

## 系統交通信号におけるサイクル制御の研究

## CYCLE TIME CONTROL FOR COORDINATED TRAFFIC SIGNALS

越 正 毅\*

By Masaki KOSHI

## 1. はじめに

系統制御される交通信号群に対しては、一般に共通のサイクルが用いられる。したがって、個々の信号やリンクにとっては、必ずしも最適サイクルとはならず、系統全体としてのサイクル最適化問題となるのであるが、在来の研究においては、このサイクルの問題にはあまり十分な注意が払われたことはなく、また実際の広域交通制御においても、かなり安易にサイクルが決められてきた。

この研究は、モデルによる理論と実験結果とに基づいて、系統制御サイクルと遅れおよび停止との関係を明らかにし、車両と歩行者との双方についての最適系統サイクルについて検討したものである。

まず、単純化したモデル計算によって、系統制御される交差点における車両交通の遅れ、および停止台数とサイクルとの関係を示し、最適サイクルが孤立交差点の場合とは明らかに異なることを示した。

小規模実験システムを用いた実験値に基づいて、上の単純化モデルによる結果を検証し、最適系統サイクルが走行速度と信号間隔とに依存して決まること、遅れおよび停止がサイクルによって、かなり大幅に変化するものであることを示した。

次にサイクルのオンライン自動制御のひとつの方法として、遅れあるいは停止台数のサイクルに関する微係数をオンライン計測し、これに基づいてサイクルのフィードバック制御を行う方法を提示し、小規模実験システムにおける実験結果を示した。その結果、この制御方法が理論どおりの動作を示すが、そのために局地最適サイクルに陥ち込んでしまうために、実用にあたっては注意が必要であることが知られた。

現実の都市内街路網の密な信号間隔と低い走行速度の

もとにおいては、サイクルと車両の遅れとはほぼ比例関係にあることが多く、また、歩行者の横断遅れも、通常のサイクルの範囲ではサイクルの増加とともに増加する関係にある。したがって、80~120 sec 程度の常用のサイクルの範囲内では、できるだけ短いサイクルを用いるという単純な政策が実用的には有効であるといえることができる。

## 2. 簡単なモデルによる計算

## (1) 孤立した交差点

孤立した単独交差点における遅れとサイクルとの関係については、Webster<sup>1)</sup>らの研究によって、図-1のように表わされることが知られている。ひとつの停止線における平均遅れは、最適サイクル  $C_{op}$  をこえた領域ではサイクルの増加とともに増す傾向にある。 $C_{op}$  はポアソン到着の場合には、容量上の条件から決まる最小サイクル  $C_{min}$  の約 2 倍程度となるのが普通である<sup>1), 2)</sup>。一様到着流を持つ過飽和でない停止線における遅れと停止とを考えてみる。

図-2 において、

$$f(R+\tau) = \tau S$$

$$\tau = \frac{Rf}{S-f}, \quad \tau S = \frac{RfS}{S-f} \dots\dots\dots (1)$$

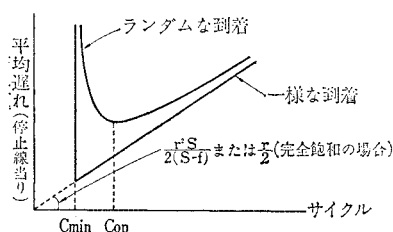


図-1 孤立した単独交差点における遅れとサイクルとの関係

\* 正会員 工博 東京大学助教授 生産技術研究所

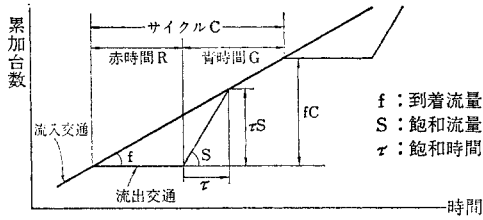


図-2 一様到着の場合の停止台数

ここに、

- $f$  : 到着流量 (台/sec)
- $S$  : 飽和流量 (台/sec)
- $\tau$  : 飽和時間 (1回の青表示のうち、飽和している時間) (sec)
- $G$  : 青時間 (sec)
- $R$  : 赤時間 (sec)
- $C$  : サイクル (sec)

過飽和でないという前提からして、 $\tau \leq G$  である。1 サイクル当り遅れ  $D$  は

$$D = \frac{1}{2} R \cdot \tau S = \frac{1}{2} \cdot \frac{R^2 f S}{S - f}$$

平均遅れ  $d$  は

$$d = \frac{D}{fC} = \frac{1}{2C} \cdot \frac{R^2 S}{S - f} = \frac{r^2 S}{2(S - f)} \cdot C$$

ここに、

$$r = \frac{R}{C}$$

となるので、図-1における漸近線の勾配は  $r^2 S / 2(S - f)$  となる。もし完全に飽和していれば、平均待ち時間は図-2から  $R/2$  となる。

同様に、一様到着流の場合の平均停止回数  $\tau \cdot S / f \cdot C$  を求めて見ると、式(1)から、

$$\frac{\tau S}{fC} = \frac{S}{fC} \cdot \frac{Rf}{S-f} = \frac{S}{S-f} \cdot \frac{R}{C} \dots\dots\dots(2)$$

となる。いま、1 サイクル当り損失時間を  $L$  とし、有効青の和  $C-L$  の一定割合  $g(C-L)$  が青時間  $G$  として与えられると仮定すると、

$$R = C - G = C - g(C - L) = C(1 - g) + gL$$

ここに、

$L$  : 1 サイクル当り損失時間

$g$  :  $G/C$

となり、これを式(2)に代入して、

$$\text{平均停止回数} = \frac{S}{S-f} \cdot \left\{ (1-g) - \frac{gL}{C} \right\}$$

が得られる。 $C_{min}$  は  $\tau S = fC$ 、すなわち平均停止回数 = 1 となるサイクルである。ランダムな到着の場合には、 $C_{min}$  では平衡行列長は無限となるであろう。これらから、平均停止回数とサイクルとの関係は、図-3 のようになるであろう。

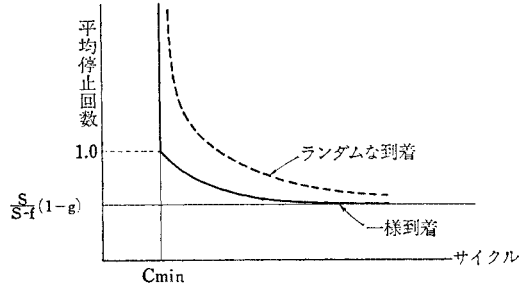


図-3 孤立した交差点における平均停止回数とサイクルとの関係

(2) 系統制御される交差点

系統制御される場合には、到着交通が一様でもランダムでもなく、周期性を持っている。特殊な場合を除いては、到着分布の周期はサイクルに等しい。

枝村ら<sup>3)</sup>は、車群の拡散を考慮した一般的な単一方形波モデルによって、単数および複数リンクの系統サイクルと、遅れとの関係を計算例によって示したが、ここではこの関係をさらに

一般化するために、もっとも単純な単一飽和方形波モデルによって遅れおよび停止とサイクルとの関係を考えて見る。

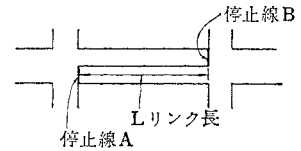


図-4 系統制御される単純なリンク

もっとも単純なモデルとして、図-4のような系統制御される隣り合った2つの信号交差点にはさまれたリンクについて、次の仮定のもとに考えてみよう。

仮定

1. リンク両端の信号のサイクル・スプリット・飽和流量は等しい。
2. 直進交通のみであり、速度は一定で車群の拡散はない。
3. スプリットは系統方向に対して青 50%、赤 50% であり、完全に飽和している。

上の仮定から、両信号への到着交通波形は図-5のような単一飽和方形波となる。

図-6から、サイクル  $C$  がリンクの往復所要時間  $T$  の整数分の1であれば通過帯のせばまりはなく、遅れは 0 である。

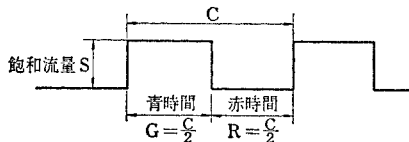


図-5 単一飽和方形波到着モデル

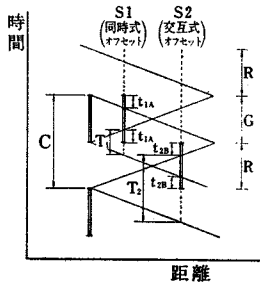


図-6 信号間隔とサイクルおよび通過帯幅との関係

一般に

$$t = \text{Min} |n \cdot C - T| \dots \dots \dots (3)$$

ここに、

T: リンク往復所要時間

C: サイクル

n: 整数 0, 1, 2, ……

とすると、 $t$  は通過帯のせばまり量の往復合計である。式 (3) において基本的なオフセット型は  $n$  が 0 または偶数のとき同時式、 $n$  が奇数のとき交互式である。

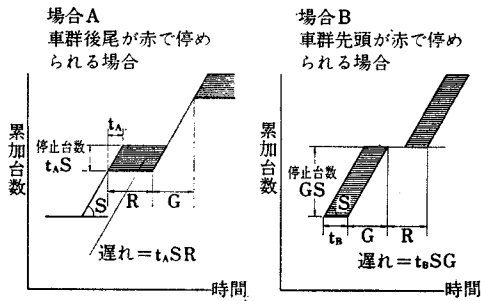


図-7 通過帯のせばまり量と遅れ

図-7 から、通過帯のせばまり量が往復合計で  $t$  であるときの 1 サイクル当りリンクの遅れ (往復合計) は、

場合 A (車群後尾が赤で止められる場合)  $tSR$

場合 B (車群先頭が赤で止められる場合)  $tSG$

ここに、

S: 飽和流量

R: 赤時間

G: 青時間

であり、1 サイクル当り交通量は、仮定から往復合計で  $2SG$  であるから、平均遅れ  $d$  は

$$\begin{aligned} d &= \frac{tSR}{2SG} = \frac{R}{2G}t && \text{(場合 A)} \\ &= \frac{tSG}{2SG} = \frac{1}{2}t && \text{(場合 B)} \dots \dots (4) \end{aligned}$$

となる。仮定から  $G=R$  であるから、上式の場合 A も、 $d=1/2 \cdot t$  となり、結局

$$d = \frac{1}{2}t = \frac{1}{2} \text{Min} |nC - T| \dots \dots \dots (5)$$

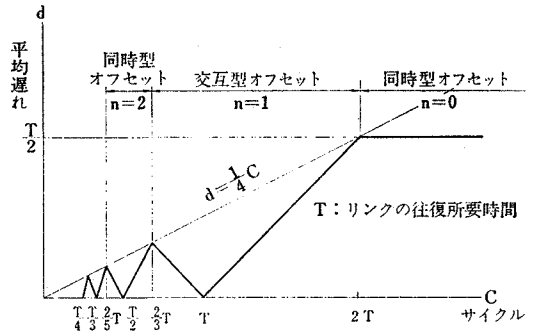


図-8 単一飽和方形波到着モデルにおける遅れとサイクルとの関係

が得られる。

上式から、平均遅れ  $d$  は図-8 のように示すことができる。

サイクルが  $T, T/2, T/3, \dots, T/n$  のときにもっとも良いオフセットがとれ、枝村らの拡散のある未飽和単一方形モデルによる結果<sup>3)</sup>と同様である。また  $2T, 2/3 \cdot T, 2/5 \cdot T, \dots$  のときにもっともオフセットがとりにくくなって、遅れが極大値をとる。極大値を結んだ線の勾配は  $1/4$  である。これは、図-2 の完全に飽和した孤立交差点における遅れの漸近線の勾配  $r/2=1/4$  ( $r=1/2$  のとき)と一致する。つまり  $r=g=1/2$  で、完全に飽和していれば、もっとも不利なサイクルによる系統制御の場合の遅れが孤立した交差点の遅れと一致する。

旅行時間当りの遅れがもっとも大きくなるのは  $C \geq 2T$  となるような長いサイクルを用いる場合 (あるいは、きわめて近接して信号が配置される場合) であり、片道  $T/2$  の走行所有時間に対して遅れも  $T/2$  で、走行所有時間と遅れとが等しくなり、旅行時間は走行所有時間の 2 倍となる。それ以外の場合、たとえば  $C=2/3 \cdot T$  では、片道  $T/2$  の走行所要時間に対して遅れは  $1/6 \cdot T$  にすぎず、遅れは走行所有時間より小さい。

実際の現象では、必ずしも飽和していないし、右左折車、車群の拡散、隣接リンクのオフセット等々の多くの要因の影響によって、到着波形は図-5 に仮定したような単純な形ではなく、さまざまに複雑な形をとり、一般的なモデル波形として表現することは困難である。定性的な傾向としては、飽和度が低くなるにつれて、図-8 における遅れの極大値を結ぶ線が  $d=1/4 \cdot C$  より下に降りてくることになり、また到着車群の拡散や波形の“くずれ”が大きくなるほど遅れの極小値 (図-8 のモデルではゼロ) が大きくなる。したがって、これらの影響によって遅れ—サイクルの関係曲線は、振幅が小さくなり、遅れがサイクルの増加につれて単調に増加するという関係に近づく。上流交差点で右左折して到着する車両は、通常の歩行者や現示の条件のもとでは、直進車群の

到着より早目に青表示を始める必要性をもたらす（遅れを減ずるために）ので、見かけ上往復所要時間  $T$  が小さくなったのと同じ効果をもたらし、遅れ—サイクルの関係曲線が全体に左に圧縮されることになる。

系統制御される場合の停止回数について、上述の遅れにおける同じ仮定のもとで計算してみよう。

図-7 から、1 サイクル当り、1 停止線当り停止台数は、場合 A で  $tS$ 、場合 B で  $GS$  であり、一方図-6 から、往復合計の通過帯のせままり  $t$  量が  $2R=C$  より大きくなることはないから、場合 A の方が場合 B より、1 サイクル当り往復合計停止台数は小である。

場合 A とは式 (3) において、

$$n \cdot C - T \leq 0$$

となることであるから

$$T \geq T - n \cdot C \geq 0 \dots \dots \dots (6)$$

となるように  $n$  を選べば（オフセットを選べば）1 サイクル当り往復合計停止台数は  $tS$  となり、これを 1 サイクル当り往復合計交通量  $2GS=CS$  で割れば、平均停止回数  $m$  は、

$$m = \frac{tS}{CS} = \frac{t}{C} = \frac{\min |T - nC|}{C} \dots \dots \dots (7)$$

となる。

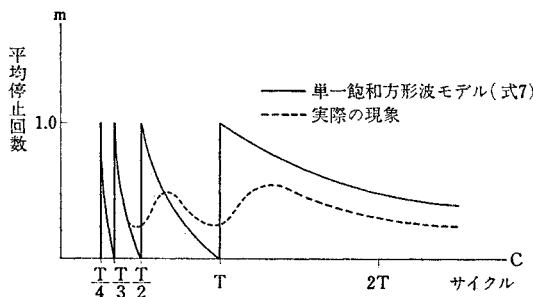


図-9 平均停止回数とサイクルとの関係

式 (7) は図-9 の実線で示されるような形となるが、仮定条件が厳密には成り立たない現実の現象では、場合 B (図-7 参照) の方が場合 A より停止台数が少ないことがあり、その結果図-9 の点線で示したような形に近くなるであろう。

(3) 歩行者の横断待ち時間

図-10 のような歩行者用現示のモデルについて横断待ち時間を考える。

- $\alpha_1$ : 現示 1 で横断する者の割合
- $\alpha_2$ : 現示 2 で横断する者の割合
- $\alpha_3$ : 現示 1 および 2 で各 1 回計 2 回横断する斜め横断者の割合
- $E_1$ : 現示 1 における歩行者信号有効点滅時間
- $E_2$ : 現示 2 における歩行者信号有効点滅時間

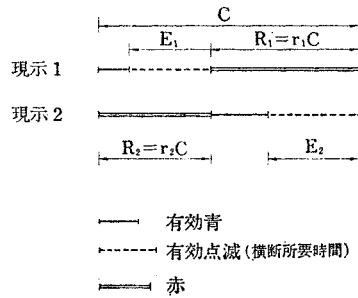


図-10 歩行者用現示モデル

- $r_1$ : 現示 1 における歩行者信号有効赤時間のサイクルに対する比
- $r_2$ : 現示 2 における歩行者信号有効赤時間のサイクルに対する比
- $C$ : サイクル
- $P$ : 平均横断待ち時間

のように信号を定義し、赤および点滅時には横断を開始できないとし、かつ歩行者の到着がランダムであるとしよう。

現示 1 で横断する者が横断開始不可時間に到着する確率は  $(r_1C + E_1)/C$  であり、この場合の期待待ち時間は  $(r_1C + E_1)/2$  であるから、平均待ち時間は  $(r_1 + CE_1)^2/2C$  である。現示 2 で横断する者についても、添字の 1 と 2 とを置き換えた対称形で表わされる。2 回横断者については、まず、 $E_1$  の間に到着した時の第 1 回目横断までの (現示 2) 期待待ち時間が  $E_1/2$ 、第 1 回目横断が終ってから第 2 回目横断 (現示 1) 開始までの待ち時間が第 2 現示の有効青つまり  $C - (r_2C + E_2)$  であるから、この場合の期待待ち時間は

$$\frac{E_1}{C} \left( \frac{E_1}{2} + C - r_2C - E_2 \right)$$

である。 $E_1$  の間に到着した者についても添字の 1 と 2 とを置き換えることによって表わすことができる。現示 1 の有効青の間に到着する場合については、到着確率が  $(C - r_1C - E_1)/C$ 、第 2 回目横断の期待待ち時間が  $(C - r_1C - E_1)/2$  であるので、この場合の期待待ち時間は  $(C - r_1C - E_1)^2/2C$  となる。現示 2 の有効青の間に到着する場合についても上と同様添字の 1 と 2 とを置き換えて求められる。

結局、全横断者の平均横断待ち時間は、次のように表わされる。

$$P = \alpha_1 \frac{(r_1C + E_1)^2}{2C} + \alpha_2 \frac{(r_2C + E_2)^2}{2C} + \alpha_3 \frac{E_1}{C} \cdot \left( \frac{E_1}{2} + C - r_2C - E_2 \right) + \alpha_3 \frac{E_2}{C} \cdot \left( \frac{E_2}{2} + C - r_1C - E_1 \right)$$

$$+ \alpha_3 \frac{(C - r_1 C - E_1)^2}{2C} + \alpha_3 \frac{(C - r_2 C - E_2)^2}{2C}$$

$r_1 + r_2 = 1.0$  および  $\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 = 1.0$  を考慮して整理すると

$$P = \frac{C}{2} \{r_1^2(\alpha_1 + \alpha_3) + r_2^2(\alpha_2 + \alpha_3)\} + \frac{1}{2C} \{E_1^2(\alpha_1 + 2\alpha_3) + E_2^2(\alpha_2 + 2\alpha_3) - 4\alpha_3 E_1 E_2\} + E_1(\alpha_1 r_1 + 2\alpha_3 r_1 - \alpha_3) + E_2(\alpha_2 + \alpha_3 - \alpha_2 r_1 - 2\alpha_3 r_1) \dots \dots \dots (8)$$

と書ける。

さて、 $E_1$  および  $E_2$  は歩行者横断所要時間であるから交差点の大きさから決まる値であり、 $r_1$  および  $r_2$  はスプリットであって、自動車交通の要請から決まるのが普通である。

式 (8) をサイクル  $C$  で微分して最適サイクル  $C_{op}$  を求めると、

$$C_{op} = \sqrt{\frac{E_1^2(\alpha_1 + 2\alpha_3) + E_2^2(\alpha_2 + 2\alpha_3) - 4\alpha_3 E_1 E_2}{(\alpha_1 + \alpha_3)r_1^2 + (\alpha_2 + \alpha_3)r_2^2}}$$

となる。

いま仮に

$$r_1 = 0.4 \quad r_2 = 0.6$$

$$\alpha_1 = 0.3 \quad \alpha_2 = 0.4 \quad \alpha_3 = 0.3$$

$$E_1 = 10 \text{ sec} \quad E_2 = 20 \text{ sec}$$

とおいて平均横断待ち時間とサイクルとの関係を計算してみると 図-11 のようになる。最適サイクル  $C_{op}$  は、20.6 sec であって、サイクルの許容範囲より小さな値となる。また、極端な場合として、 $E_1 = 20 \text{ sec}$ ,  $E_2 = 30 \text{ sec}$ ,  $\alpha_1 = 0.4$ ,  $\alpha_2 = 0.6$ ,  $\alpha_3 = 0$ ,  $r_1 = 0.6$ ,  $r_2 = 0.4$  として計算しても、 $C_{op} = 54 \text{ sec}$  に過ぎない (このとき最小サイクルは 50 sec)。このことから、通常の交差点における横断歩行者にとっての遅れ最小サイクルは、車両用常用サイクルに比してかなり小さい値であるということができ、一般には、サイクルを短縮すれば歩行者横断待ちも

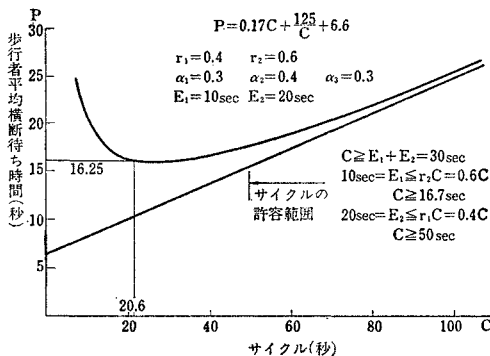


図-11 歩行者平均横断待ち時間とサイクルとの関係数値計算例

小さくすることができる。

### 3. 実験値

図-12 に示すような交通信号制御実験システムにおいて、70 秒から 120 秒まで、5 秒間隔に 11 通りにサイクルを変化させることによって、サイクルと遅れおよび停止との関係を実験的に求めた。スプリット (%) は固定し、オフセットは、微係数法による追従制御<sup>9)</sup>を行って、遅れ最小になるように制御したので、常に動いており、一定値ではない。遅れおよび停止台数は、各停止

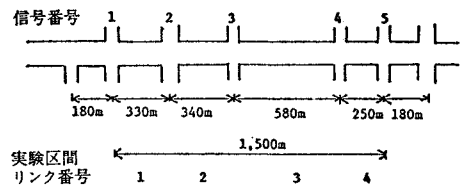


図-12 実験区間

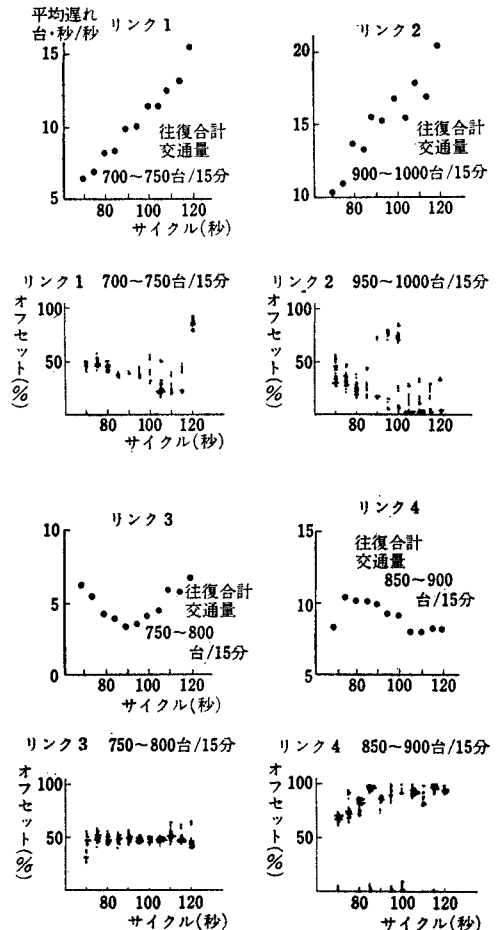


図-13 リンク別遅れとサイクルとの関係 (実験値)

線ごとに、停止線上流約 150 m の位置にある車両感知器情報と、オフライン実測から求めた飽和流量とから、オンラインで計算した。

(1) 遅れ

図-13 は各リンクの遅れとサイクルとの関係を示すものである。各点は数個の 15 分実測値の平均値である。リンク 3 は約 92 秒で極小値、リンク 4 は約 80 秒で極大値をとっている。リンク長はそれぞれ 580 m および 250 m であり、右左折車はあまり多くないので、走行速度を 12.5 m/sec (45 km/hr) と仮定すると、リンク 3 では往復走行時間  $T=92.8$  sec で極小値、リンク 4 では往復走行時間  $\times 2=2T=80$  sec で極大値をとることになり、図-8 の形とほぼ一致する。

リンク 1 およびリンク 2 は、右左折が多く、沿道条件も良くないので、走行速度はリンク 1 および 3 ほどには高くない。図-13 では 70 秒から 120 秒のサイクルの範囲に極大値も極小値も現われていないので往復走行時間  $T$  の推定ができないが、少なくとも図から  $T \leq 70$  sec,  $2T \geq 120$  sec であろう。

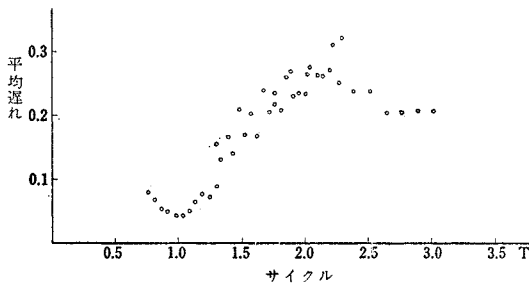


図-14  $T$  で正規化したサイクルと平均遅れとの関係 (実験値)

図-14 は、実験結果を図-8 のモデル計算と照合しやすくするために、図-13 のデータをサイクルと平均遅れとの関係に直し、かつ、両軸ともリンク往復走行所要時間  $T$  で正規化して示したものである。単純モデルによる計算値と似た形をしているのがわかる。リンク 1 およびリンク 2 の  $T$  は、いずれも 60 秒と仮定した。これはリンク 1 では 11 m/sec (39.6 km/hr)、リンク 2 では 11.3 m/sec (40.8 km/hr) の走行速度に相当する。

図-15 は、単純に 4 つのリンクを合計した総遅れとサイクルとの関係を示すもので、多少の波はあるが全体としてはサイクルの増加

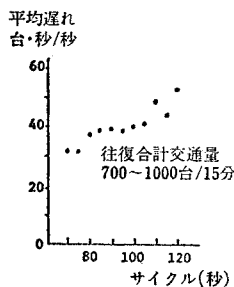


図-15 4 リンク合計遅れとサイクルとの関係 (実験値)

につれて総遅れもほぼ比例的に増加するという傾向を持つ。

(2) 停止

実験が遅れを最小にするようなオフセット制御のもとで行われたので、停止回数に関しては必ずしも最適オフセットをとっていないが、近似的な現象の観察にはたえるであろう。

図-16 は、各リンクの停止台数とサイクルとの関係を示すものであり、図-17 は、図-9 と対比しやすいようにサイクルを  $T$  の単位で表わして示したものである。 $T$  には図-14 におけるものと同じ値を用いた。図-17 は、図-9 とかなり似た形をしているが、リンク 1 およびリンク 2 は、右左折車が多いために平均停止回数はリンク 3 およびリンク 4 より全般にかなり多い。

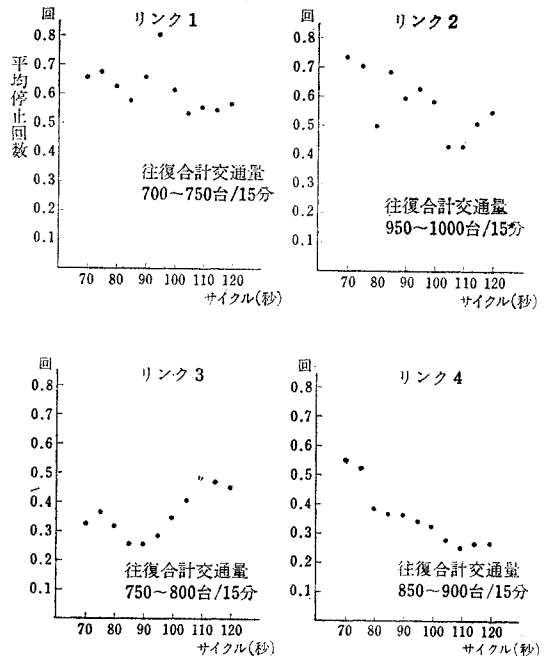


図-16 リンク別平均停止回数とサイクルとの関係 (実験値)

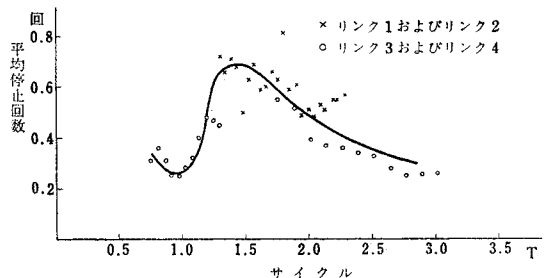
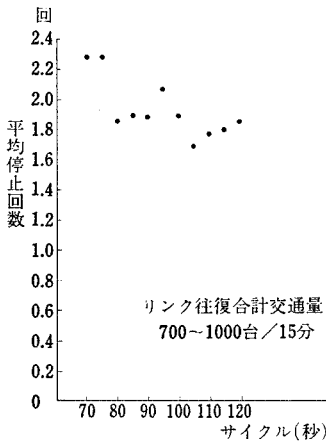


図-17  $T$  で正規化したサイクルと平均停止回数との関係 (実験値)



図一18 4リンク合計平均停止回数とサイクルとの関係(実験値)

図一18は4つのリンクを単純に合計した総停止台数とサイクルとの関係を示すものである。サイクルの増加につれてやや停止台数が減少する傾向が認められる。

#### 4. 系統制御における遅れおよび停止のサイクルに関する微係数とサイクルのオンライン最適化実験

##### (1) 遅れのサイクルに関する微係数

一般に、サイクルの変化は2つの面で系統リンクの遅れに影響する。ひとつはオフセット(秒)の変化の効果であり、もうひとつは、到着波形がサイクルと相似的に変化した場合には1サイクル当り遅れがサイクルの2乗に比例するという効果である。まず、第1の効果について考えてみよう。

任意の系統リンクの相対オフセットに関する遅れあるいは停止の微係数をオンライン計測することができることはすでに示したところである<sup>4)</sup>。この計測は、停止線の飽和流量を一定と推定できれば、停止線の上流100~150mの位置に設けた車両感知器1基(停止線当り)で可能である。

両端に信号停止線AおよびBを持つひとつのリンクを考えよう。Bの青の始まりからAの青の始まりまでの時間差をこのリンクの相対オフセットと定義しよう。 $h_A$ および $h_B$ を各停止線での1サイクル当り遅れの相対オフセットに関する微係数とすると、 $h_A+h_B$ は、このリンクの1サイクル当り遅れの相対オフセットに関する微係数である。オフセットのオンライン最適化は、 $|h_A+h_B|$ がある閾値をこえたときに、遅れを減少させる方向に相対オフセットをシフトすることによって行うことができる。

いま  $h_A-h_B$  をとって、その意味を考えてみよう。 $h_A > 0$  は、Aの青がBとの相対において現在より1秒だけ早く始めればAでの1サイクル当り遅れが $h_A$ だけ減少することを意味する。同様に  $h_B < 0$  はBの青がAとの相対において現在より1秒だけ早く始めればBでの1サイクル当り遅れが $h_B$ だけ減少することを意味する。したがって、もしAにもBにも互いに相手との相対において1秒ずつ早く青を与えることができれば、このリンクの1サイクル当り遅れは $h_A-h_B$ だけ減少することになる。当然のことながらオフセットをいかに変化させてもそのようにすることはできないが、もしサイクルを2秒短縮すればそれは可能となる。

このことから、 $h_A-h_B$  は、サイクルの変化に伴ってオフセットが改善されることによる1サイクル当り遅れの減少の目安となる量であることが知られる。そこで、 $1/2 \cdot (h_A-h_B)$  を、'リンクの遅れのサイクルに関する見かけの微係数'と名づけることにしよう。

次に、第2の効果、すなわち、サイクルと遅れとの一般的関係として、もし到着波形が相似で、オフセット(sec)が同じだとすれば、1サイクル当り遅れはサイクルの2乗に比例するという事実注意到すれば次のような式を置くことができる。

$$\left. \begin{aligned} W(C+\Delta C) &= \{W(C) + h(C) \cdot \Delta C\} \left(\frac{C+\Delta C}{C}\right)^2 \\ h(C) &= \frac{1}{2} \{h_A(C) - h_B(C)\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

ここに、

- C: サイクル
- $W(C)$ : リnkの1サイクル当り遅れ
- $h(C)$ : リnkの1サイクル当り遅れのサイクルに関する見かけの微係数

$$w(C) = \frac{W(C)}{C} \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 $w(C)$ : リnkの単位時間当り遅れとすれば、

$$w(C+\Delta C) - w(C) = \frac{W(C+\Delta C)}{C+\Delta C} - \frac{W(C)}{C} \dots\dots\dots (11)$$

となり、式(9)、(10)および(11)から、

$$\left. \begin{aligned} \frac{W(C+\Delta C)}{C+\Delta C} &= \{W(C) + h(C) \cdot \Delta C\} \frac{C+\Delta C}{C^2} \\ &= \frac{W(C)}{C} + W(C) \frac{\Delta C}{C^2} \\ &\quad + h(C) \cdot \Delta C \frac{C+\Delta C}{C^2} \\ \frac{W(C+\Delta C)}{C+\Delta C} - \frac{W(C)}{C} &= \frac{W(C)}{C^2} \cdot \Delta C \\ &\quad + h(C) \cdot \Delta C \frac{C+\Delta C}{C^2} \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{w(C+\Delta C)-w(C)}{\Delta C} &= \frac{W(C)}{C^2} + h(C) \frac{C+\Delta C}{C^2} \\ \frac{d}{dC}w(C) &= \lim_{\Delta C \rightarrow 0} \left\{ \frac{w(C+\Delta C)-w(C)}{\Delta C} \right\} \\ &= \frac{W(C)}{C^2} + \frac{h(C)}{C} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(12)$$

または

$$= \frac{w(C)+h(C)}{C} \dots\dots\dots(13)$$

として、単位時間当り遅れのサイクルに関する微係数を表わすことができる。式(12)における1サイクル当り遅れ  $W(C)$  は、 $h(C)$  を計測するのに必要な車両感知器でオンライン計測が可能である。

(2) 停止台数のサイクルに関する微係数

同様な考察によって、単位時間当り停止台数のサイクルに関する微係数を導くことができる。

$$S(C+\Delta C) = \{S(C) + k(C) \cdot \Delta C\} \frac{C+\Delta C}{C}$$

$$h(C) = \frac{1}{2} \{k_A(C) - k_B(C)\}$$

$$s(C) = \frac{S(C)}{C}$$

$$\frac{S(C+\Delta C)}{C+\Delta C} = \frac{S(C)}{C} + \frac{k(C) \cdot \Delta C}{C}$$

$$\frac{s(C+\Delta C) - s(C)}{\Delta C} = \frac{k(C)}{C}$$

$$\frac{d}{dC}s(C) = \frac{k(C)}{C}$$

ここに、

$S(C)$ : 1サイクル当りリンクの停止台数

$k_A(C)$  および  $k_B(C)$ : 停止線AおよびBにおける1サイクル当り停止台数のオフセットに関する微係数

(3) サイクルのオンライン最適化実験

上述の微係数を用いて、サイクルのオンライン最適化制御がもし適切に機能すれば、交通量、右左折、リンク長、速度等々のすべてを考慮したサイクルの自動的な最適化が可能となって、きわめて好都合である。そこで、図-12に示される実験システムにおいて、遅れのサイクルに関する微係数を用いてサイクルのオンライン最適化実験を行った。スプリット(%)は固定し、オフセットはオンライン追従制御によって常時最適化するよう動かした。図-19はリンク3のみに適用した場合、図-20は4つのリンク合計について、適用した場合の結果である。リンク3のみの場合には、明らかに図-12から知られる最適サイクルの90秒付近に収束する。4リンク

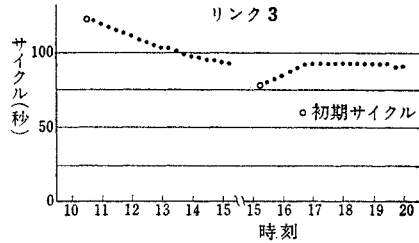


図-19 サイクル最適化実験結果 (リンク3)

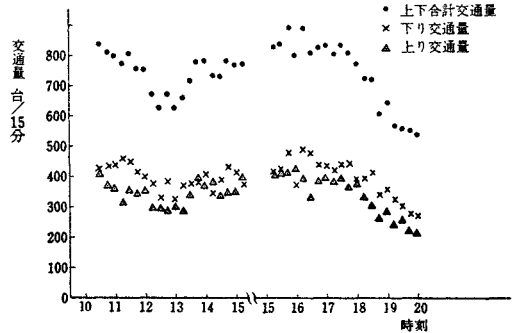


図-20 サイクルの最適化実験結果 (リンク1~4合計)

合計の場合には、

110秒から出発すると95秒付近で収束し、80秒から始めると75秒に近づく。これは4つのリンク合計の遅れ——サイクルの関係が単調ではなく、図-13から

もうかがわれるように、95秒付近および75秒付近に局地的な極小値があるためと思われる。交通量は、昼食時と夕刻とにおいて減少しているが、交通量の減少は走行速度の増大→往復所要時間  $T$  の減少→最適サイクルの減少という効果を持ち、図-19の19:30以降および図-20の12:30~13:00付近においてその影響がわずかに認められる。

5. 結論

系統制御における最適サイクルは、主として信号間隔と系統速度とによって定まる。系統速度を11m/sec(約40km/hr)と仮定すると、通常都市内で用いられる90sec程度のサイクルにおいては、信号間隔約250mから500mの間のリンクでは遅れとサイクルとの関係は図-8に示した  $T$  と  $2T$  との間にあり、サイクルの1%の短縮によって遅れが1%以上減少するという範囲にある。都市内の系統化された信号の大部分はこの範囲の間



隔にあるから、サイクルの短縮は遅れの減少に大きく寄与することがわかる。70 秒程度のサイクルにおいてもなお、信号間隔約 190~390 m のリンクではサイクルが  $T$  と  $2T$  の間にくる。

横断歩行者の待ち時間は、かなり特殊な場合でも通常用いることのできるサイクルの範囲より短いサイクルで最小となるので、普通はサイクルを短縮することによって歩行者の横断待ちもまた短くなると考えることができる。

したがって、都市内道路網系統制御におけるサイクル制御の政策は、できるだけ短いサイクルを用いることであるということができ、そのためには飽和度の高い交差点において、無駄青を出さない有効なスプリット制御ができなければならない。系統制御におけるスプリット制御は、この点で孤立した交差点の場合とは異なった意味をもち、さらに重要性が高い。

効外部などにおいて、信号間隔が長く、走行速度も高く、多くのリンクの往復所要時間  $T$  が常用のサイクルあるいはその整数倍の範囲に入るような場合には、最短サイクルではない最適サイクルが存在しうことは明らかである。このような場合のサイクル最適化ももちろ

ん重要で興味深い問題であり、これについては別の機会に報告したいと考えている。

遅れのサイクルに関する微係数を用いたオンライン最適化制御は、理論と実験結果との合致はきわめて良い。しかし実用的にはすべてのリンクに車両感知器を設けなければならない、また局地極小値に陥ち込むことがあるという点に問題がある。いずれにせよ、できるだけ短いサイクルを用いるという単純な最適政策が明白であるような場合には、このようなオンライン最適化はあまり実用的な意味を持たないといえる。

#### 参 考 文 献

- 1) Webster, F.V. : Delays at Traffic Signals Fixed-Time Signals, Road Research Laboratory, Research Note 2374.
- 2) 交通工学研究会 : 広域交通信号制御の研究報告書, 昭和 41 年 3 月.
- 3) 枝村・久井 : 系統式信号制御パラメーターに関する一考察, 交通工学, Vol. 5, No. 5, 昭和 45 年 9 月.
- 4) 越 : 広域交通信号制御における信号オフセットのプログラム形成のひとつの方法, 生産研究 20, 3, 昭和 43 年 3 月.
- 5) 越 : Optimization of Cycle Time for Computerized Traffic Signal Systems, 生産研究 26, 10, 昭和 49 年 10 月.  
(1974.12.19・受付)