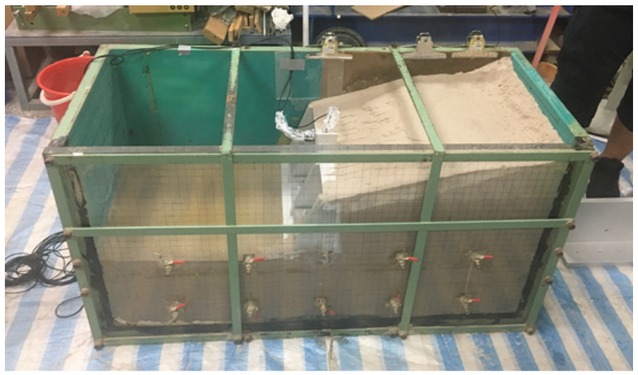
SWCB-109-234

# 基於振動與應力波傳之擋土構造物性能評估研究

## 成果報告書





行政院農業委員會水土保持局　編印

中華民國109年12月

基於振動與應力波傳之擋土構造物性能評估研究

成果報告書

109 年度

行政院農業委員會水土保持局

行政院農業委員會水土保持局

與您一起打拼

行政院農業委員會水土保持局
南投市中興新村光華路6號
http://www.swcb.gov.tw

# 基於振動與應力波傳之擋土構造物性能評估技術研究

# A study on techniques for performance assessment of retaining structures based on vibration and wave propagation

執 行 單 位：國立成功大學

執 行 期 間：109 年 2 月 6 日至 109 年 12 月 31 日

計畫主持人 ：柯永彥 助理教授

行政院農業委員會水土保持局　編印

中華民國 109 年 12 月

# 基於振動與應力波傳之擋土構造物性能評估技術研究

## 摘要

台灣地處颱風與地震活躍之區域，近年更不時受強降雨所苦，故常蒙受邊坡災害而造成人命財產損失。若能於嚴重邊坡災害發生之前，預先掌握可能之損傷或穩定性不足，並及時進行管制使用或工程處置等措施，將有助於達到防災減災之目的。對於與民眾活動最常產生相互關係而較易帶來可觀損失之人工邊坡破壞，多與穩定設施失效直接相關；其中，擋土構造物之功能為直接抵抗土壓力、水壓力或地震地等邊坡破壞驅動因子，其性能若於使用年限間逐漸弱化，將造成邊坡災害風險之顯著增加。

因此，本研究擬基於擋土構造物之動力特性評估其性能狀態，期能於擋土構造物產生性能弱化但尚未引致明顯變位甚至破壞前，便能掌握弱化情況與程度，藉此防患於未然。本年度將針對以自重提供穩定機制之重力式與懸臂式擋土牆，藉由量測並分析牆身微振反應，展現其整體牆-土互制系統之動力特性，據以評估其穩定性能之變化；同時提出簡易且具代表性之性能指標，具體量化性能降低之程度；將利用室內縮尺模型試驗與現地案例檢測實際驗證相關技術之可行性，並利用相關成果建立性能指標之分級研判準則。

關鍵詞：擋土構造物、性能評估、動力特性、微振量測、性能指標

# A study on techniques for performance assessment of retaining structures based on vibration and wave propagation


## Abstract

Taiwan is located in typhoon and earthquake-active area and has been hit by intense rainfalls frequently in recent years, and therefore often suffers slope disasters with casualties and property losses. If the possible damage or instability of slopes can be detected before failure, and restraint of use or engineering countermeasures can be thus timely executed, severe slope disasters can be mitigated and reduced. Concerning man-made slope failures which mostly interferes with human activities and therefore brings more losses, they are usually directly owing to the malfunction of the stabilization works. Among all the slope stabilization works, retaining structures are designated to resist driving factors of slope failures such as earth pressure, water pressure and earthquake load. If their performance degrades gradually in their service life, the risk of slope disasters will be increased significantly.

Consequently, this study aims to assess the performance of retaining structures based on their dynamic characteristics. The purpose is to detect and quantify the degradation of retaining structures before significant deformation or even failure is caused so that the follow-up slope disasters can be prevented. In this year, emphasis is on gravity and cantilever retaining walls of which the stabilization mechanism mainly comes from

their self weight. The microtremor of the wall will be measured and analyzed to revel the dynamic characteristics of the wall-soil interaction system, and accordingly its stabilization performance can be assessed. Representative performance indices with a concise form will also be suggested for the quantification of the performance degradation. Laboratory scale model tests and field inspection of real retaining walls will be conducted to examine the feasibility of the proposed methods, and the results will be used to establish the grading criteria for the proposed performance indices.

**Keywords: Retaining structure, Performance assessment, Dynamic characteristics, Microtremor measurement, Performance index**

# 目次

**摘要** ..... **I**

**Abstract** ..... **III**

**目次** ..... **V**

**表次** ..... **VII**

**圖次** ..... **IX**

**第一章　緒論** ..... **1-1**

第一節　計畫背景 ..... 1-1

第二節　計畫目標與工作項目 ..... 1-2

**第二章　工作執行方法與步驟** ..... **2-1**

第一節　工作執行方法 ..... 2-1

第二節　工作執行步驟 ..... 2-18

**第三章　室內縮尺模型試驗** ..... **3-1**

第一節　試驗方法與配置 ..... 3-1

第二節　試驗情境 ..... 3-11

第三節　試驗成果 ..... 3-17

**第四章　現地試驗** ..... **4-1**

第一節　案例簡介 ..... 4-1

第二節　案例一：台南市南化區南 179 線 4K 路段 ..... 4-12

第三節　案例二：台南市龍崎區市道 182 線 25.9K 路段 ..... 4-22

**第五章　結論及建議** ..... **5-1**

第一節　結論 ..... 5-1

第二節　建議 ..... 5-2

**參考文獻** ..... **參-1**

**附錄** ..... **附-1**

附錄一、期中審查意見暨回覆辦理情形 ..... 附-1

附錄二、期末審查意見暨回覆辦理情形 ..... 附-3

# 表次

**表 3-1 牆體自然頻率與基礎旋轉阻抗隨基礎土壤狀態之變化 ..... 3-33**

# 圖次

圖 1-1 人工邊坡破壞案例 ..... 1-3
圖 1-2 以自重為穩定機制之擋土牆 ..... 1-4
圖 2-1 本研究所採用之 PCB 加速規與衝擊錘 ..... 2-13
圖 2-2 本研究所採用之無線集錄系統：NI 9234 四通道擷取卡搭配 NI cDAQ-9191 無線機箱 ..... 2-13
圖 2-3 受損擋土牆之現地微振量測試驗 ..... 2-14
圖 2-4 利用敲擊回音法與衝擊反應法檢測結構損傷位置示意圖 2-14
圖 2-5 振動反應頻率域分析法 ..... 2-15
圖 2-6 擋土牆簡化模型 ..... 2-16
圖 2-7 NAKAMURA 各類損傷指標之推導示意 ..... 2-16
圖 2-8 蘇澳港 4 號沉箱式碼頭外傾與未外傾單元比較 ..... 2-17
圖 2-9 蘇澳港 4 號沉箱式碼頭微振反應傅氏譜與 NAKAMURA 損傷指數應用實例 ..... 2-17
圖 2-10 具透明側牆之固定式土箱與邊坡試體示意圖 ..... 2-22
圖 2-11 台南市南化區南 179 線 4K 路段於 2017 年 6 月中旬暴雨之道路下邊坡破壞案例 ..... 2-22
圖 2-12 台南市龍崎區 182 線龍船里路段 25.9K 於 2018 年 8 月下旬暴雨之擋土牆破壞案例 ..... 2-23
圖 3-1 試驗用土樣相關土壤試驗結果 ..... 3-5
圖 3-2 邊坡試體準備相關試驗 ..... 3-6
圖 3-3 擋土牆縮尺模型 ..... 3-7
圖 3-4 試驗用砂箱與底層土壤完成情況 ..... 3-8
圖 3-5 牆體後方砂箱邊界之特別處理 ..... 3-8
圖 3-6 擋土牆與邊坡模型完成情況 ..... 3-9

圖 3-7 量測配置 ..... 3-10
圖 3-8　坡面降雨入滲情境(以重力式擋土牆模型為例) ..... 3-13
圖 3-9 擋土牆模型背填土主動破壞情境 ..... 3-14
圖 3-10 牆趾開挖與基礎土壤弱化情境：底層土壤較緊密 ..... 3-15
圖 3-11 牆趾開挖與基礎土壤弱化情境：底層土壤較疏鬆 ..... 3-16
圖 3-12 振動歷時與頻譜分析示意圖(重力式擋土牆，模擬降雨前，牆頂 X 向振動；上為歷時圖、下為傅氏譜) ..... 3-20
圖 3-13 重力式擋土牆地板 X 向振動傅氏譜：背填土濕潤與主動破壞狀態之比較 ..... 3-20
圖 3-14 重力式擋土牆牆頂 X 向振動傅氏譜：模擬降雨前與背填土濕潤之比較 ..... 3-21
圖 3-15 重力式擋土牆砂面 X 向振動傅氏譜：試體完成時(代替模擬降雨前)與背填土濕潤之比較 ..... 3-21
圖 3-16 重力式擋土牆牆頂相對於砂面之 X 向振動轉換函數：試體完成時(代替模擬降雨前)與背填土濕潤之比較 ..... 3-22
圖 3-17 重力式擋土牆牆頂 X 向振動傅氏譜：背填土濕潤與主動破壞狀態之比較 ..... 3-22
圖 3-18 重力式擋土牆砂面 X 向振動傅氏譜：背填土濕潤與主動破壞狀態之比較 ..... 3-23
圖 3-19 重力式擋土牆牆頂相對於砂面之 X 向振動轉換函數：背填土濕潤與主動破壞狀態之比較 ..... 3-23
圖 3-20 懸臂式擋土牆地板 X 向振動傅氏譜：背填土濕潤與主動破壞狀態之比較 ..... 3-26
圖 3-21 懸臂式擋土牆牆頂 X 向振動傅氏譜：模擬降雨前與背填土濕潤之比較 ..... 3-26

圖 3-22 懸臂式擋土牆砂面 X 向振動傳氏譜：模擬降雨前與背填土濕潤之比較 ..... 3-27
圖 3-23 懸臂式擋土牆牆頂相對於砂面之 X 向振動轉換函數：試體完成時(代替模擬降雨前)與背填土濕潤之比較 ..... 3-27
圖 3-24 懸臂式擋土牆牆頂 X 向振動傳氏譜：背填土濕潤與主動破壞狀態之比較 ..... 3-28
圖 3-25 懸臂式擋土牆砂面 X 向振動傳氏譜：背填土濕潤與主動破壞狀態之比較 ..... 3-28
圖 3-26 懸臂式擋土牆牆頂相對於砂面之 X 向振動轉換函數：背填土濕潤與主動破壞狀態之比較 ..... 3-29
圖 3-27 重力式擋土牆牆頂 X 向振動傳氏譜：底層土壤較緊密時之牆趾開挖前後比較 ..... 3-33
圖 3-28 重力式擋土牆砂面 X 向振動傳氏譜：底層土壤較緊密時之牆趾開挖前後比較 ..... 3-34
圖 3-29 重力式擋土牆牆頂相對於砂面之 X 向振動轉換函數：底層土壤較緊密時之牆趾開挖前後比較 ..... 3-34
圖 3-30 重力式擋土牆牆頂 X 向振動傳氏譜：底層土壤較疏鬆時之牆趾開挖前後比較 ..... 3-35
圖 3-31 重力式擋土牆砂面 X 向振動傳氏譜：底層土壤較疏鬆時之牆趾開挖前後比較 ..... 3-35
圖 3-32 重力式擋土牆牆頂相對於砂面之 X 向振動轉換函數：底層土壤較疏鬆時之牆趾開挖前後比較 ..... 3-36
圖 3-33 剛性基礎版旋轉阻抗推導示意圖 ..... 3-36
圖 4-1 南化區南 179 線 4K 路段下邊坡情況 ..... 4-6
圖 4-2 南化區南 179 線 4K 路段擋土牆(輕微開裂處) ..... 4-6

圖 4-3 南化區南 179 線 4K 路段擋土牆(嚴重開裂處)..... 4-7
圖 4-4 南化場址擋土牆開裂兩側牆體相對錯動情況..... 4-7
圖 4-5 龍崎區市道 182 線 25.9K 路段泥岩邊坡..... 4-8
圖 4-6 龍崎區市道 182 線 25.9K 路段新舊擋土牆 ..... 4-8
圖 4-7 龍崎場址新舊擋土牆厚度不連續與界面開裂情況..... 4-9
圖 4-8 龍崎場址擋土牆背填土張裂縫(2020 年 4 月 14 日)..... 4-9
圖 4-9 2020 年 8 月 19 日台南市六甲區地震群震度圖 ..... 4-10
圖 4-10 2020 年 10 月 17 日台南市東山區地震群震度圖 ..... 4-10
圖 4-11 2020 年 10 月 17 日台南東山 $M_L$ 5.2 地震歷時(P-ALERT) 4-11
圖 4-12 龍崎場址擋土牆背填土張裂縫(2020 年 10 月 22 日)..... 4-11
圖 4-13 南化場址擋土牆量測配置(輕微開裂處)..... 4-16
圖 4-14 南化場址擋土牆量測配置(嚴重開裂處)..... 4-16
圖 4-15 南化場址擋土牆振動歷時與頻譜分析例(嚴重開裂處，安靜時段，X 向振動)..... 4-17
圖 4-16 南化場址擋土牆振動歷時與頻譜分析例(嚴重開裂處，重車通過時段，X 向振動)..... 4-18
圖 4-17 南化場址擋土牆振動歷時與頻譜分析例(輕微開裂處，重車通過時段，X 向振動)..... 4-19
圖 4-18 南化場址擋土牆牆頂相對於牆趾之 X 向振動轉換函數(重車通過時段，不同開裂程度之比較)..... 4-20
圖 4-19 南化場址擋土牆振動歷時與頻譜分析例(嚴重開裂處，重車通過時段，牆頂 Z 向振動)..... 4-21
圖 4-20 南化場址擋土牆牆頂 X 向振動 TRF 與 H/V 頻譜比之比較(嚴重開裂處，重車通過時段)..... 4-21
圖 4-21 龍崎場址擋土牆量測配置(第一次試驗)..... 4-27

圖 4-22 龍崎場址擋土牆量測配置(第二次試驗，牆頂)..... 4-28
圖 4-23 龍崎場址擋土牆量測配置(第二次試驗，牆趾前方)..... 4-28
圖 4-24 龍崎場址擋土牆振動歷時與頻譜分析例(2020/04/14，安靜時段，X 向振動)..... 4-29
圖 4-25 龍崎場址擋土牆振動歷時與頻譜分析例(2020/04/14，車輛通過時段，X 向振動)..... 4-30
圖 4-26 龍崎場址擋土牆牆頂之 H/V 頻譜比(2020/04/14，車輛通過時段，新牆與舊牆比較)..... 4-31
圖 4-27 龍崎場址擋土牆振動歷時與頻譜分析例(2020/10/22，車輛通過時段，X 向振動)..... 4-32
圖 4-28 龍崎場址擋土牆牆頂 X 向振動 TRF 與 H/V 頻譜比之比較(舊牆，車輛通過時段)..... 4-33
圖 4-29 龍崎場址擋土牆牆頂之 X 向振動轉換函數(2020/10/22，車輛通過時段，新牆與舊牆比較)..... 4-34
圖 4-30 平均頻譜分析流程示意圖..... 4-35
圖 4-31 龍崎場址擋土牆牆頂於車輛持續經過 200 秒延時之平均 H/V 頻譜比(2020/04/14)與轉換函數(2020/10/22) ..... 4-36

# 第一章　緒論

## 第一節　計畫背景

一、緣起

台灣地處颱風與地震之活躍區域，近年又因氣候變遷而不時受強降雨所苦，故經常蒙受各類型邊坡災害，甚至因而造成人命財產之重大損失。天災之來襲多非人力所能阻擋，但若能於發生嚴重之邊坡災害前，預先掌握可能之損傷或穩定性不足，並及時進行管制使用或工程處置等措施，將有助於達到防災減災之目的。

邊坡一般可概分為自然形成傾斜地形之自然邊坡，以及經人為挖填整地形成且具有擋土或護坡等邊坡穩定設施之人工邊坡，其中以後者與民眾活動最常產生相互關係，其若發生破壞也最容易帶來可觀之損失，如圖 1-1 所示；然而，人工邊坡破壞多與穩定設施之失效直接相關，因而可直接根據穩定設施之健康狀態，來進行邊坡災害預警。

二、研究目的

在各種邊坡穩定設施中，擋土構造物之功能為直接抵抗土壓力、水壓力或地震力等邊坡破壞驅動因子，其性能若於使用年限間逐漸弱化，將造成其所能提供之穩定力可能低於設計時考量之環境驅動力，進而導致邊坡災害風險之增加。因此，本研究擬提出能基於擋土構造物動力特性評估其性能狀態之非破壞檢測法，期能於擋土構造物產生性能弱化但尚未引致明顯變位甚至破壞前，便能掌握弱化情況與程度，藉此防患於未然。相關方法係根據力學理論發展，擁有充分立論基礎，同時又具備易於施作與分析之特點，而適合做為邊坡定期檢測項目之一，甚至有搭配自動化運算與無線傳輸設備建構即時監測系統之潛力。

## 第二節　計畫目標與工作項目

本計畫擬探討非破壞檢測方法應用於邊坡穩定設施中之擋土構造物性能評估，具體將採用便於施作之振動量測技術，藉以掌握擋土構造物之整體系統振動反應或內部構件之波傳行為。本年度將針對以自重提供穩定機制之重力式與懸臂式擋土牆，如圖 1-2 所示，藉由量測與分析牆身微振反應，展現其整體牆-土互制系統之動力特性，據以評估其穩定性能之變化，同時提出簡易且具代表性之損傷指標，具體量化性能降低之程度，並將利用室內縮尺模型試驗與現地案例檢測實際驗證相關技術之可行性。

為達到前述目標，茲規劃以下工作項目：

一、建立擋土構造物微振反應量測之現地試驗程序

二、研擬擋土構造物微振反應之分析與詮釋方法

三、提出基於振動量測之擋土構造物性能指標

四、以室內縮尺模型試驗與現地試驗測試並驗證相關方法與程序

五、建立性能指標研判準則



(a) 2010 年國道三號 3.1k 順向坡滑動(擋土構造物為地錨格梁)

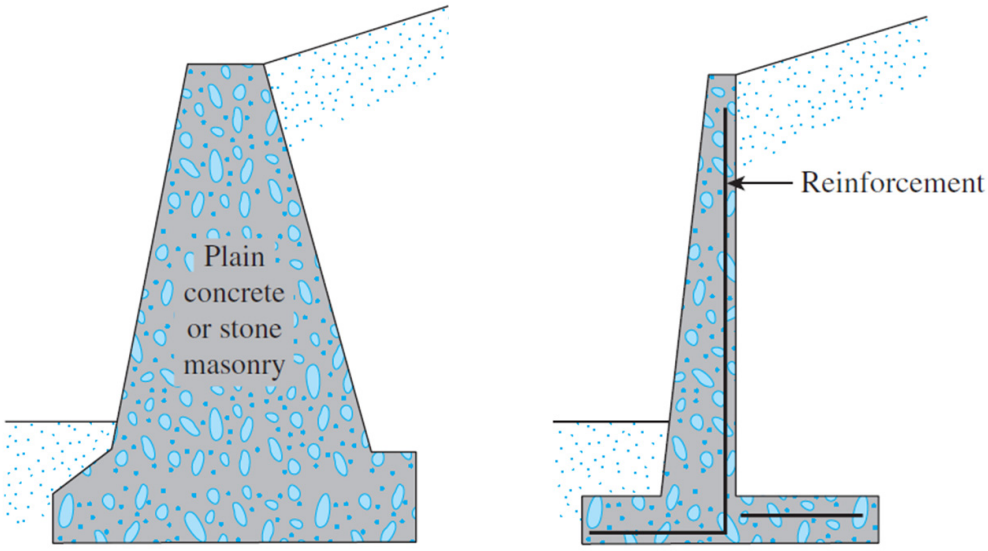
(柯永彥 攝)



(b) 2018 年北海道地震填方坡破壞(擋土構造物為重力式擋土牆)

(柯永彥 攝)

**圖 1-1 人工邊坡破壞案例**




(a) 重力式擋土牆　　(b) 懸臂式擋土牆

**圖 1-2 以自重為穩定機制之擋土牆**

(Das, 2011)

# 第二章　工作執行方法與步驟

## 第一節　工作執行方法

一、方法概述

對於一土壤~結構互制系統而言，結構體之振動能反映系統本身特性與邊界條件之變化，故相當適合用來評估地工結構之損傷狀態或承載土體之弱化狀態。因此，本研究將利用土壤-擋土構造互制系統之振動特性變化，研判其穩定性能是否降低，並透過適當之損傷指標以合理量化其降低程度。相較於其他檢測方式，振動量測易於施作且儀器存活率高，振動特性又與工程構造物完整性直接相關，故可供定期及災後檢測、長期監測與即時診斷之用。

二、振源與量測設備

(一) 振源

1.環境微振：一般而言，環境微振為最普遍之振源，其為自然及人為作用產生之能量所振盪疊加形成之信號，隨時隨處可得，且其屬寬頻振動，甚至常假設其為高斯白噪(Gaussian white noise)，亦即時間域平均值為零、頻率域功率譜密度函數為常數之隨機訊號，能激發各種不同自然頻率之結構產生振動而適用於系統識別。然而，實際上環境微振具相當之時空變異性，需經適當處理方能獲得代表性結果。在本研究中，環境微振將被採用做為最基本之振源。

2.人工振源：若欲更精準地掌握振源特性，可利用人工振源，例如能輸出定頻簡諧力之旋轉偏心質量振動產生器，藉由調整轉速與偏心量，便可精準控制出力之頻率與大小，而

可有效獲取不同頻率外力與不同應變等級下之擋土構造物動態反應。落錘或能內建荷重計之衝擊錘為另一類常用之人工振源，其引致之衝擊反應屬寬頻振動，但透過頻譜分析仍能釐清結構於不同頻率之特性；其衝擊力雖能藉由控制落距或根據內建荷重計測值予以掌握，但控制精度不及前者。然而，出力足以激發擋土構造物產生整體性振動之旋轉偏心質量振動產生器較為笨重，且需要鎖固於結構上，其搬運與安裝較不便，較不利於現地檢測需求。另一方面，落錘無須鎖固安裝，且能提供足以激發擋土構造物振動之衝擊能量；但需要吊掛與釋放用之設備，故施作上之彈性仍嫌不足，且有可能造成結構體損壞。衝擊錘與相關設備較易攜帶且便於施作，非常適合現地檢測之用；藉由不同之錘頭重量與材質，能激發不同特性之動態反應；惟須注意的是，較便於攜帶之手持衝擊錘，常不足以激發擋土構造物之整體性振動反應，而僅適用於以應力波傳與反射進行牆體完整性檢測之情況。

(二) 量測設備

1.振動感應器與衝擊錘：用來量測振動之感應器，包含各類速度計與加速度計，需視振源種類與施作場合決定所需之靈敏度與耐衝擊度，選擇適當之規格。本研究預計採用 PCB 公司之 393B04 與 352C33 加速規，分別如圖 2-1(a)與圖 2-1(b)所示，前者頻率範圍(響應±5%)為 0.06-450 Hz，量測範圍±5g，適合環境微振量測；後者頻率範圍(響應±5%)為 0.5-10,000 Hz，量測範圍±50g，適合搭配衝擊錘使用。另外，將採用 PCB 公司之 086D20 或 086D50 衝擊錘，分

別如圖 2-1(c)與圖 2-1(d)所示，兩者錘頭重量分別為 1.1 kg 與 5.5 kg，均可更換不同材質錘頭以改變敲擊過程中錘頭與牆體之有效接觸時間，藉此可引致不同能量與頻寬之衝擊波；其內建荷重計之衝擊力量測範圍最高達 20 kN。

2.無線集錄系統：實務上常將振動感應器搭配可攜式多頻道集錄系統，進行多位置之同步量測，則量測資料便可用以計算轉換函數(transfer function)與進行模態分析。近年各類無線傳輸技術蓬勃發展，其傳輸頻寬與範圍已足供振動量測之用；由於其能免於佈設傳輸線，能大幅降低現地試驗之時間與人力需求，故應用日益廣泛。本研究預計採用 NI 公司之 NI 9234 四通道擷取卡，其能直接對前述之加速規與衝擊錘供電並擷取其訊號，最高取樣率可達 51.2 kHz，足供振動與應力波傳量測之需。其搭配 NI cDAQ-9191 無線機箱後可構成無線量測節點，如圖 2-2 所示，透過無線閘道(gateway)可將多個節點同步連結至控制主機，構成無線量測訊號傳輸網路，而可進行多測點多通道之同步量測。

三、試驗方法

(一) 環境微振量測：

本試驗宜在周圍環境較為安靜時(如清晨或深夜)進行，以避免具特定頻率特性之人為活動影響，試驗時可記錄多筆長延時之歷時記錄，以便事後分析時能從中選取無明顯受特定振源影響之部分。量測常針對振動反應較大且較能展現整體特性之位置為之，對重力式擋土牆而言，最適合量測之位置一般為牆頂，如圖 2-3 所示。

(二) 衝擊錘試驗：

由於本年度研究主要針對重力式擋土牆，其量體大，一般而言以衝擊錘並不易引致整體系統之振動，而是藉由敲擊牆面或牆頂，引致牆體局部振動或造成脈衝應力波於牆體內傳遞，並由波傳走時曲線(travel-time curve)或衝擊反應頻譜估算構造尺度或缺陷位置，一般稱作敲擊回音法(impact echo method)或衝擊反應法(impulse response method)，如圖 2-4 所示，類似方法於基礎長度與完整性檢測已有廣泛之應用，如柯永彥等(2013)。

(三) 試驗注意事項：

進行現地試驗時，應特別注意施測之品質，採用衝擊錘做為人工振源時，應採用適當之能量與錘頭材質，以便有效激發振動與波傳反應；環境微振量測則應注意鄰近是否有可能影響資料分析與結果判釋之具特定振源，並盡可能於周圍環境干擾較小之情況下來進行。

四、振動反應分析方法

利用結構振動反應推求系統特性參數，一般稱作系統識別(system identification)，相關分析技術多元且成熟，包含輸入-輸出(input-output)與唯輸出(output-only)等兩類。其中，前者較能精確識別系統特性，但較適用於經縝密規劃之室內試驗；若輸入值難以確實觀測，如環境微振、車行振動等情況，則以後者較適用。本研究針對擋土構造物現地檢測需求，主要將採用唯輸出法，其常假設外來振源為高斯白噪，如此便可利用隨機振動理論或直接由輸出反應之頻譜來求得系統特性。以下介紹幾種由振動訊號萃取系統特性之常用方法：

(一) 時間域分析法：

常用之時域系統識別法包括隨機遞減法(random decrement technique)，如 Asmussen et al. (1998)，基於外來振源為高斯白噪之假設，若求取不同時段歷時訊號之平均，將恰為系統在特殊初始條件下之自由振動反應，便可根據自由振動理論進行系統識別。另一常用之時域方法為隨機子空間識別法(stochastic subspace identification)，如 Shi et al. (2016)，其考慮系統僅受高斯白噪作用且僅觀測到輸出反應，則由未知之系統內部狀態變數與系統特性矩陣，可建立系統狀態方程式，搭配空間投影、奇異值分解(singular value decomposition, SVD)等矩陣子空間操作與最小二乘法後，便可求解系統特性矩陣。

(二) 頻率域分析法：

為了能直覺地觀察振動反應之頻率特性，常將歷時訊號轉換至頻率域。快速傅立葉轉換(fast Fourier transform, FFT)為各領域廣泛利用之頻譜分析法，基於傅立葉轉換關係式，經離散化而適於程式化，所得之傅氏譜(Fourier spectrum)能清楚展現振動訊號之頻率分佈，可藉以判斷系統特性，如圖 2-5(a)所示。

另外，當振源為高斯白噪時，系統輸出反應頻譜之極點(pole)與系統轉換函數之極點一致，則利用 SVD 求得之奇異值與奇異向量，便為系統各模態之自然頻率與模態振型，此一般稱為頻率域分解法(frequency domain decomposition, FDD)，如 Brincker et al. (2001)。

由於實際上振源不一定符合高斯白噪之假設，為了更清楚呈現系統振動特性，可藉由同步量測外界輸入系統之激振，及

結構體本身相應產生之反應，分別求取其傅氏譜，則輸出反應與輸入運動之頻譜比(spectral ratio)，即為系統於頻率域之轉換函數(transfer function, TRF)，如圖 2.5(b) 所示，又可稱作頻率反應函數(frequency response function, FRF) ，且當系統為線性時，轉換函數將與輸入運動無關，可充分代表系統本身之特性，可用來進行結構物的系統識別，求得相關振動特性參數如自然頻率、阻尼比等。

(三) 時頻分析法：

由於環境條件與振源特性非恆定不變，故實測振動反應之頻率特性常隨時間有所變化。FFT 所得頻譜代表了所分析歷時資料之整體特性，較適用於振動反應為線性且穩態之情況，但在振動屬於非周期性與非穩態時，便無法展現頻率特性隨時間之變化。因此，能掌握振動特性隨時間變化趨勢之時頻分析便應時而生。

短時傅立葉轉換(short-time Fourier transform, STFT) 為常用之時頻分析法，係將原始訊號分成許多連續且部分重疊之時間視窗，並假設每一時間視窗內訊號均為穩態，分別求取各時段之傅氏譜後，便可繪製振動振幅~時間~頻率之關係圖。

HHT 轉換(Hilbert-Huang transform) (Huang et al., 1998)則是近年應用漸廣之時頻方法，其利用經驗模態分解(empirical mode decomposition, EMD)將振動訊號展開成多個具簡單型式之內在模態函數(intrinsic mode functions, IMF)；接著利用 Hilbert 頻譜分析(Hilbert spectral analysis, HSA)，便可求取每個 IMF 之振幅與頻率依時變化。

本研究將以頻率域分析法中之快速傅立葉轉換(FFT)為基礎，並根據實際測得振動訊號之歷時曲線與傅氏譜特性，進一步彈性運用其他方法來進行資料處理與分析。除前述方法之應用外，也需調查構造物本體設計參數與現況，以及背填土體與承載土體之狀態，方能於分析時確實掌握系統本身特性與邊界條件之變化，以合理判釋分析結果。

五、基於振動量測之擋土構造物性能指標

結構系統之動力性質，如自然頻率、阻尼與模態振型等，與其質量、勁度與完整性相關。當結構系統遭受損傷時，由於勁度下降，其自然頻率會降低；另由於裂縫發展或應變增大，導致阻尼增加；此外，因損傷造成系統勁度重新分配，造成振動模態產生變化；因此，應用振動量測進行結構損傷評估時，常基於上述代表性系統參數發展損傷指標。此外，對於一土壤~結構互制系統而言，結構體之振動能反映系統本身特性與邊界條件之變化，故相當適合用來評估地工結構之損傷狀態或承載土體之弱化狀態，如橋梁基礎沖刷檢測、碼頭穩定性檢測等，均已有相關應用。

針對本研究所關注之擋土構造物，其振動反應事實上為土壤~擋土構造物互制系統之整體反應，故不論是擋土構造物本體的結構損壞，或者發生滑動、傾倒等破壞時所對應之承載土體弱化，均對其振動反應有所影響，故可藉以有效量化擋土構造物之性能弱化情況；反之，在構造物出現並未影響其性能之些微損傷(如寬度有限之裂隙)時，對振動反應則幾無影響。本方法之特性在於，不論擋土構造物之型式與地盤之地質環境條件，只要結構受損或地盤發生弱化，均能忠實反映在整體系統振動特性上，因而能有廣泛多元之應用。以下將簡介本研究擬採用之性能指標，其可謂本研究之關鍵重點：

(一) 自然頻率：

系統自然頻率變化為直接簡潔之損傷指標，在結構健康監測領域應用甚廣，在地工構造物損傷檢測應用上，Ko et al. (2015)利用微振量測探討直接基礎抗彎矩性能對橋柱自然頻率之影響；柯永彥等人(2011)對雙園大橋於莫拉克風災後之殘餘橋體進行微振量測，顯示橋梁結構自然頻率變化可展現出基礎補強增樁之效應。

至於本研究所關注之重力式擋土牆，其穩定機制主要來自於自重，更具體的說，利用自重相對於牆趾之彎矩來抵抗牆背土壓引致之驅動力矩，以及自重帶來之牆底最大靜摩擦力來抵抗牆背土壓合力。然而，擋土牆之基礎反力必須要能承擔前述作用所造成之偏心載重，此穩定機制才能發揮作用。

根據前文所述概念，便可建立牆-土互制系統之簡化模型，如 Wu and Prakash (2001)以彈簧元素模擬擋土牆基礎之水平向(抗滑動)阻抗與旋轉(抗傾覆)阻抗，如圖 2-6(a)所示。若為典型重力式擋土牆，其牆體剛性甚大，故可將牆體簡化為剛性梁，牆體質量$m$集中於牆體質心位置(高度$H_c$)，並考慮牆底旋轉阻抗對系統自然頻率影響遠大於水平向阻抗，如此則牆底土壤反力(即偏心載重基礎承載力)可僅以梁底端旋轉勁度為$k_R$之旋轉彈簧來模擬，如圖 2-6(b)所示(此時側向勁度$k \to \infty$，梁撓曲變位$u = 0$)，此時系統自然頻率如下式所示：

$$f_{n,R} = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{k_R}{m{H_c}^2}}$$

須注意因土壤為高度非線性材料，故此旋轉阻抗彈簧本質上為非線性彈簧。至於牆背土壤，除了對牆背造成土壓作用外，對系統動態反應而言，亦可視為部分土體質量附加於牆身之上。由於牆底轉角將造成牆頂橫向變位，只要量測牆頂水平前後向振動，利用頻譜分析求得顯著頻率，即代表前述簡化牆-土系統之自然頻率，其與系統勁度呈正相關，與系統質量則呈負相關。

若牆體受牆背土壓驅動而產生外傾時，牆底旋轉阻抗彈簧將很快進入非線性狀態，甚至在外傾量尚不易察覺時，便產生明顯的旋轉勁度下降，並造成於系統振動自然頻率之降低。針對懸臂式擋土牆，雖然其主要穩定機制來自背填土自重，但其相對較柔性之懸臂牆體仍須承受背填土壓作用，若因而發生撓曲破壞而開裂，將造成斷面剛度(section rigidity)下降，但其同樣可反映在牆-土系統自然頻率之降低。類似之情況亦會發生於懸臂式擋土牆、擋土排樁或板樁牆等相對於重力式擋土牆較柔性且類似於懸臂梁之擋土構造物，均能利用系統自然頻率變化來展現其斷面完整性。

另一方面，牆背土壤平時多假設處於主動土壓狀態，可視為僅主動破壞土楔質量附加於牆體上，但若因弱面存在或外力驅動而有更大的潛在滑動體即將發生滑動，將造成土體附加質量增加，同樣將導致牆-土系統自然頻率降低。

前述自然頻率降低直接對應基礎土壤/牆體之勁度與潛在滑動體之規模，具充分力學理論基礎，能有效代表擋土構造物之穩定性能；此外，只要量測牆頂於環境微振激發下之振動反應，進行頻譜分析後便能由頻譜推求之，便於施作且分析簡便，故相當適合擋土構造物性能檢測之應用。

(二) 簡化懸臂結構模型之基礎旋轉阻抗

雖然根據 Doebling and Farrar (1997)之研究，自然頻率受到隨機誤差來源之影響，相對於其他振動參數而言較為不明顯，但在某些情況下，自然頻率變化展現損傷程度之靈敏度仍不夠理想，甚至可能被誤差之影響蓋過。

若能針對所關注之損傷型式建立簡化結構模型，進一步以自然頻率之變化來評估代表性之無因次化勁度參數，便能藉其變化更有效地展現性能降低之程度。例如，Ko et al. (2015)針對如橋墩之懸臂式結構，提出二自由度簡化模型，如圖 2-6(b)所示，利用柱底與地表固定端間之旋轉彈簧代表柱底之可能損傷或基礎旋轉阻抗之弱化，則此模型之系統自然頻率如下式：

$$f_{n(damage)} = \frac{f_n}{\sqrt{1 + {kH_c}^2 / k_R}}$$

其中，$f_n = (1/2\pi)\sqrt{k/m}$，表懸臂梁於底端固定時之自然頻率，$k$為懸臂梁側向勁度。利用此式，便可依據系統自然頻率之變化，評估該旋轉彈簧之旋轉勁度$k_R$值，以做為代表柱底損傷或基礎旋轉阻抗之指標。當結構完整無損或地盤為完全剛性時，$k_R$值趨近無限大，系統自然頻率為$f_n$；當柱底端受撓曲破壞或基礎旋轉阻抗弱化後，$k_R$值便下降，造成系統自然頻率亦下降；隨破壞漸趨嚴重，$k_R$值越來越小，當破壞嚴重到結構幾近倒塌或基礎旋轉阻抗進入完全塑性，$k_R$值將趨近於 0。根據 Ko et al. (2015)利用橋柱模型試驗微振量測，顯示自然頻率與$k_R$值確實能展現橋柱撓曲破壞之程度，與柔性基礎旋轉阻抗之影響。

$k_R$值變化較自然頻率變化更直接地展現系統之損傷或性能變化，針對擋土構造物，其可代表相對柔性之懸臂牆體(懸臂式擋土牆、擋土排樁、板樁牆等)撓曲破壞，與重力式擋土牆(包含以背填土自重提供穩定機制之懸臂式擋土牆)之基礎土壤抗彎矩性能變化，故可直接應用之。

(三) Nakamura 損傷指數

Nakamura (1997)綜合了振動振幅與自然頻率之變化，基於常用來以微振反應評估地盤特性之單站頻譜比法(常稱作 H/V 法) (Nakamura, 1989)，提出根據微振反應轉換函數之顯著頻率(即系統自然頻率，$f_n$)與對應之放大係數($A$)所定義之損傷指數(vulnerability index, $K$)，如圖 2-7 所示。當損傷指數越高，代表損傷程度越高或穩定性越低，並由日本阪神地震災區之實際應用驗證其可行性。

其中，針對如土堤、加勁邊坡、土壩等柔性土工構造者，與如重力式擋土牆、沉箱碼頭等剛性塊體構造，其損傷指數具有相同之型式：$K = A^2/f_n$，但對柔性土工構造而言，其物理意義為土體之剪應變，展現土壤剪力破壞之程度；對剛性塊體構造則代表動態作用之輸入功率，反映剛性塊體傾覆與滑移之潛勢；至於針對如高架橋墩之懸臂式(cantilever)或構架式(frame)結構，其損傷指數$K = A/(f_n)^2$，代表柱底之撓曲應變量，可展現撓曲破壞之程度。

Nakamura 損傷指數係基於易於施作之微振量測，其型式簡潔且具備充分物理意義，較僅使用自然頻率更能有效展現工程結構之損傷程度，且不同損傷指數恰可對應不同類型之擋土構

造物，包含重力式擋土牆、懸臂式擋土牆、擋土排樁、板樁牆與加勁邊坡等，故相當適合應用於擋土構造物之性能評估。筆者曾於蘇澳港 4 號沉箱碼頭進行 Nakamura 損傷指數驗證，該碼頭某單元在 1986 年花蓮地震中發生外傾，如圖 2-8 所示，後經過基礎補強而繼續使用至今。對外傾與未外傾沉箱單元進行環境微振同步量測，對所得振動歷時進行頻譜分析後，顯示其自然頻率接近，但利用 Nakamura 損傷指數納入微振反應振幅後，兩單元之差異即能有效展現，以外傾單元具有較未外傾者大 2 倍以上之損傷指數值，如圖 2-9 所示。因此，Nakamura 損傷指數確實能反映重力式剛性擋土構造物之性能，符合本研究之目標，同時也具有應用於其他種類擋土構造物之潛力。

綜合以上，自然頻率與簡化懸臂結構模型無因次化旋轉阻抗之降低可反映擋土構造物之承載能力弱化，Nakamura 損傷指數之增加則代表損傷程度之上升，均能有效展現擋土構造物之穩定性能。除了本年度研究關注之重力式擋土牆之外，在水土保持常見構造物中具類似穩定機制者均能應用，如防砂壩或潛壩之本體穩定，重力式護岸如加勁護岸、箱籠護岸等。




(a) 393B04 加速規　(b) 352C33 加速規　(c) 086D20 衝擊錘　(d) 086D50 衝擊錘

**圖 2-1 本研究所採用之 PCB 加速規與衝擊錘**

(未依實際比例；資料來源：www.pcb.com)




**圖 2-2 本研究所採用之無線集錄系統：NI 9234 四通道擷取卡搭配 NI cDAQ-9191 無線機箱**

(柯永彥 攝)

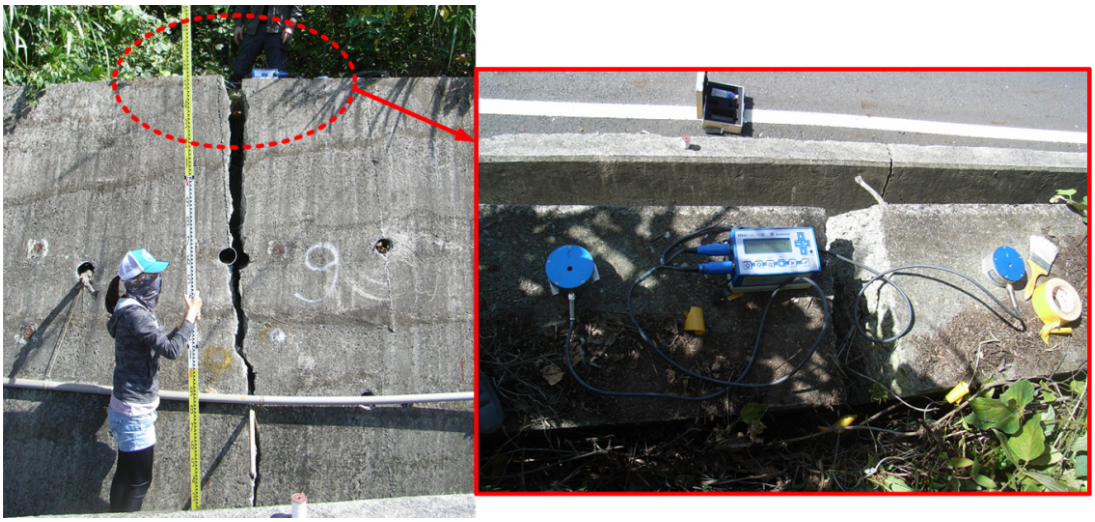


圖 2-3 受損擋土牆之現地微振量測試驗

(柯永彥 攝)

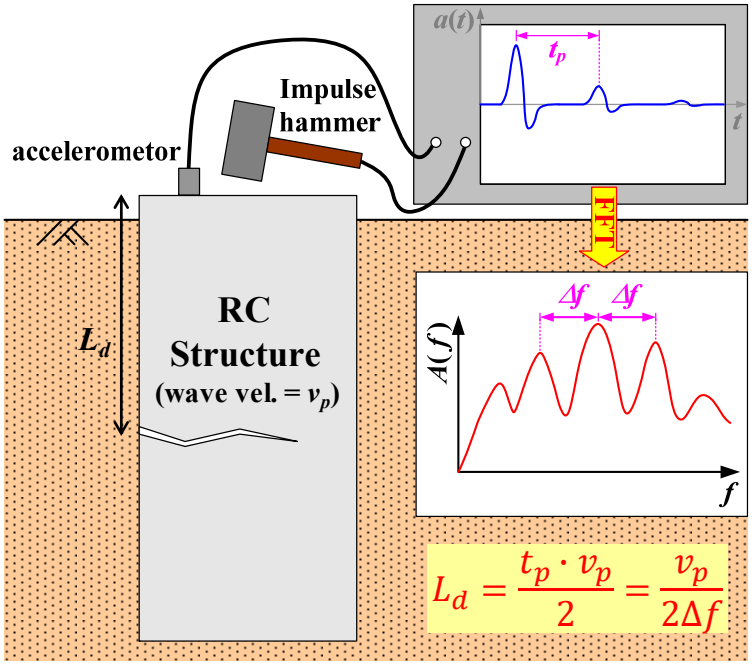
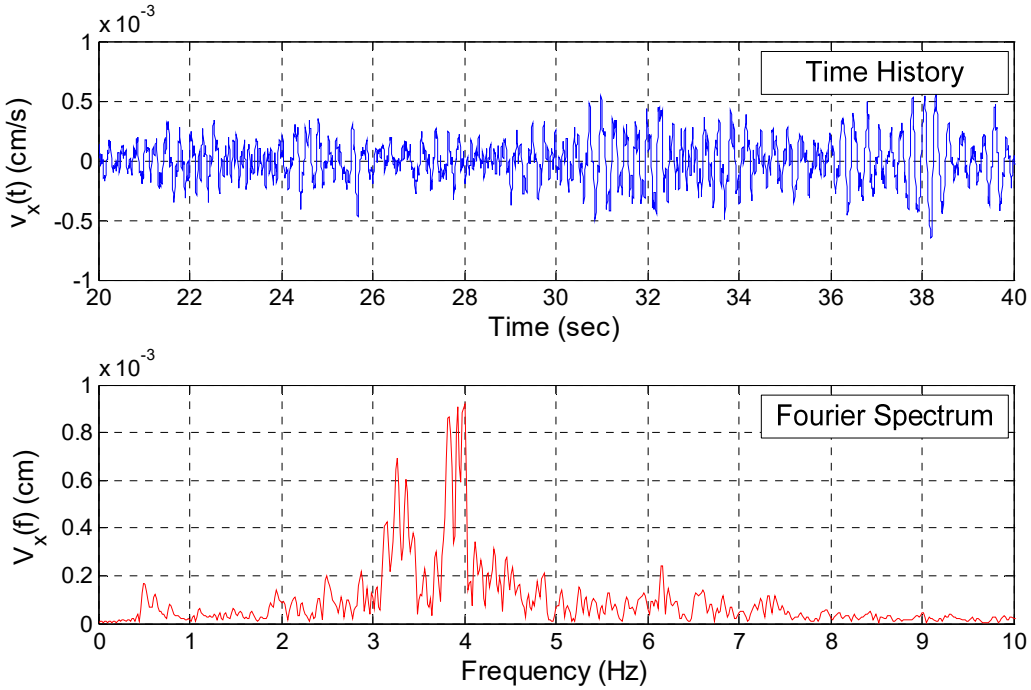
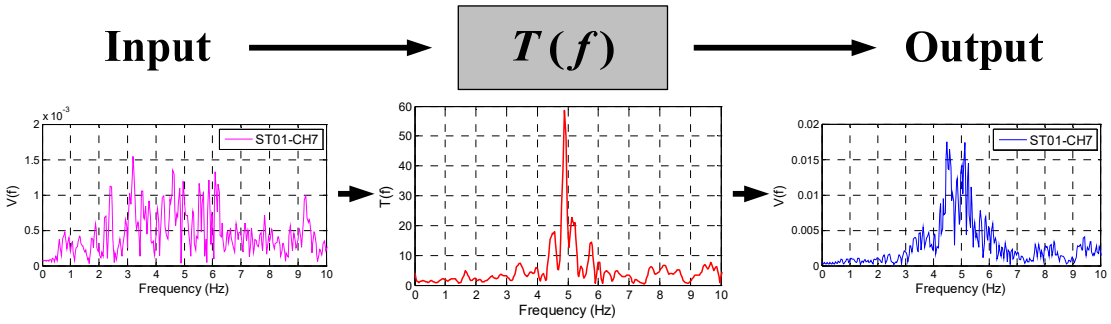



圖 2-4 利用敲擊回音法與衝擊反應法檢測結構損傷位置示意圖



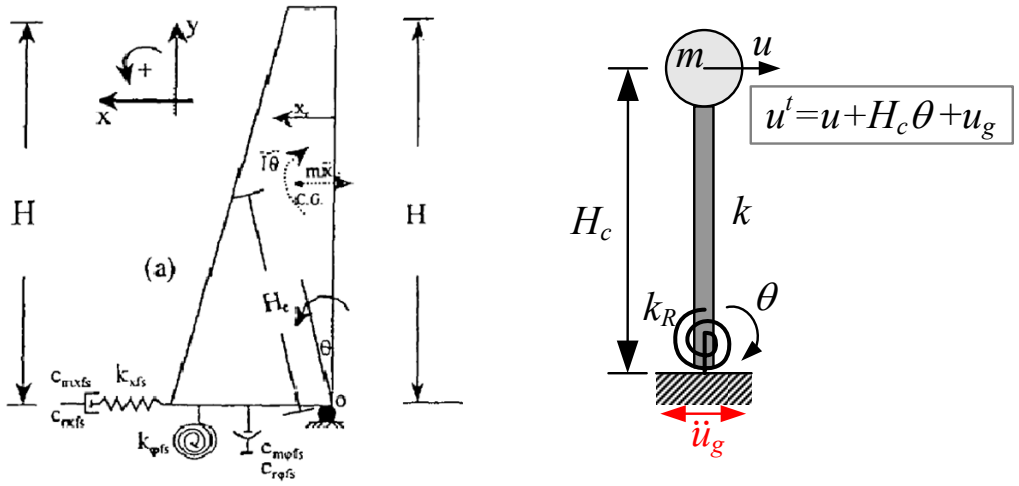

(a) 振動歷時訊號與利用快速傅立葉轉換(FFT)所得之傅氏譜




(b) 頻率域轉換函數示意圖

**圖 2-5 振動反應頻率域分析法**

(柯永彥等，2011)




(a)基礎阻抗以彈簧元素模擬 (Wu and Prakash, 2001)

(b)僅考慮基礎旋轉阻抗之簡化懸臂梁模型(after Ko et al., 2015)

**圖 2-6 擋土牆簡化模型**

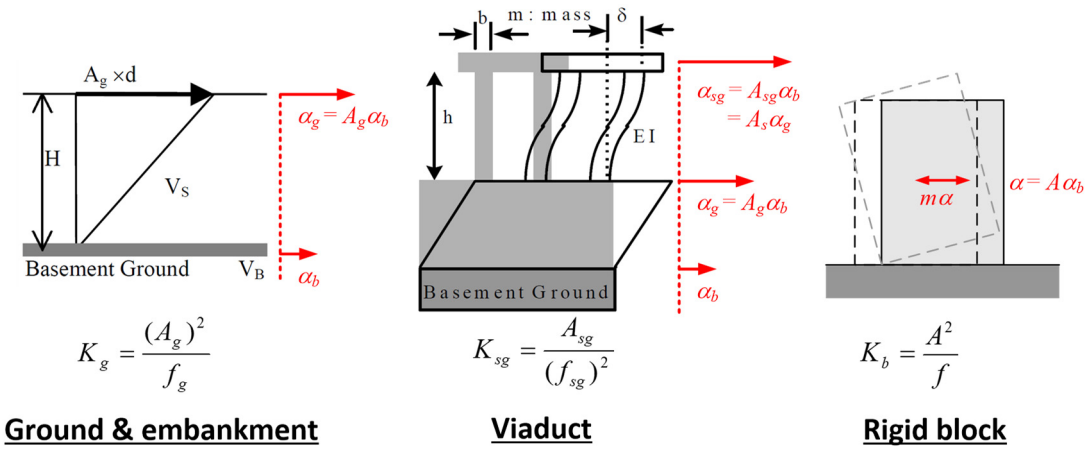


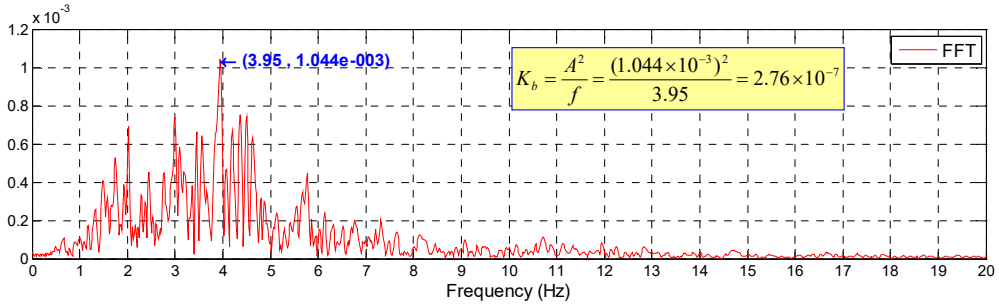

**圖 2-7 Nakamura 各類損傷指標之推導示意**

(修改自 Nakamura, 1997)

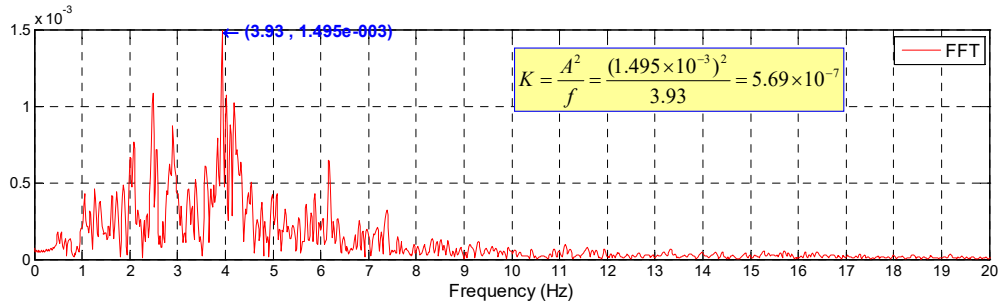


**圖 2-8 蘇澳港 4 號沉箱式碼頭外傾與未外傾單元比較**

(柯永彥 攝)




(a)未外傾單元




(b)外傾單元

**圖 2-9 蘇澳港 4 號沉箱式碼頭微振反應傅氏譜與 Nakamura 損傷指數應用實例**

## 第二節　工作執行步驟

本研究目的在提出基於振動量測之擋土構造物性能評估技術，除了根據前節所述之設備、試驗方法、分析方法與性能指標來規劃施作程序之外，為了確保技術之合理可行，執行重點在於實際測試與驗證。為此，將規劃一系列室內與現地試驗，其中，室內試驗因環境條件較易控制，將用於探討各項變因之影響，試驗結果亦可回饋至試驗方法與分析模式之修正；現地試驗則用來確認評估技術之實用性，並建立性能指標與實際破壞狀態之關係。以下將概述工作執行步驟。

一、建立量測與分析程序

基於研究團隊過去於結構、基礎與地盤振動量測分析之經驗，初步擬定量測與分析程序如下：

(一)根據目標擋土構造物與損傷特性選定振源，其中，環境微振為最基本之振源，各種情況下均須納入；若擋土構造物部分尺寸未知或存在局部缺陷或損傷(如空洞、開裂)，則利用衝擊錘製造衝擊波，以進行非破壞檢測。

(二)依所採用振源挑選適用之振動感應器，並妥善安裝於能充分掌握振源特性與展現擋土構造物動力特性之位置，一般為牆趾地表(針對環境微振)、敲擊點(針對衝擊錘)與牆頂，並依個別構造特性進行調整。

(三)利用無線集錄系統進行多通道同步量測，過程中注意環境干擾情況並詳實紀錄，量測結束後務必確認資料品質與儲存情況。

(四)分析前，檢視各筆振動歷時曲線，確認資料可用性。

(五)對所有振動資料進行 FFT，並檢視傅氏譜之頻率分佈特性。

(六)根據資料歷時曲線與傅氏譜特性，選定進階分析方法。例如，以轉換函數消除振源特性而展現系統特性；對依時變化較明顯之資料，可採用時頻分析法，以展現振動反應之頻率特性隨時間變化之情況，或以平均頻譜分析稀釋依時變異性。

(七)識別系統自然頻率、或其他重要動力特性(如阻尼比)，據以計算性能指標，並與擋土構造物實際情況進行比對。

前述量測與分析程序，將根據室內與現地試驗之實際成果，進行必要之調整與修正。

二、室內縮尺模型試驗

室內試驗將製作擋土構造物與邊坡之縮尺物理模型，測試所建立之量測與分析程序，茲概述如下：

(一)利用具透明側牆或觀測窗而便於觀察試體情況之固定式土箱，如圖 2-10 所示，採用易取得之馬來西亞矽砂，採用分層夯實並修整坡面之方式製作邊坡試體。

(二)擋土牆試體須適度考慮相似率(similitude)，使縮尺模型能模擬實際牆-土互制行為，將以強度與密度適合且易於加工之材料製作，初步將採用鋁合金材質。

(三)針對完整無損之試體情況進行振動量測，做為基準值。

(四)設定常見之邊坡破壞或擋土構造物弱化之驅動條件，如土體存在弱面、降雨入滲、牆趾沖刷淘空等，進行振動量測。其中，存在弱面之情況須於製作模型時便予以納入(如在分層夯實之砂土層間設置以軟弱黏土或低摩擦係數材料構成之薄層)，降雨或淘空則可於完整無損試體之測試完成後，再加水或局部開挖以模擬之。

(五)分析振動反應，藉以詮釋牆體動態特性，探討性能弱化對其之影響，並檢驗所提出之各性能指標應用於不同擋土構造物與不同破壞驅動條件之效能。

三、現地試驗

現地試驗將選擇已發生變位甚至破壞之擋土構造物，進行現地微振量測與分析，並與鄰近之同型式仍未受損擋土構造物比較，以確認所研擬之方法具備實務可行性；此外，將針對具破壞潛勢之擋土構造物，定期進行微振量測，持續觀察其動態特性與所對應性能指標之變化，期能掌握其性能弱化之情況，甚至能及時提出預警。

由於本計畫係由國立成功大學執行，考慮地利之便，將以西南部麓山帶之砂頁岩互層及泥岩地區，如玉井、南化、左鎮、龍崎等地，做為主要之現地研究標的，其地質災害風險高，較易尋得適當案例，且多分佈於人類活動密度較低處，進行振動量測時干擾較小，而適合做為本研究現地驗證之用。以下將簡要說明：

(一)砂頁岩互層常因砂岩脆裂節理發達，易使雨水入滲並累積於砂頁岩間之界面，而形成潛在滑動面，若有順向坡地形，甚至坡趾被砍斷而使弱面露空，便易生崩滑(洪如江，2010)。本研究針對砂頁岩互層之現地試驗標的，初步將選取台南市南化區南 179 線關山產業道路，其位於後崛溪左岸，地層屬於上新世-更新世之北寮頁岩，其由暗灰色及青灰色頁岩至砂質頁岩組成，間夾薄層淡黃色細粒泥質砂岩，過去曾多次於豪雨後發生土石崩滑，如 4K 路段曾分別於 2017 年 6 月中旬(如圖 2-11 所示)與 2018 年 8 月下旬因暴雨發生道路下邊坡崩塌，故為值得關注之案例。

(二)泥岩成岩時間較短，膠結不良而強度較低，遇水後易產生回脹、崩解的現象，故每逢大雨後常發生小型崩落及泥流等災害，長期則形成蝕溝發達、地表裸露的惡地形(李德河等，2002)。泥岩地區之擋土構造物常因基礎承載土體受水流軟化或沖蝕淘空，以及背填土體水壓宣洩不良，而導致其破壞。本研究針對泥岩層之現地試驗標的，初步將選取台南市龍崎區市道 182 線龍船里路段，本區地質屬中新世晚期至更新世之古亭坑層，主要為泥岩、夾砂泥岩互層及厚層砂岩透鏡體所構成， 2018 年 8 月下旬之南台灣暴雨亦，曾於 25.9K 處發生邊坡崩滑並造成擋土牆破壞，如圖 2-12 所示，故將鎖定此路段持續探討之。

四、建立性能指標分級研判準則

綜整所有室內與現地試驗之成果，採用前節所述之自然頻率、簡化懸臂結構模型之基礎旋轉阻抗與 Nakamura 損傷指數等性能指標，綜合歸納擋土牆性能弱化程度與性能指標之對應關係，藉此建立擋土牆性能指標之研判準則，將可據以對擋土牆弱化程度進行具體量化與分級，且可用來決定性能指標之注意值、警戒值與行動值等管理門檻值，以供邊坡維護管理、健康監測與災害防治之用。

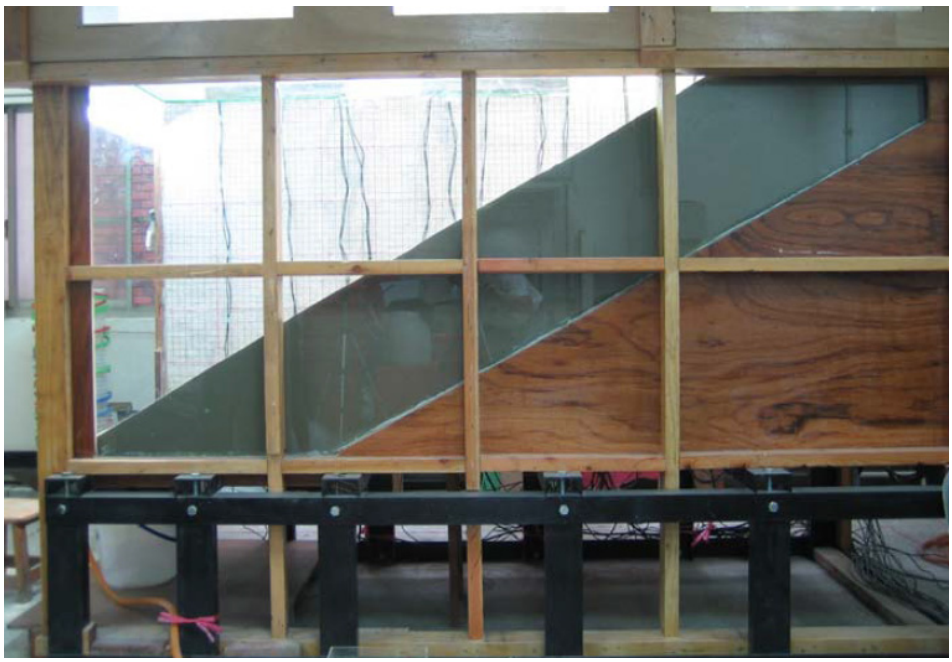


**圖 2-10 具透明側牆之固定式土箱與邊坡試體示意圖**

(藍少村，2008)



**圖 2-11 台南市南化區南 179 線 4K 路段於 2017 年 6 月中旬暴雨之道路下邊坡破壞案例**

(資料來源：自由時報)




**圖 2-12 台南市龍崎區 182 線龍船里路段 25.9K 於 2018 年 8 月下旬暴雨之擋土牆破壞案例**

(資料來源：自由時報、Google map)

# 第三章　室內縮尺模型試驗

## 第一節　試驗方法與配置

### 一、試驗概述

於進行現地試驗之前，為確認相關理論合理可行，先製作重力式與懸臂式擋土牆縮尺模型，並利用砂土搭配砂箱製作邊坡試體，進行室內測試與驗證，探討各項變因對擋土牆穩定性之影響，以做為後續現地試驗方法與分析模式調整修正之用，並建立性能指標與實際破壞狀態之關係。

### 二、試驗用砂

使用土樣為外觀略呈黃色之馬來西亞石英砂，其粒徑分布曲線如圖 3-1(a)所示，粒徑介於 0.15 mm 至 0.425 mm 間，屬均勻細砂 (uniform fine sand)，土壤比重為$G_s$ = 2.645、最大乾密度與最小乾密度分別為$\gamma_{d,max}$ = 1.832 g/cm$^3$、$\gamma_{d,min}$ = 1.364 g/cm$^3$。另外，以此砂土製作相對密度(relative density, $D_r$) 40%之土樣，進行三軸壓密不排水(CU)試驗，求得有效摩擦角($\phi'$)為 32.7°，如圖 3-1(b)所示。

針對邊坡試體準備需求，另針對土壤進行下述試驗。為了解模型試驗中所能達到之土壤緊密程度，首先進行標準夯實試驗，如圖 3-2(a)所示，求得最佳含水量為 11.34%，夯實最大乾密度為 1.539 g/cm$^3$，換算$D_r$ =44.6%。此外，針對夯實後土壤與模型牆底間之摩擦係數進

行測試，以供模型設計時檢核牆體抗滑動穩定之用，如圖 3-2(b)所示，求得界面摩擦角($\delta'$)約為 27°。

三、擋土牆模型

(一)重力式擋土牆

考慮原型牆高 5 m、底寬 3.5m 之重力式擋土牆，以 1/25 比例縮小製作成牆高 20 cm 之鋁合金模型，如圖 3-3(a)所示；其中，考量模型製作成本，係採扶壁式設計，並利用增重塊來達到設計牆體自重；擋土牆寬度則考量砂箱內寬為 50cm，為便於定位且避免砂箱提供額外束制，而設定為 49cm。考慮背填土$\phi' = 32°$，牆底與基礎土壤間之$\delta' = 27°$，以 Rankine 主動土壓理論求得抗傾覆安全係數 5.89 > 2.0，抗滑動安全係數 2.06 > 1.5，符合長期載重狀況下之要求。

(二)懸臂式擋土牆

考慮原型牆高 5 m、底寬 3.5m 之懸臂式擋土牆，以 1/25 比例縮小製作成鋁合金模型，如圖 3-3(b)所示，其寬度同樣為 49cm。同樣考慮背填土$\phi' = 32°$，牆底與基礎土壤間之$\delta' = 27°$，求得抗傾覆安全係數 3.61> 2.0，抗滑動安全係數 1.91 > 1.5，符合長期載重狀況下之要求。

四、試驗容器與邊坡試體製作

容納邊坡試體用之試驗容器如圖 3-4 所示，為一側具透明牆面之鋼製固定邊界砂箱，鎖有數條加勁條以提高土箱之強度，內尺寸為 120cm 長、50cm 寬、62cm 高。另為便於觀察牆體位移與邊坡變

形，在透明牆面上貼上 2cm × 2cm 方格紙。

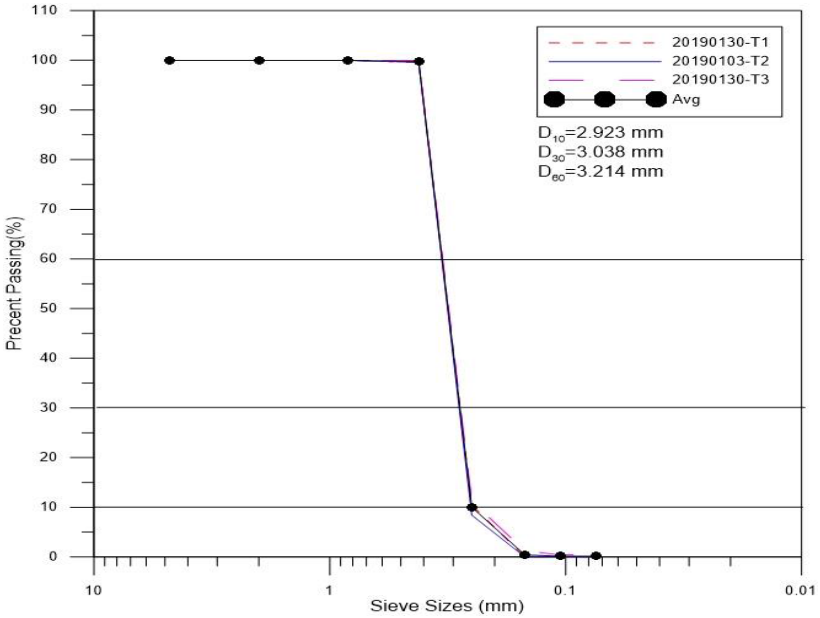
擋土牆穩定性分析常考慮牆寬可視為無限長，而採用平面應變模式，但因實際上砂箱內部空間有限，故利用下述特殊處理方式，以降低砂箱邊界之影響，如圖 3-5 所示。首先，如圖於背填土區域之砂箱內部鋼板牆面貼附低摩擦係數之鐵氟龍紙，並於透明牆面塗上矽油，以減低左右兩側砂箱牆面提供給背填土之摩擦力；另如前所述，擋土牆模型寬度略小於砂箱內寬，為使其間隙不會有漏砂漏水情形，以針筒注入凡士林填滿縫隙；最後，擋土牆模型擺設位置約在砂箱中間處(牆趾距砂箱邊界約 56 cm)，以降低擋土牆前後兩側之砂箱邊界影響。

邊坡試體概分為兩部分，包含擋土牆基礎下方之底層土壤，與構成坡體之擋土牆背填土。為使牆基下方土壤有足夠空間發展可能之承載力破壞面，故底層土壤厚度定為 25cm (大於 1.5 倍基礎寬)，並設定$D_r$ = 40% ($\gamma_d$ = 1.519 g/cm$^3$)，利用控制砂重之方式，分三層以搗棒夯實至預定厚度，完成後如圖 3-4 所示，惟可能因夯實能量不足，實際達到之$D_r$ = 37.5% ($\gamma_d$ = 1.508 g/cm$^3$)。至於背填土係採用坡面與水平夾角 15°，同樣分三層夯實，實際達到之 $D_r$ = 32.0% ($\gamma_d$ = 1.485 g/cm$^3$)，兩種擋土牆之坡面試體完成情況如圖 3-6 所示。

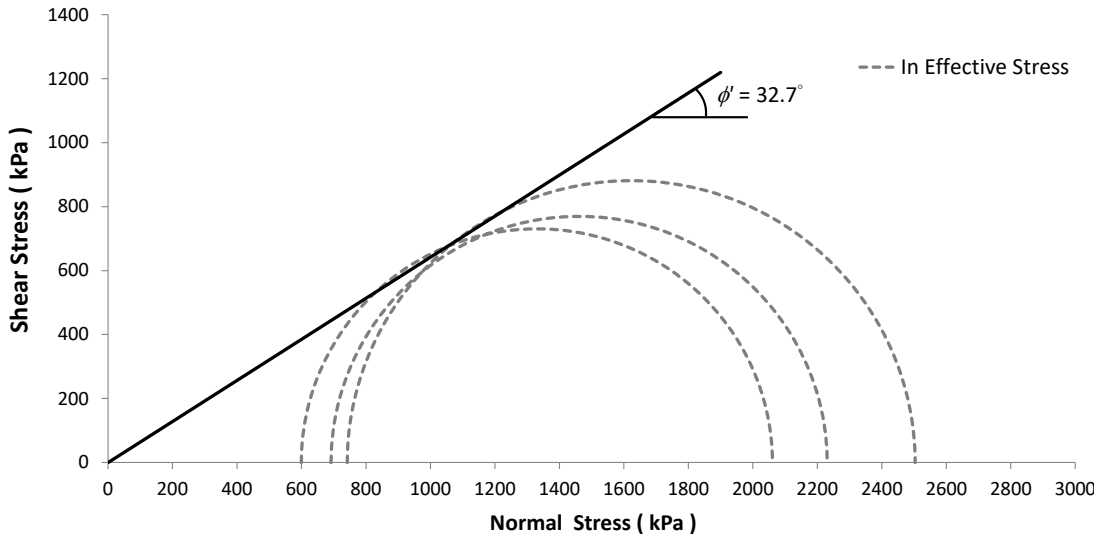
## 五、量測儀器與配置

針對振動量測，採用 PCB 公司之 393B04 加速規，如圖 2-1(a)所示，搭配 NI 公司之 NI-9234 擷取卡與 NI cDAQ-9191 無線機箱，如圖 2-2 所示。

試驗時，共設有三處測點，分別位於擋土牆模型之牆頂、牆趾前數公分砂面處及砂箱外之地板，三組測點各設置 X 向(擋土牆之前後向)與 Z 向(垂直向)兩個加速規，如圖 3-7 所示，分別有助於判釋環境振源以及地盤與牆體振動反應之特性。




(a) 粒徑分布曲線




(b) 三軸 CU 試驗結果

**圖 3-1 試驗用土樣相關土壤試驗結果**

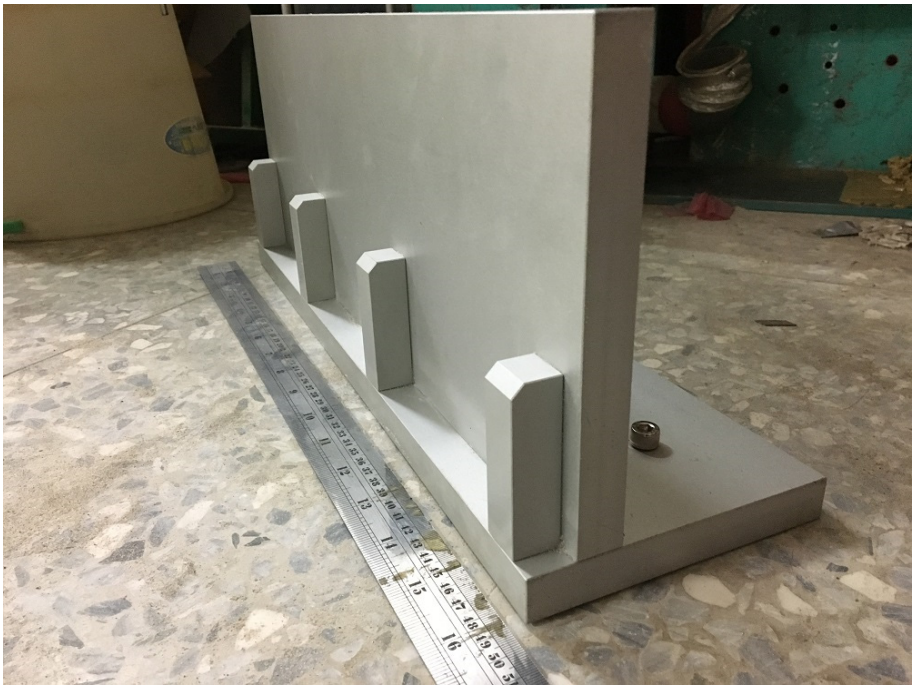



(a)夯實試驗　　(b)摩擦力試驗

**圖 3-2 邊坡試體準備相關試驗**



(a) 重力式擋土牆模型



(b) 懸臂式擋土牆模型

**圖 3-3 擋土牆縮尺模型**



圖 3-4 試驗用砂箱與底層土壤完成情況

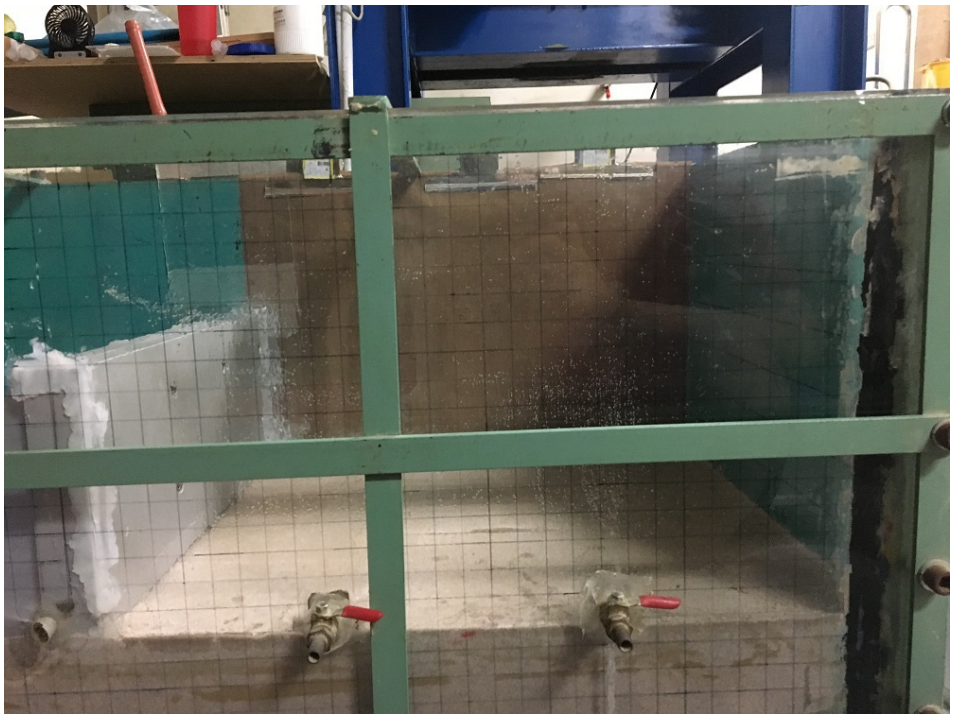
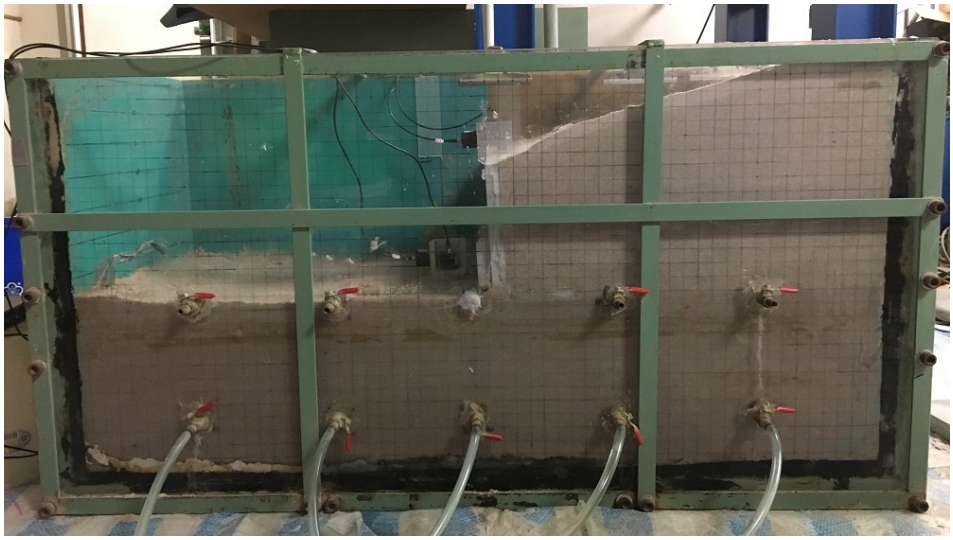


圖 3-5 牆體後方砂箱邊界之特別處理

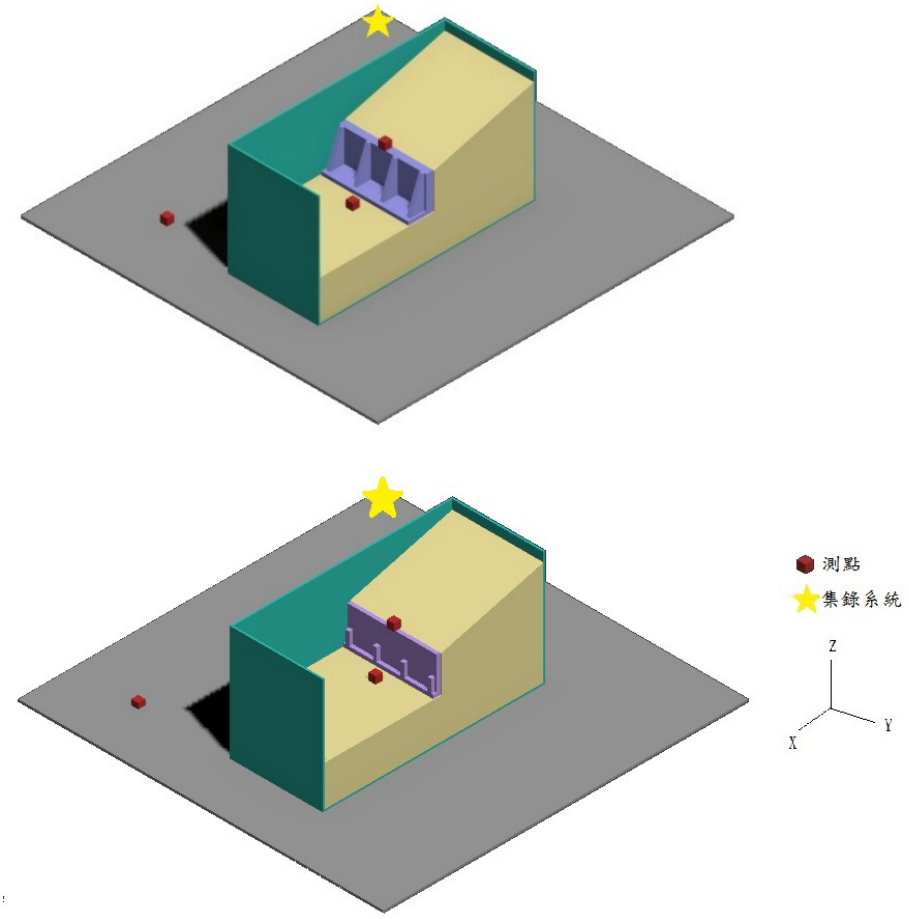


(a) 重力式擋土牆



(b) 懸臂式擋土牆

**圖 3-6 擋土牆與邊坡模型完成情況**




(a) 示意圖(上：重力式擋土牆；下：懸臂式擋土牆)



(b) 實際情況(重力式擋土牆模型)

**圖 3-7 量測配置**

## 第二節　試驗情境

一、坡面降雨入滲與背填土主動破壞

首先，考慮實際上常見邊坡破壞原因之一：持續強降雨，於背填土區以澆花器模擬降雨，直至土壤達到浸潤狀態或擋土牆模型出現破壞情形，如圖 3-8(a)所示。惟因縮尺模型排水路徑較短而排水快，試驗時並無法使坡面達到浸潤，最後將水位控制在略低於牆前砂面以便加速規安裝，故僅基礎土壤達到接近飽和之狀態，而背填土僅達到濕潤狀態，如圖 3-8(b)所示。

若模擬降雨過程未能使擋土牆模型出現明顯位移或傾斜等破壞型態，便進一步輔以人為外力將牆體微向外推，而使背填土因主動破壞產生坡面開裂，如圖 3-9 所示。其中，圖 3-9(a)為重力式擋土牆之情況，僅出現一個與牆軸平行之張裂縫，可能對應到由牆踵向上發展的破壞面；圖 3-9(b)則為懸臂式擋土牆之情況，共出現兩個與牆軸平行的張裂縫，可能分別對應到由牆踵與懸臂牆底向上發展的破壞面，且牆身出現肉眼可見之傾斜(本模型安裝時略有誤差，初始傾斜約 3°，於發生主動破壞後傾斜約 7°)。

試驗時，分別針對模擬降雨前、背填土濕潤與背填土主動破壞等情境，以環境微振做為振源，進行牆頂、砂面與地板振動反應之同步量測，以比較模型各情境下的擋土牆振動特性。

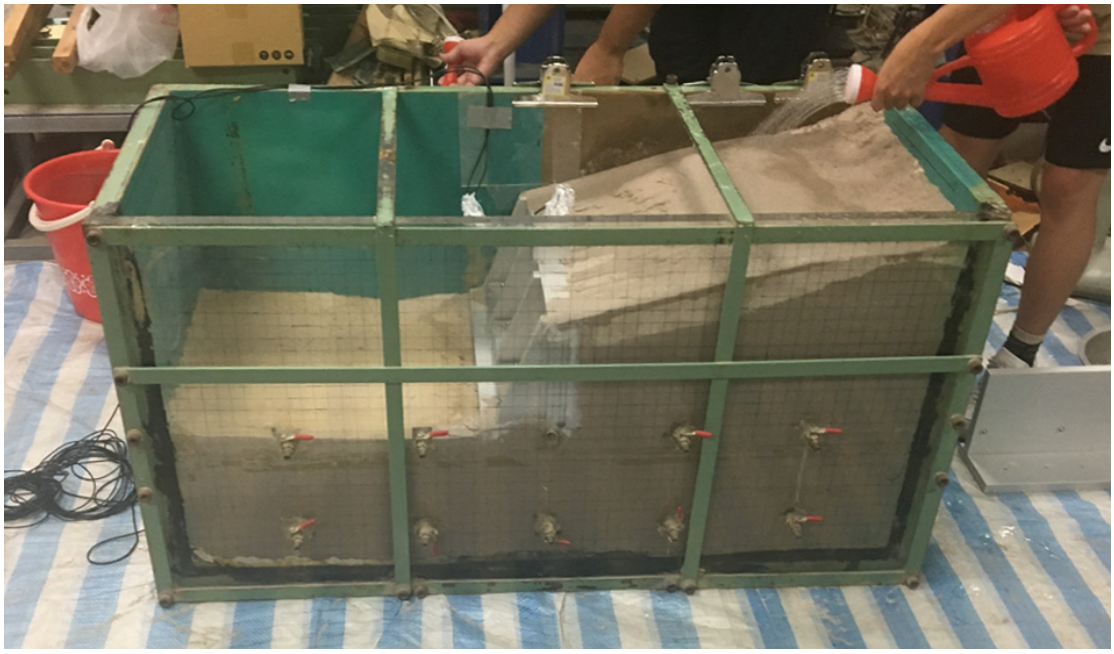
二、牆趾開挖與基礎土壤弱化

擋土牆基礎承載力對其穩定性亦有相當之影響，故在此將針對基礎土壤之幾種不同狀態，進行之牆-土振動反應量測；其中，為了基礎土壤置換之便，並凸顯基礎土壤弱化之影響，試驗係於無背填土之情況下為之，故在此僅針對穩定分析時自重完全來自於牆體而不計入背填土貢獻之重力式擋土牆模型來進行。

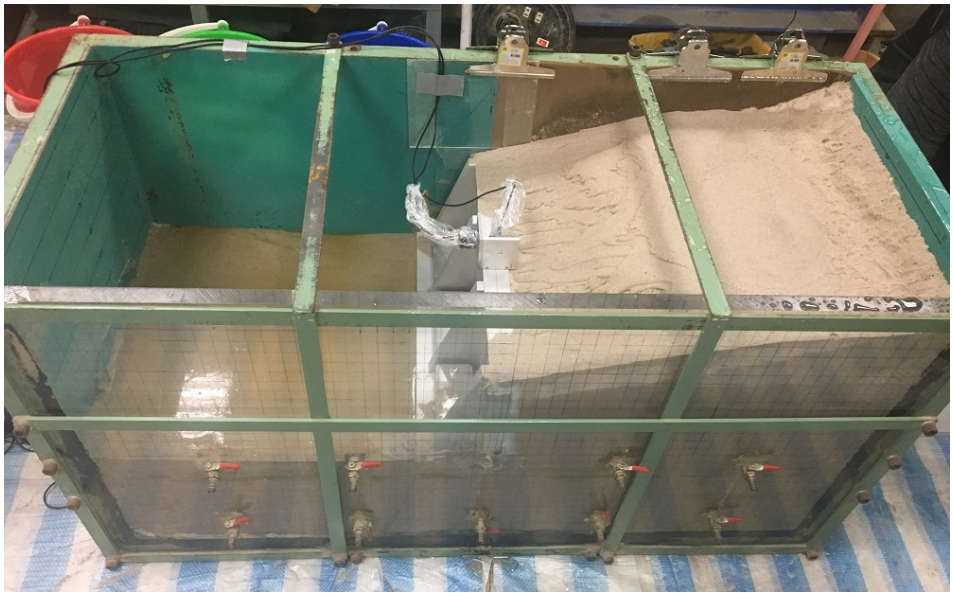
首先，針對夯實後底層土壤$D_r$ = 37.5%之較緊密狀態，將重力式擋土牆模型置於砂面，如圖 3-10(a)所示；再將牆趾前方土壤以垂直方式下挖約 10 公分，如圖 3-10(b)所示，分別於開挖前後進行微振量測，以探討牆趾開挖對擋土牆振動特性之影響。

試驗時，同樣以環境微振做為振源，進行牆頂、砂面與地板振動反應之同步量測；其中，因應牆趾需進行開挖，故本情境中砂面之加速規係安裝於牆踵後數公分處。

接著，將底層土壤接近表面之部分以鏟子挖動翻覆數次，再以長尺刮平，使其轉變為較疏鬆之狀態後，將擋土牆模型置於砂面，如圖 3-11(a)所示；再同樣將牆趾前方土壤垂直方下挖約 10 公分，如圖 3-11(b)所示，分別於開挖前後進行微振量測，以探討基礎土壤弱化及牆趾開挖對擋土牆振動特性之影響。



(a) 模擬降雨之情況



(b) 基礎土壤近飽和、背填土濕潤之狀態

**圖 3-8 坡面降雨入滲情境(以重力式擋土牆模型為例)**

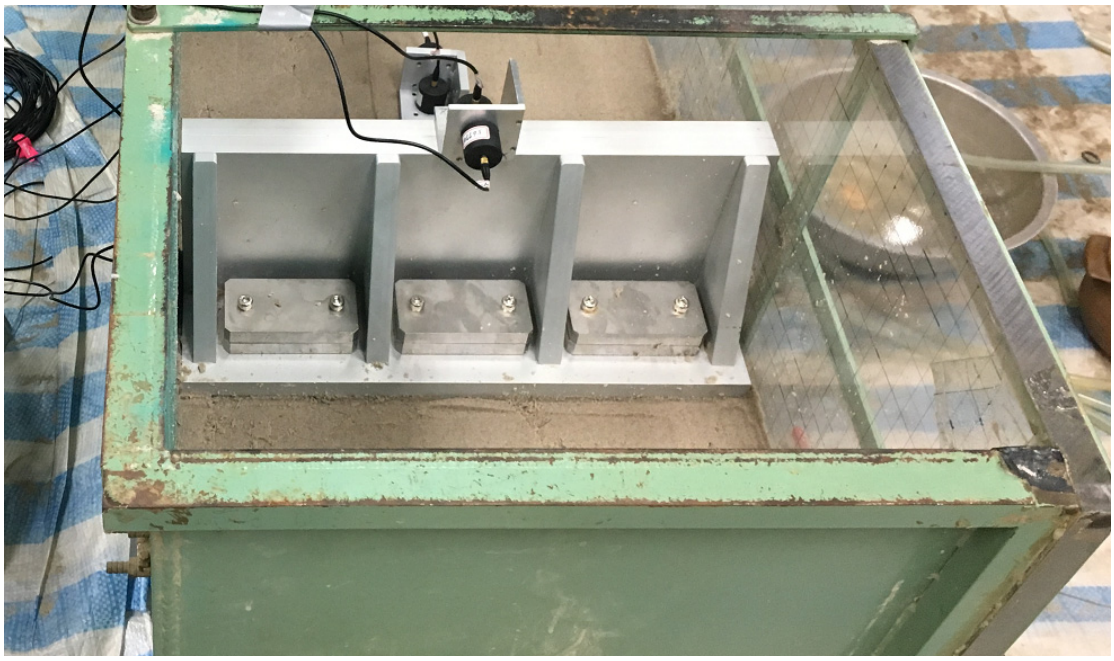


(a) 重力式擋土牆



(b) 懸臂式擋土牆

**圖 3-9 擋土牆模型背填土主動破壞情境**



(a) 牆趾開挖前



(b) 牆趾開挖後

**圖 3-10 牆趾開挖與基礎土壤弱化情境：底層土壤較緊密**



(a) 牆趾開挖前



(b) 牆趾開挖後

**圖 3-11 牆趾開挖與基礎土壤弱化情境：底層土壤較疏鬆**

## 第三節　試驗成果

為了消除加速規不穩定與環境低頻雜訊之影響，所有量測資料均以截切頻率 0.5 Hz 進行高通(high pass)濾波後，再進行頻率域分析。

一、坡面降雨入滲與背填土主動破壞之影響

以下分別針對重力式擋土牆與懸臂式擋土牆，考慮坡面降雨入滲至背填土濕潤(基礎土壤則近飽和)，以及背填土達到主動破壞狀態等兩種情境，探討其對牆體振動特性之影響。

分析時，係針對較能反映擋土牆性能變化之 X 向(前後向)振動，由各量測點對應特定狀態之振動量測記錄中選取三段訊號特性較類似之 100 秒歷時，求取其傅氏譜，並為了便於頻譜特性判釋，將原始傅氏譜曲線予以平滑化(smoothed)，如圖 3-12 所示。於平滑化之後，極為窄頻之頻譜尖峰(其代表單頻訊號，通常為附近之旋轉機械所造成)之影響將會被稀釋，如圖 3-12 中 30 Hz 與 70 Hz 附近之尖峰；但較可能代表結構系統特性的較寬頻尖峰則可被保留。因此，後文針對各段分析歷時，將直接呈現平滑後之傅氏譜，以便比較。

(一)重力式擋土牆

首先，觀察環境振源之特性，以做為後續判釋試驗結果之依據。圖 3-13 為地板在不同試驗階段之振動傅氏譜，由圖可知，於 20 Hz、57 Hz 與 100 Hz 附近有較明顯之振動含量，且

在模擬坡面降雨入滲與背填土主動破壞之時均可觀察到，代表其持續存在，可能為鄰近之設備運轉所造成。

接著，針對模擬坡面降雨入滲之前後進行比較，圖 3-14 為牆頂振動之傅氏譜，可看到在 16 Hz、22 Hz 與 58 Hz 附近均出現較明顯之尖峰；其中，前二者並未在圖 3-13 中觀察到，但 58 Hz 之尖峰則可能與圖 3-13 觀察到之環境振源特性有關。由模擬降雨前之狀態到模擬降雨造成背填土濕潤後，上述顯著頻率均微幅下降(16.8 Hz → 15.7 Hz；22.6 Hz → 22 Hz；58.0 Hz → 57.4 Hz)，但差異相當小，代表背填土濕潤對牆-土系統勁度之影響並不明顯。

為了進一步釐清牆體振動特性與砂土地盤之關係，進一步觀察砂面之振動傅氏譜，如圖 3-15 所示；但須注意的是，在模擬降雨前，砂面的加速規資料失真而無法使用，故改在此以試體剛完成時進行之環境微振量測資料來代替，但當時砂土之含水量較模擬降雨前為高。由圖可知，與牆頂類似，砂面之顯著頻率亦出現在 16 Hz、22 Hz 與 58 Hz 附近，前二者亦未在圖 3-13 中觀察到，故可能代表了地盤特性，58 Hz 尖峰則可能與環境振源特性有關。另外，所比較兩狀態之頻譜尖峰所在頻率幾無變化。

為能更有效展現牆體振動特性，可求取不同測點振動反應間之轉換函數(TRF)，考慮到本縮尺實驗對應到現地之狀態，地板振動類似於基盤(bedrock)運動，砂面振動類似於牆底地表振動，而僅後者在現地可直接測得，故在此將僅求取牆頂相對於砂面之 TRF，並為了便於判釋而經適度平滑化，如圖 3-16 所示。由圖可知，TRF 在 58-60Hz 附近出現較明顯之尖峰，故

雖然環境振源在此頻率附近有較顯著含量，但在圖 3-14 與圖 3-15 所觀察到 58 Hz 附近之尖峰不僅代表環境振源特性，同時也可能恰好代表牆體的自然頻率。另外，雖然在背填土因降雨濕潤後該自然頻率並無明顯變化，但其對應之 TRF 值(即放大係數 A)較試體完成時增大約 2 倍，若根據第二章第一節所述之 Nakamura 損傷指數($K = A^2/f_n$)，背填土濕潤後 K 值增大 4 倍，代表牆體穩定性已經降低。

另外，在圖 3-14 與圖 3-15 中觀察到之 16 Hz 與 22 Hz 尖峰在 TRF 中並不明顯，而是於 15-30 Hz 附近亦可觀察到一較寬頻之尖峰，但 TRF 值僅在 1~1.7 左右，且其於背填土濕潤後並無明顯變化，推測其係代表地盤本身之特性，與牆體穩定性較無直接關聯。

最後，將背填土達主動破壞並造成坡面張裂縫時之牆頂與砂面振動傅氏譜(如圖 3-17 與圖 3-18 所示) 與背填土濕潤狀態進行比較，發現不論牆頂或砂面之顯著頻率均幾無變化，可能因為一般認為擋土牆背填土主動極限狀態在牆體向前位移很小時便會發生，故可能早在試體完成時已經達主動破壞，只是因牆體位移太小而並未造成坡面開裂，因此在後續強制移動牆體而造成坡面開裂時，牆-土系統振動特性並無明顯變化。

由圖 3-19 牆頂相對於砂面之 TRF 可知，與背填土濕潤之情況相同，背填土達主動破壞時，亦在 60Hz 附近有較明顯之尖峰；然而，雖然顯著頻率無顯著變化，但其對應之放大係數又增大約 1.7 倍，則 Nakamura 損傷指數 K 值較背填土濕潤時大了近 3 倍，且較試體完成時大 10 倍以上，顯示牆體穩定性仍有所降低。

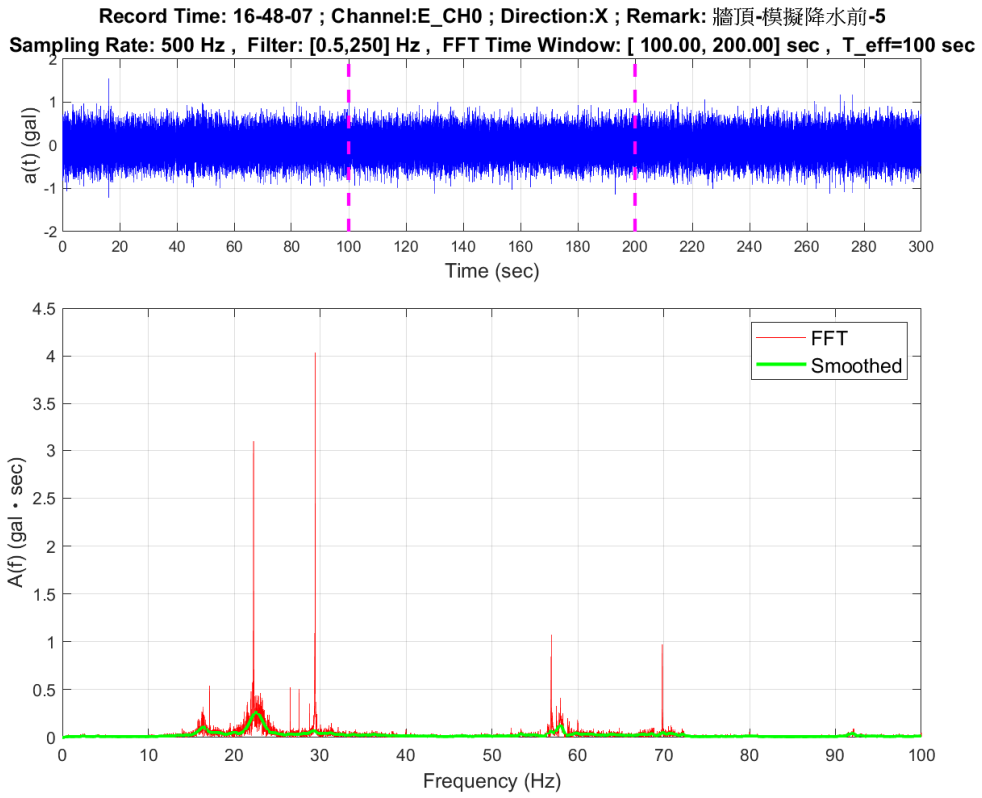



**圖 3-12 振動歷時與頻譜分析示意圖(重力式擋土牆，模擬降雨前，牆頂 X 向振動；上為歷時圖、下為傅氏譜)**

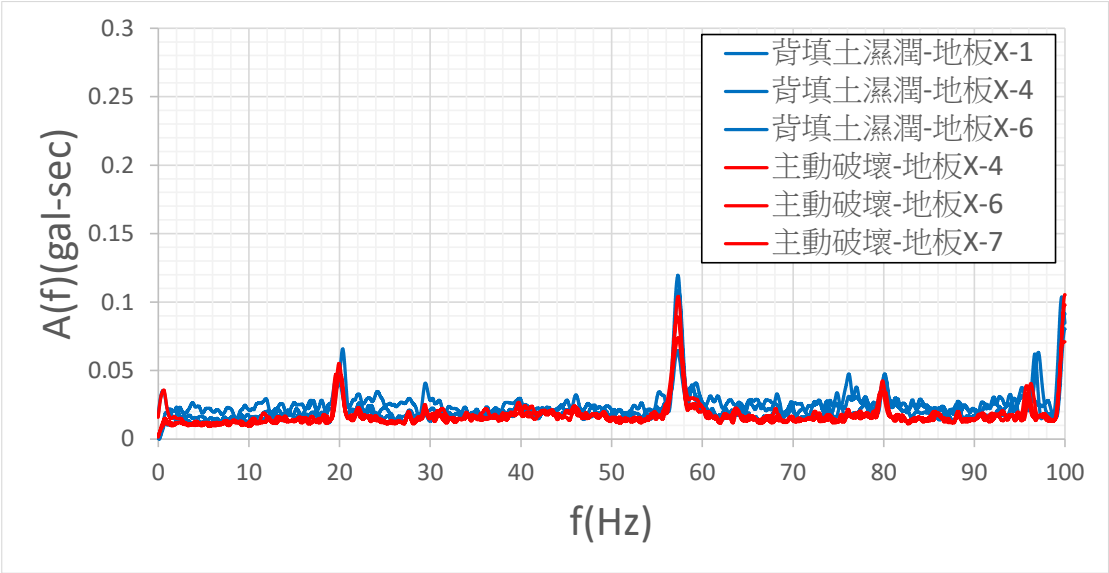



**圖 3-13 重力式擋土牆地板 X 向振動傅氏譜：背填土濕潤與主動破壞狀態之比較**

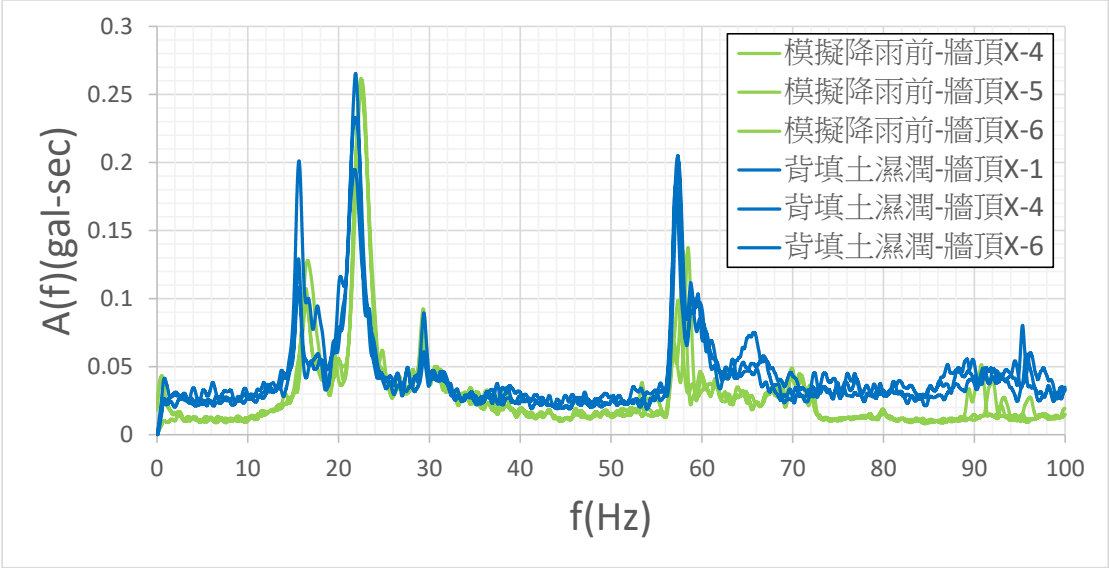



**圖 3-14 重力式擋土牆牆頂 X 向振動傅氏譜：模擬降雨前與背填土濕潤之比較**

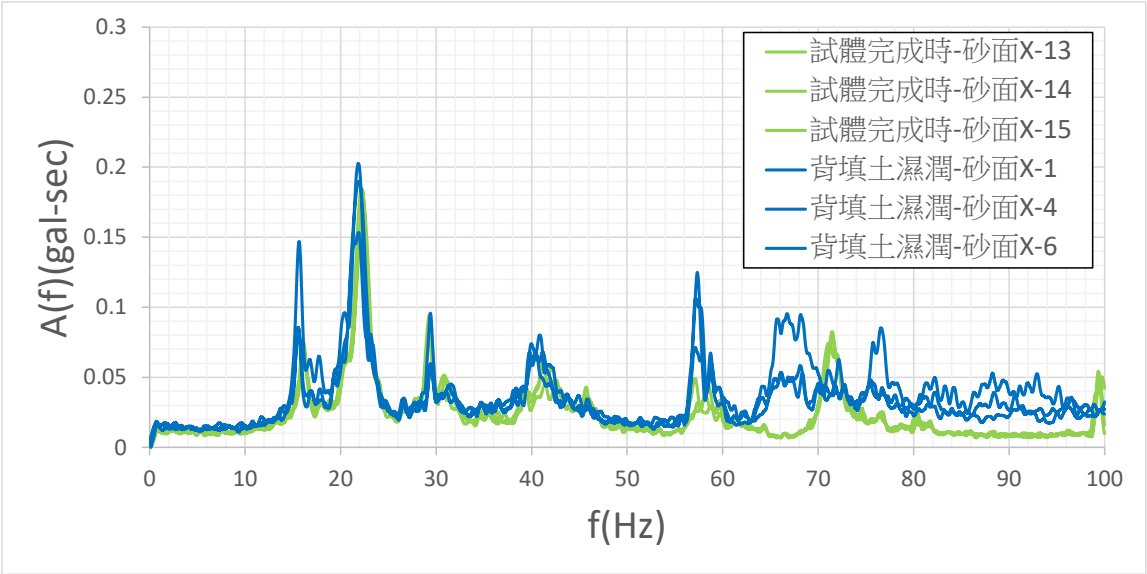



**圖 3-15 重力式擋土牆砂面 X 向振動傅氏譜：試體完成時(代替模擬降雨前)與背填土濕潤之比較**

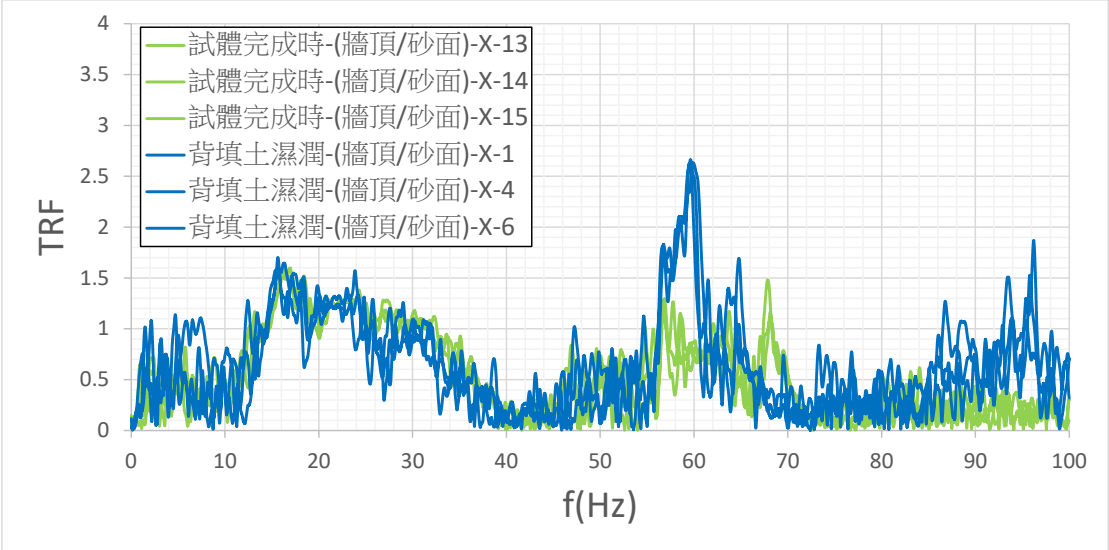



**圖 3-16 重力式擋土牆牆頂相對於砂面之 X 向振動轉換函數：試體完成時(代替模擬降雨前)與背填土濕潤之比較**

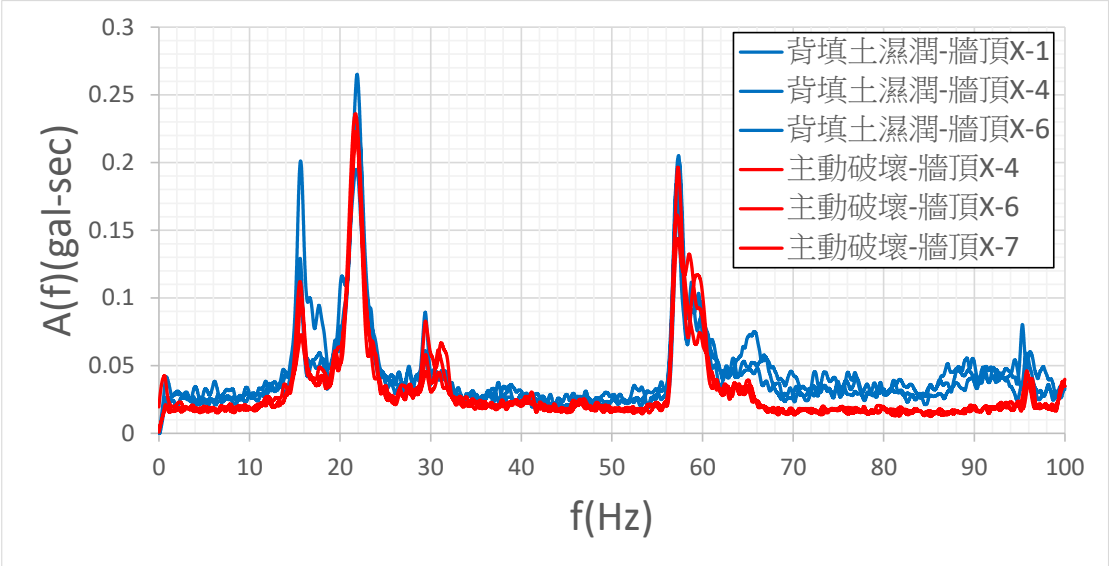



**圖 3-17 重力式擋土牆牆頂 X 向振動傅氏譜：背填土濕潤與主動破壞狀態之比較**

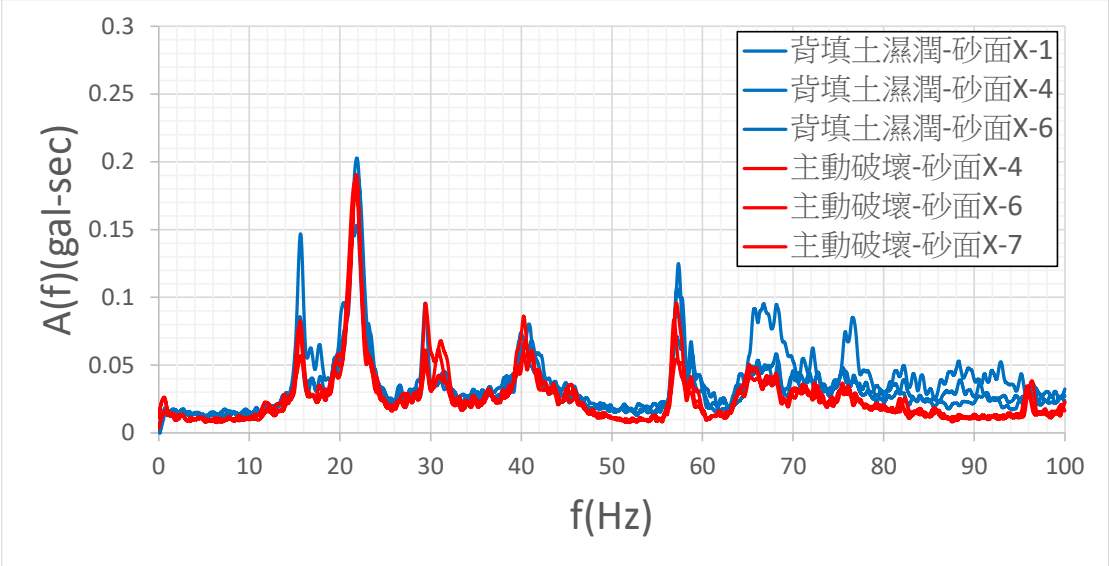



**圖 3-18 重力式擋土牆砂面 X 向振動傅氏譜：背填土濕潤與主動破壞狀態之比較**

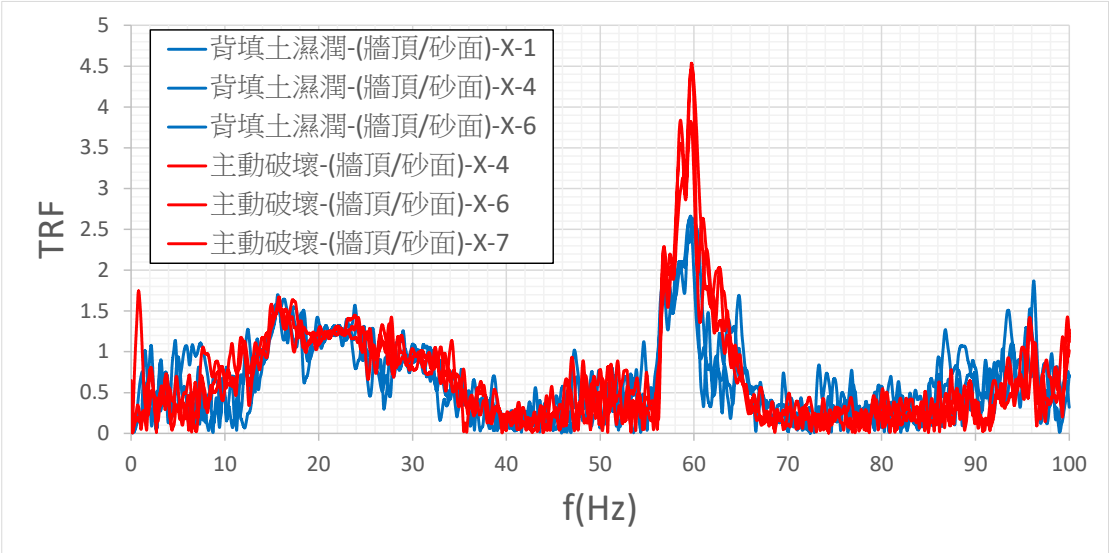



**圖 3-19 重力式擋土牆牆頂相對於砂面之 X 向振動轉換函數：背填土濕潤與主動破壞狀態之比較**

(二)懸臂式擋土牆

圖 3-20 為地板在不同試驗階段之振動傅氏譜，與重力式擋土牆案例相同，於 20 Hz、57 Hz 與 100 Hz 附近有較明顯之振動含量，應屬實驗場地環境振源之特性。

接著，針對模擬坡面降雨入滲之前後進行比較，圖 3-21 為牆頂振動之傅氏譜，可看到在 17 Hz、23 Hz 與 57~58 Hz 附近均出現較明顯之尖峰，與重力式擋土牆案例情況相近，但在模擬降雨造成背填土濕潤後，上述顯著頻率幾無變化，代表懸臂式擋土牆背填土濕潤對牆-土系統勁度之影響甚小。砂面之振動傅氏譜則如圖 3-22 所示，頻譜特性與牆頂大致類似，但顯著頻率同樣未因背填土濕潤有所變化。

牆頂相對於砂面之 TRF 如圖 3-23 所示，在 58Hz 附近出現較明顯之尖峰，可能代表牆體的自然頻率。雖然在背填土因降雨濕潤後該自然頻率並無明顯變化，但其對應之放大係數較模擬降雨前增大約 2 倍，則其 Nakamura 損傷指數 K 值增大 4 倍，牆體穩定性仍有降低現象。此外，與重力式擋土牆類似，於 15-30 Hz 附近亦可觀察到一較寬頻之尖峰，但 TRF 值僅在 1~1.5 左右，且其於背填土濕潤後亦無明顯變化，其可能代表地盤本身之特性。

最後，將背填土達主動破壞並造成坡面張裂縫時之牆頂與砂面振動傅氏譜(如圖 3-24 與圖 3-25 所示) 濕潤狀態進行比較，發現較 17 Hz 與 23 Hz 等兩個顯著頻率微幅降低(17 Hz → 15.8 Hz，23 Hz → 22.4 Hz)，其他尖峰所在頻率則幾乎無變化。雖然如前所述，背填土可能在模型剛完成時可能便已達到

主動破壞，但本案例中因坡面張裂縫發展與牆體傾斜均較嚴重，可能因此造成系統勁度進一步降低，但影響極為有限。

圖 3-26 為牆頂相對於砂面之 TRF，當背填土達主動破壞時，牆體自然頻率由背填土濕潤時之 58 Hz 微幅降至 57 Hz，但放大係數由 2 略降至 1.7，可能是因為本例中較嚴重之坡面裂縫造成土壤阻尼增加所致。

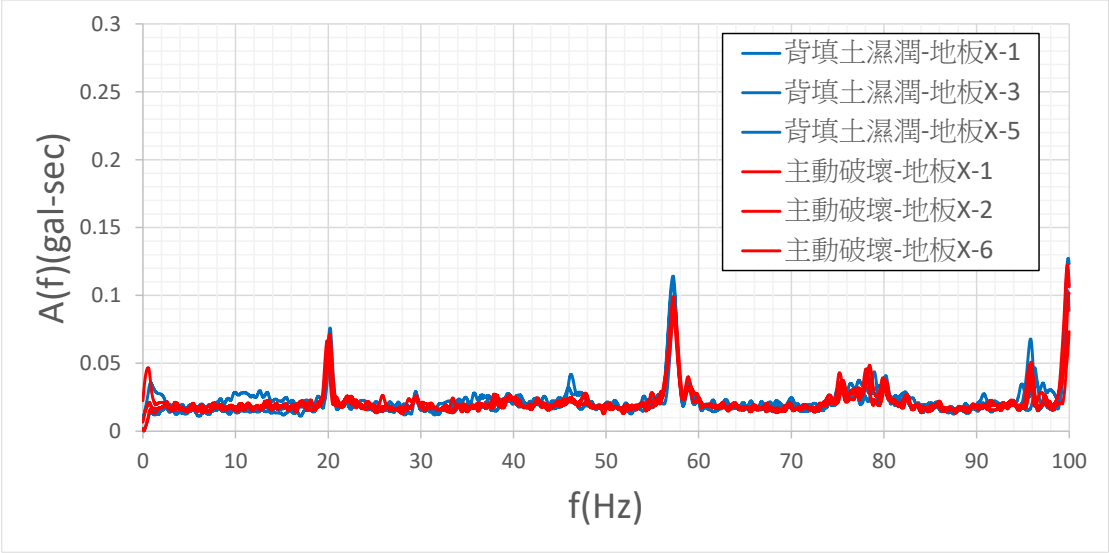



**圖 3-20 懸臂式擋土牆地板 X 向振動傳氏譜：背填土濕潤與主動破壞狀態之比較**

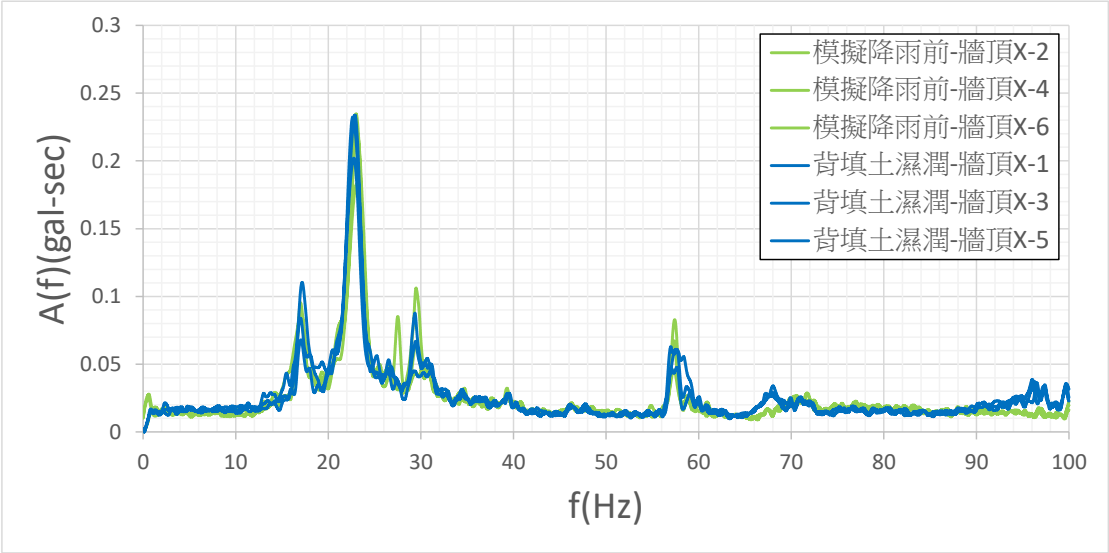



**圖 3-21 懸臂式擋土牆牆頂 X 向振動傳氏譜：模擬降雨前與背填土濕潤之比較**

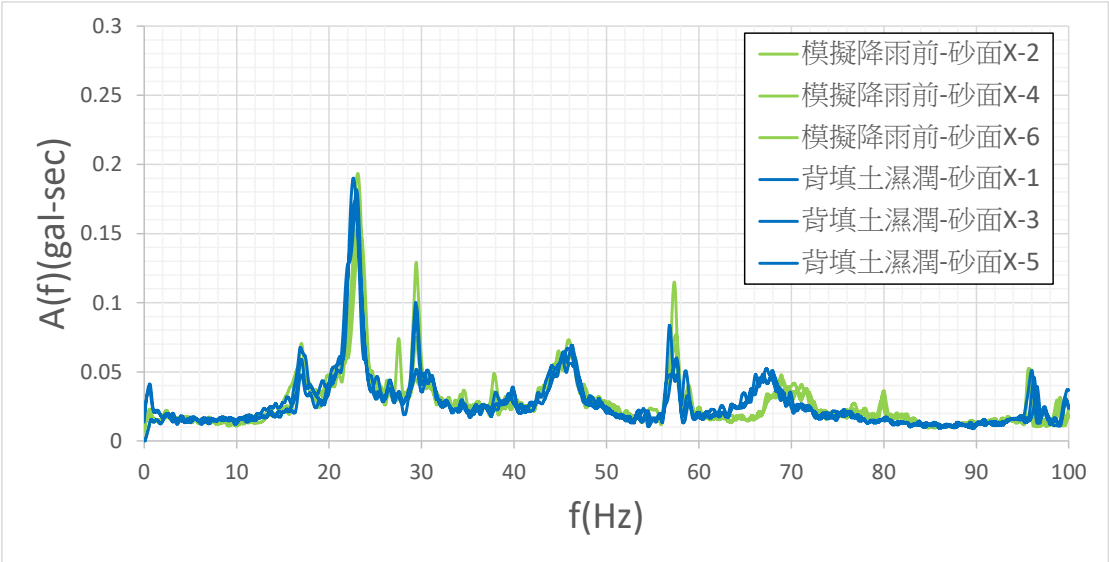



**圖 3-22 懸臂式擋土牆砂面 X 向振動傳氏譜：模擬降雨前與背填土濕潤之比較**

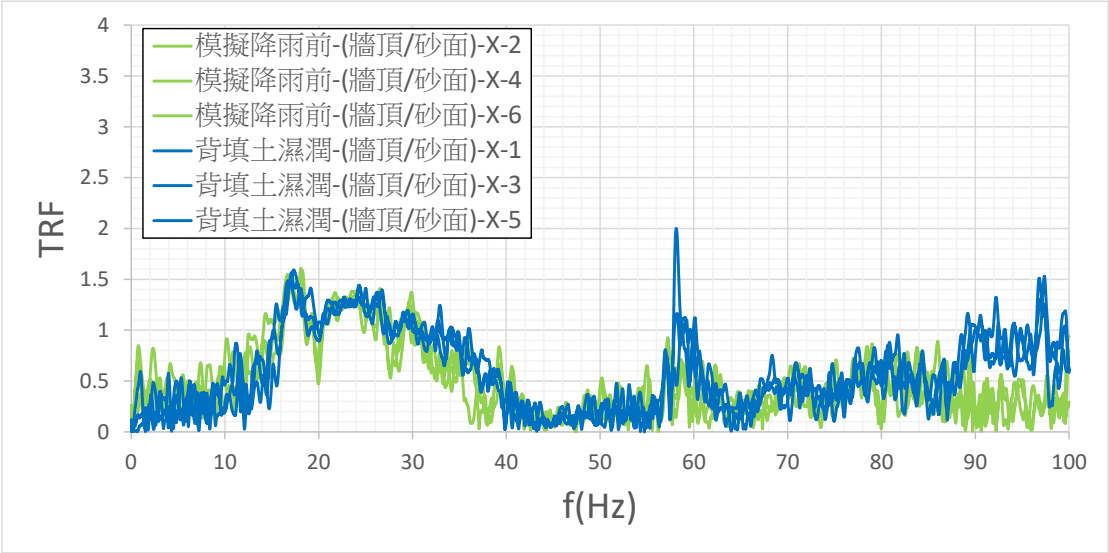



**圖 3-23 懸臂式擋土牆牆頂相對於砂面之 X 向振動轉換函數：試體完成時(代替模擬降雨前)與背填土濕潤之比較**

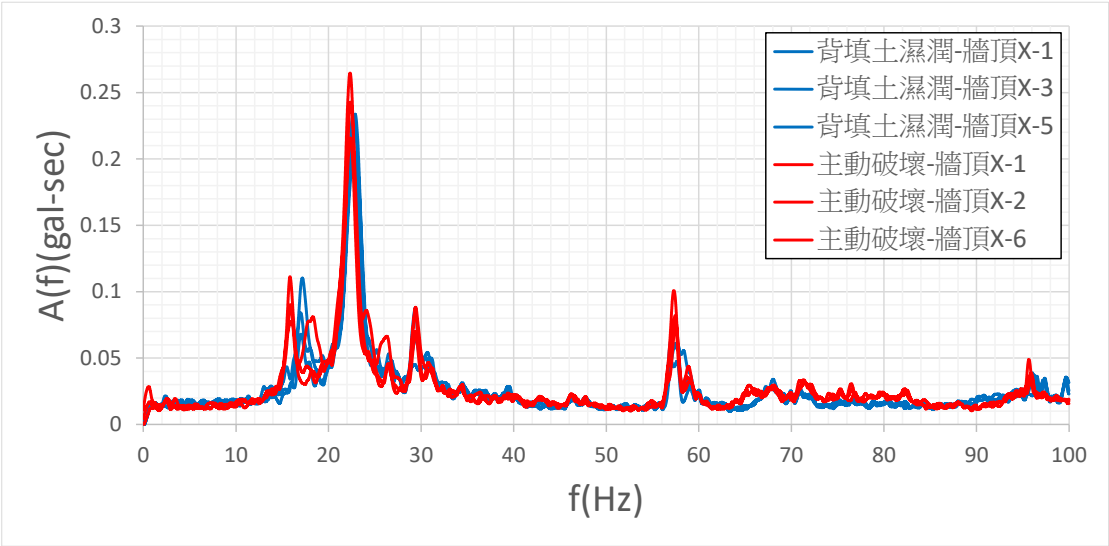



**圖 3-24 懸臂式擋土牆牆頂 X 向振動傳氏譜：背填土濕潤與主動破壞狀態之比較**

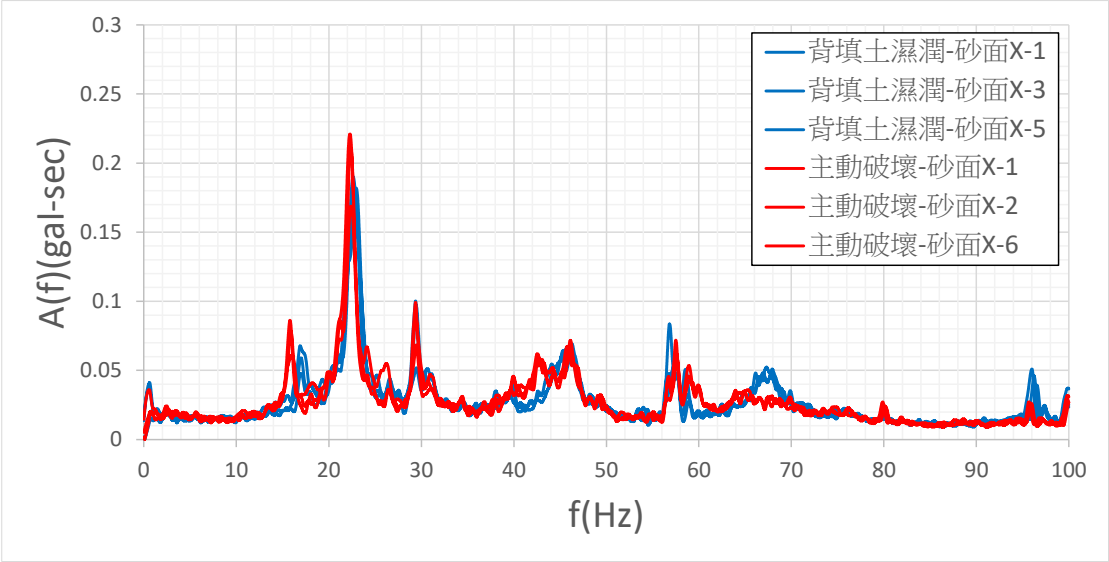



**圖 3-25 懸臂式擋土牆砂面 X 向振動傳氏譜：背填土濕潤與主動破壞狀態之比較**

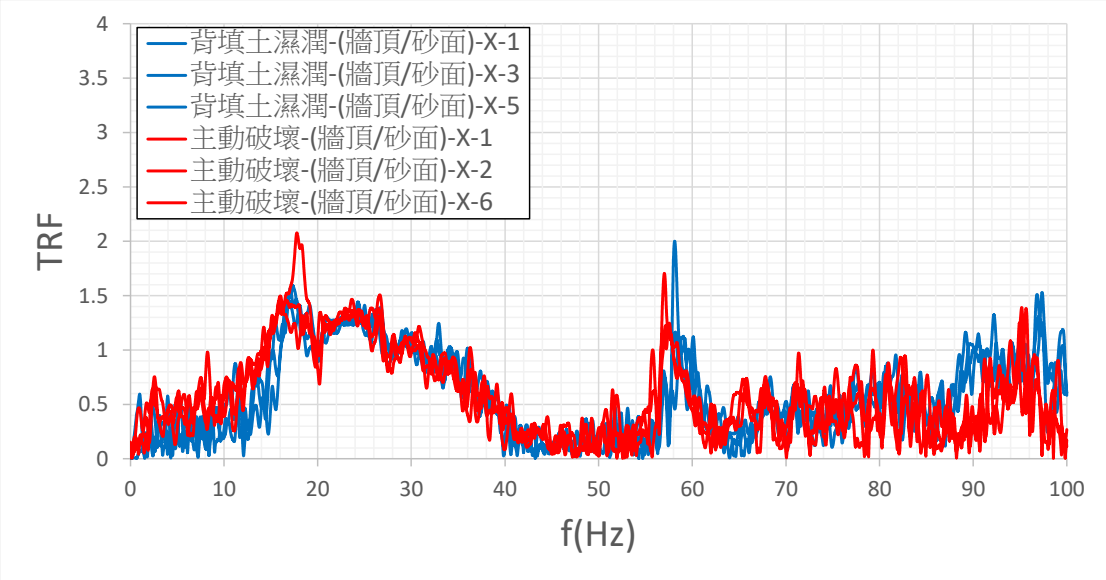



**圖 3-26 懸臂式擋土牆牆頂相對於砂面之 X 向振動轉換函數：背填土濕潤與主動破壞狀態之比較**

二、牆趾開挖與基礎土壤弱化之影響

由於根據前述模型試驗之結果，發現背填土即便因主動破壞產生坡面張裂縫，對牆體振動特性影響有限，原因可能是在牆體位移甚小而裂縫尚未發生前，主動破壞已經發生。因此，在此將進一步探討擋土牆基礎承載力之影響，如前文所述，係針對重力式擋土牆模型於無背填土之情況，分別考慮牆趾開挖與否及底層土壤處於不同緊密狀態等情境，探討其所造成牆體振動特性之變化。

分析時，同樣針對較能反映擋土牆性能變化之 X 向(前後向)振動由各筆振動量測記錄中選取三段訊號特性較類似之 100 秒歷時，求取其傅氏譜並予以平滑化。另外，本階段試驗之環境振源特性仍與前階段類似，在此不再贅述。以下分別針對底層土壤較緊密與較疏鬆狀態，分別比較牆趾開挖前後之振動特性。

(一)底層土壤較緊密(緊砂)

圖 3-27 為牆頂振動之傅氏譜，有數個較明顯之尖峰，其中，18 Hz、25 Hz 與 30 Hz 附近的尖峰在前階段試驗(背填土濕潤與破壞情境)亦可找到頻率接近之對應尖峰，可能為地盤本身之特性；58 Hz 之尖峰可在前階段之地板振動傅氏譜觀察到，故可能屬環境振源之影響；至於在牆趾開挖前，91 Hz 處有一相當明顯之尖峰，並於開挖後降至約 82 Hz，可能即代表牆體之自然頻率，並展現出開挖對自然頻率造成之變化。

進一步觀察砂面之傅氏譜，如圖 3-28 所示，亦有 18 Hz、25 Hz 與 30 Hz 附近的尖峰，驗證其確與地盤特性有關，且相較於牆體自然頻率，其於開挖前後並無明顯變化，可能是由於砂面測點位於牆背而較不受開挖影響；另外，也可觀察到環境

振源影響造成之 58 Hz 尖峰；然而，更高頻處則無明顯尖峰，驗證前述由 91 Hz 降至 82 Hz 之尖峰係與牆體直接相關。

同樣地，為有效展現牆體振動特性，求取牆頂相對於砂面之 TRF，如圖 3-29 所示。在消除牆趾砂面之振動特性之後，僅觀察到開挖前位於 91 Hz、開挖後位於 82 Hz 之尖峰，可確認其代表牆體自然頻率；其較前階段牆體自然頻率(近 60 Hz)為高，主要為本案例中無背填土附加質量效應之故。

此處由於關注重點為基礎承載力之影響，故性能指標採用基礎旋轉阻抗$k_R$。若考慮牆體為剛性，可利用$f_{n,R}=\frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{k_R}{mH_c{}^2}}$計算$k_R$，其中，牆體質量為 20.2 kg，牆體質心高度為 6.2 cm，可求得開挖前$k_R$ =25.4 kN-m/rad，開挖後則降至 20.6 kN-m/rad，代表牆趾開挖造成基礎旋轉阻抗降低，因而導致牆體自然頻率之降低。值得注意的是，相較於背填土狀態，自然頻率對擋土牆之基礎弱化敏感許多。

(二)底層土壤較疏鬆(鬆砂)

綜合比較牆頂與砂面之振動傅氏譜，如圖 3-30 與圖 3-31 所示，同樣可觀察到代表地盤特性之 18 Hz、25 Hz 與 30 Hz 附近的尖峰，與代表環境振源影響之 58 Hz 尖峰。其中，地盤特性並無明顯變化，原因可能是此情境中係以鏟子將底層土壤近表面部分鏟鬆後再刮平，對對整體地盤振動特性影響有限。

至於代表牆體特性之頻譜尖峰，同樣僅於圖 3-30 中觀察到，並可透過牆頂相對於砂面之 TRF，如圖 3-32 所示，使其更清楚呈現，在牆趾開挖前牆體自然頻率為 69 Hz，開挖後則降至約 64 Hz。若根據自然頻率估算基礎旋轉阻抗$k_R$，可求得

開挖前$k_R$ = 14.6 kN-m/rad，開挖後則降至 12.6 kN-m/rad。由此可以看出，雖然此情境底層土壤僅於近表面處較疏鬆，但相較於底層土壤較緊密之情境，開挖前基礎旋轉阻抗已有明顯降低，並於開挖後進一步降低。

事實上，若將土壤簡化為彈性狀態，並基於溫克基礎模式(Winkler's foundation)，以垂直向勁度為$k_v$之均佈土壤彈簧模擬($k_v$常稱作垂直向地盤反力係數)，當尺寸為$L \times B$之剛性基礎版受集中彎矩$M$作用時而產生轉角$\theta$時(如圖 3-33 所示)，$M = k_R\theta$，$k_R$可表為：

$$k_R = \left(\frac{1}{12}LB^3\right)k_v$$

亦即，基礎旋轉阻抗$k_R$與地盤反力係數$k_v$成正比；當土壤表面疏鬆，$k_v$即下降，故$k_R$便隨之降低。此也可充分解釋牆趾開挖之效應，當因開挖而使牆底土壤失去側向束制後，便造成$k_v$下降，$k_R$亦因而降低。

為方便比較，前述情境之自然頻率與基礎旋轉阻抗變化茲綜合彙整於表 3-1。

**表 3-1 牆體自然頻率與基礎旋轉阻抗隨基礎土壤狀態之變化**

| 特性參數 | 底層土壤緊密 | | 底層土壤疏鬆 | |
|---|---|---|---|---|
| | 牆趾開挖前 | 牆趾開挖後 | 牆趾開挖前 | 牆趾開挖後 |
| 自然頻率 | 91 Hz | 82 Hz | 69 Hz | 64 Hz |
| 基礎旋轉阻抗 | 25.4 kN-m/rad | 20.6 kN-m/rad | 14.6 kN-m/rad | 12.6 kN-m/rad |

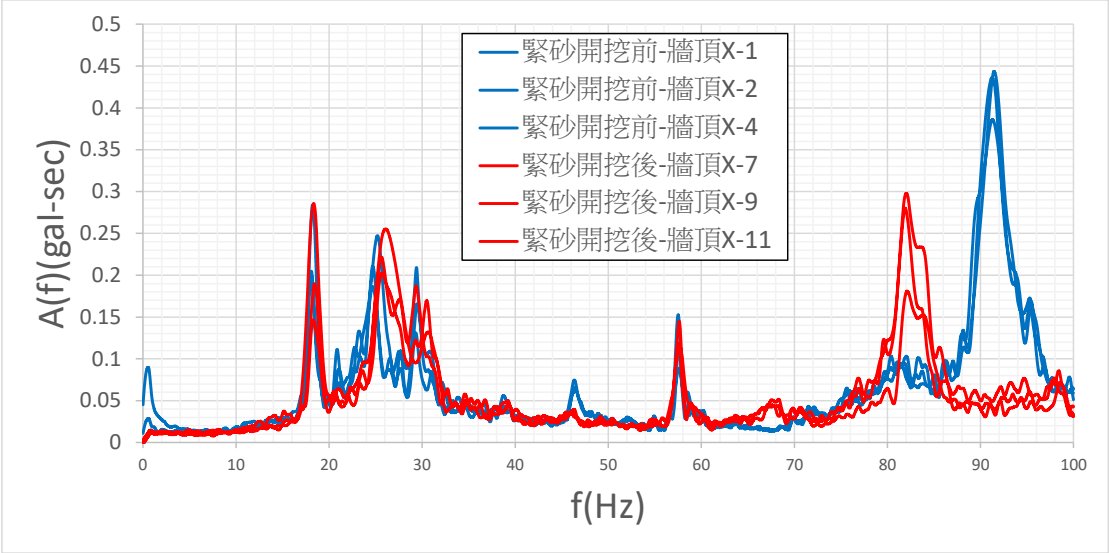



**圖 3-27 重力式擋土牆牆頂 X 向振動傅氏譜：底層土壤較緊密時之牆趾開挖前後比較**

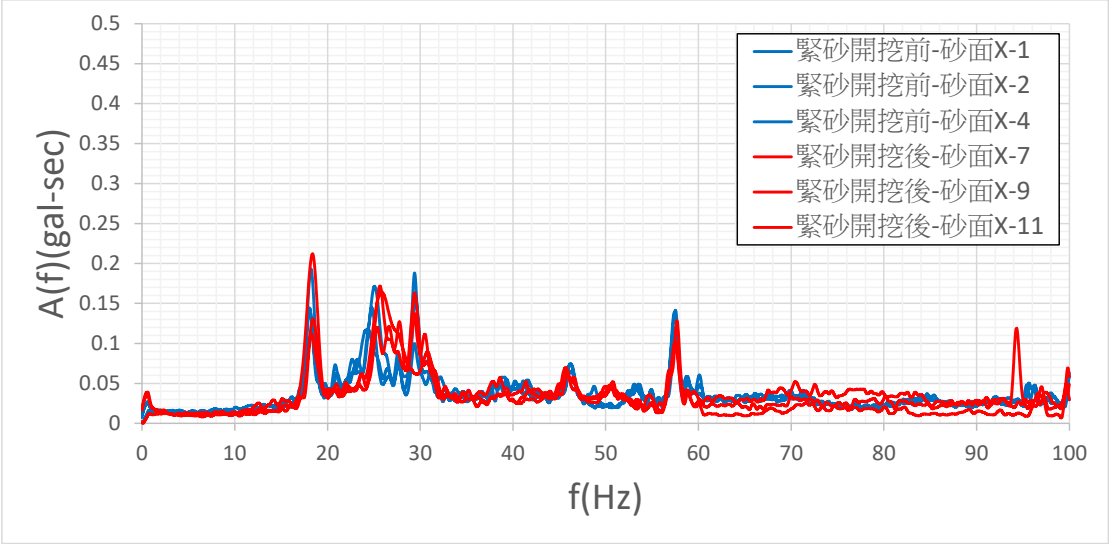



**圖 3-28 重力式擋土牆砂面 X 向振動傅氏譜：底層土壤較緊密時之牆趾開挖前後比較**

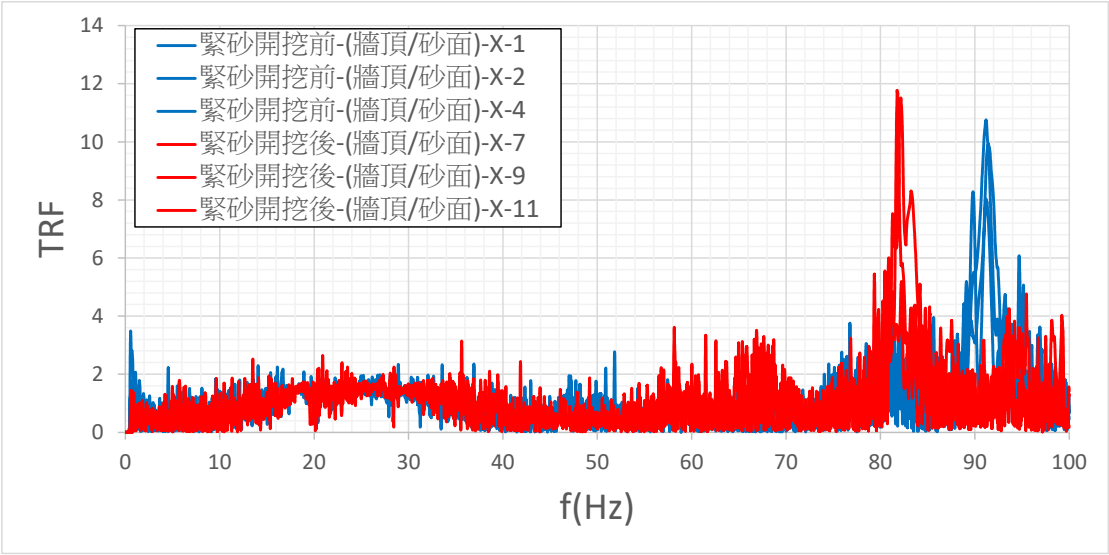



**圖 3-29 重力式擋土牆牆頂相對於砂面之 X 向振動轉換函數：底層土壤較緊密時之牆趾開挖前後比較**

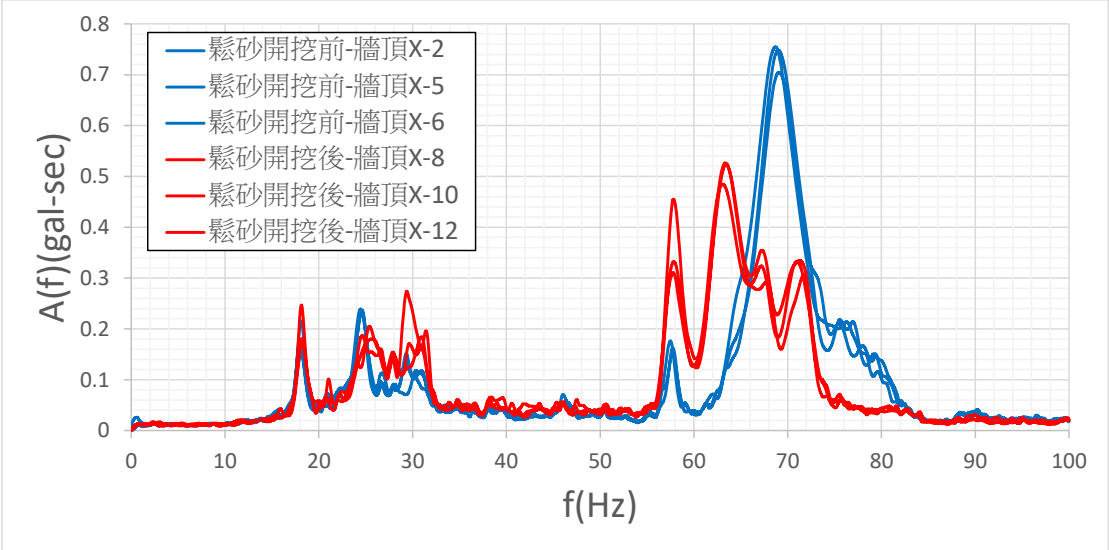



**圖 3-30 重力式擋土牆牆頂 X 向振動傳氏譜：底層土壤較疏鬆時之牆趾開挖前後比較**

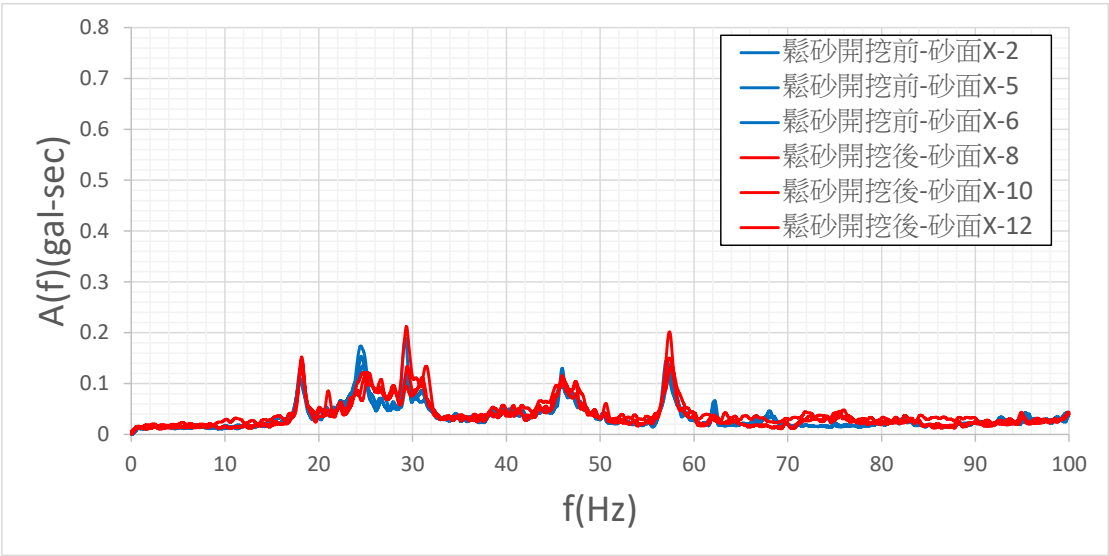



**圖 3-31 重力式擋土牆砂面 X 向振動傳氏譜：底層土壤較疏鬆時之牆趾開挖前後比較**

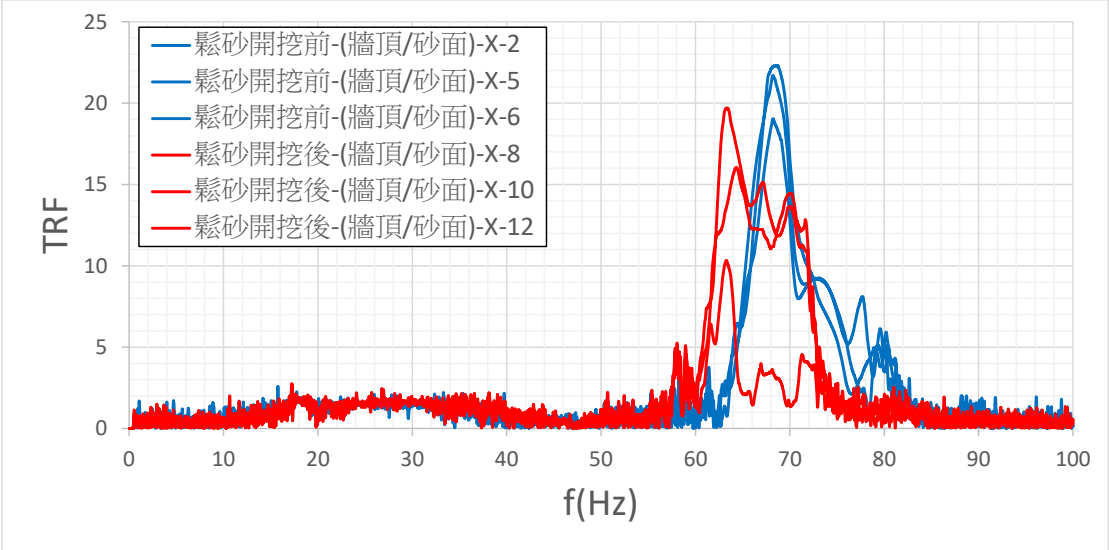



**圖 3-32 重力式擋土牆牆頂相對於砂面之 X 向振動轉換函數：底層土壤較疏鬆時之牆趾開挖前後比較**

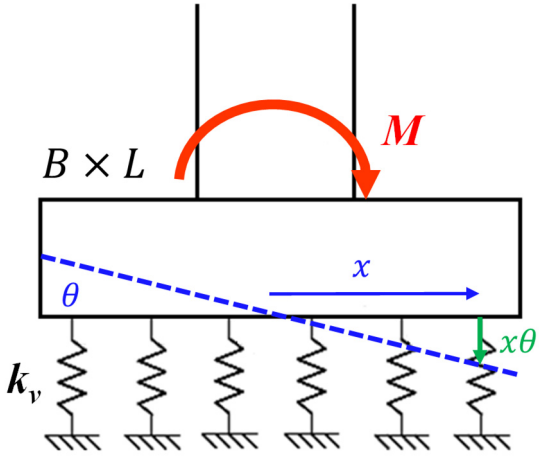



**圖 3-33 剛性基礎版旋轉阻抗推導示意圖**

# 第四章　現地試驗

## 第一節　案例簡介

如第二章第二節所述，將選定具代表性之重力式擋土牆與懸臂式擋土牆案例進行現地微振量測，驗證所提出之方法具實務可行性，並於計畫執行過程中定期施測，期能掌握其性能弱化之情況。以下簡要說明所採用之案例地點與特性。

一、台南市南化區南179線4K路段

本場址鄰近南化水庫蓄水區，地層屬砂頁岩互層且為順向坡地形，有大範圍地下水滲流情形，多年以來常發生落石坍方、路基塌陷造成阻斷道路等情況(資料來源：台南市政府公告)，並曾於 2017 年 6 月 17 日因為梅雨鋒面連日降雨導致道路路基流失，約有長 60 米之路段發生坍塌及路面龜裂(見圖 2-11)，本研究團隊進行現地試驗時亦觀察到下邊坡舊有鋼板樁明顯變位之情況與疑似舊有擋土牆之殘骸，如圖 4-1 所示。雖後續再利用鋼板樁穩固路基並減少淘刷，但上邊坡擋土牆局部嚴重開裂並未修復，故選用作為現地案例之一。

現地實測牆高約 2.45 米，牆面與垂直向夾角約 11°~15°，根據山區道路常用擋土牆形式，推測屬於半重力式擋土牆，大部分牆面可觀察到輕微開裂，如圖 4-2 所示，且局部有嚴重開裂甚至已造成牆體不連續之情形，如圖 4-3 所示；其中，圖 4-3 右方開裂處之右側牆體已

相對於左側產生外移與外傾，底部與頂部之相對位移分別約 16 cm 與 24 cm，如圖 4-4 所示。

二、台南市龍崎區市道182線25.9K路段

市道 182 線連接台南龍崎與高雄內門之山區路段主要屬泥岩地層，過去便偶有因豪雨造成邊坡災害之情況。本場址為泥岩邊坡，坡面可見小型沖蝕溝，如圖 4-5 所示。2018 年 8 月 28 日因為西南氣流挾帶大量雨勢，導致約 30 米長之擋土牆完全倒塌影響交通(見圖 2-12)，修復完工後呈現新舊擋土牆兩分段，如圖 4-6 所示，故選用作為現地案例之二。

現地實測新建擋土牆之牆高約 5 米、牆面與垂直向夾角約 17°、頂部牆厚 50cm，舊有擋土牆頂面高程與新建者一致、牆面與垂直向夾角約 16-17°、頂部牆厚 45cm，推測屬於懸臂式擋土牆。新舊牆體交接處除牆厚不連續外，界面略有開裂，如圖 4-7 所示。此外，擋土牆背填土地表可觀察到明顯之張裂縫，如圖 4-5 與圖 4-8 所示。

三、試驗情境

首先，在汛期開始之前，於 2020 年 4 月 14 日前往前述兩個案例場址進行微振量測。此次量測除了建立基準值，以供後續比較用之外，針對南化場址，分別對僅輕微開裂(如圖 4-2 所示)與發生嚴重開裂(如

圖 4-3 所示)之兩處牆體施測，以比較牆體在不同損壞程度下之差異；針對龍崎場址，則是分別對較厚之新建牆體與過去鄰近同斷面牆體曾發生破壞之舊有牆體施測，以比較其穩定性能之差異。

本年度計畫原先預定於發生可能損及所選定案例之擋土牆穩定性能之事件後進場施測，然而，今(2020)年迄今為止尚未有颱風或其他原因造成之連日暴雨侵襲南台灣，僅於 5 月 22 日在鄰近南化場址之氣象局關山測站(臺南市南化區關山里)與鄰近龍崎場址之崎頂測站(臺南市龍崎區中坑里)均觀測到日雨量約 270 mm (資料來源：氣象局觀測資料查詢系統 CODiS)，達到豪雨之標準(200 mm/24hr 以上或 100 mm/3hr 以上)；另外，前者僅於 7 月 23 日與 8 月 27 日、後者僅於 5 月 21 日與 8 月 26 日~27 日達到大雨之標準(80 mm/24hr 以上或 40 mm/1hr 以上)。也因為如此，前述場址在本年度並無因強降雨導致之災情傳出。

另一方面，今(2020)年於南台灣發生兩次極淺地震群，包括 8 月 19 日集中台南市六甲區之 4 起地震，其中有 3 起芮氏規模($M_L$)達 4.0 以上(分別為 4.3、4.5 與 4.7)，震源深度均約 11 km，最大震度達 3~4 級，以及 10 月 17 日集中台南市東山區之 3 起芮氏規模($M_L$)達 4.0 以上之地震(分別為 4.2、4.7 與 5.2)，震源深度約 11~13 km，最大震度均達 4 級。

圖 4-9 為 8 月 19 日地震其中兩起規模較大者($M_L$ 4.5 與 $M_L$ 4.7)之震度圖，由圖中可看出在 $M_L$ 4.5 地震中，南化場址位於震度 3 級之區域，龍崎場址則約在震度 3 級與 2 級區域之交界；在 $M_L$ 4.7 地震中，兩場址均位於震度 3 級之區域。圖 4-10 則為 10 月 17 日地震其中兩起震度較大者之震度圖($M_L$ 5.2 與 $M_L$ 4.7)，在 $M_L$ 5.2 地震中，南化場址約在震度 3 級與 2 級區域之交界，龍崎場址則位於震度 3 級之區域；在 $M_L$ 4.7 地震中，兩場址均位於震度 2 級之區域。根據中央氣象局震度分級定義與國際上常用之 Modified Mercalli Scale 震度分級定義，25 gal 一般被視為可能導致輕微災損之 PGA 門檻值，亦即中央氣象局震度 4 級以上者，故前述地震尚不至於對研究場址之擋土牆造成顯著災損。但須注意的是，10 月 17 日 $M_L$ 5.2 地震依氣象局之定義屬中地震($5.0 \leq M_L < 7.0$)，其震動延時通常較$M_L < 5.0$之地震長，因而有可能為擋土構造物累積較為可觀之損傷。

因此，針對在 10 月 17 日 $M_L$ 5.2 地震中震度達 3 級之龍崎場址，於 10 月 22 日進場施測，並與 4 月 14 日建立之基準值比較，藉此評估該地震是否對牆體穩定性有所影響。根據台灣 P 波警報器觀測網(P-Alert: palert.earth.sinica.edu.tw)，距離龍崎場址西方約 6.5 公里處之台南市龍崎區龍崎國小測站於此地震 PGA 為 12.3 gal，東北方 5.9 公里處之高雄市內門區木柵國小測站 PGA 則為 10.7 gal，故本場址 PGA

可能介於之間，前述二測站實測波形如圖 4-11 所示，較顯著之搖晃約維持十數秒。然而，先前之擋土牆背填土地表張裂縫(見圖 4-8)，於 10 月 22 日觀察到其僅略受沖蝕，其長度或寬度並無進一步發展，如圖 4-12 所示，代表牆體相較於 4 月 14 日之狀態並未發生明顯變位。




圖 4-1 南化區南 179 線 4K 路段下邊坡情況



圖 4-2 南化區南 179 線 4K 路段擋土牆(輕微開裂處)



圖 4-3 南化區南 179 線 4K 路段擋土牆(嚴重開裂處)



圖 4-4 南化場址擋土牆開裂兩側牆體相對錯動情況

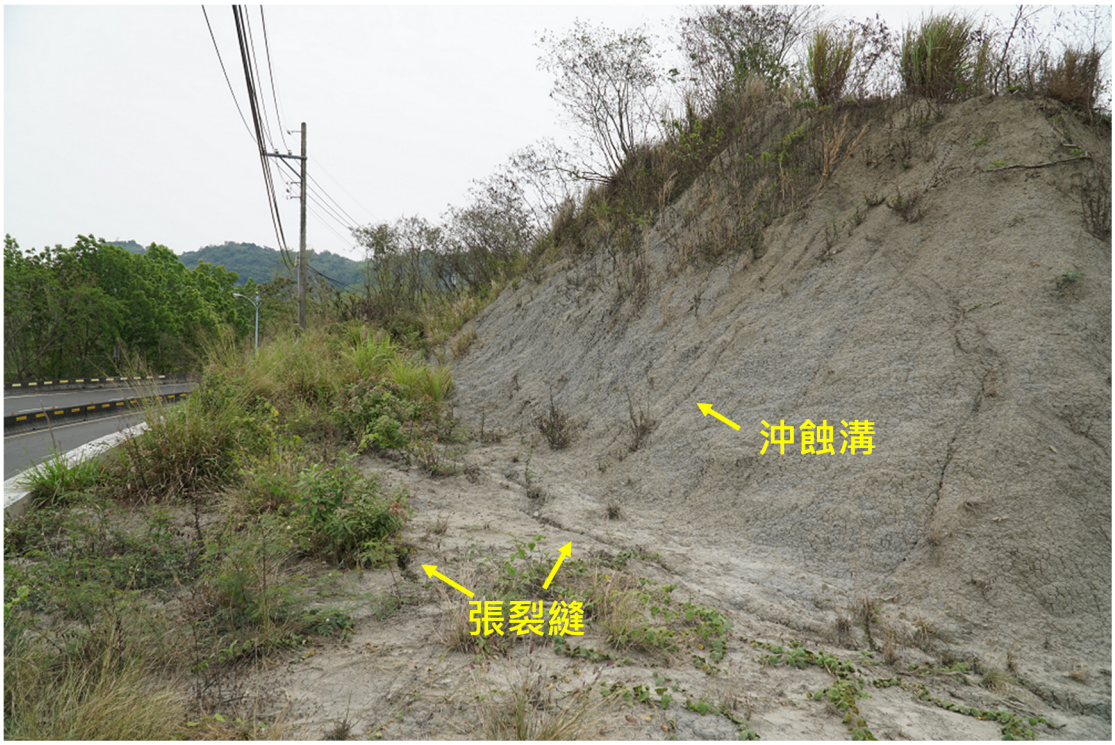



**圖 4-5 龍崎區市道 182 線 25.9K 路段泥岩邊坡**



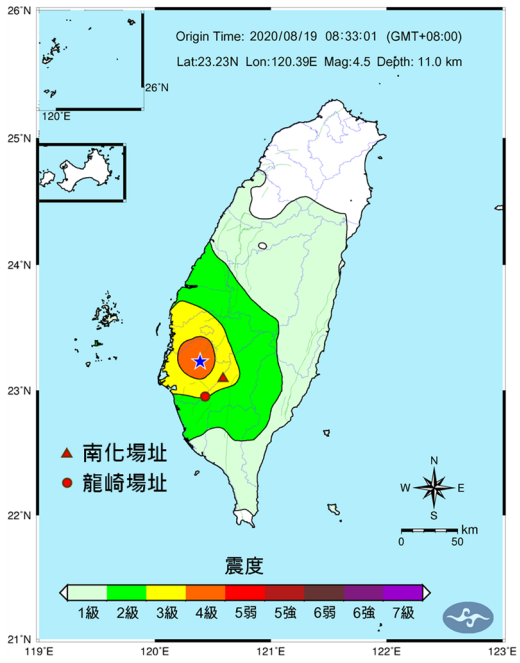
**圖 4-6 龍崎區市道 182 線 25.9K 路段新舊擋土牆**



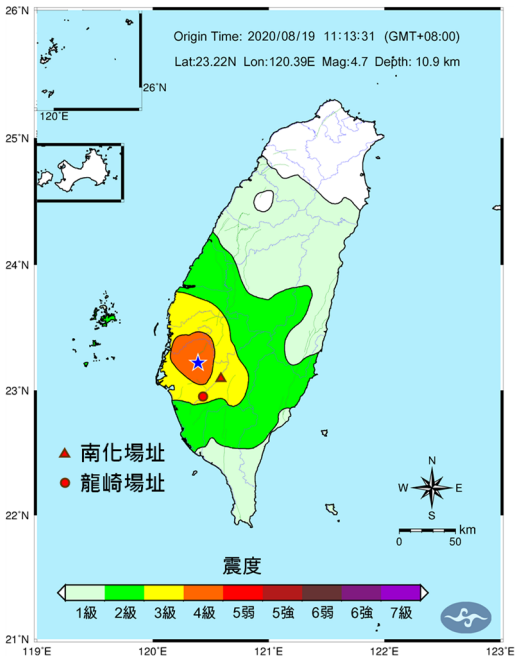
圖 4-7 龍崎場址新舊擋土牆厚度不連續與界面開裂情況



圖 4-8 龍崎場址擋土牆背填土張裂縫(2020 年 4 月 14 日)

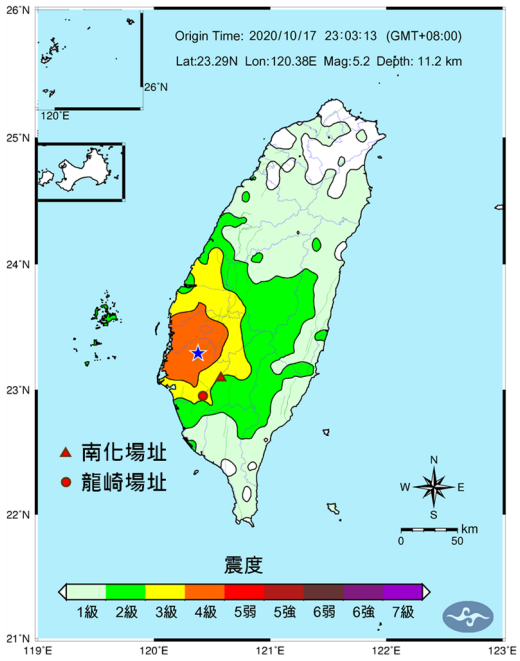



(a) $M_L = 4.5$

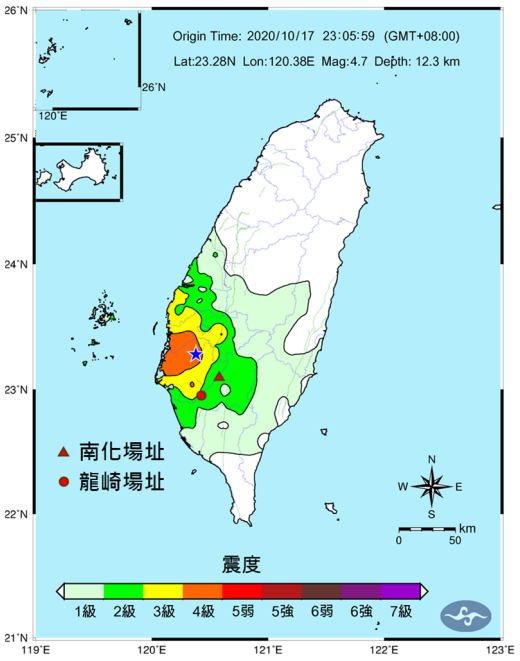



(b) $M_L = 4.7$

**圖 4-9 2020 年 8 月 19 日台南市六甲區地震群震度圖**




(a) $M_L = 5.2$




(b) $M_L = 4.7$

**圖 4-10 2020 年 10 月 17 日台南市東山區地震群震度圖**

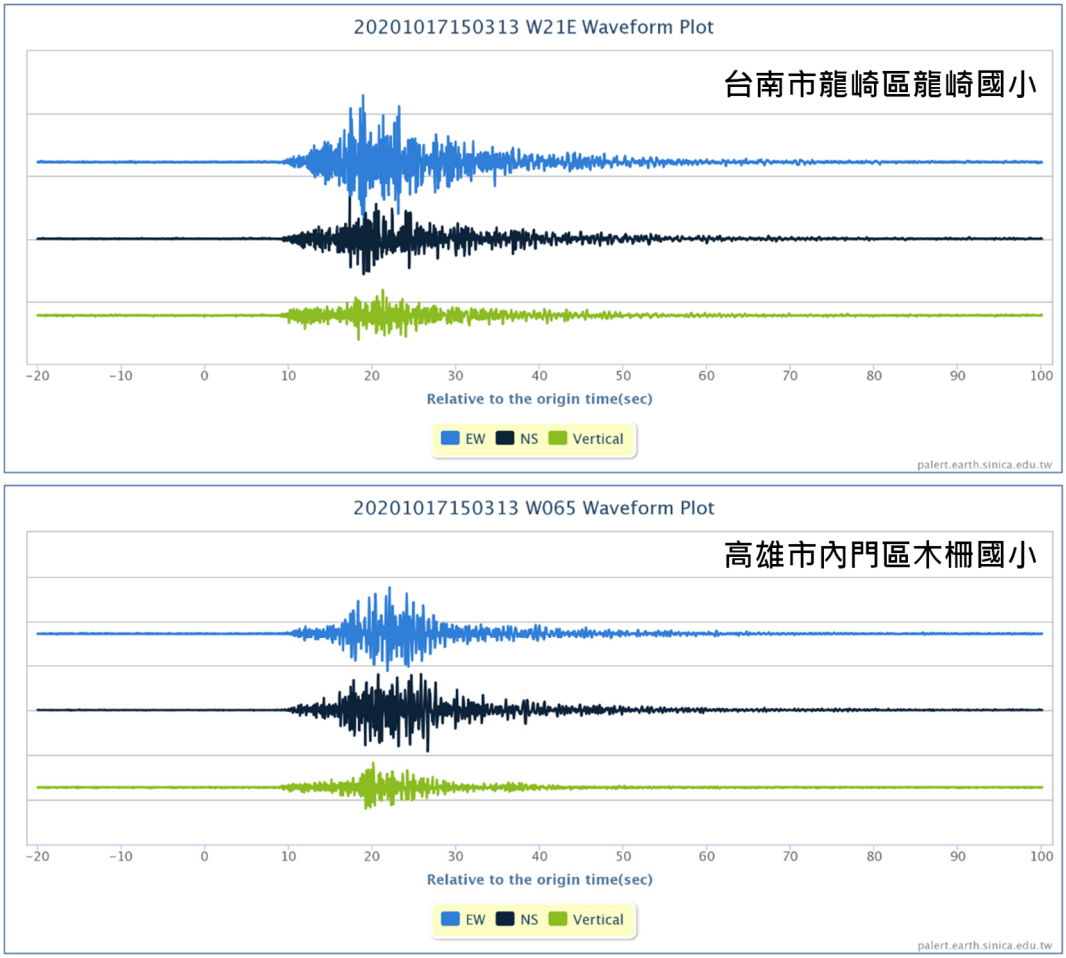



**圖 4-11 2020 年 10 月 17 日台南東山 $M_L$ 5.2 地震歷時(P-Alert)**



**圖 4-12 龍崎場址擋土牆背填土張裂縫(2020 年 10 月 22 日)**

## 第二節　案例一：台南市南化區南 179 線 4K 路段

一、量測儀器與配置

與室內縮尺試驗相同，採用 PCB 公司之 393B04 加速規，以及 NI 公司之 NI-9234 擷取卡與 NI cDAQ-9191 無線機箱，但在 2020 年 4 月 14 日所進行之現地試驗中，因技術問題，故記錄用電腦與無線機箱之間係採有線連接方式。試驗時，於擋土牆設置兩處測點，分別位於牆頂與牆趾前方；其中，輕微開裂者因水溝堆積落葉，故牆趾前測點設於道路邊緣，嚴重開裂者則設於水溝底部，分別如圖 4-13 與圖 4-14 所示；每處測點各設置 X 向(擋土牆之前後向)與 Z 向(垂直向)兩個加速規。因設備數量與有線傳輸限制，故輕微開裂與嚴重開裂之擋土牆微振量測係分別進行，但施測時牆趾與牆頂測點係同步量測，故可透過轉換函數研判牆體振動特性。

二、試驗成果

如前文所述，環境微振因隨時隨處可得且為寬頻振動，故本研究用來做為最基本之振源。本場址位處人煙罕至之山區道路，環境安靜且車流量甚小，但因鄰近有工程進行中，故偶有重型砂石車通過。值得注意的是，車行振動對公路邊坡之擋土牆來說亦屬環境振源，但不同車型、車重、車速之車行振動均有其獨特之頻率分佈，故分析上需特別注意振源特性之影響，以便展現所關注系統本身之特性。

與室內試驗相同，為消除低頻雜訊之影響，所有量測資料均先以截切頻率 0.5 Hz 進行高通(high pass)濾波。

首先，針對本場址擋土牆嚴重開裂處測得之其中一筆振動歷時，由當中分別選取安靜與單輛重車通過等時段進行頻譜分析，如圖 4-15 與圖 4-16 所示。由圖 4-15 可知，在安靜時段時所測得牆趾前方(代表地盤輸入牆體之激振)振動量極小(振幅僅約 0.05 gal)，傅氏譜未呈現明顯尖峰，近似於高斯白噪(功率譜密度函數為常數)，滿足一般對環境微振之假設；然而，牆頂振動量大致與牆趾前方接近，無明顯放大效應，傅氏譜雖於 5~25 Hz 間反應較其他頻率範圍略大，但未呈現顯著尖峰，可能因此處環境微振能量太小而無法有效激發牆體反應，而使牆-土互制系統之特性無法被展現。至於在重車通過時段(圖 4-16)，牆趾前方與牆頂均產生明顯振動(峰值分別為約 3 gal 與 4~4.5 gal)；其中，牆趾前方之傅氏譜在 13 Hz 與 26 Hz 等處有明顯尖峰，牆頂之頻譜則有較多尖峰，並以 13 Hz 與 52 Hz 處最為明顯。由此可知，本案例中以車行振動較能有效激發牆體振動。圖 4-17 則為擋土牆輕微開裂處所測得其中一筆振動歷時之單輛重車通過時段頻譜分析結果，牆趾前方振動之傅氏譜在 14 Hz 處有明顯尖峰，另在 100 Hz 以上也出現尖峰；牆頂振動頻譜相對於嚴重開裂之情況單純許多，顯著頻率在 12 Hz 左右。因此，牆體損傷對振動特性確實有所影響。

然而，利用傅氏譜所觀察到之顯著頻率，並不易釐清何者屬振源(本例中為重車)特性、何者為牆體特性，因此分別再針對嚴重開裂與輕微開裂處因重車通過引致之振動，計算牆頂相對於牆趾前方之 X 向振動轉換函數(TRF)，並經適度平滑化以便於判釋，如圖 4-18 所示；須注意的是，由於本次試驗中嚴重開裂與輕微開裂處並非同步量測，故將兩處之 TRF 曲線分開繪製，以免有所誤導。由圖可知，現地案例之 TRF 變化遠較室內縮尺模型試驗劇烈，較不易判別出牆-土互制系統之代表性自然頻率，可能係由於實際上的地層變化、結構體型式較室內模型試體複雜所致。整體而言，輕微開裂處 TRF 於 30~35 Hz 附近反應略為明顯。至於嚴重開裂處 TRF 值變化較劇烈，且在大部分頻率範圍較輕微開裂處為大，尤其是 20 Hz 以下與 45Hz 以上；初步研判，前述 TRF 值之增加，於 20 Hz 以下可能為牆背坡體弱化之影響，45 Hz 以上則可能代表牆體開裂甚至分離造成之牆體局部振動反應。雖然本案例中由於自然頻率不易研判而無法直接應用本研究所採用之性能指標，但由 TRF 值之大幅變化，仍可反映出牆體之損傷。

另一方面，若遭遇牆趾不易佈設測點的情況(例如道路下邊坡之擋土牆)，便無法求取牆頂相對於牆趾之振動轉換函數，此時可利用第二章第二節曾提到之單站頻譜比法(常稱作 H/V 法)(Nakamura, 1989)，其最早係針對微地動反應(microtremor)所提出，假設基盤處水平(H)向

與垂直(V)向運動頻譜比在相當頻寬內近似於 1，且垂直向震波在向上傳遞至地表之過程中在相當頻寬內無明顯放大效應，則地表水平向運動相對於基盤水平向運動之轉換函數，便可藉由地表水平向與垂直向運動之頻譜比來近似，即所謂之 H/V 頻譜比。Nakamura (1997)進一步將此概念延伸至剛性塊體(rigid block)構造與構架式(frame)結構，以 H/V 法近似結構轉換函數，藉此評估結構自然頻率與放大係數。

因此，在此藉由本案例測試 H/V 頻譜比用來近似擋土牆水平向振動 TRF 之可行性。在此選用如圖 4-16 所示之嚴重開裂處重車通過時引致振動為例，圖 4-19 則為相對應之牆頂垂直(Z)向振動歷時與頻譜，可發現其與圖 4-16(b)所示之牆趾前方 X 向頻譜出現確有相似之處，雖然尖峰值相對大小有所差異，但出現尖峰之頻率位置大致相符。圖 4-20 則比較了 X 向振動 TRF 與 H/V 頻譜比，可發現其大致接近，僅於少數頻率處 H/V 尖峰明顯較 TRF 大(如 64 Hz、80 Hz、100 Hz 附近等)，但整體來說，本例顯示 H/V 可概略掌握 TRF 所呈現之重力式擋土牆振動特性，而有應用於其性能評估之潛能。




圖 4-13 南化場址擋土牆量測配置(輕微開裂處)

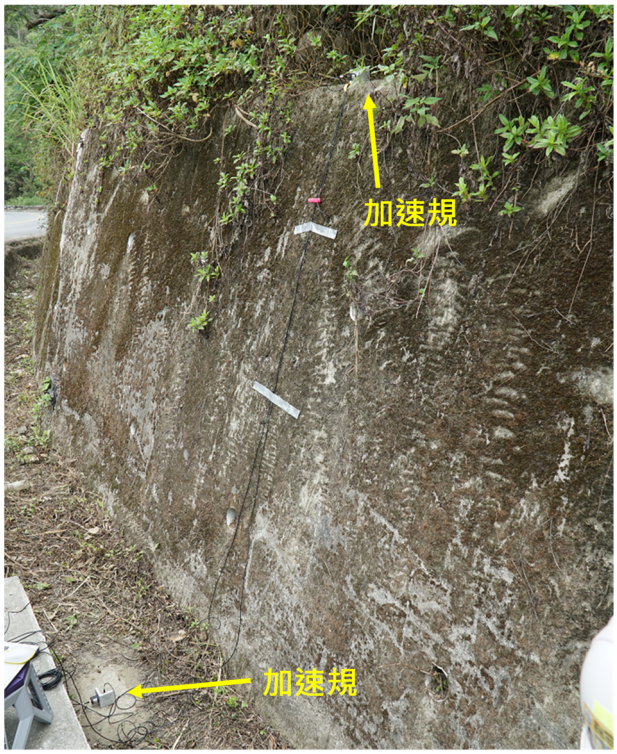
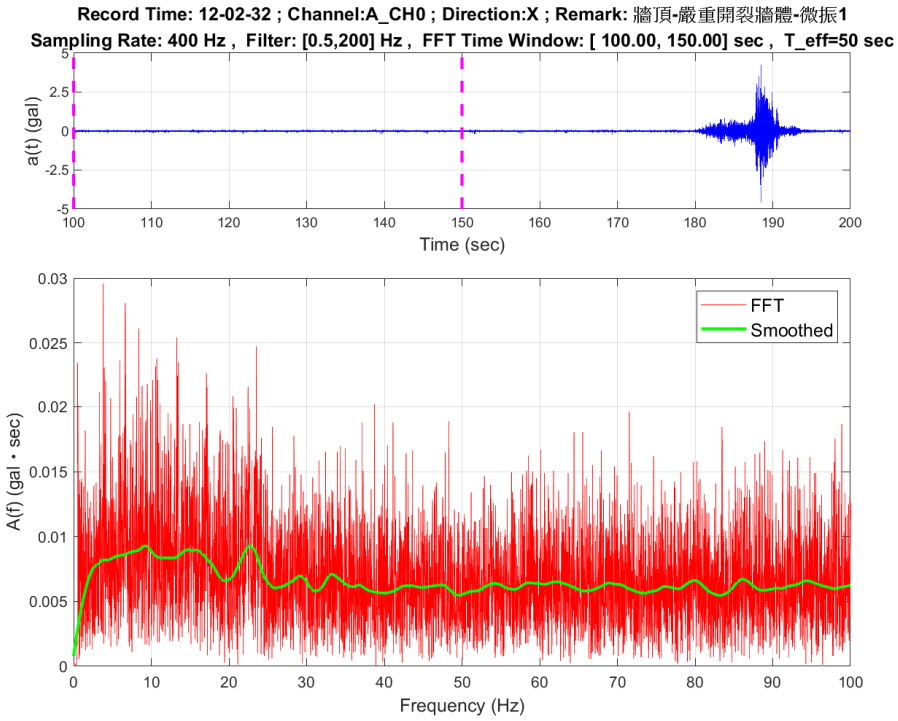
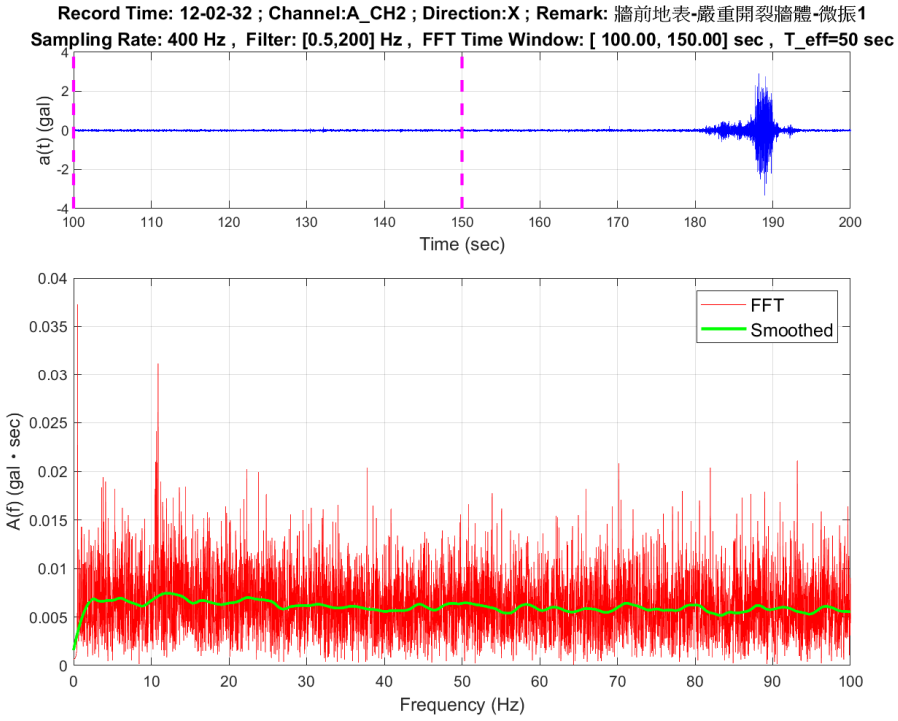



圖 4-14 南化場址擋土牆量測配置(嚴重開裂處)

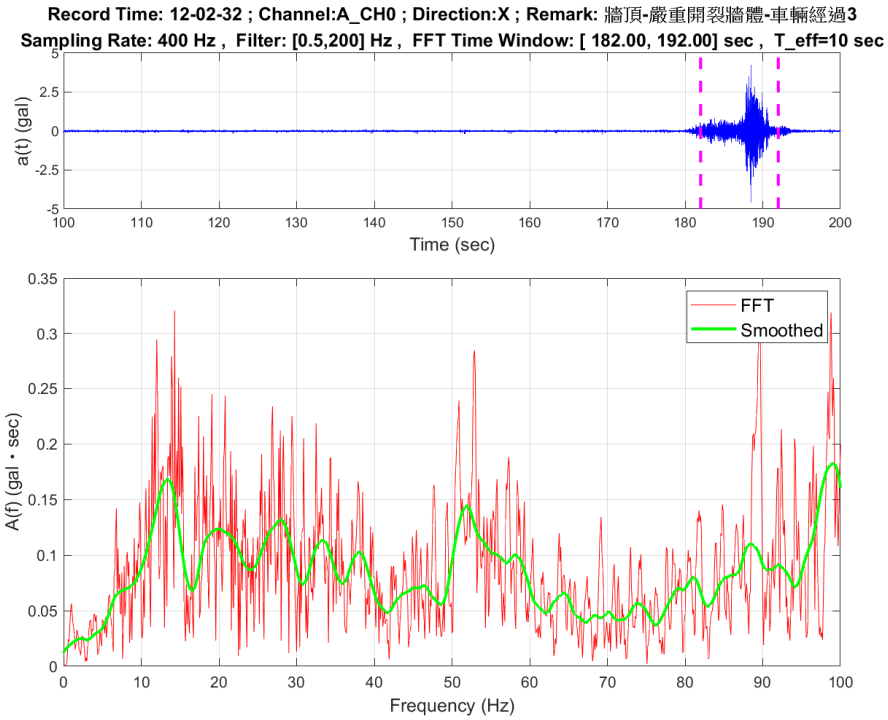



(a) 牆頂(上為歷時圖、下為傅氏譜)

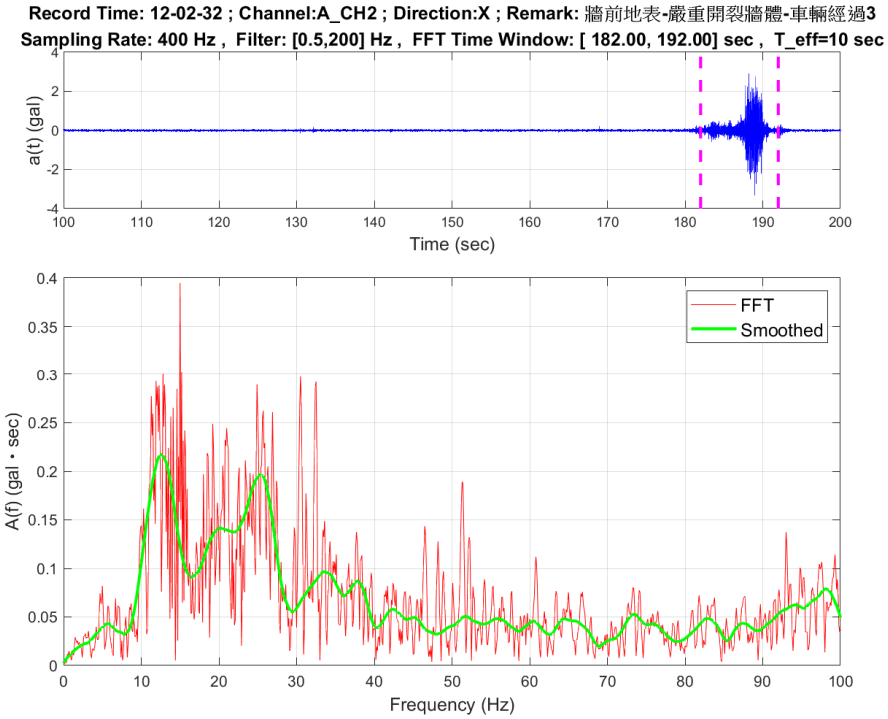



(b) 牆趾前方(上為歷時圖、下為傅氏譜)

**圖 4-15 南化場址擋土牆振動歷時與頻譜分析例(嚴重開裂處，安靜時段，X 向振動)**

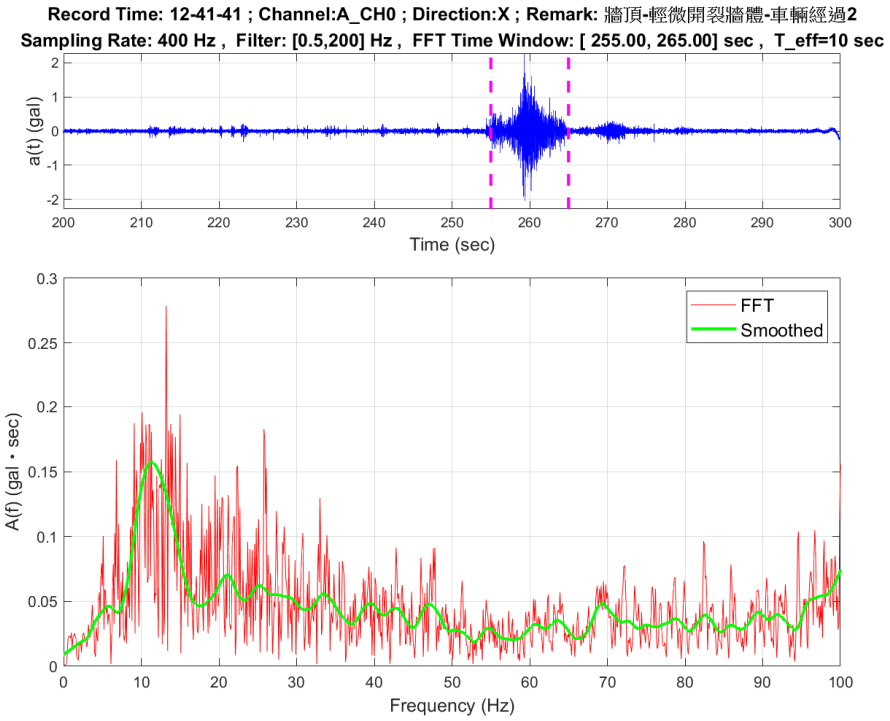



(a) 牆頂(上為歷時圖、下為傅氏譜)

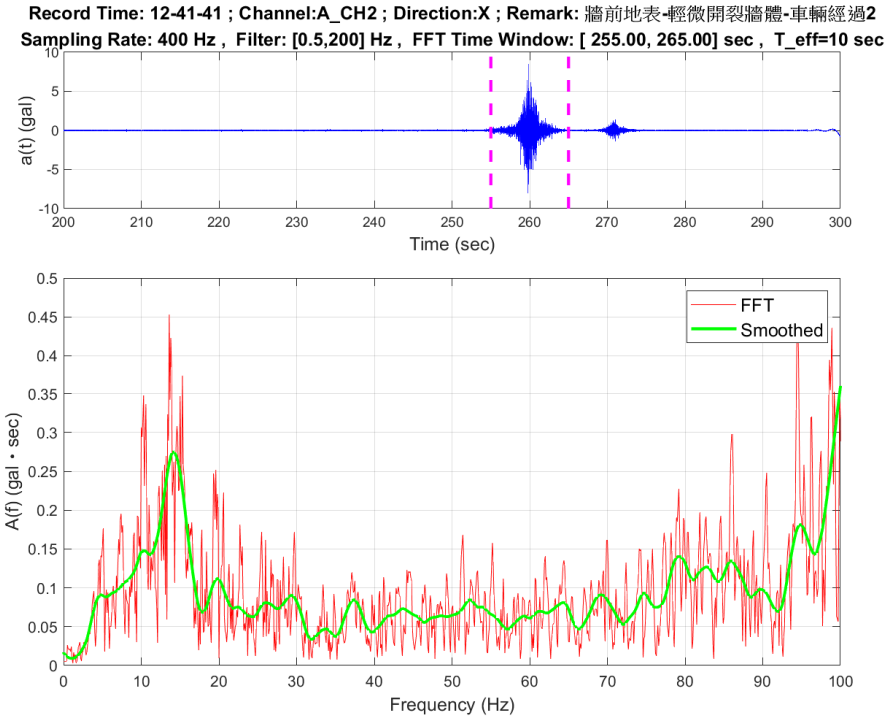



(b) 牆趾前方(上為歷時圖、下為傅氏譜)

**圖 4-16 南化場址擋土牆振動歷時與頻譜分析例(嚴重開裂處，重車通過時段，X 向振動)**

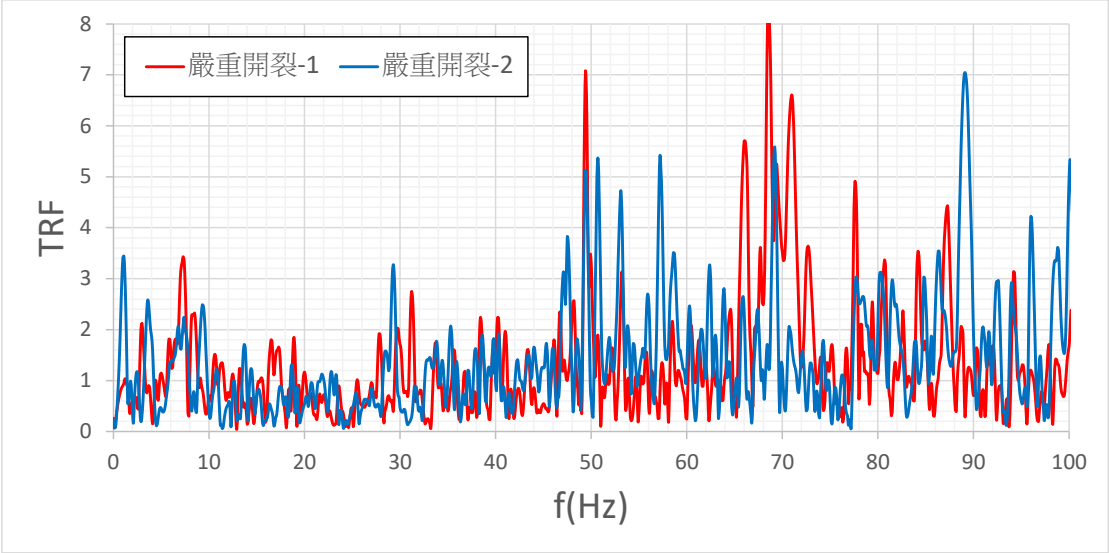



(a) 牆頂(上為歷時圖、下為傅氏譜)

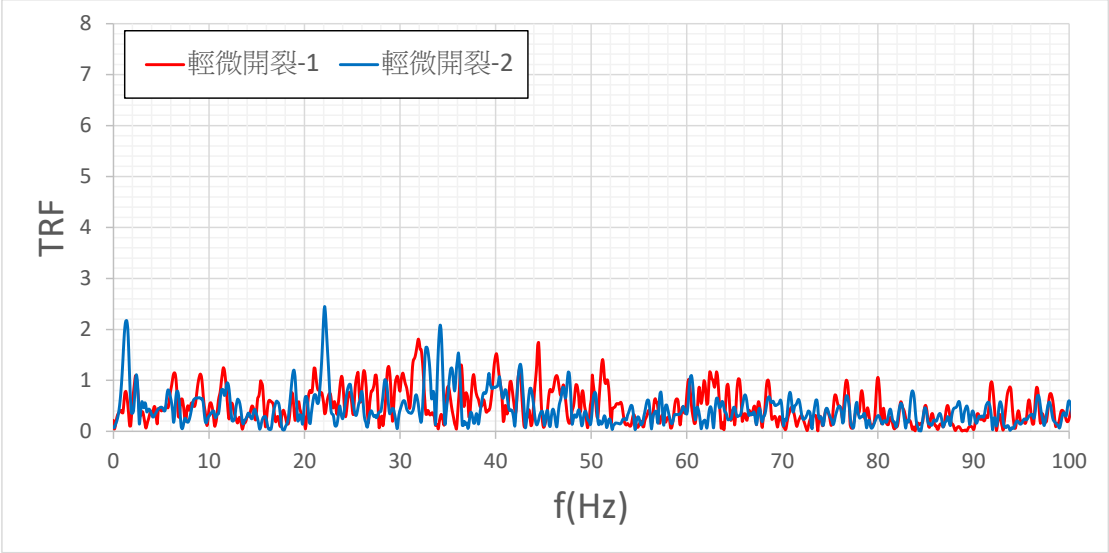



(b) 牆趾前方(上為歷時圖、下為傅氏譜)

**圖 4-17 南化場址擋土牆振動歷時與頻譜分析例(輕微開裂處，重車通過時段，X 向振動)**




(a) 嚴重開裂處




(b) 輕微開裂處

**圖 4-18 南化場址擋土牆牆頂相對於牆趾之 X 向振動轉換函數(重車通過時段，不同開裂程度之比較)**

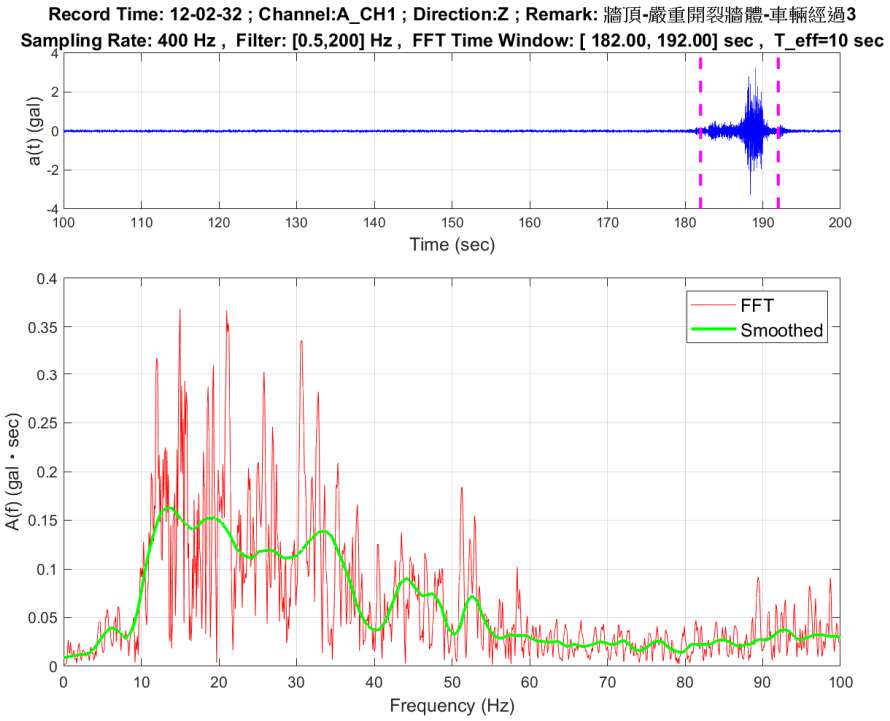



**圖 4-19 南化場址擋土牆振動歷時與頻譜分析例(嚴重開裂處，重車通過時段，牆頂 Z 向振動)**

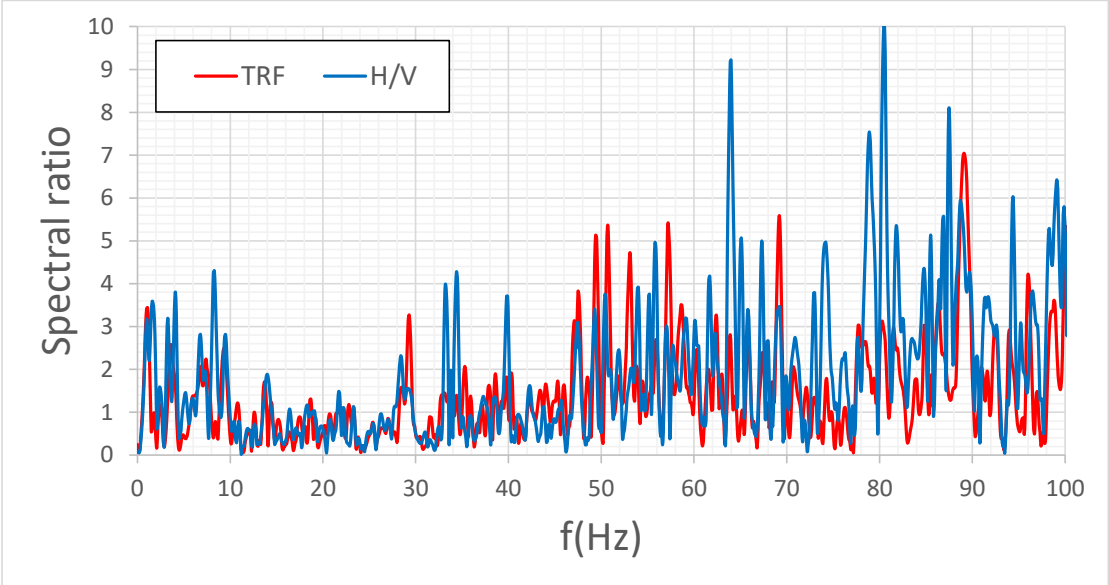



**圖 4-20 南化場址擋土牆牆頂 X 向振動 TRF 與 H/V 頻譜比之比較(嚴重開裂處，重車通過時段)**

## 第三節　案例二：台南市龍崎區市道 182 線 25.9K 路段

一、量測設備與配置

量測設備見前節說明。於 2020 年 4 月 14 日進行第一次試驗時，考慮到新舊擋土牆為緊鄰，故分別於兩者之牆頂設置兩處測點，各測點設置 X 向(擋土牆之前後向)與 Z 向(垂直向)兩個加速規，如圖 4-21 所示，並進行同步量測，以比較兩者振動特性之差異。然因設備數量與有線傳輸限制，故此次未於牆趾設置測點而無法求取轉換函數(TRF)，但將另以在前一節中驗證為可行之 H/V 頻譜比來替代之。

於 2020 年 10 月 22 日進行第二次試驗時，無線機箱作動正常，故於新舊擋土牆之牆頂與牆趾前方均分別設置測點，分別如圖 4-22 與圖 4-23 所示；其中，牆趾前測點設於道路邊緣。施測時，四個測點均同步量測，故可透過轉換函數研判牆體振動特性，並更能有效比較新舊兩處之差異。

二、第一次試驗成果

龍崎場址所處之市道 182 線為連接台南龍崎與高雄內門之要道，車流量遠大於南化場址，故所記錄之振動訊號中，常可見到車輛通行引致之振動反應，但與南化場址不同的是，車輛種類較多元，故不同時段之車行引致振動量大小不一。

首先針對本場址新舊擋土牆牆頂同步測得之其中一筆振動歷時，

如圖 4-24 與圖 4-25 所示，由當中分別選取安靜(75 秒~95 秒)與單一車輛通過引致明顯振動(275 秒~295 秒)等時段進行頻譜分析。根據圖 4-24，在安靜時段時所測得新舊牆頂之振動量均甚小(振幅僅約 0.05 gal~0.1gal 間)，傅氏譜振幅在各頻率大致接近，未呈現明顯尖峰，與南化場址所觀察到之現象類似。另由圖 4-25 可知，車輛通過時新舊牆頂均有明顯振動，其中新牆之峰值約 1 gal，舊牆峰值則略超過 2 gal；此外，由傅氏譜可知，兩者在 10-20 Hz 間與 65-75 Hz 間均出現較明顯之反應。由此可知，與南化案例相似，本例中亦以車行振動較能有效激發牆體振動。

雖然此次試驗並未設置牆趾測點，但為釐清牆體振動特性，在此選取單一車輛經過引致明顯振動之兩個 20 秒時段，利用於牆頂測得之 X 向與 Z 向振動求取 H/V 頻譜比，並予以適度平滑化以利判釋，如圖 4-26 所示；須注意的是，由於本次試驗中新牆與舊牆係同步量測，故同一時段之兩處 H/V 曲線係繪製於同一張圖內，以便於比較。

首先觀察新牆之反應(圖 4-26 之藍色曲線)，其 H/V 頻譜比均於 13~14 Hz 附近可觀察到尖峰，但圖 4-26(a)於 97 Hz 附近、圖 4-26(b)於 65 Hz 附近分別另外觀察到更明顯之尖峰，其中後者可與圖 4-24 之傅氏譜相呼應。由於前述較高頻處的顯著頻率隨不同車輛引致之振動而變化，推測其與車輛本身特性較有關，可能代表 H/V 頻譜比相對

於轉換函數較無法有效消除振源特性，也可能因為有其他非透過擋土牆之振動傳遞路徑所致。因此，牆體之自然頻率可能落於 13~14 Hz。

舊牆之 H/V 頻譜比(圖 4-26 之紅色曲線)則呈現較劇烈之變化，雖於 13~14 Hz 亦觀察到尖峰，但於 20~50 Hz 間出現許多 H/V 值大於新牆之相對明顯尖峰，若對照南化案例之試驗結果，此可能代表牆體局部損傷之影響。

三、第二次試驗成果

首先，選取某重型車輛通行引致之 20 秒明顯振動歷時進行頻譜分析，如圖 4-27 所示，不論新舊牆體之振動峰值均達 2 gal，且頻譜均在 12~15 Hz 間出現最顯著之尖峰，與前次試驗中所觀察到集中於 10~20 Hz 間之反應相符。

本次試驗中於牆趾前方設有測點，故可求取牆體之振動轉換函數。在此先針對前次試驗中 H/V 頻譜比較為複雜之舊牆，以圖 4-27(b)所示該段車行振動，分別求取 TRF 與 H/V 比較之，如圖 4-28 所示。與南化案例類似，雖 H/V 值於部分頻率較 TRF 大，但兩者頻譜曲線形狀類似，故證明前次試驗所求得之 H/V 應可近似 TRF。因此，除了重力式擋土牆外，H/V 頻譜亦可用於展現懸臂式擋土牆之振動特性。

圖 4-29 為本次試驗中所測得三段單一車輛通過所引致明顯振動歷時之轉換函數，本次試驗中新牆與舊牆亦為同步量測，故同段車行

振動之兩處 TRF 曲線亦繪製於同一張圖內。雖然 TRF 曲線較複雜，但各 TRF 均在 12~13 Hz 出現尖峰，其他較高頻處之尖峰則隨不同段車行振動有較大變化，故推測牆體自然頻率落在 12~13 Hz 間，與前次試驗結果接近但似有微幅下降；較高頻處之反應則可能為車輛本身之特性。此外，舊牆之 TRF 呈現較劇烈之變化，且在部分較高頻率處之 TRF 值大於新牆，亦與前次試驗類似。

根據龍崎場址兩次試驗結果，發現在擋土牆旁持續有車輛經過時，所量測到之牆體振動反應可能帶有車輛本身特性，其對應之頻譜尖峰所在頻率隨時間之變化較大；至於代表牆體本身特性之頻譜尖峰所在頻率則較固定，此即牆體自然頻率。因此，在振源含有相當程度車行振動之情況下，為了消除頻譜分析之依時變異性，可擷取較長延時之振動歷時資料，並分成許多長度固定且前後部分重疊之時段，分別求取各時段對應之頻譜，再對各個頻譜曲線進行平均，求得代表性平均頻譜(柯永彥等人，2013)，如圖 4-30 所示，再利用該平均頻譜研判振動反應之頻率特性，如此可將量測過程中特定車輛之影響稀釋，相對而言便可凸顯牆體之特性。

圖 4-31(a)與圖 4-31(b)分別為前後兩次試驗中，擷取持續有車輛經過之 200 秒振動歷時，進行平均頻譜分析所得之平均 H/V 頻譜比與轉換函數，可發現代表牆體自然頻率之尖峰(12~14 Hz 附近)均較前

述針對單一車輛通行振動所得者來的明顯，驗證平均頻譜分析應用於振源具依時變異性之可行性。接著由頻譜判斷牆體自然頻率，舊牆在兩次試驗中均約 13 Hz，新牆則由第一次試驗之 13.5 Hz 略降至第二次之 12.8 Hz，而所對應之放大係數變化有限(但須注意第一次試驗係以 H/V 近似 TRF)。另外，在第一次試驗中舊牆於 20~50 Hz 間較新牆明顯為高之反應，在第二次試驗中則趨於不顯著，可能為第一次試驗車流量較大，故在整段分析延時中較能激發出牆體局部損傷之影響。

綜合以上，此次試驗顯示在本例擋土牆歷經 $M_L$ 5.2、震度達 3 級之地震後，舊牆自然頻率幾無變化；新牆自然頻率雖略有降低，但若考慮現地試驗之變異性，可視為無明顯變化。然而，在兩次試驗中，舊牆均較新牆有較大之高頻反應，代表舊牆牆體可能有局部損傷，後續宜定期追蹤觀察。




**圖 4-21 龍崎場址擋土牆量測配置(第一次試驗)**




圖 4-22 龍崎場址擋土牆量測配置(第二次試驗，牆頂)

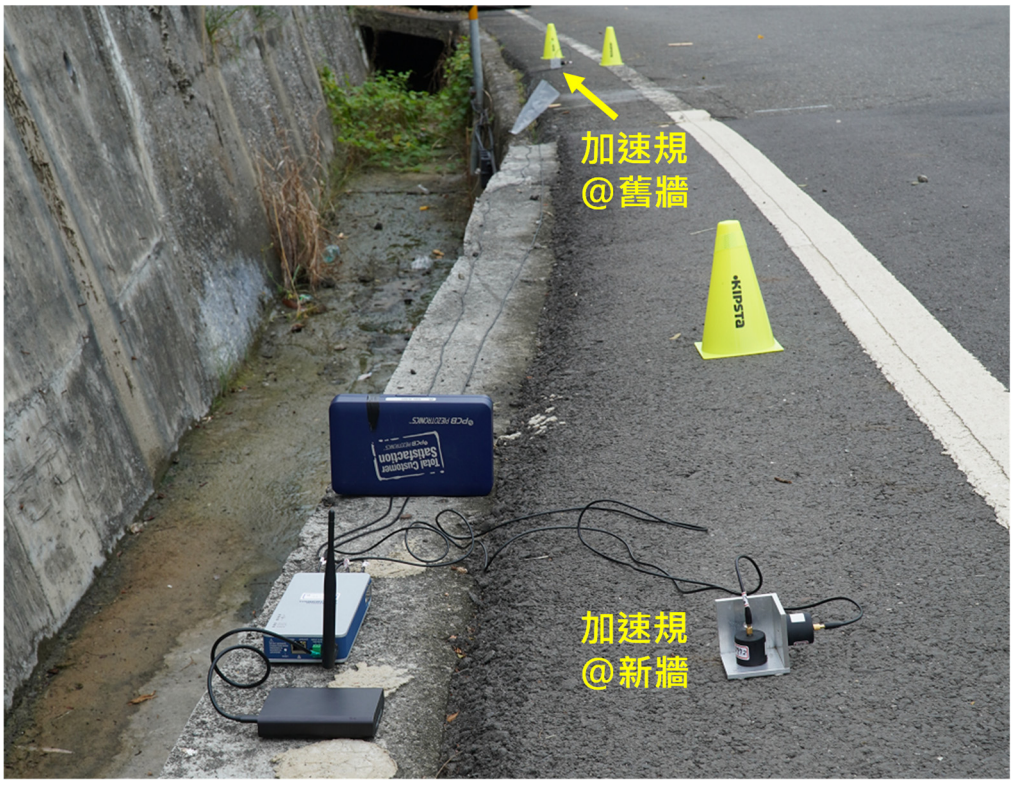
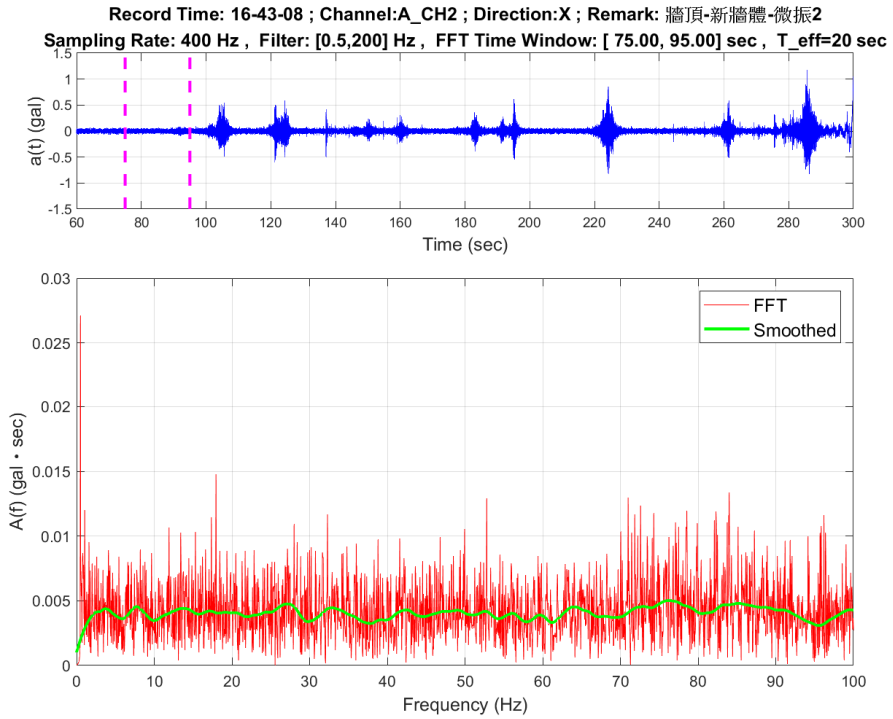
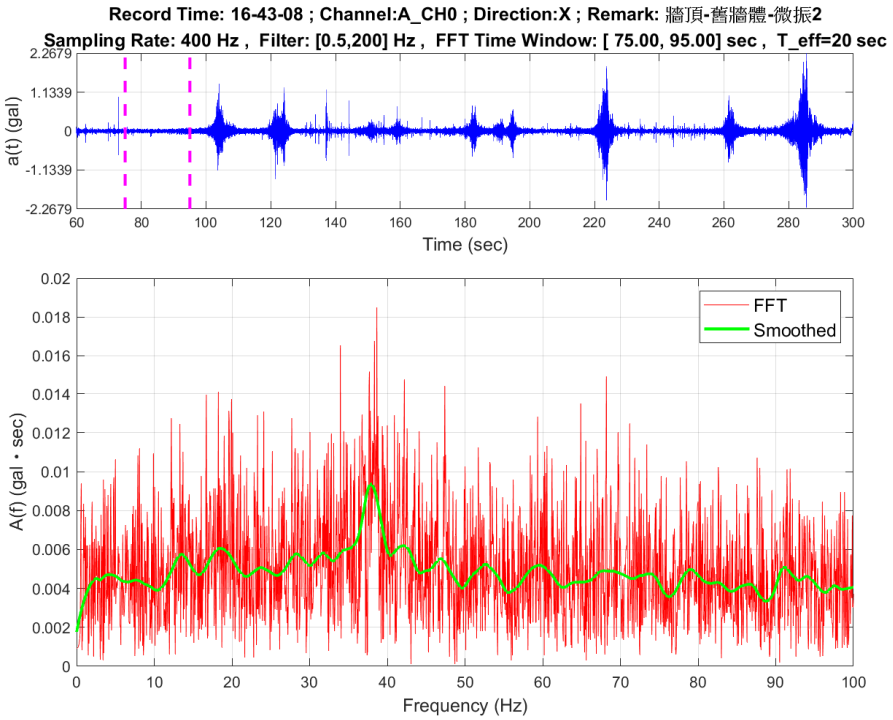



圖 4-23 龍崎場址擋土牆量測配置(第二次試驗，牆趾前方)

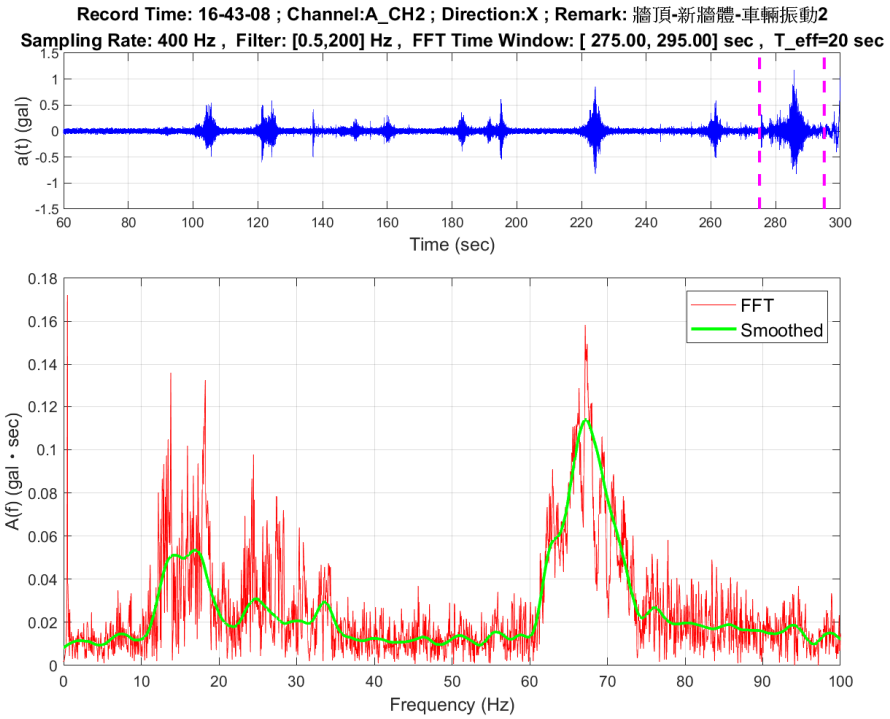



(a) 新牆牆頂(上為歷時圖、下為傅氏譜)

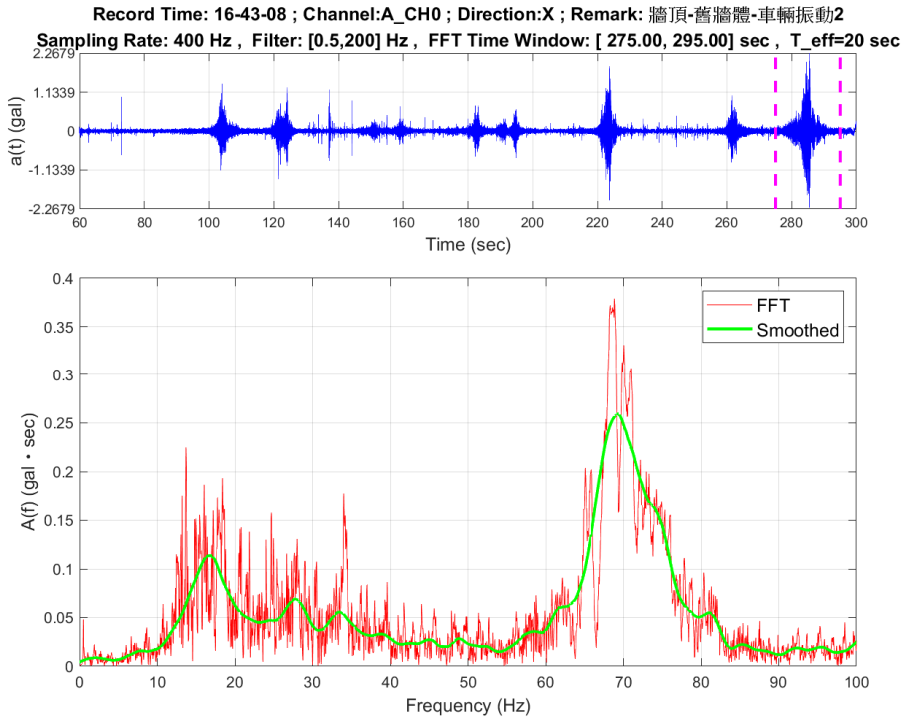



(b) 舊牆牆頂(上為歷時圖、下為傅氏譜)

**圖 4-24 龍崎場址擋土牆振動歷時與頻譜分析例(2020/04/14，安靜時段，X 向振動)**

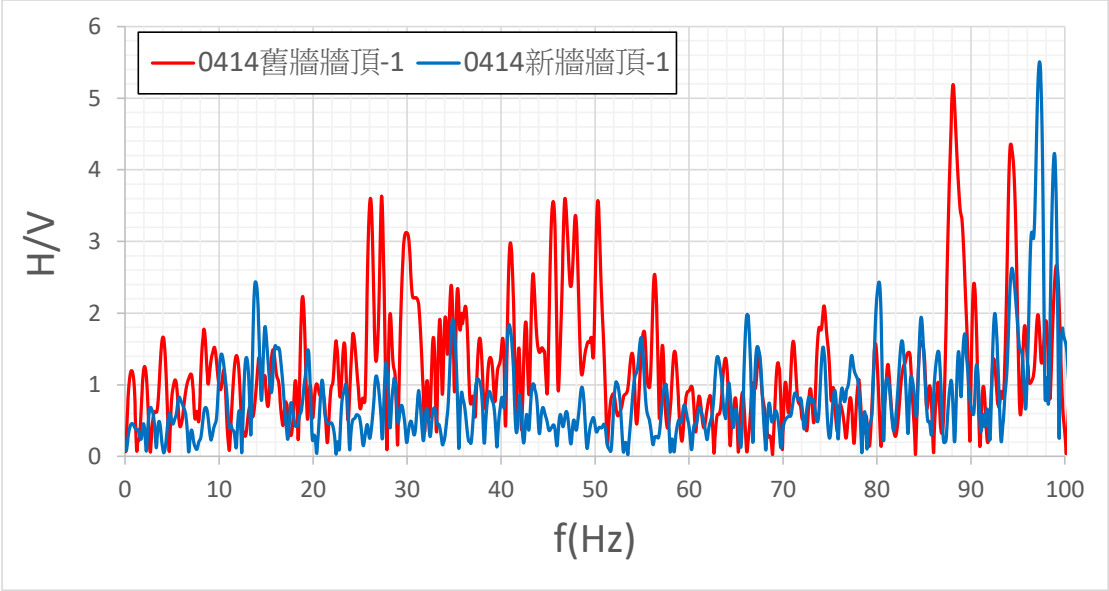



(a) 新牆牆頂(上為歷時圖、下為傅氏譜)

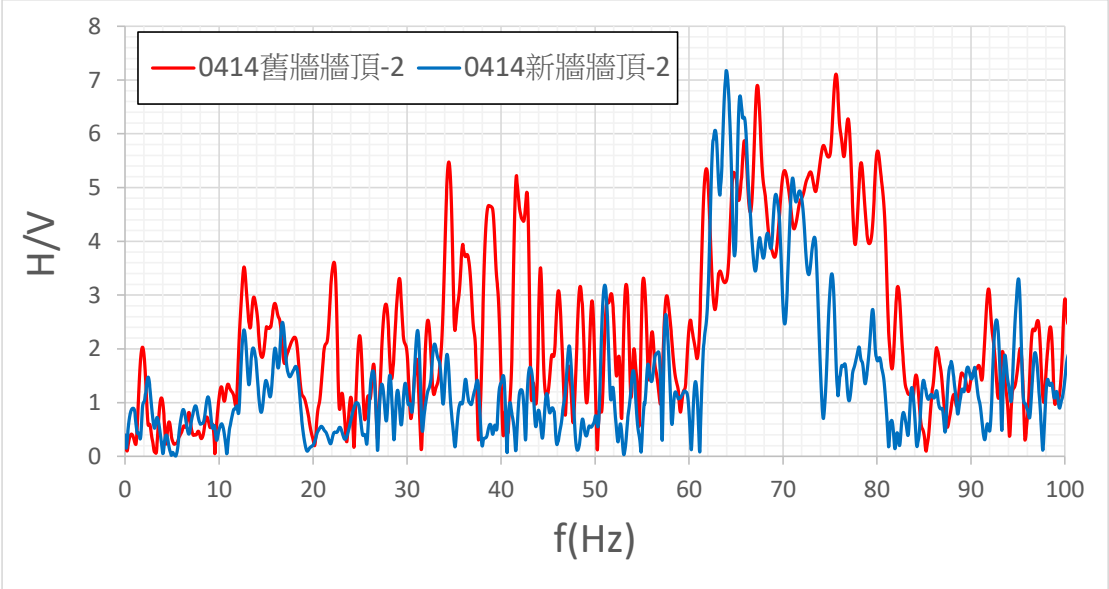



(b) 舊牆牆頂(上為歷時圖、下為傅氏譜)

**圖 4-25 龍崎場址擋土牆振動歷時與頻譜分析例(2020/04/14，車輛通過時段，X 向振動)**

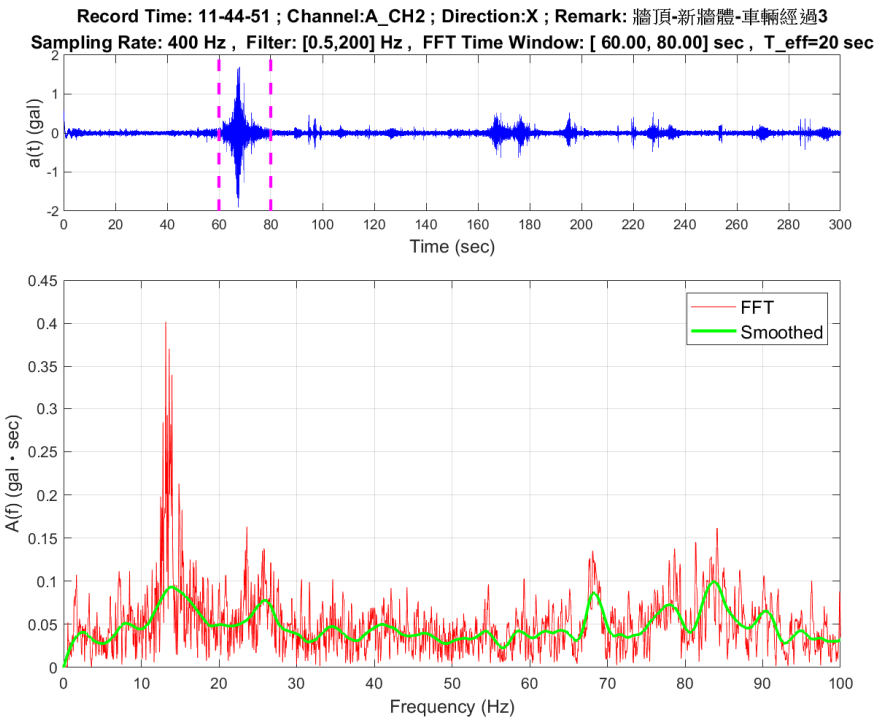



(a) 車輛通過時段之一(圖 4-25 歷時曲線之 215 秒~235 秒)

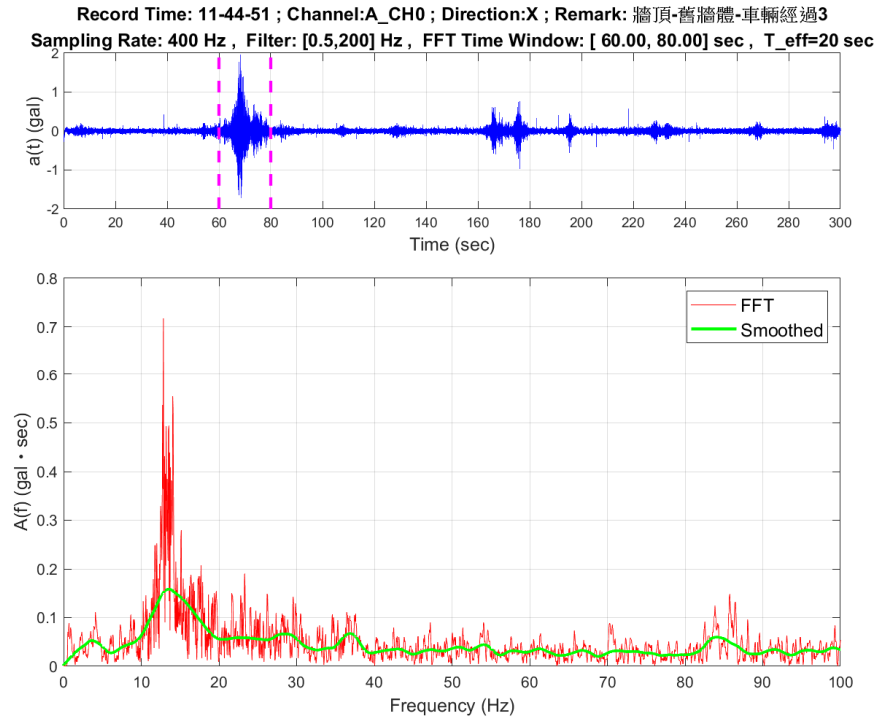



(b) 車輛通過時段之二(圖 4-25 歷時曲線之 275 秒~295 秒)

**圖 4-26 龍崎場址擋土牆牆頂之 H/V 頻譜比(2020/04/14，車輛通過時段，新牆與舊牆比較)**




(a) 新牆牆頂(上為歷時圖、下為傅氏譜)




(b) 舊牆牆頂(上為歷時圖、下為傅氏譜)

**圖 4-27 龍崎場址擋土牆振動歷時與頻譜分析例(2020/10/22，車輛通過時段，X 向振動)**

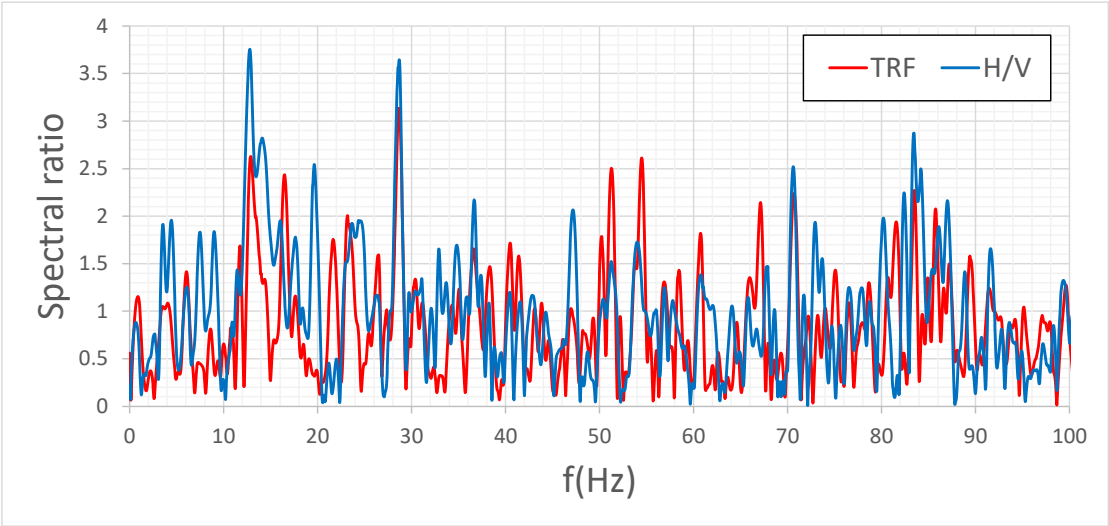



**圖 4-28 龍崎場址擋土牆牆頂 X 向振動 TRF 與 H/V 頻譜比之比較 (舊牆，車輛通過時段)**

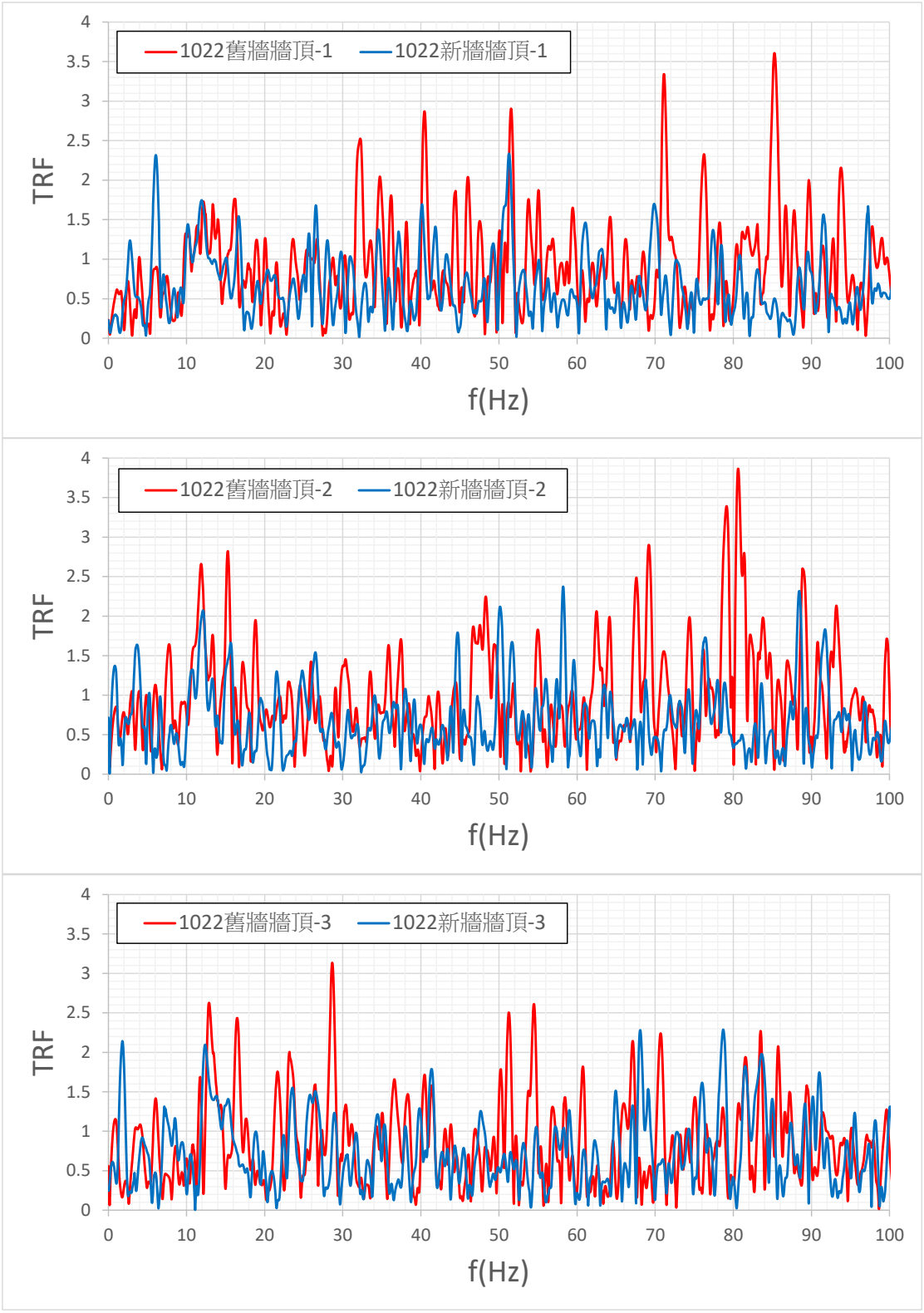



**圖 4-29 龍崎場址擋土牆牆頂之 X 向振動轉換函數(2020/10/22，車輛通過時段，新牆與舊牆比較)**

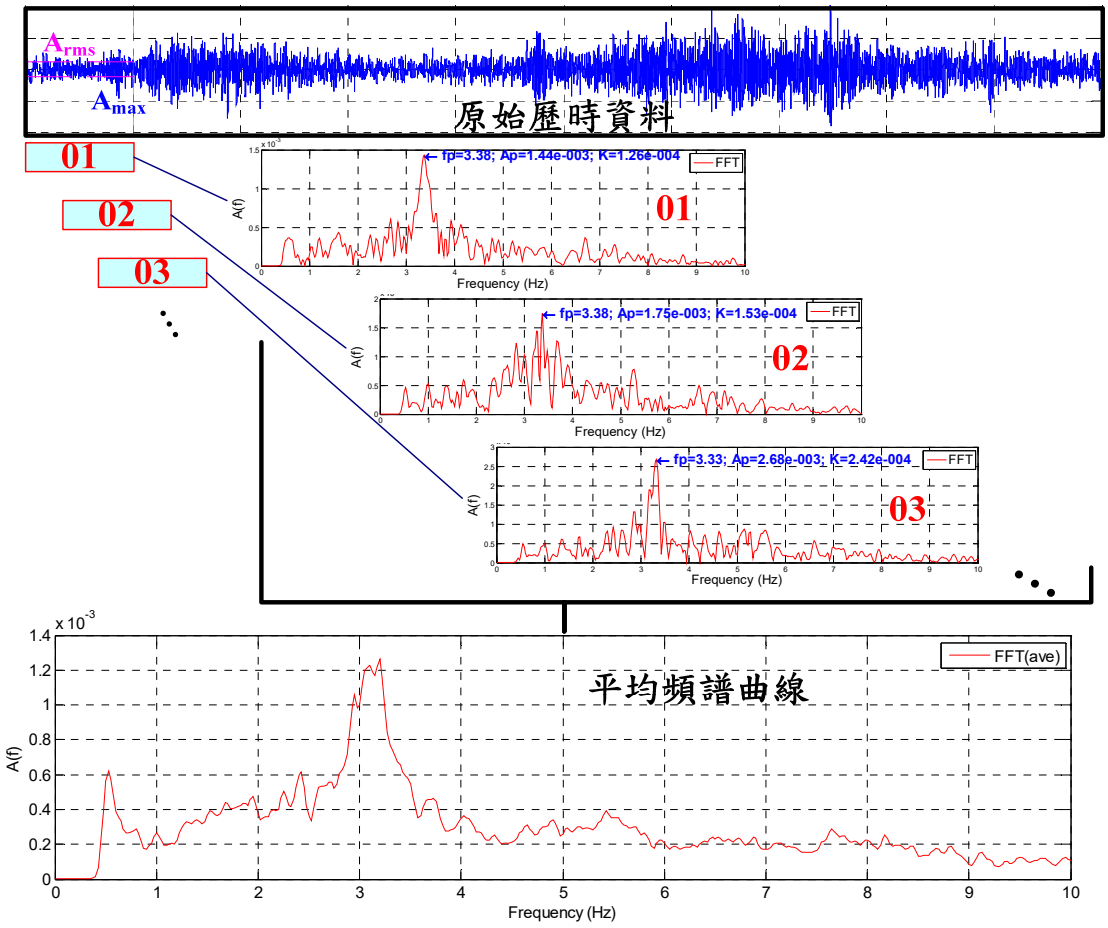
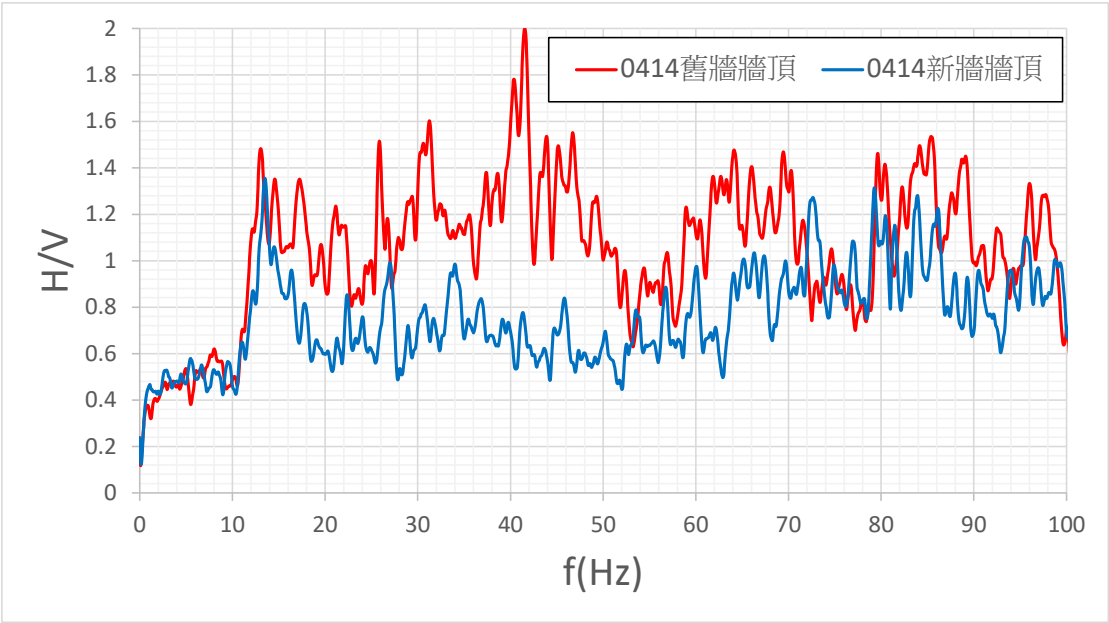
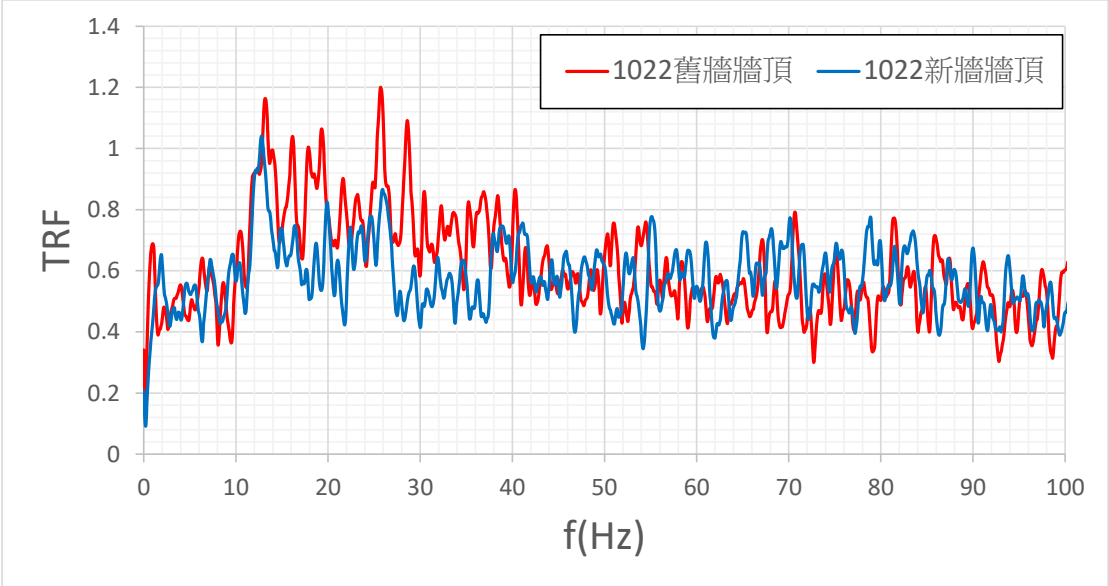



**圖 4-30 平均頻譜分析流程示意圖**

(柯永彥等人，2013)




(a) 2020/04/14 H/V




(b) 2020/10/22 TRF

**圖 4-31 龍崎場址擋土牆牆頂於車輛持續經過 200 秒延時之平均 H/V 頻譜比(2020/04/14)與轉換函數(2020/10/22)**

# 第五章　結論及建議

## 第一節　結論

一、本研究基於擋土構造物之動力特性評估其性能狀態，期能於擋土構造物產生性能弱化但尚未引致明顯變位甚至破壞前，便能掌握弱化情況與程度。本年度研究標的為以自重提供穩定機制之重力式與懸臂式擋土牆，藉由量測牆身於環境微振下之反應，以傅立葉轉換(FFT)、轉換函數(TRF)等頻譜分析法展現整體牆-土互制系統之動力特性，並由自然頻率、基礎旋轉阻抗與Nakamura損傷指數等性能指標，據以評估擋土牆穩定性能之變化。

二、分別針對重力式擋土牆與懸臂式擋土牆進行1/25縮尺模型室內環境微振試驗，以探討坡面降雨入滲與背填土主動破壞等情境對牆體振動特性之影響。結果顯示，前述情境僅造成牆體與地盤之顯著頻率微幅變化或幾無變化，原因可能是縮尺模型僅能達到背填土濕潤而無法接近飽和狀態，以及主動破壞可能在模型剛完成時便已發生；然而，若綜合自然頻率與放大係數之變化，計算Nakamura損傷指數K值，則可反映出擋土牆穩定性之降低。

三、進一步針對重力式擋土牆，在縮尺模型室內試驗中模擬牆趾開挖與基礎土壤弱化等情境，探討擋土牆基礎承載力對牆體振動特性之影響；結果顯示，兩者均會造成牆體自然頻率明顯下降；據以推估基礎旋轉阻抗$k_R$，則可由$k_R$之降低展現擋土牆性能之弱化。

四、為驗證所提出方法之可行性，針對曾發生邊坡災害之場址進行現地擋土牆微振量測。台南市南化區南179線半重力式擋土牆案例中，雖因現地地層變化、結構型式較室內模型複雜而使頻譜分析

結果較不易清楚判別牆體之代表性自然頻率，但由不同開裂程度牆體之振動TRF比較，發現TRF之變化仍有助於展現擋土牆性能弱化之影響；其中，低頻TRF上升可能為牆背坡體弱化之影響，高頻TRF上升則可能代表擋土牆結構體損傷所造成。

五、台南市龍崎區市道182線懸臂式擋土牆案例於今年先後進行兩次試驗，雖其間曾發生場址震度達三級之地震，惟牆體振動特性並無明顯變化；然而，舊牆相對於曾因破壞重建之新牆呈現較顯著之高頻反應，可能代表其結構體有局部損傷，宜持續追蹤。

六、本研究針對牆趾振動反應難以量測之情況，探討以牆頂H/V頻譜比近似牆體TRF之可行性，實測結果顯示由H/V展現之顯著頻率確與TRF大致相符。此外，龍崎場址由於車流量較大，振源包含相當程度之車行振動，因而隨時間有較明顯之變化。本研究透過平均頻譜分析，可有效降低前述依時變異性之影響，有助於牆體振動特性之判釋。

## 第二節　建議

一、試驗中模擬降雨時，因縮尺模型之背填土排水路徑較短而排水較快，無法使坡面達到浸潤而僅達濕潤狀態，故對牆-土系統自然頻率並無明顯影響。未來建議可採用適當之替代流體以減緩排水速度，藉以對背填土雨水入滲行為做更合理之模擬。

二、由於擋土牆背填土主動極限狀態在牆體位移很小時便會發生，故後續即便主動破壞造成之位移繼續累積甚至造成坡面開裂，對牆-土系統自然頻率仍幾無影響。未來模型試驗建議可模擬因弱面

或其他因素產生較主動破壞土楔更大之潛在滑動體，以探討牆背坡體弱化之影響。

三、現地案例因條件複雜而使牆體自然頻率較難清楚判釋，使本研究所提出之性能指標不易應用，本研究利用平均頻譜分析雖然有助於降低振源特性或環境之影響，但若為了更有效釐清牆~土系統特性，建議可引入其他進階系統識別方法，如隨機子空間識別法(stochastic subspace identification, SSI)、外因輸入自回歸模型(auto-regressive with exogenous input model, ARX)等，其在結構健康監測領域已有許多應用，被公認能精準識別系統特性參數，並能用於即時分析，有效掌握系統特性之依時變異性。

四、本研究之成果將可於水土保持局職掌中之山坡地水土保持及土石流災害應變與防治等面向有所相關應用，主要為擋土設施性能評估，亦可用於防砂壩之壩體安全評估。

五、未來建議繼續以數值分析、模型試驗及現地試驗等方法，或擇定擋土牆建立監測系統，持續累積資料，以歸納本研究所建議性能指標與擋土牆健康狀態之關聯性，藉此建立管制門檻值，供維護管理與災害預警之用。

# 參考文獻


1. 李德河、林宏明、楊沂恩，“泥岩邊坡之穩定處理”，地工技術，第 94 期，41-52 頁，2002。
2. 洪如江，“台灣順向坡滑動災害的回顧與災害防治的原則”，土木水利，第 37 卷，第 3 期，1-7 頁，2010。
3. 柯永彥、張為光、陳家漢，結構基礎損傷評估技術發展(II)，國家地震工程研究中心研究報告，NCREE-11-017，2011。
4. 柯永彥、陳家漢、張為光，地工構造損傷評估技術發展，國家地震工程研究中心研究報告，NCREE-13-024，2013。
5. 藍少村，碩士論文，降雨導致淺層邊坡破壞之模型試驗與分析，國立成功大學，2008。
6. J. C. Asmussen, S.R. Ibrahim and R. Brincker, “Random Decrement: Identification of Structures Subjected to Ambient Excitation,” Proceedings of the 16th International Modal Analysis Conference, Santa Barbara, 1998.
7. R. Brincker, L. Zhang and P. Andersen, “Modal Identification of Output-Only Systems Using Frequency Domain Decomposition,” Smart Materials and Structures, Vol. 10, No. 3, pp. 441-445, 2001.
8. B. M. Das, Principles of Foundation Engineering, 7th edition, Cengage Learning, 794 Pages 2011.
9. S.W. Doebling and C.R. Farrar, “Effect of Measurement Statistics on the Detection of Damage in the Alamosa Canyon Bridge,” Proceedings of 15th International Modal Analysis Conference, Orlando, pp. 919-929, 1997.
10. N. E. Huang, Z. Shen, S. R. Long, M. C. Wu, H. H. Shih, Q. Zheng,

N. C. Yen, C. C. Tung and H. H. Liu, “The Empirical Mode Decomposition and the Hilbert Spectrum for Nonlinear and Non-Stationary Time Series Analysis,” Proceeding of Royal Society London. A, No. 454, pp. 903-995, 1998.

11. Y. Y. Ko, W. K. Chang, K. Y. Liu, H. H. Hung and K. C. Chang, “Damage Evaluation for RC Bridge Piers Using Vibration Measurement,” Advances in Structural Engineering, Vol. 18, No 9, pp. 1501-1515, 2015.
12. Y. Nakamura, “A Method for Dynamic Characteristics Estimation of Subsurface Using Microtremor on the Ground Surface,” Quarterly Report of Railway Technical Research Institute, Vol. 30, No. 1, pp. 25-33, 1989.
13. Y. Nakamura, “Seismic Vulnerability Indices for Ground and Structures Using Microtremor,” World Congress on Railway Research, Florence, 1997.
14. Y. Shi, Z. Li and C. C. Chang, “Output-Only Subspace Identification of Structural Properties and Unknown Ground Excitation for Shear-Beam Buildings,” Advances in Mechanical Engineering, Vol. 8, No. 11, pp. 1-15, 2016.
15. Y. Wu, S. Prakash, “Seismic Displacements of Rigid Retaining Walls- State of the Art”, 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, CA, 2001.

# 附錄

## 附錄一、期中審查意見暨回覆辦理情形

| 項次 | 審查意見 | 回覆辦理情形 |
|---|---|---|
| **報告內容審查意見：** | | |
| 1 | 部分狀況之前後其振動傅氏譜較無顯著差異，如圖3-20，圖3-24，圖3-26，圖3-28…等。針對這些後續有何建議或結論。 | 圖 3-20 為砂箱外之地板振動傅氏譜，代表環境振源特性，不受擋土牆背填土弱化影響。圖 3-28 為模擬牆趾開挖時之砂面振動傅氏譜，由於本情境中砂面加速規安裝於牆踵後方，故受開挖影響有限。至於圖 3-24、圖 3-26 及其他類似情況之牆頂振動傅氏譜或轉換函數，可能由於模擬降雨時縮尺模型背填土排水較快而無法達浸潤，以及背填土主動狀態在牆體位移很小之時即發生，故即便主動破壞於其後加劇，造成之系統特性變化亦有限，而對牆體振動反應特性影響甚小。然而，若透過綜合自然頻率與放大係數變化之 Nakamura 損傷指數，仍可反 |

| 項次 | 審查意見 | 回覆辦理情形 |
| --- | --- | --- |
| | | 映擋土牆穩定性之降低。前述說明已納入第三章第三節，後續相關建議則請參閱第五章第二節。 |
| 2 | 除縮尺試驗成果外，可否選定工程現場進行現地試驗以利未來成果之實務應用。 | 本研究執行之初便已規劃於西南部麓山帶選定邊坡案例進行現地試驗，以驗證所研擬技術之實務應用性，本年度已於曾發生邊坡破壞之台南市南化區南 179 線 4K (屬砂頁岩互層)與龍崎區市道 182 線 25.9K (屬泥岩地層)等二處進行現地試驗，相關成果請參閱期末報告第四章。 |

# 附錄二、期末審查意見暨回覆辦理情形

| 項次 | 審查意見 | 回覆辦理情形 |
|---|---|---|
| **報告內容審查意見：** | | |
| 1 | 對於水保局進一步的適用性可多做著墨。 | 本研究之成果將可於水保局職掌中之山坡地水土保持及土石流災害應變與防治等面向有所相關應用，主要為擋土設施性能評估，亦可用於防砂壩之壩體安全評估。前述說明已納入第五章第二節建議四。 |
| 2 | 期末報告書建議部分，提及未來可引入其他進階系統之識別方法是指? | 相關進階方法如隨機子空間識別法(stochastic subspace identification, SSI)、外因輸入自回歸模型(auto-regressive with exogenous input model, ARX)等，其在結構健康監測領域已有許多應用實績，被公認能精準識別系統特性參數，並能用於即時分析，有效掌握系統特性之依時變異性。前述說明已納入第五章第二節建議三。 |

| 項次 | 審查意見 | 回覆辦理情形 |
| --- | --- | --- |
| | | |
| 3 | 建議將損傷指數之數值大小與擋土牆之勁度規模加以量化，後續工程人員檢測上，可得知擋土牆是否該立即修補或重新施作。 | 此為本研究長期目標，未來將繼續以數值分析、模型試驗、現地試驗等方法，或擇定擋土牆建立監測系統，持續累積資料，以歸納本研究所建議性能指標與擋土牆健康狀態之關聯性，藉此建立管制門檻值，供維護管理與災害預警之用。前述說明已納入第五章第二節建議五。 |
| 4 | 建議可以持續推廣與應用。 | 感謝委員肯定，將持續精進相關方法並推廣應用，期能對防災實務有所貢獻。 |