

行政院原子能委員會放射性物料管理局
委託研究計畫研究報告

低放射性廢棄物隧道處置
岩體滲透模式之建立

計畫編號：952006FCMA009

執行單位：國立台北科技大學 材料與資源工程系

計畫主持人：王泰典

報告日期：中華民國九十五年十二月

行政院原子能委員會放射性物料管理局
委託研究計畫研究報告

低放射性廢棄物隧道處置
岩體滲透模式之建立

計畫編號：952006FCMA009

執行單位：國立台北科技大學 材料與資源工程系

計畫主持人：王泰典

共同主持人：羅偉、趙振宇

報告日期：中華民國九十五年十二月

摘要

滲透模式為描述地下水流動和溶質傳輸行為的重要途徑，對於低放射性廢棄物的處置而言，透過適當的岩體滲透模式以及水力參數，發展合理的水文地質概念模式，為潛在場址評估與相關處置計畫的關鍵課題。

本計畫旨在探討岩體滲透行為影響因素—節理面導水特性與裂隙空間分佈網絡，其變異性以及對於滲透行為的影響程度。本報告為第一年度成果報告，主要針對裂隙岩體滲透模式進行探討。

基於等值連續體模式的觀念，透過代表性體積元素，結合完整岩材與節理面的力學行為與空間分佈特性，可描述岩體的力學組成模式與滲透模式，具有物理意義清晰、參數明確的優點。惟節理面內寬、空間分佈等十分複雜，通常需基於調查資料，透過統計分析或機率密度函數的概念求得相關特徵值，再採用數值模擬隨機生成裂隙網絡樣本，以供探求其導水特性。惟囿於岩體的滲透行為通常難以精確地描述，傳統多採現地試驗探求其滲透係數張量，再採均質等效的方法進行模擬。而不論是應用較多的呂琴透水試驗或其改良的雙孔式封塞試驗，皆無法直接求得滲透係數張量。交叉孔透水試驗雖可略加改善，惟僅能在地下水位面以下、距離邊界較遠，以及鑽孔較平行裂隙法線方向時，可得到較穩定的結果。

岩體的滲透行為十分複雜，在放射性處置措施場址的調查評估與規劃設計上，常依據調查成果建構場址的敘述性模型，再基於水文地質概念模式區分地層材料的滲透行為分區。就區域性尺寸觀點而言，前述作業程序為工程應用合理且務實的流程，惟就場址選址與相關設計的尺度而言，掌握岩體滲透特性，提供水文地質概念模式區分水力分區與模擬單元尺寸的有效參考，更具積極性的意義。本計畫後續擬持續探討此一課題，以供管制作業訂定相關規定的參考。

ABSTRACT

Hydraulic models play key roles for description of underground water flow and solute transportation. Concerned with the evaluation and design for repository of low radioactive residues, it is crucial to establish a realistic hydro-geological conceptual model based on an appropriate hydraulic model of rock masses and corresponding representative hydraulic parameters.

This project aims to explore the influence of the conductivity behavior of fractured plane and the discrete spreading of fractured networks in rock masses to its hydraulic behavior. This is the first-year report and the hydraulic models for fractured rock masses are reviewed herein.

Based on the concept of the equivalent continuum model, both of mechanical and hydraulic models can be described by integrating the mechanical behavior of intact rock, the special characters of joint sets and the mechanical properties on joint surfaces through a representative volume element. However, the aperture, strike, dip and the persistence of joint vary point to point. Statistics analysis and probability distribution function are usually conducted to determine the preferred parameters, or eigenvalues, of them in order to generate the discrete fractured network to explore the conductivity of rock masses. Due as the permeability tensor are of difficult to describe through modeling, field measurements such as conventional Lugeon test (single packed) and its modified procedure (double packed) are adopted. However, only an average value of permeability can be determined in these tests.

During the feasibility study and/or planning stage of disposal site for the repository of low radioactive residues, descriptive model are usually referred to develop the hydrogeological conceptual model and various conductive domains are divided accordingly. This procedure is a cannot but one and are for practical purpose. However, during the site selection and design stages, the hydrogeological model should be developed based on comprehensive understanding on the permeability of rock masses. These understanding are constructive not only in dividing conductive domain but also in selection of their size for simulation, and are important for calculation in design work. In the on going research of this project these topics are continued in order to provide effective references for administrative tasks.

目錄

摘要.....	I
ABSTRACT.....	II
目錄.....	III
表目錄.....	V
圖目錄.....	VI
第一章 緒言.....	1
1.1 計畫緣起.....	1
1.2 計畫目的.....	1
1.3 本報告內容.....	2
1.4 岩體滲透模式與滲流分析重點回顧.....	2
第二章 岩體力學組成模式與水力滲透模式.....	6
2.1 節理面上作用力之表示.....	6
2.2 單一節理面之力學行為.....	9
2.2.1 節理面之剪力行為.....	9
2.2.2 節理面之閉合行為.....	14
2.2.3 節理面之膨脹行為.....	16
2.3 岩體之變形行為.....	18
2.4 岩體之破壞模式與強度準則.....	22
2.4.1 完整岩材破壞之強度.....	22
2.4.2 節理面滑動破壞之強度.....	22
2.5 岩體之峰後行為.....	23
2.6 岩體之水力滲透模式.....	24
第三章 節理面導水特性探討.....	28
3.1 節理面的粗糙度與內寬.....	28
3.1.1 粗糙度的表示方式.....	28
3.1.2 節理面內寬.....	29
3.2 光滑平行板的滲流理論.....	30
3.2.1 立方律.....	30
3.2.2 水頭損失.....	31
3.2.3 立方律的適用範圍.....	32
3.3 節理面導水特性試驗研究.....	33
3.3.1 剪應力對裂隙水力傳導係數的影響.....	33
3.3.2 正應力對裂隙水力傳導係數的影響.....	36
3.3.3 充填物對節理面導水特性試驗研究.....	39
3.4 節理面導水特性數值模擬.....	39
3.4.1 合成裂隙的生成.....	39

3.4.2 節理面導水特性的數值模擬.....	41
第四章 節理面空間分佈建構方法	43
4.1 節理面空間分佈的量測與統計.....	43
4.2 節理面尺寸的統計.....	46
4.3 裂隙密度及頻率.....	48
4.4 裂隙網絡的數值模擬.....	49
4.4.1 二維合成裂隙網絡的模擬.....	49
4.4.2 三維合成裂隙網絡的模擬.....	50
第五章 岩體水力參數現地試驗	52
5.1 呂琴透水試驗.....	52
5.2 呂琴透水試驗之改善.....	53
5.2.1 Louis 之多段式透水試驗	53
5.2.2 雙封塞水力試驗.....	54
5.2.3 交叉孔透水試驗.....	55
第六章 結論與建議	57
6.1 結論.....	57
6.2 建議.....	58
參考文獻	60
附錄一 岩體評分值 RMR 與呂琴透水試驗施作概念簡述.....	69
附錄二 審查意見暨辦理情形彙整表	72

表目錄

表 4.1	Priest 與 Hudson(1981)建議的各種跡長分佈的理論密度與其均值	47
-------	---	----

圖目錄

圖 2.1	節理岩體示意圖.....	7
圖 2.2	節理座標系統之定義.....	7
圖 2.3	節理岩體之應力.....	8
圖 2.4	節理面上之曳引力.....	8
圖 2.5	節理面正規化剪力曲線與機動粗糙度係數 JRC_{mob} 關係(Barton 等, 1985)	10
圖 2.7	人工節理面之解壓與再壓剪力曲線(取自楊長義, 1992).....	12
圖 2.8	節理面剪力強度隨受剪長度影響之趨勢(Bandis 等, 1981).....	12
圖 2.9	節理面剪向勁度隨受剪長度影響之趨勢(Barton 等, 1985).....	13
圖 2.10	Barton 等(1985)對節理面剪向勁度受規模效應影響之修正.....	13
圖 2.11	單一節理面的閉合行為.....	14
圖 2.12	完整岩石與節理面閉合行為之比較(Bandis 等, 1983).....	16
圖 2.13	自然岩石節理面之反覆壓縮閉合行為(Bandis 等, 1983).....	16
圖 2.14	節理面之膨脹行為模式.....	17
圖 2.15	人工節理面之解壓與再壓膨脹曲線(取自楊長義, 1992).....	17
圖 2.16	節理變形引致岩體單位長度之變化示意圖.....	21
圖 3.1	裂隙水力學試驗阻力係數 λ 與雷諾數 R_e 關係(Pomm, 1966(間接取自張有 天, 2005)).....	32
圖 3.2	剪應力、法(正)向位移與剪(切)位移之關係(Esaki et al., 1992).....	35
圖 3.3	水力傳導係數與剪切位移之關係(Esaki et al., 1992).....	35
圖 3.4	趙振宇等(2004)有關節理面剪動—導水耦合行為之試驗與模擬成果.....	36
圖 3.5	人工裂隙流量與正向應力關係試驗結果(Nolte et al., 1989).....	37
圖 3.6	裂隙壓縮量與應力關係曲線(Nolte et al., 1989).....	38
圖 3.7	滲流量與機械內寬的關係(Nolte et al., 1989).....	38
圖 2.8	花崗岩模擬節理面之導水曲線(趙振宇等, 2006).....	39
圖 4.1	音射式孔內探測儀及原理(翁孟嘉等, 2006).....	44
圖 4.2	翁孟嘉等(2006)採用音射式孔內探測儀探測所得的鑽孔圖像.....	44
圖 4.3	鐘志忠等(2006)比較音射式孔內探測儀探查結果(左)與孔內攝影結果(右)	45
圖 5.1	Louis(1974)建議的透水試驗佈置(左)、傾斜裂隙面示意(中)及試驗段水流狀 態示意(右).....	53
圖 5.2	Jacob and Lohman 基型曲線(ASTM D 4630).....	55
圖 5.3	試驗段水力特性計算圖例.....	55

第一章 緒言

1.1 計畫緣起

滲透模式為描述地下水流動和溶質傳輸行為的重要途徑，地下空間的開發與應用等相關課題，通常需要依據場址特性，建構因應的滲透模式，以利評估、分析、預測或監控種種工程行為透過地下水傳輸方式與鄰近區域發生的相互反應。對於低放射性廢棄物的處置而言，透過適當的岩體滲透模式以及具代表性的水力參數，發展合理的水文地質概念模式，評估處置場址的水文地質特性，作為後續地下水流動以及放射性核種傳輸遷移模擬的基礎，為潛在場址評估與相關處置計畫的關鍵課題。

惟自然岩體中存在許多不連續面，如裂隙、層面、節理面與片理面等(本研究中節理面與裂隙面同為岩體中不連續面的泛稱)，使其力學與水力行為呈現異質性(heterogeneity)與異向性(anisotropy)，並造成模擬、分析與相關工程設計的困難。1980年代放射性棄廢物處理問題受到高度重視，水力壓裂、深井注入及隧道等地下處置概念漸漸形成(IAEA, 1982、1993)，岩體滲透行為遂有較深入的探討。國內過去針對低放射性廢棄物處置已於蘭嶼地區進行相當完整且全面的地質調查與研究(詹新甫, 1985；中興工程顧問社, 1987；泰興工程顧問公司, 1988；莊文星等, 1989；尤崇極等, 1991；李振誥, 1991、1992、1993；徐年盛等, 1991、1992、1993、1994；郭明錦, 1991、1992、1993、1994；紀立民, 1997)，惟過去的相關研究主要依據地表處置概念為基礎，迄今因社會環境因素變遷，地表處置推動之困難度過高，隧道或相關的地下結構成為較可能的處置措施，因此有必要於國內以往的調查與研究基礎之上，加入近年來國外針對岩體滲透行為相關模式、現地試驗、影響因素的研究成果(Holmén 與 Stigsson, 2001；Rhén等, 2003)，以至於滲透與其他場域行為如應力場、熱力場或化學場相互作用的耦合行為，以提昇我國水文地質相關課題研究水平以及低放射性廢棄物處置技術之能力。

1.2 計畫目的

本計畫旨在探討岩體滲透行為的兩大影響因素—節理面的導水特性與裂隙的空間分佈網絡(fracture networks)，其變異性以及對於岩體滲透模式的影響程度。除透過相關文獻的整理與評析外，本研究擬將蒐集整理國內外岩體水力參數相關試驗，以明瞭不同

岩體力學特性下，相應的岩體滲透行為、現地調查與試驗方法、以及相關水力參數量值的範圍。其次，本研究擬透過不同的岩體滲透模式進行參數分析，掌握滲透行為的主控因子，並探討現地應力、開挖擾動等環境因素的影響程度；繼而將整理國內地質調查報告與相關的水力試驗結果，嘗試建立或統計岩體力學特性如岩體評分值(rock mass rating, RMR)與水力參數如呂琴透水試驗(Lugeon test)成果之關係，並將蒐集具代表性的國外低放射性最終處置場址地質調查與規劃報告，系統地探討其地質調查、現地與室內試驗的方式、建構場址敘述性模型(site description)、水文地質概念模式(hydrogeological conceptual model)的詳細過程，以及水文地質分區中有關岩體部份的水力岩石分區(hydraulic rock domain, HRD)與水力通導分區(hydraulic conductor domain, HCD)的界定程序以及參數評估的方法，以掌握實務應用上建構岩體滲透模式的典型作業程序，以供後續應用之參考。最後本研究擬配合計畫主持人另案進行的水文地質現地試驗，擴大調查的範圍並增加調查的項目，除進一步提供探討岩體滲透行為的影響因素外，並可有效積累國內相關現地試驗經驗與量測資料。本研究並將依據研究所得，提出岩體水文地質現地試驗與水力參數調查之相關評述以及岩體滲透模式審查技術之建議。

1.3 本報告內容

本報告為本研究第一年度成果報告，主要針對裂隙岩體滲透模式進行探討，除本章下一節首先回顧岩體滲透模式與滲流分析相關研究外，第二章進一步介紹岩體滲透模式的發展，第三章及第四章分別探討節理面的導水特性與裂隙的空間分佈網絡，第五章則整理裂隙岩體水力參數的現地試驗方法，最後於第六章整理本年度研究所得結論，並提出建議與後續研究工作。

1.4 岩體滲透模式與滲流分析重點回顧

本節回顧數個岩體滲透模式與滲流分析相關研究，以做為後續研究的基礎。

1. Noorishad 等之節理岩體滲流分析

加州大學柏克萊分校 Noorishad 等(1971)發展一套二維節理岩體內滲流之有限元素分析程式，該模式可考慮完整岩石與節理面的變形，然無法對節理面滑動破壞及膨脹行為進行分析；至於節理面導水性則以流量立方律為基礎，結合岩體力學模式求解出節理

岩體力學與水力耦合行為下之聯立解，從而分析正交節理岩盤上壩基的穩定性。

2. Asgian 之節理岩體滲流耦合混合型分析模式

美國明尼蘇達大學 [Asgian\(1988\)](#) 結合有限差分法之 UDEC 與邊界元素法提出一套節理岩體滲流耦合行為之混合型(hybrid)數值分析模式，用於探討高壓灌注試驗下節理岩體的變形與水力傳導特性。但仍僅止於岩材的彈性範圍，節理面變形則可發展至滑動(slip)與膨脹變形，且仍採用較簡單之流量立方律做為滲流場之分析依據。

3. JRC-e 節理面導水耦合模式與 UDEC 離散元模式之結合應用

1971 年 [Cundall](#) 依據的離散元素法(DEM)發展之 UDEC 程式，可對岩體中每一組成岩塊及節理面逐一處理計算其受力行為。挪威地工技術研究所之 [Barton 等\(1992\)](#) 針對 Stripa 計畫中的地下坑洞開挖引致岩盤變形與導水性進行研究，亦引用該數值方法進行坑洞開挖周圍岩體力學行為的分析，至於岩體中節理面之導水性則以其發展之 JRC-e 導水耦合模式為基礎，再推算出岩盤內節理系導水性變化之分布。

4. Zhang 等有關岩體滲透係數張量之研究

[Zhang\(1996\)](#) 針對二向度裂隙岩體滲流情況，利用疊加原理採用 UDEC 程式計算通過單位正方形的雙向水流，基於兩組正交的座標系統估算滲透係數張量，並探討固定水力內寬與變化水力內寬二情況下的裂隙岩體模型，前者岩體滲透係數張量受裂隙型態的統計特性影響，如位態(方向)、追蹤長度、裂隙密度等，後者岩體滲透係數張量除前述因素外，尚受到作用應力高度影響，如主應力的方向、大小以及最大與最小主應力之比值等。

[Zhang 與 Sanderson \(1999\)](#) 進一步基於應力作用下岩體內裂隙定內寬與變內寬兩種模式，將前述其估算岩體滲透係數張量的方式，推廣應用於昇尺(scale up)二向度廣域的裂隙岩體，並曾應用於中國大陸三峽計畫船匣高陡邊坡岩體滲透性的估算，以評估邊坡錨固對於岩體滲透特性的影響([Zhang 等，1999](#))。

5. 李振浩等、鄧博維、洪浩原有關破裂岩體滲流之研究

[李振浩等\(1995\)](#) 利用裂隙張量的群集分佈(cluster distribution)引入裂隙張量，推估自然岩體中裂隙的平均位態與頻率(間距)，建立裂隙空間分佈特性與滲透係數之關係。[鄧博維\(1996\)](#) 與 [洪浩原\(1998\)](#) 應用 [李振浩等\(1995\)](#) 之成果，分別利用離散破裂面模式探討破

裂岩體中不連續裂面特性與其透水係數間之關係，並配合套裝程式 UDEC，發展出二維破碎岩體中地下水隧道滲流模式，在模式中分別考慮了各項影響地下水滲流量的因素，包括破裂面間距、破裂面方位角度、節理內寬在地表下受到應力的影響等。該等研究由破裂面之幾何特性分析出發，探討破裂面幾何特性參數之量化方法與統計分佈型態。最後，再以均質連續體觀點，考慮破裂岩體中含有大量的破裂面，並將其視為均質非均向之孔隙介質，同時以破裂面幾何參數為基礎，應用統計與機率的方法，推導透水係數、破裂面幾何參數與地層深度的關係。

6. 林碧山之破裂岩體地下水滲流與溶質傳輸研究

林碧山(1999)以破裂面網絡模式為基礎，結合了滲流方程式、質點傳輸機制，分析破裂岩層中的地下水滲流與質點傳輸。其中亦提出岩層當量導水係數的求法，以及以污染物穿透曲線套合近似解求得延散度的程序，並應用模式於實際工程上探討相關問題。研究中利用透析理論(percolation theory)，以瞭解發生滲流及污染物傳輸所需的岩石破裂程度，以破裂面網絡滲流模式探討岩體的整體導水係數，並比較孔隙介質滲流模式和破裂面網絡滲流模式在隧道滲流預測的異同性和所需條件。在滲流問題得到解析後，再以污染物傳輸模式結合透析理論，評估污染物的傳輸特性及岩層的延散度。

7. 林宏奕有關破裂岩體隧道開挖對滲透係數之影響研究

林宏奕(2001)利用 UDEC 程式估計破裂面於正應力作用下內寬閉合量，建立破裂岩體中應力與有效孔隙之關係，以破裂岩體有效孔隙推求滲透係數，建立力學行為與滲透係數之模型。該研究以雪山隧道作為分析案例，其結果顯示：破裂面位態影響岩體滲透係數異向性，為影響滲透係數改變量分布之最大因素。破裂面初始內寬影響閉合量甚鉅，為影響滲透係數改變量大小最大因素。破裂面間距影響應力分布，間距越大影響範圍越大。隧道大小也將影響分析結果，隧道半徑越大，開挖造成之滲透係數影響越大，距離越遠。應用於雪山隧道案例結果：距地表較深，隧道深度為 330 公尺之隧道周圍滲透係數增加 1%~4%，影響範圍約為三倍隧道半徑，而距地表較淺，深度為 185 公尺之隧道周圍滲透係數增加 5%~17%，影響範圍約為五倍隧道半徑，兩者皆受到應力與地質構造之影響。

8. 黃永玲有關規則節理岩體滲透模式之研究

黃永玲(2003)透過節理岩體之等值連續體觀念，並結合 Barton(1985)、Olsson 與

Barton(2001)所提之水力—力學耦合模式，將節理岩體力學與水力學作一關聯，提出一套可考慮應力影響之含非正交規則節理岩體滲透模式。該模式包含兩大部分：(一)非正交節理岩體之滲流模式；(二)應力—滲透耦合模式。在假設之條件下，研究結果顯示：岩體覆蓋層至一固定深度，滲透性趨於一致。側壓係數對流量影響，以岩體所含節理與正交位態差異加大時增大。等值岩體水力傳導係數隨著所含節理組數增加而增加。節理面受剪力作用時，因風化程度與殘餘摩擦角不同對滲透特性影響很小，且越高之正向應力條件，剪應力增量對節理面內寬改變量影響不大。節理面受正向應力作用時，JRC 值估計準確性是計算滲透性正確與否之關鍵因素。

第二章 岩體力學組成模式與水力滲透模式

王泰典(2003)基於等值連續體模式的觀念，透過代表性體積元素，結合完整岩材與節理面的力學行為，建立一套三向度岩體非線性力學組成模式。王泰典(2006)於國科會「裂隙岩體水力－力學耦合行為之研究」計畫中進一步推展該模式於岩體水力學的應用，本文首先摘錄其重點，以供後續探討岩體滲透模式建立與影響因素討論的基礎。

2.1 節理面上作用力之表示

岩層形成的過程中，由於大地應力的作用，常造成一些不連續面貫穿完整岩石，將岩石分割成許多塊體的組合，即是所謂的節理岩體(jointed rock masses)或裂隙岩體(fractured rock masses)，如圖 2.1 所示。為簡化目的，本文將這些不連續面，如層面、節理與劈理等，依一般岩石力學通用語統稱為節理(joint)或裂隙(fracture)，且將其中的某一特定面稱之為節理面或裂隙面。

節理的空間分佈通常以其走向(strike) β 與傾角(dip) γ 兩者來表示，如圖 2.2 所示。走向 β 表示某一節理面與地平面交線的方向，其量測係在地平面上，由正北方向採順時針方式，自 0° 變化至 180° ；傾角 γ 則表示該節理面在垂直走向方向，與地平面的夾角，係自地平面採順時針方式自 0° 向下變化至 90° 。因此節理面上的局部座標 nst ，其單位向量 \tilde{n} 、 \tilde{s} 及 \tilde{t} ，可同時採走向 β 及傾角 γ 兩者表示為：

$$\tilde{s} = \sin \beta \tilde{i} + \cos \beta \tilde{j} \quad (2.1a)$$

$$\tilde{t} = \cos \beta \cos \gamma \tilde{i} - \sin \beta \cos \gamma \tilde{j} - \sin \gamma \tilde{k} \quad (2.1b)$$

$$\tilde{n} = \tilde{s} \times \tilde{t} = -\cos \beta \sin \gamma \tilde{i} + \sin \beta \sin \gamma \tilde{j} - \cos \gamma \tilde{k} \quad (2.1c)$$

若某一節理面在第一象限且分別與大域座標 X 、 Y 與 Z 軸交於 A 、 B 與 C 三點，如圖 2.3 所示，令三角形 ABC 的面積為一單位，且法向量 $\tilde{n} = (n_x, n_y, n_z)$ ，則 ABC 面積在大域座標 X 、 Y 與 Z 三個方向上的投影分量分別為 n_x 、 n_y 與 n_z ，而三個投影面上的平均應力分別為 σ_x 、 τ_{xy} 、 τ_{xz} 、 σ_y 、 τ_{yx} 、 τ_{yz} 、 σ_z 、 τ_{zx} 與 τ_{zy} 。

基於力平衡原理，作用於節理面上的曳引力(traction) $\{F\}$ 與投影面上的平均應力

$\{\sigma\}$ 的關係為

$$\{F\} = [B]\{\sigma\} \quad (2.2)$$

其中

$$\{F\} = \{F_x, F_y, F_z\}^T \quad (2.3)$$

$$\{\sigma\} = \{\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}\}^T \quad (2.4)$$

$$[B] = \begin{bmatrix} n_x & 0 & 0 & n_y & 0 & n_z \\ 0 & n_y & 0 & n_x & n_z & 0 \\ 0 & 0 & n_z & 0 & n_y & n_x \end{bmatrix} \quad (2.5)$$

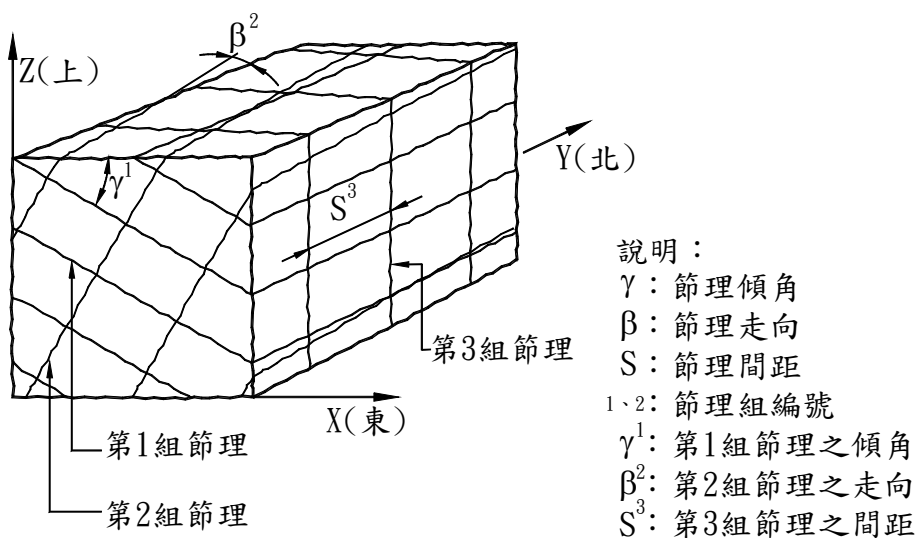


圖 2.1 節理岩體示意圖

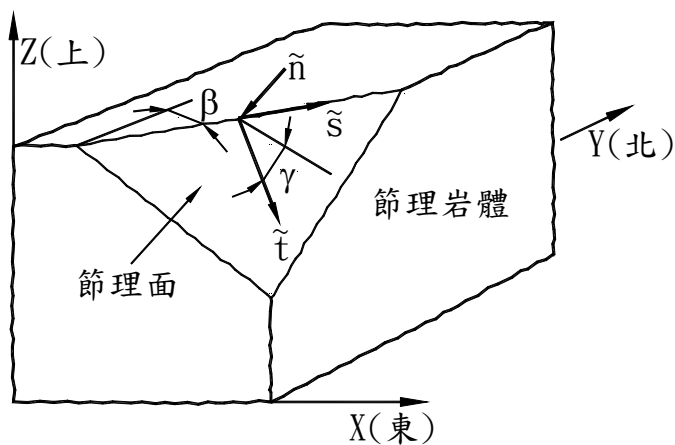


圖 2.2 節理座標系統之定義

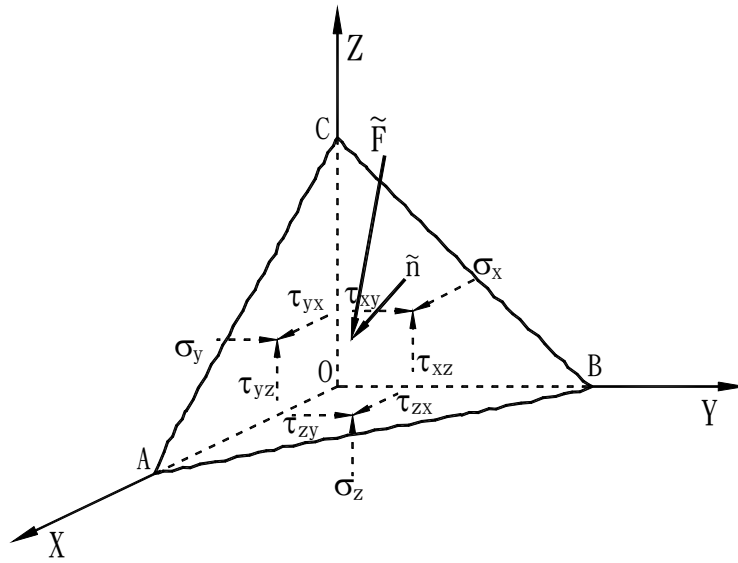


圖 2.3 節理岩體之應力

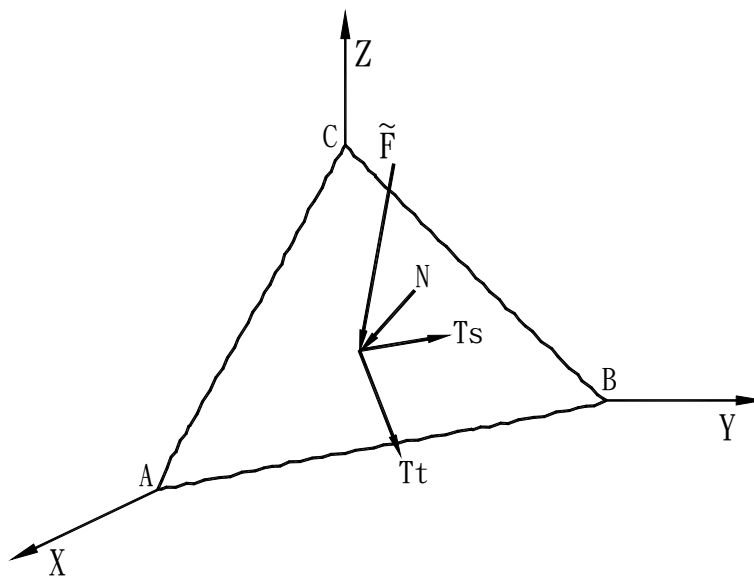


圖 2.4 節理面上之曳引力

節理面上的曳引力可以分解成 n 、 s 與 t 方向的三個分量，即 N 、 T_s 與 T_t ，如圖 2.4 所示。因 ABC 的面積為一單位，所以分力 N 的大小即等於作用於節理面上的正應力 σ_n ；而分力 T_s 與 T_t 的大小則等於剪應力 τ_s 及 τ_t 。其相互關係可表示為

$$\{\tau\} = \{\sigma_n, \tau_s, \tau_t\}^T = [L] \{F_x, F_y, F_z\}^T \quad (2.6)$$

其中矩陣 $[L]$ 為大域座標(X、Y、Z)及局部座標(n、s、t)的轉換矩陣，即

$$[L] = \begin{bmatrix} \cos(n,i) & \cos(n,j) & \cos(n,k) \\ \cos(s,i) & \cos(s,j) & \cos(s,k) \\ \cos(t,i) & \cos(t,j) & \cos(t,k) \end{bmatrix} \quad (2.7)$$

透過式(2.2)，則式(2.6)中局部座標上的應力 $\{\tau\}$ 可由大域座標上平均應力 $\{\sigma\}$ 表示為

$$\{\tau\} = [T]\{\sigma\} \quad (2.8)$$

其中 $[T] = [L][B]$ 。

2.2 單一節理面之力學行為

岩體受外力作用而變形時，其大部份變形係來自岩體內節理面的變形 $\{d\delta\}$ ，且節理面的力學行為具有高度的非線性特性，其組成關係可表示為

$$\{d\delta\} = [D]\{d\tau\} \quad (2.9)$$

或

$$\begin{Bmatrix} du_n \\ du_s \\ du_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{nn} & D_{ns} & D_{nt} \\ D_{sn} & D_{ss} & D_{st} \\ D_{tn} & D_{ts} & D_{tt} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\sigma_n \\ d\tau_s \\ d\tau_t \end{Bmatrix} \quad (2.10)$$

其中 $d\tau_s$ 與 $d\tau_t$ 為剪應力增量， du_s 與 du_t 為相對應的剪位移增量； $d\sigma_n$ 為正應力增量， du_n 為正向位移增量；而 $D_{ij}(i, j = n, s, t)$ 為節理面的柔度矩陣(compliance matrix)係數。為簡化問題，假設節理面材料性質為等向性，即式(2.10)中 $D_{sn} = D_{tn}$ 、 $D_{ns} = D_{nt}$ 、 $D_{st} = D_{ts}$ 及 $D_{ss} = D_{tt}$ 。

2.2.1 節理面之剪力行為

節理面的剪力變形特性與其粗糙度、密合程度及所含夾層材料的強度有關，並受正應力與試體大小而影響。[Goodman\(1969\)](#)由大量室內與現地直接剪力試驗結果，依據尖峰強度及殘餘強度在變形曲線上的相對位置，將節理面剪應力—剪位移曲線分為四類，即(1)新鮮節理面；(2)切割面或經砂紙磨平的光滑節理面；(3)粗糙且不含夾泥的節理面；及(4)含泥縫(seam)、剪裂帶(shear zone)或雲母碎片夾層的節理面等。尖峰剪力強度以

前，剪應力—剪位移曲線變化較快，且常具有非線性剪力行為，多數學者建議採雙曲線模式加以描述，如 Goodman, 1976；Bandis 等, 1981、1983。尖峰剪力強度之後，剪力行為常呈現應變軟化現象，較著名的預測模式包括 Goodman(1976)的雙折線模式、Wei 等(1986)的遞減模式等。

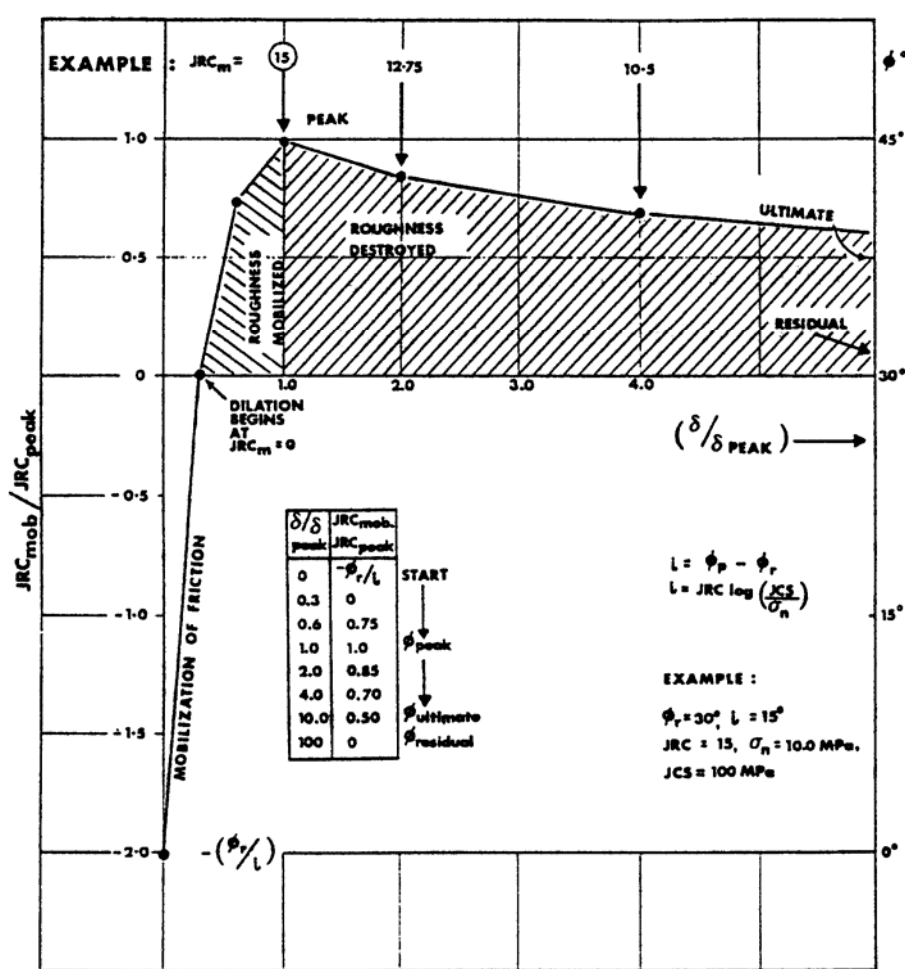


圖 2.5 節理面正規化剪力曲線與機動粗糙度係數 JRC_{mob} 關係(Barton 等, 1985)

Barton 等(1985)依據大量自然岩石節理面直接剪力試驗結果，將剪位移 u_s 對尖峰剪強度時的剪位移 u_s^p 進行正規化，發現不同正應力下的剪力曲線具有相似的特性，如圖 2.5 所示，進而將剪動過程中節理面剪力強度的發揮區分為數個階段，即(1)摩擦力機動段，剪力強度主要來自於節理面的摩擦力；(2)粗糙度機動段，因節瘤形成的粗糙特性影響，膨脹(dilatancy)效應逐漸發揮；(3)剪應力達到尖峰值，膨脹效應完全發揮，節理面粗糙度的影響達到最大，機動粗糙係數等於尖峰粗糙係數，即 $JRC_{mob} = JRC_{peak}$ ，

此時 $u_s = u_s^p$ ；(4)粗糙度減弱段，因節瘤陸續遭剪斷，粗糙度逐漸變小，膨脹效應式微；(5)殘餘強度段，節瘤全數遭剪斷，剪力強度為殘餘摩擦角所貢獻。

Barton 等的建議明確地劃分剪動過程中節理面粗糙特性對剪力行為的貢獻，且僅需 JRC 、 JCS 、 ϕ_b 及 u_s^p 等四個參數，即可描述節理面完整的剪力行為，經比較模擬材料複製花崗岩節理面的直接剪力試驗結果，如圖 2.6 所示，該正規化曲線具有良好描述節理面剪力行為的能力。

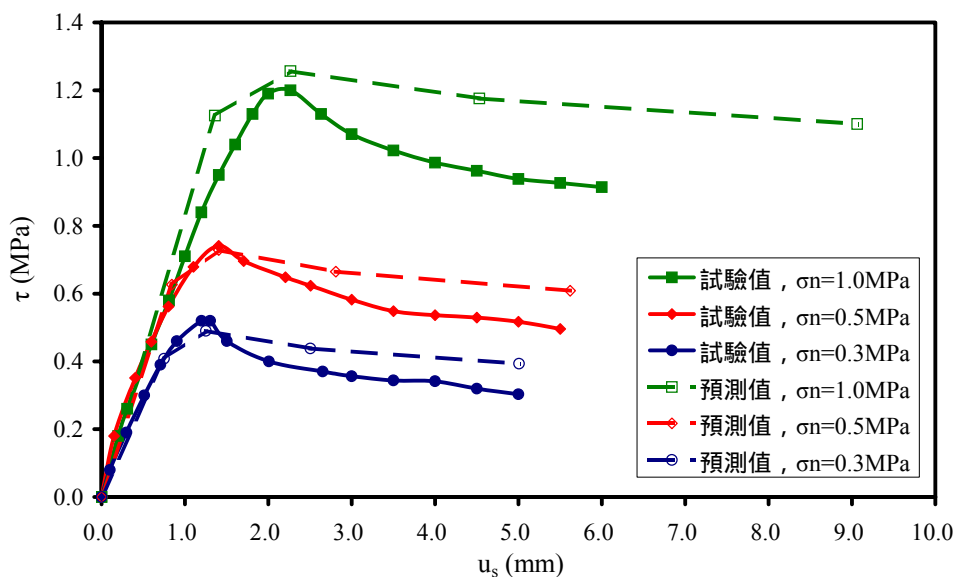


圖 2.6 Barton 等(1985)建議的節理面正規化剪力曲線與趙振宇(1999)採模擬材料試驗結果之比較

節理面解壓時，剪位移幾乎不可回復(irrecoverable)，且解壓曲線與再壓曲線幾乎重合(楊長義，1992)，如圖 2.7 所示。即解壓與再壓階段的剪向勁度 K_{si}^* 可視為一固定值，且遠大於初始加壓曲線的剪向勁度 K_{si} 。

另一影響節理面剪力變形特性的因素為其尺寸大小，即所謂的規模效應(scale effect)(Pratt 等，1974；Bandis 等，1981、1983)，節理面受剪的長度增加，其強度與剪向勁度有減小的趨勢，如圖 2.8 與圖 2.9 所示。Barton 等(1985)依據 650 個節理面直接剪力試驗結果，建議依受剪節理面的長度 L_n 評估尖峰剪力強度時的剪位移 u_s^p ，並修正 JRC 與 JCS 如下

$$u_s^p = \frac{L_n}{500} \left(\frac{JRC_n}{L_n} \right)^{0.33} \quad (2.11)$$

$$JRC_n = JRC_o \left(\frac{L_n}{L_o} \right)^{-0.02 JRC_o} \quad (2.12)$$

$$JCS_n = JCS_o \left(\frac{L_n}{L_o} \right)^{-0.03 JRC_o} \quad (2.13)$$

式中 JRC_n 、 JCS_n 與 JRC_o 、 JCS_o 分別為預測受剪長度為 L_n 與試驗受剪長度為 L_o 時，節理面粗糙係數與節理面壁完整岩材的單壓強度。式(2.11)至式(2.13)對規模效應影響節理面剪向勁度的修正結果如圖 2.10 所示。

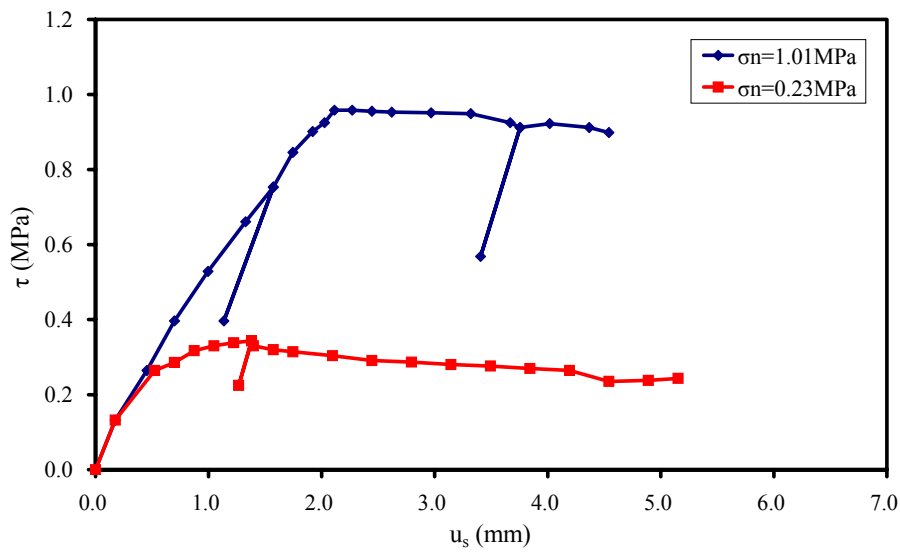


圖 2.7 人工節理面之解壓與再壓剪力曲線(取自楊長義，1992)

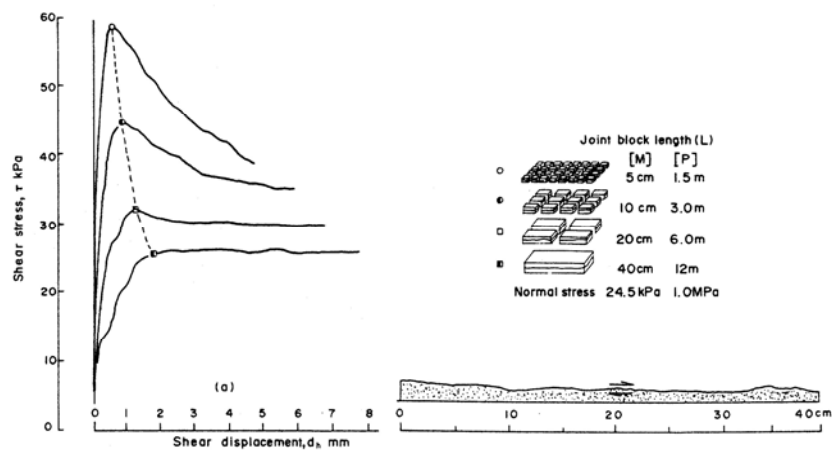


圖 2.8 節理面剪力強度隨受剪長度影響之趨勢(Bandis 等，1981)

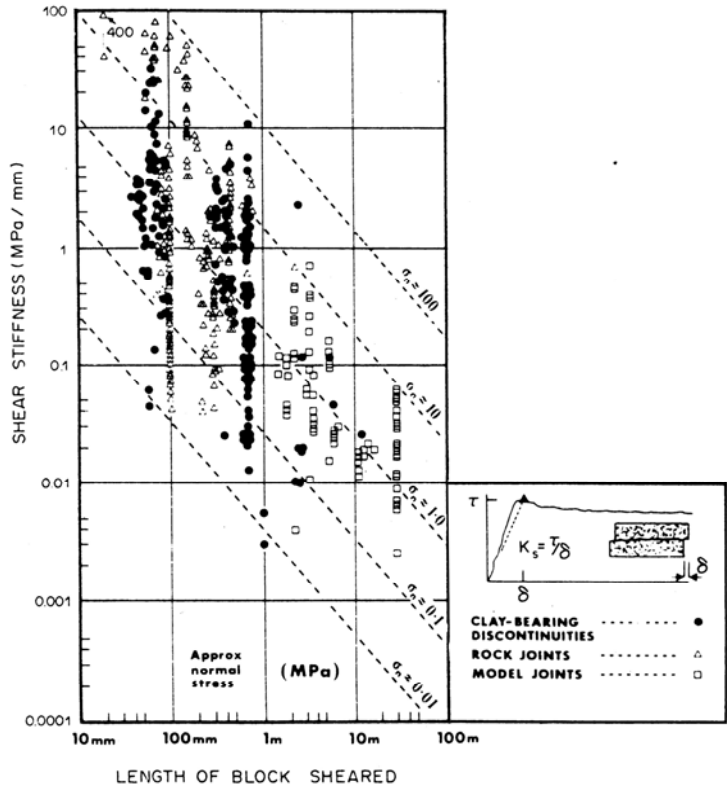


圖 2.9 節理面剪向勁度隨受剪長度影響之趨勢(Barton 等，1985)

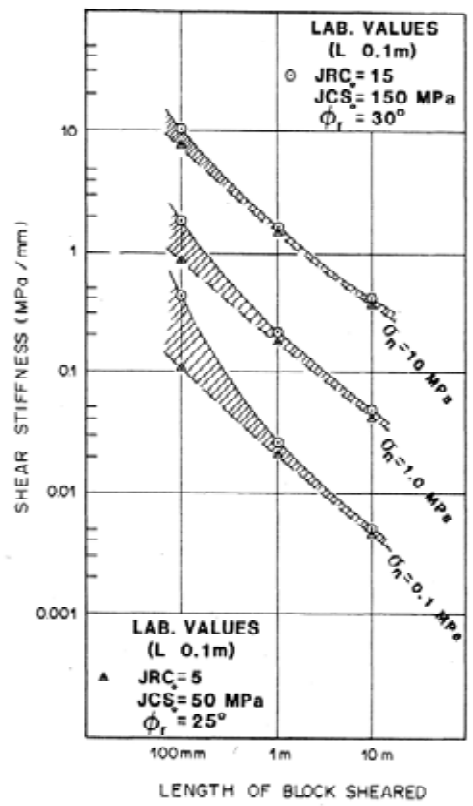


圖 2.10 Barton 等(1985)對節理面剪向勁度受規模效應影響之修正

Barton 等(1985)建議的節理面正規化剪力曲線物理意義清晰，相關參數如 JRC 與 JCS 亦應用於其另行發展的 Q 系統岩體分類法中(Barton, 1996)，為工程界廣泛應用且容易評估求得。因此採其建議描述節理面加壓階段的剪力行為，並依式(2.11)至式(2.13)修正規模效應的影響；至於解壓與再壓階段，則依模擬材料的試驗結果(楊長義, 1992)，假設剪向勁度 K_{si}^* 為初始加壓曲線剪向勁度 K_{si} 的 2 倍。

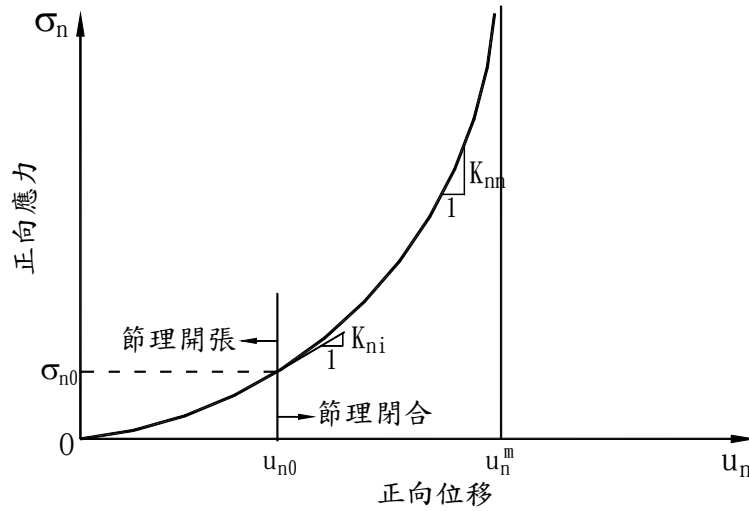


圖 2.11 單一節理面的閉合行為

2.2.2 節理面之閉合行為

1976 年 Goodman 等依據試驗結果得知，作用於節理面的正應力 σ_n 與其正向位移 u_n 的關係可採雙曲線函數表示，如圖 2.11 所示。近年來許多學者亦證實該關係具有非線性特性，其中 Bandis 等(1983)建議的描述公式應用最為廣泛，即

$$\sigma_n = \frac{u_n}{a_n - b_n \cdot u_n} \quad (2.14)$$

式中，常數 $a_n = 1/K_{ni}$ ， $b_n = a_n/u_n^m$ 。為簡化目的，式(2.14)已假設圖 2.11 中的初始接觸壓力 σ_{no} (seating pressure) 及節理面初始張開量 u_{no} (initial opening) 為零。由式(2.14)可求得節理面的切線正向勁度(tangential normal stiffness) K_{nn} 為

$$K_{nn} = \frac{\partial \sigma_n}{\partial u_n} = \left[a_n \left(1 - \frac{b_n}{a_n} u_n \right)^2 \right]^{-1} \quad (2.15)$$

或表示為

$$K_{nn} = K_{ni} \left(1 - \frac{\sigma_n}{u_n^m K_{ni} + \sigma_n} \right)^{-2} \quad (2.16)$$

式中 K_{ni} 及 u_n^m 與節理面種類有關，並受初始應力大小而影響。前述式(2.10)中正向柔度(normal compliance) D_{nn} 為 K_{nn} 之倒數，即 $D_{nn} = 1/K_{nn}$ 。

關於節理面解壓(unloading)狀態下的正向變形行為，Goodman 等(1976)曾建議採完整岩材的解壓特性代表之。然而，節理面受到加壓解壓作用時，其行為如圖 2.12 所示，亦為一雙曲線型式，具有大量不可回復(irrecoverable)變形，且呈現加壓解壓的遲滯(hysteretic)現象，與完整岩材的行為迥然不同。Bandis 等(1983)分別採新鮮及風化岩石節理面進行反覆正向壓縮試驗，發現節理面的不可回復變形量及遲滯現象與節理面的風化程度有關，其中新鮮節理面第二循環以後加壓解壓的遲滯現象逐漸減少，且每一循環再壓曲線形狀均相似，如圖 2.13 所示。Herdocia(1985)由岩石模擬材料試驗結果得知，節理面在不同正應力狀態下解壓，正向變形的不可回復量亦各不相同。

楊長義(1992)採人工張裂節理面製作法，配合模擬材料複製節理面，經由反覆加壓解壓試驗獲致與 Bandis 等(1983)及 Herdocia(1985)相近的試驗結果，並提出下式描述解壓與再壓階段節理面的正向變形行為

$$\sigma_n = \frac{u_n}{a_n^* - b_n^* \cdot u_n} \quad (2.17)$$

式中 $a_n^* = 1/K_{ni}^*$ ， K_{ni}^* 為解壓與再壓曲線的初始正向勁度(在 $\sigma_n = 0$ 處)； $b_n^* = a_n^*/u_m^*$ ，且 $u_m^* = u_n^c - u_n^{ir}$ ， u_n^c 為自正應力 σ_n^c 解壓時對應的正向位移， u_n^{ir} 為對應的不可回復變形量，即

$$u_m^* = \begin{cases} u_n^c \left(1 - k_n \frac{\sigma_n^c}{\sigma_n^m} \right) & (\sigma_n^c < \sigma_n^m) \\ u_n^m (1 - k_n) & (\sigma_n^c \geq \sigma_n^m) \end{cases} \quad (2.18)$$

式中 σ_n^m 為達到最大閉合量 u_n^m 時對應的正應力， k_n 為最大不可回復變形量的比例值，隨節理面性質而異，可由試驗結果統計求得，楊長義(1992)建議 k_n 為 50%。

王泰典(2003)採式(2.14)及式(2.17)分別描述加壓階段、解壓與再壓階段節理面的正

向變形行為。

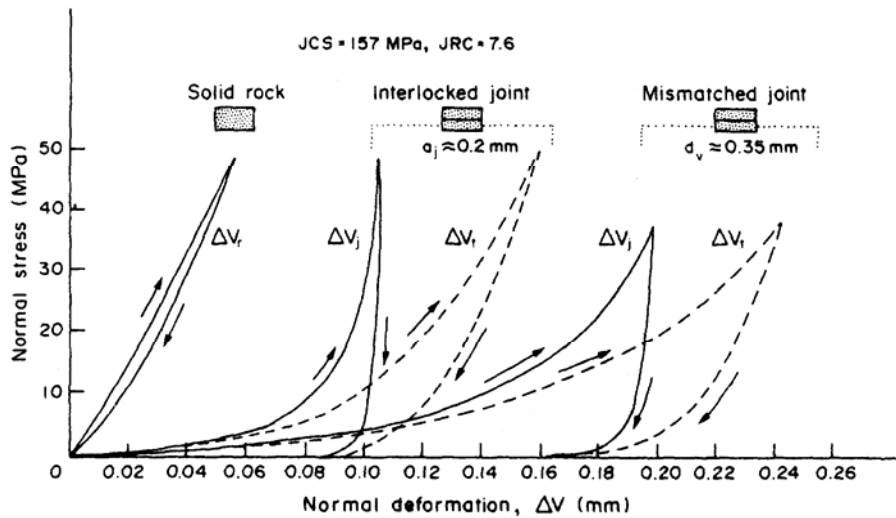
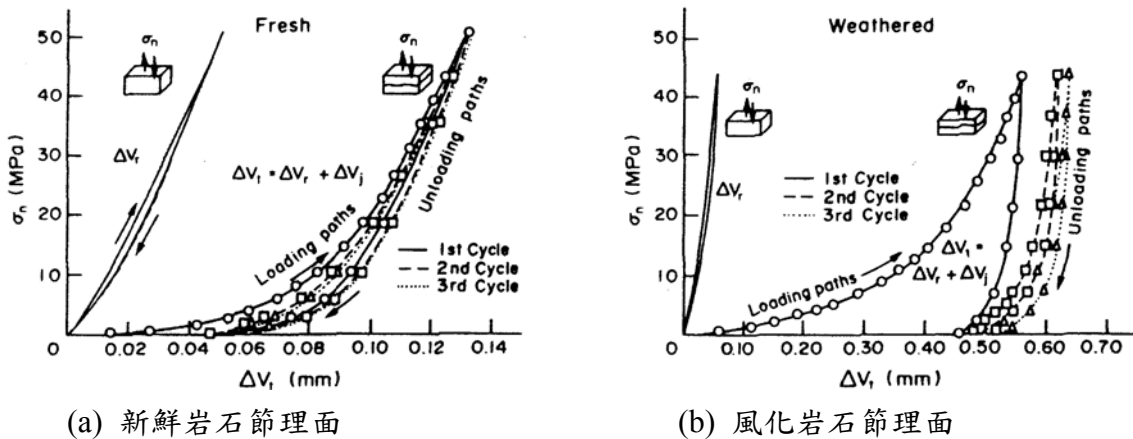


圖 2.12 完整岩石與節理面閉合行為之比較(Bandis 等，1983)



(a) 新鮮岩石節理面

(b) 風化岩石節理面

圖 2.13 自然岩石節理面之反覆壓縮閉合行為(Bandis 等，1983)

4.2.3 節理面之膨脹行為

節理面剪動過程中，因節理粗糙特性影響，同時產生正向位移，即所謂的膨脹效應，其關係通常簡化如圖 2.14 所示，膨脹曲線達到尖峰剪位移前具線性關係，膨脹角 (dilatancy angle) i 為固定值，而尖峰剪位移後則無膨脹性。Barton 等(1973)曾依據其所發展的剪力強度公式，建議尖峰膨脹角的下限值為

$$i_{dil} = \frac{1}{2} JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \quad (2.19)$$

由式(2.19)可求得加壓階段的膨脹因子(dilatancy factor) $\lambda_d = \tan(i_{dil})$ ，即 $\lambda_d = du_n/du_s$ ，其值與節理面粗糙特性及節理面壁完整岩材的單壓強度有關，並受正應力大小而影響，因此式(2.10)中 $D_{ns} = \lambda_d D_{ss}$ 。而式(2.10)中正應力造成的剪位移，即所謂的耦合剪切變形(coupled shear deformation)，可假設其值均為零，即 $D_{sm} = D_{m} = 0$ 。

節理面因膨脹效應造成的正向位移，在解壓階段幾乎不可回復，且再壓階段膨脹效應亦不顯著，如圖 2.15 所示。因此假設解壓與再壓階段節理面的膨脹因子消失，即 $\lambda_d = 0$ ；而各耦合剪切變形亦為零。

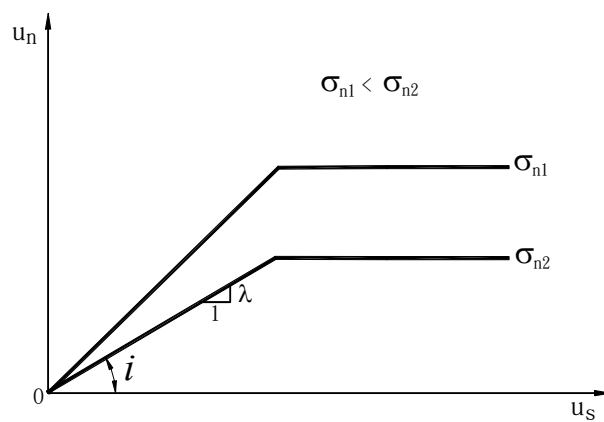


圖 2.14 節理面之膨脹行為模式

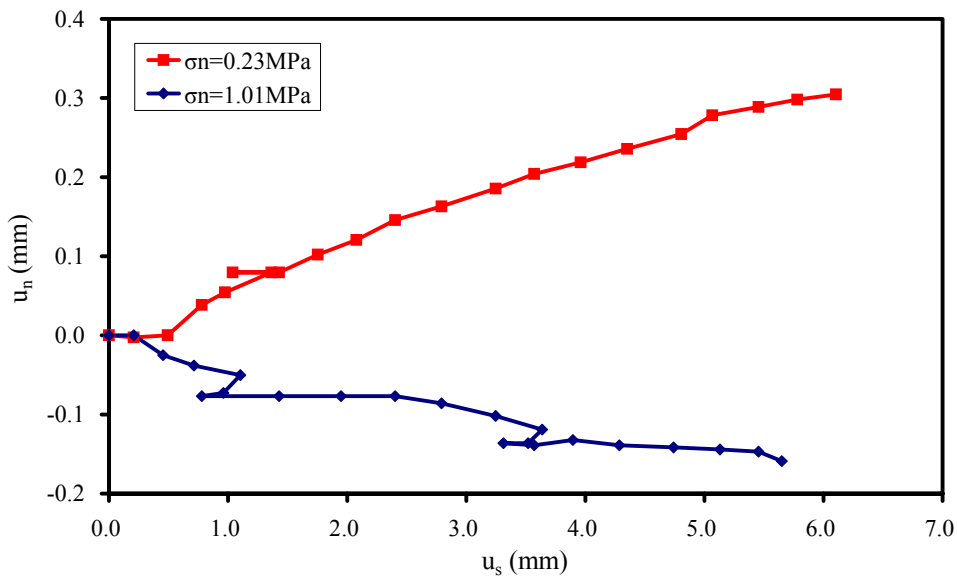


圖 2.15 人工節理面之解壓與再壓膨脹曲線(取自楊長義，1992)

2.3 岩體之變形行為

岩體受到外力作用時，其總變形將來自完整岩材的變形與節理面的位移兩部份。將此種岩體變形依等值連續體模式觀念，可採統體平均方式處理岩體的應力—應變曲線。

首先假設有一長、寬、高各為一單位的岩體，即所謂的代表性體積元素，其應力狀態為 $\{\sigma\}$ ，若此岩體受一微小應力增量 $\{d\sigma\}$ 作用時，對應產生的微小應變增量 $\{d\varepsilon\}$ 係由完整岩材的應變增量 $\{d\varepsilon^I\}$ 及節理面的應變增量 $\{d\varepsilon^J\}$ 兩部份所組成，即

$$\{d\varepsilon\} = \{d\varepsilon^I\} + \{d\varepsilon^J\} \quad (2.20)$$

完整岩材的應力—應變曲線常為應變軟化型式。尖峰強度前，完整岩材的應變 $\{d\varepsilon^I\}$ 可依據其組成律描述如下：

$$\{d\varepsilon^I\} = [C^I]\{d\sigma\} \quad (2.21)$$

其中 $[C^I]$ 為完整岩材的彈性矩陣(elastic matrix)，即

$$[C^I] = \frac{1}{3K(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \quad (2.22)$$

式中 K 、 ν 分別為完整岩材的統體模數(bulk modulus)與包松比(Poisson's ratio)，其值視受壓過程中，不同應力大小引致其孔隙閉合、裂縫延伸與連接等變化而異，為簡化目的，假設其值均為固定值。尖峰強度後統體模數 K 與包松比 ν 的變化十分劇烈，通常改由三軸試驗結果定義出塑性潛能函數，再透過正交法則描述塑性應變的大小與方向。

節理面的應變 $\{d\varepsilon^J\}$ 方面，考慮岩體中第 α 組節理的其中某一節理面，若岩體受一微小應力增量 $\{d\sigma\}$ 作用時，此一節理面上的應力增量 $\{d\tau\}$ 可以透過大域座標(X、Y、Z)與局部座標(n、s、t)的轉換矩陣 $[L^\alpha]$ (式 4.6)，以及節理面上曳引力 $\{dF\}$ 與投影面上平均應力 $\{d\sigma\}$ 的關係 $[B^\alpha]$ (式 4.2)求得，即

$$\{d\tau^\alpha\} = [L^\alpha][B^\alpha]\{d\sigma\} \quad (2.23)$$

而其造成該節理面的位移 $\{d\delta^\alpha\}$ ，可透過節理面的組成律(式(4.9))求得，即

$$\{d\delta^\alpha\} = [D^\alpha] \{d\tau^\alpha\} \quad (2.24)$$

透過大域座標與局部座標的轉換矩陣 $[L^\alpha]$ ，可進一步將 $\{d\delta^\alpha\}$ 轉換為大域座標上節理的變位 $\{du^\alpha\}$ ，即

$$\{du^\alpha\} = [L^\alpha]^T \{d\delta^\alpha\} \quad (2.25)$$

或表示為

$$\{du^\alpha\} = [L^\alpha]^T [D^\alpha] [L^\alpha] [B^\alpha] \{d\sigma\} \quad (2.26)$$

若第 α 組節理的法向量 $\tilde{n}^\alpha = (n_x^\alpha, n_y^\alpha, n_z^\alpha)$ ，且間距為 S^α ，則沿大域座標 X、Y、Z 軸，單位長度內該節理面出現的頻率分別為 n_x^α/S^α 、 n_y^α/S^α 、 n_z^α/S^α ，即岩體受一微小應力增量 $\{d\sigma\}$ 作用時，該岩體中第 α 組節理造成 X、Y、Z 軸方向單位長度的變化量分別為 $du_x^\alpha \cdot n_x^\alpha/S^\alpha$ 、 $du_y^\alpha \cdot n_y^\alpha/S^\alpha$ 、 $du_z^\alpha \cdot n_z^\alpha/S^\alpha$ ，如圖 2.16 所示。若岩體共具有 M_J 組節理，則其造成 X、Y、Z 軸方向單位長度的變化量可採疊加方式求得，分別為 $\sum_{\alpha=1}^{M_J} du_x^\alpha \cdot n_x^\alpha/S^\alpha$ 、

$$\sum_{\alpha=1}^{M_J} du_y^\alpha \cdot n_y^\alpha/S^\alpha \text{ 及 } \sum_{\alpha=1}^{M_J} du_z^\alpha \cdot n_z^\alpha/S^\alpha \text{。}$$

岩體的變形很小(infinitesimal)時，依據等值連續體模式觀念，可採統體平均方式計算岩體各應變分量，參考如圖 2.16(c)，即

$$d\varepsilon_x^J = \frac{l_x - L_x}{L_x} = \frac{\left(1 + \sum_{\alpha=1}^{M_J} \frac{du_x^\alpha \cdot n_x^\alpha}{S^\alpha}\right) - 1}{1} = \sum_{\alpha=1}^{M_J} \frac{du_x^\alpha \cdot n_x^\alpha}{S^\alpha} \quad (2.27a)$$

$$d\gamma_{zx}^J = 2 \cdot d\varepsilon_{zx}^J = \frac{\pi}{2} - \xi_{zx} \cong \sum_{\alpha=1}^{M_J} \frac{du_z^\alpha \cdot n_x^\alpha + du_x^\alpha \cdot n_z^\alpha}{S^\alpha} \quad (2.27b)$$

同理可得

$$d\varepsilon_y^J = \sum_{\alpha=1}^{M_J} \frac{du_y^\alpha \cdot n_y^\alpha}{S^\alpha} \quad (2.27c)$$

$$d\varepsilon_z^J = \sum_{\alpha=1}^{M_J} \frac{du_z^\alpha \cdot n_z^\alpha}{S^\alpha} \quad (2.27d)$$

$$d\gamma_{xy}^J = \sum_{\alpha=1}^{M_J} \frac{du_x^\alpha \cdot n_y^\alpha + du_y^\alpha \cdot n_x^\alpha}{S^\alpha} \quad (2.27e)$$

$$d\gamma_{yz}^J = \sum_{\alpha=1}^{M_J} \frac{du_y^\alpha \cdot n_z^\alpha + du_z^\alpha \cdot n_y^\alpha}{S^\alpha} \quad (2.27f)$$

經整理得

$$\{d\varepsilon^J\} = \sum_{\alpha=1}^{M_J} [T^\alpha][D^\alpha][T] \{d\sigma\} \frac{1}{S^\alpha} \quad (2.28)$$

或表示為

$$\{d\varepsilon^J\} = [C^J] \{d\sigma\} \quad (2.29)$$

其中

$$[C^J] = \sum_{\alpha=1}^{M_J} [T^\alpha][D^\alpha][T] \frac{1}{S^\alpha} \quad (2.30)$$

且 $\{d\varepsilon^J\} = \{d\varepsilon_x^J \quad d\varepsilon_y^J \quad d\varepsilon_z^J \quad d\gamma_{xy}^J \quad d\gamma_{yz}^J \quad d\gamma_{zx}^J\}^T$ ， $[T] = [L][B]$ 。因節理面的膨脹行為常使其柔度矩陣 $[D]$ 具不對稱性，故 $[C^J]$ 常為不對稱矩陣。

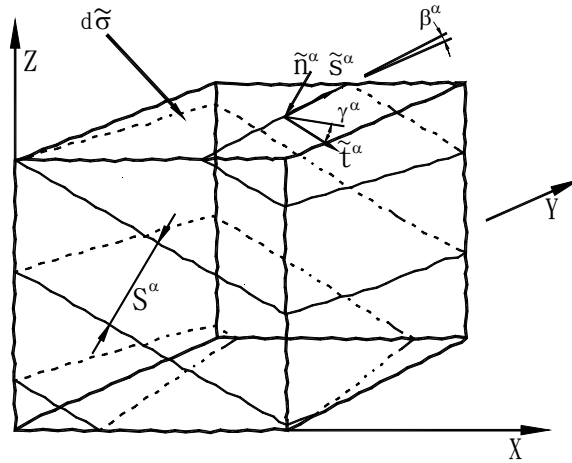
結合式(2.20)、式(2.21)與式(2.29)，即可預測節理岩體的統體平均應變。

由於採用微小應力—應變增量(increment)形式，透過變形運動學條件(kinematics of deformation)，求得微小變形下諧合的(compatible)岩體平均應變，所得的應力—應變曲線不僅可描述岩體破壞前的變形行為，亦適用於峰後行為的預測。因所考慮的節理面力學行為均係非線性，所得的岩體應力—應變曲線亦具非線性特性。故此三向度岩體變形性組成模式可考慮含任意方向、間距及力學行為的規則節理岩體，在多軸荷重及反覆解壓再壓情況下非線性的完整應力—應變曲線。

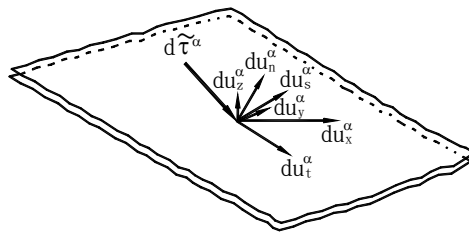
值得一提的是岩體破壞前，王泰典(2003)所提模式與 Huang 等(1995)依據平均應變能及能量守恆觀念建立的三向度節理岩體組成模式，具相同的形式，即

$$\{d\varepsilon\} = ([C^I] + [C^J]) \{d\sigma\} = [C] \{d\sigma\} \quad (2.31)$$

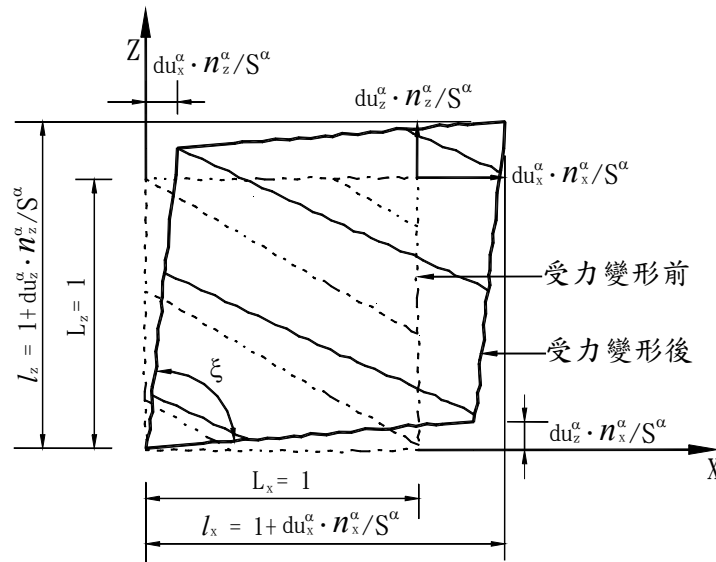
其中 $[C]$ 為岩體的彈性矩陣。



(a) 長、寬、高各為一單位之岩體受 $\{d\sigma\}$ 作用與第 α 組節理面之透視示意圖



(b) 第 α 組節理面上之應力增量 $\{d\tau^\alpha\}$ 及其引致的變形



(c) 第 α 組節理之變形引致岩體於 XZ 平面上單位長度之變化

圖 2.16 節理變形引致岩體單位長度之變化示意圖

2.4 岩體之破壞模式與強度準則

節理岩體的破壞模式主要可分為：(1)沿完整岩材張裂破壞模式；(2)沿完整岩材剪裂破壞模式；(3)沿節理面滑動破壞模式；(4)前述三者的混合破壞模式；以及(5)岩體轉動破壞模式等(楊長義，1992；Singh 等，2002)。其中轉動破壞模式常見於節理面持續性(persistence)較差的磚型(masonry)節理岩體。針對含連續節理面的規則節理岩體，多軸應力下岩石張裂破壞常轉變為剪裂破壞，採完整岩材破壞模式來代表，並假設規則節理岩體的破壞模式為完整岩材破壞與節理面滑動破壞兩大類，其破壞準則概述如后。

2.4.1 完整岩材破壞之強度

岩體完全由完整岩材發生破壞時，其破壞強度可由 Mohr-Coulomb 破壞準則來表示，即

$$f_p = \sigma_1 - N_{\phi_p} \sigma_3 - 2c_p (N_{\phi_p})^{1/2} \quad (2.32)$$

式中 $N_{\phi_p} = \frac{1 + \sin \phi_p}{1 - \sin \phi_p}$ ，而 ϕ_p 及 c_p 分別為完整岩材的尖峰摩擦角與尖峰凝聚力。

若岩體的應力狀態 $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ 滿足式(2.32)中 $f_p = 0$ ，則發生完整岩材破壞模式。

2.4.2 節理面滑動破壞之強度

假設節理面材料為等向性，則節理面強度為等向性且其剪力強度 τ_s^p 可採 Barton 經驗公式表示為

$$\tau_s^p = \sigma_n \left[JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_b \right] \quad (2.33)$$

其中 Barton 建議上式右側中括號內數值上限為 70° 。

岩體受到外力作用時，若任一組節理面所受的最大剪應力 τ_{\max} 超過其剪力強度 τ_s^p 時，則岩體將沿該組節理面最大剪應力方向發生滑動破壞，即

$$|\tau_{\max}| \geq |\tau_s^p| \quad (2.34)$$

其中 $\tau_{\max} = \sqrt{\tau_s^2 + \tau_t^2}$ ，而 τ_s 、 τ_t 可由式(2.8)求得。

同時，假設節理面不能承受任何張應力，即節理面上的正應力 σ_n 必須滿足

$$\sigma_n \leq 0 \quad (2.35)$$

否則節理面發生張開分離破壞。

2.5 岩體之峰後行為

完整岩材破壞或節理面滑動破壞後，常呈現應變軟化現象，故節理岩體的峰後行為 (post-peak behavior) 亦具應變軟化的特性。尖峰強度後岩體所能承受的荷載下降，需選擇適當的荷載形式如應變控制方式，方能避免發生不穩定的劇烈破壞如岩爆現象，以求得岩體完整的應力—應變曲線。

假設規則節理岩體的兩種破壞模式中，節理面受剪達尖峰剪力強度破壞後，因節理面陸續遭剪斷，粗糙度逐漸變小，膨脹效應式微，可採 Barton 等(1985)建議的節理面正規化剪力曲線，透過 JRC 、 JCS 、 ϕ_b 及 u_s^p 等四個參數，描述其應變軟化型式的剪位移—剪應力特性，如 2.2 節所述。因此以下將針對完整岩材破壞後的應力—應變曲線，做一說明。

如前節所述，岩體的應力狀態滿足式(2.32)中 $f_p = 0$ 時，發生完整岩材破壞現象，若依 Mohr-Coulomb 破壞準則預測其強度，因完整岩材的尖峰摩擦角 ϕ_p 與尖峰凝聚力 c_p 不隨應變增加而變化，故在某一圍壓條件下岩體的強度保持固定，即岩體屬完全彈塑性行為。實則岩體破壞後其應力—應變曲線為應變軟化型式，強度隨應變的增加而下降，故基於 Mohr-Coulomb 破壞準則，考慮完整岩材的摩擦角、凝聚力與膨脹角等參數，隨塑性剪應變 ε^{ps} 的增加而下降，更能適當地描述其完整的應力—應變曲線。

完整岩材破壞後的塑性變形行為，可採塑性潛能函數描述為

$$g = \sigma_1 - N_\psi \sigma_3 - 2c_d (N_\psi)^{1/2} \quad (2.36)$$

式中 $N_\psi = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi}$ ，而 ψ 為膨脹角， c_d 為常數。

依據塑性理論的正交法則，可求得最大與最小塑性主應變增量 $d\varepsilon_1^p$ 與 $d\varepsilon_3^p$ ，分別為

$$d\varepsilon_1^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_1} = \lambda \quad (2.37)$$

$$d\varepsilon_3^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_3} = -\lambda N_\psi \quad (2.38)$$

式中 λ 為一塑性正乘數，其值大於或等於零。而 ψ 、 c_d 與 λ 等可由完整岩材的三軸試驗結果求得。

定義塑性剪應變增量 $d\varepsilon^{ps}$ 為

$$d\varepsilon^{ps} = \left[\frac{1}{2} (d\varepsilon_1^p - d\varepsilon_m^p)^2 + \frac{1}{2} (d\varepsilon_m^p)^2 + \frac{1}{2} (d\varepsilon_3^p - d\varepsilon_m^p)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.39)$$

其中

$$d\varepsilon_m^p = \frac{1}{3} (d\varepsilon_1^p + d\varepsilon_3^p) \quad (2.40)$$

由 $d\varepsilon^{ps}$ 累加求得塑性剪應變 ε^{ps} ，即可依據三軸試驗結果，求得完整岩材的摩擦角 ϕ 、凝聚力 c 與膨脹角 ψ 等參數隨塑性剪應變 ε^{ps} 增加而下降的關係，即

$$\phi = f(\varepsilon^{ps}) \quad (2.41a)$$

$$c = f(\varepsilon^{ps}) \quad (2.41b)$$

$$\psi = f(\varepsilon^{ps}) \quad (2.41b)$$

依據式(2.21)、式(2.32)、式(2.36)與式(2.41)，即可描述完整岩材破壞後的應變軟化力學特性，進而預測規則節理岩體完整的應力—應變曲線。

2.6 岩體之水力滲透模式

王泰典(2003)建立的非線性岩體力學組成模式係基於等值連續體模式的觀念，透過代表性體積元素，結合完整岩材與節理面的力學行為，該模式考量完整岩材應變軟化及節理面剪力強度與剪向勁度隨剪位移變化的特性，可描述含任意方向、間距及力學行為的規則節理岩體，在多軸荷重及反覆解壓再壓情況下非線性的完整應力—應變曲線。就裂隙岩體水力滲透的觀點，該模式的推導係假設一已知節理面空間分佈、節理面內寬、

粗糙度、連續度等特性的裂隙岩體，透過統體平均方式描述考慮岩體受力後的變形。換言之，若節理面的空間分佈等條件已知，則透過該模式即可描述岩體受力過程中完整岩石與各組節理面裂隙的閉合、剪動與剪脹行為。因此，若能建立完整岩石的應變與滲透係數的關係，以及節理面閉合、剪動與剪脹行為與其滲透係數的局部座標關係，再透過座標轉換轉回大域座標，即可求得裂隙岩體的等效滲透係數張量，進一步推廣為可考慮水力-力學耦合行為的水力滲透模式。

茲以一含多組節理的岩體為例，自一維、二維至三維問題說明其等效滲透性張量。

1. 一維問題

一維問題情況下，設有一組與 x 軸平行的節理面，內寬為 a ，間距為 S ，節理面水力坡降為 i_x ，在節理面為光滑情況下，節理面滲流的流速為

$$v_x = -\frac{ga^2}{12\mu_k} i_x \quad (2.42)$$

式中： μ_k 為水的運動粘滯係數，其值與溫度有關。式(2.42)用 Darcy 定律表示為

$$v_x = -k_x i_x \quad (2.43)$$

則考慮節理面間距 S 情況下，宏觀的裂隙岩體的滲透係數為

$$k_x = \frac{ga^3}{12\mu_k S} \quad (2.44)$$

2. 二維問題

考慮岩體中存在 n 組節理面中的某一組，節理面內寬為 a ，間距為 S ，節理面法線方向與 x 軸的夾角為 α ，則法線方向餘弦 $n_x = \cos \alpha$ ， $n_y = \sin \alpha$ 。平面上最大的水力坡降為 $i = (i_x, i_y)$ ，其中 i_x 、 i_y 分別為 x 、 y 軸方向水力坡降的分量，則在節理面方向的水力坡降 i_f 為

$$i_f = i_x \sin \alpha - i_y \cos \alpha \quad (2.45)$$

i_f 在 x 、 y 軸的分量為 $i_{f_x} = i_f \sin \alpha$ 、 $i_{f_y} = -i_f \cos \alpha$ ，即

$$i_{f_x} = i_x \sin^2 \alpha - i_y \cos \alpha \sin \alpha \quad (2.46a)$$

$$i_{fy} = -i_x \cos \alpha \sin \alpha + i_y \cos^2 \alpha \quad (2.46b)$$

將其寫成張量形式，即 $i_{fi} = (\delta_{ij} - n_i n_j) i_j$

式中： δ_{ij} 為 Kronecker δ 符號，當 $i = j$ 時， $\delta_{ij} = 1$ ，當 $i \neq j$ 時， $\delta_{ij} = 0$ ； n_i 為節理面法線方向餘弦。

按 Darcy 定律，

$$v_{fi} = -\frac{ga^2}{12\mu_k} i_{fi} = -\frac{ga^2}{12\mu_k} (\delta_{ij} - n_i n_j) i_j \quad (2.47)$$

再考慮節理面間距的影響，則宏觀的流速寫為

$$v_i = \sum \frac{a}{S} v_{fi} = -k_{ij} i_j \quad (2.48)$$

式中： k_{ij} 為滲透張量，將 n 組節理面對滲透張量的貢獻累加，得等效滲透張量

$$[\mathbf{K}] = \sum_{m=1}^n \frac{ga_m^2}{12S_m \mu_k} (\delta_{ij} - n_i^m n_j^m) i_j^m \quad (2.49)$$

式寫為一般矩陣形式為

$$[\mathbf{K}] = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} \\ k_{yx} & k_{yy} \end{bmatrix} \quad (2.50)$$

其中

$$k_{xx} = \sum_{m=1}^n \frac{ga_m^3}{12S_m \mu_k} \sin^2 \alpha_m \quad (2.51a)$$

$$k_{xy} = k_{yx} = \sum_{m=1}^n \frac{ga_m^3}{12S_m \mu_k} (-\sin \alpha_m \cos \alpha_m) \quad (2.51b)$$

$$k_{yy} = \sum_{m=1}^n \frac{ga_m^3}{12S_m \mu_k} \cos^2 \alpha_m \quad (2.51c)$$

3. 三維問題

三維的滲透係數張量可按二維情況推廣得

$$[\mathbf{K}] = \sum_{m=1}^n \frac{ga_m^3}{12S_m \mu_k} \begin{bmatrix} 1 - (n_x^m)^2 & -n_x^m n_y^m & -n_x^m n_z^m \\ -n_y^m n_x^m & 1 - (n_y^m)^2 & -n_y^m n_z^m \\ -n_z^m n_x^m & -n_z^m n_y^m & 1 - (n_z^m)^2 \end{bmatrix} \quad (2.52)$$

式(2.52)係按 n 組空間分佈固定、內寬固定、間距相同、且無限延伸的節理面推導而得的等效滲透係數張量。比較式(2.21)、式(2.30)及式(2.52)可知，節理岩體中完整岩石與節理面部份的應力—應變關係矩陣與滲透係數張量呈相近的形式，換言之，建立節理面力學行為與導水特性的關係以及明瞭岩體的應力—應變行為，將有助於決定岩體的滲透係數張量。

由於自然岩體中的節理面不僅其空間分佈、內寬、間距皆呈隨機分佈，且其連續性更為複雜，因而需進一步探討如何應用現地量測資料與統計分析等方法，推求等效滲透係數張量。

第三章 節理面導水特性探討

節理面的水力傳導係數遠遠大於完整岩石，它所構成的裂隙網絡，是岩體中最主要的滲流路徑。因此，欲研究岩體的滲透模式，必須先對單一節理面的導水特性有完整的認識。

3.1 節理面的粗糙度與內寬

3.1.1 粗糙度的表示方式

岩石節理面的粗糙程度不僅左右其抗剪強度，對於其水力特性亦具關鍵性的影響。節理面粗糙程度常用粗糙度(roughness)一詞代表，但其量測與描述並非易事。以最簡單的一維粗糙剖面為例，欲透過幾何圖形加以描述，必須先選定一基準面，不僅要非常精確地測出該剖面各點相對於基準面的高度 h_i ，而且測點之間的距離也要足夠小，才能表示高度的變化(即波長與振幅的概念)。自 Brown 與 Scholz(1985)研發出節理面剖面儀後，目前對描繪一維節理面的幾何形貌多數已採用類似的方法量測。

Barton(1973、1976、1977)提出節理粗糙度係數(joint roughness coefficient, JRC)的概念，認為節理面的抗剪強度除決定于光滑面摩擦角 ϕ 外，還要克服因粗糙面而產生的增量摩擦角 $\Delta\phi$ ， $\Delta\phi$ 與 JRC 、節理面抗壓強度(joint compressive strength, JCS)以及作用在節理面上的正應力 σ_n 有關，如下所示：

$$\tan \Delta\phi = (JRC) \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) \quad (3.1)$$

Barton 挑選了不同粗糙度的典型節理面進行抗剪強度試驗，由測到的抗剪強度值反求 JRC ，並簡化成一維情況，建議出所謂的標準剖面。

JRC 法係由試驗求得，用于估計粗糙度對無填充節理面抗剪強度的影響具有實用性，因而受到國際岩石力學學會的推薦。惟工程實務上， JRC 值除非由試驗結果反算求得，否則必須依據10cm長的標準剖面憑經驗判斷，且無法考慮節理面填充物的影響，且節理面係二維剖面，不同的方向高低起伏變化各不相同，因此 JRC 各異，應用受到局部的限制。

Huang 與 Turcotte(1989)透過碎形維度(fractal geometry，或稱分維幾何或分形幾何)描述節理面的粗糙度。其假設張性或張扭性狀態生成的節理面在各方向的高低起伏變化不大，可其視為均向性，考慮一個邊長為 L 的方形區域，分成 $N \times N$ 個等分網格，對網格交點以某一基準面測量其高度 h_{mn} ，可求其富氏變換為

$$H_{st} = \sum_{m=0}^{N-1} \sum_{n=0}^{N-1} h_{mn} \exp\left[-\frac{2\pi i}{L}(sm + tn)\right] \quad (3.2)$$

式中： s 為沿 m 方向(如 x 方向)的變化， $s=0、1、2、\dots、N-1$ ， t 為沿 n 方向(如 y 方向)的變化， $t=0、1、2、\dots、N-1$ ，將變換後的各個 H_{st} 給定一等效徑向序號如下：

$$r = (s^2 + t^2)^{1/2} \quad (3.3)$$

則對每一徑向波序號 k_i 求平均能譜密度

$$S_i = \frac{L}{N_l} \sum_1^{N_e} |H_{st}|^2 \quad (3.4)$$

式中： N_e 為符合 $j < r < j+1$ 的係數的個數。

將各 j 值與 S_j 、 k_j 在雙對數座標系中求其坡度 β ，二維問題碎型維度為

$$D = (8 - \beta_i) / 2 \quad (3.5)$$

利用碎形維度 D 及 h_{mn} 的均方差，即可從統計觀點描述節理面粗糙度。

3.1.2 節理面內寬

岩石中節理面不僅不同方向高低起伏變化各不相同，其內寬 a 亦是如此，並且在岩石力學和水力學的應用上有不同的定義，整理如下：

1. 均值內寬(mean aperture) \bar{a}

若節理面的尺寸為 $L_x \times L_y$ ，則均值內寬定義為

$$\bar{a} = \frac{1}{L_x L_y} \int_0^{L_x} \int_0^{L_y} a(x, y) dx dy \quad (3.6)$$

2. 水力等效內寬(hydraulic effective aperture) a_h

水力特性符合立方律的內寬稱為水力等效內寬，若試驗給定水力梯度時，測出通過節理面的流量為 Q_x 或 Q_y ，則由立方律可分別求得沿 x 或 y 方向的水力等效內寬為

$$a_{hx} = \left(\frac{Q_x}{L_y} \frac{12\mu}{gi} \right)^{1/3} \quad (3.7a)$$

$$a_{hy} = \left(\frac{Q_y}{L_x} \frac{12\mu}{gi} \right)^{1/3} \quad (3.7b)$$

實際的節理面不僅均值內寬不等於水力等效內寬，且其各方向的等效水力內寬亦不相等。

3. 最大機械內寬(maximum mechanical aperture) a_{\max}

節理面在正向應力作用下產生壓縮，內寬減小，處於初始零應力狀態的節理面在壓力作用下最大閉合值稱為最大機械內寬。

4. 機械內寬(mechanical aperture) a_m

某正應力作用下之機械內寬，為最大機械內寬與該應力下節理面內寬閉合量 Δa 之差，即

$$a_m = a_{\max} - \Delta a \quad (3.8)$$

5. 殘留內寬(residual aperture) a_r

當節理面受正應力作用下，其正向閉合量已達最大值 a_{\max} 時仍有流量通過，即節理面存在類似深溝槽(channeling)的間隙，此一間隙稱為殘留內寬。殘留內寬無法採量測節理面高差或閉合試驗探求，必須透過立方律依據滲流量反求之。

3.2 光滑平行板的滲流理論

節理面幾何特性十分複雜，為了方便研究，必須進行必要的簡化，其中早期最著名者即所謂的立方律，整理如後。

3.2.1 立方律

假設岩石節理面係由兩片光滑平行板構成的裂隙，即所謂的平行板模型(parallel

plate model), 節理面內寬為 a , 則平行板中的水流符合 Navier-Stokes 方程式, 即

$$\frac{\partial v_i}{\partial t} = F_i - \frac{1}{\rho} p_{,i} + \mu_k v_{i,jj} \quad (3.9)$$

式中: v_i 為流速分量, F_i 為作用力, 對節理面中的水流, $F_i=0$, ρ 為水的密度, p 為水壓力, μ_k 為水的運動粘滯係數。

當流速甚小時, 光滑平行板中的水流為層流, 即垂直節理面方向流速為零。令水力梯度最大的方向為 x , 則式(3.9)可簡化為僅考慮 x 方向流速的一維問題。因節理面內寬為定值, 沿 x 方向各點流速 v_x 亦為定值, 考慮穩流狀態、忽略流速造成的水頭以及, 在節理面壁的流速為 0 的邊界條件下, 可導得

$$v_x = \frac{g(a^2 - 4z^2)}{8\mu_k} i \quad (3.10)$$

式中以節理面平行板模型中線為軸, i 為水力梯度。故通過節理面的流量為

$$q = 2 \int_0^{a/2} v_x dz = \frac{ga^3}{12\mu_k} i \quad (3.11)$$

由式(3.11)可知, 通過內寬相等節理面的流量 q 與內寬 a 的三次方成正比, 此即著名的立方律, 為岩體水力學重要的理論基礎。

考慮 Darcy 定律的形成, 則節理面的水力傳導係數 k_f 可寫為

$$k_f = \frac{ga^2}{12\mu_k} \quad (3.12)$$

3.2.2 水頭損失

由(3.11)式可得節理面平均流速為

$$v = \frac{q}{a} = \frac{ga^2}{12\mu_k} i \quad (3.12)$$

依管道水力學考慮水頭損失的方式, 節理面的水頭損失可寫為

$$h_l = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g} \quad (3.13)$$

式中， λ 為阻力係數， l 為水流路徑長。在節理面水流為層流狀態時，阻力係數 λ 可透過雷諾數 R_e 表示，即

$$R_e = \frac{va}{\mu_k} \quad (3.14)$$

$$\lambda = \frac{6}{R_e} \quad (3.15)$$

由(3.15)式可知，若為層流狀態，節理面的水頭損失與流速一次方成正比。

3.2.3 立方律的適用範圍

1950 年代及 1960 年代，俄國許多學者進行了眾多的光滑和粗糙平行板的節理面水力學試驗，探討不同節理面內寬情況下立方律的適用性，其成果如圖 3.1 所示，水力學試驗的結果顯示，當 $R_e < 500$ 時，前述式(3.15)大致成立，惟 $R_e > 600$ 以後，阻力係數與雷諾數不再成一次比例關係，而比較接近管道水力學的平方阻力關係。

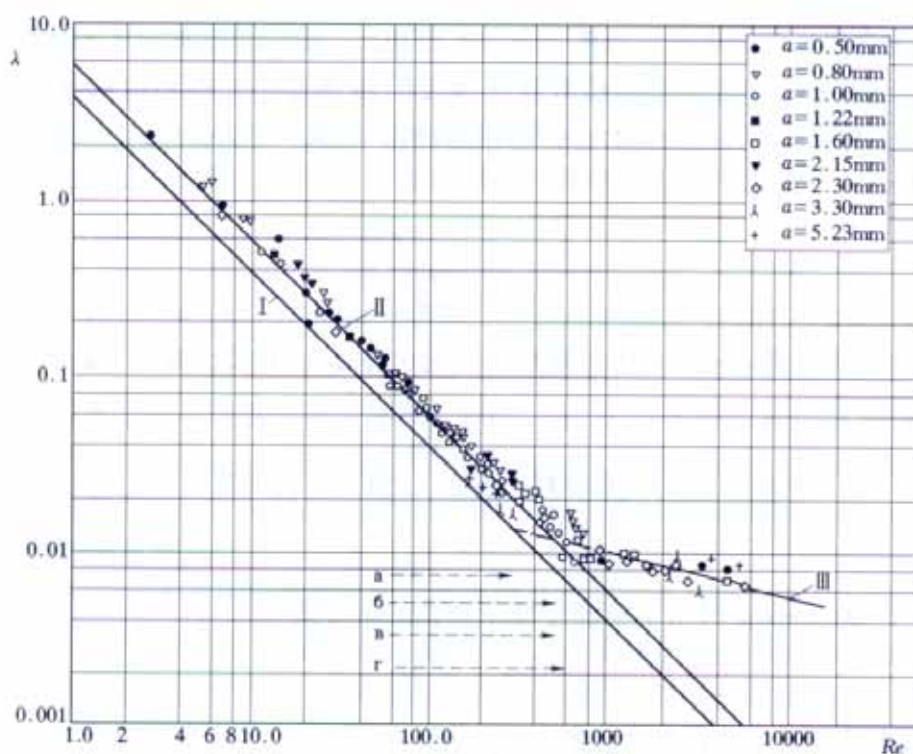


圖 3.1 裂隙水力學試驗阻力係數 λ 與雷諾數 R_e 關係(Pomm, 1966(間接取自張有天, 2005))

利用式(3.12)、(3.14)及(3.15)，可得

$$R_e = \frac{1}{12\mu_k^2} ga^3i \quad (3.16)$$

若岩石中的水溫為 15°C，相應的 μ_k 為 0.0114cm²/s，若水力梯度為 1，由 $R_e=500$ 按前式可求得節理面內寬為 0.93mm。換言之，若節理面內寬在 1mm 以內，立方律大致上可茲應用。

3.3 節理面導水特性試驗研究

由於通過節理面的流量與內寬的 3 次方成正比，節理面變形將對岩石中的滲流場產生重大影響，因此，單一節理面水力特性研究的主要內容即在於探討應力環境對於節理面水力傳導係數的影響。

對於節理面上的作用力可依作用方向分為正應力及剪應力，對於工程問題而言，岩石在破壞前節理面產生的剪切變形通常很小，因此通常假設剪應力所引致的節理面水力傳導係數變化亦很小，相對而言，正應力對節理面水力傳導係數的影響引起較多的重視。

Louis(1974)由均質裂隙岩體不同深度的鑽孔壓水試驗資料提出岩石滲透係數 k 與垂直應力 σ_v 的著名半經驗關係式：

$$k = k_0 e^{-\alpha\sigma_v} \quad (3.17)$$

式中： α 為常數。當 $\sigma_v=0$ 時， $k = k_0$ 。

式(3.17)因簡單實用而被工程界廣泛應用於估計岩石的水力傳導係數，但大多數的情況與實際並不相符。

3.3.1 剪應力對裂隙水力傳導係數的影響

Bawden(1979)、Bawden et al.(1980)、Teufel(1987)、Makurat et al. (1990)、Esaki et al.(1992)及趙振宇(1999)以及其一系列研究皆曾探討剪應力對裂隙水力傳導係數的影響，其中 Esaki et al.(1992)和趙振宇(1999)等提出了具體的量化數據，整理如后。

1. Esaki et al.(1992)

試驗採用長 x 寬 x 高為 120 x 100 x 80 mm 的硬花崗岩方型試體，孔隙率 0.37%，

單軸壓縮強度 162MPa，試體中部鋸出一對寬 1mm、深 10mm 的槽後劈裂，在下半試體中間鑽一直徑 6mm 的壓水孔進行試驗。在正應力為 0.2~20MPa 條件下增加剪應力，將剪位移加大到 20mm，求得各正向應力下剪應力與正向位移、剪位移關係如圖 3.2 所示。當剪位移為 0.3~1.3mm 時，剪應力已達峰值，隨後進入殘餘強度。抗剪強度峰值及殘值均隨正應力加大而增大。裂隙法位向移亦隨剪位移加大而增大，但剪位移大於 5mm 後，增加趨勢非常緩慢。換言之，剪位移由零增至 5mm 過程，受到剪脹作用影響，節理面內寬呈現增加的現象，且增加的幅度隨正應力的加大而顯著增加。若以正應力為 0.2MPa 時的水力傳導係數 k_f 為基準，當正應力為 1MPa 時， k_f 約增加 1 倍多；當正應力為 5MPa 時， k_f 約增加 10 倍；當正應力達 10~20MPa 時節理面的部份節瘤遭剪斷， k_f 增加更多，但變異也較大，如圖 3.3 所示。

2. 趙振宇(1999)、雷世璋等(2003)及趙振宇等(2004)

趙振宇進行一系列節理面導水耦合行為研究，深入探討節理面導水性的影響因素，其有關無填充物節理面剪動條件下滲流試驗結果顯示，剪動初期，滲流量受到節理粗糙度的影響較為顯著；當剪位移超過尖峰位移量之後，明顯流徑已然形成，滲流比並達到一穩定狀態，如圖 3.4 所示。趙振宇等的實驗結果顯示，無填充物節理面剪動達殘餘狀態時，其水力傳導係數可能較初始狀態高出 2 個數量級。

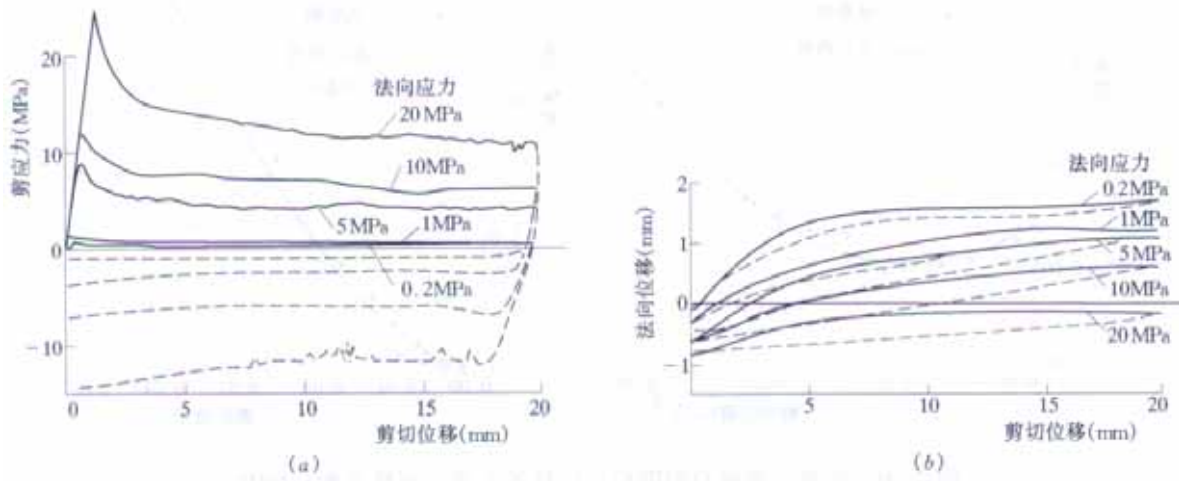
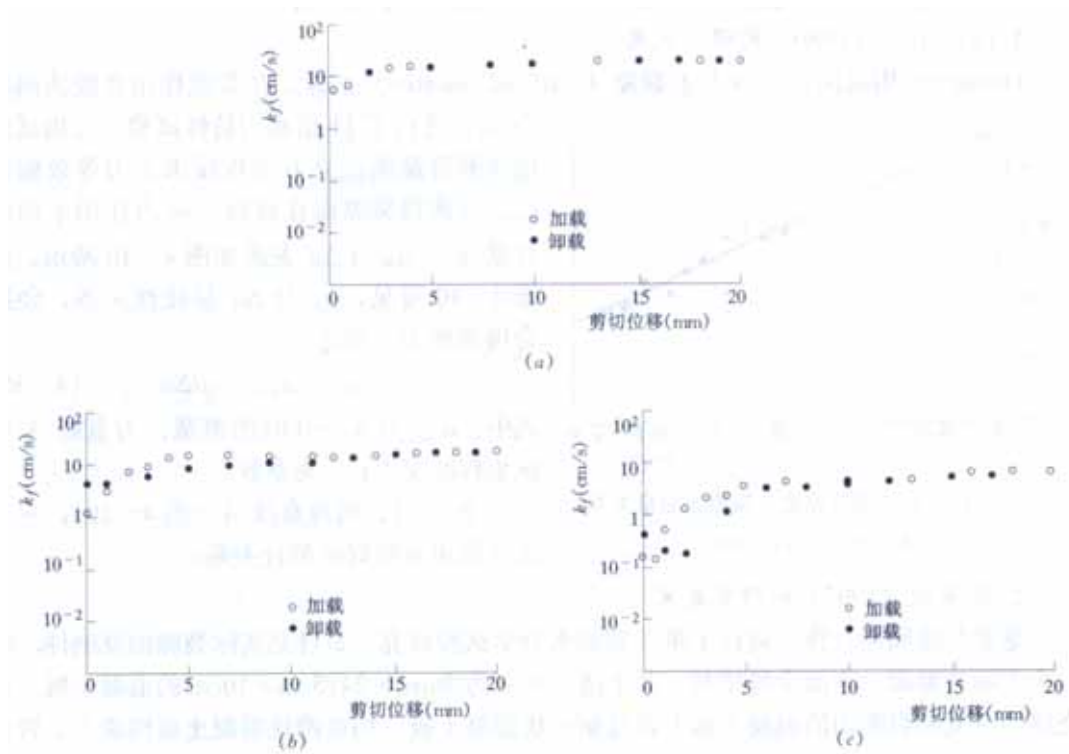
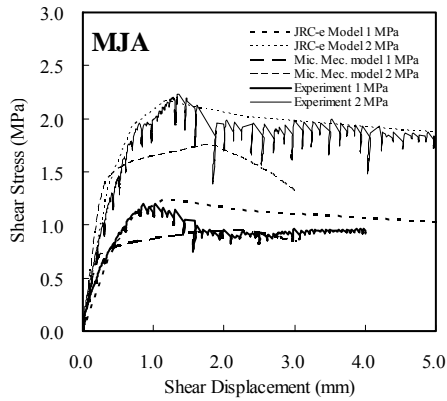


圖 3.2 剪應力、法(正)向位移與剪(切)位移之關係(Esaki et al., 1992)

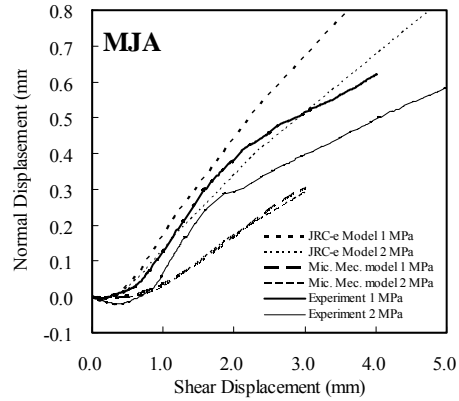


(a)正應力為 1MPa；(b)正應力為 5MPa；(c)正應力為 10MPa

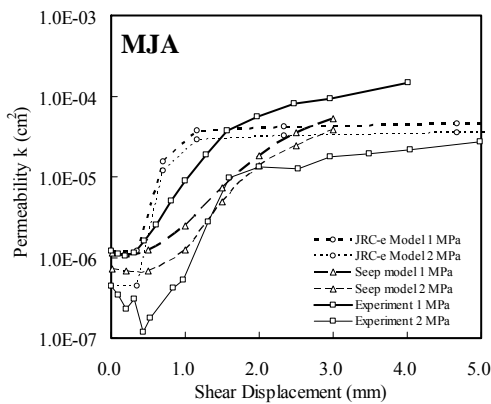
圖 3.3 水力傳導係數與剪切位移之關係(Esaki et al., 1992)



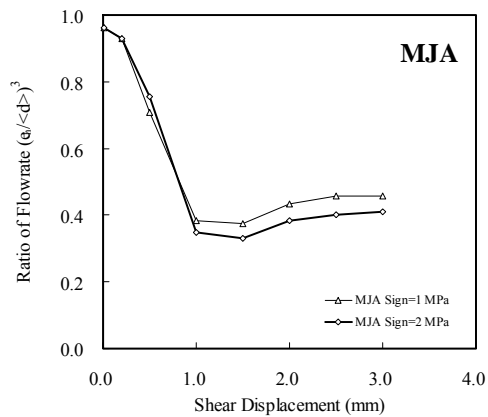
(a) 剪動曲線



(b) 膨脹曲線



(c) 導水曲線



(d) 流量比曲線

圖 3.4 趙振宇等(2004)有關節理面剪動—導水耦合行為之試驗與模擬成果

3.3.2 正應力對裂隙水力傳導係數的影響

由於正應力引起節理面閉合或開張相對較為顯著，眾多學者進行了大量的理論與試驗研究工作，如 Detournay(1980)、Tsang 與 Witherspoon(1981)、Gale(1982、1990)、Nolte et al.(1989)、張有天(1992)以及趙振宇(1999)及其後續一系列之研究，以下針對 Nolte et al.(1989)及趙振宇之研究作重點之整理。

1. Nolte et al.(1989)

Nolte 用瑞典核廢料隔離試驗場的石英二長岩(quartz monozonite)裂隙岩樣進行試驗，三個試體直徑 52mm、高 77mm，裂隙面與試樣軸線垂直，編號為 E30、E32 及 E35，當正應力為 20MPa 時，三個試體的剛度依序為 7×10^6 、 15×10^6 及 3×10^6 MPa/m，各試體

在正應力作用下內寬壓縮量如圖 3.5，實測的滲流量與機械內寬的關係如圖 3.6，可以明顯看出，試體的剛度愈大，其滲流量愈小。在最大正應力時仍有不再減小的殘餘留量 Q_r 通過，流量與內寬的關係可用下式表示，

$$Q = Q_r + c(a_m)^{n_1} \quad (3.18a)$$

$$a_m = a_{\max} - \Delta a \quad (3.18b)$$

式中： a_m 為機械內寬， a_{\max} 為最大壓縮量， Δa 為某一應力下內寬壓縮量， Q_r 為殘餘流量，表示節理面達最大壓縮量時的流量， c 為係數，由試驗值決定， n_1 為指數。

E30、E32 及 E35 試體實測的最大壓縮量 a_{\max} (正應力 80MPa) 依序為 12.5、6.6 及 46 μm ，整理滲流量與機械內寬的關係如圖 3.7 發現，各試體的 n_1 值為 8，與立方律的 3 相差達 5 的數量級。

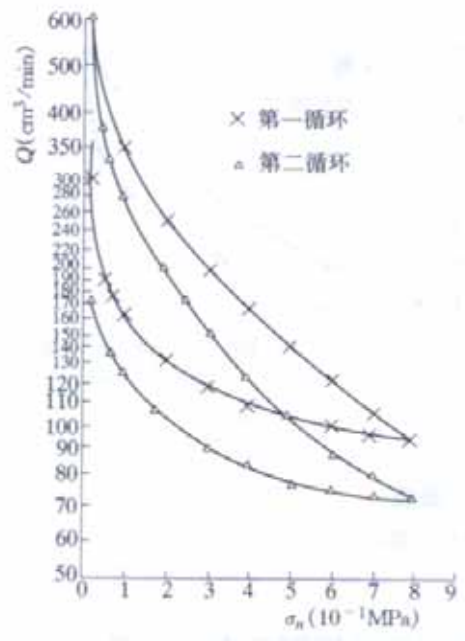


圖 3.5 人工裂隙流量與正向應力關係試驗結果(Nolte et al., 1989)

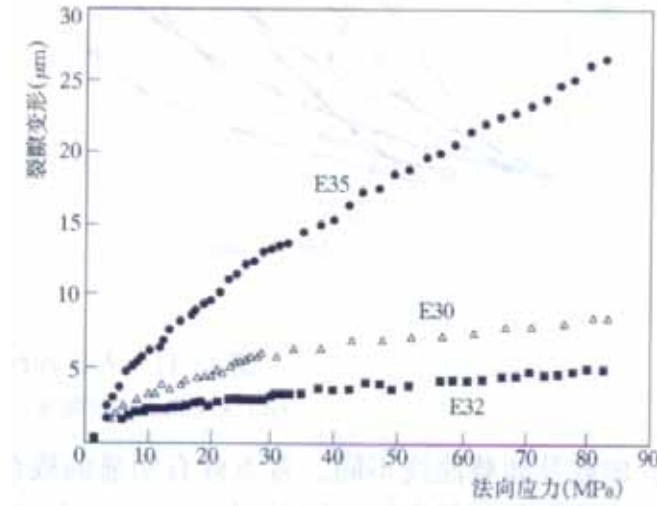


圖 3.6 裂縫壓縮量與應力關係曲線(Nolte et al., 1989)

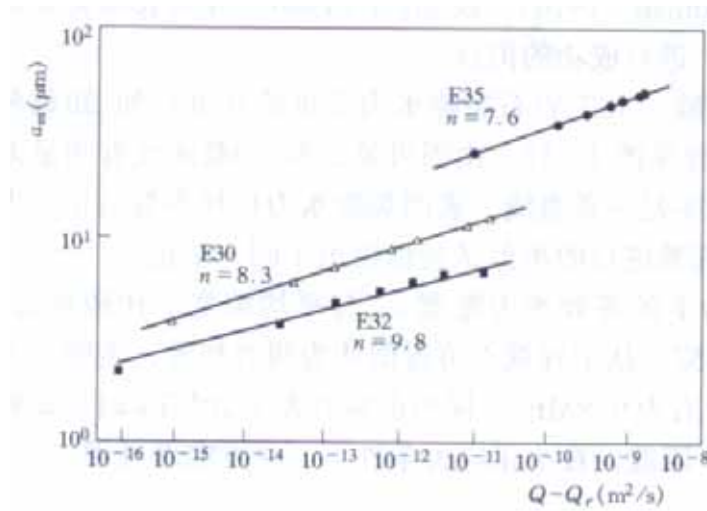


圖 3.7 滲流量與機械內寬的關係(Nolte et al., 1989)

2. 趙振宇(1999)、張六順等(2005)及趙振宇等(2006)

趙振宇(1999)及其一系列的試驗與模擬結果指出：節理面粗糙時，各加載循環之滲透係數變化倍率均較節理面平緩者為大，且節理面越粗糙者，其在第一次加載循環下滲透係數都有高達兩階的變化倍率。隨著正向應力的增加，節理面逐漸地閉合使得節理內寬縮小，當滲流遭遇接觸節瘤區之阻礙時，會尋找內寬大小相仿的內寬通過，而並非依循內寬較大處流動，因而形成一條條的流槽，並在滲流路徑上表現出扭曲的特性，且此流徑扭曲特性對於較粗糙節理面而言，其效應要比節理面平緩者來得顯著。考慮初始內寬與節瘤壓縮效應的力學模式，可有效反應出節理面粗糙度、內寬分布與接觸面積變化

對節理閉合變形性的影響，亦可有效的預測節理面於正向閉合過程之導水性變化，並得知節理面滲流速度場的分布。流槽水平向扭曲率對導水行為具較高的影響性，接觸面積比次之，且接觸面積比與流槽水平向扭曲率兩者修正量之差距會隨著正應力增加而減少，如圖 3.8 所示。

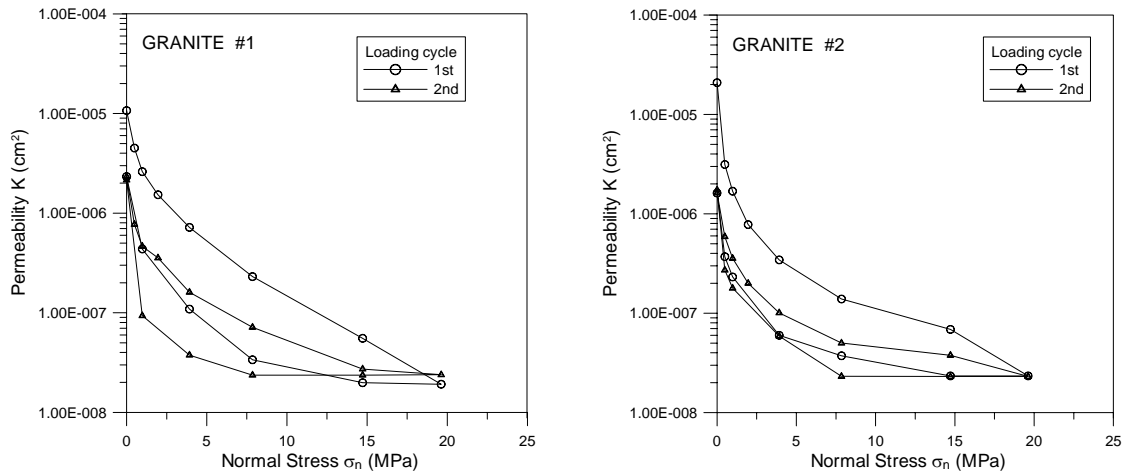


圖 2.8 花崗岩模擬節理面之導水曲線(趙振宇等，2006)

3.3.3 充填物對節理面導水特性試驗研究

有充填物節理面導水特性的試驗十分困難，相關的研究並不多見，且試驗的重覆性甚低，如陳鳳翔與張有天(1994)進行的現地採樣室內試驗研究以及劉才華等(2000)的人工充填裂隙水力學試驗研究。依據陳鳳翔與張有天(1994)的研究，薄層充填物對裂隙滲透能力的貢獻很小，滲流水絕大多數係沿裂隙兩個壁面與充填物的接觸縫隙通過，但仍難以一精確的數學方程式描述滲流量。

3.4 節理面導水特性數值模擬

欲透過量測節理面粗糙度以決定其導水特性時存在極高的困難，主要係因為節理面間夾於岩體中，其幾何分佈具有隨機性，且內寬的量測相當不易，因此工程應用上常透過數值模擬方式生成合成裂隙(synthetic fracture)樣本，探求其導水特性。

3.4.1 合成裂隙的生成

合成裂隙的數值模擬首先必須生成節理面一側的粗糙面，再進一步求得探討裂隙水

力特性所需的內寬分佈。在粗糙面的生成上，以中點插值法應用最多，包括 Fourier 等 (1982)、Brown 與 Boodt(1987)、Wang 等(1988)、Saupe(1988)等研究皆曾使用此方法，其要點如后：

令裂隙面的粗糙程度相當於 $0 < H < 1$ 的分數布朗運動，具有 $t=0$ 時 $B_H(0)=0$ 、 $t=1$ 時 $B_H(1)=0$ ，且其高斯隨機變量的分佈均值為 0，方差為 σ^2 ，即 $\text{var}[B_H(1)-B_H(0)]=\sigma^2$ 。則在 $[0,1]$ 區間的任意兩時間 t_1 與 t_2 ，具有下列特性：

$$\text{var}[B_H(t_2)-B_H(t_1)]=|t_2-t_1|^{2H}\sigma^2 \quad (3.19)$$

若 $B_H(0)$ 、 $B_H(1)$ 已知，則可求中點 $B_H(1/2)$ 。即 $B_H(1/2)$ 為 $B_H(1/2)-B_H(0)$ 或 $B_H(1)-B_H(1/2)$ 加上一個均值為 0、方差為 Δ_1^2 的高斯隨機值 D_1 ，寫為

$$B_H\left(\frac{1}{2}\right)-B_H(0)=\frac{1}{2}[B_H(1)-B_H(0)]+D_1 \quad (3.20)$$

依式(3.19)，則

$$\text{var}\left[B_H\left(\frac{1}{2}\right)-B_H(0)\right]=\frac{1}{4}\text{var}[B_H(1)-B_H(0)]+\Delta_1^2=\left(\frac{1}{2}\right)^{2H}\sigma^2 \quad (3.21)$$

整理得

$$\Delta_1^2=\frac{\sigma^2}{(2^1)^{2H}}(1-2^{2H-2}) \quad (3.22)$$

求得第一個中點值 $B_H(1/2)$ 後，可依次類推 $B_H(1/4)$ 、 $B_H(3/4)$ ， Δ_n^2 的一般式為

$$\Delta_n^2=\frac{\sigma^2}{(2^n)^{2H}}(1-2^{2H-2}) \quad (3.23)$$

式中： H 為分數布朗運動的特徵值，可透過碎形維度求得。

同時考慮兩個方向某區間的分數布朗運動，即可將前述一維的粗糙面的生成方式推廣至二維情況，兩個方向的生成順序可參考 Saupe(1988)的作法。

節理面兩側若皆由前述中點插值法生成相同的粗糙面，則節理面為密合情況。考慮兩側存在一機械內寬 a_m ，且兩側沿 x 、 y 方向分別發生 Δx 、 Δy 的相對錯位，則合成裂隙的內寬 $a(x,y)$ 可寫為

$$a(x, y) = h(x, y) - h(x + \Delta x, y + \Delta y) + a_m \quad (3.24)$$

選擇某一機械內寬 a_m ，當 $a(x, y) < 0$ 時，令 $a(x, y) = 0$ ，即假設為此處的內寬為 0，兩側壁接觸，即可模擬在某應力狀態下，裂隙產生均勻伸張或壓縮時內寬變化的規律。

3.4.2 節理面導水特性的數值模擬

在確定節理面機械內寬 a_m 與其粗糙分佈的情況下，即可透過立方律考慮節理面的滲透問題。對於穩定流態，可直接將立方律帶入質量守恆方程式，即

$$q_{i,j} = 0 \quad (3.25)$$

求得

$$(Th_j)_i = 0 \quad (3.26)$$

式中： T 為節理面導水係數(transmissivity)。

透過有限差分法或有限元素法，考慮邊界條件，即可進行節理面的導水特性數值模擬分析。

另外，當節理面承受的正應力發生改變時，可考慮內寬的伸張或壓縮變化量，承受剪應力時，可考慮剪動過程節瘤造成的剪脹以及節瘤遭剪斷後粗糙度的變化，依前述方式計算其導水與力學的耦合行為。

趙振宇(1999)發展一套節理面微觀力學—導水偶合理論模式，將節理面力學—導水耦合行為分別以微觀力學模式及平行板滲流模式描述之。其一系列研究成果(趙振宇等，2004a、2004b、2006)指出：受剪之節理面導水性變化深受粗糙節瘤分布的影響，並反應在節理面內寬分布上，其導水性的數個主要影響因素整理如后：

1. 內寬分佈：節理面內寬分布隨剪位移之增加而逐漸增加；而節瘤的接觸面積則逐漸減低，並在接觸區域四周明顯形成主要之滲流流槽。
2. 流徑扭曲：滲流會循節理間內寬較大且分布值相近的間隙形成主要的流槽，實際通過節理面的滲流量應為流槽的長度與關鍵內寬(threshold aperture)所控制，然而如何定義一通過流槽主要滲流量之具體量化因子，必須針對局部滲流量與節理面內寬間的關係進一步分析探討。
3. 接觸面積：受剪過程接觸面積的變化特性受初始內寬所影響，不具初始內寬節理面剪

動過程中接觸面積比的減低程度非常明顯，即節瘤遭大量剪斷，具有初始內寬的節理面接觸面積比的變化則較為緩和。節理面之接觸面積比與滲透係數間的變化則呈一非線性函數關係。

第四章 節理面空間分佈建構方法

裂隙網絡(fracture net)係指岩石中節理面、裂隙等所建構的網路，為岩石水力學於工程實務應用最重要的概念，也是最關鍵的內容。裂隙內寬的尺度通常遠小於其平面分佈，因而在岩石露頭、地下洞室或開挖邊坡上，通常僅能觀測到裂隙面與出露岩面的交線，稱為跡線(trace)，對於裂隙面的形貌、空間分佈等，難以一窺全貌。由於岩石生成時的力學作用，多數學者認為裂隙面呈圓形或橢圓狀，如 Baecher 等(1978)、Cacas 等(1990a、1990b)、Chile 與 Marsily(1993)等，但亦有認為係多邊形者，如 Dershowitz 與 Einstein(1987)。

茲就裂隙面空間分佈的建構，回顧並探討數個重要的方法。

4.1 節理面空間分佈的量測與統計

岩石裂隙的調查與測量為地質調查的工作項目之一，主要的目的係應用各種調查方法取行具有代表性的裂隙幾何參數做為統計的樣本，並進一步透過統計分析，得出裂隙的幾何特性。

常用的裂隙調查方式包括鑽孔探查、測線法及測窗法三大類。鑽孔探查可以瞭解反映裂隙密度的 RQD 值(rock quality designation，岩石品質指標)、裂隙的傾角、是否有充填物、裂隙面的粗糙度以及概略的節理面內寬，或透過透水試驗求得等值的水力內寬等。測線法(Baecher 等，1977；Cruden，1977；Priest 與 Hudson，1981；Priest，1993)與測窗法(Pahl，1981；Kulatilake 與 Wu，1984)皆可改善鑽孔探查範圍過小的缺點，較易對裂隙跡長進行測量與取樣統計，測線法一般用於地下坑室中，測窗法則多用於較寬闊的岩石露頭，如岩石開挖邊坡。

近年來亦有利用孔內攝影或音波反射的方式，求得鑽孔孔壁周圍裂隙的影像，透過軟體推求其空間分佈的先進方法(翁孟嘉等，2006；鐘志忠等，2006)，如圖 4.1 所示。

翁孟嘉等(2006)利用音射式孔內探測儀探查台灣中部某砂岩、頁岩互層的弱面案例的成果如圖 4.2 所示。鐘志忠等(2006)比較音射式探測儀與孔內攝影的結果如圖 4.3 所示，二者皆較鑽孔探查的精度為高，且音射式孔內探測儀可透過回波訊號研判鑽孔孔壁的軟硬程度，並預測鑽孔的變形。

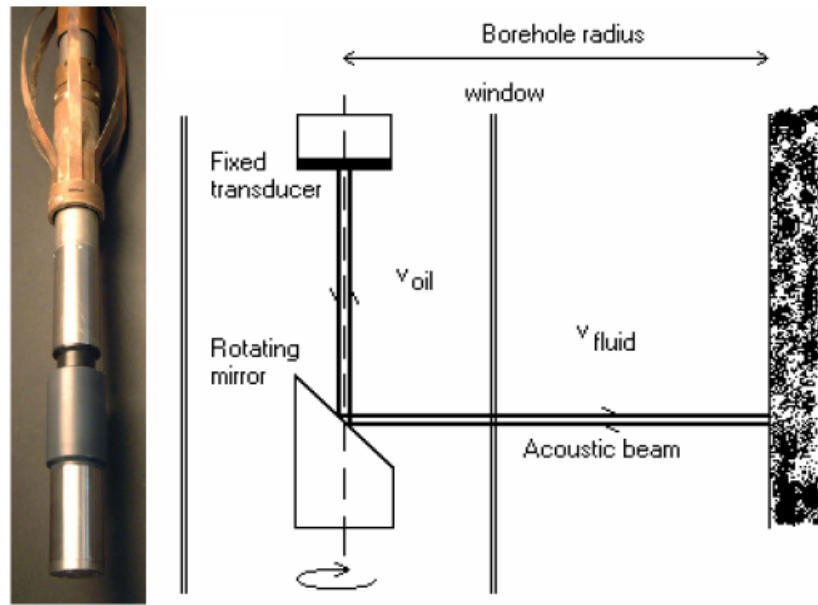
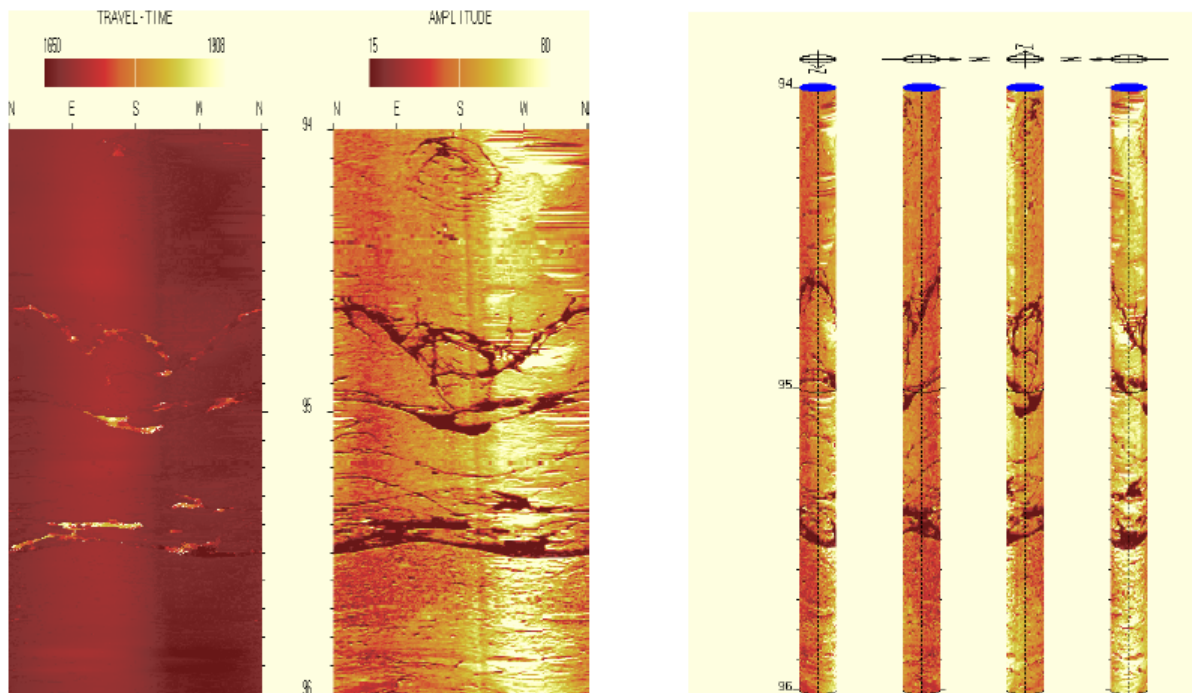


圖 4.1 音射式孔內探測儀及原理(翁孟嘉等，2006)



左 1：走時；左 2：振幅；左 3 至左 6：孔壁影像

圖 4.2 翁孟嘉等(2006)採用音射式孔內探測儀探測所得的鑽孔圖像

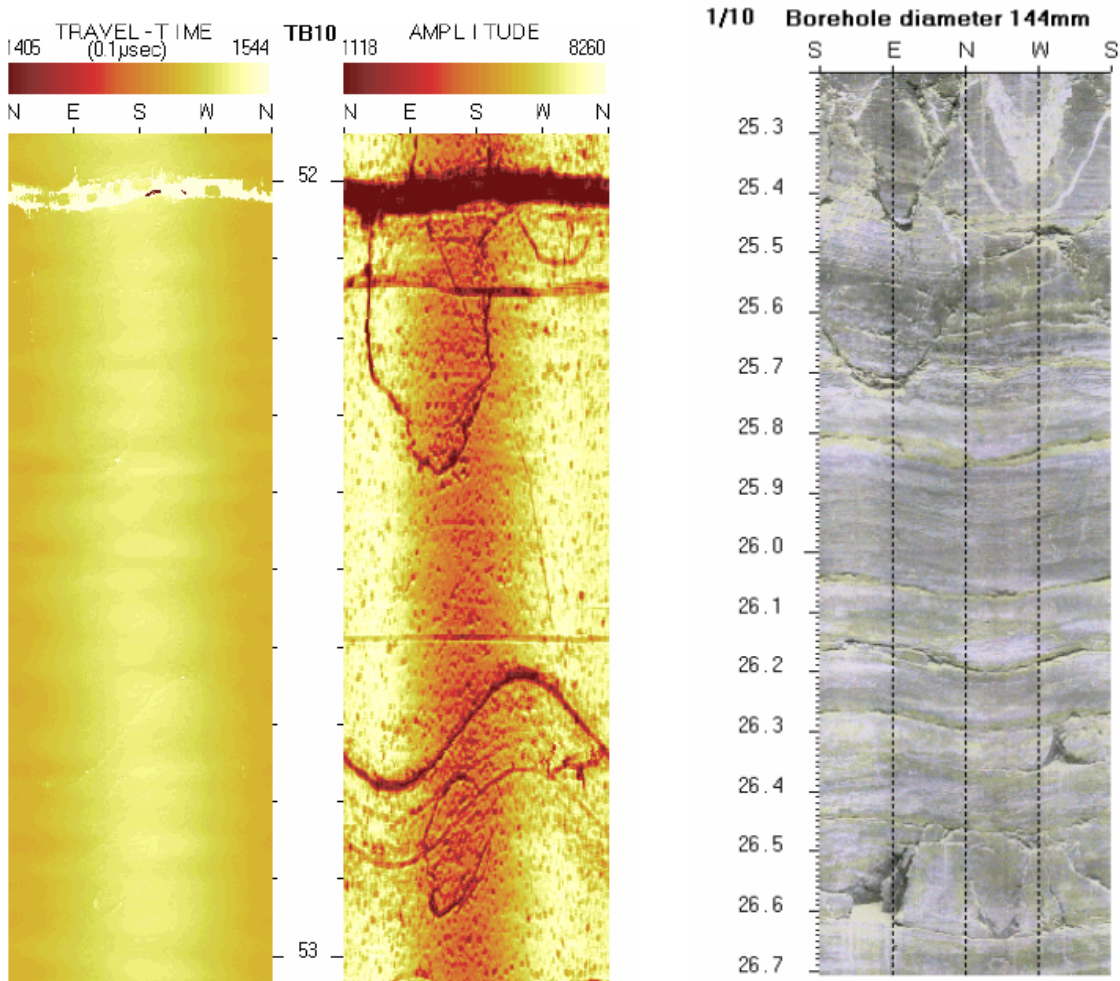


圖 4.3 鐘志忠等(2006)比較音射式孔內探測儀探查結果(左)與孔內攝影結果(右)

裂隙調查所得的結果，可透過玫瑰圖法或投影圓法，將看似雜亂無章的凌散裂隙分為幾個相對集中的裂隙組，每組中的裂隙圍繞其優勢位態分佈，並可透過統計分析求得空間分佈的機率密度函數。

裂隙面法線向量的機率密度函數以 Fisher 分佈應用最多，如 [Cacas\(1990a、1990b\)](#)、[Kulatilake 等\(1993\)](#)、[Priest\(1993\)](#)及 [Lee 與 Farmer\(1993\)](#)等。其特性整理如下：

直角卡氏座標系中的裂隙面可採球面座標系統 (ϕ_n, θ_n) 表示其法線向量，此法線向量即投影圓中裂隙面的極點。將直角卡氏座標系 xyz 旋轉到 $x'y'z'$ ，使新的球面座標 (ϕ'_n, θ'_n) 的 oz' 軸與裂隙面重合，則 (ϕ'_n, θ'_n) 與 (ϕ_n, θ_n) 存在：

$$\sin \theta'_n \cos \phi'_n = \cos \theta_0 \cos(\phi_n - \phi_0) \sin \theta_n + \sin \theta_0 \cos \theta_n \quad (4.1a)$$

$$\sin \theta'_n \sin \phi'_n = \sin(\phi_n - \phi_0) \sin \theta_n \quad (4.1b)$$

$$\cos \theta'_n = \sin \theta_0 \cos(\phi_n - \phi_0) \sin \theta_n + \cos \theta_0 \cos \theta_n \quad (4.1c)$$

Fisher分佈在球面座標中為

$$f(\phi'_n, \theta'_n) = \frac{1}{2\pi} \frac{\eta \sin \theta'_n}{e^\eta - e^{-\eta}} e^{\eta \cos \theta'_n}, \quad 0 < \theta'_n < \pi, \quad 0 < \phi'_n < 2\pi \quad (4.2)$$

式中： η 為裂隙組極點集中的集中程度，當 $\eta=0$ 時，呈均勻分佈，當 η 很大時，則表示極點集中在一個很小的範圍。Priest(1993)建議 η 值按下式估算：

$$\frac{e^\eta + e^{-\eta}}{e^\eta - e^{-\eta}} - \frac{1}{\eta} = \frac{|r_n|}{N_s} \quad (4.3)$$

式中： N_s 為所分析的極點數， $|r_n|$ 為極點優勢位態的向量。

Fisher指出，當 N_s 較大時， η 值可按下式計算：

$$\eta = \frac{N_s - 1}{N_s - |r_n|} \quad (4.4)$$

由統計樣本及投影圓法透過式(4.4)求得 η 值後，可按式(4.2)求得該裂隙組的法線向量的機率密度函數 $f(\phi'_n, \theta'_n)$ ，再透過式(4.1)，即可求得總體座標系統下的裂隙分佈。

若應用 Fisher 分佈於二維裂隙問題的處理時，僅能針對裂隙的傾角(即觀察所得的視傾角)按常態分佈考慮。

4.2 節理面尺寸的統計

由於裂隙平面的尺寸難以量測，因此其特性無法分析。目前應用較多的方法，係透過前述有關跡長的測量結果進行統計分析，求得其均值，並進一步假設裂隙平面的形狀如圓形，再推求其面積。

Priest 與 Hudson(1981)及 Priest(1993)基於測線法實測所得的裂隙跡長，建議裂隙面尺寸的機率密度函數，整理如表 4.1 所示。

表 4.1 Priest 與 Hudson(1981)建議的各種跡長分佈的理論密度與其均值

分佈函數		負指數分佈	均勻分佈	常態分佈
總體全 跡長	機率密度函數 $f(l)$	$\frac{1}{\mu_L} \exp\left[-\frac{l}{\mu_L}\right]$	$\frac{l}{2\mu_L}, l \leq 2\mu_L$	$\frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{l-\mu_L}{\sigma}\right)^2\right]$
	累積機率 $F(l)$	$1 - \exp\left[-\frac{l}{\mu_L}\right]$	$\frac{l}{2\mu_L}$	$F(l)$
	均值	μ_L	μ_L	μ_L
與測線 相交跡 長	機率密度函數 $g(l)$	$\frac{1}{\mu_L^2} \exp\left[-\frac{l}{\mu_L}\right]$	$\frac{l}{2\mu_L^2}$	$\frac{1}{\sigma\mu_L\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{l-\mu_L}{\sigma}\right)^2\right]$
	均值	$2\mu_L$	$\frac{4}{3}\mu_L$	$\mu_L + \frac{\sigma^2}{\mu_L}$
半跡長	機率密度函數 $h(l)$	$\frac{1}{\mu_L} \exp\left[-\frac{l}{\mu_L}\right]$	$\frac{1}{\mu_L} \left(1 - \frac{l}{2\mu_L}\right)$	$\frac{1}{\mu_L} [1 - F(l)]$
	均值	μ_L	$\frac{2}{3}\mu_L$	$\frac{1}{2} \left(\mu_L + \frac{\sigma^2}{\mu_L}\right)$

圓形裂隙平面的直徑可以透過下列兩種方式推求：

1. 由隨機跡長求相應的隨機直徑

若 y 為任一弦長 L 至與其平行的直徑的距離，令 $\lambda = \frac{y}{D/2}$ ， λ 在區間(0,1)呈均勻分

佈，則圓形裂隙平面的直徑 D 為

$$D = \frac{L}{\sqrt{1-\lambda^2}} \quad (4.5)$$

由跡長的統計參數及其所服從的分佈函數，可用計算機生成一隨機跡長，再由計算機生成(0,1)區間均勻分佈的 λ 值，可得出一個相應的直徑 D 值。

2. 求直徑均值法

由弦長與直徑的關係知，只有當 $y < D/2$ 時，裂隙與選定的觀測平面才能相交，若裂隙平面的圓心呈均勻分佈，則

$$f(y) = \frac{1}{D/2}, \quad y < D/2 \quad (4.6)$$

y 的均值為

$$\mu_y = \int_0^{D/2} \frac{2y}{D} dy = \frac{D}{4} \quad (4.7)$$

由上式可知，各種圓形裂隙平面與觀測平面相交的均值跡長 μ_L 與其直徑 μ_D 的存在下列關係

$$\mu_L = \frac{\sqrt{3}}{2} D \quad (4.8)$$

$$\mu_D = \frac{2}{\sqrt{3}} \mu_L \quad (4.9)$$

4.3 裂隙密度及頻率

岩體單位體積中，同一組裂隙面的總面積稱為裂隙體積密度 d_3 ，同一組裂隙面中點的數目稱為裂隙體積頻率 f_3 ；單位面積中，同一組裂隙跡長的總長度稱為裂隙面密度 d_2 ，同一組裂隙跡長中點的數目稱為裂隙面頻率 f_2 。

採用鑽孔探查裂隙密度或頻率時，設鑽孔軸線與待探查的裂隙優勢位態法線向量交角為 δ ，鑽孔長度為 L_B ，該長度內與待探查的某一組裂隙相交的數目為 n ，鑽孔面積為 s_B ，則該組裂隙的體積密度為

$$d_3 = \frac{1}{L_B s_B} \frac{n s_B}{\cos \delta} = \frac{n}{L_B \cos \delta} \quad (4.10)$$

設圓形裂隙平面直徑的均值為 μ_D ，則裂隙的單位體積頻率為

$$f_3 = \frac{d_3}{\frac{\pi}{4} \mu_D^2} = \frac{4n}{\pi \mu_D^2 L_B \cos \delta} \quad (4.11)$$

採用測線法時，在同一平面內佈置兩條平行且相距甚近、長度為 L_L 、距離為 D_L 的測線，量得與測線相交的同一組跡線數目為 n 。設該組裂隙跡線與測線的夾角為 δ ，則裂隙面密度為

$$d_2 = \frac{1}{L_L D_L} \frac{n D_L}{\cos \delta} = \frac{n}{L_L \cos \delta} \quad (4.12)$$

同理，考慮一矩形區域，已知全跡長的均值為 μ_L ，則單位面積頻率為

$$f_2 = \frac{d_2}{\mu_L} \quad (4.13)$$

4.4 裂隙網絡的數值模擬

依據前述有關裂隙空間分佈、尺寸與密度或頻率的統計結果，可透過統計方法建構隨機分佈的裂隙網絡，不僅可進行岩體滲流分析，並可進一步探討水力地質學中代表性體積元素 REV 的尺寸。有關裂隙網絡的數值模擬方法，扼要整理如后。

4.4.1 二維合成裂隙網絡的模擬

將岩體滲流簡化為二維問題時，裂隙網絡是由不同長短、不同傾角的一維裂隙跡長所構成，其分佈可透過統計分析由描述現場岩體的機率密度函數的特性，再度透過計算機按同一類型的函數隨機生成。

在模擬生成裂隙網絡時，通常先生成裂隙跡長的中心點，再生成裂隙傾角及跡長。以一矩形區域為例，可透過裂隙量測資料統計分析結果，求得第 i 組裂隙單位面積的頻率 $f_2(i)$ ，該組裂隙跡長中點在矩形域中的個數為

$$n_i = f_2(i)(x_b - x_a + 2\mu_L)(y_d - y_a + 2\mu_L) \quad (4.14)$$

式中： x_a 、 y_a 為生成裂隙矩形區域左下角的 x 、 y 座標值， x_b 、 y_d 分別矩形區域右下角的 x 座標值及左上角的 y 座標值，裂隙總數 $n = \sum n_i$ 。

裂隙位置可按均勻分佈生成中心點的隨機座標變量 x_i 、 y_i ，再生成裂隙的方向，對於二維問題，裂隙方向僅有傾角一個變量，可按常態分佈或 Fisher 分佈生成傾角的隨機值。完成不同裂隙跡長中點座標與傾角後，可進一步按機率密度函數，生成裂隙的跡長，在生成域內完全確定裂隙的位置。將各組裂隙按前述步驟逐一生成，即可構成二維裂隙網絡。

為避免裂隙生成過程跡長中點雖在域外，但裂隙延伸域內，因此通常生成區域矩形的四邊，較分析區域為擴大半個跡長的平均值，此一跡長取各組裂隙中最大者。

二維裂隙網絡中每個裂隙由兩個端點座標描述其位置，求出裂隙與其餘裂隙的交點座標值，兩相鄰交點的裂隙段構成一個一維折線單元，並逐一擴大至整個分析域，形成滲流的通路。若掌握分析域的邊界條件，即可進行岩體滲透分析模擬。

4.4.2 三維合成裂隙網絡的模擬

三維裂隙網絡是由各種不同大小、方向相異的二維裂隙按空間幾何分佈的機率密度函數統計生成，二維裂隙通常以圓形平面為代表。

三維裂隙網絡的生成與二維情況步驟相同，惟更為複雜，其中式(4.14) 考慮生成區域中該組裂隙的個數需修正為

$$n_i = f_2(i)(x_b - x_a + 2\mu_D)(y_d - y_a + 2\mu_D)(z_e - z_a + 2\mu_D) \quad (4.14)$$

而裂隙方向則有走向及傾角兩個變量，可應用球座標系的 (ϕ'_n, θ'_n) 兩個隨機值生成。以 Fisher 分佈為例，[Priest\(1993\)](#)建議 ϕ'_n 在 $(0, 2\pi)$ 區間均勻分佈，可採均勻分佈方法隨機生成 ϕ'_n 值。而 θ'_n 的機率密度函數為

$$f(\theta'_n) = \frac{\eta \sin \theta'_n \cdot e^{\eta \cos \theta'_n}}{e^\eta - e^{-\eta}} \quad (4.15)$$

其累積機率 $P(\theta'_{n1} < \theta'_n < \theta'_{n2})$ 為

$$P(\theta'_{n1} < \theta'_n < \theta'_{n2}) = \int_{\theta'_{n1}}^{\theta'_{n2}} f(\theta'_n) d\theta'_n = \frac{e^{\eta \cos \theta'_{n1}} - e^{\eta \cos \theta'_{n2}}}{e^\eta - e^{-\eta}} \quad (4.16)$$

當 $\theta'_{n1} = 0$ ， $\theta'_{n2} = \theta'_n$ 則有

$$P(< \theta'_n) = \frac{e^\eta - e^{\eta \cos \theta'_n}}{e^\eta - e^{-\eta}} \quad (4.17)$$

η 值一般很大，故

$$P(< \theta'_n) \approx 1 - e^{\eta(\cos \theta'_n - 1)} \quad (4.18)$$

若取 $P(< \theta'_n)$ 為 $(0, 1)$ 的隨機數 R_1 ，則 Fisher 分佈第二個自變量隨機數 θ'_{nr} 為

$$\theta'_{nr} = \cos^{-1} \left[\frac{\ln(1 - R_1)}{\eta} + 1 \right] \quad (4.19)$$

求得 ϕ'_n 及 θ'_n 後，可利用式(4.1)轉換回整體座標系求得裂隙面法線方向的 ϕ_{nr} 及 θ_{nr} ，則法線方向餘弦的隨機值為

$$l_r = \sin \theta_{nr} \cos \phi_{nr} \quad (4.20a)$$

$$m_r = \sin \theta_{nr} \sin \phi_{nr} \quad (4.20b)$$

$$n_r = \cos \theta_{nr} \quad (4.20c)$$

三維空間裂隙圓的方程式可透過該圓所在平面方程式及中心點在圓心、直徑為圓直徑的球面方程式求得其交線，即

$$l_r(x - x_r) + m_r(y - y_r) + n_r(z - z_r) = 0 \quad (4.21a)$$

$$(x - x_r)^2 + (y - y_r)^2 + (z - z_r)^2 = (D_r/2)^2 \quad (4.21b)$$

求得所有裂隙平面方程式後，即可進一步求每一個圓形裂隙平面與其他裂隙面的交線，即滿足下列方程式的所有點

$$A_1x + B_1y + C_1z + D_1 = 0 \quad (4.22a)$$

$$A_2x + B_2y + C_2z + D_2 = 0 \quad (4.22b)$$

若找出任一點 (x_0, y_0, z_0) 同時滿足上述二方程式，則此點即為兩平面交線上的點，令 $x = x_0$ 代入原方程式可解得 $y = y_0$ 、 $z = z_0$ ，再求出 3 個方向參數

$$l' = \begin{vmatrix} B_1 & C_1 \\ B_2 & C_2 \end{vmatrix}, \quad m' = \begin{vmatrix} C_1 & A_1 \\ C_2 & A_2 \end{vmatrix}, \quad n' = \begin{vmatrix} A_1 & B_1 \\ A_2 & B_2 \end{vmatrix} \quad (4.23)$$

則式(4.20)可寫為下式

$$\frac{x - x_0}{l'} = \frac{y - y_0}{m'} = \frac{z - z_0}{n'} \quad (4.24)$$

按上述方法求得所有的圓形裂隙平面之間相交的線，即可建構三維的裂隙網絡，進行三維岩體滲流分析。

第五章 岩體水力參數現地試驗

由前述整理可知，岩體裂隙網絡分佈複雜，其滲透行為難以精確地描述。傳統多採現地試驗探求其滲透性，再採均質等效的方法進行模擬。茲針對數個代表性的岩體水力參數的現地試驗方法，整理如后。

5.1 呂琴透水試驗

呂琴透水試驗(Lugeon test)為 1981 年獲得國際工程地質協會(International Association of Engineering Geology and the Environment, IAEG)推薦為探求裂隙岩體透水率的方法，應用十分普遍。試驗前需先求得地下水位，再量測岩體的滲透性。試驗過程係由上向下逐段鑽孔，各段鑽孔完成後，清洗孔內礦物填縫材料和岩屑，隨後再以壓縮空氣將孔內餘水全部吹出後，並採用導電式水位探測器量測地下水位。地下水位每隔 10min 探測一次，連續三次量測結果相同(最後三次差值在 10cm 以內者可認為相同)，即為該孔段之地下水位。

隨後，將栓塞封鎖於試驗孔段之頂部進行透水試驗，俟注水壓力和流量穩定並維持 10~15min 後，開始記錄該壓力下 5min 之注入水量，按照前述步驟，依預定壓力梯度順序，逐階提高水壓，並記錄其流量。試驗結果可依圖表分析法或美國墾務局岩盤透水係數之計算方法，求得滲透係數。並定義岩體滲透指標 Lugeon 值為 $10\text{kg}/\text{cm}^2$ 之壓力下，每公尺試驗深度每分鐘之滲流量(公升)，即 $1\text{Lu} = 1\text{ liter}/\text{min}\cdot\text{m}\cdot\text{MPa}$ 。

當試驗位置在地下水位以下，且岩體滲透指標小於 10Lu 時，可按下列公式估算岩體等效的滲透係數 k ：

$$k = \frac{Q}{2\pi\Delta h} \ln \frac{l}{r_0} \quad (5.1)$$

式中： r_0 為鑽孔半徑， l 為鑽孔內透水試驗段長度， Q 為最大壓力時段的實測流量， Δh 為壓力水頭與地下水位水頭之差。

Lugeon Test 由於試驗簡單且相當直觀，加上 IAEG 的推薦，成為工程界應用最廣的一種探查裂隙岩體滲透性的重要方法。但由前章之探討可知，呂琴透水試驗無法考慮因裂隙分布而造成的滲透異向性，因此亦有許多改善的建議，例如在垂直裂隙面的不同方

向鑽孔進行透水試驗，可求得沿不同方向的滲透係數。

5.2 呂琴透水試驗之改善

5.2.1 Louis之多段式透水試驗

Louis 與 Maini(1970)提出一套量測裂隙岩體水力傳導係數的方法，以含三組正交裂隙岩體為例，設所測的裂隙面傾角為 α ，鑽孔半徑為 r_0 ，試驗段長度為 l ，注水壓力水頭為 h_0 ，流量為 Q ，由徑向流和重力作用下，沿裂隙面的均勻流在半徑為 r 處的水頭增量為

$$\Delta h = h_0 - h = \frac{Q}{2\pi k_f} \frac{r}{r_0} + x \sin \alpha \quad (5.2)$$

若測得 r 處的水頭 h ，即可由上式求得裂隙的水力傳導係數 k_f 。若裂隙面滲透具異向性，則需佈置 4 個測壓點，以求得裂隙面的滲透張量。

由於式(5.2)係基於二維平面水流狀態推導所得，因此透水試驗必需儘可能模擬水流狀態。為改善透水試驗注入壓力水頭的試驗段長度不大，孔的上、下兩端屬三向度水流的情況，Louis(1974)設計一套特殊的雙管注水裝置，試驗過程其中一管在試驗段的上、下端，注水流量為 $Q_1 + Q_3$ ，水流呈三維狀態。另一管在試驗段的中間，注水流量為 Q_2 ，水流呈平面狀態，如圖 5.1 所示。在鑽孔試驗段附近佈置測壓管，進行管內封塞，觀測裂隙面平面水流另一側的壓力，即可應用式(5.2)求得裂隙水力傳導係數。

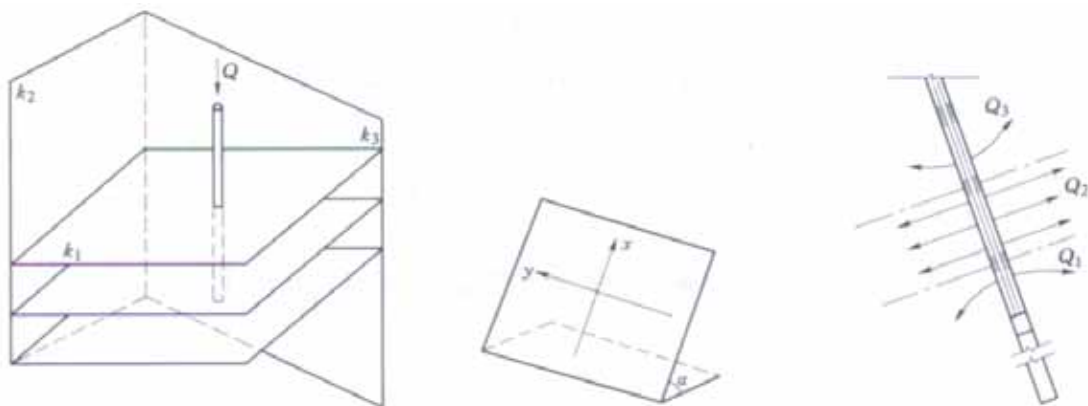


圖 5.1 Louis(1974)建議的透水試驗佈置(左)、傾斜裂隙面示意(中)及試驗段水流狀態示意(右)

5.2.2 雙封塞水力試驗

呂琴透水試驗通常只能提供整個鑽孔岩體周遭之水文參數，無法針對特定區段裂隙構造的水力特性進行試驗，此一缺憾可透過雙封塞水力試驗予以改善。雙封塞水力試驗原理與試驗方法與呂琴透水試驗相似，但試驗過程利用兩個或更多的封塞分離孔井試驗區段，試驗區段的長度，可依欲探查的裂隙而調整，可以是一道裂隙面(裂隙間距需較大的情況)、多道裂隙面，或是類似呂琴試驗的整個岩體的情況。

許世孟等(2006)利用雙封塞水力試驗調查台灣中部某工址的水力特性，其試驗採用HQ孔徑鑽孔(99mm)，以旋鑽方式鑽掘，配合用音射式探測儀掃描孔壁求得一含裂隙之砂岩、粉砂岩岩體的弱面數目與位態(翁孟嘉等，2006)，以提供更精確的水力特性參數分析。

雙封塞水力試驗採用定水頭注水方式，並依 ASTM (American Society for Testing and Materials)建議的滲透性岩體透水係數及儲藏係數之分析方法進行試驗資料整理工作，摘述如后：

考慮一試驗鑽孔貫穿一廣大含水層，封塞試驗段在定壓作用下將水注入岩體中，圍繞在封塞段所形成暫態水流行為，其偏微分方程式之解如下(Jacob and Lohman(ASTM D 4630))：

$$Q = \frac{2\pi k_f P G(\gamma)}{\rho g} \quad (5.3)$$

式中： Q 為封塞段試驗的注水流量， k_f 為封塞段水力傳導係數， P 為試驗的定水頭壓力， ρ 為水的密度， g 為重力加速度， $G(\gamma)$ 為注水試驗的水井函數。

$$\gamma = 2S r_w k_f t \quad (5.4)$$

式中， t 為試驗所經驗時間， S 為儲水係數， r_w 為封塞段試驗井的半徑。式(5.3)中 $G(\gamma)$ 對 γ 的關係如圖 5.2。依據試驗結果推求封塞段的 k_f 及 S 前，需先繪製注水試驗過程中所紀錄的水流進入岩體的流量隨時間之關係曲線，再將此圖與圖 5.2 作套疊如圖 5.3 所示，應用基型曲線重疊法及式(5.3)和(5.4)，即可推求出封塞段周圍岩體水力特性。

許世孟等(2006)利用前述方法，在 110m 的鑽孔中取 22~107m 深度範圍，共發現 93 道裂隙，透過上下封塞距離 1.6m 的間距，求得水力傳導係數約在 10^{-7} ~ 10^{-10} m/s 之間。

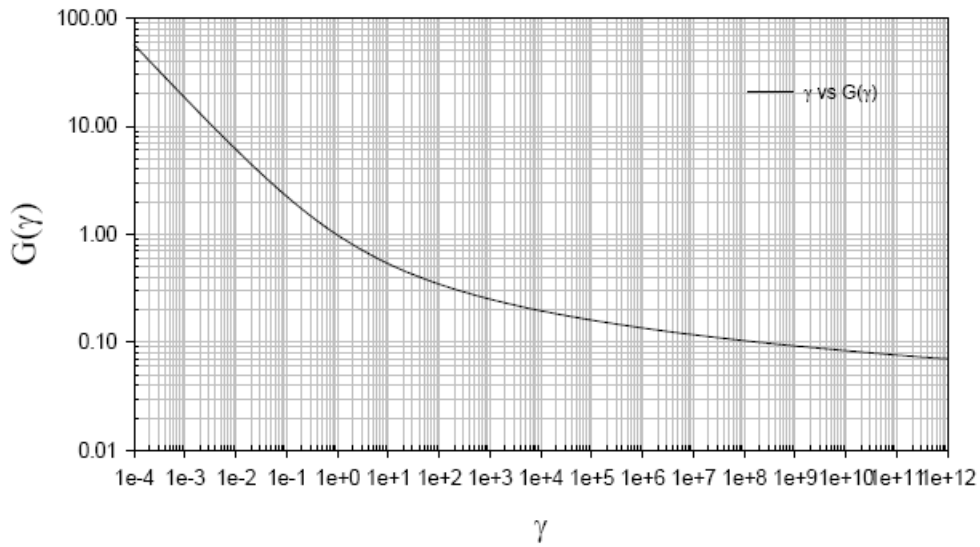


圖 5.2 Jacob and Lohman 基型曲線(ASTM D 4630)

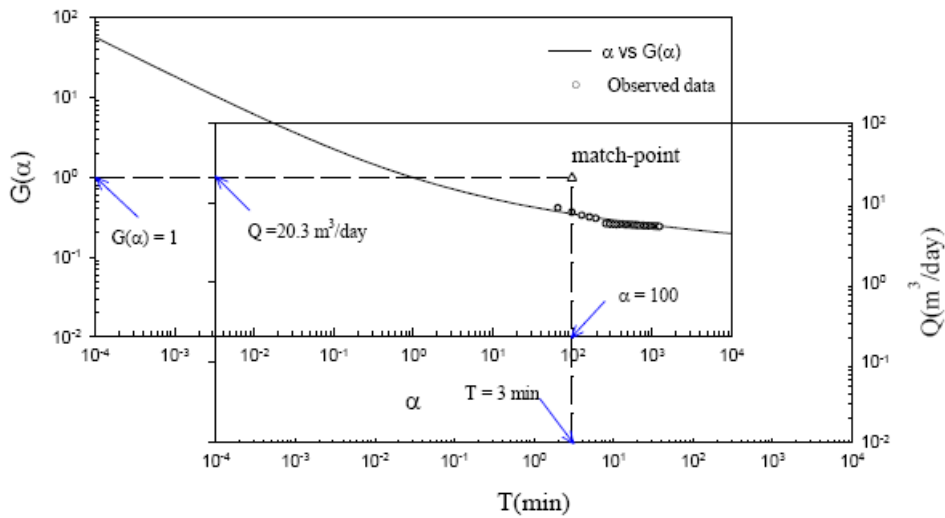


圖 5.3 試驗段水力特性計算圖例

5.2.3 交叉孔透水試驗

前述透水試驗在假定主滲透方向的條件下，可求得不同區段的水力傳導係數。惟實際岩體的裂隙構造十分複雜，主滲透方向甚難確定，因此 Hsieh 等(1983)提出三維交叉孔透水試驗(three dimensional crosshole test)，隨即並加以改善(Hsieh 與 Neuman，1985；Hsieh 等，1985)。

交叉孔透水試驗是在岩石中鑽若干孔，在某一孔中分段注水，並在相鄰孔中分段實測水頭。利用異向性滲透域中點源產生水頭場的理論公式，由實測的水頭求得裂隙岩體的滲透張量。Hsieh 等(1985)應用此法於美國南亞利桑那洲花崗岩及粗粒黑雲母石英二長岩中鑽設 8 孔進行 100 次交叉孔試驗，並提出下列結論：

1. 接近垂直的單孔透水試驗主要反映水平方向的滲透係數，因此單孔及交叉孔透水試驗所得的水平向滲透係數較為穩定。
2. 分析滲透係數張量的理論公式係基於無限域推導所得，若試驗地點距邊界較近，或是注水段及觀測段在地下水位以上，無法應用公式求解。
3. 若主要裂隙傾角較陡，垂直鑽孔與裂隙相交的機率較小，因而此法難以反應此類裂隙岩體的滲透性。
4. 若裂隙不發達時，等效滲透張量不一定存在，透水試驗僅具局部的代表性，因此無法反映岩體整體的滲透特性。

第六章 結論與建議

6.1 結論

岩體滲透行為深受節理面的導水特性與裂隙網絡的空間分佈兩大因素所影響。本研究基於王泰典(2003)建立的非線性岩體力學組成模式以及其於國科會「裂隙岩體水力—力學耦合行為之研究」計畫推展該模式於岩體水力學的應用的基礎，深入探討岩體的滲透模式，初步獲致以下數點結論。

1. 基於等值連續體模式的觀念，透過代表性體積元素，結合完整岩材與節理面的力學行為與空間分佈特性，在岩體的力學組成模式方面，該可描述含任意方向、間距及力學行為的規則節理岩體，在多軸荷重及反覆解壓再壓情況下非線性的完整應力—應變曲線。而就裂隙岩體水力滲透行為的觀點，若節理面空間分佈、節理面內寬、粗糙度、連續度等特性的裂隙岩體等條件可以確定，完整岩石的應變與滲透係數的關係，以及節理面閉合、剪動與剪脹行為與其滲透係數的局部座標關係得以建立，則透過座標轉換轉回大域座標，即可求得裂隙岩體的等效滲透係數張量，描述岩體的水力滲透行為。此方式不僅物理意義清晰，且相關的參數明確，有利於工程實務的應用。
2. 節理面內寬高度影響其滲透行為，而節理面所受的正應力與剪應力又決定了內寬的變化。考慮單一節理面情況，水力傳導係數與內寬的平方成比例關係，在給定初始內寬的無充填物節理面，剪動達殘餘狀態時，其水力傳導係數可能較初始狀態高出 2 個數量級。節理面內寬隨正應力增加而縮小，滲流若遭遇接觸節瘤區阻礙時，會尋找內寬大小相仿的內寬通過，而並非依循內寬較大處流動，因而形成一條條的流槽，在滲流路徑上表現出扭曲的特性。因此，考慮初始內寬與節瘤壓縮效應的力學模式，可有效反應出節理面粗糙度、內寬分布與接觸面積變化對節理閉合變形性的影響，對於預測節理面於正向閉合過程之導水性變化結果較佳，並可得知節理面滲流速度場的分佈。
3. 節理面的粗糙起伏常呈隨機變化，內寬量測十分困難，基於岩體滲透行為模擬的需要，可透過統計分析方式，尋求適當的機率密度函數求得特徵參數以描述粗糙起伏的程度，再透過數值模擬方式，隨機生成合成裂隙樣本以反映現地的節理面粗糙特

性，以探求其導水特性。

4. 裂隙網絡為考慮岩石滲透徑為最關鍵的課題，由於裂隙的形貌、空間分佈等難以確定，因此通常基於鑽孔探查、測線法或測窗法所得的裂隙調查結果，透過玫瑰圖法或投影圓法，將看裂隙分為幾個相對集中的裂隙組，每組中的裂隙通常圍繞其優勢位態分佈，可透過統計分析求得空間分佈的機率密度函數。節理面的尺寸、密度或頻率亦是應用相似的統計方法。
5. 依據裂隙空間分佈、尺寸與密度或頻率的統計結果，可透過各種的機率密度函數的特徵值，利用數值模擬方式隨機生成裂隙網絡，不僅可進行岩體滲流分析，並可進一步探討水力地質學中代表性體積元素 REV 的尺寸。
6. 岩體中節理面內寬變異性大，裂隙網絡分佈複雜，故岩體的滲透行為通常難以精確地描述。傳統多採現地試驗探求其滲透係數張量，再採均質等效的方法進行模擬。惟不論是應用較多的呂琴透水試驗或其改良的雙孔式封塞試驗，皆無法直接求得滲透係數張量。交叉孔透水試驗雖可略加改善，惟僅能在地下水水位面以下、距離邊界較遠，以及鑽孔較平行裂隙法線方向時，可得到較穩定的結果。

6.2 建議

1. 岩體的滲透行為十分複雜，在放射性處置措施場址的調查評估與規劃設計上，常依據調查成果建構場址的敘述性模型，再基於水文地質概念模式區分地層材料的滲透行為分區。就區域性尺寸觀點而言，前述作業程序為工程應用合理且務實的流程，惟就場址選址與相關設計的尺度而言，掌握岩體滲透特性，提供水文地質概念模式區分水力分區與模擬單元尺寸的有效參考，更具積極性的意義。
2. 國內有關地質調查作業的準則或規範，目前尚缺乏有關岩體節理面內寬、裂隙空間分佈等調查的作業程序，調查成果亦少有透過統計分析或機率密度函數特徵值描述的案例，更遑論基於岩體的滲透特性評估水文地質概念模式的水力分區。基於管制作業的考量，本研究建議應針對前述深入探討相關的作業程序，並宜加以規範或納入場址評估的工作執行計畫書要求。
3. 由本研究之探討可知，岩體的應力—應變關係矩陣與滲透係數張量具相同的形式，

在岩體滲透性試驗困難度高於力學性試驗的情況下，建立岩體水力—應力耦合關係、力學特性與水力參數關係、或透過力學性試驗結果推求滲透特性的方式，值得進一步深入探討。而基於管制作業觀點，場址評估階段水文地質調查工作亦應納入完整的力學特性調查項目。

4. 本研究擬基於本年度工作成果，於後續進行下列各項工作：

- (a) 應用王泰典(2006)岩體滲透模式與其他具代表性的滲透模式進行參數分析，探討岩體滲透行為的主控因素及其影響程度，以及環境因素的影響。
- (b) 蒐集整理國內公共工程地質調查成果，據以探討既有岩體計量法與水力參數之相關性，如國內岩體 RMR 值與 Lugeon 試驗成果之關係、岩體力學特性與水力參數之關係。
- (c) 蒐集具代表性的國外低放射性最終處置場址地質調查、規劃報告、設計報告等，針對其地質調查、相關的現地與室內試驗、場址敘述性模型描述、水文地質概念模式建構以至於地下水流動分析等深入剖析，探討實務應用上建構岩體滲透模式的典型作業程序。
- (d) 配合另案研究計畫，進行 2 組水文地質現地試驗，針對試驗過程詳細加以記錄，並深入探討試驗結果。
- (e) 依據前項水文地質現地試驗探求岩體水力參數的調查項目與試驗方法，深入檢討並提出改善的相關建議。
- (f) 依據研究成果，針對岩體滲透模式提出評析，並提出岩體水力參數與滲透模式審查技術之相關建議。

參考文獻

1. 中興工程顧問社(1987), 蘭嶼地區放射性待處理物料貯存場地下水調查及地質探查報告, 放射性待處理物料管理處 76 年度研究報告。
2. 尤崇極、施清芳、張坤城、宋國良、鄧仁杰、張福麟、劉建麟(1991), 我國用過核廢料長程處置計畫第二階段工作計畫—蘭嶼地質調查報告書, 原子能委員會核能研究所, 台北。
3. 王泰典(2003), 岩石隧道擠壓變形模式之研究, 國立台灣大學土木工程研究所博士論文。
4. 王泰典(2006), 裂隙岩體水力—力學耦合行為之研究, 國科會研究計畫 NSC 95-2218-E-027 -021(執行中)。
5. 李振誥(1991), 破裂岩層地下水流及污染物傳輸模式之評選及應用於示範場址(一), 放射性待處理物料管理處 80 年度研究報告。
6. 李振誥(1992), 破裂岩層地下水流及污染物傳輸模式之評選及應用於示範場址(二), 放射性待處理物料管理處 81 年度研究報告。
7. 李振誥(1993), 破裂岩層地下水流及污染物傳輸模式之評選及應用於示範場址(三), 放射性待處理物料管理處 82 年度研究報告。
8. 林宏奕(2002), 破裂岩體隧道開挖對滲透係數之影響—以雪山隧道為例, 國立成功大學資源工程研究所碩士論文。
9. 林碧山(2000), 破裂岩體地下水滲流與溶質傳輸, 國立成功大學資源工程研究所博士論文。
10. 洪浩原(1998), 破裂岩體隧道滲流之研究, 國立成功大學土木工程研究所碩士論文。
11. 紀立民(1997), 放射性廢料最終處置場場址地質特性調查之研究, 核能研究所。
12. 徐年盛等(1991), 放射性廢料設施及其附近地區地下水流及水質傳輸模擬之研究

- (一)，放射性待處理物料管理處 80 年度研究報告。
13. 徐年盛等(1992)，*放射性廢料設施及其附近地區地下水流及水質傳輸模擬之研究*
(二)，放射性待處理物料管理處 81 年度研究報告。
14. 徐年盛等(1993)，*放射性廢料設施及其附近地區地下水流及水質傳輸模擬之研究*
(三)，放射性待處理物料管理處 82 年度研究報告。
15. 徐年盛等(1994)，*放射性廢料設施及其附近地區地下水流及水質傳輸模擬之研究*
(四)，放射性待處理物料管理處 83 年度研究報告。
16. 泰興工程顧問股份有限公司(1988)，*蘭嶼貯存場環境影響報告*，原子能委員會放射性待處理物料管理處，台北。
17. 翁孟嘉、許世孟、顧承宇、冀樹勇、高憲彰(2006)，音射式孔內探測儀於地質弱面調查之應用，*2006 岩盤工程研討會論文集*，台南，569-578。
18. 張六順、趙振宇、黃燦輝(2005)，正向閉合下模擬節理面粗糙特性對其導水性之影響，*第十一屆大地工程研討會論文集*，10 月 8-9 日，台北縣萬里，F39-1-F39-6。
19. 張有天(1992)，裂隙岩體中水的運動及其與水工建築物的相互作用，*岩土與水工建築物的相互作用*，天津大學出版社，天津，205-284。
20. 張有天(2005)，*岩石水力學與工程*，中國水利水電出版社，北京。
21. 莊文星、羅俊光、劉文忠、陳聯燮(1989)，*蘭嶼貯存場地下水與岩石調查*，中央地調所彙刊，第五號。
22. 許世孟、翁孟嘉、曾慶恩、顧承宇、譚志豪(2006)，應用雙封塞水力試驗探討裂隙岩體之水力特性，*2006 岩盤工程研討會論文集*，台南，199-208。
23. 郭明錦(1991)，*放射性廢料設施及其附近地下水示蹤及井壓試驗設計研究(一)*，放射性待處理物料管理處 80 年度研究報告。
24. 郭明錦(1992)，*放射性廢料設施及其附近地下水示蹤及抽水試驗含水層特性描述之研究(二)*，放射性待處理物料管理處 81 年度研究報告。
25. 郭明錦(1993)，*放射性廢料設施及其附近地下水示蹤及抽水試驗含水層特性描述*

- 之研究(三)，放射性待處理物料管理處 82 年度研究報告。
26. 郭明錦(1994)，放射性廢料施設及其附近地下水示蹤及抽水試驗含水層特性描述之研究(四)，放射性待處理物料管理處 83 年度研究報告。
 27. 陳鳳翔、張有天(1994)，三峽永久船閘混凝土邊牆極端不利外水壓力分析，*岩石力學與工程學報*，2，103-111。
 28. 黃永鈴(2003)，規則節理岩體滲透模式之研究，國立台灣大學土木工程研究所碩士論文。
 29. 楊長義(1992)：模擬規則節理岩體強度與變形性之研究，國立台灣大學土木工程研究所博士論文，台北。
 30. 詹新甫(19985)，蘭嶼地區放射性待處理物浪貯存地質環境調查，中央地質調查所 74 年度研究報告。
 31. 雷世璋、趙振宇、黃燦輝(2003)，岩石節理面剪動—導水偶合行為影響因素之研究，*第十屆大地工程研討會論文集*，10 月 2-4 日，台北縣三峽，647-650。
 32. 趙振宇(1999)：岩石節理面力學性質與導水性偶合行為研究，國立台灣大學土木工程研究所博士論文，台北。
 33. 趙振宇、陳建勛、黃燦輝(2004a)，剪力作用下岩石節理面粗糙特性對其導水性之影響，*2004 岩盤工程研討會論文集*，10 月 21~22 日，台北縣淡水，168-175。
 34. 趙振宇、雷世璋、張六順、莊文壽(2006)，正向閉合行為下花崗岩節理面導水性研究，*2006 岩盤工程研討會論文集*，6 月 26~27 日，台南，239-248。
 35. 趙振宇、雷世璋、黃燦輝(2004b)，岩石節理面受剪—導水偶合行為之研究，*第四屆海峽兩岸地工技術/岩土工程交流研討會論文集*，11 月 9-11 日，台北市，台灣卷，123-130。
 36. 劉才華、陳從新、傅少黨(2000)，二維應力作用下單裂隙規律的試驗研究，*岩土工程學報*，8，1194-1198。
 37. 鄧博維(1996)，破裂岩體中不連續面特性與透水係數關係之研討—以蘭嶼地區安

山岩體為個案研究，國立成功大學資源工程所碩士論文。

38. 鐘志忠、林志平、廖志中、黃明萬、廖培明、程運達、楊光程(2006)，孔內聲波及光學造影儀於地質調查之應用，2006 岩盤工程研討會論文集，台南，599-608。
39. Asgian, M. I. (1988), *A numerical study of fluid flow in deformable, naturally fractured reservoirs*. Ph. D. Dissertation, University of Minnesota.
40. ASTM D 4630 , *Standard test method for determining transmissivity and storativity of low permeability rocks by in situ measurements using the constant head injection test*. ASTM International.
41. Baecher G. B., N. A. Lanney and H. H. Einstein (1978): Statistical description of rock properties and sampling. *Proc. 18th US Symp. Rock Mechanics*. 5C, 1-8.
42. Bandis, S., A. C. Lumsden and N. R. Barton (1981): Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 18(1), 1-21.
43. Bandis, S., A. C. Lumsden and N. R. Barton (1983): Fundamentals of rock joint deformation. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 20(6), 249-268.
44. Barton, N. (1973): Review of a new shear strength criterion for rock joints. *Engineering Geology*, 7, 287-332.
45. Barton, N. (1973): Review of a new shear strength criterion for rock joints. *Engineering Geology*, 7, 287-332.
46. Barton, N. (1976): The shear strength of rock and rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 13, 255-276.
47. Barton, N. (1996): *Recent Development in Tunnelling Technique*, Short course lecture notes, 10~11, Dec., Sinotech Engineering Consultants Inc., Taipei.
48. Barton, N. and V. Choubey (1977): The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics*, 10, 1-54.
49. Barton, N., A. Makurat, G. Vik, P. Chryssanthakis, and K. Monsen (1992), *Rock mechanics characterization and modeling of disturbed zone phenomena at Stripa*. Technical Report of Stripa Project.

50. Barton, N., S. Bandis and K. Bakhtar (1985): Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 22(3), 121-140.
51. Bawden, W. F. (1980): Influence of fracture deformation on secondary permeability- a numerical approach. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 17, 265-279.
52. Bawden, W. F., J. H. Curran and J. C. Roegiers (1979): Importance of joint behaviour on potential water into underground structures- an analytical approach. *Underground Rock Engineering*. Harpell's Press Cooperative. CIM special Vol. 22, 211-218.
53. Brown E. T. and P. I. Boodt (1987): Permeability determinations for a discontinuous crystalline rock mass. *Proc. 6th Int. ISRM Cong.* 23-30.
54. Brown S. R. and C. H. Scholz, (1985): Broad bandwidth study of topography of natural rock surface. *Journal of Geophysical Research*, 90(14), 12575-12582.
55. Cacas M. C., B. Ledoux, G. De Marsity, B. Tillie, A. Barbreau, E. Durand, B. Feuga and P. Peaudecerf (1990a): Modeling fracture flow with a stochastic discrete fracture network: calibration and validation. 1. the flow model. *Water Resour. Res.*, 26(3), 479-489.
56. Cacas M. C., B. Ledoux, G. De Marsity, B. Tillie, A. Barbreau, E. Durand, B. Feuga and P. Peaudecerf (1990a): Modeling fracture flow with a stochastic discrete fracture network: calibration and validation. 2. the transport model. *Water Resour. Res.*, 26(3), 491-500.
57. Chile J. P. and G. De Marsily (1993): Stochastic models of fracture systems and their use in flow and transport modeling. *Flow and Contaminant Transport in Fracture Rocks*. Edited by J. Bear, C. F. Tsing and C. De Marsily. San Diego: Academic Press Ins. 169-236.
58. Cruden D. E. (1977): Describing the size of discontinuities. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 14, 133-177.
59. Cundall, P. A. (1971), A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock system. In: *Proc. Int. Symp. Rock Fracture*, Nancy, II-8.
60. Dershowitz W. S. and H. H. Einstein (1987): Three dimensional flow modeling in

jointed rock masses. *Proc. 6th Int. ISRM Cong.*, 87-92.

61. Detournay, E. (1980): Hydraulic conductivity of closed rock fracture: an experimental and analytical study. *Underground Rock Engineering*. Harpell's Press Cooperative CIM Special Vol. 22, 168-173.
62. Esaki, T., H. Hojo, T. Kimura and N. Kameda (1992): Shear flow coupling test on rock joints. *Proc. 7th Int. Cong. ISRM*. 389-392.
63. Fourier, A., D. Fussel and L. Carpenter (1982): Computer rendering of stochastic models. *Communications of the ACM*, 25(6), 371-384.
64. Gale, J. (1982): The effects of fracture type(induced versus natural) on the stress, fracture closure, fracture permeability relationships. *Proc. 23th US Symp. on Rock Mechanics*. 290-298.
65. Gale, J. (1990): Hydraulic behavior of rock joints. *Rock Joints*. Edited by Barton & Stephansson. Balkema. 351-362.
66. Goodman, R. E. (1969): The deformation of joints. In: *Proc. Determination of the In-situ Modulus of Deformation of Rock*, 174-196.
67. Goodman, R. E. (1976): Methods of geological engineering in discontinuous rock. ASTM Publ., St. Paul, West.
68. Herdocia, A. (1985): Direct shear tests of artificial joints. In: *Proc. Int. Symp. on Fundamentals of Rock Joints*, Sweden, 123-132.
69. Holmén J. G., Stigsson M. (2001), *Modelling of future hydrogeological conditions at SFR*. SKB R-01-02. Svensk Kärnbränslehantering AB.
70. Hsieh P. A. and S. P. Neuman (1985): Field determination of the three dimensional hydraulic conductivity tensor of anisotropic media. 1. Theory. *Water Resour. Res.*, 21(11), 1655-1665.
71. Hsieh P. A., S. P. Neuman and E. S. Simpson (1983): *Pressure testing of fractured rocks- A methodology employing three dimensional cross-hole tests*. Top. Rep. NUREG/CR-3213, U. S. Nucl. Regul. Comm. Washington, D. C.
72. Hsieh P. A., S. P. Neuman, G. J. Stiles and E. S. Simpson (1985): Field determination

- of the three dimensional hydraulic conductivity tensor of anisotropic media. 2. Methodology and application to fractured rock. *Water Resour. Res.*, 21(11), 1667-1676.
73. Huang, J. and D. L. Tuccillo (1989): Fractal mapping of digitized images: Application to the topography of Arizona and comparisons with synthetic images. *J. Geophys. Res.*, 94(6), 7491-7495.
 74. Huang, T. H., C. S. Chang and Z. Y. Yang (1995): Elastic moduli for fracture rock mass. *Rock Mech. Rock Engng.*, 28(3), 135-144.
 75. IAEA. (1982), *Site Investigations for Repositories for Solid Radioactive Waste in Shallow Ground*, Vienna: IAEA, Technical Report Series No.216.
 76. IAEA. (1993), *The Radioactive Waste Management Glossary*, Vienna: IAEA.
 77. Kulatilake P. H. S. W. and T. H. Wu (1984): The density of discontinuity traces in sampling windows. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 21, 347-354.
 78. Kulatilake, P. H. S. W., D. N. Wathugala and O. Stephansson (1993): Joint network modeling with a validation exercise in Stripa Mine. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 30(5), 503-526.
 79. Lee C. H. and I. Farmer (1993): *Fluid flow in discontinuous rock*. Chapman and Hall.
 80. Lee, C. H., B. W. Deng and J. L. Chang (1995), A continuum approach for estimating permeability in naturally fractured rocks, *Engineering Geology*, 39, 71-85.
 81. Louis C. and T. Maini (1970): Determination of in situ hydraulic parameters in jointed rock. *Proc. 2nd ISRM Cong.* 235-245.
 82. Louis, C. (1974): Rock hydraulic. *Rock Mechanics*. Edited by L. Muller Udeine. 299-387.
 83. Makurat, A., N. Barton, N. S. Rad and S. Bandis (1990): Joint conductivity variation due to normal and shear deformation. *Rock Joints*. Edited by Barton & Stephansson. Balkema. 535-540.
 84. Nolte, D. D., L. J. Pyrak-Nolte and N. G. W. Cook (1989): The fractal geometry of flow paths in natural fractures in rock and the approach to percolation. *Fractals in*

Geophysics. Edited by Scholz, C. H. and B. B. Mandelbrot. Birkhauser Verlag. 111-138.

85. Noorishad, J., P. A. Witherspoon, and T. L. Brekke (1971), *A method for coupled stress and flow analysis of fractured rock masses*. Publication No. 71-6, Dept. of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
86. Pahl P. J. (1981): Estimating the mean length of discontinuity traces. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 18, 221-228.
87. Pratt, H. R., A. D. Black and W. F. (1974): Friction and deformation of jointed quartz diorite. In: *Proc. 3rd Int. Congr. on Rock Mechanics*, Denver, Colorado, 2A, 306-310.
88. Priest S. D. (1993): *Discontinuity analysis for rock engineering*. Chapman & Hall.
89. Priest S. D. and J. A. Hudson (1981): Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanning surveys. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 18, 183-197.
90. Rhén I., Follin S., Hermanson J. (2003), *Hydrogeological Site Descriptive Model – a strategy for its development during Site Investigations*. SKB R-03-08. Svensk Kärnbränslehantering AB.
91. Saupe D. (1988): Algorithms for random fractals. *The science of fractal images*. Edited by Barsley et al.
92. Singh, M., K. S. Rao and T. Ramamurthy (2002): Strength and deformational behaviour of a jointed rock mass. *Rock Mech. Rock Engng.*, 35(1), 45-64.
93. Teufel, L. W. (1987): Permeability changes during shear deformation of fracture rock. *Proc. 28th US Symp. Rock Mechanics*. 473-480.
94. Tsang, Y. W. and P. A. Witherspoon (1981): Hydromechanical behavior of a deformable rock fracture subject to normal stress. *J. Geophys. Res.*, 86(10), 9287-9298.
95. Wang J. S. Y., T. N. Narasimhan and C. H. Scholz (1988): Aperture correlation of a fractal fracture. *J. Geophys. Res.*, 93(3), 2216-2224.
96. Wei, Z. Q. and J. A. Hudson (1986): Moduli of jointed rock masses. In: *Proc. Int.*

Symp. Large Rock Caverns, Helsinki, 1073-1086.

97. Zhang, X. and D. J. Sanderson (1999), Scale up of two-dimensional conductivity tensor for heterogenous fracture networks, *Engineering Geology*, 53, 83-99.
98. Zhang, X., D. J. Sanderson, R. M. Harkness and N. C. Last (1996), Evaluation of the 2-D permeability tensor for fractured rock masses, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 33(1), 17-37.
99. Zhang, X., W. Powrie, R. Harkness and S. Wang (1999), Estimation of permeability for the rock mass around the shiplocks of the Three Gorges Project, China, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 36(3), 381-397.

附錄一 岩體評分值RMR與呂琴透水試驗施作概念簡述

一、岩體評分值 RMR

源於岩體中材料的複雜性與變異性，為描述其力學特性，通常將岩體先進行初步的定量至半定量分類，以供工程設計與施工的參考。岩體分類法以有 Bieniawski 1976 年於南非科學與工業研究委員會（the South African Council for Scientific and Industrial Research；CSIR）所建議的岩體評分準則（Rock Mass Rating；RMR）以及 Barton 1974 年於挪威地工技術研究所（Norwegian Geotechnical Institute；NGI）所提出的岩體品質指數評分（Quality Index；Q-Value）應用最多。茲針對 RMR 施作概念簡述如下。

RMR 法則係針對岩體的下列性質據以評分：

- 1.單壓強度
- 2.RQD 值，即岩心品質指標（Rock Quality Designation），係鑽探岩心取樣後，完整岩心長度大於直徑兩倍以上的樣品長度總和百分比。
- 3.弱面間距
- 4.弱面狀況
- 5.地下水情況
- 6.節理走向

各項的評分標準如下表所示，而根據上述六項的評分總和，即可得到 RMR 值，藉以對應適當的支撐系統。

分類因素		岩 盤 特 性 與 評 分						
1	單壓強度 kg/cm ²	>2500	1000~2500	500~1000	250~500	50~250	10~50	<10
	評分值	15	12	7	4	2	1	0
2	RQD%	90~100	75~90	50~75	25~50	<25		
	評分值	20	17	13	8	3		
3	弱面間距 m	>2	0.6~2	0.2~0.6	0.06~0.2	<0.006		
	評分值	20	15	10	8	5		
4	弱面狀況	表面粗糙、不連續、緊閉、岩壁未風化	表面略粗糙、開口小於1mm、岩壁稍微風化	表面略粗糙、開口小於1mm、岩壁極為風化	表面有擦痕，或斷層泥厚度小於5mm或連續性弱面、開口1~5mm	軟弱斷層泥、厚度大於5mm，或連續性弱面、開口大於5mm		
	評分值	30	25	20	10	0		
5	地下水量 (每10m長隧道) liter/min	0	<10	10~25	25~125	>125		
	評分值	15	10	7	4	0		
6	節理之走向	優良	良	普	劣	惡劣		
	評分值	0	-2	-5	-10	-12		
合	RMR總值	100~81	80~61	60~41	40~21	<20		
	岩體等級	I	II	III	IV	V		
計	岩體優劣	優良	良	普	劣	惡劣		

二、呂琴透水試驗

以水壓貫入試驗鑽孔，依預定壓力與梯度之順序，逐階提高水壓，並記錄其流量，以探查岩層之滲漏性或檢核岩層灌漿之成效的一種透水性試驗法。試驗結果可依圖表分析法或美國墾務局岩盤透水係數之計算方法，求得滲透係數。

岩體滲透指標 Lugeon 值為 10kg/cm² 之壓力下，每公尺試驗深度每分鐘之滲流量(公升)，即 1 Lu = 1 liter/min·m·MPa。

三、RMR 值與呂琴值的相關性初步探討

由岩石水力學的基本概念可知，裂隙網絡為岩體中最主要的透水途徑，而裂隙網絡受節理面空間分佈特性所左右，主要的影響包括節理面的組數、位態(走向與傾角)、持續度(與出露岩面相交而可觀測部份即為跡線)以及內寬(與是否有填充物)等。

由 RMR 法的分類因素可知，RQD 值、節理面的間距、狀況與走向等因子皆與裂隙網絡的影響因素有關，而地下水狀況亦有關係，但已為 RMR 法列為評分項目之一。

Lugeon 值則反映裂隙岩體滲透性最常用的方法，一般而言，裂隙愈發達，Lugeon 值愈高，雖無法考慮裂隙分佈而造成的滲透異向性，但某種程度上為一滲透係數平均值。

由於 RMR 的評分因子與 Lugeon 值的影響因子部份相同，其關係值得進一步探討。

附錄二 審查意見暨辦理情形彙整表

編號	審查意見	辦理情形
1	請補充英文摘要	已補充。
2	有關建立或統計岩體力學特性與水力參數間之關係作法上，在結論與建議中所建議蒐集彙整國內岩體評分 RMR 值與呂琴試驗成果，並探討其相關性，在未來研究工作應具可行性及相當之應用價值。請在本報告中先行補充該兩項技術之施作概念，並附錄於報告之後。	已增列附錄一岩體評分值 RMR 與呂琴透水試驗施作概念簡述。
3	報告第二章已分別闡述岩體力學組成模式及岩體滲透模式，請延伸說明兩模式之關係。並請補充說明此相關技術應用於未來管制作業的策略與需求為何。	兩模式相關性補充說明於第 2.6 節，對於未來管制作業的策略與需求，建議於水文地質調查試驗中增加岩體力學特性的調查項目，增述於第 6.2 節中。
4	報告第 20 頁，方程式(4.29)應為(2.31)，請予更正。	已修正。
5	報告中所列專有名詞或英文縮寫字，請統一於首次出現時列出中文並括號加註英文，例如第 43 頁「RQD 值」請改為「岩石品質指標(RQD)」。	已修正。
6	有關節理面的調查、統計分析、機率密度函數的應用等，請評估是否採用實例說明。	擬於次一年度計畫中採用台灣東北部資料實例說明。