

# 行政院國家科學委員會專題研究計畫 成果報告

## 子計劃四:土釘加勁邊坡之耐震行為研究及應用(I)

計畫類別：整合型計畫

計畫編號：NSC91-2211-E-032-007-

執行期間：91年08月01日至92年07月31日

執行單位：淡江大學土木工程學系

計畫主持人：洪勇善

共同主持人：陳榮河

計畫參與人員：李宗穎

報告類型：精簡報告

處理方式：本計畫可公開查詢

中 華 民 國 92 年 8 月 20 日

行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告  
地震衍生之邊坡破壞行為之研究及應用—  
子計畫四：土釘加勁邊坡之耐震行為研究及應用  
**Study on earthquake resistance of nailed soil slopes and its application**

計畫編號：NSC 91-2211-E-032-007

執行期限：91年8月1日至92年7月31日

主持人：洪勇善 淡江大學土木工程學系

共同主持人：陳榮河 台灣大學土木工程學系

計畫參與人員：李宗穎 淡江大學土木工程學研究所

## 一、中文摘要

土釘加勁的應用已由發展之初的臨時支撐或輔助工程，逐漸作為永久支撐結構，完善的設計除了靜態分析外，動態特性也必須考量。因此，土釘結構的耐震特性與土釘-土壤間的互制機制，已成為當前欲以土釘應用於陡坡整治之重點。本研究將以振動台試驗為模擬對象，進行數值模擬與分析比對，建立土釘加勁邊坡數值模型，以進一步探討土釘加勁之力學行為與破壞機制。首先，建立土壤動態數值模型，並與動三軸試驗結果比較，確立土壤模式之正確性。經建立與振動台試驗相同之數值模型，由分析比對結果顯示，地震加速度對邊坡的穩定性有極大的影響，且主要與加速度的方向有關，變形的產生由入坡面方向加速度造成，尤其主震附近的入坡面方向加速度，將使得破壞面形成而產生邊坡大量變形。

**關鍵詞：**土釘、加勁邊坡、動態分析、數值模擬

## Abstract

Soil nailing has been used successfully in temporary and permanent applications, in new and remedial construction, and in rural and urban settings. Except for the static analysis in design, the dynamic characteristics must be also considered for permanent structures. Therefore, the earthquake resistance and the interaction mechanism between nail and soil are then of vital importance for stabilization of steep slopes in Taiwan. The objective of this research is to investigate the response of nailed slopes to seismic loading as well as their failure mechanisms. The experimental results of shaking table model test conducted in the previous research revealed that soil nailing is effective in increasing stability of steep slopes under seismic load. However, a comprehensive understanding of slope response regarding the behavior of nails along their length, distribution of earth pressure on facing panel, and development of failure mechanism in soil mass are difficult to obtain from model test. The numerical method can overcome the deficiency of the model tests and is employed in this study. Build-up the numerical modeling of a model nailed slope experiment with the finite difference program, and compare the results with the measured data to conform the adequate of numerical model. Analytical results show the wall moves forward when the input acceleration is enough large and directed backward.

**Keywords:** soil nailing, reinforced slope, dynamic analysis, numerical modeling

## 二、緣由與目的

土釘應用在邊坡穩定主要利用土釘抗張之特性對土壤產生約束作用，以提高土壤的剪力強度。工法發展初期主要應用於臨時性支撐或輔助工程上，其設計多以靜態穩定為依據。近年來土釘加勁已有逐漸做為永久性支撐結構，完善的設計除靜態分析外，動態特性也必須加以考量。然而，目前動態穩定分析仍沿用傳統邊坡之擬靜態分析法，除參數選定的問題外，對於土釘加勁受震之行為與耐震之能力更付之闕如。因此，土釘結構

的耐震特性與土釘-土壤間的互制機制，為當前將土釘應用於陡坡整治所需探討的重點。本研究將由土釘邊坡動態數值模擬，探討土釘應用於陡峭邊坡之耐震行為；為確認分析模式之正確性，乃以洪勇善等人(2002)之振動台試驗為模擬對象，藉以瞭解土釘加勁邊坡受到 921 地震之破壞情形。然實驗所得資訊有限，如土釘軸力增量、土壓力分佈及邊坡破壞發展機制等，不易由試驗中精確求得；因此，透過數值模擬方式，並以振動台試驗結果為佐證，必將更清楚瞭解土釘應用於邊坡加勁之耐震機制。

### 三、土壤動態數值模擬

#### 3-1 土壤動態性質

洪勇善等人(2002)採用越南金蘭灣矽砂做為振動台模型試驗之地質材料，砂土顆粒為次稜角狀，平均粒徑  $D_{50}=0.31\text{mm}$ ，均勻係數  $C_u=1.68$ ，曲率係數  $C_c=1.11$ ，根據統一土壤分類為級配不良之砂(SP)。砂土比重  $G_s=2.64$ ，最大乾密度  $\gamma_{dmax}=16.3\text{kN/m}^3$ ，最小乾密度  $\gamma_{dmin}=13.8\text{kN/m}^3$ 。砂土尖峰摩擦角  $w_p(^{\circ})$ 、動態彈性模數  $E_d(\text{MPa})$ 與阻尼比  $\zeta$ 可分別表示如下(陳榮河等人，2001)：

$$w_p = 30.81 + 13.38D_r - 4.15D_r \log\left(\frac{t_3}{P_a}\right) \quad (1)$$

$$E_d = 32 + 20.25D_r + 20.59\left(\frac{t_3}{P_a}\right) + 18.8D_r\left(\frac{t_3}{P_a}\right) \quad (2)$$

$$\zeta = 7.15 - 1.09\left(\frac{t_3}{P_a}\right) \quad (3)$$

式中  $D_r$  為相對密度， $t_3$  為圍壓(kPa)， $P_a$  為一大氣壓力(101.4 kPa)。

#### 3-2 數值模型、邊界條件與動態參數

依據實驗室試驗情況決定分析模式、邊界條件、動態性質與破壞準則等；再依試驗進行之程序於模擬中加入外力與外力頻率。

動態三軸試驗試體為半徑 3.5cm、高 17.2cm 之圓筒狀土壤，初始狀態試體各方向受到相同的圍壓；因此，模擬時採用軸對稱分析模式，取 1/2 圓柱斷面尺寸建立數值模型，如圖 1 所示。在對稱軸之邊界條件採 X 方向輻支承；底部因試驗時受到底盤支撐，採用 Y 方向受限之輻支承。而另外一側與上部則因施加圍壓而不加任何束制。

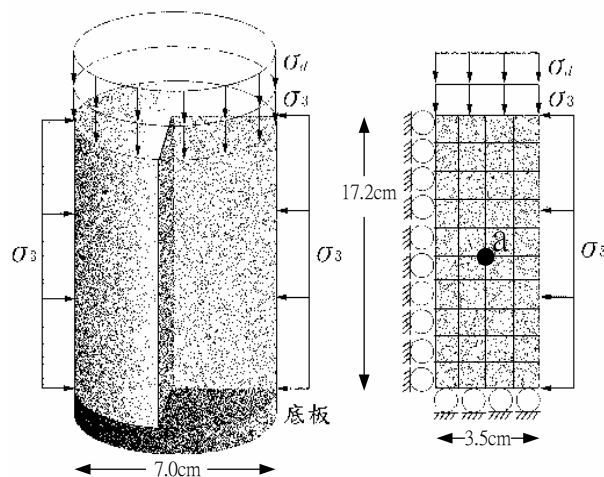


圖 1 三軸試體與分析網格之示意圖

土壤降伏前之應力-應變關係以線彈性模式模擬，降伏時採用 Mohr-Coulomb 破壞準

則。降伏後之行爲遵循非諧和流法則(non-associated flow rule)，塑性勢能函數  $g$  假設爲：

$$g = t_1 - t_3 N_{\mathcal{E}} - 2c\sqrt{N_{\mathcal{E}}} = 0 \quad (4)$$

其中  $N_{\mathcal{E}} = \frac{1 + \sin \mathcal{E}}{1 - \sin \mathcal{E}}$ ， $\mathcal{E}$  = 土壤膨脹角，本研究假設爲  $0^\circ$ 。

以砂土相對密度  $D_r=60\%$  爲例，可計算土壤單位重  $\gamma_d$  爲  $15.43\text{kN/m}^3$ 。根據試驗主應力比爲 0.25，取圍壓  $100\text{kPa}$ 、軸差應力爲  $50\text{kPa}$ 、採正弦函數反覆荷重頻率  $1\text{Hz}$ 。另由前述可求得砂土尖峰摩擦角  $w_p$  爲  $38.9^\circ$ 、動態彈性模數  $E_d$  爲  $68.8\text{MPa}$ 、土壤阻尼比  $\zeta$  爲  $6.1\%$ 。然而，試體的自然頻率在目前試驗中無法得知；乃採 Kirzhner 與 Rosenhouse(2000) 之建議於動態分析模式下遵循無阻尼之彈性模式，施予數值模型一重力加速度，使整個網格產生自由震盪(free vibration)，由位移或應力歷時曲線與時間的關係中計算自然頻率；本研究亦採用此方式，求得整個系統的自然頻率爲  $300\text{Hz}$ 。

### 3-3 數值三軸模擬結果

如圖 2 所示爲數值模擬與試驗於第 11 週期之比較，由模擬結果發現，在目前的試體自然頻率  $300\text{Hz}$  下，幾乎無阻滯圈，但經計算發現動態彈性模數與實驗相同。由圖 1 之 a 點位移-時間曲線發現，見圖 3，在軸差應力作用下，位移並無消散現象。爲進一步解釋此現象，並確認是否存在阻尼效用，進行不同阻尼比的分析比較。方法採用在荷重加載至 1/4 週期時，將荷重解除改爲自由震盪，以檢視阻尼的效果，取圖 1 之 a 點軸差應力方向(垂直向)位移，結果如圖 4 所示。不同的阻尼比在自由震盪時位移均有消散的情況，依式(5)計算發現阻尼比  $\zeta$  確實與輸入值相同；此亦說明在目前的試體大小，進行荷重加載振動(force vibration)，阻尼的效果並不明顯，而非分析模式的不正確。

$$\frac{V_{i+1}}{V_i} \cong e^{-2\zeta} \quad (5)$$

式中  $V_{i+1}$  爲第  $i+1$  個 波 的 位 移， $V_i$  爲第  $i$  個 波 的 位 移

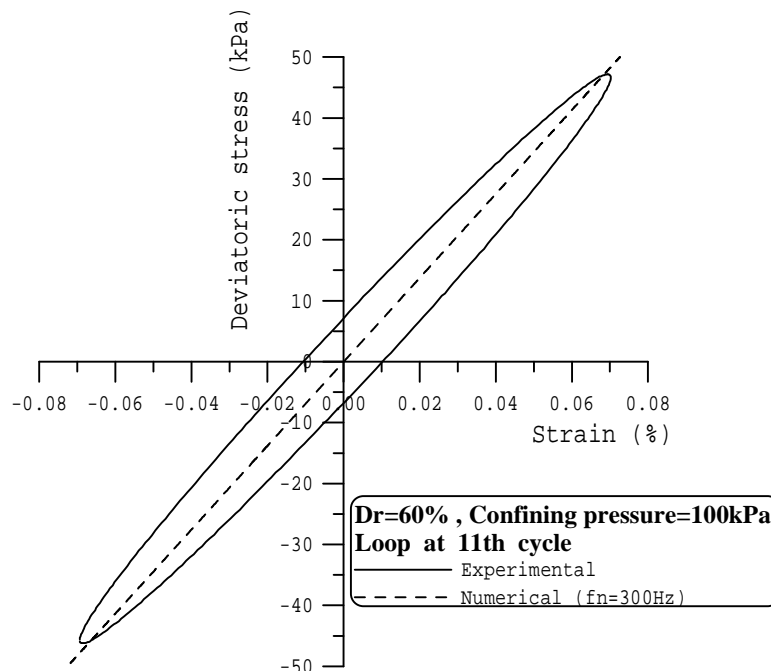


圖 2 試驗與模擬之應力應變曲線

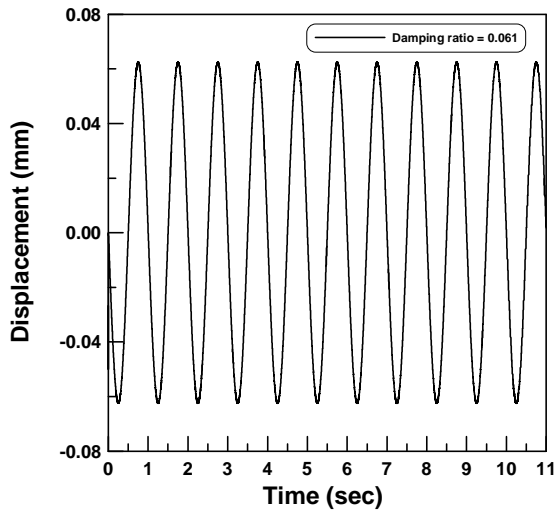


圖 3 外力荷重下位移隨時間之振盪曲線

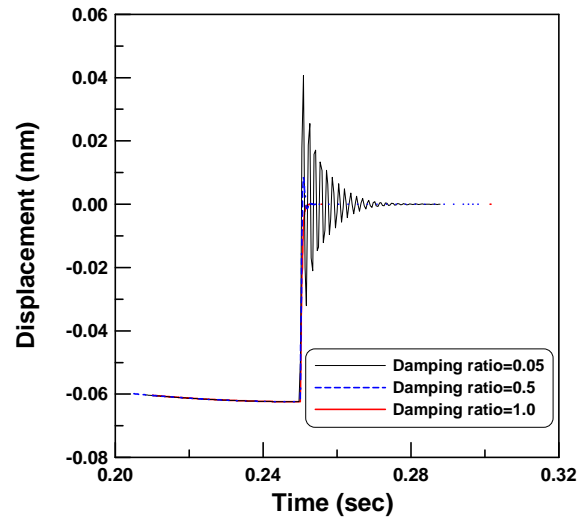


圖 4 不同阻尼於自由震盪下位移與時間關係

#### 四、土釘邊坡模型振動台數值模擬

基於前述土壤動態數值模式之建立，進行土釘加勁邊坡振動台試驗之數值模擬，藉由試驗與模擬結果的分析比對，進行部分修正；且由建立數值模型以便進一步分析土釘邊坡於不同情況下受地震力作用之力學行為。首先，說明數值分析模式的建立方法，主要包含土壤元素、土釘、面版、邊界條件、土壤與砂箱間界面元素及地震加速度的施加方式等，分析結果與試驗進行比對，並深入瞭解土釘邊坡受振之破壞發展機制。

##### 4-1 振動台試驗簡介

洪勇善等人(2002)利用國家地震工程研究中心之地震模擬平台進行振動試驗，所採用之砂箱尺寸為長 1.1m、內寬 0.345m、高 1m，以進行平面應變之單軸向振動。振動台試驗所採用之地震資料，依據 921 集集大地震時，距暨南大學約 6 公里之南光國小測站所測得之編號 TCU074 地震加速度記錄，取其東西向水平地震加速度，作為單軸向振動試驗之振動台輸入資料依據，尖峰加速度值為 577gal( $\text{cm}/\text{sec}^2$ )，加速度歷時曲線如圖 5，顯著頻率為 1.07Hz。

振動台試驗在考慮動態系統之相似性下，由試體尺寸與真實結構物之間的作用力比值，包括慣性力、彈性力、土壤摩擦衰減力、自重及土壤破壞力等，獲得模型系統輸入之地震頻率需為真實地震波頻率的 5 倍，地震加速度歷時則由 90 秒壓縮至 18 秒。圖 6 與表 1 分別為模型 1 量測儀器配置情形與振動台試驗內容。

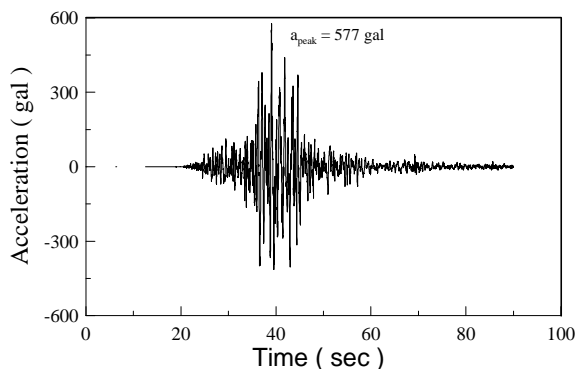


圖 5 集集地震 TCU074 測站東西向之加速度歷時曲線

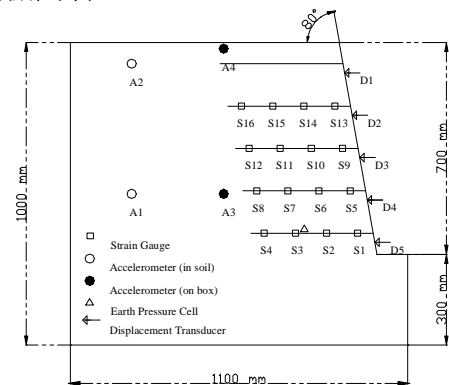


圖 6 第 1 組模型試驗配置(洪勇善等人，2002)

表 1 振動台模型試驗內容(洪勇善等人，2002)

| Model number | Slope angle (°) | Nail length (m) | Nail inclination (°) | Amplification factor | Safety factor | Input peak acceleration (gal) |
|--------------|-----------------|-----------------|----------------------|----------------------|---------------|-------------------------------|
| 1            | 80              | 0.4             | 0                    | 5                    | 1.99          | 85,194,437,587,724,893,968    |
| 2            | 80              | 0.4             | 15                   | 5                    | 2.37          | 113,229,409,652,827           |
| 3            | 80              | 0.4             | 30                   | 5                    | 2.40          | 282,509,802,884,965           |
| 4            | 80              | 0.5             | 0                    | 5                    | 2.37          | 95,184,429,575,846,974,978    |
| 5            | 80              | 0.4             | 0                    | 3.5                  | 1.99          | 116,233,455,640,790           |
| 6            | 90              | 0.4             | 0                    | 5                    | 1.88          | 96,217,465,633                |

#### 4-2 數值分析模式

土壤採用線彈性完全塑性模式，並遵守 Mohr-Coulomb 降伏準則，以平面應變分析，圖 7 為模擬之網格示意圖與邊界條件。模型試驗土壤相度密度為 61.8%，經計算求得試驗時砂土單位重為  $15.47\text{kN/m}^3$ 、邊坡中點處土壤尖峰摩擦角  $w_p$  為  $43.65^\circ$ ，及動態彈性模數  $E_d$  與阻尼比  $\zeta$  分別為  $45.05\text{MPa}$  與 7.13%。

依前人研究建議，自然頻率可採用無阻尼自由振動方式以垂直方向加入一加速度  $9.81\text{m/sec}^2$  模擬分析求得。因此待數值模型建立，安置土釘與面版且加上邊界條件後，模型邊坡由自由振動方式求得之位移與時間的關係，可得模型之自然頻率為 50Hz。此自然頻率分別與 Wu(1994)及 Richardson 與 Lee(1975)建議公式所計算求得數值模型基本頻率為 48.1Hz 和 43.Hz~71.4Hz 相近。因此，本研究採用 50Hz 為整個模型的自然頻率。

面版採用樑元素模擬，在邊坡坡面上每個網格前，均安置一段樑元素，共計由 20 個樑元素組成面版。試驗面版所採用之材料為 PMMA，單位重為  $11.67\text{kN/m}^3$ 、彈性模數為  $3.27\text{GPa}$ 、慣性矩為  $2.25 \times 10^9\text{m}^4$  及塑性彎矩為  $132.3\text{N}\cdot\text{m}$ 。

模型土釘採用 PMMA 之材料，單位重為  $11.67\text{kN/m}^3$ ，彈性模數為  $3.27\text{GPa}$ ，經拉出試驗土釘與土壤間之界面極限摩擦阻抗為  $9.8\text{kPa}$ ，且抗張強度為  $58.8\text{MPa}$ 。經計算土釘與土壤間之極限摩擦阻抗與土釘與土壤間界面剪力勁度分別為  $246\text{N/m}$  與  $132\text{kN/m/m}$ 。分析時假設土釘為二力桿件元素，且以平面應變模式分析；因此，依等值觀念凡是與土釘面積相關之參數均需等效。所有參數經計算後得單根土釘單位寬度面積為  $2.66\text{cm}^2$ ，單位寬度的土釘與土壤間之極限摩擦阻抗與土釘與土壤間界面剪力勁度分別為  $2.14\text{kN/m}$  與  $1.15\text{MN/m/m}$ 。

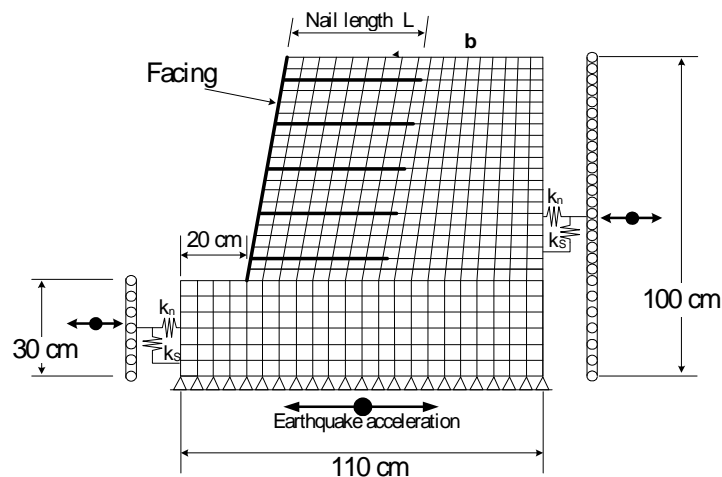


圖 7 振動台數值模擬網格示意圖

振動台試驗為求得模型邊坡之破壞面與耐震能力，採分階段振動；在地震作用頻率不變下變更地震加速度震幅，依次增加振動能量。由於輸入振動台之加速度，並無法完全達到所期望的地震加速度，輸入值與振動台上真正驅動的地震加速度有些微差距。為滿足試驗的真實情形，數值模擬所採用之地震加速度是由試驗中量測振動台真實之地震加速度，如圖 8 所示為第 1 組模型各階段之地震加速度。

振動台試驗中土壤與砂箱兩側間在振動下有可能產生分離，因此，在土壤元素與支承間加入一無厚度界面元素，如圖 7 所示。圖 9 為界面元素示意圖，模擬採用正向勁度  $k_n$  遠小於剪向勁度  $k_s$ ，以模擬邊界上土壤與砂箱間可分離且垂直向有摩擦阻力的特性。並假設在試驗所可能達到的正向應力下，土壤與砂箱的界面視摩擦角約為  $11^\circ$ 。

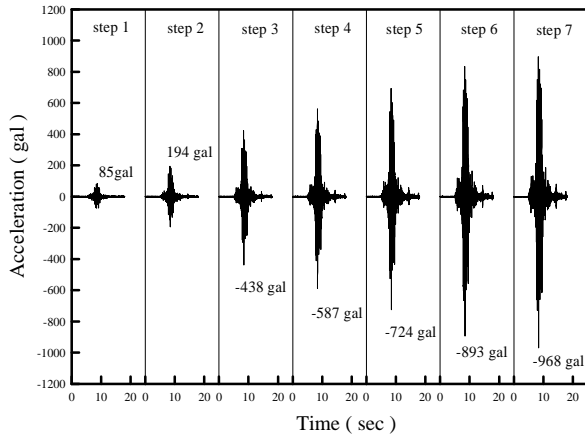


圖 8 第 1 組模型之地震加速度歷時曲線 (洪勇善等人, 2002)

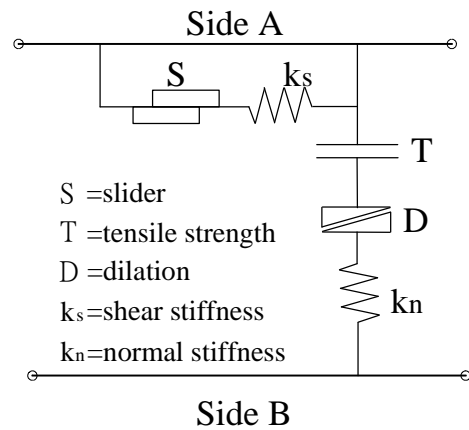


圖 9 土壤與砂箱之界面元素示意圖

### 4-3 模擬結果與討論

洪勇善等人(2002)將振動台試驗之坡面平均相對變形量與尖峰加速度的關係分為三個階段，以模型 1 為例，第一階段為穩定階段，坡面側向變形量少於坡高之 0.5% 時，以尖峰加速度小於 300gal 為界。第二階段為耐震階段，尖峰加速度超過 300gal 後，以圖上兩端直線段交點處所對應之尖峰加速度為界，可視為此階段之終點及土釘邊坡可承受之地震力。第三階段為瀕臨破壞階段，此階段尖峰加速度皆超過各邊坡可承受之地震力，每次振動均造成坡面大量變形。試驗結果顯示，在此階段之強震作用下，邊坡已進入瀕臨破壞之狀態，並發展出明顯之滑動面。

圖 10 至圖 15 為 6 組數值模型模擬結果與試驗之坡面相對位移比較，數值模擬在試驗所定義之耐震階段內，模擬結果與試驗有不錯的相似性。但達到瀕臨破壞階段，則於坡頂處之位移有明顯的高估現象。且由圖中發現數值模擬的位移趨勢與試驗有所差別，均屬於傾覆破壞形式，因此坡頂的變形量幾乎都大於試驗。振動台試驗在極強震作用下坡頂有明顯的沈陷量，如圖 16；此時土釘幾乎外露，原坡頂處之土壓力消失，然而以目前數值模擬採用小應變且符合連體力學，無法確實模擬該現象，因此在坡頂會有高估的現象。

### 4-4 受振破壞發展機制

為瞭解土釘邊坡受震時內部土壤漸近似破壞發展情形，以第 1 組模型第 1 階段之最大加速度為 +85gal 為例，如圖 17 所示。其中正加速度表示入坡面方向，負加速度則為出坡面方向。經模擬發現，此階段之振動會產生 3 次完整的破壞面，圖 17 中分別表示該階段開始與結束的時間，其中開始為發現第 1 個塑性點產生的時間，直到該次破壞所

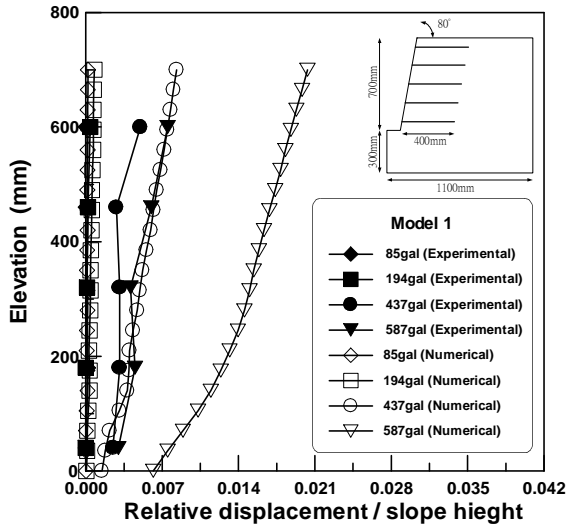


圖 10 第 1 組模型數值模擬與試驗結果於坡面變形之比較

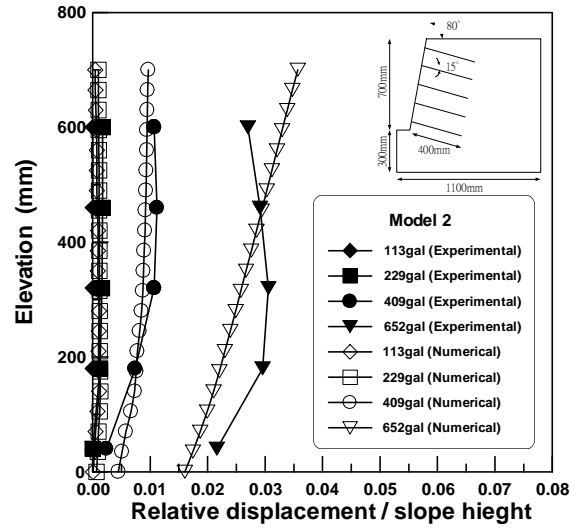


圖 11 第 2 組模型數值模擬與試驗結果於坡面變形之比較

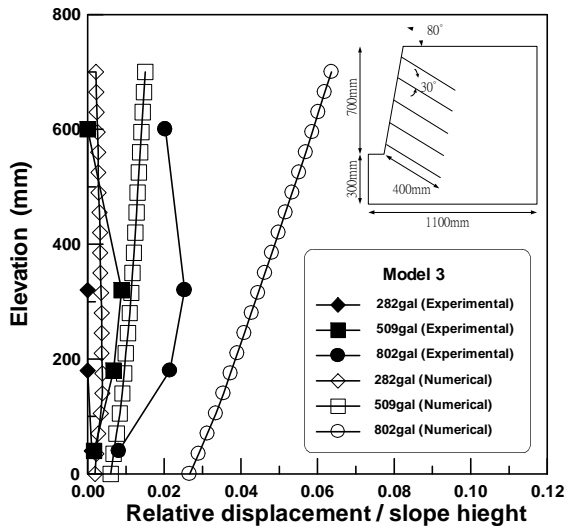


圖 12 第 3 組模型數值模擬與試驗結果於坡面變形之比較

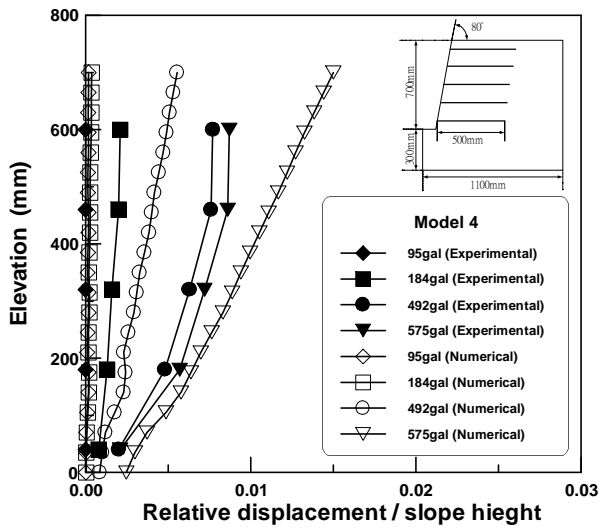


圖 13 第 4 組模型數值模擬與試驗結果於坡面變形之比較

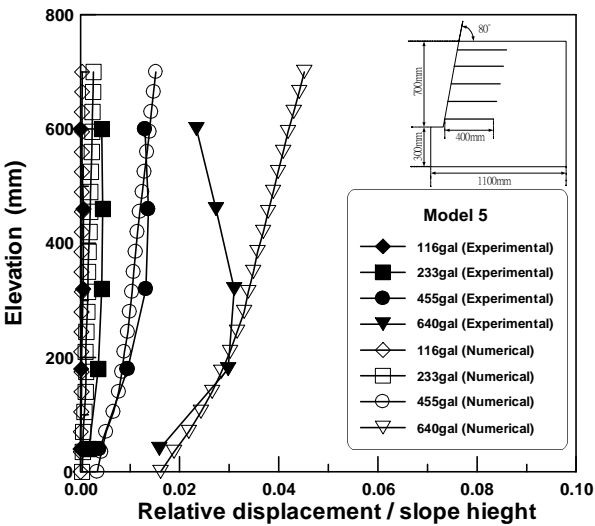


圖 14 第 5 組模型數值模擬與試驗結果於坡面變形之比較

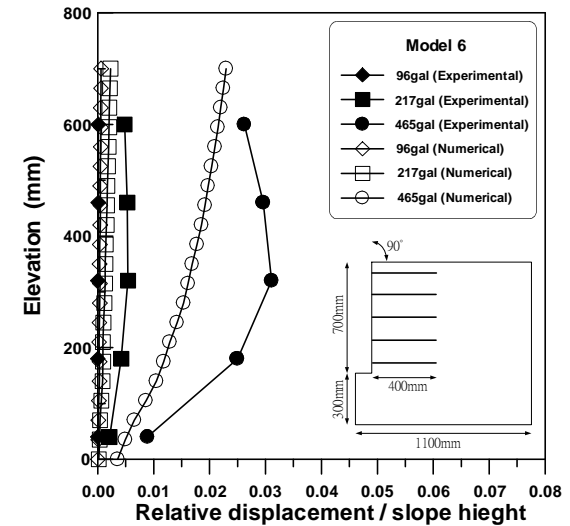


圖 15 第 6 組模型數值模擬與試驗結果於坡面變形之比較



