

宜蘭縣地工合成材加勁擋土結構模型及案例綜述

趙紹錚¹ 周銘瑋² 陳力維³ 王宏相⁴

¹ 國立宜蘭大學土木工程學系副教授兼系主任

² 國立宜蘭大學土木工程學系研究生

³ 中興工程顧問股份有限公司工程師

⁴ 水土保持技師公會宜蘭辦事處主任

摘要

加勁擋土結構於 1980 年代後期引進台灣，由於加勁擋土結構有許多優點，使得各式加勁擋土結構系統隨即蓬勃發展。宜蘭縣境內許多大規模開發案於 1996 年起，陸續採用地工合成材加勁擋土工法來增加山坡的穩定度。然國內因質佳的填築土料來源較為缺乏，且基於水土保持法規挖填平衡原則，故一般山坡地工程多以現地土壤作為填築土料，可想而知加勁擋土結構之穩定性必將受到影響。過去已有許多學者於加勁擋土結構內埋設應變計，期能獲得加勁格網所受的張力強度，但卻都無法獲得合理之量測結果；同時，國內對加勁格網埋設於加勁擋土結構內受張強度之研究，資料也非常缺乏。因此，本研究以宜蘭大學構築之模型牆（宜大加勁擋土牆）及宜蘭縣境內大規模加勁擋土結構（喜來登宜蘭度假酒店、淡江大學蘭陽校區、櫻花陵園、及佛光大學），利用 PLAXIS 有限元素程式，預測分析加勁擋土結構之穩定性，以及加勁擋土結構內部加勁格網之受張應力，以提供為國內工程界於設計時之參考依據。

關鍵字：宜蘭、地工合成材、地工格網、加勁擋土結構、有限元素法。

通訊作者：趙紹錚 (e-mail：chao@niu.edu.tw)

An Overview of the Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Structures Built in Ilan County

Chao, Sao-Jeng¹ Chou, Ming-Woei² Chen, Lee-Wei³ Wang, Horng-Shiang⁴

1. Associate Professor and Chairman, Department of Civil Engineering, National Ilan University.
2. Graduate Student, Department of Civil Engineering, National Ilan University.
3. Civil Engineer, Sinotech Engineering Consultants, Ltd.
4. Ilan District Manager, Taiwan Soil and Water Professional Engineers Association.

ABSTRACT

Reinforced soil retaining structures were introduced into Taiwan around late 1980s. Because of having possession of numerous advantages, all kinds of reinforced soil retaining systems were booming lately. Furthermore, many large-scale developing projects utilize geosynthetic reinforced soil retaining structures to improve the stability of slopes in Ilan County from 1996. On the other hand, because the good-quality backfilled materials are scarce and the principle of balancing cutting and filling is required to follow by the conservation legislation, the in-situ soils are used as the backfilled materials in civil engineering projects commonly. One can straightforwardly imagine the stability of the geosynthetic reinforced soil retaining structure must be affected without doubt. There have been many researchers tried to install strain gauges to measure the responses of the reinforcements under loading but were unable to obtain the reasonable results. Therefore, this study employs the PLAXIS finite element program, focusing on those large-scale constructions built with geosynthetic reinforced soil retaining structures (GRSRS) in Ilan University and in Ilan County, to analyze the stability of the structures and the axial forces of the reinforcements. The predicted results from this study can be used as a reference for engineering designing.

Keywords: Ilan, Geosynthetic, Geogrid, Reinforced soil retaining structure, FEM.

一、前言

近年來，在人口持續成長及產業經濟發展下，對於土地之需求日增，使得可利用平地面積迅速的漸少，因此土木工程之建設，逐漸開始向山坡地發展，然在開發的同時，必需要使用擋土設施來增加山坡的穩定度。加勁擋土結構主要觀念是於土壤中加入可承受張力之加勁材，藉由土壤與加勁材互制作用，將土壤所承受之張力傳遞至加勁材，以束制土體之變形，進而達到加勁及整體穩定效果。地工格網在土木工程加勁土壤應用上，由於其優越的耐震性、可承受較大的沉陷量、施工簡單、造價低廉及可達到安全要求，使得加勁擋土結構在發展迅速之地工界，成為開發山坡地不可缺失的重要工法。

加勁擋土結構之填築土料以砂質土或礫質土為佳，顆粒狀之砂土、碎石因摩擦角大，且強度不致因泡水而降低，故為較佳之選擇，國外規範皆僅容許採用此類性質之填築土料。然而，國內因質佳的填築土料來源較為缺乏，且基於水土保持法規挖填平衡原則，故於一般山坡地工程多以現地材料為填築土料，目前現有的以及正在訂定的技術手冊或設計規範，也已將填築土料選取之適用範圍放寬為 GW 至 CL。以現地土壤作為填築土料，可想而知加勁擋土結構之穩定性必將受到影響，本研究利用 PLAXIS 有限元素程式，進行預測宜蘭縣境內加勁擋土結構之穩定性。同時，國內外對於加勁格網埋設於加勁擋土結構內之受張應力資料非常缺乏，為瞭解加勁格網受張應力之大小及趨勢，本研究亦利用 PLAXIS 有限元素程式，預測宜蘭境內加勁擋土結構之加勁格網受張應力，以提供為國內工程界於設計時之參考依據。

二、宜蘭縣加勁擋土結構基地概述

地工合成材加勁擋土結構因具有造價低、不易腐蝕及施工便利等優點，且係為整體性全面鋪設，加勁材與土壤間之總摩擦力較大，故宜蘭縣境內許多大規模開發案，以地工合成材建造之加勁擋土結構最為廣泛，例如：喜來登宜蘭渡假酒店、淡江大學蘭陽校區、櫻花陵園、及佛光大學等，且目前亦有即將採用地工合成材加勁擋土結構來新建大型山坡地渡假中心。為能對加勁擋土結構內部之行為表現，有更深入之瞭解，趙紹錚（2002）已於國立宜蘭大學構築小型加勁擋土牆（宜大加勁擋土牆），以探討加勁擋土結構之力學行為。茲將宜蘭縣境內加勁擋土結構之基地概述略述如下：

2-1 宜大加勁擋土牆

2002 年於國立宜蘭大學實習場地構築了二座小型加勁擋土牆，分別為宜大砂土加勁擋土牆及宜大黏土加勁擋土牆。本基地位於宜蘭平原東經 $121^{\circ}44'$ ，北緯 $22^{\circ}44'$ 之處，國立宜蘭大學之基地位置詳圖 1。

宜大加勁擋土牆分為砂土及黏土加勁擋土牆，由於宜大加勁擋土牆試驗場地深度不同，加勁擋土結構利用砂質土壤作為填築土料者，破壞面位置應較利用黏土質土壤者為前，故將砂質土壤放置於試驗場地深度較淺的一邊，黏土質土壤則置於深度較深的一邊，加勁擋土牆平面示意圖詳圖 2。二座加勁擋土牆寬度皆為 2 m，砂土加勁擋土牆之平均深度約為 2 m，黏土加勁擋土牆之平均深度約為 2.6 m，二座加勁擋土牆之牆高則皆為 1.5 m。加勁擋土牆採用回包式工法，每 0.5 m 鋪設一層加勁材。於砂土加勁擋土牆部分之加勁材，每層使用長度約為 3.7 m，其中 1 m 作為回包用。黏土加勁擋土牆部分，每層使用加勁材長度約為 5 m，且其中 1 m 也作為回包使用。宜大加勁擋土牆構築完成剖面示意圖詳圖 3，完成現況詳圖 4。

2-2 喜來登宜蘭度假酒店加勁擋土結構

喜來登宜蘭度假酒店座落於宜蘭縣三星鄉，於 2007 年 5 月 6 日破土動工。本基地地理位置於宜蘭平原西隅東經 $121^{\circ}38'$ ，北緯 $24^{\circ}40'$ 之處，喜來登宜蘭度假酒店基地位置詳圖 5。喜來登宜蘭度假酒店基地約為 10.2 ha，依山型高低座落於海拔 200~280 m 之間，規劃配置分別為別墅區、旅館區、湯屋區及會館區。

喜來登宜蘭度假酒店施作加勁擋土結構共分為 4 區，包括別墅區二東側、別墅區二西側、湯屋區、及山溝階段區等四處加勁擋土結構。喜來登宜蘭度假酒店加勁擋土結構施工完成現況詳圖 6。本研究僅對 4 區中之別墅區二西側加勁擋土結構，進行探討分析此區加勁擋土結構之力學行為。喜來登宜蘭度假酒店別墅區二西側加勁擋土結構總高為 15 m，每階為 5 m，別墅區二西側加勁擋土結構設計標準圖詳圖 7。詳細內容可參考「喜來登天外天度假酒店之加勁邊坡穩定分析報告書」（趙紹錚和王宏相，2007）。

2-3 淡江大學蘭陽校區加勁擋土結構

淡江大學蘭陽校區建校於 2002 年 9 月份起全面動工，雜項工程於 2003 年 12 月完工，建築執照則於 2004 年動工至 2005 年 2 月完成。本工程位於宜蘭縣礁溪

鄉林尾段 280-5 與 280-11 地號，基地位於礁溪高爾夫球場西側及佛光大學蘭陽校區東側，係屬宜蘭縣礁溪鄉草湳山坡地。本計畫地形為西北高東南低，基地範圍最高點約 EL.278.3 m，最低約 EL.228.0 m，全長約 466.7 m，基地坡度介於 5~25°，淡江大學蘭陽校區基地位置詳圖 8。

淡江大學蘭陽校區之第二聯外道路新建工程施工範圍，道路寬度為 12 m，施工長度約為 466.7 m。加勁擋土結構係以加勁格網逐層回包，加勁擋土結構合計約 26865 m²，加勁擋土結構高達 20 m，每階則為 5 m，淡江大學蘭陽校區加勁擋土結構設計斷面圖詳圖 9（林添福，2004），完工後現況詳圖 10。

2-4 櫻花陵園加勁擋土結構

櫻花陵園是宜蘭縣政府規劃公墓公園化的重大工程，農業局 2003 年興建聯外道路，並於 2006 年 5 月完工，櫻花陵園聯外道路全長 8.5 km。本工程為宜蘭縣礁溪鄉境內銜接小礁溪農路末端預定通往山上之主要運輸道路，起點由 5K+400 至終點 8K+480，起點至終點之高程介於 468~715 m 間，高差約為 247 m，櫻花陵園聯外道路地理位置詳圖 11。

本計畫新闢道路路段概分為路塹段與路堤段，經參考「宜蘭縣政府小礁溪道路興建第四期工程水土保持計畫」（郭耀章，2006），道路下邊坡坡腳採用加勁擋土結構工法。櫻花陵園聯外道路加勁擋土結構係以加勁格網逐層回包，加勁擋土結構總長為 1578 m，加勁擋土結構高達 10 m，每階為 5 m，櫻花陵園聯外道路加勁擋土結構之設計斷面圖詳圖 12，現況相片詳圖 13。

2-5 佛光大學加勁擋土結構

佛光大學位於宜蘭縣礁溪鄉林美村草湳山東南麓，由基地的聯絡道路可接宜 5 線及原宜 6 線公路，往南 7 公里可達宜蘭市中心，往北 6 公里可達頭城鎮，再向北行經國 5、台 9 號或台 2 號公路可達台北。基地面積約 56.6 ha，校區地勢西高東低，高程由東南側之海拔 120 m 至西北側海拔 435 m，全區平均坡度為 46.48%，佛光大學之基地位置圖詳圖 14。

本計畫雜項整地工程參考「佛光人文社會學院建校計畫」之水土保持計畫（中興工程顧問股份有限公司，1996）。除採用剛性擋土結構外，並分別設計 6~12 m 高之加勁擋土結構，校區之填方邊坡大部份採緩坡 1V：2H。當填土高程大於 8 m

時，每 8 m 設置 2 m 之平台，部份因用地限制關係採 1V：1H，設立加勁擋土結構予以保護。加勁材之設計長度值為牆高之 0.8~1.2 倍之範圍內。佛光大學加勁擋土結構之設計標準斷面圖詳圖 15，開發完成後現況詳圖 16。

三、宜蘭縣加勁擋土結構穩定分析之探討

3-1 宜大加勁擋土牆

本案例首先利用 PLAXIS 有限元素程式，對宜大砂土加勁擋土牆進行整體穩定分析，此模擬共用 428 個元素及 913 個結點數目。於建置幾何模型時，邊界條件於加勁擋土牆後方之水平位移固定，並使加勁擋土牆底部之垂直及水平位移固定。對於宜大砂土加勁擋土牆之整體穩定分析模擬時，採用摩爾-庫倫模式。砂土加勁擋土牆穩定分析模擬之參數值設定如下：砂土單位重為 19.5 kN/m^3 ，楊氏模數為 13000 kN/m^2 ，波生比為 0.3，摩擦角為 45° ，土工格網以彈性張力元素模擬，本研究採用陳力維（2006）所獲得的試驗結果值， EA 設定為 6000 kN/m 。由於在構築加勁擋土牆過程中，於加勁擋土牆每 25 cm 會給予夯實，在進行夯實過程中，土壤各顆粒間會互制緊密，使得土壤強度增加，於本研究為能模擬砂土加勁擋土牆此種預壓密壓力效應，乃將凝聚力由 0 kN/m^2 增加至 15 kN/m^2 ，穩定分析模擬所採用之參數值整理於表 1。

建置幾何模型完成後，再利用 PLAXIS 有限元素程式中之 ϕ - c 折減法，即可獲得砂土加勁擋土牆之潛在破壞面及整體安全係數。宜大砂土加勁擋土牆之潛在破壞面位置，可由 PLAXIS 有限元素程式中色調強調圖得知（詳如圖 17），而結果顯示，本研究砂土加勁擋土牆安全係數為 4.2。

其次，對宜大黏土加勁擋土牆進行整體穩定分析之模擬，此模擬利用之元素、結點數目、幾何模型及土壤材料模式，皆與砂土加勁擋土牆相同。黏土加勁擋土牆穩定分析模擬所採用之參數值設定如下：黏土單位重為 17 kN/m^3 ，楊氏模數為 1300 kN/m^2 ，波生比為 0.35，凝聚力為 45 kN/m^2 ，土工格網 EA 設定為 6000 kN/m ，穩定分析模擬所採用之參數值整理於表 2。

建置幾何模型完成後，再利用 PLAXIS 有限元素程式中之 ϕ - c 折減法，即可獲得黏土加勁擋土牆之潛在破壞面及整體安全係數，宜大黏土加勁擋土牆之潛在破壞面位置，可由 PLAXIS 有限元素程式中色調強調圖得知（詳如圖 18），結果顯示

本研究之黏土加勁擋土牆安全係數為 5.7。

3-2 喜來登宜蘭度假酒店加勁擋土結構

喜來登宜蘭度假酒店加勁擋土結構進行整體穩定分析時，共用 164 個元素及 387 個結點數目。建置幾何模型時，將邊界條件設定為側面之水平位移固定，以及底部之垂直與水平位移固定，加勁格網採取每 0.5 m 之厚度鋪設一層。

對喜來登宜蘭度假酒店加勁擋土結構之整體穩定分析模擬，土壤採用摩爾-庫倫模式。喜來登宜蘭度假酒店加勁擋土結構所採用之參數值設定如下：加勁區之土壤單位重為 18.6 kN/m^3 ，飽和單位重為 20.6 kN/m^3 ，楊氏模數為 51750 kN/m^2 ，波生比為 0.375，凝聚力為 15 kN/m^2 ，摩擦角為 30° ；岩層區之土壤單位重為 23.5 kN/m^3 ，飽和單位重為 25.5 kN/m^3 ，凝聚力 30 kN/m^2 ，摩擦角為 55° 。由於國內對於岩層之楊氏模數及波生比資料缺乏，因此採用 Mindess & Young (1981) 所提供的岩層之楊氏模數為 10^6 kN/m^2 ，波生比為 0.25。土工格網 EA 設定 4000 kN/m ，加勁擋土結構坡頂處之荷重設定為 10 kN/m^2 ，穩定分析模擬所採用的參數值整理於表 3。

建置幾何模型完成後，再利用 PLAXIS 有限元素程式中之 ϕ - c 折減法，可獲得喜來登宜蘭度假酒店加勁擋土結構之潛在破壞面及整體安全係數。喜來登宜蘭度假酒店加勁擋土結構之潛在破壞面位置，可由 PLAXIS 有限元素程式中色調強調圖，得知破壞面發生於上土層區坡頂直至坡趾處（詳圖 19），結果顯示喜來登宜蘭度假酒店加勁擋土結構安全係數為 2.04。

3-3 淡江大學蘭陽校區加勁擋土結構

淡江大學蘭陽校區加勁擋土結構進行整體穩定分析時，共用 318 個元素及 721 個結點數目。建置幾何模型時，將邊界條件設定為側面之水平位移固定，以及底部之垂直與水平位移固定，加勁格網設計每 0.5 m 之厚度鋪設一層。

對於淡江大學蘭陽校區加勁擋土結構之整體穩定分析模擬時，土壤採用摩爾-庫倫模式。淡江大學蘭陽校區加勁擋土結構所採用之參數值設定如下：加勁區之土壤單位重為 18.3 kN/m^3 ，飽和單位重為 18.6 kN/m^3 ，楊氏模數為 51750 kN/m^2 ，波生比為 0.375，凝聚力為 2.9 kN/m^2 ，摩擦角為 30° ；岩層區之土壤單位重為 23.5 kN/m^3 ，飽和單位重為 25.5 kN/m^3 ，楊氏模數為 10^6 kN/m^2 ，波生比為 0.25，凝聚力

為 49.1 kN/m^2 ，摩擦角為 30° ；地工格網 EA 設定為 4000 kN/m ，加勁擋土結構坡頂之載重設定為 10 kN/m^2 ，淡江大學蘭陽校區加勁擋土結構之穩定分析模擬所採用的參數值整理於表 4。

建置幾何模型完成後，再利用 PLAXIS 有限元素程式中之 ϕ - c 折減法，即可獲得潛在破壞面及整體安全係數。淡江大學蘭陽校區加勁擋土結構接近破壞時之變位，可由程式中色調強調圖得知破壞面發生於上土層區坡頂直至坡趾處（詳如圖 20），結果顯示加載荷重之加勁擋土結構安全係數為 1.81。

3-4 櫻花陵園加勁擋土結構

櫻花陵園加勁擋土結構進行整體穩定分析時，共用 153 個元素及 352 個結點數目。建置幾何模型時，將邊界條件設定為側面之水平位移固定，以及底部之垂直與水平位移固定，加勁格網採取每 0.5 m 之厚度鋪設一層。

對於櫻花陵園聯外道路加勁擋土結構之整體穩定分析模擬，土壤採用摩爾-庫倫模式。櫻花陵園聯外道路加勁擋土結構所採用的參數值設定如下：表土層區之土壤單位重為 19.6 kN/m^3 ，楊氏模數為 51750 kN/m^2 ，波生比為 0.375，凝聚力 0.1 kN/m^2 ，摩擦角為 30° ；崩積土層區土壤單位重為 19.6 kN/m^3 ，楊氏模數為 10^6 kN/m^2 ，波生比為 0.25，凝聚力 5 kN/m^2 ，摩擦角為 45° ；地工格網 EA 設定為 4000 kN/m ，加勁擋土結構坡頂處之荷重設定為 19.5 kN/m^2 ，櫻花陵園聯外道路加勁擋土結構之穩定分析模擬所採用的參數值整理於表 5。

建置幾何模型完成後，再利用 PLAXIS 有限元素程式中之 ϕ - c 折減法，即可獲得潛在破壞面及整體安全係數。櫻花陵園聯外道路加勁擋土結構接近破壞時之變位，可由程式中色調強調圖得知破壞面發生於上土層區坡頂直至坡趾處（詳如圖 21），結果顯示加載荷重之加勁擋土結構安全係數為 2.35。

3-5 佛光大學加勁擋土結構

佛光大學加勁擋土結構進行整體穩定分析時，共用 166 個元素及 373 個結點數目。建置幾何模型時，將邊界條件設定為側面之水平位移固定，以及底部之垂直與水平位移固定，加勁格網採取每 0.5 m 厚度鋪設一層。

對於佛光大學加勁擋土結構之整體穩定分析模擬，土壤採用摩爾-庫倫模式。佛光大學加勁擋土結構之參數值設定如下：表土層區之土壤單位重為 19.6 kN/m^3 ，

楊氏模數為 51750 kN/m^2 ，波生比為 0.375 ，凝聚力 20 kN/m^2 ，摩擦角為 35° ；崩積土層區之土壤單位重為 19.6 kN/m^3 ，楊氏模數為 10^6 kN/m^2 ，波生比為 0.25 ，凝聚力 20 kN/m^2 ，摩擦角為 32° ；土工格網 EA 設定為 4000 kN/m ，加勁擋土結構坡頂處之荷重設定為 10 kN/m^2 ，佛光大學之整體穩定分析模擬所採用的參數值整理於表 6。

建置幾何模型完成後，再利用 PLAXIS 有限元素程式中之 ϕ - c 折減法，即可獲得佛光大學加勁擋土結構之潛在破壞面及整體安全係數。佛光大學加勁擋土結構接近破壞時之變位，可由程式中色調強調圖得知破壞面發生於坡頂至坡趾處（詳如圖 22），結果顯示加載荷重之加勁擋土結構安全係數為 2.54 。

四、宜蘭縣加勁擋土結構加勁格網軸力之探討

4-1 宜大加勁擋土牆

利用 PLAXIS 有限元素程式，可對宜大砂土加勁擋土牆之每層加勁格網受張應力進行模擬。由於 PLAXIS 有限元素程式僅能展示個別加勁格網所受應力，因此本研究使每層加勁格網所受之應力，利用 CAD 軟體加以繪製來展示加勁擋土結構之加勁格網受張趨勢。圖中紅色線為加勁格網受張應力，此線長度越長表示所受強度越大，黃色線為埋設之加勁格網。宜大砂土加勁擋土牆之加勁材共埋設三層，加勁格網最下層本研究稱為第一層，其層次依序由下往上表示。由 PLAXIS 有限元素程式分析結果顯示第一層加勁格網緊貼水泥地板，因此可發現第一層加勁格網無受到張應力，第二層加勁格網受張應力為 1.4 kN/m ，第三層加勁格網受張應力則為 1.0 kN/m ，宜大砂土加勁擋土牆內之格網受張應力詳圖 23。楊錦裕（2004）曾提及加勁材承受之張力越大，牆面側向位移量將會隨著變大，由此可知第二層之側向位移量較大。

其後，仍然利用 PLAXIS 有限元素程式，對宜大黏土加勁擋土牆之每層加勁格網受張應力進行模擬。宜大黏土加勁擋土牆之加勁材亦埋設三層，加勁格網最下層本研究皆稱為第一層，其層次依序由下往上表示。由 PLAXIS 有限元素程式分析結果顯示第一層加勁格網緊貼水泥地板，因此也可發現第一層加勁格網無受到張應力，第二層加勁格網受張應力為 3.85 kN/m ，第三層加勁格網受張應力則為 2.96 kN/m ，宜大黏土加勁擋土牆內之格網受張應力詳圖 24。加勁材承受之張力越

大，牆面側向位移量將會隨著變大，由此可知第二層之側向位移量較大。

4-2 喜來登宜蘭度假酒店加勁擋土結構

預測喜來登宜蘭度假酒店加勁擋土結構之每層加勁格網受張應力時，仍然利用 PLAXIS 有限元素程式進行模擬。喜來登宜蘭度假酒店加勁擋土結構分為三階，本研究把最下階稱為第一階，其階次依序由下往上表示為第二階及第三階；加勁格網最下層本研究稱為第一層，其層次依序由下往上表示。此加勁擋土結構於第二階退縮平台寬度為 2 m，第三階退縮平台寬度為 5 m，第三階埋設 11 層加勁格網，第二階及第一階各埋設 10 層加勁格網，加勁格網長度皆為 7 m。

由 PLAXIS 有限元素程式分析結果，獲得第三階加勁格網受張應力範圍為 3.22 至 6.69 kN/m，由第三階加勁擋土結構，可發現加勁格網受張應力由上層往下層依序遞增，但除了最上層加勁格網受張應力比其下層為大，初步評估原因為最上層加勁格網設置於坡頂處，而坡頂處有荷重力，使得最上層之加勁格網受到荷重之影響，因此最上層加勁格網受張應力比其下層為大。第二階加勁格網受張應力範圍為 2.56 至 4.67 kN/m，由第二階加勁擋土結構，可發現此階加勁格網受張應力也是由上往下依序遞增。第一階加勁格網受張應力範圍為 2.14 至 3.36 kN/m，由第一階可發現上面幾層加勁格網受張應力皆由上往下持續遞增，但至第 6 層以下，加勁格網受張應力皆比自身上層小，初步評估原因為此階加勁擋土結構下層接近於岩層區，此區土壤強度較高，以致於越接近岩層區，土壤之位移量受到限制，加勁格網所受的張力也會逐漸變小。喜來登宜蘭度假酒店加勁格網軸力變化圖詳圖 25，加勁格網受張應力整理於表 7。

本案例各階加勁格網所受最大之應力，第三階加勁擋土結構內部之加勁格網受張最大應力為 6.69 kN/m，第二階加勁擋土結構內部之加勁格網受張最大應力為 4.67 kN/m，第一階加勁擋土結構內部之加勁格網受張最大應力為 3.36 kN/m，由此案例可發現加勁格網所受最大之應力由最上階往下遞減。加勁擋土結構施作退縮平台時，下階應考慮上方其它階之擋土結構所生產額外的垂直應力及水平應力，上階退縮平台越大，下階所承受上階額外的力也就越小，因此下階之加勁格網所受的張力應力也就越小。由此案例可發現加勁擋土結構於第三階平台退縮 5 m 時，第三階最下層之加勁格網受張應力為 6.69 kN/m，第二階最上層之加勁格網受張應力則為 2.56 kN/m，第二階最上層加勁格網受張應力較第三階最下層低 4.13 kN/m。

亦可發現第二階加勁擋土結構平台退縮 2 m 時，第二階最下層之加勁格網受張應力為 4.67 kN/m，第一階最上層之加勁格網受張應力為 3.1 kN/m，第一階最上層加勁格網受張應力較第二階最下層低 1.57 kN/m。由此可知，設計較高之加勁擋土結構時，若在一定高度施作退縮平台，整體加勁擋土結構內部之加勁格網所受的張力，便不會由最上階往下持續遞增，每一分階張力行為皆會重新分佈。此外，當平台退縮越寬，加勁擋土結構穩定性則會越佳。

4-3 淡江大學蘭陽校區加勁擋土結構

預測淡江大學蘭陽校區加勁擋土結構之每層加勁格網受張應力時，仍然利用 PLAXIS 有限元素程式進行模擬。淡江大學蘭陽校區加勁擋土結構分為四階，本研究以最下階稱為第一階，階次依序由下往上表示為第二階、第三階及第四階；第三階及第四階各分為兩側，左邊稱為左側，右邊則稱為右側。淡江大學蘭陽校區加勁擋土結構每階退縮平台寬度 2 m，第一階埋設 12 層加勁格網，加勁格網長度為 14 m；第二階埋設 10 層加勁格網，加勁格網長度為 11 m；第三階左側埋設 10 層加勁格網，第三階右側則埋設 6 層加勁格網，加勁格網長度皆為 8 m；第四階左側及右側各埋設 7 層加勁格網，加勁格網長度皆為 5 m。淡江大學蘭陽校區加勁擋土結構總高度為 20 m，每階高度設計為 5 m。

由 PLAXIS 有限元素程式分析結果，可獲得第四階（左側）加勁格網受張應力範圍為 0.98 至 2.42 kN/m，由第四階（左側）加勁擋土結構，可發現加勁格網受張應力由上層往下層依序遞增。第四階（右側）加勁格網受張應力範圍為 2.68 至 5.79 kN/m，由第四階（右側）加勁擋土結構，亦可發現加勁格網受張應力由上層往下層依序遞增。第三階（左側）加勁格網受張應力範圍為 2.96 至 4.56 kN/m，由第三階（左側）加勁擋土結構可發現，由於需承受上階之整體額外的垂直應力及水平應力，使得此加勁格網受張應力延續上階持續遞增。第三階（右側）加勁格網受張應力範圍為 6.76 至 9.82 kN/m，由第三階（右側）加勁擋土結構可發現，由於需承受上階之整體額外的垂直應力及水平應力，使得此加勁格網受張應力延續上階持續遞增。第二階加勁格網受張應力範圍為 5.54 至 6.01 kN/m，由第二階加勁擋土結構，可發現此階退縮平台 2 m 時，第二階最上層與第三階最下層之加勁格網受張應力並未減小，初步評估原因為第三階埋設之加勁格網較第二階短，使得第二階需承受上階未加勁之軟弱土壤區的額外垂直應力及水平應力，以致於第二

階最上層與第三階最下層之加勁格網受張應力並未減小。第一階加勁格網受張應力範圍為 6.55 kN/m 之內，由第一階加勁擋土結構，可發現此階加勁格網受張應力則由上層往下層持續遞減，初步評估原因為第一階加勁擋土結構較接近於岩層區，此區土壤強度較高，以致於越接近岩層區，土層之位移量越小，加勁格網所受的張力強度也會逐漸變小。淡江大學蘭陽校區加勁格網軸力變化圖詳圖 26，加勁格網各層受張應力整理於表 8。

本案例各階加勁格網所受最大之應力，第四階加勁擋土結構內部之加勁格網受張應力最大為 5.79 kN/m，第三階加勁擋土結構內部之加勁格網受張最大應力為 9.82 kN/m，第二階加勁擋土結構內部之加勁格網受張最大應力為 6.01 kN/m，第一階加勁擋土結構內部之加勁格網受張最大應力為 6.64 kN/m。由於每個加勁擋土結構案例邊界條件、組成參數、土壤層趨勢及加勁埋設深度等不同。因此，由本案例可發現加勁格網所受最大之張力，並非與前案例（加勁格網每階受張最大應力由最上階往下遞減）趨勢相同。本研究乃建議在設計加勁擋土結構時，應各別對加勁擋土結構進行分析探討。

4-4 櫻花陵園加勁擋土結構

預測櫻花陵園加勁擋土結構之每層加勁格網受張應力時，仍然利用 PLAXIS 有限元素程式進行模擬。此加勁擋土結構分為二階，本研究將下階稱為第一階，上階則稱為第二階。此加勁擋土結構於第二階退縮平台寬度為 2 m，第一階則埋設 10 層加勁格網，第二階埋設 8 層加勁格網，加勁格網長度皆為 7 m。

由 PLAXIS 有限元素程式分析結果，獲得第二階加勁格網受張應力範圍為 2.12 至 3.95 kN/m，第二階加勁擋土結構，可發現加勁格網受張應力皆由上層往下依序遞增；第一階加勁格網受張應力範圍為 2.13 至 4.09 kN/m。櫻花陵園聯外道路加勁格網軸力變化圖詳圖 27，加勁格網各層受張應力整理於表 9。

本案例各階加勁格網所受最大之應力，第二階加勁擋土結構之加勁格網受張最大應力為 3.95 kN/m，第一階加勁擋土結構之加勁格網受張最大應力為 4.09 kN/m，由此案例可發現加勁格網所受最大之應力亦由最上階往下遞減。應用多階式加勁擋土結構設計時，下階應考慮上方其它階之擋土結構所生產額外的垂直應力及水平應力。由此案例可發現加勁擋土結構於第二階平台退縮 2 m 時，第一階

最上層加勁格網受張應力較第二階低 1.04 kN/m。由此可知設計 10 m 之加勁擋土結構，在 5 m 高度施作退縮平台，整體加勁擋土結構之加勁格網所受的張力，不會由最上階往下持續遞增，每一階之加勁格網張力行為會重新分佈。

4-5 佛光大學加勁擋土結構

預測佛光大學加勁擋土結構之每層加勁格網受張應力時，仍然利用 PLAXIS 有限元素程式進行模擬。此加勁擋土結構為單階，共埋設 14 層加勁格網，加勁格網長度為 6 m。由 PLAXIS 有限元素程式結果顯示，此加勁格網受張應力範圍為 0.34 kN/m 之內，由此加勁擋土結構可發現，最下層加勁格網埋設於表土層區及崩積土層區之間，以致於此加勁格網所受之張力接近於零。佛光大學加勁格網軸力變化圖詳圖 28，加勁格網受張應力整理於表 10。

由於佛光大學加勁擋土結構內加勁格網受張應力最大為 0.34 kN/m，可發現此加勁格網受張應力較其它案例小。原因乃為佛光大學基本設計之加勁擋土結構設計斷面較為平緩、加勁擋土結構為單階式、且加勁擋土結構總高度較低，以致於整體結構較為穩定性，使得佛光大學加勁擋土結構內部之加勁格網所受張力強度低於其它三個案例。

五、結論

加勁擋土結構於 1980 年代後期引進台灣後，各式加勁擋土結構系統及加勁材料隨即蓬勃發展，故宜蘭縣境內許多大規模開發案早於 1996 年起，即陸續引用土工合成材加勁擋土工法來增加山坡的穩定度。本研究利用 PLAXIS 有限元素程式，對宜蘭縣境內加勁擋土結構，包括宜大加勁擋土牆、喜來登天外天開發案、淡江大學蘭陽校區、櫻花陵園聯外道路、及佛光大學之加勁擋土結構，分析探討加勁擋土結構之力學行為。茲將宜蘭縣境內加勁擋土結構之分析綜合討論如下：

- 1、本研究對於宜蘭境內加勁擋土結構進行穩定分析時，可獲得宜大砂土加勁擋土牆安全係數為 4.2，宜大黏土加勁擋土牆安全係數則為 5.7；於分析喜來登天外天開發案加勁擋土結構安全係數則為 2.04；於分析淡江大學蘭陽校區加勁擋土結構安全係數為 1.81；於分析櫻花陵園聯外道路加勁擋土結構安全係數為 2.35；於分析佛光大學加勁擋土結構安全係數為 2.35。穩定分析於常態時安全係數需達 1.5，因此說明宜蘭境內加勁擋土結構，應屬穩定狀態之結構物。

2、本研究預測宜蘭境內加勁擋土結構之各層加勁格網受張應力，獲得宜大加勁擋土牆內之加勁格網受張應力最大為 3.85 kN/m；喜來登天外天開發案加勁擋土結構內之加勁格網受張應力最大為 6.69 kN/m；淡江大學蘭陽校區加勁擋土結構內之加勁格網受張應力最大為 9.82 kN/m；櫻花陵園聯外道路加勁擋土結構內之加勁格網受張應力最大為 4.09 kN/m；佛光大學加勁擋土結構內之加勁格網受張應力最大為 0.34 kN/m。由宜蘭境內加勁擋土結構內之加勁格網每階最大受張應力結果顯示，除了佛光大學加勁擋土結構，其餘案例加勁格網最大受張應力範圍為 3.85 至 9.82 kN/m，加勁格網受張應力最大案例為淡江大學蘭陽校區。

3、本研究分析較高之加勁擋土結構，若在一定之高度施作退縮平台，整體之土壓力便不會由上階往下階持續遞增，亦發現加勁擋土結構可較為穩定。因此，設計較高之加勁擋土結構時，應在一定高度施作退縮適當平台寬度，整體加勁擋土結構內部之加勁格網所受的張力，便不會由最上階往下持續遞增，每一階加勁材張力行爲會重新分佈。此外，當平台退縮越寬，加勁擋土結構穩定性則會越佳。

4、本研究分析宜蘭縣境內加勁擋土結構案例，發現每個案例分析所得之安全係數、潛在破壞面及加勁格網受張應力之趨勢不盡全然相同，原因乃爲每個案例之邊界條件、土壤參數、土層剖面等不同，使得每個案例分析結果趨勢不盡相同。因此，爲確保加勁擋土結構之整體穩定性，本研究建議在設計加勁擋土結構時，應各別針對該加勁擋土結構進行分析。

參考文獻

- 中興工程顧問股份有限公司，1996，*佛光人文社會學院建校計畫*。
- 林添福，2004，*淡江大學蘭陽分校（校園）第二聯外道路新建工程水土保持計畫*，財團法人淡江大學。
- 郭耀章，2006，*宜蘭縣政府小礁溪道路興建第四期工程水土保持計畫*，宜蘭縣政府。
- 陳力維，2006，*不同填築土料加勁擋土結構之行爲與分析*，碩士論文，土木工程研究所，國立宜蘭大學，宜蘭，台灣。
- 楊錦裕，2004，*現場足尺加勁擋土牆之變形與張力試驗研究*，碩士論文，營建工程研究所，國立台灣科技大學，台北，台灣。
- 趙紹錚、王宏相，2007，*喜來登天外天渡假酒店之加勁邊坡穩定分析報告書*。
- 趙紹錚、劉德馨、楊麗敏、陳力維，2002，“宜技加勁擋土牆之構築及監測”，*第一屆埕森區域永續發展研討會*，中國土木水利學會東部分會。

表 1 宜大砂土加勁擋土牆參數值

參數值		數值	單位
土壤單位重	γ	19.5	(kN/m ³)
彈性模數	E	13000	(kN/m ²)
波生比	ν	0.3	-
凝聚力	c	15	(kN/m ²)
摩擦角	ϕ	45	(°)

表 2 宜大黏土加勁擋土牆參數值

參數值		數值	單位
土壤單位重	γ	17	(kN/m ³)
彈性模數	E	1300	(kN/m ²)
波生比	ν	0.35	-
凝聚力	c	30	(kN/m ²)
摩擦角	ϕ	0	(°)

表 3 喜來登宜蘭度假酒店加勁擋土結構參數值

土/岩類別	γ (kN/m ³)	γ^{sat} (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	E (kN/m ²)	ν -	EA (kN/m)
加勁區	18.6	20.6	15	30	51750	0.375	4000
岩層區	23.5	25.5	30	55	10 ⁶	0.25	4000

表 4 淡江大學蘭陽校區加勁擋土結構參數值

土/岩類別	γ (kN/m ³)	γ^{sat} (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	E (kN/m ²)	ν -	EA (kN/m)
加勁區	18.3	18.6	2.9	30	51750	0.375	4000
岩層區	23.5	25.5	49.1	30	10 ⁶	0.25	4000

表 5 櫻花陵園聯外道路加勁擋土結構參數值

土/岩類別	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	E (kN/m ²)	ν -	EA (kN/m)
表土層區	19.6	0.1	30	51750	0.375	4000
崩積土層區	19.6	5	45	10 ⁶	0.25	4000

表 6 佛光大學加勁擋土結構參數值

土/岩類別	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	E (kN/m ²)	ν -	EA (kN/m)
表土層區	19.6	20	35	51750	0.375	4000
崩積土層區	19.6	20	32	10 ⁶	0.25	4000

表 7 喜來登宜蘭度假酒店之加勁格網受張應力

加勁擋土結構階層	層次	第一階	第二階	第三階
加勁格網受張應力 (kN/m)	第 11 層	-	-	3.10
	第 10 層	3.10	2.56	3.22
	第 9 層	3.25	2.80	3.25
	第 8 層	3.34	2.97	3.37
	第 7 層	3.36	3.13	3.52
	第 6 層	3.30	3.27	3.69
	第 5 層	3.16	3.41	4.14
	第 4 層	2.94	3.56	4.55
	第 3 層	2.64	3.74	5.05
	第 2 層	2.29	4.03	5.75
第 1 層	2.14	4.67	6.69	

表 8 淡江大學蘭陽校區之加勁格網受張應力

加勁擋土結構階層	層次	第一階	第二階	第三階 (左側)	第三階 (右側)	第四階 (左側)	第四階 (右側)
加勁格網受張應力 (kN/m)	第 12 層	6.55	-	-	-	-	-
	第 11 層	6.64	-	-	-	-	-
	第 10 層	6.41	5.54	2.96	-	-	-
	第 9 層	6.05	5.78	3.33	-	-	-
	第 8 層	5.62	6.01	3.60	-	0.98	2.68
	第 7 層	5.10	5.91	3.78	-	0.99	2.85
	第 6 層	4.61	5.57	3.89	6.76	1.19	2.97
	第 5 層	4.24	5.79	3.94	7.34	1.41	2.98
	第 4 層	3.73	5.64	3.94	7.72	1.63	3.39
	第 3 層	2.77	5.47	3.90	8.34	1.83	4.16
	第 2 層	1.59	5.29	3.99	8.95	1.97	4.64
第 1 層	0.00	5.31	4.56	9.82	2.42	5.79	

表 9 櫻花陵園聯外道路之加勁格網受張應力

加勁擋土結構階層	層次	第一階	第二階
加勁格網受張應力 (kN/m)	第 10 層	2.91	-
	第 9 層	3.48	-
	第 8 層	3.86	2.12
	第 7 層	3.78	2.41
	第 6 層	3.94	2.78
	第 5 層	3.84	3.00
	第 4 層	3.54	3.29
	第 3 層	3.87	3.31
	第 2 層	4.09	3.46
第 1 層	2.13	3.95	

表 10 佛光大學之加勁格網受張應力

加勁擋土結構階層	層次	第一階層
加勁格網受張應力 (kN/m)	第 14 層	0.30
	第 13 層	0.27
	第 12 層	0.24
	第 11 層	0.23
	第 10 層	0.24
	第 9 層	0.23
	第 8 層	0.24
	第 7 層	0.24
	第 6 層	0.34
	第 5 層	0.24
	第 4 層	0.24
	第 3 層	0.16
	第 2 層	0.11
	第 1 層	0.00



圖 1 國立宜蘭大學基地位置

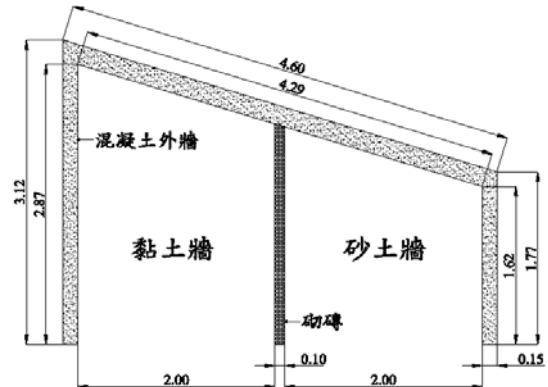


圖 2 宜大加勁擋土牆平面示意圖

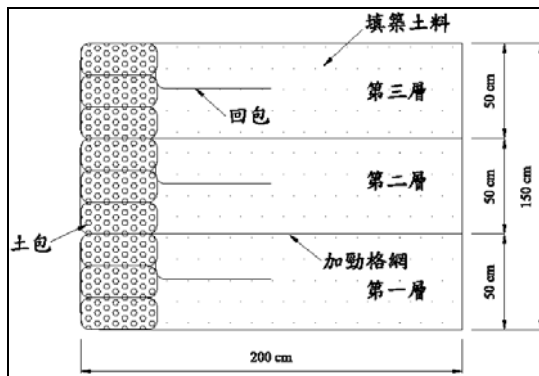


圖 3 宜大加勁擋土牆構築完成剖面示意圖



圖 4 宜大加勁擋土牆現場實景



圖 5 喜來登宜蘭渡假酒店地理位置圖



圖 6 喜來登宜蘭渡假酒店之加勁擋土結構現況圖 (From 王宏相, 2008)

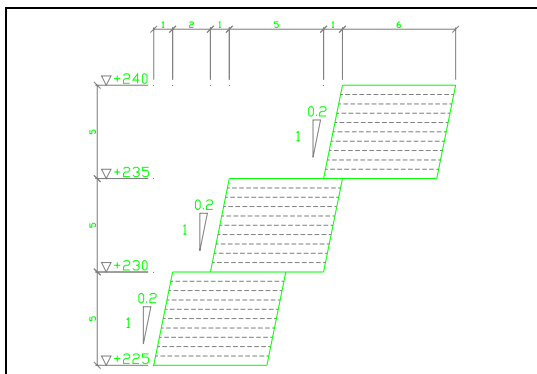


圖 7 喜來登宜蘭渡假酒店之加勁擋土結構設計斷面圖



圖 8 淡江大學蘭陽校區基地位置圖

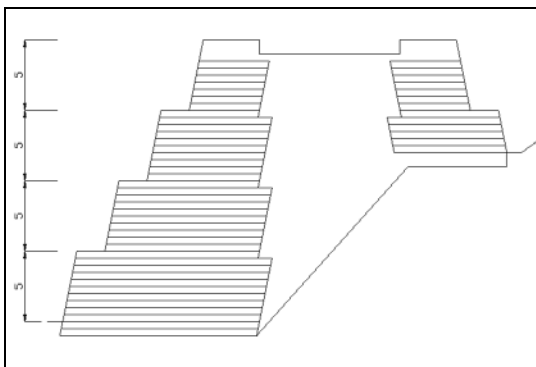


圖 9 淡江大學蘭陽校區設計斷面圖



圖 10 淡江大學蘭陽校區加勁擋土結構現況圖 (From 王宏相, 2006)



圖 11 櫻花陵園基地位置圖

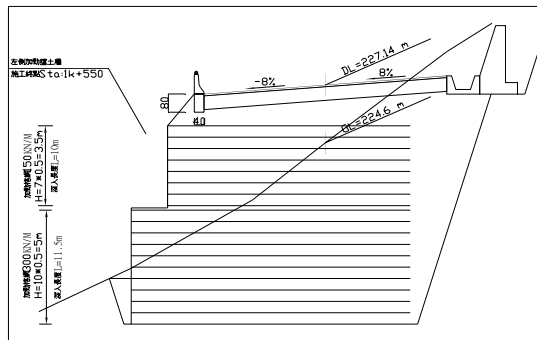


圖 12 櫻花陵園參考設計斷面圖



圖 13 櫻花陵園加勁擋土結構現況圖
(From 王宏相, 2006)



圖 14 佛光大學建築開發計劃基地位置圖

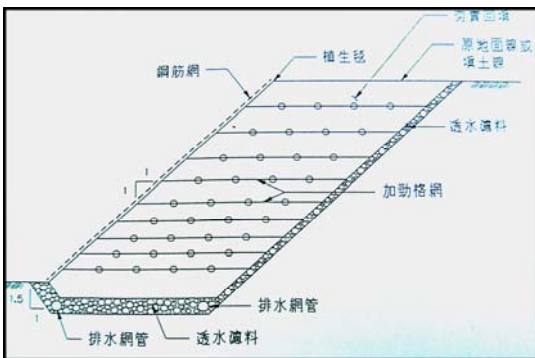


圖 15 佛光大學加勁擋土結構設計標準斷面圖



圖 16 佛光大學加勁擋土結構現況圖

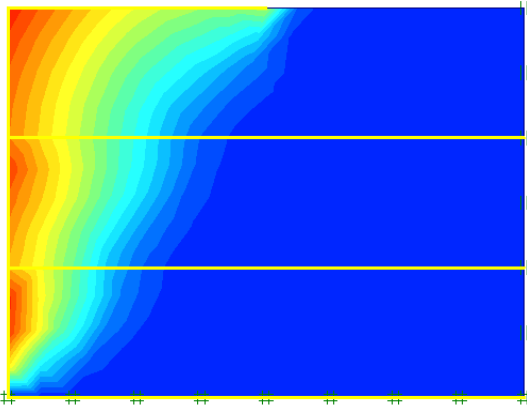


圖 17 預測宜大砂土加勁擋土牆之潛在破壞面位置

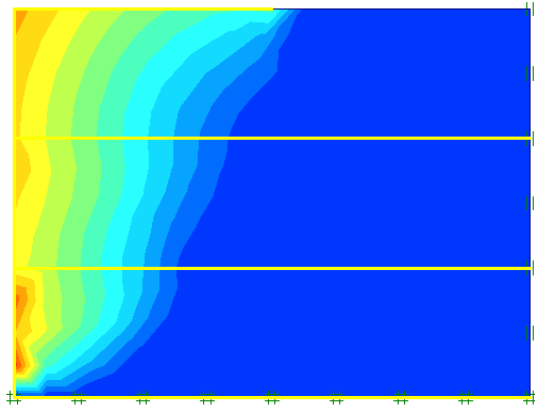


圖 18 預測宜大黏土加勁擋土牆之潛在破壞面位置

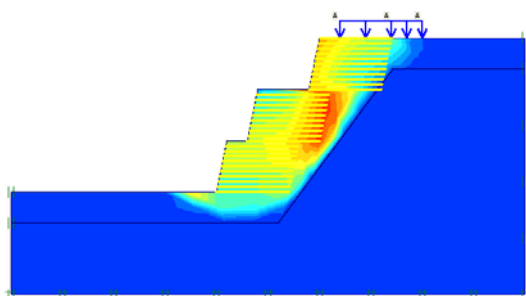


圖 19 預測喜來登宜蘭渡假酒店之潛在破壞面位置

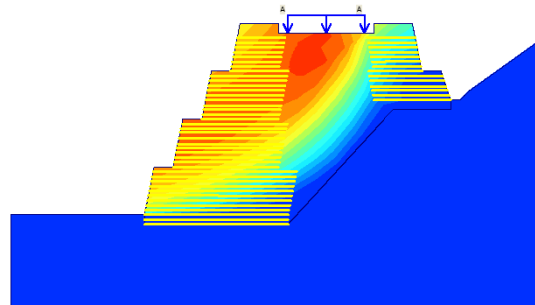


圖 20 預測淡江大學蘭陽校區之潛在破壞面位置

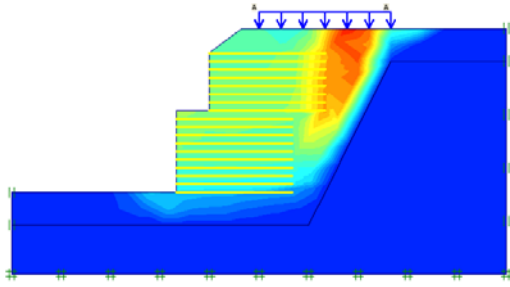


圖 21 預測櫻花陵園加勁擋土結構之潛在破壞面位置

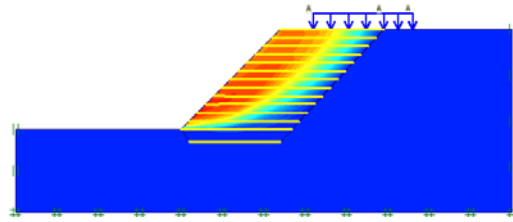


圖 22 預測佛光大學加勁擋土結構之潛在破壞面位置

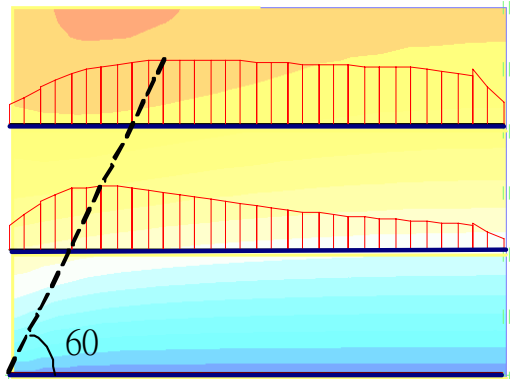


圖 23 宜大砂土加勁擋土牆之 3 層加勁格網應力分佈圖

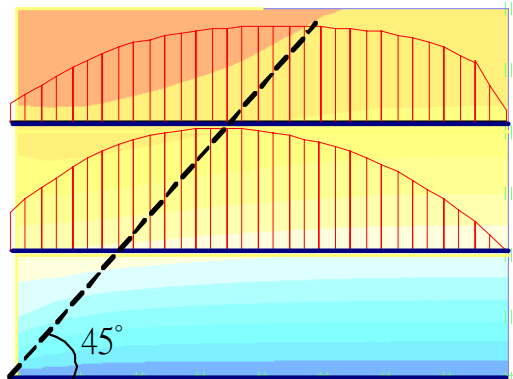


圖 24 宜大黏土加勁擋土牆之 3 層加勁格網應力分佈圖

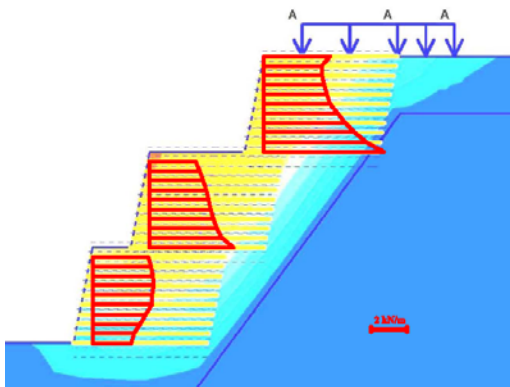


圖 25 喜來登宜蘭度假酒店之加勁格網軸力變化圖

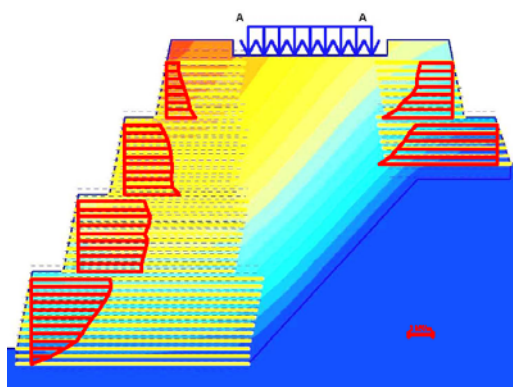


圖 26 淡江大學蘭陽校區之加勁格網軸力變化圖

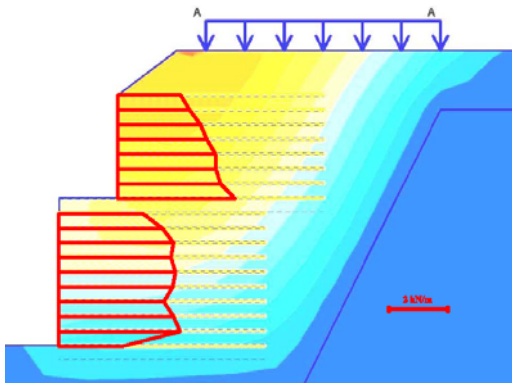


圖 27 櫻花陵園之加勁格網軸力變化圖

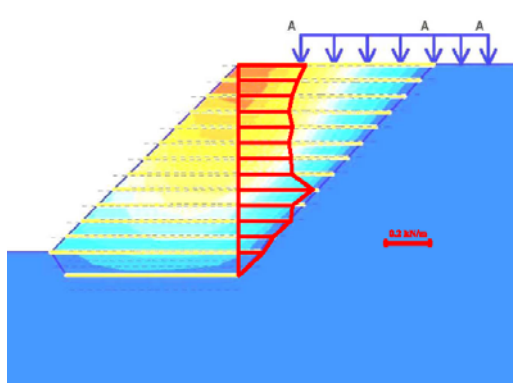


圖 28 佛光大學之加勁格網軸力變化圖