

IV-245

意識尺度を導入した交通流モデルの適合性

住宅・都市整備公団 正員 小川宣志
国土庁大都市圏整備局 正員 長瀬龍彦

1. はじめに

意識的な尺度を導入した道路交通流の追従モデルについては既に提案した。¹⁾ しかし、このモデルを用いての交通量、平均速度、密度等の巨視的状態量の再現はなされていない。また、同論文中に提案された速度分布モデルの適合性は、かぎられた場合についてのみ検証されたにすぎない。

本研究では、意識的尺度を導入した追従モデルを使用して交通流の巨視的状態量を再現し、同様な考え方にもとづいた速度分布モデルを実際の交通流に適用し、意識的尺度を導入することの適合性について検討した。

2. 観測データ

本研究において使用するデータは、新潟県長岡市において信濃川に架かる2本の橋、長岡大橋と大手大橋で朝のラッシュ時に観測したものである（表-1）なお、どちらの橋も直線で、長岡大橋では観測地点の前後それぞれ1.2km間に信号がなく、大手大橋ではそれぞれ0.8km間に信号がない。長岡大橋の観測データによる交通量-速度図（Q-V図）を図-1に示す。

表-1 観測の概要

データ番号	①	②
観測場所	長岡大橋（柏崎方向）	大手大橋（市街地方向）
観測日	1989年11月17日	1989年12月28日
観測時間	7:00-9:00	7:00-8:50
観測方法	ビデオによる3定点の通過時間測定	

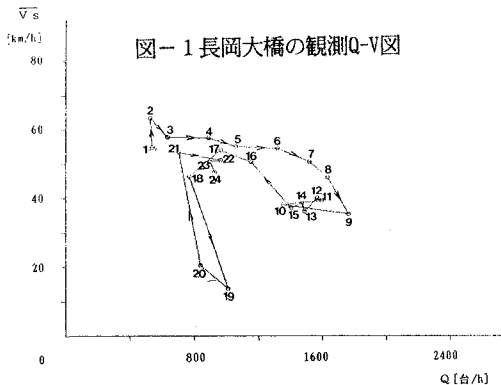


図-1 長岡大橋の観測Q-V図

3. 追従モデルによる再現交通流

従来用いられてきたHermanらの追従モデルに意識尺度を導入したモデルは以下の通りである。¹⁾

$$Q_n(\ddot{X}_{n+1}(t)|+1) = \frac{\lambda \cdot Q_n(\dot{X}_n(t-T) - \dot{X}_{n-1}(t-T)|+1)}{Q_n(X_n(t-T) - X_{n+1}(t-T) - Q_{en} + 1)}$$

λ : 感応数

C : 定数（減速時C=0.8, 加速時C=0.4）

$\ddot{X}_{n+1}(t)$: n+1台目の車の時刻tにおける加速度

$\dot{X}_{n+1}(t)$: n+1台目の車の時刻tにおける速度

$X_{n+1}(t)$: n+1台目の車の時刻tにおける位置

Q_{en} : n台目の車の長さ

T : 反応遅れ時間

（減速時T=1.0秒, 加速時T=1.3秒）

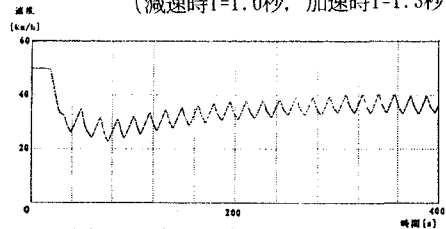


図-2 個々の車の速度変動例

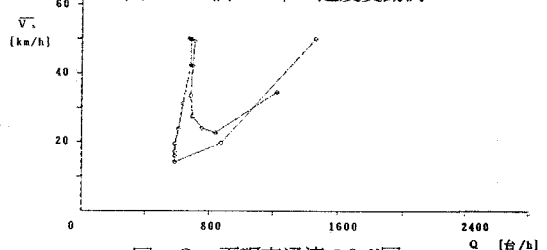


図-3 再現交通流のQ-V図

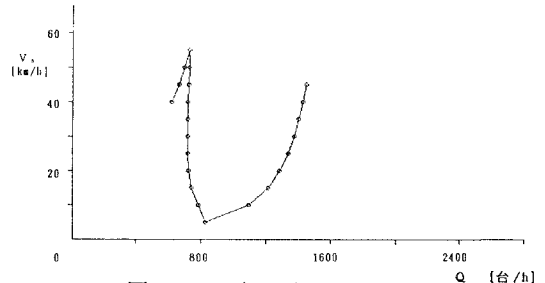


図-4 2台の再現Q-V図

表-2 揺動分布の適合性 (長岡大橋)

データ番号	揺動分布			正規分布		揺動分布の適合性
	o	r	対数尤度	o	対数尤度	
①-~a	4.185	8.171	-151.37	7.134	-152.27	○
①-~b	4.111	5.952	-140.26	5.853	-140.41	○
①-~c	4.455	6.010	-168.10	6.157	-168.30	○
①-~d	7.984	0.500	-258.88	8.009	-258.88	△
①-~e	4.663	9.917	-309.44	8.421	-312.37	○
①-~f	4.608	4.662	-346.83	5.666	-346.88	△
①-~g	4.352	0.500	-367.38	4.366	-367.38	△
①-~h	7.270	0.740	-463.13	7.285	-463.13	△
①-~i	4.011	0.800	-414.22	4.051	-414.22	△
①-~j	2.119	5.046	-317.31	4.150	-321.16	○
①-~k	2.592	4.722	-377.96	4.227	-380.43	○
①-~l	2.632	4.477	-370.27	4.117	-371.27	○
①-~m	2.558	7.077	-383.27	5.620	-390.02	○
①-~n	2.172	5.784	-358.78	4.631	-363.05	○
①-~o	4.618	0.604	-345.58	4.640	-345.58	△
①-~p	5.797	0.500	-298.74	5.808	-298.74	△
①-~q	3.023	4.126	-227.96	4.201	-228.34	○
①-~r	4.732	9.957	-222.20	8.483	-224.09	○
①-~s	4.279	12.954	-308.45	10.110	-313.54	○
①-~t	5.872	1.888	-223.83	5.922	-223.83	△
①-~u	6.912	0.500	-197.85	6.921	-197.85	△
①-~v	4.980	0.750	-242.40	5.008	-242.40	△
①-~w	6.370	0.500	-238.87	6.380	-238.87	△
①-~x	3.123	7.176	-243.66	5.958	-246.68	○

揺動分布の適合性の欄 △: 正規分布とほぼ同じ ○: 正規分布より良好
○: 正規分布より大幅に良好

$$\begin{aligned} \dot{X}_n(t-T) - \dot{X}_{n+1}(t-T) > 0 \quad \text{の時} \quad \ddot{X}_{n+1}(t) > 0 \\ \dot{X}_n(t-T) - \dot{X}_{n+1}(t-T) < 0 \quad \text{の時} \quad \ddot{X}_{n+1}(t) < 0 \end{aligned}$$

1台目の車が10秒間に5km/hr減速し増速する変動をした場合、モデルで再現された個々の車の速度変動の例を図-2に示す。また、1台目が速度変動した地点の上流1kmと3km付近について再現された交通流の交通流-速度図(Q-V図)を図-3に示す。2台の車でシミュレートした場合のQ-V図を図-4に示す。

4. 速度分布モデル

交通流の内部における速度変動は、 V_0 を中心とする定常的な変動と他の様々な要因による変動との合成されたものと考えられる。文献1)で提案した速度分布モデルを次に示す。

$$f(v) = \frac{1}{\sigma r \sqrt{2\pi^3}} \int_{v-r}^{v+r} \frac{\exp\{-(x-\bar{v}_i)^2/2\sigma^2\}}{\sqrt{1-(x-v)^2/r^2}} dx$$

ここに、 $\bar{V}_i: V_0$ の平均値

$\sigma: V_0$ の標準偏差

次に、速度分布の全分散を σ_a^2 とおけば、

$$\sigma_a^2 = \sigma_a^2 - r^2 / 2$$

が、成立する。以下、この分布を揺動分布と呼ぶ。ここで r/σ が大きくなるほど、1つのピークを持つ形から2つのピークを持つ形へと変化する。揺動分布を長岡大橋の観測データにあてはめ、従来従うとされていた正規分布と適合性を比較すると表-2の通りになった。なお、パラメータ推計の際には、非

表-3 ランク分けした時の適合性

データ	揺動分布の適合性	空間平均速度		
		40km/h以上	40-30km/h	30km/h未満
長岡大橋	△	8 (50)	2 (33)	1 (50)
	○	4 (25)	0 (0)	0 (0)
	○	4 (25)	4 (67)	1 (50)
大手大橋	△	7 (100)	0 (0)	7 (58)
	○	0 (0)	1 (33)	4 (33)
	○	0 (0)	2 (67)	1 (9)
合計	△	15 (65)	2 (22)	8 (57)
	○	4 (17)	1 (11)	4 (29)
	○	4 (17)	6 (67)	2 (14)

*これは、渋滞流から遷移領域へ移る直前のデータである

線形回帰計算法の1種であるシンプレックス法を用いた。

表-2の長岡大橋と同様に、大手大橋についても揺動分布と正規分布の適合性を比較し、ランク毎にまとめた結果が表-3である。

この表およびそれぞれの速度分布等より、

- ①空間平均速度が境界領域にあるとき
- ②自由流の時、比較的遅い車が走行し、それにより車群が形成されたとき

に、揺動分布の適合性が高いことがわかる。このうち①については、交通流が不安定になっているときと考えられるが、②については、交通流が安定しているときである。また①は、個々の車の速度が自由流領域と渋滞流領域の二極に分かれているときと境界領域に集中している場合があるが、どちらの場合にも車群の集まりであり、各々の車群の中心速度が境界領域になく自由流もしくは渋滞流の領域を中心に走行していると考えられる。

今後の課題としては、追従モデルにおいて、小型車を考慮してあるに過ぎず、大型車についての考察が必要であろう。

参考文献

- 1)長瀬龍彦: 交通流理論における意識尺度の導入に関する研究, 土木計画学研究・論文集, NO. 7, 1989.