利用土釘修復鬆散回填土在邊坡的設計圖解

土力工程處及香港工程師學會

（土力科）





2013 年 11 月

免責聲明

本報告參考土木工程拓展署土力工程處（土力工程處/土木工程拓展署）發表的「Geoguide 7：土釘設計及建造指南」，所載指南提出設計實例及新設計的建議，由土力工程處/土木工程拓展署與香港工程師學會、土力工程處（GEO-HKIE，2011）聯合發表名為「鬆散填土邊坡在土壤改良用的土釘設計」的報告。

香港工程師學會及土力工程處/土木工程拓展署 GEO/CEDD 對本報告之使用或錯誤使用概不承擔任何責任，引用本報告建議的設計人員自行承擔設計適當性的全部責任。

摘要

根據土木工程拓展署土力工程處（土力工程處/土木工程拓展署）的研究結果發現，已提出用於原有鬆散填土邊坡的土壤改良用土釘的新設計指南補充內容，將摘要內容併入 GEO/CEDD 和香港工程師學會土力工程處（GEO-HKIE，2011）聯合發表的報告中，新指南建議採用兩個不同方向的土釘混合釘裝置，也提出用於假定是不可液化大深度鬆散填土的設計程序。

為證明 GEO-HKIE（2011）報告中的新建議實施狀況，GEO-HKIE 根據本報告中的新建議提出 3 個實例。第 1 個例子說明採用混合釘裝置的程序，這對當地業者而言是新技術。第 2 個例子假設因為場地的限制需採用很陡傾斜的釘子，因此，此設計內容包括提供嵌入式的混凝土基腳，旨在減少邊坡變形。通過數值分析驗證土釘排列的效用。最後 1 個實例採用具有相當深度的鬆散填土邊坡，藉由極限平衡方法說明不可液化鬆散填土在邊坡的處理步驟，也在實例中提出設計參數選擇的相關建議。本報告草案於 2013 年 4 月發表並由政府部門及業者透過香港工程師學會土力工程處（HKIE-GD）發表相關意見，這些意見和答覆內容如附錄 B，要點總結和回應在第 5 節內容。施作實例僅用於說明設計指南原則，施作實例中採用的設計參數、假設和考慮並非用於一般的設計目的,設計人員根據專案計劃的適當狀況自行選用設計參數。

目錄

1. 介紹 6
1.1 背景 6
1.2 一般設計步驟 8
2. 施作實例 1 - 混合土釘裝設設計 11
2.1 設計場景和假設 11
2.2 無土釘鬆散填土邊坡的穩定性評估 12
2.3 土釘支護土壤壓力的決定 13
2.4 土釘的設計 14
2.5 排水條件下土釘邊坡的穩定性評估 15
2.6 格狀基礎結構和土釘頭的設計 16
3. 設計施作實例 2 - 急劇傾斜土釘的設計 18
3.1 設計場景和假設 18
3.2 無土釘鬆散填土邊坡的穩定性評估 19
3.3 土釘支護土壤壓力的決定 20
3.4 土釘的設計 20
3.5 排水條件下土釘鬆散填土邊坡的穩定性評估 21
3.6 格狀基礎結構和土釘頭的設計 22
4. 施作實例 3 - 深層填土剖面的設計 30
4.1 設計場景和假設 30
4.2 不可液化鬆散填土區的劃分 33
4.3 土釘支護土壤壓力的決定 33
4.4 土釘的設計 35
4.5 排水條件下土釘鬆散填土邊坡的穩定性評估 36
4.6 格狀基礎結構和土釘頭的設計 36
5. 討論 37
5.1 極限均衡分析 37
5.2 不規則邊坡剖面 37
5.3 不可液化鬆散填土區的劃分 38
5.4 格狀基礎結構的結構設計 38
6. 結論 39
7. 參考資料 40

表目錄

表 2.1：施作實例 1 中的設計土壤參數 12
表 3.1：施作實例 2 中的設計土壤參數 19
表 3.2：數值分析中的土壤模型參數 24
表 3.3：數值分析中土釘和格狀基礎面板的模型參數 28
表 4.1：施作實例 3 中的設計土壤參數 32

圖目錄

圖 2.1：工作實例 1 的邊坡幾何外形 11
圖 2.2：施作實例 1 中的無土釘鬆散填土邊坡的穩定性評估 13
圖 2.3：施作實例 1 中的液化隔架面板土壤壓力的決定 14
圖 2.4：施作實例 1 中的土釘佈置排列 15
圖 2.5：施作實例 1 排水條件下裝有土釘的鬆散填土邊坡穩定性評估 16
圖 2.6：軸向力 - 格狀基礎樑彎矩相互作用圖 17
圖 3.1：工作實例 2 的邊坡幾何外形 18
圖 3.2：無土釘鬆散填土邊坡的穩定性評估 20
圖 3.3：施作實例 2 的土釘佈置排列 21
圖 3.4：施作實例 2 排水條件下裝有土釘的鬆散填土邊坡穩定性評估 22
圖 3.5：數值模型中的模型幾何外形和初始孔隙水壓分佈 23
圖 3.6：界面液化前鬆散填土的剪切強度參數 26
圖 3.7：界面液化後鬆散填土的無排水剪切強度 26
圖 3.8：界面液化時設計釘力和實際作用釘力的比較 29
圖 3.9：藉由數值分析預測邊坡變形 30
圖 4.1：工作實例 3 的邊坡幾何外形 32
圖 4.2：不可液化鬆散填土區的劃分 34
圖 4.3：施作實例 3 中液化時對格狀基礎施加的土壤壓力測定 34
圖 4.4：施作實例 3 中的土釘佈置排列 35
圖 4.5：施作實例 3 排水條件下裝有土釘的鬆散填土邊坡穩定性評估 36

1. 介紹

1.1 背景

在 2009 年，土木工程拓展署土力工程處（土力工程處/土木工程拓展署）委託 AECOM 亞洲公司研究檢討土釘的設計，藉此進行鬆散填土在邊坡的土壤改良並探討設計方法中的穩固性改善細節。根據研究結果，在土力工程處/土木工程拓展署與香港工程師學會土力工程處（GEO-HKIE，2011）聯合發表的報告中， 以下簡稱「GEO-HKIE 報告」，藉此提出研究結果研究及建議以補充 Geoguide 7（GEO， 2008）所載原設計指南和香港工程師學會、土力工程處（HKIE-GD）於 2003 年發表的報告內容（HKIE，2003）。

為了說明根據新設計建議的設計步驟，GEO-HKIE 提出 3 個施作實例，每個實例都說明一種情況，可藉由新的設計建議提高設計的穩固性。第 1 個施作實例採用 1 個簡單的案例，即對業者而言是新技術的混合土釘裝設方法。第 2 個施作實例由於場地的限制採用急劇傾斜的土釘設計，根據新的設計建議提出 1 中嵌入式設計，可減少急劇傾斜土釘所造成的邊坡變形，內容說明如何使用數值分析評估所造成的邊坡變形狀況。第 2 個施作實例採用顯著填土深度的鬆散填土邊坡設計，就此提供無法經歷靜態液化的鬆散填土區和採用所建議混合土釘裝設的相關劃分方法。

本報告提供上述 3 個設計實例的詳細內容，所有設計步驟包括所需的穩定表面壓力計算，土釘方向和嵌入長度的決定及格狀基礎結構的結構設計等。一般設計步驟首先摘要說明於 1.2 節中，3 個施作實例的設計假設和考慮事項可參考第 2 節至第 4 節內容，除了上述重點外，可參考 GEO-HKIE 報告內

容，在施作實例中也提出設計參數的選擇和土釘安排和格狀基礎系統細節等其他建議事項。本報告草案 2013 年 4 月發表並藉由 HKIE-GD 在政府部門和業者中發表，這些意見和答覆內容如附錄 B，要點總結如第 5 節內容。應注意到施作實例僅用於說明設計指南原則，施作實例中採用的設計參數、假設和考慮並非用於一般的設計目的,設計參數、假設和考慮事項應根據具體情況來決定，以適應實際的現場條件。

1.2 一般設計步驟

一般設計步驟包括下列步驟：

（a） 確定是否需要在靜態液化方面進行邊坡改善工程（GEO-HKIE（2011）第 3.2 節） - 在排水情況下使用開始液化的對應土壤參數（φ'_{mob}）檢查鬆散填土邊坡的穩定性），可藉由現場實驗測試決定出這些參數。在沒有現場實驗測試結果下，可使用規定的下限設計參數= 0 kPa、φ'_{mob} = 26°（GEO-HKIE（2011）第 5.1 節）進行作業。若無法達到符合「邊坡岩土工程手冊(GCO, 1984)」的要求時需進行土壤改良作業。就深層填土而言，可按照 GEO-HKIE（2011）第 5.3 節所述程序使用 φ'_{mob} 進行作業。

（b） 決定土釘所承受的土壤壓力 - 若根據（a）的評估發現需進行土壤改良工程時，則應採用極限平衡法進行穩定性計算土釘支護下施加在格狀基礎結構上的土壤壓力。在極限平衡分析中，假設鬆散填土由於靜態液化而達到其穩態不排水的剪切強度（C_{ss}），這是由現場實驗所測定。在無此類資訊的狀況下，可假設 C_{ss} = 0.2×峰值的規定下限（GEO-HKIE（2011）第 5.1 節），其中的峰值是剪切強度峰值下的平均有效應力。土壤壓力分佈可假定為三角形的分佈，並可藉由一系列作用在邊坡法線方向上的等效集中應力來建模。重要的是規定穩定壓力不應造成邊坡穩定性計算中填土的剪切強度的增加，在一些商業電腦程式中，使用等效集中力而非表面分佈壓力將可避免鬆散填土不排水狀況下剪切強度的增加（GEO-HKIE（2011）第 5.2 節）。在極限平衡分析中，可假設沿著格狀基礎底部作用的恆定基礎剪切

阻力。土釘支護下的土壤壓力強度應按照 HKIE-GD 報告（HKIE，2003）的建議，決定出數值為 1.1 的最低安全係數。

（c） 土釘設計 - 在（b）中決定土壤壓力控制所需的土釘大小和長度。就土壤改良穩固性而言，應採用混合土釘裝設的設計（GEO-HKIE（2011）第 5.4 節）。邊坡上部的土釘可設計近水平的方向（例如與水平面成約成 20°的傾斜度）並讓其餘的土釘皆垂直於邊坡。根據 GEO-HKIE（2011）第 5.4 節，可藉由隔架面板的施力平衡來估計近水平的土釘與急劇傾斜土釘的比例。近水平的土釘數量約等於土釘總數量的 40%到 50%，確保有足夠的近水平土釘可預防邊坡的滑動。然後考慮 3 種內部破壞模式決定土釘的尺寸和長度，即考慮到鋼筋的拉伸破壞強度、灌漿和鋼筋之間的粘結破壞強度及土釘相鄰地面的剪切破壞強度。相關的安全考慮事項，其內容如 HKIE（2003）和 Geoguide 7（GEO，2008）。若不使用混合土釘裝設，應進行數值分析研究土釘設計的穩固性和效用。

（d） 確認排水條件下的設計適當性 - 假定調整實際作用的設計土釘力後，則應檢查排水條件下鬆散回填土產生邊坡的穩定性。如能達到 a)節所述的安全要求，該設計則被視為是恰當的。

（e） 設計格狀基礎結構 - 格狀基礎樑的大小根據格狀基礎需承受的結構力和坡面上格狀基礎的最小覆蓋面積來決定，降低格狀基礎開口擠壓所造成不受控制的液化風險。格狀基礎樑的設計用於支護液化鬆散填土的土壤壓力和土釘移動應力的組合作用力。可根據混凝土

結構用途的操作規範（BD，2013）進行結構設計，就 25 米以上的邊坡而言，50%坡面的最小格狀基礎覆蓋率是可接受的（GEO-HKIE（2011）第 2.1 和 5.6 節），一般認為適當的最小格狀基礎嵌入深度為 0.3 米（GEO-HKIE（2011）第 5.6 節）。

（f） 土釘頭的設計 - 根據「混凝土結構用途操作規範(BD， 2013)」中規定的指導原則，土釘頭應根據裝載區域週圍的承載和衝擊力的剪切破壞強度進行設計。應決定鋼板的最小尺寸，土釘施加的軸承壓力可由混凝土抗剪強度來支護。此外，土釘頭內抗剪加固的設計應可承受由釘力在混凝土中造成的最大剪切應力。

2. 施作實例 1 - 混合土釘裝設設計

2.1 設計場景和假設

第 1 個施作實例用於說明混合土釘裝設的設計過程，假設 1 個 10 米高的鬆散填土邊坡與水平面（即 1：1.5）呈 33.7°傾斜，具有 3 米的均勻鬆散填土層，鬆散填土層是完全分解的花崗岩（CDG），假設所設計的棲留水位(DPWT)位於鬆散填土/CDG 界面上方 1.0 米處，其中邊坡的幾何外形和土壤剖面如圖 2.1 所示，本施作實例使用的設計土壤參數即根據 GEO-HKIE 報告第 5.1 節建議的現場實驗所測出，可避免使用過於保守的下限設計參數。換言之，本施作實例不使用規定的下限土壤參數。就開始液化而言，飽和鬆散填土的設計參數 = 0kPa，$\varphi'_{mob} = 28°$。在液化時，假定鬆散填土的穩態剪切強度為 $C_{ss} = 0.267\ \sigma'_v$（即假設 $K_0 = 0.5$，$C_{ss}/p_{peak} = 0.4$）。鬆散填土和 CDG 的體積密度假定為 1.8Mg / m3，因此，兩種土壤的單位重量等於 17.7kN / m3，設計土壤參數如表 2.1。

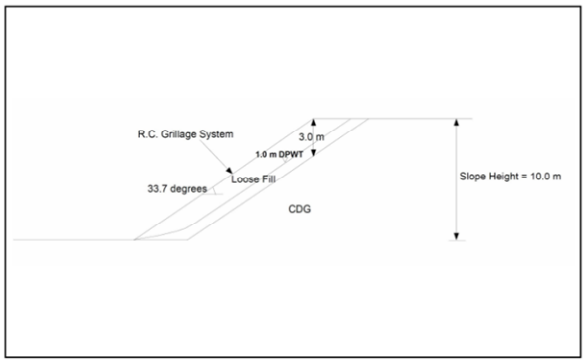


圖 2.1：工作實例 1 的邊坡幾何外形

表 2.1：施作實例 1 中的設計土壤參數

土壤類別	參數	數值
鬆散填土(開始液化)	單位毛重量，γ(kN/m^3)	17.7
	內聚力，c'(kPa)	0
	摩擦角，ϕ'_{mob}(°)	28
鬆散填土(液化後)	大塊單位重量，γ(kN/m^3)	17.7
	未排水剪切強度，C_{ss}(kPa)	0.267 σv
	摩擦角 φ’(度)	0
CDG	單位毛重量 γ(kN/m3)	17.7
	內聚力 c’（kPa）	5
	摩擦角 φ’(度)	35

2.2 無土釘鬆散填土邊坡的穩定性評估

為了決定是否需強化作業，支護邊坡穩定性防止靜態液化時，即使用極限平衡法進行穩定性評估。在本施作實例中，即採用商用電腦程式 SLOPE/W，假設鬆散填土被降雨滲透所飽和，其實際剪切強度由液化開始的對應設計參數來表示（即= 0 kPa 和暴移= 28°）。如圖 2.2 所示，第 1 個施作實例中得知的最小安全係數為 0.772，假設所需的安全係數為 1.4，則評估結果顯示需進行土壤改良作業以改善邊坡穩固性，藉此防止液化造成破壞的狀況。

2.3 土釘支護土壤壓力的決定

施加在格狀基礎上的土壤壓力應由土釘進行支護，該壓力的大小可藉由極限平衡法來決定，已由 SLOPE/W 執行決定，如圖 2.3 所示。決定土壤壓力的三角形分佈集中於一點荷載值，液化鬆散填土的剪切強度可由 SLOPE/W 中的「過載強度函數」模型來表示，其中鬆散填土的不排水剪切強度可由用戶所指定的「不排水剪切強度 - 垂直有效應力」(c_u/σ_v')比值來表示，本施作實例的數值為 0.267。在鬆散填土和 CDG 間界面上方 1 米處的分配壓力測量線，用於模擬 1 米處的棲留水位。忽略壓力測量線上方的吸力效應，以避免 SLOPE/W 中不排水剪切強度數值的意外增加。假設下限基礎抗剪切力為 3 kPa，並藉由 SLOPE/W 分析中均勻分佈的牽引力進行建模。本設計旨在確定格狀基礎需維持最小的土壤壓力，藉此到 1.1 的安全係數（GEO-HKIE（2011）第 5.2 節）。計算結果顯示格狀基礎所承受的最小土壤壓力，即土釘的土壤壓力為 66 kPa（圖 2.3）。

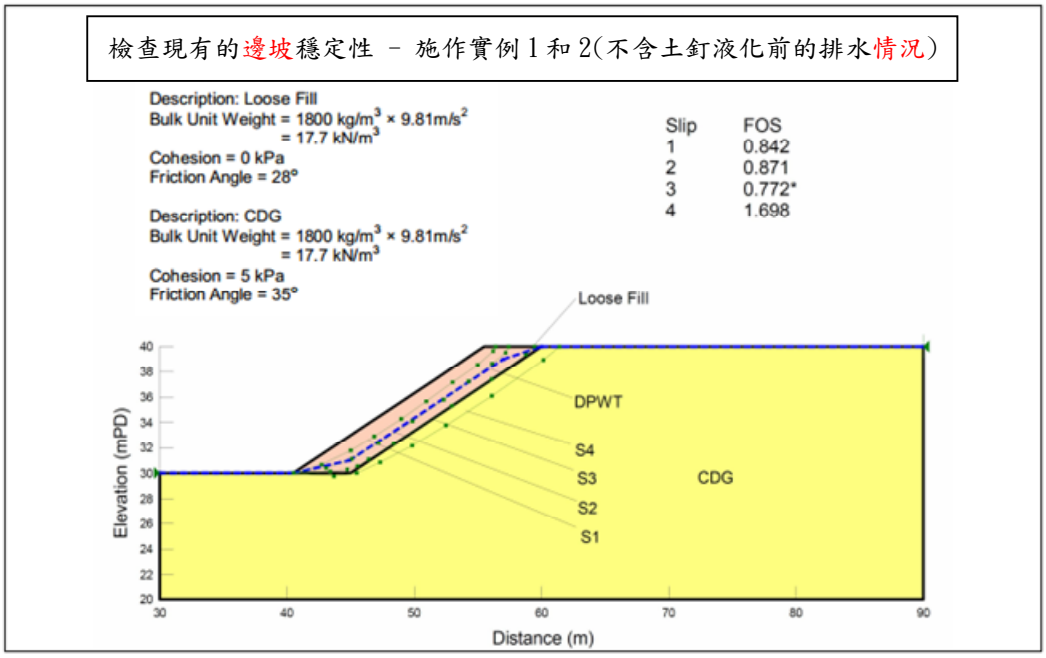


圖 2.2：施作實例 1 中的無土釘鬆散填土邊坡的穩定性評估

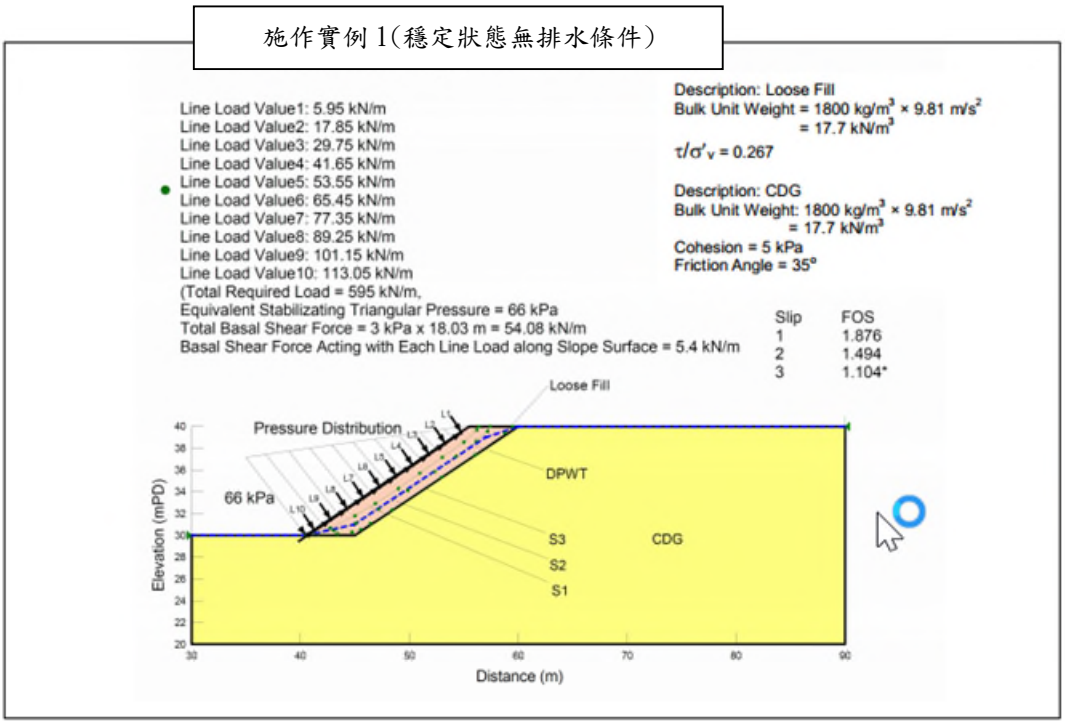


圖 2.3：施作實例 1 中的液化隔架面板土壤壓力的決定

2.4 土釘的設計

本施作實例採用具有兩個釘子方向的混合土釘裝設方法，即在水平方向 20°處有 3 排的水平土釘和水平方向成 56°的 4 排土釘（垂直於邊坡）。近水平的土釘數量佔土釘總數量的 43%，滿足初步指南的要求(GEO-HKIE(2011)第 5.4 節)。該比值的適當性應在設計格狀基礎結構中進行決定(見第 2.6 節)，假設土釘在垂直和水平方向的間距為 1.5 米（中心到中心），每排土釘支撐的單個拉力計算如附錄 A.1.1。

土釘的最小直徑和黏結長度是考慮 3 種內部破壞模式來決定的，即鋼筋的拉伸破壞強度、灌漿與鋼筋間的連結破壞強度及土釘鄰近地面的剪切破壞強度。根據 HKIE（2003）第 7.2 節鋼筋拉伸破壞係數為 1.15，建議的土釘軸向拉伸能力根據 BS8110 規定的極限承載力，即符合「混凝土結構用途操作規範(BD 2013)」。根據 Geoguide 7（GEO，2008）表 5.6 內容，灌漿-加固介面和土壤-灌漿界面的拔出破壞值全係數分別為 2.0 和 1.5。假設永久安裝中

使用的鋼筋具有 2 級的防蝕措施，土釘尺寸和長度的計算詳如附錄 A.1.2，最終的土釘佈置排列如圖 2.4 所示。

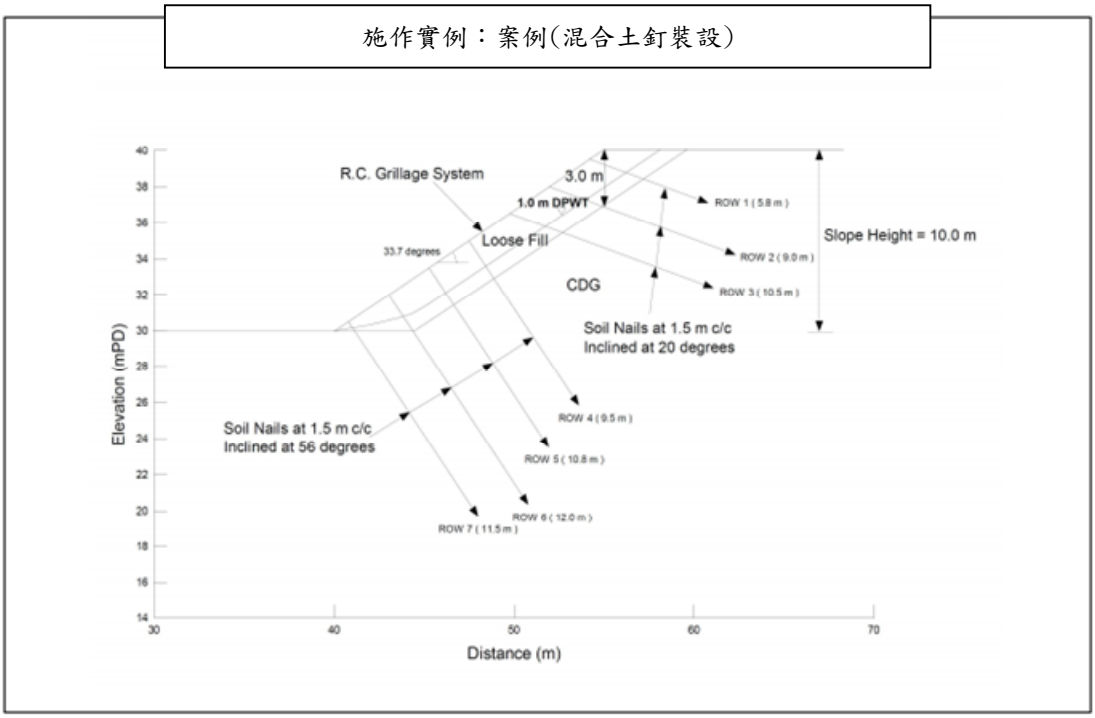


圖 2.4：施作實例 1 中的土釘佈置排列

2.5 排水條件下土釘邊坡的穩定性評估

在排水條件下，土釘的鬆散填土邊坡的穩定性評估在決定各別的土釘應力後（如附錄 A.1.1 所示），需驗證排水條件下土釘邊坡的穩定性。可藉由極限平衡法進行評估，假設鬆散填土被降雨滲透飽和，土釘的存在可避免造成液化。因此，在此評估中，鬆散填土由液化開始時的設計參數來表示（即= 0 kPa 和 φ'_{mob}= 28°）。在本施作實例中，此評估使用 SLOPE/W 進行作業，其中土釘指定方向的設計釘力如圖 2.5 所示。計算出的最小安全係數高於 1.4，這是假設的最小安全係數，如第 2.2 節所述,因此，即可認定此設計的適當性。

18

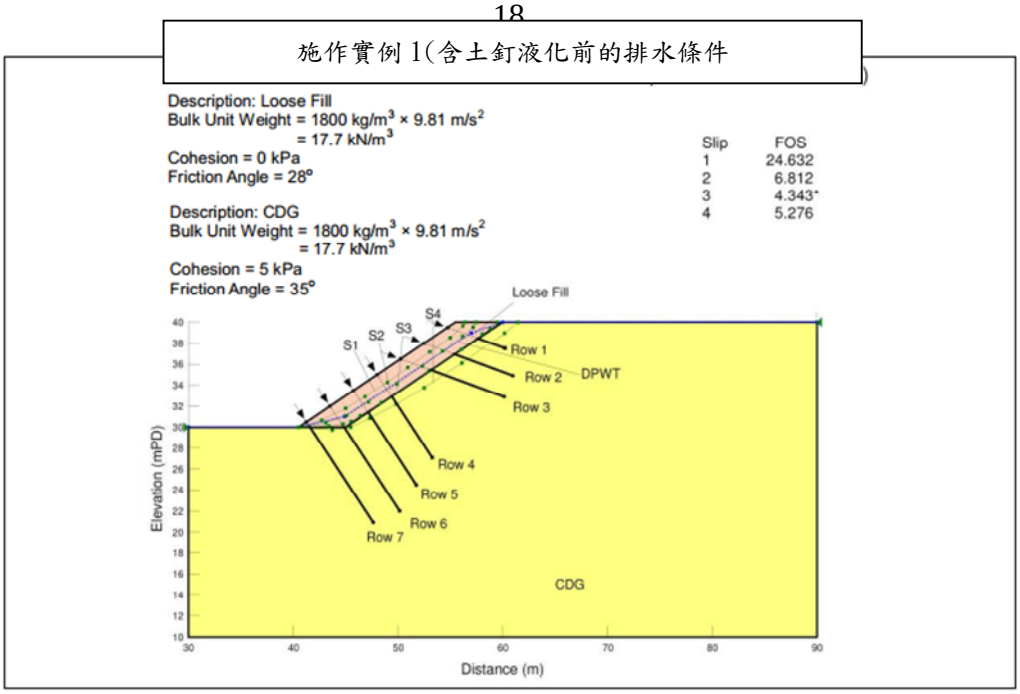


圖 2.5：施作實例 1 排水條件下裝有土釘的鬆散填土邊坡穩定性評估

2.6 格狀基礎結構和土釘頭的設計

為能夠盡量降低格狀基礎開口擠出液化鬆散填土所造成不受控的液化破壞風險，即採用 50%坡面的最小格狀基礎覆蓋率（GEO-HKIE（2011）第 2.1 和 5.6 節）。所有的格狀基礎樑的寬度是假定為 600 mm，即滿足設計建議的 53%的表面覆蓋率（計算如附錄 A.1.3）。假設嵌入邊坡的格狀基礎樑深度為 300 mm，如 GEO-HKIE 報告第 5.6 節所述，最小嵌入量為 300 mm。

格狀基礎樑的結構設計按照「混凝土結構用途操作規範(BD 2013)」，鬆散填土完全液化並達到穩定狀態的不排水剪切強度值，即符合所假設的最終極限狀態。因此，採用 1.0 的部份係數來設計受液化時土壤壓力造成荷載的格狀基礎。假設格狀基礎樑的每個區段受支護和來自液化鬆散填土的土壤壓力作用，由於土壤壓力分佈假定為三角形區域，因此，最關鍵的位置通常是靠近土壤壓力最大的邊坡上。在本施作實例中，最關鍵的位置是在第六排和

第七排土釘間的區段，這是因為較大的無支撐跨長所造成。藉由檢查加固格狀基礎的樑的彎矩和剪切力即可決定加固細節。應強調的是，對混合土釘裝設而言，由於子水平拉力的向上分量預期在格狀基礎結構中會造成淨拉力，需進行拉伸和彎矩組合其結構作用力的獨立評估作業，圖 2.6 顯示所有格狀基礎的樑區段的軸向力-彎矩相互作用圖。本設計被認定具有適當性，因為施加的拉力和彎矩都落在相互作用圖內，格狀基礎結構的設計詳如附錄 A.1.4。

由於土釘頭連接到格狀基礎結構，因此 Geoguide 7（GEO，2008）第 5.6.4 節規定的土釘頭設計指南不適用。軸承鋼板的最小尺寸由混凝土的抗剪強度來決定，在本施作實例中，所採用的鋼板具有 150mm×150mm 的平面區域，並假設是嵌入在格狀基礎樑基部上方 250mm 處。由於隔架樑的寬度為 600 mm，因此土釘頭的有效尺寸為 600 mm × 600 mm。可藉由混凝土中加載區域的衝擊力的剪切破壞強度來決定土釘頭內剪切加固的細節，土釘頭計算詳如附錄 A.1.5。

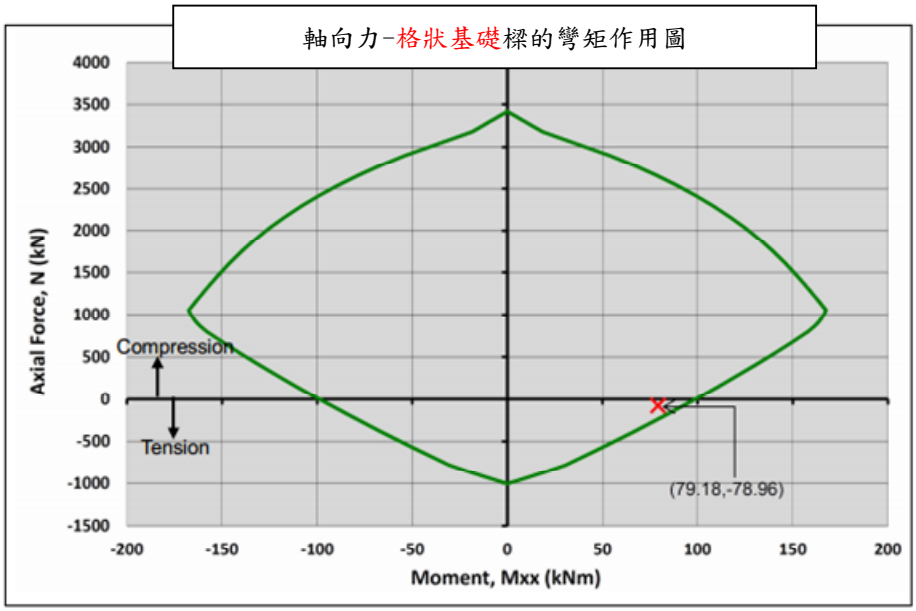


圖 2.6：軸向力 - 格狀基礎樑彎矩相互作用圖

3. 設計施作實例 2 - 急劇傾斜土釘的設計

3.1 設計場景和假設

在第 2 個施作實例說明的設計方案中，此方案在單一方向上採用急劇傾斜的土釘設計，在鬆散填土邊坡底部嵌入混凝土基腳（或腳壁）。強烈建議使用混合土釘裝設的方法增強系統的穩固性，本施作實例僅涉及特殊狀況，因此設計者可能需針對急劇傾斜土釘的場地限制進行特別的設計。在鬆散填土邊坡使用急劇傾斜釘子的設計，可能在急劇傾斜土釘的滑動方向，因為結構剛度有限而導致過度的移動。嵌入式混凝土基腳的作用是減少填土液化時的邊坡運動（GEO-HKIE（2011）第 5.5 節），因為土釘佈置偏離所建議的位置，因此需藉由數值分析技術評估土釘的效用和穩固性（GEO-HKIE（2011）的第 5.4 節），本施作實例採用商用的有限元素應用程式 PLAXIS2D。

第 2 個施作實例中所假設的坡度幾何形狀和土壤剖面與施作實例 1 相同，如圖 3.1 所示。所假設的土壤參數列於表 3.1 中，假設較低穩態下的不排水剪切強度 C_{ss} = $0.2\sigma'_v$，即可再假設此數值是來自現場的實驗測定，其他的設計土壤參數與施作實例 1 中所採用的相同。

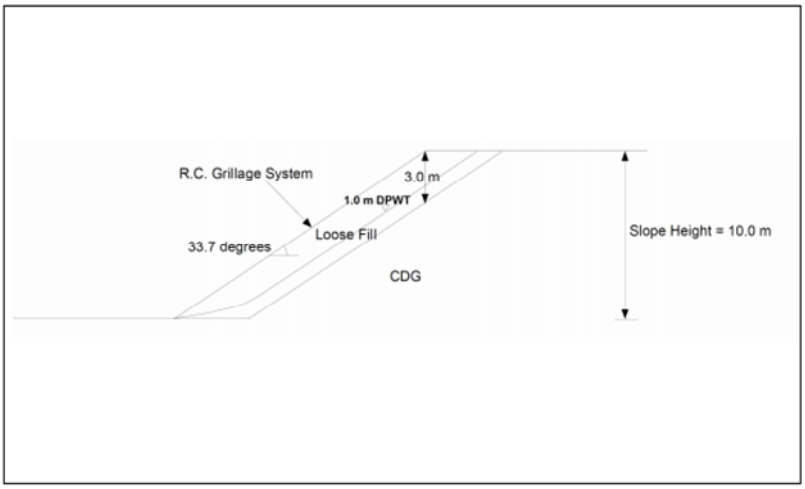


圖 3.1：工作實例 2 的邊坡幾何外形

表 3.1：施作實例 2 中的設計土壤參數

土壤類別	參數	數值
鬆散填土(開始液化)	單位毛重量(kN/m3)	17.7
	內聚力 c’（kPa）	0
	摩擦角 φ’$_{mob}$(度)	28
鬆散填土(液化後)	單位毛重量(kN/m3)	17.7
	未排水剪切強度 Css(kPa)	0.2 σv
	摩擦角 φ’(度)	0
CDG	單位毛重量 γ(kN/m3)	17.7
	內聚力 c’（kPa）	5
	摩擦角 φ’(度)	35

3.2 無土釘鬆散填土邊坡的穩定性評估

因為施作實例 2 的幾何外形與實施 1 相同，在兩種情況下，液化開始時的摩擦角也相同（即，暴移= 28°），因此，在沒有土釘的情況下評估施作實例 2 的初始穩固性與實例 1 相同，如圖 2.2 所示。評估結論得出最小安全係數為 0.772，即表示需進行土壤改良作業。

3.3 土釘支護土壤壓力的決定

決定得知施加在坡面上的土壤壓力，其方法與 2.3 節相同。由於在該實例中假設較低穩態不排水狀況下的剪切強度為 0.2V，因此，預期會出現較高的土壤壓力。如圖 3.2 所示，設計的土壤壓力為 87 kPa，最小安全係數為 1.1。

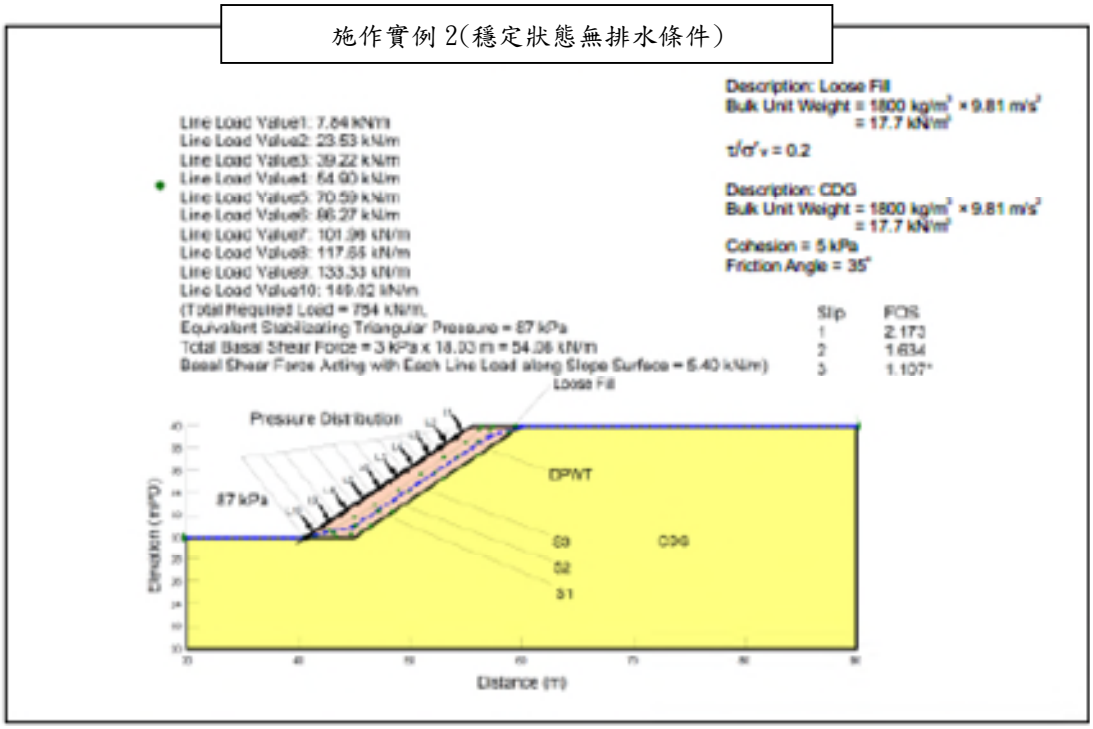


圖 3.2：無土釘鬆散填土邊坡的穩定性評估

3.4 土釘的設計

本實例假設由於場地的限制採用近水平的土釘，在相同的方向上也裝設很陡的傾斜的土釘。理論上，考慮到格狀基礎重量、設計釘力和基礎抗剪強度，即可藉由考慮格狀基礎結構的應力平衡來決定土釘的傾斜度。 但在低基礎剪切阻力即表示推斷的土釘裝設方向幾乎垂直於邊坡。例如，若在實例 2 中假設的幾何形狀和設計釘力為 3 kPa 的基礎阻力時，則對釘子方向的影響僅為 1 度。此外，嵌入式混凝土基腳造成未知的反作用力，這取決於實際作用的被動土壤阻力，這使得格狀基礎的力平衡條件在靜態上變得不確定。為

了說明其設計過程，即假設土釘方向垂直於邊坡（即與水平面成 56°）。

假設土釘在垂直和水平方向的間距為 1.5 米（中心點到中心點），土釘支撐的單一拉力計算如附錄 A.2.1，決定土釘直徑和黏結長度的設計原則如同 2.4 節，計算詳如附錄 A.2.2，土釘裝設如圖 3.3 所示。

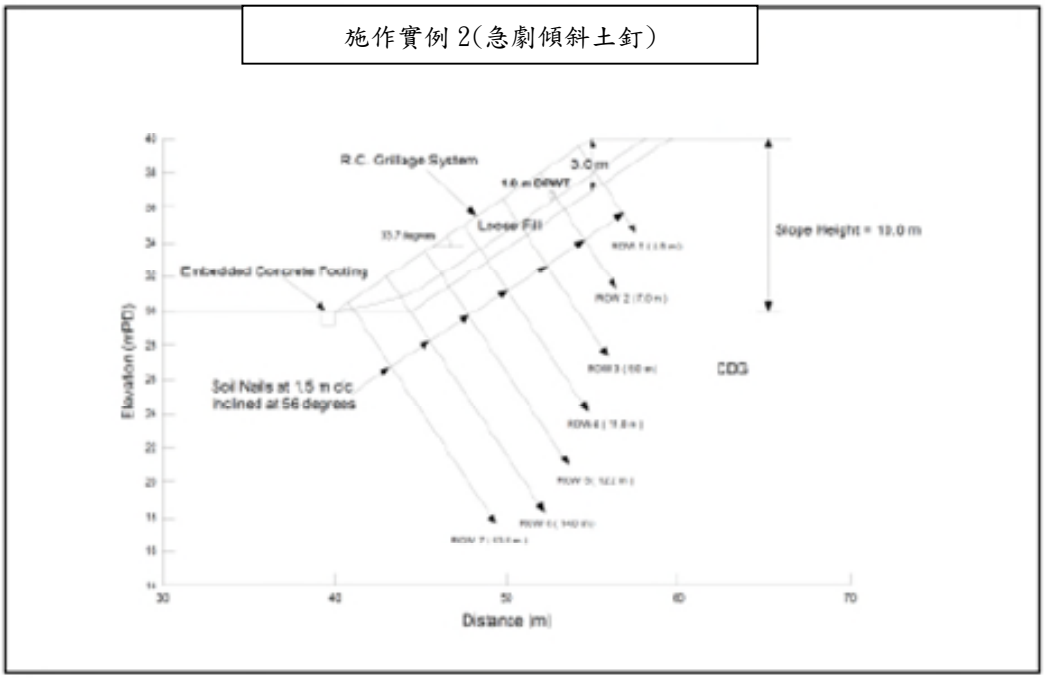


圖 3.3：施作實例 2 的土釘佈置排列

3.5 排水條件下土釘鬆散填土邊坡的穩定性評估

設計讓每排土釘提供穩定力時，應評估排水條件下的整體穩固性。使用 SLOPE/W 進行分析，其結果如圖 3.4 所示。滿足最小安全係數 1.4 假設的設計要求下，其最小安全係數的計算值為 4.181。

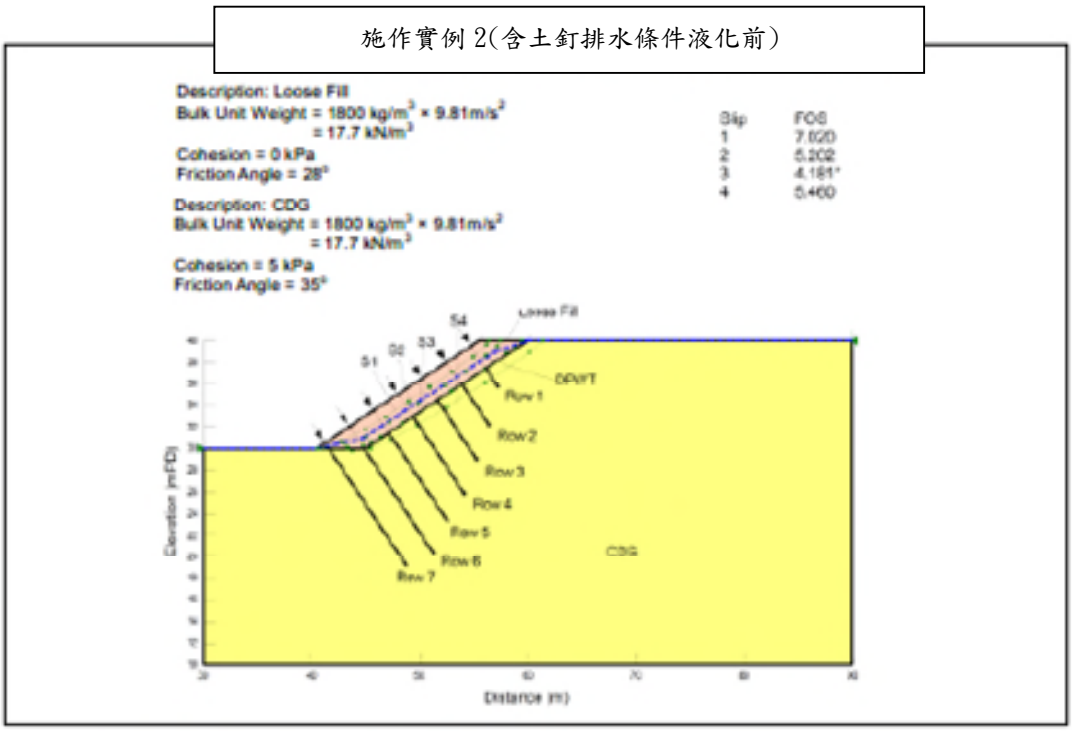


圖 3.4：施作實例 2 排水條件下裝有土釘的鬆散填土邊坡穩定性評估

3.6 格狀基礎結構和土釘頭的設計

儘管較低穩態不排水狀況下的剪切強度需要較大的釘力，但格狀基礎結構尺寸與施作實例 1 相同。換言之，嵌入邊坡的隔架樑寬度為 600 mm，深度為 300mm 毫米。最小覆蓋面積的計算如附錄 A.2.3。

隔架面板和土釘頭的結構設計程序與施作實例 1 相似，關於隔架樑和土釘頭，其計算結果如附錄 A.2.4 和 A.2.5。

為能夠將整體坡度運動最低化，即採用嵌入式混凝土基腳，嵌入式基礎的標稱嵌入深度為 1 米。可藉由 3.7 節的數值分析，評估有或無嵌入式基腳的土釘邊坡預測性能，數值分析也可用於混凝土基腳中的剪力和彎矩結構設計，此設計可根據混凝土結構用途操作規範(BD 2013)，嵌入式混凝土基腳的設計結構力如附錄 A.2.5。

3.7 藉由數值分析驗證土釘進行邊坡變形評估

為了證明土釘裝設的穩固性，所使用的嵌入式混凝土基腳所加固的急劇傾斜土釘，即採用二維有限元素應用程式 PLAXIS2D（版本 9.0.2）進行有限元素分析。模型幾何結構如圖 3.5 所示與圖 3.1 相同，邊坡幾何外形和土釘方向與 GEO-HKIE（2011）第 4.2.1 節的情況基本上相同。根據 GEO-HKIE（2011），若僅採用急劇傾斜的土釘設計，與完全液化相比，在界面液化下可能出現更大的結構運動。因此，就邊坡變形而言，更重要的狀況是界面液化。數值模型即用於研究土釘設計對界面液化的效用，就其他的邊坡幾何外形而言，也應進行完全液化的數值研究。在數值模型中，界面液化是在不排水條件下採用 3 米深 0.5 米厚的鬆散填土，讓其剪切阻力突然降低來進行數值建模。

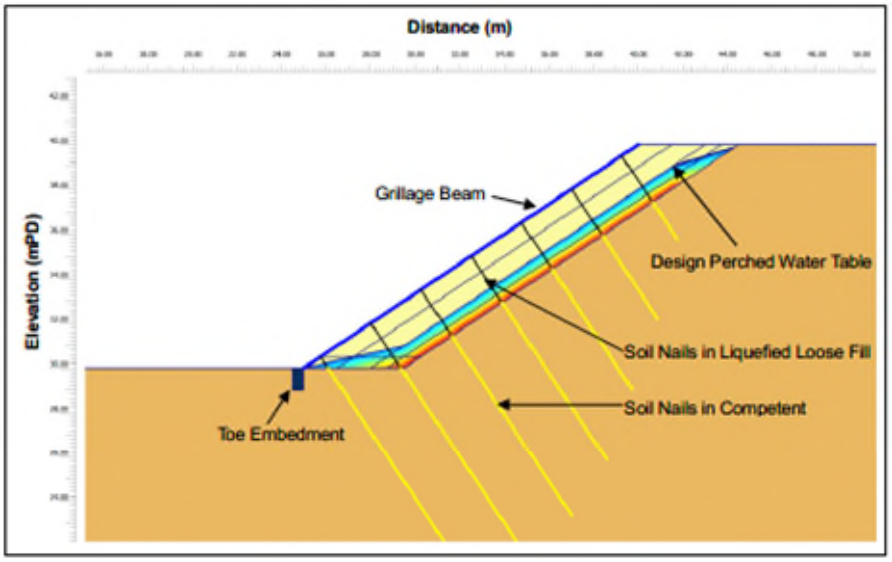


圖 3.5：數值模型中的模型幾何外形和初始孔隙水壓分佈

在數值模型中，鬆散填土和 CDG 的建模都具有摩爾-庫倫破壞準則的彈性-完全塑性土壤模型。土壤的模型參數如表 3.2，就鬆散填土而言，假設楊氏係數（E）為 5MPa，波鬆比（v）為 0.3，已使用兩組的強度參數表示液化之前和之後的土壤狀態。在液化前，有效強度參數已設定為 5 kPa 和= 35 度的初始應力（見圖 3.6）。在液化時，使用不排水模型模擬恆定體積下的剪切阻力損失，有效剛度參數（即 E 和）保持不變，在 PLAXIS 2D 應用程式中自動計算對應的不排水數值。穩態不排水剪切強度即為初始有效垂直應力（即 C_{ss} = 0.2 σ'_v）的函數，底部 0.5 m 的鬆散填土層產生不排水的剪切強度，該剪切強度是根據土壤層中間深度的有效垂直應力所計算出來的，如圖 3.7 所示。液化層頂部的鬆散填土由液化開始時的土壤參數（即c' = 0kPa 和 ϕ' = 28°）來表示，1 m 基腳的嵌入建模採用彈性材料，楊氏係數（E）為 22 GPa，波鬆比（v）為 0.2。

表 3.2：數值分析中的土壤模型參數

土壤類別	模型類別	參數	輸入數值
鬆散填土 (液化前)	具有摩爾-庫倫破壞準則(排水)的彈性-完全塑性模型	批量單位重量，γ(kN/m^3)	17.7
		內聚力， c'（kPa）	5
		摩擦角，φ'(度)	35
		楊氏係數，E (kPa)	5,000
		波鬆比， v	0.3
鬆散填土(液化後)	摩爾-庫倫破壞準	批量單位重量，γ(kN/m^3)	17.7

	則(無排水)的彈性-完全塑性模型	無排水剪切強度， C_{ss} (kPa)	3.0 到 8.3
		*楊氏係數， E (kPa)	5,000
		*波鬆比， v	0.3
鬆散填土(無液化)	有摩爾-庫倫破壞準則(排水)的彈性-完全塑性模型	批量單位重量，γ (kN/m^3)	17.7
		內聚力， c'（kPa）	0
		摩擦角，φ’(度)	28
		楊氏係數，E (kPa)	5,000
CDG	有摩爾-庫倫破壞準則(排水)的彈性-完全塑性模型	批量單位重量，γ (kN/m^3)	17.7
		內聚力， c'（kPa）	5
		摩擦角，φ’(度)	35
		楊氏係數，E (kPa)	25,000
		波鬆比， v	0.3
基腳嵌入	彈性模型	批量單位重量，γ (kN/m^3)	24
		楊氏係數， E (kPa)	2.2 x 107
		波鬆比， v	0.2

*註：這些是排水參數在 PLAXIS2D 中自動計算對應的不排水參數。

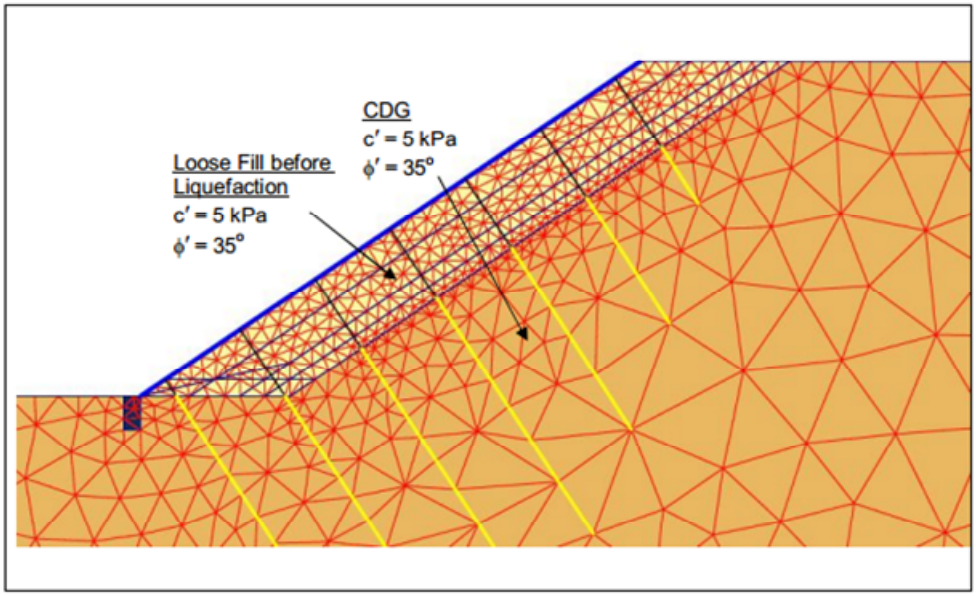


圖 3.6：界面液化前鬆散填土的剪切強度參數

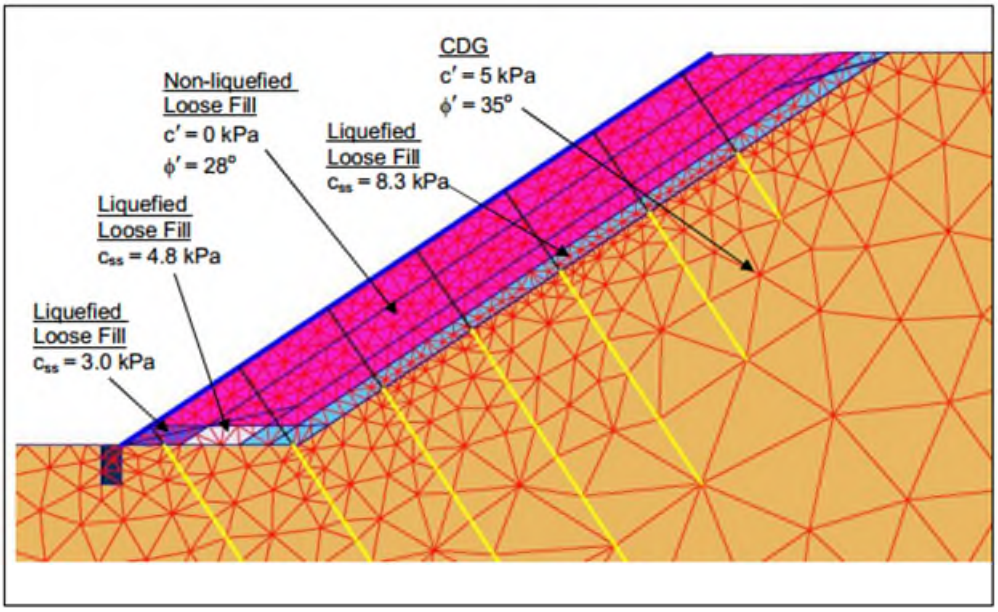


圖 3.7：界面液化後鬆散填土的無排水剪切強度

土釘建模為節點到節點的錨釘元件和土工隔架元件的組合，如圖 3.5 所示。考慮結構元件與週圍土壤間相互作用的隔架元件即用於模擬土釘的黏結長度。在另一方面，節點到節點的錨釘元件屬彈簧元件，它忽略週長沿線的土壤與週圍土壤間的相互作用。由於土釘週圍的液化鬆散填土可能存在「流動」的行為，因此，這些元件適用於對鬆散填土內的土釘進行建模（GEO-HKIE（2011）附錄 B.2）。根據鋼筋的抗拉強度，每支土釘中最大的實際作用拉力則受到限制。為了在平面應變模型中對土釘進行建模，軸向剛度（*EA*）將土釘間距縮小為 1.5 米。格狀基礎面板建模為板材元件，其特徵在於其軸向剛度（*EA*）和彎曲剛度（*EI*）。分析中採用的結構參數如表 3.3。

數值分析旨在證明所提出的釘子裝設效用，因此，評估重點應放在是否可作為假設的加載條件（即界面液化）和邊坡變形下實際作用的足夠釘力。數值分析算出的設計釘力和實際作用釘力的比較如圖 3.8 所示，即顯示界面液化中的實際作用釘力小於完全液化所假設的釘力。但因為算出的變形是有限的，因此此設計被認定是可接受的。應在特定位置點確定邊坡變形的驗收標準，同時考慮到靠近邊坡任何感應接收器的可容許運動。裝設和不裝設嵌入式基腳的施作實例 2，如圖 3.6 所示。輸入參數和經過分析的數值結果如附錄 A.2.6。

表 3.3：數值分析中土釘和格狀基礎面板的模型參數

模型類別	模型類別	參數	輸入值
土釘	節點到節點的錨釘和土工隔架	軸向剛度 EA（kN/m）	T16： 26,808 T20： 41,867 T25： 65,467 T32： 1.07 x 105 T40： 1.67 x 105
		最大壓縮力 Fmax, comp (kN/m)	1.0 x 10 15
		最大拉力 Fmax, tens (kN/m)	T16： 61.7 T20： 96.3 T25： 150.5 T32： 246.7 T40： 385.4
隔架面板	板材	軸向剛度， *EA* （kN/m）	2.7 x 10 6
		彎曲剛度， *EI* （kNm2/m）	19,980
		重量， *w* (kN/m2)	3.5
		波鬆比，*v*	0.2

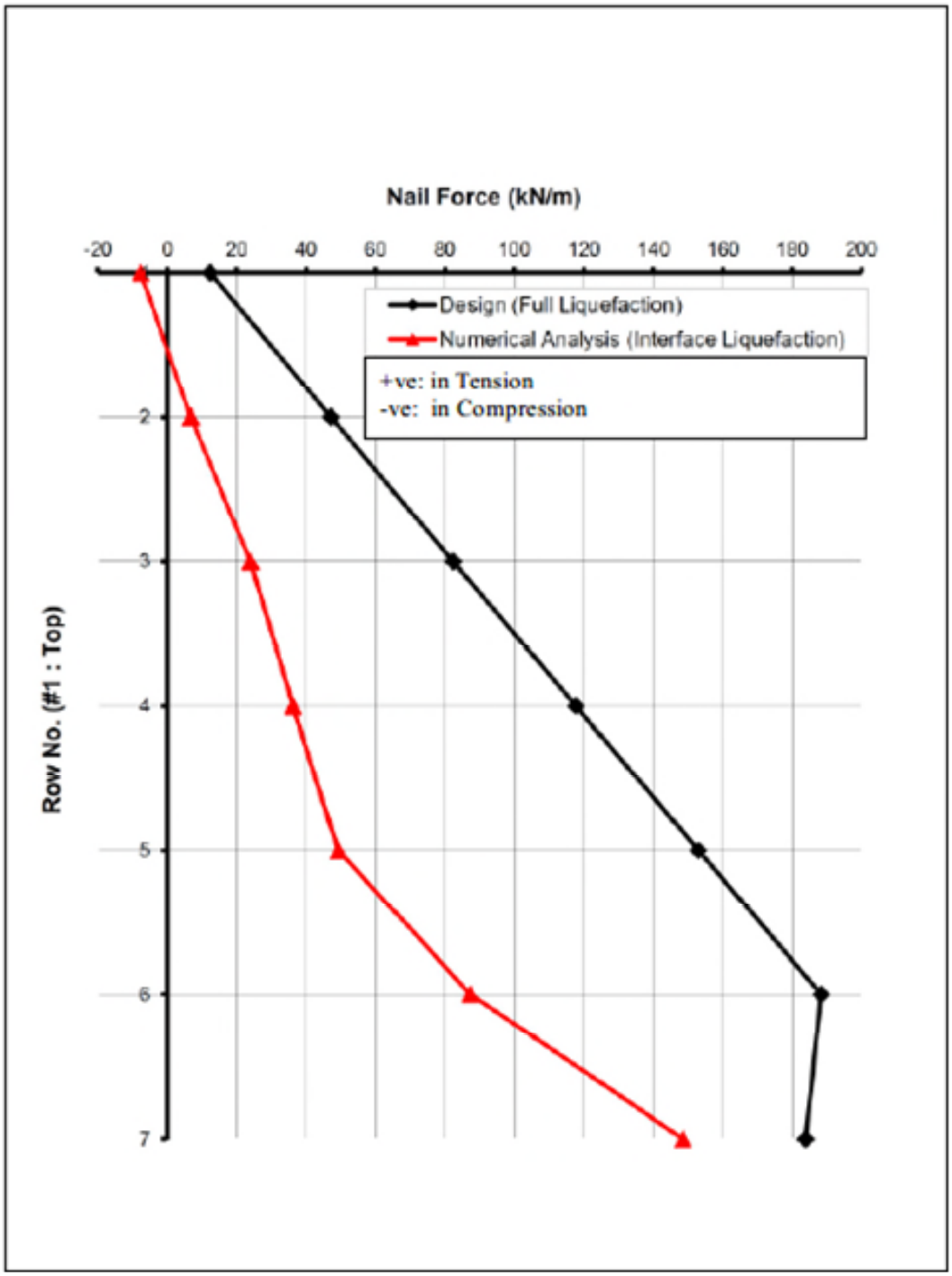


圖 3.8：界面液化時設計釘力和實際作用釘力的比較

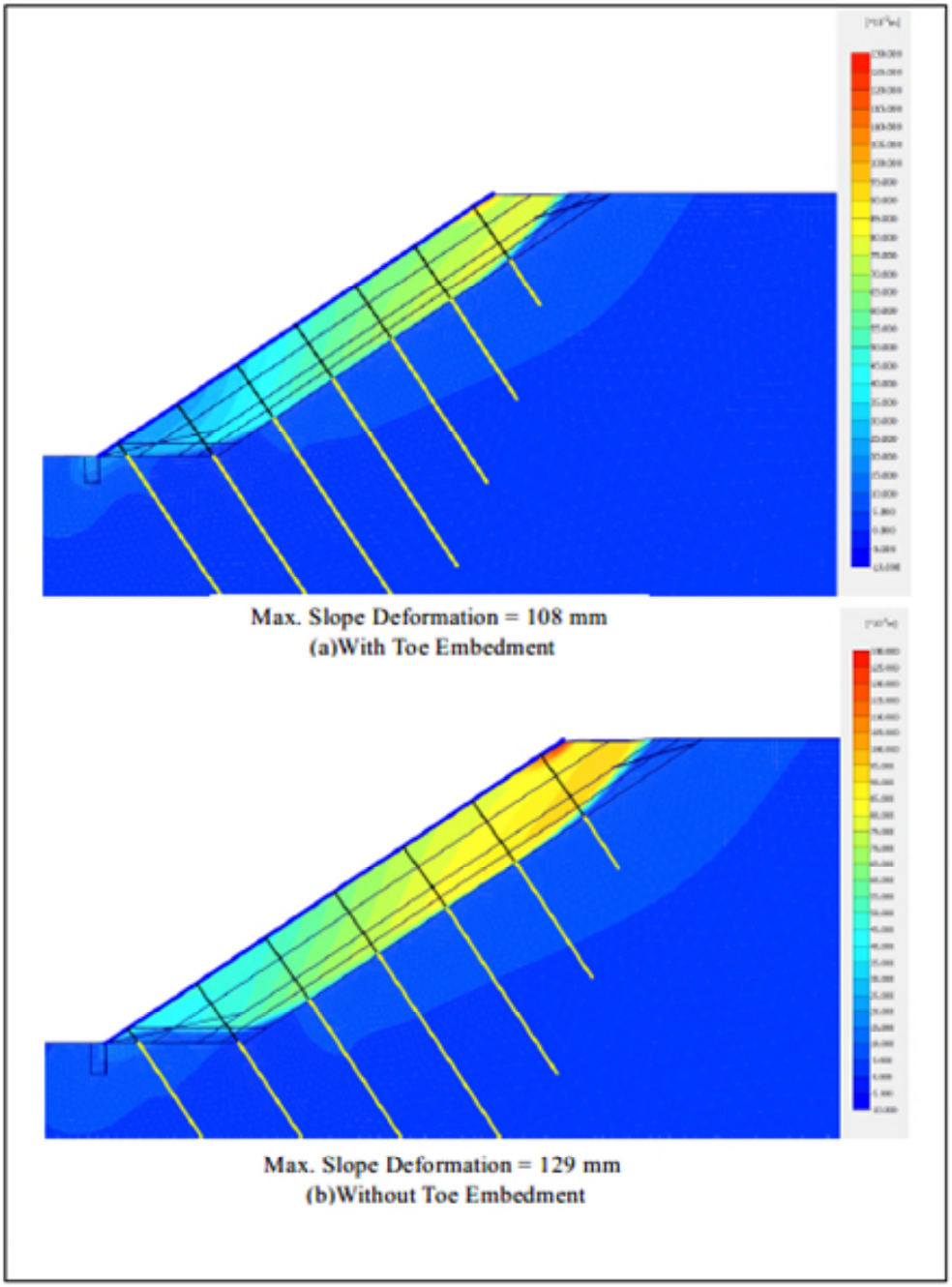


圖 3.9：藉由數值分析預測邊坡變形

4. 施作實例 3 - 深層填土剖面的設計

4.1 設計場景和假設

深層的鬆散填土不太可能出現靜態液化，在 GEO-HKIE 報告的第 5.3 節中，建議採用某個程序劃分可假定為「不可液化」的鬆散填土區。在穩定性

評估期間，不可液化的填土抗剪切性可由液化開始時的摩擦角來表示，即可減少施加在格狀基礎面板上的預測土壤壓力，雖然需該區域中的黏結強度，但可藉此減小所需的釘力。

第 3 個施作實例中，深填的鬆散填土邊坡可用於說明設計過程，設計中考慮到 10 米高的鬆散填土邊坡，該邊坡與水平方向呈 33.7 度傾斜（即 1：1.5）（見圖 4.1）。鬆散填土在邊坡頂部附近的最大深度為 6 米，假設所設計的地下水位（DGWT）約為邊坡高度的三分之一並與鬆散填土/CDG 界面上方 1 米處的設計棲息水位（DPWT）對齊，所設計的土壤參數如表 4.1，基本上與施作實例 1 的假設相同。關於經決定為不可液化的鬆散填土區（在 4.2 節中討論），為能夠進行穩定性評估，剪切強度參數與液化開始時的參數相同。

表 4.1：施作實例 3 中的設計土壤參數

土壤類別	參數	數值
鬆散填土（開始液化或不可液化的填土）	批量單位重量，$\gamma(kN/m^3)$	17.7
	內聚力， c’（kPa）	0
	摩擦角，φ’$_{mob}$(度)	28
鬆散填土(液化後)	批量單位重量，$\gamma(kN/m^3)$	17.7
	不排水剪切強度， c_{ss}(kPa)	0.267G'V
	摩擦角，φ’(度)	0
CDG	批量單位重量，$\gamma(kN/m^3)$	17.7
	內聚力， c’（kPa）	5
	摩擦角，φ’(度)	35

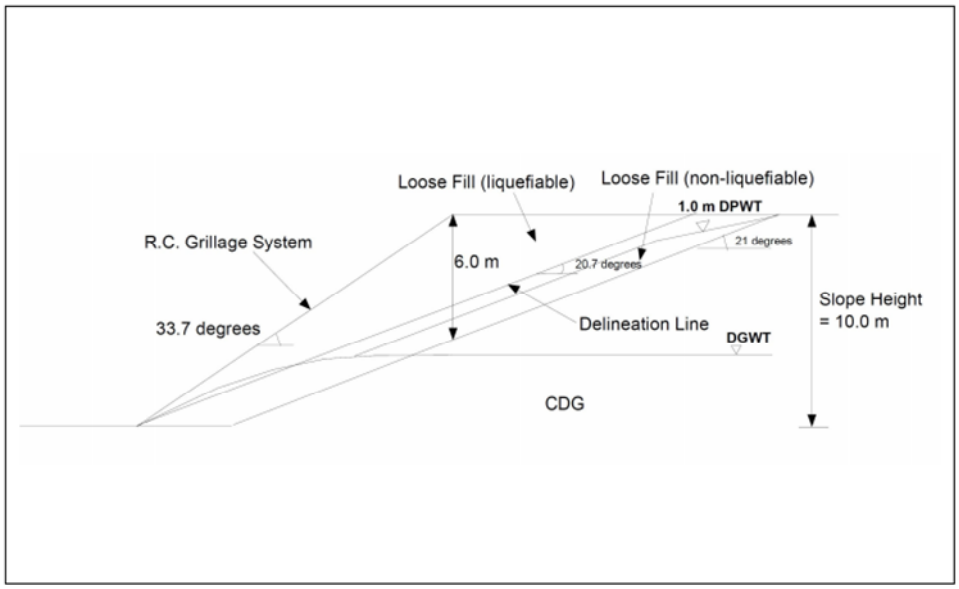


圖 4.1：工作實例 3 的邊坡幾何外形

4.2 不可液化鬆散填土區的劃分

極限平衡法用於劃分鬆散填土區，可假定為不可液化的填土區（GEO-HKIE（2011）第 5.3 節），由 SLOPE/W 執行的計算如圖 4.2 所示，在分析中，整個鬆散填土區以液化開始的摩擦角（即 φ'_{mob} = 28 度）來表示，在邊坡以不同的傾斜角度繪製多平面的「滑動表面」，應注意到這些「滑動表面」需完全落在填土層內，若假定的滑動面截斷下方的填土層時，則此步驟不適用。假設該邊坡需要 1.4 的最小安全係數，則不可液化的填土區被上方的滑動表面所包圍，促成 1.4 的安全係數（即圖 4.2 中的滑動表面 5），由於上面的其他滑動面讓安全係數低於 1.4，因此需進行土壤改良作業。

4.3 土釘支護土壤壓力的決定

一旦界定出不可液化的填土區，則下面的設計過程即類似施作實例 1，使用表 4.1 中的設計土壤參數藉由極限平衡分析決定施加在格狀基礎面上的土壤壓力，在可液化填土中，即假設穩態不排水剪切強度如圖 4.3 所示。

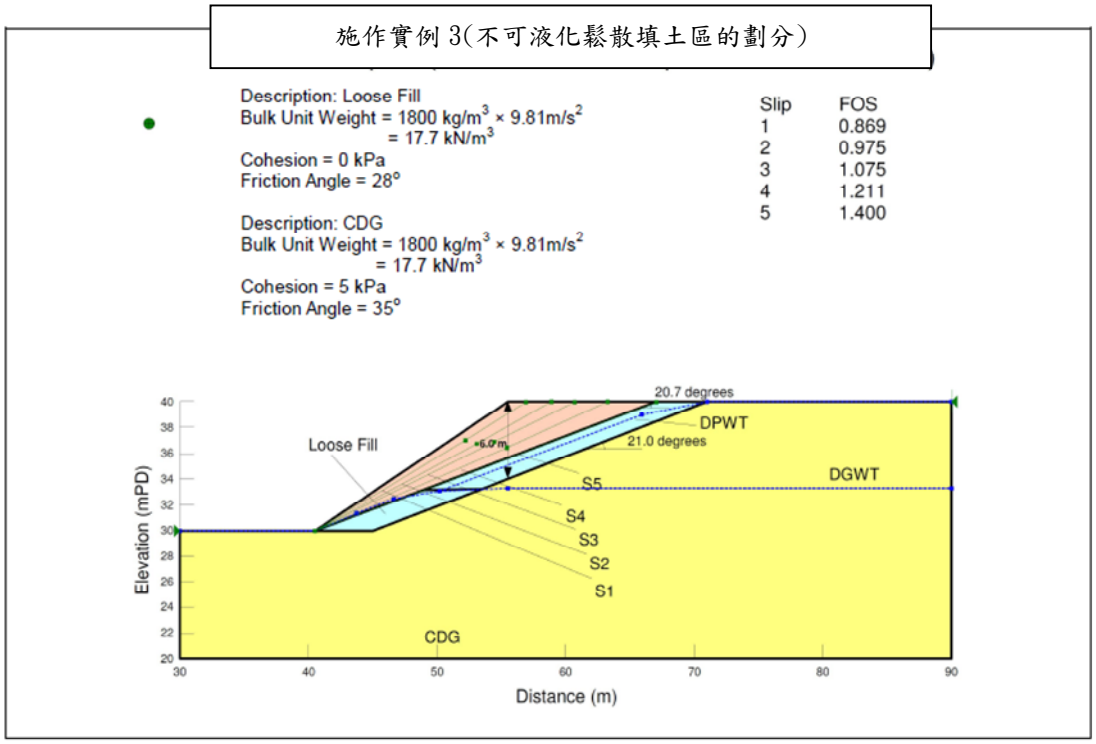


圖 4.2：不可液化鬆散填土區的劃分

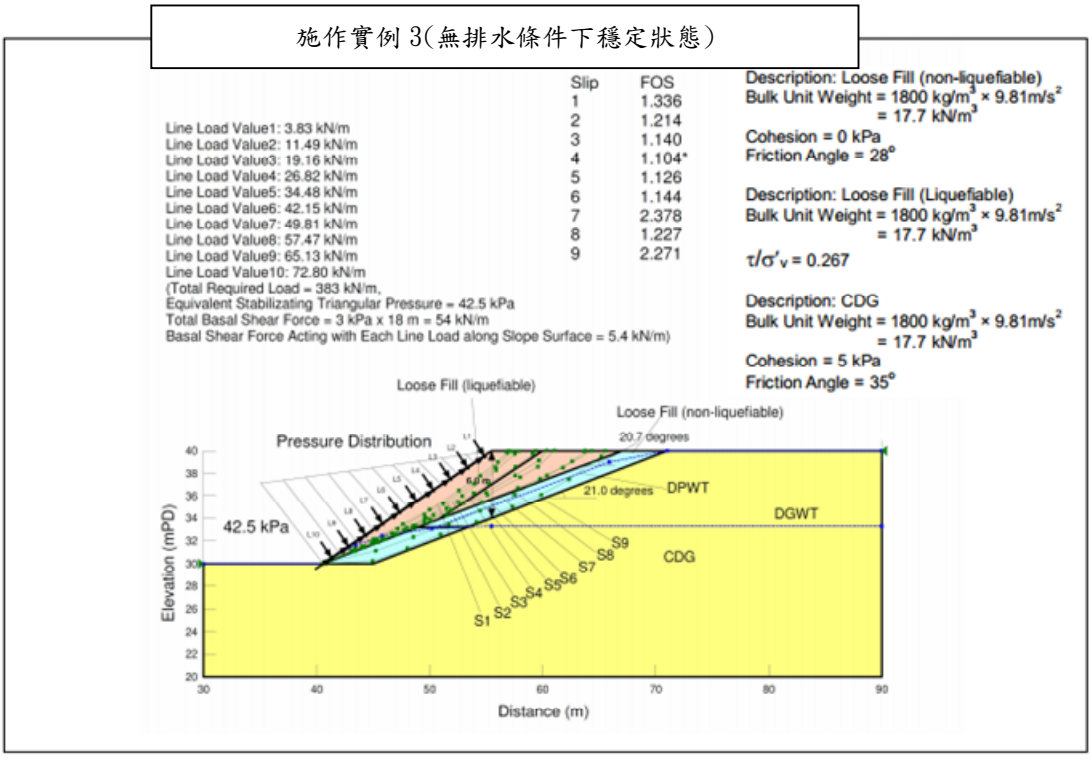


圖 4.3：施作實例 3 中液化時對格狀基礎施加的土壤壓力測定

4.4 土釘的設計

本施作實例採用混合土釘裝設的設計，與施作實例 1 中採用的設計類似，即假設前 3 排土釘是水平裝設（與水平方向呈 20 度傾斜），其餘 4 排的土釘則水平傾斜 56 度，即表示水平裝設的土釘個數是土釘總數的 43%，即符合最初的指南規定（GEO-HKIE（2011）第 5.4 節），在格狀基礎結構的設計過程中，應決定此比值的適當性（見第 4.6 節）。

假設土釘在垂直和水平方向的間距為 1.5 米（中心點到中心點），每排土釘支撐的單個拉力計算如附錄 A.3.1，土釘直徑和黏結長度的計算如附錄 A.3.2，應該強調的是，不可液化的填土區需忽略土釘的黏結強度（GEO-HKIE（2011）第 5.3 節），最終的土釘裝設如圖 4.4 所示。

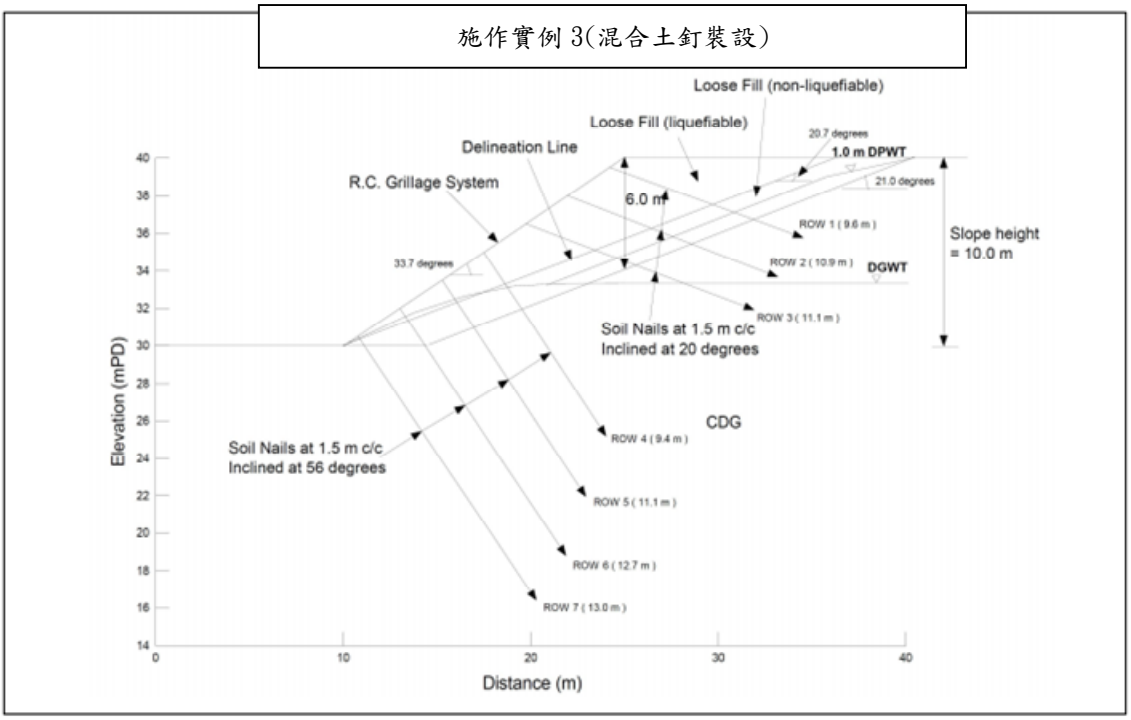


圖 4.4：施作實例 3 中的土釘佈置排列

4.5 排水條件下土釘鬆散填土邊坡的穩定性評估

藉由極限平衡法決定單支土釘的釘力後再評估土釘鬆散填土邊坡的穩定性，如圖 4.5 所示。

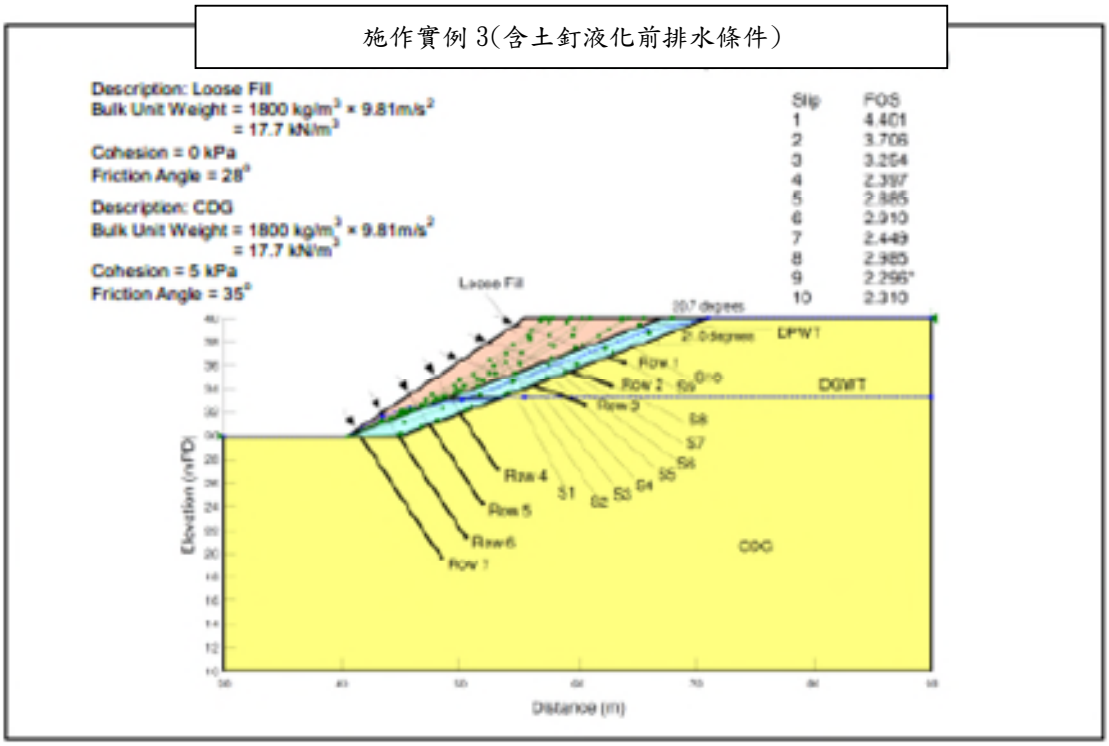


圖 4.5：施作實例 3 排水條件下裝有土釘的鬆散填土邊坡穩定性評估

4.6 格狀基礎結構和土釘頭的設計

格狀基礎面的設計類似於施作實例 1，由寬度為 600mm 厚度為 300mm 的格狀基礎所組成，覆蓋範圍的計算如附錄 A.3.3，格狀基礎樑的結構設計計算如附錄 A.3.4，而土釘頭的設計計算見附錄 A.3.5。為了確認近水平裝設的土釘數量足以支撐格狀基礎的重量，應考慮格狀基礎結構的施力平衡，計算如附錄 A.3.6。

5. 討論

2013 年 4 月發表的本報告草案已向 HKIE-GD 政府部門和業者徵求意見，收到的意見後已納入 2013 年 10 月發表的本報告最終版內容中。本節重點即介紹一些值得設計師特別注意的重點，意見回覆如附錄 B。

5.1 極限均衡分析

在設計過程中的一個重要步驟就是採用極限平衡法確定坡面上所需的穩定壓力，可藉此決定用於表示土壤壓力的三角形分佈區域中某個集中點的荷載大小。理論上，三角形土壤壓力區域應盡量使用最多的施力點進行荷載建模。但假如使用太多的荷載點，則無法使用試錯法來決定所需的穩定壓力。10 米高邊坡的簡單案例可說明 10 個荷載點即足以將差異限制在 3%以內（見第 89 頁的意見回覆）。就其他的設計條件而言，設計人員應自行作出工程判斷，藉此決定代表土壤壓力的最小荷載點數量。此外，邊坡穩定性分析採用「網格半徑法」時，設計者應記得滑動面應包括施加在邊坡上的所有荷載點。若臨界滑動面不包括邊坡上的所有荷載點，則應忽略某些可能導致低估荷載條件的荷載點。

5.2 不規則邊坡剖面

本研究旨在證明已實施 GEO-HKIE（2011）報告中的新建議，因此簡化 3 個施作實例中所考慮的邊坡幾何外形。實際上，邊坡剖面的輪廓有時可能是不規則的，在此情況下，設計人員應使用實際的邊坡剖面決定施加在面板結構上的土壤壓力。施加在面板結構上的土壤壓力應假定為邊坡表面法線方向上的作用力，因為可沿著面板和鬆散填土之間的界面移動只出現非常小的剪切應力。基礎剪切力的假設中已考慮到小數值的剪切應力，因此，土壤壓

力需垂直於坡面，當施力在穩定的荷載點時，應考慮所提出的土釘裝設方法是否能提供假設的穩定效果。例如，施加在邊坡護坡上向下作用力實際上不存在，因為該方向未出現實際作用的釘力，考慮到設計目的應忽略施加在邊坡護坡上的穩定力。

5.3 不可液化鬆散填土區的劃分

鬆散填土厚度各有不同，鬆散填土厚度隨高度而增加時，即類似圖 4.2 所示的情況，即可使用線性滑動面來描述不可液化的區域。當鬆散填土厚度朝向邊坡頂部逐漸減小時，可假設線性或雙線性滑動面來識別不可液化的區域，先決條件是這些滑動表面需完全落在鬆散填土區內（參見意見回覆第 91 頁內容），可液化區是指滑動坡面上方區域，其最小的 FOS 值為 1.4。

5.4 格狀基礎結構的結構設計

在本報告中提出的 3 個施作實例中，考慮邊坡基腳附近的區段，藉此進行框架構的結構設計。為簡化起見，即假設格狀基礎樑得到簡單的支護且受到均勻分佈的荷載。理論上，當三角形區域的壓力施加在面板時，應使用可代表整個面板的連續樑來決定結構力。已進行施作實例 2 中的土釘裝設參數研究，藉此檢查上述兩種不同方法可能出現的差異（即簡單的均勻分佈荷載和具有三角形區域壓力的連續樑支護）。可發現到所考慮條件下，就均勻分佈負載的簡單樑架支護，即可算出通常數值較大的最大彎矩。從兩種方法算出的剪切力在施作實例中可進行比較，一般的百分比差異為 1%。可得出結論，格狀基礎簡化為簡單支護的區段通常是可接受的，但設計人員應根據具體情況驗證此方法。

6. 結論

本文提出 3 個施作實例，藉此說明設計土釘土壤改良鬆散填土的建議程序，這些施作實例中考慮的設計方案比較簡單，因為主要目標是證明混合土釘裝設，可推薦用於增強系統的穩固性。數值模擬技術已證明採用的混合裝設方法具有足夠的穩固性，就其他的土釘裝設狀況而言，類似施作實例 2，設計者需證明所提出方案的穩固性，應特別注意釘力的實際作用機制和相關的實際作用變形狀況。

7. 參考資料

BD (2013). *Code of Practice for Structural Use of Concrete.* Buildings Department, Hong Kong, 187 p.

GCO (1984). Geotechnical Manual for Slopes. (2nd Edition). Geotechnical Control Office, Civil Engineering Services Department, Hong Kong, 295 p.

GEO (1993). Guide to Retaining Wall Design (Geoguide 1). Second Edition. Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering Department, Hong Kong, 258 p.

GEO (2008). Guide to Soil Nail Design and Construction (Geoguide 7). Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering and Development Department, Hong Kong, 97 p.

GEO-HKIE (2011). Design of Soil Nails for Upgrading Loose Fill Slopes. Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering and Development Department, Hong Kong and The Hong Kong Institution of Engineers (Geotechnical Division), 96 p.

HKIE (2003). Soil Nails in Loose Fill Slopes. A Preliminary Study (Final Report). The Hong Kong Institution of Engineers (Geotechnical Division), 88 p.

附錄 A

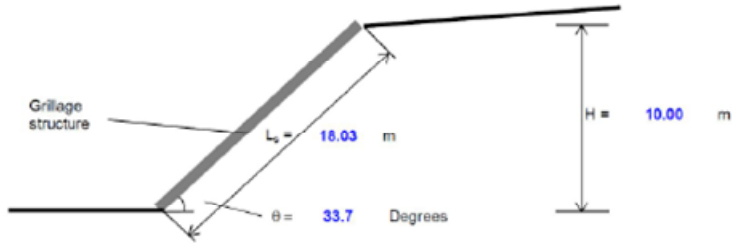
施作實例的詳細設計計算

目錄

A.1：施作實例 1 的詳細設計計算 43
A.1.1：每支釘力的計算 43
A.1.2:土釘設計的計算 44
A.1.3：格狀基礎面板的覆蓋百分比 46
A.1.4：格狀基礎面板的結構設計計算 47
A.1.5：土釘頭的結構設計計算 49
A.1.6：格狀基礎面板的施力平衡評估 50
A.2：施作實例 2 的詳細設計計算 51
A.2.1：每支釘力的計算 51
A.2.2:土釘設計的計算 52
A.2.3 隔架面板覆蓋率百分比 54
A.2.4 隔架面板的結構設計計算 55
A.2.5：土釘頭的結構設計計算 57
A2.6：邊坡性能評估數值分析 58
A.2.6.1：模型幾何外形 58
A.2.6.2：模型參數(土壤) 59
A.2.6.3 模型參數(隔架面板) 60
A.2.6.4：模型參數(土釘) 61
A.2.6.6：液化前材料組合 63
A.2.6.7：液化前孔隙水壓分佈 64
A.2.6.8：液化後材料組合 65
A.2.6.9：液化後孔隙水壓分佈 66
A.2.6.10：液化後邊坡變形 67
A.3：施作實例 3 的詳細設計計算 68
A.3.1：每支釘力的計算 68
A.3.2:土釘設計的計算 69
A.3.3 隔架面板覆蓋率百分比 71
A.3.4 隔架面板結構設計計算 72
A.3.5：土釘頭的結構設計計算 74
A.3.6 隔架面板施力平衡評估 75
B.1 – 連續樑結構分析（施作實例的施壓） 101
B.1.2：分析摘要 104
B.1.3：分析結果 105
B.2 – Ir Leslie Swann 在意見中附上的數字 106
B.3：格狀基礎半徑滑動面 60 個荷載點案例的邊坡穩定性分析 114
B.4：使用雙線性滑動面劃分不可液化的區域 116

A.1：施作實例 1 的詳細設計計算

A.1.1：每支釘力的計算



Slope Geometry

Slope angle =	33.7	Degrees
Fill slope height =	10	m

Material Properties

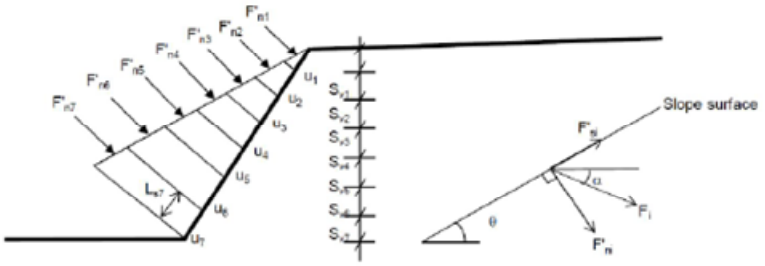
Fill strength:	c_{ss}/p'_{peak} =	0.4	
	assumed K_0 =	0.5	
	c_{ss} =	0.267	σ'_v
	Note : (i) Min. FoS =	1.1	for liquefaction

Stabilizing Pressure

Normal stabilizing pressure u =	66	kPa	(see SLOPE/W analysis in Figure 2.3)
Basal shear resistance τ =	3	kPa	*Minimum basal shear resistance has been assumed
Basal shear force F_b =	54.08	kN/m	*Shear force is applied on the whole slope surface

Soil Nails Configuration

Horizontal spacing =	1.5	m
Vertical spacing =	1.5	m
Spacing between nails on the inclined slab =	2.70	m
Total number of rows =	7	



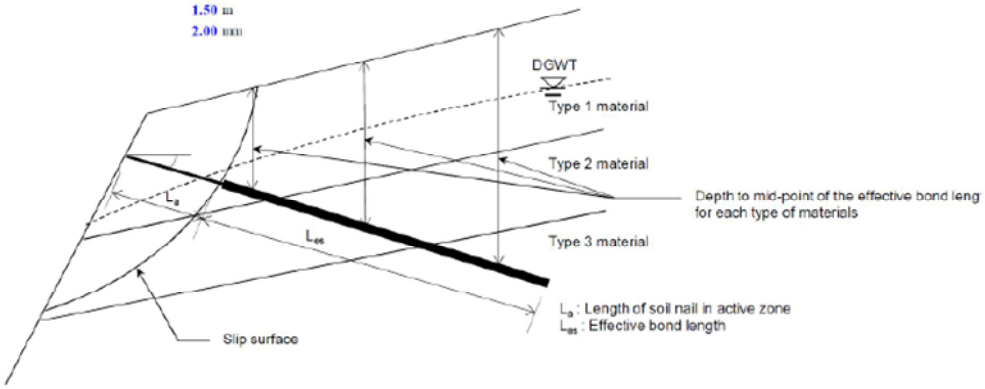
	Vertical distance from crest (m)	α (°)	S_{vi} (m)	ΣS_{vi} from crest (m)	u (kPa)	L_{si} (m)	F'_{ni} (kN/m)	F_i (kN/m)	F'_{si} (kN/m)	Individual nail force (kN)
Row 1	0.50	20.00	1.25	1.25	8.25	2.25	9.30	11.54	6.83	17.30
Row 2	2.00	20.00	1.50	2.75	18.15	2.70	35.69	44.30	26.23	66.44
Row 3	3.50	20.00	1.50	4.25	28.05	2.70	62.47	77.52	45.90	116.28
Row 4	5.00	56.00	1.50	5.75	37.95	2.70	89.24	89.24	0.00	133.86
Row 5	6.50	56.00	1.50	7.25	47.85	2.70	116.01	116.01	0.00	174.02
Row 6	8.00	56.00	1.50	8.75	57.75	2.70	142.78	142.78	0.00	214.17
Row 7	9.50	56.00	1.25	10.00	66.00	2.25	139.43	139.44	0.00	209.15
						Total=	594.92	620.82	78.96	931.22
						Max. value=		142.78		214.17

A.1.2:土釘設計的計算

Soil Parameters

Type 1,	LOOSE FILL	c' =	0.267 σ'_v	γ =	17.7 kN/m^3	ϕ' =	0.0 °
Type 2,	CDG	c' =	5.0 kPa	γ =	17.7 kN/m^3	ϕ' =	35.0 °

Drillhole diameter (D) = 0.15 m
Unit weight of water, γ_w = 9.81 kN/m^3
Horizontal spacing = 1.50 m
Sacrificial thickness = 2.00 mm



A. Tension Failure of the Steel Bar

Characteristic yield strength, f_y = 460 MPa
Partial factor for tensile failure of steel bar, F_T = 1.15

Row No.	Level (mPD)	Bar Length (m)	Bar Size	Horizontal Spacing (m)	Force Required per unit width (kN/m)	Force Required T_r (kN)	Allowable Tensile Force T_T (kN)	T_T / T_r
1	39.50	5.80	T16	1.50	11.54	17.30	45.24	2.61
2	38.00	9.00	T20	1.50	44.30	66.44	80.42	1.21
3	36.50	10.50	T25	1.50	77.52	116.28	138.54	1.19
4	35.00	9.50	T25	1.50	89.24	133.86	138.54	1.04
5	33.50	10.80	T32	1.50	116.01	174.02	246.30	1.42
6	32.00	12.00	T32	1.50	142.78	214.17	246.30	1.15
7	30.50	11.50	T32	1.50	139.44	209.15	246.30	1.18

Minimum T_T / T_r = 1.04 O.K.

B. Bond Failure between Grout and Steel Reinforcement

Design cube strength of cement grout at 28 days f_{cu} = 30 MPa
For type 2 deformed bar, β = 0.5
FOS against pullout failure at grout-reinforcement interface (F_{GR}) = 2.0

Allowable bond stress = Ultimate bond stress / F_{GR} = [$\beta (f_{cu})^{1/2}$] / F_{GR} = 2738.62/2 = 1369.31 kN/m^2

Allowable pullout resistance along grout-reinforcement interface = [$\beta (f_{cu})^{1/2}$] * π * (d-2s) * L_{eg} / F_{GR}

Resisting Zone - for soil nail design

Row No.	Resisting Zone						
	Effective Bond Length in Each Layer		Depth to Mid-point of the Effective Bond Length (m)				
			LOOSE FILL		CDG		
	LOOSE FILL	CDG	LOOSE FILL	WATER	LOOSE FILL	CDG	WATER
1	0.00	2.80	0.00	0.00	0.50	1.50	0.00
2	0.00	6.00	0.00	0.00	1.00	3.00	0.00
3	0.00	7.50	0.00	0.00	2.10	3.70	0.00
4	0.00	7.00	0.00	0.00	3.00	4.20	0.00
5	0.00	8.30	0.00	0.00	3.00	5.10	0.00
6	0.00	9.50	0.00	0.00	3.00	5.80	0.00
7	0.00	11.00	0.00	0.00	3.00	4.50	0.00

Row No.	Level (mPD)	Bar Length (m)	Bar Size	Horizontal Spacing (m)	L_{eg} (m)	L_a (m)	Force Required per unit width (kN/m)	Force Required T_r (kN)	Allowable Pullout Resistance T_{GR} (kN)	T_{GR} / T_r
1	39.50	5.80	T16	1.50	2.80	3.00	11.54	17.30	144.54	8.35
2	38.00	9.00	T20	1.50	6.00	3.00	44.30	66.44	412.97	6.22
3	36.50	10.50	T25	1.50	7.50	3.00	77.52	116.28	677.53	5.83
4	35.00	9.50	T25	1.50	7.00	2.50	89.24	133.86	632.37	4.72
5	33.50	10.80	T32	1.50	8.30	2.50	116.01	174.02	999.74	5.75
6	32.00	12.00	T32	1.50	9.50	2.50	142.78	214.17	1144.28	5.34
7	30.50	11.50	T32	1.50	11.00	0.50	139.44	209.15	1324.96	6.33

Minimum of T_{GR} / T_r = 4.72 > 1 O.K.

C. Shear Failure of Adjacent Ground

Allowable pullout resistance provided by the soil-grout bond length in the passive zone: $T_{SG} = (\pi D c' + 2 D \sigma_v' \tan\phi) * L_{es} / F_{SG}$

The rock-grout bond strength for weathred rock mass of PW90/100 or better= 0.35 MPa
FOS against pullout failure at soil-grout interface (F_{SG}) = 1.5

LOOSE FILL = (0.126 + 0.000 σ_v') * L_{es} / F_{SG}

CDG = (2.356 + 0.210 σ_v') * L_{es} / F_{SG}

Soil Nail Schedule Table

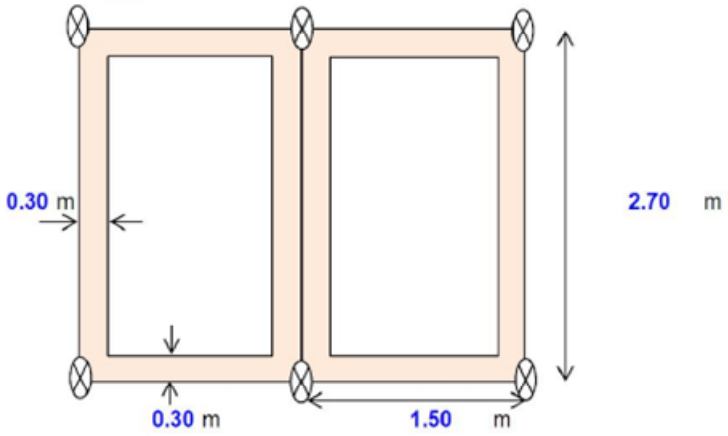
Row No.	Level (mPD)	Bar Length (m)	Bar Size	Horizontal Spacing (m)	L_{es} (m)	L_a (m)	Force Required per unit width (kN/m)	Force Required T_r (kN)
1	39.50	5.80	T16	1.50	2.80	3.00	11.54	17.30
2	38.00	9.00	T20	1.50	6.00	3.00	44.30	66.44
3	36.50	10.50	T25	1.50	7.50	3.00	77.52	116.28
4	35.00	9.50	T25	1.50	7.00	2.50	89.24	133.86
5	33.50	10.80	T32	1.50	8.30	2.50	116.01	174.02
6	32.00	12.00	T32	1.50	9.50	2.50	142.78	214.17
7	30.50	11.50	T32	1.50	11.00	0.50	139.44	209.15

Row No.	Effective Vertical Stress σ_v' (kPa)		Allowable Pullout Resistance in Soil T_{SG_soil} (kN)		Embedded Rock Length	Allowable Pullout Resistance in Rock T_{SG_rock} (kN)	Allowable Pullout Resistance T_{SG} (kN)	T_{SG} / T_r
	LOOSE FILL	CDG	LOOSE FILL	CDG	L (m)			
1	N/A	35.40	0.00	18.28	0.00	0.00	18.28	**1.06**
2	N/A	70.80	0.00	68.91	0.00	0.00	68.91	**1.04**
3	N/A	102.66	0.00	119.60	0.00	0.00	119.60	**1.03**
4	N/A	127.44	0.00	135.92	0.00	0.00	135.92	**1.02**
5	N/A	143.37	0.00	179.68	0.00	0.00	179.68	**1.03**
6	N/A	155.76	0.00	222.14	0.00	0.00	222.14	**1.04**
7	N/A	132.75	0.00	221.77	0.00	0.00	221.77	**1.06**

Minimum of T_{SG}/T_r = **1.02** > 1 **O.K.**

A.1.3：格狀基礎面板的覆蓋百分比

Width of grillage beam =	600	mm
Thickness of grillage beam =	300	mm
Embedment of grillage beam =	300	mm



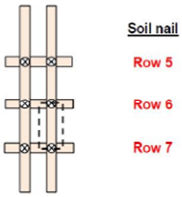
% Coverage of Slope Surface =	53%	O.K. (i.e. % Coverage >50%)

A.1.4：格狀基礎面板的結構設計計算

Section Properties of Concrete Grillage Beam

Width of grillage beam, b=	600	mm
Depth of grillage beam, h=	300	mm
Minimum cover of grillage beam, C=	50	mm
Concrete strength, f_{cu}=	30	N/mm^2
Characteristic strength of steel bar, f_y=	460	N/mm^2

Plan View



Proposed reinforcement

No. of steel bar =	4	
Diameter of steel bar =	20	mm
Area of steel, A_s =	1257	mm^2
Diameter of stirrup, ϕ_s =	12	mm
Effective depth, d =	228	mm

(a) Determine Design Bending Moment and Shear in the Grillage System (Longitudinal Span)
(i) Design of Bending Reinforcement (Longitudinal Span)

Design moment $M = u' * L^2 * Sh / 8$

u' = 57.75 kPa
M = 79.18 kNm

Minimum reinforcement = 0.13%bh = 234 mm^2 O.K.

K = $M / (bd^2 * f_{cu})$ = 0.08 O.K. (i.e. <0.156 - No compression steel is required)
Lever arm, z = $(0.5+\sqrt{(0.25-K/0.9)}*d$ = 204 mm

Therefore, A_s (Required) = $M / (0.87 * f_y * z)$ = 970 mm^2 < A_s (provided) = 1257 mm^2 O.K.

(ii) Design of Shear Reinforcement (Longitudinal Span)

Design shear $V = u' * L * Sh / 2$ = 117.12 kN

Design shear stress, $\nu = V/bd$ = 0.86 N/mm^2

According to Table 6.3 in Code of Practice of Structural use of Concrete 2013

$$\nu_c = \frac{0.79 * (100A_s/bd)^{1/3} * (400/d)^{1/4} * (f_{cu}/25)^{1/3}}{\gamma_m}$$ where γ_m = 1.25

= 0.75 N/mm^2

Detail of Shear Link:

No. of steel bar =	2	
Diameter of steel bar =	12	mm
Spacing of links along the member =	200	mm
Area of steel, A_{sv} =	226	mm^2

According to Table 6.2 in Code of Practice of Structural use of Concrete 2013

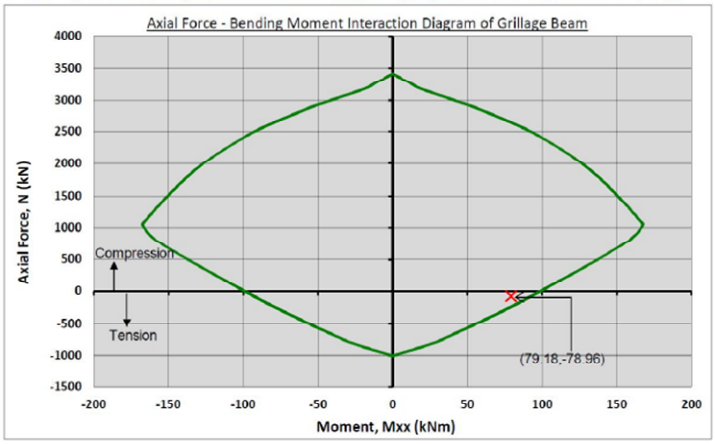
$0.5v_c<v<v_c+0.4$= 0.38 < 0.86 < 1.15

Area of shear reinforcement, $A_{sv} \geq (0.4*b_v*S_v) / 0.87f_{yv}$ = 221 mm^2 O.K. where f_{yv} = 250 N/mm^2

(iii) Checking on Axial Tensile Force (Longitudinal Span)

Axial tensile force generated = 78.96 kN in tension
Design bending moment = 79.18 kNm

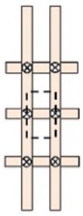
According to Figure 6.1 and Cl 6.1.2.4(a) in Code of Practice of Structural use of Concrete 2013
The axial tensile force generated with respect to the bending moment are within the allowable capacity of the beam as shown in the chart below



Section Properties of Concrete Grillage Beam

(b) Determine Design Bending Moment and Shear in the Grillage System (Transverse Span)

Plan View



Soil nail

Row 5

Row 6

Row 7

Section Properties of Concrete Grillage Beam

Proposed reinforcement

No. of steel bar =	2	
Diameter of steel bar =	20	mm
Area of steel, A_s =	628	mm^2
Dia. of stirrup, ϕ_b =	12	mm
Effective depth, d =	228	mm

(i) Design of Bending Reinforcement (Transverse Span)

Since Row 6 requires the greatest nail force, use resultant pressure at Row 6 to determine the design bending moment. Hence resultant pressure,

Design Moment $M = u' * L * Sh^2 / 8$

u' =	52.80	kPa
M =	40.16	kNm

Minimum reinforcement = 0.13%bh = 234 mm^2 O.K.

According to Cl 6.1.2.4 (c) in Code of Practice of Structural Use of Concrete 2013

$K = M / (bd^2 * f_{cu})$ = 0.04 O.K. (i.e. <0.156 - No compression steel is required)

Lever arm, $z = (0.5+\sqrt{(0.25-K/0.9)})*d$ = 217 mm

Therefore, A_s (Required) = $M / (0.87 * f_y * z)$ = 463 mm^2 < A_s (provided) = 628 mm^2 O.K.

(ii) Design of Shear Reinforcement (Transverse Span)

Design shear $V = u' * L * Sh / 2$ = 107.08 kN

Design shear stress, $v = V/bd$ = 0.78 N/mm^2

According to Table 6.3 in Code of Practice of Structural use of Concrete 2013

Design concrete shear strength, $v_c = \frac{0.79 * (100A_s/bd)^{1/3} * (400/d)^{1/4} * (f_{cu}/25)^{1/3}}{\gamma_m}$ where γ_m = 1.25

= 0.60 N/mm^2

Detail of Shear Link:

No. of steel bar =	2	
Diameter of steel bar =	12	mm
Spacing of links along the member =	200	mm
Area of steel, A_{sv} =	226	mm^2

According to Table 6.2 in Code of Practice of Structural use of Concrete 2013

$0.5v_c<v<v_c+0.4$= 0.30 < 0.78 < 1.00

Area of shear reinforcement, $A_{sv} \geq (0.4*b_v*S_v) / 0.87f_{yv}$ = 220.69 mm^2 O.K. where f_{yv} = 250 N/mm^2

A.1.5：土釘頭的結構設計計算

Section Properties of Concrete Grillage Beam

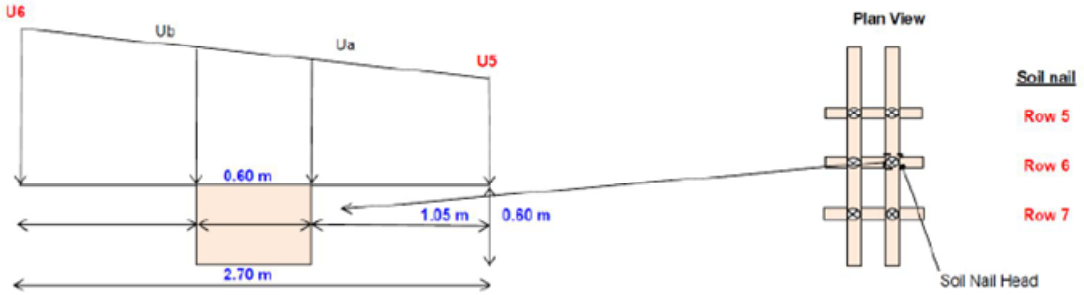
(c) Design of Connection between Soil Nail & Grillage Beam

(i) Bearing Failure of the Base Plate

According to Cl 6.1.5.7 (b) in Code of Practice of Structural use of Concrete 2013

Maximum design shear stress, v_{max} =	$V/u_0 d$				
Maxmum soil nail load, V =	214.17	kN			
Width of base plate, b_1 =	150	mm			
Perimeter of base plate, u_0 =	4 * 150mm =	600	mm		
Depth below steel plate, d_1 =	180	mm			
Concrete cover, C=	50	mm			
Bar reinforcement, ϕ =	20	mm			
Effective depth of nail head, d_e =	100	mm			
v_{max} =	3.57	N/mm^2	$<0.8*\sqrt{f_{cu}}$	4.38	N/mm^2 O.K.

(ii) Punching Failure at the Nail Head



Proposed reinforcement

No. of steel bar =	3	
Diameter of steel bar =	20	mm
Area of steel, A_s =	942	mm^2
Width of nail head, b =	600	mm
Effective depth of nail head, d_e =	100	mm

According to Cl 6.1.5.7 (c) in Code of Practice of Structural use of Concrete 2013

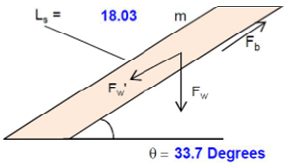
Punching force, F_{nail} =	214.17	kN	
U_a=	51.70	kPa	
U_b=	53.90	kPa	
Force from soil, F_{soil} =	$(U_a+U_b)/2$ * Area of soil nail head		
=	19.01	kN	
Hence, $F_{resultant}$ =	$F_{nail} - F_{soil}$		
=	195.16	kN	
Outer perimeter 1.5d from loaded area, u =	1800	mm	
Hence, v = V/ud =	1.08	N/mm^2	

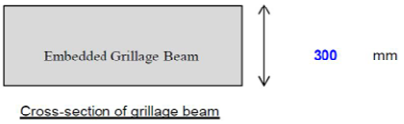
According to Table 6.3 & Cl 6.1.5.7 (d) in Code of Practice of Structural use of Concrete 2013

Design concrete shear strength, $v_c = \frac{0.79 * (100A_s/bd)^{1/3} * (400/d)^{1/4} * (f_{cu}/25)^{1/3}}{\gamma_m}$ where γ_m = 1.25

= 1.10 N/mm^2 > v = 1.08 N/mm^2 O.K.

A.1.6：格狀基礎面板的施力平衡評估





Cross-section of grillage beam

Driving Force

Weight of grillage structure, F_g =	69.20	kN/m					
Weight of backfill inside the opening, F_s =		44.69	kN/m				
Total Weight of grillage structure and backfill, F_w =		113.89	kN/m				
Force component along potential sliding direction, F'_w =			63.18	kN/m			

Resisting Force

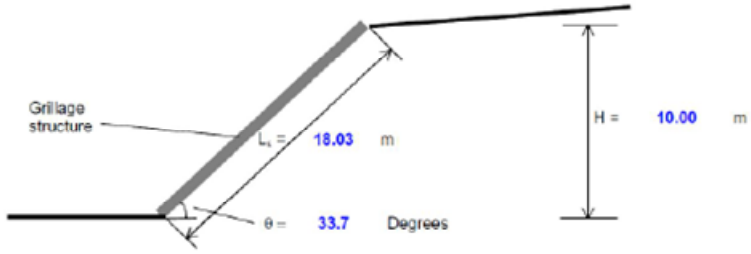
Available resisting force along the sliding direction from sub-horizontal nails, $\Sigma F'_{si}$=				78.96	kN/m		
Resisting force due to liquefied loose fill, F_b =		54.08	kN/m				
Therefore, $\Sigma F'_{si} + F'_b$ =	133.05	kN/m	/ F'_w =	63.18	kN/m	=	2.11	O.K. (>1)

Note: The evaluation of force equilibrium along the potential sliding direction ensures that there is sufficient resisting force to avoid excessive slope deformation due to the weight of the grillage structure when the underlying loose fill liquefies.

[Refer to GEO-HKIE (2011) - Section 5.4]

A.2：施作實例 2 的詳細設計計算

A.2.1：每支釘力的計算



Slope Geometry

Slope angle =	33.7	Degrees
Fill slope height =	10	m

Material Properties

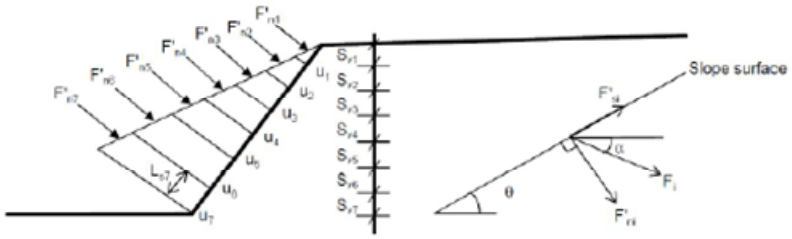
Fill strength:	c_{ss}/p'_{peak} =	0.3	
	assumed K_0 =	0.5	
	c_{ss} =	0.200	σ'_v
	Min. FoS =	1.1	for liquefaction

Stabilizing Pressure

Normal stabilizing pressure u =	87.0	kPa	(see SLOPE/W analysis in Figure 3.2)
Basal shear resistance τ =	3	kPa	*Minimum basal shear resistance has been assumed
Basal shear force F_b =	54.08	kN/m	*Shear force is applied on the whole slope surface

Soil Nails Configuration

Horizontal spacing =	1.5	m
Vertical spacing =	1.5	m
Spacing between nails on the inclined slab =	2.70	m
Total number of rows =	7	



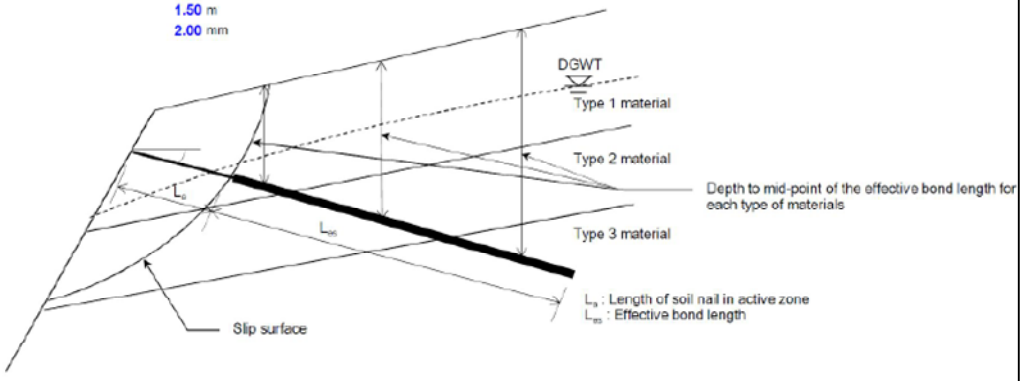
	Vertical distance from crest (m)	α (°)	S_d (m)	ΣS_{vi} from crest (m)	u_i (kPa)	L_{si} (m)	F'_{ni} (kN/m)	F_i (kN/m)	F'_{si} (kN/m)	Individual nail force (kN)
Row 1	0.50	56	1.25	1.25	10.88	2.25	12.25	12.25	0.00	18.38
Row 2	2.00	56	1.50	2.75	23.93	2.70	47.05	47.05	0.00	70.58
Row 3	3.50	56	1.50	4.25	36.98	2.70	82.34	82.34	0.00	123.51
Row 4	5.00	56	1.50	5.75	50.03	2.70	117.63	117.63	0.00	176.45
Row 5	6.50	56	1.50	7.25	63.08	2.70	152.92	152.92	0.00	229.38
Row 6	8.00	56	1.50	8.75	76.13	2.70	188.21	188.21	0.00	282.31
Row 7	9.50	56	1.25	10.00	87.00	2.25	183.80	183.80	0.00	275.70
						Total=	784.21	784.21	0.00	1176.31
						Max. value=		188.21		282.31

A.2.2:土釘設計的計算

Soil Parameters

Type 1, LOOSE FILL	c' =	0.20 σ'_v	γ =	17.7 kN/m³	ϕ'=	0.0 °
Type 2, CDG	c' =	5.0 kPa	γ =	17.7 kN/m³	ϕ'=	35.0 °

Drillhole diameter (D) = 0.15 m
Unit weight of water, γ_w = 9.81 kN/m³
Horizontal spacing = 1.50 m
Sacrificial thickness = 2.00 mm



A. Tension Failure of the Steel Bar

Characteristic yield strength, f_y = 460 MPa
Partial factor for tensile failure of steel bar, F_T = 1.15

Row No.	Level (mPD)	Bar Length (m)	Bar Size	Horizontal Spacing (m)	Force Required per unit width (kN/m)	Force Required T_r (kN)	Allowable Tensile Force T_T (kN)	T_T / T_r
1	39.50	4.50	T16	1.50	12.25	18.38	45.24	2.46
2	38.00	7.00	T20	1.50	47.05	70.58	80.42	1.14
3	36.50	9.00	T25	1.50	82.34	123.51	138.54	1.12
4	35.00	11.00	T32	1.50	117.63	176.45	246.30	1.40
5	33.50	12.20	T32	1.50	152.92	229.38	246.30	1.07
6	32.00	14.00	T40	1.50	188.21	282.31	407.15	1.44
7	30.50	13.50	T40	1.50	183.80	275.70	407.15	1.48

Minimum T_T / T_r = 1.07 > 1 O.K.

B. Bond Failure between Grout and Steel Reinforcement

Design cube strength of cement grout at 28 days f_{cu} = 30 MPa
For type 2 deformed bar, β = 0.5
FOS against pullout failure at grout-reinforcement interface (F_{GR}) = 2.0

Allowable bond stress = Ultimate bond stress / F_{GR} = [β $(f_{cu})^{1/2}$] / F_{GR} = 2738.62/2 = 1369.31 kN/m²

Allowable pullout resistance along grout-reinforcement interface = [β $(f_{cu})^{1/2}$] * π * (d-2s) * L_{eq} / F_{GR}

Resisting Zone - for soil nail design

Row No.	Resisting Zone						
	Effective Bond Length in Each Layer		Depth to Mid-point of the Effective Bond Length (m)				
			LOOSE FILL		CDG		
	LOOSE FILL	CDG	LOOSE FILL	WATER	LOOSE FILL	CDG	WATER
1	0.00	2.00	0.00	0.00	2.00	1.50	0.00
2	0.00	4.50	0.00	0.00	3.00	3.00	0.00
3	0.00	6.50	0.00	0.00	3.00	4.20	0.00
4	0.00	8.50	0.00	0.00	3.00	5.20	0.00
5	0.00	9.70	0.00	0.00	3.00	6.20	0.00
6	0.00	11.50	0.00	0.00	3.00	7.00	0.00
7	0.00	12.80	0.00	0.00	3.00	5.50	0.00

Row No.	Level (mPD)	Bar Length (m)	Bar Size	Horizontal Spacing (m)	L_{eq} (m)	L_a (m)	Force Required per unit width (kN/m)	Force Required T_r (kN)	Allowable Pullout Resistance T_{GR} (kN)	T_{GR}/ T_r
1	39.50	4.50	T16	1.50	2.00	2.50	12.25	18.38	103.24	5.62
2	38.00	7.00	T20	1.50	4.50	2.50	47.05	70.58	309.73	4.39
3	36.50	9.00	T25	1.50	6.50	2.50	82.34	123.51	587.20	4.75
4	35.00	11.00	T32	1.50	8.50	2.50	117.63	176.45	1023.83	5.80
5	33.50	12.20	T32	1.50	9.70	2.50	152.92	229.38	1168.37	5.09
6	32.00	14.00	T40	1.50	11.50	2.50	188.21	282.31	1780.95	6.31
7	30.50	13.50	T40	1.50	12.80	0.70	183.80	275.70	1982.27	7.19

Minimum of T_{GR} / T_r = 4.39 > 1 O.K.

C. Shear Failure of Adjacent Ground

Allowable pullout resistance provided by the soil-grout bond length in the passive zone: $T_{SG} = (\pi D c' + 2 D \sigma_v' \tan f) * L_{es} / F_{SG}$

The rock-grout bond strength for weathred rock mass of PW90/100 or better= **0.35** MPa
FOS against pullout failure at soil-grout interface (F_{SG}) = **1.5**

LOOSE FILL = (0.094 + 0.000 σ_v') * L_{es} / F_{SG}

CDG = (2.356 + 0.210 σ_v') * L_{es} / F_{SG}

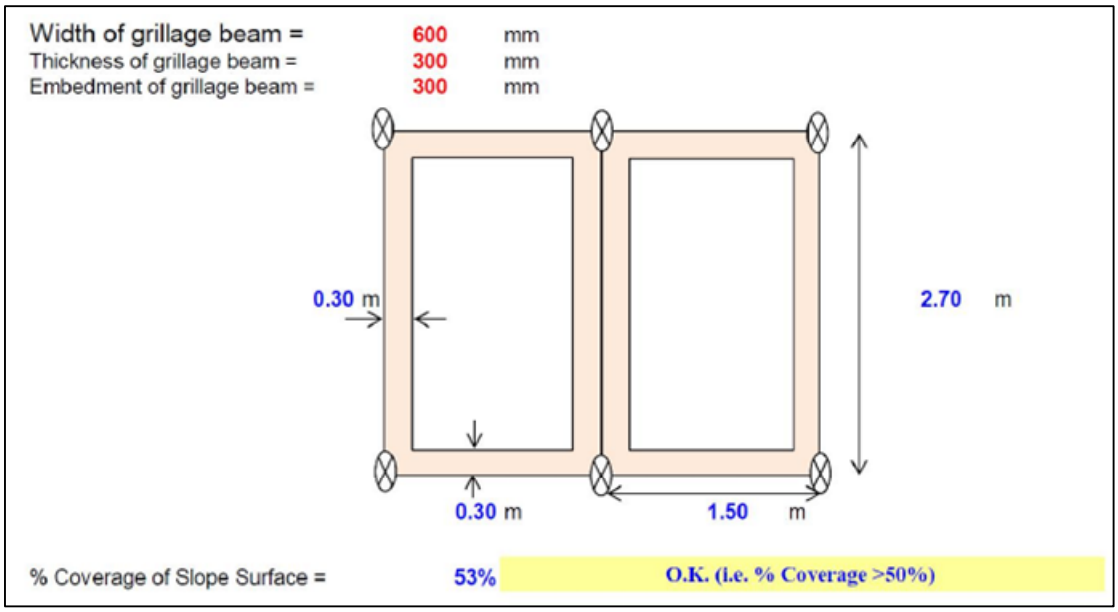
Soil Nail Schedule Table

Row No.	Level (mPD)	Bar Length (m)	Bar Size	Horizontal Spacing (m)	L_{es} (m)	L_a (m)	Force Required per unit width (kN/m)	Force Required T_r (kN)
1	39.50	4.50	T16	1.50	2.00	2.50	12.25	18.38
2	38.00	7.00	T20	1.50	4.50	2.50	47.05	70.58
3	36.50	9.00	T25	1.50	6.50	2.50	82.34	123.51
4	35.00	11.00	T32	1.50	8.50	2.50	117.63	176.45
5	33.50	12.20	T32	1.50	9.70	2.50	152.92	229.38
6	32.00	14.00	T40	1.50	11.50	2.50	188.21	282.31
7	30.50	13.50	T40	1.50	12.80	0.70	183.80	275.70

Row No.	Effective Vertical Stress σ_v' (kPa)		Allowable Pullout Resistance in Soil T_{SG_soil} (kN)		Embedded Rock Length L (m)	Allowable Pullout Resistance in Rock $T_{SG\ rock}$ (kN)	Allowable Pullout Resistance T_{SG} (kN)	T_{SG} / T_r
	LOOSE FILL	CDG	LOOSE FILL	CDG				
1	N/A	61.95	0.00	20.49	**0.00**	0.00	20.49	**1.11**
2	N/A	105.20	0.00	73.99	**0.00**	0.00	73.99	**1.05**
3	N/A	127.44	0.00	126.21	**0.00**	0.00	126.21	**1.02**
4	N/A	145.14	0.00	186.12	**0.00**	0.00	186.12	**1.05**
5	N/A	162.84	0.00	236.44	**0.00**	0.00	236.44	**1.03**
6	N/A	177.00	0.00	303.12	**0.00**	0.00	303.12	**1.07**
7	N/A	150.45	0.00	289.79	**0.00**	0.00	289.79	**1.05**

Minimum of T_{SG}/T_r = **1.02** > 1 **O.K.**

A.2.3 隔架面板覆蓋率百分比

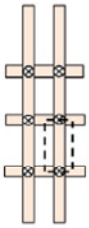


A.2.4 隔架面板的結構設計計算

Section Properties of Concrete Grillage Beam

Width of grillage beam, b=	600	mm
Depth of grillage beam, h=	300	mm
Minimum cover of grillage beam, C=	50	mm
Concrete strength, f_{cu}=	30	N/mm^2
Characteristic strength of steel bar, f_y=	460	N/mm^2

Plan View



Soil nail
Row 5
Row 6
Row 7

Proposed reinforcement

No. of steel bar =	4	
Diameter of steel bar =	25	mm
Area of steel, A_s =	1963	mm^2
Diameter of stirrup, ϕ_s =	12	mm
Effective depth, d =	226	mm

(a) Determine Design Bending Moment and Shear in the Grillage System (Longitudinal Span)
(i) Design of Bending Reinforcement (Longitudinal Span)

Design moment $M = u' * L^2 * Sh / 8$

u' =	76.13	kPa
M =	104.37	kNm

Minimum reinforcement = 0.13%bh = 234 mm^2 O.K.

According to Cl. 6.1.2.4 (c) in Code of Practice of Structural Use of Concrete 2013

K = $M / (bd^2 * f_{cu})$ = 0.11 O.K. (i.e. <0.156 - No compression steel is required)

Lever arm, z = $(0.5+\sqrt{(0.25-K/0.9)})*d$ = 192 mm

Therefore, A_s (Required) = $M / (0.87 * f_y * z)$ = 1359 mm^2 < A_s (provided) = 1963 mm^2 O.K.

(ii) Design of Shear Reinforcement (Longitudinal Span)

Design shear $V = u' * L * Sh / 2$ = 154.39 kN

Design shear stress, $\nu = V/bd$ = 1.14 N/mm^2

According to Table 6.3 in Code of Practice of Structural use of Concrete 2013

Design concrete shear strength (v_c) $\nu_c = \frac{0.79 * (100A_s/bd)^{1/3} * (400/d)^{1/4} * (f_{cu}/25)^{1/3}}{\gamma_m}$ where γ_m = 1.25

= 0.878 N/mm^2

Detail of Shear Link:

No. of steel bar =	2	
Diameter of steel bar =	12	mm
Spacing of links along the member =	200	mm
Area of steel, A_{sv} =	226	mm^2

According to Table 6.2 in Code of Practice of Structural use of Concrete 2013

$0.5v_c$<v<v_c+0.4= 0.44 < 1.14 < 1.28

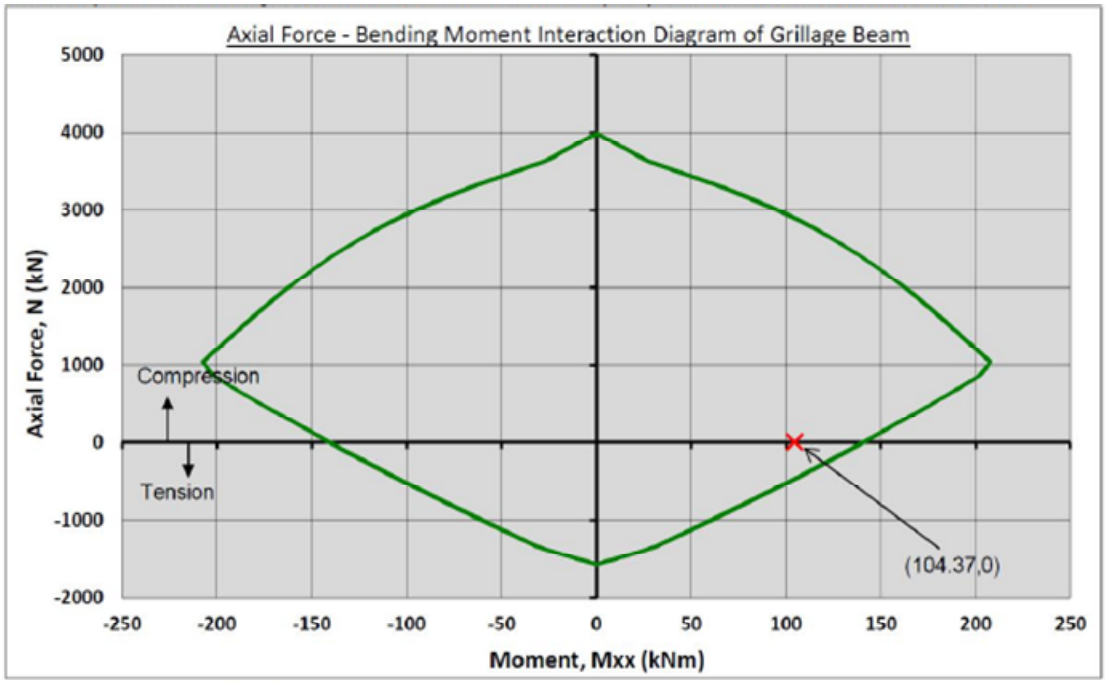
Area of shear reinforcement, $A_{sv} \geq (0.4*b_v*S_v) / 0.87f_{yv}$ = 220.69 mm^2 O.K. where f_{yv} = 250 N/mm^2

(iii) Checking on Axial Tensile Force (Longitudinal Span)

Axial tensile force generated =	0.00	kN
Design bending moment =	104.37	kNm

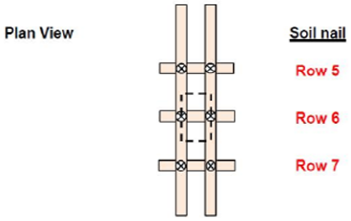
According to Figure 6.1 and Cl 6.1.2.4(a) in Code of Practice of Structural use of Concrete 2013

The axial tensile force generated with respect to the bending moment are within the allowable capacity of the beam as shown in the chart below



Section Properties of Concrete Grillage Beam

(b) Determine Design Bending Moment and Shear in the Grillage System (Transverse Span)



Section Properties of Concrete Grillage Beam

Proposed reinforcement

No. of steel bar =	4	
Diameter of steel bar =	20	mm
Area of steel, A_s =	1257	mm^2
Dia. of stirrup, ϕ_s =	12	mm
Effective depth, d =	228	mm

(i) Design of Bending Reinforcement (Transverse Span)

Since Row 6 requires the greatest nail force, use resultant pressure at Row 6 to determine the design bending moment. Hence resultant pressure,

Design Moment $M = u' * L * Sh^2 / 8$

u' =	69.60	kPa
M =	52.93	kNm

Minimum reinforcement = 0.13%bh = 234 mm^2 O.K.

According to Cl 6.1.2.4 (c) in Code of Practice of Structural Use of Concrete 2013

$K = M / (bd^2 * f_{cu})$ = 0.06 O.K. (i.e. <0.156 - No compression steel is required)

Lever arm, $z = (0.5 + \sqrt{(0.25 - K/0.9)} * d$ = 213 mm

Therefore, A_s (Required) = $M / (0.87 * f_y * z)$ = 622 mm^2 < A_s (provided) = 1257 mm^2 O.K.

(ii) Design of Shear Reinforcement (Transverse Span)

Design shear V = u' * L * Sh / 2 = 141.16 kN

Design shear stress, ν = V/bd = 1.03 N/mm^2

According to Table 6.3 in Code of Practice of Structural use of Concrete 2013

Design concrete shear strength, $v_c = \frac{0.79 * (100A_s/bd)^{1/3} * (400/d)^{1/4} * (f_{cu}/25)^{1/3}}{\gamma_m}$ where γ_m = 1.25

= 0.75 N/mm^2

Detail of Shear Link:

No. of steel bar =	2	
Diameter of steel bar =	12	mm
Spacing of links along the member =	200	mm
Area of steel, A_{sv} =	226	mm^2

According to Table 6.2 in Code of Practice of Structural use of Concrete 2013

$0.5v_c < v < v_c + 0.4$ = 0.38 < 1.03 < 1.15

Area of shear reinforcement, $A_{sv} \geq (0.4 * b_v * S_v) / 0.87 f_{yv}$ = 220.69 mm^2 O.K. where f_{yv} = 250 N/mm^2

A.2.5：土釘頭的結構設計計算

Section Properties of Concrete Grillage Beam

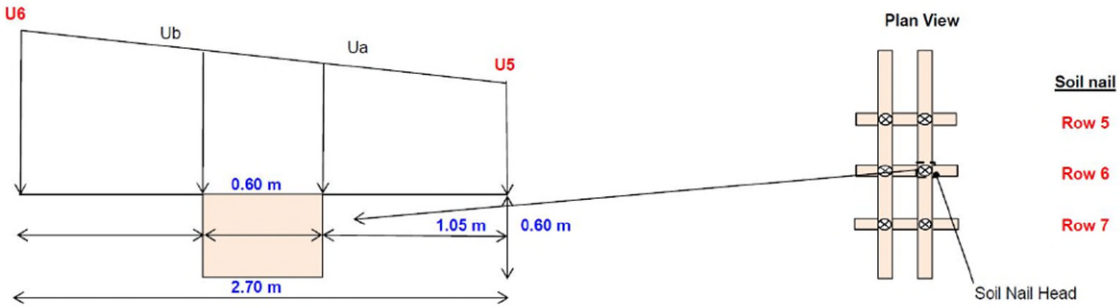
(c) Design of Connection between Soil Nail & Slab

(i) Bearing Failure of the Base Plate

According to Cl 6.1.5.7 (b) in Code of Practice of Structural use of Concrete 2013

Maximum design shear stress, v_{max} =	$V/u_o d$				
Maximum soil nail load, V =	282.31	kN			
Width of base plate, b_1 =	150	mm			
Perimeter of base plate, u_o =	4 * 150mm =	600	mm		
Depth below steel plate, d_1 =	200	mm			
Concrete cover, C=	50	mm			
Bar reinforcement, ϕ =	25	mm			
Effective depth of nail head, d_e =	113	mm			
v_{max} =	4.18	N/mm^2	$<0.8*\sqrt{f_{cu}}$,	4.38	N/mm^2 O.K.

(ii) Punching Failure at the Nail Head



Proposed reinforcement

No. of steel bar =	3	
Diameter of steel bar =	25	mm
Area of steel, A_s =	1473	mm^2
Width of nail head, b =	600	mm
Effective depth of nail head, d_e =	113	mm

According to Cl 6.1.5.7 (c) in Code of Practice of Structural use of Concrete 2013

Punching force, F_{nail} =	282.31	kN
U_a=	68.15	kPa
U_b=	71.05	kPa
Force from soil, F_{soil} =	$(U_a+U_b) / 2$ * Area of soil nail head	
=	25.06	kN
Hence, $F_{resultant}$ =	$F_{nail} - F_{soil}$	
=	257.26	kN
Outer perimeter 1.5d from loaded area, u =	1950	mm
Hence, v = V/ud =	1.17	N/mm^2

According to Table 6.3 & Cl 6.1.5.7 (d) in Code of Practice of Structural use of Concrete 2013

Design concrete shear strength, $v_c = \frac{0.79 * (100A_s/bd)^{1/3} * (400/d)^{1/4} * (f_{cu}/25)^{1/3}}{\gamma_m}$ where γ_m = 1.25

= 1.20 N/mm^2 > v = 1.17 N/mm^2 O.K.

(d) Reinforcement Design of Toe Embedment

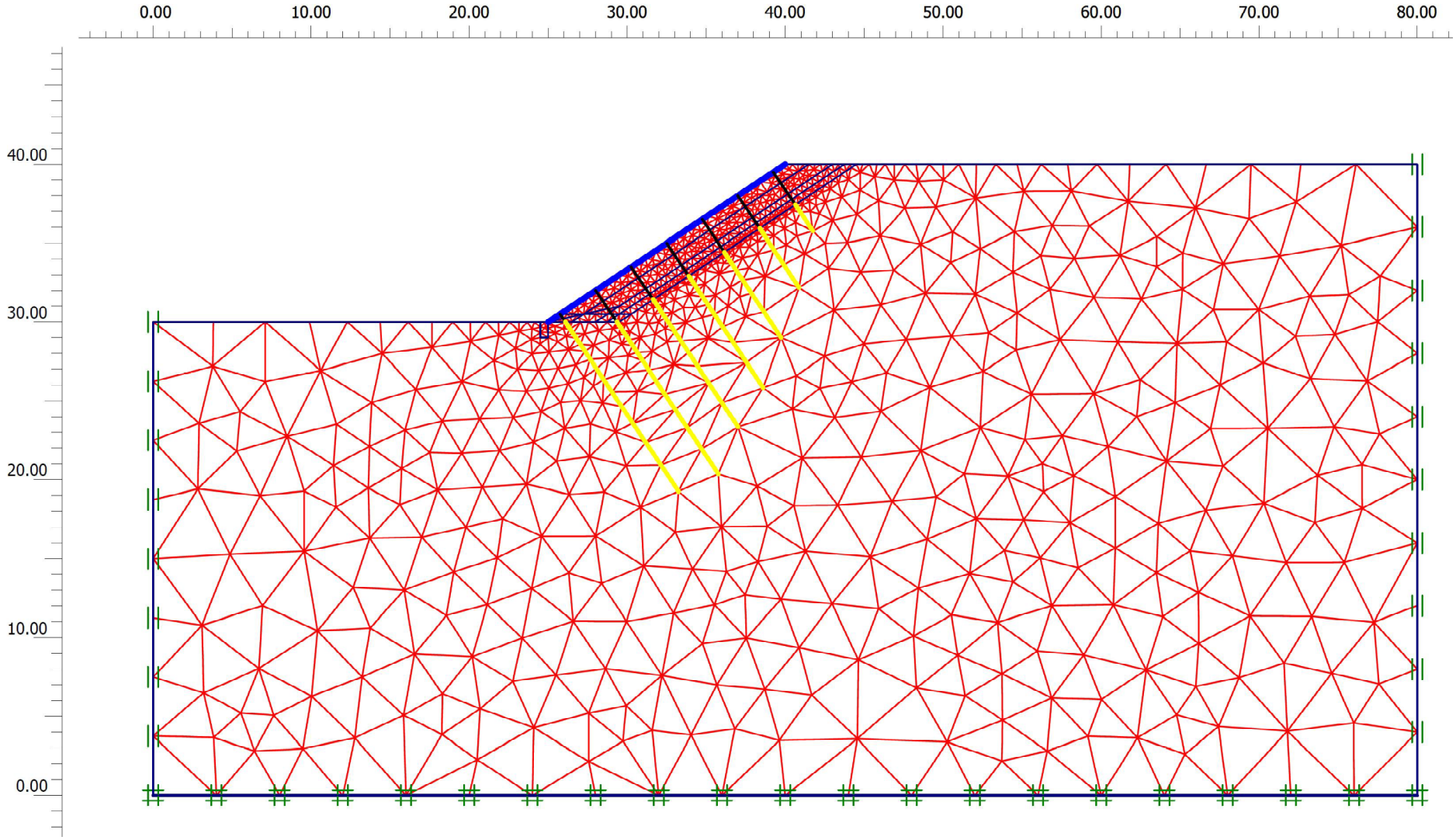
Structural Forces Induced in Toe Embedment

Design Shear Force	128.3 kN/m	Taken from Numerical
Design Bending Moment	12.2 kNm/m	Analysis

Note:
Structural design of the toe embedment can be carried out according to the guidelines in "Code of Practice for Structural Use of Concrete 2013"

A2.6：邊坡性能評估數值分析

A.2.6.1：模型幾何外形



A.2.6.2：模型參數(土壤)

ID	Name	Type	γ_{sat} [kN/m^3]	ν [-]	E_{ref} [kN/m^2]	c_{ref} [kN/m^2]	φ [°]	ψ [°]
1	CDG	Drained	17.7	0.30	25000.0	5.0	35.0	0.0
2	Loose Fill (Before Liquefaction)	Drained	17.7	0.30	5000.0	5.0	35.0	0.0
3	Liquefied Fill 1m	UnDrained	17.7	0.30	5000.0	3.0	0.0	0.0
4	Liquefied Fill 2m	UnDrained	17.7	0.30	5000.0	4.8	0.0	0.0
6	Liquefied Fill (bottom seam)	UnDrained	17.7	0.30	5000.0	8.3	0.0	0.0
7	Non-liquefied Fill	Drained	17.7	0.30	5000.0	0.1	28.0	0.0

Glossary of

Bulk Unit Weight – Saturated (kN/m^3)

Poisson's Ratio

Young's Modulus (kN/m^2)

Cohesion (kN/m^2)

Friction Angle (°)

A.2.6.3 模型參數(隔架面板)

ID	Name	Type	EA [kN/m]	EI [kNm^2/m]	w [kN/m^2]	v [-]	M_p [kNm/m]	N_p [kN/m]
1	Facing	Elastic	2.664E6	19980.0	3.5	0.20	1E15	1E15

Glossary of
Axial Stiffness (kN/m)
Flexural Rigidity (kNm^2/m) Weight (kN/m^2)
Poisson's Ratio
Maximum Bending Moment

A.2.6.4：模型參數(土釘)

Free Length of Soil Nails

ID	Name	EA [kN/m]	$\|F_{max,comp}\|$ [kN/m]	$\|F_{max,tens}\|$ [kN/m]
1	T20	41867.0	6.6667E14	96.3
2	T25	65467.0	6.6667E14	150.5
3	T32	1.0733E5	6.6667E14	246.7
4	T40	1.6733E5	6.6667E14	385.4
5	T16	26808.0	6.6667E14	61.7

Glossary of Symbols:
EA : Axial Stiffness (kN/m)
$F_{max,comp}$: Maximum Compressive Force (kN/m)
$F_{max,tens}$: Maximum Tensile Force (kN/m)

Bond Length of Soil Nails

ID	Name	Type	EA [kN/m]	N_p [kN/m]
1	T20	Plastic	4.19E04	96.30
2	T25	Plastic	6.54E04	151.00
3	T32	Plastic	1.07E05	247.00
4	T40	Plastic	1.68E05	385.00
5	T16	Plastic	2.68E04	61.70

Glossary of Symbols:
EA : Axial Stiffness (kN/m)
N_p: Maximum Axial Tension Force (kN/m)

A.2.6.5：，模型參數(基腳嵌入)

ID	Name	Type	γ_{sat} [kN/m^3]	ν [-]	E_{ref} [kN/m^2]
5	Toe embedment	Non-porous	24.0	0.20	2.2E7

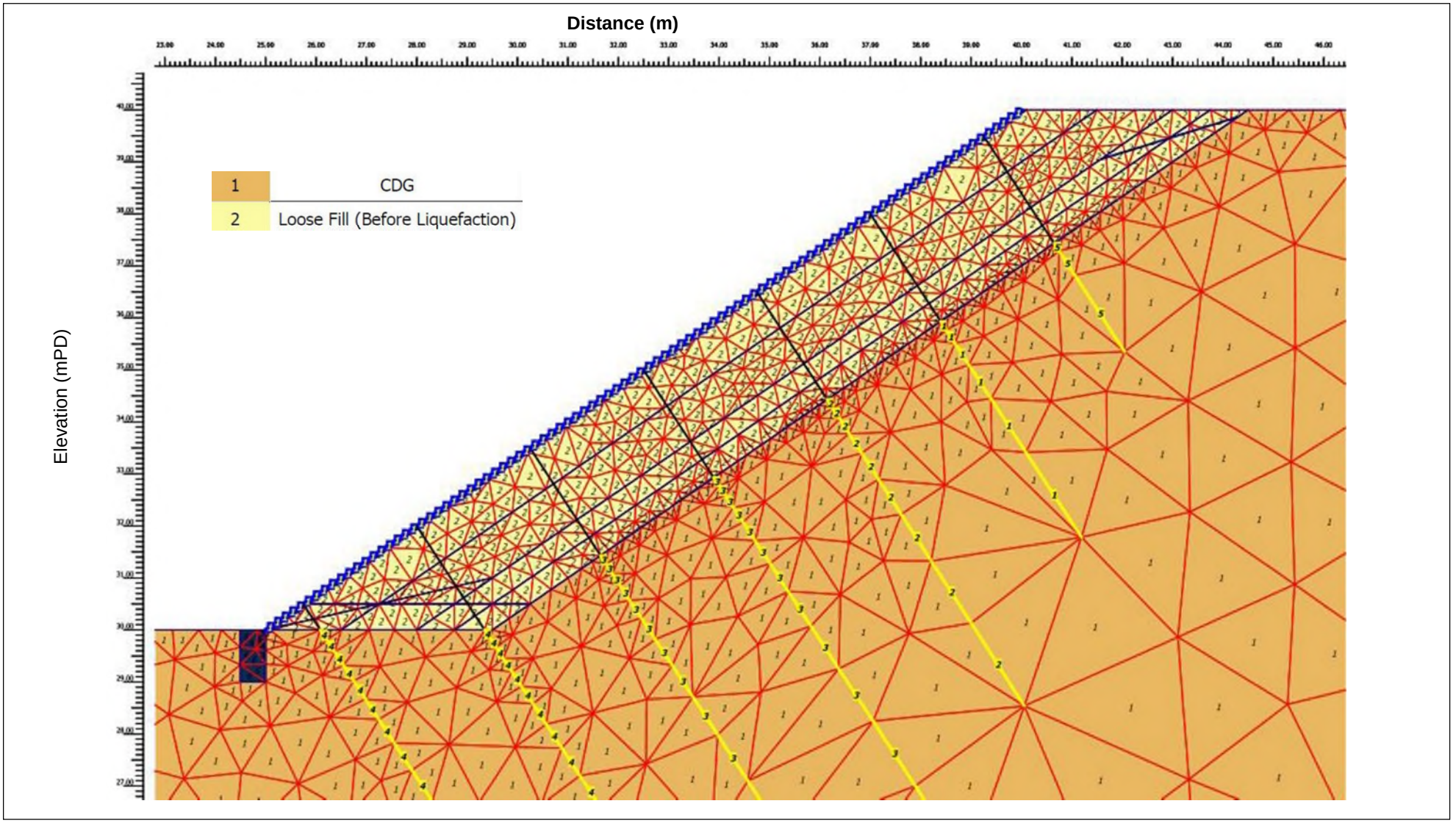
Glossary of

Bulk Unit Weight – Saturated (kN/m^3)

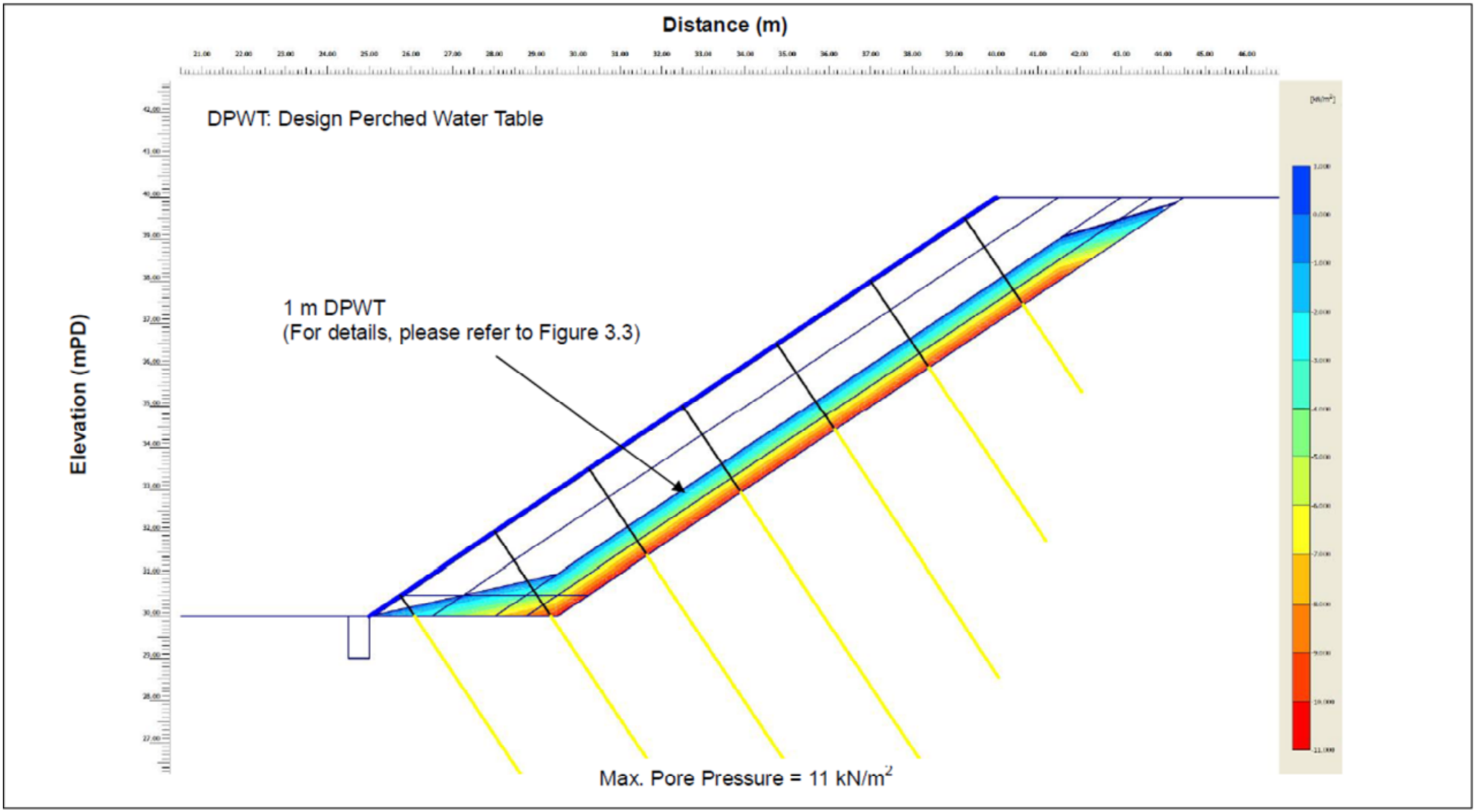
Poisson's Ratio

Young's Modulus (kN/m^2)

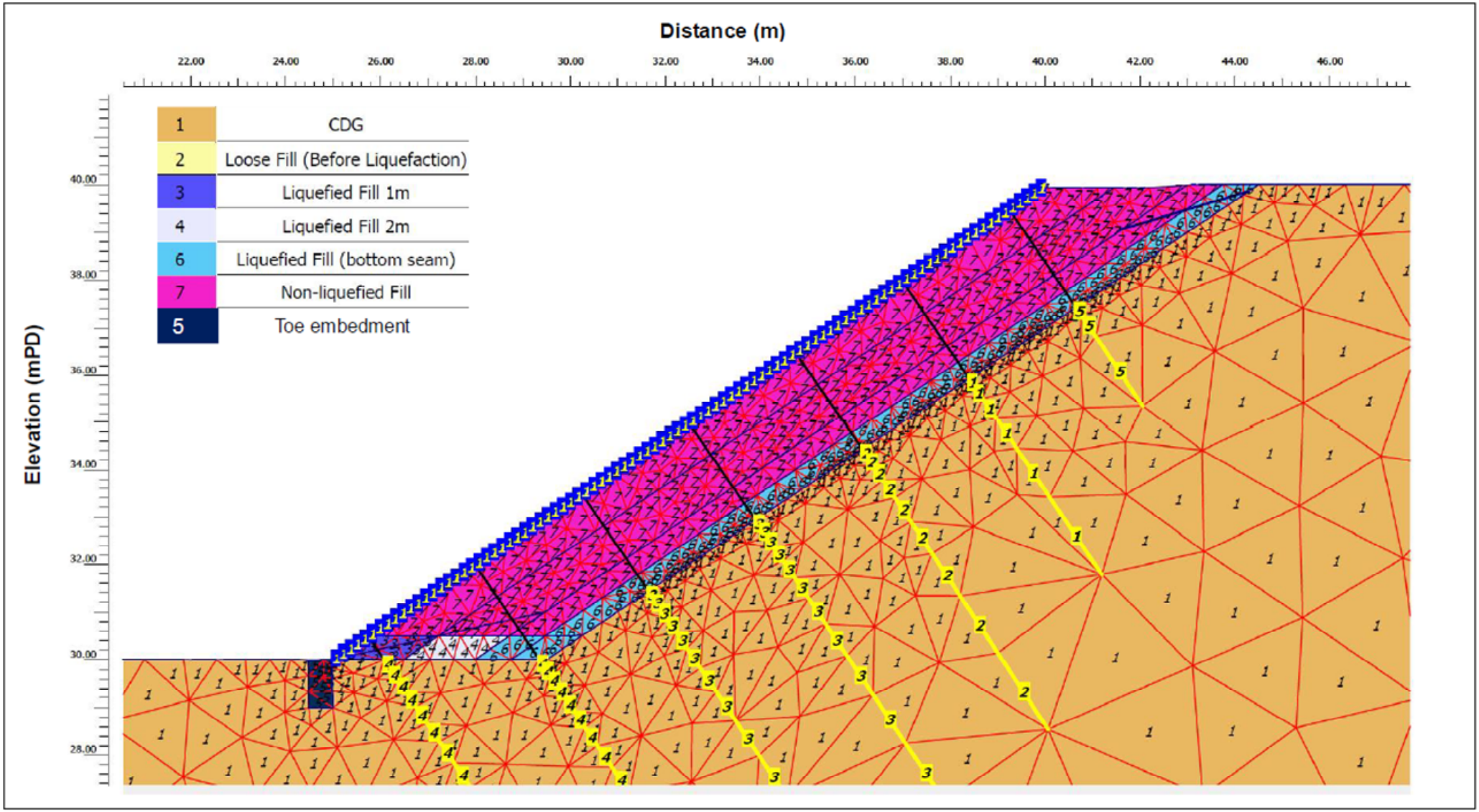
A.2.6.6：液化前材料組合



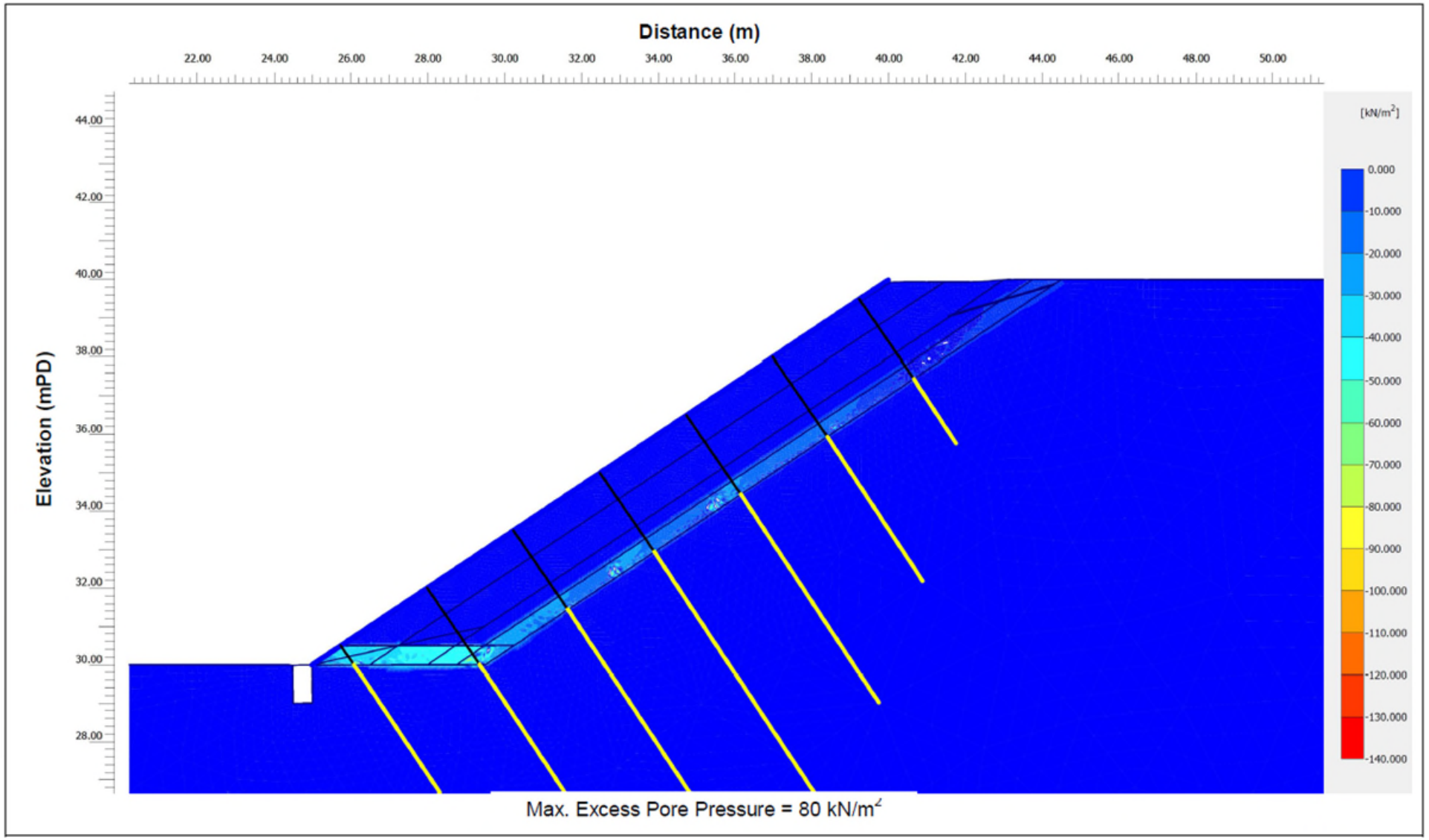
A.2.6.7：液化前孔隙水壓分佈



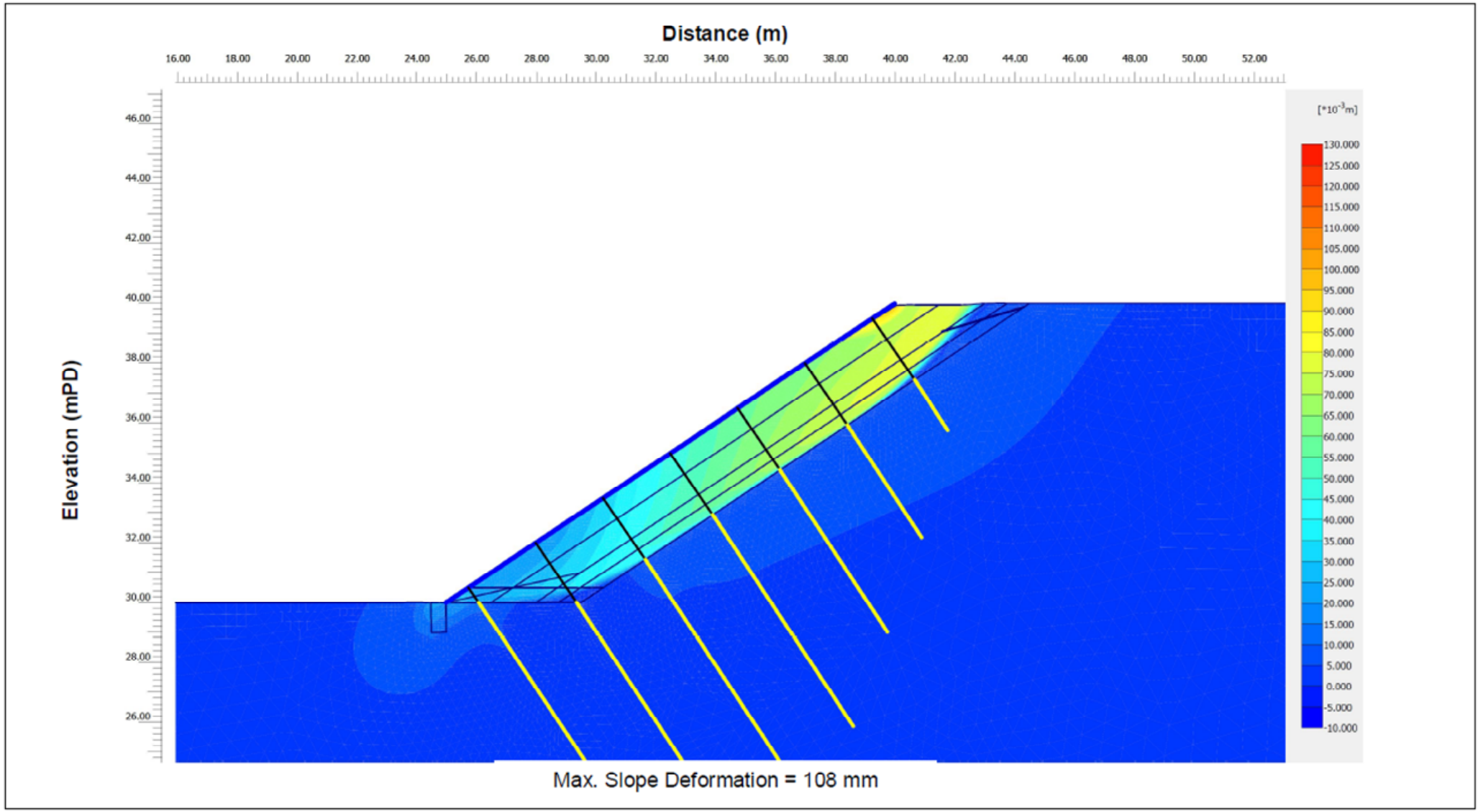
A.2.6.8：液化後材料組合



A.2.6.9：液化後孔隙水壓分佈

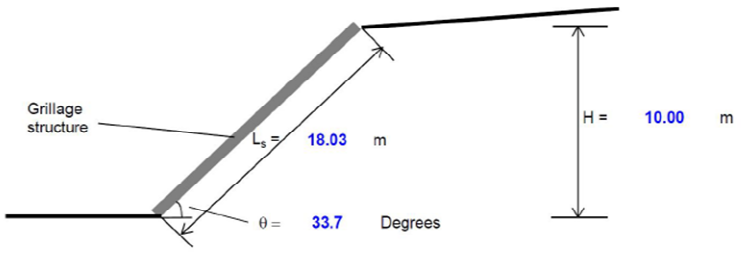


A.2.6.10：液化後邊坡變形



A.3：施作實例 3 的詳細設計計算

A.3.1：每支釘力的計算



Slope Geometry

Slope angle = 33.7 Degrees
Fill slope height = 10 m

Material Properties

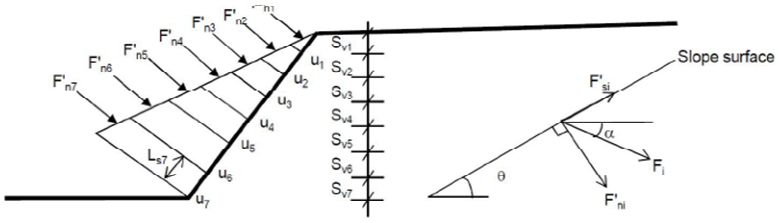
Fill strength: c_{ss}/p'_{peak} = 0.4
assumed K_0 = 0.5
c_{ss} = 0.267 σ'_v
Note : (i) Min. FoS = 1.1 for liquefaction

Stabilizing Pressure

Normal stabilizing pressure u = 42.5 kPa (see SLOPE/W analysis in Figure 4.3)
Basal shear resistance τ = 3 kPa *Minimum basal shear resistance has been assumed
Basal shear force F_b = 54.08 kN/m *Shear force is applied on the whole slope surface

Soil Nails Configuration

Horizontal spacing = 1.5 m
Vertical spacing = 1.5 m
Spacing between nails on the inclined slab = 2.70 m
Total number of rows = 7

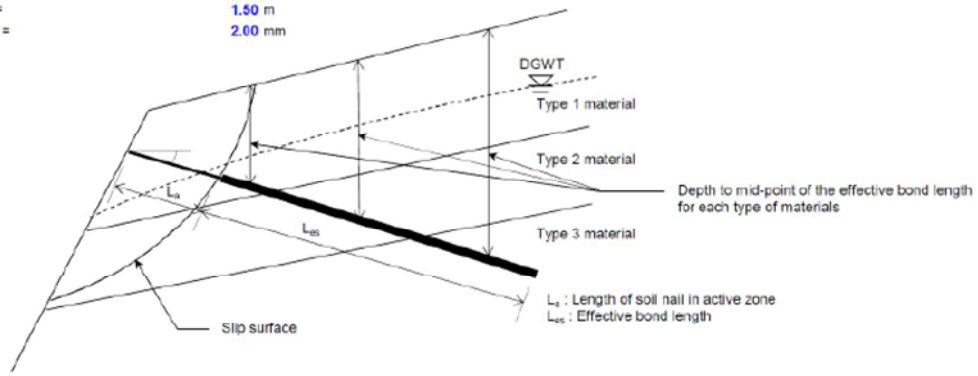


	Vertical distance from crest (m)	α (°)	S_{vi} (m)	ΣS_{vi} from crest (m)	u_i (kPa)	L_{si} (m)	F'_{ni} (kN/m)	F_i (kN/m)	F'_{si} (kN/m)	Individual nail force (kN)
Row 1	0.50	20.00	1.25	1.25	5.31	2.25	5.99	7.43	4.40	11.14
Row 2	2.00	20.00	1.50	2.75	11.69	2.70	22.99	28.52	16.89	42.79
Row 3	3.50	20.00	1.50	4.25	18.06	2.70	40.22	49.92	29.56	74.88
Row 4	5.00	56.00	1.50	5.75	24.44	2.70	57.46	57.46	0.00	86.20
Row 5	6.50	56.00	1.50	7.25	30.81	2.70	74.70	74.70	0.00	112.06
Row 6	8.00	56.00	1.50	8.75	37.19	2.70	91.94	91.94	0.00	137.91
Row 7	9.50	56.00	1.25	10.00	42.50	2.25	89.79	89.79	0.00	134.68
						Total=	383.09	399.77	50.85	599.65
						Max. value=		91.94		137.91

A.3.2:土釘設計的計算

Soil Parameters

Type 1, Fill (liquefiable)	c' =	0.267	σ'v	γ =	17.7 kN/m³	φ' =	0.0 °
Type 2, CDG	c' =	5.0	kPa	γ =	17.7 kN/m³	φ' =	35.0 °
Type 3, Fill (non-liquefiable)	c' =	0.0	kPa	γ =	17.7 kN/m³	φ' =	28.0 °
Drillhole diameter (D) =		0.15	m				
Unit weight of water, γ_w =		9.81	kN/m³				
Horizontal spacing =		1.50	m				
Sacrificial thickness =		2.00	mm				



A. Tension Failure of the Steel Bar

Characteristic yield strength, f_y = 460 MPa
Partial factor for tensile failure of steel bar, F_T = 1.15

Row No.	Level (mPD)	Bar Length (m)	Bar Size	Horizontal Spacing (m)	Force Required per unit width (kN/m)	Force Required T_r (kN)	Allowable Tensile Force T_T (kN)	T_T / T_r
1	39.5	9.6	T16	1.50	7.43	11.14	45.24	4.06
2	38.0	10.9	T16	1.50	28.52	42.79	45.24	1.06
3	36.5	11.1	T20	1.50	49.92	74.88	80.42	1.07
4	35.0	9.4	T25	1.50	57.46	86.20	138.54	1.61
5	33.5	11.1	T25	1.50	74.70	112.06	138.54	1.24
6	32.0	12.7	T25	1.50	91.94	137.91	138.54	1.00
7	30.5	13.0	T32	1.50	89.79	134.68	246.30	1.83

Minimum T_T / T_r = 1.00 ≥ 1 O.K.

B. Bond Failure between Grout and Steel Reinforcement

Design cube strength of cement grout at 28 days f_{cu} = 30 MPa
For type 2 deformed bar, β = 0.5
FOS against pullout failure at grout-reinforcement interface (F_{GR}) = 2.0

Allowable bond stress = Ultimate bond stress / F_{GR} = $[\beta (f_{cu})^{1/2}] / F_{GR}$ = 2738.62/2 = 1369.31 kN/m²

Allowable pullout resistance along grout reinforcement interface = $[\beta (f_{cu})^{1/2}] * \pi * (d\ 2\varepsilon) * L_{eg} / F_{GR}$

Resisting Zone - for soil nail design

Row No.	Resisting Zone									
	Effective Bond Length in Each Layer (m)			Depth to Mid-point of the Effective Bond Length (m)						
				Fill (liquefiable)		Fill (non-liquefiable)		CDG		
	Fill (non-liquefiable)	Fill (liquefiable)	CDG	Fill (liquefiable)	WATER	Fill (non-liquefiable)	WATER	Fill (non-liquefiable)	Fill (liquefiable)	CDG	WATER
1	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	1.20	0.30	0.00
2	0.00	0.00	3.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	2.20	1.20	0.00
3	0.00	0.00	4.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	3.20	1.40	0.00
4	0.00	0.00	5.70	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	3.20	3.00	3.60
5	0.00	0.00	8.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	2.50	4.20	5.40
6	0.00	0.00	10.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	2.10	5.30	7.00
7	0.00	0.00	12.40	0.00	0.00	0.00	0.00	1.60	1.30	5.00	7.30

Row No.	Level (mPD)	Bar Length (m)	Bar Size	Horizontal Spacing (m)	L_{eg} (m)	L_a (m)	Force Required per unit width (kN/m)	Force Required T_r (kN)	Allowable Pullout Resistance T_{GR} (kN)	T_{GR} / T_r
1	39.5	9.6	T16	1.5	1.50	8.10	7.43	11.14	77.43	6.95
2	38.0	10.9	T16	1.5	3.60	7.30	28.52	42.79	185.84	4.34
3	36.5	11.1	T20	1.5	4.60	6.50	49.92	74.88	316.61	4.23
4	35.0	9.4	T25	1.5	5.70	3.70	57.46	86.20	514.93	5.97
5	33.5	11.1	T25	1.5	8.00	3.10	74.70	112.06	722.70	6.45
6	32.0	12.7	T25	1.5	10.30	2.40	91.94	137.91	930.48	6.75
7	30.5	13.0	T32	1.5	12.40	0.60	89.79	134.68	1493.59	11.09

Minimum of T_{GR} / T_r = 4.23 > 1 O.K.

C. Shear Failure of Adjacent Ground

Allowable pullout resistance provided by the soil-grout bond length in the passive zone: $T_{SG} = (\pi D c' + 2 D \sigma_v' \tan\phi) * L_{es} / F_{SG}$

The rock-grout bond strength for weathred rock mass of PW90/100 or better= **0.35** MPa
FOS against pullout failure at soil-grout interface (F_{SG}) = **1.5**

Fill (liquefiable) = (0.126 + 0.000 σ'_v) * L_{es} / F_{SG}

CDG = (2.356 + 0.210 σ'_v) * L_{es} / F_{SG}

Soil Nail Schedule Table

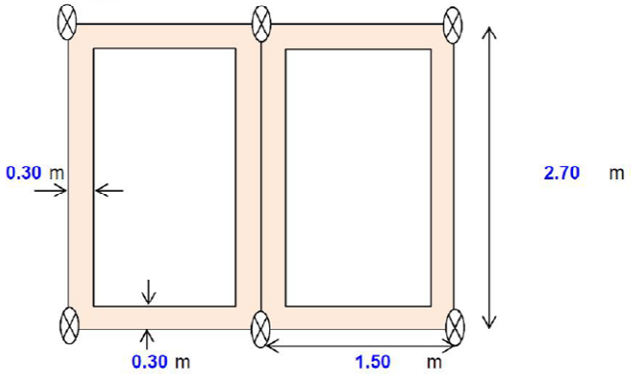
Row No.	Level (mPD)	Bar Length (m)	Bar Size	Horizontal Spacing (m)	L_{es} (m)	L_a (m)	Force Required per unit width (kN/m)	Force Required T_r (kN)
1	39.50	9.60	T16	1.5	1.50	8.10	7.43	11.14
2	38.00	10.90	T16	1.5	3.60	7.30	28.52	42.79
3	36.50	11.10	T20	1.5	4.60	6.50	49.92	74.88
4	35.00	9.40	T25	1.5	5.70	3.70	57.46	86.20
5	33.50	11.10	T25	1.5	8.00	3.10	74.70	112.06
6	32.00	12.70	T25	1.5	10.30	2.40	91.94	137.91
7	30.50	13.00	T32	1.5	12.40	0.60	89.79	134.68

Row No.	Effective Vertical Stress σ'_v (kPa)		Allowable Pullout Resistance in Soil T_{SG_soil} (kN)		Embedded Rock Length	Allowable Pullout Resistance in Rock	Allowable Pullout Resistance	
	Fill (liquefiable & non-liquefiable)	CDG	Fill (liquefiable & non-liquefiable)	CDG	L (m)	T_{SG_rock} (kN)	T_{SG} (kN)	T_{SG} / T_r
1	N/A	53.10	0.00	13.51	**0.00**	0.00	13.51	**1.21**
2	N/A	86.73	0.00	49.38	**0.00**	0.00	49.38	**1.15**
3	N/A	107.97	0.00	76.78	**0.00**	0.00	76.78	**1.03**
4	N/A	100.97	0.00	89.55	**0.00**	0.00	89.55	**1.04**
5	N/A	92.17	0.00	115.82	**0.00**	0.00	115.82	**1.03**
6	N/A	88.86	0.00	144.35	**0.00**	0.00	144.35	**1.05**
7	N/A	68.22	0.00	137.94	**0.00**	0.00	137.94	**1.02**

Minimum of T_{SG}/T_r = **1.02** > 1 **O.K.**

A.3.3 隔架面板覆蓋率百分比

Width of grillage beam = 600 mm
Thickness of grillage beam = 300 mm
Embedment of grillage beam = 300 mm



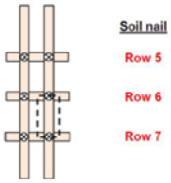
% Coverage of Slope Surface = 53% O.K. (i.e. % Coverage >50%)

A.3.4 隔架面板結構設計計算

Section Properties of Concrete Grillage Beam

Width of grillage beam, b=	600	mm
Depth of grillage beam, h=	300	mm
Minimum cover of grillage beam, C=	50	mm
Concrete strength, f_{cu}=	30	N/mm^2
Characteristic strength of steel bar, f_y=	460	N/mm^2

Plan View



Proposed reinforcement

No. of steel bar =	4	
Diameter of steel bar =	16	mm
Area of steel, A_s =	804	mm^2
Diameter of stirrup, ϕ_b =	12	mm
Effective depth, d =	230	mm

(a) Determine Design Bending Moment and Shear in the Grillage System (Longitudinal Span)

(i) Design of Bending Reinforcement (Longitudinal Span)

Design moment $M = u' * L^2 * Sh / 8$

u' =	37.19	kPa
M =	50.99	kNm

Minimum reinforcement = 0.13%bh = 234 mm^2 O.K.

According to Cl. 6.1.2.4 (c) in Code of Practice of Structural Use of Concrete 2013

K = $M / (bd^2 * f_{cu})$ = 0.05 O.K. (i.e. <0.156 - No compression steel is required)

Lever arm, z = $(0.5+\sqrt{(0.25-K/0.9)})*d$ = 215 mm

Therefore, A_s (Required) = $M / (0.87 * f_y * z)$ = 592 mm^2 < A_s (provided) = 804 mm^2 O.K.

(ii) Design of Shear Reinforcement (Longitudinal Span)

Design shear $V = u' * L * Sh / 2$ = 75.42 kN

Design shear stress, $\nu = V/bd$ = 0.55 N/mm^2

According to Table 6.3 in Code of Practice of Structural use of Concrete 2013

Design concrete shear strength (v_c) $\nu_c = \frac{0.79 * (100A_s/bd)^{1/3} * (400/d)^{1/4} * (f_{cu}/25)^{1/3}}{\gamma_m}$ where γ_m = 1.25

Detail of Shear Link:

No. of steel bar =	2	
Diameter of steel bar =	12	mm
Spacing of links along the member =	200	mm
Area of steel, A_{sv} =	226	mm^2

According to Table 6.2 in Code of Practice of Structural use of Concrete 2013

$0.5v_c < v < v_c+0.4$ 0.32 < 0.55 < 1.04

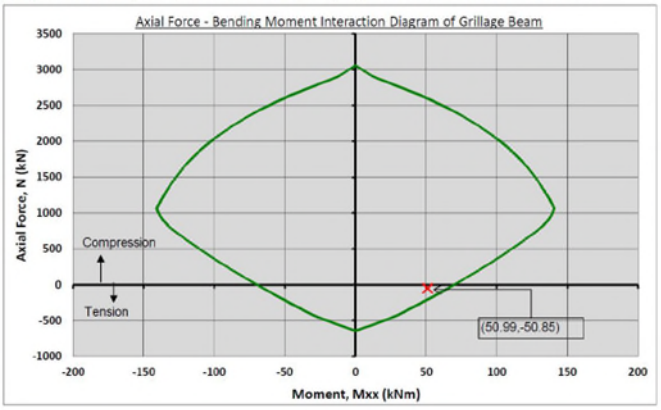
Area of shear reinforcement, $A_{sv} \geq (0.4*b_v*S_v) / 0.87f_{yv}$ = 220.69 mm^2 O.K. where f_{yv} = 250 N/mm^2

(iii) Checking on Axial Tensile Force (Longitudinal Span)

Axial tensile force generated =	50.85	kN in tension
Design bending moment =	50.99	kNm

According to Figure 6.1 and Cl 6.1.2.4(a) in Code of Practice of Structural use of Concrete 2013

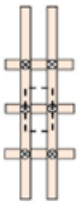
The axial tensile force generated with respect to the bending moment are within the allowable capacity of the beam as shown in the chart below



Section Properties of Concrete Grillage Beam

(b) Determine Design Bending Moment and Shear in the Grillage System (Transverse Span)

Plan View



Soil nail

Row 5

Row 6

Row 7

Section Properties of Concrete Grillage Beam

Proposed reinforcement

No. of steel bar =	2	
Diameter of steel bar =	16	mm
Area of steel, A_s =	402	mm^2
Dia. of stirrup, ϕ_b =	12	mm
Effective depth, d =	230	mm

(i) Design of Bending Reinforcement (Transverse Span)

Since Row 6 requires the greatest nail force, use resultant pressure at Row 6 to determine the design bending moment. Hence resultant pressure,

Design Moment $M = u' * L * Sh^2 / 8$

u' =	34.00	kPa
M =	25.86	kNm

Minimum reinforcement = 0.13%bh = 234 mm^2 O.K.

According to Cl 6.1.2.4 (c) in Code of Practice of Structural Use of Concrete 2013

$K = M / (bd^2 * f_{cu})$ = 0.03 O.K. (i.e. <0.156 - No compression steel is required)

Lever arm, $z = (0.5+\sqrt{(0.25-K/0.9)})*d$ = 223 mm

Therefore, A_s (Required) $= M / (0.87 * f_y * z)$ = 290 mm^2 < A_s (provided) = 402 mm^2 O.K.

(ii) Design of Shear Reinforcement (Transverse Span)

Design shear $V = u' * L * Sh / 2$ = 68.96 kN

Design shear stress, $v = V/bd$ = 0.50 N/mm^2

According to Table 6.3 in Code of Practice of Structural use of Concrete 2013

Design concrete shear strength, $v_c = \frac{0.79 * (100A_s/bd)^{1/3} * (400/d)^{1/4} * (f_{cu}/25)^{1/3}}{\gamma'_m}$ where γ'_m = 1.25

= 0.51 N/mm^2

Detail of Shear Link:

No. of steel bar =	2	
Diameter of steel bar =	12	mm
Spacing of links along the member =	200	mm
Area of steel, A_{sv} =	226	mm^2

According to Table 6.2 in Code of Practice of Structural use of Concrete 2013

$0.5v_c < v < v_c + 0.4$ = 0.256 < 0.500 < 0.911

Area of shear reinforcement, $A_w \geq (0.4 * b_v * S_v) / 0.87 f_{yv}$ = 220.69 mm^2 O.K. where f_{yv} = 250 N/mm^2

A.3.5：土釘頭的結構設計計算

Section Properties of Concrete Grillage Beam

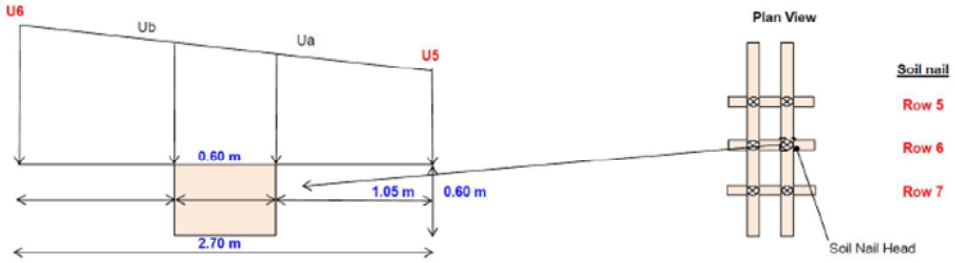
(c) Design of Connection between Soil Nail & Slab

(i) Bearing Failure of the Base Plate

According to Cl 6.1.5.7 (b) in Code of Practice of Structural use of Concrete 2013

Maximum design shear stress, v_{max} =	V/u_0d				
Maximum soil nail load, V =	137.91	kN			
Width of base plate, b_1 =	150	mm			
Perimeter of base plate, u_0 =	4 * 150mm =	600	mm		
Depth below steel plate, d_1 =	180	mm			
Concrete cover, C=	50	mm			
Bar reinforcement, ϕ =	16	mm			
Effective depth of nail head, d_e =	106	mm			
v_{max} =	2.17	N/mm^2	$<0.8*\sqrt{f_{cu}}$,	4.38	N/mm^2 O.K.

(i) Punching Failure at the Nail Head



Proposed reinforcement

No. of steel bar =	3	
Diameter of steel bar =	16	mm
Area of steel, A_b =	603	mm^2
Width of nail head, b =	600	mm
Effective depth of nail head, d_e =	106	mm

According to Cl 6.1.5.7 (c) in Code of Practice of Structural use of Concrete 2013

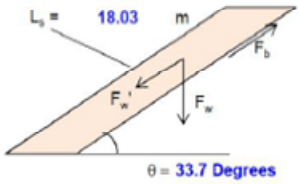
Punching force, F_{nail} =	137.91	kN
U_a=	33.29	kPa
U_b=	34.71	kPa
Force from soil, F_{soil} = (U_a+U_b) / 2 * Area of soil nail head		
=	12.24	kN
Hence, $F_{resultant}$ = F_{nail} - F_{soil}		
=	125.67	kN
Outer perimeter 1.5d from loaded area, u =	1872	mm
Hence, v = V/ud =	0.63	N/mm^2

According to Table 6.3 & Cl 6.1.5.7 (d) in Code of Practice of Structural use of Concrete 2013

Design concrete shear strength, v_c = $\frac{0.79 * (100A_s/bd)^{1/3} * (400/d)^{1/4} * (f_{cu}/25)^{1/3}}{\gamma_m}$ where γ_m = 1.25

= 0.92 N/mm^2 > v = 0.63 N/mm^2 O.K.

A.3.6 隔架面板施力平衡評估





Cross-section of grillage beam

Driving Force

Weight of grillage structure, F_g = 69.20 kN/m

Weight of backfill inside the openning, F_s = 44.69 kN/m

Total Weight of grillage structure and backfill, F_w = 113.89 kN/m

Force component along potential sliding direction, F'_w = 63.18 kN/m

Resisting Force

Available resisting force along the sliding direction from sub-horizontal nails, $\Sigma F'_{si}$ = 50.85 kN/m

Resisting force due to liquefied loose fill, F_b = 54.08 kN/m

Therefore, $\Sigma F'_{si} + F'_b$ = 104.93 kN/m / F'_w = 63.18 kN/m = 1.66 O.K. (>1)

Note: The evaluation of force equilibrium along the potential sliding direction ensures that there is sufficient resisting force to avoid excessive slope deformation due to the weight of the grillage structure when the underlying loose fill liquefies.

[Refer to GEO-HKIE (2011) - Section 5.4]

附錄 B

2013 年 4 月發表草案的意見回覆

利用土釘修復鬆散填土邊坡的設計圖解

建議與回覆

建議	回覆
GEO/CEDD	
1. 1.2(c)節(P.10) 根據 GEO-HKIE 報告第 5.4 節，近水平裝設的土釘用於抵抗界面液化所引起的滑動破壞。「若格狀基礎提供填土液化足夠的支護重量的話，則水平土釘數量經認定是適當的。」屬具有誤導性的文句。 2. 3.6 節(P.23) 在實例 2 中應提供嵌入式混凝土基礎的設計計算內容，包括所需的加固作業。	1. 根據 GEO-HKIE（2011）第 5.4 節，可藉由隔架面板的施力平衡來估計近水平的土釘與急劇傾斜土釘的比例。近水平的土釘數量約等於土釘總數量的 40%到 50%，確保有足夠的近水平土釘可預防邊坡的滑動。 為避免誤解，「若格狀基礎提供填土液化足夠的支護重量的話，則近水平裝設的土釘數量經認定為適當。」的句子由上述句子所取代。 2. 這些施作實例旨在說明 GEO-HKIE（2011）中所強調的新設計建議，嵌入式基腳的結構設計可按照「2004 年混凝土結構用途操

	作規範（第 2 版）」中的指導原則進行作業，內容如同一般的鋼筋混凝土結構，在 3.6 節中的說明如下： 「數值分析可用於分析混凝土基腳中引起的剪力和彎矩，可根據「混凝土結構用途操作規範(BD 2004)」用於結構設計中的數值分析。嵌入式混凝土基腳的設計結構力如附錄 A.2.5。

建議	回覆
3. 3.7 節(P.29) 在施作實例 2 中僅考慮界面液化的狀況，事實上，應檢查完全液化和界面液化的破壞模式，藉此證明所提出的土釘裝設穩固性，完全液化實際作用的釘力也應繪製在圖 3.9 中，藉此進行比較。	3. 施作實例 2 即根據 GEO-HKIE（2011）第 4.2.1 節中相同的邊坡幾何外形和土釘方向，如 GEO-HKIE（2011）第 4.2.1 節所述，若僅採用急劇傾斜的土釘設計，則相較於完全液化的狀況，界面液化可能會產生更大的結構運動。因此，界面液化攸關緊要，因為邊坡變形與施作實例 2 的狀況有關，此說明內容已添加到第 3.7 節的內容中。
4. 在圖 2.3 和 3.2 中，顯示 CDG 層的滑動破壞（每個圖中的第 4 個）和這些滑動的 FOS 土壤改良狀況（圖 2.3 和 3.2 中的 FOS 分別為 4.889 和 6.963）。由於 CDG 地層滑坡的潛在破壞模式不同於這些施作實例中的鬆散填土液化狀況，而且在 CDG 破壞的狀況下難以對垂直於邊坡的土釘施力，請考慮是否適合提出這些 CDG 層的「土壤改良」FOS 數值。	4. 圖 2.3 和 3.2 中的第 4 個已刪除。
5. 若採用 A4 紙打印，圖中的某些字符（例如圖 4.5）可能太小	5. 已知悉狀況，圖中的文字已放大。 6. 這些施作實例旨在說明 GEO-HKIE（2011）中所強調的新設計建議，關於 Css/p'峰值比的推導，可參考 HKIE（2003）。 7. 本報告不是用於說明格狀基礎樑、土釘頭和嵌入式混凝土基腳

而無法辨識。 6. 建議在施作實例中從 3 軸試驗結果推導提出證明。 7. 建議施作實例應包括格狀基礎樑、土釘頭和嵌入式混凝土基腳的加固細節/配置。	的結構細節。

建議	回覆
8. 施作實例 2：應注意到「採用 1m 深的嵌入式混凝土基腳用於將整體的坡度運動最小化。」，建議在實例中列入混凝土基腳的設計和混凝土基腳與格狀基礎樑間連結的細節內容。 9. 在第 1.2 節（a）小節中請澄清此步驟是否意指 GEO-HKIE（2011）的第 3.2 節內容，若是如此，請在第 1.2 節說明清楚。 10. 在 2.4 節中提到根據 HKIE（2003）第 7.2 節的內容，鋼筋拉伸破壞的部份係數為 1.15。但在 Geoguide 7（2008）表 5.6 建議使用 1.5 的係數，應該說明 FOS 較小值的理由。	8. 嵌入式基腳的結構設計可根據相關的結構設計標準，如「2013 年混凝土結構用途操作規範」，在 3.6 節中的說明如下： 「數值分析還可提供混凝土基腳中引起的剪力和彎矩」，可根據相關的結構設計標準執行作業。嵌入式混凝土基腳的設計結構力如附錄 A.2.5。 9. 第 1.2（a）節可參考 GEO-HKIE（2011）第 3.2 節的內容，為內文清楚起見，本節已修改如下： 決定靜態液化是否需進行邊坡土壤改良（GEO-HKIE（2011）第 3.2 節） - 在排水條件下使用與液化開始的相關土壤參數（暴集），藉此檢查鬆散填土邊坡的穩定性。 10. Geoguide 7 第 5.8.1 節規定在鬆散填土邊坡上使用的土釘應遵

	循香港教育學院（HKIE，2003）制定的鬆散填土土釘研究報告中的建議，而第 7.2 節中的 HKIE（2003）報告則建議土釘軸向拉伸能力應根據 BS 8110 規定的極限承載力（非特徵屈服強度）。因此，使用 1.15 的部份係數經認定為適當，證明悉如第 2.4 節內容。

建議	回覆
11. 同樣地在第 2.4 節的第 2 段第 8 行內容中，請澄清「地面加固界面」一詞是否為「灌漿-加固界面」。	11. 第 2.4 節第 2 段第 8 行中的用語應視為「灌漿-加固界面」，此用語已修改。
12. A.1.1.內容中，土釘資料表的內容漏失「第 1 排」的文字。	12. 已知悉狀況，附錄 A.1.1 已修改。
13. 在 2.4 節中，腐蝕等級的假設為清楚起見，應說明這是第 2 類的腐蝕等級，因為這會影響土釘的設計強度。	13. 為內文清楚起見，本節已修改如下： 「假設永久性安裝使用的鋼筋具有 2 級防腐措施」
14. 在第 28 頁中，兩個數字間無明顯差異，請放大臨界區域和/或指定運動區的輪廓，藉此提供更清楚的說明。	14. 為了更清楚說明，已修改第 28 頁中的數字。
15. 第 4.2 節中詳述的步驟應屬填土邊坡的一般設計程序，屬深層的鬆散填土。因此，為了內容的完整性，應在 1.2 節中添加不可液化鬆散填土區的相關步驟。	15. 第 1.2（a）節增加以下的句子： 「就深層填土而言，可按照 GEO-HKIE（2011）第 5.3 節所述程序使用 φ'mob 進行作業。」 16. 已知悉狀況，圖面已放大，圖中的內容添加 1 個標籤用於標示

16. 在 A.2.6.10 節中，未表明變形圖是否就是具有基腳壁的狀況。 17. 關於混合裝設的報告（GEO-HKIE，2011）建議，若土釘裝設與報告中的說明實例「顯著偏離」時，則使用數值分析來檢查系統效用。本報告中的說明實例與 2011 年報告中的實例大致相同，由於場地條件（如靠近坡頂的私人地段限制水平釘子的使用或長度等）在淺/深填土或高度遠高於 10 米時需改變土釘裝設等情況，如 20 米的填土高度等，即無法加以說明。	嵌入式混凝土基腳的位置。 17. 這些施作實例旨在說明 GEO-HKIE（2011）中所強調的新設計建議事項，不用於涵蓋有關場地限制的所有可能狀況。但在施作實例 2 中使用急劇傾斜的土釘裝設方法，即反映出香港所面臨 1 個常見的問題，常因為場地限制而無法使用近水平裝設的土釘。

建議	回覆
18. 第 10 頁 1.2（b）節-為內容更符合 GEO-HKIE（2011）的建議並清楚地說明 Slope/W 中的處理目標，建議在第 15 行中插入紅色標記如下所示經修改後的句子內容：土壤壓力的分佈可假設為三角形區域，並可藉由一系列作用在邊坡法線方向上的等效集中力來建模。重要的是規定穩定壓力不應造成邊坡穩定性計算中填填土剪切強度的增加，使用等效集中力而非分佈的表面壓力，將可避免 Slope/W 應用程式中鬆散填土不排水剪切強度增加的狀況（GEO-HKIE（2011）第 5.2 節）。 19. 第 11 頁 1.2（e）節 - 最後一句「格狀基礎嵌入最小值 0.3 m，可由回填提供經認定為適當（GEO-HKIE（2011）第 5.6 節）。」，在 GEO-HKIE（2011）中並未明確說明 0.3 m 深度的格狀基礎嵌入可由回填來提供。鬆散填土的附加物可能導致填土進一步的沉降，應進一步檢討此建議事項。	18. 1.2 (b)節已修改如下： 重要的是規定穩定壓力不應造成邊坡穩定性計算中填土剪切強度的增加，在一些商用電腦程式（GEO-HKIE（2011）第 5.2 節）中，使用等效集中力而非表面分佈壓力將可避免鬆散填土不排水狀況下剪切強度的增加。 19. 我們認為 GEO-HKIE（2011）未明確規定 0.3 米深度的格狀基礎嵌入可藉由回填來提供，因此，第 1.2（e）節中最後一句修改如下： 「最小深度 0.3 米經認定為適當（GEO-HKIE（2011）第 5.6 條）」。 應將處理程度降到最低。

建議	回覆
20. 第 27 頁表 3.3 - Plaxis 模型中的土釘具有非常大的抗壓強度，為何模型土釘的抗壓強度應大於其抗拉強度呢？	20. 土釘採用最大壓縮力旨在容許土釘中產生壓縮力（如果有的話），理論上，應根據土釘的屈曲能力來檢查算出壓縮力。但在本施作實例中，算出的壓縮力數值非常小，無需進行明確的檢查。
21. 第 31 頁圖 4.1 - 是否應在 21 度位置標出「平面滑動面」臨界線？請檢討截斷兩個地層（鬆散填充和 CDG）的 DGWT 剖面，因為這兩個地層可能具有巨大的滲透率對比狀況。	21. 圖 4.1 中的劃分線已標記，主要的地下水位受當地水文地質條件所影響，在本施作實例中，採用的設計地下水位（DGWT）是 1 個假設值，用於說明主要地下水位與棲息水位間的的設計過程比較，還增加了經設計的棲息水位，藉此反映鬆散填土/CDG 界面處土壤滲透性的對比狀況。
22. 在 A1.4、A2.4 和 A3.4 格狀基礎系統剪力加固設計中，設計剪切力為 UDL x 樑架跨度的 0.5（假設採用簡單支撐樑設計？），請注意！連續樑的最大剪切力可以是 UDL x 樑架跨度的 0.625，比簡單支撐樑設計高出 25%。	22. 理論上，即假設連續樑受到三角形區域的壓力，應藉此算出結構力。為簡單起見，選擇跨度最長的格狀基礎區段進行結構設計，並將荷載簡化為均勻分佈的荷載（若土壤壓力最大值為 87 kPa，土釘的第 6 排和第 7 排間的 u = 76 kPa，如圖施作實例 2 所示）。

	因此，對簡單支護的假設即可算出下列結果： 彎矩 M = u × 土釘間距 × L2 / 8 = 104.37 kNm 剪切力 V = u × 土釘間距 × L / 2 = 154.39 kN 對連續樑進行簡單的結構分析，結果顯示在簡單支撐樑（即 154.39 kN）和連續樑（156.00 kN）引起的最大剪切力具有可比性，差異為 1%（見第 93 頁的附錄 B.1.1 內容）。

建議	回覆
	例如，為了檢查差異是否隨著荷載條件而顯著變化，已對 50kPa 到 1000kPa 變化不同大小的三角形壓力區域連續樑進行一系列的結構分析，將算出的剪力與簡單支護假設的剪力進行比較，結果顯示簡單支撐樑和連續樑中的最大剪力是可比較的，相關的施作實例其百分比差異為 1%（見 96-97 頁附錄 B.1.2-1.3），提醒設計人員進行必要的驗證（參見第 5.4 節內容）。
CGE/SM, LandsD 1. 第 1.2（c）節似乎顯示若近水平裝設土釘對急劇傾斜土釘的比值接近 40-50%，則設計適當。實際上，對於任何給定的比值應檢查格狀基礎底部的基腳阻力確保在容許值內，請告知是否已執行此類的檢查。 2. 3.1 節規定嵌入式混凝土基腳旨在減少邊坡的移動，但數值分析顯示邊坡變形似乎減少 25 mm（從 115 mm 減少到 90 mm），	1. 如第 1.2（c）節所述，應考慮格狀基礎結構上的整體施力平衡來檢查近水平土釘與土釘總數比的適當性。附錄 A.1.6 和 A.3.6 中的檢查計算，即假設格狀基礎底部移動的最大容許基腳阻力值。 2. 結合嵌入式混凝土基腳的邊坡運動適當性，不同案例各有不同。如第 3.7 節所述，邊坡變形的驗收標準應根據現場特定條件來決定，並同時考慮靠近邊坡任何感應接收器的容許運動狀況。本施作

請告知減少量是否足夠，若考慮實質性的減少，可採取哪些其他的措施呢？	實例僅藉由數值分析來進行變形評估，為了實現更大幅度的減少狀況，可提供更強的結構。

建議	回覆
3. 似乎沒有任何關於格狀基礎自身重量沉降對土釘系統影響的完整分析，如釘子/格狀基礎連接處引起的不均勻沉降現象，請告知是否已執行此類的檢查。	3. 發生差異性的沉降時可能導致其他的彎矩作用，但因為通常採用統一尺寸的格狀基礎樑，不太可能出現差異性的沉降，因此，通常認定無需進行所建議的檢查事項。但某些條件可能發生差異性沉降的狀況下，設計者應適當考慮差異性沉降對設計造成的影響。
CGE/HD 1. 第 2.1 節設計方案和第 12 頁第 7-10 行的假設內容 - 可從施作實例 1 中看到經設計的土壤參數是根據現場實驗所測定的，期望提供特定位置實驗測試結果的相關說明/實例。 2. 2.4 節：土釘的設計 第 15 頁第 1-3 行 - 注意到施作實例 1 採用 3 排水平土釘的設計，在水平方向 20 度和水平方向 56 度 4 排土釘，若近水平土釘與急劇傾斜土釘的比值符合 GEO-HKIE 報告第 5.4 節的建議事項，可在設計中採用替代土釘的方案（與上述的土釘裝設方	1. 這些施作實例旨在說明 GEO-HKIE（2011）中所強調的新設計建議，關於 Css/p'峰值比的推導，可參考 HKIE（2003）。 2. 根據 GEO-HKIE（2011）第 5.4 節內容，若與圖 4.2c 明顯不同的土釘替代裝設方法旨在適合實際的現場條件時，設計者應使用數值證明所提出土釘裝設方法的效用和穩固性。若按照 GEO-HKIE（2011）第 5.4 節採用混合土釘的裝設方法，則無需進行數值分析來證明所提出方案的穩固性。但應注意到所需的近水平裝設土釘數量及其傾斜度取決於邊坡的幾何形狀、土壤性質和地下水條件，如

法不同），這無需進行數值分析嗎？ 3. 3.1 節：設計場景和假設 第 19 頁第 8-9 行 - 提到嵌入式混凝土基腳旨在減少填土液化時的邊坡運動，根據第 3.7 節中的數值分析結果，應列舉 1 個施作實例來說明基腳的設計內容。	GEO-HKIE（2011）第 5.4 節所述，應考慮面板層的施力平衡進行相關的檢查。 3. 這些施作實例旨在說明 GEO-HKIE（2011）中所強調的新設計建議，嵌入式基腳的結構設計可根據相關的結構設計標準，如「2013 年混凝土結構用途操作規範」，在 3.6 節中的說明如下： 「數值分析還可提供混凝土基腳中引起的剪力和彎矩」，可根據相關的結構設計標準執行作業。嵌入式混凝土基腳的設計結構力如附錄 A.2.5。

建議	回覆
4. 附錄 A：施作實例的詳細設計計算 應注意到以下編輯錯誤： i）第 66 頁應插入工作實例 A.3「A.3：工作實例 3 的詳細設計計算」標題。 ii）施作實例 3 頁碼漏失。	4. 已知悉狀況，已修改相關內容。
Jacobs 公司的 Ir Leslie Swann 先生(HKIE 成員) 1. 第 1.2（b）節 - 藉由等效集中力進行穩定壓力的建模 若極限平衡採用 Slope/W 的「網格半徑法」，可藉由一組的離散荷載點來修復土釘支撐穩定土壤壓力可能造成 FOS 大幅變化的狀況。 我們分別使用類似上述報告圖 2.1 和表 2.1 的邊坡幾何外形和設計參數進行初步的研究，如圖 1 至 4 所示（見附錄 B.2 第 98 至	1. 當採用「網格半徑法」，FOS 大幅變化可能原因是臨界滑動面可能不會在邊坡基腳截取斜面，因此對基腳附近的一些荷載點不造成影響。所提供的數字內容不夠清楚，無法確定臨界滑動面攔截斜面的位置點。為能夠說明與使用「網格半徑法」相關的潛在問題，已進行一系列提供意見者相同假設的 Slope/W 分析，4 個分析考慮不同數量的荷載點（即 10、20、30 和 60 個荷載點）並使用「網格半徑法」算出 FOS。

101 頁內容)。在這個模型中，根據不同的荷載點（10、20、30 和 60 個）算出 FOS 值，結果顯示相較於相同的滑動面，在相同的穩定三角形壓力區域內，FOS 值為 60kPa 在 0.991 到 1.122 的範圍內。	

<table>
<tr><td>建議</td><td>回覆</td></tr>
<tr><td>若 FOS 值需為 1.1 時，我們還比較圖 1 和圖 5 所示的 10 個荷載點狀況（見附錄 B.2 第 98 至 102 頁），因此，如圖 6 所示，土釘長度將增加約 10%（見附錄 B.2 第 103 頁）。因此，建議就採用穩定性分析的荷載點數量，藉此提供更多的指導或建議事項，促成更具成本效益的設計。</td><td>60 個荷載點的分析結果如附錄 B.3 第 106 頁內容，即可得知計算中省略 4 個荷載點，因為臨界滑動面截斷這些荷載點的斜面，忽略的穩定力為 76.66kN/m，得出 FOS 值為 1.176，其他案例的結果總結如下表內容。
<table>
<tr><th>案例</th><th>忽略數量</th><th>忽略的荷載點總數</th><th>FOS</th></tr>
</table>
</td></tr>
</table>

		量	
60個荷載點	4	6.66 kN/m	1.176
30個荷載點	2	276.66 kN/m	1.175
20個荷載	1	57.99 kN/m	1.246

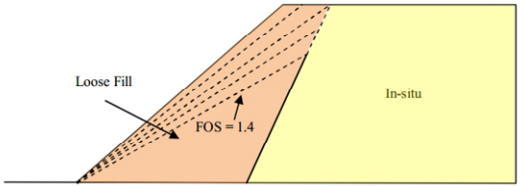
點			
10 個荷載點	1	13 kN/m	11.056

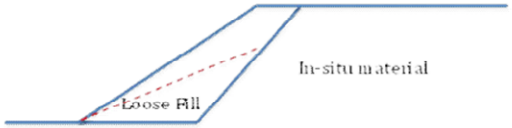
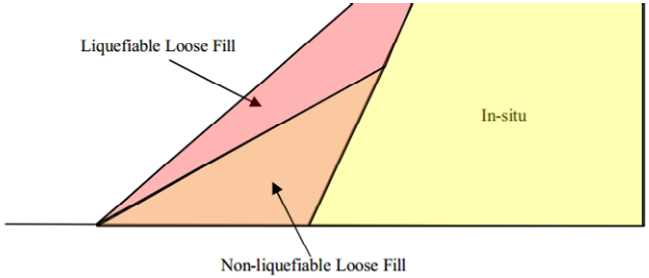
結果顯示隨著忽略荷載點總數量增加時，FOS 遞減。由於假設的土壤壓力分佈為三角形區域，邊坡附近忽略的荷載點對 FOS 的影響將大於其他位置。雖然保守忽略荷載點的誤差，但不會影響面板結構的實際狀況，

研究荷載點數量對 FOS 的影響，更好的方法是指定 1 個包括有邊坡所有荷載點滑動面，遵循報告中圖 2.1 和表 2.1 中相同的幾何外形和土壤參數-「使用土釘修改鬆散填土邊坡的設計圖示」，

	即可比較 10 點、20 點、30 點和 60 點的荷載狀況，得到的 FOS 值分別為 1.102、1.105、1.078 和 1.08，這是可接受的小差異。 理論上，三角形土壤壓力區域應盡量使用最多的施力點進行荷載建模。但假如使用太多的荷載點，則無法使用試錯法決定穩定壓力。在所考慮的狀況，已證明 10 個荷載點足以將誤差限制在 3% 以內。就其他的設計條件而言，設計人員應自行作出工程判斷，藉此決定代表土壤壓力的最小荷載點數量。

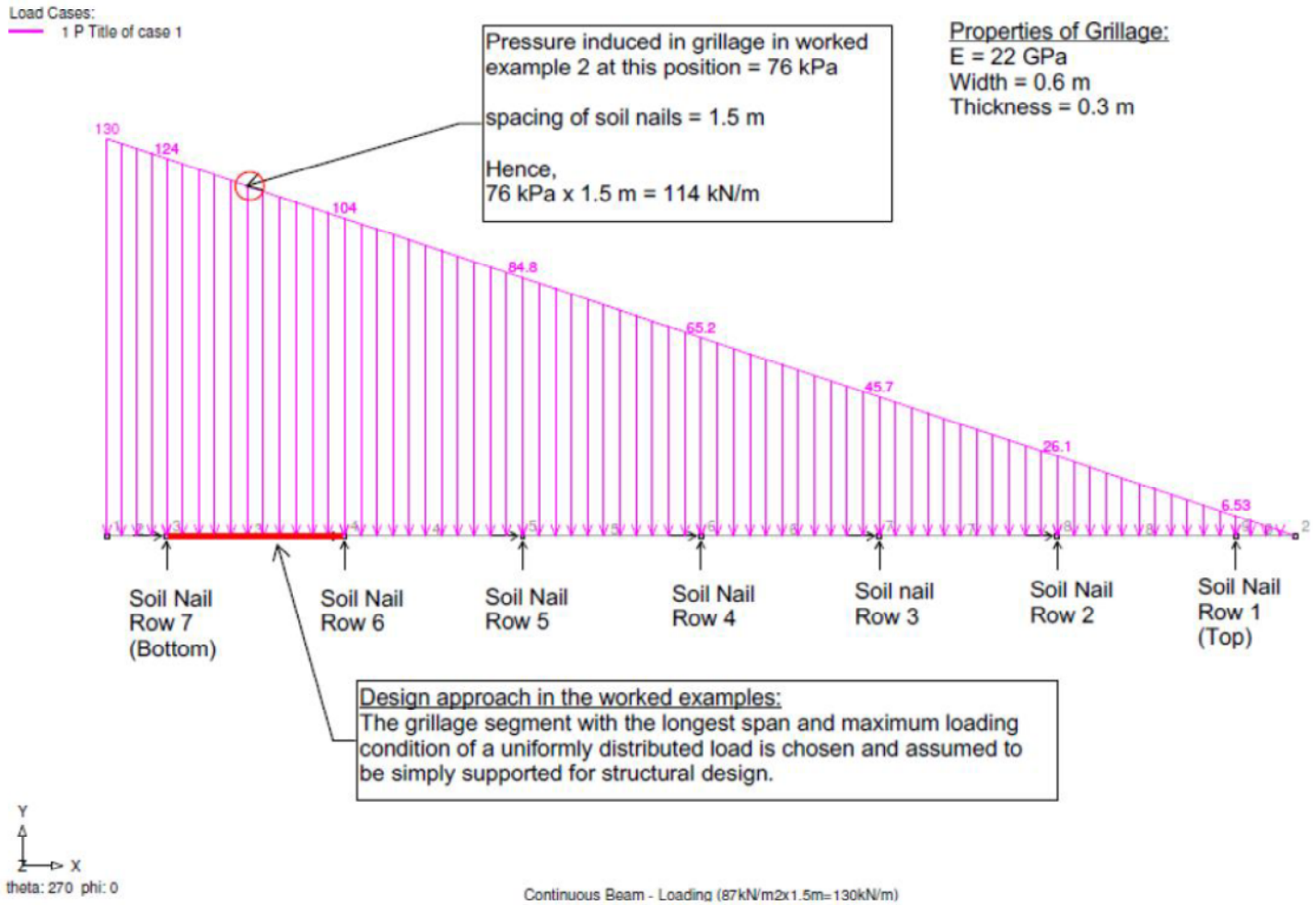
建議	回覆
2. 第 1.2（b）節 - 藉由等效集中力進行穩定壓力的建模 土壤壓力的分佈可藉由作用在邊坡面法線方向上的一系列等效集中力來進行建模，實際上，邊坡剖面通常是不均勻或由幾個土層所組成，設計者可選擇採用單一的平均坡度角算出所有在土壤壓力方向上的集中應力。進行比較（參見附錄 B.2 第 104 頁和第 105 頁中的圖 7 和 8）檢查荷載點方向對 FOS 值計算的影響，發現到採用平均傾斜角的算法可能導致 FOS 計算值的顯著差異（第 3 個滑動面），值得一提的是，此問題提醒業者該加以注意。 3. 第 2.6 節 - 格狀基礎結構和土釘頭的設計 根據實例第 2.6 節和格狀基礎面結構設計計算，應注意到格狀基礎樑的每個區段均假設為簡單支撐的設計。參考第 7.3 節的鬆散填土邊坡	2. 施加在面板結構上的土壤壓力應假定為邊坡表面法線方向上的作用力，因為可沿著面板和鬆散填土之間的界面移動只出現非常小的剪切應力。基礎剪切力的假設中已考慮到小數值的剪切應力，因此，土壤壓力需垂直於坡面，當施力在穩定的荷載點時，應考慮所提出的土釘裝設方法是否能提供假設的穩定效果。例如，施加在邊坡護坡上向下作用力實際上不存在，因為該方向未出現實際作用的釘力，考慮到設計目的應忽略施加在邊坡護坡上的穩定力。 3. 建議將連續格狀基礎樑的模型視為「簡單支護」的設計，將整個格狀基礎樑分析視為連續性的結構，藉此提出優化設計是可接受的。

土釘相關內容 - 初步研究（HKIE，2003）建議使用連續樑結構/覆蓋層來產生所需的釘力，讓人懷疑的是連續樑是「簡單支護」設計，連續樑和簡單樑架之間的偏轉行為是彼此不同的。因此，在相同的荷載條件下，簡單支撐樑的最大彎矩比連續樑可能造成過度保守的估計。	
4. 4.2 節：不可液化鬆散填土區的劃分 該文件建議滑動面需完全落入填土內，藉此描繪不可液化的填土層，但隨著高度的減小讓邊坡厚度增加（如下所示）並不罕見，在此狀況下，若不侵入底層就無法得出 1.4 的滑動面安全係數 1.4，因此，需假設這是可完全液化的填土層 ,建議在此提供更多關於不可液化填土層說明內容。	4. 就考慮的案例而言，不可液化假設的線性或雙線性滑動表面鬆散填土區如圖所示，滑動面上方區域如附錄 B.4 中表面 S8 所示。 

建議	回覆
In-situ material Loose Fill	Liquefiable Loose Fill In-situ Non-liquefiable Loose Fill

B.1 – 連續樑結構分析（施作實例的施壓）

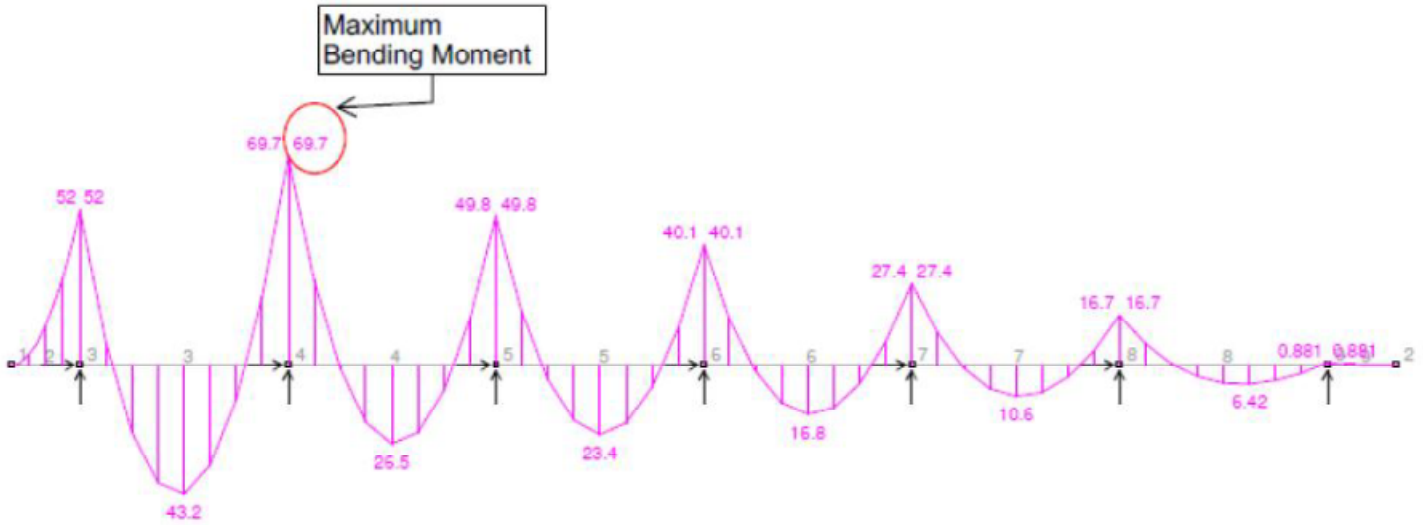
B.1.1:結構分析實例（土壤壓力最大值= 87 kPa）



Load Cases:
1 P Title of case 1

Simply Supported Beam Assumption:
Maximum Bending Moment = 104.37 kNm

Continuous Beam Assumption:
Maximum Bending Moment = 69.70 kNm



Y
Z X
theta: 270 phi: 0

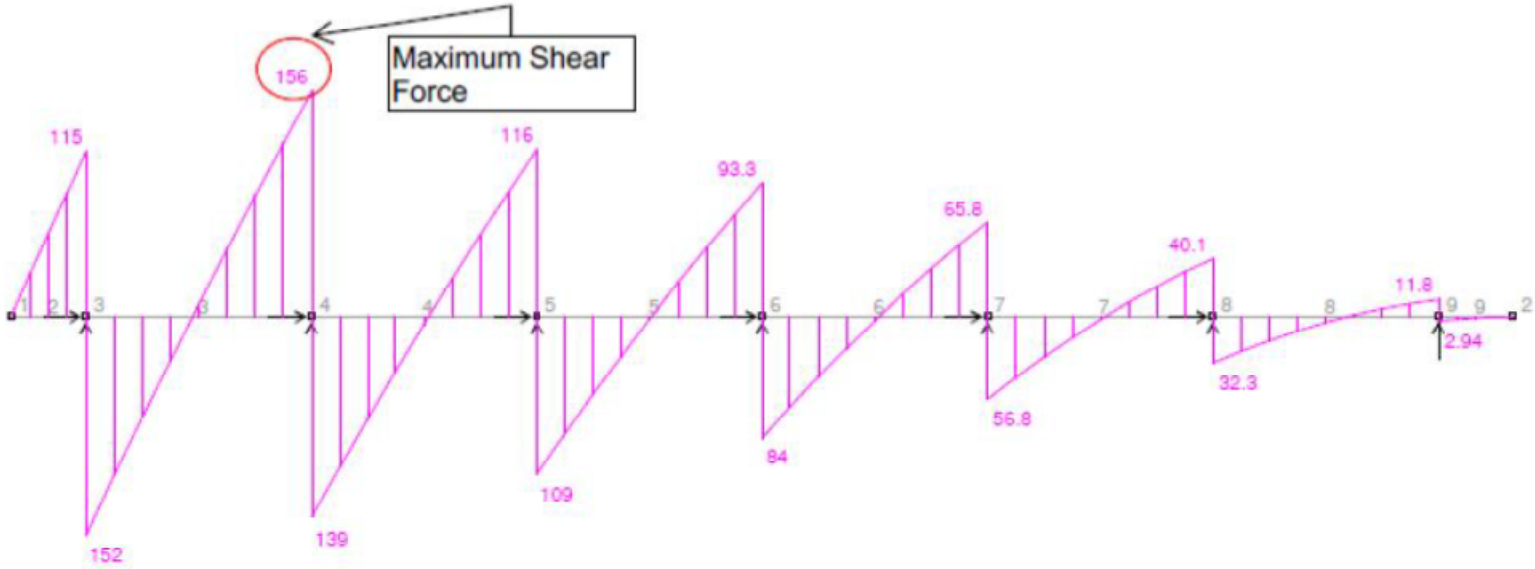
Continuous Beam - Bending Moment

Bending Moment, Mz

Load Cases:
1 P Title of case 1

Simply Supported Beam Assumption:
Maximum Shear Force = 154.39 kN

Continuous Beam Assumption:
Maximum Shear Force = 156.00 kN



Y
Z X
theta: 270 phi: 0

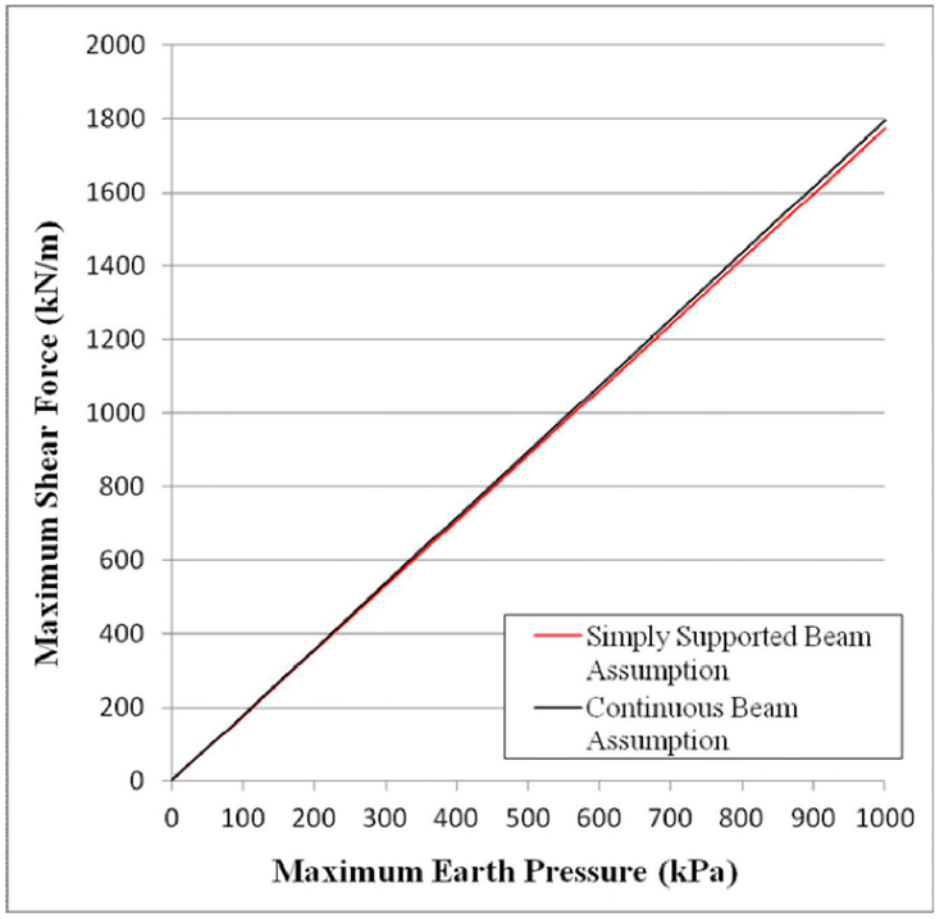
Continuous Beam - Shear force

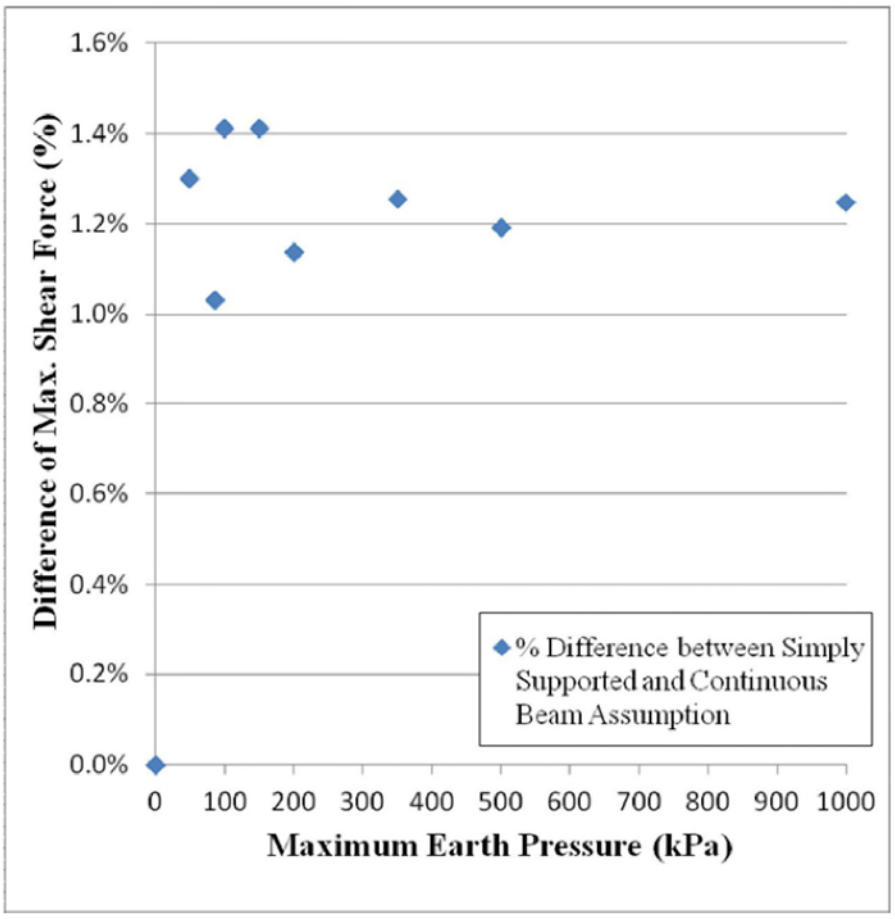
Shear Force, Fy

B.1.2：分析摘要

最大土壤壓力（kPa）	最大剪力（kN）		%差異
	簡單支撐樑假設	連續樑假設	
50	88.7	89.9	1.30%
87	154.4	156.0	1.03%
100	177.5	180.0	1.41%
150	266.2	270.0	1.41%
200	354.9	359.0	1.14%
350	621.1	629.0	1.25%
500	887.3	898.0	1.19%
1000	1774.6	1797.0	1.25%

B.1.3：分析結果


Maximum Shear Force (kN/m)
2000
1800
1600
1400
1200
1000
800
600
400
200
0
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
Maximum Earth Pressure (kPa)
Simply Supported Beam Assumption
Continuous Beam Assumption


Difference of Max. Shear Force (%)
1.6%
1.4%
1.2%
1.0%
0.8%
0.6%
0.4%
0.2%
0.0%
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
Maximum Earth Pressure (kPa)
% Difference between Simply Supported and Continuous Beam Assumption

B.2 – Ir Leslie Swann 在意見中附上的數字

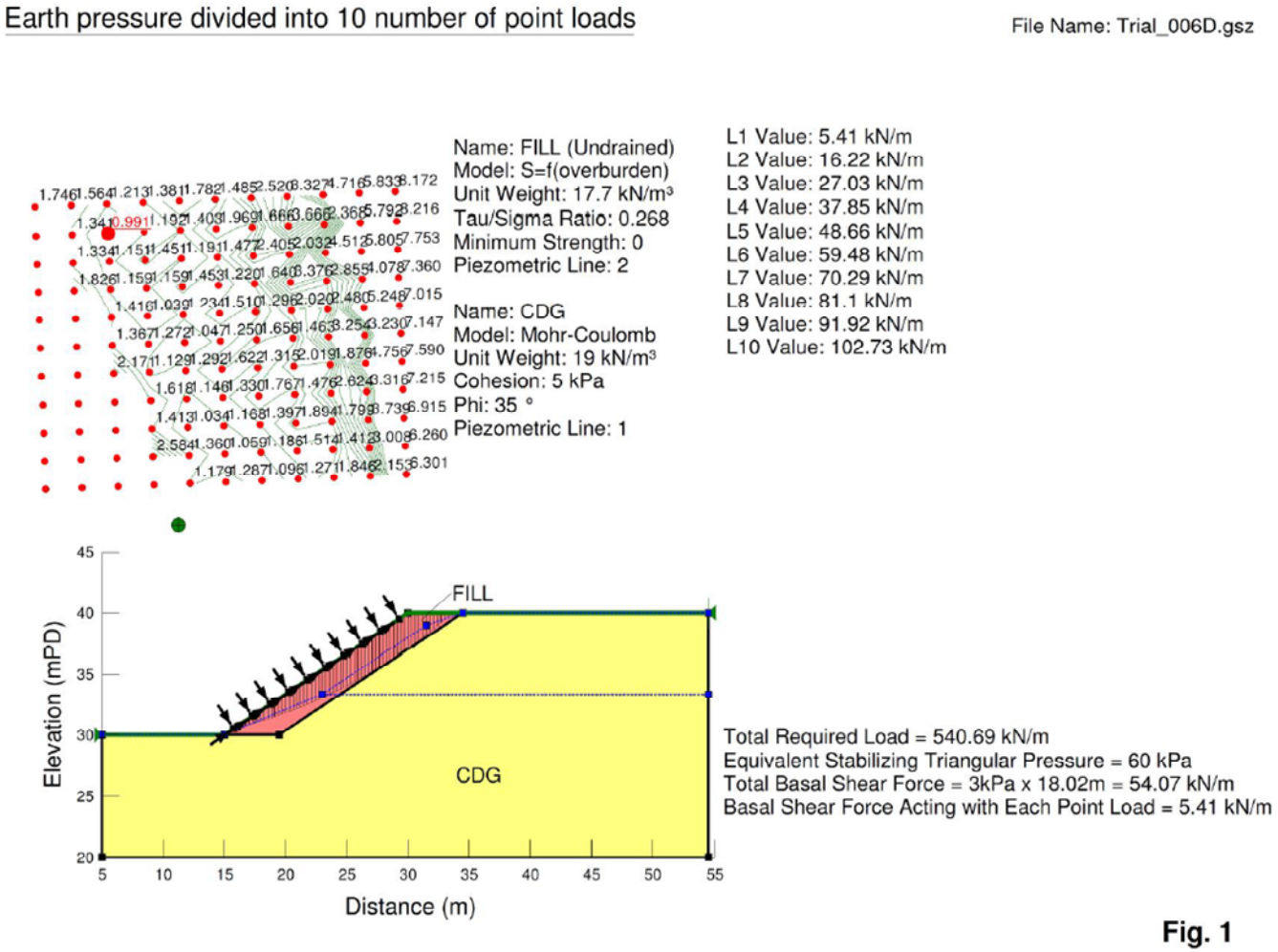


Fig. 1 圖 1

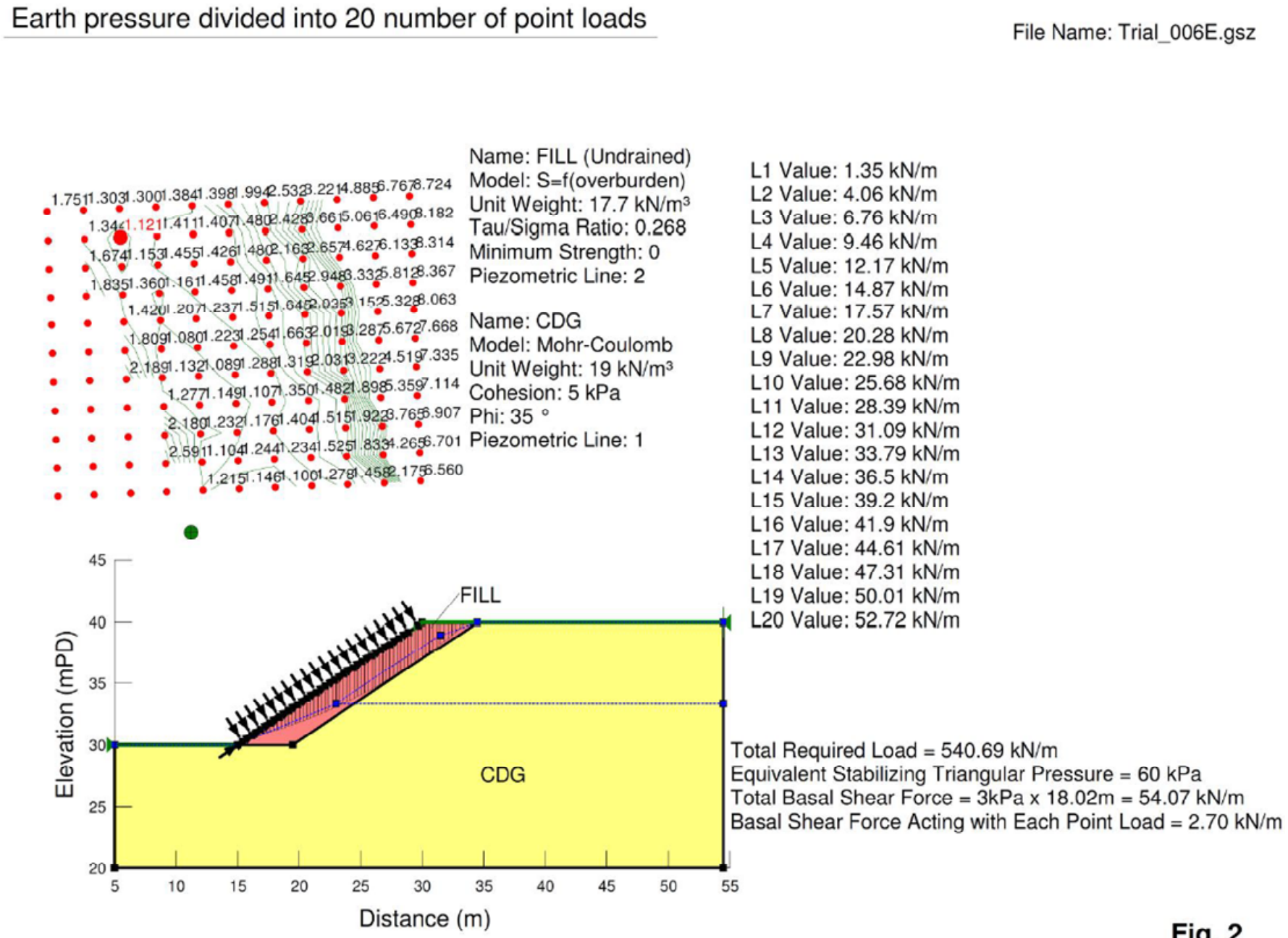

Earth pressure divided into 20 number of point loads
File Name: Trial_006E.gsz
Name: FILL (Undrained)
Model: S=f(overburden)
Unit Weight: 17.7 kN/m³
Tau/Sigma Ratio: 0.268
Minimum Strength: 0
Piezometric Line: 2
Name: CDG
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 5 kPa
Phi: 35 °
Piezometric Line: 1
L1 Value: 1.35 kN/m
L2 Value: 4.06 kN/m
L3 Value: 6.76 kN/m
L4 Value: 9.46 kN/m
L5 Value: 12.17 kN/m
L6 Value: 14.87 kN/m
L7 Value: 17.57 kN/m
L8 Value: 20.28 kN/m
L9 Value: 22.98 kN/m
L10 Value: 25.68 kN/m
L11 Value: 28.39 kN/m
L12 Value: 31.09 kN/m
L13 Value: 33.79 kN/m
L14 Value: 36.5 kN/m
L15 Value: 39.2 kN/m
L16 Value: 41.9 kN/m
L17 Value: 44.61 kN/m
L18 Value: 47.31 kN/m
L19 Value: 50.01 kN/m
L20 Value: 52.72 kN/m
FILL
CDG
Elevation (mPD)
Distance (m)
Total Required Load = 540.69 kN/m
Equivalent Stabilizing Triangular Pressure = 60 kPa
Total Basal Shear Force = 3kPa x 18.02m = 54.07 kN/m
Basal Shear Force Acting with Each Point Load = 2.70 kN/m

Fig. 2 圖 2

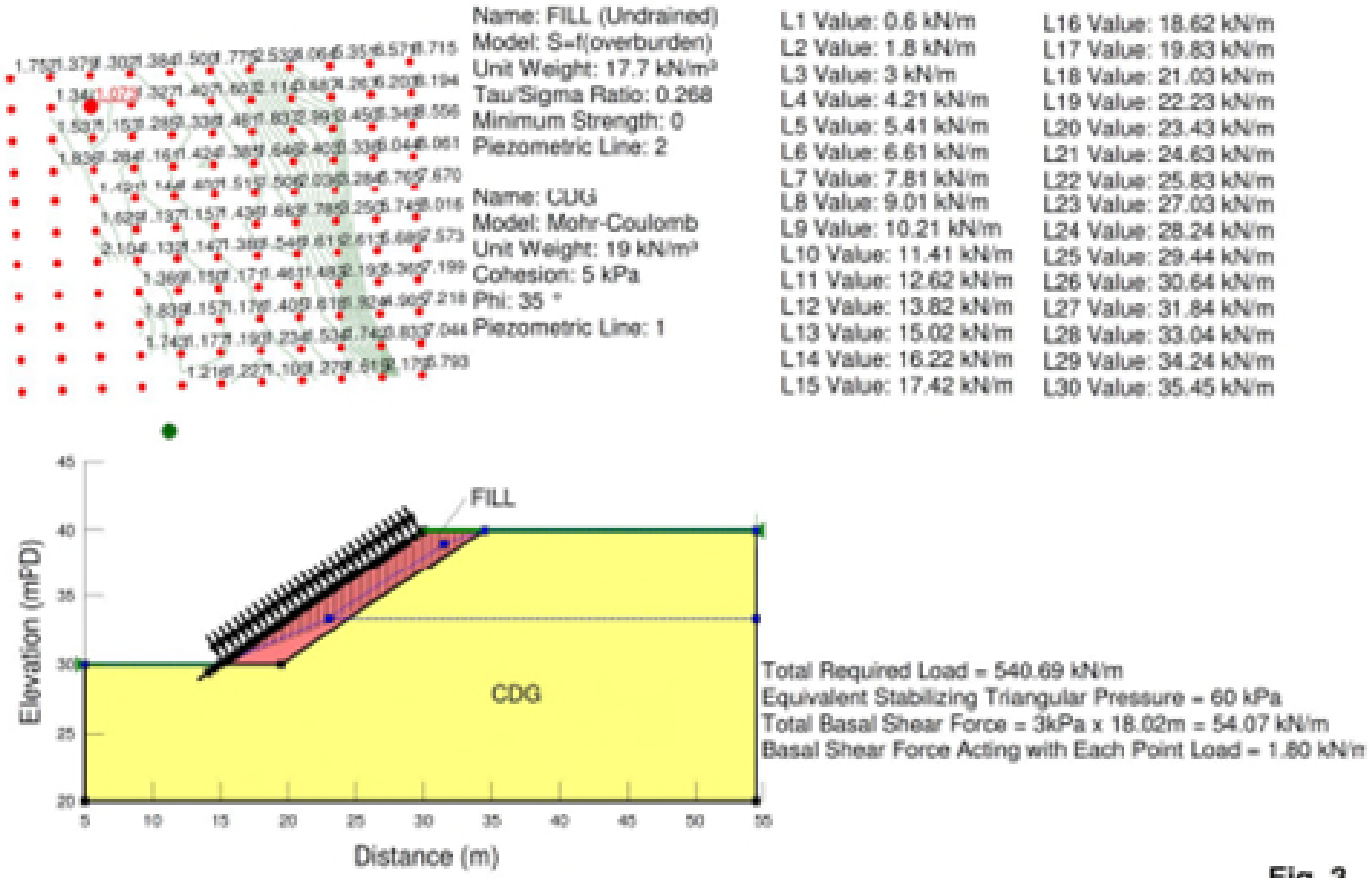

Name: FILL (Undrained)
Model: S=f(overburden)
Unit Weight: 17.7 kN/m³
Tau/Sigma Ratio: 0.268
Minimum Strength: 0
Piezometric Line: 2
Name: CDG
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 5 kPa
Phi: 35 °
Piezometric Line: 1
L1 Value: 0.6 kN/m
L2 Value: 1.8 kN/m
L3 Value: 3 kN/m
L4 Value: 4.21 kN/m
L5 Value: 5.41 kN/m
L6 Value: 6.61 kN/m
L7 Value: 7.81 kN/m
L8 Value: 9.01 kN/m
L9 Value: 10.21 kN/m
L10 Value: 11.41 kN/m
L11 Value: 12.62 kN/m
L12 Value: 13.82 kN/m
L13 Value: 15.02 kN/m
L14 Value: 16.22 kN/m
L15 Value: 17.42 kN/m
L16 Value: 18.62 kN/m
L17 Value: 19.83 kN/m
L18 Value: 21.03 kN/m
L19 Value: 22.23 kN/m
L20 Value: 23.43 kN/m
L21 Value: 24.63 kN/m
L22 Value: 25.83 kN/m
L23 Value: 27.03 kN/m
L24 Value: 28.24 kN/m
L25 Value: 29.44 kN/m
L26 Value: 30.64 kN/m
L27 Value: 31.84 kN/m
L28 Value: 33.04 kN/m
L29 Value: 34.24 kN/m
L30 Value: 35.45 kN/m
FILL
CDG
Elevation (mPD)
Distance (m)
Total Required Load = 540.69 kN/m
Equivalent Stabilizing Triangular Pressure = 60 kPa
Total Basal Shear Force = 3kPa x 18.02m = 54.07 kN/m
Basal Shear Force Acting with Each Point Load = 1.80 kN/m

Fig. 3

圖 3

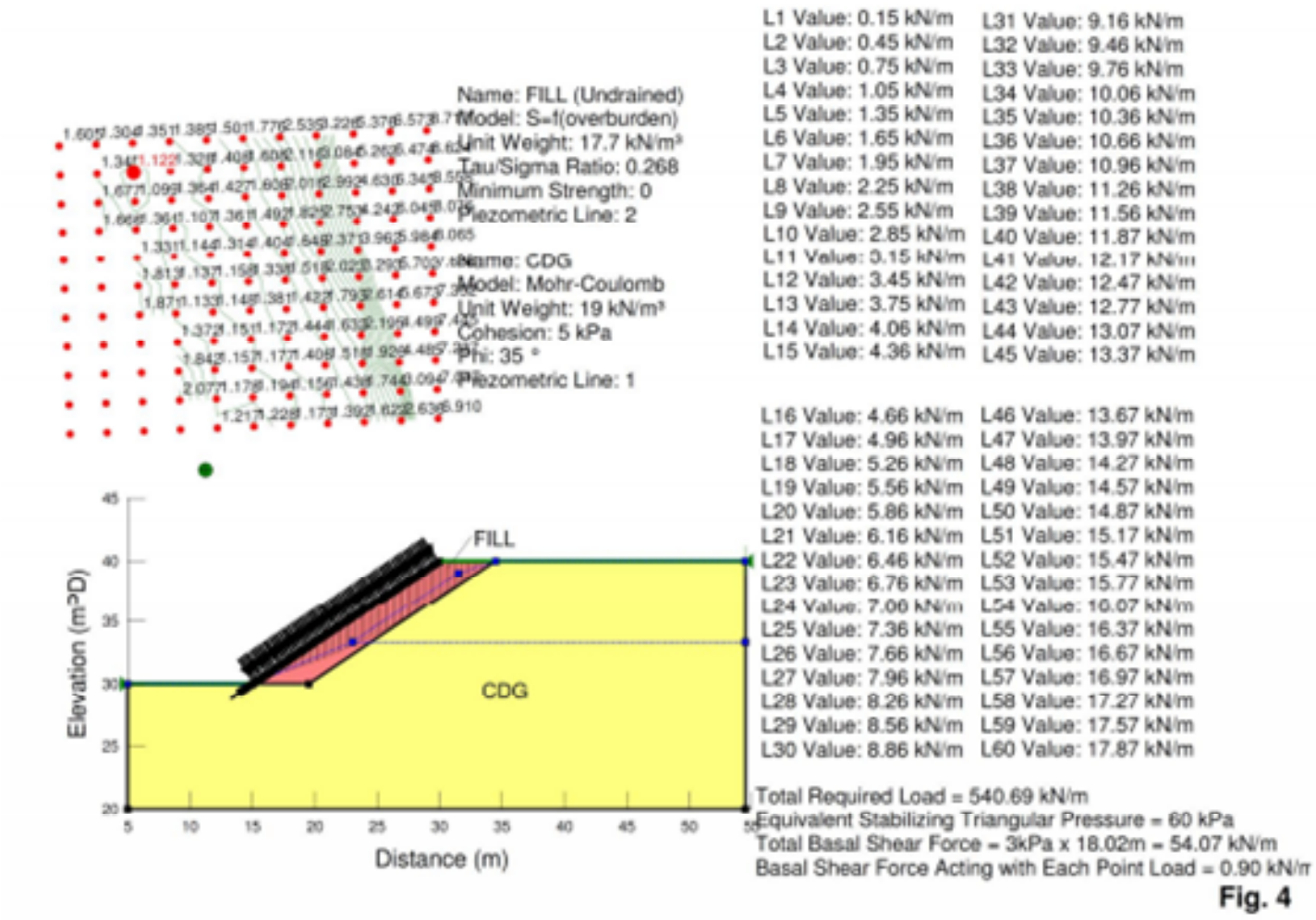

Name: FILL (Undrained)
Model: S=f(overburden)
Unit Weight: 17.7 kN/m³
Tau/Sigma Ratio: 0.268
Minimum Strength: 0
Piezometric Line: 2
Name: CDG
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 5 kPa
Phi: 35 °
Piezometric Line: 1
FILL
CDG
Elevation (m³D)
Distance (m)
L1 Value: 0.15 kN/m
L2 Value: 0.45 kN/m
L3 Value: 0.75 kN/m
L4 Value: 1.05 kN/m
L5 Value: 1.35 kN/m
L6 Value: 1.65 kN/m
L7 Value: 1.95 kN/m
L8 Value: 2.25 kN/m
L9 Value: 2.55 kN/m
L10 Value: 2.85 kN/m
L11 Value: 3.15 kN/m
L12 Value: 3.45 kN/m
L13 Value: 3.75 kN/m
L14 Value: 4.06 kN/m
L15 Value: 4.36 kN/m
L16 Value: 4.66 kN/m
L17 Value: 4.96 kN/m
L18 Value: 5.26 kN/m
L19 Value: 5.56 kN/m
L20 Value: 5.86 kN/m
L21 Value: 6.16 kN/m
L22 Value: 6.46 kN/m
L23 Value: 6.76 kN/m
L24 Value: 7.06 kN/m
L25 Value: 7.36 kN/m
L26 Value: 7.66 kN/m
L27 Value: 7.96 kN/m
L28 Value: 8.26 kN/m
L29 Value: 8.56 kN/m
L30 Value: 8.86 kN/m
L31 Value: 9.16 kN/m
L32 Value: 9.46 kN/m
L33 Value: 9.76 kN/m
L34 Value: 10.06 kN/m
L35 Value: 10.36 kN/m
L36 Value: 10.66 kN/m
L37 Value: 10.96 kN/m
L38 Value: 11.26 kN/m
L39 Value: 11.56 kN/m
L40 Value: 11.87 kN/m
L41 Value: 12.17 kN/m
L42 Value: 12.47 kN/m
L43 Value: 12.77 kN/m
L44 Value: 13.07 kN/m
L45 Value: 13.37 kN/m
L46 Value: 13.67 kN/m
L47 Value: 13.97 kN/m
L48 Value: 14.27 kN/m
L49 Value: 14.57 kN/m
L50 Value: 14.87 kN/m
L51 Value: 15.17 kN/m
L52 Value: 15.47 kN/m
L53 Value: 15.77 kN/m
L54 Value: 16.07 kN/m
L55 Value: 16.37 kN/m
L56 Value: 16.67 kN/m
L57 Value: 16.97 kN/m
L58 Value: 17.27 kN/m
L59 Value: 17.57 kN/m
L60 Value: 17.87 kN/m
Total Required Load = 540.69 kN/m
Equivalent Stabilizing Triangular Pressure = 60 kPa
Total Basal Shear Force = 3kPa x 18.02m = 54.07 kN/m
Basal Shear Force Acting with Each Point Load = 0.90 kN/m
Fig. 4

圖 4

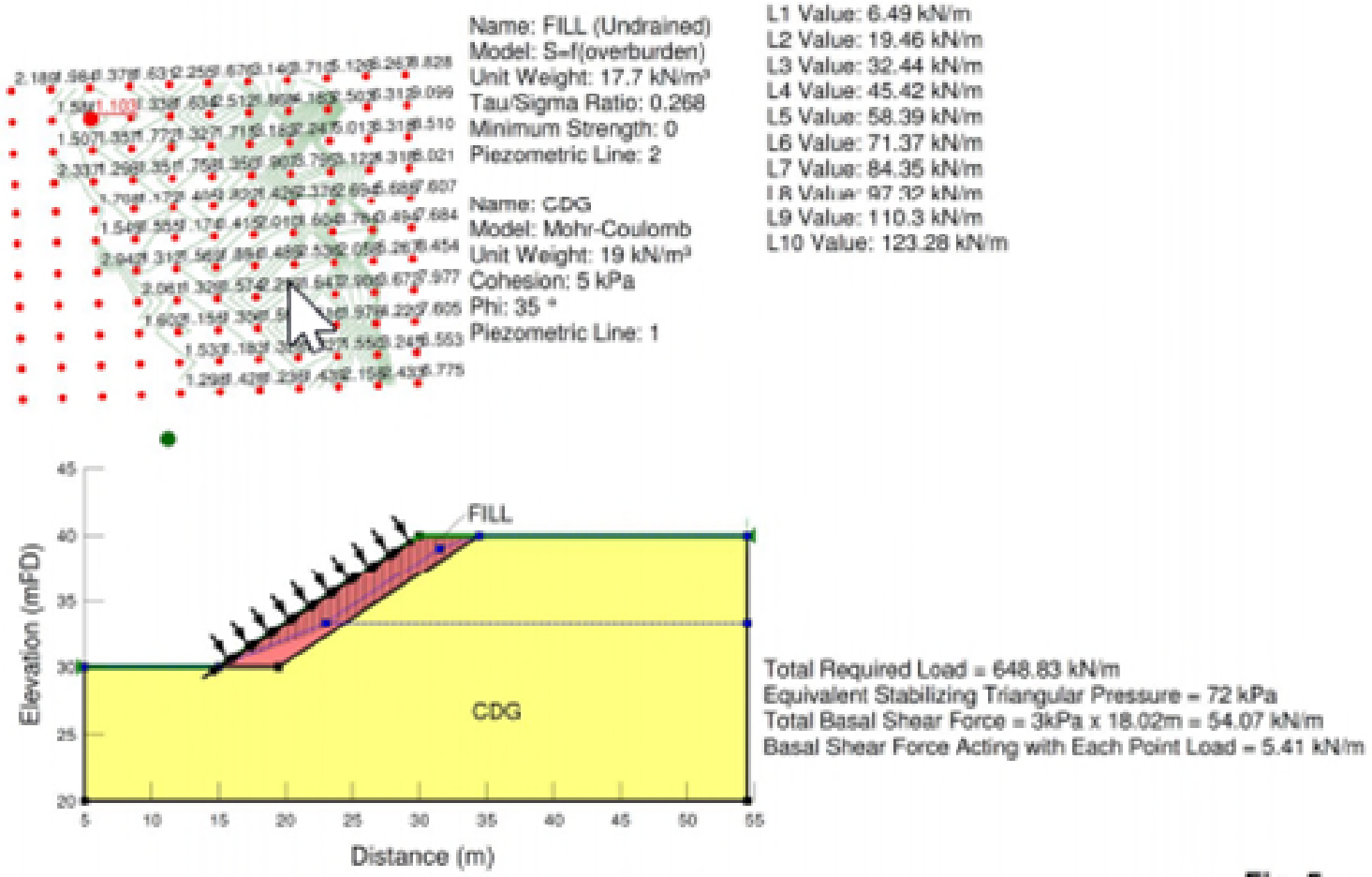
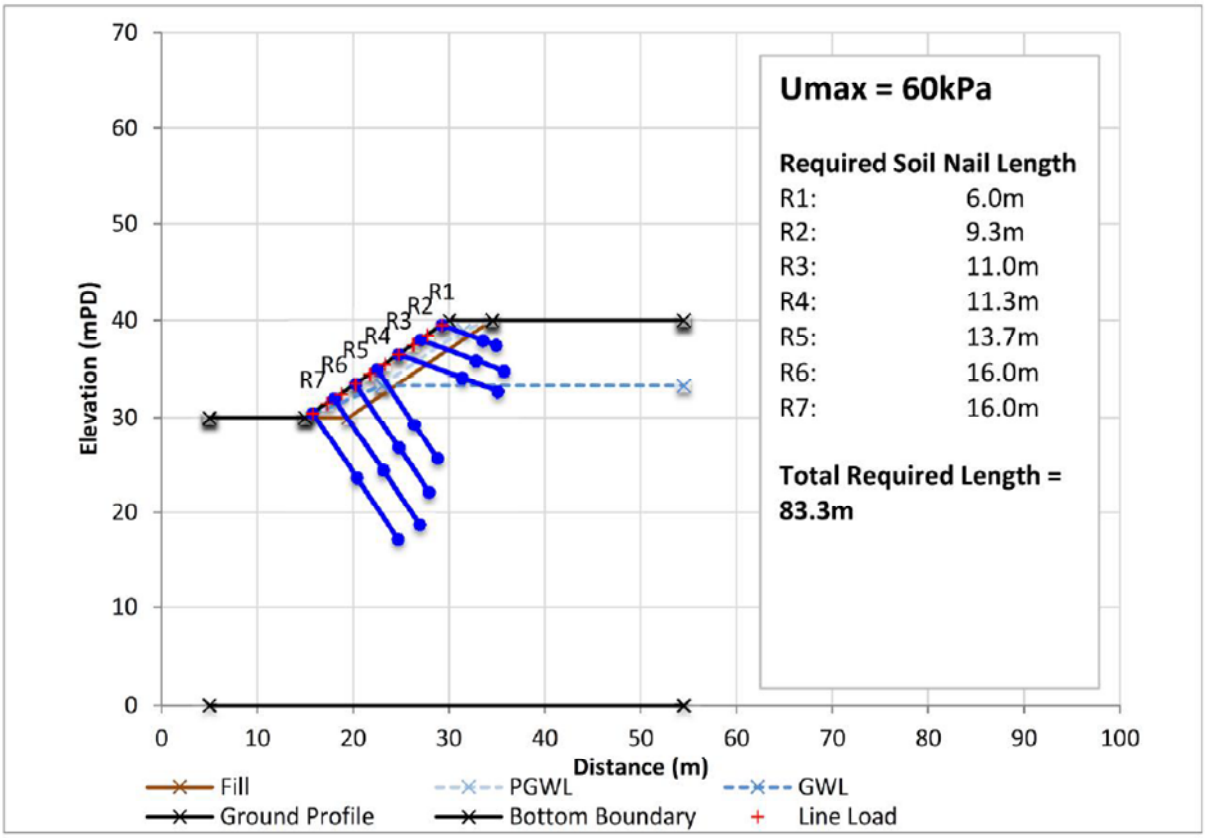

Name: FILL (Undrained)
Model: S=f(overburden)
Unit Weight: 17.7 kN/m³
Tau/Sigma Ratio: 0.268
Minimum Strength: 0
Piezometric Line: 2
Name: CDG
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 5 kPa
Phi: 35 °
Piezometric Line: 1
L1 Value: 6.49 kN/m
L2 Value: 19.46 kN/m
L3 Value: 32.44 kN/m
L4 Value: 45.42 kN/m
L5 Value: 58.39 kN/m
L6 Value: 71.37 kN/m
L7 Value: 84.35 kN/m
L9 Value: 110.3 kN/m
L10 Value: 123.28 kN/m
FILL
CDG
Elevation (mFD)
Distance (m)
45
40
35
30
25
20
5
10
15
20
25
30
35
40
45
50
55
Total Required Load = 648.83 kN/m
Equivalent Stabilizing Triangular Pressure = 72 kPa
Total Basal Shear Force = 3kPa x 18.02m = 54.07 kN/m
Basal Shear Force Acting with Each Point Load = 5.41 kN/m

Fig. 5

圖 5


Umax = 60kPa
Required Soil Nail Length
R1: 6.0m
R2: 9.3m
R3: 11.0m
R4: 11.3m
R5: 13.7m
R6: 16.0m
R7: 16.0m
Total Required Length = 83.3m
Elevation (mPD)
Distance (m)
Fill
PGWL
GWL
Ground Profile
Bottom Boundary
Line Load

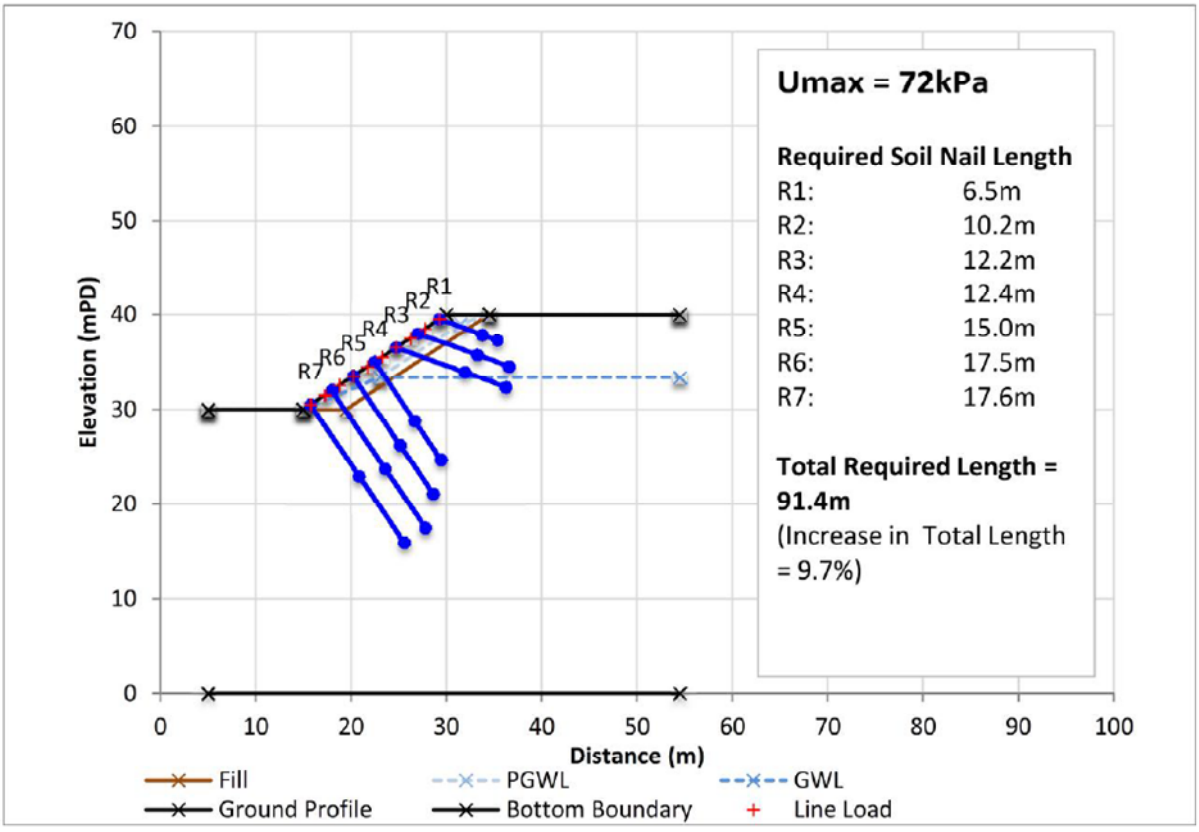

Umax = 72kPa
Required Soil Nail Length
R1: 6.5m
R2: 10.2m
R3: 12.2m
R4: 12.4m
R5: 15.0m
R6: 17.5m
R7: 17.6m
Total Required Length = 91.4m
(Increase in Total Length = 9.7%)
Elevation (mPD)
Distance (m)
Fill
PGWL
GWL
Ground Profile
Bottom Boundary
Line Load

圖 6

案例 1：垂直於邊坡結構的荷載點方向

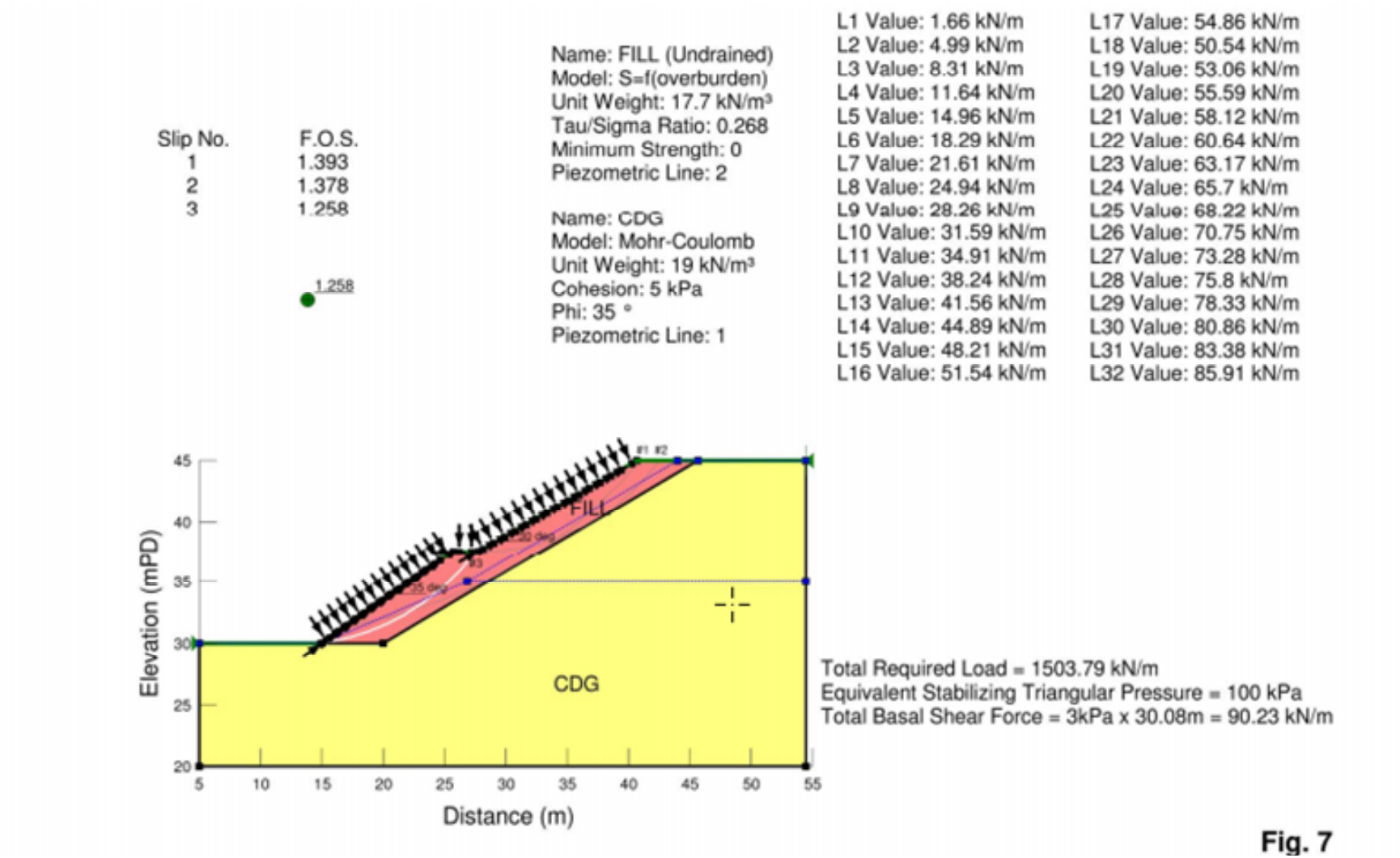


圖 7

案例 2：荷載點方向的邊坡平均角度(30.26 度)

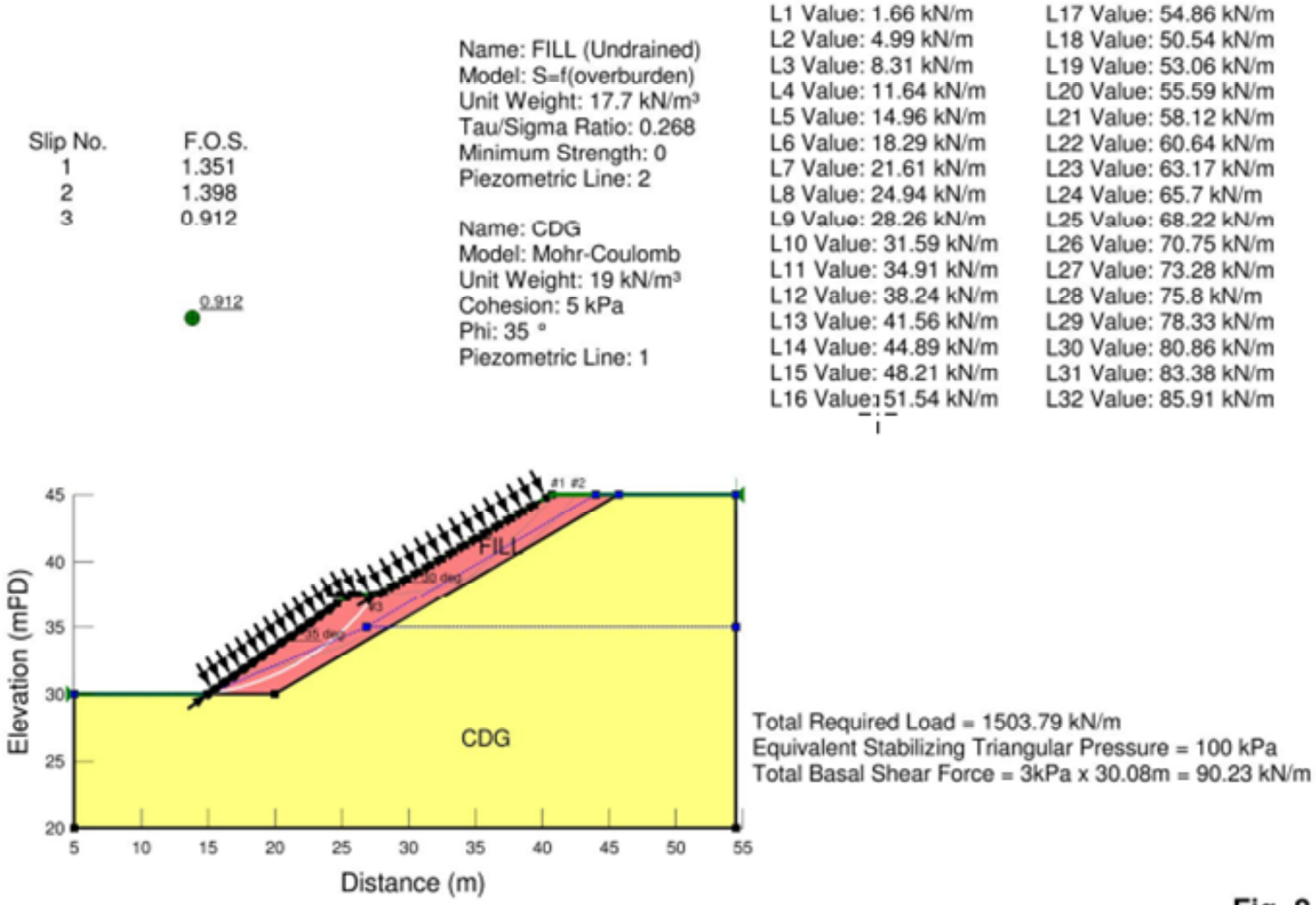
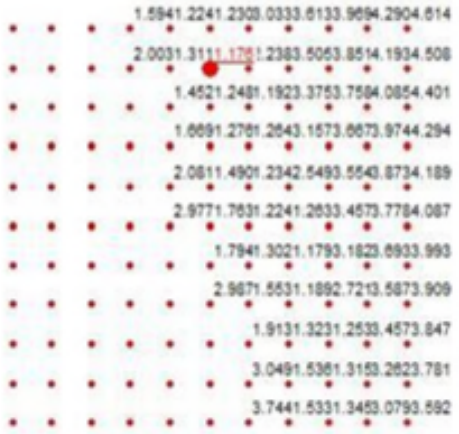


圖 8

B.3：格狀基礎半徑滑動面 60 個荷載點案例的邊坡穩定性分析

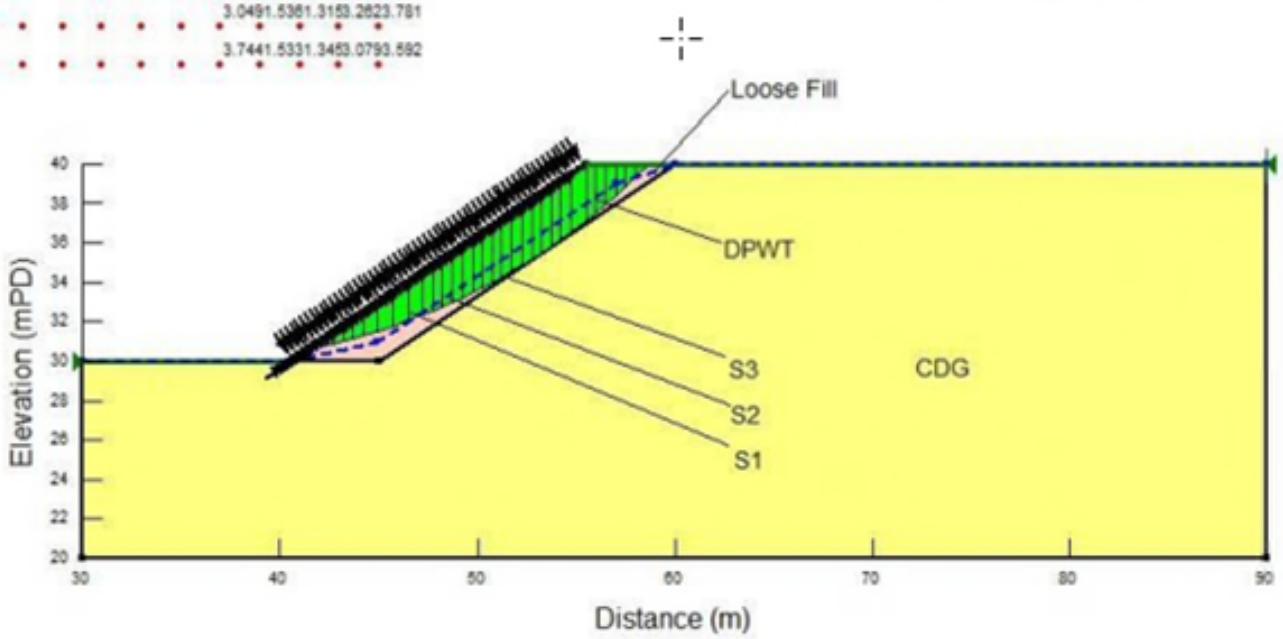
施作實例 1(無排水條件下穩定狀態)

Worked Example 1 (Steady State Undrained Conditions)



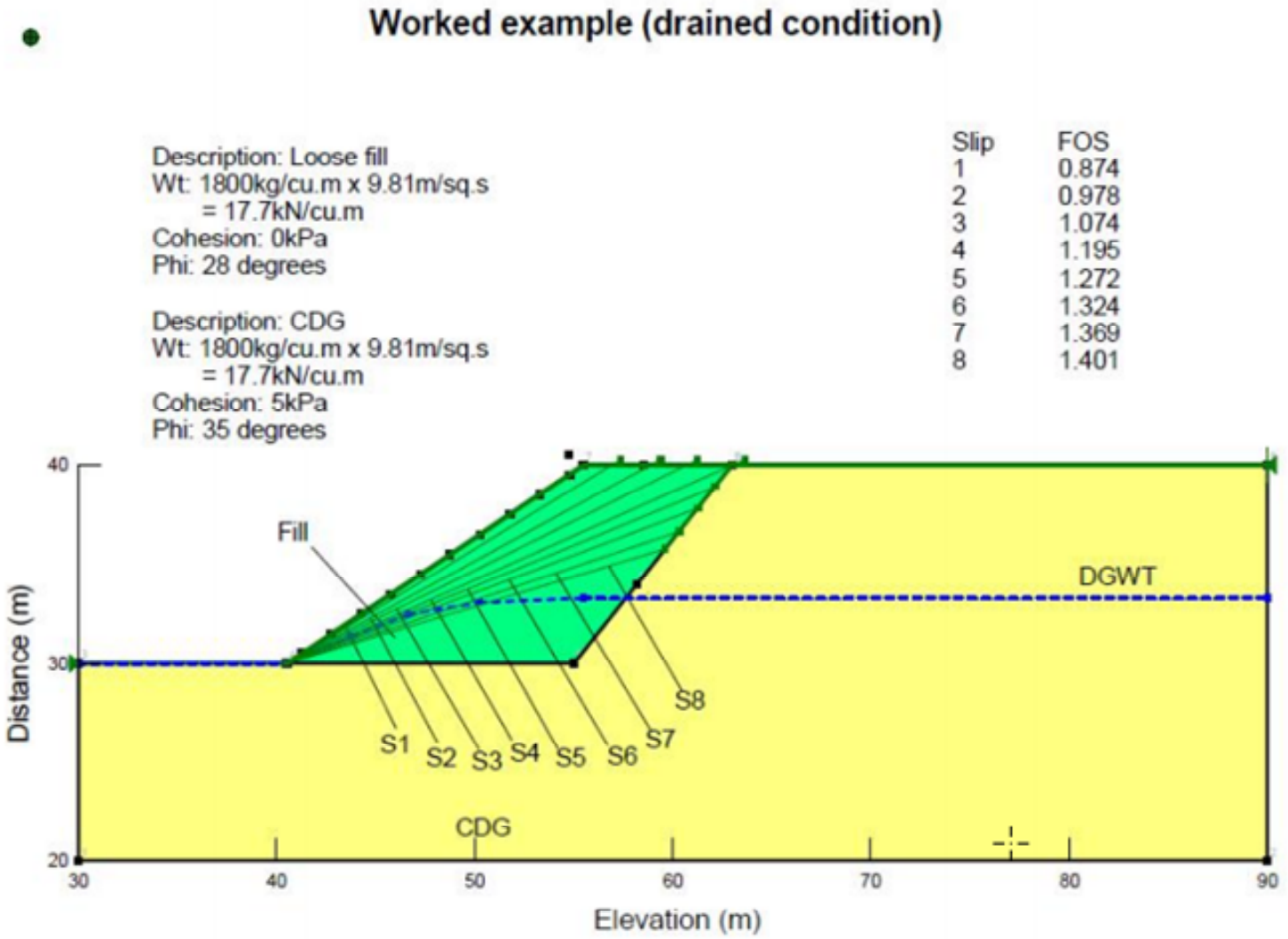
Description: Loose fill
Wt: 1800 kg/cu.m x 9.81 m/sq.s
= 17.7 kN/cu.m
Tau/Sigma Ratio:0.267

Description: CDG
Wt: 1800 kg/cu.m x 9.81 m/sq.s
= 17.7 kN/cu.m
Cohesion: 5 kPa
Phi: 35 degrees



B.4：使用雙線性滑動面劃分不可液化的區域

施作實例(排水)



編譯：水土保持局技術研究發展小組

Research and Technology Development Team, SWCB, COA

December 2018

本文件之翻譯及轉載，均符合香港著作權法相關規定。