

単独平面交差点の遅延時間計算方法と伝統的な 信号制御設計方法に関するレビュー

穆 蕊¹

¹公益財団法人豊田都市交通研究所 (〒471-0024 愛知県豊田市元城町3-17 元城庁舎西棟4F)

E-mail: mu@ttri.or.jp

交通信号制御システムを設置する最初の考えは交通安全の確保を前提として、交通の円滑化を求める。円滑指標のうち、遅延時間は平面交差における最も重要な評価指標である。遅延時間の計算方法とその精度は重要である。遅延時間最小化を目指して信号制御最適化に関する研究は長年に続ける。信号制御サービス水準は米国交通輸送調査委員会が Highway Capacity Manual に続けて定義されている、信号制御の評価参照となる。中国とオーストラリアにも類似な定義がある。日本では、サービス水準を定めない状態である。そこで、本研究は平均遅延時間の計算方法、伝統的な信号制御設計方法、サービス水準の定義をレビューする。平均遅延時間とサイクル時間の数学的な関係を究明する。日本にも信号制御のサービス水準の定義を勧める。

Key Words : Delay time, Traffic signal control, Level of service, Isolated signalized intersection

1. はじめに

交通信号制御システムを設置する最初の考えは交通安全の確保を前提として、交通の円滑化を求める。後者において、制御の最適化という問題はかなり奥が深い¹⁾。信号制御最適化に関する研究は英国道路研究所 (1996 年から交通研究所) の Webster が 1957 年に発表した論文²⁾から続けられている。日本でも、平均遅延最小化を目指し、今まで世界的広範囲で採用される上記の Webster の信号制御設計方法を利用している³⁾。円滑指標のうち、遅延時間は平面交差における最も基本的かつ重要な評価指標である。米国交通輸送調査委員会が Highway Capacity Manual 2016⁴⁾ (以下 HCM と呼ばれる) に信号制御付平面交差点のサービス水準を主に車両平均遅延時間によって規定する (具体的はセクション 4 に議論する)。日本ではサービス水準の設定方法に関する知見が不十分である。[改訂-平面交差の計画と設計-基礎] (2002)⁵⁾にサイクル長に基づいてサービス水準を定義した。しかし、サイクル長が長い場合に平均遅延時間は短い可能性がある。そこで、本研究は平均遅

延時間の計算方法、伝統的な信号制御設計方法、サービス水準の定義を議論する。

2. 平均遅延時間の計算

(1) Webster の遅延時間計算式

Webster が 1957 年にシミュレーションを用いて、各進行方向で信号制御のため車両の平均遅延時間計算式 (式(1)) を構築した。式 1 に、 d_n の第一項は車両が一定の車頭間隔で到着すると仮定すると、進行方向 n に、過飽和でない場合の 1 サイクルあたりの車両の平均遅延時間。 d_n の第二項は車両がランダムで到着の影響を表す。 d_n の第三項はシミュレーションによる修正項である。 x_n の定義は式(2)に示す。各流入レーン信号制御条件下での飽和度を表す。

$$d_n = \frac{C(1 - g_n)^2}{2(1 - \beta_n)} + \frac{x_n^2}{2q_n(1 - x_n)} - 0.65\left(\frac{C}{q_n^2}\right)^{1/3} x_n^{(2+5g_n)} \quad (1)$$

$$x_n = \frac{q_n C}{s_n G_n} \quad (2)$$

ここに、 d_n ：レーン組合せ n に、1台あたり平均遅延時間(秒/台)； C ：サイクル長(秒)； g_n ：レーン組合せ n の青時間率、 $g_n = G_n/C$ ； G_n ：レーン組合せ n の有効青時間； β_n ：レーン組合せ n の需要率 = q_n/s_n ； q_n ：レーン組合せ n の流入交通流率(台/秒)； s_n ：レーン組合せ n の飽和交通流率(台/秒)；過飽和でない場合に $x_n \leq 1$ 。

(2) HCMの遅延時間計算式

交差点において、車両の平均遅延時間はレーン組合せの平均遅延時間から計算される。計算式に流入組合せを対象として計算する係数がある。そこで、レーン組合せと流入組合せの決定方法は遅延時間計算方法の先に説明する。

レーンは以下三つの規則に従って確定する：

- (1) 一つあるいは複数の完全な左折レーンは、一つのレーン組合せとなる。右折レーンも同じ；
- (2) 任意の共有レーンは、一つのレーン組合せと視する；
- (3) 完全な転向レーンと共有レーンじゃない任意のレーンあるいは複数のレーンは、一つのレーン組合せとなる。

以下のレーン組合せが存在可能である：

- (1) 完全な左折レーン(一つあるいは複数)；
- (2) 完全な直進レーン(一つあるいは複数)；
- (3) 完全な右折レーン(一つあるいは複数)；
- (4) 左折と直進を共有レーン；
- (5) 左折と右折を共有レーン；
- (6) 右折と直進を共有レーン；
- (7) 左折、直進、右折を共有レーン。

流入組合せは以下二つの規則に従って確定する：

- (1) 完全な転向レーン(一つあるいは複数)は一つの流入組合せを視する；
- (2) 規則(1)に従って確定した流入組合せに属しない任意レーンは一つの流入組合せとする。

遅延時間計算方法は上述の任意レーン組合せに適用される。一般的なレーン組合せと流入組合せの種類が付録の表 A-1 に示す。レーン組合せが流入組合せに属する可能性がある。ただし、所属関係を逆転させない。

レーン組合せごとに車両平均遅延時間 d (式(3))は三部分がある：通常遅延 d_1 (秒/台)、増量遅延 d_2 (秒/台)(車両がランダムに到着で一時通行能力を超えると分析時間帯内累積到着交通量が累積通行能力を

超える二つの原因)、残り渋滞長遅延 d_3 (秒/台)(分析時間帯開始時に存在する渋滞長)。

$$d = d_1 + d_2 + d_3 \quad (3)$$

通常遅延 d_1 (秒/台)(式(4))の算定方法は Webster 遅延計算式の第一項(式(5))に基づいて確立する。Webster と HCM の区別は二つがある：①HCM は PF という調整ファクターを追加する；②被除数部分に、HCM は x_n から $\min(1, x_n)$ に変更した。Webster の計算式に、青信号のスプリットがレーン組合せの平均遅延時間に対する影響は制御飽和能力以内($x_n \leq 1$ 、あるいは図 1 に $(q_n R_n / (s_n - q_n)) \leq G_n \rightarrow s_n G_n \geq q_n C$)に計算できる。制御飽和能力以外は考慮しなかった。HCM2016 の計算式は $x_n \leq 1$ の場合に、Webster の計算式と同じである； $x_n > 1$ の場合に、 $x_n = 1$ に視し、式(6)になる。また、HCM は青時間内に到着の車群のパーセンテージの影響を表すパラメータ PF を追加する。

$$d_1 = PF \frac{C(1 - g_n)^2}{2(1 - \min(1, x_n)g_n)} \quad (4)$$

$$d_1 = \frac{C(1 - g_n)^2}{2(1 - x_n g_n)} \quad (5)$$

$$\begin{aligned} x_n \leq 1 : & \quad \text{式(5)} \times \text{PF} \\ x_n > 1 : & \quad d_1 = PF \frac{C(1 - g_n)}{2} \end{aligned} \quad (6)$$

微積分と幾何の視点で、 $x_n \leq 1$ の場合に、1サイクルあたり進行方向 n に車両の総遅延時間 D_n は図 1 の最大の三角形の面積に相当し、式(7)に示す。1台あたり平均遅延時間 d_n は式(8)に示す。 $x_n > 1$ の場合に、1サイクルあたり進行方向 n に車両の総遅延時間 D_n は図 2 の左の三角形と右の梯形の面積の和であり、式(9)になる。1台あたり平均遅延時間 d_n は式(10)に示す。そして、HCM2016 の計算式は $x_n > 1$ の場合を考慮したが、そちと微積分と幾何の視点での計算式は異なる。

$$D_n = \frac{s_n q_n R_n^2}{2(s_n - q_n)} = \frac{q_n R_n^2}{2(1 - x_n g_n)} \quad (7)$$

$$\begin{aligned}
 d_n &= \frac{D_n}{q_n C} = \frac{q_n R_n^2}{2(1-\beta_n)q_n C} \\
 &= \frac{R_n^2}{2C(1-\beta_n)} \\
 &= \frac{(C - Cg_n)^2}{2C(1-\beta_n)} \\
 &= \frac{C(1-g_n)^2}{2(1-\beta_n)}
 \end{aligned} \tag{8}$$

$$\begin{aligned}
 D_n &= \frac{q_n R_n^2}{2} + \frac{2q_n R_n - (s_n - q_n)G_n}{2} G_n = \\
 &= \frac{q_n C^2 - s_n G_n^2}{2}
 \end{aligned} \tag{9}$$

$$d_n = \frac{C(1-g_n/x_n)}{2} \tag{10}$$

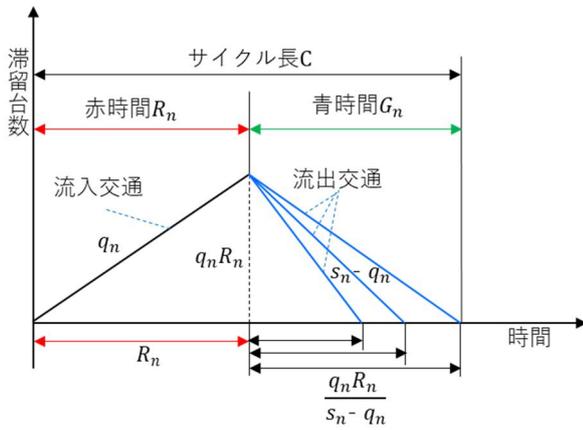


図 1 $x_n \leq 1$ の場合、時間と交差点に車両滞留台数関係

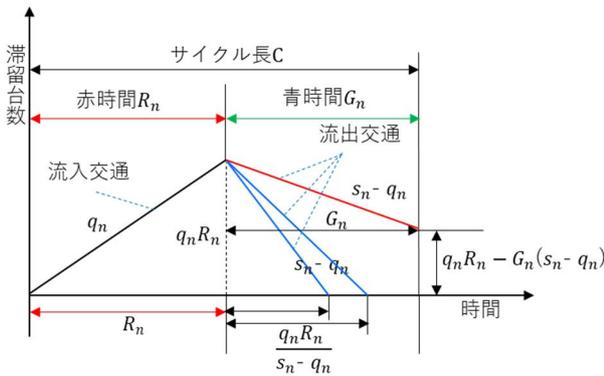


図 2 全部の場合、時間と交差点に車両滞留台数関係

増量遅延 d_2 (秒/台)は式(11)に示す。 T は分析期間。

$X_{A,n}$ はレーン組合せ n の平均通過率 (式(12))。 $c_{A,n}$ はレーン組合せ n の平均通過能力 (式(13))。 $c_{s,n}$ (台/時)はレーン組合せ n の最大通過能力。 c_n (台/時)はレーン組合せ n の通過能力 (式(14))。 N はレーン組合せ n のレーン数。 t_n (時)はレーン組合せ n の交通需要を満足できない期間。 $Q_{b,n}$ (台)は残り渋滞長。 t_a (時)は交差点の平均交通需要を満足できない期間。 N_g は t_n が 0 以上のレーン組合せ数。 k は増量遅延影響因子。 k_{min} は最小増量遅延因子。 $c_{a,n}$ (台/時)は感応信号制御の最大通過能力。 $G_{a,n}$ (秒)は最大有効青時間。 $G_{max,n}$ (秒)は最大青時間。 γ (秒)は黄時間。 R_c (秒)は全赤時間。 l_1 (秒)は発進損失時間。 l_2 (秒)はクリアランス損失時間。 e (秒)は延伸有効青時間。 P_m は流入組合せ m の青時間車両到着率=青時間内到着車両数/1サイクル内到着車両数。 I_m は流入組合せ m に上流交差点信号制御の影響因子、 I_m の値の範囲は0.09~1.0。 $X_{u,m}$ は、流入組合せ m に流入することがある全部上流交差点の相応流出部の加重平均通過能力。

$$d_2 = 900T \left[(X_{A,n} - 1) + \right. \tag{11}$$

$$\left. \sqrt{(X_{A,n} - 1)^2 + \frac{8k_n I_m X_{A,n}}{c_{A,n} T}} \right]$$

$$X_{A,n} = q_n / c_{A,n} \tag{12}$$

$$\begin{aligned}
 \text{渋滞長} \\
 0 : \quad c_{A,n} &= c_{s,n} \frac{t_n}{T} + c_n \frac{(T - t_n)}{T}
 \end{aligned} \tag{13(1)}$$

$$\begin{aligned}
 \text{渋滞長} \\
 > 0 : \quad c_{A,n} &= c_{s,n} \frac{t_a}{T} + c_n \frac{(T - t_a)}{T}
 \end{aligned} \tag{13(2)}$$

$$c_n = N s_n \frac{G_n}{C} \tag{14}$$

$$\begin{aligned}
 q_n & \geq c_{s,n} \quad t_n = T
 \end{aligned} \tag{15(1)}$$

$$\begin{aligned}
 q_n & < c_{s,n} \quad t_n = Q_{b,n} / (c_{s,n} - q_n)
 \end{aligned} \tag{15(2)}$$

$$t_a = \frac{1}{N_g} \sum_{n \in N_g} t_n \tag{16}$$

$$k_n = (1 - 2k_{min,n}) \left(\frac{q_n}{c_{a,n}} - 0.5 \right) + k_{min,n} \tag{17}$$

$$\begin{aligned}
 k_n \leq 0.50 \\
 k_{min,n} &= -0.375 + 0.354 P_m T \\
 & \quad - 0.0910 P_m T^2
 \end{aligned} \tag{18}$$

$$c_{a,n} = \frac{G_{a,n} s_n N}{C} \tag{19}$$

$$\begin{aligned}
 G_{a,n} &= G_{max,n} + \gamma + R_c - l_1 - l_2 \\
 &= G_{max,n} - l_1 + e
 \end{aligned} \tag{20}$$

$$\gamma + R_c = e + l_2 \tag{21}$$

$$I_m = 1.0 - 0.91X_{u,m}^{2.68} \quad (22)$$

残り渋滞長遅延 d_3 (秒/台) は式(23)に従って計算する。 $t_{A,n}$ (時) は調整した交通需要を満足できない期間。 $Q_{e,n}$ (台) は分析期間最後の渋滞長。 $Q_{eo,n}$ (台) は $q_n \geq c_{A,n}$ と $Q_b = 0.0$ 台の場合に、分析期間最後の渋滞長。

$$d_3 = \frac{3600}{q_n T} \left(t_{A,n} \frac{Q_{b,n} + Q_{e,n} - Q_{eo,n}}{2} + \frac{Q_{e,n}^2 - Q_{eo,n}^2}{2c_{A,n}} - \frac{Q_{b,n}^2}{2c_{A,n}} \right) \quad (23)$$

$$Q_{e,n} = Q_{b,n} + t_{A,n}(q_n - c_{A,n}) \quad (24)$$

$$q_n \geq c_{A,n} : \quad Q_{eo,n} = T(q_n - c_{A,n}) \quad (25(1))$$

$$t_{A,n} = T \quad (25(2))$$

$$q_n < c_{A,n} : \quad Q_{eo,n} = 0.0 \text{ 台} \quad (26(3))$$

$$t_{A,n} = Q_{b,n}/(c_{A,n} - q_n) \leq T \quad (26(4))$$

3. 伝統的な信号制御計算方法

(1) Webster の計算方法

1 サイクルあたり車両総遅延時間 D (式(27)、 d_n は式(1)に従う) をサイクル時間 C の関数として扱うと、各現示の有効青時間の比率が各現示の需要率の比率と等しいことを想定し、 D を C で微分した値を 0 と置いた C が 1 サイクルあたり車両総遅延時間を最小とする最適サイクル長であるとしている。サイクル時間の近似最適値 C_{op} の計算式を推算した (式(28))。各現示の有効青時間の計算方法は上記の想定に従う (式(29))。

$$D = \sum_1^n d_n q_n \quad (27)$$

$$C_{op} = \frac{1.5L + 5}{1 - \lambda} \quad (28)$$

ここに、 C_{op} : サイクル時間の近似最適値 (秒) ; L : 交差点の総損失時間 (秒) ; λ : 交差点の需要率 ; $\lambda = \sum_i \lambda_i$, λ_i は現示 i に各ラーン組合せの最大需要率。

$$G_i = (C - L) \frac{\lambda_i}{\lambda} \quad (29)$$

ここに、 G_i : 現示 i の有効青時間。

(2) Akcelik の計算方法

オーストラリア道路調査委員会の Akcelik が 1981 年に、式(28)に車両停止数を影響要素として信号制御最適化目標関数に加えて、サイクル時間の近似最適値を計算する式(30)を構築した。また、各現示に渋滞を引き起こさない (各現示に最大交通量を持つ進行方向の車両も円滑に通過できる) を目標とする最小サイクル時間の計算方法 (次の段落で説明) を提案した (日本でも利用している (平面交差の計画と設計基礎編一計画・設計・交通信号制御の手引, 2018))。さらに、「決定的な進行方向を確定するが青時間を決まる前提である」を強調した。決定的な進行方向を確定する方法を提案した。その前提によって、様々な現示設定を想定して、信号制御の効果を評価した。

$$C_{op} = \frac{(1.4 + k)L + 6}{1 - \lambda} \quad (30)$$

ここに、 k : 車両停止数のペナルティ係数。

交差点に全部の車両通過需要を満足する条件は式(31)に示す。式(31)を変換し、最小サイクル時間の計算方法式(32)の後半になる。

$$\lambda \leq \frac{C - L}{C} \quad (31)$$

$$C \geq \frac{L}{1 - \lambda} \Rightarrow C_{min} = \frac{L}{1 - \lambda} \quad (32)$$

(3) HCM の計算方法

HCM は式(33)に従って計算する。各現示の青時間は上述二つの方法と同様な式(29)に従って計算する。最適なサイクル長の概念がなく、交通流の変動性とランダム性も考慮しなかった。

$$C = \frac{LX_c}{X_c - \lambda} \quad (33)$$

ここに、 X_c : 信号制御の満足率, $\lambda < X_c \leq 1$, 推奨値は 0.8~0.9。

4. サービス水準の定義

(1) 日本の定義について

[改訂-平面交差の計画と設計-基礎] (2002) にサイクル長に基づいてサービス水準の定義は表 1 に示す。しかし、「平面交差の計画と設計 基礎編 計画・設計・交通信号制御の手引」(2018) に、サービス水準の定義がなく、日本では「サービス水準の設定方法に関する知見が不十分である」と説明した。

表 1 [改訂-平面交差の計画と設計-基礎] (2002) にサービス水準の定義

サービス水準	信号サイクル長 (秒)
1	70 以下
2	70~100
3	100 以上

(2) HCM の定義

1 サイクルあたり車両平均遅延時間と交通需要率はサービス水準の決定因子である (表 2)。交通需要率が 1.0 以下では、1 サイクルあたり車両平均遅延時間値の範囲に基づいてサービス水準を決定する。交通需要率が 1.0 を超えれば、サービス水準が最後にレベル F になる。その場合は、交差点の最大物理的な通行能力を超えると同一意味で、信号制御以外の課題になる。

表 2 HCM2016 にサービスレベルの定義

1 サイクルあたり平均遅延時間 D (秒/台)	サービスレベル	
	交通需要率 $\lambda \leq 1.0$	交通需要率 $\lambda > 1.0$
≤ 10	A	F
$10 < D \leq 20$	B	F
$20 < D \leq 35$	C	F
$35 < D \leq 55$	D	F
$55 < D \leq 80$	E	F
$D > 80$	F	F

(3) Austroads の定義

Austroads (オーストラリアとニュージーランドの道路交通行政機関で構成する協会) は HCM の定義に基づいて、信号交差点のサービス水準を定義する。交通需要率の値を問わず、1 サイクルあたり車両平均遅延時間値の範囲に基づいてサービス水準を決定する。具体的には、HCM で交通需要率が 1.0 以下場合と同様な定義になる。表 3 に示す⁸⁾。

表 3 Austroads にサービスレベルの定義

1 サイクルあたり平均遅延時間 D (秒/台)	サービスレベル
≤ 10	A
$10 < D \leq 20$	B
$20 < D \leq 35$	C
$35 < D \leq 55$	D
$55 < D \leq 80$	E
$D > 80$	F

(4) 中国の定義

中国の建設項目交通影響評価技術標準 CJJ/T 141-2010 には交差点交通需要率と平均遅延時間の値によって、サービス水準を定める (表 4)。交通需要率が 0.85 以上あるいは交通需要率の値が平均遅延時間の範囲に対応できない場合に、平均遅延時間だけによってサービス水準を判断する。

表 4 中国の建設項目交通影響評価技術標準 CJJ/T 141-2010 にサービスレベルの定義

サービスレベル	1 サイクルあたり平均遅延時間 D (秒/台)	交通需要率
A	≤ 10	≤ 0.25
B	$10 < D \leq 20$	$0.25 < D \leq 0.5$
C	$20 < D \leq 35$	$0.5 < D \leq 0.7$
D	$35 < D \leq 55$	$0.7 < D \leq 0.85$
E	$55 < D \leq 80$	$0.85 < D \leq 0.95$
F	$D > 80$	$D > 0.95$

5. おわりに

Webster の遅延計算式と HCM の遅延計算式の第一項はほぼ同じである。第二項は同様に交通量のランダム性を表すが、計算式はかなり異なる。Webster のは単純に定周期制御に対するし、HCM には影響因子を追加して端末感応制御も対応できる。HCM の計算式は大量なパラメーターがあるため、そちらの検証は必要である。

Webster と Akcelik の計算方法は、各現示の有効青時間の比率が各現示の需要率の比率と等しいを前提として、推定過程に近似値を替えし、小さい値を削

除すると様々な近似解を求める方法を使用した。そして最適じゃなく、近似最適サイクル長を求解できる。HCM には、最適サイクル長概念がなく、交通流の変動性とランダム性も考慮しなかった。

オーストラリアと中国などの国にもサービス水準

があるが、主に HCM のに基づいて定義になる。統一なサービス水準があることは重要と考えるため、日本に HCM の定義を基に、国の状況に基づいてサービス水準を制定することを勧める。

付録

表 A-1 HCM にレーン組合せと流入組合せの例

レーン数	進行方向 (レーン別)	レーン組合せ	流入組合せ
1	左、直、右： 	LG 1 :	MG 1 :
2	完全左： 直と右： 	LG 1 :	MG 1 :
2	左と直： 直と右： 	LG 1 :	MG 1 :
3	完全左： 直： 直と右： 	LG 1 :	MG 1 :
4	完全左： 直： 直： 完全右： 	LG 1 :	MG 1 :

ここに、「LG」は「レーン組合せ」の略称、「MG」は「流入組合せ」の略称である。

参考文献

- 1) 越 正毅, 交通工学通論, 技術書院, 1989.
- 2) Webster, F. V. (1957). Traffic signal settings. Road Research Technical Paper No.39. Department of Scientific and Industrial Research. London, England.
- 3) 交通工学研究会編; “平面交差の計画と設計 基礎編 計画・設計・交通信号制御の手引”, 丸善, 2018.
- 4) アメリカ交通輸送調査委員会編; “Highway Capacity Manual 2016”, Transportation Research Board publications, 2016.
- 5) 交通工学研究会編; “改訂 平面交差の計画と設計 基礎編”, 丸善, 2002.
- 6) 交通工学研究会編; “改訂 平面交差の計画と設計 応用編”, 丸善, 1989.
- 7) Akcelik, R. (1998). Traffic signals: capacity and timing analysis. Australian Road Research Board. Research Report ARR No.123 (7th reprint: 1998)
- 8) Austroads, Guide to Traffic Management Part 3: Transport Study and Analysis Methods. Edition 4.0, published in April 2020.
- 9) 中国領域基準: 建設項目交通影響評価技術標準 CJJ/T 141-2010.