

■ 論 文 ■

# 지체도 최소화를 위한 주기변동기반 동적신호시간 결정모형 개발

Development of a Cycle-free Based,  
Coordinated Dynamic Signal Timing Model for Minimizing Delay  
(Using Genetic Algorithm)

**이 영 인**

(서울시립대학교  
도시공학과 교수)

**최 완 석**

(광주대학교 도시공학과 교수)

**임 재 승**

(서울시립대학교  
도시과학연구원 연구원)

## 목 차

- I. 서론
- II. 기존이론 고찰
  - 1. 주기변동기반 신호시스템
  - 2. 유전자 알고리즘
- III. 이론 및 모델 개발
  - 1. 주기변동 기반 신호시스템
  - 2. 기본가정 및 유입교통량 예측
  - 3. 적합도 함수의 설정
  - 4. 지체도 산출 알고리즘
- IV. 모형의 적용결과 및 평가
  - 1. 모의 실험계획
  - 2. 모델구현
  - 3. 모형의 적용결과 및 평가
- IV. 결론 및 향후 연구 과제
- 참고문헌

Key Words : 주기변동(cycle free) 기반 신호시간, 지체도 최소화, 유전자 알고리즘, 교통대응 신호제어, 신호시간 최적화

## 요 약

본 연구에서는 평균지체시간을 최소화하는 변동주기 (Cycle free) 기반의 동적 신호시간 결정모형을 유전자 알고리즘을 이용하여 개발하였다. 본 모형은 실시간으로 변화하는 각 접근로의 차량 도착분포를 토대로 이동류별 지체시간을 산정하고, 교차로의 지체시간을 최소화하는 신호주기의 길이와 이동류별 녹색시간을 산출한다. 개발모형은 4개 교차로로 구성된 간선도로를 대상으로 적용하였으며, 교차로 교통상황의 변화에 따라 신호주기별로 변동하는 신호주기의 길이, 이동류별 녹색시간, 그리고 교차로간 변동 연동값을 각각 산출하였다. 모형의 적용결과 산출된 변동 신호주기와 이동류별 녹색시간은 비포화상태와 포화상태 모두 TRANSYT-7F나 PASSER-II에 의하여 산출된 정주기식 신호시간보다 대기차량수, 통과교통량, 그리고 지체시간에서 있어서 더 좋은 결과를 나타내었다. 또한 본 모형은 기존모형과는 달리 연동값을 고정값으로 설정하지 않고 각 주기가 종료되는 시점마다 교차로 지체시간을 최소화하는 주기 및 이동류별 녹색시간을 산정하므로 연동값도 신호주기별로 변동하였다. 시공도 분석결과, 본 모형에서는 모형의 결과를 산출되는 변동 연동값을 통하여 주방향 이동류의 연동효과를 나타내었다.

이 논문은 2000년도 서울시립대학교 학술연구 조성비의 지원으로 연구되었음.

## 1. 서론

도시 가로망의 교통신호 제어전략은 일반적으로 정주기식, 패턴선택식, 그리고 교통대응 신호제어 방식의 3가지 형태로 나누어진다.<sup>1)</sup> 정주기식은 1세대 신호제어전략으로서 사전에 수집된 교통자료를 기반으로 off-line 상태에서 요일별, 시간대별로 신호시간을 설정하는 방식이다. 1.5세대 신호제어 전략인 패턴선택 신호제어 방식은 검지기로부터의 검지자료와 예측된 교통량에 기초하여 교통상황에 적합한 신호시간 패턴을 선택하는 방식이다. 교통대응 신호제어 방식은 2세대 신호제어 전략으로서 실시간으로 매 주기별로 교통상황에 대응하여 신호시간을 계산하는 방식이다.

정주기식과 패턴선택 방식을 위한 신호시간 결정모형으로는 지체도 모형과 통과폭 모형이 가장 일반적으로 이용되고 있다. 지체도 모형으로는 지체도 최소화를 목적함수로 하고, 주기, 현시시간, 옵션을 최적화하는 TRANSYT-7F<sup>2)</sup>가 대표적이다. 통과폭 모형으로는 인접교차로의 신호시간을 조정하여 차량을 연속적으로 진행시키는 신호 연동화모형으로서 MAXBAND<sup>3)</sup>, MULTIBAND<sup>4)</sup>, PASSER-II<sup>5)</sup> 등이 있다. 교통대응 제어모형은 정주기식과 패턴 제어방식을 개선시킨 모형으로서 교통량의 급격한 증가와 통행패턴의 변화에 대비하여 교통류를 실시간 제어하는 모형이다. 교통대응 제어모형은 교통류 변화에 대응하는 신호시간을 산출하고, 혼잡상황, 도로조건, 교통사고지점 및 속도 정보 등을 수집하는 기능을 가진다. 교통대응 신호제어 시스템으로는 영국의 SCOOT<sup>6)</sup>, 호주의 SCATS<sup>7)</sup>, 일본의 STREAM<sup>8)</sup>, 우리나라의 신신호시스템<sup>9)</sup> 등이 개발되어 운영되고 있다.

기존의 신호시간 결정 모형은 간선도로 교차로 군의 옵션을 맞추기 위하여 특정한 교차로군의 모든 교차로 주기를 동일하게 설정해야 하는 제약조건을 가진다. 이는 기존모형이 중요 교차로를 중심으로 교차로군의 교통신호를 제어하기 때문에 비중요 교차로의 교통량 변화를 상대적으로 무시하는 경향이 있다. 그러나 도시내부 교차로는 중요교차로와 비중요 교차로의 구분이 현실적으로 매우 어렵다. 따라서 시내 가로의 교통류를 효율적으로 관리하기 위해서는 교차로의 신호주기 및 녹색시간을 고정하거나, 일정한 교차로군의 주기를 동일하게 부여하지 않고 교통상황을 그대로 반영한 교통 신호모형의 개발이

요구된다 하겠다.

본 연구에서는 교차로의 도착교통류율과 녹색시간 동안의 출발 교통류율을 근거로 평균 지체도를 최소화하는 변동주기 기반의 동적 신호시간 결정모형을 개발하였다. 변동주기 기반 신호 제어방식은 현재 연구단계의 신호제어 전략으로서, 교차로의 신호주기 길이, 이동류별 녹색시간, 그리고 연동값이 신호주기 별로 변화하는 3세대 신호제어 전략으로 분류된다.

## II. 관련연구 고찰

### 1. 주기변동기반 신호시스템

UTCS(Urban Traffic Control System) 3세대 제어 소프트웨어<sup>10)</sup>는 완전감응 online 교통제어 시스템으로써 실행되고 평가되기 위해 개발되었다. 3세대 소프트웨어는 각각의 신호기에서 주기마다 주기길이 가 달라지는 것을 허용하도록 설계되었다. 이러한 설계 접근법은 일련의 고정시간, 고정주기기반신호시간 계획을 가진 기존의 제어시스템과 3세대 제어가 갖는 차이점이다. UTCS 전략을 간략히 비교하면 <표 1> 과 같다.

3세대 제어 소프트웨어는 다음과 같은 독특한 운영 특징을 갖는다.<sup>11)</sup>

<표 1> 3세대의 특징

특 징	1 세대	2 세대	3 세대
최적화	off-line	on-line	on-line
변경빈도 (Frequency of Update)	15분	5분	2.0-3.5분
시간계획의 수	40개까지 (7개가 사용됨)	제한없음	제한없음
교통 예측	없음	유	유
중요교차로 제어	분할비 조정 변동	분할비, 옵션 변동	분할비, 옵션, 주기변동
제어계층구조	패턴선택	패턴계산	혼잡, 중간 교통흐름
주기길이 고정여부	각각의 구간내에서 고정	교차로의 변경그룹 내에서 고정	주기길이 변경

자료 : Nathan H. Gartner, Chronis Stamatiadis, and Philip J. tarnoff, "Development of Advanced Traffic Signal Control Strategies for Intelligent Transportation Systems : Multilevel Design" TRR 1494, 1995.

- 신호시간은 적어도 매3.5분마다 모든 제어기에서 계산된다.
- 신호오프셋과 split는 각각의 접근로와 네트워크 연동을 위해 차량지체와 정지수를 최소화하도록 결정한다.
- 혼잡경로를 파악하고 제어알고리즘은 조건이 지속되는 동안 혼잡상태를 서비스하도록 특별히 설계되었다.
- 변경루틴은 필요치 않다. 왜냐하면 시스템은 교통상태가 변함에 따라 계속해서 변하도록 되어 있기 때문이다.

3세대 교통대응 소프트웨어는 CYRANO(The Cycle-Free Responsive Algorithm for Network Optimization)와 CIC/QMC(Critical Intersection Control/Queue Management Control)의 두 개의 최적화 알고리즘에 의해 개발되었다. CYRANO는 네트워크 최적화를 위한 주기변동 교통대응 알고리즘으로서 비포화상태의 신호시간계획을 산출하는 데 적용되었다. CIC/QMC는 중요교차로 제어와 대기차량 제어 개념을 혼합한 알고리즘이다. CIC/QMC의 목적은 중요교차로로 구성된 혼잡경로의 포화상태를 제어하기 위한 지역적인 신호시간 계획을 산출하는데 적용되었다.

이들 3세대 신호제어 전략은 워싱턴 D.C의 정주기식 신호시간계획(DCP, Washington, D.C. timing plans)을 기반으로 평가되었다. 첨단 전략인 2세대와 3세대의 비교결과는 <표 2>에서 보는 바와 같이 차량주행시간이 DCP에 비해 2세대, 3세대 모두 더 걸렸으며 3세대의 시간증가가 비교적 컸다. 이러한 결과는 3세대 전략의 기본개념을 현장에 적용하기 위해서는 이동류별 유입/유출교통량의 측정과 예측이 정확히 이루어 져야 하나, 교통상황에 대한 실시간 교통량의 검지와 교통량 추정이 어려웠기 때문에 추정된다. 결국 3세대 신호제어 전략은 연구개발 단계에서 지속적인 연구가 중단되었다.

<표 2> 제어전략의 성과비교

비 교	시 간 간 격				
	08:00 ~ 09:45	10:15 ~ 13:00	13:00 ~ 15:45	15:45 ~ 18:15	07:00~08:00 09:45~10:00 18:15~19:00
DCP에 대한 2세대(%)	+3.5	+3.2	+1.1	+9.3	+1.9
DCP에 대한 3세대(%)	+13.4	+9.8	+3.4	+9.1	+15.2

자료 : op.cit. p.161.

## 2. 유전자 알고리즘

유전자 알고리즘은 생명체의 자연도태(natural selection)와 유전자를 통한 정보 전달 방법을 응용한 최적화 방법을 말하는 것으로 그 개념과 이론이 단순하고, 해의 탐색능력이 우수하여 공학·자연과학 분야 뿐만 아니라 경영학 및 사회과학 등의 여러 분야의 최적화 또는 의사결정문제에 다양하게 적용이 가능하다. 특히 유전알고리즘은 복잡한 해 공간의 탐색능력이 우수하여 변수와 제약이 많은 대형수리 문제를 푸는데 적합한 기법이고, 또한 모형에 대한 유연성이 높아 제약식의 첨가나 목적함수의 변경이 용이하다는 장점을 갖는다. 교통분야에서는 최근 신호주기 및 녹색시간의 최적화<sup>12)</sup>와 동적 신호제어 모형의 개발<sup>13)</sup>에 적용되고 있다.

## III. 이론 및 모델 개발

### 1. 주기변동기반(Cycle-free) 신호시간 산출 모형의 기본개념

본 논문의 주기변동 기반(Cycle-free) 신호시간 산출모형 (이하 주기변동기반 모형)은 도시교통제어 전략 중 3세대 신호제어 전략으로 분류된다. 주기변동기반 모형의 기본목표는 개별 교차로별, 신호주기별로 독립적인 최적화 신호주기, 녹색시간, 교차로간 윗셋값을 산출하여 시스템의 운영효율성을 높이는 데 있다.

기존의 고정식 (TOD) 또는 교통대응식 (Traffic Adaptive) 신호제어전략은 인접교차로간 또는 신호주기별로 신호주기가 변동할 경우 최적화된 신호주기와 윗셋값을 동시에 확보하기에는 일정기간의 전이주기가 필요하다. 현재 교차로 그룹 (10개 이내의 교차로로 구성)으로 운영되고 있는 고정식 (TOD) 신호제어에서는 신호주기가 변동되는 시점에서는 3-5주기의 전이주기를 이용하여 적정 신호주기와 연동값을 설정한다. 교통대응 (Traffic Adaptive) 신호제어 시스템도 신호주기가 변동할 경우 3-5주기의 전이주기를 이용하여 Subarea 내에서의 동일한 신호주기와 윗셋값, Subarea 간의 적정 윗셋값을 산출하고 있다. 또한 교통대응 신호주기와 윗셋값은 전체 교차로 이용차량의 평균지체시간을 최소화시키는 동시에

급격한 주기변동에 따른 교통류에의 충격을 최소화하기 위해 주기변동폭을 제한하고 있다. 즉, 기존의 신호시간 계산기법들은 교통축의 연동을 확보하기 위하여 교차로 그룹을 대상으로 중요교차로(Critical Intersection Control:CIC)와 동일한 신호주기를 갖도록 신호시간을 결정한다. 이 경우 교차로간의 연동값(Offset)은 평균적인 교통상황을 가정하여 연동패턴을 설정하고 교통상황에 적합한 윗셋값을 선택하여 교통신호를 운영하고 있다.

그러나 현장교통상황에서 적정 윗셋값은 대기차량의 길이에 따라 신호주기별로 변화한다. 따라서 기존의 신호시간 계산방법으로는 실시간 별로 변화하는 적정신호주기와 적정 윗셋값을 동시에 만족하는 신호시간 산출이 매우 어렵다. 즉, 신호주기별 적정주기와 적정 연동값은 상쇄관계(Trade-Off)에 있으므로 신호주기를 최적화 시키기 위해서는 차선(次善)의 연동값을 채택하거나, 최적 연동값을 확보하기 위해서는 차선(次善)의 신호주기를 선택하게 된다.

본 모형에서는 매 주기마다 교통량 변화에 대응하는 신호시간을 결정하여 그 다음주기에 반영하므로 특정한 주기전이기간 없이 운영되며 신호주기는 최소주기와 최대주기 사이에서 신호주기별로 산출된다. 따라서 모든 교차로가 교통량의 변화에 따라 끊임없이 조정되므로 중요교차로(CIC)는 의미가 없게 된다. 즉, 교차로에서 교통혼잡이 발생할 경우에는 그 혼잡이 다른 교차로로 확산되는 것을 방지할 수 있고, 교통상황이 정상(비포화)일 때는 매우 신속한 최적화 절차를 사용하여 각 현시의 변환시간을 결정한다.

본 장에서 설명되는 본 모형의 특징을 요약하면 다음과 같다.

- 교통류의 도착분포 패턴은 상류 교차로의 출발분포 패턴과 동일하며, 차량분산은 없다고 가정하였다.
- 교통류의 출발분포 패턴은, 도착교통량 중 적색시간에 도착하여 대기차량이 발생할 경우, 대기차량이 소거되는 시간동안은 포화교통류율로, 나머지 녹색시간동안은 도착교통류율로 출발하는 것으로 구분하였다.
- 적합도함수인 지체시간은 균일지체 (HCM 지체시간 산정식의 균일지체식 이용)와 차량대기시간을 계산하여 산출하였다.
- 지체시간 산정 알고리즘은 접근로를 외곽접근로와

내부접근로로 구분하여 각각 개발하였으며, 출발교통량은 unit step 함수를 이용하여 산정하였다.

- 개발모형은 MATLAB을 이용하여 구현하였다.

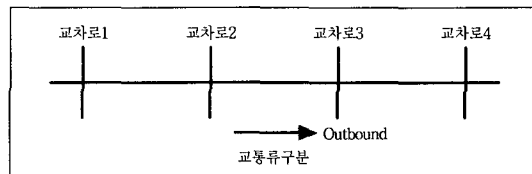
## 2. 기본가정 및 유입교통량예측<sup>13)</sup>

### 1) 기본가정 및 용어설명

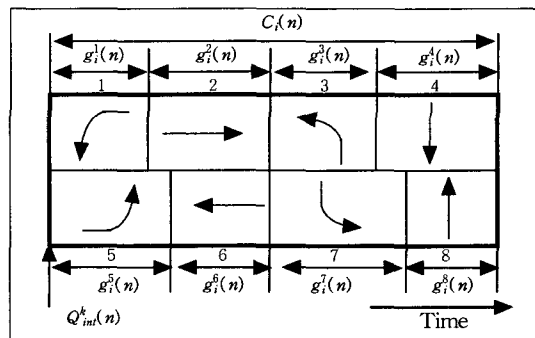
본 연구의 시험교통축은 <그림 1>과 같이 외곽교차로 2개와 내부교차로 2개 총 4개의 교차로로 구성하였다. 본연구에서는 외곽접근로의 차량도착율은 일정한 값으로 가정하였으며 균일도착과 차량군 분산이 없는 것으로 가정하였다. 시험교통축의 현시순서는 <그림 2>와 같이 NEMA의 Dual-Ring 체계와 Lead-Lead패턴으로 가정하였다.

본 논문에서 사용될 주요 기호는 다음과 같다.

- $k$  : NEMA Dual-Ring 체계의 이동류 번호 ( $1 \leq k \leq 8$ )
- $i$  : 교차로 번호 ( $1 \leq i \leq 4$ )
- $n$  : 신호주기 번호
- $g_i^k(n)$  : 녹색시간(초,  $i$ 교차로,  $k$ 이동류,  $n$ 주기)
- $s_i^k(n)$  : 포화교통류율 녹색시간 (초,  $i$ 교차로,  $k$ 이동류,  $n$ 주기)
- $C_i(n)$  : 신호주기 길이 ( $i$ 교차로,  $n$ 주기)



<그림 1> 연구대상 네트워크

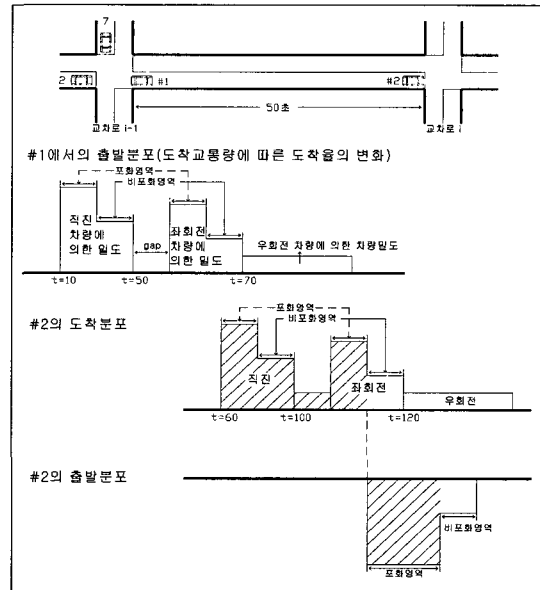


<그림 2> Lead-Lead 패턴 이동류의 주기 및 녹색시간

- $T_S^k(n)$  : 포화 도착교통류율  
(상류의 직진이동류가  $k$ 이동류에 합류시)
- $T_A^k(n)$  : 평균 도착교통류율  
(상류의 직진이동류가  $k$ 이동류에 합류시)
- $L_S^k(n)$  : 포화 도착교통류율  
(상류의 좌회전 이동류가  $k$ 이동류에 합류시)
- $L_A^k(n)$  : 평균 도착교통류율  
(상류의 좌회전 이동류가  $k$ 이동류에 합류시)
- $R_A^k(n)$  : 평균 도착교통류율  
(상류의 우회전 이동류가  $k$ 이동류에 합류시)
- $d_k$  : 출발 교통류율 ( $k$  이동류)
- $Q_{int}^k$  : 대기차량수(주기 시작시점에서의  $k$ 이동류)
- $Q_S^k$  : 대기차량수(녹색시간 시작시점에서의  $k$  이동류)
- $Q_E^k$  : 대기차량수(주기 시작시점에서의  $k$ 이동류)
- $TD_E^k$  : 교통수요(녹색시간 끝시점에서의  $k$ 이동류)
- $TD_S^k$  : 교통수요(녹색시간 시작시점에서의  $k$  이동류)
- $X_i^k$  : 포화도 ( $i$ 교차로,  $k$ 이동류)  
( $(V_i/C_i) = (V_i/S_i) \times g_i^k/C_i(n)$ )
- $V_i^k$  : 교통량 ( $i$ 교차로,  $k$ 이동류)
- $D_i^k$  : 지체시간 ( $i$ 교차로,  $k$ 이동류)

**2) 교통류의 출발 및 도착분포**

본 논문에서의 교통류의 출발·도착분포는 <그림 3>과 같다. 하류교차로( $i$ ) 2번 이동류(EB 직진교통류)의 유입교통량은 상류교차로( $i-1$ )의 7번이동류(북쪽 접근로의 좌회전 이동류)와 2번이동류(서쪽 접근로의 직진이동류), 그리고 우회전 교통량의 합이다. 즉, 상류교차로( $i-1$ ) #1 지점에서 하류교차로( $i$ )에로의 출발분포는 현시순서가 Lead-Lead 패턴이므로 2번이동류, 7번이동류의 순서로 구성된다(<그림 3>의 1번째 차량분포 참조). 또한 상류교차로( $i-1$ ) 교통량의 출발교통류율은, 2번이동류의 경우, 초기 대기차량이 소거되는 시간동안의 포화교통류율과 나머지 녹색시간 동안의 평균 유입교통류율(상류교차로( $i-1$ )에 유입되는 교통류율)로 구성된다. 상류교차로( $i-1$ ) 7번이동류의 출발교통류율도 동일한 형태로 구성된다. 따라서 상류교차로( $i-1$ ) 교통량의 출발교통류율의 분포는 <그림 3>의 첫 번째 차량분포의 형태로 표현할 수 있다. 하류교차로( $i$ ) #2 지점에서의 차량도착분포는 상류



<그림 3> 교통류의 출발·도착분포의 예

교차로( $i-1$ )에서 출발한 교통류가 일정 주행시간(여기에서는 연동값 50초, 즉  $t=60$ 초) 후에 도착하는 형태를 띠게 된다. 즉, 하류교차로( $i$ ) #2 지점에서의 차량도착분포는 상류교차로( $i-1$ ) #1 지점의 차량출발분포와 동일하다. 이는 <그림 3>의 두 번째 차량분포의 형태로 표현할 수 있다. 여기서 차량의 분산은 없다고 가정하였다.

하류교차로( $i$ ) #2지점에서의 직진이동류(2번이동류)의 출발분포는 도착교통량 중 적색시간에 도착하여 생성된 대기차량이 소거되는 시간동안은 포화교통류율로, 나머지 녹색시간 동안은 유입교통류율로 출발하게 된다. 이는 <그림 3>의 세 번째 차량분포의 형태로 표현할 수 있다. 이 차량출발 분포에서 빗금친 면적은 포화교통류율로 출발하는 차량수를 나타내며, 이는 대기차량 수(두 번째 분포의 빗금친 면적)과 동일하다.

**3. 적합도함수 설정**

**1) 지체시간 최소화 목적함수**

지체시간 최소화를 위한 목적함수는 HCM<sup>14)</sup>의 지체도 산정식을 적용하였다. 그러나 본 모형은 매 주기마다 주기길이가 변화하고 균일도착과 차량분산이 없는 것으로 가정하였으므로 지체시간은 HCM의 균일지체와 녹색현시가 끝나는 시점에 도착하는 교통류의 적색시간 동안의 대기시간을 다음 식으로 계산하여 산정하였다.

$$d = d_1 \times DF + D_E$$

$$d_1 = 0.38 \times C \times \frac{(1 - g_i/C)^2}{[1 - (g_i/C) \times X_i]}$$

$D_E$  = 녹색현시가 끝나는 시점 이후에 도착교통류의 지체시간 계산

$$DF = 1.0$$

$$D_E = [(Q_E^2(n-1) \times [g_i^3(n-1) + g_i^4(n-1) + g_i^1(n)] + ((\lambda_R + \lambda_T + \lambda_L) \times [g_i^3(n-1) + g_i^4(n-1) + g_i^1(n)]^2 \div 2)] / V$$

$$d_I = \frac{\sum d_i V_i}{\sum V_i} \quad d_A = \frac{\sum d_A V_A}{\sum V_A}$$

$d_1$  : 균일지체

$d_2$  : 녹색현시가 끝나는 시점의 도착 교통류의 지체시간

$d_A$  : 접근로 A의 지체도, 초/대

$d_i$  : 접근로 A의  $i$  이동류의 지체도

$V_i$  :  $i$  이동류의 교통량

$d_I$  :  $I$  교차로의 평균 지체도(초/대)

## 2) 교차로별 지체 최소화 목적함수 계산

교차로 전체의 평균지체도를 구하기 위해서는 이동류별 총지체도를 모두 합한 다음 교차로 전체 교통량으로 나누어 주어야 한다. 따라서 구하여야 할 최적

해는  $Min \left( \frac{\sum_{k=1}^8 D_i^k}{\sum_{k=1}^8 V_i^k} \right)$  가 최소화되는 이동류별 녹색시간

및 신호주기이다. 그런데 이 경우에는 특정 이동류에 과도한 지체가 발생하더라도 이동류의 평균지체도가 최소화 되는 주기 및 녹색시간을 산출 할 가능성이 있다. 따라서 본 연구에서는 전략적인 측면에서 목적함수를 Balanced offset, Inbound offset, Outbound offset의 경우로 변형하여 신호시간을 산출하였다. 이 경우 Balanced offset은 이동류 2와 6에, Inbound offset은 이동류 6에 Outbound-offset은 이동류 2에 각각 가중치를 두었으며 나머지 이동류는 지체도가 골고루 분산되도록 목적함수를 변형하였다.

### (1) Balanced offset 목적함수

$$FV_B^d = \frac{(D^1 \cdot V^2 + D^2 \cdot V^2 + D^5 \cdot V^6 + D^6 \cdot V^6)}{(V^1 + V^2 + V^6 + V^6)}$$

### (2) Inbound offset 목적함수

$$FV_I^d = \frac{D^6 \cdot V^6}{V^6}$$

### (3) Outbound offset 목적함수

$$FV_O^d = \frac{D^2 \cdot V^2}{V^2}$$

여기서  $FV$ 는 목적함수

$D^k$  :  $k$  이동류의 차량당 평균지체도

$V^k$  :  $k$  이동류의 교통량

이상의 과정에 따라 지체도 최소화를 위한 신호 최적화 알고리즘을 구성하면 다음과 같다.

Find :  $C, G_{ij}$

Min  $Z_d(P)$

$$Min FV^d = \frac{\sum_{k=1}^8 D_i^k}{\sum_{k=1}^8 V_i^k}$$

$$FV_B^d = \frac{(D^1 \cdot V^1 + D^2 \cdot V^2 + D^5 \cdot V^6 + D^6 \cdot V^6)}{(V^1 + V^2 + V^6 + V^6)}$$

$$FV_I^d = \frac{D^6 \cdot V^6}{V^6}$$

$$FV_O^d = \frac{D^2 \cdot V^2}{V^2}$$

subject to

$$G_{i1} + G_{i2} = G_{i5} + G_{i6}, \text{ for } i = 1, \dots, N_i$$

$$G_{i3} + G_{i4} = G_{i7} + G_{i8}, \text{ for } i = 1, \dots, N_i$$

$$\sum_{j=rng} G_{ij} = C, \text{ for } i = 1, \dots, N_i$$

$$G_{ij} \geq MG_{ij} \text{ for } i = 1, \dots, N_i \text{ and } j = 1, \dots, N_m$$

$$Min C \leq C \leq Max C \quad G_{ij}, C \geq 0 \text{ and integer}$$

## 4. 지체시간 산출 알고리즘

### 1) 외곽 접근로의 평균지체시간 산출 알고리즘

외곽접근로의 평균지체시간은 평균교통류율로 외곽 교차로에 도착하는 유입교통량을 기준으로 계산된다. 유입교통량은 평균 교통류율에 적색시간을 곱하여 계산할 수 있다.

외곽 접근로 2번 이동류의 평균 지체시간은 다음

과정에 의하여 계산된다. 새로운 주기를 계산할 시점에서의 대기차량의 길이를  $Q_{im}^2(n)$ 라하고 자동차의 도착율을  $\lambda$ 라고 하면 유입하는 교통량을 구할 수 있다. 즉 대기차량의 초기 값에 녹색시간이 끝날 때까지 초당  $\lambda$ 의 도착율로 차량이 유입되므로  $\lambda\{g_i^1(n) + g_i^2(n)\}$ 의 항이 더해진다. 유입교통량은  $Q_{im}^2(n) + \lambda\{g_i^1(n) + g_i^2(n)\}$ 으로 쓸 수 있고,  $Q_{im}^2(n)$ 은  $n-1$  주기의  $Q_{E}^2(n-1) + \lambda\{g_i^3(n-1) + g_i^4(n-1)\}$ 로 쓸 수 있으므로 유입교통량은 다음과 같다.

$$TD_E^2 = Q_E^2(n-1) + \lambda\{g_i^3(n-1) + g_i^4(n-1)\} + \lambda\{g_i^1(n) + g_i^2(n)\}$$

또한 주기는  $C_i(n) = g_i^1(n) + g_i^2(n) + g_i^3(n) + g_i^4(n)$ 으로 구할 수 있고 포화도  $X_i^2$ 는  $V_i^2 / (S_i \times (g_i^2 / C_i(n)))$ 이고 교통량  $V_i$ 는 한 주기당 유입교통량을 시간단위로 환산하여 구할 수 있다.

따라서 2번 이동류의 지체도  $D_i^2$ 는 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$D_i^2 = \left( 0.38 \times C_i(n) \times \frac{(1 - g_i^2 / C_i(n))^2}{\{1 - (1 - g_i^2 / C_i(n))\} \times X_i^2} \right) + [(Q_E^2(n-1) \times \{g_i^3(n-1) + g_i^4(n-1) + g_i^1(n)\}] + (\lambda_R + \lambda_T + \lambda_L) \times [g_i^3(n-1) + g_i^4(n-1) + g_i^1(n)]^2 \div 2] / V$$

$$X_i^2 = \frac{[Q_E^2(n-1) + \lambda\{g_i^3(n-1) + g_i^4(n-1)\}]}{(S \times g_i^2 / C_i(n))} + \frac{\lambda[g_i^1(n) + g_i^2(n)] \times (3600 / C_i(n))}{(S \times g_i^2 / C_i(n))}$$

## 2) 내부 접근로의 평균지체시간 산출 알고리즘

내부 교차로에서의 평균 지체시간은 인접 교차로에서 출발한 차량군이 현 교차로에 도착하는 시점에 따라서 교통량의 수가 달라지기 때문에 도착율이 외곽 교차로와는 달리 상수가 아니라 시간의 함수로 표현되어야 한다.

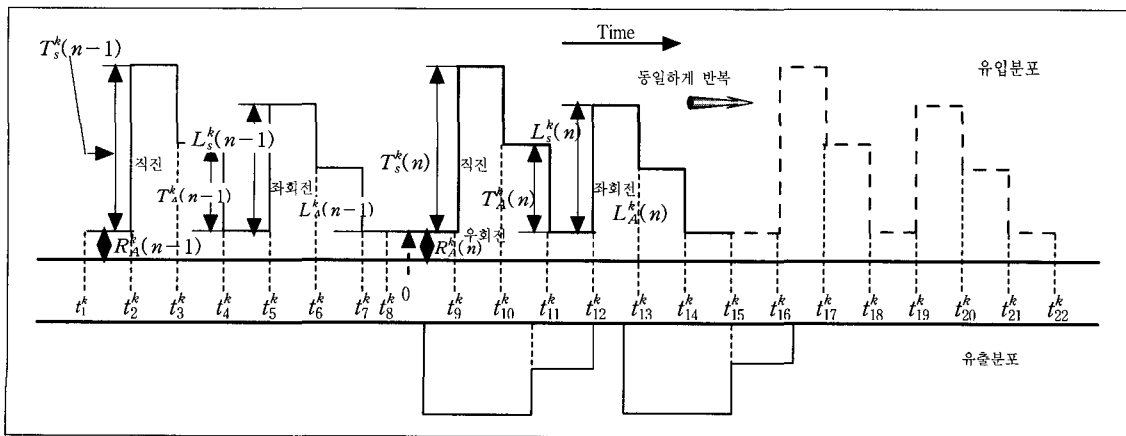
인접 교차로와 연계가 되는 교차로에서의 예측되는 유입교통량을 시간에 따른 선형적 도착이 아니므로 전 교차로에서 현 교차로로 진입하는 차량의 시점이 매우 중요하다.

신호의 좌회전 현시순서가 Lead-Lead 임으로 인접 교차로에서 2번 이동류가 출발한 다음 7번 이동류가 출발하게 되므로 교차로  $i$ 에서 볼 때의 도착율은 <그림 3의 #1>과 같이 된다.

단 여기서 모든 시간에 걸쳐 우회전 차량은 균일하게 도착한다고 보았고 출발시의 차량밀도가 링크사이를 이동하면서 형태가 크게 변하지 않는다고 가정하였다. 위 문제를 선형부등식으로 풀기 위해서 도착율을 Saturation Flow rate로 도착하는 포화영역과 그렇지 않은 부분으로 나누어 사각형 모양으로 근사화 하였다.

<그림 4>는 전 주기의 도착율과 현 주기에서 도착할 도착율, 그리고 출발분포를 함께 표현한 것이다.

<그림 4>에서  $t_6^k - t_8^k$ 는 전 주기를 나타내며  $t_9^k - t_{15}^k$ 는 인접 교차로의 가장 최근 주기를 나타낸다. 또한 그림 하단에서는 도착후 출발분포를 보여준다.  $t_{16}^k - t_{22}^k$ 는  $t_9^k - t_{15}^k$ 사이의 도착율이 충분한 길이 일 때는 필요없으나 불충분할 경우를 대비하여 동일한 도착율이



<그림 4> 도착 및 출발분포

반복된다는 가정하에 연장하여 계산한다. 0점은 시간축 어디에서나 위치 가능하다. 위 도착율은 사각형의 형태를 띠므로 unit step 함수의 합으로 표현이 가능하다.

$$\begin{aligned}
 f(t) = & R_A^k(n-1) \cdot u(t-t_1^k) + T_S^k(n-1) \cdot u(t-t_2^k) \\
 & + (T_A^k(n-1) - T_S^k(n-1)) \cdot u(t-t_3^k) - T_A^k(n-1) \cdot u(t-t_4^k) \\
 & + L_S^k(n-1) \cdot u(t-t_5^k) + (L_A^k(n-1) - L_S^k(n-1)) \cdot u(t-t_6^k) \\
 & - L_A^k(n-1) \cdot u(t-t_7^k) + (R_A^k(n) - R_A^k(n-1)) \cdot u(t-t_8^k) \\
 & + T_S^k(n) \cdot u(t-t_9^k) + (T_A^k(n) - T_S^k(n)) \cdot u(t-t_{10}^k) \\
 & - T_A^k(n) \cdot u(t-t_{11}^k) + L_S^k(n) \cdot u(t-t_{12}^k) \\
 & + (L_A^k(n) - L_S^k(n)) \cdot u(t-t_{13}^k) - L_A^k(n) \cdot u(t-t_{14}^k) \\
 & + T_S^k(n) \cdot u(t-t_{15}^k) + (T_A^k(n) - T_S^k(n)) \cdot u(t-t_{16}^k) \\
 & - T_A^k(n) \cdot u(t-t_{17}^k) + L_S^k(n) \cdot u(t-t_{18}^k) + (L_A^k(n) - L_S^k(n)) \\
 & \cdot u(t-t_{19}^k) - L_A^k(n) \cdot u(t-t_{20}^k) - R_A^k(n) \cdot u(t-t_{21}^k) \\
 & - R_A^k(n) \cdot u(t-t_{22}^k)
 \end{aligned}$$

만약  $t_j^k < 0$ 이면 ( $j=1$  to  $22$ )  $t_j^k=0$ 이다.

unit step 함수의 앞에 곱해지는 수는 상수이므로 이를  $a_j$ 라고 하면,  $f(t) = \sum_{j=1}^{22} a_j \cdot u(t-t_j^k)$ 로 표현된다.

일반적으로 녹색시간이  $t_s^k$ 에서부터 시작해서  $t_e^k$ 에서 끝나고 도착율함수  $f_k(t)$ , 초기대기차량  $Q_{E,init}^k$ 는  $Q_E^k(n-1) + \int_{t_s^{(n-1)}}^{t_e^{(n-1)}} f_k(t) dt$ 로 표현되고 포화도  $X_i^k = \frac{V_i^k}{S_i \times (g_i^k / C_i(n))}$

이고  $V_i^k = [Q_E^k(n-1) + \int_{t_s^{(n-1)}}^{t_e^{(n-1)}} f_k(t) dt + (\int_0^{t_s^k} f_2(t) dt)] \times (\frac{3600}{C_i(n)})$ 이라면 2변이동류 지체도는 다음과 같이 구할 수 있다.

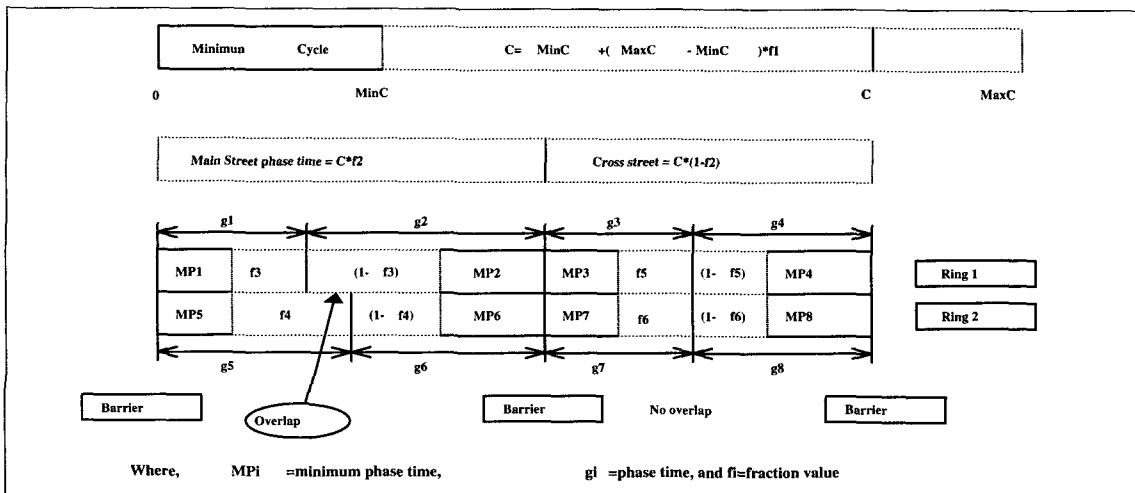
$$D_i^k = d_i^k \times DF^2 = d_i^k + D_E^k$$

$$\begin{aligned}
 D_i^k = & \left( 0.38 \times (C_i(n)) \times \frac{(1 - g_i^k / C_i(n))^2}{[1 - (g_i^k / C_i(n)) \times X_i^k]} \right) \\
 & + ([Q_E^k(n-1) \times [g_i^k(n-1) + g_i^k(n)]] \\
 & + [(\lambda_{TS} \times (t_{TS}^k - t_e^k)^2 \div 2) \times (t_s^k - t_{TS}^k) + (\lambda_{TA} \\
 & \times (t_{TA}^k - t_{TS}^k)^2 \div 2) \times (t_s^k - t_{TA}^k) + (\lambda_{LS} \times (t_{LS}^k - t_e^k)^2 \div 2) \\
 & \times (t_s^k - t_{LS}^k) + (\lambda_{LA} \times (t_{LA}^k - t_{LS}^k)^2 \div 2) \\
 & \times (t_s^k - t_{LA}^k) + \lambda_{RA} (t_{RA}^k - t_s^k)^2 \div 2] / V_i^k \\
 X_i^k = & \frac{[Q_E^k(n-1) + \int_{t_s^{(n-1)}}^{t_e^{(n-1)}} f_2(t) dt + (\int_0^{t_s^k} f_2(t) dt)] \times (\frac{3600}{C_i(n)})}{S_i \times (g_i^k / C_i(n))}
 \end{aligned}$$

### 3) 유전자 알고리즘의 Coding · Decoding 방법

유전자 알고리즘의 기초는 가능해를 나타내는 이진 문자열을 활용한다. 유전자 알고리즘을 구축하는 첫 단계로 문제의 잠재해를 유전적 표현 즉 개체로 표현하여야 한다. 이 유전적 표현은 유전알고리즘의 적용도 평가와 유전연산자의 적용 등에 영향을 주므로 문제의 특성을 잘 반영할 수 있어야 한다.

대개 유전자 알고리즘을 적용하기 위해서는 구속조건에 대한 부분을 고려하여야 하는데 각 제약조건들이 문제를 풀기 위한 각각의 변수 하나만을 포함하는 경우 Decoding의 문제가 쉽게 해결될 수 있으나 하나의 제약조건에도 여러 개의 변수들이 있을 경우 적용하기 복잡하기 때문에 여기서는 박병규가 적용한 『A fraction-based decoding Scheme』의 방법<sup>12)</sup>을 적용하였으며 <그림 5>와 같다. ①~⑩까지는 <그림 5>



출처 : 참고문헌[12]

<그림 5> A fraction-based decoding scheme



로부터 도출된 주기 및 녹색시간을 계산하는 식들이다.

- ①  $Cycle = MinC + (MaxC - MinC) \times f_1$
- ②  $Green_{main} = mp_1 + mp_2 + (Cycle - MP) \times f_2$
- ③  $Green_{cross} = mp_3 + mp_4 + (Cycle - MP) \times (1 - f_2)$
- ④  $G_1 = mp_1 + ((Cycle - MP) \times f_2) \times f_3$
- ⑤  $G_2 = mp_2 + ((Cycle - MP) \times f_2) \times (1 - f_3)$
- ⑥  $G_3 = mp_3 + ((Cycle - MP) \times (1 - f_2)) \times f_4$
- ⑦  $G_4 = mp_4 + ((Cycle - MP) \times (1 - f_2)) \times (1 - f_4)$
- ⑧  $G_5 = mp_5 + ((Cycle - MP) \times f_2) \times f_4$
- ⑨  $G_6 = mp_6 + ((Cycle - MP) \times f_2) \times (1 - f_4)$
- ⑩  $G_7 = mp_7 + ((Cycle - MP) \times (1 - f_2)) \times f_6$
- ⑪  $G_8 = mp_8 + ((Cycle - MP) \times (1 - f_2)) \times (1 - f_6)$

#### IV. 모형의 적용결과 및 평가

##### 1. 모의실험계획

###### 1) 적용대상 네트워크

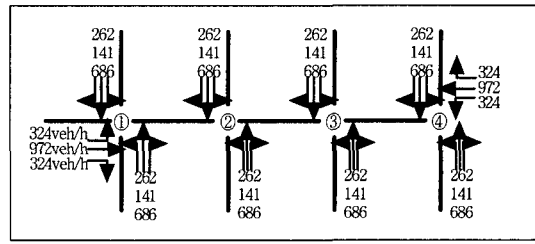
제안모형은 다음 <그림 6>과 같이 4개의 교차로를 가진 간선도로를 기준으로 하였다.

공통실험조건은 다음과 같다.

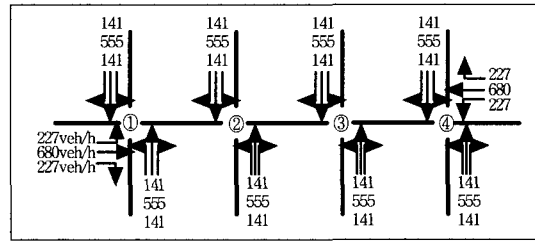
- 차로 수 : 접근로별로 직진, 좌회전, 우회전 각각 1차로
- 현시순서 : 좌회전 Lead-Lead인 NEMA 현시체계
- 최소주기 : 70초, 최대주기 160초
- 최소녹색시간
  - 주방향 (동↔서) 직진이동류 : 25초
  - 부방향 직진 및 좌회전 이동류 : 15초
- 초기대기차량수 : 각 이동류별로 5대
- 포화교통류율(Saturation flow rate) : 1800대/시
- 평균주행속도 : 36km/h
- 황색시간 : 3초

###### 2. 모형 프로그래밍

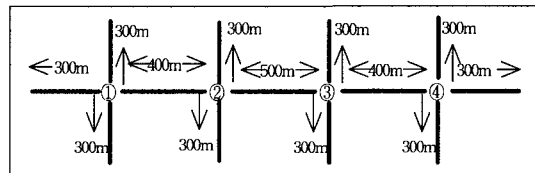
프로그램은 MATLAB을 이용하여 구현하였다. 모형의 전체 흐름도는 <그림 7>과 같다. 모형에서의 신호시간 결정 과정은 다음과 같다.



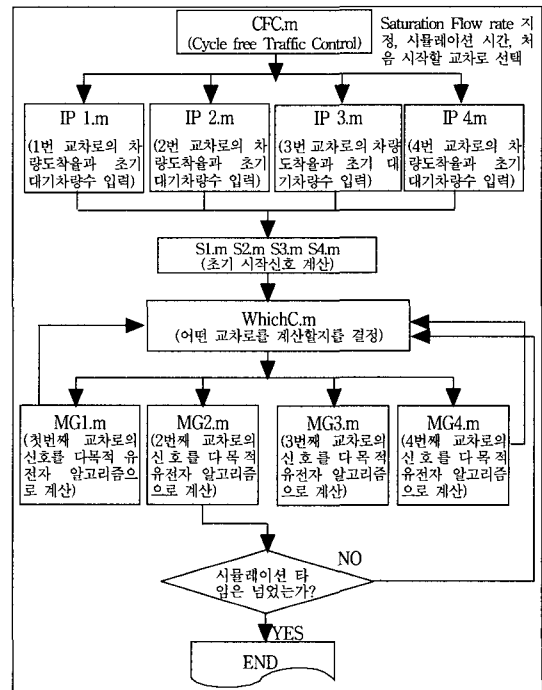
비포화시 교차로 교통량 (v/c=0.7)



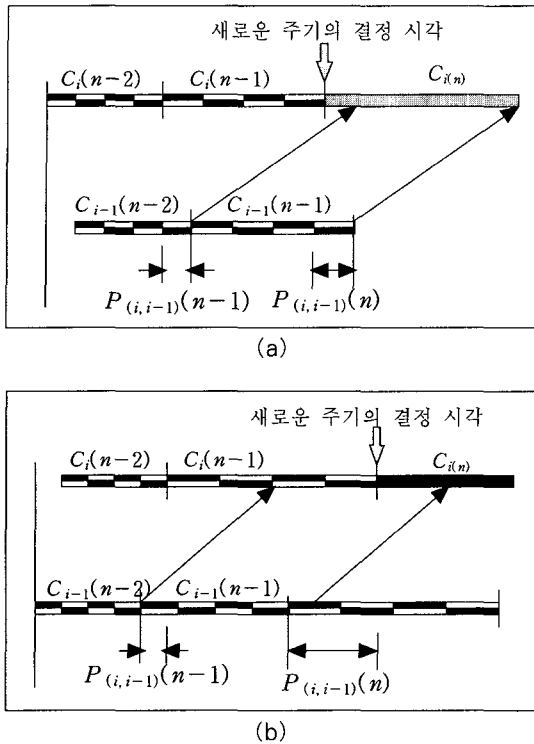
포화시 교차로 교통량 (v/c=1.0)



<그림 6> 시험 교통축의 기하구조 및 시험교통량



<그림 7> Cycle-free 다목적 교통신호 프로그램 전체 흐름도



(그림 8) 교차로간 위상관계

- 단계 1 : CFC.m에서 포화교통류율과 시뮬레이션 시간, 처음 시작할 교차로를 선택하여 입력한다.
- 단계 2 : 각 교차로의 초기 대기차량수와 차량도착을 통해 각 교차로의 초기 최적신호주기를 LP를 이용하여 구한다.
- 단계 3 : 교차로마다 주기 시작시점이 다르므로 교차로의 위상(울셋값)을 정의하여 교차로간 상대적 시간관계를 계산하여 신호시간을 계산할 교차로를 결정한다.
- 단계 4 : 신호시간을 계산할 교차로가 선정되면 유전자 알고리즘을 이용하여 지체도를 최소화하는 최적신호시간 및 녹색시간을 결정하게 된다.

신호시간을 계산할 교차로는 교차로간 신호주기 시작시점의 위상관계에 의하여 결정된다. <그림 8>은 교차로간 위상관계를 나타낸 것이다. 신호주기 변동기반 모형에서는 교차로별로 신호주기 시작 시점이 매주기마다 변동될 가능성이 있으므로 신호시간을 계산할 교차로를 결정하기 위해서는 교차로별 신호주기의 위상을 정의하여 교차로간 상대적 시간 관계를 설

정하여야 한다. 교차로의 신호주기 위상은 인접 교차로보다 신호주기의 시작이 빠르면 플러스(+)로 정의하고 반대로 시작 시간이 느리면 마이너스(-)로 정의한다. 플러스 위상의 경우는 <그림 8(a)>, 마이너스 위상의 경우는 <그림 8(b)>와 같이 나타낼 수 있다. <그림 8>을 통하여 교차로간의 위상 관계식은 아래와 같이 표현된다.

$$P_{(i,i-1)}(n) = C_{i-1}(n-1) + P_{(i,i-1)}(n-1) - C_i(n-1)$$

그러므로  $i-1$  교차로에서, 주기 시작 후  $t$ 초 후에 차량이 출발하여  $Tt$ (Travel time)초 후에  $i$  교차로에 도착한다고 하면  $i$  교차로에서 보면 새 주기 시작점을 기준으로 보면  $t'$ 에 도착한다.

여기서  $t'$ 는 아래와 같이 계산된다.

$$t' = Tt + t + p_{(i,i-1)}(n)$$

### 3. 모형의 적용결과 및 평가

제안모형은 개별 교차로별, 신호주기별로 교통상황에 따라 이동류별 평균지체시간을 최소화하는 신호주기, 녹색시간, 울셋값을 산출한다. 본 모형의 신호시간 산출결과와 적정성을 평가하기 위해서는 제안모형의 산출결과를 기존모형의 산출결과와 비교분석 함이 필요하다. 그러나 기존모형은 정태적 교통상황을 토대로 신호시간계획을 산출하므로 동적으로 신호시간을 산출하는 본모형과 신호시간 산출결과와 적정성을 비교하기는 매우 어렵다. 본 연구에서는 신호시간 산출결과와 적정성을 평가하기 위하여 첫째, 동일 시험 조건하에서 산출된 TRANSYT-7F 신호시간(TOD 신호시간)을 본 모형의 입력자료로 이용하여 산출된 통과교통량, 평균지체시간, 그리고 대기차량수를 주기 변동기반 신호시간의 결과와 비교분석하고, 둘째, TRANSYT-7F와 PASSER-II에서 산출된 평균지체시간 및 대기차량 수를 주기변동기반 신호시간의 결과와 비교분석하였다.

#### 1) TOD와 주기변동기반 모형 산출결과 비교

제안모형의 결과를 비교분석하기 위하여 본절에서는 동일한 교통조건 하에서 TRANSYT-7F의 신호시간 최적화를 통해 산출된 각 교차로의 주기 및 녹색시간을

〈표 3〉 비포화·포화상태 TOD값

비포화상태 TOD값								
구분	EB		WB		NB		SB	
	LT	TH	LT	TH	LT	TH	LT	TH
교1	21	65	21	65	37	37	37	37
교2	17	51	17	51	26	26	26	26
교3	17	51	17	51	26	26	26	26
교4	17	51	17	51	26	26	26	26

포화상태 TOD값								
구분	EB		WB		NB		SB	
	LT	TH	LT	TH	LT	TH	LT	TH
교1	22	74	22	74	32	32	32	32
교2	22	68	22	68	35	35	35	35
교3	22	68	22	68	35	35	35	35
교4	22	68	22	68	35	35	35	35

정주기식의 TOD값으로 이용하였다. 〈표 3〉은 각각 비포화상태와 포화상태의 TRANSYT-7F에서 산출된 최적 신호주기 및 녹색시간을 나타낸 것이다. 다음은 TOD신호시간과 동적 신호시간에 의하여 산출된 결과를 비교분석한 결과이다.

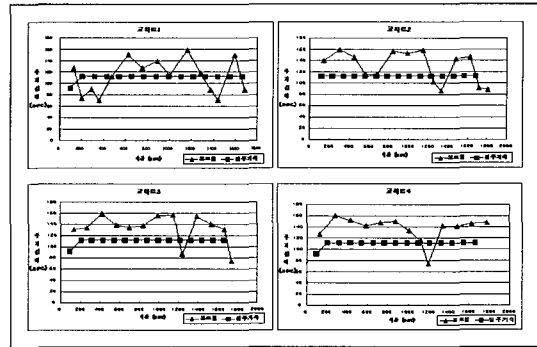
(1) 비포화상태 (V/C=0.7)

가) 주기 및 현시 변화

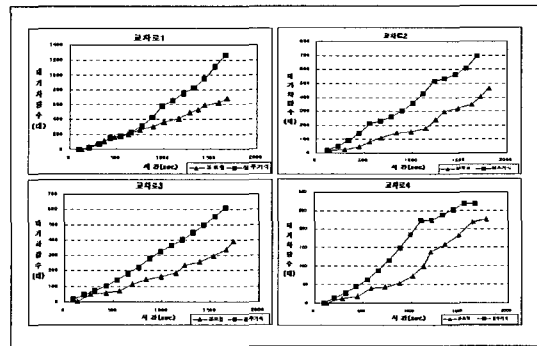
본 모형은 내부교차로(교차로 3)의 수행되었던 주기 합이 시뮬레이션시간 30분(1800초)보다 클 경우 종료되므로, 비포화상태의 경우 본 모형과 정주기식으로 들렸을 경우 주기길이의 차이에 의해 총 수행되었던 주기가 차이 난다. 〈그림 9〉는 각각의 교차로의 주기변화를 그래프로 나타낸 것이다. 신호시간 산출 결과 비포화상태의 경우 매 주기마다 주기변동이 일어났다. 또한 교차로 전체적으로 볼 때 본 모형의 주기가 정주기식의 주기보다 높은 값이 산출되었다. 이는 지체시간 산정시 차량의 도착 및 출발분포를 포화 교통류를 패턴과 평균 교통류를 패턴으로 구분하여 계산하고, 동서방향 이동류의 지체시간을 최소화하는 신호시간을 산출하였기 때문으로 분석된다.

나) 대기차량수

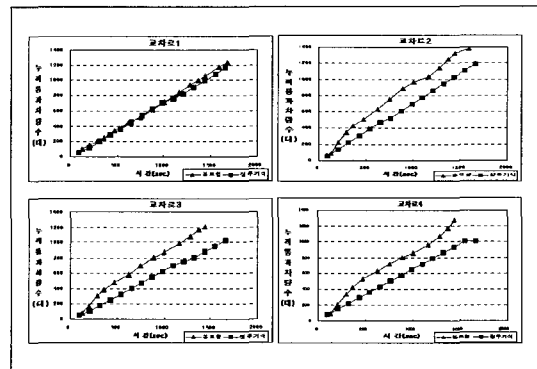
〈그림 10〉은 교차로별 누적대기차량수를 그래프로 나타낸 것이다. 비포화상태의 경우 교차로 전체적으로 볼 때 본 모형의 대기차량수가 더 적은 것으로 나



〈그림 9〉 교차로 주기변화



〈그림 10〉 교차로의 누적 대기차량수



〈그림 11〉 교차로의 누적 통과차량수

타났으나 교차로4의 경우 정주기식이 더 적은 것으로 나타났다.

다) 녹색시간동안 통과차량수

〈그림 11〉은 교차로별 녹색시간 동안 누적통과차량수를 그래프로 나타낸 것이다. 비포화상태의 경우 교차로 전체적으로 볼 때 녹색시간 동안 본 모형의 통과차량수가 정주기식의 통과차량보다 약간 많게 나타났다.

(2) 포화상태 (V/C=1)

가) 주기 및 현시 변화

〈그림 12〉는 포화상태에서 30분동안 시뮬레이션한 결과를 나타낸 것이다. 분석결과 포화상태에서는 4 교차로 모두 TOD 신호시간에 비하여 주기길이가 적게 산출되었다.

나) 대기차량수

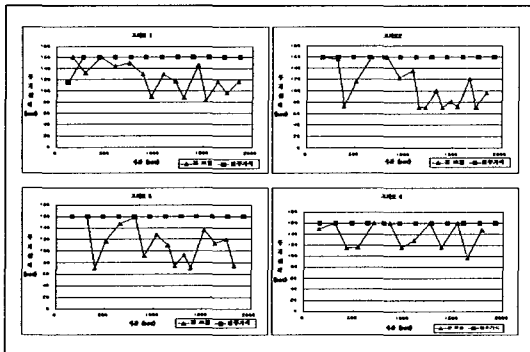
포화상태의 대기차량 수 산출 결과는 〈그림 13〉과 같다. 각 교차로 이동류의 녹색시간 시작시점에서의 대기차량 길이의 합은 제안모형이 적게 산출하였다.

다) 녹색시간동안 통과차량수

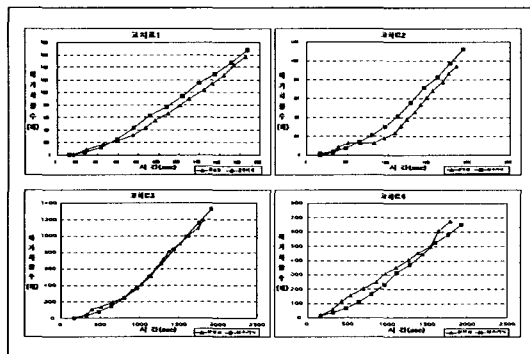
〈그림 14〉는 교차로별 누적대기 차량수를 그래프로 나타낸 것이다. 포화상태의 통과차량수도 정주기식에 비해 더 많은 것으로 나타났다.

(3) 정주기식과의 직접 비교 결과 요약

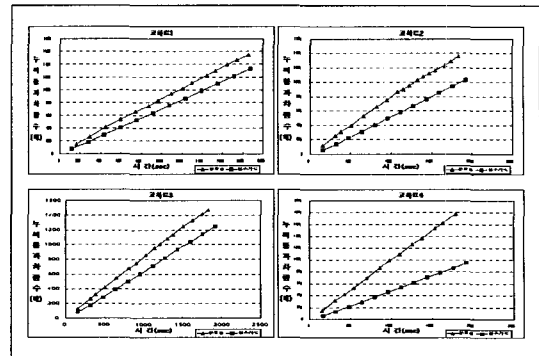
지금까지 본모형과 정주기식을 비포화상태 및 포화상태로 나누어 각각 30분 시뮬레이션 했을 때의 주기



〈그림 12〉 교차로 주기변화



〈그림 13〉 교차로 대기차량수



〈그림 14〉 교차로 누적통과차량수

〈표 4〉 비포화 상태에서의 결과 비교 (V/C=0.7)

V/C=0.7		교차로 1	교차로 2	교차로 3	교차로 4	합계
대기차량수 (대)	본 모형	683	462	394	226	1765
	정주기식	1260	695	610	268	2833
통과차량수 (대)	본 모형	1223	1384	1211	1279	5097
	정주기식	1169	1192	1027	1003	4391

〈표 5〉 포화상태의 결과 비교 (V/C=1.0)

V/C=1.0		교차로 1	교차로 2	교차로 3	교차로 4	합계
대기차량수 (대)	본 모형	1568	943	677	1193	4381
	정주기식	1681	1127	651	1327	4786
통과차량수 (대)	본 모형	1545	1362	1776	1473	6156
	정주기식	1331	1033	1253	948	4565

변화, 대기차량수 및 녹색시간 동안의 통과차량수에 대해서 비교해 보았다. 30분 동안의 대기차량수 및 통과차량수의 비교결과 본 모형이 정주기식보다는 우수한 것으로 나타났으며 특히 포화상태에서 대기차량수가 더 적고 통과 차량수는 더 많은 것으로 나타나 포화상태에서 더 좋은 결과를 보여주고 있다.

2) 기존모형(PASSER-II, TRANSYT-7F)와의 비교

PASSER-II나 TRANSYT-7F 모형과의 직접적인 비교는 본 논문과는 목적함수나 접근방법이 다르기 때문에 불가능하다. 그러나 본 모형인 주기변동기반 모형의 적용 가능성을 살펴보기 위하여 효과적도에 의한 비교를 해보았다. 〈표 6〉에서는 본 모형과 동일 조건에서 PASSER-II와 TRANSYT-7F 모형 결과 평균 지체도를 비교를 나타내고 있다. 비교결과 비포화에 있어서는 TRANSYT-7F 모형이 가장 좋은

〈표 6〉 지체도 결과 비교 (단위: 초/대)

구분	본 모형	PASSER-II	TRANSYT-7F	
비포화 (0.7)	교차로 1	28.0	138.5	28.1
	교차로 2	28.4	137.74	29.3
	교차로 3	27.5	31.15	27.7
	교차로 4	26.3	32.12	28.5
포화 (1.0)	교차로 1	60.2	124.14	196.2
	교차로 2	58.1	123.95	194.4
	교차로 3	56.3	293.76	195.5
	교차로 4	59.1	293.86	195.1

〈표 7〉 평균 대기차량 길이 비교

구분	비포화 (0.7)								포화 (1.0)								
	교차로1		교차로2		교차로3		교차로4		교차로1		교차로2		교차로3		교차로4		
	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	
이동류	1	1	7	0	7	2	5	0	5	0	87	0	87	11	52	1	52
	2	32	10	15	10	5	7	12	7	50	262	5	262	21	98	4	98
	3	0	3	0	3	0	3	0	3	1	5	0	5	2	5	2	5
	4	5	172	7	172	6	6	9	6	15	187	23	187	17	62	20	62
	5	1	7	1	7	0	5	0	5	15	87	0	87	0	52	0	52
	6	0	10	0	10	0	7	0	7	0	262	2	262	4	98	0	98
	7	0	3	0	3	0	3	0	3	0	5	1	5	1	5	1	5
	8	6	5	9	5	4	6	9	6	23	8	24	8	18	62	24	62

N : 본 모형, P : PASSER-II

결과를 보이고 있고 포화상태에서는 본 모형이 가장 좋은 결과 값을 보여주고 있다. 이는 TRANSYT-7F 모형이 지체도 최소화에 초점이 맞춰져 있고 본 모형은 지체도 최소화와 대기차량길이 최소화를 동시에

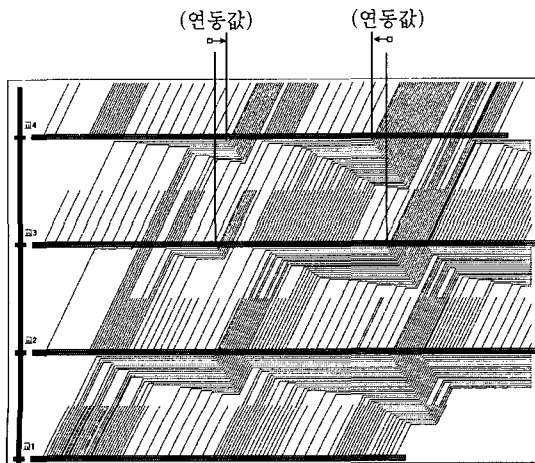
추구하고 있으며 PASSER-II는 통과폭 최대화를 추구하기 때문에 당연한 결과를 보여준다고 판단된다.

평균 대기차량길이 비교결과는 〈표 7〉에서 보는 바와 같이 비교결과 포화·비포화의 경우 전체적으로 본 모형의 대기차량 길이가 적게 나타나고 있으며 특히 포화상태의 경우 PASSER-II보다 본 모형의 대기차량 길이가 적게 나타나고 있음을 보여주고 있다.

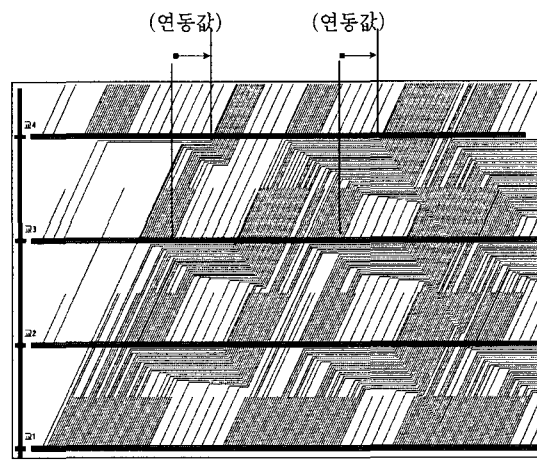
3) 시공도 비교

〈그림 15〉, 〈그림 16〉은 주기변동모형과 정주기식의 2번이동류 (서→동)의 시공도를, 〈그림 17〉, 〈그림 18〉은 주기변동 모형과 정주기식의 6번 이동류 (서←동)의 시공도를 각각 나타낸 것이다. 개별 교차로의 녹색시간은 NEMA의 Dual-Ring 체계를 따라 나타내었다. 그림에서 개개의 선은 해당되는 녹색시간에 교차로를 통과하는 차량의 궤적을 나타내며, 일부 점선은 각각 중간에 소거되는 차량을 나타낸다.

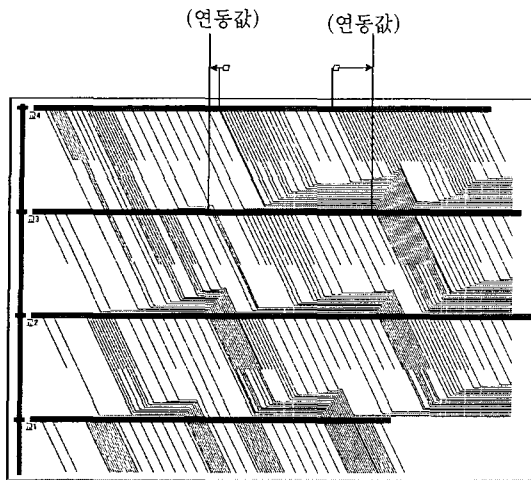
〈그림 15〉, 〈그림 17〉의 화살표는 교차로 3과 4의 동서방향이동류의 연동값을 나타낸 것이다. 분석결과 교차로 3과 4의 연동값은 변동주기의 경우 서→동 방향(〈그림 15〉 참조)과 동←서 방향 (〈그림 17〉 참조) 모두 정주기식 (〈그림 16〉, 〈그림 18〉 참조) 과는 달리 교차로별로 주기 및 현시길이를 계산할 때마다 그때의 교통상황의 최적화를 위해 주기 및 녹색시간이 변화하며, 그에 따라 읍셋값도 변화하여 주방향에 대한 연동효과를 나타내고 있음을 알 수 있다.



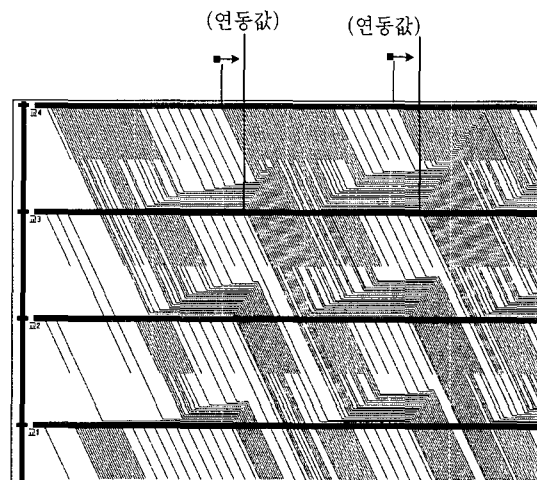
〈그림 15〉 시공도 (주기변동 서→동)



〈그림 16〉 시공도 (정주기 서→동)



〈그림 17〉 시공도 (주기변동 동→서)



〈그림 18〉 시공도 (정주기 동→서)

## V. 결론 및 향후 연구과제

본 논문에 적용된 주기변동기반 시스템은 기존의 고정주기, 고정 현시값을 적용해서는 실제 현장에서 교통상황의 변화에 적응하기 어렵기 때문에 매 주기마다 교통수요에 근거하여 주기길이와 현시길이를 조정하여 교차로 교통신호운영을 최적화하는 것이다. 본 모형의 적용결과 비포화상태나 포화상태의 경우 모두 정주기식과 TRANSYT-7F나 PASSER-II보다는 동적으로 신호를 계산하는 본 모형이 대기차량수와 통과 차량수, 지체도에 있어서 더 좋은 결과를 나타내었다.

다음으로 목적함수를 변형하여 수행한 경우 주방향의 지체도가 상대적으로 타방향에 비해 적게 나타나고 있어 어느 정도 주방향에 대한 연동효과가 있음을 보여주고 있다. 또한 본 모형은 따로 연동값을 고려하지 않고 각 주기가 종료되는 시점마다 그때의 각 방향의 지체도를 최소화하는 주기 및 현시길이를 산정하였기 때문에 주기 및 윽셋값도 변동하였다. 시공도 분석에서 나타난 바와 같이 본 모형에서는 윽셋값이 고려되지 않았지만 실제 모형내에서 지체도를 최소화할 수 있도록 주기길이 및 현시길이를 계산하면서 윽셋값이 조정된다는 것을 보여 주었다.

비록 비포화상태에서도 본 모형의 경우 정주기식보다는 결과가 좋았지만 완전하게 대기차량을 소거하지 못하였으며 주기 및 현시길이도 전체적으로 교통량에 비해서는 큰 값을 최적값으로 산출하였다. 따라서 유전자 알고리즘에 적용할 수 있는 변수값에 대한 검증

이 필요하며 본 연구는 가상의 자료를 사용하였으나 미시적인 시뮬레이션 및 현장적용을 위한 추가적인 연구가 필요한 것으로 판단된다.

또한 현재의 모형은 차량군이 생성되면 시간이 지나도 차량군의 형태가 그대로 유지된다고 가정하였는데, 차량군 분산을 고려하여야 하며, 시간에 따라 도착율의 변화를 통해 교통상황에 더욱더 능동적으로 대처할 수 있는지에 대한 검증이 필요하다. 최적신호 주기 및 녹색시간을 산출하는데 유전자 알고리즘을 적용하였으나, 실제로 기존의 다른 최적화 알고리즘과의 비교를 통해 더 우수한 전역해를 찾을 수 있다는 검증이 필요하며, 지금의 모형의 경우 프로그램 실행속도가 오래 걸리므로 속도향상이 필요하다.

본 연구결과 지능형 교통체계로서 실시간 신호최적화에 유용하게 적용될 수 있는 첨단교통신호 모형으로 주기변동기반 및 다중목적 신호최적화모형의 적용 가능성을 보여준 것으로 판단된다.

## 참고문헌

1. U.S. DOT. Traffic Control Systems Handbook, Federal Highway Administration, U.S. NTIS.
2. K.G Courage and C.J. Wallace, TRANSYT-7F User's Guide, Transportation Research Center, University of Florida, Gainesville, Florida, December 1991.
3. J. D. C. Little and M. D. Kelson, "Optimal

- Signal Timing for Arterial Signal System”, Federal Highway Administration. December 1980.
4. N. H. Gartner, S. F. Assmann, F. Lasaga, and D. L. Hou, “A MULTIBAND Approach to Arterial Traffic Signal Optimization”, Transportation Research, Vol. 25B, pp 55-74. 1991.
  5. E. C. P. Chang and C. Messer, PASSERII-90 Program User’s Guide, Texas Transportation Institute, Texas A & M University. June 1991.
  6. R. D. Bretherton, SCOOT Information, Presentation to Traffic Control Delegation in Korea. 1990.
  7. P. R. Rowrie, SCATS : Sydney Coordinated Adaptive Traffic System, RTA. 1990.
  8. Sumitomo Electric Industries, Traffic Control System in Japan. 1990.
  9. 도로교통안전협회, 서울특별시 교통신호제어시스템 기술개발(3차년도) 제어알고리즘 및 현장실험 분석 평가서, 교통개발연구원. 1993. 12
  10. Federal Highway Administration, “Urban Traffic Control / Bus Priority System Third Generation System Software Documentation, Vols. 1-VI”, Report Nos. FHWA-RD-76-154/159. Washington, D. C. May 1976.
  11. Nathan H. Gartner, Chronis Stamatiadis, and Philip J. Tarnoff, “Development of Advanced Traffic Signal Control Strategies for Intelligent Transportation Systems : Multilevel Design”, TRR 1494. 1995.
  12. Park B.K., “Development of Genetic Algorithm-Based Signal Optimization Program for Oversaturated Intersection,” Texas A & M University, 1998.
  13. 이영인, 임재승, 윤경섭. “대기차량 최소화를 위한 주기변동기반 동적신호시간 결정모형 개발”, 대한교통학회지 제 18권 제2호, 2000. 4.
  14. MacGoWan. J., and I. J. Fullerton, “Development and Testing of Advanced Control Strategies in the Urban Traffic Control System”, Public Roads, Vol. 43(NOS. #3): 1979-1980.
  15. TRB, Highway Capacity Manual, Special Report 209, 1994.
- ✎ 주 작 성 자 : 이영인  
 ✎ 논문투고일 : 2000. 11. 17  
 논문심사일 : 2000. 12. 26 (1차)  
 2001. 2. 5 (2차)  
 심사판정일 : 2001. 2. 5