之運算架構

3. 不連續變形分析法之理論介紹

(1) 位移函數

DDA 法係採用線性位移函數進行位移內插運算，故各塊體內之應力及應變均為常數分布，在 DDA 法中每一個塊體之未知量為 $(u_0, v_0, r_0, \varepsilon_x, \varepsilon_y, r_{xy})$ ，其中 u_0, v_0 表示剛體平移量， r_0 表示塊體轉動量， $\varepsilon_x, \varepsilon_y$ 表示正向應變， r_{xy} 表剪應變。DDA 法中之線性位移函數可以下式表示：

$$u = a_1 + a_2x + a_3y \quad (3-1)$$

$$v = b_1 + b_2x + b_3y \quad (3-2)$$

若某一點之座標為 (x_0, y_0) ，則其位移量 (u_0, v_0) 可表為

$$u_0 = a_1 + a_2x_0 + a_3y_0 \quad (3-3)$$

$$v_0 = b_1 + b_2x_0 + b_3y_0 \quad (3-4)$$

將上兩式相減，利用應變及位移量之關係與變數變換，整理後可得下式：

$$u = \varepsilon_x(x - x_0) + \left(\frac{1}{2}\gamma_{xy} - r_0\right)(y - y_0) + u_0 \quad (3-5)$$

$$v = \left(\frac{1}{2}\gamma_{xy} + r_0\right)(x - x_0) + \varepsilon_y(y - y_0) + v_0 \quad (3-6)$$

再利用應變及位移量之關係與變數變換可得下式：

$$\begin{cases} \varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} = a_2 \\ \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} = b_3 \\ \frac{1}{2}\gamma_{xy} = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y}\right) = \frac{1}{2}(b_2 + a_3) \\ r_0 = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y}\right) = \frac{1}{2}(b_2 - a_3) \end{cases} \quad (3-7)$$

解上式後兩項可得：

$$b_2 = \frac{1}{2}\gamma_{xy} + r_0$$

$$a_3 = \frac{1}{2}\gamma_{xy} - r_0$$

將解得之 a_2 、 a_3 、 b_2 、 b_3 代入線性位移函數中，整理可得下式：

$$u = \varepsilon_x(x - x_0) + \left(\frac{1}{2}\gamma_{xy} - r_0\right)(y - y_0) + u_0$$

$$v = \left(\frac{1}{2}\gamma_{xy} + r_0\right)(x - x_0) + \varepsilon_y(y - y_0) + v_0$$
(3-8)

再整理成矩陣型態為：

$$\begin{pmatrix} u \\ v \end{pmatrix} = [T_i][d] = \begin{pmatrix} 1 & 0 & -(y - y_0) & (x - x_0) & 0 & \frac{1}{2}(y - y_0) \\ 0 & 1 & (x - x_0) & 0 & (y - y_0) & \frac{1}{2}(x - x_0) \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_0 \\ v_0 \\ r_0 \\ \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix}$$
(3-9)

其中，塊體變形矩陣 $[T_i]$ 為

$$[T_i] = \begin{pmatrix} 1 & 0 & -(y - y_0) & (x - x_0) & 0 & (y - y_0)/2 \\ 0 & 1 & (x - x_0) & 0 & (y - y_0) & (x - x_0)/2 \end{pmatrix}$$
(3-10)

而 $[d]$ 為塊體之未知量。

由於 DDA 是基於最小勢能原理來進行推導，故作用在塊體上之所有能量均可經由微分後而得到其最小勢能矩陣，接著將所有作用在塊體上之最小勢能矩陣相加，即可得到個別塊體之 $[k]$ 矩陣及 $[f]$ 矩陣。再利用塊體運動部份之接觸彈簧的作用，可將各個單獨塊體之 $[k]$ 矩陣及 $[f]$ 矩陣組合成總體之勁度矩陣及總體之載重矩陣。DDA 理論中之最小勢能矩陣包含點載重、線載重、體積載重、慣性力、固定點、岩錨及接觸彈簧等(如表 3-1 所示)，由於其推導過程極為繁瑣，因此僅就點載重矩陣之推導進行說明如下：

(2) 點載重矩陣

由點載重 (F_x, F_y) 對第 i 個塊體所產生之應變能可表示如下：

$$\Pi_p = -(F_x u + F_y v) = -\begin{bmatrix} u & v \end{bmatrix} \begin{bmatrix} F_x \\ F_y \end{bmatrix} = -[D_i]^T [T_i]^T \begin{bmatrix} F_x \\ F_y \end{bmatrix}$$

經由微分，可求得最小勢能矩陣為：

$$f_r = -\frac{\partial \Pi_p}{\partial d_{ri}} = [T_i]^T \begin{bmatrix} F_x \\ F_y \end{bmatrix}, \quad r = 1 \dots 6 \quad (3-11)$$

此部分為加入相對應之載重矩陣 $[f]$ 。

將上述點載重、線載重、體積載重、慣性力、固定點、岩錨等所推導出勁度矩陣與載重矩陣加入相對應之矩陣，再考慮塊體系統中大小不同之個別塊體以及塊體間之位移與運動造成塊體之接觸碰撞，則整個塊體系統透過最小能量法與系統之邊界條件等，可組成下式之系統方程式。

(3) 系統方程式

$$\begin{bmatrix} [k]_{11} & [k]_{12} & \dots & [k]_{1n} \\ [k]_{21} & [k]_{22} & \dots & [k]_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ [k]_{n1} & [k]_{n2} & \dots & [k]_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [d]_1 \\ [d]_2 \\ \vdots \\ [d]_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [F]_1 \\ [F]_2 \\ \vdots \\ [F]_n \end{bmatrix} \quad (3-12)$$

其中 $[F]_i$ 為 6×1 之載重矩陣，代表第 i 個塊體所承受之外力； $[k]_{i,j}$ 為勁度矩陣，在原程式中，假設塊體為線彈性體，接觸彈簧則為彈塑性體，降伏破壞則遵循莫爾庫倫(Mohr-Coulomb)破壞準則。

表 3-1 DDA 次矩陣 $[K_{ij}]$ 及 $[F_i]$ 摘錄表

能量來源	能量形態	次矩陣 $[K_{ij}]$ 及 $[F_i]$
塊體變形	$\Pi_e = \frac{S}{2} [D_i]^T [E_i] [D_i]$	$[K_{ii}] = S[E_i]$
初始應力	$\Pi_\sigma = -S[D_i]^T [\sigma_0]$	$[F_i] = S[\sigma_0]$
點荷重	$\Pi_p = -[D_i]^T [T_i]^T \begin{pmatrix} f_x \\ f_y \end{pmatrix}$	$[F_i] = [T_i]^T \begin{pmatrix} f_x \\ f_y \end{pmatrix}$
體荷重	$\Pi_w = -[D_i]^T \iint [T_i]^T dx dy \begin{pmatrix} f_x \\ f_y \end{pmatrix}$	$[F_i] = \iint [T_i]^T dx dy \begin{pmatrix} f_x \\ f_y \end{pmatrix}$
錨桿束制	$\Pi_b = \frac{S}{2l} [D_i]^T [E_i] [E_i]^T [D_i]$ $-\frac{S}{l} [D_i]^T [E_i] [G_i]^T [D_i]$ $+\frac{S}{2l} [D_i]^T [G_i] [G_i]^T [D_i]$	$[K_{ii}] = \frac{S}{l} [E_i] [E_i]^T$ $[K_{ij}] = -\frac{S}{l} [E_i] [G_i]^T$ $[K_{ji}] = -\frac{S}{l} [G_i] [E_i]^T$ $[K_{jj}] = \frac{S}{l} [G_i] [G_i]^T$
慣性力	$\Pi_b = [D_i]^T \iint [T_i]^T [T_i] dx dy$ $\times \left(\frac{2M}{\Delta^2} [D_i] - \frac{2M}{\Delta} [V_0] \right)$	$[K_{ii}] = \frac{2M}{\Delta^2} \iint [T_i]^T [T_i] dx dy$ $[F_i] = \frac{2M}{\Delta} \left(\iint [T_i]^T [T_i] dx dy \right) [V_0]$
黏滯力	$\Pi_v = [D_i]^T \iint [T_i]^T \begin{pmatrix} f_x \\ f_y \end{pmatrix} dx dy$	$[F_i] = -\frac{\mu}{\Delta} \iint [T_i]^T [T_i] [D_i] dx dy$ $[K_{ii}] = \frac{\mu}{\Delta} \iint [T_i]^T [T_i] dx dy$
方向上的 位移束制	$\Pi_c = \frac{p}{2} [D_i]^T [C_i] [C_i]^T [D_i]$ $- p\delta [D_i]^T [C_i] + \frac{p}{2} \delta^2$	$[K_{ii}] = p[C_i] [C_i]^T$ $[F_{ii}] = p\delta [C_i]$

點位移束制	$\Pi_m = \frac{p}{2} [D_i]^T [T_i]^T [T_i] [D_i]$	$[K_{ii}] = p [T_i]^T [T_i]$
-------	---	------------------------------

(資料來源：整理自 Shi, 1989)



第二節 DDA 於大地工程上之研究發展

DDA 原使用於模擬岩石塊體系統(Block system)之力學機制，其理論包含正向與反向模式(Forward and backward models)，亦具備模擬靜態與動態分析之能力，同時擁有最佳的塊體接觸處理程序，其對不連續材料之模擬已逐漸被學界及工程界所肯定，但由於現地材料及地質構造相當的複雜，為使 DDA 能更實際模擬現地狀況，目前有許多學者投入研究發展。關於 DDA 近年來的發展依據葛德治所整理分類六大主要項目：(1)塊體本身；(2)塊體介面及接觸；(3)力及位移束制；(4)細部研究；(5)工程應用；(6)使用方便化(陳志豪,2001)，表 3-2 綜合國內外相關文獻之研究及陳志豪(2001)所修改整理之表格彙整而成 DDA 之發現現況。



表 3-2 DDA 的發展現況

主要項目	次項	研究者
塊體本身(DDA blocks)	細化應力場	Ma(1995) 、 Chern 等人(1995) 、 Koo 等人(1995,1996) 、 Ma 等人(1996) 、 Chen 等人(1997) 、 莊清鏘(1999) 、 Shyu 等人(1993) 、 Chang & Wang(1993) 、 Chuang & Sheng(1995) 、 Ke(1993) 、 Shi(1992,1995a,2000) 、 Lin & Lee(1996) 、 Lin 等人(1997)
	材料非線性	Chang 等人(1994,1995ab) 、 Ohnishi 等人(1995ab)
	斷裂	Lin 等人(1994,1995) 、 Koo & Chern(1997)
	裂隙擴張	Ke(1993,1995ab,1996b,1997) 、 Lin & Amadei(1995)
	圓滑形塊體	Lin(1993) 、 Ohnishi 等人(1995b) 、 Ke & Bray(1995) 、 Thomas 等人(1996) 、 Ohnishi & Miki(1996)
塊體界面及接觸(Block interfaces /contacts)	不同之強度參數	Ke(1993)
	非線性受壓或受剪	Chen & Onishi(1999a)
	法向接觸彈簧勁度值	吳重緯及葛德治(1996)
	Lagrangian 接觸處理	Liang(1992) 、 Lin 等人(1994,1995) 、 Hilbert 等人(1994) 、 Qiu(1996)
	節理受剪之膨脹性	Thapa(1995)
	偶合節理水流	馬鉞(1998)
	力及位移束制(Various constraints)	位移束制
外力束制	Ke & Bray(1995) 、 Pei(1996) 、 Shingi 等人(1997)	
細部研究(Insight)	驗證	Onishi 等人(1995b,1999) 、 Lin 等人(1996) 、 Sasaki 等人

studies)		(1996) 、Yeung & Blair(1999) 、陳冠志等人(2000)
	剛體旋轉效應	Yeung(1991) 、Ke(1995c,1996b) 、Onishi 等人(1995b) 、MacLaughlin& Sitar(1995)
	聯立方程式解法	Shi(1988,1992) 、Wu &Ke(1998) 、Wang 等人(1999)
工程應用 (Applications)	岩石邊坡	Ke 等人(1994) 、Shi(1995a) 、Koo & Chern(1996) 、Zhao 等人(1996) 、Chen 等人(1995) 、Dong 等人(1996) 、Pei & Lu(1996) 、Ke(1996c) 、Lin & Chen(1997) 、Chen 等人(1996) 、林銘郎等人(1999) 、陳裕釧等人(1999) 、Huang(1995)
	地下開挖	Ke(1993) 、Chang & Monteiro(1995) 、Yeung 等人(1994) 、Chen 等人(1995) 、Onishi 等人(1995b) 、Shyu 等人(1997) 、Chikashisa 等人(1997) 、Lin 等人(1999) 、Tsai(1995) 、葛德治(1999) 、葛德治等人(2001) 、李忠穎(2003)
	岩石基礎	Yeung(1991) 、Sasaki 等人(1996) 、Chang & Monteiro(1996) 、Shyu & Salami(1996) 、Pei(1999) 、Kottenstette(1999)
	落石問題	Lin(1995) 、Ohnishi(1996) 、Koo & Chern(1996)
	粒狀材料	Huang 等人(1995) 、Wu & Ke(1998) 、Thomas 等人(1996) 、Ke & Bray(1995) 、郭建志等人(1997) 、Ishikawa 等人(1997,1999) 、Wu & Ke(1998) 、Shyu 等人(1996) 、葛德治(1995,1998) 、洪偉勝等人(2000) 、王俊承等人(2000)
	破裂模擬	Lin & Amadei(1995) 、Ke(1995,1997) 、Zhang 等人(1997) 、Pearce 等人(1999) 、邱耀政等人(2000)

第三節 國內 DDA 於邊坡破壞行為之模擬

DDA 應用於邊坡穩定分析及破壞行為之探討主要係用於研究落石及順向坡之破壞行為，亦有應用於土石流之模擬，茲說明國內相關研究成果如下

1. 落石

顧承宇 (2006) 針對谷關台八線道路旁崩坍地之落石來源區與崖錐堆積區，以三維雷射進行 DTM 剖面調查後再進行進行落石分析，分析方法分別採用考慮落石為單一質點，利用自由落體運動方程式模擬落石行進軌跡分析，係採用集塊質量法之 DDA 法進行數值分析運算，再與以 CRSP 經由 100 次 Monte-Carlo 模擬之分析結果，比較果。分析結果顯示落石停止位置與利用 DTM 分析所得之崖錐堆積區範圍相近，其結果顯示 DDA 可以有效分析落石之集塊運動。

2. 岩石邊坡

江國豐 (2003) 利用視窗化之 DDA 程式進行邊坡破壞模擬，其主要探討案例為岩石邊坡破壞行為之穩定因素，並嘗試進行岩栓之穩定分析，就其研究成果顯示 DDA 可以成功模擬岩石邊坡大變形破壞及運動行為，亦成功探討各項影響因素；林建欣 (2006) 利用 DDA 進行岩石邊坡裂隙及水壓力對邊坡穩定進行探討，並進行大變形行為模擬，研究成果顯示 DDA 可以模擬邊坡裂隙發展及水壓力耦合作用。

3. 邊坡穩定分析

蔡尚源 (2005) 利用極限平衡法分析觀念將邊坡進行切片分析，而切片間之力學機制係利用 DDA 方法進行分析，由於 DDA 除需考慮力平衡外，尚須考慮位移諧和及最小能量法之限制，故其分析結果與極限平衡法之較為嚴謹分析方法（如 Janbu 法）結果相似，顯現 DDA 分析邊坡穩定問題之潛力。

4. 土石流分析

土石流之發生亦屬邊坡破壞之範疇，一般對於土石流之研究大多集中係以流

體進行研究，蕭沛佳以 DDA 進行礫石型土石流研究，由於此一研究包括礫石、細粒料、水之集體運動，其模擬結果與邊坡滑動之平面滑動行為頗為接近，並進行有關坡角、摩擦角影響因素之探討。





第四章 數值分析模擬及驗證

針對前述討論及分析，本研究擬以數值分析進行有關邊坡破壞及運動行為之模擬，首先以 STABL 程式進行有關破壞面及位置之探討，其次以 DDA 程式進行有關破壞後運行行為之模擬，茲說明其運算及模擬條件如下。

第一節 分析基本假設

針對此一課題之探討，本研究首先進行有關建築物距擋土牆退縮距離之意義進行分析：邊坡之穩定主要係由擋土牆或其他擋土結構物為之，而相關之設計需依照建築基礎構造編及技術規則水土保持技術規範進行設計，而擋土結構物是否安全？邊坡是否穩定？應屬設計所需考慮之範疇，而建築物距擋土牆之退縮距離應視為風險控管，即於擋土結構物未發生破壞條件下，邊坡出現土石滑動，而此一情形下為避免發生民眾生命財產損失而需規定之退縮距離。

現行法規有關規定其類型有二，一為平面型地滑，而另一為擋土牆後方邊坡滑動此二規定均有一共同之問題，即邊坡破壞之規模與深度為何？破壞後之土體係自何種高程掉落？凡此種種均影響退縮距離之決定。而根據現有文獻資料顯示，上述二項規定係由幾何關係決定邊坡滑動後之影響範圍。對此本研究做以下幾點假設

- 1、擋土牆或擋土結構物並未發生破壞：若考慮擋土牆發生破壞，則所需之安全退縮距離與無擋土牆設置情形相同，實為過於保守之舉。建築物距坡腳安全退縮距離應屬基於風險管理理念，於擋土牆未發生破壞條件下，上方邊坡發生邊坡破壞時，為避免建築物受滑動土石之攻擊而導致建築物損壞人員死傷，故本研究之分析按數值分析之首要假設為擋土牆或擋土結構物並未發生破壞。
- 2、破壞為淺層破壞：深層破壞一般發生於老舊崩坍地，或結構性破壞（如

弱面構造)，此類邊坡屬高風險性邊坡，原本不應開發做為建築用地，故本研究分析對象故僅限於淺層破壞。此外，由前述討論及說明，已界定擋土結構物未發生損壞，而此一情形下，發生大規模深層土石破壞情形更屬少見，故本研究界定為淺層破壞。



第二節 STABL 程式分析運算

STABL 程式為美國普渡大學 Siegl 逾 1975 年發展成功，程式係以 Fortran 語言撰寫，而歷經多次改版，增加不同功能及內容，至 1989 年增加加勁土壤結構物之分析功能後，而整體分析功能大致底定，其後則進行有關視窗化、前處理及後處理之分析功能擴充，其分析運算功能已趨完整，其分析運算方法可採用 Bishop 簡化法及完整法、Janbu 法、塊體分析法等，並可分析不規則滑動面之安全係數，及地錨與加勁土壤結構物之穩定分析，為國內應用最為廣泛之邊坡穩定分析軟體。

本研究應用 STABL 程式主要係用於探討邊坡最為臨界破壞面之發生位置，惟 STABL 程式係以極限平衡法分析，有關分析條件說明如下，

1. 邊坡坡角：坡角之選擇係參考水土持技術規範邊坡之分類，此外，由於現今建築技術規則山坡地不得開發建築認定標準中，係規定坡度 30% 不得開發建築用地，故分析之坡度係以 30% 以上之邊坡進行，而分別選擇 40%、55%、100% 進行分析。

2. 邊坡土層剖面：邊坡土層厚度係考慮山坡地社區大多位處於西部麓山帶，風化土層厚度大多為 4m 以下，故分析之土層厚度分別採用 1m 及 4m，分析之坡高則考慮山坡地社區所處之地區邊坡較為平緩，採以坡高 30m 進行分析，而分析所需之土壤參數將以水保局所進行山坡地土壤力學參數研究之資料作為依據，初步決定 $c=10\text{kPa}$ 、 $\phi=35\text{deg}$ 、 $\gamma=1.92\text{t/m}^2$ 。

3. 擋土牆高度：擋土牆採以懸臂式 RC 擋土牆，高度為 5m 進行分析。

4. 地震及降雨條件：有關地震之分析係採用擬靜態法分析，所輸入之 $k_h=2/3\text{PGA}$ ， $k_v=1/2k_h$ ，PGA 以 0.33g 計算，則 $k_h=0.22$ 、 $k_v=0.11$ ，而地下水參數係以 r_u 參數分析，常時之 $r_u=0$ ，豪雨之 $r_u=0.5$ 。

依照上述分析條件之分析結果，以邊坡坡度 100% 為例（如圖 4-1 所示），所

分析案例中邊坡之最臨界破壞面均發生於坡頂至坡趾位置，破壞面雖為弧形，但卻已接近平面滑動之型態，而其他分析案例亦有此一現象。分析此一現象原因，主要在於如土壤為純砂（即不具有凝聚力），則破壞面型態為為平面破壞，如為黏土（則摩擦角為 0），則破壞面為圓弧破壞。一般而言，山坡地土壤係以風化土壤為主，力學行為較為接近非凝聚性土壤，故破壞面較接近平面破壞，但其破壞土體體積相當大量，而以此土體體積滑落至坡底，則其堆積部之範圍會相當廣泛，而驗諸以往山坡地社區邊坡破壞案例而言，破壞規模鮮有如此廣泛。分析造成此一差異，可能有以下原因，

1. 邊坡剖面：本研究分析坡面係採用平面，而土壤與岩盤之界面亦設定為平面，與真實情形之不規則形狀有所差異，因不規則形狀容易因沖刷或入滲而形成弱面，而產生局部破壞，故與本研究所分析之規模有所不同。

2. 張力裂縫：本研究土層係假設為均質土壤，並無法假設張力裂縫之存在，而一般而言邊坡坡面若存在張力裂縫，將透過張力裂縫蓄積水壓力造成破壞，此一破壞型態亦為局部破壞，而不會有大規模破壞出現。

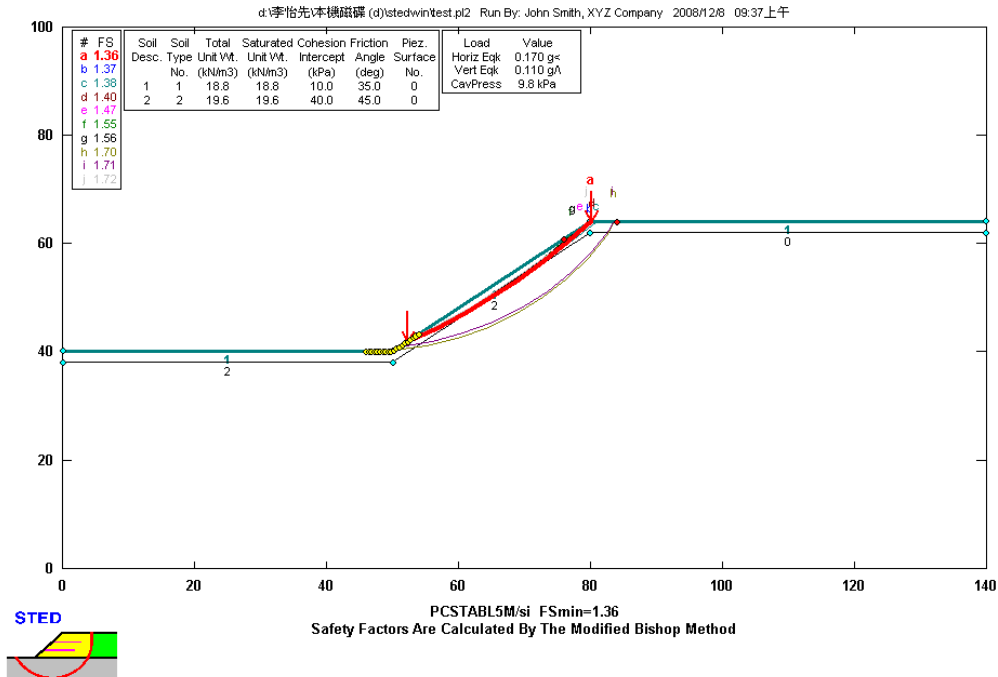


圖 4-1 坡度 100%邊坡穩定分析結果

第三節 不連續變形分析法之檢核

關於邊坡破壞後土體滑動行爲，迄今欠缺良好之分析模式進行運算，極限平衡法及有限元素法均只能分析破壞前行爲，而本研究以嘗試不連續變形分析法（DDA）進行土體運動行爲之分析，由於 DDA 主要係用於分析岩塊運動及變形，本研究首先針對 DDA 進行有關邊坡穩定之驗證，以確定分析之適宜性。

本驗證例爲單一規則三角形塊體於坡面上之力平衡進行檢核，其幾何模型建構如圖 4-2 所示，塊體共分割爲二塊，其中三角形塊體之面積爲 3 平方公尺，分析之材料參數輸入值如表 4-1 所示。本驗證例亦可利用極限平衡法分別計算正向力、滑動力、剪力強度與安全係數等，如表 4-2 所示。

由於 DDA 程式本身並無計算安全係數之功能，本研究另行依據大地工程常用之安全係數表示方式，將 DDA 程式之計算結果以安全係數之型式表示，其中安全係數可表如下：

$$FS = \frac{S}{\tau} \quad (4-1)$$

而

$$S = \sum_{i=1}^m (k_n \cdot \Delta u_n \cdot \tan \phi + C) \quad (4-2)$$

$$\tau = \sum_{i=1}^m (k_s \cdot \Delta u_s) \quad (4-3)$$

式中， m 爲塊體接觸點之數量， Δu_n 爲正向位移量， Δu_s 爲切向位移量， k_n 爲正向彈簧勁度， k_s 爲切向彈簧勁度， C 爲塊體接觸面之凝聚力， ϕ 爲塊體接觸面之摩擦角， S 爲塊體接觸面之剪力強度， τ 爲塊體接觸面所受之剪。

經由模擬得到塊體於坡度 30° 之坡面上，考量不同摩擦角分別為 30 至 60 度，每隔 1 度即進行上述正向力、滑動力、剪力強度與安全係數等之計算，所得到之結果與極限平衡法比較如表 4-2 所示。結果顯示當摩擦角小於坡角 ($\phi < \theta$) 時安全係數小於或等於 1 ，而當摩擦角大於坡角 ($\phi > \theta$) 時，塊體的安全係數大於 1 ，顯示摩擦角越大塊體越穩定。DDA 與極限平衡法之計算結果在正向力與滑動力之數值幾乎完全相同，而安全係數在大於 1 之情形下兩者之計算結果也完全相同，惟當安全係數在小於 1 時，因 DDA 具非連續體計算之特性，上方三角形塊體已開始滑動，即不穩定之驅動力係以動能型態運作，而極限平衡法因無法反映非連續體分析之特性，其僅能以安全係數小於 1 之結果顯示塊體具滑動之趨勢，此結果亦顯示 DDA 具模擬塊體破壞前至破壞後行為之能力，突破傳統分析方法都僅能分析破壞前之力學行為。

表 4-1 驗證分析之材料參數輸入值

塊體	單位重	26.5 kN/m^3
	楊式模數	157000 kN/m^3
	柏松比	0.25
接觸面	內摩擦角 ϕ	$30^\circ \sim 60^\circ$
	凝聚力	0
	張力強度	0

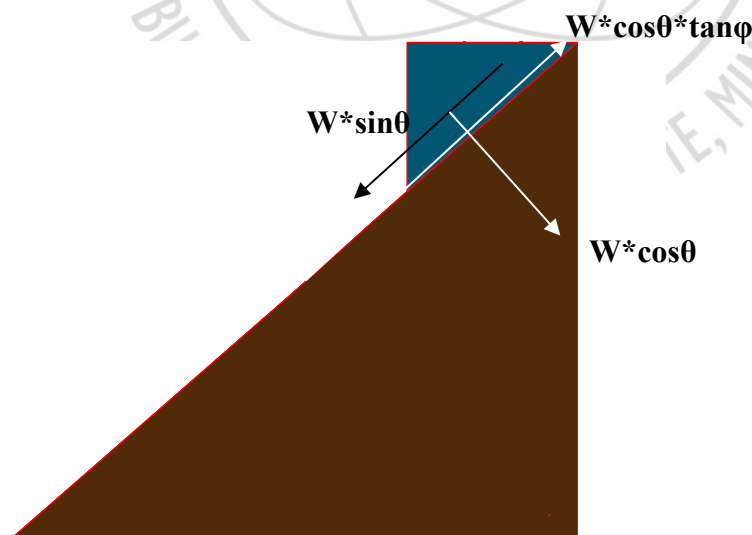


圖 4-2 單一塊體於邊坡上之幾何模型

表 4-2 DDA 與極限平衡法分析結果之比較

摩擦角 (度)	極限平衡法		剪力強 度 (lb)	安全係數 (極限平 衡法)	安全係數 (DDA)
	正向力 (kN)	滑動力 (kN)			
30	65.1	45.6	37.6	0.82	1.0
31	65.1	45.6	39.1	0.86	1.0
32	65.1	45.6	40.7	0.89	1.0
33	65.1	45.6	42.3	0.93	1.0
34	65.1	45.6	43.9	0.96	1.0
35	65.1	45.6	45.6	1.0	1.0
36	65.1	45.6	47.3	1.04	1.05
37	65.1	45.6	49.1	1.08	1.09
38	65.1	45.6	50.9	1.12	1.13
39	65.1	45.6	52.7	1.16	1.16
40	65.1	45.6	54.6	1.2	1.21
41	65.1	45.6	56.6	1.24	1.25
42	65.1	45.6	58.6	1.29	1.3
43	65.1	45.6	60.7	1.33	1.34
44	65.1	45.6	62.9	1.38	1.38
45	65.1	45.6	65.1	1.43	1.44
46	65.1	45.6	67.4	1.48	1.48
47	65.1	45.6	69.8	1.53	1.54
48	65.1	45.6	72.3	1.59	1.6
49	65.1	45.6	74.9	1.64	1.65
50	65.1	45.6	77.6	1.7	1.7
51	65.1	45.6	80.4	1.76	1.77
52	65.1	45.6	83.4	1.83	1.84
53	65.1	45.6	86.4	1.89	1.89
54	65.1	45.6	89.6	1.96	1.97
55	65.1	45.6	93	2.04	2.05
56	65.1	45.6	96.5	2.12	2.12
57	65.1	45.6	100.3	2.2	2.21
58	65.1	45.6	104.2	2.29	2.3
59	65.1	45.6	108.4	2.38	2.38
60	65.1	45.6	112.8	2.47	2.48



第五章 DDA數值模擬及分析結果

邊坡土體破壞前之穩定分析係不考慮土體變形性，而將土體視為完全剛性而為剛體，然邊坡發生破壞後，土體之運動為介於流體與剛體運動，如何適切模擬其運動行為為本研究之重點工作。由於土體運動時，土石彼此之間會出現擠壓、碰撞行為，本研究嘗試利用 DDA 進行有關分析模擬，係將土體視為許多大小不同顆粒所組成，以 DDA 程式可以模擬顆粒碰撞運動之特性，將土體運動視為集塊運動行為，進行有關模擬

第一節 幾何模型之建立

由前述第四章有關研究條件之限制與討論，本研究所欲探討之破壞型態，為擋土牆未發生破壞，而邊坡坡面發生小規模土石滑動情形，而此一破壞條件下利用 STABL 程式進行邊坡穩定之結果顯示，邊坡破壞型態較接近平面破壞，故數值模擬分析之幾何模型，本研究係採以於一斜面上發生平面運動之型態，而擋土牆高度係採 5m 高之 RC 擋土牆，滑動土體之體積為長 4m、高 1m（如圖 5-1 所示）。而邊坡發生破壞之後，土體歷經滑動及運動狀態，以致於堆積，其粒徑分佈各有所不同，本研究係採用堆積部之粒徑分佈，主要考量為以堆積部條件進行分析為偏保守側之運算；然邊坡破壞後堆積部之粒徑分佈缺乏相關文獻資料，本研究採蕭沛佳（2006）對對礫石型土石流研究中有關粒徑分佈之模擬結果，其模擬對象係針對九九峰土石流堆積部，其模擬形狀及粒徑分佈如圖 5-2 所示。

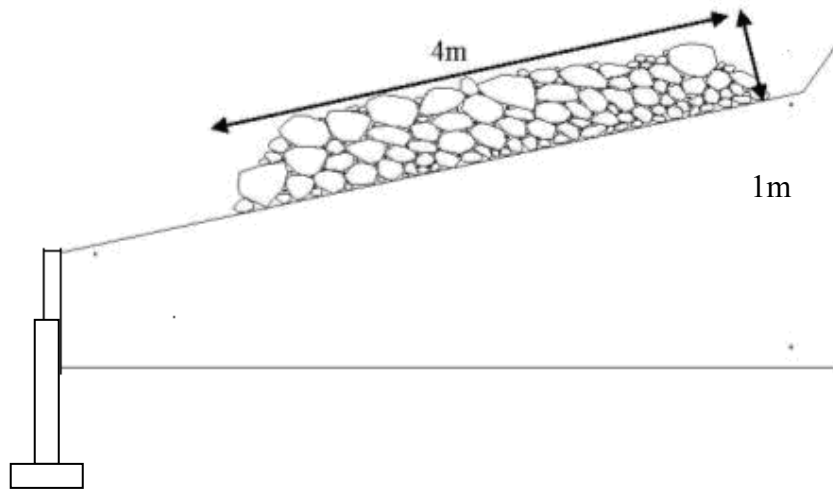


圖 5-1 本研究分析之幾何模型

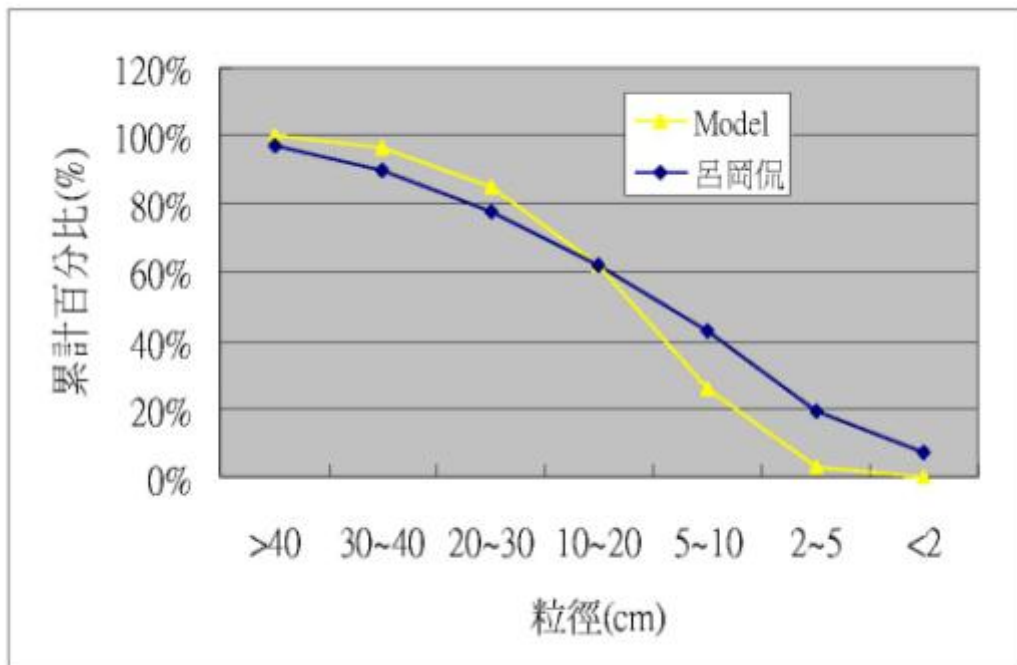


圖 5-2 礫石型土石流粒徑分佈 (蕭沛佳, 2006)

第二節 分析條件

本研究之土石材料參數是以礫石型土石流之土石材料參數作為模擬背景，再配合塊體強度特性做為本研究模擬案例之參數值，茲將各項參數考量及分析條件說明如下：

1. 單位重 γ ：係參考對於土石流堆積部之有關研究，相關研究係以現地進行明坑採樣後量測其單位重方式為之，有關研究單位重為 $1.88\sim 1.80\text{t}/\text{m}^3$ 之間，而本研究所採用粒徑分佈蕭沛佳（2006）蕭佩家之研究中，其現地量測結果為 $1.83\text{ t}/\text{m}^3$ ，與其他研究相符，故採用此數值進行分析。
2. 柏松比 ν ：一般礫石之柏松比大致在 $0.2\sim 0.5$ 之間，本研究採用柏松比（ ν ）為 0.3 進行分析。
3. 不連續接觸面摩擦角 ϕ ：DDA程式分析所需輸入不連續接觸面摩擦角 ϕ ，本研究採用礫石之摩擦角，而為探討摩擦角之影響，分別採用 30 、 35 、 40 度進行分析。
4. 凝聚力 c ：本研究水保局所進行山坡地土壤力學參數研究之資料作為依據， $c=10\text{kPa}$ 。
5. 邊坡坡度：為探討坡角之影響，而分別選擇 40% 、 55% 、 100% 進行分析，詳細說明如第三章第二節有關邊坡穩定分析坡角探討所示。

有關分析參數整理如表5-1所示。

表 5-1 分析之材料參數輸入值

塊體	單位重	$26.5 \text{ kN} / \text{m}^3$
	楊式模數	$157000 \text{ kN} / \text{m}^2$
	柏松比	0.3
接觸面	不連續接觸面摩擦角 ϕ	$30、35、40^\circ$
	凝聚力	$10 \text{ kN} / \text{m}^2$
	張力強度	$0 \text{ kN} / \text{m}^2$



第三節 分析結果與討論

依前述有關分析方法及參數與幾何模型之說明，本研究進行有關程式分析，資說明分析結果如下，

一、滑動初始位置之分析

由前述討論說明，本研究係於所建立幾何模型坡面上，將原先設定之土體以 DDA 進行集塊運動模擬土體破壞後之運動行爲。由於需探討不同坡度之影響，則滑動土體之位置便需先與界定。由於不同坡度條件下，於同一高程條件下，其滑動距離不同；而相同滑動距離下，其高程不同，其位能不一致，故進行有關高程及滑動距離敏感度之探討。係採單一塊體於不同坡度條件下，固定不連續接觸面摩擦角 ϕ (30°)、邊坡坡度100%條件下，分別進行不同坡面滑動距離 (10、15、20、25、30、35、40m) 之運算，以探討滑動位置對於塊體滑動停止位置之探討。根據運算結果顯示，於所分析之不同邊坡坡度條件下，坡面滑動距離愈大，高程愈高，其滑動停止距離愈遠，但滑動距離大於一定數值後，其滑動停止距離增加距離有趨緩之趨勢，主要原因在於當位能於扣除克服坡面摩擦力後換成動能，動能會隨高程之增加而增加，即速度會隨之增加，然高程增加至一定數值後，其速度會有趨緩之趨勢。根據分析及果顯示於所分析之邊坡坡度下，當坡面滑動距離為30m時，其塊體停止距離有趨緩之趨勢，如圖5-3所示，故分析之土體初始位置為坡面距擋土牆30m之處。

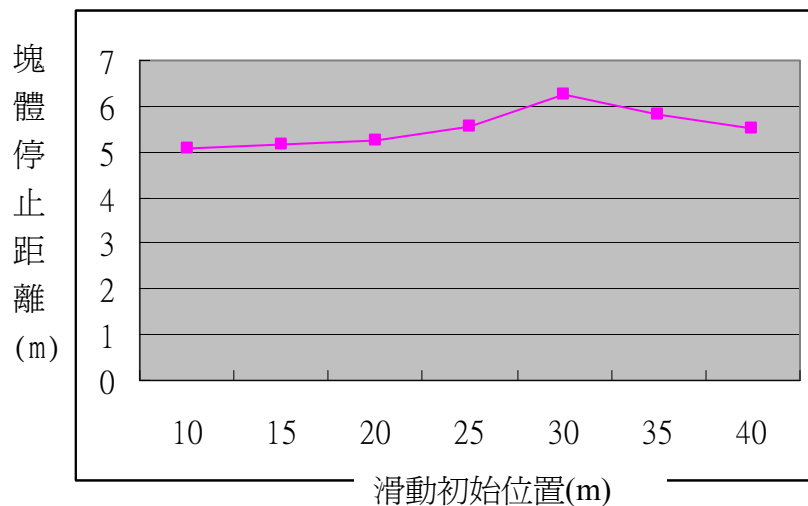


圖 5-3 塊體停止距離與滑動初始位置關係圖

二、邊坡坡度影響之探討

經由幾何模型與分析條件之討論，本研究於不同邊坡坡度條件下，進行有關邊坡坡度影響之探討，探討之坡面坡度分別為30、40、55、100%下，對於土體滑動後停止距離之影響，主要分析條件如前所述分別為擋土牆高度為5m、滑動初始位置為坡面30m處。根據分析結果顯示（圖5-4所示），體滑動後最大停止距離會隨坡度之增加，但當坡度為55%以後卻出現減少之趨勢，即坡度100%之最大停止距離反而較55%為小，如所示。

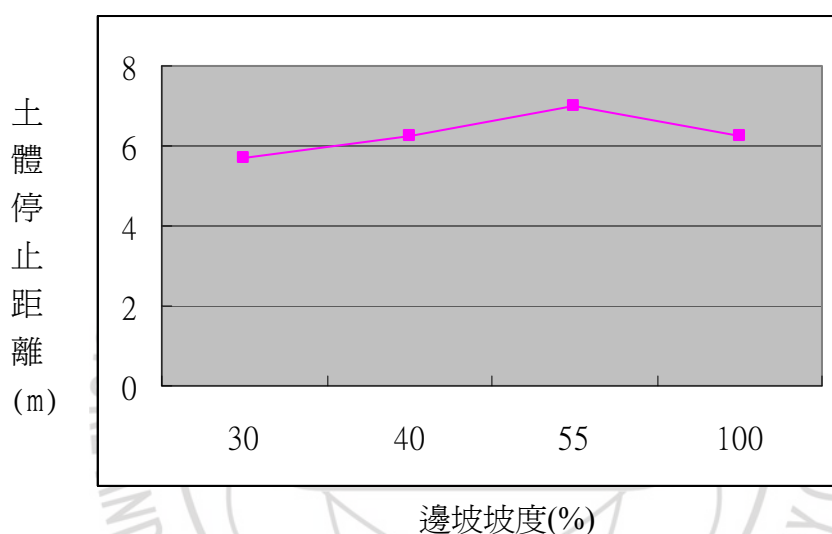


圖 5-4 土體停止距離與邊坡度關係圖

分析此一現象，本研究認為係受到滑動之水平速度所控制，可由下列之推導做一說明，

假設有一邊坡設有一剛體滑動，其滑動距離為 S ，剛體重為 W ，邊坡坡角為 θ ，剛體與坡面之動摩擦係數為 μ ，剛體運動之位能為 W_1 ，

$$W_1 = W \cdot S \cdot \sin\theta - W \cdot S \cdot \cos\theta \cdot \mu \quad (5-1)$$

假設動能完全轉換為動能，則可得

$$\text{動能} = \frac{1}{2} \cdot m \cdot v^2 = \text{位能} = W \cdot S \cdot \sin\theta - W \cdot S \cdot \cos\theta \cdot \mu \quad (5-2)$$

式中 m 為剛體質量 $=W/g$ （ g 為重力加速度）， v 為剛體運動速度

則由上式可推得

$$v = 2gs \times \sqrt{\sin \theta - \mu \cos \theta} \quad (5-3)$$

$$V_H = V \times \cos \theta$$

$$\Rightarrow V_H = V \cos \theta = 2gs \sqrt{(\sin \theta - \mu \cos \theta)} \times \cos \theta \quad (5-4)$$

考慮邊坡滑動土體行為較接近流體行為，故剛體與坡面之動摩擦係數為 μ 分別取0.1及0.2帶入上式進行運算，由計算結果顯示，於坡度為90%水平速度為最高，爾後隨坡度增加而呈現遞減現象，如圖5-5所示。

而由上述分析討論，邊坡坡度之增加會使同一坡面滑動距離之土體高程增加，使滑動速度增加，但土體滑動至鄰近擋土牆時，其速度水平分量卻會受坡度增加減少，此二者作用互相作用之下，水平速度於坡度90附近達到最大值，爾後呈現下降趨勢，故由此一現象推論邊坡破壞後土體滑動土體距離應非無限制隨坡角呈現增加。

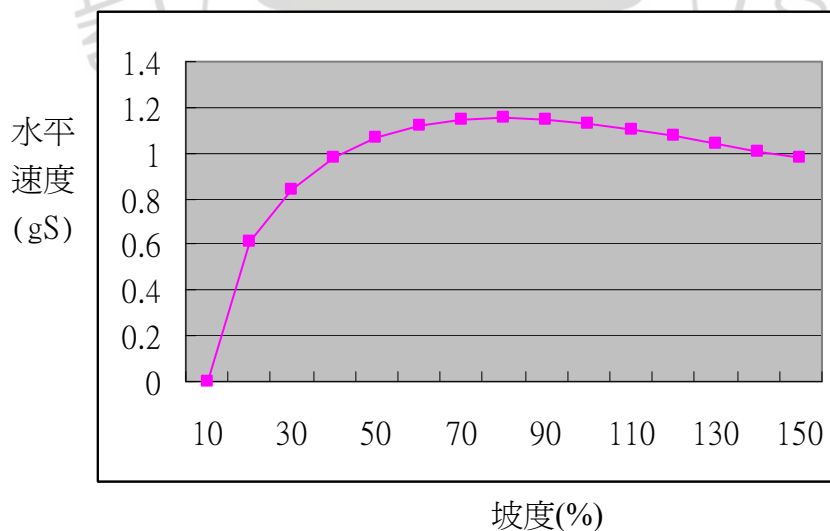


圖5-5 滑動土體最大水平速度與邊坡坡度關係圖

而由前述分析結果，與利用建築技術規則264條之一 ($D_1 \geq \frac{H}{2}(1 + \tan \theta)$) 計

算所需退縮距離結果比較，結果如圖5-6所示。在坡度為100%以前，本研究分析結果較與264條之一計算結果為大，然隨坡度之增加有逐漸減少之趨勢。然264條之一將隨邊坡坡角增加而增加，且此一趨勢非但不會有趨緩之趨勢，相反其增加趨勢有加劇之現象（如圖2-6所示），而前述討論中得知，在所有分析條件固定下，土體滑動後停止距離於坡度100%以前達到最大，而隨後有下降趨勢，故建築技術規則第264條之一確有修正之空間。而本研究之分析結果，於坡度100%較264條之一為大之原因，主要在於本研究所考慮位能轉換成動能，而於坡度較為平緩時，水平速度較大，而所形成之堆積部所需停止距離會較大所致。

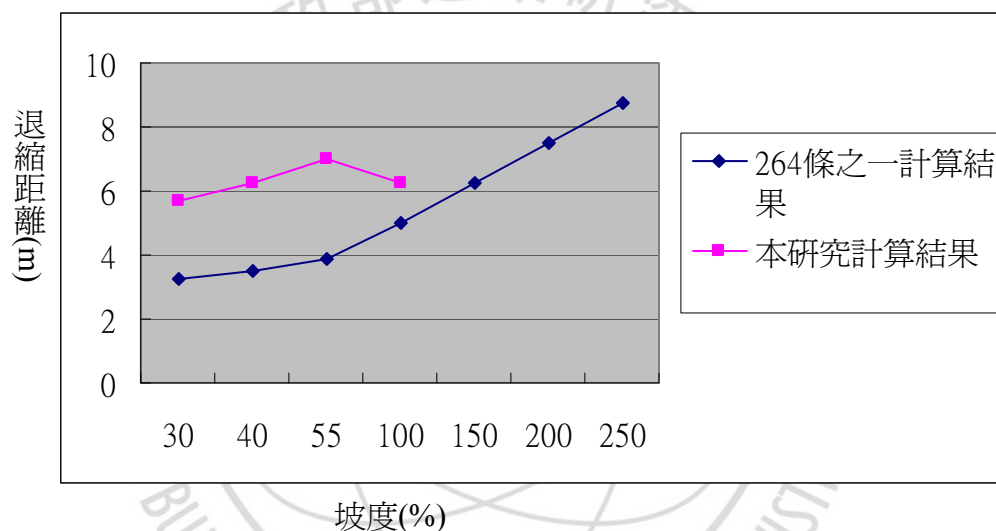
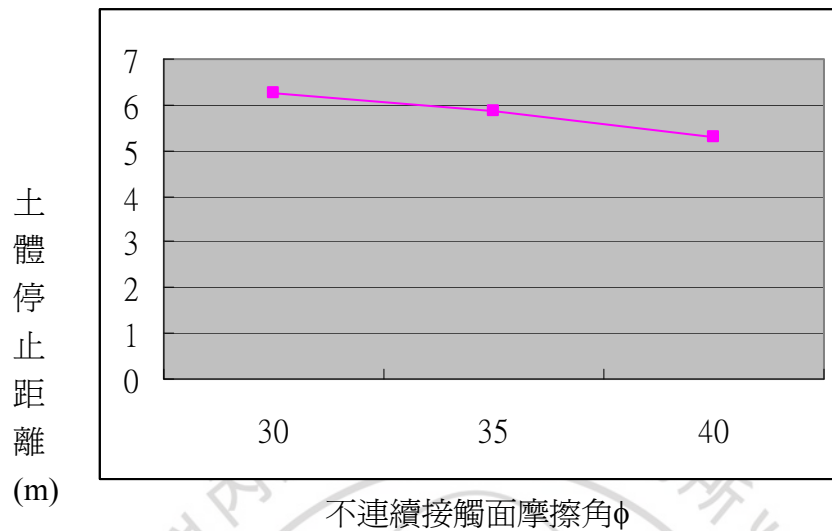


圖5-6 本研究結果與建築技術規則264條之一比較

三、不連續接觸面摩擦角 ϕ

本研究針對不連續接觸面摩擦角 ϕ 之影響分析探討，係以坡度100%條件下，分別以30、35、40°進行分析運算，分析結果如圖5-7所示。由分析結果顯示，土體滑動後停止距離會隨著坡角之增加而減少然影響並不顯著，主要由於摩擦角 ϕ 愈高，所提供之阻抗愈大，而土體之位能扣除阻抗後所轉換之動能愈小，故土體速度愈小，而土體滑動後停止距離亦隨之減少。

圖 5-7 土體停止距離與不連續接觸面摩擦角 ϕ 關係圖

而前述之討論分析可得下列結論，

- 1、由本研究於所設定之分析條件下，以DDA程式進行有關邊坡土體滑動後停止距離之探討，所考慮條件與建築技術規則264條之一（ $D_1 \geq \frac{H}{2}(1 + \tan \theta)$ ）相當，而本研究根據分析結果，於坡度100%以前會達到最大值，且與建築技術規則264條之一所計算之退縮距離大致相當，故此一規定於本研究所考慮之條件下應可確保山坡地住宅開發之安全。然建築技術規則264條之一所計算之退縮距離會隨著坡角增加而增加，於坡角接近90度時，甚至會趨於無窮大，此一現象明顯不合理，以本研究結果顯示，建議於264條之一增加最大值之限制，避免過大之退縮距離。以本研究結果顯示，當擋土牆高度為5m時，所計算之邊坡土體滑動後停止距離不超過7m，建議可由此一方向進行有關係文修正。
- 2、由本研究分析結果不連續接觸面摩擦角 ϕ 愈大，邊坡土體滑動後停止距離愈小，而檢視建築技術規則於264條之一、二，之規定中均未考慮摩擦角 ϕ 之影響，主要原因在於法規規定係考慮大部分邊坡滑動後之行爲，故以較危險狀

態進行分析後所得，而不將摩擦角 ϕ 納入。然264條之三有關順向坡之退縮距離卻又考慮將順向坡長度及界面抗剪強度納入，與前述之一、二之精神不一致，實有再檢討修正之必要。

- 3、以本研究所分析之案例條件，所求得之最大土體停止距離為7.29m，為 $H+2.29m$ ，以本研究分析結果262條之一可為 $H+3m$ ，而如欲取較為保守，可採 $2H$ 為退縮距離；而分析所求得土體最小停止距離為5.39m，較以264條之一計算結果為大，故264條之一應在增加最小退縮距離數值之訂定，以本研究分析結果而言，可訂定為5m。
- 4、本研究以DDA程式進行有關分析及模擬，於所設定條件下，分析求得建築物距擋土牆坡角退縮距離，然山坡地土壤、水文及植生之變異性頗大，而邊坡又有不同破壞模式（如落石災害），以單一公式或數值欲確保山坡地建築物之安全性，仍有力有未逮之處，退縮距離應朝性能式審議精神方面著手，條文規定為最小距離，而真正所需距離應設置審議委員考量現地情形再予決定。
- 5、基於風險管理之理念，山坡地建築物所處之邊坡穩定依相關法規需設有擋土設施，其邊坡穩定安全性雖可達到設計要求，但邊坡上方出現小規模土石滑動，卻是無法完全避免，故建築物退縮距離之規定有其必要，而建築物外牆作為擋土設施，其結構安全雖可以透過工程設計方法達到安全，但如發生上邊坡土石滑落，則由於缺乏退縮距離，將會有重大傷亡之虞，故仍不應以建築物外牆作為擋土設施之用。

第六章 結論與建議

經由前述章節之分析討論，本研究可得到以下之結論與建議。

第一節 結論

- 1、邊坡破壞後土體滑動後所需之停止距離，影響因素眾多，而本研究將土體破壞後之行爲，簡化爲眾多土體顆粒之集體運動，於坡度 30、40、55、100 之邊坡條件下，利用 DDA 程式進行有關模擬運算，可以求得邊坡土體滑動後之停止距離，而獲致不錯之研究成果。
- 2、建築技術規則 264 條之一有關建築物退縮距離之計算，退縮距離會隨著坡角增加而增加，於坡角接近 90 度時，甚至會趨於無窮大，此一現象明顯不合理；而 262 條第二目第二款有關不得開發建築用地規定，所規定平面地滑波及範圍之計算影響範圍卻會隨坡角增加而減少，於坡角接近 90 度時，影響範圍趨於 0，二者趨勢明顯不一致，需再檢討修正，以求二者精神一致。
- 3、基於風險管理之理念，山坡地建築物所處之邊坡穩定依相關法規需設有擋土設施，其邊坡穩定安全性雖可達到設計要求，但邊坡上方出現小規模土石滑動，卻是無法完全避免，故建築物退縮距離之規定有其必要，而建築物外牆作爲擋土設施，其結構安全雖可以透過工程設計方法達到安全，但如發生上邊坡土石滑落，則由於缺乏退縮距離，將會有重大傷亡之虞，故仍不應以建築物外牆作爲擋土設施之用。

第二節 建議

- 一、立即可行之建議：修改建築技術規則 264 條之一有關退縮距離之計算
主辦機關：內政部營建署
協辦機關：內政部建築研究所

(一) 建築技術規則 264 條之一有關退縮距離之計算，於坡度 100%以前，大致合理，退縮距離會隨著坡角增加而增加，於坡角接近 90 度時，

甚至會趨於無窮大。建議於 264 條之一增列建議於 264 條之一增加最大值之限制，由本研究計算結果建議最大值可為 $H+3m$ 、或為 $2H$ ；而由於現有規定並未有最小退縮距離之限制，可於 264 條增列最小退縮距離以維坡地社區開發之安全，根據本研究分析成果，建議退縮距離為 $5m$ 。

二、 長期性建議：

主辦機關：內政部營建署

協辦機關：內政部建築研究所

- (一) 山坡地土壤、水文及植生之變異性頗大，而邊坡又有不同破壞模式(如落石災害)，以單一公式或數值欲確保山坡地建築物之安全性，仍有力有未逮之處，故建築物距擋土牆坡角退縮距離應朝性能式審議精神方面著手，條文規定僅為最小距離，而真正所需距離應設置審議委員考量現地情形再予決定。

附錄一期初審查意見及辦理情形

編號	審查意見	回應情形
1	研究內容似乎僅針對邊坡坡度進行探討，應可將地質構造、土壤厚度、地下水等因素納入研究範圍。	遵示辦理
2	研究之數值分析 DDA 簡報中係以落石為例，但落石問題於本案之研究中應可不作為研究對象。	遵示辦理
3	除簡報中有關研究內容外，尚可針對水土保持技術規範有關結構外牆用作擋土設施之規定進行探討。	遵示辦理
4	研究內容應可考慮增加破壞案例之驗證分析，以確認研究方法（DDA）及研究成果之正確性。	遵示辦理
5	本案係針對法規進行檢討分析，影響層面較為廣泛，研究過程及研究結論應小心謹慎，避免於外界引起不必要爭議。	遵示辦理



附錄二 期中報告審查意見及回應情形

王教授价巨	
1. 建築物座落之基地型態與災害類別可能影響結果（例如崩坍、地滑、土石流），建議考慮其相關特性。	遵示辦理
2. 奧地利有關坡地規定或可作為本計畫參考。	遵示辦理
呂教授孟儒	
1. 本案屬應用研究，必須重視在地經驗之累積，因此對既有法規執行成果實際案例檢討有其必要性。	謝謝指教
2. DDA 新工具的使用與舊工具的優劣比較，另工具使用的侷限性也必須注意。	遵示辦理
林教授宏達	
1. 對我國法規規定之理論基礎及適用性做了很好的檢討與分析，可提供未來修法時很好的參考資料。	謝謝指教
2. 本研究數值分析擬定之假設之一「破壞為淺層破壞」，淺層破壞之定義為何？請補充說明。	遵示辦理
3. 數值分析另一假設為「邊坡堆積為 4m 厚」，此厚度是否合宜可再由實際案例加以佐證，另類似林肯大郡順向坡是否暫不考慮。	林肯大郡係因不當山坡地開發砍除順向坡坡角所致，與本研究所欲探討對象不同，故不列入。
4. 本研究數值分析研究宜以能改進建築技術規則建築設計施工篇第 262 及 264 條為目標。	謝謝指教

蔡教授光榮	
1. 目前本案研究進度仍停留在相關法規檢討分析，尚未涉及本研究課題核心。	謝謝指教，將依照規劃進度完成研究項目。
2. 所擬引據之DDA理論目前似乎尚難應用於坡地建築物之擋土牆退縮距離之訂定，所引用之國內個案大多以土石流為個案，似乎與本案較無直接關連性。	謝謝指教。
3. 後續研究主軸應回歸本研究專案之主題，方可達到預期成果。	謝謝指教。
4. 本案或可先從現有相關國內外技術規範進行分析探討其優缺點後，再做適度篩選與修正，做出其可適性建議，應可初步達成本案預期成果。	遵示辦理。
錢教授學陶	
1. 架構完整，研究方向基本上無問題。	謝謝指教。
2. 本案不應只由技術問題處理，與土地利用方式及態度有很大關係，研究題目作研究範圍界定，建議可於內文適當章節加以說明。	遵示辦理。
施教授邦築	
1. 地工材料強度參數變化大，如何考慮輸入參數且其依據為何？僅採用水保局的規定是否合理？	此類文獻資料蒐集有其困難，將作為後續研究之方向。
2. 目前規劃僅限於淺層平面破壞，需先將此研究適用對象更清楚釐清，如：地表、地質描述、坡度範圍、地形條件等。	遵示辦理。

台北縣政府工務局代表	
1. 本案若能順利完成，並對有關條文提出修法建議，對基層從事山坡地建築開發管理將有相當大之幫助。	謝謝指教。
台北市建築師公會代表	
1. 希望能有比較合理安全之退縮距離規定，使設計者可以設計出兼具經濟性與安全性之建案，而研究成果最好能以圖表表示，以利使用者應用。	謝謝指教。





附錄三 期末報告審查意見及回應情形

林教授鎮洋	
1. 本研究可提供修訂建築技術規則 264 條時討論之基礎。	謝謝指教
2. DDA 經本研究證實適用本課題。	謝謝指教
施教授邦築	
1. 本研究對建築物坡腳退縮距離的國內外現行條文分析相當深入，成果良好，建議事項亦值得後續支持。	謝謝指教
2. 建議就林肯大郡災變後，在法規退縮距離的改變及其修正過程，再加以瞭解，並針對數值模擬再多分析不同案例，以支持修正條文之合理性。	遵示辦理
廖教授朝軒	
1. 本研究之成果大致符合原規劃之預期目標。	謝謝指教
2. 有關 DDA 理論分析應用於坡腳退縮距離之適宜性及主要困難（限制）補充說明。	遵示辦理
3. 有關最大及最小退縮距離之檢討確有必要，但第六章建議之具體數值，在理論分析並不明確，應再做探討。	
張博士志新	
1. 研究利用 DDA 進行邊坡破壞後之滑動、堆積範圍分析，其力學機制與行為確實比傳統邊坡穩定分析更進一步能求解邊坡破壞後之影響範圍，構想值得肯定。	
2. 文章中第一章緒論說明邊坡滑動行為可分為：發生區、滑動區、堆積區，這應該是形容土石流常用的行為，比較少看到在廣泛邊坡活動中採用，請再行斟酌。	

<p>3. 本文引用建築技術規則第 262 條所述之退縮距離，係根據「無適當擋土設施者」，然本文所做研究採用擋土設施且結構並未破壞，明顯假設不同，建議未來若有相關法規檢討，需要有相同假設條件，比較容易進行比較。</p>	<p>謝謝指教</p>
<p>4. 文中 STABL 程式有多處打為 STABL 請修正。</p>	<p>謝謝指教</p>
<p>5. 法規需要有通則性，不宜嚴格限制設計方法，且容許部份空間給建築師或土木技師發揮創意的地方，且如同報告中所述，坡腳安全距離應屬基於風險管理理念，所以本研究之結果在尚未健全前，仍不宜針對目前法規做修正建議。</p>	<p>謝謝指教</p>
<p>2. 建議就林肯大郡災變後，在法規退縮距離的改變及其修正過程，再加以瞭解，並針對數值模擬再多分析不同案例，以支持修正條文之合理性。</p>	<p>遵示辦理</p>
<p>廖教授朝軒</p>	
<p>1. 本研究之成果大致符合原規劃之預期目標。</p>	<p>謝謝指教</p>
<p>2. 有關 DDA 理論分析應用於坡腳退縮距離之適宜性及主要困難（限制）補充說明。</p>	<p>遵示辦理</p>
<p>3. 有關最大及最小退縮距離之檢討確有必要，但第六章建議之具體數值，在理論分析並不明確，應再做探討。</p>	<p>遵示辦理，將作進一步分析比較。</p>
<p>張博士志新</p>	
<p>1. 研究利用 DDA 進行邊坡破壞後之滑動、堆積範圍分析，其力學機制與行為確實比傳統邊坡穩定分析更進一步能求解邊坡破壞後之影響範圍，構想值得肯定。</p>	<p>謝謝指教。</p>

<p>2. 文章中第一章緒論說明邊坡滑動行為可分為：發生區、滑動區、堆積區，這應該是形容土石流常用的行為，比較少看到在廣泛邊坡活動中採用，請再行斟酌。</p>	<p>有關發生區、滑動區、堆積區之劃分邊坡滑動破壞亦有相關研究採用。</p>
<p>3. 本文引用建築技術規則第 262 條所述之退縮距離，係根據「無適當擋土設施者」，然本文所做研究採用檔土設施且結構並未破壞，明顯假設不同，建議未來若有相關法規檢討，需要有相同假設條件，比較容易進行比較。</p>	<p>謝謝指教。</p>
<p>4. 文中 STABL 程式有多處打為 STABLE 請修正。</p>	<p>遵示辦理。</p>
<p>5. 法規需要有通則性，不宜嚴格限制設計方法，且容許部份空間給建築師或土木技師發揮創意的地方，且如同報告中所述，坡腳安全距離應屬基於風險管理理念，所以本研究之結果在尚未健全前，仍不宜針對目前法規做修正建議。</p>	<p>本研究所分析之假設應可滿足大部分山坡地社區所面臨之問題，然是否可作為修法之參考，仍有待更多分析結果做為佐證。</p>
<p>6. 建築技術規則認定坡度 30%以上不得為建築用地，而本研究特地採用全不得為建築用地之 40%、55%、100%，進行分析，理由為何？</p>	<p>30%以上不得為建築用地，然其周圍坡地有可能超出此一範圍，故以此作為分析標的。</p>
<p>7. 圖 4-1 坡度 100%分析結果，皆為接近平面滑動之型態，文中探討其原因為「純砂」，然與假設之凝聚力分別為 10、40 kPa 不同，所以探究原因與假設條件並不相符，且文中說明風化土壤其力學行為接近非凝聚性土壤之論述，恐有偏頗，宜進一步探討，建議上述相關論述應該修正。</p>	<p>謝謝指教。</p>
<p>8. 個人認為主要原因為假設中土壤深度分別為 1m、4m 皆為淺層所導致。</p>	<p>謝謝指教。</p>
<p>9. 本研究之幾何模型假設為礫石型土石流，與前面論述皆有不同，此一部份未能</p>	<p>本研究係利用礫石型土石之模型進行研究分析，但所分析之條件與土石流仍有</p>

延續前文。另外，若為土石流之流動其影響範圍，與邊坡破壞又有明顯不同，需進一步釐清。	所不同。
10. 圖 5-6 圖示與文字說明不符，請修正。	遵示辦理。
11. DDA 分析以 4m*1m 規模堆積進行研究，與 STABL 分析之破壞規模明顯不同，建議後續研究能加強前後文連結。	遵示辦理。
12. 本文未考慮不同坡度之邊坡破壞所產生之活動土石量體不同，僅以相同之土石量考慮不同坡度之滑動，而在結論中檢討法規之規定，略有不足，且結論過於肯定。	有關建議將作為後續研究參考。
建築師公會全聯會代表	
1. 報告內仍有錯字及誤植，請做修正。	遵示辦理。
2. 依據研究報告，現行法條限制公式主要依據坡面滑落幾何條件而導出依此有以下 2 點疑義：1. 山坡地災害指標案例林肯大郡主要為擋土牆破壞而引起，坡面滑落為附帶發生之災害，並非主因；264 條之二中之 Q 項代表牆後荷重與滑動幾何條件無關，列入 Q 項似與公式理論依據不符。	林肯大郡災變係由於砍順向坡坡腳所致，屬於不當開發行為，而本研究研究對象則屬一切依法之開發行為有所不同。
3. 美日坡角退縮距離之規定似乎針對土壤坡角而訂，並非針對擋土牆牆腳，似乎認為有擋土牆應能良好防止坡面滑落，此時重要的是確保擋土牆之安全及牆基滑動防止之確保，此二觀念不同，此項坡角距離之安全規定似有誤解之成分，在未做全盤修正之前，似可做較彈性之規定。	遵示辦理。
4. 有關本研究希望能列入以下之建議：1. 對於 264 條之規定，希望能略去荷重 Q 之項次；2. 對於具有擋土牆、女兒牆防落及警示措施者，經專業技術人員評估後，可以是度角減小退縮距離（如減為原規定 1/2~1/3）。	本研究已做修正建立朝性能式審議方式辦理山坡地建築之開發。
台北市大地技師公會代表	

<p>1. 建築技術規則 262 條第 2 款 $D \geq H/2 \tan \theta$ 中之 θ 為岩層平面滑動傾角，與 264 條之 $D \geq H/2 * (1 + \tan \theta)$ 為牆背坡面角度有所不同。</p>	<p>262 條雖指岩層平面滑動傾角，但於平面型地滑而言，由於此類地滑往往歷經多次滑動，故其坡面角度與坡面角度十分接近。</p>
<p>2. 建築技術規則第 262 條第二款無設置擋土牆順向邊坡，是否可以與 264 條第 3 款有擋土牆情況不同。</p>	<p>本研究係檢討條文精神，應可做直接比較。</p>
<p>3. 請檢討 1.、2. 意見條件不同下，是否對研究成果有不同</p>	<p>遵示辦理。</p>
<p>陳組長建忠</p>	
<p>1. 有關以 STABL 分析得結果是堆積部之範圍會相當廣泛，唯其差異推論均稱實際上只是沖刷、入滲或張力裂縫，則該軟體或該分析工具是否適用，宜具體陳述。</p>	<p>遵示辦理。</p>
<p>2. 許多分析論述，如「……. 確有修正空間…」，其成果宜具體呈現。</p>	<p>遵示辦理。</p>
<p>3. 結論 2、3 先前本所相關研究成果即有發現，是否更進一步分析。</p>	<p>遵示辦理。</p>



參考書目

1. 林志森，「不連續變形分析法於大地工程之應用」，地工技術，第六十九期，pp. 71-80，民國八十七年十月。
2. 翁啓鐘(2003)，「DDA 模擬隧道開挖與岩栓設置之視窗化程式發展與應用」，碩士論文，國立高雄第一科技大學營建工程研究所。
3. 鄭安成(1995)，「不連續變形分析法在邊坡穩定上之應用」，碩士論文，國立中興大學土木工程研究所。
4. 葛德治(1997)，「The Issue of Rock Deformability in the Stability Analyses of Rock Slope」，第七屆大地工程學術研究討論會，P1259~1266。
5. 陳錦清等三人(1998)，「不連續變形分析法之改進與大地工程上之應用」，財團法人中興工程顧問社。
6. 李忠穎(2003)，「DDA 視窗化程式應用於三孔隧道開挖之力學機制研究」，碩士論文，國立高雄第一科技大學營建工程研究所。
7. 呂岡侃(2002)，「南投縣久久峰土石流發生區之地形特徵」，碩士論文，國立台灣大學地理環境資源所。
8. 黃宗甫(2005)，「應用不連續變形分析法於不同三孔隧道開挖形狀在相同節理岩盤中之穩定性分析」，碩士論文，國立高雄第一科技大學營建工程研究所。
9. 許澤善(2005)，「地滑與土石流之理論與實務」，逢甲大學土木系。
10. 陳志豪(2001)，「北橫公路沿線岩坡傾倒破壞之研究」，碩士論文，中原大學土木工程學系。
11. 蕭沛佳(2005)，「不連續變形分析法於礫石型土石流之應用」，碩士論文，國立中興大學水土保持學研究所。
12. 顧承宇、翁孟嘉、高憲彰、陳建忠、李怡先，2006，「三維雷射掃描技術於岩坡落石分析之應用」，岩盤工程研討會論文集，台南，台灣。

13. 小林英男作，劉柏松譯(2004)，「破壞力學」，龍環文化。
14. Amadei, B., Lin, C.T., Sture, S., and Jung, J. (1994) "Modeling Fracturing of Rock Masses with the DDA Method." Proc. 1st North American Rock Mechanics (NARMS), pp. 583-590, UT-Austin.
15. Bishop, A.W.(1955) "The use of the slip circle in the stability analysis of earth slope" , *Geotechnique*, Vol. 5, March, pp. 7-17.
16. Fellenius, W.(1936)"Calculation of Stability of Earth Dams", Transaction, 2nd Congress Large Dams, Vol. 4, 445 pp.
17. Fredlund, D.G., and J. Krahn (1977)"Comparison of Slope Stability Methods of Analysis", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 14, pp.429-439.
18. Janbu, N.(1954),"Application of Composite Slip Surface for Stability Analysis", *European Conference on Stability of Earth Slope*, Stockholm, Sweden.
19. Ke, T.C., and Goodman, R.E. (1994) "Discontinuous Deformation Analysis and the artificial joint concept." *Proc. 1st North American Rock Mechanics (NARMS)*, pp.599-606, UT-Austin.
20. Lin, C.T. (1995) "Extensions to the Discontinuous Deformation Analysis for Jointed Rock Masses and Other Blocky Systems." Ph.D. Thesis, University of Colorado, Boulder.
21. Lee W., Thomas S., Sunil Sharma, and Glenn M.(2002),"Slope Stability and Stabilization Method", *Civil Engineering*, Wiley, U.S.A.
22. Richard E. Goodman(1989),"Introduction to Rock Mechanics", John Wiley and Sons, New York.
23. Spencer, E.(1967),"A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces", *Geotechnique*, Vol. 17, pp. 11-26.
24. Shi, G-H, and Goodman, R.E. (1984) "Discontinuous Deformation Analysis." *Proc. of the 25th U.S. Symposium on Rock Mechanics*, pp. 269-277.

25. Shi, G-H (1988) “Discontinuous Deformation Analysis: a new numerical model for the statics and dynamics of block systems.” Ph.D. thesis, University of California, Berkeley, U.S.A.

