

高岩覆對隧道設計與施工影響研究

蕭富元*

一、前言

隧道工程在交通運輸系統及各個領域均扮演重要之角色，包括鐵路隧道、公路隧道、水利隧道、採礦坑道、核廢料儲存通道、軍事隧道等。隨著施工技術之進步與地下空間需求之應加，隧道開挖深度有逐漸增加之趨勢，例如全長 57 公里穿越阿爾卑斯山脈之高達鐵路隧道（Gotthard Base Tunnel），其岩覆深度超過 1000 公尺以上部分共有 35 公里長，最大岩覆深度達 2300 公尺；而大陸四川境內之錦屏二級水電站引水隧道，岩覆深度平均約在 1500~2000 公尺間，最大岩覆深度更達 2525 公尺。臺灣目前正推動中之台 9 線蘇花公路山區路段改善計畫，南段中仁隧道之最大岩覆深度亦約達 1188 公尺左右，顯示臺灣隧道工程開挖深度亦有增加之趨勢。

地下深處之岩體具有承受高地應力、高地溫及高水壓等三高特性，高岩覆隧道在此三高環境中施工，所遭遇之問題與困難度與一般岩覆深度隧道不盡相同，可能衍生之特殊問題包括高應力擠壓變形、脆性剝裂破壞、岩爆、高地溫問題及高地下水壓等。對於一般岩覆深度隧道，臺灣已具備豐沛之經驗，但對於高岩覆下圍岩開挖行為特性之瞭解則相對缺乏，亟需進一步研究。

對於地下深處之三高問題，在正常地溫梯度下，1000~2000 岩覆深處之岩溫值應未超過 100°C，實際案例顯示（黃潤秋等，1997）多數約在 50°C 以內，此溫度範圍對於岩石力學性質之

影響有限，應不致明顯影響隧道施工安全與穩定，主要問題應為惡劣作業環境之克服與施工材料（如爆材及混凝土）之高溫影響。至於高水壓確實將對隧道設計與施工造成嚴重影響，惟高水壓力學機制複雜，考量應先掌握高岩覆下基本岩石力學行為後，再進一步納入水壓因子影響，故本研究現階段著重於高地應力對隧道設計與施工影響探討。

二、深部岩石力學特性探討

地下深處之岩石由於地質年代較早，岩化程度佳，岩石材料強度普遍提高，除地質構造弱帶外，基本上多為完整硬岩。硬岩在破壞發生前，一般無明顯變形；但岩石破壞後，即失去其完整性，強度將明顯弱化，此為脆性破壞特徵（蕭富元等，2011）。而軟岩則在大量變形發生後方始破壞，破壞後仍大致保持其完整性與材料連續性，強度雖亦會弱化，但弱化程度不明顯。故對於脆性硬岩地下開挖，峰後強度維持不變之彈塑性力學模式基本上並不適用，而彈脆性或應變軟化模式為應考慮採用之力學模式（Egger, 2000）。由地盤反應曲線（Ground Response Curve）可知：相同支撐時機與支撐量，三種不同模式所產生之變形量有相當之差異（如圖 1 所示），此與岩石是否已發生脆性破壞，以及峰後強度之弱化程度有密切關係，顯示掌握硬岩之脆性破壞特性，對地下開挖工程設計及施工良否有關鍵之影響。

* 中興工程顧問社大地工程研究中心高級研究員

岩石脆性破壞主要係由張力裂隙與裂隙傳播連通所造成之剝裂或爆裂破壞行為。Kaiser 等 (2008) 彙整試驗資料，發現脆性岩石在低圍壓狀態時，有利於張力裂隙之發展連通，強度將明顯降低，此明顯降低現象多發生在圍壓低於 $0.1\sigma_c$ 時 (σ_c 為岩石單壓強度)，而一般剪力破壞準則無法描述此低圍壓時之強度降低特性，因此 Kaiser 等 (2008) 乃提出由損壞開始發生臨界值 (Damage Initiation Threshold)、剝裂限度 (Spalling Limit) 及剪力破壞包絡線等所組成之三線性 (Tri-Linear) 或 S 形 (S-Shape) 脆性破壞包絡線，如圖 2 所示。

在高圍壓下，脆性岩石仍受剪力破壞所主控，而隨圍壓逐漸降低，將轉而變為張力形式破壞，此轉變之界線稱為剝裂限度 (Spalling Limit)，其斜率可以最大主應力 (σ_1) 與最小主應力 (σ_3) 之比值來推估，均質材料之剝裂限度斜率一般大於 10，而非均質岩石則小於 10。Diederichs and Martin (2010) 進一步指出，岩石受力超出破壞包絡線時，依應力狀態不同，而產生剪力或剝裂等不同破壞形式。當受力超出損壞開始發生臨界值後，岩石裂隙開始產生，在低圍壓下，岩石容易發生脆性剝裂破壞；而在高圍壓時，裂隙雖亦形成，但因高圍壓束縛作用不致造成破壞，待軸差應力進一步增加後，始產生剪力破壞。

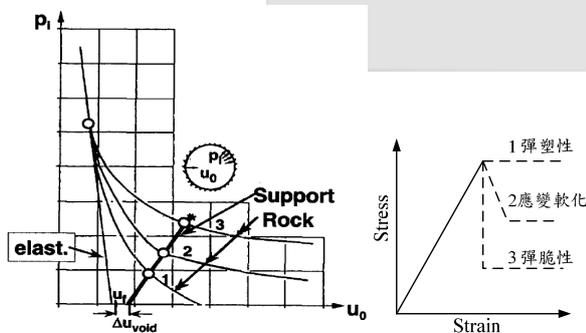
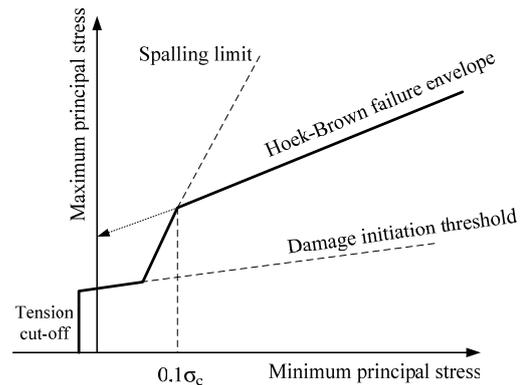


圖 1 不同力學模式之地盤反力曲線與支撐應力關係



(重繪自 Kaiser 等, 2008)

圖 2 岩石脆性破壞 S-Shape 破壞包絡線示意圖

三、大理岩材料力學試驗

為瞭解臺灣硬岩脆性力學特性，本研究乃取蘇澳太白山大理岩及花蓮和平地區大理岩試體進行 6 組單軸及三軸壓縮應變控制試驗。試驗採用直徑 54mm 之圓柱體試體，徑長比為 1:2，分別承受約 $0.05\sigma_c$ 、 $0.1\sigma_c$ 、 $0.2\sigma_c$ 、 $0.4\sigma_c$ 、 $0.8\sigma_c$ 等 5 種不同圍壓大小，利用 MTS 應變控制系統進行試驗，應變速率為 0.2 mm/min，以獲得大理岩破壞峰後殘餘強度值。試驗結果彙整如表 1，代表性之三軸試驗應力-應變曲線如圖 3 所示。

由圖 3 可見，岩石脆性破壞行為與圍壓大小有密切關係。大理岩尖峰強度與峰後殘餘強度均與圍壓大小呈正比關係，即圍壓增大，尖峰強度與殘餘強度亦隨之增大。彙整試驗結果得大理岩圍壓應力與岩石軸向破壞強度關係式約為 $\sigma_1 = (2.98 \sim 3.91) \sigma_3 + \sigma_c$ 。另在低圍壓時，大理岩應力-應變曲線達到尖峰強度後，峰後強度快速劇降，呈現明顯脆性特性；破壞峰後強度則不再出現劇降情形，延性特性逐漸增強。根據試驗結果，東部大理岩之脆延性轉換臨界圍壓約為 $\sigma_{3,crit} = (0.23 \sim 0.24) \sigma_{1,max}$ 。

進一步為探討大理岩脆性破壞包絡線特性，乃將 6 組大理岩三軸試驗結果之最大主應力 (σ_1) 與最小主應力 (σ_3)，分別除以單壓強度

表 1 大理岩單壓及三軸試驗結果彙整表

| 試驗編號 | 試驗結果 (應力單位: MPa) | | | | | | |
|------------|------------------|----|------|-----|-----|-----|-----|
| T1 (蘇澳) | 圍壓 | 0 | 3.75 | 7.5 | 15 | 30 | 60 |
| | 尖峰強度 | 61 | 95 | 112 | 143 | 206 | 299 |
| | 殘餘強度 | — | 31 | 42 | 75 | 144 | 270 |
| T2 (蘇澳) | 圍壓 | 0 | 3 | 6 | 12 | 24 | 48 |
| | 尖峰強度 | 61 | 68 | 81 | 98 | 137 | 204 |
| | 殘餘強度 | — | 24 | 32 | 58 | 111 | 198 |
| T3 (和平) | 圍壓 | 0 | 4.5 | 9 | 18 | 36 | 63 |
| | 尖峰強度 | 88 | 119 | 135 | 169 | 209 | 275 |
| | 殘餘強度 | — | 59 | 37 | 91 | 167 | 263 |
| T4 (和平) | 圍壓 | 0 | 3.75 | 7.5 | 15 | 30 | 60 |
| | 尖峰強度 | 74 | 127 | 108 | 133 | 183 | 287 |
| | 殘餘強度 | — | 24 | 45 | 69 | 144 | 264 |
| T5 (和平) | 圍壓 | 0 | 4 | 8 | 16 | 32 | 64 |
| | 尖峰強度 | 94 | 101 | 131 | 149 | 191 | 281 |
| | 殘餘強度 | — | 24 | 43 | 86 | 144 | 268 |
| T6 (和平) | 圍壓 | 0 | 4.25 | 8.5 | 17 | 34 | 60 |
| | 尖峰強度 | 88 | 98 | 111 | 166 | 215 | 264 |
| | 殘餘強度 | — | 34 | 58 | 97 | 159 | 227 |

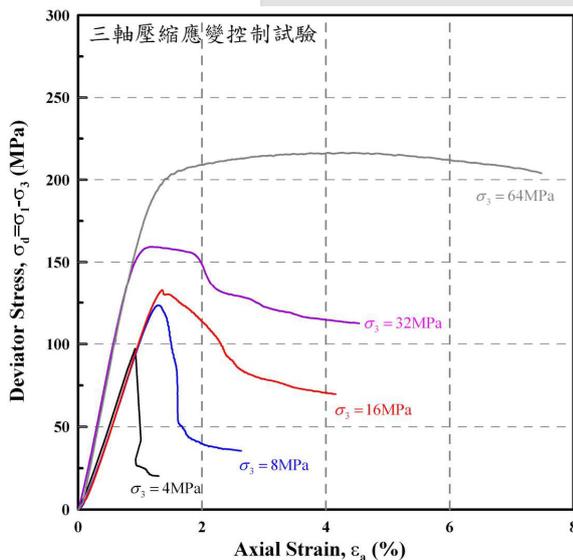


圖 3 和平大理岩三軸試驗應力-應變曲線圖

σ_c ，予以正規化，並繪製其關係圖，結果如圖 4 所示。圖中可見，圍壓在低於 $0.2\sigma_c$ 時，岩石強度有一轉折降低情形，此與 Kaiser 等 (2008) 所建議之 S 形脆性破壞包絡線，在低圍壓下會出現強度降低之趨勢一致。顯示脆性硬岩隧道開挖時，鄰近隧道壁圍岩解壓後，若仍以一般慣用之 Hoek-Brown 破壞準則推估圍岩單壓強度，將可

能出現高估情形。依本研究試驗結果，此高估值最大可能達 1.2-1.5 倍左右，如圖 4 之虛線所示。

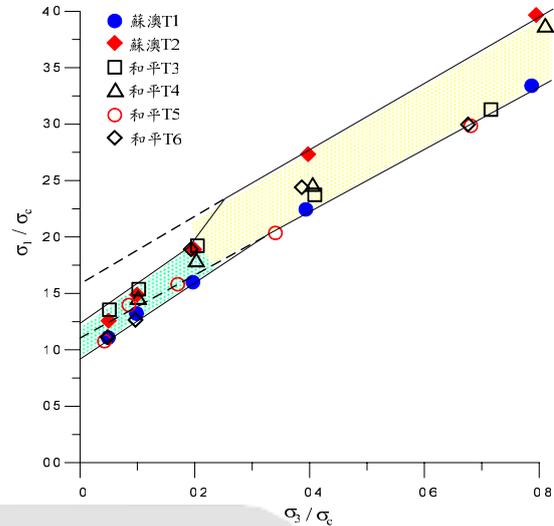


圖 4 東部大理岩三軸壓縮試驗之最大-最小主應力正規化關係彙整圖

四、數值分析方法研擬

(一) 峰後強度弱化評估

在地下深處高應力區開挖，要完全以支撐手段，避免圍岩出現任何鬆動破壞，實際上並不符經濟效益，而且執行上亦有其困難。Hoek (2009) 指出地下開挖出現應力過大時，要制止破壞之發生極為不易，支撐補強之目的，主要為控制破壞之擴大，並維持隧道基本穩定。因此在無法完全避免圍岩破壞發生情形下，掌握其破壞峰後強度弱化情形，對於地下開挖之設計與穩定研判極為重要。

硬岩峰後強度弱化之評估，目前仍無公認被採用之方法，案例分析經驗或材料試驗結果為常見之評估方法，如 Ribacchi (2000)、Crowder *et al.* (2006) 及 Kumar *et al.* (2008) 等，惟由於地質特性與施工方法之差異，國外案例經驗是否可直接套用於臺灣仍有待檢討。除案例經驗外，Hoek-Brown 破壞準則為許多岩石工程數值分析

程式（如 PHASE 及 FLAC 等）所採用，其力學參數之評估方式亦廣為接受，但 Hoek-Brown 破壞準則並未考慮脆性破壞峰後強度之弱化情形。故 Cranza-Torres 等（2002）乃嘗試於 Hoek-Brown 準則中加入強度損失因子（ β ：Strength Loss Parameter），探討在不同破壞程度岩石峰後強度之弱化為行，修正破壞準則為：

$$\sigma_1 = [1 + (1 - \beta)(k_\phi - 1)]\sigma_3 + (1 - \beta)\sigma_c \quad (1)$$

式中 $k_\phi = (1 + \sin\phi) / (1 - \sin\phi)$ ， ϕ 為岩體摩擦角；強度損失因子 $0 \leq \beta \leq 1$ ，岩石材料無強度損失時（即 $\beta=0$ ），即 $\sigma_1 = k_\phi\sigma_3 + \sigma_c$ ，岩石材料僅餘殘餘強度時（即 $\beta=1$ ），即 $\sigma_1 = \sigma_3$ 。

Cundall 等（2003）根據公式（1）及強度損失因子（ β ）觀念，進一步提出 Hoek-Brown 破壞準則峰後強度修正模式為：

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c^R \left[m_b^R \frac{\sigma_3}{\sigma_c^R} + s \right]^a \quad (2)$$

式中，峰後強度參數 σ_c^R 及 m_b^R 為：

$$\sigma_c^R = (1 - \beta)\sigma_c \quad (3)$$

$$m_b^R = (1 - \beta)m_b \quad (4)$$

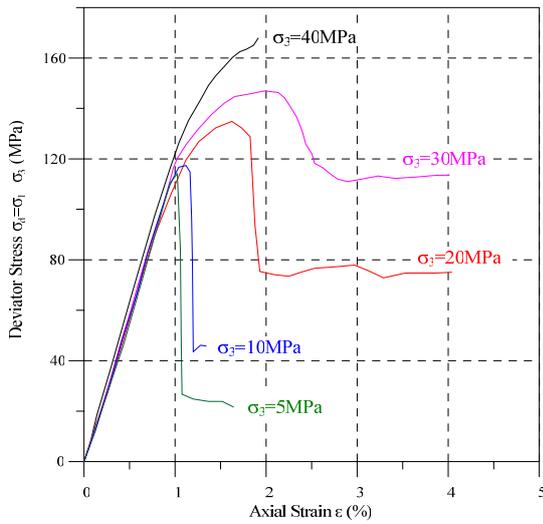
將公式（3）及公式（4）代入公式（2），可得：

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (1 - \beta)\sigma_c \left[m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right]^a \quad (5)$$

應用上述修正 Hoek-Brown 破壞準則於探討岩石峰後強度時，其中參數 m_b 係與材料摩擦性質有關：彈塑性模式之塑性破壞發生時， m_b 值僅微幅降低或維持不變；而脆性破壞時， m_b 值則有較大幅度之降低。至於參數 s 係與凝聚力有關，岩石破壞將使凝聚力降低，公式（5）之 s 值於峰後雖未改變，破壞準則修正後凝聚力之降低，係隱含於岩石單壓強度（ σ_c^R ）之降低內。

基本上，Cundall 等（2003）所提出之 Hoek-Brown 破壞準則峰後強度修正模式定義明確，但其應用上之主要問題為如何合理且有依據之推估強度損失因子 β 值，目前仍未有定論。有鑑於此，本研究參考陸聲忠（1993）之花蓮大理岩三軸試驗結果（參見圖 5），提出由岩石材料力學試驗，進行強度損失因子 β 之評估方法，簡稱「強度損失試驗評估法」。其評估步驟簡述如下：

1. 首先取大理岩岩心試體 GSI 岩體評分為 100，依據大理岩岩心單壓強度與 Hoek（2002）建議之 m_i 參數值，繪製吻合試驗結果之大理岩尖峰強度 Hoek-Brown 破壞包絡線，結果得試驗案例大理岩尖峰強度參數 $\sigma_c = 102\text{MPa}$ 、 $m_b = 4.0$ ，尖峰強度破壞包絡線如圖 6 之實線段。
2. 以上述尖峰強度參數，依據公式（5）繪製不同強度損失因子 β 之 Hoek-Brown 破壞包絡線，如圖 6 之虛線。圖中 $\beta=0$ 時，即為無強度弱化之原 Hoek-Brown 破壞包絡線，而隨 β 值增加，岩石破壞強度逐漸降低， $\beta=1$ 則為最終殘餘強度。進一步尋找吻合試驗結果之強度損失因子 β 值。結果得試驗案例大理岩之三軸試驗在 30、20、10 及 5MPa 等不同圍壓下，其強度損失因子 β 各為 0.2、0.4、0.6 及 0.75，意謂不同圍壓下有不同程度強度損失。
3. 由上述推估所得圍壓與強度損失因子 β 關係，藉由公式（3）及公式（4）可進一步估算大理岩在不同圍壓作用下，破壞後之殘餘強度值。例如此試驗案例圍壓為 30MPa 時，大理岩強度損失因子 β 為 0.2，峰後殘餘強度為 $\sigma_c^R = 82\text{MPa}$ 、 $m_b^R = 3.2$ ；而案例圍壓為 5MPa 時，強度損失因子 β 為 0.75，峰後殘餘強度則為 $\sigma_c^R = 26\text{MPa}$ 、 $m_b^R = 1.0$ 。



(重繪自陸聲忠, 1993)

圖 5 花蓮大理岩三軸試驗應力-應變曲線圖

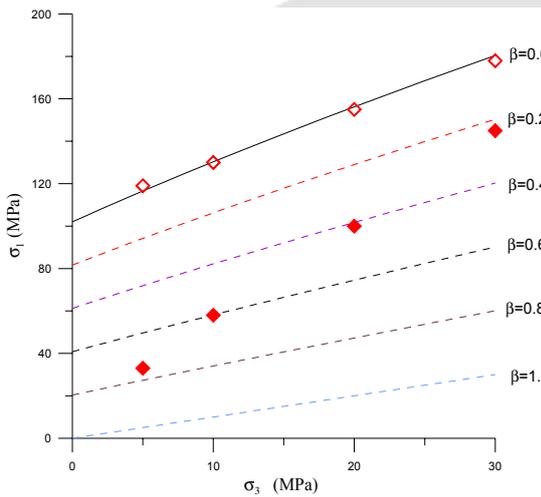


圖 6 由三軸試驗推估大理岩 Hoek-Brown 破壞包絡線強度損失因子

(二) 強度弱化數值分析模式

鑑於上述強度損失試驗評估法僅源自單一試驗資料，進一步乃彙整蘇澳與和平地區 6 組大理岩三軸試驗試驗結果，並參考鄭寶山 (1992) 及張春生 (2010) 之大理岩三軸試驗資料，依照上述評估步驟建立圍壓與強度損失因子 β 關係，結果如圖 7 所示。由圖中可見，強度損失因子 β 與圍壓大小呈反比關係，隨著圍壓遞減，強度損失因子 β 逐漸緩慢增加，而當圍壓極小時 (如

$\sigma_3/\sigma_c < 0.15$)，強度損失因子 β 值將急遽增加，顯示在極低圍壓時，大理岩破壞峰後強度將出現大幅之損失。根據上述試驗結果，歸納得大理岩強度損失因子 β 與圍壓及岩石單壓強度之關係式為：

$$\beta = -0.231 \times \ln(\sigma_3 / \sigma_c) + 0.036 \quad (6)$$

公式 (6) 所建立之圍壓與強度損失因子 β 關係式，可進一步應用於硬岩脆性破壞分析，本研究採用 FLAC 之 FISH 子程式語言，撰寫強度弱化子程式 (stre_redu.fis)，在分析運算過程中，每 10 個計算程序 (Timestep)，重新檢視各網格單元應力狀態，若已超出尖峰強度發生破壞，即依破壞時網格單元之圍壓大小，依公式 (6) 估算其強度損失因子 β 值，並進一步計算峰後殘餘強度，重新輸入破壞峰後力學參數，繼續進行後續運算，直至收斂平衡為止。此方法可架構應用於岩盤工程常用之 Hoek-Brown 或 Mohr-Coulomb 力學模式，結合本文所提之圍壓與強度損失因子關係式，依據隧道圍岩脆性破壞發生時之圍壓應力大小，估算其峰後強度弱量力學參數，本方法簡稱為強度弱化模式 (Strength Degradation Model, SD Model)。

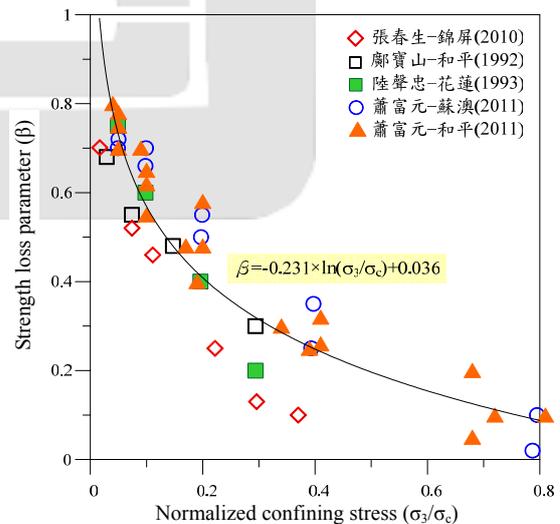


圖 7 大理岩強度損失因子 β 與圍壓關係圖

(三) 案例模式驗證

有關強度弱化模式之適用性驗證，乃以 Martin 等 (1999) 所提出之坑道脆性破壞深度經驗式作為比對檢視依據。Martin 等 (1999) 檢視 8 座圓形或倒 D 形隧道實際案例資料，其岩性包括安山岩、石英岩、花崗岩、石灰岩、粉砂岩等，單壓強度由 36-350MPa。Martin 等彙整資料後，歸納提出坑道脆性破壞深度經驗式如圖 8 所示。由圖中可見隧道脆性破壞深度與側壁最大應力及岩心單壓強度比值 (σ_{max}/σ_c) 呈線性遞增關係。

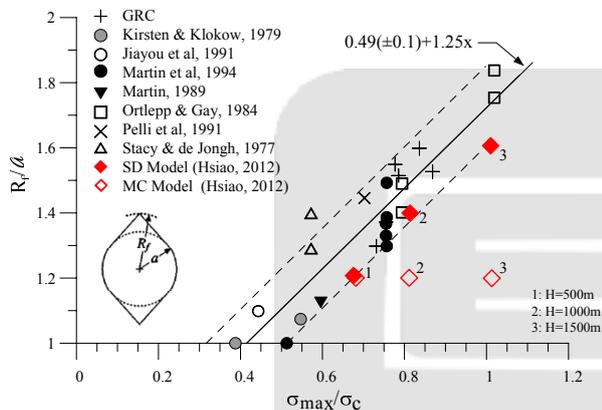


圖 8 臺灣東部大理岩圓形隧道不同模式數值分析與坑道脆性破壞深度經驗式比對檢視圖

本研究以在臺灣東部大理岩中開挖跨徑 10m 之圓形隧道為例，參考國道東部高速公路 (2005) 之調查試驗資料，大理岩單壓強度約 100MPa，岩體變形模數為 7GPa，岩體評分等級 GSI 取 80 分，依照 Hoek (2002) 所建議方法，評估岩體力學參數，如表 2 所示。分別採用本研究所提之強度弱化模式 (SD Model) 及 Mohr-Coulomb 彈塑性模式 (MC Model) 等兩種不同模式，以及 1000m、1200m 及 1500m 等 3 種不同岩覆深度，共進行 6 個案例分析，分析所得各案例之圍岩破壞深度與坑道側壁最大應力關係，如圖 8 所示紅色菱形資料點。其中實心菱形資料點

為強度弱化模式分析結果，坑道圍岩破壞深度與側壁最大應力呈線性遞增關係，與 Martin (1999) 所提之經驗式趨勢相符，顯示此模式可適用於脆性岩石地下開挖模擬分析；而未考慮峰後強度弱化之 Mohr-Coulomb 彈塑性模式 (圖 8 之空心菱形資料點)，在 1000-1500m 岩覆下，無法反應坑道圍岩破壞深度變化情形，同時破壞深度亦有低估現象，需至 2000m 以上更高岩覆，破壞深度方再增加，顯示對於硬岩地下開挖，如仍採用峰後強度維持不變之彈塑性模式，將可能低估坑道圍岩鬆動破壞範圍，誤判坑道穩定性。

表 2 臺灣東部大理岩案例分析力學參數表

| 岩心單壓強度(MPa) | 單位重 (t/m ³) | 岩體凝聚力(MPa) | 岩體摩擦角(degree) | 岩體變形模數(MPa) |
|-------------|-------------------------|------------|---------------|-------------|
| 80 | 2.7 | 5 | 46° | 7000 |

五、深部岩體工程問題彙整與探討

深部岩體在高應力下所產生之岩爆、脆性剝裂破壞及擠壓變形等問題，一般岩覆深度所採用之設計方法是否適用，現有之開挖方式與支撐材料是否恰當，實有待探討與修正。本研究彙整探討如下：

(一) 設計理念檢討

目前臺灣隧道工程設計常用之方法，主要包括案例類比法、經驗設計法、分析設計法等。由於臺灣目前尚無足夠高岩覆隧道案例可供類比參考，而國外工程案例則因地質及施工條件之差異，適用性有待檢討，故案例類比法目前可能尚無法應用於臺灣高岩覆隧道設計。至於岩體分類經驗設計法亦有類似之問題，對於臺灣隧道採國外地質背景所建立之岩體分類經驗設計法之適用性，亦已有許多檢討聲浪，故行政院公共工程委

員會乃於 2000 年至 2003 年委託國內各工程顧問公司及學者專家共同進行「臺灣地區隧道岩體分類系統暨隧道工程資料庫」之建立，重新修正建立適用臺灣地區之岩體分類系統（PCCR），惟目前該系統亦尚缺高岩覆案例資料。

岩體分類經驗設計法雖有其不足處，惟本法具有簡單實用之優點；而分析設計法雖可進行複雜之施工程序及三維施工問題之設計，但受限於數值分析耗時，不易進行大量狀況模擬。故一般多仍以經驗設計法為主，對於重要或困難地段則採數值分析檢核之設計方式。臺灣目前隧道工程之數值分析多採彈塑性模式，Egger（2000）在檢討高岩覆隧道設計與施工理念時，提出彈塑性模式在高岩覆隧道之設計僅適用於斷層或剪裂破碎帶等軟弱岩層材料，對於完整脆性硬岩，則需考慮破壞峰後強度弱化特性。

對於高岩覆隧道之設計，除上述分析設計法之力學模式探討外，應力因子之影響不可忽視，因此建議除岩盤優劣等級外，應將岩覆深度納入開挖支撐設計等級考量，例如可分為一般岩覆段及高岩覆段等不同之開挖支撐設計。另依據國外經驗，各種支撐工之彈性搭配為因應高岩覆壓力下隧道各種類型破壞行為之最佳方案，設計時應考慮規劃多種不同類型之支撐材料與相對應數量，以增加施工彈性。

（二）開挖施工建議

高岩覆隧道在地質不佳狀況下，可能出現擠壓變形問題，隧道不易穩定；而在完整岩盤段，則將面對高應力脆性破壞問題，開挖後立即施作支撐工，雖可提高圍岩徑向壓力，降低破壞發生潛能，但在高應力下，要僅以支撐工方式提供足夠之徑向應力，在實務上及經濟上均有其困難度。因此除增強支撐外，施工時仍需進行更多考量，包括：（1）採用擴挖預留變形空間，惟合理之擴挖預留變形量為何，仍為有待研究之課

題；（2）採多階開挖及縮短開挖輪進，以降低圍岩擾動；（3）採被動式支撐工或稱為 Yielding Support（如圖 9），常見之被動式支撐工包括可伸縮式 U 型鋼支保、可伸展式岩栓、噴凝土預留槽溝並裝設併聯筒式可調油壓千斤頂等，參見圖 10；（4）在開挖面及側壁施作應力解除爆破孔，解除前方及周圍圍岩應力，降低劇烈岩爆破壞可能性。

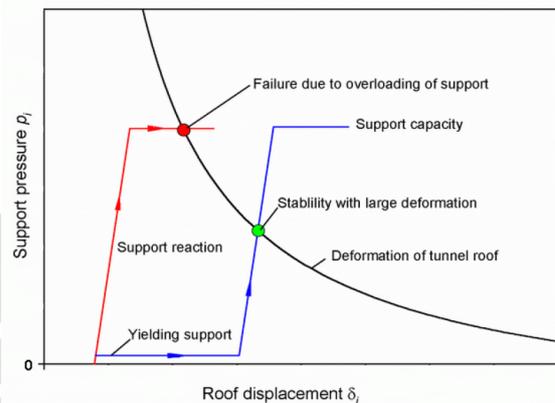


圖 9 被動式支撐工（Yielding Support）與主動式支撐工之應力變形曲線差異示意圖



圖 10 高岩覆隧道採用被動式支撐工情形

六、結論與建議

地下深處之岩石，由於地質年代早，岩化程度佳，岩石材料強度普遍提高。硬岩可承受高應力及高彈性應變能，對於淺覆蓋地下開挖，其穩

定性甚佳；但隨開挖深度逐漸增加，在地下深處高應力環境下，硬岩脆性破壞後將出現強度劇降情形，不利於地下坑道施工穩定。由於臺灣目前缺乏足夠之硬岩地下開挖案例可供參考，故一般設計常用之案例類比法或經驗設計法可能無法採用，而國外工程案例則因地質及施工條件之差異，其適用性有待檢討。數值分析法為現階段可採用之方法，但硬岩峰後強度弱化特性與岩石種類、岩心強度、圍壓應力、岩體構造等多項因素

有關，在掌握度仍不足情況下，於施工中設計（On-Going Design）為可考量之選項。

本研究依據大理岩試驗結果，歸納建立大理岩強度損失因子與圍壓關係式，進一步撰寫提出強度弱化分析模式，惟本研究現階段成果係源自大理岩岩心試驗，故在設計分析時應僅適用於完整岩盤，對於節理岩盤及其他岩類（如片麻岩、變質石英砂岩、安山岩及片岩等）之適用性仍待檢討修正。

應用程式 公開發售

結合 ETABS 之位移法耐震性能設計及評析程式

售價：新台幣 9,190 元/套(含報告)

訂購電話：(02)2769-2131 轉 21406 馬小姐

傳 真：(02)2766-9184

E-MAIL：pony@sinotech.org.tw