

공용차로에서의 비보호좌회전 보정계수 산정을 위한

g_q, g_f 모형 연구 - 이론적 접근

A Study on g_q, g_f Model for Permissive Left-Turn Adjustment Factor of Shared Left-Turn Lane - A Theoretical Approach

윤수정

(한양대학교 교통공학과 석사과정)

도철웅

(한양대학교 교통공학과 교수)

목 차

- I. 서론
- II. 기존문헌 검토
- III. 모형개발 및 제안

- IV. 기존모형과 새 모형 비교 및 분석
- V. 결론 및 연구의 한계와 향후과제
- 참고문헌

I. 서론

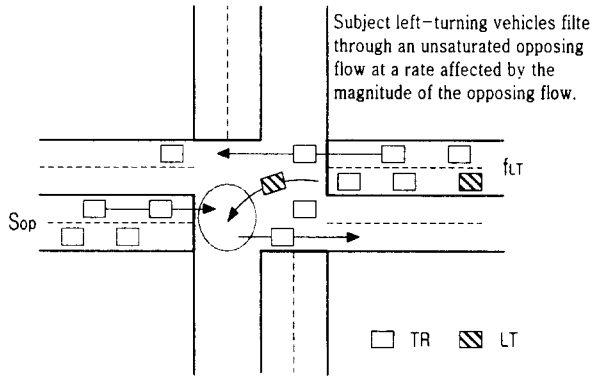
우리 나라 신호교차로에서 좌회전 교통류를 처리하는 방법에는 보호좌회전, 동시신호좌회전, 비보호좌회전, 좌회전 금지 등이 있는데 교차로의 용량이 어느 수준이하이면 다른 통제기법보다 비보호좌회전 형식이 매우 적극적이고 또한 교통능력을 상당히 향상시킬 수 있다. 그러나, 안전상의 문제와 관계자의 인식 부족으로 신호교차로를 효율적으로 운영하지 못하고 있다. 비보호좌회전(Permitted Left Turn)이란, 좌회전을 위한 별도신호 없이 직진신호에 대항직진 교통에 통행우선권을 양보하면서 좌회전이 허용되는 신호교차로 운영방식이다. 이 방식은 교통량이 비교적 적은 교차로, 즉 좌회전 교통수요와 대항직진 교통수요가 적은 교차로에서 적용되는 것으로서, 공용차로는 1개이며 좌회전 교통량과 대항직진교통량이 비교적 적은 교차로에서 비보호좌회전 도착교통량이 포화용량보다 적을 경우에는 그 차선을 직진교통도 이용하게 됨으로 비보호좌회전의 직진환산계수도 달라지고 포화교통량도 달라진다. 이 방식은 우리 나라 도시부에서는 일반화되어 있지 않으나 외국에서는 일반화되어 있다. 또한 학문적인 연구와 체계가 미흡한 관계로 실무에서 사용할 경우에 많은 오류와 문제점이 발견되고 있다. 우리 나라도 신호기 설치준거에 따라 신호기를

설치한다면 많은 교차로가 비보호좌회전 운영 방식으로 새로이 신호화될 여지가 있으며, 시일이 경과함에 따라 이들 교차로의 교통량이 많아지게 되면 보호좌회전 운영방식으로 바꿀 수 있다. 더욱이 최근에 기존문헌들에 대한 일부 모순들이 부각되고 있으며, 그에 대한 연구가 국내외에서 활발히 이루어지고 있는 실정이다. 본 연구는 비보호좌회전 보정계수 산정모형의 이론적인 근거를 재정립하고, USHCM에 나타난 문제점과 복잡성을 해소하고자 하며, 이 방식으로 운영되는 신호교차로에서 좌회전차량이 교통류에 끼치는 영향은 매우 크기 때문에 포화유율을 산출과정에서 좌회전 차량, 특히 첫 좌회전이 끼치는 영향을 좀 더 면밀히 분석함은 물론 그 영향정도를 좀더 정확하게 도출해 낼 수 있는 새로운 g_f 모형을 도출하고, 더 나아가서는 우리 나라 실정에 맞는 비교적 간단한 모형을 제시하는데 그 목적이 있다.

II. 기존문헌 검토

1. 미국 HCM모형의 비보호좌회전 용량 산출방법

본 논문에서 다루고자 하는 공용차로에서의 비보호좌회전의 형태는 다음 <그림 1>과 같다. 이런 경우에 대하여 USHCM에서 별도로 제시한 좌회전보정계수는 없다.



<그림 1> 비보호좌회전의 형태

1) g_f 계산 : 첫 좌회전(이하 LT라 함)의 도착으로 막히기 전에 직진차량이 지나갈 수 있는 초기시간간격

$$g_f = G \times \exp(-0.882LTC^{0.717}) - t_L$$

여기서, $LTC : [V_{LT}C/3600]$, 주기당 좌회전 수

$$V_{LT} : \text{좌회전교통량(vph)}$$

2) g_q 계산 : 대항직진 교통류가 포화유율의 상태로 접근로를 통과함으로써 비보호좌회전이 차단되는 유효녹색시간간격

$$g_q = \frac{V_{olc} q r_o}{0.5 - [V_{olc} (1 - q r_o) / g_o]} - t_L$$

$$V_{olc} (1 - q r_o) / g_o \leq 0.49, 0.0 \leq g_q \leq g$$

여기서,

$V_{olc} : [V_o C / (3600 N_o)]$, 한 주기 차선당 주방향 대항교통량(vplpc)

$q r_o$: 대항대기행렬비, 즉 대항대기행렬에 생긴 대항교통량의 비율. $[1 - R_{op}(g_o/C)]$ 로 random arrival이라 가정하면 $R_{op} = 1$ 이므로 $[1 - (g_o/C)]$

R_{op} : 대항교통류에서 교통군의 비.

USHCM에서는 진행연장시간이 황색시간과 같다고 보았으며($c_L=0$), $s_o=1800$ 으로 계산하였다. 따라서, g_q 를 간단히 정리하면 다음과 같다.

$$g_q = \frac{v_o(R+t_L)}{1800N_o - v_o} - t_L$$

여기서, v_o : 대항직진 교통량(vph)

R : 적색신호시간(sec)

t_L : 출발지연시간(sec)

N_o : 대항접근로 차선수

3) g_u 계산 : LT차량이 교차로에서 해소되는 최종시간간격.

$g_q \geq g_f$ 일 때,

$$g_u = g - g_q = \frac{1800N_o(G+Y) - v_o(C+t_L)}{1800N_o - v_o}$$

$g_q < g_f$ 일 때, 즉 첫 LT차량이 대항대기행렬이 해소된 이후에도 도착하지 않았을 때.

$$g_u = g - g_f$$

$$= g - [G \exp(-0.882LTC^{0.717}) - t_L]$$

4) E_{L1} 결정 : 대항교통량 v_o 와 대항교통류의 차선효용보정계수 f_{LUo} 를 기반으로 하는 <표 1>에서 E_{L1} 의 고유값을 선택.

<표 1> 비보호좌회전에서 직진차량등가, E_{L1}

좌회전차로의 형태	유효대항교통류, $v_o = v_o/f_{LUo}$						
	100	200	400	600	800	1000	1200
공용차로	1.4	1.7	2.1	2.5	3.1	3.7	4.5
전용차로	1.3	1.6	1.9	2.3	2.8	3.3	4.0

주: 1998년 미국 HCM

5) P_L 계산 : 공용차로에서 좌회전의 비율

$$P_L = P_{LT} \left[1 + \left(\frac{(N-1)g}{g_f + \frac{g_u}{E_{L1}} + 4.24} \right) \right]$$

여기서, P_{LT} : 차선그룹에서 좌회전비율

6) f_m 계산 : 비보호좌회전이 이루어지는 차선의 포화교통량 대 이상적 조건하에서 직진차선 포화교통량의 비

$$f_m = \frac{g_f}{g} + \frac{g_u}{g} \left[\frac{1}{1 + P_L(E_L - 1)} \right]$$

여기서, 우변의 첫 항은 공용차로에서 직진교통이 이용하는 이용률이며, 둘째 항은 순수하게 비보호좌회전하는 교통의 비율이다.

7) f_{LT} 계산 : LT이 이루어지는 진입차선그룹에 적용되는 좌회전보정계수

$$f_{LT} = [f_m + 0.91(N-1)]/N$$

8) D_L : 비보호좌회전의 용량

계산을 단순화하기 위하여 중차량, 차로폭 및 구매보정계수(F_1)는 모두 1.0로 가정한다.

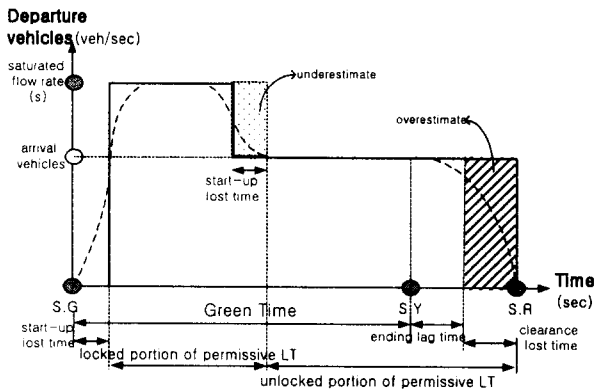
$$D_L = s_o \times F_1 \times f_{LT} \times \frac{g}{C} = s_o \times f_{LT} \times \frac{g}{C}$$

2. 미국 HCM모형의 문제점

1) g_q 모형의 문제점

첫째, USHCM에서는 계산상의 편의를 위해 유효녹색시간을 'green+yellow- t_L - c_L '이 아니라 'green+yellow- t_L '으로 모형에 적용하여 비보호 좌회전의 용량을 구하였다. 이는 유효녹색시간의 기본정의에 어긋날 뿐만 아니라 용량이 과다 추정되는 결과를 낳는다.

둘째, $g_q = \left[\frac{v_o(R+t_L)}{1800N_o - v_o} - t_L \right]$ 로 나타내었으나 수식상의 오류가 있다. 계산상의 편의를 위해서 s_o 를 1800으로 적용하고 있으나 이는 g_q 가 포화유율의 함수이어야 한다는 논리에 위배된다. 또, g_q 를 나타내는 값은 식의 첫 항으로 충분하며 여기에서 t_L 을 빼준 것은 잘못이다. t_L 이 이 중 계산되어 f_{LT} 가 커져서 비보호좌회전 용량이 커지는 결과를 초래하기 때문이다.



<그림 2> 신호시간과 대향직진교통유율의 관계

신호변화에 따른 대향직진 교통유율의 통과패턴을 살펴보면 <그림 2>에서 용량이 빗금친 부분만큼 과소·과다추정 됨을 쉽게 알 수 있다.

2) g_f 모형의 문제점

첫째, 기존문헌에서의 g_f 모형은 G와 LTC만을 영향변수로 하고 있다. 그러나 공용차로에서 LT차량 앞에 도착하는 직진차량대수는 직진교통량 또는 직진/좌회전 교통량의 비율에 따라 변하는 것이 당연하다. 즉, 직진이 이용하는 녹색시간의 비율, 즉 직진교통량이 끼치는 영향도 고려해 주어야 한다. 직진교통의 영향과 첫 LT교통의 도착시점을 고려하여야 포화교통량의 정의에 부합하는 용량을 산출할 수 있다. 따라서, 직진차량과 첫 LT차량의 도착사이에 소모되는 시간간격을 고려해야 한다. 그러나, g_f 값

을 결정하는 것은 그리 간단한 문제가 아니다. 둘째, g_f 모형은 LT차량이 녹색시간에 도착한다는 가정을 기반으로 하고 있어 연동으로 운영되는 교차로에 적용시 문제가 없으나, 비연동 교차로에 적용시 문제가 있을 것으로 보인다. 미국은 대부분 연동으로 운영되고 있지만, 우리나라는 연동으로 운영되는 곳이 그리 흔치 않으므로 LT차량의 주기내 도착시점이 고려되어야 할 것이다.

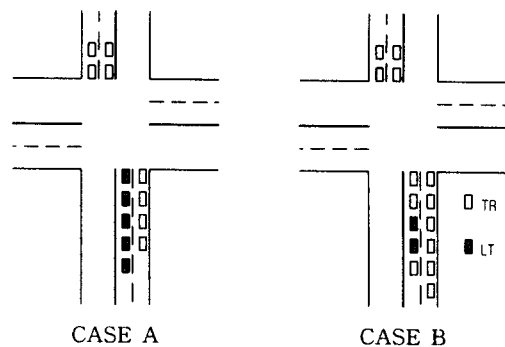
셋째, 과포화 상태가 아니면서 steady state라 가정하고, 직진교통량이 LT교통량보다 크다면, 직진신호동안에 직진차량이 좌회전차량에 앞서 공용차로에 도착할 확률이 크다. 따라서 공용차로에서의 LT 이용비율 $P_{LT}=1$ 이 되는 경우는 비보호좌회전이 과 포화될 경우를 제외하고는 거의 없을 것이다. 그러나 USHCM에서는 이 공용차로가 de facto left turn lane이라 정의하여 일반적으로 사용하고 있다. 따라서 이 부분과는 별도로 하여 분석이 이루어져야 한다.

III. 모형의 개발 및 제안

본 논문에서 차선군을 분류하기 위한 근본원리와 이론적 접근방법에 기본가정은 다음과 같다.

- ① 반복되는 주기에 의한 steady state라 가정한다.
- ② 한 주기에 도착하는 비보호좌회전 교통량은 그 주기 내에 해소된다.
- ③ 차선별 혼잡도(v/c ratio)가 평형상태를 이루는 경향을 갖는다.
- ④ 연동이 아니고, 고정신호시간 제어기로 운영되는 독립교차로라 가정한다.

상세한 분석을 위해 연구범위에 해당하는 비보호좌회전을 분류하여 간단하게 나타내보면 다음과 <그림 3>와 같다.



<그림 3> 공용차로에서의 비보호좌회전분류

CASE A에서는 공용차로를 이용하는 직진교통량이란, 적색신호 초기에 첫 LT차량보다 먼저 도착하여 공용차로를 점유하는 직진뿐이다. CASE B에서는 비보호좌회전 앞의 직진뿐만 아니라, LT뒤에도 직진이 공용차로를 이용하게 되므로 A에 비해 직진 이용 V/S율이 크다. 본 논문에서는 가장 까다롭고 복잡한 계산과정을 필요로 하는 B의 경우만을 살펴보기로 한다.

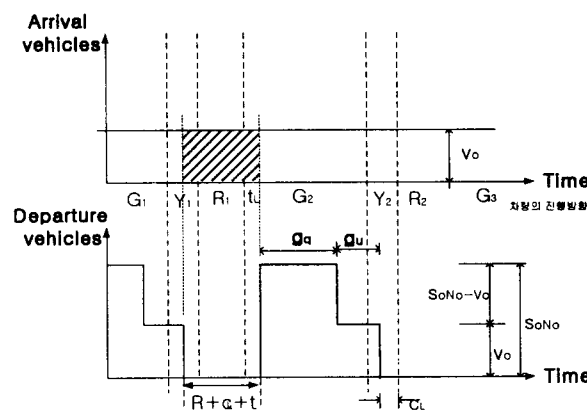
1. 수정된 g_q 모형 정립

신호교차로에서 교통류의 흐름은, 한 주기 내에 도착한 차량이 유효녹색신호동안에 방출되며, 이 때의 유효녹색시간은 녹색신호가 켜진 후 출발지연시간이 경과한 후부터 녹색신호이후 진행연장시간이 경과한 시점까지이다. 따라서 포화유율 차량군의 길이는 아래 <그림 4>에서 보는 바와 같이 적색신호 및 소거손실시간, 출발지연시간동안에 도착한 교통량을 포화유율과 교통량의 차이로 나눈 값과 같다. 즉, 녹색신호 개시이후 대향직진의 포화유율 차량군이 해소될 때까지의 시간 g_q 는 다음과 같다.

$$g_q = \frac{v_o(R + c_L + t_L)}{s_{op}N_o - v_o} = \frac{v_o(R + c_L + t_L)}{1900N_o - v_o}$$

여기서, s_{op} : 대향직진의 포화유율(1900vphgpl)

도착율과 방출율의 신호시간에 따른 g , g_q , g_u 개념도를 살펴보면 다음 <그림 4>과 같다.



<그림 4> g , g_q , g_u 개념도

2. g_f 산출과정제안

회귀분석(Regression Analysis)을 이용한 g_f 모

형을 산출하기 위해 독립변수와 종속변수 데이터셋이 필요하다. 현장데이터를 사용하는 것이 가장 올바른 방법이나, 현장조사로 특정교통조건이 일치하는 표본을 구하는데 어려움이 있으므로 가상의 데이터셋을 이용한다. 따라서, g_f 의 정의에 어긋나지 않는 확정적인 수리모형을 제안하면 다음과 같다.

1) v_T 산출 : 공용차로의 비보호좌회전으로 운영되는 교차로에서 차선당 직진교통량 v 를 기반으로 공용차로에 도착하는 직진차량대수(vph)

$$v = \frac{v_{TH} + E_L v_L + E_R v_R}{N}$$

여기서, E_L : 좌회전교통량의 직진환산계수(표 1)

E_R : 우회전교통량의 직진환산계수(표 2)

계산을 단순화하기 위해 $E_L=2.8$, $E_R=1.02$ 를 적용한다.

$$\begin{aligned} v_T &= \frac{v_{TH} + E_L v_L + E_R v_R}{N} - E_L v_L \\ &= \frac{1}{N} [v_{TH} + E_R v_R - (N-1)E_L v_L] \end{aligned}$$

<표 2> 우회전차량의 직진환산계수 E_R

P_{RT}	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
f_{RT}	1.00	0.99	0.97	0.96	0.94	0.93	0.91	0.90	0.89
E_R	1.00	1.02	1.03	1.05	1.06	1.08	1.10	1.12	1.14

2) h_a 산출 : 주기당 공용차로에 도착하는 차량의 평균 차간간격(headway)(sec)

$$h_a = \frac{C}{V} = \frac{C}{(v_T + v_L) / (\frac{3600}{C})} = \frac{3600}{v_T + v_L}$$

여기서, v_L : 집근로의 좌회전 교통량(vph)

V : 주기당 공용차로 도착교통량(vph)

3) V_{Ta} 산출 : 평균적으로 첫 LT 앞에 도착하는 직진차량대수(vph)

$$V_{Ta} = \frac{v_T}{v_L}$$

4) t_{LT} 산출 : 한 주기 동안 주기의 시작점부터 첫 LT차량이 도착하는데 걸리는 시간(sec)

$$t_{LT} = \left(-\frac{C}{V}\right) \times \left(-\frac{v_T}{v_L}\right) = h_a \times V_{Ta}$$

5) g_f 값 산출 : g_f 값은 첫 LT 도착시점에 따라 달라진다. 따라서, 도착형태에 따른 g_f 값을 분류하여 표로 작성하면 <표 3>와 같다.

<표 3> 주기당 첫 좌회전과 직진교통량의 도착 형태에 따른 분류

분류 기준		g_f value	구분
$t_{LT} \geq R$	$v_T = 0$	$g_f = 0$	CASE I
	$v_T > 0$	$g_f = 1.63 \times V_{Ta}$	CASE II
$t_{LT} < R$	$t_{LT} - R > 1.63 \times V_{Ta}$	$g_f = t_{LT} - R$	CASE III
	$t_{LT} - R < 1.63 \times V_{Ta}$	$g_f = 1.63 \times V_{Ta}$	CASE IV

주) V_{Ta} : 첫 LT 앞에 도착하는 평균직진차량대수(vph)
 v_T : 공용차로에 도착하는 순 직진차량대수(vph)
 t_{LT} : 한 주기 동안 주기의 시작점부터 첫 LT가 도착하는데 걸리는 시간(sec)

3. g_f 모형개발

본 논문에서 분류한 네 가지 도착패턴이 신호 교차로에서 분리되어 나타나는 것이 아니고 혼재하므로 모든 경우를 대표할 수 있는 하나의 수리모형식을 개발한다. g_f 부분은 <표 3>에서 처럼 공용차로에서의 비보호좌회전 보정계수는 적색시간(R)에 도착하여 정지선에 대기하고 있는 차량의 방향별 차량대수(v_{TR} , v_L)와 대기하고 있던 차량이 녹색개시이후 정지선을 통과하는데 걸리는 시간과 첫 LT차량의 도착시점에 의해 영향을 받는다. KHCM의 비보호좌회전 기준에 따라 가능한 데이터 세트 1206개를 통계적으로 분석한 결과 종속변수인 g_f 값은 독립변수 R , N , v_{TR} , v_L 과 높은 상관관계가 있다. 따라서 모든 계수가 유의하게 나타나며, 다음과 같은 g_f 회귀식($R^2 = 0.59$)이 제안된다.

$$g_f = F(R, N, v_{TR}, v_L) = -734.011 - 0.07715 \cdot R - 2.633 \cdot N + 718.268 \cdot \text{EXP}\left(\frac{1}{v_L}\right) + \ln(v_{TR}^{3.512})$$

$$0 \leq g_f < g, \quad 0 < v_L \leq v - v_T$$

여기서, $v_{TR} = v_{TH} + E_R \cdot v_R$

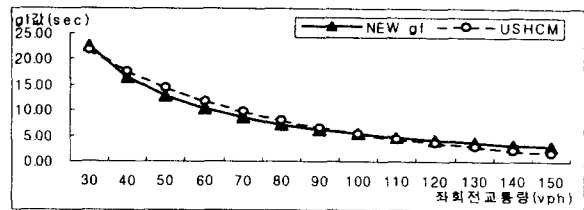
$$= v_T \cdot N + E_L \cdot v_L \cdot (N-1) = v_L \cdot (v_{Ta} \cdot N + E_L \cdot (N-1))$$

따라서, 차선수, 적색시간, 좌회전 교통량과 주기당 첫 LT앞의 직진차량대수를 알면 용이하게 g_f 값을 얻는다.

IV. 기존모형과 새 모형 비교 및 분석

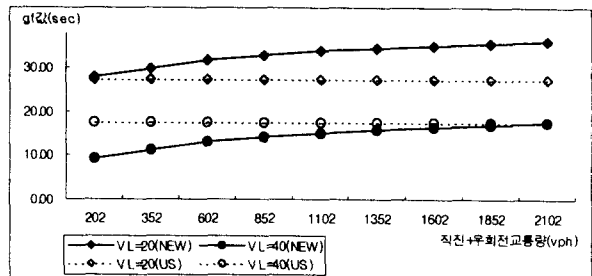
g_q 모형을 USHCM모형과 비교하면 분자에서 상세한 분석을 위해 c_L 을 고려한 것과 분모에서 1800과 1900의 차이만 존재하며, 뿐만 아니라 t_L 도 불필요한 항으로 생략되었다는 것뿐이다. g_q 는 논리적으로 포화유율의 함수이어야 하므로 s_o 는 1900이어야 옳다.

g_f 값에 영향을 끼치는 각 변수들과의 관계를 살펴보면 다음 <그림 4~7>과 같다.



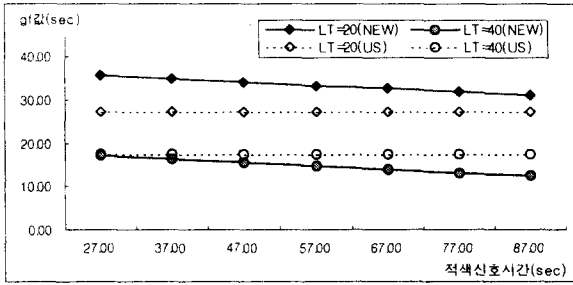
<그림 4> 좌회전교통량에 의한 g_f 의 영향

v_L 이 증가하면 V_{Ta} 가 감소하며, 공용차로를 이용하는 직진차량을 차단하는 LT차량이 많아 지므로 g_f 값이 감소한다.

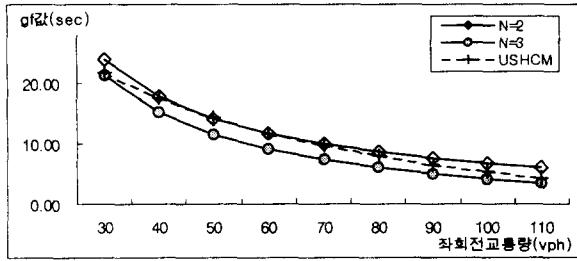


<그림 5> 직진/우회전교통량에 의한 g_f 의 영향

USHCM모형과 달리 v_{TR} 이 증가하면 상대적으로 직진차로뿐만 아니라 공용차로를 이용하는 직진교통량이 증가하므로 g_f 값이 증가한다.



<그림 6> 적색신호시간에 의한 g_f 의 영향



<그림 7> 접근로 차선수에 의한 g_f 의 영향

USHCM과 달리 R이 증가하면 유효녹색시간이 감소하므로 g_f 값이 작아지고, N이 증가하면 직진교통량은 방향별 교통량을 직진으로 환산하여 차선수로 나누어 구하므로 결국 직진교통량이 감소하여 g_f 값이 작아진다.

USHCM모형과 새 모형을 비교하면 CASE B는 좌회전교통량 뿐만 아니라 공용차로를 이용하는 직진교통량과 연동되지 않는 독립교차로이므로 적색신호시간길이에 영향을 받는다.

V. 결론 및 연구의 한계와 향후과제

1. 결과 정리

본 연구와 USHCM방법의 차이는 결국 g_q 모형의 포화유율상태의 반영여부, 소거손실시간의 고려여부의 차이, g_f 모형에서 공용차로에서의 비보호좌회전은 대향직진 교통류의 차량간격을 이용하여 좌회전할 때 각 차량의 도착패턴과 주기 및 방향별 교통량에 의해 좌우되므로 LT뿐만 아니라 공용차로를 이용하는 직진교통량을 고려하였고, 연동되지 않는 독립교차로이므로 적색신호시간길이가 고려되었다는 것이다.

<그림 5~7>을 살펴보면 g_f 모형은 USHCM과 달리 좌회전수 이외에도 직진/우회전 교통량과 적색신호시간, 차선수에 영향을 받는다. 이처럼 USHCM에서 고려하지 않은 변수들의 영향 때

문에 <그림 4>에서 함수의 경향은 유사하게 나타나면서도 서로 일치하지 않는 것이다.

본 연구는 모형을 개발하는 과정이 좀 복잡하나 USHCM의 단점을 극복한데 그 의의가 있다. 또한 KHCM개정작업에 또 하나의 방안을 제시하고, 문제점을 제시함으로써 계속적으로 많은 연구가 이루어질 수 있는 계기를 마련할 것으로 보인다.

2. 연구의 한계와 향후과제

근본적으로 비보호좌회전의 연구는 그 특성상 이처럼 운영되는 교차로가 많지 않을 뿐만 아니라, 특정한 교통조건과 일치하는 많은 표본을 현장에서 관측할 수가 없기 때문에 USHCM과 마찬가지로 이론적인 연구로 흐를 수밖에 없다. 따라서 g_q , g_f 모형의 정확성을 보장하지는 못한다. 거의 용량범위 내에서 운영되고, 한가한 비보호좌회전에 용량상태에 도달 할 정도이면 비보호좌회전 운영방식을 피하고 보호좌회전 또는 좌회전 금지 방식을 택하기 때문이다.

본 연구의 최종목표는 보정계수를 얻는 과정을 좀더 단순화하고, 가능하면 도표화하여야 할 것이다. 또한 현실적인 교통류 행태를 모형화하는 것(random arrival을 묘사하는 확률모형개발)은 본 연구보다 훨씬 복잡한 과정을 필요로 하나 보다 정교한 결과를 도출해 낼 수 있을 것이다.

참고문헌

1. 건설부, 도로용량편람, 1992
2. 도철웅, "비보호좌회전에서의 좌회전 보정계수 산정을 위한 확정모형 개발-이론적 접근", 대한교통학회지 제16권, 제3-6호, 1996, pp.455~462
3. TRB, Highway Capacity Manual 2000, Special Report 209, 1999
4. R. P. Ross, J. M. Ulerio, and V. M. Papayannoulis, "Modeling the Left-Turn Adjustment Factor for Permitted Left Turns Mode from Shared Lane Groups", TRR 1287, TRB, 1990
5. E. S. Parras and R. P. Roess, "Left-Turn Adjustment for Permitted Turns from Shared Lane Groups; Another Look", TRR 1398, TRB, 1993