

行政院國家科學委員會專題研究計畫 成果報告

子計畫三：土釘加勁邊坡之耐震行為研究及應用

計畫類別：整合型計畫

計畫編號：NSC92-2211-E-032-010-

執行期間：92年08月01日至93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 93 年 8 月 10 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(II)—
子計畫三：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 92-2211-E-032-010

執行期限：92年8月1日至93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

本文以振動台試驗為對象，進行動態數值模擬與分析比對，建立土釘加勁邊坡數值模型，並進一步探討土釘加勁陡坡之力學行為與破壞機制。研究結果顯示，五倍坡高的後邊界距離為進行動態數值分析不影響結果之邊界範圍。此外，參數研究針對土釘傾角、土釘長度、地震特性及邊坡坡度等因素進行探討，獲得陡坡時土釘最佳埋設角度約為 25° ；以 80° 邊坡為例，可較土釘水平埋設減少40%之坡面位移。土釘埋設長度愈長亦有助於提高邊坡的耐震能力，但以工程經濟的觀點，最佳的埋設長度約為1倍坡高，當埋設長度超過此範圍時，則長度效應有減少的趨勢。若水平地震伴隨較大的垂直地震將產生耦合加乘作用，助長水平地震力所產生的破壞。此外，邊坡在強震來襲前先受到一弱震作用，則能提高邊坡的抗震能力，降低受震所產生的坡面位移。另邊坡坡度越陡峭耐震能力越差，變形趨勢也不同，以設計觀點而言，坡度 70° 可為牆與邊坡之分界點。

關鍵詞：土釘、陡坡、動態分析、數值模擬

Abstract

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 strong excitation. 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 that: (1) The analytical result is not effect on facing displacement when the horizontal boundary up to the five times slope height. (2) The optimum nail inclination is 25° for earthquake resistance, which the horizontal displacement decrease 40% against the horizontal nail buried. (3) Increasing nail length help raising earthquake resistance, the nail length equals slope height is appropriate from economical viewpoint. (4) When the nailed slope was vibrated at an input vertical acceleration large enough to induce the coupling effect with horizontal acceleration, which is increasing the failure of slope. (5) Increasing earthquake resistance when occur small vibration before strong earthquake. (6) The 70° slope angle can be distinguished between wall and slope for nailed soil structures.

Keywords: soil nailing, steep slopes, dynamic analysis, numerical modeling.

二、緣由與目的

台灣位處環太平洋地震帶上，劇烈的造山運動形成超過70%屬於山坡地，且地震活動頻繁，加上近二十年來坡地開發利用增多，使得邊坡穩定問題也更加突顯。除豪大雨所帶來的邊坡土石災害之外，因地震作用所引起的邊坡崩坍更是不斷發生，而整治上又以坡度較陡之邊坡較難處理。對此陡坡(坡度 $>60^\circ$)的整治，往往僅以掛網噴漿或配合型框植生方式處理，然此措施僅屬淺層護坡功能，而無實質的支撐效果。此外，過去經常應用於基礎開挖或邊坡穩定之地錨工法，因其施工機具及作業空間需求較大，對於現地陡坡往往位於交通要道或河谷溪流旁，而無充裕的施工空間進行錨碇工程。相對地，土釘應用於邊坡加勁，除可克服掛網噴漿或型框植生淺層護坡之缺點，亦具較地錨工法施工成本低、施工設備輕巧且施工快速等優點(Bruce 與 Jewell, 1986)。

土釘應用在邊坡穩定主要利用土釘抗張之特性對邊坡產生約束作用，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)之振動台試驗結果為佐證，建立土釘邊坡動態數值模式。依此模式進一步探討重要參數對土釘陡坡動態行為與耐震能力的影響，將更清楚瞭解土釘應用於邊坡加勁之耐震機制。

三、動態數值分析模式與驗證

為建立土釘邊坡動態數值模式，乃以洪勇善等人(2002)所進行之振動台試驗為模擬對象，由試驗與模擬結果的分析比對，進行部分修正以確立分析模式之正確性；且由建立之數值模型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，說明數值模式的建立方法，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。

3-1 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編號 TCU074 所測得之地震加速度記錄，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(cm/sec²)，加速度歷時曲線如圖 1，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、自重力及土壤破壞力等，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 2 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。

3-2 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 3 為模擬之網格示意圖與邊界條件。模型試驗砂土相度密度為 61.8%，單位重 15.47kN/m³，邊坡中點處土壤尖峰摩擦角 ϕ_p 為 43.65°，及動態彈性模數 E_d 與阻尼比 ζ 分別為 45.05MPa 與 7.13%(洪勇善等人，2003)。

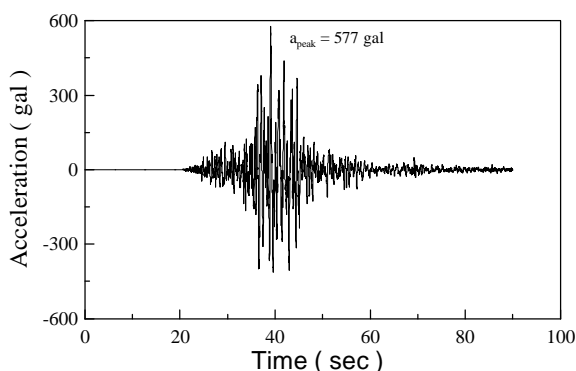


圖 1 921 集集地震 TCU074 測站東西向之加速度歷時曲線

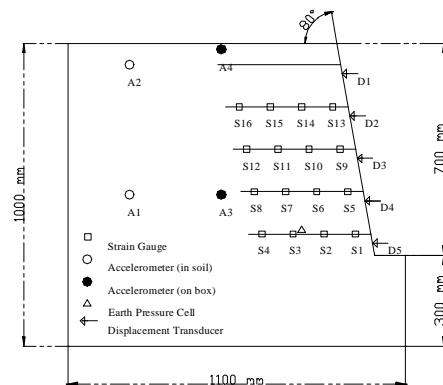


圖 2 第 1 組模型試驗配置(洪勇善等人, 2002)

依 Kirzhner 與 Rosenhouse(2000)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 9.81m/sec² 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。

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	Input peak acceleration (gal)
1	80	0.4	0	5	85,194,438,587,724,893,968
2	80	0.4	15	5	113,229,409,652,827
3	80	0.4	30	5	282,509,802,884,965
4	80	0.5	0	5	95,184,429,575,846,974,978
5	80	0.4	0	3.5	116,233,455,640,790
6	90	0.4	0	5	96,217,465,633

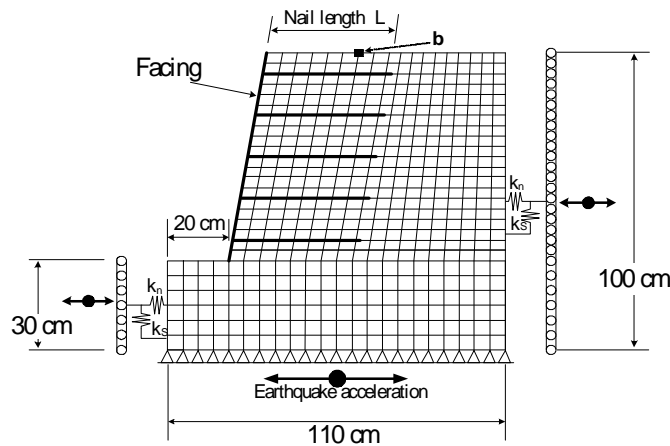


圖 3 振動台數值模擬網格示意圖

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 11.67kN/m^3 、彈性模數為 3.27GPa 、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 11.67kN/m^3 ，彈性模數為 3.27GPa ，抗張強度為 58.8MPa ；另由拉出試驗獲得土釘與土壤間之界面極限摩擦阻抗為 9.8kPa ，且土釘與土壤間界面剪力勁度為 132kN/m 。分析時假設土釘為二力桿件元素，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。計算求得單根土釘單位寬度面積為 2.66cm^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 2.14kN/m 與 1.15MN/m 。

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。為符合試驗的真實情形，數值模擬所採用之地震加速度是以試驗中量測振動台真實之地震加速度為依據，如圖 4 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 3 所示；界面元素模擬採用正向勁度 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° 。

3-3 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

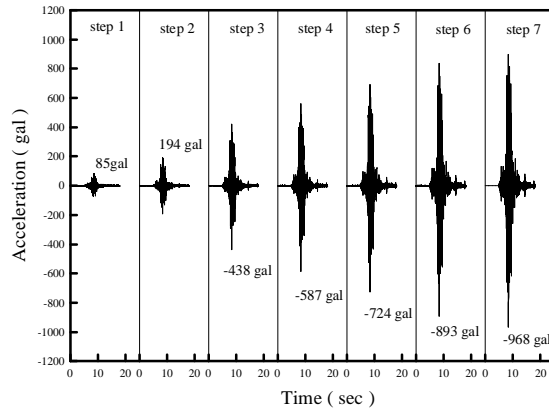


圖 4 第 1 組模型之地震加速度歷時曲線(洪勇善等人, 2002)

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。

以模型 1~4 為例，如圖 5~圖 8 為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結果。經觀察振動台試驗在極強震作用下坡頂有明顯的沈陷量(洪勇善等人, 2002)，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。

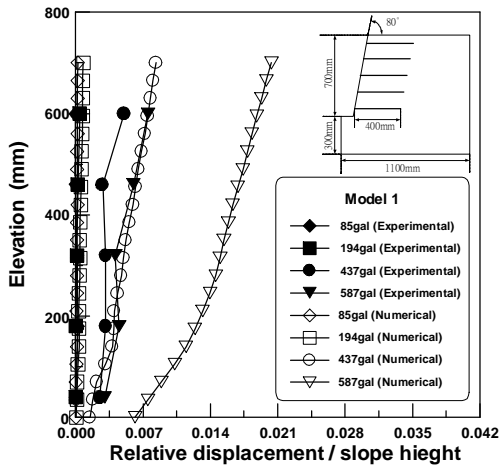


圖 5 模型 1 數值模擬與試驗結果坡面變形之比較

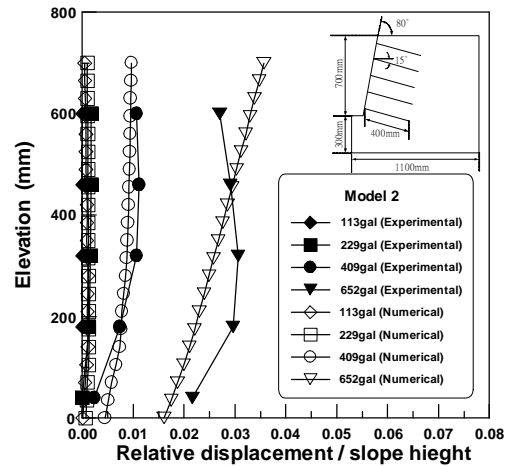


圖 6 模型 2 數值模擬與試驗結果坡面變形之比較

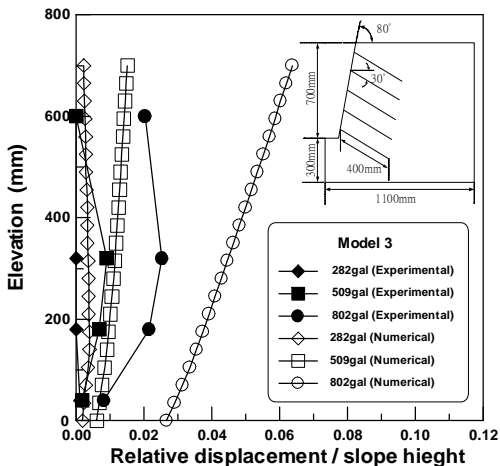


圖 7 模型 3 數值模擬與試驗結果坡面變形之比較

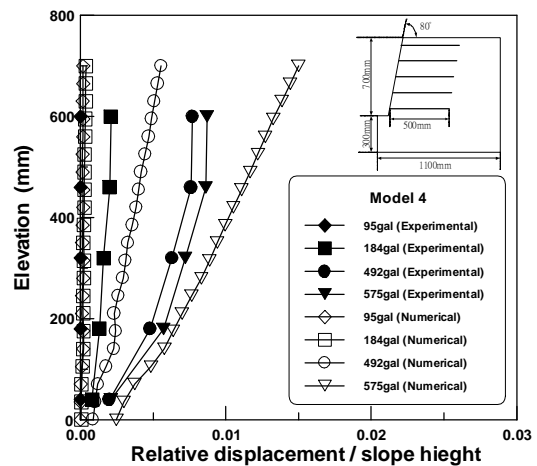


圖 8 模型 4 數值模擬與試驗結果坡面變形之比較

圖 9 為模型 1 於各階段振動下，正負最大加速度發生時的坡面土壓力，由圖中可以發現，當尖峰加速度越大時，土壓力分佈越接近三角形情況。坡腹的土壓力隨著尖峰加速度增加而減少，而坡趾則恰好相反。

四、影響參數分析

經前述數值模擬與振動台試驗比對，於瀕臨破壞階段前可獲得良好之模擬，確立本研究所建立之數值分析模式的正確性。進一步由已建立之數值模型，進行重要參數對土釘邊坡耐震能力之影響分析，瞭解不同情況下土釘動態力學行為，作為分析設計之參考依據。

4-1 邊界的影響

洪勇善等人(2003)研究土釘邊坡受震之破壞發展機制，顯示塑性區於主震附近由坡頂與坡趾處逐漸擴大，甚至於極短暫時間內形成滑動破壞面，且塑性區亦延伸至邊界。因此，模型砂箱之邊界似有不足的現象，故增加邊界有其必要性，且於各參數分析前必先確立不影響分析結果所需之邊界。

以模型 1 為例，坡面至後邊界距離為 L_B ，如圖 10 所示。分析時坡頂到後邊界的距離分別為坡高之 1.11 倍、2 倍、3 倍、5 倍、15 倍、20 倍、30 倍、40 倍等。邊界條件與地震加速度的施加方式，均與前述模擬相同，僅振動力改採用真實 921 地震中 TCU074 測站所量測之東西向水平地震加速度，但主要頻率依然放大 5 倍，最大加速度為 577gal。由先前振動台試驗模擬發現，在未達到瀕臨破壞階段下有不錯的結果，採用真實地震最大加速度可符合此條件，且又能反映真實地震情況。

圖 11 為不同後邊界分析結果之坡面位移的情況，圖中縱座標為坡頂至後邊界的距離與坡高之比值；橫座標為求得之平均與最大坡面位移量與坡高的比值。由圖中可發現增加後邊界範圍時平均與最大坡面位移皆有增加的趨勢，直到邊界達 5 倍坡高時位移趨於定值。此外，數值模擬是經由反覆疊代分析，若網格增加愈多，則所需分析時間愈多。因此，爾後之參數研究將採用 5 倍坡高距離之後邊界長度。此外，前邊界範圍經分析顯示對坡面位移的影響甚小，前邊界距離由 2/7 倍增加至 1 倍坡高，平均位移量也僅增加 0.1% 的坡高；因此，可不考慮前邊界距離的影響，仍採用模型邊界 $L_F=20\text{cm}$ 。

4-2 分次地震的影響

振動台模型試驗採用分階段振動，由弱震漸漸增加至強震，與真實地震一次就達到預定之最大加速度是否有所不同。現以不影響分析結果之邊界為新模型進行分析(5 倍坡高之後邊界)，土釘面版之配置與模型相同。採用 921 地震中 TCU074 測站之東西向水平地震加速度進行分析，

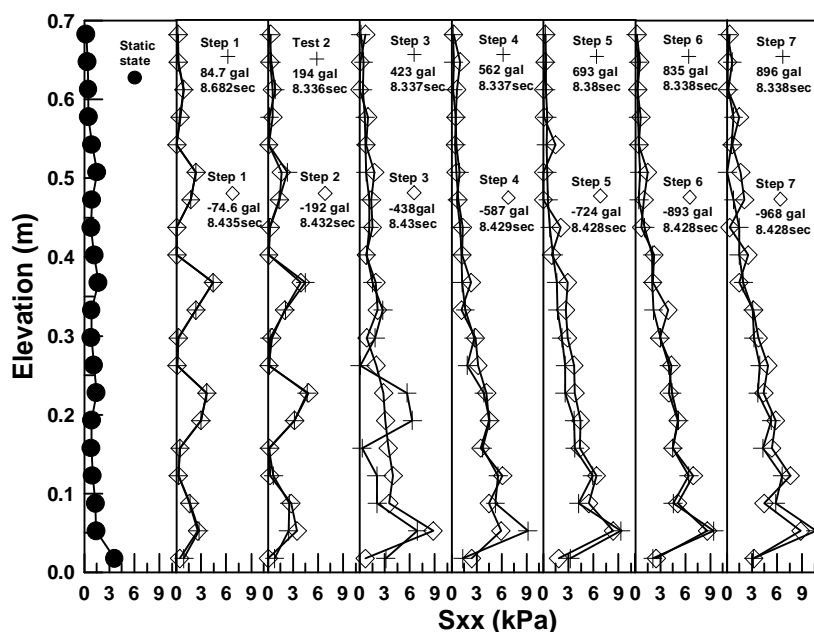


圖 9 模型 1 各階段正負方向最大加速度時坡面土壓力分佈

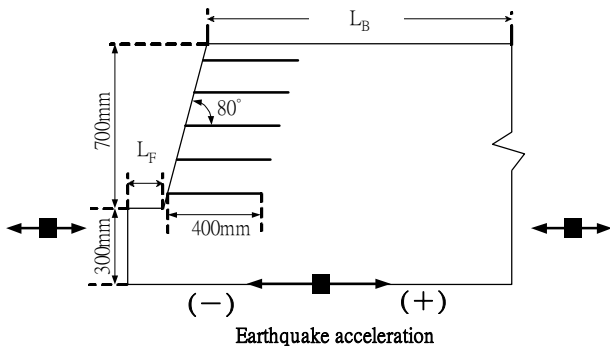


圖 10 數值分析模型邊界示意圖

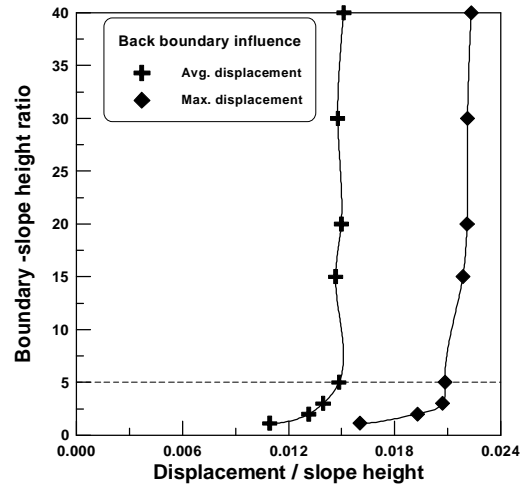


圖 11 後邊界與平均、最大坡面位移之關係

最大地表加速度為 577gal，模擬時改變地震加速度震幅大小，依 1 次、2 次、3 次、4 次及 6 次等，分次由弱震至強震施加地震力，以達到此最大加速度值。其中以分 6 次施加地震力為例，如圖 12 所示，共振動 6 個階段，其中第 1 階段的最大加速度值為預定最終加速度值的 1/6。第 2 階段則增加為預定最終加速度值的 2/6，依序增加直到第 6 階段為真實地震之最大加速度值 577gal。

圖 13 為各階段振動後坡面累積位移，由圖中可以發現第一階段的位移量與第二階段相近，且在坡腹接近坡趾處，反而大於第二階段變形量。由此可知，當邊坡第一次遭受地震力作用下，會產生較大的變形量。因此，邊坡若曾經遭受過在容許階段的地震作用後，將有助於下次地震的穩定度。由第三階段到第六階段變形量發現，坡面變形有平移的現象，此結果與 Richardson 和 Lee(1975)所發表的結果相符，若加勁材的強度較大時，牆面最大變形會集中在牆頂，且當達到某變形量時，整個面版會均勻向外移動。

圖 14 為分次地震下平均及最大坡面位移之關係，圖中顯示若一次施加地震達到 577gal 強震階段，其坡面位移量會比先受過小地震者明顯來的大。且雖然最後都到達相同的地震加速度，但受到小地震的次數越多坡面平均及最大位移量會有減少的趨勢。由此可知，土釘加勁邊坡若受到強震之前，先受過小地震之振動，則不但不會增加坡面之變形，反而有抑制變形之效果。

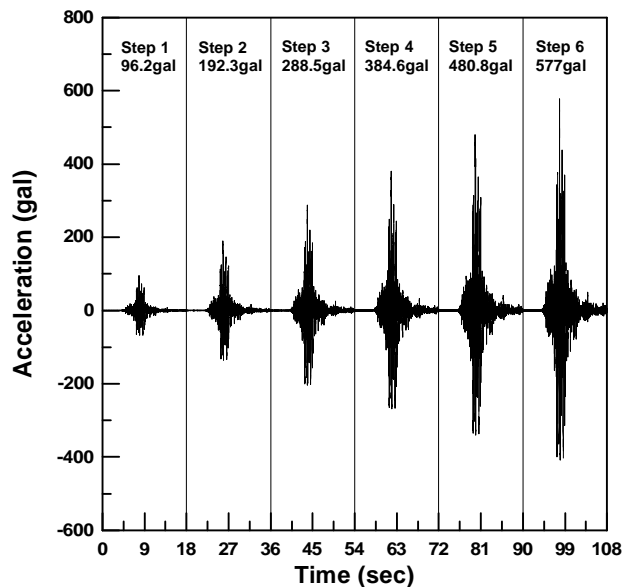


圖 12 分 6 次逐漸施加之地震加速度歷時

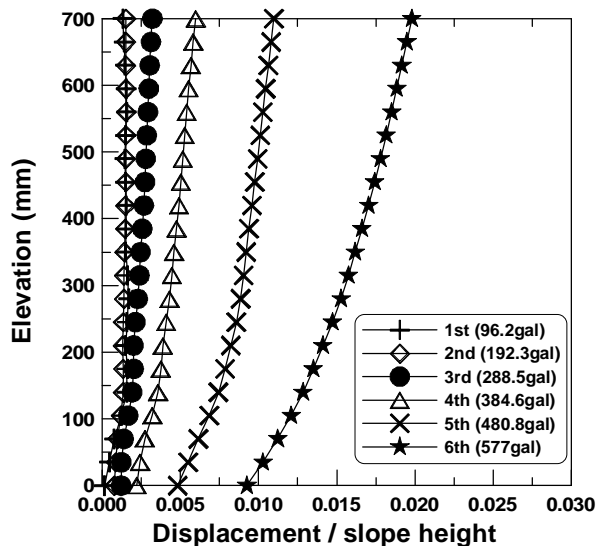


圖 13 分 6 階段振動之坡面累積變形量

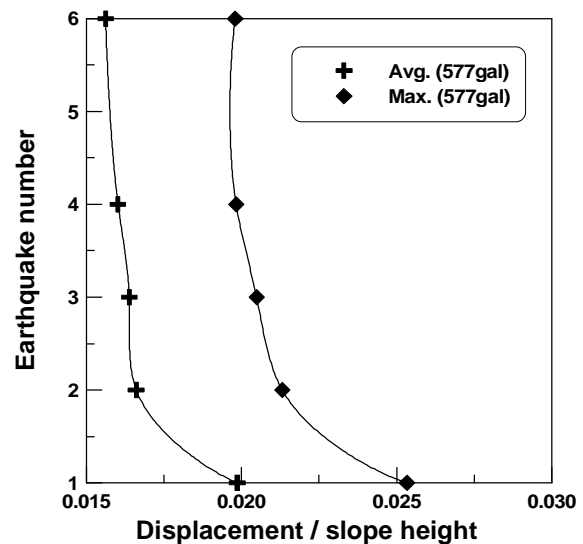


圖 14 地震施加次數與坡面平均、最大累積側向變形之關係

4-3 垂直地震力的影響

一般地震工程認為當垂直地震力大於 30% 水平地震力時，則需考慮該垂直地震力的影響。由 TCU074 測站於 921 地震中所量測到該測站之垂直最大加速度為 270.3gal，如圖 15 所示。振動台模型試驗主要針對測站附近之假想土釘加勁邊坡進行耐震試驗，該試驗並無考慮垂直地震力。然而，垂直地震是否對土釘邊坡之動態行為有所影響，以及影響程度為本節探討之重點。分析時水平地震力採用該測站東西向水平地震加速度(577gal)，而以該測站之垂直地震加速度為變數，改變震幅大小，分別為 0gal、50 gal、150 gal、270.3gal、350 gal 及 500 gal 等進行分析。

圖 16 為垂直地震加速度與平均及最大坡面位移量關係，其中縱座標為垂直與水平地震加速度的比值、橫座標為坡面位移與坡高之比值。圖中顯示水平加速度為 577gal 時，在垂直與水平地震加速度比大於門檻值 0.1 時，平均及最大坡面位移量明顯開始增加，當垂直地震加速度愈大時，位移量則愈大，且呈線性關係。當水平加速度縮小為 400gal 時，則門檻值相對提高為 0.4。圖 17 為不同垂直地震加速度之坡面位移，發現在不同的垂直地震加速度下，坡趾的位移量相近，而坡頂隨著垂直地震力增大而增加，亦即垂直地震對坡頂的影響較大。

圖 18 為施加垂直地震力 50gal 時，坡面不同高程位移歷時曲線與水平地震加速度歷時，取主震附近 6 至 10 秒為觀察重點。圖中顯示在主震附近大於水平地震加速度 330gal 時才會產生位移，此與無垂直地震力之結果幾乎相同。圖 19 為施加 500gal 的垂直地震加速度下，坡面位移歷時曲線；由圖中可發現受到垂直地震力的影響，水平地震力的作用明顯不同於未施加或很小垂直地震力，原本對位移沒有貢獻的水平地震力，在受到大垂直地震力後，也會造成位移的產生，如圖中虛線所表示。如圖 18 與圖 19 之水平虛線之比較，受垂直地震力相互影響，有耦合(coupling)加乘之作用，如圖 19 中 e 之部分。

4-4 土釘傾角的影響

土釘傾角為影響邊坡穩定重要因素之一，陳建仁(2002)曾針對模型試驗中不同土釘傾角進行靜態穩定性分析，顯示土釘傾角較大者(如 30°)安全係數高於水平之土釘。另由靜態數值分析中顯示土釘傾角為 6°~15°時為最理想的角，能使坡面變形最小及最大承载力(陳榮河等人，2001)。但土釘邊坡動態行為與靜態不同，故以坡高 0.7m、土釘長度 0.4m、邊坡坡度 80°為例，分別以不同土釘傾角進行分析；地震採一次振動，以 921 集集地震之真實加速度進行模擬。

如圖 20 土釘傾角與平均及最大坡面位移量關係中，當傾角由 0°增加至 25°時坡面位移量有減少的趨勢；當傾角大於 25°時則坡面位移量反而開始增加，增加土釘傾角抑制坡面變形的效應漸漸消失。因此，土釘加勁邊坡若以耐震觀點，則土釘傾角 25°為最佳抗震之土釘埋設角度，約可較水平土釘減少 40% 的坡面平均位移量。

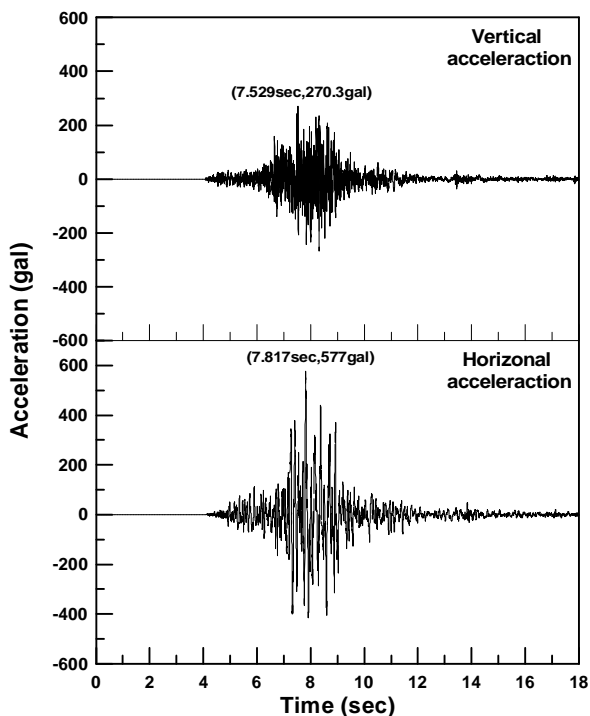


圖 15 921 集集地震 TCU074 測站之垂直及東西向水平地震加速度歷時(歷時縮小 5 倍)

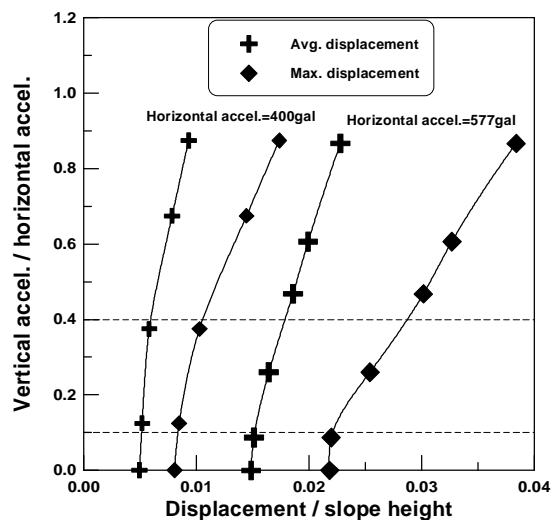


圖 16 垂直地震與平均及最大坡面位移關係

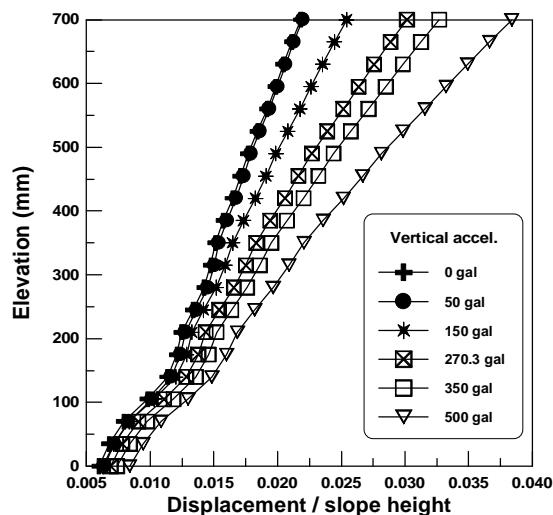


圖 17 不同垂直地震加速度之坡面變形

4-5 土釘長度的影響

為評估土釘長度對加勁邊坡耐震的影響，以坡高 0.7m、土釘傾角 0° 、邊坡坡度 80° 為例；土釘長度為變數，分別由 0.57 倍至 2 倍坡高。圖 21 為土釘長度與平均及最大坡面位移量關係，顯示平均及最大坡面位移量均隨著土釘長度增長而減少；由此可知，增長土釘埋設長度確可增加邊坡的耐震能力。但埋設長度與變形量之關係並非線性，當埋設長度超過 1 倍坡高時，則曲線趨勢漸漸變陡，表示土釘長度效應正在減小，此與 Sakaguchi 等人(1994)的研究相近。

4-6 邊坡坡度的影響

加勁邊坡與加勁擋土牆的界定一般認為 70° 以上稱為擋土牆，而 70° 以下可視為邊坡。現以坡高 0.7m、土釘長度 0.4m、土釘傾角為 0° ，改變邊坡坡度，分別為 50° 、 60° 、 70° 、 80° 及 90° 等共 5 組進行分析。圖 22 為不同坡度受振後坡面位移量情形；由圖中發現即便是動態作用下當坡度大於 70° 時，坡面變形呈現如擋土牆般之傾覆現象。當邊坡坡度小於 70° 時，則坡面變形呈現平移滑動型式，變形行為較類似邊坡破壞模式。因此，對於土釘結構之動態行為，可以坡度 70° 為土釘牆與土釘邊坡之分界點。

圖 23 為邊坡坡度與平均及最大坡面位移量關係，當坡度小於 70° 時，不論是平均或最大位移量已無明顯隨坡度減小而變小。當坡度大於 70° 時，則位移量有明顯增加的趨勢。由圖 22 中也可發現此趨勢，在坡度大於 70° 時，坡度愈大則穩定性愈低，在相同的地震力作用下，坡頂

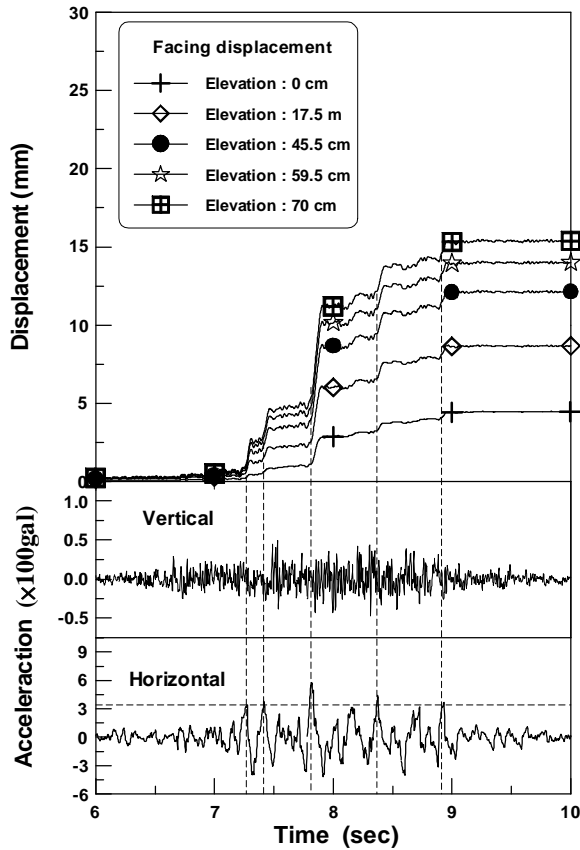


圖 18 垂直加速度 50gal 坡面位移歷時曲線

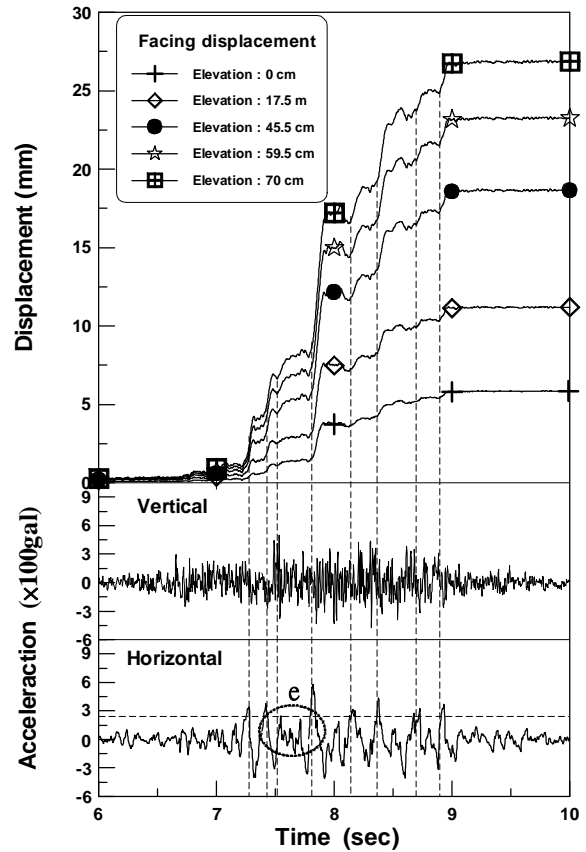


圖 19 垂直加速度 500gal 坡面位移歷時曲線

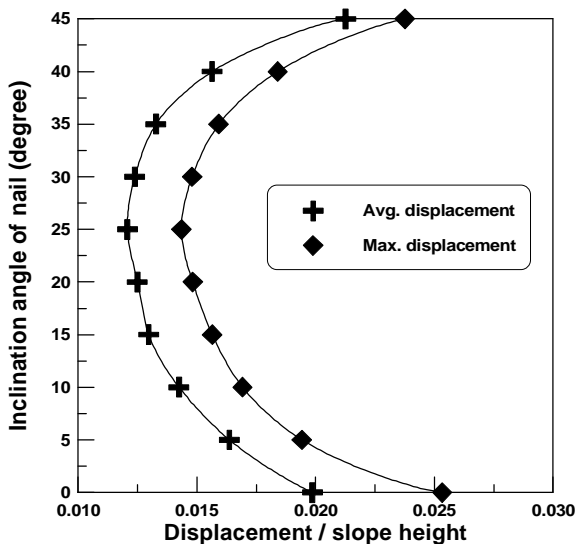


圖 20 土釘傾角與平均及最大坡面位移的關係(坡度為 80°)

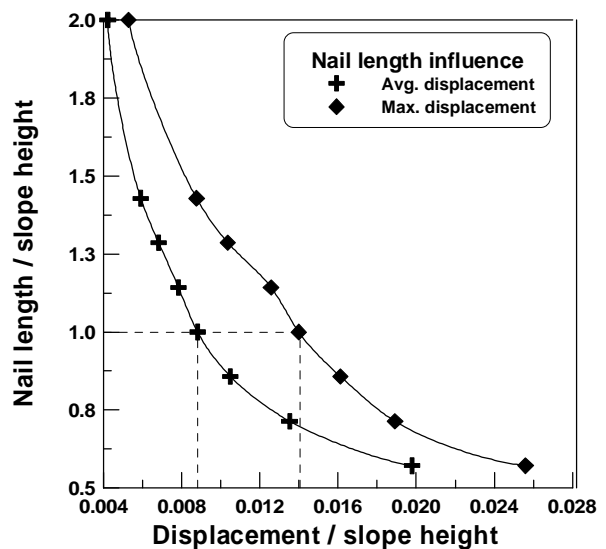


圖 21 土釘長度與平均及最大坡面位移量關係

的位移明顯隨坡度增加，尤其當坡度為 90°時，變形量明顯大於其他傾斜邊坡，且為傾覆變形之情形。

五、結論

1. 在土釘邊坡模型振動台數值模擬方面，針對不同條件之振動台模型試驗進行分析比對。發現在試驗所定義之瀕臨破壞階段前，模擬結果與試驗相近。而進入瀕臨破壞階段後，則數值分析結果產生較大偏差。

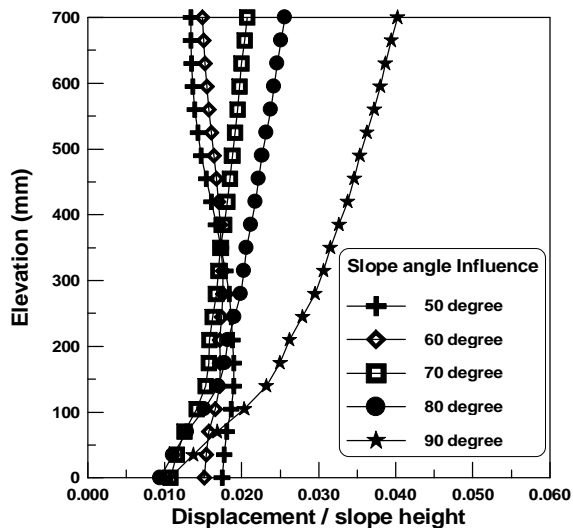


圖 22 不同邊坡坡度之坡面變形

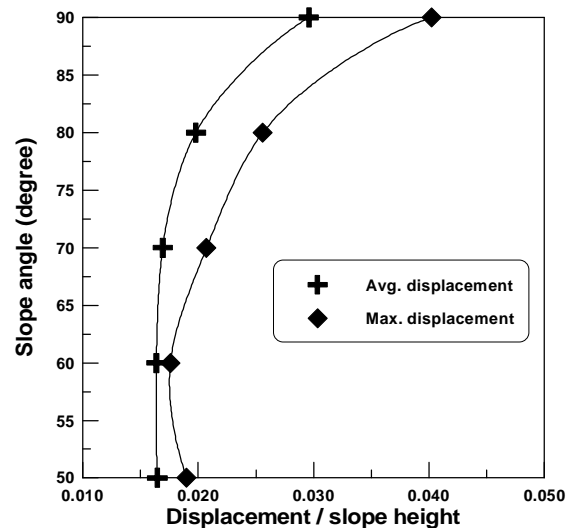


圖 23 邊坡坡度與坡面位移量關係

- 由邊界效應之研究結果發現，前邊界對坡面變形之影響相當有限。而邊坡之後邊界，在 5 倍坡高距離內明顯影響坡面變形。為降低邊界效應對數值分析結果的影響，建議邊界至少需為 5 倍坡高，此結果大於靜態分析何嘉浚(1996)所建議之 4 倍坡高。
- 當邊坡在受到強震侵襲前，預先受到一弱震作用，則有助於邊坡的穩定性。由研究中發現，模型邊坡在受到 921 地震力作用前，若先施以 921 地震力一半以下的小地震，則明顯可以降低坡面位移量。
- 加入垂直地震加速度會增強水平地震力的破壞，在真實水平地震加速度(577gal)時，當垂直地震力大於 10% 的水平地震力時，將使得水平地震中原本不會造成坡面位移之加速度產生耦合加乘作用，也具有使邊坡產生變形的能力。而這 10% 的門檻值會隨著水平地震加速度減少而提高。
- 土釘於現地陡峭邊坡加勁作為提高耐震能力時，土釘傾角採用 25° 對抑制坡面變形效果最佳，約可比水平土釘減少 40% 之坡面位移。
- 增加土釘長度對於提高邊坡耐震能力有明顯的貢獻，土釘長度由坡高之 0.57 倍，增加至坡高之 0.71 倍，則更能有效降低邊坡變形。當土釘長度大於 1 倍坡高時，土釘長度效應會有減少的趨勢。由工程的經濟性觀點，1 倍坡高的土釘長度為土釘最有效的埋設長度。
- 邊坡坡度對於坡面變形趨勢影響很大，愈陡峭之土釘邊坡耐震能力越差。由趨勢發現，當坡度大於 70° 時，位移型態屬於傾覆破壞；坡度小於 70°，位移型態則屬平移滑動。因此，以設計而言坡度大於 70° 者可視為擋土牆之行為，而坡度小於 70° 者則視為邊坡行為。

六、參考文獻

- 何嘉浚(1996)，「土釘擋土牆結構設計分法之探討」，碩士論文，國立台灣大學土木工程研究所，台北。
- 洪勇善、陳榮河、陳建仁(2002)，「土釘邊坡動態破壞機制之探討與分析」，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，台中，民國九十一年十二月二十七日，第 87-103 頁。
- 洪勇善、陳榮河、李宗穎(2003)，「土釘邊坡動態數值模擬」，地震衍生之邊坡破壞行為之研究及應用-九十一學年度期末研究成果研討會論文集，台南，民國九十二年九月二十五日，第 105-116 頁。
- 陳榮河、洪勇善、蘇玉峰、葉國杰(2001)，「土釘加勁邊坡力學行為分析」，地震衍生之邊坡破壞行為及防治對策研究(II)研討會論文集，台北，第 111-136 頁。
- 陳建仁(2002)，「土釘加勁邊坡之耐震研究」，碩士論文，國立台灣大學土木工程研究所，台北。
- Bruce, D. A. and Jewell, R. A. (1986), "Soil Nailing: Application and Practice—Part 1," *Ground*

Engineering, November, pp. 10-15.

7. Kirzhner, F. and Rosenhouse, G. (2000) "Numerical Analysis of Tunnel Dynamic Response to Earth Motions," *Journal of Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 15, No. 3, pp. 249-258.
8. Richardson, G. N. and Lee, K. L. (1975) "Seismic Design of Reinforced Earth Walls," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 101, No. GT-2, ASCE, pp. 167-188.
9. Sakaguchi, M., Yamada, K., and Tanaka, M. (1994), "Prediction of Deformation of Geotextile Reinforced Walls Subjected Earthquakes," *The 5th International Conference on Geotextiles, Geomembrances and Related Products*, pp.521-524, Singapore.
10. Wu, G. (1994) "Dynamic soil-structure interaction pile foundations and retaining structures," Ph. D. thesis, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, 198p, Canada.