

1. 車両発生を検証

1.1 概要

AVENUEではスタディエリア外からの流入交通はランダム到着を仮定して、乱数系列を用いた発生のメカニズムを組み込んでいる。すなわち対象時間帯での各車両の発生タイミングを乱数を用いて決定するものである。発生タイミングは秒単位に離散化されている。

ここではAVENUEの車両発生ルーチンがランダム到着の理論値に従うかどうかを、発生車両の車頭時間間隔(ヘッドウェイ)分布と指数分布を比較することで検証した。検証のポイントは次の通りである。

- ヘッドウェイの分布 ... 乱数系列の違いによって、指数分布から大きく乖離することはないか？
- 発生台数の総量 ... 指定時間内に、与えた需要と全く同じ台数の車両が発生しているか？
- 交通量の保存 ... スタディエリア内の渋滞がネットワーク端部まで延伸してきたときに、新たに発生する車両がエリア外の渋滞末尾に追加され、設定した交通需要が消滅することなく、最終的にすべてネットワークに流入しているか？

検証に際しては図1.1.1のような容量2200[台/時]のリンクからなる簡単なネットワークにおいて、時間あたりそれぞれ500, 1000, 2000[台/時]の需要を設定したときの、各車両が発生した時刻を、1時間のシミュレーションを実施して発生車両のヘッドウェイを記録した。ここで発生時刻とは発生点のpoint-queue末尾に到着した時刻を意味しており、実際にリンクに流入した時刻とは異なる。また先頭車両のヘッドウェイは便宜的に0秒とする。表1.1.1にモデルパラメータを含めた設定の概要を示す。

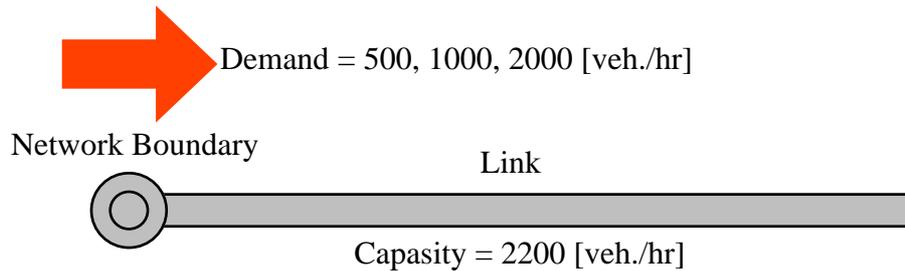


図1.1.1：到着パターンの検証に用いた設定

表1.1.1：到着パターンの検証に用いた設定

リンクパラメータ	発生パターン	モデルパラメータ	その他
<ul style="list-style-type: none"> ・リンク長：500m ・車線数：1 ・リンク容量：2200[台/時] ・ジャム密度：140[台/km] ・自由流速度：54[km/h] 	<ul style="list-style-type: none"> ・ランダム発生のみ ・発生レート： 500, 1000, 2000[台/時] 	<ul style="list-style-type: none"> ・単位スキャン時間：1秒 ・ブロック長： 15 ~ 240mが混在 	<ul style="list-style-type: none"> ・乱数系列を変えて5回試行 ・発生時刻は秒単位で記録 ・発生時刻はリンク流入時刻ではなく発生点のpoint-queue末尾に到着した時刻

検証に際しては、それぞれの需要レベルについて独立に5回の試行を行い、乱数系列ごとにヘッドウェイのヒストグラムと指数分布との比較をグラフ上で行った。比較の対象となるランダム到着は(式1.1.1)で求められる。図1.1.2に1秒の区間ごとにヘッドウェイの出現確率を求めたものを示す。

$$P(t_0 < t \leq t_1) = P(t_0 < t) - P(t > t_1) = p(t > t_0) - \exp(-t_1 q) \quad \dots(式1.1.1)$$

- t: ヘッドウェイ[秒].
- P: tの条件付き出現確率. P(t>0) = 1.0 .
- q: 到着需要[台/秒].

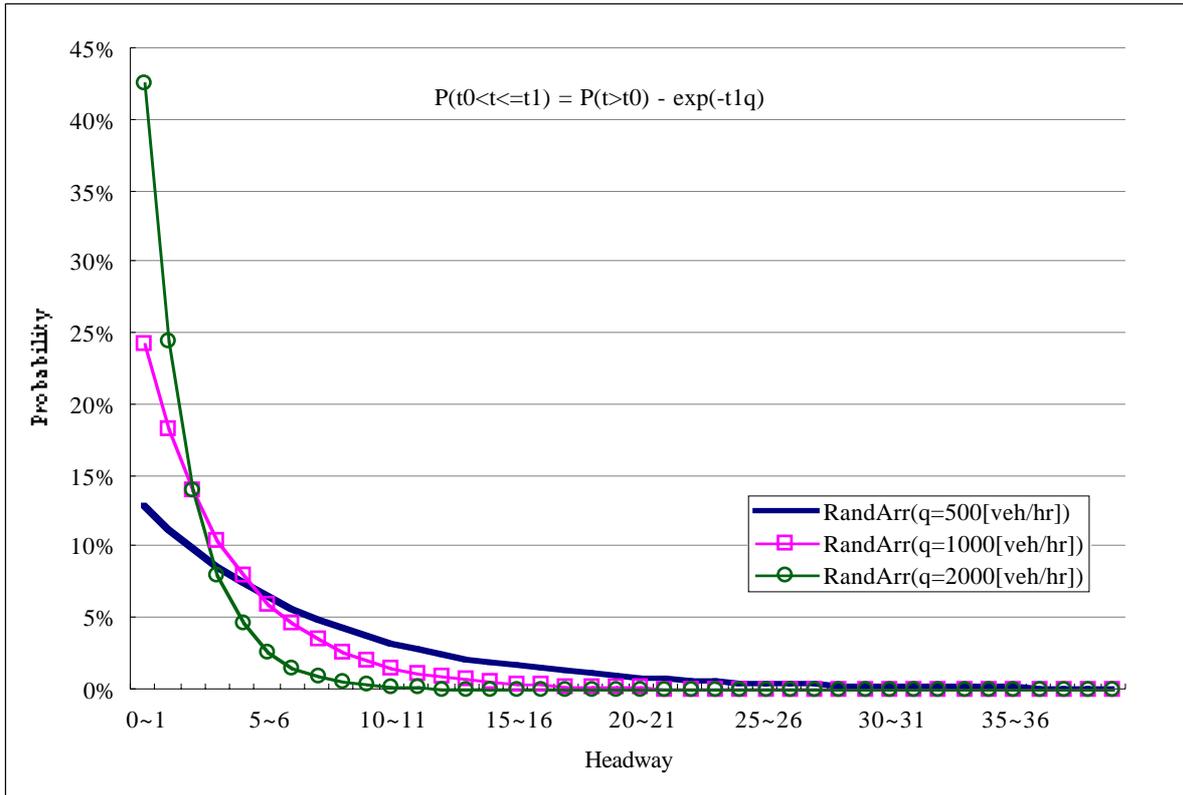


図1.1.2：指数分布に従うヘッドウェイの出現確率

(式1.1.1)では出現確率Pはヘッドウェイの区間($t_0 < t \leq t_1$)に対して与えられている．AVENUEでは車両の発生タイミングを1秒単位で離散化しているために、ヘッドウェイも離散化されている．このため、連続して発生する車両を考えたとき、それぞれの理論的な到着タイミングが1秒をまたぐかどうかで、ヘッドウェイが異なって記録される(図1.1.3)．したがって特にヘッドウェイが(0,1]の区間に対するシミュレーションの観測値が、大きく乖離することが予想される．

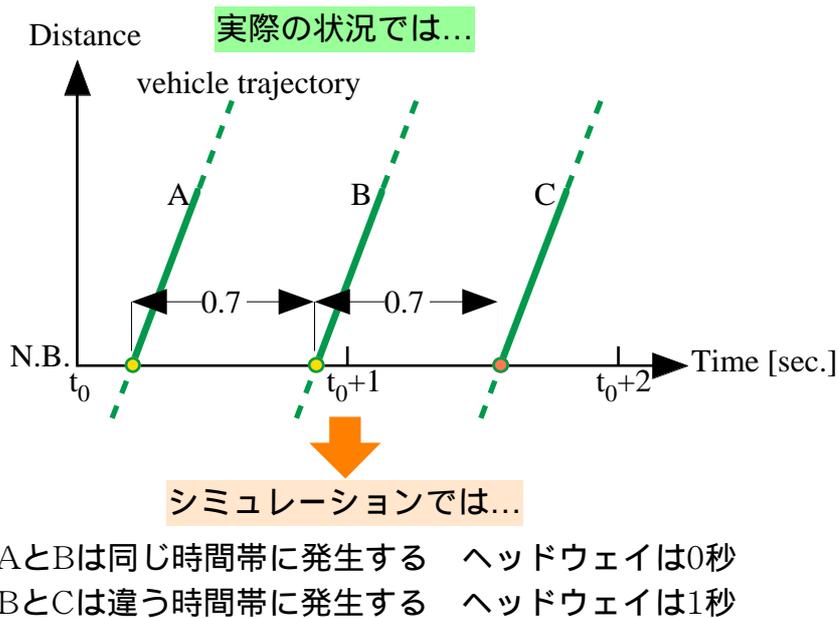


図1.1.3：発生タイミングの離散化によるヘッドウェイへの影響

1.2 ランダム発生へのヘッドウェイ分布の検証

図1.2.1~1.2.3は、それぞれ500, 1000, 2000[台/時]の需要を与えた際の、発生ノードでのヘッドウェイをヒストグラムで図示したものである。いずれの需要レベルでも、シミュレーションは5回の試行を行った。シミュレーション値を棒グラフで、理論値を曲線で示してある。

グラフ上での比較では、図1.1.3での説明で述べたとおり、比較的小さいヘッドウェイで理論値から乖離しているように見える。このような離散化による見かけの誤差を考慮すれば、乱数系列によらず、おおむねランダム発生が達成されているといえる。なお、凡例にヘッドウェイを観測した車両の総台数を示している。これより、AVENUEでは需要として与えた台数と全く同数の車両を発生させていることがわかる。

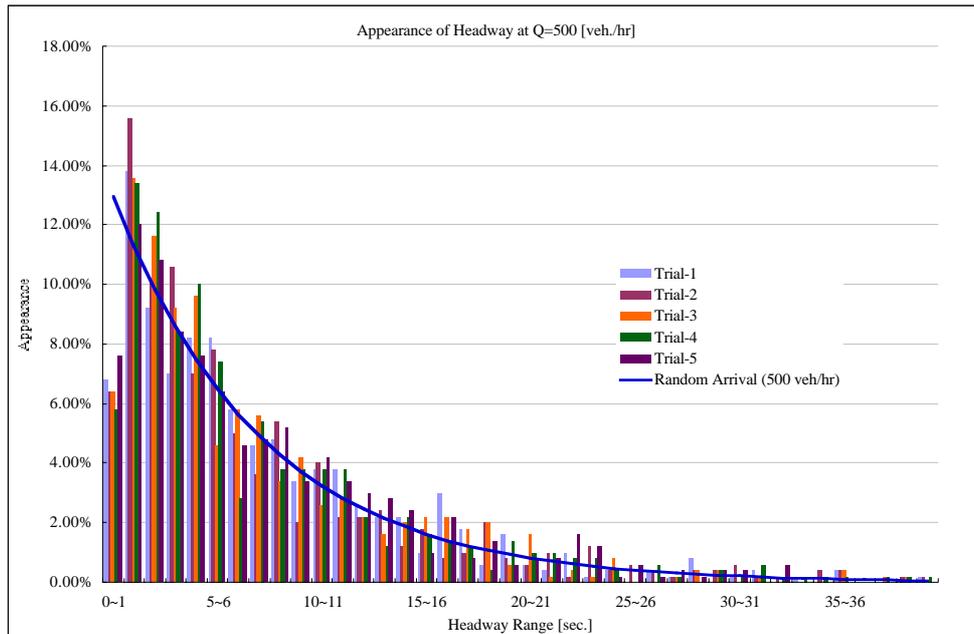


図1.2.1 : q=500[台/時]のヘッドウェイ分布 (5回試行)

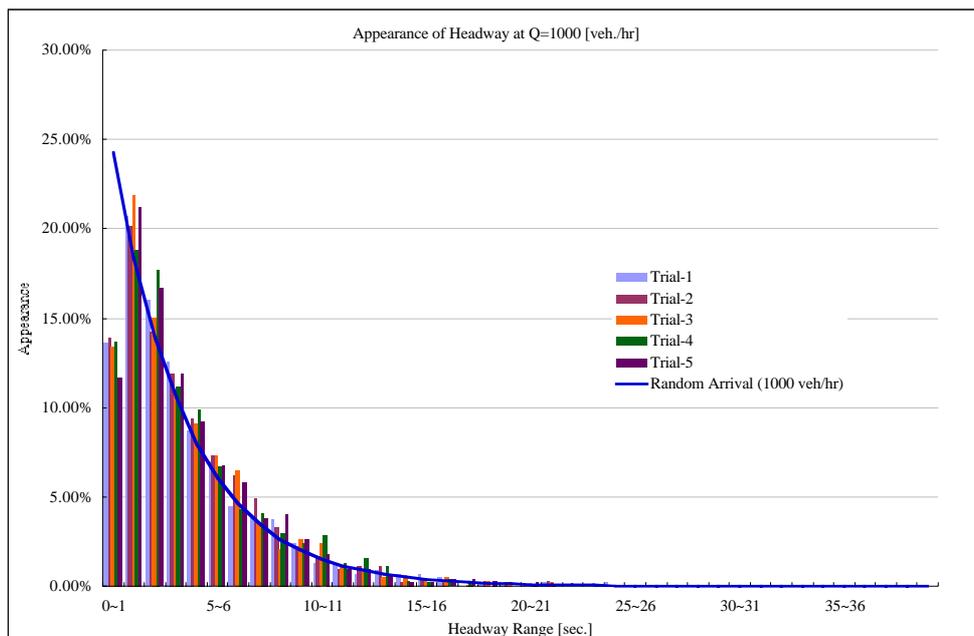


図1.2.2 : q=1000[台/時]のヘッドウェイ分布 (1回目の試行)

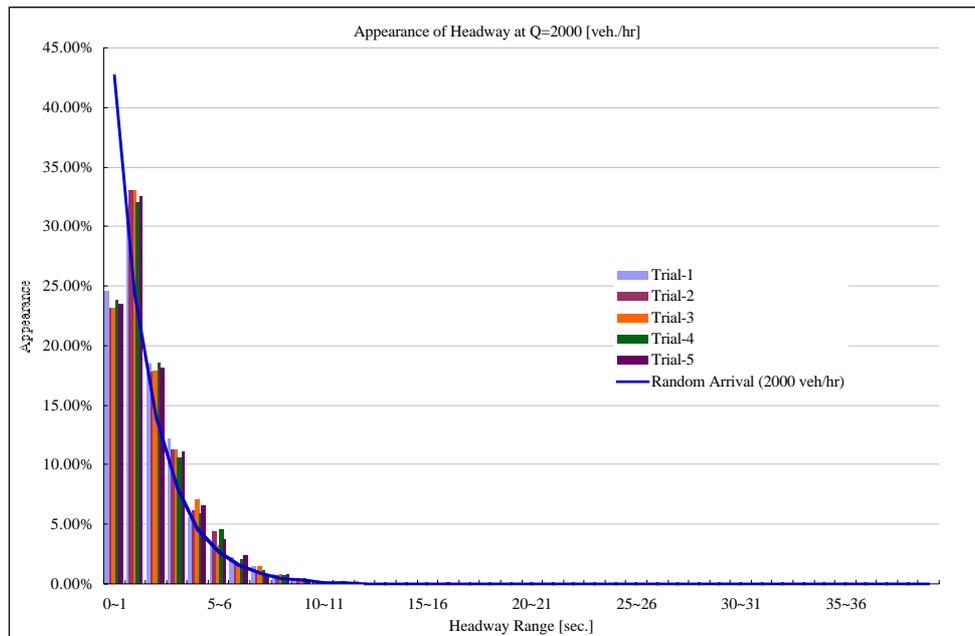


図1.2.3：q=2000[台/時]のヘッドウェイ分布 (1回目の試行)

1.3 発生総量の検証

乱数系列によって発生台数が変化するかどうかの検証結果を、図1.3.1に示す。図からもわかるとおり、AVENUEでは設定した需要と同数の車両が発生しており、乱数系列の影響を受けないことがわかる。

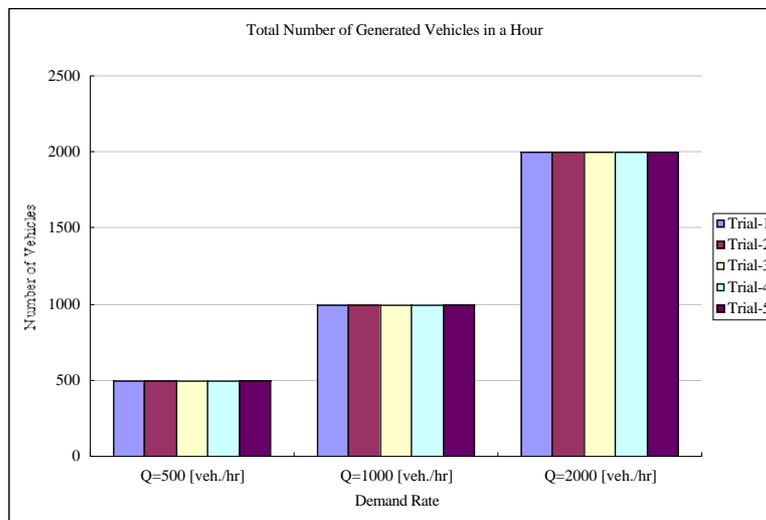


図1.3.1：総発生台数の検証

1.4 エリア外での発生交通量の保存則の検証

また、交通量の保存が考慮されているかを確認するため、図1.4.1のように、はじめの1時間にリンク容量を大きく超える4400[台/時]の需要を与え、続く1時間は車両が到着しないものとして、2時間のシミュレーションを行った。このとき、1分ごとの車両発生台数とリンク流入台数を記録し、その累積台数を比較することで、渋滞がエリア外に延伸しても、設定した交通量がネットワークに流入することを確認した。表1.5.1にモデルパラメータを含めた概要を示す。

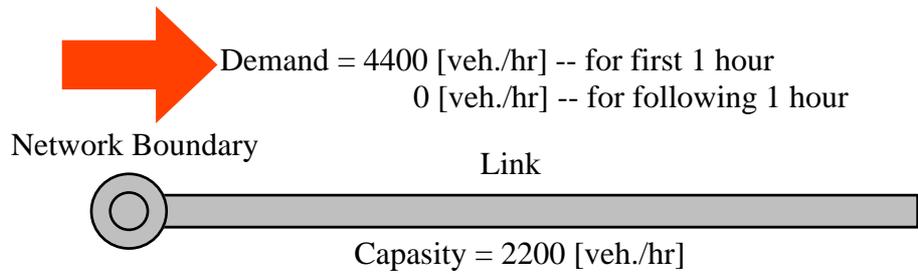


図1.5.1：エリア外の渋滞末尾に到着した交通量の保存を検証する設定

表1.5.1：エリア外の渋滞末尾に到着した交通量の保存を検証する設定

リンクパラメータ	発生パターン	モデルパラメータ	その他
<ul style="list-style-type: none"> リンク長：500m 車線数：1 リンク容量：2200[台/時] ジャム密度：140[台/km] 自由流速度：54[km/h] 	<ul style="list-style-type: none"> ランダム発生のみ 発生レート： 0～60分=4400[台/時] 60分以降=0[台/時] 	<ul style="list-style-type: none"> 単位スキャン時間：1秒 ブロック長： 15～240mが混在 	<ul style="list-style-type: none"> 1分ごとのリンク流入 累積台数を記録

図1.4.2は発生交通とリンク流入交通の累積台数をグラフ化したものである。グラフの傾きより、流入交通はリンク容量に制限されているが、最終的に2時間で4400台の車両が流入しており、エリア外の渋滞末尾に到着した車両が保存されていることがわかる。

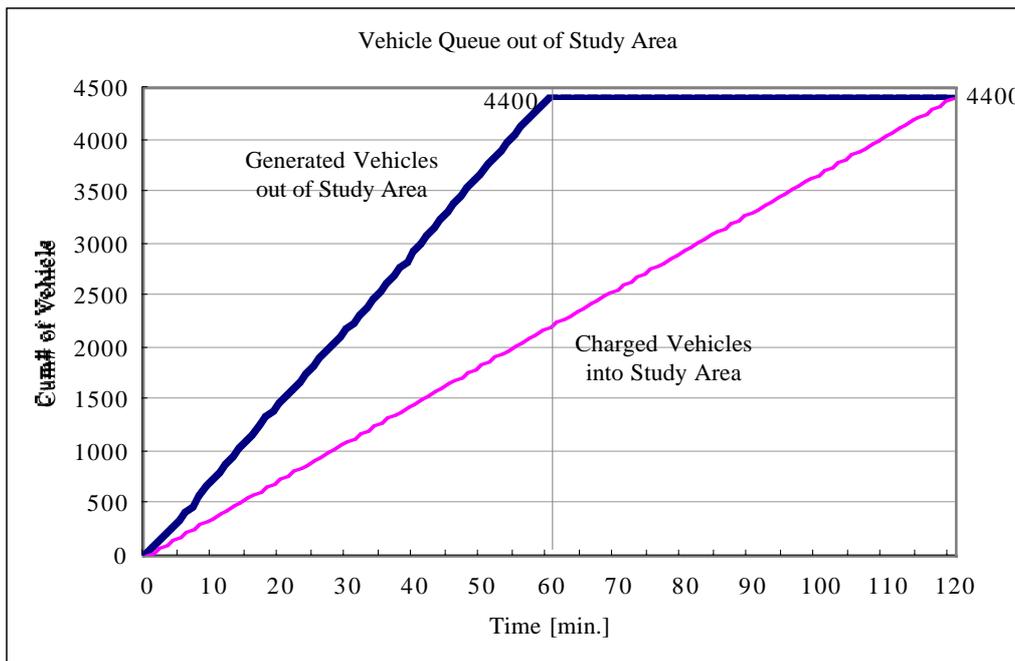


図1.5.2：発生交通とリンク流入交通の累積台数

2. ボトルネック容量と飽和交通流率の検証

2.1 概要

AVENUEは交通流モデルとしてハイブリッドブロック密度法を採用している．この手法ではブロック単位にQ-K特性を指定するが，実際にその通りの容量が再現されているかを検証する．検証のポイントは次の通りである．

- ボトルネック容量 ... 指定したQ-K特性のとおり容量が再現されているか？
- 飽和交通流率 ... リンク下流端ブロックに指定したQ-K特性のとおり飽和交通流率が再現されているか？
- 現示と制御の関係 ... 1サイクルの間に下流端の流率がどのように変化するか？すなわちAVENUEでは現示に従って交通流をどう制御しているかを明らかにする．

ボトルネック容量の検証に際しては，図2.1.1のような上流リンクと，それよりも容量が小さい下流リンクからなる単路状のネットワークにおいて行った．表2.1.1はモデルパラメータを含めた設定の概要である．それぞれのリンクに設定したQ-K特性は図2.1.2に示すとおり，上流側はリンク容量が2200[台/時]に，下流側は800，1000，1200[台/時]の3通りに設定する．すなわち下流側リンクの容量がボトルネック容量となる．検証はボトルネック容量を上回る1500[台/時]の需要を与えた場合の，シミュレーションにおける上流側リンクの下流端での流出台数を観測し，理論値と比較する．

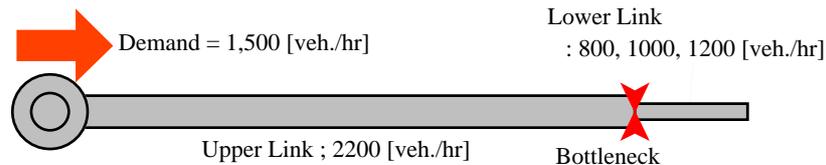


図2.1.1：単路部ボトルネック容量の検証に用いた設定

表2.1.1：単路部ボトルネック容量の検証に用いた設定

上流リンク	下流リンク	発生需要	モデルパラメータ	その他
リンク長：500m 車線数：1 リンク容量： 2200[台/時] ジャム密度： 140[台/km] 自由流速度： 54[km/h]	リンク長：500m 車線数：1 リンク容量： 1) 1200[台/時] 2) 1000[台/時] 3) 800[台/時] ジャム密度： 140[台/km] 自由流速度： 54[km/h]	発生レート： 1500[台/時]	単位スキャン時間： 1秒 ブロック長： 15～240mが混在	

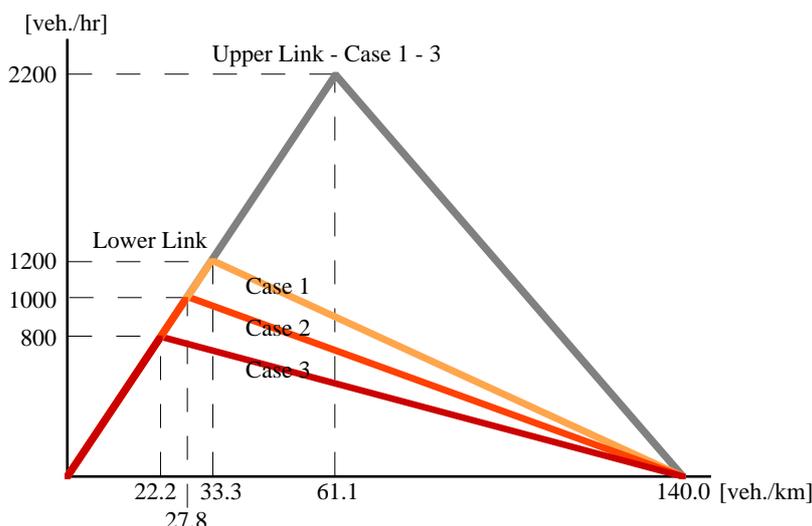


図2.1.2：上流リンクと下流リンクに設定されるQ-K特性

信号交差点での飽和交通流率の検証は図2.1.3のような，下流端に信号交差点を持つリンクを用いて行った．AVENUEではブロックごとにQ-K特性を指定できるので，リンクの飽和交通流率は最下流端ブロックの容量として，その他の区間での容量とは別に設定することができる．検証では飽和交通流率を1400，1600，1800[台/有効青1時間]の3段階に設定して，それぞれにつき600，800，1000[台/時]の3レベルの需要を与えている．表2.1.2はモデルパラメータを含めた設定の概要である．

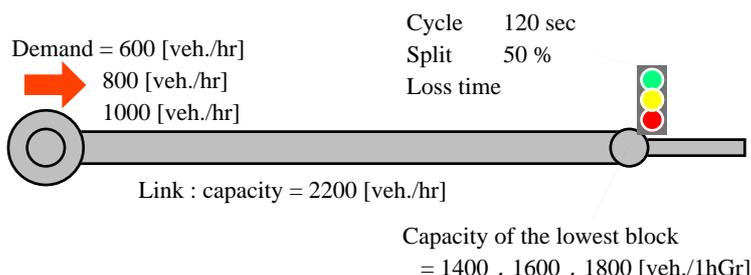


図2.1.3：信号交差点での飽和交通流率の検証に用いた設定

表2.1.2：信号交差点での飽和交通流率の検証に用いた設定

上流リンク	下流リンク	発生需要	モデルパラメータ	その他
リンク長：500m 車線数：1 リンク容量：2200[台/時] 下流端飽和交通流率： 1) 1400[台/有効青1時間] 2) 1600[台/有効青1時間] 3) 1800[台/有効青1時間] ジャム密度：140[台/km] 自由流速度：54[km/h]	リンク長：500m 車線数：1 リンク容量： 2200[台/時] ジャム密度： 140[台/km] 自由流速度： 54[km/h]	発生レート： 1500[台/時]	単位スキャン時間： 1秒 ブロック長： 15～240mが混在	信号現示： 青1 - 55秒 黄1 - 3秒 全赤 - 2秒 青2 - 55秒 黄2 - 3秒 全赤 - 2秒 (サイクル120秒，スプリット50%，ロス時間10秒)

検証の前に，AVENUEでの信号現示とリンク下流端での交通流の関係について，簡単に説明する．ハイブリッドブロック密度法では，下流ブロックの車両密度が0で，上流ブロックがジャム密度のとき，単位スキャン内でそのブロック間を移動する事ができる交通量はブロックの容量に等しくなる．AVENUEでは信号現示に応じて，リンク最下流端ブロックの流出をオン/オフ制御しているのので，オンになったとたん，すなわち青になったとたんに，滞留していた車両が飽和交通流率で流出していくことになる．

実際の交通流は、青現示になった直後は発進遅れなどの影響で流率が低く、飽和交通流率に達するのに数秒を要する。また飽和状態では、青現示が終了し、黄現示になってもしばらくは飽和交通流率でリンクからの流出が続き、徐々に流率が低下する。飽和交通流率で流出している時間は、有効青時間として言及されるが、適切に設定された信号であれば、有効青時間は青現示のインターバルにほぼ等しいとされる。そこで AVENUE では黄現示になると同時に、下流端ブロックの流出をオフにして、有効青時間内に流出する台数と同等の交通量を確保している。図2.1.4に実際の交通流と AVENUE の関係を示す。

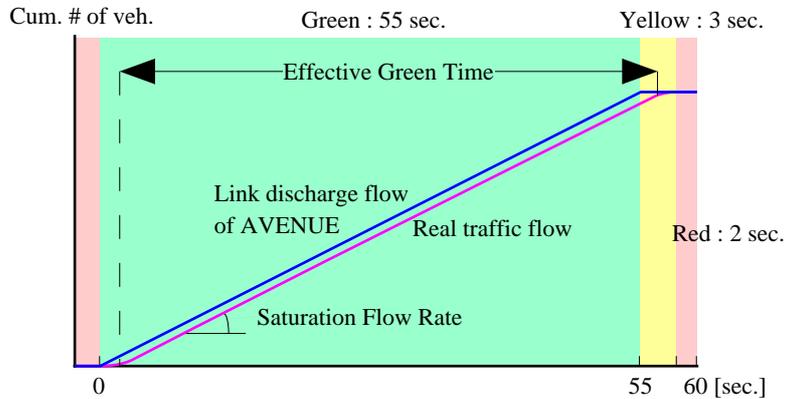


図2.1.4：実際と AVENUE での飽和状態におけるリンク流出交通量と信号現示の関係

2.2 単路部ボトルネック容量の検証

図2.2.1～2.2.3に、それぞれボトルネック容量が800、1000、1200[台/時]の場合のシミュレーション結果を示す。グラフは上流リンクの流出交通量について、累積交通量を青い太線で、単位時間あたりの流率を細い線で、1分ごとに示している。いずれの場合でも、累積曲線は直線となり、設定した容量を再現していることがわかる。流率のグラフも、需要が上流リンクの下流端に到達してからは、安定してほぼ一定値を示していることがわかる。指定したボトルネック容量付近で流率がばらついているように見えるが、1分あたりの交通量にすれば1～2台のレベルであり、交通量の離散化による誤差であると考えられる。

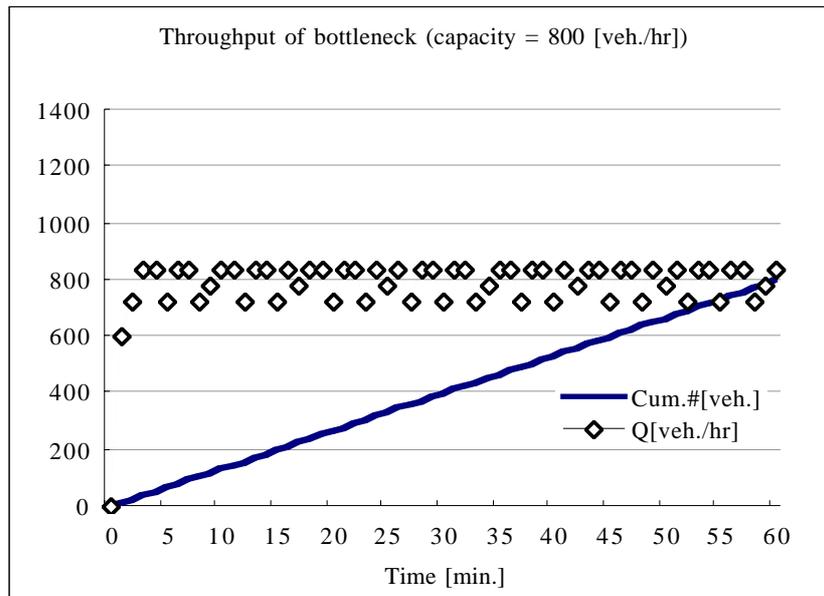


図2.2.1：ボトルネック容量を800[台/時]に設定した場合のシミュレーション結果

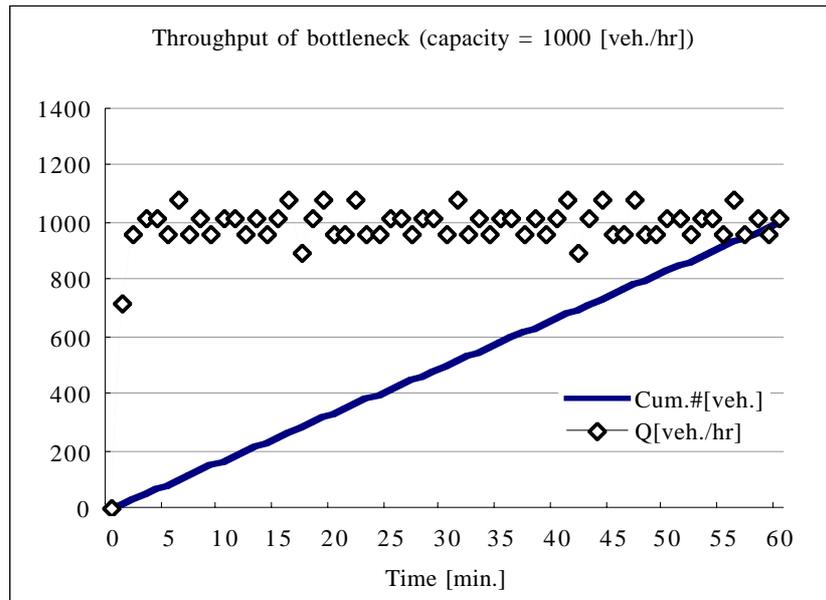


図2.2.2：ボトルネック容量を1000[台/時]に設定した場合のシミュレーション結果

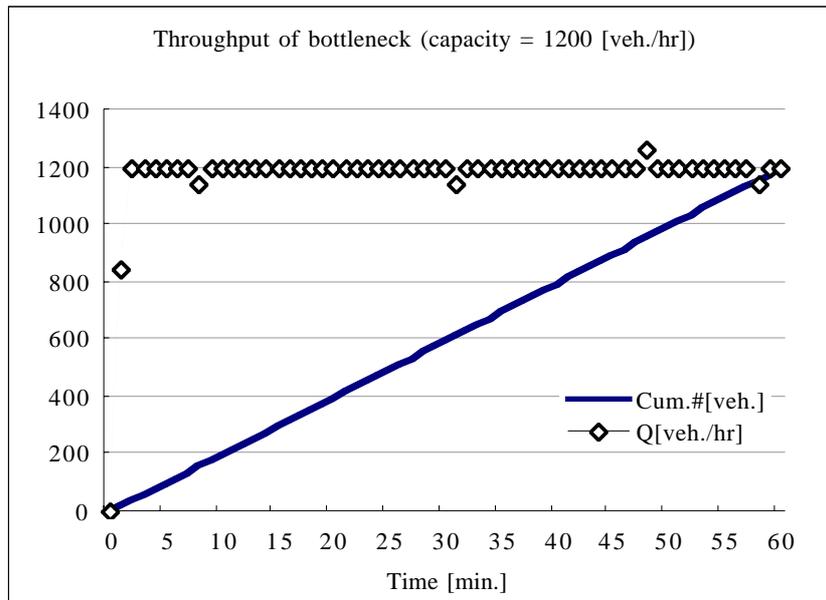


図2.2.3：ボトルネック容量を1200[台/時]に設定した場合のシミュレーション結果

2.3 下流端飽和交通流率の検証

図2.3.1～2.3.9に、それぞれ飽和交通流率を1400，1600，1800[台/有効青1時間]，需要を600，800，1000[台/時]に変えてシミュレーションをした結果を示す．シミュレーションでは5サイクル分を観測し，各サイクルごとに青時間の始まりからのリンク流出交通量の累積曲線を比較している．

需要とスプリット，および設定した飽和交通流率から求められるリンクの交通状況は表2.3.1に示すとおりである．AVENUEの場合，非飽和では青時間のはじめのうちは飽和交通流率で流出し，滞留していた車両がすべて捌けたあとは，下流端への到着する流率に従い，過飽和の場合はすべてのサイクルで全く同じ流出パターンが観測されるはずである．

シミュレーション結果を見ると，上述の通りの結果が得られており，AVENUEが設定した飽和交通流率を再現していることがわかる．また青現示になると飽和交通流率で流出し，黄現示になると車両の流出がないことから，図2.1.4での説明通りに交通流を制御していることがわかる．

表2.3.1 : リンクの交通状況

飽和交通流率 \ 需要	600 [台/時]	800 [台/時]	1000 [台/時]
1400 [台/有効青1時間]	非飽和	過飽和	過飽和
1600 [台/有効青1時間]	非飽和	過飽和	過飽和
1800 [台/有効青1時間]	非飽和	非飽和	過飽和

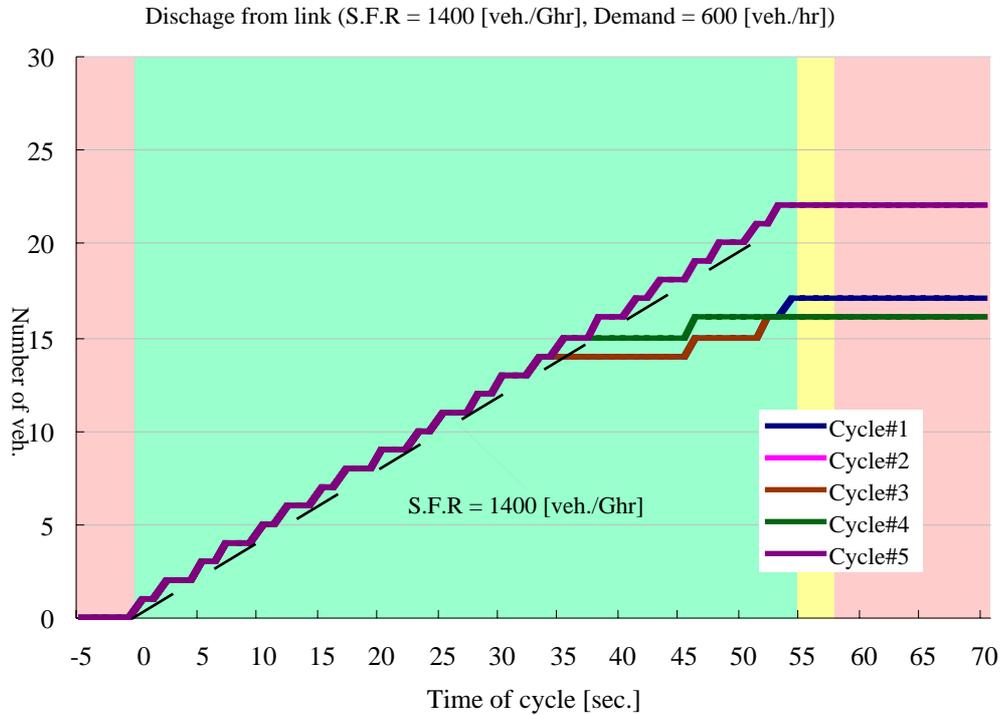


図2.3.1 : 1 サイクルあたりのリンク下流端流出交通量累積図
(飽和交通流率=1400[台/有効青1時間], 需要=600[台/時])

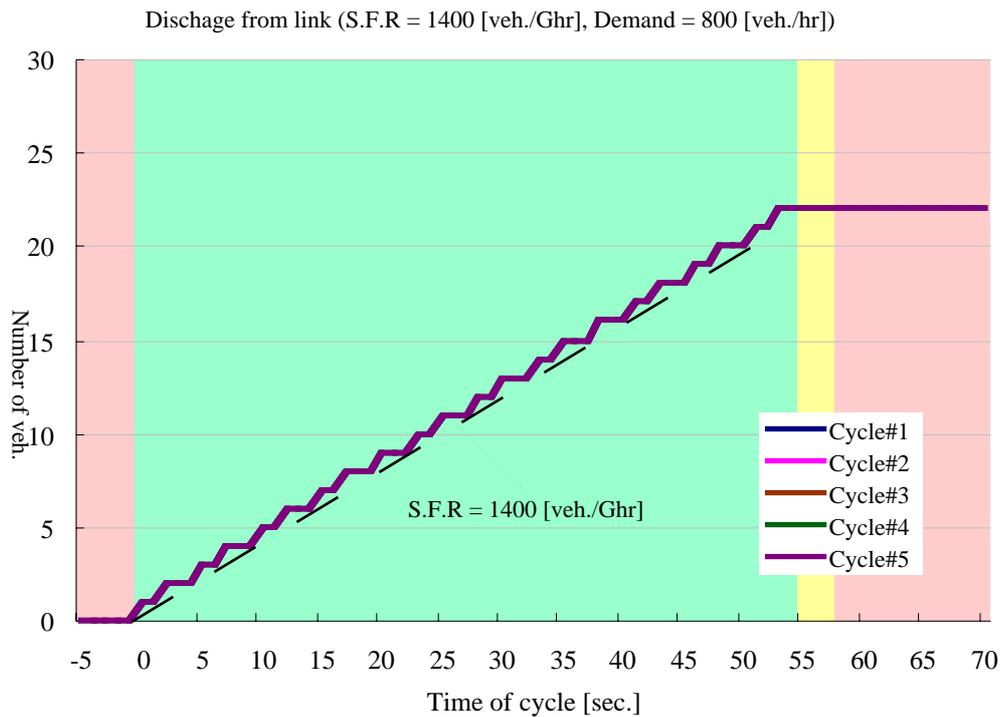


図2.3.2 : 1 サイクルあたりのリンク下流端流出交通量累積図

(飽和交通流率=1400[台/有効青1時間], 需要=800[台/時])

Discharge from link (S.F.R = 1400 [veh./Ghr], Demand = 1000 [veh./hr])

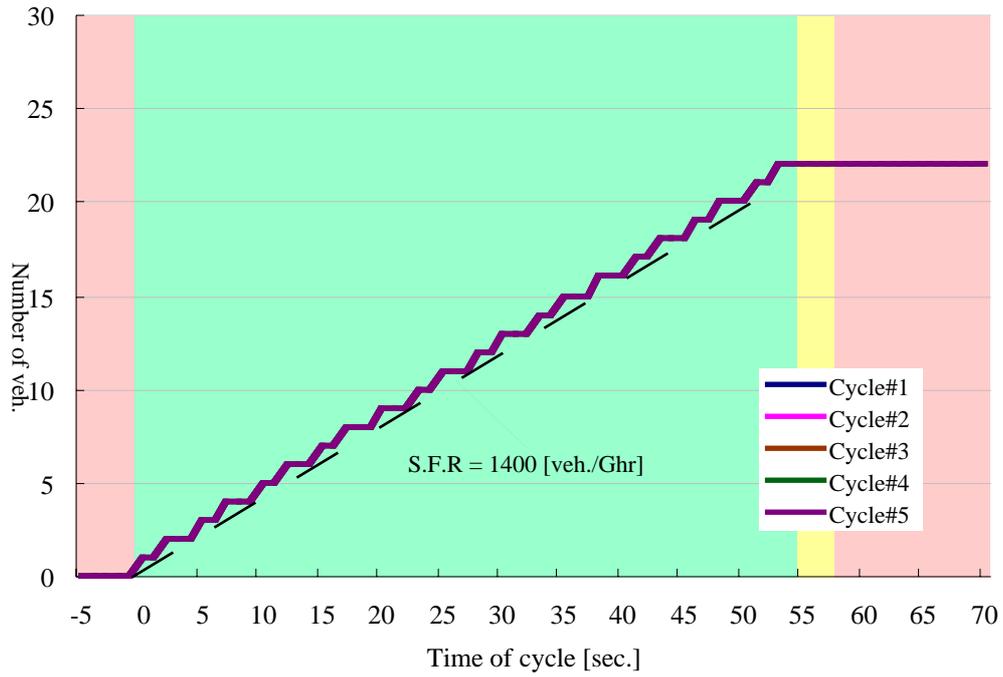


図2.3.3 : 1サイクルあたりのリンク下流端流出交通量累積図
(飽和交通流率=1400[台/有効青1時間], 需要=1000[台/時])

Discharge from link (S.F.R = 1600 [veh./Ghr], Demand = 600 [veh./hr])

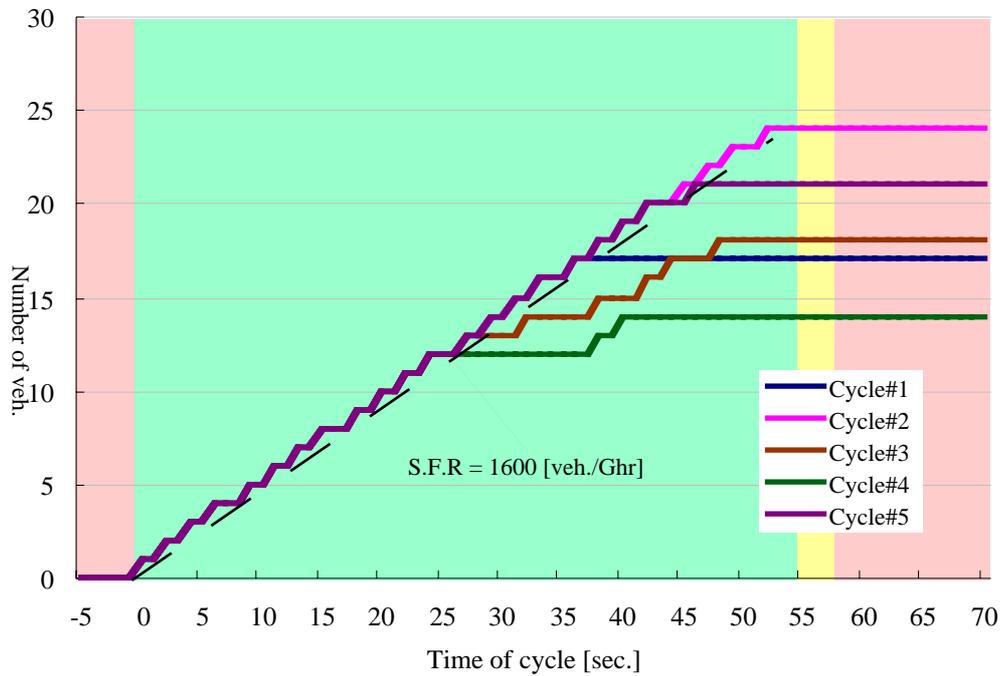


図2.3.4 : 1サイクルあたりのリンク下流端流出交通量累積図
(飽和交通流率=1600[台/有効青1時間], 需要=600[台/時])

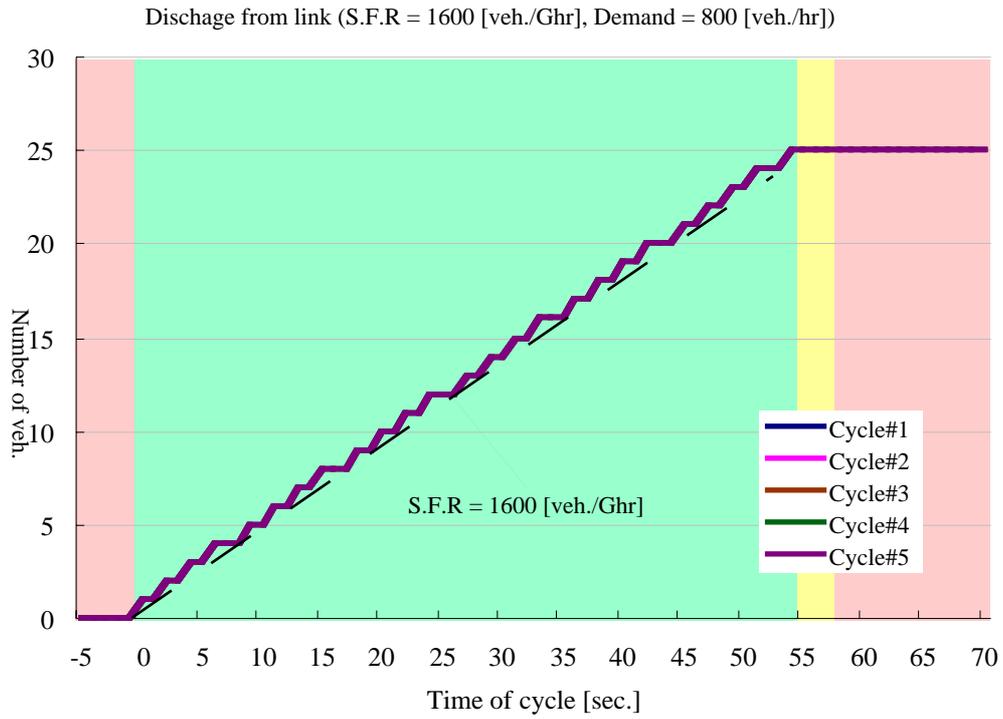


図2.3.5 : 1 サイクルあたりのリンク下流端流出交通量累積図
(飽和交通流率=1600[台/有効青1時間], 需要=800[台/時])

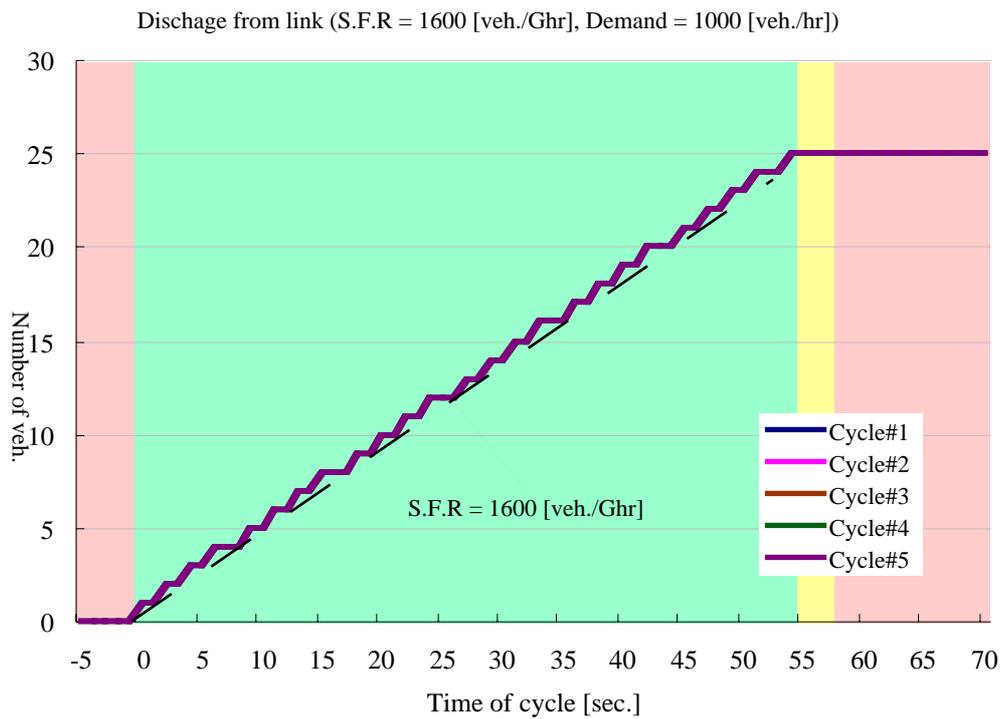


図2.3.6 : 1 サイクルあたりのリンク下流端流出交通量累積図
(飽和交通流率=1600[台/有効青1時間], 需要=1000[台/時])

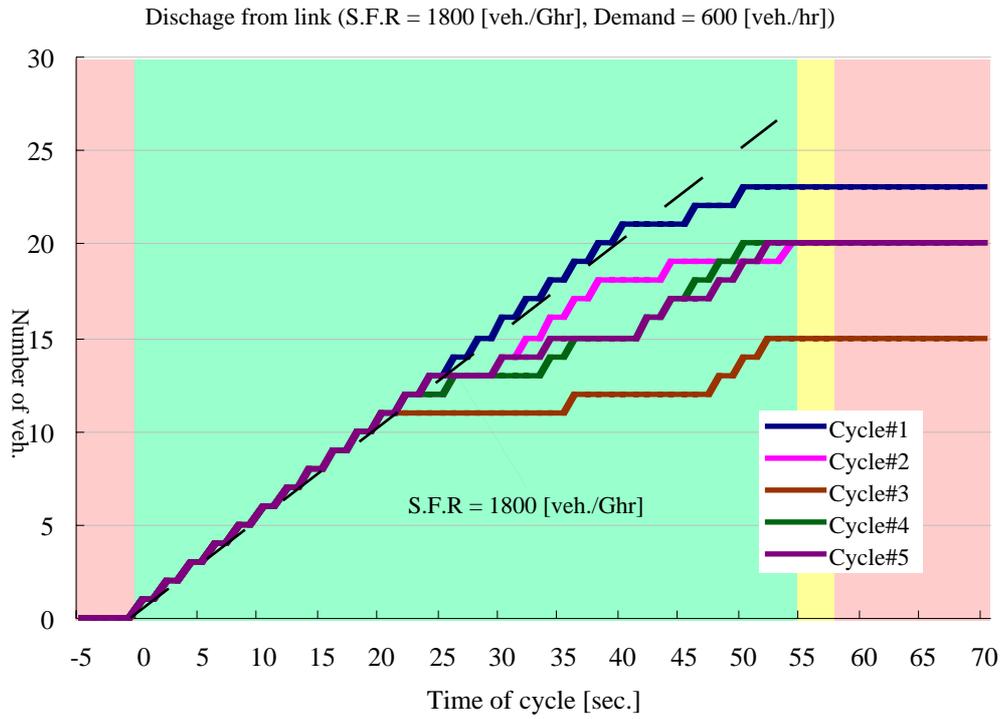


図2.3.7：1サイクルあたりのリンク下流端流出交通量累積図
(飽和交通流率=1800[台/有効青1時間]，需要=600[台/時])

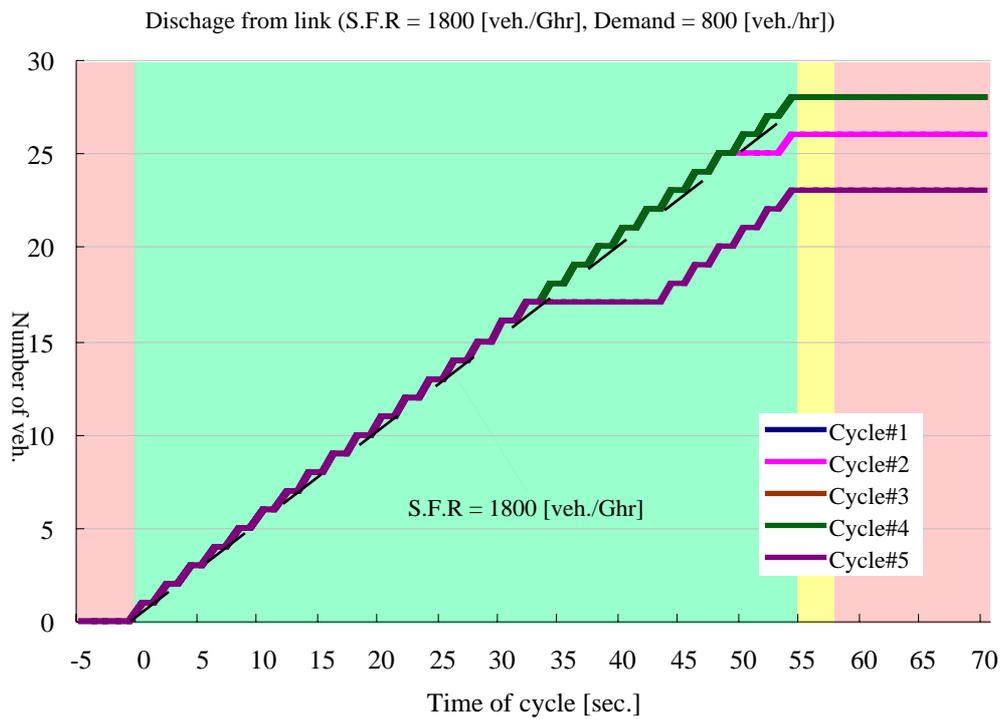


図2.3.8：1サイクルあたりのリンク下流端流出交通量累積図
(飽和交通流率=1800[台/有効青1時間]，需要=800[台/時])

Discharge from link (S.F.R = 1800 [veh./Ghr], Demand = 1000 [veh./hr])

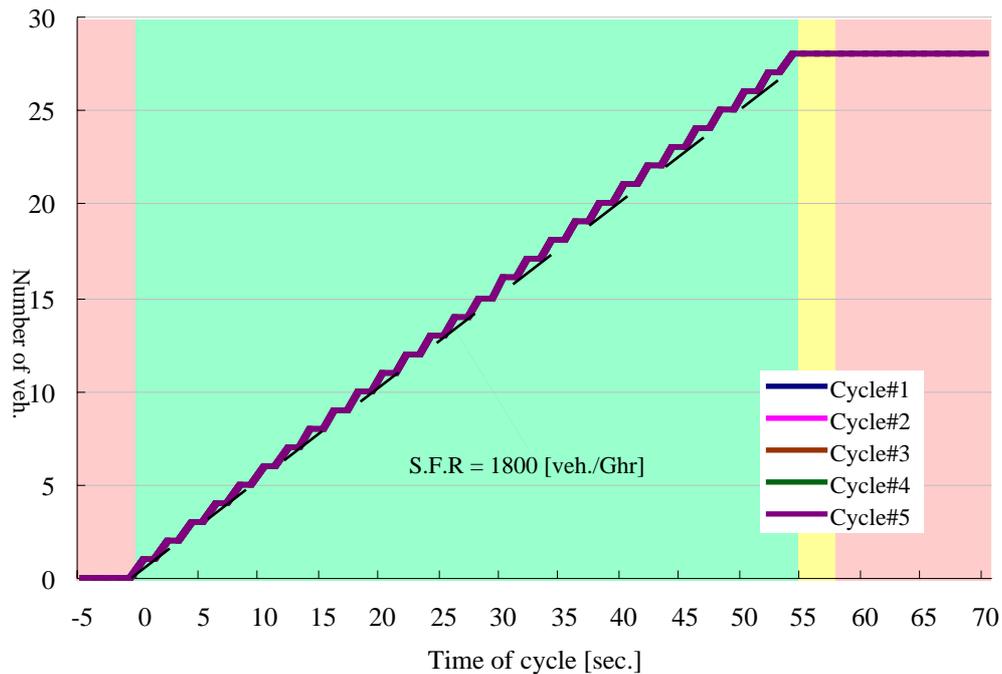


図2.3.9 : 1 サイクルあたりのリンク下流端流出交通量累積図
(飽和交通流率=1800[台/有効青1時間], 需要=1000[台/時])

3. 渋滞の延伸 / 解消とショックウェーブ伝播の検証

3.1 単路部ボトルネックでの渋滞の延伸 / 解消についての検証概要

AVENUEが採用しているハイブリッドブロック密度法は、リンクを単位距離、すなわち「単位スキャン時間のうちにリンクの自由流速度で車両が走行する距離」でブロックと呼ぶ区間に分割し、それぞれのブロックに三角形で近似した交通量 - 密度(Q-K)関数を与えて、逐次リンク上の車両密度を改訂していくものである。通常は単位スキャン時間が1秒なので、一般的な街路では10~20m程度の長さのブロックとなる。ここでは、ユーザが外生的に与えているQ-K関数を、ハイブリッドブロック密度法が実際に再現しているかどうかを検証する。検証のポイントは次の通りである。

渋滞の延伸 / 解消速度 ... 需要の超過によってボトルネックから延伸する渋滞が、理論から求められる速度で上流に伝播しているか。また需要が減少し、渋滞が解消していく際も、同様の理論的な速度で下流に伝播しているか。

検証に際しては図3.1.1のような、容量1800[台/時]の6本のリンクが直列につながった単路状のネットワークにおいて、最下流のリンクがボトルネックになるよう設定し、図中に示されるような時間ごとに変化する需要を与えたときの各リンクの流入交通量を観測した。ボトルネック容量は800, 1000, 1200[台/時]の3つのレベルに設定し、それぞれ実験している。表3.1.1にモデルパラメータを含むシミュレーションの設定を示す。

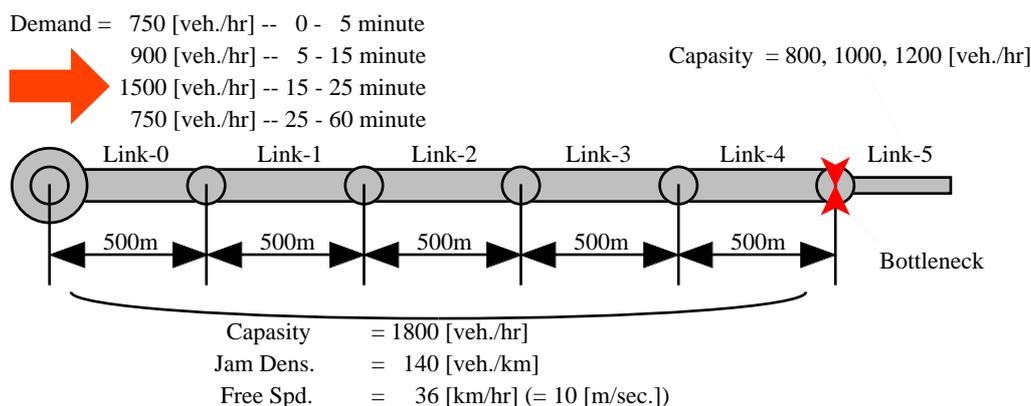


図3.1.1：渋滞の延伸 / 解消の検証に用いた設定

表3.1.1：渋滞の延伸 / 解消の検証に用いた設定

リンク0~4	リンク5	発生需要	モデルパラメータ	その他
リンク長：500m 車線数：1 リンク容量： 1800[台/時] ジャム密度： 140[台/km] 自由流速度： 36[km/h]	リンク長：500m 車線数：1 リンク容量： 1) 800[台/時] 2) 1000[台/時] 3) 1200[台/時] ジャム密度： 140[台/km] 自由流速度： 36[km/h]	発生レート： 0~5分 = 750 5~15分 = 900 15~25分 = 1500 25分以降 = 750 単位は[台/時]	単位スキャン： 1秒 ブロック長： 10~160mが混在	

自由流と渋滞流の境界，すなわちショックウェーブが各リンクの上流端を通過した時点で，交通量の流入レートが変化するので，そのときの時刻と流入レートを理論値と比較することで，各ケースについて検証する．

3.2 ボトルネック容量が800[台/時]のケース

このケースでは5つのフォワードウェーブ(FW1~5)と2つのバックワードウェーブ(BW1~2)が発生する．これらは図3.2.1における，O及びA~Dの各点を結んだもので表され，それぞれの傾きは伝播速度を意味している．

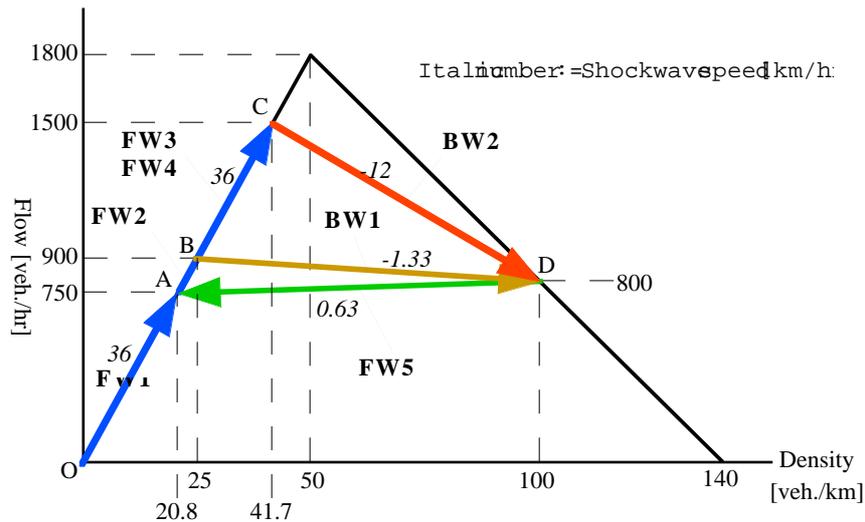


図3.2.1：ボトルネック容量が800[台/時]の場合のショックウェーブ伝播速度

ここで，それぞれのショックウェーブは次のように説明される．

- FW1 (O A) ... 0~5分に発生した750[台/時]の需要がボトルネックに到達するまで．
36.0[km/h]で下流に伝播する．
- FW2 (A B) ... 5~15分に発生した900[台/時]の需要がボトルネックに到達するまで．
36.0[km/h]で下流に伝播する．
- FW3 (B C) ... 15~25分に発生した1500[台/時]の需要が渋滞末尾に到着するまで．
36.0[km/h]で下流に伝播する．
- FW4(C A) ... 25~60分に発生した750[台/時]の需要が渋滞末尾に到達するまで．
36.0[km/h]で下流に伝播する．
- FW5 (A D) ... 25~60分に発生した750[台/時]の需要が渋滞末尾に到達した時点から解消する
渋滞の末尾．0.63[km/h]で下流に伝播する．
- BW1 (B D) ... 5~15分に発生した900[台/時]の需要がボトルネックに到達した時点から発生
する渋滞の末尾．1.33[km/h]で上流に伝播する．
- BW2 (C D) ... 15~25分に発生した1500[台/時]の需要が渋滞末尾に到着した時点から延伸す
る渋滞の末尾．12.0[km/h]で上流に伝播する．

図3.2.2の下側の交通状態遷移図は，上述のショックウェーブの理論値を時空図上にプロットしたものである．交通状態遷移図より，渋滞の延伸／解消の様子は，

- ・ FW2がボトルネック断面に到達する9'10"に発生し，BW1の速度で上流に伝播する．
- ・ BW1とFW3が，18'49"にボトルネックから214.3mの地点でぶつかり，BW2の速度でさらに上流に伝播する．

- ・ BW2とFW4が、26'19"にボトルネックから1713.2mの地点でぶつかり、FW5の速度で解消していく。

と説明される。それぞれのショックウェーブが各リンクの上流端を横切る時点を印で図中に示す。図3.2.2の上側のグラフは、シミュレーションで得られた各リンクの流入累積交通量であるが、交通状態遷移図の印と対応する時点に同様の印を記入してある。これより、各リンクの流入レートが変化している時点が理論値と一致することがわかり、設定したQ-K曲線の通りに渋滞の延伸/解消が再現されていることがわかる。

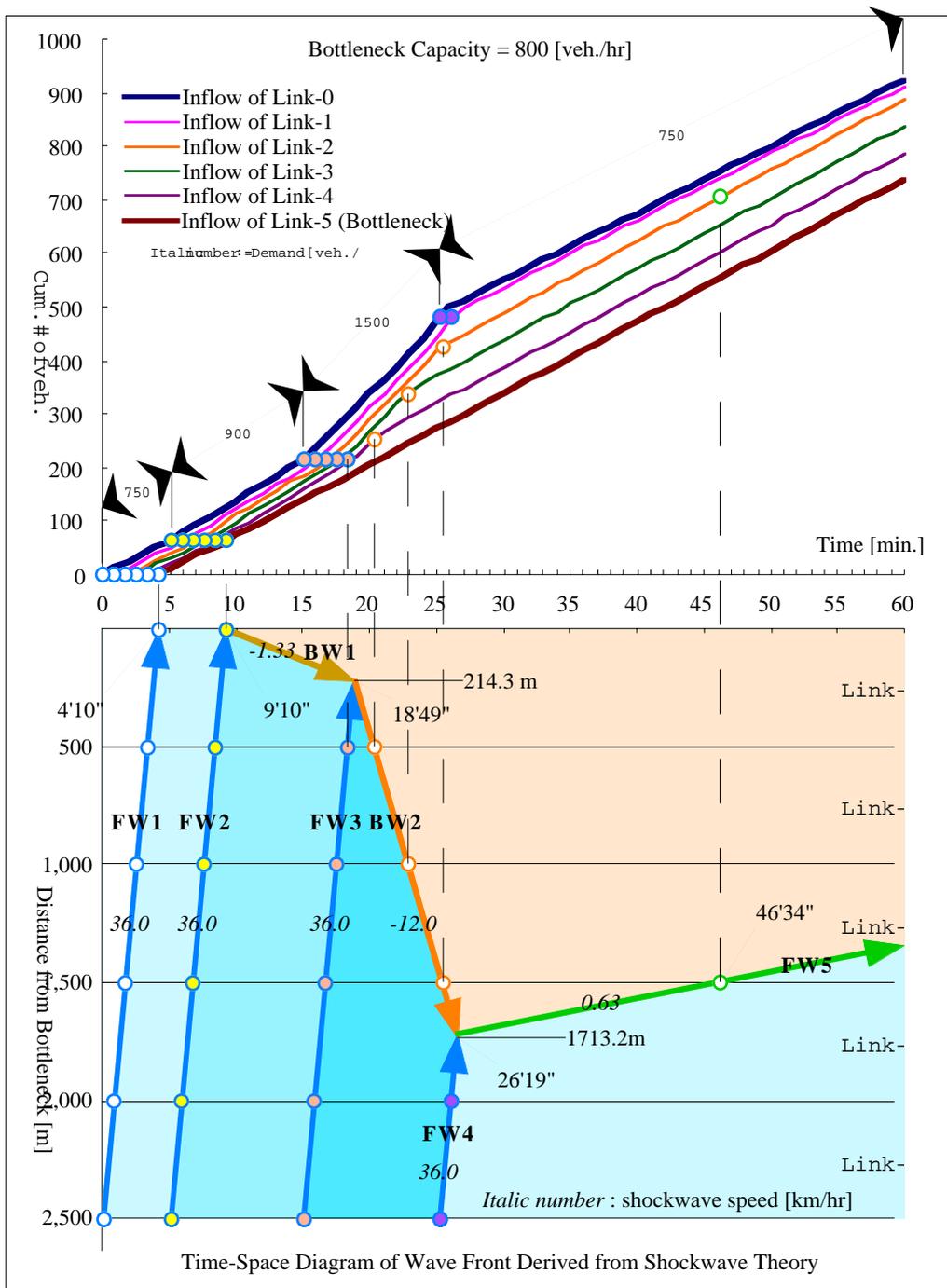


図3.2.2：ボトルネック容量が800[台/時]のケースにおけるリンク流入累積交通量のシミュレーション結果(上)と理論値による状態遷移図(下)の比較

3.3 ボトルネック容量が1000[台/時]のケース

このケースでは5つのフォワードウェーブ(FW1~5)と1つのバックワードウェーブ(BW1)が発生する。これらは図3.3.1における、○及びA~Dの各点を結んだもので表され、それぞれの傾きは伝播速度を意味している。

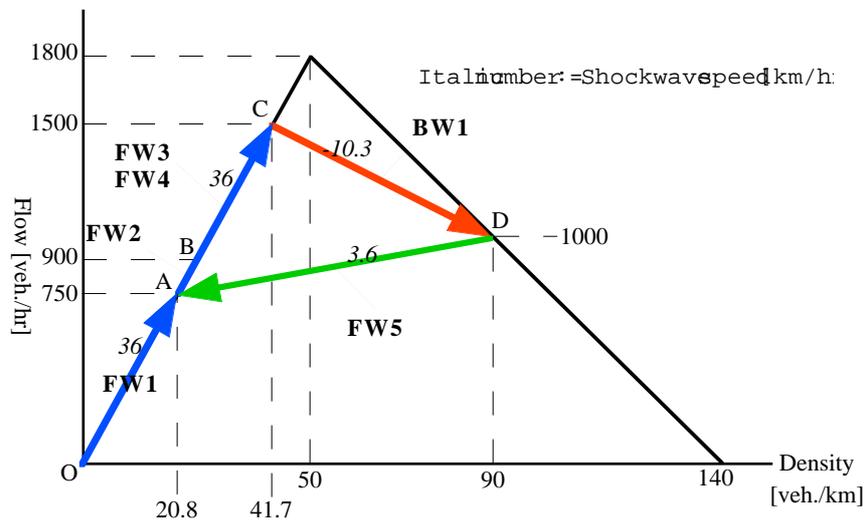


図3.3.1：ボトルネック容量が1000[台/時]の場合のショックウェーブ伝播速度

ここで、それぞれのショックウェーブは次のように説明される。

- FW1 (O A) ... 0~5分に発生した750[台/時]の需要がボトルネックに到達するまで。
36.0[km/h]で下流に伝播する。
- FW2 (A B) ... 5~15分に発生した900[台/時]の需要がボトルネックに到達するまで。
36.0[km/h]で下流に伝播する。
- FW3 (B C) ... 15~25分に発生した1500[台/時]の需要がボトルネックに到着するまで。
36.0[km/h]で下流に伝播する。
- FW4(C A) ... 25~60分に発生した750[台/時]の需要が渋滞末尾に到達するまで。
36.0[km/h]で下流に伝播する。
- FW5 (A D) ... 25~60分に発生した750[台/時]の需要が渋滞末尾に到達した時点から解消する
渋滞の末尾。3.6[km/h]で下流に伝播する。
- BW1 (C D) ... 15~25分に発生した1500[台/時]の需要が渋滞末尾に到着した時点から延伸する
渋滞の末尾。10.3[km/h]で上流に伝播する。

図3.3.2の下側の交通状態遷移図は、上述のショックウェーブの理論値を時空図上にプロットしたものである。交通状態遷移図より、渋滞の延伸/解消の様子は、

- ・ FW3がボトルネック断面に到達する19'10"に発生し、BW1の速度で上流に伝播する。
- ・ BW1とFW4が、26'43"にボトルネックから1468.2mの地点でぶつかり、FW5の速度で解消していく。

と説明される。それぞれのショックウェーブが各リンクの上流端を横切る時点を印で図中に示す。図3.3.2の上側のグラフは、シミュレーションで得られた各リンクの流入累積交通量であるが、交通状態遷移図の印と対応する時点に同様の印を記入してある。これより、各リンクの流入レートが変化している時点が理論値と一致することがわかり、設定したQ-K曲線の通りに渋滞の延伸/解消が再現されていること

がわかる .

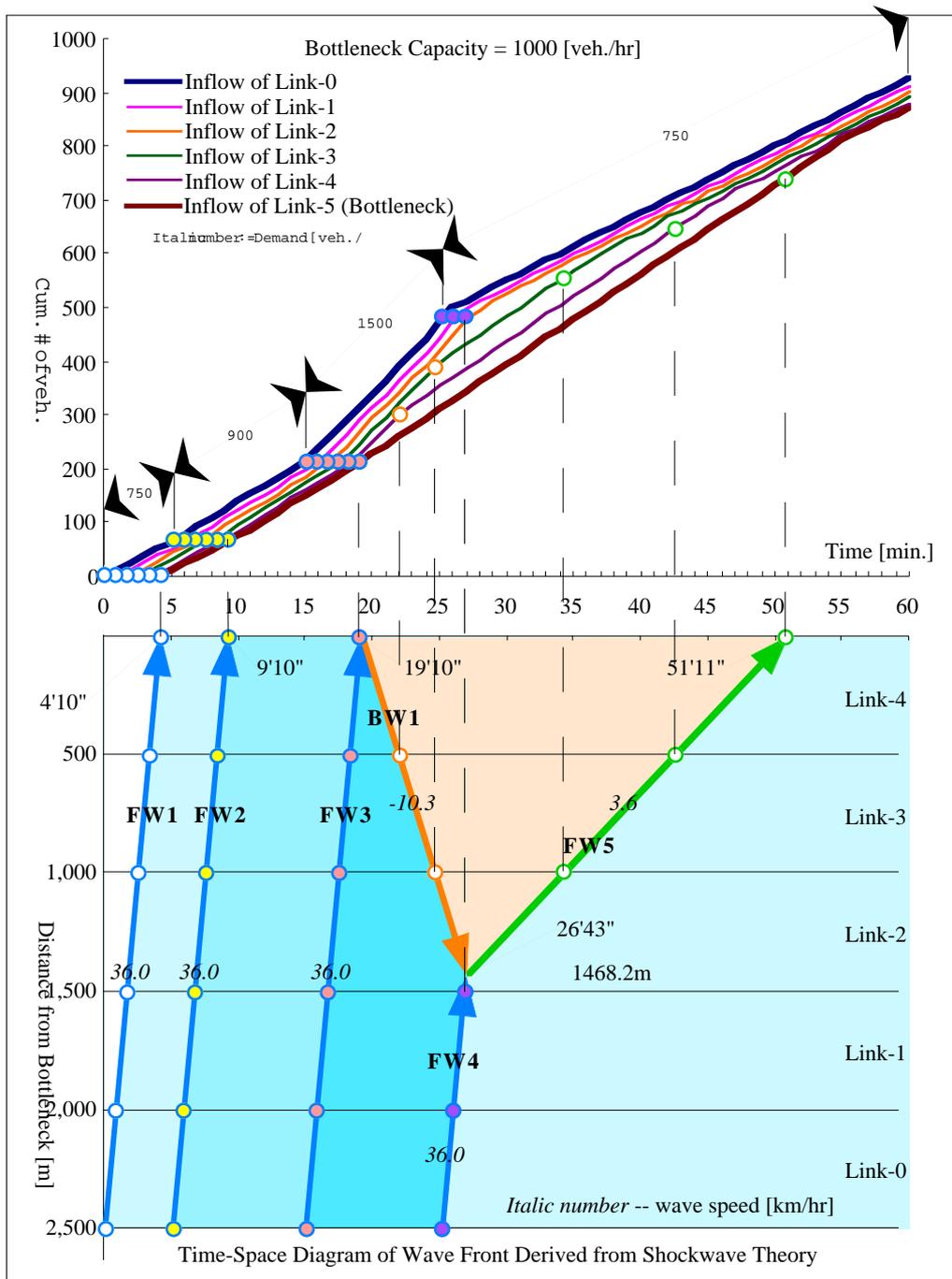


図3.3.2 : ボトルネック容量が1000[台/時]のケースにおける
リンク流入累積交通量のシミュレーション結果(上)と理論値による状態遷移図(下)の比較

3.4 ボトルネック容量が1200[台/時]のケース

このケースでは5つのフォワードウェーブ(FW1~5)と1つのバックワードウェーブ(BW1)が発生する。これらは図3.4.1における、○及びA~Dの各点を結んだもので表され、それぞれの傾きは伝播速度を意味している。

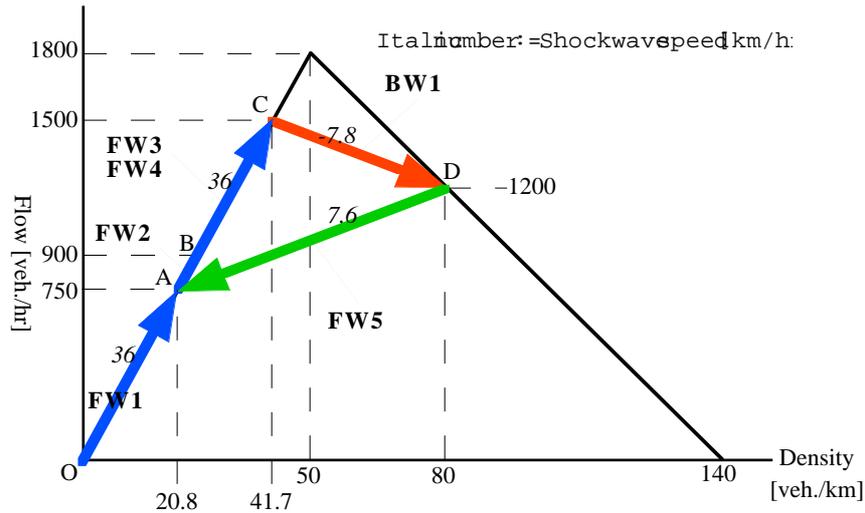


図3.4.1：ボトルネック容量が1200[台/時]の場合のショックウェーブ伝播速度

ここで、それぞれのショックウェーブは次のように説明される。

- FW1 (O A) ... 0～5分に発生した750[台/時]の需要がボトルネックに到達するまで．
36.0[km/h]で下流に伝播する．
- FW2 (A B) ... 5～15分に発生した900[台/時]の需要がボトルネックに到達するまで．
36.0[km/h]で下流に伝播する．
- FW3 (B C) ... 15～25分に発生した1500[台/時]の需要がボトルネックに到着するまで．
36.0[km/h]で下流に伝播する．
- FW4 (C A) ... 25～60分に発生した750[台/時]の需要が渋滞末尾に到達するまで．
36.0[km/h]で下流に伝播する．
- FW5 (A D) ... 25～60分に発生した750[台/時]の需要が渋滞末尾に到達した時点から解消する
渋滞の末尾．7.6[km/h]で下流に伝播する．
- BW1 (C D) ... 15～25分に発生した1500[台/時]の需要が渋滞末尾に到着した時点から延伸す
る渋滞の末尾．7.8[km/h]で上流に伝播する．

図3.4.2の下側の交通状態遷移図は、上述のショックウェーブの理論値を時空図上にプロットしたものである。交通状態遷移図より、渋滞の延伸/解消の様子は、

- ・ FW3がボトルネック断面に到達する19'10"に発生し、BW1の速度で上流に伝播する。
- ・ BW1とFW4が、27'12"にボトルネックから1176mの地点でぶつかり、FW5の速度で解消していく。

と説明される。それぞれのショックウェーブが各リンクの上流端を横切る時点を印で図中に示す。図3.4.2の上側のグラフは、シミュレーションで得られた各リンクの流入累積交通量であるが、交通状態遷移図の印と対応する時点に同様の印を記入してある。これより、各リンクの流入レートが変化している時点が理論値と一致することがわかり、設定したQ-K曲線の通りに渋滞の延伸/解消が再現されていることがわかる。

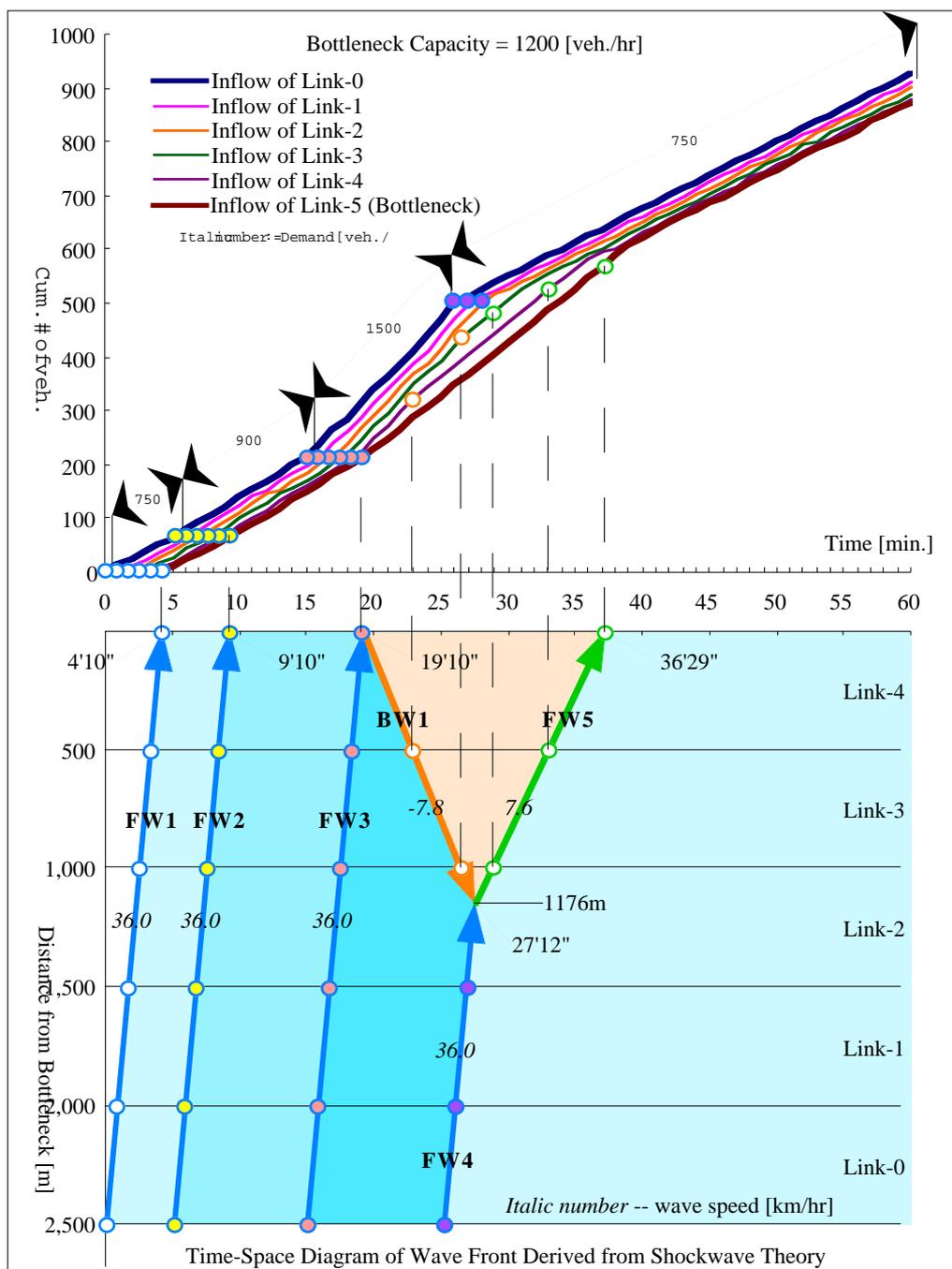


図3.4.2：ボトルネック容量が1200[台/時]のケースにおけるリンク流入累積交通量のシミュレーション結果(上)と理論値による状態遷移図(下)の比較

3.5 信号交差点での発進波 / 停止波の伝播についての検証概要

AVENUEでは車線ごとの交通運用を扱うため、車線別にブロックに分割している。したがって、実際にはQ-K特性をリンクではなくブロックに与えており、リンク上の任意の断面に容量を設定することができる。とくに下流端が信号で制御されるリンクの場合、最下流ブロックに設定された容量が、停止線部での飽和交通流率に相当する。ここでは、信号制御により生じる発進波と停止波の伝播の様子が、ユーザが外生的に与えていたQ-K特性から求められる理論値と一致するかを確かめることで、ハイブリッドブロック密度

法を検証する．検証のポイントは次の通りである．

発進波 / 停止波の伝播 ... 停止線上流の断面での流率が変化するタイミングが，理論から求められるショックウェーブの到達時点と一致しているか．

検証に際しては図3.5.1のような，容量2000[台/時]のリンク下流端に信号が設置された単路状のネットワークにおいて，停止線部の飽和交通流率を1400，1600，1800[台/有効青1時間]の3通りに設定し，非飽和となるような600[台/時]の需要を上流から与えたとき，それぞれ停止線から0，20，...，180[m]の位置で観測される交通量の流率が，理論的に発進波 / 停止波が通過する時刻と同時に変化するかどうかを確認する．表3.5.1にモデルパラメータを含むシミュレーションの設定を示す．

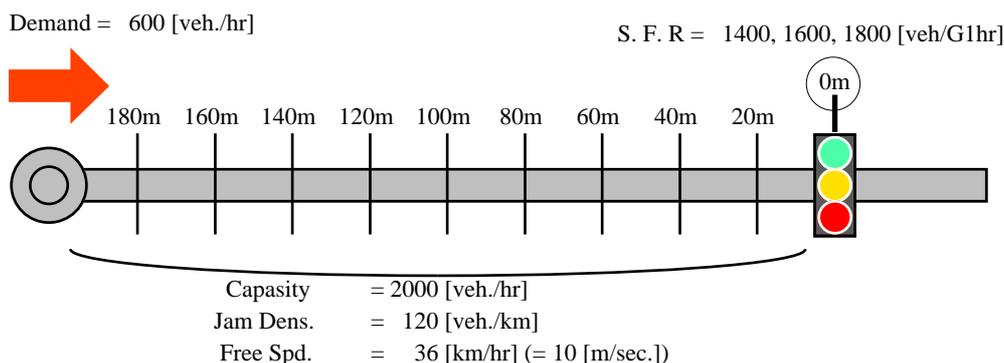


図3.5.1：信号制御による発進波 / 停止波の検証に用いた設定

表3.5.1：信号制御による発進波 / 停止波の検証に用いた設定

上流リンク	下流リンク	発生需要	モデルパラメータ	その他
リンク長：500m 車線数：1 リンク容量： 1800[台/時] 下流端飽和流率： 1) 1400[台/有効青1時間] 2) 1600[台/有効青1時間] 3) 1800[台/有効青1時間] ジャム密度： 140[台/km] 自由流速度： 36[km/h]	リンク長：500m 車線数：1 リンク容量： 2000[台/時] ジャム密度： 140[台/km] 自由流速度： 36[km/h]	発生レート： 600[台/時]	単位スキャン： 1秒 ブロック長： 10～20mが混在	信号現示： 青1 - 55秒 黄1 - 3秒 全赤 - 2秒 青2 - 55秒 黄2 - 3秒 全赤 - 2秒 (サイクル長 120秒，スプリット50%，ロス時間10秒)

3.6 下流端の飽和交通流率が1400[台/有効青1時間]の場合の検証

設定したQ-K曲線より，1サイクルの間に生じる発進波と停止波および自由流のウェーブ速度を図3.6.1に示す．すなわち，

- BW1(A B) ... 赤現示により交通流が停止した状態が，停止波として4.87[km/h]で上流に伝播する．
- BW2(B C) ... 青現示により飽和交通流率で発信する状態が，発進波として13.8[km/h]で上流に伝播する．
- FW1(C A) ... 発進波が停止波に追いついた時点で滞留が消滅し，そこから自由流のウェーブが36[km/h]で下流に伝播する．

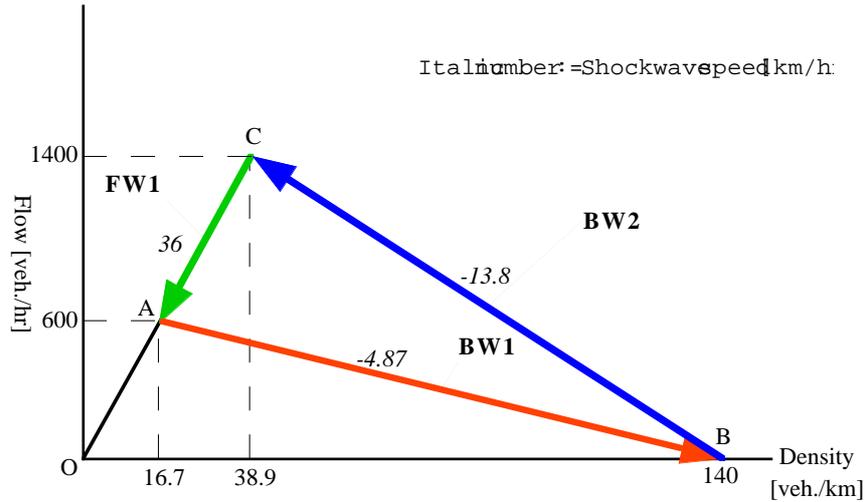


図3.6.1：飽和交通流率が1400[台/有効青1時間]の場合の発進波/停止波伝播速度

図3.6.2の下側の交通状態遷移図は、上述のショックウェーブの理論値を時空図上にプロットしたものである。横軸には赤現示の始まりを0として1サイクルの間の時刻をとっている。

AVENUEでは飽和交通流率の検証のところ述べたように、青現示の開始直後から飽和交通流率で流出させており、有効青時間を現実と整合させるため、黄現示では流出をさせないとしている。したがって、停止波は黄色現示が始まる-5秒の時点で発生し、また発進波は青現示が始まる60秒で発生する。

また、ランダム到着の影響を少なくするため、シミュレーションでは1分ごとに同じ交通量(この場合10台)を発生させているが、AVENUEはランダム発生パターンしか仮定していないので、その1分の間はランダム到着となる。理論値のショックウェーブ速度は一様到着を仮定しているの、これにより停止波については若干の乖離が予想される。

交通状態遷移図より、信号による滞留の延伸/解消は、

- ・ 停止線上流120mの断面では83.7秒に停止波が到達し、交通が停止する。
- ・ 停止波(BW1)と発進波(BW2)が、95.4秒にボトルネックから135.9mの地点でぶつかり、滞留が消滅する。
- ・ 滞留が消滅された時点から下流側に伝播する自由流のウェーブ(FW1)は、109秒に停止線部に到着する。したがって、青現示が開始された60秒から109秒までは、下流端の流出レートは飽和交通流率を示す。

と説明される。それぞれのショックウェーブが各観測断面を横切る時点を印で図中に示す。

図3.6.2の上側のグラフは、シミュレーションでのある1サイクルにおける、各断面の通過累積交通量を示したもののだが、交通状態遷移図の印と対応する時点に同様の印を記入してある。予想の通り、停止波については若干の乖離が見られるものの、ほぼ理論通りの時点で滞留が消滅していることがわかる。また下流端(0m)の通過交通量の傾きを見ると、109秒の時点までは飽和交通流率で流出していることも確認できる。

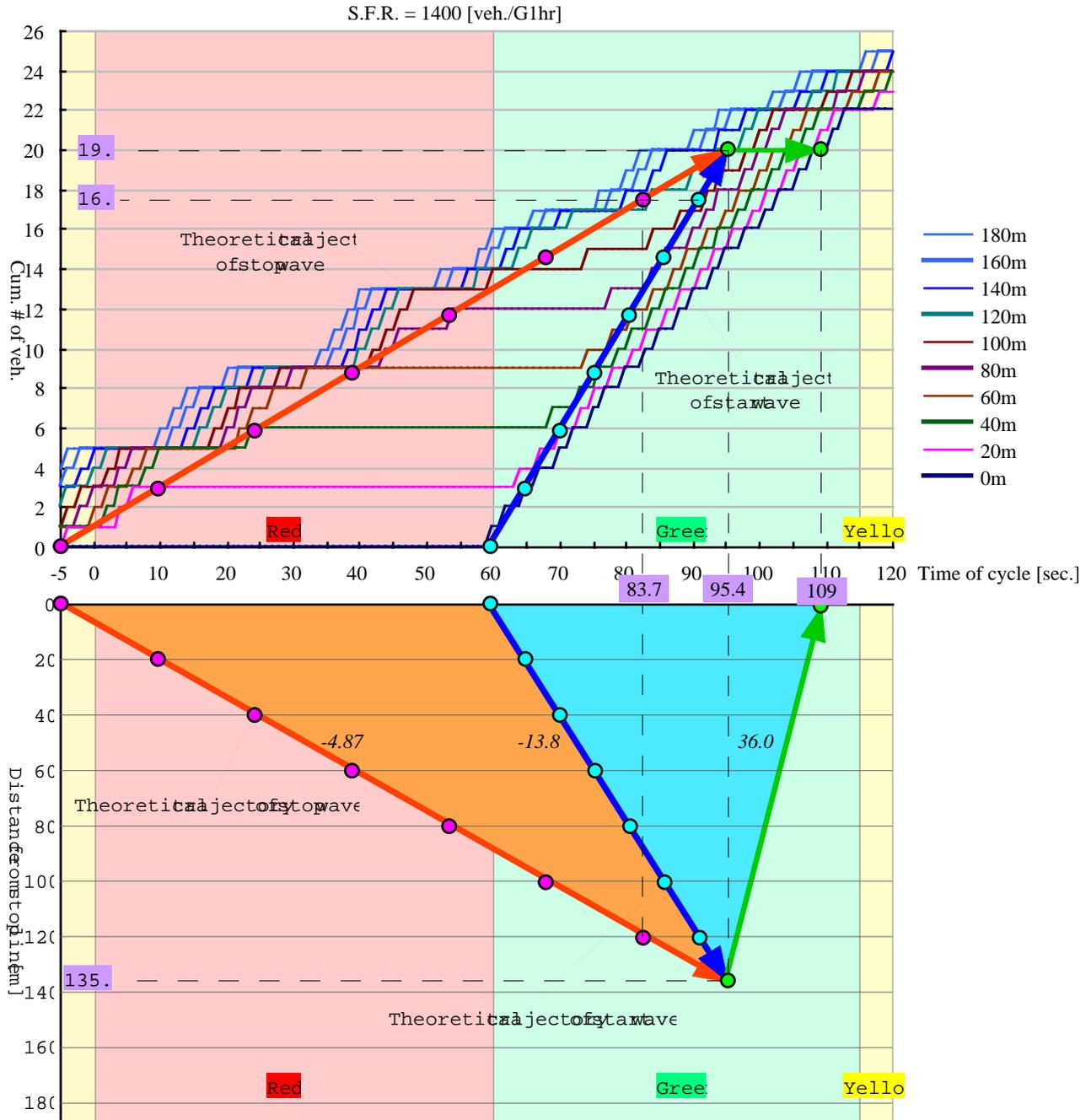


図3.6.2：飽和交通流率が1400[台/有効青1時間]のケースにおけるシミュレーション結果の各断面交通量累積図(上)と理論値による交通状態状態遷移図(下)の比較

3.7 下流端の飽和交通流率が1600[台/有効青1時間]の場合の検証

設定したQ-K曲線より，1サイクルの間に生じる発進波と停止波および自由流のウェーブ速度を図3.7.1に示す．すなわち，

- BW1(A B) ... 赤現示により交通流が停止した状態が，停止波として4.87[km/h]で上流に伝播する．
- BW2(B C) ... 青現示により飽和交通流率で発信する状態が，発進波として16.7[km/h]で上流に

伝播する。
 FW1(C A) ... 発進波が停止波に追いついた時点で滞留が消滅し、そこから自由流のウェーブが36[km/h]で下流に伝播する。

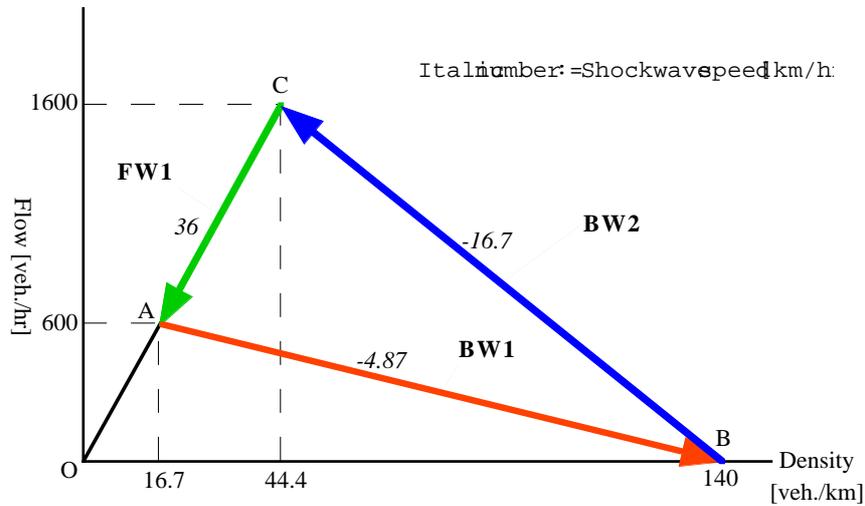


図3.7.1：飽和交通流率が1600[台/有効青1時間]の場合の発進波 / 停止波伝播速度

図3.7.2の下側の交通状態遷移図は、上述のショックウェーブの理論値を時空図上にプロットしたものである。横軸には赤現示の始まりを0として1サイクルの間の時刻をとっている。

交通状態遷移図より、信号による滞留の延伸 / 解消は、

- ・ 停止線上流120mの断面では83.7秒に停止波が到達し、交通が停止する。
- ・ 停止波(BW1)と発進波(BW2)が、86.5秒にボトルネックから123.7mの地点でぶつかり、滞留が消滅する。
- ・ 滞留が消滅された時点から下流側に伝播する自由流のウェーブ(FW1)は、98.9秒に停止線部に到着する。したがって、青現示が開始された60秒から98.9秒までは、下流端の流出レートは飽和交通流率を示す。

と説明される。それぞれのショックウェーブが各観測断面を横切る時点を印で図中に示す。

図3.7.2の上側のグラフは、シミュレーションでのある1サイクルにおける、各断面の通過累積交通量を示したもののだが、交通状態遷移図の印と対応する時点に同様の印を記入してある。前節で述べたとおりの理由から、停止波については若干の乖離が見られるものの、ほぼ理論通りの時点で滞留が消滅していることがわかる。また下流端(0m)の通過交通量の傾きを見ると、98.9秒の時点までは飽和交通流率で流出していることも確認できる。

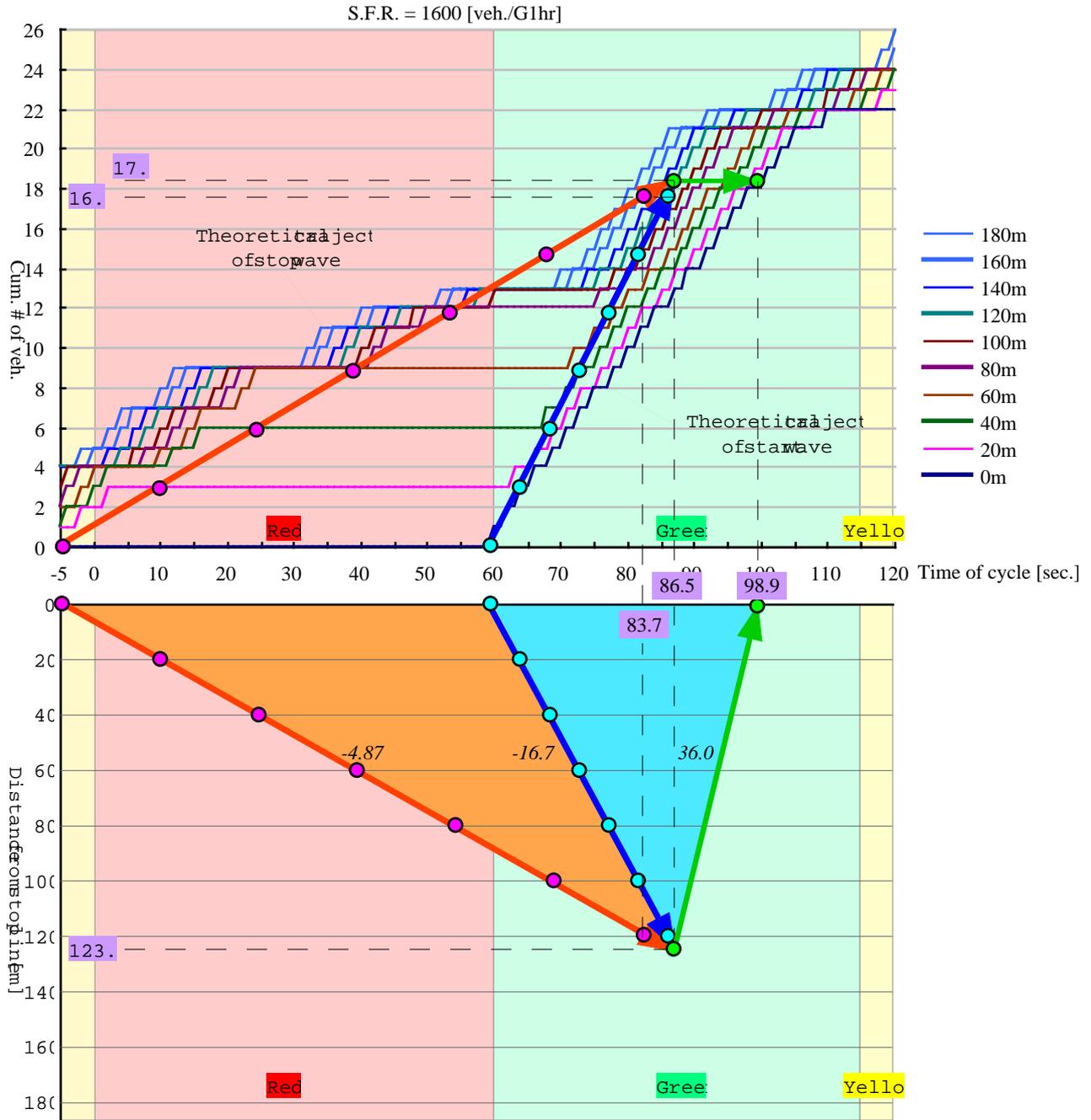


図3.7.2：飽和交通流率が1600[台/有効青1時間]のケースにおけるシミュレーション結果の各断面交通量累積図(上)と理論値による交通状態状態遷移図(下)の比較

3.8 下流端の飽和交通流率が1800[台/有効青1時間]の場合の検証

設定したQ-K曲線より，1サイクルの間に生じる発進波と停止波および自由流のウェーブ速度を図3.8.1に示す．すなわち，

- BW1(A B) ... 赤現示により交通流が停止した状態が，停止波として4.87[km/h]で上流に伝播する．
- BW2(B C) ... 青現示により飽和交通流率で発信する状態が，発進波として20.0[km/h]で上流に伝播する．

FW1(C A) ... 発進波が停止波に追いついた時点で滞留が消滅し、そこから自由流のウェーブが36[km/h]で下流に伝播する。

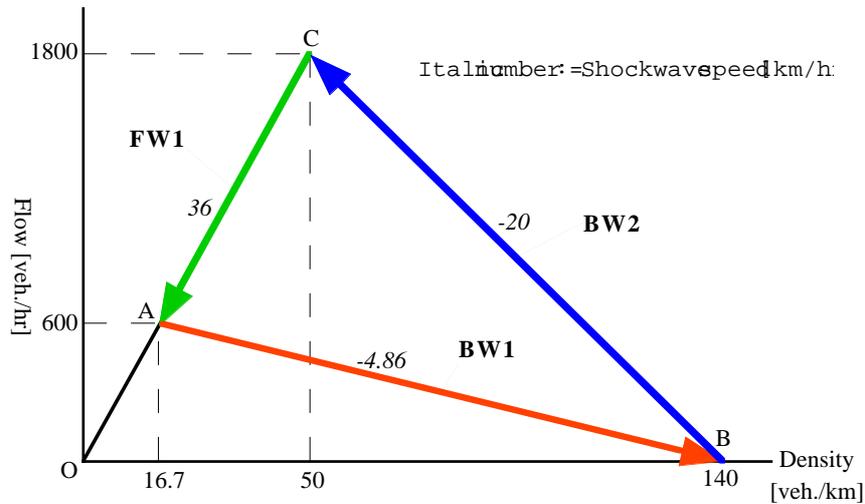


図3.8.1：飽和交通流率が1800[台/有効青1時間]の場合の発進波 / 停止波伝播速度

図3.8.2の下側の交通状態遷移図は、上述のショックウェーブの理論値を時空図上にプロットしたものである。横軸には赤現示の始まりを0として1サイクルの間の時刻をとっている。

交通状態遷移図より、信号による滞留の延伸 / 解消は、

- ・ 停止線上流100mの断面では68.9秒に停止波が到達し、交通が停止する。
- ・ 停止波(BW1)と発進波(BW2)が、80.9秒にボトルネックから116.2mの地点でぶつかり、滞留が消滅する。
- ・ 滞留が消滅された時点から下流側に伝播する自由流のウェーブ(FW1)は、92.5秒に停止線部に到着する。したがって、青現示が開始された60秒から92.5秒までは、下流端の流出レートは飽和交通流率を示す。

と説明される。それぞれのショックウェーブが各観測断面を横切る時点を一印で図中に示す。

図3.8.2の上側のグラフは、シミュレーションでのある1サイクルにおける、各断面の通過累積交通量を示したもののだが、交通状態遷移図の一印と対応する時点に同様の一印を記入してある。前節で述べたとおりの理由から、停止波については若干の乖離が見られるものの、ほぼ理論通りの時点で滞留が消滅していることがわかる。また下流端(0m)の通過交通量の傾きを見ると、92.5秒の時点までは飽和交通流率で流出していることも確認できる。

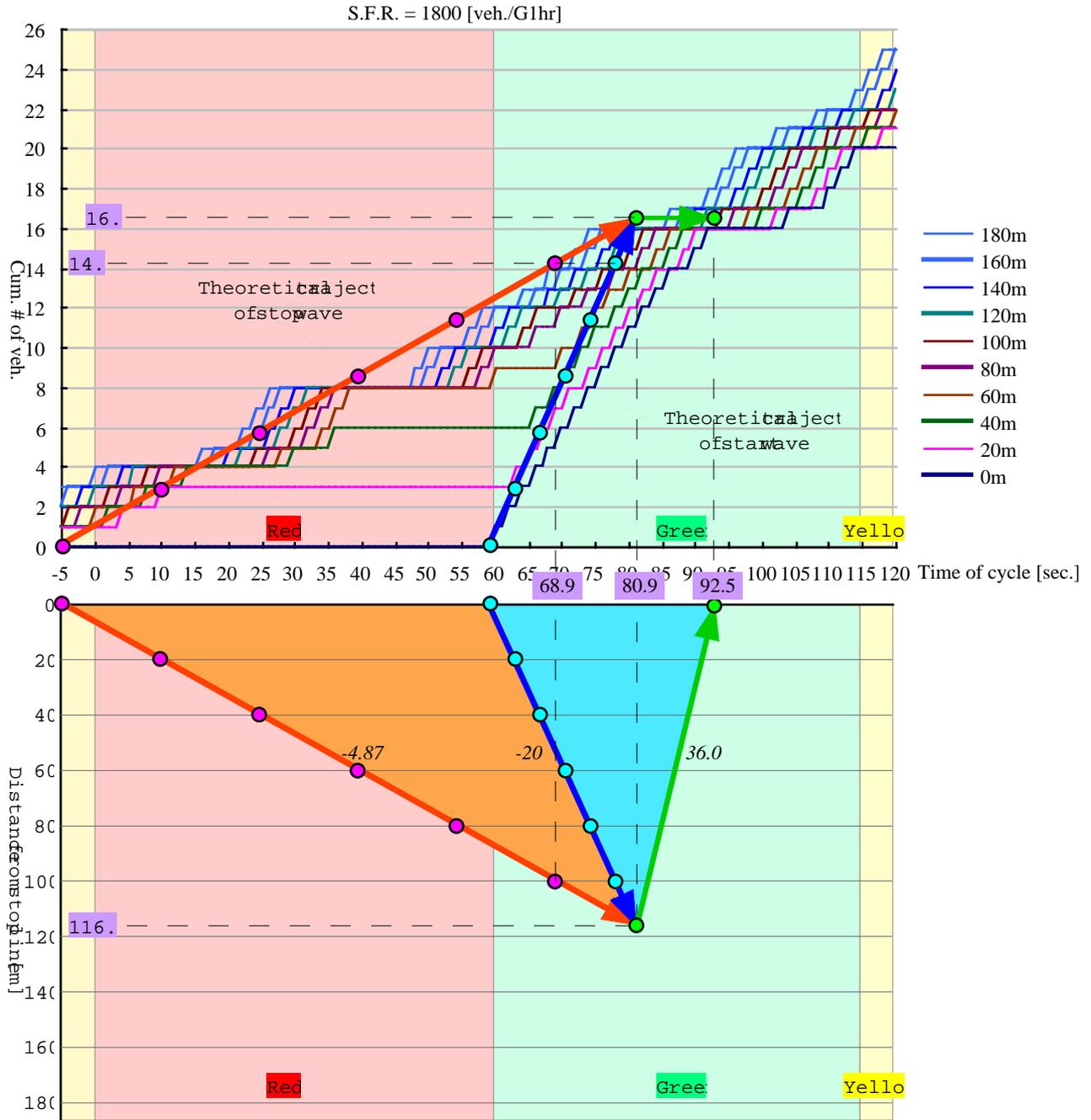


図3.8.2：飽和交通流率が1800[台/有効青1時間]のケースにおけるシミュレーション結果の各断面交通量累積図(上)と理論値による交通状態状態遷移図(下)の比較

4. 合分流区間容量の検証

4.1 合流区間容量の検証概要

AVENUEが採用しているハイブリッドブロック密度法では、ブロックは直接に接続するだけでなく、図4.1.1のように隣接車線から車線変更を考慮するためカスケード式に接続している。これはリンク上だけでなく、ノードを介した合流区間についても同様であり、リンクがすべて1車線の場合では図4.1.2のような他入力1出力のブロック接続関係となる。

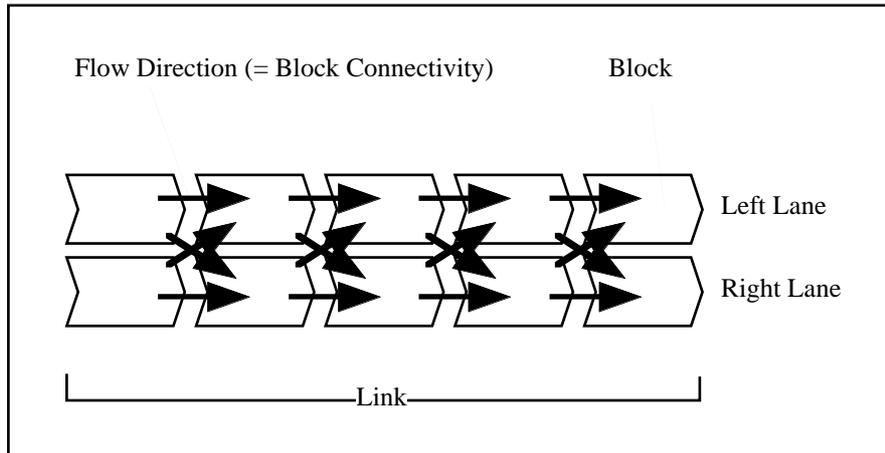


図4.1.1：リンク上のブロック接続関係

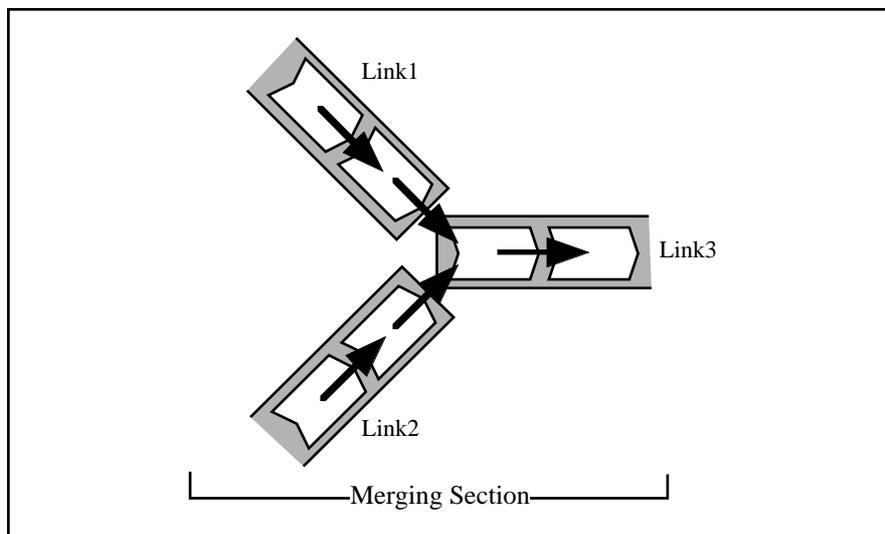


図4.1.2：合流区間でのブロック接続関係

ここではハイブリッドブロック密度法が、合流区間の容量を再現できるかどうかを検証する。検証のポイントは次の通りである。

合流部の容量と合流比 ... 各合流枝のリンクから流出する交通量が、合流区間の下流リンクに設定した容量と渋滞時の合流比から求められる合流部の容量を再現できるかどうかを、それぞれ合流枝の渋滞状況を確認することで検証する。

検証に際しては図4.1.3のような、容量1800[台/時]の2本の合流リンクが、容量2200[台/時]のリンクに

接続するネットワークに，合計2000[台/時]および2500[台/時]の需要を与えた場合について，それぞれの合流枝からの需要の比率を変えながら，各リンクの流出交通量を観測した．表4.1.1にモデルパラメータを含むシミュレーションの設定を示す．

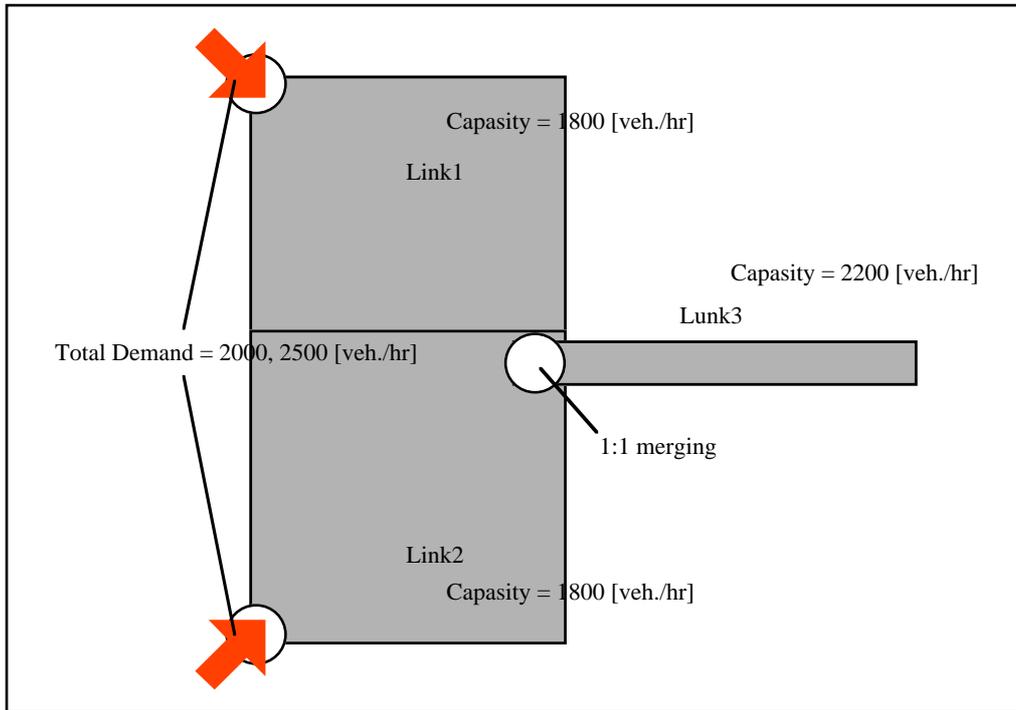


図4.1.3：合流区間容量の検証に用いた設定

表4.1.1：合流区間容量の検証に用いた設定

リンクパラメータ	発生需要	モデルパラメータ	その他
リンク長：510m 車線数：1 リンク容量[台/時]： 1800 - Link1, 2 2200 - Link3 ジャム密度：140[台/km] 自由流速度：54[km/h]	Link1と2から合計で 1) 2000[台/時] 2) 2500[台/時] を発生 Link1と2の発生需要の 比率を 1:9, 3:7, 5:5 に変化させる．	スキャン時間：1秒 ブロック長： 15～240mが混在	合流枝の車線数が同じであれば，渋滞時の合流比は1：1

AVENUEでは多入力1出力のブロックに交通量を移動させるとき，交通が流出可能な上流ブロックからは均等に交通量を移動させる．したがって，合流枝の車線数が同じ場合は，渋滞時の合流比は1:1となり，現時点ではこれを変更するモデルパラメータを持たない．よって，マニュアルに記述されている合流比が0.3:0.7のケースを省略する．

4.2 合流枝からの需要合計が2000[台/時]のケース

図4.2.1～4.2.3は，需要の合計が2000[台/時]の場合に，Link1と2からの需要の比率を，それぞれ1:9，3:7，5:5に変えてシミュレーションした結果である．合流区間下流のリンク容量が2200[台/時]となっているので，理論的にはいずれの設定でも渋滞しないが，図4.2.1だけはLink2に渋滞が発生している．

これはAVENUEではランダム発生を仮定しているため，常に設定した1:9の需要比率が達成されているわ

けではなく、比較的短い時間帯で見ると、図4.2.4に示すように一時的に5:5に近づく状態があるものと考えられる。このとき、Link2からの流出レートは1800[台/時]を一時的に下回る。いまLink2からの需要は1800[台/時]であるため、一時的に渋滞が発生するが、リンク容量が十分に大きければ、これ以降の時間帯でその渋滞は解消され平均的には渋滞は発生しない。しかしながら検証ではLink2の容量は1800[台/時]に設定されているため、一度渋滞が発生すると、それが累積することになる。したがって、この場合の理論との乖離はハイブリッドブロック密度法の本質的な問題ではない。

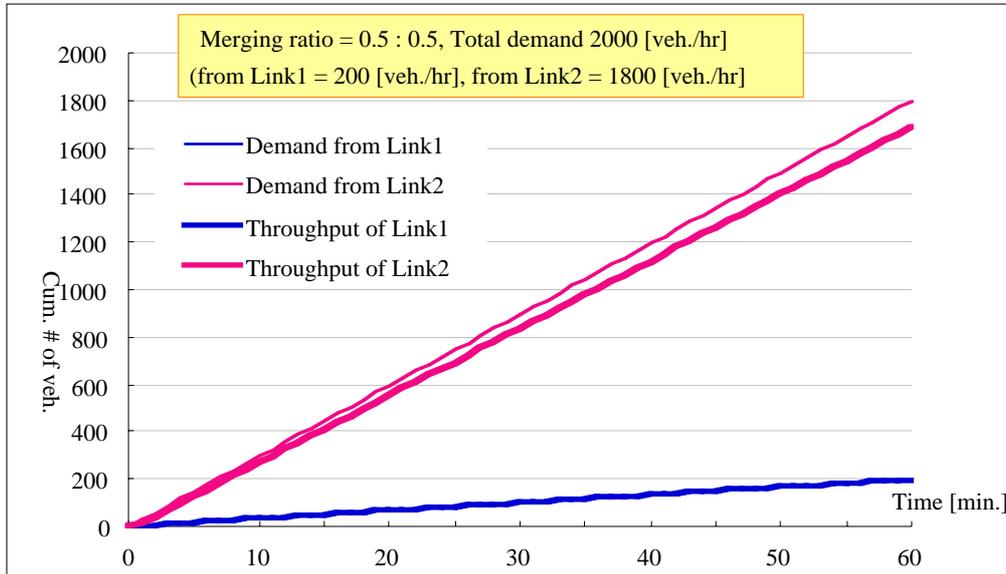


図4.2.1：需要合計2000[台/時]，Link1と2それぞれからの需要の構成比が1:9の場合のシミュレーション結果

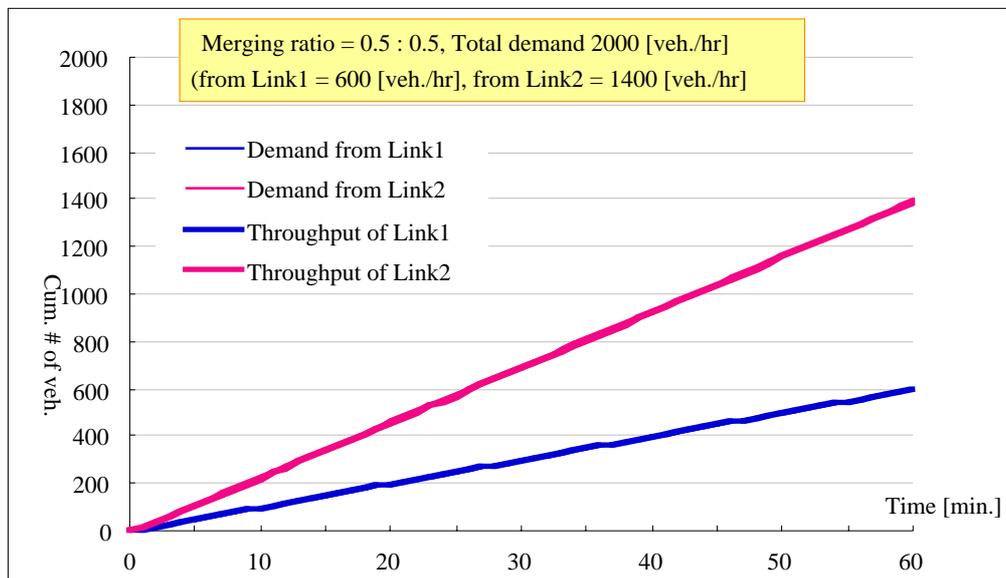


図4.2.2：需要合計2000[台/時]，Link1と2それぞれからの需要の構成比が3:7の場合のシミュレーション結果

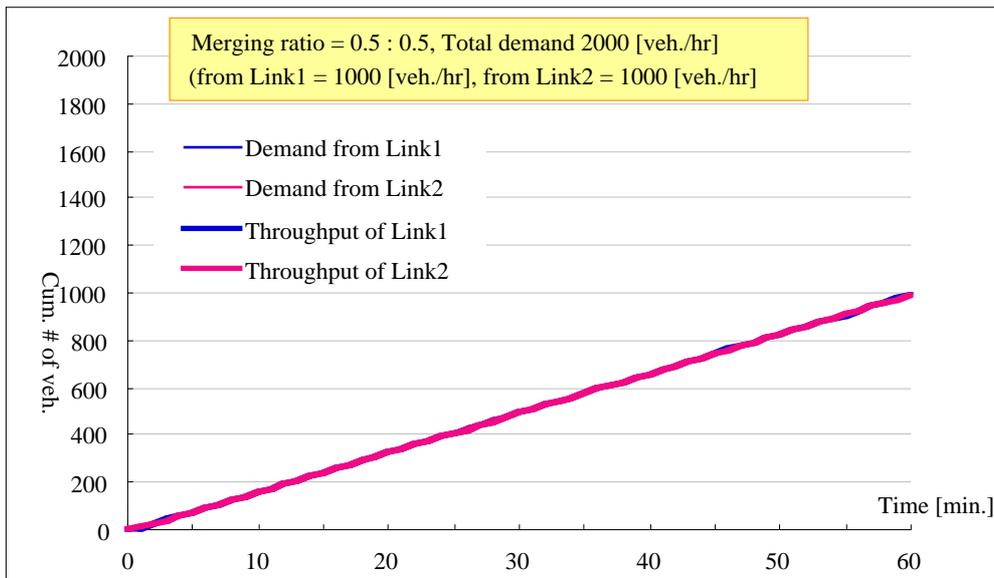


図4.2.3：需要合計2000[台/時]，Link1と2それぞれからの需要の構成比が5:5の場合のシミュレーション結果

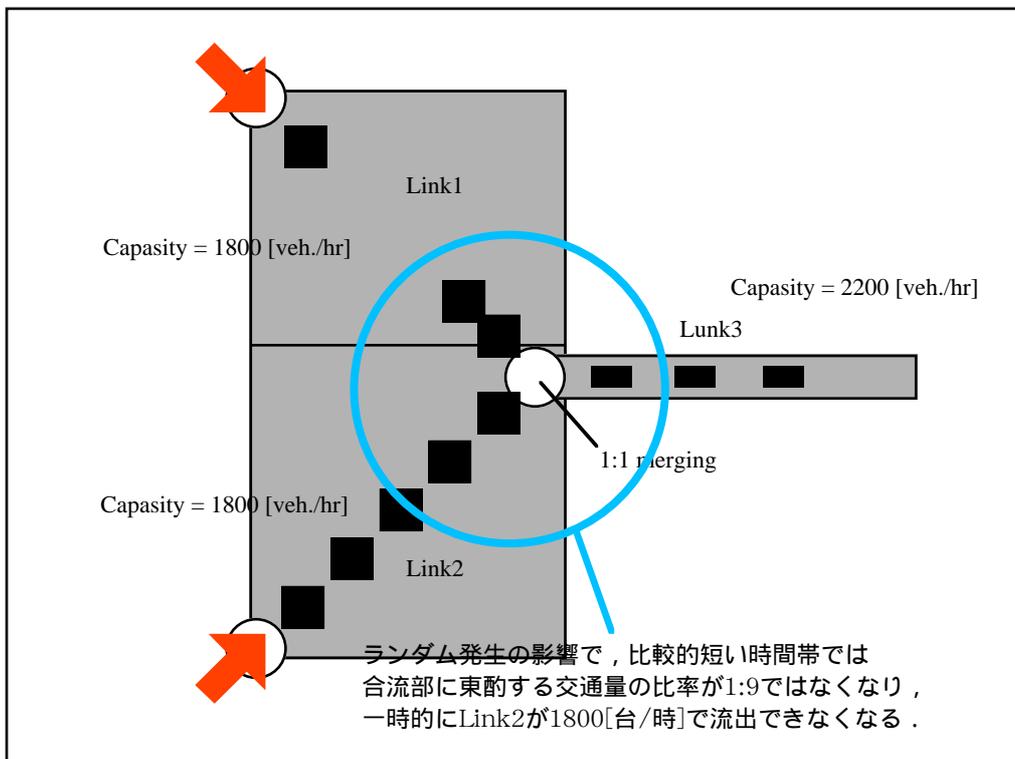


図4.2.4：需要のバランスが短い時間帯では崩れている

4.3 合流枝からの需要合計が2500[台/時]のケース

図4.3.1～4.3.3は，需要の合計が2500[台/時]の場合に，Link1と2からの需要の比率を，それぞれ1:9，3:7，5:5に変えてシミュレーションした結果である．合流区間下流のリンク容量が2200[台/時]となっているので，理論的にはいずれの設定でも渋滞が発生するが，はじめの2ケースについてはLink2のみが渋滞し，あとの1ケースはLink1と2の両方が渋滞する．

図4.3.1と図4.3.2を見ると，Link2からの需要と同リンクの流出交通量の累積曲線が乖離しており，理論通りに渋滞が発生していることがわかる．また図4.3.3ではLink1と2の流出曲線が一致しており，どちらも渋滞していることがわかる．よってシミュレーション結果は理論にしたがっている．

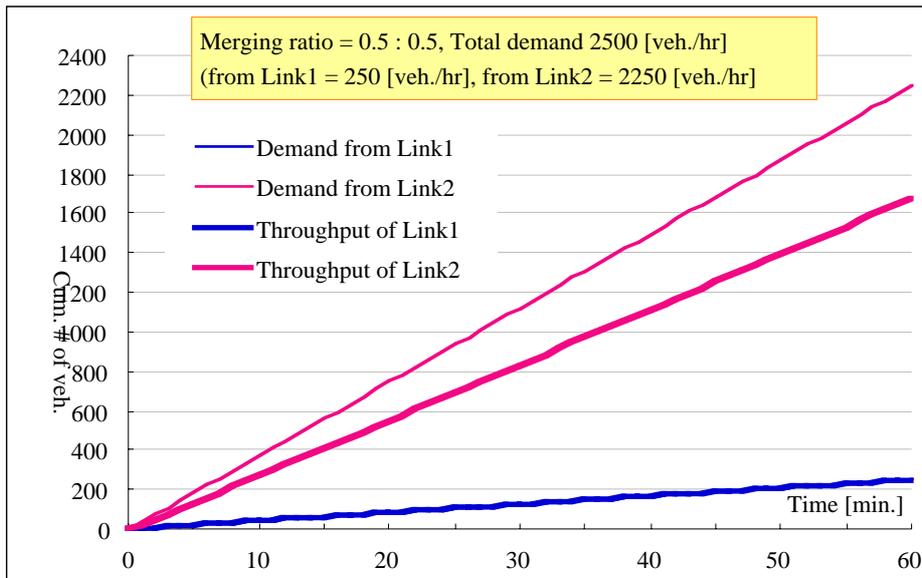


図4.3.1 : 需要合計2500[台/時], Link1と2それぞれからの需要の構成比が1:9の場合のシミュレーション結果

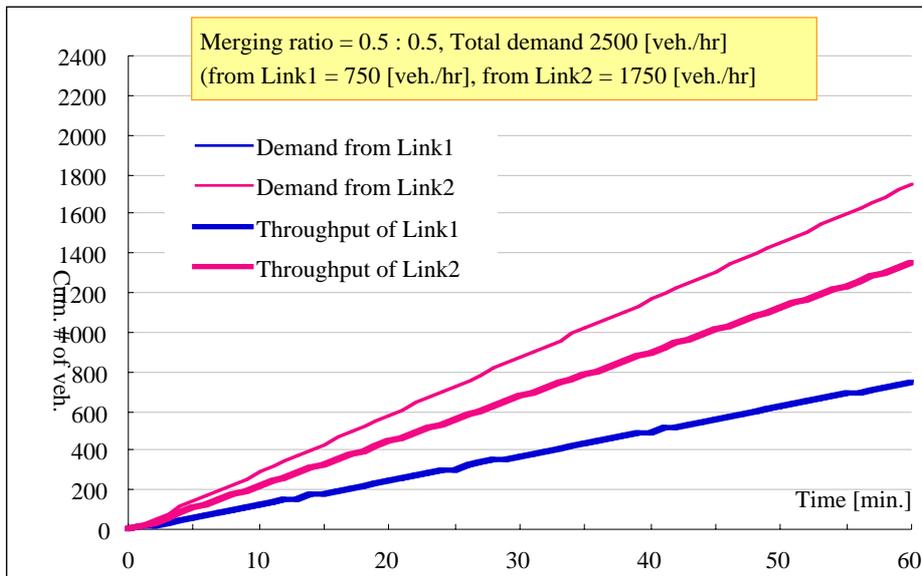


図4.3.2 : 需要合計2500[台/時], Link1と2それぞれからの需要の構成比が3:7の場合のシミュレーション結果

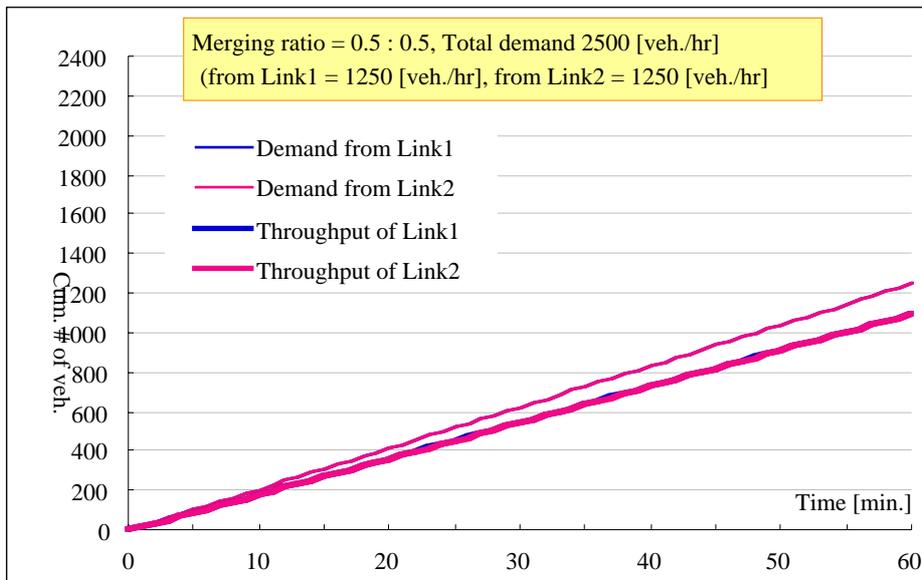


図4.3.3 : 需要合計2500[台/時], Link1と2それぞれからの需要の構成比が5:5の場合のシミュレーション結果

5. 交差点での右折容量の検証

5.1 交差点での右折容量の検証概要

AVENUEが採用しているハイブリッドブロック密度法では、図5.1.1のように信号交差点内に右折のバッファブロックを設け、対向直進ブロックからの流出交通量を観測しながら、バッファブロックからの流出をコントロールしている。具体的には、対向直進ブロックからの連続流出フローが0でなければ、バッファブロックからの車両移動を禁止するという比較的単純なモデルであるが、確率的にギャップアクセプタンスを判断するモデルを導入した場合の乱数系列使用に伴うさまざまな問題を考慮する必要がないという利点もある。

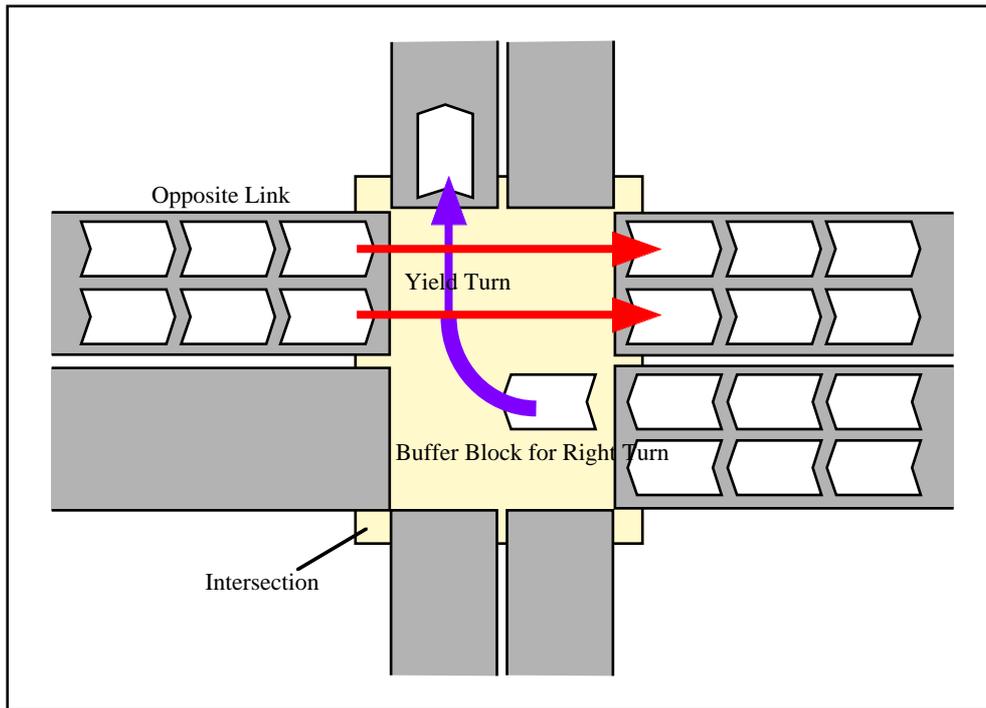


図5.1.1：交差点でのブロック接続関係

ここではハイブリッドブロック密度法において、右折容量がどのように再現されるかを検証する。検証のポイントは次の通りである。

- 右折容量の低減 ... 信号交差点において、対向直進交通量や信号パラメータが変化した場合に、右折容量がどのように変化するかを確認し、実務で利用されている交通工学研究会の式での計算値と比較する。

検証に際しては図5.1.2のようなネットワークを用い、図中に示されるそれぞれの信号パラメータ設定に対し、対向直進需要を200～1200[台/時]に変化させ、1時間のシミュレーションで右折通過交通量を観測した。表5.1.1にモデルパラメータを含むシミュレーションの設定を示す。

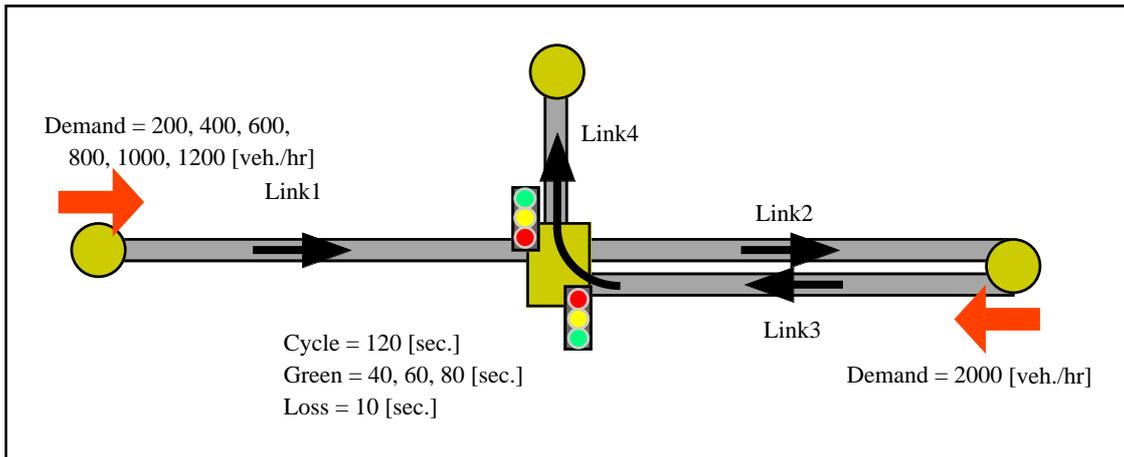


図5.1.2：信号交差点での右折容量の検証に用いた設定

表5.1.1：信号交差点での右折容量の検証に用いた設定

リンクパラメータ	発生需要	信号パラメータ	モデルパラメータ	その他
リンク長：200m 車線数：1 リンク容量：2000[台/時] 対向直進飽和交通流率： 2000[台/有効青1時間] 右折飽和交通流率：1800， 1600[台/有効青1時間] ジャム密度：140[台/km] 自由流速度：36[km/h] 右折バッファ滞留台数：2台	対向直進：200，400， 600，800，1000， 1200[台/時] 右折：2000[台/時]	サイクル長：120秒 主方向有効青時間： 40，60，80秒 ロス時間：10秒	スキャン時間：1秒 ブロック長： 10～40mが混在	

ここで、交通工学研究会の式は次のように表される。

$$S_R = 1800f(SG - qC)/(S - q)C + 3600K/C$$

- S_R ... 右折専用車線の交通容量[台/時]
- S ... 対向リンク直進流入部の飽和交通流率[台/有効青1時間]
- q ... 対向直進交通量[台/時]
- C ... サイクル長[秒]
- G ... 1サイクルの有効青時間[秒]
- K ... 信号の変わり目で捌ける台数[台/サイクル]
- f ... ギャップアクセプタンス確率 (詳細はマニュアルを参照)

留意すべき点は、シミュレーションでは右折交通に対する飽和交通流率を設定するが、上の式ではこれを考慮していない。したがって、右折の飽和交通流率が1800[台/有効青1時間]と1600[台/有効青1時間]の2通りのシミュレーションを行い、これを上の式と比較した。

5.2 有効青時間が40秒のケース(スプリット33%)

図5.2.1はサイクル120秒，主方向有効青時間40秒の場合の右折通過交通量を，交通工学研究会の算定式と比較したものである。横軸には対向直進交通量をとっており，交通量の増加に伴い右折容量が低下しているのがわかる。さらに，シミュレーション結果と算定式は比較的近い値を示しており，右折の飽和交通流率が低い方が，より小さい容量となることが示されている。なお図中の緑の線は，対向直進リンクの需要/容

量比(q/c)であり, 1.0を超えると過飽和となっていることを示す. 過飽和では青時間の間, つねに対向直進は飽和交通流率で流出しており, したがって現示の変わり目でしか右折できない.

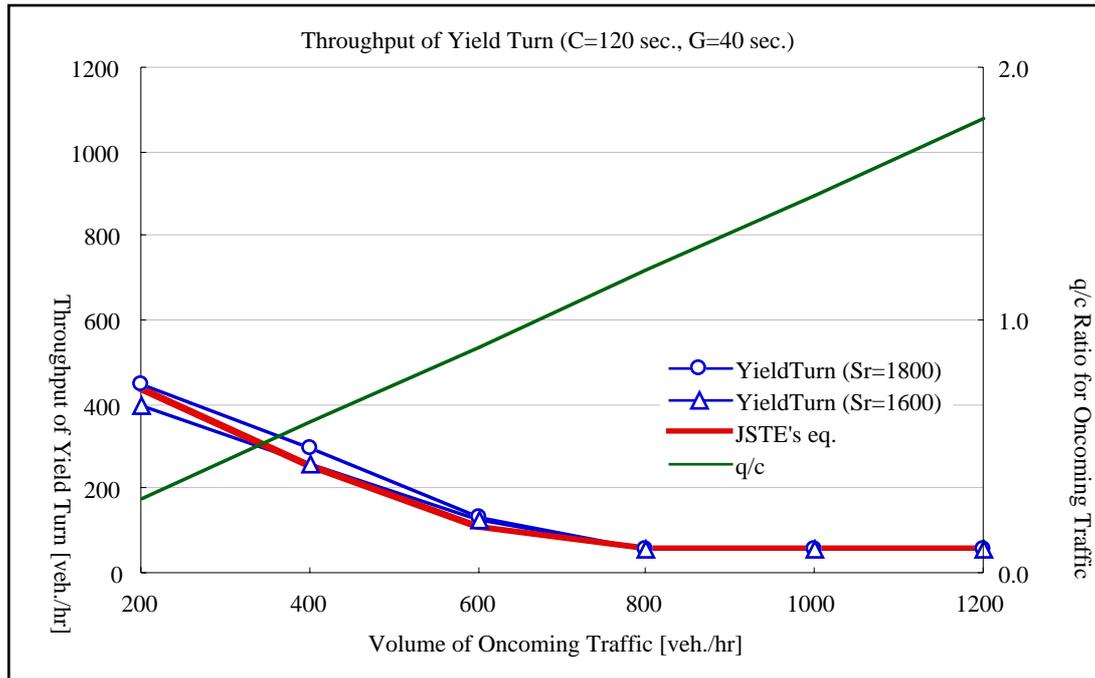


図5.2.1: 有効青時間が40秒の場合のシミュレーション結果と算定式の比較

5.3 有効青時間が60秒のケース(スプリット50%)

図5.3.1はサイクル120秒, 主方向有効青時間60秒の場合の右折通過交通量を, 交通工学研究会の算定式と比較したものである. 横軸には対向直進交通量をとっており, 交通量の増加に伴い右折容量が低下しているのがわかる. 右折の飽和交通流率が1800[台/有効青1時間]ではシミュレーション結果は算定式より大きい値を示すが, 1600[台/有効青1時間]では比較的近い値を示している.

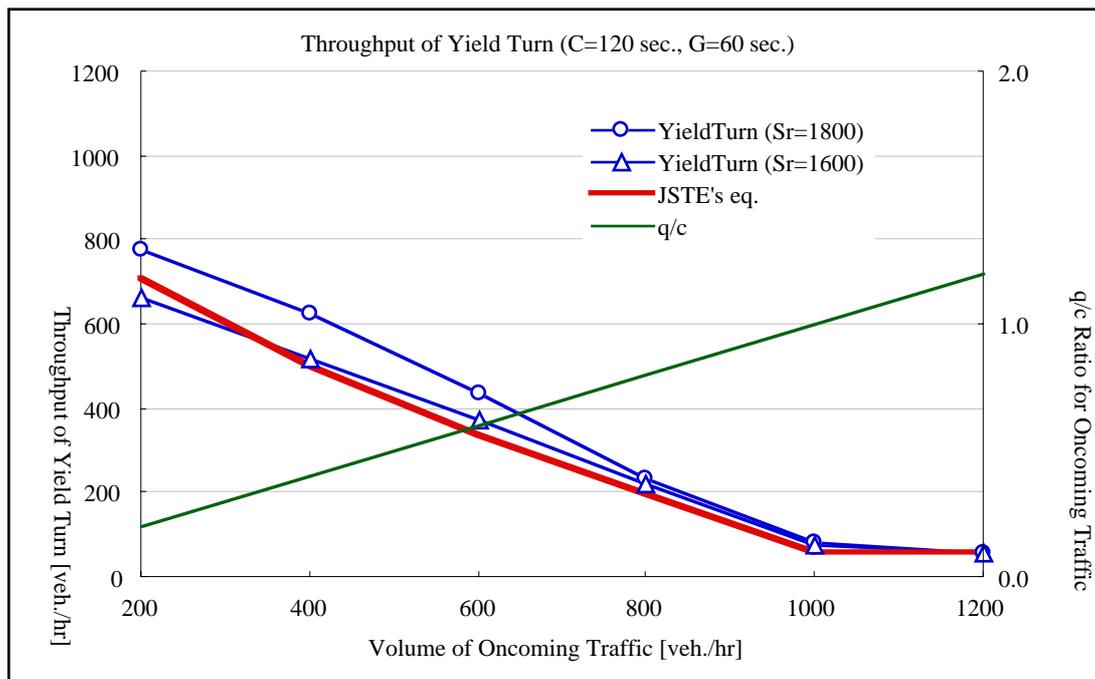


図5.3.1: 有効青時間が60秒の場合のシミュレーション結果と算定式の比較

5.4 有効青時間が80秒のケース(スプリット66%)

図5.4.1はサイクル120秒，主方向有効青時間80秒の場合の右折通過交通量を，交通工学研究会の算定式と比較したものである．横軸には対向直進交通量をとっており，交通量の増加に伴い右折容量が低下しているのがわかる．対向直進交通量が200[台/時]の場合以外は，シミュレーション結果は算定式よりも100～200[台/時]程度大きな容量を示している．

なお，対向直進交通量が1200[台/時]の場合を見ると，算定式では q/c が1.0以下であるにもかかわらず，現示の変わり目で捌ける台数に相当する容量(=60[台/時])しか示していない．この点は算定式にも問題があると考えられる．

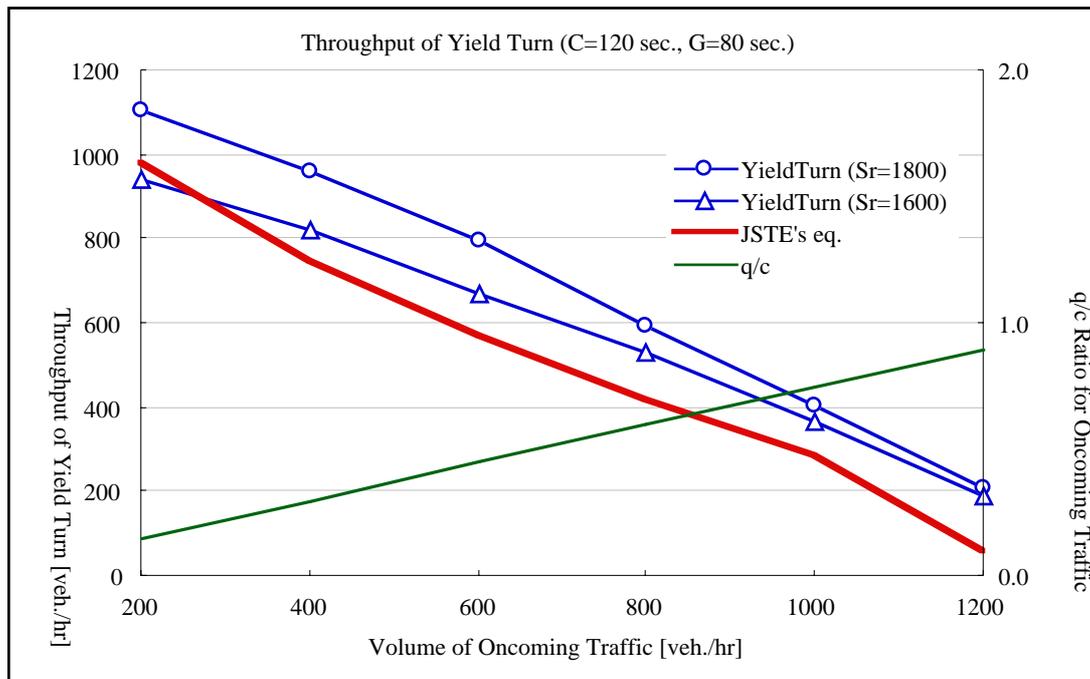


図5.4.1：有効青時間が80秒の場合のシミュレーション結果と算定式の比較

6. 経路選択モデルの検証

6.1 経路選択モデルの検証概要

AVENUEはシミュレーションの実行中に、ドライバーが与えられた経路コストに基づいて、目的地までの経路を選択する、動的経路選択モデルを内包している。経路コストはユーザが定義するが、デフォルトでは目的地までの平均旅行時間と距離、および右左折のペナルティコストの線形和となっている。経路選択挙動についてはコストの定義が異なる5種類のレイヤーを登録でき、それぞれロジットモデルによって確率選択をさせている。

ここではハイブリッドブロック密度法において、右折容量がどのように再現されるかを検証する。検証のポイントは次の通りである。

経路選択モデル ... 動的な経路選択挙動が、理論的な原則を満たしているか。またモデルパラメータの設定によりどのような影響を受けるか。

検証に際しては図6.1.1のような1OD2経路の簡単なネットワークを用い、Link1と3の流入/流出交通量を観測した。表6.1.1にモデルパラメータを含むシミュレーションの設定を示す。

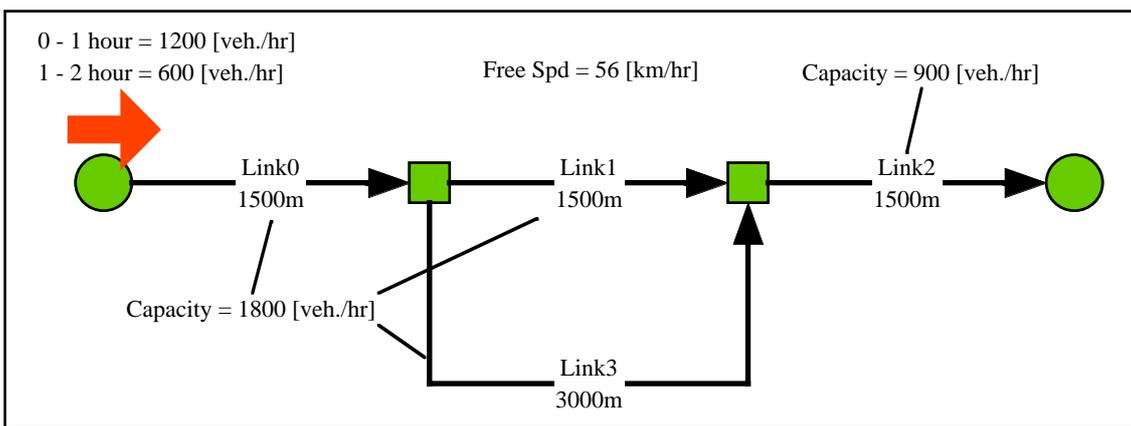


図6.1.1：経路選択モデルの検証に用いた設定

表6.1.1：経路選択モデルの検証に用いた設定

リンクパラメータ	交通需要	経路選択モデル	モデルパラメータ
リンク長： 1500m (Link0-2) 3000m (Link3) 車線数：1 リンク容量： 1800[台/時] (Link0,1,3) 900[台/時] (Link2) ジャム密度：140[台/km] 自由流速度：56[km/hr]	はじめの1時間： 1200[台/時] 次の1時間： 600[台/時]	経路コスト： 過去1分間の平均リンク 旅行時間の総和 [秒] 経路コスト更新： 1分ごと ロジット感度： 1.0, 0.1, 0.01 経路選択タイミング： 1) ネットワーク流入時 のみで走行中は不可 2) 走行中も可能	スキャン時間：1秒 ブロック長： 15~240mが混在

経路コストについては、距離や右左折のペナルティ項を省き、旅行時間のみとした。ここではロジットモデルの感度パラメータを1.0, 0.1, 0.01の3段階に設定しているが、このとき2つの経路コスト差から、

理論的な選択確率は図6.1.2のように求められる。 $\theta=1.0$ のケースはわずか10秒以上のコスト差で選択確率がほとんど0/1になるので、必ず最短経路を選択するモデルに近いといえる。

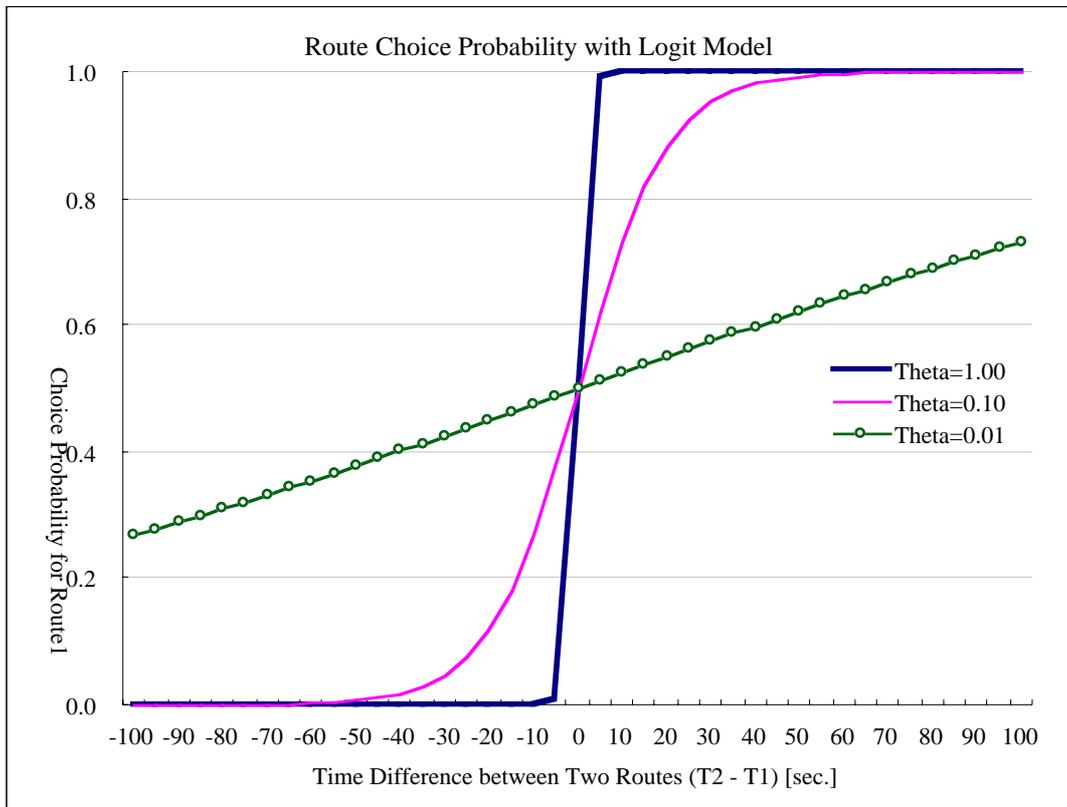


図6.1.2：ロジットモデルの感度パラメータと経路コストの差による選択確率

デフォルトではAVENUEは現在の(=近い過去に集計された)経路コストを用いているため、理論的な枠組みとしては動的利用者最適(DUO)配分に近いものといえる。図6.1.3は図6.1.1の設定におけるDUO原則に従うフローパターンの理論値である。よく知られるように、交通量のハンチング現象が見られる。

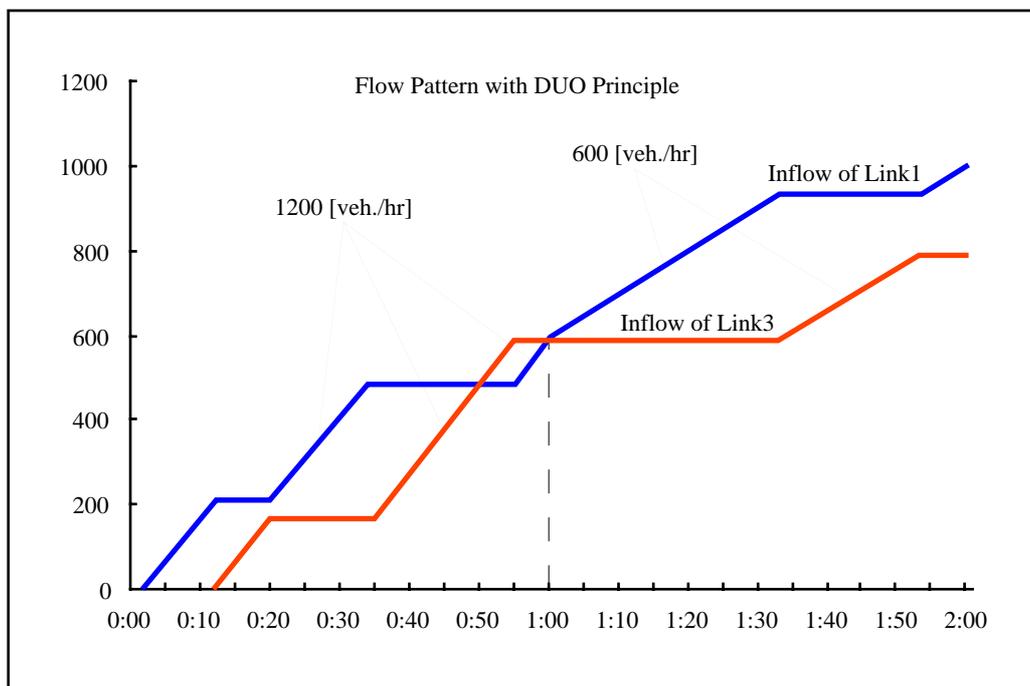


図6.1.3：DUO原則に従うフローパターン

またAVENUEでは、通常はネットワークに流入する時点で1度だけ、経路コストをドライバーに提示して経路選択をさせ、ネットワーク走行中は経路変更の機会を与えていない。これは扱うネットワークサイズがそれほど多くないため、必要性は低いと考えたためだが、オプションとして任意のリンクやユーザグループを指定して、限定的に走行中の経路変更をさせることも可能である。ここでは $\theta=1.0$ のとき、走行中の経路変更を認めない場合と認める場合についても比較する。

6.2 $\theta=1.0$ のケース

図6.2.1は $\theta=1.0$ の場合のシミュレーション結果である。DUO原則にもっとも近いと考えられるが、図6.1.3と比べた場合、ハンチングの間隔が長くなっている。これは走行中の経路変更を許していないため、経路コストの逆転がおこっても、その時点で経路を変更するドライバーはネットワークに流入したばかりで分流部に到達するまで時間がかかり、そのためにハンチングの遅れが生じるものである。もし合流部からの渋滞がLink0にまで達していれば、その渋滞に巻き込まれている時間がさらなる遅れの原因となるため、理論的なフローパターンとさらに乖離してしまう。図6.2.2は同様の設定だが、走行中の経路変更を許した場合である。こちらについてはほぼDUOの理論的なフローパターンと同様の結果を示していることがわかる。

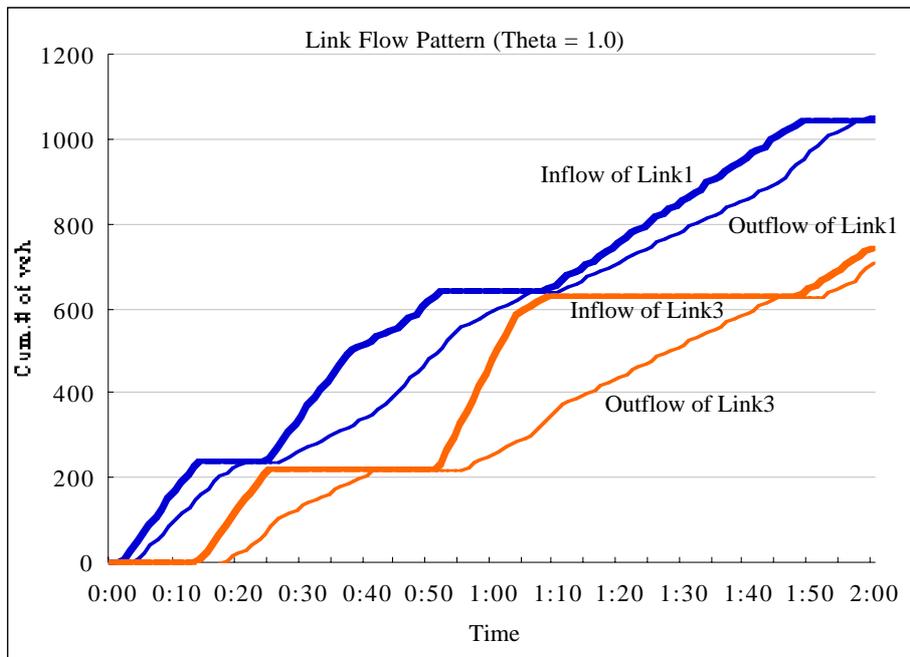


図6.2.1: $\theta=1.0$ 、走行中の経路変更なしの場合のシミュレーション結果

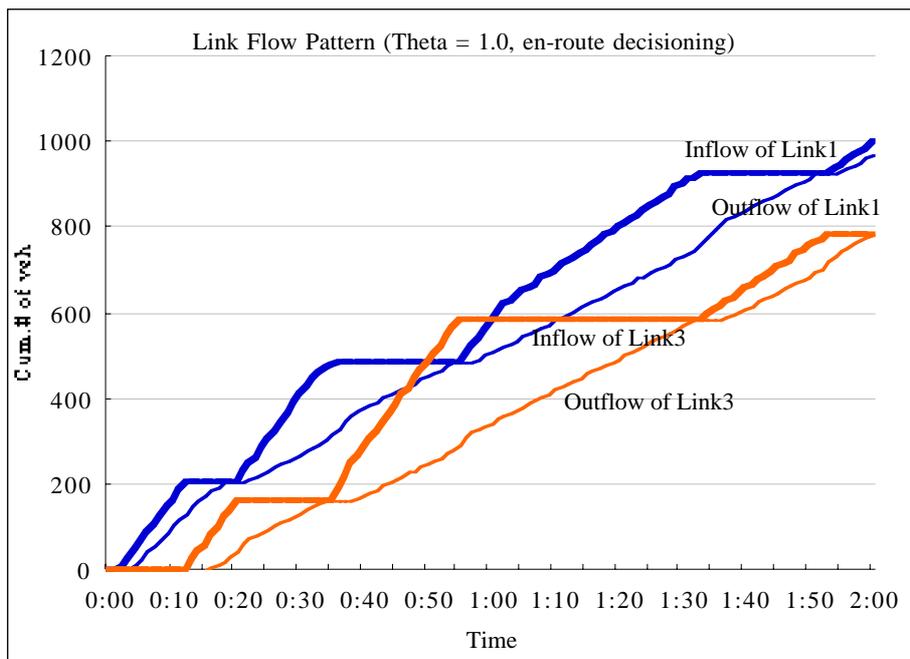


図6.2.2: $\theta = 1.0$, 走行中の経路変更ありの場合のシミュレーション結果

6.3 $\theta = 0.1$, $\theta = 0.01$ のケース

図6.3.1は $\theta = 0.1$, 図6.3.2は $\theta = 0.01$ のそれぞれの場合のシミュレーション結果である。走行中の経路選択は許していない。 θ が小さくなるにつれ, 図6.2.1の場合と比べてハンチング現象が穏やかになっており, 確率的に選択している影響が確認できる。

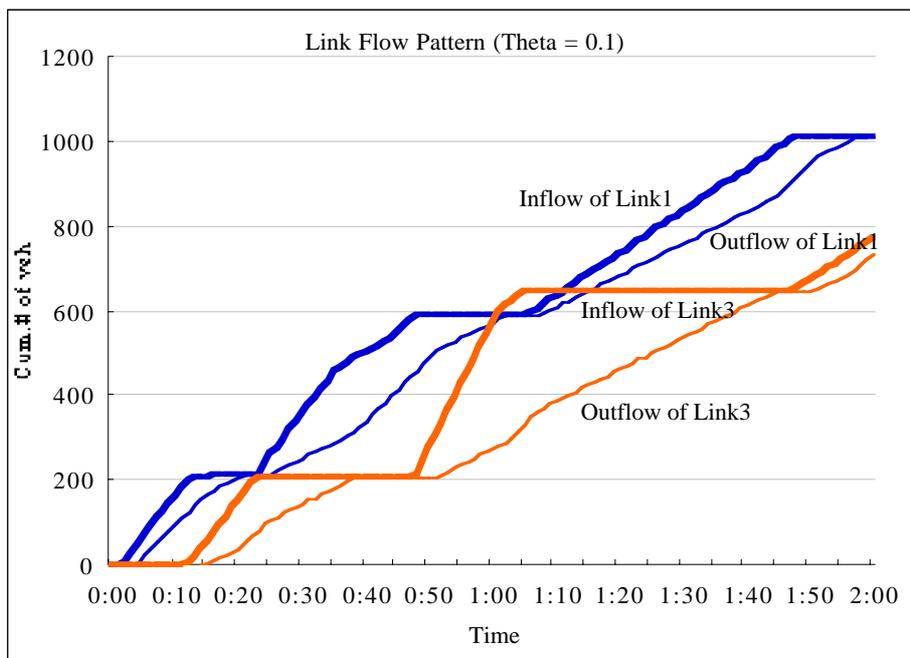


図6.3.1: $\theta = 0.1$, 走行中の経路変更なしの場合のシミュレーション結果

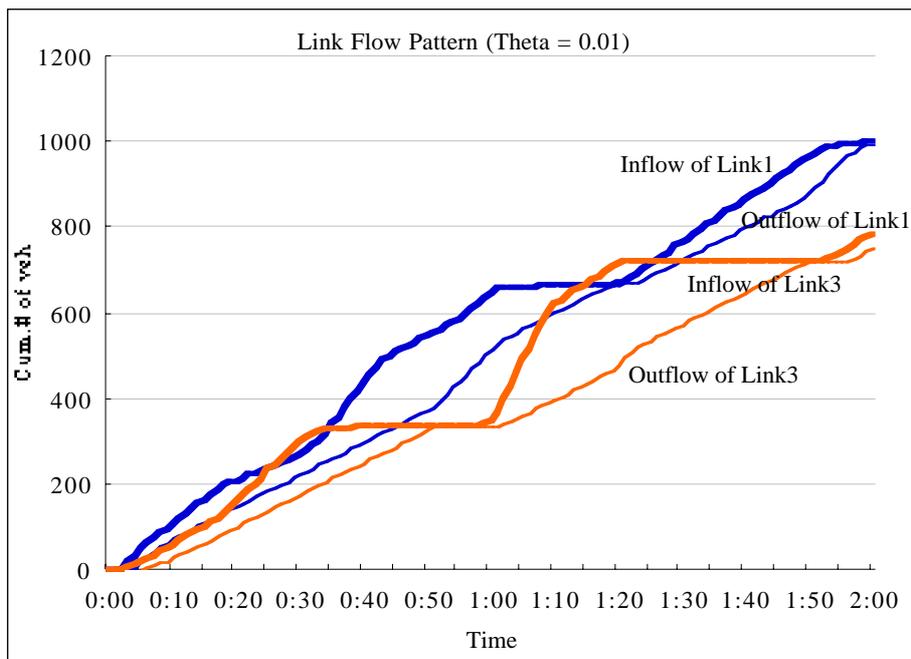


図6.3.2: $\theta = 0.01$, 走行中の経路変更なしの場合のシミュレーション結果