

軟弱砂岩力學行為與其岩象分析研究(I)

The Study of The Mechanical Behavior And The Petrographic Analysis of Weak Sandstones (I)

計畫編號：NSC 90-2211-E-002-094

執行期限：90 年 8 月 1 日至 91 年 7 月 31 日

主持人：黃燦輝 台灣大學土木工程學系 教授

一、中文摘要

西部麓山帶以未變質的第三紀碎屑沈積岩為主。由於該岩層岩性軟弱，因此過去之隧道工程，在遭遇此類岩層時常引致許多工程災害。有鑑於隧道開挖後的變形性及穩定性，深受軟弱砂岩之力學行為所影響，然而目前對於軟弱砂岩之力學特性尚無通盤性之了解。本研究即以台灣中、北部麓山帶之軟弱砂岩為研究對象，深入探討其力學行為。研究中共包含 15 種砂岩，包括粗顆粒石英砂岩、細顆粒雜砂岩及細顆粒石灰質砂岩，年代涵蓋範圍由漸新世至上新世。本研究首先進行一系列不同體積應力作用下之純剪應力路徑與傳統三軸實驗，探討其破壞包絡線及應力－應變行為之變化。在針對實驗結果歸納出軟弱砂岩之變形特性後，並據以建構一軟岩組成模式。該組成模式為一彈塑性模式，可預測麓山帶砂岩主要之變形特性，包括(1)體積應力作用下，非線性彈性變形及塑性應變閉鎖情形；(2)剪應力作用下，剪應力與彈性體積應變之耦合行為；(3)橢圓帽狀塑性勢能面之存在。經與實驗資料相較後，可發現本研究模式具有甚佳之模擬結果。

關鍵詞：軟弱砂岩、彈塑性模式

Abstract

Owing to the high porosity, low strength, and large deformability of weak sandstone, tunnel construction in western Taiwan encounters lots of excess deformation. This research first explores this problem from

experimental data. A series of triaxial tests have been carried out to investigate the deformational characteristics of weak sandstone. The experimental results indicate that: (1) significant plastic volumetric strain comes up at low levels of confining stress, and locks at higher levels of confining stress; (2) apparent coupling behavior exists between shear stress and elastic volumetric strain; (3) a set of elliptical plastic potential surface is proposed according to the distribution of plastic flow. An elasto-plastic model is then proposed to characterize the behaviors of the sandstones. Through the simulations of different stress paths for various sandstones, it is found that good agreements arise between the predictions and the experimental results.

Keywords: weak sandstone, elasto-plastic model

二、緣由與目的

隨著近年來台灣人口快速增加及經濟高度成長，人口稠密的西部平原地區土地已不敷使用。許多重大交通建設與開發活動，範圍已由濱海平原、盆地逐漸向西部麓山帶地區發展。加上台灣近年來為形成一完整交通網，許多穿山越嶺之大斷面交通隧道陸續在規劃、設計與興建，如高速鐵路隧道群、東西向快速道路隧道群等，使得隧道工程在山區交通建設中佔有舉足輕重的關鍵地位。但根據最近幾年來之施工經驗顯示，在台灣隧道之施工並不順利，且常面臨許多工程災害，如嚴重擠壓變形、嚴重抽心、大量湧水等問題。

以麓山帶為例，台灣中、北部麓山帶

以未變質的第三紀砂岩為主。由於該岩層成岩作用時間短，岩石之膠結及壓密程度不佳，故大部分強度不高且容易風化，常視其為軟弱岩石。復以台灣地區多雨水，既溫且濕的氣候環境，使得風化作用快速進行，形成大地工程自然之不利因素。因此台灣過去之隧道工程，在遭遇此類岩層時，常常產生嚴重擠壓變形及剝落等不利於施工之災害。如北二高之中和隧道災變，即產生高達 36 公分之頂拱沈陷量（鄭富書等人，1996）。

有鑑於隧道開挖後的變形性與穩定性，以及工程災害之發生，深受此類砂岩之力學行為所影響；加上國外研究成果未能適當描述台灣砂岩之特性。因此，本研究將探討台灣軟弱砂岩之強度與變形性，受外在因子如應力狀態、飽和狀況等之影響，在歸納其力學特性後，並發展一套屬於本土之軟弱砂岩組成模式。

三、軟弱砂岩試體取得與準備

本研究以台灣麓山帶之砂岩為主要對象，所研究之砂岩試體，含括 8 地層 15 種不同岩性之砂岩（見表 1），岩性包括粗顆粒石英砂岩、中顆粒石英砂岩、細顆粒雜砂岩及細顆粒石灰質砂岩，年代涵蓋範圍由漸新世至上新世，所屬地層由老至新依序包括五指山層、木山層、大寮層、石底層、南港層、東坑層、上福基砂岩及卓蘭層，採樣範圍含括台北至南投。樣本來源主要採自邊坡開挖或露天採石場之岩塊，再鑽心製作試體；以使同種砂岩各試體具有較高之均質性。各種岩性之砂岩樣本將依所屬地層給予其英文代號，若同屬同一地層則在英文代號後冠上數字區分。砂岩代號僅用以代表該種砂岩之所屬地層，並非反映所屬地層之砂岩特徵。

四、研究方法與實驗規劃

為求得岩石之應力－應變行為，本研究中除進行岩石傳統三軸試驗之外，並設計純剪路徑之三軸試驗，以明確地劃分變形究竟為體積應力抑或剪應力所引致。純剪路徑三軸試驗之應力路徑如圖 1 所示，試驗可分為兩階段，第一階段為純體積應

力階段（OA 路徑），第二階段則為純剪應力階段（AB 路徑），不同於一般傳統三軸試驗（AC 路徑）。經由此實驗，可明確釐清體積應力與剪應力對於變形之影響，並可深入探討剪脹行為。

有關本研究之實驗規劃如下：選定表 1 中 6 種砂岩試體針對乾燥與飽和狀況下分別進行 6 組試驗分別為：(1) 圍壓 10、20MPa 之傳統三軸試驗、(2) 圍壓 20、40、60MPa 之純剪路徑試驗，當圍壓 20MPa 之純剪路徑試驗未達試體破壞強度時，則進一步施作圍壓 80MPa 之純剪路徑試驗，及 (3) 一組圍壓 40 MPa 之加解壓純剪路徑試驗，以了解其彈性變形行為。

五、實驗結果分析與討論

針對實驗所得結果，首先繪出不同體積應力下，各層砂岩之剪力強度，並選擇合適的破壞準則。接下來將純剪路徑三軸試驗過程中，所造成之應變變化情形作一說明，最後深入分析其彈塑性變形。

5.1 破壞準則

對於砂岩破壞包絡線之適用性評估，茲將不同體積應力下三軸試驗求得之剪力強度，繪於三維應力空間（ $I_1/3 - \sqrt{J_2}$ 平面）中。以 MS2 砂岩為例加以說明，圖 2 中所示為 MS2 砂岩之試驗結果，結果顯示無論在乾燥或飽和情況下，砂岩強度包絡線呈一良好線性關係，因此可採用 Drucker-Prager 準則以適當地描述材料之破壞包絡線。

5.2 體積應力階段之變形行為

針對軟弱砂岩受體積應力作用下，其體積應變變化情形示於圖 3 中。圖中顯示：不同試驗下，各試體之體積變形曲線趨勢及範圍分佈相當一致，顯示試體均質性良好。其應力－應變曲線呈現一凸向應變軸之曲線，顯示隨著體積應力增加，其體積模數 K 逐漸提高。由此實驗結果推測在低體積應力下，係試體內部裂隙尚未完全閉合之故，表現出較大之壓縮性；隨著體積應力的增加，裂隙閉合，使得試體變形模數逐漸提高。

此外，體積應力作用亦造成部分之剪應變，但其量甚小（大約僅為體積應變量的 1/10 左右），推測可能係應變計黏貼處之局部剪應變，或變形量測上的誤差。

5.3 剪應力階段之變形行為

在不同體積應力(圍壓)作用下，軟弱砂岩剪應力與剪應變間之關係繪如圖 4。由圖中可見，在剪應力—剪應變關係中，隨著圍壓愈高，其初始剪力模數愈高，當剪應力接近破壞強度時，將伴隨大量剪應變產生。有關剪應力與體積應變間之關係則如圖 5 所示（圖中已扣除體積應力階段所造成之應變量）。由圖中可見低剪應力時，砂岩試體首先呈現剪縮行為，隨著剪應力增加剪脹行為方始產生。

針對上述實驗所得結果，本節進行進一步之彈塑性行為分析。

5.4 彈塑性變形分析

為釐清剪應力作用階段下之彈塑性變形，根據實驗解壓再壓過程將剪應變、體積應變分解為彈性變形與塑性變形如圖 6、圖 7 所示，其行為描述如下：

(A) 彈性變形

根據彈塑分離結果，顯示彈性剪力模數與初始剪力模數極為相近(圖 6)，且在剪應力作用過程中，剪應力與彈性剪應變呈一線性關係，亦即在剪應力作用過程中，彈性剪力模數 G 維持不變。在剪應力與體積應變關係方面，圖 7 中清楚顯示，剪應力與彈性體積應變存有偶合關係，兩者間呈一非線性剪脹行為，此現象與一般線彈性材料剪應力不會導致體積應變之情形有別。

(B) 塑性變形

由圖 6、7 中可知，在低剪應力下塑性變形即產生；至趨近破壞時，體積及剪應變則呈現大量降伏的現象，且體積應變呈大量膨脹行為。為瞭解塑性應變之變化，進一步根據塑性變形得到剪應力作用下塑性流之變化。將其繪於體積應力—剪應力空間中(圖 8)，以瞭解塑性流於應力空間之分佈情形。從圖中可見塑性流之流動方向隨著剪應力增加呈逆時針旋轉，終止時幾乎正交於破壞包絡線上。以下深入探討

砂岩受剪時塑流角度 β 、塑性應變軌跡 ξ 及塑性勢能面之變化。

圖 9 所示為塑流角度與剪應力比值($\eta_f = \sqrt{J_2} / \sqrt{J_{2f}}$)之關係。圖中可見隨著剪應力增加，塑流角度逐漸遞增，當應力比值增至約 0.8 時，發生相位轉換(phase change)，隨後角度仍繼續增加直到破壞，達破壞時塑流角度幾與破壞包絡線垂直。其中相位轉換點象徵的意義即所謂之剪脹門檻，當剪應力達到此點時，塑性應變增量開始由壓縮行為轉變為膨脹行為。

不同試驗下之塑性應變軌跡($x = \sqrt{de_{ij}^p de_{ij}^p}$)變化，如圖 10 所示。由圖中可見隨著剪應力增加，塑性應變軌跡逐漸遞增，當應力比值增至約 0.8 時，塑性應變軌跡開始呈指數性地大量增加，直至破壞。由於此大量之塑性應變軌跡，提供巨額之塑性膨脹應變，因此成為軟弱砂岩剪脹變形之主要來源。

進一步由塑流之變化過程可繪出塑性勢能面分佈情形 圖 11，其形狀類似橢圓帽狀面，隨著應力增加不斷向外延伸，趨近破壞時則幾與破壞包絡線重合，此現象似乎說明在木山層砂岩之塑性應變增量符合諧和流動準則(associated flow rule)。

六、軟弱砂岩組成模式建立

根據前一章麓山帶砂岩力學特性，本章中將據以建構一套適合麓山帶砂岩之彈塑性模式。

6.1 彈性模式

由上一章可知，麓山帶砂岩之彈性變形與應力間存有非線性行為，且剪應力與體積應變間存有偶合關係；然而在現存等向性線彈性模式中其體積應變僅與體積應力有關，而與剪應力無關。因此，本研究採用高階格林彈性模式(Green elastic modal; Hyperelastic modal)針對彈性變形進行模擬，其應變張量可表示為

$$e_{ij} = \frac{\partial \Omega}{\partial s_{ij}} \quad (1)$$

上式中 Ω 為一能量密度函數，可表示成三個應力不變量之型式， e_{ij} 及 s_{ij} 分別為應變與應力張量。本研究中假設適合軟弱砂岩之能量密度函數 Ω 可表為下式：

$$\Omega = b_1 I_1^{3/2} + b_2 I_1 J_2 + b_3 J_2 \quad (2)$$

上式中 b_1 、 b_2 及 b_3 三項為材料常數， I_1 為第一應力不變量， J_2 則為第二偏差應力不變量。

將式(2)代入式(1)，可得非線性彈性之應力－應變關係，如下所示

$$e_{ij} = \frac{\partial \Omega}{\partial s_{ij}} = (\frac{3}{2} b_1 I_1^{1/2} + b_2 J_2) d_{ij} + (b_2 I_1 + b_3) s_{ij} \quad (3)$$

其中 s_{ij} 為偏差應力張量，而 d_{ij} 為 Kronecker delta 張量。

由式(3)進一步推求純剪試驗中，引致之體積應變及剪應變，如下所示：

(A)體積應力作用階段

$$I_1 = e_{kk} = \frac{3}{2} b_1 I_1^{1/2} \quad (4)$$

$$g = 2\sqrt{J_2} = 0 \quad (5)$$

上式中 I_1 為第一應變不變量，代表體積應變。 g 為剪應變， J_2 則為第二偏差應變不變量。

(B)剪應力作用階段

$$I_1 = 3 b_2 J_2 \quad (b_2 < 0) \quad (6)$$

$$g = 2(b_2 I_1 + b_3)\sqrt{J_2} \quad (7)$$

由式(4)至(7)，顯示此模式可反應之變形特性包括：(a)體積模數隨著體積應力增加而遞增；(b)剪應力與彈性剪應變呈一線性關係，隨著體積應力愈高，其彈性剪力模數愈高；(c)剪應力與彈性體積應變存有耦合行為，且為一非線性剪脹行為等砂岩彈性行為特性，此特性非一般等向性彈性模式可加以模擬。

6.2 塑性模式

依塑性力學基本理論，塑性模式之決定包括：(A)降伏面 $F(I_1, \sqrt{J_2}) = 0$ (yield surface)；(B)塑性勢能面 $G(I_1, \sqrt{J_2}) = 0$ (plastic potential surface)；(C)硬化準則 (hardening rule)等三項要件。以下說明本研究模式之選定內容：

(A)降伏面

本研究所採用之降伏面如式(10)所示，該降伏面係以 Desai(1986, 1987)所提出之 δo 模式(或稱 HiSS 模式)為基礎所發展而得。模式之降伏面如圖 12 示，其降伏面方程式如下：

$$F = J_2 - \left[-a_d(I_1 + T)^n + g_d(I_1 + T)^f \right] = 0 \quad (8)$$

其中 α_d 為一變數，由硬化準則所決定； γ_d 為破壞包絡線斜率之平方； T 為破壞包絡線與 I_1 軸截距；而 n 則為控制降伏面形狀之常數。

(B)塑性勢能面

根據實驗結果可知，受剪變形最終之塑性流幾與破壞包絡線正交，因此本研究可假設塑性應變增量符合諧和流動準則 (associated flow rule)，亦即塑性勢能面 $G(I_1, \sqrt{J_2}) = 0$ 與降伏面 $F(I_1, \sqrt{J_2}) = 0$ 重合如式(9)。

$$G(I_1, \sqrt{J_2}) \equiv F(I_1, \sqrt{J_2}) \quad (9)$$

(C)硬化準則

本文針對麓山帶砂岩特性，發展其適用之硬化準則，如式(10)所示：

$$de^p = b_1 a_d^{b_2} + \left(\frac{a_d}{b_3} \right)^{1/b_4} \quad (10)$$

式(10)中右式之第一項，由 β_1 、 β_2 兩材料常數控制，其反應體積應力作用下，塑性應變增量逐漸減小之情形；右式之第二項，為 δo 模式中所建議之硬化準則，其反應剪應力作用下，塑性應變增量之變化情形，由 β_3 、 β_4 兩常數控制。

藉由以上之所提出的硬化準則，可將

塑性應變增量 de^p 表示如下：

$$de^p = \sqrt{\left(\frac{\partial F}{\partial s_{ij}} \frac{\partial F}{\partial s_{ij}} \right)^{\frac{1}{2}}} = b_1 a_d^{b_2} + \left(\frac{a_d}{b_3} \right)^{\frac{1}{b_4}} \quad (11)$$

6.3 模式預測結果

為驗證本文所提出之組成模式是否可行，選擇體積應力 20 至 60 MPa 之純剪實驗加以模擬。分析成果依序示於圖 13 中。由圖 13a 中可見，分析結果與實驗值在趨勢上相當一致，尤其是剪力模數隨著體積應力增加而提高之趨勢頗為明顯，惟在量值上尚有差距。分析結果在較低之體積應力下 ($p = 20$ MPa)，呈現變形低估；而在較高之體積應力下 ($p = 60$ MPa)，則高估變形，惟有在 $p = 40$ MPa 情形下，與實驗成果最為相符。在圖 13b 中，亦可發現體積變形之模擬結果在體積應力 40 MPa 情形下，與實驗成果最為吻合；在其他應力情形下，雖存在部份誤差，然而在趨勢上已掌握變形之骨架曲線。整體而言，本研究模式之模擬與實驗上之量測相當符合。

七、結論

本研究目前已進行一系列純剪路徑三軸試驗，以探討台灣軟弱砂岩之變形特性。依據試驗結果，分析其彈塑性變形特性，並據以建構一可合適描述其變形行為之組成模式，經與實驗結果驗證後，可發現本研究模式擁有甚佳之模擬結果。

八、參考文獻

1. 翁孟嘉 (2002)：麓山帶砂岩之力學特性及其與微組構關係研究，博士論文，國來台灣大學土木工程學研究所，台北。
2. 鄭富書、林銘郎、黃燦輝、洪如江 (1996)：長隧道工程技術之研究—台灣北部隧道天然施工障礙之研究，國立台灣大學土木系研究報告，交通部。

3. Bieniawski, Z. T., (1984), *Rock Mechanics Design in Mining and Tunneling*, Balkema, Boston, pp.100.
4. Desai, C.S., Somasundram, S. and G., Frantziskonis, (1986), “A hierarchical approach for constitutive modeling of geologic materials” *Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 10, pp. 225-257.
5. Desai, C.S. and M.R., Salami, (1987), “A constitutive model and associated testing for soft rock,” *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 24, pp. 299-307.

表 1 本研究所探討之砂岩及所屬地層

取樣岩層	砂岩代號	岩性
五指山層 (WGS)	WGS1	粗顆粒白砂岩
	WGS2	青灰雜砂岩
木山層 (MS)	MS1	中顆粒白砂岩
	MS2	粗顆粒白砂岩
	MS3	細粒砂岩
大寮層 (TL)	TL1	青灰雜砂岩
	TL2	青灰雜砂岩
石底層 (ST)	ST	青灰雜砂岩
南港層 (NK)	NK1	石灰質砂岩
	NK2	石灰質砂岩
	NK3	青灰雜砂岩
東坑層 (TK)	TK	黃褐雜砂岩
上福基砂岩 (SFG)	SFG1	粗顆粒白砂岩
	SFG2	白色細粒砂岩
卓蘭層 (CL)	CL	黃褐雜砂岩

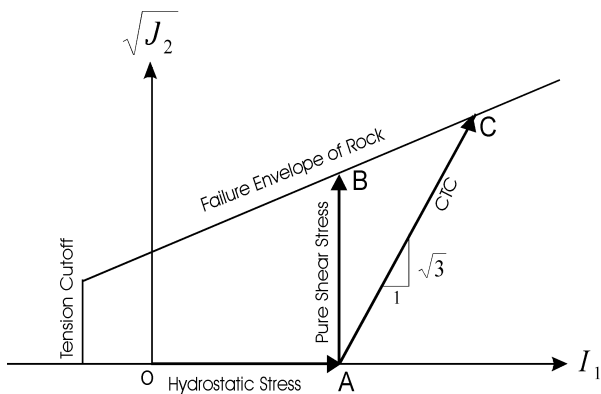


圖 1 純剪路徑三軸試驗示意圖

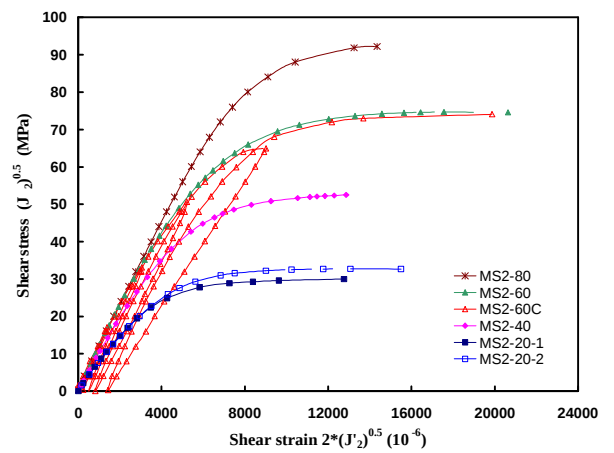


圖 4 砂岩剪應力與剪應變關係

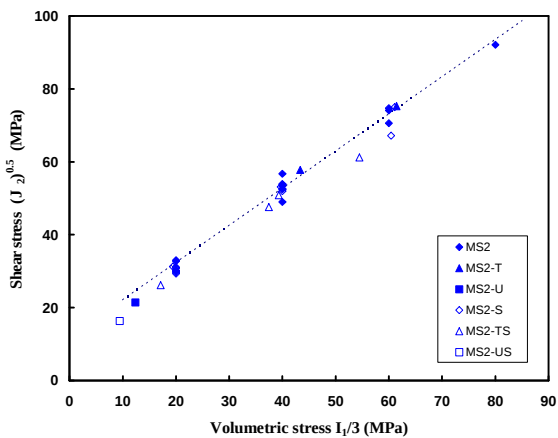


圖 2 砂岩破壞包絡線
(以 MS2 砂岩為例)

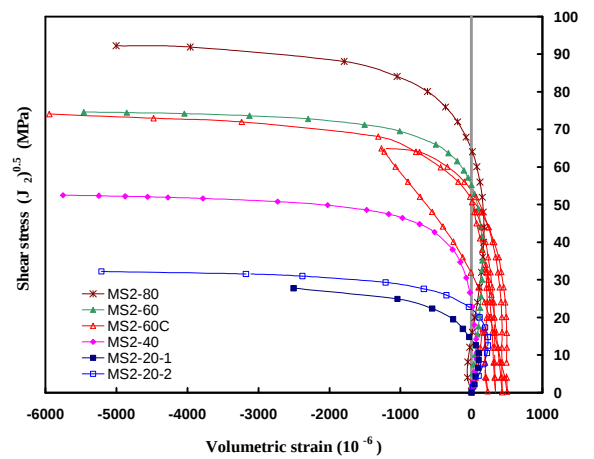


圖 5 砂岩剪應力與體積應變關係

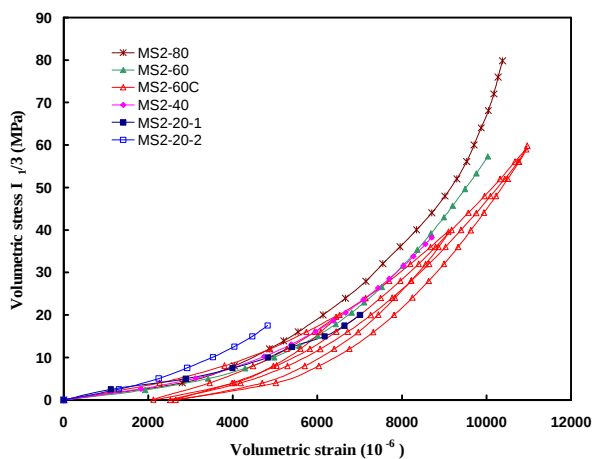


圖 3 砂岩體積應力與體積應變關係

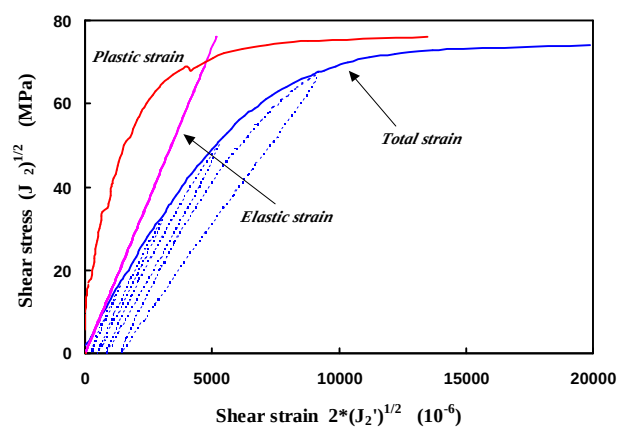


圖 6 剪應力作用下之彈性及塑性剪應變

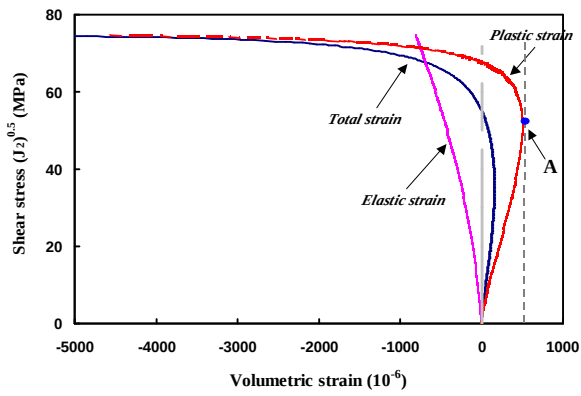


圖 7 剪應力作用下之彈性及塑性體積應變

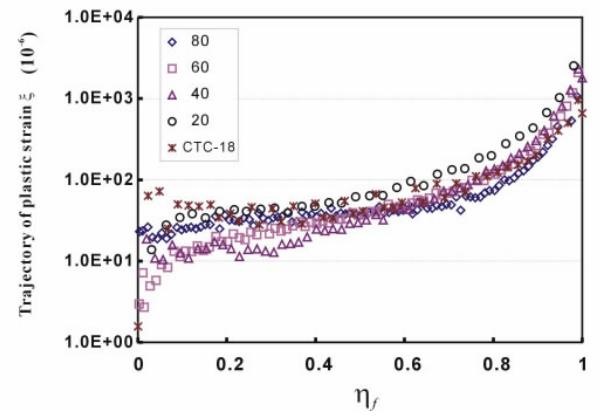


圖 10 塑性應變軌與剪應力比值之關係 (圖例中數值表體積應力大小)

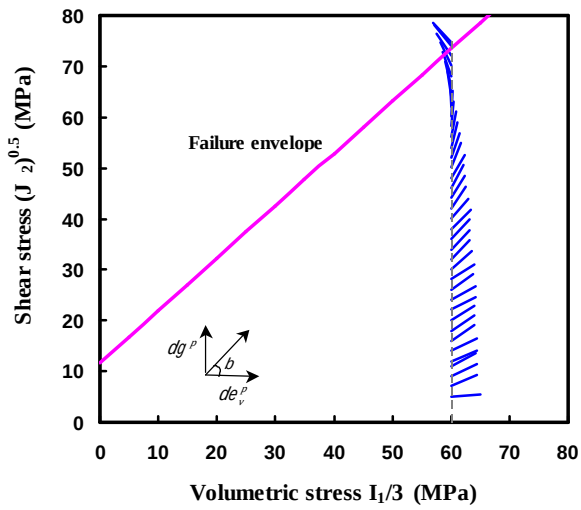


圖 8 純剪應力路徑試驗下之塑性流分佈

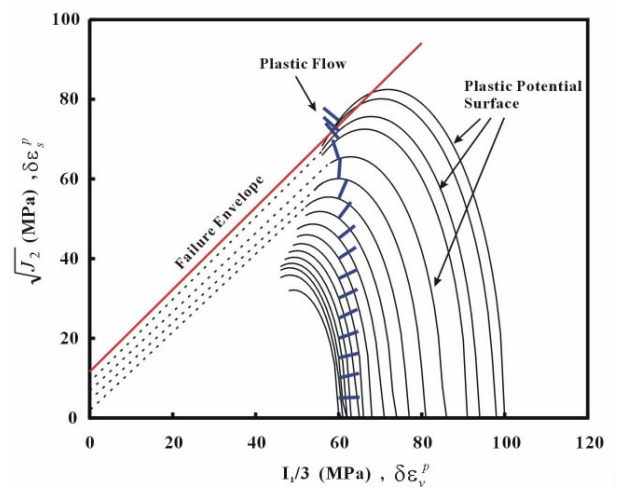


圖 11 砂岩之塑性勢能面示意圖

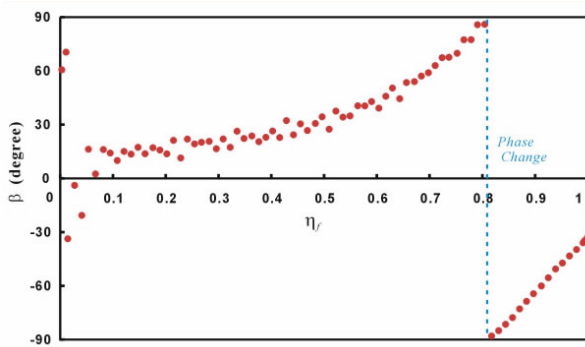


圖 9 塑流角度與剪應力比值 之關係

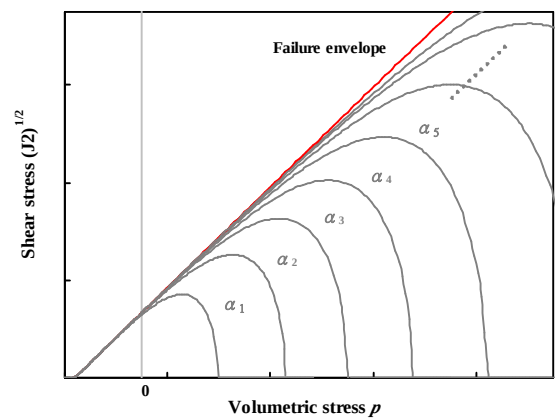
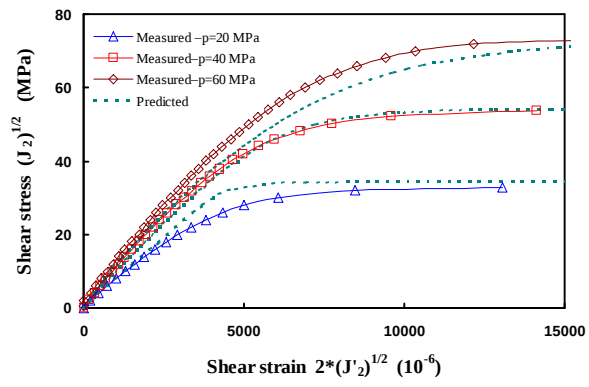
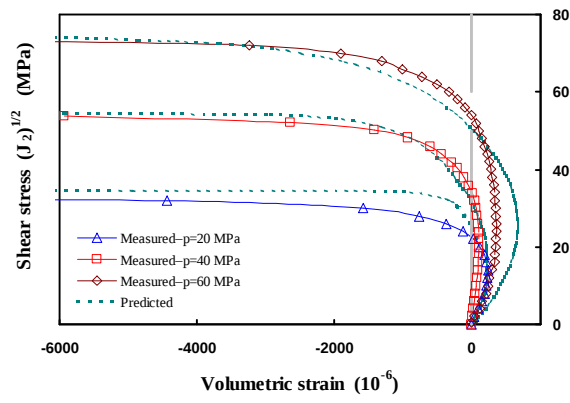


圖 12 δ_0 塑性模式示意圖



(a)剪應變



(b)體積應變

圖 13 不同體積應力下之變形預測曲線