

第二章 文獻回顧

本研究所模擬之岩層主要為台灣中北部地區之軟弱沈積岩，地質年代介於第三紀上新世至第四紀更新世，例如卓蘭層、頭嵙山層，並以膠結不良砂岩為主要之探討對象，此類岩層因形成年代較晚，成岩作用尚未完成，一般具有膠結差、遇水軟化，易受擾動等特性，近 20 年來已有多位學者針對軟弱岩石之定義、形成、物理及力學性質等加以研究，茲將張志勇(1999)、鍾峻偉(2001)與劉英助(2002)所彙整之資料節錄重點如下：

2.1 軟弱岩石之概述

軟弱岩石依 1981 年在東京召開之國際軟弱岩盤會議中，將以下三類岩石歸類為軟弱岩石：(1) 軟岩 (Soft Rock)；(2) 破碎岩石 (Fractured Rock)；(3) 風化岩石 (Weathered Rock)；其中軟岩包括了砂岩、泥岩、頁岩等，軟弱岩石兼具岩石與土壤兩者的特性，因此無法單純以一般土壤或岩石力學之理論探討之，近二十多年來已有多位學者針對軟弱岩石之定義、物力及力學性質加以探討，並嘗試以人造試體來模擬目標岩層進行試驗，茲將張志勇 (1999)、鍾峻偉 (2001) 及劉英助 (2002) 所彙整之相關文獻節錄重點如下。

2.1.1 軟岩的形成

一般由砂土變成砂岩主要需經過三個階段(Barton, 1993)：

1. 齡化作用(aging)：

此階段使砂土勁度提高，但尚未有凝聚性出現，此時的砂土稱為齡化砂土(aged sand)。

2. 緩和成岩作用(mid diagenesis)：

砂土在經過鏈結、膠結(bonding)以及互鎖作用(interlocking)後轉變成

凝聚性砂土(cohesive sand)，膠結使材料產生凝聚性，增加剪力強度。

3.長時間固化作用(induration)：強度提升至形成堅硬的砂岩。

Barton 認為軟砂岩成岩作用不完全，可視為凝聚性砂土，尚未經過固化作用，強度不高，膠結也差。Dobereiner et al.(1986)亦有此相似的結論，並認為風化(weathering)也是軟岩形成之一大要素(圖 2. 1)，其主要為火成岩或變質岩軟岩化之原因。

根據 Barton 之結論可知，固化時間短是形成軟岩之主因，但影響軟岩之力學行為主要在於成岩作用裡各種岩化作用(lithification)之程度，如膠結、互鎖等，因此可再將岩化作用做更細之區分，通常包括如下(陳汝勤及莊文星, 1992)：

1.凝聚作用(congelation)：

如物理的脫水和硬化作用，使得氧化矽或有機膠，形成非晶質或隱晶質固體。



2.結晶作用(crystallization)：

形成原生的可辨識的化合物，如在火山碎屑沈積物中未穩定的礦物，它的形成並未有孔隙水或其他礦物之介入。

3.再結晶作用(recrystallization)：

由於應力的增加或其他因素之影響而形成次生的、結晶學尚可辨識的礦物，例如由霏石(aragonit)轉換為方解石。

4.壓密作用、密結和壓力黏聚作用：

由於荷重逐漸增加，孔隙水液漸被排溢，使得顆粒緊密在一起，有時產生局部區域水溶液之富集或空洞間形成再沈積作用。

5.膠結作用(cementation)：

由於循環水溶液所帶來之膠結物在沉積物顆粒之間隙中填充或部分填

充，這些膠結物主要有 SiO_2 ， CaCO_3 和 Fe_2O_3 。

本研究以台灣北部的卓蘭層與頭嵙山層之軟弱砂岩為材料，製造人造膠結不良砂岩，並試圖模擬其特性。顧名思義，膠結不良砂岩在由砂土變成砂岩的過程中，只經過完整的齡化作用(aging)，因為時間的關係，成岩作用和固化作用並不完整。而在製造人造膠結不良砂岩試體時，是在常溫下以壓密排水的方式進行，其中也沒有添加膠結材，導致成岩作用中有些作用無法模擬，例如結晶與再結晶作用，膠結作用只能依賴天然材料中所含有之膠結材進行膠結的作用。另外在壓密作用方面，人造膠結不良砂岩所承受之最大壓密應力無法與天然膠結不良砂岩相當，所以人造膠結不良砂岩的強度和勁度會略低於天然膠結不良砂岩。

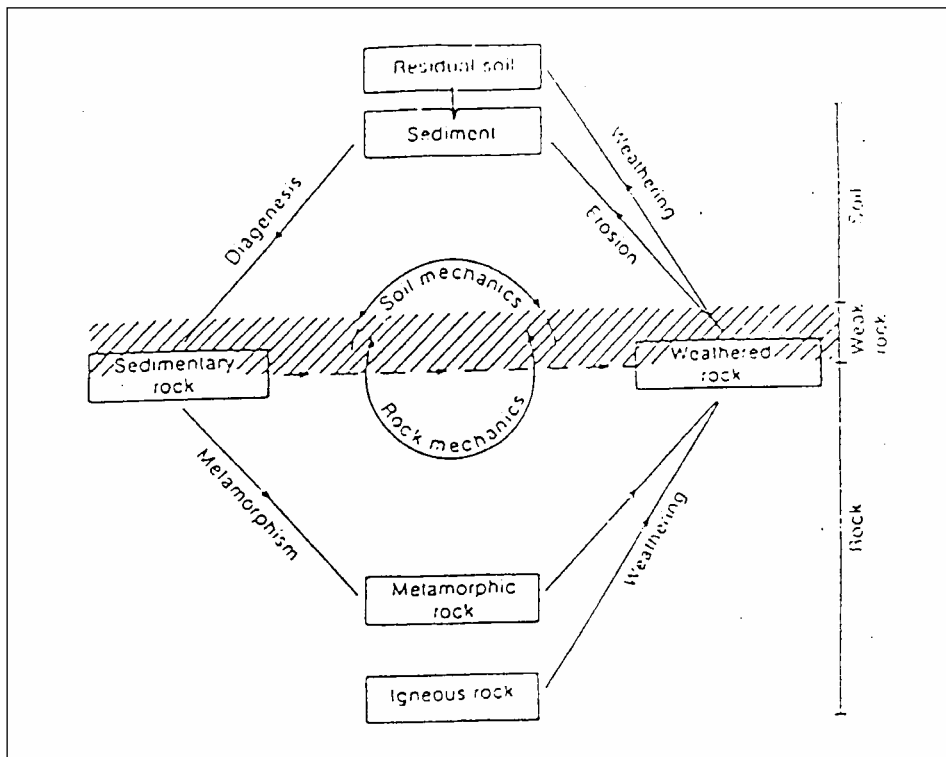


圖 2.1 軟弱岩石成因示意圖(Dobereiner et al., 1986)

2.1.2 軟岩的定義

國際岩石力學學會(ISRM 1981)依據完整試樣的單軸抗壓強度(q_u)對大地材料加以分類，如圖 2.2。單壓強度分佈在 0.25MPa 至 25MPa 之間可歸類為軟岩。ISRM 定義軟岩單壓強度範圍涵蓋了極軟弱岩石(Extremely Weak Rock)、非常軟弱岩石(Very Weak Rock)以及軟弱岩石(Weak Rock)等部分。

Bieniawski(1984)建議軟岩的單壓強度介於 1 至 25MPa 之間。圖 2.3 為 Bieniawski(1984)整理各家對軟岩的分類定義，從圖中可看出各家之軟岩分類標準有些許出入。國際土壤力學及基礎工程協會(ISSMFE,1985)的技術報告中，將軟岩定義為單軸抗壓強度介於 0.5MPa 至 25MPa。下限為 0.5MPa 的理由，是一般黏土的單壓強度通常都低於 0.5MPa；而上限的決定則沒有較明確的依據，不過考量材料的工程行為以及綜合其他各家的分類方式，25MPa 是一般所認同的單壓強度上限值。



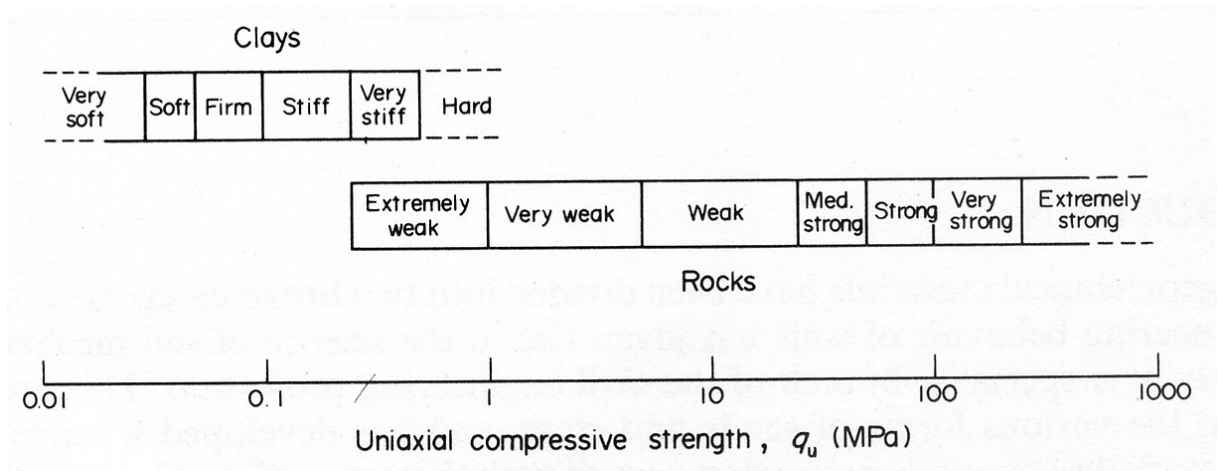


圖 2.2 ISRM (1981) 建議之大地材料單壓強度分類分級圖(Johnston, 1993)

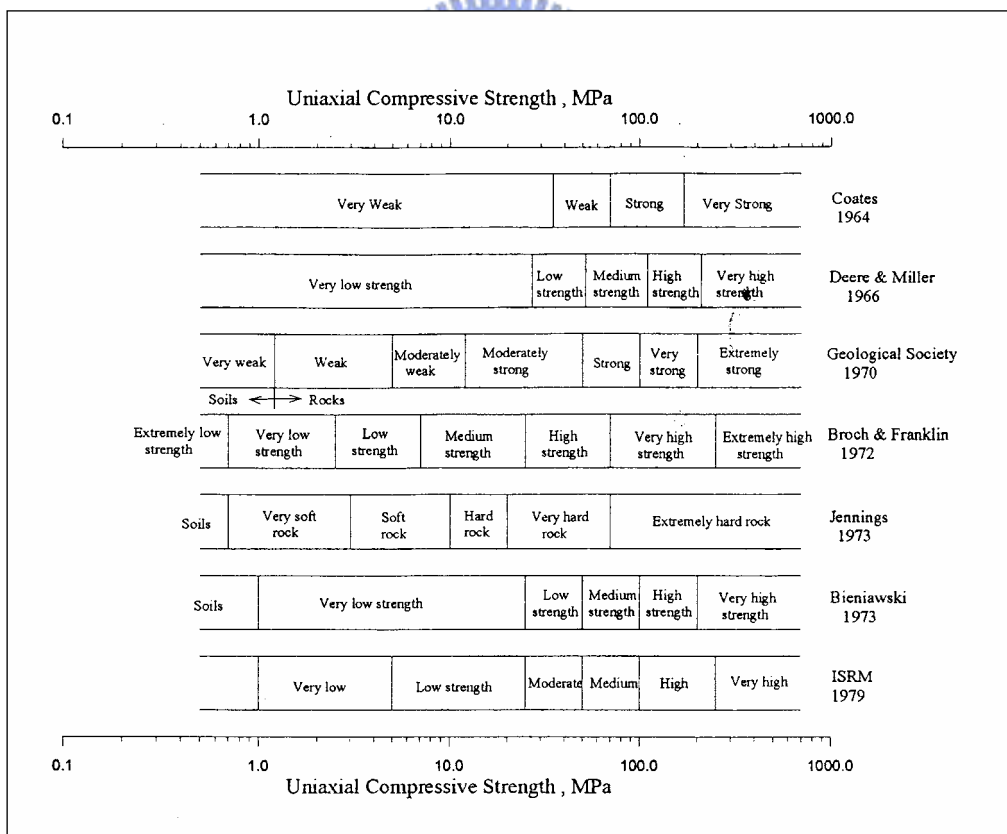


圖 2.3 岩石材料依單壓強度之分級圖(Bieniawski, 1984)

2.1.3 軟岩之特性與工程性質

在此將許多學者研究軟弱岩石之特性，包括物理性質、力學性質以及工程性質，統整歸納如下：

1.性質介於土壤與岩石之間：

Johnston (1993)認為此材料宜同時兼用土壤力學與岩石力學的觀點來考慮。軟弱岩石相較於土壤而言，是較硬、較脆、較具膨脹性且為不連續的材料；相較於岩石而言是強度較低、較具延展性、較具壓縮性且較易受孔隙水所影響。Dobereiner et al.(1986)亦認為此材料力學特性介於土壤或岩石之間。赤井浩一(1993)也發表相似之結論。

2.膠結不良：

赤井浩一(1993)認為軟岩顆粒間的膠結易受環境的影響而劣化，而Oliveira(1993)指出軟岩容易因乾濕循環而產生消散現象(slaking)，此現象與礦物組構的排列有關。岩石的強度、硬度與膠結物的種類及含量有很大的關係。

3.高孔隙率：

Oliveira(1993)指出軟弱岩石具有高孔隙率，其孔隙可能來自於因淋濾作用(leaching)，造成材料組成礦物流失，而產生孔隙(void)或者是因風化作用而發生材料衰退劣質化現象所造成的裂縫(fissures)。因孔隙率高，因此吸水能力也相對較高，吸水率在 10%至 20%之間(赤井浩一, 1993)。

4.孔隙水之影響：

Bell (1993)針對軟砂岩做研究，發現飽和時的軟砂岩之力學性質，與乾燥時的軟砂岩有相當明顯的差異。以單壓強度而言，飽和過的軟砂岩之單壓強度會比乾燥的軟砂岩之單壓強度減少約 35% (圖 2.4)，而楊氏模數也是氣乾的軟砂岩明顯比飽和的軟砂岩大的多。另外，柏松比則是飽和的試體較乾燥的大，飽和試體的破壞應變，亦較氣乾試體大的多。此外，相較於一般岩石，軟岩則較具壓縮性，容易產生較高的孔隙水壓

，且因為軟岩本身強度較弱，更凸顯孔隙水壓對軟岩的影響性(Johnston, 1993)。Johnston and Choi(1986)以人造軟岩(synthetic soft rock)從事單壓與張力試驗，飽和含水量越高，則單壓與張力強度皆越低。

Lin and Hung(1982)指出，軟弱岩石浸水弱化的主因，乃由於：

- (1)水分對岩石內部黏土礦物產生潤滑作用；
- (2)岩石內部膠結物質因浸水而崩解(dissolution)。

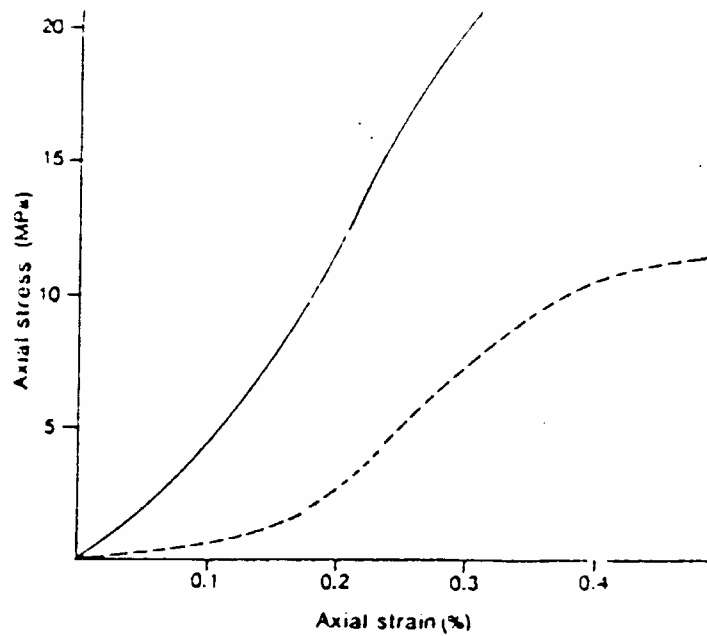


圖 2.4 乾燥(實線)與飽和(虛線)軟砂岩之單壓試驗軸向應力應變比較圖
(Bell, 1993)

5.高變形性：

Oliveria(1993)認為軟弱岩石在應力狀態或含水量改變時，所產生的變形量較一般岩石為大，而高孔隙率亦是造成軟岩變形性大的原因；且若軟弱岩石含有較多的黏土膠結成分，則易造成遇水膨脹或產生解壓回漲的行為。他認為軟岩變形模數在 500-5000MPa 之間，若在此岩層上構築大型建築物，因變形模數範圍甚大，因此也會對建築物之基礎設計造成頗大的影響。

6.小應變之線性應力-應變行為：

一般建築物構築於軟岩地層上所造成之地盤變形並不大，因此由小應變量測得到之變形模數來預測地表的變形或是建築物的位移較為適宜。而軟岩在微小應變 0.001%以下的應力-應變呈線性關係(Tatsuoka and Kohata, 1995)。一般未使用小應變量測所求得之軟岩勁度較小。

Stimpson et al.(1979), Burland(1989)指出一般地層因工作載重加載造成的應變量都小於 0.1%，因此，有必要對軟岩在小應變時的變形性更加瞭解。Kim and Tatsuoka(1994)指出軟岩小應變之楊氏係數 E_{max} 和現地剪力波速得到的值 E_f 非常一致，此表示彈性模數可利用室內的靜態試驗求得，而室內具圍壓下之超音波試驗得到的彈性模數 E_d 則略大於 E_{max} 和 E_f 。小應變下排水或不排水試驗得到的 E_{max} 是相似的。無圍壓 E_d 值比有圍壓 E_d 值小，此種差別對風化度大的砂質泥岩比泥岩試體大，這結果顯示試體會受因取樣形成的裂縫影響，若要用室內試驗設計推估現地行為，回復現地應力狀態相當重要，而無圍壓壓縮試驗大大低估了現地小應變時的勁度。在應變達 0.1%即一般在軟岩地層工作載重造成的最大應變或應力達尖峰強度的一半時， E_{sec} 仍大約是 E_{max} 的一半。 E_{max} 對壓縮強度的比值大約是 400 到 1000 之間。

Hight(1995)指出細微裂縫及其對圍壓的反應在軟岩的應力應變特性上有支配性的影響。由圖 2.(a)可看出裂縫會降低勁度，特別在小應變範圍，且加大非線性段。圍壓的增加可使微裂隙閉合而讓小應變範圍之勁

度增加，直到微裂隙全部閉合為止，如圖 2.(b)。另外，非線性段對取樣造成的擾動非常敏感，所以進行室內試驗時必須回復現地應力。綜合上述，軟岩之小應變行為對於一般工程的應用較具意義，因此，對於小應變行為之研究也就更顯重要。

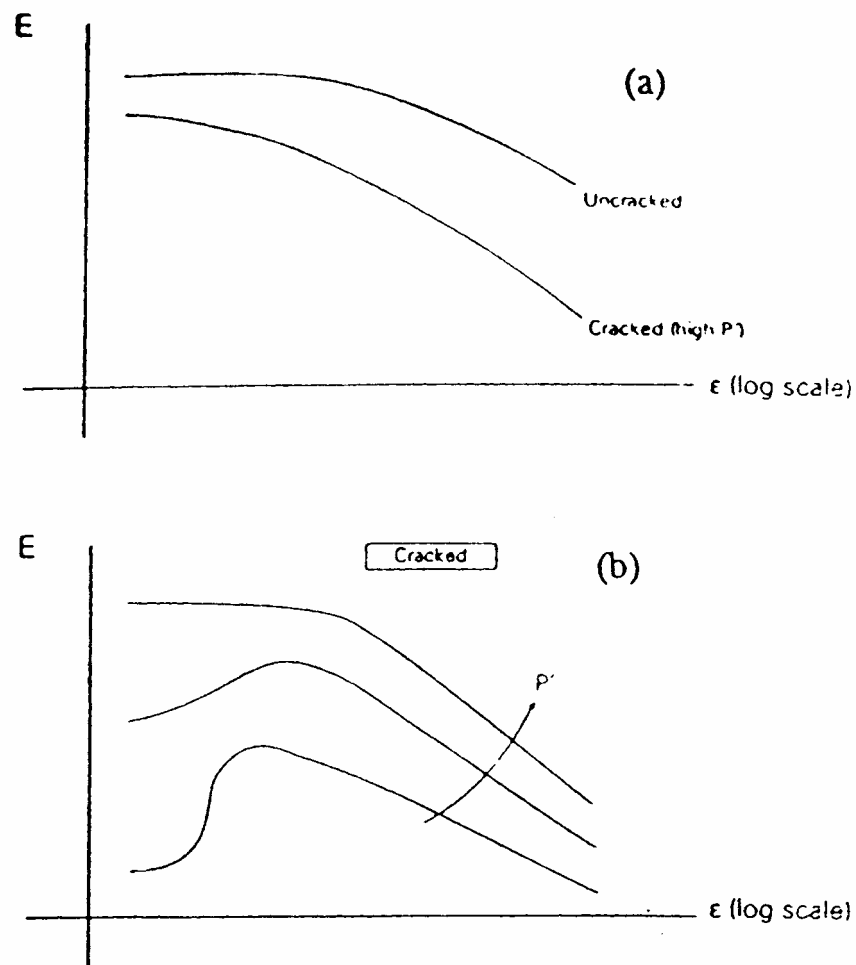


圖 2.5 細微裂縫及對圍壓之反應對軟岩應力應變特性的影響

(Hight, 1995)

2.1.4 台灣中北部軟弱砂岩簡介

本研究所採用之軟弱砂岩材料主要取自新竹縣寶山鄉，在地質年代上屬上新世至更新世之砂岩，根據表 2.1 何春蓀對台灣整體的地層描述，台灣西部麓山地區的岩層中，上新世與更新世地層屬於十分年輕的地層，其地質年代分別為五百萬年至兩百萬年前，以及兩百萬年以內。上新世地層大致以頁岩、粉砂岩、和砂岩的互層及少許的礫岩為代表。上新世地層於台灣中北部比較具代表性的地層有卓蘭層。

更新世地層屬第四紀地層，大都出露在西部山地較靠西的山嶺或山丘內，主要有砂岩、粉砂岩、泥岩、頁岩和礫岩，海相和陸相的地層皆有出現，於中北部地區較具代表性的地層為頭嵛山層。

表 2.1 台灣西部麓山帶第三紀及更新世地層對比表(何春蓀, 1986)

區域		台灣北部	台灣中北部	台灣中部	台灣中南部	
時代		基隆.台北.桃園	新竹.苗栗	台中.彰化.南投	嘉義.台南	
更新世		頭嵛山層 (觀音山層)	通霄(楊梅)層	頭嵛山層	六雙層 二重溪層 茨下寮層	
	上新世	卓蘭層	卓蘭層	卓蘭層	六重溪層 沱水溪層	
錦水頁岩		錦水頁岩	錦水頁岩			
三峽群		二閣層	桂竹林層	魚藤坪砂岩	烏嘴層 中崙層	
	大埔層	十六份頁岩				
中新世	晚期	南莊(五堵)層	上福基砂岩	關刀山砂岩	糖恩山層	
			東坑層	南莊層	南莊層	
	中期	瑞芳群	南港砂岩	觀音山砂岩	水裡坑層	達邦層
			南港層	打鹿頁岩		
	湊合層	北寮砂岩				
	早期		石底層	出磺坑層	大坑層	
野柳群		大寮層	碧靈頁岩			
		木山層	汶水層			
漸新世		五指山層		粗坑層		
		蚊子坑層				

有關臺灣中北部軟弱岩石之物理性質及力學性質之成果，茲就劉英助(2002)所彙整資料說明如下：

1.物理性質方面：

卿建業(1995)蒐集臺灣一些岩石之單壓強度試驗資料，並就國內不分地層之軟弱岩石工程性質歸納分析指出，單位重則約介於 $2.0\sim 2.6\text{g/cm}^3$ 之間，且提出單壓強度將隨單位重增加而增加之觀察。

林銘郎及林煜卿(1998)針對寶山地區卓蘭層與楊梅層(即新竹頭嵙山層)之泥質岩石研究指出其比重介於 $2.56\sim 2.75$ ，單位重介於 $1.92\sim 2.2\text{g/cm}^3$ 間，孔隙比約介於 $0.26\sim 0.38$ 。

林景民(2001)對寶山地區之泥質粉砂岩的研究，比重約 2.64 ，氣乾單位重約 1.87g/cm^3 ，孔隙比約 $0.32\sim 0.41$ ，含水量約 $0.7\%\sim 3.3\%$ 。而取自交通大學西南山坡之系顆粒砂岩，其比重約 2.64 ，濕單位重約 $2.09\sim 2.30\text{g/cm}^3$ ，孔隙比約 $0.31\sim 0.46$ ，含水量較高，約為 $14.27\%\sim 16.7\%$ 。

洪任賢(2002)也同樣針對寶山第二水庫、交大西南山坡以及大甲溪地層進行一系列之研究，結果指出寶山第二水庫取得之砂岩其比重約 2.65 ，濕單位重約 $1.84\sim 1.88\text{g/cm}^3$ ，實驗前孔隙比約介於 $0.62\sim 0.64$ ，自然含水量約為 $10.36\%\sim 10.74\%$ ；交大西南山坡的試體粒徑分析其 D_{50} 分佈介於 $0.08\text{mm}\sim 0.12\text{mm}$ ，比重約 $2.39\sim 2.65$ ，濕單位重約 $1.93\sim 2.30\text{g/cm}^3$ ，實驗前孔隙比約介於 $0.23\sim 0.61$ ，自然含水量約為 $14.2\%\sim 20\%$ ；而大甲溪地層鑽心取樣試體的物性試驗結果顯示，其比重約 2.65 ，濕單位重約 $2.25\sim 2.43\text{g/cm}^3$ ，實驗前孔隙比約介於 $0.21\sim 0.32$ ，含水量約為 $5.94\%\sim 13.42\%$ 。

經濟部水利署中區水資源局(2002)於寶二水庫蓄水後邊坡穩定性研究期中報告，對寶山地區砂岩所進行的物性試驗指出其比重約 $2.63\sim 2.67$ ，濕單位重約 $1.93\sim 2.26\text{g/cm}^3$ ，實驗前孔隙比約 $0.33\sim 0.52$ ，自然含水量約為 $10.86\%\sim 12.43\%$ ，均勻係數 C_u 為 $9.19\sim 12.87$ ，曲率係數 C_c 為 $1.00\sim 1.96$ 。

2.力學性質方面

卿建業(1995)指出，砂岩之模數比(modulus ratio) E/σ_c ，其中 E 為彈性模數、 σ_c 為單壓強度，大致介於 50~500 之間，頁岩之模數比則介於 10~200。砂岩之卜松比(poisson's ratio)為 0.2~0.5 之間，頁岩為 0.3~0.5。

陳賀瑞(1997)發現在相同試驗控制模式下，泥質含量較低及砂顆粒之均勻性較低者，其力學強度有增高趨勢。另外，大坑卓蘭層之軟弱砂岩單壓強度約介於 7~13MPa，傳統三軸之 c 值約 1.5~3MPa， ϕ 值約介於 $41^\circ\sim 43^\circ$ 。而多段式尖峰強度段三軸所得之 c 值約 5.2MPa， ϕ 值為 29° 。而頭嵙山層泥質粉砂岩之多段式尖峰段三軸所得之 c 值約 1.62MPa， ϕ 值為 23° 。

陳恆祐(1999)於軟岩的滲透性質及滲流對微組構之影響研究中求得，新竹寶山的黃色砂岩與灰色粉砂岩室內定流量三軸透水試驗的滲透係數：黃色砂岩介於為 $2.7\times 10^{-4}\sim 3.2\times 10^{-4}$ cm/s，灰色粉砂岩則介於為 $8.6\times 10^{-6}\sim 9.1\times 10^{-6}$ cm/s。滲透係數值現場試驗略大於室內試驗，不過差距不大，可顯示不連續面之影響不大，與一般硬質岩體有甚大差異。

柳政男(1998)採用傳統三軸壓縮試驗所得之數據分析中北部軟弱砂岩之破壞準則，結果顯示 Hoek-Brown 之破壞準則較適用，而少數泥質粉砂岩則以 Mohr-Coulomb 之破壞準則較為適用。黃惠儀(1999)針對軟弱砂岩進行一系列之三軸試驗，結果顯示同屬軟岩地區的大坑岩塊在 3MPa 圍壓下裂縫已閉合， E_{max} 約為 4000MPa、 E_{max}/q_{max} 值約為 320，軟岩之彈性模數隨應變量增大明顯減小表示變形性為非線性。

林景民(2001)對寶山所取試體進行單軸壓縮試驗，單壓強度介於 5.5~6.5 MPa，符合 ISRM 對於軟岩的定義。其破壞應變則介於 1%~2%之間

由三軸試驗結果整理出寶山砂岩之強度參數為凝聚力 $c'=0.74$ MPa，有效內摩擦角 $\phi'=31.0^\circ$ ，楊氏模數 E 介於 400~2000 MPa 間；交大泥砂岩之強度參數為 $c'=0\sim 0.71$ MPa， $\phi'=21.4^\circ\sim 32^\circ$ ，最大楊氏模數 E 約為 250~700 MPa，兩者之凝聚力都非常的低，有效內摩擦角介於黏土與鬆砂之間。

2.2 人造軟岩

因天然軟岩取得困難且性質不易掌握，國、內外已有多位學者，嘗試於試驗室製作人造軟岩試體，以模擬目標岩層進行研究，其對於材料要求及人造軟岩之優點如下：

1. Stimpson(1970)曾提及人造岩石通常作為模型試驗之用，而模型試驗依目的可分為兩類，一是純粹模擬幾何相似性，以得到定性的描述。另一則是模擬岩材本身各種的特性，而得到定量的性質。

2. 綜合 Stimpson, (1970); Rosenblad, (1969)及 Indrartna(1990)等人對良好的模擬材料所製成的人造膠結不良砂岩試體條件為：

- (1) 其組成材料普遍且容易取得，具經濟性。
- (2) 在實驗室內，易於重複製作，在相同配比時可製作出力學性質相近之試體。
- (3) 性質穩定，物理性質不具依時性（就彈性材料而言）。
- (4) 力學行為與模擬目標岩層相似，且符合模型相似律的要求。
- (5) 強度能符合實驗室內儀器加壓與量測的條件。

3. 根據 Johnston and Choi(1986)與 Indrartna(1990)舉出人造軟岩的優點歸納為以下五點：

- (1) 模擬材料之取得容易。
- (2) 具均質均向性。
- (3) 可快速且有序的重製。
- (4) 能較精確地控制特地影響因子。
- (5) 製作費用低廉。

本節以下將針對近年來學者對人造膠結不良砂岩材料選擇、製作方法與模型相似律的研究作介紹。

2.2.1 人造膠結不良砂岩製作方法與成果

Gu et al.(1993)指出，為使人造與天然軟岩間之相似性提高，在製作方法上有兩個主要的方向：

- 1.利用天然軟岩之組成物來製作人造軟岩。
- 2.模擬岩石的成岩過程，如以壓密模擬成岩的壓力。

目前嘗試製作人造軟岩之國、內外學者分別有 Johnston and Choi (1986) 等人 (表 2.2)，但取天然岩塊為材料，且以膠結不良砂岩為模擬對象，則為 Indrartna (1990)、王乙翕 (2002)、鍾峻偉 (2001)、劉英助 (2002) 及廖智偉 (2003) 等人，茲就劉英助 (2002) 所彙整其製作方法及研究成果分別摘述如後：

1. Johnston and Choi(1986)：

以模擬墨爾本泥岩為目標，採用試誤法來找出適合的模擬材料與製作方法，最後決定使用泥岩粒料(研磨後之粉末)與波特蘭水泥，以 1:0.025 比例再加 18%粒料總重的水拌和，且為了減少養護時間，另外加入速凝劑。將拌和料灌入組裝好的模具中。以高壓反力架壓密，壓密壓力範圍為 1~30MPa，壓密約 6 小時後，將試體頂出，養護試體約兩星期。

藉由控制不同的壓密壓力，能夠製作不同飽和含水量的試體，再以不同的飽和含水量來代表模擬風化的程度。Johnston and Choi 進行一系列室內力學性質試驗驗證與墨爾本泥岩的相似性(圖 2.6)，並以此法製作可供樁承載行為與傍壓儀試驗用的模型岩塊。由精確地控制含水量與邊界條件，此人造軟岩的各種工程性質都具有很小標準偏差的平均值。因此，Johnston and Choi 成功地製作出均質均向，且力學性質極接近墨爾本泥岩的人造軟岩。

2. Indrartna(1990)：

以軟弱沈積岩為模擬目標，訂定一些力學性質的模擬範圍，選擇石膏與細砂為主原料，以 10%石膏、75.8%細砂、14.15%水、0.05%緩凝劑之配比拌和，將拌和料灌入在震動臺上的模具中，並分層擣實趕出氣泡

與舀出析離的水，一旦灌模完成，靜置 12 小時待初凝完成後，移至恆溫恆濕箱進行養護 4 星期。Indrartna 進行一系列力學試驗，其結果如表 2.3、圖 2.7 所示，各項力學性質參數皆在軟弱沈積岩的模擬範圍之內，且他認為此人造軟岩不隨溫度與濕度在力學性質上變化，是良好的模型試驗岩材。

3. Gu et al.(1993)

為了調查 Hawksburry 砂岩力學行為的計畫，而發展人造軟岩作模型試驗來模擬這類天然軟岩的力學行為，所選用的模擬材料為石膏與粒徑中等的砂。在製作方面，則將石膏種類、緩凝劑比例、石膏比例、壓模壓力、養護狀況當作控制變因，先決定石膏種類與緩凝劑比例，以 15%、20%與 25%石膏與砂拌和，灌模後搭配 0.5、1、2 與 3MPa 的壓模壓力來製作試體，再分於養護箱與室外兩種狀況進行養護。

該研究亦依各種製作狀況進行各種力學與物理性質試驗，與 Hawksburry 砂岩具有極高的相似性，見表 2.4、圖 2.8；另外，又分成小試體與供模型試驗用之大型試體作比較，應力應變性質相似，表示在製作過程中的尺寸效應很小。

4. 應傳智(1995)：

為模擬台灣地區軟岩而所作的研究中，選用石膏為主原料，以 1:0.8:0.04(石膏:水:皂土)之基準配比再加入其他添加物，如高分子聚合物、滑石粉、高嶺土等。粒料拌和後，置於震動臺震動趕出氣泡後灌模，初凝後靜置風乾，再移入養護箱養護。

應傳智以這些試體進行單壓與直張試驗，發現加入滑石粉與伊利土的人造軟岩試體其力學性質與一般天然軟岩相似，但該模擬材料對養護環境與濕度較敏感，必須在實驗進行中控制試體的環境狀況。

5. 卿建業(1995)：

選用石膏為主原料，以 1:0.8:0.053(石膏:水:皂土)之基準配比

，粒料拌和後，置於震動臺震動趕出氣泡後灌模，初凝後靜置風乾，再移入養護箱養護。以這些試體進行物行、力學試驗，其單位重 $1\text{g}/\text{cm}^3$ ，單壓強度為 71.3ksc ，模數比 297，強度比 3.7，卜松比(poisson's ratio)為 0.21，孔隙率(n)約 50%，凝聚力(c)為 2.7ksc ，摩擦角(ϕ)為 28.1° 。其力學性質與一般天然軟岩相似，但該模擬材料對養護環境與濕度較敏感，必須在實驗進行中控制試體的環境狀況。

6. 王乙翕(2000)：

在模擬材料的選擇上決定採用水泥(cement) 為主要膠結材料。此外在提高人造岩體與天然岩石之相似性的原則上，選擇採用台中大坑的砂岩及頁岩(係屬於卓蘭層砂頁岩)，以不破壞原有碎屑顆粒為原則，搗碎烘乾備用。以水泥：砂岩碎屑=1：6 及水泥：頁岩粉末=1：7 為拌合比，進行灌模壓密。其性質如表 2.5 所示。

7. Tien and Tsao(2000)：

以軟弱互層岩體為模擬目標，製作人造的橫向等向性岩塊，並針對其力學性質作研究，進而得到異向性岩體的組合率與破壞準則。在模擬材料方面，以水泥與渥太華砂之拌和料模擬互層中的砂岩，水泥與高嶺土的拌和料模擬頁岩。其將砂頁岩模擬材料拌和好後，秤重分袋包裝備妥，組裝模具後，分層交錯將兩種拌和料倒入，每層固定層高且須經過壓力機壓密 0.7MPa 約 10 秒，交錯灌模 70 層後進行養護 28 天。

Tien and Tsao 將製作好人造互層岩塊以不同的角度鑽取岩心試體，進行力學性質試驗。結果發現此人造互層岩塊與天然的橫向等向性岩塊力學性質相似，足以作為研究異向性行為的模型岩體。另外，彈性模數隨層面傾角變動的關係，採用 Tien et al.(1995)建議之可動界面模式模擬預測此人造互層岩塊該關係的結果，也得到良好的模擬效果。

8. 鍾峻偉(2001)、劉英助(2002)與廖智偉(2003)：

以卓蘭層與頭嵙山層內之軟弱砂岩為模擬目標，使用模擬目標地層

的岩屑材料作為基本材料，透過岩樣處理，以 200 號篩濕篩方式將粗細粒料分離，以 1：1 比例加上佔總粒料重 26% 之水溶液作為拌和，進行灌模、高壓壓密，製作出所需人造膠結不良砂岩，進一步進行各種物理與力學性質試驗，表 2.6、表 2.7 及圖 2.9 為其試驗結果。

表 2.2 人造軟岩之相關研究(摘自劉英助,2002)

研究者	模擬目標	主要模擬材料	製作方法
Johnston and Choi(1986)	墨爾本泥岩	水泥與泥岩粒料	配比拌和、灌模、壓密、養護
Indrartna(1990)	軟弱沈積岩	石膏與細砂	配比拌和、震動擣實灌模、養護
Guet al.(1993)	Hawksburry 砂岩	石膏與砂	配比拌和、灌模、壓密、養護
應傳智(1995)	台灣軟岩	石膏與添加物	配比拌和、震動擣實灌模、養護
卿建業(1995)	台灣軟岩	石膏與添加物	配比拌和、震動擣實灌模、養護
王乙翕(2000)	卓蘭層砂頁岩	台中大坑砂岩及頁岩、水泥	配比拌和、分層灌模壓密、養護
Tien & Tsao(2000)	軟弱互層岩體	水泥、渥太華砂與高嶺土	配比拌和、分層灌模壓密、養護
鍾峻偉(2001) 劉英助(2002) 廖智偉(2003)	台灣中北部軟岩	卓蘭層及頭嵙山層之軟弱砂岩	粒料配比拌和、灌模壓密、養護

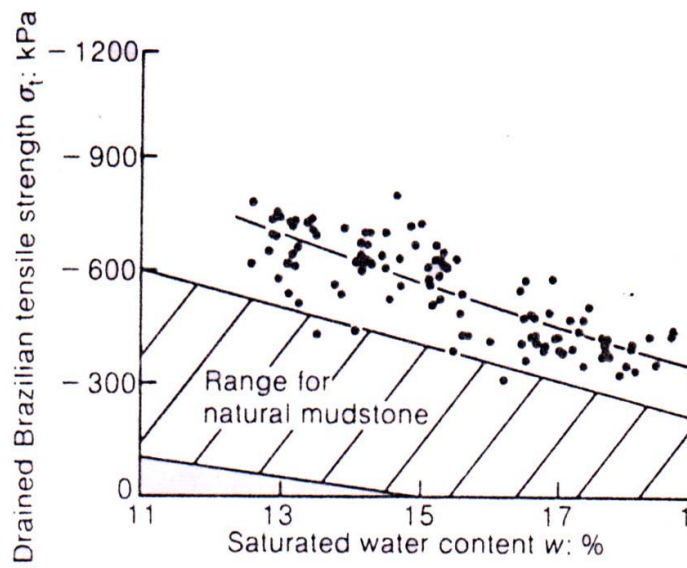
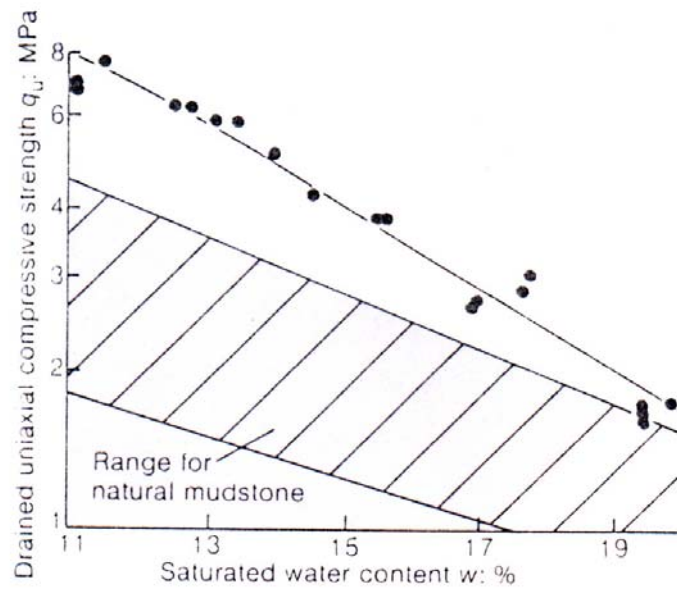


圖 2.6 Johnston and Choi 製作人造軟岩之單壓與巴西試驗結果
(Johnston and Choi, 1986)

表 2.3 Indrartna 製作之人造軟岩性質一覽表(Indrartna, 1990)

Material property	Symbol	Unit	Mean	Standard deviation
Void ratio	e	—	0.329	0.004
Porosity	n	%	24.76	0.22
Elastic modulus	E	MPa	1463	95.3
Poisson's ratio	ν	—	0.256	0.056
Frictional angle	ϕ	deg	32.0	—
Cohesion intercept	c	MPa	0.86	—
Strength reduction factor	s	—	0.90	—
Unit weight	$\gamma_t(\text{wet})$	kN/m^3	21.81	0.10
Dry unit weight	$\gamma_d(\text{dry})$	kN/m^3	19.56	0.05
Uniaxial compressive strength	σ_c	MPa	3.44	0.46
Tensile strength	σ_t	MPa	0.258	0.050
Failure strain	ϵ_f	%	0.357	0.035
Critical strain	ϵ_c	%	0.238	0.028

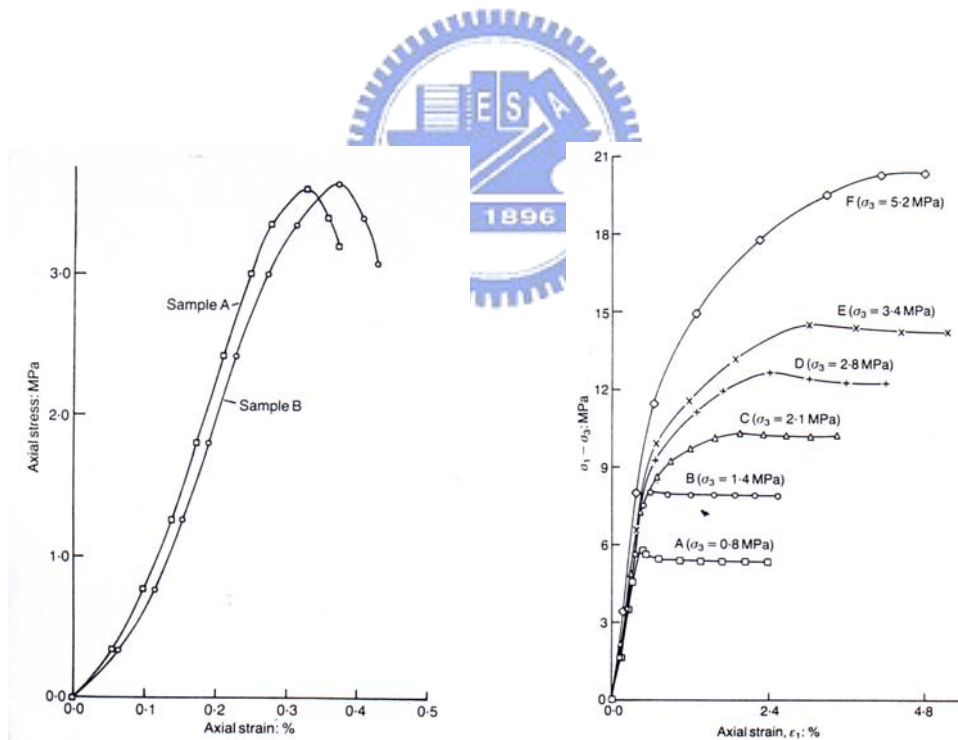


圖 2.7 Indrartna 製作之人造軟岩單壓與三軸試驗結果(Indrartna, 1990)

表 2.4 Gu et al. 製作之人造軟岩與天然軟岩性質比較

Parameter	Hawkesbury Sandstone	Artificial rock
Dry bulk density, ρ (g/cm ³)	2.37	1.8–2.2
Porosity, n (%)	16	—
Void ratio, e	0.19	0.05–0.22
Dry UCS, σ_c (MPa)	40–80	3–28
Saturated UCS, σ_c (MPa)	25–40	—
Secant Young's modulus, E_s (GPa)	8–20	3–14
Poisson's ratio, ν	0.2	0.1–0.16
Mean effective peak cohesion, c (MPa)	4	0.25–4.5
Brazilian tensile strength, σ_t (MPa)	2–7	0.25–3
Ratio of UCS to Brazilian tensile strength	12–15	9–13
Dry sonic velocity (m/sec)	2050	—
Saturated sonic velocity (m/sec)	3350	—
Mean effective peak friction angle, ϕ (°)	47	54–57



TRIAXIAL TEST RESULT

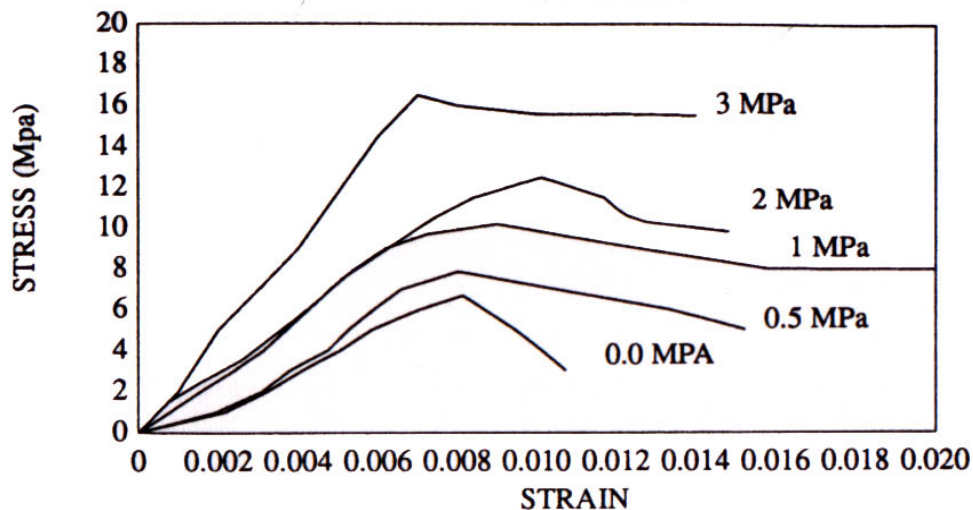


圖 2. 8 Gu et al. 製作之人造軟岩三軸試驗應力結果(Gu et al., 1993)

表 2.5 人造岩體物理及力學性質(王乙翕, 2000)

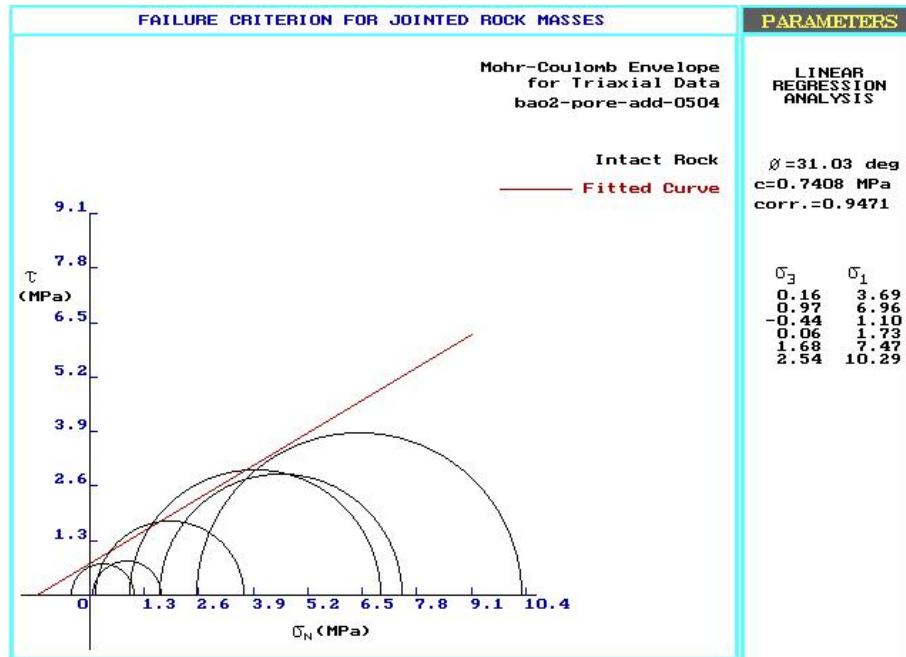
岩性 項目	人造砂岩	人造頁岩
飽和單位重(KN/m ³)	20	21
乾單位重(KN/m ³)	17.4	18.1
比重 G _s	2.6	2.7
孔隙率(%)	33	30
單壓強度(MPa)	7.4	5.1
張力強度(MPa)	1.0	0.7
彈性模數(GPa)	1.84	1.3
凝聚力(GPa)	2.1	2.3
摩擦角 ψ (°)	34	16
強度比(σ_c/σ_t)	7.4	7.28
模數比(E/σ_c)	248	254
m_i	6.2	2.4

表 2.6 天然與人造軟砂岩試體單壓強度試驗結果(廖智偉,2003)

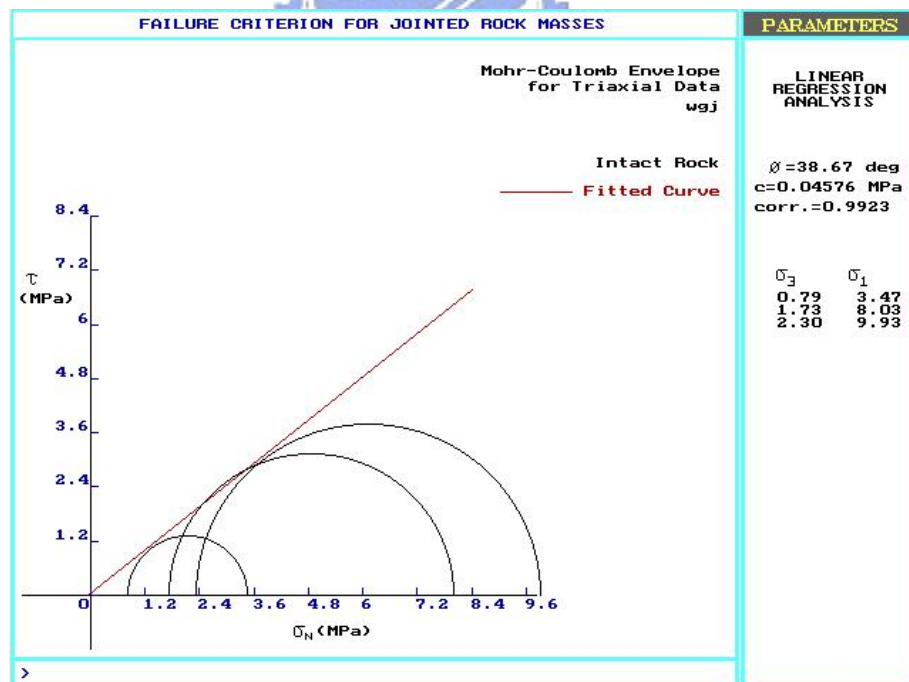
研究者	氣乾含水量 $\omega(\%)$	破壞應變 $\varepsilon_f(\%)$	單壓強度 $\sigma_c(\text{MPa})$	E (MPa)	模數比 E/σ_c
人 造 軟 岩					
廖智偉(2003)	1.76~1.82	1.5~2.5	2.5~4.3	93~180	22~50
劉英助(2002)	約2	1~2	2.8~4.3	150~400	55~93
鍾峻偉(2001)	1~3	1~2	2.5~6.5	250~550	70~115
天 然 軟 岩					
鍾峻偉(2001)	1.4	1.09	6.230	855	137
	1.4	1.05	5.591	716	128
林銘郎 林煜卿 (1998)	3.4	1.09	12.920	2405	188
王乙翕(2000)	—	—	7.4	1200	248

表 2.7 巴西試驗結果(劉英助, 2002)

試體 編號	直徑 D(mm)	厚度 t(mm)	張力強度 $\sigma_t(\text{MPa})$	強度比 σ_c/σ_t	
劉英助 (2002)	NO.1-1	53.1	35.1	0.689	4.09
	NO.1-2	52.8	30.3	0.673	4.19
	NO.1-3	53.1	32.6	0.695	5.15
	NO.1-4	52.9	31.0	0.628	5.69
	NO.2-1	53.0	30.2	0.653	4.76
	NO.3-1	53.2	30.5	0.664	4.80
鍾峻偉 (2001)	—	—	0.4~0.8	5~10.5	



(a) 天然軟砂岩三軸試驗有效應力莫耳圓與破壞包絡線



(b) 人造軟砂岩三軸試驗有效應力莫耳圓與破壞包絡線

圖 2.9 天然與人造軟砂岩三軸試驗有效應力莫耳圓與破壞包絡線

(林景民, 2001)

2.2.2 模型相似律

要完全模擬天然軟岩的每項性質幾乎是不可能的，但對某特定範圍的特性作較精確有效地模擬則是可行的。Gu et al.(1993)曾提及為了讓人造與天然軟岩間達到最好的相似性，必須滿足以下三點準則：

- 1.滿足工程性質上的相似性。
- 2.人造軟岩在低圍壓的狀態下應該展現出剪脹與脆性行為。
- 3.人造軟岩應具有與天然軟岩相似的破壞包絡線。

上述準則只是定性的描述，至於定量的相似性探討，則須使用模型相似律。此相似定律指模型(Model)與原型(Prototype)間，其物理量存在一數學關係式如下：

$$I_p = S_f \times I_m$$

其中 I_p 代表原型之物理量， I_m 代表模型之物理量， S_f 則是兩物理量間的比例因子(Scale Factor)。當 S_f 愈接近 1，表示模型物理量與原型物理量相似性愈高。



2.3 岩石基礎概述

以岩石作為結構物基礎時，相較於土壤，岩石均有較大的強度。但岩石變異性大，常具有不連續面存在，且結構物荷重增大時，易產生承载力不足或變形量過大，因此岩石基礎之承載行為應加以重視。

2.3.1 水平地表之岩石基礎可能的破壞模式

圖 2.10 為 Ladanyi (1972) 追蹤了一脆性，非多孔性岩石發生灌入破壞的情形時所繪得之圖形。Goodman(1989)將岩石材料的基礎破壞歸納如下：

1. 其假設一不具裂縫的巨積岩盤，基礎受荷重而發生初始裂縫，持續增加荷重，裂縫便會繼續伸展(圖 2.10a)，增大的荷重使裂縫閉合或互相傾入；若是將荷重增大，則岩石可被分成碎片和楔塊，發生挫屈和破碎(圖 2.10b)。由於擴張現象，承受荷重面積下方的破碎與發裂的球形範圍向外伸展，產生放射形網狀裂縫，主要裂縫將蔓延到自由表面(圖 2.10c)。根據不同尺寸基腳與荷重分佈，以及岩石在發裂狀況中的性質，最大的容許變形可達到圖 2.10a~c 所示的任一階段。在實際情形中，在裂縫張開的情形中，有可能發生孔隙結構的破壞，造成更多的永久變形。
2. 膠結頗為軟弱的沉積岩中，如含水量高之泥岩或膠結弱之頁岩或是具有空洞之石灰岩，在受任何程度的應力時，無發裂或形成楔塊，但因為孔隙結構破壞的發生，能有一定程度無法還原的沉陷，此稱為“貫入/穿孔破壞(punching)”(圖 2.10d)。
3. 岩石為非常軟弱的岩盤時，剪力強度微弱，如風化後的黏土質頁岩，具塑性之軟岩，岩石呈塑性行為，其破壞模式接近土壤轉動與剪力位移的破壞模式(圖 2.10e)。

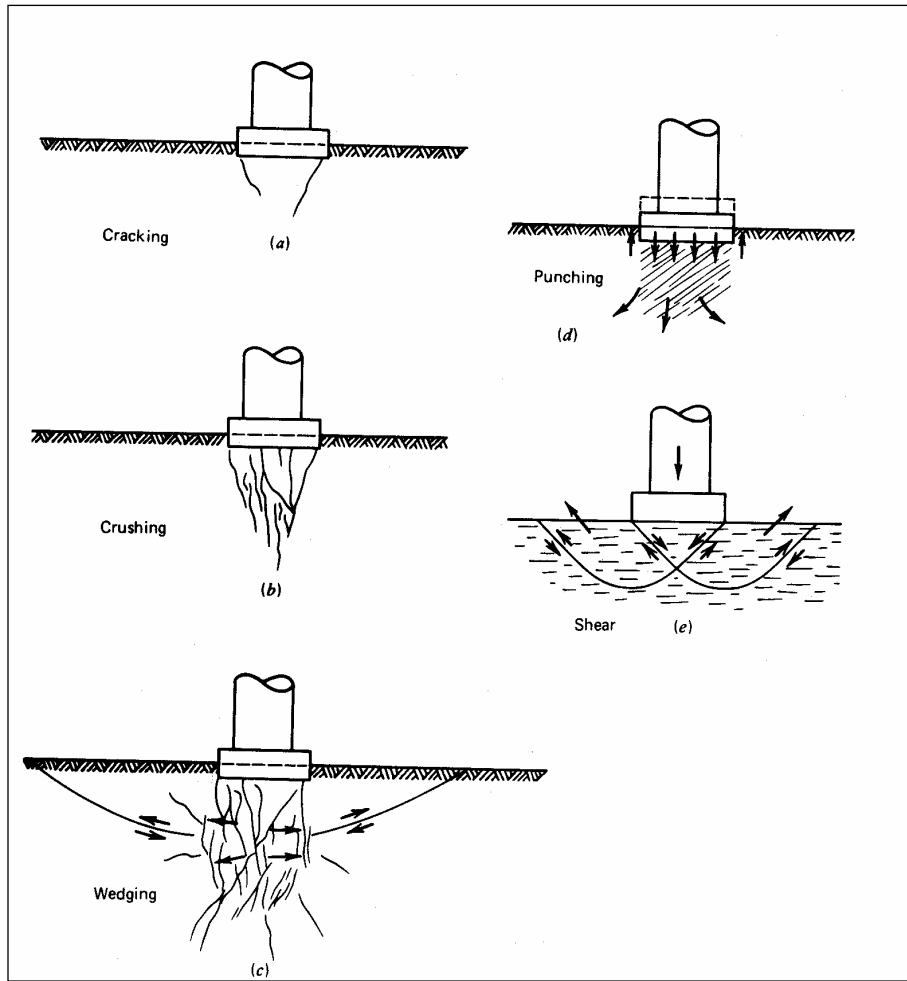


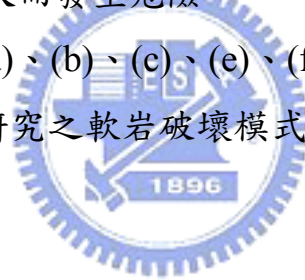
圖 2.10 岩石基礎的破壞模式 (Ladanyi, 1972)

2.3.2 邊坡地形岩石基礎可能的破壞模式

基礎置於邊坡頂部且於安全退縮距離內時，其承載行為除受基底材料性質外，另受邊坡角度及基礎退縮距離之影響，常見之破壞模式如下：

1. 圖 2.11(a)~ (c)是含節理或是弱面岩塊的三種基本破壞模式：平面滑動破壞 (planar sliding failure)、楔塊滑動破壞 (wedge sliding failure) 及翻倒破壞 (toppling failure)。
2. 若岩石無特殊弱面控制破壞方向，則可能從靠近基礎的裂縫產生圓弧形破壞 (circular failure)，如圖 2.11(d)所示。
3. 圖 2.11(e)雖也有弱面，但是與坡面平行，滑動破壞可能性不大，然若坡面過高，則有潛在發生挫屈破壞 (buckling failure) 的危險。
4. 圖 2.11(f)因基礎下方有軟弱層，雖沒有滑動破壞之可能，但卻可能因為軟弱夾層之沉陷量過大而發生危險。

上述破壞模式中，(a)、(b)、(c)、(e)、(f)多發生於硬岩，其破壞模式受其節理或弱面控制，本研究之軟岩破壞模式則較接近(d)之圓弧形破壞。



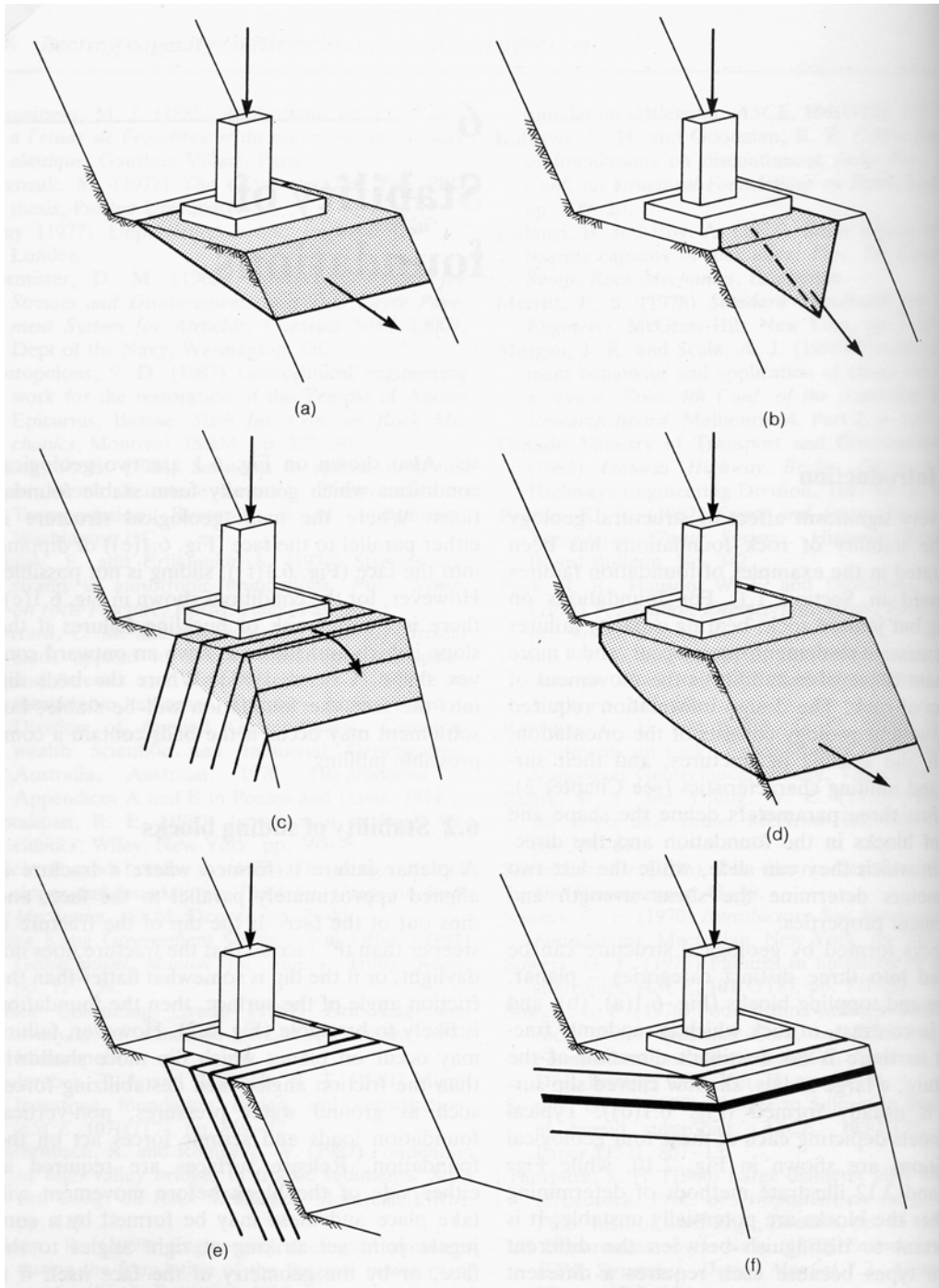


圖 2.11 基礎置於坡地上之破壞型式 (Wyllie,1992)