

## 雙孔隧道間距對支撐設計影響探討

蕭富元\*、王建力\*\*、陳錦清\*\*\*、羅國峰\*\*\*\*

### 摘要

為滿足日益增加之交通運輸流量需求，鐵公路雙孔隧道或在既有隧道旁再新闢隧道擴增運輸量之規劃在台灣亦日益常見。雙孔隧道之重複開挖擾動施工，將造成既有隧道圍岩變形與支撐工受力進一步增加，此互制影響為雙孔隧道設計與施工之考量重點。台灣近年來多條雙孔或三孔隧道施工案例顯示，於膠結鬆散或破碎岩盤內開挖隧道時，隧道互制影響極為顯著，甚或影響隧道安全，顯見台灣目前傳統之隧道設計，無法合理考量雙孔隧道互制影響。本文以數值分析法模擬各種不同地質條件之隧道開挖，探討平行雙孔隧道之間距與互制影響關係，建立雙孔隧道互制影響研判基準，並進一步分析研提考量互制影響之支撐量估計方法，提供規劃設計參考。

關鍵字：雙孔隧道、互制影響、研判基準、支撐量估計。

### 一、前言

台灣山多平原少，隧道在交通運輸網中扮演重要之角色。為滿足日益增加之交通流量需求，行車動線單純，且可設置緊急逃生避難通道之雙孔隧道規劃案逐年增加，同時於既有營運隧道旁，再新闢隧道以擴充運輸容量之案例，亦時有所聞。雙孔隧道在開挖施作過程中，個別隧道施工難度雖相對較低，惟在地盤條件不佳或隧道間距過小時，先行施作隧道或既存隧道受鄰近隧道再開挖擾動影響，圍岩鬆動範圍可能進一步擴大，支撐工受力與隧道變形均將再增加，根據台灣近年來多條雙孔或三孔隧道之施工案例顯示，互制影響顯著，嚴重者甚或因變形過大導致淨空不足，支撐工損壞，影響隧道安定及原設計功能。國道五號雪山隧道導坑於主隧道開挖通過時，導坑襯砌出現縱向開裂損壞即為著名之案例，另國道六號埔里隧道及東西向快速道路八里五股段觀音山隧道亦均有部分路段出現受鄰線隧道開挖擾動，造成隧道變形增加及支撐工不同程度損壞情形。

---

\* 中興工程顧問社大地工程研究中心高級研究員及成功大學資源工程系博士候選人

\*\* 國立成功大學資源工程系副教授

\*\*\* 中興工程顧問社副執行長

\*\*\*\* 交通部公路總局西濱南工處工務員及成功大學土木工程博士

由於多坑室開挖作業常見於地下礦山開採，故有關鄰近坑道開挖導致圍岩應力重分佈問題，初始多源自於採礦工程，將複雜之岩盤簡化視為均質彈性體，以雙極座標或應力疊加方式推求坑室圍岩應力集中理論解，如 Ling(1948)、鄭永學(1988)、Kooi and Verruijt(2001)及胥潤東等(2005)等。Chang *et al* (1996)則利用礦場地下坑室岩柱設計之簡單面積比關係，提出雙孔隧道開挖中間岩柱安全係數關係式，惟所提關係式於遭遇弱質岩盤(岩盤強度與現地應力比值 $<1.5$ )時，所需之岩柱厚度極大，於實務設計上可能遭遇困難。除理論解外，室內模型試驗亦被應用於雙孔隧道問題研究，例如 Hoek(1980)及石作珉等(1985)等藉由光彈模型試驗，進行隧道中間岩柱應力分佈探討；Kook *et al* (2009)則利用混凝土塊疊置進行大尺度(5m $\times$ 5m)模型試驗，探討在水平節理岩體中開挖雙孔隧道，不同隧道間距之岩柱變形與應力分佈情形，Kook 根據試驗結果提出中間岩柱寬度大於一倍隧道開挖跨徑時，岩柱變形與應力集中均明顯降低，互制影響可予忽略；Chu *et al*(2007)以不同配比之石膏、砂及滑石粉製作模擬不同性質之地層材料，探討於層狀地層內(單層、二層及三層)開挖固定尺寸與隧道間距之雙孔隧道，試驗結果發現隧道上方及下方地層愈堅實者，隧道變形愈小，愈趨穩定。綜觀上述研究結果，彈性理論解對於強度較高之古老地盤或仍可適用，但對台灣常見膠結鬆軟或破碎強度不高之地盤而言，其適用性有限。而模型試驗則受材料、設備及時間限制，不易取得具普遍性之研究成果。近年來在電腦硬體設備發展迅速情況下，數值分析法已逐漸廣泛應用於雙孔隧道分析研究，例如 Ng *et al*(2004)以 ABAQUS 三維有限元程式模擬在堅實黏土層開挖雙孔隧道，隧道間距維持一倍開挖跨徑，分析結果顯示中間岩柱水平變形與兩鄰近隧道開挖前進面距離( $L_T$ )關係密切，且呈線性函數關係，隧道頂拱垂直沉陷則影響較小。Checade and Shahrour (2008)以 PLAXIS 數值分析程式模擬不同雙孔隧道相對位置關係(水平、垂直、傾斜)對地層變形與應力影響，分析結果顯示垂直雙孔隧道所導致之地層沉陷量最大，水平雙孔隧道最小。北宜雪山隧道為台灣著名之多孔隧道開挖案例，亦常為研究題材，例如 Chen *et al*(2009)、Lee *et al* (2005)、Chern and Hsiao(2005)、陳銘風與陳志南(2005)、李忠穎與林志森(2003)分別以不同數值分析方法探討隧道互制與圍岩行為。檢視上述雙孔隧道研究，多仍侷限於個案或特定條件探討，實則影響雙孔隧道互制行為之因素甚多，包括岩質強度、岩盤等級、現地應力規模、開挖斷面尺寸、隧道間距與施工方法等(Chern and Hsiao, 2005；Fujita *et al*, 1994；Adachi *et al*, 1993；Ghaboussi and Ranken, 1977)，單一個案或特定條件之研究實不具代表性，對於雙孔隧道支撐設計貢獻有限。

對雙孔隧道之佈置規劃，以中國大陸為例，其岩體分類之標準與台灣並不相同（VI 類屬較佳岩盤，而 I 類岩盤則屬較差之岩盤），而採用以圍岩工程地質條件及結構特徵等條件作為制定隧道間距之考量依據，在「公路隧道設計規範，(1990)」中明定隧道間距與圍岩等級類別關係，例如於岩盤類別較佳之 VI 類岩盤內施作雙孔隧道時，其間距應為 1.5~2.0 倍隧道跨徑；於岩盤類別為 III 類之普通岩盤內時，隧道間距約為 2.5~3.0 倍隧道跨徑；而於岩盤類別最差之 I 類岩盤內，則隧道間距則至少需有 5 倍以上之隧道跨徑方可維持隧道安定。至於台灣目前常用之隧道設計準則，例如中國土木水利工程學會出版之「隧道工程設計準則與解說，(1999)」對於鄰近隧道

影響僅有定性敘述，參見表 1 所示；另中華民國隧道協會所出版之「山岳隧道工程設計與實例手冊，(1999)」建議兩隧道間距應達開挖跨度之 3 倍或 4 倍以上，惟此建議值略嫌簡略，對於較佳地質條件之隧道可能過於保守。

台灣目前公共工程之規劃，用地取得常為關鍵因素，受隧道選線、洞口地形與路權範圍等影響，欲設計較大之隧道間距常有實務上困難，惟如何於隧道施工安全與用地範圍兩項因素間取得較佳之平衡，乃為規劃設計人員需克服之點。為解決此問題，對雙孔隧道間距對互制行為影響應有更深入之瞭解，本文採數值分析法，模擬在各種不同地質條件及不同隧道間距下，鄰近平行雙孔隧道先後開挖，互制作用對隧道圍岩變形及塑性區範圍影響，以期建立雙孔隧道間距對互制影響研判基準，並進一步探討所需支撐量估計方法，作為將來設計參考。

表 1 「隧道工程設計準則與解說」關於鄰近隧道影響設計說明  
(摘自中國土木工程學會-大地系列叢書 02,1999)

---

### III 6.2 鄰近隧道

- (1) 鄰近隧道應根據地盤之特性，評估其相互影響，慎重檢討施工順序與適當之支撐型式，如有必要應研擬周圍地盤之補強對策，以資因應。
- (2) 隧道前方有既設或已先行施工之鄰近隧道，若經檢討隧道施工對其有所影響時，補強維護既有或先行隧道之設計。
- (3) 鄰近隧道得根據相互影響程度之不同，採行合適之補強對策及安全監測管理措施。

---

## 二、隧道互制數值分析

本文採用數值分析法，以圓形平行雙孔隧道為對象，模擬於不同岩質強度、不同優劣等級岩盤、不同覆蓋深度及不同隧道間距下，先行施工隧道與鄰近後續施工隧道間之相互擾動影響，所導致之圍岩變形量及塑性區範圍變化情形，據以檢討雙孔隧道施工互制影響。本文採用之分析條件如下：

---

岩質強度：	軟岩( $\sigma_c=10\text{MPa}$ )、中硬岩( $\sigma_c=50\text{MPa}$ )、硬岩( $\sigma_c=100\text{MPa}$ )
岩盤品級：	RMR=20、40、60、80
覆蓋厚度：	50m、100m、200m、500m、800m、1000m
開挖跨徑：	10m
隧道間距：	變化

---

### 2.1 互制分析參數

隧道互制分析採用 Mohr-Coulomb 彈塑性模式，其中岩體強度以岩心單壓強度( $\sigma_c$ )及岩體評分 RMR 值估算求得，岩心單壓強度取 10、50 及 100MPa 以分別代表軟岩(soft rock)、中硬岩(medium hard rock)及硬岩(hard rock)三種不同岩質強度之岩石，岩體評分則考慮 RMR=20、40、

60、80 等不同優劣品級之岩盤，並根據 Hoek *et al*(1998, 2002)所提之經驗評估法，推估岩盤單壓強度( $\sigma_{cm}$ )。岩盤變形模數則參考中興社與大陸武漢岩土力學研究所，將兩地歷年來試驗資料予以綜合歸納所得之岩盤變形模數與岩心單壓強度及岩體評分 RMR 之關係(陳錦清等, 1997)，如圖 1 所示。根據上述方法，推估本文隧道互制分析參數，結果詳如表 2 所示。

表 2 中將岩盤單壓強度( $\sigma_{cm}$ )/覆蓋應力( $P_0$ )比值定義為岩盤強度比( $\sigma_{cm}/P_0$ )，根據以往研究指出，岩盤強度比為影響隧道施工變形行為之主要因子之一(Hsiao *et al*, 2009；Hoek and Marinos, 2000)。鑑於當岩盤強度比極高時，隧道互制影響不大，不為本文研究之重點，故本數值文分析乃將岩盤強度比均控制於 3 以內，針對台灣弱質岩盤或高覆蓋應力情況下，探討低岩盤強度比之隧道互制情形。

分析參數之合理性，乃各以一軟岩及硬岩隧道案例進行驗證比較。其中軟岩隧道以員山子分洪隧道為例，員山子分洪隧道於里程 1k+980m~ 2k+045m 處遭遇番子澳褶皺擾動帶，岩覆深度約 130m，RMR 岩體評分平均約在 28~43 之間，岩心單壓強度約 5MPa。查本文分析參數表(表 2)，員山子分洪隧道案例大致接近「軟岩、RMR=40、岩覆深度=100m」之類別，由相對應欄位可知岩盤強度參數  $\sigma_{cm}=0.7\text{MPa}$ 、岩盤變形模數  $E_m=0.54\text{GPa}$ 。而根據現場監測回饋分析結果(員山子分洪工程，2004)，岩盤強度參數為  $\sigma_{cm}=0.6\text{MPa}$ 、岩盤變形模數  $E_m=0.3\text{GPa}$ ；另硬岩隧道則以雪山隧道西段為例，雪山隧道南下線里程 29K+576 處岩心單壓強度約 40MPa，圍岩覆蓋深度約 487m，現場岩體評分值大致位於 56~61 之間。查本文表 2，雪山隧道案例大致應歸屬「中硬岩、RMR=60、岩覆深度=500m」之類別，由相對應欄位可知岩盤強度參數應為  $\sigma_{cm}=7.2\text{MPa}$ 、岩盤變形模數  $E_m=2.5\text{GPa}$ 。根據現場監測回饋分析結果(國道北宜高速公路計劃，2003)，岩盤強度參數為  $\sigma_{cm}=7.4\text{MPa}$ 、岩盤變形模數  $E_m=4.0\text{GPa}$ 。上述兩實際案例回饋分析結果與本表查詢結果雖仍略有相異，但以地工參數尺度觀點而言，兩者已極相近，顯示本文互制分析參數取值合理。

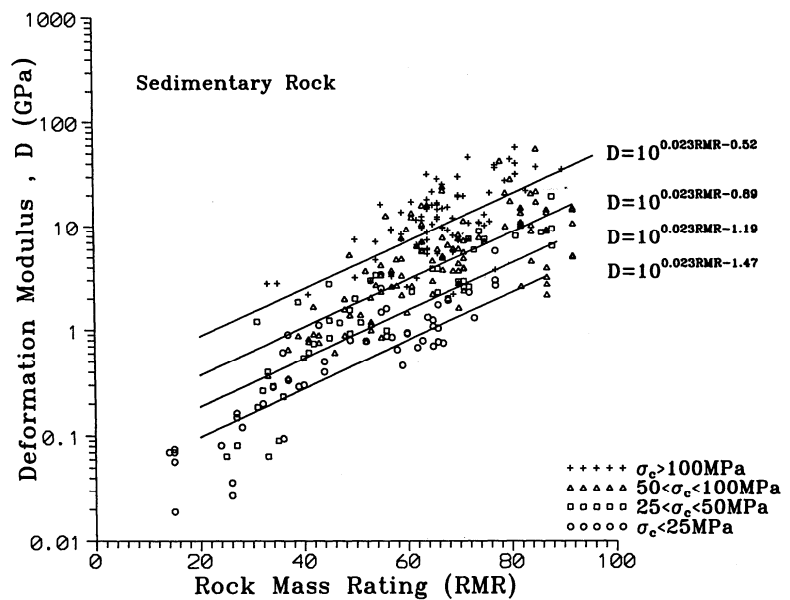


圖 1 岩體變形模數與與岩心單壓強度及岩體評分 RMR 之關係 (摘自陳錦清等, 1997)

表 2 互制分析參數表

	岩體評分 (RMR)	岩覆深度 (m)	岩體變形模數 $E_m$ (MPa)	岩體強度 $\sigma_{cm}$ (Mpa)	岩盤強度比 $\sigma_{cm}/P_0$
軟岩 ( $\sigma_c=10$ Mpa)	20	50	220	0.282	0.226
	20	100	220	0.282	0.113
	40	100	540	0.702	0.281
	40	200	540	0.702	0.141
	60	50	1340	1.371	1.096
	60	100	1340	1.371	0.548
	60	200	1340	1.371	0.274
	80	50	3290	3.349	2.680
	80	100	3290	3.349	1.340
	80	200	3290	3.349	0.670
	80	500	3290	3.349	0.270
	80	800	3290	3.349	0.167
	80	1000	3290	3.349	0.134
中硬岩 ( $\sigma_c=50$ Mpa)	20	50	420	1.59	1.270
	20	100	420	1.59	0.635
	20	200	420	1.59	0.317
	40	100	1020	3.82	1.529
	40	200	1020	3.82	0.765
	40	500	1020	3.82	0.306
	40	800	1020	3.82	0.191
	40	1000	1020	3.82	0.153
	60	100	2530	7.21	2.882
	60	200	2530	7.21	1.441
	60	500	2530	7.21	0.576
	60	800	2530	7.21	0.360
	60	1000	2530	7.21	0.288
	80	500	6220	17.01	1.361
	80	800	6220	17.01	0.850
	80	1000	6220	17.01	0.680

\* $P_0$  為岩覆應力

表 2(續) 互制分析參數表

	岩體評分 (RMR)	岩覆深度 (m)	岩體變形模數 $E_m$ (MPa)	岩體強度 $\sigma_{cm}$ (MPa)	岩盤強度比 $\sigma_{cm}/P_0$
硬岩 ( $\sigma_c=100$ MPa)	20	50	930	3.50	2.780
	20	100	930	3.50	1.399
	20	200	930	3.50	0.699
	20	500	930	3.50	0.280
	20	800	930	3.50	0.175
	40	200	2290	8.22	1.645
	40	500	2290	8.22	0.658
	40	800	2290	8.22	0.411
	40	1000	2290	8.22	0.329
	60	500	5650	15.07	1.206
	60	800	5650	15.07	0.754
	60	1000	5650	15.07	0.603
	80	500	13900	24.57	2.766
	80	800	13900	24.57	1.729
	80	1000	13900	24.57	1.383

\* $P_0$  為岩覆應力

## 2.2 互制數值分析

數值分析採用 Itasca 所發展廣泛應用於岩盤工程分析設計之有限差分程式 FLAC，岩盤之初始應力由自重產生，且為等壓狀態，即 $\sigma_x=\sigma_y=P_0=\gamma h$ ，隧道採全斷面開挖且為無支撐情形。分析假設各種不同隧道間距比( $W/B=0.5$ 、 $1.0$ 、 $2.0$  及  $3.0$ ， $W$  為中間岩柱寬度， $B$  為隧道開挖跨徑)，如圖 2 所示。

本文共進行 44 個不同條件組

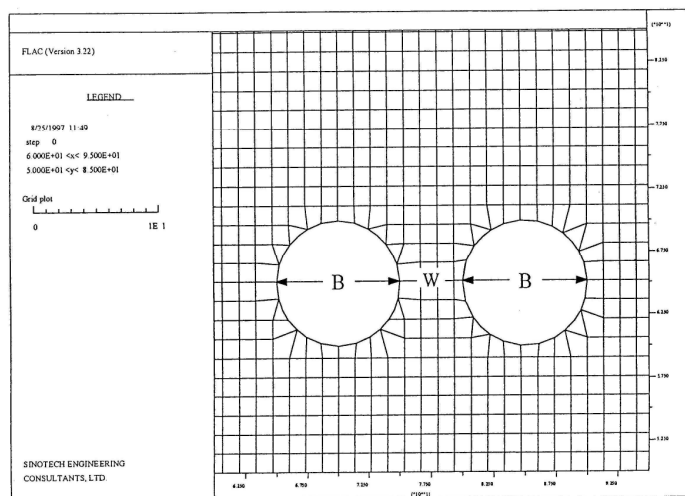


圖 2 平行雙孔隧道分析網格示意圖

合之案例分析。根據分析結果彙整，圖 3 為不同岩質強度圍岩之先行開挖隧道頂拱應變增量 $\Delta\epsilon_1$ (隧道頂拱徑向總應變量/原單一隧道開挖時頂拱應變量)與岩盤強度比( $\sigma_{cm}/P_0$ )及隧道間距比(W/B)關係。圖 4 則為不同岩質強度圍岩之後續施工隧道頂拱應變增量 $\Delta\epsilon_2$ (後續施工隧道頂拱徑向應變量/原單一隧道開挖時頂拱應變量)與岩盤強度比及隧道間距比關係。由圖中可見，具不同岩質強度但相同隧道間距比者，其應變增量與岩盤強度比關係均相當一致，故將其彙整合併成圖 5 及圖 6。圖中可見所有之應變增量均大於 1.0，顯示雙孔隧道之開挖擾動均將造成原隧道及後續施工隧道圍岩變形量之增加。

由圖 5 可見，當隧道間距比為 0.5，而岩盤強度比大於 0.8 以上階段時，岩盤強度比降低時其應變增量雖有增加，但其幅度不大；而岩盤強度比若小於 0.8 以下時，應變增量將隨岩盤強度比之降低而有大幅度之增加。其餘不同隧道間距比亦有類似之變化趨勢，如隧道間距比為 1.0 而岩盤強度比約於 0.4 左右、隧道間距比為 2.0 而岩盤強度比約於 0.35 左右及隧道間距比為 3.0 而岩盤強度比約於 0.25 左右時，均有相同之轉折變化情形。由此可推知，於固定之隧道間距情形下，岩盤強度比減小時，其應變增量將逐漸小幅增加，但岩盤強度比低至某一臨界低值後，應變增量轉而有大幅增加趨勢，即低岩盤強度比之隧道，受鄰近隧道施工擾動影響較大，原隧道圍岩變形之增加幅度較大。同時，隧道間距比愈小，代表變形增量將大幅增加之轉折點臨界岩盤強度比值愈高，例如隧道間距比為 3.0 時，轉折點之岩盤強度比約為 0.25；隧道間距比為 2.0，轉折點之岩盤強度比約為 0.35；隧道間距比為 1.0，轉折點之岩盤強度比約為 0.4；而隧道間距比縮小為 0.5 時，轉折點之岩盤強度比便提高至 0.8 左右，顯示岩盤強度比較低時，於支撐有限情況下，為控制原隧道變形之增加量於容許範圍內，所需之隧道間距愈大。

另圖 6 亦可見，後續施工隧道應變增量與岩盤強度比關係之變化趨勢與先行施工隧道情況相似，即岩盤強度比較大時，其應變增量僅微幅增加，而當岩盤強度比低於某一低值時，其應變增量將轉而有大幅度之增加，即岩盤強度比較小時，施工較遲隧道受隧道互制影響所造成之應變增量亦將不可忽略。

圖 7 係為圍岩岩柱塑性區範圍( $R_{pp}/W$ )與岩盤強度比及隧道間距比關係，其中岩柱塑性區範圍乃為岩柱之塑性區大小( $R_{pp}$ )與岩柱寬度(W)之比值，其值介於 0 與 1 之間，岩柱塑性區範圍等於 1.0，即表示隧道互制所產生之鬆動塑性區範圍貫通整個岩柱，此情況將導致隧道嚴重變形及隧道之不安定。由圖中可見，具不同岩質強度但相同隧道間距比者，其岩柱塑性區範圍與岩盤強度比關係均相當一致，故將其彙整合併成圖 8。圖 8 中明顯可見，隧道間距比愈小者，其相對所產生之岩柱塑性區範圍愈大。同時，圖中各個不同隧道間距比情況似乎均存在一類似臨界值之岩盤強度比值，低於此岩盤強度比值時，岩柱塑性區比將急遽增加至 1.0，例如隧道間距比為 0.5 而岩盤強度比值為 0.85、隧道間距比為 1.0 而岩盤強度比為 0.6、隧道間距比為 2.0 而岩盤強度比為 0.45 及隧道間距比為 3.0 而岩盤強度比為 0.3 之情形，此時岩柱已完全鬆動破壞無法再提供足夠之支撐力以穩定隧道，隧道之安定堪慮。

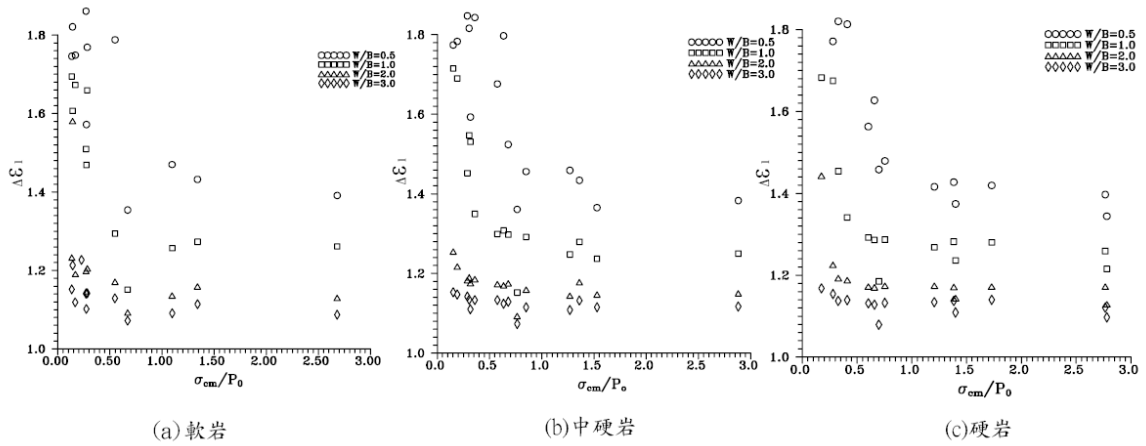


圖 3 不同岩質強度岩盤之先行施工隧道圍岩頂拱應變增量與岩盤強度比及隧道間距比關係

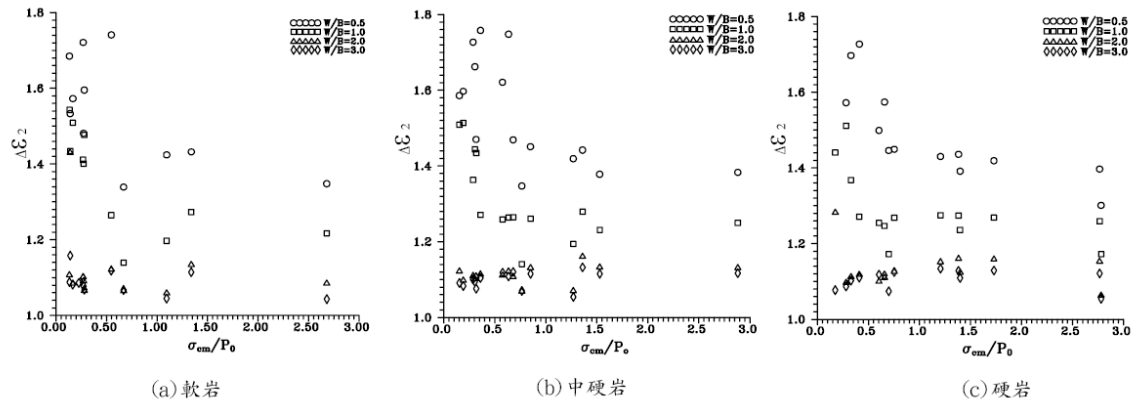


圖 4 不同岩質強度岩盤之後續施工隧道圍岩頂拱應變增量與岩盤強度比及隧道間距比關係

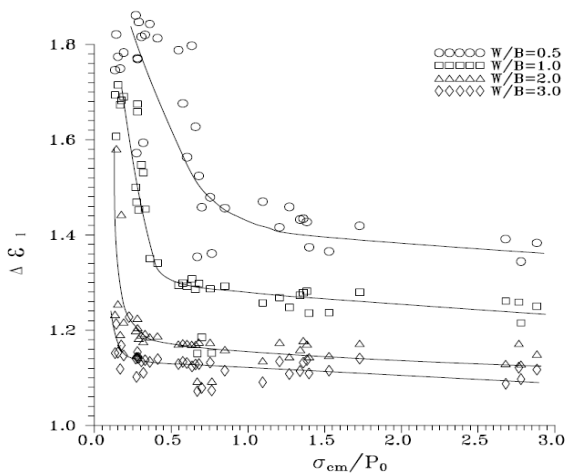


圖 5 先行施工隧道圍岩頂拱應變增量與岩盤強度比及隧道間距比關係

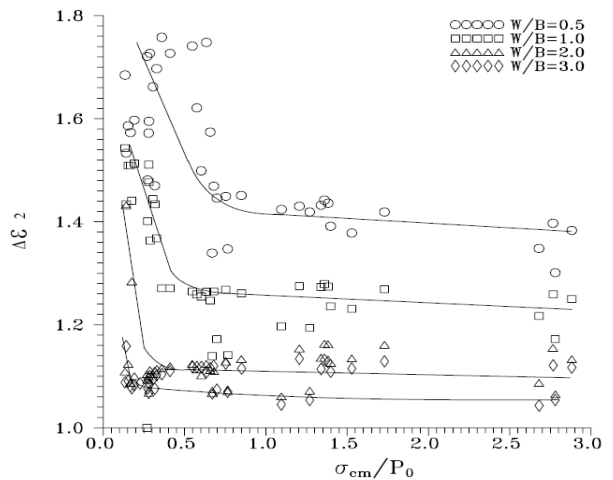


圖 6 後續施工隧道圍岩頂拱應變增量與岩盤強度比及隧道間距比關係



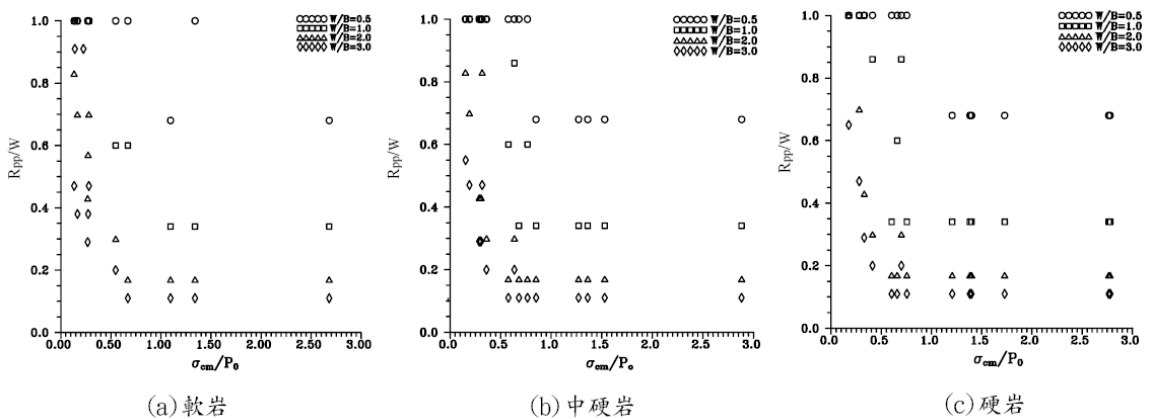


圖 7 平行雙孔隧道中間岩柱塑性區範圍與岩盤強度比及隧道間距關係

### 三、隧道互制影響研判基準

#### 3.1 研判基準建立

綜合前述分析結果，顯見隧道間距比及岩盤強度比為影響雙孔隧道互制程度之主要因素。由隧道圍岩之應變增量、塑性區範圍與岩盤強度比及隧道間距比關係圖(圖 5、圖 6 及圖 8)可見，各個不同隧道間距之曲線均有一明顯之轉折點，岩盤強度比低於此轉折點則應變增量或塑性區範圍均由平緩而變為陡峭之大幅增加，例如圖 5 中隧道間距為 0.5 而岩盤強度比為 0.8 及隧道間距為 1.0 而岩盤強度比為 0.4 等諸點；同時，圖 8 中岩柱之塑性區範圍與隧道間距及岩盤強度比關係圖亦可見，不同隧道間距之曲線亦有一明顯之轉折點，岩盤強度比低於此轉折點，則岩柱塑性區範圍將急遽增加至 1.0 而貫穿整個岩柱。上述結果顯示於某岩盤強度比及隧道間距情況下，鄰近隧道開挖擾動將造成圍岩變形量及塑性區大幅增加，代表雙孔隧道間互制影響顯著且不可忽視。

故本文以岩盤強度比及隧道間距比關係建立互制影響研判基準，分別擷取圖 5、圖 6 及圖 8 等中各個不同隧道間距回歸曲線之變位增量或塑性區範圍急遽增加轉折點位置，繪製建立雙孔隧道間距互制影響研判基準，結果如圖 9 所示。圖中空白區域為互制影響不顯著區，而斜線灰色區域則為互制影響顯著區。岩盤強度比及隧道間距關係位於空白區域內時，隧道互制影響不大，於規劃時可將其視為單一個別隧道設計。但岩盤強度比及隧道間距關係位於斜線灰色區域內時，則隧道互制作用顯著，規劃設計時應不可將其視為個別獨立之隧道，需進一步進行分析研判，評估是否需加強支撐或提供較大之隧道間距，以維持隧道安定。

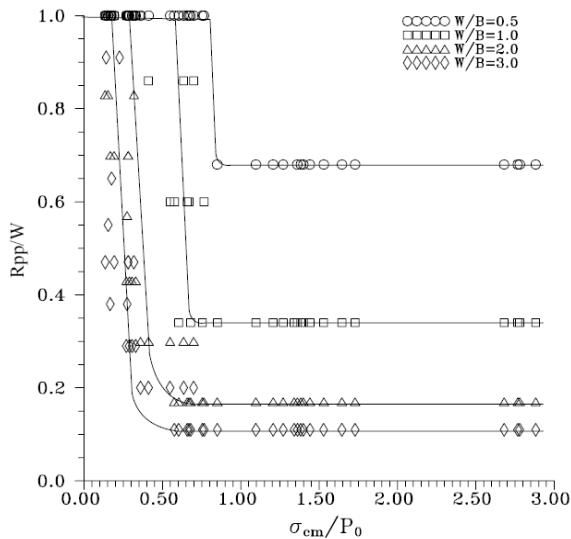


圖 8 平行雙孔隧道中間岩柱塑性區範圍與岩盤強度比及隧道間距比關係

位於造山活動帶上之台灣，地質活動劇烈且地形起伏甚大、岩石多年輕且膠結鬆散，於此情形下岩盤強度比多屬偏低。故施作雙孔隧道時，少數遭遇岩盤強度比大於 0.5 之輕度擠壓或不具擠壓性岩盤，於一般設計情況下(如  $W/B > 1$ )，隧道互制影響不明顯可不予考慮；而多數為岩盤強度比介於 0.25 與 0.5 間之中等擠壓性岩盤，隧道佈置時則可能需較大之隧道間距(如  $W/B > 2$ )，方可忽略隧道互制影響；至於岩盤強度比小於 0.25 之高度擠壓性岩盤，於目前一般所設計之隧道間距，可能均處於隧道互制影響顯著區，隧道設計時需對支撐設計作特殊之加強考量，減低互制影響以維持隧道安定。

### 3.2 基準應用檢視

有關隧道互制研判基準之應用檢視，本文採用國道三號北二高汐止新店段隧道群及國道五號彭山隧道等台灣重大隧道工程案例，分別代表於軟岩及中等強度岩盤內開挖雙孔隧道結果，以檢視雙孔隧道互制影響研判基準之適用性。國道三號北二高汐止新店段隧道群穿越台北盆地東南側丘陵區，其覆蓋厚度大約均於 130 公尺以下，隧道群包括福德隧道、木柵隧道、景美隧道及新店隧道等，共長 11797 公尺，所遭遇之地層屬第三紀中新世、未變質、低強度之沈積岩，其單壓強度在 10~50MPa 之間，平均強度約為 25MPa，本文收錄北二高隧道案例之監測斷面共 220 處。彭山隧道則位在國道五號彭山與坪林之間，南下線長 3861 公尺，北上線長 3806 公尺，本文採用之監測斷面資料限於隧道西口至屈尺斷層間之隧道西半段(隧道里程 22k+900 以西)，此段隧道覆蓋厚度約於 250 公尺以下，所遭遇之地層屬新第三紀中新世中等強度之沈積岩，岩性強度變化頗大，其單壓強度於 10~120MPa 之間，平均強度約為 60MPa 左右。本研究共收錄屈尺斷層以西隧道段監測斷面 43 處。

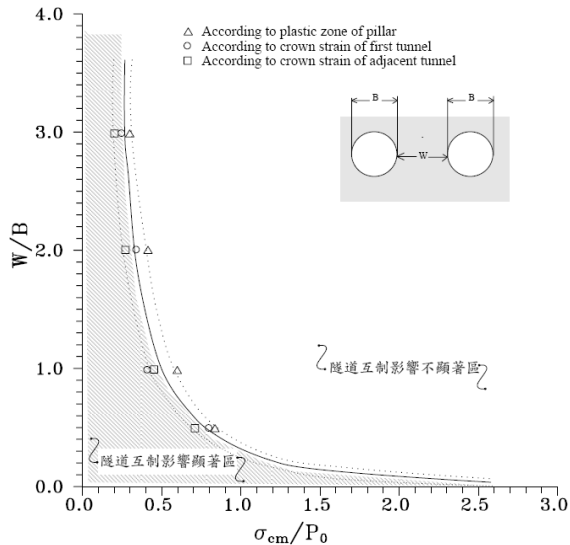


圖 9 平行雙孔隧道互制影響研判基準圖

上述兩隧道案例之資料眾多，經過篩選與處理，剔除監測資料有疑問或儀器裝設過遲者，並挑選施工順序符合隧道先後開挖，可明顯分辨各施工階段變位者，再進一步評估岩盤強度、隧道間距與圍岩總變位量等資料。其中岩盤強度推估如同本文 2.1 節所述，而隧道圍岩總變位量則因計測儀器裝設時機影響，圍岩總變形量實無法全部測得，本文乃參考以理論分析結果及實測資料所建立之隧道變形與前進面距離關係(如圖 10 所示)，將現場量測值加以修正推估總變形量。根據上述資料處理方法與原則，符合需求且可靠之監測斷面資料共 19 處，將 19 處監測斷面之岩盤強度比與隧道間距資料，標示於雙孔隧道互制影響研判基準圖上，並依隧道安全管理經驗基準(蕭富元等，2008；陳錦清等，2001)，繪製各監測斷面之岩盤強度與隧道頂拱應變亮關係。其中圖 11 及圖 12 為北二高隧道群案例結果，而彭山隧道案例結果則如圖 13 及圖 14 所示。圖中之空白資料點為隧道支撐無明顯之破壞者，而黑色資料點則表示斷面觀察得不同程度之支撐破壞狀況者。

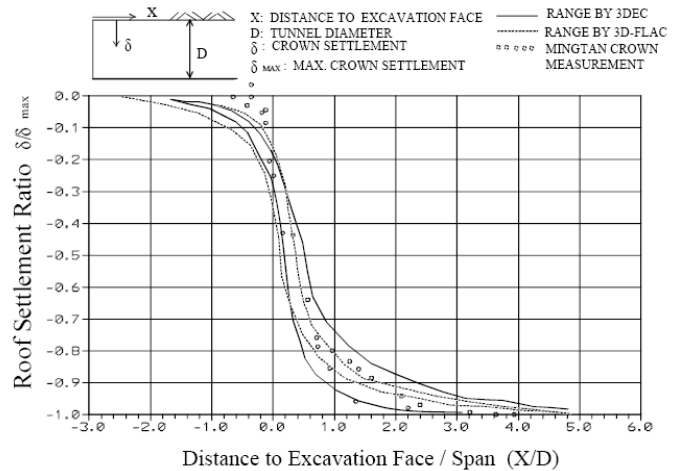


圖 10 隧道圍岩變形量與前進開挖面關係 (摘自陳錦清等，1996)

北二高隧道群所規劃之隧道間距不大，大致上約在 1.4 至 1.8 左右，此情況下若遭遇岩盤強度比較低之擠壓性岩盤時，隧道互制影響可能極為明顯。本隧道群岩盤強度多軟弱破碎，其中有四處監測斷面之圍岩岩盤強度比偏低，屬中等至高度擠壓性岩盤( $\sigma_{cm}/P_o < 0.5$ )，此四處低岩盤強度比資料點之隧道間距比與岩盤強度比關係，均落於隧道互制影響研判基準圖上之互制影響顯著區域內(參見圖 11)，表示在此隧道間距下，其支撐仍依一般單一隧道設計，隧道互制影響將極為明顯。

根據 Sakurai(1993)及陳錦清等(2001)所建議之隧道安全管理經驗基準，將隧道變位與岩體強度關係建立三條安全警戒基準線。北二高隧道案例之研判結果如圖 12 所示，由圖中可見，此四處低岩盤強度比之斷面於隧道上半斷面開挖後，頂拱應變量約位於安全管理經驗基準線 II 附近，此時隧道圍岩可能雖已有相當鬆動區產生，唯應仍無嚴重之安全顧慮。但鄰近隧道開挖後，圍岩變位則顯著增加至基準線 III 附近，且頂拱最終之應變量將增至基準線 III 以上，隧道將可能出現嚴重之安定問題。現場實際之觀察結果亦顯示，此四個斷面於鄰近隧道開挖施工後，圍岩出現嚴重之擠壓及支撐破壞現象，需作大量補強支撐工以穩定岩盤，甚至因隧道變形過大需予修挖並重新設置支撐。

而岩盤強度比較高( $\sigma_{cm}/P_0 > 0.5$ )之監測斷面其隧道間距比與岩盤強度比關係，於隧道互制影響研判基準圖上(圖 11)，落於隧道互制影響不顯著之區域內，表示隧道互制影響不大，可依一般單一隧道經驗進行設計。由隧道安全管理經驗基準圖上(圖 12)可見，原隧道開挖及受鄰近隧道施工影響之頂拱應變量均位於基準線 II 及 II 以下，隧道應安全無慮。現場亦可觀察到這些斷面附近隧道大體上為安定狀態。北二高隧道群案例之結果與本文所得之隧道互制影響研判基準大體相符。

另彭山隧道案例其岩盤強度稍高，屬中等強度岩盤且隧道間距比較大，約於 2.4 至 3.0 之間，故其隧道互制影響可能較不明顯。由隧道互制影響研判基準圖上可見(參見圖 13)，多數之監測斷面其隧道間距與岩盤強度比關係落於隧道互制影響不顯著之區域內，僅有一岩盤強度比偏低之監測斷面落於隧道互制影響顯著之區域內。由圖 14 之隧道安全管理經驗基準結果中可見，其頂拱最終應變量大致均位於安全管理經驗基準線 II 及 II 以下，隧道應無安全顧慮或可能僅發生局部支撐破壞，需局部增設支撐予以補強即可。由現場實際之觀測結果可見，僅一處監測斷面其頂拱與側壁噴凝土產生局部開裂現象，其餘監測斷面隧道大體上維持安定。故彭山隧道案例之結果與隧道互制影響研判基準大體仍屬相符。

案例應用檢視結果顯示，本文依據分析所得之雙孔隧道互制影響研判基準，基本上可適用於台灣西部麓山帶沈積岩層中岩質較軟弱及中等強度之岩盤。對於高強度岩盤，由於缺乏案例佐證，仍需未來之工程案例進一步確定。

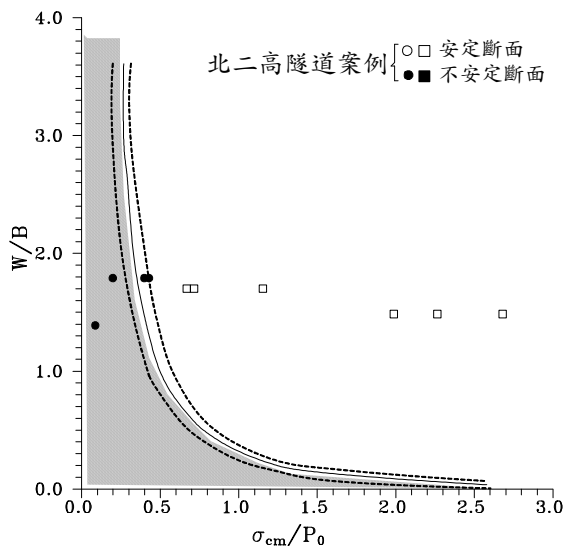


圖 11 北二高隧道群案例之岩盤強度比與隧道間距比關係

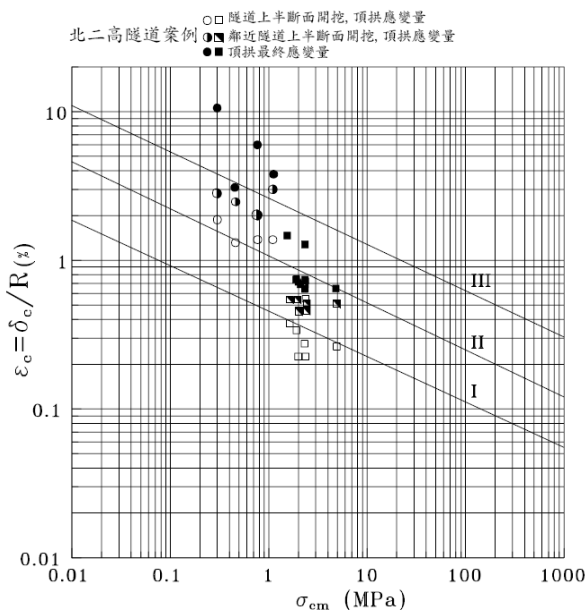


圖 12 北二高隧道群案例之岩盤強度與頂拱沉陷應變關係

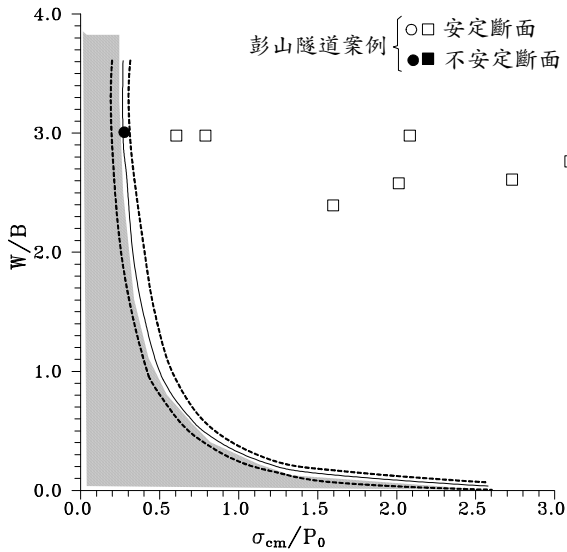


圖 13 彭山隧道案例之岩盤強度比與隧道間距比關係

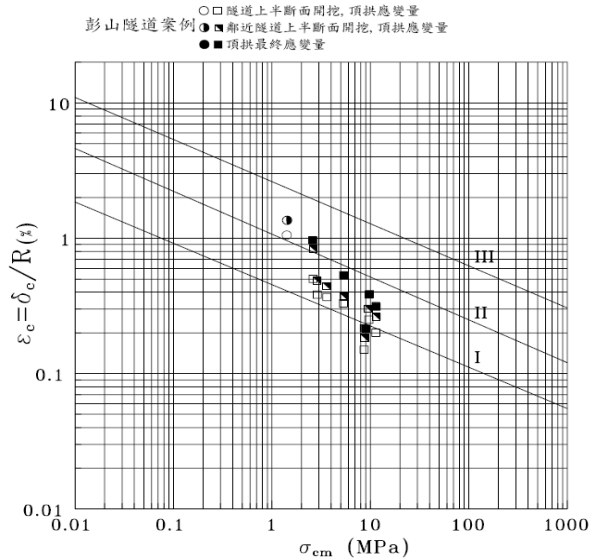


圖 14 彭山隧道案例之岩盤強度與頂拱沉陷應變關係

#### 四、隧道互制支撐力設計

由前述無支撐之雙孔隧道互制分析可知，低岩盤強度比之雙孔隧道其互制影響顯著，且於目前一般所規劃之隧道間距，隧道互制影響常不可忽視，而為控制此隧道互制所產生之額外變形與塑性區於容許範圍內，應在支撐設計作特別之考量。但目前國內所經常採用之經驗設計法(如岩體分類 Q 法或 RMR 法)，對雙孔隧道互制之支撐工設計均無特別之考量。故本研究以數值分析法估算雙孔隧道先後開挖過程中，隧道互制影響與為安定隧道所需之支撐力大小關係，作為概估支撐工種類與數量之參考，如岩錨噸數、間距與長度、噴凝土厚度及鋼支保尺寸與間距等。

##### 4.1 支撐力數值分析

本文之支撐力數值分析，主要探討於軟弱岩盤(岩心單壓強度為 10、25 MPa)內開挖雙孔圓形隧道時，隧道支撐力大小與相對應之變形量及塑性區受隧道互制影響情形。隧道採全斷面開挖且於開挖之同時，立即施加  $P_i$  之支撐力；岩盤之初始應力由其自重產生且側壓力係數假設為 1.0，即水平應力與垂直應力大小相等；岩盤力學參數之推估則與第 3.1 節無支撐雙孔隧道互制分析相同，圍岩覆蓋厚度則由 100 公尺至 1500 公尺之間不等，隧道間距比則考慮  $W/B$  為 1.0、2.0 及 3.0 等三種不同情況。分析結果如圖 15~圖 20 所示。

圖 15、圖 16 及圖 17 分別代表岩心單壓強度為 10MPa 而隧道間距比為 1.0、2.0 及 3.0 之結果，圖 18、圖 19 及圖 20 則代表岩心單壓強度為 25MPa 而隧道間距比為 1.0、2.0 及 3.0 之結果。本系列之圖顯示在一定之岩盤條件( $\sigma_{cm}/P_0$ )與支撐條件( $P_i/P_0$ )下，隧道施工可能發生之塑性區範圍( $R_p/R$ )與應變量( $\delta/R$ )，其中空白資料點為單一隧道開挖之結果，而黑色資料點則為雙孔隧道互制影響之結果。

由圖中可見，在分析範圍內，雙孔隧道(黑色資料點)之隧道應變量及側牆塑性區範圍均較單一隧道(白色資料點)大，且兩隧道之間距愈小，則影響愈為明顯。由所得分析結果進一步顯示，於相同岩盤條件( $\sigma_{cm}/P_0$ )下，不同之支撐力( $P_i/P_0$ )亦將影響互制程度。支撐力愈低，則兩隧道間互制之影響愈顯著，支撐力愈高，則互制影響愈小，此可由隧道應變量及塑性區範圍之變化得知。故若研判兩隧道間互制之影響顯著時，可以增加隧道間距或支撐量之方式予以克服。

#### 4.2 互制支撐量估計

上述支撐力數值分析結果，對雙孔圓形隧道互制影響之主要因素(如岩盤強度比、隧道間距、支撐力、圍岩頂拱應變量及塑性區範圍)，建立量化之數值關係。應用此分析結果於估計雙孔隧道支撐量時，首先根據圍岩基本資料，估計隧道圍岩之基本力學參數，再以下列兩種方式對隧道支撐量進行校核或直接估計：(1)根據經驗設計所得之支撐量，利用本法估計隧道可能發生之塑性區範圍及圍岩應變量；(2)直接於圖表中，選取適當之支撐量，並推估隧道可能之塑性區範圍與應變量。上述兩種方式所得之結果，再以安全管理經驗基準檢視隧道安定性，並作必要之修正，直至符合安全為止。詳細流程將於下節中以範例說明。

唯此種支撐量估計方式，係根據簡化之開挖方式與支撐時機所得結果，故僅能視為支撐量之初步估計。特別於高度擠壓性岩盤或分階施工之大斷面隧道，應將初步估計所得之支撐工，模擬開挖與支撐過程，作更詳細之分析評估。

#### 4.3 互制支撐量應用說明

有關雙孔隧道互制支撐量估計方法之應用，茲以台灣中部某水力發電工程頭水隧道之支撐設計為例，檢討於不同隧道間距下，單一隧道之支撐設計應用於雙孔隧道時是否適當。案例隧道為直徑 6.4 公尺之圓形隧道，全長約 7.4 公里，隧道沿線穿越地形平緩之丘陵地，平均覆蓋厚度約 200 公尺。所遭遇之地層涵蓋古第三紀至新第三紀地層，分別為白冷層、水長流層、打鹿頁岩及桂竹林層等，岩性以砂頁岩互層及厚層泥質砂岩為主，其岩心單壓強度約為 25MPa。隧道之支撐設計以岩栓、噴凝土及 H 型鋼為主，依岩體評分優劣等級(RMR 或 Q system)將支撐分為五個等級，如表 3 所列。

以本文分析結果於評估雙孔隧道支撐設計之步驟如下：

- (1)首先推估各支撐等級相對應圍岩之強度( $\sigma_{cm}$ )、覆蓋應力( $P_0$ )與岩盤強度比( $\sigma_{cm}/P_0$ )，同時估算各不同支撐等級所提供之支撐力大小( $P_i$ )與支撐力比( $P_i/P_0$ )，結果如表 4 所示。
- (2)將表 4 所得各支撐等級相對應圍岩之 $\sigma_{cm}/P_0$ 與 $P_i/P_0$ 結果，繪於支撐力數值分析所得之 $\sigma_{cm}/P_0$ 、 $P_i/P_0$ 與塑性區範圍關係圖中，據以估計可能之塑性區範圍，圖 21 為隧道間距比 1.0 之情況，圖 22 則為隧道間距比 3.0 之情況。
- (3)於求得各支撐等級所產生之塑性區範圍後，對應岩盤強度比與頂拱預估應變量關係(圖 21b 及圖 22b)，可推估其頂拱徑向應變量。圖中之實線為單一隧道之應變量，虛線則為雙孔隧道之值。
- (4)以隧道安全管理經驗基準研判各支撐等級之設計能否維持穩定，結果如圖 23 所示。

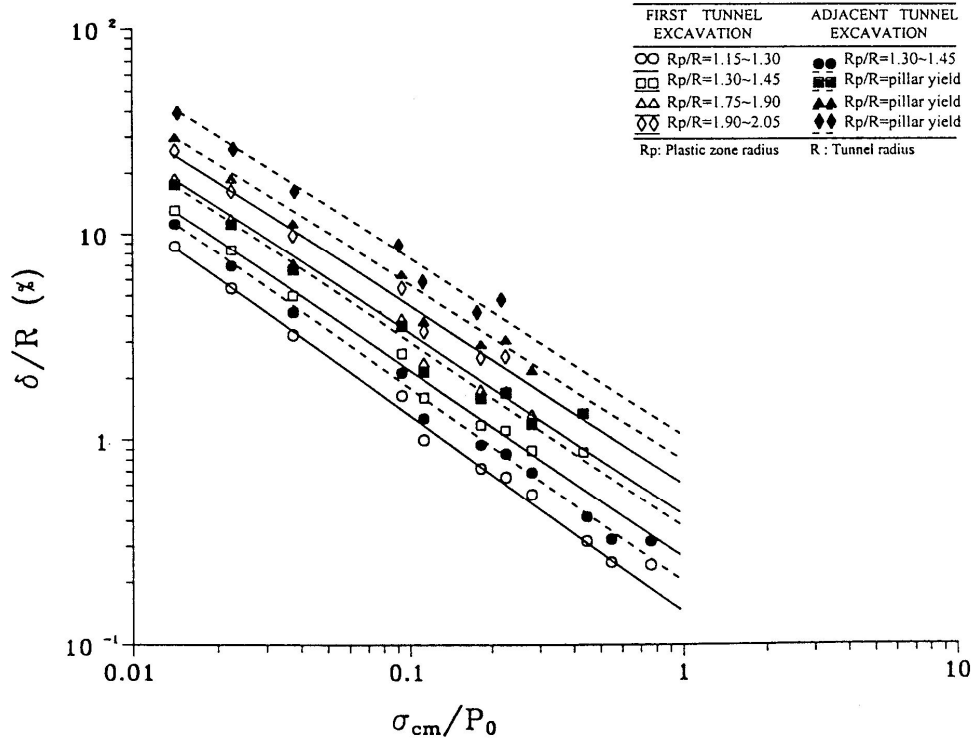
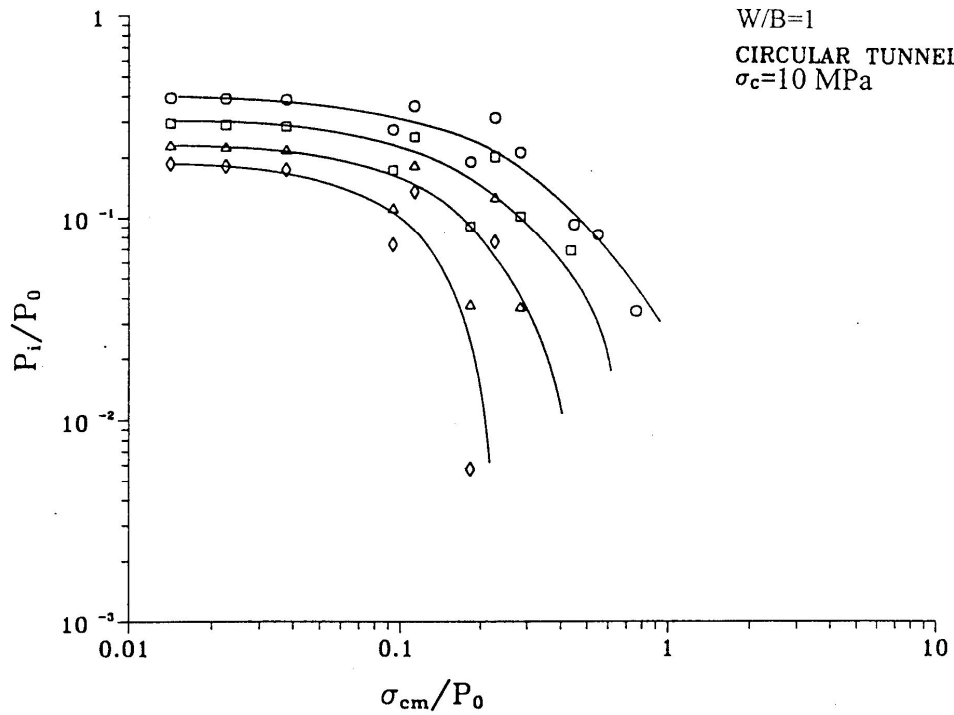


圖 15 雙孔隧道支撐力與岩柱塑性區及頂拱圍岩應變量關係  
(岩心單壓強度 10MPa, 隧道間距比 1.0)

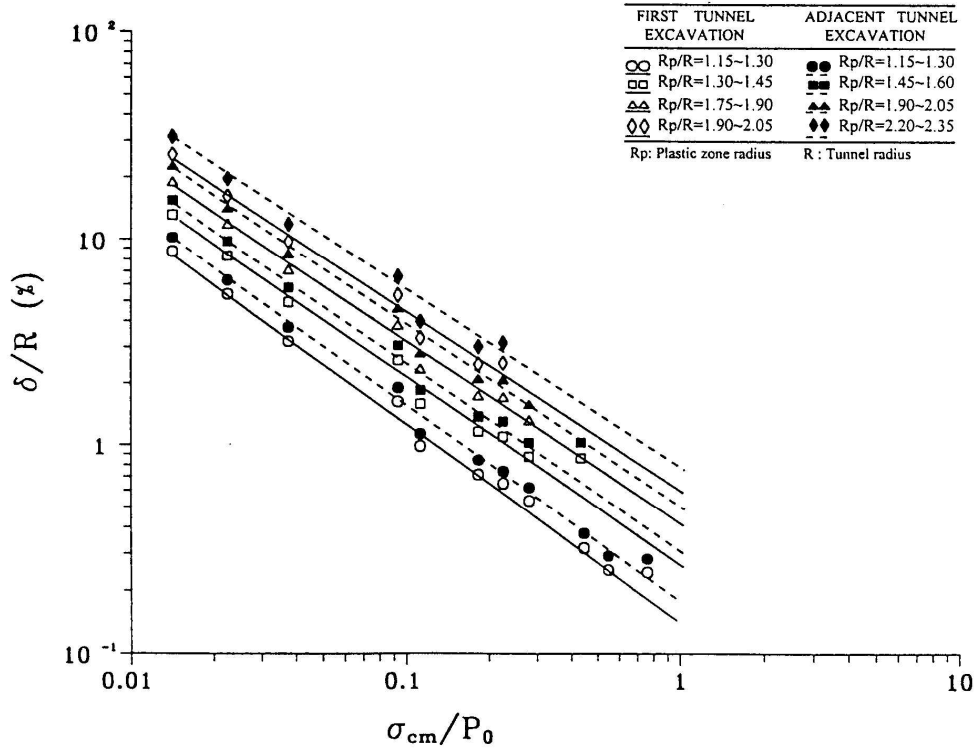
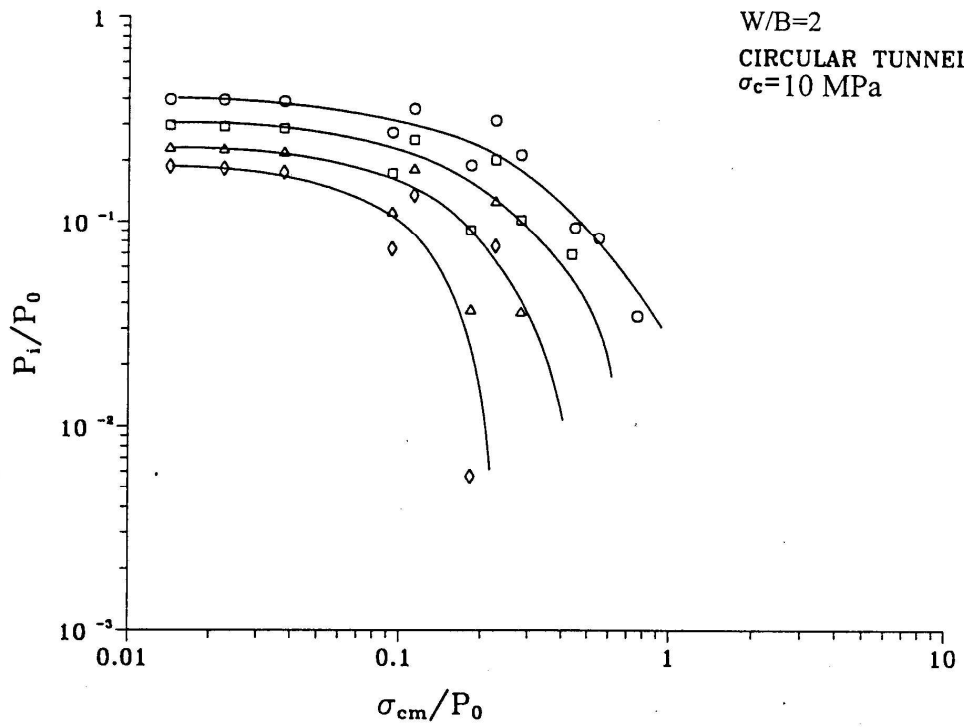


圖 16 雙孔隧道支撐力與岩柱塑性區及頂拱圍岩應變量關係  
(岩心單壓強度 10MPa, 隧道間距比 2.0)



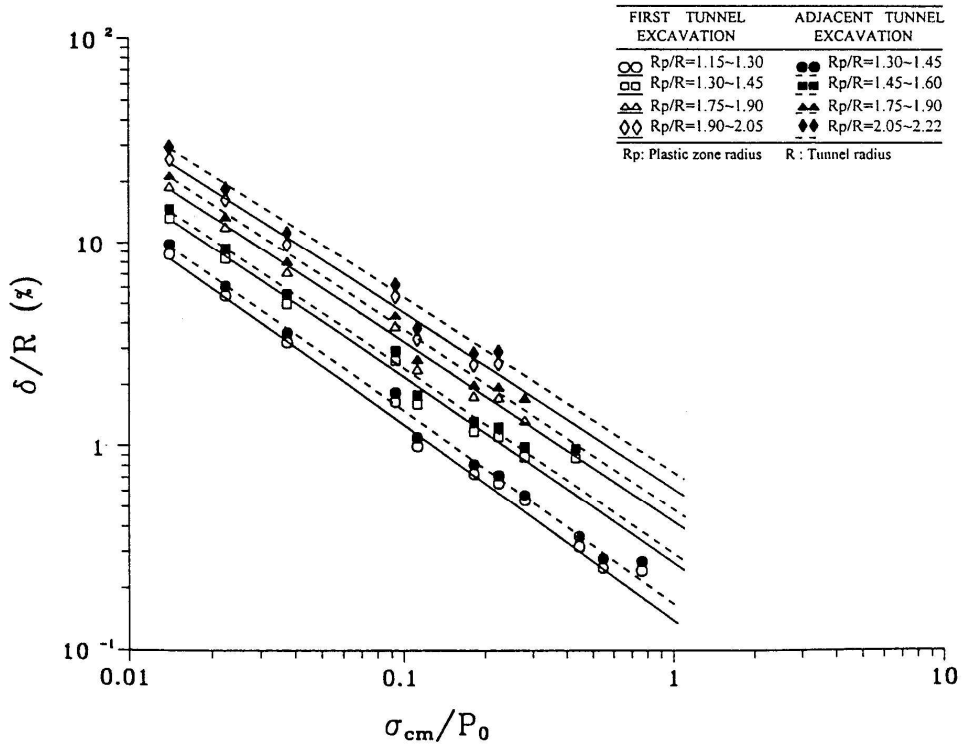
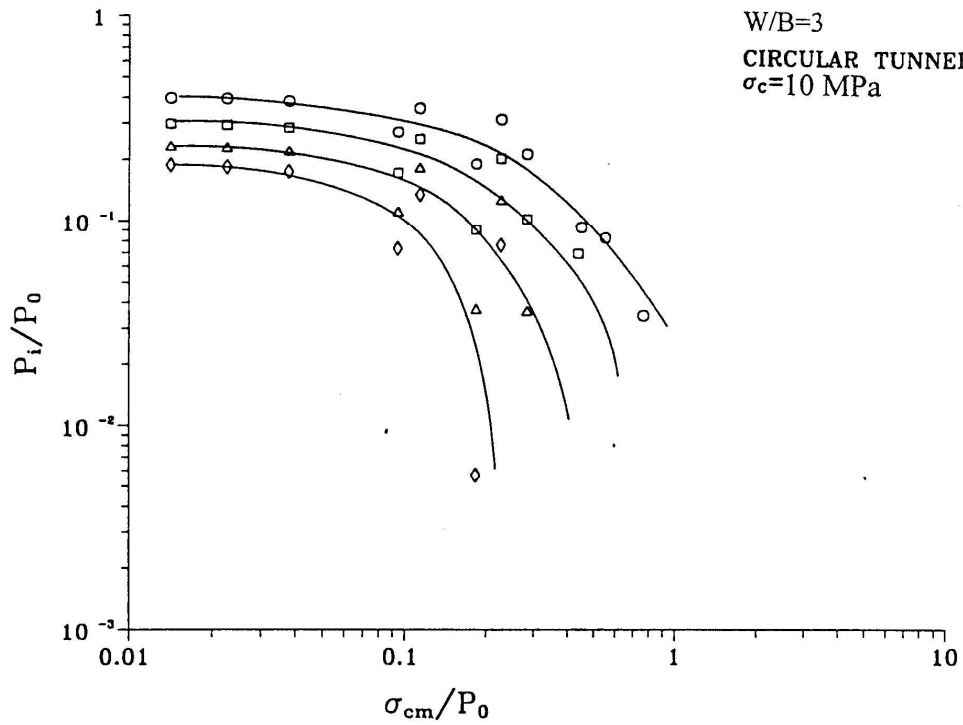


圖 17 雙孔隧道支撐力與岩柱塑性區及頂拱圍岩應變量關係  
(岩心單壓強度 10MPa, 隧道間距比 3.0)

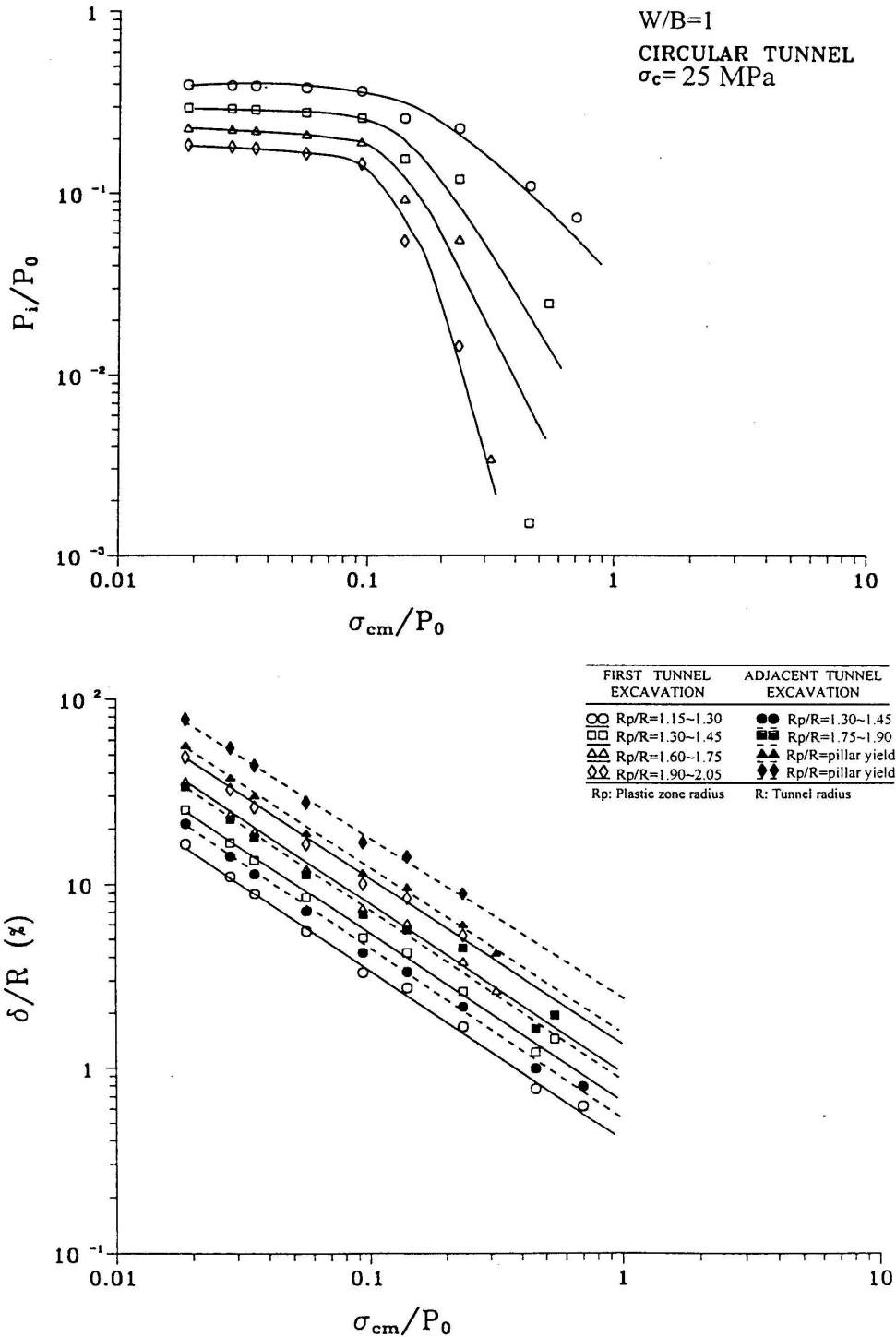


圖 18 雙孔隧道支撐力與岩柱塑性區及頂拱圍岩應變量關係  
(岩心單壓強度 25MPa, 隧道間距比 1.0)

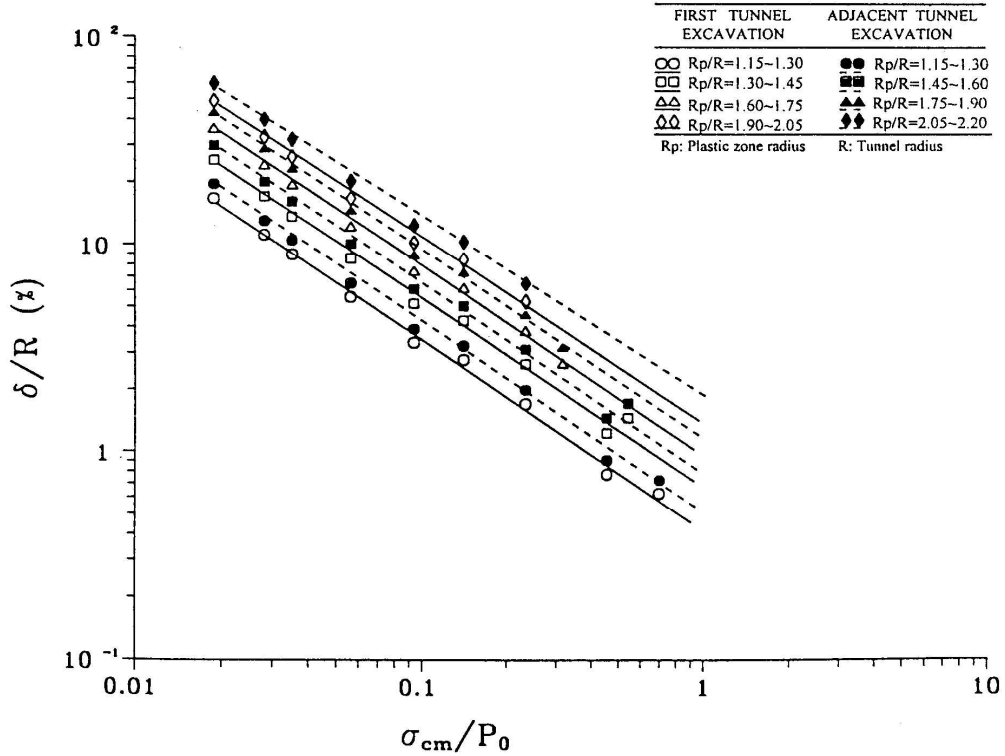
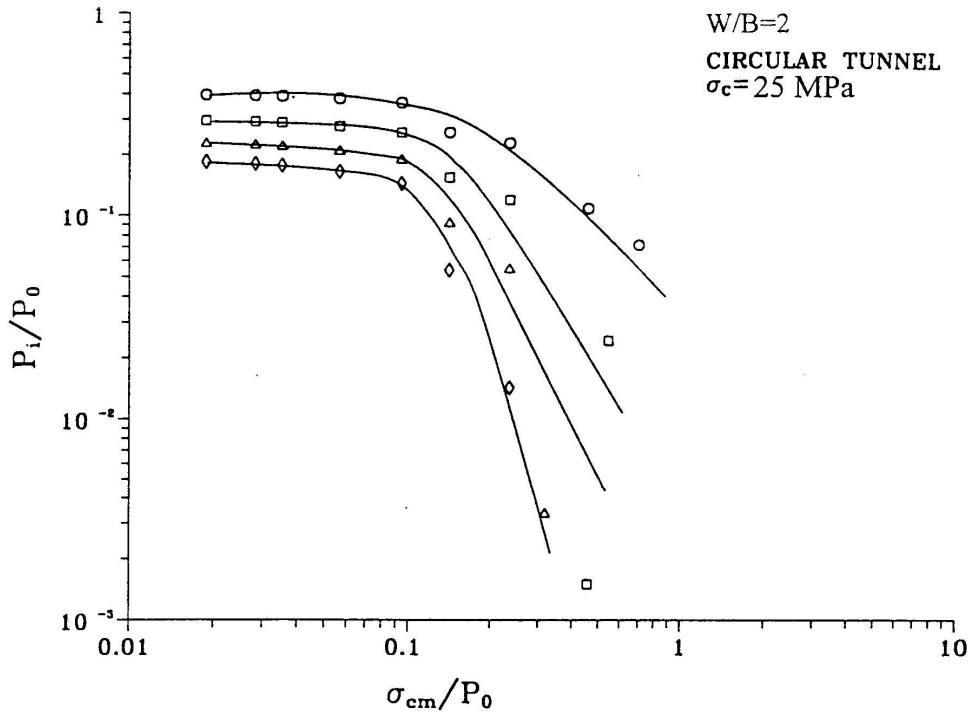


圖 19 雙孔隧道支撐力與岩柱塑性區及頂拱圍岩應變量關係  
(岩心單壓強度 25MPa, 隧道間距比 2.0)

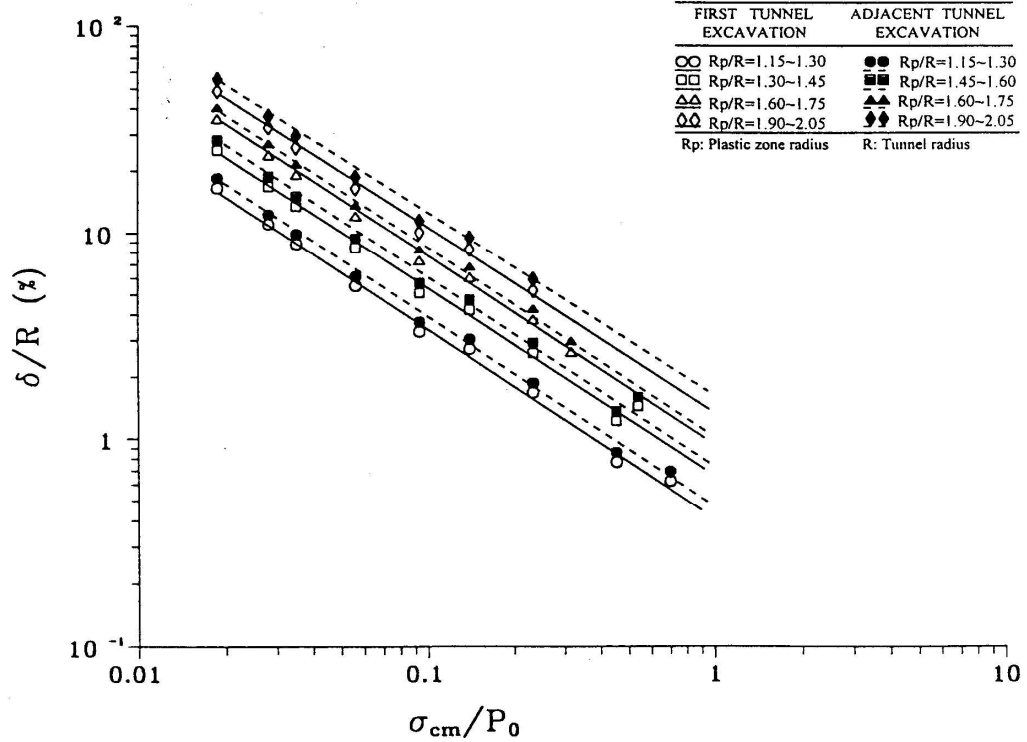
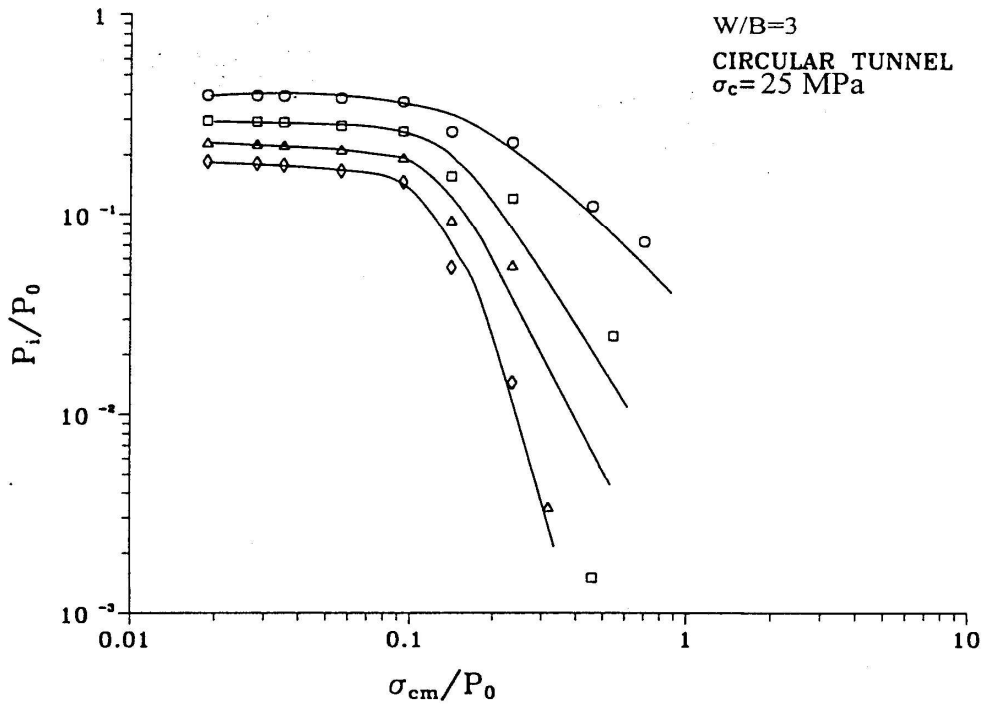


圖 20 雙孔隧道支撐力與岩柱塑性區及頂拱圍岩應變量關係  
(岩心單壓強度 25MPa, 隧道間距比 2.0)

此案例之應用結果，由隧道間距比(W/B)為 1.0 之圖 21 中可見，不同支撐等級所產生之塑性區範圍大小不同。圍岩品質較佳之 I~III 類支撐，單孔隧道塑性區範圍(Rp/R)約於 1.15~1.30 左右，雙孔隧道則在 1.30~1.45 左右，而隧道應變量( $\delta/R$ )大致上均低於 1% 左右。根據隧道安全管理基準，此支撐等級隧道圍岩之應變量約位於基準線 II 附近，隧道應可維持安定；圍岩品質較差之 V 類岩盤所採支撐工，單孔隧道之塑性區範圍約在 1.60~1.75 左右，雙孔隧道則塑性區將貫穿中間岩柱；但若將隧道間距增大至 W/B 為 3.0 時，則雙孔隧道之塑性區範圍可獲改善，減小至 1.60~1.75 左右而與單一隧道情況相近。隧道之應變量於單一隧道及雙孔隧道則分別為 6% 與 9% 左右，根據隧道安全管理基準，此結果均將落於警戒基準線 III 以上，故隧道可能無法維持安定。即使將隧道間距加大至 W/B 為 3.0 時，隧道仍有 6%~7% 左右之應變量，仍在不安定之範圍內。至於第 IV 類岩盤所採之支撐工，無論隧道間距 W/B 為 1.0 或 3.0，其結果均落於警戒基準線 III 左右，均應於支撐設計上作進一步檢討。

表 3 案例隧道支撐設計等級表

支撐等級		I	II	III	IV	V
岩體 評分	Q	>10	$4 \leq Q \leq 10$	$1 \leq Q \leq 4$	$0.1 \leq Q \leq 1$	$Q \leq 0.1$
	RMR	$\geq 65$	55~64	44~56	23~43	$\leq 22$
支撐 系統	岩栓	L=3m	<u>L=3m@1.5m</u> 6/7 支 縱向@4.0m	<u>L=4m@1.2m</u> 11/12 支 縱向@3.0m	<u>L=4m@1.2m</u> 13/14 支 縱向@2.4m	<u>L=4m@1.0m</u> 16/17 支 縱向@2.0m
	噴凝土	4cm,局部	C=5cm W=5cm	C=8cm W=5cm	C=8cm W=8cm	C=12cm W=15cm
	鋼支保	無	無	無	H100×100 @1.5~2.0m	H125×125 @1.0~1.5m

\*C:頂拱；W：側壁

表 4 案例隧道各支撐等級之岩盤強度比與支撐力比估算

支撐等級	I	II	III	IV	V
岩體評分(RMR)	$\geq 65$	55~64	44~56	23~43	$\leq 22$
岩盤強度(MPa)	5.23	3.43	2.38	1.46	0.70
岩盤強度比( $\sigma_{cm}/P_0$ )	1.05	0.69	0.48	0.29	0.14
支撐力(KPa)	112	174	280	368	558
支撐力比( $P_i/P_0$ )	0.022	0.035	0.056	0.074	0.112

\*H=200m； $\sigma_c=25\text{MPa}$

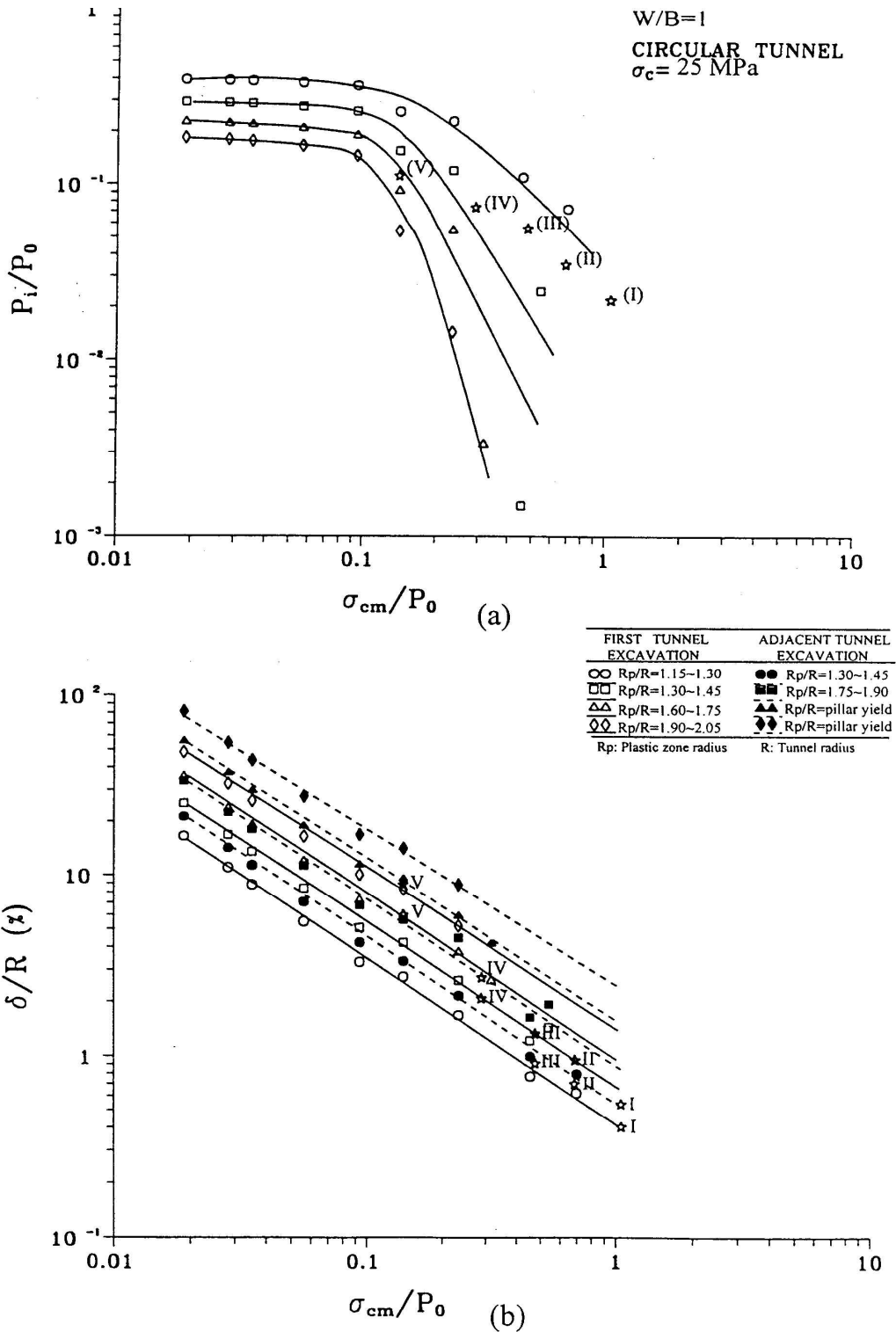


圖 21 案例隧道各支撐等級之支撐力、岩柱塑性區及頂拱應變量關係圖(W/B=1.0)

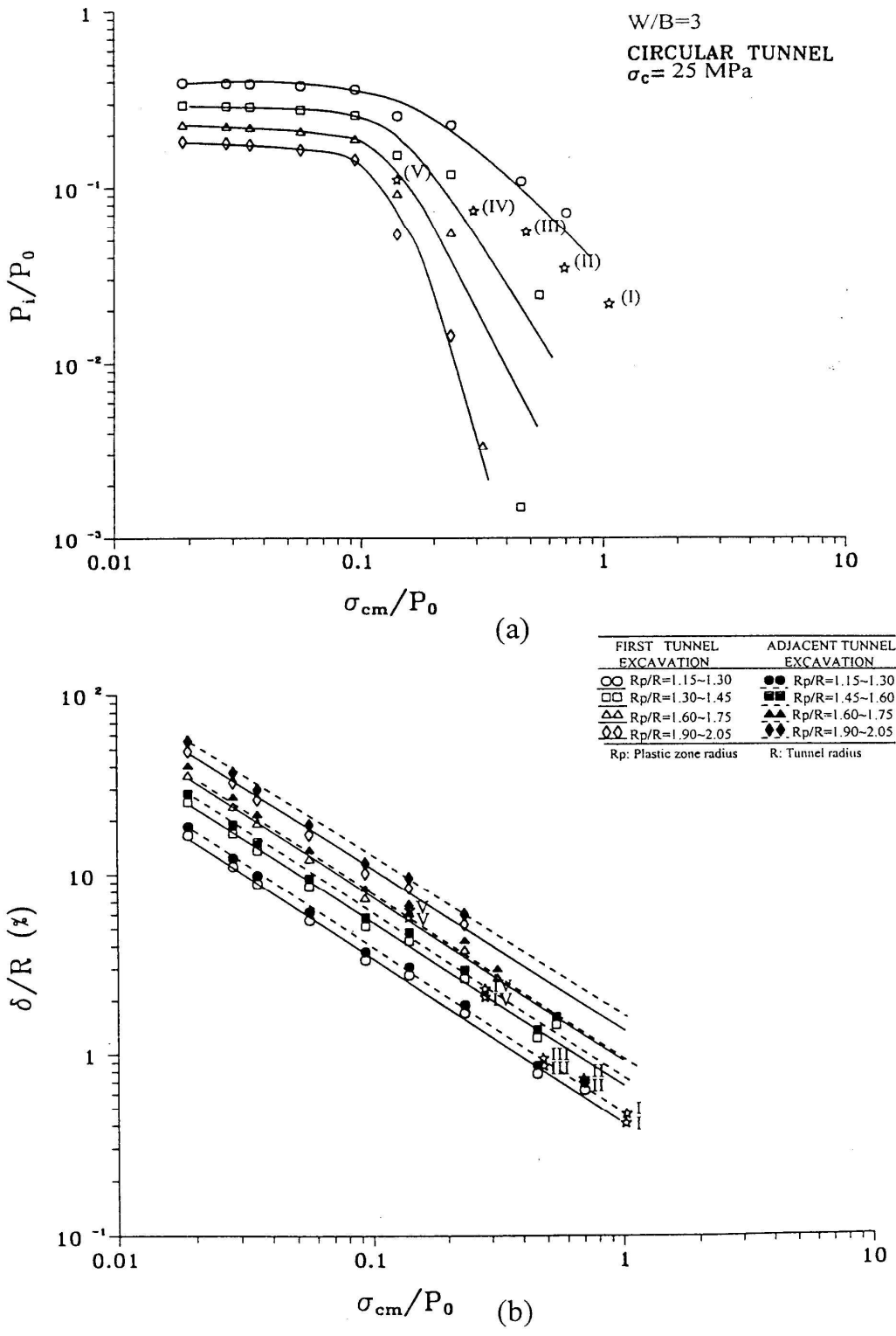


圖 22 案例隧道各支撐等級之支撐力、岩柱塑性區及頂拱應變量關係圖(W/B=3.0)

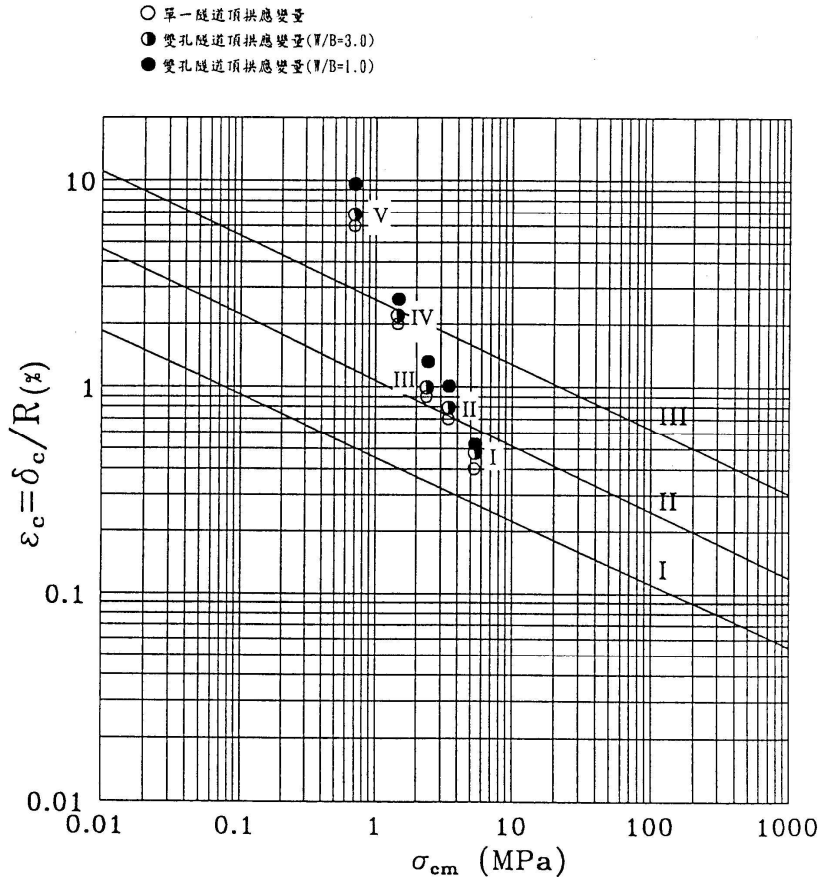


圖 23 案例隧道各支撐等級相對應之岩盤強度及頂拱應變量關係圖(W/B=1.0)

## 五、結論與建議

本文以數值分析法及實際工程案例，探討雙孔隧道先後開挖過程中，隧道圍岩塑性區及頂拱應變量變化情形，以建立隧道在不同地質條件下，所需之合理隧道間距及支撐力大小之估計方法，作為將來雙孔隧道佈置及支撐設計之參考。根據本文結果，可得下列初步結論與建議：

- (1) 平行雙孔隧道常因互制影響，導致圍岩鬆弛範圍進一步擴大及變形加劇，對既有之支撐造成損傷，甚或造成隧道不安定，相鄰隧道需保持適當之距離，以減低互制影響。台灣目前雙孔隧道之佈置規劃，多僅由洞口地形、路權範圍及簡單彈性分析等，作為決定隧道間距之考量依據，實無法合理估計雙孔隧道互制影響。
- (2) 研究結果顯示，雙孔隧道之互制作用與隧道間距比(W/B)及圍岩岩盤強度比( $\sigma_{cm}/P_0$ )有密切關係。本文彙整數值分析結果，依此兩項因子建立雙孔隧道互制影響研判基準，提供規劃設計人員初步研判隧道互制影響程度，作為訂定適當隧道間距之依據。經由北二高汐止新店段隧道群及彭山隧道等實際工程案例初步驗證，本文所提之互制研判基準，基本上可適用於台灣西部麓山帶岩質軟弱及中等強度之岩盤；硬岩隧道雖理論上適用，但仍需實際工程案例加以



驗證。

- (3)目前廣泛應用於一般隧道支撐設計之岩體分類經驗設計法，並未考慮雙孔隧道互制影響。本文利用數值分析模擬，研提不同岩質強度與隧道間距情況下，隧道支撐力與圍岩塑性區及應變關係圖，配合隧道安全管理經驗基準，可初步概略評估考量隧道互制影響所需支撐力大小。根據概估之支撐力大小可選用支撐工之種類與數量，如岩錨之噸數、間距與長度、噴凝土之厚度及鋼支保之尺寸與間距等，以及特殊工法之必要性。
- (4)對岩體評分屬極劣之高度擠壓性岩盤(如斷層、破碎帶)，隧道之互制作用極為顯著，經由本文案例隧道之支撐力概估可見，為控制圍岩塑性區及隧道變位於合理範圍內所需之支撐力甚高，採用大量支撐工方式穩定隧道，於實務上有其困難。此情況下可考慮改採地盤改良方式，增加岩盤強度及降低岩盤變形性，可獲得較佳之結果。
- (5)台灣目前隧道之規劃設計，對各隧道標案均採單一之開挖支撐等級系統。由於雙孔隧道之互制影響程度與岩盤地質條件及隧道間距均有密切關係，倘在隧道相鄰間距不允許調整情況下，建議應視各不同地質條件之互制影響程度，及現地計測資料，調整原設計之開挖等級並制訂不同支撐系統，即同一隧道分段設計，以兼顧隧道施工安全與成本經濟。

本文根據數值模擬分析，所獲得之雙孔隧道互制影響研判基準及隧道支撐力之評估方式，應可應用於雙孔隧道之佈置與支撐設計之概略估計。唯因地質多變、現地應力難以確切掌握、隧道開挖施工順序、施工方式及支撐時機等複雜之施工問題，本研究結果之應用仍有諸多限制，於應用時應視隧道之性質、規模及重要性，作為設計之參考。同時建議蒐集整理台灣相關雙孔隧道施工案例，以期建立雙孔隧道互制影響資料庫，檢討本研究結果之適用性，嘗試研究岩體分類經驗設計法應用於雙孔隧道時所需之必要修正，以使隧道之佈置與支撐設計更趨合理。

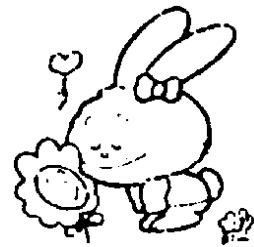
## 六、參考文獻

1. Chang, C. T., Lee, M. C. & Hou, P. C., "Design of Twin-tube Tunnel Through Soft Rock", Proceeding of the international symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London, pp.251-255, 1996.
2. Chehade, F. H. & Shahrour I., "Numerical Analysis of the Interaction between Twin-Tunnels: Influence of the Relative Position and Construction Procedure", Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 23, pp.210-214, 2008.
3. Chen, S.L., Lee, S.C. & Gui, M.W., "Effects of Rock Pillar Width on the Excavation Behavior of Parallel Tunnels", Tunnelling and Underground Space Technology 24, pp.148~154, 2009.
4. Chern, J.C. & Hsiao, F.Y., "Interaction Behavior of the Hsuehshan Tunnels", International Symposium on Design, and Operation of Long Tunnels, Taipei, pp.73-79, 2005.

5. Chu, B. L., Hsu, S. C., Chang, Y. L., Lin Y. S., "Mechanical Behavior of A Twin-Tunnel in Multi-Layered Formations", *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 22, pp.351-362, 2007.
6. Fang, Y. S., Lin, J. S. and Su, C. S., "An Estimation of Ground Settlement Due to Shield Tunnelling by the Reck-Fujita Method", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, pp.431-443, 1994.
7. Hoek, E., Carranza-Torres, C., and Corkum, B., "Hoek-Brown Failure Criterion-2002 Edition", *Proc. 5th North American Rock Mechanics Symposium, Toronto*, pp.267-273, 2002.
8. Hoek, E. and Marinos, P., "Predicting Tunnel Squeezing", *Tunnels and Tunnelling International*, Part I-November, Part II-December, 2000.
9. Hoek E. and Brown, E.T., "Practical Estimates of Rock Mass Strength", *Int. Journal Rock Mech. Min. Sci.* 34, pp.1165~1186, 1998.
10. Hoek, E. & Brown, E. T., "Underground Excavation in Rock, *Institution of Mining and Metallurgy*", pp.103~126, 1980.
11. Hsiao, F.Y., Wang, C.W. & Chern, J.C., "Numerical Simulation of Rock Deformation for Support Design in Tunnel Intersection Area", *Tunnelling and Underground Space Technology* 24, pp.14~21, 2009.
12. Ghaboussi, J., Ranken, R. E., "Interaction Between Two Parallel Tunnels", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 1, pp.75-103, 1977.
13. Kook, K. D., Jim, O. B., Duk, L. S., "Optimal Pillar Width of Twin Tunnels in Horizontal Jointed Rock", *ITA World Tunnel Congress, Budapest, O-08-03*, pp.1-8, 2009.
14. Kooi, C. B. & Verruijt, A., "Interaction of Circular Holes in An Infinite Elastic Medium", *Tunnelling and Underground Space Technology* 16, pp.59-62, 2001.
15. Lee, S. C., Lu, F. S. and Lee, K. W., "Interaction Behaviors During the Excavation for Three Parallel Tunnel", *International Symposium on Design, and Operation of Long Tunnels, Taipei*, pp.91-103, 2005.
16. Ling, C. B., "On the Stresses in A Plate Containing Two Holes", *J. Appl. Phys.* 19, pp.77-82, 1948.
17. Ng, C. W. W., Lee, K. M. and Tang, D. K. W., "Three-Dimensional Numerical Investigations of New Austrian Tunnelling Method (NATM) Twin Tunnel Intersection", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 41, pp.523-539, 2004.
18. Sakurai, S., "The Assessment of Tunnel Stability on the Basis of Field Measurements", *Proc. XVIII Convegno Nazionale Di Geotecnica, Rimini, Italy*, 1993.
19. 中國土木水利工程學會，「隧道工程設計準則與解說」，科技圖書股份有限公司 1999。
20. 中國大陸交通部，「公路隧道設計規範」，人民交通出版社，1990。

- 21.石作珉、林孟禹，「光彈性試驗法研究地下坑室周圍之應力分佈」，台灣礦業，第 37 卷，第 4 期，pp.7~34，1985。
- 22.李忠穎、林志森，「DDA 視窗化應用於三孔隧道開挖之力學機制研究」，國立高雄第一科技大學營建工程系碩士論文，2003。
- 23.胥潤東、徐林生，「並行隧道圍岩應力的線彈性分析」，第 119-128 頁，岩土工程技術，第 19 卷，第 3 期，第 127-129 頁，2005。
- 24.員山子分洪工程，「隧道番子澳褶皺擾動帶開挖回饋分析報告」，中興工程顧問股份有限公司，隧道與邊坡開挖地質研判與計測分析-監測總報告，附錄六，2004。
- 25.國道北宜高速公路計劃，「雪山隧道西口東行線里程 29K+576 回饋分析」，中興工程顧問股份有限公司，雪山隧道導坑工程地質調查工作 92 年度簡要報告，2003。
- 26.陳銘風、陳志南，「三孔隧道於不同節理傾角開挖交互影響之探討」，國立台灣科技大學營建工程系碩士論文，2005。
- 27.陳錦清、張玉麟、李國榮、俞旗文，「岩體變形特性與 RMR 岩體評分值關係之研究」，財團法人中興工程顧問社專案研究報告 SEC/R-GT-97-04，1997。
- 28.陳錦清、俞旗文、蕭富元，「國內隧道支撐設計適當性與施工方法對隧道行為影響檢討」，中興工程顧問社工程研究基金報告，SEC/R-GT-97-01，1996。
- 29.陳錦清、蕭富元、高憲彰、俞旗文，「隧道安全管理經驗基準探討」，第二屆海峽兩岸隧道與地下工程學術與技術研討會，第 326-335 頁，台北，2001。
- 30.張吉佐等人，「山岳隧道工程設計與實例手冊」，中華民國隧道協會，第 5 章，第 23-24 頁，1999。
- 31.鄭永學，「礦山岩體力學」，第 119-128 頁，冶金工業出版社，1988。
- 32.蕭富元、陳錦清、王建力、劉俊杰，「水利隧道圍岩變形安全分析案例探討」，第七屆海峽兩岸隧道與地下工程學術與技術研討會論文集，大連，第 22-28 頁，2008。

園地公開  
歡迎投稿



# 多孔隙瀝青混凝土鋪面之材料、配比設計、施工 與成效評估

陳建旭\*、黃建中\*\*

## 摘要

多孔隙瀝青混凝土 (porous asphalt concrete, PAC) 鋪面之孔隙含量為 20% 左右, 連續孔隙可成爲道路表面水在路面層中的水流通道, 將路面上之雨水迅速排除, 提昇行車安全性; 國內公路相關主管單位對 PAC 的經驗與技術已逐漸成熟, 然而缺乏全面性之現場評估。本論文選擇 9 個試驗路段, 針對 PAC 鋪面之材料、配比設計、施工以及通車後之鋪面成效檢測進行分析探討, 透過現地透水量、車轍量、平坦度、抗滑度與噪音量測試驗加以量化 PAC 鋪面績效。初期研究結果顯示使用高黏度改質瀝青能維持較佳排水效果與控制變形量的能力, 試驗路段通車一年半後之 IRI 值仍低於 3.0 m/km, 平坦度良好。各試驗路段之英式擺錘儀讀數 BPN 值皆維持在 55 以上, 與其他公路量測值相似, 具有足夠摩擦力。噪音量檢測結果顯示 PAC 鋪面通車後噪音量約爲 70 dB(A), 比傳統密級配鋪面低 8 dB(A) 左右, 因具多孔性, 減噪效果佳; 後續績效仍需長期觀測, 方可得知 PAC 生命週期成本。

關鍵詞：多孔隙瀝青混凝土、配比設計、現地透水量、平坦度

## 一、前言

台灣屬於海島型氣候, 年平均降雨量皆超過 1,000 公釐, 高溫濕熱且雨季綿長, 路面上之雨水若無法迅速排除, 而於鋪面表層形成逕流與水膜, 在車輛行駛時容易形成飛濺或霧狀 (splash & spray) 水氣, 不僅嚴重影響行車的安全性, 亦不利於鋪面之耐久性。多孔隙瀝青混凝土 (porous asphalt concrete, PAC) 鋪面係一種具高比例粗粒料及細粒料含量較少的開放級配 (open-graded), 鋪築完成之孔隙含量約爲 15%~25%, 互通的連續孔隙可成爲道路表面水在路面層中的水流通道, 能有效降低道路表面水量【1】, 同時具有摩擦阻力大與較低噪音等優點。多孔隙瀝青混凝土依其目的與功能分爲透水鋪面 (permeable pavement) 和排水鋪面 (drainage pavement), 如圖 1 所示。透水性瀝青混凝土鋪面在透水層上鋪設多孔隙瀝青混凝土, 能使落在鋪面上雨水快速滲入路基以

---

\* 成功大學土木工程學系 教授

\*\* 成功大學土木工程學系 博士班研究生

下，補充地下水者，一般多用在步道系統。排水性瀝青混凝土鋪面在不透水層上鋪設多孔隙瀝青混凝土，能使落在鋪面上雨水快速側向往路緣排水，降低行車時水氣飛濺的現象，同時避免雨水滲入路基以下，降低路基強度，一般多用在車道面層的排水。

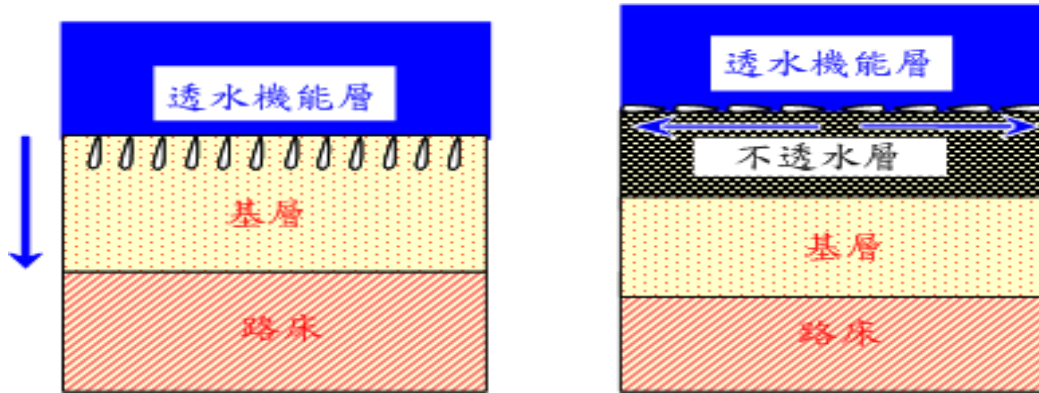


圖 1 透水性和排水性瀝青混凝土鋪面結構示意圖

從 1950 年代以來，美國開始採用開放級配摩擦層（open-graded friction course, OGFC），使用大量的粗粒料級配，孔隙率達 15% 左右，雨水能快速排除。歐洲各國亦於 1970 年開始使用高百分比之粗粒料路面，使孔隙率達到 20%~25%，此種路面即稱之為排水性瀝青混凝土；又因高孔隙率，摩擦阻力相對變大，故稱之為多孔隙瀝青混凝土。1987 年時，日本亦開始採用多孔隙瀝青混凝土鋪面，具有排水迅速、減少噪音、增加抗滑性及改善雨天視線等優點，使用效果卓著。台灣於 2000 年開始試鋪多孔性路面，如何汲取各國經驗並配合本地之環境條件，發展適合台灣環境的 PAC 鋪面是刻不容緩的。根據國內外文獻指出，排水性鋪面有下列幾項特徵【2~6】。

1. 防止道路積水及水花四濺，進而影響視線。
2. 降低夜間或雨天時行車大燈所產生之鋪面反光現象。
3. 增加雨天行車安全及摩擦係數。
4. 提高服務水準。
5. 降低用路人之心理壓力。
6. 減少行車所引起之交通噪音。
7. 提高駕駛視覺之辨識能力。
8. 降低車禍造事率及人員傷亡比例。

多孔隙瀝青混凝土路面由大量粗粒料組成，粒料間相連孔隙即形成排水路徑，鋪面間的孔係可分成有效（effective）孔隙、半有效（semi-effective）孔隙和不透水（impermeable）孔隙，如圖 2 所示；其中對排水功能有幫助的只有有效孔隙，即連續孔隙，根據文獻指出，孔隙率越大，出現連續孔隙的機會也越大，排水功能就越好【7~9】。瀝青混凝土路面之排水機制也受到粒料大小影響，粒料越大，透水係數也越大，孔隙相連的機會也越多【10】。然而，PAC 鋪面之排水功能亦

隨著交通荷重的累積與使用年份的增加而逐漸下降，造成排水功能喪失的原因約可分為兩大類，其一為沙塵的堵塞，另一為孔隙的閉合。其中堵塞物是來自道路砂塵、飛來的砂塵、車輛挾帶泥沙或是磨損的粒料等，此現象在交通頻繁的道路上容易發現【11~12】；孔隙的閉合則是指瀝青因為車輛荷重的累積而產生移動，漸漸填滿孔隙，或粒料重新排列所產生的孔隙閉合【13】。圖 3(a)顯示因砂塵堵塞的情形，圖 3(b)則是因壓密而閉合堵塞的情形。兩者的差異並不明顯，唯一因砂塵堵塞的鋪面其外觀紋理會較閉合堵塞的平滑，因其孔隙平均地由砂塵填入，而閉合堵塞則以鋪面內部孔隙被壓密的情況居多，因此表面紋理較砂塵堵塞粗糙。

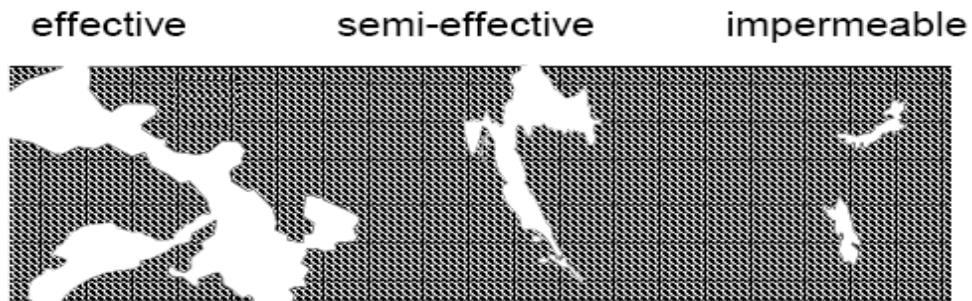
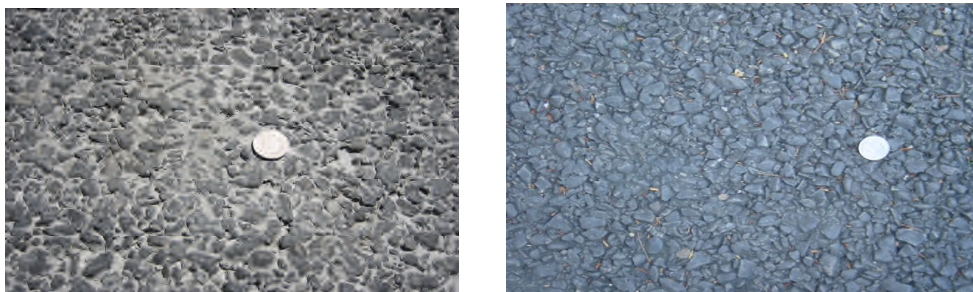


圖 2 瀝青混凝土中孔隙種類



(a) 砂塵堵塞

(b) 閉合堵塞

圖 3 多孔性瀝青混凝土鋪面排水功能喪失的類型

國內公路相關主管單位對 PAC 鋪面的經驗與技術已逐漸成熟，然而對 PAC 鋪面長期使用狀況數據仍然有限，尤其全面性之現場評估更是缺乏。因此本論文將針對 PAC 鋪面之材料、配比設計、施工、鋪築品質以及通車後之鋪面成效進行分析探討，採用三種不同等級的瀝青作為黏結料，透過現地透水量、車轍量、平坦度、抗滑度與噪音量檢測試驗加以量化其鋪面行為與差異性，進而評估影響 PAC 鋪面成效之因子，對往後多孔隙瀝青混凝土鋪面採用或推廣亦有完整的參考依據，並可回饋於鋪面設計。

## 二、材料

多孔隙瀝青混凝土主要是仰賴粗粒料間石對石 (stone on stone) 接觸產生互鎖作用，同時提供較高的空隙，藉由瀝青將粗粒料黏結成穩定的骨架，承受交通荷重，因此對於材料品質必須特別

要求。

## 2.1 瀝青材料

多孔隙瀝青混凝土施工規範可採用傳統瀝青、改質瀝青或高黏度改質瀝青，3種不同瀝青之韌性 (toughness) 試驗情形，如圖 4 所示。將三種瀝青以抗拉方式拉至同一高度時，高黏度所需的力量最高，傳統瀝青最少；而改質瀝青和高黏度瀝青拉伸後之中央部份較厚，顯示其具較強韌度，最主要是添加高分子 (polymer) 材料，增加黏結材料的韌性。

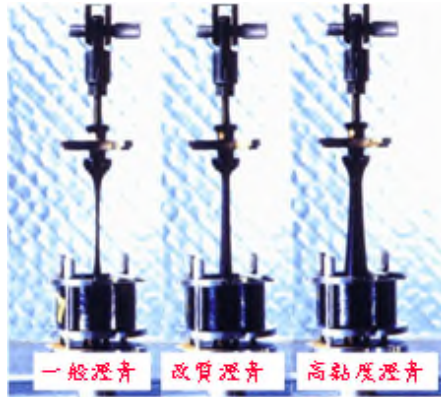


圖 4 傳統瀝青、改質瀝青和高黏度瀝青之比較

### 2.1.1 傳統瀝青

多孔隙瀝青混凝土如採用傳統瀝青膠泥，應為符合 AASHTO M226 Table 2 之 AC-30 或 Table 3 之 AR-80 等級以上黏度較稠之瀝青，如表 1 及表 2 所示。傳統使用 AC-10 和 AC-20 瀝青乃是根據 AASHTO M226 Table 1 之規範，Table 1 和 Table 2 最大差別在於 Table 2 對瀝青溫感性 (temperature susceptibility) 控制較嚴格，故符合 Table 2 規範內的瀝青在溫度變化下，黏度變化較小。AR-80 在 ASTM 3381 規範中稱為 AR-8000。

表 1 AC-30 規範值

試驗	性質要求
黏度 (60°C, poise)	3000 ± 600
黏度 (135°C, cSt), min	350
針入度 (25°C, 100g, 5 sec, 1/10mm), min	50
閃火點 (COC, °C), min	232
三氯乙烯溶解度 (%), min	99.0
薄膜烘箱試驗後	
熱損 (%), max	0.5
黏度 (60°C, poise), max	12000
延展性 (25°C, 5 m/min, cm), min	40

表 2 AR-80 規範值

試驗	性質要求
滾動薄膜烘箱試驗後	
黏度 (60°C, poise)	8000±2000
黏度 (135°C, cSt), min	400
針入度 (25°C, 100g, 5 sec), min	20
與原瀝青針入度百分比 (25°C, %), min	50
延展性 (25°C, 5 cm/min, cm), min	75
原瀝青試驗	
閃火點 (COC, °C), min	232
三氯乙烯溶解度 (%), min	99

### 2.1.2 改質瀝青

多孔隙瀝青混凝土鋪面如採用改質瀝青，則該瀝青材料應添加高分子對基底瀝青改質並使用合適分散劑、穩定劑以防止離析。改質瀝青之性質應符合 CNS 14184 第Ⅲ型，如表 3 所示或表 4 之高黏度改質瀝青之規範規定。

表 3 改質瀝青Ⅲ型規範

試驗	性質要求
針入度 (25°C, 100g, 5s, 1/100mm), min	35
黏度 [60°C, 1s <sup>-1</sup> , Pa·s (poise)], min	800(8000)
黏度 (135°C, mm <sup>2</sup> /s, cSt), max	3000
閃點 (COC, °C), min	232
三氯乙烯中溶解度 (%), min	99
離析試驗頂段與底段軟化點差值 (°C)	試驗記錄
滾動薄膜烘箱(RTFOT)後，彈性回復率 (25°C, 10cm, 伸長, %), min	70
滾動薄膜烘箱(RTFOT)後，針入度 (4°C, 200g, 60s), min	10

表 4 高黏度改質瀝青規範

試驗	性質要求
針入度 (25°C, 100g, 5sec, 0.1mm), min	40
軟化點 (°C), min	80
延展性 (15°C, cm), min	50
閃火點 (°C), min	260
薄膜加熱損失率 (%), max	0.6
薄膜熱損針入度殘留率 (%), min	65
韌性 [25°C, N·m (kgf·cm)], min	20 (200)
黏結力 [25°C, N·m (kgf·cm)], min	15 (150)
60°C黏度 [Pa·s (poise)], min	20,000 (200,000)



## 2.2 粒料

### 2.2.1 粗粒料

粗粒料為軋製之碎石停留於試驗篩 4.75 mm 以上者，其質地須堅硬、緻密、耐磨損、潔淨及級配良好者，且不得含有易於風化之顆粒及泥土、黏土、有機物及其他有礙工程品質及功能之有害物質，並應具有與瀝青材料混合後，雖遇水而瀝青不致剝落之性能，其性質應符合表 5 之規定。

表 5 粗粒料性質規範

試驗	性質要求
洛杉磯磨損率（500 轉，%），max	30
扁長率（%）	
顆粒長度(最長軸)大於厚度(最短軸)3 倍者，max	12
顆粒長度(最長軸)大於厚度(最短軸)5 倍者，max	5
吸水率（%），max	2
表面乾比重，min	2.45
健度（5 次循環，硫酸鈉，損失%），max	12
含破裂面顆粒比（%）	
一面，min	100
二面，min	90

PAC 鋪面成功與否，粗粒料扮演了舉足輕重的角色，以洛杉磯磨損值、扁長率與含破裂面顆粒分別說明如下。洛杉磯磨損值必須控制在 30 以內，確保粒料的堅硬耐磨，一般風化的陸料較不容易符合此要求。扁長率更是 PAC 能發揮互鎖機制、減少鋪面變形的重要關鍵，粒料形狀盡量接近正方形，如圖 5 所示。由圖 5 (a) 中可知碎石粒料的組成有較佳的石對石作用，能夠將交通荷重均勻的向下傳遞；而圖 5 (b) 為圓石粒料組成架構圖，由圖中可知粒料間存在較大孔隙，粒料本身亦較光滑且不具破碎面，粒料間只依靠點對點的支撐，降低粒料互鎖的摩擦力，並易產生應力集中現象，導致承受交通荷重能力降低。一旦粗粒料形狀不佳，如長扁狀或圓桿狀，PAC 的車轍量有可能高於傳統密級配，如圖 6 所示，PAC 最好使用塊狀粒料。破裂面可增加互鎖機制的摩擦力，將粒料間的力量緊緊嵌在一起，承受交通荷重，故必須有破裂面。



(a) 碎石

(b) 圓石

圖 5 粒料類型

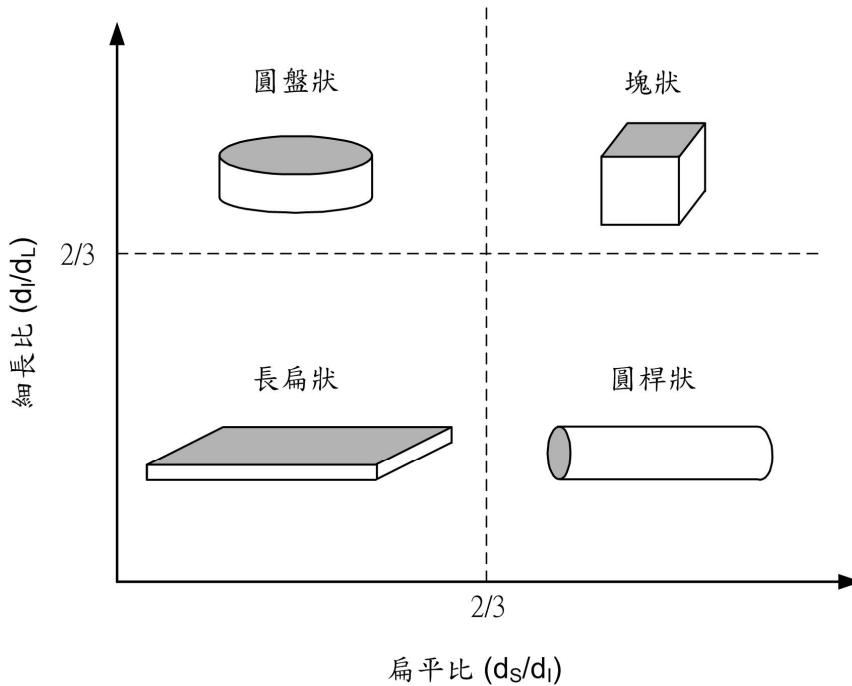


圖 6 依據扁平比與細長比將粗粒料分成四種型態

### 2.2.2 細粒料

細粒料為通過試驗篩 4.75 mm 者，包括石屑、碎石砂、天然砂或其混合物，須潔淨、質地堅硬、緻密、顆粒富有稜角、表面粗糙及不含有機土、黏土、黏土質沉泥、有機物、其他有礙本工程品質及功能之有害物質，且導入拌和機時不得有結塊情形。細粒料性質應符合表 6 之規定。

表 6 細粒料性質規範

試驗	性質要求
健度（5 次循環，硫酸鈉，損失%），max	15
液性限度（%），max	25
塑性指數（%）	N.P.
含砂當量（%），min	45

### 2.2.3 填充料

填充料係指通過試驗篩 0.60 mm 之細料，填充料可用完全乾燥之石灰或水泥；或其他經工程司認可之塑性指數小於 4 之無機物粉末，惟不得含有塊狀物或其他有害物質。塵埃收集器中之回收粉塵不得替代為填充料使用。

### 2.3 纖維穩定劑

多孔隙瀝青混凝土拌和料之粒料顆粒表面包裹較厚的瀝青膜，為抑制瀝青混凝土在運送、鋪築過程中產生瀝青流失應添加之纖維穩定劑，包括木質纖維（cellulose fiber）與礦物纖維（mineral fiber）等；選用任一種纖維穩定劑之使用量需依照垂流試驗決定，一般約在混合料重的 0.3%~0.4%。高黏度改質瀝青經試驗符合垂流規定，可不添加纖維穩定劑。纖維穩定劑應符合表 7 或表 8 之規格。木質和礦物纖維功能類似，都可防止瀝青垂流，PAC 鋪面要求使用 AC-30、AR-80 和改質 III 型瀝青時，一般都需添加纖維。

表 7 木質纖維規範

試 驗	性質要求
篩分析：纖維長度(mm)，max	6
通過 0.85mm (#20) 篩(%)	85±10
通過 0.425mm (#40) 篩(%)	65±10
通過 0.106mm (#140) 篩(%)	35±10
灰分含量(%)	18±5
pH 值	7.5±1.0
吸油率(倍)	纖維質量的 (5.0±1.0)
含水量(%)，max	5 (以質量計)

表 8 礦物纖維規範

試驗	性質要求
纖維長度 (mm)，max	6
纖維厚度 (mm)，max	0.005
散粒含量：通過 0.25mm (#60) 篩 (%)	90±5
通過 0.063mm (#230) 篩 (%)	70±10

### 三、配比設計

多孔隙瀝青混凝土 (PAC) 依傳統馬歇爾配合設計法並透過飛散試驗、垂流試驗以決定最佳瀝青含量，PAC 與傳統密級配瀝青混凝土不同，由於 PAC 混合料佔有相當高比例的粗粒料，為一種空隙率大的瀝青混合物，單以馬歇爾配合設計法決定瀝青用量將不合實際。因此瀝青用量的設計除必須考慮到空隙率目標值之外，亦需考慮級配粒料間是否具適當透水能力之連續空隙，使落於鋪面上的雨水能適時排除；且在保有耐久性條件下，包裹於粗粒料顆粒表面的瀝青膜能達到最大值。多孔隙瀝青混凝土配比設計流程如圖 7 所示。

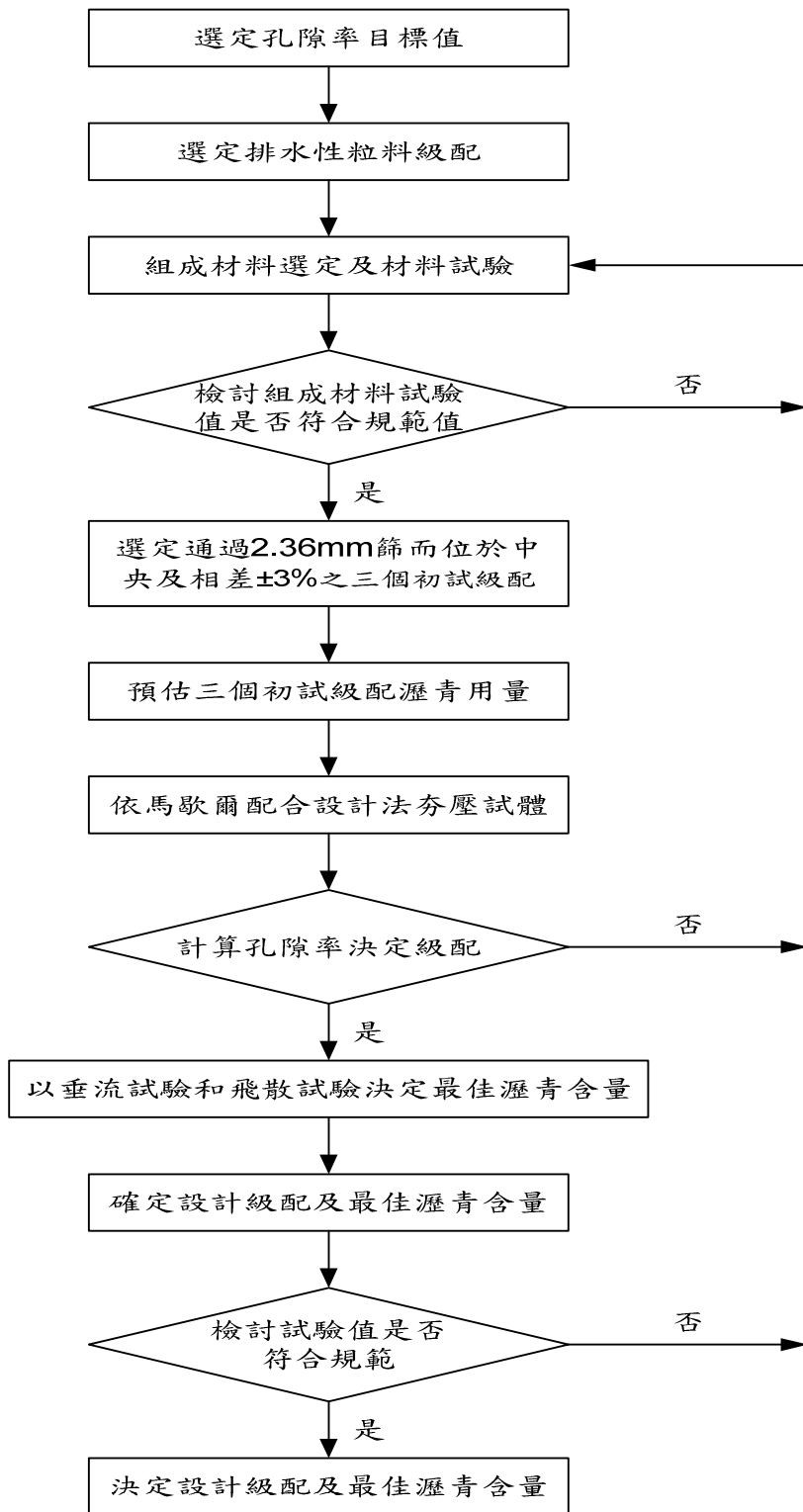


圖 7 多孔隙瀝青混凝土配比設計流程圖

(1) 選定孔隙率目標值

多孔隙瀝青混凝土鋪面是將雨水滲流於連續性高空隙率之瀝青混凝土內部，再排出於路外。為了能充分發揮排水功能及降低噪音效果，應儘量合理採用較大孔隙率。一般選用之孔隙率為 15%~25%，而大致採用 20%為孔隙率目標值。

(2) 選定排水性粒料級配

依據當地交通情況，粒料級配尺寸供給條件，降雨量條件等，由表 9 規定之。

表 9 多孔隙瀝青混凝土粒料級配表

試驗篩 (mm)	通過方孔篩之重量百分率 (標稱粒徑)	
	19.0 mm	12.5 mm
25.0	100	
19.0	95~100	100
12.5	64~84	90~100
9.5	—	—
4.75	10~31	11~35
2.36	10~20	10~20
1.18	—	—
0.075	3~7	3~7

註：本表係參考日本「排水性鋪裝技術指針」。

(3) 組成材料選定及材料試驗

多孔隙瀝青混凝土拌和料之組成材料分為瀝青、粗粒料、細粒料、填充料及纖維穩定劑，皆需依相關規範進行試驗。

(4) 組成材料品質檢討

組成材料經過試驗後，其品質必須符合「多孔隙瀝青混凝土鋪面」所列品質要求。

(5) 選定三個初試級配

由拌和廠冷料倉篩分析之粗粒料、細粒料及填縫料級配進行配比，選定三種不同 2.36 mm 篩通過率的初試級配。其中一種級配以通過規範中間值為宜，另二種分別約等距±3% 落於中間值與上、下限範圍

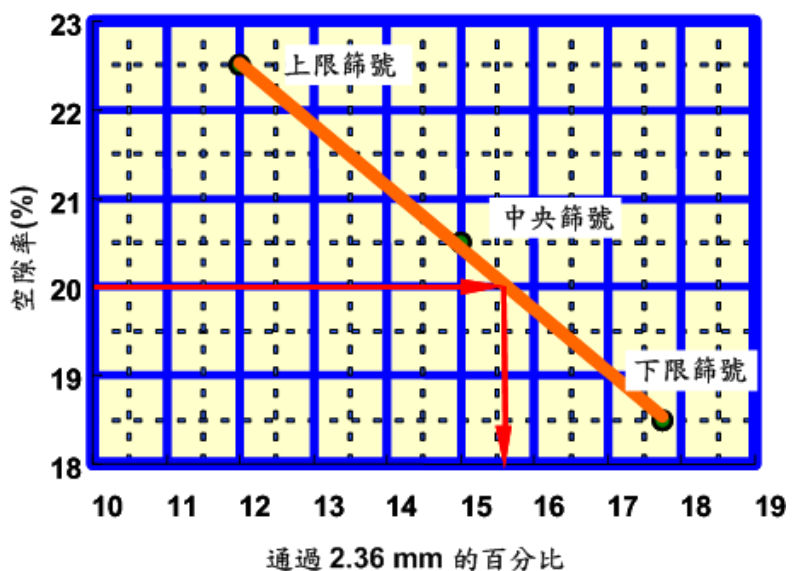


圖 8 2.36 mm 篩孔通過百分率與空隙率關係

內，以求取孔隙率 20%之最佳級配曲線，如圖 8 所示，三種級配之填縫料 0.075 mm 篩通過率在 5% 左右。

(6) 預估三個初試級配瀝青用量

- A. 設定包裹粒料顆粒表面的瀝青膜厚度  $t$  ( $\mu\text{m}$ )，一般為  $14\mu\text{m} \sim 15\mu\text{m}$ 。
- B. 由式 1 計算級配粒料顆粒總表面積：

$$A = (2 + 0.02a + 0.04b + 0.08c + 0.14d + 0.3e + 0.6f + 1.6g) / 48.74 \quad (1)$$

式中： $a, b, \dots, g$  為級配粒料通過某篩號的百分率，其關係如表 10 所列。

- C. 由式 2 預估初試級配之瀝青用量

$$\text{預估瀝青用量 (對乾粒料)} = At \quad (2)$$

表 10 粒料通過某篩號百分率與表面積因子的關係

篩孔 (mm)	4.75	2.36	1.18	0.6	0.3	0.15	0.075
通過百分率 (%)	a	b	c	d	e	f	g
表面積因子	0.02	0.04	0.08	0.14	0.3	0.6	1.6

註：篩析時若缺某一號篩，可從級配分析曲線上查得通過百分率。

(7) 依馬歇爾配合設計夯壓試體

多孔隙瀝青混凝土拌和料之最佳拌和溫度與夯壓溫度：以黏滯度與溫度之關係曲線求出黏滯度為  $170 \pm 20$  cSt 及  $280 \pm 30$  cSt 時分別為拌和與夯壓溫度。依 AASHTO M245 及拌和溫度、夯壓溫度在初試瀝青用量對三種初試級配粒料以每面夯打 50 次夯製馬歇爾試體，每一種級配料夯打 3 個試體測定虛比重，每一種級配另準備至少 1 組於預估瀝青含量下之鬆散試樣，測定最大理論比重。

(8) 計算空隙率

利用試體虛比重及混和料最大理論比重由式 3 及式 4 計算空隙率，進而繪製 2.36mm 篩孔通過百分率與空隙率之關係曲線，如圖 8 所示。由圖 8 三個初試級配之空隙率曲線中，選定目標空隙率  $\pm 1\%$  之級配作為級配粒料。若三個級配粒料之空隙率不能滿足目標空隙率  $\pm 1\%$  的要求，則應重新選定組成材料，直至達到目標空隙率  $\pm 1\%$ 。由於 PAC 的連續孔隙多寡直接影響其排水成效，透過式 5 及式 6 可以瞭解 PAC 試體連續孔隙率與閉合孔隙率的組成狀況。

(3)

$$D_{GA} = \frac{W_A}{V} = \frac{W_A}{\frac{\pi D^2}{4} \times h}$$

$$V_A = \frac{D_{mm} - D_{GA}}{D_{mm}} \times 100 \quad (4)$$

$$V_C = \frac{V - \left( \frac{W_A - W_W}{D_W} \right)}{V} \quad (5)$$

$$V_D = V_A - V_C \quad (6)$$

式中： $D_{GA}$  = 試體虛密度 ( $\text{g/cm}^3$ )

$V_A$  = 空隙率 (%)

$V_C$  = 連續空隙率 (%)，指試體內空隙連貫與外部連接互通

$V_D$  = 閉合空隙率 (%)，指試體內空隙單獨閉合，不互通連貫

$W_A$  = 試體在空氣中重 (g)

$V$  = 試體體積 ( $\text{cm}^3$ )

$D$  = 試體直徑 (cm)

$h$  = 試體高度 (cm)

$D_{mm}$  = 最大理論密度 ( $\text{g/cm}^3$ )

$W_W$  = 試體在水中重 (g)

$D_W$  = 水的密度 ( $\text{g/cm}^3$ )

#### (9) 確定設計級配粒料之最佳瀝青用量

確定設計級配粒料後，依預估瀝青用量，或以過去經驗預估瀝青用量範圍，或以 4%~6% 為瀝青用量變化範圍內，按 5 組相差 0.5% 瀝青含量之拌和料分別進行垂流量試驗及肯塔堡飛散試驗；垂流量試驗及飛散試驗所得的瀝青用量分別為最佳瀝青含量上、下限範圍，如圖 9~圖 10 所示。在檢討排水性瀝青混凝土拌和料之結構強度及耐久性需求，通常多以偏向垂流試驗最大瀝青用量側不致產生垂流現象為最佳瀝青含量。

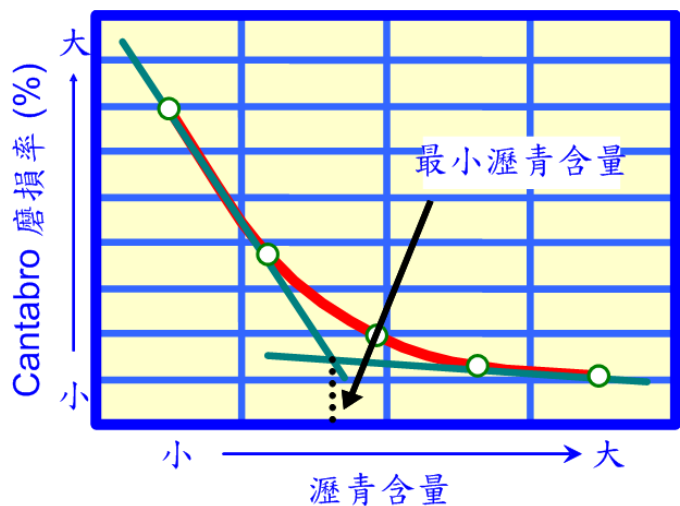


圖 9 飛散損失率

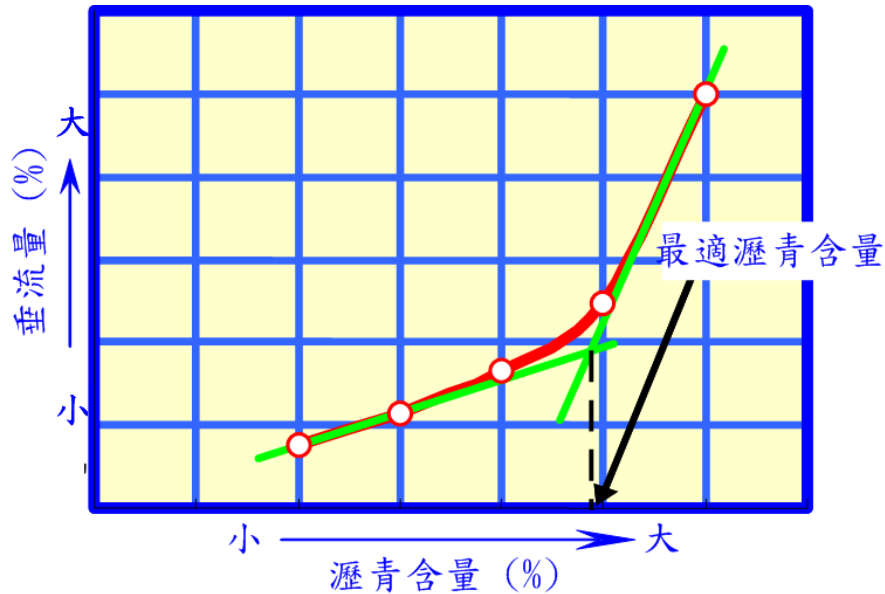


圖 10 網籃法垂流試驗

(10) 檢討試驗值

以確定之粒料級配及最佳瀝青含量進行每面夯打 50 次的馬歇爾試體製作，然後進行馬歇爾穩定值試驗、滯留強試驗、室內滲透係數試驗、輪跡試驗等；檢討試驗結果是否符合表 11 多孔隙瀝青混凝土品質之規定，而決定設計級配及最佳瀝青含量。若未能符合規範規定，則重新檢討所選定之組成材料，重新調整，直至達到規範要求。

表 11 多孔隙瀝青混凝土之品質規定

試驗	品質要求
試體上下端各夯打次數	50
穩定值 [kN (kgf)]	3.5 (350)
流度值 (0.1 mm)	20~40
空隙率 (%)	15~25
垂流試驗	
網籃法 (%) AASHTO T305, max	0.3
肯塔堡 (Cantabria) 飛散試驗 (%), max	20
動態穩定值 (次/mm), min	1,500
滯留強度指數 (TSR) (%), min	80(75)
實驗室滲透係數 (cm/sec), min	$10^{-2}$
現場排水試驗 (ml/15sec), min	900

註：本配合設計法係參照日本道路協會「排水性鋪裝技術指針」規範規定。



## (11) 動穩定值

動穩定值 (dynamic stability, DS) 是由實驗室輪跡試驗結果獲得，係評估瀝青混凝土材料成效良窳的方法之一，用以瞭解瀝青混凝土鋪面於溫度 60°C 之動態穩定度，定義如式 7 所示，即每單位垂直變形量可承受之輪載重滾壓次數；式 7 中  $d_{45}$  與  $d_{60}$  分別表示輪跡試驗開始 45 分鐘及 60 分鐘後之垂直變形量 (mm)，數字 15 為試驗開始 45 分鐘至 60 分鐘的時間間隔 (min)，而數字 42 表示輪跡試驗儀滾壓速度 (次/min)。由於 PAC 抵抗變形能力是依靠粗粒料互鎖機制，若使用扁率高、低破裂面或含有頁岩成分之粒料，將會造成 PAC 動穩定值無法達到規範 1,500 次/mm 要求；同時，於施工過程中易造成 PAC 級配降級 (degradation)，進而影響 PAC 鋪面排水性與抗變形能力。

$$DS(\text{次}/\text{mm}) = \frac{15}{d_{60} - d_{45}} \times 42 \quad (7)$$

## 四、施工

### 4.1 運輸控制

拌妥之多孔隙瀝青混凝土拌和料以傾卸式卡車運至工地鋪築，運輸車輛的數量應與鋪築機的數量、鋪築能力、運輸距離相配合，在鋪築機前形成一不間斷的供料車流；根據於拌合廠及施工現場統計資料顯示運輸卡車的時間間距約 15~25 分鐘。每輛裝載多孔隙瀝青混凝土之運輸卡車，在裝載 PAC 拌和料前應先於卡車車底塗抹非純石油製品之隔離劑，並於出廠前量測卡車上 PAC 拌和料之溫度並記錄之，如圖 11 所示。PAC 拌和料在運輸過程中，是以雙層防水之帆布覆蓋保溫，以防 PAC 拌和料之溫度降低，如圖 12 所示。若於夜間或冬季施工時，溫降情形更是 PAC 的控制要點。



圖 11 運輸卡車出廠前之 PAC 溫度量測



圖 12 PAC 運輸卡車加蓋雙層保溫帆布

### 4.2 現場鋪築

PAC 鋪築與一般密級配 AC 類似，需注意事項，將於下列提出建議。每輛運輸多孔隙瀝青混凝土拌和料之卡車抵達施工現場，將拌和料倒入鋪裝機進料斗時，必須量測鋪裝機上拌和料溫度並紀錄之，如圖 13~圖 14 所示，當拌和料溫度高於規範下限值之要求才可允許此批多孔隙瀝青混凝土混合物料進行鋪築，若拌和料溫度低於規範下限值應立即運離，不得使用。否則，PAC 完成面將不易壓實而形成鬆散狀況，雨後鋪面容易剝落。



圖 13 PAC 拌和料倒入鋪裝機進料斗示意圖



圖 14 施工現場之 PAC 溫度檢測

PAC 拌和料於每批材料出廠後，至施工現場必須於鋪築後未滾壓前依 AASHTO T168（瀝青鋪面拌和料取樣法）進行取樣，如圖 15 所示，然後將樣品送至實驗室依照 AASHTO T164（瀝青鋪面拌和料瀝青含量試驗法）及 AASHTO T30（抽取粒料之篩分析法）檢驗，作為拌合廠品質管控之依據，每批材料數量定為同一拌和廠同一天供應本工程之同一種類多孔隙瀝青混凝土拌和料數量，每批抽驗兩次。PAC 拌和料以自走式鋪築機依設定之路線、高程及橫斷坡度鋪築於已整理之瀝青底層或原有面層上，鋪築機以每分鐘 3~4 公尺速度使鋪築機不間斷的均勻鋪築；鋪築時，無析離現象發生，且完成後之表面均勻



圖 15 現地拌和料取樣

平整，經壓實後能符合設計圖所示之線形、坡度及橫斷面。

PAC 經鋪築機鋪築後，按初壓、複壓、終壓等三個階段進行的壓實，初壓、複壓皆採用二軸三輪鐵輪壓路機，終壓則採用二軸二輪鐵輪壓路機。初壓壓路機必須緊跟於鋪築機之後，立即滾壓，避免多孔隙瀝青混凝土冷卻，造成滾壓不確實，其距離以不超過 60 公尺為宜，如圖 16 所示；滾壓應自車道外側邊緣開始，在逐漸移向路中心，滾壓方向應與路中心線平行，每次重疊 1/3~1/2 後輪寬，而不應小於 20 公分，最後滾壓路中心部分，初壓大約來回滾壓 3 次，也就是 3 趟。緊隨初壓之後，複壓與初壓壓路機距離為 60 公尺，以 12~18 公噸之二軸三輪鐵輪壓路機，在溫度 130°C~165°C 依初壓方法滾壓，務使多孔隙瀝青混凝土拌和料達到規定密度而無顯著輪跡為止，複壓大約亦來回滾壓 3 次。終壓以 6~8 公噸二軸二輪鐵輪壓路機在複壓之後進行滾壓，如圖 17 所示，直至鋪面平整及無輪痕為止，終壓大約來回滾壓 2 次。縱向接縫為 PAC 施工的重點之一，接縫處應先加熱處理，再以熱料與舊有面重疊約 5~10 公分後，以滾壓機迅速滾壓，避免弱面產生。



圖 16 初壓、複壓壓路機滾壓過程



圖 17 終壓壓路機滾壓過程

#### 4.3 鋪築品質檢驗

PAC 鋪面完成後，現地鋪面之壓實度應達試驗室之馬歇爾試驗夯實試體所得密度之  $97\pm 3\%$ 。工地檢驗按 AASHTO T230 方法，每鋪築 600 公噸之瀝青拌和料，應鑽取一組樣品，每一組最少鑽取兩個樣品平均之，如圖 18 所示，檢測之位置由隨機方式產生或由工程司決定之。



圖 18 現地鑽心取樣

多孔隙瀝青混凝土路面經最後滾壓後，需用 3 公尺長之直規，放於與路面中心線平行以及與中心線成直角之方向檢驗之。在 3 公尺長直規之下路面之凹凸超過規範，應立即予以整修，且於必要時，其整個周圍路面應重加滾壓，其整修不可以加熱刮除方式處理，處理方式需經工程司認可後為之。經壓實後之路面應平整，且路拱及坡度正確。鋪面完成後，依 CNS 8755 試驗法，每 600 公噸應鑽取樣品檢測厚度一次，檢測之位置由隨機方式產生或由工程司決定之。所留試洞於試驗後，應即以適當材料回填並於夯壓。



圖 19 現地透水性檢驗

PAC 鋪面完成後，依現場透水試驗法評估其透水性能，每鋪築 1,000 平方公尺應檢測透水性一次，每一檢測點位之透水性須重複三次試驗再平均之，如圖 19 所示，檢測之位置由隨機方式產生，或由工程司決定之，PAC 鋪面透水量須大於規範值 900 ml/15sec 之要求。

## 五、鋪面成效

### 5.1 試驗路段

本研究選擇 9 個試驗路段作為 PAC 鋪面監測的點位，試驗路段之級配皆相似，施工過程嚴謹，最大不同處為黏結料不同。表 12 中檢測點位代號是由黏結料類型與路段標別所組成，AR1 代表使用 AR-80 作為黏結料與試驗路段 1，MA3 代表使用改質三型瀝青作為黏結料與試驗路段 3，HA8 代表使用高黏度瀝青作為黏結料與試驗路段 8。表 13 為鋪面檢測時間，√ 表示通車前檢測，○ 表示通車後檢測，各試驗路段皆在外側車道進行試驗。試驗流程是藉由收集現地 PAC 鋪面之現地透水量【14】、車輦量、平坦度、抗滑度與噪音量等監測數據，分析通車前後的變化，以及探討 PAC 鋪面通車後於承受交通載重與環境溫度變化雙重狀況影響下，不同材料對鋪面績效所造成之差異性。

表 12 PAC 鋪面檢測點位

代號	瀝青類型	瀝青用量(%)
AR1	AR-80	5.1
AR2	AR-80	5.2
MA3	改質三型	5.2
AR4	AR-80	5.1
AR5	AR-80	5.2
MA6	改質三型	5.1
AR7	AR-80	5.1
HA8	高黏	5.0
AR9	AR-80	5.1

表 13 PAC 鋪面檢測時間

點位 時間	AR1	AR2	MA3	AR4	AR5	MA6	AR7	HA8	AR9
97/01/22	-	-	-	-	-	-	-	√	√
97/08/20	-	-	-	-	-	-	-	○	○
97/12/16	√	√	√	√	√	√	√	○	○
98/04/01	○	○	○	○	○	○	○	○	○
98/07/16	○	○	○	○	○	○	○	○	○

## 5.2 試驗結果與分析

### 5.2.1 現地透水試驗

現地透水試驗係用以評估 PAC 鋪面之透水能力，試驗結果顯示 PAC 鋪面完工後未通車前之透水量為 1200~1400 ml/15sec，符合規範 900 ml/15sec 之要求。圖 20 為 HA8 與 AR9 輪跡處之透水量變化情形，圖中顯示透水量隨通車時間增加而呈下降趨勢，使用高黏度改質瀝青能維持較佳的排水性，AR-80 和改質瀝青之 PAC 都需添加纖維，在同一瀝青用量下，纖維會佔據一部份孔隙空間，有效排水的路徑也會較受限制，因此不需添加纖維的高黏度 PAC，會有較佳排水效果，HA8 與 AR9 路段通車至今已達 18 個月左右，輪跡處之透水量仍然符合規範 900 ml/15sec 之要求。

由圖 20 亦可發現隨通車時間增加，HA8 左輪跡處之透水量高於右輪跡處，而 AR9 右輪跡處之透水量高於左輪跡處，主要是因為道路幾何線形設計與高程差所導致，此現象可由圖 21~圖 22 來說明解釋，因為砂塵會隨雨水往低處堆積，造成 HA8 右輪跡處與 AR9 左輪跡處之透水量下降率有較高的趨勢，圖中亦顯示車道中心處之透水量下降率隨通車時間增加呈明顯上昇，表示非輪跡處受砂塵堵塞影響增大。圖 23 為試驗路段 1~試驗路段 7 通車 3.5 個月後之左輪跡處透水量變化情形，由圖可知透水量有明顯降低，除 AR5 與 AR7 之外，其餘 5 個路段之透水量下降率皆高於 10%，可能與全線通車後，車流量以及重車增加快速有關，長期績效仍需持續觀測，方可知 PAC 之適用性。

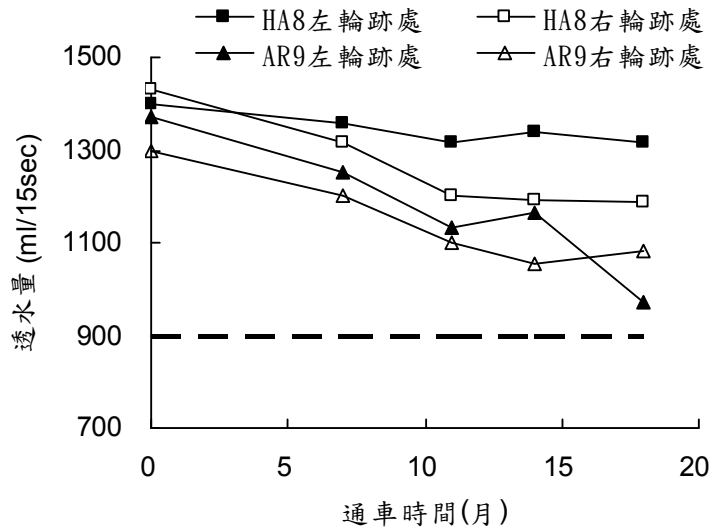


圖 20 HA8 與 AR9 之透水量變化圖

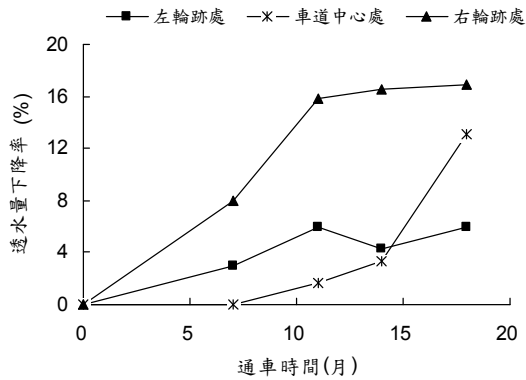


圖 21 HA8 之透水量下降率

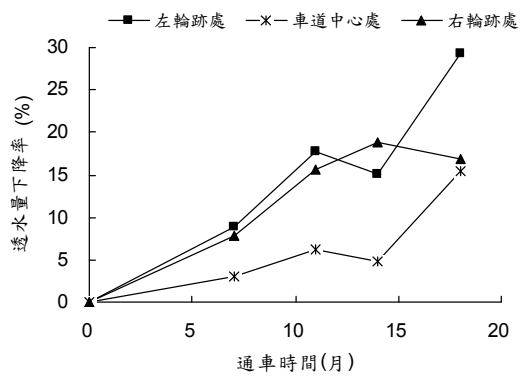


圖 22 AR9 之透水量下降率

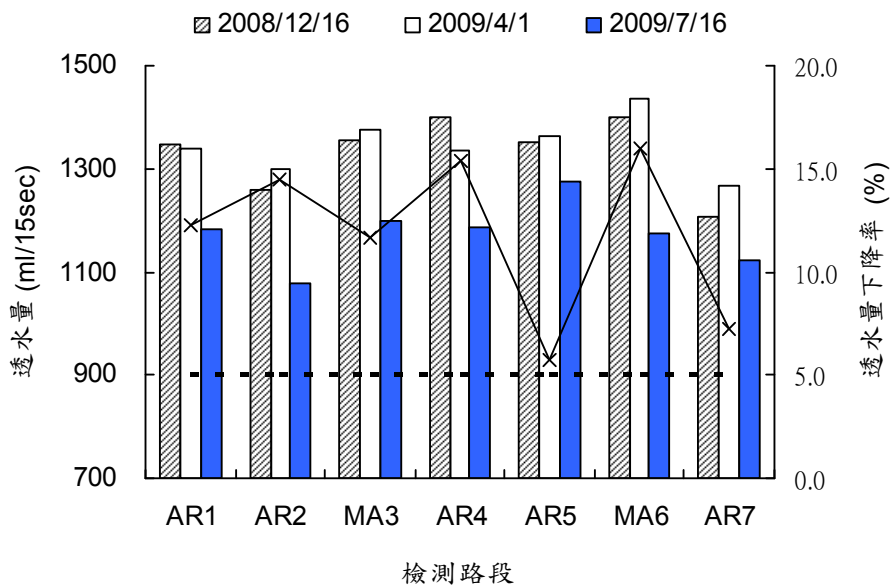


圖 23 不同試驗路段之左輪跡處透水量

### 5.2.2 車轍量檢測

車轍量即鋪面承受重複交通載重後之垂直變形量，可作為評估不同鋪面抵抗車輛荷重之能力。圖 24 為各路段通車前之車轍量，圖中顯示左右輪跡處之車轍量皆低於 3 mm，表示新工路面的狀況良好。圖 25 為各路段通車前後之左輪跡處車轍量，由圖中可知試驗路段 1~試驗路段 7 通車僅 3.5 個月，其車轍量增加速度明顯高於較早通車的 HA8 與 AR9 路段，表示初始車流量大小對車轍量影響很大；通車約一年半 HA8 與 AR9 路段之車轍量隨通車時間呈上升趨勢，使用高黏度改質瀝青鋪面之車轍量較低。將通車後車轍量除以通車前初始車轍量，即可得無因次車轍量，圖 26 可看出 HA8 隨通車時間增加其左右輪跡處之無因次車轍量很接近，反觀 AR9 之左右輪跡處無因次車轍量有差異性存在。

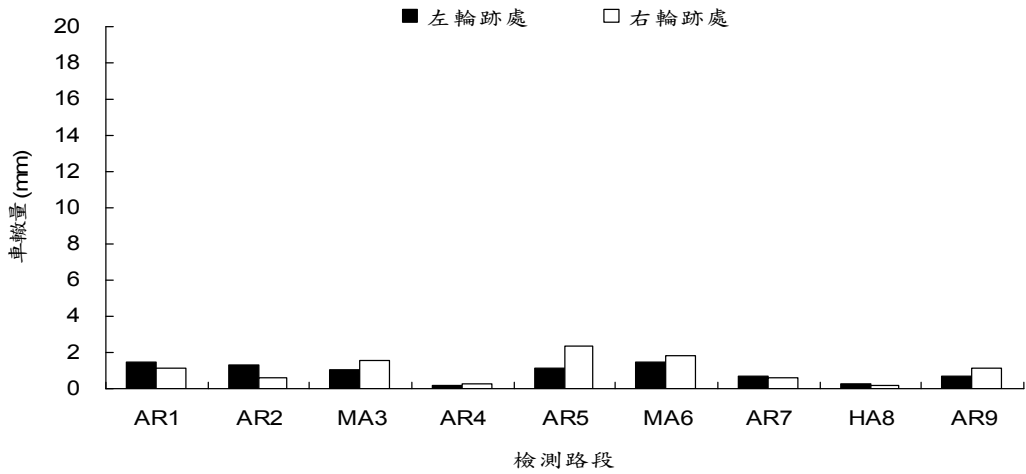


圖 24 各試驗路段通車前之車輦量

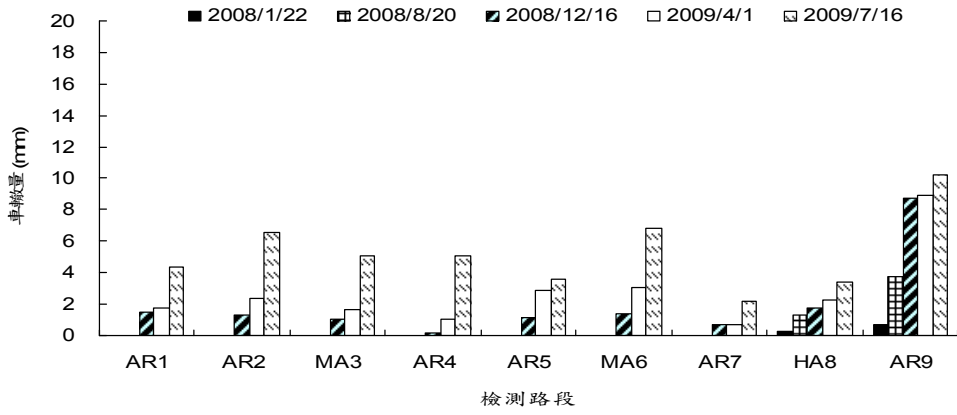


圖 25 各試驗路段通車前後之左輪跡處車輦量

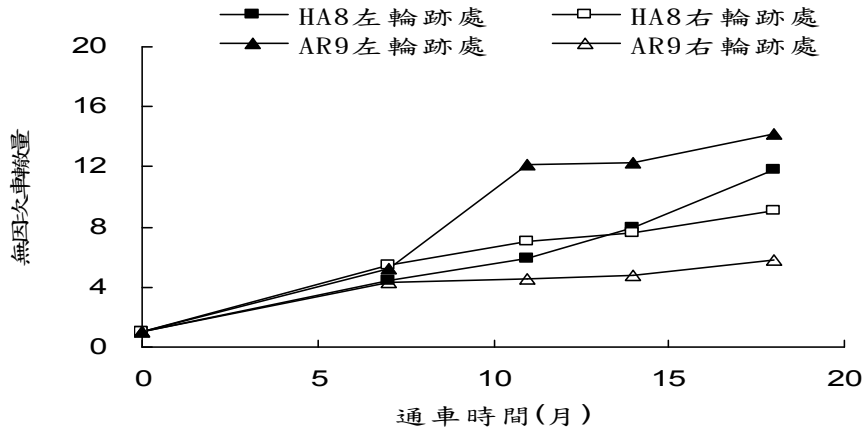


圖 26 HA8 與 AR9 之無因次車輦量

### 5.2.3 平坦度試驗

利用滾動式平坦儀量測各試驗路段之路面平坦度，以國際糙度指標（international roughness index, IRI）表示之，目的是作為用路人行車舒適度之評估依據。表 14 為各試驗路段通車前之 IRI 值，由表中可知各路段通車前之 IRI 都低於 2.8 m/km，而且相同路段輪跡處與車道中心處之 IRI 值相近，顯示新工之 PAC 鋪面狀況良好。圖 27 係說明各試驗路段隨通車時間增加，其 IRI 值變化情形，AR4 與 MA6 路段之 IRI 值有上昇趨勢，其餘路段 IRI 值無顯著的變化，而 HA8 與 AR9 路段通車一年半後之 IRI 值仍低於 3.0 m/km，表示其路面狀況仍然是良好的。

表 14 各試驗路段通車前之 IRI 值

位置	AR1	AR2	MA3	AR4	AR5	MA6	AR7	HA8	AR9
右輪跡處	1.40	1.92	1.78	1.46	2.21	2.34	2.38	2.14	2.55
車道中心處	1.47	1.68	1.65	1.39	2.14	2.16	2.31	2.10	2.13

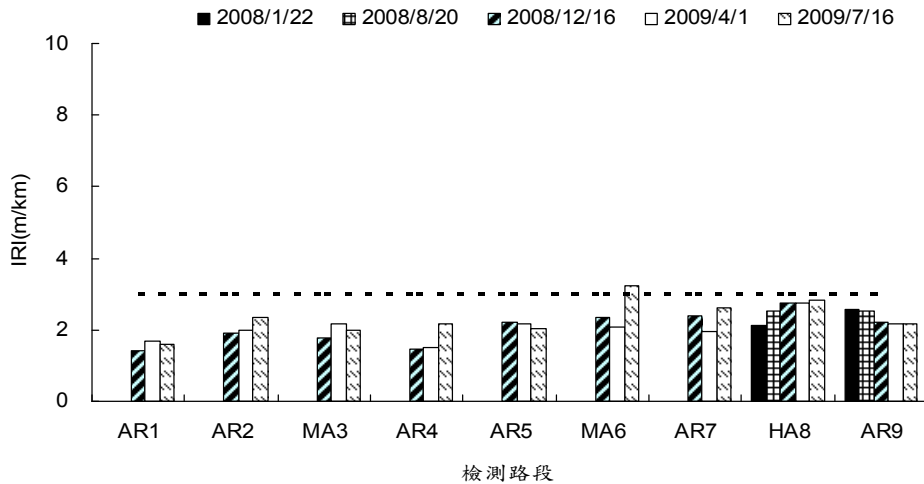


圖 27 各試驗路段通車前後之右輪跡處 IRI 值

### 5.2.4 抗滑試驗

使用英式擺錘試驗儀量測潮濕路面之表面摩擦特性，量測值以 British Pendulum Number 表示，簡稱 BPN，用以評估雨天時路面與車輪之間的摩擦力，避免車輛產生打滑的危險。由圖 28 可知各路段通車前之平均 BPN 值都接近 60，BPN 值與路面表層紋理以及孔隙排列方式較有關係。圖 29 說明左輪跡處 BPN 值隨通車時間增加的變化情形，試驗路段 1~試驗路段 7 通車時間僅 3.5 個月，其 BPN 值變化趨勢不明顯，而 HA8 與 AR9 路段通車已達一年半左右，其 BPN 值有先上昇再慢慢降低的趨勢，主要是因為新工路面通車之後，路面表層油膜會被磨損產生粗糙面，使得路面抗滑能力提昇，而隨通車時間漸增，路面受重複車輛載重又會漸漸產生較緻密面，使得抗滑能力稍微降低，但 BPN 值仍維持在 55 以上。



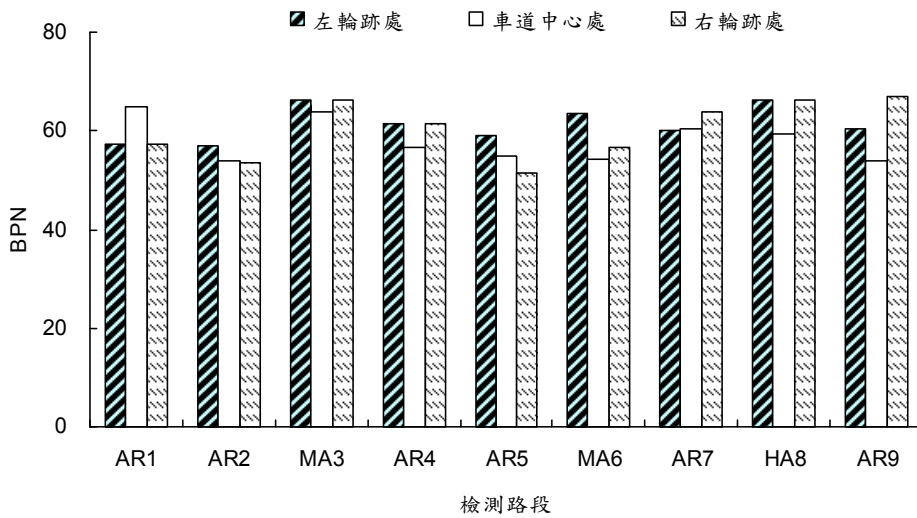


圖 28 各試驗路段通車前之 BPN 值

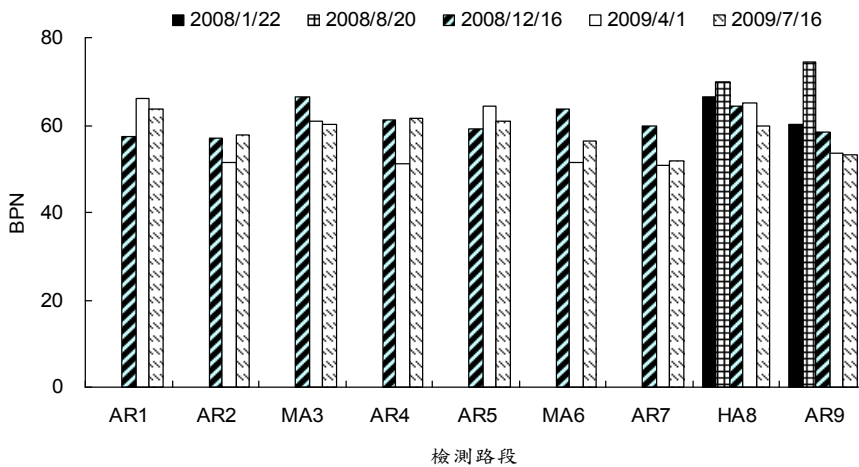


圖 29 各試驗路段通車前後之左輪跡處 BPN 值

### 5.2.5 噪音量測

噪音檢測目的主要是瞭解多孔隙瀝青混凝土鋪面通車前後，車輛所產生的噪音量大小，由圖 30 可知各路段通車前之環境噪音約為 50 dB(A)，試驗路段 1~試驗路段 7 隨著試驗路段全線通車，其噪音量明顯有上昇的趨勢，大約增加 20 dB(A)，而 HA8 與 AR9 路段通車時間較久，初期噪音量變化較大，主要是因為 HA8 與 AR9 路段位於試驗路段西行線起點附近，其通車初期交通量變化大，但隨通車時間增加，噪音量亦有慢慢上昇的趨勢。整體來看，試驗路段全線通車後的噪音量平均維持在 70 dB(A) 左右，傳統密級配鋪面與剛性鋪面之噪音量分別為 78.6 dB(A) 和 78 dB(A)，PAC 鋪面噪音量大約減少 8 dB(A)，但大卡車經過瞬間的最大平均噪音量可達 86 dB(A) 左右。

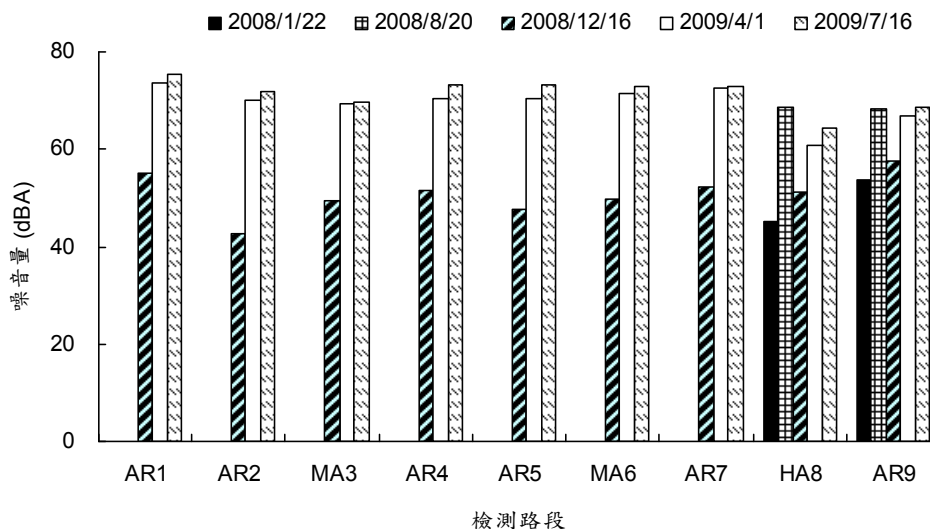


圖 30 各試驗路段於通車前後之噪音量

## 六、結論

1. 由於 PAC 須依靠粗粒料的石對石接觸產生互鎖機制承載交通，對於粗粒料扁長率、破裂面、洛杉磯磨損率等之性質要求遠比傳統密級配為高。
2. PAC 的高孔隙率是排水主要途徑，一般在 20% 左右，為避免因高孔隙產生的粒料剝脫或瀝青提早老化，瀝青黏結料應具有高韌性；且 PAC 混合料的動穩定值及滯留強度指數必須符合規範值。
3. PAC 的運送需控制溫度不可過低，並且注意保溫帆布、運輸時間、運輸距離以及運輸卡車的底部是否塗抹不適合的石油油品。
4. PAC 的鋪築和滾壓機具與一般密級配類似，由於 PAC 為開放級配，溫度下降比較快，容許工作時間較短；壓路機須緊跟在鋪裝機之後，立即滾壓 PAC。
5. 現地透水試驗結果顯示使用高黏度改質瀝青的 PAC 鋪面有較佳的排水效果，道路幾何線形設計與高程差亦會導致排水成效的差異性。
6. 相較於傳統瀝青，由車轍量分析可知使用高黏度改質瀝青可降低交通載重對鋪面變形的影響。
7. 平坦度試驗顯示各路段新工鋪面之初始 IRI 值都低於 2.8 m/km，試驗路段通車一年半後之 IRI 值仍低於 3.0 m/km，表示其路面狀況良好。
8. 噪音量檢測結果顯示 PAC 鋪面通車後噪音量約為 70 dB(A)，比傳統密級配以及剛性路面的噪音量低 8 dB(A) 左右。
9. 目前此研究只進行約一年半的觀測，屬初期績效表現，完整數據仍將持續進行收集，方可瞭解 PAC 長期績效表現。

## 參考文獻

1. Tan, S.A., Fwa, T.F., and Chai, K.C., "Drainage Consideration For Porous Asphalt Surface Course Design," Transportation Research Board 2004 Annual Meeting, Washington, D.C. (CD-ROM) (2004).
2. 林志棟, 「高速公路排水路面鋪設工程成效評估研究」, 交通部高速公路局, 台北(2006)。
3. Moore, L.M., Hicks, R.G., and Rogge, D.F., "Design, Construction, and Maintenance Guidelines for Porous Asphalt Pavements," *Design and Rehabilitation of Pavements, Transportation Research Record* 1778, pp.91-99 (2001).
4. Elvik, R., and Greibe, P., "Road Safety Effects of Porous Asphalt : A Systematic Review of Evaluation Studies," *Accident Analysis and Prevention*, Vol.37, pp.515-522 (2005).
5. Hossam, F.H., Al-Oraimi, S., and Ramzi, T. "Evaluation of Open-Graded Friction Course Mixtures Containing Cellulose Fibers and Styrene Butadiene Rubber Polymer," *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol.17, pp.416-422 (2005).
6. Molenaar, A.A.A., Meerkerk, A.J.J., Miradi, M., and van der Steen, T., "Performance of Porous Asphalt Concrete," *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, Vol. 75, pp.1053-1094 (2006).
7. Fwa, T.F., Tan, S.A., and Guwe, Y.K., "Laboratory Evaluation of Clogging Potential of Porous Asphalt Mixtures," *Transportation Research Record* 1681, pp.43-49 (1999).
8. Chen, J.S., Lin, K.Y., and Young, S.Y., "Effects of Crack Width and Permeability on Moisture-Induced Damage of Pavements," *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, Vol.16, pp.276-282 (2004).
9. Tan, S.A., Fwa, T.F., and Chai, K.C., "Drainage Consideration For Porous Asphalt Surface Course Design," Transportation Research Board 2004 Annual Meeting, Washington, D.C. (CD-ROM) (2004).
10. Vivar, E., and Haddock, J.E., "Hot-Mix Asphalt Permeability and Porosity," *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, Vol. 76, pp.953-980 (2007).
11. Tan, S.A., Fwa, T.F., and Han, C.T., "Clogging Evaluation of Permeable Bases," *Journal of Transportation Engineering*, Vol.129, pp.309-315 (2003).
12. Field, R., Masters, H., and Singer, M., "Porous Pavement: Research, Development, and demonstration," *Journal of Transportation Engineering*, Vol.108, pp.244-258 (1982).
13. Nakanishi, H., Takei, S., and Goto, K., "Suggestion to the Improvement in Durability of the Function of Porous Asphalt Pavements," *Road Construction*, Japan (1995).
14. 日本道路協會, 「排水性鋪裝技術指針」, 東京 (1996)。