

75-8-313

交通號誌規劃手冊

交通部運輸研究所

中華民國七十五年三月

運輸研究所出版品摘要表

管 制 等 級			
本出版品： <input type="checkbox"/> 機密（ <input type="checkbox"/> 解密日期為 年 月 日， <input type="checkbox"/> 承辦單位視情況通知資料組解密） <input checked="" type="checkbox"/> 一般			
本 表： <input type="checkbox"/> 機密（ <input type="checkbox"/> 解密日期為 年 月 日， <input type="checkbox"/> 承辦單位視情況通知資料組解密） <input checked="" type="checkbox"/> 一般			
出版品名稱： 中文：交通號誌規劃手冊 外文：Manual For Traffic Signal Planning			
行政機關出版品統一編號		運輸研究所出版品編號	
09138750027		75 - 8 - 313	
研究工作主持人：林大煜		研究期間：自74年7月至75年2月	
主要研究人員：林豐福		研究經費：	
		經費來源：本所業務經費	
研究方式： <input checked="" type="checkbox"/> 自行辦理—主辦單位：交通部運輸研究所 地 址：台北市敦化北路240號 聯絡電話：7123121 <input type="checkbox"/> 委託辦理—受委託單位： 地 址： 聯絡電話：			
關鍵詞：交通號誌之硬體與其功能、設置條件、設置位置、種類、設計要素，獨立定時號誌，交通感應號誌、交通調整號誌、連鎖號誌、電腦號誌之設計，交通號誌設置與管制原則。			
摘 要：交通號誌為管制交通及維持交通安全之重要設施，其手段係以時間上交互更迭的辦法，在岔路口或其他特殊地點，將道路通行權利指定給不同來向的人、車交通，管制其行止及轉向以達成安全流暢的目的。本規劃手冊內容之撰寫係依據「道路交通標誌標線號誌設置準則」之規定，加以深入淺出說明，務使各有關之規劃人員均能明瞭規劃原理，靈活運用，以發揮設置交通號誌之功能。			
出版日期	頁數	工本費	本 出 版 品 取 得 方 式
75年3月	127	169	<input checked="" type="checkbox"/> 洽本所免費贈閱 <input checked="" type="checkbox"/> 洽本所訂購 其他（ ）
備 註：本手冊為第一次修訂。			

交通號誌規劃手冊

目 錄

前 言.....	1
一、交通號誌的發展沿革.....	3
二、設置交通號誌的優缺點.....	4
2.1 設置交通號誌的優點.....	4
2.2 交通號誌設置不當的缺點.....	4
三、交通號誌之硬體與其功能.....	5
3.1 號誌燈頭.....	5
3.2 號誌控制器.....	9
四、設置交通號誌之必要條件.....	11
4.1 最低之行車交通量.....	11
4.2 續行車輛之阻斷.....	12
4.3 最低之行人交通量.....	12
4.4 學校專用號誌.....	13
4.5 車輛之續進.....	14
4.6 肇事記錄.....	14
4.7 交通系統.....	15
4.8 上述各因素之組合.....	15
五、交通號誌之設置位置.....	16
5.1 交通號誌之設置高度.....	16
5.2 交通號誌設置位置之原則.....	16

六、交通號誌的種類.....	20
6.1 定時號誌.....	21
6.2 交通感應號誌.....	22
6.3 交通調整號誌.....	24
七、交通號誌設計之要素.....	26
八、獨立定時號誌設計.....	31
九、交通感應號誌設計.....	50
9.1 半交通感應號誌.....	50
9.2 全交通感應號誌.....	53
9.3 行人感應號誌.....	54
十、連鎖號誌設計.....	55
10.1 同亮系統.....	55
10.2 迭亮系統.....	57
10.3 遞亮系統.....	58
十一、電腦號誌設計.....	65
十二、交通號誌設置與管制原則.....	78
附錄 實例說明	82

圖 目 錄

3-1 號誌燈頭的構造.....	5
3-2 號誌燈面之鏡面排列方式.....	7
3-3 有箭頭綠燈號誌燈面之鏡面排列順序.....	7
5-1 道路中段號誌設置位置圖.....	17
5-2 三岔路口號誌設置位置圖.....	17
5-3 四岔路口號誌設置位置圖.....	18
5-4 多車道交岔路口號誌設置位置圖(一).....	18
5-5 多車道交岔路口號誌設置位置圖(二).....	19
7-1 交通號誌時相圖.....	27
7-2 綠燈早開號誌時相設計圖.....	28
7-3 綠燈遲閉號誌時相設計圖.....	29
10-1 空間—時間圖(同亮系統設計).....	57
10-2 時間—空間圖(遞亮系統設計).....	62
11-1 電腦號誌各管理控制系統間之關係與其功能.....	69
11-2 一般電腦號誌之系統作業程序圖.....	72
11-3 電腦號誌系統安全機能說明圖.....	73
11-4 以電子計算機求號誌時制程式之流程圖.....	77
12-1 擬議之快慢車道分離號誌圖.....	81

圖 目 錄

3-1 號誌燈頭的構造.....	5
3-2 號誌燈面之鏡面排列方式.....	7
3-3 有箭頭綠燈號誌燈面之鏡面排列順序.....	7
5-1 道路中段號誌設置位置圖.....	17
5-2 三岔路口號誌設置位置圖.....	17
5-3 四岔路口號誌設置位置圖.....	18
5-4 多車道交岔路口號誌設置位置圖(一).....	18
5-5 多車道交岔路口號誌設置位置圖(二).....	19
7-1 交通號誌時相圖.....	27
7-2 綠燈早開號誌時相設計圖.....	28
7-3 綠燈遲閉號誌時相設計圖.....	29
10-1 空間—時間圖(同亮系統設計).....	57
10-2 時間—空間圖(遞亮系統設計).....	62
11-1 電腦號誌各管理控制系統間之關係與其功能.....	69
11-2 一般電腦號誌之系統作業程序圖.....	72
11-3 電腦號誌系統安全機能說明圖.....	73
11-4 以電子計算機求號誌時制程式之流程圖.....	77
12-1 擬議之快慢車道分離號誌圖.....	81

表目錄

3.1	號誌能見距離與行車速率關係表.....	8
4.1	正常狀況下市區設置號誌最低車輛交通量標準.....	11
4.2	考慮續行車輛阻斷因素下市區設置號誌最低車輛交通量標準.....	12
4.3	考慮行人因素下市區設置號誌最低行人與車輛交通量標準.....	13
8.1	台灣地區市區道路交岔路口小客車當量換算表.....	36
8.2	α 值表.....	40
8.3	β 值表.....	41
8.4	γ 值表.....	42
8.5	第一綠燈時間通過之百分率表.....	45
11.1	電腦號誌系統應具備之監視與警報安全機能.....	74

交通號誌規劃手冊

前 言

交通號誌為管制交通及維持交通安全之重要設施，其手段係以時間上交互更迭的辦法，在交岔路口或其他特殊地點，將道路通行權利指定給不同來向的人、車交通，管制其行止及轉向以達成安全流暢的。本規劃手冊內容之撰寫係依據「道路交通標誌號誌設置規劃」之規定，加以深入淺出地探討，務使所有規劃人員均能明瞭規劃原理，靈活運用，以發揮交通號誌設置之功能。

一、交通號誌的發展沿革

1. 最早的交通號誌，早在一百多年前即在英國倫敦街頭出現，當時是採用以人力操作的簡單管制號誌。
2. 1910年，正式以電力操作的定時交通號誌在美國都市內應用。
3. 1920年，交通號誌逐漸普遍於全美國境內。
4. 交通觸動號誌，於1930年開始裝設。
5. 電子計算機操作的交通號誌，於1960年前後裝設。

二、設置交通號誌的優缺點

2.1 設置交通號誌的優點

交通號誌如設計及裝置適當，可有以下之一項或數項優點

1. 交迭指定道路通行的權利，使交通行動有規律和秩序，可增加交岔路口之交通容量。
2. 對某種類型的肇事，特別是直角相撞的肇事，可以大幅度的減少其發生。
3. 如車流的行進間距適當，且沿綫各路口的號誌均有良好的聯繫時，當車輛以某一固定速率行進時，可通行無阻，無形中有達成控制車速的作用。
4. 必要時可以暫時切斷幹道交通，使支道上的車輛可以安全地穿越或轉入幹道。
5. 如符合設置條件，這種以號誌來管制交通的設施較諸設置立體交叉更為經濟。

2.2 交通號誌設置不當的缺點

如果交通號誌設計或裝置不適當，便有以下的缺點：

1. 在不須停的時間或地點非停不可，增加行車延滯，此一現象特別在非尖峰時間最為明顯。
2. 對某種類型的肇事，特別是首尾相撞的肇事，可能因而增加發生的機會。
3. 不該設而設或不該停而停，將使一般人對之不加尊重，無法建立號誌權威。
4. 假使號誌的時制設計不當，無故停滯太久，車流時走時停，徒增延誤，將會引起駕駛人與乘客的厭煩。

三、交通號誌之硬體與其功能

通常所謂的交通號誌，至少應包括二主要部份，一部份係懸掛在空中或設置在柱頭，亦即我們時常看見出現紅、黃、綠三種不同顏色燈光的部份，稱為「號誌燈頭」(Signal head)；另一部份為裝置在路旁不常為人們所注意到的方形鐵箱，此一鐵箱或由警員操作或由機械自動操作，用以控制燈光與顏色的變換者，稱之為「號誌控制器」(Signal controller)。以下將對此二部份之構造與功能加以說明。

3.1 號誌燈頭

號誌燈頭主要包括燈箱、罩簷、燈泡、反光鏡、燈面與綫路等，其他還有如螺扣、襯墊、柱桿等附件，其構造與配置如圖3-1所示。

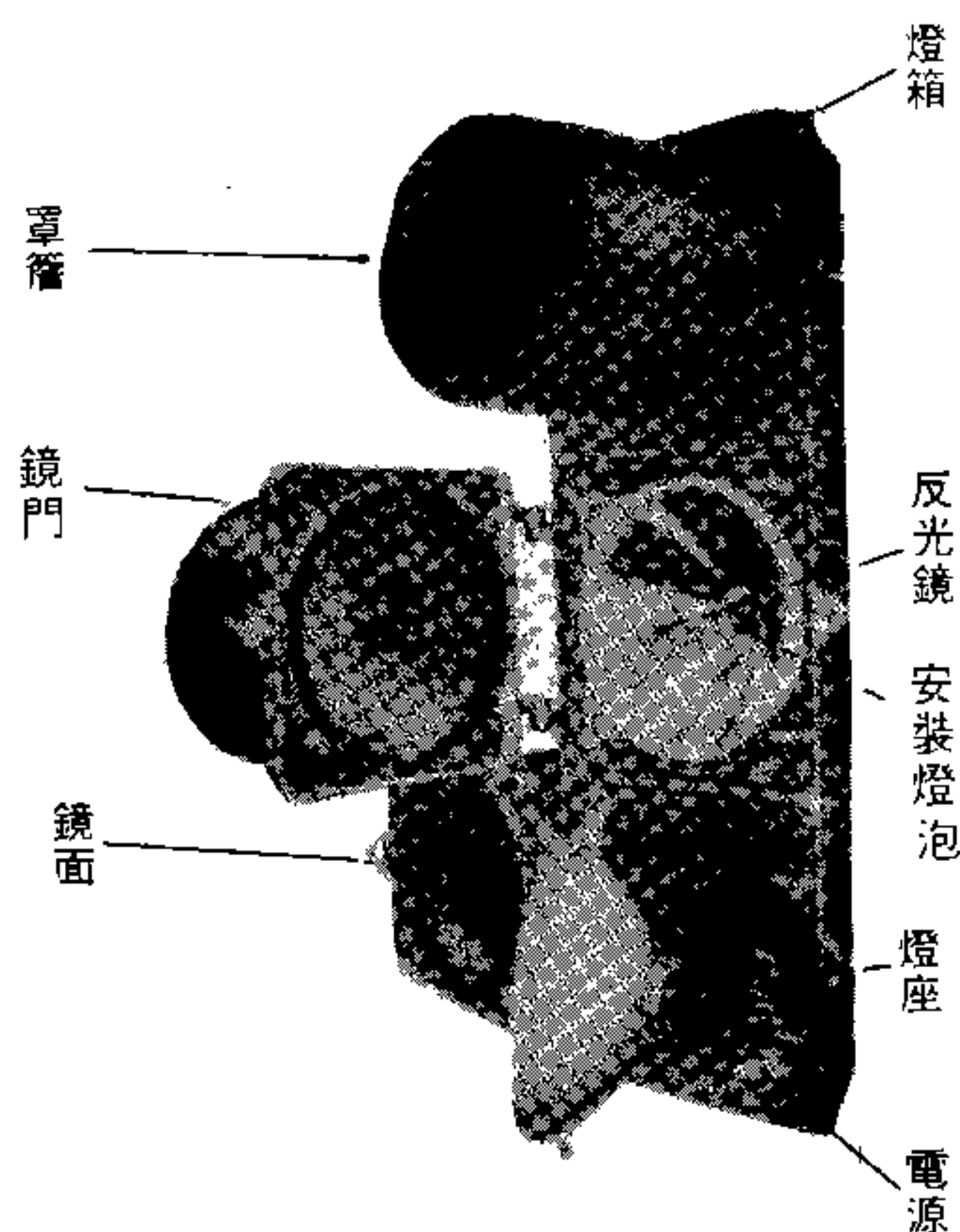


圖 3-1 號誌燈頭的構造

(一)燈箱、罩簷與柱桿

燈箱應裝罩簷，全箱漆成深綠色。柱桿若為RC柱者，由下至上漆成黑白相間之線條，線條寬40公分，若為鋼或鐵管柱者，

採鍍鋅表面處理即可，免漆黑白線條。

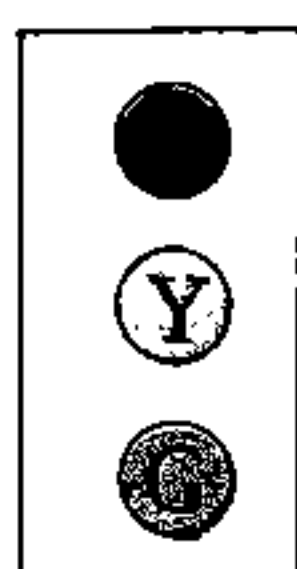
(二) 透鏡、燈泡與反光鏡

透鏡為發光體結構中之一部份，其主要功用為將燈泡所發出來的光與反光鏡反射出來之光予以折射聚放，為保持折射之光度，此一透鏡須經常洗拭其污穢與塵埃，至於所使用透鏡半徑與燈泡之大小，端視該道路之需要而定，若為求經濟而使用過小之燈泡，乃致號誌光度不足，誠屬不智；只有在交通量稀少之處所，可使用較小之直徑20公分透鏡與100燭光之燈泡，至於一般幹道或特殊之地點，其號誌透鏡應採用直徑25公分或30公分與150燭光之燈泡。此外，反光鏡亦應經常予以調整或養護，以維持最大之反射作用。

(三) 燈面與燈色

每一燈箱得裝設一向或多向燈面，交岔路口之燈面數應使各向駛近交岔路口之車輛均能看到兩個或兩個以上相同的燈面。燈面之鏡面數除行人專用號誌及特種交通號誌外，行車管制號誌每一面至少應具備紅、黃、綠三種色光之鏡面，並以五個鏡面為限。

燈面中各鏡面之排列方式，通常為直排或橫排，如圖3-2所示。直排時，紅燈在上，黃燈居中，綠燈在下。橫排時，紅燈在左，黃燈居中，綠燈在右。若另有箭頭綠燈號誌之設置如圖3-3所示，就所出現之鏡面順序，由圖上六面中，或單獨或合併採用，最多擇五面。排成縱列時，由上而下之順序為：紅燈、黃燈、圓形綠燈、直行綠燈、左轉綠燈、右轉綠燈。若排成橫列時，由左至右之順序為紅燈、黃燈、左轉綠燈、圓形綠燈、直行綠燈、右轉綠燈。此外，就燈色之顯示而言，同一燈面不得同時顯示下列燈色：



圖中

R代表全紅燈

Y代表全黃燈

G代表全綠燈

圖 3-2 號誌燈面之鏡面排列方式

附有箭頭者表示導向綠燈

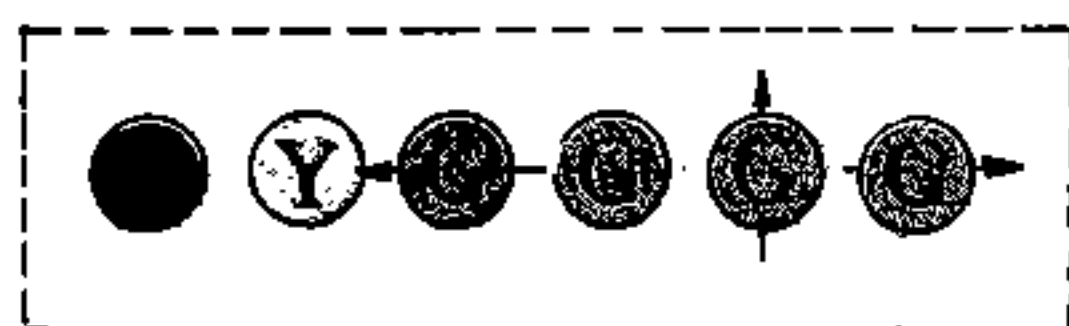


圖 3-3 有箭頭綠燈號誌燈面與鏡面排列順序

1. 綠燈與黃燈不得並亮。
2. 直行箭頭綠燈與紅燈不得並亮。
3. 紅燈與黃燈不得並亮。
4. 綠燈與紅燈不得並亮。
5. 綠燈與箭頭綠燈不得並亮。

(四) 綫路與電壓

如果號誌之面向、透鏡、反光鏡與燈泡均屬正常而燈光仍不理想時，則應檢查其燈座之電壓，其與額定電壓之變動率不得超過 5 %；電壓愈高，發光愈亮，但燈泡之壽命則較短。

(五)號誌之面向與能見距離

設置行車管制號誌務使其燈面朝向行近之車輛，使之能看得清楚，至於行人專用號誌則應裝置於面向行人穿越之兩端入口處，此外特種交通號誌，如車道啓閉號誌則應懸掛於指示車道之上空，並面向來車之車道。

號誌之能見距離，應與行車之速率成正比，能見距離與行車速率之關係如表 3-1 如示，如地形特殊，能見距離不足者，應作預告危險之設施；一般為前置警23之「注意號誌」標誌。但在較危險之地區，如高速行車而路線不良之地段，其預告之「注意號誌」標誌之處可加設閃光黃燈，或安裝照明設備。此外，交岔路口之號誌至少應由每向臨進道路者均可看到燈面，但駕駛人常於觀瞻號誌燈面時受陽光之眩擾或被附近所遮蔽，導致號誌失却作用，所以號誌設置時應實地勘察，避免此種現象發生。

表 3-1 號誌能見距離與行車速率關係表

85 百 分 位 行 車 速 率 (公 里 / 時)	*				*	*	*		*		*			*		*
	30	37	40	48	50	56	60	64	70	72	80	81	89	90	97	100
能 見 距 離 (公 尺)	25	30	53	76	81	99	110	122	139	145	166	168	191	200	213	220

[註]：1.本表係依據英制換算而得。

2.*表示以內插法求得之85百分位行車速率。

3.2 號誌控制器

一般機械式控制器係以計時盤 (timing Dial) 轉變電路開光器等機件組合而成，計時盤為以一齒輪調節之圓盤，可調節週期，以 5 秒為遞增單位，自 30 秒至 120 秒。

舊式定時自動控制器係用感應式 (Inductive type) 電動機，其週期為預先固定，不能調節。而新型之定時控制器，為適應連鎖控制之要求，各交岔路口定時週期之配合必須正確，因此其週期電動機採用同步型 (Synchronous)。

定時控制器有擴大型與普通型之分。擴大型之控制器可視需要安裝幾個計時盤，複雜之號誌應用擴大型控制器，可安裝三個計時盤，其預定週期可視一天中間交通狀況之變化先行安排。普通型控制器較為簡單，適用於十字或丁字交岔路口，通常僅有一個計時盤，線路與時段亦僅夠最簡單號誌之需。由於交岔路口之交通量漸增，交通動態日趨繁複，新穎號誌之控制器多已採用擴大型。

有限度之連鎖控制系統，亦可使用定時號誌控制器，僅需將同步型計時盤預為調配即可，不必用綫路連接，亦毋需遙控。但由於各處號誌之輸電情形各異，電壓有所差別，導致計時盤之運轉可能發生偏差，應隨時注意檢查予以調整。

此外全感應或半感應式號誌，由於其週期之久暫與燈相之轉移須依交通之變化情形而隨時適應，故其號誌控制器須與感應器相接，接受感應器之指令而改變其時相；其控制器製作法有兩種：一為最常用之非密度型 (Non-density type) 控制器，又稱標準型控制器，係以電動機械或電子操作。另一為密度型 (Density-type) 控制器，係由電子操作，其控制器需有「記憶設備」 (

Memory)，以「記得」支道上未能於其所訂最長綠燈時段內通過之車輛，俟幹道綠燈時間結束後再度變化燈相。

通常號誌控制器可大約分為舊式之機械控制與新型之電子操作兩大類，為顧及未來可能採用連鎖號誌或電腦號誌之需要，號誌控制器應採用電子操作者為佳。

微電腦號誌控制器採用微處理技術，利用積體電路設計模組化之控制單元，包括：1.使用石英振盪電路，提供中央處理器時序控制之時間基礎。2.程式自我偵測電路，判別主機板工作是否正常，異常時控制主機重行起動。3.唯讀記憶體 (ROM)，儲存號誌控制程式。4.隨機存取記憶體 (RAM)，儲存路口控制之有關參考。5.中央處理器，執行ROM與RAM之指令，完成控制作業。因此微電腦號誌控制器，可儲存多種燈號變化模式，並設定其運轉時段，而達到彈性時制設計之目標，故其在獨立路口，幹道連鎖及控制中心等各個情況中都可發揮極高之功能。

四、設置交通號誌之必要條件

交通號誌之設置與使用，至少必須滿足下述各考慮因素中之任何一項：

4.1 最低之行車交通量

交岔路口行車之最低交通量資料，為設置交通號誌必須考慮之基本要件。表 4.1 所示為市區幹道與支道平均日有八小時幹道與支道交通量高於表列交通量時，則應設置行車管制號誌。

表 4.1 正常狀況下市區設置號誌最低車輛交通量標準

各路段上之近車數		幹道 每小時 交通量 (雙向 合計)	支道 每小時 交通量 (以單向之 較大者計)	備註
幹道	支道			
1	1	500	150	機器腳踏車以三 輛折合一輛汽車 計算
2 或更多	1	600	150	
2 或更多	2 或更多	600	200	
1	2 或更多	500	200	

幹道與支道交通量，以每小時為單位，其起訖時間應彼此相同，幹道交通量以雙向合計計算；而支道之交通量為單向行車數，一日之間其中某幾個小時內某向交通量較大，可能在另幾個小時內其另一向之交通量反而較大，應擇其較大者計列。

此外，若幹道臨近交岔路口第85百分位行車速率在每小時65

公里以上時，或該路口係位於郊區道路上，則其最低須設置之交通量標準得以表列之70%計算，並得視當地環境與特殊之交通狀況酌情降低此一標準。

4.2 續行車輛之阻斷

繼續行進之交通量是否適宜阻斷，得視支道車輛等候是否過久與其通過幹道之危險程度而定。當幹道與支道平均日有八小時交通量高於表 4.2 所列之交通量時，為交通安全計，應予設置行車管制號誌。此外，幹道近交岔路口第85百分位速率在每小時65公里以上者，或該路口係位於郊區道路上時，則其最低須設置號誌之交通量標準亦得以70%計算之，並得視當地環境與特殊之交通狀況酌情降低此一標準。

表4.2 考慮續行車輛阻斷因素下市區設置號誌最低車輛交通量標準

各路段 之 幹道	臨上之 支道	近車數	幹道 每小時 交通量 (雙向 合計)	支道 每小時 交通量 (以單向之 較大者計)	備註
1	1		750	75	機器腳踏車以 三輛折合一輛 汽車計算
2 或更多	1		900	75	
2 或更多	2 或更多		900	100	
1	2 或更多		750	100	

4.3 最低之行人交通量

市區街道平均日有八小時行人與車輛交通量均超過表 4.3

者得設置行車管制號誌。此外，幹道臨近交岔路口第85百分位行車速率在每小時65公里以上者，或該路口係位於郊區道路上，則其最低須設置號誌之交通量標準得以70%計算之，並得視當地環境與特殊之交通狀況酌情降低此一標準。

表 4.3 考慮行人因素下市區設置號誌最低行人與車輛交通量標準

路 型 別	每小時 車 輛 交通量 (雙向 合計)	每 小 時 行 穿 越 量 (以最高量 穿越道計)	備 註
無分隔島或分隔島寬度不足 1.2 公尺者	600	400	機器腳踏車以 三輛折合一輛 汽車計算
設有寬度 1.2 公尺以上分隔島者	1,000	400	

單獨之交岔路口，具有上述要件時，應設行車管制號誌，並在行人穿越道前段按鈕控制交通。如果該處屬於連鎖系統範圍者，則應裝置連鎖設施。在上述條件下設置之號誌，應具有行人穿越之燈相。

4.4 學校專用號誌

在學校附近決定是否設置交通號誌，應於事前諮請交通工程師研究各種因素，然後加以決定。設置時應考慮下列各項之必要條件：

1. 每二小時內行人穿越道超過 250 人。

2.同此二小時內車輛之交通量超過 800 輛（機器腳踏車以三輛折合一輛）。

3.在附近 200 公尺內無其他交通號誌者，但國民小學專用號誌不在此限，惟應設置連鎖控制。

此外，幹道近交岔路口第85百分位行車速率在每小時65公里以上者或其路口係位於郊區道路上，則其最低交通量得以70%計算之，並得視當地環境與特殊之交通狀況，酌情降低此一標準。

在上述情況下設置之學童穿越號誌，應安裝行人觸動設施，並具有行人通行之指示燈。

由於學童對於號誌之作用不甚了解，為學童安全穿越道路計，交通號誌並非為最妥善之方法，通常於上下學間應由成人護衛或由警員指揮，以便能於短暫之時間內穿過路口較為安全。

有成人護衛或由警員指揮或設有行人庇護島之處，如已設有行車管制號誌者，可不必另設學童穿越號誌。

4.5 車輛之續進

車輛之續進通常由交岔路口之號誌管制，以促使車隊能保持正常之形態與規定速率行駛。故而某些交岔路口，雖其交通量未達表 4.1 表 4.2 或 4.3 之標準，但其鄰近號誌間距超過 200 公尺時，且對於車輛行駛與行車速率之控制不夠理想，則該路口應設置號誌以配合幹道相鄰號誌之運轉，以構成連鎖續進之號誌系統。

4.6 肇事記錄

在一般情況下設置交通號誌，其目的之一亦在減少肇事。如無肇事可能之處，毋須設置交通號誌，否則有違號誌設置原則。

下述肇事情形為設置行車管制號誌之條件：

1.根據記錄，過去一年內曾有五次以上肇事報告，而可藉號誌之

裝設而予以防止者。

2. 交通量大於表 4.1 表 4.2 或表 4.3 所列之 80% 者。

上述可藉由車輛或行人來控制之號誌而消除之肇事型態主要有交岔路口車輛直角相撞、行人穿越道路與橫向來車相撞、直行車與對向左轉車相撞及因連鎖號誌設計速率太高易超速而相撞等。

4.7 交通系統

某些路口其設置交通號誌是用來達到集中管理整個都市地區的交通流量與流向之目的者，應予設置行車管制號誌。

4.8 上述各因素之組合

若當地之情形不能完全適合上述各要件之一者，但能同時符合上述要件中二件以上之 80% 以上者，則應分析其原因而設置之。即使不足上述各要件之標準，經研究認為設置號誌可以減少延滯或達到交通管理之目的者亦可設置。

已經裝置行車管制號誌之處，如果發現交岔路口因交通量之變化而未達行車管制號誌之標準時，該處號誌可不用燈相，改為閃光。

五、交通號誌之設置位置

交岔路口號誌燈頭之設置，以「能見度」為最主要考慮因素，並使各向駛近交岔路口之車輛，均能看到兩個或兩個以上相同之燈面。茲將交通號誌之設置高度與交通號誌設置位置等之原則分述如下：

5.1 交通號誌之設置高度

道路交通號誌之設置分為柱立式、懸臂式及懸掛式三種。行車管制號誌採用柱立式者，燈箱底部應高出人行道地面 2.4 公尺至 3 公尺；採用懸臂式或懸掛式者，燈箱底部應高出路面 4.6 公尺至 5.1 公尺。另，行人專用號誌應採用柱立式，其燈箱底部應高出人行道地面 2.1 公尺至 3 公尺，行人觸動號誌之按鈕應距人行道地面 1 公尺至 1.4 公尺。車道啓閉號誌應懸掛於指示車道之上空。號誌之柱桿應設在緣石或車道邊緣外 30 公分至 3 公尺之間，不得妨礙視線及路面、路肩之正常使用。

5.2 交通號誌設置位置之原則

1. 每處號誌至少應具有二個燈面，其一係對起步點之指示，另一燈面係對進入交岔路口後之指示，同時兼顧，不可缺一。
2. 主要號誌應設於距停止線前方一公尺左右。
3. 主要號誌儘可能不宜採用燈面垂直地面排列之柱立式號誌。
4. 設置號誌對於燈示之間的距離亦應考慮，面向同一路線之燈面其法線距離應在 6 公尺至 10 公尺之間，若過於接近，則效用減低；此一目的為補救當行近之車輛所面對之號誌可能被大型車輛遮住其中之一燈面時，尚可見到另一燈面。若此一距離過大時，則所設之號誌易被忽略，因此應考慮另加一組輔助。
5. 行人穿越道上不宜設立號誌柱桿，以免妨礙行人之行動。至於

號誌之控制器及支柱，則應設於緣石線之後方或在交岔路口之槽化島上。

6. 應避免在沿轉角半徑範圍內設立號誌，以免影響行人穿越及大型車輛轉彎時撞及號誌設施。
7. 由於能見度關係或為適應其他原因，需裝置二組以上懸掛式號誌時，則至少應有一個燈面在其管制之車道線上。
8. 交通號誌之設置，應以其較近者設於右側，較遠者設於左側為原則。

圖 5-1 至 5-5 為交通號誌設置之圖例。

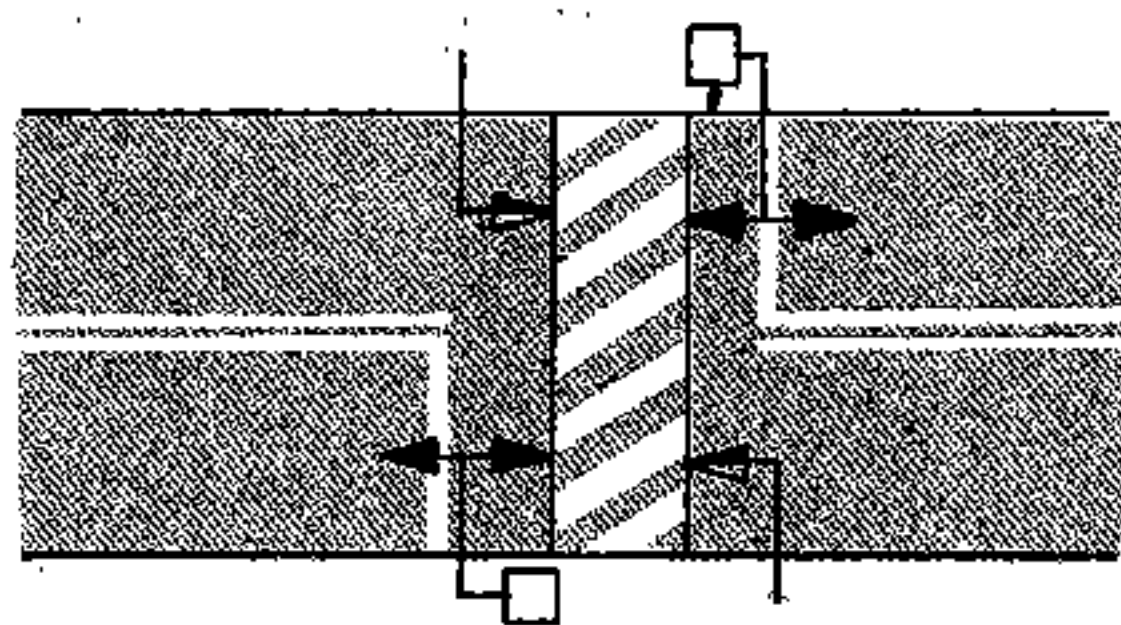


圖 5-1 道路中段號誌設置位置圖

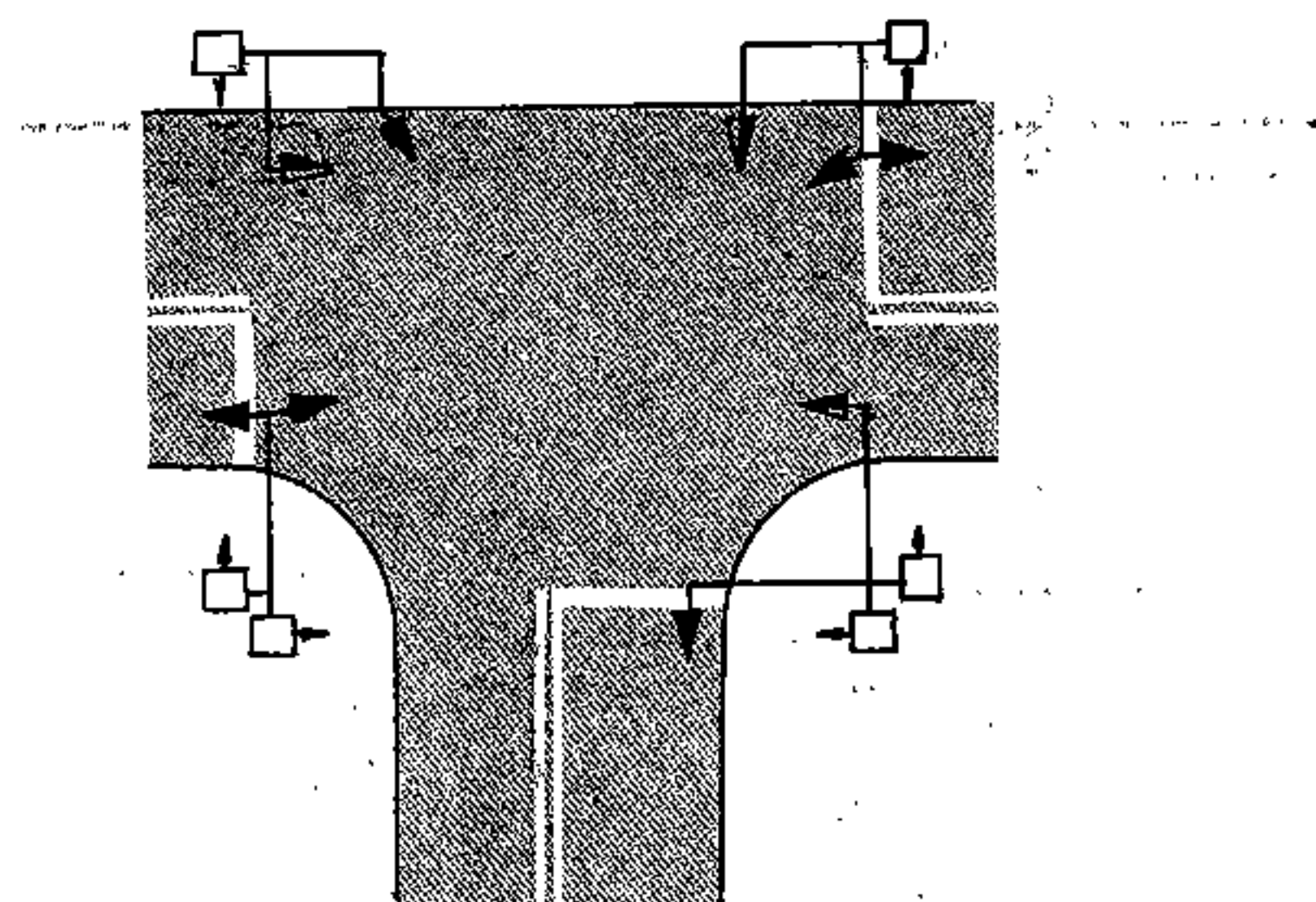


圖 5-2 三岔路口號誌設置位置圖

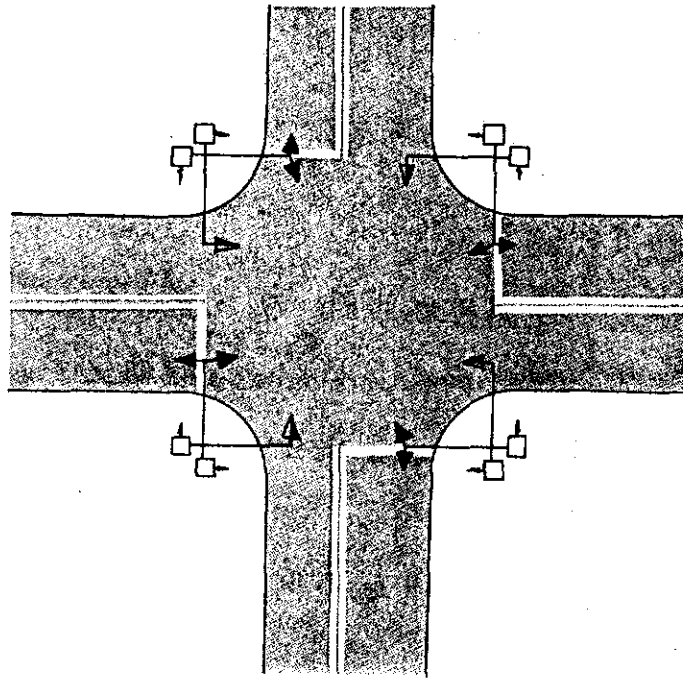


圖 5-3 四岔路口號誌設置位置圖

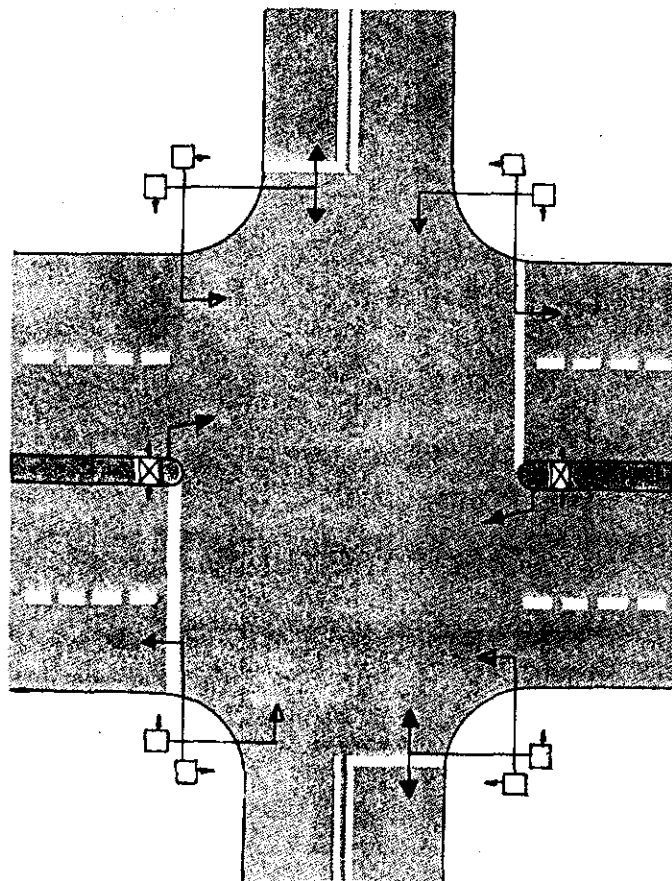


圖 5-4 多車道交岔路口號誌設置位置圖(一)

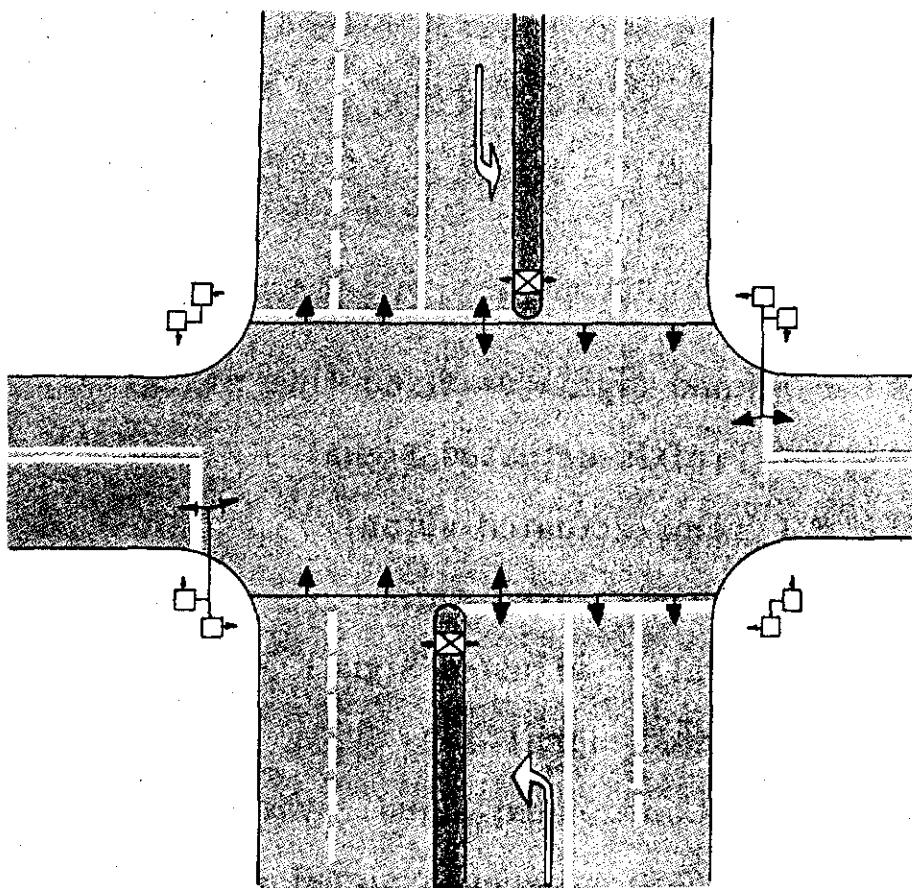


圖 5-5 多車道交岔路口號誌設置位置圖(二)

六、交通號誌的種類

廣義的交通號誌，除管制交岔路口的行車管制號誌外，其他如閃光警告燈、行人管制號誌、鐵路平交道號誌、速率管制號誌及指示方向與車道的號誌，均包括在內。故號誌可依其操作情形及用途分類如下：

(一)行車管制號誌

1. 定時號誌 (Pretimed signal or fixed time signal)

2. 交通感應號誌 (Traffic-actuated signal)

(1) 半感應號誌 (Semi-actuated signal)

(2) 全感應號誌 (Full-actuated signal)

3. 交通調整號誌 (Traffic-adjusted signal)

(1) 獨立號誌 (Isolated signal)

(2) 連鎖號誌系統 (Coordinated signal system)

① 同亮號誌系統 (Simultaneous signal system)

② 迭亮號誌系統 (Alternate signal system)，包括隔一迭亮系統及隔二迭亮系統等。

③ 遞亮號誌系統 (Progressive signal system)，包括有限遞亮系統與應變遞亮系統。

(3) 電腦號誌系統 (Computer signal system)

(二)行人專用號誌——指專為管制行人所設置的號誌。

1. 定時號誌。

2. 行人觸動號誌。

(三)特種交通號誌：

1. 閃光號誌。

- 2.車道及方向管制號誌。
- 3.吊橋或狹橋交通管制號誌。
- 4.鐵路平交道號誌。

通常號誌實際運轉時係以行車管制號誌為主，而行車管制號誌之設計亦均同時考慮行人之交通問題，因此除了少數極特殊之特種交通號誌與專供行人通行之行人交通號誌外，可以說一般所說之狹義交通號誌係指可同時考慮車輛與行人通行權利之行車管制號誌而言，因此本節內將對於行車管制號誌之內容再加敘述。

6.1 定時號誌

定時號誌係根據預先設計好的時間表，以一定的時距間段有規則地重複出現紅綠黃三種燈號來控制交通的行或止之一種號誌。此種時間表可以只為某一個獨立號誌而設計，亦可為某條道路或某個區域全部號誌系統而設計。定時號誌的各個運轉項目，如週期、各色燈號時間及各號誌間綠燈始現的偏差時間均可根據預定的設計因「時」或因「地」甚至因「交通流動的變化」等加以規定或改變，這種改變只要預先計畫均可達成，如此便可改變全天内皆一成不變的缺失。

(一)定時號誌的優點：

- 1.各色燈號始現時間與經歷時間的久暫，可以預先計畫控制，並可與同街道上或同一地區一連串的號誌配合聯繫，使車輛可以某一特定速率在該街路上通行無阻，既不致有所延誤而且又能控制行車速率。
- 2.在行人交通量高且連續不斷的情況下，使用這種控制法可使行車或行人皆按一定的規律或間隔時間起行或停止，不致混亂不清，因而將可提高控制的效率。

3.設備簡單，保養容易，省錢又省事。

4.調整時制簡單又易行。

5.在某種條件下可以擬定因應計畫來處理尖峰流量問題。

(二)定時號誌的缺點：

1.此種機械式的定時啓閉，無法認識與適應短時間內的交通量變化，對於實際交通需求不免會有難以理想配合的缺失。

2.在與交通需要配合不佳時，難免會有延誤及滯緩情事，特別在非尖峰時最為明顯。

6.2 交通感應號誌

定時號誌只能按一定的時間表作機械式的開閉，無可置疑地欠缺因應交通需求的彈性。而依照人車通行實際需要設計的交通感應號誌，則可免除此項缺點，其各色燈光的開閉，雖仍維持某種規則與限度，但因每次運轉的週期及紅綠燈時間分配的長短，則可藉其控制器與配件的構造隨時改變。此外，控制器的運轉也可針對交岔路口交通的實際狀況與需要而設計，此種號誌依控制臨近路口數之多寡可大別為半感應及全感應號誌兩種。

所謂半感應號誌，大都用於幹支道交通量相差懸殊而支道交通量變動甚大之交岔路口，通常係將偵測器裝設在支道上的一端或兩端，除感應器受感應外，幹道始終保持綠燈，當支道上之感應器受感應後，經過規定時間，支道上即顯示綠燈，在某一最長時段的限制內，若已無感應，則即時將綠燈歸還給幹道，若在此最長時段內，支道上車輛仍未完全通過，則控制器可透過記憶裝置，在經過幹道之最短綠燈時間後，再將綠燈之通行權交給支道上之車輛，如此可使綠燈時間經常開放給交通量

較高的主要幹道，而祇有在次要道路確有通行必要時，才轉而將通行權開放給次要道路。假如幹支道交通量相近，但變化甚大且不規律時，各端紅綠燈號的開閉可全由控制器依各端的交通需要來控制時，此種號誌稱為全感應號誌，幹支道上皆有最長綠燈時間之設計，此時偵測器分別裝在交岔口的幹道上。

目前較主要的交通感應偵測器系統，有利用壓力感觸，也有用磁電、雷達、聲響及紅外線等方法以產生偵測作用，然最常用者為感應圈式及超音波式兩種，茲略述如下：

1. 感應圈式 (Inductive Loop Type)

以固定之信號線圈埋設於地面之下，當車輛通過時其線圈就感應而改變其信號之頻率或相位。其設置費用較為低廉，普遍受採用，惟因其係埋設於地下，若地面狀況不良，則容易損壞，且維護不易。

2. 超音波式 (Ultrasonic Type)

此種偵測器裝設於路面上空，藉發射一種超高頻率之音波於地面反射，當車輛通過時，則反射時間較短，藉此可判斷各種車輛資料。此種偵測器價錢昂貴，約為前者之3倍，但因懸空裝設不受車輛滾壓，維護容易。

目前感應號誌除了前述狹義之半感應與全感應號誌外，以下各種亦可稱之為廣義之感應號誌：

1. 街道中段車輛速度快交通量也相當高，在行人穿越道必要時可設置行人按鈕式感應號誌。
2. 車輛感應加上行人觸動控制器用於特殊交岔路口，當行人按鈕欲穿越時，面對各方向車道上皆現紅燈。
3. 單行道橋樑或隧道只許單向更迭通行時，可設置特種感應式控

制號誌。

有關一般交通感應號誌之優點與缺點分述如下：

(一) 交通感應號誌之優點：

1. 通常可減少不必要的停滯。
2. 在交通量高低變化無定型可循的情形下，此種號誌對疏導交通減少延誤最為有效。
3. 綠燈時間的應用分配得當，交通容量自然增加。
4. 在次要道路交通量不太高時，利用感應號誌將可使主線上的交通有相當時間之連續流通，不致發生不必要的停等。
5. 由二條以上街道所構成不規則型式的交岔路口，這種方法能使交通流動更為靈活而安全。
6. 提供支道車輛綠燈之通行時間，增加其進入交岔路口之安全。

(二) 交通感應號誌之缺點：

1. 交通感應號誌的製造與裝置費用較定時號誌高（一般要高出2～5倍）。
2. 此種號誌必須另裝設偵測器與控制器相接，機件既多且雜，保養及維護費用亦高。
3. 為確保偵測器的正常運轉，須時時檢核和保養。

6.3 交通調整號誌

交通調整號誌（Traffic-adjusted Signal）為最新式的一種交通管制號誌，它綜合定時及交通感應號誌兩種型式之優點。其方法為在某區域內較重要的幾個交岔路口設置偵測器，這些偵測器將所得的資料送至一個總樞紐控制站（Master Controller），由該總樞紐控制站根據所得資料，計算出最佳的控制計畫，包括號誌的週期、時相、時制、紅綠燈時段的長短、行車速率，甚

至行駛路線等事項，回饋送到該區內由它管制或監督的所有號誌，使其按計算結果自動變換燈號，以期達到容量最大、延誤最小的目的，由控制器之精密程度分，可僅具有尖峰兩種設計，亦可隨時因交通量之不同變化而有不同之設計。此外就其所控制號誌之個體與系統分，則可再分為獨立號誌、連鎖號誌系統與電腦號誌系統，而連鎖號誌系統又因其綠燈時間次序與管制方式之不同可再分為同亮號誌系統、迭亮號誌系統與遞亮號誌系統。

七、交通號誌設計之要素

週期 (Cycle)、時比 (Split) 與時距 (Offset)，為交通號誌設計之要素，茲分別說明如下：

(一)週期

面對某一管制方向，同一顏色的燈號循環一週所需的時間，稱為週期。通常週期設計之長短約在40秒至120秒之間，視交通量、交通組成與路口交通轉向型態而異。

(二)時比

將週期分為幾個部份，每一部份指示某向交通的行或止，稱為號誌時相 (Signal phase)，每一時相所定時間的長短，稱為時段 (Interval)，而每一時段與週期之比率，則稱之為時比。

通常號誌時相可分為二時相、三時相與多時相三種設計，依路口實際狀況及交通流量之需，其中較常用之十二種時相，如圖 7-1 所示。其中二時相為最簡單之一種設計，其主要之設計原則為將通行道路的時間權利交互分配給從某一方向進入路口之車輛，而三時相之設計重點通常為對於某一方向之來車其交通量特大或因其通行時足以嚴重妨礙其他方向車輛之通行而特別賦予某一段之時間權利而單獨成為一時相。例如，為了某一相對方向來車之左轉車輛特多而特別設計一左轉時相。此外，多時相之設計常因交通安全之顧慮而儘量將各方向之來車或行人予以分離，減少通行之衝突點以增進交通安全。另外，亦有為增加單獨分開不同方向之左轉來車之四時相設計，此種時相之因週期時間較長所造成之車輛延誤亦較長為其主要缺點。

在實際時相設計之應用上，為了處理某一相對方向單邊左轉車






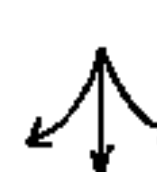
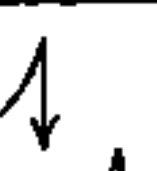


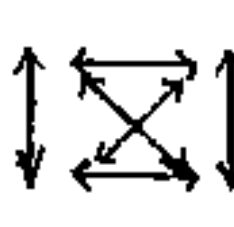
時 制 名 稱	時 相	圖
1. 普通二時相	(1)  (2) 	
2. 早開二時相	(1)  (2) 	
3. 遲閉二時相	(1)  (2) 	
4. 輪放式三時相	(1)  (2)  (3) 	
5. 左轉保護三時相	(1)  (2)  (3) 	
6. 輪放式四時相	(1)  (2)  (3)  (4) 	
7. 左轉保護四時相	(1)  (2)  (3)  (4) 	
8. 輪放左轉保護四時相	(1)  (2)  (3)  (4) 	
9. 三岔路普通二時相	(1)  (2) 	
10. 三岔路輪放三時相	(1)  (2)  (3) 	
11. 行人保護三時相	(1)  (2)  (3) 	
12. 閃 光		

圖 7-1 交通號誌時相圖

輛特多之情況下，可以採用介乎二相式與三相式間之一種簡化方法，設置時遠較三相式要簡單得多且甚為有效。因一方向之左轉流量特大，另一相對方向之左轉流量較小時，若增加左轉專用時相將使週期長度增加而增加臨近路口車輛之延滯與車隊長度，反而得不償失。以下將對此一特殊情況之兩種不同設計，探討其內容與優缺點。

1. 綠燈早開 (Leading)

綠燈早開係允許左轉流量比例較大之某一臨近路口綠燈始亮後，有一段時間不受對向車流影響（對向號誌仍為紅燈），各向車輛可自由行進，特別使該臨近路口左轉車在沒有阻礙下自由行進，綠燈早開時間過後兩個方向都顯示綠燈直到該時相結束，綠燈早開號誌時相設計圖如圖 7-2。

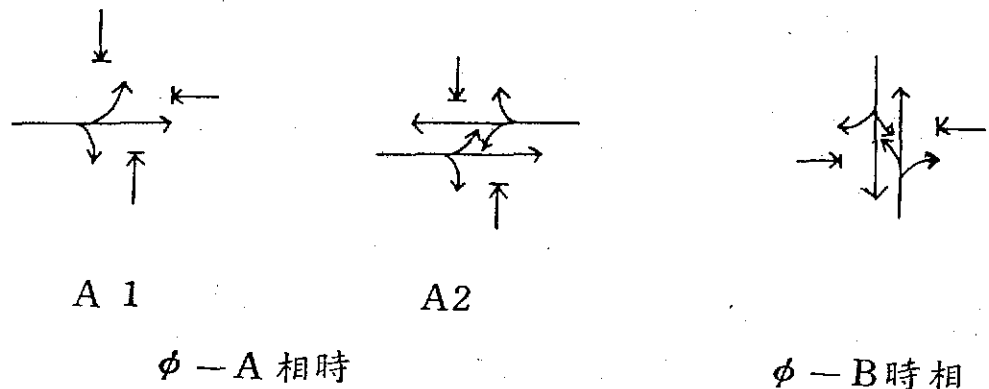


圖 7-2 綠燈早開號誌時相設計圖

(1) 綠燈早開號誌之優點

- ① 在不增加週期長度原則下可以減少左轉車輛的影響。
- ② 臨近路口寬度受限制情況下，可增加交岔路口的容量，尤其是左轉容量。
- ③ 先清除了左轉車輛，可減少與對向車輛的衝突與擁擠。
- ④ 兩個臨近路口綠燈同時結束僅需一個黃燈時段。

⑤號誌控制器設計容易。

⑥適用於沒有左轉專用車道之臨近路口。

⑦駕駛人容易接受。

(2)綠燈早開號誌之缺點

①綠燈早開時段易造成車輛與行人的衝突。

②綠燈早開易導致對向駕駛人錯誤的行駛。

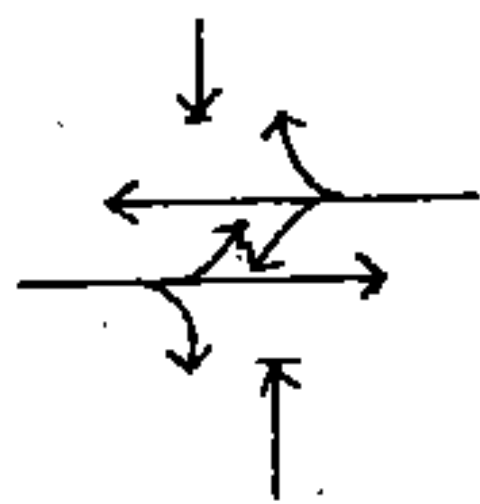
③綠燈早開使對向臨近路口之等待延滯增加。

④不符合一般左轉車讓直行車的原則，綠燈早開時段結束後易陷駕駛人於錯誤。

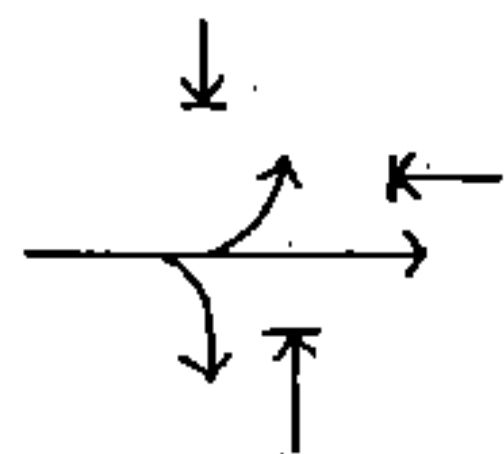
⑤對於續進號誌系統 (Progressive signal system) 之功能有不良影響。

2.綠燈遲開 (Lagging)

綠燈遲閉號誌係指兩個對向路口的綠燈同時開啓，但左轉車輛較多的臨近路口其綠燈時間比左轉車輛較少的臨近路口延後結束，俾使左轉車輛較多的臨近路口有一段時間在不受對向車流干擾下，便利左轉車行進，綠燈遲閉號誌時相設計圖如圖 7-3。

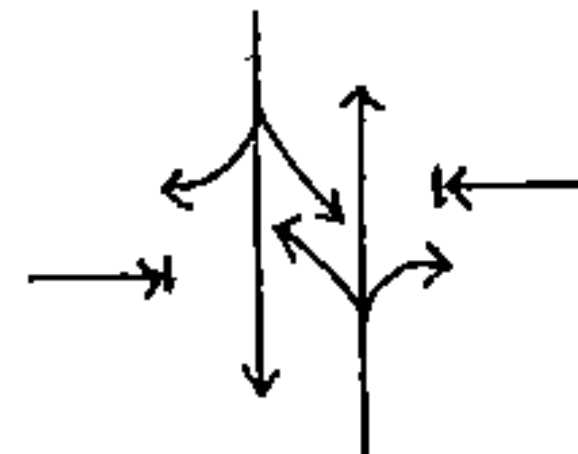


A1



A2

ϕ - A 時相



ϕ - B 時相

圖 7-3 綠燈遲閉號誌時相設計圖

(1) 綠燈遲閉號誌之優點

- ①行人在綠燈開始時就通行，可分開車輛與行人的衝突。
- ②與一般駕駛行為較接近。
- ③可增加左轉容量。
- ④在不增加橫向道路延滯情況下減少左轉車受對向直行車之影響。
- ⑤較適合於有左轉專用車道的交岔路口。
- ⑥綠燈時段同時開始。
- ⑦僅把由鄰近號誌控制交岔路口駛離車隊後的零星車輛阻斷。
- ⑧左轉駕駛人不致產生優先通行之錯誤觀念。

(2) 綠燈遲閉號誌之缺點

- ①綠燈時段結束時間不同，需要兩個黃燈時段。
- ②若沒有左轉專用道會造成直行車輛的阻礙。
- ③綠燈遲閉時段剛開始時，左轉車駕駛人有誤以為不能行進之阻滯。

(三) 時距

交通號誌某一特定燈號始亮至下一臨近路口號誌同一燈號始亮時間之差距稱之為時距。

八、獨立定時號誌設計

(一)設計邏輯基礎

- 1.使每一車輛的平均延誤為最小。
- 2.使車輛的平均停車次數為最少。
- 3.使停等車隊長度為最短。
- 4.使每一車輛在第一次綠燈時間內可通過交岔路口的機率為最大。

獨立號誌時制之設計均以上述一項或數項為設計目的，其效果亦同時可以提高該路口之交通容量。

(二)設計前應先準備之資料

1.行人與車輛交通量

至少應為平常日16小時的交通量。

2.車輛駛近交岔路口時的速率

速率觀測應在交岔路口停車線前方50～70公尺處為之，取其第85百分位速率。

3.行人穿越道路的一般速率。

4.交岔路口平面圖

圖上應具有各臨近路段寬度、車道數目、行人穿越道長度、路權線、路緣線、縱坡、視距限制、路面標線、停車情形、公車路線及站位、電桿、樹木、電話亭等的位置，以及路旁土地使用性質及鄰近有關交通的特殊情形。另外，橋樑或鐵路平交道等均應在平面圖上詳細註明以作為設計研究時之參考。

(三)初步設計

綠燈時段與週期時間的初步計算步驟如下：

1.時相設計

按實際情況，依轉向車輛之型態與多寡或行人交通量之高低等情形，先擬定一個時相設計。在一般情形下且無特殊要求或必要者，均以採用時相最簡、週期最短、操作簡單，並避免對各方向人車交通引起過份延誤之二時相設計為宜。

2. 計算黃燈清道時間

按反應時間、行車速率與交岔路口寬度等資料，計算每一臨近路口所需的黃燈清道時間（Clearance interval or Amber time），選用較長而切合實用的。其計算原理與方法如下：黃燈清道時間之長度，應足夠清除(1)已通過停止線之車輛繼續通過路口。(2)未抵達交岔路口的車輛發現黃燈而及時剎車停於停止線前。(3)未抵達交岔路口之車輛發現黃燈即使立即剎車或雖曾剎車而仍無法停於停止線內者儘速通過交岔路口。

綜合考慮上述各因素，最短黃燈清道時間應為反應時間、減速時間與穿越路口時間之和，通常採用之計算公式如下：

$$A = t + \frac{1}{2} \frac{V}{a} + \frac{W + L}{V}$$

其中

A：最短黃燈清道時。

t：駕駛人反應時間，通常為1秒。

V：車輛行近交岔路口速度（公尺/秒）。

a：車輛剎車時減速度，通常為5公尺/秒²。

W：車輛所穿越的交岔路口寬度（公尺）

L：車輛長度，一般使用5.5公尺。

黃燈清道時間，通常採用3～5秒，因若為時過短而來不及反應時易導致交通事故之發生，過長則將使駕駛人停等太久而造

成故意搶越；故當計算所得之清道時間太長時，則可將黃燈時間作合理的短縮，然後將紅燈時間稍為提前始亮，使各方向在某一短暫時間內皆出現紅燈情況而達到清除交岔路口交通之目的，此即所謂之「全紅」(all red)

3. 計算行人橫越街道所需最短綠燈時間

為了使行人有足夠時間通過路口，綠燈時段必須有一最短的限制。此最短綠燈($G_{i,min}$)應考慮行人起步延誤，行人穿越道長度、行人步行速率與黃燈率與黃燈時間，其計算公式如下：

$$G_{i,min} = D_i + \frac{W_i}{V} - A_i \geq 15 \text{ 秒}$$

式中

i : 第 i 時相。

D_i : 最後通過該路口之行人起步延誤， $D \geq 5$ 秒。

W_i : 行人穿越道長度(公尺)。

V : 步行速率，一般採用 1.2 公尺 / 秒，若此一路口靠近中小學校附近，則應採用較低之步行速率。

A_i : 黃燈時間。

4. 計算交岔路口各臨近車道飽和流量

影響交岔路口各臨近車道飽和流量之主要因素如下：

(1) 車道寬度

假設交岔路口各方向依規定不准路邊停車，則全為綠燈時，依車道寬度之不同各車道之飽和流量 S_j 之值如下：

$$S_j = 525 W$$

式中

S_j : j 車道飽和流量 (P.C.U / 時)

W : 車道寬 (公尺)

(2)路邊停車

若距交叉路口距離 Z 處開始允許路邊停車，則上式車道寬 W ，必須先扣除其車道寬度損失值， ΔW 。

$$\Delta W = 1.67 - \frac{0.27 (Z - 7.60)}{g}$$

其中

z ：停止線距路邊停車格之最短距離（公尺）

g ：綠燈時間（秒）

若 ΔW 值為負，則認為實際車道寬損失值為 0。

(3)道路坡度

道路坡度係指自停車線與其前方 60 公尺間之平均坡度而言。在上坡不超過 10% 時，每增加 1% 上坡，飽和流量減少 3%；下坡不超過 5% 時，每下降 1% 下坡，飽和流量增加 3%。

(4)左、右轉專用車道

有左轉專用車道之設置時，左轉專用車道之飽和流量應將所計算之 S_j 值加以修正，其修正後之左右轉專用車道飽和流量值 S_j' 如下：

$$S_j' = \frac{S_j}{1 + \frac{1.5}{r_j}}$$

其中 r_j 為轉彎半徑，單位為公尺

(5)行人

行人對飽和流量之影響應依現場情況為依據，而將所計算之飽和流量值加以不等之折扣，通常在繁忙之購物街道，因行

駛速率低，可將飽和流量值打 85% 折，情況甚為嚴重者，甚至最高可打 70% 之折扣。

5. 計算交岔路口各時相最高之交通流量飽和流量比

考慮在每一時相中找出各車道交通流量與其飽和流量比值之最大值 y_i

$$y_i = \frac{q_i'}{S_j}$$

其中

y_i : 時相 i 時之最大交通流量與飽和流量比

S_j : 車道飽和流量 (PCU / 時)

q_i' : 考慮左轉因素、右轉因素與交通組成之等值小客車當量 (PCU / 時)

上式計算時，各類車種須預先換算成小客車量，茲將台灣地區市區道路交岔路口小客車當量換算表列出，如表 8-1 所示。

6. 計算使各車流產生最小延誤之週期時間

依據韋伯斯特 (F.V. Webster) 研究以交岔路口總延誤方程式對週期時間之微分，知具有最小延誤之週期時間為：

$$C_0 = \frac{1.5L + 5}{1 - y_1 - y_2 - \cdots - y_n} = \frac{1.5L + 5}{1 - Y}$$

其中 $L = n\ell + \sum R$

式中

C_0 : 具有最小延誤之週期時間 (秒)

L : 各時相之總損失時間 (秒)

n : 時相數

ℓ : 每一時相之損失時間，通常 $\ell = 2.0$ 秒

表8.1 台灣地區市區道路岔路口小客車當量(P.C.E.)
換算表(服務水準D~E級)

車 種 地 點		自用 小客 車	計 程 車	小 貨 車	定 期 小 客 車	非 定 期 小 客 車	大 貨 車	聯 結 車	其 他 特 種 車	機 器 腳 踏 車	腳 踏 車	其 他 人 獸 力 車
市區 道 路 交 岔 路 口	右轉	1.3	1.3	1.3	2.0	2.0	2.0	3.3	2.6	0.4	0.4	2.6
	直行	1.0	1.0	1.0	1.5	1.5	1.5	2.5	2.0	0.3	0.3	2.0
	左有燈左轉	1.2	1.2	1.2	1.8	1.8	1.8	3.0	2.4	0.4	0.4	2.4
	無燈左轉	1.5	1.5	1.5	2.3	2.3	2.3	3.8	3.0	0.5	0.5	3.0

R : 所有號誌全紅之時間(秒)

y_i : 時相 i 時之最大交通流量與飽和流量比

通常當設定之週期時間 C 為 $0.75 C_0 \sim 1.5 C_0$ 之間時, 其延誤之增加不超過最佳週期所得值之 20 %。

7. 計算各號誌時相綠燈時間

(1) 計算總有效綠燈

$$G_E = C_0 - L$$

$$= C_0 - (n\ell + \sum R)$$

式中

G_E : 總有效綠燈(秒)

C_0 : 具有最小延誤之週期時間(秒)

L: 各時相之總損失時間(秒)

n: 時相數

ℓ : 每一時相之損失時間，通常 $\ell = 2.0$ 秒

R : 所有號誌全紅之時間 (秒)

(2) 計算各時相有效綠燈時間

為減小各時相行駛車輛之延誤，其有效綠燈時間長度之配置比例必須與該時相最高交通量與飽和流量比之比例成正比。

$$\text{故 } \frac{G_{E1}}{y_1} = \frac{G_{E2}}{y_2} = \cdots = \frac{G_{En}}{y_n}$$

$$Y = y_1 + y_2 + \cdots + y_n$$

$$\therefore G_{E1} = \frac{y_1}{Y} G_E$$

(3) 計算各時相綠燈時間

$$G_1 = G_{E1} - A_1 + \ell_1$$

(4) 各時相綠燈時間修正

比較上述所得之 G_i 與行人橫越車道最短綠燈時間 $G_{i, \min}$ ，

必須 $G_i \geq G_{i, \min}$

若有某一 $G_i < G_{i, \min}$ 如 $G_2 < G_{2, \min}$

則令該 $G_2 = G_{2, \min}$

而其他所有之 G_i 均以 $(G_{2, \min} / G_2)$ 之比例放大之，使所有之 G_i 均大於或等於 $G_{i, \min}$

8. 號誌時相與週期時間調整

依據前項所得各時相綠燈 G_i 與黃燈 A_i ，重新計算週期

$$C = (G_1 + A_1) + (G_2 + A_2) + \cdots + (G_n + A_n)$$

將 C 之值進位調整為 5 的倍數後再略為調整分配各時相綠燈

時間，此外再對所計算黃燈時間大於 3 秒者以 3 秒取代之，其餘時間以全紅號誌表示。

(四) 設計後之檢核

1. 計算各交岔路口平均車輛延誤時間

$$d_j = \frac{C(1-\lambda_j)^2}{2(1-\lambda_j X_j)} + \frac{X_j^2}{2q_j(1-X_j)} - 0.65 \left(\frac{C}{q_j^2} \right)^{1.3} X_j (2+5\lambda_j)$$

$$\text{其中 } \lambda_j = \frac{C_{Ej}}{C} = \frac{G_j + A_j - \ell_j}{C}$$

$$X_j = \frac{q_j}{X_j S_j}$$

式中

d_j : j 車道上每輛車之平均延誤時間 (秒)

X_j : 供 j 車道車輛行駛之有效綠燈時間與週期比

C : 週期 (秒)

C_{Ej} : 供 j 車道車輛行駛之有效綠燈時間 (秒)

G_j : 供 j 車道車輛行駛之綠燈時間 (秒)

A_j : 供 j 車道車輛行駛之黃燈時間 (秒)

ℓ_j : 供 j 車道車輛行駛之損失時間 (秒)

X_j : j 車道交通量與飽和交通流量比

q_j : j 車道交通量 (PCU / 時)

S_j : j 車道飽和交通流量 (PCU / 時)

利用上述之公式計算，可以得到每一車道與方向車流之每輛車之平均延誤時間，再以每一車道與方向車輛數為加權平均，可以得到該交岔路口之車輛平均延誤時間。設計時以對任一車流所造成之平均延誤不可超過該交岔路口所有車輛平均延誤之三倍或

不可有 1 % 之車輛其延誤超過 3 分鐘為原則。

由於上述之計算公式甚為複雜，因此常利用查表法得到上述之結果，其方法為：

$$\text{令 } \alpha_j = \frac{(1 - \lambda_j)^2}{2(1 - \lambda_j X_j)}$$

$$\beta_j = \frac{X_j^2}{2(1 - X_j)}$$

$$\gamma_j' = 0.65 \left(\frac{C}{q_j^2} \right)^{1/3} X_j (2 + 5\lambda_j)$$

故，車道上每輛之平均延誤時間 d_j 為

$$d_j = C\alpha_j + \frac{3600\beta_j}{q_j} - \gamma_j'$$

由於 γ_j' 之值與前二項之和有密切之關係，因此再將上式加以簡化如下，有關 α_j 、 β_j 與 γ_j 之值如表 8.1 ~ 8.3 所示。

$$d_j = \left(C\alpha_j + \frac{3600\beta_j}{q_j} \right) \left(\frac{100 - \gamma_j}{100} \right)$$

2. 計算交岔路口各方向車輛至少須停等一次百分率

$$E_j = \frac{1 - \lambda_j}{1 - y_j} \times 100\%$$

其中 $y_j = \frac{q_j}{S_j}$

式中 E_j ：j 車道方向通過交岔路口時至少停車一次之百分率。

λ_j ：供 j 車道車輛行駛之有效綠燈時間與週期比，

$$\lambda_j = G_{Ej} / C = (G_j + A_j - \ell_j) / C$$

y_j ：具有最高交通量之 j 車道交通量與飽和流量比

$$\alpha = \frac{(1-\lambda)^2}{2(1-\lambda_x)}$$

α 值表

表 8.2

$\frac{\lambda}{x}$	0.1	0.2	0.3	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.80	0.90
0.1	0.409	0.327	0.253	0.219	0.188	0.158	0.132	0.107	0.085	0.066	0.048	0.022	0.005
0.2	0.413	0.333	0.261	0.227	0.196	0.166	0.139	0.114	0.091	0.070	0.052	0.024	0.006
0.3	0.418	0.340	0.269	0.236	0.205	0.175	0.147	0.121	0.098	0.076	0.057	0.026	0.007
0.4	0.422	0.348	0.278	0.246	0.214	0.184	0.156	0.130	0.105	0.083	0.063	0.029	0.008
0.5	0.426	0.356	0.288	0.256	0.225	0.195	0.167	0.140	0.114	0.091	0.069	0.033	0.009
0.55	0.429	0.360	0.293	0.262	0.231	0.201	0.172	0.145	0.119	0.095	0.073	0.036	0.010
0.60	0.431	0.364	0.299	0.267	0.237	0.207	0.179	0.151	0.125	0.100	0.078	0.038	0.011
0.65	0.433	0.368	0.304	0.273	0.243	0.214	0.185	0.158	0.131	0.106	0.083	0.042	0.012
0.70	0.435	0.372	0.310	0.280	0.250	0.221	0.192	0.165	0.138	0.112	0.088	0.045	0.014
0.75	0.438	0.376	0.316	0.286	0.257	0.228	0.200	0.172	0.145	0.120	0.095	0.050	0.015
0.80	0.440	0.381	0.322	0.293	0.265	0.236	0.208	0.181	0.154	0.128	0.102	0.056	0.018
0.85	0.443	0.386	0.329	0.301	0.273	0.245	0.217	0.190	0.163	0.137	0.111	0.063	0.021
0.90	0.445	0.390	0.336	0.308	0.281	0.254	0.227	0.200	0.174	0.148	0.122	0.071	0.026
0.92	0.446	0.392	0.338	0.312	0.285	0.258	0.231	0.205	0.179	0.152	0.127	0.076	0.029
0.94	0.447	0.394	0.341	0.315	0.288	0.262	0.236	0.210	0.183	0.157	0.132	0.081	0.032
0.96	0.448	0.396	0.344	0.318	0.292	0.266	0.240	0.215	0.189	0.163	0.137	0.086	0.037
0.98	0.449	0.398	0.347	0.322	0.296	0.271	0.245	0.220	0.194	0.169	0.143	0.093	0.042

表 8.3

 β 值表

$$\beta = \frac{x^2}{2(1-x)}$$

x	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.1	0.006	0.007	0.008	0.010	0.011	0.013	0.015	0.017	0.020	0.022
0.2	0.025	0.028	0.031	0.034	0.038	0.042	0.046	0.050	0.054	0.059
0.3	0.064	0.070	0.075	0.081	0.088	0.094	0.101	0.109	0.116	0.125
0.4	0.133	0.142	0.152	0.162	0.173	0.184	0.196	0.208	0.222	0.235
0.5	0.250	0.265	0.282	0.299	0.317	0.336	0.356	0.378	0.400	0.425
0.6	0.450	0.477	0.506	0.536	0.569	0.604	0.641	0.680	0.723	0.768
0.7	0.817	0.869	0.926	0.987	1.05	1.13	1.20	1.29	1.38	1.49
0.8	1.60	1.73	1.87	2.03	2.21	2.41	2.64	2.91	3.23	3.60
0.9	4.05	4.60	5.28	6.18	7.36	9.03	11.5	15.7	24.0	49.0

表 8.4

 γ 值表

x	$M = \frac{C}{\lambda}$ λ	2.5	5	10	20	40
0.3	0.2	2	2	1	1	0
	0.4	2	1	1	0	0
	0.6	0	0	0	0	0
	0.8	0	0	0	0	0
0.4	0.2	6	4	3	2	1
	0.4	3	2	2	1	1
	0.6	2	2	1	1	0
	0.8	2	1	1	1	1
0.5	0.2	10	7	5	3	2
	0.4	6	5	4	2	1
	0.6	6	4	3	2	2
	0.8	3	4	3	3	2
0.6	0.2	14	11	8	5	3
	0.4	11	9	7	4	3
	0.6	9	8	6	5	3
	0.8	7	8	8	7	5
0.7	0.2	18	14	11	7	5
	0.4	15	13	10	7	5
	0.6	13	12	10	8	6
	0.8	11	12	13	12	10
0.8	0.2	18	17	13	10	7
	0.4	16	15	13	10	8
	0.6	15	15	14	12	9
	0.8	14	15	17	17	15
0.9	0.2	13	14	13	11	8
	0.4	12	13	13	11	9
	0.6	12	13	14	14	12
	0.8	13	13	16	17	17
0.95	0.2	8	9	9	9	8
	0.4	7	9	9	10	9
	0.6	7	9	10	11	10
	0.8	7	9	10	12	13
0.975	0.2	8	9	10	9	8
	0.4	8	9	10	10	9
	0.6	8	9	11	12	11
	0.8	8	10	12	13	14

$$y_j = \frac{q_j}{S_j}$$

q_j : j 車道之交通流量 (PCU / 時)

S_j : j 車道飽和交通量

本數字作為提供考慮車輛磨損，耗油量與對駕駛人所造成之困擾時甚為有用。

3. 計算交岔路口平均等車隊長度

$$Q_j = \max \{ Q_{1j}, Q_{2j} \}$$

其中

$$Q_{1j} = \frac{q_j R_j}{7200} + \frac{q_j d_j}{3600}$$

$$Q_{2j} = \frac{q_j R_j}{3600}$$

式中

Q_{1j}, Q_{2j} : j 車道平均停等車隊長度 (PCU)

q_j : j 車道交通量 (PCU / 時)

R_j : j 車道車輛之停等時間 (紅燈與黃燈時間)

d_j : j 車道上每輛車之平均延誤時間 (秒)

4. 計算交岔路口車輛於第一綠燈時間通過百分率

車輛之到達分配與街廓長度有關，但實際上均與「波松分配」(Poisson Distribution) 相去不遠，為簡化計，採用「波松分配」加以計算，其計算方法為：

若平均每一週期各方向或車道到達之車輛數為 M_j

$$M_j = \frac{q_j C}{3600}$$

式中

q_j : 各方向或車道之車輛到達率 (PCU / 時)

C : 週期 (秒)

則該週期中有 n 部車輛到達之機率為

$$P_j(n) = \frac{M_j^n e^{-M_j}}{n!}$$

故有少於或等於 n 部車輛到達之機率為

$$\sum_{i=0}^n P_j(i) = \sum_{i=0}^n \frac{M_j^i e^{-M_j}}{i!}$$

若 n 小於交岔路口該車道該方向車輛之飽和容量 n_{\max} , 而

$$n_{\max} = \frac{G_{Ej}}{H_{sj}}$$

式中

G_{Ej} : 該車道該方向車輛行駛之有效綠燈時間 (秒) ,

$$G_{Ej} = G_j + A_j - \ell_j$$

H_{sj} : 飽和車流之平均車頭間距 (秒)

則 交岔路口車輛於第一綠燈時間通過之百分率為

$$P_{1st\ green} = \sum_{n=0}^{n_{\max}} P_j(n) = \sum_{n=0}^{n_{\max}} \frac{M_j^n e^{-M_j}}{n!}$$

上式之計算甚為複雜，通常係利用查表法以求得其解答，表

8.4 為 $P_{1stgreen}$ 之值。

表 8.5 第一綠燈通過之百分率表, $P_{1stgreen}$

$$P_{1stgreen} = \sum_{n=0}^{n_{max}} P(n) \text{ 值}$$

$n \backslash M$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0	0.9043	0.8187	0.7408	0.6703	0.6065	0.5488	0.4966	0.4493	0.4066	0.3679
1	0.9953	0.9825	0.9631	0.9384	0.9098	0.8781	0.8442	0.8088	0.7725	0.7358
2	0.9998	0.9989	0.9964	0.9921	0.9856	0.9769	0.9659	0.9526	0.9371	0.9197
3	1.0000	0.9999	0.9997	0.9992	0.9982	0.9966	0.9942	0.9909	0.9865	0.9810
4	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9998	0.9996	0.9992	0.9986	0.9977	0.9963
5	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9998	0.9997	0.9994
6	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999
7	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
$n \backslash M$	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
0	0.3329	0.3012	0.2725	0.2466	0.2231	0.2019	0.1827	0.1653	0.1496	0.1353
1	0.6590	0.6226	0.5828	0.5418	0.5078	0.4749	0.4432	0.4128	0.3838	0.3560
2	0.9004	0.8755	0.8571	0.8335	0.8088	0.7834	0.7572	0.7306	0.7037	0.6767
3	0.9743	0.9662	0.9569	0.9463	0.9344	0.9212	0.9068	0.8913	0.8747	0.8571
4	0.9946	0.9923	0.9893	0.9857	0.9814	0.9763	0.9704	0.9636	0.9559	0.9473
5	0.9993	0.9985	0.9978	0.9968	0.9955	0.9940	0.9920	0.9896	0.9868	0.9834
6	0.9999	0.9997	0.9996	0.9994	0.9991	0.9987	0.9981	0.9974	0.9966	0.9955
7	1.0000	1.0000	0.9999	0.9999	0.9998	0.9997	0.9996	0.9994	0.9992	0.9989
8	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9999	0.9998	0.9998
9	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
$n \backslash M$	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.0
0	0.1225	0.1108	0.1003	0.0907	0.0821	0.0743	0.0672	0.0608	0.0550	0.0498
1	0.3796	0.3546	0.3309	0.3084	0.2873	0.2674	0.2487	0.2311	0.2146	0.1991
2	0.6496	0.6227	0.5960	0.5697	0.5438	0.5184	0.4936	0.4695	0.4460	0.4232
3	0.8386	0.8154	0.7993	0.7787	0.7576	0.7360	0.7141	0.6919	0.6696	0.6472
4	0.9379	0.9275	0.9162	0.9041	0.8912	0.8774	0.8629	0.8477	0.8318	0.8153
5	0.9796	0.9751	0.9700	0.9643	0.9580	0.9510	0.9433	0.9349	0.9258	0.9161
6	0.9941	0.9925	0.9906	0.9884	0.9858	0.9828	0.9794	0.9756	0.9713	0.9665
7	0.9985	0.9980	0.9974	0.9967	0.9958	0.9947	0.9934	0.9919	0.9901	0.9881
8	0.9997	0.9995	0.9994	0.9991	0.9989	0.9985	0.9981	0.9976	0.9969	0.9962
9	0.9999	0.9999	0.9999	0.9998	0.9997	0.9996	0.9995	0.9993	0.9991	0.9989
10	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9999	0.9999	0.9998	0.9998	0.9997
11	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9999
12	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
$n \backslash M$	3.1	3.2	3.3	3.4	3.5	3.6	3.7	3.8	3.9	4.0
0	0.0450	0.0408	0.0369	0.0334	0.0302	0.0273	0.0247	0.0224	0.0202	0.0183
1	0.1447	0.1312	0.1186	0.1068	0.0959	0.0857	0.0762	0.0674	0.0592	0.0516
2	0.4012	0.3799	0.3594	0.3397	0.3208	0.3027	0.2854	0.2689	0.2531	0.2381
3	0.6248	0.6025	0.5803	0.5584	0.5366	0.5152	0.4942	0.4735	0.4533	0.4335
4	0.7982	0.7806	0.7626	0.7442	0.7254	0.7064	0.6872	0.6678	0.6484	0.6288
5	0.9057	0.8946	0.8829	0.8705	0.8576	0.8441	0.8301	0.8156	0.8006	0.7851
6	0.9612	0.9554	0.9490	0.9421	0.9347	0.9267	0.9182	0.9091	0.8995	0.8893
7	0.9858	0.9832	0.9802	0.9769	0.9733	0.9692	0.9648	0.9599	0.9546	0.9489
8	0.9953	0.9943	0.9931	0.9917	0.9901	0.9883	0.9863	0.9840	0.9815	0.9786
9	0.9986	0.9982	0.9978	0.9973	0.9967	0.9960	0.9952	0.9942	0.9931	0.9919
10	0.9996	0.9995	0.9994	0.9992	0.9990	0.9987	0.9984	0.9981	0.9977	0.9972
11	0.9999	0.9999	0.9998	0.9998	0.9997	0.9996	0.9995	0.9994	0.9993	0.9991
12	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9998	0.9998	0.9997
13	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9999
14	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

$\frac{h}{M}$	4.1	4.2	4.3	4.4	4.5	4.6	4.7	4.8	4.9	5.0
0	0.0166	0.0150	0.0136	0.0123	0.0111	0.0101	0.0091	0.0082	0.0074	0.0067
1	0.0645	0.0780	0.0719	0.0663	0.0611	0.0563	0.0518	0.0477	0.0439	0.0404
2	0.2238	0.2162	0.1974	0.1851	0.1736	0.1626	0.1523	0.1423	0.1333	0.1247
3	0.4142	0.3954	0.3772	0.3595	0.3423	0.3257	0.3097	0.2942	0.2793	0.2650
4	0.6093	0.5858	0.5704	0.5512	0.5321	0.5132	0.4946	0.4753	0.4562	0.4403
5	0.7693	0.7531	0.7367	0.7199	0.7029	0.6858	0.6684	0.6510	0.6335	0.6160
6	0.8735	0.8675	0.8558	0.8436	0.8311	0.8180	0.8046	0.7908	0.7767	0.7622
7	0.9427	0.9361	0.9290	0.9214	0.9134	0.9049	0.8960	0.8867	0.8769	0.8666
8	0.9755	0.9721	0.9683	0.9642	0.9597	0.9547	0.9497	0.9442	0.9382	0.9319
9	0.9905	0.9889	0.9871	0.9851	0.9829	0.9805	0.9778	0.9749	0.9717	0.9682
10	0.9966	0.9959	0.9952	0.9943	0.9933	0.9922	0.9910	0.9896	0.9880	0.9863
11	0.9989	0.9986	0.9983	0.9980	0.9976	0.9971	0.9966	0.9960	0.9953	0.9945
12	0.9997	0.9996	0.9995	0.9993	0.9992	0.9990	0.9988	0.9986	0.9983	0.9980
13	0.9999	0.9999	0.9998	0.9998	0.9997	0.9997	0.9996	0.9995	0.9994	0.9993
14	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9998	0.9998
15	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9999
16	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
$\frac{h}{M}$	5.1	5.2	5.3	5.4	5.5	5.6	5.7	5.8	5.9	6.0
0	0.0061	0.0055	0.0050	0.0045	0.0041	0.0037	0.0033	0.0030	0.0027	0.0025
1	0.0372	0.0342	0.0314	0.0289	0.0266	0.0244	0.0224	0.0206	0.0189	0.0174
2	0.1165	0.1088	0.1016	0.0948	0.0884	0.0824	0.0768	0.0715	0.0666	0.0620
3	0.2513	0.2381	0.2254	0.2133	0.2017	0.1906	0.1801	0.1700	0.1604	0.1512
4	0.4231	0.4061	0.3895	0.3733	0.3575	0.3422	0.3272	0.3127	0.2987	0.2851
5	0.5984	0.5809	0.5635	0.5461	0.5289	0.5119	0.4950	0.4783	0.4619	0.4457
6	0.7674	0.7324	0.7171	0.7017	0.6860	0.6703	0.6544	0.6384	0.6224	0.6063
7	0.8560	0.8449	0.8335	0.8217	0.8095	0.7970	0.7842	0.7710	0.7576	0.7440
8	0.9252	0.9181	0.9106	0.9026	0.8944	0.8857	0.8766	0.8672	0.8574	0.8472
9	0.9644	0.9603	0.9559	0.9512	0.9462	0.9409	0.9352	0.9292	0.9228	0.9161
10	0.9844	0.9823	0.9800	0.9775	0.9747	0.9718	0.9688	0.9655	0.9614	0.9574
11	0.9937	0.9927	0.9916	0.9904	0.9890	0.9875	0.9859	0.9840	0.9821	0.9799
12	0.9976	0.9972	0.9967	0.9962	0.9955	0.9949	0.9941	0.9932	0.9922	0.9912
13	0.9992	0.9990	0.9988	0.9986	0.9983	0.9980	0.9977	0.9973	0.9969	0.9964
14	0.9997	0.9997	0.9996	0.9995	0.9994	0.9993	0.9991	0.9990	0.9988	0.9986
15	0.9999	0.9999	0.9999	0.9998	0.9998	0.9998	0.9997	0.9996	0.9996	0.9995
16	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9998
17	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999
18	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

$\frac{M}{n}$	6.1	6.2	6.3	6.4	6.5	6.6	6.7	6.8	6.9	7.0
0	0.0022	0.0020	0.0018	0.0017	0.0015	0.0014	0.0012	0.0011	0.0010	0.0009
1	0.0159	0.0146	0.0134	0.0123	0.0113	0.0103	0.0095	0.0087	0.0080	0.0073
2	0.0577	0.0536	0.0498	0.0463	0.0430	0.0400	0.0371	0.0344	0.0320	0.0296
3	0.1425	0.1342	0.1264	0.1189	0.1119	0.1052	0.0988	0.0926	0.0871	0.0818
4	0.2713	0.2592	0.2469	0.2351	0.2237	0.2127	0.2022	0.1920	0.1823	0.1730
5	0.4298	0.4141	0.3988	0.3837	0.3690	0.3547	0.3407	0.3270	0.3137	0.3007
6	0.5902	0.5742	0.5582	0.5423	0.5265	0.5109	0.4953	0.4799	0.4647	0.4497
7	0.7301	0.7160	0.7018	0.6873	0.6728	0.6581	0.6433	0.6285	0.6136	0.5987
8	0.8367	0.8259	0.8148	0.8033	0.7916	0.7796	0.7673	0.7549	0.7420	0.7291
9	0.9093	0.9016	0.8939	0.8858	0.8774	0.8686	0.8596	0.8502	0.8405	0.8305
10	0.9531	0.9486	0.9437	0.9386	0.9332	0.9274	0.9214	0.9151	0.9084	0.9015
11	0.9776	0.9750	0.9723	0.9693	0.9661	0.9627	0.9591	0.9552	0.9510	0.9466
12	0.9903	0.9887	0.9873	0.9857	0.9840	0.9821	0.9801	0.9779	0.9755	0.9730
13	0.9953	0.9952	0.9945	0.9937	0.9929	0.9920	0.9909	0.9898	0.9885	0.9872
14	0.9984	0.9981	0.9978	0.9974	0.9970	0.9966	0.9961	0.9956	0.9950	0.9943
15	0.9994	0.9993	0.9992	0.9990	0.9988	0.9986	0.9984	0.9982	0.9979	0.9976
16	0.9998	0.9997	0.9997	0.9996	0.9996	0.9995	0.9994	0.9993	0.9992	0.9990
17	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9998	0.9998	0.9997	0.9997	0.9996
18	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
19	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999
20	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
$\frac{M}{n}$	7.1	7.2	7.3	7.4	7.5	7.6	7.7	7.8	7.9	8.0
0	0.0008	0.0007	0.0007	0.0006	0.0006	0.0005	0.0005	0.0004	0.0004	0.0003
1	0.0067	0.0061	0.0056	0.0051	0.0047	0.0043	0.0039	0.0036	0.0033	0.0030
2	0.0275	0.0255	0.0236	0.0219	0.0203	0.0188	0.0174	0.0161	0.0149	0.0138
3	0.0767	0.0719	0.0674	0.0632	0.0591	0.0554	0.0518	0.0485	0.0453	0.0424
4	0.1641	0.1555	0.1473	0.1395	0.1321	0.1249	0.1181	0.1117	0.1055	0.0996
5	0.2881	0.2759	0.2640	0.2526	0.2414	0.2307	0.2203	0.2103	0.2006	0.1912
6	0.4347	0.4204	0.4060	0.3920	0.3782	0.3646	0.3514	0.3384	0.3257	0.3134
7	0.5838	0.5689	0.5541	0.5393	0.5246	0.5100	0.4956	0.4812	0.4670	0.4530
8	0.7163	0.7027	0.6892	0.6757	0.6620	0.6482	0.6343	0.6204	0.6065	0.5926
9	0.8202	0.8056	0.7988	0.7877	0.7764	0.7649	0.7531	0.7411	0.7290	0.7166
10	0.8942	0.8867	0.8788	0.8707	0.8622	0.8535	0.8445	0.8352	0.8257	0.8159
11	0.9423	0.9371	0.9319	0.9265	0.9208	0.9148	0.9085	0.9020	0.8952	0.8881
12	0.9763	0.9763	0.9642	0.9609	0.9573	0.9536	0.9496	0.9453	0.9409	0.9362
13	0.9857	0.9841	0.9824	0.9805	0.9784	0.9762	0.9739	0.9714	0.9687	0.9658
14	0.9935	0.9927	0.9918	0.9908	0.9897	0.9886	0.9873	0.9859	0.9844	0.9827
15	0.9972	0.9966	0.9964	0.9959	0.9954	0.9948	0.9941	0.9934	0.9926	0.9918
16	0.9987	0.9987	0.9985	0.9983	0.9980	0.9978	0.9974	0.9971	0.9967	0.9963
17	0.9996	0.9995	0.9994	0.9993	0.9992	0.9991	0.9989	0.9988	0.9986	0.9984
18	0.9998	0.9998	0.9998	0.9997	0.9997	0.9996	0.9995	0.9995	0.9994	0.9993
19	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9998	0.9998	0.9998	0.9997
20	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
21	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

n	M									
	8.1	8.2	8.3	8.4	8.5	8.6	8.7	8.8	8.9	9.0
0	0.0003	0.0003	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0001	0.0001
1	0.0024	0.0025	0.0023	0.0021	0.0019	0.0018	0.0016	0.0015	0.0014	0.0012
2	0.0127	0.0118	0.0109	0.0100	0.0093	0.0086	0.0079	0.0073	0.0068	0.0062
3	0.0396	0.0370	0.0346	0.0323	0.0301	0.0281	0.0262	0.0244	0.0228	0.0212
4	0.0941	0.0887	0.0837	0.0789	0.0744	0.0701	0.0660	0.0621	0.0584	0.0550
5	0.1822	0.1736	0.1653	0.1573	0.1496	0.1422	0.1352	0.1284	0.1219	0.1157
6	0.3013	0.2856	0.2781	0.2670	0.2562	0.2457	0.2355	0.2256	0.2160	0.2068
7	0.4391	0.4254	0.4119	0.3987	0.3856	0.3728	0.3602	0.3478	0.3357	0.3239
8	0.5730	0.5647	0.5508	0.5369	0.5231	0.5094	0.4958	0.4823	0.4689	0.4557
9	0.7041	0.6915	0.6788	0.6659	0.6530	0.6400	0.6269	0.6137	0.6006	0.5874
10	0.8058	0.7955	0.7850	0.7743	0.7634	0.7522	0.7409	0.7294	0.7178	0.7060
11	0.8807	0.8731	0.8652	0.8571	0.8487	0.8400	0.8311	0.8220	0.8126	0.8030
12	0.9313	0.9261	0.9207	0.9150	0.9091	0.9029	0.8965	0.8898	0.8829	0.8758
13	0.9628	0.9595	0.9561	0.9524	0.9486	0.9445	0.9403	0.9358	0.9311	0.9262
14	0.9810	0.9791	0.9771	0.9749	0.9726	0.9701	0.9675	0.9647	0.9617	0.9585
15	0.9903	0.9898	0.9897	0.9895	0.9892	0.9887	0.9881	0.9874	0.9866	0.9857
16	0.9958	0.9953	0.9947	0.9941	0.9934	0.9926	0.9918	0.9909	0.9899	0.9889
17	0.9982	0.9979	0.9976	0.9973	0.9970	0.9966	0.9962	0.9957	0.9952	0.9947
18	0.9992	0.9991	0.9990	0.9989	0.9987	0.9985	0.9983	0.9981	0.9978	0.9976
19	0.9997	0.9996	0.9996	0.9995	0.9994	0.9993	0.9992	0.9991	0.9990	0.9989
20	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
21	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
22	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
23	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

n	M									
	9.1	9.2	9.3	9.4	9.5	9.6	9.7	9.8	9.9	10.0
0	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000
1	0.0011	0.0010	0.0009	0.0009	0.0008	0.0007	0.0007	0.0006	0.0005	0.0003
2	0.0033	0.0033	0.0032	0.0031	0.0030	0.0029	0.0028	0.0027	0.0026	0.0025
3	0.0118	0.0116	0.0114	0.0112	0.0110	0.0108	0.0106	0.0104	0.0102	0.0100
4	0.0317	0.0314	0.0311	0.0308	0.0305	0.0302	0.0299	0.0296	0.0293	0.0290
5	0.0798	0.0794	0.0790	0.0786	0.0782	0.0778	0.0774	0.0770	0.0766	0.0762
6	0.1497	0.1492	0.1487	0.1482	0.1477	0.1472	0.1467	0.1462	0.1457	0.1452
7	0.2413	0.2407	0.2401	0.2395	0.2389	0.2383	0.2377	0.2371	0.2365	0.2359
8	0.3426	0.3419	0.3412	0.3405	0.3398	0.3391	0.3384	0.3377	0.3370	0.3363
9	0.4512	0.4504	0.4496	0.4488	0.4480	0.4472	0.4464	0.4456	0.4448	0.4440
10	0.5641	0.5632	0.5624	0.5615	0.5606	0.5597	0.5588	0.5579	0.5570	0.5561
11	0.6812	0.6802	0.6793	0.6783	0.6774	0.6764	0.6754	0.6744	0.6734	0.6724
12	0.8013	0.8002	0.7992	0.7982	0.7972	0.7962	0.7952	0.7942	0.7932	0.7922
13	0.9213	0.9202	0.9192	0.9182	0.9172	0.9162	0.9152	0.9142	0.9132	0.9122
14	0.9952	0.9941	0.9931	0.9921	0.9911	0.9901	0.9891	0.9881	0.9871	0.9861
15	0.9976	0.9965	0.9955	0.9945	0.9935	0.9925	0.9915	0.9905	0.9895	0.9885
16	0.9991	0.9980	0.9970	0.9960	0.9950	0.9940	0.9930	0.9920	0.9910	0.9900
17	0.9997	0.9986	0.9976	0.9966	0.9956	0.9946	0.9936	0.9926	0.9916	0.9906
18	0.9999	0.9988	0.9978	0.9968	0.9958	0.9948	0.9938	0.9928	0.9918	0.9908
19	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
20	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
21	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
22	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
23	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
24	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
25	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

$\backslash M$	11.0	12.0	13.0	14.0	15.0	16.0	17.0	18.0	19.0	20.0
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0	0.0	0.0	0.0
1	0.0002	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0
2	0.0012	0.0005	0.0002	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
3	0.0049	0.0023	0.0011	0.0005	0.0002	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.0151	0.0076	0.0037	0.0018	0.0009	0.0004	0.0002	0.0001	0.0000	0.0000
5	0.0375	0.0203	0.0107	0.0055	0.0028	0.0014	0.0007	0.0003	0.0002	0.0001
6	0.0786	0.0453	0.0259	0.0142	0.0076	0.0040	0.0021	0.0010	0.0005	0.0003
7	0.1432	0.0895	0.0540	0.0316	0.0180	0.0100	0.0054	0.0029	0.0015	0.0008
8	0.2320	0.1550	0.0998	0.0621	0.0374	0.0220	0.0126	0.0071	0.0039	0.0021
9	0.3405	0.2424	0.1658	0.1094	0.0699	0.0433	0.0261	0.0154	0.0089	0.0050
10	0.4599	0.3472	0.2517	0.1757	0.1185	0.0774	0.0491	0.0304	0.0183	0.0108
11	0.5793	0.4616	0.3532	0.2600	0.1847	0.1270	0.0847	0.0549	0.0347	0.0214
12	0.6887	0.5760	0.4631	0.3585	0.2676	0.1931	0.1350	0.0917	0.0606	0.0390
13	0.7813	0.6815	0.5730	0.4644	0.3632	0.2745	0.2009	0.1426	0.0984	0.0661
14	0.8540	0.7720	0.6751	0.5704	0.4656	0.3675	0.2808	0.2081	0.1497	0.1049
15	0.9074	0.8444	0.7636	0.6694	0.5681	0.4667	0.3714	0.2866	0.2148	0.1565
16	0.9441	0.8787	0.8355	0.7559	0.6641	0.5660	0.4677	0.3750	0.2920	0.2211
17	0.9678	0.9370	0.8905	0.8272	0.7489	0.6593	0.5640	0.4686	0.3784	0.2970
18	0.9823	0.9626	0.9302	0.8826	0.8195	0.7423	0.6549	0.5622	0.4695	0.3814
19	0.9907	0.9787	0.9573	0.9235	0.8752	0.8122	0.7363	0.6509	0.5606	0.4703
20	0.9953	0.9884	0.9750	0.9521	0.9170	0.8682	0.8055	0.7307	0.6472	0.5591
21	0.9977	0.9939	0.9859	0.9711	0.9469	0.9108	0.8615	0.7991	0.7255	0.6437
22	0.9989	0.9969	0.9924	0.9833	0.9672	0.9418	0.9047	0.8551	0.7931	0.7206
23	0.9995	0.9985	0.9960	0.9907	0.9805	0.9633	0.9367	0.8989	0.8490	0.7875
24	0.9999	0.9993	0.9980	0.9950	0.9888	0.9777	0.9593	0.9317	0.8933	0.8432
25	0.9999	0.9997	0.9990	0.9974	0.9958	0.9869	0.9747	0.9554	0.9269	0.8878
26	1.0000	0.9999	0.9995	0.9987	0.9967	0.9925	0.9848	0.9718	0.9514	0.9221
27	1.0000	0.9999	0.9998	0.9994	0.9983	0.9959	0.9912	0.9827	0.9687	0.9475
28	1.0000	1.0000	0.9999	0.9997	0.9991	0.9978	0.9950	0.9897	0.9805	0.9657
29	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9996	0.9989	0.9973	0.9940	0.9881	0.9782
30	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9998	0.9994	0.9985	0.9967	0.9930	0.9865
31	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9997	0.9992	0.9982	0.9960	0.9919
32	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9999	0.9996	0.9990	0.9978	0.9953
33	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9998	0.9995	0.9988	0.9973
34	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9997	0.9994	0.9985
35	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9999	0.9997	0.9992
36	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9998	0.9996
37	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9998
38	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999
39	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999
40	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

九、交通感應號誌設計

決定感應號誌時制之步驟基本上與定時號誌相同，然定時號誌的各色燈號因係依設定的時間從事機械式的開閉，事實上的確欠缺因應交通需求的彈性，尤其是當交通量呈現極不穩定狀態時更是如此；而交通感應號誌最大的優點乃在於可適應交通量需求之彈性變化。

交通感應號誌依實際需要可分為半感應及全感應兩種，茲將其時制之設計特性分述如下：

9.1 半交通感應號誌

- (一)偵測器裝設在次要道路上，使主要道路的綠燈能經常開放，僅當次要道路上確有通行需要時，才將主要道路上的綠燈時間關閉，讓次要道路上的車輛通行。
- (二)主要道路有最短綠燈時間的規定，次要道路上則有最長綠燈時間的限制。亦即主要道路上每次綠燈時間至少可通過若干車輛後，再按需要讓給次要道路；而次要道路上通過若干車輛之後，即使尚有車輛未能通過，亦必須「停等」而讓主要道路上的車輛優先通行。
- (三)主要道路上沒有最長綠燈時間限制，除非受次要道路上車輛的感應，方始將綠燈關閉。
- (四)次要道路上綠燈始亮前有一最短時間的規定，亦即次要道路上的車輛於感應偵測器之後，須經過一最短時間之後，綠燈始行實現。
- (五)次要道路受車輛感應顯現綠燈後，倘繼續受車輛感應，則綠燈持續直至達最長限制為止。如次要道路上的綠燈超過最長開放時間之後，仍有車輛尚未通過，則必須停下等待，而將綠燈開

放給主要道路，另由控制器之「記憶設備」將在臨近路段停等的車輛數加以記憶，待主要道路最短綠燈時間開放完畢之後，再轉由次要道路亮出綠燈，使停等的車輛通行。

(六)各方向自綠燈轉變為紅燈時，均應經預先設定的黃燈顯現時間，以供清理通過路口的交通。

(七)如果半感應號誌為一組連鎖號誌系統之一部份，則必須配有同步裝置；任何未使用之次要道路綠燈均應加於幹道綠燈時間內，而且主要道路綠燈時間應由設立在同步裝置之週期予以管制。

一般在正常作業情況下，半交通感應號誌之時段在次要道路上其綠燈時間長度有一調整範圍；

亦即

綠燈時間， $G =$ 「基本時段」(Initial Portion)， $G_I +$ 「延長時段」(Extendable Portion)， G_E

$=$ 「基本時段」， $G_I +$ 「單位延長」(Unit Extension)， $U \times$ 在基本時段內通過偵測器之車輛

不過其延長時段有一最大極限，稱為「延長限度」(Extension limit)， E 。

假設偵測器埋設於距路口停止線36公尺處，車輛到達路口之臨近速度為40公里/小時，停下來之車輛其間距平均為6公尺，則在此段距離內可停等6部車輛，其通過路口停止線之最短綠燈時間為：

$$\begin{aligned}\text{最短綠燈時間} &= \text{起始總延誤} + \text{飽和車流時間間距} \times \text{車輛數} \\ &= 3.7 \text{ 秒} + 2.1 \text{ 秒} / \text{車} \times 6 \text{ 車} \\ &= 16.3 \text{ 秒} \div 16 \text{ 秒}\end{aligned}$$

「單位延長」之設計目的為在「基本時段」內通過偵測器之車輛必須有足夠之時間到達路口，其到達時間須 $36 \text{公尺} / (40 \text{公里} / \text{小時}) = 3.2 \text{秒}$ ，若亦考慮欲可通過路寬為 10公尺 之路口時，則其所需時間為 $(36 + 10 + 6) \text{公尺} / (40 \text{公里} / \text{小時}) = 4.7 \text{秒}$ ，因此「單位延長」之範圍通常訂為 $3 \sim 5 \text{秒}$ ，目前一般之設計為 4秒 。

「基本時段」之設計目的為清除在紅燈時間內停等於次要道路路口停止線與偵測器間之車輛；若設計時次要道路之綠燈時間至少必須延長一個「單位延長」，

則 最短綠燈時間 = 「基本時段」 + 「單位延長」 $\times 1$

故 「基本時段」 = $16 \text{秒} - 4 \text{秒} = 12 \text{秒}$

雖然上述「基本時段」之設計方法似乎略使「延長時段」減少一部車輛通過的時間，但因其「單位延長」每輛車係以 4秒 計算，達飽和車流時間間距 2秒 之二倍，因此「延長時段」一般說來尚足敷需要。

茲將一般半交通感應號誌時制之調整範圍敘述於後：

時制調整範圍

主要道路最短綠燈時間	15 秒
主要道路基本時段	無限制
次要道路基本時段	$2 \sim 12 \text{秒}$ (視偵測器埋設之距離而定)
主要道路單位延長	無限制
次要道路單位延長	$3 \sim 5 \text{秒}$
主要道路延長限度	無限制
次要道路延長限度	$10 \sim 60 \text{秒}$

車輛清除時段 最高至 10 秒

行人步行時段 5 ~ 35 秒

行人清除時段 最高至 15 秒

以上半交通號誌時制之調整及選擇必須由資深交通工程師依實際情況為之，並應定期校驗感應之實況。

9.2 全交通感應號誌

(一)全交通感應號誌係應用於交通量波動甚大之獨立交岔路口，其偵測器應設置在連接交岔路口的各條臨近路段上。

(二)每一臨近路段上之偵測器在被車輛感應之後，該方向的綠燈並不能立即顯現，而均須經一預定的最短時間作為該方向綠燈始現前車輛等待通過之用。

(三)每一臨近路段上綠燈時間的時段皆有「最長」時間的限制，過了這最長時間限制之後即自行關閉，供其他方向的車輛通行。

(四)每一方向均有黃燈時間作為從綠燈到紅燈之緩衝。

(五)每一方向均有「記憶」裝置，作為某方向車輛在最長綠燈時限內尚未完全通過，而另一方向又無車輛感應偵測器時，綠燈即可再度開放給具有實際需要的方向，供車輛繼續通行。若另一方向有車輛感應時，則待其綠燈時間結束後再將通行權利轉給此一方向。

茲將全交通感應號誌時制之調整範圍如下：

時制調整範圍

主要道路基本時段 2 ~ 30 秒

次要道路基本時段 2 ~ 30 秒

主要道路單位延長 3 ~ 5 秒

次要道路單位延長 3 ~ 5 秒

主要道路延長限度	10~60 秒
次要道路延長限度	10~60 秒
車輛清除時段	最高至 10 秒
行人步行時段	3~35 秒
行人清除時段	最高至 15 秒

9.3 行人感應號誌

- (一)一般在街道中段，車輛交通量相當高或街廓相當長，且行人穿越又屬必須時，可設置行人感應號誌，通常為行人觸動式號誌。
- (二)平常時間幹道上綠燈繼續顯示直到接到行人按鈕而由控制器發出呼喚訊號為止。
- (三)當行人欲穿越道路時，可由行人觸動按鈕，經過一預定最短時間後，車輛通行方向才顯現黃燈，而後再轉為紅燈，此時行人欲穿越的方向即顯現綠燈，行人即可安全通過。
- (四)主要幹道有一最短綠燈時段，在最短綠燈時段內即使行人按鈕亦不能產生作用，必須到最小綠燈時段終止，方能開始進行燈號變換。
- (五)行人通行的最長綠燈時間，乃根據行人步速、路寬和行人起步延誤等因素推算，此即車輛的紅燈時間。
- (六)由於行人觸動號誌其設備並不能由於行人之再度按鈕而自動延長其通行時段。因此當行人交通量十分頻繁時，其通行時段必須增長。
- (七)如行人感應號誌與一設有號誌之其他地點相距太近而希望或必須二者連鎖時，其控制器應設立一同步裝置俾能得一固定之週期（或稱後繼週期）以保持規定之週期及號誌時距。

十、連鎖號誌設計

同一幹道上或一區域內若相鄰若干號誌間之間距不大，而交通量又大致相同時，則這些號誌實有互相綜和起來連成一個完整管制系統的必要，如此可能達到以下之作用：

1. 同一街道上的車輛可以繼續行進，毫無阻礙。
2. 減少在各個交岔路口之停滯。
3. 因無需時停時行，故起動延誤自然減少，而容量亦因之而增加，對於能源節省、空氣污染防治與噪音降低等亦有所裨益。
4. 在某種情況下尚可達到管制行車速率之作用。

連鎖號誌系統的種類，包括有以下各系統：

1. 同亮系統 (Simultaneous system)
2. 迭亮系統 (Alternate system)
 - (1) 隔一迭亮系統。
 - (2) 隔二迭亮系統。
 - (3) 隔三迭亮系統。
3. 遞亮系統 (Progressive system)
 - (1) 有限遞亮系統 (Simple progressive system)
 - (2) 應變遞亮系統 (Flexible progressive system)

10.1 同亮系統

所謂同亮系統，即沿某一街道所有之號誌顯示綠燈的時間均為相同（如圖 10-1），在此種系統內，幹道上所有行車均同時行進且經一段時間後同時停止於有號誌之交岔路口，而相交方向之車輛即可開始行駛。此種方式之號誌作業以週期為基準反覆進行。

如果道路交岔路口相距甚近，各方面交通流量很高時，同亮

系統因綠燈開始時同一方向之車輛均可同時行進，可以較其他號誌系統在單位時間內通過更多之車輛，對於防止車輛之累積與保持較多車輛之同時行進甚為有效。但是當交通流量較小時，這種做法似乎有引發超速行車的缺點，譬如在圖10-1之時間—空間圖（Time-Space Diagram）內如以較慢的速率（圖內虛線①，坡度最陡，因該圖以時間為縱軸，距離為橫軸，故坡度愈陡表示速率愈慢）行駛時，每一週期只能穿過一個路口。而以稍快的速率（如圖內虛線②，坡度較緩）行駛時，可以穿過兩個路口。但若以最快的速率（圖內虛線③，坡度最平緩）行駛時，可以在一個週期內穿過三或四個路口，因而造成部份車輛以較高之速率行駛，以期能在同一週期內通過較多之路口。由於車輛個別速度之差異甚大，容易產生肇事，所以這種設計如非必要儘量不予常用，或只在尖峰時用，尖峰過後便改換其他時制設計。此外，此種設計仍有如下之缺點：週期與各時相時間長度之設計常受某一、二主要交岔路口所控制，而無法同時兼顧其他之交岔路口，或因交岔路口相距較短，直行之車隊長度已達上一交岔路口時，雖幹道由綠燈變為紅燈，支道由紅燈變為綠燈時，支道上之車輛無法轉入幹道，以致造成更大之擁塞。

同亮系統週期時間之設計，若考慮綠燈開始時恰從前一交岔路口通過，而於下一週期綠燈開始時亦恰好到達下一交岔路口，則其週期時間之設計公式如下：

$$C = \frac{D}{V}$$

式中：

C：週期（秒）

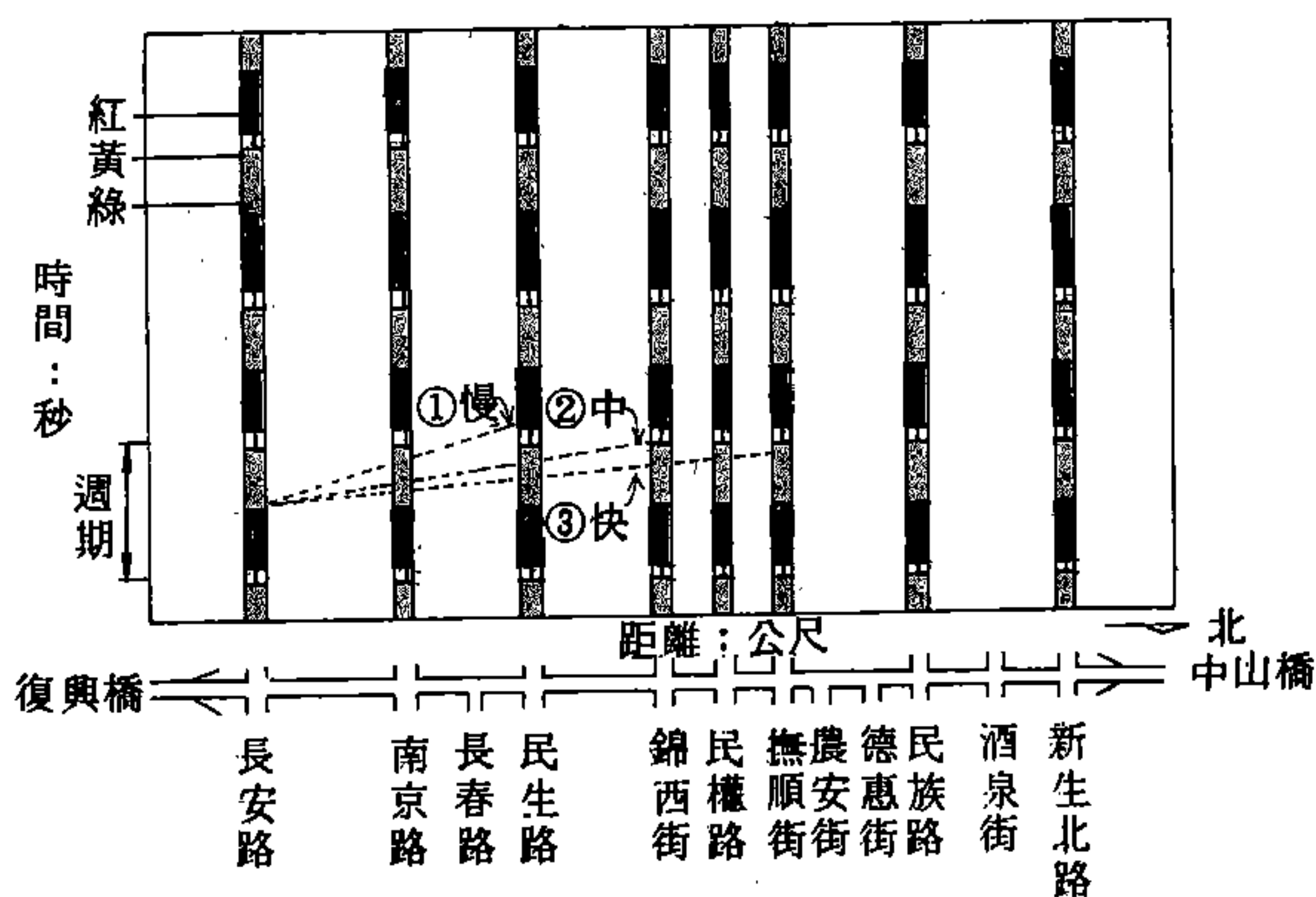


圖 10-1 空間時間圖 (同亮系統設計)

D : 號誌之間距 (公尺)

V : 行車速率 (公尺 / 秒)

若當相鄰二交岔路口之距離很大時，週期間之設計原理考慮綠燈開始時恰從前一交岔路口通過，而經過 n 個週期後綠燈開始時恰到達下一交岔路口，則其週期時間之設計公式為：

$$C = \frac{D}{nV}$$

10.2 迭亮系統

如將一條道路上之號誌分成兩組彼此相間 (有時兩個相鄰路口如距離太近可併為一個來考慮)，各組的號誌，一組為紅燈，則另一組為綠燈，同時變換，稱為迭亮系統 (Alternate system)。如果在幹道上每一號誌均顯示與相鄰之號誌相反之指示，此系統稱為「隔一迭亮」系統。如果一對號誌與其相鄰之一對互異

，稱為「隔二迭亮」系統，其餘類推。

車輛在迭亮系統下行進時，如果每一路口之間距離相同，且號誌各時相時段時間分配相同，均50%與50%，車輛在某路口為綠燈通過時，到達下一路口正巧由紅變綠，恰又可以通過，不像同亮系統那樣同行同止且行駛速率又可較快。是以迭亮系統可說是同亮系統的改良式，在每一路口間或每組路口間距離相等時，實行起來頗為有效。不過對於支道車輛而言，其綠燈時間之分配常感覺太長，是為其缺點，此外由於其設置之良好條件為各路口長度必須相同才有較大之效果，因此其適用之處並不廣泛。

隔一迭亮系統之設計，若考慮綠燈開始時恰從某一交岔路口通過，而於下一週期時間開始時已通過相鄰之交岔路口而正到達另一交岔路口時，其週期時間之設計公式如下：

$$C = \frac{2D}{V}$$

式中

C：週期（秒）

D：號誌之間距（公尺）

V：行車速率（公尺／秒）

同理隔二迭亮系統與隔三迭亮系統之號誌週期時間分別為

$$C = \frac{4D}{V} \text{ 與 } C = \frac{6D}{V}$$

以下類推。

10.3 遞亮系統

如將同一街道上全線所有號誌的週期、時制及綠燈時間都調整得恰到好處，則車輛可按某規定速率行駛到每個交岔路口時都

遇到綠燈均能順利通過，不致遭受任何阻擾，遞亮號誌系統可在時間空間圖上設計，其重要關鍵為適當的行車速率。

遞亮系統可分為有限遞亮與彈性遞亮系統兩種，若使用共同固定週期與固定時制，而只是各號誌的始綠時間不同，其僅藉號誌的週期和時制之相互配合而使車流能順利通過交岔路口者稱之為有限遞亮系統，又稱單一續進系統。如果其週期與時制皆按交通需要而與時俱變者稱之為彈性遞亮系統。

至於究應採用有限遞亮抑或彈性遞亮系統，則應依實際情況需要而定，茲將遞亮號誌系統之設計詳述如下：

(一) 必要資料之收集

除了必須具備前述獨立號誌設計時所需之資料，如行人、車輛交通量、行駛速率、行人穿越路口速率與交岔路口平面圖外，各交岔路口之間距資料尚須加以調查。

(二) 適當週期之選擇

延誤的大小與所定的週期時間有很密切的關係，此處所謂最適當週期乃指對整個系統而言，而非只針對單一路口。因為某單一路口的最佳週期，並不見得即為整個系統之最佳週期。

欲減小通過單一交岔路口之車輛延誤時間，可利用韋伯斯特公式 (Webster's Formula)，求出該路口之最佳週期

$$C_0 = \frac{1.5 L + 5}{1 - Y}$$

其中

$$L = n\ell + R$$

式中

C_0 : 單一號誌最短延誤之週期時間

L : 各時相之總損失時間

n : 時相數

ℓ : 每一時相之損失時間

R : 所有全紅燈號之時間

Y : 各相位之交通量或臨界車道上流量對飽和流量之比值和

然後依各時相之臨界車道流量對飽和流量比值分配綠燈時間（時比）。對每一交岔路口而言，如此求得之週期和紅綠燈時間，理論上可使通過該交岔路口車輛的平均延誤為最小。但考慮整條道路時，若對路口間距、車速及時距之影響考慮不週，則通過某路口之車輛往往在下一個路口就遭到紅燈的阻斷，造成甚大之延誤，因此必須再將各路口的號誌加以協調。然而因路口的流量並不一致，條件亦不相同；在甲路口為最佳的週期長度，可能造成乙路口相當大的延誤；亦即各路口皆為最小延誤的共同週期並不存在。因此，選擇最適當週期之標準為使各路口所有相關通過車輛之總延誤為最小。

一般而言，連鎖號誌系統對車流所提供的指定行車速率，應與該街道的實際行車速率相近似，此一要求有助於選擇適用之週期。如果在某一系統內各交岔路口的間距大致相等，則利用行車速率與交岔路口間距資料，即可求出適當週期，即

$$C = \frac{D}{V}$$

式中

C : 週期（秒）

D : 交岔路口平均間距（公尺）

V：號 85 百分位之車輛行車速率（公尺 / 秒）

所求得之週期當以之與每一單獨交岔路口所計算而得的週期相比較，如若大致相等或適合大部份的交岔路口，則此一週期可當作適當週期試用，並以之校核調整各交岔路口之時相、時比等設計；反之，如相差太大時，則應考慮以全路段所有路口號誌之最大與最小週期時間為上、下限，逐步增加一秒之週期時間，計算所有通過該連鎖路段之所有車輛之總延誤時間（本作業可交由電腦處理），然後以最低總延誤時間之週期設定為該遞亮號誌系統之週期，最後再以該週期重新核算每一交岔路口之紅綠燈時間分配，並設計其限制。

(三)時間—空間圖（Time-Space Diagram）之調整

「時間—空間圖」（如圖 10-2 所示）為擬定系統號誌時制之有效且常用之工具。茲將應用於遞亮號誌系統設計之「時間—空間圖」製作方法詳述如下（其例請參閱附錄中之實例說明 3）：

1. 依適當之比例尺將擬設號誌交岔路口之位置繪於縱座標（Y 軸），而將時間繪於橫軸（X 軸），習慣上均將南方（或西方）之交岔路口繪於座標軸之原點。右上向斜線代表北向（或東向）速率，而右下向斜線代表南向（或西向）速率。
2. 作「時間基準線」（Time Reference Line），即通過原點繪一垂直線，此線又稱零點基準線或時距基準線，係用以作為每一號誌與其「基本」或「關鍵」號誌相差之時間關係之基準。
3. 劃「時制條」，將最底部（南、西方）時制條置於圖紙近底部，先以主要幹道綠燈時間開始時間定為起始點或零點，然

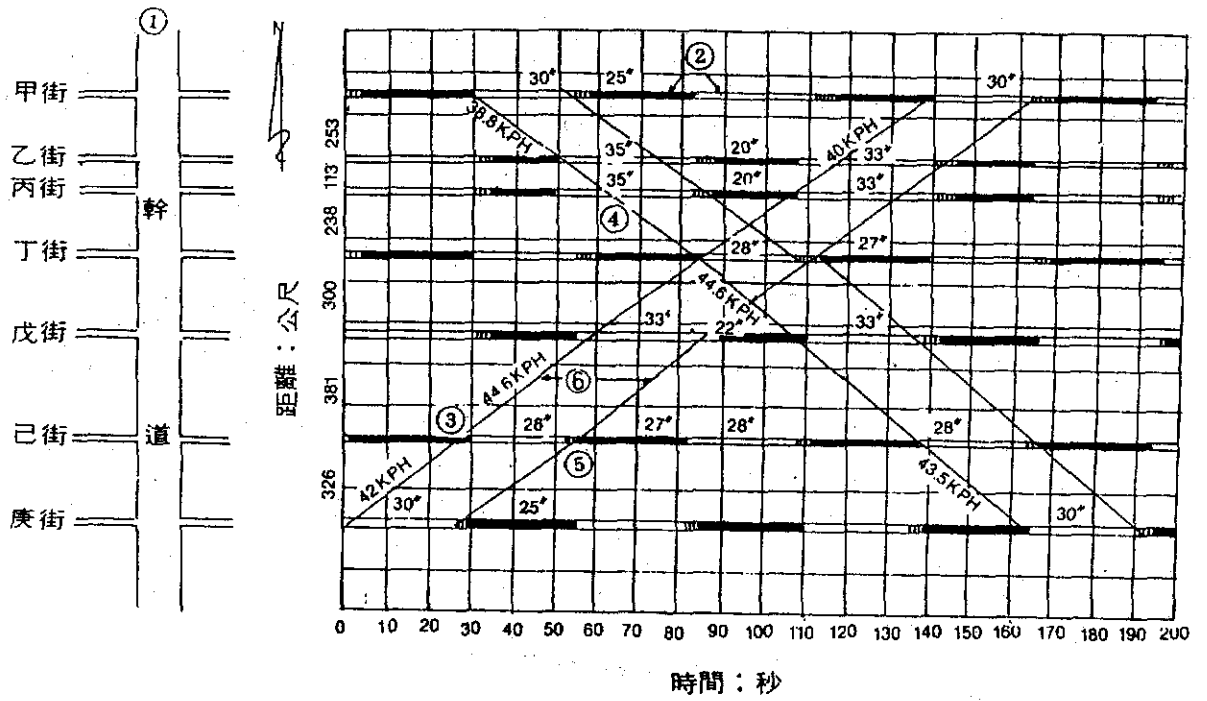


圖 10-2 時間—空間圖 (遞亮系統設計)

後為主要幹道黃燈時間，最後為紅燈時間，重複此方式直至橫遍圖紙右端。

4. 作「單向續進斜線」，先假定主要幹道行車速率第85百分位為設計速率，以設計速率除距離相隔最遠兩端交岔路口距離，得一值，並於最上方交岔路口（東、北方）橫量得一點，此點與原點相連則成單向續進斜線。
5. 將每一交岔路口時制圖之綠燈開始時間分別置於通過原點之單向續進斜線上，然後平行移動該斜線直到與黃燈開始時間接觸為止，此二平行斜線間之橫向距離即代表北向或東向之「通過帶」（Through Band）或「綠帶」（Green Band）。
6. 調整移動所有綠燈時間大於上述北向或東向「通過帶」長度之時制，使其南向或西向之「通過帶」為最大。
7. 以通過原點之號誌綠燈開始時間為準，分別計算每一交岔路口號誌綠燈開始之時間差，稱為「時距」。當同一路線之連鎖號誌運轉時，即可發現各號誌以該設定之時距連鎖遞亮。

上述之設計係假定北向或東向之交通量相對於西向或南向為大時，因此通常其設計之「通過帶」較寬，其行車速率亦較高；反之，若西向或南向之交通量較大時，則劃「時制條」時應先將最北方或東方之時制條之綠燈始亮點先置於該圖之左上角，優先劃出右下斜之「單向續進線」，其餘步驟比照之即可。因此續進系統之設計可針對適應上午尖峰與下午尖峰時間不同方向之交通流潮而設計，並保持主流方向連續之行駛，此為其最大之優點。此外對於每一不同之交岔路口，可利用不同之時比以滿足各交岔路口橫向交通之需要，以管制車流移動速率

防止不當超速與超車，增加安全性。此外若雙向之交通量大致相等時，亦可藉時制條之移動調整，儘可能使雙向之「通過帶」與行駛速率相同，因此其應用之範圍與時機很廣。

十一、電腦號誌設計

(一)電腦號誌發展之趨勢

電腦號誌係最進步之一種連鎖號誌，它可利用電腦之龐大記憶容量與快速運轉速度於短時間內計算、調整與安排所有連鎖交岔路口之號誌週期、時制與時距，使其適應交通之變動與需要，以增加道路之流暢並減少行車之延誤。電腦號誌之發展趨勢就其管制原理而言，為從「計劃時間法」逐漸演變為「交通需求法」，其過程中尚有介於兩者之間者。如最早之「計畫時間法」僅係將所有號誌連鎖之交岔路口之交通量資料與其變動情形加以綜和整理，訂定出一天中不同時段之號誌週期、時制與時距安排，然後藉一電動程序計時表監督總控制器，使各個交岔路口在某週日某時間按某預定週期、時制與時距顯亮燈示，漸漸地亦有利用交通量偵測器將路口之交通量資料輸入電腦後，由電腦中利用「查表法」從已設計好的數套號誌週期、時制與時距設計中找出一套較適合之設計資料，輸入號誌控制器中加以運轉。此後較進步之做法為將當時與過去之交通量資料及變動情形輸入電腦後，預測下一段時間（如十五分鐘後）之交通量，迅速計算各連鎖路口之號誌設計後送交各路口控制器加以運轉，如此設計雖可反應交通需求，然因受到「預測」之正確性的影響，總不無缺憾。最近之發展除了一方面改進號誌軟體之設計外，另一方面更研究改進加速電腦之處理速度與交通量預測技術，使號誌之設計不但更「正確」外，更能「即時」反應交通需求。

(二)電腦號誌之主要功能

1.有效控制號誌時相，提高路口容量。

每個路口的號誌週期、時比、時距都由電腦依據道路交通流

量變化自動調整，選用最佳控制模式，以提高道路交通容量之有效作用。

2. 自動蒐集交通情報，提供交通管制與規劃之依據。

電腦號誌系統由車輛偵測器蒐集資料，計算出流量、速率等交通參數，並加以統計分析，以提供號誌管制及交通規劃之參考。

3. 系統式疏導交通流量，使擁擠路段與幹道優先處理

利用續進式原理，調整路口時距，實施幹道優先通行的控制方法或適時轉換時制，使車輛擁擠的流向優先處理。

4. 管理集中，強化管制功能。

故障監視設備（包括路口控制器、號誌燈頭、車輛偵測器與通信線路等），可將號誌故障情況自動示警，一有故障，在控制中心內便能即時發覺，迅速修護。

5. 勤務中心可以顯示路口燈號及交通狀況，勤務人員可靈活疏導交通。

勤務中心設有地圖顯示板、交通參數顯示板與電視監視器，使勤務人員能隨時了解路口之燈號狀況，透過電視監視器能機動指揮巡邏車迅速處理交通事故，對於交通疏導可收靈活指揮之效。

(三) 電腦可分析主要交通參數

交通參數為決定控制策略之主要依據，必須以偵測器取得路口通過車輛數、車輛通過時間與行車間隔等資料，送至中央控制電腦，目前進步之電腦號誌可分析與計算下列交通參數：

1. 流動率 (Flow rate)
2. 流量容量比 (Flow-Capacity ratio)
3. 累積車數 (Cumulative counts)
4. 行駛速率 (Travel speed)

5. 暢通量 (Smoothed quantities)
6. 自由車流之速率 (Free flow speed)
7. 等待之車隊長度 (Queue length)
8. 延滯 (Delay)
9. 擁擠 (Congestion)
10. 密度 (Density)

(四) 電腦號誌控制器所計算與管制之項目

1. 號誌的時相與時制：

包括週期、不同時相、紅綠燈時段及各號誌始綠時間的差距等等。

2. 計算與指示車流運行的速率：

計算與指示最適當的速率，俾使在綠燈時間內通過各交叉路口的車輛最多。

3. 管制車輛數

使某時間內進入某街道路段內的車輛數不致過多，俾不致形成長龍現象，發生堵塞情形。

4. 管制行車路線：

即以各種指示方向號誌的辦法，告訴駕駛人應行駛那條路線，並因事制宜地增設臨時單行道或調撥車道，以應付突然急速增加的車流。

5. 管制行車間距：

將來甚至可以做到管制各種車輛，將各車輛的間距減至最低可能，在容量、安全、快速、流通、舒暢等條件面面兼顧的情形下行車。

(五) 電腦號誌之管理控制系統

一般電腦號誌之管理控制系統依交通資料之收集順序可分為以下幾個次系統：交通偵測次系統 (Traffic detector subsystem)、路口控制次系統 (Local controller subsystem)、通信次系統 (Communication subsystem) 與中央主控制次系統 (Central master controller subsystem) 等四大類。其中，交通偵測次系統能自動蒐集交通情報，提供作為管制規劃的數據，路口控制次系統作為傳遞交通偵測資料或接受電腦指令的接受機，可發出確認訊號及履行安全防護機能，而通信次系統則用來將上述二系統的訊息轉換成利於傳輸的方式傳遞於路口和電子計算機中心之間。此外，中央主控制次系統為電腦號誌之中樞，其中央控制室更以電子計算機為其主要設備，負責軟體程式的執行、最佳時制的發佈、交通參數之運算、資料之儲存、管制樣式之選擇、各編號路口最佳時制之分配與提供操作員對整個系統的了解與控制等。綜上所述，電腦號誌管理控制系統之各次系統間之關係與其功能如圖 11-1 所示。當然除了上述四個主要次系統外，電腦號誌之設計亦有為了疏導交通之擁擠及配合大眾運輸之發展而增加公車優先通行作業與可變標誌作業等次系統作業之功能。

(六) 電腦號誌中央控制室之主要設備

完善之電腦號誌中央控制室通常具備以下各設備：

1. 電子計算機系統 (Computer System)
2. 輸入、輸出打字機 (I / O Typewriter)
3. 磁碟機 (Disk Driver)
4. 磁帶機 (Magnet Tape Driver)
5. 讀卡機 (Card Reader)

6. 打卡機 (Card Puncher)
7. 螢光顯示幕 (CRT)
8. 控制板組 (Control Panel)
9. 顯示地圖 (Display Map)
10. 紙帶閱讀機 (Paper Tape Reader)
11. 介面設備 (Interface)
12. 備用控制設備 (Fail Save Equipment)

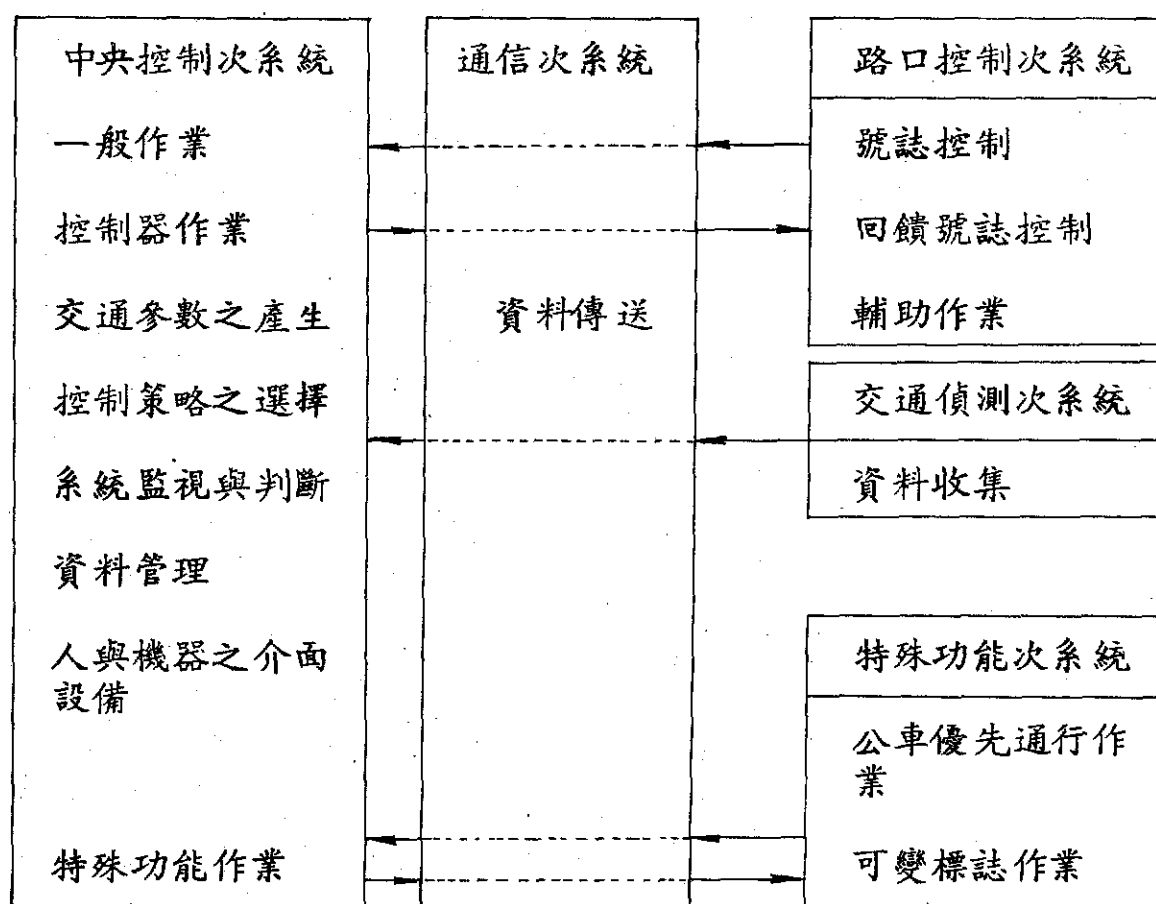


圖 11-1 電腦號誌各管理控制次系統間之關係與其功能

(七) 電腦號誌系統之作業程序

電腦號誌系統，其一般作業程序為由交通偵測器收集路口交通狀況資料，經由通信設備傳送至電腦後，計算各種交通參數，再由

各種交通參數加上歷史資料作為程式運算與執行之數據，計算出各編號路口之最佳時制及各種管制方式之選擇，再經由通信設備傳送至路口控制器，發出換相或確相信號及履行安全防護機能，其作業程序流程圖如圖 11-2 所示。

(八)電腦號誌系統之安全機能

電腦化號誌系統設計主要目的為同時降低道路交通擁擠問題的時空性與空間性，但是若僅着重於此一問題之正面解決時，則萬一系統中的某一機件發生問題或故障，仍將造成全面交通秩序的紊亂，因此一般電腦號誌系統之設計仍必須投注相當大的注意力於如何處理系統故障的問題上。茲將此一電腦號誌系統之安全機能考慮要項逐一說明於後，其說明圖如圖 11-3 所示。

1. 電腦故障以致脫離電腦控制時：

此一現象應由初期故障用之安全後備機（Primary Fail Safety）及換相訊號發射機內預先設定之兩種控制模式（尖峰及非尖峰模式）來執行控制。該控制模式可用電時鐘來擔任選擇替代電腦執行模式之控制作業。

2. 控制中心電源故障時：

此一現象發生時將由控制中心之備用電池或自動發電機立刻供應電源，電之供應不得有所間斷，而在控制中心之備用電池耗盡且電源仍未供應前，路口之控制器應依預先設定之控制型態單獨操作，此期間不得有特別長之黃燈或特別短之綠燈等不正常之情事發生，並且每一路口之號誌控制器亦必須維持固定之時差關係。

3. 通訊線路中斷時：

控制中心機器與路口控制器之通訊線路中斷時，必須仍能自

動轉到預先設定之控制型態單獨操作。

4. 路口號誌控制器發生故障時：

- (1) 在電腦控制狀態，因路口控制器故障，不受指揮，顯示同一燈相達預定時限，該控制器應能自動轉變為如前項所述的預先控制型態。
- (2) 在交岔路口上均亮綠燈之短路故障時，該控制器應有立即將燈號變為閃光之功能。
- (3) 號誌燈頭損壞時，不但電腦能自動偵知，而且亦可由電動打字機打出警告通報。
- (4) 路口控制器停電時，電腦由於接收到之確認信號異常，立刻可以偵知並由電動打字機打出警告通報。
- (5) 恢復供電時，所有方向之燈號應先顯示全紅為時段約五秒後，幹線上始亮綠燈，然後進行正常之控制作業。

5. 交通偵測器故障時：

當交通偵測器之故障係因偵知動作失常時，則應由電動打字機打出警告通報，故其故障係因停電而發生時，則應檢查是否可以立即供電，否則便將此一偵測器之功能交由電腦分析與預測。

6. 電腦執行作業中之停電與供電：

電腦應經常監視交流電源供應情形，一旦電源中斷，它可收到一中斷訊號，開始執行電源中斷程式，改由電池或發電機供電，一旦恢復供電時，它也能自行起動工作。表 11.1 為前述一般電腦號誌系統應具備之監視與警報安全機能。

(九) 電腦號誌之軟體結構

一般而言，電腦號誌之軟體至少須包括監督程式、交通控制程式、輔助程式、維持程式四大部份，且須構成一模一式各自獨立程

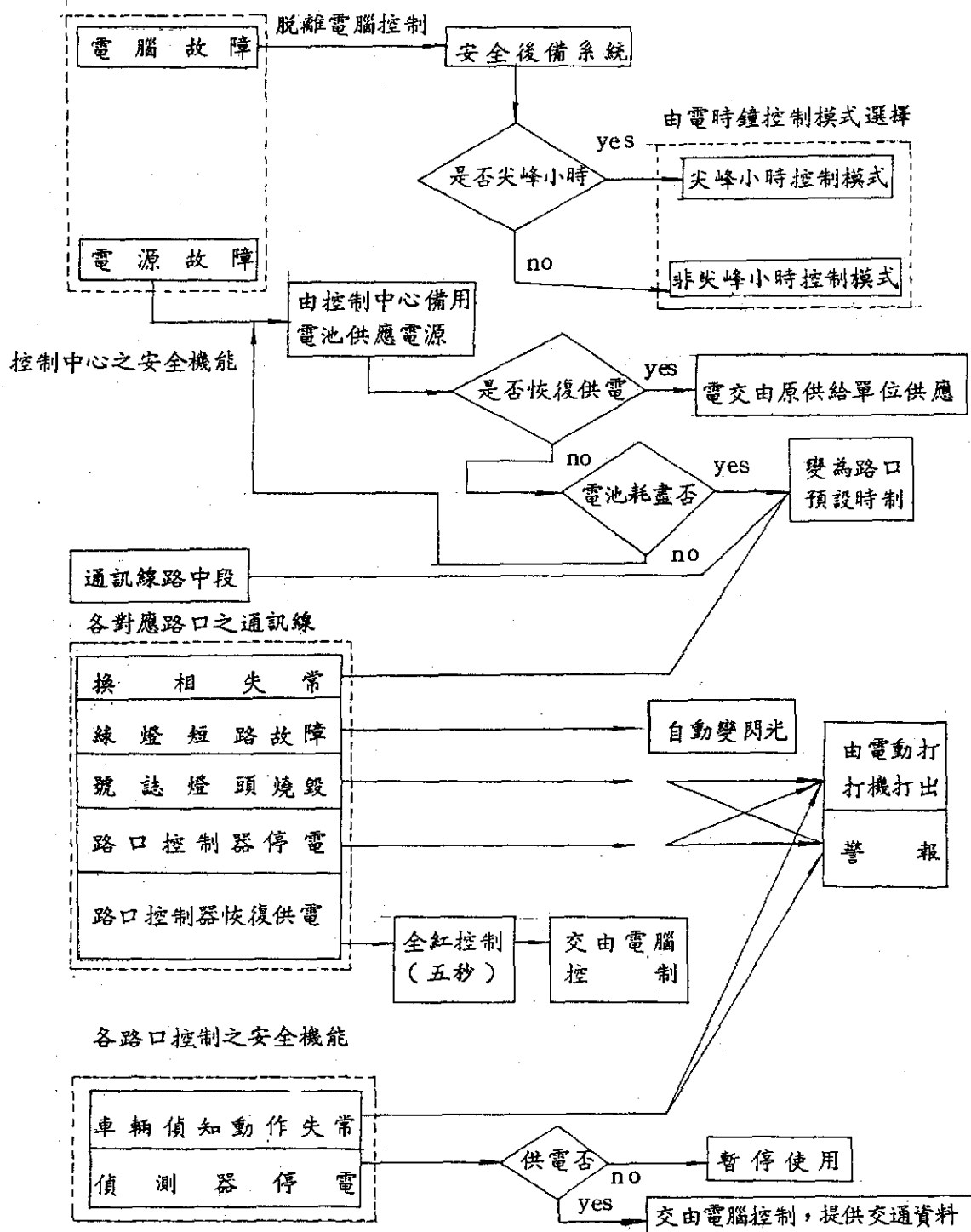


圖 11-3 電腦號誌系統安全機能說明圖

表 11.1 電腦號誌系統應具備之監視與警報安全機能

儀器設備	項目	監 視 機 能	警 報 機 能
路口 控制 器	號 誌 分 相	電腦自動比較判別換色 訊號與確認訊號。 每一種號誌分相在確認 訊號接收機盤面之發光 二極體發出亮光。	換色訊號與確認信號不符 時，由打字機自動打出警 報（路口編號及指出該路 口不受電腦控制） 在信號監視板組件上，用 紅色發光二極體（LED） 發出警報指示。
	號 誌 燈 頭	檢查燈絲斷蕊 由電腦分析確認訊號自 動檢查	當偵知燈泡損壞時，由打 字機打出該路口編號及燈 泡損壞之消息。警報燈將 在信號監視板面顯示。
通訊 線 路	通 訊 線 路 之 狀 況	由電腦自動檢查路口控 制器之確認訊號有無送 達而判斷有無斷線。亦 可測知路口控制器發生 停電。	發生通訊路線不良（即斷 線）時，將該路口編號及 未收到確認訊號之詳情打 字表示。 同時將在信號監視面板， 自動顯示警告燈，表示因 線路中斷而脫離電腦控制。
交通 偵 測 器	操 作	由電腦按其交通量及百 分比估量自動檢查檢示 器之動作是否異常。	偵知動作失常時，由打字 機打出該偵測器編號及交 通量與其流量容量比。 偵知恢復供電後偵測器之 動作正常由打字機打出其 詳情。
電 腦	動 作	經常檢查電腦之動作	電腦未能執行正常工作， 有故障時，警報指示燈自 動點亮。

式組，俾便於增減或修正而不致相互影響。

截至目前為止，全世界至少已有兩百個以上的城市正使用或計畫使用電子計算機作為交通控制的系統作業工具，而其軟體構想多半使用電腦模擬法（Computer Simulation）；近年來，歐美先進國家多對此作深入研究並已建立許多電腦模擬模式，諸如PASSERⅡ，TRANSYT，COMBINATION，FORCAST，SOAP，SIGOP，ASCOT，及UTC S 等等，其中以PASSERⅡ與發展至第八代的TRANSYT-7F最被廣泛使用且較精確合理，其次為SIGOPⅢ（SIGnal OPTimization）。其軟體副程式已發展至不僅包括最佳時制的選擇、時距的計算、安全機能的檢核，甚至還可求出效果數量（MOE：Measure of Effectiveness）、系統績效指標（PI：Performance Index）、繪製時空圖、時制表，並估計油量消耗和廢氣排出量等等重要數據，以供交通系統管理規劃之參考。

然不管各種模式軟體結構之考慮項目有何差異，其求取最佳時制仍為設計之最主要目的，圖11-4即為電子計算機求取號誌時制流程圖之一例。

(十) 電腦號誌系統工程設計與承包一般準則

預備設置電腦號誌系統之單位，對於其承包商需提示一合理而明確之準則，其中詳列硬體、軟體、主系統、副系統所應具備之基本功能，以及設計之最低目標、特殊功能等等，以利作業目標之有效達成。當然其設計準則將因時、地、情況制宜而有所不同，茲將電腦號誌系統工程設計之一般準則敘述如下：

1. 電腦化交通控制系統之範圍，及偵測器設置之數目及位置。
2. 電子計算機型式及電腦語言之選擇。
3. 為適應將來擴充所必須具備的特殊功能。
4. 中央控制室、路口控制器，通信之副系統設備及其基本功能。

5. 整個系統設備之監視、判斷及維護。
6. 電腦號誌系統所應具備的安全機能。
7. 承包商須提供訓練、操作發展及維護所需的各種文件和手冊。
8. 承包商須提供充足而適切的訓練計畫。
9. 承包商須切結對於該系統的保固事宜提供或直接售予適當數量修護零件材料，並訂定合理之維護合同或計畫。
10. 承包商須負責電腦號誌系統所必須達成之基本效益。如：
 - (1) 行車時間減少百分比。
 - (2) 停車次數減少百分比。
 - (3) 事故減少百分比。
 - (4) 平均速度增加百分比。
 - (5) 每年可節省之行車時間、經費。
 - (6) 平均停等車隊之減少比例。
 - (7) 整個道路系統容量或服務之改善程度。
11. 須作正確完整最新交通資料調查，用以策定最佳控制程式及擇定偵察器位置。

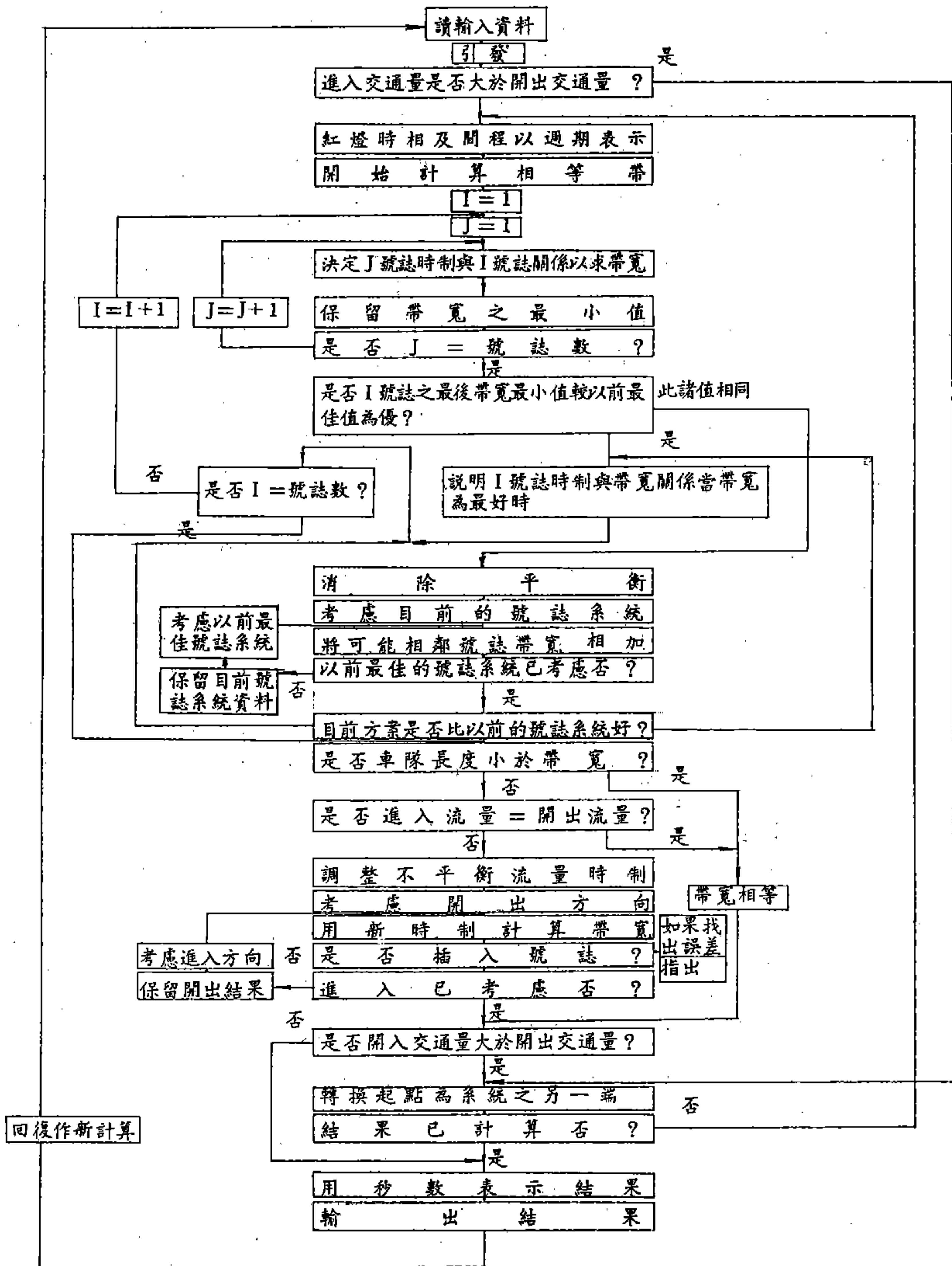


圖 11-4 電腦號誌時制計算流程圖

十二、交通號誌設置與管制原則

- (一)合於交通號誌設置之必要條件時，應予裝設號誌。同時，對於民衆請願設置者應逐一加以檢討，以避免應設未設及不應設而設之情形發生。對於擅自裝設交通號誌者，則得由警察機關依道路交通管理處罰條例第八二條第六款予以適度之處罰。
- (二)已設置交通號誌之交岔路口，非尖峰時段其交通量不足上述之必要條件時，可改為黃紅閃光燈，幹道閃黃燈，支道閃光燈。
- (三)號誌之設計應儘量予以連鎖或將各號誌之時距加以配合，以避免獨立號誌彼此相互干擾，嚴重影響交通之流暢，尤其對於道路流量容量比 (V / C) 達 0.7 以上時，尤應考慮實施連鎖號誌，並隨時加以調整以探求最佳之連鎖方案。
- (四)左轉量達 15% 以上時，可考慮設置左轉專用號誌與左轉專用道，以消除左轉車輛與直行車輛衝突所造成對容量之降低與行車之延誤。
- (五)交岔路口面積不大之次要幹道上，或路口左轉量介於 10%—15 % 時，宜採用綠燈早開或遲閉；但沒有左轉專用車道之交岔路口不適於使用綠燈遲閉控制號誌。
- (六)主要幹道路口，左轉量百分比低於 10%，或對向直行車達 1500 PUC (尖峰 1800 PCU)，或與左轉車輛衝突之行人交通量超過每小時 2000 人時，或交岔路口肇事記錄中連續 12 個月內有三次以上事故與左轉車輛有關者，其左轉應予管制。禁止左轉可於 7:00~21:00 之間實施。
- (七)紅燈右轉措施，原則上幹道均可予以實施，但若橫向道路路寬單向路幅不到 6 公尺或雖超過 6 公尺但尖峰時間其橫向道路本身交通量已甚大者，則以紅燈不得右轉為宜。

- (八)當設置紅燈左、右轉專用時相時，必須設置左、右轉專用車道，以發揮左右轉專用時相設置之功效。
- (九)三車道以上之多車道道路兩方向交通流量為2：1以上，或某一時刻平均速率較其他時間減少20%左右時，可考慮設置調撥車道，其多實施於聯外幹道之尖峰時間。
- (十)電腦號誌，不應直接引用國外之設計資料，應加強研究配合國內道路交通狀況之軟體系統，以發揮理想的功能。
- (十一)成立交通號誌專責機構（至少應為小組），以負責交通號誌時制、連鎖、電腦化控制設計、設置後驗收與檢討及維修等重要工作，以發揮交通號誌之確切功能。
- (十二)設有號誌之交岔路口，或其鄰近地區發生火警或其他緊急事故時，該處號誌應立即改為人工操縱，控制有利於緊急車輛通行之燈相。俟事態稍緩之後，該處號誌再交回自動控制器，恢復正常時刻。
- (十三)三燈相以上之交通感應控制號誌，可按實際狀況需要而跳越某些燈相，亦即毋需如固定時制依序顯示燈相。
- (十四)對於必需作單向更迭通行之單行道、橋樑或隧道，可裝用特種感應號誌控制之。一般採用雙相具有全紅清道時段的全感應時段。此種管制號誌，對所顯現的綠燈亦應有最長及最短時間限制與雙向紅燈時段的規定，這一限制可視交通需要及橋、隧長度設計之。
- (十五)同時具有行人及車輛感應之交岔路口，當兩者同時感應之後，應以行人優先考慮；亦即當行人穿越道路時其所面對各方向車道上均應顯示紅燈，以便行人能安全通過該交岔路口。
- (十六)閃光號誌其閃光率通常採用每分鐘60閃，其閃亮時間每次半秒鐘。閃光號誌除用於交岔路口外，亦可用作閃光黃燈警告駕駛人有某種危險情況，如不尋常之急彎或轉向道路、路上有障礙物、狹橋或

地下道等，其作用有如「停止」標誌之輔助，其以設立於視線不良之豎曲線、平曲線或被隱蔽之交岔路口路段最為有效。當然閃光警告只是一種治標方法，若能治本地消除各種不利因素則效果更佳。

(七)鐵路平交道，其號誌應與柵門連鎖，當柵門放下時，號誌燈光亦即隨之顯示紅燈。當火車通過平交道時，與之相交而行之車輛應予阻斷，但其他毋須穿越平交道之車輛，仍可按號誌之指示行進。諸如鐵路平行之街道，其直行車並無阻礙，但其左（或右）轉彎之車輛應予禁止其通過平交道。與鐵路相交之街道，其直行車輛應禁止其通過平交道，但其左、右轉彎之車輛並無阻礙。為指示明確起見，將此種號誌燈面（紅色或綠色）標明箭頭，更為有效。

(八)綠燈早開與遲閉，除用來應付左轉車輛外，於適當情況對於右轉車輛亦可發揮其相當之效用。由於我國交通情況特殊，傳統的快慢車受同一號誌管制方法，易造成快車道右轉車輛常與慢車道車輛發生衝突，而慢車道的搶先左轉也造成對直進車流的影響。一般來說，慢車道車輛以機車為主，體積小而機動性大，往往在綠燈始亮幾秒鐘內整批地進入交岔路口後即零零星星的進入，依此特性吾人可應用綠燈早開或遲閉的觀念設計一種號誌使快慢車道分別控制，在一個時相內慢車道號誌由若干個綠燈時段與紅燈時段交替構成，紅燈時段較綠燈時段長（如圖 12-1），而慢車道號誌較快車道號誌早開數秒，隨後關閉慢車道讓快車道車輛通行；當慢車道車輛累積一段時間後再次開放。若快車道右轉車輛與慢車衝突太多則亦可將快車道右轉車輛關閉數秒，如此對快車道影響不大但却減少了快慢車道車輛的衝突增加交岔路口效能，尤其在有快慢車道分隔的道路設置較佳。另外，亦可使用快車道綠燈遲閉方式使快車道車輛利用此一空間順利右轉，但其以具有足夠寬度之快慢車分隔島以利右轉

車輛之停等為宜。綠燈早開或遲閉確為減少右轉車輛衝突之一有效工具，至於是否讓慢車道或快車道右轉專用號誌暫時關閉再開放，彼此相關得視實際情況而定之。

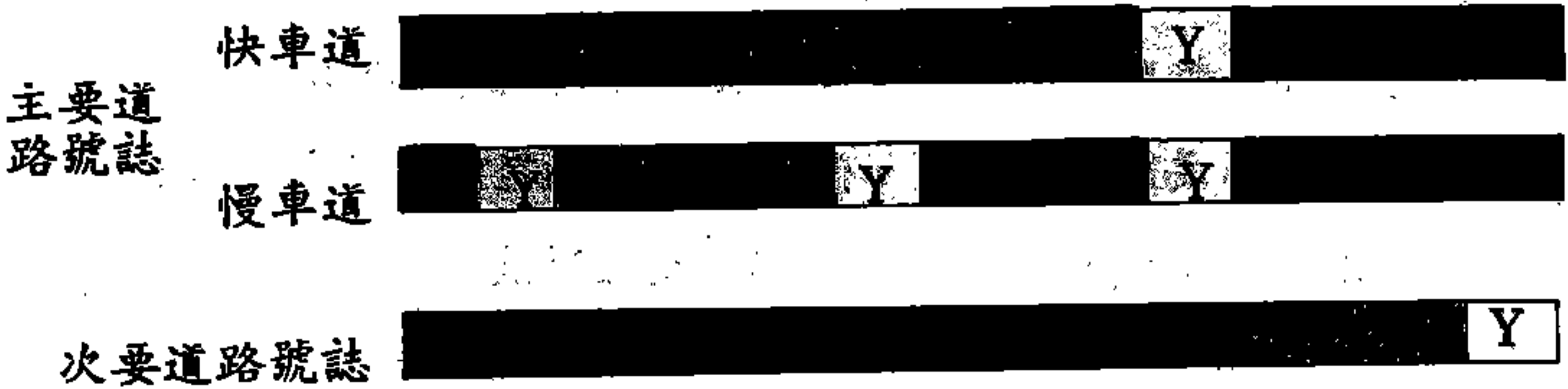
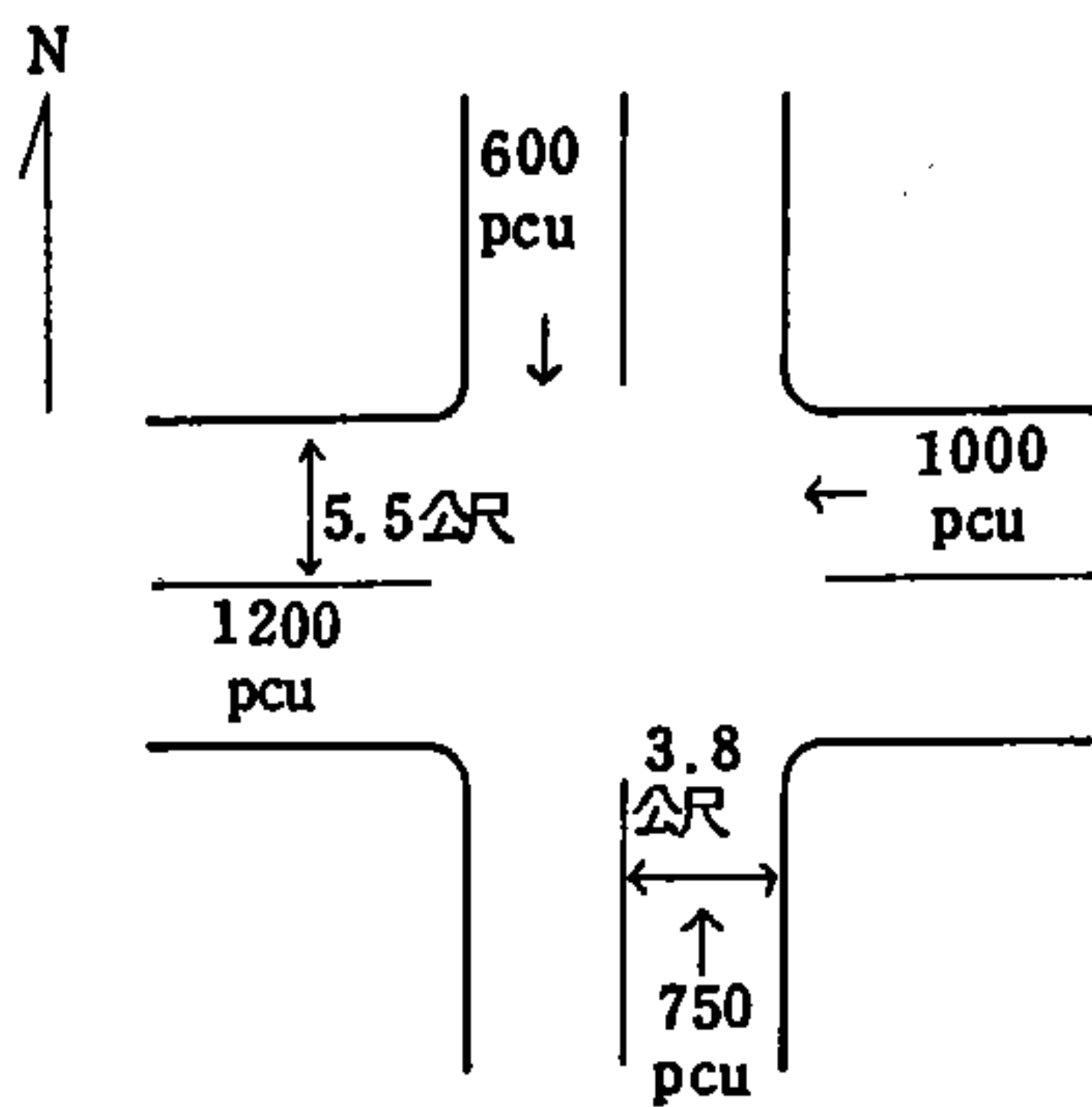


圖 12-1 擬議之快慢車道分離號誌圖

附 錄

實例說明

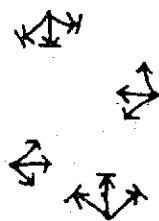
1. 假設有一欲以交通號誌控制的十字交岔路口，該路口為平坡，路況良好，路口附近不准停車，其臨近路口之各向車道寬度以及含交通組成與轉向之換算尖峰小時交通流量（PCU / 時）如下圖所示；並經調查得知車輛駛近路口八十五百分位平均速率為20公里/時，行人平均步行速率為1.2公尺 / 秒，假設由於車輛起動延誤每一時相的損失時間為2秒，試設計該路口之獨立交通號誌時制。



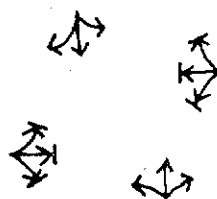
【解】

①時相設計

該路口交通號誌暫以簡單之二時相設計。



時相 $\phi - 1$



時相 $\phi - 2$

②計算黃燈清道時間

$$A = t + \frac{1}{2} \frac{V}{a} + \frac{W + L}{V}$$

其中 t : 駕駛人反應時間, 定為 1 秒。

a : 車輛剎車時減速度, 令為 5 公尺 / 秒²

L : 車輛長度, 令為 5.5 公尺

$V = 20$ 公里 / 時 = 5.5 公尺 / 秒

$$\begin{aligned} \text{東西向 } A &= 1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{5.5}{5} + \frac{3.8 \times 2 + 5.5}{5.5} = 1 + 0.55 \\ &\quad + 2.4 = 3.95 \text{ (秒)} \doteq 4 \text{ (秒)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{南北向 } A &= 1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{5.5}{5} + \frac{5.5 \times 2 + 5.5}{5.5} \\ &= 1 + 0.55 + 3.0 = 4.55 \text{ (秒)} \\ &\quad \text{令} = 5 \text{ (秒)} \end{aligned}$$

∴黃燈清道時間使其為 3 秒較宜

∴東西向黃燈清道時間 3 秒, 全紅 1 秒

南北向黃燈清道時間 3 秒, 全紅 2 秒

③計算行人穿越街道所需最短綠燈時間

$$G_{1, \min} = D_1 + \frac{W_1}{V} - A_1$$

其中 V 為步行速率，採 1.2 公尺 / 秒

$$\text{東西向} = 5 + \frac{3.8 \times 2}{1.2} - 3 = 8.3 \text{ (秒)}$$

$$\text{東北向} = 5 + \frac{5.5 \times 2}{1.2} - 3 = 11.1 \text{ (秒)}$$

由於兩向之行人穿越街道最短綠燈時間均少於 15 秒，故令其均為 15 秒。

④計算各向車道飽和流量

已知路口為平坡，路況良好，並且路口附近不准停車

$$S_j = 525 W_j$$

$$\text{東西向 } S = 525 \cdot 5.5 = 2987 \div 3000 \text{ (pcu / 時)}$$

$$\text{南北向 } S = 525 \cdot 3.8 = 1995 \div 2000 \text{ (pcu / 時)}$$

⑤計算各向車道最高之交通流量與飽和流量比

$$y_i = \frac{q_i}{S_j}$$

$$\text{東端 } y = \frac{1000}{3000} = 0.33$$

$$\text{西端 } y = \frac{1200}{3000} = 0.40$$

故取東西向之 y_i 值為 0.4

$$\text{南端 } y = \frac{750}{2000} = 0.375$$

$$\text{北端 } y = \frac{600}{2000} = 0.30$$

故取南北向之 y_2 值 0.375

⑥計算每一週期的總損失時間

$$\begin{aligned} L &= \sum R + \sum \ell \\ &= (4 - 3) + (5 - 3) + (2 + 2) = 7 \text{ (秒)} \end{aligned}$$

⑦計算總延誤為最小之週期時間

$$\begin{aligned} C_0 &= \frac{1.5L + 5}{1 - Y} = \frac{1.5(7) + 5}{1 - (0.4 + 0.375)} = \frac{15.5}{0.225} \\ &\doteq 69 \text{ (秒)} \quad \text{取 } C_0 = 70 \text{ 秒} \end{aligned}$$

⑧計算總有效綠燈時間

$$G_E = C_0 - L = 70 - 7 = 63 \text{ (秒)}$$

⑨計算各向有效綠燈時間

$$\begin{aligned} \text{東西向 } G_{E1} &= \frac{y_1}{Y} \cdot G_E = \frac{0.4}{0.775} \cdot 63 = 32.5 \text{ (秒)} \\ &\doteq 33 \text{ (秒)} \end{aligned}$$

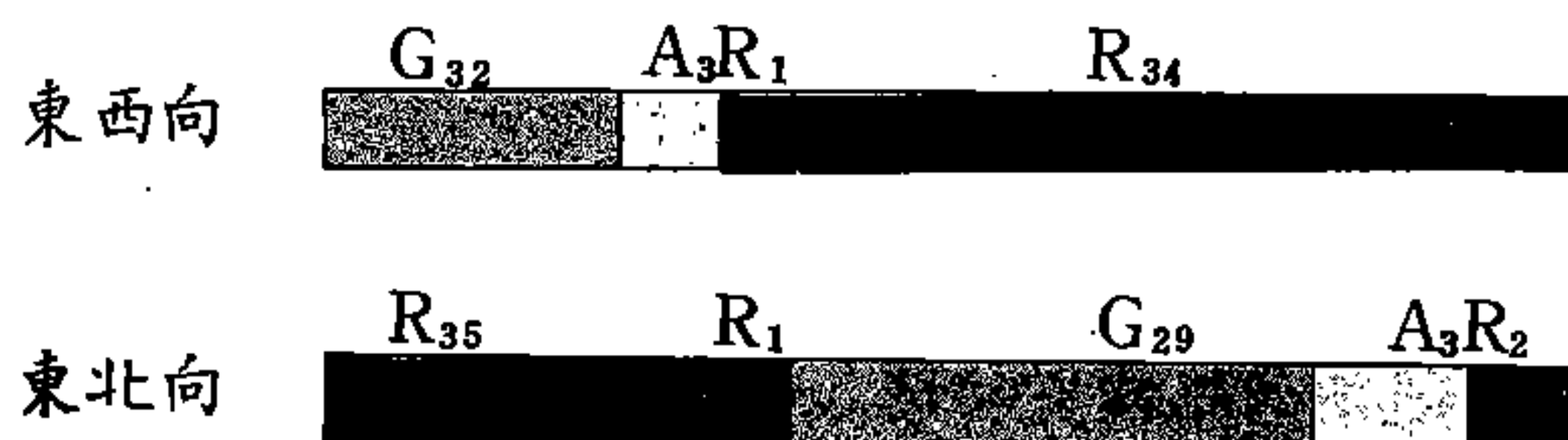
$$\begin{aligned} \text{南北向 } G_{E2} &= \frac{y_2}{Y} \cdot G_E = \frac{0.375}{0.775} \cdot 63 = 30.5 \text{ (秒)} \\ &= 30 \text{ (秒)} \end{aligned}$$

⑩計算各向綠燈時間

$$\text{東西向 } G_1 = G_{E1} - A_1 + \ell_1 = 33 - 3 + 2 = 32 \text{ (秒)} > 15 \text{ (秒)}$$

$$\text{東北向 } G_2 = G_{E2} - A_2 + \ell_2 = 30 - 3 + 2 = 29 \text{ (秒)} > 15 \text{ (秒)}$$

亦即，該號誌時制為東西向綠燈32秒、黃燈3秒、紅燈35秒（包括全紅1秒），南北向為綠燈29秒、黃燈3秒、紅燈38秒（包括全紅2秒），週期為70秒，如下圖所示。



⑪計算各向車輛之平均延誤時間

東端

$$\lambda = \frac{G_{E1}}{C} = \frac{33}{70} = 0.47$$

$$X = \frac{q}{\lambda \cdot S} = \frac{1000}{(0.47) \cdot 3000} = 0.71$$

查表 8.2 得 $\alpha \doteq 0.2111$

查表 8.3 得 $\beta \doteq 0.869$

$$M = \frac{qc}{3600} = \frac{(1000)(70)}{3600} = 19.4$$

查表 8.4 得 $\gamma \doteq 8$

$$\begin{aligned} \therefore d &= \left(c\alpha + \frac{3600\beta}{q} \right) \left(\frac{100-\gamma}{100} \right) \\ &= \left(70 \cdot 0.211 + \frac{(3600)(0.869)}{1000} \right) \\ &\quad \left(\frac{100-8}{100} \right) = 16.5 \text{ (秒)} \end{aligned}$$

西端

$$\lambda = \frac{G_{E1}}{c} = \frac{33}{70} = 0.47$$

$$X = \frac{q}{\lambda \cdot S} = \frac{1200}{0.47 \cdot 3000} = 0.85$$

查表 8.2 得 $\alpha \doteq 0.232$

查表 8.3 得 $\beta \doteq 2.41$

$$M = \frac{q \cdot c}{3600} = \frac{(1200)(70)}{3600} = 23.3$$

查表 8.4 得 $\gamma \doteq 10$

$$\begin{aligned} \therefore d &= \left(c\alpha + \frac{3600\beta}{q} \right) \left(\frac{100 - \gamma}{100} \right) \\ &= \left(70 \cdot 0.232 + \frac{(3600)(2.41)}{1200} \right) \left(\frac{100 - 10}{100} \right) \\ &= 21.1 \text{ (秒)} \end{aligned}$$

南端

$$\lambda = \frac{G_{E2}}{c} = \frac{30}{70} = 0.43$$

$$X = \frac{q}{\lambda \cdot S} = \frac{750}{0.43 \cdot 2000} = 0.87$$

查表 8.2 得 $\alpha \doteq 0.27$

查表 8.3 得 $\beta \doteq 2.91$

$$M = \frac{q \cdot c}{3600} = \frac{(750)(70)}{3600} = 14.6$$

查表 8.4 得 $\gamma \doteq 13$

$$\therefore d = \left(c\alpha + \frac{3600 \cdot \beta}{q} \right) \left(\frac{100 - 13}{100} \right)$$

$$= (70 \cdot 0.43 + \frac{(2.91)(3600)}{750}) (\frac{100-13}{100})$$

$$= 38.3 \text{ (秒)}$$

北端

$$\lambda = \frac{G_{E_2}}{C} = \frac{30}{70} = 0.43$$

$$X = \frac{q}{\lambda \cdot S} = \frac{600}{0.43 \cdot 2000} = 0.70$$

查表 8.2 得 $\alpha \doteq 0.235$

查表 8.3 得 $\beta \doteq 0.817$

$$M = \frac{qc}{3600} = \frac{(600)(70)}{3000} = 11.7$$

查表 8.4 得 $\gamma \doteq 10$

$$\therefore d = (c\alpha + \frac{3600 \cdot \beta}{q}) (\frac{100 - \gamma}{100})$$

$$= (70 \cdot 0.43 + \frac{(3600)(0.817)}{600}) (\frac{100-10}{100})$$

$$= 31.5 \text{ (秒)}$$

總平均延誤時間

$$d = \frac{\sum dq}{\sum q}$$

$$= \frac{(16.5 \times 1000 + 21.1 \times 1200 + 38.3 \times 750 + 31.5 \times 600)}{1000 + 1200 + 750 + 600}$$

$$= \frac{81945}{3550} = 23.1 \text{ (秒)}$$

⑫計算各向車輛至少須停一次之百分率

東端

由⑤得 $y = 0.33$

由⑪得 $\lambda = 0.47$

$$\therefore E = \frac{1 - \lambda}{1 - y} \times 100\% = 79.1\%$$

西端

由⑤得 $y = 0.40$

由⑪得 $\lambda = 0.47$

$$\therefore E = \frac{1 - \lambda}{1 - y} \times 100\% = 88.3\%$$

南端

由⑤得 $y = 0.375$

由⑪得 $\lambda = 0.43$

$$\therefore E = \frac{1 - \lambda}{1 - y} \times 100\% = 84.4\%$$

北端

由⑤得 $y = 0.30$

由⑪得 $\lambda = 0.43$

$$\therefore E = \frac{1 - \lambda}{1 - y} \times 100\% = 81.4\%$$

總平均停第一次之百分率：

$$E = \frac{\sum E q}{\sum q} = \frac{(0.791 \times 1000 + 0.883 \times 1200 + 0.844 \times 750 + 0.814 \times 600)}{1000 + 1200 + 750 + 600}$$

$$\times 100 \% = \frac{2972}{3660} \times 100 \% = 83.7 \%$$

⑬ 計算各向平均停等車隊長度

東端

$$Q_1 = \frac{q \cdot R}{7200} + \frac{qd}{3600} = \frac{1000(70-32)}{7200} + \frac{1000}{3600} \cdot 16.5$$

$$= 9.9 \div 10 \text{ (輛)}$$

$$Q_2 = \frac{q \cdot R}{3600} = \frac{1000}{3600} (70-32) = 10.6 \div 11 \text{ (輛)}$$

$$\therefore Q = \max \{Q_1, Q_2\} = 11 \text{ (輛)}$$

西端

$$Q_1 = \frac{q \cdot R}{7200} + \frac{qd}{3600} = \frac{1200(70-32)}{7200} + \frac{1200}{3600} \cdot 26.9$$

$$= 15.3 \div 15 \text{ (輛)}$$

$$Q_2 = \frac{qR}{3600} = \frac{1200}{3600} (70-32) = 12.6 \text{ (輛)} \div 13 \text{ 輛}$$

$$\therefore Q = \max \{Q_1, Q_2\} = 15 \text{ (輛)}$$

南端

$$Q_1 = \frac{qR}{7200} + \frac{qd}{3600} = \frac{750(70-29)}{7200} + \frac{750}{3600} \cdot 38.3$$

$$= 12.3 \div 12 \text{ (輛)}$$

$$Q_2 = \frac{qR}{3600} = \frac{750}{3600} (70-29) = 8.5 \div 9 \text{ (輛)}$$

$$\therefore Q = \max \{Q_1, Q_2\} = 12 \text{ (輛)}$$

北端

$$Q_1 = \frac{qR}{7200} + \frac{qd}{3600} = \frac{600 \cdot (70 - 29)}{7200} + \frac{750}{3600} \cdot 31.5 \\ = 10.0 \doteq 10 \text{ (輛)}$$

$$Q_2 = \frac{qR}{3600} = \frac{600}{3600} \cdot (70 - 29) = 6.8 \doteq 7 \text{ (輛)}$$

$$\therefore Q = \max \{ Q_1, Q_2 \} = 10 \text{ (輛)}$$

總平均停等車隊長度

$$Q = \frac{\sum Qq}{\sum q} \\ = \frac{11 \times 1000 + 15 \times 1200 + 9 \times 750 + 10 \times 600}{1000 + 1200 + 750 + 600} \\ = \frac{41750}{3550} = 11.8 \\ \doteq 12 \text{ (輛)}$$

⑭計算交岔路口車輛於第一綠燈時間通過之百分率

東端

$$M = \frac{q \cdot c}{3600} = \frac{(1000)(70)}{3600} = 19.4$$

有效綠燈時間 $G_{E1} = 33$ (秒)

$$\text{飽和車流平均車頭間距} = \frac{3600}{3000} = 1.2$$

$$N_{\max} = \frac{33}{1.2} = 27.5 \doteq 27$$

查表 8.5 得 $P_{1st \text{ green}} \doteq 0.9687 = 96.87\%$

西端

$$M = \frac{(1200)(70)}{3600} = 23.3$$

有效綠燈時 $G_{E1} = 33$ (秒)

$$\text{飽和車流平均車頭間距 } H_s = \frac{3600}{3000} = 1.2$$

$$N_{\max} = 27$$

查表 8.5 得 $P_{1st\ green} = 0.9475 = 94.75\%$

南端

$$M = \frac{(750)(70)}{3600} = 14.6$$

有效綠燈時間 $G_{E2} = 30$ 秒

$$\text{飽和車流平均車頭間距 } H_s = \frac{3600}{2000} = 1.8$$

$$N_{\max} = \frac{30}{1.8} = 16.7 \doteq 17$$

查表 8.5 得 $P_{1st\ green} = 0.7008 = 70.08\%$

北端

$$M = \frac{(600)(70)}{3600} = 11.7$$

有效綠燈時間 $G_{E2} = 30$ 秒

$$N_{\max} = 16$$

查表 8.5 得 $P_{1st\ green} = 0.9123 = 91.23\%$

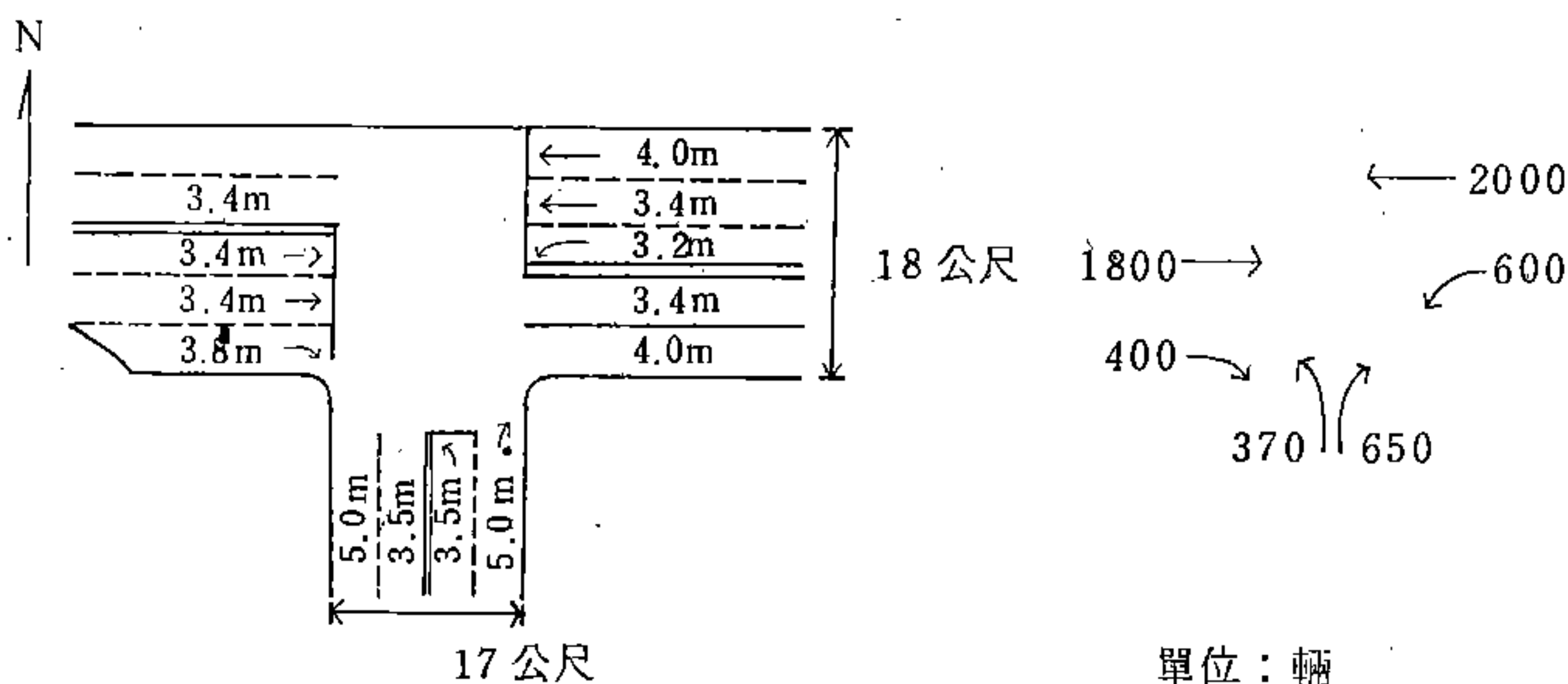
總平均於第一綠燈時間通過之百分率：

$$P = \frac{\sum P_{1st\ green} \cdot Q}{\sum Q}$$

$$= \frac{0.9687 \times 1000 + 0.9475 \times 1200 + 0.7008 \times 750 + 0.9123 \times 600}{1000 + 1200 + 750 + 600}$$

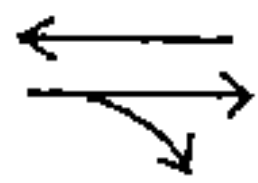
$$= \frac{3178.68}{3550} = 89.54\%$$

2. 某三岔路口的交通情況如下圖所示，東西向為四車道，南北向為雙車道。東西向之路寬足以在東端設一左彎專用道與西端設一右彎專用道，其長度足以容納待轉之車輛，且路口附近均禁止停車。假設每一流向的交通組成大致相同，重型車輛為10%，機踏車為50%，其餘為小客、貨車，若交岔路口各車道安排之幾何佈設如下圖所示，每時相的損失時間為2.0秒，試為此三岔路口設計一三時相之號誌。

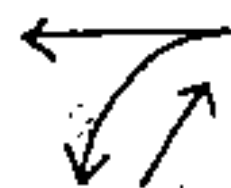


【解】

① 若採取以下三時相設計



時相 $\phi - 1$



時相 $\phi - 2$



時相 $\phi - 3$

②黃燈清道時間

假設各時相黃燈清道時間均以 3 秒計。

③計算行人橫越街道所需最短綠燈

$$G_{\min} = D_i + \frac{W_i}{V} - A_i$$

$$\text{東西向 } G_{\min} = 5 + \frac{17}{1.2} - 3 = 16.2 \text{ (秒) 取 17 秒}$$

$$\text{南北向 } G_{\min} = 5 + \frac{18}{1.2} - 3 = 17 \text{ (秒)}$$

取 15 秒

④計算各向每車道交通流量 (PCU / 時)

東端

$$\text{直行 } q = (2000 \times 0.4 \times 1 + 2000 \times 0.5 \times 0.3 + 2000 \times 0.1 \times 1.5) \div 2 = 7000 \text{ (PCU / 時)}$$

$$\begin{aligned} \text{左轉 } q &= (600 \times 0.4 \times 1 + 600 \times 0.5 \times 0.3 + 600 \times 0.1 \times 1.5) \times 1.2 \\ &= 504 \text{ (PCU / 時)} \end{aligned}$$

西端

$$\text{直行 } q = (1800 \times 0.4 \times 1 + 1800 \times 0.5 \times 0.3 + 1800 \times 0.1 \times 1.5) \div 2 = 6300 \text{ (PCU / 時)}$$

$$\times 0.1 \times 1.5) \div 2$$

$$= 630 \text{ (PCU / 時)}$$

$$\begin{aligned} \text{右轉 } q &= (400 \times 0.4 \times 1 + 400 \times 0.5 \times 0.3 + 400 \\ &\quad \times 0.1 \times 1.5) \times 1.3 \\ &= 364 \text{ (PCU / 時)} \end{aligned}$$

南端

$$\begin{aligned} \text{右轉 } q &= (650 \times 0.4 \times 1 + 650 \times 0.5 \times 0.3 + 650 \\ &\quad \times 0.1 \times 1.5) \times 1.2^* \\ &= 546 \text{ (PCU / 時)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{左轉 } q &= (370 \times 0.4 \times 1 + 370 \times 0.5 \times 0.3 + 370 \\ &\quad \times 0.1 \times 1.5) \times 1.2 \\ &= 311 \text{ (PCU / 時)} \end{aligned}$$

*註：因南端右轉時汽機車不互相干擾，故其右轉因素採用 1.2 而非一般狀況之 1.3。

⑤計算各向飽和流量

東端

$$\text{直行 } S_i = 525 W_i = 525 (4 + 3.4) = 3,885 \text{ (PCU / 時)}$$

$$\begin{aligned} \text{左轉 } S_i &= \frac{525 W_i}{1 + \frac{1.5}{r_i}} = \frac{525(3.2)}{1 + \frac{1.5}{12}} = 1,493 \text{ (PCU / 時)} \\ &\quad 12 \text{ (假設左轉轉彎半徑為 12 公尺)} \end{aligned}$$

西端

$$\text{直行 } S_i = 525 W_i = 525 (3.4 + 3.4) = 3,570 \text{ (PCU / 時)}$$

$$\begin{aligned} \text{右轉 } S_i &= \frac{525 W_i}{1 + \frac{1.5}{r_i}} = \frac{525(3.8)}{1 + \frac{1.5}{5}} = 1,535 \text{ (PCU / 時)} \\ &\quad 5 \text{ (假設右轉轉彎半徑為 5 公尺)} \end{aligned}$$

南端

$$\text{右轉 } S_j = \frac{525W_j}{1 + \frac{1.5}{r_j}} = \frac{525(5)}{1 + \frac{1.5}{5}} = 2,019 \text{ (PCU / 時)}$$

$$\text{左轉 } S_j = \frac{525W_j}{1 + \frac{1.5}{r_l}} = \frac{525(3.5)}{1 + \frac{1.5}{12}} = 1,633 \text{ (PCU / 時)}$$

(假設左轉轉彎半徑為 12 公尺)

⑥各相臨界之交通量與飽和流量比率

第一時相 ($\phi - 1$) : 以西端直行為主

$$\text{西端直行 } y_1 = 630 \times 2 \div 3570 = 0.353$$

第二時相 ($\phi - 2$) : 以東端左轉為主

$$\text{東端左轉 } y_2 = 504 \div 1493 = 0.338$$

第三時相 ($\phi - 3$) : 以南端左轉為主

$$\text{南端左轉 } y_3 = 311 \div 1633 = 0.190$$

⑦計算每一週期的總損失時間

$$L = n\ell + R = 3 \times 2.0 + 0 = 6.0 \text{ (秒)}$$

⑧計算總延誤最小之週期時間

$$\begin{aligned} C_0 &= \frac{1.5L + 5}{1 - Y} = \frac{1.5L + 5}{1 - (y_1 + y_2 + y_3)} \\ &= \frac{1.5 \times 6.0 + 5}{1 - (0.353 + 0.338 + 0.190)} = \frac{14.0}{1 - 0.881} = 117.6 \end{aligned}$$

採 120 秒

⑨計算總有效綠燈時間

$$C_E = C_0 - L = 120 - 6 = 114 \text{ (秒)}$$

⑩計算各相有效綠燈時間

$$\text{時相 1} \quad G_{E1} = \frac{y_1}{Y} \cdot G_E = \frac{0.353}{0.884} \cdot 114 = 45.7 \text{ (秒)}$$

$$\text{時相 2} \quad G_{E2} = \frac{y_2}{Y} \cdot G_E = \frac{0.338}{0.884} \cdot 114 = 43.7 \text{ (秒)}$$

$$\text{時相 3} \quad G_{E3} = \frac{y_3}{Y} \cdot G_E = \frac{0.190}{0.884} \cdot 114 = 24.6 \text{ (秒)}$$

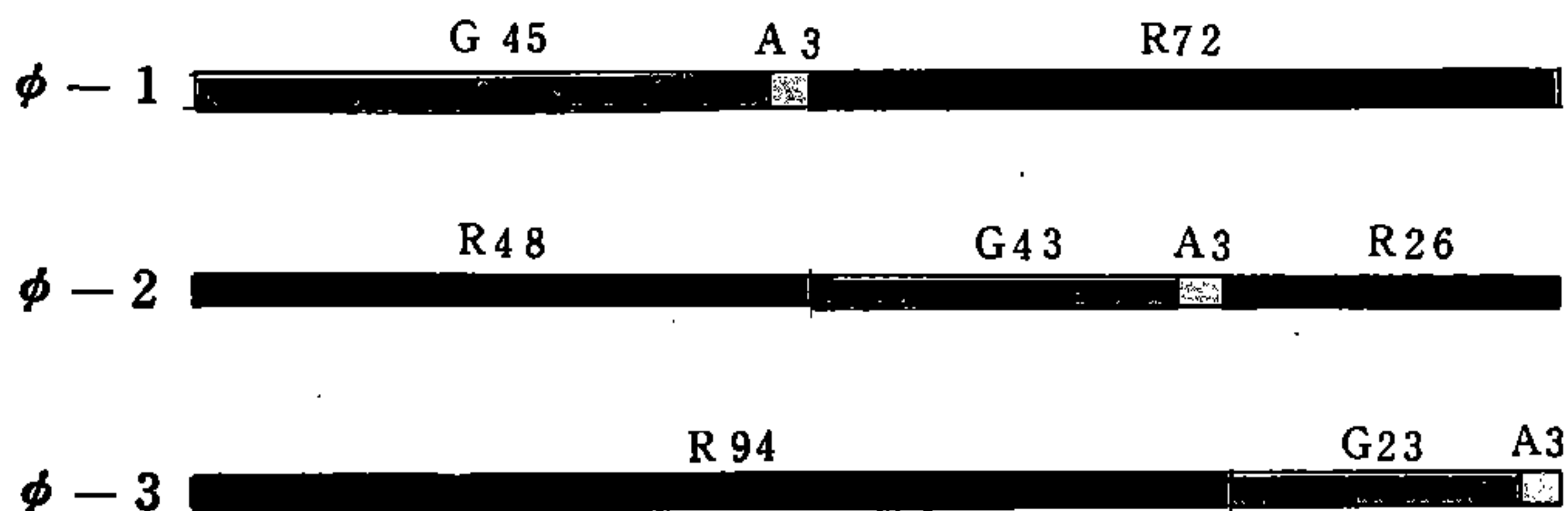
⑪計算各相綠燈時間

$$\begin{aligned} \text{時相 1} \quad G_1 &= G_{E1} - A_1 + \ell_1 = 45.7 - 3 + 2.0 \\ &= 44.7 \text{ (秒)} \quad \text{採 } 45 \text{ 秒} \geq 17 \text{ 秒} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{時相 2} \quad G_2 &= G_{E2} - A_2 + \ell_2 = 43.7 - 3 + 2.0 \\ &= 42.7 \text{ (秒)} \quad \text{採 } 43 \text{ 秒} \geq 17 \text{ 秒} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{時相 3} \quad G_3 &= G_{E3} - A_3 + \ell_3 = 24.6 - 3 + 2.0 \\ &= 23.6 \text{ (秒)} \quad \text{採 } 23 \text{ 秒} \geq 17 \text{ 秒} \end{aligned}$$

亦即，該三時相號誌其時制設計為第一時相（ $\phi - 1$ ）為綠燈45秒、黃燈3秒、紅燈72秒，第二時相（ $\phi - 2$ ）為綠燈43秒、黃燈3秒、紅燈74秒，第三時相為綠燈23秒、黃燈3秒、紅燈94秒；週期為120秒，如下圖所示。



⑫檢核各時相臨界交通流量之方向

第一時相有效綠燈： $G_{E1} = G_1 + A_1 - \ell_1 = 45 + 3 - 2 = 46$ (秒)

第二時相有效綠燈： $G_{E2} = G_2 + A_2 - \ell_2 = 43 + 3 - 2 = 44$ (秒)

第三時相有效綠燈： $G_{E3} = G_3 + A_3 - \ell_3 = 23 + 3 - 2 = 24$ (秒)

東端直行可在第一時相與第二時相內行駛

$$\text{飽和流量} = 3885 \times \frac{(46 + 44)}{120} = 2914 > 700 \times 2$$

(PCU/時)

= 實際交通流量

西端右轉可在第一時相與第三時相內行駛

$$\text{飽和流量} = 1535 \times \frac{(45 + 24)}{120} = 895 > 364 \text{ (PCU/時)}$$

= 實際交通流量

南端右轉可在第二時相與第三時相內行駛

$$\text{飽和流量} = 2019 \times \frac{(44 + 24)}{120} = 1144 > 546 \text{ (PCU/時)}$$

= 實際交通流量

故第⑥項中以西端直行、東端左轉及南端左轉之交通流量分別定為設計第一時相、第二時相及第三時相臨界交通流量之假設為正確。

⑬計算各向車輛之平均延誤時間

東端直行

$$\lambda = \frac{G_{E1} + G_{E2}}{C} = \frac{46 + 44}{120} = 0.75$$

$$X = \frac{q}{\lambda \cdot S} = \frac{700}{0.75 \cdot (3885 / 2)} = 0.48$$

查表 8.2 得 $\alpha \doteq 0.051$

查表 8.3 得 $\beta \doteq 0.222$

$$M = \frac{q \cdot c}{3600} = \frac{700}{3600} \cdot 120 = 23.3$$

查表 8.4 得 $\gamma \doteq 2$

$$\begin{aligned} \therefore d &= \left(c\alpha + \frac{3600 \cdot \beta}{q} \right) \left(\frac{100 - \gamma}{100} \right) \\ &= \left(120 \cdot 0.051 + \frac{(3600) \cdot (0.222)}{700} \right) \left(\frac{100 - 2}{100} \right) \\ &= 7.1 \text{ (秒)} \end{aligned}$$

東端左轉

$$\lambda = \frac{G_{E2}}{c} = \frac{44}{120} = 0.37$$

$$X = \frac{q}{\lambda \cdot S} = \frac{504}{(0.37) \cdot (1493)} = 0.91$$

查表 8.2 得 $\alpha \doteq 0.296$

查表 8.3 得 $\beta \doteq 4.60$

$$M = \frac{q \cdot c}{3600} = \frac{504}{3600 \cdot 120} = 16.8$$

查表 8.4 得 $\gamma \doteq 12$

$$\therefore d = \left(c\alpha + \frac{3600 \cdot \beta}{q} \right) \left(\frac{100 - \gamma}{100} \right)$$

$$= (120 \cdot 0.296 + \frac{(3600)(4.60)}{504}) (\frac{100-12}{100})$$

$$= 60.2 \text{ (秒)}$$

西端直行

$$\lambda = \frac{G_{E1}}{C} = \frac{46}{120} = 0.38$$

$$X = \frac{q}{\lambda \cdot S} = \frac{630}{0.38 \cdot (3570 / 2)} = 0.93$$

查表 8.2 得 $\alpha \doteq 0.300$

查表 7.2 得 $\beta \doteq 6.18$

$$M = \frac{qc}{3600} = \frac{630}{3600} \cdot 120 = 21.0$$

查表 8.4 得 $\gamma \doteq 10$

$$\therefore d = (c\alpha + \frac{3600 \cdot \beta}{q}) (\frac{100 - \gamma}{100})$$

$$= (120 \cdot 0.300 + \frac{(3600)(6.18)}{630}) (\frac{100-10}{100})$$

$$= 64.2 \text{ (秒)}$$

西端右轉

$$\lambda = \frac{G_{E1} + G_{E3}}{C} = \frac{46 + 24}{120} = 0.58$$

$$X = \frac{q}{\lambda \cdot S} = \frac{364}{0.58 \cdot 1535} = 0.41$$

查表 8.2 得 $\alpha \doteq 0.108$

查表 8.3 得 $\beta \doteq 0.142$

$$M = \frac{q \cdot c}{3600} = \frac{364}{3600} \cdot 120 = 12.1$$

查表 8.4 得 $\gamma \doteq 1$

$$\begin{aligned} \therefore d &= \left(c\alpha + \frac{3600 \cdot \beta}{q} \right) \left(\frac{100 - \gamma}{100} \right) \\ &= \left(120 \cdot 0.108 + \frac{(3600) \cdot (0.142)}{364} \right) \left(\frac{100 - 1}{100} \right) \\ &= 14.2 \text{ (秒)} \end{aligned}$$

南端右轉

$$\lambda = \frac{G_{E2} + G_{E3}}{C} = \frac{44 + 24}{120} = 0.57$$

$$X = \frac{q}{\lambda \cdot S} = \frac{546}{0.57 \cdot 2019} = 0.47$$

查表 8.2 得 $\alpha \doteq 0.123$

查表 8.3 得 $\beta \doteq 0.208$

$$M = \frac{q \cdot c}{3600} = \frac{546}{3600} \cdot 120 = 18.2$$

查表 8.4 得 $\gamma \doteq 2$

$$\begin{aligned} \therefore d &= \left(c\alpha + \frac{3600 \cdot \beta}{q} \right) \left(\frac{100 - \gamma}{100} \right) \\ &= \left(120 \cdot 0.123 + \frac{(3600) \cdot (0.208)}{546} \right) \left(\frac{100 - 2}{100} \right) \\ &= 15.8 \text{ (秒)} \end{aligned}$$

南端左轉

$$\lambda = \frac{G_{E3}}{C} = \frac{24}{120} = 0.20$$

$$X = \frac{q}{\lambda \cdot S} = \frac{311}{(0.20) \cdot (1633)} = 0.95$$

查表 8.2 得 $\alpha \doteq 0.395$

查表 8.3 得 $\beta \doteq 9.03$

$$M = \frac{q \cdot c}{3600} = \frac{311}{3600} \cdot 120 = 10.4$$

查表 8.4 得 $\gamma \doteq 9$

$$\begin{aligned} \therefore d &= \left(c\alpha + \frac{3600 \cdot \beta}{q} \right) \left(\frac{100 - \gamma}{100} \right) \\ &= \left(120 \cdot 0.395 + \frac{(3600) \cdot (9.03)}{311} \right) \left(\frac{100 - 9}{100} \right) \\ &= 138.3 \text{ (秒)} \end{aligned}$$

總平均延誤時間：

$$\begin{aligned} d &= \frac{\sum dq}{\sum q} \\ &= \frac{177,980}{4385} = 40.6 \text{ (秒)} \end{aligned}$$

⑭計算各向車輛至少須停等一次之百分率

東端直行

$$y = \frac{700 \times 2}{3885} = 0.36$$

$$\lambda = \frac{G_{E1} + G_{E2}}{C} = \frac{46 + 44}{120} = 0.75$$

$$\begin{aligned} \therefore E &= \frac{1 - \lambda}{1 - y} \times 100\% = \frac{1 - 0.75}{1 - 0.36} \times 100\% \\ &= 39.1\% \end{aligned}$$

東端左轉

$$y = \frac{504}{1493} = 0.34$$

$$\lambda = \frac{G_{E2}}{C} = \frac{44}{120} = 0.37$$

$$\begin{aligned} \therefore E &= \frac{1 - \lambda}{1 - y} \times 100\% = \frac{1 - 0.37}{1 - 0.34} \times 100\% \\ &= 95.5\% \end{aligned}$$

西端直行

$$y = \frac{630}{3570} = 0.35$$

$$\lambda = \frac{G_{E1}}{C} = \frac{46}{120} = 0.38$$

$$\begin{aligned} \therefore E &= \frac{1 - \lambda}{1 - y} \times 100\% = \frac{1 - 0.38}{1 - 0.35} \times 100\% \\ &= 95.4\% \end{aligned}$$

西端右轉

$$y = \frac{364}{1535} = 0.24$$

$$\lambda = \frac{G_{E1} + G_{E3}}{C} = \frac{46 + 24}{120} = 0.58$$

$$\begin{aligned}\therefore E &= \frac{1 - \lambda}{1 - y} \times 100\% = \frac{1 - 0.58}{1 - 0.24} \times 100\% \\ &= 55.3\%\end{aligned}$$

南端右轉

$$y = \frac{546}{2019} = 0.27$$

$$\lambda = \frac{G_{E2} + G_{E3}}{C} = \frac{44 + 24}{120} = 0.57$$

$$\begin{aligned}\therefore E &= \frac{1 - \lambda}{1 - y} \times 100\% = \frac{1 - 0.57}{1 - 0.27} \times 100\% \\ &= 58.9\%\end{aligned}$$

南端左轉

$$y = \frac{311}{1633} = 0.19$$

$$\lambda = \frac{G_{E3}}{C} = \frac{24}{120} = 0.20$$

$$\begin{aligned}\therefore E &= \frac{1 - \lambda}{1 - y} \times 100\% = \frac{1 - 0.20}{1 - 0.10} \times 100\% \\ &= 98.8\%\end{aligned}$$

總平均至少須停等一次之百分率：

$$E = \frac{\sum E_q}{E_q}$$

$$= \frac{3060.9}{4385} \times 100\% = 69.8\%$$

⑮ 各向平均停等車隊長度

東端直行

$$\begin{aligned} Q_1 &= \frac{q \cdot R}{7200} + \frac{q \cdot d}{3600} \\ &= \frac{(700)(23+3)}{7200} + \frac{(700)(7.1)}{3600} \\ &= 3.9 \div 4 \text{ (輛)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_2 &= \frac{q \cdot R}{3600} = \frac{700}{3600} \cdot (23+3) \\ &= 5.0 \div 5 \text{ (輛)} \end{aligned}$$

$$\therefore Q = \max \{ Q_1, Q_2 \} = 5 \text{ 輛}$$

東端左轉

$$\begin{aligned} Q_1 &= \frac{q \cdot R}{7200} + \frac{q \cdot d}{3600} = \frac{(504)(45+3+23+3)}{7200} + \frac{504}{3600} \cdot 60.2 \\ &= 13.6 \div 14 \text{ (輛)} \end{aligned}$$

$$Q_2 = \frac{q \cdot R}{3600} = \frac{504}{3600} (45+3+23+3) = 10.4 \div 11 \text{ (輛)}$$

$$\therefore Q = \max \{ Q_1, Q_2 \} = 14(\text{輛})$$

西端直行

$$Q_1 = \frac{q \cdot R}{7200} + \frac{p \cdot d}{3600} = \frac{(630)(43+3+23+3)}{7200} + \frac{630}{3600} \cdot 64.2$$

$$= 17.5 \div 18 (\text{輛})$$

$$Q_2 = \frac{q \cdot R}{3600} = \frac{630}{3600} \cdot (43+3+23+3)$$

$$= 12.6 \div 13 (\text{輛})$$

$$\therefore Q = \max \{ Q_1, Q_2 \} = 18 (\text{輛})$$

西端左轉

$$Q_1 = \frac{q \cdot R}{7200} + \frac{q \cdot d}{3600} = \frac{364 \cdot (43+3)}{7200} + \frac{364}{3600} \cdot 14.2$$

$$= 3.8 \div 4 (\text{輛})$$

$$Q_2 = \frac{q \cdot R}{3600} = \frac{364}{3600} \cdot (43+3)$$

$$= 4.7 \div 5 (\text{輛})$$

$$\therefore Q = \max \{ Q_1, Q_2 \} = 5 \text{ 輛}$$

南端右轉

$$Q_1 = \frac{q \cdot R}{7200} + \frac{q \cdot d}{3600} = \frac{546 \cdot (45+3)}{7200} + \frac{546}{3600} \cdot 15.8$$

$$= 6.0 \div 6 (\text{輛})$$

$$Q_2 = \frac{q \cdot R}{3600} = \frac{546}{3600} (45+3)$$

$$= 7.3 \div 8 (\text{輛})$$

$$\therefore Q = \max \{ Q_1, Q_2 \} = 8 \text{ 輛}$$

南端左轉

$$Q_1 = \frac{q \cdot R}{7200} + \frac{q \cdot d}{3600} = \frac{(311) \cdot (43+3+45+3)}{7200} + \frac{311}{3600}$$
$$\cdot 138.3$$

$$= 8.1 \div 9 \text{ (輛)} = 16.0 \div 16 \text{ (輛)}$$

$$Q_2 = \frac{q \cdot R}{3600} = \frac{311}{3600} (43+3+45+3)$$

$$= 8.1 \div 9 \text{ (輛)}$$

總平均停等車隊長度：

$$Q = \frac{\sum Qq}{Q}$$

$$= \frac{5 \times 700 \times 2 + 14 \times 504 + 19 \times 630 \times 2 + 5 \times 364 + 16 \times 311 + 8 \times 546}{700 \times 2 + 504 + 630 \times 2 + 364 + 311 + 546}$$

$$= 11.2 \div 12 \text{ (輛)}$$

⑯計算交岔路口車輛於第一綠燈時間通過之百分率

東端直行

$$M = 23.3$$

$$\text{有效綠燈時間} = G_{E1} + G_{E2} = 90 \text{ (秒)}$$

$$\text{飽和流量平均車頭間距 } H_s = \frac{3600 \times 2}{3885} = 1.9$$

$$N_{\max} = \frac{90}{1.9} = 47.3 \div 47 \text{ (輛)}$$

$$\text{查表 8.5 得 } P_{\text{1st green}} = 1.00 = 100 \%$$

東端左轉

$$M = 16.8$$

$$\text{有效綠燈時間 } G_{E2} = 44 \text{ (秒)}$$

$$\text{飽和流量平均車頭間距 } H_s = \frac{3600}{1493} = 2.4$$

$$N_{\max} = \frac{44}{2.4} = 18.3 \div 18 \text{ (輛)}$$

$$\text{查表 8.5 得 } P_{\text{1st green}} = 0.65 = 65 \%$$

西端直行

$$M = 21.0$$

$$\text{有效綠燈時間} = G_{E1} = 46 \text{ (秒)}$$

$$\text{飽和車流平均車頭間距 } H_s = \frac{3600 \times 2}{3570} = 2.0$$

$$N_{\max} = \frac{46}{2.0} = 23 \text{ (輛)}$$

$$\text{查表 8.5 得 } P_{\text{1st green}} = 1.00 = 100 \%$$

西端右轉

$$M = 12.1$$

$$\text{有效時間} = G_{E1} + G_{E3} = 70 \text{ (秒)}$$

$$\text{飽和車流平均車頭間距 } H_s = \frac{3600}{1535} = 2.3$$

$$N_{\max} = \frac{70}{2.1} = 33.3 \div 33 \text{ (輛)}$$

$$\text{查表 8.5 得 } P_{\text{1st green}} \div 1.00 = 100 \%$$

南端右轉

$$M = 18.2$$

$$\text{有效綠燈時間} = G_{E2} + G_{E3} = 68 \text{ (秒)}$$

$$\text{飽和車流平均車頭間距 } H_s = \frac{3600}{2019} = 1.8$$

$$N_{\max} = \frac{68}{1.8} = 37.8 \doteq 38 \text{ (輛)}$$

$$\text{查表 8.5 得 } P_{\text{1st green}} = 1.00 = 100\%$$

南端左轉

$$M = 10.4$$

$$\text{有效綠燈時間} = G_{E3} = 24 \text{ (秒)}$$

$$\text{飽和車流平均車頭間距 } H_s = \frac{3600}{1633} = 2.2$$

$$N_{\max} = \frac{24}{2.2} = 10.9 \doteq 11 \text{ (輛)}$$

$$\text{查表 8.5 得 } P_{\text{1st green}} \doteq 0.70 = 70\%$$

總平均於第一綠燈時間通過之百分率：

$$P = \frac{\sum P_{\text{1st green}} \cdot Q}{\sum Q}$$

$$= \frac{3838.1}{4385} = 0.875 = 87.5\%$$

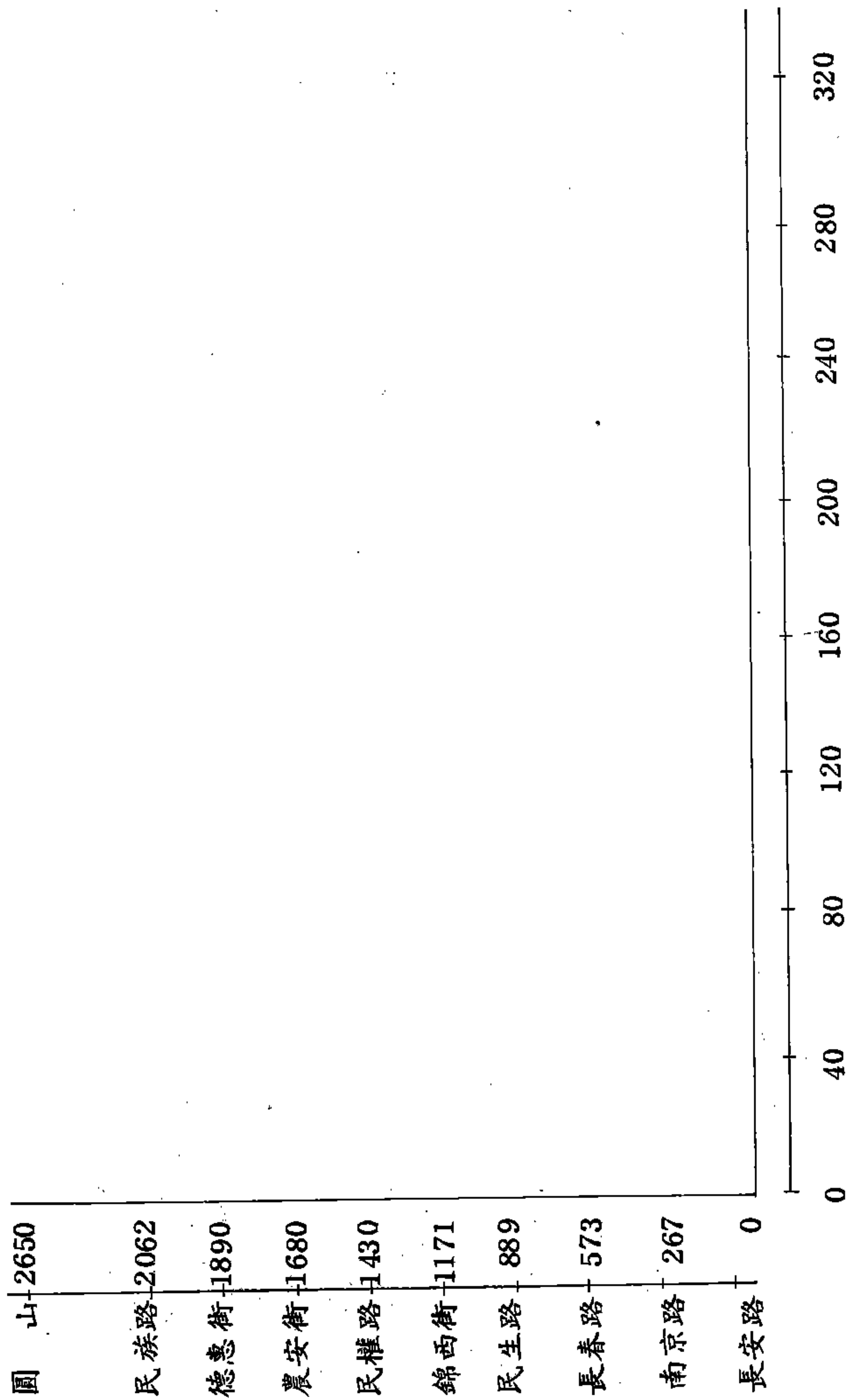
3. 中山北路上長安東路至圓山共十個交岔路口，假設於下午尖峰時間，根據調查所得之交通量資料求出總延誤最小之最供共同週期為66秒，並求得各交岔路口號誌之紅、綠燈時間分配，依格林薛爾模式以週期及密度求得各路段之設計速率如下表，試為該線設計連鎖號誌。

項 目 \ 路 口	長安路	南京路	長春路	民生路	錦西街	民權路	襄安街	德惠街	民族街	圓 山
路 口 位 置 (公尺)	0	267	573	889	1171	1430	1680	1890	2062	2650
中山北路沿線綠燈 時間(秒)	32	32	23	31	34	33	31	33	34	34
北 向 設 計 速率(公里/時)	32					30				
南 向 設 計 速率(公里/時)	30					32				

【解】

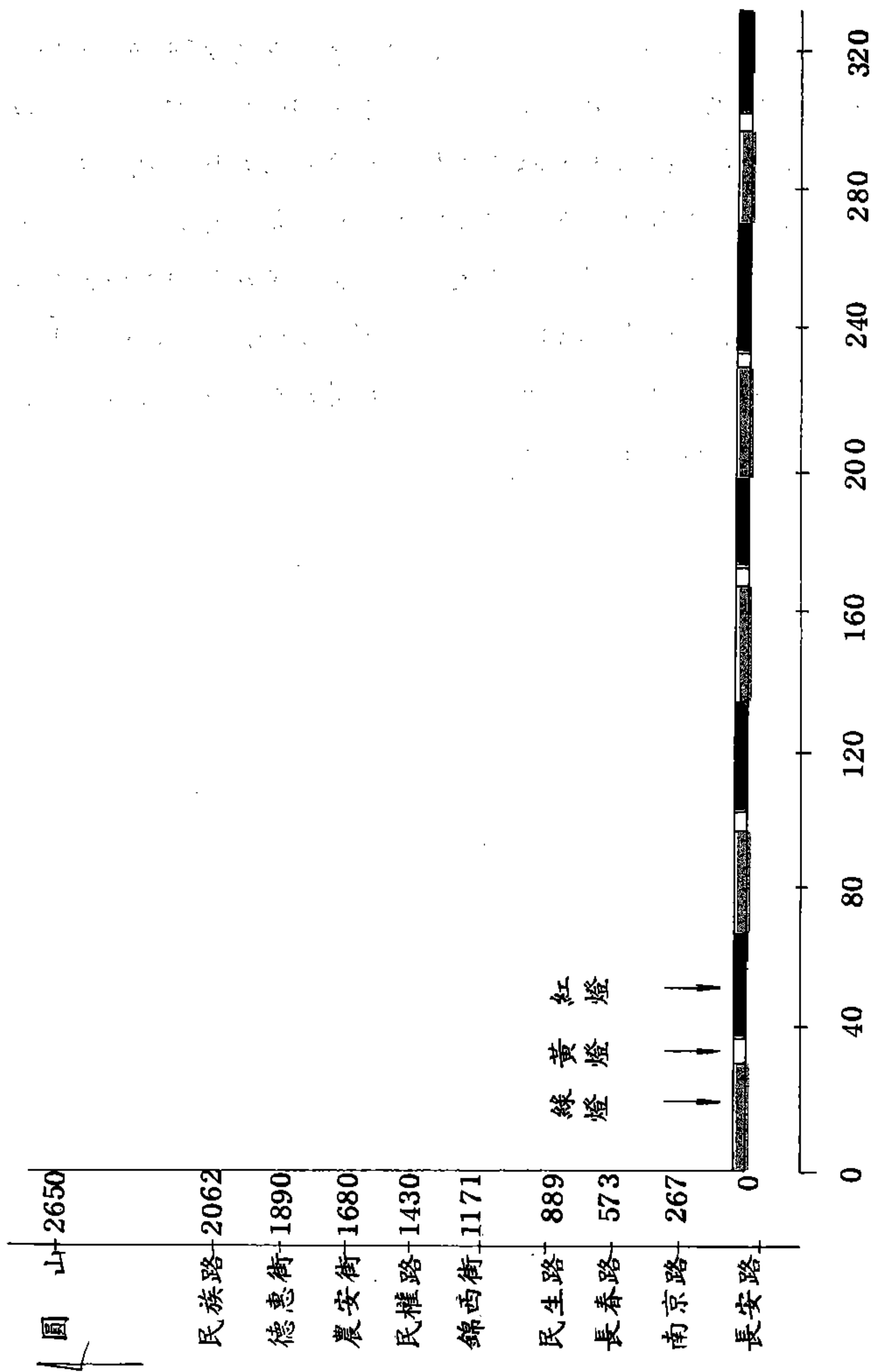
擬繪該系統號誌之時間—空間圖

- ①依 1 公分 = 200 公尺比例將該線十個交岔路口之位置繪於縱座標，以長安路與中山北路之交岔路口置於縱座標之原點。再以 1 公分 = 20 秒之比例尺將時間繪於橫座標，並通過原點繪一垂直線作為「時間基準線」。如下圖所示。



②劃「時制條」，將長安路之時制條置於圖紙近底部。先以其幹道綠燈時間開始時固定為零點，向右劃32秒為綠燈時間，接著是主要幹道黃燈時間3秒，最後為紅燈時間31秒，重複此方式直至橫遍圖紙右端。如下圖所示。

N



③作「單向續進斜線」。已得北向設計速率由長安路至錦西街為32公里時 / ，即為8.9公尺 / 秒，以長安路至錦西街共 1171公尺除以8.9公尺 / 秒得 124.8 秒，以錦西街平行位置向右橫量 124.8 秒得 A 點，連接 A 點及原點得一線段 O A ；另由錦西街至圓山設計速率為30公里 / 時，即為8.3公尺 / 秒，由錦西街至圓山距離 $2650 - 1171 = 1479$ 公尺除以8.3公尺 / 秒得 178.2 秒，以圓山平行位置向右橫量 $124.8 + 178.2 = 303$ 秒得 B 點，則折綫 O A B 即為北向單向續進斜進。如下圖所示。

N

圖

山+2650

民族路-2062

德惠街-1890

農安街-1680

民權路-1430

錦西街-1171

民生路-839

長春路-573

南京路-267

長安路

0

A

B

0

40

80

120

160

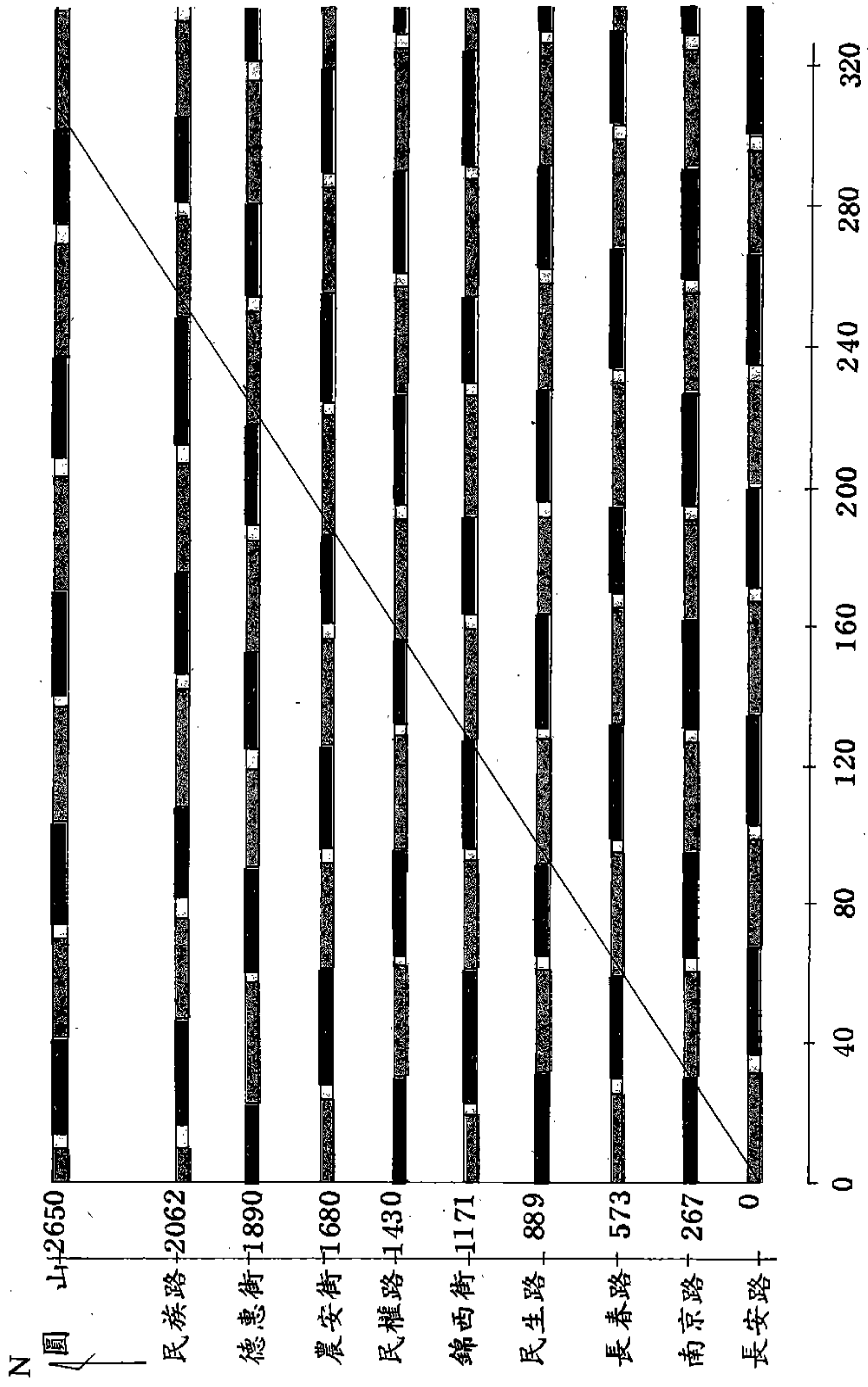
200

240

280

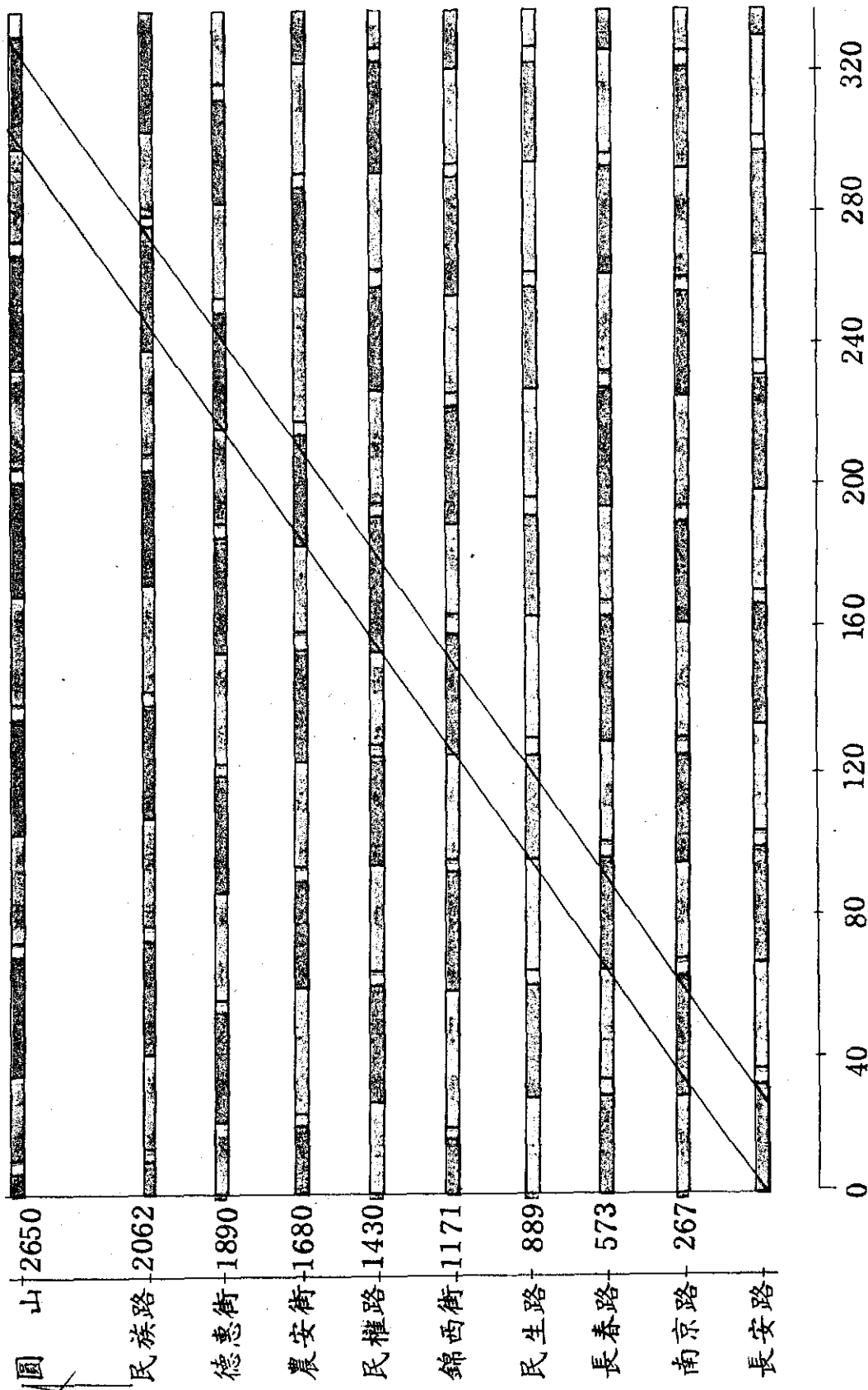
320

- ④作其他九個橫向交岔道路之時制條，使得每一路口號誌之綠燈開始時間均位於O A B折線上。如下圖所示。



⑤向右平行移動北向單向續進斜線（折線O A B），則前面五個路口之向右平行線（O A之向右平行線）最先接觸到者為民生路口之綠燈，其間距為民生路之綠燈時間31秒，而後五個路口之向右平行線（A B之向右平行線）最先接觸到者為農安街之黃燈，其間距為農安街之綠燈時間31秒，兩者最小者，亦即31秒，如圖所示此二平行線所包括之範圍為北向（往外）最大綠燈寬帶，其寬帶為31秒。

N



⑥調整移動所有綠燈時間大於北向綠燈寬帶者，以使得南向之通過帶為最大。比如南京路之綠燈時間為32秒，大於北向綠燈寬帶1秒，故其時制條可向左移動，最大限制度為1秒；又如長春路之綠燈時間為34秒，大於北向綠燈寬帶3秒，故其時制可向左移動，其最大限度為3秒，其餘類推。為使時制條能左右移動方便，故其時制條最好能使用活動動者。

以南向設計速率，繪出一直線或折線，在各路口時制條之移動範圍之內，尋求南向之單向續進斜線。在本例中，南向設計速率之平行線，在各時制條之移動範圍之內，無法使車輛到達各個路口時皆為綠燈，此即表示如欲保持北向綠燈寬帶達31秒，則南向無法達成全線之續進；亦即如欲達成南向之續進，勢必犧牲北向之綠燈寬帶。比如欲求得南向綠燈寬帶為1秒時，則北向之綠燈寬帶得縮減為20.4秒，如下圖所示。當然吾人亦可放棄更多之北向綠燈寬帶，以換取南向綠燈寬帶；抑或控制、疏濬交通需求以改變其最小總延誤週期，各路口號誌時制或者各向設計速率，以加大其綠燈寬帶，一切端視交通情況及設計目的而定。

雙向綠燈寬帶之大小，視各向需求或者設計目的之重要性而決定。如本例中之設計下午尖峰小時雙向續進，則以往外（北向）之綠燈寬帶為主，以盡量求得較大之北向之綠燈寬帶為目的；若欲設計其上午尖峰小時之雙向續進，則應轉換成以往內（南向）之綠燈寬帶為主；又如設計非尖峰小時之雙向續進，則應視交通情況，可能需將雙向綠燈寬帶盡量加以平衡，以求得較合理之雙向續進。

另，以通過原點之號誌燈開始時間為標準，由最終求得之時間空間圖中，以每一交岔路口號誌所包含北向綠燈寬帶之綠燈時

段起始時間，可求得每一交岔路口號誌綠燈開始之時間差，亦即「時距」(Offset)。在本案中，由下圖約可測出，南京路之時距為 20 秒，長春路 52 秒，民生路為 88 秒，……，其餘類推。

N

往内

