

計畫編號：SWCB-110-013

不同地震強度區農塘之壩體受震災害
潛勢判釋研究

**Hazard assessment for earthquake
induced damage on earth dam of farm
pond in various seismic zone
(成果報告)**

執行單位：台灣科技大學營建系

執行期間：110 年 01 月 27 日至 110 年 12 月 31 日

計畫主持人：盧之偉 教授

行政院農業委員會水土保持局 編印

中華民國 110 年 12

不同地震強度區農塘之壩體受震災害潛勢判釋研究

摘要

台灣因地質較為年輕與地形較陡峭，且在梅雨時期及颱風季節之氣候降雨集中，導致各種自然災害頻傳。強降雨往往造成地表水四處竄流而產生淹水的現象，近年也推行海綿城市的理念四處設置滯洪設施，但因經費與土地限制下，較難在都市內廣泛推行。而開發相對密度低的區域雖土地取得容易，但在費用和效益上，則需謹慎思考與取決。因此如可適度的應用農塘成滯洪設施，搭配宣導農民進行疏濬、清淤等適當管理將可成為有效的策略。除滯洪外，農塘原本的功用蓄水灌溉，也將可做為減少突發乾旱極端氣候下的對應措施。

雖水保局已經規範農塘構築工法等之相關要求，但台灣位於地震頻繁地帶，農塘之土壩可能受地震加速度力量作用下造成堤壩之潰壩，可能導致下游區域之發生災害與財產損失，近日日本熱海之填方土因強降雨而崩壞並且發生泥流，就是一個須謹記在心的例子。為使農塘在安全性下發揮滯洪與灌溉等效用，本計畫提供一套可考慮包含因淤積土導致之震害的完整評估技術，供不同區域農塘土壩進行震害潛勢判斷，以評估土壩之耐震安全性。

關鍵詞：農塘、土壩、安全係數、耐震穩定性、土壤液化

Hazard assessment for earthquake induced damage on earth dam of farm pond in various seismic zone

Abstract

Taiwan is geological young with steep terrain and extreme climate and rainfall that concentrated in the rainy season and typhoon season, which leads to frequent occurrence of various natural disasters.

In recent years, many flood detention facilities have been considered and constructed in concept of sponge city in Taiwan. However, it is a great challenge to construct one in urban area due to limitation of land and expenses. If farm ponds can convert into water detention facilities, it will be an effective strategy to cope with the intensive rain as well as a countermeasure to reduce sudden drought when the sediment depositions in farm ponds are well managed and the farm ponds are used appropriately, whereas the recent Atami landfills disaster took away more than 20 peoples in Japan can set an example for us.

In order to assure the seismic safety of farm pond, this project provides an earthquake damage potential assessment method/ procedure for the earth- dam type farm pond in Taiwan including considering the deposited sediment softening due to soil liquefaction.

Keywords : Farm pond、Earth dam、Safety factor、Seismic stability

Soil liquefaction

目次

摘要.....	I
Abstract.....	II
目次.....	III
表次.....	V
圖次.....	VIII
前言.....	XIII
第一章 緒論.....	1-1
第一節 農塘之功能	1-1
第二節 農塘之構築規範	1-2
第三節 計畫主要目標	1-3
第二章 工作項目與執行方法	2-1
第一節 工作項目與執行方法.....	2-1
第二節 文獻蒐集	2-3
第三節 示範區場域勘查與研究	2-11
第四節 數值分析工作前準備	2-17
第三章 工作內容與工作進度	3-1
第一節 預定進度與目前進度	3-1
第二節 實驗內容與實驗結果	3-2
第三節 Slide 分析結果	3-9
第四節 Plaxis2D 分析結果.....	3-26
第五節 DBLEAVES 分析結果	3-45
第六節 蓄水位與沉積物受震軟化對土壩造成之影響	3-56
第七節 土壩穩定性快速判釋與穩定性圖表	3-76

第四章 結論與建議	4-1
第一節 結論	4-1
第二節 建議.....	4-11
參考文獻.....	參-1
附錄.....	附錄-1
附錄一、期初審查會議紀錄暨回覆辦理情形	附錄-1
附錄二、期中審查會議紀錄暨回覆辦理情形	附錄-6
附錄三、期末審查會議紀錄暨回覆辦理情形	附錄-9
附錄四、期中自評表	附錄-10
附錄五、ISSRS	附錄-11

表次

表 3-1	預定進度表.....	3-1
表 3-2	重模配比表.....	3-5
表 3-3	Hardening soil 參數.....	3-8
表 3-4	參數輸入值表	3-10
表 3-5	不同壩體高 H 靜態分析之破壞面變化	3-12
表 3-6	不同壩體高 H 擬靜態分析破壞面變化	3-13
表 3-7	不同壩體高 H 之靜態、擬靜態安全係數表	3-13
表 3-8	不同壩頂寬 B_r 靜態分析之破壞面變化.....	3-15
表 3-9	不同壩頂寬 B_r 擬靜態分析之破壞面變化.....	3-16
表 3-10	不同壩頂寬 B_r 之靜態、擬靜態安全係數表.....	3-16
表 3-11	不同壩坡比率 S 靜態分析之破壞面變化	3-18
表 3-12	不同壩坡比率 S 擬靜態分析之破壞面變化.....	3-19
表 3-13	不同壩坡比率 S 之靜態、擬靜態安全係數表	3-19
表 3-14	不同凝聚力 c 擬靜態分析之破壞面變化	3-21
表 3-15	不同凝聚力 c 之靜態、擬靜態安全係數表	3-22
表 3-16	不同摩擦角 φ 擬靜態分析之破壞面變化	3-23
表 3-17	不同摩擦角 φ 之靜態、擬靜態安全係數表	3-23
表 3-18	不同地震加速度 g 之擬靜態安全係數表	3-25
表 3-19	參數輸入值表	3-29
表 3-20	不同壩體高 H 靜態分析之位移量變化	3-31
表 3-21	不同壩體高 H 擬靜態分析之位移量變化	3-32
表 3-22	不同壩體高 H 之靜態、擬靜態安全係數表	3-32
表 3-23	不同壩體高 H 之擬靜態偵測點最大位移量表	3-32
表 3-24	不同壩頂寬 B_r 靜態分析之位移量變化.....	3-34

表 3-25	不同壩頂寬 B_r 擬靜態分析之位移量變化.....	3-35
表 3-26	不同壩頂寬 B_r 之靜態、擬靜態安全係數表.....	3-35
表 3-27	不同壩頂寬 B_r 之擬靜態偵測點最大位移量表.....	3-35
表 3-28	不同壩坡比率 S 在穩定狀態下分析位移量變化.....	3-37
表 3-29	不同壩坡比率 S 之擬靜態地震分析位移量變化.....	3-38
表 3-30	不同壩坡比率 S 之靜態、擬靜態安全係數表.....	3-38
表 3-31	不同壩坡比率 S 之擬靜態偵測點最大位移量表.....	3-38
表 3-32	不同凝聚力 c 之擬靜態分析位移量變化.....	3-40
表 3-33	不同凝聚力 c 之靜態、擬靜態安全係數表.....	3-40
表 3-34	不同凝聚力 c 之擬靜態偵測點最大位移量表.....	3-41
表 3-35	不同摩擦角之擬靜態分析位移量變化.....	3-42
表 3-36	不同摩擦角之靜態、擬靜態安全係數表.....	3-43
表 3-37	不同摩擦角之擬靜態偵測點最大位移量表.....	3-43
表 3-38	不同地震加速度 g 之擬靜態安全係數表.....	3-44
表 3-39	不同摩擦角之擬靜態偵測點最大位移量表.....	3-44
表 3-40	壩體材料參數表.....	3-46
表 3-41	沉積物材料參數表.....	3-46
表 3-42	不同壩體高 H 之 DBLEAVES 動態最大位移量表.....	3-55
表 3-43	不同壩體高 H 之 Plaxis2D 擬靜態最大位移量表.....	3-55
表 3-44	參數輸入值表.....	3-56
表 3-45	Slide 不同蓄水高 W_h 靜態狀態分析之破壞面變化.....	3-60
表 3-46	Slide 不同蓄水高 W_h 之擬靜態分析之破壞面變化.....	3-60
表 3-47	Plaxis2D 不同蓄水高 W_h 靜態分析之位移量變化.....	3-61
表 3-48	Plaxis2D 不同蓄水高 W_h 擬靜態分析之位移量變化.....	3-61
表 3-49	Slide 不同蓄水高 W_h 之靜態、擬靜態安全係數表.....	3-62

表 3-50	Plaxis2D 不同蓄水高 W_h 之靜態、擬靜態安全係數表	3-62
表 3-51	Plaxis2D 不同蓄水高 W_h 之擬靜態偵測點最大位移量表 ..	3-62
表 3-52	Slide 不同沉積物高軟化之擬靜態分析破壞面變化	3-65
表 3-53	Plaxis2D 不同沉積物高軟化之擬靜態分析破壞面變化 ..	3-65
表 3-54	Slide 不同淤積高 i 之擬靜態安全係數表	3-66
表 3-55	Plaxis2D 不同淤積高 i 之擬靜態安全係數表	3-66
表 3-56	Plaxis2D 沉積物軟化之擬靜態偵測點最大位移量表	3-66
表 3-57	穩定性圖製作之參數輸入值表	3-78
表 3-57	不同輸入地震波對應之沉積物 EPWPR	3-80

圖次

圖 2-1	本計畫主要目標流程圖	2-2
圖 2-2	造橋鄉平興村農塘	2-12
圖 2-3	平興村農塘與獅潭斷層距離圖	2-13
圖 2-4	平興村農塘與新城斷層距離圖	2-13
圖 2-5	苗栗地區農塘主要組成土壤樣貌	2-14
圖 2-6	牛埔農塘與各斷層圖	2-16
圖 2-7	數值模型壩體形體圖	2-19
圖 3-1	阿太堡液性限度與塑性限度試驗	3-2
圖 3-2	不同正向應力條件下應力應變圖	3-3
圖 3-3	剪應力與正向應力之破壞包絡線圖	3-4
圖 3-4	飽和前上試體圖	3-6
圖 3-5	試體加壓圖.....	3-7
圖 3-6	CIU 室內實驗應力應變圖	3-7
圖 3-7	壓力水頭上下限等界線	3-11
圖 3-8	壩體高 H vs 安全係數 FS	3-14
圖 3-9	壩頂寬 B_r vs 安全係數 FS	3-17
圖 3-10	壩坡比率 S vs 安全係數 FS	3-20
圖 3-11	凝聚力 c vs 安全係數 FS	3-22
圖 3-12	摩擦角 ϕ vs 安全係數 FS	3-24
圖 3-13	Plaxis2D 不同幾何壩體之偵測點設置位置示意圖	3-30
圖 3-14	壩體高 H vs 安全係數 FS	3-33
圖 3-15	壩體高 B_r vs 安全係數 FS	3-36
圖 3-16	壩坡比率 S vs 安全係數 FS	3-39
圖 3-17	凝聚力 c vs 安全係數 FS	3-41

圖 3-18 摩擦角 φ vs 安全係數 FS	3-43
圖 3-19 SIN 波地震加速度示意圖	3-47
圖 3-20 DBLEAVES 偵測點設置位置示意圖	3-48
圖 3-21 壩體高 $H=1$ ，壩坡比率 $S=2$ ，(a)加速度歷時圖(b)水平位移 歷時圖(c)沉陷量歷時圖	3-50
圖 3-22 壩體高 $H=2$ ，壩坡比率 $S=2$ ，(a)加速度歷時圖(b)水平位移 歷時圖(c)沉陷量歷時圖	3-51
圖 3-23 壩體高 $H=3$ ，壩坡比率 $S=2$ ，(a)加速度歷時圖(b)水平位移 歷時圖(c)沉陷量歷時圖	3-52
圖 3-24 壩體高 $H=4$ ，壩坡比率 $S=2$ ，(a)加速度歷時圖(b)水平位移 歷時圖(c)沉陷量歷時圖	3-53
圖 3-25 體高 $H=5$ ，壩坡比率 $S=2$ ，(a)加速度歷時圖(b)水平位移歷 時圖(c)沉陷量歷時圖	3-54
圖 3-26 壓力水頭上下限等界線	3-57
圖 3-27 Plaxis2D 不同幾何壩體之偵測點設置位置示意圖	3-58
圖 3-28 DBLEAVES 偵測點設置位置示意圖	3-58
圖 3-29 蓄水高 W_h vs 安全係數 FS	3-63
圖 3-30 DBLEAVES 壩體高 $H=3$ ，壩坡比率 $S=2$ ，沉積物高 $i=1$ ， 地震加速度 $0.32g$ (a)加速度歷時圖(b)水平位移歷時圖(c)沉陷量歷時 圖(d)壩體超額孔隙水壓歷時圖(e)沉積物超額孔隙水壓歷時圖	3-68
圖 3-31 DBLEAVES 壩體高 $H=3$ ，壩坡比率 $S=2$ ，沉積物高 $i=2$ ， 地震加速度 $0.32g$ (a)加速度歷時圖(b)水平位移歷時圖(c)沉陷量歷時 圖(d)壩體超額孔隙水壓歷時圖(e)沉積物超額孔隙水壓歷時圖	3-69
圖 3-32 DBLEAVES 壩體高 $H=3$ ，壩坡比率 $S=2$ ，沉積物高 $i=3$ ， 地震加速度 $0.32g$ (a)加速度歷時圖(b)水平位移歷時圖(c)沉陷量歷時	

圖(d)壩體超額孔隙水壓歷時圖(e)沉積物超額孔隙水壓歷時圖	3-70
圖 3-33 DBLEAVES 壩體高 $H=3$ ，壩坡比率 $S=2$ ，沉積物高 $i=3$ ， 地震加速度 $0.1g$ (a)加速度歷時圖(b)水平位移歷時圖(c)沉陷量歷時圖 (d)壩體超額孔隙水壓歷時圖(e)沉積物超額孔隙水壓歷時圖	3-72
圖 3-34 DBLEAVES 壩體高 $H=3$ ，壩坡比率 $S=2$ ，沉積物高 $i=3$ ， 地震加速度 $0.2g$ (a)加速度歷時圖(b)水平位移歷時圖(c)沉陷量歷時圖 (d)壩體超額孔隙水壓歷時圖(e)沉積物超額孔隙水壓歷時圖	3-73
圖 3-35 DBLEAVES 壩體高 $H=3$ ，壩坡比率 $S=2$ ，沉積物高 $i=3$ ， 地震加速度 $0.28g$ (a)加速度歷時圖(b)水平位移歷時圖(c)沉陷量歷時 圖(d)壩體超額孔隙水壓歷時圖(e)沉積物超額孔隙水壓歷時圖	3-74
圖 3-36 不同條件受震條件下之穩定性圖(a)靜態條件之穩定性圖(b) 擬靜態地震力 $0.1g$ 之穩定性圖(c) 擬靜態地震力 $0.2g$ 之穩定性圖(d) 擬靜態地震力 $0.32g$ 之穩定性圖	3-79
圖 3-37 不同輸入地震波對應之沉積物 EPWPR 示意圖	3-80
圖 3-38 穩定性圖範例 1-1	3-81
圖 3-39 相同條件之 Slide 分析結果	3-82
圖 3-40 相同條件之 Plaxis2D 分析結果.....	3-82
圖 3-41 輸入地震波與相同條件之 DB 分析結果.....	3-82
圖 3-42 穩定性圖範例 1-2	3-83
圖 3-43 動態分析之輸入地震波與相同條件之 DB 分析結果.....	3-83
圖 3-44 穩定性圖範例 2	3-84
圖 3-45 穩定性圖範例 3-1	3-85
圖 3-46 穩定性圖範例 3-2	3-86
圖 3-47 穩定性圖範例 3-3	3-87
圖 3-48 穩定性圖範例 3-4	3-88

圖 4-1	Slide 與 Plaxis2D 不同變數因子之分析結果曲線	4-2
圖 4-2	土壩壩體可能之破壞面型式	4-5

前言

農塘之定義依水土保持技術規範第55條之規定：係指在低窪地區或溪流適當地點，構築堤壩攔蓄逕流，以提供滯洪、農業等用水及改進生態環境並供休閒、遊憩之用。

台灣地區有關農塘之使用，始於漢人大量渡台後，在中華民族南方傳統水稻文化的影響下，開闢農塘以儲存豐水期水源、以供農田灌溉就變成當時的當務之急，台灣先民為解決旱季乾渴之苦，已在地勢低窪之處，以修築土堤、攔截雨水引入農田，作為灌溉之用。

現今在水土保持與農村發展結合的前提下，為保育國土資源、涵養水源、降低災害、促進土地合理使用，又供農用的多功能構造物，逐漸被大眾所重視，歷史悠久的農塘亦逐漸被人們所重視。

早期農民蓄積雨水、引入河川部分河水或是攔截河水所供於農業灌溉之用，在地勢低窪之處，以簡易的修築土堤、攔截河水引入農田，其效用如小型水庫，在雨季來臨時適時的延遲洪峰流量，並控制土砂量，於平時可供給灌溉、補注地下水、淨化水質，亦可間接達到生態保育之功能。

但目前多處農塘因社會環境改變、農業產值降低、農塘功能需求降低等情況下，使得農塘在缺乏維護下損壞嚴重、年久失修，或淤滿泥沙後任其荒廢；且農塘大多為農民私人所有，雖依法興建，但仍為

私人進行維護管理，在農業灌溉用水需求降低下，農塘已失去原有灌溉功能，如何在氣候變遷條件下，鼓勵私人活化農塘，以兼具灌溉及滯洪功能為重要課題。

現今台灣各地仍有早期先民拓墾的埤圳、陂塘、堰汴的地名，如高雄市路竹區的三老爺陂、北領陂、新園陂，湖內區的大湖陂，彌陀區的烏樹林塘，鳳山區的赤山陂等。類似以埤圳為名的地名在各地均有，如埤子頭、埤子腳、圳頭、圳寮、大圳等。

農塘可構築於下列地區：

- 一、坡面湧水地區。
- 二、天然逕流匯集之低窪地區。
- 三、易乾旱地區或土壤保水力低的地區(例如泥岩地區)。
- 四、需提供農業用水即逕流儲蓄利用的地區。

目前水保局已經規範農塘構築工法等的相關要求，但台灣位於地震頻繁，農塘之土壩可能受地震加速度力量作用下造成堤壩之潰壩，尤其當農塘內所蓄積的淤積土因地震軟化/液化時，將使土壤之側向壓力倍增，進而可能導致下游區域之發生災害與財產損失。為使農塘在安全性下發揮滯洪與灌溉等效用，本計畫旨在提供一套完整評估技術供不同區域農塘土壩的震害潛勢評估，以評估土壩之耐震安全性。

第一章 緒論

第一節 農塘之功能

農塘之功能大致上可分為水資源(如灌溉)功能、防災滯洪、補注地下水、文化景觀、生態功能，此外，近年來全球氣候變遷，氣溫、降雨頻率的改變、強降雨與極端氣候的發生，造成旱災與澇災的發生頻率提高，農塘的調洪蓄水功能益形重要。農地水土保持之農塘不僅供養殖之用、也提供旱季缺水之灌溉、噴灌用水，及噴灑農藥防治病蟲害之用水。

將農塘功用分成「利水、治水、活水」三大類：

一、利水：農塘於地面開挖貯存雨水或引水入池，此舉可作為農業灌溉用水、民生用水及其他之用途，另為增加土地的利用價值，可將農塘附近興建步道或作成親水設施等，使其供做景觀或休閒設施之用。

二、治水：農塘可於暴雨來臨時，適時的延遲洪峰流量、控制土砂量、短暫減少逕流體積，達到滯洪防災之目的。

三、活水：藉由農塘之透水能力，使水資源經由地表面入滲至地下水位面，以補充地下水，並利用自然土層吸附、分解、過濾、沈降或稀釋改善水質，以達保水與活水之目的。

而近來台灣為解決缺水之苦，有許多縣市紛紛獎勵農民興建農塘，像是台中市大肚山台地因為氣候與地形等因素，農地經常缺水灌溉，冬季更常因焚風造成山林火災，且常因水源缺乏而導致災情難以控制，故規劃四十六處灌溉農塘、人工濕地、防災農塘及景觀遊憩塘，以進行灌溉、防火災、景觀遊憩等功能。

第二節 農塘之構築規範

農塘可分為開挖式農塘及築壩式農塘，開挖式農塘設計得配合周邊環境，採自然、混凝土減量方式，有淹水之虞地區在環境容許下宜擴大其滯洪容積。築壩式農塘之堤壩規劃設計，準用第一百十五條及第一百十六條規定。

一、開挖式農塘：

開挖式農塘常見利用山坡窪地及配合挖掘、引水入流而儲蓄水源，以供農業噴藥或補充灌溉使用。需要時，可於窪地周邊配合土壤包、植草、磚石等資材，以簡易堆置或砌築矮堤，增加蓄水量，設計原則如下：

開挖式農塘之堤高不得超過3公尺。土堤頂寬應在1公尺以上，堤面坡度（內、外側）應緩於1：1.5。

混凝土堤頂寬在0.3公尺至0.5公尺，以擋土牆方式設計，並應考慮水壓力，出水高在0.4公尺至1.0公尺。出水口斷面應足以宣洩最大進水量。

底部加強不透水處理，底部鋪設防水布、細質地土壤或皂土等依水土保持技術規範第56條規定：

- A.出水口斷面應足以宣洩最大進水量。
- B.出水口應加設防止堵塞之半球型、弧型或其他型式攔污設施。
- C.堤岸出水高在零點四至一公尺，於用地許可下，堤面坡度（內、外側）宜緩於一比一點五，並以植草護坡為原則。
- D.若考量蓄水或安全因素，蓄水範圍周界宜採用適當之防滲漏處理。

二、築堤式農塘：

築壩式農塘常見在山坡地直接攔截溪水所建築農塘之型態，其附屬工程包括排砂閘、便橋等。排砂閘：由鋼鐵及其他金屬組合而成，含有捲揚機座、螺桿、排砂門等。

水土保持技術規範第115條(土壩之溢流道設計) 規定：土壩之溢洪道包括主溢洪道及緊急溢洪道。主溢洪道可為明渠或豎井，並以鋼筋混凝土為主要材料，其設計洪水量採用重現期距五十年以上之降雨強度計算。主溢洪道採用豎井者，應設置緊急溢洪道，其設計洪水量採用重現期距十年以上之降雨強度計算。

水土保持技術規範第116條(土壩之構築)規定：土壩之填土施工應分層填壓夯實，每層厚度為三十公分至五十公分，並以修正夯實試驗之相對夯實度達百分之九十以上為原則。土壩壩體之施工及基礎之處理應避免滲漏及管湧現象。

第三節 計畫主要目標

本計畫將針對築壩式土壩進行穩定性評估作業。計畫目標為建立不同地震強度地區築壩式農塘土壩之災害潛勢判定技術，預計於後期擴增下期計劃建立GIS震災後管理系統，提供使用者在地震發生後可以快速搜尋相關區域可能震損土壩，進行災害管理。本年度目標如下：

- 一、建立不同地震強度地區築壩式農塘土壩之災害潛勢判定技術。
- 二、利用數值分析評估築壩式農塘土壩之穩定性分析技術。
- 三、利用數值分析評估農塘土壩耐震安全係數分析。
- 四、不同震區土壩築構尺寸-土壩土體-壩底地質-蓄水高-淤積土-地震強度各項性能評估。

第二章 工作項目與執行方法

第一節 工作項目與執行方法

本計畫目的以苗栗造橋鄉平溪村農塘、台南龍崎虎形山公園農塘或其他水保局重大農塘區域做為候選場址，從中至少挑選兩個做為研究示範區，前去現勘時特別注意是否有異於其他候選場址之情況，例如較為廣泛的地震潛在危害、不利於作為地區性標準之標的物。主要工項包括：

- (1)現場勘查取土回實驗室進行室內試驗
- (2)取得土壤力學性質後進行大量數值穩定分析
- (3)搜尋最弱破壞面之安全係數和最大位移點以及最大位移量。
- (4)以動態模式輸入地震波進行動態穩定性分析。
- (5)變更分析模型以獲得各型體之受震影響。

(6)以各破壞面臨界安全係數訂定出簡易判釋規範準則或圖表，以此準則劃出較危險農塘位置。

預計於後期擴增下期計劃建立GIS震災後管理系統，以編成語言構建網絡地圖，編入各地區簡易判釋準則以及各地區壩體形體，地震來臨時，使用者可使用網絡地圖搜尋規範判斷之相對易震損土壩，進行後續勘救災作業。

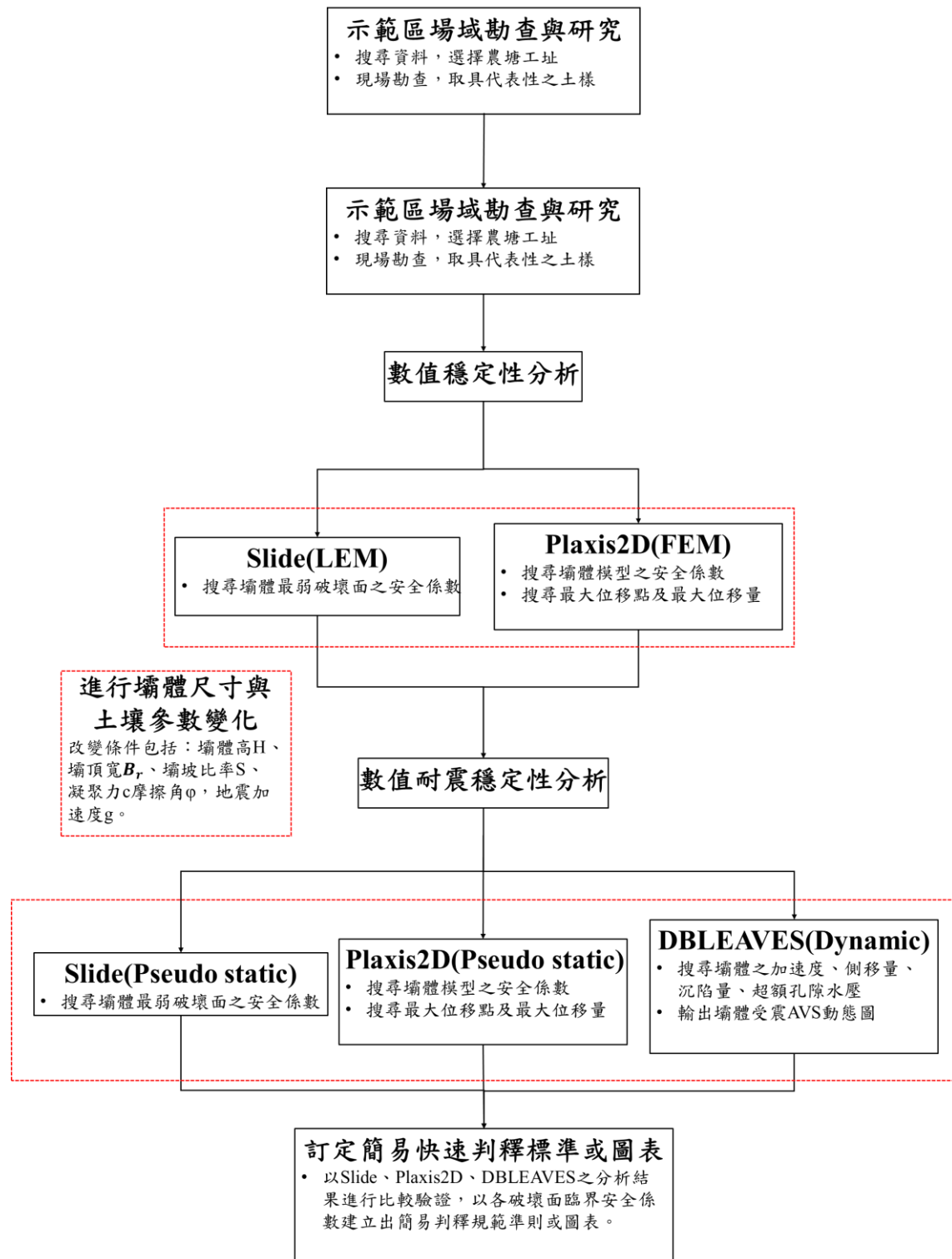


圖2-1 本計畫主要目標流程圖

第二節 文獻蒐集

本計畫蒐集國內外關於壩體安全性之相關研究，以及農塘管理規範與前期研究等資料回顧如下：

一、混凝土壩耐震設計觀念

陳利明(1996)以混凝土壩耐震設計作為大型水壩之安全性觀念探討，壩體常見破壞模式及耐震設計注意事項、耐震分析常用模式和地震分析方法，其中根據台灣歷年地震震源分布圖可推斷台灣地震發生與台灣特有地層構造有關，但實際資料相當有限，缺乏更多理論依據，不易做判斷。

水壩規劃設計一般分為可行性研究、定案研究、基本設計與詳細設計，地震利設計分析一般再可行性研究階段進行，分析內容須視水壩規模及是否做動態分析而有所差異，一般規模較小者，以靜態分析校核即可。本計畫參考其分析方法與結果進行研究。

二、南部地區農塘調查及保育治理需求評估

農塘具有蓄水、灌溉、地下水補注、減少對水庫依賴、淨化水源、防洪、生態、泥沙調控、微氣候調節、休憩、活化農村景觀等功能，根據 103 年水土保持技術規範中定義，農塘大致分為開挖式與築堤式兩類，但於現地勘查中有許多農塘是利用低窪地儲蓄水源，在此稱呼為簡易式農塘。

在完成 301 處農塘現勘與環境調查後，統計出 180 處簡易式農塘，因此需依據農塘之使用情況、現況、農事型態、農村發展等因素進行綜合考量，通常農塘遭遇狀況可分為農塘清疏、農塘修繕、農塘新增、農塘與河道整治，需依照治理目標、治理項目、治理級序，研

擬分年計畫。計畫參考其農塘整理資料做為進行區域化分等基本資料應用之途。

三、農地水土保持工法操作手冊

台灣水保從業人員致力於協助農民合理且妥善利用山坡地，以提高作用產量，就地取材、因地制宜、因人而異等原則，解決為農耕所產生水土流失問題，水保工法的操作手冊將提供計畫對農塘設施基礎建置的基本資訊參考。

四、行政院農業委員會主管計畫補助基準修正暨滯洪保水設施設計注意事項

文中列出補助條件如下：

(一)以山坡地保育利用條例之山坡地為限，但超限利用地尚未改正完成者，不得補助；農塘設置地點以宜農牧地為原則。

(二)灌溉受益面積至少為農塘面積之四倍。

且應注意池底清淤和滲漏，塘岸若緊鄰道路之安全措施，崩岸疑慮等，若無則盡可能以緩坡為主，既有的植生等則盡可能保留，滯洪容積應盡可能擴大，最重要的是應了解當地居民意見，注意水源來源。

五、農地永續發展之水土保持工法

(一)築堤式農塘構築完成後，應儘速於土堤坡面上進行植生，防止土壤沖蝕。

(二)為減少蓄水滲漏損失與管湧現象，可在農塘底部鋪設防水布、細質地土壤或皂土等。

(三)若長期蓄水，應注意蚊蟲滋生與環境衛生問題。

六、農塘改建為滯洪設施效益評估之研擬

目前農塘土壩大多為農民自行構築，且大多未考慮地震力，台灣

地震頻繁，故農塘土壩可能在受地震力作用下潰壩，導致下游發生災害與損失，且又因台灣降雨時間大多集中於梅雨季和颱風季，導致降雨後無法有效延遲洪峰流量，因此需進行農塘滯洪相關研究，改進農塘設施，和輔導農民進行清淤疏洪管理作業。

七、農塘管理與保全相關法之運用

農塘係農業生產所不可或缺、供給農業用水之設施，西日本為主的農村地帶數量頗多，自古以來扮演日本農業發展重要角色。

但發生災害造成農塘受損的案例，加上世代交替權利關係複雜化、以農塘利用者為主體之管理組織鬆散等問題，使農塘難以適當進行日常維護管理而值得擔憂。

本法為因應此狀況、確保農塘具備供給農業用水之機能，推動強化農塘防災與減災對策之必要措施，就農塘所有者申報制度及適當管理義務之明文規定、潰決時有危害周邊地區之虞的特定農塘指定、防災工程施行命令及代執行制度、市町村得取得管理權之制度等規定之依上開措施，可讓農塘穩定供給農業用水並防止農塘潰決等造成周邊地區災害，有助於「農業永續發展」及「國土保全」。

八、蓄水於塘、滯洪於坡、保水於土、造福於民

蔡明發、陳金順(2019)依衛星影像初步判識，全台坡地農塘有滯洪功能者十分稀少，多數仍以提供小區域農業用水為主。而水庫設置位址難尋，修建期程長，各項配合條件嚴苛等，再要多設水庫，除難達成外亦緩不濟急。現階段應以解決坡地農業用水及疏緩易淹水潛勢地區之洪患壓力，從上游廣布之既有農塘加以活化著手。

九、鯉魚潭土石壩受到集集地震作用之動態反應分析

水庫土石壩受到集集地震作用之動態反應分析，包括築壩過程、

滲流分析、滲流後之靜力平衡與動態分析，其結果顯示剪力模數越大，壩體變形越小。本計畫參考其分析方法與結果進行研究。

此計畫初期將以小型農塘土壩為主要研擬方向，若未來有意將小型農塘改建為大型水壩滯洪設施，即可做進一步考量。與分析中所建立之模型尺寸與各參數等將參考上列文獻中資料進行。

十、地震誘發坡地崩塌之數值模擬及穩定性評估

此研究採用二維有限元素法動態應力穩定分析法，來建立一套邊坡受地震力作用時之穩定性評估模式。首先，採用小型振動台模擬實驗之實驗成果進行數值模擬並檢核數值程序之可靠性。隨之，依據中央氣象局 921 地震紀錄資料選用三種地震加速度歷時曲線，來進行虛擬邊坡之受震分析，另外，在三種地震力作用模式下，針對地層材料、邊坡坡度、邊坡高度等各種穩定性影響因子進行參數研究後，再依據量化分析成果，即受震邊坡之臨界加速度及累積位移量，來評估各影響因子對地震誘發邊坡破壞潛勢之影響度。

十一、土石壩受震之安全評估

目前的水庫安全評估規範中關於地震安全評估，主要採用擬靜態分析法，求一安全係數表示壩體的安全程度。然而此法並未考量到工程之不確定性。事實上，工程上的風險與不確定性是無法避免的。因此，本文打算以風險分析來評估水庫受震的安全性，以得到更佳的水庫受震安全性評估方法。但此研究中尚無任何針對淤土受震可能對土石壩產生的影響之討論。

十二、Seismic stability of earth-rock dams using finite element limit analysis

在這項研究中，開發了一種極限分析法來評估土石壩的地震穩定

性。在極限分析框架內採用擬靜力方法來確定大壩臨界地震係數的下限和上限。考慮土壤中的互制力，假設材料遵循莫爾-庫倫破壞標準和相關的規則。還考慮了土石料的非線性抗剪強度。結果呈現，以評估土石壩在蓄水階段的地震穩定性，強調極限平衡分析法是計算土石壩臨界加速度的有力工具，且考慮了蓄水和無蓄水的抗震穩定性，結論與 bishop 簡化切片法獲得結果相吻合，同時有限元素網格模型建制為梯形堆石壩體，為此研究參考依據。但此研究中尚無任何針對淤土受震可能對土石壩產生的影響之討論。

十三、Seismic response of an earth dam : finite element coupling analysis and validation from centrifuge tests

地震期間加速度和超孔隙水壓力的變化是大壩即將倒塌的重要預警指標。為了評估這些變化，基於真實土壩的橫截面，通過 LIQCA 數值模擬和離心機試驗評估了三個簡化大壩的模型地震響應。

(一)剛性基礎上的水壩水平加速度峰值的放大率高於土層上的水壩。

(二)水平加速度的幅值主要在 0.7-2.3Hz 的範圍內。

(三)超孔隙水壓力的最終水平由初始條件和屈服條件之間有效平均應力的差異決定。這種現象可以用不排水三軸剪切試驗的結果來解釋。

但此研究中尚無任何針對淤土受震可能對土石壩產生的影響之討論。

十四、Assessment of Embankment Factor Safety Using Two Commercially Available Programs in Slope Stability Analysis

利用 Geo Studio 2007 軟件和 Plaxis2D Program 研究地震晃動對

邊坡穩定性的影響，分析天然和人造邊坡和路堤的靜態和地震穩定性。臨界滑移面和安全係數是通過使用有限元、極限平衡、Morgenstons-Price、強度折減等方法得到的。通過對各種坡度和路堤進行 0.5g 的分析。對於簡單的均質土坡，這些方法的結果通常一致。本研究還調查了路堤高度及其坡度、幾何形狀對地震引起的穩定性和液化的影響。

十五、Evaluation of the seismic response of a homogeneous earth dam

通過基於位移的分析和有限元有效應力動態分析來研究土壩對地震荷載的響應。使用經驗關係和解耦方法進行位移的分析，其中通過地面響應分析考慮土壤的變形，並將所得加速度用於滑塊分析。有限元分析是使用能夠重現土壤非線性的本構模型進行的，並根據實驗室小應變下的剛度測量值進行校準。還研究了基岩深度對大壩地震響應的影響。

十六、Experimental Study of Undrained Shear Strength of Silty Sand : Effect of Fines and Gradation

本研究目的是低塑性細粒料級配特性對砂粉混合樣品的不排水剪切強度。兩個初始相對密度為 20%和 91%。初始圍壓保持在 100 kPa。隨著恆定相對密度下低塑性細粒的比例增加，不排水剪切強度逐漸降低，Singh (1994)的研究成果也支持這論點。

十七、Influence of Water Level Rise on the Bank of Reservoir on Slope Stability : A Case Study of Dagangshan Hydropower Project

研究了水位上升快、中、慢三種情況。結果呈現，當水位上升時，地下水位也相應上升，從而改變邊坡岩體的性質及其對不同情況和應力的行為。隨著地下水位線的變化，滲透率等性質發生變化，直接影響岩體的強度，水位上升的速度也會影響對穩定性的影響，為本計畫

穩定分析研究參考依據。

十八、Stability analysis of bank slope under conditions of reservoir impounding and rapid drawdown

通過離心機試驗、土壤室內試驗和數值分析，進行滑坡穩定性進行了分析。離心模型試驗結果呈現，水庫蓄水可以降低坡腳處的滑動阻力，繼而導致坡腳塌陷和坡前開裂。水位快速下降可對斜坡前部產生動水壓力。中上坡出現變形，進一步降低邊坡穩定性，形成拉力式滑坡。坡腳加固可有效防止漸進式破壞。室內試驗結果呈現，坡腳滑移會導致土體密度和含水量重新分佈，使滑移帶土體的抗剪強度降低，水滲入土體使黏聚力逐漸降低。數值結果呈現，強度折減法用於有限元法(FEM) 在捕捉水庫水位引起的漸進式破壞方面非常有效，數值模擬得出的破壞面演變與離心模型試驗中觀察到的非常相似。

十九、Maximum safe freight train speed on railway embankments under rapid drawdown conditions based on coupled stress-seepage slope stability analysis

此文獻呈現路堤邊坡乾燥狀態時安全性最高，蓄滿水位或是水淹過壩頂最容易發生破壞，水位下降之後隨著時間流逝，土壤孔隙水壓力逐漸消散，安全性緩慢靠攏乾燥狀態，也就是越趨安全。

二十、Seismic stability of embankments with different densities and upstream conditions related to the water level

研究路堤在不同上游條件下對震動的響應，以確保在建造和維護過程中採取必要的預防措施，密度影響沉陷量，堤防上游水位高度會影響堤防因外界水壓不同而引起的晃動變形。當水完全排乾時，堤防對稱變形並形成裂縫。當地震前土壤狀態已經穩定，且當堤防密度較

低且無大裂縫形成時，堤防會向下游側滑動破壞。因此，可以看出，在密度較低的情況下，堤防的上游條件決定了堤防的破壞機制。

二十一、Stability analysis of landslide dams under surge action based on large-scale flume experiments

通過試驗研究了水位和波高變化對大壩穩定性的影響。

(1)湧浪作用下的滑坡壩體穩定性由有效水位與有效壩高之差決定。當 $\Delta H < 0$ 時，水穩定的侵蝕上游表面；波高越大，侵蝕面傾角越小，侵蝕量越大；當 $\Delta H > 0$ 時，大壩被波浪淹沒並破壞。

(2)雖然水位和波高是有效水位的兩個組成部分，但這些關鍵因素所起的作用明顯不同。水位決定了上游斜坡上的侵蝕位置，而波高則決定了水位以上的侵蝕邊界和可用於侵蝕的能量。由於波浪侵蝕和局部滑動，傾斜的侵蝕面延伸到壩頂。波高越高，侵蝕面越平坦，侵蝕從上游斜坡延伸的時間越長。當侵蝕面到達下游斜坡時，壩高降低，湧浪直接衝擊下游斜坡，同時大壩形體為梯形。

二十二、Seismic performance and numerical simulation of earth-fill dam with geosynthetic clay liner in shaking table test

此文探討以土工合成黏土土壩進行震動試驗，再以數值分析模擬黏土壩受地震荷載時行為，文中以 Plaxis2D 輸入地震加速度進行分析，模型尺寸訂為梯形，為此研究參考依據。

第三節 示範區場域勘查與研究

一、現勘與取樣

本研究將至現場勘查苗栗平溪村築壩式農塘土壩以及進行大量台灣與他國的相關資料蒐集比對，以期計畫成果可以務實的提供後續應用，對壩體強度進行探測以及取現場土樣回試驗室進行試驗。

本計畫於期中報告中規劃執行苗栗地區農塘現場調查工作，茲將現場調查結果簡述於下。

(一)出發前準備工作

苗栗地區之農塘設施相當之多，並有相當數量為開挖式農塘，為有效掌握本計畫主要之研究對象：「築壩式農塘」，計畫主持人先透過人脈網絡詢問，以及透過 Google 街景圖逐一過濾，挑選合適對象。除築壩為必要選擇條件外，也挑選壩體因地震潛在危害層面較為廣泛的做為優先討論標的物。

(二)現勘調查

苗栗造橋鄉平興村農塘(圖 2-2)位處造橋溪旁。根據農主描述此區域之農塘有近 80 年以上的歷史，為其農用灌溉之主要蓄水池，在一般時節皆可存蓄雨水；而現因旱期水源不足，需抽下方溪水源補助，預計今年電費甚高，幾乎會侵蝕掉所有利潤。此塘位於坡地處，築壩體高約為 2.5m 而塘內原始深度有 3m 左右，但現因大量淤積之故，蓄水深度僅剩不到 1m。



圖2-2 造橋鄉平興村農塘

平興村農塘鄰近獅潭斷層與新城斷層，根據研究資料，獅潭斷層(圖 2-3)長度約 12 公里，為斷層面向西傾約 70~85 度的逆移斷層，與該地區主要逆移斷層大多向東南傾斜的現象並不一致。

(三)農塘位置與鄰近斷層分布

新城斷層(圖 2-4)，為逆移斷層，依地質特性分為 2 段：北段呈東北走向，由新竹縣芎林鄉頭前溪向東延伸至關西南方，長約 12 公里；南段呈東北走向，由新竹縣竹東鎮頭前溪附近向南延伸至苗栗縣頭份東北方，長約 16 公里，由近期的 GPS 觀測資料分析結果，新城斷層上盤呈現向西北或西北西方向位移，新城斷層下盤則呈現向東南方位移的趨勢，斷層兩側仍為壓縮作用而維持逆移形式。

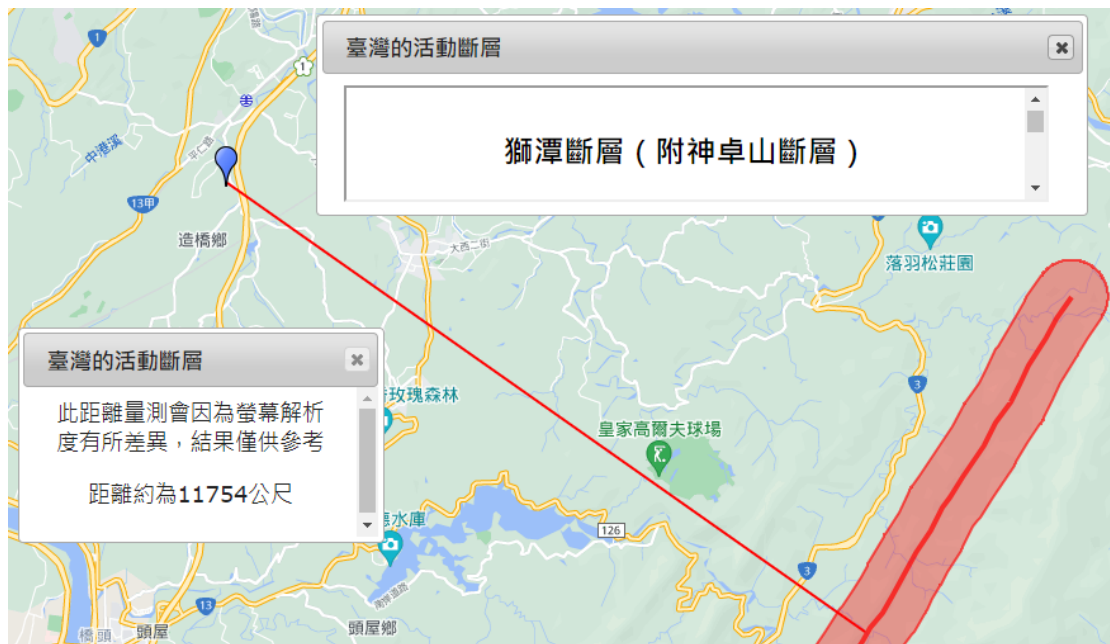


圖2-3 平興村農塘與獅潭斷層距離圖

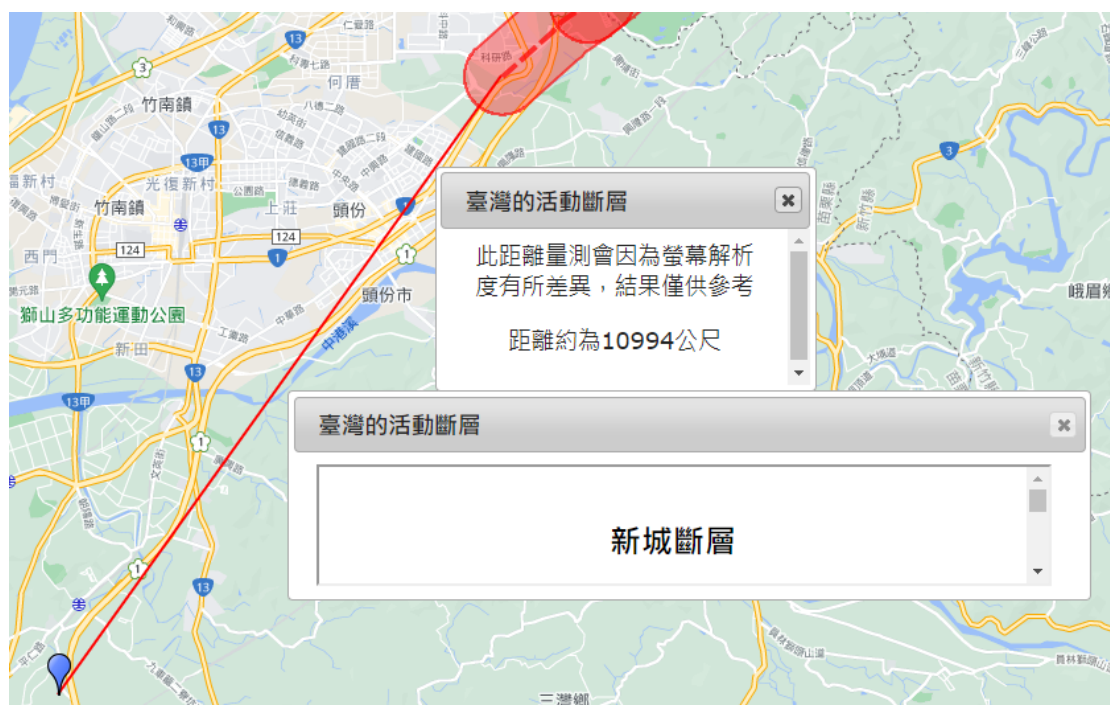


圖2-4 平興村農塘與新城斷層距離圖

(四)現場取土樣

由圖 2-5 可見該區土壤屬於土褐色粉土質砂，由現場觀察中可見，此類土壤在乾燥時將有相當高的強度與低滲流性。在夯實過後所見之壩，將是良好之壩體。惟長期泡水後，其強度的減低必然是會增加土

壩潰壞之風險，故本計畫將針對此區土壤之性質進行一般物性與力學試驗，以求充分掌握數值分析中所需之參數。



圖2-5 苗栗地區農塘主要組成土壤樣貌

壩體後方蓄水區因經年累月之淤積，有一層厚沉積物或被稱謂爛土累積在池塘中佔據原本蓄水的空間，此類土壤在泡在水中時相當軟弱，在受一定震度的地震時將會發生軟化現象甚至達到土壤液化現象，此時對壩體將會產生額外 50%以上的側向壓力，可能造成壩體之受損甚至發生潰壩。而潰壩後往往會引響下方的道路使用安全、重要設施安全以及河流堵塞等，甚至衍生出二次災害。

另外，本計畫台南地區農塘調查工作仿照苗栗地區農塘，其結果簡述於下。

(一)研究結果簡述

牛埔農塘又名夢幻湖，位於台南市龍崎區境內，區內多屬黃砂土及青灰岩地質，在長期的地表沖蝕和溪流侵蝕作用之下，形成寸草不生的泥岩惡地，交錯排列於高低起伏的丘陵與溪谷中，同時衍生出下游的水土保持問題。

(二)人脈網絡資訊

根據在地人的敘述，黃砂土與青灰岩經生態工法活化，讓原本草木不生，貧瘠的惡劣之地，整治復育成林蔭翠綠，湖光山色的絕妙景色，如同高雄月世界的奇特地形。唯獨農塘園區深處裡年久失修，雜草叢生，渺無人煙。隨著時間流逝發現原本的牛埔農塘已被泥砂堆積，變成牛埔泥塘，原本的山光水色已不再出現，遊客也減少許多。

(三)農塘位置與鄰近斷層分布

牛埔農塘鄰近六個斷層(圖 2-7)，其中旗山斷層與新化斷層為第一類斷層，左鎮斷層、後甲里斷層、小岡山斷層、旗山斷層為第二類斷層。針對第一類斷層進行研究，旗山斷層為逆移斷層，呈北東走向，由高雄縣旗山鎮附近向南延伸至高雄縣仁武附近，長約 30 公里。新化斷層為右移斷層，呈東北東走向，由台南縣新化鎮那拔里向西延伸至北勢里，長度約 6 公里。

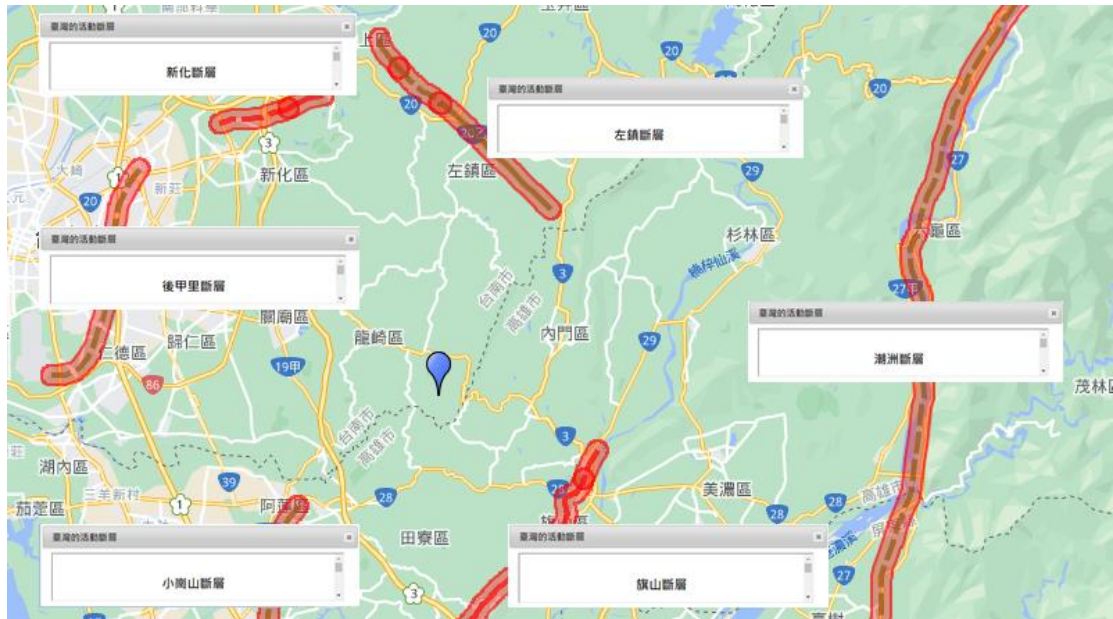


圖2-6 牛埔農塘與各斷層圖

(四)土壤相關性質

牛埔農塘位於月世界地形內，有許多堆積的泥岩，地層狀況非常不穩定，屬於地質敏感區。農塘周圍高度走向最低點都是在湖的中心，也是雨水、河水和泥砂的集中點。

牛埔農塘的泥砂粒徑分析實驗，發現農塘西邊野溪及埤底溝的泥砂顆粒平均粒徑在 $0.06\sim0.07\text{mm}$ 上下之間。單純只考慮到粒徑大小是有液化的可能性。泥岩土質含鹽量過高，土地不適合生物生長，因此是一片貧瘠。

第四節 數值分析工作前準備

本計畫擬採用 Slide、Plaxis2D 等商業與 DBLEAVES 等之研究型軟體進行築壩式農塘壩體的受震反應，以充分利用各種技術的優勢研發出築壩農塘在不同震區的安全性評估技術。

其設計地震加速度根據「建築物耐震設計規範及解說」以不同區域之地震分區規範值進行計算，分別如下所示：

一、苗栗平溪村農塘工址位置為苗栗縣造橋鄉，地盤分類為第一類地盤，震區加速度係數如下：

$$S_S^D = 0.8, S_1^D = 0.45, S_S^M = 1, S_1^M = 0.55 \quad (1)$$

設計地震力工址放大係數為：

$$F_a = 1, F_v = 1 \quad (2)$$

最大考量地震力工址放大係數為：

$$F_a = 1, F_v = 1 \quad (3)$$

工址短週期加速度係數為：

$$S_{DS} = S_S^D F_a = 0.8, S_{D1} = S_1^D F_v = 0.45 \quad (4)$$

一秒週期加速度係數為：

$$S_{MS} = S_S^M F_a = 1, S_{M1} = S_1^M F_v = 0.55 \quad (5)$$

設計地震為：

$$0.4S_{DS} = 0.32g \quad (6)$$

最大考量地震為：

$$0.4S_{MS} = 0.4g \quad (7)$$

二、牛埔農塘工址位置於臺南市龍崎區，地盤分類為第一類地盤。

震區加速度係數為：

$$S_S^D = 0.7, S_1^D = 0.4, S_S^M = 0.9, S_1^M = 0.5。 \quad (1)$$

設計地震力工址放大係數為：

$$F_a = 1, F_v = 1.3 \quad (2)$$

最大考量地震力工址放大係數為：

$$F_a = 1, F_v = 1.1 \quad (3)$$

工址短週期加速度係數為：

$$S_{DS} = S_S^D F_a = 0.7, S_{D1} = S_1^D F_v = 0.52 \quad (4)$$

一秒週期加速度係數為：

$$S_{MS} = S_S^M F_a = 0.9, S_{M1} = S_1^M F_v = 0.55 \quad (5)$$

設計地震為：

$$0.4S_{DS} = 0.28g \quad (6)$$

最大考量地震為：

$$0.4S_{MS} = 0.6g \quad (7)$$

103 年水土保持技術規範中定義，農塘分為開挖式與築堤式兩類，但於現地勘查中有許多農塘是利用低窪地儲蓄水源，「南部地區農塘調查及保育治理需求評估」統計出多數農塘屬簡易式農塘，因此因素綜合考量，根據現地條件和文獻將數值模型訂為蓄水梯型土石壩，如圖 2-7 所示。壩體形體變數如下：

- 一、壩體高 H (1~5m)
- 二、壩頂寬 B_r (0.5~3m)
- 三、壩坡比率 S (1.5~2.5)
- 四、凝聚力 c (0~20 kPa)
- 五、摩擦角 φ ($20^\circ \sim 40^\circ$)
- 六、地震加速度 g (0.1g~0.32g)
- 七、蓄水高 W_h (0~3m)
- 八、沉積物高 i (0~3m)

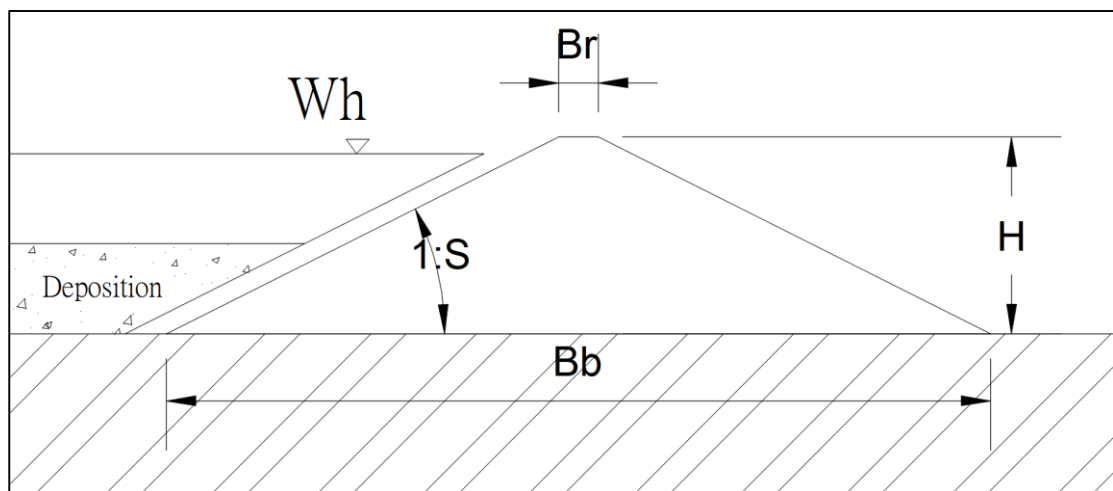


圖2-7 數值模型壩體形體圖

第三章 工作內容與工作進度

第一節 預定進度與目前進度

本計畫於期末報告中工作完成度匯整於表 3-1，示範區場域的調查部分達進度總計劃之 100%，文獻蒐集與回顧達 100%，土壤試驗達 100%，數值分析與成果整合符合達 100%。

表3-1 預定進度表

重要工作項目	工作比重 %	預定進度	110			
			1-3 月	4-6 月	7-9 月	10-12 月
現地調查	20	工作量或內容	苗栗地區現勘	台南地區現勘	降雨後	
		累計百分比	40	80	100	100
文獻蒐集	20	工作量或內容	文現蒐集	文現蒐集	文現蒐集	
		累計百分比	40	80	100	100
土壤試驗	10	工作量或內容	土壤試驗	土壤試驗	土壤試驗	
		累計百分比	40	80	100	100
數值分析與成果整合	40	工作量或內容	建構尺寸分析參數	分析	分析與成果整合	分析與成果整合
		累計百分比	50	60	70	100
報告與論文撰寫	10	工作量或內容	無	無	論文撰寫	報告與論文撰寫
		累計百分比	0	0	50	100
累計總進度	百分比		32	56	83	100

第二節 實驗內容與實驗結果

一、一般物性試驗

(一)利用現場取得土樣，於試驗室內進行粒徑分布試驗，以求得該土樣之完整粒徑分佈狀況。

(二)進行阿太堡液性限度試驗，取得 LL 值為 26.7，進行阿太堡塑性限度試驗，取得 PL 值為 18.2。如圖 3-1 所示。



圖3-1 阿太堡液性限度與塑性限度試驗

(三)通過統一土壤分類法判斷出土壤為 SC-SM，與中央地調所，工程地質探勘資料庫 GIS 搜尋苗栗平興村塘附近之鑽探結果吻合。

二、直接剪切試驗

(一)將砂土分3層放入剪力盒中，並用夯板將土面壓平(每層震動夯實25下)，到第三層時將砂土填至與上剪力盒同高。放入上夾土鉗，牙紋需與剪力方向垂直。

(二)壓力衡圈調整與上剪力盒微接觸並歸零，測微錶調整與下剪力盒接觸位置並歸零，放置所需正向應力。

(三)調節齒輪箱齒輪與檔數，設定剪動速率。(1.5mm/min)

(四)開動剪力機，記錄至壓力衡圈讀數，達到最大值後再紀錄5點，若無尖峰強度時紀錄至20%變形時停止。

(五)重複前面試驗步驟，但每次增加砝碼重，使其正向應力分別為1、2、4 kg/cm^2 (如圖3-2)。正向應力1 kg/cm^2 與 2 kg/cm^2 皆在變化量為8mm時，曲率趨於平緩，呈現出殘餘應力，因此記錄到第16次指針讀數，而4 kg/cm^2 記錄超過總變形量20%以上仍未呈現尖峰強度，因此停止記錄。

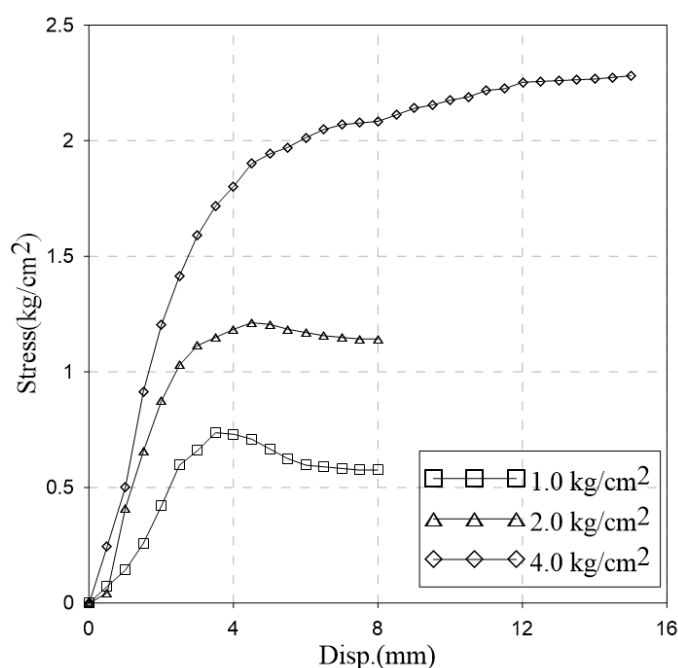


圖3-2 不同正向應力條件下應力應變圖

(六)連接剪應力與正向應力交點，繪出破壞包絡線(如圖 3-3)，求得土壤強度參數 $c = 0.42 \text{ kPa}$ ， $\phi = 32.82^\circ$ 。凝聚力較低推測是因取樣土壤為壩體淺層，同時重模土理應無凝聚力。後續數值分析將以現地鑽探資料與室內試驗數據進行現地土壤參數推估。

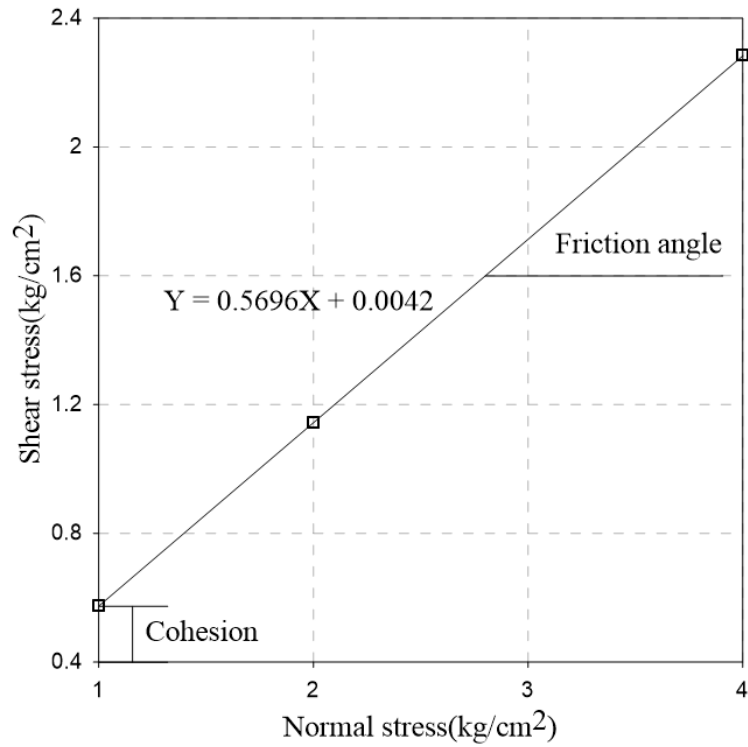


圖3-3 剪應力與正向應力之破壞包絡線圖

三、CIU 三軸壓縮強度試驗

(一)計算重模配比後，進行土壤重模。如表 3-2 所示。

表3-2 重模配比表

WET			
模具體積(cm^3)	202.7	分層數	5
乾單位重(g/cm^3)	1.6	配土所需氣乾土	356.7
目標含水量	20.00%	配土所需水重	71.34
氣乾土含水量	0.00%	真實所需氣乾土重	324.3
乾土重	324.3	真實所需水重	64.86
實際所需乾土重	324.3	實際每層土重 (含水)	77.83
乾土重(含 10%)	356.7	數量	1
乾土重(含 10%誤差扣除)	356.7	共需乾土	356.7
所需水重(-氣乾水)	71.34	共需水	71.34
土+水(含 10%)	428.06	單科重量	389.2

(二)放上試體進行飽和前作業，如圖 3-4。

為模擬現地狀況，將試體裝上三軸室，塗上一層防水膏以免漏水，置放修好的試體於濾紙上，在上、下透水石之間貼滿濕濾紙，將橡皮膜套進橡皮膜擴張器中抽氣，使橡皮膜張開後套進試體，將橡皮圈套上三軸室底座避免漏水，將上蓋鈑套進橡皮膜內，三軸室注水等待飽和度達 90%以上，研究員製作時等待一周飽和度仍未明顯上升，研判可能於重模時配置單位體積重量與配置含水量比例不佳，飽和時細粉土集中堆積於某處，導致水無法順利滲入，最終於飽和度 82.33%時停止飽和進行加壓。

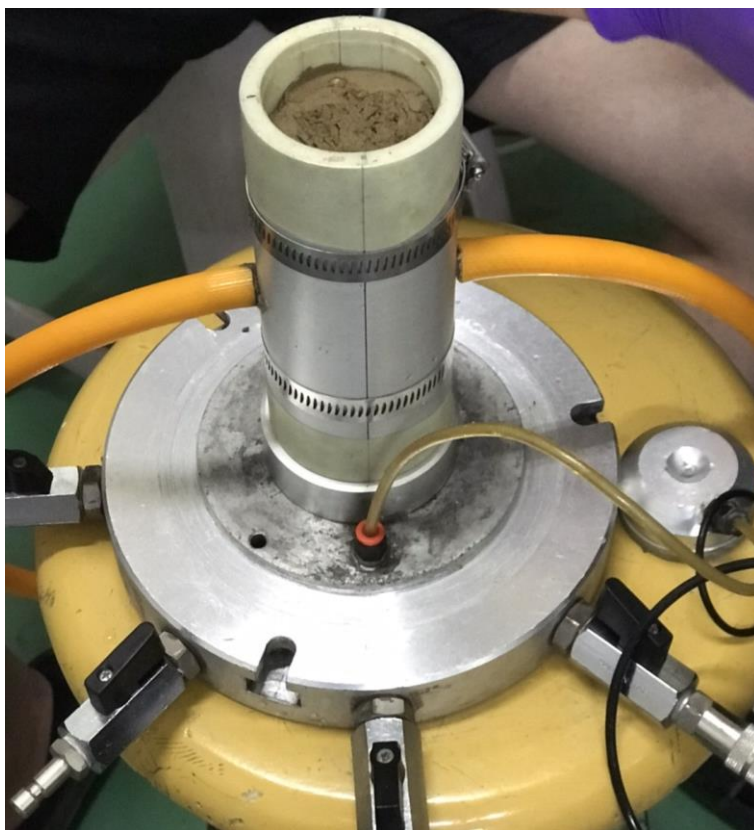


圖3-4 飽和前上試體圖

(四)進行三軸壓密部排水試驗(如圖 3-5),要造成試體受剪破壞,求得土壤於飽和壓密不排水狀態下,承受不同圍壓時反映出之最大應力及對應超額孔隙水壓。加壓完畢後,整理紀錄應力和應變數據,繪製應力應變圖(如圖 3-6)。



圖3-5 試體加壓圖

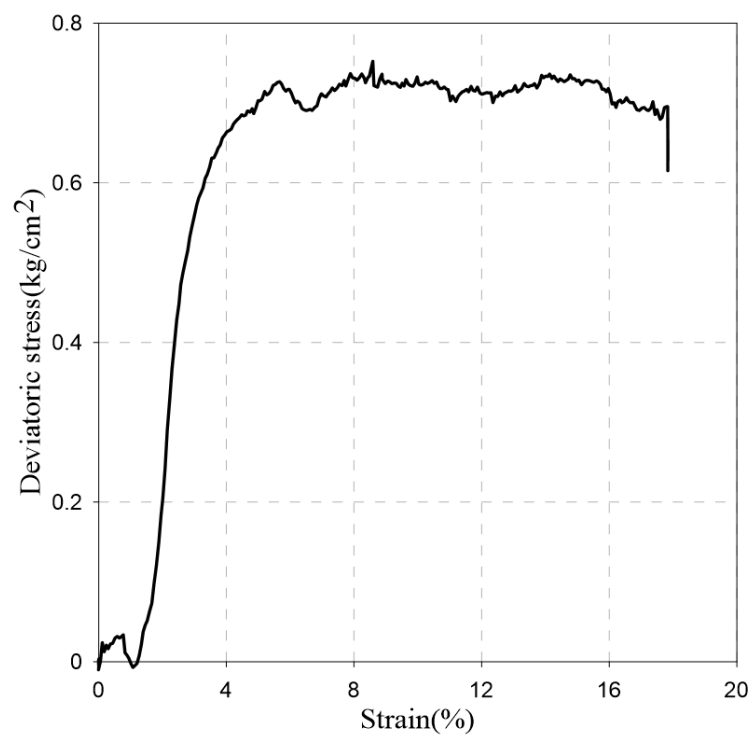


圖3-6 CIU 室內實驗應力應變圖

(五)根據 E_{50} 計算 Hardening soil 所需參數，如表 3-3。

對於 Mohr-Coulomb 模型，應力的極限狀態通過摩擦角、凝聚力 and 剪脹角來描述。然而硬化土壤模型是通過使用三種不同的輸入剛度可以更準確地描述土壤剛度的高級土壤模型：三軸剛度 E_{50} 、三軸卸載剛度 E_{ur} 和固結加載剛度 E_{oed} 。與 Mohr-Coulomb 模型不同之處，硬化土壤模型考慮了剛度模數對應力依賴性。這意味著所有剛度都隨著壓力而增加。因此，所有三個輸入剛度都與參考應力 p^{ref} 有關， p^{ref} 通常取 100 kPa，應力值相關性的大小由參數 m 決定。模擬軟粘土應力相應的 $m=1$ 。Janbu (1963) 提出對 Norwegian 砂和沉泥 m 值約為 0.5，Von Soos (1980)提出 m 值是在 0.5 到 1.0 之間。本計畫取 $m=0.5$ ，實際計算時常用破壞比 $R_f=0.9$ 。

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c' \cos \varphi - \sigma'_1 \sin \varphi}{c' \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (1)$$

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c' \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c' \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (2)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c' \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c' \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (3)$$

表3-3 Hardening soil 參數

E_{50}^{ref}	6820
E_{oed}^{ref}	6820
E_{ur}^{ref}	20460

第三節 Slide 分析結果

Slide 其為極限平衡法下所建立之模式，有大量應用在坡地穩定性分析的實例。但在震動水壓以及土壤強度變化甚至發生土壤液化上其能力較為不足夠，因此本計劃藉由高精度數值分析模式提供其合理之強度參數折減係數進行安全係數分析，以利後續各界在使用上之方便性。

壩體形體的變化探討其所對應之安全係數關係，將包含的農塘之安全係數與破壞面以切片法求取安全係數展示。所需步驟簡摘如下：

- 一、建立極限平衡法之數值模型形體，以常見之土壩模型為主。
- 二、配置數值模型材料參數。
- 三、應用切片法計算工程師經驗判斷之破壞面穩定性與自動搜尋最弱破壞面穩定性。
- 四、進行二維極限平衡穩定性分析。

五、與Plaxis2D、DBLEAVES之結果相互比較驗證，資料彙整後，以各破壞面臨界安全係數建立出簡易判釋規範準則或圖表。

本節進行分析之標準模型設定主要是根據現勘之農塘基本型式以及採樣之土壤試驗結果所訂定。此標準模型壩體高 $H=3\text{m}$ ，壩頂寬 $B_r=1\text{m}$ ，壩坡比率 $S=2$ 、摩擦角 $\varphi=32.82^\circ$ ，土壤之凝聚力 $c=10\text{ kPa}$ 。

擬靜態設計地震加速度根據「建築物耐震設計規範及解說」以苗栗造橋鄉平興村塘為例，其地震分區中地盤分類為第一類地盤，計算出設計地震力為：

$$0.4S_{DS} = 0.32g \quad (1)$$

本計畫為使得分析結果能更廣泛使用在各種類似築壩型農塘之耐震穩定性評估，因此以鑽探資料進行相關尺寸以及土壤參數的變化。改變條件包括：壩體高 H 、壩頂寬 B_r 、壩坡比率 S 、凝聚力 c 、摩擦角 φ ，地震加速度 g ，如表 3-4。

表 3-4 參數輸入值表

H (m)	B_r (m)	S	c (kPa)	φ (°)	g m/sec ²
1,2 3,4 5	1	2	10	32.82	0.32
3	0.5, 1,1.5, 2	2	10	32.82	0.32
3	1	1.5, 2 2.5	10	32.82	0.32
3	1	2	0, 10,15, 20	32.82	0.32
3	1	2	10	20 32.82 40	0.32
3	1	2	10	32.82	0.1, 0.2,0.28 0.32

於之分析狀態屬：無蓄水，無淤積。**粗體**為此階段之標準模型基準值。

以下逐步展開分析結果展示，各個圖中之綠色粗線表示安全係數 FS 最小之破壞面，粉色線表示為長期穩定後滲流線，土體輪廓顏色表示壓力水頭，上限 5m(靠近紅色)，下限為-5m(靠近藍色)，如圖 3-7 所示。

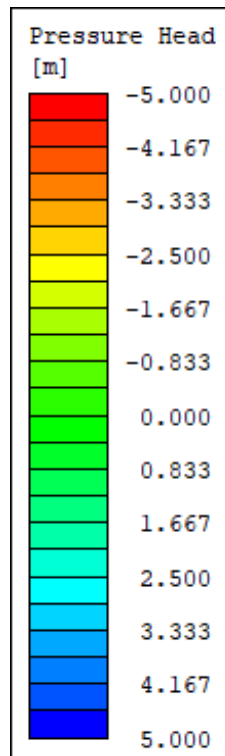


圖3-7 壓力水頭上下限等界線

一、僅變更壩體高 H ，以求得壩體高 H 對於壩體之安全性影響。
不同壩體高 H 之壩體形體相差甚大，因此縮放截圖比例使圖表易於判釋。

由表 3-5 與表 3-6 分析結果可見，靜態分析時，當壩體高 H 大於壩頂寬 B_r ，破壞滑動面皆為切過壩心之大幅度破壞滑動面；當壩體高 H 逐漸降低，安全係數最小之破壞面也漸往右邊移。

由表 3-7 與圖 3-8 分析結果可見，壩體高 H 對安全係數 FS 影響性相當明顯。當壩體高 H 小於壩頂寬 B_r (範例標準設定為 1m) 時起，安全係數 FS 有顯著提升。

表3-5 不同壩體高 H 靜態分析之破壞面變化

(部分圖形展示比例不同以方便辨識)

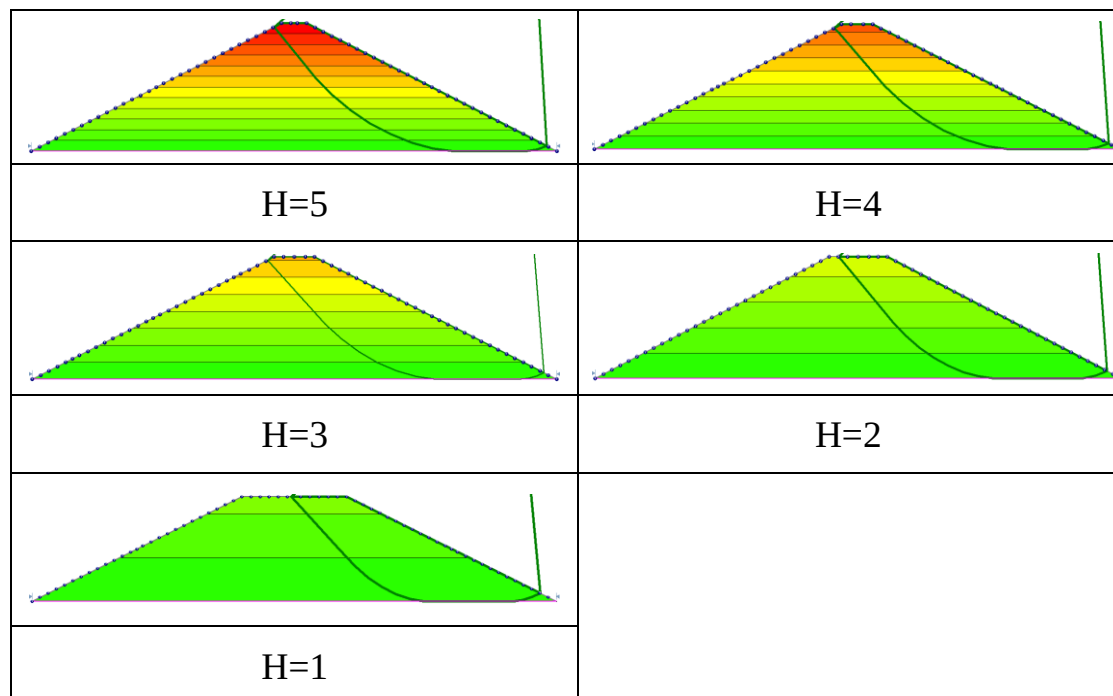


表3-6 不同壩體高 H 擬靜態分析破壞面變化

(部分圖形展示比例不同以方便辨識)

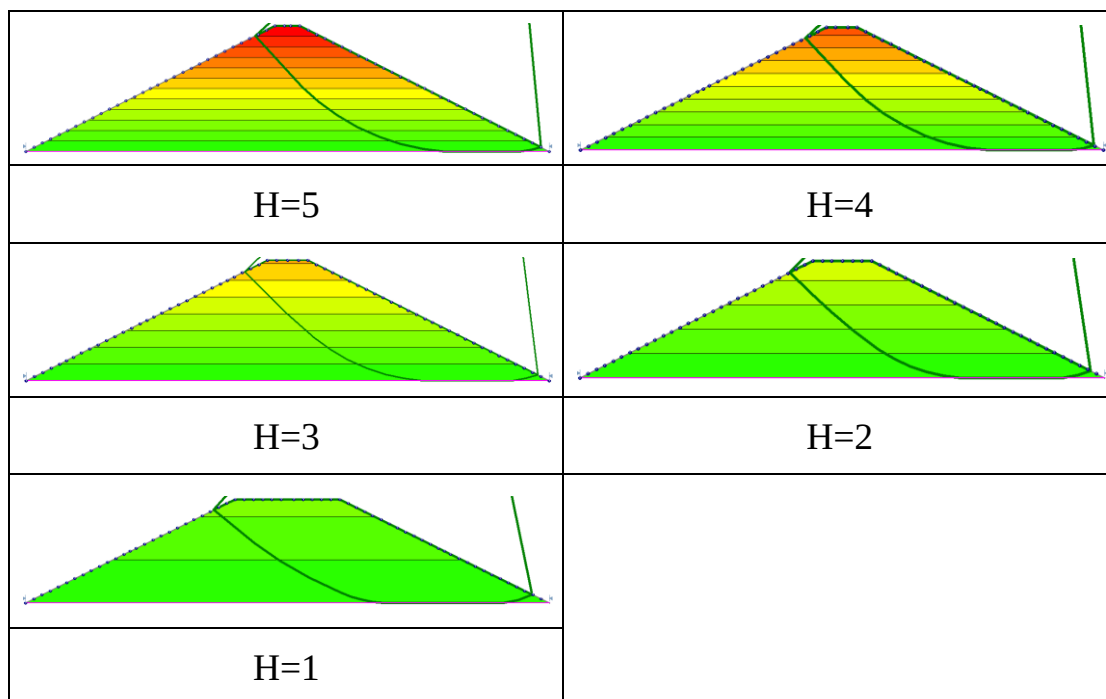


表3-7 不同壩體高 H 之靜態、擬靜態安全係數表

$\begin{matrix} H \\ FS \end{matrix}$	1m	2m	3m	4m	5m
靜態	6.3	4.0	3.2	2.79	2.54
擬靜態	3.25	2.11	1.71	1.5	1.372

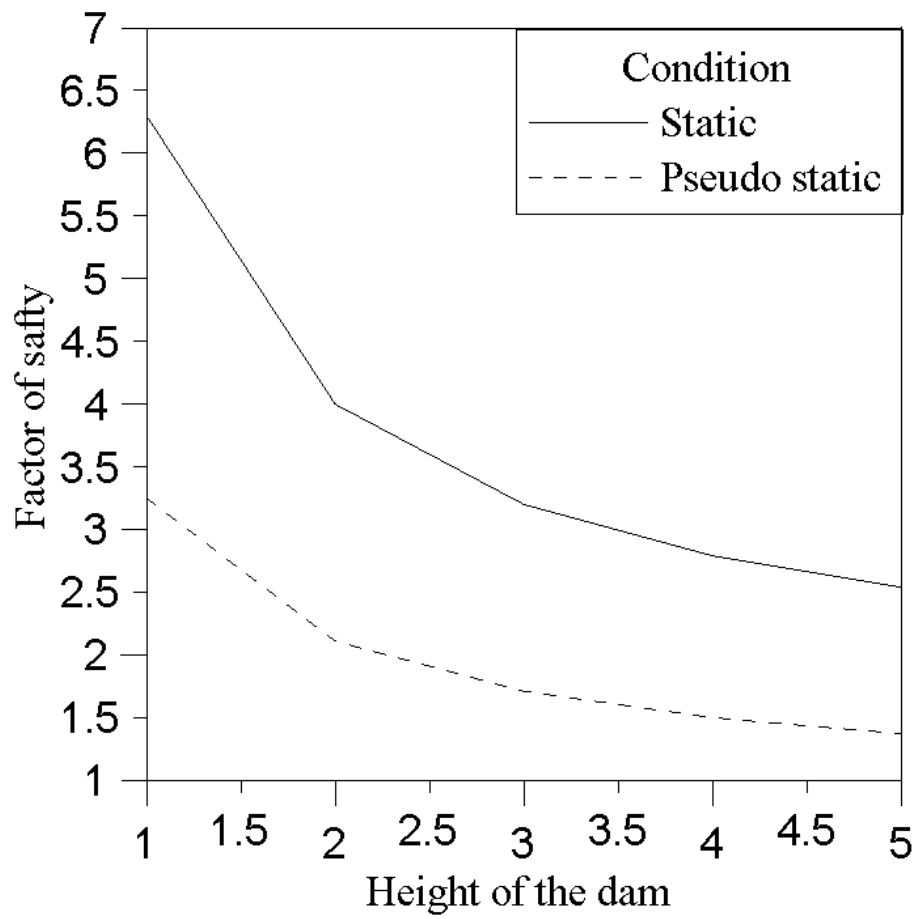


圖3-8 壩體高 H vs 安全係數 FS

二、僅變更壩頂寬 B_r ，以求得壩頂寬 B_r 對於壩體安全性之影響。不同壩頂寬 B_r 之壩體形體相仿，因此土體以原圖比例表示，使圖表易於判釋。

由表 3-8 與表 3-9 分析結果可見，穩定狀態下隨著壩頂寬 B_r 加寬，最弱之破壞滑動面也逐漸靠右，此狀況同樣發現於擬靜態下，唯地震動態下安全係數最小之破壞滑動面右移幅度較少。需要一提的是，當壩頂寬 B_r 大過一定限制，系統將會無法自動搜尋破壞面，只得由人為經驗判斷破壞面位置。

由表 3-10 與圖 3-9 分析結果可見，靜態時提高壩頂寬 B_r 對於壩體穩定性僅有小幅提升，當壩頂寬 B_r 大於壩體高 H (範例標準設定為 3m)時起，安全係數 FS 也沒有出現明顯上升趨勢，由此可知在本尺寸下，壩頂寬 B_r 對於安全性影響不大。

表3-8 不同壩頂寬 B_r 靜態分析之破壞面變化

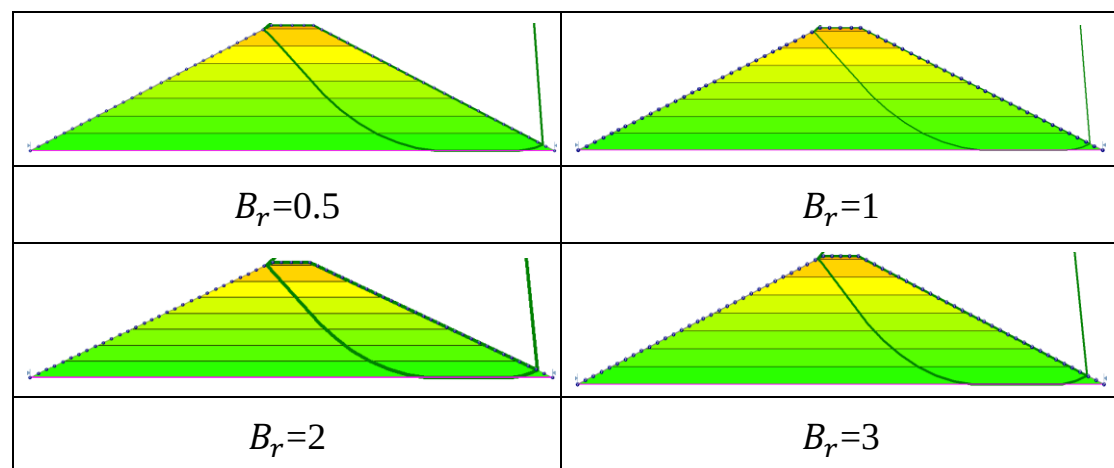


表3-9 不同壩頂寬 B_r 擬靜態分析之破壞面變化

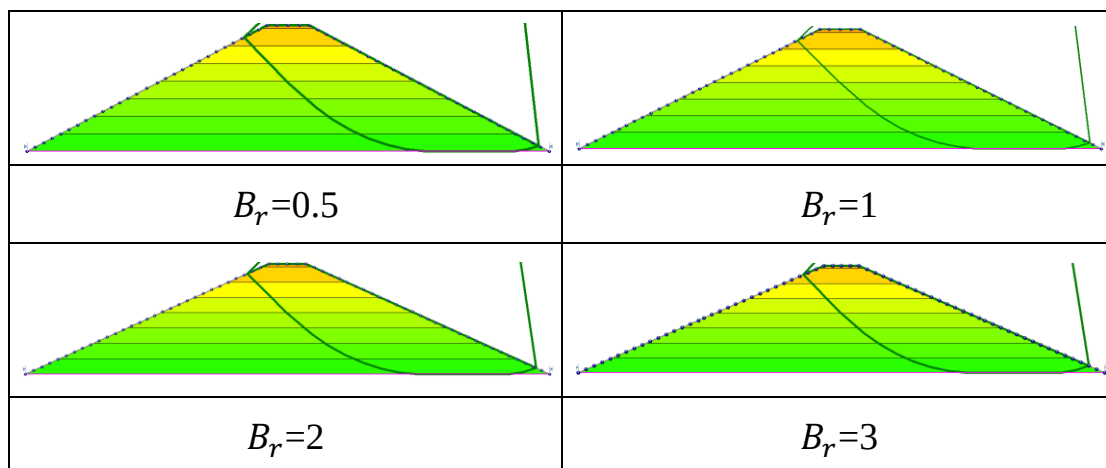


表3-10 不同壩頂寬 B_r 之靜態、擬靜態安全係數表

B_r FS	0.5m	1m	2m	3m
靜態	3.11	3.2	3.36	3.53
擬靜態	1.69	1.71	1.76	1.8

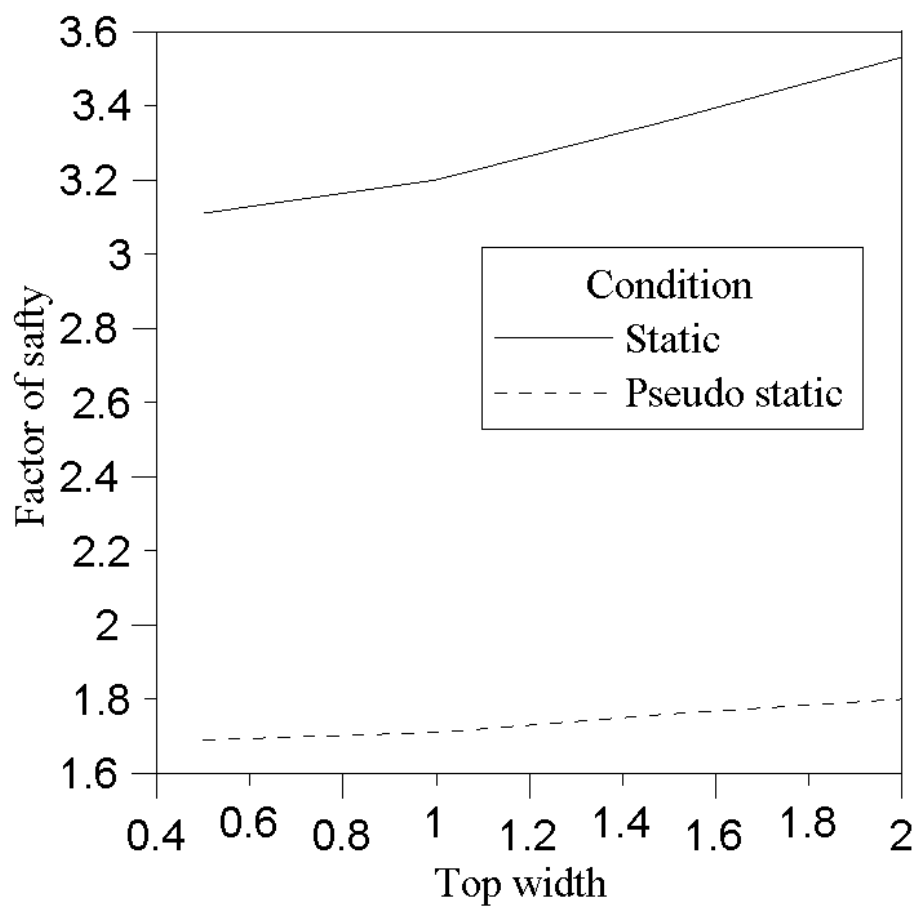


圖3-9 壩頂寬 B_r vs 安全係數 FS

三、僅變更壩坡比率 S ，以求得壩坡比率 S 對於壩體之影響。壩體高 H 隨壩坡比率 S 成正比縮放壩體底部長度，不同壩坡比率 S 之壩體形體略有不同，因此於報告中也進行縮放截圖比例，使圖表易於判釋。

由表 3-11 與表 3-12 分析結果可見，靜態分析時，不同壩坡比率 S 對破壞面起始點無明顯影響。擬靜態分析時，不同壩坡比率 S 對破壞面起始點也無明顯影響。

由表 3-13 與圖 3-10 分析結果可見，根據水土保持技術規範第 56 條規定，於用地許可下堤面坡度(內、外側)宜緩於一比一點五，因此對稱壩坡從比率 $S=1.5$ (坡度 33.7°)循序提升比例。而提高壩坡比率 S 能使土體邊坡趨於平緩，亦能有效提高安全性數 FS 。

表3-11 不同壩坡比率 S 靜態分析之破壞面變化
(部分圖形展示比例不同以方便辨識)

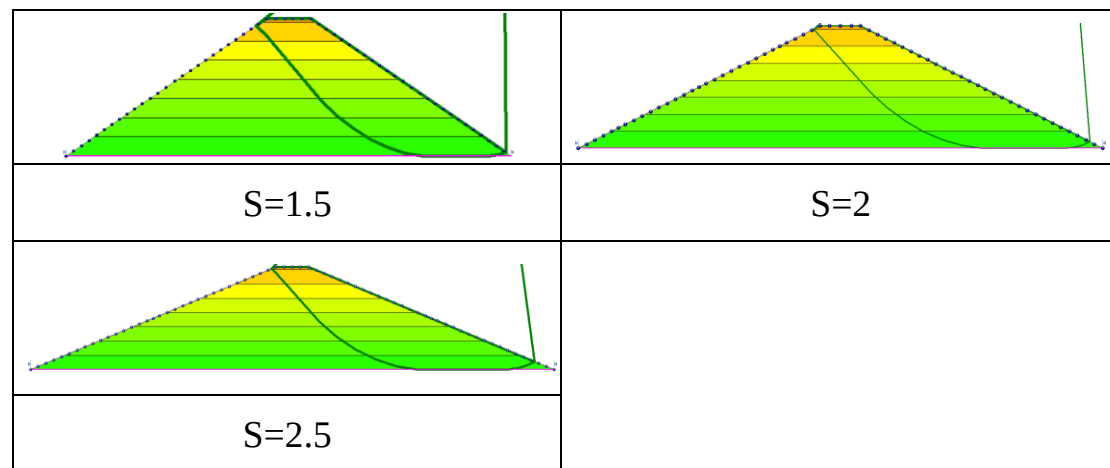


表3-12 不同壩坡比率 S 擬靜態分析之破壞面變化

(部分圖形展示比例不同以方便辨識)

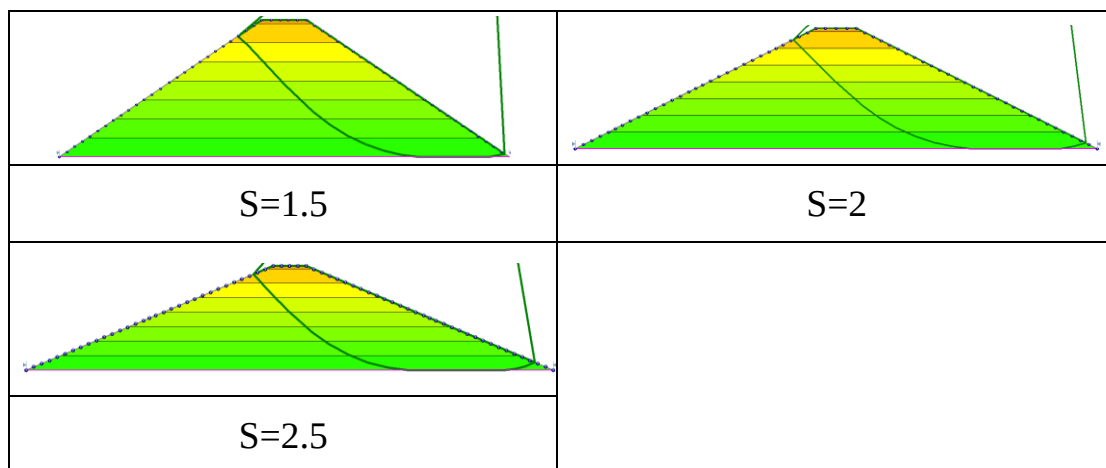


表3-13 不同壩坡比率 S 之靜態、擬靜態安全係數表

S FS	1.5	2	2.5
靜態	2.69	3.2	3.69
擬靜態	1.53	1.71	1.84

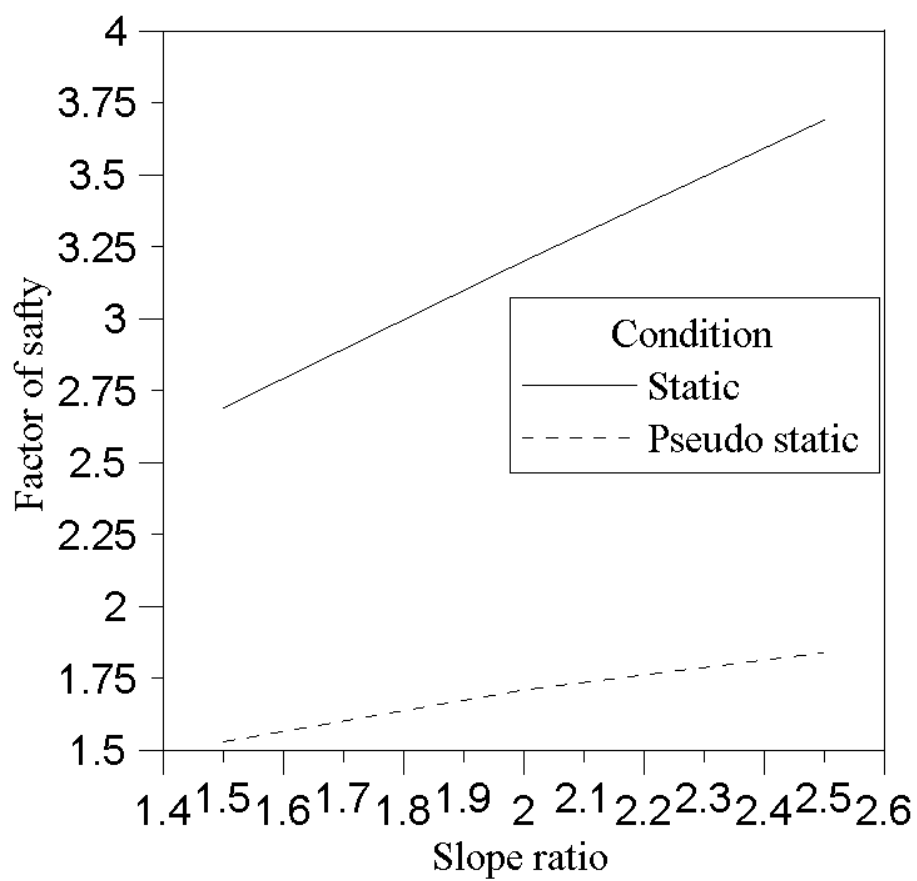


圖3-10 壩坡比率 S vs 安全係數 FS

四、僅變更凝聚力 c ，以求得凝聚力 c 對於壩體之影響。不同凝聚力 c 之壩體形體相仿，因此土體以原圖比例表示，使圖表易於判釋，土體內紅橘色圓弧線為其他安全係數不足 1 之破壞面，以及右上角與破壞面對應之圓弧圓心點。

由表 3-14 分析結果可見凝聚力會影響破壞面，凝聚力越大，破壞面越深；凝聚力越小，破壞面越淺。當凝聚力逐漸發生變化時，破壞面將隨著凝聚變小而愈靠近右側坡面處，由深層轉為淺層安全係數逐漸下降。而當關鍵性的淺層位置點崩壞後，另一個不穩定面就會立即發生，進而引致壩體全面性的破壞，小林村災變即為類似漸進式破壞所造成。

由表 3-15 與圖 3-11 分析結果可見，壩體穩定性隨著凝聚力降低而下降，當凝聚力 $c=0$ 並遭遇設計地震情況時，土壩極為不穩定，在現場土壤之凝聚力的變化的常見原因有滲流將細粒料土壤攜出 (piping) 與崩解 (slaking)，熱海填方崩塌的土壤內在性質變化也是被判定為此次災害的發生的起點。

表3-14 不同凝聚力 c 擬靜態分析之破壞面變化

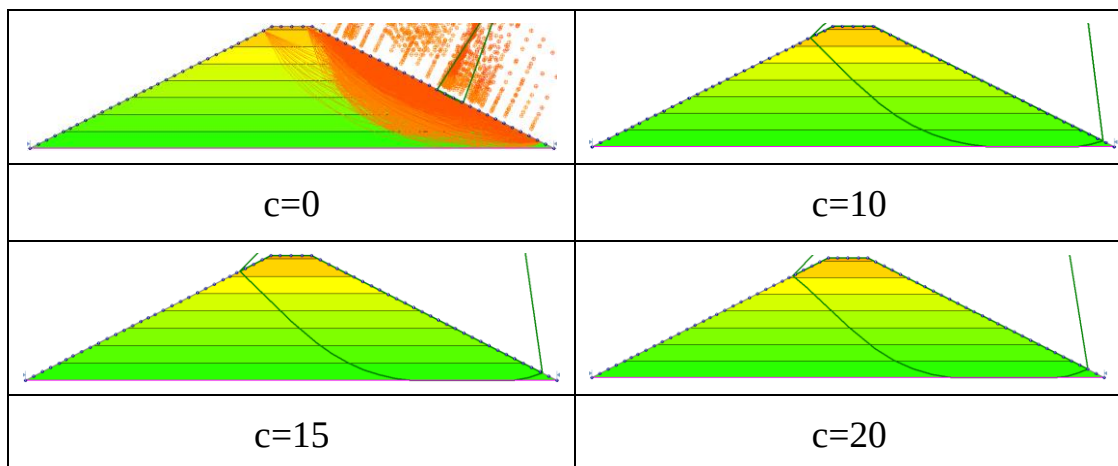


表3-15 不同凝聚力 c 之靜態、擬靜態安全係數表

c FS	0 kPa	10 kPa	15 kPa	20 kPa
靜態	1.3	3.2	3.96	4.72
擬靜態	0.66	1.71	2.12	2.52

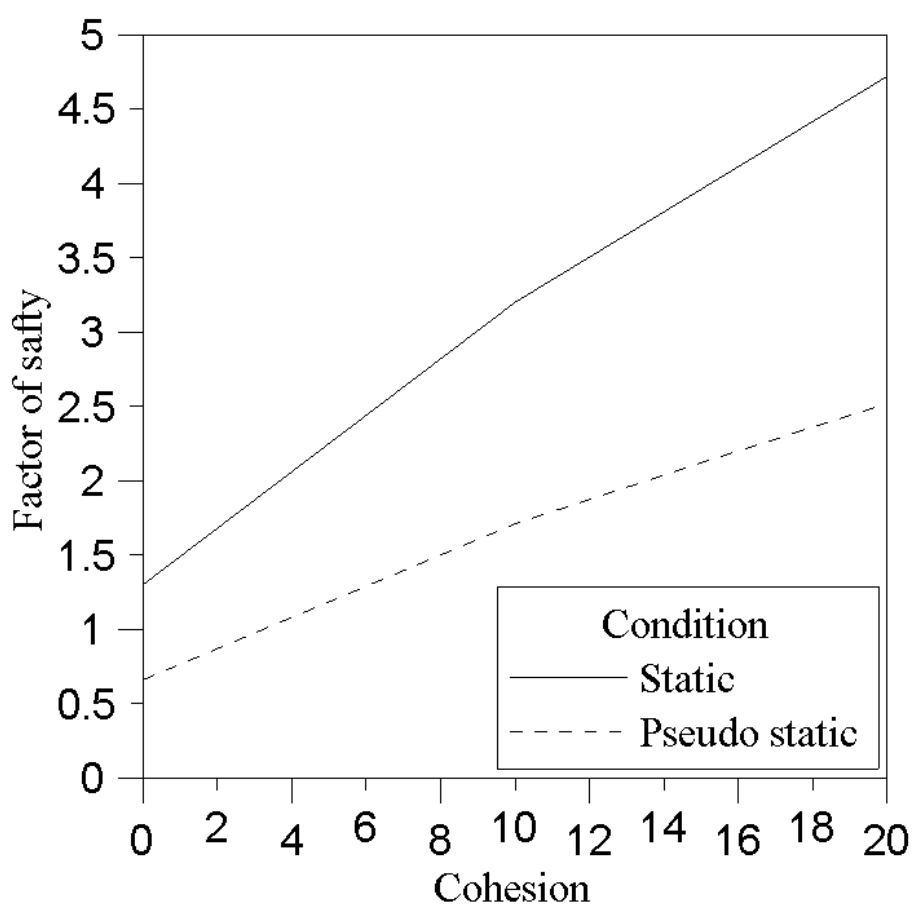


圖3-11 凝聚力 c vs 安全係數 FS

五、僅變更摩擦角 ϕ ，以求得摩擦角對於壩體之影響。不同摩擦角之壩體形體相仿，因此土體以原圖比例表示，使圖表易於判釋。

由表 3-18 分析結果可見，摩擦角會影響破壞面，摩擦角 ϕ 越大，滑動面越淺；摩擦角越小，滑動面越深，這與 Li 等人(2010)的研究成果表現一致。

由表 3-17 與圖 3-12 分析結果可見，壩體穩定性隨著摩擦力降低而下降。在實務中，壩體一旦建築後，其土體之內摩擦角變化機會較凝聚力為小。相對少數的發生時機點是在受震時土體因水壓激發而軟化或液化下所見。

表3-16 不同摩擦角 ϕ 擬靜態分析之破壞面變化

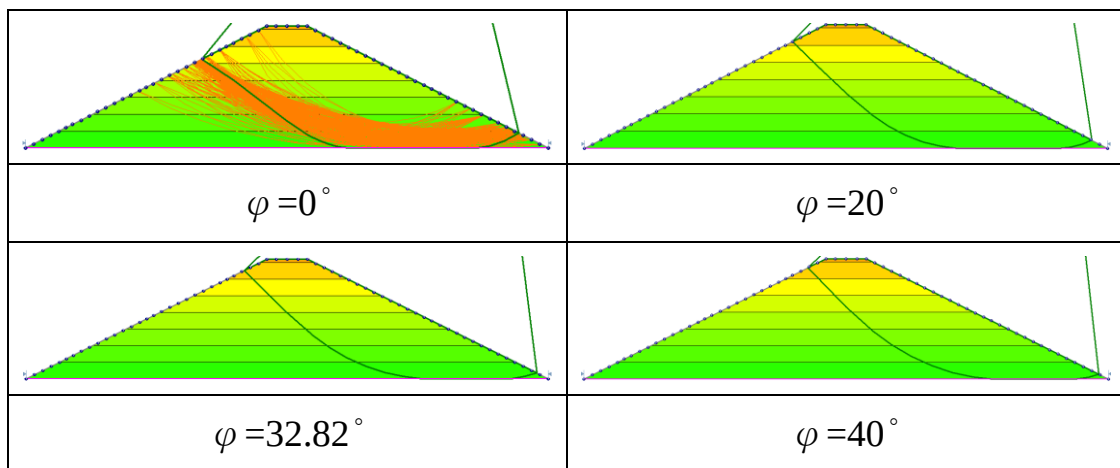


表3-17 不同摩擦角 ϕ 之靜態、擬靜態安全係數表

ϕ FS	0°	20°	32.82°	40°
靜態	1.46	2.47	3.2	3.68
擬靜態	0.76	1.32	1.71	1.97

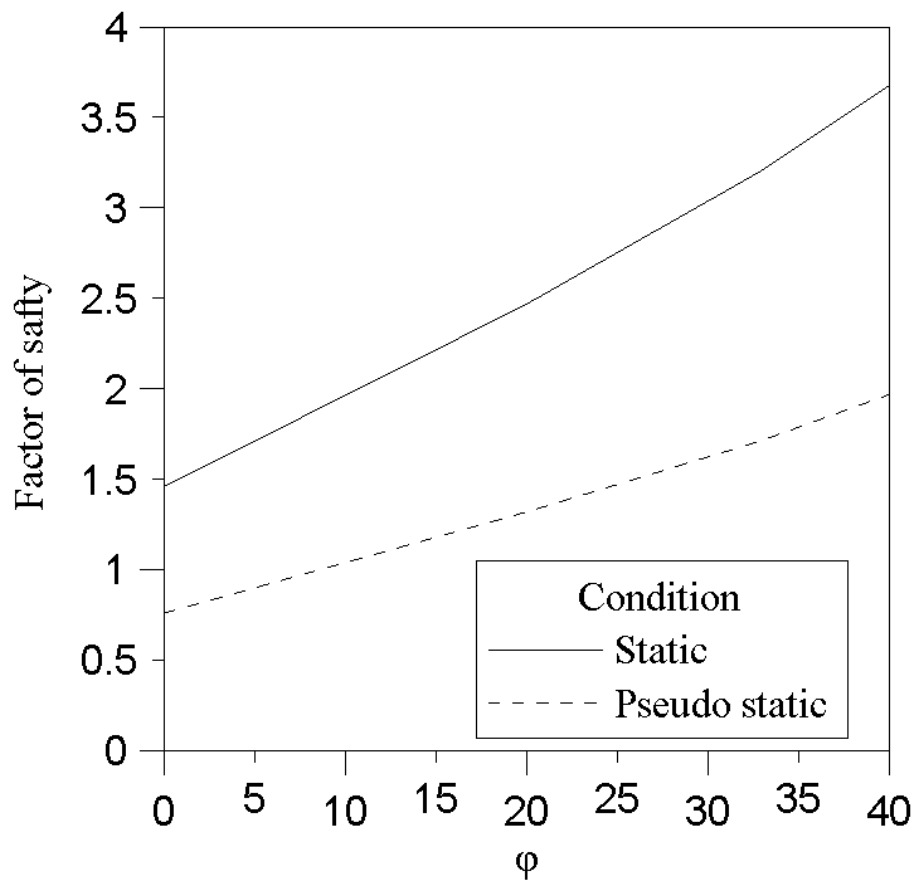


圖3-12 摩擦角 ϕ vs 安全係數 FS

七、僅變更地震加速度 g ，以求得地震加速度 g 對於壩體之影響。

在擬靜力分析中，將地表加速度峰值轉換為擬靜力慣性力並作為水平增量重力載荷施加。

由表 3-18 分析結果可見，隨著地震峰值的減小，壩體穩定性逐漸增加。安全係數最小之最弱破壞面於不同地震加速度 g 中無明顯不同，地震加速度 $0.1g$ 與 $0.32g$ 造成之最弱破壞面皆為切過壩心之大幅度破壞滑動面。

表3-18 不同地震加速度 g 之擬靜態安全係數表

$\begin{matrix} g \\ \text{FS} \end{matrix}$	0.1g	0.2g	0.28g	0.32g
擬靜態	2.55	2.1	1.83	1.71

綜上所述，以壩體形體幾何來說，改變壩體高 H 造成之安全係數影響>壩坡比率 S >壩頂寬 B_t ；壩體高 H 與壩坡比率 S 的變化，對於土壩整體影響最大，因壩體高 H 與壩坡比率 S 同時也會影響壩底寬 B_b ，進而改變整個壩體形體幾何。

無論土壩或是邊坡，其在靜態時誘發破壞的主因是自重。代表單位重 γ 值的增加會提高崩塌破壞潛勢，也有相當多研究說明此現象，因此本文將不贅述。一般來說滲透性不佳的土壤材料，其單位重 γ 將由於降雨後含水量與飽和度的提高而增加，因此在雨後或蓄水位高時，其受震崩塌破壞潛勢一定會較高。

第四節 Plaxis2D 分析結果

Plaxis2D為一有限元素分析程式，於1987年在荷蘭公共工程與水利管理部之需求推動，而由Delft科技大學(Technical University of Delft)研發出二維有限元素分析程式，用以分析河堤於軟弱土壤上之行為。此後由於程式不斷的發展並逐漸受到重視，因此於1993年成立一家名為PLAXIS2D bv的公司，作進一步的研發改良。

Plaxis2D有限元素程式式一套人性化且非常適用於大地工程的軟體，可分析各種地工及土壤結構互制的問題。該程式以視窗化形式輸入材料參數及邊界條件，其功能性與操作性極佳。除可模擬分析路堤、土壩穩定、隧道、基礎深開挖、滲流等應力與變形問題外，尚可進行壓密沉陷、潛變及孔隙水壓等問題。而在液化問題的探討上，Plaxis2D直到2012版時亦加入動孔壓激發模組，使其在2012版本之後便可進行相關動力液化分析。其所採用之模型為UBCSAND Model。

UBCSAND是一種有效應力塑性模型用以分析應力-變形大地工程結構。Ueng and Lee (1990)利用顆粒力學的觀念，將顆粒接觸的力學機制分為滑動或不滑動兩種情形，並引入與接觸角分佈有關的組構因子(fabric factor)來建立砂土受剪時的組構情形與應力狀態之關係，再由組構因子與膨脹率(dilatancy rate)之關係，即可利用數學式表示出砂土受剪時應力與膨脹行為之關係，如下式所示：

$$\frac{\tau}{\sigma} = \tan \phi_u + \sec^2 \phi_u \cdot \alpha(\theta) \left(\frac{d\varepsilon}{d\gamma} \right) \quad (1)$$

其中， ϕ_u 為土壤顆粒的摩擦角， $\alpha(\theta)$ 為一個與土壤顆粒接觸角與不滑動接觸點有關的正值。Puebla 等人(1997)認為塑性應變所消散之能量應等於臨界狀態下定體積時土壤受剪所消散之能量，推導的應

力膨脹關係如下：

$$\frac{d\varepsilon_p}{d\gamma_p} = \sin \phi_u - \frac{q}{p'} \quad (2)$$

其中，

$$q = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2 \quad (3)$$

$$p = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2 \quad (4)$$

其中， ϕ_{cv} 為定體積摩擦角， ε_p 與 γ_p 分別為塑性體積應變與剪應變。土壤的應力應變關係依傳統塑性力學理論將應變增量分成彈性與塑性兩部分，依彈性與塑性狀態的給定隨平均有效圍壓改變的切線剪力模數與統體模數，並考慮Mohr-Coulomb破壞準則與非諧和流動規則，發展一個全新的土壤組成模式UBCSAND (Beaty and Byrne, 1998)。Park(2005)再加入兩驅動面模式(two mobilized-plane model) 以考慮主應力旋轉時產生的塑性體積應變，可用於解決UBCSAND 模式在卸載與反向卸載過程中沒有孔隙水壓激發之問題，改善後的土壤組成模式稱為UBCSAND2。

本節進行分析之標準模型設定主要是根據現勘之苗栗農塘基本型式以及採樣之土壤試驗結果所訂定。所需進行步驟簡摘如下：

一、建立有限元素法之數值模型形體，以常見之築壩式農塘土壩為主。

二、配置數值模型土壤材料參數，設定材料模型為 Hardening Soil，靜態長期時排水類型使用 drain，動態短期時排水類型使用 undrain(A)，不使用 undrain(B)原因出自 undrain(B)計算過程中的應力路徑跟孔隙水壓準確性待考量，且 Hardening Soil 模型的勁度參數不再與應力相依，模式無壓縮硬化，因此，Hardening Soil 優先建議採用 undrain(A)

進行模擬，但須注意孔隙水壓之合理性。

三、生成網格後，創建水位面，建立滲流條件。滲流線取得自 Slide 滲流分析。

四、設定分析階段，模型中設定為不排水材料的土層，在土體自重作用下，必然產生相應的超額靜孔隙水壓力，但是這些超額靜孔隙水壓力實際上不應該存在，因為初始應力狀態是一個基於超額靜孔隙水壓力已經充分消散的長期過程。此時，就需要消除不排水材料的這種影響，以避免產生不真實的超靜孔隙水壓力，所以使用重力加載方法進行初始應力計算。

五、進行初始階段穩定性分析，Plaxis2D 進行安全性計算時，採強度折減法，顧名思義土壤的強度參數 c 和 ϕ 會持續降低，直到結構發生破壞以搜尋安全係數與所對應之破壞面。其中原則上膨脹角不受摩擦角 ϕ 降低的影響，但是膨脹角永遠不會大於摩擦角。當摩擦角 ϕ 減至等於給定的膨脹角數值時，摩擦角的減小也會導致膨脹角減小

六、與Slide、DBLEAVES相互比較驗證，資料彙整後，以各破壞面臨界安全係數建立出地區性簡易判釋規範準則或圖表，以此準則劃出較危險農塘位置。

本節在改變各項條件狀態下，討論築壩式農塘壩體在靜態與擬靜態加載地震下之安全係數變化。此標準模型壩體高 $H=3\text{m}$ ，壩頂寬 $B_r=1\text{m}$ ，壩坡比率 $S=2$ 、摩擦角 $\phi=32.82^\circ$ ，土壤之凝聚力 $c=10\text{ kPa}$ 。

本計畫為使得分析結果能更廣泛使用在各種類似築壩型農塘之耐震穩定性評估，因此以鑽探資料進行相關尺寸以及土壤參數的變化。改變條件包括：壩體高 H 、壩頂寬 B_r 、壩坡比率 S 、凝聚力 c 、摩擦

角 φ 等，如表 3-19。

擬靜態設計地震加速度根據「建築物耐震設計規範及解說」以苗栗造橋鄉平興村塘為例，計算出設計地震力為：

$$0.4S_{DS} = 0.32g \quad (1)$$

表 3-19 參數輸入值表

H (m)	B_r (m)	S	c (kPa)	φ (°)	g m/sec^2
1,2 3,4 5	1	2	10	32.82	0.32
3	0.5, 1,1.5, 2	2	10	32.82	0.32
3	1	1.5, 2 2.5	10	32.82	0.32
3	1	2	0, 10,15, 20	32.82	0.32
3	1	2	10	20 32.82 40	0.32
3	1	2	10	32.82	0.1, 0.2,0.28 0.32

於之分析狀態屬：無蓄水，無淤積。**粗體**為此階段之標準模型基準值。

以下逐步展開分析結果展示，由於 Plaxis2D 無法自動判別最小之安全係數破壞面，且要注意安全性計算中的位移量，並非真正位移量，僅能透過位移圖大致判斷可能之破壞面。各圖中土體輪廓顏色表示位移量。於 Plaxis2D 中無法將土體輪廓顏色訂定上下限，因在動態狀態分析下土體位移量大，以此位移量訂定之上下限放置位移量較小之穩定靜態條件下。土體輪廓顏色將無法辨認，進而導致較難透過位移圖判斷滑動面，因此 Plaxis2D 分析中，將不訂定上下限等界線。

Plaxis2D 不同幾何之壩體偵測點設置位置固定為壩體正中上方，用以偵測壩體受震之橫向位移量與沉陷量，如下圖 3-13。

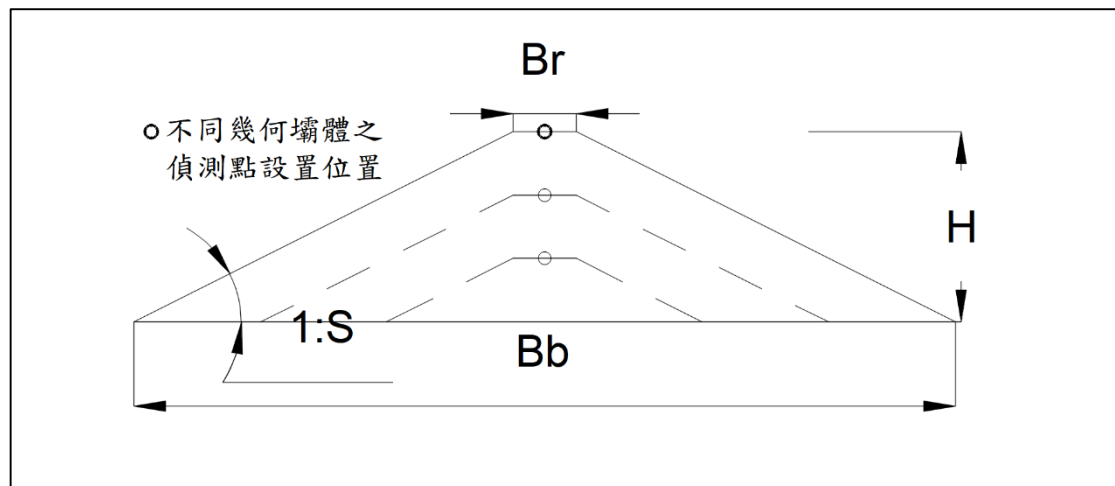


圖3-13 Plaxis2D 不同幾何壩體之偵測點設置位置示意圖

一、僅變更壩體高 H ，以求壩體高 H 對於壩體之安全性影響。壩體高 H 隨壩坡比率 S 成正比縮放壩體底部長度，不同壩體高 H 之壩體形體相差甚大，因此縮放截圖比例使圖表易於判釋。

由表 3-20 與表 3-21 分析結果可見，Plaxis2D 的位移量變化圖與 Slide 的最不穩定破壞面圖有明顯差異，原因為兩軟體計算穩定性的方法不同，造就不同的分析結果。在擬靜態時，由於施加了等效靜力，因此可以從圖中判斷出壩體可能的滑動破壞面。

由表 3-22、表 3-23 與圖 3-14 分析結果可見，受擬靜態之壩體水平位移量隨著壩高的提升而線性增加，沉陷量也隨著壩高的提升線性增加。與此同時壩體穩定性也隨著壩高的提升線性下降。

表3-20 不同壩體高 H 靜態分析之位移量變化

(部分圖形展示比例不同以方便辨識)

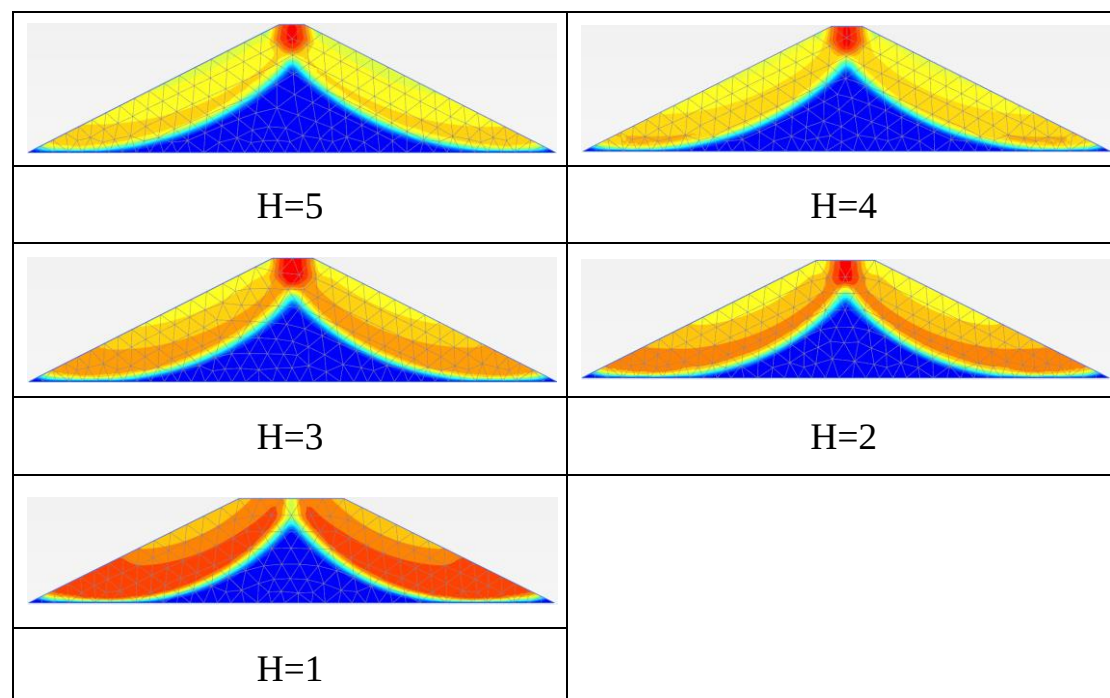


表3-21 不同壩體高 H 擬靜態分析之位移量變化

(部分圖形展示比例不同以方便辨識)

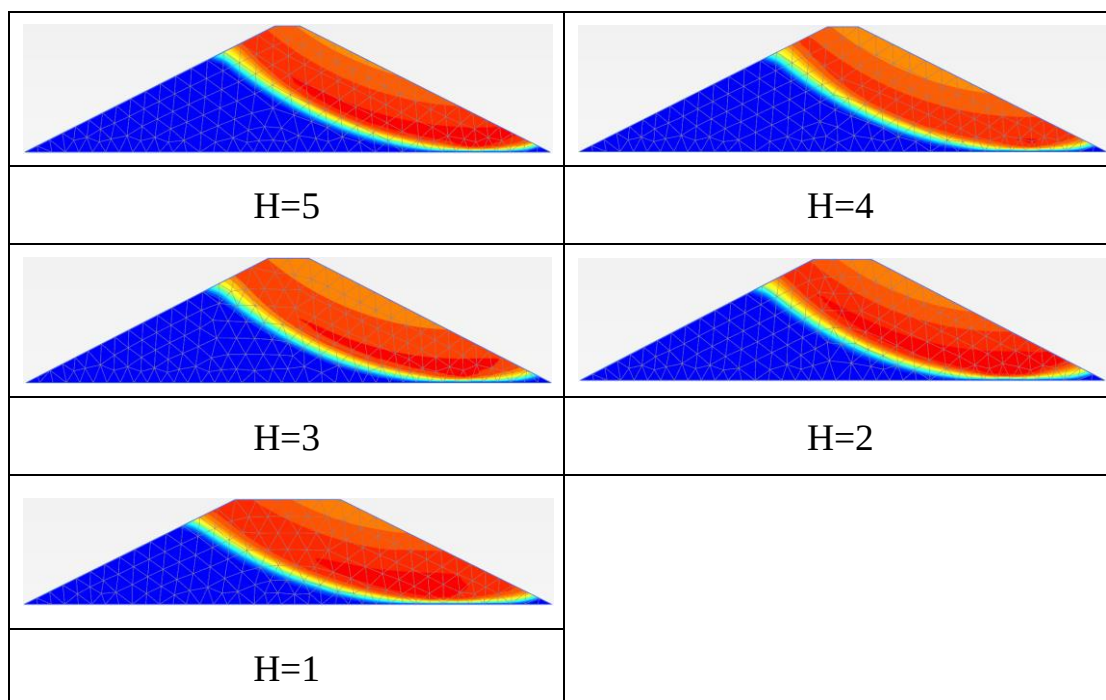


表3-22 不同壩體高 H 之靜態、擬靜態安全係數表

H FS	1m	2m	3m	4m	5m
靜態	6.69	4.25	3.41	2.96	2.7
擬靜態	3.29	2.06	1.63	1.39	1.24

表3-23 不同壩體高 H 之擬靜態偵測點最大位移量表

H Dis(m)	1m	2m	3m	4m	5m
水平	1.04×10^{-3}	4.26×10^{-3}	0.011	0.022	0.041
垂直	-2.17×10^{-4}	-1.37×10^{-3}	-4.29×10^{-3}	-0.01	-0.022

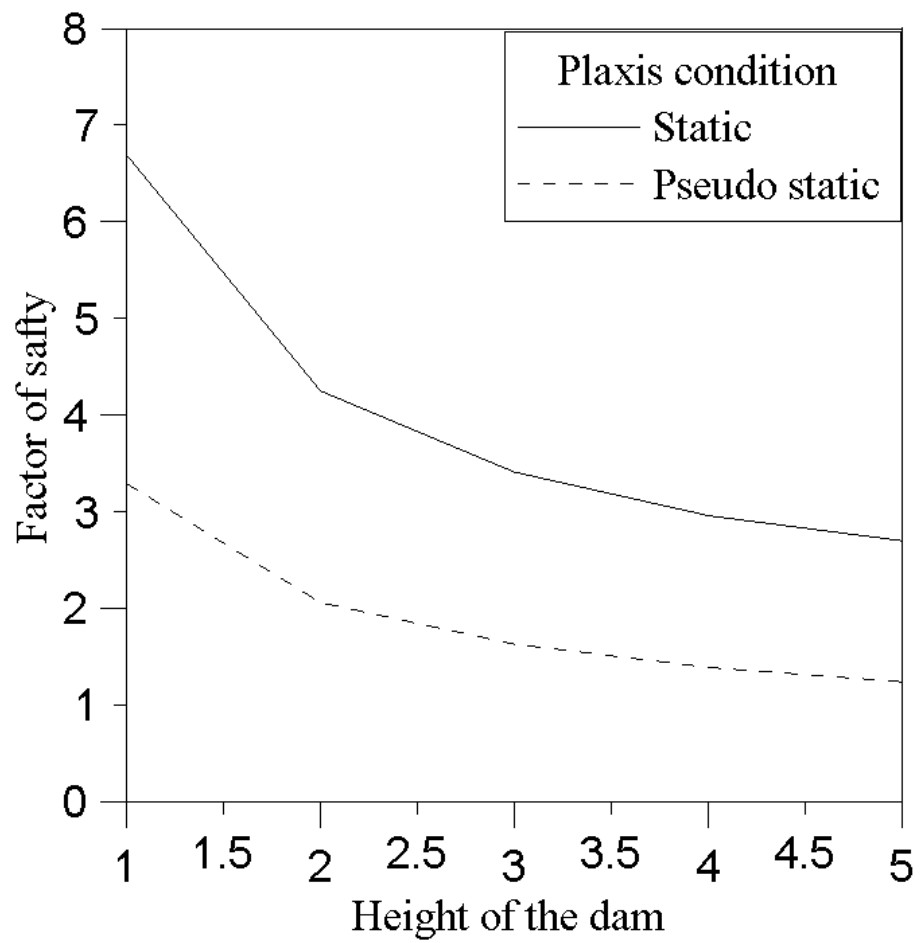


圖3-14 壩體高 H vs 安全係數 FS

二、僅變更壩頂寬 B_r ，以求得壩頂寬 B_r 對於壩體安全性之影響。不同壩頂寬 B_r 之壩體形體相仿，因此土體以原圖比例表示，使圖表易於判釋。

由表 3-24 與表 3-22 分析結果可見，擬靜態時，Plaxis2D 淺藍色位移面與 Slide 最小安全係數破壞面皆為切過壩心之大幅度破壞滑動面。

由表 3-26、表 3-27 與圖 3-15 分析結果可見，在靜態時提高壩頂寬 B_r ，最弱破壞面之安全係數穩定小幅度提升。擬靜態時提高壩頂寬 B_r 對於提高安全係數沒有顯著提升。壩頂寬 B_r 的提升對於水平位移量幾乎沒有影響，水平位移量不會隨著壩頂寬的增加而有任何變動，沉陷量則會隨著壩頂寬的增加而小幅度下降。

表3-24 不同壩頂寬 B_r 靜態分析之位移量變化

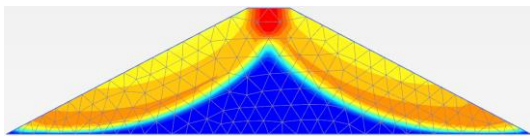
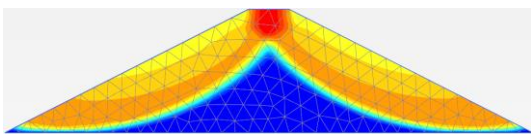
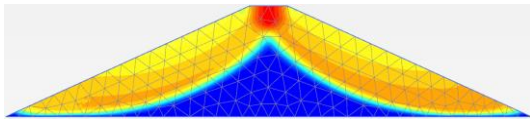
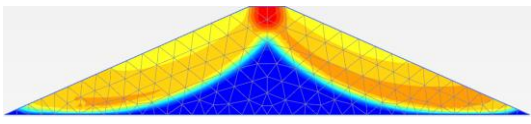
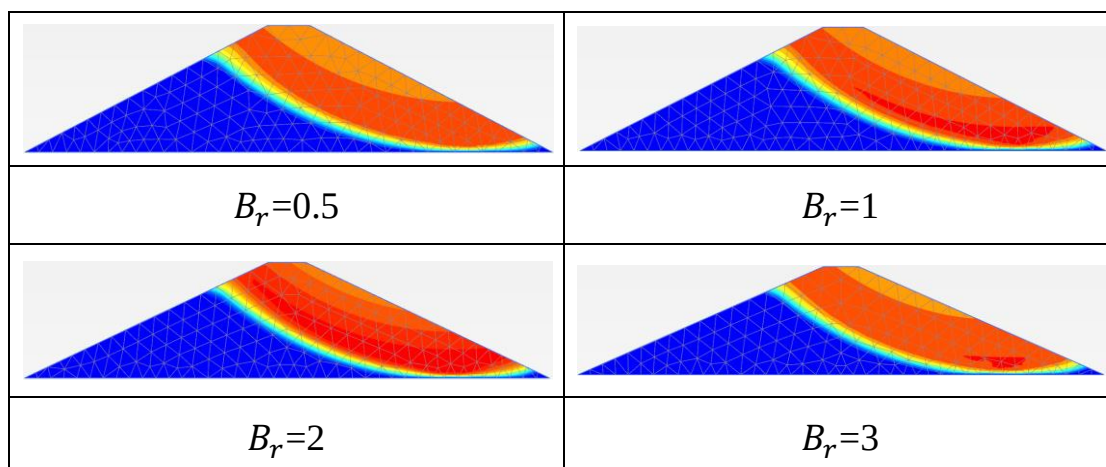
	
$B_r=0.5$	$B_r=1$
	
$B_r=2$	$B_r=3$

表3-25 不同壩頂寬 B_r 擬靜態分析之位移量變化表3-26 不同壩頂寬 B_r 之靜態、擬靜態安全係數表

B_r FS	0.5m	1m	2m	3m
靜態	3.32	3.41	3.6	3.78
擬靜態	1.61	1.63	1.65	1.68

表3-27 不同壩頂寬 B_r 之擬靜態偵測點最大位移量表

B_r Dis(m)	0.5m	1m	2m	3m
水平	0.01	0.01	0.01	0.01
垂直	-4.4×10^{-3}	-4.29×10^{-3}	-3.96×10^{-3}	-3.68×10^{-3}

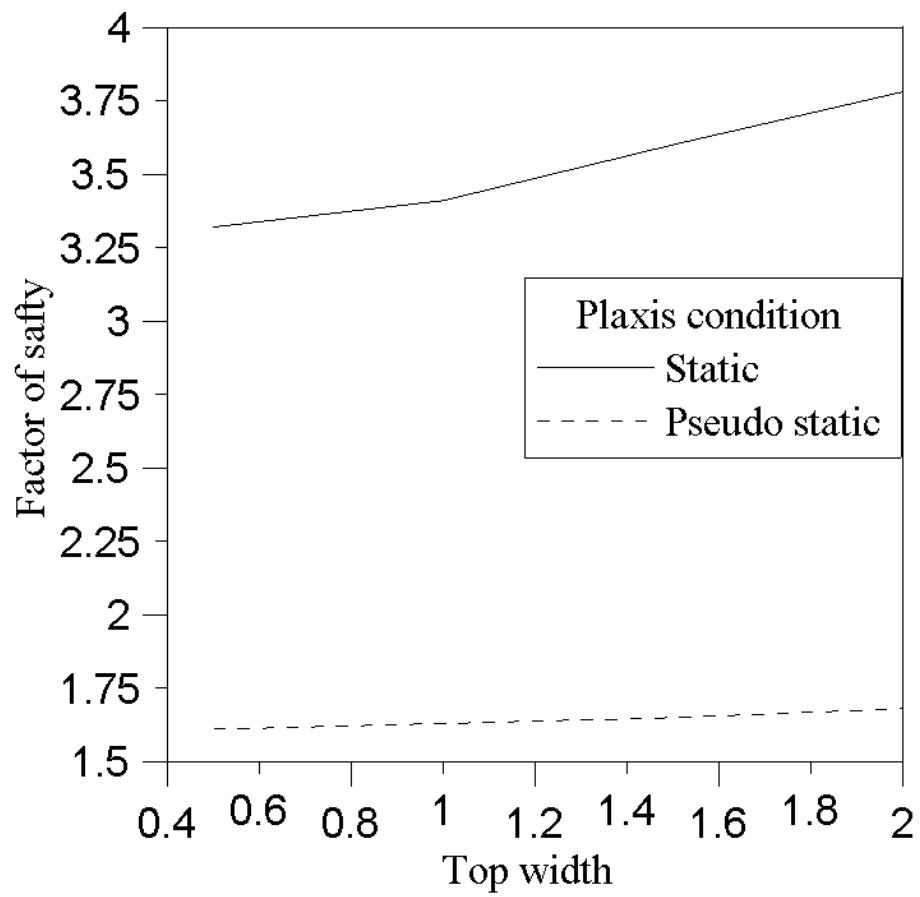


圖3-15 壩體高 B_r vs 安全係數 FS

三、僅變更壩坡比率 S ，以求得壩坡比率 S 對於壩體之影響。由於壩體高 H 隨壩坡比率 S 成正比縮放壩體底部長度，不同壩坡比率 S 之壩體形體略有不同，因此於報告中也進行縮放截圖比例使圖表易於判釋。

由表3-28與表3-29分析結果可見，靜態分析時，土壩無外力干擾，土顆粒自然沉陷，以土壩正中上方沉陷量最高。擬靜態分析時，土壩受擬靜態之等效靜力影響，呈現圓弧形滑動破壞。

由表3-30、表3-31與圖3-16分析結果可見，無論穩定靜態或擬靜態，提高壩坡比率能使土體趨於平緩，有效提高安全性數 FS ，這點與與Slide相吻合。壩坡比率 S 的變化對於水平位移量影響甚微，與變化壩頂寬 B_T 相同。沉陷量則會隨著壩坡比率 S 的增加而小幅度提升。

表 3-28 不同壩坡比率 S 在穩定狀態下分析位移量變化

(部分圖形展示比例不同以方便辨識)

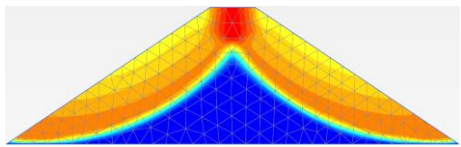
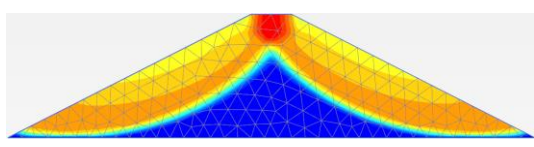
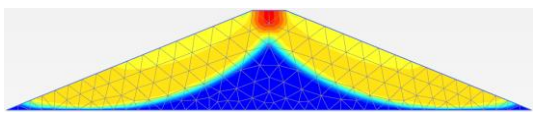
	
S=1.5	S=2
	
S=2.5	

表3-29 不同壩坡比率 S 之擬靜態地震分析位移量變化

(部分圖形展示比例不同以方便辨識)

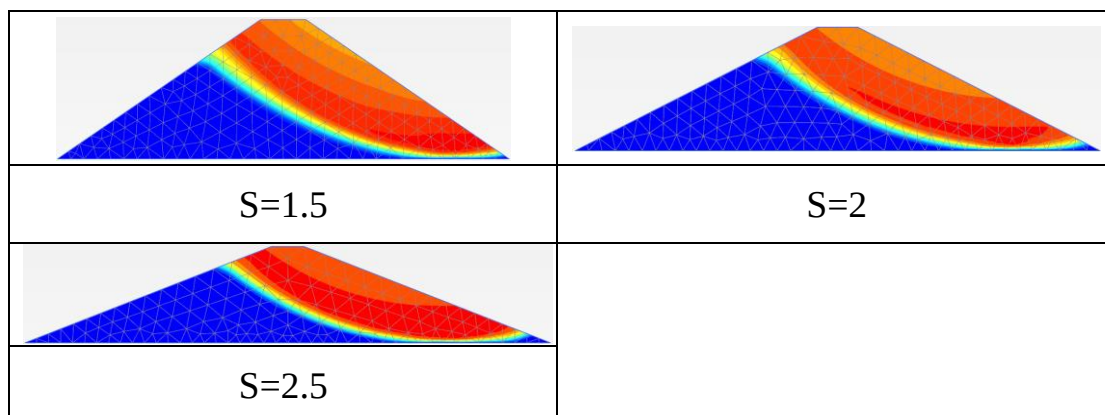


表3-30 不同壩坡比率 S 之靜態、擬靜態安全係數表

S FS	1.5	1:2	1:2.5
靜態	2.85	3.41	3.96
擬靜態	1.53	1.63	1.7

表3-31 不同壩坡比率 S 之擬靜態偵測點最大位移量表

S Dis(m)	1.5	1:2	1:2.5
水平	0.01	0.01	9.9×10^{-3}
垂直	-5.69×10^{-3}	-4.29×10^{-3}	-3.43×10^{-3}

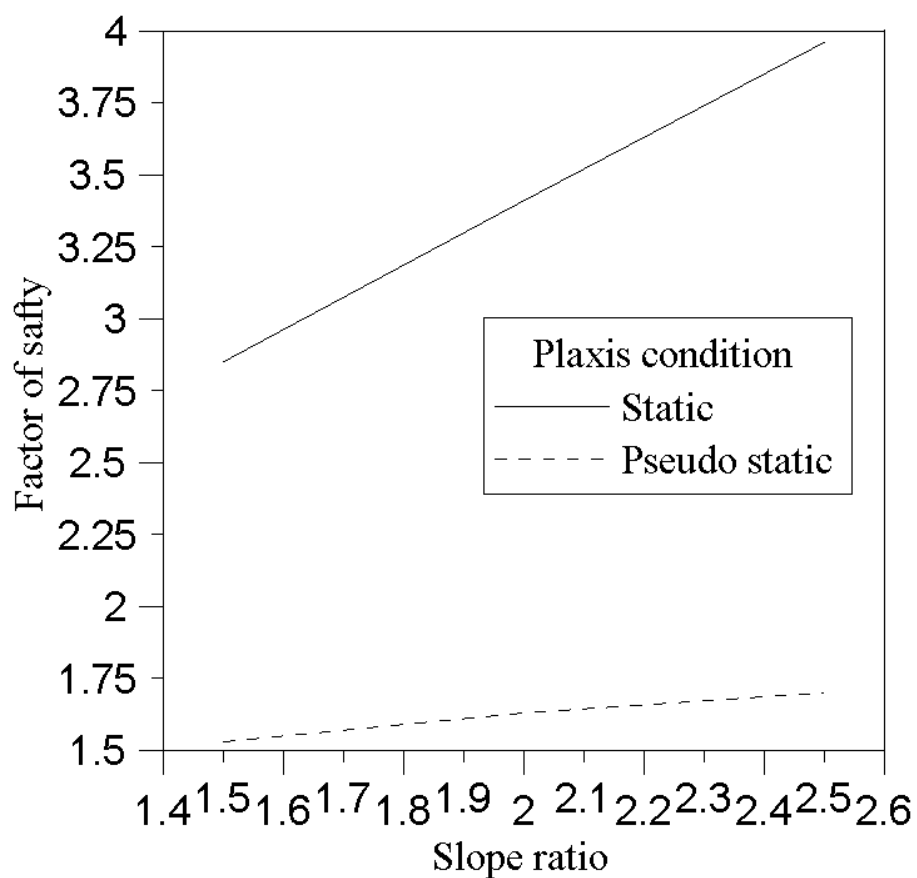


圖3-16 壩坡比率 S vs 安全係數 FS

四、變更凝聚力 c ，以求得凝聚力 c 對於壩體之影響。不同凝聚力 c 之壩體形體相仿，因此土體以原圖比例表示，使圖表易於判釋。

由表 3-32 分析結果可見，凝聚力會影響破壞面，凝聚力越大，破壞面越深；凝聚力越小，破壞面越淺。Plaxis2D 計算安全係數方法為分階段降低土壤剪切強度，直到斜坡失效破壞，當凝聚力 $c=0$ 時，土壩體於初始階段重力荷載步驟崩壞失敗。

由表 3-33、表 3-34 與圖 3-17 分析結果可見，壩體穩定性隨著凝聚力的降低而下降。水平位移量與沉陷量皆會隨著凝聚力 c 的增加而下降。在現場土壤之凝聚力的變化的常見原因有滲流水流至坡面土壤後降低土壤內物質間的摩擦力與凝聚力、增加土壤內孔隙壓力、減少土壤內之有效應力；當水持續入滲，孔隙壓力逐件增加，有效應力趨進近於零時土壤發生液化。

表3-32 不同凝聚力 c 之擬靜態分析位移量變化

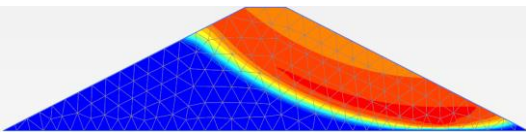
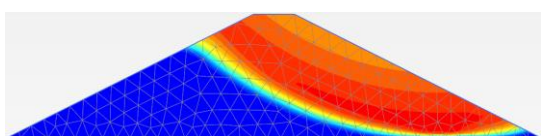
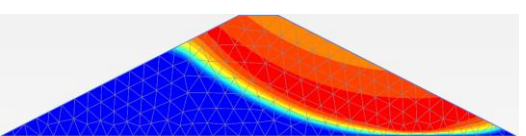
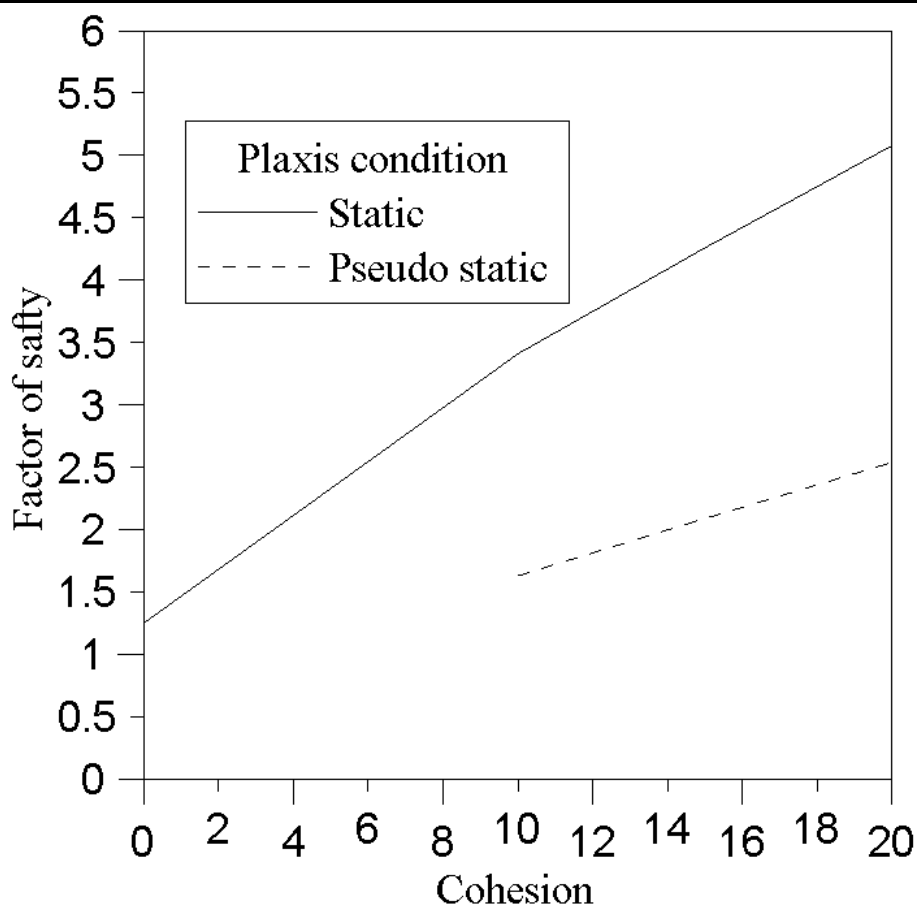
-	
$c=0$	$c=10$
	
$c=15$	$c=20$

表3-33 不同凝聚力 c 之靜態、擬靜態安全係數表

c FS	0	10	15	20
穩定	1.25	3.41	4.26	5.08
地震	-	1.63	2.09	2.54

表3-34 不同凝聚力 c 之擬靜態偵測點最大位移量表

c dis(m)	0	10	15	20
水平	-	0.01	7.75×10^{-3}	6.56×10^{-3}
垂直	-	-4.29×10^{-3}	-2.63×10^{-3}	-2.02×10^{-3}

圖3-17 凝聚力 c vs 安全係數 FS

五、僅變更摩擦角 φ ，以求得摩擦角 φ 對於壩體之影響。不同摩擦角 φ 之壩體形體一致，因此土體以原圖比例表示，使圖表易於判釋。

由表 3-35 分析結果可見，摩擦角會影響破壞面，土壩於擬靜態加載階段崩壞失敗。在分析安全係數中，土壤的強度參數 φ 和 c 連續降低，直到結構發生故障。剪脹角原則上不受 φ 、 c 降低程序的影響。然而剪脹角永遠不能大於摩擦角。當摩擦角減小到與給定的剪脹角相等時，摩擦角的任何進一步減小都將導致剪脹角同樣減小，這點需特別注意。通常 $\Psi = \varphi - 30^\circ$ ，因此當內摩擦角小於 30° 時，剪脹角固定為 0° 。使用 undrain(A) 時剪脹角固定為 0° ，若 undrain(A) 膨脹角不為 0° ，擬靜態分析結果會產生不正確之孔隙水壓及剪力強度。

由表 3-36、表 3-37 與圖 3-18 分析結果可見，當摩擦角 $\varphi = 0$ 時，土壩體於靜態重力荷載階段完成分析，呈現出安全係數 FS 等於 1.56 之穩定情況，並於擬靜態加載階段崩壞失敗。水平位移量與沉陷量皆會隨著摩擦角 φ 的增加而下降。

表3-35 不同摩擦角之擬靜態分析位移量變化

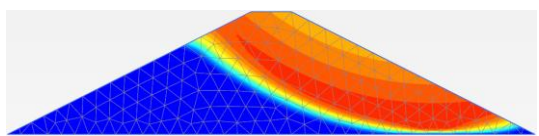
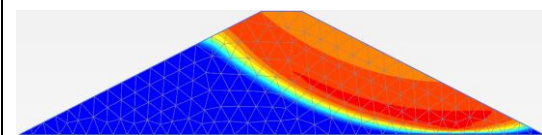
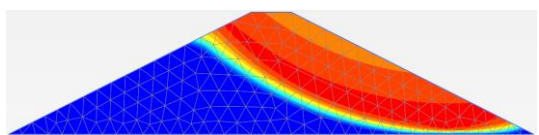
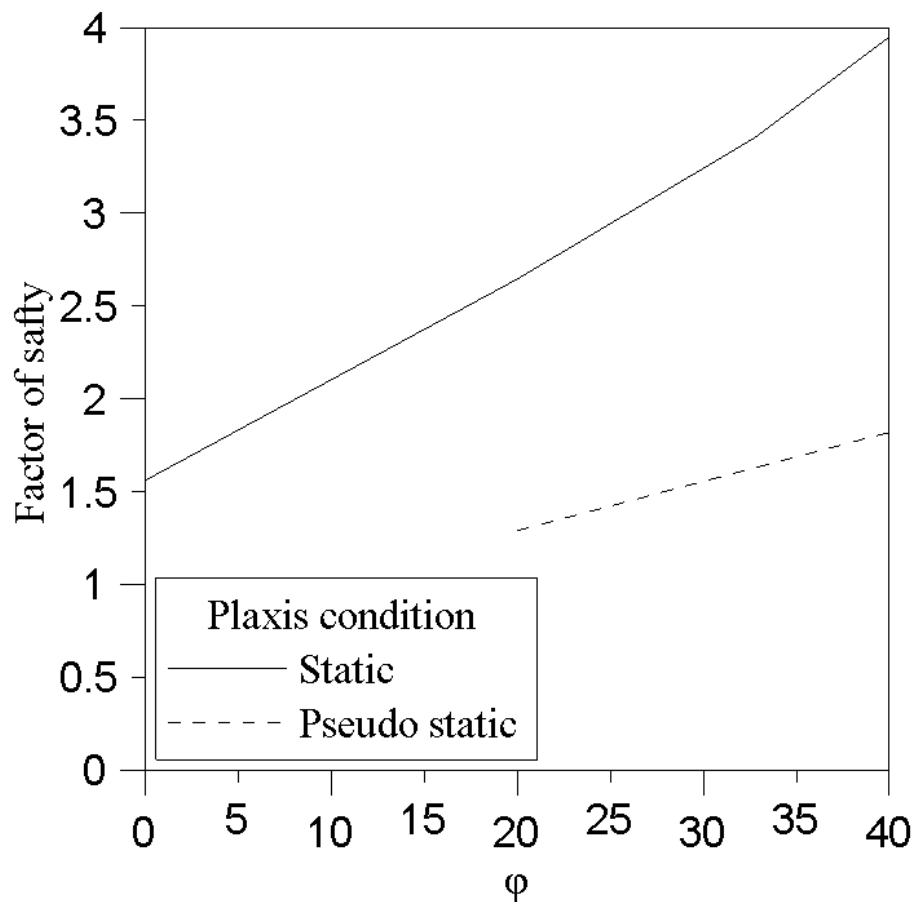
-	
$\varphi = 0^\circ$	$\varphi = 20^\circ$
	
$\varphi = 32.82^\circ$	$\varphi = 40^\circ$

表3-36 不同摩擦角之靜態、擬靜態安全係數表

φ FS	0°	20°	32.82°	40°
靜態	1.56	2.65	3.41	3.95
擬靜態	-	1.29	1.63	1.82

表3-37 不同摩擦角之擬靜態偵測點最大位移量表

φ dis(m)	0°	20°	32.82°	40°
水平	-	0.03	0.01	8.44×10^{-3}
垂直	-	-0.017	-4.29×10^{-3}	-2.52×10^{-3}

圖3-18 摩擦角 φ vs 安全係數 FS

七、僅變更地震加速度 g ，以求得地震加速度 g 對於壩體之影響。

由表 3-38 與表 3-39 分析結果可見，安全係數 FS 隨著地震加速度的下降而增加，位移量則隨著地震加速度的減少而下降。

表3-38 不同地震加速度 g 之擬靜態安全係數表

g FS	0.1g	0.2g	0.28g	0.32g
地震	2.5	2.03	1.75	1.63

表3-39 不同摩擦角之擬靜態偵測點最大位移量表

g dis(m)	0.1g	0.2g	0.28g	0.32g
水平	1.7×10^{-3}	-4.4×10^{-3}	8×10^{-3}	0.01
垂直	-3×10^{-4}	-1.43×10^{-3}	-3×10^{-3}	-4.29×10^{-3}

綜上所述，在安全係數 FS 的部分，Slide 與 Plaxis2D 的趨勢都一致，以壩體形體幾何來說，靜態時壩體高 H 改變造成之安全係數影響 $>$ 壩坡比率 $S >$ 壩頂寬 B ；壩體高 H 與壩坡比率 S 的變化，對於土壩整體影響最大，因壩體高 H 與壩坡比率 S 同時也會影響壩底寬 B_B ，進而改變整個壩體形體幾何。

林德貴等人(2009)的研究中提到，內在影響因子對受震邊坡之穩定性影響度由大而小，依序為(1)凝聚力 c (2)坡高 H (3)摩擦角 φ (4)材料單位重 γ 。而坡角 β 、楊氏模數 E 及阻尼比 D 等變化對受震邊坡穩定性之影響度則相對較低。

這裡可以發現邊坡與壩體的差別，對於壩體來說，坡角對壩體穩定性的影響度雖然比不上前四項因子，但也絕不是可以忽略不考慮的因素，因壩底寬 B_b 會受到壩高 H 與坡角的影響。

第五節 DBLEAVES 分析結果

本節在數值分析中將使用 DBLEAVES 進行 3D 動態 FEM。許多研究人員已經報告了 DBLEAVES 的準確性和適用性。例如 Ye(2007) 使用振動台試驗和 DBLEAVES 對沙子的反覆液化壓密進行了實驗和數值模擬，發現試驗和數值分析之間具有良好的一致性。Hamayoon 等人(2016)對現有群樁基礎的抗震性能進行了 3D 動態有限元分析和 1g 振動台試驗，在乾燥條件下的部分改造地基中，證實了 DBLEAVES 的準確性。Kheradi 等人(2017)對非線性軟弱土與樁結構相互作用進行了數值分析，並通過 1g 振動台試驗對其進行了驗證，並確認了 DBLEAVES 的實用性。DBLEAVES 不僅可以描述自然界複雜的靜態與動態行為，同時可以解決不同土壤和土壤與結構間相互作用的問題，所需進行步驟簡摘如下：

一、建立 FEM 法網格數值模型，以常見之土壩模型為主。與 Slide 和 Plaxis2D 不同的是，為有效模擬真實現地情況，DBLEAVES 使用動態分析時，土壩下方需要一定深度之結構使地震傳播。兩側邊界範圍也延伸至 10 倍壩底寬 B_B ，以消除振波抵達邊界後再反射回土體所造成之干擾影響。

二、將模型排點點位資料放進數據輸入文件 indat.dat，選擇適當本構模型與輸入材料參數(如表 3-40 與表 3-41)，本構模型選擇上使用循環流動彈塑性模型(CM 模型)，以正確描述黏性土在靜態和動態荷載下的非線性行為，特別是透過 CM 模型瞭解液化過程中土壤的循環流動。對於邊界條件，同高度的兩側邊界節點會經歷相同的加速度與位移，稱為等邊界位移，另外底部邊界設定為水平與垂直皆不動之固定邊界。

表 3-40 壩體材料參數表

R_f	ν	ρ	k_0	e_0	b_1
3.46	0.3	1.7	0.46	0.5	0.95
λ	κ	h_1	h_2	k	K_f
0.024	0.0048	0.05	0.1	1e-5	2.2e5
m	OCR	α	R_0^*	b_r	ζ_0
0.1	1	2.2	0.8	1.5	0

表 3-41 沉積物材料參數表

R_f	ν	ρ	k_0	e_0	b_1
3.5	0.35	1.8	0.58	1.1	0.95
λ	κ	h_1	h_2	k	K_f
0.207	0.035	0.05	0.1	1e-6	2.2e5
m	OCR	α	R_0^*	b_r	ζ_0
3.8	2.5	0.1	0.6	0.1	0

三、在進行動態分析時，初始加速度從零開始，以模擬地震發生時之初始情況。輸入的地震波為 SIN 波(如圖 3-19)，峰值對應「建築物耐震設計規範及解說」，地震時階數為 8000，時間間格為 0.005 秒，地震總歷時 40 秒。

以苗栗造橋鄉平興村農塘之地震分區規範值進行計算，苗栗平興村農塘工址位置為苗栗縣造橋鄉，地盤分類為第一類地盤，計算出設計地震力為：

$$0.4SDS = 0.32g \quad (1)$$

以台南牛埔農塘之地震分區規範值進行計算，牛埔農塘工址位置為臺南龍崎，地盤分類為第一類地盤，計算出設計地震力為：

$$0.4\text{SDS} = 0.28g \quad (1)$$

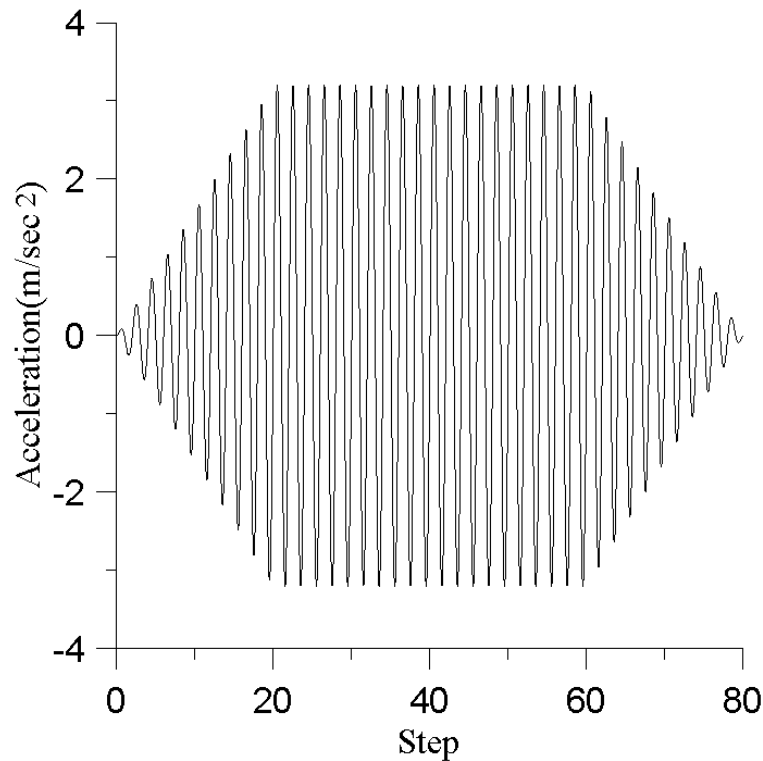


圖3-19 SIN 波地震加速度示意圖

四、在進行初始應力分析時，僅考慮土體與沉積物本身自重，無其他外力加載。偵測點設置位置共 4 點，A 點偵測點設置於不同幾何之壩體正中上方，用以偵測壩體受震之橫向位移量與沉陷量。B 點偵測點設置於壩體正中下方與地盤交界處，用以偵測地盤沉陷量。C 點偵測點設置於地下-9 米深處，用以偵測地盤深處加速度與超額孔隙水壓比反應。D 點偵測點設置於沉積物上方，用以偵測沉積物受震軟化反應，如圖 3-20。

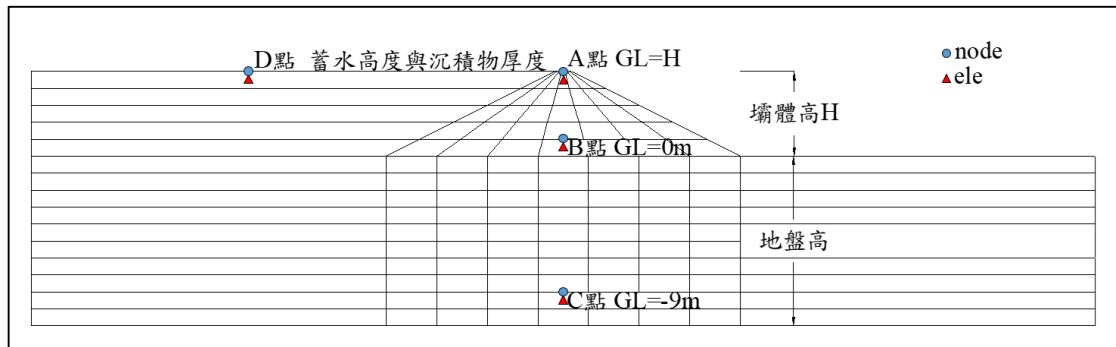


圖3-20 DBLEAVES 偵測點設置位置示意圖

五、執行 DBLEAVES 分析程序，輸出分析結果如:地震加速度、水平位移量、沉陷量、孔隙水壓比等，再變更數值模型壩體形體反覆進行分析。本計劃以 DBLEAVES 分析取得不同壩體高 H 之分析成果，與相同條件下之 Slide、Plaxis2D 分析結果，進行相互比較驗證，判釋分析結果之合理性，與軟體適用性和準確性。

以下逐步展開分析結果展示，

一、本計劃在無蓄水無淤積的情況下，不同壩體高 H 之分析結果呈現如下。水平位移量正數代表點位往右位移，負數代表點位往左位移，垂直位移量正數代表點位往上位移，負數代表點位往下沉陷。

由圖 3-21 與圖 3-22 分析結果可見，壩體高 $H=1$ 與 $H=2$ ，A、B 兩點加速度在 5 秒處出現一明顯波峰，隨即加速度圖再無明顯波峰。C 點加速度之震幅則類似初始 SIN 波加速度，推測是因為 C 點受到相當大的覆土應力，土顆粒間相當緊實，使得加速度傳播相當完整。水平位移圖中，壩體高 $H=1$ 的 A、B 兩偵測點，在受震 5 秒處有一明顯水平位移，隨後水平循環位移值到震動結束，推測 5 秒處的大位移可能是漸進式破壞的第一步。 $H=2$ 的 A 偵測點也有一明顯水平位移，B 偵測點則無，推測是由於壩高 H 的提升，B 偵測點上覆土重增加，造成 B 點土顆粒無明顯累積位移。壩體高 $H=1$ 與 $H=2$ ，在土壩受震前 10 秒有著相當大的沉陷，反而在初始震動較大的 10~30 秒之間無明顯沉陷。

由圖 3-23 至圖 3-25 分析結果可見，隨著壩體高 H 的提升，A 偵測點加速度在 5 秒處依舊出現明顯波峰，隨後加速度圖再無波峰。B 偵測點之加速度則隨著上方覆土壓力越大，加速度傳遞越完整。水平位移量則與 Plaxis2D 不同，最大位移量排序不會依壩體高 H 線性排序。B 點的沉陷量實際上是地盤的沉陷量，土壩真正的沉陷量需要由 A 點沉陷扣掉 B 點沉陷，方能計算出土壩真正的受震沉陷量。

由表 3-42 與表 3-43 分析結果可見，土壩的沉陷量整體趨勢是隨著壩高的提升逐漸增加。與 Plaxis2D 同一位置偵測點 A 點相比，DBLEAVES 的水平位移量為非線性，水平位移量最大值排序並不會

隨著壩體高排序。沉陷量則與 Plaxis2D 類似，整體趨勢為壩高越高，沉陷量越大。

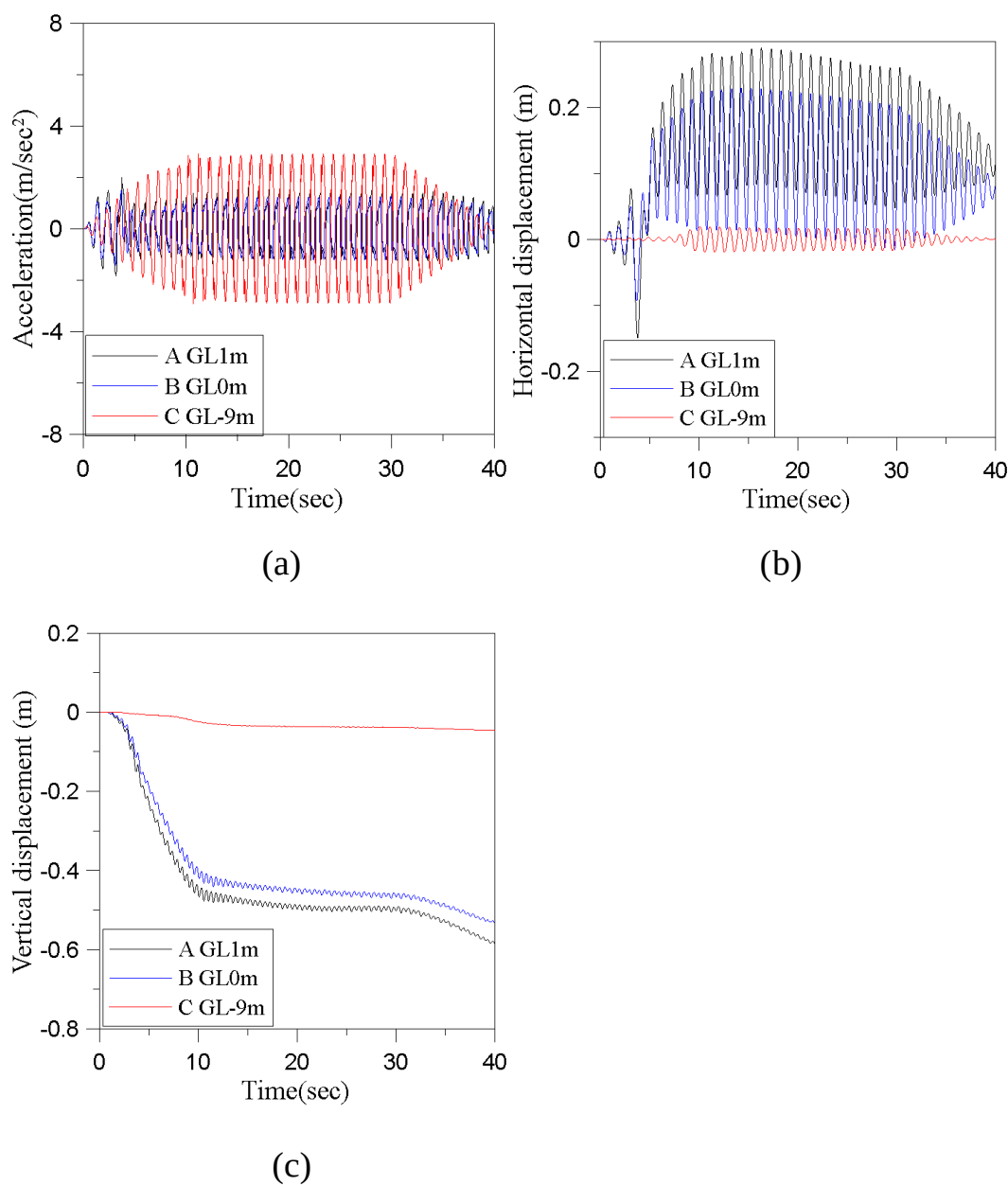


圖 3-21 壩體高 $H=1$ ，壩坡比率 $S=2$ ，(a)加速度歷時圖(b)水平位移歷時圖(c)沉陷量歷時圖

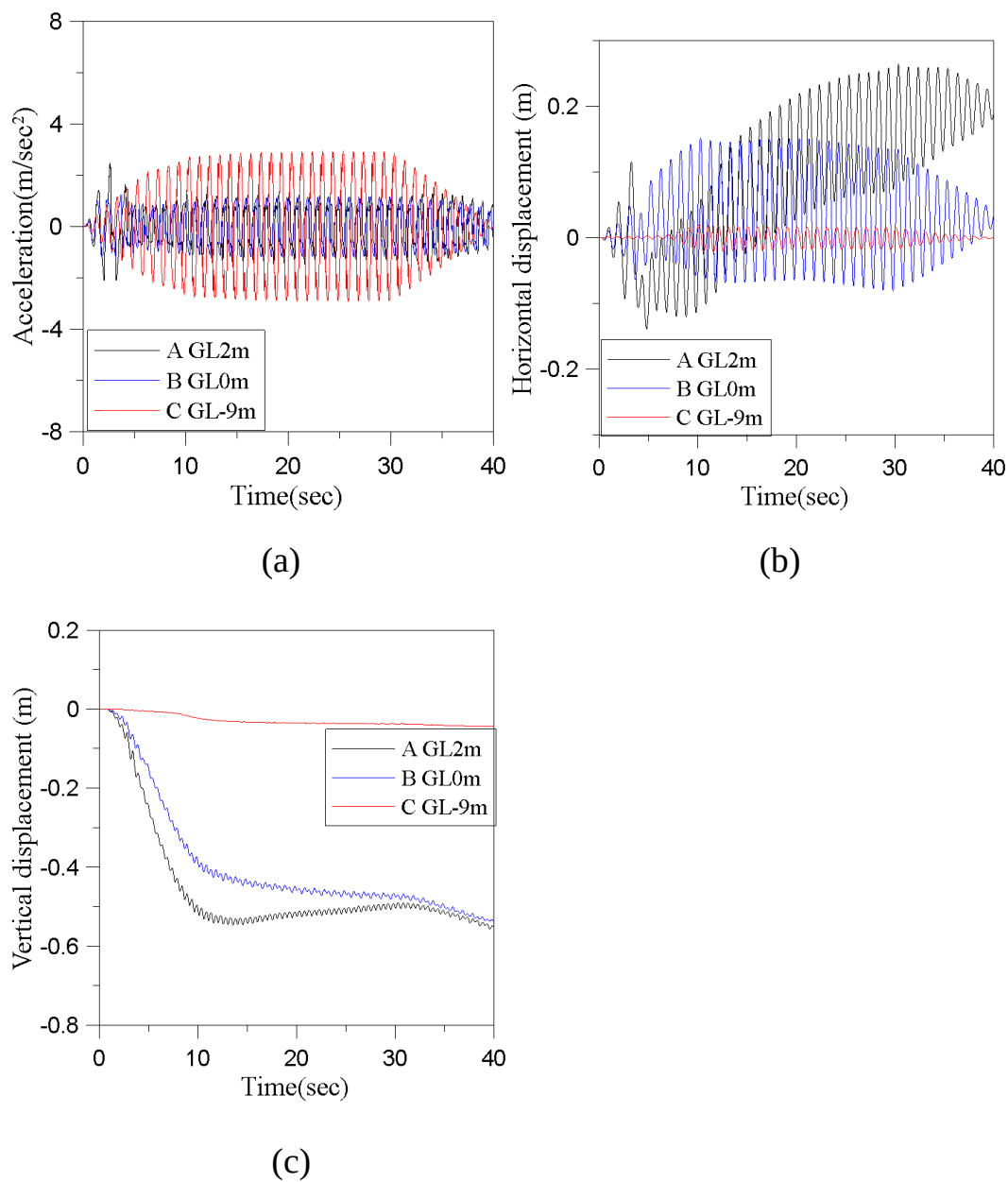


圖 3-22 壩體高 $H=2$ ，壩坡比率 $S=2$ ，(a)加速度歷時圖(b)水平位移
歷時圖(c)沉陷量歷時圖

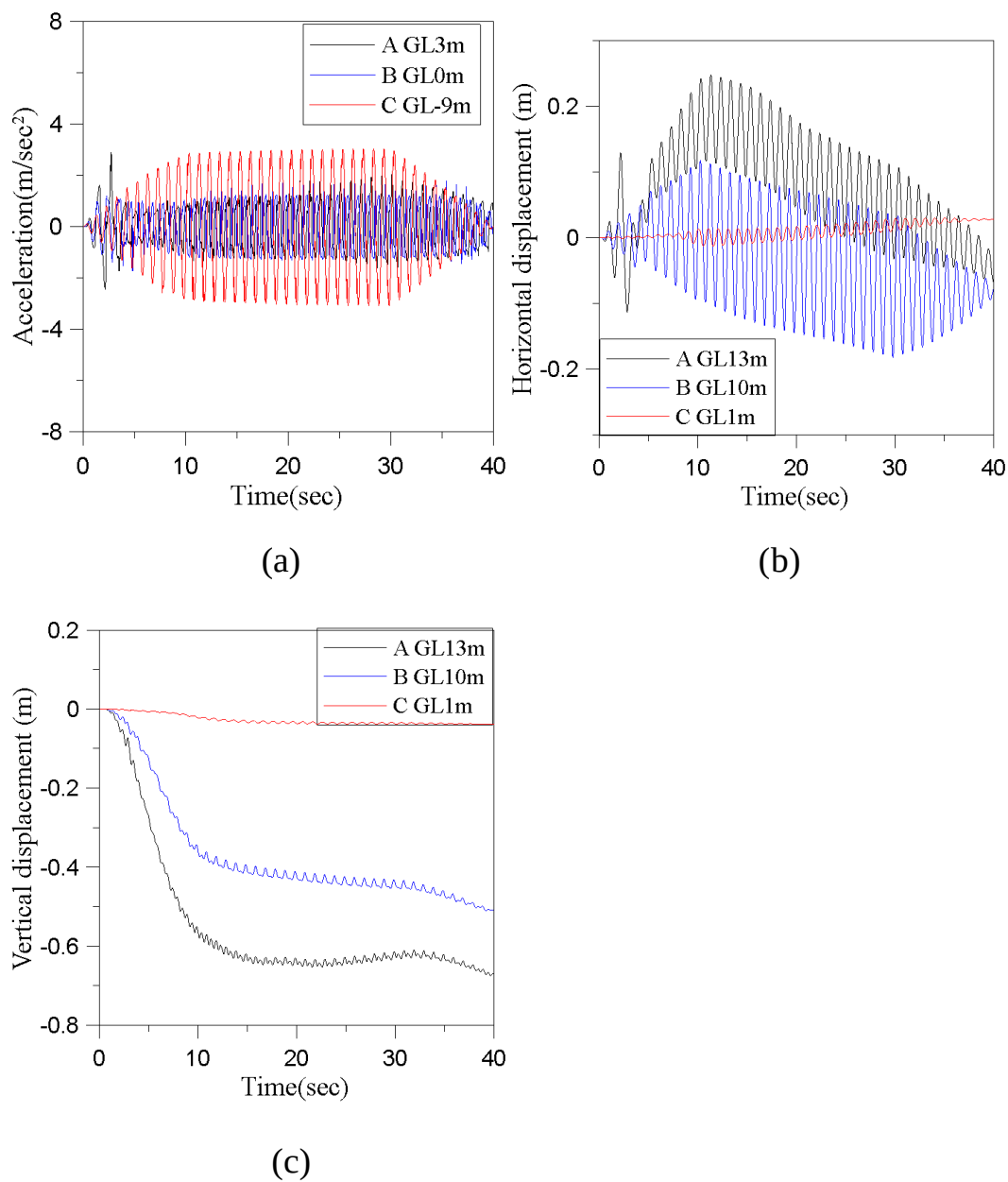


圖 3-23 壩體高 $H=3$ ，壩坡比率 $S=2$ ，(a)加速度歷時圖(b)水平位移
歷時圖(c)沉陷量歷時圖

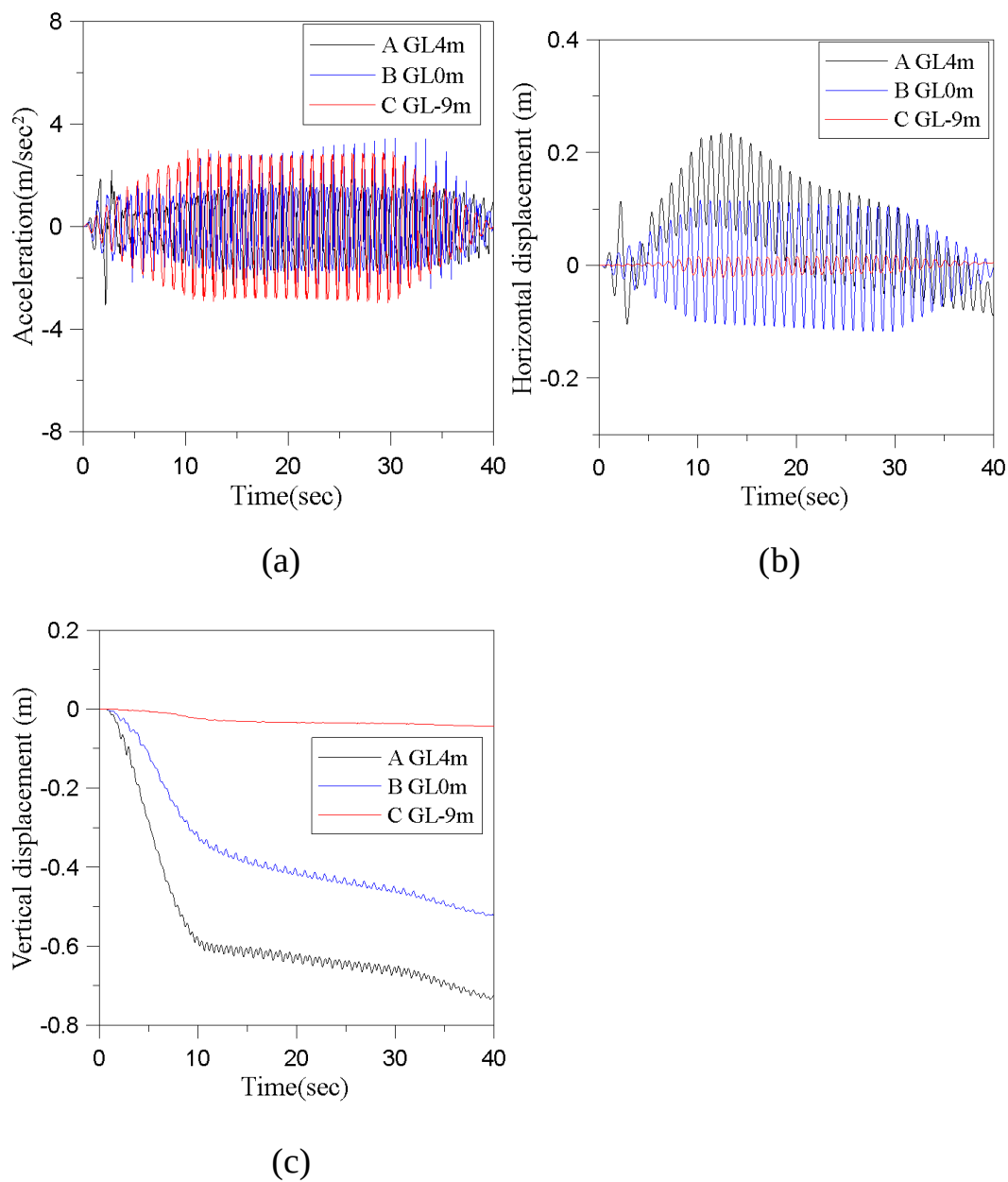


圖 3-24 壩體高 $H=4$ ，壩坡比率 $S=2$ ，(a)加速度歷時圖(b)水平位移歷時圖(c)沉陷量歷時圖

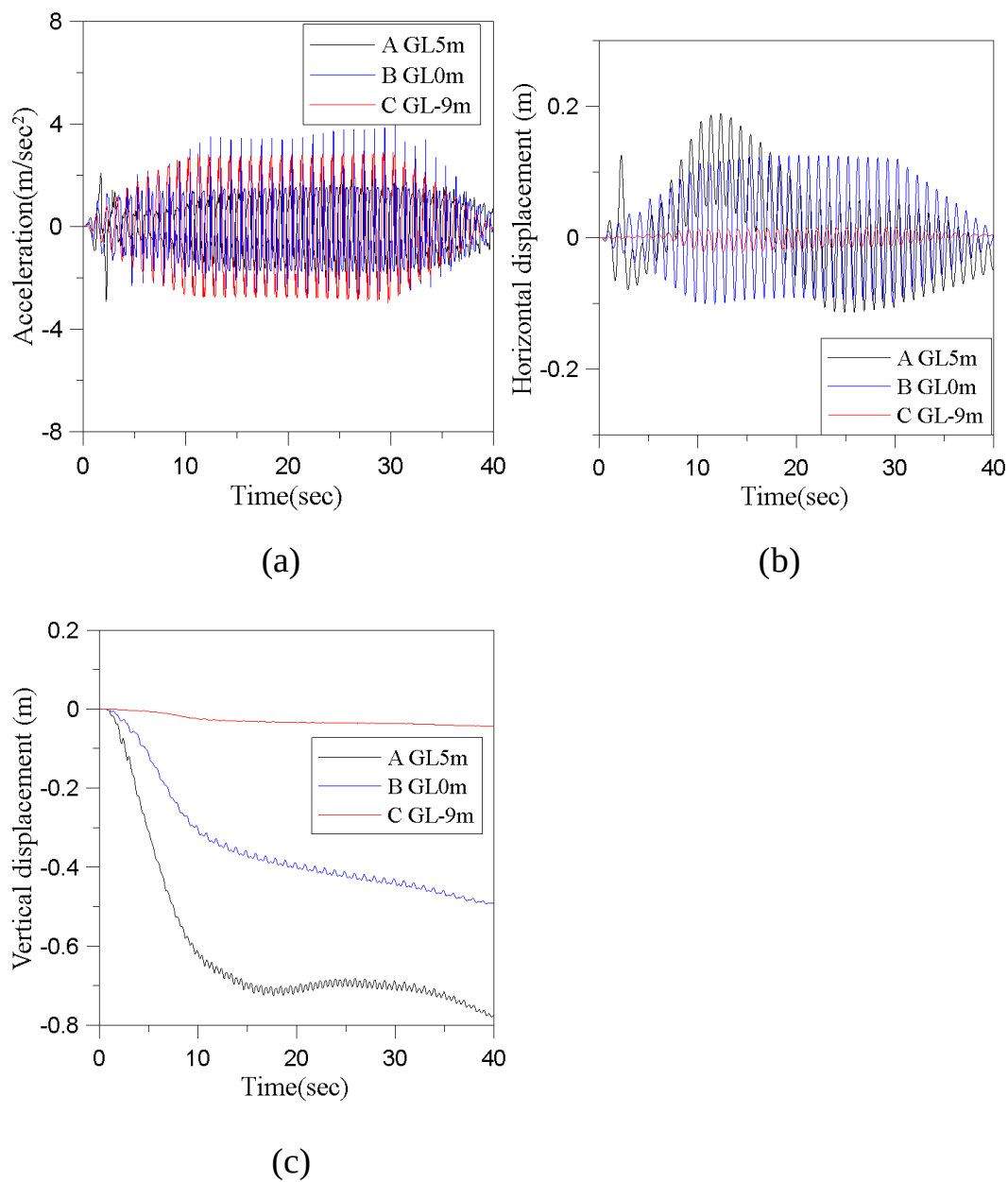


圖 3-25 壩體高 $H=5$ ，壩坡比率 $S=2$ ，(a)加速度歷時圖(b)水平位移
歷時圖(c)沉陷量歷時圖

表3-42 不同壩體高 H 之 DBLEAVES 動態最大位移量表

H Dis(m)	1m	2m	3m	4m	5m
水平	0.29	0.26	-0.43	0.23	0.19
垂直	-0.052	-0.018	-0.16	-0.21	-0.29

表3-43 不同壩體高 H 之 Plaxis2D 擬靜態最大位移量表

H Dis(m)	1m	2m	3m	4m	5m
水平	1.04×10^{-3}	4.26×10^{-3}	0.011	0.022	0.041
垂直	-2.17×10^{-4}	-1.37×10^{-3}	-4.29×10^{-3}	-0.01	-0.022

綜上所述，比較兩軟體分析之數值後發現，Plaxis2D 計算之受震位移量皆相對保守。推測原因為擬靜態法，擬靜態是分析地震工程中最簡單的方法之一，通常用來評估受震後不會明顯喪失強度的土壩或邊坡之穩定性，該方法假設土壩或邊坡為剛體，地震期間產生的加速度再整個壩體都是均勻的，這與現實情況不同，同時我們在 DBLEAVES 裡使用之地震並非真實地震波，而是以較危險之 SIN 波進行動態分析，因此結果呈現出較擬靜態分析大之位移量是合理的，同時沉陷量的趨勢一致，代表擬靜態分析有一定合理性，實務有一定的參考性。

第六節 蓄水位與沉積物受震軟化對壩體造成之影響

本節將探討蓄水位與沉積物軟化對壩體造成之影響，通常擬靜態無法考慮超額孔隙水壓的激發與消散，同時也沒有考慮週期性荷載引起的強度退化，這兩個條件在分析可能液化之材料組成的土壩至關重要，因此本節將以 Slide 與 Plaxis2D 分析蓄水與淤泥軟化對壩體造成之影響，並以 DBLEAVES 驗證擬靜態分析之準確性。

本階段在改變蓄水條件、淤積厚度與淤泥受震條件狀態下，討論築壩式農塘壩體在靜態與擬靜態加載地震下之安全系數變化。改變條件如表 3-44。

表 3-44 參數輸入值表

W_h (m)	i (m)	地震加速度 (g)
0,1, 2,3, 4,5	0	0.32
3,	0, 1,2, 3	0.32
3	3	0.1, 0.2, 0.32

於此分析狀態屬:有蓄水，有淤積。

在軟體 Slide 中，各個圖中之綠色粗線表示安全係數 FS 最小之破壞面，粉色線表示為長期穩定後滲流線，土體輪廓顏色表示壓力水頭，上限為 5m(靠近紅色)，下限為-5m(靠近藍色)，如圖 3-26 所示。

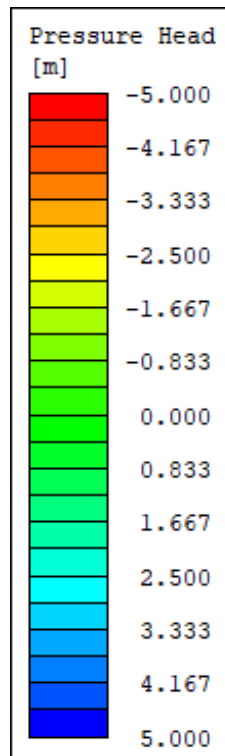


圖3-26 壓力水頭上下限等界線

在軟體 Plaxis2D 中，由於 Plaxis2D 無法自動判別最小之安全係數破壞面，且要注意安全性計算中的位移量，並非真正位移量，僅能透過位移圖大致判斷可能之破壞面。各個圖中土體輪廓顏色表示位移量。於 Plaxis2D 中無法將土體輪廓顏色訂定上下限，因在擬靜態狀態分析下土體位移量大，以此位移量訂定之上下限放置位移量較小之穩定靜態條件下。土體輪廓顏色將無法辨認，進而導致較難透過位移圖判斷滑動面，因此 Plaxis2D 分析中，將不訂定上下限等界線。

Plaxis2D 不同幾何之壩體偵測點設置位置固定為壩體正中上方，用以偵測壩體受震之橫向位移量與沉陷量，如下圖 3-27。

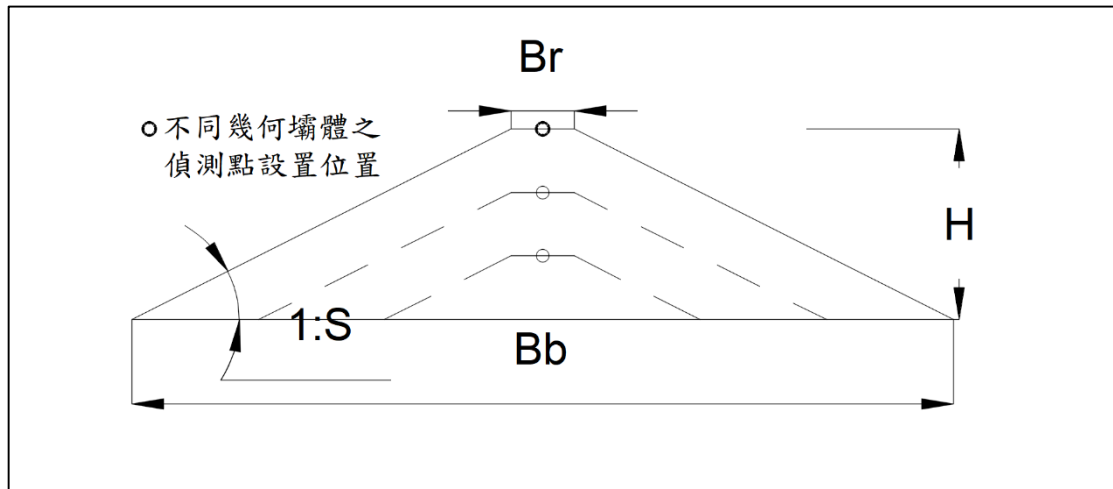


圖3-27 Plaxis2D 不同幾何壩體之偵測點設置位置示意圖

DBLEAVES 偵測點設置位置共 4 點，A 點偵測點設置於不同幾何之壩體正中上方，用以偵測壩體受震之橫向位移量與沉陷量。B 點偵測點設置於壩體正中下方與地盤交界處，用以偵測地盤沉陷量。C 點偵測點設置於地下-9 米深處，用以偵測地盤深處加速度與超額孔隙水壓比反應。D 點偵測點設置於沉積物上方，用以偵測沉積物受震軟化反應，如圖 3-28。

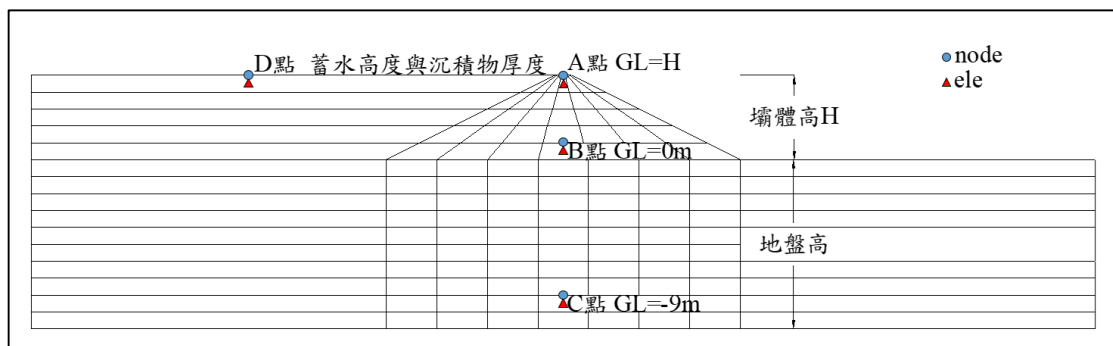


圖3-28 DBLEAVES 偵測點設置位置示意圖

以下逐步展開分析結果展示。

一、在左側蓄水的情況下，不同蓄水高 W_h 之分析結果呈現如下。此階段標準模型壩體高 $H=5\text{m}$ ，壩頂寬 $B_r=1\text{m}$ ，壩坡比率 $S=2$ 、摩擦角 $\varphi=32.82^\circ$ ，土壤之凝聚力 $c=10\text{ kPa}$ 。水平位移量正數代表點位往右位移，負數代表點位往左位移，垂直位移量正數代表點位往上位移，負數代表點位往下沉陷。

由表 3-45 與 3-46 分析結果可見，靜態時土壩隨著蓄水高的增加，壩體內的水頭上升，水壓增大，破壞面起始點逐漸往左延伸。同時靜態滲流線也隨著蓄水位升高而提高。而原本安全係數大於 1.0 的壩體，在蓄水位達到 4m 時受震，安全係數隨即降至 1.0 以下，連帶產生了數條弧形破壞面。此現象在蓄水位達到 5m 時更明顯。

由表 3-47 與 3-48 分析結果可見，靜態時無蓄水土壩，呈現出土壤因自重往兩側自然沉陷。隨著蓄水位的提升至 1m 時，壩體破壞面皆為向右滑動之弧形破壞面。蓄水位提升至 4m 後，擬靜態分析結果為土壩嚴重崩落。

由表 3-49 至表 3-51 與圖 3-29 分析結果可見，壩體穩定性隨著蓄水高的提升而下降。位移量則隨著蓄水高的提升而上升。以苗栗平興村農塘為例，3m 高以內之農塘築壩式壩體，在滿水位狀態下如果遭遇設計地震時，安全係數等於 1.1，仍屬安全狀態。但在納入有效應力分析技術以考量地震時壩體與後方淤積土壤，因為震動造成之可能強度降低(或是土壤液化)，此時對壩體穩定安全產生的影響，將非常有可能使得安全係數下降至 1 以下。

土壩是簡單的結構，依靠自重來防止滑動和傾覆。在混凝土生產或引入相對困難之成本較高地區，土壩非常具有成本效益，但土壩容

易發生滲流，當邊坡水壓高、飽和度高時，水量會引起穩定性問題，可能導致大壩抗剪強度的降低因而發生破壞。滲流量取決於多種因素，包括邊坡幾何形狀、土壤材料分類、採用的施工方法、上游水頭等。

表3-45 Slide 不同蓄水高 W_h 靜態狀態分析之破壞面變化

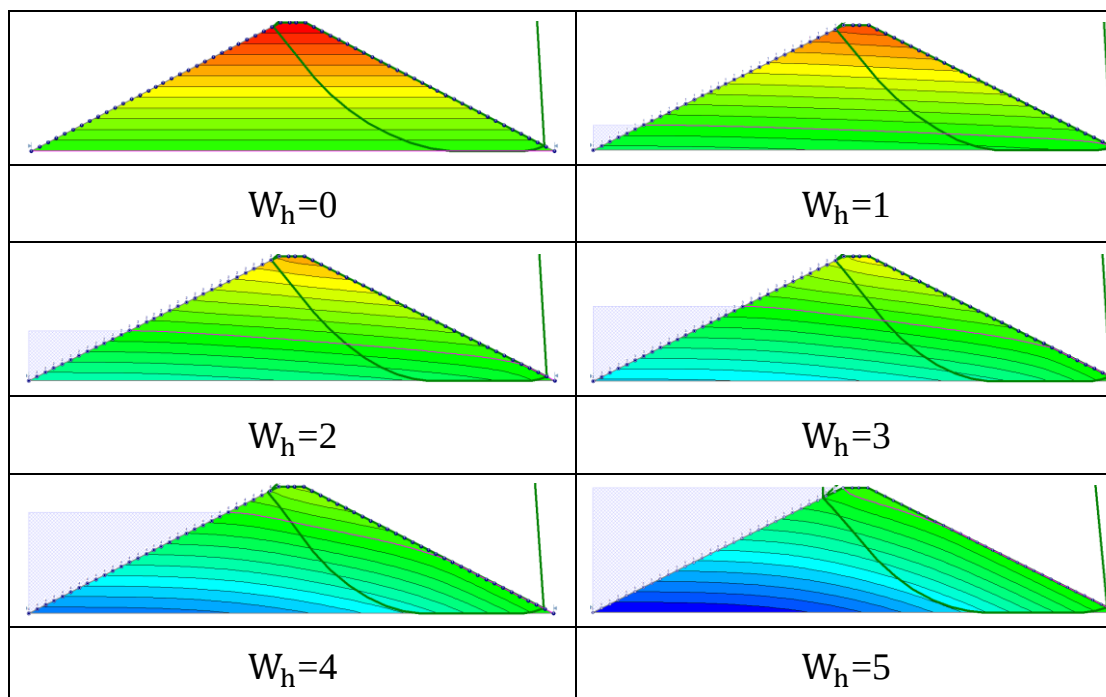


表3-46 Slide 不同蓄水高 W_h 之擬靜態分析之破壞面變化

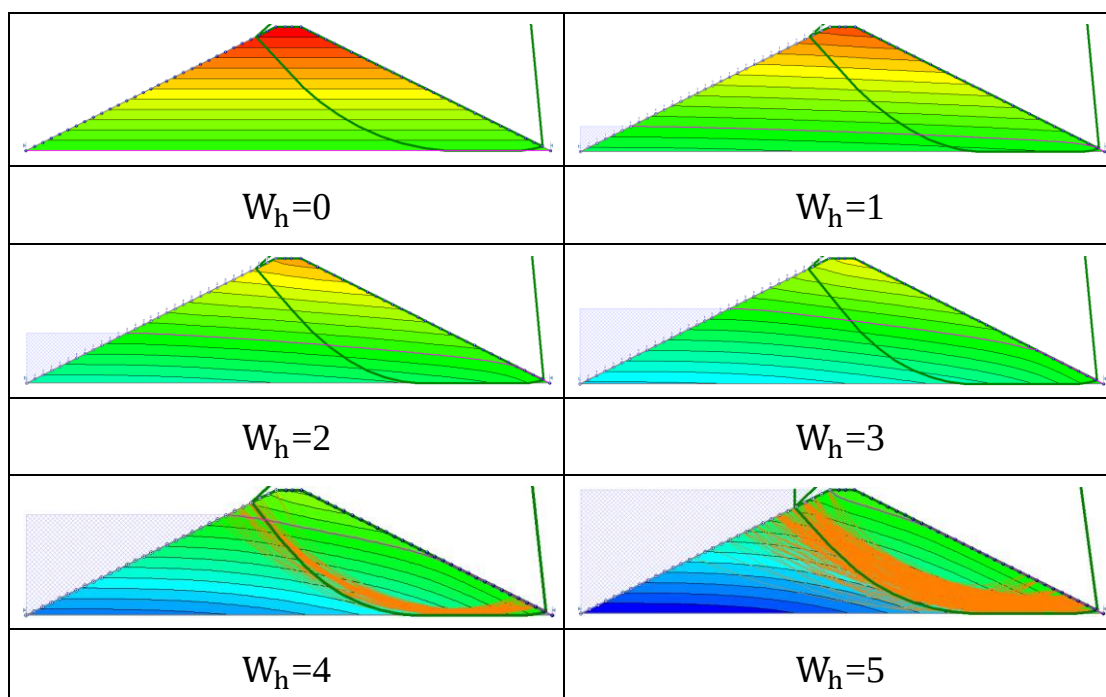


表3-47 Plaxis2D 不同蓄水高 W_h 靜態分析之位移量變化

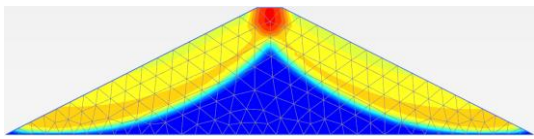
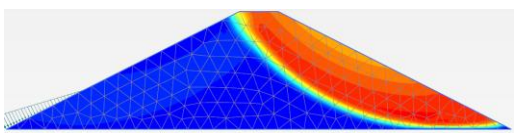
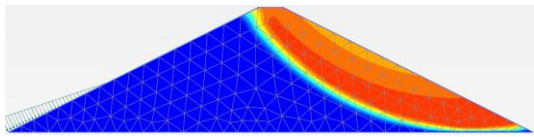
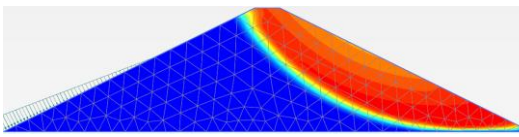
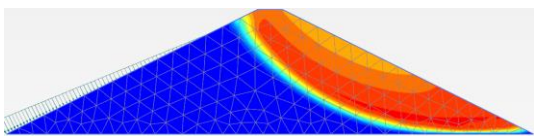
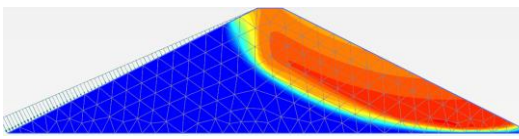
	
$W_h=0$	$W_h=1$
	
$W_h=2$	$W_h=3$
	
$W_h=4$	$W_h=5$

表3-48 Plaxis2D 不同蓄水高 W_h 擬靜態分析之位移量變化

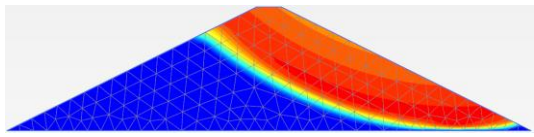
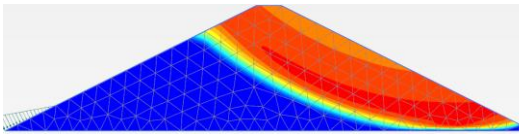
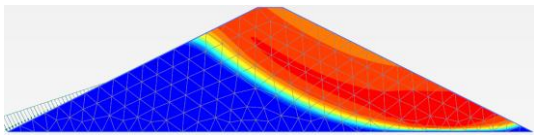
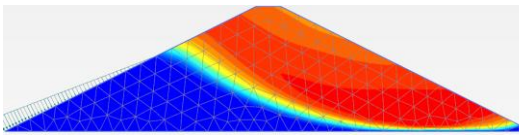
	
$W_h=0$	$W_h=1$
	
$W_h=2$	$W_h=3$
-	-
$W_h=4$	$W_h=5$

表3-49 Slide 不同蓄水高 W_h 之靜態、擬靜態安全係數表

W_h FS	0m	1m	2m	3m	4m	5m
靜態	2.54	2.43	2.26	2.05	1.8	1.57
擬靜態	1.37	1.3	1.19	1.06	0.93	0.8

表3-50 Plaxis2D 不同蓄水高 W_h 之靜態、擬靜態安全係數表

W_h FS	0m	1m	2m	3m	4m	5m
靜態	2.7	2.66	2.65	2.52	2.22	1.62
擬靜態	1.24	1.23	1.2	1.12	-	-

表3-51 Plaxis2D 不同蓄水高 W_h 之擬靜態偵測點最大位移量表

W_h Dis(m)	0m	1m	2m	3m	4m	5m
水平	0.041	0.042	0.047	0.078	-	-
垂直	-0.022	-0.022	-0.025	-0.038	-	-

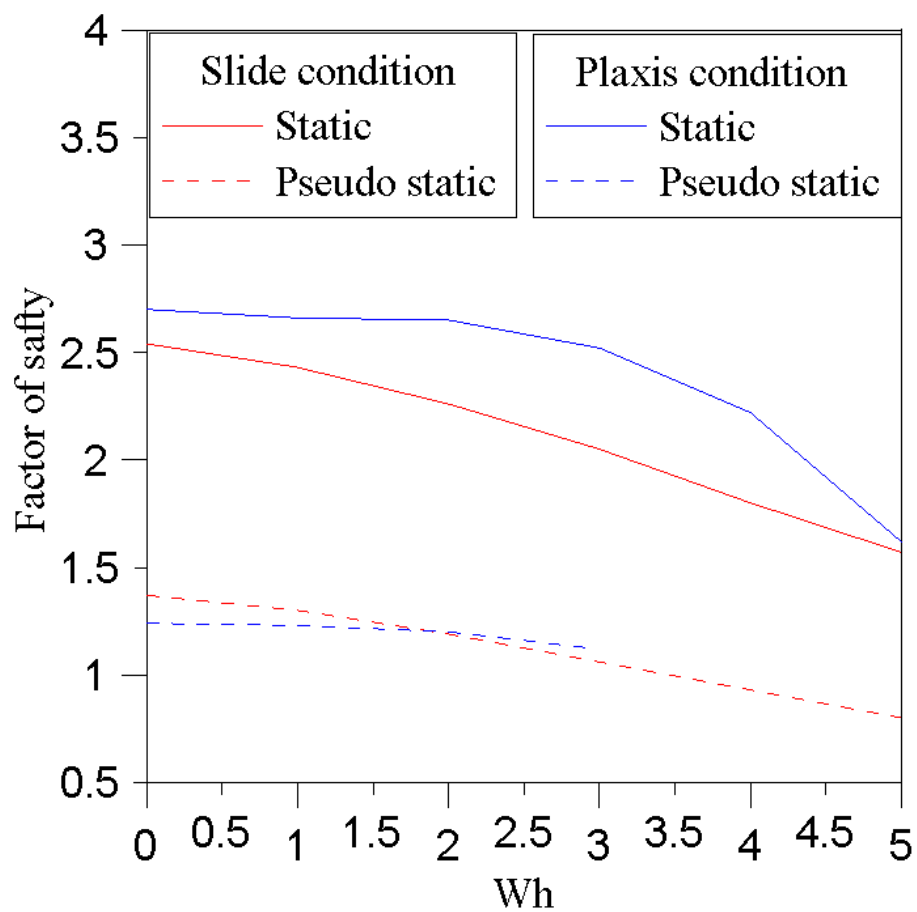


圖3-29 蓄水高 W_h vs 安全係數 FS

二、在壩體左側有蓄水、有沉積物的情況下，不同沉積物高 i 之分析結果呈現如下。以苗栗平興村農塘為例，此階段標準模型壩體高 $H=3\text{m}$ ，壩頂寬 $B_r=1\text{m}$ ，壩坡比率 $S=2$ 、凝聚力 $c=10\text{ kPa}$ ，摩擦角 $\varphi=32.82^\circ$ 。

壩體後方蓄水區經長年累積之淤積，與此同時此類沉積物長期浸泡在水中，強度相當軟弱，在受到一定程度的地震後很可能產生淤泥軟化，軟化後之淤泥如同液體，此時可能會對壩體造成額外 50% 以上之側向壓力，造成壩體受損。

由表 3-52 與表 3-54 之 Slide 分析結果可見，沉積物對壩體穩定性無顯著影響，推測原因為 LEM 軟體分析無考慮飽和砂土受震時水壓激發，顆粒間摩擦力下降使破壞滑動面加深的情況。在淤積高度低於破壞面起始點前，淤泥軟化前與軟化後皆無對壩體穩定性造成影響。直到淤積厚度高於壩體破壞面起始點後，淤泥才使壩體穩定性下降。這點於沉積物高達 3m 時，沉積物軟化前與軟化後壩體安全系數皆有下降與壩體破壞面變深也可看出。

由表 3-53、表 3-55m 與表 3-56 之 Plaxis2D 分析結果可見，在壩體有蓄水無淤積的擬靜態狀態下，安全係數有 1.16，屬安全狀態。若考慮淤泥受震時軟化，則淤積後到達到 2m 後壩體即造成嚴重崩壞，且破壞面為水平滑動破壞。

由圖 3-30 至 3-32 之 DBLEAVES 分析結果可見，A、B 偵測點加速度在 5 秒前有一個波峰，隨後整體受震期間皆無波峰，推測可能是 5 秒前 A、B 偵測點水壓受震激發，導致土顆粒間無直接接觸，有效應力趨近為零，砂土壩開始軟化滑動，使地震加速度無法完整傳遞。E 偵測點為沉積物偵測點，圖中可見淤泥超額孔隙水壓比峰值接近 1.0，

此時沉積物已經完全軟化，整體看似泥漿液體般流動，此時可能會對壩體造成額外 50% 以上之側向壓力，且無論沉積物多高，受震都會軟化。從水平位移圖中可見，A、B 兩偵測點受震期間不斷往右位移，與上一章節乾砂土壩明顯不同，淤泥受震軟化後施壓於土壩，使土壩呈現出大幅度水平位移。從垂直位移圖中可見，C 偵測點由於下方土土深度不深，因此無明顯沉陷。沉積物高度 3m 時，A、B 偵測點在 15 秒時有些為上浮，隨後逐漸向下沉陷。沉積物厚度 3m 時，A 偵測點後續水壓激發的振幅明顯大於沉積物厚度為 1m 時。沉積物厚度 1m 時，最大水平位移量 5m。沉積物厚度 2m 時，最大水平位移量為 5.6m。沉積物厚度 3m 時，最大水平位移量為 6.78m。所以 A 偵測點位移量隨著沉積物高的減少而下降。

表3-52 Slide 不同沉積物高受震軟化之擬靜態分析破壞面變化

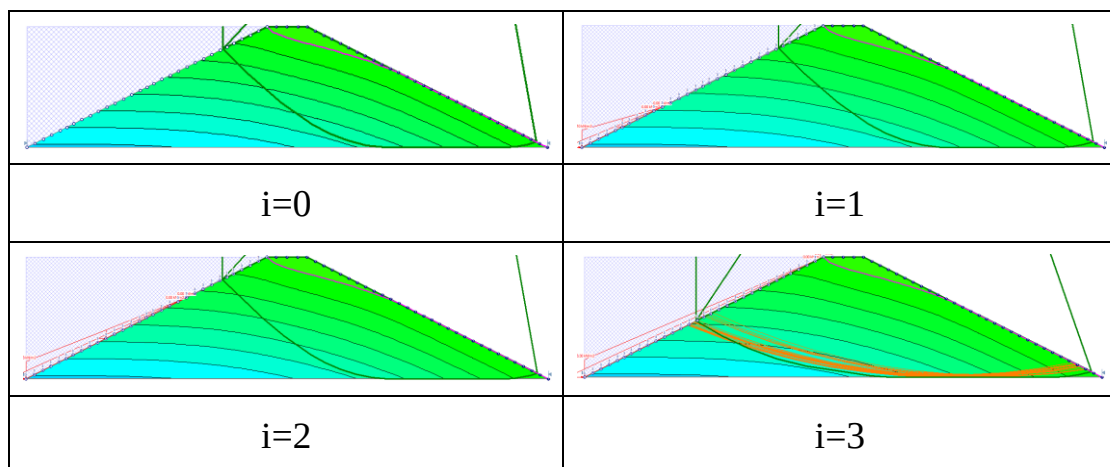


表3-53 Plaxis2D 不同沉積物高受震軟化之擬靜態分析破壞面變化

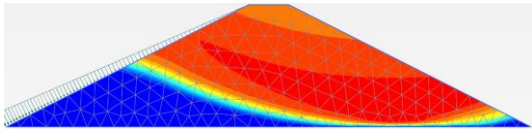
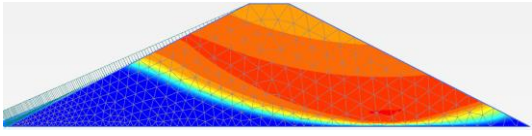
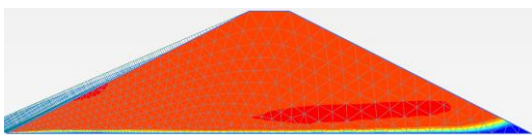
	
i=0	i=1
	-
i=2	i=3

表 3-54 Slide 不同淤積高 i 受震軟化之擬靜態安全係數表

$\begin{matrix} i \\ \text{FS} \end{matrix}$	0m	1m	2m	3m
蓄水高	1.71	1.58	1.39	1.11
滿蓄水與淤泥	1.11	1.11	1.11	0.97

表3-55 Plaxis2D 不同淤積高 i 受震軟化之擬靜態安全係數表

$\begin{matrix} i \\ \text{FS} \end{matrix}$	0m	1m	2m	3m
蓄水高	1.63	1.6	1.43	1.16
滿蓄水與淤泥	1.16	1.16	1.0	-

表 3-56 Plaxis2D 沉積物軟化之擬靜態偵測點最大位移量表

i Dis(m)	0m	1m	2m	3m
水平	0.06	0.061	0.085	-
垂直	-0.02	-0.02	-0.02	-

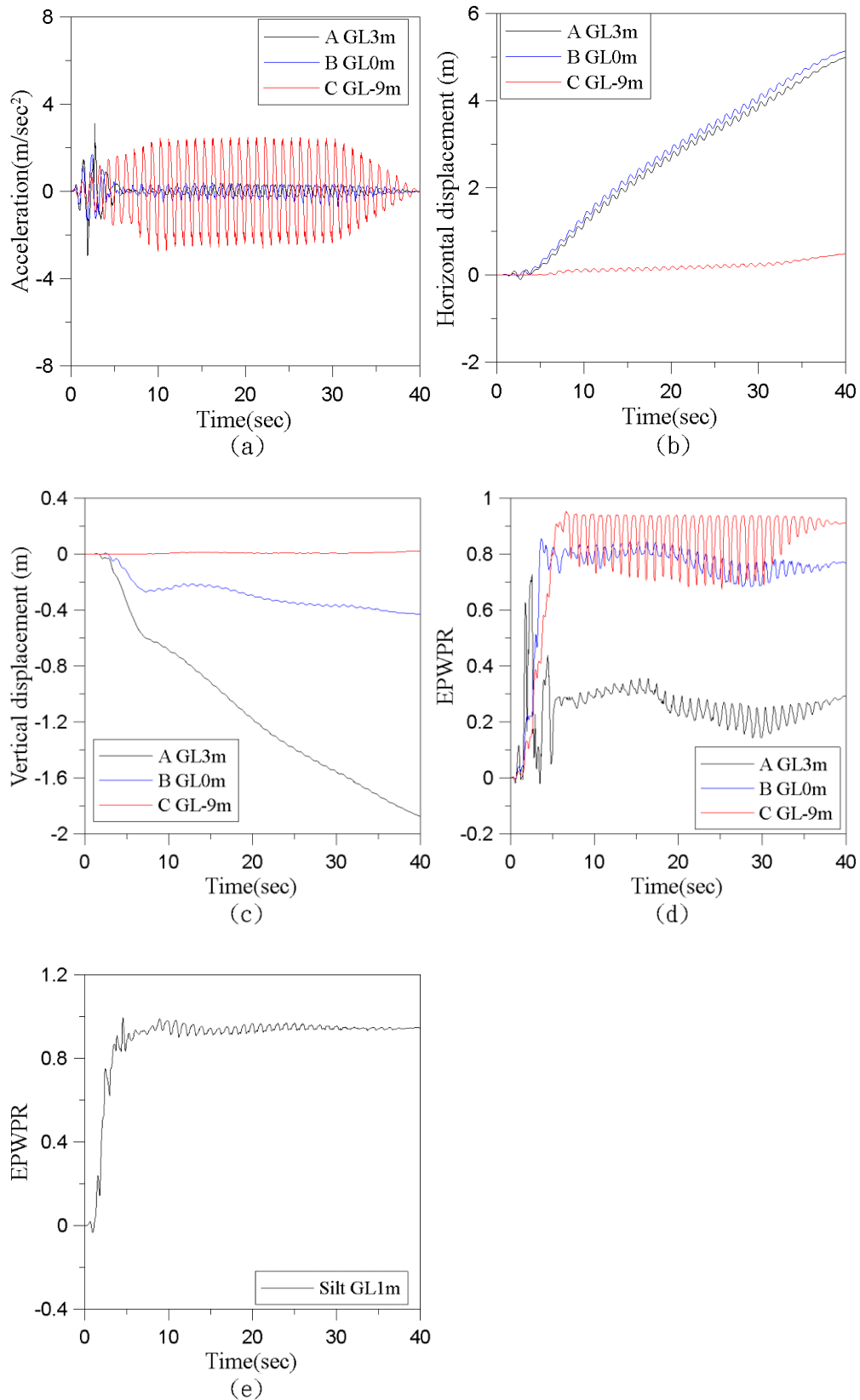


圖 3-30 DBLEAVES 壩體高 $H=3$ ，壩坡比率 $S=2$ ，沉積物高 $i=1$ ，地震加速度 $0.32g$ (a) 加速度歷時圖 (b) 水平位移歷時圖 (c) 沉陷量歷時圖 (d) 壩體超額孔隙水壓歷時圖 (e) 沉積物超額孔隙水壓歷時圖

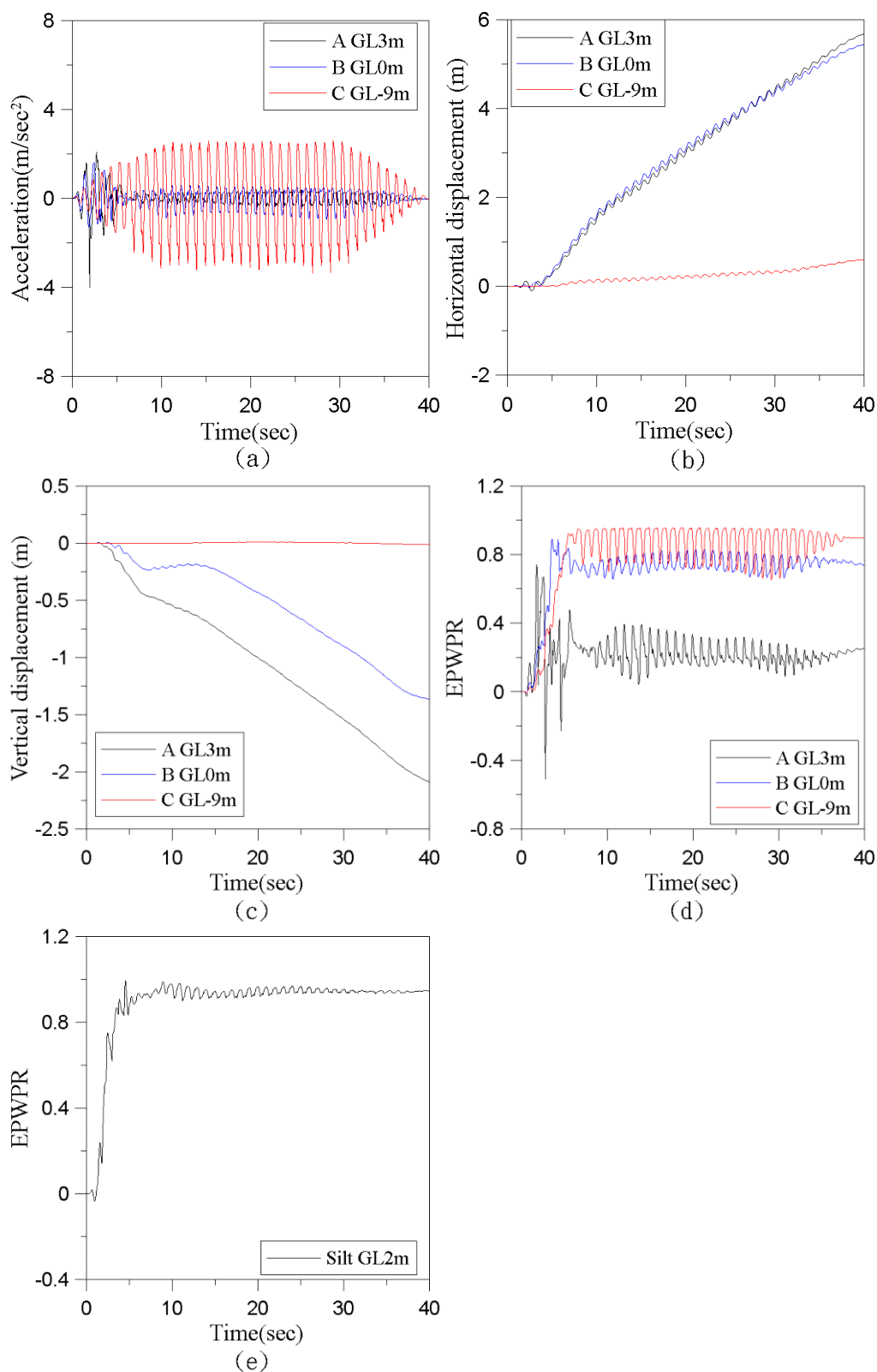


圖 3-31 DBLEAVES 壩體高 $H=3$ ，壩坡比率 $S=2$ ，沉積物高 $i=2$ ，地震加速度 $0.32g$ (a) 加速度歷時圖 (b) 水平位移歷時圖 (c) 沉陷量歷時圖 (d) 壩體超額孔隙水壓歷時圖 (e) 沉積物超額孔隙水壓歷時圖

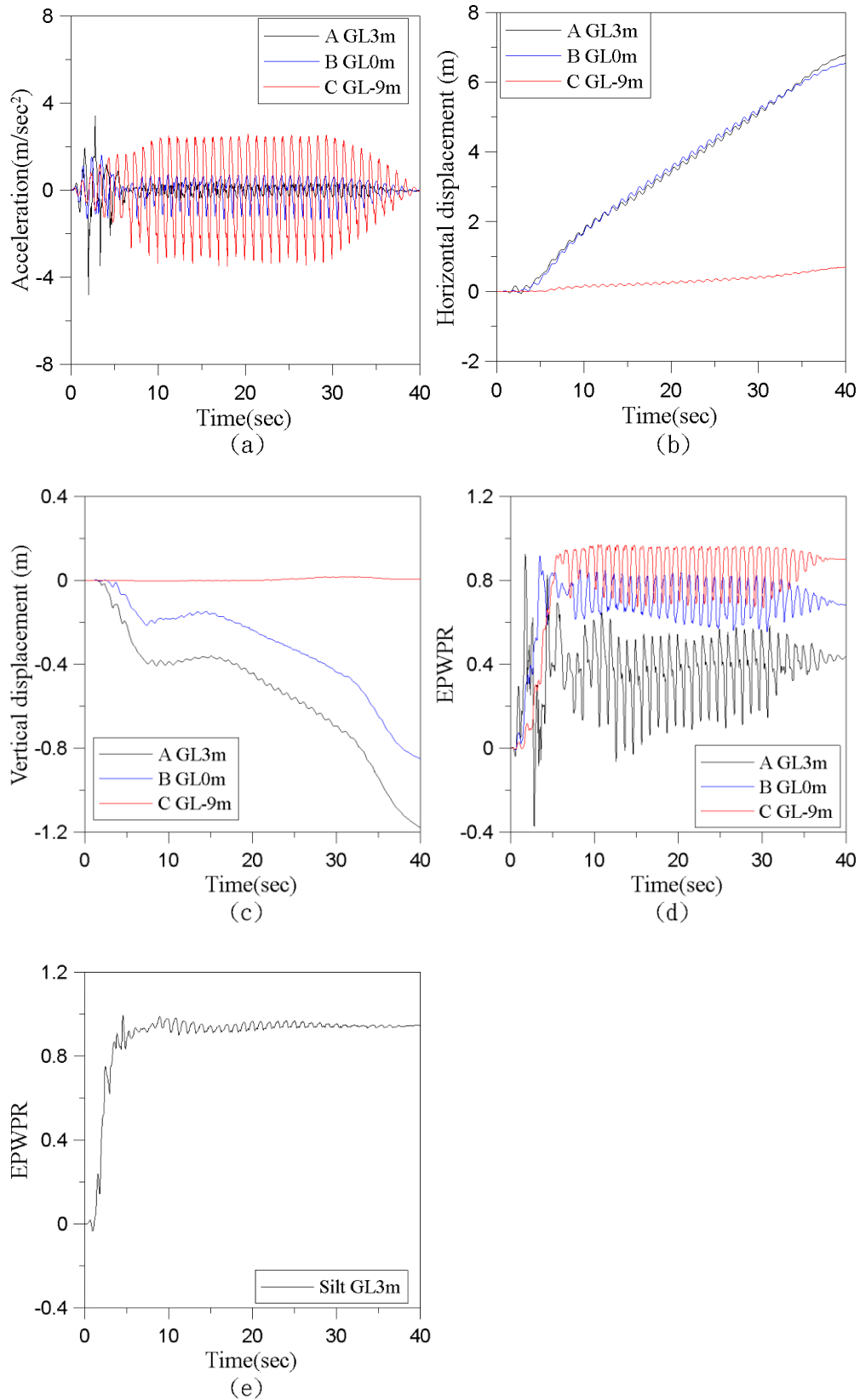


圖 3-32 DBLEAVES 壩體高 $H=3$ ，壩坡比率 $S=2$ ，沉積物高 $i=3$ ，地震加速度 $0.32g$ (a)加速度歷時圖(b)水平位移歷時圖(c)沉陷量歷時圖(d)壩體超額孔隙水壓歷時圖(e)沉積物超額孔隙水壓歷時圖

三、在壩體左側滿蓄水、滿沉積物的情況下，不同地震加速度 g 之分析結果呈現如下。此階段模型壩體高 $H=3\text{m}$ ，壩頂寬 $B_r=1\text{m}$ ，壩坡比率 $S=2$ 、凝聚力 $c=10\text{ kPa}$ ，摩擦角 $\varphi=32.82^\circ$ 。水平位移量正數代表點位往右位移，負數代表點位往左位移，垂直位移量正數代表點位往上位移，負數代表點位往下沉陷。

由圖 3-33 至圖 3-35 分析結果可見，無論地震峰值大小，A、B 偵測點受到左方沉積物的壓應力皆向右位移，A 偵測點於受震初期發生液化，水壓比在前 10 秒趨勢走向相當激烈，隨後超額孔隙水壓比下降，然而越大的地震峰值，A 偵測點超額孔隙水壓在 10~30 秒之間的振幅越明顯，0.1g 受震 10~30 秒之間的孔隙水壓比振幅明顯小於 0.28g 之孔隙水壓比的振幅。從加速度圖中可見，C 偵測點之加速度傳遞良好完整，從 C 偵測點能輕易看出加載之地震力多大。A、B 偵測點之加速度皆在 10 秒前出現峰值，隨後平穩發展。沉積物在各種地震峰值分析中，結果呈現超額孔隙水壓比趨近於 1.0，所以無論震度大小，沉積物皆受震軟化。而土壩則隨著震度的下降，孔隙水壓比的振幅也下降。

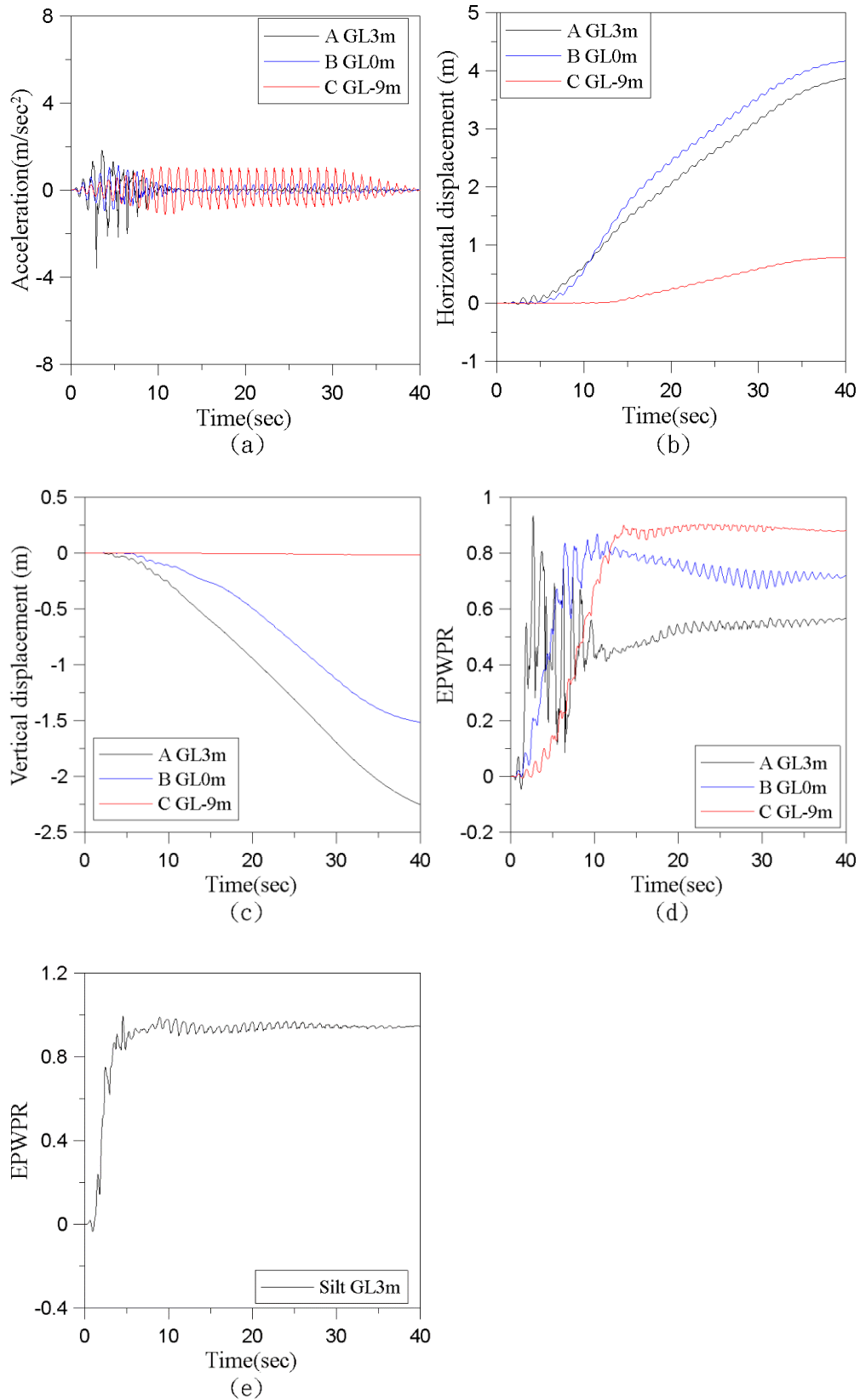


圖 3-33 DBLEAVES 壩體高 $H=3$ ，壩坡比率 $S=2$ ，沉積物高 $i=3$ ，地震加速度 $0.1g$ (a)加速度歷時圖(b)水平位移歷時圖(c)沉陷量歷時圖(d)壩體超額孔隙水壓歷時圖(e)沉積物超額孔隙水壓歷時圖

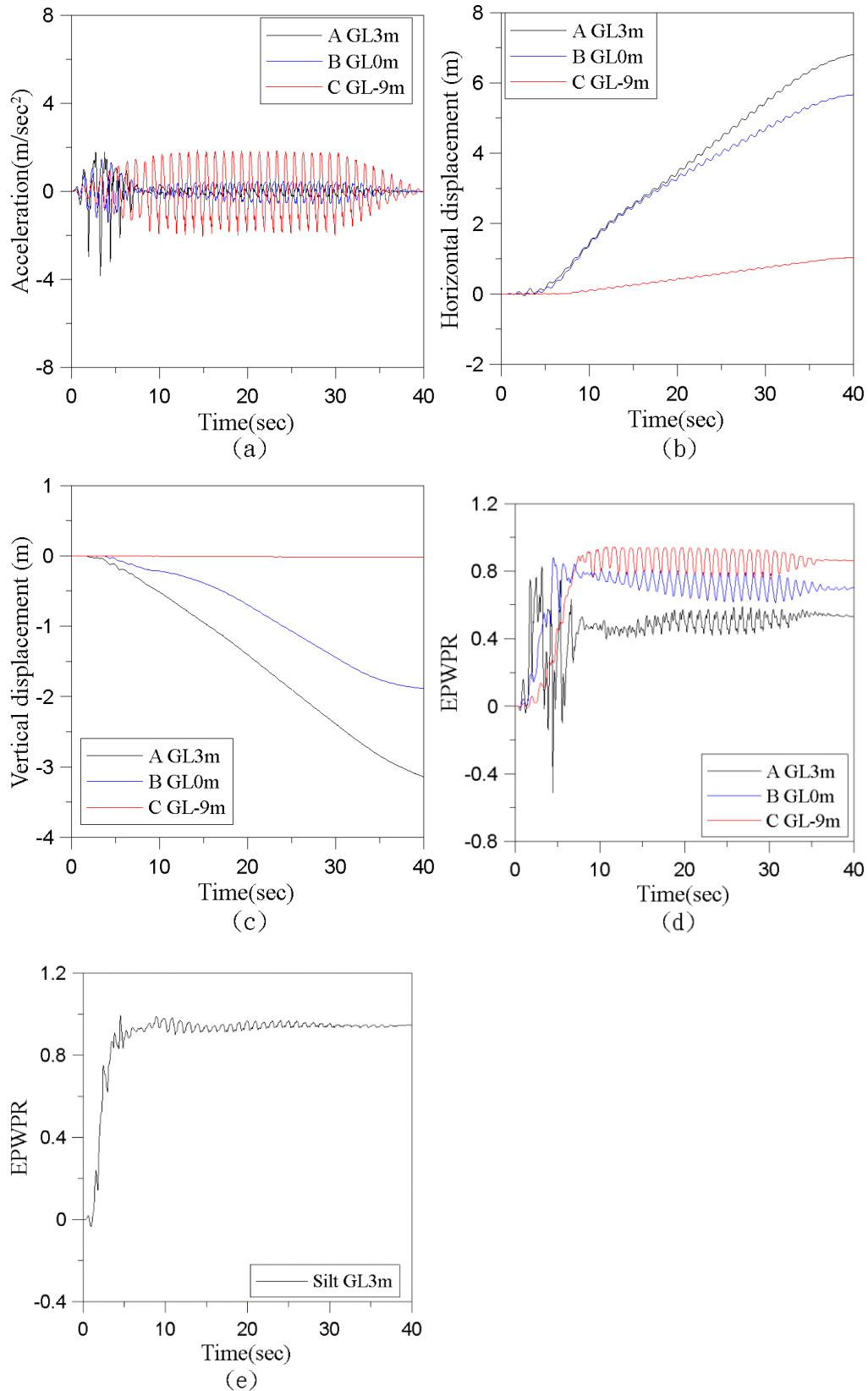


圖 3-34 DBLEAVES 壩體高 $H=3$ ，壩坡比率 $S=2$ ，沉積物高 $i=3$ ，地震加速度 $0.2g$ (a)加速度歷時圖(b)水平位移歷時圖(c)沉陷量歷時圖(d)壩體超額孔隙水壓歷時圖(e)沉積物超額孔隙水壓歷時圖

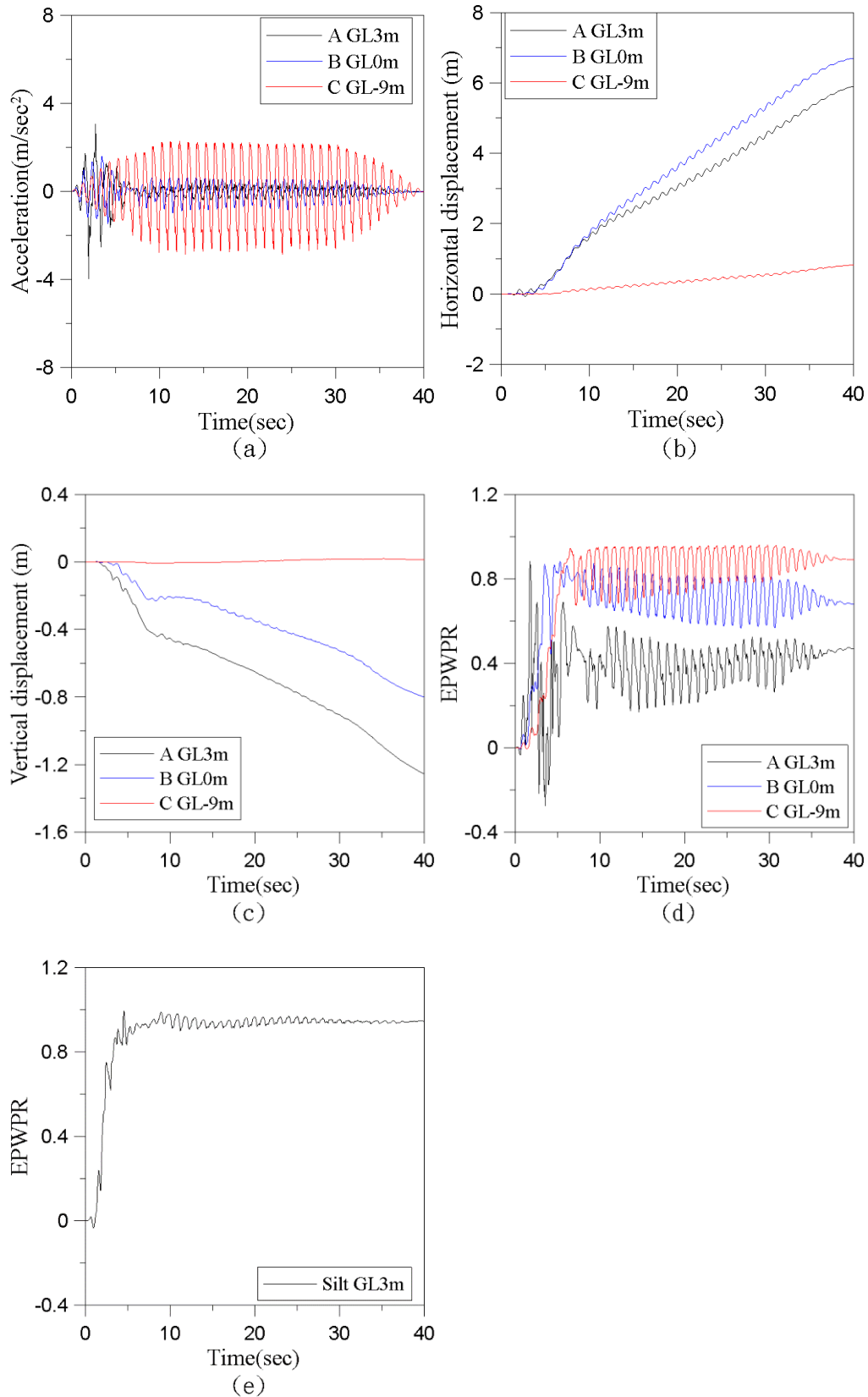


圖 3-35 DBLEAVES 壩體高 $H=3$ ，壩坡比率 $S=2$ ，沉積物高 $i=3$ ，地震加速度 $0.28g$ (a) 加速度歷時圖 (b) 水平位移歷時圖 (c) 沉陷量歷時圖 (d) 壩體超額孔隙水壓歷時圖 (e) 沉積物超額孔隙水壓歷時圖

比較兩軟體分析之數值後發現，Plaxis2D 計算之受震位移量皆較保守。推測原因為擬靜態法採用了許多簡化的假設，除了無法真實反映土體受震過程中之應力分布，亦無法真實模擬土壤受循環荷載造成之累積位移。

而 DBLEAVES 採用循環流動性模型分析，用以正確描述土壤在大地震運動期間之非線性行為，分析結果表明，飽和砂土壩與淤泥皆在受震初期軟化(或液化)，液化後內摩擦角下降至趨近於零，破壞滑動面加深，變為水平滑動破壞。淤泥受震後軟化施壓於土壩，造成壩體相當大之水平位移。因此 DBLEAVES 結果呈現出較大之位移量屬合理現象。同時水平位移量的趨勢一致，在左側有淤積的情況下，A、B 偵測點皆往右位移，因此得知淤泥受震軟化將使壩體位移量提升，穩定性下降。

原則上分析土壩對地震荷載的嚴謹方法是對相關動力問題進行數值求解，在連續介質力學框架內採用合適的彈塑性本構定律，但是這種方法需要較複雜之現地材料參數。因此擬靜態分析成為此類工程分析之簡化方法，通常也建議將擬靜態分析法做為第一階段的篩選過程，以便確定是否需要更完整的動態分析

第七節 土壩穩定性快速判釋與穩定性圖表

構建新圖表的動機是為快速評估土壩安全穩定性提供一個方便的工具。土坡的穩定性評估需要以極限狀態計算，這與結構工程中的計算有很大不同。這是因為土壤的重量通常是破壞的主要負荷，但自重對抵抗破壞的力和驅動崩塌的力量都有貢獻。這些力的大小與計算取決於破壞的模式和破壞機制的特殊幾何形狀。

穩定性圖表對初步判釋很有用，讓工程人員可以一目瞭然評估各種參數對穩定性的影響。一些研究已經提出許多在實際工程中，能夠快速評估邊坡穩定性的圖表工具。

Taylor 基於摩擦圓法，率先開發了穩定性圖，並引入了無剛量穩定數。公式中的穩定系數是對壩體整體安全性的測量，它忽略了大多數漸進性破壞的過程。大多數的邊坡破壞都有漸進的性質。 c 與 ϕ 不是土壤的真正參數，分析會導致虛構的坍塌機制，所以用凝聚力 and 摩擦角分析出的破壞不應該被解釋為一個真正的破壞模式。儘管上述如此，但使用安全系數定義安全性在實務中被普遍接受。

$$N = c_d/\gamma H = c/\gamma HF \quad (1)$$

根據 Taylor 的研究，一系列經過修正和改良的穩定性圖表已經常規化的出現在各文獻中，且大多不需要迭代。Gens 等人使用 LEM 來開發 3D 純黏性土波的穩定性圖表。Stewaed 等人基於 Taylor 研究的基礎製作的穩定性圖表，可以同時得到安全系數 FS 與對應之破壞面類型。Li 等人在嚴謹的 LAM 框架下。使用極限分析法來取得安全系數 FS 的上限和下限，並提出兩套分別是用於三維均質黏性摩擦土與純黏性土波的穩定性圖。

然而上述研究都沒有考慮到地震條件。Michalowski 和 Martel 提出了考慮地震影響的 3D 穩定性圖表，結合了極限分析和擬靜態，然而他們的研究強調只分析了坡趾破壞。Gao 等人在 Michalowski 和 Martel 的研究基礎上，利用分析方法推導出在擬靜力地震荷載條件下的 3D 均質坡穩定性圖，考慮的材料參數範圍比 Michalowski 和 Martel 更廣泛。

除上述提到的 LEM 和 LAM 之外，SRM 也已被廣泛採用，在過去幾十年裡，隨著科學技術的發展，SRM 已經被廣泛的應用於邊坡穩定性分析。現有文獻中的一些研究表明，SR-FEM 法提供了有效和可靠的方法來計算 FS 和邊坡的臨界破壞面(位置和形狀)，以及應力、變形分布。

Bishop、Morgenstern、Bell、singh、Cousins，他們基於不同類型的切片法研究出了更好的穩定圖。而 Bell 提出在制定斜坡穩定性圖表時，建議將 $1/\tan\varphi_d$ 或 $F/\tan\varphi$ 作為 $c_d/\gamma H\tan\varphi_d$ 的函數給出，對於各種邊坡傾角 β ，給出 $c_d/\gamma H\tan\varphi_d$ 的函數，他把 $c_d/\gamma H\tan\varphi_d$ 稱為修正的穩定數 λ 。

$$\lambda = c_d/\gamma H\tan\varphi_d = \frac{c/F}{\gamma H\tan\varphi/F} = c/\gamma H\tan\varphi \quad (1)$$

此公式通常被使用在均質邊坡。經過測試後發現也適用於均質土壩，因此本節將使用 Bell 提出之無因次參數 λ ，與極限平衡法 (Slide) 和有限元素法 (Plaxis) 分析技術，以數百個不同條件案例之分析結果建立而成，將計算結果取回歸線後製做成穩定性圖表。

製作流程為：

- (1)在 Slide 與 Plaxis 製作固定壩坡比率之模型
- (2)將擬靜態加速度設置為固定值
- (3)在乾燥、蓄滿水、且淤滿沉積物三種情況下，不斷變更各項參數，取得多個固定壩坡比率與固定地震加速度之分析結果
- (4)彙整分析結果，將安全係數與對應之壩體 λ 值標註於圖上，並畫成回歸線。

表 3-57 穩定性圖製作之參數輸入值表

參數輸入值

c (kPa)	ϕ ($^{\circ}$)	H (m)	w_h (m)	i (m)	S (1:S)	PGA m/sec^2
1	10	1,2	0	0	1.5	0
10	20	3,4	$w_h = H$	$i = H$	2	0.1,0.2
20	33	5			2.5	0.32

以下逐步展開穩定性圖表製作結果，穩定性圖表分別對應無受震之穩定狀態，與受 0.1g、0.2g、0.32g 水平擬靜態加速度狀態四種條件，S 代表坡度的比例，dry 代表土壩乾燥無水，wet 代表土壩左側蓄滿水，deposition 代表土壩左側蓄滿水滿淤泥。

在圖 3-36(b)中，不同壩坡比率 S 之沉積物曲線間格，與圖 3-36(c)、圖 3-36(d)之沉積物曲線間格有些微不同，推測原因為分析過程中，研究人員設定軟體自行搜索破壞面，在壩體受 0.1g 擬靜態地震力，壩坡比率 S=2.5 的情況下，壩體最弱破壞面為弧形滑動破壞，因此沉積物對壩體穩定影響較小，整體安全係數較大。後續應持續增加分析案例，使穩定性圖更為精確。

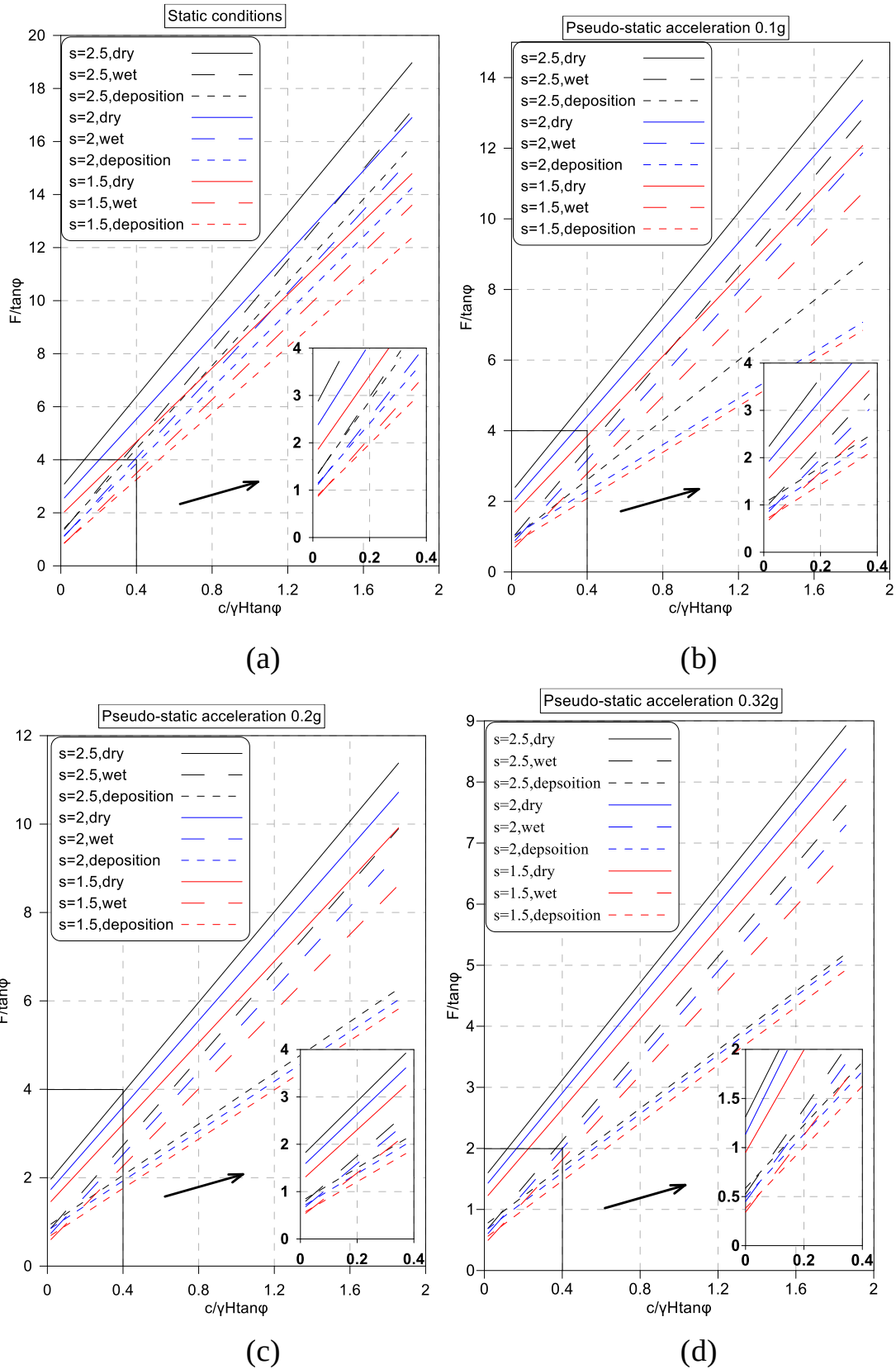


圖 3-36 不同條件受震條件下之穩定性圖(a)靜態條件之穩定性圖(b)擬靜態地震力 0.1g 之穩定性圖(c) 擬靜態地震力 0.2g 之穩定性圖(d) 擬靜態地震力 0.32g 之穩定性圖

本計畫利用三維有效應力法檢討沉積物因不同地震反應所產生之軟化狀態。當超額孔隙水壓高於 0.8，主動土壓力系數 K_a 值皆從原始值上升至 1.0

本計畫在製作穩定性圖表時，是以較臨界，或者說最危險的狀態下進行土壩穩定性分析，考慮沉積物為完全軟化狀態。在使用穩定性圖表時，如遭遇地震之加速度較小，則代表沉積物可能不會軟化(如表 3-58 與圖 3-37)，主動土壓力系數並不會上升至 1.0，因此可適當將查表得到之安全係數增加約 5~10%

表 3-58 不同輸入地震波對應之沉積物 EPWPR

加速度大小	受震 40 秒之 累積 EPWPR
0.02g	0.21
0.1g	0.39
0.2g	0.6
0.28g	0.76
0.32g	0.84

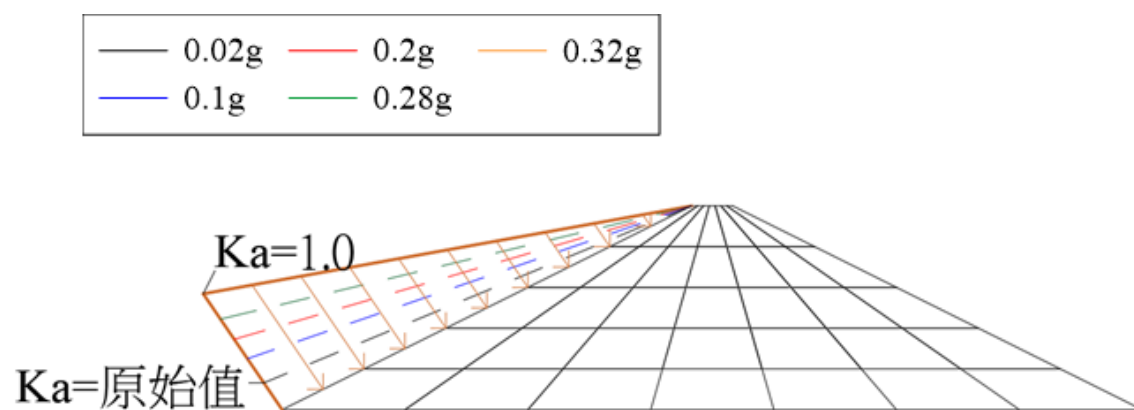


圖 3-37 不同輸入地震波對應之沉積物 EPWPR 示意圖

一、穩定性圖表使用範例--驗證:

以苗栗平溪村農塘為驗證範例，經現地調查得知農塘壩體高 3m，壩坡比率 $S=2$ ，透過土壤室內試驗得知現地土壤參數凝聚力 10 kPa、摩擦角 33° 、單位重 16.7 kN/m^3 ，假設蓄水量充沛，現地無任何沉積物堆積，且區域中可能發生較大規模地震時(約苗栗設計地震 $0.32g$)。由圖 3-38 可見，以土壤參數與壩高計算出 $\lambda=0.31$ ，再透過穩定性圖查表得知安全係數為 1.12。

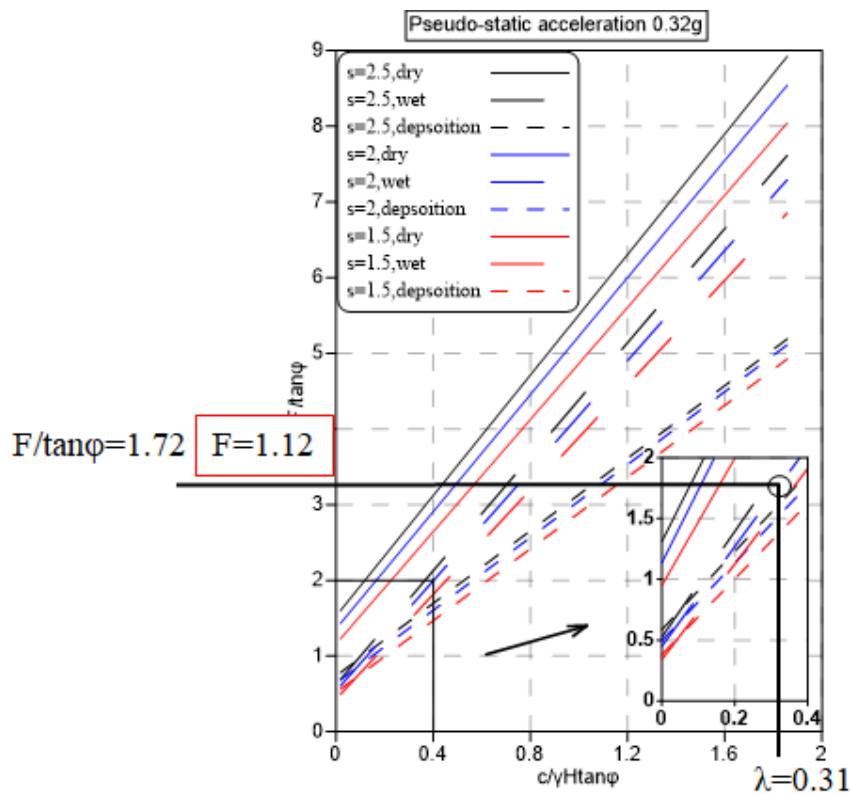


圖 3-38 穩定性圖範例 1-1

以相同條件進行 Slide 分析，計算之安全系數 FS 為 1.11，如圖 3-39。

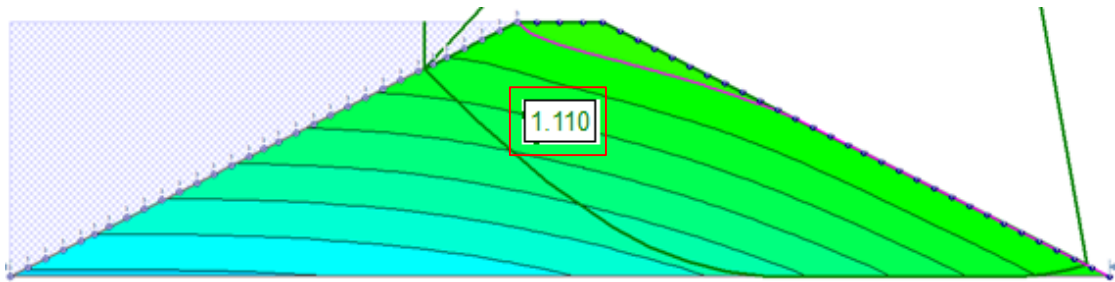


圖 3-39 相同條件之 Slide 分析結果

以相同條件進行 Plaxis2D 分析，計算之安全系數 FS 為 1.16，如圖 3-40。

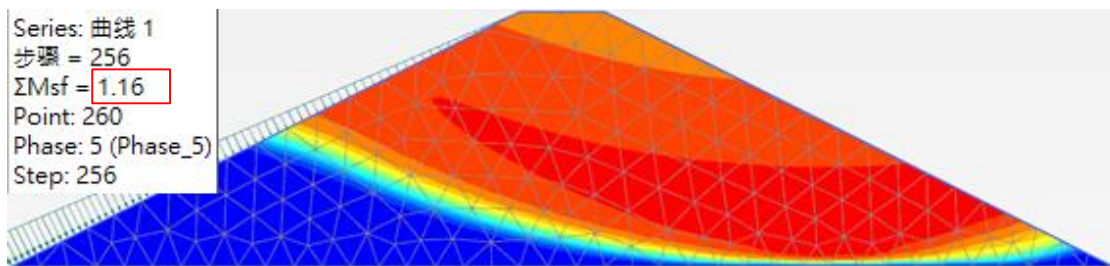


圖 3-40 相同條件之 Plaxis2D 分析結果

以相同條件進行 DBLEAVES 分析，輸入地震力波為 0.32g 之 sin 波 (如圖 3-41 左)，由分析結果可見，A 點偵測點之殘餘側移量為 0.08m(如圖 3-41 右)，在一般多數訂定之 5~15 公分臨界破壞位移量範圍內。

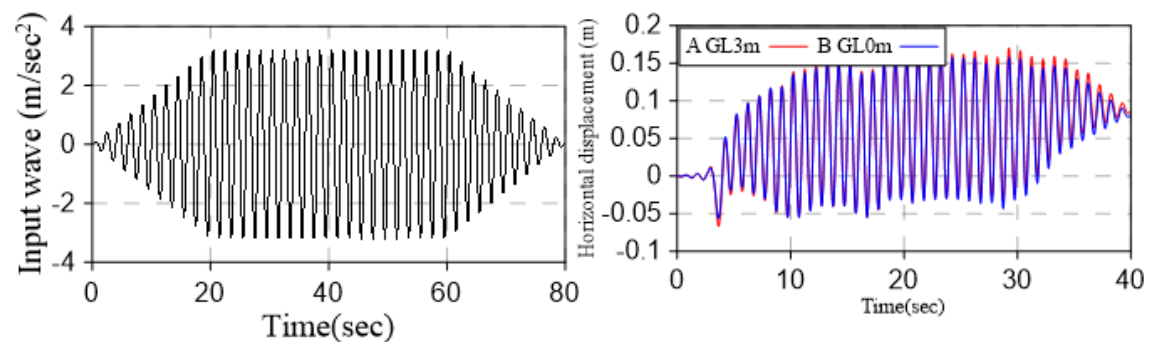


圖 3-41 輸入地震波與相同條件之 DB 分析結果

若將假設條件從蓄滿水，調整至蓄滿水與滿沉積物，查得穩定性圖表之安全係數 FS 來到 0.98，壩體屬於破壞狀態，如圖 3-42。

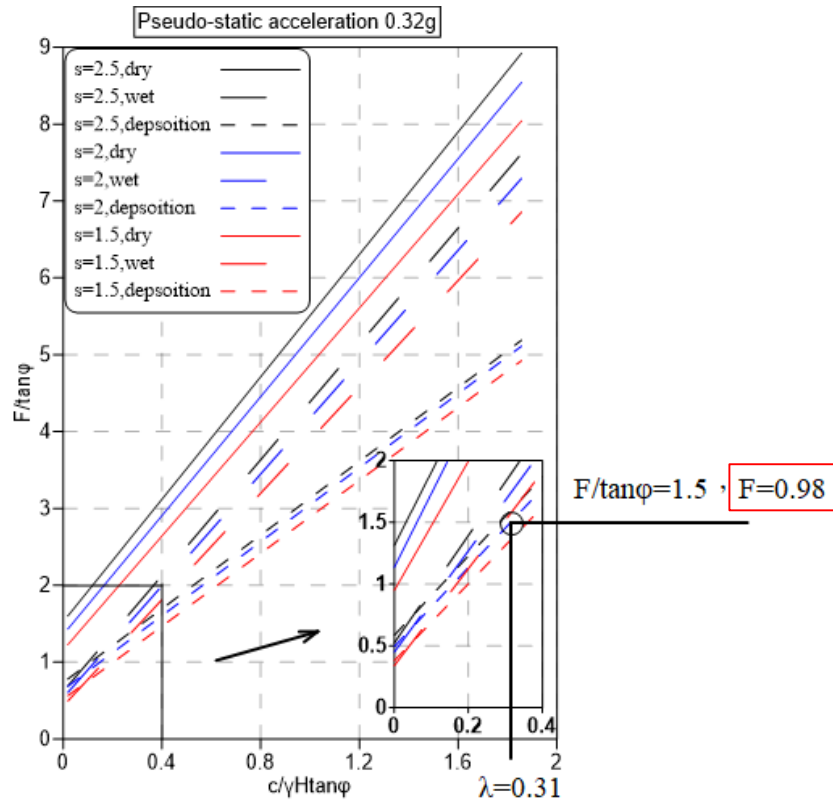


圖 3-42 穩定性圖範例 1-2

以相同蓄滿水滿淤積之模型條件進行 DBLEAVES 動態分析，計算出沉積物受震 40 秒之累積 EPWPR 超過 0.8，屬於軟化狀態(如 3-43 右)。A 點偵測點之殘餘側移量在受震 6 秒時，就超過 5~15 公分位移量(如 3-43 左)。如此大的位移量可能是由軟化沉積物帶來的影響，在這種狀況下以 1.2 做為臨界安全係數可能過於樂觀。

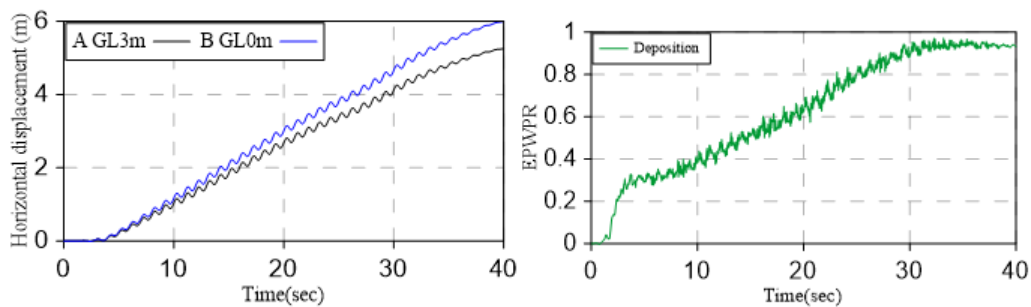


圖 3-43 動態分析之輸入地震波與相同條件之 DB 分析結果

二、穩定性圖表使用範例—檢討現地各條件下之壩高上限:

穩定性圖表能夠以較低的成本與較短的時間，推估出現地壩體各條件下之壩高上限。假設經查詢鑽探資料得知現地土壤參數，凝聚力=20 kPa，摩擦角=15°，單位重 20 kN/m³，假設該區域經常發生中小型地震(約 0.2g)，可以反推出現地土壩在壩坡 S=2.5 的情況下，乾旱時壩高不得超過 8 米($\lambda=0.46$)，蓄水量充沛時壩高不得超過 4.78 米($\lambda=0.78$)，蓄水量充沛且現地有滿沉積厚度時，壩高不得超過 3.2 米($\lambda=1.17$)，否則壩體 FS 將有可能低於 1.2，如圖 3-44 所示。

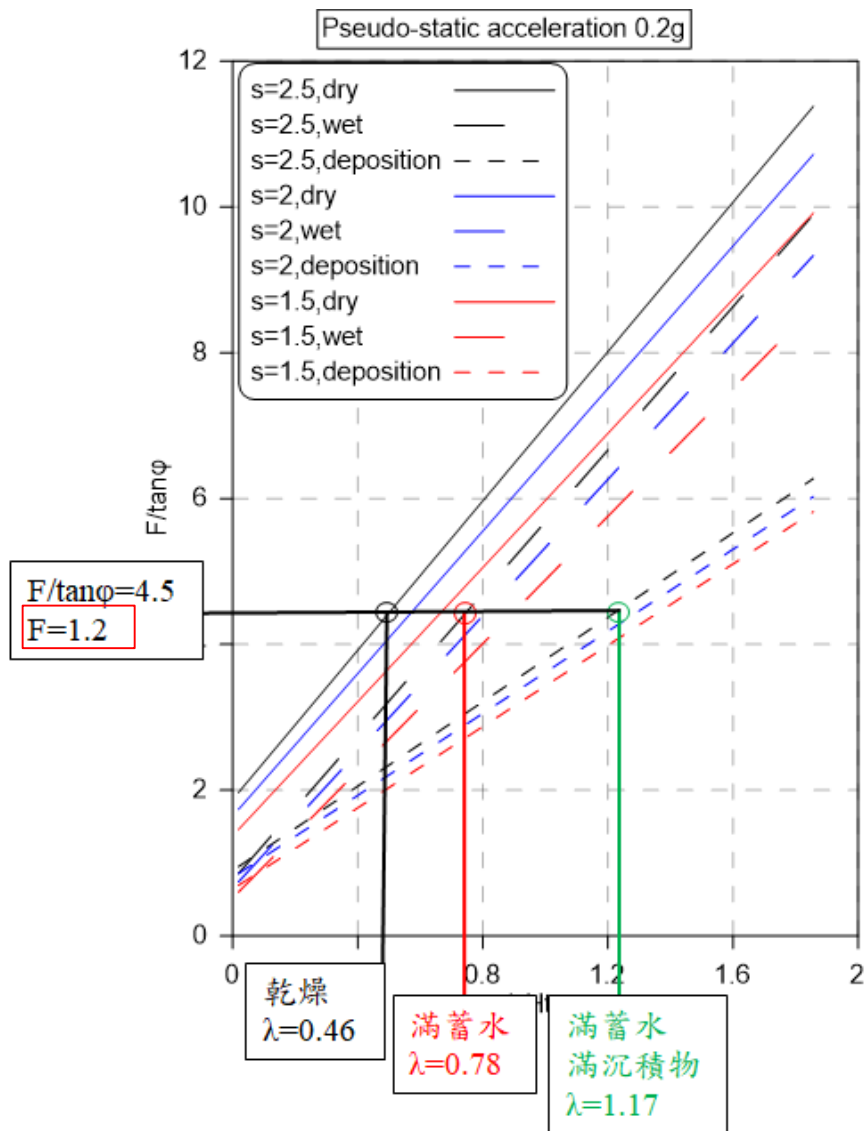


圖 3-44 穩定性圖範例 2

三、穩定性圖表使用範例—不同條件下受不同地震力之安全係數

穩定性圖表能夠快速評估出壩體受不同大小擬靜態地震力之安全係數，達到預防危機發生的效果，也能針對不同蓄水高度與沉積厚度條件，快速推估出壩體穩定性，以管理使用者目標之區域性壩體。假設經詢問當地農民得知壩高約 3m，壩坡比 $S=1.5$ ，現地長期淤積沉積物，以鑽探資料與室內實驗得知現地土壤凝聚力=15 kPa，摩擦角 $=30^\circ$ ，單位重 18 kN/m^3 。以土壤參數與壩高計算出 $\lambda=0.48$ ，查圖表可知壩體之安全係數 $F=2.14$ ，如圖 3-45。

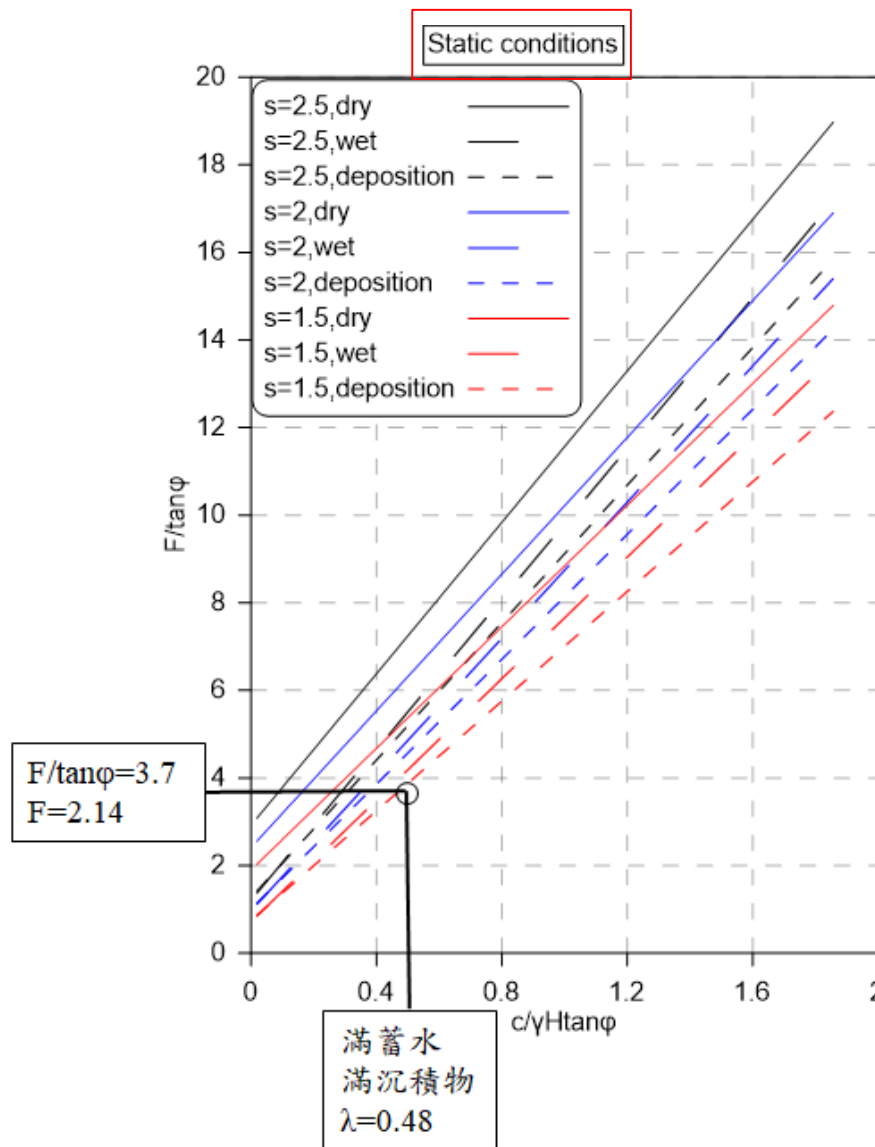


圖 3-45 穩定性圖範例 3-1

若此時現場受 0.1g 地震力作用，查表可得知農塘壩體 FS 將下降至 1.33，如圖 3-46。

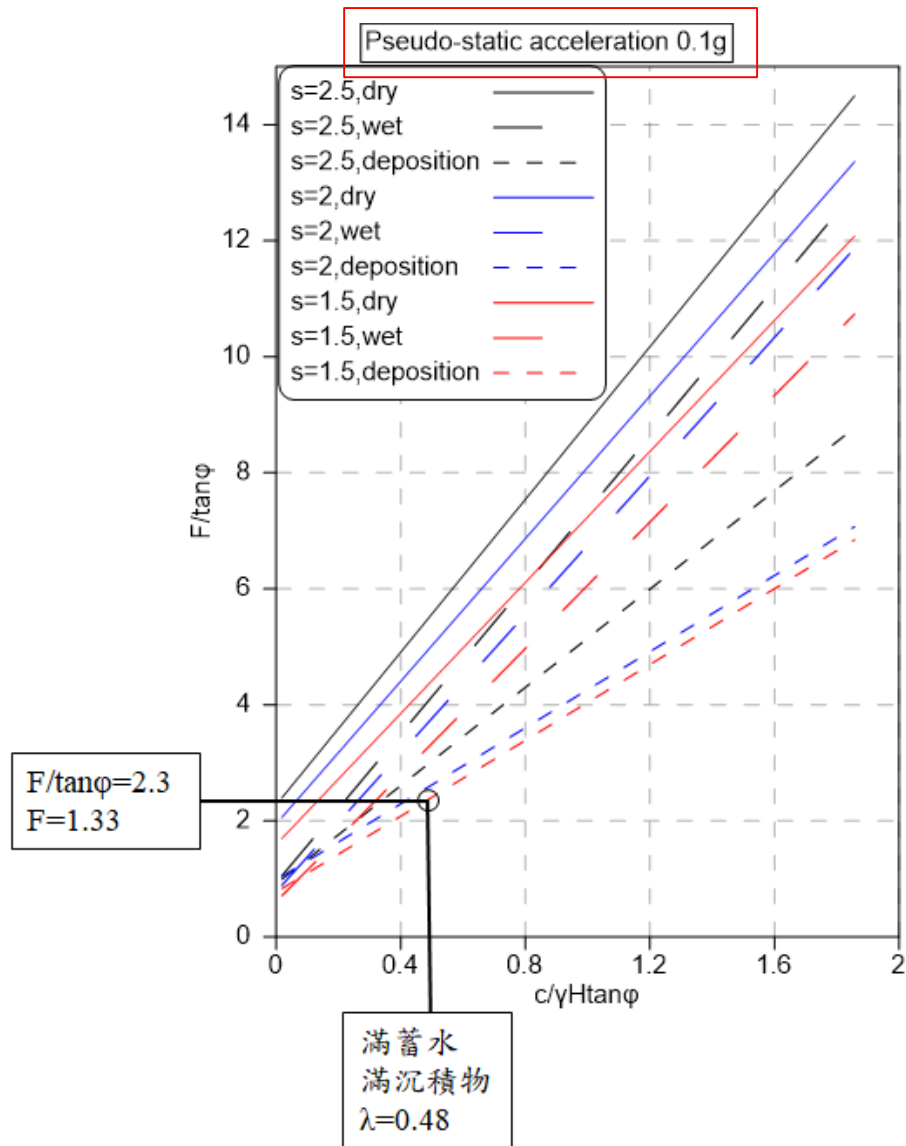


圖 3-46 穩定性圖範例 3-2

而受 0.2g 地震力作用時，FS 將下降至 1.15。為預防壩體遭遇一般中小型地震後崩塌，期望壩體受 0.2g 地震時安全係數能維持至少 1.5 以上，則需要做土壤強度補強工作，使凝聚力提高，同時使 λ 提高(至少達 0.7)，如圖 3-47。

或是清除沉積物，能從圖表中判斷出， $F=1.5$ 的點位高度位置，表示目前沉積物厚度約為總壩高 1/3，因此將沉積物清除 2/3，也能使 FS 提高至 1.5，如圖 3-47。

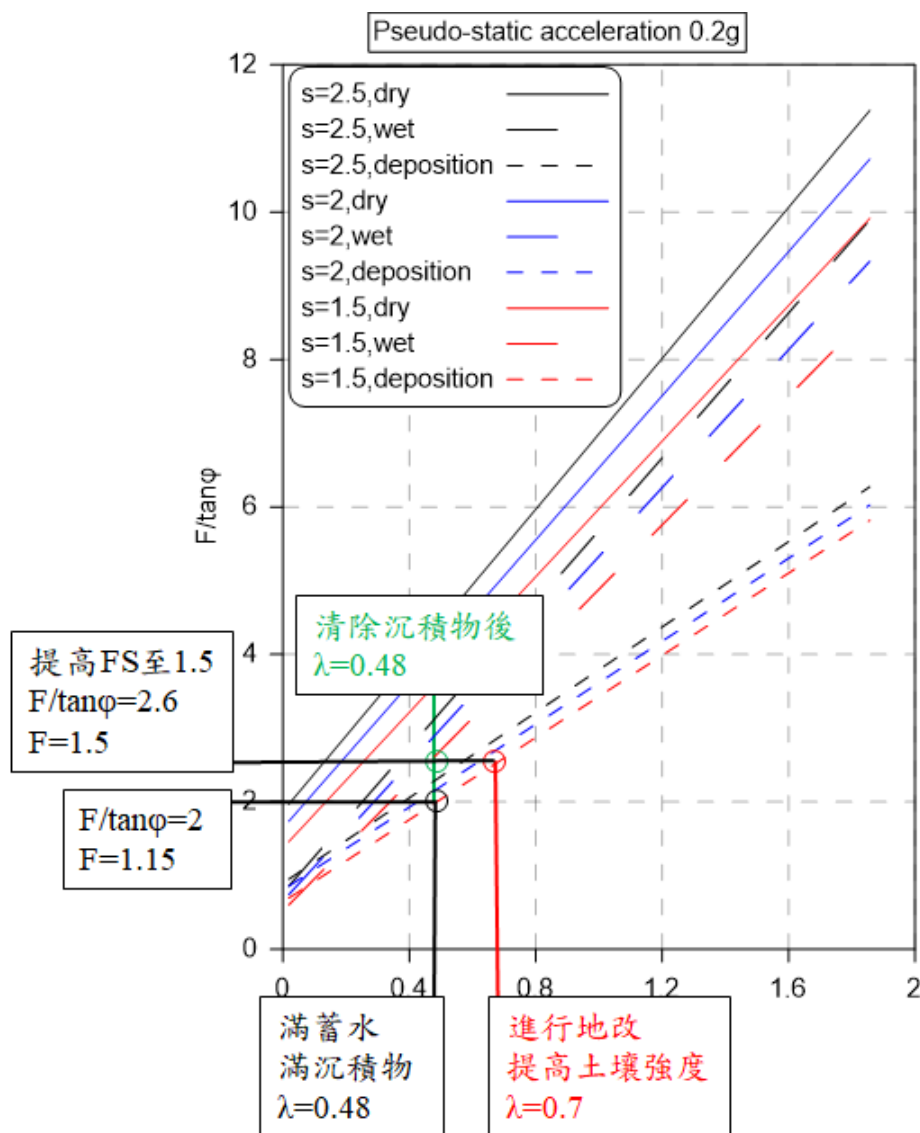


圖 3-47 穩定性圖範例 3-3

換句話說，施做土壤強度補強工作後，壩體在無受震時 FS 需達 3.2 以上，受 0.2g 地震力時 FS 才不至於低於 1.5，如圖 3-48。

或是清除沉積物至總壩高 1/3 後，壩體在無受震時 FS 需達 2.5 以上，受 0.2g 地震力時 FS 才不至於低於 1.5，如圖 3-48。

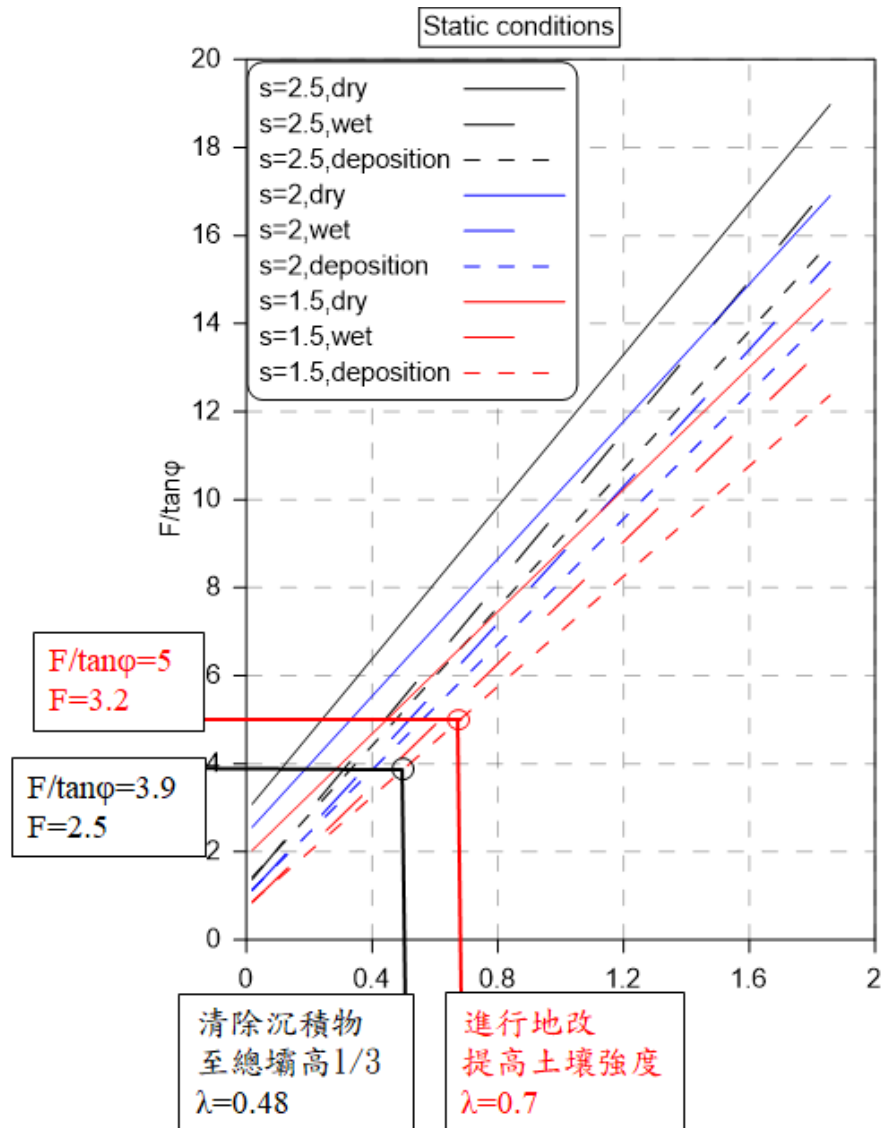


圖 3-48 穩定性圖範例 3-4

第四章 結論與建議

第一節 結論

台灣位於地震頻繁地帶，農塘之土壩可能受地震加速度力量作用下造成堤壩之潰壩，尤其當農塘內所蓄積的淤積土因地震軟化(或液化)時，將使土壤之側向壓力倍增，進而可能導致下游區域之發生災害與財產損失。為使農塘在安全性下發揮滯洪與灌溉等效用，本計畫旨在提供一套完整評估技術供不同區域農塘土壩的震害潛勢評估，以評估土壩之耐震安全性。

本計畫建立不同地震強度地區築壩式農塘土壩之災害潛勢判定技術，本期報告著重在數值分析工作應用成果展示，並根據分析成果提供農塘受震損害判釋之穩定性圖表。執行方法簡述如下；

- (1)現場勘查取土回實驗室進行室內試驗
- (2)取得土壤力學性質後進行大量數值穩定分析
- (3)搜尋最弱破壞面之安全係數和最大位移點與最大位移量。
- (4)以動態模式輸入地震波進行動態穩定性分析。
- (5)變更分析模型以獲得各型體之受震影響。
- (6)以各破壞面臨界安全係數訂定出簡易判釋規範準則或圖表，以此準則劃出較危險農塘位置。

本計劃分析結果呈現，Plaxis2D與Slide趨勢相當吻合，整體來看

Plaxis2D分析之安全係數數值略為樂觀。Plaxis2D與DBLEAVES在分析無水壓，無沉積物時，Plaxis2D分析之位移量較保守，整體來說兩者軟體趨勢一致，如圖4-1。

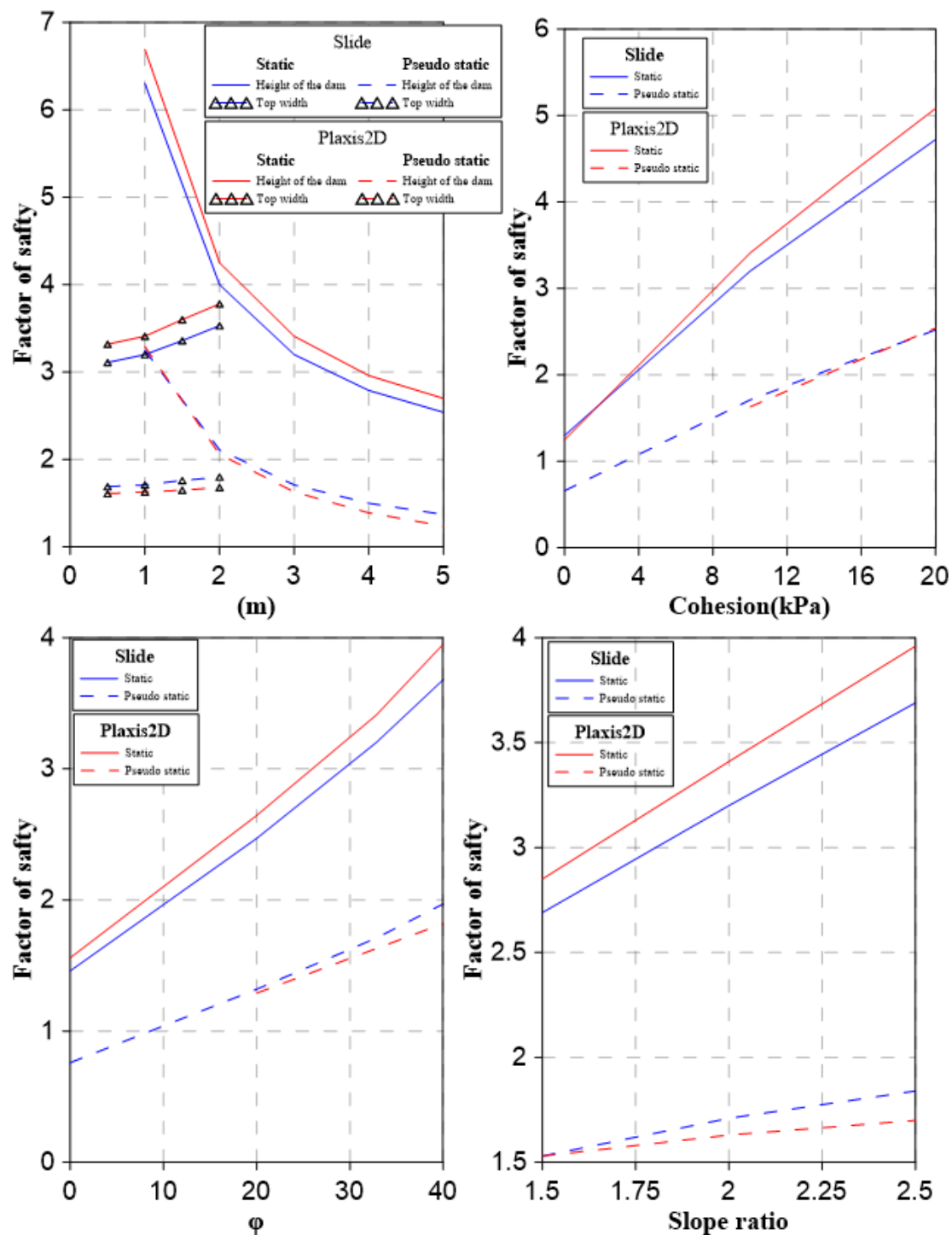


圖4-1 Slide與Plaxis2D不同變數因子之分析結果曲線

Plaxis2D在分析沉積物軟化對壩體造成的影響較DBLEAVES保守許多。因此在下列條件下之現地土壩，執行擬靜態分析做為第一階段篩選後，需要再進行更進一步的動態分析：(1)於循環載荷下壩體土壤有可能液化，造成土壤強度損失。(2)壩體長期蓄水，滲流穩定，且有一定厚度沉積物。(3)沉積物有受震軟化之可能性。以避免在設計上對位移量做出過度保守的評估。

一、本計劃使用Slide極限平衡法(LEM)來查找臨界滑移面和安全係數，並透過數值研究後得知下列資訊:

(1) Slide進行擬靜態分析時，應力模式應設置undrain，此時摩擦角系統強制設定為0。對於不排水無圍壓縮試驗(UU)，整個試驗過程都不排水，試體密度不變，無論圍壓 σ_3 多大，抗剪強度和破壞時的有效應力狀態均相同，總應力抗剪強度包絡線為水平線，將得出不排水剪切強度 C_u 與摩擦角 $=0$ ，換句話說欲使用Slide做擬靜態分析室內實驗需進行UU三軸無圍壓縮試驗。

(2) 靜態分析時，以壩體形體幾何來說，改變壩體高 H 造成之安全係數影響 $>$ 壩坡比率 $S>$ 壩頂寬 B_r ；壩體高 H 與壩坡比率 S 的變化，對於土壩整體影響最大，因壩體高 H 與壩坡比率 S 同時也會影響壩底寬 B_b ，進而改變整個壩體形體幾何。

(3) 擬靜態狀態下，安全係數 FS 影響幅度結果與穩定靜態相似，唯擬靜態時滑動破壞面較深，整體來說安全係數較靜態分析時低，以壩體形體幾何來說，「改變壩體高 H 造成之安全係數影響 $>$ 壩坡比率 $S>$ 壩頂寬 B_r 。」

(4) 破壞面的型式會影響淤泥軟化使壩體穩定性下降的幅度，舉例來說，當土壩進行水平滑動時，此時淤泥軟化後的側向土壓力增量，能夠使壩體穩定性下降幅度最大。照影響性排序為:

水平滑動(影響大小約 24%)>坡趾滑動(影響大小約 10%)>淺層滑動(影響大小少於 1%)=深層滑動(影響大小少於 1%)。

水平滑動，為土壩沿著土壤薄弱區平移滑動，有時滑動塊在靜止之前可以行進很長的距離，如圖 4-2 d 線。

水平滑動，為土壩沿著土壤薄弱區平移滑動，有時滑動塊在靜止之前可以行進很長的距離，如圖 4-2 d 線。淺層滑動，為常見的破壞類型，如圖 4-2 a 線。坡趾滑動，為破壞面剛好穿過斜坡趾部的破壞，如圖 4-2 b 線。深層滑動，土壩下方土層軟弱，則可能發生這種破壞，如圖 4-2 c 線。

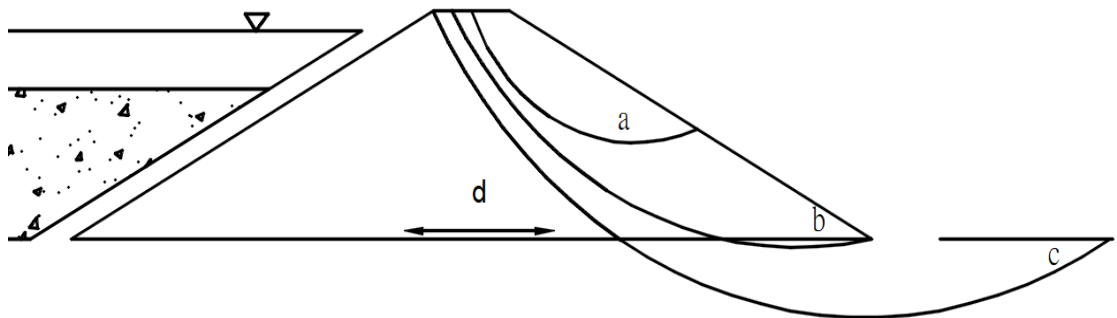


圖 4-2 土壩壩體可能之破壞面型式

(5) 擬靜態地震力的大小，也會影響淤泥軟化對壩體穩定性的影響，原因是擬靜態的地震效應由等效靜力表示，其大小是地震係數和潛在滑動質量的權重的乘積。

(6) 土壤單位重 γ 越大，安全係數 FS 公式分母的側向應力越大，由於土壩液化時沒有摩擦力，淤泥的垂直分力不會使土壩的剪力強度提高，所以淤泥軟化的對壩體穩定性影響幅度上升。

(7) 蓄水端和滲流端坡度會影響水平分力大小，水平分力會隨著坡度變緩而逐漸下降。蓄水端和滲流端的坡度也會影響壩底寬 B_b ，壩底寬 B_b 和兩側高低差會影響破壞面的起始點與終點，進而影響淤泥軟化對壩體穩定下降的幅度。破壞型式取決於土壤類型、土壤分布、地下水位 or 蓄水位、滲流、邊坡幾何形狀。

二、本計劃使用Plaxis2D強度折減有限元法(SR-FEM)來評估安全係數與臨界位移量，並透過數值研究後得知下列資訊:

(1) Plaxis2D 使用強度折減法計算安全係數，在分析的過程中，土壤的強度參數 c 和 ϕ 連續降低，直到結構發生故障。剪脹角原則上不受 ϕ 、 c 降低程序的影響。當摩擦角減小到與給定的剪脹角相等時，摩擦角的任何進一步減小都將導致剪脹角同樣減小，這點需特別注意。

(2) 靜態分析時，土壤各強度參數因子與幾何因子變化趨勢與 Slide 相符。使用乾燥土壩分析各因子對土壩穩定性影響時，由於 Plaxis2D 使用 SRM 進行分析，因此會看到土壤因自重往兩側沉陷之位移量圖，這與 Slide 假設破壞面分析出的破壞面位置圖不太一樣，需要特別注意。

(3) 擬靜態分析時，因擬靜態將加速度以等效靜力施加所有節點上，因此分析結果可見，擬靜態位移量圖呈現出圓弧形滑動形式，類似於 Slide 擬靜態分析之最弱破壞面。擬靜態分析時若使用 undrain(A)，則剪脹角需設置為零，否則擬靜態分析結果會產生不正確之孔隙水壓及剪力強度。受震位移量則因擬靜態法採用了許多簡化的假設，因此分析之位移量結果皆較為保守

(4) 破壞面的型式會影響淤泥軟化使壩體穩定性下降的幅度，照影響性排序為:

水平滑動(影響大小約 22%)>坡趾滑動(影響大小約 8%)>淺層滑動(影響大小少於 1%)=深層滑動(影響大小少於 1%)。

(5) 擬靜態地震力的大小，也會影響淤泥軟化對壩體穩定性的影響，原因是擬靜態的地震效應由等效靜力表示，其大小是地震係數和潛在滑動質量的權重的乘積。

(6) 單位重 γ 越大，安全係數 FS 公式分母的側向應力越大，由於土壩液化時沒有摩擦力，淤泥的垂直分力不會使土壩的剪力強度提高，所以淤泥軟化的對壩體穩定性影響幅度上升

(7) 蓄水端和滲流端坡度會影響水平分力大小，水平分力會隨著坡度變緩而逐漸下降。蓄水端和滲流端的坡度也會影響壩底寬 B_b ，壩底寬 B_b 和兩側高低差會影響破壞面的起始點與終點，進而影響淤泥軟化對壩體穩定下降的幅度。

三、本研究使用DBLEAVES程序對土壩壩體受震液化反應，與壩體後方沉積物受震液化反應，進行有限元動態數值分析，並透過數值研究後得知下列資訊：

(1) 數值分析證實了土壩受震後，當顆粒間超額孔隙水壓將被激發，將可能造成壩體呈現出液化狀態，導致砂土強度下降。

(2) 壩體後方沉積物受震後，也有呈現出軟化狀態，沉積物猶如泥漿液體施壓於土壩上現象的機會，將可能造成土壩更嚴重之位移量。

(3) 即使根據擬靜態進行的地震評估可滿足安全係數 1.0 以上，但在考量水土耦合的有效應力計算檢覈後，可見部分情狀會顯示出位移量評估不足的風險。

四、為使農塘在安全性下發揮滯洪與灌溉等效用，本研究提供一套不同區域農塘土壩之震害潛勢評估方法，用以快速評估土壩之耐震安全性。此方法基於 Taylor 開發的穩定性數 N ，在後續 Bell 為使圖表更加簡潔，而提出之改良無因次參數 λ ，與極限平衡法 (Slide) 和有限元素法 (Plaxis) 分析技術，以數百個不同條件案例之分析結果建立而成，將計算結果取回歸線後製做成穩定性圖表。

穩定性圖表分別對應無受震之穩定狀態，與受 $0.1g$ 、 $0.2g$ 、 $0.32g$ 水平擬靜態加速度狀態四種條件，能夠以較低的成本與較短的時間，推估出現地壩體各條件下之壩高上限，達到快速評估穩定性的效果；能夠快速評估出壩體受不同大小擬靜態地震力之安全係數，達到預防危機發生的效果；能針對不同蓄水高度與沉積厚度條件，快速推估出壩體穩定性，以管理使用者目標之區域性壩體，即時判斷出區域性壩體在無受震穩定狀態時之允許蓄水量與沉積量。

第二節 建議

一、建議未來可以針對農塘壩體的材質（粒石或黏土組成比率以及施工方法）、或容納蓄水面積，再做災害潛勢研究，提出不同的材質，可選擇之建議壩高或較適合之蓄水面積，以供設計方參考。

二、本計畫可以將建議圖表中之安全係數結合風險以及最佳化之概念，用於後續主管機關之農塘管理。

三、建議開始逐步規劃農塘管理原則，有效控管淤泥以及蓄水，以降低可預見之未來風險。

參考文獻

1. 陳利明，“混凝土壩耐震設計觀念”，結構工程期刊，第 11 卷，第一期，1996。
2. 馮正一、劉怡安，“農塘改建為滯洪設施效益評估之研擬”，國立中興大學。
3. 馮正一、蔡佩勳、李俊男，“鯉魚潭土石壩受到集集地震作用之動態反應分析”，中華水土保持學報，37(3)，2006。
4. 水土保持局台南分局，“南部地區農塘調查及保育治理需求評估”。
5. 行政院農業委員會水土保持局-水土保持技術教育中心、國立屏東科技大學，“營農地水土保持工法操作手冊”。
6. 行政院農業委員會水土保持局-保育治理組，“行政院農業委員會主管計畫補助基準修正暨滯洪保水設施設計注意事項”。
7. 水保局，“農地永續發展之水土保持工法”。
8. 水保局，“農塘管理與保全相關法之運用”，農振第 872 號農村振興局長公告，2019。
9. 蔡明發、陳金順，“蓄水於塘、滯洪於坡、保水於土、造福於民”，農振第 872 號農村振興局長公告，2019。
10. 楊宏慶(2012)，“降雨強度與邊坡特性對穩定分析影響之研究”，國立成功大學。

11. 呂權峻(2004)，“土石壩受震之安全評估”，國立台灣大學。
12. 林德貴、王勝賢、張光宗，“地震誘發坡地崩塌之數值模擬及穩定性評估”，中華水土保持學報，(2009)。
13. 廖啟雯，機率式地震誘發山崩危害度分析－以國姓地區為例，國立中央大學，(2004)。
14. Kyungbeom Jeong, Satoru Shibuya, Toshinori Kawabata, Yutaka Sawada, Hiroshi Nakazawa, “Seismic performance and numerical simulation of earth-fill dam with geosynthetic clay liner in shaking table test”， Geotextiles and Geomembranes， Volume 48, Issue 2, April 2020, Pages 190-197。
15. Xin-guang Yang, Shi-chun Chi, “Seismic stability of earth-rock dams using finite element limit analysis”， Soil Dynamics and Earthquake Engineering Volume 64, September 2014, Pages 1-10。
16. Chunhsien Wu, Chihkuan Ni, Honyim Ko “Seismic response of an earth dam： finite element coupling analysis and validation from centrifuge tests”， Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering Volume 1, Issue 1, 26 October 2009, Pages 56-70。
17. B.H. Maula, L. Zhang, “Assessment of Embankment Factor Safety Using Two Commercially Available Programs in Slope Stability Analysis”， Procedia Engineering Volume 14, 2011, Pages 559-

- 566 。
18. S. Rampello, E. Cascone, N. Grosso , “Evaluation of the seismic response of a homogeneous earth dam” , Soil Dynamics and Earthquake Engineering Volume 29, Issue 5, May 2009, Pages 782-798 。
 19. Mostefa Belkhatir, Ahmed Arab, Nouredine Della , Tom Schanz , “Experimental Study of Undrained Shear Strength of Silty Sand : Effect of Fines and Gradation” , Original paper Published : 24 May 2012 。
 20. Abhay Kumar Mandal, Xinpeng Li , Rajyaswori Shrestha , “Influence of Water Level Rise on the Bank of Reservoir on Slope Stability : A Case Study of Dagangshan Hydropower Project” , Original Paper Published : 06 June 2019 。
 21. Xiaoping Chen, Jingwu Huang , “Stability analysis of bank slope under conditions of reservoir impounding and rapid drawdown” , Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering Volume 3, Supplement 1, 28 December 2011, Pages 429-437 。
 22. S. Xu, A.M. Zsáki , “Maximum safe freight train speed on railway embankments under rapid drawdown conditions based on coupled stress-seepage slope stability analysis” , Transportation

- Geotechnics Volume 27, March 2021, 100486 。
23. Gautham Adapa, Kyohei Ueda, Ryosuke Uzuoka , “Seismic stability of embankments with different densities and upstream conditions related to the water level” , Soils and Foundations Volume 61, Issue 1, February 2021, Pages 185-197 。
24. Ming Peng, Qiu-Lu Jiang, Qing-Zhao Zhang, Yi Hong, Ming-zi Jiang, Zhen-Ming Shi, Li-Min Zhang , “Stability analysis of landslide dams under surge action based on large-scale flume experiments” , Engineering Geology Volume 259, 4 September 2019, 105191 。

附錄

附錄一、期初審查會議紀錄暨回覆辦理情形

項次	審查意見	回覆辦理情形
報告內容審查意見：		
1.	期築堤式農塘現地植生茂密，農塘設計尺寸如何確定已建立數值模型分析。	感謝委員建議，數值模型設計形體於 P2-21 ~ 2-22 詳細說明，因素綜合考量，根據現地條件和文獻將數值模型訂為蓄水梯型土石壩。
2.	計畫擬應用 Slide, Plaxis2D, LIQCA 分析，請問分析流程及上述3種模式分析產出的交互關係為何？	感謝委員建議，Slide 邊坡分析能自動計算出最有可能破壞之安全係數最小滑動面，亦或以工程師經驗手動判斷滑動面大小及位置，命令軟體進行指定切片法分析滑動面破壞機率及安全係數。 Plaxis2D 進行安全性計算時，採 $c-\phi$ 折減法，顧名思義土壤的強度參數 $\tan \phi$ 和 c 會持續降低，直到結構發生破壞為止以搜尋安全係數與所對應之破壞面。 在相同條件下進行分析比較安全係數最低之破壞面及安全係數數值。 以 DBLEAVES 輸出位移量分析結果，與 Plaxis2D 輸出之位移量進行驗證，判釋 Plaxis2D 與 Slide 在計劃條件下之分析結果準確性和軟體適用性。

項次	審查意見	回覆辦理情形
3.	計畫預計遴選苗栗、台南農塘，以築堤式農塘及地震災害潛勢為篩選原則，建議可標示出農塘及斷層分布位置，以利於判釋。	感謝委員建議，農塘及斷層分布位置於 P2-13 ~ P2-16 詳細說明。
4.	計畫預期提供使用者於「GIS震災後管理系統」搜尋可能震損土壩，請問如何即時預估可能震損土壩，因無法即時得到土壩水高、當地地震強度、淤沙高度等資訊。	感謝委員建議，GIS 震災後管理系統以編成語言構建網絡地圖，編入各地區簡易判釋準則以及各地區壩體形體，地震來臨時，使用者可使用網絡地圖搜尋規範判斷之相對易震損土壩，進行後續災後作業。 在災害前預先蒐集農塘形體資訊，以各地區準則判釋過後，可得知此農塘土壩在經歷多大的地震波加速度才可能發生弧形或接近弧形的滑動破壞。
5.	請補附參與研究人員學經歷及人力配置、分工。	感謝委員建議，參與之研究人員共有五位， (1)陳伯玟，研究助理，負責報告書撰寫、文書處理，行政業務，輔助大量分析流程運行。 (2)陳柏丞，台科大碩士研究員，負責報告書撰寫、GIS 震災後管理系統研究與室內試驗。 (3)吳其澂，台科大碩士研究員，負責報告書撰寫、現勘取土、室內試驗、Slide 軟體與 Plaxis2D 穩定與動態分析。

項次	審查意見	回覆辦理情形
		(4)周哲安，台科大碩士研究員，負責報告書撰寫、DBLEAVES 研究與大量分析。 (5) Md asad，台科大碩士研究員，負責文獻蒐集，國際期刊閱讀與討論。
6.	目前對於大地結構初始液化後之應力應變行為之本構模型及對應分析軟體雖已有初步分析及掌握，但對於模型欲採用之模型或條件式使用情境尚無明確規劃。	感謝委員建議，模型欲採用之模型或條件式皆於工作流程中詳細說明。
7.	現地調查日前僅有一案例，建議對於未來欲採之農塘土壩型式，以及各型式之採樣案例件數能有具體之規劃。	感謝委員建議，本計畫目前現地調查僅以苗栗平興村農塘為範例案例，台南牛埔農塘待疫情結束將立即前往。
8.	半挖半堤式及複式農塘(如桃園新福圳、苗栗三聯埤)是否有包含於本研究範圍。	感謝委員建議，目前僅以網路搜尋相關資料及照片，和街景圖判斷兩者蓄水形式與壩體形體等各項條件皆與本研究條件類似。
9.	建議分析目前常見農塘土壩之各類型式及規模(及其他可能影響未來評估模式之參數)，並依此適度規畫未來擬採樣具代表性之各類型式案例	感謝委員建議，正如委員所指，目前設立數值模型與條件皆以常見之農塘土壩型式與規模進行分析與評估。

項次	審查意見	回覆辦理情形
10.	有蓄水的農塘多屬於長期泡水狀態，相關土壤參數該如何調整最適當？	感謝委員建議，除繪製滲流線、更改蓄水條件外，依穩定和動態將土壤設為排水與不排水條件，應力條件皆以有效應力分析。
11.	預定研究試區有幾個？中苗地區、南部泥岩(青灰岩)可有試區？	回復委員之提問，研究試區有苗栗平興村農塘與台南牛埔農塘。目前苗栗試區僅取較表層土壤，但地調所鑽探資料試區附近鑽探報告下都有青灰岩。分析時更改強度參數即代表考慮不同土壤對土壩破壞影響。
12.	不同土質對地震之承受度不同，建議多試區研究更有助於全台不同地區之農塘資料取得。	感謝委員之建議，未來將增加更多研究試區，持續精進相關方法，期望能對防災實務有所貢獻。
13.	說明現勘農塘土壩之數量及代表性。	感謝委員之建議，目前現勘土壩數量為兩處，皆為計畫主持人先透過人脈網絡詢問，以及透過 Google 街景圖逐一過濾，挑選合適對象。
14.	現場土樣之採取位置(相對於土壩)是否有影響試驗結果？如何掌握才具代表參數？	感謝委員提問。目前採樣位置為該區附近閒置土壩之土體，具有區域土樣代表性。計畫中將所取之擾動土樣進行夯實壓密討論其強度變化，外並搭配數值模型中參數變化以分析壩體受震之安

項次	審查意見	回覆辦理情形
		全係數反應。
15.	數值分析成果呈現”受震”程度差異之影響。	感謝委員建議，受震程度影響於分析結果與結論中詳細說明。
16.	請明確說明本計畫主要目標為何？	回復委員之提問，本計畫主要目標為以破壞面臨界安全係數為限，訂定出地區性簡易判釋規範準則，以此準則劃出較危險農塘位置。
17.	本計畫工作項目、執行方法、預期產生具體成果及未來可能應用方向亦請詳述。	感謝委員之建議，工作項目、執行方法、預期產生具體成果及未來可能應用方向已於本文中詳述。

附錄二、期中審查會議紀錄暨回覆辦理情形

項次	審查意見	回覆辦理情形
報告內容審查意見：		
1.	本研究挑選兩個示範區現場取土回實驗室試驗，進行數值穩定分析以利搜尋最弱破壞面及最大位移，最後在以動態模式輸入地震波進行模擬分析，取得各型體之受震影響，並訂定簡易評估準則。研究具產業需求及實務應用價值，執行方式具體明確。 唯實際取樣之示範場域僅兩處，可在考量，重點或許不是場域之數量，而是應釐清這兩個場域是否已包含原規劃研究之型體類型，若包含則數量已足夠，若尚有遺漏，則建議另覓適當新場域，足部取樣補足，如此最後之研究成果及建議之評估準則會較完整。當然，計劃之值型應以當時契約及投標簡報為主，若本建議超過契約範圍，則宜另案或下期補足。	感謝委員建議，後續將考量是否有需要新增示範場域，使評估準則較為充實與完整。圖表使用臺灣土壩案例分析資料彙整而成，越多的案例將使圖表更加多元與泛用。
2.	目前第一個場域從取樣、實驗分析及震波模擬已大致完成，準備進行第二個場域，進度當符合規畫，執行成效良好。	感謝委員肯定，研究團隊將持續積極執行後續計劃工作。

項次	審查意見	回覆辦理情形
3.	第2-12、2-13頁的圖2-2及圖2-4，從圖中看不出為築堤式農塘，經查詢現場相關照片可能為開挖式農塘或半挖半提式，請重新謹慎檢視是否為築堤式農塘。	感謝委員建議，已重新檢視示範區選址，將苗栗示範農塘定為位處邊坡地之平興村築壩式農塘。
4.	圖2-3、圖2-4僅為google map的位置圖，並未呈現鄰近斷層分布，請確實補充，以利釐清農塘位置與斷層分布位置之相關性。	感謝委員建議，已將農塘之鄰近斷層分布確實附上，農塘位置與斷層分布圖於2-13與2-16頁中詳細敘述。
5.	地震影響築堤式農塘的安全性主要為4個因素:地震強度、堤高、堤基寬度、土堤的土壤強度。本案僅參考兩個案例，其代表性是否充足?且不同農塘的高度、堤基寬度、土堤型態、土堤泡水土壤強度仍有差異，實務上難以由簡單土堤型式的數值模型即判斷可能震損強度。	感謝委員建議，後續將值續納入不同地區案例之分析成果，持續改良穩定性圖。關於不同壩體幾何與壩體參數不同，實務上難以由簡單土堤型式的數值模型即判斷可能震損強度，然而 Bell 是基於某種類型的切片法研究出邊坡的穩定圖，同時數學式推導納入 5 個重要土壤參數 C 、 ϕ 、 γ 、壩高 H (或稱邊坡高)、安全係數 F 做為 λ 的函數。
6.	本計劃採鄰近鑽探資料做為土堤土壤強度進行分析，惟土堤為土壤分層夯實建置而成，且土堤土壤強度為影響土堤穩定性的主要因素之一，其土壤強度及夯實度較高，與一般鑽探土樣的力學強度及性質有極大的差異。	感謝委員建議，本計劃以現地土重模與鄰近鑽探資料做為土堤強度進行分析，土壤強度確實會低於實際壩體強度，本計劃同時以較大之 SIN 地震波，而非使用當地歷史地震。主因為本計劃希望以較臨界，或者說最危險的狀態下，判斷各種情況之

項次	審查意見	回覆辦理情形
		土堤穩定性。
7.	苗栗造橋鄉大埤農塘及台南市龍崎區牛埔農塘所在區域所能查詢到的最大地震震度為何?與本研究之分析結果比較是否相符?	感謝委員建議，苗栗獅潭國小觀測站於當年 921 大地震時，曾測得最大 7 級地震。台南可查詢最大地震震度也為 921 造成，震級為 5 級。本研究以「建築物耐震設計規範及解說」計算苗栗造橋鄉設計地震力為 0.32g，臺南龍崎區設計地震力為 0.28g，兩地區設計地震力皆在 6 級震度範圍內。6 級地動加速度範圍:250~400gal。
8.	苗栗縣「造橋鄉」在報告中均為「造船鄉」，請修正。	感謝委員建議，已全數修正完畢。
9.	大埤農塘原始壩高可能為4公尺，相關分析是否將其考慮進來。	感謝委員建議，本次報告中已考慮 4m 以上之農塘壩體，將分析成果列於報告書中。

附錄三、期末審查會議紀錄暨回覆辦理情形

項次	審查意見	回覆辦理情形
報告內容審查意見：		
1.	本研究製作之穩定性圖表，提供實務助益良多。可否說明各農塘壩體 deposition 情形適用圖表之情況。	感謝委員肯定，各農塘壩體 deposition 情形適用圖表之情況滿淤積與滿蓄水狀態。目前穩定性圖表皆以較臨界，或者說最危險的狀態下進行土壩穩定性分析，考慮沉積物為完全軟化狀態。
2.	後續可結合示範農塘，進行現地驗證。	感謝委員肯定，此計畫書於 3-81 頁以示範區苗栗平溪村農塘為使用範例進行驗證。
3.	本計畫摘要報告結論寫到：本計畫所提供之快評技術將可有效地提供工程人員甚至農塘使用者，簡易迅速的檢覈農塘之受震安全性，請問是否有操作手冊供參	感謝委員建議，此計畫書於 3-81 頁至 3-88 頁進行相當詳細之穩定性圖表使用範例。
4.	針對研究已有初步成果，是否未來可以再針對農塘壩體的材質（粒石或黏土組成比率）、或容納蓄水面積，再作災害潛勢研究，提出不同的材質，可選擇的建議壩高或較適合的蓄水面積，供設計參考。	感謝委員建議，已列入未來建議執行事項。

附錄四、期末自評表

技術應用面		說明	
Q1.	專利產出	■否，本計畫目標無此項	
Q2.	新技術(或改良技術)產出	■是，_1_項	利用數值分析評估築壩式農塘土壩之穩定性分析技術
Q3.	促進跨域技術整合	■是，_1_項	結合數值模型模擬技術與災害判釋技術，進行快速災害管理
Q4.	促進產業發展	■是，_1_項	以較低成本與較短時間判釋農塘穩定性
Q5.	產出技術手冊(或供本局技術手冊修訂參考)	■否，本計畫目標無此項	
學術創新面		說明	
Q6.	促進基礎科學發展	■否，本計畫目標無此項	
Q7.	國內研討會發表	■是，_1_篇	第 19 屆大地工程研討會
Q8.	國際研討會發表	■是，_1_篇	ISRSS-SENDAI 2022
Q9.	國內期刊發表	■否，本計畫目標無此項	
Q10.	國外期刊發表	■是，_1_篇	Soils and foundation
Q11.	產出碩士論文	■是，_1_篇	土壩滿淤狀態下之耐震穩定性評估
Q12.	產出博士論文	■否，本計畫目標無此項	
Q13.	產出具體教案(或納入教學內容)	■否，本計畫目標無此項	
制度及其他面		說明	
Q14.	促進行政服務改善	■否，本計畫目標無此項	
Q15.	促進行政計畫推動	■否，本計畫目標無此項	
Q16.	可供法規修訂參考	■否，本計畫目標無此項	
Q17.	促進前瞻策略擬訂	■否，本計畫目標無此項	
Q18.	促進社會經濟發展	■是，_1_項	有效快速評估土壩之耐震安全性
Q19.	研發人才培育	■是，_1_人	產出碩博士研發人才
Q20.	其他：		

附錄五、ISSRS

此研究將投稿國際研討會 ISSRS。ISSRS 為兩年舉辦一次的國際研討會。它於 2018 年首次在中國同濟大學中國舉辦，第二次會議於 2020 年在英國愛丁堡大學舉行，主題為“邊坡抗震性能與設計國際研討會 (ISSPDS)” 。為了涵蓋更廣泛的邊坡研究課題，因此第三屆將題目改為“邊坡風險評估與穩定性設計國際研討會 (ISRSS)”

ISSRS 研討會匯集了世界各地的科學家、領先工程師和學生，交流和分享他們在邊坡風險評估和穩定性設計方面的經驗和研究成果。

組織委員會成員：



Atsushi YASHIMA
教授
日本岐阜大學



Osamu KUSAKABE
教授
International Press-in
Association



Toshinori SAKAI
教授
日本三重大學



Jin SUN 教授
英國愛丁堡大學



Chih-Wei LU 教授
國立臺灣科技大學



Fawu WANG 教授
中國同濟大學



Yu HUANG
教授
中國同濟大學



Ryosuke UZUOKA
教授
日本京都大學



Feng ZHANG
教授
日本名古屋工業大學



Marcio Muniz de
FARIAS
教授
巴西巴西利亞大學



Shuji Moriguchi
教授
日本東北大學



Guanlin YE
教授
中國上海交通大學



Bin YE
教授
中國同濟大學



Takashi KYOYA
教授
日本東北大學



Takashi HARA
教授
日本富山大學



Kenjiro TERADA
教授
日本東北大學



Motoki
KAZAMA
教授
日本東北大學



Yu OTAKE
教授
日本東北大學

Hazard assessment for earthquake-induced damage on earth dam of a farm pond in various seismic zone

Chih Wei Lu¹, Chi Cheng Wu^{1*}, Md Asad Ahmad¹, Chen Yu Chen²

¹ Department of Civil and Construction Engineering, National Taiwan University of Science and Technology, Taipei 10607, Taiwan

² Soil and Water Conservation Bureau, Council of Agriculture, Nantou 540206, Taiwan

* Corresponding author. Tel: +886-22-752-2131; E-mail: j4566123@gmail.com

Abstract

The farm pond is a convenient water storage facility for farmers, and in addition to agricultural use, it can also be used to delay flood runoff and drought periods. However, Taiwan is located in a seismically active area, with frequent earthquakes that could cause deposition in the rear side of the dam as a result of which there is an increase in pressure on the earth dam. As a result of the dam's failure, tragedies and property losses in the downstream area occurred.

To enable the Farm Pond to play a significant role in flood detention and irrigation while remaining safe. The present study presents a set of seismic potential evaluation methodologies for Farm Pond earthen dams in various regions, allowing for a fast assessment of earthen dam seismic safety. This method is based on the stability number N developed by Taylor, which Bell proposed later to make the chart more concise specifically dimensionless parameter (λ). Using limit equilibrium method (Slide) and finite element method (Plaxis) methods for the analysis of hundreds of different cases and their calculation results are used to trace the regression line to make a stability chart.

The proposed stability chart refers to the static, and the pseudo-static acceleration of 0.1g, 0.2g, and 0.32g. This chart would facilitate the rapid assessment of stability by calculating the maximum dam height using in-situ dam parameters, which would save money and time. Moreover, it hastily assesses the safety factor of the dam body for the seismic force of different magnitude to have the effect of preventing a

catastrophe from occurring. It can quickly estimate the stability of dam under various storage heights and sediment thickness conditions, enabling the operator to monitor the regional dam stable state and instantly determine the regional dam allowable water storage and deposition in the absence of an earthquake.

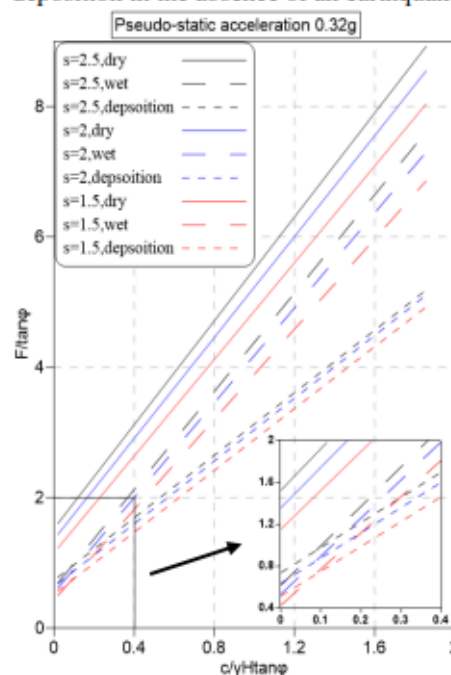


Fig. 1 Stability chart for Pseudo-static condition.

References

Li, Cheng, et al. "Modeling of rapid evaluation for seismic stability of soil slope by finite element limit analysis." *Computers and Geotechnics* 133 (2021): 104074.