

國立臺灣大學工學院土木工程學系

碩士論文

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Taiwan University

Master's Thesis



震態主頻對山岳隧道變形關聯性分析：

現地監測與數值模擬比較

Analysis of the Relationship Between Seismic Predominant Frequency and Deformation of Mountain Tunnels: A Comparison Between Field Monitoring and Numerical Simulation

陳柏輔

Po-Fu Chen

指導教授：王泰典 博士

Advisor: Tai-Tien Wang, Ph.D.

中華民國 114 年 6 月

June, 2025

誌謝



時光飛逝，兩年碩士學涯在彈指之間已然逝去。這兩年中最感謝的人，非恩師王泰典莫屬。感謝老師在我研究停滯不前時，也沒有放棄我。不斷的叮嚀我，使我拋開放棄的念頭，相信自己能夠做到。就像每次老師帶實驗室去跑馬拉松，不管快慢，只要持續向前就能到終點。也感謝仁偉學長，即使在百忙之中還是非常迅速的幫我解答研究上的困難。

感謝博士班的百喬學姊、宥傑、詠智以及柏愷學長，為我在研究以及課業上提供了許多寶貴的建議。謝謝承翰跟晨祐，在課業上以及課餘活動你們都表現得很活躍，讓我非常敬佩，很高興跟你們一起創造了許多回憶。

感謝品咸跟柏醇，每次要在學校熬夜開搞，你們都兩肋插刀情義相挺。忙完之後，不管跟你們去老麥局還是中壢局，又或是只單純玩幾把遊戲，都是最能讓我感到放鬆的時刻，很高興這兩年可以跟你們一起痛苦、一起開心；感謝浩瑋、高陞、治頡、柏勳、逸軒以及黃皓，大學最大的收穫應該就是交到你們這群朋友，即使現在不會每天見面，但感覺還是跟以前一樣，有甚麼問題你們都會挺我；感謝金諄、凱傑跟崧揚，每次在 dc 裡面跟你們幹話、玩遊戲是我生活的一大樂趣；感謝李翰，從高中認識到現在，即使偶爾沒聯絡，但每次聊天還是怎麼聊怎麼帶勁，笑死。

最後我要謝謝我的爸爸、媽媽，在我碩士就學期間，無條件為我提供充裕的生活品質。雖然這兩年回家的次數可以說是屈指可數，但每次回家都能感受到滿滿的歸屬感，不管是生活還是心靈，你們都是我最強大的後盾。也謝謝我的妹妹，除了每次回家能跟你聊天之外，家裡有甚麼大小事也多虧你提醒我，讓我也能夠放心的在台北讀書。

如果沒有以上各位對我的信任與支持，我是不可能完成這篇碩士論文的，謝謝你們。

中文摘要



隧道作為基礎建設的一環，扮演著連接交通網絡、促進經濟發展及縮短城鄉距離等關鍵角色。近年來在全球多起地震事件中，有多起山岳隧道受震損害的案例，如：1999 年的集集大地震，有 49 條隧道受到程度不一的損壞；2004 年的新潟中越地震，有 24 條鐵路及山岳隧道受損。有鑑於此對於山岳隧道的耐震安全性逐漸受到重視，過往認為山岳隧道因受周圍岩體包覆，所受慣性力較地上結構物小，不太受到地震影響的觀點被重新檢視。

本研究旨在探討震源距離對山岳隧道受震反應之影響，透過分析案例隧道及鄰近地震測站之監測資料，探討隧道在不同地震震源距離下之動態響應與損害機制，將結果用於建立山岳隧道三維數值模擬方法。最後以數值模擬之結果對案例隧道之受震反應進行分析，並提出建議。

本研究首先回顧國內外山岳隧道受震損害的相關案例與影響因素，以及前人如何透過不同方法探討山岳隧道的受震反應。現地監測記錄分析的部分，取得臺灣東部嘉寶隧道及其鄰近地震站在 2014 至 2016 年間記錄之多筆地震資料。透過結合隧道內光纖應變計與加速度歷時分析結果。釐清不同距離震源地震的頻率組成以及隧道受不同距離震源的反應，結果顯示距離隧道較近之地震，地震波傳遞至隧道時，其高頻成分尚未隨距離完全消散，意即高頻成分能量佔比較大，對應波長較短的地動效應是導致隧道受震損壞的原因之一。

數值模擬部分，本研究透過有限元素軟體 ABAQUS 首先進行二維半無限域地震場動態分析，探討網格尺寸對模擬結果的影響。後建立現地地形三維模型，並以現地監測資料對模擬結果進行驗證。最後以三維模擬結果，探討隧道不同位置的受震反應。結果顯示在隧道淺覆蓋段，會有特定頻率的振幅被放大，導致同一監測點在不同斷面上，主頻會產生交換。而在與隧道斷面同方向之震波，會因為地震波在洞口段，原先在傳遞之地震波與散射後之地震波疊加導致能量累積，因此在隧道洞口段之能量與加速度峰值會相較隧道一般段來的高。因此在工程設計上，可能須針對隧道洞口段、淺覆蓋度的受震反應進行檢核設計。另外，近源地震的影響亦需詳細分析考慮。

關鍵字：山岳隧道、現地監測資料、三維隧道受震數值模擬

英文摘要

Tunnels, as a vital part of infrastructure, play a crucial role in connecting transportation networks, facilitating economic growth, and reducing distances between urban and rural areas. In recent years, multiple seismic events worldwide have resulted in damage to mountain tunnels. For example, in the 1999 Chi-Chi earthquake, 49 tunnels suffered varying degrees of damage, while the 2004 Niigata Chuetsu earthquake damaged 24 railway and mountain tunnels. Consequently, there is increasing emphasis on the seismic safety of mountain tunnels. The previous assumption—that mountain tunnels, protected by surrounding rock mass, experience smaller inertial forces than above-ground structures and are therefore less susceptible to earthquakes—has been re-evaluated.

This study investigates the influence of source distance on the seismic response of mountain tunnels. By analyzing monitoring data from selected case-study tunnels and nearby seismic stations, the study explores the dynamic responses and damage mechanisms under varying earthquake source distances. These findings are then utilized to develop a three-dimensional numerical simulation method for mountain tunnels. Finally, numerical simulation results are analyzed to evaluate seismic responses in the case-study tunnel and provide recommendations.

Initially, this research reviews domestic and international cases of seismic damage in mountain tunnels, discussing relevant influencing factors and methodologies previously used to assess tunnel seismic responses. Field monitoring analysis involves examining seismic data collected between 2014 and 2016 from the Jiabao Tunnel in eastern Taiwan and its nearby seismic stations. By integrating data from fiber-optic strain gauges within the tunnel and analyzing acceleration time histories, the study clarifies frequency compositions and tunnel responses under earthquakes originating at various distances. Results indicate that near-field seismic waves, which retain higher frequency components due to limited energy dissipation with distance, contribute significantly to tunnel damage.

For the numerical simulations, this study first conducted two-dimensional half-space dynamic seismic field analyses in ABAQUS to investigate the influence of mesh size on the results. A three-dimensional model representing the actual terrain was then developed and validated against field monitoring data. Finally, the three-dimensional simulation results were used to examine the seismic response at different tunnel locations. The results

show that in shallow-cover sections, amplitudes at certain frequencies are amplified, causing the dominant frequency to shift between cross sections at the same monitoring point. Moreover, seismic waves traveling parallel to the tunnel cross section exhibit energy accumulation at the portal due to superposition of incident and scattered waves, resulting in higher energy and peak accelerations at the portal than in mid-tunnel sections. Therefore, design checks should specifically address portal and shallow-cover responses, and the effects of near-source earthquakes must be explicitly considered.

Keywords: Mountain tunnels; Field monitoring data; 3-D seismic tunnel modelling

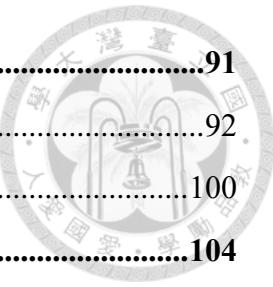
目 次



誌謝	i
中文摘要	ii
英文摘要	iii
目 次	v
圖 次	viii
表 次	xii
第 1 章 緒論	13
1.1 研究背景與目的	13
1.2 研究方法與流程	14
1.3 論文架構	15
第 2 章 文獻回顧	16
2.1 隧道受震損壞案例	16
2.1.1 隧道受震損壞案例	16
2.1.2 隧道受震損壞型態	22
2.2 隧道受震損壞影響因素	24
2.3 隧道受震反應數值模擬探討	26
2.3.1 簡諧震動歷時分析	26
2.3.2 擴展物理模型試驗之數值分析	28
2.3.3 全動態分析	29
第 3 章 案例隧道受震紀錄解析	33
3.1 案例隧道與監測設備	33
3.1.1 案例隧道周圍場址概況	33
3.1.2 案例隧道鄰近中央氣象局地震測站	33
3.1.3 案例隧道內監測儀器之布設	34
3.2 地震加速度歷時處理流程	36
3.2.1 取得加速度歷時	37
3.2.2 座標系轉換	37
3.2.3 消除均值	37



3.2.4 資料擷取	38
3.2.5 濾波	38
3.2.6 地震動參數	38
3.2.7 傳立葉轉換	38
3.2.8 希爾伯特—黃轉換	39
3.3 案例隧道內光纖應變計監測資料處理	39
3.4 監測資料彙整	41
3.4.1 區域震源地震	42
3.4.2 特定震源地震	44
3.5 監測資料分析結果	46
3.5.1 傳立葉頻譜	46
3.5.2 本質模態函數(IMF)	51
3.6 監測資料解析	60
3.6.1 Arias Intensity	60
3.6.2 本質模態函數(IMF)	60
3.6.3 PGA&PGV	60
第 4 章 分析模式建立與驗證	64
4.1 分析模式建立	64
4.1.1 有限元素法動態顯式分析	64
4.1.2 二維半無限域數值模型設定	65
4.2 模型元素尺寸	68
4.3 二維模型驗證綜合討論	71
4.4 案例三維數值模型設定	71
4.5 模型輸入地震與輸入方法	75
4.6 模擬結果與監測資料比較	78
4.6.1 監測點加速度歷時與傳立葉頻譜	78
4.6.2 IMF 參數	82
4.6.3 PGA 與訊號能量	85
4.6.4 三維數值模型輸入地震	86
4.6.5 結果比較之結論	90



第 5 章 案例隧道受震反應	91
5.1.隧道受震頻率特徵:.....	92
5.2 隧道受震最大加速度與訊號能量:.....	100
第六章 結論與建議	104
6.1 結論.....	104
6.1.1 現地監測資料.....	104
6.1.2 數值模擬方法.....	104
6.1.3 隧道受震反應.....	104
6.2 建議.....	105
參考文獻	106
附錄 口試問題紀錄與回覆	111

圖 次



圖 1.1 本研究流程圖	14
圖 2.1 調查隧道分布與斷層位置(Wang et al., 2001).....	18
圖 2.2 震後隧道調查所記錄之實際受損狀況(Wang et al., 2001)	18
圖 2.3 隧道受損型態統計圖(Wang et al., 2001)	19
圖 2.4 新潟中越地震嚴重受損隧道分布(Yashiro et al., 2007)	20
圖 2.5 Myoken 隧道受震損壞情形(Yashiro et al., 2007)	20
圖 2.6 Uonuma 隧道受震損壞情形(Yashiro et al., 2007).....	21
圖 2.7 Wanatsu 隧道損壞情形(Yashiro et al., 2007).....	21
圖 2.8 魚沼隧道(Uonuma Tunnel)修復工法(Yashiro et al., 2007).....	21
圖 2.9 岩石隧道受震損壞型態示意圖(Wang et al., 2001)	23
圖 2.10 隧道縱向變形(Owen and Scholl , 1981)	25
圖 2.11 隧道斷面壓縮變形(Owen and Scholl, 1981)	25
圖 2.12 隧道軸向彎矩變形(Owen and Scholl, 1981)	25
圖 2.13 隧道斷面橢圓狀變形(Owen and Scholl, 1981)	26
圖 2.14 箱型隧道斷面扭轉變形(Owen and Scholl, 1981)	26
圖 2.15 簡諧震動力時分析數值模型(Chen et al., 2012)	27
圖 2.16 隧道襯砌於不同條件下之損壞潛勢評估圖(Chen et al., 2012)	27
圖 2.17 數值模型設置(Kung et al., 2018).....	28
圖 2.18 不同隧道半徑與覆蓋深度，隧道襯砌所受 R 波入射應力增量	28
圖 2.19 擴展物理模型試驗之數值分析案例(Moghadam and Baziar, 2016)	29
圖 2.20 數值模擬模型網格設置(Moghadam and Baziar, 2016)	29
圖 2.21 三維模型設置(Yu et al., 2016)	30
圖 2.22 凤屯隧道入口處三維數值模型(Wang et al., 2019)	31
圖 2.23 動態數值模擬模型(Li et al., 2020)	32
圖 3.1 案例隧道與鄰近測站分布圖	34
圖 3.2 案例隧道內監測儀器布置圖(蘇仁偉, 2021).....	35
圖 3.3(a)三軸加速度感測器(b)光纖應變計	36
圖 3.4 地震加速度歷時訊號處理流程圖	37

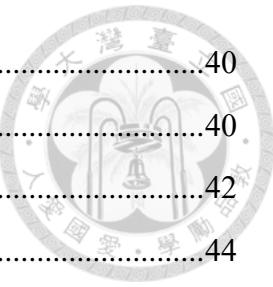


圖 3.5 103075 號地震之光纖應變計位移歷時	40
圖 3.6 案例隧道溪側側壁之兩條光纖(夾 62.53°).....	40
圖 3.7 區域震源之地震分布圖	42
圖 3.8 特定震源之地震分布圖	44
圖 3.9(a) 地震事件 104018 地震測站三向傅立葉頻譜.....	47
圖 3.10 地震事件 104018 隧道內 A1(靠溪側側壁)以及 A4(靠山側側壁)三向傅立葉頻譜	48
圖 3.11 地震事件 104080 地震測站三向傅立葉頻譜	49
圖 3.12 地震事件 104080 隧道內 A1(靠溪側側壁)以及 A4(靠山側側壁)三向傅立葉頻譜	50
圖 3.13 105026 號地震於 TTN041 測站之三方向 XIMF 性質	52
圖 3.14 105026 號地震於 TTN051 測站之三方向 IMF 性質	53
圖 3.15 105026 號地震於隧道內監測點 A1(靠溪側側壁)之三方向 IMF 性質	54
圖 3.16 105026 號地震於隧道內監測點 A4(靠山側側壁)之三方向 IMF 性質	55
圖 3.17 104080 號地震於 TTN041 測站之三方向 IMF 性質	56
圖 3.18 104080 號地震於 TTN051 測站之三方向 IMF 性質	57
圖 3.19 104080 號地震於隧道內監測點 A1(靠溪側側壁)之三方向 IMF 性質	58
圖 3.20 3.18 104080 號地震於隧道內監測點 A4(靠山側側壁)之三方向 IMF 性質	59
圖 3.21 IMF 性質、AI 值與震央距離關係圖	62
圖 3.22 PGA、PGV 與震央距離關係圖	63
圖 4.1 二維半無限域地震場數值模型	66
圖 4.2 (a)103076 號地震 TTN041 之 X 向加速度歷時	67
圖 4.3(a)人工合成波(b)人工合成波經反卷積後所求得知模型底部輸入震動歷時	67
圖 4.4 (a)103076 號地震 TTN041X 方向傅氏頻譜	68
圖 4.5 103076 X 方向地震歷時	69
圖 4.6 人工合成輸入歷時，	70
圖 4.7 二維漸進網格半無限域地震場	71
圖 4.8 裁剪後之研究範圍 DTM	72
圖 4.9 三維模型	73



圖 4.10(a)山體模型(b)隧道襯砌(c)山體延伸	73
圖 4.11 地震事件 103076 X 方向	77
圖 4.12 距西口 33.5m 之監測斷面(a)數值模型(b)案例隧道示意圖(蘇仁偉,2021) ..	78
圖 4.13 A1 至 A4 X 向數值模型所得之加速度歷時	79
圖 4.14 A1 至 A4 X 向數值模型所得之傅立葉頻譜	80
圖 4.15 監測資料與數值模擬結果之傅立葉頻譜	81
圖 4.16 監測點 A3、A4 X 方向 IMF 性質現地監測資料與數值模擬結果對比圖 .	83
圖 4.17 監測點 A3、A4 Y 方向 IMF 性質現地監測資料與數值模擬結果對比圖 .	84
圖 4.18 現地監測資料與數值模擬 PGA 比較	85
圖 4.19 現地監測資料與數值模擬 累積能量比較	86
圖 4.20 監測點 A3、A4 X 方向 IMF 性質現地監測資料與數值模擬結果(輸入實際地震歷時)對比圖	87
圖 4.21 監測點 A3、A4 X 方向 IMF 性質現地監測資料與數值模擬結果(輸入實際地震歷時)對比圖	88
圖 4.22 現地監測資料與數值模擬(輸入實際地震歷時) PGA 對比圖	89
圖 4.23 現地監測資料與數值模擬(輸入實際地震歷時) 累積能量對比圖.....	89
圖 5.1 隧道斷面監測點分布	91
圖 5.2 104011 號地震與 103076 號地震 X 向主頻沿隧道變化—頂拱、溪側肩部	93
圖 5.3 104011 號與 103076 號 X 向主頻沿隧道變化—山側肩部	94
圖 5.4 104011 號地震距西口 10m、33.5m 監測點 IMF 性質(左為山側、右為溪側)	95
圖 5.5 104011 號地震距西口 70m、90m 監測點 IMF 性質(左為山側、右為溪側)	96
圖 5.6 103076 號地震距西口 10m、33.5m 監測點 IMF 性質(左為山側、右為溪側)	97
圖 5.7 103076 號地震距西口 70m、90m 監測點 IMF 性質(左為山側、右為溪側)	98
圖 5.8 103076 號地震距西口 110m 監測點 IMF 性質(左為山側、右為溪側)	99
圖 5.9 特定震源與區域震源 PGA 以及累積能量沿隧道變化—溪側肩部	101



圖 5.10 特定震源與區域震源 PGA 以及累積能量沿隧道變化—溪側壁體	102
圖 5.11 特定震源(104011 號地震)與區域震源(103076 號地震)主頻能量占比隨距西 洞口距離變化	103

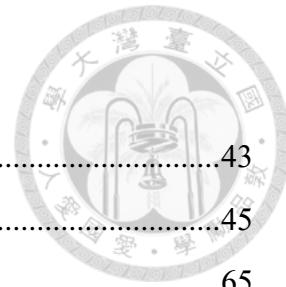


表 次

表格 3-1 區域震源地震事件彙整表(改自蘇仁偉, 2021)	43
表格 3-2 特定震源地震事件彙整表(改自蘇仁偉, 2021)	45
表格 4-1 簡單模型岩體材料參數.....	65
表格 4-2 三維數值模型材料參數.....	74
表格 4-3 模型網格尺寸	75
表格 4-4 地震事件 103076 測站 TTN041 IMF 參數	76
表格 5-1 斷面分布(蘇仁偉, 2021)	91

第1章 緒論



1.1 研究背景與目的

隧道是穿越自然障礙的工程結構，不論通過土壤、岩層透過河海之下，皆能連通相隔的兩地，減少交通距離與時間成本，提高運輸效率；不僅完善了交通運輸網絡，也加速了不同地區之間的經濟交流，進而推動國家的發展，因此隧道在基礎建設中扮演至關重要的角色。

隧道受到岩石與土壤之圍束，受到地震影響所承受之慣性力比起地面結構物相對較小，是一般土木工程結構中耐震性能表現較佳的構造物。儘管土層隧道已發展相對完整的耐震分析與相關設計方法，山岳隧道除洞口段、淺覆蓋段外，設計階段卻常略過耐震分析與相關設計細節。然而近年來發生的幾起大地震如 1999 年臺灣集集大地震(Wang et al., 2001)、2004 年日本新潟地震(Yashiro et al., 2007)等，均傳出山岳隧道在一般段(非洞口段、淺覆蓋段)受震損壞的報導，顯示山岳隧道並非如傳統認知，可以忽視地震力的影響。

近期國內外許多研究透過案例蒐集(Dowding and Rozan, 1978)、物理模型試驗(Ohtomo et al., 2001)、數值模擬(Shen et al., 2014、Yu et al., 2016、Wang et al., 2019)等方法，探討山岳隧道受震損害的機制與影響因素，並試圖發展系統化的分析方法，然而相較於土層隧道的耐震分析設計，仍存在多項研究瓶頸企待突破。例如觀測結果顯示地震引致的地動程度隨深度而減降，多數隧道僅觀測到數個伽(gal)的尖峰加速度，何以隧道襯砌會出現裂縫？何以震級較大位置的隧道受震無損害，但震級較小位置卻傳出襯砌裂縫？山岳隧道地處偏遠，鄰近地區常無地震站，耐震分析所需的設計地震如何選擇？不同的輸入地震對耐震分析結果影響程度如何等？

本研究旨在研析山岳隧道受震損害的機制與影響因素，試圖釐清高頻地震波荷載發生的條件以及其對隧道結構受力的影響；並探討不同輸入振動歷時對隧道耐震分析結果的差異，據以建議在地震記錄有限、設計地震難於評估情境下，山岳隧道三維受震的分析方法，包括人工合地震的研選以及三維耐震分析數值模型的建置等。



1.2 研究方法與流程

本研究研析案例隧道地震監測資料，透過快速傅立葉轉換(Fast Fourier Transform, FFT)及希爾伯特-黃轉換(Hilbert-Huang Transform, HHT)分析地震記錄歷時，並比對隧道內光纖位移監測記錄，釐清地震時隧道內與鄰近位置震波主頻(predominate frequency)以及不同主頻組成條件下隧道受震反應，據以探討隧道受震損害機制與影響因素；繼而選擇數個主頻組成人工合成地震，透過二維數值方法檢視模型邊界與網格元素尺寸對模擬結果的影響，據以建立三維數值模擬模型；最後基於三維數值模擬所得，比較隧道內監測結果，探討輸入地震歷時與人工合成地震的隧道反應差異，除評估合適的人工合成地震的研選方式外，並研析隧道不同位置的受震反應。圖 1.1 為本研究的研究流程圖。

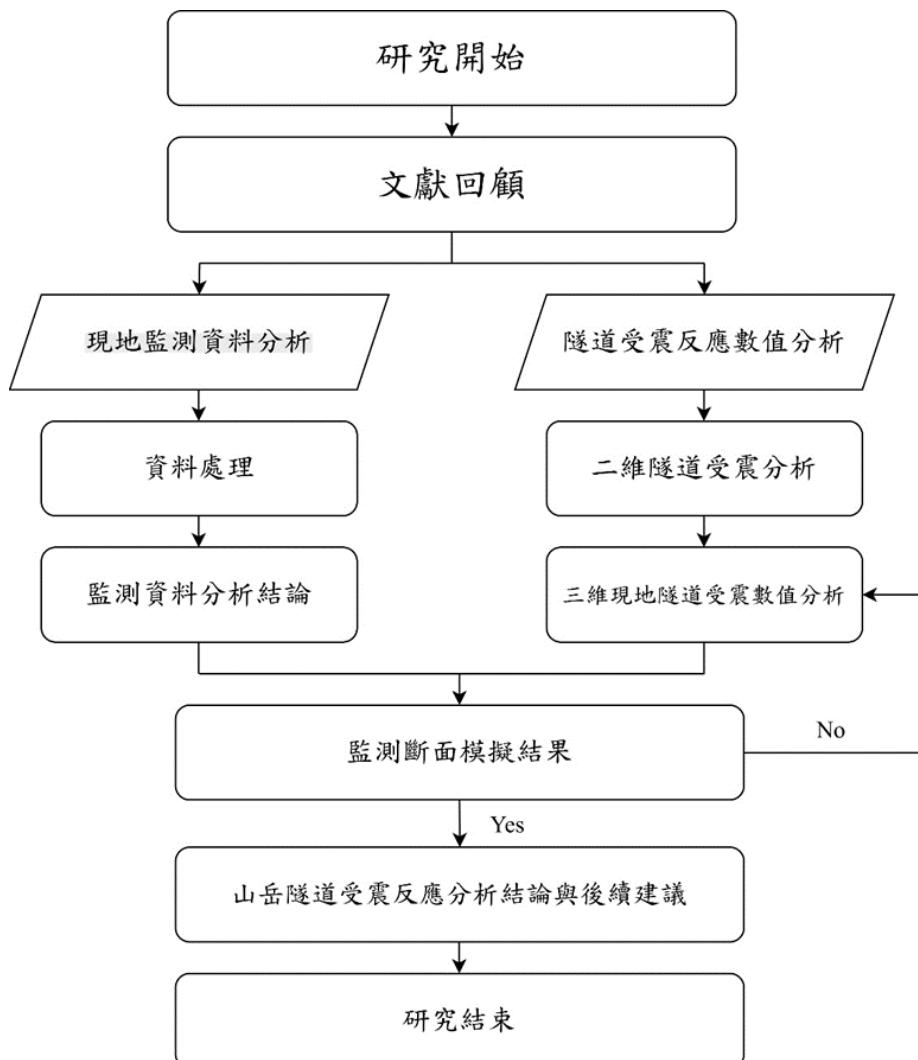


圖 1.1 本研究流程圖



1.3 論文架構

本研究包括六個章節，各章說明如下：

第一章 緒論

由研究背景出發，闡述本研究之重要性，說明本研究之動機與目的。

提出前人研究尚可精進之處，以此建立研究流程與研究目標。

第二章 文獻回顧

以山岳隧道受震為主題，探討相關文獻。藉由整理、分類與歸納前人研究，理解同系列研究之方法與結果。將前人經驗用於後續研究推進。

第三章 現地監測資料分析

將案例隧道與鄰近兩處地震站在多起地震事件中之地震歷時，進行系統性訊號處理，並得到傅立葉頻譜、本質模態函數以及峰值加速度等一系列地動參數。以此解釋區域及特定震源地震，對山岳隧道破壞之原因，並以此為根據決定後續數值分析之動態輸入。

第四章 分析模式與模型驗證

藉由有限元素數值模擬軟體進行二維及三維動態分析，檢核網格尺寸對模擬結果的影響。後續透過三維現地地形數值模型，進行動態歷時分析，以資料分析所得之結果作為數值模型之動態輸入。最後以現地監測資料比較數值模擬結果。

第五章 案例隧道受震反應分析

成功以現地監測資料驗證數值模擬結果後，探討區域及特定震源對山岳隧道內不同斷面監測點之受震反應。

第六章 結論與建議

總結本研究之要點，並對後續研究提出建議。



第2章 文獻回顧

隨著全球越來越多隧道受震損壞的案例，此類議題的相關討論逐漸升溫。本研究以山岳隧道為主軸，回顧國內外隧道因震損壞之案例，藉由觀察不同破壞型態，探討影響隧道受震損壞的原因。最後整理隧道受震反應數值分析方法。

2.1 隧道受震損壞案例

20世紀初開始有越來越多隧道受震損壞的案例，這些案例中場址多位於板塊交界帶，如臺灣、日本。隨時間推移，近3-40年發生的隧道受震損壞案例，開始被系統性的紀錄，從隧道基本資料如：建造資料、周圍地形及其材料參數，到震後之破壞型態，如今我們可以藉由這些詳細的資料，了解地震對山岳隧道的影響。

2.1.1 隧道受震損壞案例

Dowding and Rozan(1978)彙整並分析了美國加州、阿拉斯加及日本等共71條岩石隧道受震損壞的案例，歸納了岩石隧道在地震動下的損壞模式及臨界地震動閾值。將地震損壞類型主要分為三類，包括地震搖動所造成的破壞、斷層錯動造成的破壞以及隧道洞口或邊坡滑動造成的破壞。而文獻中歸納的結果也顯示，在地表加速度小於0.19g時，無論是否有襯砌，隧道少有受損的情形。0.19g-0.25g之間會有輕微損傷如裂縫及落石等。地表加速度超過0.4g時，才有較大量且明顯的受損情形發生。這些歸納的結果顯示了，在相同地震強度下，隧道普遍比地面結構物更安全且穩定，僅在隧道穿越地質條件不良或淺覆蓋區域時，才會出現較嚴重的損壞。地震搖動本身造成隧道全斷面坍塌的機率極低。

Sharma and Judd(1991)彙整了全球85起地震及192份地下結構物的受震行為，並分析不同條件下地下結構物的損壞情形，這些條件包括：1.岩覆深度 2.主要岩石類型 3.支撐型式 4.地理位置 5.地震規模及震央距離。分析的結果1.顯示50公尺以下的淺層地下結構損壞率較高，300公尺以下的地下結構物則幾乎無嚴重損傷 2.建於鬆散堆積層的地下結構損壞率高於堅硬岩石中的地下結構 3.不同支撐型式對損壞率的影響不明顯，這部分可能因為支撐反應了場址的地質條件差異 4.大多數損壞案例發生於規模七以上，且震央距離50公里內的地震事件。這些結論也顯示了，地下結構物的抗震能力優於地表結構。

上述引用的文獻，蒐集了全球各地的受震損壞案例，並以此建立了受震損壞



的資料庫，並進一步對地下結構物受震損壞之程度以及造成損壞之關鍵原因進行調查。

後續文獻針對近年來發生在臺灣以及日本的隧道受震破壞案例進行更詳細的紀錄。分別回顧 1999 年發生在臺灣的集集地震及 1964 年發生在日本的新潟地震，探討事件中地震對於山岳隧道的受損情形。

1999 年臺灣集集地震

1999 年 9 月 21 號由於車籠埔斷層錯動，引發芮氏規模 7.3 的地震，震央位於臺灣南投縣集集鎮，震源深度 7.5 公里。這場地震是臺灣史上最慘重的自然災害，造成 2400 人罹難，逾 10 萬戶建築結構出現程度不一的損毀，甚至引發大規模山崩及土壤液化等重大災害，嚴重破壞了道路、橋梁、水壩等公共設施，對台灣社會造成極大衝擊。

Wang et al. (2001) 在震後針對臺灣中部地區 57 座隧道進行系統性的現地調查，隧道與斷層分布，如圖 2.1 所示。透過測繪、攝影紀錄及透地雷達探測，詳細記錄了隧道裂縫、襯砌變形、混凝土剝落、鋼筋外露、底板隆起等損壞現象，如圖 2.2 所示。57 座隧道中，有 50 座隧道位於斷層上盤，其中有 21 座(42%)輕微受損、11 座(22%)中度受損及 13 座(26%)嚴重受損，共計 90%。另有 6 座隧道位於斷層下盤及其他區域，其中僅有 2 座(34%)輕微受損以及一座(13%)嚴重受損，此調查結果也說明位於斷層上盤的隧道受震損壞的風險高於斷層下盤。調查結果也對隧道的受損型態進行了統計，其中又以襯砌產生裂縫為最大宗，統計結果如圖 2.3 所示。

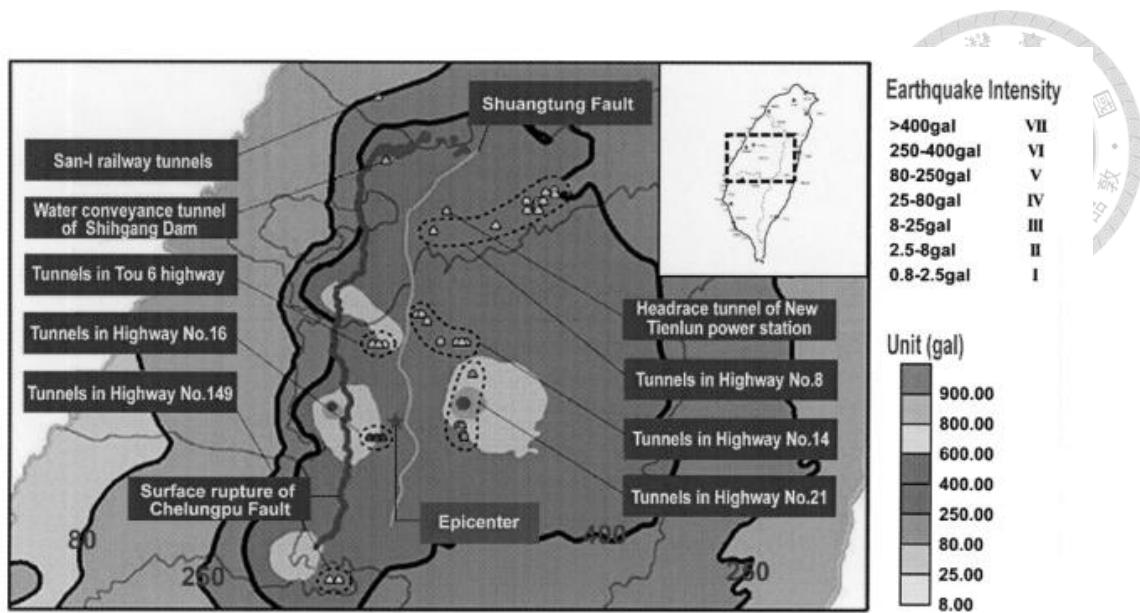


圖 2.1 調查隧道分布與斷層位置(Wang et al., 2001)

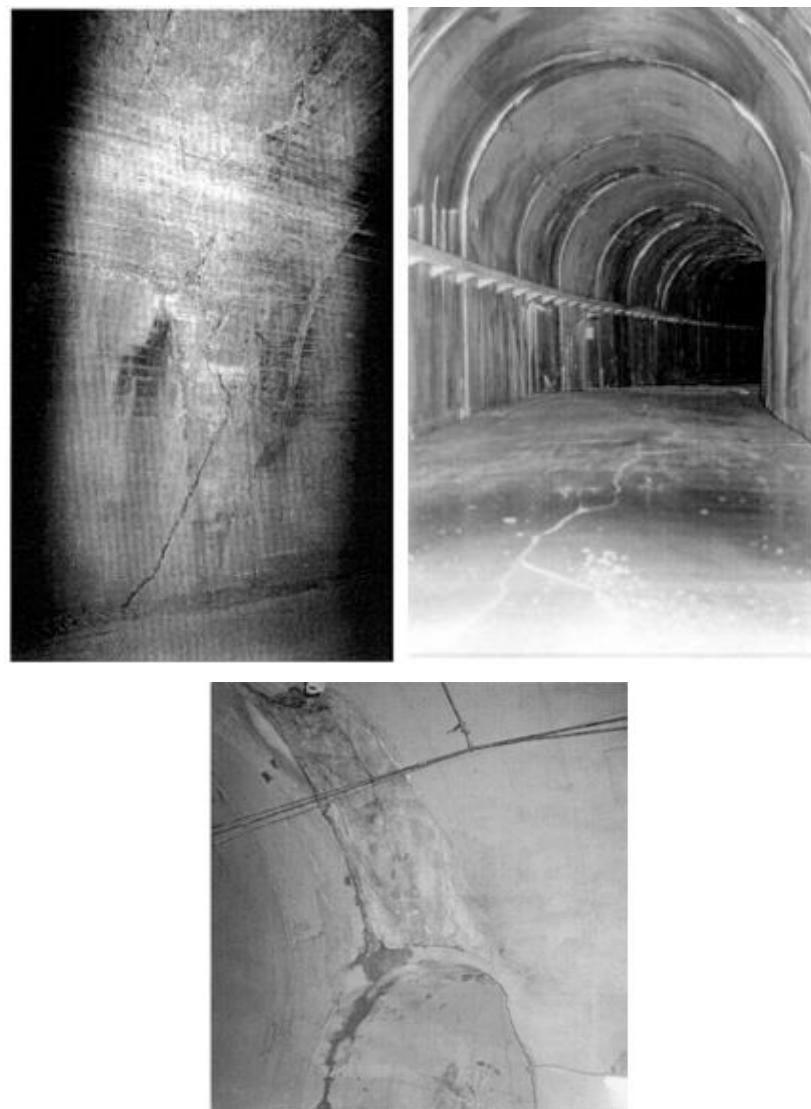


圖 2.2 震後隧道調查所記錄之實際受損狀況(Wang et al., 2001)

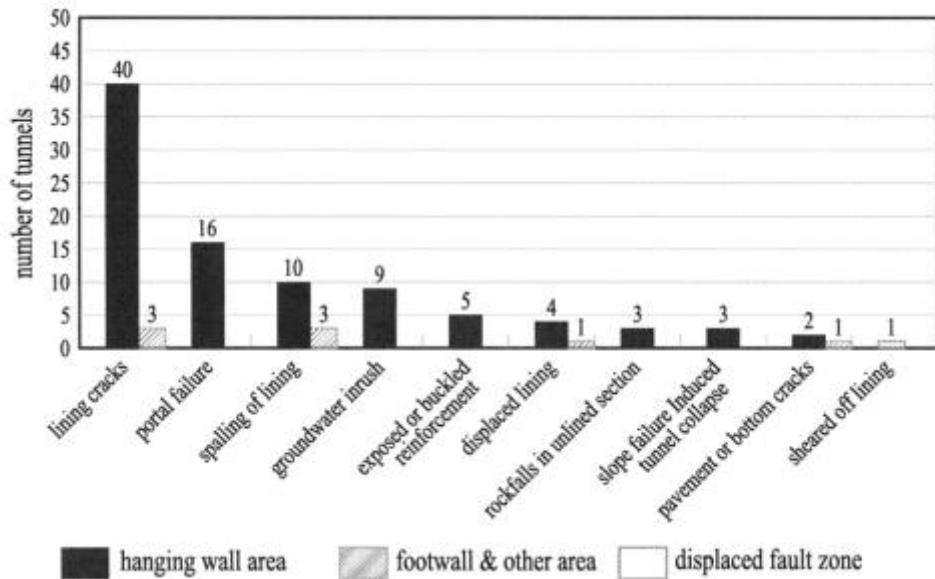


圖 2.3 隧道受損型態統計圖(Wang et al., 2001)

2004 年日本新潟中越地震

中越地震發生於 2004 年 10 月 23 日，主震規模為芮氏 6.8，震源深度 13 公里。此次地震對新潟縣中越地區的鐵路山岳隧道造成嚴重影響，造成新幹線首次行駛中出軌。這次地震中共 24 條鐵路隧道受到不同程度損壞，受損隧道分布如圖 2.5-2.7 所示。其中 6 條隧道受到較為嚴重的破壞，受損情形如圖 2.8 所示，需進行大規模修復與補強。這 6 條隧道中又以魚沼(Uonuma)隧道的損壞情形尤為嚴重。由於魚沼隧道距震央僅 1 公里，遭受極強的地震動，且地層為軟弱泥岩以及襯砌拱部背後有空洞，導致發生襯砌大變形與剝落、隧道徑向收縮、底板隆起、路床混凝土裂縫等嚴重受損。後續的修復工程耗時兩個月，動用岩栓、噴射混凝土、纖維強化預鑄板等多重補強工法，魚沼隧道修復工法如圖 2.8 所示。此次地震也證實了，即使山岳隧道通常較不易受地震損壞，但在震央附近、不良地質或結構缺陷條件下，仍可能發生嚴重破壞。

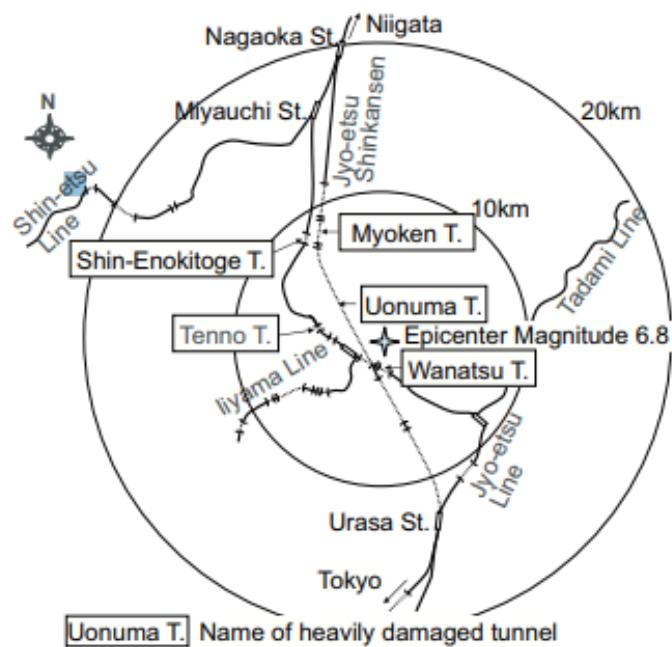


圖 2.4 新潟中越地震嚴重受損隧道分布(Yashiro et al., 2007)

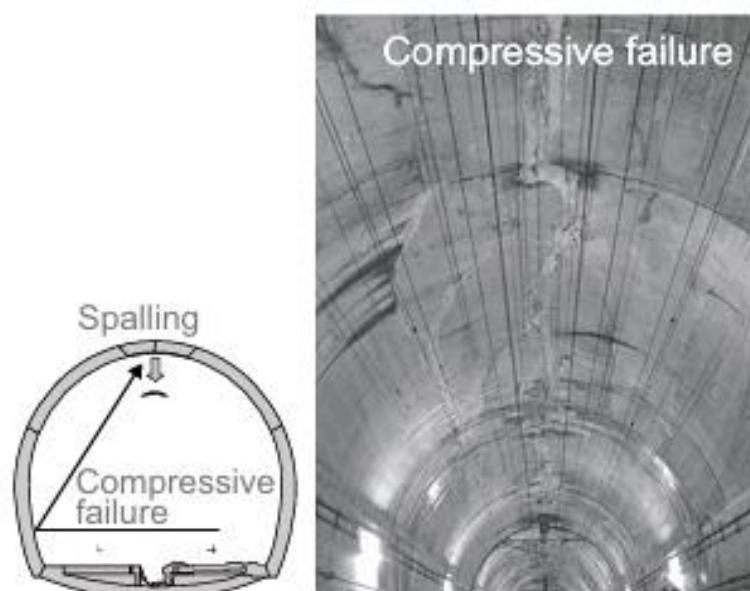


圖 2.5 Myoken 隧道受震損壞情形(Yashiro et al., 2007)

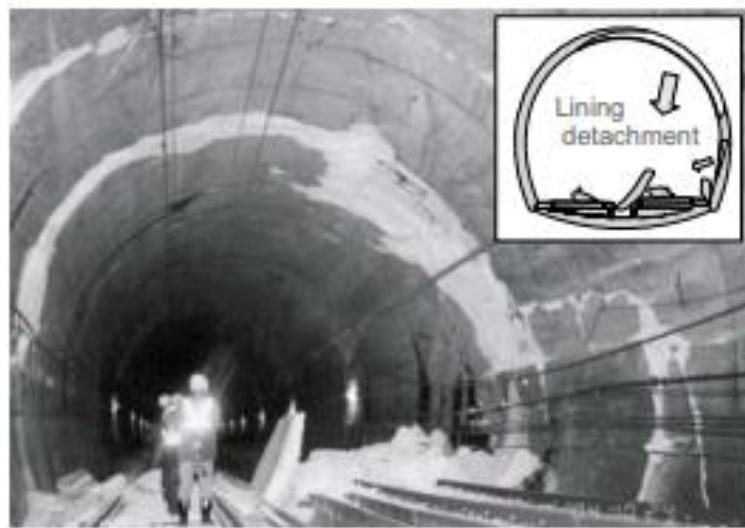


圖 2.6 Uonuma 隧道受震損壞情形(Yashiro et al., 2007)



圖 2.7 Wanatsu 隧道損壞情形(Yashiro et al., 2007)

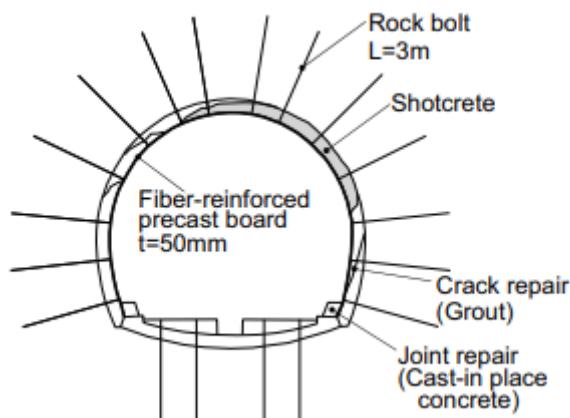


圖 2.8 魚沼隧道(Uonuma Tunnel)修復工法(Yashiro et al., 2007)



2.1.2 隧道受震損壞型態

藉由前人所彙整的文獻可看出山岳隧道受震損壞的種類會因為不同原因衍生許多破壞型態，且對隧道功能的影響程度也不一。Wang et al. (2001)藉由震後的損害度調查，將隧道損壞情況分為九大類，如圖 2.9 所示，而陳正勳 et al. (2011)探討其中幾項之破壞原因：

(1)襯砌剪斷(圖 2.9a):由於斷層通過隧道，地震時斷層錯動，地層之間產生相對位移使隧道被剪斷破壞，。

(2)邊坡坍塌(圖 2.9b):隧道周圍地表受震時坍塌或滑移，導致隧道結構崩塌、端牆破壞或襯砌大面積坍落。此類型破壞常見於隧道口或靠近邊坡處。

(3)縱向裂縫(圖 2.9c):地震波中 S 機由隧道底部入射，隧道襯砌軸力與彎矩增大。

(4)橫向裂縫(圖 2.9d):地震波中的 P 波沿隧道軸向傳遞，壓應力與張應力超過襯砌強度，導致襯砌環向龜裂或環向施工縫錯動。

(5)交叉裂縫(圖 2.9e):由於隧道圍岩包含軟硬岩互層，互層界面產生相對位移，裂縫自接近互層界面環向，發展轉向相對位移較大一側形成斜向裂縫。

(6)路面隆起(圖 2.9f):由於地震波中較高頻率之 P 波引致隧道底版縱向龜裂或隆起。

(7)斜向裂縫(圖 2.9g):可能因地震波中岩軸向垂直之 S 波引致，發展於隧道襯砌單側與水平夾約 $30^\circ \sim 60^\circ$ 。

(8)隧道側壁擠壓變形(圖 2.9h):隧道襯砌側壁明顯向內擠壓變形產生大量裂縫。

(9)隧道洞口附近龜裂及襯砌環狀剝落(圖 2.9i):S 波自 45° 射入，隧道承受地盤水平向擠壓，頂拱與肩部產生環向裂縫。

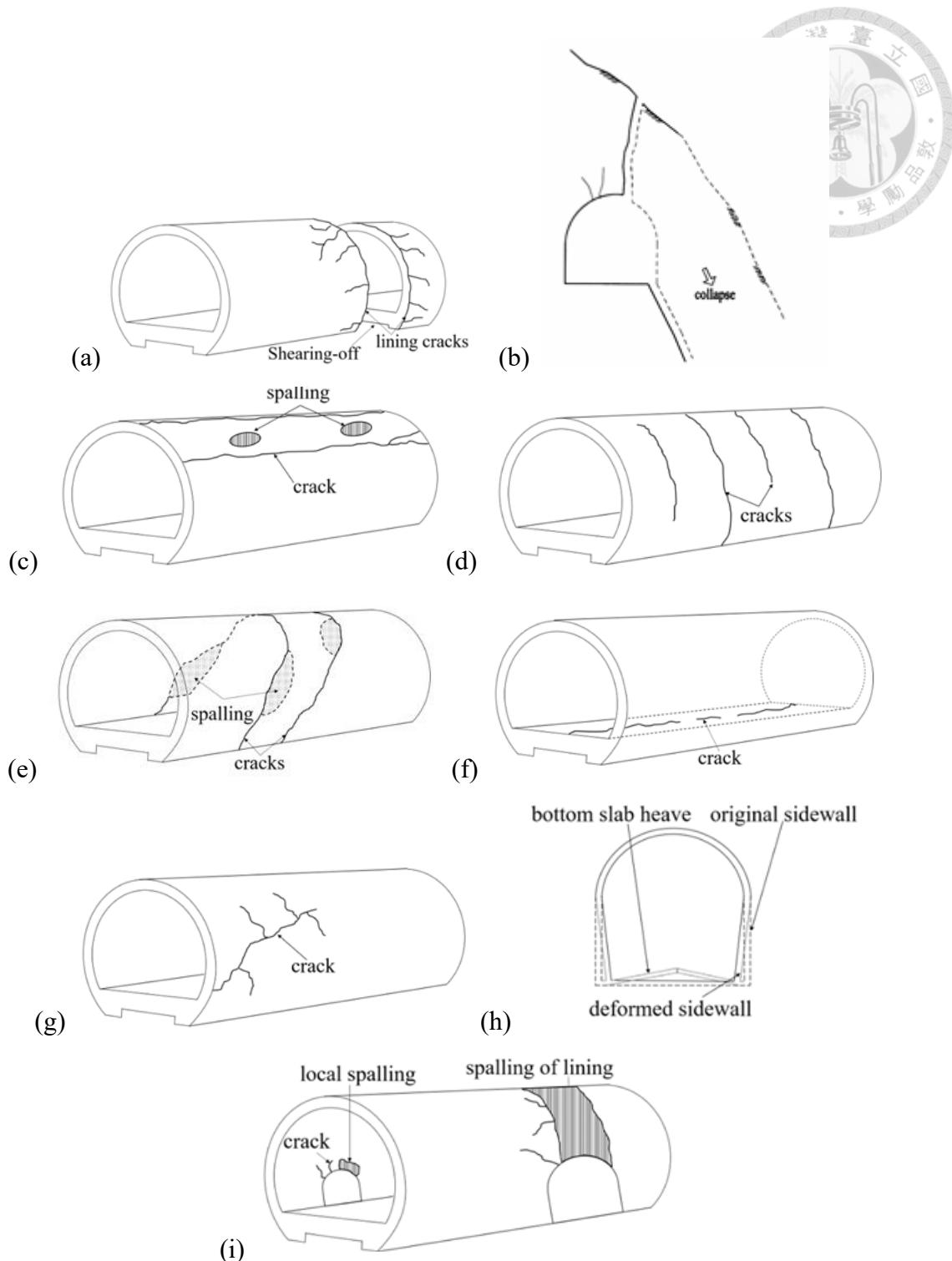


圖 2.9 岩石隧道受震損壞型態示意圖(Wang et al., 2001)



2.2 隧道受震損壞影響因素

藉由回顧過往隧道受震損壞之調查，可將隧道受損因素大致分為三項：

(1) 地震所引起之地表破壞

隧道周圍的地盤破壞形式包括落石、崩塌、土壤液化及土壤沉陷等，影響範圍多集中在隧道口段或淺覆蓋隧道。此類破壞型態在山岳隧道受震案例中較為常見，主要原因因為隧道鄰近的邊坡在地震作用下穩定性降低，即使隧道本身未直接受到坡面滑動的影響，地震引起的邊坡穩定性的下降仍可能引起隧道周圍應力場的變化，造成隧道結構受損。因此，透過謹慎選址，並著重邊坡穩定性評估，可有效避免此類破壞的發生。

(2) 斷層錯動

此類型的破壞主要是因為隧道穿越斷層錯動區域所致，破壞的嚴重程度取決於斷層的活動方式及錯動量。與前述的地盤破壞機制相似，透過謹慎的選址以及確保鄰近邊坡的穩定性，可有效降低斷層錯動對隧道造成的影响。若無法避免隧道通過斷層帶時，則須透過特殊的工程設計與妥善的防護措施，以最大程度降低斷層錯動對隧道安全性及使用功能造成的衝擊。

(3) 地盤劇烈震動

地盤震動主要是指地震波通過時所引起的地表或地層變形。根據 Owen and Scholl (1981)的研究，地震波通過隧道時所造成的變形主要可分為軸向 (Axial)、彎矩 (Curvature) 以及環向 (Hoop) 三種模式，這些變形模式與地震波中包含的不同波型傳播到隧道的方向有關：

- (1) 當 P 波傳播方向與隧道長軸平行時，隧道將產生縱向的變形（圖 2.10）。
- (2) 當 P 波垂直於隧道軸線傳播時，則導致隧道斷面產生壓縮變形（圖 2.11）。
- (3) 若 S 波及 R 波平行於隧道長軸傳播則造成軸向彎矩變形（圖 2.12 a&b）。
- (4) S 波傳播方向與隧道軸線垂直，則可能造成隧道斷面出現橢圓狀變形（圖 2.13）。
- (5) 箱型隧道斷面受到 S 波作用時，可能導致箱型斷面產生明顯的扭轉變形（圖 2.14）。



地盤震動引發的隧道破壞形式多樣，其中有襯砌結構的隧道較常發生襯砌龜裂或剝落等損壞現象，無襯砌的隧道則可能產生崩塌或圍岩坍落等現象。這些程度不一的損壞，原因包含許多因素，後續整理出文獻中隧道受震損壞的影響因素。

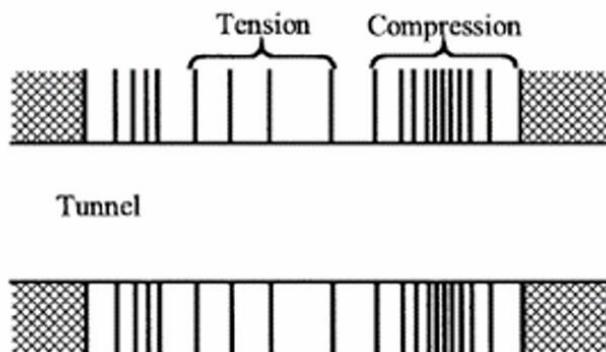


圖 2.10 隧道縱向變形(Owen and Scholl , 1981)

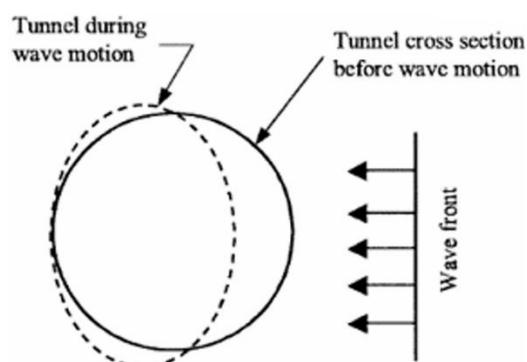


圖 2.11 隧道斷面壓縮變形(Owen and Scholl, 1981)

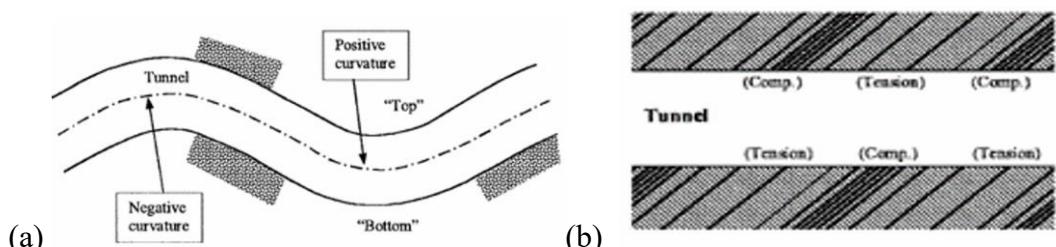


圖 2.12 隧道軸向彎矩變形(Owen and Scholl, 1981)

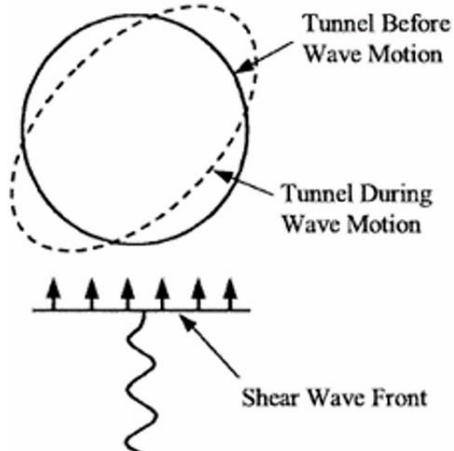


圖 2.13 隧道斷面橢圓狀變形(Owen and Scholl, 1981)

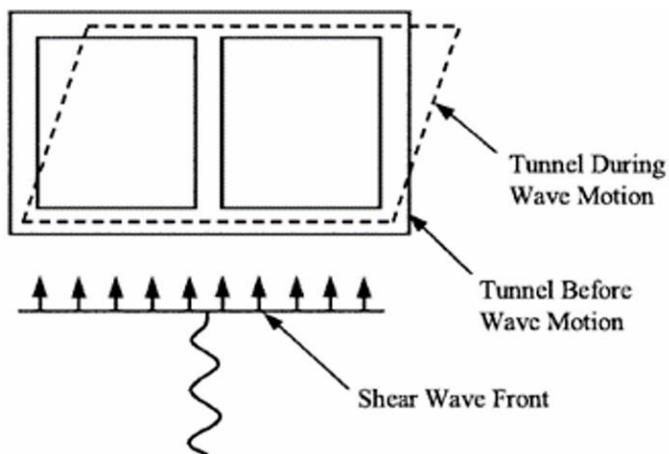


圖 2.14 箱型隧道斷面扭轉變形(Owen and Scholl, 1981)

2.3 隧道受震反應數值模擬探討

為了深入探討複雜條件下的物理現象，透過數值模型試驗能進行更完整且的分析。隨著計算技術的快速發展，各種數值模擬方法已被廣泛應用於研究隧道的受震反應，目前常用的數值方法包括有限元素法（FEM）、有限差分法（FDM）及離散元素法（DEM），每種方法各具特點及適用範圍。根據分析目的與探討之內容不同，數值分析方法根據目的不同，可分為以下三類：(1) 簡諧震動歷時分析(2) 擴展物理模型試驗之數值分析；(3) 全動態分析。接下來將針對這三類方法，分別整理相關文獻進行討論與比較。

2.3.1 簡諧震動歷時分析

Chen et al.(2012) 以集集地震受損的三義一號隧道為案例，採用二維有限元素法，探討隧道深度與地震波長如何影響隧道襯砌的受震應力。其模型設置，隧

道採直徑 8 公尺之圓形斷面，襯砌厚度 0.3 公尺。模型頂部為自由表面，兩側設置無限邊界(吸能邊界)，並於底部以位移型式，施加簡諧波 S 波與 P 波 (頻率 3 Hz、5 Hz)，如圖 2.15。研究結果指出當隧道深度約為地震波長的 $1/4$ 時，因地表自由面反射與隧道散射效應，襯砌受力放大最為顯著，此時最易發生損壞，文獻中也提到了在不同條件下如:隧道埋深、入射震波頻率與岩體類型，隧道襯砌受震時損壞的可能，如圖 2-16。

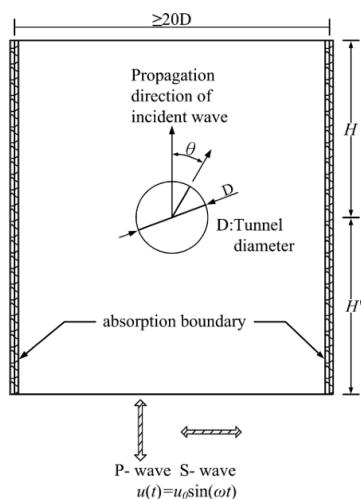


圖 2.15 簡諧震動力時分析數值模型(Chen et al., 2012)

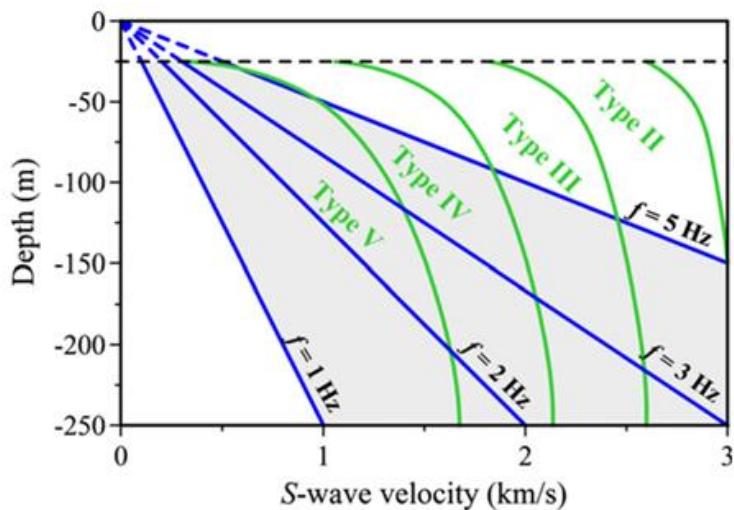


圖 2.16 隧道襯砌於不同條件下之損壞潛勢評估圖(Chen et al., 2012)

Kung et al. (2018)透過有限元素法數值模擬軟體 ABAQUS，在寬度 900 公尺、深度 1000 公尺的半無限域中，於模型頂部邊界施加簡諧 S 波模擬 Rayleigh 波於地表傳播，如圖 2.17 所示，探討圓形隧道在岩石中受到諧波 Rayleigh 波作用下的地震反應。結果顯示隧道深度與入射 Rayleigh 波波長的



比值 (h/λ) 是主導隧道地震反應的關鍵參數。當 $h/\lambda=0.15$ 時，隧道襯砌因地
震產生的應力增量會達到最大值，這時地表的垂直位移也最大。另外，隧道
半徑對地震應力增量的影響大於隧道深度，半徑越大，軸向應力增量越高，
但剪力與彎矩應力增量則較低，結果如圖 2.18。

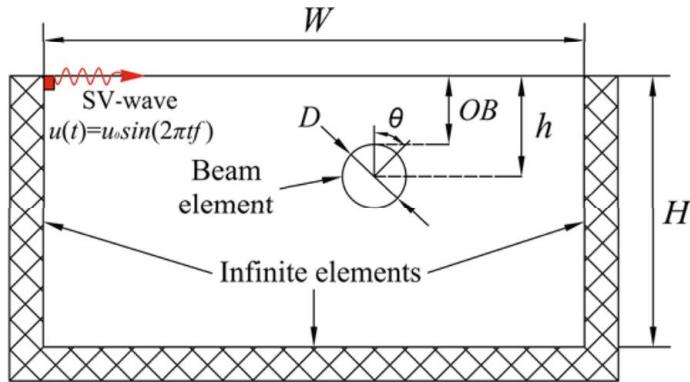


圖 2.17 數值模型設置(Kung et al., 2018)

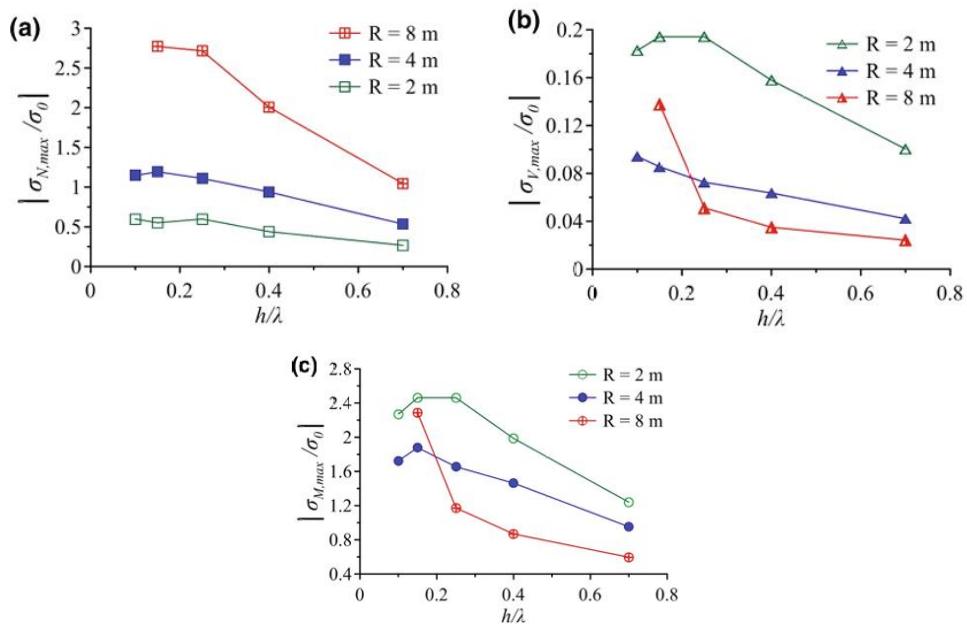


圖 2.18 不同隧道半徑與覆蓋深度，隧道襯砌所受 R 波入射應力增量

(a)軸立(b)剪力(c)撓曲(Kung et al., 2018)

2.3.2 擴展物理模型試驗之數值分析

此類分析的模型設置通常根據實際物理模型試驗，數值模擬所採用模型尺
寸、材料參數和模型邊界等設置會對應現實物理模型。Moghadam and
Baziar(2016) 結合 1g 振動台實驗與數值模擬，如圖 2.19 與圖 2.20 所示。探討地
鐵隧道對地震時地表運動放大效應的影響，系統性分析不同參數下隧道對地表加



速度的放大或衰減行為。實際物理實驗設計的部分文獻中以德黑蘭地鐵圓形隧道為原型，製作縮尺模型，分別進行無隧道（自由場）與有隧道兩組 $1g$ 振動台試驗，並在土層不同位置設置加速度計，量測地震波通過時的地表與土層內加速度反應。數值模擬部分以 FLAC 2D 有限差分法建立與實驗對應的數值模型，進行參數化分析，探討土壤剪切波速、輸入地震頻率、隧道柔度比（結構剛性與土壤剛性比值）、隧道深度等對地表加速度放大模式的影響。這篇研究證實地鐵隧道會依土層性質、地震頻率、結構柔度與埋深等參數，對地表地震動產生明顯放大或衰減效應。



圖 2.19 擴展物理模型試驗之數值分析案例(Moghadam and Baziar, 2016)

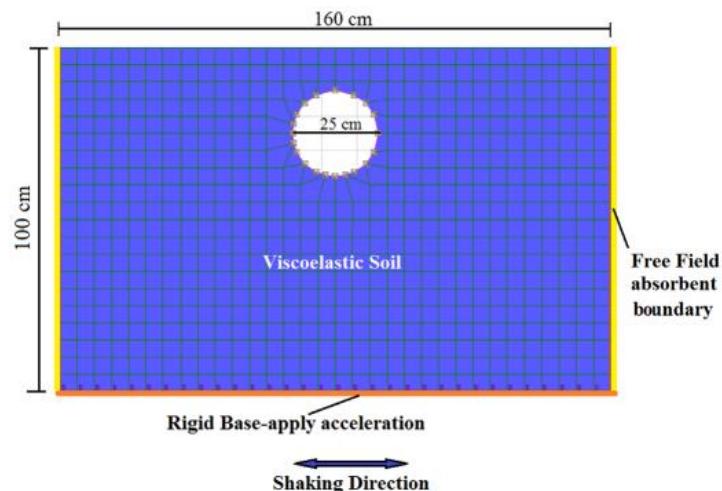


圖 2.20 數值模擬模型網格設置(Moghadam and Baziar, 2016)

2.3.3 全動態分析

此類分析以非均勻震動歷時對隧道受震反應與其破壞機制進行分析，模擬的過程中會考慮隧道與地層間的互制關係、地形效應、水壓力等條件。不過由於其輸入之震動歷時與輸入方法較多樣化，且根據使用者需求所設立的模型條件也較複雜，所以此種分析方法通常結果較缺乏驗證。

Yu et al. (2016) 針對中國汶川地震期間受損最嚴重的龍溪隧道，進行現

地損壞觀察、成因分析與動力數值模擬分析，探討隧道穿越活動斷層時的地
震損壞機制。數值模擬透過有限元素法軟體 ABAQUS 進行三為動態分析。數
值模行包含簡略的現地地形特徵，如圖 2.21 所示，並取得附近地表強震觀測
站 Wolong 所記錄之汶川大地震三方向地震歷時紀錄。透過地盤反應分析軟體
SHAKE91，得到特定深度下之地震加速度歷時，並於模型底部垂直向上輸
入。後將模擬結果與現地隧道所觀測到之破壞型態進行比較。其結果指出，
垂直分量對損壞影響較小，可於設計時適度簡化。縱向地震動對隧道襯砌與
路面損壞有決定性影響，應納入耐震設計與分析。

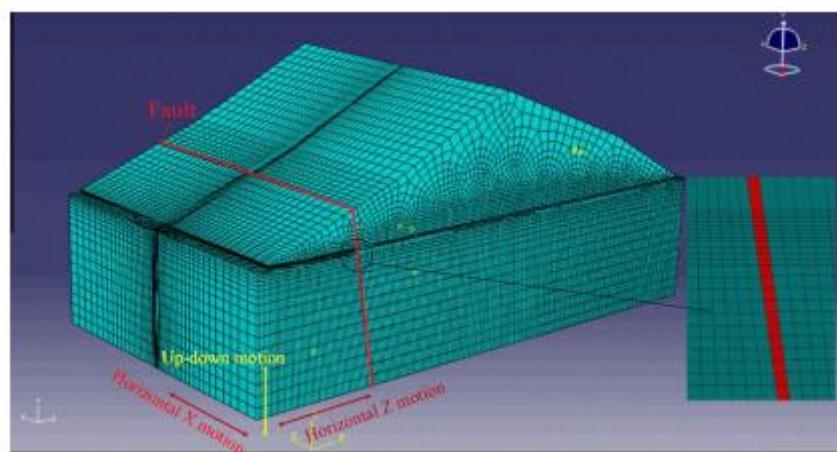


圖 2.21 三維模型設置(Yu et al., 2016)

Wang et al. (2019)使用有限元素法數值模擬軟體 SUCED，以中國雲南省的鳳屯引水隧道為案例，如圖 2.22 所示。分析地質條件較差且含水量大的隧道入口在地震作用下的反應與損壞機制。考慮了隧道受震時的動態水壓力、隧道圍岩與結構的互制效應(RSI)對隧道結構安全的影響，針對損壞類型、分布與防護提出具體建議。模型採用人工合成地震波作為地震動輸入，根據工程場址的設計規範與地震烈度，選用符合區域地震特性的三向加速度歷時，施加於數值模型底部，模擬地震波自下而上的傳播過程。並在模型側邊與底部設置黏彈性人工邊界，，用以吸收地震波能量，防止波在邊界反射，確保地震能量能夠正確傳遞至模型內部。數值模擬分析結果顯示，當考慮隧道內部水體的動態水壓力時，隧道結構的最大位移會增加約 30% 至 48%，最大主應力也會提升約 17%。這代表地震時水體的慣性效應會顯著加重結構受力與變形，特別對於隧道入口附近的區域。考慮岩體與結構的互制作用，隧道襯砌的塑性應變與塑性區域明顯增加，這表示忽略 RSI 會低估地震損壞風險。



透過分析結果，文獻中也歸納出兩種損壞模式，分別為結構變形型損壞與擠壓所導致破壞。結構變形型損壞是由於地震時水平力放大，隧道斷面的頂拱與肩部等處產生彎曲裂縫。擠壓所導致破壞是由於弱岩地層與地震擠壓導致底板隆起，底板出現顯著上拱變形。

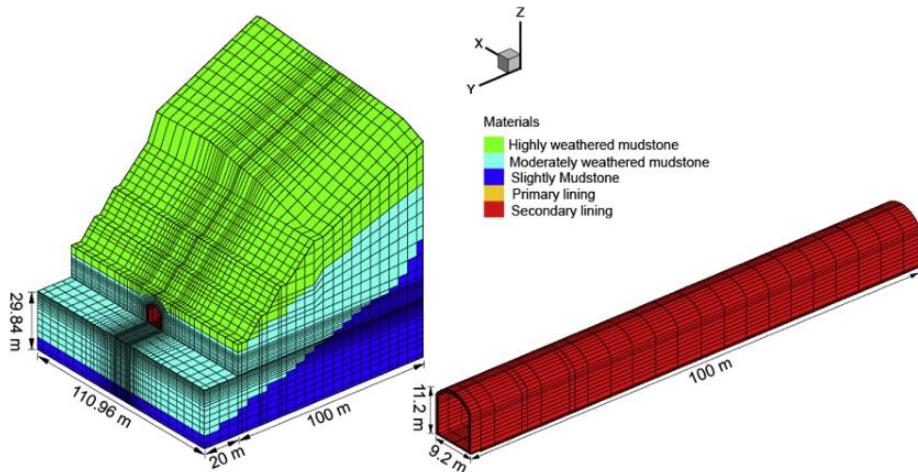
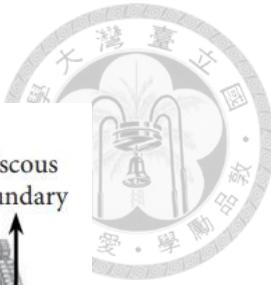


圖 2.22 凤屯隧道入口處三維數值模型(Wang et al., 2019)

Li et al. (2020) 回顧了 2008 年汶川地震中壘西隧道遭受的嚴重破壞，包括隧道襯砌縱向裂縫、傾斜裂縫、局部襯砌失效及斷層帶附近的襯砌錯動等現象，顯示斷層活動和地質條件對隧道地震損壞有顯著影響。後續透過有限差分法數值模擬軟體 FLAC3D 進行動態分析，探討隧道穿越斷層帶時的地震反應特性及抗震措施效果。此篇文獻的特別之處是透過 bonded interface 來模擬斷層界面，如圖 2.23。利用 bonded interface 模擬斷層界面能呈現出斷層帶與正常圍岩間的接觸、滑移與分離行為。此篇文獻的輸入地震採用 2008 年汶川地震中 Wolong 測站實測地震波之東西向分量，並於模型底部同時施加 X (東西向)、Y (南北向)、Z (垂直接向) 加速度歷時，自下而上傳遞地震波，模擬真實波傳播路徑。數值模擬結果顯示，隧道穿越斷層帶時，斷層帶與正常圍岩的運動反應存在明顯不一致，導致結構產生顯著的相對位移，最大可達 50 公分，這是造成壘西隧道嚴重損壞的主要原因，且地震加速度在斷層帶區域明顯放大，最大峰值達到 1380 gal，約為正常圍岩的 1.8 倍，顯示斷層帶顯著放大地震動能。文獻中也評估了兩種抗震措施，分別是減震層與抗震縫。兩種措施均可使結構最大內力減少約 26%，加速度減少約 30%，這些措施對於降低結構內力與加速度有顯著成效，但對於斷層帶與正常圍岩之間的相對位移幫助有限，不過雖然結構受力減輕，但由於地質品質差異，斷



層區的相對位移仍然存在。

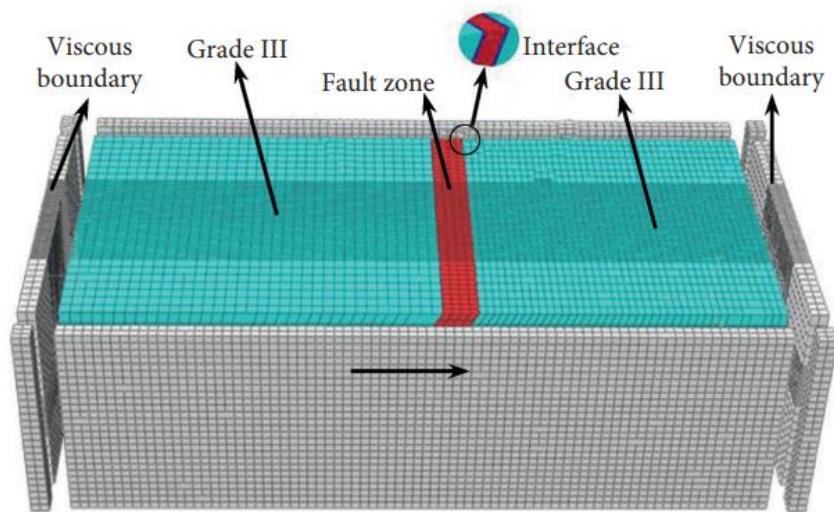


圖 2.23 動態數值模擬模型(Li et al., 2020)

蘇仁偉(2021)透過傅立葉轉換以及希爾伯特-黃轉換分析了臺灣東部嘉寶隧道內的受震監測資料，解析出案例隧道內的受震行為以及隧道與鄰近地震站的受震關係。分析結果指出，隧道的受震行為會因為隧道斷面兩側地形不對稱而受影響，這也導致隧道在不同地震的受震行為會有相同的趨勢，且當震央距離隧道及鄰近側站平均距離大於 60 公里，且距離平均差小於 3 公里時，隧道與地震站的地震歷時表現會較相近。基於分析的結果，利用有限元素法數值模擬軟體 Abaqus，以監測資料分析後的結論做為輸入地震的依據，探討岩石隧道在三維地形條件下的受震反應。數值模擬解果顯示，在覆蓋較淺的區域，隧道受震時會有特定顯著頻率，且同一斷面最大加速度通常在離地表最近的地方，且越靠近洞口段，隧道受震的加速度峰值與能量也越大。

第3章 案例隧道受震紀錄解析

岩石隧道現地受震監測的相關研究紀錄目前尚屬稀少，本研究選擇臺灣東部台 20 線嘉寶隧道作為研究對象，並取得該隧道及其鄰近地震站於 2014 年至 2016 年間多筆不同規模地震引致的加速度歷時資料。本章首先介紹案例隧道之背景、場址周圍概況及相關儀器佈設情形。接著介紹監測資料的處理流程以及分析方法，並從監測資料中選取震動特性具代表性的地震事件進行進一步分析，探討岩石隧道內的震動反應特徵，以及隧道與鄰近地表測站間地震動的關聯性；最後歸納資料分析結果。

3.1 案例隧道與監測設備

3.1.1 案例隧道周圍場址概況

本研究之案例隧道為位於臺灣東南部台 20 線上的嘉寶隧道，屬於單孔雙車道型態，路線大致呈西北-東南走向，並於隧道中央轉為彎曲路線穿越一曲流山頭。隧道全長約 310 公尺，高 6.5 公尺、寬 9 公尺，斷面為馬蹄形；隧道高程約為 651 公尺，經緯度為(121.078469°E, 23.151625°N)。本研究團隊自 2008 年起即持續針對該隧道鄰近場址進行現地調查、隧道內視覺化表面異狀記錄與變位監測。對於隧道周邊區域的地質條件及地形已有初步的掌握。現地調查結果顯示，場址主要地質構造為大南澳片岩層，主要岩性包括變質石英雲母片岩、層狀大理岩、綠泥石片岩、薄層燧石，並可見少量的變質基性岩體（例如部分變質火成岩）與枕狀熔岩。這些綠泥石片岩與石英雲母片岩常呈交互出現的特徵。大理岩的厚度則變化很大，從約 10 公分到數十公尺都有分布。。片理走向大致呈北北東-西南西走向，向西傾斜約 40-55 度之間，局部區域也有較低的傾角。隧道西洞口周圍區域可觀察到有多處膠結疏鬆的崩積層出露，岩體露頭的風化程度多屬中度，並常見沿片理面剪裂的現象，且局部區域有角礫及剪裂泥岩出現，剪裂泥接觸水後容易軟化（張詠詠,2010; 羅百喬, 2013）。根據羅百喬（2013）於本研究區域所進行之微地動量測結果，場址主頻率約介於 0.5 至 5 Hz 之間。

3.1.2 案例隧道鄰近中央氣象局地震測站

案例隧道鄰近地區設有兩處由中央氣象署設立之自由場強地動觀測站，均配置有強震儀，用以記錄地震事件所引致之地盤加速度變化。其中一處為設置於台



東縣海端鄉初來國小新武分校（站號 TTN041），經緯度為(121.125107° , 23.132434°)，位於隧道東南側約 5.23 公里，海拔高程約 437 公尺。另一處測站則設於台東縣海端鄉霧鹿國小利稻分校（站號 TTN051），經緯度為(121.02506° , 23.187078°)，位於隧道西北方約 6.73 公里處，海拔高程約 1058 公尺。圖 3.1 為本研究案例隧道及鄰近測站分布圖。



圖 3.1 案例隧道與鄰近測站分布圖

3.1.3 案例隧道內監測儀器之布設

為監測隧道受震反應，本研究於案例隧道內部設置五組三軸加速度計及四組光纖應變計，如圖 3.2 所示。透過三軸加速度計來記錄震動過程中之加速度反應。光纖應變計則用於紀錄隧道內計有裂縫之變化量。由於位移與加速度為隧道受震反應中易於量測與評估的基本物理量，因此將其做為本研究的主要監測指標。圖 3.2 為本研究案例隧道內之儀器配置。考量隧道剖面不同位置可能受震反應不同，故於距隧道西口 33.5 公尺的位置設置 A 剖面，其上附有四組三軸加速度計，另在距西口 32.5 公尺處設置 B 剖面，其上有一組三軸加速度計。本研究所採用的座標系統遵循右手定則，以監測斷面為準，隧道徑向為 X 軸，且溪側向山側為正；隧道軸向為 Y 軸，西口向東口為正；重力方向為 Z 軸，向上為正。以下列出各加速度計詳細資訊：若以隧道西口望向東口的方向(正 Y 方向)，斷面上隧道頂拱為 0° 起算，以順時鐘為正。

1. 加速度計 A1：位於隧道 A 剖面靠溪側側壁，距地面 1 公尺。



2. 加速度計 A2: 位於隧道 A 剖面靠溪側肩部 330° 。
3. 加速度計 A3: 位於隧道 A 剖面靠山側肩部 45° 。
4. 加速度計 A4: 位於隧道 A 剖面靠山側側壁，距地面 2 公尺。
5. 加速度計 A5: 位於隧道 B 剖面靠山側側壁，距地面 2 公尺。

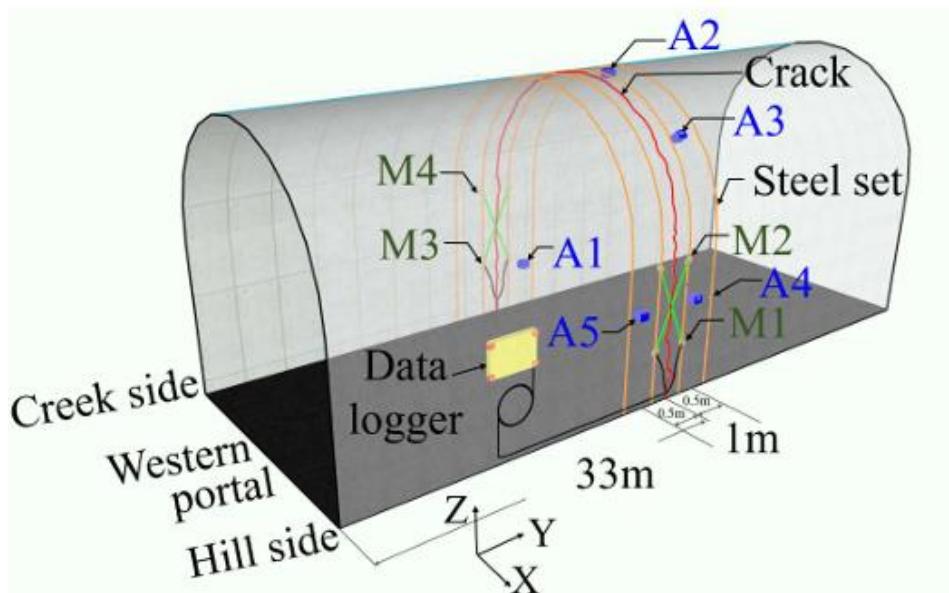
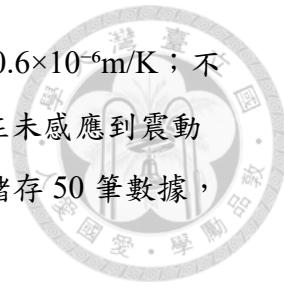


圖 3.2 案例隧道內監測儀器布置圖(蘇仁偉,2021)

本研究所採用之三軸加速度感測器為 SILICON DESIGNS, INC. 製之微機電系統三軸加速度計，如圖 3-3(a)所示，型號為 2460-002。其尺寸為 21 (高) \times 25 (寬) \times 25 (長) 毫米，量測範圍 $\pm 2\text{ g}$ ，頻率響應範圍為 0 至 400 Hz，靈敏度 2000 mV/g，操作溫度範圍為 -40°C 至 85°C 。資料擷取方面，本研究使用 HIOKI 所生產之資料擷取儀（型號 LR8431-20），具備 10 通道輸入，最高取樣率 1 MHz，實際取樣率設定為 100 Hz，操作溫度 0°C 至 40°C 。加速度計 A1 與 A2 共用一台擷取儀器；A3 與 A4 共用另一台；A5 由獨立擷取儀器擷取資料。每台資料擷取儀以 SD 卡儲存，每日自動紀錄 24 小時之加速度數據。不同擷取儀間之時間同步誤差由系統統一校正處理。

光纖應變計為 OSMOS Group 所製之光學纖維測量繩，是一種整合於螺旋鋼軟管中的創新型光纖感測裝置，主要應用於結構安全監控。能夠長距離、高精度地測量構件幾何形狀及位置的微小變化，適合用於混凝土結構，如圖 3-3(b)所示。感測長度為 2 米；測量解析度為 0.001 毫米；測量精度在動態監測時類型 ± 0.002 毫米，長期監測時為最終值的 2%；測量頻率最高 100 Hz；反應速度可即時



反應，無死區；溫度適應範圍為 -20°C 致 60°C ；溫度靈敏度為 $0.6 \times 10^{-6}\text{m/K}$ ；不受電磁波干擾。資料儲存是由 M1 到 M4 共用 100Hz 的頻寬。在未感應到震動時，紀錄頻率為每十分鐘儲存一筆，偵測到震動時會改為每秒儲存 50 筆數據，以避免數據儲存空間不足。

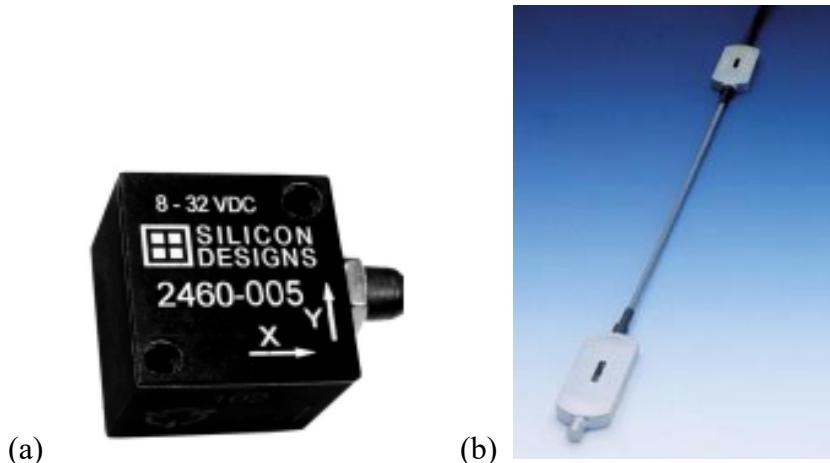


圖 3.3(a)三軸加速度感測器(b)光纖應變計

3.2 地震加速度歷時處理流程

地震發生時，加速度計會記錄所處位置的地動加速度。但在記錄過程中，可能會混入儀器本身的雜訊，或是受到背景環境與其他設備的干擾，導致觀測到的加速度訊號中包含非地震來源的雜訊成分。此類雜訊可能與儀器特性有關，因此需透過適當的訊號處理技術來進行抑制與濾除，以提升地動訊號的真實性與可解析度。透過訊號處理，不僅有助於辨識地震訊號特徵，也可進一步計算相關地動參數，作為後續工程分析之依據。本研究所採用的地震立時，包含中央氣象局地震測站所得，東向 (E)、北向 (N) 與垂直向 (U) 三個方向的加速度記錄，取樣頻率為 200 Hz。以及自案例隧道內監測所得與監測剖面平行 (X)、垂直 (Y) 與重力方向 (Z) 三方向的加速度歷時，取樣頻率為 100 Hz。並透過時頻分析軟體 Visual Signal 進行訊號處理，處理流程如圖 3.4 所示。

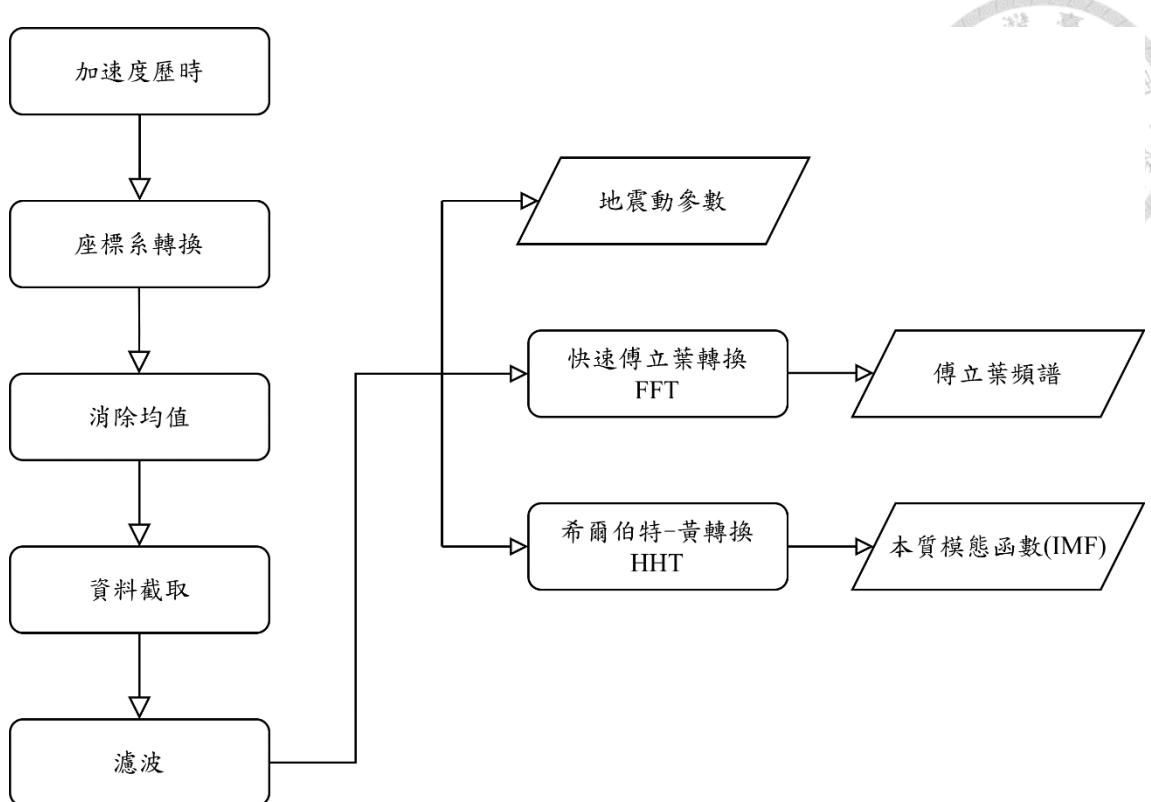


圖 3.4 地震加速度歷時訊號處理流程圖

3.2.1 取得加速度歷時

本研究所採用之地震歷時分為兩種，分別為中央氣象局地震測站 TTN041 以及 TTN051，所取得之 E、N、U 三方向加速度歷時，以及隧道內三軸加速度計所監測得 X、Y、Z 三方向之加速度歷時。

3.2.2 座標系轉換

中央氣象局地震測站所得之加速度歷時，其全域座標為 E、N、U 與本研究採用之隧道內監測系統所使用的局部座標 X(與監測剖面平行)、Y(與監測剖面垂直)、Z(重力方向)有 48.86° 的角度差，因此使用 Galperin rotation，如式 3.1，將中央氣象局地震測站之地震歷時轉換為本研究所使用的局部座標系，方便後續資料分析的進行與結果比對。

$$[E \ N \ U] \begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta & 0 \\ -\sin \theta & \cos \theta & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -1 \\ -1 \\ 1 \end{bmatrix} = [X \ Y \ Z] \quad (3.1)$$

3.2.3 消除均值

將整段加速度歷時的訊號平均值減掉，平移至基線方便後續資料分析。



3.2.4 資料擷取

本研究定義每筆加速度歷時的震動持續時間為累積訊號能量的 5%至 95%之間，累積能量的計算方式如式 3.2。

$$E = \int_{\infty}^{\infty} |acc(t)|^2 dt, (gal^2) \quad (3.2)$$

3.2.5 濾波

為去除儀器本身之雜訊以及背景頻率，Chiu et al.(2019)測試出儀器雜訊主要頻率為 20Hz 的整數倍，且背景頻率通常介於 0 至 0.8Hz。因此本研究選擇使用帶通濾波，僅保留 0.8 至 20Hz 之頻率範圍，提升訊號精度。濾波完後之加速度歷時，後續會用於提取地震動參數，以及進行快速傅立葉轉換及希爾伯特-黃轉換，並透過這些結果探討震源距離對山岳隧道之受震反應。

3.2.6 地震動參數

經過訊號處理之地震加速度歷時，可以從中提取出用於後續評估隧道受震特性之地震參數。本研究所採用之地震動參數包括

(1) Arias Intensity: AI 值為一地震能量指標，描述一次地震事件中所累積之能量，其公式如式 3.3。

$$AI = \frac{\pi}{2g} \int_0^T [a(t)]^2 dt \quad (3.3)$$

(2)PGA：擷取濾波後之加速度歷時的峰值。

(3)PGV：將濾波完之加速度歷時積分得到速度歷時，並讀取其峰值。

3.2.7 傅立葉轉換

傅立葉轉換是一種基於正交函數展開的數學工具，可將複雜的地震動訊號能夠分解為不同頻率成分的簡諧波，有助於揭示地震訊號能夠中的頻率分布與振幅特性。對於連續時間訊號能夠而言，其傅立葉轉換如公式 3.4。

$$X(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) e^{-i\omega t} dt \quad (3.4)$$

若欲將傅立葉轉換應用在地震工程上，由於實際獲取的地震歷時往往為離散時間點所構成，屬於非連續訊號能夠。因此，必須採用離散傅立葉轉換（Discrete Fourier Transform, DFT）以完成從時間域到頻率域的轉換，如公式 3.5。

$$X(\omega_n) = \Delta t \sum_{k=1}^N x(t_k) e^{-i\omega_n t_k} \quad (3.5)$$

而本研究使用之快速傅立葉轉換（Fast Fourier Transform, FFT）是一種用來計算離散傅立葉轉換（Discrete Fourier Transform, DFT）的高效率演算法。相比於直接計算 DFT 所需的龐大運算量，FFT 能將複雜度大幅降低，提升運算效率。將濾波完後的加速度歷時進行 FFT 後，能得到地震訊號中不同頻率成分的強度與分布情形。

3.2.8 希爾伯特－黃轉換

希爾伯特－黃轉換（Hilbert – Huang Transform, HHT）為一種適用於分析非線性與非穩態訊號的時頻分析方法，由 Huang et al. 於 1998 年提出。HHT 不依賴預設基底函數，具有高度自適性，特別適用於處理如地震波等具多頻、非線性特性之工程訊號。該方法結合了經驗模態分解（Empirical Mode Decomposition, EMD）與希爾伯特轉換（Hilbert Transform），可將複雜訊號分解為一系列本質模態函數（Intrinsic Mode Functions, IMFs），進一步透過希爾伯特轉換獲得平均頻率與能量占比資訊。

3.3 案例隧道內光纖應變計監測資料處理

本研究透過光纖應變計，觀察隧道既有裂縫在地震後是否有發生錯動。地震發生時，隧道內光纖應變計之取樣頻率會由平常的 1/600Hz(每 10 分鐘取一筆)提高到 50Hz。因此本研究擷取地震發生前後取樣頻率為 1/600Hz 的資料與地震期間取樣頻率為 50Hz 之監測資料做為光纖位移歷時，如圖 3.5 所示，紅線標記位置即為取樣頻率 1/600Hz 之資料點位。而由於光纖應變計為一維資料，為了方便能夠與其他監測資料進行對比，需將一維資料轉為二維資料。同側隧道壁之兩條光纖是交叉設置於裂縫兩側，如圖 3.6，故可以透過量測兩條光纖應變計之夾角，將光纖應變計之一維資料，轉變為本研究所採用之局部座標中之 Y、Z 二方向資料，以此釐清裂縫之錯動方向。

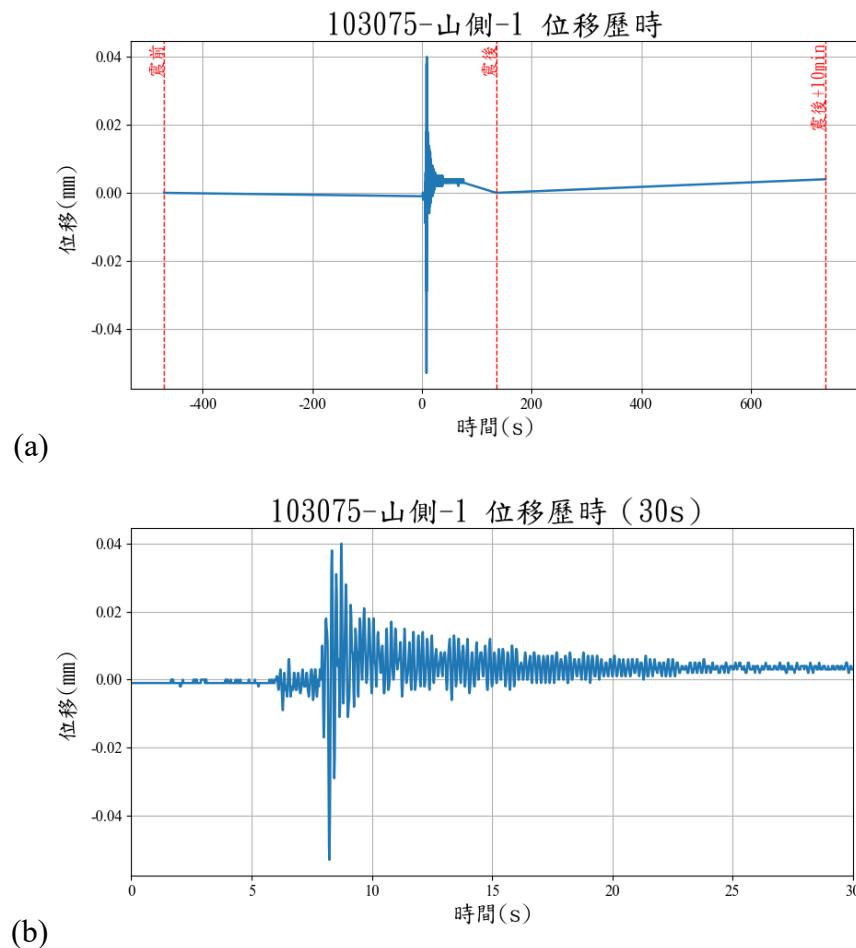
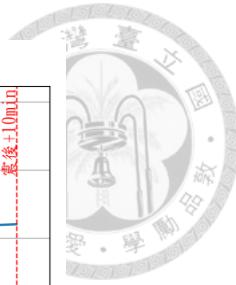


圖 3.6 案例隧道溪側側壁之兩條光纖(夾 62.53°)



3.4 監測資料彙整

本研究引用蘇仁偉(2021)自中央氣象局的地球物理管理系統(Geophysical Database Management System, GDMS)，所挑選 2014 年至 2016 年間共 12 起地震事件。並在同時間段透過中央氣象局氣象資料申購平台，再選取 3 起地震事件，總共 15 起。取得自由場強地動觀測網中新武地震站(TTN041)以及利稻地震站(TTN051)所紀錄之 15 起地震事件之地震歷時。

將 15 起地震事件所對應到案例隧道內監測儀器所測得之加速度歷時與光纖位移歷時進行彙整。最後將這些地震事件以震央距離隧道 60 公里為標準，60 公里以下定義為區域震源，60 公里以上定義為特定震源，探討震源距離對隧道的受震反應。以下將地震事件按照區域震源及特定震源分類，分別介紹。



3.4.1 區域震源地震

區域震源地震是指震央距離隧道較近的地震，其震央到隧道的距離如表 3-1，分布如圖 3.7。

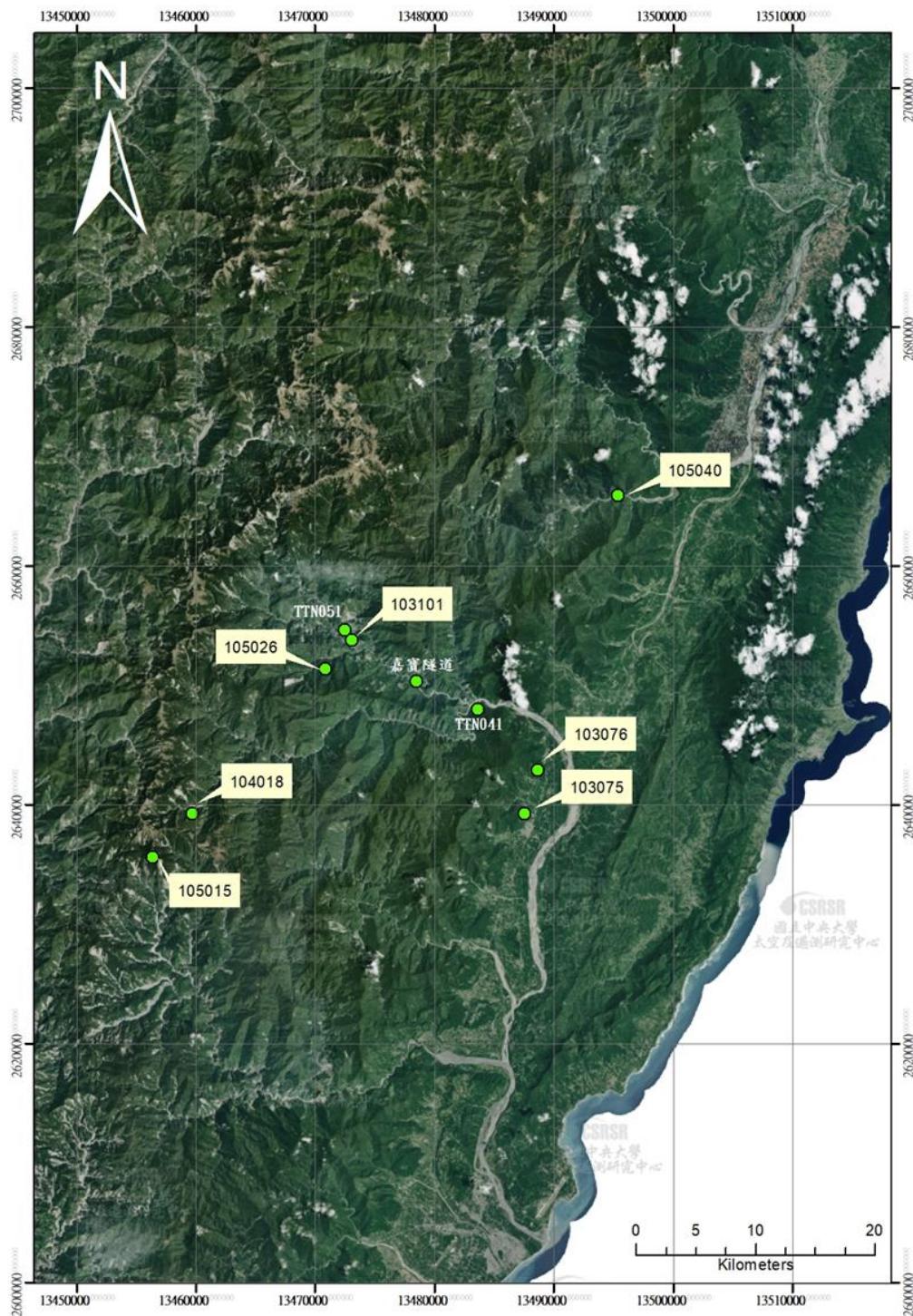


圖 3.7 區域震源之地震分布圖



表格 3-1 區域震源地震事件彙整表(改自蘇仁偉,2021)

編號	1 103075	2 103076	3 103101	4 104018	5 105004	6 105015	7 105026	8 105040
日期	14/5/25	14/5/28	14/8/1	15/4/7	16/1/19	16/2/18	16/4/18	16/4/28
規模(M _L)	5	3.8	3.4	4.1	5.8	5.1	4	5.5
震源深度(km)	12.7	6.5	5.8	5.8	49.1	4.3	3.6	15.2
震央方位	東南	東南	西北	西南	東南	西南	西北	東北
震央距離								
TTN041	8.81	6.58	11.07	23.45	42.52	27.54	12.18	19.6
TTN051	19.75	18.33	0.94	18.36	52.91	22.92	3.37	23.35
案例隧道	13.17	11.6	5.87	20.02	46.68	24.39	7.07	21.06
平均	13.91	12.17	5.96	20.61	47.37	24.95	7.54	21.34



3.4.2 特定震源地震

特定震源地震是指震央距離隧道較遠，且在隧道所在位置震度較大的地震，其震央到隧道的距離如表 3-2，分布如圖 3.8。

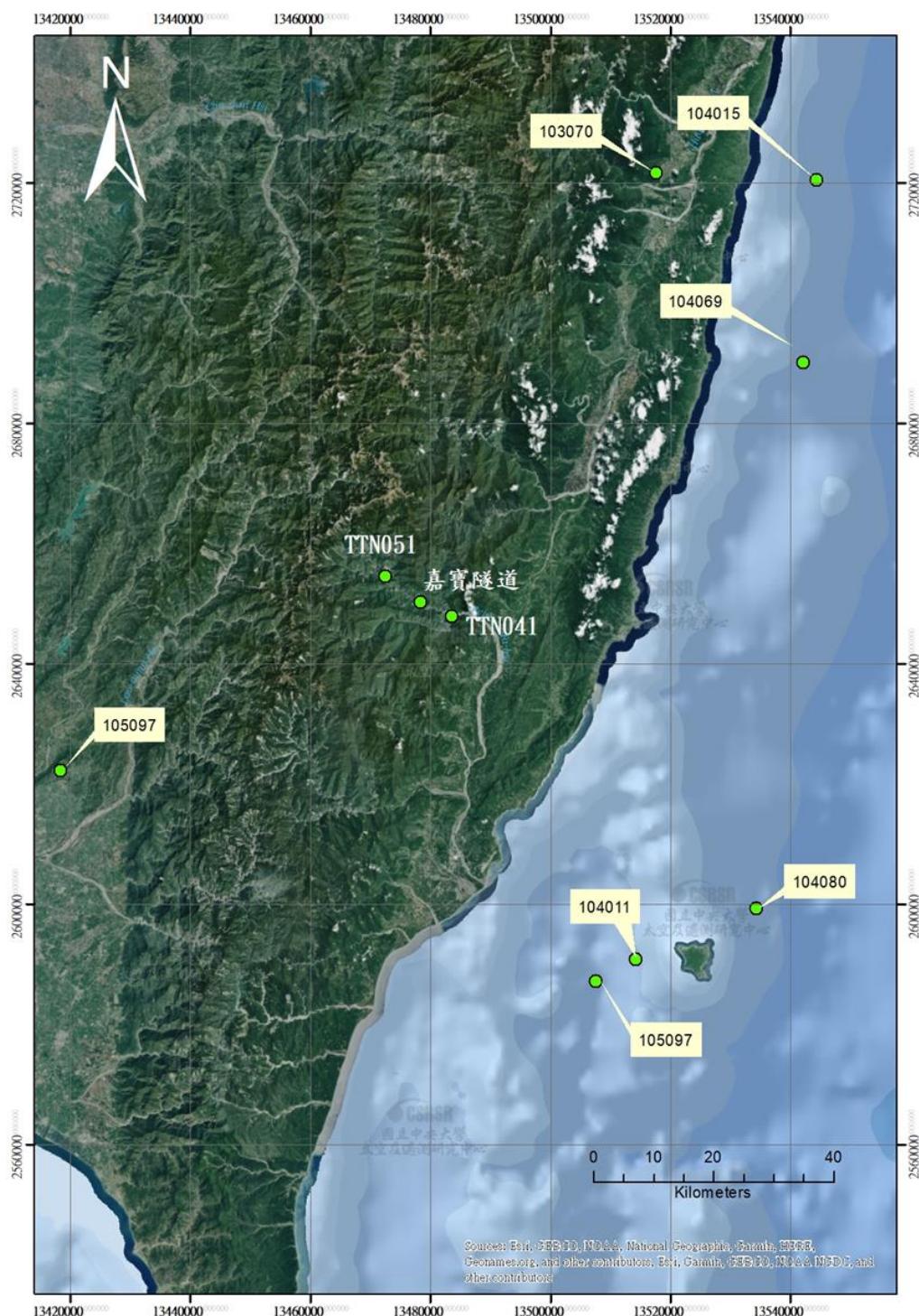
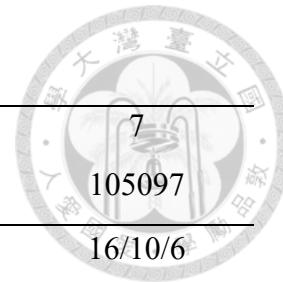


圖 3.8 特定震源之地震分布圖



表格 3-2 特定震源地震事件彙整表(改自蘇仁偉,2021)

編號	1 103070	2 104011	3 104015	4 104069	5 104080	6 105006	7 105097
日期	14/5/21	15/2/14	15/3/23	15/10/13	15/11/2	16/2/6	16/10/6
規模(M_L)	5.9	6.3	6.2	5.5	5.9	6.6	6.2
震源深度(km)	16.5	27.8	38.4	49.1	18.8	14.6	23.7
震央方位	東北	東南	東北	東北	東南	西南	東南
震央距離							
TTN041	74.38	59.6	86.63	66.08	64.52	64.36	60.04
TTN051	74.06	70.06	89.28	71.63	76.16	57.84	69.84
案例隧道	74.6	63.82	88.19	68.84	69.47	60.82	63.89
平均	74.35	64.49	88.03	68.85	70.05	61.01	64.59



3.5 監測資料分析結果

本節分析 15 起地震事件中光纖所測得的裂縫位移量以及加速度歷時經訊號處理後所得之地震動參數、傅立葉頻譜、IMF 平均頻率與能量占比，探討隧道在不同距離震源之下的受震反應。將分為傅立葉頻譜、IMF 參數以及不同地震動參數三個主要部分進行討論。

3.5.1 傅立葉頻譜

Schnabel & Bolton Seed(1973)提及地震波在地層傳播時，其波中的高頻成分會隨距離增加而快速消散，因此低頻波與高頻波相比，能傳播更遠的距離。以下取本研究所挑選的 15 起地震中，區域及特定震源之地震進行比對。

(1) **區域震源地震：104018**(圖 3.9(a)、(b))，距離隧道與周圍地震測站平均距離 20.61 公里。此事件中，整體頻率分布較分散，頻率峰值主要集中在 4-6Hz 之間，在隧道內 A4(靠山側側壁)以及 TTN051 測站都能看到，在 10Hz 以上也有明顯高頻部分。

(2) **特定震源地震：104080**(圖 3.10(a)、(b))，距離隧道與周圍地震測站平均距離 70.12 公里。此事件中，與區域震源相比可以明顯看到整體頻率較集中，且多分布於 8Hz 以下，頻率峰值主要集中在 4-5Hz 之間。

綜觀 15 起地震事件，可以明顯看到震央與測站及隧道的距離越遠，其傅立葉頻譜的趨勢會與 104080 號地震相似，頻率分布較集中於 8Hz 以下，且峰值約在 4-5Hz 之間。而當震源越靠近測站及隧道，各測站測得之傅立葉頻譜，頻率峰值相比特定震源的地震會向高頻方向移動，分布也會顯得較分散，且 10Hz 以上的高頻成分比例會明顯提高，此結果與文獻中所提及的論點相符。

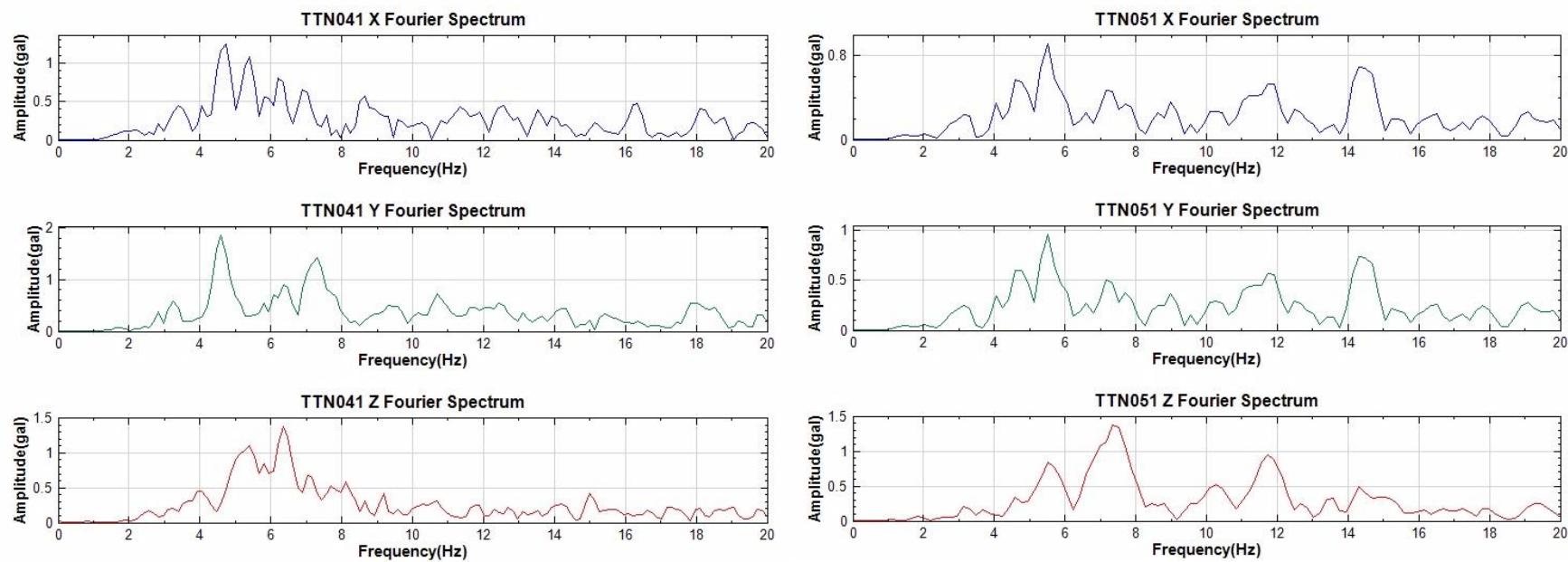
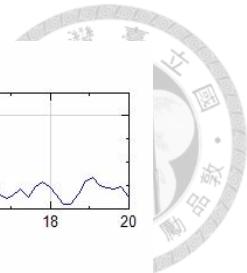


圖 3.9(a) 地震事件 104018 地震測站三向傅立葉頻譜

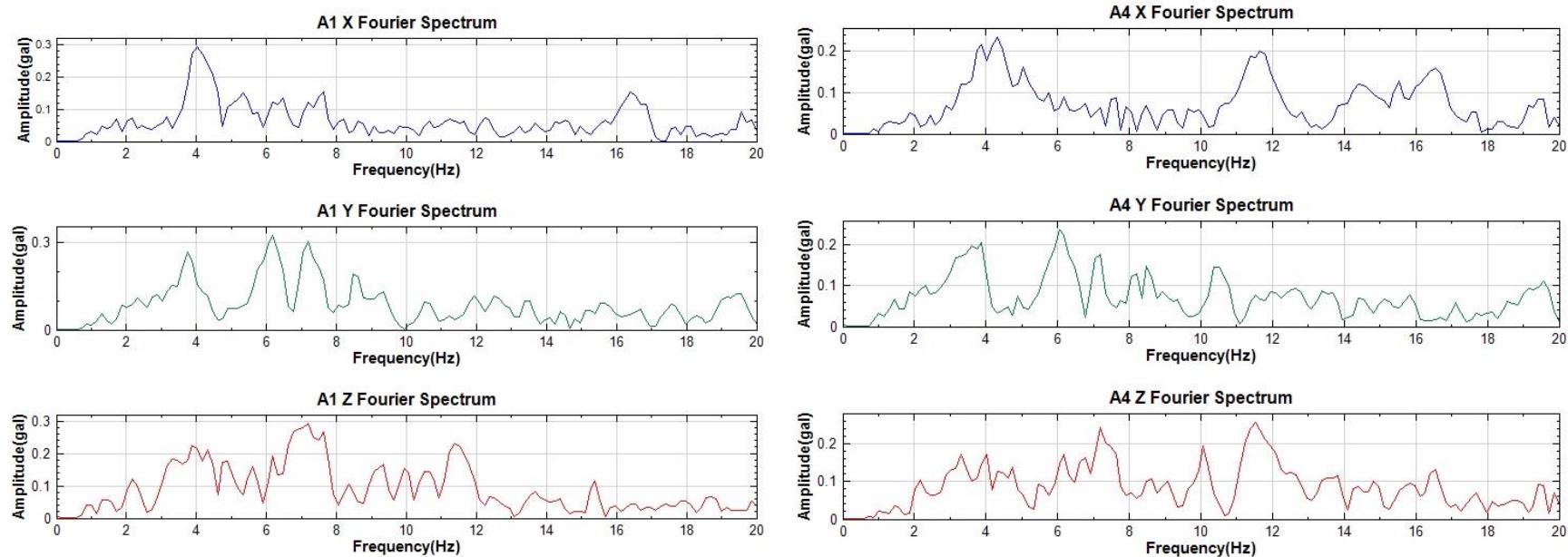
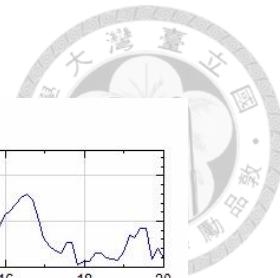


圖 3.10 地震事件 104018 隧道內 A1(靠溪側側壁)以及 A4(靠山側側壁)三向傳立葉頻譜

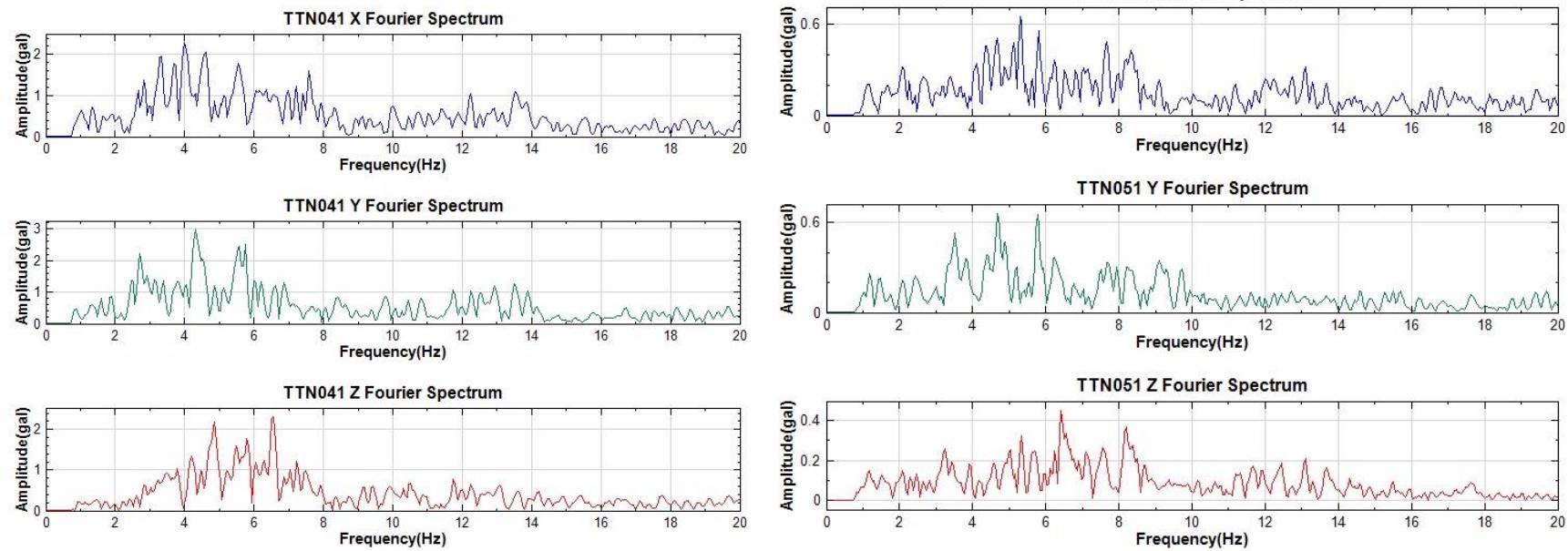
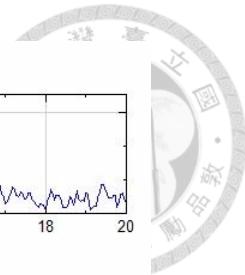


圖 3.11 地震事件 104080 地震測站三向傅立葉頻譜

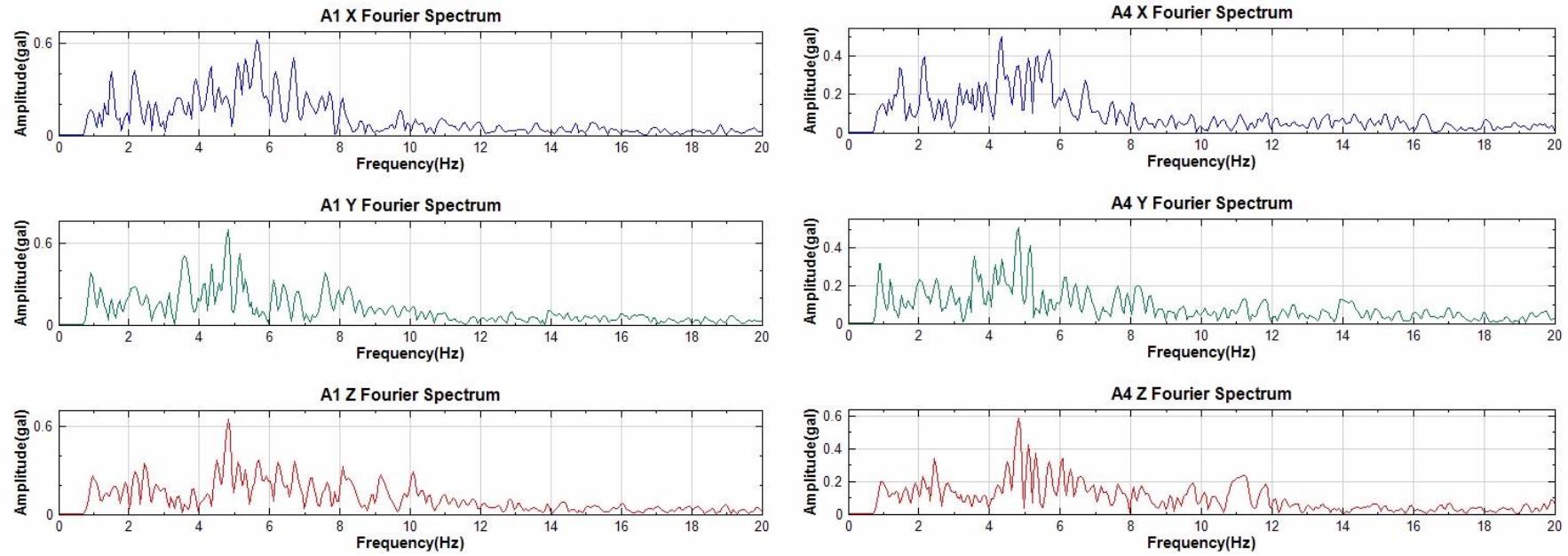


圖 3.12 地震事件 104080 隧道內 A1(靠溪側側壁)以及 A4(靠山側側壁)三向傳立葉頻譜



3.5.2 本質模態函數(IMF)

本節說明地震測站 TTN041、TTN051 以及案例隧道內加速度計之本質模態函數(IMF)與震源距離之關係。本研究首先將各測站加速度歷時進行希爾伯特—黃轉換，透過經驗模態分解(EMD)，將原始加速度歷時分解為數個 IMF，便可得到 IMF 性質，包括平均瞬時頻率，以及該頻率在原始訊號所占能量百分比。本研究定義平均頻率高之頻率為主頻，依其能量占比排序由高到低為 F1 至 F4，以下探討 IMF 性質在不同震源距離下之關係。

(1) **區域震源地震**：以 105026 號地震進行說明，從圖 3.11 至 3.14 可以看到 105026 號地震在不同測站的 IMF 性質，可以看到在佔比前四高的主頻之中，會有超過 10Hz 的主頻，且佔比多在 20%以上。由於震源近導致高頻能量尚未消散，震動頻率以中高頻為主。

(1) **特定震源地震**：以 104080 號地震進行說明，從圖 3.15 至 3.18 可以看到 104080 號地震在不同測站的 IMF 性質，可以觀察到除了 TTN041 有能量占比接近 20%的高頻之外，其餘測站及監測點的第一主頻，都在約 7-8Hz 之間，可以認為高頻有隨這距離消散，所以振動頻率以中低頻為主。

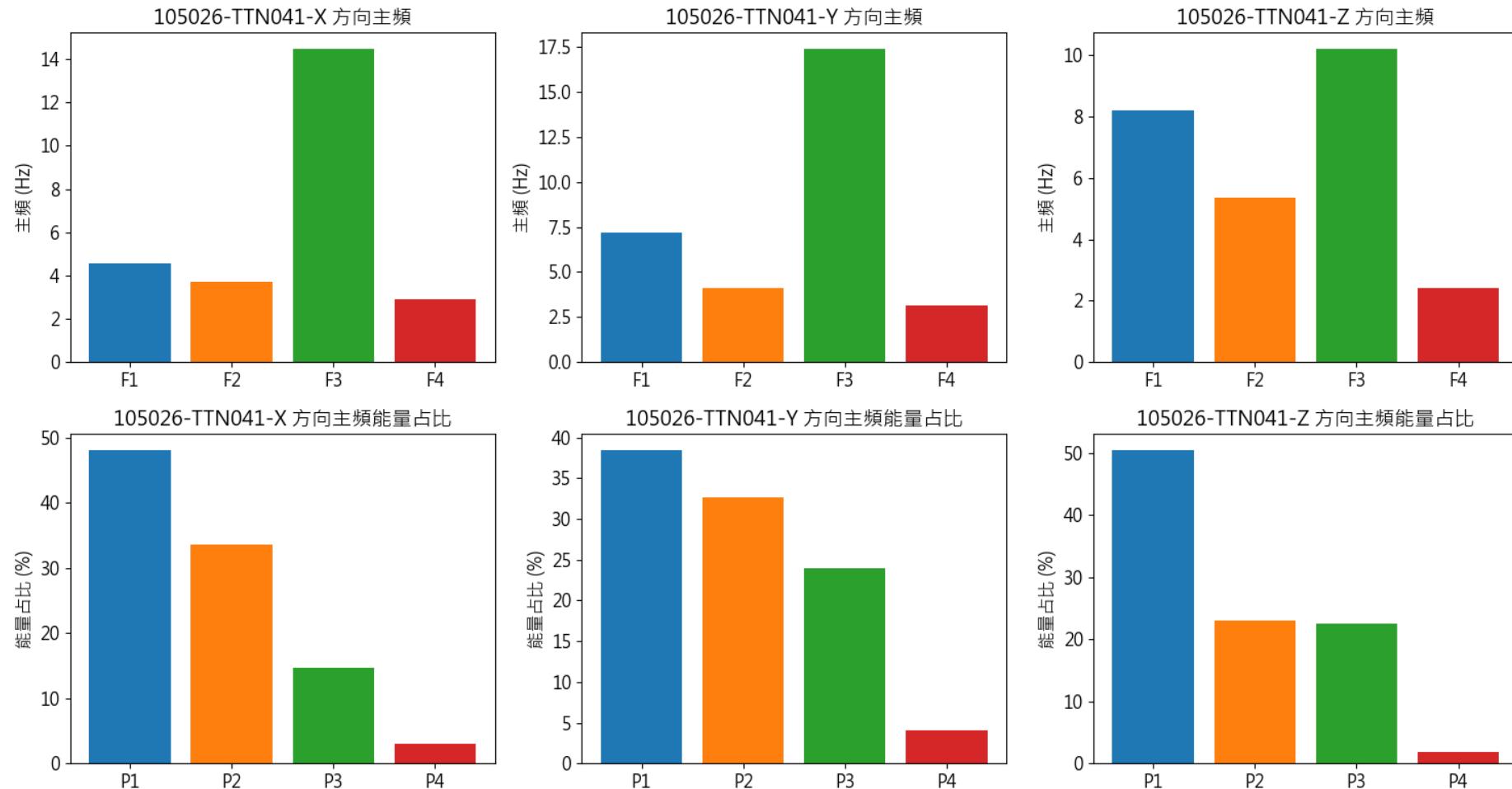


圖 3.13 105026 號地震於 TTN041 測站之三方向 XIMF 性質

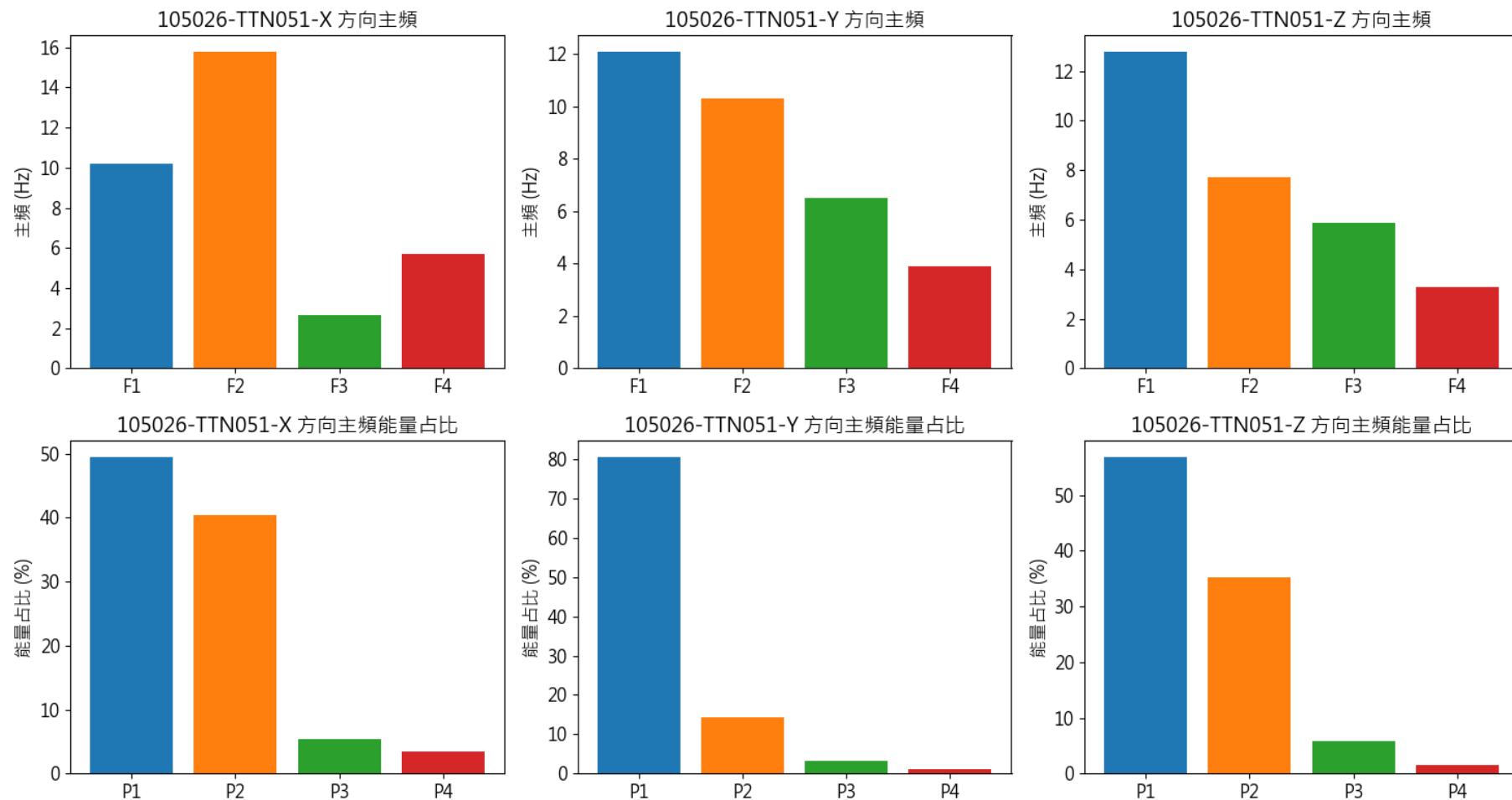
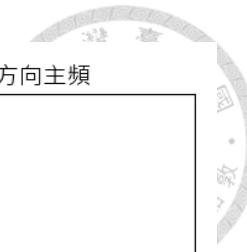


圖 3.14 105026 號地震於 TTN051 測站之三方向 IMF 性質

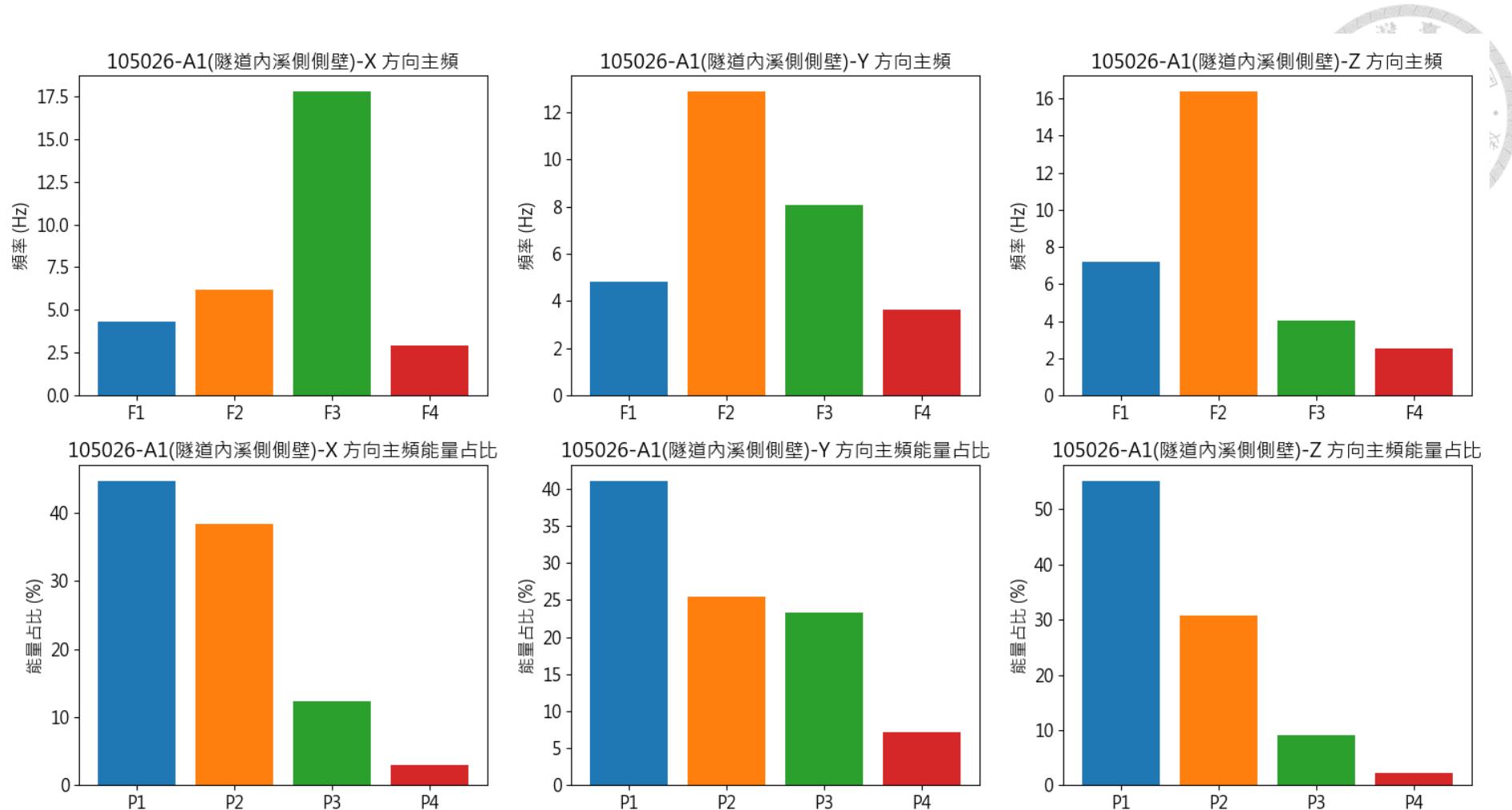


圖 3.15 105026 號地震於隧道內監測點 A1(靠溪側側壁)之三方向 IMF 性質

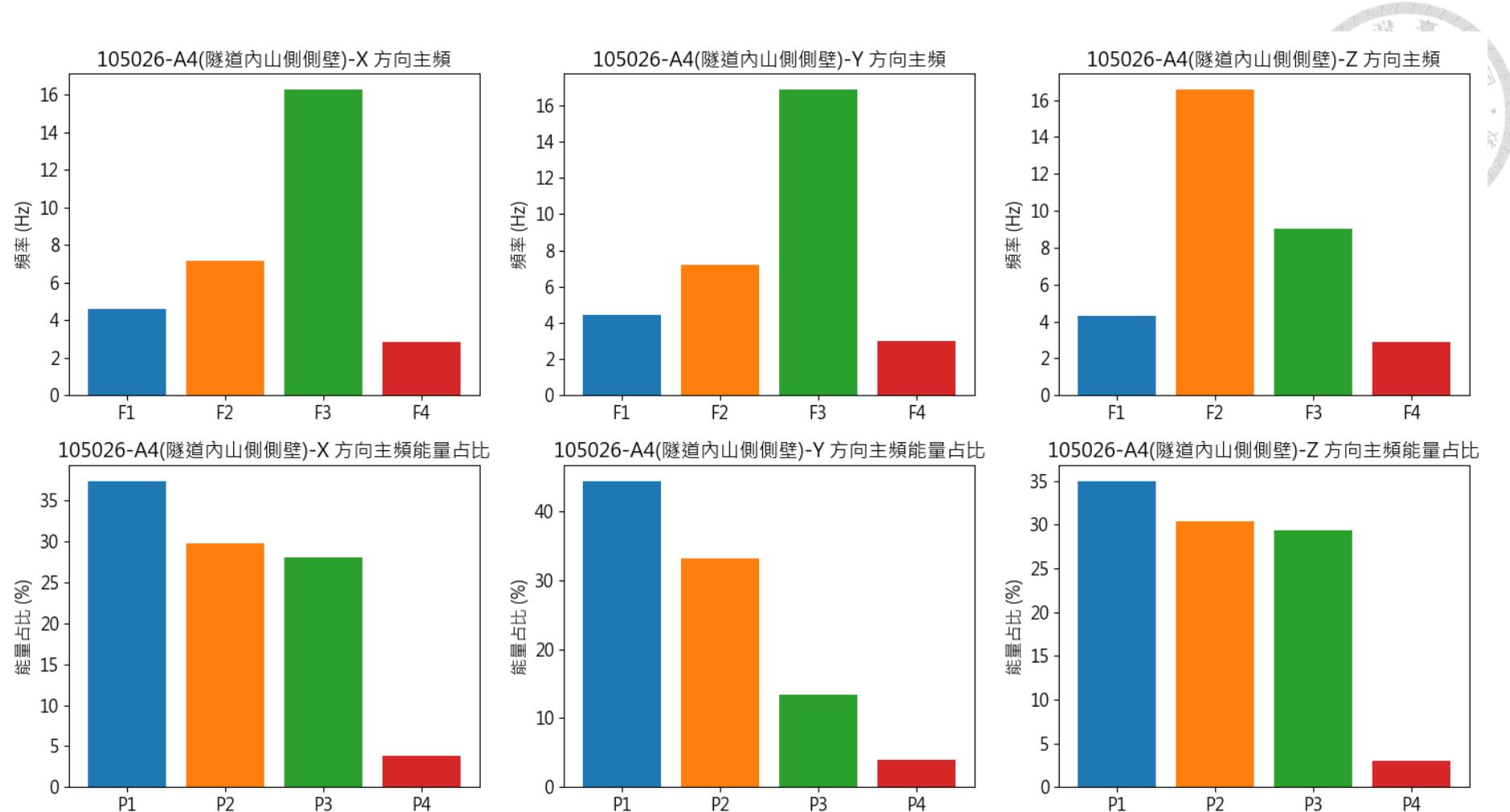


圖 3.16 105026 號地震於隧道內監測點 A4(靠山側側壁)之三方向 IMF 性質

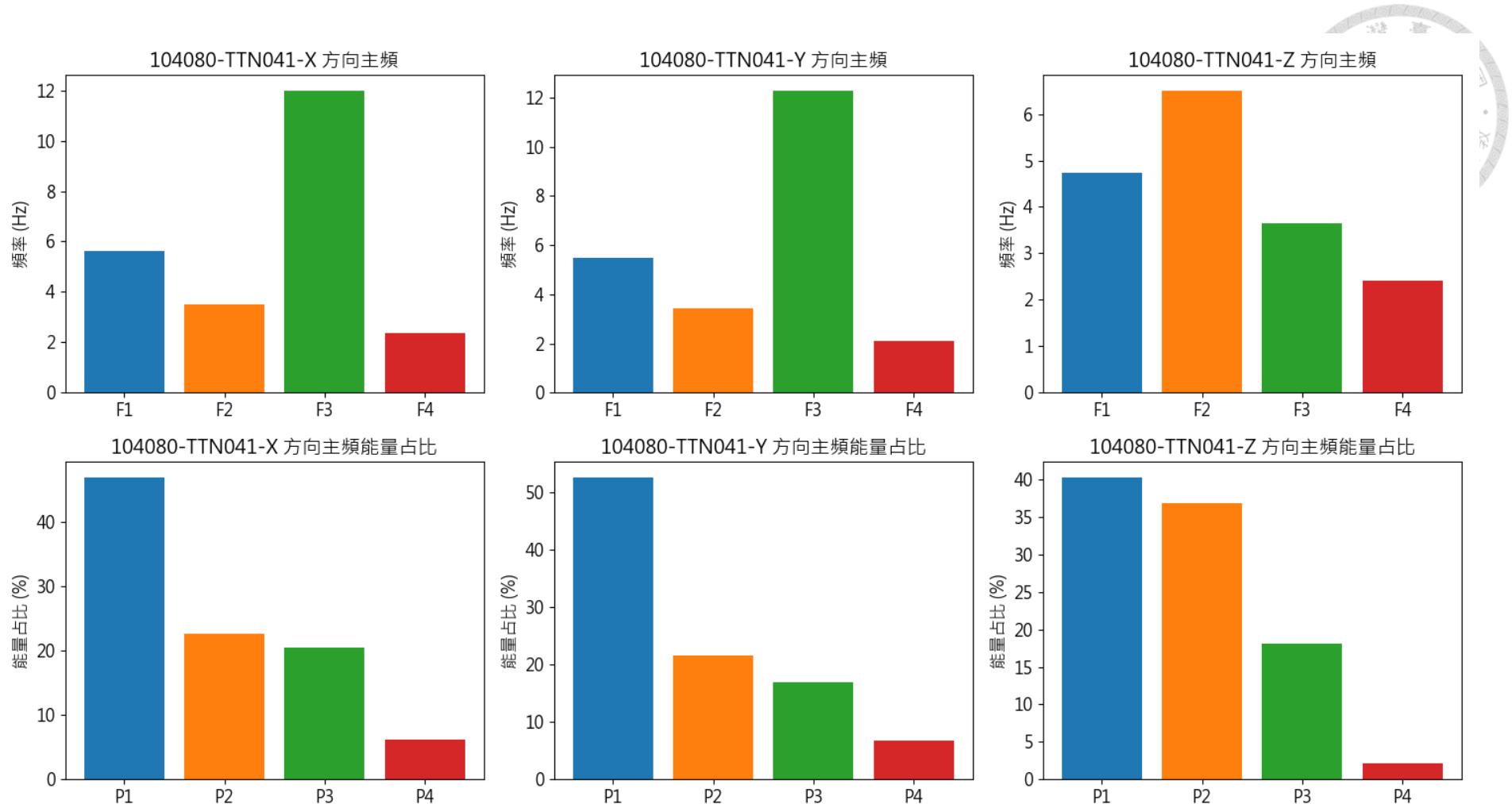


圖 3.17 104080 號地震於 TTN041 測站之三方向 IMF 性質

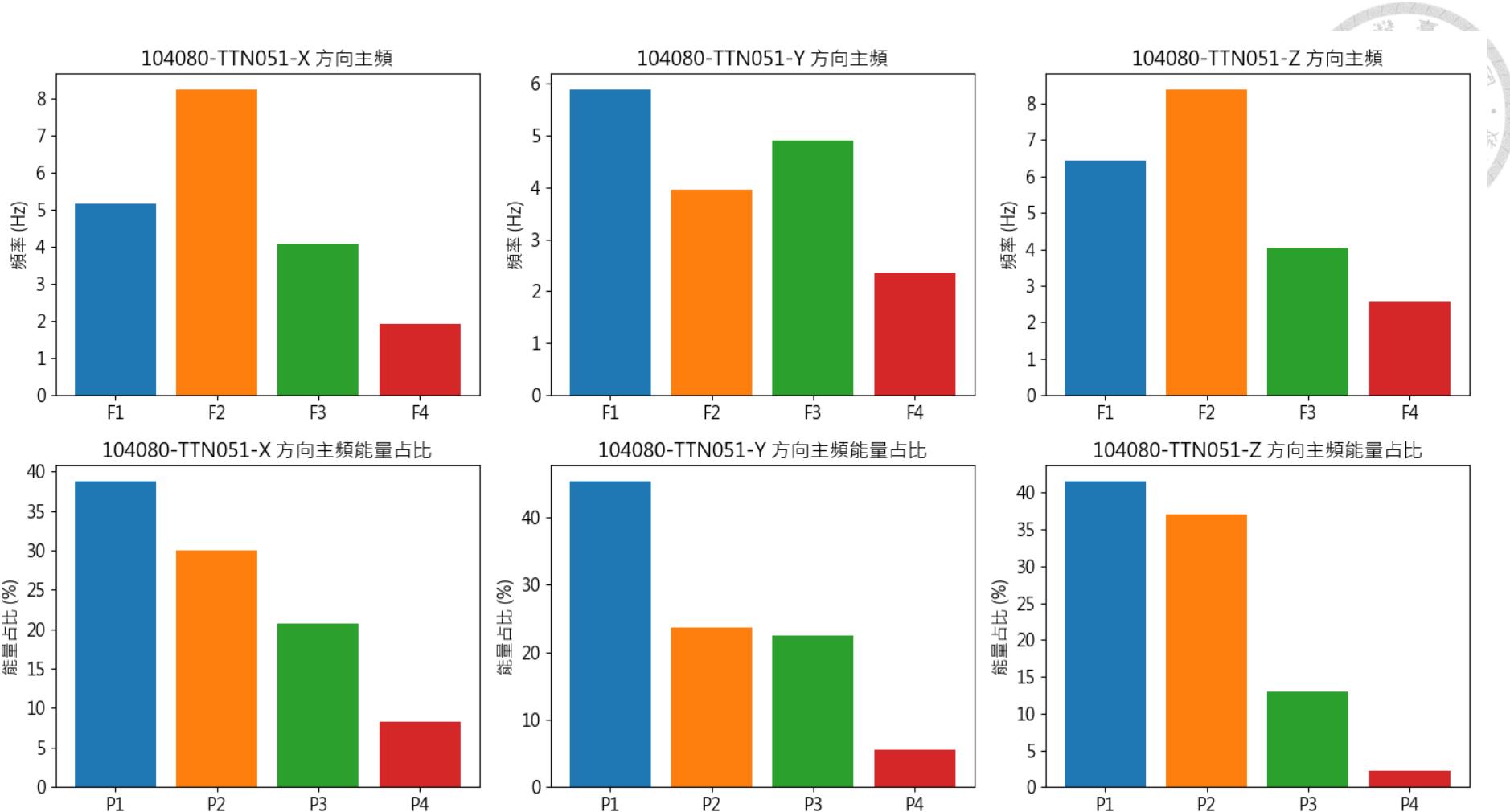


圖 3.18 104080 號地震於 TTN051 測站之三方向 IMF 性質

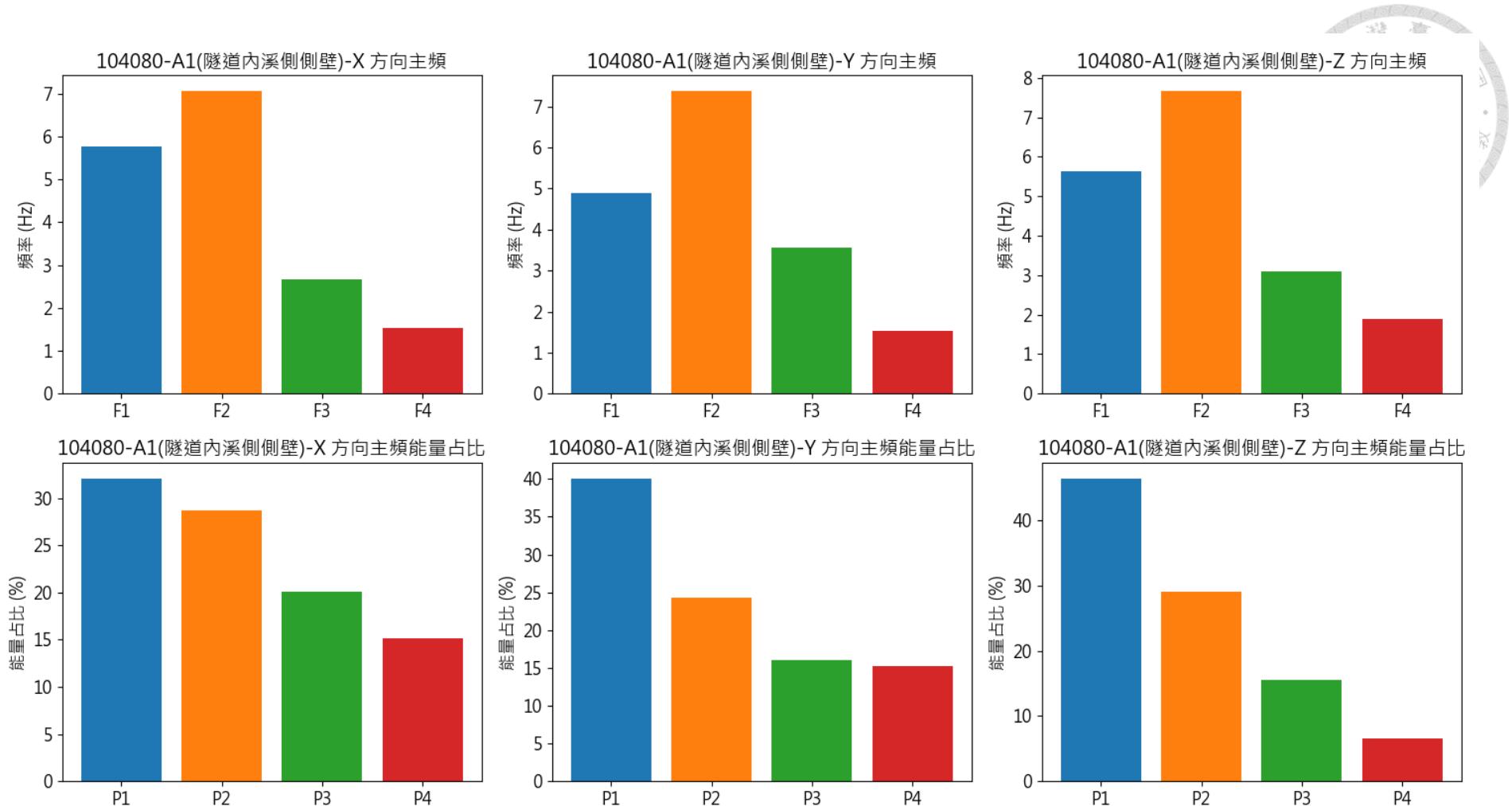


圖 3.19 104080 號地震於隧道內監測點 A1(靠溪側側壁)之三方向 IMF 性質

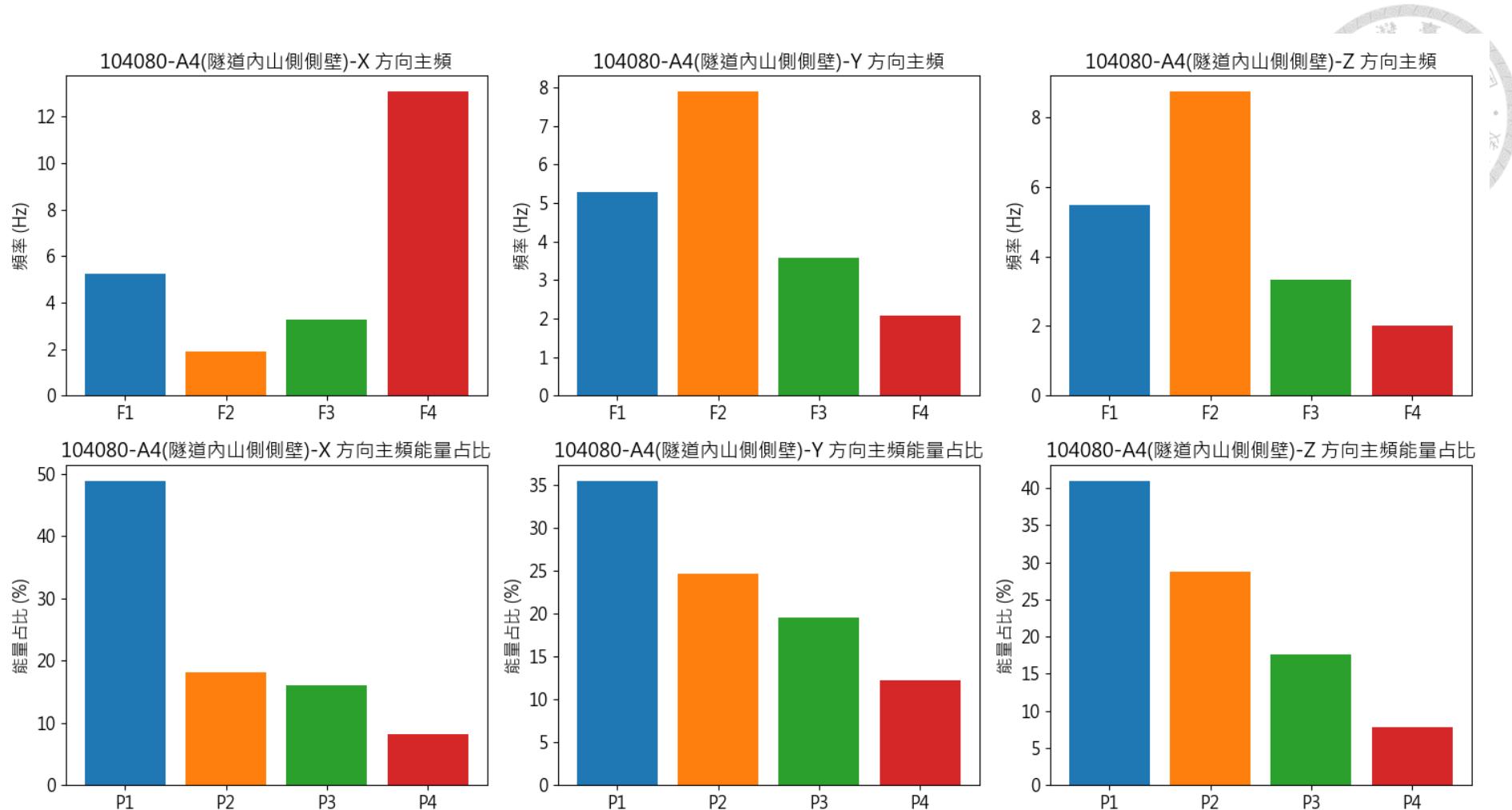


圖 3.203.18 104080 號地震於隧道內監測點 A4(靠山側側壁)之三方向 IMF 性質



3.6 監測資料解析

藉由將 15 起地震事件之周圍測站地震歷時與隧道內監測資料進行一系列之資料分析後，可以將結果繪製成一張各指標與震源距離和隧道既有裂縫錯動量之間的關係圖，如圖 3.19。以下對每項指標在 15 起地震中的綜合表現進行分析，並探討導致隧道內既有裂縫產生錯動之關鍵因素。

3.6.1 Arias Intensity

本研究所挑選的近域地震中有使裂縫產生永久位移的地震依距離近到遠分別為 103076、103075 以及 105040 號地震。其中僅 103075 號地震之 AI 值明顯較高，因此推測其有可能因為震時累積能量高，導致隧道內既有裂縫產生永久位移。反之，103076 及 105040 地震的 AI 值則均偏低，因此在區域地震中，既有裂縫產生永久位移之主因可能並非隧道受地震累積能量過大所導致。特定地震中，既有裂縫產生永久位移的地震有 105006、104011 以及 103070。其中 105006 及 104011 有較大的 AI 值，其導致隧道既有裂縫產生永久位移的原因，可推測為震時累積能量高，但 103070 事件之 AI 值相較之下卻極低，可能另有其他原因導致隧道既有裂縫產生永久位移。

3.6.2 本質模態函數(IMF)

區域地震中之 103076、103075 以及 105040。可見其主要頻率中，均有一佔比約為 20% 之超過 10Hz 的高頻成分。此高頻成分傳播至隧道時，會導致地震波在隧道尺度範圍內產生較高的振幅差。可推斷其可能為導致區域地震中，隧道內既有裂縫產生永久位移之原因。在特定地震中，由於高頻波易隨著距離而迅速消散的特性，因此整體傳播至隧道的頻率組成均偏低。也就不會在隧道受震時，導致隧道有過大的振幅差因而損壞。

3.6.3 PGA&PGV

藉由擷取各加速度歷時以及其速度歷時之峰值，對各事件中導致隧道既有裂縫有永久位移的原因進行進一步之解析。根據 Zhiyi Chen & Jianshu Wei(2013)，PGV 在區域及特定地震中均與隧道襯砌損傷指標有高度相關性，這項指標可以在區域的 103075、105040 事件以及特定的 105006、104011 事件中觀察到。而在 PGA 的圖中，區域地震的 103075 有較高的三軸 PGA 以及上述所提及之 AI 值，



可推測其使隧道內既有裂縫產生永久位移之原因，可能同時由於其地震波中所包含之高能量與其地震波中所含之高頻成分。

綜合以上，透過對大量現地監測資料的解析，本研究認為在區域地震中，隧道受震後是否受損，與地震波中的頻率組成有較大的關係。若是地震波中的高頻成分傳播至隧道，隧道受震的過程中，產生較大的振幅差，便可能導致隧道受損。

而對於特定地震，其地震波中的高頻成分，以隨著傳播路徑消散。因此隧道受震損壞之主因可能為地震累積能量過大，或是有較大的加速度峰值。導致隧道結構無法承受，因而損壞。

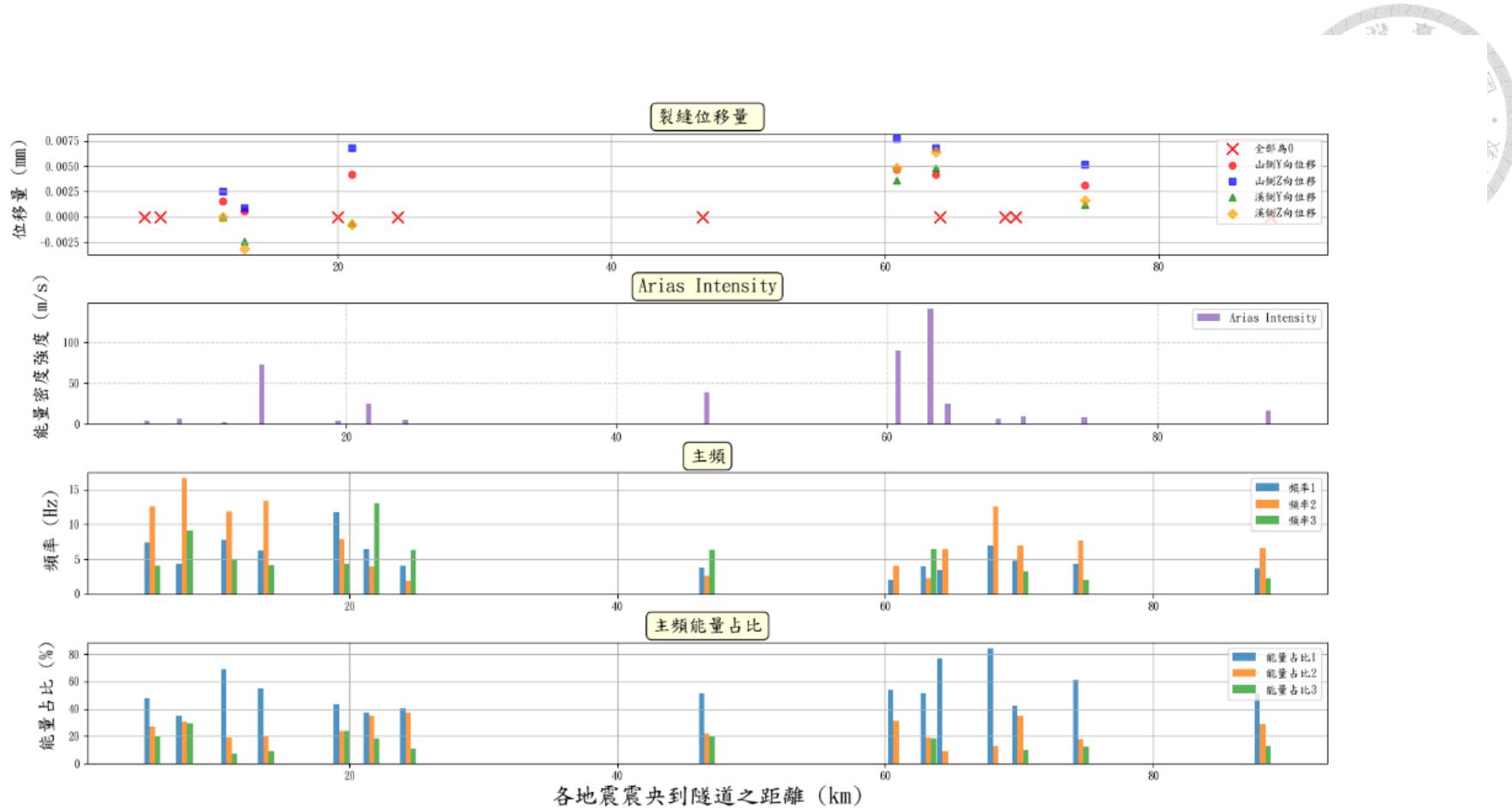


圖 3.21 IMF 性質、AI 值與震央距離關係圖

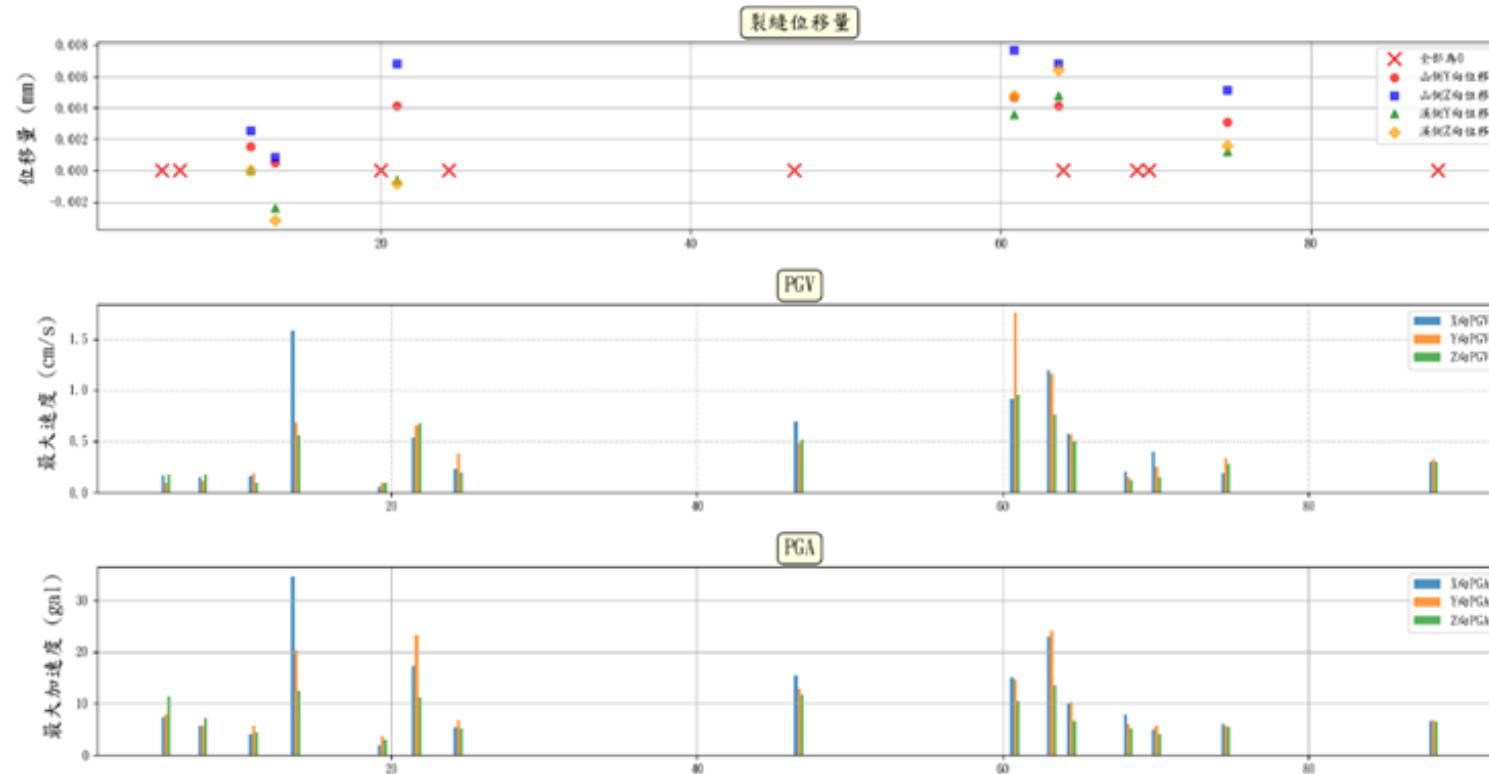


圖 3.22 PGA、PGV 與震央距離關係圖



第4章 分析模式建立與驗證

Wang et al. (2021) 與 Tsinidis et al. (2020) 探討隧道受震反應之研究與分析設計方法，指出數值模擬相較於解析解及物理模型試驗方法，在考慮地形及邊界條件、地層材料等較複雜的隧道受震反應課題時更為靈活，且對於模型輸入地震的考慮也更具優勢。由於探討山岳隧道受震反應時，須考量的條件較為複雜，因此本研究採用數值模擬方法，利用有限元素法的動態顯式分析，對山岳隧道的受鎮反應進行探討。本章先透過模擬二維半無限域地震場，探討不同條件下模擬的結果，確認模型之可行性，並以此建立三維模型，進行後續對山岳隧道之受鎮反應研究。

4.1 分析模式建立

本研究採用有限元素法數值模擬軟體 ABAQUS 為分析工具，其優勢在於進行動態分析時求解之效率及精度較高。進行動態分析時，ABAQUS 基於有限元素法，對其運動方程式進行求解，如式 4.1。m 為質量矩陣(Mass matrix)，c 為阻尼矩陣(Stiffness matrix)，F 為載重向量(Load vector)， \ddot{u} 、 \dot{u} 以及 u 分別為元素之加速度、速度以及位移向量。

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = F \quad (4.1)$$

4.1.1 有限元素法動態顯式分析

在有限元素法數值模擬軟體 ABAQUS 中 Dynamic, Explicit 分析步使用中央差分法對運動方程式進行顯式的時間積分。透過前一個增量的動態條件計算下一個增量的動態條件。顯式分析之演算法採用對角或集中之質量矩陣，因此求解加速度時不會過於繁瑣。不需要同時求解聯立方程式，節點的加速度僅與節點上的合力以及節點的質量有關。顯式分析計算流程如下所示：

(1) 節點計算：

a. 動態平衡方程式

$$\ddot{u}_{(t)} = (m)^{-1} * (F_{(t)} - I_{(t)}) \quad (4.2)$$

b. 對時間顯示積分

$$\dot{u}_{(t+\frac{\Delta t}{2})} = \dot{u}_{(t-\frac{\Delta t}{2})} + \frac{(t_{(t+\Delta t)} + \Delta t_{(t)})}{2} \ddot{u} \quad (4.3)$$



$$u_{(t+\Delta t)} = u_{(t)} + \Delta t_{(t+\Delta t)} \dot{u}_{(t+\frac{\Delta t}{2})} \quad (4.4)$$

(2)元素計算：

根據應變速率 $\dot{\varepsilon}$ ，計算元素應變增量 $\Delta\varepsilon$

根據材料組成率計算應力 σ

$$\sigma_{(t+\Delta t)} = f(\sigma_{(t)}, \Delta\varepsilon) \quad (4.5)$$

集成節點內力 $I_{(t+\Delta t)}$

(3)設置時間 t 為 $t + \Delta t$ ，返回步驟(1)

4.1.2 二維半無限域數值模型設定

本研究透過無隧道之二維半無限域水平單地層之簡單模型，探討數值模型設定對模擬結果之影響。且進行二維模擬時，不考慮地下水以及重力的影響，並假設岩體為均質且等向線彈性材料。材料參數如表 4-1，壓力波速與剪力波速可透過已知參數進行計算，其公式如式 4.6 與式 4.7， E 為彈性模數、 G 為剪力模數、 ρ 為單位重、 μ 。

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda+2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\mu)}{\rho(1+\mu)(1-2\mu)}} \quad (4.6)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\mu)}} \quad (4.7)$$

表格 4-1 簡單模型岩體材料參數

材料性質	單位重	彈性模數	柏松比	壓力波速	剪力波速
	$\rho(\text{kg}/\text{m}^3)$	$E(\text{Pa})$	ν	$V_p(\text{m}/\text{s})$	$V_s(\text{m}/\text{s})$
岩石	2779	1.21E+09	0.25	722.8	417.3

(1)模型尺寸：在半無限域內進行動態分析時，設計模型尺寸時必須考慮震波在模型邊界反射所帶來的影響。本研究所採用的二維模型如圖 4.1，將模型寬度設置為 1000m，高度設置為 626m，外圍為無限邊界包裹住內模型之地震場。

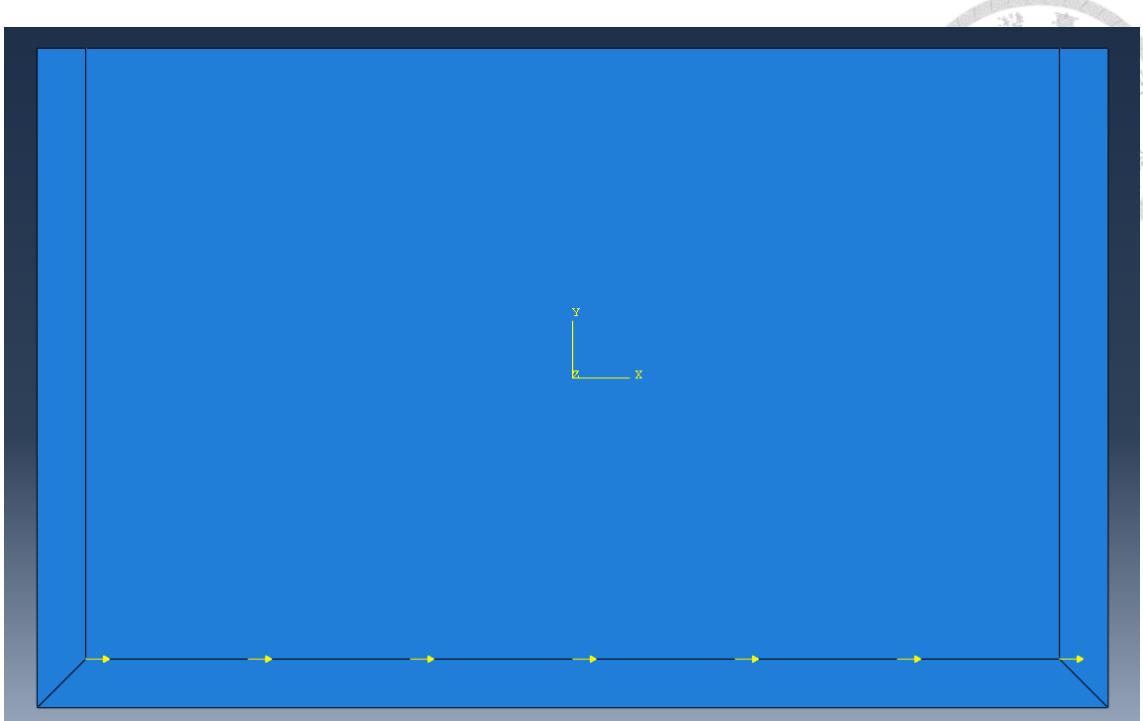


圖 4.1 二維半無限域地震場數值模型

(2)邊界條件：使用有限元素法進行動態分析時，外部動力施加於模型後，地震波能量將沿介質傳播至邊界。若邊界未採用適當之吸收處理，波傳抵達邊界後，將形成反射，導致模擬結果偏離實際情況。為抑制此類不實反射，ABAQUS 程式提供無限元素（Infinite Element）可有效消散外射波能。因此本研究將數值模型左、右及下邊界設置為 50m 之無限邊界（即模型外圍部分）。

(3)元素尺寸以及種類：本研究採用四節點元素 CPE4R 模擬地震場岩體，並以 CINPE4 模擬無限邊界。元素尺寸的部分，由於元素尺寸決定網格的多寡以及經度，網格數量又與模擬分析時長有關。而利用有限元素法進行動態分析時，還需考慮波傳效應。Kuhlemeyer and Lysmer(1973)建議，網格尺寸需小於入射撥最短波長之 1/10，才可以有效反應出波傳效應。網格對於模擬結果的影響將於下一小結進行探討。

模型動態輸入：地震波在介質中傳遞的方式包含實體波與表面波，由於剪力波對結構物的危害一般大於壓力波。因此本研究透過在數值模型底部設置加速度邊界，輸入水平向加速度歷時，地震波將由模型底部垂直向上傳遞。輸入加速度歷時共有兩組，分別為：

- (1)103076 號地震中，TTN041 測站所測得之 X 方向地震歷時，如圖 4.2(a)。
- (2)103076 號地震中，取 TTN041 以及 TTN051 兩站 X 方向地震歷時之 IMF



參數，進行人工合成，所得之合成簡諧波，如圖 4.3(a)。

人工合成方法會在後續章節進行說明，此節只用於進行二維模型網格尺寸探討。由於輸入地震來源為地表地震測站，因此需先透過地盤反應分析軟體 Deepsoil，將地表地震歷時反卷積至模型底部，以求得模型底部輸入震動歷時，如圖 4.2(b)與 4.3(b)。

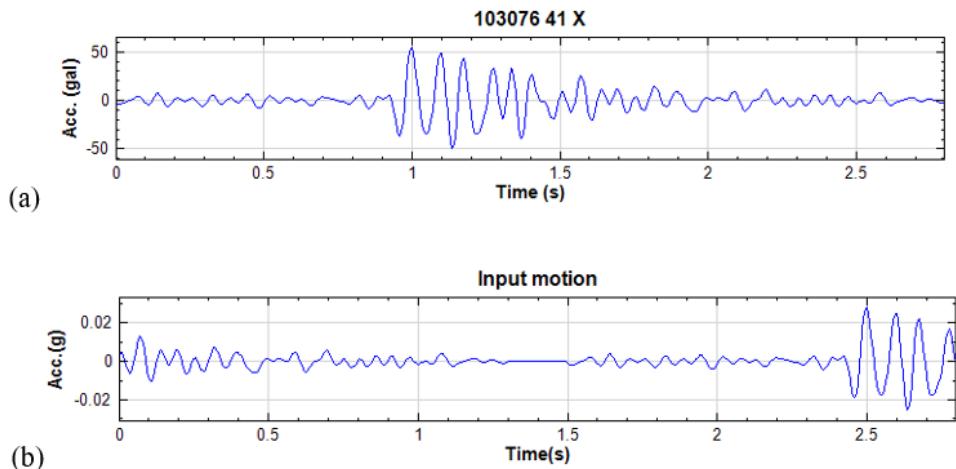


圖 4.2 (a)103076 號地震 TTN041 之 X 向加速度歷時
(b)將地表加速度歷時反卷積後所得模型底部輸入震動歷時

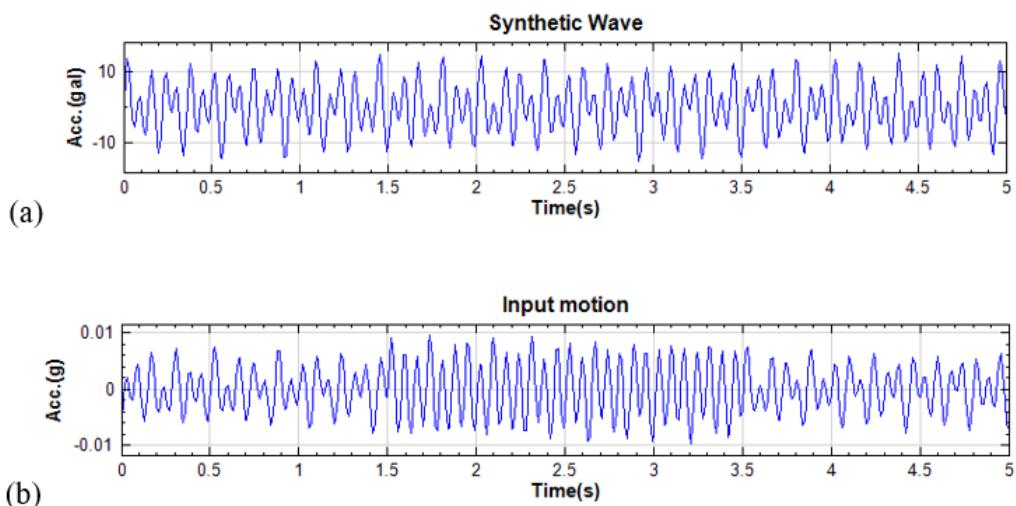


圖 4.3(a)人工合成波(b)人工合成波經反卷積後所求得知模型底部輸入震動歷時



4.2 模型元素尺寸

Kuhlemeyer and Lysmer(1973) 建議動態分析之元素尺寸需小於最短波長的1/10，因此本節將以真實地震歷時以及人工合成地震歷時，對元素尺寸進行探討，如表 4.2。透過將模型自由面之中點設置為監測點，觀察不同網格尺寸與模型的波傳性之關聯。而在模擬之前，先將地表加速度歷時進行傅立葉轉換，求得其傅立葉頻譜，如圖 4.4，作為驗證模型分析結果之標準。

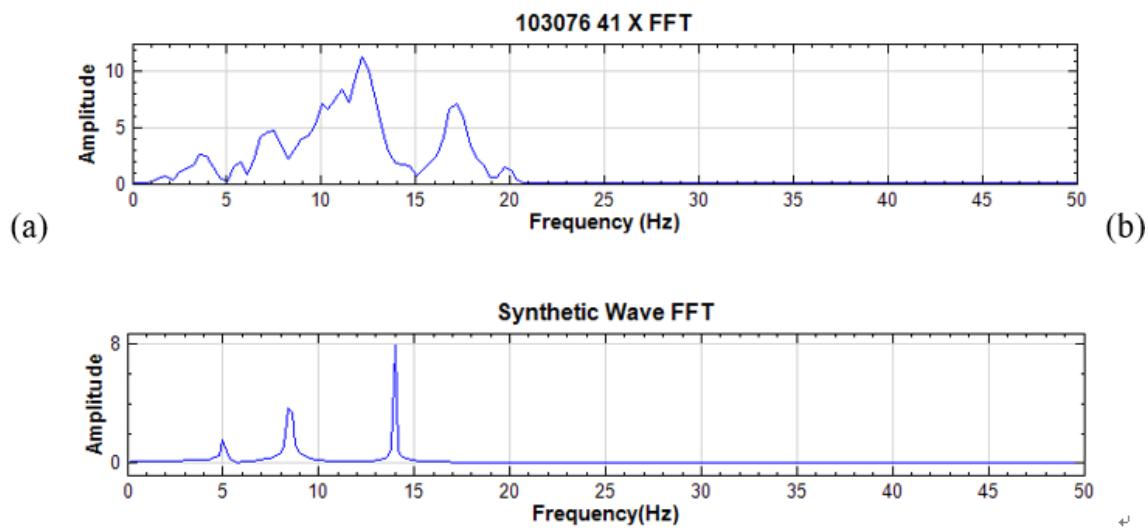


圖 4.4 (a)103076 號地震 TTN041X 方向傅氏頻譜

(b)人工合成波之傅氏頻譜

人工合成波之數學式如式(4.8)，岩體剪力波速為 417.3m/s，透過 $V=\lambda f$ ，可知 14Hz 對應波長為 29.8m。

$$X_{Acc(t)} = 7.5 * \sin(2 * \pi * 14t) + 6.9 * \sin(2 * \pi * 8.5t) + 2.1 * \sin(2 * \pi * 5t) \quad (4.8)$$

將同一輸入地震在不同網格下之分析結果進行對比，如圖 4.5 及 4.6。

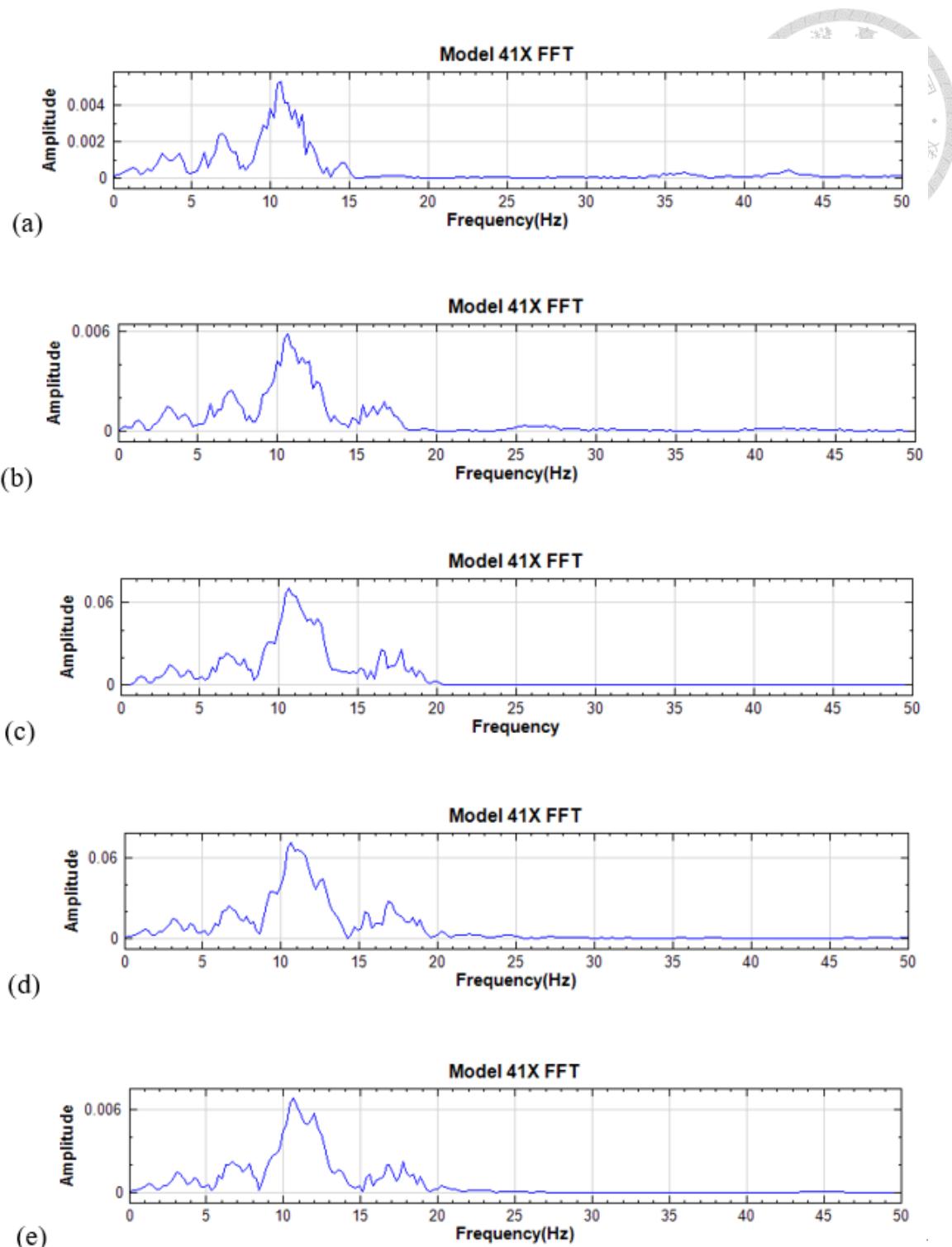


圖 4.5 103076 X 方向地震歷時

於(a)9m (b)7.5m (c)3m (d)2m (e) 漸進網格 之傅立葉頻譜

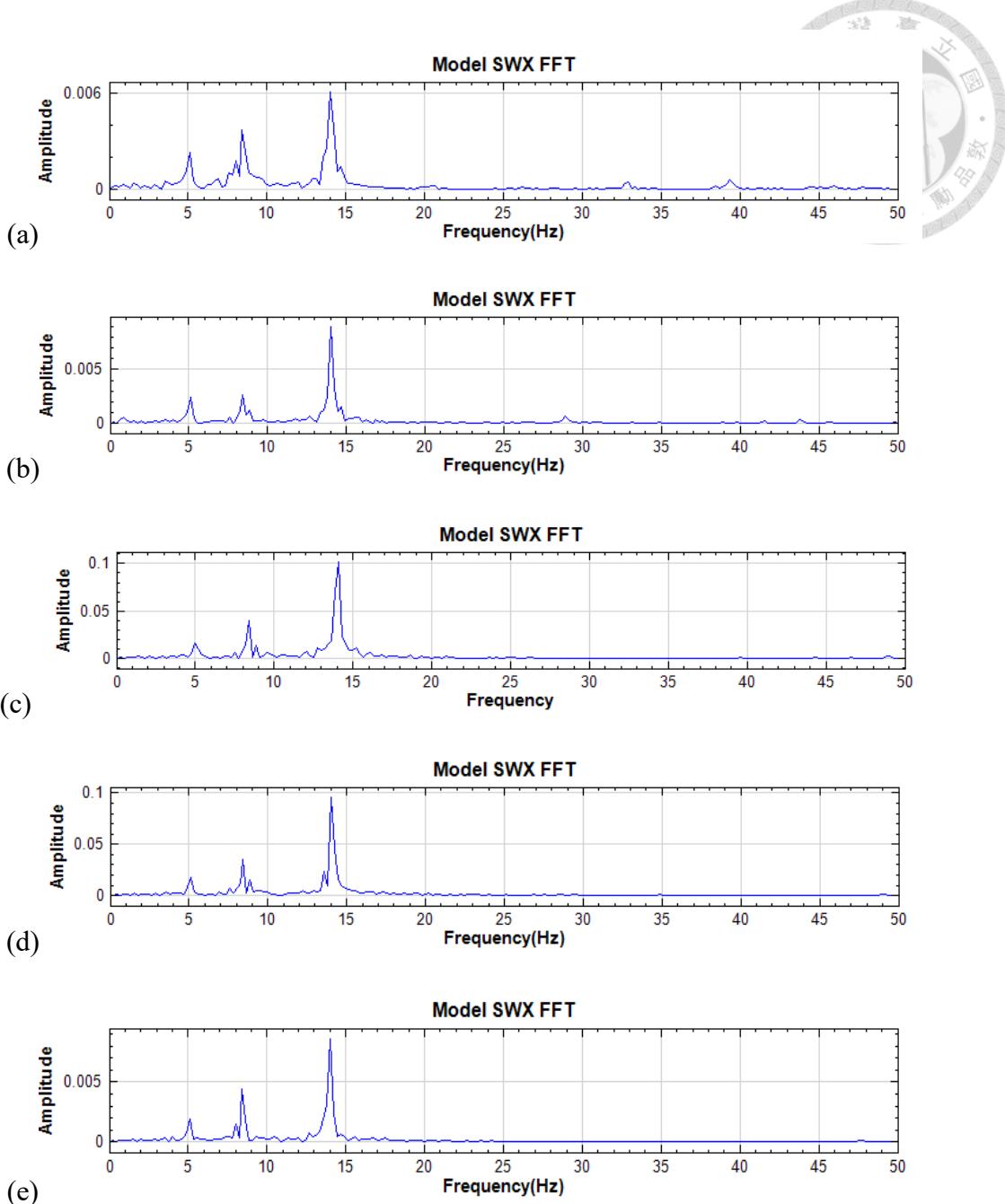


圖 4.6 人工合成輸入歷時，
於(a)9m (b)7.5m (c)3m (d)2m (e) 漸進網格 之傅立葉頻譜

可以發現以 103076 號地震 TTN041 測站 X 方向地震歷時作為模型輸入地
震，雖然隨著網格越細，傅立葉頻譜高頻地方有變明顯，但由於採納整段地震歷
時，導致輸入地震包含了太多非主要頻率，這些頻率一般不是我們關注的重點，
但卻會影響模擬的精度。而將人工合成波作為輸入歷時，可以看到 4.6(c)，使用
之網格尺寸接近最短波長的 $1/10$ ，其波傳性已經可以完整體現出來，而另外一點



值得注意的是，使用人工合成波作為輸入地震，因為其頻率組成相對單純，甚至可以使用漸進網格(如圖 4.7)，將關注的區域網格尺寸維持在最短波長的 1/10 以下，其餘地方採漸進式放大。可在維持模擬精準度的前提下，加速模型解算時間。

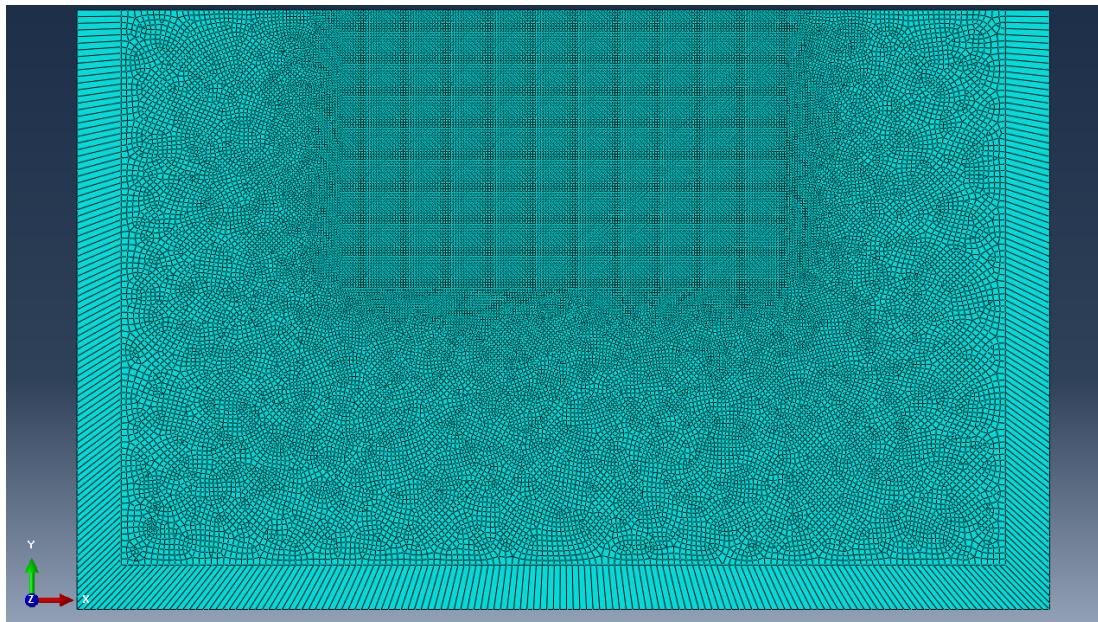


圖 4.7 二維漸進網格半無限域地震場

(正方形區域網格尺寸保持最短波長的 1/10，邊界網格最大可至 0.25 最短波長)

4.3 二維模型驗證綜合討論

二維半無限域之地震場模型驗證，透過將地表取得之加速度歷時，根據模型深度進行反卷積後得到模型輸入地震，可以有效的觀察網格尺寸與波傳性的關係。且在輸入地震之頻率組成較明確時，可以將關注區域的網格尺寸保持在符合前人所建議的小於 1/10 最短波長，並適當的放大模型外圍網格，提升模型運算效率。

4.4 案例三維數值模型設定

本節結合前述對於網格尺寸與波傳性的關係，建立案例隧道現地地形三維隧道受震數值模擬分析方法，並根據第三章監測資料分析所得結論，決定三維模型之輸入歷時，進行動態歷時分析。

為建立三維數值地形模型，本研究自內政部政府資料開放平台下載全台灣 20 公尺網格間距之數值地形模型 (DTM)，並以 ArcGIS 軟體裁剪出研究範圍，如圖 4.8 所示。裁剪出研究範圍後，將山體地形輸出成點陣圖檔 (.tif)。後續將該圖檔匯入 QGIS 軟體，轉換為三維立體模型檔案 (.stl)，可依不同需求產製具有不同解析度的數值模型，以供 ABAQUS 進行模擬分析之用。最終所建構之研究區域模型範圍約為 1300 公尺 * 860 公尺。

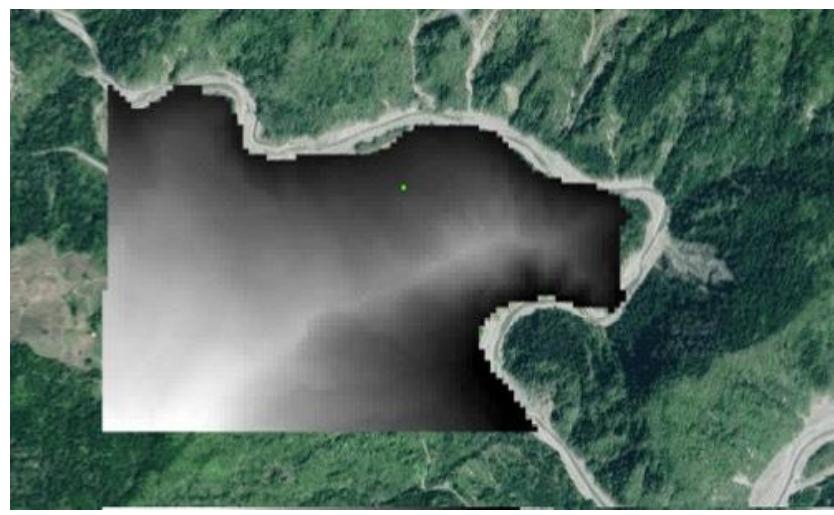


圖 4.8 裁剪後之研究範圍 DTM

三維模型如圖 4.9 所示，使用之座標系統與監測斷面相同，X(平行於監測斷面)、Y(垂直於監測斷面)、Z(重力方向)。模型共分為 4 個部件包含：

1. 山體模型：DTM 裁剪後所建置山體地形模型，在山體中已挖出無襯砌隧道，如圖 4.10(a)。
2. 隧道襯砌：與現地案例隧道相同之高程、位置、方向，與基座頂部距離 201 公尺。斷面尺寸寬 9 公尺，高 6.5 公尺，襯砌厚度 0.55 公尺，如圖 4.10(b)。
3. 山體延伸模型：包含內模型與外模型，內模型用於模擬現地山體延伸，外模型設置無限邊界，無限邊界厚度為 50 公尺，如圖 4.10(c)。
4. 模型基座：正方形基座，其邊長為 1500 公尺、高 424 公尺，同樣分為內外層模型，外模型用於設置無限邊界。

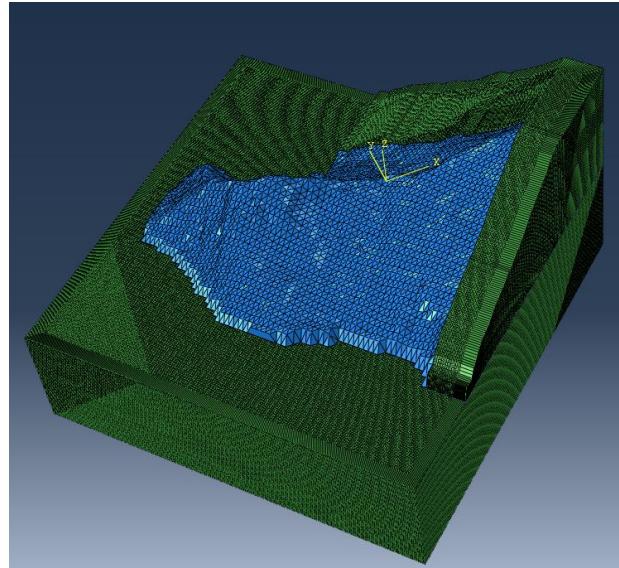
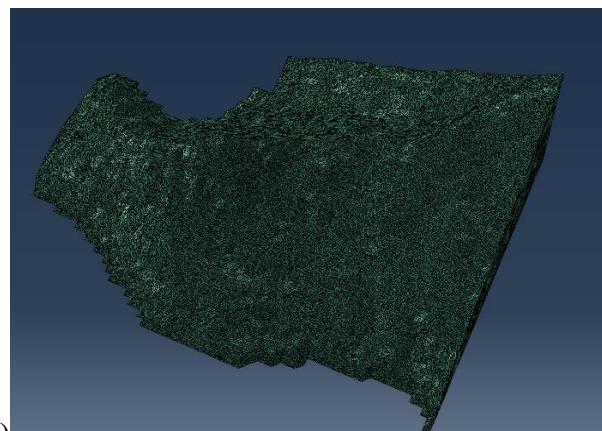
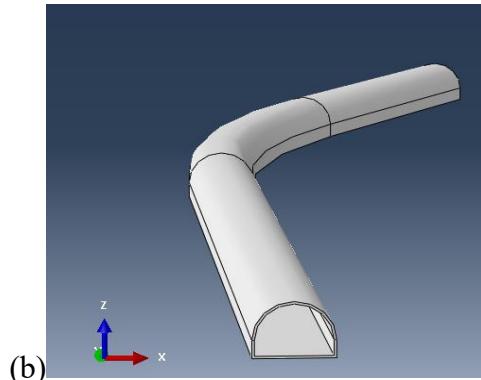


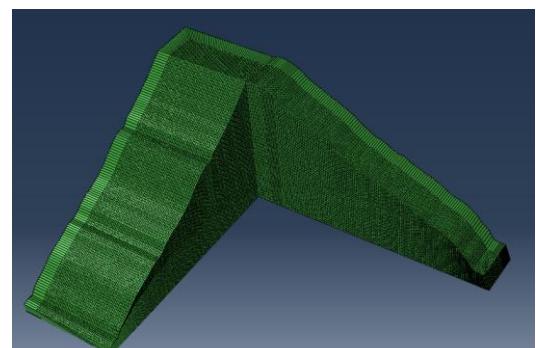
圖 4.9 三維模型



(a)



(b)



(c)

圖 4.10(a)山體模型(b)隧道襯砌(c)山體延伸



本研究所建立之數值模型包含岩體與混凝土兩種主要材料。岩體材料資料來自中央地質調查所工程地質鑽探資料庫，取自省道 20 號 191K+772 嘉寶隧道鑽探工程之現地鑽孔紀錄。該地區岩性主要為石英雲母片岩，偶夾石英脈與葉理發達之層狀構造。根據岩芯經單壓試驗結果，得岩石破壞應力約為 190 MPa，破壞時應變約為 3.5%。Zhang et al. (2011) 對石英雲母片岩的工程性質研究，獲得其乾單位重為 2.779 g/cm^3 。混凝土部分，單位重 2400 kg/m^3 ，彈性模數 21.3GPa，模型材料參數如表 4.2 所示。綜上所述，本研究數值模型中之岩體與混凝土襯砌皆視為線彈性材料，且阻尼比設置為 0.05。

表格 4-2 三維數值模型材料參數

名稱	單位重	彈性模數	柏松比	壓力波速	剪力波速	阻尼比
	$\rho(\text{kg/m}^3)$	E(Pa)	ν	$V_p(\text{m/s})$	$V_s(\text{m/s})$	ξ
岩石	2779	1.21E+09	0.25	722.8	417.3	0.05
混凝土	2400	2.13E+10	0.2	-	-	-

模型邊界條件之設置：

- (1)外模型底部平面約束 X、Y、Z 三方向位移
- (2)外模型側邊平面約束 X、Y 方向位移。
- (3)外模型設置無限元素以吸收地震波能量，減少邊界反射對波動分析結果之干擾。
- (4)模型地震動輸入施加於內模型底部平面之邊上。

為模擬隧道與地山體之互動行為，於兩者交界處設定 Tie (綁定) 接觸條件，使其具有相同自由度，即隧道襯砌與岩體間無相對滑移。元素種類部分，由於山體因為幾何型態較複雜，難以使用六面體元素進行網格劃分，故於山體部分採用四面體實體元素 C3D4。外模型則使用 CIN3D8 無限元素，其餘區域使用 C3D8 六面體實體元素。

元素尺寸部分，根據二維半無限域地震場之模擬結果。網格尺寸還是需要遵守小於最小波長 $1/10$ 的建議，才會有較好的波傳特性、模擬精度與穩定性。因此網格尺寸的設置，將根據輸入地震的不同而進行調整，如表 4.3。用於特定震

源的模型，全域網格均遵守前人建議。然區域震源之模型，若將全域網格均保持在小於 $1/10$ 最短波長 $3m$ ，則由於網格劃分太細，會導致模擬解算時間過長，因此將外圍模型網格尺寸稍微放大，僅在山體模型將網格設置為 $3m$ 。



表格 4-3 模型網格尺寸

震源距離/模型	山體模型	隧道襯砌	山體延伸	基座模型
區域震源模型	3m	0.25m	4m	5m
特定震源模型	6m	0.25m	6m	6m

4.5 模型輸入地震與輸入方法

本研究取得案例隧道及周圍測站之監測資料，並將其作為模型輸入震動立時之依據，本節說明本方法之流程。雖然在本研究中，對於監測資料的解析包括隧道內監測斷面與周圍測站，但在大多數山岳隧道內並無監測儀器，欲取得隧道內之地震歷時較為困難。因此本研究選擇採用鄰近地震站之地震歷時。

第三章現地監測資料解析之結論可得，在區域震源的地震中，由於高頻尚未隨距離消散，隧道受震過程中。短波長震波所伴隨之較大震幅，會造成隧道既有裂縫擴大，使其產生更嚴重的損壞，因此在區域震源中，挑選出 3 個(103075、103076、105040)有造成隧道裂縫錯動的地震事件。這 3 起地震中又以 103076 之 IMF 性質中高頻主頻相對較低，可將其用於探討隧道結構破壞與地震波之 IMF 性質之關係，因此選 103076 作為後續區域模型之輸入地震。特定震源的地震中，導致隧道受損的主要因為地震累積能量過大，根據資料分析之結論，選取特定震源地震中，AI 值最大的 104011 號地震做為特定模型之輸入地震。

此節以區域震源之 103076 為例，對流程進行說明。首先整理出 103076 號地震於 TTN041 地震測站之 IMF 性質，包括能量佔比前 3 之平均頻率與能量佔比，並將 TTN041 之 IMF 能量佔比校正回總和 100%，得到一組新的頻率與能量之關係，如表 4.4。即可以此頻率與能量組合得出一筆新加速度歷時。並以 IMF 平均



頻率以及能量佔比各自生成 X、Y 方向各自生成一組簡諧波，並以其能量佔比開根號作為振幅，組合成一組週期波，如式 4.9 以及 4.10，此法可以保留原地震歷時的頻率與能量特徵。

表格 4-4 地震事件 103076 測站 TTN041 IMF 參數

測站	TTN041			
	TTN041 (能量校正為總和 100%)			
方向	X	Y	X	Y
F1(Hz)	12	13.5	12	13.5
P1(%)	77.6	51.4	80.46	53.93
F2(Hz)	8.8	7.46	8.8	7.46
P2(%)	13.4	36.3	13.89	38.09
F3(Hz)	5.26	3.2	5.26	3.2
P3(%)	5.44	7.6	5.64	7.97

$$X_{Acc(t)} =$$

$$8.97 * \sin(2 * \pi * 12 * t) + 3.73 * \sin(2 * \pi * 8.8 * t) + 2.38 * \sin(2 * \pi * 12 * t) \quad (4.9)$$

$$Y_{Acc(t)} =$$

$$7.34 * \sin(2 * \pi * 13.5 * t) + 6.17 * \sin(2 * \pi * 7.46 * t) + 2.82 * \sin(2 * \pi * 3.2 * t) \quad (4.10)$$

透過圖 4.11 比較 103076 號地震 TTN041 測得地震歷時，與本研究方法所合成地震波之加速度歷時與傅立葉頻譜，可以發現人工合成波的加速度歷時，由於是組合而成的週期波，因此無法反映實際地震歷時的加速度峰值。但可以反映出加速度歷時之大致波型與頻率。本研究將區域震源以及特定震源之輸入歷時，整理成如式 4.9 及 4.10 之模式，將其分別以震央距離隧道 11.6 公里的 103076 號和震央距離隧道 63.82 公里的 104011 號地震作為後續山岳隧道受震反應數值分析之動態輸入，在基座內模型底部設置 X 及 Y(案例隧道內局部座標)方向加速度邊界，輸入 6 秒以及 15 秒之垂直向上地震動進行動態分析。

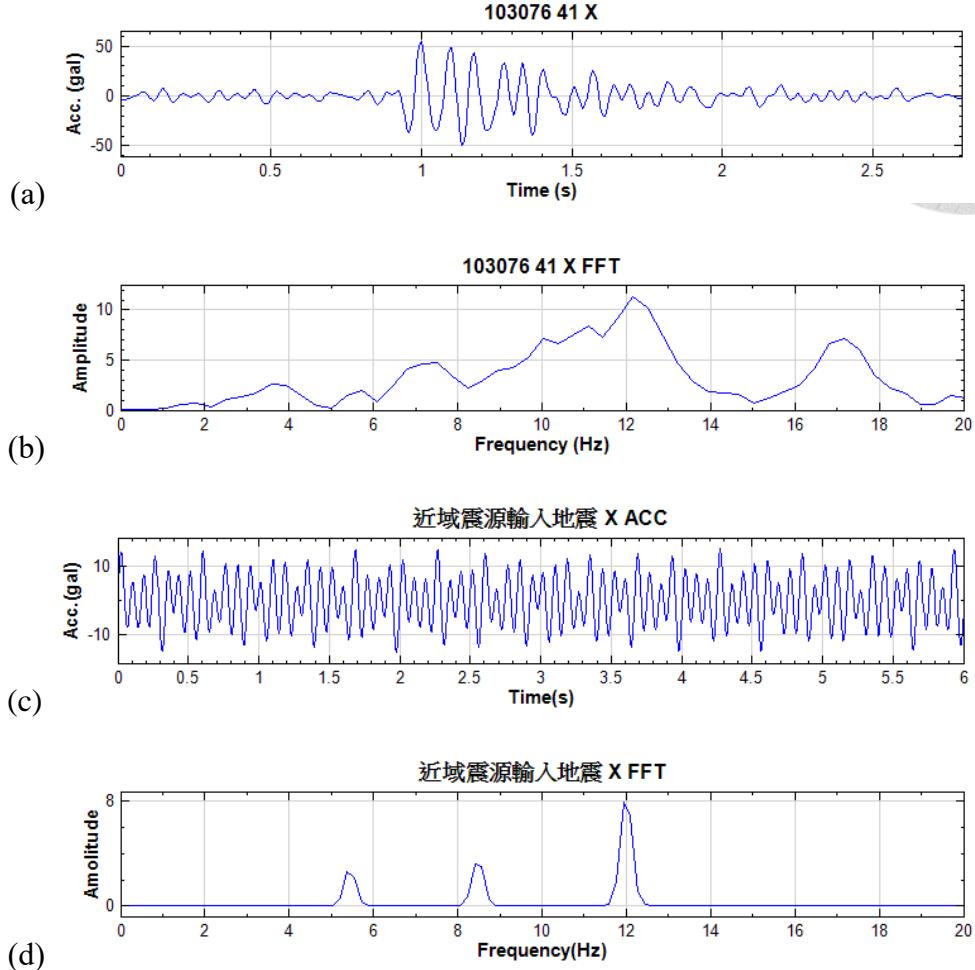
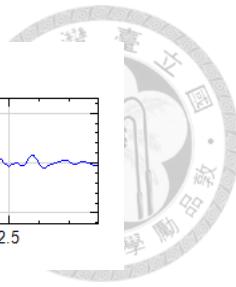


圖 4.11 地震事件 103076 X 方向

- (a) TTN041 加速度歷時 (b) TTN041 傳氏頻譜
(c) 人工合成加速度歷時 (d) 人工合成歷時之傳氏頻譜



4.6 模擬結果與監測資料比較

依照 4.4 章之模型設定與 4.5 章之輸入地震，對三維數值模型進行動態分析，本節比對模型以及實際案例隧道，位於距西洞口 33.5 公尺之監測斷面上的監測點之加速度歷時、傅立葉頻譜、IMF 性質以及其餘地震動參數，藉由將模擬結果比對實際監測資料，來驗證模擬之正確性，監測斷面如圖 4.12。

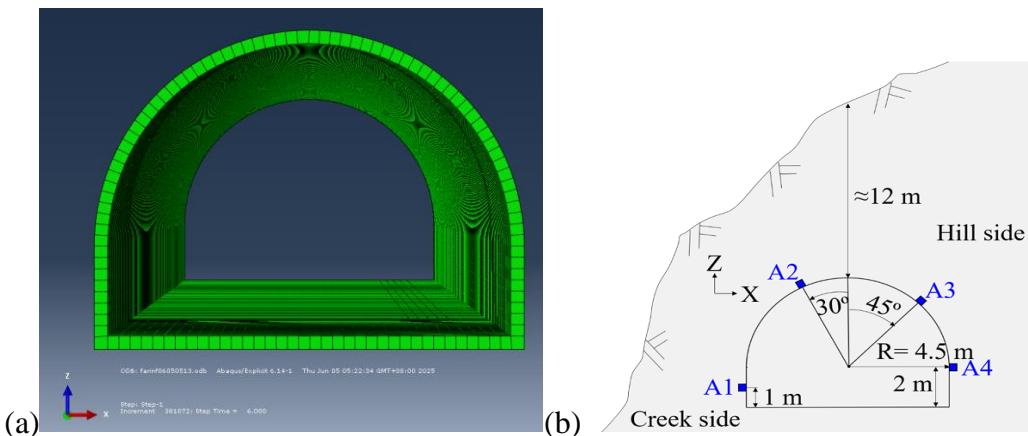


圖 4.12 距西口 33.5m 之監測斷面(a)數值模型(b)案例隧道示意圖(蘇仁偉,2021)

4.6.1 監測點加速度歷時與傅立葉頻譜

本節採震源距離隧道 63.82 公里之 104011 號地震的數值模擬結果與實際監測資料比對。數值模型設定分析時長為 16 秒，取樣頻率為 100Hz。圖 4.13 與 4.14 為隧道內 A1 至 A4，四個監測點經數值模擬所獲得之加速度歷時以及傅立葉頻譜。由於透過 IMF 性質合成模型地震輸入，所得之加速度歷時無法反映實際監測資料加速度峰值。因此本研究將模擬與實際監測資料之傅立葉頻譜相比，如圖 4.15。可以看到比較對應實際隧道以及數值模擬的監測點之傅立葉頻譜，主頻及對應振幅表現皆相近，整體分布上雖有些許差異，但可以將其歸咎於週期波頻率組成相對單純所導致。

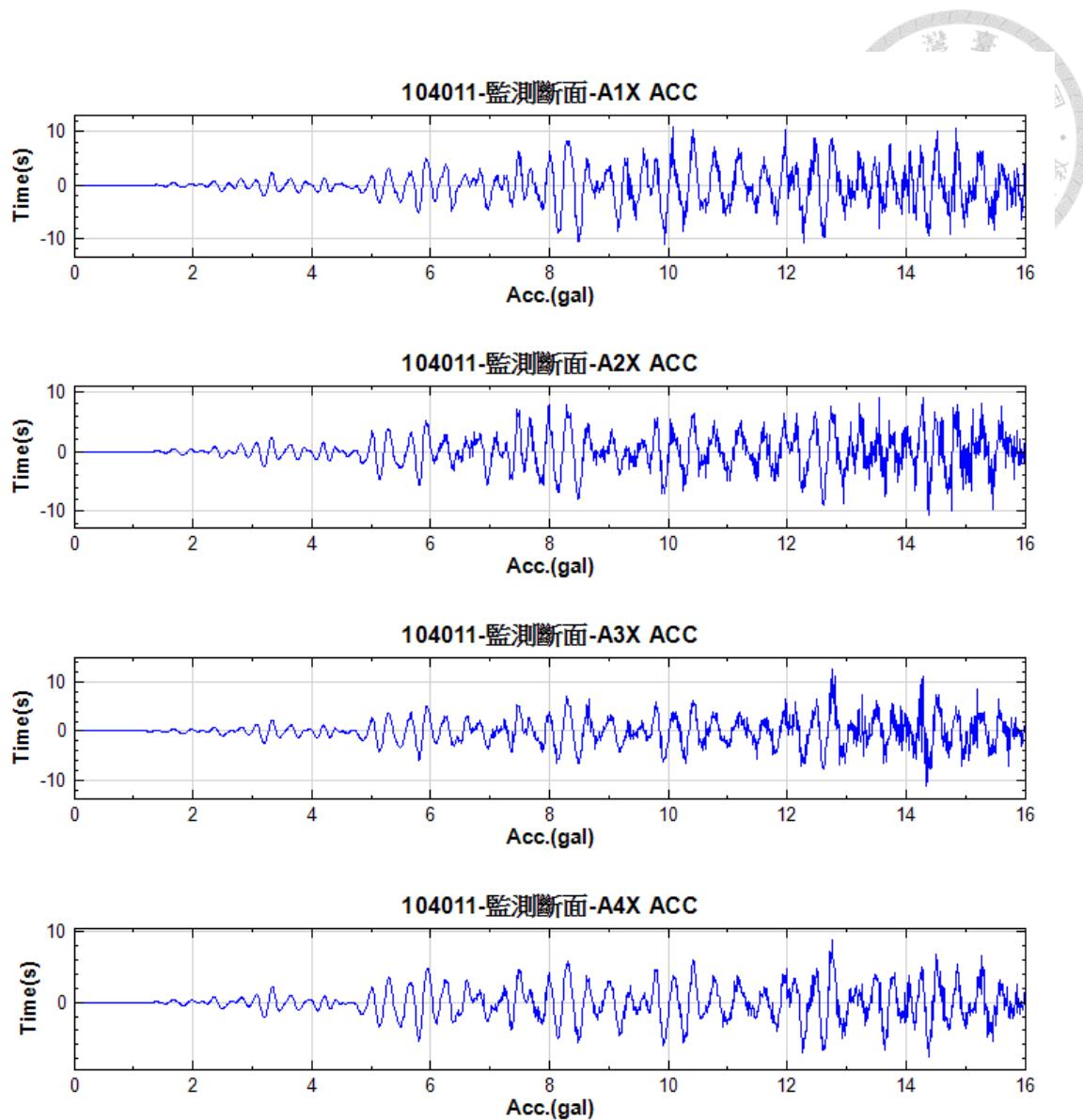


圖 4.13 A1 至 A4 X 向數值模型所得之加速度歷時

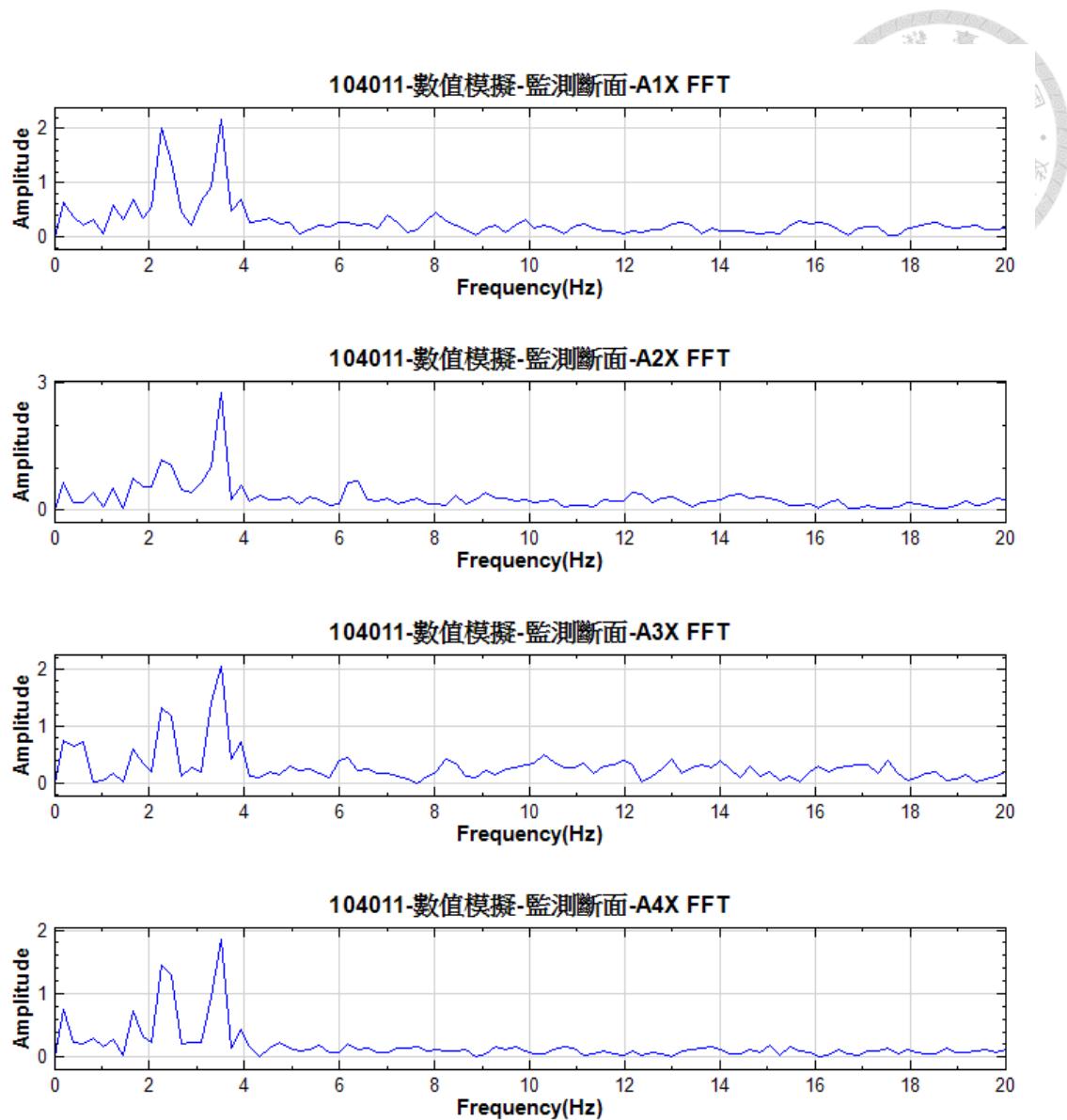


圖 4.14 A1 至 A4 X 向數值模型所得之傅立葉頻譜

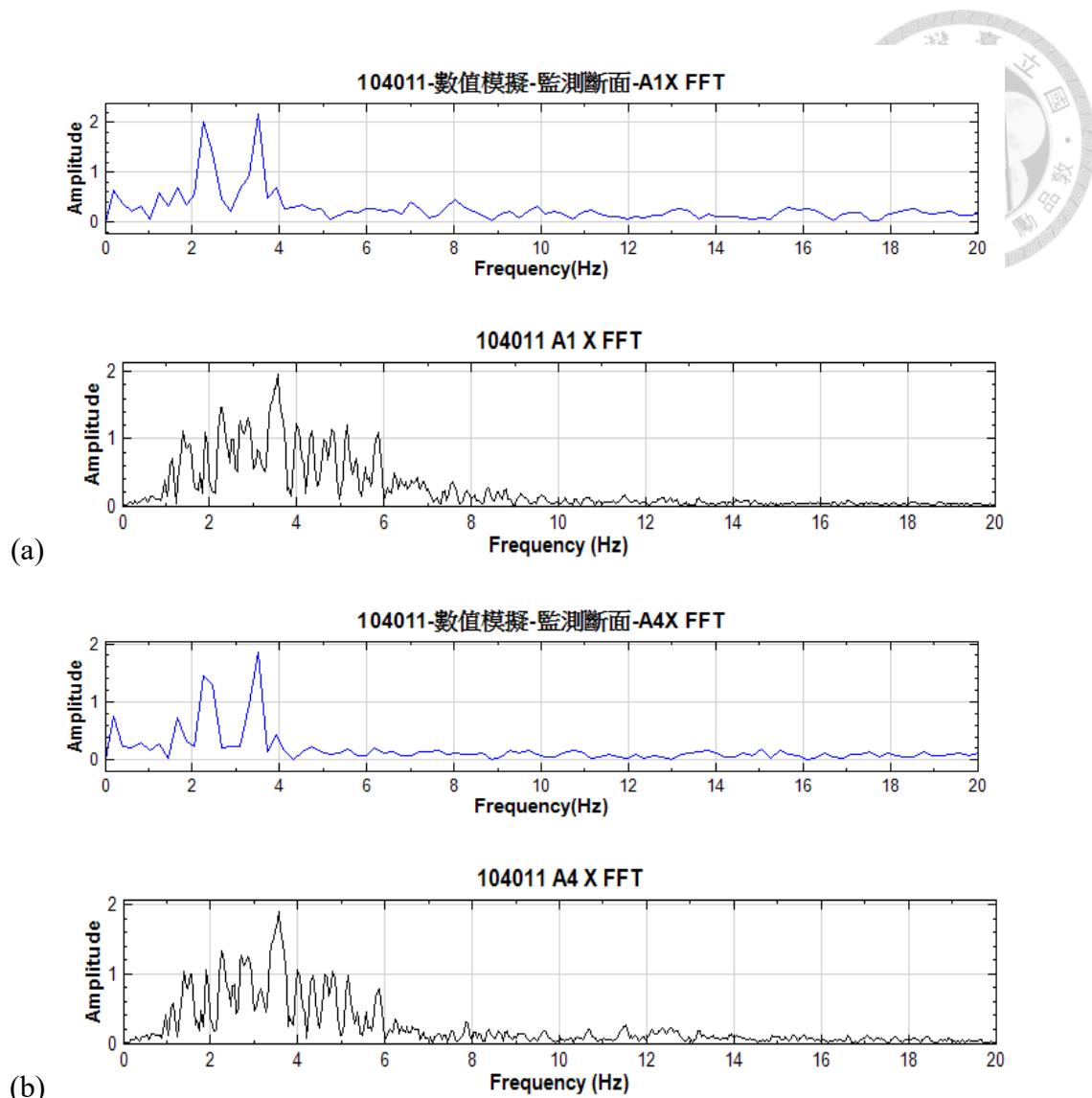


圖 4.15 監測資料與數值模擬結果之傅立葉頻譜

(a)A1，對應隧道內溪側側壁 (b) A4，對應隧道內山側側壁



4.6.2 IMF 參數

圖 4.16 與 4.17 比較了監測點 A3 和 A4 在現地監測紀錄與數值模擬之 IMF 性質，取 IMF 性質中之平均頻率與能量占比進行比較，F1 至 F3 為主頻之代號，依據其能量占比從大到小排序。

經過比對 IMF 性質後發現，現地監測資料與數值模擬所呈現之結果，主要差異有 X 方向的第二主頻約 0.5Hz 的差異，以及 X 方向上 A3、A4 的第一主頻能量占比略低於監測資料，此能量占比差體現在第二及第三主頻。Y 方向上的差異，A3、A4 的第一及第二主頻的能量占比，均略高於監測資料。綜觀 X 及 Y 向之主頻及主頻能量占比，可以發現數值模擬結果在能量占比雖有些許差距，不過整體趨勢非常接近監測資料。

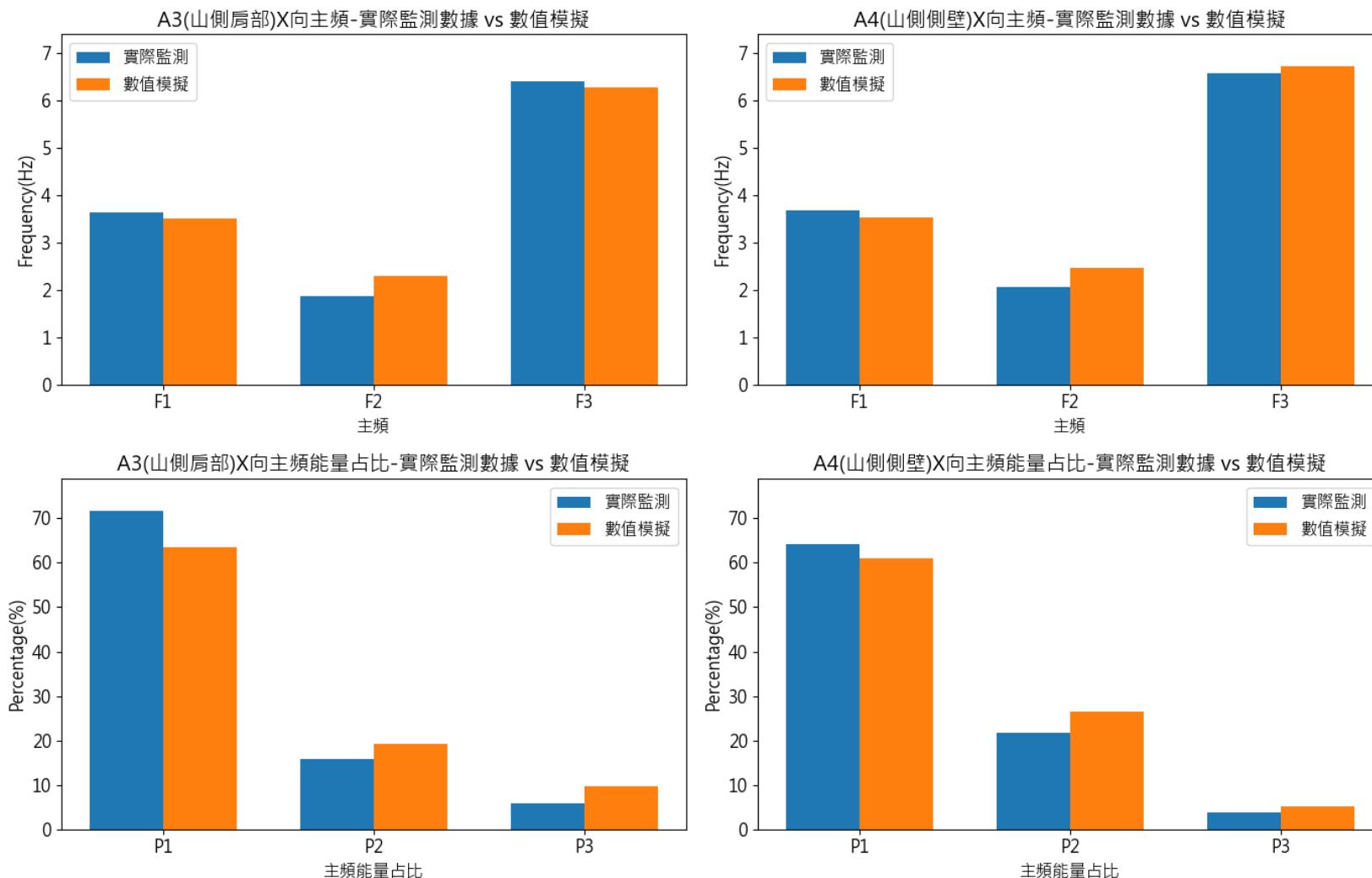


圖 4.16 監測點 A3、A4 X 方向 IMF 性質現地監測資料與數值模擬結果對比圖

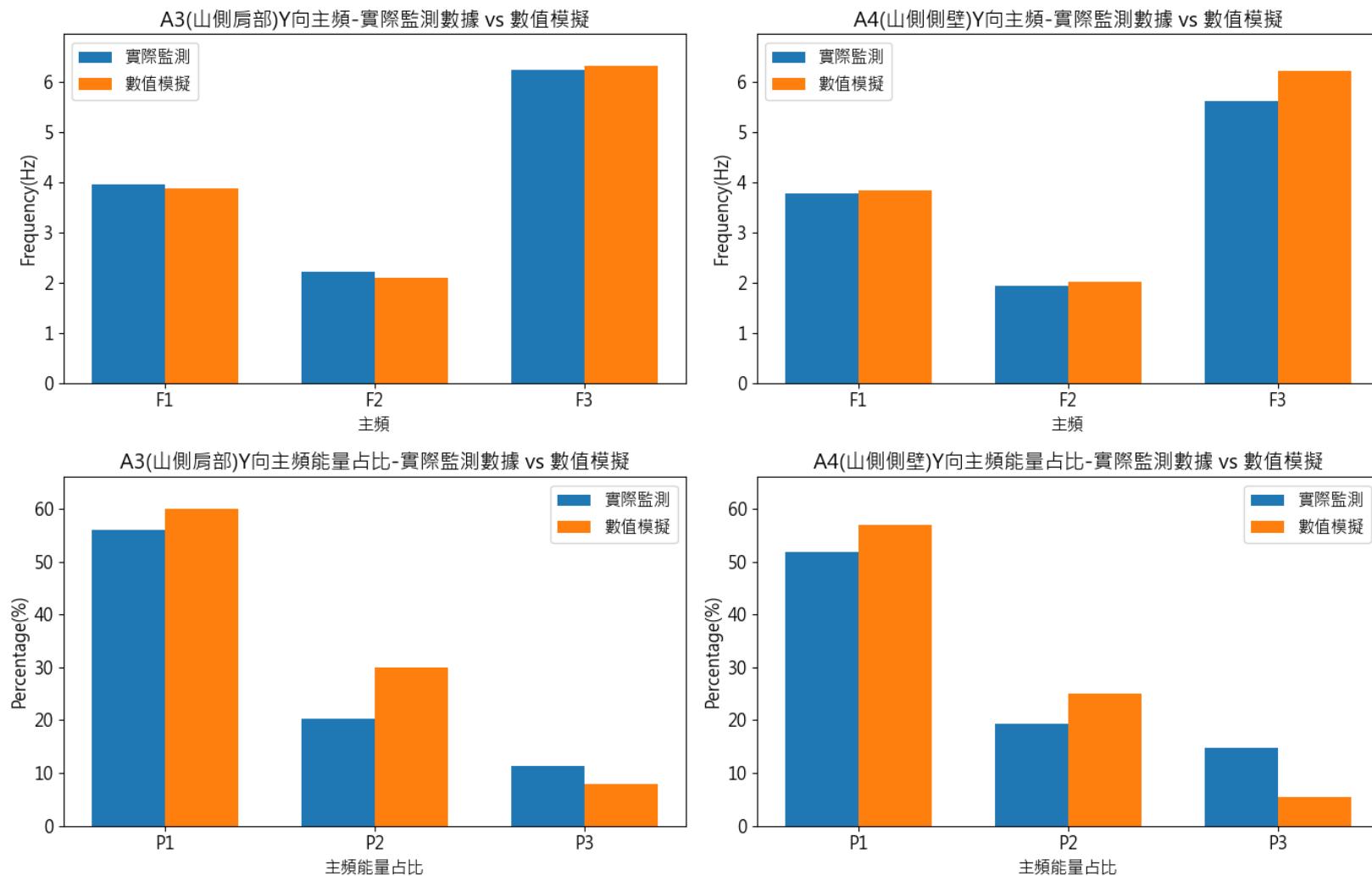


圖 4.17 監測點 A3、A4 Y 方向 IMF 性質現地監測資料與數值模擬結果對比圖



4.6.3 PGA 與訊號能量

透過第三章對監測資料的解析，在 15 起地震事件中，可以發現最大的 PGA 幾乎都出現在 A2(溪側肩部)，本節比較數值模擬分析結果與現地監測資料分析後所得之 PGA 及累積能量，如圖 4.17 與 4.18。

在 PGA 部分，監測資料所得之 PGA 明顯大於數值模擬分析之結果，其因為數值模擬之輸入歷時為週期波，無法反映真實地震的加速度峰值。雖然沒辦法直接對數值進行比較，但透過 A1 至 A4 之間的相對關係，仍可觀察數值模擬之趨勢是否正確。從圖 4.17 上可觀察到，其排序關係為：

監測資料 X 向:A2>A3>A1>A4；數值模擬 X 向:A3>A1>A2>A4。

監測資料 Y 向:A2>A1>A3>A4；數值模擬 Y 向:A2>A1>A3>A4。

而累積能量的部分，現地監測資料所得之能量略大於數值模擬所得，原因與峰值加速度的原因相似，由於合成所得的週期波無法反映真實地震中較大的加速度，因此累積能量略低於現地監測資料。

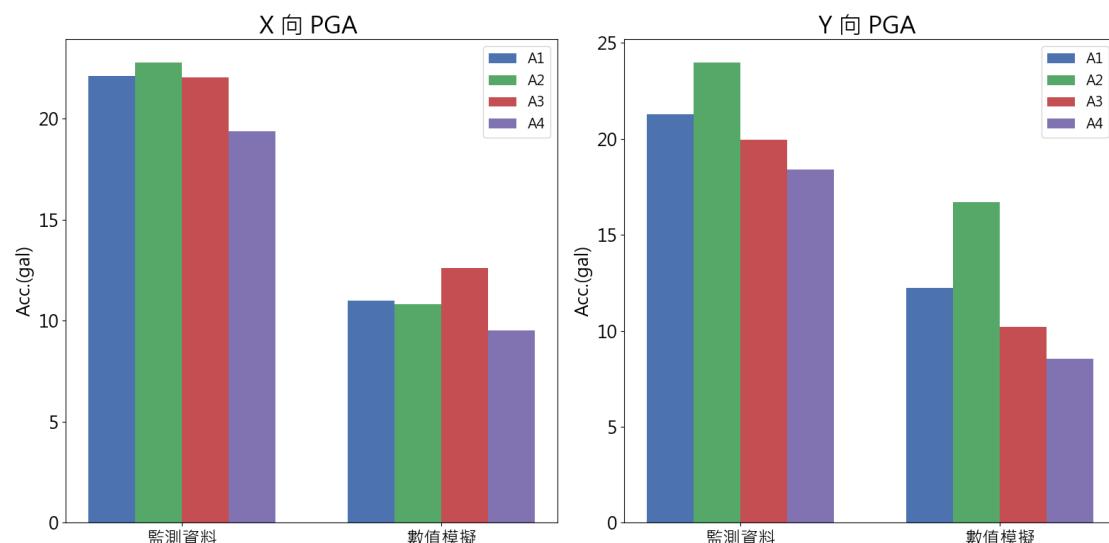


圖 4.18 現地監測資料與數值模擬 PGA 比較

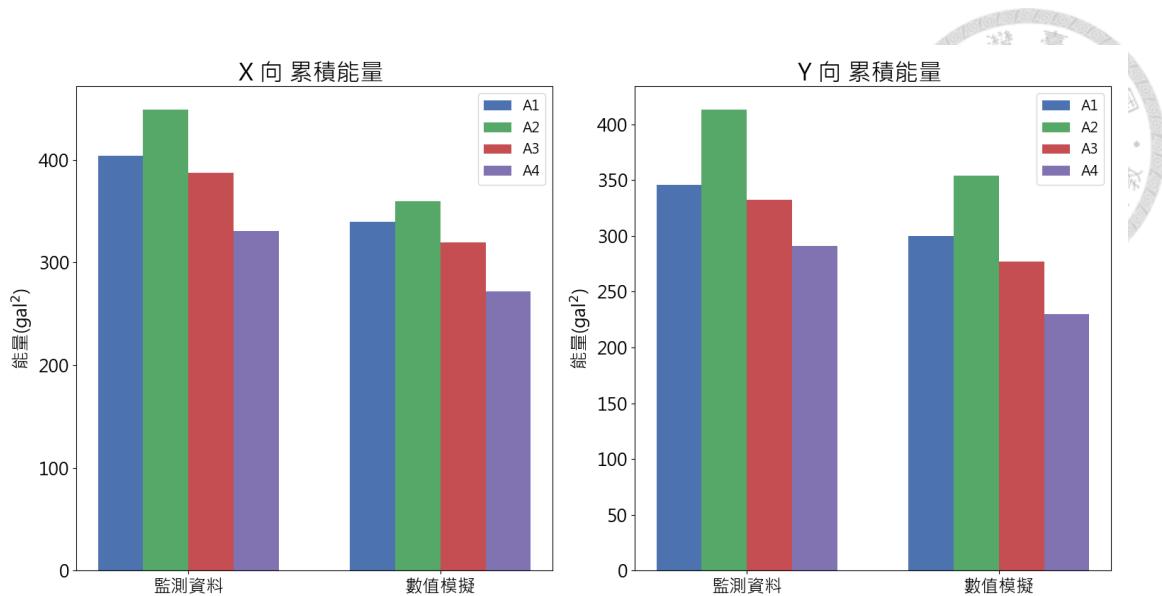


圖 4.19 現地監測資料與數值模擬 累積能量比較

4.6.4 三維數值模型輸入地震

本節使用 TTN041 測站於 104011 號地震所測得原始加速度歷時作為模型輸入地震，與實際監測資料進行比對，以此探討本研究設計地震波與使用實際地震進行模擬的差異。

首先比對 IMF 性質，距西口 33.5 公尺監測斷面上之 A3 以及 A4 監測點，如圖 4.20 以及 4.21。X 方向上，若與使用設計地震波的圖 4-16 比較，A3 的第二主頻與實際監測資料差 0.7Hz，第三主頻差 1.2Hz。能量占比在第一主頻差了約 19%。Y 方向上，更是可以看到 A4 的第一和第二主頻與實際監測資料相反，監測資料中第一主頻 3.8Hz，佔比 52%、第二主頻 2Hz，佔比 19%，使用實際地震進行數值模擬所的結果，第一主頻 2.7Hz，佔比 66%、第二主頻 3.3Hz，佔比 22%。造成此差異的原因可以歸咎為使用原始地震波作為輸入地震，原始地震波中包含的些許高頻，超過數值模型中網格尺寸容許的最高頻率，因此導致分析結果喪失精度。

在 PGA 以及能累積能量方面，使用實際地震作為模型的輸入地震，與監測資料的比對如圖 4.22 以及圖 4.23。可以發現使用實際地震的模擬結果，PGA 與累積能量比起用設計地震波的模擬結果，在趨勢上與監測資料相同，且值比起使用設計地震波的模擬結果，也更接近監測資料。

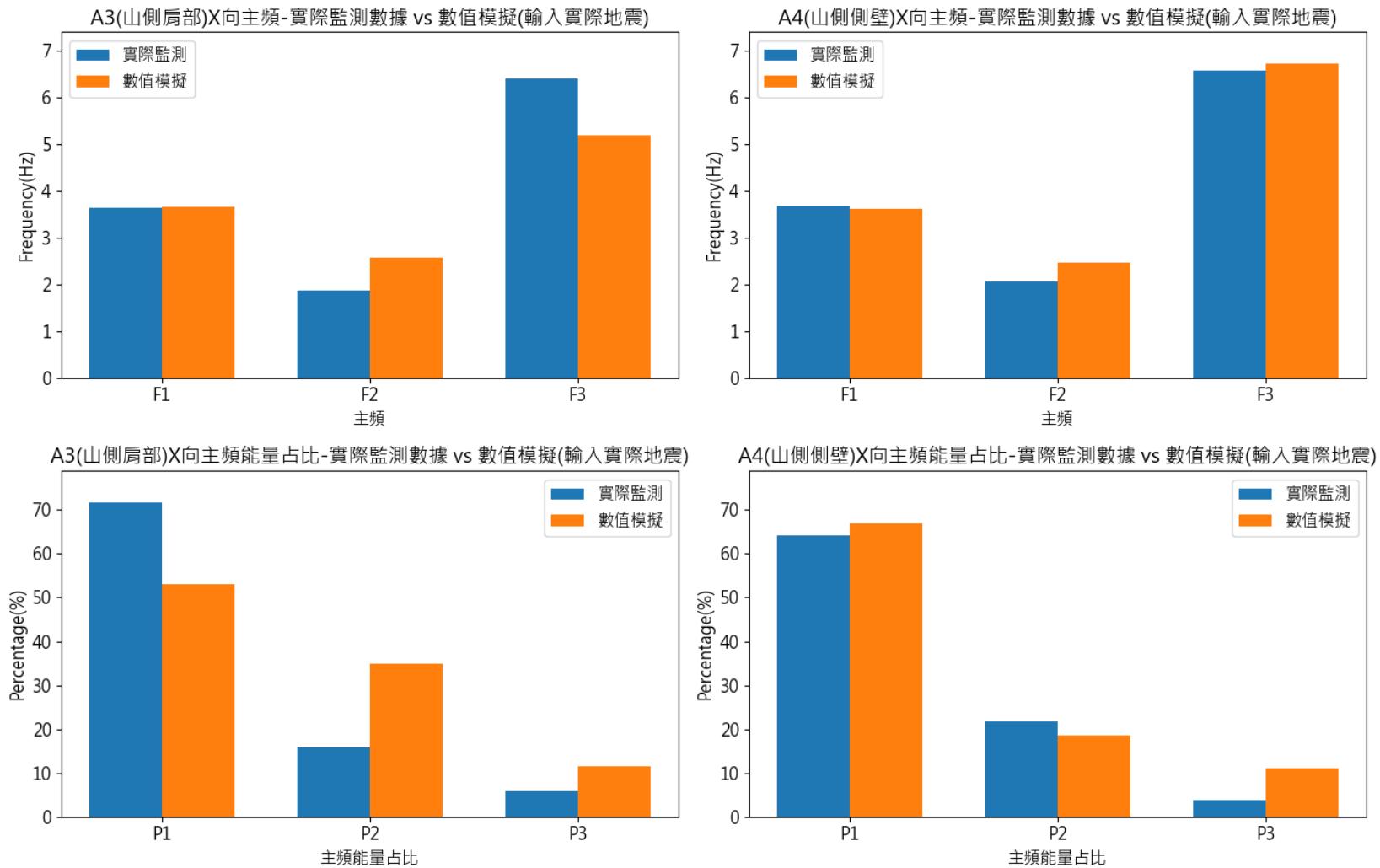


圖 4.20 監測點 A3、A4 X 方向 IMF 性質現地監測資料與數值模擬結果(輸入實際地震歷時)對比圖

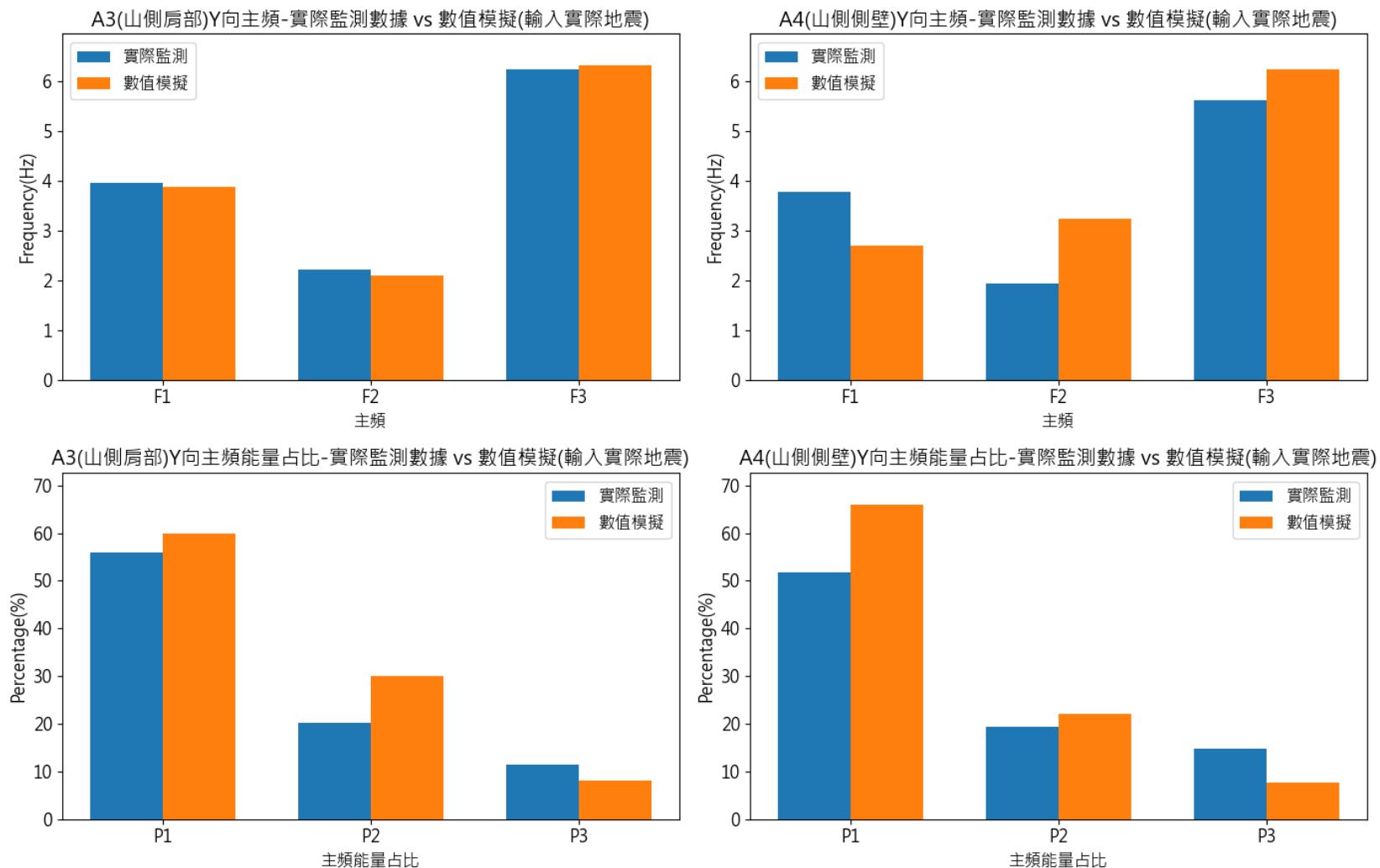


圖 4.21 監測點 A3、A4 X 方向 IMF 性質現地監測資料與數值模擬結果(輸入實際地震歷時)對比圖

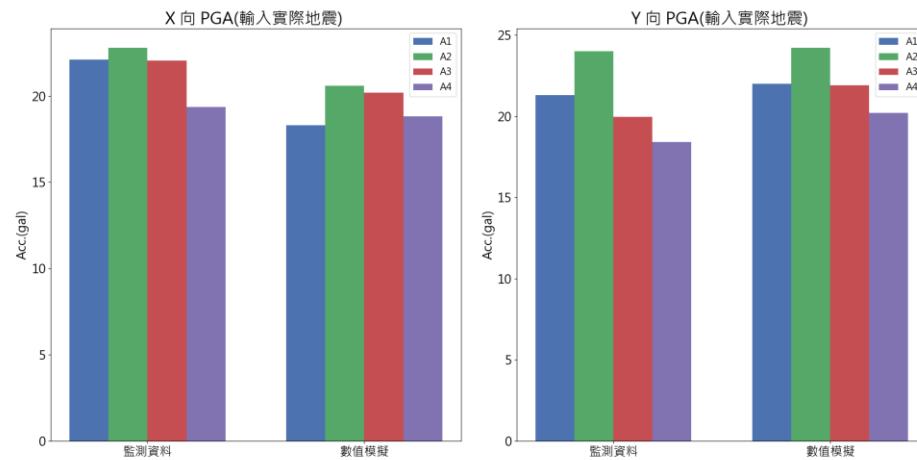


圖 4.22 現地監測資料與數值模擬(輸入實際地震歷時) PGA 對比圖

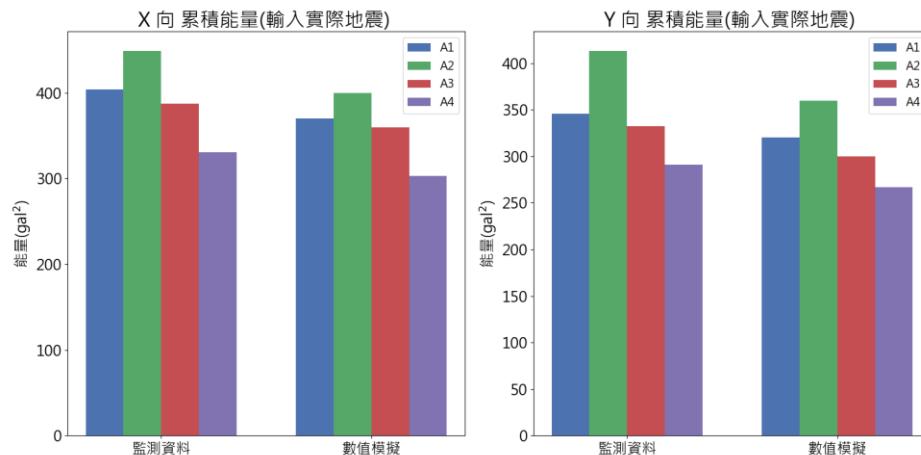


圖 4.23 現地監測資料與數值模擬(輸入實際地震歷時) 累積能量對比圖



4.6.5 結果比較之結論

本章首先在二維半無限域地震場，探討動態分析中波傳特性與網格元素尺寸之關係。並建立考慮場址地形之山岳隧道受震反應三維數值模擬方法。透過資料分析之結果決定模型輸入參考地震，將參考地震之 IMF 性質用於合成週期波做為三維模型輸入地震。

比較模擬結果與現地監測剖面之 IMF 性質、PGA 以及累積能量，可以看到在 IMF 性質的部分，數值模擬結果與現地監測資料非常相近，但是在 PGA 以及累積能量上來看，由於受到模型之輸入地震波為週期波之關係，與實際監測資料仍有一些差距。

最後以實際地震歷時作為數值模型輸入地震，與設計地震之結果進行比對，可以發現到實際地震歷時雖然僅有 5% 能量占比的頻率，會因位網格尺寸不夠細緻而無法正確展現波傳行為，但還是影響了監測點上 IMF 性質的精準度。



第5章 案例隧道受震反應

本研究於 4.6 節，將三維數值模擬之結果與實際監測資料進行比較。可以確認模擬結果與現地實際監測資料有相同隧道受震反應，以此驗證了三維模型分析結果的準確性。

本章藉由彙整同監測點在不同隧道斷面的受震頻率、加速度峰值以及訊號累積能量，對隧道受震行為更進一步探討。本章擷取之監測點分布如圖 5.1，從隧道西出口開始，挑選 9 個斷面上之 5 個監測點，斷面分布如表 5.1，監測點位置包括隧道頂拱、兩側肩部(距頂拱 45°)以及兩側側壁(距隧道底部 2m)。

表格 5-1 斷面分布(蘇仁偉,2021)

位置資訊(m)	0	10	33.5	50	70
與西洞口距離	0	10	33.5	50	70
覆蓋深度	0	4.2	8	21.8	35.6
與側邊坡距離	0	11.5	35	55	57
位置資訊(m)	90	110	130	150	
與西洞口距離	90	110	130	150	
覆蓋深度	48	59.3	69.5	79	
與側邊坡距離	91	146	180	220	

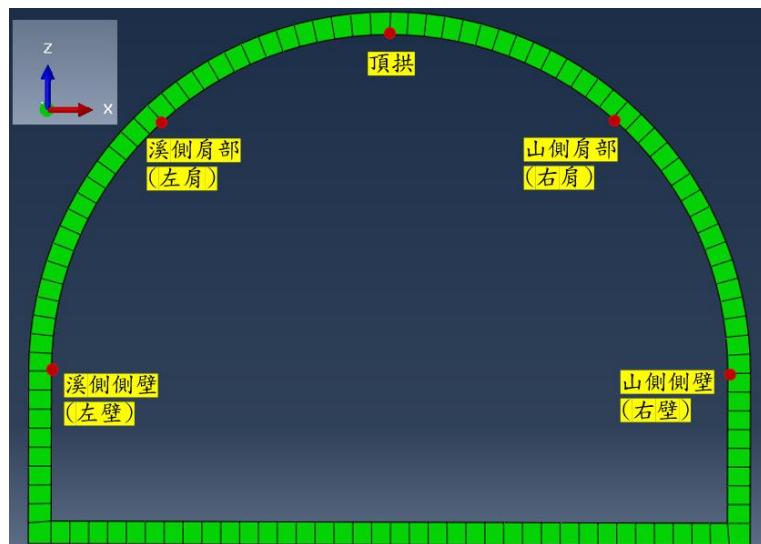


圖 5.1 隧道斷面監測點分布



5.1 隧道受震頻率特徵：

本節分別將區域震源以及特定震源的隧道受震數值模型中，監測點的模擬結果加速度歷時，透過 HHT 分解出其 IMF 性質，得到主頻沿隧道之變化。對隧道受區域震源地震以及特定震源地震之反應進行分析。

觀察圖 5.2 及 5.3，震源距離大於 60 公里的特定震源分析結果，監測點上的 X 方向第一主頻和第二主頻會在隧道斷面距離西洞口 33.5 公尺到 70 公尺的有交換的現象，斷面上的主頻及能量占比的變化如圖 5.4 及 5.5。可以看到在 10-33.5 公尺的地方，第一主頻會由原先 2-3Hz，占比 5-60%，轉為 3-4Hz 占比 70%，3-4Hz 的占比被放大了約 40%；第三主頻都在 6-7Hz 區間。

區域震源監測點上的 X 方向，可以觀察到隨著斷面變化，X 方向在距西口 33.5、50、70、90 的斷面會有第一與第二主頻交換的現象，若觀察該段面的 IMF 能量佔比分布，如圖 5.6 及 5.7。第一主頻會由原本 3-4Hz 佔比 4-50%，轉變為 7-9Hz 占比 5-60%。推測由於 33.5m 至 70m 為淺覆蓋斷面，導致 7-9Hz 的頻率區段相較隧道洞口段附近之 0m 至 10m 會有能量佔比放大的現象，且若觀察距西口 90m 斷面之能量佔比分布，可以發現監測點上第一主頻已變為 5-6Hz，占比 4-50%，表示岩覆變深之後，地形導致特定頻率放大的現象已下降。

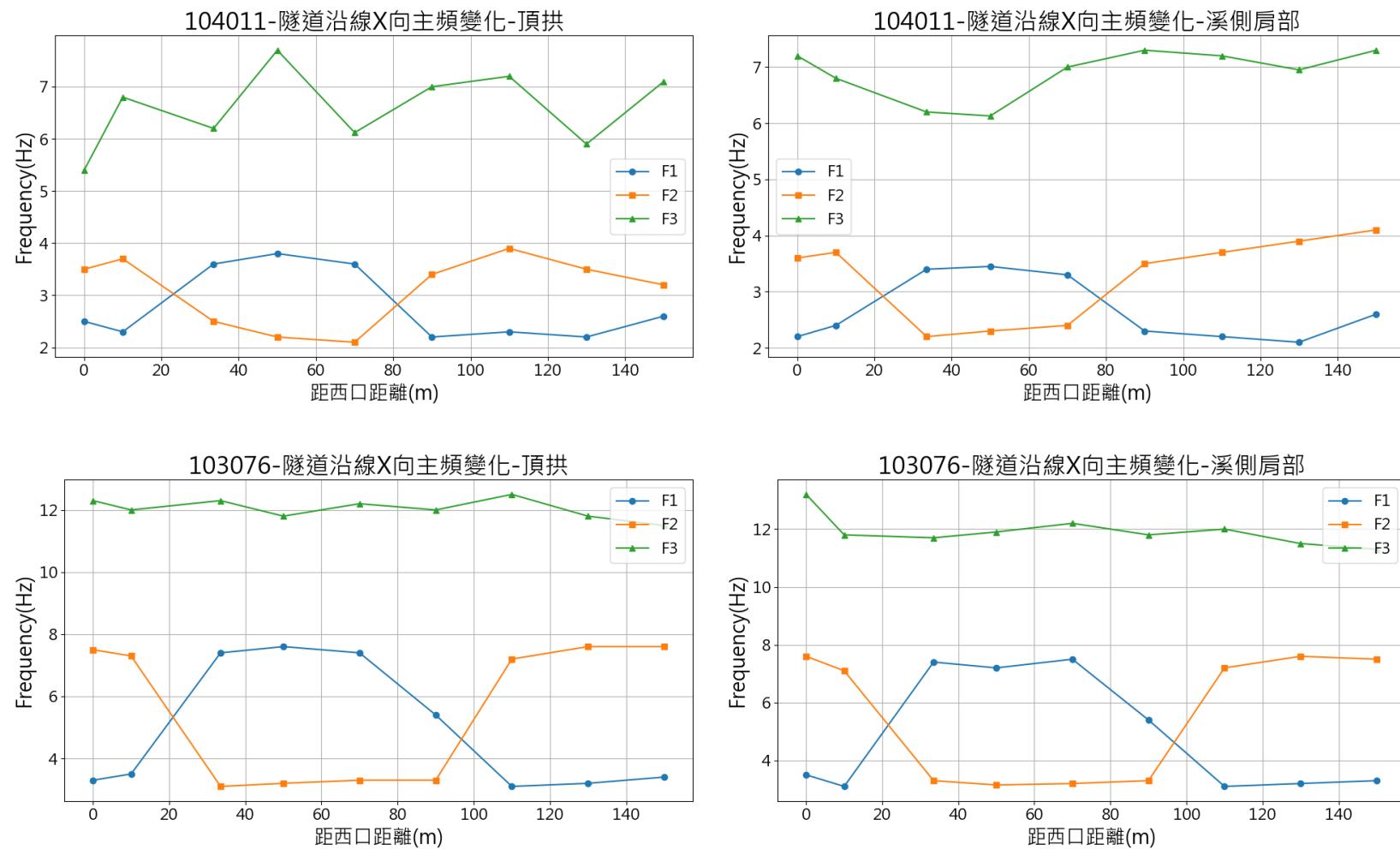
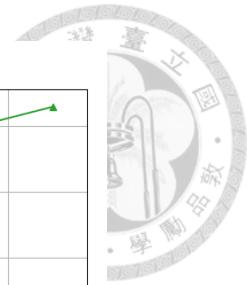


圖 5.2 104011 號地震與 103076 號地震 X 向主頻沿隧道變化—頂拱、溪側肩部

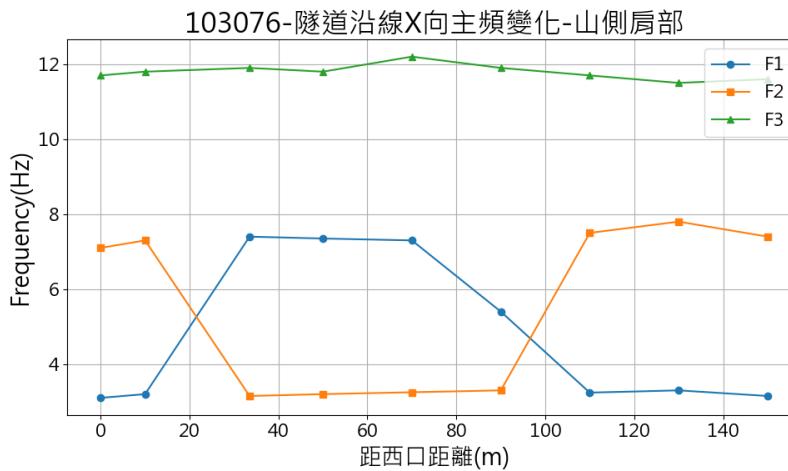
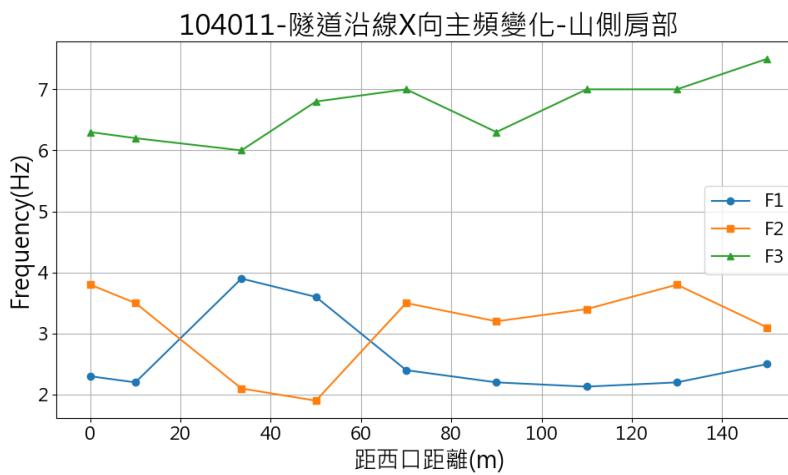


圖 5.3 104011 號與 103076 號 X 向主頻沿隧道變化—山側肩部

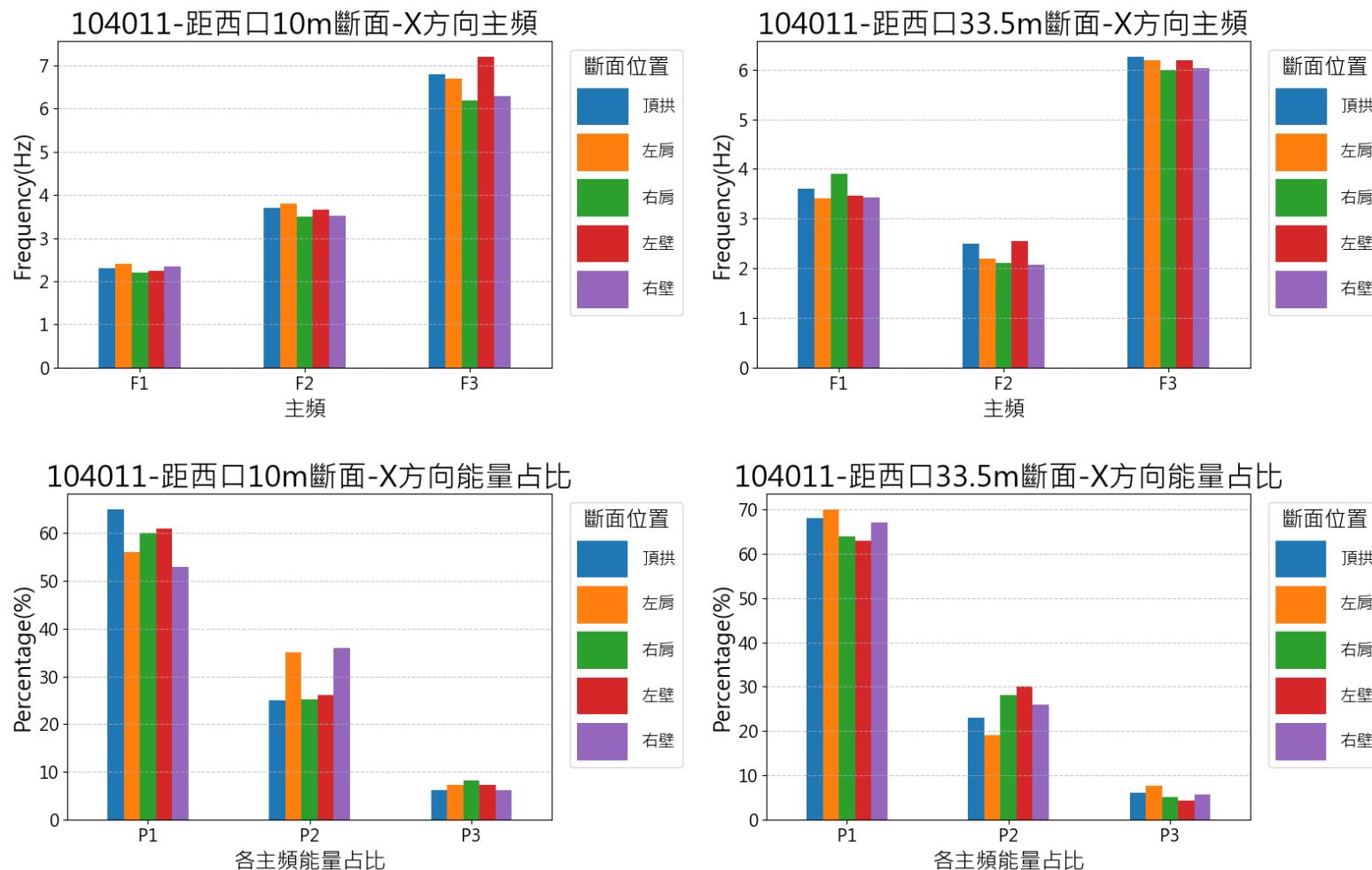


圖 5.4 104011 號地震距西口 10m、33.5m 監測點 IMF 性質(左為山側、右為溪側)

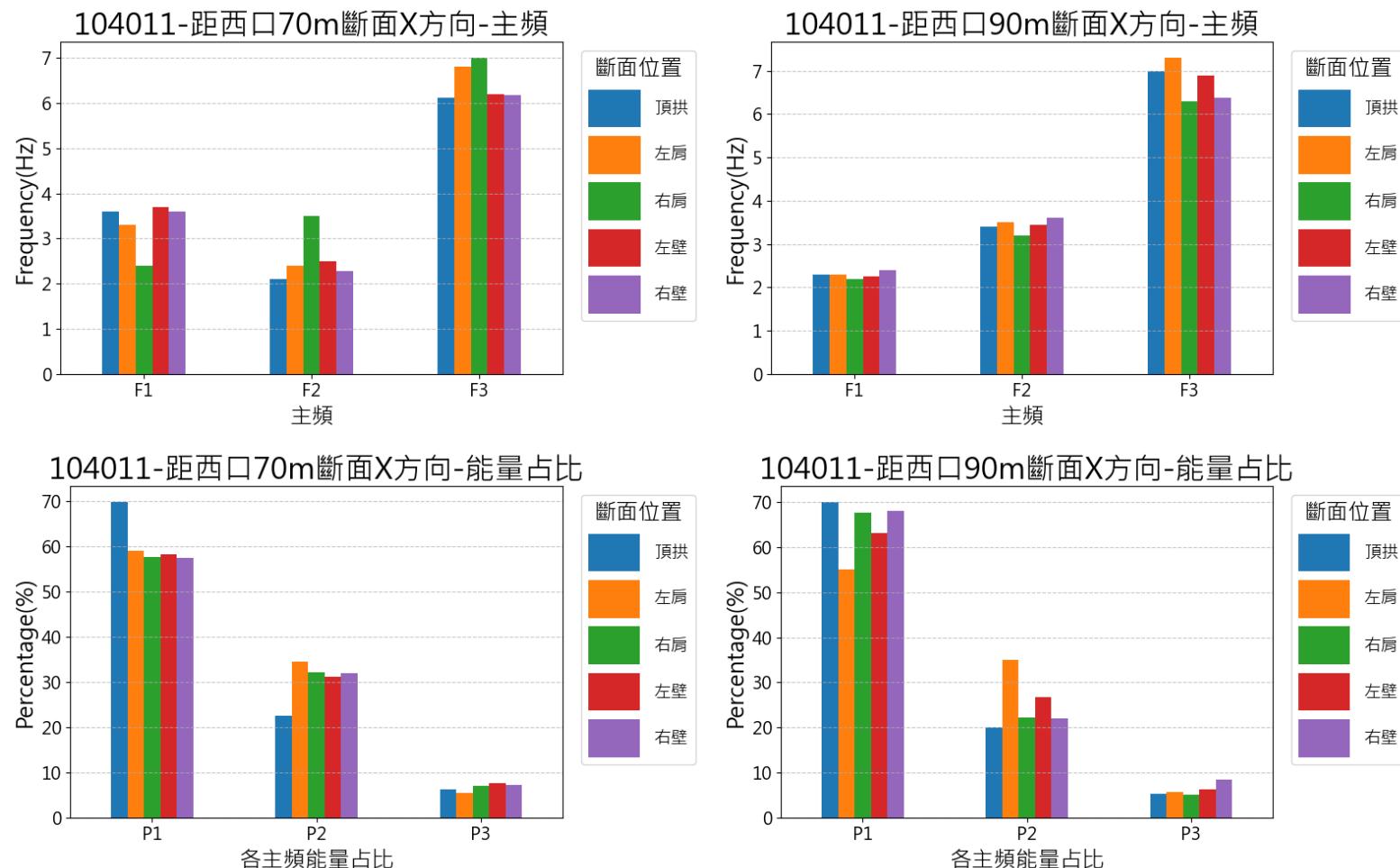


圖 5.5 104011 號地震距西口 70m、90m 監測點 IMF 性質(左為山側、右為溪側)

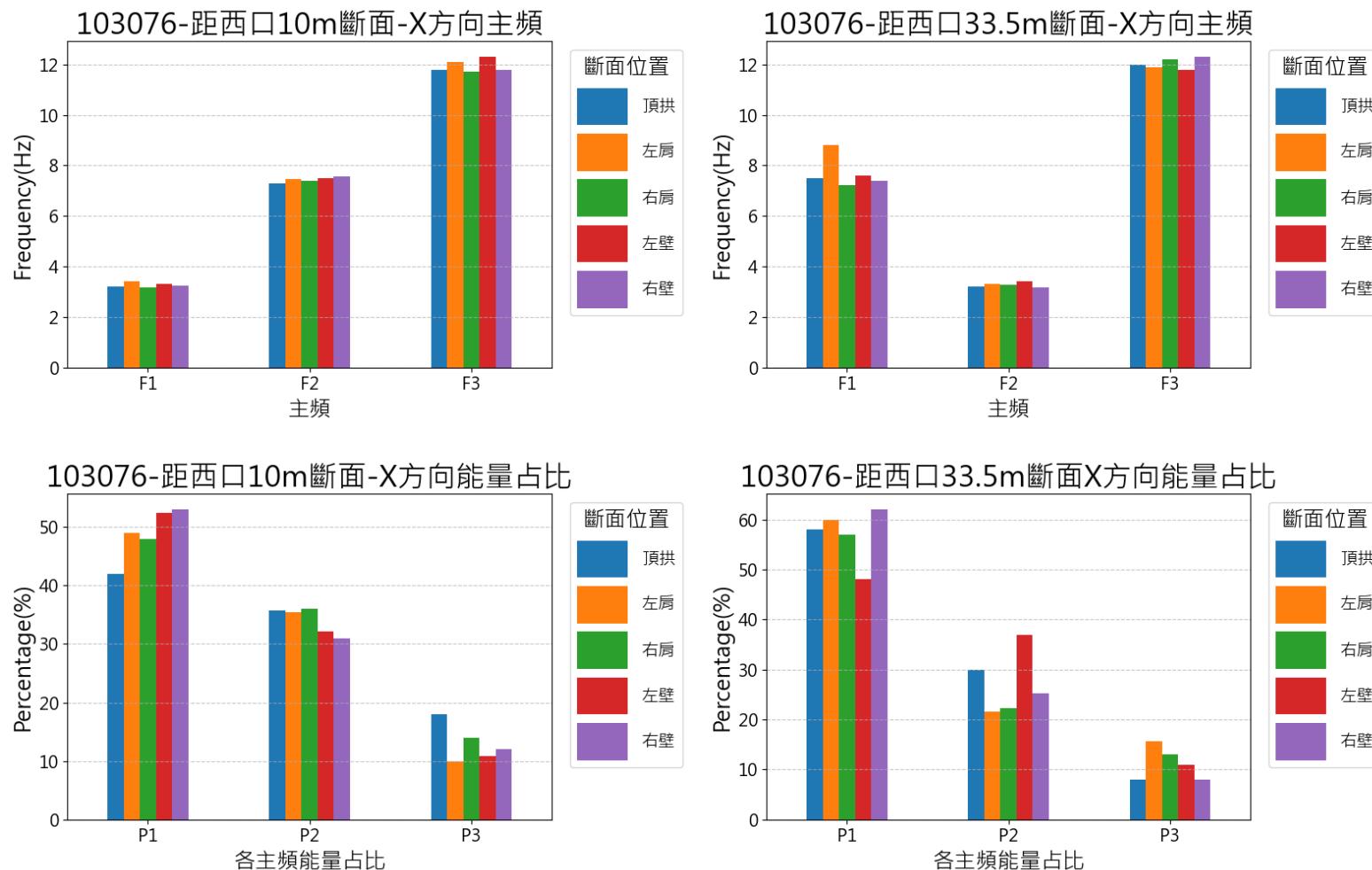


圖 5.6 103076 號地震距西口 10m、33.5m 監測點 IMF 性質(左為山側、右為溪側)

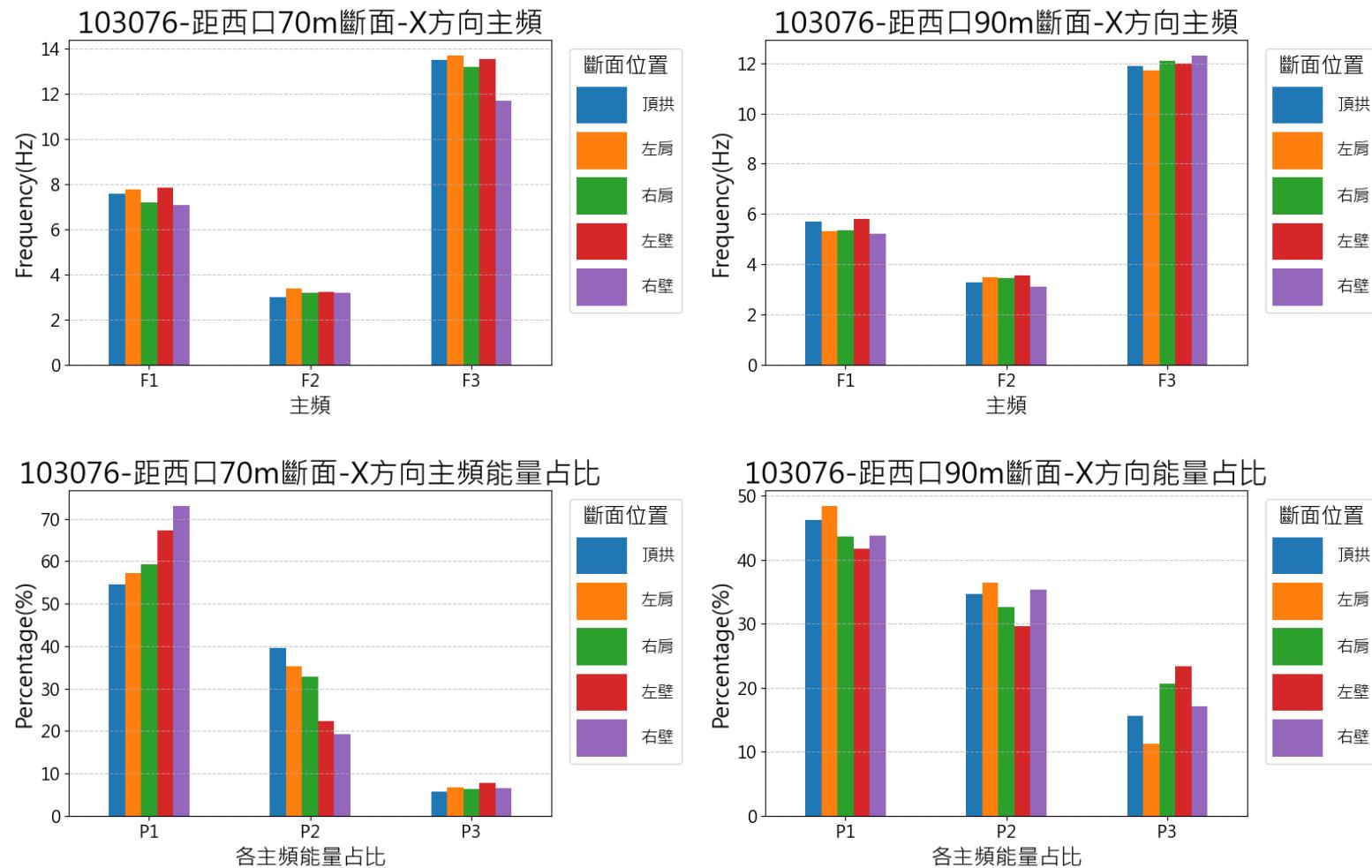


圖 5.7 103076 號地震距西口 70m、90m 監測點 IMF 性質(左為山側、右為溪側)

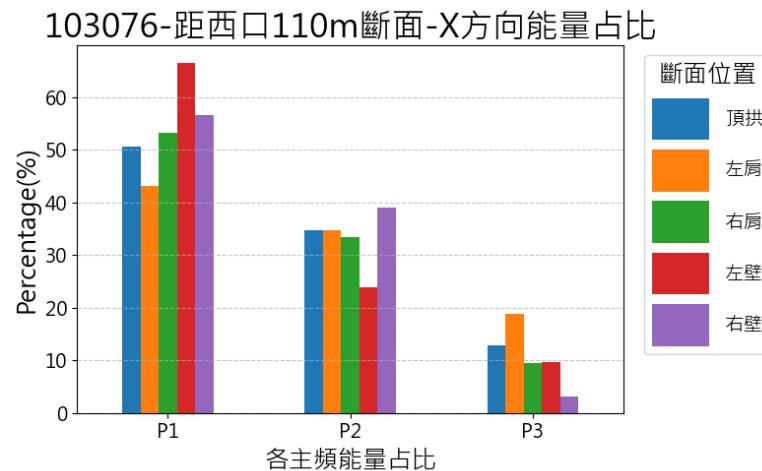
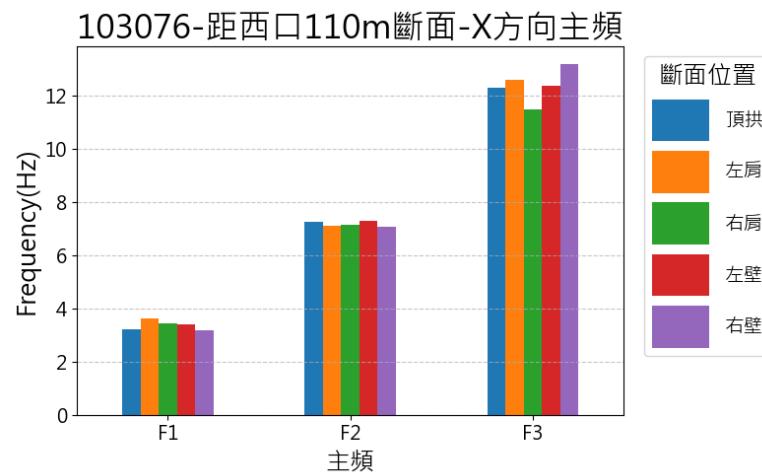


圖 5.8103076 號地震距西口 110m 監測點 IMF 性質(左為山側、右為溪側)



5.2 隧道受震最大加速度與訊號能量：

本節整理三維數值分析後各斷面上之監測點 X 及 Y 方向的加速度峰值(PGA)與能量沿隧道不同斷面之加速度與能量變化，如圖 5.9 至 5.11。

X 方向上可以看到區域震源與特定震源之 PGA 及訊號累積能量變化。在洞口段附近的 0m 以及 10m 斷面，於隧道受震時會有最大的 PGA 以及能量，此因為地震波傳播過程中，地震波在洞口段易與隧道洞口處之散射波疊加，且會因此導致橫斷面上肩部位置有應力集中的趨勢。因此洞口處附近會相較更深岩覆之縱面有較大的 PGA 與訊號累積能量。隨著隧道斷面距離洞口越來越遠，岩覆加深的狀況下，PGA 與訊號能量也會有變小之趨勢

Y 方向上，雖然洞口段之 PGA 與能量會相對較大，但與 X 方向相比，並無明顯變小趨勢，原因可歸咎於地震波傳導的方向性，在 Y 方向上(即隧道縱向)，隧道斷面的地形特徵，不像 X 方向上有明顯溪側及山側之地形效應，自由度比起 X 方向上較差，因此導致 PGA 以及訊號能量在 Y 方向上，沿隧道軸向變化不明顯。

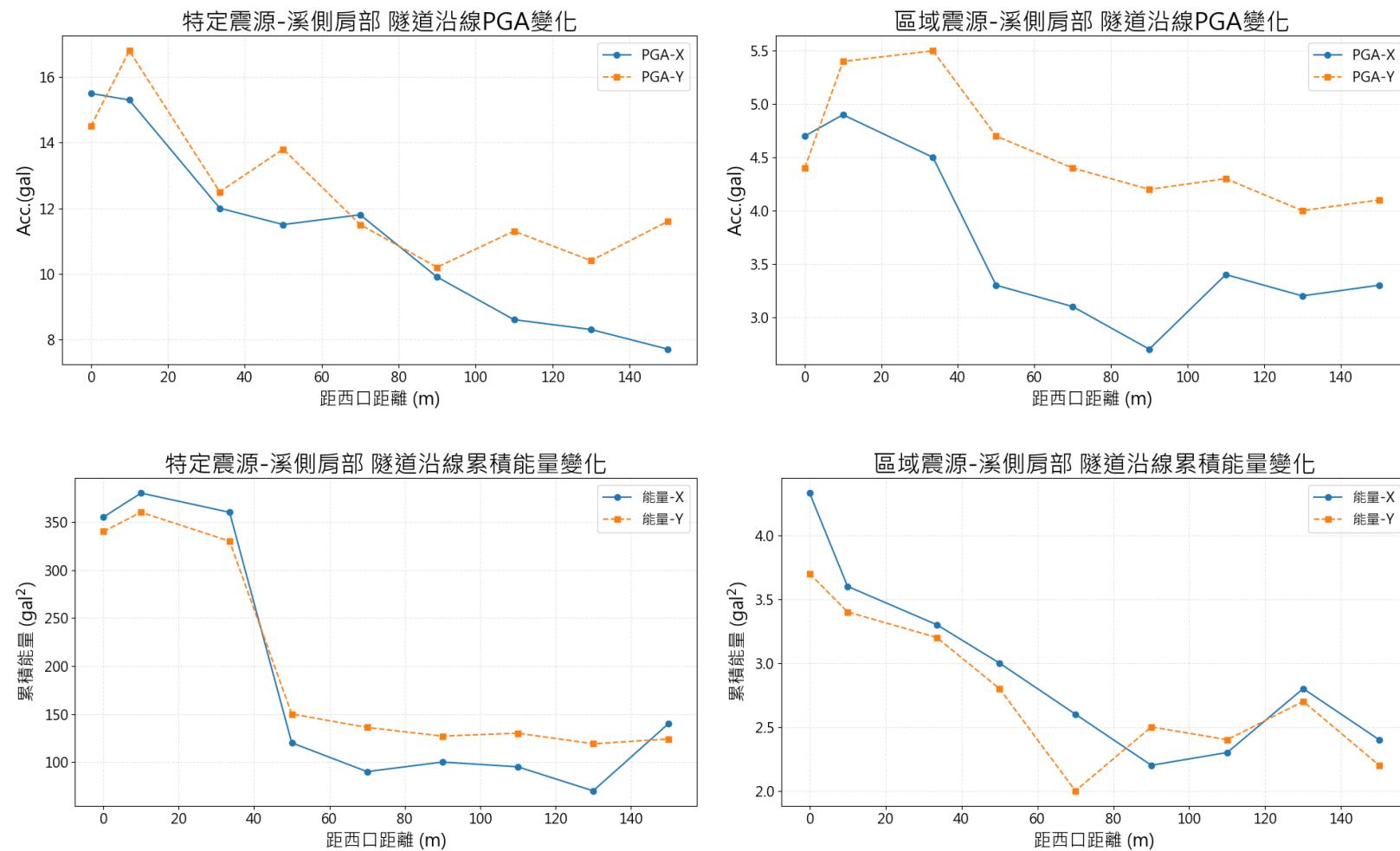
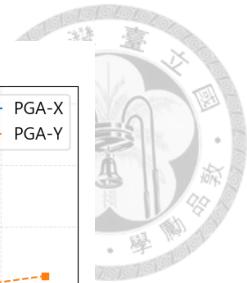


圖 5.9 特定震源與區域震源 PGA 以及累積能量沿隧道變化—溪側肩部

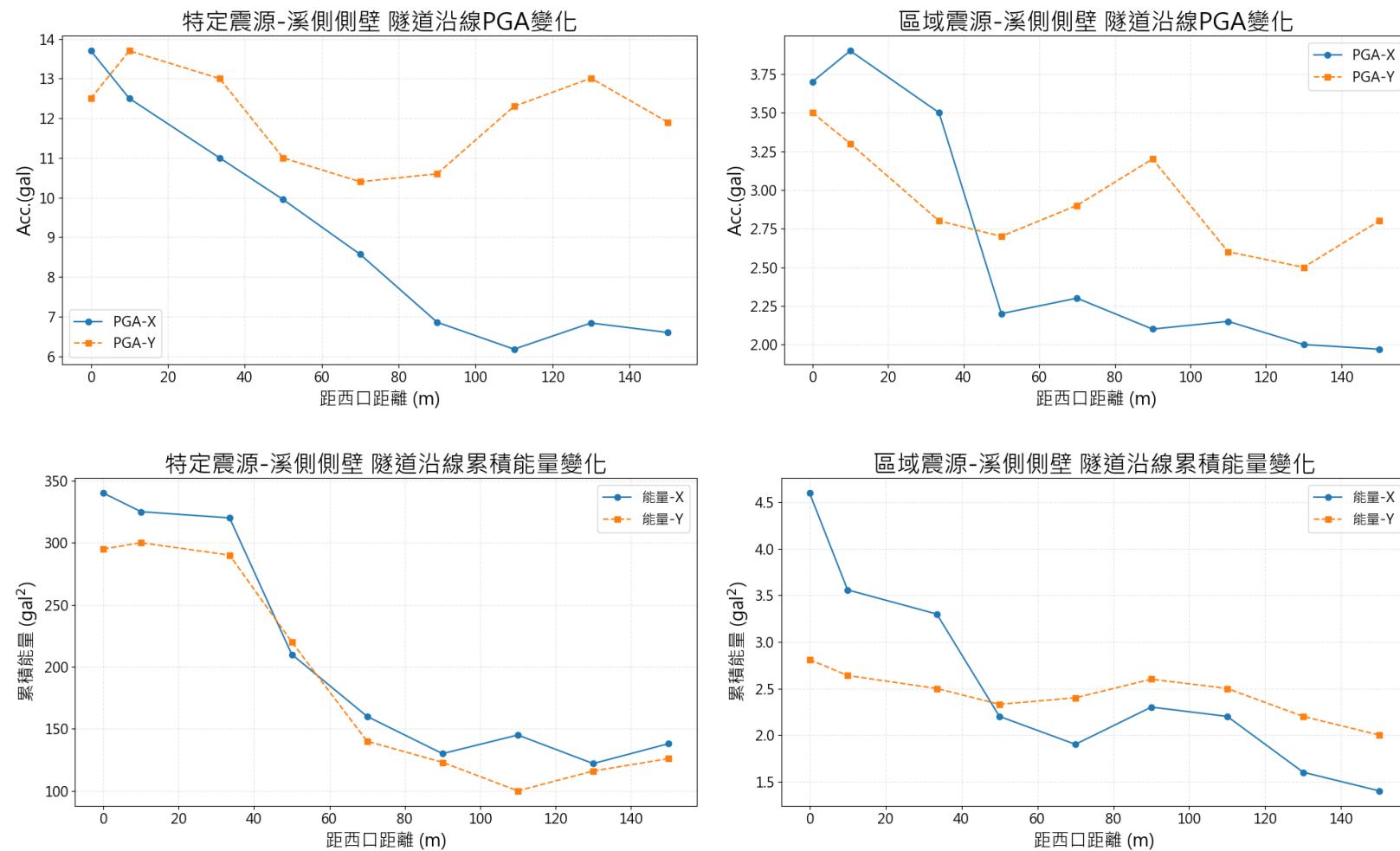


圖 5.10 特定震源與區域震源 PGA 以及累積能量沿隧道變化—溪側壁體

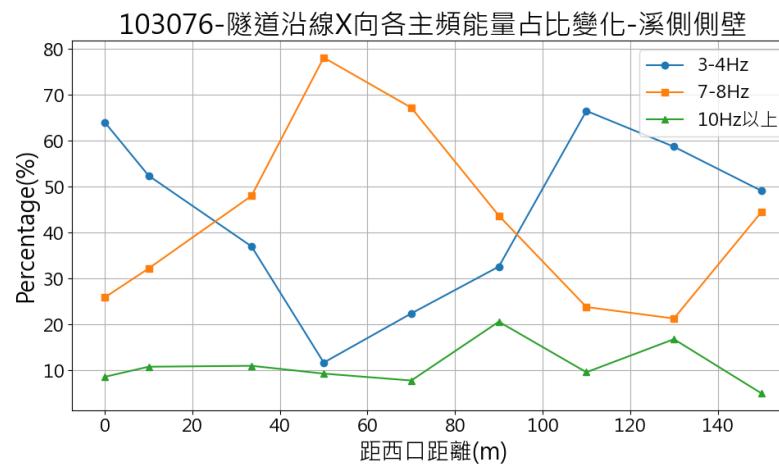
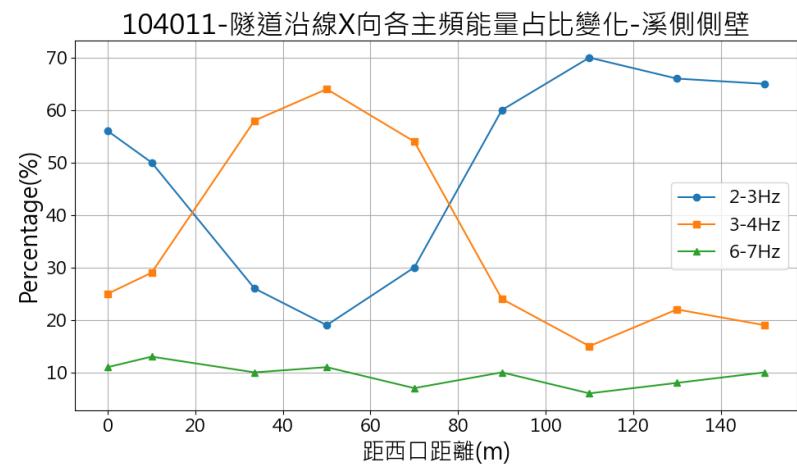
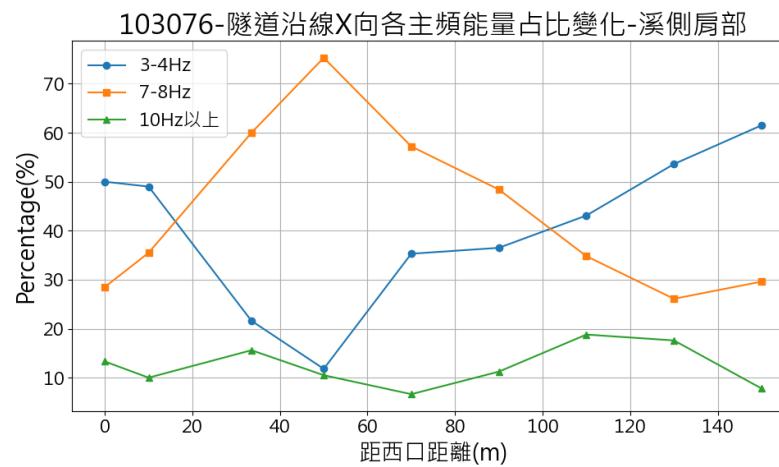
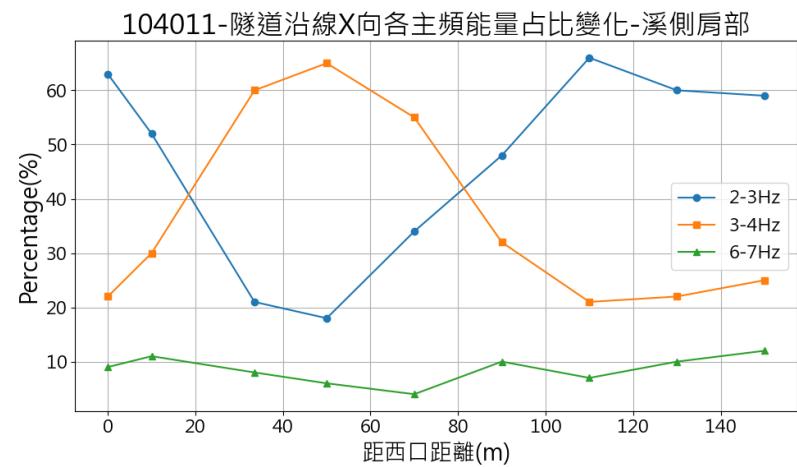
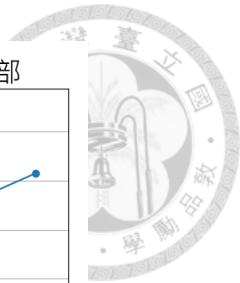


圖 5.11 特定震源(104011 號地震)與區域震源(103076 號地震)主頻能量占比隨距西洞口距離變化

第六章 結論與建議



本研究首先透過對案例隧道周圍之鄰近測站與隧道內的監測系統，探討隧道受不同震源之受震反應，並以此為根據建立三維山岳隧道數值分析方法。比對監測資料與數值模擬結果後，對山岳隧道在不同震源之受震反應進行更深入的探討。本章總結研究結果與後續建議。

6.1 結論

6.1.1 現地監測資料

藉由彙整光纖應變計之位移歷時與訊號處理後之加速度歷時，觀察到震源距離隧道小於 60 公里之地震，地震波傳達到隧道時由於高頻波尚未隨傳播距離消散，導致隧道受到短波長且高振幅之地震波，在隧道範圍內產生較大的振幅差而受損。而震源距離隧道大於 60 公里之地震，其導致隧道受震損壞的主要因為其震動時間長或有較大的加速度峰值，導致隧道在震時所承受的累積地震能量，超過材料強度，導致隧道損壞。

6.1.2 數值模擬方法

- (1) 透過二維半無限域地震場之數值分析，可得知在進行動態分析時，網格尺寸須遵守 Kuhlemeyer and Lysmer(1973)，才能完整呈現地震波之波傳特性，避免模擬過程中因人工損耗而產生不自然的能量損失。
- (2) 使用完整地震歷時作為模型動態輸入，會由於頻率組成過於複雜，導致波傳特性失真，為了呈現動態分析所關注之重點，本研究透過將原地震歷時進行希爾伯特—黃轉換 (HHT) 得到 IMF 性質中之平均頻率與能量佔比，並以此為根據重新合成人工地震波。人工地震波屬於週期波，在進行動態分析時可以針對網格設計強化關注頻率之解析度。且由於輸入動態之組成較單純，對於網格設計可採用漸進式網格，在模型精度不喪失之前提，提高分析解算速率。

6.1.3 隧道受震反應

- (1) 透過分析沿隧道軸向之斷面監測點的 IMF 性質，可以發現隧道在受特定震源地震之震動反應，其主頻及能量佔比沿隧道軸向變化趨於穩定，不會在岩覆及地形的改變下產生特定頻率放大的效應。而隧道受區域震源的地震的震動時，則會在岩覆



較淺的斷面，在 7-9Hz 之頻率域有放大的效應產生，導致隧道主頻及能量佔比沿隧道軸向會有第一第二主頻交換之現象產生。

(2) 分析隧道軸向之加速度峰值(PGA)及加速度訊號累積能量變化，結果指出隧道受震時 PGA 跟累積能量，地震波之方向性與隧道周圍地形的關係，會明顯影響沿隧道軸向之 PGA 與累積能量之變化趨勢。

6.2 建議

(1) 本研究透過 HHT 分解鄰近隧道地震站之震時加速度歷時，得到其 IMF 性質中之平均頻率與能量佔比，並用於合成人工地震波。雖可強化關注頻率，且頻率分布與原地震站取得之加速度歷時相似，但其能量佔比仍有些許差異。若能對 HHT 所得之主頻修正其能量佔比，可以使人工合成地震波更貼近真實地震。

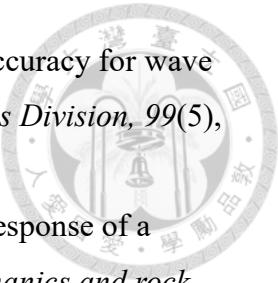
(2) 區域震源地震中由於震源很靠近場址，在數值模擬中的地震輸入，應該考慮地震波的入射角

(3) 在選取地震時，震源位置的分布需要謹慎選擇。因為傳播路徑的介質，可能也會影響地震波的頻率表現。

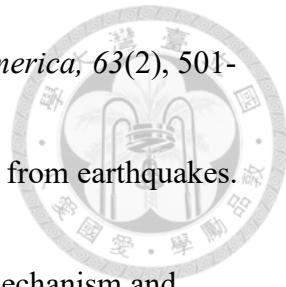
參考文獻



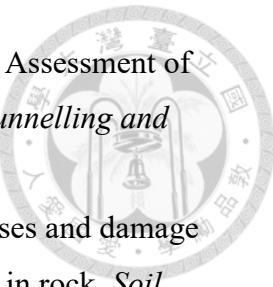
- 1.Bilotta, E., Lanzano, G., Madabhushi, S. G., & Silvestri, F. (2014). A numerical Round Robin on tunnels under seismic actions. *Acta Geotechnica*, 9(4), 563-579.
- 2.Bolt, B. A. (1969). *Duration of strong motion* Proceedings of the 4th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile.
- 3.Chen, C.-H., Wang, T.-T., Jeng, F.-S., & Huang, T.-H. (2012). Mechanisms causing seismic damage of tunnels at different depths. *Tunnelling and underground space technology*, 28, 31-40.
4. Chen, J., Shi, X., & Li, J. (2010). Shaking table test of utility tunnel under non-uniform earthquake wave excitation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(11), 1400-1416.
5. Chiu, Y. C., Kung, C. L., & Wang, T. T. (2019). Site characteristics of a rock tunnel based on field-monitored seismic. *2019 Rock Dynamics Summit: Proceedings of the 2019 Rock Dynamics Summit (RDS 2019), May 7-11, 2019, Okinawa, Japan*, 333.
6. Cilingir, U., & Madabhushi, S. G. (2011). A model study on the effects of input motion on the seismic behaviour of tunnels. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(3), 452-462.
7. Dowding, C. H., & Rozan, A. (1978). Damage to rock tunnels from earthquake shaking. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104(2), 175-191.
8. Hashash, Y. M., Hook, J. J., Schmidt, B., John, I., & Yao, C. (2001). Seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and underground space technology*, 16(4), 247-293.
9. Huang, N. E., Shen, Z., Long, S. R., Wu, M. C., Shih, H. H., Zheng, Q., Yen, N.-C., Tung, C. C., & Liu, H. H. (1998). The empirical mode decomposition and the Hilbert spectrum for nonlinear and non-stationary time series analysis. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A: mathematical, physical and engineering sciences*, 454(1971), 903-995.
10. Huang, N. E., & Wu, Z. (2008). A review on Hilbert-Huang transform: Method and its applications to geophysical studies. *Reviews of geophysics*, 46(2).
11. Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Pearson Education India.



12. Kuhlemeyer, R. L., & Lysmer, J. (1973). Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(5), 421–427.
13. Kung, C.-L., Wang, T.-T., Chen, C.-H., & Huang, T.-H. (2018). Response of a circular tunnel through rock to a harmonic Rayleigh wave. *Rock mechanics and rock engineering*, 51(2), 547-559.
14. Lanzano, G., Bilotta, E., Russo, G., Silvestri, F., & Madabhushi, S. G. (2012). Centrifuge modeling of seismic loading on tunnels in sand. *Geotechnical Testing Journal*, 35(6), 854-869.
15. Lee, G. C., & Loh, C.-H. (2000). *The Chi-Chi, Taiwan, Earthquake of September 21, 1999: Reconnaissance Report*. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research Buffalo, NY.
16. Li, L., Xian, L., Yao, C., Guo, D., & Liu, C. (2020). Numerical Modeling of Seismic Responses and Seismic Measures of Tunnel Crossing a Fault Zone: A Case Study. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2020.
17. Li, T. (2012). Damage to mountain tunnels related to the Wenchuan earthquake and some suggestions for aseismic tunnel construction. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71(2), 297-308.
18. Lysmer, J., & Kuhlemeyer, R. L. (1969). Finite dynamic model for infinite media. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 95(4), 859-877.
19. Moghaddam, M. R., & Baziar, M. H. (2016). Seismic ground motion amplification pattern induced by a subway tunnel: shaking table testing and numerical simulation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 83, 81-97.
20. Mow, C., & Mente, L. (1963). Dynamic stresses and displacements around cylindrical discontinuities due to plane harmonic shear waves.
21. Ohtomo, K., Suehiro, T., Kawai, T., & Kanaya, K. (2001). Research on Streamlining Seismic Safety Evaluation of Underground Reinforced Concrete Duct-Type Structures in Nuclear Power Stations.-Part-2. Experimental Aspects of Laminar Shear Sand Box Excitation Tests with Embedded RC Models.
22. Owen, G. N., & Scholl, R. E. (1981). Earthquake engineering of large underground structures.
23. Pao, Y.-H. (1962). Dynamical stress concentration in an elastic plate.
24. Schnabel, P. B., & Bolton Seed, H. (1973). Accelerations in rock for earthquakes in



- the western United States. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 63(2), 501-516.
25. Sharma, S., & Judd, W. R. (1991). Underground opening damage from earthquakes. *Engineering geology*, 30(3-4), 263-276.
26. Shen, Y., Gao, B., Yang, X., & Tao, S. (2014). Seismic damage mechanism and dynamic deformation characteristic analysis of mountain tunnel after Wenchuan earthquake. *Engineering geology*, 180, 85-98.
27. St John, C., & Zahrah, T. (1987). Aseismic design of underground structures. *Tunnelling and underground space technology*, 2(2), 165-197.
28. Sun, B., Zhang, S., Deng, M., & Wang, C. (2020). Nonlinear dynamic analysis and damage evaluation of hydraulic arched tunnels under mainshock–aftershock ground motion sequences. *Tunnelling and underground space technology*, 98, 103321.
29. Sun, T., Yue, Z., Gao, B., Li, Q., & Zhang, Y. (2011). Model test study on the dynamic response of the portal section of two parallel tunnels in a seismically active area. *Tunnelling and underground space technology*, 26(2), 391-397.
30. Trifunac, M. D., & Brady, A. G. (1975). A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(3), 581-626.
31. Tsinidis, G., de Silva, F., Anastasopoulos, I., Bilotta, E., Bobet, A., Hashash, Y. M., He, C., Kampas, G., Knappett, J., & Madabhushi, G. (2020). Seismic behaviour of tunnels: From experiments to analysis. *Tunnelling and underground space technology*, 99, 103334.
32. Wang, F., Jiang, X., & Niu, J. (2017). The large-scale shaking table model test of the shallow-bias tunnel with a small clear distance. *Geotechnical and Geological Engineering*, 35(3), 1093-1110.s
33. Wang, J. (1993). Seismic design of tunnels: a state-of-the-art approach. Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas. Inc., New York, NY, Monograph, 7.
34. Wang, T.-T., Hsu, J.-T., Chen, C.-H., & Huang, T.-H. (2014). Response of a tunnel in double-layer rocks subjected to harmonic P-and S-waves. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 70, 435-443.
35. Wang, T.-T., Kwok, O.-L. A., & Jeng, F.-S. (2021). Seismic response of tunnels revealed in two decades following the 1999 Chi-Chi earthquake (Mw 7.6) in Taiwan: A review. *Engineering geology*, 106090.



36. Wang, W., Wang, T., Su, J., Lin, C., Seng, C., & Huang, T. (2001). Assessment of damage in mountain tunnels due to the Taiwan Chi-Chi earthquake. *Tunnelling and underground space technology*, 16(3), 133-150.
37. Wang, X., Chen, J., Zhang, Y., & Xiao, M. (2019). Seismic responses and damage mechanisms of the structure in the portal section of a hydraulic tunnel in rock. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 123, 205-216.
38. Wang, Z., Gao, B., Jiang, Y., & Yuan, S. (2009). Investigation and assessment on mountain tunnels and geotechnical damage after the Wenchuan earthquake. *Science in China Series E: Technological Sciences*, 52(2), 546-558.
39. Xu, H., Li, T., Xia, L., Zhao, J. X., & Wang, D. (2016). Shaking table tests on seismic measures of a model mountain tunnel. *Tunnelling and underground space technology*, 60, 197-209.
40. Yang, D., Naesgaard, E., Byrne, P. M., Adalier, K., & Abdoun, T. (2004). Numerical model verification and calibration of George Massey Tunnel using centrifuge models. *Canadian geotechnical journal*, 41(5), 921-942.
41. Yashiro, K., Kojima, Y., & Shimizu, M. (2007). Historical earthquake damage to tunnels in Japan and case studies of railway tunnels in the 2004 Niigataken-Chuetsu earthquake. *Quarterly Report of RTRI*, 48(3), 136-141.
42. Yu, H., Chen, J., Bobet, A., & Yuan, Y. (2016). Damage observation and assessment of the Longxi tunnel during the Wenchuan earthquake. *Tunnelling and underground space technology*, 54, 102-116.
43. Zhang, X.-P., Wong, L. N. Y., Wang, S.-J., & Han, G.-Y. (2011). Engineering properties of quartz mica schist. *Engineering geology*, 121(3-4), 135-149.
44. 張詠泳. (2010). 潛移深層地滑邊坡案例之變形特徵與運動歷程探討. 臺北科技大學資源工程研究所碩士論文, 1-72.
45. 陳正勳, 王泰典, & 黃燦輝. (2011). 山嶺隧道受震損害類型與原因之案例研究. *岩石力學與工程學報*, 30(1), 45-57.
46. 羅百喬. (2013). 深層地滑邊坡運動歷程暨微地動特性案例研究. 臺北科技大學資源工程研究所學位論文, 1-160.
47. 蘇仁偉. (2021). 岩石隧道受震反應：現地監測資料解析與三維數值模擬. 國立臺灣大學土木工程學系學位論文, 2021.
48. 何恭睿. (2015). 大南澳片岩的構造演化歷史-以和平、萬榮與南部橫貫公路為

例. 臺北科技大學工程科技研究所博士學位論文



附錄 口試問題紀錄與回覆



提問委員	問題與建議	回覆
張國楨 教授	研究中哪些部分是自己做的？	1. 加入 3 起地震事件進行加速度訊號處理。 2. 整理出各地震事件的光纖位移歷時。 3. 二維半無限域地震場數值分析 4. 考慮震源距離設計三維數值模型的網格
	此方法是否可套用至其他隧道，還是只針對嘉寶隧道？	此方法目前針對案例隧道進行分析，但可應用到其他隧道
	3D 模型數值分析，隧道兩個方向之結果應該要不一樣	隧道 X 及 Y 向的 PGA 以及能量分布，有因為地形效應產生不一樣的趨勢
	嘉寶附近地質狀況可再補充。	已對案例隧道周圍地質條件進行更詳細之補充
郭安妮 副教授	濾波是如何進行的，為什麼使用人工合成之地震，不直接用濾波出來的？	本研究對隧道內及周圍測站的加速度歷時，在 0.8-20Hz 進行帶通濾波。透過 2 維半無限域之地震場以及三維數值分析，若使用濾波出來的歷時，網格細化到前人所建議的尺寸，在高頻波的頻率分布還是會相對模糊且 IMF 性質也會受到干擾。

		<p>因此採用人工合成地震，在中高低頻的分布上由主頻代替。</p>
	<p>選這 3 個頻率用於合成地震波的原因？</p>	<p>三個主頻主要是得自周圍測站加速度歷時的 IMF 性質中，能量占比前三高、且合計能量達 80% 以上的頻率。若合計能量不足，可以再增加主頻段。</p>
	<p>高頻及低頻、遠域及近域，要定義清楚。</p>	<p>低頻會定義為 6Hz 以下，高頻定義為 10Hz 以上。特定(原遠域)震源定義為距離隧道 60 公里以上之震源。區域震源(原近域)則為距離隧道 60 公里以下。</p>
	<p>彈性模型有設阻尼比嗎？</p>	<p>已對模型設定進行修改，將岩石材料的阻尼比設置為 0.05。並修正分析結果。</p>
<p>趙韋安 副教授</p>	<p>為什麼用 2014-2016 地震資料、及周圍測站資料對你有甚麼幫助？</p>	<p>因為隧道內監測儀器的資料集中於 2014-2016，鄰近測站的加速度歷時用於人工合成輸入波，並比對人工合成波作為輸入地震的數值分析結果與隧道內監測資料的差異。</p>



楊宜蓉 博士	測站資料的取得，在結論與建議部分說明？為什麼使用周圍測站的地震歷時，然後為什麼不用隧道內，最後是否加裝自由場的測站在鄰近隧道旁，這之間的比較或差異。	已在結論與建議的部分修改。
	地震入射角再區域地震比較不會是垂直，入射角度是否影響分析模擬？	目前二維及三維地震波的輸入，尚無考慮入射角影響
	論文題目建議修改為：震態主頻對山岳隧道變形關聯性分析：現地監測與數值模擬比較。	已修改論文題目
	論文中的近域震源地震應修改為區域震源地震，遠域地震為特定震源地震。	已在論文中進行修正
	引用文獻的格式有問題	已修正引用文獻的格式
	外島測站，通過的介質會不同，非單純距離或頻率問題。	本研究目前探討不同震源距離對隧道之受震反應，對於傳播路徑上之介質尚無進行考慮。
	論文題目可加數值相關	已對論文題目進行更貼合研究之修正。
	數值模型的相關圖片，應加上更詳細標籤	已修改數值模型部分的示意圖