

数据驱动交通响应绿波协调信号控制

李永强, 李 康, 冯远静[†]

(浙江工业大学 信息工程学院 信息处理与自动化研究所, 浙江 杭州 310023;

浙江省智能交通工程技术研究中心, 浙江 杭州 310023)

摘要: 传统绿波协调信号控制是一种开环控制, 无法根据交通需求的变化调整配时方案. 为克服传统绿波协调控制的缺点, 本文提出一种数据驱动交通响应绿波协调信号控制方法. 首先, 针对采用混合放行的路网, 考虑到排队消散时间以及放行相序对优化结果的影响, 给出一种适用于路网的混合放行最大绿波带优化模型; 在此基础上, 引进排队消散时间相符度指标、相序相符度指标和行驶速度相符度指标, 实时评价、更新控制方案, 实现非饱和情况下的数据驱动交通响应绿波协调信号控制. 仿真研究表明, 该控制方法能适应路网交通需求的变化, 极大地提高了路网的通行能力.

关键词: 数据驱动; 绿波协调; 混合放行; 信号控制

中图分类号: U491.5+4 文献标识码: A

Data-driven traffic-responsive green wave coordinated signal control

LI Yong-qiang, LI Kang, FENG Yuan-jing[†]

(Institute of Information Processing and Automation, College of Information Engineering,

Zhejiang University of Technology, Hangzhou Zhejiang 310023, China;

Zhejiang Intelligent Traffic Engineering Technology Research Center, Hangzhou Zhejiang 310023, China)

Abstract: The traditional green wave coordinated signal control is a open-loop control scheme, which can not adjust the timing plan according to varieties of the traffic condition. To overcome this shortcoming, this paper proposes a data-driven traffic-responsive green wave coordinated signal control method. Firstly, for the network needing mixed release phase plans, considering influences of queue dissipation times and traffic demands, a new bandwidth maximization model is proposed. Then, based on this model, online time plan evaluation and update schemes are proposed for under-saturation traffic conditions, where the queue dissipation time index, the phase plan index and the speed index are used to evaluate whether the current signal time plan is appropriate for the current traffic condition. The simulation study shows that our method could adapt to varieties of traffic condition and greatly improve the traffic capacity of road network.

Key words: data-driven; green wave coordinated; mixed release; signal control

1 引言(Introduction)

绿波协调控制作为城市交通信号控制的重要组成部分, 在改善交通拥堵甚至整个城市的交通状况起着至关重要的作用.

传统的绿波协调控制算法主要适用于单一的放行相序, 有对称放行、单口放行相序. Little等人^[1]最早提出了混合整数规划绿波带优化模型—MAXBAND模型, 优化目标为追求最大绿波带宽. Gartner等人^[2]在MAXBAND的基础上提出了MULTIBAND模型, 允许不同路段采取不同的绿波带带宽, 并且将带宽与

路段的交通需求联系起来. Hakim, Adler, France等人^[3-5]相继提出多种基于多智能体的道路交通分布式控制概念模型来对干线的双向绿波进行优化. 陈宁宁等人^[6]提出了一种动态红灯排队消散时间模型, 并将该模型与传统MAXBAND模型相合, 改进了MAXBAND模型. 张亮等人^[7]研究了流量不对称下的交叉口相序选择方法, 在此基础上提出单口放行相序下的干线协调控制图解法. 卢凯等人^[8]针对进口单独放行的信号相序, 给出了进口单独放行下的干线双向绿波协调控制数解算法. 冯远静等人^[9]在MULTIBAND模

收稿日期: 2015-04-27; 录用日期: 2015-10-26.

[†]通信作者. E-mail: fyjing@zjut.edu.cn; Tel.: +86 571-85290582.

本文责任编辑: 徐建闽.

国家自然科学基金项目(50908213, 61075062), 浙江省自然科学基金项目(LY13F030007)资助.

Supported by National Natural Science Foundation of China (50908213, 61075062) and Zhejiang Provincial Natural Science Foundation (LY13F030007).

型的基础上, 考虑到红绿灯时间和流量的关系以及交叉口进口道绿灯启亮时清空排队车辆所需的绿灯时间, 提出了一种改进的最大绿波带模型。

由于传统绿波协调算法难以满足进口混合放行(部分交叉口对称放行、部分单口放行)下的绿波设计需求, 部分学者提出了混合放行绿波协调控制方法。卢凯等人^[10]针对采用混合放行方式的干线, 给出了一种进口混合放行相序下的干道双向绿波协调控制优化算法。邓明君等人^[11]采用双层规划方法建立组合放行下的干线绿波协调控制模型, 将交叉口放行相序设计和绿波带宽优化同步进行。

然而, 已有的绿波控制方法仍然有两个问题未解决: 提出的混合放行绿波协调控制方法仅适用于干线, 没有考虑到交叉口采用混合放行相序的交通路网; 现有的绿波控制方法求解得到的是一个定时的控制方案, 放行相序和相位差固定不变, 无法适应路网交通需求的变化。

为解决这些问题, 针对采用混合放行相序的路网, 本文首先分析红绿灯时间与流量的关系, 并考虑排队消散时间以及放行相序对优化结果的影响, 给出一种适用于路网的混合放行最大绿波带优化模型; 在此基础上, 引进排队消散时间相符度指标、相序相符度指标和行驶速度相符度指标, 实时评价、更新控制方案, 实现一种非饱和情况下的数据驱动交通响应绿波协调控制。

本文的主要内容安排如下: 第2节给出一种改进的混合放行最大绿波带优化模型; 第3节在优化模型的基础上, 提出一种非饱和情况下的数据驱动交通响应绿波协调控制方法, 实时评价、更新控制方案; 第4节以杭州市某一实际路网为例进行仿真, 分析比较本文算法与传统算法的控制效果。

2 混合放行最大绿波带优化模型(The bandwidth maximization model for mixed-release control strategy)

交叉口对称放行和单口放行作为两种典型的相序设计方案各有所长^[12-15]。对称放行适用于交通需求对称的情况, 是应用最广泛的相序方案。单口放行为每个进口分配单独相位, 适合交通需求不对称的情况, 如具有“潮汐性”的车流。典型的单口放行相序如图1所示。

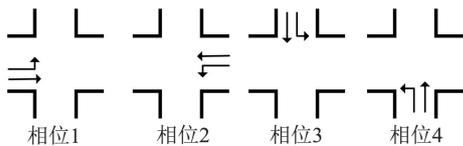


图 1 单口放行的相位序列

Fig. 1 Stand-up release phase sequence

对路网实施绿波带协调控制时, 路网中不同交叉口其平面几何特性和交通流特性存在一定差异, 每个交叉口所适用的放行相序(有的适用于对称放行也有

的适用于单口放行)也不尽相同。因此, 研究进口混合放行相序(部分交叉口对称放行、部分单口放行)下的路网绿波带优化模型具有重要的现实意义。

现有研究中, 文献[1-9]提出的绿波优化方法主要适用于单一放行相序(对称放行或单口放行)的交通状况, 不能有效解决混合放行相序下的绿波优化问题。文献[10-11]给出的绿波优化模型仅考虑到采用混合放行相序的干线, 不能解决混合放行下的路网绿波优化问题, 且模型中不同路段的绿波带带宽相等。本节在上述文献的基础上, 考虑到排队消散时间和放行相序对优化结果的影响, 提出适用于路网的混合放行最大绿波带优化模型, 在追求双向绿波带最大的同时, 兼顾路网内各交叉口的实际需求, 使交叉口可以根据自身平面几何特性和交通流特性选取合适的放行相序, 为实现第3节提出的交通响应绿波协调控制打下基础。

便于研究, 提出的定时混合放行最大绿波带优化模型基于以下假设:

- 1) 进口车流分左转、直行和右转3股车流, 右转车流跟随直行车流放行;
- 2) 每个信号相位的损失时间(启动损失时间与清空损失时间之和)固定且相等;
- 3) 每个交叉口上行和下行相位的排队消散时间固定不变;
- 4) 交叉口采用对称放行相序或者单口放行相序, 不考虑相位搭接设计方式。

考虑到一个含有 m 条干线的路网, 这里设置 n_j 为第 j 条干线的交叉口个数, S_{ij} 为第 j 条干线上第 i 个交叉口, L_{ij} 为第 j 条干线上第 i 个路段(即交叉口 S_{ij} 和交叉口 $S_{(i+1)j}$ 之间的路段)。参考文献[10]的时距图, 以第 j 条干线上相邻两个交叉口 S_{ij} , $S_{(i+1)j}$ 为例, 本节提出的混合放行最大绿波带模型的时距分析如图2所示。

有别于传统绿波协调控制的时距分析图, 考虑到对称放行和单口放行相序的区别, 图中对交叉口的上行、下行协调相位采用不同的颜色进行区分, 并引入超前时间 $t_{ij}^{d \rightarrow u}$ (即下行协调相位绿灯启亮超前于上行协调相位的归一化时间间隔)。同时, 进一步考虑到排队车辆对优化结果的影响, 本节引进排队消散时间和弹性绿灯时间, 前者是绿灯启亮时放行排队车辆的绿灯时间, 也是优化模型中需要用到的参数变量, 后者是排队车辆放行完后剩余的可以参与绿波协调的绿灯时间, 两者之和为一个协调相位的有效绿灯时间。

根据图2, 由于一个交叉口绿波带在协调相位的弹性绿灯时间范围内, 因此, 针对交叉口 S_{ij} 、交叉口 $S_{(i+1)j}$ 的上行协调相位以及下行协调相位, 可以得到绿波带位置约束:

$$\begin{cases} \frac{b_{ij}}{2} + t_{ij}^q \leq w_{ij} \leq g_{ij} - \frac{b_{ij}}{2}, \\ \frac{\bar{b}_{ij}}{2} \leq \bar{w}_{ij} \leq \bar{g}_{ij} - \bar{t}_{ij}^q - \frac{\bar{b}_{ij}}{2}, \\ \frac{b_{ij}}{2} + t_{(i+1)j}^q \leq w_{(i+1)j} \leq g_{(i+1)j} - \frac{b_{ij}}{2}, \\ \frac{\bar{b}_{ij}}{2} \leq \bar{w}_{(i+1)j} \leq \bar{g}_{(i+1)j} - \bar{t}_{(i+1)j}^q - \frac{\bar{b}_{ij}}{2}, \end{cases} \quad (1)$$

式中: t_{ij}^q (\bar{t}_{ij}^q) 为交叉口 S_{ij} 上行(下行)协调相位的归一化排队消散时间; g_{ij} (\bar{g}_{ij}) 为交叉口 S_{ij} 上行(下行)协调相位的归一化有效绿灯时间; b_{ij} (\bar{b}_{ij}) 为路段 L_{ij} 上行(下行)绿波带带宽; w_{ij} 为交叉口 S_{ij} 上行协调相位的绿波带位置, 定义为上行绿波带中心到上行协调相位有效绿灯时间开始的时间距离; \bar{w}_{ij} 为交叉口 S_{ij} 下行协调相位的绿波带位置, 定义为下行绿波带中心到下行协调相位有效绿灯时间结束的时间距离; 所有的时间变量都归一化为相对信号周期的比。

由绿灯时间和流量的关系, 可得归一化有效绿灯时间

$$g_{ij} = g_{ij}^a = \gamma_{ij} \left(\frac{1}{z} - L_{ij}^C \right) z = \gamma_{ij} - \gamma_{ij} L_{ij}^C z, \quad (2)$$

式中: g_{ij}^a 为交叉口 S_{ij} 上行协调相位的实际有效绿灯时间(单位: s); z 为周期的倒数; γ_{ij} 为交叉口 S_{ij} 上行

协调相位的流量比, 定义为交叉口 S_{ij} 上行协调相位的流量与交叉口所有相位流量之和的比值; L_{ij}^C 为交叉口 S_{ij} 一个周期内所有相位的总损失时间之和, $L_{ij}^C = n_{ij}^{\text{phase}} t_{\text{lost}}^C$, 其中 n_{ij}^{phase} 为交叉口 S_{ij} 的相位个数, t_{lost}^C 为一个相位的实际损失时间, 等于启动损失时间 t_{start}^C 和清空损失时间 t_{clear}^C 之和。启动损失时间和清空损失时间的取值需根据当地实际交通情况, 本文采用经验值设 $t_{\text{start}}^C = 2$, $t_{\text{clear}}^C = 2$, 所以 $t_{\text{lost}}^C = t_{\text{start}}^C + t_{\text{clear}}^C = 4$ s。同理, 下行协调相位的归一化绿灯时间也可由下行相位流量比 $\bar{\gamma}_{ij}$ 计算得到。

根据图2, 结合式(1)-(2), 本文模型的绿波带位置约束条件如下:

$$\begin{cases} \frac{b_{ij}}{2} + t_{ij}^q \leq w_{ij} \leq \gamma_{ij} - \gamma_{ij} L_{ij}^C z - \frac{b_{ij}}{2}, \\ \frac{\bar{b}_{ij}}{2} \leq \bar{w}_{ij} \leq \bar{\gamma}_{ij} - \bar{\gamma}_{ij} L_{ij}^C z - \bar{t}_{ij}^q - \frac{\bar{b}_{ij}}{2}, \\ \frac{b_{ij}}{2} + t_{(i+1)j}^q \leq w_{(i+1)j} \leq \\ \gamma_{(i+1)j} - \gamma_{(i+1)j} L_{(i+1)j}^C z - \frac{b_{ij}}{2}, \\ \frac{\bar{b}_{ij}}{2} \leq \bar{w}_{(i+1)j} \leq \\ \bar{\gamma}_{(i+1)j} - \bar{\gamma}_{(i+1)j} L_{(i+1)j}^C z - \bar{t}_{(i+1)j}^q - \frac{\bar{b}_{ij}}{2}. \end{cases} \quad (3)$$

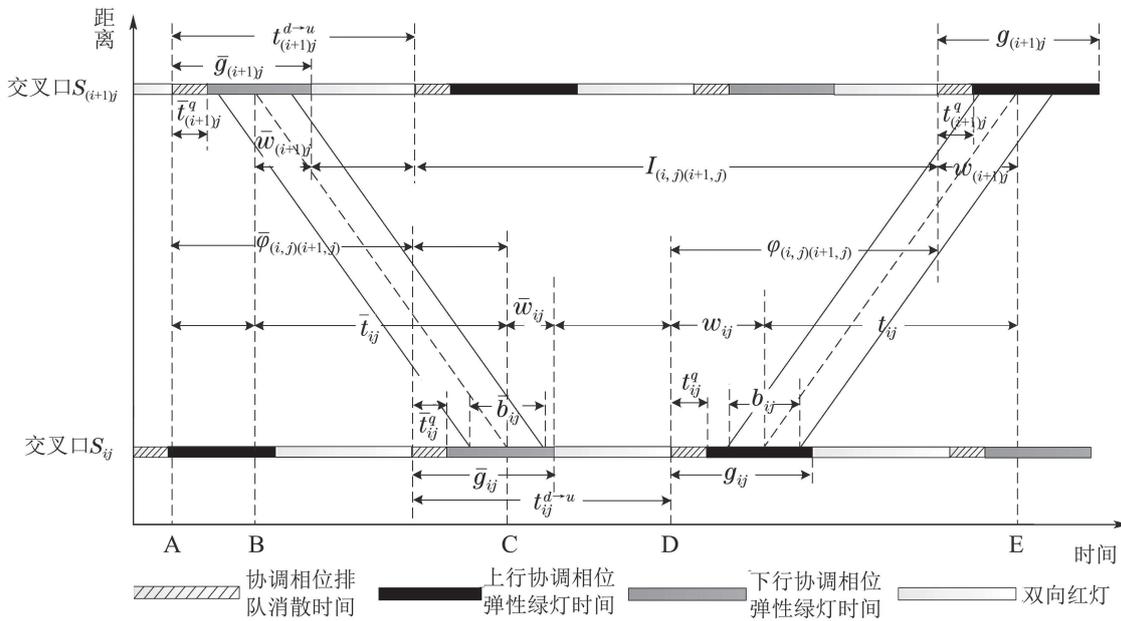


图2 混合放行最大绿波带模型的时间-空间图

Fig. 2 Time-space diagram of the bandwidth maximization model for mixed-release control strategy

根据图2中的BE段, 计算交叉口 $S_{(i+1)j}$ 下行绿波带中点到上行相位绿波带中点的时间距离, 可得路段约束:

$$\bar{w}_{(i+1)j} + t_{(i+1)j}^{d \rightarrow u} - \bar{g}_{(i+1)j} +$$

$$I_{(i,j)(i+1,j)} + w_{(i+1)j} = \bar{t}_{ij} + \bar{w}_{ij} + t_{ij}^{d \rightarrow u} - \bar{g}_{ij} + w_{ij} + t_{ij}, \quad (4)$$

式中: t_{ij} (\bar{t}_{ij}) 为路段 L_{ij} 上行(下行)方向的归一化旅行时间; $t_{ij}^{d \rightarrow u}$ 为交叉口 S_{ij} 下行协调相位绿灯启亮

超前于上行协调相位绿灯时间启亮的归一化时间间隔; $I_{(i,j)(i+1,j)}$ 为路段约束中大于等于零的整数. 将式(2)代入式(4), 整理可得

$$\begin{aligned}
 & t_{ij} + \bar{t}_{ij} + w_{ij} + \bar{w}_{ij} - w_{(i+1)j} - \bar{w}_{(i+1)j} + \\
 & (\bar{\gamma}_{ij}L_{ij}^C - \bar{\gamma}_{(i+1)j}L_{(i+1)j}^C)z + \\
 & \bar{\gamma}_{(i+1)j} - \bar{\gamma}_{ij} - I_{(i,j)(i+1,j)} = \\
 & t_{(i+1)j}^{d \rightarrow u} - t_{ij}^{d \rightarrow u}. \tag{5}
 \end{aligned}$$

与干线绿波协调控制不同, 如果路网中感兴趣的干线形成环路, 为了所有感兴趣的干线同时实现绿波协调控制, 还需引入环路约束^{16]}. 考虑如图3所示的四条干线. 需要注意的是, S_{pa} 和 S_{lc} 是同一个交叉口, S_{pa} 是第 a 个干线第 p 个交叉口, S_{lc} 是第 c 个干线第 l 个交叉口, 其他3个交叉口与之类似.

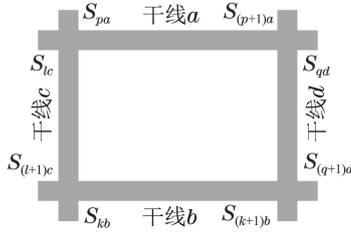


图 3 一个环路示意图

Fig. 3 The network loop diagram

为了更好地说明环路约束的由来, 这里将一个环路的4个交叉口在空间上展开, 得到的环路约束如图4所示.

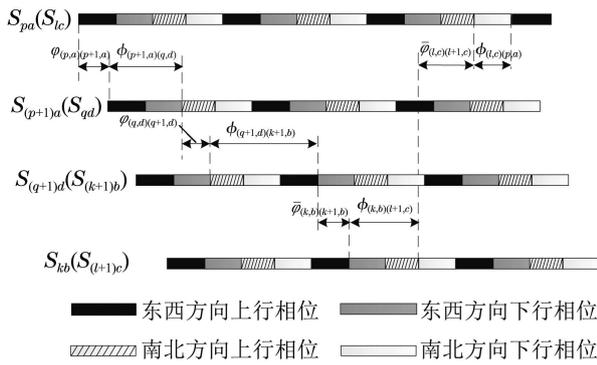


图 4 环路空间展开图

Fig. 4 The space expansion diagram of network loop

以交叉口 $S_{pa}(S_{lc})$ 和交叉口 $S_{(p+1)a}(S_{qd})$ 为例对图中的变量进行说明, $\varphi_{(p,a)(p+1,a)}$ 为交叉口 $S_{pa}(S_{lc}), S_{(p+1)a}(S_{qd})$ 东西方向的上行协调相位差, $\phi_{(p+1,a)(q,d)}$ 为交叉口 $S_{(p+1)a}(S_{qd})$ 东西方向上行协调相位和南北方向上行协调相位之间的自相位差, 其他两个交叉口变量的定义与之类似. 可知, 图中标出的8个变量参数之和为周期的整数倍, 由于本

文所用时间变量归一为相对周期的比值, 因此一个环路约束条件如下:

$$\begin{aligned}
 & \varphi_{(p,a)(p+1,a)} + \phi_{(p+1,a)(q,d)} + \\
 & \varphi_{(q,d)(q+1,d)} + \phi_{(q+1,d)(k+1,b)} + \\
 & \bar{\varphi}_{(k,b)(k+1,b)} + \phi_{(k,b)(l+1,c)} + \\
 & \bar{\varphi}_{(l,c)(l+1,c)} + \phi_{(l,c)(p,a)} = I. \tag{6}
 \end{aligned}$$

根据式(3)(5)–(6), 一个含有 m 条干线的路网混合放行下的绿波带最大化问题就是求解 $b_{ij}, \bar{b}_{ij}, t_{ij}, \bar{t}_{ij}, z, w_{ij}, \bar{w}_{ij}$ 和 $I_{(i,j)(i+1,j)}$, 使得

$$\max \left(\sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^{n_j-1} k_{ij} b_{ij} + \bar{k}_{ij} \bar{b}_{ij} \right),$$

s.t.

$$\left\{ \begin{aligned}
 & \frac{b_{ij}}{2} + t_{ij}^q \leq w_{ij} \leq \gamma_{ij} - \gamma_{ij}L_{ij}^C z - \frac{b_{ij}}{2}, \\
 & \frac{\bar{b}_{ij}}{2} \leq \bar{w}_{ij} \leq \bar{\gamma}_{ij} - \bar{\gamma}_{ij}L_{ij}^C z - \bar{t}_{ij}^q - \frac{\bar{b}_{ij}}{2}, \\
 & \frac{b_{ij}}{2} + t_{(i+1)j}^q \leq w_{(i+1)j} \leq \\
 & \gamma_{(i+1)j} - \gamma_{(i+1)j}L_{(i+1)j}^C z - \frac{b_{ij}}{2}, \\
 & \frac{\bar{b}_{ij}}{2} \leq \bar{w}_{(i+1)j} \leq \\
 & \bar{\gamma}_{(i+1)j} - \bar{\gamma}_{(i+1)j}L_{(i+1)j}^C z - \bar{t}_{(i+1)j}^q - \frac{\bar{b}_{ij}}{2}, \\
 & t_{ij} + \bar{t}_{ij} + w_{ij} + \bar{w}_{ij} - w_{(i+1)j} - \\
 & \bar{w}_{(i+1)j} + (\bar{\gamma}_{ij}L_{ij}^C - \bar{\gamma}_{(i+1)j}L_{(i+1)j}^C)z + \\
 & \bar{\gamma}_{(i+1)j} - \bar{\gamma}_{ij} - I_{(i,j)(i+1,j)} = \\
 & t_{(i+1)j}^{d \rightarrow u} - t_{ij}^{d \rightarrow u}, \\
 & \frac{l_{ij}}{V_{\max}} z \leq t_{ij} \leq \frac{l_{ij}}{V_{\min}} z, \\
 & \frac{l_{ij}}{V_{\max}} z \leq \bar{t}_{ij} \leq \frac{l_{ij}}{V_{\min}} z, \\
 & \frac{1}{C_{\max}} \leq z \leq \frac{1}{C_{\min}}, \\
 & i = 1, \dots, n_j - 1, j = 1, \dots, m, \\
 & \varphi_{(p,a)(p+1,a)} + \phi_{(p+1,a)(q,d)} + \varphi_{(q,d)(q+1,d)} + \\
 & \phi_{(q+1,d)(k+1,b)} + \bar{\varphi}_{(k,b)(k+1,b)} + \phi_{(k,b)(l+1,c)} + \\
 & \bar{\varphi}_{(l,c)(l+1,c)} + \phi_{(l,c)(p,a)} = I, \\
 & p \in \{1, \dots, n_a - 1\}, q \in \{1, \dots, n_d - 1\}, \\
 & k \in \{1, \dots, n_b - 1\}, l \in \{1, \dots, n_c - 1\},
 \end{aligned} \right. \tag{7}$$

式中: k_{ij} 和 \bar{k}_{ij} 分别为路段 L_{ij} 的上行方向绿波带和下行方向绿波带的加权系数, 其选取通常根据干线路段上行方向流量和下行方向流量来确定, 满足

$$\sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^{n_j-1} k_{ij} + \bar{k}_{ij} = 1;$$

l_{ij} 为路段 L_{ij} 的距离(单位: m); V_{\max} 和 V_{\min} 分别为行驶速度的最大值、最小值; C_{\max} 和 C_{\min} 分别为交叉口周期的最大值、最小值.

当路网内交叉口都采用对称放行相序, 其上行相位和下行相位合为同一协调相位, 此时 $t_{ij}^{d \rightarrow u} = 0$, $g_{ij} = \bar{g}_{ij}$, 模型简化为MULTIBAND模型. 当路网内交叉口都采用单口放行相序时, 交叉口的上行相位和下行相位分在不同信号相位, 此时 $0 < t_{ij}^{d \rightarrow u} < 1$. 这里假设交叉口 S_{ij} 上行协调相位为第 p_{ij} 个相位, 下行协调相位为第 \bar{p}_{ij} 个相位, 那么

$$t_{ij}^{d \rightarrow u} = \sum_{k=p_{ij}}^{p_{ij}-1} (g_{(ij,k)} + t_{\text{lost}}^C z) = \sum_{k=\bar{p}_{ij}}^{p_{ij}-1} (\gamma_{(ij,k)} - \gamma_{(ij,k)} L_{ij}^C z + t_{\text{lost}}^C z),$$

$g_{(ij,k)}$ 为交叉口 S_{ij} 第 k 个相位的有效绿灯时间, $\gamma_{(ij,k)}$ 为交叉口 S_{ij} 第 k 个相位的流量比, 此时模型便简化为单口放行下的绿波带模型.

可见, 本节提出模型相对于现有绿波协调方法更为通用, 既适用于所有交叉口采用单一放行相序的路网, 也适用于混合放行相序的路网, 为第3节实现动态绿波协调打下基础.

3 数据驱动交通响应绿波协调信号控制方法(Data-driven traffic-responsive green wave coordinated control)

上节提出了适用于路网的混合放行最大绿波带优化模型, 然而在该优化模型中排队消散时间、交叉口相序和车辆行驶速度固定, 求解得到的配时方案是定时的. 在实际中, 交通需求的变化导致排队消散时间、放行相序和行驶速度也是变化的, 因此控制方案固定不变将导致延误时间增加、交通拥堵等一系列交通问题. 随着通信技术、交通数据检测数据和计算机技术的发展, 实时数据可获取, 解决上述问题成为可能.

本节在上节提出的优化模型基础上, 利用实时交通流数据求解混合放行最大绿波带优化模型, 实现数据驱动交通响应绿波协调控制. 控制算法的流程如图5所示, 具体步骤如下:

- 1) 实施初始控制方案: 利用历史数据和混合放行最大绿波带优化模型计算并实施初始控制方案.
- 2) 评价当前控制方案: 每隔若干个信号周期,

利用实时数据评价当前控制方案是否需要更新, 如需更新, 则转下一步.

3) 实时计算控制方案: 利用实时数据和上节提出的混合放行最大绿波带优化模型计算新的控制方案.

4) 新旧方案平滑切换: 实施新旧方案平滑切换, 转步骤2).

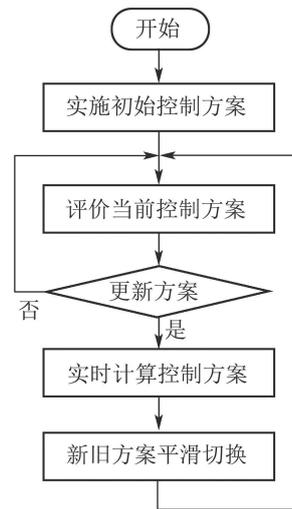


图5 控制算法流程

Fig. 5 The control algorithm process

下面介绍评价当前控制方案、实时计算控制方案以及新旧方案平滑切换的具体细节.

3.1 基于实时数据评价当前控制方案(Evaluating the current control scheme based on real-time data)

定时绿波带协调控制在实际应用中效果无法令人满意的3个重要原因是: 最大绿波带优化模型中的排队消散时间与实际排队消散时间不相符; 优化模型中的相序不适用于实际交通需求; 优化模型中的行驶速度与实际路网内车辆的行驶速度不符合. 因此, 本小节利用实时数据估计得到的排队消散时间、交通流不对称系数和行驶速度来评价当前绿波带协调控制方案是否需要更新.

3.1.1 排队消散时间的估计 (Estimation of queue dissipation time)

排队消散时的车头时距小于正常行驶时的车头时距. 根据该原理, 上行协调相位排队消散时间的计算公式如下^[17-18]:

$$t_{ij}^q = t_{\text{start}}^C z + \sum_{k=1}^{n_{\text{veh}}} t_{ij,k}^{\text{gap}} z, \quad t_{ij,k}^{\text{gap}} \leq CV, \quad (8)$$

$$t_{ij}^{\text{rem}} = g_{ij} - t_{ij}^q,$$

式中: $t_{ij,k}^{\text{rem}}$ 为交叉口 S_{ij} 排队车辆放行完后剩余的

以参与绿波协调的绿灯时间; $t_{ij,k}^{gap}$ 为交叉口 S_{ij} 上行协调相位第 k 个连续车辆通过检测器和上一个车辆通过检测器之间的时间间隔; CV 为临界阈值, 当 $t_{ij,k}^{gap} \leq CV$ 时, 认为当前释放的车辆为排队等候的车辆, 计入公式, 一旦有 $t_{ij,k}^{gap} > CV$ 时, 认定当前相位排队车辆已经释放完毕, 后续再检测到的车辆则判定为上游路口放行的车辆, 不再计入公式, CV 的取值借鉴文献[17], 设置为4 s; n_{veh} 为交叉口 S_{ij} 上行协调相位绿灯放行时间内通过的车辆数. 同理, 下行相位排队消散时间的计算与之类似.

显然, $0 \leq t_{ij}^{rem} \leq g_{ij}$, 即若绿灯起始时刻, 停止线前排队车辆数为0, 则当前交叉口协调相位的绿灯时间可全部用于绿波协调; 若当前交叉口绿灯起始时刻停车线前排队车辆数较多, 则 $t_{ij,k}^{rem}$ 将趋于0, 即交叉口用于绿波协调的时间为0.

3.1.2 交通流不对称系数的估计 (Estimation of the asymmetry coefficient of traffic flow)

交叉口的交通流不对称系数可以用来判别交叉口采用对称放行还是单口放行, 该系数计算如下[14]:

$$d_l = Q_2/Q_1, \quad d_l \geq 1, \quad (9)$$

式中: Q_2 为一段时间内第 l 个交叉口中流量最大的进口车道的流量; Q_1 为其对向的进口车道的流量.

交通流不对称系数下的放行相序选择如表1所示.

表 1 不对称系数下的放行相序

Table 1 Release phase sequence under the asymmetrical coefficient

| 不对称系数 | 放行相序 |
|-----------------------|-------------|
| $1 \leq d_l \leq 1.2$ | 对称放行相序 |
| $1.2 < d_l < 1.4$ | 对称放行或单口放行相序 |
| $d_l \geq 1.4$ | 单口放行相序 |

3.1.3 评价路网协调控制方案 (Evaluating coordinated control scheme of road network)

本节提出3个评价指标, 分别是排队消散时间相符度指标 α^q 、相序相符度指标 α^d 和行驶速度相符度指标 α^v . 这里设置控制方案的评价周期(即控制方案的更新周期)为 K 个信号周期. 每隔一个评价周期, 利用实时数据计算上述3个指标, 评价当前阶段控制方案的相符度.

利用每个信号周期的实时数据, 由式(8)可以估计每个信号周期交叉口进口的排队消散时间, 那么排队消散时间相符度指标 α^q 的计算公式如下:

$$\left\{ \begin{aligned} \alpha^q &= \frac{\sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^{n_j} p_{ij}^q}{\sum_{j=1}^m n_j}, \\ p_{ij}^q &= \begin{cases} 0, & |t_{ij}^{q,new} - t_{ij}^{q,old}| > PV^q \text{ 或} \\ & |\bar{t}_{ij}^{q,new} - \bar{t}_{ij}^{q,old}| > PV^q, \\ 1, & |t_{ij}^{q,new} - t_{ij}^{q,old}| \leq PV^q \text{ 且} \\ & |\bar{t}_{ij}^{q,new} - \bar{t}_{ij}^{q,old}| \leq PV^q, \end{cases} \end{aligned} \right. \quad (10)$$

式中: α^q 定义为优化模型中交叉口进口的排队消散时间与实际情况相符的百分比, 该指标越小说明实际排队消散时间与优化模型中的排队消散时间不一致的交叉口越多, 控制方案与实际情况越不相符; $t_{ij}^{q,new}$ ($\bar{t}_{ij}^{q,new}$) 为上一个评价周期(即前 K 个信号周期)车辆在交叉口 S_{ij} 上(下)行协调相位的平均排队消散时间; $t_{ij}^{q,old}$ ($\bar{t}_{ij}^{q,old}$) 为优化模型中交叉口 S_{ij} 的上(下)行协调相位的排队消散时间; PV^q 为判断排队消散时间是否相符的阈值.

利用前 K 个信号周期的实时流量, 由式(9)可以估计路网中所有交叉口的交通流不对称系数, 那么相序相符度指标 α^d 的计算公式如下:

$$\left\{ \begin{aligned} \alpha^d &= \frac{1}{n_{inte}} \sum_{l=1}^{n_{inte}} p_l^d, \\ p_l^d &= \begin{cases} 1, & d_l^{new} \text{ 和 } d_l^{old} \text{ 对应的} \\ & \text{放行相序相同,} \\ 0, & d_l^{new} \text{ 和 } d_l^{old} \text{ 对应的} \\ & \text{放行相序不同,} \end{cases} \end{aligned} \right. \quad (11)$$

式中: α^d 定义为优化模型中交叉口的相序适用于实际情况的百分比; 同理, 该指标越小说明现阶段相序不适用于实际情况的交叉口越多, 控制方案越不适合当前交通流状况; d_l^{new} 为由上一个评价周期(即前 K 个信号周期)的实时流量计算得到的路网中第 l 个交叉口的交通流不对称系数; d_l^{old} 为优化模型中第 l 个交叉口的相序所对应的交通流不对称系数; n_{inte} 为路网中交叉口的个数.

利用前 K 个信号周期检测到的行驶速度, 可以计算行驶速度相符度指标 α^v , 如下:

$$\left\{ \begin{aligned} \alpha^v &= \frac{\sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^{n_j-1} p_{ij}^v}{\sum_{j=1}^m (n_j - 1)}, \\ p_{ij}^v &= \begin{cases} 0, & |v_{ij}^{new} - v_{ij}^{old}| > PV^v \text{ 或} \\ & |\bar{v}_{ij}^{new} - \bar{v}_{ij}^{old}| > PV^v, \\ 1, & |v_{ij}^{new} - v_{ij}^{old}| \leq PV^v \text{ 且} \\ & |\bar{v}_{ij}^{new} - \bar{v}_{ij}^{old}| \leq PV^v, \end{cases} \end{aligned} \right. \quad (12)$$

式中: α^v 定义为优化模型中各路段内的行驶速度与实际情况相符的百分比, 该指标越小说明实际行驶速度与优化模型中的行驶速度不符合的路段越多, 控制方案与实际情况越不相符; $v_{ij}^{new}(\bar{v}_{ij}^{new})$ 为一个评价周期(即前 K 个信号周期)车辆在路段 L_{ij} 的上(下)行方向的平均行驶速度; $v_{ij}^{old}(\bar{v}_{ij}^{old})$ 为优化模型中路段 L_{ij} 的上(下)行方向的行驶速度; PV^v 为判断路段内行驶速度是否相符的阈值.

上述提出指标的作用是分别衡量排队消散时间、交通流不对称性以及行驶速度3个因素是否与配时方案中的设置相符. 在非饱和交通状况下, 3个因素之间的不相关性很强, 可以看做相互独立. 因此, 只要有一个因素的不相符程度达到预先设定的阈值, 就需要重新计算控制方案并进行切换.

3.2 实时计算控制方案(Calculating control scheme in real time)

将由前 K 个信号周期的实时数据估计得到的排队消散时间 $t_{ij}^{q,new}(\bar{t}_{ij}^{q,new})$ 、交通流不对称系数 d_i^{new} 对应的相序、行驶速度 $v_{ij}^{new}(\bar{v}_{ij}^{new})$ 以及由前 K 个信号周期的实时数据计算得到的流量比 $\gamma_{ij}(\bar{\gamma}_{ij})$ 代入混合最大绿波带优化模型(7), 求解优化问题获得新的信号控制方案.

3.3 控制方案的平滑过渡(Smooth transition of control scheme)

控制方案的平滑过渡^[19-20]是指从一个控制方案到另一个控制方案的转换过程. 为实现协调控制方案的快速过渡, 本小节采用单周期过渡法, 过渡周期为新控制方案周期与交叉口相位差调整量之和, 过渡周期结束后执行新的控制方案.

方案过渡流程见图6.

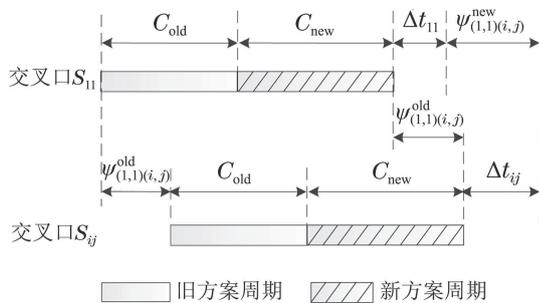


图6 控制方案过渡前后的相位差调整图

Fig. 6 The offset adjustment between transition of control scheme

图6中: C_{new} 为协调控制新方案的周期; $\psi_{(1,1)(i,j)}^{new}$ 为新方案中交叉口 S_{ij} 相对于基准交叉口

S_{11} 的相位差; C_{old} 为协调控制旧方案的周期; $\psi_{(1,1)(i,j)}^{old}$ 为旧方案中交叉口 S_{ij} 相对于基准交叉口 S_{11} 的相位差; Δt_{ij} 为交叉口 S_{ij} 计算所需的相位差调整量, 取正值表示其周期起始时刻需要延后, 取负值表示其周期起始时刻需要提前, 取零则表示其周期起始时刻无需调整.

为了提高整个路网中控制方案过渡的平滑性, 所有交叉口的相位差调整量应该选取的尽可能均衡, 避免出现部分交叉口相位差调整量过大的情况. 因此, 相位差调整量 Δt_{ij} 可以通过最小化下面的指标函数获得:

$$J = \sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^{n_j} (\Delta t_{ij}^2 - \Delta \bar{t}^2), \quad (13)$$

$$\Delta \bar{t} = \sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^{n_j} \Delta t_{ij} / \sum_{j=1}^m n_j.$$

由图6可得交叉口 S_{ij} 相位差调整量 Δt_{ij} 与基准交叉口 S_{11} 相位差调整量 Δt_{11} 的关系:

$$\Delta t_{ij} = \Delta t_{11} + \psi_{(1,1)(i,j)}^{new} - \psi_{(1,1)(i,j)}^{old}. \quad (14)$$

将式(14)代入式(13), 可得指标函数 J 是关于 Δt_{11} 的一元二次函数.

4 仿真研究(Simulation research)

本节选取杭州某一实际路网作为仿真研究对象, 利用VISSIM微观交通仿真软件验证提出方法的有效性. 如图7-8所示, 实际路网由6个交叉口 I_1, \dots, I_6 以及7个路段 $R_{12}, R_{23}, \dots, R_{56}$ 组成, 主干道为东西走向的滨安路、滨康路, 附属支干道为南北走向的长河路、江虹路以及江晖路. 路网中6个交叉口各方向进口道的物理拓扑结构相同, 车道组成为直行车道两条、左转和右转各一条, 各相邻交叉口之间的距离见表2.

不同时段下路网内各交叉口进口道的交通需求设置如表3所示, 依次模拟早高峰(1~1800 s)、上午平峰(1801~3600 s)、下午平峰(3601~5400 s)以及晚高峰(5401~7200 s)的交通状况. 这里的交通需求指的是干线两端指定方向的输入车流量, 而不是干线之间交叉口各进口的车流量. 路网中每个交叉口各个方向的左转率为0.15, 车辆的自由行驶速度在早晚高峰服从35~45 km/h的均匀分布, 在上下午平峰时段服从45~55 km/h的均匀分布. 根据上述设置可知, 两条主干道早晚高峰时段车流量较多呈不对称性, 自由行驶速度较慢, 上下午平峰时段车流量较少且呈对称性, 自由行驶速度较快, 这样突变的交通需求和自由行驶速度可以更好地对比本文提出方法与传统绿波方法的控制效果.



图 7 杭州某一实际路网

Fig. 7 An actual road-network diagram in Hangzhou

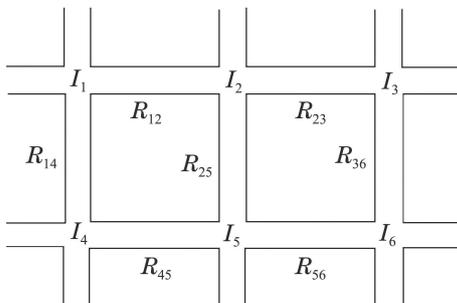


图 8 仿真路网示意图

Fig. 8 The simulation network diagram

表 2 路段距离
Table 2 Link length

| 路段 | 距离/m | 路段 | 距离/m |
|----------|------|----------|------|
| R_{12} | 620 | R_{14} | 588 |
| R_{23} | 670 | R_{25} | 580 |
| R_{45} | 590 | R_{36} | 590 |
| R_{56} | 710 | | |

表 3 交通需求设置

Table 3 The settings of traffic demand 辆/h

| 时间段/s | 1~1800 | 1801~3600 | 3601~5400 | 5401~7200 |
|--------|--------|-----------|-----------|-----------|
| 滨安路西进口 | 1500 | 600 | 600 | 900 |
| 滨安路东进口 | 700 | 600 | 600 | 1600 |
| 滨康路西进口 | 1600 | 700 | 700 | 800 |
| 滨康路东进口 | 800 | 700 | 700 | 1500 |
| 长河路北进口 | 800 | 600 | 600 | 700 |
| 长河路南进口 | 800 | 600 | 600 | 700 |
| 江虹路北进口 | 800 | 700 | 700 | 800 |
| 江虹路南进口 | 800 | 700 | 700 | 800 |
| 江晖路北进口 | 700 | 600 | 600 | 700 |
| 江晖路南进口 | 700 | 600 | 600 | 700 |

图9为VISSIM仿真中检测器示意图, 车道1为左转弯车道, 车道2,3为直行车道, 车道4为右转弯车道. 检测器分别置于停车线外以及路段中间. 其中, 检测器 L_1, T_{11}, T_{12} 和 R_1 检测绿灯放行时间内通过的车辆数, 该数据可用于计算第3节提出的排队消散时间和交通流不对称系数; 检测器 T_{21}, T_{22} 和 R_2 检测车辆的行驶速度.

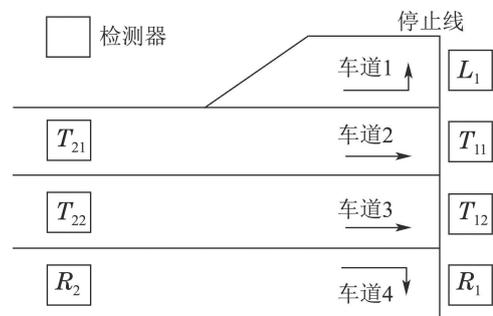


图 9 检测器示意图

Fig. 9 Illustration of detectors

为分析比较本文提出方法的控制效果, 本节对选取的交通路网采用3种不同的控制策略进行控制. 控制方法1采用非协调的单点定时控制, 配时方案设置采用Webster方法; 控制方法2对整个路网采用最大绿波带优化模型; 控制方法3采用本文提出的数据驱动交通响应绿波协调控制, 借鉴前人经验结合试凑法, 当阈值 $K = 10, PV^q = 5s, PV^v = 8\text{ km/h}$, 排队消散时间、相序和行驶速度这三个指标的阈值为60%时, 此控制方法能取得较好的效果. 控制方法1和控制方法2的配时方案见表4-5, 控制方法3的初始配时方案见表6.

表4 控制方法1配时方案

Table 4 The timing plan of the control scheme 1

| 交叉口 | 放行相序 | 周期 | 绝对相位差 |
|-------|------|----|-------|
| I_1 | 对称放行 | 80 | 0 |
| I_2 | 对称放行 | 86 | 0 |
| I_3 | 对称放行 | 80 | 0 |
| I_4 | 对称放行 | 86 | 0 |
| I_5 | 对称放行 | 90 | 0 |
| I_6 | 对称放行 | 86 | 0 |

表5 控制方法2配时方案

Table 5 The timing plan of the control scheme 2

| 交叉口 | 放行相序 | 周期 | 绝对相位差 |
|-------|------|----|-------|
| I_1 | 对称放行 | 90 | 0 |
| I_2 | 对称放行 | 90 | 44 |
| I_3 | 对称放行 | 90 | 0 |
| I_4 | 对称放行 | 90 | 46 |
| I_5 | 对称放行 | 90 | 2 |
| I_6 | 对称放行 | 90 | 44 |

表6 控制方法3初始配时方案

Table 6 The initial timing plan of the control scheme 3

| 交叉口 | 放行相序 | 周期 | 绝对相位差 |
|-------|------|-----|-------|
| I_1 | 单口放行 | 107 | 0 |
| I_2 | 单口放行 | 107 | 53 |
| I_3 | 单口放行 | 107 | 0 |
| I_4 | 单口放行 | 107 | 55 |
| I_5 | 单口放行 | 107 | 0 |
| I_6 | 单口放行 | 107 | 53 |

仿真过程中控制方法3的指标值变化见图10, 3个指标的阈值为60%。根据图10, 整个仿真模拟阶段, 第3次和第7次评价路网协调控制方案时, 3个指标值至少有一个低于给定的阈值。根据上节提出的评价准则, 第3, 7个评价周期该时段的控制方案需要更新, 依据实时交通流数据更新优化模型中的排队消散时间、相序、行驶速度以及流量比, 两次更新的控制方案见表7和表8。

根据表6—8, 路网交叉口的控制方案和放行相序变化了两次, 依次是从单口放行变为对称放行、从对称放行变为单口放行, 这样的更新趋势符合了路网交通流从早高峰到平峰再到晚高峰的变化, 有利于减少停车延误、缓解交通拥堵。

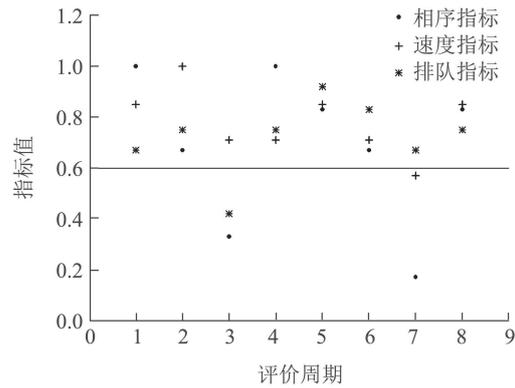


图10 仿真过程中控制方法3的指标值

Fig. 10 The index of control scheme 3 in simulation

表7 控制方法3第1次更新的配时方案

Table 7 The timing plan of control scheme 3 updated for the first time

| 交叉口 | 放行相序 | 周期 | 绝对相位差 |
|-------|------|----|-------|
| I_1 | 对称放行 | 86 | 0 |
| I_2 | 对称放行 | 86 | 43 |
| I_3 | 对称放行 | 86 | 2 |
| I_4 | 对称放行 | 86 | 43 |
| I_5 | 对称放行 | 86 | 0 |
| I_6 | 对称放行 | 86 | 44 |

表8 控制方法3第2次更新的配时方案

Table 8 The timing plan of control scheme 3 updated for the second time

| 交叉口 | 放行相序 | 周期 | 绝对相位差 |
|-------|------|-----|-------|
| I_1 | 单口放行 | 108 | 0 |
| I_2 | 单口放行 | 108 | 54 |
| I_3 | 单口放行 | 108 | 0 |
| I_4 | 单口放行 | 108 | 55 |
| I_5 | 单口放行 | 108 | 4 |
| I_6 | 单口放行 | 108 | 52 |

表9为整个路网分别在3种控制方法下, 所有车辆的平均延误时间。可以看出, 在3种控制方法中, 无论是在早晚高峰时段还是上下午平峰时段, 控制方法1的车辆平均延误时间最大, 这是因为控制方法1采用单点定时控制, 没有考虑到路网内交叉口之间的联系, 缺少整体协调而使得整个路网的延误时间增加, 而控制方法2和控制方法3考虑到了各个交叉口的协调。控制方法3在各个时段的延误均低于控制优化方法2, 这是因为控制方法2实现的是一种传统的定时绿波协调控制, 没有考虑到控制方案和绿波带带宽对实时路网的相符度, 而控制方法3基于排队消散时间、车道流量和行驶速度这3个

具有时变特性的因素, 实时评价控制方案, 在控制方案不相符的情况下, 利用实时交通流数据求解混合放行最大绿波带优化模型, 更新控制方案, 有效地保证了控制方案对实时路网的相符度, 实现了动态的绿波协调控制。

表9 不同时段下控制方法所产生的平均延误

Table 9 Average delay of the control scheme under different stage

| 时间段/s | 控制方法1 | 控制方法2 | 控制方法3 |
|-----------|-------|-------|-------|
| 1~1800 | 159.6 | 90.8 | 84.5 |
| 1801~3600 | 118.5 | 65.5 | 60.3 |
| 3601~5400 | 121.9 | 70.7 | 63.1 |
| 5401~7200 | 150.4 | 94.2 | 82.9 |
| 平均 | 137.6 | 80.3 | 72.7 |

5 结语(Conclusions)

针对交叉口路网特性和实际交通需求, 本文首先给出一种混合放行最大绿波带模型, 在追求双向绿波带最大的同时, 兼顾路网内各交叉口的实际需求, 使交叉口可以根据自身平面几何特性和交通流特性选取合适的放行相序; 在此基础上, 引进排队消散时间相符度指标、相序相符度指标和行驶速度相符度指标, 实时评价、更新控制方案, 实现了数据驱动交通响应绿波协调控制, 为动态绿波协调控制设计提供了一种适用面广、实用性强的新方法。

本文建立的混合放行最大绿波带优化模型采用了对称放行和单口放行这两种相位序列, 未考虑到搭接相位设计方式, 该模型有待改进; 文中提出的阈值是借鉴前人的经验和自己反复的实验得到的, 确定方法存在一定的局限性, 下一步研究的方向将是实际交通状况为背景确定阈值; 此外, 如何对本文算法进行改进以适用于饱和交通流路网, 也是需要进一步探讨的。

参考文献(References):

[1] LITTLE J D C. The synchronization of traffic signals by mixed-integer linear programming [J]. *Operations Research*, 1966, 14(4): 568 – 594.

[2] GARTNER N H, ASSMANN S F, LASAGA F, et al. MULTIBAND – a variable-bandwidth arterial progression scheme [J]. *Transportation Research Record*, 1990, 1287: 212 – 222.

[3] LAICHOURE H, MAOUCHE S, MANDIAU R. Traffic control assistance in connection nodes: multi-agent applications in urban transport systems [C] // *Intelligent Data Acquisition and Advanced Computing Systems: Technology and Applications*. Foros, Ukraine: IEEE, 2001: 133 – 137.

[4] ADLER J L, BLUE V J. A cooperative multi-agent transportation management and route guidance system [J]. *Transportation Research Part C: Emerging Technologies*, 2002, 10(5): 433 – 454.

[5] FRANCE J, GHORBANI A. A multiagent system for optimizing urban traffic [C] // *Proceedings of the IEEE/WIC International Conference on Intelligent Agent Technology*. Beijing: IEEE Computer Society, 2003: 411 – 414.

[6] CHEN Ningning, HE Zhaocheng, YU Zhi. Revised MAXBAND model considered variable queue clearance time [J]. *Journal of Wuhan University of Technology (Transportation Science & Engineering)*, 2009, 33(5): 843 – 847.
(陈宁宁, 何兆成, 余志. 考虑动态红灯排队消散时间的改进 MAXBAND 模型 [J]. 武汉理工大学学报: 交通科学与工程版, 2009, 33(5): 843 – 847.)

[7] ZHANG Liang. *Methods for arterial coordinated control of signal intersection under dissymmetry flow* [D]. Wuhan: Wuhan University of Technology, 2009.
(张亮. 流量不对称信号交叉口干线协调控制方法研究 [D]. 武汉: 武汉理工大学, 2009.)

[8] LU Kai, XU Jianmin, LI Yishun. Algebraic method of arterial road coordinate control for bidirectional green wave under signal design mode of one-phase-one-approach [J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2010, 23(3): 95 – 101.
(卢凯, 徐建闽, 李轶舜. 进口单独放行方式下的干道双向绿波协调控制数解算法 [J]. 中国公路学报, 2010, 23(3): 95 – 101.)

[9] FENG Yuanjing, SHAN Min, LE Haocheng, et al. Subarea dynamic division algorithm based on green wave coordinated control [J]. *Control Theory & Applications*, 2014, 31(8): 1034 – 1046.
(冯远静, 单敏, 乐浩成, 等. 绿波协调控制的子区动态划分算法 [J]. 控制理论与应用, 2014, 31(8): 1034 – 1046.)

[10] LU Kai, XU Jianmin, CHEN Siyi, et al. A general model of bidirectional green wave for coordinate control of arterial road and its optimization solution [J]. *Control Theory & Applications*, 2011, 28(4): 551 – 555.
(卢凯, 徐建闽, 陈思溢, 等. 通用干道双向绿波协调控制模型及其优化求解 [J]. 控制理论与应用, 2011, 28(4): 551 – 555.)

[11] DENG Mingjun, QU Shiru, QIN Ming. Arterial Road intersection coordinate control optimization under multi-phase combined [J]. *Journal of Wuhan University of Technology (Transportation Science & Engineering)*, 2014, 38(3): 607 – 610.
(邓明君, 曲仕茹, 秦鸣. 组合放行下的干路交叉口协调控制优化 [J]. 武汉理工大学学报(交通科学与工程版), 2014, 38(3): 607 – 610.)

[12] ZHANG Xiaoning, DENG Jingyuan. Study on setting of signal phase of intersection in method of each phase for an entrance [J]. *Journal of Highway and Transportation Research and Development*, 2010, 27(8): 87 – 90.
(张小宁, 邓静媛. 交叉口单口放行方法相位设计设置研究 [J]. 公路交通科技, 2010, 27(8): 87 – 90.)

[13] JI Lina, SONG Qinghua. Bidirectional green wave coordinate control for arterial road under asymmetric signal mode [J]. *Journal of Highway and Transportation Research and Development*, 2011, 28(10): 96 – 101.
(姬丽娜, 宋清华. 非对称放行方式下的干道双向绿波协调控制 [J]. 公路交通科技, 2011, 28(10): 96 – 101.)

[14] ZHANG Liang, ZHANG Cunbao. Intersection signal phase design method under dissymmetry flow [J]. *Journal of Transport Information and Safety*, 2009, 27(2): 77 – 80.
(张亮, 张存保. 流量不对称“十”字交叉口信号相位设计方法研究 [J]. 交通信息与安全, 2009, 27(2): 77 – 80.)

- [15] LI Lin, XU Jianmin, LU Kai. An improved algebraic method of green wave based on one-phase-one-approach [J]. *Journal of Transport Information and Safety*, 2009, (3): 64 – 67.
(李林, 徐建闽, 卢凯. 进口单独放行的改进绿波数解法 [J]. 交通信息与安全, 2009, (3): 64 – 67.)
- [16] GARTNER N H, STAMATIADIS C. Arterial-based control of traffic flow in urban grid networks [J]. *Mathematical and Computer Modelling*, 2002, 35(5): 657 – 671.
- [17] GUO Haifeng. Method of monitoring condition for arterial traffic signal control system [J]. *Journal of Wuhan University of Technology (Transportation Science & Engineering)*, 2011, 35(2): 333 – 336.
(郭海锋. 绿波协调控制系统运行状态的动态监控方法 [J]. 武汉理工大学学报(交通科学与工程版), 2011, 35(2): 333 – 336.)
- [18] GUO Haifeng. Traffic signal control for arterial intersections based on flow control of window-advertisement [J]. *Control Theory & Applications*, 2010, 27(12): 1686 – 1692.
(郭海锋. 窗口流量控制的干线动态协调控制方法 [J]. 控制理论与应用, 2010, 27(12): 1686 – 1692.)
- [19] LI Hongqiang, LU Huapu, LIU Qiang. Research on transition algorithms for timing plans of arterial time in-day traffic control [J]. *Journal of Wuhan University of Technology (Transportation Science & Engineering)*, 2008, 32(5): 779 – 781.
(栗红强, 陆化普, 刘强. 城市交通线控多时段配时方案过渡算法研究 [J]. 武汉理工大学学报(交通科学与工程版), 2008, 32(5): 779 – 781.)
- [20] LU Kai, XU Jianmin, ZHENG Shujian, et al. Optimization algorithm of coordinated control scheme transition of traffic signal [J]. *Journal of Traffic and Transportation Engineering*, 2012, 12(6): 97 – 103.
(卢凯, 徐建闽, 郑淑鉴, 等. 交通信号协调控制方案过渡优化算法 [J]. 交通运输工程学报, 2012, 12(6): 97 – 103.)

作者简介:

李永强 (1984–), 男, 讲师, 博士, 研究方向为交通信号控制、智能控制, E-mail: yqli@zjut.edu.cn;

李康 (1990–), 男, 硕士研究生, 研究方向为交通信号控制、智能交通系统, E-mail: zjsy.lk@163.com;

冯远静 (1976–), 男, 教授, 博士, 研究方向为交通信号控制、智能优化, E-mail: fyjing@zjut.edu.cn.