

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



由山岳隧道圍岩依時變形案例探討襯砌受力特性

Investigation of Lining Stress Characteristics Based on a  
Case Study of Time-Dependent Deformation in  
Surrounding Rock of a Mountain Tunnel

蔡承翰

Cheng-Han Tsai

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

首先，衷心感謝我的母親子芸。自我與弟弟幼時起，母親便在艱困的生活環境中獨力撫養我們長大，無怨無悔地扛起家庭重擔。無論我提出什麼人生目標，您始終給予我最溫暖、最簡單卻最有力的兩個字：「加油。」我說我想考台大研究所，您說「加油」；我說我想考土木技師，您說「加油」；我說王泰典老師建議我繼續攻讀博士班，您還是那句「加油」。雖然您從不多問我到底在忙些什麼，也許並不了解我專業的內容，但您始終無條件支持與相信我。雖然我還不夠成熟，尚未成為能獨當一面、照顧您與弟弟的角色，但未來我會繼續努力，請再給我一些時間。

感謝我的高中班導師鄭淑珠老師。您總是比我媽還關心我、管得更多，對我的生活與學業無微不至，甚至一通電話講上三四個小時也捨不得掛斷。是您引領我進入土木工程這個領域，從數學、力學、測量、製圖，到砌磚這些看似平凡的基礎技能，這些年在求學與實務中都發揮了實際作用，也讓我不致辜負當年的教導，六年來，從未忘記是誰在我人生關鍵的轉捩點給予方向。

感謝我的碩班指導教授王泰典老師。還記得與您第一次會面時，我尚未報考研究所，您卻對我說出：「我覺得你跟我個性很合」、「好好讀工程數學」這兩句話，至今仍深深記在心中。雖然我自認從小就挺調皮的，但在老師面前，卻始終是那個最聽話的學生。感謝您為我們打造無與倫比的學習環境，亦師亦友的互動讓我倍感溫暖。去年底我手術休養期間，致電向您報備研究進度，您第一時間關心的並不是成果，而是我的身心狀況，當下讓人倍感安心，常聽您替我們這一代土木新血規劃未來，每每感動與敬佩交織在心。回首當年選擇加入王門這個大家庭，至今仍深感慶幸。

感謝高中到研究所一路走來九年的同學張晟祐，這大概是我第一次打對你的名字，儘管我們個性落差甚遠，日常雖免不了你受不了我的北爛、我受不了你的古板和衣服的味道(最近有變香一些)，但你是最了解我也最能體諒我的人，儘管未來我們選擇不同的道路走下去，但希望你銘記一首知名歌曲《基隆路邊的所在》最後唱到「就算說再甘苦 也毋需要多去怨嘆啥 繼續行選擇的路 綻放光彩~」，或是等我創業吧，相信之後我們還會再相聚一起努力的。

感謝國防大學李宏輝老師與顧家豪同學，對整個研究試驗部分的大力協助，感謝整個王門隧道典宮溫暖的大家庭，博士班學長姐們宥傑、詠智、柏愷、家宏、Rabers 未來還需要你們多多關照，來日方長每天都還會見面這裡就不寫得太害羞了，等幾年後再來認真徹頭徹尾感謝一次。同學 lpx、jerry、PFC 就謝拉。學弟俊群、宇舜，這學期大大小小的事都在麻煩你們，你們的頂不言而喻也預祝未來你們順利畢業，明明我就不是個什麼稱職的學長，俊群大四時的那杯飲料、宇舜兩次從桃園帶回來的肉蛋吐司我都銘記在心，之後醉衍居見。

陳之藩曾說「要感謝的人太多了，那就謝天吧」，最後期許自己畢業順利，口試完要改的東西不要太多，否則要改的內容太多了，那就改天吧!



## 摘要

隧道為關鍵交通基礎設施，其服務對現代社會的安全穩定至關重要。當今隧道工程設計理論多基於施工開挖引致擾動後，圍岩應力－應變重分布與支撐系統再平衡的假設下，隧道力學中襯砌常被視為安全儲備，僅承受自重理論上內應力甚低。惟諸多營運中隧道案例出現襯砌裂縫現象，意即其所承受應力已超出混凝土開裂強度，源於超乎預期的外部載重，如地震、地下水壓、圍岩依時變形效應，或是襯砌老劣化等因素所引致。其中，圍岩依時變形引起的襯砌裂縫具有累積性與延續性，將隨時間持續惡化削弱隧道的服務性能，繼而衝擊隧道使運輸網絡的韌性下降。因此，圍岩依時變形對隧道襯砌受力與全生命週期韌性評估的影響，亟需深入探討與重新檢視。

曾文水庫越域引水工程的西隧道，提供了此類問題的典型案例。該隧道多數區段於初期開挖與支撐系統設置後，圍岩變形迅速收斂並趨穩，然而，原訂計畫混凝土襯砌的澆置工程，卻因莫拉克颱風帶來的強降雨重創工址與鄰近環境而遭延宕。此後，西隧道部分區段陸續觀察到圍岩變形現象，甚至造成支撐構件局部破壞，該隧道開挖後 1500 餘日的圍岩變形監測與相關施工記錄、支撐破壞現象，提供了罕見的長期圍岩依時變形議題研究資料。

本文研析西隧道相關監測資料，歸納圍岩變形包括彈性、塑性與黏性等部分，且顯露滯動現象，為合理描述完整變形歷程，本文提出一套創新修正型柏格模型 (Modified Burgers Model)，並將應力門檻引入馬克斯威爾阻尼 (Maxwell Dashpot) 機制，用以模擬岩體在不同階段之依時變形特性。為了滿足數值模擬與實例隧道相關性，本文依據現地地質紀錄與圍岩變形監測資料，反算所提模型所需參數，並透過數值模擬評估圍岩依時變形對襯砌應力的影響。另亦配合室內潛變試驗，觀察不同應力條件下岩體的變形曲線，據以推估合理的應力門檻範圍。模擬結果顯示相同時間下，考量依時變形特性會造成襯砌內部顯著的應力增量，以及開挖中若無施作仰拱結構，長期下襯砌底部將隨時間累積大量集中應力，使隧道路面

產生無法忽視的隆起變形，對襯砌安全與耐久性具實質威脅，顯見圍岩依時特性的韌性評估中之關鍵性。

隧道規劃設計階段的地質調查與地工評估應釐清圍岩是否具依時變形特性，將其效應納入隧道支撐系統與襯砌設計考量，配合適當的施工監測確認其影響。

本研究提出修正柏格模式與施工監測數據反算圍岩依時變形相關參數，進而評估襯砌長期受力的方法，則可提供現代化隧道工法遭遇具依時變形特性地盤調查、設計、施工監測以至於營運階段維護管理的參考。

**關鍵字：**山岳隧道、圍岩依時變形、黏彈塑組成律、應力門檻、潛變試驗

## Abstract

Tunnels are critical transportation infrastructure, and their service integrity is essential to the safety and stability of modern society. Contemporary tunnel engineering design theories are largely based on the assumption of stress-strain redistribution in surrounding rock following excavation-induced disturbances, with the support system subsequently re-establishing equilibrium. In tunnel mechanics, the lining is often regarded as a safety reserve, theoretically bearing minimal internal stress from self-weight alone. However, numerous operational tunnels have exhibited lining cracks, indicating that the stress exerted has exceeded the concrete's tensile strength. This is often attributable to unexpected external loads such as seismic activity, groundwater pressure, time-dependent deformation of surrounding rock, or aging and deterioration of the lining. Among these, cracks induced by time-dependent deformation of surrounding rock are cumulative and progressive, continuing to worsen over time and thereby undermining the tunnel's service performance and the resilience of the transportation network it supports. Therefore, the influence of surrounding rock time-dependent deformation on tunnel lining stress and lifecycle resilience assessment necessitates further investigation and reevaluation.

The West Tunnel of the Zhengwen Reservoir Inter-basin Water Diversion Project serves as a representative case study of such issues. In most sections of the tunnel, rock deformation stabilized promptly following initial excavation and installation of the support system. However, the planned concrete lining works were delayed due to severe rainfall and site damage caused by Typhoon Morakot. Subsequently, ongoing deformation of the surrounding rock was observed in certain sections of the West Tunnel, with partial damage to support components. Over 1,500 days of post-excavation monitoring data, construction records, and support failure observations

provide a rare dataset for studying long-term time-dependent deformation in surrounding rock.

This study analyzes monitoring data from the West Tunnel, identifying that surrounding rock deformation comprises elastic, plastic, and viscous components, with evident retardation phenomena. To accurately describe the complete deformation process, an innovative Modified Burgers Model is proposed, incorporating a stress threshold into the Maxwell dashpot mechanism to simulate time-dependent deformation characteristics at various stages. To ensure correlation with actual tunnel conditions, model parameters were back-calculated using geological records and monitoring data. Numerical simulations were then used to evaluate the impact of time-dependent deformation on lining stress. Complementary creep tests were conducted to observe rock deformation under various stress conditions, enabling estimation of reasonable stress threshold ranges. Simulation results reveal that over time, consideration of time-dependent deformation leads to significant increases in internal lining stress. Moreover, the absence of an invert structure during excavation results in substantial stress accumulation at the lining base over the long term, leading to pronounced uplift deformation of the tunnel floor. This poses a tangible threat to the safety and durability of the lining, underscoring the critical role of surrounding rock time-dependency in resilience assessments.

Geological investigations and geotechnical evaluations during the planning and design stages should identify whether surrounding rock exhibits time-dependent deformation characteristics and incorporate such effects into support and lining design. This should be supported by appropriate construction monitoring to confirm their influence. The modified Burgers model proposed in this study, along with back-analysis of monitoring data to derive relevant deformation parameters, offers a method for assessing long-term

lining stress. This can serve as a reference for modern tunnel construction methods encountering time-dependent ground behavior in site investigation, design, construction monitoring, and maintenance management during operation.

**Keywords:** Mountain tunnel, Time-dependent deformation of surrounding rock, Viscoelastic-plastic constitutive law, Stress threshold, Creep test

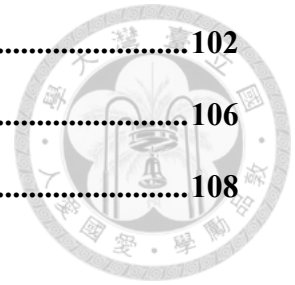
# 目次



|                                      |           |
|--------------------------------------|-----------|
| 誌謝.....                              | i         |
| 摘要.....                              | ii        |
| Abstract.....                        | iv        |
| 目次.....                              | viii      |
| 圖次.....                              | ix        |
| 表次.....                              | xvi       |
| <b>第一章 緒論 .....</b>                  | <b>1</b>  |
| 1.1 研究背景與目的.....                     | 1         |
| 1.2 研究方法與流程.....                     | 3         |
| 1.3 論文架構與主要內容.....                   | 5         |
| <b>第二章 文獻回顧 .....</b>                | <b>6</b>  |
| 2.1 韌性評估(Resilience Assessment)..... | 6         |
| 2.1.1 韌性概念發展.....                    | 6         |
| 2.1.2 韌性評估方法.....                    | 8         |
| 2.1.3 韌性評估於隧道工程之應用.....              | 10        |
| 2.2 隧道工程設計與施工簡介.....                 | 13        |
| 2.2.1 山岳隧道設計理論.....                  | 13        |
| 2.2.2 山岳隧道施工方法.....                  | 17        |
| 2.3 山岳隧道結構穩定影響因素.....                | 21        |
| 2.4 圍岩依時變形特性.....                    | 24        |
| 2.4.1 岩石力學依時變形描述.....                | 24        |
| 2.4.2 隧道力學圍岩變形描述.....                | 27        |
| 2.4.3 數值方法與力學模式.....                 | 29        |
| <b>第三章 研究案例與研究方法 .....</b>           | <b>34</b> |

|                             |           |
|-----------------------------|-----------|
| 3.1 研究案例.....               | 34        |
| 3.1.1 圍岩變形曲線分類.....         | 38        |
| 3.2 研究方法.....               | 44        |
| 3.2.1 數值模擬.....             | 44        |
| 3.2.2 參數反算方法.....           | 50        |
| 3.2.3 潛變試驗方法.....           | 53        |
| <b>第四章 圍岩依時變形模擬結果 .....</b> | <b>62</b> |
| 4.1 數值模擬驗證.....             | 62        |
| 4.2 圍岩依時變形模擬結果.....         | 65        |
| 4.2.1 高岩覆深度隧道.....          | 66        |
| 4.2.2 中岩覆深度隧道.....          | 67        |
| 4.2.3 低岩覆深度隧道.....          | 68        |
| 4.3 圍岩依時變形討論.....           | 76        |
| 4.3.1 依時變形與彈塑變形.....        | 76        |
| 4.3.2 依時變形與支撐應力.....        | 81        |
| 4.3.3 依時變形與支撐應力.....        | 82        |
| <b>第五章 圍岩依時變形應用 .....</b>   | <b>85</b> |
| 5.1 隧道襯砌受力特性.....           | 85        |
| 5.1.1 無仰拱襯砌受力分析結果.....      | 87        |
| 5.1.2 有仰拱襯砌受力分析結果.....      | 90        |
| 5.2 圍岩依時變形應用.....           | 93        |
| <b>第六章 結論與建議 .....</b>      | <b>96</b> |
| 6.1 結論.....                 | 96        |
| 6.2 建議.....                 | 97        |
| <b>參考文獻.....</b>            | <b>98</b> |

|                              |     |
|------------------------------|-----|
| 口試問答紀錄表暨回復表 .....            | 102 |
| 附錄一 彈性力學-極座標下微元素應力應變關係 ..... | 106 |
| 附錄二 岩石室內潛變試驗 .....           | 108 |



## 圖次



|                                                     |    |
|-----------------------------------------------------|----|
| 圖 1.2.1 研究流程圖.....                                  | 4  |
| 圖 2.1.1 工程設計理念演進脈絡圖.....                            | 7  |
| 圖 2.1.2 功能恢復曲線與韌性指數示意圖(Cimellaro et al., 2010)..... | 9  |
| 圖 2.1.3 多維度韌性評估概念圖.....                             | 9  |
| 圖 2.1.4 韌性評估框架(Cimellaro et al., 2010).....         | 12 |
| 圖 2.1.5 營運中山岳隧道裂縫與位移變形指標分區圖(Wang et al. ,2024)..... | 12 |
| 圖 2.2.1 隧道周圍應力分布理論解參考坐標系統(Kirsch,1898).....         | 16 |
| 圖 2.2.2 閉合約束法地盤反應曲線與支撐特徵曲線(Hoek & Brown, 1980)..... | 16 |
| 圖 2.2.3 台階式開挖工法示意圖.....                             | 19 |
| 圖 2.2.4 側導坑開挖工法示意圖.....                             | 19 |
| 圖 2.2.5 支撐系統配置示意圖.....                              | 20 |
| 圖 2.2.6 監測儀器配置示意圖.....                              | 20 |
| 圖 2.2.7 營運中隧道襯砌裂縫.....                              | 20 |
| 圖 2.3.1 隧道結構行為影響因素.....                             | 22 |
| 圖 2.3.2 隧道全生命週期韌性評估架構(Zhu & Zhang,2025).....        | 23 |
| 圖 2.3.3 隧道功能性曲線(Zhu & Zhang,2025).....              | 23 |
| 圖 2.4.1 完整岩材在單壓試驗中反應的應力應變曲線(Goodman,1989).....      | 25 |
| 圖 2.4.2 岩石材料之依時變形曲線(Goodman,1989).....              | 26 |
| 圖 2.4.3 各力學模式組合型式示意圖(Goodman,1989).....             | 26 |
| 圖 2.4.4 隧道圍岩淨空間變形(Sulem et al., 1987).....          | 28 |
| 圖 2.4.5 有限差分法數值循環運算流程圖.....                         | 32 |
| 圖 2.4.6 黏彈塑性力學模式(Z. Guan et al., 2008).....         | 32 |
| 圖 2.4.7 軸差應力門檻與體積應力門檻朱晃葵 (2009).....                | 32 |
| 圖 2.4.8 黏滯參數示意圖朱晃葵 (2009).....                      | 33 |

|                                             |    |
|---------------------------------------------|----|
| 圖 2.4.9 潛變應力門檻(劉彥杰,2023).....               | 33 |
| 圖 3.1.1 曾文水庫越域引水計畫西引水隧道沿線地質剖面圖.....         | 36 |
| 圖 3.1.2 案例隧道計測項目安裝示意圖.....                  | 37 |
| 圖 3.1.3 類別一圍岩變形曲線.....                      | 40 |
| 圖 3.1.4 類別二圍岩變形曲線.....                      | 41 |
| 圖 3.1.5 類別三圍岩變形曲線.....                      | 42 |
| 圖 3.1.6 類別四圍岩變形曲線.....                      | 43 |
| 圖 3.2.1 應力門檻閥值線與破壞包落線示意圖.....               | 45 |
| 圖 3.2.2 本研究提出之力學模式.....                     | 46 |
| 圖 3.2.3 應力莫爾圓未觸及依時門檻.....                   | 46 |
| 圖 3.2.4 應力莫爾圓觸及依時門檻且未觸及降伏門檻.....            | 47 |
| 圖 3.2.5 應力莫爾圓觸及降伏門檻.....                    | 47 |
| 圖 3.2.6 隧道開挖後不平衡力分布圖.....                   | 48 |
| 圖 3.2.7 隧道開挖後頂拱處圍岩應力莫爾圓(左)與主應力元素塊(右).....   | 48 |
| 圖 3.2.8 圍岩潛變試驗試體設計圖(上)3度試體與(下)5度試體.....     | 54 |
| 圖 3.2.9 無圍束單壓試驗數值模擬結果(左)最大主應力(右)最小主應力.....  | 55 |
| 圖 3.2.10 無圍束單壓潛變試驗配置(左)浸水試體(右)乾燥試體.....     | 56 |
| 圖 3.2.11 砂岩浸水無圍束單壓潛變試驗軸向應變-時間曲線.....        | 56 |
| 圖 3.2.12 有圍束單壓試驗數值模擬結果(左)最大主應力(右)最小主應力..... | 57 |
| 圖 3.2.13 有圍束單壓潛變試驗配置.....                   | 58 |
| 圖 3.2.14 砂岩有圍束單壓潛變試驗軸向應變-時間曲線.....          | 58 |
| 圖 3.2.15 3度扇形試體數值模擬結果(左)最大主應力(右)最小主應力.....  | 60 |
| 圖 3.2.16 5度扇形試體數值模擬結果(左)最大主應力(右)最小主應力.....  | 60 |
| 圖 3.2.17 有圍束扇形試體環壓潛變試驗破壞照片.....             | 60 |
| 圖 3.2.18 石膏砂漿翻模試體(左)5度試體(右)3度試體.....        | 60 |

|                                           |    |
|-------------------------------------------|----|
| 圖 4.1.1 案例隧道斷面設計圖(左)與數值建置隧道模型(右).....     | 63 |
| 圖 4.1.2 SWA-042 監測數據回歸參數結果.....           | 63 |
| 圖 4.1.3 隧道開挖頂拱與側壁圍岩主應力.....               | 63 |
| 圖 4.1.4 塑性區分布圖與支撐應力分布圖.....               | 64 |
| 圖 4.1.5 變形曲線比對圖.....                      | 64 |
| 圖 4.2.1 900m 岩覆深度隧道門檻閥值 0.2 依時作用範圍 .....  | 70 |
| 圖 4.2.2 900m 岩覆深度隧道門檻閥值 0.4 依時作用範圍 .....  | 70 |
| 圖 4.2.3 900m 岩覆深度隧道門檻閥值 0.6 依時作用範圍 .....  | 71 |
| 圖 4.2.4 900m 岩覆深度隧道依時變形增量圖 .....          | 71 |
| 圖 4.2.5 300m 岩覆深度隧道門檻閥值 0.2 依時作用範圍 .....  | 72 |
| 圖 4.2.6 300m 岩覆深度隧道門檻閥值 0.4 依時作用範圍 .....  | 72 |
| 圖 4.2.7 300m 岩覆深度隧道門檻閥值 0.6 依時作用範圍 .....  | 73 |
| 圖 4.2.8 300m 岩覆深度隧道依時變形增量圖 .....          | 73 |
| 圖 4.2.9 100m 岩覆深度隧道門檻閥值 0.2 依時作用範圍 .....  | 74 |
| 圖 4.2.10 100m 岩覆深度隧道門檻閥值 0.4 依時作用範圍 ..... | 74 |
| 圖 4.2.11 100m 岩覆深度隧道門檻閥值 0.6 依時作用範圍.....  | 75 |
| 圖 4.2.12 100m 岩覆深度隧道依時變形增量圖 .....         | 75 |
| 圖 4.3.1 第一年依時變形增量熱區圖.....                 | 78 |
| 圖 4.3.2 第二年依時變形增量熱區圖.....                 | 78 |
| 圖 4.3.3 第三年依時變形增量熱區圖.....                 | 79 |
| 圖 4.3.4 第四年依時變形增量熱區圖.....                 | 79 |
| 圖 4.3.5 塑性變形與彈性變形占比圖.....                 | 80 |
| 圖 4.3.6 依時變形與彈塑變形占比圖.....                 | 80 |
| 圖 4.3.7 無依時變形作用下支撐應力.....                 | 81 |
| 圖 4.3.8 有依時變形作用下支撐應力.....                 | 82 |

|                                              |     |
|----------------------------------------------|-----|
| 圖 4.3.9 數值模擬支撐破壞前後依時變形曲線.....                | 84  |
| 圖 4.3.10 支撐破壞前依時變形作用範圍.....                  | 84  |
| 圖 4.3.11 支撐破壞後依時變形作用範圍.....                  | 84  |
| 圖 5.1.1 無依時影響襯砌設計載重(左)與一年依時作用襯砌設計載重(右).....  | 86  |
| 圖 5.1.2 有仰拱襯砌邊界設置(左)與無仰拱襯砌邊界設置(右).....       | 86  |
| 圖 5.1.3 無仰拱襯砌受力變形圖.....                      | 88  |
| 圖 5.1.4 無仰拱襯砌軸力分布圖.....                      | 89  |
| 圖 5.1.5 無仰拱襯砌應力分布圖.....                      | 89  |
| 圖 5.1.6 有仰拱襯砌受力變形圖.....                      | 91  |
| 圖 5.1.7 有仰拱襯砌軸力分布圖.....                      | 92  |
| 圖 5.1.8 有仰拱襯砌應力分布圖.....                      | 92  |
| 圖 附錄 6.2.1 極座標微元素自由體圖.....                   | 107 |
| 圖 附錄 6.2.2 單壓潛變試驗曲線(Chuangzhou Wu,2018)..... | 108 |

## 表次

|                                            |    |
|--------------------------------------------|----|
| 表 1 韌性指數量化分級表(Cimellaro et al., 2010)..... | 12 |
| 表 2 監測斷面位置與岩性.....                         | 39 |
| 表 3 監測數據參數反算結果.....                        | 52 |
| 表 4 監測數據反算參數與潛變試驗參數比對表.....                | 61 |

# 第一章 緒論



本章節說明研究動機與目的，並建置研究流程圖，最後介紹整體論文架構及文章中主要內容。

## 1.1 研究背景與目的

山岳隧道為關鍵交通基礎設施，其服務對現代社會的安全穩定至關重要。當今隧道工程設計理論多基於施工開挖引致擾動，圍岩應力－應變重分布與支撐系統再平衡的假設下，隧道力學中襯砌常被視為安全儲備，僅承受自重理論上內應力甚低。惟諸多營運中隧道案例出現襯砌裂縫現象，即其所承受應力已超出混凝土開裂強度，源於超乎預期的外部載重，如地震、地下水壓、圍岩依時變形效應，或是襯砌老劣化等因素所引致。其中，圍岩依時變形引起的襯砌裂縫具有累積性與延續性，將隨時間持續惡化削弱隧道的服務性能，繼而衝擊隧道使運輸網絡的韌性下降。

韌性 Resilience 概念近年來逐漸廣泛應用於國家治理、生態系統、經濟體系、工程設計與安全管理等多元領域，核心在於強調系統於面對災害或突發事件時的「抵抗能力」與「快速恢復能力」(Park et al., 2013; Hosseini et al., 2016; Ribeiro and Pena Jardim Gonçalves, 2019)。美國國家基礎設施諮詢委員會(National Infrastructure Advisory Council, NIAC)於 2009 年將基礎設施系統的韌性定義為其預測、吸收、適應與從自然災害等破壞性事件中快速恢復的能力。在交通系統中則著重於道路網絡及其關鍵設施在面對極端氣候、自然災害或系統故障等干擾時，能否維持基本運作功能，並於受創後迅速恢復至正常運行狀態的能力(Henry and Ramirez-Marquez, 2012; Pan et al., 2021)。

隧道圍岩之依時變形係指岩石在長時間應力作用下所產生之持續變形行為。若設計階段未妥善評估此因子，可能導致隧道結構安全隨時間減降、削弱其長期韌性，甚至誘發結構損壞。然而，現有大體材料組成率卻難以準確刻劃岩石依時變形的全貌，傳統柏格模型雖能涵蓋彈性、黏彈性與黏塑性等變形特徵，然其馬克斯威爾阻尼元件導致變形無限持續，與常見工程材料行為並不一致。朱晃葵(2009)與劉彥杰(2023)嘗試於柏格模型中引入應力門檻，但仍受限門檻設定與參數選擇，對於不同應力狀態下隧道圍岩或邊坡變形僅能描述趨勢，難以精準量化其關鍵變化。圍岩依時變形特性對於隧道襯砌受力之影響，亟待重新檢視探討與驗證。

鑑於目前山岳隧道設計關於襯砌受圍岩依時變形特性的考量未臻完整，本文透過案例隧道研析與室內岩石力學試驗，探討依時變形現象，深入剖析變形歷時曲線的特性與關鍵的描述要項，據此提出一套具應力門檻機制之改良柏格模型，期能提供更準確之變形量化工具，繼而結合數值模擬方法，應用於模擬案例隧道的依時變形特性，除了驗證本文模型的正確性之外，亦應用於探討圍岩依時變形對案例隧道支撐受力、破壞的影響；接著應用數值模擬方法，研析圍岩依時變形特性對襯砌受力的影響，探討各種支撐補強以及仰拱的效應。最後依據研究成果，提出隧道工程遭遇具依時變形特性之地盤調查、設計、施工監測以至於營運階段維護管理的相關建議。



## 1.2 研究方法與流程

本研究採用方法包括案例隧道變形特性研析、室內岩石力學試驗、岩石依時變形模式修正與數值模擬等，整體研究流程如圖 1.2.1 所示。

曾文水庫越域引水計畫之西隧道工程為探討岩石依時變形現象的典型實例。該隧道多數區段於初期開挖與支撐系統設置後，圍岩變形迅速收斂並趨穩，然而，原訂計畫混凝土襯砌的澆置工程，卻因莫拉克颱風帶來的強降雨重創工址與鄰近環境而遭延宕。此後，西隧道部分區段陸續觀察到圍岩變形現象，甚至造成支撐構件局部破壞，該隧道開挖後 1500 餘日的變形監測曲線呈現圍岩彈性、塑性、黏性變形分量，並顯露滯動現象。本文針對上述監測曲線、施工記錄與支撐破壞現象進行詳實研析，掌握圍岩變形歷時曲線特性與關鍵描述要項，並運用了統計回歸方法反算依時變形參數，奠定後續模式建構與模擬分析基礎。

岩石室內試驗為傳統探求岩石材料依時變形參數的方法，本文自案例隧道之依時變形區段所對應地層鑽取岩心，並參考數值模擬所得圍岩應力量級設計加載條件，進行多階段不同應力比(相對於單壓強度)之潛變試驗，涵蓋了多種不同束制條件。根據試驗結果，評估不同應力比與約束狀態下之依時變形行為，比較案例隧道回歸所得差異，繼而配合數值模擬方法，探討束制條件對岩石依時變形之影響。值得一提的，本文所提之室內試驗係與顧家豪(2025)研究合作完成。

柏格模式兼有凱文模式描述受力由阻尼盤逐漸移轉到彈簧，以及馬克斯威爾模式描述受力瞬時變形與阻尼盤依時變形的特性，為目前應用最廣泛的依時變形模式，串聯破壞準則如莫爾庫倫破壞準則後，可以描述材料的彈、塑、黏性變形。惟傳統柏格模式中，馬克斯威爾阻尼元件會導致變形無限持續，與工程材料最終趨穩之現象不符。本文於馬克斯威爾阻尼盤中導入「應力門檻」概念，修正傳統柏格模式，使其能合理描述不同應力狀態下的滯動現象，並更貼近案例隧道圍岩監測曲線與室內試驗所得之變形特徵。

本文繼而將所提修正柏格模式導入有限差分數值模擬軟體 FLAC<sup>3D</sup>，透過其內建之 FISH 語言撰寫使用者自定材料組成模型，整合應力門檻機制至既有柏格—莫爾模式架構中，發展適用於本研究之數值模擬工具。完成模型建置後，藉由模擬案例隧道圍岩變形歷程，與實際監測結果比對，驗證所提修正柏格模式與其數值實作之正確性與應用性。最終，本文運用該數值模式進行山岳隧道圍岩依時變形對襯砌受力之影響分析，並探討不同支撐補強措施與仰拱結構配置之效益，作為工程實務設計與評估的重要依據。

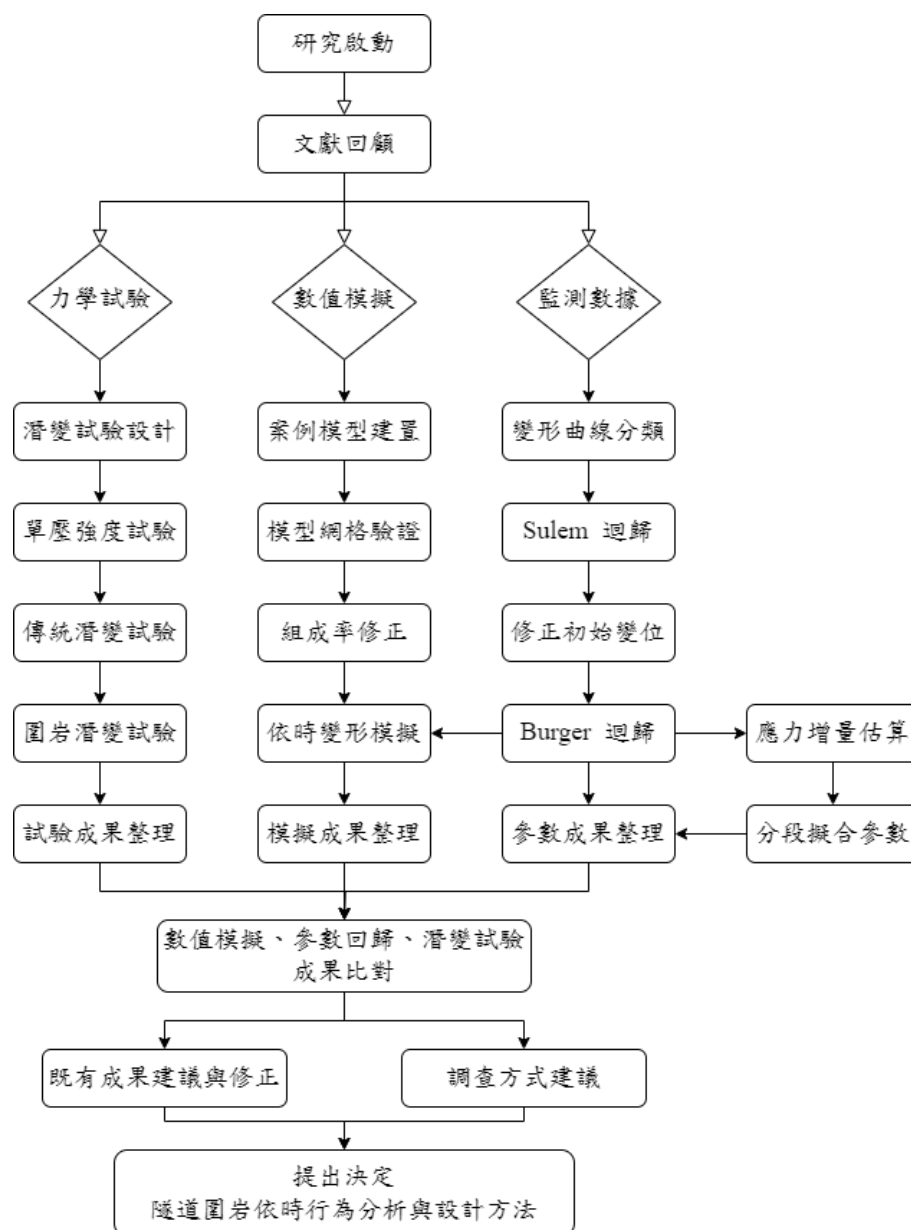


圖 1.2.1 研究流程圖



### 1.3 論文架構與主要內容

本文架構主要包含六個章節，各章節內容分述如下：

#### 第1章 緒論

介紹本研究背景、動機、目的、研究方法與流程。

#### 第2章 文獻回顧

回顧韌性評估、山岳隧道施工與設計相關研究，列舉各項山岳隧道結構行為影響因素，最後，歸納前人有關圍岩依時變形之數值模擬、力學模式與潛變試驗，呼應本研究與前人研究之關聯性與發展性。

#### 第3章 研究案例與研究方法

介紹本研究案例特殊性、施工監測方法與異常狀況。說明如何根據現地資料反算黏性參數，以及設計透過鑽心試體施作創新潛變試驗並求得力學參數。考量數值方法優劣勢，建立創新力學模式與應力門檻，應用該模型模擬隧道圍岩依時變形行為，以及如何探討受此因素影響下襯砌受力特性。

#### 第4章 圍岩依時變形模擬結果

透過現地監測參數回歸決定數值模型所需力學參數，依此案例圍岩依時變形行為，驗證本研究模型之合理性與適用性。並彙整多組不同情境模擬結果，探討設置本研究力學模式門檻閥值之方法。

#### 第5章 圍岩依時變形應用討論

依圍岩依時變形模擬成果，估算不同使用年限下因此特性引發之額外載重，將其與未考量該特性下載重比對。進而分析有仰拱襯砌與無仰拱襯砌受力行為，討論山岳隧道設計時採用本研究力學模式應對實際隧道行為之優勢。

#### 第6章 結論與建議

彙整在本研究中各項現有資料與數值成果，並依照該成果提出合理結論以及未來發展應用之建議。

## 第二章 文獻回顧



本章節回顧韌性評估發展歷程與近年廣泛應用在工程設計端，彙整山岳隧道施工與設計相關研究，列舉了各項山岳隧道結構行為影響因素，最後，歸納前人有關圍岩依時變形之數值模擬、力學模式與潛變試驗，將於下一章節呼應本研究與前人研究之關聯性與發展性。

### 2.1 韌性評估(Resilience Assessment)

#### 2.1.1 韌性概念發展

韌性(Resilience)一詞最早由 [Holling \(1973\)](#) 於生態學領域提出，用以描述生態系統面對外部擾動時，維持核心功能與恢復穩定狀態的能力。該概念由 [Bruneau et al. \(2003\)](#) 率先引入工程領域，定義基礎設施韌性為系統在災害發生時，具備了吸收能量、減少損害、維持功能與災後迅速恢復能力，進一步提出「4R」架構，涵蓋穩健性(Robustness)、冗餘性(Redundancy)、應變能力(Resourcefulness)、恢復速度(Rapidity)，作為韌性量化的四大核心指標。

早期工程設計多以「安全係數設計(Safety Factor Design)」為主軸，透過提高結構承载力以確保其高於設計荷載，致力於防止破壞的發生，量化指標常以「力」或「應力」作為單位。然而，該設計理念未考量損失嚴重程度、災害發生機率與失效機率，往往在極端事件或複合型災害後，缺乏足夠的應對能力。

1980 年代至 2000 年代，隨著機率理論與風險管理論的發展，工程設計逐步轉向「風險導向設計(Risk-based Design)」，將失效機率與損失後果納入設計考量，並以「金額」作為量化單位，用以衡量一定機率下發生災害的預期損失。[Kaplan and Garrick \(1981\)](#) 提出的「風險三問法」(What can go wrong? How likely is it? What are the consequences?) 成為該設計理念的重要基礎，並廣泛應用於核能、石化與

交通基礎設施領域。

進入 21 世紀後，雖然風險導向設計在災前預防方面具備優勢，卻未能充分考量災後恢復過程。隨著全球氣候變遷加劇、極端災害頻發，基礎設施設計的新趨勢逐漸轉為「韌性設計(Resilience-based Design)」。此設計理念不僅考量災害發生與損失後果，進一步納入功能損失程度與恢復時間等時間序列因素，將「時間」作為主要量化單位，強調基礎設施在災害發生後的適應能力與恢復效率 (Cimellaro et al., 2010; Ayyub, 2014)。

Hao et al. (2023) 綜合整理工程設計理念的演進脈絡，提出「從強度、風險到韌性」的設計邏輯轉換(圖 2.1.1)，該研究強調韌性設計應融合全生命週期思維、多重危害分析與智慧監測管理技術，藉此因應未來基礎設施設計面臨的複雜挑戰。

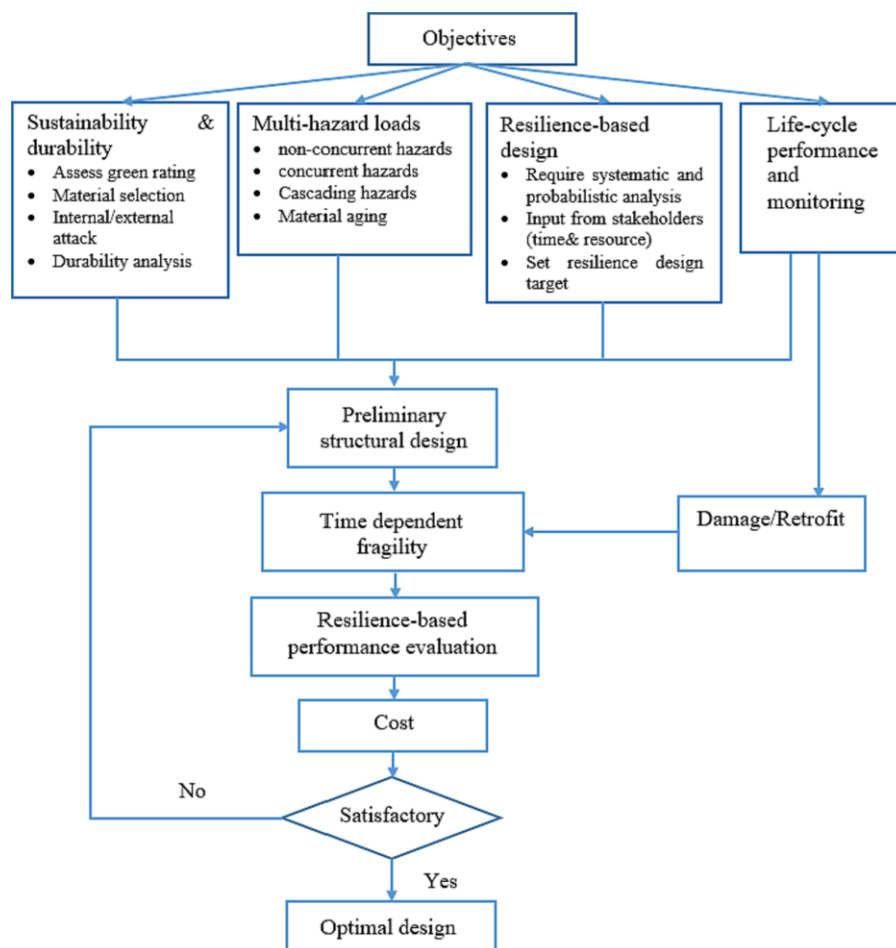


圖 2.1.1 工程設計理念演進脈絡圖(Hao et al., 2023)



## 2.1.2 韌性評估方法

韌性評估為基礎設施全生命週期設計的重要理念，核心價值在於量化結構在災害下的功能損失與恢復能力，以此作為設計優化與維護決策的依據。針對韌性評估的量化方法，Cimellaro et al. (2010)與 Ayyub (2014)分別提出了一套具代表性的分析架構，為韌性指標奠定了系統化的計算方式與的理論基礎。

Cimellaro et al. (2010)在 Bruneau et al. (2003)所提出的「4R」韌性基礎上，將「功能恢復曲線(Functionality Recovery Curve),  $Q(t)$ 」作為韌性評估的核心，建立數學化的「韌性指數(Resilience Index),  $R$ 」計算模型。該模型假設災害造成設施功能下降至某一最低點，隨後進入恢復過程，逐步回復至原設計性能，恢復行為可視覺化為一條功能恢復曲線，並以曲線下的積分面積作為衡量恢復能力的指標，計算公式如下：

$$R = \frac{\int_{t_0}^{t_h} Q(t) dt}{t_h - t_0} \quad (1)$$

其中， $Q(t)$ 為時間 $t$ 時刻的功能恢復比例， $t_0$ 為災害發生時刻， $t_h$ 為分析時間結束點。韌性指數越接近 1，表示系統恢復越快失能時間越短，圖 2.1.2 為功能恢復曲線與韌性指數的概念。

Ayyub (2014)在 Cimellaro et al. (2010)基礎上，提出韌性評估不應侷限於物理層面的性能恢復，因而進一步拓展為多維度概念(圖 2.1.3)，涵蓋吸收能力(absorptive capacity)、恢復能力(recovery capability)與適應能力(adaptive capability)。其中，吸收能力指設施對災害時的衝擊容忍範圍，恢復能力代表設施受損重建後的功能恢復速率，適應能力反映設施面對災害時調適應對的能力。此韌性模型強調韌性設計應整合結構性、組織性與社會性資源，提出一套具適應環境能力可持續動態調整的系統。

統整上述兩者，[Cimellaro et al. \(2010\)](#)提供了韌性指標的數學計算架構，描述建立恢復過程與時間序列的關係；[Ayyub \(2014\)](#)則補充韌性設計的多維觀點，強調考量多層面相互影響的關聯。

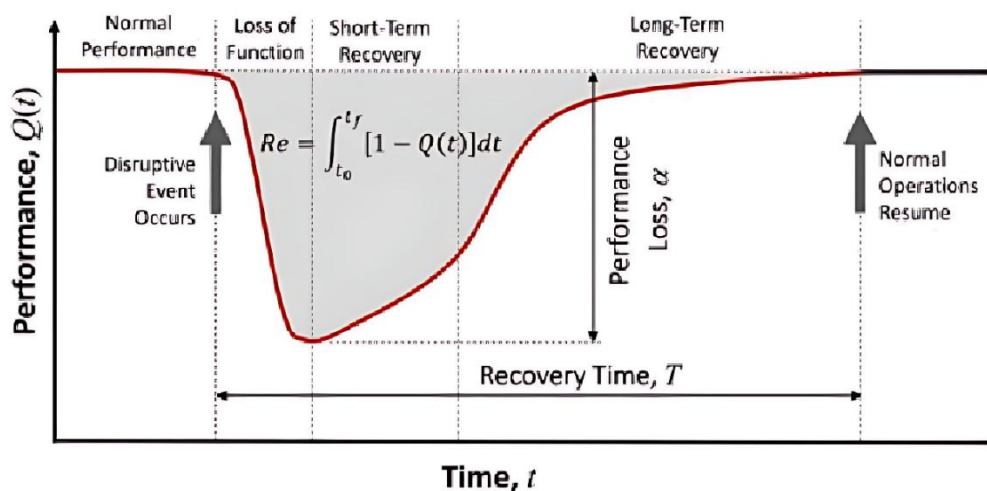


圖 2.1.2 功能恢復曲線與韌性指數示意圖([Cimellaro et al., 2010](#))

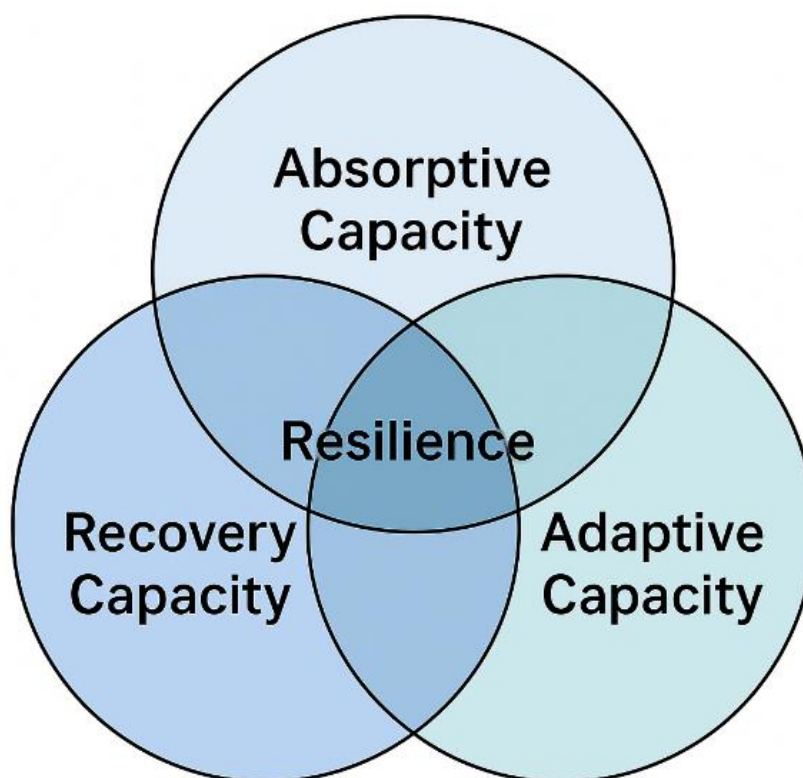


圖 2.1.3 多維度韌性評估概念圖([Ayyub, 2014](#))



### 2.1.3 韌性評估於隧道工程之應用

隧道為埋置於地下的交通基礎設施，需面對依時變形、地下水、颱風與地震等多種災害的威脅，因此，韌性評估作為同時考量設施受損、恢復與適應能力的設計工具，近年逐漸應用於隧道工程領域。韌性評估框架主要參考 [Cimellaro et al. \(2010\)](#)所建立的四大步驟，如圖 2.1.4 所示，分別內容如下所述：

- (1) 危害度分析(Hazard Analysis)：辨識潛在危害來源並量化可能發生的機率。
- (2) 物理易損性(Physical Vulnerability)：量化不同強度危害結構損壞的發生機率。
- (3) 恢復模型(Recovery Model)：描述災後不同損壞狀態修復行為與恢復時間。
- (4) 韌性指標(Resilience Analysis)：透過功能恢復曲線 $Q(t)$ 積分計算韌性指數  $R$ 。

此韌性設計理念綜合考量災害衝擊、損壞行為、修復機制與恢復速率，作為基礎設施對於災害應變能力的量化方法，近年來以此四步驟架構逐步衍生諸多相關研究，進一步提升基礎設施在複雜環境下的全生命週期評估能力。

首先，[Argyroudis et al. \(2020\)](#)將多災種互制影響納入韌性評估框架，指出了交通基礎設施常同時面臨多種危害來源，其互制影響顯著改變損壞機率以及恢復進程。該研究延續四大步驟流程，並優化危害分析及恢復模型中對多重災害影響的描述，以更精確描述多重災害的序列發生與資源限制對修復行為的影響。

接續，[Freddi et al. \(2021\)](#)與 [Pan et al. \(2021\)](#)指出災害影響具場址條件差異性，應納入地質參數、地層構造、覆蓋深度與地下水等不確定因素，並引入蒙地卡羅模擬 Monte Carlo Simulation 方法，隨機模擬大量場址變數以及災害序列，探討場址特性對脆弱度曲線與恢復模型的影響，藉以提高韌性評估結果的可靠性。

[Huang et al. \(2022\)](#)基於上述理論，針對隧道受震災害，將韌性評估具體應用地震災害下的隧道工程，建立包含危害分析、物理易損性評估、恢復模型與韌性指標計算的量化架構，透過脆弱度曲線描述地震強度與損壞狀態關係，以及利用恢復曲線建立不同損壞等級之恢復行為，進而計算韌性指數  $R$  與分級量化隧道

韌性，如表 1 所示，實現地震災害下的隧道風險管理與韌性設計。

Wang et al. (2024) 則進一步將韌性評估應用於營運中隧道的監測與維護管理，針對長期性能劣化議題，透過裂縫密度與位移變形兩項監測指標，建立評估結構劣化狀態及修復優先順序的判別基準，並進一步繪製了位移速率、變形量與裂縫密度變化率、裂縫密度兩種維度的損壞分區圖(圖 2.1.5)，並將劣化狀態劃分為低、中及高三個等級，當裂縫密度變化率超過  $1.5 \text{ cracks/m}^2/\text{year}$  或軸向位移速率達到襯砌半徑  $1\%/\text{year}$  時，即判定進入高劣化風險區，應該優先考慮補強或維修措施。

相較於設計階段的脆弱度曲線分析，營運中隧道透過實際監測數據能夠即時反映襯砌受力狀態及劣化情形，不僅改善恢復模型中損壞分類與修復時間的設定，也為營運階段提供有效的監測回饋，更助於提升韌性評估準確性與管理效率。

綜合上述研究發展脈絡，韌性評估逐步由單一災害拓展至多災害耦合分析，並進一步考量隧道工程之場址特性及營運期性能劣化行為，對於山岳隧道而言，圍岩依時變形所引致的性能劣化已成為韌性分析中不可忽視的重要因素，本研究將針對此議題進行深入探討其分析與設計流程。

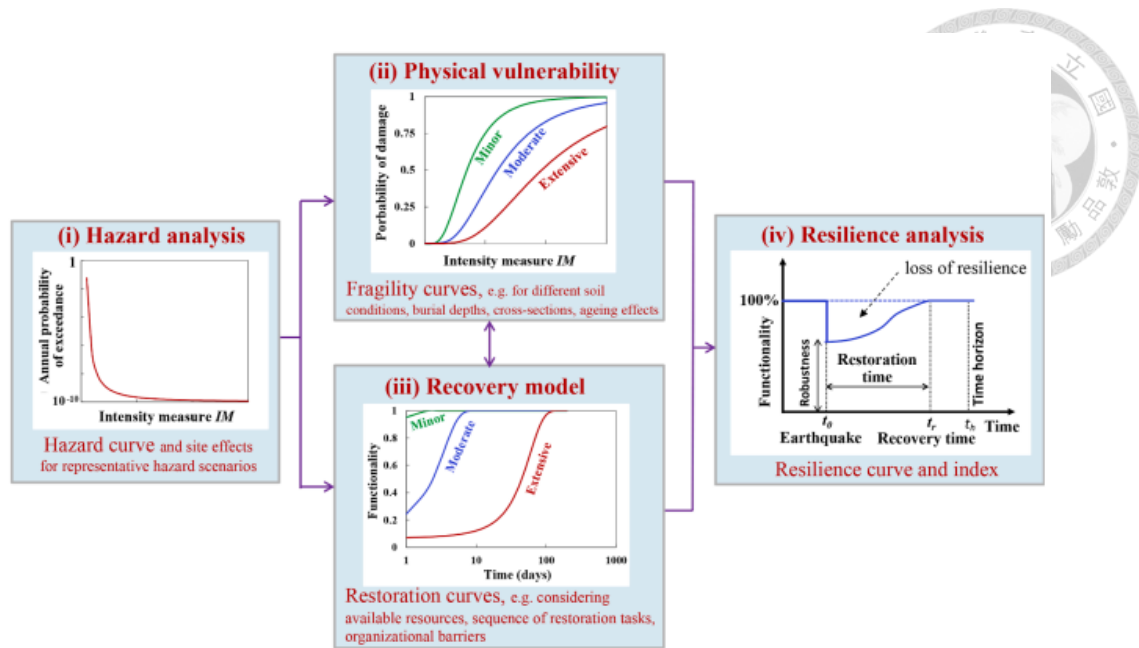


圖 2.1.4 韌性評估框架(Cimellaro et al., 2010)

表 1 韌性指數量化分級表(Cimellaro et al., 2010)

Definition of resilience grade.

| Grade               | Range              | Colour |
|---------------------|--------------------|--------|
| High resilience     | $0.9 \leq R < 1.0$ | Green  |
| Moderate resilience | $0.6 \leq R < 0.9$ | Yellow |
| Low resilience      | $R < 0.6$          | Red    |

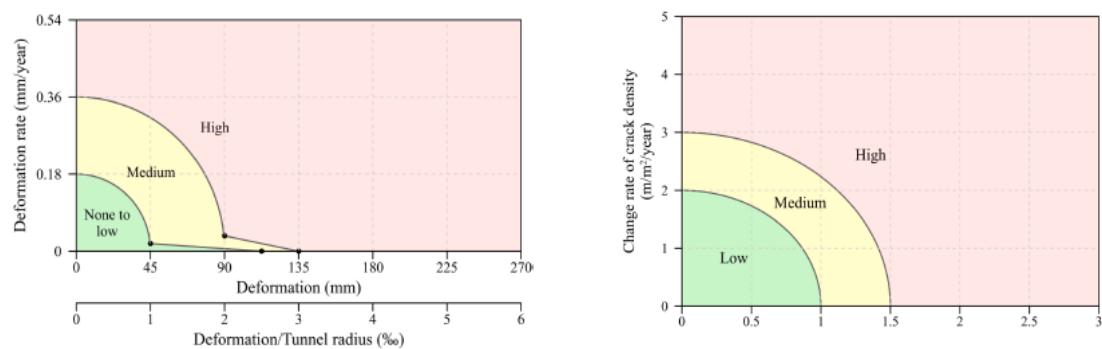


圖 2.1.5 營運中山岳隧道裂縫與位移變形指標分區圖(Wang et al., 2024)



## 2.2 隧道工程設計與施工簡介

### 2.2.1 山岳隧道設計理論

山岳隧道設計須確保隧道開挖過程中的穩定性與安全性，設計流程包含岩體分類系統(RMR 與 Q-system)、圍岩應力分佈(Kirsch solution)、岩體破壞準則(Mohr-Coulomb criteria 與 Hoek-Brown criteria)與支撐系統(Convergence-Confinement Method, CCM 與 Fenner-Pacher curve)等要項相關細節的考量，本節將會依據設計流程分述介紹。

岩體分類系統為山岳隧道設計初期評估圍岩工程特性的重要方法，透過現地調查量化岩體指標，工程界泛用的分類方法包含 RMR 與 Q-system，分別強調了不同面向，且可互補應用以提升設計的合理性與岩體行為預測的準確性。

Bieniawski (1973)提出 RMR (Rock Mass Rating )system，1989 年修訂為目前常用考量 6 項評分指標的版本，包含單壓強度 UCS、岩心品質 RQD、節理間距、節理面條件、地下水狀況、節理位態與隧道開挖方向關係，6 項評分加總範圍 0 至 100 分，依據總分將岩體品質分為五級。

Barton et al. (1974)提出 Q-system，分別考量 6 項指標並岩體品質指數 Q-value，包含岩心品質 RQD、節理組數  $J_n$ 、節理粗糙度  $J_r$ 、節理改變程度  $J_a$ 、地下水狀況  $J_w$ 、應力因子 SRF，Q 值範圍涵蓋 0.001 至 1,000，根據岩體品質分為六級。

隧道開挖引致之應力分布 Kirsch (1898)以彈性力學理論求得極座標下隧道之圍岩應力分布解析解，其考慮圓形開口問題如圖 2.2.1，基本假設條件如下：

- (1) 軸對稱問題，幾何對稱(圓形隧道半徑為  $a$ )、材料對稱(均質、均向性)。
- (2) 組成律為彈性模型。
- (3) 視為平面應變問題。
- (4) 半無限域受均佈垂直應力  $p_z$  與均佈水平應力  $kp_z$  加載。

(5) 極座標以圓心為原點，由縱軸順時針旋轉角度  $\theta$ 。

Kirsch (1898) 解析法公式如下：

$$\sigma_r = \frac{1}{2} p_z \left[ (1+k) \left( 1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + (1-k) \left( 1 - 4 \frac{a^2}{r^2} + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right] \quad (2)$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} p_z \left[ (1+k) \left( 1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - (1-k) \left( 1 + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right] \quad (3)$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{1}{2} p_z \left[ -(1-k) \left( 1 + 2 \frac{a^2}{r^2} - 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \right] \sin 2\theta \quad (4)$$

當  $r = 5a$  時，徑向應力  $\sigma_\theta = 1.0224 p_z$ ，因此隧道開挖後可將應力擾動範圍視為五倍隧道半徑。

隧道隨開挖中圍岩應力重分佈下，若局部應力超過岩體強度極限時，即產生塑性變形或破壞，破壞準則在隧道設計中扮演著判斷塑性區範圍與預測圍岩穩定性的關鍵角色。岩石力學常用的破壞準則包括 Mohr-Coulomb 破壞準則與 Hoek-Brown 破壞準則，兩者分別具備不同適用範圍，實務上可依據設計需求選擇使用。

Mohr-Coulomb 破壞準則為經典的破壞理論，假設破壞面上之剪應力與正向應力呈線性關係，區分尖峰強度(Peak Strength)與殘餘強度(Residual Strength)，並以尖峰與殘餘摩擦角  $\phi_p$ 、 $\phi_r$  以及尖峰與殘餘凝聚力  $c_p$ 、 $c_r$  作為強度參數描述脆性材料的破壞行為，泛用於彈塑性力學模式中，為本研究採用之基本破壞準則，其破壞函數表示如下：

$$f_p = \sigma_1 - N_{\phi_p} \sigma_3 - 2c_p (N_{\phi_p})^{0.5} \quad (5)$$

$$f_r = \sigma_1 - N_{\phi_r} \sigma_3 - 2c_r (N_{\phi_r})^{0.5} \quad (6)$$

$$N_{\phi_p} = \frac{1 + \sin \phi_p}{1 - \sin \phi_p}, \quad N_{\phi_r} = \frac{1 + \sin \phi_r}{1 - \sin \phi_r} \quad (7)$$

Hoek-Brown 破壞準則最早由 Hoek-Brown (1980) 基於大量三軸圍壓試驗結果提出，後續於 1994 年進行修正，假設破壞面上剪應力與正向應力呈非線性關係，並以  $m_b$ 、 $s$  與  $a$  作為強度參數，描述節理發育岩體的強度行為，不僅適用於完整

岩材，亦能延伸應用於岩體，其破壞函數表示如下：

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (7)$$

Mohr-Coulomb 破壞準則以簡潔且廣用的線性形式描述岩石剪切破壞機制，適合基礎力學分析與數值模型建構；Hoek-Brown 破壞準則基於實驗數據建立了非線性破壞準則，更細緻反映節理劣化與岩體破碎程度對強度的影響。設計階段須視岩石性質、設計需求與數值方法選定破壞準則。

隧道隨開挖後圍岩將因解壓而收斂變形，若不施作支撐，變形量將隨時間而逐漸增加導致隧道失去穩定性，閉合約束法(Convergence-Confinement Method, CCM)將複雜三維隧道開挖簡化為平面應變問題，透過監測隧道開挖後圍岩收斂變形，評估支撐構件種類、設計參數及架設時機，依此建立支撐系統設計之依據。[Fenner \(1938\)](#)與[Pacher \(1964\)](#)提出地盤反應曲線(Ground Response Curve, GRC)，描述隨開挖圍岩壓力解壓與徑向變形的關係，隨後基於[Rabczewicz \(1964\)](#)於新奧工法 New Austrian Tunneling Method, NATM 中強調圍岩與支撐系統互制的設計理念，[Panet \(1995\)](#)與[Hoek \(1999\)](#)提出支撐特徵曲線(Support Characteristic Curve, SCC)，用以描述支撐系統在不同變形條件下所能提供的支撐能力，並結合 GRC 與 SCC 判定圍岩與支撐系統達到平衡狀態，如圖 2.2.2 所示，最後依此設計支撐種類、參數與架設時機，形成完整的閉合約束法理論框架，基本假設包括：

- (1) 軸對稱問題，包括幾何對稱（圓形）、材料對稱（岩材為均質、均向性）、荷重對稱（側向壓力係數  $K=1$ ）。
- (2) 視為平面應變問題。
- (3) 組成率為彈塑性模型中應變軟化模型，但不可簡化為完美彈塑性。
- (4) 岩石材料遵循 Hoek-Brown 準則。
- (5) 岩石材料遵循諧和流動法則。
- (6) 無剪應力產生，切向應力  $\sigma_\theta$  為最大主應力  $\sigma_1$ ，徑向應力  $\sigma_r$  為最小主應力  $\sigma_3$ 。
- (7) 不考慮材料依時變形行為。

綜合上述理論，山岳隧道設計流程由調查階段的岩體分類初步評估強度，再透過解析解分析應力分佈與破壞準則判定塑性區範圍，最後依據隧道圍岩與結構互制理論完成支撐設計，為後續考量依時變形之設計思路奠定基礎。

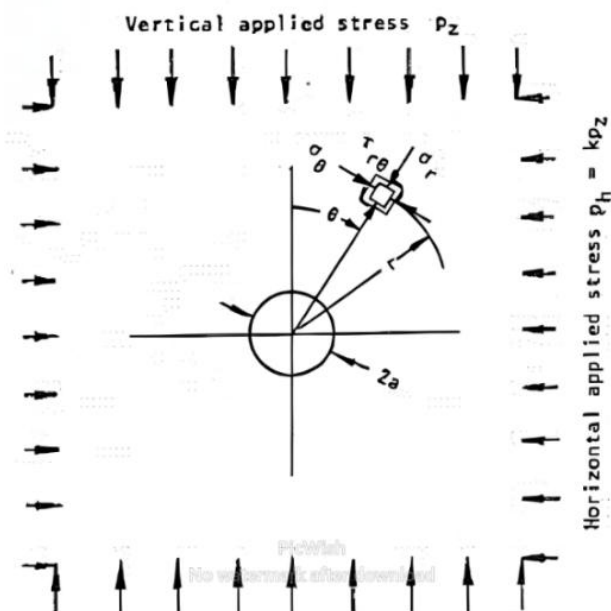


圖 2.2.1 隧道周圍應力分佈理論解參考坐標系統(Kirsch, 1898)

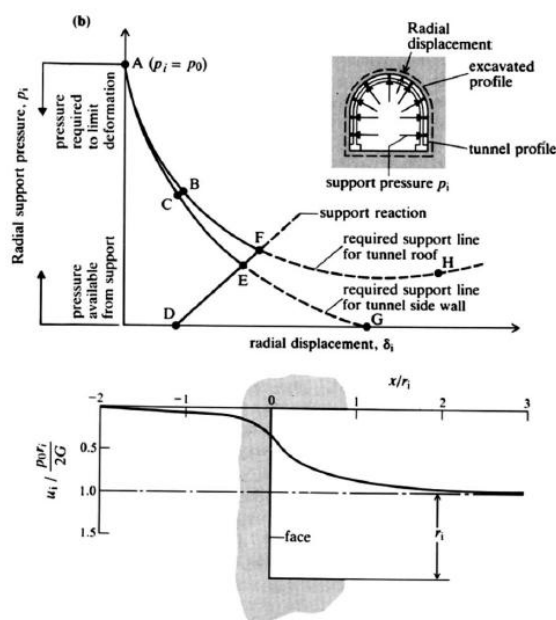


圖 2.2.2 閉合約束法地盤反應曲線與支撐特徵曲線(Hoek and Brown, 1980)



## 2.2.2 山岳隧道施工方法

山岳隧道施工需因應圍岩變形、湧水與抽坍等問題，工法與工序的規劃對工程成敗具有決定性影響，隧道工程普遍採用 [Rabcewicz \(1964\)](#) 所提之新奧工法 (New Austrian Tunneling Method, NATM)，並結合 [Peck, \(1969\)](#) 觀測工法 (Observational Method) 之理念，透過配置支撐系統、監測圍岩變形，動態調整開挖工序與支撐參數，以確保隧道開挖過程的安全性與穩定性。

山岳隧道開挖方法可分為傳統鑽炸法(D and B Method)與機械開挖法(包括旋頭掘削機 Roadheader 與隧道鑽掘機 TBM)，鑽炸法因其所採用機械設備較為簡便機動性較高，在施工通道可安排範圍內，可適當增加工作面以利縮短施工時間；隧道鑽掘機法則因規模龐大，需配套較繁雜支援設於洞口或豎井，故一般多運用於較長隧道。NATM 之開挖工法可分為三大類，分別為全斷面開挖工法(包含 TBM 工法)、台階式開挖工法與側導坑開挖工法，台階式開挖工法如 [圖 2.2.3](#) 所示；側導坑開挖工法如 [圖 2.2.4](#) 所示，由於分割開挖引致圍岩應力重分配，因此，考量是否採用分割開挖主要有三大因素，分別為(1).隧道開挖面自立性；(2).隧道覆蓋層厚度；(3).隧道上部之荷重狀態，詳加檢討後決定是否採用分割開挖。

隧道支撐為開挖後抑制圍岩變形與穩定性的重要結構，支撐構件包含噴凝土 (Shotcrete)、鋼支保(Steel Ribs)與岩栓(Rock Bolts)等，地質條件差時經常採先撐管幕作為輔助工法，完整隧道支撐構件如 [圖 2.2.5](#) 所示。支撐構件施作時機與配置需依據開挖工序、地質條件及變形容許範圍決定，提供隧道穩定性並防止變形擴大，為後續襯砌作業奠定良好施工基礎。

隧道監測可獲得兩類資料，分別為位移資料，包括隧道淨空間變位、地中位移、地表沉陷等，以及應力資料，包括支撐構件之內部應力、岩栓軸力、支撐與岩體間之接觸應力等。即時掌握圍岩與支撐行為，透過設定警戒值與行動值，當監測結果異常時執行應變計畫，立即檢討施工方式與支撐配置，進行設計調整或

施工補強，重視隧道開挖之施工監測與動態調整，為觀測工法重要理念核心。本研究透過案例隧道監測淨空間變位資料，探討現地圍岩依時變形行為，並作為數值模擬中力學模式參數設定依據，監測斷面儀器配置如圖 2.2.6 所示。

隧道襯砌多於圍岩變形穩定後才進行澆置作業，作為裝飾與安全餘裕保留，雖然現今針對襯砌厚度、防水層設置與施工接縫配置皆有明確規範，然而設計卻甚少考量長期下外部載重對襯砌之作用，導致多數營運中隧道襯砌產生裂縫(圖 2.2.7)，因此，本研究針對山岳隧道圍岩依時變形課題分析評估，探討隧道襯砌長期下的受力行為，並參考《隧道設計準則與解說》與《山岳隧道工程設計與實例手冊》等指引，結合新奧工法理念與現行規範精進隧道工程設計流程，提升隧道設施全生命週期之韌性。

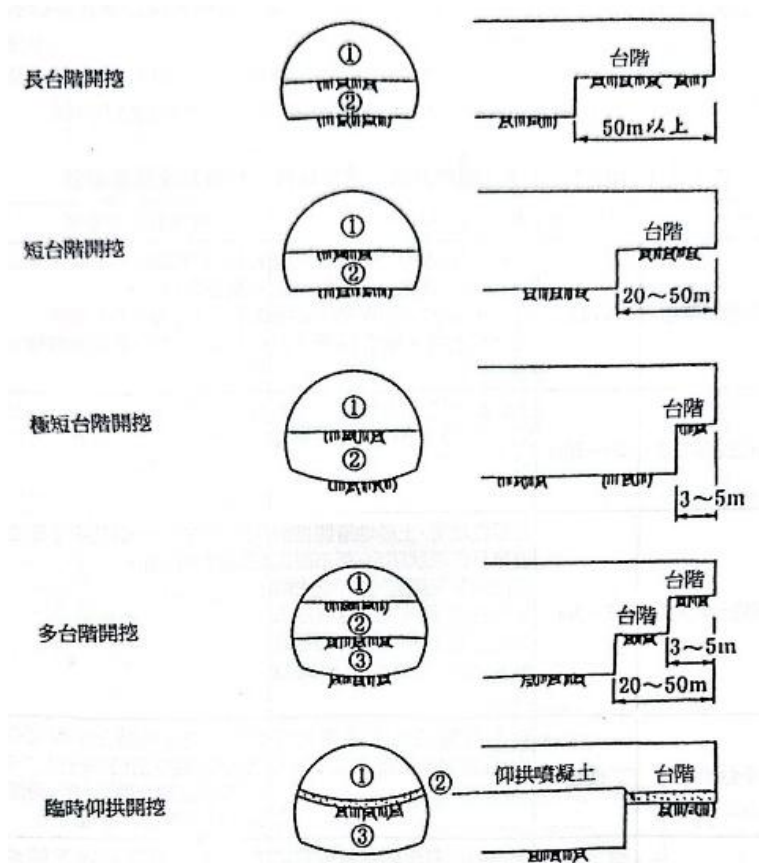


圖 2.2.3 台階式開挖工法示意圖

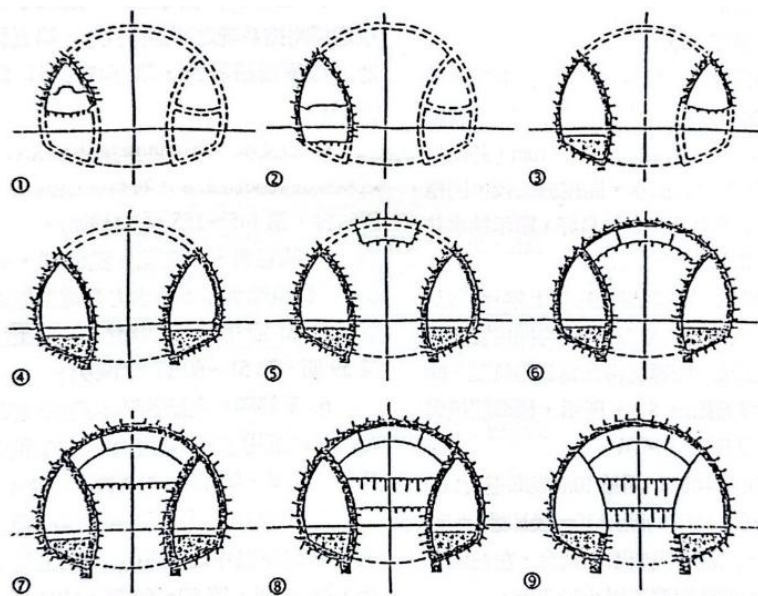


圖 2.2.4 側導坑開挖工法示意圖

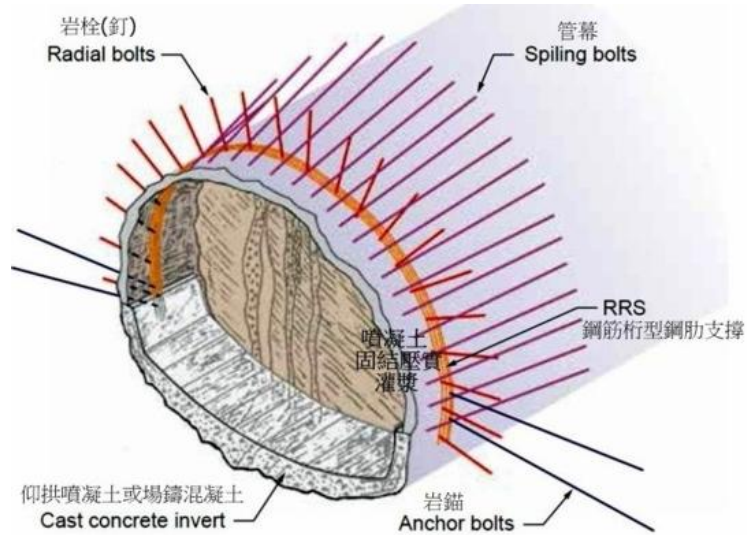


圖 2.2.5 支撐系統配置示意圖

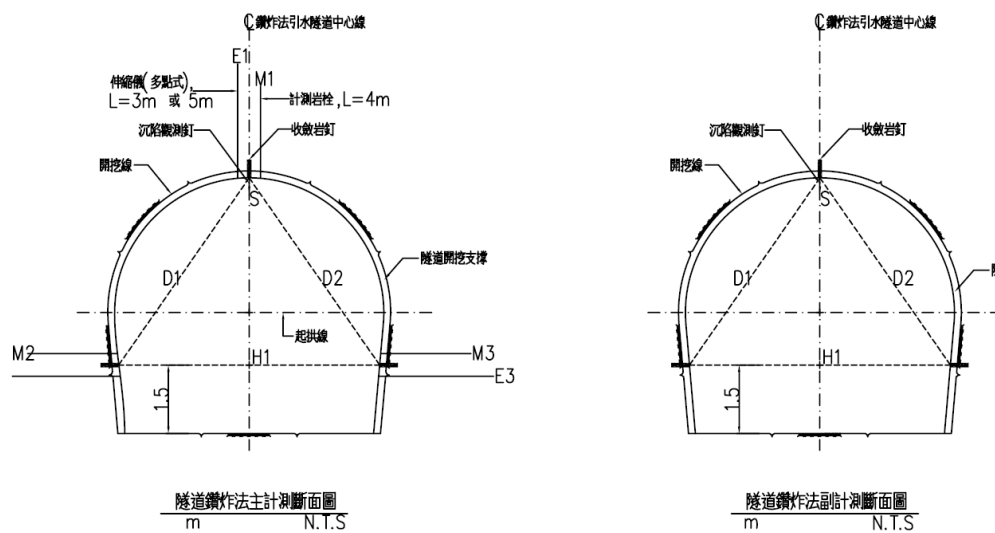


圖 2.2.6 監測儀器配置示意圖



圖 2.2.7 營運中隧道襯砌裂縫



## 2.3 山岳隧道結構穩定影響因素

隧道結構之穩定性受多重因素交互影響(圖 2.3.1)。以營運中隧道襯砌裂縫現象為例，從外部因素觀之，可能受到鄰近邊坡滑移、地震作用或地下水壓變動等影響，亦可能因圍岩之依時變形行為，導致隧道長期所承受之載重逐漸增大；從內部因素觀之，可能因環境中各類物理與化學作用，促使襯砌材料產生老劣化與性能退化。整體而言，隧道結構穩定性係由外部荷載與內部劣化之交互作用所控制，其影響機制複雜，綜合評估難度較高。

為有效評估隧道結構之安全性與韌性，須兼顧短期載重衝擊與長期行為演化，並掌握其時間歷程與變異特性，然而欲準確掌握隧道結構於不同行為階段之穩定性，需深入瞭解其結構特性及潛在影響因子。目前文獻中最常被關注之關鍵變因，包括圍岩依時變形、地震作用與地下水壓變動等，考量山岳隧道與都市地下段隧道在結構型式、地盤強度與勁度，以及設計與施工方式等方面皆存在顯著差異。本研究聚焦於山岳隧道中圍岩依時變形特性，考慮黏彈塑性組成率模式以及潛變發生門檻等因素造成隧道變形速率與襯砌裂縫衍生依時變化，模擬結果將比較隧道案例監測數據，作為數值模擬方法之驗證與修正，探討該特性對隧道襯砌所應力變化、結構變位與其衍生效應之影響。

Zhu and Zhang (2025)提出一套整合長期劣化與突發災害的韌性評估架構(圖 2.3.2)，針對地下隧道基礎設施進行全生命週期的數值模擬與量化分析，將圍岩依時變形與襯砌老劣化視為韌性退化的主控因素之一，並結合地震與爆破等短期衝擊載重，建立一套可捕捉結構功能演化與損傷累積的模擬流程，核心方法為建構功能性曲線  $F(t)$ ，如圖 2.3.3 所示，透過無因次化的變形與損傷指標以表徵隧道在時間軸上的性能變化，進而計算韌性指數  $RI$ ，用以量化結構災後的恢復潛力與修復效率，模擬平台採用  $FLAC^{3D}$  整合四大模組，分別為長期劣化、突發災害、功能性評估與修復模擬，形成一套可描述多重災害組合與修復策略下韌性演

化的統一隧道分析模型。

研究結果顯示，圍岩的依時變形特性不僅會削弱隧道初期的承載性能，顯著放大後續災害的破壞效應，導致結構功能急遽衰退，亦進一步探討多種修復策略對功能恢復與韌性指數的影響，包括襯砌更換、岩栓設置與灌漿加固等，指出修復時機與對應能力為影響設施韌性的關鍵因素，相較於傳統以載重或強度為核心的設計觀點，轉而強調以功能變化為導向，並納入時間歷程的分析視角，為隧道韌性評估提供更具整體性與預測力的依據，該研究明確指出，圍岩依時變形特性對隧道全生命週期中之調查、設計、施工、營運與補強等各階段，皆為不可忽視的影響機制，在隧道結構行為與長期穩定性評估中具有關鍵性地位。

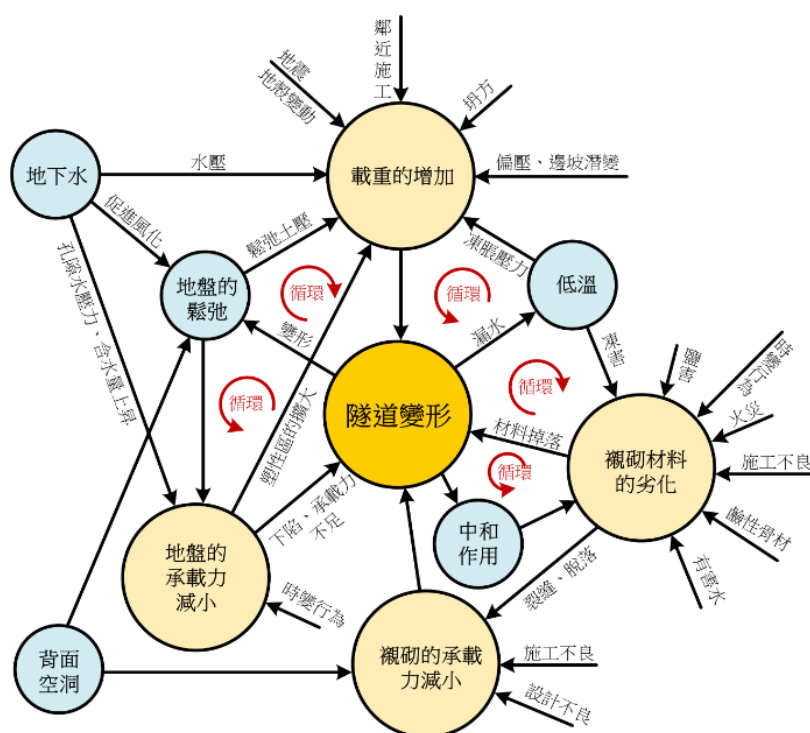


圖 2.3.1 隧道結構行為影響因素

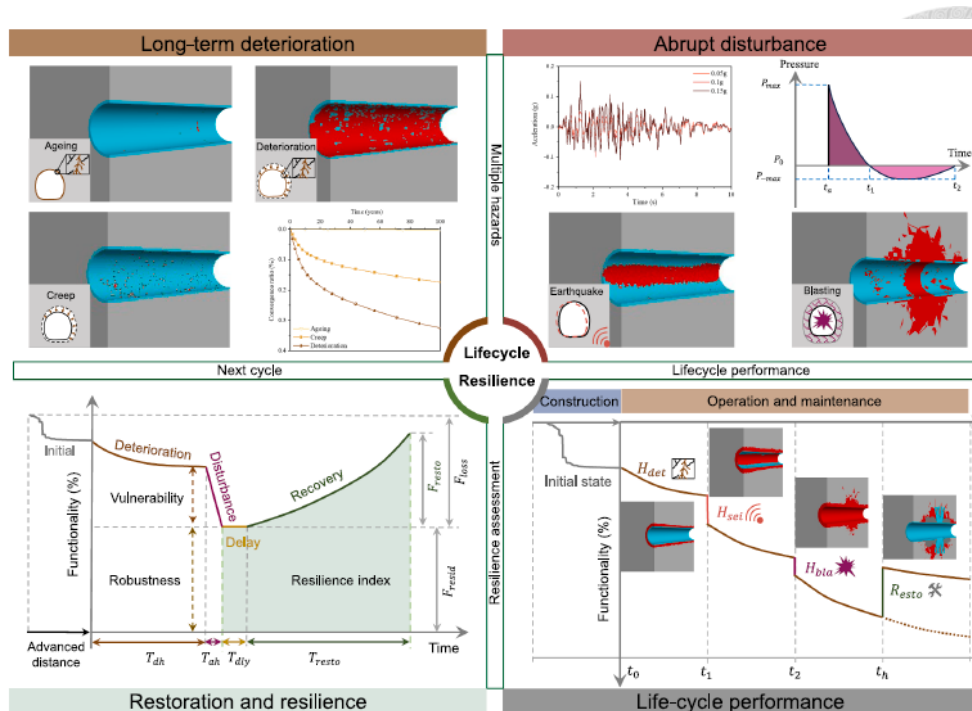


圖 2.3.2 隧道全生命週期韌性評估架構(Zhu and Zhang, 2025)

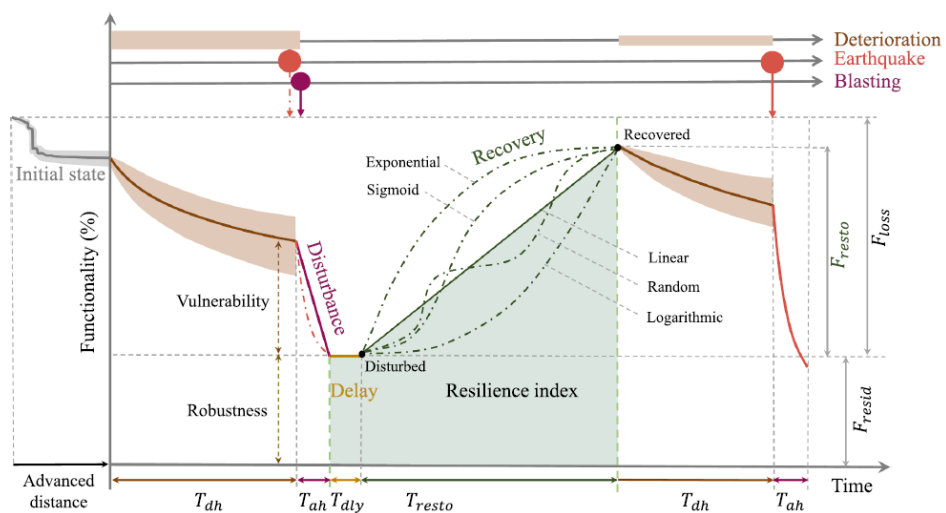


圖 2.3.3 隧道功能性曲線(Zhu and Zhang, 2025)



## 2.4 圍岩依時變形特性

### 2.4.1 岩石力學依時變形描述

潛變係指材料在內應力不變持續作用下，應變量隨時間而遞增之變形行為，岩石材料之依時變形特性，意指在時間推演下，岩石內應力與應變量隨之改變。[Goodman \(1989\)](#)描述完整岩材在單壓試驗中反應的應力應變曲線如圖 2.4.1 所示，當軸差應力未達臨界應力時，潛變量將趨近於一穩定值後不再增加；當軸差應力超過臨界應力時，材料將在潛變作用下導致破壞。

描述岩石材料之依時變形特性可以分為三個階段，如圖 2.4.2 所示，其中 $\varepsilon_e$ 為瞬時彈性應變(instantaneous elastic strain)，指短時間內產生之應變，不屬於時間的函數，其餘的應變與時間的關係分述如下：

- (1) 第一階段潛變 $\varepsilon_p(t)$  Primary creep：亦稱初期潛變，材料產生彈性應變後，潛變速率隨時間而遞減。
- (2) 第二階段潛變 $\varepsilon_s(t)$  Steady state creep：亦稱穩定潛變，當初期潛變結束後，此階段潛變速率接近定值，為本研究關注重點。
- (3) 第三階段潛變 $\varepsilon_a(t)$  Accelerating creep：亦稱加速潛變，大軸差應力作用下，潛變速率隨時間而遞增，最終導致潛變破壞。

黏彈性模型透過基本元件的組合，描述材料應變、應力與時間之間的變化，其中 $G$ 為彈簧之勁度模數， $\eta$ 為阻尼之黏滯係數，各元件特性描述如下：

- (1) 彈簧：模擬材料的彈性變形，其應力應變關係為  $\sigma = G \cdot \varepsilon$
- (2) 阻尼：模擬材料的黏性變形，其應力應變關係為  $\sigma = \eta \cdot \frac{\partial \varepsilon}{\partial t}$

一般常用的黏彈性模型包含(a) Maxwell model、(b) Kelvin model、(c) Generalized Maxwell model、(d) Generalized Kelvin model、(e) Burgers model，各力學模式組合型式如圖 2.4.3 所示，其中 Burgers model 可以合理描述岩材加速

潛變之前的依時變形行為，為本研究主要探討之力學模式，其應變對時間之函數如下式：

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma}{G_M} + \frac{\sigma}{G_K} \left( 1 - e^{-\frac{G_K}{\eta_K} \times t} \right) + \frac{\sigma}{\eta_M} \times t \quad (8)$$

然而，隧道工程需要面對三維空間下的複雜力學行為，致使經典力學理論與實際隧道圍岩依時變形行為有所異同，因此，須先了解隧道圍岩變形行為，依此修正其組成率模式，得以透過數值方法模擬隧道圍岩依時變形行為，並比對實際案例監測成果，進而評估隧道襯砌長期受力行為。

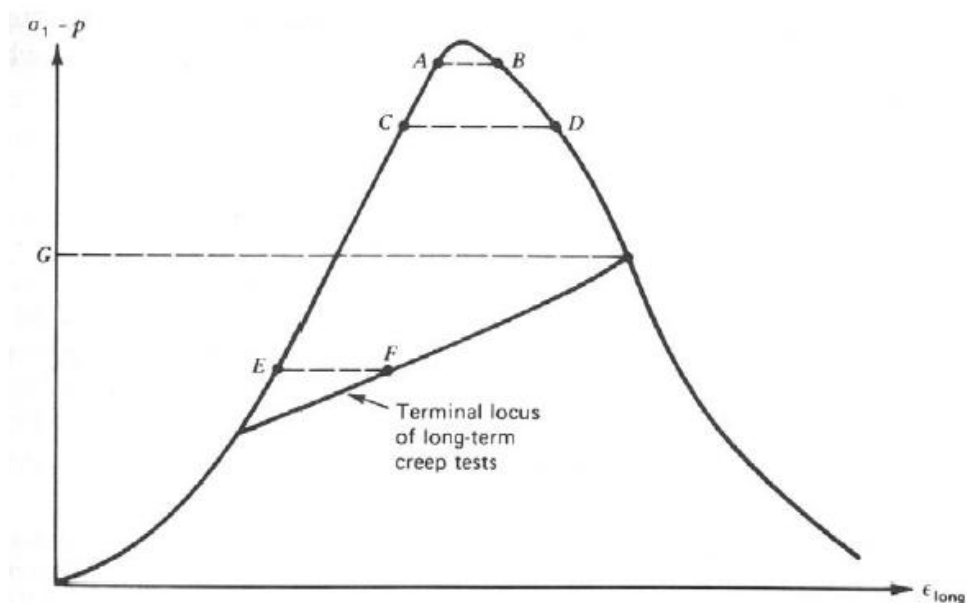


圖 2.4.1 完整岩材在單壓試驗中反應的應力應變曲線(Goodman,1989)

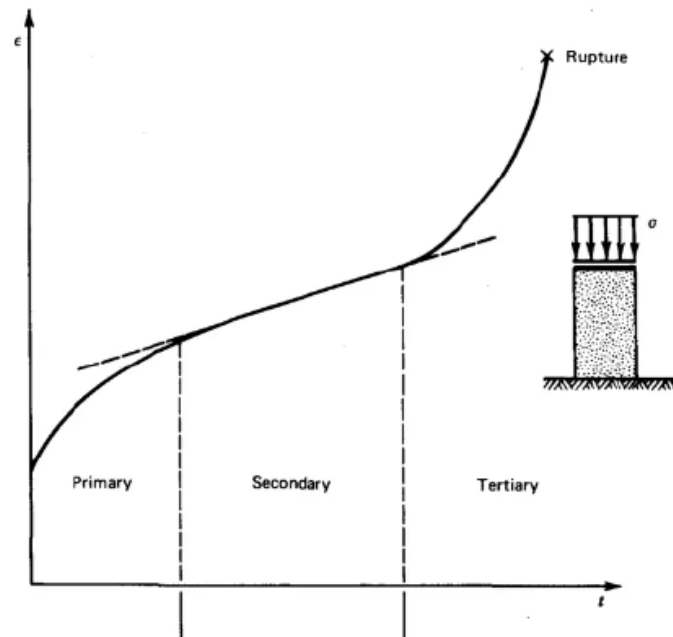


圖 2.4.2 岩石材料之依時變形曲線(Goodman,1989)

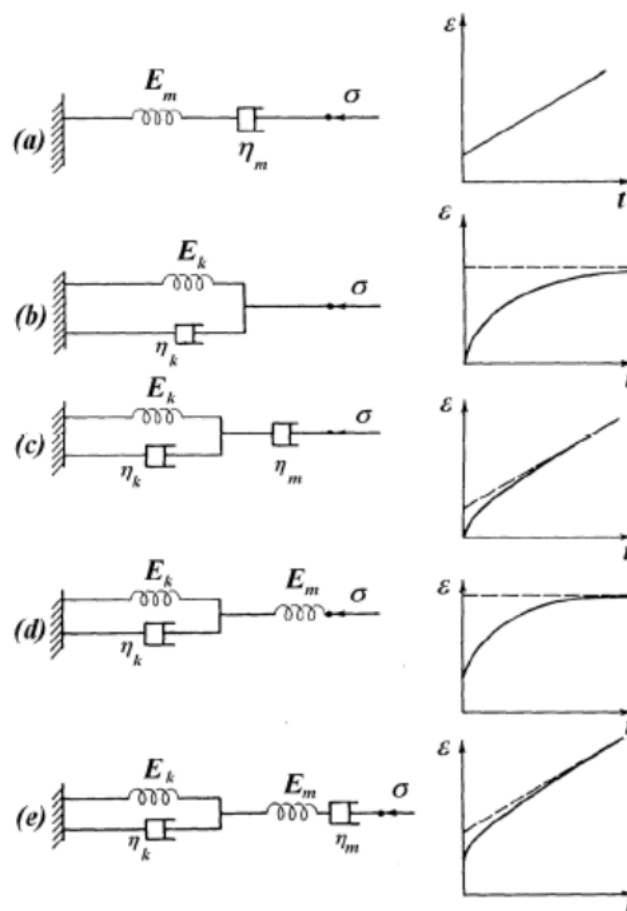


圖 2.4.3 各力學模式組合型式示意圖(Goodman,1989)

## 2.4.2 隧道力學圍岩變形描述

Sulem et al. (1987)提出隧道圍岩變形經驗公式，以雙變數描述開挖後隧道淨空變形，分別為監測斷面距開挖面距離 $x$ ，以及開挖面通過監測斷面後的時間 $t$ ，並將變形分為受到兩種不同效應影響，如圖 2.4.4 所示，分別是空間相關效應，受開挖擾動應力重分配與塑性區發展之影響，其中相關參數有  $C_{\infty x}$  為無時間效應下的最大變形量、 $X$  為空間效應特性參數；以及時間效應相關部分，受到圍岩依時變形特性影響，其中相關參數有  $T$ 、 $n$  時間特性參數， $m$  代表時間效應與空間效應對於淨空變形的影響比例係數，透過兩個變數與五個參數描述隧道淨空變形，公式如下：

$$C(x, t) = C_{\infty x} \left[ 1 - \left( \frac{X}{x + X} \right)^2 \right] \left\{ 1 + m \left[ 1 - \left( \frac{T}{t + T} \right)^n \right] \right\} \quad (9)$$

王泰典等 (2002、2003)依據隧道擠壓案例的變形監測成果，應用該經驗公式回歸變形曲線，配合最小平方方法(Least Square Method)使回歸值與監測值之平均對誤差(average relative error)為最小，以獲最佳回歸曲線，將成果所得特性參數，比對各斷面圍岩受依時變形影響比例，探討擠壓現象對隧道圍岩依時變形與支撐壓力之影響，據以研擬工程改善對策。王泰典與黃燦輝 (2004)應用該經驗公式以求得初始值量測前的變形量，依此修正監測位移數據，評估開挖面通過後到監測儀器安裝前圍岩變形量。

然而，該經驗公式仍具有限制，由於公式中兩項變數皆為大於零之實數，故難以評估開挖面尚未通過監測斷面之前時，前進面效應所引致之預變位量，面對實際隧道圍岩變形行為，尚需輔以數值方法模擬三維隧道開挖過程之力學行為，並透過黏彈塑性力學模式，加以描述圍岩依時變形行為，進而推演隧道襯砌長期受此效應影響下所承受之附加載重，據以探討合理之隧道結構強度設計，作為改善現行營運中隧道襯砌裂縫問題之依據。

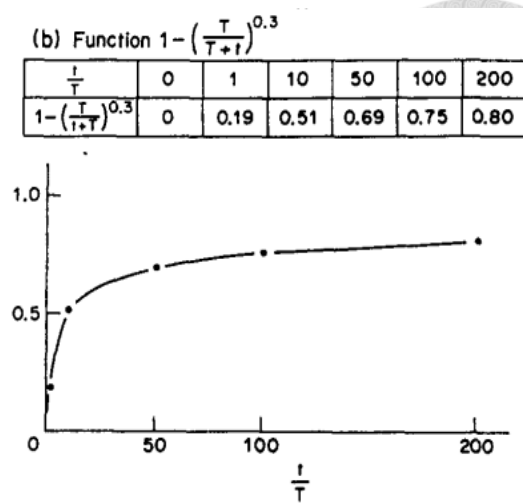
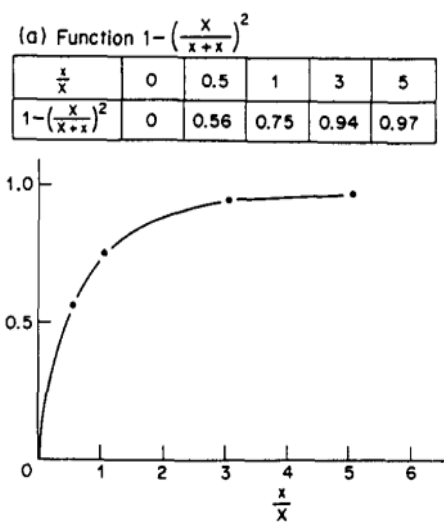


圖 2.4.4 隧道圍岩淨空間變形(Sulem et al., 1987)

### 2.4.3 數值方法與力學模式

本研究採用 FLAC<sup>3D</sup> 進行隧道開挖與圍岩依時變形行為之數值模擬，軟體基於有限差分法(Finite Difference Method, FDM)，將模型離散化為多個元素並以網格與節點作為運算與資料儲存的基本單位，透過時間步階(timestep)由初始狀態推演至穩定狀態，計算過程中依序帶入靜力平衡與動量守恆方程式、高斯散度定理、組成率模式、力平衡條件與柯西應力公式，如圖 2.4.5 所示，當循環計算不平衡力比值小於預設值時，模型視為達到穩態解。

Z. Guan et al. (2008)提出結合黏彈性與塑性破壞行為的黏彈塑性力學模式，描述岩石材料在長期荷載作用下之依時變形行為，該模型結合 Burgers 黏彈性模型與 Mohr-Coulomb 彈塑性破壞準則，如圖 2.4.6 所示，前者透過 Maxwell 與 Kelvin 元件模擬彈性變形與隨時間產生的黏性變形，後者描述岩石在強度達峰值後所產生的塑性變形。該模型已整合至 FLAC<sup>3D</sup> 軟體中，泛用於隧道工程實務中模擬岩石依時變形行為的重要工具。

然而，該模型尚存在一定限制，由於遵循諧和流動法則，在潛變階段中應力與應變隨時間均持續遞增，導致一旦發生依時變形便無法自然終止，與實際隧道監測變位數據有所出入，因此，本研究認為需引入應力門檻閥值邏輯，於模型中設置應力觸發條件，控制依時行為的啟動與終止取決於當下應力狀態，藉此改善傳統模型無法準確反映實際變形趨勢的問題，使模擬結果更貼近實際隧道圍岩的依時變形行為。

岩體在長時間載重作用下常伴隨顯著的依時變形行為，而該行為與其所受應力狀態密切相關。朱晃葵 (2009)透過一系列數值模擬，指出岩體於高軸差應力 deviatoric stress 條件下，其黏滯係數  $\eta^M$  趨於降低；反之，岩體在高體積應力 volumetric stress 作用下，由於岩石受圍束程度增強，黏滯係數  $\eta^M$  則呈現升高趨勢，基於此現象引入軸差應力與體積應力門檻，將應力場劃分為四種不同類型，

透過軸差應力門檻與體積應力門檻將應力區分為四種條件，如圖 2.4.7 所示，再依據不同應力條件下岩體變形特性，調整黏滯參數如圖 2.4.8 所示。

然而，以固定門檻區分應力狀態之方法，難以細緻描述材料在連續應力演化過程中的黏滯性轉變。劉彥杰 (2023) 提出潛變應力門檻(creep stress threshold)之概念，類比於破壞包絡線建立破壞準則，如

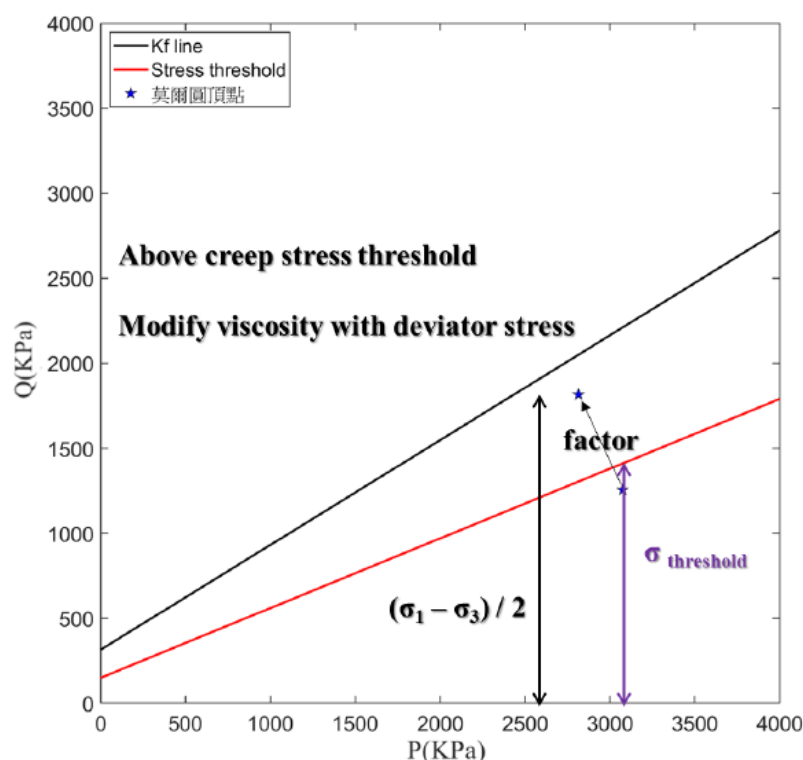


圖 2.4.9 所示，認為岩體處於低應力區間內呈穩定潛變階段，黏滯係數  $\eta^M$  可視為定值；隨著應力遞增並超過門檻，黏滯係數  $\eta^M$  將逐漸降低，當應力莫爾圓進一步接觸到破壞包絡線時，材料進入塑流階段。該模型動態調整黏滯參數以反映應力歷程下岩體行為的漸變性，用以模擬岩石邊坡之長期行為。

朱晃葵 (2009) 與劉彥杰 (2023) 皆別提出不同形式的潛變應力門檻概念，藉由應力大小調整組成率參數，以描述岩體在長期載重作用下的依時變形行為，惟兩者模型皆假設當應力未達門檻時，黏滯係數  $\eta^M$  為一固定初始值，無法抑制低應力區間的依時行為，導致對高估期變形量進而影響隧道襯砌受力評估之準確性。為了克服此限制，本研究提出一套改良式黏彈塑性力學模式，結合創新潛變門檻

概念，模擬隧道圍岩在不同應力條件下之依時變形行為，並進一步分析襯砌長期受力特性。綜合上述文獻，岩體依時變形行為與應力大小密切相關，且應力狀態可由莫爾圓大小表徵。本研究採用 Burger-Mohr 模型描述材料黏彈塑行為，並導入折減破壞包絡線之概念定義潛變應力門檻，透過 FLAC<sup>3D</sup> 軟體結合 FISH 語言實作嵌入數值計算流程中，相關理論架構與模型設計將於下章進一步詳述。

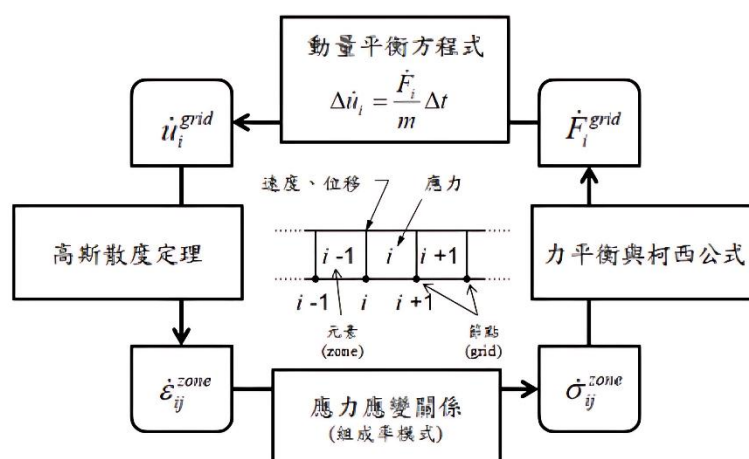


圖 2.4.5 有限差分法數值循環運算流程圖

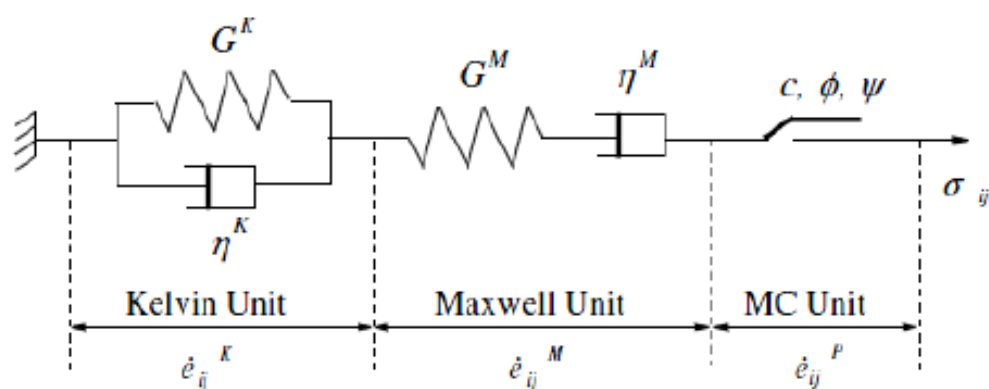


圖 2.4.6 黏彈塑性力學模式(Z. Guan et al., 2008)

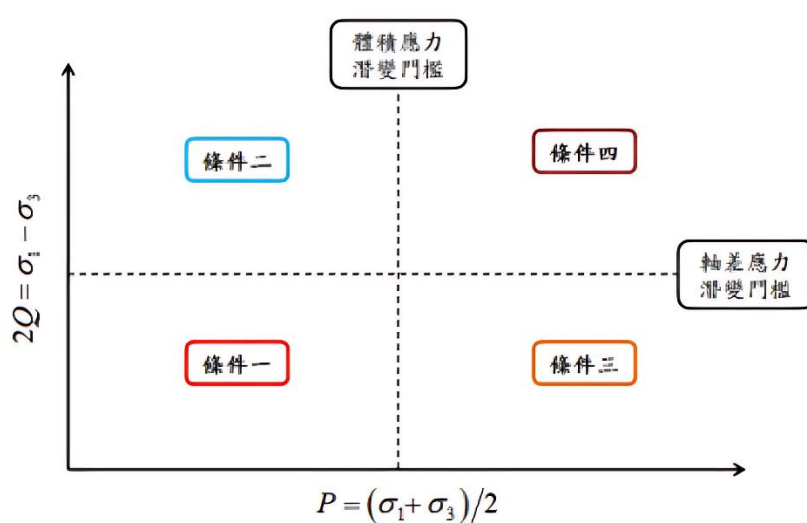


圖 2.4.7 軸差應力門檻與體積應力門檻朱晃葵 (2009)

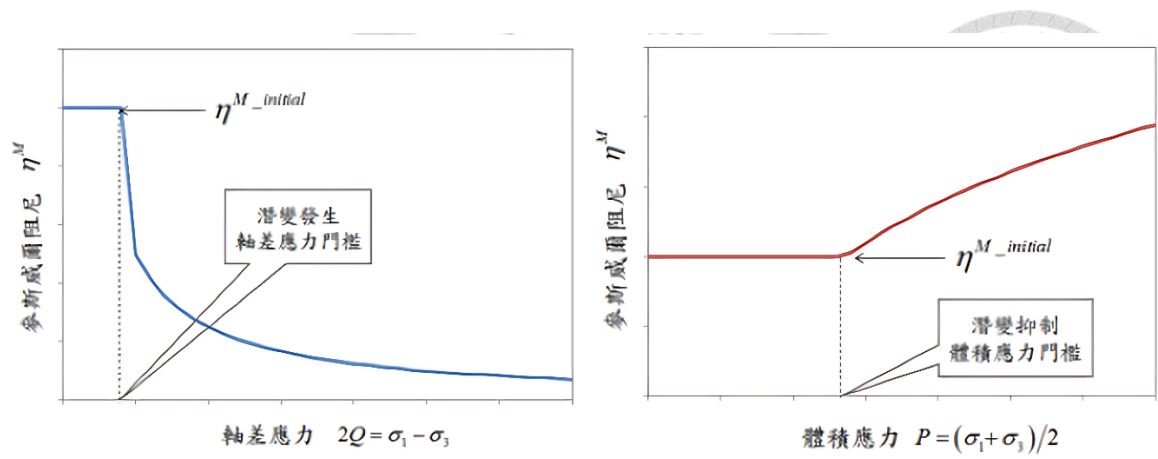


圖 2.4.8 黏滯參數示意圖朱晃葵 (2009)

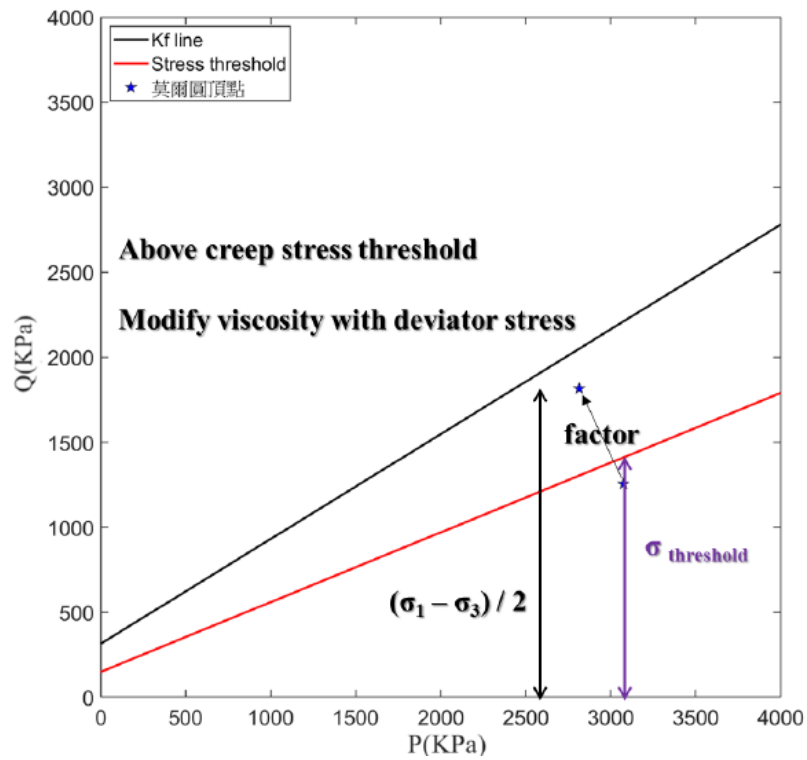


圖 2.4.9 潛變應力門檻(劉彥杰,2023)

### 第三章 研究案例與研究方法



#### 3.1 研究案例

本研究案例為台灣南部曾文水庫越域引水計畫隧道工程之西引水隧道(以下簡稱案例隧道)。案例隧道貫通過阿里山山脈南段，自旗山溪流域越域引水至曾文溪上游支流草蘭溪流域，鄰近地區標高最高約 1000 公尺。隧道最大覆蓋約 400 公尺，為內徑 5.3 公尺、淨高 5.0 公尺之馬蹄型隧道斷面，總長 4,341 公尺，縱坡 1/700，設計流量為 50 cms。

圖 3.1.1 為案例隧道地質剖面，透過時間特性參數 $m$ 可觀之圍岩依時變形多發生於三民頁岩區段，相較於此糖恩山砂岩區段圍岩依時變形則較不明顯；星號標記斷面為長枝坑層區段由於經過平溪斷層帶，設計時支撐强度高有效抑制圍岩收斂變形，故此本研究將會聚焦於三民頁岩區段圍岩依時變形行為深入討論。

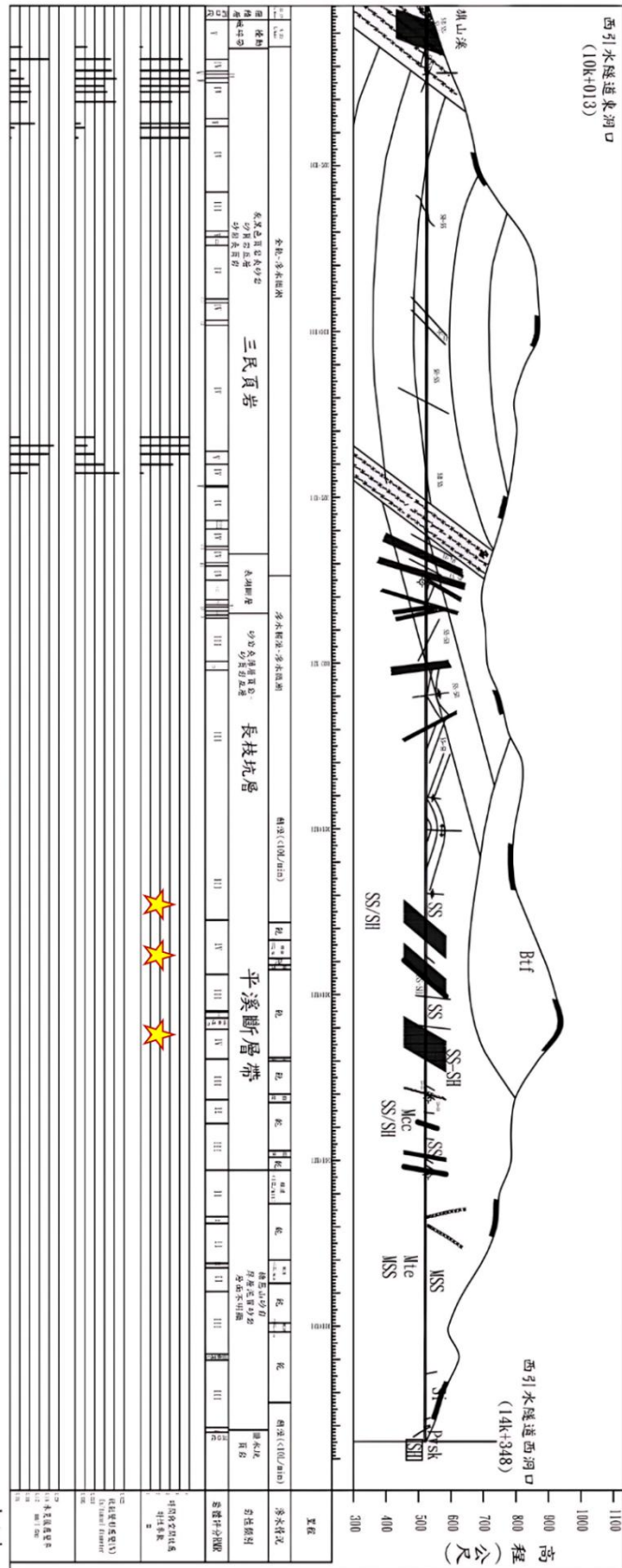
地層部分沿線自東側起分別穿越三民頁岩、長枝坑層、糖恩山砂岩及鹽水坑頁岩。三民頁岩主要以灰黑色緻密頁岩為主，呈厚層狀，風化後常有銹染現象；長枝坑層主要為青色或青灰色細粒砂岩與灰黑色頁岩之帶狀互層，砂岩厚度在數公分至數十公分，偶可見厚層塊狀砂岩，厚度達 5 至 10 公尺以上，沉積構造發達，因含鈣質而質地堅硬；糖恩山砂岩以厚層青灰色至灰色塊狀泥質砂岩或粉砂岩為主，含有灰色至暗灰色頁岩，以及砂頁岩之薄互層，岩質堅硬抗侵蝕風化能力強；鹽水坑頁岩以巨厚塊狀之暗灰色頁岩為主，夾有少許薄層灰色泥質砂岩。

構造部分主要通過旗山斷層、表湖斷層及平溪斷層帶。旗山斷層為向東傾斜之高角度逆斷層，斷層面約呈南北走向，斷層兩側均為三民頁岩；表湖斷層為向東南傾斜之逆斷層，呈向東凸出之弧形分佈，斷層東南側為三民頁岩及西北側則為長枝坑層；平溪斷層為上盤在東側之高角度逆斷層，斷層面走向約呈北 30 度東，延展範圍長，斷層東側上盤為長枝坑層，西側下盤為糖恩山砂岩層。

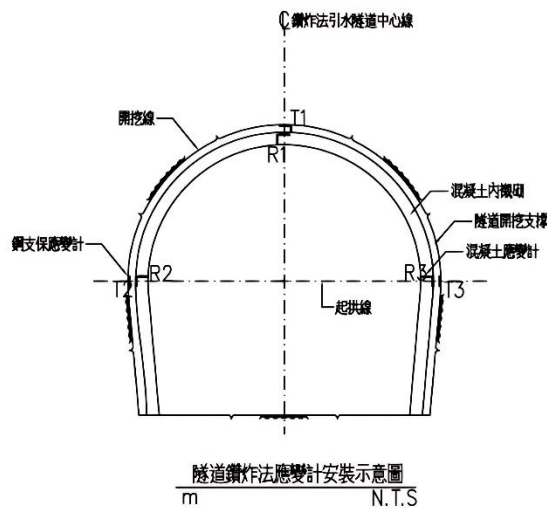
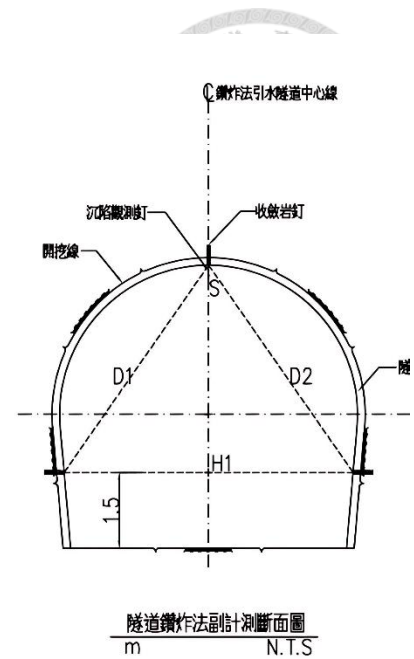
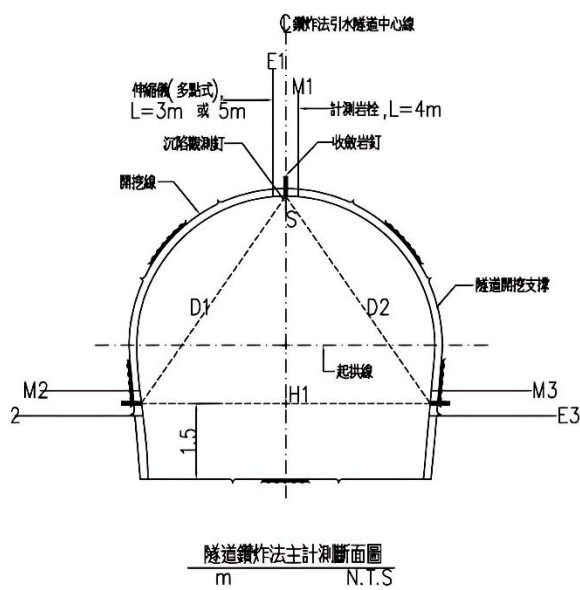
案例隧道東、西洞口均採鑽炸法開挖，輪進開挖間距約為 1.0 至 1.2 公尺，支撐系統採岩栓、鋼絲網噴凝土與鋼支保等初期支撐組合，襯砌則設計場鑄鋼筋混凝土結構。為掌握隧道開挖所引致之周圍岩盤位移與應力變化，並據以調整支撐設計與施工順序，施工期間執行隧道主體及洞口邊坡之安全監測作業，配合傳統收斂儀進行圍岩變位量測。

為確保監測資料具代表性與連續性，沿線每隔 500 公尺與 25 公尺分別設置主監測斷面與副監測斷面，主監測斷面配置收斂儀、岩釘變位計、岩栓應力計與伸縮桿變位計，以掌握支撐系統與圍岩互制情形；副監測斷面則僅量測收斂岩釘變位。**圖 3.1.2** 為監測斷面之配置。

案例隧道於 2006 年 10 月開工，大多數區段於開挖與支撐作業完成後，圍岩變形即逐漸收斂穩定，顯示支撐系統有效遏止開挖解壓所致之變形，使隧道保持結構平衡。2009 年 5 月全線貫通，然而，2009 年 8 月莫拉克颱風侵臺期間帶來長時間強降雨，而導致工程被迫停工並中斷二次襯砌澆置作業，監測結果顯示，部分斷面圍岩變形再度發生且出現明顯依時變形特徵，甚至造成支撐構件局部破壞，而補強加固後圍岩變形逐步趨於穩定，得知圍岩依時變形行為受到應力擾動影響。



doi:10.6342/NTU202503591



計測項目圖例：

- S: 高程點觀測
- E: 伸縮儀地層變位計測
- M: 計測岩性軸力計測
- D: 斜向收斂變位計測
- H: 水平收斂變位計測
- T: 鋼支保應變計
- R: 混凝土應變計

說明：

1. 所有尺寸除鑽孔直徑及管徑以公釐計，其它未特別註明者均以公尺為單位。
2. 各計測斷面之安裝位置得視現地開挖後之地質情況酌予調整。
3. 第II~IV類岩體伸縮儀(多點式)以3m長為原則，第V類岩體得改用5m長。
4. 本計測斷面僅適用於東引水隧道鑽作法開挖區段，伸縮儀L=3m或5m或視情況依機關工程司指示調整。

圖 3.1.2 案例隧道計測項目安裝示意圖



### 3.1.1 圍岩變形曲線分類

圍岩變形行為可概分為兩種類型，其一為因開挖擾動所引致之彈塑性變形，主要發生於開挖後之短期階段變形，隨著應力重新分配與支撐施作而趨於穩定；其二為隨著時間而遞增之依時性變形，常見於山岳隧道開挖支撐後之長期階段變形，並伴隨應力狀態之調整而改變。隧道淨空收斂變形之歷時曲線可反映上述兩種變形機制，作為辨識圍岩力學特性與模擬分析比對之依據。

2009 年莫拉克颱風挾帶大量豪雨重創臺灣南部，案例隧道亦遭洪水侵襲，東洞口工區遭淹沒，洪水灌入已貫通、正準備施作二次襯砌的案例隧道，隨後因整個越域引水計畫取水工段受颱風重創，上游集水區崩塌嚴重，難於短期內評估合適重建方案，計畫中止。案例隧道儘管在颱風後持續圍岩變形監測，亦配合整體計畫而未完成二次襯砌施作。本研究針對莫拉克颱風來襲前後之隧道圍岩變形特性進行探討，表 2 為彙整三民頁岩區段共 15 個監測斷面之位置與岩性，繪製其淨空收斂變形歷時曲線。開挖初期因應力解壓且支撐尚未成形，圍岩發生明顯的彈塑性變形；隨著開挖推進與支撐系統完成，變形速率逐漸趨緩，惟部分斷面仍有持續性的依時變形，莫拉克颱風侵襲後部分斷面變形量大幅上升，甚至導致支撐構件局部損壞。

為了釐清受災前與災後的變形反應差異，本文依據依時性行為之顯著程度、風災影響強度及支撐是否破壞等影響因素，針對各監測斷面之歷時變形曲線進行分類，彙整具代表性之變形特徵。以利後續進行淨空變形經驗公式回歸分析作業，並獲得最佳擬合曲線及其對應變形特性參數，作為後續力學參數反算與數值模型建立之依據。

表 2 監測斷面位置與岩性



| 西隧道東洞口-WE |           |             |       |         |
|-----------|-----------|-------------|-------|---------|
| Data      | 里程(m)     | 岩性/構造       | 岩層    | 岩覆深度(m) |
| MWA-002   | 10k+178.5 | 砂岩夾薄層頁岩/剪裂帶 | 三民頁岩層 | 30      |
| MWA-003   | 10k+334.3 | 砂岩夾薄層頁岩/剪裂帶 | 三民頁岩層 | 80      |
| SWA-004   | 10k+141.5 | 砂岩/剪裂帶      | 三民頁岩層 | 50      |
| SWA-005   | 10k+212.5 | 砂頁岩互層/剪裂帶   | 三民頁岩層 | 70      |
| SWA-006   | 10k+237.5 | 砂頁岩互層/剪裂帶   | 三民頁岩層 | 70      |
| SWA-007   | 10k+258.5 | 砂頁岩互層/      | 三民頁岩層 | 90      |
| SWA-008   | 10k+276.5 | 頁岩偶夾砂岩/     | 三民頁岩層 | 100     |
| SWA-009   | 10k+307.0 | 砂岩偶夾頁岩/     | 三民頁岩層 | 100     |
| SWA-010   | 10k+372.3 | 頁岩偶夾砂岩/剪裂帶  | 三民頁岩層 | 125     |
| SWA-011   | 10k+385.2 | 頁岩偶夾砂岩/剪裂帶  | 三民頁岩層 | 125     |
| SWA-012   | 10k+415.5 | 頁岩偶夾砂岩/剪裂帶  | 三民頁岩層 | 125     |
| SWA-037   | 11k+318.7 | 砂頁岩互層/      | 三民頁岩層 | 250     |
| SWA-038   | 11k+343.9 | 砂頁岩互層/      | 三民頁岩層 | 250     |
| SWA-039   | 11k+368.7 | 砂頁岩互層/      | 三民頁岩層 | 250     |
| SWA-040   | 11k+400.9 | 砂頁岩互層/      | 三民頁岩層 | 250     |
| SWA-041   | 11k+427.0 | 砂頁岩互層/剪裂帶   | 三民頁岩層 | 250     |
| SWA-042   | 11k+464.9 | 砂頁岩互層/      | 三民頁岩層 | 250     |

### (1) 類別一：災前變形趨於穩定，災後依然維持穩定

此類型斷面於風災前未呈現明顯依時性變形，開挖階段所產生的彈塑性變形在支撐完成後即趨於穩定，風災侵襲後，收斂變形量未顯著增加，整體變形曲線持續平緩，顯示圍岩與支撐系統具良好穩定性，如圖 3.1.3 所示。代表斷面如 SWA-011、SWA-012，災前至災後之變形行為變化極小。推測主因為該區段岩體完整、力學性質良好，支撐結構亦具足夠剛性與防護能力，使得降雨入滲與孔隙水壓變化未對其造成實質擾動。

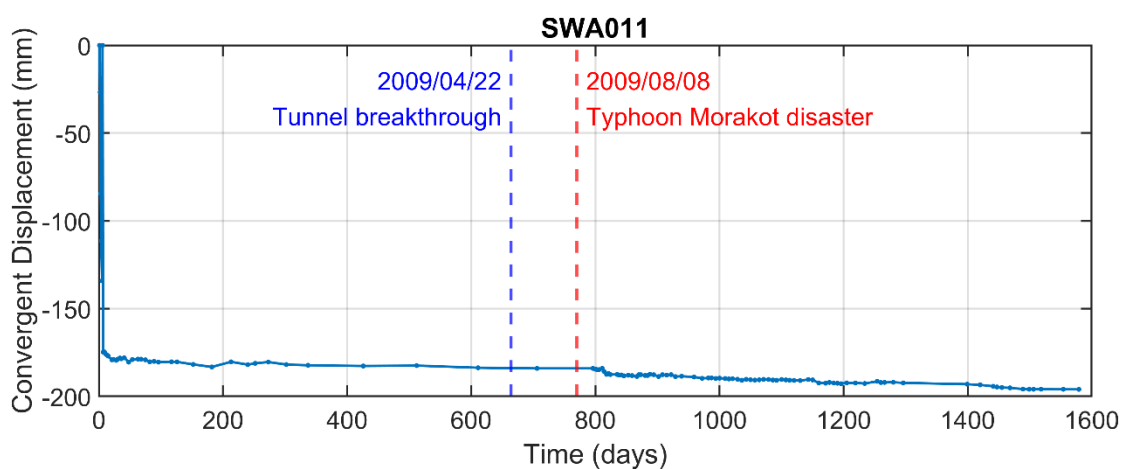


圖 3.1.3 類別一圍岩變形曲線

## (2) 類別二：災前變形趨於穩定，災後變形重新加速具延遲效應

此類型斷面於風災前變形已趨穩，無明顯依時性變形現象，然而風災過後卻逐漸出現變形加速，並且常伴隨數天至數週的延遲效應，如圖 3.1.4 所示。代表斷面如 SWA-039、SWA-041，在風災發生當下變形量變化雖不大，但隨時間推移逐步產生明顯收斂，反映災後滯後性變形反應。推測原因可能為降雨入滲至裂隙後，造成水壓上升、岩體軟化與強度降低，支撐系統有效抑制後續依時性變形，此類斷面具潛在風險應加強監測與評估。

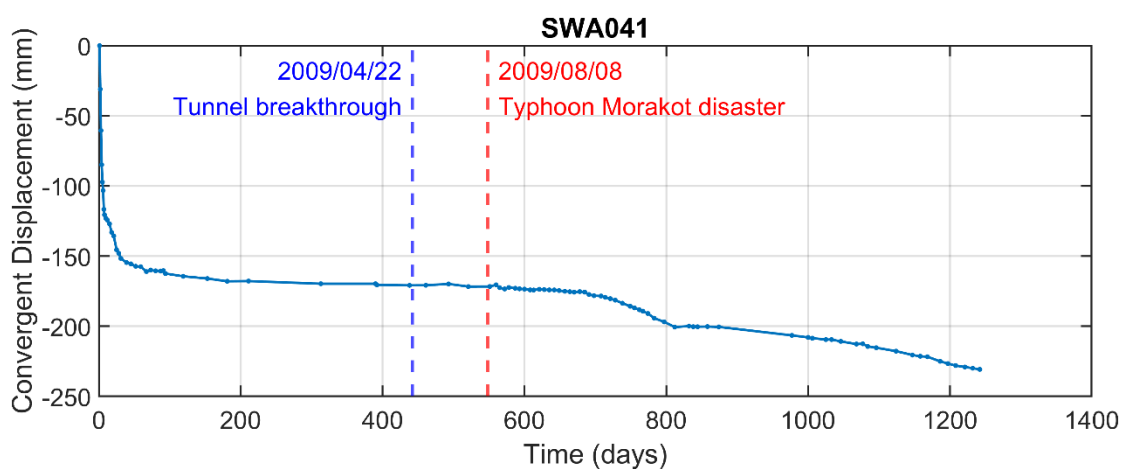


圖 3.1.4 類別二圍岩變形曲線

### (3) 類別三：災前持續依時變形，補強後趨緩，災後變形趨勢未顯著改變

此類型斷面於風災前具顯著依時變形特徵，且在補強後變形趨勢逐漸減緩，風災侵襲後，整體變形速率延續原有趨勢，顯示補強後有效發揮作用、風災影響有限，如圖 3.1.5 所示。代表斷面如 SWA-005，於災前持續變形補強後有效抑制，災後曲線斜率變化不大。推測其穩定表現與早期補強成效密切相關，可能包括了有效的支撐剛性配置、良好的排水設計或圍岩條件本身具一定完整性，使得降雨入滲對變形行為之影響有限，此類斷面顯示預先識別依時變形潛勢並及時補強，確實能有效降低災後失穩風險，提供其他區段風險管理之重要參考。

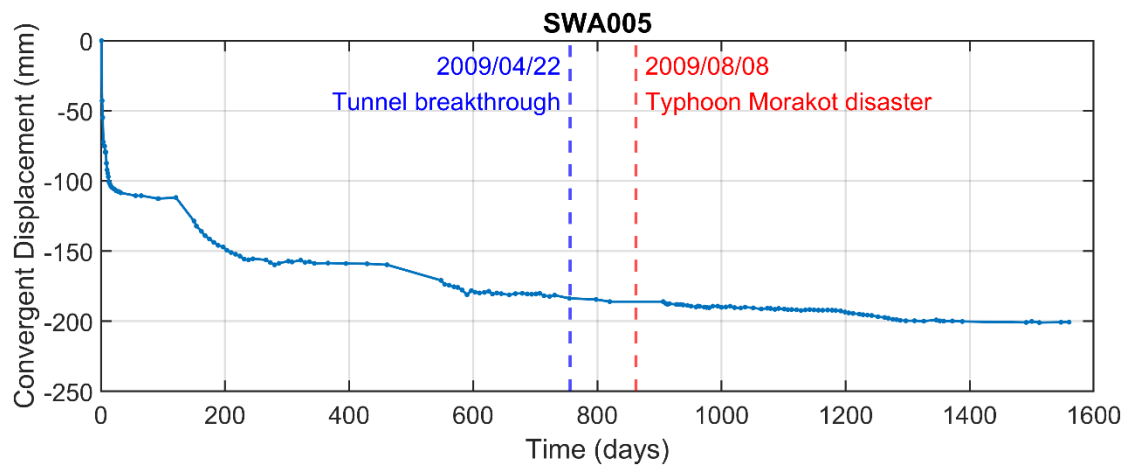


圖 3.1.5 類別三圍岩變形曲線

#### (4) 類別四：災前持續依時變形，補強後趨緩，災後加速變形並產生破壞

此類型斷面在風災前具顯著依時變形特徵，補強施作後雖一度趨緩，惟颱風侵襲後依時變形再度發生，甚至進入加速階段導致支撐結構局部破壞，如圖 3.1.6 所示。代表斷面如 MWA-002、MWA-003，災後曲線末段產生劇烈變形，推測圍岩進入加速潛變階段所致。此類行為反映圍岩受水壓與降雨入滲累積效應加劇，引發變形再加速，且現有支撐系統與先前補強措施難以有效抑制變形。

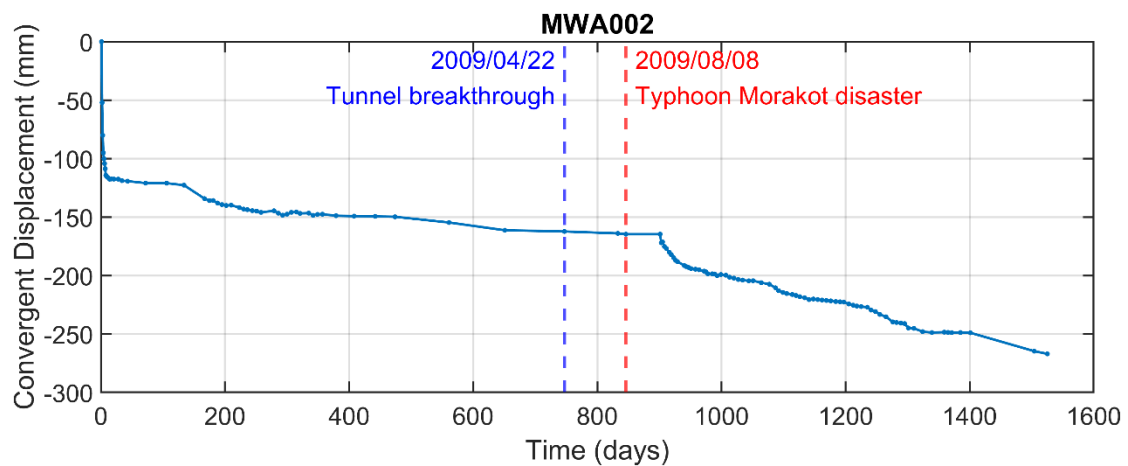


圖 3.1.6 類別四圍岩變形曲線



## 3.2 研究方法

### 3.2.1 數值模擬

#### (1) 有限差分法 - 黏彈塑性模型與潛變應力門檻

本研究採用有限差分軟體 FLAC<sup>3D</sup> 程式模擬隧道圍岩依時變形特性，基於其內建之黏彈塑性力學模式 Burger-Mohr model，進一步延伸發展具潛變門檻邏輯之創新力學模式。原始黏彈塑性模型中彈塑性變形遵循諧和流動法則，潛變作用過程中應力與應變皆會隨時間持續變化，導致依時行為一旦發生，無論應力是否降低都不會終止，使模擬結果與實際工程現象產生出入。

為了克服 Burger-Mohr model 對於依時變形啟動條件上的限制，本研究推測圍岩依時變形與軸差應力、體積應力狀態密切相關，應力狀態可藉由應力莫爾圓判讀，據此增設依時變形啟動的應力門檻。鑑於岩石破壞特性與圍壓之關聯性，本研究推論該應力門檻線近似於岩石材料之破壞包絡線形態，如圖 3.2.1 所示，定義  $c$ 、 $\phi$  之折減係數為門檻閥值，將折減後的破壞包絡線作為依時變形啟動的應力門檻線，當圍岩應力低於依時門檻線時，將黏滯係數設定為無窮大值，模擬依時變形「未啟動」或「停止」之行為，使模型能反映實際隧道圍岩潛變行為的發生與停止。

原始黏彈塑性模型 Burger-Mohr model 中，需設定共八個參數得以描述岩石材料彈性、黏性與塑性之變形行為，其中三個參數用以計算岩石材料黏性變形，分別為 Kelvin-parameter ( $G^K$ 、 $\eta^K$ ) 與 Maxwell-parameter ( $\eta^M$ )，前者描述岩石材料初期潛變階段的變形行為；後者則是主控穩定潛變階段的變形行為， $\eta^M$  為控制長期圍岩依時變形的關鍵參數，各項參數均可透過現地監測數據反算、室內潛變試驗與試誤法相互比對取得合理數值。為實現上述應力門檻控制依時行為機制，本研究透過 FLAC<sup>3D</sup> 程式提供 FISH 語言開發擴充程式碼於運算過程中嵌入應力

門檻邏輯，實現具有依時門檻控制開關之黏彈塑性力學模式，如圖 3.2.2 所示。當莫爾圓未觸及潛變門檻時(圖 3.2.3)，材料僅會產生彈性變形；當莫爾圓達潛變門檻但未觸及降伏準則時(圖 3.2.4)，則材料除彈性變形外，亦開始產生隨著時間增長之依時變形；若莫爾圓持續擴大觸及降伏準則時(圖 3.2.5)，則材料同時具備彈性、黏性與塑性變形量，並依照塑流法則進行應力校正。整體而言，本研究所建立之力學模式可同時模擬彈性反應、塑性破壞、初期潛變、穩定潛變，亦具備依據外力擾動自動啟動/停止依時變形之特性，可更精確描述隧道圍岩於全生命週期中的變形歷程，進而協助探討支撐受力行為與長期襯砌設計載重演化，作為評估隧道設計使用年限的重要依據。

另外，有限差分數值方法計算精度取決於模型網格幾何尺寸，本研究於模型邊緣建置規則網格，確保隧道開挖擾動五倍半徑範圍內不平衡力趨近於零，如圖 3.2.6 所示，透過分析主應力大小與方向隨隧道開挖歷程的變化觀察主應力旋轉行為，如圖 3.2.7 所示，比對 Kirsch (1898) 應力解析解，初步驗證模型網格的適用性與數值精度。

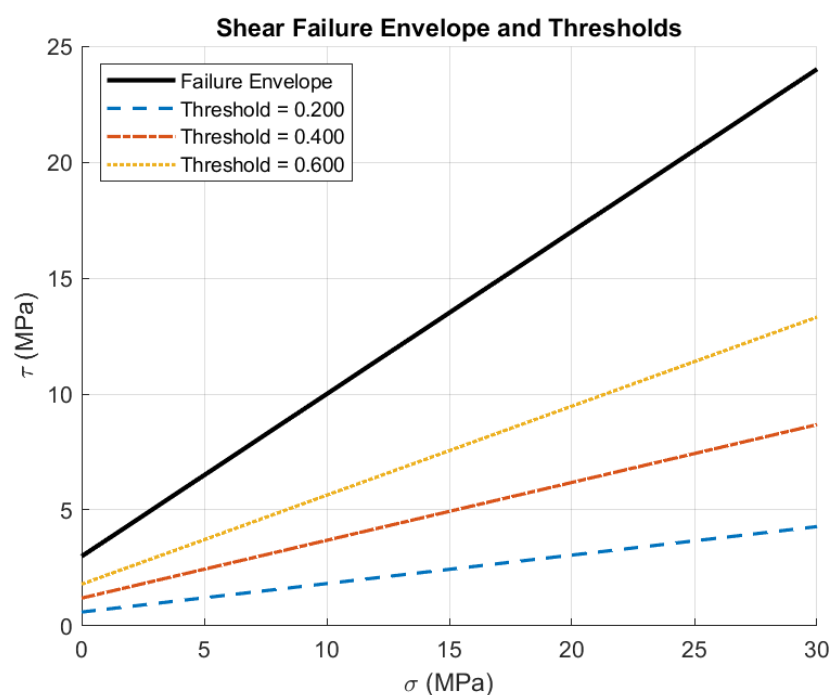


圖 3.2.1 應力門檻閥值線與破壞包落線示意圖

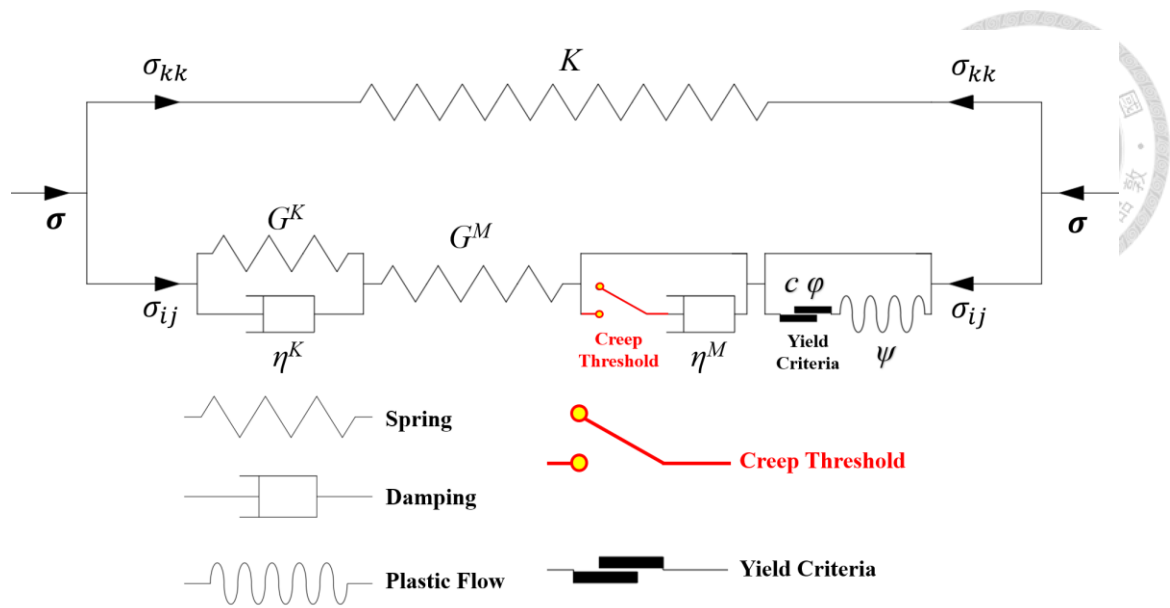


圖 3.2.2 本研究提出之力學模式

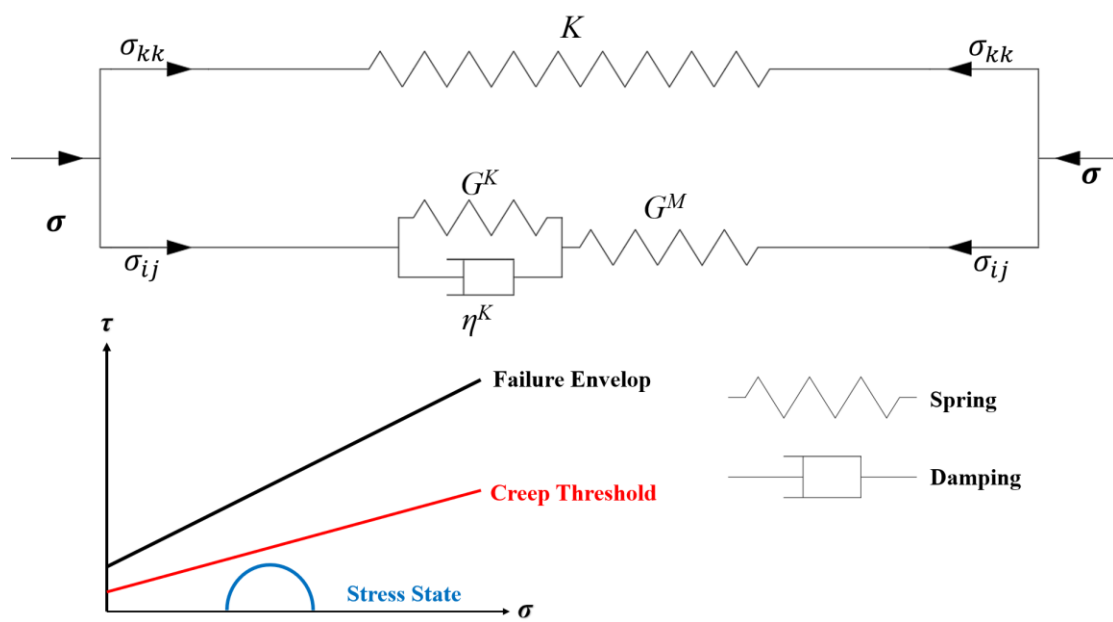


圖 3.2.3 應力莫爾圓未觸及依時門檻

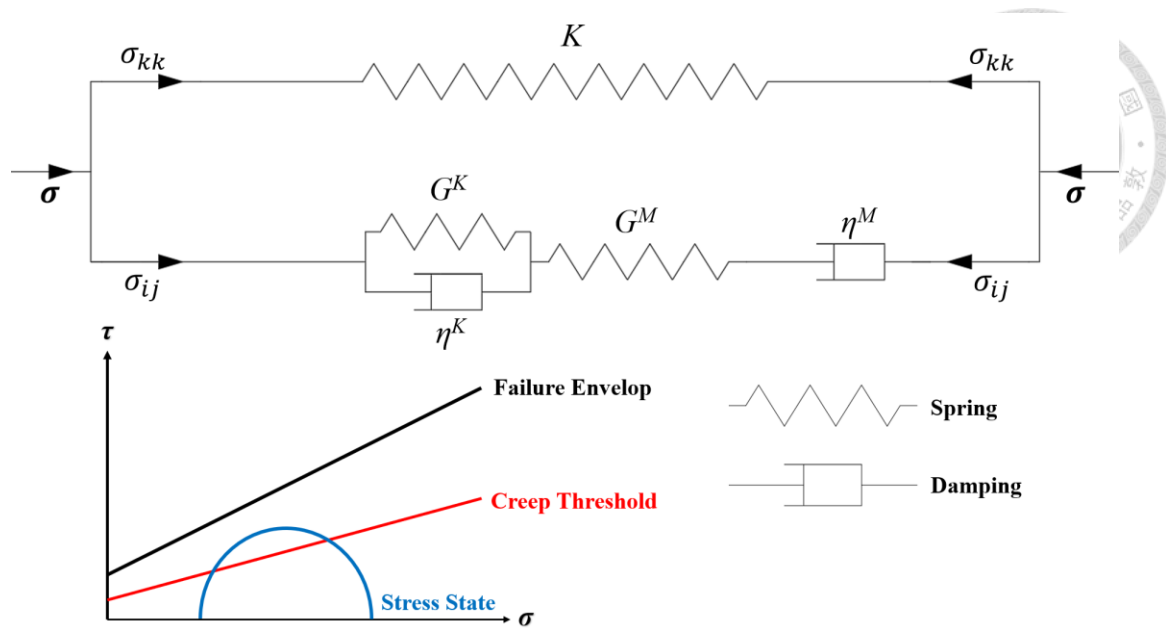


圖 3.2.4 應力莫爾圓觸及依時門檻且未觸及降伏門檻

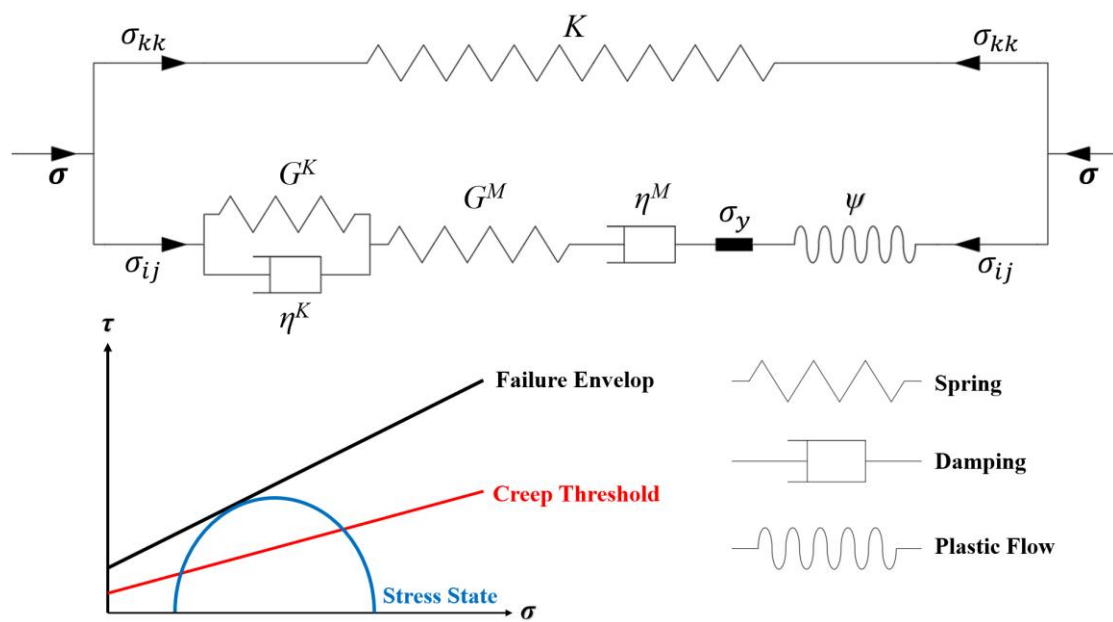


圖 3.2.5 應力莫爾圓觸及降伏門檻

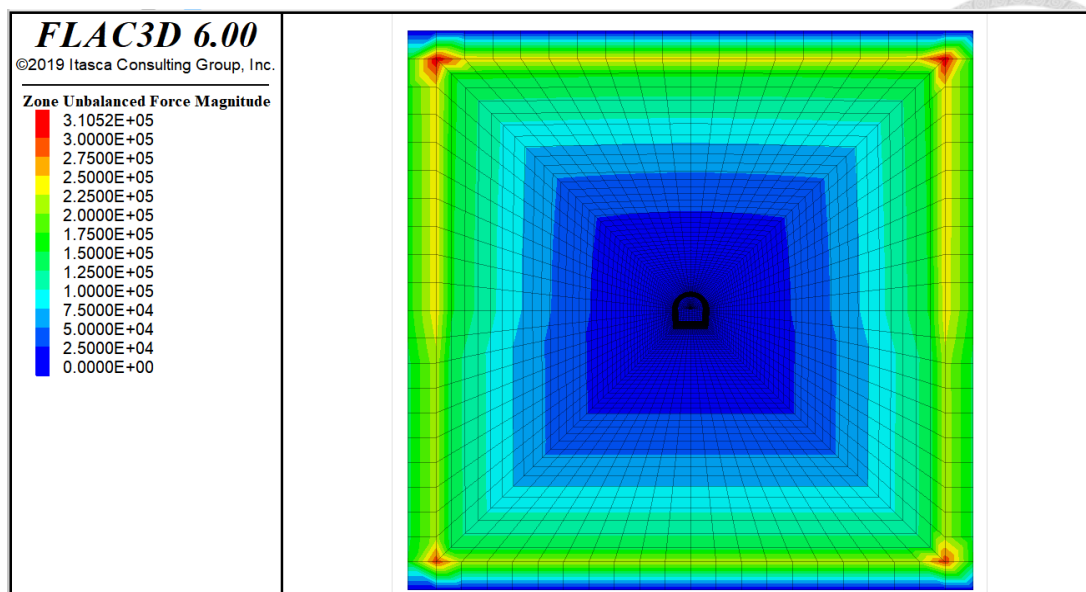


圖 3.2.6 隧道開挖後不平衡力分布圖

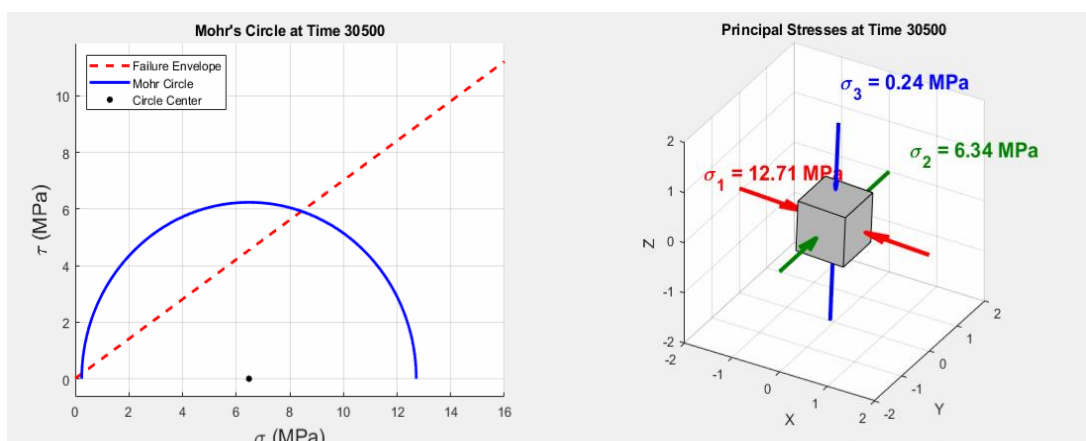


圖 3.2.7 隧道開挖後頂拱處圍岩應力莫爾圓(左)與主應力元素塊(右)

## (2) 有限元素法 - 結構受力分析與隧道襯砌設計

本研究亦應用有限元素法進行結構分析與設計，操作邏輯可分為兩個層次，其一為隧道開挖階段使用 FLAC<sup>3D</sup> 之結構殼元素模擬支撐與圍岩變形互制行為，其二為採用 SAP2000 進行混凝土襯砌之設計與配筋評估。

為符合山岳隧道實際開挖歷程與支撐配置，FLAC<sup>3D</sup> 模型中於隧道壁面佈設三角形殼元素模擬初期支撐，並區分有無仰拱兩種情境以進行比較分析。該元素本質上為薄殼結構，材料假設為等向性、具平面應力特性。基於此假設，本研究針對圍岩傳遞至殼節點之反力，經過區域與全域座標轉換後進行累加，擷取關注斷面鄰近節點之反力加以平滑處理，估算該斷面所承受之應力大小與方向，進而定義為後續襯砌設計所需載重。透過比較有無仰拱支撐配置，以及依時行為考量與否在不同使用年限下之模擬結果，可評估支撐型式與圍岩依時變形對隧道襯砌受力行為之影響。

配合前述模擬所求得之設計載重，本研究進一步於有限元素分析軟體 SAP2000 中建立襯砌結構模型。SAP2000 採用桿件元素離散結構幾何，計算個別構件之勁度矩陣與等效節點力，整合求解整體結構平衡方程式，以直接位移法為數值核心進行分析，適用於線性與非線性材料行為，並具備斷面設計與鋼筋配置自動化功能，廣泛應用於固定斷面構件之設計模擬。模型採單位長度截面設定，利用框架元素 Frame Element 定義幾何形狀，並分別輸入混凝土之抗壓強度  $f'_c$ 、彈性模數  $E$  與厚度  $t$ ，同時於節點設置彈簧元素模擬徑向與切向邊界支撐條件。根據 FLAC<sup>3D</sup> 模擬所得設定代表性設計載重進行靜力分析。



### 3.2.2 參數反算方法

依據 3.1.1 節所建立之不同特性歷時變形曲線分類，於進行後續參數反算前，仍須充分考量現地監測之實際情況。以監測作業流程而言，監測儀器經常於開挖面通過後約一日進行安裝，此時開挖面距離監測斷面約為 1 至 2 公尺，具備良好的施工環境可順利執行安裝並記錄初始監測數值，然而，在此安裝時點之前，圍岩已受開挖擾動影響，包含前進面效應所引致之預變形，以及開挖面剛通過至儀器安裝期間產生的初期變形，均未能被完整記錄，導致易低估開挖引致的彈塑變形。因此，在執行參數反算前，應先透過經驗公式對未量測到的初期變位進行合理推估與修正，同時亦需留意，監測資料於開挖初期變形劇烈階段通常較密集，隨時間推移變形穩定，監測頻率亦相對降低，故資料權重與擬合策略應加以調整。此外，歷時變形曲線中可觀察到多段變形特徵，可能源自開挖、支撐、地質條件變異或外在擾動等因素所引起的圍岩應力狀態變化，針對此類具有明顯分段特徵之曲線，進行參數反算時應根據實際狀況設定合理之擬合邊界，以提升參數反算結果對真實行為之解釋力與預測性。

根據 Sulem(1987)之研究，隧道開挖後圍岩變形可分為空間效應與時間效應兩大類，並以此為基礎建立淨空變形的經驗公式，用以描述圍岩受依時性影響下的變形歷程，其表達式如下：

$$C(x, t) = C_{\infty x} \left[ 1 - \left( \frac{X}{x + X} \right)^2 \right] \left\{ 1 + m \left[ 1 - \left( \frac{T}{t + T} \right)^n \right] \right\} \quad (9)$$

本研究將上述公式作為變形曲線回歸分析之基礎，分為兩個階段進行，重點探討最終變形量參數 $C_{\infty x}$ 與時間比例係數 $m$ 對變形行為的影響，假設因儀器安裝時間延遲所未能紀錄的初始位移為：

$$C_{lost} = C_{\infty x} - C_{i, max} \quad (10)$$

其中 $C_{i, max}$ 為監測數據中之最大變位量，該遺漏位移 $C_{lost}$ 將於後續修正原始監測數據，同時參數 $m$ 可視為該斷面彈塑變形與依時變形的比例指標。

第一步驟取擬合僅取監測初期變形劇烈、資料較密集之時段，並假設短期內尚未顯現依時變形效應，故先設定 $m = 0$ ，此時變形曲線可簡化為與時間無關的空間變形項。為利回歸擬合，取其對數形式進行線性化：

$$C(x) = \ln C_{\infty x} + \ln \left[ 1 - \left( \frac{X}{x + X} \right)^2 \right] \quad (11)$$

第二步驟則使用完整監測歷時資料進行回歸，套用原始公式，並將第一階段所求得之 $C_{\infty x}$ 與 $X$ 固定，僅擬合時間相關參數 $m$ 、 $T$ 與 $n$ 。為避免因資料規模或樣態差異造成過擬合情形，於此階段設定以 $m$ 為判斷依據，若回歸所得之 $m$ 值過小，代表依時行為特徵不顯著，透過對數展開與泰勒級數展開方式將公式再線性化，近似式表示如下：

$$C(x, t) = \ln C_{\infty x} + \ln \left[ 1 - \left( \frac{X}{x + X} \right)^2 \right] + m \left[ 1 - \left( \frac{T}{t + T} \right)^n \right] \quad (12)$$

透過前述兩階段回歸分析，可合理推估並重建監測初期未量測之變位，進而獲得更完整的隧道變形歷程，將修正後之水平收斂變位配合隧道半徑轉換為切向應變，並依據各斷面之覆蓋深度，採用 [Kirsch\(1898\)](#) 解析解估算開挖後圍岩的切向應力分佈，為減少現地監測資料中局部波動或異常點對反算結果的干擾，本研究另引入適當數據平滑處理方式，以提升擬合穩定性與準確度。接續，本研究定義四個無因次化擬合參數作為 Burger 黏彈性模型中力學參數的替代表示如下：

$$P_1 = \frac{\sigma}{G^M}、P_2 = \frac{\sigma}{G^K}、P_3 = \frac{G^K}{\eta^K}、P_4 = \frac{\sigma}{\eta^M} \quad (13)$$

最終即可依據 Burger 黏彈性模型進行各斷面之黏彈性參數回歸擬合，應變與時間表示為以下關係式：

$$\varepsilon(t) = P_1 + P_2(1 - e^{-P_3 \times t}) + P_4 \times t \quad (14)$$

其中， $P_1$ 對應彈性變形， $P_2$ 與 $P_3$ 控制瞬變潛變行為，而 $P_4$ 則是主導穩定潛變階段之變形速率，透過上述轉換與回歸步驟，將能有效由監測數據反算出黏彈性材料參數，作為後續數值模擬與模型驗證之基礎。

本研究綜合上述兩大公式提出完整統計擬合流程，應用於隧道監測變形曲線

估算圍岩力學參數，提供後續數值模型模擬分析所需，亦可做為隧道工程施工端對於監測資料快速分析的工具。

本研究針對 SWA-10 至 SWA-42 共九個監測斷面歷時變形曲線擷取風災前之數據，並透過前述方法進行參數反算，以利釐清圍岩依時變形特性原貌，擬合結果彙整如表 3 所示。在 Sulem 經驗公式擬合階段中，多數斷面之最終變形量  $C_{\infty x}$  大於監測數據的最大變位量  $C_{i,max}$ ，顯示初期遺漏位移量  $C_{lost}$  將不容忽視，需透過本研究擬合機制進行修正變形曲線，再執行下一步之力學參數反算作業。在 Burger 力學模式反算階段中，瞬時彈性模數  $E_M$  變化範圍大，即反映初始彈塑變形量落差；初期彈性模數  $E_K$  落於 6 至 18 MPa，突顯斷面支撐與圍岩互制穩定能力之差異；初期黏滯係數  $\eta_K$  普遍落於  $10^9$  至  $10^{10}$  Pa·s 之間；長期黏滯係數  $\eta_M$  分布於  $10^{12}$  至  $10^{14}$  Pa·s。整體而言 Sulem 經驗公式提供宏觀變形趨勢與依時特性潛勢評估依據，並彌補現地監測受限於工況無法量測到的位移量，Burger 力學模式則細部刻劃各個階段彈性與黏滯行為，兩者發展之歷程變化搭配應用可更全面地掌握圍岩依時行為，後續將以此結果作為 FLAC<sup>3D</sup> 隧道力學模式參數之輸入來源，並模擬隧道圍岩依時變形行為，比對數值模擬與監測數據差異，並進一步針對圍岩長期變形模擬與支撐演化分析，評估在隧道使用年限之內圍岩最終變形量、結構受力特性，據以整體考量依時變形特性下對隧道的影響。

表 3 監測數據參數反算結果

| 斷面編號    | $C_{\infty x}$ | $C_{lost}$ | $E_M$ (MPa) | $E_K$ (MPa) | $\eta_K$ (Pa·s) | $\eta_M$ (Pa·s) | RMS (Burger) |
|---------|----------------|------------|-------------|-------------|-----------------|-----------------|--------------|
| SWA-010 | 100.00145      | 18.51145   | 191.9098    | 6.9948      | 8.3865e+09      | 6.8570e+12      | 3.5122e-4    |
| SWA-011 | 196.08302      | 13.80469   | 6249.0782   | 6.3287      | 8.0676e+09      | 4.8061e+13      | 4.0166e-4    |
| SWA-012 | 62.12920       | 8.20920    | 6248.8360   | 6.6521      | 5.2064e+09      | 7.1928e+12      | 1.8803e-4    |
| SWA-037 | 391.11567      | 4.35567    | 72.2640     | 17.6474     | 4.8269e+10      | 7.1822e+12      | 1.0012e-3    |
| SWA-038 | 248.21376      | 0.00126    | 101.8598    | 17.1558     | 5.9718e+10      | 5.7844e+12      | 1.0852e-3    |
| SWA-039 | 355.69600      | 0.00000    | 12496.3025  | 12.4191     | 6.4039e+10      | 1.0800e+20      | 5.2846e-3    |
| SWA-040 | 113.69000      | 0.00000    | 244.8633    | 15.8988     | 3.8063e+10      | 5.8899e+12      | 2.3205e-4    |
| SWA-041 | 167.81221      | 3.54506    | 61.8911     | 18.2024     | 1.1778e+11      | 8.7707e+12      | 2.2964e-4    |
| SWA-042 | 124.50472      | 3.49472    | 486.4684    | 13.9696     | 2.3943e+10      | 1.0877e+13      | 2.2903e-4    |



### 3.2.3 潛變試驗方法

傳統單壓潛變試驗加載方式與邊界設定較為單純，岩體受力與實際隧道開挖圍岩應力分布存在明顯差異；實務上可參考 [Kirsch \(1898\)](#) 提出的理論解析闡述了隧道開挖後圍岩的應力集中現象與空間分布特性。為有效模擬並評估隧道開挖後圍岩的真實受力狀態，本研究規劃進行三種不同形式的潛變試驗，分別為無圍束圓柱單壓試驗、有圍束圓柱單壓試驗，以及有圍束扇形環向加載試驗(即本研究提出之潛變試驗)，期以改良現行潛變試驗方法之侷限。

本研究所提出之創新潛變試驗，設計理念旨在使試體受力後能貼近實際隧道圍岩應力分布情形，設計構想係模擬隧道壁面局部圍岩之力學行為，假想將隧道壁面切割出一個扇形岩石試體，並於兩側斜邊施予法線方向邊界束制，以及外緣弧面則施加環向應力，模擬開挖後的徑向解壓與切向加壓的應力條件，觀察岩石材料之依時變形行為。

在初步規劃階段，本研究先利用數值模擬軟體對上述三種試驗形式進行模擬分析，透過數值模擬的初步分析，可以快速地瞭解不同試驗邊界條件與加載模式對岩石試體所造成的應力分布特性，並可依據模擬結果進一步調整與優化試驗裝置設計，藉此確保該潛變試驗能更貼近隧道圍岩的真實應力狀態。

經由數值模擬分析確認適合的試驗配置後，本研究將進一步詳細探討試驗過程，具體包括岩石試體尺寸的選擇、邊界束制條件的設置，以及如何精確施加符合隧道工程真實應力狀態的加載模式，最後透過實驗室潛變試驗取得更為準確的岩石材料參數，並將試驗結果與現地監測數據進行驗證與比對，以確認所提出潛變試驗方法之有效性。本研究期望透過此創新潛變試驗方法，不僅提升對岩石材料依時力學行為的理解，更能提供未來隧道工程具體且可靠實驗依據，以增進調查階段與設計階段對未來施工條件的認識。

本研究試體幾何配置採用徑向厚度與外圓半徑比例為 1:10，並設計兩種不同圓心角與弧長厚度比之試體幾何：一為中心線弧長與厚度比為 1:2、圓心角為 3 度的扇形試體，另一為弧長與厚度比為 1:1、圓心角為 5 度的試體，試體設計如圖 3.2.8 所示。

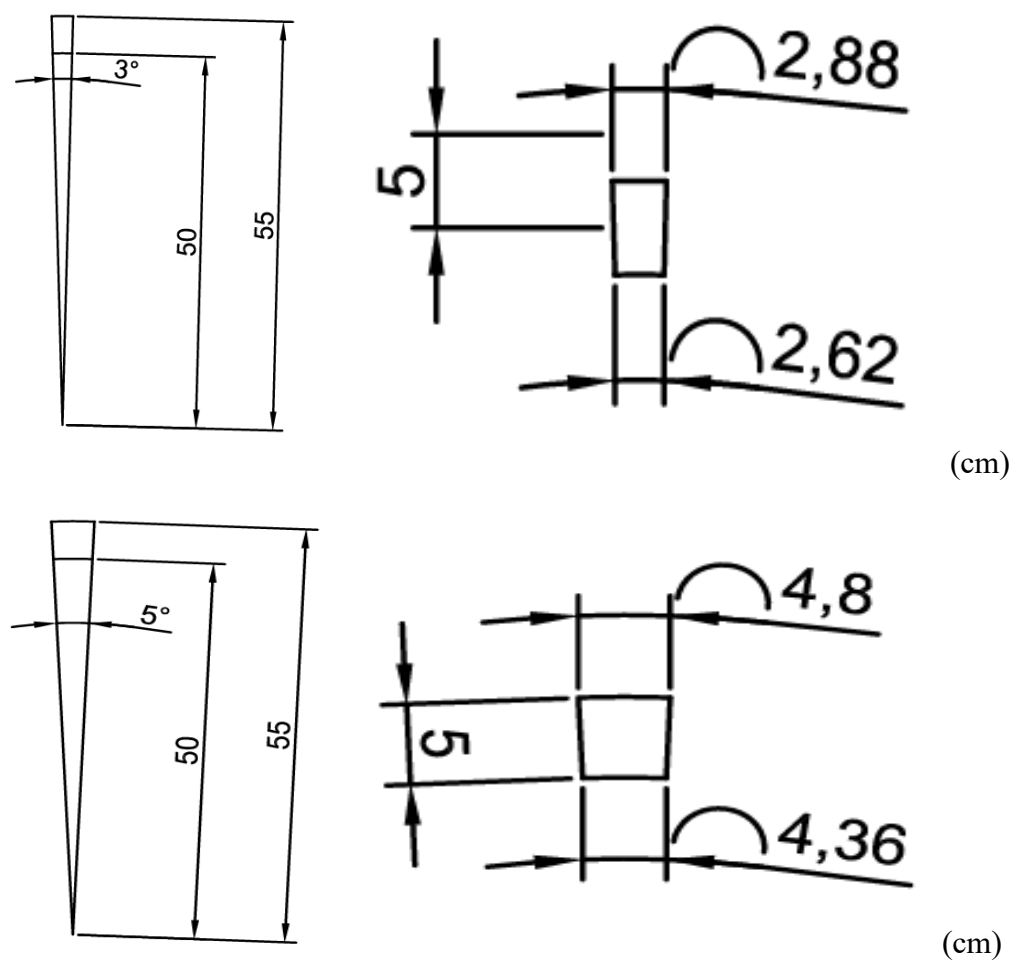


圖 3.2.8 圍岩潛變試驗試體設計圖(上) 3 度試體與(下) 5 度試體

## 1. 無圍束圓柱試體單壓潛變試驗

無圍束圓柱單壓試驗是較常見的傳統潛變試驗，試驗流程參考 Wu (2018) 以綠泥石片岩施做潛變試驗為例，透過單壓試驗將試體加載至破壞得其單壓強度 USC，再依據加載過程岩石試體出現初裂(crack initiation stress, CI)與關鍵損傷(critical damage stress, CD)時機，決定分階加載應力與單壓強度之百分比，依此分階加載應力施作單壓潛變試驗。數值模擬試體加載後受力分佈如圖 3.2.9 所示，本研究採岩心試體直徑為 60 mm、試體長度設定為 140 mm，並以應變計貼片量測應變，再經由 KYOWA CDV-900A 動態放大器輸出電壓值換算軸向應變。考量實驗長達一個月，為了避免實驗期間供電問題，採用不斷電系統支援備用電力，並搭配測微錶紀錄軸向變位作為比對。試體分為完全乾燥與浸水兩種型式，試驗配置如圖 3.2.10 所示。試驗結果以砂岩浸水試驗為例說明(見圖 3.2.11)，可以觀察到隨加載應力增加，瞬時彈性變形量愈少，又因砂岩遇水軟化加劇岩石長期變形速率，呈現隨著加載應力的增加，潛變量增加趨勢。

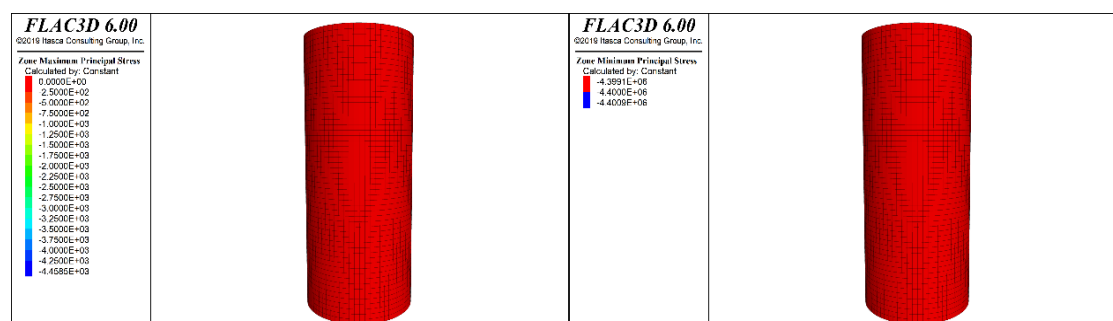


圖 3.2.9 無圍束單壓試驗數值模擬結果(左)最大主應力(右)最小主應力

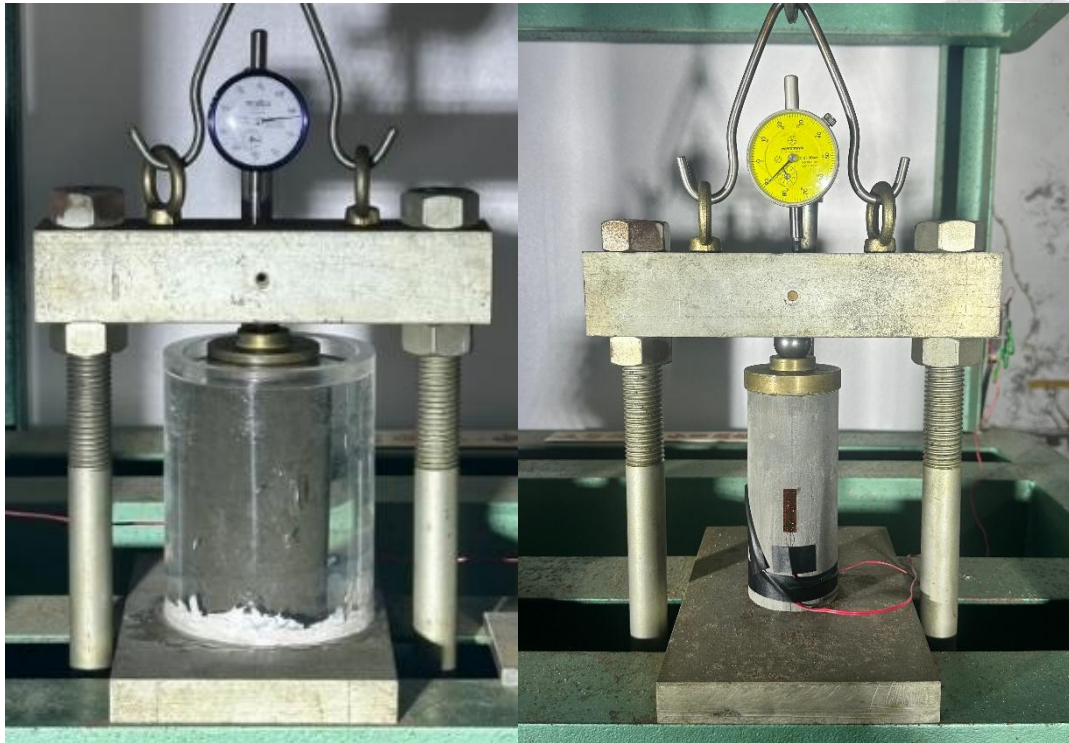


圖 3.2.10 無圍束單壓潛變試驗配置(左)浸水試體(右)乾燥試體

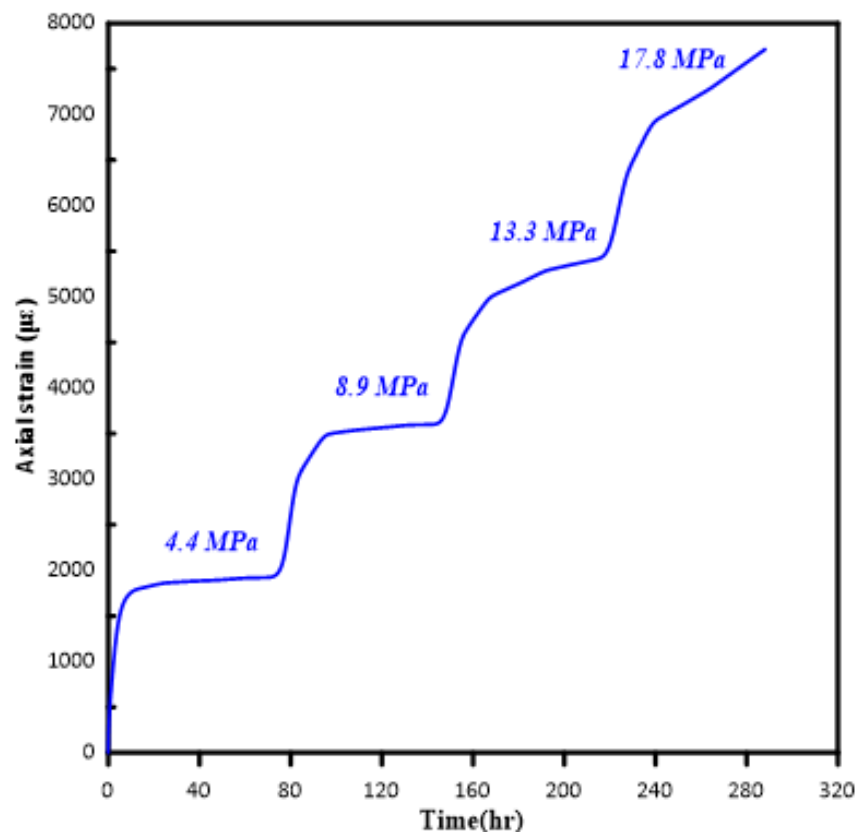


圖 3.2.11 砂岩浸水無圍束單壓潛變試驗軸向應變-時間曲線

## 2. 有圍束圓柱試體單壓潛變試驗

有圍束圓柱單壓試驗是對傳統潛變試驗增加側向束制之邊界條件，試驗流程均相同。數值模擬試體加載後受力分佈如圖 3.2.12 所示，本研究所採用岩心試體直徑為 60 mm、試體長度設定為 40 mm，規劃設置橫向圍束之鐵製容器，將岩石試體放置容器正中央，以應變計貼片量測應變，再經由 KYOWA CDV-900A 動態放大器輸出電壓值換算軸向應變，搭配測微錶紀錄軸向變位作為比對，確保圍束裝置有效提供側向束制，以砂岩試體為例，首先確認夾具可達到圍束效果，藉由單壓試驗結果推算側向壓力係數  $k$  值為 0.35，進而計算各加載階段之側向壓力，試驗配置如圖 3.2.13 所示。將實驗結果(見圖 3.2.14)與無圍束實驗比較，可推論側向圍束力對於延緩加速潛變之發生具有顯著效益，透過側向拘束抑制試體內部裂隙發育助於提升岩石長期變形穩定性。

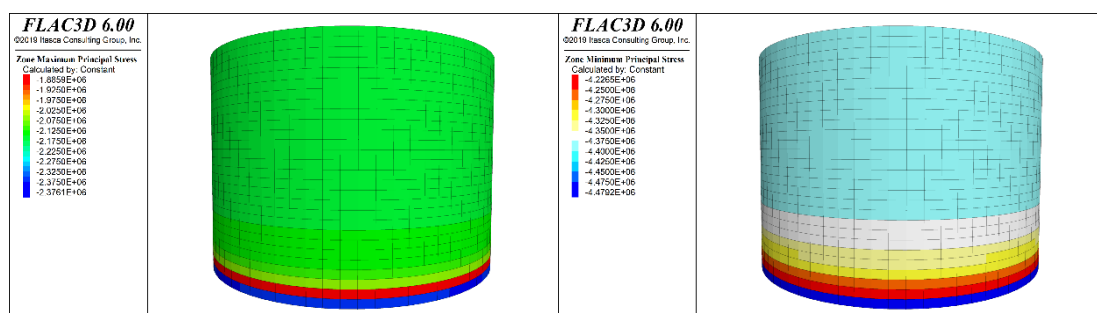


圖 3.2.12 有圍束單壓試驗數值模擬結果(左)最大主應力(右)最小主應力



圖 3.2.13 有圍束單壓潛變試驗配置

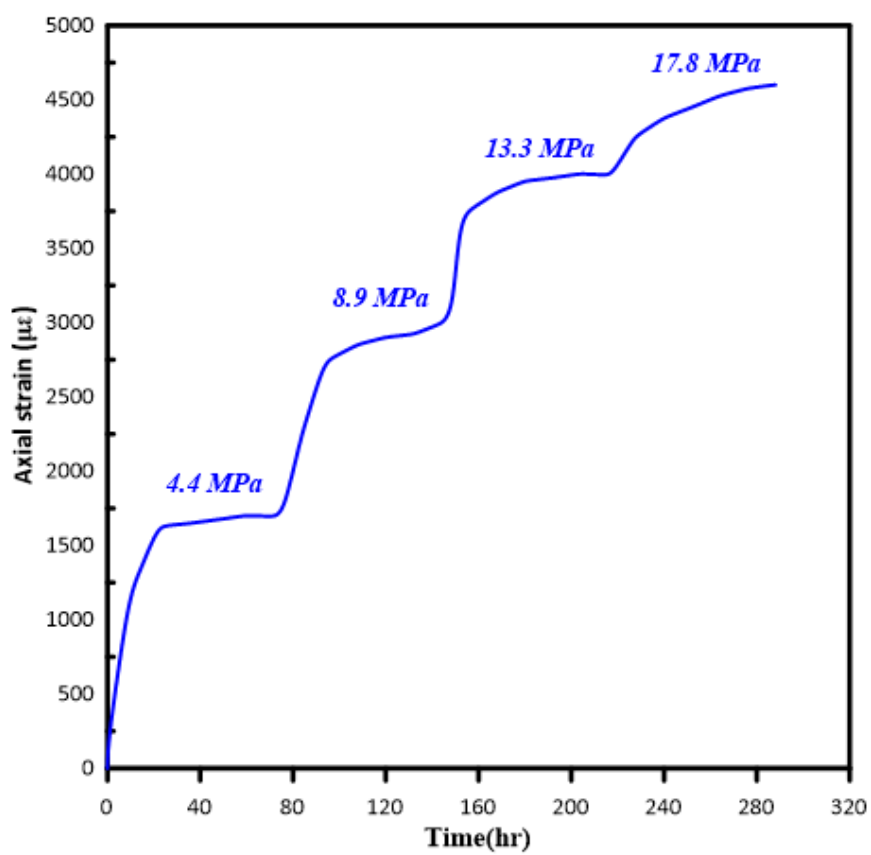


圖 3.2.14 砂岩有圍束單壓潛變試驗軸向應變-時間曲線

### 3. 有圍束扇形試體環壓潛變試驗

有圍束扇形環向加載試驗是本研究預期提出的創新潛變試驗，設計理念旨在使試體受力後能貼近實際隧道圍岩應力分布，其設計構想係假想將隧道壁面局部切割出一個扇形岩石試體，施予兩側斜邊法向邊界束制，並於試體頂部弧面施加徑向應力，試體徑向厚度與外圓半徑比為 1:10，並嘗試兩種不同規格試體，分別是中心線弧長與厚度比 1:2 之圓心角 3 度試體，以及中心線弧長與厚度比 1:1 之圓心角 5 度試體，模擬結果於圖 3.2.15、圖 3.2.16 所示。

然而，在實際執行潛變試驗過程中，由於岩石試體裁切與加工技術尚存限制，導致理想化的邊界束制條件難以完全實現，而影響試驗加載後之受力行為，部分試驗數據呈現離散或不連續現象，且試體破壞模式亦與預期之隧道圍岩受力行為不符，難以充分反映其真實力學反應，如圖 3.2.17 所示。為克服上述問題，本研究於初步試驗階段採用石膏砂漿作為替代材料，灌注於特製模具中製作幾何與受力條件理想化之試體，如圖 3.2.18 所示，透過此方式嘗試規避由於邊界束制不完善所導致的實驗誤差，並驗證本研究所提創新潛變試驗設計在理想條件下的力學合理性與可期性。

後續研究將進一步針對實驗系統進行優化，包含真岩試體加工技術之改良、邊界束制裝置之精化，以及載重控制系統之精準化，逐步建立完整且具可重現性的潛變試驗施作流程，藉以提升實驗結果的準確性與工程應用價值。

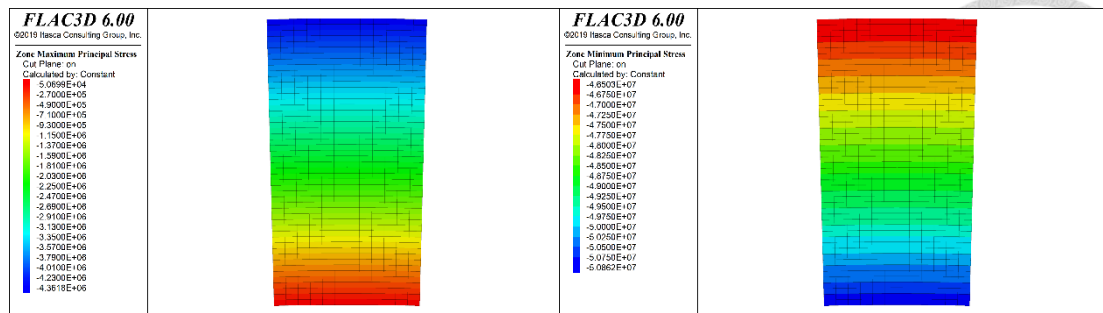


圖 3.2.15 3 度扇形試體數值模擬結果(左)最大主應力(右)最小主應力

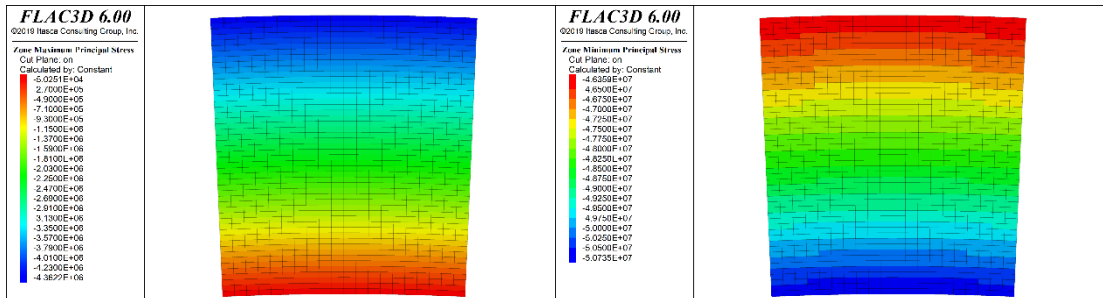


圖 3.2.16 5 度扇形試體數值模擬結果(左)最大主應力(右)最小主應力



圖 3.2.17 有圍束扇形試體環壓潛變試驗破壞照片

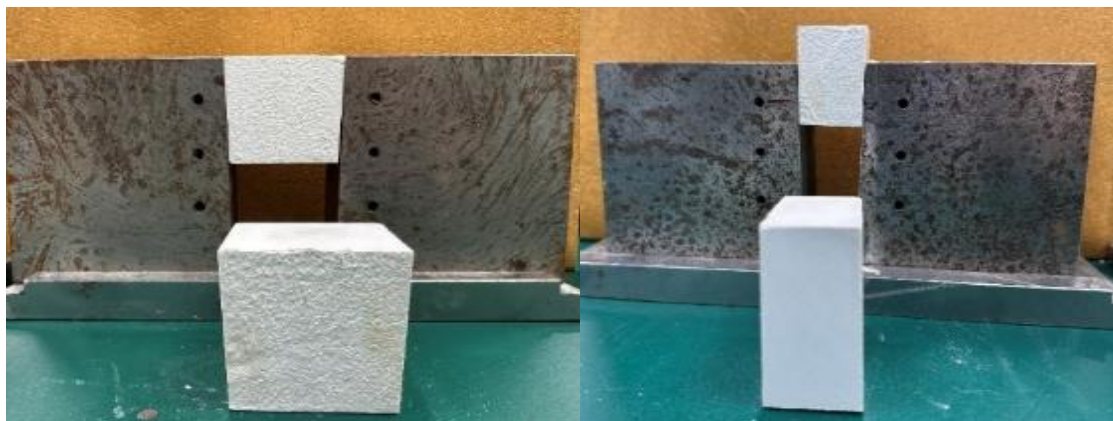


圖 3.2.18 石膏砂漿翻模試體(左) 5 度試體(右) 3 度試體

彙整 3.2.2 節監測數據反算參數成果與顧家豪(2025) 的潛變試驗數據進行比對，如表 4 所示，三民頁岩區段監測資料反算所得長期黏滯係數  $\eta^M$  範圍介於  $5.78 \times 10^{12}$  至  $4.81 \times 10^{13} \text{ Pa}\cdot\text{s}$ ；無圍束圓柱試體單壓潛變試驗所得之  $\eta^M$  範圍則介於  $7.3 \times 10^{12}$  至  $1.7 \times 10^{15} \text{ Pa}\cdot\text{s}$ ，雖與現地數據區間部分重疊，但整體偏高且變異幅度大，推測係因試體缺乏側向圍束，而導致試驗條件與隧道實況差異較大；相對地，有圍束圓柱試體單壓潛變試驗有效地提供側向圍束，所得之  $\eta^M$  範圍顯著提高至  $2.5 \times 10^{15}$  至  $6.7 \times 10^{16} \text{ Pa}\cdot\text{s}$ ，惟應力分布與隧道圍岩應力尚有落差，容易高估岩石材料黏滯性質，反而錯估實際隧道圍岩依時變形速率。

表 4 監測數據反算參數與潛變試驗參數比對表

| 資料來源              | $\eta^M$ 範圍 ( $\text{Pa}\cdot\text{s}$ )     |
|-------------------|----------------------------------------------|
| 三民頁岩區段監測資料回歸結果    | $5.8 \times 10^{12} \sim 4.8 \times 10^{13}$ |
| 三民頁岩區段泥質砂岩試驗（無圍束） | $7.3 \times 10^{12} \sim 1.7 \times 10^{15}$ |
| 三民頁岩區段泥質砂岩試驗（有圍束） | $2.5 \times 10^{15} \sim 6.7 \times 10^{16}$ |

## 第四章 圍岩依時變形模擬結果



### 4.1 數值模擬驗證

本研究以案例隧道里程 11 k+465 m 處之 SWA-042 斷面作為數值模擬驗證目標，該處岩覆深度 250m，岩性以砂頁岩互層為主。圖 4.1.1 參考隧道斷面設計圖建置隧道模型，並依據監測反算所得參數做為數值模擬所需輸入值，以驗證模型建立與參數選定之合理性，如圖 4.1.2 所示。

首先，模擬初期採線彈性材料模型，分析圍岩在不同開挖階段下主應力大小與方向變化，並與 Kirsch (1898)理論解比較，如圖 4.1.3 所示，以驗證數值模型的計算精度、網格設定之適切性與解算效率，為後續模擬奠定基礎。

接續，將材料組成行為設定為彈塑性，並採用莫爾-庫倫破壞準則判斷圍岩是否產生塑性變形，模擬過程中，依據隧道半徑比例進行分階段輪進式開挖，於每輪開挖完成後適時配置支撐結構，並於開挖面施加噴凝土層防止鏡面抽坍，如圖 4.1.4 所示，此階段驗證支撐系統與材料參數對塑性區發展之合理性。

最後，材料組成率模式設定為黏彈塑性，採用 Burger-Mohr model 模擬開挖面通過後 60 天內圍岩之依時變形行為，並與現地監測結果進行比對，如圖 4.1.5 所示，以檢核模型所輸入參數是否能合理反映實際依時變形趨勢。

從初步數值模擬結果可觀之變形趨勢與監測數據相近，唯初始彈塑變形量較實際監測量大，造成該差異可解讀為三維隧道開挖之數值模擬考量開挖面未抵達斷面時，由於前進面效應所引致之變形量，因此，若隧道工程設計時欲考量依時效應，應採三維數值模擬全方位評估。綜合上述，本研究將依據該套隧道模型與力學參數進行後續圍岩依時變形之數值模擬，並深入探討該變形特性對隧道襯砌受力之影響，進而提出考量長期變形演化下之設計方案。

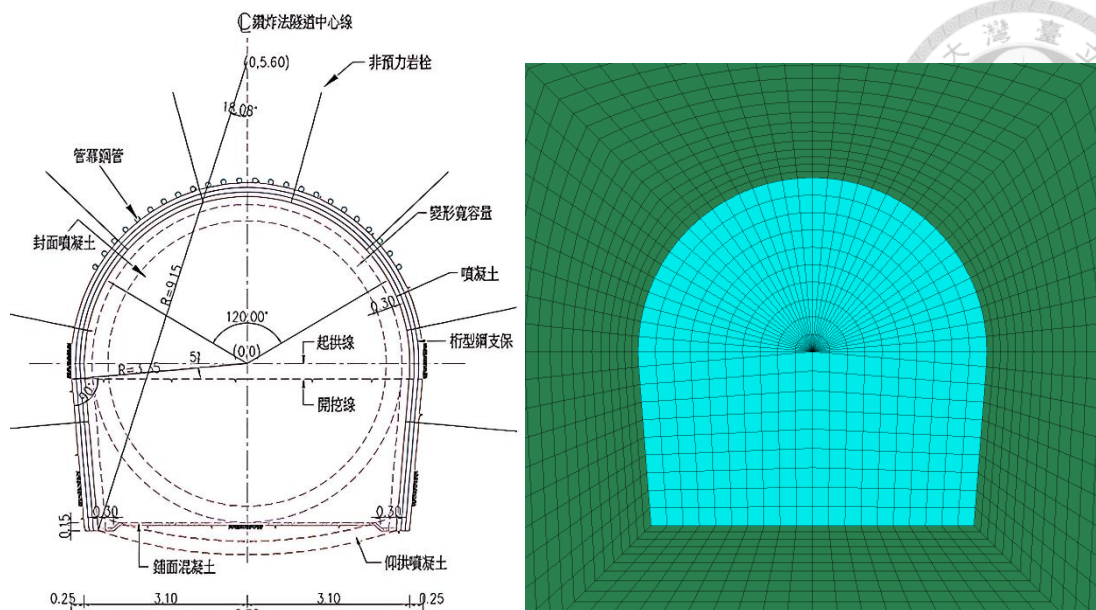


圖 4.1.1 案例隧道斷面設計圖(左)與數值建置隧道模型(右)

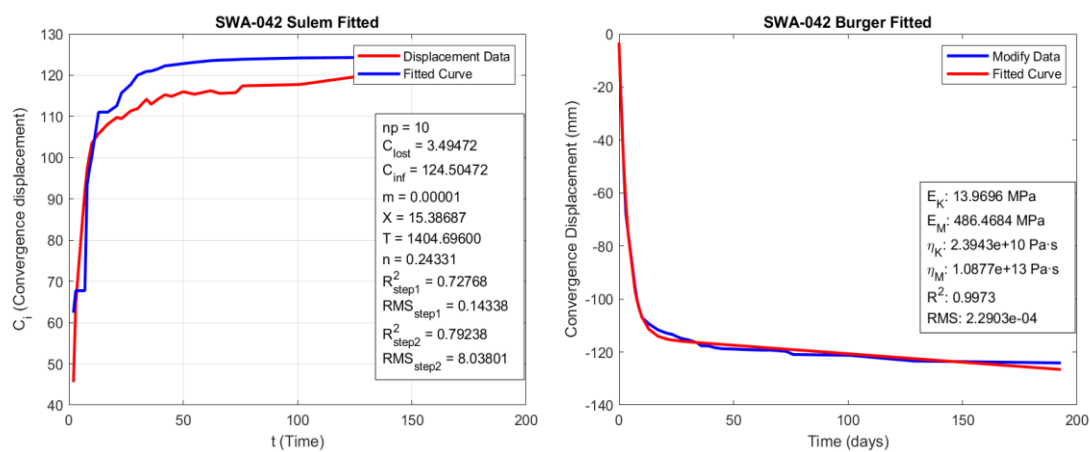


圖 4.1.2 SWA-042 監測數據回歸參數結果

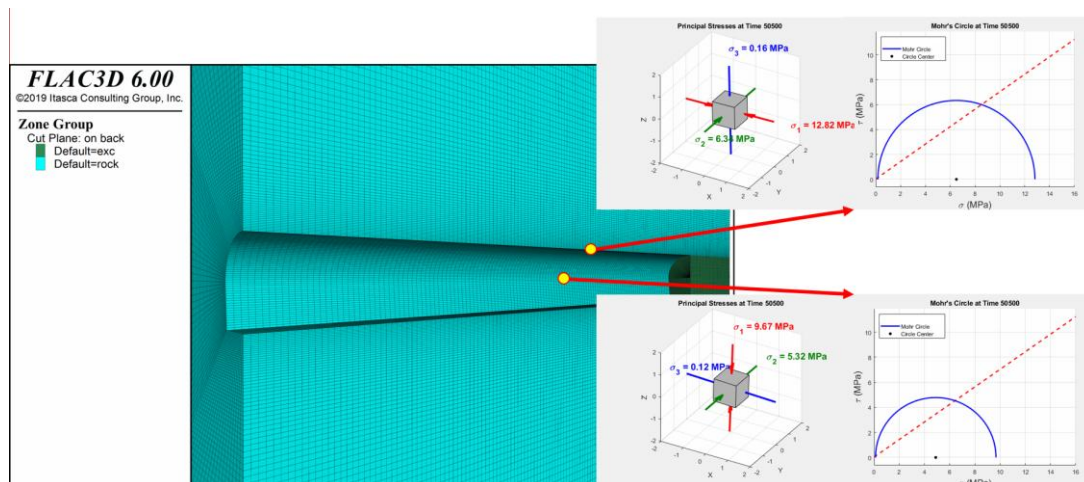


圖 4.1.3 隧道開挖頂拱與側壁圍岩主應力

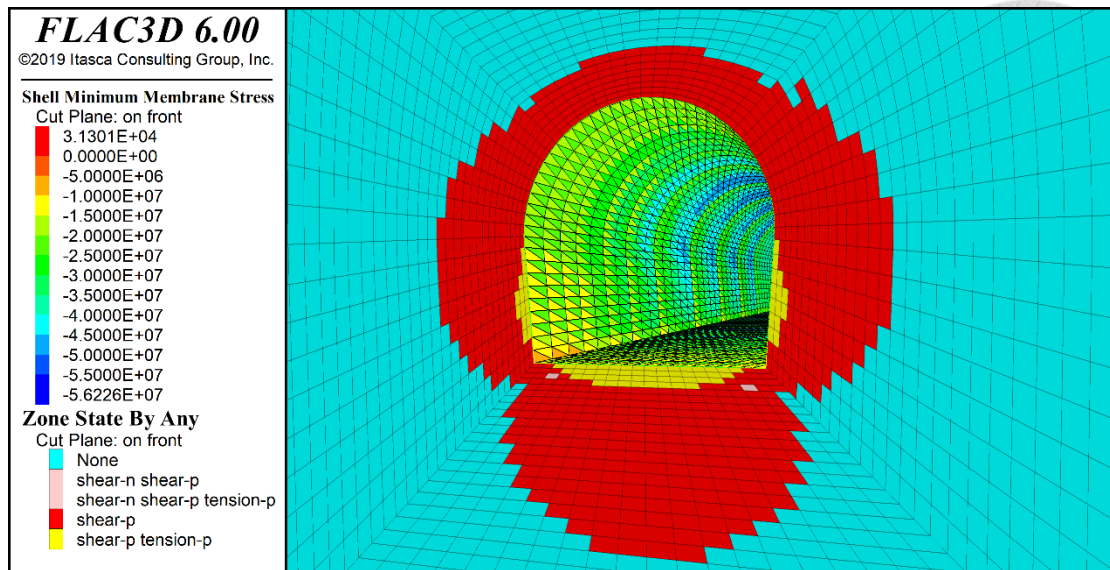


圖 4.1.4 塑性區分布圖與支撐應力分布圖

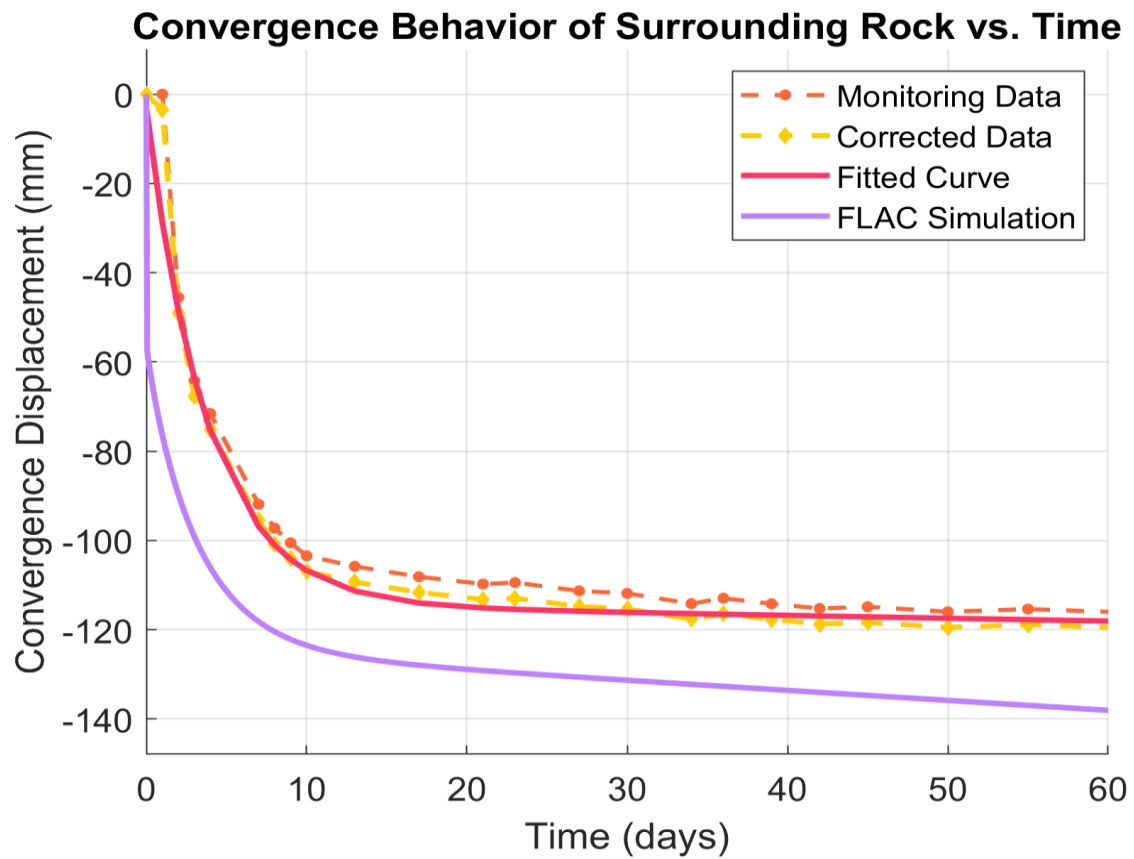


圖 4.1.5 變形曲線比對圖



## 4.2 圍岩依時變形模擬結果

本研究將所提修正黏彈塑性力學模式與潛變門檻嵌入模擬程序中，並延續前述所驗證之網格幾何與力學參數設定，數值模擬重點聚焦於兩項主要變因，分別為「潛變門檻閾值」與「岩覆深度」，據以探討對隧道圍岩依時變形行為之影響。使用本研究之力學模式時，若設置的門檻閾值過低，圍岩依時行為將大範圍地啟動，過程中依時變形作用時間長、變形速率快、關閉時程較為漫長，反之，若設置過高的門檻閾值，圍岩依時變形範圍限縮，過程中依時行為侷限於局部，甚至模型全域範圍皆因未達啟動條件而未發生依時變形。因此，潛變門檻設定三組不同閾值，分別為 0.2、0.4 與 0.6；另一方面，隧道岩覆深度則設定為 100 m、300 m 與 900 m 三種情境，分別代表淺層、中層與深層隧道圍岩應力條件。共劃分九種組合情境，由於多筆現地監測資料記錄總時長約莫 1500 餘日，因此，數值模擬以 4 年作為總時間尺度，並以每 1 年劃分四個時序演化階段，儲存隧道依時變形、作用範圍與區間之結果，模擬隧道長期下圍岩依時變形行為。此模擬成果將應用於探討低、中、高門檻閾值於不同應力條件下之適用性，並作為未來模型推廣與工程應用之參考依據。

本節透過 FLAC<sup>3D</sup> 模擬隧道長期圍岩依時變形行為，探討上述該九組不同情境下，隧道圍岩處於不同時間點之彈塑性變形量、依時變形量，以及依時行為作用範圍大小與其分布位置變化，並以隧道岩覆深度區分不同應力狀態對於設立門檻閾值之敏感區間。藉此成果，可作為本研究力學模式應用於實際工程案例時之合理設定參考，同時結合本研究之方法，實踐潛在受圍岩依時變形影響之山岳隧道，考量該因素下建立一套可於山岳隧道中納入依時變形潛在風險考量的評估體系，期此方法降低現今隧道工程於調查、設計與施工各階段中因圍岩依時變形行為之未明衝突，提升整體隧道營運階段之安全性與韌性。



#### 4.2.1 高岩覆深度隧道

當隧道岩覆深度處於 900 m 初始圍壓較高之應力環境中，由於開挖引致圍岩徑向應力解壓與切向應力加壓造成之軸差應力較高，隧道開挖階段模擬成果顯示初始彈塑變形量達到約 150.2 mm。為了探討圍岩依時行為受應力條件與材料參數之反應趨勢，本研究引入三個不同門檻閥值進行比較，模擬隧道開挖後歷經 4 年依時作用演化，結果顯示門檻值為控制依時作用範圍與最終變形量之主要因子。

若未納入門檻控制圍岩依時行為，歷經了 4 年依時作用演化後最終總變形量到達 988.6 mm，其與初始彈塑變形量相比增加 838.4 mm，依時變形量與總變形量之貢獻占比達到 95%。當門檻閥值設定為 0.2 時，由於大範圍圍岩應力超過門檻，依時變形作用廣泛啟動，最終總變形量到達 923 mm，此時依時變形增量為 772.8 mm，依時變形量與總變形量之貢獻占比達到 94.7%；隨後將門檻閥值提高至 0.4 時，總變形量下降至 820.9 mm，此時依時變形增量為 670.7 mm、與總變形量之貢獻占比為 94.1%，代表僅有部分區域產生依時作用；進而將門檻閥值設定為 0.6 時，總變形量為降至 718.4 mm，此時依時變形增量為 568.2 mm、與總變形量之貢獻占比為 93.3%。

進而比較設置相異門檻閥值條件，依時行為於空間中作用的歷時演化行為，如圖 4.2.1~圖 4.2.3 所示(紅色區域為依時行為啟動、藍色區域為依時行為關閉)，可觀察得知隧道整體隨著時間推移下，圍岩依時變形行為逐漸穩定收斂的趨勢。隧道開挖後隨著時間持續推演圍岩應力莫爾圓逐漸縮小，依時作用區域呈近對稱圓形分布，將門檻閥值設定為 0.2 時，依時作用範圍約達隧道半徑之八至九倍；當門檻閥值設定為 0.4 時，依時作用範圍略為縮減至隧道半徑之六至七倍；進而將門檻閥值設定為 0.6 時，依時作用範圍進而縮小隧道半徑之五至六倍。

綜合彙整相異門檻閥值在 4 年之中依時增量變化曲線，如圖 4.2.4 所示，在隧道岩覆深度達 900 m 情境下，設定門檻閥值在 0.2~0.6 區間時，本研究力學模

式對依時啟動機制具低敏感性，依時變形占比變化劇烈，超過該值後依時貢獻比例趨於穩定，說明基於圍岩應力判定依時行為啟動條件，藉此設定門檻閾值是本研究力學模式之重要機制。



#### 4.2.2 中岩覆深度隧道

當隧道岩覆深度處於 300 m 初始圍壓居中之應力環境中，由於開挖引致圍岩徑向應力解壓與切向應力加壓造成之軸差應力居中，隧道開挖階段模擬成果顯示初始彈塑變形量達到約 48.4 mm。為了探討圍岩依時行為受應力條件與材料參數之反應趨勢，本研究引入三個不同門檻閾值進行比較，模擬隧道開挖後歷經 4 年依時作用演化，結果顯示門檻值為控制依時作用範圍與最終變形量之主要因子。

若未納入門檻控制圍岩依時行為，歷經了 4 年依時作用演化後最終總變形量到達 328.5 mm，其與初始彈塑變形量相比增加 280.1 mm，依時變形量與總變形量之貢獻占比達到 85.3%。當門檻閾值設定為 0.2 時，由於大範圍之圍岩應力超過門檻，依時變形作用廣泛啟動，最終總變形量到達 305.7 mm，此時依時變形增量為 257.3 mm，依時變形量與總變形量之貢獻占比達 84.2%；隨後將門檻閾值提高至 0.4 時，總變形量下降至 271.3 mm，此時依時變形增量為 222.9 mm、與總變形量之貢獻占比為 82.2%，代表僅有部分區域產生依時作用；進而將門檻閾值設定為 0.6 時，總變形量為降至 237.4 mm，此時依時變形增量為 189 mm、與總變形量之貢獻占比為 79.6%。

進而比較設置相異門檻閾值條件，依時行為於空間中作用的歷時演化行為，如圖 4.2.5~圖 4.2.7 所示(紅色區域為依時行為啟動、藍色區域為依時行為關閉)，可觀察得知隧道整體隨著時間推移下，圍岩依時變形行為逐漸穩定收斂的趨勢。隧道開挖後隨著時間持續推演圍岩應力莫爾圓逐漸縮小，依時作用區域呈近對稱圓形分布，將門檻閾值設定為 0.2 時，依時作用範圍約達隧道半徑之八至九倍；當門檻閾值設定為 0.4 時，依時作用範圍略為縮減至隧道半徑之五至六倍；進而

將門檻閥值設定為 0.6 時，依時作用範圍進而縮小隧道半徑之四至五倍。

綜合彙整相異門檻閥值在 4 年之中依時增量變化曲線，如圖 4.2.8 所示，在隧道岩覆深度達 300 m 情境下，設定門檻閥值在 0.2~0.6 區間時，本研究力學模式對依時啟動機制具中敏感性，依時變形占比變化劇烈，超過該值後依時貢獻比例趨於穩定，說明基於圍岩應力判定依時行為啟動條件，藉此設定門檻閥值是本研究力學模式之重要機制。

### 4.2.3 低岩覆深度隧道

當隧道岩覆深度處於 100 m 初始圍壓較低之應力環境中，由於開挖引致圍岩徑向應力解壓與切向應力加壓造成之軸差應力較低，隧道開挖階段模擬成果顯示初始彈塑變形量達到約 14.8 mm。為了探討圍岩依時行為受應力條件與材料參數之反應趨勢，本研究引入三個不同門檻閥值進行比較，模擬隧道開挖後歷經 4 年依時作用演化，結果顯示門檻值為控制依時作用範圍與最終變形量之主要因子。

若未納入門檻控制圍岩依時行為，歷經了 4 年依時作用演化後最終總變形量到達 108.8 mm，其與初始彈塑變形量相比增加 94.03 mm，依時變形量與總變形量之貢獻占比達到 55.5%。當門檻閥值設定為 0.2 時，由於大範圍之圍岩應力超過門檻，依時變形作用廣泛啟動，最終總變形量到達 100.7 mm，此時依時變形增量為 85.93 mm，依時變形量與總變形量之貢獻占比達到 51.9%；隨後將門檻閥值提高至 0.4 時，總變形量下降至 88.91 mm，此時依時變形增量為 74.14 mm、與總變形量之貢獻占比為 45.5%，代表僅有部分區域產生依時作用；進而將門檻閥值設定為 0.6 時，總變形量為降至 77.07 mm，此時依時變形增量為 62.3 mm、與總變形量之貢獻占比為 45.5%。嘗試進一步將門檻閥值提升至 0.8 時，模擬結果之總變形量變化趨於穩定，相比於門檻閥值為 0.6 時相比依時變形量與總變形量之貢獻占比差異僅在 37.2% 以內，故此欲使用本研究所提力學模式模擬隧道圍岩依時變形行為，設定門檻閥值的敏感區間集中於 0.2~0.6 之間，超出此區段後

力學模式反應呈現鈍化現象，門檻調升雖仍時依時作用輕微減緩，但已不足以形成顯著工程行為差異。

進而比較設置相異門檻閥值條件，依時行為於空間中作用的歷時演化行為，如圖 4.2.9~圖 4.2.11 所示(紅色區為依時行為啟動、藍色區域為依時行為關閉)，可觀察得知隧道整體隨著時間推移下，圍岩依時變形行為逐漸穩定收斂的趨勢。隧道開挖後隨著時間持續推演圍岩應力莫爾圓逐漸縮小，依時作用區域呈近對稱圓形分布，將門檻閥值設定為 0.2 時，依時作用範圍約達隧道半徑之七至八倍；當門檻閥值設定為 0.4 時，依時作用範圍略為縮減至隧道半徑之五至六倍；進而將門檻閥值設定為 0.6 時，依時作用範圍進而縮小至隧道半徑之四至五倍。

綜合彙整相異門檻閥值在 4 年之中依時增量變化曲線，如圖 4.2.12 示，在隧道岩覆深度達 100 m 情境下，設定門檻閥值在 0.2~0.6 區間時，本研究力學模式對依時啟動機制具高敏感性，依時變形占比變化劇烈，超過該值後依時貢獻比例趨於穩定，說明基於圍岩應力判定依時行為啟動條件，藉此設定門檻閥值是本研究力學模式之重要機制。

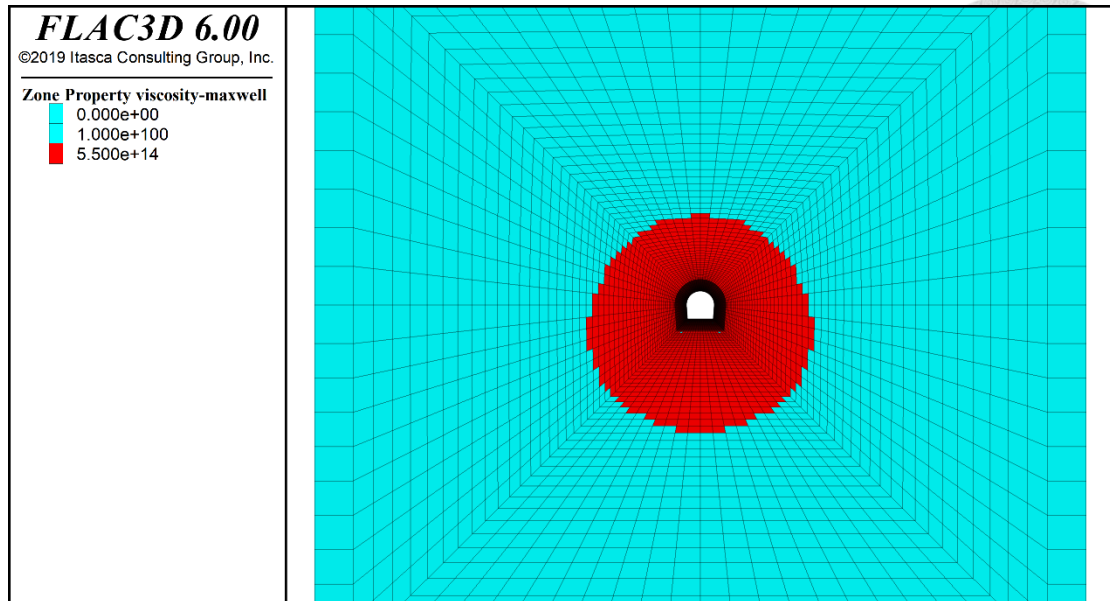


圖 4.2.1 900m 岩覆深度隧道門檻閥值 0.2 依時作用範圍

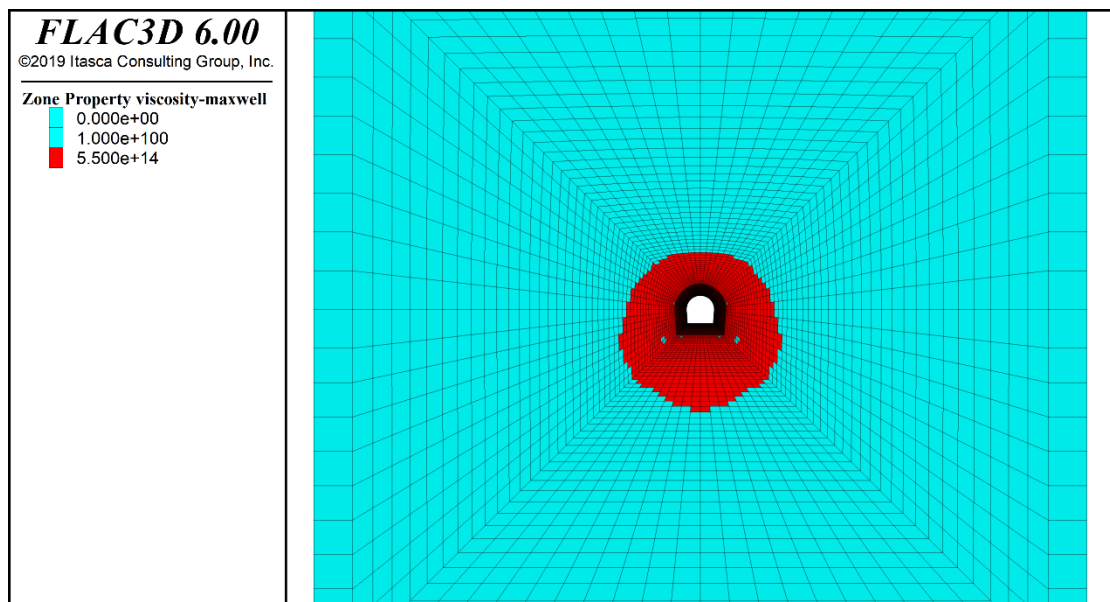


圖 4.2.2 900m 岩覆深度隧道門檻閥值 0.4 依時作用範圍

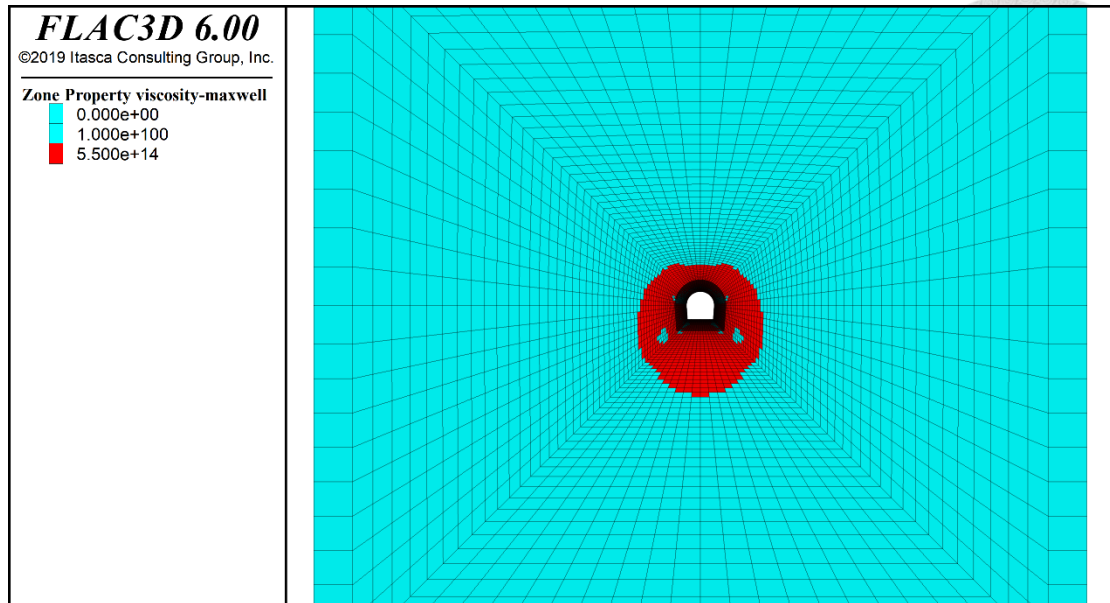


圖 4.2.3 900m 岩覆深度隧道門檻閥值 0.6 依時作用範圍

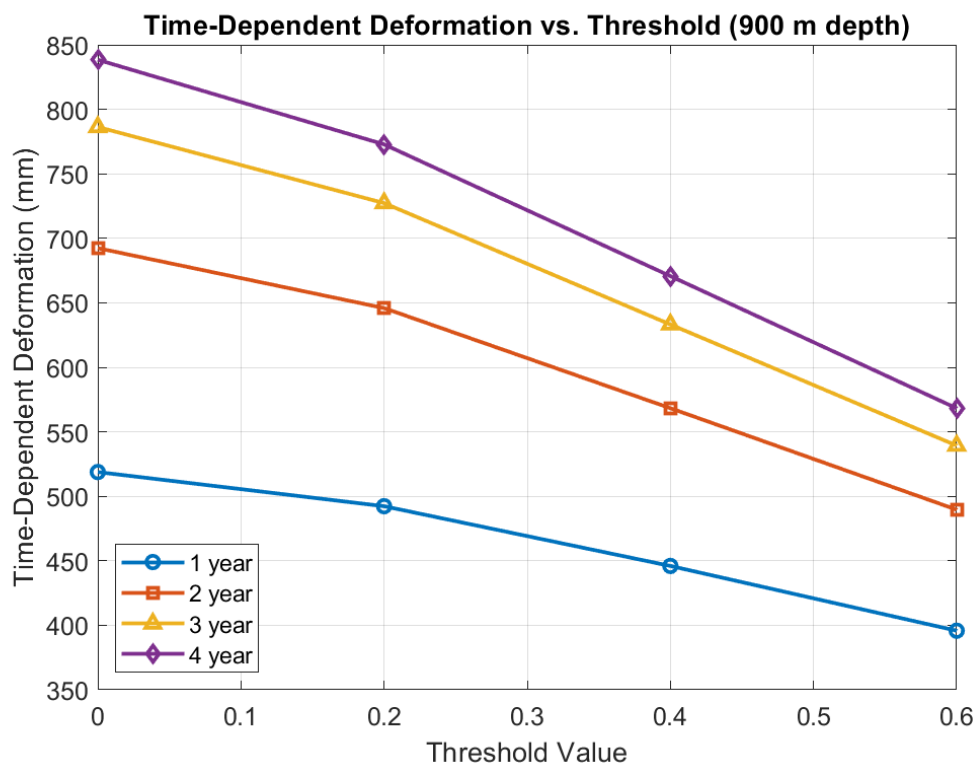


圖 4.2.4 900m 岩覆深度隧道依時變形增量圖

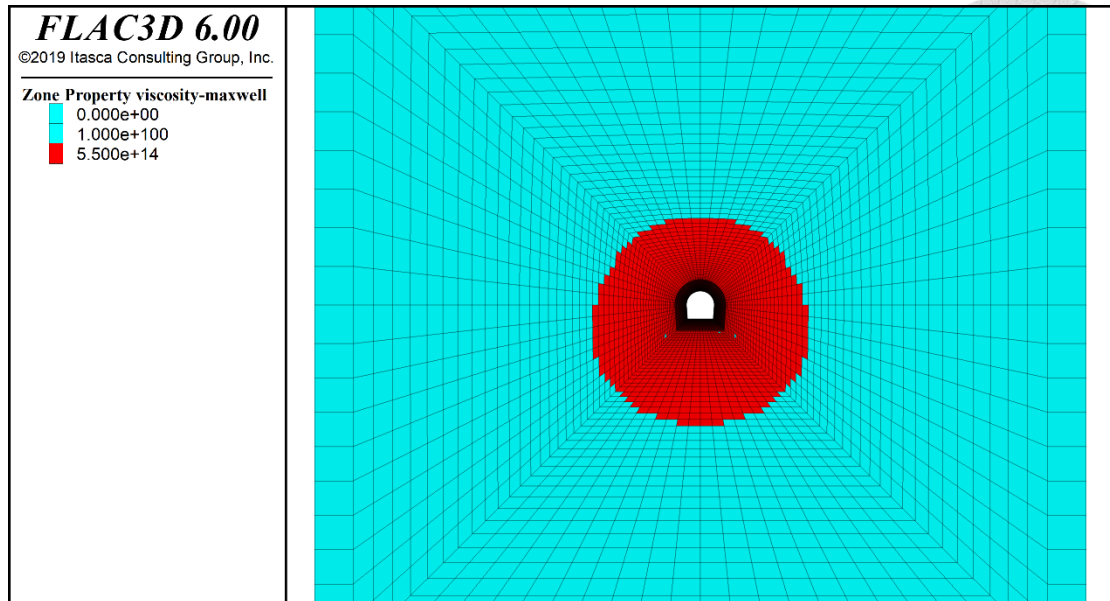


圖 4.2.5 300m 岩覆深度隧道門檻閥值 0.2 依時作用範圍

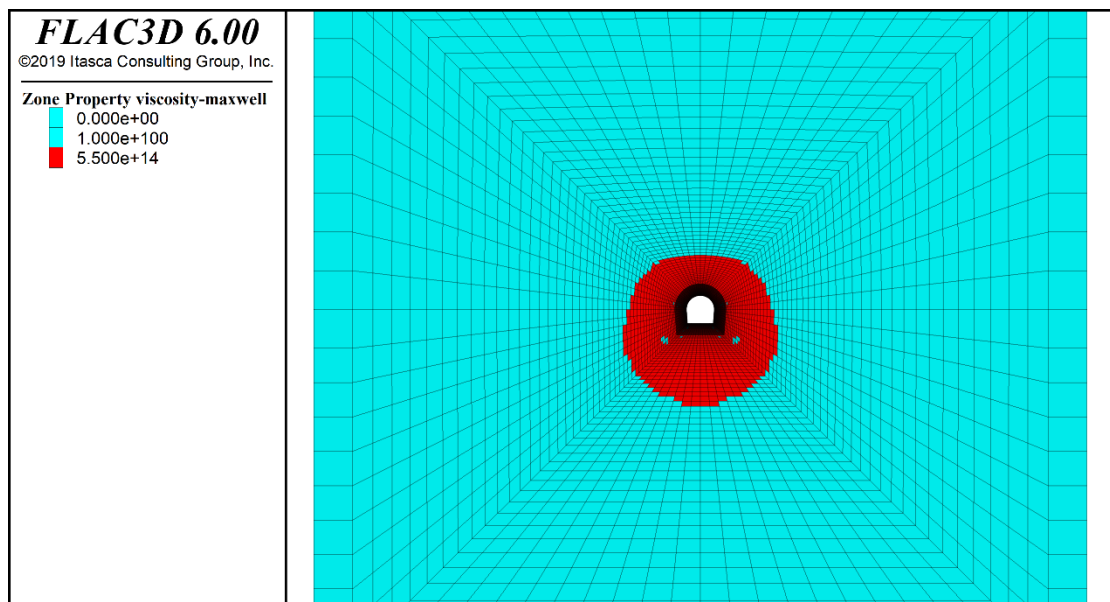


圖 4.2.6 300m 岩覆深度隧道門檻閥值 0.4 依時作用範圍

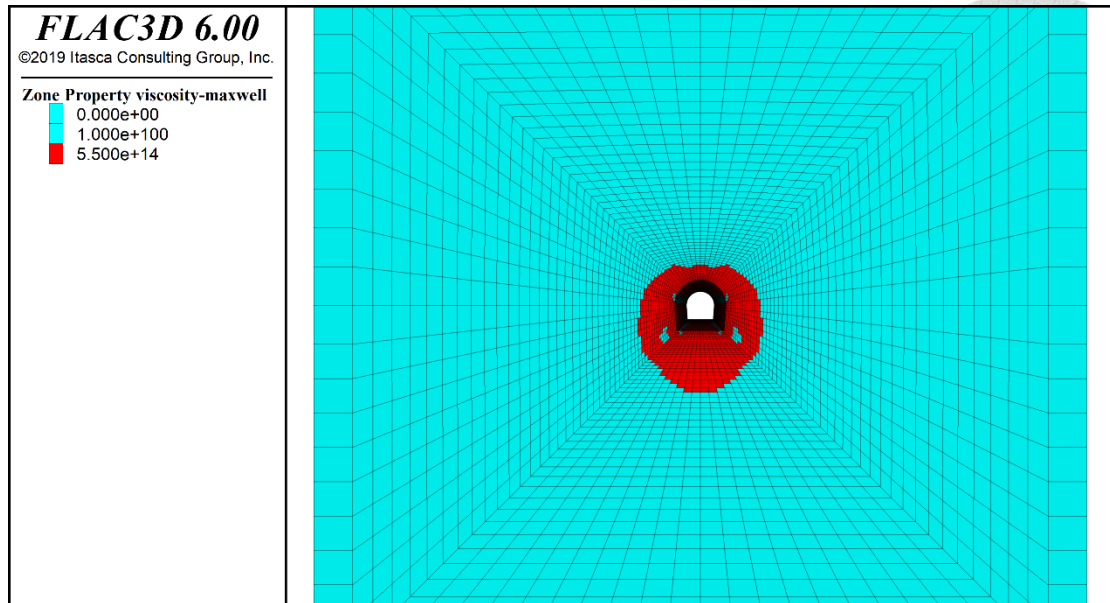


圖 4.2.7 300m 岩覆深度隧道門檻閥值 0.6 依時作用範圍

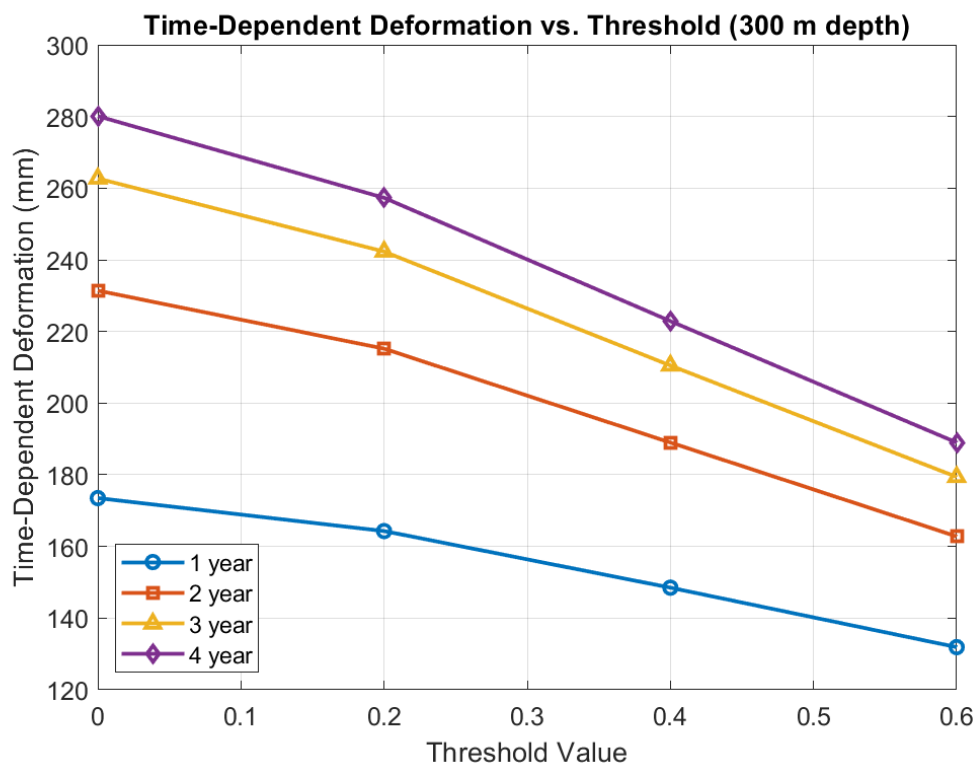


圖 4.2.8 300m 岩覆深度隧道依時變形增量圖

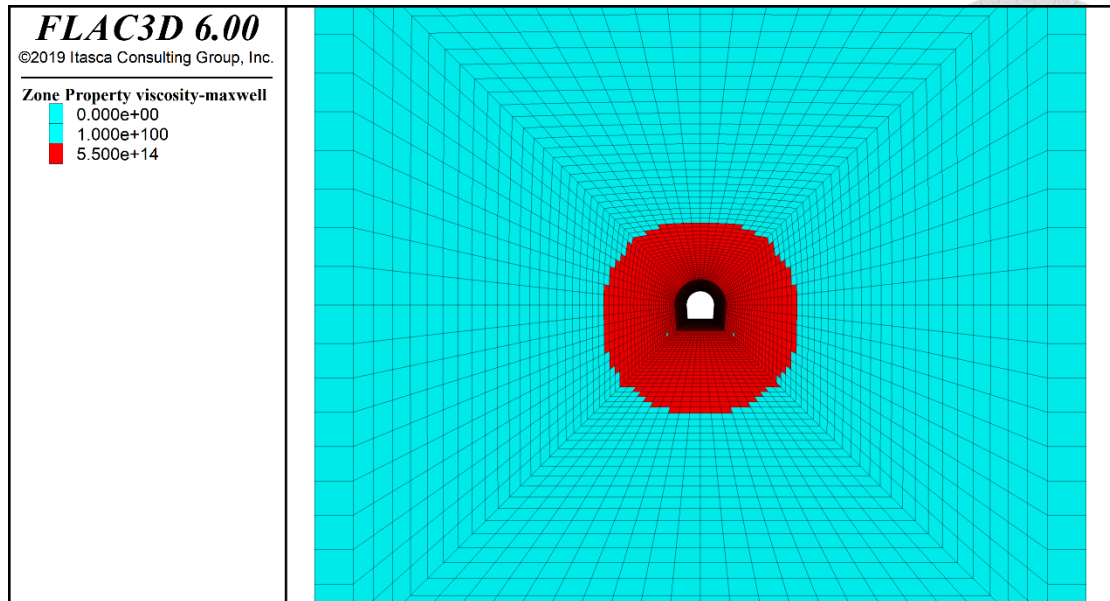


圖 4.2.9 100m 岩覆深度隧道門檻閥值 0.2 依時作用範圍

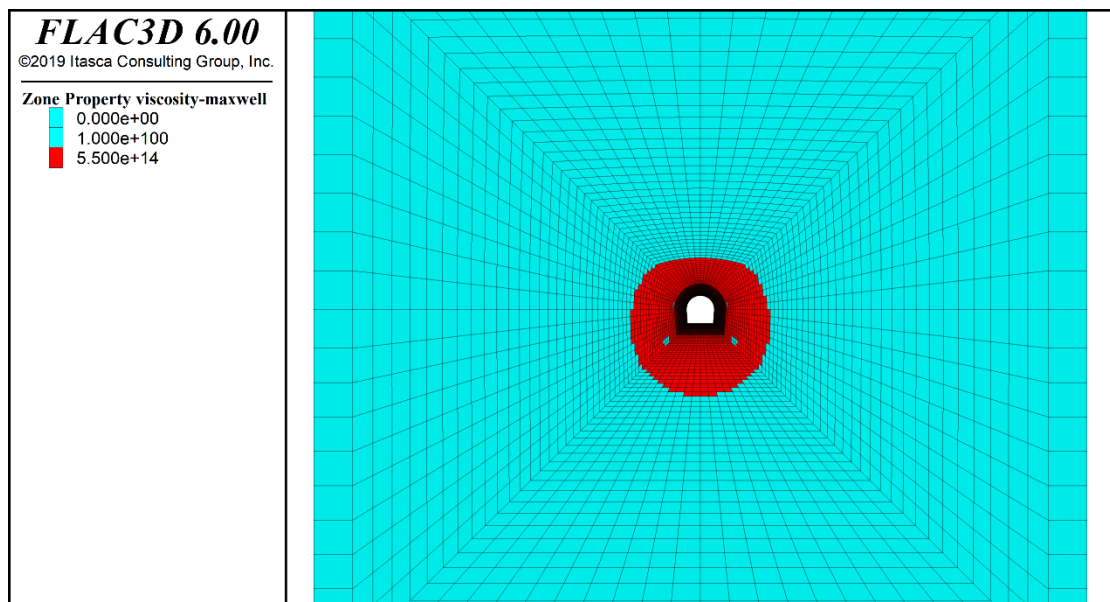


圖 4.2.10 100m 岩覆深度隧道門檻閥值 0.4 依時作用範圍

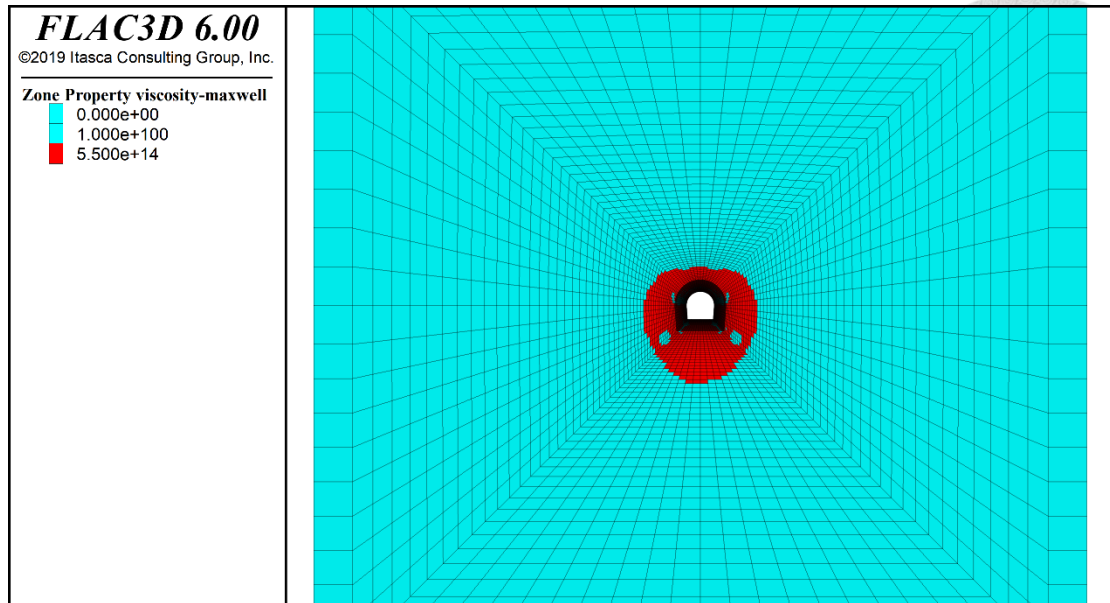


圖 4.2.11 100m 岩覆深度隧道門檻閥值 0.6 依時作用範圍

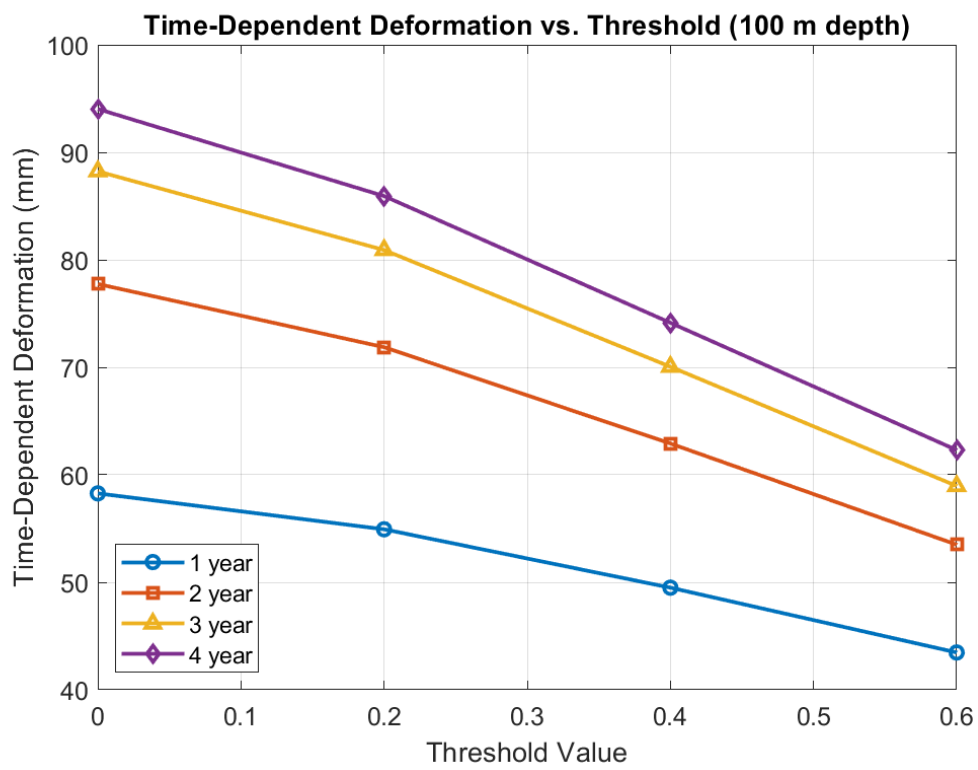


圖 4.2.12 100m 岩覆深度隧道依時變形增量圖



### 4.3 圍岩依時變形討論

為針對山岳隧道支撐受圍岩依時變形特性影響進行探討，本文分為三個層次展開分析。首先，彙整本文所建立之數值模型在不同岩覆深度與門檻閥值下的模擬成果，量化隧道圍岩於開挖後所引致彈性、塑性與依時變形比例，掌握三者對於變形相對貢獻。接續，探討依時變形對支撐結構所引致的附加應力，闡述圍岩依時行為對支撐受力的累積。最後，模擬支撐降伏破壞後之行為，分析圍岩於失去支撐後的變形反應，說明當支撐構件無法持續承擔依時載重時，圍岩變形可能重新加劇，形成潛在之不穩定風險。透過以上三個層面的結果，將能具體說明依時變形機制對山岳隧道支撐行為的關鍵影響。

#### 4.3.1 依時變形與彈塑變形

為了整合本研究所提力學模式與數值模擬成果，本節彙整共九組模擬結果，探討不同門檻閥值與岩覆深度條件下，隧道圍岩依時變形行為歷時演化，本研究採用之門檻閥值機制，旨在描述隧道開挖後圍岩應力與依時變形行為之連結特性，其理論基礎建立於應力莫爾圓是否觸及應力門檻，作為依時變形是否啟動之判別依據，其核心精神來自 Mohr-Coulomb 破壞準則正向應力對剪力強度之影響。綜合歸納整合 900 m、300 m 與 100 m 三個相異岩覆深度隧道，並分別設置 0.2、0.4 與 0.6 三組不同的門檻閥值，於隧道開挖完成後 1 年、2 年、3 年與 4 年時點繪製依時變形增量受岩覆深度與門檻閥值影響熱區圖，如圖 4.3.1 錯誤！找不到參照來源。~錯誤！找不到參照來源。所示，可觀之相同門檻條件下，岩覆深度愈高者，依時變形增量與依時區範圍明顯上升，此一趨勢反映理論解中隧道在高岩覆深度開挖時，由於初始圍壓應力較大，切向應力加壓與徑向應力解壓所形成軸差應力放大，進而促使更大範圍圍岩應力觸發門檻並開啟圍岩之依時變形行為。

圖 4.3.5 比較不同深度下塑性變形與彈性變形的比例，結果顯示隨著深度增加，

塑性變形所占比例亦同步上升；在岩覆深度達 900 m 時，塑性變形甚至高達總變形量的 114%，顯示深部隧道受較大軸差應力影響，導致塑性行為更加顯著。

圖 4.3.6 則比較考慮不同閥值設定下的依時變形與彈塑性變形比例，結果發現當門檻值愈低依時行為越容易被觸發，且岩覆深度愈深時，依時變形所占比例顯著上升，顯示依時效應在總變形中佔有舉足輕重的地位。綜合上述結果可知，當隧道位於深部且圍岩具有顯著潛變潛能時，需特別重視材料的依時特性對隧道整體行為的影響。本研究所提出之具應力門檻控制機制的黏彈塑性力學模式，能有效整合應力—變形關係與依時演化行為，並已透過系統化模擬結果驗證其可靠性與適用性，展現出良好的工程實用價值。

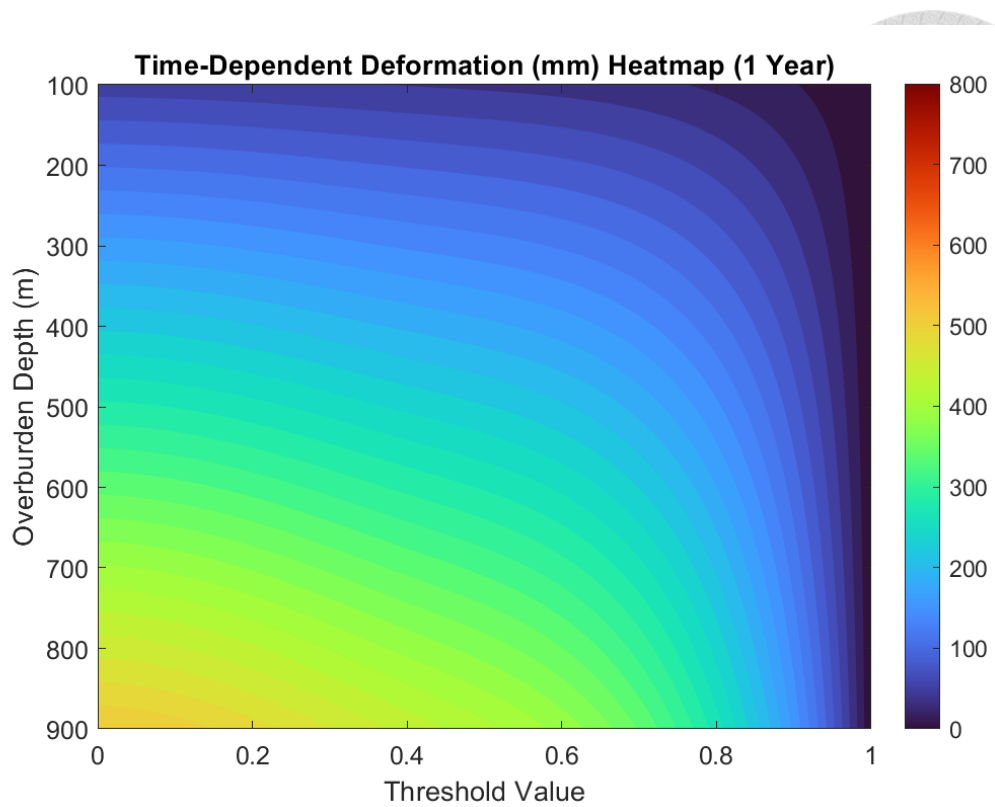


圖 4.3.1 第一年依時變形增量熱區圖



圖 4.3.2 第二年依時變形增量熱區圖



圖 4.3.3 第三年依時變形增量熱區圖

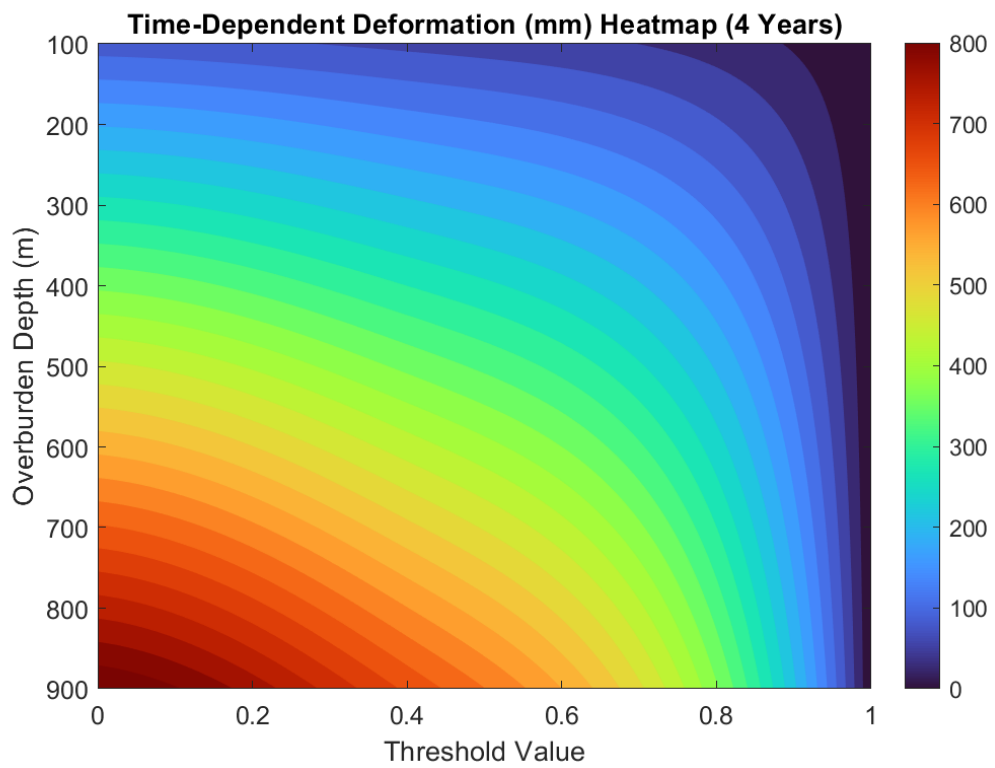


圖 4.3.4 第四年依時變形增量熱區圖

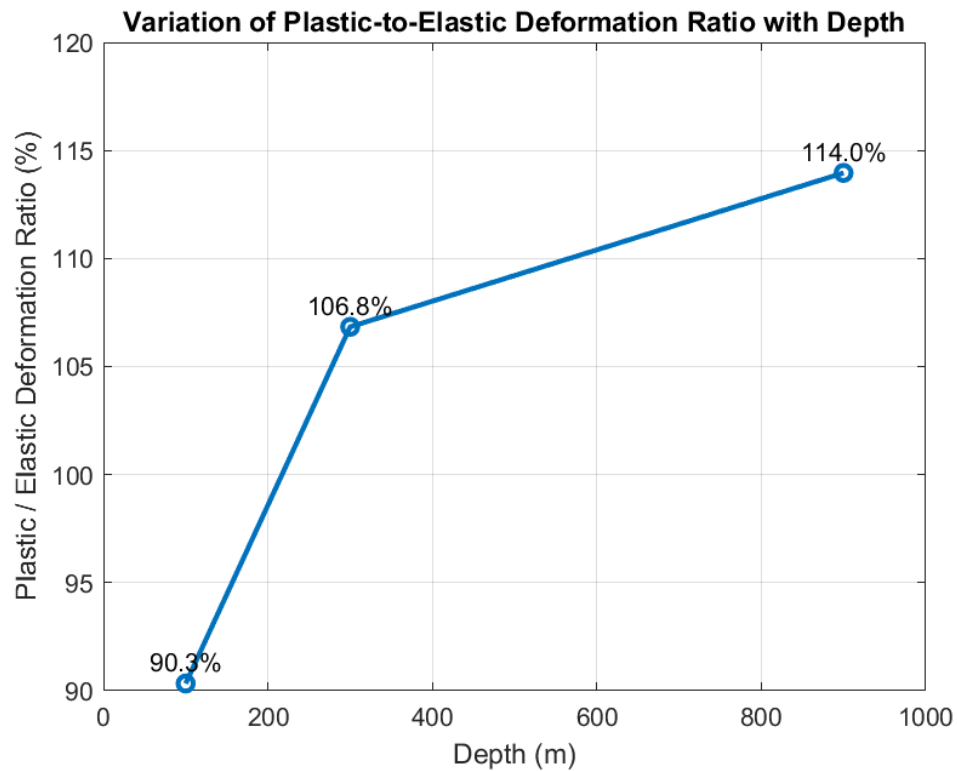


圖 4.3.5 塑性變形與彈性變形占比圖

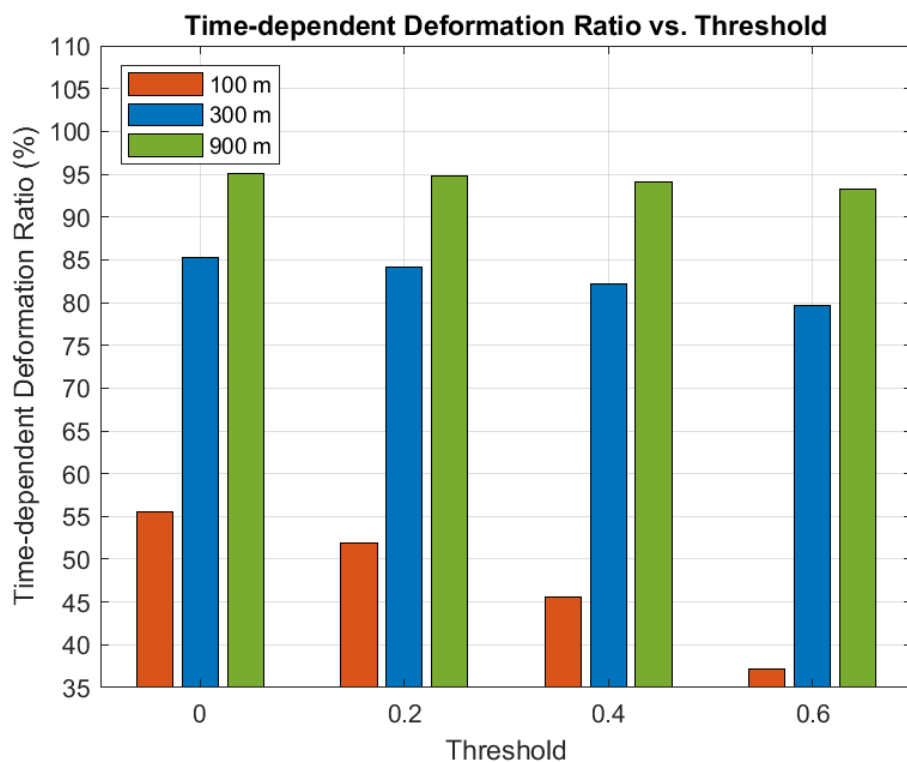


圖 4.3.6 依時變形與彈塑變形占比圖

### 4.3.2 依時變形與支撐應力

為探討圍岩依時變形對支撐結構應力累積影響，本文以無依時行為與有依時行為作用下進行兩組數值模擬比對，設定岩覆深度 300 m 隧道開挖完成後歷經四年之依時變形下，擷取其支撐應力進行比對，結果如圖 4.3.7、圖 4.3.8 所示。在無依時行為作用下，支撐於開挖後即受圍岩變形作用而承受載重，隨著變形收斂穩定不再增長後，支撐應力亦趨於穩定，其最大壓應力約為 50 MPa；然而於有依時行為作用下，支撐結構在初期承受相同變形後，圍岩隨時間產生依時變形，支撐因變形量增加進而發展應力，導致支撐壓應力持續增長達 100 MPa，相較於無依時行為作用下提升約一倍。該結果顯示，圍岩依時行為將對初期支撐結構造成明顯額外應力，若僅依據初期穩定變形評估支撐設計，將低估其長期安全性。此亦說明傳統新奧工法以「圍岩與支撐互制穩定」之核心理念，面臨具依時變形特性之岩性時可能產生偏差，進而低估後續襯砌之設計載重。實務上應將該特性影響納入設計考量，據以提升隧道整體結構於長期營運期間之韌性與安全性。

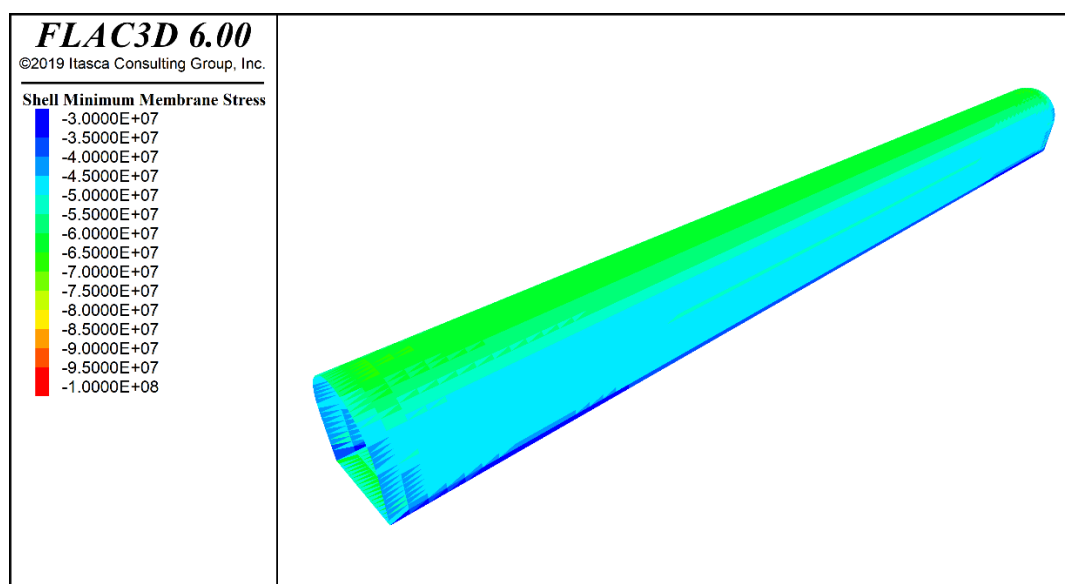


圖 4.3.7 無依時變形作用下支撐應力

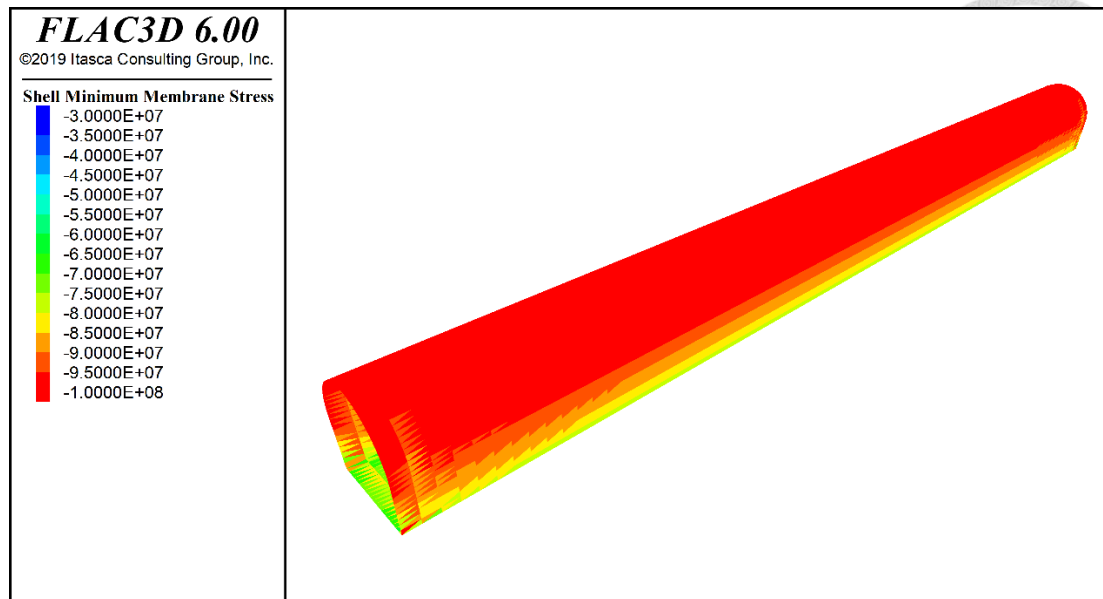


圖 4.3.8 有依時變形作用下支撐應力

### 4.3.3 依時變形與支撐應力

承前述支撐應力與依時變形模擬結果，將進一步探討變形持續累積導致支撐降伏破壞，其與圍岩力學與變形行為所產生之連鎖效應。由於 FLAC<sup>3D</sup> 結構元素係以線彈性有限元素法進行求解，因此，支撐即使承受了超過極限強度之應力亦不會破壞，應力將無止盡地上升。為了合理反映隧道實際支撐破壞行為，本文撰寫 FISH 函數併入模型解算程序，當支撐彎距達臨界開裂強度  $M_{cr}$  時，移除該結構元素，模擬支撐破壞後無法再持續承受外力之情況。如圖 4.3.9 所示，當支撐破壞後圍岩變形曲線產生明顯跳點，顯示原先穩定互制關係失衡，導致圍岩突增之塑性變形，進一步促使應力莫爾圓重新擴大，並觸及應力門檻，據本文所提修正力學模式，將重啟原先停止的依時行為，甚至加劇依時變形的速率。圖 4.3.10 與圖 4.3.11 分別比較支撐破壞前後圍岩依時變形作用範圍，破壞前依時行為影響範圍約為隧道半徑 1.8 倍，破壞後則擴大至 2.4 倍，顯著擴展約 1/3。此差異顯示，支撐因長期應力累積而破壞後，圍岩變形速率隨之升高，反映依時行為被重啟且加劇發展。綜上所述，依時變形與支撐破壞互為因果，若設計時未妥善考量

支撐長期安全性，將可能導致支撐破壞與依時變形加劇之風險。因此，隧道設計除應評估初期穩定狀態外，亦應模擬支撐結構潛在降伏後與圍岩互制行為之變化，納入韌性評估思維，以確保隧道全生命週期之穩定性與安全性。

將本章成果與 3.1.3 節現地監測資料分類出之曲線型態進行比較時，可觀之數值模擬所呈現之圍岩依時變形行為部分呼應。其中，類別一明顯不具依時行為，監測曲線多呈穩定收斂，實際岩覆深度約為 125m，與本研究數值模擬高門檻值或低岩覆深度(100 m)條件下圍岩應力未觸發依時作用行為相呼應；相比類別二與類別三，均呈現依時變形啟動後隨時間逐漸趨緩之趨勢，與本研究模擬莫爾圓隨著時間內縮、依時作用範圍逐步收斂與關閉依時行為的現象一致，部分案例則呈現地下水入滲使岩材遇水軟化，遲滯發生依時變形，該現象解釋為由於水壓力上升，使應力莫爾圓向左移動而觸及依時門檻，本研究數值模擬雖未考慮地下水影響，但應力門檻機制皆基於有效應力計算，因此，若將地下水入滲影響納入隧道數值模擬中，並結合本研究所提之力學模式，將可實踐該現象數值模擬與現地行為解釋判讀；最後，對於類別四中支撐結構局部發生破壞，使圍岩再度發生依時變形行為，甚至加劇變形速率的曲線形態，由於模擬之支撐結構為彈性模型，雖然尚未能細緻模擬該現象，但已推論出若支撐破壞導致與圍岩互制失效，應力莫爾圓勢必擴大並重新觸及應力門檻，基於本研究力學模式邏輯將誘發原本停止的依時行為再次啟動。綜上述可知，本研究提出之具應力門檻之力學模式已具備詮釋多數現地監測曲線依時性質之潛力與其實用性。

本章完成圍繞門檻閥值設立機制所建構之完整力學模式，成功模擬出多種岩覆深度與門檻閥值條件下隧道圍岩依時變形行為，並分析其支撐受力行為，以及嘗試探討隨著圍岩依時變形的演進，支撐破壞對於兩者互制關係的影響。下一章將延續本章邏輯，進一步探討圍岩依時變形特性所引致作用於支撐與襯砌之載重，說明設計時若考量依時變形演化，將會如何影響襯砌長期受力分布與設計載重，為後續討論隧道工程在預期使用年限中提供設計依據與分析方法。

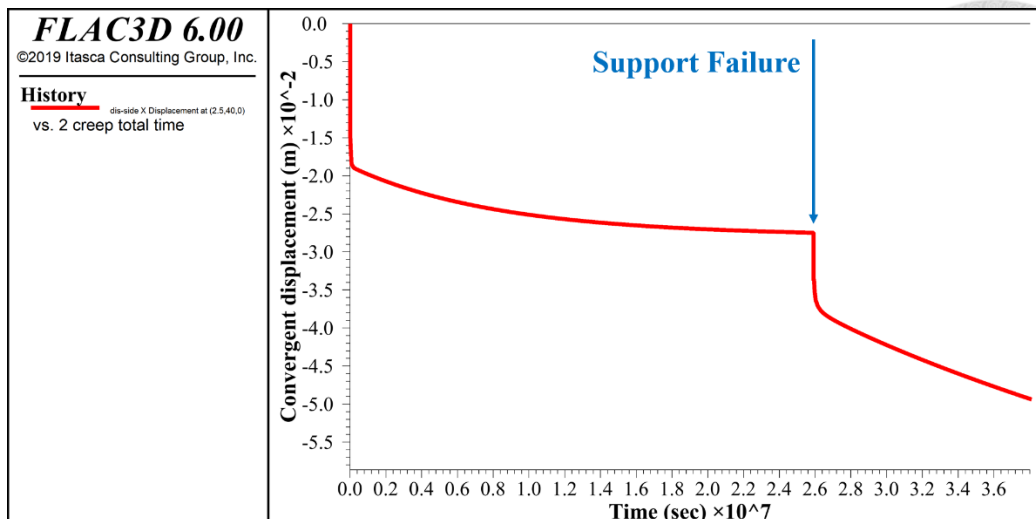


圖 4.3.9 數值模擬支撐破壞前後依時變形曲線

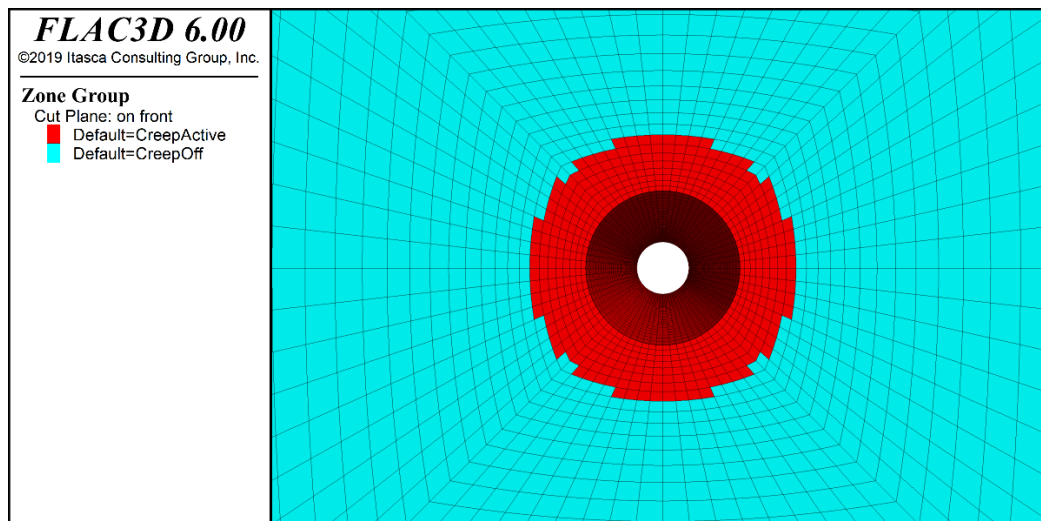


圖 4.3.10 支撐破壞前依時變形作用範圍

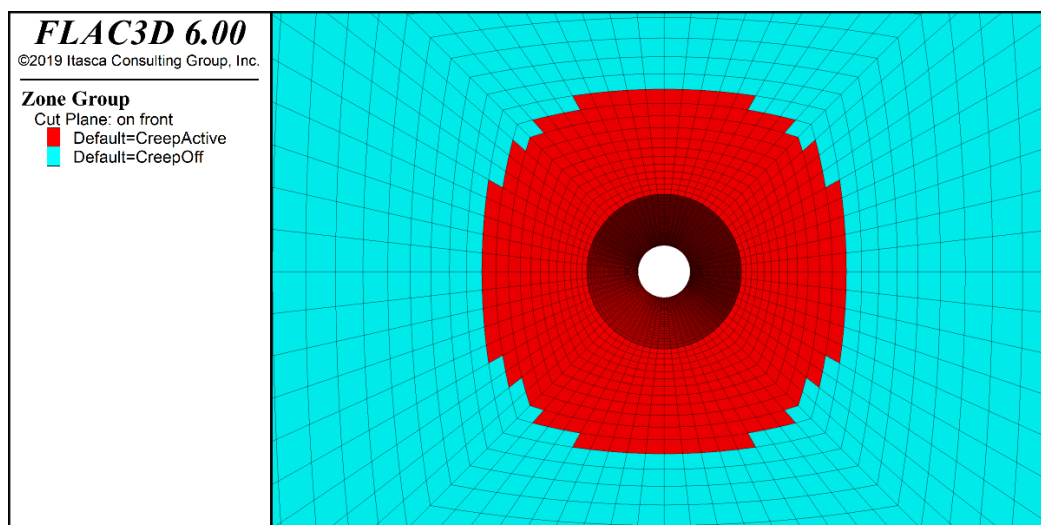


圖 4.3.11 支撐破壞後依時變形作用範圍

## 第五章 圍岩依時變形應用



### 5.1 隧道襯砌受力特性

為將圍岩之依時變形特性納入山岳隧道設計考量，本研究擬提供一套可因應長期依時變形演化之設計方法，提供建構具備全生命週期安全性與韌性的隧道。

完成前述依時變形數值模擬後，依據 3.2.1 節所述程序，計算長期支撐受力演化，擷取不同時序之支撐應力結果作為隧道襯砌設計載重，進而分析襯砌結構於該載重作用下之受力行為，將其與未考慮依時變形情境下的結果進行對比，如圖 5.1.1 所示，左圖為不考慮依時特性襯砌所受外力，與傳統新奧工法未將二次襯砌納入隧道結構力學考慮的基本理念呼應，由於圍岩與支撐互制行為，使收斂變形趨於穩定後就不再增加，因此作用在襯砌上的外力趨於零，設計時僅需考慮岩壓、水壓與自重影響；右圖則為在一年依時變形影響下襯砌所受外力，與前者對比依時變形作用下應力已產生明顯增量，因此在完整模擬隧道在預期使用年限內的依時變形行為，設計時不僅需考慮岩壓、水壓與自重影響，更須將依時引致之應力增量納入分析，本章節將探討時間效應對襯砌結構力學特性之影響，據以提出隧道設計建議。

在襯砌受力分析過程中，為了探討仰拱結構在隧道襯砌長期受力行為的影響，本研究於 SAP2000 分別建立「有仰拱」與「無仰拱」兩種襯砌模型，如圖 5.1.2 所示，仰拱提供馬蹄型狀襯砌的封閉下緣構件，具備提升整體結構完整性的效應，特別在圍岩依時變形逐漸自隧道下部區域累積情況，抑制效果更加顯著。無仰拱情境下，底部鋪面將直接承受來自圍岩的持續應力增量，路面易產生隆起變形；相對地，仰拱可以避免路面隆起，透過結構連續性抑制底部變形擴大，將應力重新分配至襯砌側壁。藉由比較不同仰拱條件下襯砌變形與內力分布，進一步評估在高岩覆與長期依時變形作用下，仰拱是否為必要之設計構件，並作為實務設計

階段構造配置的參考依據，藉以評估不同應力分布與結構響應之差異，據此提出考量依時效應下合理設計建議，作為山岳隧道設計、施工與營運階段之參考依據。

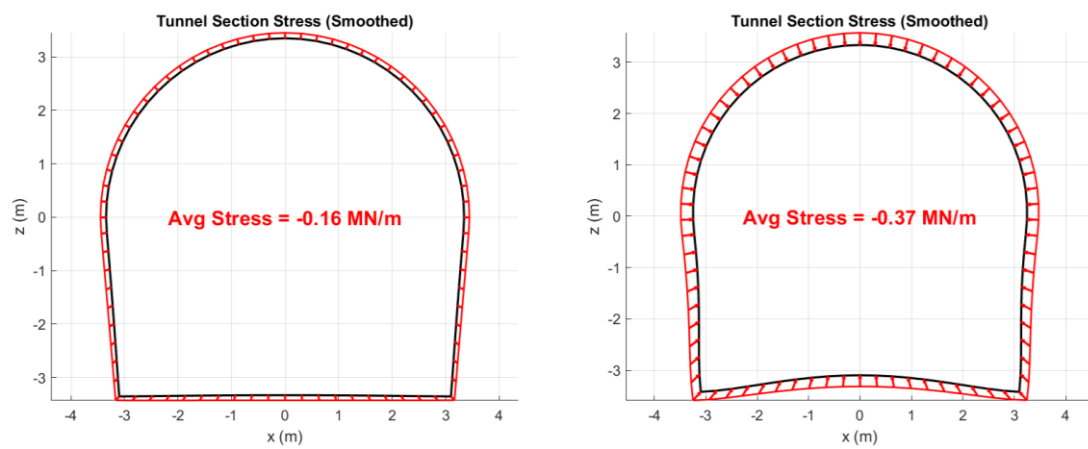


圖 5.1.1 無依時影響襯砌設計載重(左)與一年依時作用襯砌設計載重(右)

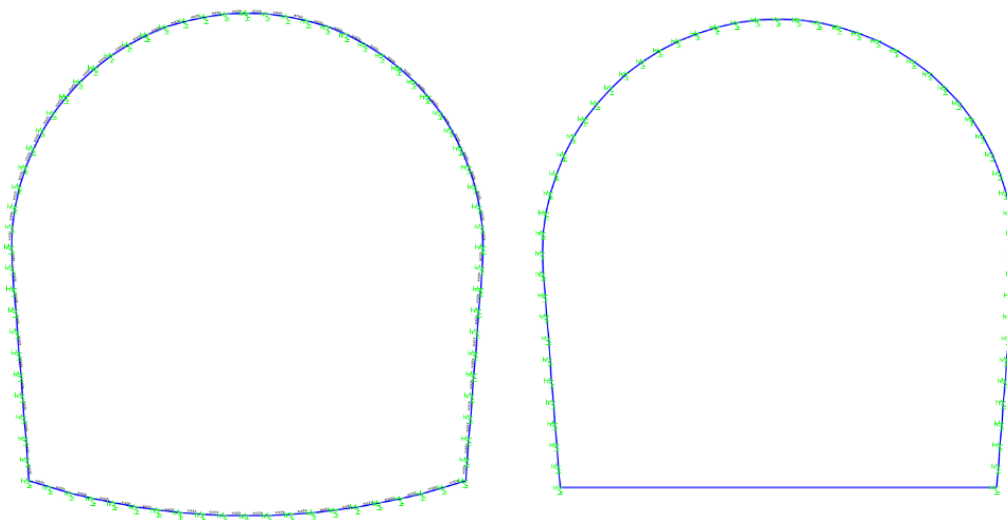


圖 5.1.2 有仰拱襯砌邊界設置(左)與無仰拱襯砌邊界設置(右)



### 5.1.1 無仰拱襯砌受力分析結果

本節針對無仰拱結構之隧道襯砌進行受力特性分析，無仰拱隧道襯砌結構中斷面僅由頂拱與側壁構成，數值建模時結構下緣採用直線段模擬隧道鋪面路面，該段並非襯砌結構體一部分，而是另以鋪面材料參數進行設定，結構主體仍為由鋼筋混凝土構成之拱頂與側牆，並以混凝土材料參數與斷面幾何設定整體結構之勁度，反映該設計條件下實際隧道襯砌之受力行為，以利後續比對有無仰拱襯砌結構受力特性差異之外，更能進一步評估在不同隧道使用年限下因圍岩依時變形所致應力增量是否需設計仰拱結構。

首先透過襯砌之分析變形圖，如圖 5.1.3 所示，觀察可見整體襯砌受力後仍呈現徑向擠壓變形趨勢，但在隧道底部鋪面區域出現明顯隆起現象，由於缺乏仰拱結構提供底部抵抗力，底部圍岩因依時變形引致之應力無法有效抑制，導致其傳遞應力直接施加於路面，進而使路面中央產生隆起的不均勻變形，此種變形將影響路面整體平整性與使用性，反映無仰拱襯砌結構在抵抗底部向上的應力明顯不足，若分析時近一步考量水壓之影響，其位於底部的向上水壓力將加劇該現象，進而影響營運中隧道之功能。

接續觀察襯砌之軸力分布圖，如圖 5.1.4 所示，最大軸力多集中於襯砌下緣與側壁底部，該處鄰近鋪面材料與結構主體交界位置，由於下方無仰拱構件承受外力，使得原應由仰拱吸收之軸力轉而集中於襯砌兩側底部，形成應力過度集中的現象，相對而言，頂拱與側壁所承受之軸力則顯著偏低，表示外力作用下整體襯砌受力未能有效均勻傳遞，反映無仰拱構造配置之襯砌於長期載重作用下受力特性對於抵抗外力效率不佳。

最後聚焦於最大應力分布圖，如圖 5.1.5 所示，其可見路面中段與側壁轉角隅處出現明顯應力集中現象，路面中央之高應力反映底部路面隆起所引致的集中壓應力施加於非結構部位，進一步造成鋪面潛在破壞之風險，角隅處的應力集中

則源自缺乏仰拱支撐所導致的應力傳遞中斷，使得側壁下緣需同時承受來自底部與側向之外力，增加局部破壞潛勢，可見若隧道襯砌無設置仰拱結構，致使整體應力分布不均，尤以襯砌底部與路面中央最為顯著。

綜上所述，分析無仰拱襯砌結構受力表現明顯不利，無法有效抵抗來自底部之外力，導致路面隆起、軸力偏移與應力集中等問題，底部材料雖為模擬非承重構件，但於實際應力分布中卻被動承受大量反力，顯示在高岩覆與長期使用年限條件下，若未設置仰拱結構，將大幅降低隧道整體穩定性與使用性。

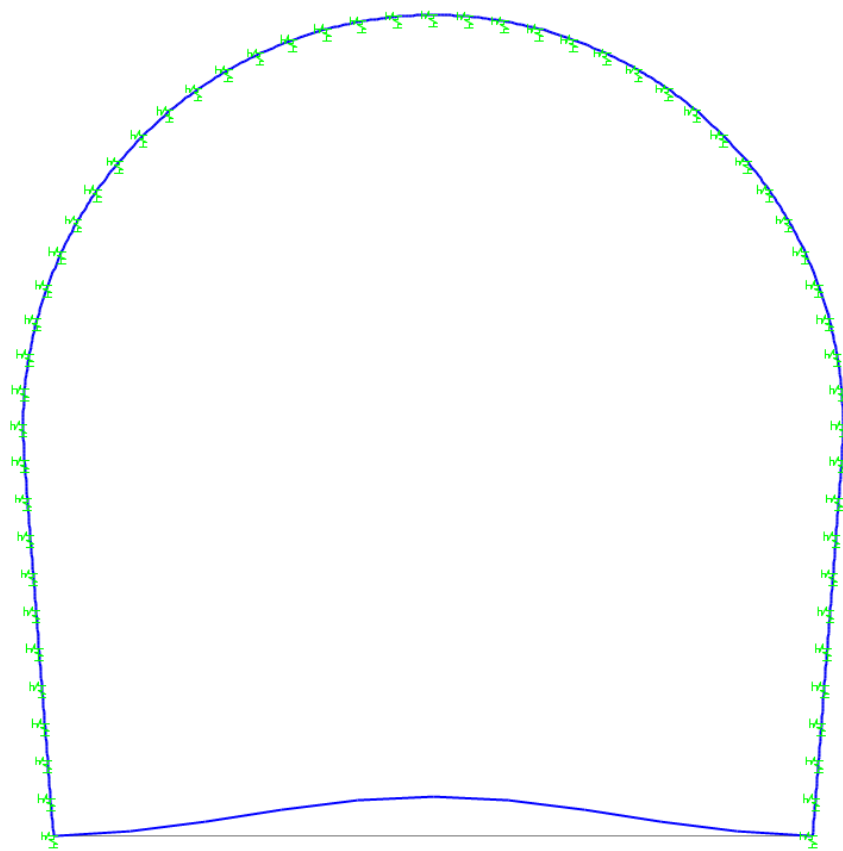


圖 5.1.3 無仰拱襯砌受力變形圖

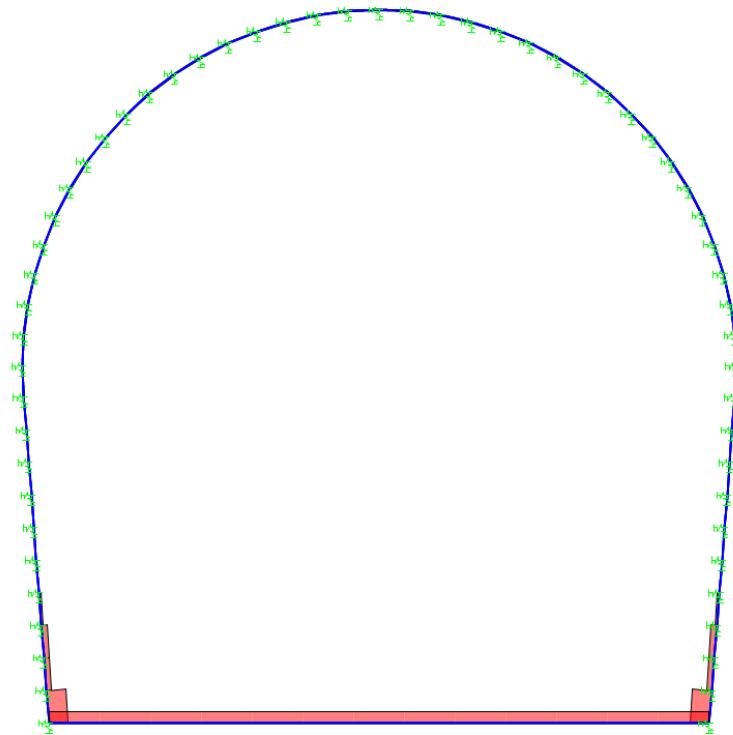


圖 5.1.4 無仰拱襯砌軸力分布圖

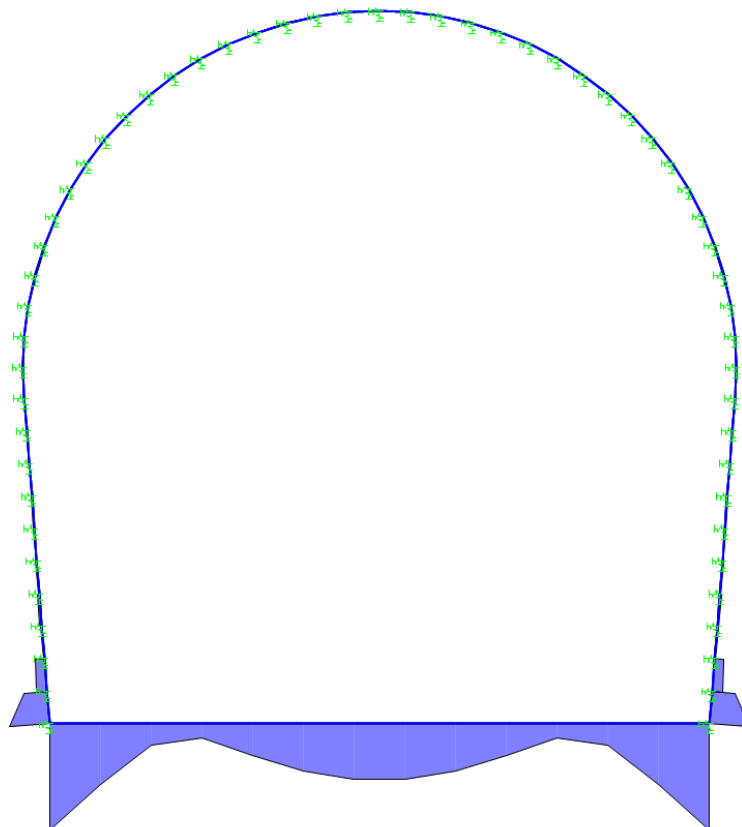


圖 5.1.5 無仰拱襯砌應力分布圖



### 5.1.2 有仰拱襯砌受力分析結果

本節針對有仰拱結構之隧道襯砌進行受力特性分析，仰拱為隧道襯砌底部之弧形構件，構成封閉式環形襯砌下緣，扮演支撐底部圍岩依時變形所引致之應力與傳遞環向應力的重要角色，分析具仰拱隧道襯砌模型中，整體包含頂拱、側壁與仰拱，全斷面設定為鋼筋混凝土材料，考慮其混凝土材料參數與斷面幾何設定整體結構之勁度，反映該設計條件下實際隧道襯砌之受力行為，以利後續比對有無仰拱襯砌結構受力特性差異之外，更能進一步評估在不同隧道使用年限下因圍岩依時變形所致應力增量是否需設計仰拱結構。

首先藉由襯砌之分析變形圖，如圖 5.1.6 所示，觀察之整體結構受力後呈現穩定且連續的變形趨勢，變形方向主要為均勻向隧道內部擠壓，未出現特定區域產生顯著突出的變形集中，隧道底部仰拱區域未發生局部隆起或撓曲變形，結果顯示仰拱結構有效提供底部抵抗反力，維持整體變形連續性，使隧道斷面得保有結構形狀，抑制潛在的路面隆起或變位不均問題。

接續觀察襯砌之軸力分布圖，如圖 5.1.7 所示，整體襯砌構件多處受壓狀態，應力由頂拱與仰拱向側壁傳遞，惟於仰拱與側壁角隅區域發生軸力集中，但由於整體隧道襯砌結構具連續性，該區之集中力並未導致張力出現，整體仍維持合理受壓範圍內，未發生張壓交界或應力反轉現象，仰拱有效應對底部載重也助於將外力傳遞至兩側，使襯砌受外力後隧道內力均勻分配。

最後聚焦於最大應力分布圖，如圖 5.1.8 所示，藍色係代表最大應力值分布情形，可見整體襯砌結構應力呈現均勻分布，並未發生明顯局部應力集中區域，尤其位於仰拱與側壁角隅區，儘管該處力學行為較為複雜，仍未見異常應力積聚，在具有仰拱襯砌結構受力特性中，襯砌能有效承受長期載重且將應力平均分配至整體結構上，進而確保在長期依時變形作用下隧道的穩定性。

整體而言，具仰拱之襯砌結構提供隧道底部抵抗力與環向分配應力之功能，

使襯砌於後續施加依時變形載重後展現穩定且連續之變形型態，內應力得以維持均勻受壓狀態，將有仰拱與無仰拱襯砌受力分析結果交叉比對，無論從變形圖、軸力圖或最大應力分布圖，皆可以看出在圍岩具依時變形特性時，設置仰拱後襯砌力學行為變化顯著，避免隧道路面隆起同時進一步增進整體隧道結構的安全性與耐久性。

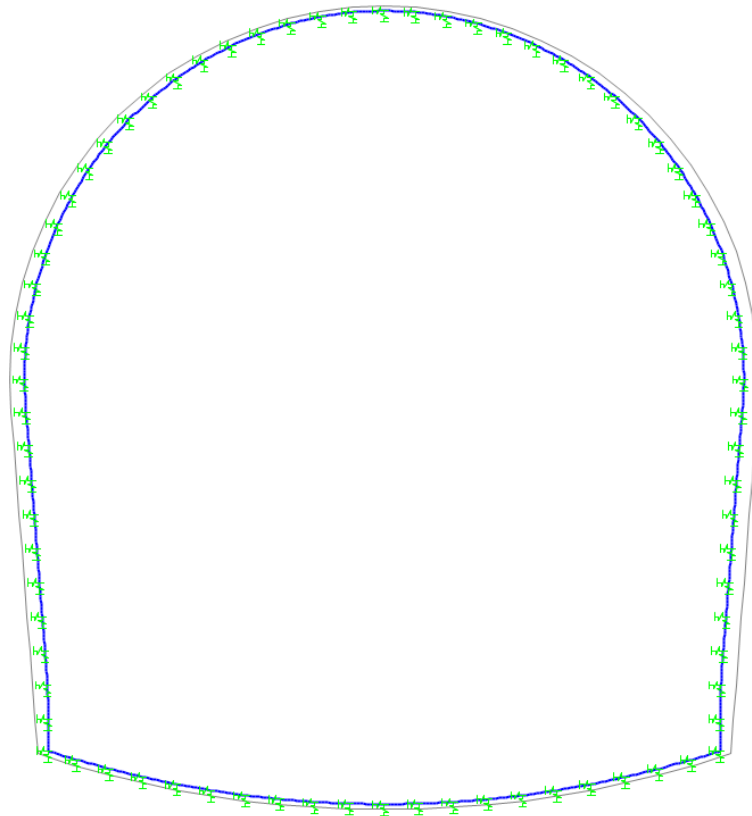


圖 5.1.6 有仰拱襯砌受力變形圖

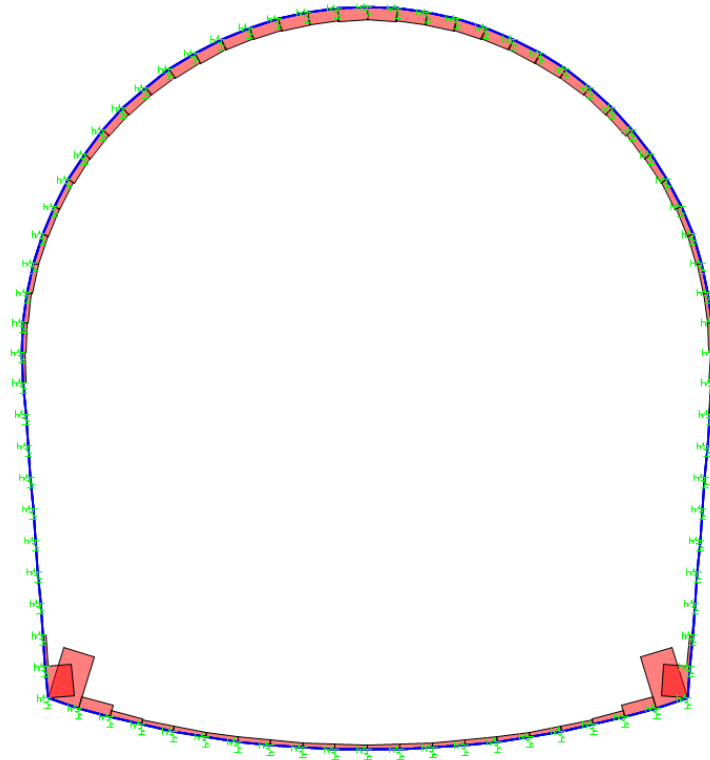


圖 5.1.7 有仰拱襯砌軸力分布圖

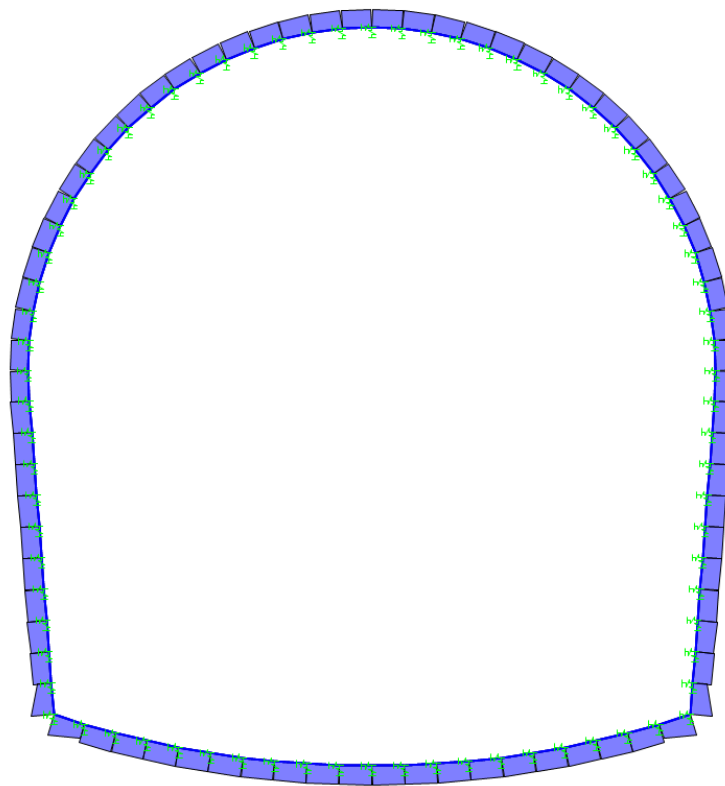


圖 5.1.8 有仰拱襯砌應力分布圖



## 5.2 圍岩依時變形應用

本研究旨在由山岳隧道圍岩依時變形案例探討襯砌受力特性，現今山岳隧道設計普遍基於新奧工法 NATM 之核心理念，透過初期支撐系統與圍岩互制作用，使隧道開挖後圍岩變形趨於穩定，後續施作之襯砌理論上將不再承受外力作用，故而設計階段時常忽略襯砌外力之載重影響，時常僅有考量襯砌結構自重影響，然而，國內多數營運山岳隧道使用數年後即開始出現襯砌裂縫等損害現象，顯示襯砌實際上仍受到預期之外的外力作用，並非完全處於不受力狀態，由此可知，未來在山岳隧道工程設計上，應更審慎考量岩壓、水壓、地震及依時變形等影響因素，進一步確保結構耐久性與設施整體韌性，因此，本研究以典型的案例隧道依時變形量測結果作為探討主題，透過建立具有門檻控制依時變形機制之力學模式，並結合現地監測參數反算岩石力學參數，完整且準確地描述圍岩依時變形行為，並進一步計算因該行為隨時間所衍生之應力增量，比較原本僅考量岩壓而未納入依時變形影響下襯砌之受力特性差異。

綜合前述 5.1 節襯砌受力之分析結果，可得知有仰拱結構與無仰拱結構兩種襯砌之受力特性明顯不同。在無仰拱襯砌中，整體隧道襯砌結構因缺乏底部支撐結構抵抗外力，導致底部路面區域出現明顯隆起變形，襯砌底部與側壁之角隅處亦有顯著軸力集中現象，進而產生結構應力不均勻分布，並使襯砌受壓狀態明顯劣化，尤其路面中央與角隅處皆形成應力集中區，直接影響隧道使用性與耐久性；有仰拱襯砌中，結構整體則呈現較佳之受力狀態，結構整體具備完整之連續性，變形趨勢主要表現為均勻地向隧道內部收斂，無顯著集中或局部隆起現象，軸力分布亦較均勻，底部與側壁之交接處雖仍有軸力集中，但透過仰拱結構之抵抗與傳遞應力，使得整體結構受力得以維持合理且均勻之壓力狀態，最大應力分布圖亦清楚顯示整體襯砌應力均勻分布，並未產生明顯之局部應力集中區，顯示仰拱之設置確實能有效抑制隧道結構局部受力不均勻與路面隆起等問題。本節透過

SAP2000 分析結果說明當隧道圍岩存在顯著依時變形行為時，襯砌將不再僅扮演安全儲備角色，而需實質承擔長期累積之外力，尤其在無仰拱情境下更易形成底部受壓集中與變形放大。相較之下，配置仰拱可有效抑制底部路面隆起、分散應力，進而提升整體穩定性，顯示其對於控制襯砌長期受力行為具有關鍵作用。

本研究所建立之具門檻控制依時行為啟動或停止/關閉之力學模式，並結合現地監測數據參數反算方法，可有效地應用於隧道工程設計階段之數值模擬依時變形以及施工階段之監測與數據判讀，本章節之襯砌受力分析係考慮岩壓與圍岩依時變形引致載重兩個主要因素，藉以評估在預期使用年限內襯砌實際可能承受之外力條件，而後續延伸應用可從以下兩個重要方向深入探討：

首先，第一個應用方向為設計階段妥善考量地下水之影響。依據本研究所提之力學模式中，其門檻判定依時變形啟動機制係建立於有效應力之基礎上，若於設計階段考量地下水存在之情形，進行合理的山岳隧道近場地下水流數值模擬，在得知隧道圍岩隨著地下水位上升導致孔隙水壓提升，圍岩有效應力則將下降，雖應力莫爾圓大小不變，但整體應力莫爾圓將因水壓上升而向左移動，導致應力提前觸及依時變形門檻，致使圍岩的依時變形行為提前發生甚至加劇變形速率。此外，地下水的存在也伴隨分布在隧道四周的水壓力將作用於襯砌結構上，因此，設計載重除原本岩壓之外，需同時考慮水壓力作用，以及因為地下水弱化岩體而加劇之依時變形所致之外力。此議題不僅可使設計階段之襯砌載重估算更加貼近真實狀況，對於隧道設計預期使用年限期間之結構穩定性及安全性亦具關鍵性地影響，為本研究延伸應用之重要議題之一。

其次，第二個應用方向則是討論當支撐系統破壞後，圍岩重新啟動依時變形機制之情境。呼應至本文 3.1.3 節中曾文西隧道現地監測歷時變形曲線分類結果，透過現地監測可觀察到部分隧道斷面原已趨緩之依時變形曲線，在風災來襲導致支撐系統破壞時，明顯出現變形之垂直跳點，隨後重新發生依時變形甚至加劇了變形速率，依據本研究所提之具門檻控制力學模式，此現象係因支撐系統破

壞後，對圍岩支撐力明顯下降，致使圍岩應力莫爾圓再度擴大，並重新觸及應力門檻線，依時變形機制因此重新啟動甚至加劇變形速率。本研究提出之力學模式可以合理解釋此類現地監測異常行為，並將可進一步作為營運階段支撐系統破壞或地下水入滲後之圍岩依時變形數值模擬與分析方法，亦可作為未來山岳隧道設計階段中結合韌性評估考量整體山岳隧道設施之耐久性與破壞風險之評估依據。

綜上所述，本研究透過完整的力學模式與實際案例模擬，除了能夠精確描述圍岩依時變形行為，亦可有效推估因依時變形引致附加應力載重，提供設計階段更全面且實務導向的隧道圍岩依時變形模擬方法與襯砌載重評估方法，以及施工階段更合理之監測數據分析工具，進而提升山岳隧道設施對於評估圍岩依時變形之可靠性，以利增進整體交通網絡設施之韌性。

## 第六章 結論與建議



### 6.1 結論

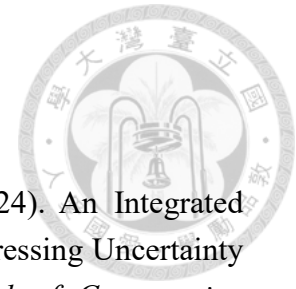
1. 案例隧道監測研析成果顯示，隧道開挖支撐設置完成、支撐系統與圍岩應力應變調整達穩定狀態後，若圍岩具依時性行為，則可能出現隧道持續依時變形現象，特別是在頁岩、砂頁岩互層等含泥質地層。現今山岳隧道多依循新奧工法進行設計施工，對此一依時變形現象所造成的襯砌荷載未多作考慮，可能造成支撐過應力，襯砌結構受力增加、甚至發生裂縫等現象。
2. 本研究透過統計迴歸方法，自現地長期監測資料反算出 Burger 黏彈性力學模式中常欠缺的多個材料參數，配合數值模擬隧道圍岩依時變形現象，獲致與實測量測相近的結果。
3. 本研究修正 Burger 黏彈性力學模式，透過有效應力莫爾圓狀態納入潛變門檻考慮依時變形啟動與關閉條件，突破傳統力學模式無法適切模擬依時變形逐漸趨緩的限制，數值模擬結果亦說明了所設定之潛變門檻值明顯影響圍岩依時變形之空間範圍與時間歷程，尤其於高岩覆深度情境，低門檻值將導致依時變形作用區域不易收斂，因此，欲使用本研究所提之力學模式模擬隧道圍岩依時變形行為，隧道岩覆深度是左右門檻閥值設立的關鍵。
4. 本研究以 FLAC<sup>3D</sup> 模擬圍岩依時變形結果計算出依時變形對襯砌施加之外力，並透過 SAP2000 分析隧道襯砌於該載重作用下之受力特性，結果明確顯示，無仰拱襯砌結構之底部因缺乏有效支撐，路面區域易產生顯著隆起變形，襯砌底部與側壁交接處則顯著有應力集中現象，對整體隧道結構安全性與使用性造成負面影響；設置仰拱結構後，襯砌整體受力明顯改善，變形分布趨於均勻且持續穩定，內應力分布更為均勻，顯示仰拱結構在抵抗底部圍岩依時變形所引致之外力具有關鍵作用。



## 6.2 建議

1. 由於本研究模擬支撐結構為彈性模型，隨著圍岩依時變形量增加，支撐應力將無止盡上升，致使圍岩應力莫爾圓不合理地縮小，雖然未能模擬支撐破壞現象，但已推論出若支撐破壞導致與圍岩互制失效，應力莫爾圓勢必擴大重新觸及應力門檻，基於本研究力學模式邏輯將誘發原本停止的依時行為再次啟動，因此，建議在支撐結構中加入塑鉸，使其支撐應力達降伏後不再增加，依此描述實際圍岩與支撐互制行為，進而透過本研究力學模式模擬隧道圍岩依時變形行為。
2. 本研究進一步於應用層面提出，設計階段應考量地下水之影響，由於地下水位上升將使圍岩有效應力降低，有效應力莫爾圓整體向左移動，致使應力門檻提前被觸及而啟動，促使依時變形提前發生甚至因此加劇，伴隨地下水產生之水壓力亦須同時納入襯砌設計載重；此外，隧道施工或營運階段支撐系統破壞之情境亦可透過本研究所提之模型合理解釋，支撐系統破壞後對圍岩支撐力明顯下降，使得圍岩應力莫爾圓再度增大並觸及門檻，依時變形機制因而重新啟動。
3. 於力學參數反算方法中，由於多數歷時變形曲線呈現明顯的分段特徵，推測主因為圍岩在特定時點發生應力狀態變化。然而，實際工程中各階段之應力變化量 $\Delta\sigma$ 難以直接取得，儘管本研究提出一套簡化的應力增量反算方法，並將其應用於傳統潛變試驗資料中，驗證該方法的可行性與誤差範圍。然而對於具有明顯分段特徵的歷時變形曲線，逐段擬合出各階段對應之 Burger 模型參數，並同時估算每一階段的應力變化量，可以建立一套具體具有時序性回推能力之監測數據分析程序，強化隧道施工端對於監測數據與現地圍岩行為之理解能力。

## 參考文獻



1. An, J., Wang, Z., Pan, S., Qin, H., Luo, Q., Yan, D. (2024). An Integrated Resilience and Assessment Methodology Framework for Addressing Uncertainty in Highway Operation and Maintenance Systems. *Journal of Construction Engineering and Management*, 150(12), 04024174. <https://doi.org/10.1061/JCEMD4.COENG-15123>
2. Argyroudis, S. A., Mitoulis, S. A., Hofer, L., Zanini, M. A., Tubaldi, E., Frangopol, D. M. (2020). Resilience assessment framework for critical infrastructure in a multi-hazard environment: Case study on transport assets. *Science of The Total Environment*, 714, 136854. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2020.136854>
3. Argyroudis, S. A., Mitoulis, S. A., Winter, M. G., Kaynia, A. M. (2019). Fragility of transport assets exposed to multiple hazards: State-of-the-art review toward infrastructural resilience. *Reliability Engineering & System Safety*, 191, 106567. <https://doi.org/10.1016/j.ress.2019.106567>
4. Asadollahpour, E., Rahmamejad, R., Asghari, A., Abdollahipour, A. (2014). Back analysis of closure parameters of Panet equation and Burger's model of Babolak water tunnel conveyance. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 68, 159–166. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2014.02.017>
5. Aydin, N. Y., Duzgun, H. S., Heinimann, H. R., Wenzel, F., Gnyawali, K. R. (2018). Framework for improving the resilience and recovery of transportation networks under geohazard risks. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 31, 832–843. <https://doi.org/10.1016/j.ijdrr.2018.07.022>
6. Ayyub, B. M. (2014). Systems Resilience for Multihazard Environments: Definition, Metrics, and Valuation for Decision Making. *Risk Analysis*, 34(2), 340–355. <https://doi.org/10.1111/risa.12093>
7. Bérest, P., Antoine Blum, P., Pierre Charpentier, J., Gharbi, H., Valès, F. (2005). Very slow creep tests on rock samples. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 42(4), 569–576. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2005.02.003>
8. Bergantino, A. S., Gardelli, A., Rotaris, L. (2024). Assessing transport network resilience: Empirical insights from real-world data studies. *Transport Reviews*, 44(4), 834–857. <https://doi.org/10.1080/01441647.2024.2322434>
9. Bhurtyal, S., Hernandez, S., Amankwah-Nkyi, K. (2025). Data-Driven Methods to Assess Transportation System Resilience: Case Study of the Arkansas Roadway Network. *Journal of Transportation Engineering, Part A: Systems*, 151(1), 05024005. <https://doi.org/10.1061/JTEPBS.TEENG-8064>

10. Bjureland, W., Spross, J., Johansson, F., Prästings, A., Larsson, S. (2017). Reliability aspects of rock tunnel design with the observational method. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 98, 102–110. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2017.07.004>
11. Bruneau, M., Chang, S. E., Eguchi, R. T., Lee, G. C., O'Rourke, T. D., Reinhorn, A. M., Shinozuka, M., Tierney, K., Wallace, W. A., Von Winterfeldt, D. (2003). A Framework to Quantitatively Assess and Enhance the Seismic Resilience of Communities. *Earthquake Spectra*, 19(4), 733–752. <https://doi.org/10.1193/1.1623497>
12. Cai, M., Kaiser, P. K., Tasaka, Y., Maejima, T., Morioka, H., Minami, M. (2004). Generalized crack initiation and crack damage stress thresholds of brittle rock masses near underground excavations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41(5), 833–847. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2004.02.001>
13. Chen, X., Shen, J., Bao, X., Wu, X., Tang, W., Cui, H. (2023). A review of seismic resilience of shield tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 136, 105075. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2023.105075>
14. Chu, Z., Wu, Z., Liu, Q., Liu, B., Sun, J. (2021). Analytical Solution for Lined Circular Tunnels in Deep Viscoelastic Burgers Rock Considering the Longitudinal Discontinuous Excavation and Sequential Installation of Liners. *Journal of Engineering Mechanics*, 147(4), 04021009. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EM.1943-7889.0001912](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0001912)
15. Cimellaro, G. P., Reinhorn, A. M., Bruneau, M. (2010). Framework for analytical quantification of disaster resilience. *Engineering Structures*, 32(11), 3639–3649. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.08.008>
16. De La Fuente, M., Sulem, J., Taherzadeh, R., Subrin, D. (2020). Tunneling in Squeezing Ground: Effect of the Excavation Method. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 53(2), 601–623. <https://doi.org/10.1007/s00603-019-01931-4>
17. Fahimifar, A., Tehrani, F. M., Hedayat, A., Vakilzadeh, A. (2010). Analytical solution for the excavation of circular tunnels in a visco-elastic Burger's material under hydrostatic stress field. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 25(4), 297–304. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2010.01.002>
18. Freddi, F., Galasso, C., Cremen, G., Dall'Asta, A., Di Sarno, L., Giaralis, A., Gutiérrez-Urzúa, F., Málaga-Chuquitaype, C., Mitoulis, S. A., Petrone, C., Sextos, A., Sousa, L., Tarbali, K., Tubaldi, E., Wardman, J., Woo, G. (2021). Innovations in earthquake risk reduction for resilience: Recent advances and challenges. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 60, 102267. <https://doi.org/10.1016/j.ijdrr.2021.102267>

19. Hao, H., Bi, K., Chen, W., Pham, T. M., Li, J. (2023). Towards next generation design of sustainable, durable, multi-hazard resistant, resilient, and smart civil engineering structures. *Engineering Structures*, 277, 115477. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.115477>
20. Huang, H., Zhang, D. (2016). Resilience analysis of shield tunnel lining under extreme surcharge: Characterization and field application. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 51, 301–312. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2015.10.044>
21. Huang, Z., Zhang, D., Pitilakis, K., Tsinidis, G., Huang, H., Zhang, D., Argyroudis, S. (2022). Resilience assessment of tunnels: Framework and application for tunnels in alluvial deposits exposed to seismic hazard. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 162, 107456. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107456>
22. Kaplan, S., & Garrick, B. J. (1981). On The Quantitative Definition of Risk. *Risk Analysis*, 1(1), 11–27. <https://doi.org/10.1111/j.1539-6924.1981.tb01350.x>
23. Kilanitis, I., Sextos, A. (2019). Integrated seismic risk and resilience assessment of roadway networks in earthquake prone areas. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(1), 181–210. <https://doi.org/10.1007/s10518-018-0457-y>
24. Maranini, E., Brignoli, M. (1999). Creep behaviour of a weak rock: Experimental characterization. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36(1), 127–138. [https://doi.org/10.1016/S0148-9062\(98\)00171-5](https://doi.org/10.1016/S0148-9062(98)00171-5)
25. Nipa, T. J., Kermanshachi, S., Pamidimukkala, A. (2023). Development of decision-making system measuring the resilience level of highway projects. *Journal of Infrastructure Preservation and Resilience*, 4(1), 16. <https://doi.org/10.1186/s43065-023-00084-7>
26. Serdar, M. Z., Koç, M., Al-Ghamdi, S. G. (2022). Urban Transportation Networks Resilience: Indicators, Disturbances, and Assessment Methods. *Sustainable Cities and Society*, 76, 103452. <https://doi.org/10.1016/j.scs.2021.103452>
27. Shimazaki, K., Ando, K. (2024). Analysis of shear creep properties of wood via modified Burger models and off-axis compression test method. *Wood Science and Technology*, 58(4), 1473–1490. <https://doi.org/10.1007/s00226-024-01578-7>
28. Sulem, J., Panet, M., Guenot, A. (1987). Closure analysis in deep tunnels. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 24(3), 145–154. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(87\)90522-5](https://doi.org/10.1016/0148-9062(87)90522-5)
29. Sun, Y., Pardoën, B., Wong, H. K. K. (2023). Modelling the creep behaviour and induced failure of clay rock from microscale viscosity to large-scale time-dependant gallery convergences using a multiscale numerical approach. *Computers and Geotechnics*, 162, 105691.

- <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2023.105691>
30. Tian, N., Lan, H. (2023). The indispensable role of resilience in rational landslide risk management for social sustainability. *Geography and Sustainability*, 4(1), 70–83. <https://doi.org/10.1016/j.geosus.2022.11.007>
31. Wan, C., Yang, Z., Zhang, D., Yan, X., Fan, S. (2018). Resilience in transportation systems: A systematic review and future directions. *Transport Reviews*, 38(4), 479–498. <https://doi.org/10.1080/01441647.2017.1383532>
32. Wang, T.-T., Chiu, Y.-C., Li, K.-J. (2024). Index for assessing spalling in tunnel lining based on displacement monitoring and crack mapping. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 153, 105975. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2024.105975>
33. Wu, C., Chen, Q., Basack, S., Karekal, S. (2018). Laboratory investigation on rheological properties of greenschist considering anisotropy under multi-stage compressive creep condition. *Journal of Structural Geology*, 114, 111–120. <https://doi.org/10.1016/j.jsg.2018.06.011>
34. Yin, Z., Zhang, X., Li, X., Zhang, J., Zhang, Q. (2022). Modified Burgers model of creep behavior of grouting-reinforced body and its long-term effect on tunnel operation. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 127, 104537. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2022.104537>
35. 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. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2011.04.020>
36. Zhang, Z., Huang, M. (2014). Geotechnical influence on existing subway tunnels induced by multiline tunneling in Shanghai soft soil. *Computers and Geotechnics*, 56, 121–132. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2013.11.008>
37. Zhu, Y., & Zhang, Q.-B. (2025). Modelling and assessing lifetime resilience of underground infrastructure to multiple hazards: Toward a unified approach. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 156, 106212. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2024.106212>
38. 朱晃葵(2009). 大地材料依時變形對隧道收斂特性之影響. 國立台灣大學，學位論文。
39. 劉彥杰(2023). 邊坡重力變形運動特性受地下水位變化及坡趾河道下切與加積影響之數值模擬. 國立台灣大學，學位論文。
40. 顧家豪 (2025). 岩石依時變形對坑道結構安全之影響. 國防大學理工學院環境資訊及工程學系軍事工程，碩士論文。

口試問答紀錄表暨回復表

| 口試委員   | 問題                             | 回答                                                                     |
|--------|--------------------------------|------------------------------------------------------------------------|
| 黃燦輝 教授 | 建議你深入探討單一可行的 CASE 就好，具有代表性的例子。 | 已將 SWA-042 作為代表性斷面加以探討災前災後變形曲線差異。                                      |
|        | 建議與韌性無關就拿掉或稍微講有關係的部分。          | 已縮減韌性與本文無關部分。                                                          |
|        | 自己的門檻設定與前人差別要交代清楚。             | 本文門檻與前人最大差異為低應力狀態下確實關閉依時變形行為。                                          |
|        | 為什麼一定要做扇形的試驗?                  | 原本欲嘗試設計與隧道力學相符合的室內試驗，反而未遵循力學試驗的真諦，使這個扇形試驗更傾向結構試驗，且不同網格對應不同幾何的試驗參數都不一樣。 |

| 口試委員   | 問題                               | 回答                                 |
|--------|----------------------------------|------------------------------------|
| 李宏輝 教授 | 流程圖中「物理實驗」應該修正為「力學試驗」比較適合。       | 已確實修正完成。                           |
|        | FLAC、SAP 建議寫一個流程圖。               | 謝謝建議。                              |
|        | 數值模擬中考慮潛變的時機為何？<br>以及組成率是否設定轉換點？ | 組成率從建制模型就是固定沒有設置轉換點，考慮潛變時間點為開挖貫通後。 |
|        | 如果未來考慮新場址，怎麼去改變潛變門檻？             | 應該要從場址的岩性、斷面半徑、岩覆深度等因素評估設定的門檻閾值。   |
|        | 建議去比較監測數據與力學試驗的其他參數              | 謝謝建議。                              |

| 口試委員   | 問題                                    | 回答                                                              |
|--------|---------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|
| 黃文昭 教授 | 曲線建議把相關時間點都標註上。                       | 已確實標記完成。                                                        |
|        | 選 42 號斷面模擬，屬於四類分類中的哪種？為何選此處？此位置的岩層狀況？ | 屬於第二類災後有依時變形之曲線，由於有顯著的依時行為、應力狀態也較為單純、並且為砂頁岩互層之斷面，因此作為本研究數值驗證目標。 |
|        | 建議在論文中說明建模細節。                         | 已於內文中詳加說明了建模的細節。                                                |
|        | 建議在論文中說 SAP200 參數建模的設定。               | 已於內文中詳加說明了參數建模的設定。                                              |
|        | 建議在論文中說明參數反算的過程，提供後人參考，以及公式的符號說明與單位。  | 已於內文中詳加說明了參數反算的過程。                                              |
|        | 由 FLAC 中提取的應力計算平均再用到 SAP 上，那實際的狀況是如何？ | 透過計算 FLAC 當中支撐的節點合力，並轉換座標後，將斷面所有節點力加總後除以斷面周長，所得為單位長度下斷面承受的應力。   |
|        | 根據研究結果，要如何應用到隧道韌性上？                   | 可以評估功能性曲線隨著時間下降的趨勢。                                             |
|        | 建議簡報中的動畫與論文的圖片相互參照。                   | 可以評估功能性曲線隨著時間下降的趨勢。                                             |

| 口試委員    | 問題                                                                | 回答                                                                                                                                 |
|---------|-------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 李佳翰 總經理 | 你提出的修正 Burger Model 與劉彥傑所提差異為何?                                   | 最大差異處在於當應力未觸及門檻前有確實關閉依時變形行為。                                                                                                       |
|         | 論文中案例隧道區分了四種不同類別變形曲線，要如何數值模擬的結果?                                  | 類別一為無依時變形的發生呼應數值模擬中門檻關閉行為；類別二有依時變形發生呼應數值模擬中門檻開啟行為；而類別三、四由於牽涉支撐補強與支撐破壞，目前嘗試數值模擬中加入支撐塑鉸模擬支撐破壞。                                       |
|         | 案例是受水影響才發生依時變形，但你的力學模型中不考慮水，如何說服其他人說模型是可性的?是水壓力造成潛變、水導致岩石弱化才開啟潛變? | 現階段數值模擬中未考慮水的影響，但所提力學模式計算應力方式都是基於有效應力計算，若將地下水之水壓放入模型中是可以有效模擬該因素對依時變形行為影響，而現地行為推測岩體遇水弱化導致強度下降，當破壞包絡線下降時，門檻線也隨之下降，所提修正力學模式將提前開啟依時變形。 |
|         | 延伸上個問題，你有比對實驗中泡水狀況，但模型沒有考慮水，論文中轉折說明這些問題。                          | 謝謝建議。                                                                                                                              |

## 附錄一 彈性力學-極座標下微元素應力應變關係

將隧道收斂岩釘監測處視為一極座標下的微元素，如圖 附錄 6.2.1 所示，分別對徑向、切向、軸向應力場取梯度，並考量非接觸力列出力平衡方程式如下：

$$\frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_{r\theta}}{\partial \theta} + \frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_{rr} - \sigma_{zz}}{r} + \mathbb{R} = 0 \quad (\text{附錄式 1})$$

$$\frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_{z\theta}}{\partial \theta} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \frac{\sigma_{rz}}{r} + \mathbb{Z} = 0 \quad (\text{附錄式 2})$$

$$\frac{\partial \sigma_{r\theta}}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_{\theta\theta}}{\partial \theta} + \frac{\partial \sigma_{z\theta}}{\partial z} + \frac{2\sigma_{r\theta}}{r} + \mathbb{\Theta} = 0 \quad (\text{附錄式 3})$$

由於隧道開挖為軸對稱問題，可忽略剪應力與切向力，整理後如下：

$$\frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} + \frac{\sigma_{rr} - \sigma_{zz}}{r} + \mathbb{R} = 0 \quad (\text{附錄式 4})$$

$$\frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \frac{\sigma_{rz}}{r} + \mathbb{Z} = 0 \quad (\text{附錄式 5})$$

透過虎克定律轉換應力應變關係，並將應變場透過位移梯度場定義如下：

$$\varepsilon_{rr} = \frac{\partial u_r}{\partial r} \quad (\text{附錄式 6})$$

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{1}{r} \frac{\partial u_\theta}{\partial \theta} + \frac{u_r}{r} \quad (\text{附錄式 7})$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\partial u_z}{\partial z} \quad (\text{附錄式 8})$$

$$\gamma_{r\theta} = \frac{1}{r} \left( u_\theta + r \frac{\partial u_\theta}{\partial r} + \frac{\partial u_r}{\partial \theta} \right) \quad (\text{附錄式 9})$$

$$\gamma_{rz} = \frac{\partial u_r}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial r} \quad (\text{附錄式 10})$$

$$\gamma_{z\theta} = \frac{1}{r} \frac{\partial u_z}{\partial \theta} + \frac{\partial u_\theta}{\partial z} \quad (\text{附錄式 11})$$

將該元素旋轉至主應變平面上，可得應變與位移關係式如下：

$$\varepsilon_{rr} = \frac{\partial u_r}{\partial r}$$

(附錄式 12)

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{u_r}{r}$$

(附錄式 13)

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\partial u_z}{\partial z}$$

(附錄式 14)

假設隧道監測收斂岩釘H1變位約等於兩倍徑向變位 $2u_r$ ，因此，可透過以下公式計算出隧道切向應變量：

$$\frac{H1}{2r} \cong \frac{2u_r}{2r} = \varepsilon_{\theta\theta}$$

(附錄式 15)

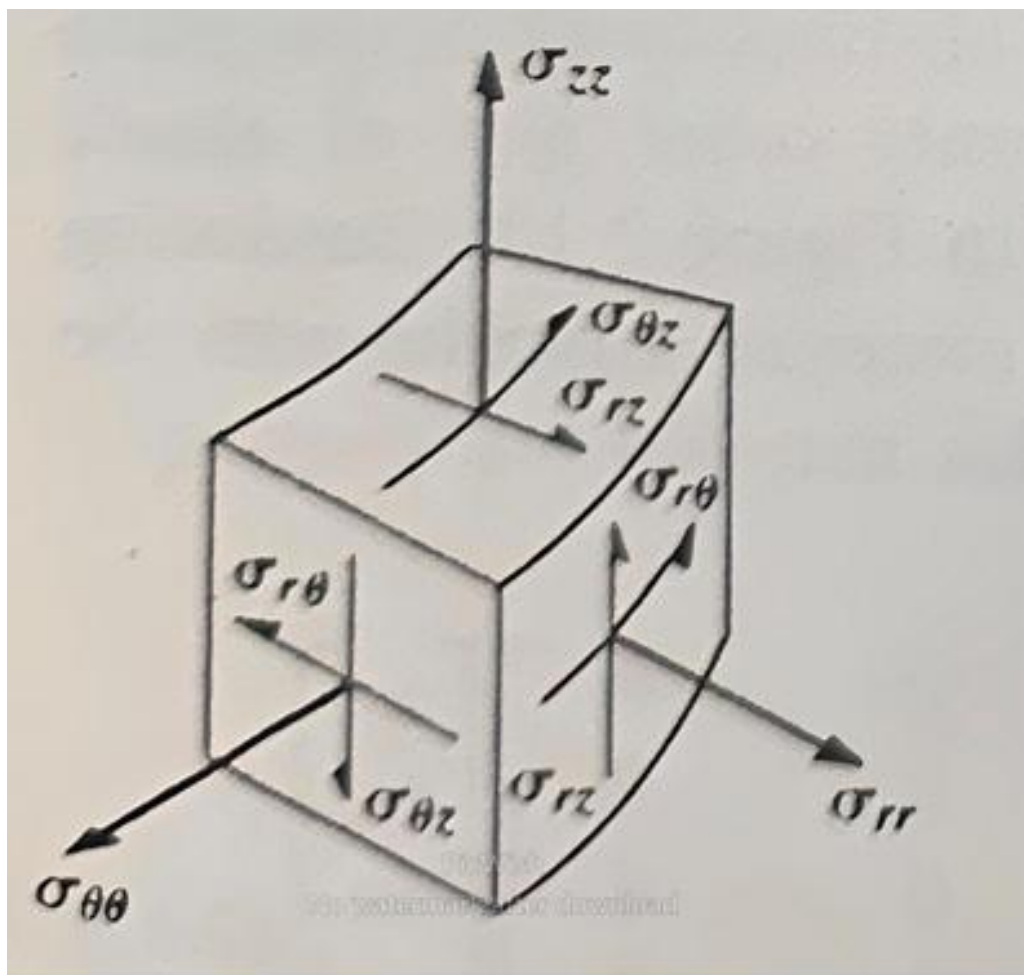


圖 附錄 6.2.1 極座標微元素自由體圖

## 附錄二 岩石室內潛變試驗

傳統潛變試驗以單壓試驗施作較常見，以 Chuangzhou Wu (2018) 對綠泥石片岩做潛變試驗為例，透過單壓試驗將試體加載至破壞得其單壓強度(USC)，再依據岩石 crack initiation stress (CI) 與 critical damage stress (CD) 決定分階加載應力與單壓強度之百分比，再以此分階加載應力施作單壓潛變試驗。

如圖 附錄 6.2.2 所示，加載 22% USC 應力時試體並無潛變行為，然而加載至 43% USC 應力時應變開始隨時間而增加，往後加載應力愈大，隨時間產生之應變率愈大，直至加載應力超過 87% USC 時，試體進入加速潛變階段而導致破壞。因此，可以推斷控制潛變是否作用的應力門檻閥值應落在 22% 至 43% USC 應力之間；以及材料是否產生潛變破壞的應力門檻閥值應超過 87% USC 應力。

由於單壓試驗加載方式與邊界設定較為單純，岩體受力與實際隧道開挖圍岩應力分布大相逕庭，關於隧道開挖圍岩應力可參考 Kirsch (1898) 提出之理論解，因此，若要將試驗所得之潛變參數應用在隧道工程設計上仍須留心。

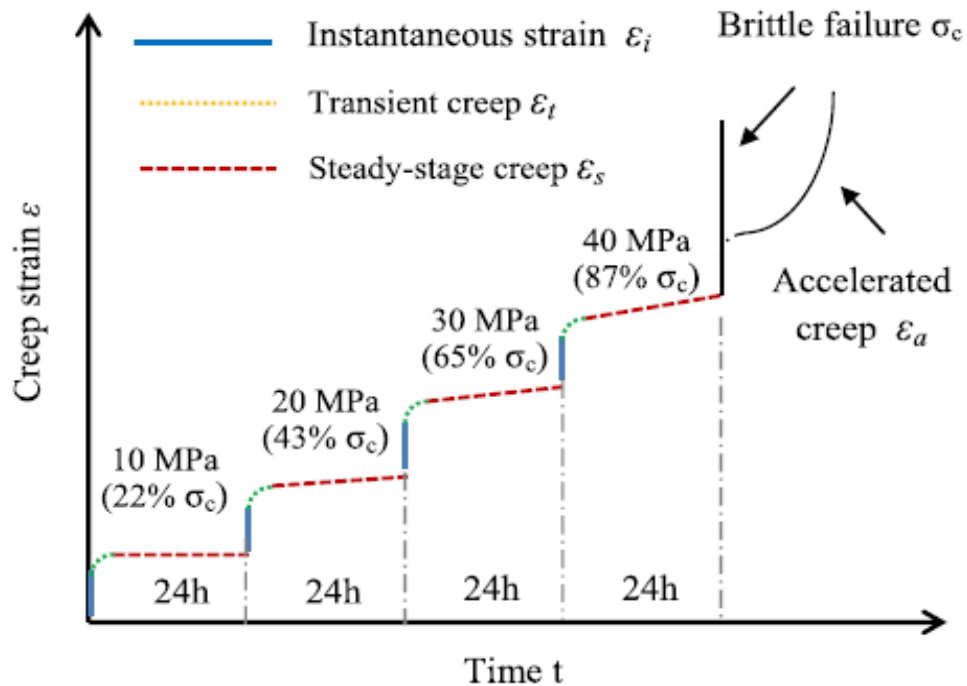


圖 附錄 6.2.2 單壓潛變試驗曲線 (Chuangzhou Wu, 2018)