

虎頭埤水庫壩體轉彎段之穩定分析與探討

Analysis of Stability of the Transition Section Dam of Hutoupi Reservoir

黎明工程顧問股份 有限公司 工程師 陳亭妤 Ting-yu Chen	黎明工程顧問股份 有限公司 監控管理二組組長 吳裕展 Yu-chan Wu	黎明工程顧問股份 有限公司 工程師 葉品毅 Pin-yi Yeh	黎明工程顧問股份 有限公司 土木二部經理 周書弘 Shu-hung Chou
黎明工程顧問股份 有限公司 業務部經理 陳瑞昌 Jui-chang Chen	黎明工程顧問股份 有限公司 土木二部副理 張奇政 Chi-cheng Chang	農業部農田水利署 嘉南管理處 助理工程師 陳奕斌 Yi-bin Chen	農業部農田水利署 嘉南管理處 工程員 洪秉哲 Ping-che Hung

摘 要

虎頭埤水庫建於西元 1846 年(清道光 26 年)，距今已逾 178 年，其間經幾番擴建、修復，至 1921 年改修後，始有今日規模，目前主要作為灌溉用水庫。虎頭埤壩體材料主要為 SM 及 ML，屬於均質滾壓式土壩，近年發生之 0304 甲仙地震(2010 年)及 0206 美濃地震(2016 年)均對轉折段造成橫/縱向裂縫，管理單位緊急辦理相關壩體裂縫調查並進行裂縫填補及壩體置換工程。上述兩次地震對壩體轉彎處造成不等之裂縫損害，於第五次安全評估已建議針對壩體辦理培厚改善工程，爾後，壩體改善工程於 2023 年開工，預計 2024 年 9 月完工。本文係針對 2023 年壩體改善工程，分析虎頭埤大壩轉彎段培厚前後之穩定性，並探討壩體於正常滿水位之穩態滲流、急洩降及受震情況下之壩體變形。

關鍵詞：土石壩受震、壩體轉彎段受震、壩體培厚、壩體穩定分析、0304 甲仙地震、0206 美濃地震

Abstract

Hu Tou Pi reservoir was built in 1846 (Qing Dynasty, 26th year of Daoguang), has stood for over 178 years. Throughout several expansions and restorations, Hu Tou Pi achieved its current scale since 1921. Presently, its primarily serve is being irrigation reservoir. The predominantly material of Hu Tou Pi are SM and ML, classified as a homogeneous rolled-earth dam. Recent earthquakes, such as the Jiaxian earthquake in 2010 (March 4) and the Meinong earthquake in 2016 (February 6), caused horizontal and vertical cracks in the

transition section of the dam. In response, the management undertook urgent investigations into these dam cracks and initiated projects to fill and replace sections of the dam structure.

The earthquakes highlighted deficiencies in seismic resistance at the dam's transition section. The fifth safety assessment recommended a thickening improvement project for the dam structure. Subsequently, the dam improvement project commenced in 2023, with completion anticipated by September 2024. This study focuses on the stability analysis of the transition section of Hu Tou Pi before and after thickening in 2023. It also investigates steady-state seepage under normal full water conditions, rapid discharge conditions, and dam displacement during seismic events.

Key words: earth dam in earthquake, dam's transition section in earthquake, dam thickening, dam stability analysis, 2010 Jiaxian earthquake, 2016 Meinong earthquake

一、前言

虎頭埤水庫建於 1846 年(清道光 26 年)，行政區位於臺南市新化區，由新化紳士歐安陽氏以唐山工法修築，1954 年由臺南縣文獻委員會選定「虎埤泛月」為「南瀛八大景」之一，其建立目的為灌溉用水庫，歷經日治時期至民國，距今逾 173 年，目前由農業部農田水利署嘉南管理處負責運營管理。2010 年 3 月 4 日高雄甲仙發生規模 6.4 強震，震央位於高雄縣甲仙鄉。此地震造成壩體轉彎段出現一主要橫向裂縫以及壩體上游混凝土坡面之縱向裂縫。2016 年 2 月 6 日高雄美濃發生規模 6.4 強震，震央位於高雄市美濃區，壩體轉彎處出現裂縫、擠壓隆起及相關設施之損壞，由兩次地震震災發現，主要破壞皆發生在壩體轉彎段，並於第五次安全評估建議針對壩體轉彎段進行補強措施。壩體轉彎段補強工程於 2023 年開工，預計 2024 年 9 月完工。本文將對壩體改善工程，分析壩體轉彎段培厚前後之穩定性，並探討壩體於正常滿水位之穩態滲流、急洩降及受震情況下之壩體變形。

二、大壩資料及災損原因探討

2.1 大壩區域地質

根據以往地質鑽探結果，壩址所在之地層屬階地堆積層，基礎岩層為崎頂層大坑尾段，岩性主要為細粒砂岩，並夾有泥岩及砂泥岩互層，岩質疏鬆，抗風化能力低，屬於軟岩，覆蓋層之厚度約在 3m 以上。岩層層面位態走向約在 $N10^{\circ}\sim 30^{\circ}W$ 之間，大致與壩軸正交，向西傾斜約 10 至 20 度，朝向右壩座傾斜。因基岩屬更新世年輕地層，岩質軟弱以至於岩層脆性節理弱面普遍不發達，研判延伸有限。

虎頭埤水庫係位於一系列軸向呈南北方向之開放型褶皺帶中，但壩址及水庫蓄水範圍內並無褶皺軸或斷層等大型地質構造存在。水庫鄰近地區之褶皺構造包括位於西方之關廟向斜及東方之荖拔林背斜與石子崎向斜，而於水庫北方則有新化斷層。

2.2 大壩資料

虎頭埤水庫主要結構物包括大壩、溢洪道及出水口等，由於虎頭埤興建年代久遠，相關規劃、設計圖資均已散佚，依據虎頭埤水庫第五次安全評估(2021)蒐集整理相關圖資彙整工程概要如表 1 及圖 1~圖 4。

本水庫始建於清朝，壩體興建係採用唐山工法，亦無大壩安全性等相關分析，虎頭埤水庫第一次安全評(1911)估始針對水庫大壩安全性進行分析。虎頭埤水庫並無規劃、施工時期之築壩材料資料可供查詢，目前僅有各次安全評估及相關委託規劃設計工程案辦理之地質鑽探資料，相關資料顯示，壩體並無明顯之心層及殼層分區，係為一均質壩。填壩材料以 SM 及 ML 為主，但因施工年代久遠及迭經災修，施工機具不佳等因素，材料混和並不均勻，而壩體夯實度約介於 88%~95%之間。

2.3 災損原因探討

2010.03.04 甲仙地震發生於甲仙測站東偏南方 17.1km，深度 22.6km 處，芮氏規模為 6.4，虎頭埤所在之新化鎮震度約為 5 級，震後管理單位發現壩體出現明顯之橫向裂縫，破壞位置如圖 5。2016.02.06 美濃地震震央位於高雄市美濃區（屏東縣政府北偏東方 27.1km 處），深度 16.7km，芮氏規模 6.6，最大震度為臺南市新化 7 級，震後管理單位隨即辦理現場檢查工作，根據檢查成果，發現壩頂道路在最大斷面沿線及轉彎處發現幾處寬度不等(多處 0.1~0.8cm)，最大約 3cm)及垂直壩軸方向的裂縫(長度約 3.2~3.5m)，如圖 6 所示。

參考吳嘉賓(2009)整理前人(張吉佐，1985；陳錦清和高憲彰，1996；岡本舜三，2002；陳利明和張吉佐，2001)提出土石壩遭遇強震發生之災害原因，主要分為三類：1.壩基活動斷層剪斷壩體、2.水庫附屬結構物的損害對壩體的影響、3.地震波對壩體的影響。本文以上述三類針對虎頭埤水庫地震災損進行評析：

- 1.壩基活動斷層剪斷壩體：兩次地震皆無明顯活動斷層剪斷壩體現象，故排除本項肇因。
- 2.水庫附屬設施損害對壩體的影響：兩次地震皆無造成水庫邊坡、溢洪道及出水工等破壞，故排除本項肇因。
- 3.地震波對壩體之影響：由中央氣象局兩次地震加速度資料可知，兩次地震震度接近，且水平向加速度最大(東西向)分別為 273.47 gal 及 401.19 gal，大壩受震後反應於美濃地震石應較甲仙地震大，震後無發生邊坡滑動及明顯壩體沉陷，主要為壩體轉彎段之橫向裂縫。橫向裂縫主要成因為：(1)平行壩軸向激烈震動造成相對位移、(2)壩體材料受震沉陷不均勻(3)壩基土壤不均勻沉陷。

二次地震皆於壩軸曲率變化處產生張力裂縫，依據岡本舜三(2002)提出橫向裂縫形成方式研判，可能為平行壩軸方向激烈震動及壩體兩側材料震動特性不同導致；美國壠務局第十三號設計標準亦指出強震時於平行壩軸會造成張應變，於壩體產生橫向裂縫，研判兩次地震裂縫產生機制應相同，裂縫發生屬應力集中造成轉彎段壩體左右材料震動特性不同導致之張力裂縫產生。

三、大壩安定分析

由「虎頭埤水庫第五次安全評估報告」(2021)對大壩進行動態分析顯示，當大壩轉折處遭遇 10,000 年重現期之設計地震時，恐因差異沉陷造成約 0.76 公尺深之橫向裂縫，綜合上述安評成果及「虎頭埤水庫壩體緊急改善工程」(2010)、「虎頭埤水庫 0206 美濃地震大壩緊急修護工程」(2016)，大壩目前在轉折曲率較大之轉折處仍有產生橫向裂縫之疑慮，建議改善壩體之受震後變形行為，提高虎頭埤水庫大壩之安全性，虎頭埤管理機關遂成立「虎頭埤水庫壩體改善工程」(2023)辦理壩體安全改善工程。

參考國內外大壩相關補強工法資料。依據水庫條件不同，考量可靠度、施工性、環境影響及經濟效益等因素，提出壩體改善設計構想：虎頭埤壩體轉折處在強震作用下容易產生應力集中造成壩體裂縫產生，改善壩體轉折曲率應屬最佳之方式，然虎頭埤水庫有灌溉需求，且重新調整壩體線型需耗費鉅額之工程經費，因此改善工程選用採拋石壓重、加密壩體之培厚工法改善壩體之受震後變形行為。若於下游培厚工可達加密壩體之效果，壩體轉彎處之曲率仍無改善，故採於上游大壩轉彎處培厚，採此方式不但可改變壩體曲率以改善地震應力集中之問題亦有加密壩體之效果。以下將針對大壩上游培厚進行相關壩體定分析，分析成果如下：

1.大壩滲流及邊坡穩定分析

滲流分析採用二維有限元素分析程式 GeoStudio2007 程式，該程式具完整的前、後處理功能，且滲流與安定分析可於同系統模型中完成，除可維持分析之一貫性外，並可避免不同軟體分析所可能產生之誤差與錯誤。滲流分析以二維有限元素分析程式 GeoStudio2007 中之 SEEP/W 模組進行模擬，其分析原理係使用有限元素法，藉由分析土壤材料中孔隙水壓的變化，以求得滲流路徑、流速大小及地下水位面，並可考慮地下水位變化與時間無關之穩態型式(Steady-state)，即長期壩體庫水之滲流浸潤線(phreatic line)，分析結果可得滲流量、自由水位面位置、壩體內部孔隙水壓與水頭分佈等。另亦可利用分析所得之壩體自由水位面，進行壩體安定分析作業，分析參數採用利次安全評估成果如表 2 所，分析斷面如圖 7 所示，分析條件採為培厚後水庫滿水位 EL.37.00m 情況下之穩態滲流條件以、急洩降時期上游坡面安定分析以及採擬動態方法進行受震後壩體邊坡穩定分析。依照極限平衡分析法，最主要找尋最臨界之安全係數(F.S.)來評估邊坡的穩定性。一般理論上，安全係數僅需大於 1，邊坡既無滑動之虞。但各種分析方式各有其不足之處，導致各種規範對壩體於邊坡安定性的安全係數往往都斟酌提高，故本工程參考美國陸軍工兵團、中國工程師手冊及曾文水庫興建時所建議之安全係數。分析成果顯示在有無地震力之影響下，穩態滲流與急洩降兩種情況之安全係數最小之滑動面位置，皆達設計之最小安全係數要求，壩體皆無滑動之虞，分析安全係數如表 3 所示。

2.大壩受震分析

土壤結構主要由土壤顆粒、孔隙內空氣及孔隙水所組合而成。一般當土壤受荷載作用時，孔隙內的水壓會發生變化，使得土壤有效應力也隨之改變。地震發生時，瞬間土

壤行為近似於不排水的狀況，作用期間土壤顆粒會重新排列並趨於緊密(孔隙比降低)，在體積變化近似於零之下將產生超額孔隙水壓，導致有效應力降低，土壤模數弱化；若要準確地瞭解地震作用下土石壩動態反應及其土壤內孔隙水壓之變化，現行一般採用有效應力之動態分析方法進行分析。

傳統進行大壩受震穩定性評估受限於分析方法有限與相關參數取得不易，多以擬靜態分析進行二維邊坡破壞評估或以假設材料與幾何條件為線性系統，進行頻率愈壩體受力與變位動態分析，惟採二維分析對長軸遠大於短軸且邊界條件單純之系統其誤差有限，但對於長短軸相近或邊界條件複雜之系統其誤差將明顯增加，針對此類系統受震反應，需進行三維時間域動態分析。本文以上游培厚方式建立動態分析模型，以了解壩體經培厚改善前後遭受設計地震作用之實際反應，並比較其分析，本文採用美國 Itasca Consulting Group, Inc.以外顯有限差分法(Explicit finite difference method)為基礎所開發之數值分析軟體 FLAC 3D(Fast Lagrangian Analysis of Continua)軟體進行模擬，採三維模型進行大壩分析以評估壩體受震之安定性。

分析參數以歷次修復工程取得之土壤參數為主，不足部分以經驗值或經驗式推導所得為輔；選用土壤物理性質與強度參數如表 4 所示，並依據第五次安全評估模型作為基礎，並將材料分為兩區，EL.34.6m 以上之修復壩體區，參數採用 0206 震後緊急修復工程之材料參數；以及基盤至 EL.34.6m 之培厚段則採用原始壩體區之參數，此區與基盤之參數是根據第四次安全評估採用之參數。

上游培厚範圍由上游大轉角轉折處向外推 15m，並以 1:3(V:H)坡度進行培厚並往兩端邊界線性遞減，依照當時選定的土壤材料進行分區，其網格建立模型如上圖 8 所示，以設計地震($PGA=0.51g$)作為加速度輸入源進行動態分析；另修改浸潤線下土壤材料為 Finn 模式以模擬孔隙水壓受震激發現象；同時於壩頂設立觀測點，評析成果如下：

1.壩體變形：

大壩培厚過後其震後壩體變位如圖 9 所示，壩體震後壩頂沉陷量最大為 4.67cm。上游坡面經過培厚分析後，與第五次安全評估比較壩頂沉陷量由 8.48cm 減至 4.67cm。

2.孔隙水壓及有效應力變化：

方案 B 大壩震後垂直向有效應力分布圖如圖 10 所示，震後壩體垂直向有效應力皆為壓力作用，表示壩體未發生有效應力小於等於零之情況，因此無液化之疑慮。

3.壩頂剪應變評估：

方案 B 大壩震後剪應變歷時圖如圖 11，壩頂於直線段及轉折處所測得之剪應變增量之差異僅有 0.0002，推斷此培厚方案改善了大壩轉折處大轉角的情形，使得壩頂剪應變差異相對較小。

4.震後變形評估

依據美國加州大壩安全管理單位對於壩體變量檢討的一般原則如表 5，依壩體震後變形量進行分級，大壩經培厚震後壩頂沉陷約 4.67cm，依據美國加州壩體變形量分級標

準，屬於「一般可接受」；另依據 Swaisgood (1993)大壩損害程度分類(表 6)，屬「輕度-中度」損壞程度，惟壩頂產生沉陷量值甚小，對壩體安定影響較低。

四、結論與建議

根據震後變形分析結果，震後可能產生縱向裂縫多分佈於壩頂近下游邊坡側，且深度未發展至常水位 EL37.0m 處，庫水沿縱向裂縫發生滲漏可能性低；壩頂於直線段及轉折處所測得之剪應變增量之差異僅有 0.0002，顯示培厚方案改善了大壩轉折處大轉角的情形。相比第五次安全評估的結果對大壩安全性影響相對較低；同時比較轉折處與直線段剪應變增量差值，顯示大壩於上游培厚應可有效改善轉折處應力集中之問題，目前大壩上游培厚工程已進行中，雖尚未經相同之地震考驗，建議後續應透過常時維護及監測以觀察及確保大壩之穩定。

參考文獻

- 1.農業部農田水利署嘉南管理處(2021)，「虎頭埤水庫第五次安全評估」成果報告，黎明工程股份有限公司，台中。
- 2.吳嘉賓(2009)，「土石壩受震應變潛能法之整合研究」，博士論文，國立中央大學。
- 3.張吉佐(1985)，「地震對土石壩之影響」，地工技術，第 9 期，第 104-115 頁。
- 4.陳錦清、高憲彰(1996)，「土石壩安全評估」，地工技術，第 58 期，第 79-89 頁。
- 5.地震工程研究中心編譯(2002)，岡本舜三原著，「地震工程學」，科技圖書，台北。
- 6.陳利明、張吉佐(2001)，「壩工」，財團法人中興工程科技研究發展基金會，台北。
- 7.農業部農田水利署嘉南管理處(2010)，「虎頭埤水庫壩體緊急改善工程」總報告，黎明工程股份有限公司，台中。
8. 農業部農田水利署嘉南管理處(2016)，「虎頭埤水庫 0206 美濃地震緊急修護委託技術服務」成果報告，宏信工程技術顧問有限公司，台南。
- 9.農業部農田水利署嘉南管理處(2023)，「虎頭埤水庫壩體安全改善工程」基本設計成果報告，黎明工程股份有限公司，台中。
- 10.Engineering and Research Center(1992), “Design Standard NO.13:Embankment Dams”, U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation.

表 1 虎頭埤水庫主要工程數據

項目		概要及數據
主壩	型式	滾壓式土石壩
	壩頂標高	EL. 39.00 m
	壩高	15.3 m
	壩頂長度	470 m
	壩頂高度	5.5m
溢洪道	型式	自由溢洪孔 14 孔
		閘門控制溢洪孔 10 座
	溢洪口標高	閘門控制溢洪口 EL.35.18 m
		自由溢洪口(無閘板)EL.36.4m
		自由溢洪口(閘板式)EL.37m
	設計排洪量	95.3 cms(最大)、50cms
出水口	型式	矩形閘門一座
	尺寸	0.8m×0.8m
	取水標高	30.7m
	最大放水量	0.5cms

表 2 大壩培厚安定分析參數

項目	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C' (kPa)	ϕ' (°)	C (kPa)	ϕ (°)
壩體	19.9	20.1	24.5	22	31.4	17.6
壩基	19.4	19.5	14.7	27	25.5	21
濾層	22.0	22.0	0	35	0	35
新壩體	22.5	22.5	0	32	0	32
新壩基	22.0	22.0	0	40	0	40

表 3 培厚斷面安定分析成果

荷重狀態		上游坡面			下游坡面		設計 地震 係數 K _h
水庫水位		正常滿水位 穩態滲流 EL.37.00m		正常滿水位 急洩降至 EL.32.55m	正常滿水位 穩態滲流 EL.37.00m		
地震力		無	有	無	無	有	
滑動面通過帶 最小安全係數	壩頂部 1/4 內	—	—	—	4.4	1.9	0.39
	壩頂部 2/4 內	—	—	—	2.9	1.5	0.27
	壩頂部 3/4 內	—	—	—	2.9	1.5	0.21
	全壩高	3.1	1.6	2.3	2.1	1.3	0.16
最小要求安全係數		1.5	1.0	1.2	1.5	1.0	-

表 4 動態分析土壤物理性質與強度參數

土層分區	原始壩體區(註 1) (EL.34.6m 以下)	修復壩體區(註 2) (EL.34.6m 以上)	基盤 (註 1)
單位重 (kg/m ³)	2080	2142	2700
剪力波速 V_s (m/s)	180	150	270
柏松比 ν	0.38	0.38	0.48
剪力模數 G (MPa)	58.2	39.0	137.1
體積模數 B (MPa)	1629.2	286.1	3909.6
凝聚力 c (kPa)	25.1	70.0	3470
摩擦角 ϕ (deg)	26.0	36.0	32.1
滲透係數 K (m/s)	3.6×10^{-8}	3.6×10^{-8}	1.0×10^{-9}
Hardin 參考應變 γ_{ref}	0.23	0.23	0.15

表 5 美國加州壩體變形量分級標準

震後變形量	分級	一般標準說明
0m~1.5m	一般可接受	1.不可嚴重威脅出水高 2.不可佔過大壩高比例
1.5~3.0m	情況須 詳加檢討	1.變形量近 3m 時，壩體結構將無法預測 2.壩座附近將產生橫向裂縫 3.局部地區產生滑動或位移 4.根據設計出水高、殘餘出水高、壩頂寬、壩體分區、上下游坡度作通盤檢討
3.0m~	耐震設計不足 需重新設計	1.未核准此條件下任何新舊壩體之水庫蓄水 2.大壩斷面須重新設計

表 6 Swaisgood (1993)大壩損害程度分類

壩頂沉陷百分比(%)	損害程度
-0.02	無
0.02-0.10	無-輕度
0.10-0.50	輕度-中度
0.50-1.00	中度-嚴重
1.00-	嚴重

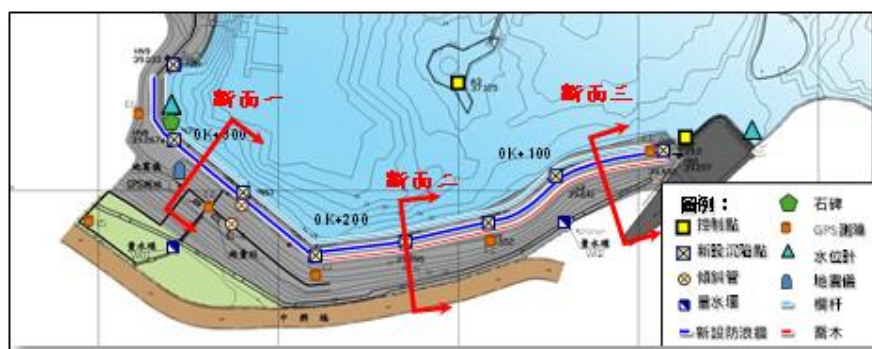


圖 1 虎頭埤水庫大壩平面圖

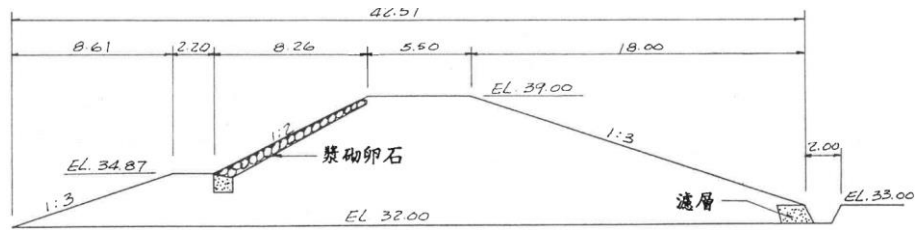


圖 2 虎頭埤水庫大壩標準斷面圖(一)-0K+232.9m~0K+323.0m

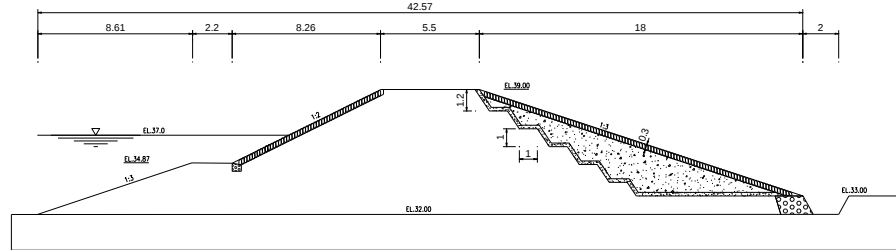
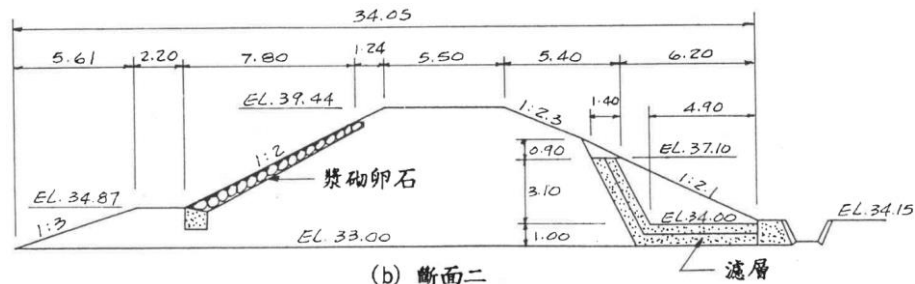


圖 3 虎頭埤大壩標準斷面圖(二)-0K+085.0m~0K+189.7m



(b) 斷面二

圖 4 虎頭埤大壩標準斷面圖(三)-0K+000.0m~0K+085.0m

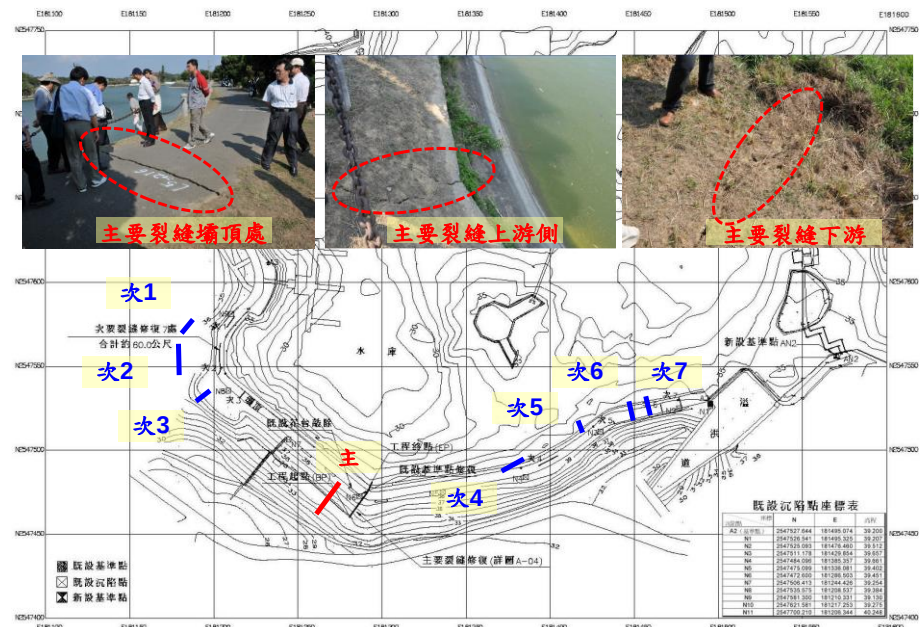


圖 5 甲仙地震壩體裂縫分布

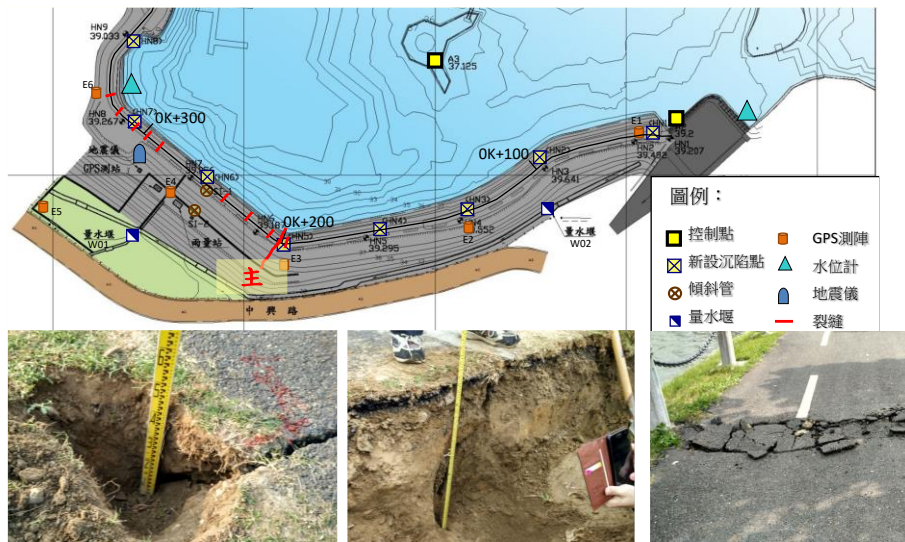


圖 6 美濃地震壩體裂縫分布

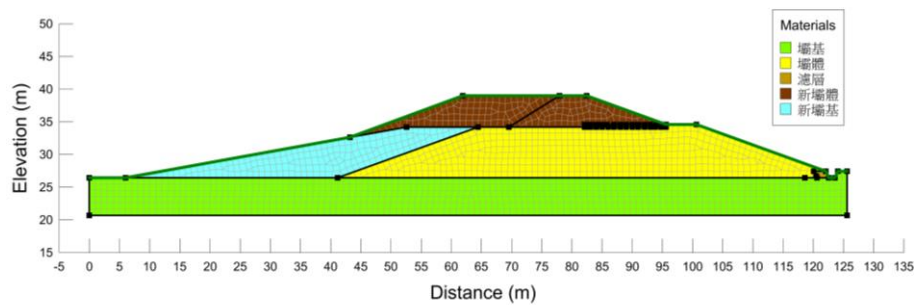


圖 7 培厚安定分析斷面

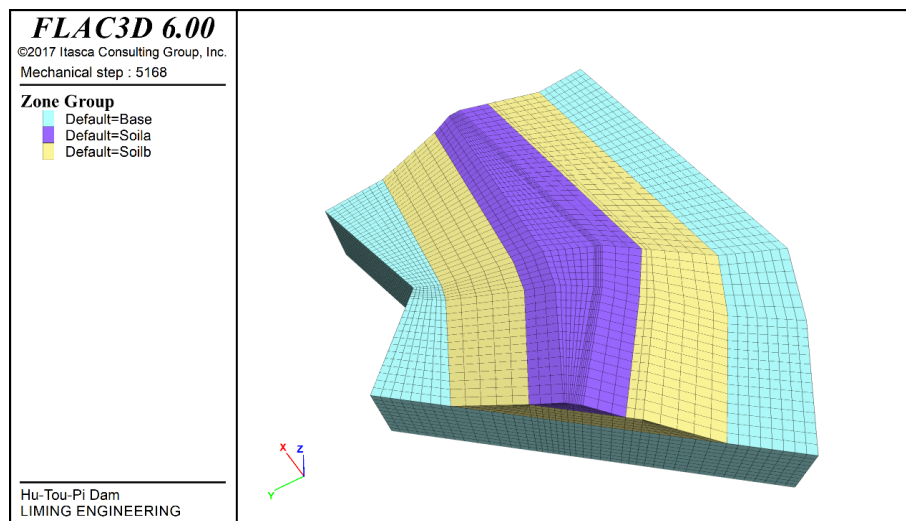


圖 8 大壩上游培厚數值模型網格

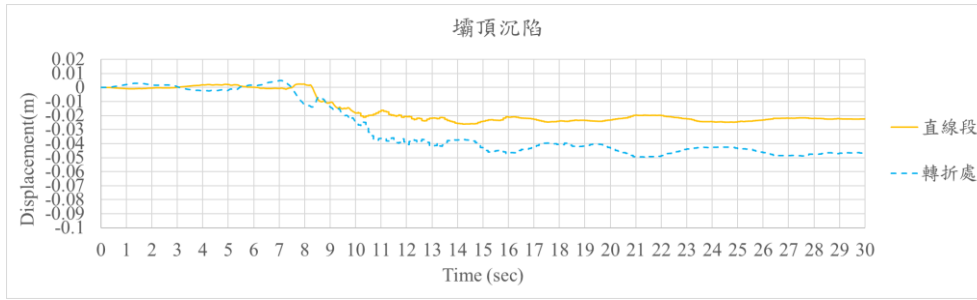


圖 9 大壩培厚震後壩頂變位歷時圖

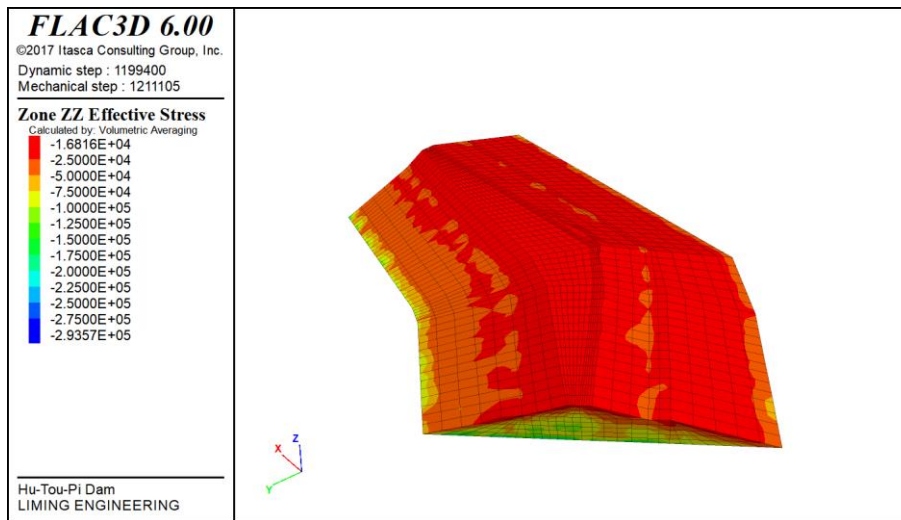


圖 10 大壩培厚震後垂直向有效應力分佈圖

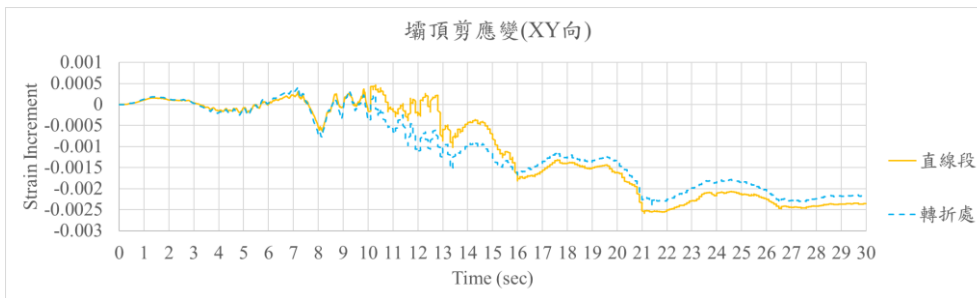


圖 11 大壩培厚震後壩頂剪應變歷時圖