

地震誘發坡地崩塌之數值模擬及穩定性評估

林德貴^[1] 王勝賢^[2] 張光宗^[3]

摘 要 本研究採用二維有限元素法動態應力穩定分析法，來建立一套邊坡受地震力作用時之穩定性評估模式。首先，採用小型振動台模型實驗之實驗成果進行數值模擬並檢核數值程序之可靠性及有效性。隨之，依據中央氣象局 921 地震記錄資料選用三種地震加速度歷時曲線，其編號分別為 *E5*、*E6* 及 *E7* 來進行虛擬邊坡之受震分析。在分析中，此三種歷時曲線分別用來代表地震強度 *I*=5 級、6 級及 7 級之相當地震力輸入資料。另外，在三種地震力作用模式下，針對地層材料、邊坡坡度、邊坡高度等各種穩定性影響因子進行參數研究後，再依據量化分析成果，即受震邊坡之臨界加速度及累積位移量，來評估各影響因子對地震誘發邊坡破壞潛勢之影響度。

關鍵詞：有限元素法、動態應力穩定分析法、臨界加速度、累積位移量。

Numerical Evaluations on Stability of Slopes Subjected to Earthquake Loading

Der-Guey Lin^[1] Sheng-Hsien Wang^[2] Kuang-Tsung Chang^[3]

ABSTRACT Using two dimensional finite element method of dynamic stress stability analysis, this study establishes a stability evaluation model of hill slope during earthquakes. First, the experimental results of a small scale shaking table test were used to calibrate the reliability and effectiveness of the proposed numerical model and calculation procedures. Subsequently, three modes of earthquake acceleration time history curves entitled *E5*、*E6* and *E7* were selected from the data bank of the 921 earthquake in Central Weather Bureau and used as earthquake loading inputs for the dynamic stability analysis of man-made fictitious slopes. The *E5*、*E6* and *E7* are real time acceleration time history curves and can be used to represent the earthquake intensities *I* values equivalent to levels 5, 6 and 7 in Taiwan respectively. Through the input of three earthquake loading modes *E5*、*E6* and *E7*, the parametric study of various influence factors on the slope stability such as stratum material, slope inclination and slope height can be carried out. At last, based on the calculated critical acceleration and accumulative displacement under earthquake loadings, the weighting of various influence factors on the failure potential of hill slope can be evaluated quantitatively.

[1] 國立中興大學水土保持系副教授

Associate professor, Department of Soil and Water conservation, National Chung Hsing University, Taichung, 402, Taiwan. (Corresponding Author)

E-mail: dglin@dragon.nchu.edu.tw

[2] 嘉義市政府建設處技士

Technical Specialist, Chiayi City Government

[3] 國立中興大學水土保持系助理教授

Assistant Professor, Department of Soil and Water conservation, National Chung Hsing University, Taichung, 402, Taiwan, R.O.C.

Key Words: finite element method, dynamic stress stability analysis, critical acceleration, accumulative displacement.

一、前言

1999年9月21日，台灣中部發生規模7.3之集集大地震，其中地震誘發邊坡破壞的問題即成為台灣自然災害研究的重要課題之一。長期以來，工程上多以擬靜態法來分析邊坡受地震力作用時之穩定性。但由於擬靜態法採用許多簡化的假設，因此除了無法真實反應邊坡受震過程中之應力分布、累積變位及破壞模式外，亦造成設計上過於保守之情況。

本研究利用二維有限元素動力分析法，模擬小型振動台及虛擬邊坡在地震加速度歷時曲線作用下之動態應力分布，再配合極限平衡穩定分析法進行安全係數歷時曲線 $FS(t) \sim t$ 、加速度歷時曲線 $a(t) \sim t$ 及臨界加速度 a_c （即 $FS(t)=1$ 時所對應之加速 $a(t) = a_c$ ， t 地震延時）之計算。最後，採用 Newmark (1965) 滑動塊體分析 (sliding block analysis) 理論，求取邊坡之累積位移量 Δ ，並據以作為地震力作用下邊坡穩定性之評估指標。本研究之工作流程，如圖 1 所示。

本文主要研究範圍祇限於探討地震力誘發邊坡破壞之潛勢而不涉及因地震產生土壤液化 (liquefaction) 而誘發邊坡破壞之行爲。對於地層材料模式方面，在動態分析中採用線彈性模式，而在邊坡穩定分析中則採用莫爾—庫倫破壞準則。另外，設計多組虛擬邊坡進行地震狀態下邊坡穩定性影響因子之參數研究，探討各影響因子如坡度 β 、坡高 H 、地層材料之凝聚力 c 、摩擦角 ϕ 、單位體積重 γ 、楊氏模數 E 、阻尼比 D 及地震力作用模式等，對邊坡穩定性的影響。

1. 地震誘發邊坡崩塌特性

因地震所誘發之邊坡崩塌事件，根據 Rodriguez *et al.* (1999) 統計 1980~1997 年間全世界上 36 次地震事件中所發生的邊坡破壞型式，其中最常見的有岩體鬆落 (rock falls)、潰散式土體滑動 (disrupted soil slides)，其次是岩體滑動 (rock slides)、土體轉動崩塌 (soil slumps)、快速土體流動 (rapid soil flows)，接著為土壤側向展開性移動 (soil lateral spreads)、土體鬆落 (soil falls)、土壤塊體滑動 (soil block slides)，而其餘類型發生比例較少。

Keefe (1984) 研究 1811~1980 年間全世界誘

發山崩之 40 筆地震資料，並統計地震誘發坡地崩塌類型與最小地震規模及最小坡角之關係，如表 1 及 2 所示。另外，表 3~5 中整理國內研究有關地震誘發坡地崩塌與坡地坡度、地表加速度及震央距離之關係。表 3 顯示在中部地區之坡地，一般而言當坡級超過 4 級坡（或坡度 $>36\%$ ）時，其地震誘發坡地崩塌之潛勢亦相對較高。表 4 則指出在 $PGA-V > 200 \text{ gal}$ 及 $PGA-H > 150 \text{ gal}$ 時，地震可能誘發嚴重之坡地崩塌破壞。表 5 顯示在中部地區之地震誘發崩塌坡地，大都落於距震央 10~30 km 之範圍內。

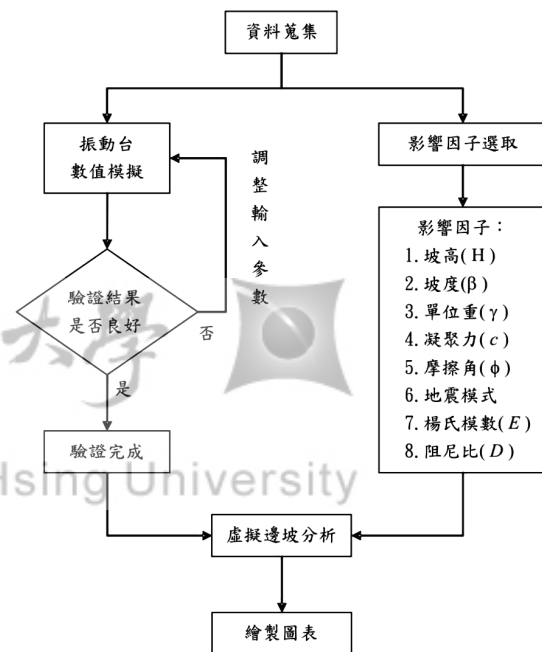


圖 1 研究工作流程

Fig.1 Flow chart of working processes

2. Newmark 滑動塊體分析理論

(1) 分析理論概述

Newmark (1965) 提出滑動塊體分析法，使用積分方式計算受震邊坡滑動塊體之累積位移量 Δ ，並依累積位移量的大小評估地震作用時邊坡之安全性。此法係將邊坡材料簡化為完全剛塑性體，並先以擬靜態法求取滑動塊體之降伏加速度 a_c （或臨界加速度），亦即求取邊坡穩定性

安全係數 $FS(t)=1.0$ 時之相當加速度值 $a(t) = a_c$ 後, 隨之對地震加速度歷時曲線 $a(t) \sim t$ 中, $a(t) > a_c$ 之地震延時區段進行二次積分, 計算滑動塊體之累積位移量。另者, Romeo (2000) 亦指出此理論之基本假設與限制為: (1)滑動塊體為剛塑性體 (rigid-plastic body), (2)當地震加速度低於臨界加速度 ($a(t) < a_c$) 時, 邊坡材料不會產生永久性位移, (3)當地震加速度高於臨界加速度 ($a(t) > a_c$) 時, 則允許滑動面上產生塑性變

形, (4)臨界加速度與邊坡材料應變不相依, (5)邊坡材料之靜態與動態強度, 視為相同且為定值, 及(6)地震時不考慮上升之動態超額孔隙水壓力。溫郁菁 (2003) 在參考 Ling *et al.* (1997, 1999)、Siddharthan and EL-Gamal (1998)、彭文飛 (2001) 及李正楠 (2001) 等人之研究後, 認為垂直地震加速度對於累積位移量的影響很小。

表 1 地震誘發坡地崩塌類型與最小地震規模之關係

Table 1 Relationship between minimum earthquake magnitude and failure type of slope

地震規模	崩 塌 類 型
4.0	岩體鬆落 (rock falls)、岩體滑動 (rock slides)、土體鬆落 (soil falls)、潰散式土體滑動 (disrupted soil slides)
4.5	土體旋轉滑動崩塌 (soil slump)、土塊滑動 (soil block slides)
5.0	岩體旋轉滑動崩塌 (rock slump)、岩塊滑動 (rock block slide)、緩慢土體流動 (slow earth flow)、土體側向展開性移動 (soil lateral spreads)、快速土體流動 (rapid soil flows) 及浸水土體滑動 (subaqueous landslide)
6.0	岩體崩瀉 (rock avalanches)
6.5	土體崩瀉 (soil avalanches)

表 2 山崩類型與地震誘發山崩之最小坡角關係

Table 2 Relationship between minimum slope angle and failure type of slope

崩 塌 類 型	誘發崩塌最小坡角		
	(°)	(%)	坡級
岩體鬆落 (rock falls)	40	84	6
岩體滑動 (rock slides)	35	70	
岩體崩瀉 (rock avalanches)	25	47	
岩體旋轉滑動崩塌及岩塊滑動 (rock slumps and rock block slides)	15	27	
土體鬆落 (soil falls)	63	196	7
潰散式土體滑動 (disrupted soil slides)	15	27	
土體崩瀉 (soil avalanches)	2	3	
土體旋轉滑動崩塌 (soil slumps)	5	9	
緩慢土體流動 (slow earth flows)	10	18	
土體側向展開性移動 (soil lateral spreads)	0.3	1	1

表 3 九二一地震誘發坡地崩塌與坡度關係

Table 3 Relationship between 921 earthquake-induced slope failure and slope angle

研究者	研究區位	結 論
黃臺豐 (1999)	中部地區 (PGA 約為 250 gal 之區域範圍)	大部分崩塌集中在坡角約 28° (S=55%, 6 級坡) 之邊坡, 且坡度 >45° (S>100%, 7 級坡) 之邊坡有較多的崩塌。
洪如江等 (2000)	中部山區	有 90% 的崩塌發生在坡角 >45° (S>100%, 7 級坡) 以上之邊坡。
廖軒吾 (2000)	在花蓮以西、新竹以南、嘉義以北、台中市以東區域	與黃臺豐 (1999) 相同。
呂政諭 (2001)	阿里山道路邊坡	崩塌主要分布在坡角 >40° (S>84%, 6 級坡) 之邊坡, 其中以坡角 =50°~59° (S=119%~166%, 7 級坡) 所佔的比例最高。
許煜煌 (2002)	中部山區	當坡地坡角 >45° (S>100%, 7 級坡) 時, 崩壞比最大。又坡角 <20° (S<36%, <4 級坡) 時, 崩壞比最小。
陳意璇 (2002)	溪頭部分地區	坡角 <30° (S<58%, <6 級坡) 之崩塌比大約低於 10%, 而當坡度增大時, 崩壞比則上升。
楊凌翔 (2005)	中部區域	當坡角約為 40°~50° (S=84%~119%, 6~7 級坡) 時, 崩塌發生可能性就會增加。

表 4 九二一地震誘發坡地崩塌與地表加速度之關係

Table 4 Relationship between 921 earthquake-induced slope failure and peak ground acceleration

研究者	研究區位	結 論
廖軒吾 (2000)	在花蓮以西、新竹以南、嘉義以北、台中市以東區域	<ol style="list-style-type: none"> 1. 崩塌在地表尖峰水平加速度 $PGA-H > 300$ gal 時, 崩壞比開始有明顯增加。 2. 東西向分量上 $PGA-H = 350 \sim 500$ gal 之分區中, 崩壞比較大。 3. 南北向分量上 $PGA-H = 500 \sim 600$ gal 之分區中, 崩壞比較大。 4. 地表尖峰垂直加速度 $PGA-V$ 對邊坡崩壞比無明顯影響。
洪如江等 (2000)	中部山區	在 $PGA-V > 200$ gal 及 $PGA-H > 150$ gal 時, 可能導致嚴重之坡地崩塌破壞。
呂政諭 (2001)	阿里山道路邊坡	<ol style="list-style-type: none"> 1. 坡地崩塌破壞發生在 $PGA-H > 300$ gal 之區域。 2. 瑞里地震 $PGA-H = 400 \sim 500$ gal 之區域坡地崩壞明顯增加。 3. 921 地震在 $PGA-H = 700 \sim 800$ gal 區域之區域坡地崩壞明顯增加。
許煜煌 (2002)	中部山區	當 $PGA-V > 300$ gal 時, 崩壞比最大, 而在 $PGA-V < 200$ gal 時崩壞比最小。
楊凌翔 (2005)	中部區域	越遠離震央的研究區域, $PGA-V$ 因子之潛勢擬合指標下降的越劇烈, 即影響度越小。

表 5 九二一地震誘發坡地崩塌與震央距離關係

Table 5 Relationship between 921 earthquake-induced slope failure and distance of epicenter

研究者	研究區位	結 論
黃臺豐 (1999)	中部地區 (PGA 約為 250 gal 之區域範圍)	崩塌大都落在距震央 10 km 之範圍內, 距震央 15 km 以上之區域則很少有崩塌發生。
廖軒吾 (2000)	在花蓮以西、新竹以南、嘉義以北、台中市以東區域	<ol style="list-style-type: none"> 1. 崩塌大都落在距震央 30 km 的範圍內。距震央 60 km 以上時, 則崩塌較少發生。 2. 921 地震所誘發之崩塌幾乎皆發生於距斷層面 20 km 以內之範圍。
許煜煌 (2002)	中部山區	<ol style="list-style-type: none"> 1. 崩塌大都落於距震央 30 km 之範圍內, 而在 10~20 km 處會有較高之崩壞比。 2. 大多數崩塌皆落於距車籠埔斷層 5~15 km 的範圍內, 而距 5 km 範圍以內者則反而較少。
楊凌翔 (2005)	中部區域	<ol style="list-style-type: none"> 1. 震央距離與崩塌發生可能性間之關係並無明顯之規則性可尋。 2. 在坡度陡峭的區域和易發生崩塌之地質帶, 斷層距離概似率即會有極大值出現。

(2) 臨界加速度

一場地震所產生之邊坡累積位移量 Δ ，主要取決於臨界加速度 a_c 值之大小。若 a_c 值較大時，則所計算之 Δ 值較小。相對地，若 a_c 值較小時，則計算之 Δ 值較大。因此，採用之 a_c 值大小對於 Δ 值之計算結果有很大的影響。同時， a_c 值與邊坡之破壞滑動面型式、幾何形狀及材料參數等有關。Newmark (1965)在不考慮凝聚力之情況下，提出平面型破壞 (plane surface failure) 滑動面之臨界加速度公式。Chen and Liu (1990)則考慮坡地有、無頂載重情況下，有限邊坡之穩定性安全係數，並以力平衡概念推導相當之水平臨界加速度。You and Michalowski (1999)採用 Chang *et al.* (1984)及 Chen *et al.* (1969)中，有關地震載重的概念，假設均質邊坡之破壞塊體沿著對數螺旋型滑動面來滑動，並推導其相當之臨界加速度。

(3) 臨界位移量

當邊坡受震之累積位移量 Δ 達到臨界位移量 Δ_c 時，邊坡將產生大位移並趨於破壞狀態。李馨慈 (2004)利用 Newmark 位移法及無限邊坡理論計算九二一集集地震誘發邊坡破壞之累積位移量 Δ_c ，並與相關之研究結果進行比較。表 6 彙整前人研究所建議之 Δ_c 值，其中可發現多數研究者所建議 $\Delta_c=5\sim 10$ cm 應是屬於較合理之範圍值。

表 6 各研究者所建議之臨界累積位移量 Δ_c

Table 6 Critical accumulative displacement proposed by previous researchers

研究者	Δ_c (cm)
Wieczorek <i>et al.</i> (1985)	5
Keefer (1984)	10
Jibson and Keefer (1993)	5~10
彭文飛 (2001)	5~10
陳時祖等 (2002)	5~10
高贈智 (2004)	10

3. 動態應力分析與動態穩定分析之執行流程

本研究採用加拿大 GEO-SLOPE 公司之 QUAKE/W 及 SLOPE/W 程式進行數值模擬分析，其執行流程為先採用 QUAKE/W 有限元素法程式計算邊坡之初始應力及地震作用下之動態應力分布及變形反應後，再以 SLOPE/W 極限平衡法程式進行邊坡之動態應力穩定性分析，並求取邊坡滑動塊體之累積位移量，其執行流程如圖 2 所示。

SLOPE/W 與 QUAKE/W 之結合分析方式為，SLOPE/W 採用 QUAKE/W 所計算每一時階之應力分布進行邊坡穩定分析，QUAKE/W 程式可計算 SLOPE/W 每一切片底部滑動面上之應力分布以供 SLOPE/W 使用來進行安全係數計算，因此安全係數值為動態應力的函數。同時，SLOPE/W 中之每一切片，在 QUAKE/W 中已被分割成有限元素網格並求解網格節點之加速度、速度、變位。

QUAKE/W 程式採用 Wilson- θ 法求解運動方程式，屬於隱式解法。程式分析時，採用線彈性模式模擬邊坡材料，因此無疊代 (iteration) 及收斂的問題。同時，在進行動態應力分析時，數值模型將左右兩側邊界設定為阻尼邊界，以吸收往兩側傳遞之震波能量來模擬無邊界之效應及狀態。

利用動態應力分析結果進行邊坡動態穩定分析時，其分析結果包括：(1)滑動塊體之平均加速度歷時曲線即 $a_{ave}(t)\sim t$ 曲線，(2)滑動塊體所對應滑動面之穩定性安全係數歷時曲線即 $FS(t)\sim t$ 曲線，(3)滑動塊體之平均加速度及所對應滑動面之穩定性安全係數歷時關係曲線即 $a_{ave}(t)\sim FS(t)$ 曲線，(4)臨界加速度 a_c 值，以及(5)滑動面之累積位移量 Δ 。

二、研究方法

首先採用王元度 (2005) 之小型振動台模型邊坡動態試驗成果，進行數值模擬及分析結果比對，以確認數值模擬之有效性。隨之，針對多組設計虛擬邊坡之地層材料、邊坡坡度、邊坡高度等穩定性影響因子進行參數研究後，再依據量化分析成果來評估各影響因子對地震誘發邊坡破壞潛勢之影響度。

1. 研究流程

本研究可分兩階段進行，第一階段為數值模擬之有效性驗證，分析流程如圖 3(a) 所示。第二階段為地震狀態下各項邊坡穩定性影響因子之參數研究，工作流程如圖 3(b)所示。

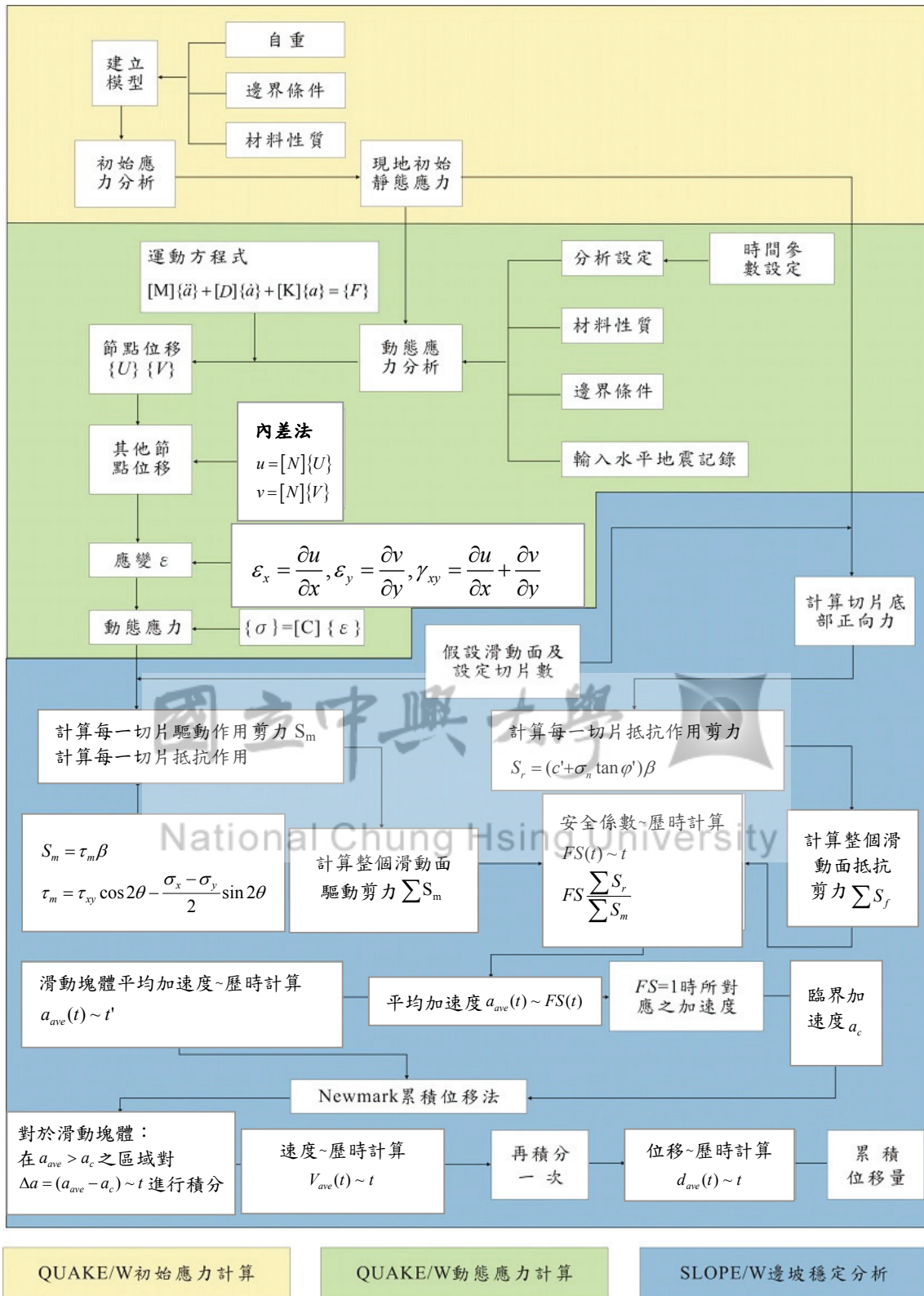


圖 2 邊坡動態應力分析與穩定分析之執行流程示意

Fig.2 Flow chart of dynamic stress analyses and stability analyses

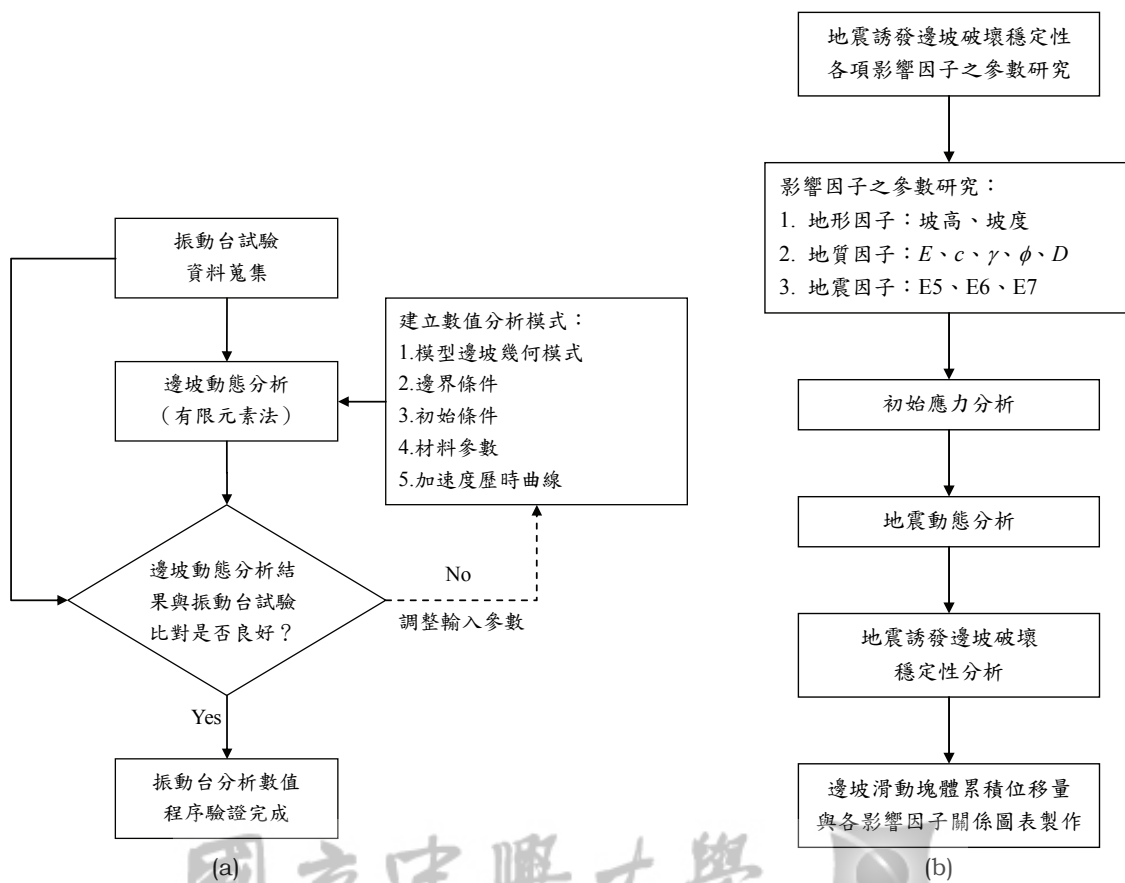


圖 3 (a)振動台數值分析程序之驗證流程 (b)虛擬邊坡參數研究之工作流程

Fig.3 Flow charts for (a) verification of numerical procedure of shaking table (b) parametric studies on earthquake-induced slope stability of fictitious slope

National Chung Hsing University

2. 振動台試驗數值模擬之有效性驗證

王元度 (2005) 採用小型振動台進行一系列之模型邊坡動態試驗，本研究採用第 4 組模型邊坡試驗之參數，以 QUAKE/W 程式進行模擬分析，並將模擬結果與試驗量測成果進行比較。模型邊坡之幾何形狀如圖 4 所示。

(1) 建立小型振動台模型邊坡之數值模型

依據王元度 (2005) 小型振動台試驗中，第 4 組模型邊坡尺寸來建立數值模型。數值模型模型之幾何尺寸、邊界條件及初始條件說明如下：

① 數值模型尺寸及數值網格

邊坡數值模型之尺寸及有限元素網格，如圖 5 所示。網格採用 8-節點四邊形元素，元素內含有 9 個積分點，內差函數 (interpolation function) 或形狀函數

(shape function) 為二階多項式。

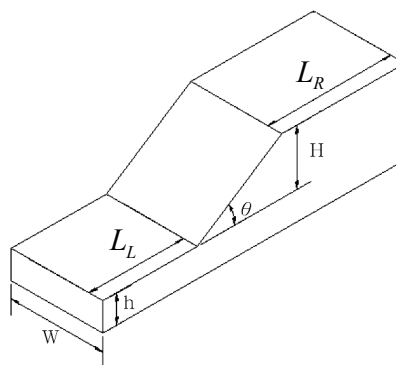


圖 4 小型振動台模型邊坡幾何形狀 (王元度, 2005)
Fig.4 Geometric configuration of small scale shaking table (Wang, 2005)

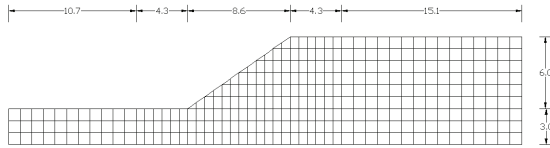


圖 5 模型邊坡之尺寸及有限元素網格 (單位: cm)

Fig.5 Dimensions and finite element mesh for model slope

② 邊界條件

小型振動台試驗數值模擬分析可分為初始應力與動態應力兩個部分。在初始應力分析時，土體係靜置於模型箱內。因此，可將底部邊界設定為水平與垂直向固定不動邊界，而左右兩側邊界則設定為垂直向可移動邊界，以模擬土體受自重作用之下陷狀況，如圖 6(a)所示。然而，在動態應力分析時，模型箱之底部及左右兩側邊界為容器之固定壁面，因此可將所有邊界設定為水平與垂直向固定不動邊界，如圖 6(b)所示。

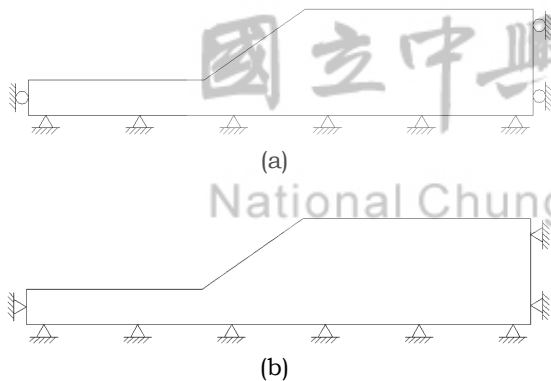


圖 6 小型振動台試驗模型邊坡(a)初始應力分析及(b)動態應力分析之邊界條件

Fig.6 Boundary conditions of model slope on small scale shaking table for (a) initial stress and (b) dynamic stress analyses

③ 初始條件

在進行振動試驗之前，將乾燥之越南峴港砂靜置於振動台上之模型箱內，此時無任何外力之作用，且土體中無孔隙水壓力存在。另外，在進行動態應力分析時，可將初始加速度設定為零。

(2) 材料參數

小型振動台試驗 QUAKE/W 數值模擬分析之輸入土壤材料參數包括：單位體積重 γ 、凝聚力 c 、摩擦角 ϕ 、楊氏模數 E (或剪力模數 G)、柏松比 ν 及阻尼比 D 。各參數之輸入值，如表 7 所示。

(3) 動態荷重加載

王元度 (2005) 於第 4 組小型振動台試驗中，加速度計所記錄之加速度歷時曲線，以 QUAKE/W 程式輸入如圖 7 所示。振動台試驗共歷時 8 sec，加速度歷時曲線所採用之時間間隔為 0.005 sec，亦即共記錄 1,600 筆資料。因此，於動態數值模擬時亦採用相同之振動歷時 8 sec 及時間間隔 0.005 sec 來進行分析。程式其他相關參數設定，如表 8 所示。

(4) 模型邊坡穩定分析

將 QUAKE/W 分析中之動態應力匯入 SLOPE/W 程式中，即可進行模型邊坡之動態穩定分析，並將邊坡滑動塊體之累積位移量計算值與振動台試驗量測值進行比對。

3. 地震誘發邊坡崩塌破壞之穩定性影響因子參數研究

在完成小型振動台試驗之模擬值與量測值比對後，乃針對地震誘發邊坡崩塌破壞之穩定性影響因子進行參數研究。參數研究之變數包括地形因子如邊坡坡角 β 及坡高 H ，材料因子如邊坡地層材料之楊氏模數 E 、凝聚力 c 、摩擦角 ϕ 、單位體積重 γ 、阻尼比 D ，以及地震模式荷重因子。

(1) 地形及材料因子

依水土保持技術規範 (2003) 之坡度分級系統，採用相當 3~6 級坡之邊坡坡角 $\beta=16.7^\circ$ 、 21.8° 、 28.8° 、 45° 。而坡高 H 則採用工程實務一般常值 5 m、10 m 及 15 m。另外，邊坡地層簡化為單一均質層次。地層材料模式方面，在動態應力分析時採用線彈性模式而在動態穩定性分析時，則採用莫爾-庫倫完全彈塑性破壞準則。地層材料各類參數之輸入範圍值為：楊氏模數 $E=8 \times 10^3$ 、 1×10^4 、 1.2×10^4 kN/m²、柏松比 $\nu=0.33$ 、凝聚力 $c=10$ 、15 及 20 kN/m²、單位體積重 $\gamma=15$ 、17、18.94、20.94 及 22.94 kN/m³、阻尼比 $D=0.01$ 、0.05、0.1 及摩擦角 $\phi=20^\circ$ 、 25° 、 30° 及 35° 。

表 7 小型振動台試驗數值分析土壤材料參數

Table 7 Soil model parameters for numerical analysis of small scale shaking table test

參 數	QUAKE/W 輸入值	說 明
單位體積重 γ (kN/m ³)	15.02	試驗求得
凝聚力 c (kN/m ²)	0	試驗求得
摩擦角 ϕ (°)	35.5	試驗求得
剪力模數 G (kN/m ³)	10000	$G = E/2(1+\nu)$
柏松比 ν	0.33	王元度 (2005) 建議值
阻尼比 D	0.005	一般砂質土範圍值
楊氏模數 E (kN/m ²)	26600	由試驗推估

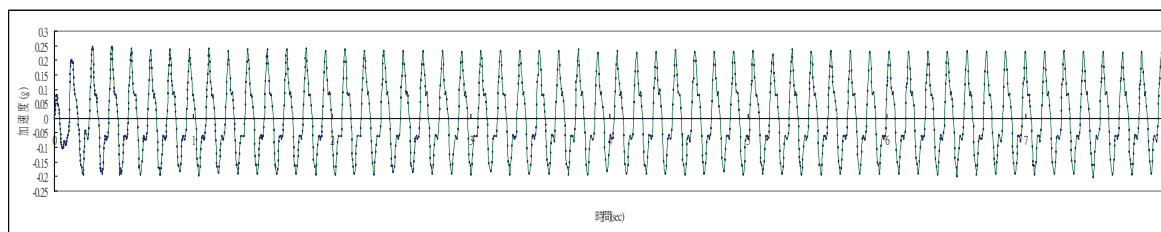


圖 7 小型振動台試驗數值分析輸入之加速度歷時曲線

Fig.7 Input acceleration time history for numerical analyses of small scale shaking table test

表 8 小型振動台試驗 QUAKE/W 分析動態荷重參數輸入值

Table 8 Input values of dynamic loading parameters for QUAKE/W analysis on small scale shaking table test

參 數	輸 入 值	說 明
時階數	1600	1600=8 sec/0.005 sec
時間間隔(sec)	0.005	加速度計記錄之時間間隔為 0.005 秒
總歷時(sec)	8	振動台試驗四共歷時 8 秒
分析數	每 1 個時間間隔進行 1 次動態分析	共進行 1600 次動態分析

(2) 地震模式

本研究依據中央氣象局於九二一地震期間，利用各觀測站 $E(+)$ 方向記錄資料所建置之歷時曲線，以及國家地震工程研究中心所建置之「九二一集集大地震地震資料與災情資訊管理系統」中，所記錄之大地工程坡地災害資料，來作為動

態分析時地震荷重模式決定之依據。Kramer (1996) 由 Campbell and Bozorgnia (1994)、Boore *et al.* (1993)、Toro *et al.* (1995) 以及 Youngs *et al.* (1988) 之研究指出，對於地震規模 5.5, 6.5 與 7.5 之地震而言，在距離震央 3 km 內所記錄之地表尖峰加速

度 PGA 值皆相當接近，如圖 8 所示。因此，本研究採用透過 GIS 程式篩選出來距離坡地災害 3 km 範圍內之地震觀測站記錄來決定動態應力分析與穩定分析所需之地震荷重模式，其篩選流程如圖 9 所示。由地震觀測站記錄之加速度（或 PGA 值）歷時資料達到地震強度 $I=5$ 級（ $PGA=80\sim 250$ gal）、6 級（ $PGA=250\sim 400$ gal）及 7 級（ $PGA>400$ gal）之測站位置分布圖中，篩選出於測站 3 km 範圍內包含最多坡地災害數量之地震觀測站，如表 9 所示，並將該觀測站所記錄之加速度歷時資料，作為數值分析時模擬該地震強度之代表性地震模式 $E5$ 、 $E6$ 、以及 $E7$ 。必須指出者，表 9 中阿里山站之地震強度 $I=5$ ，但災害數量卻最大。其原因可能為地震後，相關專家學者進行現場調查及坡地災害分析時，受到調查可用時間，或是坡地災區交通方便

性之限制，皆可能影響調查之結果。因此，產生地震強度小但災害數量卻較多之情形。另外，此結果亦可能由於有一餘震之震央靠近阿里山地區所致。

經篩選後，動態分析中代表地震強度 $I=5$ 、6 及 7 級之動態荷重模式 $E5$ 、 $E6$ 及 $E7$ 所需之加速度歷時資料乃分別採自，站碼「CHY074」站名「阿里山（ALS）」，站碼「TCU102」站名「豐東國中」，及站碼「TCU071」站名「雙冬國小」之地震觀測站，其相當地震加速度歷時曲線如圖 10(a)~(c) 所示。

(3) 數值模型

① 數值模型尺寸及數值網格

本研究採用之虛擬邊坡數值模型尺寸，如圖 11 所示。其中，坡高(H)與坡度(β)為變數。

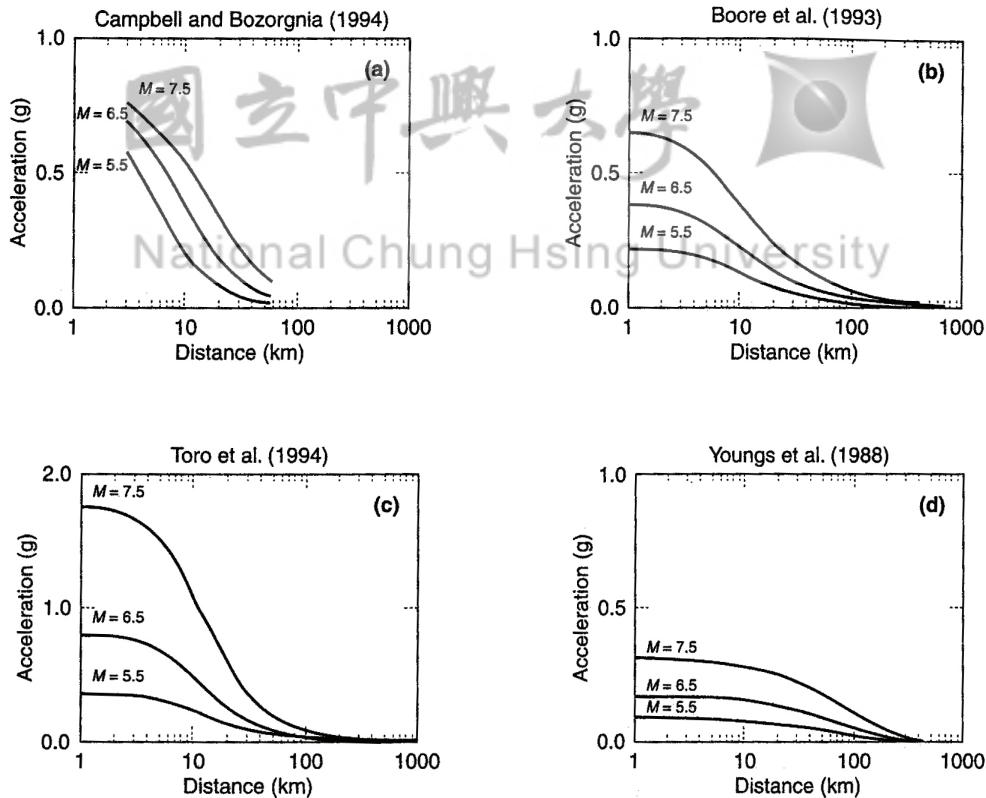


圖 8 地表尖峰加速度與距離震央關係圖 (Kramer, 1996)

Fig.8 Relationship between peak ground acceleration and distance of epicenter

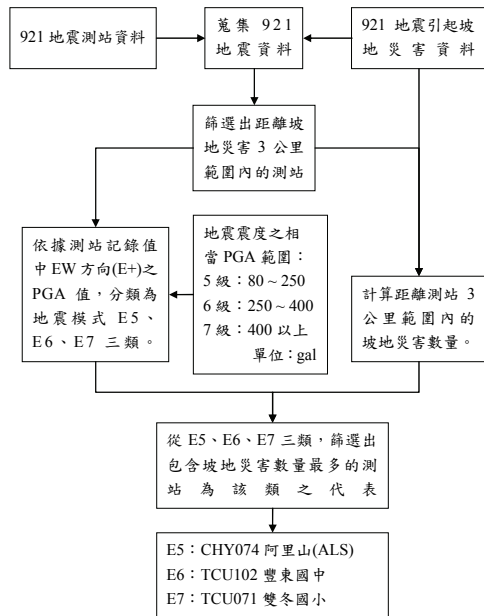


圖 9 地震動態荷重模式之篩選流程

Fig.9 Flow chart for the selection of earthquake dynamic loading modes

分析所採用之坡地穩定性影響因子範圍值, 如表 10 所示。

表 9 距離地震觀測站 3 km 範圍內之坡地災害數量

Table 9 The number of slope failure located at a distance from earthquake monitoring station shorter than 3 km

距離測站 3 km 之坡地災害數量 (動態荷重模式)	編號	地點	地震強度
1	CHY028	山峰國小	7
9	CHY080	草嶺 (CHN5)	7
4	TCU052	光正國小	7
11	TCU068	石岡國小	7
18 (E7)	TCU071	雙冬國小	7
15	TCU072	國姓國小	7
1	TCU074	南光國小	7
1	TCU078	水里國小	7
2	TCU137	白冷國小	7
2	CHY006	梅山國小	6
1	TCU075	草屯國小	6
2	TCU101	豐南國中	6
6 (E6)	TCU102	豐東國中	6
38 (E5)	CHY074	阿里山 (ALS)	5

② 邊界條件

進行初始應力分析時, 所採用之邊界條件與小型振動台試驗者相同, 如圖 5(a)所示。在動態分析方面, 邊坡左右兩側邊界除了設定為水平向可移動而垂直向固定之邊界外, 同時將其設定為阻尼邊界 (damping boundary), 以消除震波抵達邊界後再反射回土體所造成之干擾影響。另外, 底部邊界則設定為水平與垂直向皆不動之固定邊界, 如圖 12 所示。

③ 初始條件

考慮地下水水位線在地表下相當深處之自然邊坡, 在受到地震作用前並未受到其他外力作用影響, 因此在進行初始應力分析時僅考慮土體本身自重而無其他外力加載。在進行動態應力分析時, 初始加速度從零開始, 以模擬地震發生時之初始情況。

④ 有限元素網格

為進行有效率之動態計算使數值解快速收斂, 各邊坡數值模型之尺寸配置與網格分割方式, 如圖 13 與表 11 所示。

(4) 地震動態荷重

採用如圖 10(a)~(c)所示之地震加速度歷時曲線, 分別代表地震強度 $I=5、6$ 及 7 級之地震動態荷重。相關運算參數及輸入值, 如表 12 所示。

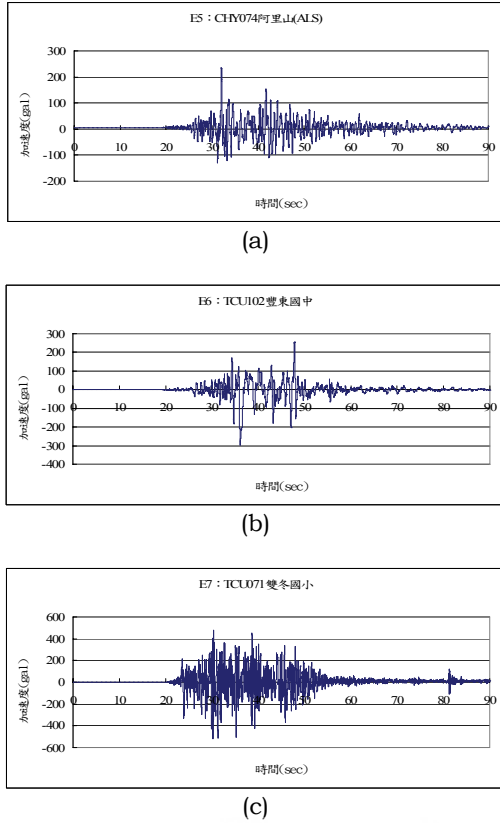


圖 10 模擬地震強度 / 相當於(a) 5級(b) 6級(c)7級之地震加速度歷時曲線

Fig.10 Earthquake acceleration time history used to simulate various earthquake intensities equivalent to (a) intensity 5 (b) intensity 6 (c) intensity 7

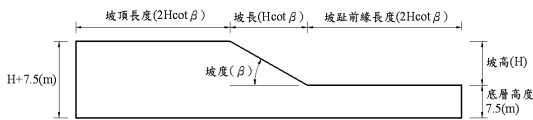


圖 11 虛擬邊坡數值模型尺寸示意
Fig.11 Dimension of numerical model of fictitious slope

四、結果與討論

1. 振動台數值分析結果與量測成果之比對

採用王元度 (2005) 小型振動台試驗中第 4 組試驗之相同條件，進行模型邊坡數值分析，並將分析結果與試驗成果進行比對。

表 10 坡地穩定性影響因子之範圍值

Table 10 Range value of influence factors on slope stability

影響因子	輸入值
坡高 H (m)	5, 10 , 15
楊氏模數 E (kN/m ²)	8×10^3 , 1×10^4 , 1.2×10^4
凝聚力 c (kN/m ²)	10, 15 , 20
阻尼比 D	0.01, 0.05 , 0.1
地震荷重模式	E5 , E6, E7
摩擦角 ϕ (°)	20, 25, 30 , 35
坡度 β (°)	16.7, 21.8, 28.8, 45
單位體積重 γ (kN/m ³)	15, 17, 18.94, 20.94 , 22.94

粗體數字表示參數研究中採用作為基線值(baseline value)

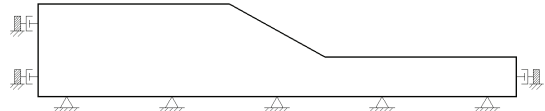


圖 12 虛擬邊坡動態分析邊界條件

Fig.12 Boundary conditions for dynamic analyses of fictitious slope

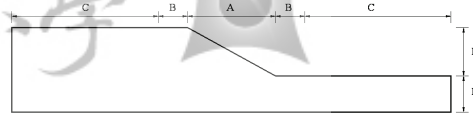


圖 13 有限元素網格產生時進行分割之線段 A~E

Fig.13 Line segments A~E divided for finite element mesh generation

(1) 數值分析結果

① 安全係數

振動台試驗數值模擬分析中，土體材料之穩定狀態乃採用莫爾-庫倫破壞準則 (Mohr-Coulomb failure criteria) 來判定。土體材料之最大抵抗剪力可由莫爾-庫倫之抗剪強度來決定，而驅動剪力則由動態應力分析來計算，其計算流程如圖 1 所示。圖 14(a)為振動台模型邊坡潛在滑動面之穩定性安全係數歷時曲線 $FS(t) \sim t$ ，且 $FS(t) = 0.9 \sim 1.7$ ，其值在地震歷時中隨地震荷重產生振盪變化。

② 臨界加速度 (或降伏加速度)

利用模型邊坡之 $FS(t) \sim t$ 曲線(圖 14(a)) 與模型邊坡潛在滑動面上滑動塊體之平均加速度歷時曲線 $a_{ave}(t) \sim t$, 如圖 14(b)所示, 即可求得安全係數與滑動塊體平均加速度之關係曲線 $FS(t) \sim a_{ave}(t)$, 如圖 14(c)所示。其中, 臨界加速度 a_c 即為安全係數 $FS(t)=1$ 時所對應之平均加速度 $a_{ave}(t)$ 值。圖中顯示, 當 $FS(t)=1$ 時, 其對應之臨界加速度 $a_c=0.11845 \text{ m/sec}^2$ 。

③ 累積位移量

採用 Newmark (1965) 所提之滑動塊體分析理論, 即可計算於地震歷時期間滑動塊體所產生之累積位移量 Δ 。在數值分析中, 將計算求得之 $a_{ave}(t) \sim t$ 曲線(圖 14(b))上, 加速度值大於臨界加速度值 ($a_{ave}(t) >$

$a_c=0.118 \text{ m/sec}^2$) 之曲線封閉區域進行兩次積分, 即可求得 Δ 值。潛在滑動面上滑動塊體之累積位移量歷時曲線 $\Delta(t) \sim t$, 如圖 14(d) 所示, 其中計算最大累積位移量 $\Delta_{max}=7.8 \text{ mm}$ 。

(2) 崩壞模式比對

王元度 (2005) 推估第 4 組振動台試驗前、後之邊坡剖面, 比較如圖 15 所示。邊坡上半坡面受振後下滑至下半坡面形成堆積, 假設下滑土砂體積等於堆積體積, 即可推測潛在滑動面位置, 如圖中虛線所示。試驗後坡趾位置前移約 10 mm, 坡頂位置後退約 5 mm, 坡角改變為 31.1° 。坡趾之位移量約為坡高尺寸之 17%, 坡頂崩塌後退量約為坡高尺寸之 8%。

表 11 有限元素網格產生時各線段之分割數

Table 11 Number of division for various line segments for finite element mesh generation

坡高(m)	坡度(°)	A		B		C		D		E	
		尺寸(m)	分割數	尺寸(m)	分割數	尺寸(m)	分割數	尺寸(m)	分割數	尺寸(m)	分割數
5	16.7	16.67	10	16.67	10	16.67	5	5	10	7.5	7
	21.8	12.5	10	12.5	10	12.5	5	5	10	7.5	7
	28.8	9.09	10	9.09	10	9.09	5	5	10	7.5	7
	45	5	10	5	10	5	5	5	10	7.5	7
10	16.7	33.33	10	11.11	3	55.55	8	10	10	7.5	7
	21.8	25	10	8.33	3	41.67	8	10	10	7.5	7
	28.8	18.19	10	6.06	3	30.32	8	10	10	7.5	7
	45	10	10	3.33	3	16.67	8	10	10	7.5	7
15	16.7	50	15	16.67	5	83.33	4	15	15	7.5	7
	21.8	37.5	15	12.5	5	62.51	4	15	15	7.5	7
	28.8	27.28	15	9.09	5	45.48	4	15	15	7.5	7
	45	15	15	5	5	25	4	15	15	7.5	7

表 12 動態分析地震歷時參數設定值

Table 12 Earthquake time duration for dynamic analysis

參數	輸入值
地震總歷時 (sec)	90
時階間隔 (sec)	0.25
運算時階數 (step)	90sec/0.25sec/step=360

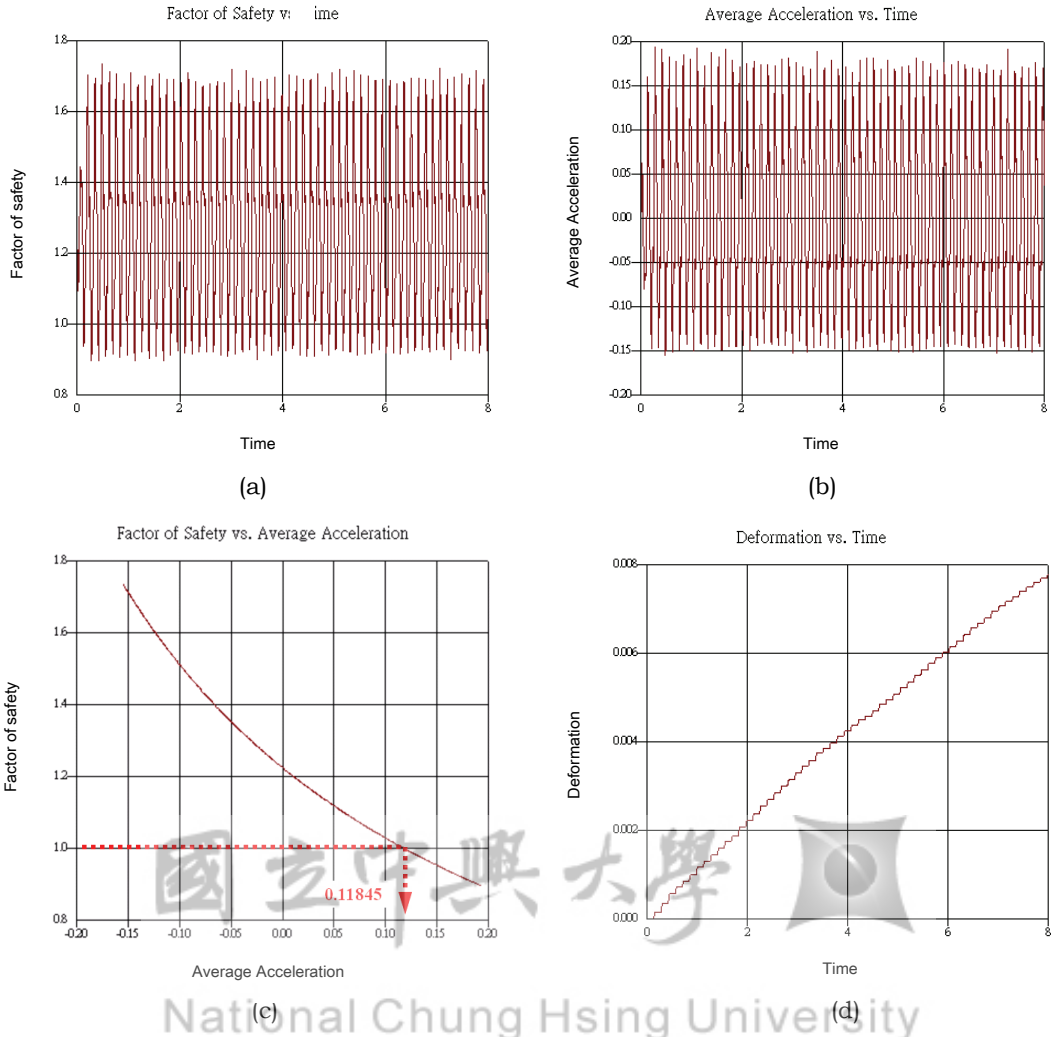


圖 14 小型振動台模型邊坡動態應力及穩定分析(a) $FS(t) \sim t$ (b) $a_{ave}(t) \sim t$ (c) $FS(t) \sim a_{ave}(t)$ 及(d) $\Delta(t) \sim t$ 關係曲線

Fig.14 Dynamic responses of model slope from small scale shaking table test (a) $FS(t) \sim t$ (b) $a_{ave}(t) \sim t$ (c) $FS(t) \sim a_{ave}(t)$ and $a_c=0.11845$ m/sec (d) $\Delta(t) \sim t$ curves

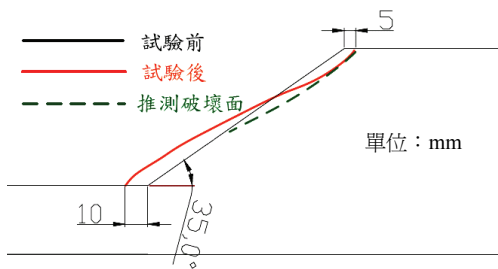


圖 15 振動台試驗前後側視圖比較 (王元度, 2005)

Fig.15 Before and after shaking table test (Wang, 2005)

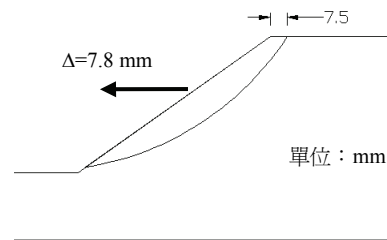


圖 16 振動台試驗數值分析潛在滑動面上之滑動塊體累積位移量

Fig.16 Accumulative displacement of sliding block on potential sliding surface from numerical analysis of shaking table test

振動台試驗數值模擬分析之滑動破壞面為圓弧型，產生最大累積位移量之滑動面，如圖 16 所示。經分析計算所得之滑動面，其在坡頂位置約距坡面 7.5 mm，此與圖 15 之試驗推估滑動面坡頂後移 5 mm 相當接近。同時，數值模擬分析所求得之滑動塊體最大累積位移量 $\Delta_{max} = 7.8$ mm 與量測最大累積位移量 $\Delta_{max} = 7.5$ mm 非常接近。於此可驗證本研究所提數值模型及數值程序之有效性及可靠度。

2. 各類穩定性影響因子對地震誘發邊坡破壞潛勢之影響

由 E5、E6 及 E7 三種地震模式作用所完成之分析顯示，採用地震模式 E7 之邊坡動態分析，可產生較明顯之邊坡破壞型態及相當量之累積位移。因此，本節祇針對地震模式 E7 條件下之計算結果進行探討。對於 E5 及 E6 兩種地震荷重模式之計算成果，則可參見王勝賢 (2007) 之研究。另外，依據表 6 中之研究資料，地震誘發邊坡破壞時之臨界累積位移量 Δ_c 大多訂定在 5~10 cm 之範圍。因此，現階段本研究採用 $\Delta_c = 10$ cm 作為邊坡破壞之累積位移量臨界值。

(1) 坡高 H 與坡度 β 之影響

在 $H=5$ m 時 3 級坡 ($\beta=16.7^\circ$) 至 6 級坡 ($\beta=45^\circ$) 皆未產生任何累積位移量 ($\Delta=0$)，亦即在整個地震模式 E7 作用期間之荷重加速度 $a(t)$ 皆小於臨界加速度 a_c (即 $a(t) < a_c$)，同時其動態安全係數皆大 1 (即 $FS(t) > 1$)，因此受震邊坡歸類為未破壞。另外，在 $H=10$ m 及 15 m 之情況，除 3 級坡未產生累積位移量 ($FS > 1$) 外，當坡度從 4 級 ($\beta=21.8^\circ$) 增加至 6 級時，其累積位移量變化由 $\Delta=0 \sim 5$ cm 轉為 $\Delta > 10$ cm。因此，分析中之 6 級坡 ($\beta=45^\circ$) 已進入破壞狀態。由以上分析結果可推定，在地震模式 E7 作用下 (即地震強度 $I=7$ 級之相當動態荷重)，邊坡坡級超過 4 級且坡高超過 10 m 之情況下，地震誘發邊坡破壞之潛勢相對較高。

(2) 地層材料單位體積重 γ 之影響

除了在坡高 $H=5$ m 且地層材料單位體積重 $\gamma < 20.94$ kN/m³ 之邊坡仍處於穩定狀態 ($\Delta=0$) 外，其它情況之邊坡大部分處於破壞狀態，即累積位移量 $\Delta > \Delta_c (=10$ cm)。另外，觀察臨界加速度 a_c 之變化可知，當 γ 值增加時， a_c 值將隨之

遞減。此意謂受震邊坡在相同條件下， γ 值增加將會提高其累積位移量及崩塌破壞潛勢。一般而言，滲透性不佳之地層材料其 γ 值將由於降雨後含水量及飽和度提高而增加，因此雨後之吸水邊坡其受震之崩塌破壞潛勢較高。E7 地震模式作用下邊坡受震後產生累積位移量之相當滑動面及滑動塊體，如圖 17(a)~(f) 所示。由圖中可推知，軟弱、疏鬆或破碎之陡高邊坡，在受震後發生崩塌破壞之土砂量體規模將相當可觀。

(3) 地層材料凝聚力 c 值之影響

在坡高相同之情況，凝聚力 c 值之降低將使臨界加速度 a_c 值減小並導致累積位移量 Δ 大幅提升，此可由 Δ 值之大幅變動 ($\Delta=0$ 或 >10 cm) 獲得證實。一般而言，在降雨過後地層含水量增加之情況，凝聚力通常會大幅降低或甚至於消失。因此，雨後之受震邊坡具有極高之崩塌破壞潛勢。

(4) 地層材料摩擦角 ϕ 值之影響

在坡高相同之情況，受震邊坡之累積位移 Δ 值及臨界加速 a_c 值皆隨著摩擦角 ϕ 值之降低而增加，此意謂邊坡在相同條件下， ϕ 值降低將會提高受震邊坡之崩塌破壞潛勢。一般而言，在經歷一場地震作用後之邊坡，其 ϕ 值有隨土質鬆動而降低之可能。因此，邊坡也較易於在下一場地震來襲時，具有較高之崩塌破壞潛勢。

(5) 地層材料楊氏模數 E 值之影響

邊坡地層材料之楊氏模數 E 值增加時，代表材料所具有之勁度亦相對提升。在參數研究中， E 值採用一般岩、土材料所具有之範圍值：1000、4000、6000、8000、10000、12000、14000、16000、18000 及 100000 kN/m²。土體之自然頻率 $f=(1/2\pi)\times(k/m)^{0.5}$ 。其中， m 與 k 分別為震動土體之質量及彈簧係數。土體之彈簧係數 k 相當於土體之楊氏模數 E ，因此 k 值與 E 值成正比例關係。調整 E 值相當於調整材料之自然頻率。本研究並未進行土體自然頻率之參數研究，祇間接探討楊氏模數 E 值對動態載重反應可能之影響。如圖 18 可知，當 $E < 8000$ kN/m² 時，受震邊坡所產生之累積位移量 Δ 值隨 E 值之增加而遞增，並在 $E=8000$ kN/m² 時大幅上升至一最大值。此乃由於 E 值大小與材料自身之主控自然頻率有關所致。當 $E \leq 8,000$

kN/m^2 時，材料之自然頻率值與震波之荷重加速度之主控荷重頻率值相近，受震邊坡之塊體變形量及內應力將由於共振效應而大幅放大。

再者又當 $E > 8,000 \text{ kN/m}^2$ 時， Δ 值即隨 E 值之增加而遞減，此變化趨勢符合材料勁度提高後，受震材料塊體變形量及內應力減小，安全係數 FS 值增加之彈性材料力學模式。同時再依據分析結果可知，在邊坡各項條件相同之情況下， E 值對於臨界加速度 a_c 值之推定並無影響，此與 Romeo (2000) 所提 Newmark 理論之基本假設與限制相吻合，即 a_c 值與邊坡材料應變（或楊氏模數）不相依。依據 Newmark (1965) 之滑動塊體分析理論中，將材料定義為剛塑性體，亦即邊坡在受震達到臨界加速度時，滑動面即產生塑性破壞而其上之滑動塊體隨之進行剛體運動。因此，塊體材料之 $E > 8,000 \text{ kN/m}^2$ 時所計算求得之塊體加速度歷時曲線較符合剛體運

動行為，亦即塊體材料較適宜採用 Newmark 之滑動塊體累積位移量計算理論，且計算值也較能合理反應材料之勁度效應。

在坡地工程實務，地層材料在降雨後含水量增加及地震後相對密度降低，皆會導致 E 值或邊坡材料勁度之減小。因此，在相同地震模式作用下，會產生較大之累積位移量 Δ 並提高邊坡之崩壞破壞潛勢。

(6) 地層材料阻尼比 D 值之影響

地層材料之阻尼比 D 值用來表示材料在受振過程中，內能耗損之程度。依分析結果可知，在 D 值較低之情況下邊坡受振搖動時內能耗損較小，而震波能量主要轉用為材料之運動能。因此，累積位移量 Δ 值將相對增大。另外，與楊氏模數 E 值類似，在邊坡各項條件相同之情況下， D 值對於臨界加速度 a_c 值之推定並無影響。

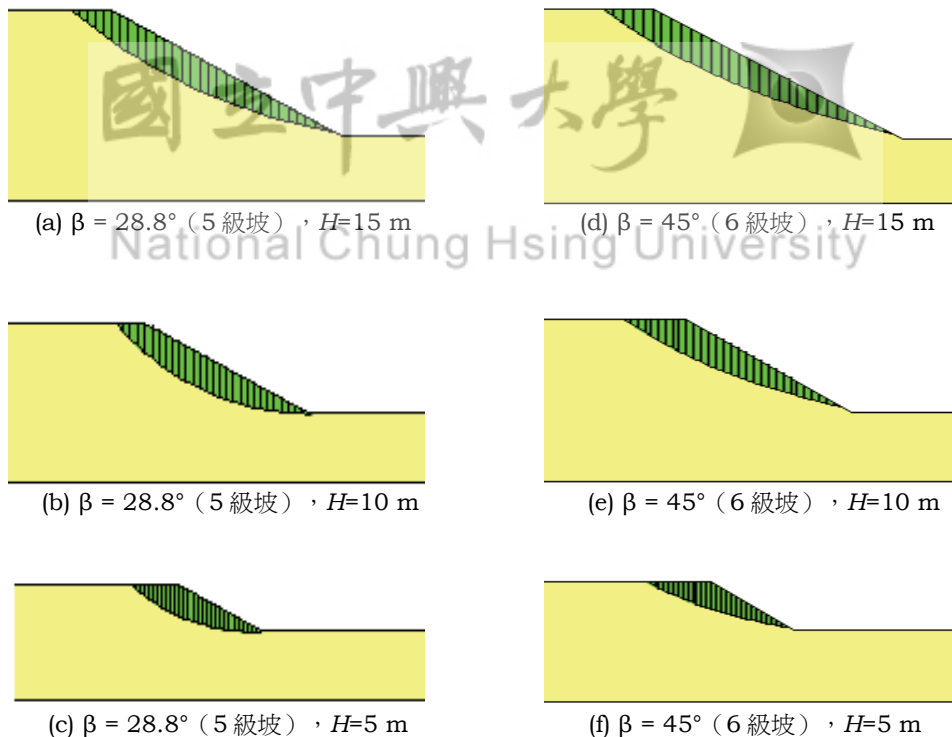


圖 17 在地震模式 $E7$ 作用下邊坡潛在滑動面位置及相當滑動塊體

Fig.17 The location of potential sliding surface and corresponding sliding block under earthquake loading of $E7$ mode

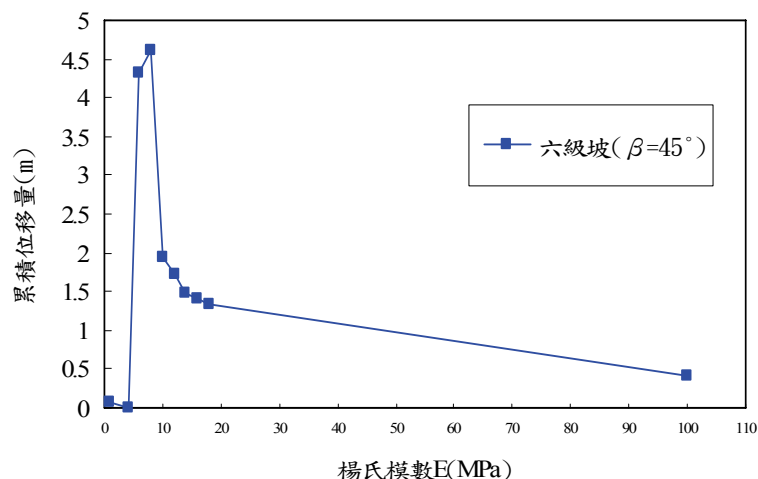


圖 18 楊氏模數 E 值對受震邊坡產生累積位移量之影響

Fig.18 Influence of Young's modulus on accumulative displacement of slope subjected to dynamic loading

(7) 地震模式之影響

地震模式可視為邊坡受震穩定性之外在影響因子，而其餘參數變數則可視為內在影響因子。由分析結果可知，在相同條件下，地震強度提高後所導致之邊坡累積位移增量將會作明顯且大幅度地增加。所有內在影響因子對受震邊坡穩定性之影響度，皆遠不及地震荷重模式。另外，與 E 值及 D 值類似，在邊坡各項條件相同之情況下，地震模式對於臨界加速度 a_c 值之推定並無影響。

再由各參數之範圍值中選取對受震邊坡穩定性最不利之參數值，如表 13 所示（粗體字），並摘列各級地震模式作用下之相當累積位移量 Δ 。由表中計算值可知，地震模式（或地震荷重強度）對受震邊坡是否發生崩塌破壞具有關鍵之影響。

3. 地震誘發邊坡破壞穩定性影響因子之參數變化率與累積位移量之關係

採用 $E5$ 、 $E6$ 及 $E7$ 三種地震模式之地震加速度歷時曲線，進行不同地震荷重條件下之邊坡動態分析。地震模式 $E5$ （即地震強度 $I=5$ 級之相當動態荷重）之分析中，由於其誘發累積位移量 Δ 皆未達邊坡崩塌破壞之門檻值 Δ_c ，即累積位移量 Δ 皆在 10 cm 以下（本研究採用 $\Delta_c=10$ cm 作為邊坡受震崩塌破壞之臨界累積位移量），因此在本節不納入討論。

在參數研究中各參數之基線值（baseline value）

分別採用：坡高 $H_0=10$ m、坡度 $\beta_0=28.8^\circ$ （5 級坡）、單位體積重 $\gamma_0=20.94$ kN/m³、摩擦角 $\phi_0=30^\circ$ 、凝聚力 $c_0=15$ kN/m²、楊氏模數 $E_0=10000$ kN/m² 及阻尼比 $D_0=5\%$ 。並將各參數之變化量除以其基線值定義為參數變化率。隨之，以各參數變化率為橫座標，累積位移量 Δ 為縱座標，在 $E6$ 及 $E7$ 地震模式之作用下，繪製累積位移量~參數變化率之關係曲線，如圖 19(a) 及 (b) 所示。而各參數變化率與相當累積位移量之變化範圍值，如表 14 所示。由圖 19 及表 14 之分析結果，對地震產生之累積位移量及其誘發邊坡破壞之潛勢可作下列闡述：

在 $E7$ 地震模式作用下，各參數值變化率對邊坡產生累積位移量之影響度由大至小，依序為：凝聚力 $c >$ 坡高 $H >$ 摩擦角 $\phi >$ 單位體積重 $\gamma >$ 阻尼比 $D >$ 坡度 $\beta >$ 楊氏模數 E 。而在 $E6$ 地震模式作用下之影響度由大至小排序為：凝聚力 $c >$ 摩擦角 $\phi >$ 坡高 $H >$ 單位體積重 $\gamma >$ 坡度 β ，其中阻尼比 D 及楊氏模數 E 之變化對邊坡產生累積位移量之影響度相當輕微且不明顯。另外，在地形因子考量上，分析結果顯示在不同地震強度下，坡高 H 對邊坡產生累積位移量之影響度較坡度 β 者更為顯著且靈敏。地震作用期間，在邊坡坡級超過 4 級（或 $\beta > 21.8^\circ$ ）且坡高超過 10 m 之情況下，邊坡之累積位移量將大幅提高而地震誘發邊坡破壞之潛勢亦相對較高。再者，觀察臨界加速度 a_c 值之變化可知，當地層材料之單位體積重 γ 值增加時， a_c 值將隨著遞減。此意謂材料之比重較大、含水量較高或地下水充

沛時，在地震期間邊坡具有較高之崩塌潛勢。反之，臨界加速度 a_c 值將隨著地層強度參數 c 值及 ϕ 角之提升而遞增。此說明在相同條件下， c 值及 ϕ 角之增加可有效降低受震邊坡之崩塌潛勢。然而，地層材料之阻尼比 D 值及楊氏模數 E 值之變化對於臨界加速度 a_c 值並無明顯之影響。

五、結論與建議

1. 結論

- (1) 本研究採用王元度 (2005) 之振動台試驗中，第 4 組試驗所記錄之加速度歷時資料及模型邊坡滑動破壞量測資料，作為數值模擬分析結果之比對依據。數值分析所得之滑動面在坡頂之位置距坡面約 7.5 mm，此值稍大於試驗觀測之 5 mm。同時，數值模擬分析所求得之滑動塊體最大累積位移量 $\Delta_{max}=7.8$ mm 與量測最大累積位移量 $\Delta_{max}=7.5$ mm 非常接近，此可驗證本研究提

數值模型及數值程序之有效性及可靠度。

- (2) 由地震誘發邊坡崩塌之影響因子之參數變化率對累積位移量之影響度分析結果可知，內在影響因子對受震邊坡之穩定性影響度由大而小，依序為(1)凝聚力 c (2)坡高 H (3)摩擦角 ϕ 及(4)地層材料單位體積重 γ 。而坡角 β 、楊氏模數 E 及阻尼比 D 等參數變化對受震邊坡穩定性之影響度則相對較低。另者，外在影響因子，即地震模式（或地震強度）對受震邊坡之穩定性影響度最為關鍵顯著。
- (3) 由數值分析結果得知，在邊坡之材料參數設定為基線值並承受地震模式 $E7$ （地震強度 $I=7$ 級之相當地震加速度歷時曲線）之作用情況下，當邊坡之坡級超過 4 級（坡角=21.8°或坡度 40%）且坡高超過 10 m 時，地震誘發邊坡破壞之潛勢相對較高。

表 13 受震邊坡在最不利參數值條件下及不同地震模式作用下之累積位移量比較

Table 13 Accumulative displacement resulted from various earthquake loading modes under most adverse condition

分析時其他參數輸入值							比較地震模式 影響時特定 參數採用值	地震模式		
c (kPa)	H (m)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)	D (%)	β (°)	E (kPa)		$E5$	$E6$	$E7$
								累積位移量 Δ (cm)		
10, 15, 20	10	30	20.94	5	28.8	10000	$c=10$ kPa	0	3.2	27.7
15	5, 10, 15	30	20.94	5	28.8	10000	$H=15$ m	0	0.8	19.4
15	10	20, 25, 30, 35	20.94	5	28.8	10000	$\phi=20^\circ$	0	1.1	8.2
15	10	30	15, 17, 18.94, 20.94, 22.94	5	28.8	10000	$\gamma=22.94$ kN/m ³	0	0.4	6.7
15	10	30	20.94	1, 5, 10	28.8	10000	$D=1\%$	0	0	4.6
15	10	30	20.9	5	16.7, 21.8, 28.8, 45	10000	$\beta=45^\circ$	0	0.1	2.6
15	10	30	20.9	5	28.8	8000, 10000, 12000	$E=8000$ kPa	0	0	0.6

- (4) 由分析發現，當地層材料之楊氏模數 $E \leq 8,000$ kN/m^2 時，材料之自然頻率值與地震加速度之荷重頻率值相近，受震邊坡之滑動塊體變形量及內應力將由於共振效應而放大。又當 $E > 8,000$ kN/m^2 時， Δ 值即隨 E 值之增加而遞減，此變化趨勢符合材料勁度提高後，受震滑動塊體變形量及內應力減小，安全係數 FS 值增加之彈性材料力學模式。因此，滑動塊體之 $E > 8,000$ kN/m^2 時所計算求得之塊體加速度歷時曲線較符合剛體運動行為，亦即在此材料勁度條件下較適於採用 Newmark (1965) 之滑動塊體分析理論來計算累積位移量。
- (5) 依據分析結果可知，在邊坡各項條件相同之情況下， E 值對於臨界加速度 a_c 值之推定並無影響，此與 Newmark (1965) 理論之基本假設與限制相吻合，即 a_c 值與邊坡材料應變（或楊氏模數）不相依。依據 Newmark (1965) 理論中，將材

料定義為剛塑性體，亦即邊坡在受震達到臨界加速度時，滑動面即產生塑性破壞而其上之滑動塊體隨之進行剛體運動。

- (6) 理論上，地層材料之阻尼比 D 值用以表示材料在受震過程中內能耗損之程度。在 D 值較低之情況下，邊坡受震振動時內能耗損較小，而地震震波能量主要用來引發塊體運動。因此， FS 值及 a_c 值亦隨之降低並造成 Δ 值之增加。但分析結果顯示，臨界加速度 a_c 值對於輸入之阻尼比 D 值並不靈敏。

2. 建議

- (1) 除了本研究所述之受震邊坡穩定性影響因子外，後續之參數研究可將地下水水位、受震激發之超額孔隙水壓力、邊坡植生及地質構造等影響因子納入考量。

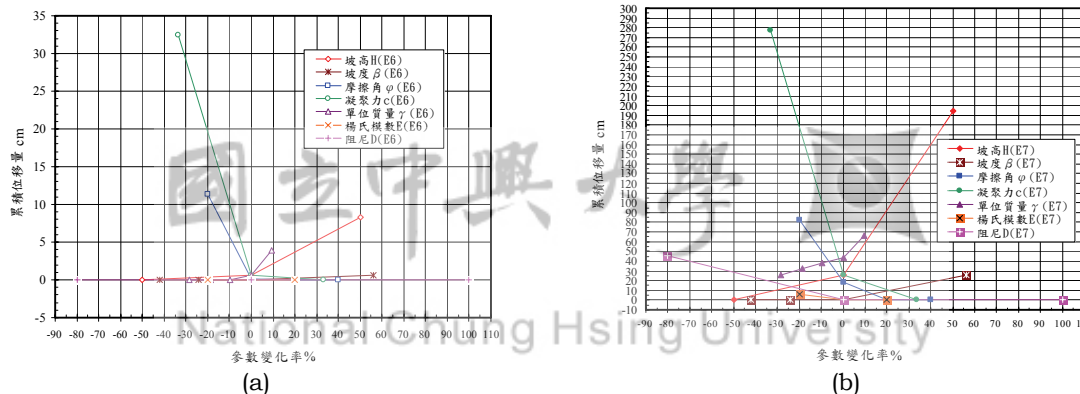


圖 19 參數變化率~累積位移量關係圖(a)地震模式 E6 (b)地震模式 E7

Fig.19 Parameter variation rate versus accumulative displacement for earthquake loading modes of (a) E6 (b) E7

表 14 不同地震強度作用下各參數變化率與累積位移量之變化範圍值

Table 14 The variations of parameter changing rate and accumulative displacement under different earthquake loading mode

影響因子	*參數變化率(%)	累積位移量 Δ (cm)	
		地震強度 I=6	地震強度 I=7
*坡高 H	-50~50	0~8.3	0~194.1
坡度 β	-42~56.3	0~0.6	0~26
單位體積重 γ	-28.4~9.6	0~3.9	26~66.7
凝聚力 c	-33.3~33.3	32.4~0	277.1~0
摩擦角 ϕ	-20~40	11.3~0	82.4~0
楊氏模數 E	-20~20	0	6.4~0
阻尼比 D	-80~100	0	45.8~0

*坡高之參數變化率(%)= $[(H-H_0)/H_0] \times 100\%$, H_0 =坡高基線值=10 m

(2) 室內振動試驗成果及野外地震量測資料對於數值模式之驗證相當珍貴且不可或缺。因此，廣泛收集各類地震相關試驗成果及野外量測資料，亦為研究工作能否持續之重要關鍵。

誌 謝

本文為行政院國家科學委員會整合型計畫 NSC-94-2625-Z-005-007-「集水區崩場地變遷分析、災害評估及治理成效模式之建置—子計畫：集水區崩塌機制與發生潛勢研究-I」及 NSC-95-2625-Z-005-005-「集水區崩場地變遷分析、災害評估及治理成效模式之建置—子計畫：集水區崩塌機制與發生潛勢研究-II」之部份研究成果，對於國科會之經費補助，謹此致謝。

參考文獻

1. 王元度 (2005)，小型振動台之模型邊坡動態試驗研究，國立臺灣大學土木工程學研究所，碩士論文。
2. 水土保持技術規範 (2003)，行政院農業委員會水土保持局。
3. 呂政諭 (2001)，地震與颱風作用下阿里山地區公路邊坡崩壞特性之研究，國立成功大學土木工程研究所，碩士論文。
4. 王勝賢 (2007)，地震誘發地滑之數值分析，國立中興大學水土保持研究所，碩士論文。
5. 李正楠 (2000)，草嶺崩塌地受震行為初探，國立臺灣大學土木工程研究所碩士論文。
6. 李馨慈 (2004)，應用累積位移法於地震引起之山崩潛勢分析，國立成功大學資源工程學系，碩士論文。
7. 洪如江、林美聆、陳天健、王國隆 (2000)，921 集集大地震相關的坡地災害、坡地破壞特性、與案例分析，*地工技術*，81: 17~32。
8. 高贈智 (2004)，集集地震引致臺灣中部山區邊坡臨界滑移量之分析，國立臺灣大學土木工程學研究所，碩士論文。
9. 許煜煌 (2002)，以不安定指數法進行地震引致坡地破壞模式分析，國立台灣大學土木工程學研究所，碩士論文。
10. 陳時祖、溫郁菁、彭文飛、蘇容瑩 (2002)，以位移法分析自然邊坡破壞行為之研究及應用，地震衍生之邊坡破壞行為之研究及應用，九十一學年度期中研究成果研討會論文集，頁 1-24。
11. 陳意璇 (2002)，溪頭地區山崩潛感圖製作研究，國立臺灣大學土木工程學研究所，碩士論文。
12. 彭文飛 (2001)，以位移法分析自然邊坡在地震時之破壞行為的初步探討，國立成功大學資源工程學系，碩士論文。
13. 黃臺豐 (1999)，瑞里地震誘發之山崩，國立中央大學應用地質研究所，碩士論文。
14. 楊凌翔 (2005)，地震引致之山崩條件式機率預測模式-以集集地震為例，國立臺灣大學土木工程學研究所，碩士論文。
15. 溫郁菁 (2003)，以位移法分析自然邊坡在地震力作用下的曲面形破壞，國立成功大學資源工程學系，碩士論文。
16. 廖軒吾 (2000)，集集地震誘發之山崩，國立中央大學地球物理研究所，碩士論文。
17. Boore D. M., W. B. Joyner and T. E. Fumal (1993), "Estimation of response spectra and peak accelerations from western North America earthquakes," *An interim report, Open-File-Report93-509*, U.S. Geological Survey, Reston, Virginia, pp 72.
18. Campbell K. W. and Y. Bozorgnia (1994), "Near-source attenuation of peak horizontal acceleration from worldwide accelerograms recorded from 1957 to 1993," *Proceeding, Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, 1: 283~292.
19. Chang C.J., W. F. Chen and J. T. P. Yao (1984), "Seismic displacement in slopes by limit analysis," *Journal of Geotechnical Engineering*, 100(7): 860~874.
20. Chen W.F. and X. L. Liu (1990), "Limit analysis in soil mechanics," *Developments in geotechnical engineering*, 52: 405~429.
21. Chen W.F., M.W. Giger and H.Y. Fang (1969), "On the limit analysis of slopes," *Soil and Foundations*, 9: 23~32.
22. Jibson R. W. and D. K. Keefer (1993), "Analysis of the seismic origin of landslides: examples from New Madrid seismic zone," *Geological Society of America Bulletin*, 105: 521~536.
23. Keefer D.K. (1984), "Landslides caused by

- earthquakes," *Geol. Soc. Am. Bull.* Vol. 95: 406-421.
24. Kramer S. L. (1996), *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice-Hall International Series in civil Engineering Mechanics.
 25. Ling H.I., D. Leshchinsky and Y. Mohri (1997), "Soil slopes under combined horizontal and vertical seismic accelerations", *Earthquake Engineering and structural dynamic*, Vol. 26: 1231~1241.
 26. Ling H. I., Y. Mohri and T. Kawabata(1999), "Seismic analysis of sliding wedge: extended Francais-Culmann's analysis," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 18: 387~393.
 27. Newmark N. M. (1965), "Effects of Earthquake on Dams and Embankments," *Geotechnique*, Vol. 15(2): 139~159.
 28. Rodríguez C. E., J. J. Bommer and R.J. Chandler (1999), "Earthquake-induced landslides: 1980-1997," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 18: 325~346.
 29. Romeo R. (2000), "Seismically induced landslide displacements: a predictive model," *Engineering Geology*, Vol. 58: 337~351,
 30. Siddharthan R.V. and M. EL-Gamal (1998), "Permanent Rotational Deformation of Dry Cohesionless Slopes under Seismic Excitations," *Transport. Res. Rec.*, Vol. 1633: 45~50.
 31. Toro G. R., N. A. Abrahamson and J. F. Schneider (1995), "Engineering model of strong ground motions from earthquakes in the central and eastern United States," *Earthquake Spectra*, in press.
 32. Wieczorek G. F., R. C. Wilson and E. L. Harp (1985), "Map showing slope stability during earthquakes of San Mateo County," *California: U.S. Geological Survey Miscellaneous Geologic Investigations Map I-1257E, scale 1:62500.*
 33. You L., R.L. Michalowski (1999), "Displacement charts for slopes subjected to seismic loads," *Computers and Geotechnics*, 25: 45~55.
 34. Youngs R.R., S.M. Day, and J.L. Stevens (1988), "Near field ground motions on rock for large subduction earthquakes," *Proceedings, Earthquake Engineering and Soil Dynamics II :Recent Advances in Ground Motion Evaluation*, Geotechnical Special Publication 20, ASCE, New York, pp. 445~462.

2008年3月7日 收稿

2008年9月1日 修正

2008年10月21日 接受

(本文開放討論至2009年9月30日)