

## 交叉口信号控制方案评价指标动态估计模型

高云峰<sup>1,2</sup>, 徐立鸿<sup>1</sup>, 汪涛<sup>3</sup>, 韩皓<sup>2</sup>

(1. 同济大学 电子与信息工程学院, 上海 201804; 2. 上海海事大学 交通运输学院, 上海 201306;  
3. 同济大学 交通运输工程学院, 上海 201804)

**摘要:** 对评价指标在周期内的实时变化进行动态估计是交叉口交通信号动态控制的关键. 应用计算机仿真模拟方法, 以仿真步长为间隔, 建立停车延误、停车次数、排队车辆数等常用控制目标与信号灯状态及持续时间之间的动态迭代估计模型. 机动车流在路段上的运行特征用元胞传输模型(CTM)描述, 在交叉口上的演化规律用微观交通状态描述. 以单个进口道的直行车流为研究对象, 对经典延误模型对比分析, 发现随着饱和度增大, 各个模型的估计偏差有逐渐增大的趋势, 基于仿真步长的迭代估计累积结果基本上处于经典延误模型计算结果的变化范围内. 对于单个交叉口而言, 迭代算法的时间复杂度为线性阶  $O(n)$ .

**关键词:** 动态估计; 微观交通状态; 迭代算法; 仿真; 元胞传输模型

**中图分类号:** U 491.5

**文献标识码:** A

### Dynamic Estimation Model on Performance Indexes of Signalized Intersection

GAO Yunfeng<sup>1,2</sup>, XU Lihong<sup>1</sup>, WANG Tao<sup>3</sup>, HAN Hao<sup>2</sup>

(1. College of Electronics and Information, Tongji University, Shanghai 201804, China; 2. College of Transport and Communications, Shanghai Maritime University, Shanghai 201306, China; 3. College of Transportation Engineering, Tongji University, Shanghai 201804, China)

**Abstract:** Simulation method was used for real-time estimation of performance indices at signalized intersection. The dynamic iterative relationship among vehicle delay, stops, and queues at intersection and signal status was modeled based on simulation step. Characteristics of traffic flow on link were simulated by cell transmission model (CTM) while those of evolution at intersection described by micro traffic state. Delay incurred by straightforward vehicle flow on an approach of a signalized intersection was researched. Results show that variance among several classical

delay models will increase as degree of saturation increases. Analyses show that estimation result based on simulation step is basically in the range of variance among the classical delay models. For one intersection, time complexity of the iterative algorithm is  $O(n)$ .

**Key words:** dynamic estimation; micro traffic state at intersection; iteration algorithm; simulation; cell transmission model

车辆在停车线前的停车延误、停车次数、排队车辆数等参数, 是评价交叉口信号控制方案的常用优化目标. 经典稳态延误模型和时变延误模型如 Webster、HCM、Akcelik 等, 都是以周期时长为参数计算车辆的小时平均延误, 无法估计交叉口进口上的车辆在不同信号灯状态下的停车延误的动态变化. 因此, 经典模型不能评价信号控制参数的动态优化过程. 为了能够动态优化路网交通信号协调控制方案, 必须研究交叉口信号控制优化目标的动态或实时估计方法.

国内外学者多采用计算机仿真方法(或数学建模方法), 研究延误、停车次数、排队长度等常用控制目标与协调控制(或单点控制)交叉口信号控制参数的量化关系. 国外学者基于定周期信号研究延误、停车次数、排队长度等控制目标, 其中对延误的研究最为充分. Webster 建立了至今仍广泛用于非饱和交通流的稳态随机延误模型<sup>[1]</sup>, 为以后进一步开展交通信号控制模型和算法研究奠定了基础. Akcelik 给出了过饱和交通流的时变延误模型<sup>[2]</sup>. 车辆排队和停车次数的研究以 Webster<sup>[3]</sup>, Catling<sup>[4]</sup>, Cronje<sup>[5]</sup> 等的研究为代表. 国内学者邵长桥等对增量延误协调

收稿日期: 2010-04-15

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51008231); 中国博士后科学基金面上项目(20090460653); 上海市博士后科研资助计划面上项目(10R21416500); 上海市重点学科建设项目(S30601)

第一作者: 高云峰(1975—), 男, 工学博士, 博士后, 主要研究方向为城市道路交通信号控制理论与方法. E-mail: ghiltong@126.com

变换,建立了信号控制交叉口的周期延误模型,并用观测数据标定了模型参数<sup>[6]</sup>. Liu Henry 以车流波动理论为基础,研究信号控制过饱和交叉口进口排队长度的实时估计方法,通过实时计算路段上不同交通流状态下的流量、速度、密度参数,实时估计排队长度<sup>[7]</sup>. 由于需要事先知道周期时长和绿信比参数,并且只能估计排队长度,因此适用范围有限. 高云峰、杨晓光等应用计算机模拟仿真方法,研究交叉口群协调控制的延误、排队长度、停车次数的动态估计方法<sup>[8]</sup>,由于机动车流在路段上的离散过程用 Robertson 模型描述,故不能真实反映车辆在交叉口进口上的排队情况. 笔者运用元胞传输模型(cell transmission model, CTM)<sup>[9]</sup>描述机动车流在路段上的运行特征,进一步研究交叉口信号控制优化目标的动态估计方法.

## 1 路段交通流运行规律模拟

研究表明,CTM<sup>[9]</sup>是描述间断交通流运行规律的有效模型. 现采用 CTM 模拟交通流在路段上的运行规律.

CTM 是 LWR<sup>[10]</sup>模型的离散化近似,假定路段上交通流的流量  $q$  和密度  $k$  具有如下规律:

$$q = \min(vk, q_{\max}, w(k_j - k)) \quad (1)$$

式中:  $v$  为自由流速度;  $q_{\max}$  为路段通行能力;  $w$  为下游交叉口的停车波向上传播速度;  $k_j$  为下游阻塞密度. 式(1)描述的规律如图 1 所示.

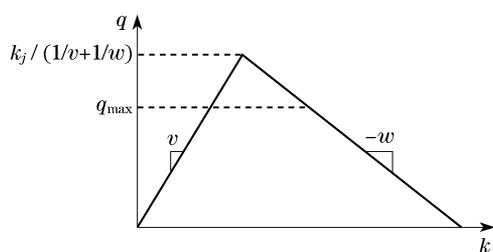


图1 CTM 模型  
Fig.1 CTM model

CTM 把路段分成多个相同长度的小区段(cell),在某个时刻,路段的密度由各个小区段所存在的车辆数表示. 在  $t+1$  时刻,第  $i$  个小区段存在的车辆数  $n_i(t+1)$  用下式表示:

$$n_i(t+1) = n_i(t) + y_i(t) - y_{i+1}(t) \quad (2)$$

式中,  $y_i(t)$  为  $[t, t+1]$  时段进入第  $i$  个小区段的流量,用下式计算:

$$y_i(t) = \min[n_{i-1}(t), Q_i(t), \delta(N_i(t) - n_i(t))] \quad (3)$$

式中:  $Q_i(t)$  为  $[t, t+1]$  时段能进入第  $i$  个小区段的最大车辆数;  $N_i(t)$  为  $t$  时刻第  $i$  个小区段容纳的最大车辆数;  $\delta$  为系数,其值用下式表示:

$$\delta = \begin{cases} 1, & n_{i-1}(t) \leq Q_i(t) \\ w/v, & n_{i-1}(t) > Q_i(t) \end{cases} \quad (4)$$

## 2 交叉口微观交通状态

交叉口微观交通状态用于描述交叉口进口上排队车辆数随时间的变化. 可以基于交叉口微观交通状态,对信号控制交叉口的控制目标实时估计. 现以一个周期内处于非饱和状态的交叉口为对象,研究交叉口微观交通状态. 从下面的分析可以看出,研究对象不失一般性. 在图 2 中,细实线表示交叉口的某一进口在一个周期内到达的流量随时间的变化情况,粗实线表示驶出交叉口的流量随时间的变化情况;横坐标  $t$  为时间,纵坐标  $Q$  为流量,  $C$  为周期时长,  $r$  为有效红信号时间,  $g$  为有效绿信号时间,  $a(t)$  为累积到达流量,  $d(t)$  为累积离去流量,  $\Delta t$  为停车线前车辆排队的消散时间. 当交叉口处于临界饱和状态时,  $\Delta t = g$ ; 过饱和状态时,  $\Delta t > g$ .

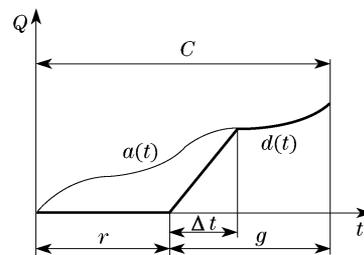


图2 一个周期内交叉口进口的流量变化  
Fig.2 Changes of traffic volume on one approach of an intersection in a cycle

根据一个周期内交叉口进口的信号灯状态与车辆排队的消散情况,可将进口停车线前车流的微观交通状态分为三类:阻塞态,用 0 表示;饱和态,用 1 表示;畅通态,用 2 表示. 如图 3 所示. 图 3 表示交叉口进口停车线前机动车流的停车波和消散波的形成过程,  $I_h(t)$ ,  $I_s(t)$  分别为交叉口进口处于拥挤态时以排队消散断面和以停车线断面计算的排队车辆数.

从图 3(横坐标表示时间,纵坐标表示距离)可以看出,阻塞态表示信号灯为红灯,车流不能通过交叉口;饱和态表示信号灯为绿灯,并且进口上存在车辆排队,车流以饱和流率通过交叉口;畅通态表示信号

灯为绿灯,并且进口上没有车辆排队,车可以不停地通过交叉口.当一个周期内交叉口进口处于饱和或过饱和状态时,进口微观交通状态只能有两种:阻塞态和饱和态.

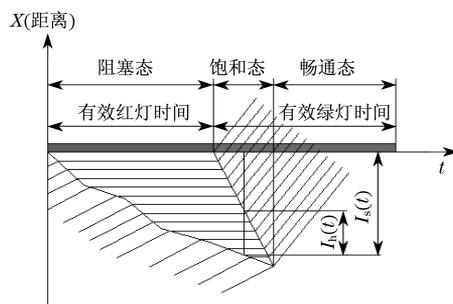


图3 交叉口进口微观交通状态

Fig.3 Micro traffic state on one approach of an intersection

定义交叉口进口上某个流向的信号状态函数  $s_s(t)$  如下:

$$s_s(t) = \begin{cases} 1, & \text{信号为有效绿灯} \\ 0, & \text{信号为有效红灯} \end{cases} \quad (5)$$

则可构造交叉口微观交通状态函数  $s_m(t)$  为:

$$s_m(t) = \begin{cases} 0, & s_s(t) = 0 \\ 1, & s_s(t) = 1, I_h(t) > 0 \\ 2, & s_s(t) = 1, I_h(t) = 0 \end{cases} \quad (6)$$

式(5),(6)同样适用于饱和与过饱和交通状态.

### 3 评价指标动态估计

从图3可以看出,当交叉口进口处于阻塞态和畅通态时,  $I_h(t)$  与  $I_s(t)$  相等;处于饱和态时,  $I_h(t)$  总是小于  $I_s(t)$ . 原因在于  $I_s(t)$  计入排队消散断面和停车线断面之间已处于行驶状态的那部分车流. 所以,此时的  $I_h(t)$  和  $I_s(t)$  存在如下关系:

$$I_h(t) = \max(I_s(t) - wt_g, 0) \quad (7)$$

式中:  $w$  为启动波向上游传播的速度;  $t_g$  为绿灯持续时间;  $I_s(t)$  的计算方法如下:

$$I_s(t+1) = \max(I_s(t) + A(t) - D(t), 0) \quad (8)$$

式(8)是一个迭代方程,  $A(t)$  为  $[t, t+1]$  时段到达排队尾的车辆数,  $D(t)$  为  $[t, t+1]$  时段驶过停车线的车辆数.

假设在  $t$  时刻,交叉口进口的排队车辆数为  $I_s(t)$  或  $I_h(t)$ , 停车次数为  $s(t)$ , 停车延误为  $d(t)$ . 下面对总停车延误、总停车次数、总排队车辆数的实时估计方法进行建模. 对于阻塞态,  $D(t) = 0$ ; 畅通

态,  $D(t) = A(t)$ . 则式(8)可以写成

$$I_s(t+1) = \begin{cases} I_s(t) + A(t), & s_m(t) = 0 \\ \max(I_s(t) + A(t) - D(t), 0), & s_m(t) = 1 \\ 0, & s_m(t) = 2 \end{cases} \quad (9)$$

对于总停车次数,有下式成立:

$$s(t+1) = \begin{cases} s(t) + A(t), & s_m(t) = 0 \text{ 或 } 1 \\ 0, & s_m(t) = 2 \end{cases} \quad (10)$$

对于总停车延误,有下式成立:

$$d(t+1) = \begin{cases} d(t) + (0.5A(t) + I_s(t))\delta, & s_m(t) = 0 \\ d(t) + (0.5A(t) + I_h(t+1) + 0.5w\delta)\delta, & s_m(t) = 1 \\ 0, & s_m(t) = 2 \end{cases} \quad (11)$$

式中,  $\delta$  为仿真步长.

## 4 算法有效性与时间复杂性分析

### 4.1 有效性分析

以1h为时段,观测某个定周期信号控制交叉口的一个进口处于不同饱和度水平(变化范围为  $[0, 1.5]$ ) 时车流的平均延误. 采用上述的动态估计方法与国外经典的稳态延误模型和时变延误模型(Webster模型<sup>[1]</sup>、Akcelik模型<sup>[11-12]</sup>、HCM模型<sup>[13-15]</sup>), 分别计算小时平均停车延误, 结果见图4(饱和度在  $[0, 0.9]$ ) 和图5(饱和度在  $[1.0, 1.5]$ ). Webster延误模型只适用于饱和度小于1的情形, 所以图5中没有其计算结果.

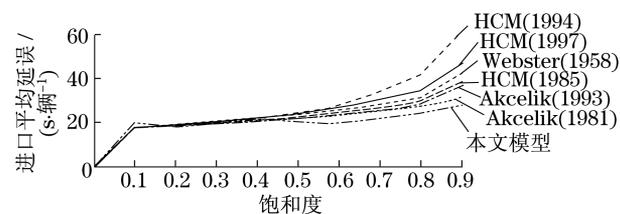


图4 延误随饱和度变化曲线(饱和度为0~0.9)  
Fig.4 Delay changes with degree of saturation  
(degree of saturation: 0~0.9)

从图4和图5可看出,相同的饱和度条件下, Webster模型、Akcelik模型、HCM模型的计算结果的变化范围比较大. 表1列举了各模型计算结果的

最大值、最小值,以及最大值与最小值之比随饱和度的变化.由表可知,即便是获得广泛认可的经典延误模型,计算结果之间也存在显著偏差.

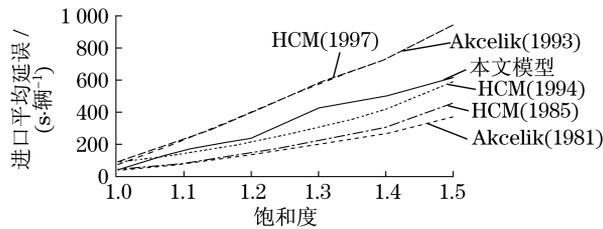


图 5 延误随饱和度变化曲线(饱和度为 1~1.5)

Fig.5 Delay change with degree of saturation supposed by classical models(degree of saturation:1.0~1.5)

表 1 相同饱和度条件下经典延误模型计算结果的变化范围

Tab.1 Range of variation of classical delay models at the same degree of saturation

饱和度	延误最小值	延误最大值	最大值/最小值	饱和度	延误最小值	延误最大值	最大值/最小值
0	0	0	0	0.8	27.36	42.51	1.55
0.1	17.9	18.14	1.01	0.9	31.76	62.29	1.96
0.2	18.84	19.37	1.03	1.0	45.04	93.62	2.08
0.3	19.81	20.71	1.05	1.1	86.91	233.10	2.68
0.4	20.98	22.41	1.07	1.2	143.76	404.43	2.81
0.5	22.10	24.14	1.09	1.3	211.76	583.25	2.75
0.6	23.70	28.04	1.18	1.4	275.38	731.77	2.66
0.7	25.35	34.01	1.34	1.5	377.59	942.94	2.50

当饱和度在 0.9 以下时,以 Webster 模型为基准计算各模型的相对偏差;当饱和度在 0.9 以上时,以 1994 年的 HCM 模型为基准计算各模型的相对偏差.计算结果如表 2 所示.可以看出,与 Akcelik 模型、HCM 模型相比,当饱和度小于 0.9 时,本模型的计算结果稍微偏小;当饱和度大于 0.9 时,本模型的计算结果介于已有模型的最小值和最大值之间,如图 6 所示.

以上数据分析表明,当饱和度小于 0.9 时,本文模型的计算结果和 Akcelik(1981)模型接近;当饱和度大于 0.9 时,和 HCM(1994)模型接近.本模型与该两模型延误模型的偏差分析结果见表 3 和图 7 所示.

#### 4.2 时间复杂性分析

基于仿真步长的迭代算法的计算频次,要比基

表 2 不同延误模型偏差对比

Tab.2 Analyses of variation of delay calculated by classical models and the dynamic estimation model %

饱和度	比较基准	模型				本模型
		Akcelik(1981)	Akcelik(1993)	HCM(1985)	HCM(1997)	
0		0	0	0	0	0
0.1		-1.32	-1.32	-1.32	0	10.64
0.2		-2.64	-2.64	-2.58	0.10	-7.39
0.3		-3.88	-3.88	-3.59	0.49	-4.56
0.4	Webster	-5.15	-5.15	-4.34	1.31	1.40
0.5		-6.08	-6.08	-4.50	2.59	-14.62
0.6		-7.49	-7.49	-4.06	5.00	-24.36
0.7		-9.66	-9.66	-3.17	7.98	-19.64
0.8		-12.78	-9.53	-2.87	10.71	-20.50
0.9		-26.07	-13.94	-10.38	9.40	-35.08
1.0		-51.89	-17.15	-40.64	-0.69	-48.11
1.1		-39.06	59.28	-34.91	63.45	22.21
1.2	HCM(1994)	-32.90	87.66	-29.49	88.76	17.11
1.3		-32.28	86.22	-26.06	86.51	38.97
1.4		-33.63	76.29	-24.29	76.36	21.00
1.5		-36.51	58.55	-22.61	58.50	3.19

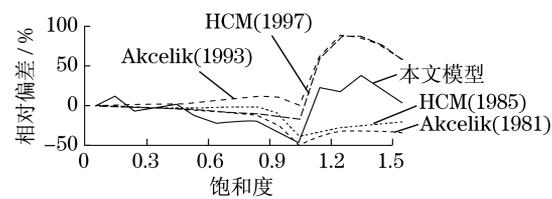


图 6 不同延误模型偏差对比

Fig.6 Variation curves of classical delay models and the dynamic estimation model

表 3 动态估计模型与 Akcelik(1981)模型、HCM(1994)模型的偏差

Tab.3 Variations of the dynamic estimation model compared with the Akcelik model (1981 Version) and HCM model (1994 Version)

饱和度	比较基准	本文模型相对偏差/%	饱和度	比较基准	本文模型相对偏差/%
0		0	0.8	Akcelik	-8.85
0.1		12.12	0.9	(1981)	-12.19
0.2		-4.88	1.0		-48.11
0.3	Akcelik(1981)	-0.71	1.1		22.21
0.4		6.91	1.2	HCM	17.11
0.5		-9.10	1.3	(1994)	38.97
0.6		-18.22	1.4		21.00
0.7		-11.05	1.5		3.19

于周期时长的经典模型高.但就一次计算而言,迭代算法简单,运行时间少;经典模型复杂,运行时间相

对较多.当迭代算法用于单个交叉口信号控制方案评价时,由于要按照仿真步长动态估计评价指标,所以算法的时间复杂度与仿真时间长度有关,是一次仿真过程中迭代循环次数的线性函数,则平均时间复杂度为  $O(n)$ .当用经典模型计算信号控制方案的评价指标时,由于要以周期时长为单位动态计算评价指标,因此,时间复杂度还是与仿真时间长度有关,是一次仿真过程中计算次数的线性函数,则平均时间复杂度也为  $O(n)$ .时间复杂度为  $O(n)$ 的迭代算法可以满足单个交叉口信号控制参数动态优化的实时性要求.

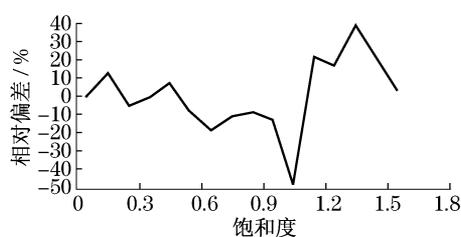


图7 本模型与 Akcelik(1981)模型、HCM(1994)模型计算结果偏差

Fig.7 Variation curve of the dynamic estimation model compared with the Akcelik model (1981 Version) and HCM model (1994 Version)

## 5 结论

(1)本模型不仅可用于非饱和交叉口,也可用于过饱和交叉口.与经典的 Webster 模型、Akcelik 模型、HCM 模型相比,在非饱和状态下,本模型的延误估计结果稍微偏小;在过饱和状态下,本模型的延误估计结果介于这三类模型的计算结果范围之间.

(2)本模型通过对信号控制交叉口的停车延误、停车次数、排队长度等优化目标的动态估计,得到平均时间复杂度  $O(n)$ ,可用于交叉口信号控制参数的动态优化过程.

### 参考文献:

[1] Webster F V. Traffic signal settings [R]. Road research technical paper no. 39, HMSO. Washington D C: Transportation Research Board, 1958.

[2] Akcelik R. Time-dependent expressions for delay, stop rate and queue length at traffic signals[R]. Technical report AIR 367 - 1. Melbourne: Australian Road Research Board, 1980.

[3] Webster F V, Cobbe B M. Traffic signals[R]. Road research technical paper no. 56. London: Transportation Research Board, 1966.

[4] Catling I. A time-dependent approach to junction delays[J]. Traffic Engineering and Control, 1977, 18(11): 520.

[5] Cronje W B. Optimization model for isolated signalized traffic intersections [R]. Transportation research record 907. Washington D C: Transportation Research Board, 1983.

[6] 邵长桥, 荣建, 马国旗. 信号交叉口控制延误模型研究[J]. 公路交通科技, 2004, 21(3): 86.

SHAO Changqiao, RONG Jian, MA Guoqi. Study on the control delay model [J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2004, 21(3): 86.

[7] Liu Henry, Wu Xinkai, Ma Wenteng, et al. Real-time queue length estimation for congested signalized intersections [J]. Transportation Research Part C, 2009, 17: 412.

[8] 高云峰, 胡华, 杨晓光. 交叉口群交通控制实时评价模型仿真研究[J]. 系统仿真学报, 2007, 19(24): 5607.

GAO Yunfeng, HU Hua, YANG Xiaoguang. Research and simulation of intersection group signal control real-time evaluation model [J]. Journal of System Simulation, 2007, 19(24): 5607.

[9] Daganzo, C F. The cell transmission model, part ii: network traffic[J]. Transportation Research, Part B, 1995, 29(2): 79.

[10] Newell G F. Non-linear effects in the dynamics of car following [J]. Operations Research, 1961, 9(2): 209.

[11] Akcelik R. Traffic signals: capacity and timing analysis [R]. Research report 123. Melbourne: Australian Road Research Board, 1981.

[12] Akcelik R, Roupail N M. Estimation of delays at traffic signals for variable demand conditions [J]. Transportation Research, Part B, 1993, 27(2): 109.

[13] Transportation Research Board. Highway capacity manual [R]. Special report 209. 3rd ed. Washington D C: National Research Council, 1985.

[14] Transportation Research Board. Highway capacity manual [R]. Special report 209. 3rd ed. Washington D C: National Research Council, 1994.

[15] Transportation Research Board. Highway capacity manual [R]. Special report 209. 3rd ed. Washington D C: National Research Council, 1997.