

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

Karayolunda Dar, Kes. (Sis)
Tra, Sık, Yön. İnc.

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Fatih Turan

1991

YILDIZ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

KARAYOLUNDA DARALAN KESİMİN (ŞİŞEBOYNU)
TRAFİK SIKIŞIKLIĞI YÖNÜNDEN İNCELENMESİ

Tezi Yöneten : Prof.Dr. Ergun GEDİZLİOĞLU (İ.T.Ü.)

«Yüksek Lisans Tezi»

İnş. Müh. Fatih TURAN

İSTANBUL - 1992

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
KÜTÜPHANE DOKÜMANTASYON
DAİRE BAŞKANLIĞI

Kot : R 150
: 227
Alındığı Yer : Y.T.Ü
Tarih : 28.8.1995
Fatura : -
Fiyatı : 45.000 T L.
Ayniyat No : 1-16
Kayıt No : 51527
UDC :
Ek :

Y. T. Ü.

KÜTÜPHANE DOK. DAİRE BAŞKANLIĞI

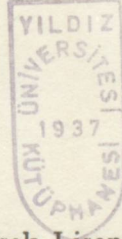
YILDIZ ÜNİVERSİTESİ

D.B. No. 50581

YILDIZ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

KARAYOLUNDA DARALAN KESİMİN (ŞİŞEBOYNU)
TRAFİK SIKIŞIKLIĞI YÖNÜNDEN İNCELENMESİ

Tezi Yöneten : Prof.Dr. Ergun GEDİZLİOĞLU (I.T.Ü.)



«Yüksek Lisans Tezi»

İnş. Müh. Fatih TURAN

İSTANBUL - 1992

İÇİNDEKİLER

Sayfa

v

viii

ix

xi

1

5

5

5

5

TEŞEKKÜR

Bu çalışma sırasında bilgi, deneyim ve hoşgürüsü ile her zaman bana yardımcı olduğu için en başta tez hocam Sayın Prof.Dr. Ergun GEDİZLİOĞLU'na, bilgilerini hiçbir zaman benden esirgemedikleri için Y.Ü. Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Ulaştırma Ana Bilim Dalı Öğretim Üyeleri adına Ana Bilim Dalı Başkanı Prof.Dr. Aydın EREL'e, her konuda bana verdikleri destek için birlikte görev yaptığımız İ.T.Ü. Sakarya Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü elemanlarına, Araş.Gör. Kenan YILDIZ'a, Bilgisayar ile ilgili işlerimde yardımcı olan Araş.Gör. Gültekin ÇAĞIL ve eşi Gönül ÇAĞIL'a, tezimin yazılması esnasında sonsuz sabrı ve titiz çalışmasından dolayı İlyas KORKMAZ'a teşekkürü bir borç bilirim.

Ayrıca; bugüne gelmemde çok büyük katkıları olan değerli hocalarıma ve büyüklerime teşekkür ederim.

9
9
9
9
9
10
10
10
10
10

BÖLÜM III SİŞEBOYNUnda TAŞIT HAREKETLERİNİN İNCELENMESİ
(TAŞITIN KARAKTERİSTİKLERİNİN İSTATİSTİKSEL DAĞILIMLARI) 11

3.1. Şişeboyununda Yaklaşan Trafik Akımları 11

3.1.1. Karşılaşma Trafik Akımları 12

İ Ç İ N D E K İ L E R

3.1.2. Taşıtlar Arasındaki Aralıklar ve Dağılımları Sayfa

3.2. Şişeboyununda Daralan Seritteki Taşıtların Daralan Seride
Girişleri 21

ŞEKİL LİSTESİ v

TABLO LİSTESİ viii

ÖZET ix

SUMMARY xi

BÖLÜM I GİRİŞ 1

BÖLÜM II KONU İLE İLGİLİ BAZI KAVRAMLAR 5

2.1. Hakim Koşullar 5

2.2. İdeal Koşullar 5

2.3. Kapasite Tarifi 6

2.4. Hizmet Seviyesi 6

2.5. Hizmet Hacmi 7

2.6. Hız 7

2.7. Hacim 7

2.8. Yoğunluk 8

2.9. Gecikme 8

2.9.1. Sabit Gecikme 8

2.9.2. İşletme Gecikmesi 8

2.10. Katılma 8

2.11. Ayrılma 8

2.12. Hızlanma Şeridi 9

2.13. Yavaşlama Şeridi 9

2.14. Akım Yukarı Yön 9

2.15. Akım Aşağı Yön 9

2.16. Akım 9

2.16.1. Kesikli Akım 9

2.16.2. Kesiksiz Akım 10

2.17. Zirve/Pik Saat Trafiği 10

2.18. Şişeboyunu/Daralan Yol Kesimi 10

2.19. Kafile/Grup 10

BÖLÜM III	ŞİŞEBOYNUNDA TAŞIT HAREKETLERİNİN İNCELENMESİ (TRAFİK KARAKTERİSTİKLERİNİN İSTATİSTİKSEL DAĞILIMLARI)	11
3.1.	Şişeboynuna Yaklaşan Trafik Akımları	11
3.1.1.	Rastgele Gelişler ve Dağılımları	12
3.1.2.	Taşıtlar Arasındaki Aralıklar ve Dağılımları	15
3.2.	Şişeboynunda Daralan Şeritteki Taşıtların Daralmayan Şeride Girişleri	21
3.2.1.	Daralan Şeritteki Taşıtların Daralmayan Şeride Giriş Aralıkları ve Kritik Aralık	21
3.2.2.	Daralan Şeritteki Taşıtların Daralmayan Şeride Giriş Aralıklarının Uygun Dağılımları	25
3.3.	Daralan Şeritteki Taşıtların Gecikmeleri	28
3.4.	Giriş Aralıklarının Daralan Şerit Kapasitesine Etkisi	36
3.5.	Daralmayan Şeritteki Taşıtların Hızlarının Giriş Aralığına Etkisi	41
3.6.	Şişeboynunda Daralan Şeridin Pratik Kapasitesinin Saptanması İçin Bir Yöntem	41
3.6.1.	Yöntemin Kuramsal Modeli	42
3.6.2.	Kabul Edilen Pratik Kapasite Sınırı	45
BÖLÜM IV	TRAFİK AKIM KURAMI BİLGİLERİ	46
4.1.	Trafik Akımının Değişkenleri	46
4.1.1.	Asal Değişkenler	46
4.1.2.	Türetilmiş Değişkenler	46
4.2.	Trafik Akımının Ana Eğrileri	47
4.2.1.	Hız-Yoğunluk Eğrileri (u-k)	48
4.2.2.	Akım Yoğunluk Eğrileri (q-k)	50
4.2.3.	Hız-Akım Eğrileri (u-q)	51
4.3.	Trafik Akım Modelleri	52
4.3.1.	Hidrodinamik Modeller	52
4.3.1.1.	Genel Süreklilik Denklemi	53
4.3.1.2.	İyeme Bağlantısı	55
4.3.1.3.	İyeme Bağlantısı Yolu İle Elde Edilen Bazı Akım, Hız, Yoğunluk Bağlantıları	56
4.3.2.	Şok Dalgası Modeli	57
4.3.2.1.	Şok Dalgası Hızı	58
4.3.2.2.	Şok Dalgası Özellikleri	59
4.3.2.3.	Özel Durumu Şok Dalgaları	59
4.3.2.4.	Şok Dalgasının Yeri	62

	<u>Sayfa</u>
BÖLÜM V KUYRUK KURAMI BİLGİLERİ	63
5.1..Kuyruklanmanın Temel Özellikleri	63
5.2. Kuyruklanmada Karşılaşılabilecek Türler	63
5.3. Şişeboyunda Kuyruklanma Modeli	68
BÖLÜM VI ŞİŞEBOYUNDA SIKIŞIKLIKLAR	71
6.1. Bazı Tanım ve Gözlemler	71
6.1.1. Tanımlar	71
6.1.2. Doygun Sistemler	73
6.1.3. İstatistiksel Denge	74
6.1.4. Umulan Bekleme Zamanı	75
6.2. Tekil Hizmetli Kuyruklanması	76
6.3. Kuyruk Sistemlerine Doğum ve Ölüm Denkleminin Uygulanması	80
6.3.1. Poisson Varışları	81
6.3.2. Üssel Dağılmış Servis Zamanları	83
6.3.3. Hal Denklemleri	85
6.3.4. İstatistiksel Denge	85
6.4. S-Hizmetli Kuyruk Sistemi	86
6.5. Kısıtlı Bekleme Salonu	88
BÖLÜM VII ŞİŞEBOYUNDA TRAFİK DİNAMİKLERİ	89
7.1. Ön Bilgi	89
7.1.1. Deterministik (Belirleyici) Hız-Yoğunluk Hipotezi	90
7.1.2. Denge Hız-Yoğunluk Hipotezi	91
7.1.3. PAYNE'nin Trafik Hipotezi	92
7.1.4. Test Senaryo (1)	93
7.2. Yeni Formülasyon	94
7.2.1. Kapasite Limiti	95
7.2.2. Tıkanıklık Yoğunluğu	95
7.3. Performansın Sayısal Tesbiti	96
7.3.1. Test Senaryo (2)	96
7.3.2. Hız/Hacim Eğrileri	100
7.3.3. Hız/Hacim Eğrilerinin Açıklaması	101
7.3.4. Gözlenen Hız/Hacim vVerileri ile Karşılaştırma	102
7.4. Yeni Formülasyonun Sınırları	105

	<u>Sayfa</u>
BÖLÜM VIII ŞİŞEBOYNUNDA PİK SAATLERDE TIKANIKLIK İÇİN DİNAMİK MODEL	106
8.1. Stokastik (Tahmini) Denge Modeli	107
8.2. Dinamik Model	110
8.3. Simülasyonun Yapısı	112
8.4. Sabit ve Geçici Ayrılış Zamanları Dağılımlarının Sayısal Örnekleri	113
8.5. Simülasyon Deneyleri	116
8.6. Simülasyonda Kullanılan İlişkiler	126
BÖLÜM IX OTOYOLLARDA YOL ÇALIŞMASI ŞİŞEBOYNUNUN TRAFİK YÖNÜNDEN İNCELENMESİ	128
9.1. Teori	130
9.2. Araştırma Hedefleri	132
9.3. Analiz ve Değerlendirme	133
9.4. Kapasite Hususunda Trafik Akımının Gözlenmesi	138
9.4.1. Tıkanıklığın Gelişimi	138
9.4.2. Zaman-Aralık Dağılımı	140
9.4.3. Model Dağılımı	141
9.5. Kapasite	145
SONUÇLAR	147
EK: SAYISAL ÖRNEKLER VE ÇÖZÜMLERİ	152
KAYNAKLAR	163
ÖZGEÇMİŞ	31
3.11 Dershan Serisi Süreçlerinin Giriş Aralıkları Normal ve Lognormal Dağılıma Göre ASHORTH Bağıntısı ile Dershan Serisi Kapasiteleri	32
3.14 TANKER Takımı ve Etkisinin Dershan Serisindeki Tasıtların Beklenen Gecikmeleri	34
3.15 Şişeboynunda Dershan Serisi Tasıtlarının Gecikmeleri ile Kapasite Arasındaki İlişki	37
3.16 TANKER Takımına Göre Dershan Serisi Tasıtları ile Dershan Serisi Tasıtlarının Arasındaki İlişkiler	38
3.17 Dershan Serisi Süreçlerinin Giriş Aralıkları Normal ve Lognormal Dağılıma Göre ASHORTH Bağıntısı ile Dershan Serisi Kapasiteleri	39

<u>Şekil</u>		<u>Sayfa</u>
4.1	Hız-Yoğunluk Eğrisinin En Genel Hali	48
4.2	Linear Model (u-k) İlişkisi	48
4.3	Logaritmik Model (u-k) İlişkisi	48
4.4	PIPES-MANJAL Modeli (u-k) İlişkisi	49

ŞEKİL LİSTESİ

<u>Şekil</u>		<u>Sayfa</u>
2.1	Hizmet Seviyeleri	7
3.1	Negatif Üssel ve Kaydırılmış Negatif Üssel Dağılımları	16
3.2	Taşıtlar Arasındaki Aralıklara Uygun Dağılımlar Yol Hacmi Yaklaşık 600 Taşıt/Saat-Şerit	20
3.3	Taşıtlar Arasındaki Aralıklara Uygun Dağılımlar Yol Hacmi $Q = 1260-1500$ Taşıt/saat	20
3.4	Basamak Bağıntısı (Step Fonsiyon)	22
3.5	Sürücülerin Yarısı Tarafından Kabul Edilen Aralığın Bulunması	23
3.6	Sürücülerin Yarısı Tarafından Kabul Edilen Aralığın, Verilerin Logaritmaları İle Bulunması	24
3.7	Kritik Aralığın Bulunması	25
3.8	BLUNDEN ve Arkadaşlarının Gözledikleri ve Hesapla Buldukları Giriş Aralıkları	26
3.9	Giriş Aralıkları T Olan Sürücülerin Şişeboynuna Giriş İçin n Aralık Bekleme Olasılıkları (k Erlang Sayısıdır)	30
3.10	Daralan Şerit Sürücülerinin Hiç Beklemeden ($n=0$) T (sn) Aralık Bulma Olasılıkları	30
3.11	Daralan Şerit Sürücülerinin n Aralık Bekleme Olasılıklarının Daralmayan Şerit Hacmine Göre Değişimi	31
3.12	Daralmayan Şerit Akımında Aralıklar Erlang Dağılımında, Daralan Şerit Sürücülerinin Giriş Aralıkları T İse, Daralan Şeritteki Taşıtların Ortalama Gecikmeleri	31
3.13	Daralmayan Şerit Akımında Negatif Üssel Aralık Dağılımında İken Daralan Şeritteki Taşıtların Ortalama Gecikmeleri	32
3.14	TANNER Bağıntısı İle Bulunan Daralan Şeritteki Taşıtların Ortalama Gecikmeleri	34
3.15	Şişeboynunda Daralan Şerit Taşıtlarının Gecikmeleri İle Kapasite Arasındaki İlişki	37
3.16	TANNER Bağıntısına Göre Daralan Şerit Hacimleri İle Daralmayan Şerit Hacimleri Arasındaki İlişkiler	38
3.17	Daralan Şerit Sürücülerinin Giriş Aralıkları Normal ve Lognormal Dağılımda Olduğuna Göre ASHWORTH Bağıntısı İle Dağılan Şerit Kapasiteleri	39

<u>Şekil</u>	<u>Sayfa</u>
4.1 Hız-Yoğunluk Eğrisinin En Genel Tipi	48
4.2 Lineer Model (u-k) İlişkisi	48
4.3 Logaritmik Model (u-k) İlişkisi	48
4.4 PIPES-MUNJAL Modeli (u-k) İlişkisi	49
4.5 DREW Modeli (u-k) İlişkisi	49
4.6 DRAKE Modeli (u-k) İlişkisi	49
4.7 Lineer Hız-Yoğunluk Modeli İçin Temel Akım Karakteristikleri Arasındaki İlişkiler	52
4.8 Şok Dalgası Analizinin Şematik Diyagramı	58
5.1 Kuyruklanma Sisteminde Çözüm İçin Akış Diyagramı	65
5.2 Tek Kanallı Kuyruk Sisteminin Şeması	65
5.3 Çok Kanallı Kuyruk Sisteminin Şeması	65
6.1 Dengedeki Bir Tek Hizmetli Kuyruk Sistemi	77
7.1 Kaza Kapasiteyi 0.3 Saatte 4000 Taşıt/Saatten 2000 Taşıt/Saate Azalttığı Zaman, Hacim 3000 Taşıt/Saate Sabit Kaldığında Yoğunluk, Hız ve Hacmin Umulan Davranışı	97
7.2 PAYNE'nin Denge Hız-Yoğunluk Formülasyonu ile Trafığın Temsili Hariç Şekil 7.1'deki Aynı Koşullar Geçerlidir	98
7.3 6000, 4000 ve 2000 Taşıt/Saat Kapasiteli Yolda Yeni Formülasyon İle Tanımlanan Yoğunluk, Hız ve Hacim	99
7.4 Şekil 7.3'deki Otoyol İçin Hız/Hacim İlişkisi	100
7.5 Şekil 7.4'ten Alınan Veriler 6 Dakikalık Periyotlarla Toplandı. Simülasyonun Başlangıçtan Sonra 1.2, 2.4, 3.6 ve 8.4 Dakikalarda Toplanma Periyotlarının Sırasının Gösterilmesi	101
7.6 Queen Elizabeth Yolu, Mississauga, Ontario, Mayıs 1977 Üzerinde Gözlenen Hız ve Hacimler	103
7.7 Eisenhower Ekspres Yolu, Chicago, 1966 Üzerinde Gözlenen Hız ve Hacimler	103
7.8 Oakville ve Toronto Arasındaki Queen Elizabeth Yolu Üzerinde Gözlenen Hız ve Hacimler, 1978 ve 1979	104
7.9 İdealize Edilmiş Yoğunluğa Karşı Akım ve Akıma Karşı Hız	105
8.1 Stokastik Modelin Oluşumu	107
8.2 Geliştirilmiş Modelin Oluşumu	109
8.3 Simülasyonun Yapısı	113
8.4 Ayrılış Zamanlarının Sabit Dağılımı	114
8.5 Başlangıç Koşulu Olarak Sıkışıklık Olmadan Başlayan Ayrılış Zamanlarının Geçici Dağılımları	115

<u>Şekil</u>	<u>Sayfa</u>
8.6 Kapasitenin %50 artışı için ayrılış zamanlarındaki geçici dağılımlar	115
8.7 Kapasitenin %50 artışı için ayrılış zamanlarındaki sabit dağılımlar	116
8.8 N/s'in fonksiyonu olarak ortalama bekleme zamanı	119
8.9 N/s'in fonksiyonu olarak maksimum bekleme zamanı	120
8.10 N/s'in fonksiyonu olarak t_q, t'_q, \tilde{t}	120
8.11 Δ 'nın fonksiyonu olarak ortalama bekleme zamanı	121
8.12 Δ 'nın fonksiyonu olarak maksimum bekleme zamanı	121
8.13 Δ 'nın fonksiyonu olarak $t_q, t'_q, \tilde{t}, \tilde{\tilde{t}}$	122
8.14 $t_u (t_u + t_o = 0.5 \text{ st.})$ 'in fonksiyonu olarak ortalama gecikme	122
8.15 $t_u (t_u + t_o = 0.5 \text{ st.})$ 'in fonksiyonu olarak maksimum gecikme	123
8.16 $t_u (t_u + t_o = 0.5 \text{ st.})$ 'in fonksiyonu olarak t_q, t'_q, \tilde{t}	123
8.17 μ ile sistemin değişkenleri	125
9.1 Trafik düzeni metotlarının temel sınıflandırılması	128
9.2 Potansiyel pozisyonlu şişeboynunun hipotetik kapasite profili	131
9.3 Yol bakım çalışması şişeboynundaki işaretlemeler	132
9.4 Kapalı şeritte % trafik profili	133
9.5 PCU değerlerinin profili	135
9.6 Hızların profili	135
9.7 Maksimum akımın tahmini	136
9.8 Tahmini kapasitenin profili	136
9.9 Kapasite ile ilgili trafik hacminin (Taşıt/Dakika) zaman grafiği	137
9.10 Bir yol çalışması şişeboynu için temel kalitatif diyagram	137
9.11 Bir şişeboynu tıkanıklığında hız ve trafik yoğunluğunun zaman grafiği	140
9.12 Bir ikili trafik tıkanıklık durumunda trafik düzeni MHT 5 + 0 metodu için zaman aralık dağılımların	140
9.13 Parametre kombinasyonları ile (α, β) beta dağılımının fonksiyonları	143
9.14 Beta fonksiyonu aracılığı ile modellenmiş zaman aralık dağılımı	144
1 Şişeboynunda hacim-yoğunluk eğrisi	148
2 Şişeboynunda şok dalgası ile hacim yoğunluk ilişkisi	149
3 Şişeboynunda şok dalgası ile zaman-uzunluk ilişkisi	149

TABLO LİSTESİ

<u>Tablo</u>	<u>Sayfa</u>
3.1 Rastgele Taşıtların Gelişmelerini Temsil Etmekte Kullanılabilecek Dağılım Bağıntıları ve Parametreleri	14
3.2 Taşıtlar Arasındaki Aralıkları Temsil Etmek İçin Kullanılabilecek Dağılımlar ve Parametreleri	21
5.1 Kuyruklanma Modelleri	64
6.1 Tek Hizmetli Kuyruk İçin Sayısal Örnekler	80
9.1 Tıkanıklığın Sebeplerinin Hollanda'daki Oranları	129
9.2 Sonuç Kapasite Tahmini; Purmerend Sitesi, Çalışma Bölgesi Sağ Sürekli Şerit	136
9.3 Sürekli Şerit İçin Temel Diyagramlı Sonuç Kapasite Tahmini	138
9.4 Farklı Şerit Genişlikleri İçin Büyük Zaman Aralıklarının \bar{t}_B Ortalama Değerleri (Şişeboynundan Önce)	141
9.5 Büyük Zaman Aralıkları, t_B (Şişeboynundan 1 km önce, Sağ Şerit Genişliği $B = 3.75$ m)	141
9.6 Farklı Trafik Düzeni Metotları İçin Maksimum Trafik Hacimleri	146

Ö Z E T

Sıkışıklık, belki de şehir yaşamının en kalıcı ve de büyüyen problemidir. Bazıları sıkışıklığı şehir hastalığı olarak göstermektedir. Açıkça bellidir ki sıkışıklık, tüketiciler tarafından aşırı miktardaki isteklerle, kapasitenin üzerinde yüklenilmiş tesislerde servis vermenin sonucunda ortaya çıkmıştır. Nerede sıkışıklık varsa, orada tüketicilerin tümüne veya bir kısmına servis verilmemekte yahut servis imkanı sağlanıncaya kadar kuyruğa girilmektedir.

Çeşitli trafik konuları yardımıyla, karayolunda şışeboynu (daralan yol) kesimine bir bakış acısı getirmeyi amaçlayan bu çalışma, toplam dokuz bölümden oluşmaktadır.

Trafik işaretleri ile düzenlenmiş bir şışe boynunda daralan sürücülerinin şerit giriş aralıkları ile ilgili kavramlar, ikinci bölümde konunun açıklanması sırasında, ayrıntılı olarak tanımlanmıştır.

Üçüncü bölümde şışeboynuna yaklaşan trafik akımlarının temsil edilmesinde kullanılacak kuramsal modeller verildikten sonra daralan şerit sürücülerinin giriş aralıklarının incelenme yöntemleri ve bunlara uygun olasılık dağılımları verilmiştir.

Bölüm IV'de, trafik akım teorisi ile şışeboynunda, hidroddinamik model ve şok dalgası modeli incelenmiştir.

Bölüm V ve VI'da, kuyruk teorisi ile şışeboynunda, kuyruklanma modeli incelenmiştir.

Bölüm VII'de şışeboynunda trafik dinamikleri incelenmiştir. Değişken şartlar altında trafik akışının ilk tariflerinin kabul edilemez olduğu gösterilmiştir. Trafik hızı ve yoğunluk arasındaki deterministik (belirleyici) ilişkiler, gözlenen dağılımı (yayınımı) hesabetmez ve içermektedir ki, trafik kendiliğinden kilitlenebilir. Hız-yoğunluk arasındaki denge ilişkileri inanılmaz derecede yüksek trafik yoğunlukları verir ve otoyol ile trafik şartlarındaki değişikliklere hayali olarak yavaş karşılıklar (cevaplar) üretir. Trafik akışının kalitatif bir daha iyi tasviri geliştirilmiştir. Trafik, belirli bir tıkanıklık yoğunluğu ötesine sıkıştırılamayan bir akım olarak tarif edilebilir. Durum denklemleri; (1) Hacim=hız x yoğunluk, (2) araçların sürekliliği, (3) Trafik hızı, otoyolun serbest akım hızını hafifletir. Hacim otoyol kapasitesini aşamaz ve trafik yoğunluğu tıkanıklık yoğunluğuna eşit olduğu zaman akım sıkıştırılmaz. Tasvir, iki konuda yenilik sağlamaktadır: (1) Yoğunluk=tıkanıklık yoğunluğuyla akan trafik, sıkıştırılamaz olarak kesin bir şekilde kabul edilebilir, (2) Hız-yoğunluk ilişkisi, trafik formülasyonu ile ima edilemez. Yeni trafik formülasyon modelleri, trafik akışını hem keser hemde kesemez. Bu, birkaç trafik akış hallerinin benzetilmesiyle test edilmiştir. Yeni trafik formülasyonu da

genel kalitelerde gözlenmiş hız/hacim eğrileri oluşturur ve aşağı akım ve yukarı akım şişeyboynuyla bu eğrilerin yorumunu sunar.

Bölüm VIII'de, pik saatlerdeki trafik sıkışıklığının nedenleri ve sıkışıklığı giderebilecek alternatif metodlar incelenmektedir. Daralan yol kesimlerinde (şişeyboynu) sıkışıklığını, tıkanıklığın ve kuyruklanmanın dinamik modeli sunulmaktadır. Çünkü, kullanıcılar için temel gecikmelerin daralan yol kesimlerinde meydana geldiğine dair pek çok delil vardır. Dinamik model, kararlı bir kuyruklanma modeli, seyahat süresi ve tarife gecikmelerinin bir fonksiyonu olarak, varış oranı modelinden oluşmaktadır. Ayrıca, bir dinamik simülasyon modeli ile de kuyruklanmanın günden güne gelişimi açıklanmaktadır. Bu modelin teşkili amacıyla, kapasitedeki değişimler, genel talep, işe başlangıç zamanının esnekliği ve trafik kontrolünün etkileri çalışmada kullanılmıştır. Sayısal sonuçlar arasında, ilave kapasitenin sıkışıklık zamanını azalttığını, fakat aşırı gecikmelerde az da olsa belirgin bir gelişim olduğunu gösteren deliller vardır.

Bölüm IX'da otoyollardaki yol bakım çalışması şişeyboynuları trafik yönünden incelenmiştir. Kapasiteye bağlı olarak otoyollardaki iş sitelerinde trafik akışı temel olarak trafik idaresi ve şerit genişliği metodu ile ilgilidir. Bir iş site bölgesinde sürekli bir trafik izdihamı durumunda aşağıdaki davranış ampirik (deneysel) zaman aralığı dağılımları vasıtasıyla tarif edilebilir. Beta-dağılımı, matematiksel bir model fonksiyonu olarak alınabilir. Bir iş sitesi şişeyboynunun kapasitesi, trafik hacmi ve ortalama brüt zaman aralığı arasındaki fonksiyonel ilişkiye olduğu kadar, iki terimli bir gelişme tahmininden meydana gelir.

Yol bakım çalışmaları otoyollardaki izdihamın sebeplerinden biridir. Hareketliliğin büyümesine göre ve otoyol hacmi sebebiyle gelecekte izdihamın daha sık meydana geleceği beklenmektedir. Homojen otoyol bölümlerindeki şeritlerde bulunan kapasite gözönüne alındığında otoyol iş bölgesindeki şeritlerin kapasitesi daha düşüktür. Bu bölümün amacı, yol çalışmasının sebep olduğu kapasite azalması için bir izahat bulmaktır. Bu nedenle kısa dönem bakılan sitelerde trafik akımının davranışı, bir şeridin kapalı olduğu bir otoyolun iki şeritli bir kısmında analiz edildi. Ortaya çıkarılan ölçümler iki sitede gerçekleştirildi.

SUMMARY

Congestion is perhaps the most prevalent and vexing problem of urban life. Some people view it as the urban disease. Patently, congestion is the result of excessive demand by customers for services by overtaxed facilities. Wherever there is congestion, some or all of the customers will be denied service or will queue up to wait until service is provided.

The study which aims to bring a point of view to the bottleneck with the help of different traffic matters, takes form of nine sections in total.

Concepts of the accepted or rejected gaps or lags are defined in details in chapter II, together with the subject and the aim of the study.

In chapter III, firstly the theoretical analysis of traffic flow is considered with the main emphasis on the distribution of vehicles and distribution of headways between vehicles in a stream. Poisson, Binomial and Negative Binomial distributions are given for the probability of the arrivals of vehicles.

In chapter IV, Hydrodynamic model and shock wave model in bottleneck are studied with traffic flow theory.

In chapter V-VI, queueing model in bottleneck is studied with queueing theory.

In chapter VII, Previous descriptions of traffic flow under changing conditions are shown to be untenable. Deterministic relationships between traffic speed and density do not allow for observed scatter and imply that traffic can lock up spontaneously. Equilibrium relationships between speed and density allow impossibly, high traffic densities and provide unrealistically slow responses to changes in roadway and traffic conditions. A qualitatively superior representation of traffic flow is developed. Traffic is described as a fluid that cannot be compressed beyond a certain density, k_j . The equations of state are: (1) Volume = speed \times density. (2) Continuity of vehicles. (3) Traffic speed "relaxes" to the free-flow speed of the roadway, independent of density is equal to the jam density. The representation is innovative in two respects: (1) Traffic flowing with density = k_j is explicitly recognized as being incompressible. (2) No speed-density relationship is contained in or implied by the traffic formulation. The new traffic formulation models both interrupted and uninterrupted traffic flow. It has been tested by simulating several traffic flow situations. The reproductions of light to moderate flows are equal to those of the best previous traffic formulation, and the representations of congested and bottleneck flow are superior. The new traffic formulation also reproduces the general qualities of observed

speed/volume curves and provides interpretation of those curves in terms of upstream and downstream bottlenecks.

In chapter VIII, Examines the problem of peak period traffic congestion and the analysis of alternative congestion relief methods. It presents a dynamic model of the queues and delays at a single point of traffic congestion because there is ample evidence to suggest that the major delays to users occur at bottlenecks. The model consists of a deterministic queueing model and a model of arrival rate as a function of travel time and schedule delay. A dynamic simulation model also describes the evolution of queues from day to day. The model is used to study the impacts of changes in capacity, total demand, flexibility of work start time and traffic control. Among the numerical results is a demonstration that additional capacity always significantly reduces the duration of the congestion period, but may result in a less significant improvement in maximum delays.

In chapter IX, The traffic flow at work sites on free-ways with regard to the capacity depends mainly on the method of handling traffic and the lane width. The following behaviour in the case of a permanent traffic congestion preceding a work site can be defined by means of empirical time interval distributions. The Beta-distribution is appropriate as a mathematical model function. The capacity of a work site bottleneck results from the assumption of a binomial development as well as the functional relation between the traffic volume and the average gross time interval

In the Netherlands roadworks are one of the causes of congestion on freeways. Due to the growth of the mobility and because of this the freeway volume, the expectation is that congestion will occur more often in the future. Compared to the capacity found at lanes of homogeneous freeway sections the capacity of lanes at freeway work zones is much lower. The aim of the research is to find an explanation for the capacity reduction caused by roadworks. Therefore the behaviour of the traffic flow at short term maintenance sites has been analysed in the influenced area of a two-lane roadway of a freeway of which one lane is closed. Detector-measurements have been carried out on two sites.

BÖLÜM I GİRİŞ (ÇALIŞMANIN AMACI VE KAPSAMI)

Genel olarak tüm ulaştırma sistemlerinde olduğu gibi karayolu ile ulaştırma sisteminin projelendirme ve işletme planlamasında da, hız, güvenlik, ekonomiklik ve konfor gibi kritik elemanlar baz teşkil eder ve bu kritik unsurları azaltan şartlar mümkünse ortadan kaldırılmaya veya en azından minimum düzeyde tutulmaya çalışılır.

Karayolunda platformun; aynı genişlikte, aynı şerit sayısındaki uniform sürekliliğin, iistenmeyen bir takım geometrik veya fiziksel zorunluluklardan dolayı, geçici veya uzun süreli ve ani veya kademeli olarak yol boyunca daralması nedeni ile mevcut kapasitesinin azaldığı yol bölümüne "daralan yol kesimi" veya "darboğaz(şişeboynu *)" adı verilmektedir. Şişeboynunda daralan şeritteki taşıtların, daralmayan şeride katılması sırasında, bu noktalarda trafiğin durması veya yavaşlaması nedeni ile gecikmeye uğraması kaçınılmaz olmaktadır. Bu da, sistemdeki taşın hızının azalmasına yol açacaktır. Bunun yanında, şişeboynu kesimi daralan ve daralmayan şeritlerdeki taşıtların ortak kullanıma yöneldikleri noktalar çatışma bölgeleri olduğundan burularda güvenlik azalmakta ve kaza olasılıkları artmaktadır. Daralan şeritteki taşıtlar, daralmayan şeride girmeden önce gireceği şeridi mutlaka kontrol etmek zorundadır. Çünkü, daralmayan şeritteki taşıtlar yasal hızlar ile seyir halinde ise ilk geçiş hakkına sahiptir.

Daralan şeritteki taşıt şişeboynuna geldiğinde, daralmayan şeritten yaklaşmakta olan bir taşıt var ise, sürücü bu taşıtın şişeboynuna olan uzaklığının, yasal hızlara göre, yapmak istediği manevra için yeterli olup olmadığını düşünüp, girip girmemeye karar verecektir. Daralan şerit sürücülerinin katılmak için daralmayan şerit akımındaki taşıtlardan, öndeki taşıtın arkası ile onu izleyen taşıtın önü arkasındaki uzaklık olmaktadır.

(*) Bu çalışmada bundan sonra, İngilizce "bottleneck" sözcüğünün karşılığı olarak, "daralan yol kesimi" yerine "şişeboynu" sözcüğü kullanılmıştır.

Bir daralan şerit sürücüsü, şiseboynuna geldiğinde, daralmayan şerit akımındaki aralığı gözlemek, bu aralığın uzunluğunun şiseboynunda yapmak istediği manevrayı güvenle tamamlamasına yetip yetmeyeceğini düşünmek zorundadır. Bu düşünme sonucu aralığın şiseboynuna güvenle girişine yeteceğine karar verir ise şiseboynuna girer. Uygun görülen bu aralığa kısaca "kabul aralığı" veya "giriş aralığı" denir. Aralığı yetersiz bulursa, ilk geçiş hakkını daralmayan şerit taşıtına bırakır. Şiseboynuna girmeyecek ve aralığı kabul etmemiş olacaktır. Buna da, kısaca "girilmeyen aralık" veya "red aralığı" denilecektir.

Daralan şerit sürücülerinin bir şiseboynuna girerken kabul ettikleri aralıklar daralmayan şerit sürücüsünün fren yapmasına gerek kalmadan akımın hızına ulaşmasına yetecek uzunlukta olmalıdır. Daralan şerit sürücüsünün girdiği aralık buna yetecek uzunlukta olmazsa daralmayan şerit sürücüsünün fren veya şerit değiştirme ile çarpışmayı önlemeye çalışması gerekir. Daralan şerit sürücüsünün yapacağı manevra için yeterli uzunlukta olmayan bir aralığa girmesi ile ortaya çıkan ve daralmayan şerit sürücüsünün önlemleri ile kaza meydana gelmemesi durumuna "çatışma" denir.

Buna karşılık daralan şerit sürücüsü, mutlak bir güvenli geçiş düşüncesi ile, çatışmaya neden olmayacak bir aralıktan çok daha uzun bir aralık beklerse, uzun zaman daralan şeridi kapatarak birim zamanda şiseboynuna girecek taşıt sayısının, yani şiseboynunun kapasitesinin azalmasına neden olur. Şiseboynuna girerken daralan şerit sürücülerinin kabul ettiği aralıktan büyükse, kavşağa giriş güvenliğinin artması olağandır. Daralan şerit sürücülerinin giriş için gereğinden fazla uzun aralık beklemesi durumunda daralan şeritte kuyruk oluşursa, bu kuyrukta bekleyen sürücülerin bir kısmı bekleme zamanı arttıkça sabırsızlanırlar.

Şiseboynunda trafiğin güvenli ve kapasiteleri açısından son derece önemli olan ve yukarıda açıklanan daralan şerit sürücülerinin şiseboynuna giriş aralıklarının uzunlukları, şiseboyndaki görüş koşullarına, daralan ve daralmayan şerit hacimlerine, zamana ve sürücü özelliklerine bağlı olarak çok farklı olabilmektedir. Aynı bir şiseboynunda farklı sürücülerin şiseboynuna giriş için kabul ettikleri aralıkların farklı uzunlukta olması doğaldır. Aynı sürücünün farklı şiseboynlarında farklı uzunluklara girmesi de olağan karşılanmalıdır.

Bir şiseboynu kesiminde, daralan şeritten, doğru giden daralmayan şeride katılım aralıkları; bir kavşağa yanyoldan gelen araçların anayola giriş aralıklarına benzetilerek bir kritik giriş aralığı olduğu kabul edilmiştir. Önceki çalışmalarda, bir şiseboynu kesiminde tüm giriş aralıklarını bir tek değerle göstermek yerine, bütün trafik verileri bir arada ele alınarak bunların tamamına uyan olasılık dağılımları aranmış ve şiseboynu giriş aralıkları bir dağılımla gösterilmiştir. Sembolik bir tek değerden daha kısa aralıklara hiçbir daralan şerit sürücüsünün giremeyeceği, daha uzun aralıklara ise tüm daralan şerit sürücülerinin gireceği kabulü, en kısa aralıktan en uzun aralığa kadar tüm aralıklara belirli bir olasılıkla girilebileceği yaklaşımı ile, ortadan kaldırılabilir.

Karayolunun şiseboynu kesiminde daralan şerit kapasitesini bulmak için geliştirilen teorilerin bir kısmında, daralan şerit sürücülerinin hepsinin belirli bir kritik değerden daha uzun zaman aralıklarına girdikleri ve sonsuz gecikmeye uğradıkları varsayımı ve daralan şerit sürücülerinin giriş aralıklarının bir istatistiksel dağılım göstermesinden hareketle, daralan şerit temel kapasitesinin bulunmasına geçilmiştir. Ancak bilindiği gibi, bir yolda temel kapasiteye ulaşmak olanaksız olduğu için, şiseboynunda daralan şerit sürücülerinin giriş (katılım) aralıklarını bir dağılıma uygun kabul ederek ve daralan şeritten şiseboynuna gelen taşıt sayısını da gözönüne alarak belirli gecikme değerleri için temel kapasite yerine, daralan şerit pratik kapasitesi hesab edilir. Ayrıca, daralan şerit sürücülerinin şiseboynuna giriş aralıklarının uzunluğu ile daralmayan şeritteki taşıtların hızları arasında bir ilişki olduğu da açıktır.

Giriş aralıklarının bir dağılıma uygun olduğu esası ve şiseboynu temel kapasitesini bulmakta kullanılan yöntem yardımı ile, Trafik Akım Kuramı ve Kuyruk Kuramı bilgileri ışığında, gecikmeler belli bir değere vardığında şiseboynu daralan şeridinin pratik kapasitesine ulaşıldığı kabul edilebilir.

Trafik akımını inceleyen makroskobik ve mikroskobik modellerden sadece, trafik akımını bir bütün halinde ele alan ve taşıt dizilerini (platoon) gözönüne alan, makroskobik modellerden, Hidrodinamik Benzeşim ve Şok Dalgası Modelleri'ne göre şiseboynunda ana akım eğrileri oluşturulmaya çalışılmış ve daralan şeritteki taşıtların, daralmayan şeride katılması esnasında oluşan şok dalgası incelenmeye çalışılmıştır. Ayrıca şiseboynunda oluşan kuyruklanma da Kuyruk Kuramı ile ele alınmıştır.

ŞiŞeboynu trafik dinamikleri çeşitli test senaryolar yardımı ile ve pik saatlerde şiŞeboynunda tıkanıklık için bir dinamik model incelenmiştir. Ayrıca son olarak, otoyollarda yol bakım çalışmaları esnasında görülen kısa veya uzun süreli bir şiŞeboynu kesiminde tıkanıklık incelenmiştir.

Bu çalışma, karayolunda şiŞeboynu kesimleri üzerine yapılmış kuramsal ve deneysel çalışmalar ışığında bir bakış açısı getirmeyi amaçlamaktadır.

Hakim koşullar iki genel gruba ayrılabilir: (1) yolun fiziki özellikleri ile ilgili olanlar ve (2) yol üzerindeki trafiğin tabiatına bağlı olanlar. Birinci gruptan olanların hiçbiri bir yapıya veya oarıya olmadıkça değişmezler ve hakim yol koşulları olarak sınıflandırılırlar. Saatten saatte veya günün muntelif zamanlarında değişebilen veya değıştiren ikinci gruptakilere de hakim trafik koşulları denir.

Bu hakim yol ve trafik koşullarına ilaveten çevre hava koşulları trafik akımı bulunduğu sürece mevcuttur. Bu koşullar başlıca hava ile ilgilidir ve sıcak, kurur, soğuk, ılık, sıcak, yağmur, kar, sis, duman, sis-buzdan karışım, ıslak veya buzu kaplama ve diğer hava gibi durumları da içine alır. Günün muntelif saatlerinde görün, özellikle gün ışığı ve karanlık da çevre hava koşullarındandır.

2.2. İdeal Koşullar (ideal conditions)

Kapasite hesaplarında kullanılan temel koşullardır ve şunları içine alır:

- 1) Yandan gelen rüzgâr ve yağmur etkilerinden arı, kesiksiz akım.
- 2) Her iki yöne doğru aynı anda otomatik bulunması hali.
- 3) 3.50 m genişliğinde trafik sericileri, yeterli banket ve kaplama kenarında 1.00 m genişliğinde bir engel bulunmaması hali.
- 4) Ortalama sıcaklık 15°C veya her sağlayabilecek yatay ve düşey eğim ve bu tür muntelif yollarda kısıtlanmış gecme görüş uzaklığı bulunmaması hali.

2.3. Kapasite Tanımı

Kapasite kavramı yol ve trafik koşulları altında, verilen bir zaman süresi içinde bir serit veya bir platformun belli bir kesiminde bir yönde hareket eden araçların sayısını ifade eder. Kapasite kavramı trafik hacmi olarak da tanımlanabilir. Kapasite kavramı trafik hacmi olarak da tanımlanabilir. Kapasite kavramı trafik hacmi olarak da tanımlanabilir.

BÖLÜM II KONUSU İLE İLGİLİ BAZI KAVRAMLAR [1]

2.1. Hakim Koşullar (Present conditions)

Trafik kompozisyonu, yol geçkisi ve serit sayısı ile serit genişliği beraberce hakim koşullar olarak tanımladığımız şartların bir kısmıdır. Belirli zamanda yolu kullanmayı arzu eden taşıtların ortaya koydukları talep.

Hakim koşullar iki genel gruba ayrılabilir (1) yolun fiziki özellikler ile tayin edilenler ve (2) yol üzerindeki trafiğin tabiatına bağlı olanlar. Birinci gruptan olanların hiçbiri bir yapım veya onarım olmadıkça değişmezler ve hakim yol koşulları olarak sınıflandırılırlar. Saatten saate veya günün muhtelif zamanlarında değişebilen veya değiştirilen ikinci gruptakilere de hakim trafik koşulları denir.

2.4. Hizmet Seviyesi (Level of service)

Bu hakim yol ve trafik koşullarına ilaveten çevre hava koşulları trafik akımı bulunduğu sürece mevcuttur. Bu koşullar başlıca hava ile ilgilidir ve açık, kuru, soğuk, ılık, sıcak, yağmur, kar, sis, duman, sis-duman karışımı, ıslak veya buzlu kaplama ve rüzgarlı hava gibi durumları da içine alır. Günün muhtelif saatlerinde görüş, özellikle gün ışığı ve karanlık da çevre hava koşullarındandır.

2.2. İdeal Koşullar (Ideal conditions)

Kapasite saptanmasında kullanılan temel koşullardır ve şunları içine alır:

- Yandan gelen taşıt ve yaya müdahalelerinden arı, kesiksiz akım.
- Trafik akımı içinde sadece otomobil bulunması hali.
- 3.65 m genişliğinde trafik şeritleri, yeterli banket ve kaplama kenarında 1.80 m mesafe içinde bir engel bulunmaması hali.

d) Ortalama saatte 113 km/sa. hız sağlayabilecek yatay ve düşey geçki ve iki ve üç şeritli yollarda kısıtlanmış geçme görüş uzaklığı bulunmaması hali.

2.3. Kapasite Tarifi

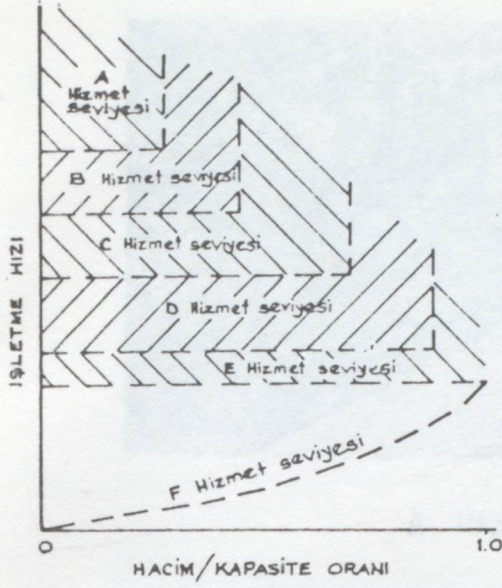
Kapasite hakim yol ve trafik koşulları altında, verilen bir zaman süresi içinde bir şerit veya bir platformun belli bir kesiminden bir yönde (veya iki ve üç şeritli yollarda her iki yönde) mantıki ölçüler içinde geçmesi beklenebilen azami taşıt sayısıdır. Zaman belirtilmediği halde kapasite saatlik hacimdir. Kapasitesi ifade ederken, bu kapasitenin uygulanabileceği hakim yol ve trafik koşullarının belirtilmesi gerekir. Yoğun trafik talebinin bulunduğu süre içinde bir platform üzerindeki bir noktadan geçen taşıt sayısı, aşağıdaki sınırlayıcı koşullardan birine tabi olur:

1. Belirli zamanda yolu kullanmayı arzu eden taşıtların ortaya koydukları talep.
2. Platformun
 - a) Gözlem noktasında,
 - b) Akış yukarı yönde bir noktada, veya
 - c) Akış aşağı yönde bir noktadaki kapasitesi.

2.4. Hizmet Seviyesi (Level of service)

Hizmet seviyesi; hız ve seyahat süresi, trafik kesitlikleri, manevra serbestliği, güvenlik, taşıt sürüş konforu ve huzuru ve işletme masraflarını da içine alan çeşitli faktörlerin etkilerinin kalite ile ilgili bir ölçüsüdür.

Belli bir şerit veya platform, geniş sınırlar içinde çok değişen hizmet seviyeleri sağlayabilir. Belli bir yolun değişik hizmet seviyeleri, trafiğin hacim ve kompozisyonu ile erişilebilen hızın fonksiyonudur. Tayin edilmiş bir hacimde belli bir hizmet seviyesine göre projelendirilmiş bir şerit veya bir platform hakikatte günün değişik saatlerinde, haftanın değişik günlerinde, yılın farklı devrelerinde ve trafiğin artması ile değişik yıllarda hacim değiştikçe ve saat içinde akış farklılık göstermedikçe çeşitli hizmet seviyelerinde çalışır. Herhangi belli bir şerit veya platformun hizmet seviyesi, akış veya hacim veya trafik yoğunluğunun bir fonksiyonu ile ters orantılı olarak değişir.



Şekil 2.1. Hizmet Seviyeleri.

2.5. Hizmet Hacmi (Level of volume)

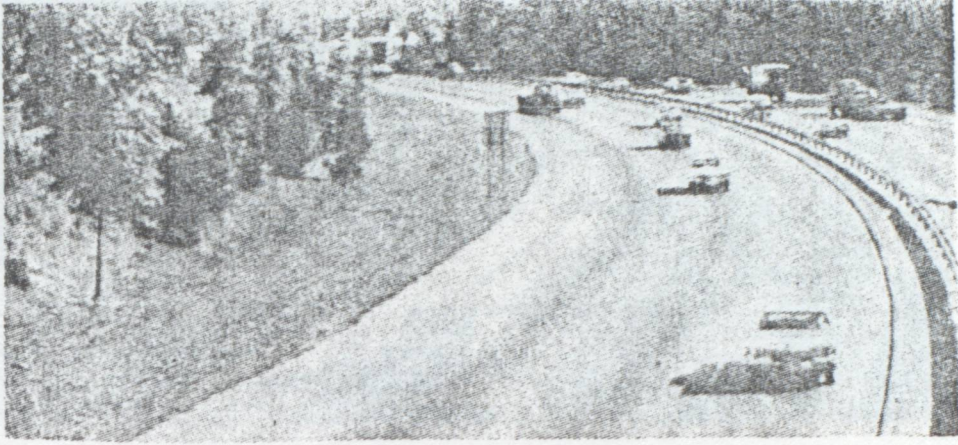
Hizmet hacmi, belli bir zaman periyodu içinde, seçilen veya tayin edilen hizmet seviyesine karşı gelen işletme koşullarını sağlamaya devam ederken, verilen bir şerit veya platformdan çok şeritli yollarda bir yönde (iki veya üç şeritli yollarda her iki yönde) geçebilen azami taşıt sayısıdır. Zaman belirtilmediği hallerde servis hacmi saatlik hacimdir.

2.6. Hız (Speed)

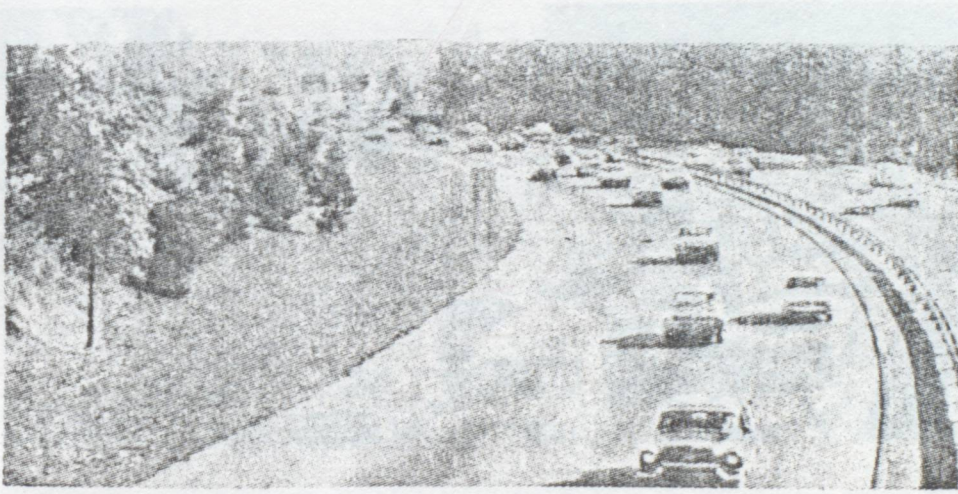
Taşıt trafiğinin veya trafiğin belli bir unsurunun saatte mil (saatte kilometre) olarak ifade edilen hareket değeridir.

2.7. Hacim (Volume)

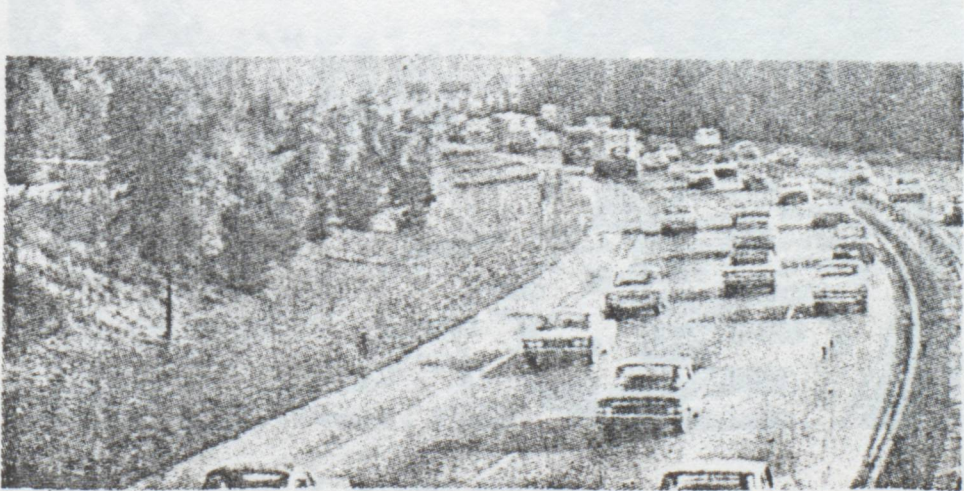
Verilen bir şerit veya platform kesiminden bir saat veya daha uzun bir zaman periyodu içinde geçen taşıt sayısıdır. Hacim günlük trafik veya yıllık trafik olarak ifade edildiği gibi saat esasına göre de ifade edilebilir.



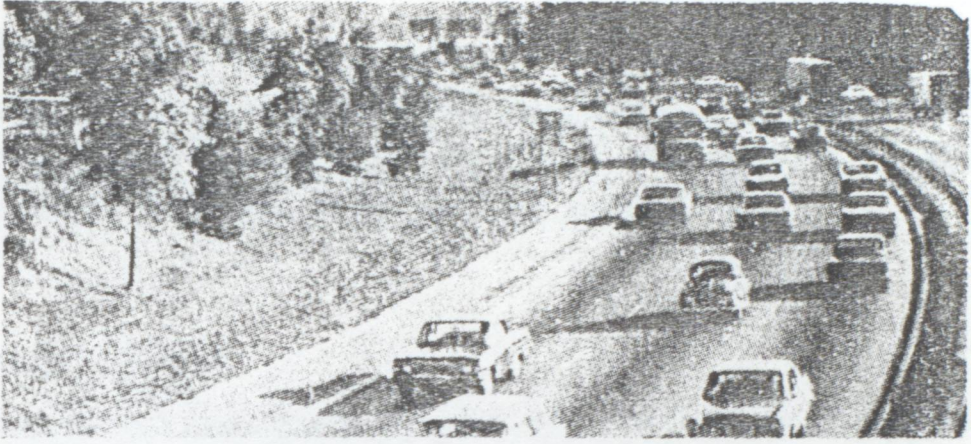
A Hizmet Seviyesi



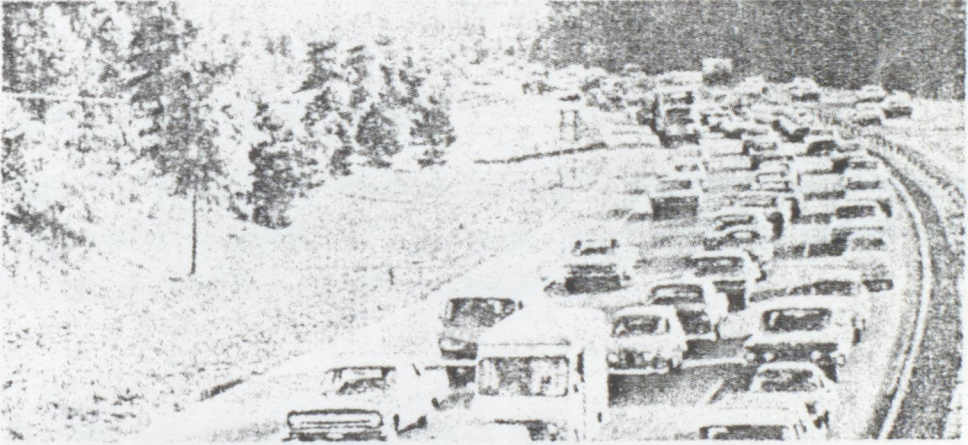
B Hizmet Seviyesi



C Hizmet Seviyesi



D Hizmet Seviyesi



E Hizmet Seviyesi



F Hizmet Seviyesi

2.8. Yoğunluk (Density)

Belli bir anda, bir platformun transit trafik şeritleri üzerinde bir birim uzunluk içinde bulunan taşıt sayısıdır. Ekseriya mil tulde taşıt (kilometre tulde taşıt) olarak ifade edilir.

2.9. Gecikme (Delay)

Trafik veya trafiğin belli bir unsurunun hareketinin, kontrolu altında olmayan bazı faktörler nedeni ile engellendiğinde sarfedilen zamandır. Genellikle taşıt başına saniye olarak ifade edilir.

2.9.1. Sabit Gecikme (Fixed delay)

Düşük trafik hacimlerinde veya düşük yoğunlukta taşıtların maruz kaldığı gecikmedir. Trafik ışıkları veya dur işaretleri nedeni ile taşıtları uğradığı gecikmeler sabit gecikmelerdir.

2.9.2. İşletme Gecikmesi (Operational delay)

Trafik unsurları arasındaki birbirlerine müdahalenin sebep olduğu gecikmedir. Fevkalade düşük ve yüksek trafik yoğunluğu altında yapılan seyahatlerdeki seyahat süreleri arasındaki fark işletme gecikmesidir. Yolu dik geçen trafik için "dur" işaretinde beklerken geçen zaman, sıkışıklıktan doğan zaman kayıpları, park etmiş veya dönüş yapan taşıtların müdahaleleri işletme gecikmelerinin örnekleridir.

2.10. Katılma (Merging)

Aynı genel yönde hareket eden iki ayrı trafik akımının birleşmesi veya bir tek akım teşkil etmesi sürecidir. Bu birleşmiş akımların toplam hacmi katılma hacmi (merge volume) dir.

2.11. Ayrılma (Diverging)

Tek trafik akımının ayrı akımlara ayrılmasıdır. ayrılmadan evvelki tek akımın toplam hacmi ayrılma hacmidir (diverge volume).

2.12. Hızlanma Şeridi (Acceleration lane)

Aşağıdaki amaçlar için tesis edilmiş bir hız değiştirme şerididir:

- a) Bir platforma giren,
- b) Lüzumlu katılma,
- c) Ana platformdaki.

2.13. Yavaşlama Şeridi (Deceleration lane)

Bir platformdan ayrılacak olan taşıtın hızlı trafik akımından ayrıldıktan sonra ilerdeki kurba güvenle girmek için yavaşlamasını sağlayan bir hız değiştirme şerididir.

2.14. Akım Yukarı Yön (Upstream)

Platform boyunca, etüd edilen taşıt akımının geldiği yöndür.

2.15. Akım Aşağı Yön (Downstream)

Platform boyunca, etüd edilen taşıt akımının gittiği yöndür.

2.16. Akım (Flow)

Verilen bir şerit veya platformdan bir saatten daha kısa bir süre içinde geçen taşıt sayısının saatlik olarak ifadesidir. Belli bir zaman süresi içinde geçen taşıt sayısı, 60 dakikanın o zaman süresine oranı ile çarpılarak genişletilmek suretiyle saatlik değer bulunur. Normal olarak sayım süresi "akım" rakamının önüne konur.

2.16.1. Kesikli Akım (Interrupted flow)

Bir şerit veya bir platformun bir kesiminde seyretmekte olan bir taşıtın bir kavsakta veya bağlantı noktasında trafik akımı dışında, işaret levhası veya ışıklı trafik işareti gibi nedenlerle durması zorunluluğu halidir. Trafik akımının tabiatındaki nedenlerden doğan taşıt duruşları kesikli akım halinden sayılmazlar.

2.16.2. Kesiksiz Akım (Uninterrupted flow)

Bir şerit veya platformun bir kesiminde seyretmekte olan bir taşıtın, trafik akımı bünyesindeki sebepler dışında bir nedenle durmaya mecbur olmaması halidir. Bu arada trafik akışı bünyesindeki nedenlerden dolayı durma olabilir.

2.17. Zirve/Pik Saat Trafiği (Peak hour traffic)

Birbirini takip eden 60 dakikalık bir süre içinde bir şerit veya platformun bir kesiminden geçtiği saptanan en yüksek taşıt sayısıdır.

2.18. Şişeboyunu/Daralan Yol Kesimi (Bottleneck)

Seyahat edilen yol boyunca, bulunduğu yerden akım aşağı yöne giden trafik miktarını sınırlayan bir daralmadır.

2.19. Kafile/Grup (Platoon)

Bir platform üzerinde birçok taşıttan oluşan, hareket halinde veya harekete hazır olarak duran, önünde ve arkasında boşluklar olan sıkıca gruplaşmış trafik unsurlarıdır.

BÖLÜM III ŞİŞEBOYNUNDA TAŞIT HAREKETLERİNİN İNCELENMESİ (TRAFİK KARAKTERİSTİKLERİNİN İSTATİSTİKSEL DAĞILIMLARI)

Şişeboynunun incelenmesinde araştırmacıların çoğunluğu, herhangi bir yol kesitinde kullanılan yöntemlerden yararlanmışlardır. Taşıtların şişeboynuna geliş düzenlerinin, bir yol kesitinden geçiş düzenlerinden farksız olduğu ve benzer modeller ile temsil edilebileceği açıktır. Şişeboynuna yaklaşan sürücülerin davranışlarından şişeboynunun incelenmesinde ve model araştırılmasında yararlanılacaktır.

Trafik akımı ile ilgili araştırmalarda öncelikle incelenen olayın tekrar olma şansı aranır. Bu arama her rastgele olayın incelenmesinde olduğu gibi, sürücülerle ilgili çalışmalarda da, kuramsal ve deneysel olarak iki yolla yapılabilir. Kuramsal yöntemde olaylar, oluş biçimlerine uyduğu varsayılan olasılık yasasına göre bir matematiksel model ile temsil edilir. Tahmin edilen modele uygunluğu göstermek için çoğunlukla deneysel yöntemden yararlanılır.

3.1. Şişeboynuna Yaklaşan Trafik Akımları

Şişeboynundan önceki yol kesiminde daralan ve daralmayan şeritlerdeki trafik akımları, şişeboynuna ulaşınca kadar benzer özellikler taşırlar ve gelişleri genellikle aynı modele uyar. Ancak şişeboynuna geldiklerinde kullandıkları şeridin özelliğine göre, sürücülerin davranışları değişik olacaktır. Daralan şeritten şişeboynuna yaklaşan sürücüler, eğer daralmayan şeritten seyretmekte olan taşıt yoksa hızını azaltmadan komşu şeride geçebileceklerdir veya bunun tersi, daralmayan şeritten şişeboynuna yaklaşan sürücüler, eğer daralan şeritten kendi şeritlerine katılmakta olan bir taşıt yoksa hiç etkilenmeden seyirlerine devam edeceklerdir. Daralan şeritte hareketli taşıtlar şişeboynuna geldiklerinde, daralmayan şeridi kullanmakta olan taşıtlar varsa, daralmayan şeride katılabilmek için uygun aralığı kollamak zorunda olacakları için, hız kesmek veya frenleme yapmak şeklinde mevcut seyir hızlarını azaltacaklardır.

Bu durumda, daralan şeritte de şiseboynuna kadar, daralmayan şerittekinden farksız bir trafik akımı varken, yol geometrisinin değişmeye başladığı şiseboynunun girişinden itibaren daralmayan şeritteki akıma bağımlı olarak daralan şerit sürücülerinin verecekleri, daralmayan şeride girip girmeme kararları sonucu, akımın özellikleri değişecek ve yolda kuyruk oluşmasına neden olabileceklerdir.

3.1.1. Rastgele Gelişler ve Dağılımları

Bir yol kesitinde taşıt geçişlerinin birbirinden bağımsız ve rastgele oldukları kabulü ile, birim zamanda geçen ortalama taşıt sayısı "q" ise, "t" birimlik zamanda bu kesitten geçecek taşıt sayısı "q.t" olacaktır. Ancak akım düzensiz olduğuna göre her t süresinde aynı sayıda taşıt geçmeyecek, ortalamadan ayrılmalar olacaktır. Hemen tüm araştırmacılar bir kesitten t süresi boyunca "x" taşıt geçme olasılığının Poisson dağılımına uygun olduğunu kabul etmişlerdir [2,3,4,5,6]. Bu dağılım yasasına göre; t süresinde x taşıt geçme olasılığı $p(x)$ ise,

$$p(x) = \frac{e^{-m} \cdot m^x}{x!} \quad (3.1)$$

olacaktır. Burada m dağılımın ortalaması, yani t süresinde geçecek ortalama taşıt sayısı,

$$m = q \cdot t \quad (3.2)$$

olacaktır. Bu ortalama değeri (3.1) bağıntısında yerine konursa,

$$p(x) = \frac{e^{-qt} \cdot (q \cdot t)^x}{x!} \quad (3.3)$$

bulunur. Poisson dağılımının ortalaması varyansına eşittir [7].

$$s^2 = m = q \cdot t \quad (3.4)$$

Bu özellik yalnız Poisson dağılımında sözkonusudur. Bu durumda bir dağılıma uygunluğu aranan verilerin varyansı ortalamadan çok büyük veya küçük

olursa Poisson dağılımı bu verileri temsil edemez. Taşıtların gelişleri için dağılım aranan yol kesitinden önce serbest akım sözkonusu ise verilerin Poisson dağılımına uygun olduğu görülür.

Örnekleme verilerinin varyansı ortalamasından küçük ise bu akıma Binom dağılımı uygulanabilir. Çünkü Binom dağılımında varyans ortalama-
dan küçüktür. Bir t süresinde x taşıt geçme olasılığı $p(x)$, Binom dağılımında:

$$p(x) = \binom{c}{x} \cdot p^x \cdot (1-p)^{c-x} \quad (c \geq 0, x \geq 0, 0 < p < 1) \quad (3.5)$$

olur. Burada; c bir t süresi boyunca geçmesi beklenen en çok taşıt sayısı, p bir t süresinde tek taşıt geçme olasılığıdır. Binom dağılımının ortalaması ve varyansı sırası ile,

$$m = c \cdot p \quad s^2 = c \cdot p(1-p) \quad (3.6)$$

olacaktır. Ancak örnekleme verilerinin ortalama ve varyansını bulmak, dağılımın hesabı için yeterli olmamakta, c ve p parametrelerinin de bulunması gerekmektedir. Bunun için dağılımın ortalama ve varyansı oranlanırsa, $m/s^2 = 1/(1-p)$ olur. Buradan bu parametreler,

$$p = (m - s^2) / m \quad (3.7)$$

$$c = m^2 / (m - s^2) \quad (3.8)$$

olarak elde edilir. Böylece verilerin ortalama ve varyansın, bunlar yardımı ile de c ve p parametrelerinin bulunması ile dağılım tam olarak bilinmiş olmaktadır. Binom dağılımının (3.5) ile verilen bağıntısı,

$$p(x) = \frac{c!}{x! (c-x)!} \cdot p^x (1-p)^{c-x} \quad (3.9)$$

biçiminde daha açık yazılabilir. Bu (3.9) bağıntısında $p = m/c$ yerine konup, $c \rightarrow \infty$ için limite geçilirse yine Poisson dağılımı elde edilir.

Örnekleme verilerinin varyansı ortalamasından büyük ise bu akıma negatif Binom dağılımı uygulanabilir. Çünkü negatif Binom dağılımında varyans, ortalama-
dan büyüktür. Negatif Binom dağılımına göre bu yol

kesitine t süresinde x taşıt gelme olasılığı,

$$p(x) = \binom{x+c-1}{c-1} \cdot p^c (1-p)^x \quad (3.10)$$

Negatif Binom dağılımının ortalama ve varyansı sırası ile,

$$m = c \cdot (1-p)/p \quad s^2 = c \cdot (1-p)/p^2 \quad (3.11)$$

olmaktadır. Bu dağılımın parametrelerini bulmak için de yine ortalaması ile varyansı oranlanırsa;

$$p = m/s^2 \quad (3.12)$$

$$c = m^2 / (s^2 - m) \quad (3.13)$$

elde edilir.

Hemen tüm araştırmacılar, bir yoldan t süresinde x taşıt gelme olasılığının, ortalama ve varyansının durumuna göre, Poisson, Binom veya Negatif Binom dağılımlarından birisi ile temsil edilebileceği, çoğunluğu da en iyi temsil eden dağılımın Poisson olduğunu kabul etmektedirler.

Rastgele taşıt gelişlerini temsil etmekte kullanılabilecek dağılım bağıntıları ve parametreleri Tablo 3.1.'de özetlenmiştir.

Dağılımın adı	Poisson	Binom	Negatif Binom
Bağıntısı	$(qt)^x \cdot e^{-qt}/x!$	$\binom{c}{x} p^x (1-p)^{c-x}$	$\binom{x+c-1}{c-1} p^c (1-p)^x$
Ortalaması (m)	qt	cp	$c(1-p)/p$
Varyansı (s^2)	qt	$cp(1-p)$	$c(1-p)/p^2$
Ort./varyans	1	$(1-p)^{-1} > 1$	$p < 1$
Parametreler	$m = qt$	$p = (m-s^2)/m$ $c = m^2/(m-s^2)$	$p = m/s^2$ $c = m^2/(s^2-m)$

Tablo 3.1. Rastgele taşıt gelişlerini temsil etmekte kullanılabilecek dağılım bağıntıları ve parametreleri

3.1.2. Taşıtlar Arasındaki Aralıklar ve Dağılımları

Bir yol kesitinden geçen taşıtların arasındaki aralıkların dağılımı yolun durumuna göre değişmez. Ancak şiseboynuna gelindiğinde, daralmayan şeritteki taşıtların üzerinde seyir halinde olmalarından dolayı daralan şeritteki taşıtlara göre yolu kullanmakta önceliği olacağı için daralan şeritteki taşıtlar, daralmayan şeritteki taşıtlar arasında uygun bir aralık bulduklarında şerit değiştirebilecekler, bulamazlar ise uygun bir aralık bulana kadar hız azaltacaklardır. Bu durumda bir şiseboynunda yalnız daralmayan şeritteki taşıtlar arasındaki aralıkların incelenmesinden söz etmek anlamlı olacaktır.

Bir şiseboynuna taşıtların gelişlerinin Poisson dağılımına uyduğu varsayıldığında, bu taşıtlar arasındaki aralıkların dağılımı Negatif Üssel olur. Poisson dağılımına uyan bir trafik akımında t süresi boyunca x taşıt gelme olasılığı (3.3) bağıntısı ile verilmişti. Bu akımda t sürelik bir aralık olması için bu sürede hiç taşıt gelmemesi gerekir. Bu durumda (3.3) bağıntısında $x=0$ konulması ile bir trafik akımında t ve daha uzun aralık bulma olasılığı,

$$P(t) = e^{-qt} \quad (3.14)$$

elde edilir. $P(t)$, t ve daha uzun aralık bulma olasılığıdır. Bu (3.14) bağıntısının türevinin ters işaretlisi ise t uzunluğunda aralık bulma olasılığı $p(t)$ 'yi

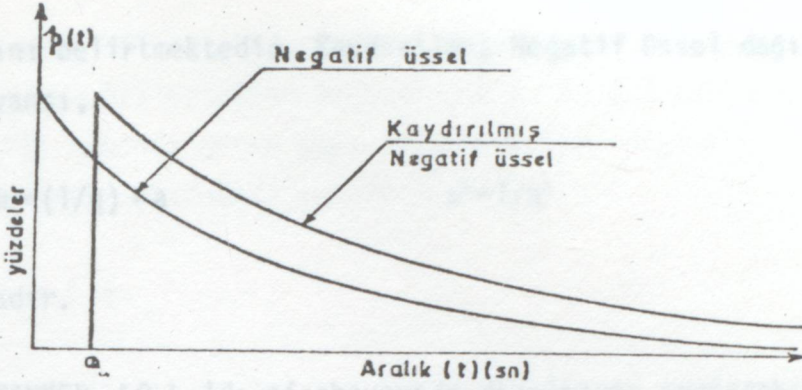
$$p(t) = -dP(t)/dt = q \cdot e^{-qt} \quad (t \geq 0) \quad (3.15)$$

olarak verecektir. Bu bağıntının ortalaması ve varyansı sırası ile,

$$m = 1/q \quad s^2 = 1/q^2 \quad (3.16)$$

olmaktadır.

Rastgele gelişlerin olduğu serbest akımlı düşük hacimlerde uygun bir aralık tahmini veren Negatif Üssel dağılımı, t aralığı kısaltıkça $p(t)$ olasılığı büyüyen bir özellik gösterir, yani bu olasılık modeli aralık küçüldükçe tekerrürün arttığını gösterir.



Şekil 3.1. Negatif Üssel ve Kaydırılmış Negatif Üssel dağılımları

Sürücülerin çoğunluğu güvenli aralık kuralına uyarlarken, yalnız tahmin ve diğer nedenlerle akımda taşıtlar arasında bu aralıktan daha kısa aralıkların da bulunması doğaldır. Ancak bu gibi kısa aralıkların sayıları az olacaktır. Bu durumda Negatif Üssel dağılımın taşıtlar arasındaki aralık dağılımını tam olarak temsil edemeyeceği ortaya çıkmaktadır. Araştırmacılar bu sorunun üstesinden gelebilmek için iki değişik yöntem kullanmışlardır.

Birincisinde taşıtlar arasındaki aralık belirli bir değerden kısa ise bunun artık bir aralık olmadığı varsayılmıştır. Bazı yazarlar bu çok kısa aralıkları engel olarak kabul etmişler ve bu değerden kısa aralıkları dikkate almamışlardır. Bu durumda da dağılımın eğrilerinde t 'nin değişimi sınırlandırılmış veya t yerine $(t-a)$ gibi yeni bir değişken getirmişlerdir ki burada a gözlenen en kısa aralıktır. Yukarıdaki (3.14) bağıntısında t yerine $t-a$ konulursa elde edilecek yeni dağılım sağa doğru a kadar kaydırılmış bir eğri olacaktır (Şekil 3.1).

$$P(t) = e^{-(t-a)/(t-a)} \quad (3.17)$$

Burada $\bar{t} = 1/q$ ortalama aralık olmak üzere $P(t)$, t veya daha uzun aralık bulma olasılığıdır. Bu bağıntıda $t = a$ olduğunda $P(t) = 1$, yani akımda beklenen tüm aralıklar $t \geq a$ olacaktır. Benzer olarak OLIVER [8] da Poisson dağılımına uyan rastgele akımlarda aralık dağılımlarının Kaydırılmış Negatif Üssel dağılımda olduğunu ve t uzunluğunda aralık bulma olasılığının da;

$$p(t) = q \cdot e^{-q(t-a)} \quad (t \geq a) \quad (3.18)$$

olacağını belirtmektedir. Kaydırılmış Negatif Üssel dağılımın ortalaması ve varyansı,

$$m = (1/q) + a \quad s^2 = 1/q^2 \quad (3.19)$$

olmaktadır.

TANNER [9] 'da şişeboynunda daralmayan şeritteki taşıtlar arasındaki aralıklar belirli bir değerden kısa olduğunda bunları daralan şerit sürücüleri için engel kabul ederek, taşıtlar arasındaki aralıkların Negatif Üssel dağılımında olacağını belirtmektedir. Engel sürelerini ise ayrıca inceleyerek ortalama engel süresini $E(y)$ ve varyansını $E(y^2)$ vermiştir.

Taşıtlar arasındaki aralıklar belirli bir değerden kısa olduğunda, tekerrürlerin azalmasına karşın Negatif Üssel dağılımında artışın sürmesi, bu nedenle akımı temsil edememesi üzerine önerilen ikinci yol ise bir başka dağılım kullanmaktır. Bu amaçla kullanılabilecek olan dağılımlar, küçük farklarla birbirine benzeyen eğriler veren olasılık yoğunluk bağıntıları ve belirli sınırlarda iki değişik dağılım bağıntısı kullanıp bunların toplamları ile olayı temsil eden bileşik dağılım bağıntıları olmaktadır.

Bir trafik akımındaki aralıkların dağılımını temsil edecek genel dağılım bağıntısı Gamma (Pearson III. tip) dağılımıdır. Bu dağılımın bağıntısı,

$$p(t) = \frac{b^k}{(k-1)!} \cdot t^{k-1} \cdot e^{-bt} \quad (0 < t < \infty) \quad (3.20)$$

şeklinde, ortalaması ve varyansı sırası ile,

$$m = k/b \quad s^2 = k/b^2 \quad (3.21)$$

olmaktadır. Görüldüğü gibi trafik akımından toplanan verilerin ortalama ve varyansları yardımı ile bulunacak olan iki parametre ile eğri belirlenebilecektir. Bu parametreler (3.21) bağıntılarından,

$$b = m/s^2 \quad k = m^2/s^2 \quad (3.22)$$

olarak elde edilir. Bu dağılımın b parametresini, aralıkların ortalaması $m = \bar{t}$ ise (3.21) ortalama bağıntısından, $b = k/\bar{t}$ şeklinde yazılabilir. Yoldan birim zamanda geçen taşıt sayısı q ise, aralıkların ortalamasının da $\bar{t} = 1/q$ olduğu gözönünde tutulursa,

$$b = k \cdot q \quad (3.23)$$

olur. Bu b değeri (3.20) dağılım bağıntısında yerine konulursa,

$$p(t) = \frac{(kq)^k}{(k-1)!} \cdot t^{k-1} \cdot e^{-kqt} \quad (t > 0) \quad (3.24)$$

Erlang dağılımı elde edilir. Burada $k = 1, 2, 3, \dots$ sıfırdan büyük bir tam sayıdır. Böylece bir yoldan birim zamanda q taşıt geçmesi durumunda, taşıtlar arasında t birimlik zaman aralığı bulunma olasılığı $p(t)$, (3.24) bağıntısı ile verilen Erlang dağılımı ile temsil edilebilir. Bu dağılımın ortalaması ve varyansı sırası ile,

$$m = 1/q \quad s^2 = 1/(kq^2) \quad (3.25)$$

olmaktadır. k parametresi ise,

$$k = m^2 / s^2 \quad (3.26)$$

olur. Erlang dağılımı, k parametresine bağlı olarak çeşitli yoğunluktaki akımlar için temsil yeteneğine sahiptir. Erlang dağılımında $k = 1$ alınır-
sa, daha önce ele alınan ve düşük hacimli akımlardaki aralıkları iyi temsil eden, Negatif Üssel dağılım elde edilir. Bu dağılım k 'yı sonsuza kadar değiştirerek düşük hacimli akımlardan, yoğun akımlara kadar değişen akımlardaki aralıkları temsil etmek için kullanılabilir. Burada k 'nın sıfırdan büyük bir tamsayı olduğu gözden kaçırılmamalıdır.

Taşıtlar arasındaki aralıkları temsil etmek için seçilen eğrilerin, Negatif Üssel dağılım dışında, hepsi orijinden başlayıp, aralık boyutundaki küçük artımlarla olasılığı hızla artan, orijine yakın bir noktada en büyük değerine ulaştıktan sonra, sağa doğru uzayan kuyruğa sahip, simetrik olmayan eğrilerdir. Bu ortak özelliği gözönünde tutan TOLLE [10]

aralıkların Lognormal dağılımla da temsil edilebileceğini kabul etmiştir. Bu dağılımın ifadesi,

$$p(t) = \frac{1}{s \cdot t \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-[\ln(t) - m]^2 / 2s^2} \quad (t > 0) \quad (3.27)$$

olur. Burada $p(t)$, t birim zamanlık aralığın olma olasılığı, m bu dağılımın ortalaması, s^2 'de varyansdır. Bu dağılımın kullanılabilmesi için ortalama ve varyansın bilinmesi gereklidir. Ölçümlerden elde edilen n tane aralık t_i , $i=1,2,\dots,n$, ise bu verileri temsil edebilecek Lognormal dağılımın ortalaması ve varyansı sırası ile,

$$m = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(t_i) \quad s^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n [\ln(t_i) - m]^2 \quad (3.28)$$

olarak hesaplanır. Eğer dağılım eğrisi biliniyorsa, bu eğrinin $p(t) = 0.50$ ve $p(t) = 0.16$ olasılıklarını sağlayan $t_{0.50}$ ve $t_{0.16}$ birim aralıklar ise, dağılım ortalaması,

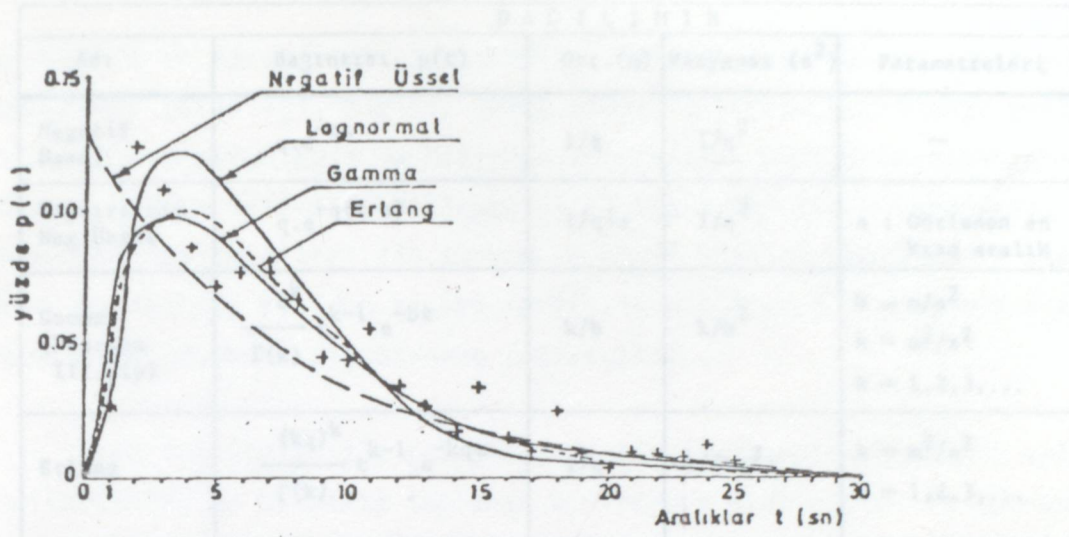
$$m = \ln(t_{0.50}) \quad (3.29a)$$

standart sapması,

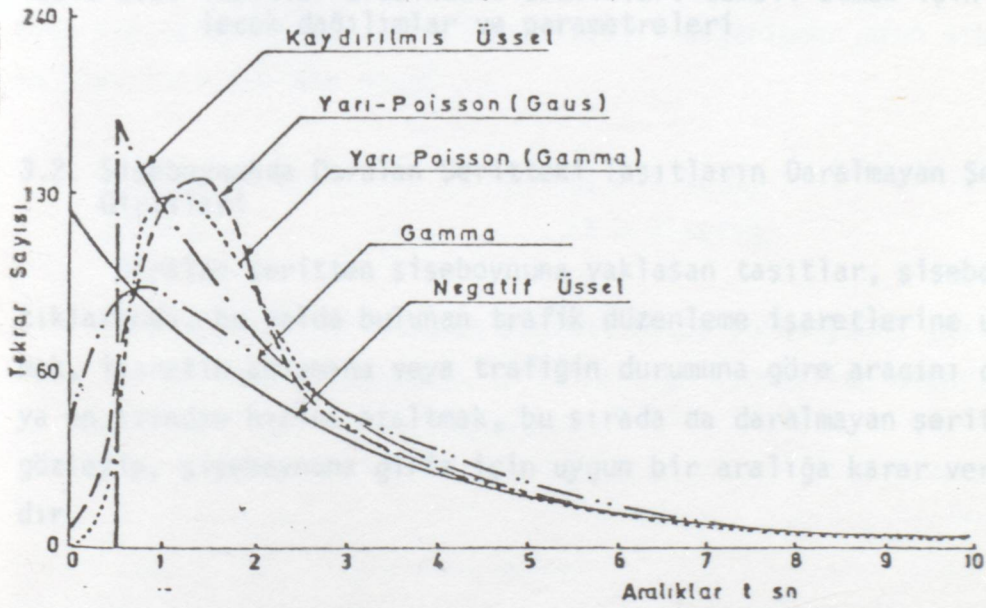
$$s = \ln(t_{0.50}) - \ln(t_{0.16}) \quad (3.29b)$$

olur.

DREW [3] , verilere olan uygunluklarını görmek için ve eğrileri karşılaştırmak amacı ile topladığı verilere uygun Lognormal, Gamma ve Erlang eğrilerini birlikte çizmiştir (Şekil 3.2). Bu şekildeki Lognormal dağılımın, Gamma ve Negatif Üssel dağılıma göre durumu ile, Şekil 3.3'deki Yarı-Poisson dağılımlarının, Gamma ve Negatif Üssel dağılımlara göre durumları karşılaştırılırsa, birbirlerinden çok farklı olmadıkları görülür. Fakat Lognormal dağılımın daha kolay ve daha az parametrelili olduğuna dikkat edilmelidir. (Şekil



Şekil 3.2. Taşıtlar arasındaki aralıklara uygun dağılımlar.
Yol hacmi yaklaşık 600 taşıt/saat-şerit.



Şekil 3.3. Taşıtlar arasındaki aralıklara uygun dağılımlar.
Yol hacmi $Q = 1260-1500$ taşıt/saat.

Bir yol kesitinden geçen taşıtlar arasındaki aralıkların dağılımlarını temsil etmek için kullanılabilen olasılık yoğunluk bağıntıları ile bunların parametreleri topluca Tablo 3.2'de özetlenmiştir.

DAĞILIMIN				
Adı	Bağıntısı, p(t)	Ort.(m)	Varyansı (s ²)	Parametreleri
Negatif Üssel	$q \cdot e^{-qt}$	1/q	1/q ²	—
Kaydırılmış Neg.Üssel	$q \cdot e^{-q(t-a)}$	1/q+a	1/q ²	a : Gözlenen en kısa aralık
Gamma (Pearson III.tip)	$\frac{b^k}{\Gamma(k)} t^{k-1} e^{-bt}$	k/b	k/b ²	b = m/s ² k = m ² /s ² k = 1,2,3,...
Erlang	$\frac{(kq)^k}{\Gamma(k)} t^{k-1} e^{-kqt}$	1/q	1/(kq ²)	k = m ² /s ² k = 1,2,3,...
Lognormal	$\frac{1}{st\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\ln(t)-m)^2}{2s^2}}$	m	s ²	m = $\frac{1}{n} \ln(t_i)$ s ² = $\frac{1}{n} (\ln t_i - m)^2$

Tablo 3.2. Taşıtlar arasındaki aralıkları temsil etmek için kullanılabilir dağılımlar ve parametreleri

3.2. Şişeboynunda Daralan Şeritteki Taşıtların Daralmayan Şeride Girişleri

Daralan şeritten şişeboynuna yaklaşan taşıtlar, şişeboynuna ulaştıklarında, bu yolda bulunan trafik düzenleme işaretlerine uygun davranmak, işaretin anlamına veya trafiğin durumuna göre aracını durdurmak veya en azından hızını azaltmak, bu sırada da daralmayan şeritteki akımı gözleyip, şişeboynuna giriş için uygun bir aralığa karar vermek zorundadır.

3.2.1. Daralan Şeritteki Taşıtların Daralmayan Şeride Giriş Aralıkları ve Kritik Aralık

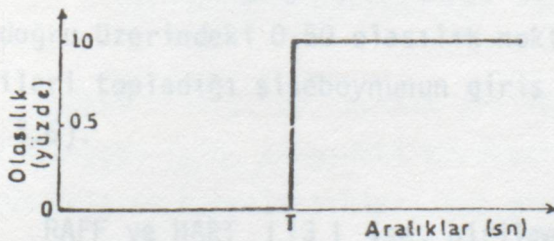
Sürücülerin fren uzunluğu, intikal ve tepki süresi gibi konulardaki bilgi ve tecrübelerine bağlı tahmin ve takdirleri farklı olacağından aralık kabulündeki davranışlarının da değişik olması doğaldır. Bir sürücünün güvenli bulup girdiği bir aralıktan çok daha uzun olan bir aralığı, bir diğer sürücünün güvensiz bulup girmemesi çok görülen bir olaydır. Şişeboynuna gelen daralan şeritteki bir sürücü, daralmayan şeritte gözlediği aralığa girip girmeme kararına belirli bir düşünce sonucu ulaşır.

Bu düşünce ve karar verme sırasındaki, taşıtın özellikleri, geçeceği şiseboynunun genişliği, biçimi, görüş olanakları veya katılacağı yola katılma açısı, yolun eğim ve hızlanma olanakları, sürücünün arkasında şiseboynuna girmek için sıra bekleyen başka taşıt bulunup bulunmaması, hava ve aydınlatma koşulları ile sürücünün kendi kişisel özellikleri etkili olur. Bu nedenle kişiden kişiye farklılık gösterecek olan giriş aralıkları da şiseboynundan şiseboynuna değişecektir.

Konu ile ilgili ilk çalışmalarda bir şiseboyndaki giriş aralığı denildiğinde, bu kavşakta toplanan verilerden elde edilen ve tüm sürücülerin giriş aralıklarını temsil ettiği varsayılan tek bir değer düşünülmüştür. Bu kabule göre, bir şiseboynunda bu değerden daha kısa daralan şerit aralıklarında hiçbir daralan şerit sürücüsü şiseboynuna giremeyecek, daha uzun aralıklarda ise daralan şerit sürücülerinin tümü şiseboynuna girecektir. Başka bir deyişle, matematik olarak, bir T değerinden kısa aralıklara girme olasılığı sıfır, T değerinden uzun aralıklara girilme olasılığı ise bir olur.

$$\begin{aligned} p(t) &= 0 && (t < T \text{ için}) \\ p(t) &= 1 && (t \geq T \text{ için}) \end{aligned}$$

Bu, matematikte basamak bağıntı (step fonksiyonu) tanımıdır (Şekil 3.4). Bu şekilde şiseboynunu temsil ettiği varsayılan değer, bundan sonra "tek değer" adı ile anılacaktır.

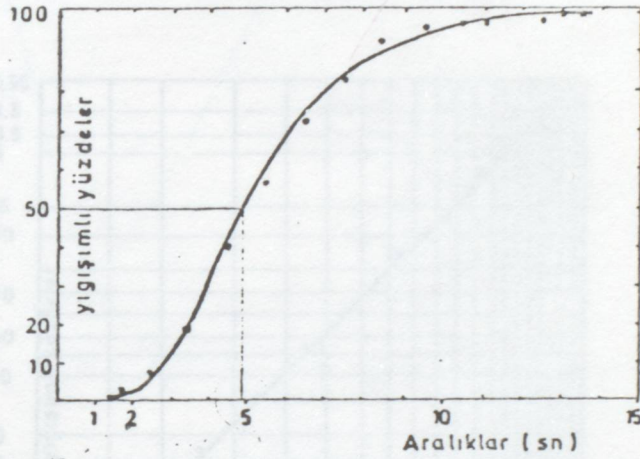


Şekil 3.4. Basamak bağıntı (step fonksiyon).

Bir şiseboyndaki giriş aralıklarını temsil edebilecek bir değer arandığında, doğal olarak ilk düşünülen bu giriş aralıklarının ortalamasını almak olacaktır. Toplanan veriler t_i , veri sayısı da n ise ortalamayı,

$$T = \bar{t} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n t_i \quad (3.30)$$

olduğu bilinmektedir. Bunun yanında araştırmacıların çoğunluğunca sürücülerin yarısı tarafından kabul edilen aralık o şışeboynunun giriş aralığı olarak kabul edilmiştir. Fakat bu değerin saptanmasında izlenen yol değişik olmuştur. Örneğin, LOGAN [11] yığılımlı olarak çizdiği verilere uygun bir eğri geçirerek bu eğri ile 0.50 olasılık çizgisinin kesişme noktasına karşılık olan aralık uzunluğunu bu şışeboynunun giriş aralığı olarak almıştır (Şekil 3.5).



Şekil 3.5. Sürücülerin yarısı tarafından kabul edilen aralığın bulunması

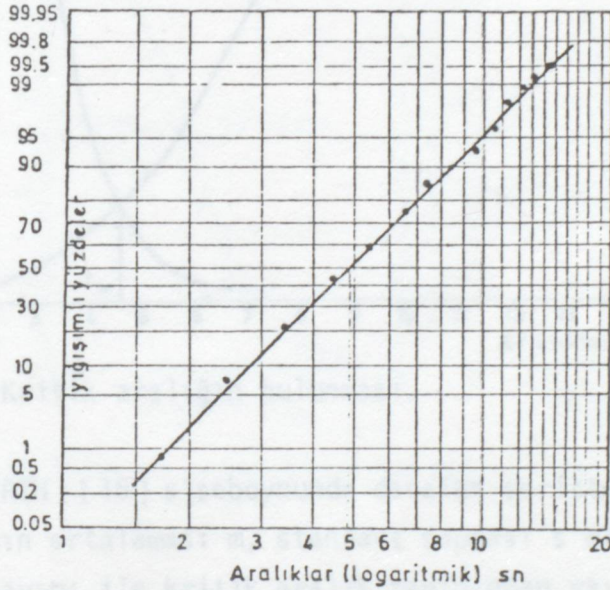
OWENS [[12] ise, verilerin logaritmalarını, bir olasılık eşelli kağıda işaretlemiş, bunların yaklaşık olarak bir doğru üzerinde olduğunu kabul ederek bu doğruyu çizmiştir. Verilerin logaritmalarına uygun olan bu doğru üzerindeki 0.50 olasılık noktasının karşılığı olan T değerini, verileri topladığı şışeboynunun giriş aralık değeri olarak almıştır (Şekil 3.6).

RAFF ve HART [13] ise, girilmeyen aralıkları da dikkate alarak bir kritik aralık kavramı geliştirmişlerdir. Bu kavrama göre; kritik aralık öyle bir T_{kr} değeridir ki, kavşakta bu T_{kr} aralığından daha kısa olan

$$L = n \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{f'(n)}{f(n)} \quad (3.31)$$

olur. Daralan serideki sürücülere sunulan üne giriş aralıkları, $f(t)$, Negatif-Ossel dağılımı ise,

ve sürücülerin girdiği aralık sayısı, T_{kr} aralığından daha uzun ve sürücülerin girmediği aralık sayısına eşittir. Yani bir şişeboynunda, bir T_{kr} aralığından daha kısa olan ve sürücülerin girdiği aralık sayısı, daha uzun olan ve sürücülerin girmediği aralık sayısına eşit olduğu noktadaki T_{kr} değeri kritik aralık olarak adlandırılmıştır. Bu kavram T_{kr} değerinin bulunması için çizilmesi gereken grafik üzerinde daha açıklığa kavuşacaktır. Bunun için şişeboynunda girilen ve girilmeyen aralıkların yığılımlı tekrar eğrileri aralıklara karşı bir koordinat sisteminde işaretlenir. Bu eğrilerin kesim noktasında, girilen ve girilmeyen aralık sayıları birbirine eşit olacağından, bu noktaya karşılık olan aralık, tanımladığımız kritik aralık olacaktır (Şekil 3.7).



Şekil 3.6. Sürücülerin yarısı tarafından kabul edilen aralığın, verilerin logaritmaları ile bulunması

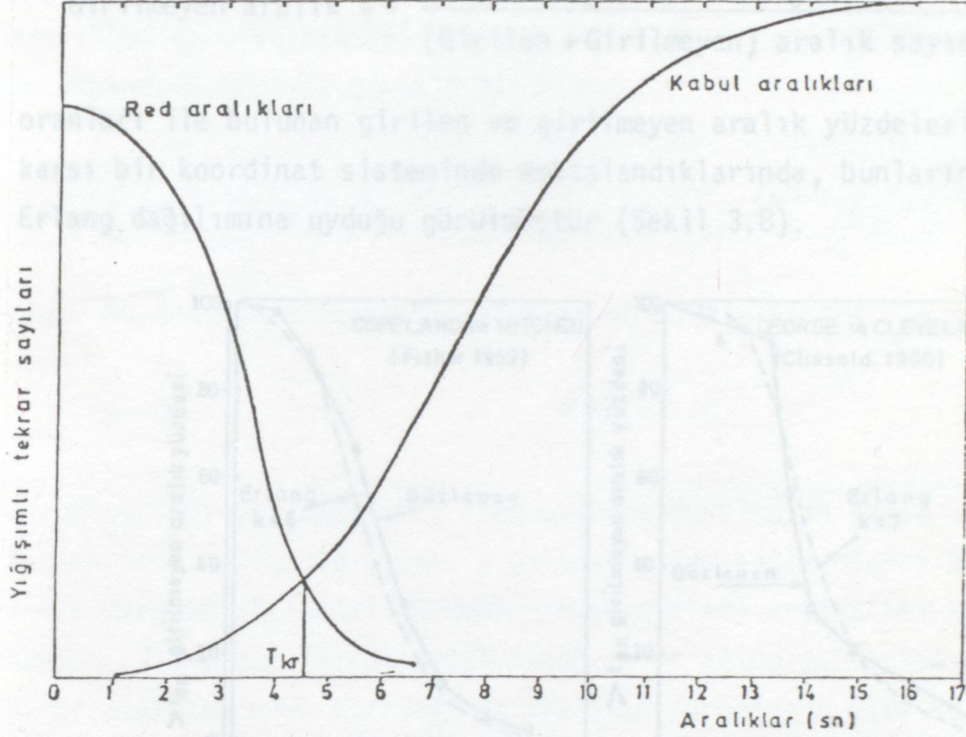
MILLER [14] 'de, kritik aralık tanımından hareket ederek, kritik aralık hesabı için, aşağıdaki kuramsal bağıntıyı vermiştir. Şişeboynundaki sürücülerin karşılaştıkları öne giriş aralıklarının olasılık yoğunluk bağıntısı $f(t)$, bu dağılımın ortalaması m ve standart sapması s ise kritik aralık,

$$T_{kr} = m + \frac{1}{2} s^2 \cdot \frac{f'(m)}{f(m)} \quad (3.31)$$

olur. Daralan şeritteki sürücülere sunulan öne giriş aralıkları, $f(t)$, Negatif Üssel dağılımında ise,

$$T_{kr} = m - \frac{1}{2} q \cdot s^2 \quad (3.32)$$

olur.



Şekil 3.7. Kritik aralığın bulunması.

ASHWORTH [15] şişeboynunda daralan şeritteki sürücülerin kritik aralıklarının ortalaması m , standart sapması s olan bir Normal dağılımında olduğu varsayımı ile kritik aralık tanımından yararlanıp, kritik aralık uzunluğu için yine,

$$T_{kr} = m - \frac{1}{2} q \cdot s^2 \quad (3.32)$$

bağıntısını bulmuştur.

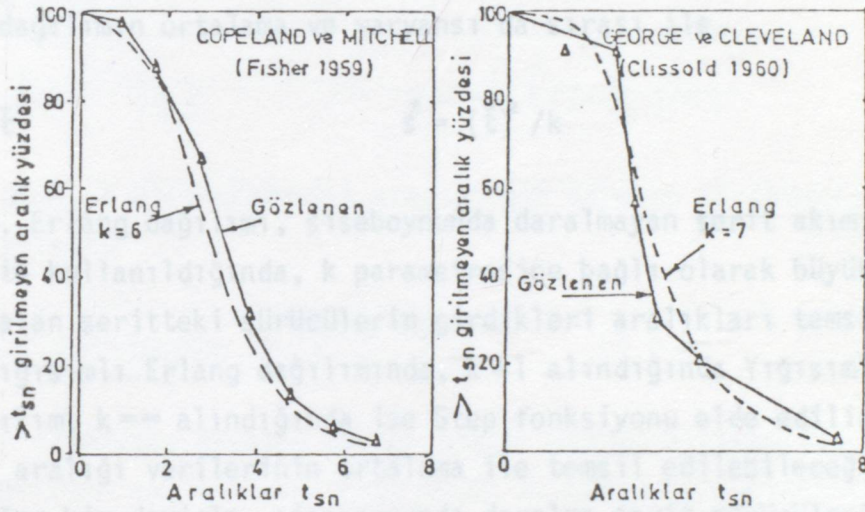
3.2.2. Daralan Şeritteki Taşıtların Daralmayan Şeride Giriş Aralıklarının Uygun Dağılımları

BLUNDEN [16], daralan şeritteki sürücülerin daralmayan şerit akımında girdikleri ve giremedikleri aralıkları birlikte ele alarak dağılım aramıştır. Bunun için,

$$\text{Girilen aralık \%} = \frac{\text{Girilen aralık sayısı}}{(\text{Girilen} + \text{Girilmeyen}) \text{ aralık sayısı}}$$

$$\text{Girilmeyen aralık \%} = \frac{\text{Girilmeyen aralık sayısı}}{(\text{Girilen} + \text{Girilmeyen}) \text{ aralık sayısı}}$$

oranları ile bulunan girilen ve girilmeyen aralık yüzdeleri, aralıklara karşı bir koordinat sisteminde noktalandıklarında, bunların yığılımlı Erlang dağılımına uyduğu görülmüştür (Şekil 3.8).



Şekil 3.8. BLUNDEN ve arkadaşlarının gözledikleri ve hesapla buldukları giriş aralıkları

Eğer girilen n tane aralığın ortalaması \bar{t} , varyansı s^2 ve ortalama en küçük aralık kabulü μ ise, t birim zamanlık veya daha uzun aralığın kabul olasılıkları,

$$P(t) = e^{-k\mu t} \sum_{i=1}^{k-1} \frac{(k\mu t)^i}{i!} \quad (k=1,2,3,\dots) \quad (3.33)$$

şeklinde yazılabilir. Burada k ,

$$k = (\bar{t})^2 / s^2 \quad \text{veya} \quad k = -2 \ln(1/\bar{t}) - (2/n) \sum_{i=1}^n \ln(t_i) \quad (3.34)$$

bağıntılarından birisi yardımı ile bulunan Erlang sayısı olup, sıfırdan büyük bir tamsayıdır.

DREW 3,17 en az bir red aralığı olan sürücüleri ele alıp, bunların girdikleri aralıklarla birlikte, en uzun red aralıklarını gözönünde bulundurarak, girilen aralık yüzdelerini bulup bu yöntemle de dağılım aramıştır. Ayrıca DREW yalnız girilen aralıkların Erlang dağılımına uya- cağını kabul etmiştir. Buna göre daralan şerit sürücülerinin girdikleri aralıklar t_1 , bu aralıkların ortalaması \bar{t} varyansı s^2 ise, t saniye ve- ya daha uzun aralığa girme olasılığı,

$$P(t) = \frac{(k/\bar{t})^k}{(k-1)!} \int_0^t t^{k-1} \cdot e^{-kt/\bar{t}} \cdot dt \quad (k=1,2,3,\dots) \quad (3.35)$$

olur. Bu dağılımın ortalama ve varyansı da sırası ile,

$$m = \bar{t} \quad s^2 = (\bar{t})^2 / k \quad (3.36)$$

olacaktır. Erlang dağılımı, şışeboynunda daralmayan şerit akımındaki ara- lıklar için kullanıldığında, k parametresine bağlı olarak büyük bir esnek- likle daralan şeritteki sürücülerin girdikleri aralıkları temsil olanağı sağlar. Yığışımolu Erlang dağılımında, $k=1$ alındığında Yığışımolu Negatif Üssel dağılım, $k=\infty$ alındığında ise Step fonksiyonu elde edilir. Bu ise tüm giriş aralığı verilerinin ortalama ile temsil edilebileceği anlamın- dadır. Diğer bir deyişle, şışeboynunda daralan şerit sürücülerinin tüm giriş aralıkları tek bir değerle temsil edileceği ve bu değerden, yani ortalama giriş aralığından kısa aralıklara hiç bir daralan şerit sürücü- sünün giremeyeceği, uzun aralıklara ise tüm sürücülerin gireceği kabul edilmektedir.

ASHWORTH, şışeboynunda daralan şerit sürücülerinin, daralmayan şerit akımında girdikleri aralıkların Normal dağılımda olduğunu kabul et- miştir. Buna göre, daralan şerit sürücülerinin girdikleri aralıkların or- talaması m , varyansı s^2 ise, t birim zamanlık aralığın kabul edilme ola- sılığı,

$$p(t) = \frac{1}{s \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-(t-m)^2 / 2s^2} \quad (3.37)$$

olur.

Normal dağılımın ortalamasına göre simetrik bir dağılım olduğu

bilinmektedir. Bu dağılımın ortalaması (mean), orta değeri (median) ve en çok görülen değeri (mode) birbirlerine eşittir. Buna karşın, Şişeboy-
nunda daralan şerit sürücülerinin girdiği aralıkları inceleyen araştır-
macıların büyük bir çoğunluğu, bunların ortalama ve orta değerlerinin
birbirinden farklı olduğunu belirtmektedirler. Bir dağılımın ortalaması
ile orta değeri birbirinden farklı ise bu dağılım simetrik değil, çarpık
bir dağılımdır. Birçok araştırmacı daralan şerit sürücülerinin girdiği
aralıkların logaritmalarının Normal dağılıma uyduğunu öne sürmekte ve bu
dağılıma Lognormal dağılım adını vermektedir. Daralan şerit sürücülerinin
giriş aralıkları t_i , bunların logaritmalarının ortalaması ve varyansı
sırası ile m ve s^2 ,

$$m = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\ln t_i) \quad s^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n [\ln t_i - m]^2 \quad (3.38)$$

olduğuna göre, t birim zamanlık aralığa bir daralan şeritteki taşıtın
girme olasılığı,

$$p(t) = \frac{1}{s \cdot t \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-[\ln(t) - m]^2 / 2s^2} \quad (t > 0) \quad (3.39)$$

olur. Eğer elimizde, daralan şeridi temsil ettiği bilinen Yığılımlı Log-
normal dağılımın eğrisi varsa $p(t) = 0.50$ ve $p(t) = 0.16$ olasılıklarını sağ-
layan aralıklar sırası ile $t_{0.50}$ ve $t_{0.16}$ ise bu bilinen Yığılımlı Lognor-
mal dağılımın ortalaması ve varyansı sırası ile,

$$m = \ln(t_{0.50}) \quad s^2 = \ln(t_{0.50}) - \ln(t_{0.16}) \quad (3.40)$$

şeklinde bulunabilir.

3.3. Daralan Şeritteki Taşıtların Gecikmeleri

Şişeboyunda daralan şeritteki bir sürücü, daralmayan şeritteki
trafik akımında karşılaştığı aralık belirli bir T süreden kısa ise, bir
sonraki aralığı bekleyecektir. Bu bekleme, sürücü T uzunluğunda bir ara-
lık buluncaya kadar sürecektir. Genel olarak bir sürücünün " n " adet ara-
lık bekleme olasılığı Geometrik dağılıma uygundur [3,8]. Daralmayan
şeritteki taşıtlar arasındaki aralıkların T süresi kadar veya daha kısa
olma olasılığı " p " ise, kritik aralığı T olan daralan şeritteki sürücünün

n adet aralık bekleme olasılığı,

$$P(n) = p^n (1-p) \quad (n=1,2,3,\dots) \quad (3.41)$$

olacaktır. Daralmayan şerit akımındaki aralıkların dağılımı $f(t)$ ise yukarıdaki tanıma göre,

$$p = \int_0^{\tau} f(t) dt \quad (3.42)$$

DREW, daralmayan şerit akımındaki aralıkların Erlang dağılımında olduğunu varsayarak, daralan şeritteki sürücünün n aralık bekleme olasılığı bulmuştur. Erlang dağılımının (3.24) bağıntısı ile verilen ifadesi (3.24) bağıntısında $f(t)$ yerine konulup çözümlerse,

$$p = 1 - e^{-kq\tau} \sum_{i=0}^{k-1} \frac{(kq\tau)^i}{i!} \quad (k=1,2,3,\dots) \quad (3.43)$$

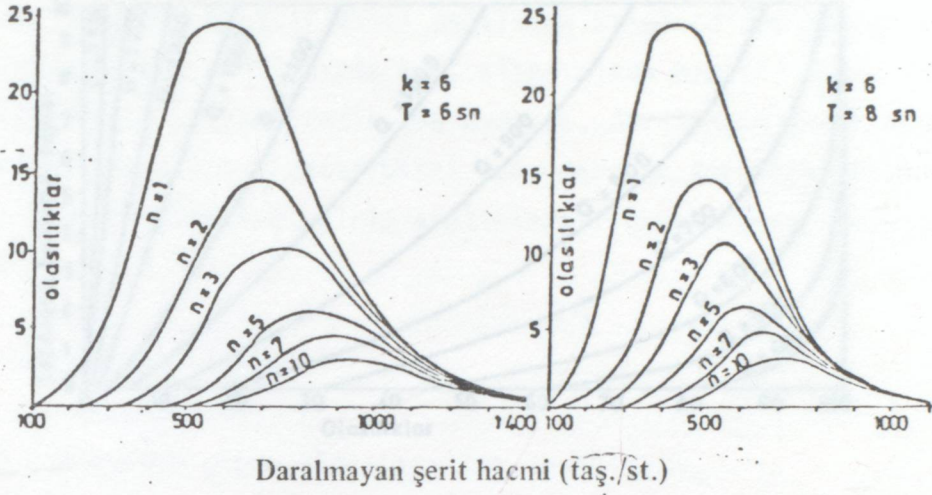
olur. Bu bağıntıda (3.41) bağıntısında yerine konursa, şişeyboynunda daralan şeritteki sürücülerin n aralık bekleme olasılığı,

$$P(n) = \left[1 - e^{-kq\tau} \sum_{i=0}^{k-1} \frac{(kq\tau)^i}{i!} \right]^n \cdot \left[e^{-kq\tau} \sum_{i=0}^{k-1} \frac{(kq\tau)^i}{i!} \right] \quad (3.44)$$

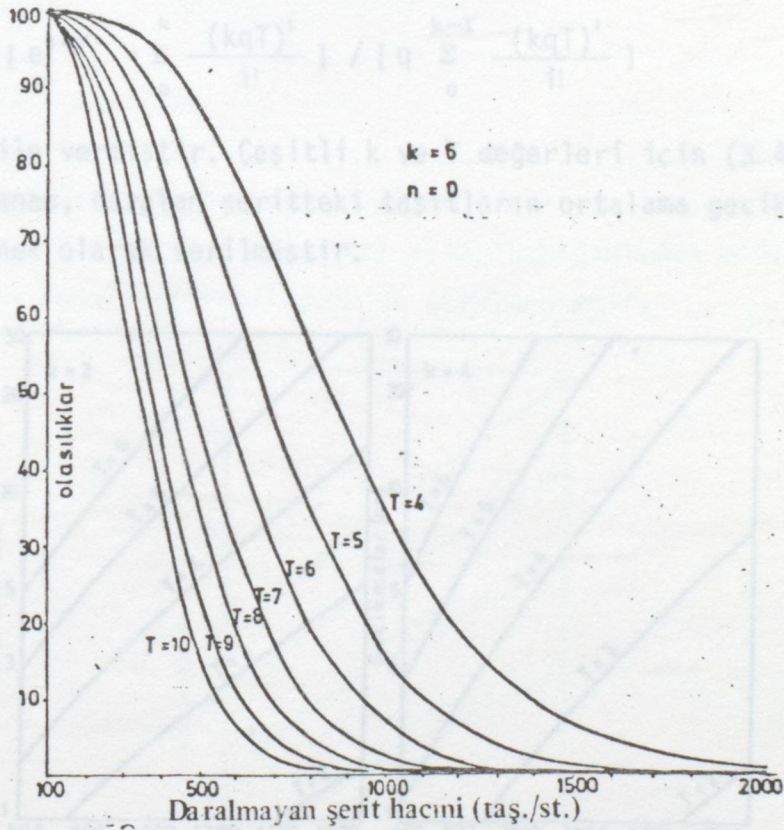
elde edilir. Burada k, (3.34) bağıntıları ile verilen Erlang sayısıdır. Daralan şerit sürücülerinin hiç beklemeden daralmayan şeride girme olasılığı, yani karşılaşacağı ilk aralığın T kadar veya daha uzun olma olasılığı (3.44) eşitliğinde $n=0$ yapılarak,

$$P(0) = e^{-kq\tau} \sum_{i=0}^{k-1} \frac{(kq\tau)^i}{i!} \quad (3.45)$$

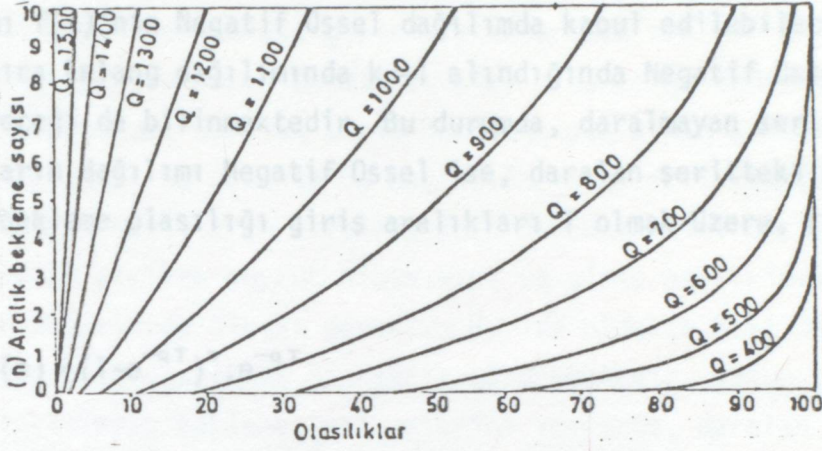
olarak bulunur. Yukarıdaki (3.44) bağıntısından daralan şerit sürücülerinin n aralık bekleme olasılıkları için yapılan çözümden iki örnek Şekil 3.8'de görülmektedir. Hiç beklemeden girme olasılıkları ise Şekil 3.9'da gösterilmiştir. Şekil 3.10'da da n aralık bekleme olasılıkları şişeyboynunda çeşitli daralmayan şerit hacimleri için gösterilmiştir.



Şekil 3.9. Giriş aralıkları T olan sürücülerin şışeboynuna giriş için n aralık bekleme olasılıkları (k Erlang sayısıdır).



Şekil 3.10. Daralmayan şerit sürücülerinin hiç beklemeden ($n=0$) T (sn) aralık bulma olasılıkları.

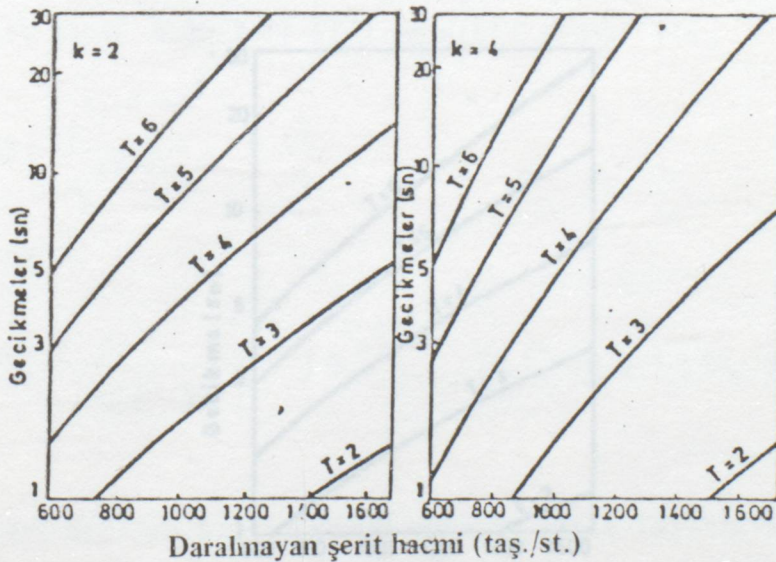


Şekil 3.11. Daralan şerit sürücülerinin n aralık bekleme olasılıklarının daralmayan şerit hacmine göre değişimi.

DREW, (3.44) bağıntısından hareketle n aralık bekleyen daralan şerit sürücülerinin gecikme dağılımını, $f(w)$ olarak ve bu dağılımın ortalamasını da,

$$\bar{w} = [e^{kqT} - \sum_0^k \frac{(kqT)^i}{i!}] / [q \sum_0^{k-1} \frac{(kqT)^i}{i!}] \quad (3.46)$$

bağıntısı ile vermiştir. Çeşitli k ve T değerleri için (3.46) bağıntısından hesaplanan, daralan şeritteki taşıtların ortalama gecikmeleri Şekil 3.11'de örnek olarak verilmiştir.



Şekil 3.12. Daralmayan şerit akımında aralıklar Erlang dağılımında, daralan şerit sürücülerinin giriş aralıkları T ise, daralan şeritteki taşıtların ortalama gecikmeleri.

Şişeboynunda daralmayan şeritteki taşıtlar arasındaki aralıkların dağılımı $f(t)$ 'nin Negatif Üssel dağılımında kabul edilebileceği belirtilmiştir. Ayrıca Erlang dağılımında $k=1$ alındığında Negatif Üssel dağılım elde edileceği de bilinmektedir. Bu durumda, daralmayan şerit akımındaki aralıkların dağılımı Negatif Üssel ise, daralan şeritteki sürücülerin n aralık bekleme olasılığı giriş aralıkları T olmak üzere, (3.44) eşitliğinden,

$$P(n) = (1 - e^{-qT})^n \cdot e^{-qT} \quad (3.47)$$

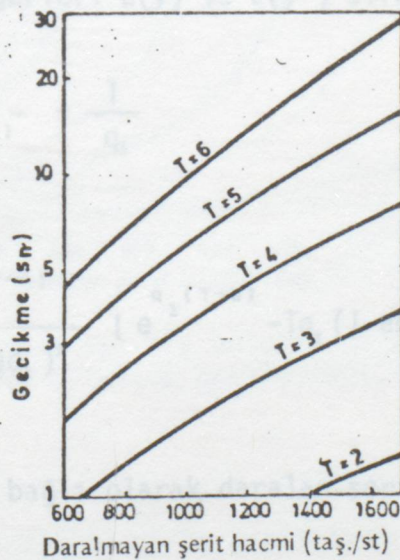
ve hiç beklemeden girme olasılığı ise, $n=0$ için,

$$P(0) = e^{-qT} \quad (3.48)$$

olacaktır. ASHWORT, şişeboynunda daralan şerit sürücülerinin n aralık geciktirilme olasılığını, daralmayan şerit akımındaki aralık dağılımı Negatif Üssel olduğunda (3.47) bağıntısı ile ve sürücülerin ortalama gecikmelerini de,

$$\bar{w} = (e^{qT} - 1 - qT) / q \quad (3.49)$$

biçiminde vermiştir ki bu bağıntı (3.46)'da $k=1$ alınarak da elde edilecektir [23] . Çeşitli T değerleri için bu bağıntıdan elde edilen ortalama gecikme değerleri Şekil 3.12'de görülmektedir.



Şekil 3.13. Daralmayan şerit akımında aralıklar Negatif Üssel dağılımında iken daralan şeritteki taşıtların ortalama gecikmeleri.

Bu bekleme olasılıklarının ve ortalama gecikmelerin hesabında daralan şerit sürücülerine ait giriş aralıklarının tek bir değer ile temsil edilmesi gerçek durumdan önemli farklar oluşmasına neden olur. Ayrıca bu gecikme hesabında, daralan şerit hacminin etkisinin bulunmadığına da dikkat edilmelidir. Bu nedenle bu bağıntıların geçerli olabilmesi için daralan şeritteki taşıtların birbirlerinin hareketlerini hiç engellememeleri, yani daralan şeritte kuyruk oluşmaması ve giriş aralıklarının birbirlerine yakın değerlerde olması gerekir. Bu ise oldukça özel bir durumu belirtmekte ve pratik olarak da olanaksız görünmektedir. Bunun yanında bu model yalnız taşıtların bekleme gecikmelerini vermekte, daralan şerit taşıtlarının şişeboynunu geçişleri esnasında kaybolan manevra zamanını içermektedir. Bu nedenlerle bu modelin, sistemi temsil yeteneği oldukça kısıtlı ve çok kesin koşullara bağlıdır.

TANNER [9], şişeboynunda daralan şerit taşıtlarının gecikmeleri için daha gelişmiş bir model vermiştir. Modelde; daralmayan şeritten, Poisson dağılımına uygun, q_1 tş/sn geldiğini ve aralarında en az "a" sn aralık bulunduğunu, daralan şeritten de, Poisson dağılımında, q_2 tş/sn geldiğini ve birbirlerini "b" sn'den daha kısa aralıklarla izleyemediklerini, daralan şerit taşıtlarının daralmayan şeride, daralmayan şeritteki bir taşıtın geçmesinden ancak T sn sonra girebileceğini varsaymıştır. Daralmayan şeritteki taşıtların arasındaki T sn'den daha kısa aralıkları "engel" olarak kabul edip, daralmayan şeritteki trafik akımındaki aralıklık Negatif Üssel dağılımda olduğuna göre bulduğu ortalama engel süresi ve standart sapma değerleri $E(y)$ ve $E(y^2)$ sırası ile,

$$E(y) = \frac{e^{q_1(T-a)}}{q_1(1-aq_1)} - \frac{1}{q_1} \quad (3.50)$$

$$E(y^2) = \frac{2e^{q_1(T-a)}}{q_1^2(1-aq_1)^2} \left[e^{q_1(T-a)} - Tq_1(1-aq_1) - 1 + aq_1 - \frac{a^2 q_1^2}{2(1-aq_1)} \right] \quad (3.51)$$

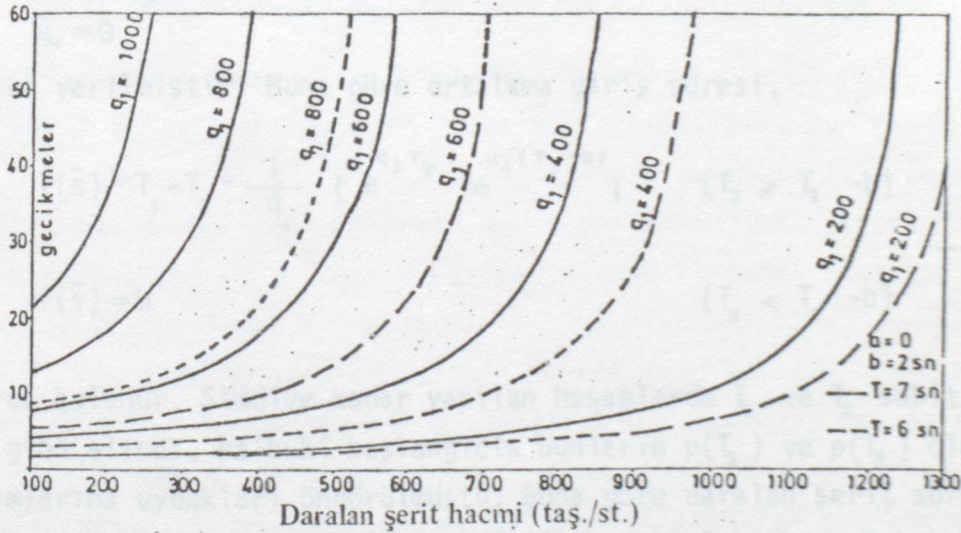
verilmiştir. Bunlara bağlı olarak daralan şerit taşıtlarının ortalama gecikmesi,

$$Y^2 = E(y^2) \quad Y = E(y) + 1/q_1 \quad (3.52)$$

olmak üzere

$$\bar{w} = \frac{\frac{Y^2}{2Y} + \frac{q_2 Y}{q q_1} \cdot e^{-b q_1} [(e^{b q_1}) - b q_1 - 1]}{1 - q_2 Y (1 - e^{-b q_1})} \quad (3.53)$$

bağıntısı ile verilmiştir. Daralmayan şeritteki taşıtlar arasındaki en kısa aralık $a = 0$, daralmayan şeritteki taşıtların birbirlerini izleme süreleri $b = 2$ sn, $T = 7$ sn ve $T = 6$ sn için daralmayan şeridin hacmi q_1 ve daralan şeridin hacmi q_2 'ye bağlı olarak bu gecikme eğrilerinden örnekler Şekil 3.13'de görülmektedir. Bu gecikme bağıntısı şişeyoynunda daralan şerit hacmini de hesaba kattığı için gerçeğe daha yakındır. Fakat yine de daralan şerit sürücülerinin hepsinin T sn aralıktan daha uzun aralıklara girecekleri varsayması gerçekte olandan sapmaya neden olmaktadır. Bunun yanında, yalnız bekleme gecikmelerini vermesi ayrıca taşıtların manevra zamanlarını hesaba katmaması da bir eksiklik olarak görülmektedir.



Şekil 3.14. TANNER bağıntısı ile bulunan daralan şeritteki taşıtların ortalama gecikmeleri.

ASHWORTH [24], daralan şerit sürücülerinin şişeyoynuna ortalama giriş zamanı için, bunların giriş aralıklarının dağılımına bağlı olan bir bağıntı geliştirmiştir. Bunun için daralmayan şeritte q_1 hacimli bir akım bulunduğunu, daralmayan şeritte bekleyen taşıtların en öndekinin T_1

uzunluğundaki bir aralığa girdiğini ve bu aralığa girme olasılığının $p(T_1)$, ikinci taşıtın birinciyi en kısa "b" süresi kadar bir aralıkla izleyebildiğini, daralmayan şerit akımındaki T_2 birimlik bir aralığa $p(T_2)$ olasılıkla girdiğini ve

$$T_1 = T_2 \quad \text{için} \quad p(T_1) = p(T_2) \quad (3.54)$$

olduğunu, yani sürücülerin giriş aralığı olasılık dağılımının aynı olduğunu kabul etmiştir. Böylece Poisson'a uygun bir akımda t birimlik aralıklardan daha uzun aralıkların toplam uzunluğunu veren ADAMS [25] bağıntısı yardımı ile, daralan şerit sürücülerinin giremedikleri ortalama aralığın uzunluğunu bulmuştur. Bunun yardımı ile $T_2 > T_1 - b$ olduğu zaman kuyruk başında ortalama bekleme zamanını,

$$\bar{w}_k = T_1 - T_2 - b + \frac{1}{q_1} [e^{q_1 T_2} - e^{q_1 (T_1 - b)}] \quad (3.55)$$

olarak vermiştir. $T_2 < T_1 - b$ olduğu zaman ise kuyruk başında ortalama bekleme zamanı ile şişeboynuna giriş için geçen zamanın toplamı ve ortalama bekleme sırası ile,

$$f(\bar{s}) = \bar{w}_k + b \quad (3.56)$$

$$\bar{w}_k = 0 \quad (3.57)$$

olarak verilmiştir. Buna göre ortalama giriş süresi,

$$f(\bar{s}) = T_1 - T_2 + \frac{1}{q_1} [e^{q_1 T_2} - e^{q_1 (T_1 - b)}] \quad (T_2 \geq T_1 - b) \quad (3.58)$$

$$f(\bar{s}) = b \quad (T_2 < T_1 - b) \quad (3.59)$$

olarak bulunur. Şimdiye kadar yapılan hesaplarda T_1 ve T_2 sabit değerlermiş gibi alındı, halbuki başlangıçta bunların $p(T_1)$ ve $p(T_2)$ olasılık dağılımlarına uydukları öngörülmüştü. Buna göre daralan şerit sürücülerinin ortalama giriş süresi, (3.58) ve (3.59) bağıntılarını aralık kabul olasılığı ile çarpıp uygun aralıklarda integre edersek,

$$\bar{s} = \int_{T_1=0}^{\infty} p(T_1) [b \int_{T_2=0}^{T_1-b} p(T_2) dT_2 + \int_{T_2=T_1-b}^{\infty} f(\bar{s}) p(T_2) dT_2] dT_1 \quad (3.60)$$

biçiminde bulunur.

RAFF ve HART [13] , şışeboynunda daralan şeritten gelen taşıtların ne kadarının geciktirildiği ile ilgilenmiştir. Şışeboynunda daralmayan şerit hacmi q_1 , daralan şerit sürücülerinin kritik giriş aralığı T ise bu taşıtların,

$$p = (1 - e^{-q_1 T}) \cdot 100 \quad (3.61)$$

olmak üzere %p kadarının gecikeceğini yaptığı deney sonuçlarına dayanarak bulmuştur. Ancak şışeboynunda daralan şeritteki taşıtların, oluşacak kuyruk nedeni ile de gecikeceklerini belirterek, daralan şerit hacmi q_2 olmak üzere, bu gecikme oranının,

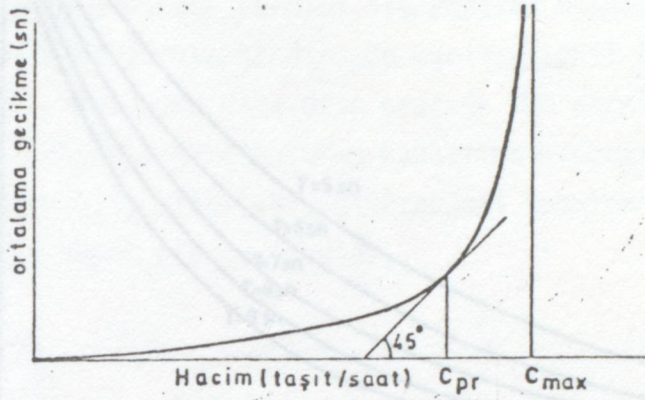
$$p = \left[1 - \frac{e^{-2.5q_2} e^{-2q_1 T}}{1 - e^{-2.5q_2} (1 - e^{-q_1 T})} \right] \cdot 100 \quad (3.62)$$

olacağını bildirmiştir. Şışeboynunda daralan şeritteki taşıtlar birbirlerini engellemiyorlarsa (3.62) eşitliğinde kuramsal olarak $q_2 = 0$ olduğunda yine (3.61) eşitliği elde edilir.

3.4. Giriş Aralıklarının Daralan Şeridin Kapasitesine Etkisi

Bir yolun kapasitesi, genel bir tanımlama ile bu yolun bir kesitinden birim zamanda geçebilecek en çok taşıt sayısıdır. Bu "temel kapasite" adı ile anılır [26,27,28]. Bir şışeboynuna gelen şeritlerin tümünde şışeboynuna girmek için bekleyen taşıt dizileri varsa, başka bir deyişle şeritlerin hepsi yüklü ise, yukarıda belirtilen temel kapasite karşılığı olan bir durum ortaya çıkmaktadır ki buna "tam kapasite" adı verilmiştir [29]. Bir şışeboynunda kapasiteyi bulmak için yapılan araştırmalarda, genellikle daralmayan şeritte q_1 taşıtlık bir hacim varken daralan şeritten geçebilecek q_2 hacmi aranmıştır. Bunun yanında geliştirilen kuramsal modellerde, şışeboynunda daralan şeritteki taşıtların gecikmeleri ile kapasite arasında da ilişkiler aranmış ve Şekil 3.14'deki bir ilişki bulunmuştur. Bir yol kesitinde temel kapasiteye ulaşmak için kuramsal olarak yolda hiç tükenmeyen bir kuyruk bulunduğu varsayılmaktadır. Bu durumda tam kapasitede çalışan bir şışeboynuna ulaşan daralan şeritteki taşıtlar, şışeboynuna girmeden önce kuyrukta beklemek zorunda kalacaktır. Kuyrukta taşıtın hiç tükenmemesi için ise daralan şeritteki bu kuyruğun sonsuz uzun olması gerekir. Dolayısı ile kuyruğa giren bir taşıtın sonsuz

gecikeceği kabul edilmiş olmaktadır.



Şekil 3.15. Şişeboynunda daralan şerit taşıtlarının gecikmeleri ile kapasite arasındaki ilişki.

Bu düşünce ile hareket eden TANNER [30], şişeboynunda daralan şerit taşıtlarının gecikmeleri için verdiği (3.53) bağıntısında ortalama gecikmeyi sonsuz yaparak, yani bağıntının paydasını sıfıra eşitleyerek maksimum daralan şerit hacmi için,

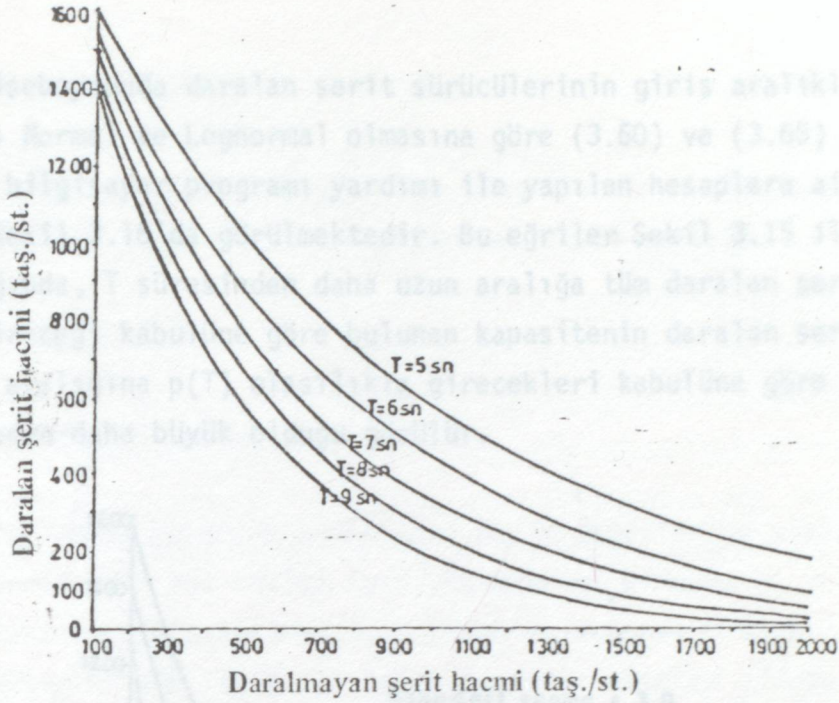
$$Q_2 = \frac{q_1(1-aq_1)}{e^{q_1(\tau-a)}(1-e^{-bq_1})} \quad (3.63)$$

bağıntısını bulmuştur. Görüldüğü gibi şişeboynunda daralan şeridin kapasitesi, daralmayan şeridin hacmine bağlı olarak bulunmuştur. Bu bağıntının sakıncası şişeboynunda tüm daralan şerit sürücülerinin T'den daha uzun aralıklara girdiğini varsaymasıdır. Bu bağıntının çözümünden örnekler çeşitli T değerleri için Şekil 3.15'te verilmiştir.

TANNER'in (3.63) bağıntısında $a=0$ alınırsa, yani şişeboynunda daralmayan şeritteki taşıtlar arasındaki aralıkların sıfıra kadar düşebileceği kabul edilirse HARDERS [31]'in bulduğu,

$$Q_2 = \frac{q_1 e^{-q_1 \tau}}{1 - e^{-q_1 b}} \quad (3.64)$$

bağıntısı elde edilir ki, bu TANNER'in kapasite bağıntısının özel halidir ve aynı sakıncayı taşımaktadır.



Şekil 3.16. TANNER bağıntısına göre daralan şerit hacimleri ile daralmayan şerit hacimleri arasındaki ilişkiler.

Giriş aralıklarını bir $p(t)$ olasılık dağılımına uygun olarak, şişe-boynunda daralan şerit sürücülerinin giriş süreleri için geliştirilen modelde verilen (3.60) bağıntısında, kuyrukta bekleme zamanı değil, taşıtın kuyruk başında, daralmayan seride giriş için ortalama bekleme süresi yani ortalama giriş süresini verdiği gözönünde tutulursa, daralan şerit sürücülerinin giriş aralıklarını bir dağılımla temsil ederek temel kapasite için,

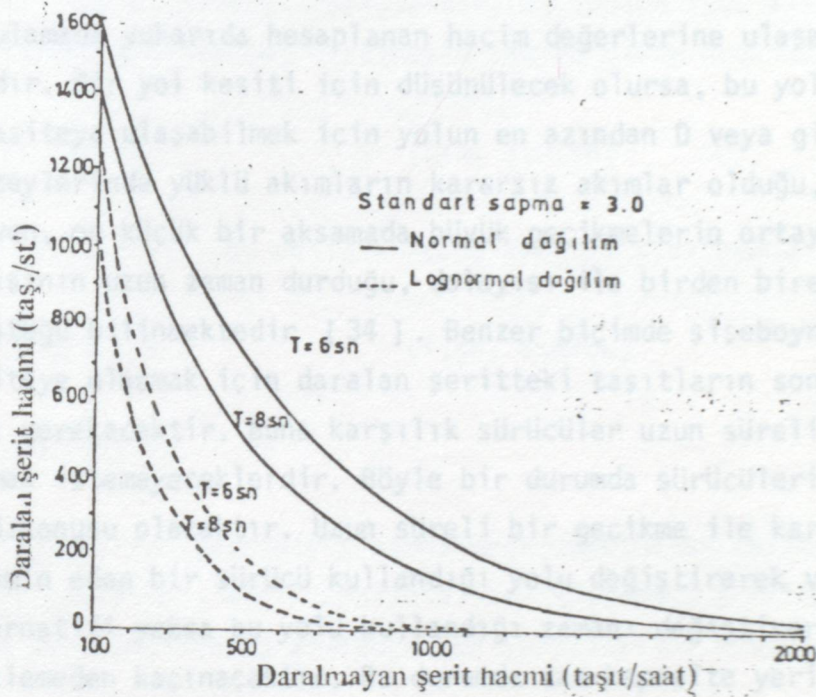
$$Q_2 = 1/\bar{s} \quad (3.65)$$

bulunacaktır. Nitekim (3.58) bağıntısında $T_1 = T_2 = T$ konulursa, yani şişe-boynunda daralan şeritteki her bir sürücünün bir T aralığından daha uzun aralıklara gireceği kabul edilirse, ortalama giriş süresi,

$$\bar{s} = (1/q_1) [e^{q_1 T} - e^{q_1 (T-b)}] \quad (3.66)$$

ve daralan şerit hacmi (3.64) bağıntısına eşit olacaktır. Bilindiği gibi bu da TANNER'in (3.63) bağıntısında $a=0$ alındığında bulunan özel bir durumdur.

Şişeboynunda daralan şerit sürücülerinin giriş aralıklarının $p(T)$ dağılımı Normal ve Lognormal olmasına göre (3.60) ve (3.65) bağıntılarından bir bilgisayar programı yardımı ile yapılan hesaplara ait örnek sonuçlar Şekil 3.16'da görülmektedir. Bu eğriler Şekil 3.15 ile karşılaştırıldığında, T süresinden daha uzun aralığa tüm daralan şerit sürücülerinin gireceği kabulüne göre bulunan kapasitenin daralan şerit sürücülerinin T aralığına $p(T)$ olasılıkla girecekleri kabulüne göre hesaplanan kapasiteden daha büyük olduğu görülür.



Şekil 3.17. Daralan şerit sürücülerinin giriş aralıkları Normal ve Lognormal dağılımda olduğuna göre ASHWORTH bağıntısı ile dağılan şerit kapasiteleri.

Şişeboynunda daralan şerit kapasitesinin hesabı için önerilen yeni bir yöntemde ise, yalnızca giriş aralıklarının ve daralmayan şerit hacminin dikkate alınmasının yeterli olmadığı belirtilmekte ve aracın hareket yeteneğinin de etkisinin olacağı açıklanmaktadır. UBER [32] bu açıklamasında, daralmayan şeritteki uzun bir aralığa, daralan şeritte kuyrukta bekleyen taşıtlar bulunduğu zaman, genellikle birden fazla taşıt girdiğini belirterek, daralan şeridin kapasitesinin hesabında, daralmayan şeritteki uzun bir aralığa giren kuyruk kümesinin dikkate alınmasını önermektedir. Kendisinden önce PEARSON ve FERRERI [33], şişeboynunda daralmayan şeritteki T sn uzunluğunda bir aralığa;

$$N = 0.281T - 1.07 \quad (3.67)$$

olarak N taşıtın girebileceğini öne sürmüşlerdir. UBER yaptığı deneylere dayanarak T sn uzunluğundaki daralan şeritteki aralığa,

$$N = 0.286T - 0.74 \quad (3.68)$$

taşıtın girdiğini bulmuştur.

Uygulamada yukarıda hesaplanan hacim değerlerine ulaşmak genellikle olanaksızdır. Bir yol kesiti için düşünülecek olursa, bu yol kesitinde temel kapasiteye ulaşabilmek için yolun en azından D veya giderek E, F hizmet düzeylerinde yüklü akımların kararsız akımlar olduğu, bu nedenle güvenilmeyen, en küçük bir aksamada büyük gecikmelerin ortaya çıktığı, trafik akışının uzun zaman durduğu, dolayısı ile birden bire yoldan geçen hacmin düştüğü bilinmektedir [34]. Benzer biçimde şiseboynu için de, tam kapasiteye ulaşmak için daralan şeritteki taşıtların sonsuz gecikmeye uğramaları gerekecektir. Buna karşılık sürücüler uzun süreli bir gecikmeye katlanmak istemeyeceklerdir. Böyle bir durumda sürücülerin sabırsızlıkları sözkonusu olacaktır. Uzun süreli bir gecikme ile karşılaşılabilirceğini tahmin eden bir sürücü kullandığı yolu değiştirerek veya yolun başka alternatifi yoksa bu yolu kullandığı zamanı değiştirerek bu uzun süreli beklemeden kaçınacaktır. Bu durumda tam kapasite yerine bir "pratik kapasite" tanımlanması daha uygun olacaktır. Buna göre bir şiseboynunun pratik kapasitesi, şiseboynundan çok uzun gecikmelere neden olmadan birim zamanda geçirilebilecek taşıt sayısı olarak tanımlanabilir. Pratik kapasitenin hesabı için şimdiye kadar belirli bir yöntem geliştirilememiş, genellikle tam kapasitenin %75-90'ı arasında değişen bir değeri kabul edilmiştir.

Bazı yazarlar, yolun taşıt/saat cinsinden hacmine karşılık taşıtların saniye cinsinden ortalama gecikmelerini gösteren eğrinin teğetinin yatayla 45° açı yaptığı noktada (Şekil 3.14), pratik kapasiteye ulaşıldığını kabul etmektedirler [29,35]. SALTER [36,37] ise olaya daha esnek yaklaşmakta ve pratik kapasiteye, şiseboynunda daralan veya daralmayan şerit hacmindeki küçük bir artışın daralan şeritteki taşıtların gecikmelerinde büyük artışlara neden olması halinde ulaşıldığını kabul etmektedir.

3.5. Daralmayan Şeritteki Taşıtların Hızlarının Giriş Aralığına Etkisi

Şişeboynunda daralan şerit sürücüsünün aralık kabulünde, şişeboynunun geometrik ve fiziksel özellikleri ile sürücü özelliklerinin ve şişeboynunda yapılacak manevranın etken olduğu kesindir. Bunun yanında daralmayan şeritten şişeboynuna yaklaşan taşıtların hızlarının ve bu şeritteki trafik miktarının da daralan şerit sürücülerinin aralık kabullerini etkilediği gözlenmiştir. Şişeboynuna daralmayan şeritten yaklaşan taşıtın hızı ile daralmayan şeritteki sürücünün giriş aralığı arasında COOPER ve arkadaşları [38], ilişki aramışlardır. Bu yöntem ile, şişeboynunda daralan şeritteki taşıtların, daralmayan şeride giriş aralıkları için,

$$D = 11.5 + 5V \quad (D;m, V;m/sn) \quad (3.69)$$

bağıntısı yazılabilir. Bu eşitlik zaman aralığı cinsinden,

$$T = 11.5/V + 5 \quad (T;sn, V;m/sn) \quad (3.70)$$

şeklinde yazılabilir.

Bu bağıntılara göre bir şişeboynunda daralmayan şeritteki taşıtların hızları azaldıkça, giriş aralıklarının küçüldüğü görülmektedir. Giriş aralığının küçülmesinin de şişeboynunun kapasitesini arttırdığı söylenebilir.

3.6. Şişeboynunda Daralan Şeridin Pratik Kapasitesinin Saptanması İçin Bir Yöntem

Şişeboynunda daralan şeritten, kuramsal olarak geçirilebilecek en büyük trafik hacmi, yani temel kapasite için TANNER ve ASHWORTH tarafından iki değişik bağıntı geliştirilmişti. Her iki bağıntıda da, daralan şeritteki taşıtlar sonsuz gecikmeye uğradığında, daralan şeridin temel kapasiteye ulaştığı kabulü esas alınmıştır. Gerçekte sonsuz uzunlukta bir kuyruk bulmanın olanaksız olduğu, böyle bir kuyruk olduğunu bilen sürücülerin çeşitli yollar ile bu kuyruktan kaçmağa çalışacakları, ayrıca bu denli yüklü akımların, çok kararsız akımlar olduğu, temel kapasiteye ulaşmak düşünülürken, akımdaki bu kararsızlık nedeni ile yolların tıkanıp çok düşük hacimlerle çalışmak zorunda kalabileceği bilinmektedir.

Bu nedenle temel kapasite yerine pratik kapasitenin esas alınması daha gerçekçi olacaktır.

3.6.1. Yöntemin Kuramsal Modeli

Daha önce ifade edilen; TANNER bağıntısında yalnız daralan şeritteki sürücülerin kuyrukta bekleme süresi ele alınıp sürücülerin manevra süreleri gözönünde tutulmadığından ve giriş aralıkları tek değer ile temsil edildiğinden, ASHWORTH bağıntısında ise sürücülerin kuyrukta bekleme süreleri ve daralan şerit hacmi hesaba katılmadığından pratik kapasite aranması için bu bağıntılar yetersiz kalmaktadır.

Geleneksel kuyruk kuramında, bu hizmetten yararlanmak için bekleyenlerin oluşturduğu kuyruğa yeni katılanların gelişleri Poisson dağılımına uygun ve birim zamanda "q" ise, kuyruk boyu L_k ile kuyruktaki ortalama gecikme \bar{w}_k arasında,

$$L_k = q \cdot \bar{w}_k \quad (3.71)$$

bağıntısı olduğu gösterilmiştir [39,40,41]. Kuyruğun uzunluğu L_k , bu kuyruğa sunulan hizmet ile ilgilidir. Kuyruğa sunulan hizmet, ortalaması $1/Q$ varyansı s^2 olan bir dağılıma uygun olursa,

$$r = q/Q \quad (3.72)$$

olmak üzere,

$$L_k = (q^2 s^2 + r^2) / 2(1-r) \quad (3.73)$$

olarak verilmiştir [42,43,44]. Böylece kuyruğa sunulan hizmete göre kuyrukta ortalama bekleme süresi bulunmaktadır. Kuyruğa girdikten hizmetten yararlanıp ayrılıncaya kadar geçecek ortalama toplam bekleme süresi ise; kuyrukta ortalama bekleme süresine, ortalama hizmet süresinin eklenmesi ile, yani

$$\bar{w} = \bar{w}_k + 1/Q \quad (3.74)$$

bağıntısı ile bulunmaktadır. Kuyrukta bekleyenlere hizmet Negatif Üssel dağılımla sunuluyor ise ortalaması ve varyansı sırası ile,

$$m = 1/Q \quad s^2 = 1/Q^2 \quad (3.75)$$

olur. Buna göre ortalama kuyruk boyu, (3.75) eşitlikleri (3.73) bağıntısında yerine konarak,

$$L_k = (q^2/Q^2 + q^2/Q^2)/2(1-q/Q)$$

$$L_k = q^2/Q(Q-q) \quad (3.76)$$

bulunur. Kuyrukta ortalama bekleme süresi ise (3.76) bağıntısının (3.71) bağıntısında yerine konması ile,

$$\bar{w}_k = q/Q(Q-q) \quad (3.77)$$

olarak, ortalama toplam bekleme süresi de (3.74) bağıntısından,

$$\bar{w} = q/Q(Q-q) + 1/Q$$

$$\bar{w} = 1/(Q-q) \quad (3.78)$$

olarak bulunur.

Bu kuram, şışeboynunda daralan şeritteki taşıtların, daralmayan şeride girerken uğradıkları gecikmeyi bulmağa uygun biçimde düzenlenebilir. Daralan şeritteki taşıtlar şışeboynuna Poisson dağılımına uygun geliyorlar ve daralmayan şeritteki taşıtlar arasındaki aralık dağılımı, yani daralan şeritteki taşıtlara sunulan hizmet, Negatif Üssel dağılımda ise, dağılan şerit hacmi, birim zamanda ortalama q_2 taşıt, daralmayan şerit hacmi birim zamanda ortalama q_1 taşıt alınırsa, daralmayan şerit akımındaki her aralığa bir daralan şerit taşıtının girmesi durumunda, daralan şeritteki taşıtların ortalama gecikmeleri, (3.78) bağıntısından,

$$\bar{w} = 1/(q_1 - q_2) \quad (3.79)$$

şeklinde bulunur [45]. Ancak, şışeboynunda daralan şerit sürücülerinin şışeboynuna girişleri, yalnız daralmayan şeritteki taşıtlar arasındaki

aralıkların dağılımları ile değil, aynı zamanda bu sürücülerin güvenlik anlayışlarından kaynaklanan ve tüm sürücüler için bir dağılıma uygun, giriş aralık kabulleri ile ilgilidir. Bu durumda birim zamanda şiseboynundan geçebilecek taşıtın şiseboynunu geçmesi için gerekli ortalama zaman, daralmayan şeritteki akıma, daralan şeritteki sürücülerin aralık kabul dağılımlarına ve daralan şerit hacmine bağlı olarak bulunmalıdır. ASHWORTH'un (3.60) bağıntısı ile verdiği ifade bulunan \bar{s} , ortalama giriş süresinden yararlanarak, daralan şeritten şiseboynuna birim zamanda, kuramsal olarak girebilecek en çok taşıt sayısı için,

$$Q_2 = 1/\bar{s} \quad (3.80)$$

değeri bulunacaktır. Bu değer aynı zamanda şiseboynunda daralan şeridin temel kapasitesidir. Bu temel kapasite geleneksel kuyruk kuramında, kuyruğa sunulan hizmet karşılığı alınır, bu değer kullanılarak (3.78) bağıntısı yardımı ile daralan şeritteki sürücülerin ortalama toplam gecikmeleri,

$$\bar{w} = 1/(Q_2 - q_2) \quad (3.81)$$

olarak bulunur [45]. Bu ise şiseboynunda daralan şeritteki taşıtların sonsuz geciktirilmesi durumunda temel kapasiteye ulaşılacağını açıklar ve bu kapasite değeri ASHWORTH bağıntısı ile bulunan Q_2 olur.

Daha genel çözüm elde edilmek istenildiğinde kuyruğa sunulan hizmet Erlang dağılımına uygun kabul edilebilir. Bilindiği gibi Erlang dağılımı, sabit "k" birden sonsuza kadar değiştirildiğinde, Negatif Üssel dağılım ile Basamak bağıntı özel çözümleri arasında değişen genel amaçlı bir dağılımdır. Kuyrukta ortalama servis zamanı ve varyansı olarak bu dağılımın ortalaması ve varyansı esas alınır, yani, $m = 1/Q$, $s^2 = m^2/k$ (3.73) bağıntısında yerine konulursa kuyruk boyu,

$$L_k = [(q^2 m^2 / k) + m^2 q^2] / 2(1 - m q) \quad (3.82)$$

olur [45]. Bu bağıntı şiseboynunda daralan şerit sürücülerinin gecikmelerini bulmak amacı ile düzenlenebilir.

Daralan şeritten şışeboynuna giriş süresinin ortalaması,

$$m = 1/Q_2 \quad (3.83)$$

ise bu daralan şeritteki sürücülerin ortalama toplam gecikmeleri,

$$\bar{w} = q_2 (1 + k^{-1}) / 2Q_2 (Q_2 - q_2) + 1/Q_2 \quad (3.84)$$

olur [45]. Bu bağıntıdan da şışeboynunda daralan şeritteki taşıtların sonsuz gecikmeleri, yani $\bar{w} = \infty$ için $q_2 = Q_2$ elde edilmektedir. Bu genel gecikme bağıntısı (3.84)'te $k=1$ alınırsa, girişlerin Negatif Üssel dağılımında olduğu varsayımı ile bulunan (3.81) gecikme bağıntısı elde edilir.

3.6.2. Kabul Edilen Pratik Kapasite Sınırı

SALTER, şışeboynunda daralan şeridin hacmindeki küçük bir artışın, bu yoldaki taşıtların gecikmelerinde büyük artışlara neden olduğu hacim değerinde daralan şeridin pratik kapasiteye ulaştığını kabul etmiş ve bu değere de genellikle dağılan şeritteki taşıtlar 40 sn civarında bir gecikmeye uğradıklarında ulaşıldığını belirtmişti. NORDQUIST ise, şışeboynunda daralan şeride ait hacim-gecikme eğrisinin teğeti yatay ile 45° bir açı yaptığı noktada daralan şeridin pratik kapasiteye ulaştığını kabul etmiştir. Bu kabul ise hesapla pratik kapasite bulunması için kesin bir çözüm vermesi yanında, SALTER'in pratik kapasite için yaptığı tanıma da uygundur.

Ayrıca, yukarıda belirtilen esaslar çerçevesinde daralmayan şeritteki trafik hacimleri için daralan şeritteki trafik hacimlerine bağlı olarak, daralan şeritteki taşıtların gecikmeleri (3.81) bağıntısından yararlanılarak hesaplanabilir. Yapılan hesaplamalarda, gecikmelerin oluşturduğu eğrinin teğet eğiminin "bir" olduğu, yani teğetin yatay ile 45° açı yaptığı noktada, daralan şerit için pratik kapasiteye ulaşıldığı kabul edilmiştir. Bu daralan şeridin pratik kapasitesi ile buna karşılık olan daralmayan şerit hacminin toplamı da sözkonusu şışeboynu için pratik kapasite değeri olur.

(4.2)

(4.3)

şeklinde verilmiştir. Hız bağıntısı da,

$$\text{Zaman anlamı hız; } \bar{u} = (1/N) \sum u_i \quad (4.4)$$

$$\text{Uzunluk anlamı hız; } \bar{u} = N / \sum (1/u_i) \quad (4.5)$$

BÖLÜM IV TRAFİK AKIM KURAMI BİLGİLERİ

Bu bölümde öncelikle trafik akım kuramı bilgileri verilerek bu bilgiler ışığında Şişeboynunda bir inceleme yapılmıştır. Trafik akımının ana diyagramları ve trafik akım modellerinden makroskobik modellerden hidrodinamik akım modeli ile şok dalgası modeli gözönüne alınarak işlendikten sonra, bu modellerden Şişeboynu için kullanılabilecek olanlar vasıtası ile Şişeboynunda ana diyagramların oluşturulması çalışılmıştır.

4.1. Trafik Akımının Değişkenleri

Trafik akımının değişkenleri, asal değişkenler ve bunlardan çıkarılan türetilmiş değişkenler olmak üzere birbirleriyle bağıntılı iki başlık altında ele alınabilir.

4.1.1. Asal Değişkenler

Asal değişkenler olarak; mesafe (x), zaman (t) ve taşıt sayısı (N) gözönüne alınmaktadır. Genellikle, mesafe birimi olarak [m] , zaman birimi olarak [sn] ve taşıt sayısı olarakta [adet] kullanılmaktadır.

4.1.2. Türetilmiş Değişkenler

Yukarıda sözü edilen asal değişkenlerin kendi aralarındaki bazı anlamlı oranlamalardan çıkarılan türetilmiş değişkenler ise; akım (q), yoğunluk (k) ve hız (u) olmaktadır. Yoğunlukla akım birimi olarak [taşıt/saat] , yoğunluk birimi olarak [taşıt/km] ve hız birimi olarakta [km/saat] kullanılmaktadır. Akım, yoğunluk ve hız bağıntıları sırası ile,

$$\text{Akım bağıntısı; } q = N/T = 1/\bar{t} = u.k \quad (4.1)$$

$$\text{Yoğunluk bağıntısı; } k = N/x = q/u \quad (4.2)$$

$$\text{Hız bağıntısı; } u = x/T \quad (4.3)$$

şeklinde verilmiştir. Hız bağıntısı da,

$$\text{Zaman anlamlı hız; } \bar{u}_t = (1/N) \sum_{i=1}^N u_i \quad (4.4)$$

$$\text{Uzunluk anlamlı hız; } \bar{u}_s = N / \sum_{i=1}^N (1/u_i) \quad (4.5)$$

olmak üzere iki şekilde tanımlanmıştır [46]. Yol üzerinde çeşitli noktalarda toplanan hız değerlerinin; aritmetik ortalaması zaman anlamlı hız, harmonik ortalaması ise uzunluk anlamlı hız olmaktadır. WARDROP [47] , zaman anlamlı hız ile uzunluk anlamlı hız arasında,

$$\bar{u}_t = \bar{u}_s + \sigma_s^2 / \bar{u}_s \quad (4.6)$$

şeklinde bir ilişki olduğunu belirtmiştir. Trafik akımı değişkenlerinin grafik gösterimleri arasında, taşıt-zaman (yoğunluklu taşıt-zaman) eğrileri ile yol-zaman eğrileri sayılabilir [48].

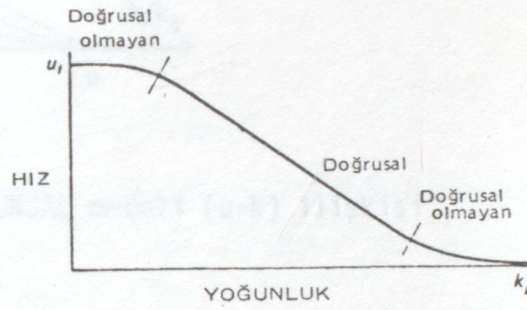
4.2. Trafik Akımının Ana Eğrileri

Trafik akımının türetilmiş değişkenleri akım, yoğunluk ve hız arasında çeşitli ilişkiler geliştirilmiştir. Bunlardan trafik akımının özelliklerini karakterize etmesi bakımından, hız-yoğunluk, akım-yoğunluk ve hız-akım eğrileri anlamlı olmakta ve yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu eğrilerde kullanılan kritik elemanlar şu şekilde tanımlanabilir;

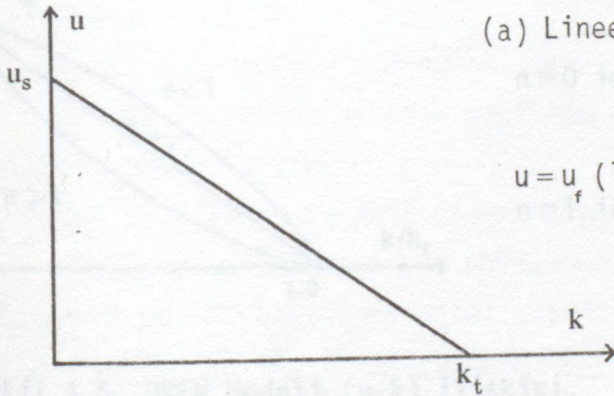
- q: ortalama akım, (u-k) ilişkisi.
- u: ortalama hız,
- k: ortalama yoğunluk,
- q_m: maksimum akım (kapasite),
- u_f: serbest hız,
- u_m: optimum hız (kapasiteye karşı gelen hız),
- k_j: tıkanıklık yoğunluğu,
- k_m: optimum yoğunluk (kapasiteye ve optimum hızla karşılık gelen yoğunluk).

4.2.1. Hız-Yoğunluk Eğrileri (u-k)

Hız-yoğunluk eğrisinin genel biçimi yaklaşık olarak Şekil 4.1'deki gibidir. Yoldaki hız-yoğunluk ilişkisi farklı durumlar için birkaç kategoride ele alınabilir. Burada sadece bazı hız-yoğunluk modellerinin bağlantıları ve yaklaşık ölçeksiz eğrileri verilmek suretiyle yetinilmektedir.



Şekil 4.1. Hız-yoğunluk eğrisinin en genel tipi.

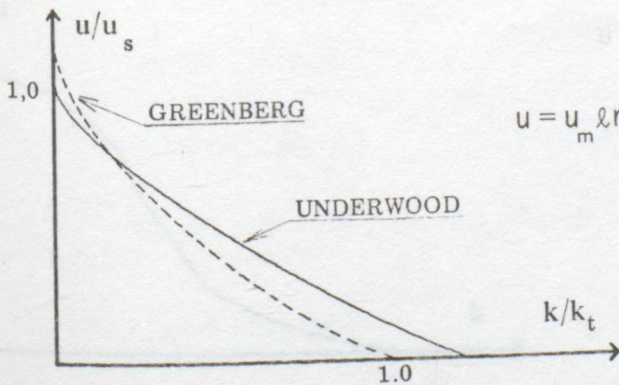


(a) Lineer model (GREENSHIELDS [49])

$$u = u_f (1 - k/k_j) \quad (4.7)$$

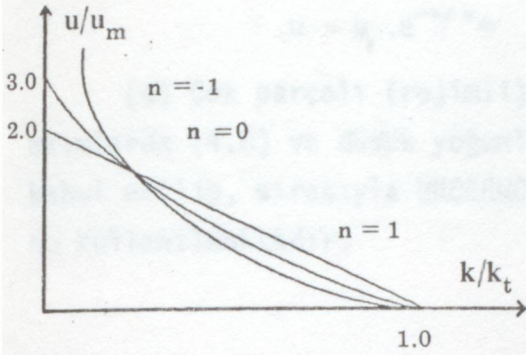
Şekil 4.2. Lineer model (u-k) ilişkisi.

(b) Logaritmik model (GREENBERG [50])



$$u = u_m \ln(k_j/k) \quad (4.8)$$

Şekil 4.3. Logaritmik model (u-k) ilişkisi.



Şekil 4.4. PIPES-MUNJAL modeli (u-k) ilişkisi.

(c) Genelleştirilmiş tek parçalı (rejimli) modeller.

- (PIPES-MUNJAL [52,53])

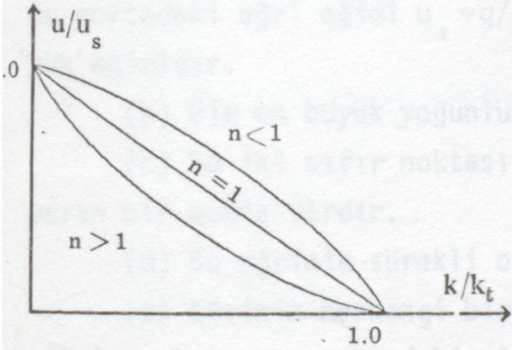
$$u = u_f (1 - k/k_j)^n \quad (4.10)$$

- (DREW [54])

$$n > -1 \text{ için, } u = u_f [1 - (k/k_j)^{(n+1)/2}] \quad (4.11)$$

$$n = 0 \text{ için, } u = u_f [1 - (k/k_j)^{1/2}] \quad (4.12)$$

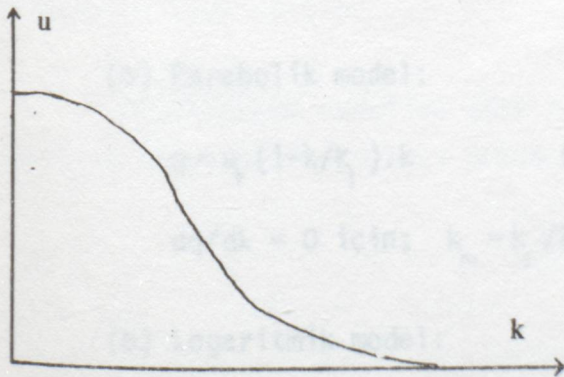
$$n = 1 \text{ için, } u = u_f (1 - k/k_j) \quad (4.7)$$



Şekil 4.5. DREW modeli (u-k) ilişkisi.

- (DRAKE [55])

$$u = u_f \cdot e^{-1/2 (k/k_m)^2} \quad (4.13)$$



Şekil 4.6. DRAKE modeli (u-k) ilişkisi.

- (UNDERWOOD [51]), Şekil 4.3'e bakınız.

$$u = u_f \cdot e^{-k/k_m} \quad (4.9)$$

(d) Çok parçalı (rejimli) model (EDIE [56]), yüksek yoğunluklu akımlarda (4.8) ve düşük yoğunluklu akımlarda (4.9) bağıntıları geçerli kabul edilip, sırasıyla UNDERWOOD ve GREENBERG modellerinin kompozisyonu kullanılmaktadır.

4.2.2. Akım-Yoğunluk Eğrileri (q-k)

Trafik karakteristiklerinin belirlenmesi açısından kullanımı yaygın olduğu için, bu eğriye "ana diyagram" adı verilmektedir. Bu eğrinin özellikleri şu şekildedir [48]:

(a) Yoğunluk sıfır olunca akım sıfırdır. Yani eğri orijinden geçer. Bu noktadaki eğri eğimi $u_s = q/k$ serbest hızını verir. Bu, eğrinin en büyük eğimidir.

(b) Bir en büyük yoğunlukta, akım yine sıfır olur (tıkanma).

(c) Bu iki sıfır noktası arasında en az bir tane, en fazla akımı veren bir nokta vardır.

(d) Bu eğrinin sürekli olması gerekmez, kesikli de olabilir.

(e) Eğrinin herhangi bir noktasında merkezden geçen vektör eğimi ortalama hızı, bu noktadaki eğimi akımdaki değişimin yayılma hızını gösterir. Bu eğrinin bir özelliği de $h = 1/(q/3600)$ ile aralıkları gösterebilir olmasıdır.

Kullanılan bazı akım-yoğunluk modelleri şunlardır:

(a) Parabolik model:

$$q = u_f (1 - k/k_j) \cdot k \quad (\text{GREENSHIELDS [49] })$$

$$dq/dk = 0 \text{ için; } k_m = k_j / 2, u_m = u_f / 2, q_m = u_f \cdot k_j / 4 \quad (4.14)$$

(b) Logaritmik model:

$$q = u_f \cdot \ln(k_j / k) \quad (\text{GREENBERG [50] })$$

$$dq/dk = 0 \text{ için; } k_m = k_j / e, u_m = u_m, q_m = u_m \cdot k_j / e \quad (4.15)$$

$$q = u_f \cdot e^{-(k/k_m)} \cdot k \quad (\text{UNDERWOOD [51] })$$

$$dq/dk = 0 \text{ için; } k_m = k_m, u_m = u_s/e, q_m = (u_f/e) \cdot k_m \quad (4.16)$$

(c) Süreksiz model: Bu akım-yoğunluk eğrileri özellikle otoyollar-da çok yoğun veya az yoğun akım özelliklerinin kontrolü için kullanılabilir ve kesikli formdadırlar.

4.2.3. Hız-Akım Eğrileri (u-q)

Hız-akım eğrileri, hız-yoğunluk ilişkisi ile bağlantılı olarak oluşturulur. Serbest akım hızı u_f , yoğunluğun sıfır olduğu noktada maksimum hız şeklinde meydana gelir. Akım-yoğunluk eğrisinde, akımın sıfır olduğu başlangıç noktasında akım hızı maksimum hız olan u_f serbest hıza ulaşırken, ikincisinde k_t tıkanma yoğunluğunda ise akım hızı sıfır kabul edilir.

GREENSHIELDS modeline bağlı olarak,

$$u - u_f = u_f (-k/k_j) \quad (4.17)$$

ve

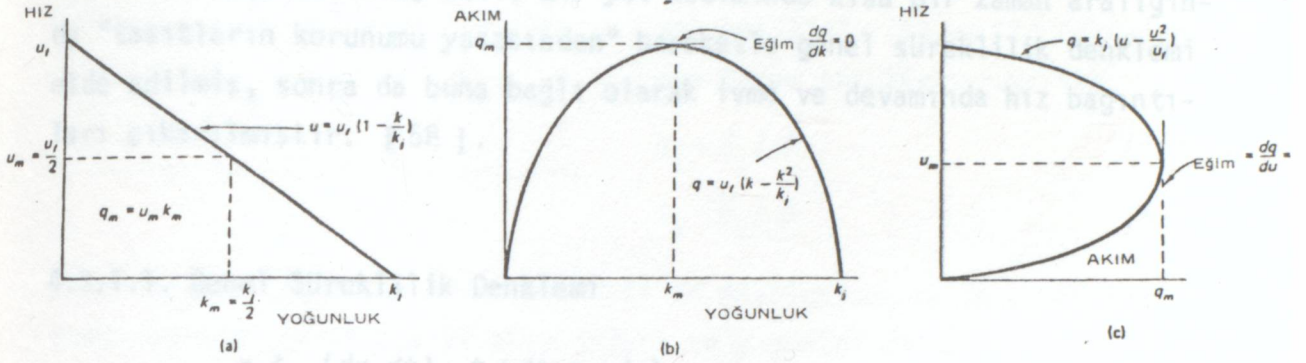
$$k = k_j [1 - (u/u_f)] \quad (4.18)$$

eşitliklerinden,

$$q = u \cdot k = u \cdot k_j [1 - (u/u_f)] = k_j [u - (u^2/u_f)] \quad (4.19)$$

bağıntısı elde edilir.

GREENSHIELDS modeline göre oluşturulan "hız-yoğunluk", "akım-yoğunluk" ve "hız-akım" eğrileri Şekil 4.7'de gösterilmiştir.



Şekil 4.7. Linear hız-yoğunluk modeli için temel akım karakteristikleri arasındaki ilişkiler.

4.3. Trafik Akım Modelleri

Trafik akım modelleri, "makroskobik" ve "mikroskobik" modeller olmak üzere iki grupta toplanabilir. Trafik akımını bir bütün olarak ele alan makroskobik modeller, hidrodinamik benzeşim, şok dalgası ve akım dalgası modelleri olmak üzere gruplandırılabilir. Bireysel olarak tek tek taşıtlarla ilgilenen mikroskobik modeller ise, doğrusal önderi izleme, doğrusal olmayan önderi izleme ve hızlanma gürültüsü modelleri olmak üzere sınıflandırılabilir.

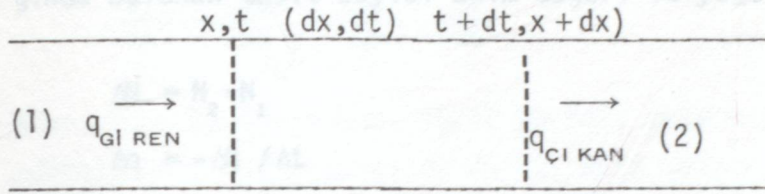
Makroskobik modeller, yol üzerindeki trafik bir bütün halinde düşünülerek taşıt kümeleriyle ilgilenirler ve taşıtların diziler halinde hareket ettikleri gözönüne alınır. Ayrıca taşıtların yol üzerinde hareketleri esnasında birbirlerinin davranışlarını etkiledikleri varsayımı ve gerçeği kabul edilir.

4.3.1. Hidrodinamik Modeller

Yoldaki trafik için uygulanan pekçok matematiksel akım teorisi genellikle istatistiksel yöntemlerden yola çıkmasına rağmen, bir kısmında da trafiğe, belirli bir hız ve yoğunluğu olan sıkıştırılabilir bir akışkan gözüyle bakılarak; akışkanlar mekaniği, hidroluk ve hidrodinamik yöntemler geliştirilmiştir. Bu yöntemlerin analizi, maddenin akımını gösteren kısmi diferansiyel denklemlere akım ile yoğunluk arasındaki kabul edilmiş ampirik bağıntılara dayanmaktadır ve bu bağıntılar, yollardaki akım-yoğunluk eğrilerine uyacak şekilde düzenlenmiştir [57].

Burada, öncelikle, belli bir yol kesiminde kısa bir zaman aralığında "taşıtların korunumu yasasından" hareketle genel süreklilik denklemi elde edilmiş, sonra da buna bağlı olarak ivme ve devamında hız bağıntıları çıkarılmıştır. [58].

4.3.1.1. Genel Süreklilik Denklemi



(1)'den gelen taşıt sayısı,

$$q \cdot dt - \left(q + \frac{\partial q}{\partial x} dx \right) dt \quad (4.20)$$

ve (2)'den çıkan taşıt sayısı,

$$\left(k + \frac{\partial k}{\partial t} dt \right) dx - k \cdot dx \quad (4.21)$$

olmak üzere, taşıtların korunumu yasasına göre, (4.20) ve (4.21) bağıntıları eşitlenirse,

$$q \cdot dt - \left(q + \frac{\partial q}{\partial x} dx \right) dt = \left(k + \frac{\partial k}{\partial t} dt \right) dx - k \cdot dx$$

$$\frac{\partial q}{\partial x} dx \cdot dt + \frac{\partial k}{\partial t} dt \cdot dx = 0$$

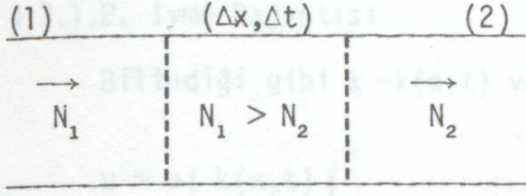
$$\left(\frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial k}{\partial t} \right) dx \cdot dt = 0 \quad (4.22)$$

bağıntısı elde edilir. (4.22) eşitliğinde $dx \neq 0$ ve $dt \neq 0$ olacağından,

$$\left(\frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial k}{\partial t} \right) = 0 \quad (4.23)$$

yazılabilir. Buradan da, genel süreklilik denklemine geçilebilir:

$$\left(\frac{dq}{dx} + \frac{dk}{dt} \right) = 0 \quad (4.24)$$



Yol kesiminin (1) ve (2) noktalarından geçen akımlar sırası ile,

$$q_1 = N_1 / \Delta t \quad (4.25a)$$

$$q_2 = N_2 / \Delta t \quad (4.25b)$$

olur. (1) ve (2) noktaları arasındaki Δx mesafesinde ve Δt zaman aralığında bulunan taşıt sayısı akım değeri ve yoğunluk miktarı sırası ile,

$$\Delta N = N_2 - N_1 \quad (4.26)$$

$$\Delta q = -\Delta N / \Delta t \quad (4.27)$$

$$\Delta k = \Delta N / \Delta x \quad (4.28)$$

olarak yazılabilir. ΔN değeri ayrıca, (4.26) ve (4.27) denklemlerinden,

$$\Delta N = -\Delta q \cdot \Delta t \quad (4.29a)$$

ve

$$\Delta N = \Delta k \cdot \Delta x \quad (4.29b)$$

şeklinde de yazılabilir. (4.29a) ve (4.29b) bağıntıları eşitlenerek,

$$-\Delta q \cdot \Delta t = \Delta k \cdot \Delta x$$

$$\Delta q \cdot \Delta t + \Delta k \cdot \Delta x = 0 \quad (4.30)$$

bağıntısı elde edilir. Bu denklemin her iki tarafı $\Delta x \cdot \Delta t$ değerine bölünürse,

$$\frac{\Delta q}{\Delta x} + \frac{\Delta k}{\Delta t} = 0 \quad (4.31)$$

bağıntısı çıkarılır ve buradan da yine,

$$\frac{dq}{dx} + \frac{dk}{dt} = 0 \quad (4.32)$$

süreklilik denklemine geçilir,

4.3.1.2. İvme Bağıntısı

Bilindiği gibi $k = k(x,t)$ ve $u = u(k)$ olduğuna göre, formül

$$u = u[k(x,t)] \quad (4.32)$$

yazılabilir. Buna göre du/dt ivme değeri,

$$\frac{du}{dt} = \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial u}{\partial x} \frac{dx}{dt} \quad (4.33)$$

olur. İvme bağıntısında, $\partial u/\partial t$ terimi, akımın yol kenarındaki sabit bir noktaya göre olan ivmesi ve du/dt , akım içinde bir taşıtın akıma göre olan rölatif ivmesidir. (4.33) denkleminin her iki tarafı $\partial k/\partial k$ değeri ile çarpılırsa eşitlik değişmeyeceğinden,

$$\frac{du}{dt} = \frac{\partial u}{\partial k} + \frac{\partial k}{\partial t} \frac{\partial u}{\partial k} + \frac{\partial k}{\partial x} \frac{dx}{dt} \quad (4.34)$$

yazılabilir. Burada, $dx/dt = u$ olmak üzere, $\partial u/\partial k = \psi$ kabulü ile,

$$\frac{du}{dt} = \psi \frac{\partial k}{\partial t} + \psi \frac{\partial k}{\partial x} .u \quad (4.34)$$

bağıntısı elde edilir. $q = k.u$ için,

$$\frac{dq}{dx} = k \frac{\partial u}{\partial x} + u \frac{\partial k}{\partial x} \quad (4.35)$$

olur ve (4.24) bağıntısından,

$$dk/dt = -dq/dx \quad (4.36)$$

olmak üzere, (4.35) ve (4.36) eşitlikleri (4.34)'te yazılırsa,

$$\frac{du}{dt} = -\psi.k \frac{\partial u}{\partial x} - \psi.u \frac{\partial k}{\partial x} + \psi.u \frac{\partial k}{\partial x} \quad (4.37)$$

$$\frac{du}{dt} = -\psi.k \frac{\partial u}{\partial x} \quad (4.37)$$

elde edilir. Bu eşitliğin her iki tarafı $\partial k/\partial k$ ile yine çarpılırsa eşitlik bozulmayacağından ve $\partial u/\partial k = \psi$ kabulü ile,

$$\frac{du}{dt} = -\psi \cdot k \frac{\partial u}{\partial k} \cdot \frac{\partial k}{\partial x}$$

$$\frac{du}{dt} = -\psi^2 \cdot k \frac{\partial k}{\partial x} \quad (4.38)$$

sonucu çıkarılır. $-\psi^2 \cdot k = \phi$, akışkanlar dinamiğinde "sürtünme katsayısı" veya sıkışabilir akışkanların dinamik eşitliği diye adlandırılır.

$\phi = -c^2/k$ kabulü ile (4.38) bağıntısı,

$$\frac{du}{dt} = -\frac{c^2}{k} \cdot \frac{dk}{dx} \quad (4.39)$$

şeklini alır. Burada c , hız boyutunda sıfırdan farklı bir sabittir.

Trafik akımı, bir akışkan gibi düzenli davranamayacağı için, (4.39) dinamik eşitliğini trafik akımları için de kullanılabilir bir esnekliğe kavuşturmak ve daha genel bir anlatım kazandırmak amacıyla,

$$\frac{du}{dt} = -c^2 \cdot k^n \cdot \frac{dk}{dx} \quad (4.40)$$

biçiminde yazmak daha uygundur. ϕ sürtünme katsayısı eşitliğinden, $-\psi^2 \cdot k = -c^2 \cdot k^n$ için,

$$\psi = c \cdot k^{(n-1)/2} = \frac{du}{dk} \quad (4.41)$$

elde edilir.

4.3.1.3. İvme Bağıntısı Yolu İle Elde Edilen Bazı Akım, Hız, Yoğunluk Bağıntıları

n 'nin çeşitli değerleri için du/dk diferansiyeli integre edilirse, u bağıntılarından bazıları aşağıdaki gibidir:

$$n = -1 \text{ için, } u = c \cdot \ln(k_1/k) \quad (4.42)$$

$$n \neq -1 \text{ için, } u = \frac{c}{n+1} [k_1^{(n+1)/2} - k^{(n+1)/2}] \quad (4.43)$$

$$n \geq 0 \text{ için, } u = u_1 [1 - (\frac{k}{k_1})^{(n+1)/2}] \quad (4.44)$$

Burada; k_j , tıkanma yoğunluğu ve u_f , serbest hızdır. n 'nin çeşitli değerler için oluşturulmuş modellerdeki, u_m , optimum hız, k_m , optimum yoğunluk ve q_m , optimum akım (kapasite) değerleri ise şu şekildedir:

- GREENBERG modeli ($n = -1$)

$$u_m = e \quad (4.45a)$$

$$k_m = k_j / e \quad (4.45b)$$

$$q_m = c \cdot k_j / e \quad (4.45c)$$

- GREENSHIELDS modeli ($n = 1$)

$$u_m = u_f / 2 \quad (4.46a)$$

$$k_m = k_j / 2 \quad (4.46b)$$

$$q_m = u_f \cdot k_j / 4 \quad (4.46c)$$

- GENEL model ($n \neq -1$)

$$u_m = \left(\frac{n+1}{n+3} \right) \cdot u_f \quad (4.47a)$$

$$k_m = k_j \left(\frac{n+3}{2} \right)^{2/(n+1)} \quad (4.47b)$$

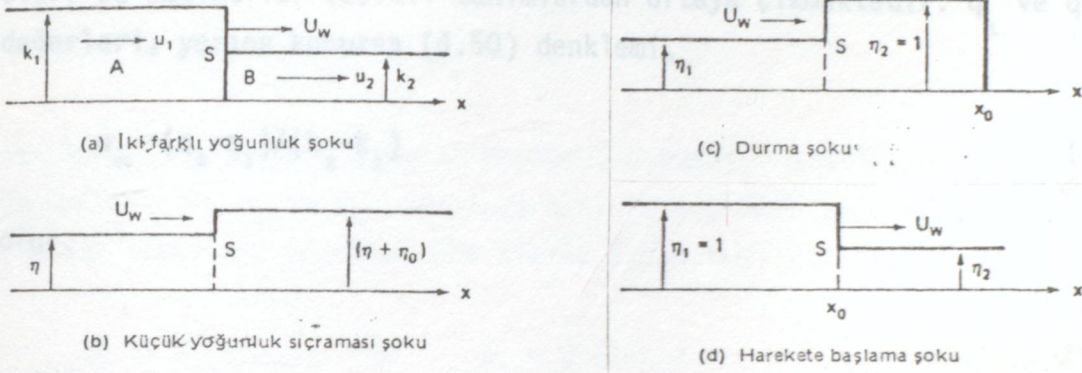
$$q_m = u_f \cdot k_j \left\{ \frac{n-1}{(1/2)^{[2/(n+1)]} \cdot (n-3)^{[2/(n+1)+1]}} \right\} \quad (4.47c)$$

4.3.2. Şok Dalgası Modeli [59]

Bir trafik akımı herhangi bir nedenle yoğunluk değişimi gösteriyorsa bu duruma şok denir. Bu şok durumu akımın dengesiz bir durumda olduğunu gösterir. Çoğu zaman trafik akımı dengeye ulaşınca kadar, ani bir hız değişiminden sonra "dur-kalk" akımı (hızlan-yavaşla) ortaya çıkar. Bu kararlı akım haline de şok dalgası adı verilir.

4.3.2.1. Şok Dalgası Hızı

Düz bir yol boyunca, kolayca farkedilen k_1 ve k_2 trafik yoğunluğu- nun hareketini varsayalım. Şekil 4.8a, k_1 ve k_2 yoğunlukları u_w hızına sa- hip bir S çizgisi ile ayrılmış olsun. Çizgi bir okla gösterilen pozitif x doğrultusunda hareket ediyorsa hız pozitif kabul edilsin.



Şekil 4.8. Şok dalgası analizinin şematik diyagramı.

Aşağıdaki notasyonlarla;

u_1 = A bölgesindeki taşıtların ortalama hızı,

u_2 = B bölgesindeki taşıtların ortalama hızı,

$U_{r1} = (u_1 - u_w) =$ A bölgesindeki taşıtların hareket eden S çizgisine göre rölatif hızı,

$U_{r2} = (u_2 - u_w) =$ B bölgesindeki taşıtların hareket eden S çizgisine göre rölatif hızı,

herhangi bir t anında S bölüm çizgisini kat eden taşıt sayısı N ise,

$$N = U_{r1} \cdot k_1 \cdot t = U_{r2} \cdot k_2 \cdot t \quad (4.48)$$

veya

$$(u_1 - u_w) \cdot k_1 = (u_2 - u_w) \cdot k_2 \quad (4.49)$$

olacağı açıktır. Bu denklem maddenin akımının S çizgisini geçen taşıtların tatbikidir, ve

$$u_1 \cdot k_1 - u_2 \cdot k_2 = u (k_1 - k_2) \quad (4.50)$$

şeklinde yazılabilir. Eğer A bölgesindeki trafik akım miktarı q_1 ve B

bölgesindeki trafik akımı miktarı q_2 ise,

$$q_1 = k_1 \cdot u_1 \quad (4.51)$$

ve

$$q_2 = k_2 \cdot u_2 \quad (4.52)$$

olur. Bu bağıntılar çeşitli tanımlardan ortaya çıkmaktadır. q_1 ve q_2 değerleri, yerine konursa (4.50) denklemi,

$$u_w = (q_2 - q_1) / (k_2 - k_1) \quad (4.53)$$

olur.

4.3.2.2. Şok Dalgasının Özellikleri

Yukarıda tanımlanan şok dalga hızının özellikleri şu şekildedir:

- $u_w = 0$ ise (şok dalgası hızının sıfır olması hali): Şok sabit bir noktada kalır. Bu durumda taşıtların aralıkları, sürücülerin tepki sürelerine eşittir.

- $u_w < 0$ ise (şok dalgası hızının negatif olması hali): Şok dalgası akım yukarı yönde yayılıyor. Şok dalgası hızı, akıma ters yönde bir hıza sahiptir. Bu durum taşıt aralıkları sürücü tepkisine göre kısa ise ortaya çıkar.

- $u_w > 0$ ise (şok dalgası hızının pozitif olması hali): Şok dalgası akım aşağı yönde yayılıyor. Şok dalgası hızı akımla aynı yönde bir hıza sahiptir. Bu durum taşıt aralıkları sürücü tepkisine göre daha büyük ise ortaya çıkar.

4.3.2.3. Özel Durum Şok dalgaları [60]

Eğer trafik akım değerleri ve yoğunlukları hemen hemen eşitseler, (Şekil 4.8b),

$$(q_2 - q_1) = \Delta q, \quad (k_2 - k_1) = \Delta k \quad (4.54)$$

ve (4.53) denklemi,

$$u_w = \Delta q / \Delta k = dq / dk \quad (4.55)$$

olur. Bu denklem trafik akımının yaydığı küçük distürbansların u_w hızını ifade eden denklemdir. Hareket eden S çizgisinin her iki tarafındaki yoğunlukların farkının sonsuz küçük olmadığı genel hallerde (4.50) denklemi,

$$u_w = (u_1 k_1 - u_2 k_2) / (k_1 - k_2) \quad (4.56)$$

şeklinde yazılabilir. Bununla beraber, elemanter analizler k_1 ve k_2 yoğunlukları ile u_1 ve u_2 ortalama hızları arasında herhangi bir ilişkiyi dikkate almazlar. GREENSHIELDS trafik kapasitesi çalışmaları esnasında,

$$u_1 = \bar{u}_s (1 - \eta_1) \quad \text{ve} \quad u_2 = \bar{u}_s (1 - \eta_2) \quad (4.57)$$

olduğunu göstermiştir. Burada \bar{u}_s trafik akımının mesafeye göre ortalama hızı, η_1 ve η_2 , S sınır çizgisinin her iki tarafındaki normalize yoğunluklardır. Bu değerler (4.56) denkleminde yerine konulursa dalga hızı,

$$u_w = \frac{[k_1 \cdot \bar{u}_s (1 - \eta_1) - k_2 \cdot \bar{u}_s (1 - \eta_2)]}{(k_1 - k_2)} \quad (4.58)$$

şeklinde bulunur. η_1 ve η_2 normalize yoğunlukları,

$$\eta_1 = k_1 / k_j, \quad \eta_2 = k_2 / k_j \quad (4.59)$$

şeklinde verilebilir. Burada k_j , bir duruşta yığılan taşıtların tıkanıklık yoğunluğudur. k_1 ve k_2 yoğunluklarının her ikisi de (4.58) denkleminde elimine edilebilir. Kalan dalga hızı,

$$u_w = \bar{u}_s [1 - (\eta_1 + \eta_2)] \quad (4.60)$$

şeklinde olup, hareket süreksizliğinin her iki tarafındaki normalize yoğunluk esaslarından S hattının hızını verir.

- Hemen hemen eşit yoğunluklar hali; eğer S sınır çizgisinin her iki tarafındaki η_1 ve η_2 normalize yoğunlukları hemen hemen eşit ise Şekil 4.8b'de gösterilen hal meydana gelir. S çizgisinin solundaki

normalize yoğunluk η_1 , buna karşılık S sağındaki normalize yoğunluk $(\eta + \eta_0)$ olur. Burada $(\eta + \eta_0) \leq 1$ 'dir. Bu halde,

$$\eta_1 = \eta \quad \eta_2 = \eta + \eta_0 \quad (4.61)$$

olur ve

$$[1 - (\eta_1 + \eta_2)] [1 - (2\eta + \eta_0)] \cong (1 - 2\eta) \quad (4.62)$$

dir. Burada η_0 ihmal edilmiştir. (4.60) denklemi (4.62) denklemine yerine konulursa süreksizlik dalgasının hızı,

$$u_w = \bar{u}_s (1 - 2\eta) \quad (4.63)$$

olmaktadır. Bu, LIDTHILL ve WHITHAM [61] tarafından çok detaylı analizlerle elde edilen şok dalgalarının yayılma denklemidir.

- Durma dalgaları; η_1 normalize yoğunluğu ve

$$u_1 = \bar{u}_s (1 - \eta_1) \quad (4.64)$$

ortalama hızı ile hareket eden bir trafik şeridi gözönüne alalım. $x = x_0$ durumunda, karayolunda bir ışıklı işaret trafiği durdursun ve Şekil 4.8c' de gösterildiği gibi akım derhal doymuş normalize yoğunluğa, $\eta_2 = 1$ varsın. S çizgisinin solunda trafik halen (4.64) denklemine verilen ortalama hız ve η_1 ilk yoğunluğu ile hareket etmektedir. Bu şartlar altında şok dalgasının hızını (4.60) denklemine, $\eta_1 = \eta_1$ ve $\eta_2 = 1$ konarak,

$$u_w = \bar{u}_s [1 - (\eta_1 + 1)] = -\bar{u}_s \eta_1 \quad (4.65)$$

elde edilir. Durma halindeki şok dalgasının geriye doğru $\bar{u}_s \cdot \eta_1$ hızıyla gittiğini gösterir. Eğer $x = x_0$ 'daki ışıklı işaret t, 0 anında kırmızı yanarsa t müddetinin sonunda x_0 da duran taşıt kuyruğunun uzunluğu $\bar{u}_s \cdot \eta_1 \cdot t$ olur.

- Harekete geçme dalgası; bir taşıt sırasının harekete geçmesinin yarattığı şok dalgasının durumunu tartışmak için t=0 onu da $x = x_0$ 'daki ışıklı işaretin arkasında toplamış olan kuyruğun biriktiğini kabul edelim.

Bu kuyruk hareketsiz durduğundan Şekil 4.8'de gösterildiği gibi $\eta_1 = 1$ doymuş yoğunluğuna haizdir. $t = 0$ anında $x = x_0$ 'daki ışıklı işaretin yeşil yanmaya başladığını ve taşıtların u_2 hızıyla harekete geçtiğini kabul edelim.

$$u_2 = \bar{u}_s (1 - \eta_2)$$

olduğundan, yoğunluk,

$$\eta_2 = [1 - (u_2 / \bar{u}_s)] \quad (4.66)$$

olur. Bundan dolayı taşıtlar harekete geçtikçe bir şok dalgası meydana gelmektedir. Bu şok dalgasının hızı (4.60) denkleminde $\eta_1 = 1$ ve $\eta_2 = \eta_2$ konarak elde edilebilir ki,

$$u_w = \bar{u}_s [1 - (1 + \eta_2)] = -\bar{u}_s \eta_2 = -(\bar{u}_s - u_2) \quad (4.67)$$

Harekete geçmede şok dalgası x_0 ' dan geriye doğru $(\bar{u}_s - u_2)$ hızıyla hareket etmektedir. Çünkü harekete geçme hızı az olduğundan harekete geçmede şok dalgasının esas olarak \bar{u}_s hızıyla hareket ettiği bulunur.

4.3.2.4. Şok Dalgasının Yeri

Şok dalgasının t_0 anında $x = x_0$ konumundan, t süre sonra x mesafe kat edildiği zaman S noktasında olduğu kabulü ile, başlangıç noktasına göre olan x uzunluğu,

$$x = x_0 - u_w \cdot t \quad (4.68)$$

olur. Akımın durmasından oluşan şok dalga hızı (4.53) bağıntısına göre,

$$x = x_0 - [-u_f (k_2 / k_1)] \quad (4.69)$$

olur. k_0 yoğunluğunda akım, T süre durdurulursa, k_t tıkanma yoğunluğu ve u_s serbest hız olmak üzere, T süre sonra kuyruk boyu ve kuyruğun sona erme süresi,

$$x = -(k_0 / k_t) u_s \cdot T \quad t_0 = T [(k_t / k_0) - 1] \quad (4.70)$$

olur

BÖLÜM V KUYRUK KURAMI BİLGİLERİ [62]

Bu bölümde, genel kuyruk kuramı ile ilgili olarak kuyruklanmanın temel özellikleri, katılma/ayrılma oranları, kuyruklanma biçimleri göz önüne alınarak bir daralan yol kesimi (şişeboynu)'nde meydana gelebilecek kuyruklanma şekli, şişeboynunun kapasitesine göre gelen akımın durumuna göre incelenmiştir.

5.1. Kuyruklanmanın Temel Özellikleri

Kuyruğa katılma, hizmet isteminde bulunan taşıtların, ortalama giriş oranları (λ) ve gelişlerin arasındaki zamanların dağılımı ile temsil edilir. Kuyruktan ayrılmalar ise kuyruğa sunulan hizmet olup, ortalama hizmet oranı (μ), ortalama hizmet süresi, hizmet süresi dağılımı, aynı anda hizmet sunulan müşteri sayısı ve hizmet sunulan kuyruk sayısına göre gözönüne alınır. Kuyruklanma biçimi, kuyruğa katılma ve hizmet sırasına göre bir kurala bağlanabilir. Hizmet alma şekline göre kuyruklanma biçimi üç tipe ayrılabilir;

- FIFO (First In First Out) ilk gelen ilk çıkar,
- LIFO (Last In First Out) son gelen ilk çıkar,
- SIRO (Service In Random Order) gelişigüzel hizmet alma.

kuyruklanma tipinin belirlenmesinde ve kuyruk çözümünde, kuyruğa katılanların ortalamasının, kuyruktan ayrılanların ortalamasına oranı olan kullanım oranı (ρ) da önemli rol oynamaktadır.

5.2. Kuyruklanmada Karşılaşılabilecek Türler

Kuyruk çözümlemesi için gözönüne alınan kuyruğa katılmalar ve kuyruktan ayrılmalar, matematiksel olarak üç tipe oluşabilir;

- Düzenli (deterministic) → D
- Gelişigüzel (stochastic) → M
- Belirsiz (general) → G

kuyruklanma modeli için çeşitli kombinasyonlar Tablo 5.1'de verilmiştir. Kuyruklanma biçimlerinde görülen birinci harf kuyruklanmaya katılma biçimini (λ)'yı, ikinci harf kuyruklanmadan ayrılma biçimini (μ)'yü ve üçüncü harf ise kuyruklanmadaki kanal sayısını ifade etmektedir.

		M		
		M	D	G
λ	M	M/M/...	M/D...	M/G/...
	D	D/M/...	D/D...	
	G	G/M/...		G/G/...

Tablo 5.1., Kuyruklanma modelleri.

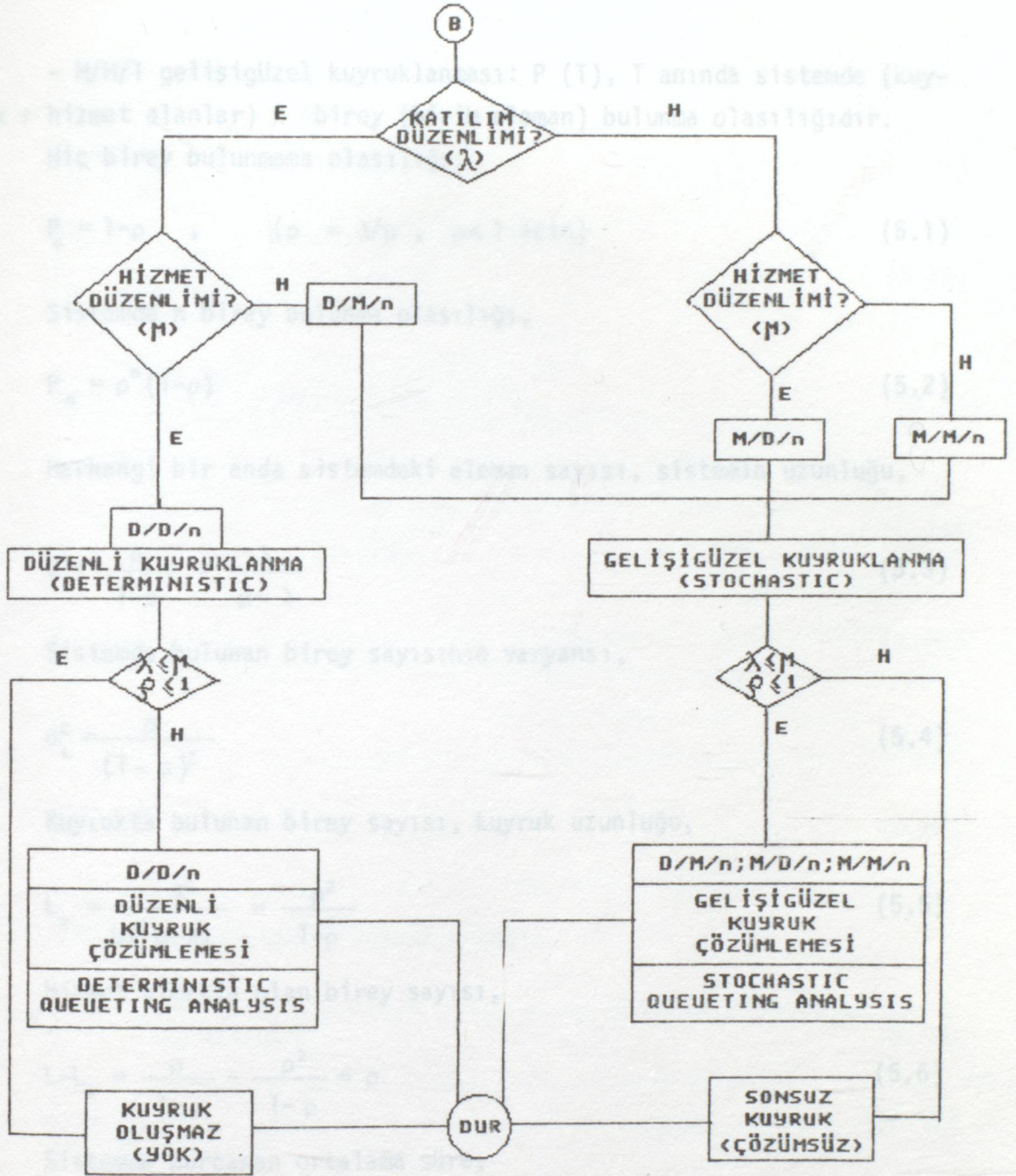
Kuyruklanmanın inceleme durumları şu şekilde olabilir;

- $\lambda < \mu$ için geliş ve hizmet düzenli ise (λ ve μ sabit ise) kuyruk oluşmadan hizmet verilmesi sözkonusu olabilir.

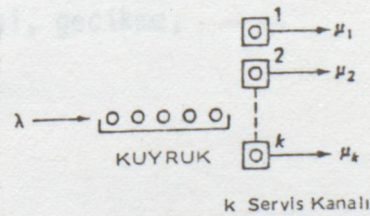
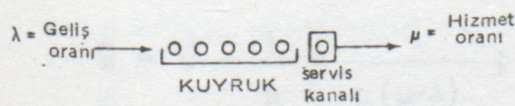
- D/D/n kuyruklanması, $\lambda > \mu$ için (λ ve μ sabit) analitik hesaplarla çözüm mümkündür. Analitik çözümü kolaylaştırmak için, ölçekli çizimlerle grafik çözüm de sözkonusudur.

- $\rho (= \lambda/\mu) \leq 1$ için gelişigüzel kuyruklanma sürecinde istem veya hizmetten en az biri gelişigüzel ise çözüm de gelişigüzel kuyruklanma modeline göre yapılır. Örnek olarak; M/D/n, gelişigüzel katılım düzenli ayrılış, D/M/n, düzenli katılım gelişigüzel ayrılış, M/M/n, gelişigüzel katılım gelişigüzel ayrılış verileridir. Gelişigüzel kuyruklanma da, kuyruğa katılımlar Poisson dağılımına, kuyruktan ayrılışlar Negatif Üssel dağılıma uygun olmaktadır.

Şekil 5.1'de, kuyruk çözümlemesinin bir akış diyagramı verilerek katılım ve hizmet oranlarına göre düzenli veya gelişigüzel kuyruklanma için bir analiz yöntemi getirilmiştir.



Şekil 5.1. Kuyruklanma sisteminde çözüm için akış diyagramı.



Şekil 5.2. Tek kanallı kuyruk sisteminin şeması.

Şekil 5.3. Çok kanallı kuyruk sisteminin şeması.

- M/M/1 gelişigüzel kuyruklanması: P (T), T anında sistemde (kuyruk + hizmet alanlar) n birey (birim eleman) bulunma olasılığıdır.

Hiç birey bulunmama olasılığı,

$$P_0 = 1 - \rho \quad , \quad (\rho = \lambda/\mu \quad , \quad \rho \leq 1 \text{ için}) \quad (5.1)$$

Sistemde n birey bulunma olasılığı,

$$P_n = \rho^n (1 - \rho) \quad (5.2)$$

Herhangi bir anda sistemdeki eleman sayısı, sistemin uzunluğu,

$$L = \frac{\rho}{1 - \rho} = \frac{\lambda}{\mu - \lambda} \quad (5.3)$$

Sistemde bulunan birey sayısının varyansı,

$$\sigma_L^2 = \frac{\rho}{(1 - \rho)^2} \quad (5.4)$$

Kuyrukta bulunan birey sayısı, kuyruk uzunluğu,

$$L_q = \frac{\lambda^2}{\mu(\mu - \lambda)} = \frac{\rho^2}{1 - \rho} \quad (5.5)$$

Hizmet almakta olan birey sayısı,

$$L - L_q = \frac{\rho}{1 - \rho} - \frac{\rho^2}{1 - \rho} = \rho \quad (5.6)$$

Sistemde harcanan ortalama süre,

$$\bar{v} = \frac{1}{\mu - \lambda} = L \cdot \frac{1}{\lambda} \quad (5.7)$$

Kuyrukta ortalama bekleme süresi, gecikme,

$$\bar{\omega} = \bar{v} - \frac{1}{\mu} = \frac{\lambda}{\mu(\mu - \lambda)} ; \quad (5.8)$$

$$L_q = \lambda \cdot \bar{\omega} \quad (5.9)$$

$$L = \lambda \cdot \bar{v} \quad (5.10)$$

- M/M/N gelişigüzel kuyruklanması, (5.25)

$$P_n = \frac{\rho^n}{n!} \cdot P_0 ; \quad n \leq N \quad (5.11)$$

$$P_n = \frac{\rho^n}{N^{n-N} \cdot N!} P_0 \quad n > N \quad (5.12)$$

$$P_0 = 1 / \left[\sum_{n=0}^{N-1} \frac{\rho^n}{n!} + \frac{\rho^N}{N!} \left(\frac{1-\rho}{N} \right) \right] \quad (5.13)$$

$$L_q = \frac{P_0 \rho^{N+1}}{N! \cdot N} \left[\frac{1}{(1-\rho/N)^2} \right] \quad (5.14)$$

$$L = L_q + \frac{\lambda}{\mu} = L_q + \rho \quad (5.15)$$

$$\bar{v} = L / \lambda \quad (5.16)$$

$$\bar{w} = L_q / \lambda = \bar{v} - \frac{1}{\mu} \quad (5.17)$$

- M/D/1 gelişigüzel kuyruklanması:

$$L_q = \rho^2 / [2(1-\rho)] \quad (5.18)$$

$$\bar{w}_q = L_q / \lambda \quad (5.19)$$

$$\bar{v} = \bar{w}_q + \frac{1}{\mu} \quad (5.20)$$

$$L = L_q + \rho \quad (5.21)$$

- M/G/1 gelişigüzel kuyruklanması:

$$P_0 = 1 - \rho \quad (5.22)$$

$$L_q = [\lambda^2 \sigma_\mu^2 + \rho^2] / [2(1-\rho)] \quad (5.23)$$

$$L = L_q + \rho \quad (5.24)$$

$$\bar{\omega}_q = L_q / \lambda \quad (5.25)$$

$$\bar{v} = \omega_q + 1/\mu \quad (5.26)$$

$$\sigma_\mu^2 = 0 \quad \text{alınırsa M/D/1 elde edilir.} \quad (5.27)$$

5.3. Şişeboynunda Kuyruklanma Modeli [63]

Şişeboynu, yoldaki trafik akımında kısmi veya tam azalma sonucu meydana gelir. Bu tam azalma durumu tıpkı trafik sinyalizasyonundaki gibidir. Şişeboynunda, hizmet verenler ve müşteri olan sürücüler hesaba katılmalıdır.

MAY [64], geçici şişeboynu probleminde, sürekli akım tekniğine başvurmuştur. Bu problemde trafik sinyalinin bir devri esnasında kuyruğun hareketi tasvir edilmelidir. Ayrıca, gecikme süresi veya tıkanmada r kırımızı aralığa eşdeğer süre ve tıkanmadan sonra kuyruğun dağılma süresi t_0 çıkarılmalıdır.

MAY'ın yol modelinde kullandığı aşağıdaki notasyon, sinyalize kavşaklarda kullanılanlara benzemektedir:

- q : Yukarı akım trafiğinin şişeboynuna ortalama varış değeri [taşıt/dakika]
- s : Kesintisiz akımın kapasitesi veya doymun akım değeri [taş./dak.]
- s_r : Tıkanma esnasında şişeboyndaki akım değeri [taş./dak.]
($s_r < q < s$)
- r : Tıkanma süresi [dak.]
- t_0 : Tıkanmanın temizlenmesinden sonra kuyruğun dağılma süresi [dak.]
- t_q : Tıkanmanın başlamasından, serbest akıma yeniden geçene kadar geçen toplam süre [dak.] , ($t_q = r + t_0$)

MAY aşağıdaki bağıntıları düzenleyip geliştirmiştir:

$$\text{Kuyruklanma süresi} \quad : \quad t_q = r \left(\frac{s-s_r}{s-q} \right) \quad (5.28)$$

$$\text{Tutulmuş araçların sayısı} \quad : \quad N = q \cdot t_q \quad (5.29)$$

$$\text{Kuyruktaki maksimum taşıt sayısı} : Q_m = r(q - s_r) \quad (5.30)$$

$$\text{Kuyruktaki ortalama taşıt sayısı} : \bar{Q} = Q_m / 2 \quad (5.31)$$

$$\text{Taşıtların toplam gecikme süresi} : D = \frac{r(q - s_r)t_q}{2} \quad (5.32)$$

$$\text{Taşıtların ortalama gecikme süresi} : d = \frac{r}{2} \left(1 - \frac{s_r}{q}\right) \quad (5.33)$$

$$\text{Maksimum bireysel gecikme süresi} : d_m = r \left(1 - \frac{s_r}{q}\right) \quad (5.34)$$

MAY ve KELLER [65], kalabalık saat trafiği (pik saat) esnasında taşıt kuyruğunun hareketinin benzer teknikle analizine başvurmuşlardır. Bu problem için yoldaki akımın kapasitesi s 'nin sabit kaldığı varsayılır. Fakat, q talebi s 'den daha küçük, s 'ye eşit ve sonra $q_2 > s$ olmak üzere maksimuma varan değerlerde değişebilir. Talep eğrisinin şekli için iki durumudikkate alınmıştır:

(1) Trapezoidal (yamuksal): Talep, maksimum q_2 'ye kadar sabit değerde artar, belli bir süre q_2 'de sabit kalır ve sonra pik talepten itibaren sabit bir değerle azalır,

(2) Triangular (üçgensel): Talep, sabit bir değerle q_2 'ye artar ve sonra derhal pik talepten itibaren sabit bir değerle azalır.

Analiz yoluyla benzer olarak şişebaynunda gecikme değeri, kuyruk uzunluğu, kuyruklanma süresinin hesaplanması mümkündür.

MC NEIL [66], tekil kuyruk için rastgele (Poisson) gelişler ve üniform servis süresi için şişebaynuna kuyruklanmayı uyarlamıştır. Tıkanma noktasını temizlemek için gerekli olan etkili uzunluk (ön tampondan, müteakip aracın ön tamponuna) için, kuyruktaki birinci taşıta gerekli servis zamanı b_1 , gecikme süresi s_1 , ilave zaman a_1 gereklidir. Eğer bir taşıt bozulacak olursa, birkaç dakikalık gecikme olduğu taktirde bazı desteklerden ayrılmış olunur.

Kuyruktaki herbir araca uyarlanan, servis zamanı b_1 , düzenlenen değişiklik periyodu s_1 , ilave zaman a_1 , her aracı temizlemek için gerekli olan etkili uzunluğun bulunması için yeterlidir. $i = 1, 2, 3, \dots$ olmak

üzere değişiklik periyodu s_1 , maksimum akım değerinde ilerlemeye uygun esas değerle, değişken kuyruklarına benzer bağımsız bir dizidir. a_1 'nin değeri birincisi dahil bütün taşıtlar için sabittir ve etkili uzunluk ortalama hız V boyuncadır. Birinci ve müteakip araçların hepsi tıkanma noktasını geçtikten sonra derhal V hızına yeniden dönmeye uyarlanmıştır.

Prinsip olarak zamanla doğacak olan ihtiyaçları mümkün olduğunca karşılayabilecek şekilde servis kapasitesini arttırmak, böylece de sıkışıklığın doğurduğu maliyeti ve sıkıntıyı nisbeten azaltmaktır. Fakat bu işin beşerli, engelleyici olabilir. Kacınılmaz sıkışıklıkla başa çıkabilmek için mümkün olan yapılabilecek en iyi iş; en uygun ve en verimli organizasyona, kuyruklarımayı, dengelemeyi yapmak veya kısıtlı kaynakları paylaşmaktır. Bunu yapabilmek için mümkün olan alternatif yönetim stratejilerinin karşılaştırılıp, temel kuyruklama probleminin yeterli dikkatli analiz edilmesi yararlı olacaktır.

6.1. Bazı Tanım ve Gözlemler

6.1.1. Tanımlar

Herhangi bir kuyruklama modeli; müşteriler, varisleri, kuyruk davranışları veya "disiplin" ve müşteriye sunulan servis şeklinde üç aşamaya bölünebilir. Bu aşamaları bazı meydana gelmiş şekilleri aşağıdadır:

Varisleri: Müşteriler servisi için tek tek veya gruplar halinde varisler. Varisler sıralandırmaları (düzenli) olabilirler gibi, varisler arasında belli zamanlara göre bir istisnai dağılım ile de düzensiz bir şekilde olabilir. Varan müşteriler kuyruk sistemine dahil olabilirler veya sıkıştırdıktan dolayı tam aksi bir kararla kuyruklamaya kabul edilmeyebilirler. Sisteme bağlanmayı seçen müşterilere "mahalefet yapıyor" denir.

Bazı Disiplini: Eğer varan müşterilere acilen servis verilmezse onlara "bloke olmuşlar" denir. Bazı sistemlerde, bloke olmuş müşteri ya dışarı çıkar ya da "temizlenir". Bazı sistemlerde, bazı bloke olmuş müşterilerin servisi bekleyebilmeleri için, kısıtlı bekleme salonları bulunmaktadır. Fakat, bu kısıtlı bekleme salonu dolduğunda yeni bloke olmuş müşteriler sistemden ayrılmaktadır. Diğer bazı sistemlerde ise görünüşte sınırsız bekleme salonu mevcuttur. Eğer bir müşterinin beklemesine izin



verilirse, belki de hizmet verilinceye kadar beklemeye devam edecektir. Ya da tabii aksine, hizmet görmeden önce sistemden ayrılmayı seçecek "oyun baskınlık edecektir". Bekleyen müşteriler servis sıralarına göre, gelişigüzel olarak veya birbiriyle önem sırasına göre hizmet görebilirler. Hatta

BÖLÜM VI ŞİŞEBOYNUNDA SIKIŞIKLIKLAR [67]

Prensip olarak zamanla doğacak olan ihtiyaçları mümkün olduğunca karşılayabilecek şekilde servis kapasitesini arttırmak, böylece de sıkışıklığın doğurduğu maliyeti ve sıkıntıyı nisbeten azaltmaktır. Fakat bu işin bedeli, engelleyici olabilir. Kaçınılmaz sıkışıklıkla başa çıkabilmek için mümkün olan yapılabilecek en iyi iş; en uygun ve en verimli organizasyonu, kuyruklanmayı, dengelemeyi yapmak veya kısıtlı kaynakları paylaşmaktır. Bunu yapabilmek için mümkün olan alternatif yönetim stratejilerinin karşılaştırılıp, temel kuyruklanma probleminin yeterli dikkatli analiz edilmesi yararlı olacaktır.

6.1. Bazı Tanım ve Gözlemler

6.1.1. Tanımlar

Herhangi bir kuyruklanma modeli; müşteri varışları, kuyruk davranışı veya "disiplin" ve müşteriye sunulan servis şeklinde üç aşamanın birleşik halidir. Bu aşamaların bazı meydana geliş şekilleri aşağıdadır:

Varışlar: Müşteriler servis için tek tek veya gruplar halinde varırlar. Varışlar sıralandırılmış (düzenli) olabileceği gibi, varışlar arasındaki zamanlara göre bir ihtimal dağılımı ile de düzensiz bir şekilde olabilir. Varan müşteriler kuyruk sistemine dahil olabilirler veya sıkıştırdıktan dolayı tam aksi bir kararla kuyruklanmaya kabul edilmeyebilirler. Sisteme bağlanmamayı seçen müşterilere "muhalefet yapıyor" denir.

Sıra Disiplini: Eğer varan müşterilere acilen servis verilmezse onlara "bloke olmuşlar" denir. Bazı sistemlerde, bloke olmuş müşteri ya dışarı atılır ya da "temizlenir". Bazı sistemlerde, bazı bloke olmuş müşterilerin servis bekleyebilmeleri için, kısıtlı bekleme salonları bulunmaktadır. Fakat, bu kısıtlı bekleme salonu dolduğunda yeni bloke olmuş müşteriler sistemden ayrılmaktadır. Diğer bazı sistemlerde ise görünüşte sınırsız bekleme salonu mevcuttur. Eğer bir müşterinin beklemesine izin

verilirse, belki de hizmet verilinceye kadar beklemeye devam edecektir. Veya tam aksine, hizmet görmeden önce sistemden ayrılmayı seçecek "oyun bozanlık edecektir". Bekleyen müşteriler varış sıralarına göre, gelişigüzel olarak veya birtakım önem sırasına göre hizmet görebilirler. Hatta varış sıralarınının tam tersi bir sıra ile de hizmet görebilirler.

Servis: Bir veya birkaç hizmetkar olabilir. Müşteriler servise teker teker veya gruplar halinde gelebilirler.

Şimdi kendine özgü özelliklere sahip bir kuyruk sistemini düşünelim:

1) Müşteriler servis için, birim zamanda λ müşteri şeklinde ulaşmaktadır. Bu durumda müşterilerin varışları arasındaki zaman dilimi $1/\lambda$ olur.

2) Tüm müşteriler servis için bekler ve geliş sıralarına göre hizmet alırlar.

3) Sistemde s hizmetli vardır. Her hizmetli bir seferde bir müşteriyle ilgilenmektedir. τ , bir hizmetlinin bir müşteriye hizmet etmesi için gerekli süre olsun, $\mu = 1/\tau$ ise birim zamanda, bir hizmetlinin hizmet verebileceği müşteri sayısı "1 Erlang", trafik müşterilerinin, bir hizmetliyi meşgul ettiği tüm zaman anlamına gelir. a varan müşterilere önerilen trafik Erlang'larının sayısı olsun. Öyleki, λ zamanında ulaşan ve herbir servis için $\tau = 1/\mu$ zamana gereksinim duyan müşteriler, kuyruklanma sistemi için $a = \lambda\tau = \lambda/\mu$ Erlang olan bir trafik sistemi önermektedirler. Eğer sistemde s hizmetli varsa bu sistem maximum s Erlang trafikle ilgilenebilir. Öyleki, kullanılmakta olan sistem kapasitesinin oranı ρ için;

$$\rho = a/s = \lambda\tau/s = \lambda/s\mu$$

yazılabilir. Alternatif olarak; ρ herhangi bir hizmetlinin meşgul olduğu zaman oranı olarak görülebilir. (Mümkün olan tüm hizmetler için içinde eşit olarak yer alırlar). $\rho =$ Kullanılmış sistem kapasitesinin oranı = Bir hizmetlinin meşgul olduğu sürenin oranı olur.

$n(t)$; t anında sistemdeki müşterilerin sayısı olsun. $n(t)$ 'nin sıfıra eşit veya sıfırdan büyük bir tam sayı olması gerekir. $n(t)$ kuyrukta bekleyen ve servis (hizmet) gören bütün müşterileri kapsar. Varış zamanları

ve servis zamanları gelişigüzel (rastgele)değişkenler olabileceğinden kesin olarak hesaplanamaz. Buna göre,

$p_n(t)$ = kuyruklanma sisteminde t anında n müşteri olma ihtimalidir.

Sistemde herhangi bir anda belli sayıda veya belki de sıfır müşteri bulunur. Buna göre, zamanın her dilimi için,

$$\sum_{n=0}^{\infty} P_n(t) = 1 \quad (6.1)$$

bağıntısı yazılabilir.

Sistemdeki müşterilerin sayısı genel olarak ve beklenen şekilde $E[n(t)]$ biçiminde tanımlanabilir ki bu durumda,

$$E[n(t)] = \sum_{n=0}^{\infty} n P_n(t) \quad (6.2)$$

şeklindedir.

$q(n)$; sistemde n müşteri bulunduğu anda kuyrukta bekleyen müşterilerin sayısı olsun. Belirtmek gerekir ki, s müşteriden az müşteri olduğu vakit, hepsi s hizmet verenden servis alır. Fakat s veya daha fazla müşteri olduğu vakit, yalnızca s hizmet verilir, kalanı kuyruğa sokulur. Öyleki, $q(n) = 0$ ise $n < s$ ve $q(n) = n - s$ ise $n \geq s$ demektir. Kuyrukta bekleyen müşteri sayısı $E[q(n)]$ şeklinde tanımlanabilir. ki, bu durumda,

$$E[q(n)] = \sum_{n=0}^{\infty} q(n) P_n = \sum_{n=0}^{\infty} (n-s) P_n \quad (6.3)$$

ve P_n sistemde n müşteri bulunma olasılığıdır.

6.1.2. Doymun Sistemler

Eğer sisteme önerilen trafik $a = \lambda \tau$ Erlang, sistemin kaldırabileceği maksimum trafikten fazla ise, s Erlang sistem fazlası ile doygundur ve hizmet için olan isteğe cevap veremez. Belirtmek gerekir ki, $a > s$ ise bu durumda, $a/s = \lambda \tau / s = \rho > 1$ olur. Öyleyse bir hizmet veren için öngörülen ortalama meşguliyet oranı 1'den büyüktür denilebilir. Bu ise

mümkün değildir. Öyle ise beklemekte olan müşterilerin oluşturduğu kuyruk zaman ilerledikçe büyüyecektir.

Bu şartlar altında s hizmetlinin tüm zamanlarda meşgul olacağını varsaymak mantıklı bir yaklaşım olur. Servisin ortalamadan hızlı olduğu bazı durumlarda, servis kapasitesinin üzerindeki müşteri istekleri, pratik olarak tüm zamanı meşgul edecek demektir. Bu tahmine dayanarak, müşterilerin sayısındaki beklenen artış için bir eşitlik yazılabilir. $n(t)$; sistemdekilerin sayısı, $dn(t)/dt$; bu sayının artış oranı ve $E [dn(t)/dt]$; tahmin edilen (=temel) büyüme oranıdır. Açıkça yazılırsa,

$$E [dn(t)/dt] = E (\text{müşterilerin sisteme varış oranları})$$

- $E (\text{tüm hizmetlilerin meşgul olduğu andaki servis oranı kabulü ile, müşterilerin yaklaşık ayrılma oranı})$

olur. Temel varış oranı λ ve temel servis oranı, tüm hizmetliler meşgul olduğu anda,

$$E [dn(t)/dt] = \lambda - s\mu \quad (6.4)$$

bağıntısı elde edilir. Bu durumda; λ ve μ sabit ise, $E [dn(t)/dt]$ doymuş sistem için pozitif bir sabittir. Öyle ise sistemde beklenen sayı zamanla lineer olarak artar:

$$E [n(t)] = n(t=0) + (\lambda - s\mu)t \quad (6.5)$$

(6.4) denklemi fazlası ile doymuş bir sistemin, zamana bağlı davranışına mantıklı bir yaklaşım sunar.

6.1.3. İstatistiksel Denge

Eğer önerilen trafik, $a = \lambda\tau$ Erlang; sistemin kaldırabileceği s Erlang'dan az ise, $(\lambda\tau/s) < 1$ olur ve bu sisteme doymuş değildir denir. Belki de çoğu zaman düzensiz varışların telaşı ve ortalamanın üstünde servis zamanlarından ötürü bekleyen müşteriler bulunabilir. Fakat şimdi beklenen kuyruk uzunluğu limitsizce artmayacaktır. Çünkü servis kapasitesi, talebi aşmaktadır. Bu durumda $P_n(t)$ olasılıklarının, sistemdeki n

müşteri için zamana bağlı olmaması şeklinde bir olasılık sözkonusu olur. Eğer $P_n(t)$ olasılıkları, zamanla değişmezse $dP_n(t)/dt=0$ ve $P_n(t)=P_n$ olur. Daha da ileri giderek (6.2) ve (6.3) denklemleri sadeleşirse,

$$E(n) = \sum_{n=0}^{\infty} nP_n \quad E[q(n)] = \sum_{n=0}^{\infty} (n-s)P_n \quad (6.6)$$

bağıntıları elde edilir.

Eğer bir sistem zamana bağlı olmadan $dP_n(t)/dt=0$ ile gelişirse, bu sistem için istatistiksel dengededir denir. Eğer, bir sistem doyuma ulaşmamış ve varış ile servis oranları zamanla değişmiyorsa, bu sistem zaman ilerledikçe istatistiksel dengeye dönüşecektir. Bu, kanıtsız olarak kabul edilmek zorunda kalınan kuyruklanma sistemlerinin önemli bir özelliğidir. İstatistiksel denge için, matematiksel analiz zamana bağlı davranıştan daha kolaydır. Bunun için, istatistiksel dengede detaylı kuyruklanma çalışmaları yapılmakta ve mümkün olan durum $\rho = (\lambda\tau/s) < 1$ olduğu vakit, model alınan gerçek sistem tam istatistiksel dengede bulunmadığı halde gerçekleşir. Şans eseri pekçok gerçek sistem kullanışlı uzun zaman periyotları için yaklaşık eşittir.

6.1.4. Umulan Bekleme Zamanı

İstatistiksel dengede bir kuyruk sistemi varsayalım. $E(\omega_q)$, müşteriler tarafından kuyrukta geçirilen temel veya umulan bekleme zamanı olsun. Şimdi gösterilecektir ki,

$$E(\omega_q) = E(q)/\lambda \quad (6.7)$$

bağıntısı, $E(q) = E[q(n)] =$ kuyrukta olması beklenen müşteri sayısıdır. (6.7) denklemini destekleyen fikirler BURKE []'ye dayanmaktadır. T değerinde, uzun bir zaman aralığı varsayalım ki, bu zaman aralığında istatistiksel denge yürürlükte olsun;

1) T aralığında, müşteriler λ temel oranı ile varmaktadır öyle ise beklenen varış sayısı λT 'dir. Bir varışın umulan bekleme süresi $E(\omega_q)$; bu durumda tüm varışlar için bekleme zamanlarının umulan toplamı $\lambda TE(\omega_q)$ olur.

2) T zaman aralığı esnasında, kuyruktaki müşterilerin esas sayısı $E(q)$ 'dur. Bu yüzden, kuyruktaki beklemekte olan tüm müşteriler tarafından harcanan, umulan toplam zaman, $E(q)T$ dir.

3) $T \rightarrow \infty$ olduğu zaman varan müşteriler tarafından ezilene beklenen zamanlarının umulan toplamı, kuyruktaki beklerken harcanması muhtemel zamanlar toplamına eşit olmalıdır. Bundan dolayı;

$$\lim_{T \rightarrow \infty} \lambda T E(\omega_q) = \lim_{T \rightarrow \infty} E(q)T$$

olur. (6.7) denklemi doğrudan doğruya bunu takip etmektedir. Tamamı ile paralel bir fikir,

$$E(\omega) = E(n)/\lambda \quad (6.8)$$

bağıntısını göstermek üzere kullanılabilir. Öyle ki, $E(\omega)$ müşteriler tarafından sistemde harcanan toplam zamandır ve $E(n)$, (6.6) bağıntısında gösterildiği üzere müşterilerin sayısıdır.

6.2. Tekil Hizmetli Kuyruklanması

Bu bölüm, istatistiksel dengede tek hizmetli servisinin bir analizini sunmaktadır. Bu, kendisini takip eden daha fazla ve genel servisin ortaya konmasına yardımcı olmaktadır. Varsayalım ki müşteriler, birim zaman başına λ müşteriler şeklinde ulaşsınlar. Eğer bir müşteri, kuyruk sistemi boş iken ulaşırsa hemen servis alır. Fakat bir veya daha fazla müşteri önceden bulunmakta ise, yeni müşteri kuyruğa katılır ve ilk oluncaya kadar bekler ve sonra hizmet görür. Hizmet aldıktan sonra müşteri kuyruk sistemini terk eder.

τ , bir hizmetlinin bir müşteriye hizmet vermesi için geçen zaman olsun. Öyle ise; $\mu = 1/\tau$, bir hizmetli meşgul olduğu zaman bir müşterinin servis görme oranıdır. İstatistiksel eşitliğin varolması için, sisteme önerilen trafiği gösteren a değeri, $a = (\lambda/\mu) < 1$ olmalıdır. Belirtmek gerekir ki, hizmetlilerin sayısı $s=1$ olduğu için, ortalama hizmetli meşgulliyeti $\rho = (a/s) = a$ olur.

Kapsadığı müşterilerin sayısını gösteren n sayısı kuyruk sistemini

karakterize etmektedir. Bu sayı ne zaman ki bir müşteri arttığında artacak ve bir müşteri ayrıldığında da azalacaktır. Şekil 6.1, sistemin mümkün hallerini ve haller arasındaki meydana gelebilecek değişimleri gösterir. Sağa doğru yönelmiş oklar yani n 'den $(n+1)$ 'e doğru, mümkün olan varış değişimlerini gösterir. Sola yönelmiş oklar da, mümkün olan ayrılış değişimlerini gösterir.



Şekil 6.1. Dengedeki bir tek hizmetli kuyruk sistemi

Kuyruk sisteminin istatistiksel dengede olduğu kabul edildiğinden dolayı, n müşteri bulunduran sistemin P_n olasılıkları zamandan bağımsızdır. Şimdi T değerindeki uzun bir zaman aralığının n haline dönüşümlerinin umulan sayıları bulunacaktır;

(a) n haline dönüşüm, sistem $(n-1)$ halinde iken ve bir müşteri varlığında gerçekleşir. P_{n-1} ; $(n-1)$ halinin olasılığıdır ve bu, sistemin içinde $(n-1)$ halinde bulunmanın beklenen zamanın, toplam zamana oranıdır. Bunun içindeki, T süresindeki $(n-1)$ halinde umulan zaman, $P_{n-1} \cdot T$ 'dir. Ortalama varış oranı λ ve T süresince umulan varışların sayısı, sistem $(n-1)$ halinde iken λ ve T süresince umulan varışların sayısı, sistem $(n-1)$ halinde iken $\lambda \cdot P_{n-1} \cdot T$ 'dir.

(b) n haline geçiş, sistem $(n+1)$ halinde iken ve bir müşterinin gördüğü hizmet bitince meydana gelir. T süresince $(n+1)$ halinde umulan zaman $P_{n+1} \cdot T$ 'dir. Servisin tamamlanma oranı μ 'dür ve T süresince umulan ayrılma sayısı sistem $(n+1)$ halinde iken, $\mu \cdot P_{n+1} \cdot T$ 'dir. T süresince n haline geçişlerin tahmin edilen sayısı $(\lambda \cdot P_{n+1} + \mu \cdot P_{n+1})T$, süresince n halinden olan değişimlerin tahmin edilen sayısı aynı şekilde bulunabilir. T süresince n halindeki tahmin edilen süre $P_n \cdot T$ 'dir. Varış oranı λ , servis oranı μ ise, T süresince n halinden tahmin edilen dönüşümlerin sayısı $(\lambda + \mu)P_n \cdot T$ 'dir.

Sistemi $T \rightarrow \infty$ şeklinde kabul edelim. P_n zamandan bağımsız olduğundan; n haline dönüşümlerin tahmin edilen sayısı, n halinden olan dönüşümlerin tahmin edilen sayısına eşit olmalıdır. Eğer bu böyle olmasaydı,

sistemin n halinde olma olasılığı zaman ilerledikçe artacak veya azalacaktır. Bundan dolayı,

$$\lim_{T \rightarrow \infty} [(\lambda \cdot P_{n-1} + \mu \cdot P_{n+1})T] = \lim_{T \rightarrow \infty} [(\lambda + \mu)P_n \cdot T] \quad (6.12)$$

öyleyse,

$$\lambda \cdot P_{n-1} + \mu \cdot P_{n+1} = (\lambda + \mu)P_n \quad n = 1, 2, 3, \dots \quad (6.9)$$

olur. Şimdi $n=0$ şeklinde bir özel durum düşünelim. Boş bir sistemden ayrılmalar olmayacağından ve $n = -1$ hali varolmadığından (6.9) denklemindeki terimlerden ikisi gerçekleşmez ve eşitlik denklemi,

$$\mu \cdot P_1 = \lambda \cdot P_0 \quad (6.10)$$

halini alır. (6.10) bağıntısında,

$$P_1 = (\lambda/\mu)P_0 = \rho \cdot P_0 \quad \text{ve} \quad \rho = (\lambda/\mu)$$

olduğu anda (6.9) bağıntısı,

$$P_2 = (1/\mu)[(\lambda + \mu)P_1 - \lambda \cdot P_0] = (\lambda/\mu)^2 P_0 = \rho^2 \cdot P_0$$

$$P_3 = (1/\mu)[(\lambda + \mu)P_2 - \lambda \cdot P_1] = (\lambda/\mu)^3 P_0 = \rho^3 \cdot P_0$$

⋮
⋮

$$P_n = (\lambda/\mu)^n P_0 = \rho^n \cdot P_0 \quad (6.11)$$

olur. Sistemin daima aynı halde olduğunu gösteren P_0 'ı, (6.1) denkleminde kullanarak

$$\sum_{n=0}^{\infty} P_n = 1$$

bulunur. Öyleyse,

$$P_0 + \sum_{n=1}^{\infty} \rho^n \cdot P_0 = P_0 (1 + \sum_{n=1}^{\infty} \rho^n) = P_0 \sum_{n=0}^{\infty} \rho^n = 1$$

ve

$$P_0 = \left[\sum_{n=0}^{\infty} \rho^n \right]^{-1} = (1 - \rho)$$

olursa,

$$P = (1-\rho)\rho^n \quad n = 0,1,2,\dots \quad (6.12)$$

bulunur. Sistemdeki müşterilerin sayısı, $E(n)$ ve kuyruktaki müşterilerin sayısı $E(q)$, (6.6) denklemiyle,

$$E(n) = \sum_{n=0}^{\infty} nP \quad E(q) = \sum_{n=1}^{\infty} (n-1)P$$

şeklinde tanımlanmaktadır. (6.12) denkleminde yerine koyarak ve sadeleştirerek,

$$E(n) = \rho/(1-\rho) \quad (6.13)$$

ve

$$E(q) = \rho^2/(1-\rho) \quad (6.14)$$

bulunur. Sistemdeki süre $E(\omega)$ ve kuyruktaki süre $E(\omega_q)$ olunca, (6.7) ve (6.8) denklemlerine göre,

$$E(\omega) = E(n)/\lambda = \rho/\lambda(1-\rho) = 1/(\mu-\lambda) \quad (6.15)$$

ve

$$E(\omega_q) = E(q)/\lambda = \rho^2/\lambda(1-\rho) = \lambda/(\mu-\lambda) \quad (6.16)$$

olacak şekilde gösterilmiştir.

Bu sonuçlar, servis için gereken zamanın $\tau = 1/\mu = 1$ dak. olduğu Tablo 6.1'de gösterilmiştir. Farklı varış oranları karşılaştırılmalı ve belirtilmelidir ki, doygunluğa yaklaşıldıkça gecikmeler fazlasıyla artmaktadır. Sonraki bölümde gösterileceği üzere, burada gösterilen kuyruk sistemi, varış zamanları arasındaki sürelerin, λ parametrelili bir üssel dağılımdan elde edilmiştir.

$$P_r(T_a > t) = T_a \text{ varışlararası zamanın belirli } t \text{ zamanından büyük olma olasılığı} \\ = e^{-\lambda t}$$

Servis süreleri de, μ parametresi ile üssel olarak orantılı şekilde dağıtılmıştır. Öyle ise,

$$P_r(T_s > t) = \text{servis süresi } T_s \text{ 'nin belirli } t \text{ zamanından büyük olması olasılığı} \\ = e^{-\mu t}$$

olmaktadır.

	$\lambda =$ müşterilerin dakikada ortalama varış oranı				
	$\rho =$ ortalama hizmetli meşguliyeti				
	0.01	0.1	0.5	0.9	0.99
$P_0 = (6.12)$ denk.göre, sistemin boşalma olasılığı	0.99	0.9	0.5	0.1	0.01
$E(n) = (6.13)$ denk.göre, sistemdeki ortalama sayı	0.0101	0.1111	1.0	9.0	99.0
$E[q(n)] = (6.14)$ denk.göre, kuyruktaki ortalama sayı	0.0001	0.0111	0.5	8.1	98.01
$E(\omega) = (6.15)$ denk.göre, sistemdeki geçen ortalama süre (dak.)	1.0101	1.1111	2.0	10.0	100.0
$E(\omega_q) = (6.16)$ denk.göre, kuyruktaki geçen ortalama süre (dak.)	0.0101	0.1111	1.0	9.0	99.0

Tablo 6.1. Tek hizmetli kuyruk için sayısal örnekler (tanımlanan kuyruk sistemi, üssel dağılımlı varış sırası zamanı ile, üssel dağılımlı servis zamanları ve ortalama $\tau = 1$ dak. servis zamanına göre karakterize edilmiştir).

6.3. Kuyruk Sistemlerine Doğum ve Ölüm Denkleminin Uygulaması

Nüfus oranını zamanın fonksiyonu olarak göstermek için bir doğum ve ölüm denklemi geliştirilmiştir. Aynı denklem burada, doğumlar varışları, ölümler ayrılışları ve nüfus oranı kuyruktaki müşterileri gösterecek şekilde sunulmaktadır. Kuyruklanma ile ilgili olarak, doğum ve ölüm denklemi müşteri varışlarını açıklamaya yönelik Poisson olasılık dağılımı ve servis zamanlarının dağılımını açıklamak üzere, Üssel olasılık dağılımının direkt sonucudur.

Bölüm 6.3.1'de görüleceği üzere, eğer müşterilerin kuyruğa herhangi bir andaki varış olasılıkları, önceki ve sonraki varışlardan bağımsız olacak şekilde ulaşırlarsa, t zaman aralığında gerçekleşen n varışın olasılığı

$P_n(t)$ Poisson dağılımı ile verilmiştir,

$$P_n(t) = (\lambda t)^n e^{-\lambda t} / n!$$

olduğu anda, λ birim zamanda varışların sayısıdır. Ayrıca gösterilmiştir ki, bu şekilde varışlar arasındaki zaman aralıkları Üssel olarak dağıtılmıştır. Öyle ise zaman aralığının t 'den büyük olma olasılığı $e^{-\lambda t}$ dir.

Bölüm 6.3.2'de, bir hizmetlinin bir müşteriye hizmet etmesi için gereken zaman uzunluğunun Üssel dağılımının kullanımı önerilmektedir. Dağılım, $P_r(\text{servis zamanı} > t) = e^{-\mu t}$, ile gösterilmektedir. Öyle ki, $(1/\mu)$ servis zamanıdır. μ , bir hizmetlinin müşterilere hizmet edebileceği ortalama orandır.

Bölüm 6.3.3, sistemde t zamanında n müşterinin bulunması olasılığıdır. Denklemler, sistemde n müşteri varken, λ_n varış oranı ve μ_n servis oranı olacak şekilde kurulmuştur. Bu denklemleri oluştururken karşılaşılan tartışmalar Poisson varışları ve Üssel dağılımı, servis zamanları için de uygundur. Bunun için sağlanmış λ_n ve μ_n açıklanmış ve anlatılmıştır. Aynı şekilde ileriki bölümde de açıklanacaktır.

Bölüm 6.3.4, tüm n 'ler için $dP_n(t)/dt = 0$ olduğu, istatistiksel dengedeki doğum ve ölüm denkleminde çözüm getirmektedir. Bu çözüm (6.26) bağıntısında gösterildiği üzere,

$$P_n = \left[\frac{\lambda_{n-1} \lambda_{n-2} \lambda_{n-3} \dots \lambda_0}{\mu_n \mu_{n-1} \mu_{n-2} \dots \mu_1} \right] P_0$$

şeklindedir. Buradan P_0 ,

$$\sum_{n=0}^{\infty} P_n = 1 \text{ den bulunmaktadır.}$$

6.3.1. Poisson Varışları

t zamanındaki n müşteri varışlarının olasılığı $P_n(t)$,

$$P_n(t) = (\lambda t)^n e^{-\lambda t} / n! \quad (6.17)$$

olarak verilmiştir. Bu denklem Poisson dağılımı olarak bilinmektedir. t zamanında umulan varışların sayısı,

$$E(n) = \sum_{n=0}^{\infty} n P_n(t) = \lambda t$$

öyle ki, λ müşterilerin birim zamandaki ortalama varış oranıdır. Bunun yanında $(1/\lambda) = \tau$ varışlar arasındaki zaman aralıklarıdır. T iki varış arasındaki zaman aralığı olsun. T 'nin herhangi bir belirli t zamanında büyük olması ihtimali $P_0(t) = t$ süresince kimsenin varmaması olasılığı

$$P_r(T > t) = P_0(t) = e^{-\lambda t} \quad (6.18)$$

olmaktadır. Bu denklem, Üssel bir olasılık dağılımını açıklamaktadır. Öyle ki, bu Üssel dağılım Poisson dağılımındaki varışlar arası zaman dilimlerine dayanmaktadır. Bu Üssel dağılımın farkedilir bir özelliği de "hafızasız olması" dır. Bunu göstermek için $P_r(T > t + h | T > t)$ Üssel dağılmış T zaman diliminin $t + h$ 'tan büyük olma olasılığı olsun ve t 'den büyük olduğu da verilmiş olsun. Olasılık teorisindeki aksiyoma dayalı olarak bellidir ki,

$$P_r(T > t + h | T > t) \cdot P_r(T > t) = P_r(T > t + h)$$

bağıntısı (6.18) denkleminde kullanılarak,

$$P_r(T > t + h | T > t) = \frac{P_r(T > t + h)}{P_r(T > t)} = \frac{e^{-\lambda(t+h)}}{e^{-\lambda t}} = e^{-\lambda h} \quad (6.19)$$

denklemi elde edilir. Bu denklem göstermektedir ki, $P_r(T > t + h | T > t)$, t 'den bağımsızdır. Böylece t zamanında Üssel dağılım ne kadar yürürlükte kalırsa kalsın, o zaman diliminden geri kalan zaman orijinal dağılımdan alınmış gelişigüzel sayıdır. Yalnızca Üssel dağılım, bir zaman dilimi başladığında hafıza sahibi değildir.

Poisson varış işlemi, Üssel olarak varışlar arası zamanı dağıttığı için, varış sırasındaki herhangi bir t zamanı, bir Üssel varışlar arası zaman diliminde kurulmuş bir zamandır. Hafızasız olması özelliğinden dolayı, zaman dilimi gelişigüzel t zamanından bir sonraki varışa değin Üssel olarak dağıtılmıştır. Bölünemeyecek kadar küçük dt , ne zaman başladığını dikkate almadan $e^{-\lambda dt}$ 'dır.

$$P_r(dt' \text{ de varış yok}) = P_r(T > dt) = e^{-\lambda dt}$$

Bu Üssel kuvvet serilerine genişletilebilir:

$$P_r(dt'de \text{ varış yok}) = e^{-\lambda dt} = 1 - \lambda dt + \frac{(\lambda dt)^2}{2!} - \frac{(\lambda dt)^3}{3!} + \dots$$

dt'nin sifıra yaklaştığı limit içerisinde,

$$\lim_{dt \rightarrow 0} P_r(dt'de \text{ varış yok}) = 1 - \lambda dt + O(dt^2) \quad (6.20a)$$

Burada $O(dt^2)$, dt sifıra yaklaştıkça dt^2 kadar hızlı sifıra yaklaşan herhangi bir fonksiyon için kullanılan bir semboldür. Bir sonraki varışın dt süresince meydana gelmesi olasılığı,

$$P_r(dt'de \text{ varış}) = 1 - P_r(dt'de \text{ varış yok})$$

böylece,

$$\lim_{dt \rightarrow 0} P_r(dt'de \text{ varış}) = \lambda dt + O(dt^2) \quad (6.20b)$$

olur. Sonuç olarak talep edilebileceği gibi ve ispatlanacağı üzere,

$$\lim_{dt \rightarrow 0} P_r(dt'de \text{ iki veya daha çok varış}) = O(dt^2) \quad (6.20c)$$

olmaktadır. Burada Poisson varışları ile ilgili olarak gösterilen esas (6.20b) denklemdir. Bu denklem, herhangi bir kısa dt dilimine varışların oranı dt'nin büyüklüğüne dayanmakta ve erken varışların oluşumuna dayanmamakta olduğunu göstermektedir. Bu nedendir ki, Poisson varışları bazen "saf gelişigüzel" varışlar diye anılmaktadır. Dağılım çok önemli ve yararlıdır. Çünkü pekçok sıkışıklık Poissona yaklaşık varışlarla karakterize edilmektedir.

6.3.2. Üssel Dağılmış Servis Zamanları

T_s servis zamanının belirli bir t zamanı geçmesi ihtimali $P(T_s > t)$, μ parametrelili bir Üssel olarak varsayılır. Öyle ki, $P(T_s > t) = e^{-\mu t}$ şeklindedir. Bu dağılım için ortalama servis zamanı $\tau = 1/\mu$ 'dür. Öyle ise μ meşgul bir hizmetli için ortalama servis oranıdır. Üssel dağılımlı varış zamanları için kullanılan tartışma bir müşteri daha ufak parçalara

bölünemeyen dt zamanının başında hizmet gördüğünde de kullanılabilir.

$$\lim_{dt \rightarrow 0} P_r(\text{servis } dt' \text{ de sona ermez}) = 1 - \mu dt + O(dt^2)$$

$$\lim_{dt \rightarrow 0} P_r(\text{servis } dt' \text{ de sona erer}) = \mu dt = O(dt^2)$$

$$\lim_{dt \rightarrow 0} P_r(\text{ } dt' \text{ de iki veya daha fazla müşterinin servisi sona erer}) = O(dt^2) \quad (6.21)$$

Şimdi farzedelim ki, herbiri bağımsızca bir müşteriye hizmet eden j hizmetli meşguldür. Tüm servis zamanları μ parametrelili Üssel dağılımdan elde edilmiş olsun. Hizmetliler birbirlerinden bağımsız olduklarından dolayı,

$$P_r(\text{ } dt' \text{ de hiçbir } j \text{ hizmetlisi servisi tamamlamaz}) = [P_r(\text{ } dt' \text{ de herhangi bir } j \text{ hizmetlisi servisi bitirmiş})]^j \quad (6.23)$$

bunu takip eden,

$$\lim_{dt \rightarrow 0} P_r(\text{ } dt' \text{ de hiçbir } j \text{ hizmetlisi servisi tamamlamaz}) = [1 - \mu dt + O(dt^2)]^j = 1 - j\mu dt + O(dt^2) \quad (6.22a)$$

bundan sonra,

$$\lim_{dt \rightarrow 0} P_r(\text{ } dt' \text{ de bir } j \text{ hizmetlisi servisi tamamlar}) = j\mu dt + O(dt^2) \quad (6.22b)$$

$$\lim_{dt \rightarrow 0} P_r(\text{ } dt' \text{ de iki veya daha fazla hizmetli servisi tamamlar}) = O(dt^2) \quad (6.22c)$$

olmaktadır. Bu olasılıklar (6.22) denkleminde tek hizmetli ile aynı forma sahiptirler. Yalnızca şimdi dt' de servisin tamamlanması olasılığı bir hizmetliden j kere daha yüksektir. Gözleme dayalı ilginç bir gerçekte, sıradan kişisel telefon konuşmalarının Üssel dağılımlı sürekliliklere sahip olmalarıdır. Ne yazık ki, diğer pekçok servis bu dağılımı tutmamaktadır. Yine de pekçok kuyruk sistemi analizinde şu nedenlerle kullanılmaktadır,

(a) Matematik oldukça kolay hale gelmektedir. (6.26)

(b) Gerçek servis zamanı dağılımı genellikle çok farklı sonuçlara ulaşmayacak farklılıktadır.

6.3.3. Hal Denklemleri

n : sistemdeki müşterilerin sayısı. Genellikle n 'ye sistemin "hal"i denir.

$P_n(t)$: t zamanında sistemde her müşterinin olması ihtimali

λ_n : Sistemde n müşteri varken ortalama müşteri varışları

μ_n : Sistemde n müşteri varken müşterilerin hizmet görme oranı

olsun. Varsayalım ki ara zamanların ve servis zamanlarının dağılımı Üssel olsun. 0 vakit küçük bir dt süresince olan varış ve ayrılışların olasılıkları (6.20) ve (6.21) denklemleri ile verilmiştir. Şimdi n şeklinde ifade edilip farklı sistem hallerinde mümkün farklı oranları sağlamaktadır. Burada gösterilmiştir ki bağlı olan "doğum ve ölüm" denklemlerinin hal denklemleri için olasılığı $P_n(t)$,

$$\frac{dP_n(t)}{dt} = \lambda_{n-1} P_{n-1}(t) + \mu_{n+1} P_{n+1}(t) - (\lambda_n + \mu_n) P_n(t) \quad (6.23)$$

denklemdir. Bu denklem ve n 'nin zamandan bağımsız şekillerde olması dışında

6.3.4. İstatistiksel Denge

Eğer hal olasılıkları zamandan bağımsız ise $dP(t)/dt = 0$ ve (6.23) denklemi,

$$0 = \lambda_{n-1} P_{n-1} + \mu_{n+1} P_{n+1} - (\lambda_n + \mu_n) P_n \quad (6.24)$$

şeklinde sadeleşir. Boş bir sistemden ayrılmak mümkün olmadığından $\mu_0 = 0$ dır. Aynı şekilde, negatif müşteri sayısı olmaz. Öyle ise $P_{-1} = 0$ dır. Böylece aşağıdaki özel denklem, $n=0$ halini alır.

$$0 = \mu_1 P_1 - \lambda_0 P_0 \quad (6.25)$$

(6.24) ve (6.25) denklemleri kabul edilecek şekilde çözülebilir.

$$P_n = \left(\frac{\lambda_{n-1} \lambda_{n-2} \lambda_{n-3} \dots \lambda_0}{\mu_n \mu_{n-1} \mu_{n-2} \dots \mu_1} \right) P_0 \quad (6.26)$$

Bir kere tüm P_n 'ler, P_0 'lar cinsinden bilirse P_0 , $\sum_{n=0}^{\infty} P_n = 1$ den bulunabilir.

6.4. S-Hizmetli Kuyruk Sistemi

Bu bölüm sonuçlar türetilen Poisson varışları ile şişebeynu bulunan bir sistemde tek bir kuyruk ve S hizmetli tarafından karşılanan servis zamanlarının Üssel dağılımı ile ilgilenmektedir. Eğer bir kuyruk sistemi birden fazla hizmetliden servis görüyorsa, kuyruk disiplini organize etmek için iki yol vardır:

(1) Her hizmetlinin kendi kuyruğu vardır ve müşteriler bir kuyruktan diğerine geçemezler. Bu, (6.2) nolu bölümde incelenen çeşitli tek hizmetli kuyruklarla aynıdır. Bu yaklaşımın dezavantajı, bir hizmetli aylak iken bir veya daha çok müşteri diğer kuyruklarda diğer hizmetliler için bekliyor olabilmeleridir.

(2) Tek bir kuyruk sistemindeki tüm hizmetliler servis verirler. Bu daha verimlidir ve pekçok fazla hizmet veren sistemlerde kullanılırlar.

Doğum ve ölüm formunu S hizmetlinin hizmet verdiği tek bir kuyruk sisteminde uygulamak oldukça kolaydır. Varsayalım ki ortalama müşterilerin barış oranı λ , sistemdeki müşterilerin sayısından bağımsız olsun. Daha da ötesi, tüm müşterilerin servis için beklediklerini varsayalım. Bu durumda,

$$\lambda_n = \text{Ortalama varış oranı, verilen sistemde } n \text{ müşteri} \\ = \lambda, \text{ tümü için } n \geq 0$$

Eğer bir hizmetlinin bir müşteriye hizmeti için gereken ortalama zaman $1/\mu$ ise bir meşgul hizmetli için müşterilere ortalama hizmet oranı μ iki meşgul hizmetli için 2μ , ve S meşgul hizmetli için $S\mu$ şeklindedir. Böylece eğer müşterilerin sayısı hizmetli sayısından daha az veya eşitse tüm müşteriler servise gireceklerdir. Öyle ise,

$$\mu_n = \text{Ortalama servis oranı verilen sistemde } n \text{ müşteri} \\ = n\mu, \quad 0 \leq n \leq S \text{ olmaktadır.}$$

olmaktadır. Sistemde S veya daha fazla müşteri bulunduğunda S müşteri servis görecektir ve geri kalanları kuyruksa bekleyecektir. Böylece,

$$\mu_n = S\mu \quad n \geq S$$

Eğer λ_n ve μ_n 'in değerleri doğum ve ölüm denkleminin istatistikî denge çözümü (6.26)'da yerine konursa:

$$\begin{aligned} P_n &= \text{sistemde } n \text{ müşteri bulunma ihtimali} \\ &= (1/n!) (\lambda/\mu)^n P_0 \quad 0 \leq n \leq S \quad \text{için} \\ &= (1/S! S^{n-S}) (\lambda/\mu)^n P_0 \quad n \geq S \quad \text{için} \end{aligned} \quad (6.27a)$$

P_0 , (6.27a) denklemini $\sum_{n=0}^{\infty} P_n = 1$ 'de yerine koyarsak elde edilebilir. Bir takım sadeleştirmelerden sonra (6.27b) elde edilir.

$$P_0 = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{n!} \left(\frac{\lambda}{\mu}\right)^n + \frac{1}{S!} \left(\frac{\lambda}{\mu}\right)^S \left(\frac{S}{S_\mu - \lambda}\right)^{-1} \quad (6.27b)$$

Gösterildiği üzere, (6.6) denklemi, sırada bekleyen müşterilerin ortalama sayısı,

$$E(q) = \sum_{n=0}^{\infty} (n-S) P_n$$

dir. (6.27a) denkleminin bu ifade de yerine konmasıyla (6.28) elde edilir.

$$E(q) = \frac{\rho (\lambda/\mu)^S P_0}{S! (1-\rho)^2} \quad (6.28)$$

Burada, $\rho = (\lambda/S_\mu)$ hizmetli başına Erlang olarak trafik hacmidir. Ortalama bekleme zamanı (6.7) denklemi ile verilmiştir;

$$E(\omega) = (E(q)/\lambda) \quad (6.29)$$

Sistemdeki müşteri tarafından harcanan ortalama zaman $E(\omega)$, ortalama zaman a , ortalama servis zamanı $(1/\mu)$ ilave edilerek bulunur; böylece (6.30) elde edilir.

$$E(\omega) = E(\omega q) + 1/\mu = E(q)/\lambda + 1/\mu \quad (6.30)$$

6.5. Kısıtlı Bekleme Salonu

Bu bölümde, sonuçlar çıkartıp, Poisson varışlarıyla dengedeki kısıtlı bekleme salonlu bir kuyruk ve S hizmetlinin Üssel dağılmış servis zamanları ile bir kuyruk sistemi için örnekler sunulmaktadır. Kısıtlı bekleme salonu tamamıyla dolduğunda, yeni gelen müşterilerin katılıp hizmet beklemleri mümkün olmaz. Aksine sistemden "çıkartılırlar" ve hemen terkederler. Belirtmek gerekir ki, kısıtlı bekleme salonu olduğunda kuyruk mümkün olan maksimumdan daha çok büyüyemez. Aksine, varış oranı, maksimum servis oranını geçerse denge mümkündür.

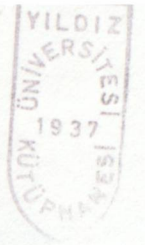
S hizmetli kuyruk metodu kısıtlı bekleme salonlu sistem için çok az değiştirilmiştir. Bekleyen ve hizmet gören maksimum müşteri sayısı N olsun. Bölüm 6.4'te olduğu gibi $\lambda_n = \lambda = n$ müşteri bulunan bir sisteme ortalama varış oranı, $n < N$ olduğu sürece..Ama $n = N$, $\lambda_n = \lambda_N = 0$ olduğunda yeni gelen müşteriler kabul edilmemektedirler. Gelenler sistemden "çıkartılmaktadırlar. 6.4 bölümündeki servis oranında hiçbir değişiklik yapılmamıştır. Öyle ise (6.27a) denklemi yalnızca $n > N$ için $P_n = 0$ şeklinde değiştirilecektir.

$$\begin{aligned}
 P_n &= \text{Sistemde } n \text{ müşteri bulunması için} \\
 &= (1/n!) (\lambda/\mu)^n P_0 & 0 \leq n \leq S & \text{ için} \\
 &= (1/S! S^{n-S}) (\lambda/\mu)^n P_0 & S \leq n \leq N & \text{ için} \\
 &= 0 & n > N & \text{ için} \quad (6.32a)
 \end{aligned}$$

Sistemdeki maksimum müşteri sayısı N olduğundan, P_0 aşağıdaki bağıntıdan bulunabilir.

$$\sum_{n=0}^{\infty} P_n = 1 \quad (6.32b)$$

(6.4)bölümünde yapıldığı gibi P_0 'ı tüm durumlar için göstermek yarar sağlamaktadır ki bu durumda, (6.27b) denkleminde olduğu gibi $N = \infty$ dur.



Q = İşaret sonrası hacmi (taşıt/saat)
 k = Araçsal yoğunluk (taşıt/m)
 v = (Bölgesel boşluk-ortalama) hız (km-saat)

BÖLÜM VII ŞİŞEBOYNUNDA TRAFİK DİNAMİKLERİ [68]

Trafik akımının kalitatif bir daha iyi tasviri geliştirilmiştir. Trafik, belirli bir yoğunluk k_{jam} ötesine sıkıştırılamayan akıcı olarak tarif edilir. Durum denklemleri; (1) Hacim=hız x yoğunluk, (2) Araçların sürekliliği, (3) Trafik hızı otoyolun serbest akım hızını hafifletir. Hacim yol kapasitesini aşamaz ve trafik yoğunluğu tıkanıklık yoğunluğuna eşit olduğu zaman akım sıkıştırılamaz. Tasvir, iki konumda yeniliktir: (1) Yoğunluk = k_{jam} ile akan trafik, sıkıştırılamaz olarak kesin bir şekilde kabul edilebilir, (2) Hız-yoğunluk ilişkisi, trafik formülasyonu ile ima edilemez. Yeni trafik formülasyonu da genel kalitelere gözlenmiş hız/hacim eğrileri oluşturur ve aşağı akım ve yukarı akım şişeboynu ile bu eğrilerin yorumunu sunar.

7.1. Ön Bilgi

Taşıma araçlarına ait (araçsal) trafik belkide hal denklemleri en az iyi anlaşılmiş akımdır. Örneğin 10 ya da 20 işaretli mütevasi bir cadde ağını gözönüne alalım. Sinyal zamanlamasını dizayn etmek için arzu edilen kesinliğe yakın herhangi bir yerde trafik yoğunluğunu, hacmini ve hızı tahmin etme yeteneğine sahip süreklilik kuramı yoktur. Yapılabilenin en iyisi süreksiz takım ile trafiği yaklaştırmaktır. Kontrol simülasyon ve genel anlayış için, sürekli ve farklılaşan miktarlarla bir trafik tarifine ihtiyaç vardır. Bu bölümün amacı nitel olarak doğru olan yeni bir formülasyon geliştirmektir.

Modellenecek trafik değişkenlerinin tercihi tartışılabilir. Ancak genel birlik yoğunluk (k), hız (v) ve hacim (Q) uygun ve yararlı olduğudur. Ayrıca bu değişkenler kabul edilirse, iki ilişki şüphe olmaksızın bilinir. İlk bilinen ilişki hacim, yoğunluk ve hız tanımlarında mevcuttur.

$$Q = k.v \tag{7.1}$$

Burada,

Q = İşaret sonrası hacmi (taşıt/saat)

k = Araçsal yoğunluk (taşıt/km)

v = (Bölgesel boşluk-ortalama) hız (km-saat)

İkinci ilişki, araçların sürekliliği Lighthill ve Whitham (1955) [69] tarafından işaret edilmişti,

$$\partial k / \partial t + \partial Q / \partial x = S(x, t) \quad (7.2)$$

olur. Burada, $\partial / \partial t$ ve $\partial / \partial x$ sırası ile t zamanında ve x yolu boyunca yerleşimle ilgili kısmi diferansiyeli gösterir. $S(x, t)$, otoyola giren pozitif ya da çıkan negatif araçlardır. (7.1) ve (7.2) denklemleri trafik akımının tam bir formülasyonunu gerçekleştirmez. Üçüncü bir ilişkiye ihtiyaç vardır.

7.1.1. Deterministik (Belirleyici) Hız-Yoğunluk Hipotezi

Greenshields (1934) [70] rapor etmiştir ki, kırsal otoyollarda hızlar trafik yoğunluğuna bağlıdır ve hız-yoğunluk eğrisi yaklaşık olarak bir doğrudur ve yoğunluk azalırken hız artar. Daha sonraki araştırmacılar varsaymışlardır ki, trafik hızı ile yoğunluk arasında iyi tarif edilmiş, belirleyici bir ilişki vardır. Ancak bu araştırmacılar, ilişkinin tam şekli hakkında uyuşmuş değillerdir.

Ancak hız ile yoğunluk arasında gerçekçi şekilde belirleyici bir ilişki mümkün değildir. Belirleyici hız-zaman ilişkisinin imkansız olduğuna dair bir sebep, onun veriler ile tam desteklenmemiş olmasıdır. Artan trafik yoğunluğu ile hızda azalma olduğuna dair genel bir eğilim varken, hız-yoğunluk gözlemlerinin dağılımı hipotez için aşırı derecede büyüktür. Herbir trafik yoğunluğu için bazı ön hesaplanmış hız ya da hızlar vardır.

Belirleyici hız-yoğunluk hipotezinin ikinci bir başarısızlığı bunların kabul edilemez bir kilitlenme eğilimine sahip olmasıdır. Kilitlenme meydana gelir zira, hız-yoğunluk ilişkisi şart koyar ki yoğunluk tıkanıklık yoğunluğuna biraz yaklaştığı zaman hız genellikle sıfıra doğru azalır. Otoyolun bir bölgesi yolun tam yukarı akan kısmından daha

yüksek bir yoğunluğa sahip olduğunda, yüksek yoğunluk kesimi düşük hıza sahip olacaktır ve bu nedenle sadece çok az sayıda araç akış halinde olacaktır. Bu arada yukarı akan yol yüksek hıza sahip olmaya meyillidir ve halihazırda izdiham oluşmuş aşağı akım kesimine çok fazla sayıda araç gönderir. Aşağı akım kesiminin yoğunluğu artar ve salı verilen araç sayısı azalır. Bu spontane kilitlenme, hız-yoğunluk eğrisine bağlı olan bazı değerlerden trafik yoğunluğu gradyenti daha büyük olduğu zaman meydana gelecektir. Ancak meydana geldiği zaman tam ve bütün olmaktadır. Gerçek trafik yoğunluk gradyentleri kilitlenmeyi asla kışkırtmayacakları için uygun şekilde küçük olacak hız azalma oranı talep edilerek kilitlenme önlenebilmiştir. Benzer hız-yoğunluk eğrileri, tıkanıklık yoğunluğunda sıfır hıza ulaşmayacakları ve bu nedenle asla durdurulamayacak trafiği tasvir eder. Bir kere bir tıkanıklık kuyruğu oluşur, sıfır hızla hareket edilir veya edilemez, bu durum daima devam eder. Belirleyici hız-yoğunluk hipotezinde kuyruk dağılması için herhangi bir mekanizma yoktur.

7.1.2. Denge Hız-Yoğunluk Hipotezi

Bu hipotez 1961'den başlayarak birçok makalesinde PRIGOGINE ve HERMAN trafiği gerçek hız dağılımının azalmaya çalıştığı bir "denge" hız dağılımına sahip olarak tasvir etmişlerdir. Her ne kadar PRIGOGINE ve HERMAN sadece hızların dağılımı ile uğraştılarsa da, bir denge ortalama hızı açıkça kastedilmişti. Gerçek trafik hızı, bu denge hızından farklı olabilir. Ancak ortalama trafik hızı, bu denge hız-yoğunluk eğrisine dönmeye daima meyil gösterecektir.

Bir denge hız-yoğunluk eğrisine sahip olarak trafiğin bu tarifi, hız-yoğunluk gözlemlerinde saçılmaya müsade eder ve çok caziptir. Her ne kadar literatürde benzer bir hipotez görünmese de, yazarın tecrübesine göre trafik araştırmacıların mühim bir kısmı inanırlar ki, denge hız-yoğunluk fikri belirli bir değer sahiptir. Gerçekte denge hız-yoğunluk hipotezleri, deterministik (belirleyici) formülasyondan daha fazla problemlerden zarar görmektedir. Bu problemlerin en iyi bilinenleri, belirleyici hız-yoğunluk formülasyonlarının sergilediği kilitlenme ile aynı eğilimdedirler. Oysa kilitlenme, belirleyici hız-yoğunluk formülasyonu altında otomatiktir ve sadece bir denge hipotezi altında bir eğilimdedir.

Bir defa kilitlenme olunca, düzelme (iyileşme) yoktur. (Denge hız-yoğunluk hipotezleri de otoyoldaki ya da trafik şartlarındaki hızlı değişikliklere yakın trafik sunan bir kaç probleme sahiptir. Bu problemler PAYNE [71] 'nin hipotezinden sonra tartışılacaktır).

7.1.3. PAYNE'nin Trafik Hipotezi

Kilitlenme probleminin üstesinden gelen bir denge hız-yoğunluk hipotezini PAYNE formüle etmiştir. FREFLO trafik simülasyon programına onun dahil edilmesi için PAYNE'nin formülasyonu iyi bilinir. PAYNE'nin hipotezi, hız denkleminde "bir ileri bakış" terimi ilavesi ile spontane kilitlenme probleminin hakkından gelir. PAYNE'nin trafik formülasyonunda, denge hızı bölgesel yoğunluk için uygun bir hızdır (artı bir sonraki aşağı akım kesimi için uygun bir terim). Hakim olan denklem aşağıdaki şekilde yazılabilir.

$$\partial v / \partial t + v \cdot \partial v / \partial x = [F(k) - v] / T - (g/T) \partial k / \partial x \quad (7.3)$$

Burada,

$F(k)$ = Denge hızı (mil/saat)

v = Gerçek ortalama hız (mil/saat)

T = Gevşeme süresi (saat)

g = Besleme sabiti (mil³/saat)

Denklem (7.3)'teki eşit işaretinin sonundaki terim, trafik hareket eden araçların sisteminde tecrübe edildiği gibi, trafiğin hızlanmasıdır (bu, hareket halindeki bir sistemde tecrübe edildiği gibi hızlanma için standart ifadedir). Her ne kadar PAYNE'nin besleme terimi spontane kilitlenme için problemi elimine ederse de, denge hız-yoğunluk formülasyonlu başka problemler vardır. Bu problemler, trafik hızının yavaşça azaldığı $F(k)$ denge hız-yoğunluk eğrisi ile formülasyonda sunulan yolun operasyon karakteristikleri gerçeği ile alakalıdır. Bu demektir ki, örneğin serbest şekilde akan trafik, bekleyen bir kuyruğa gelindiğinde araçsal yoğunluk limitsiz artar ve denge yoğunluğuna daha sonra yavaş yavaş azalır. İmkansız şekilde yüksek yoğunluklar, FREFLO simülasyon programlı bilinen bir problemdir.

Her ne kadar yoğunluk problemi yoğunluk üzerindeki basit bir sınırlama (daralma) ile karıştırmak mümkünse de, $F(k)$ 'ya yavaş azalma açık bir çare olmadığı otoyol ya da trafik şartlarında ani değişikliklerde de diğer gerçekçi olmayan trafik davranışını da içerir. Bu problemi bir örnekle göstereceğiz:

İki şeritli bir yolun bir şeritini kapatan bir kazayı gözönüne alalım. Trafik ihtiyacı üniformdur. Ancak kapasite 0.3 saat için tek bir noktada trafik ihtiyacından daha düşük bir değere azalır.

7.1.4. Test Senaryo (1)

Toplam otoyol uzunluğu : 13 mil

Toplam eşdeğer zaman : 1 saat

Hacim : 3000 taşıt/saat

Kapasite : 0.2-0.5 saatte kapasite 2000 taşıt/saat, diğer yerlerde 4000 taşıt/saat.

Serbest akım hızı : 0.2-0.7 saat ve 4.9-5.3 mil'de serbest akım hızı 50 mil/saat, diğer yerlerde 63 mil/saat.

Şekil 7.1, bu senaryoda trafik yoğunlu, hızı ve hacminin nasıl davranacağını umulduğunu gösterir. Bir trafik kuyruğu, kaza açılana kadar kaza bölgesinden geriye doğru artarak büyür (kuyruk, yüksek yoğunluk ve düşük hız bölgesi olarak görünür). Kuyruk, hacim = düzenlenmiş kapasite ile dağılır. Ancak, kapasite normale döndükten sonra yaklaşık 0.33 saat kadar tam olarak açılmaz (yaklaşık 0.13 saat sonra serbest akım hızı normale döner). Kazanın aşağı akan hacmi kaza açılana kadar azalır, bunun üzerine otoyolun tam kapasitesine artar.

Şekil 7.2, PAYNE'nin denge hız-yoğunluk formülasyonuna göre kaza senaryosunda trafik yoğunluğu, hızı ve hacminin nasıl davranacağını gösterir. Hiç kuyruk oluşmaz. 3000 taşıt/saat'lik hacim hemen hemen engel olunmamış 2000 taşıt/saat'lik şişeboyundan artmaya devam eder. Gerçekte, kazanın tam aşağı akımında trafik yoğunluğunda bir olumlu artış hariç, kaza hemen hemen belli belirsizdir (bakiye kalan trafik kuyruğun kaza bölgesinin aşağı akımıdır, yukarı akımı değil). Bu, denge hız-yoğunluk trafik formülasyonlarının karakteristik bir dramatik izahıdır. Trafik,

denge hızına yavaş yavaş indiği için ayrıca bölgesel kapasiteye de yavaşça azalır. Bu kaza senaryosunda, yaklaşan trafik, daha düşük kapasiteli yolun kısa bir (0.1 mil) bölümüne tesadüf eder ve bu kapasiteye ulaşmak için hızını düzeltmeye başlar. Hızda ııımlı bir azalış olur. Ancak, bir sonraki bölgede kapasite 4000 taşıt/saat'e geri yükselir ve trafiğin akışını azaltması için daha ileri bir sebep yoktur. Aktüel (gerçek) kapasite de hemen hemen hiç bir azalma gözlenmez. Eğer azalan kapasite bölgesi genişlemiş olsaydı, trafik, akışını doğru kapasiteye uydurmak için azalacaktı. Ancak senaryoda azalan kapasite sadece çok kısa bir bölgede meydana gelir. Denge hız-yoğunluk formülasyonları, ani değişiklikler var olduğunda çok zayıf şekilde trafiği temsil eder.

7.2. Yeni Formülasyon

Mantıksal analizler ve bazı geçmiş gözlemler (HURDLE ve SOLOMAN, 1986) göstermiştir ki, sıkışıklık arzu edilen trafik hızını azaltmaz. Sıkışıklık aslında, gerçek trafik hızını azaltabilir. Ancak, sürücüler serbest akım hızında seyahat etme arzularına devam ederler. Bu, basit olarak şu şekilde ifade edilebilir:

$$\partial v / \partial t + v \cdot \partial v / \partial x = (F - v) / T \quad k < k \quad (7.4)$$

Buradaki,

F = mümkün serbest hız (mil/saat)

T = yavaşlama zamanı (saat)

k_{jam} = trafik için tıkanıklık yoğunluğu (taşıt/mil)

Bu eşitlikteki temel yenilir, trafik yoğunluğu k 'dan bağımsız F 'nin sabit olduğu şartıdır. Bu, birçok gözlem ışığında sezgi karşıtıdır ve araçsal trafik yoğunluk büyük olduğunda daha yavaş bir şekilde hareket ederler. Ancak aşağıda gösterileceği üzere bu formülasyon gerçekteki benzer gözlemlerle de tutarlıdır. Uygun sınır şartları verildiğinde herhangi bir x yerinde ve herhangi bir t anında, (7.1), (7.2) ve (7.4) eşitlikleri hız, hacim ve yoğunluğun tam bir tesbitini verir. Bu üç eşitlik "dalgalı" gerçek trafiğe çok benzer şekilde davranış gösterir. (7.1), (7.2) ve (7.4) eşitlikleri, sıkıştırılabilir bir akımın karakteristikleridir.

7.2.1. Kapasite Limiti

Hem "deterministik (belirleyici)" hem de "denge" trafik formülasyonlarında, yolun kapasitesi hız-yoğunluk eğrisi şekliyle tesbit edilir. Ancak, şimdiye kadar yeni formülasyon herhangi bir "kapasite" kavramından yoksundur. Kapasite bir baskı unsuru olarak ilave edilmelidir:

$$v \leq \text{kapasite} / k \quad (7.5)$$

Bu eşitsizlik vermektedir ki, bir şiseboynundan akış, şiseboynu kapasitesini aşamayacağı için trafik hızını azaltır. Gözlemler ispatlamıştır ki, en azından kalitatif olarak, gerçekten şiseboynunda olan şey budur.

7.2.2. Tıkanıklık Yoğunluğu

(7.1), (7.2), (7.4) ve (7.5) ilişkileriyle tarif edilmiş zorlanmış kapasite düşük yoğunluklarda trafiğin mükemmel bir izahıdır. Ancak, yoğunluk; k maksimuma ulaştığı zaman trafiğin sıkıştırılamaz bir akım gibi hareket ettiği gerçeğini aksettirmez.

Uygun bir yoğunluk baskısını birleştirmek basittir:

$$k \leq k_{jam} \quad (7.6)$$

Bu makalede, k_{jam} (şerit sayısına bağlı olarak) yer yer değiştirilebilen bir sabit olarak alınır, ancak trafik hızına bağlı değildir.

Sıkıştırılamaz akımlar x 'den bağımsız hacimle akar ancak bu karakteristik formülasyona birleştirilmemiştir. Gerçekte denklem (7.4), trafiğin kesin olarak sıkıştırılabilir olduğunu kabul eder. Tıkanıklık yoğunluğunda (7.4) denklemi aşağıdaki ile yer değiştirmelidir:

$$\partial Q / \partial x = 0, \quad k = k_{jam} \quad (7.7)$$

(7.1), (7.2), (7.4), (7.5), (7.6) ve (7.7) ilişkileri tüm bir trafik formülasyonunu tesis eder.

7.3. Performansın Sayısal Tesbiti

Burada geliştirilene de içeren hemen hemen bütün trafik tarifleri küçük yoğunluklarda akla yakın sonuçlar verir (Araçların sürekliliği düşük yoğunluklarda kontrol edilen bir özelliktir ve bütün mantıklı trafik formülasyonları bu özelliği birleştirir). Trafik formülasyonlarının çoğunun gerçek dışı olması yüksek yoğunluklarda olur. Bu yüzden, burada gösterilen senaryolar şişboynu akışının ya da bekleyen kuyruğun uç (uzak) şartlarını ihtiva eder.

Bu yeni formülasyon gerçeğinin ilk örneği halihazırda verilmiştir. Yeni formülasyon Şekil 7.1'i oluşturmak için kullanıldı, bu trafiğin kaza senaryolarında gerçekten nasıl davrandığıdır. Görülebilir ki yeni formülasyon en azından kalitatif olarak kaza tipi durumlarında trafiğin iyi bir tarifini verir.

İkinci örnek, şişboynu akışlarının bir uç durumudur. Yol üç şeritte önce ikiye ve sonra bire daralır. Trafik ihtiyacı hızla oluşur ve her ne kadar talep yavaş başlarsa da aşağı akış bölgesi kapasitesini kısa sürede aşar ve ilave olarak orta bölüm kapasitesini de neticede aşar.

7.3.1. Test Senaryo (2)

Toplam otoyol uzunluğu : 13 mil

Toplam eşdeğer zaman : 1 saat

Hacim : yol boyunca başlangıç 800 taşıt/saat

1800 taşıt/saat, 0.0 mil'de T = 0.0 saat

2300 T = 0.1 saat

2800 T = 0.2 saat

3300 T = 0.3 saat

5800 T = 0.5 saat

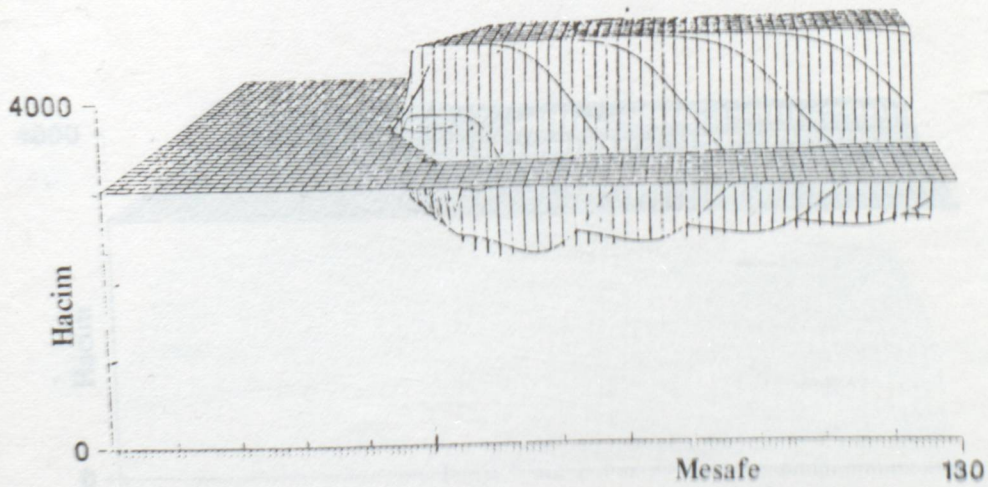
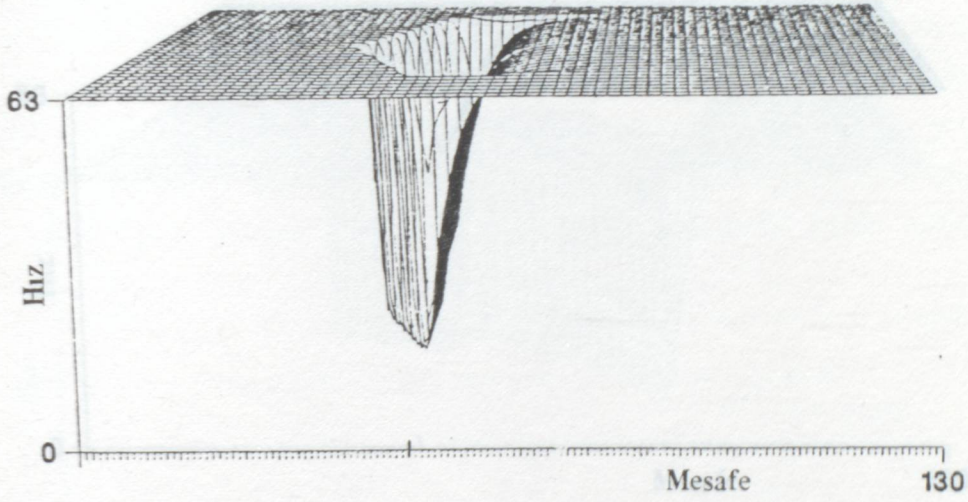
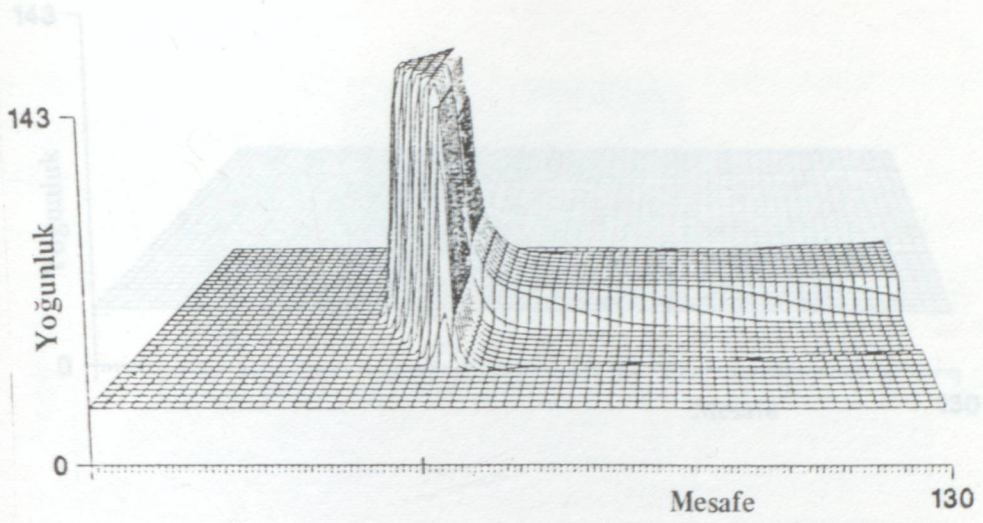
Kapasite: T = 0.0, 5.0 mil içinde 6000 taşıt/saat

T = 5.1, 9.0 mil içinde 4000 taşıt/saat

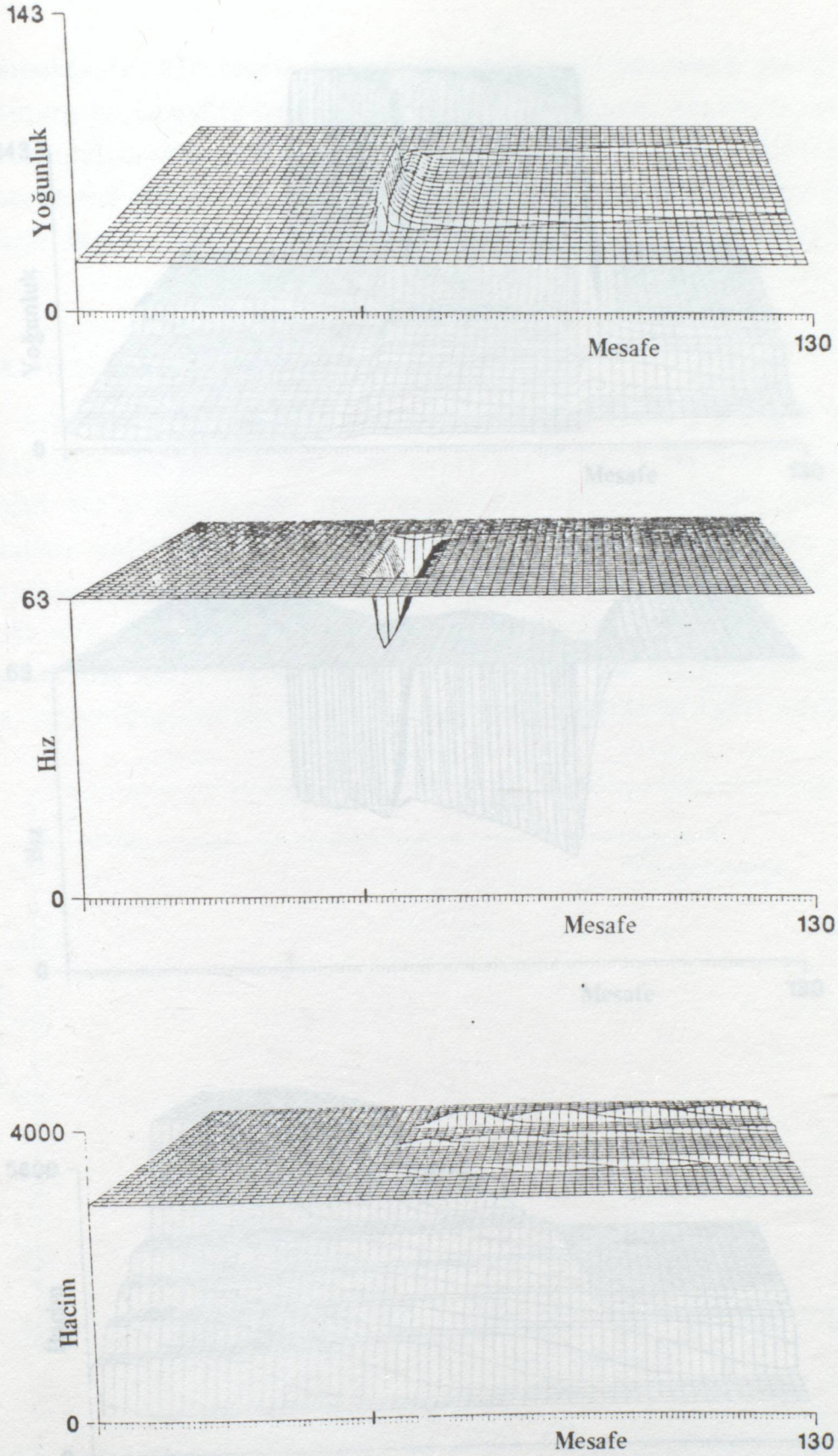
T = 9.1, 13.0 mil içinde 2000 taşıt/saat

Serbest akım hızı : 63 mil/saat

Şekil 7.3, trafik yoğunluğu, hızı ve hacminin yeni trafik formülasyonu ile modellendiği gibi, nasıl zamanın üzerine tekamül ettiğini

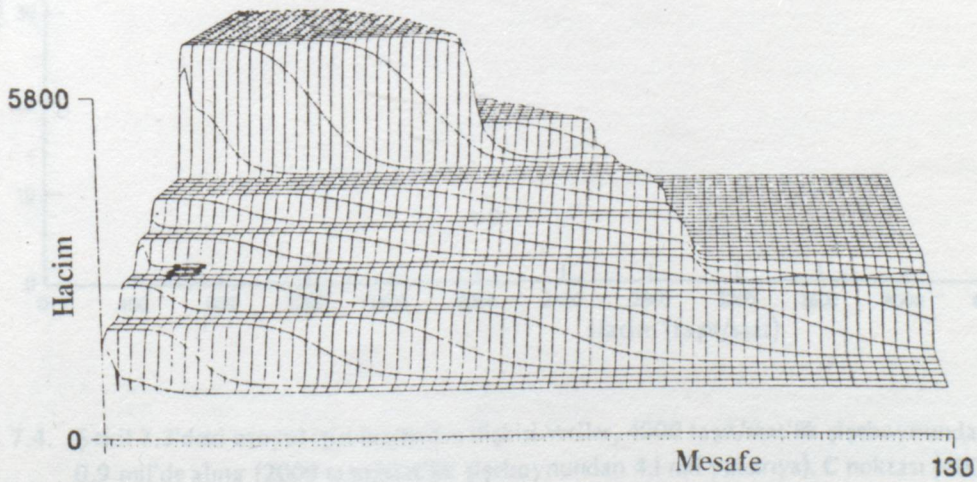
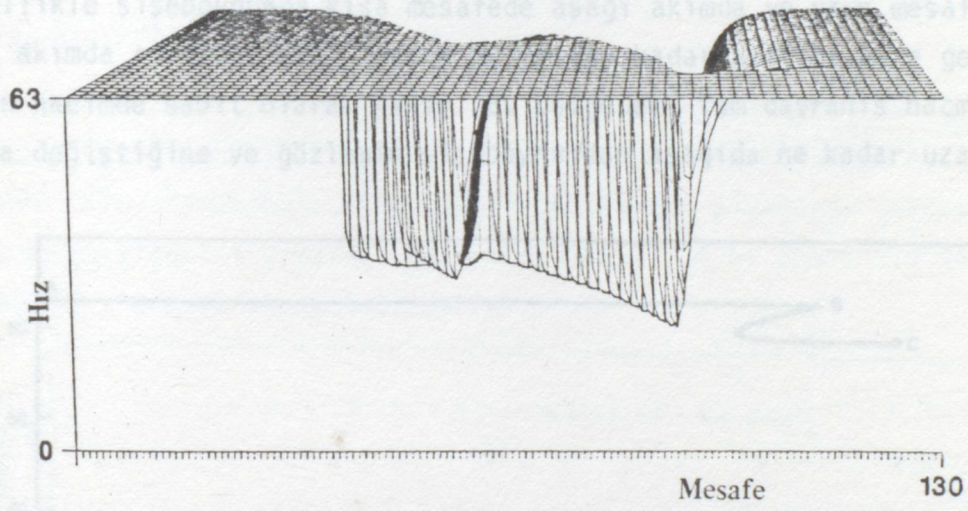
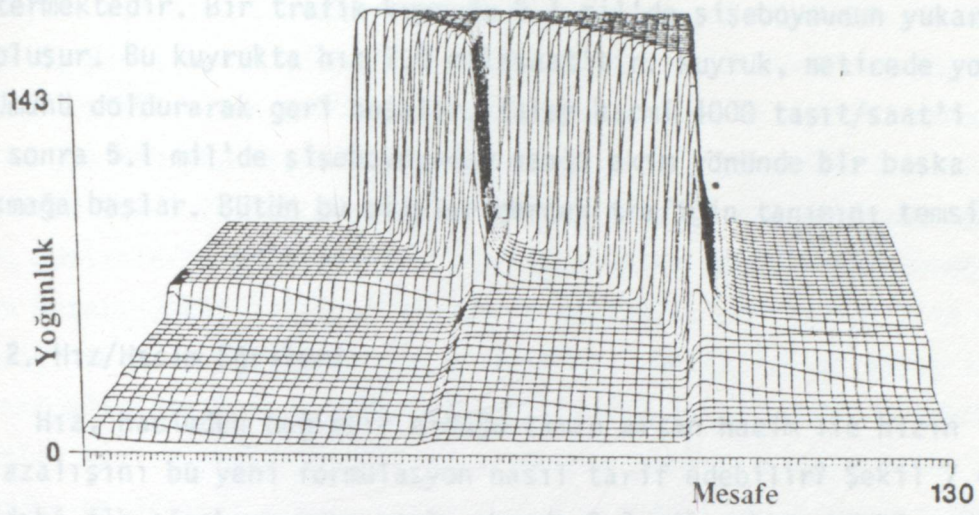


Şekil 7.1. Kaza kapasiteyi 0.3 saat'te 4000 taşıt/saat'ten 2000 taşıt/saat'te azalttığı zaman, ancak hacim 3000 taşıt/saat'te sabit kaldığında yoğunluk, hız ve hacmin umulan davranışı. Trafik soldan sağa akar. Mesafe 0.1 mil (toplamı 13 mil) üniteler halindedir. Mesafe 50 sayısındaki "tırnak işareti (5 mil) kaza bölgesini işaret etmek içindir. Zaman önden arkaya 0.00'dan 1.00 saat'e gider. Araçların tıkanıklık yoğunluğu 143 taşıt/şerit-mil, Serbest hız 63 mil/saat,



Şekil 7.2. PAYNE'nin denge hız-yoğunluk formülasyonu varyasyonu ile trafiğin temsili hariç Şekil 7.1' deki gibi aynı koşullar yeterlidir.

Şekil 7.3. 6000, 4000 ve 2000 kapasite için denge hız-yoğunluk formülasyonu ile tanımlanan yoğunluk, hız ve hacim. Trafik seçimi için kapasite 0.1 mil birimler halindeydi (toplamı 13 mil). Zaman 0.00'dan 1.00 saat'e kadar. Arapça trafik yoğunluğu 143 taşı/peri-mil'dir. Serbest hız 63 mil/saat'dir. Trafik seçimi için denge hız-yoğunluk formülasyonu için 5800 taşı/saat'e kademe kademe artar.

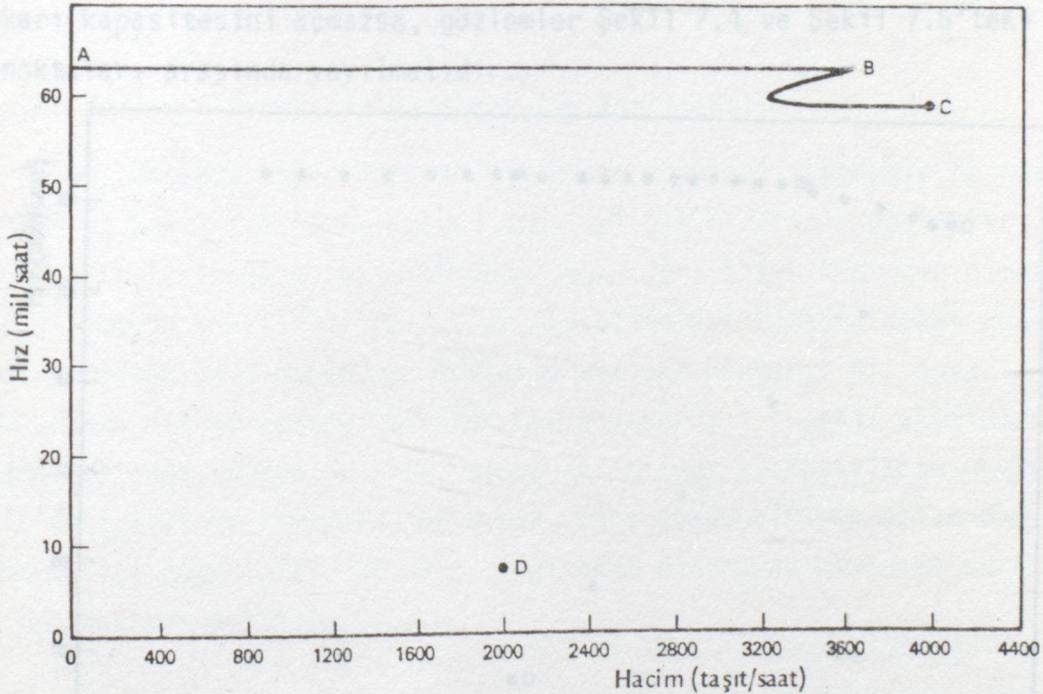


Şekil 7.3. 6000, 4000 ve 2000 taşıt/saat kapasiteli yolda yeni formülasyon ile tanımlanan yoğunluk, hız ve hacim. Trafik soldan sağa akar, mesafe 0.1 mil birimler halindedir (toplamı 13 mil). Zaman 0.00'dan 1.00 saat'e işler. Araçların tıkanıklık yoğunluğu 143 taşıt/şerit-mil'dir. Serbest hız 63 mil/saat'tir. Talep edilen hacim 800 taşıt/saat'den 5800 taşıt/saat'e kademe kademe artar.

göstermektedir. Bir trafik kuyruğu 9.1 mil'de şişeboynunun yukarı akımında oluşur. Bu kuyrukta hız 7.0 mil/saat'tir. Kuyruk, neticede yolun orta bölümünü doldurarak geri boşalır. Talep hacmi 4000 taşıt/saat'i geçtikten sonra 5.1 mil'de şişeboynundan aşağı akım yönünde bir başka kuyruk oluşmağa başlar. Bütün bu olaylar gerçek trafiğin tanımını temsil eder.

7.3.2. Hız/Hacim Eğrileri

Hız, hacimden bağımsız olduğu zaman artan hacim ile hızın iyi bilinen azalışını bu yeni formülasyon nasıl tarif edebilir? Şekil 7.4, Şekil 7.3'deki ilk şişeboynundan aşağı akımda 0.9 mil noktasındaki yeni model ile tahmin edildiği gibi "hız/hacim eğrisi"'ni verir (hız/hacim verileri genellikle şişeboynunda kısa mesafede aşağı akımda ve uzun mesafede yukarı akımda alınır). Hız, hacmin üç katına kadar arttığı yere geldiğinde artan hacimde sabit olarak kalır. Bu bölgedeki tam davranış hacmin hangi hızla değiştiğine ve gözlemin şişeboynundan aşağıda ne kadar uzaklıkta

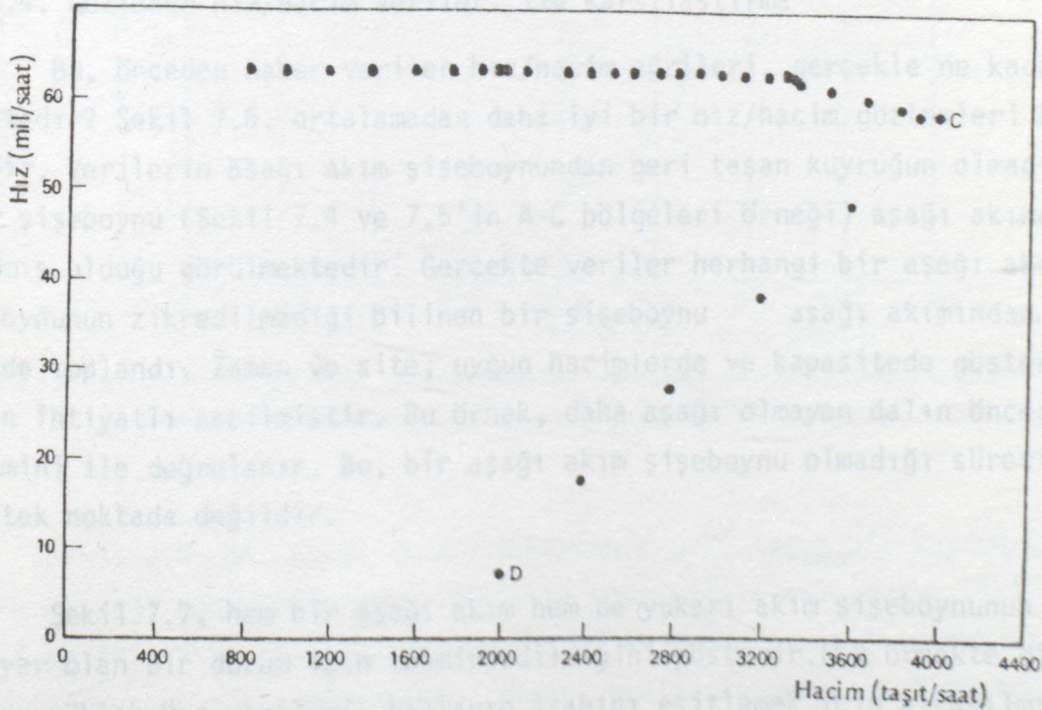


Şekil 7.4. Şekil 7.3'deki otoyol için hız/hacim ilişkisi. Veriler, 4000 taşıt/saat'lik şişeboynunda aşağıya 0.9 mil'de alınır (2000 taşıt/saat'lik şişeboynundan 4.1 mil yukarıya). C noktası (4000 taşıt/saat, 58.6 mil/saat) yukarı şişeboynunun hacim kapasite yeridir ve ayrıca burada hızlanarak uzaklaşma hızı hız'dır. C noktasından D noktasına geçiş hızlı bir şekilde olur. (0.012 saat'ten daha az). D noktası (2000 taşıt/saat, 7.0 mil/saat) yukarı şişeboynundan gelen kuyruk dağıldığı zaman olur. C ve D noktaları ile ilgili şartlar çeşitli periyotlar için yapılır.

olduğuna bakılır. C noktasında şartlar şişeboynu yukarısı ile kontrol edilir; yani, hacim şişeboynu yukarısına geçen hacimdir ve hız, şişeboynundan uzaklaşırken hızlanmada gerçekleştirilen hızdır. D noktasında koşullar, şişeboynu aşağı akım yönünden kuyrukla yönetilir. Ancak, dikkat edilirse Şekil 7.4'de gösterilen hız/hacim eğrisini gözlemek umulmamalıdır. Gözlemlerin belirli bir zaman uzunluğuna genişlediği gerçeği gözlemleri bozar. Şekil 7.4'deki veriler 6 dakikalık periyotlar için birleştirildiğinde oluşacak hız/hacim gözlemleri Şekil 7.5'de gösterilmektedir. Dikkat edilirse B ve C noktaları arasındaki üç kat değer olayı gizlenmiştir. Ayrıca dikkat edilirse şişeboynu yukarısında durdurma (C) ve şişeboynu aşağısında oluşan kuyruk (D) arasındaki bölge doldurulmuştur.

7.3.3. Hız/Hacim Eğrilerinin Açıklaması

Her ne kadar hız/hacim eğrisinin tam detayları bölgesel geometriye ve geçici trafik şartlarına bağlı olsa da, yeni formülasyon bu genel gözlemlere izin vermektedir. Eğer trafik hacimleri şişeboynu aşağısı veya yukarı kapasitesini açmazsa, gözlemler Şekil 7.4 ve Şekil 7.5'teki A ve B noktaları arasında yayılmalıdır.



Şekil 7.5. Şekil 7.4'ten alınan veriler 6 dakikalık periyotlarla toplandı. Simülasyonun başlanması ile ve simülasyon başlangıcından sonra 1.2, 2.4, 3.6 ve 8.4 dakikada hemfikir olunan toplanma periyotlarının beş farklı sırasının gösterilmesi.. Buna benzer gözlemler Şekil 7.3'deki senaryoda umulmuştur.

Eğer trafik hacmi bir yukarı akan şişeboynu tarafından sınırlanır- sa gözlemler C noktası etrafında kümelenmelidir (hacim = yukarı akış şişeboynunun kapasitesi, hız = yukarı akım şişeboynunda yavaşlamadan elde edilen hız) ve B noktasından C noktasına üç kat değerli geçişler meydana gelmelidir. Uç noktalarında nisbeten daha az saçılma olmalıdır. Ancak, üç kat değerli bölge farklı şekilleneceğinden dikkate değer saçılma orta noktalarda olabilir.

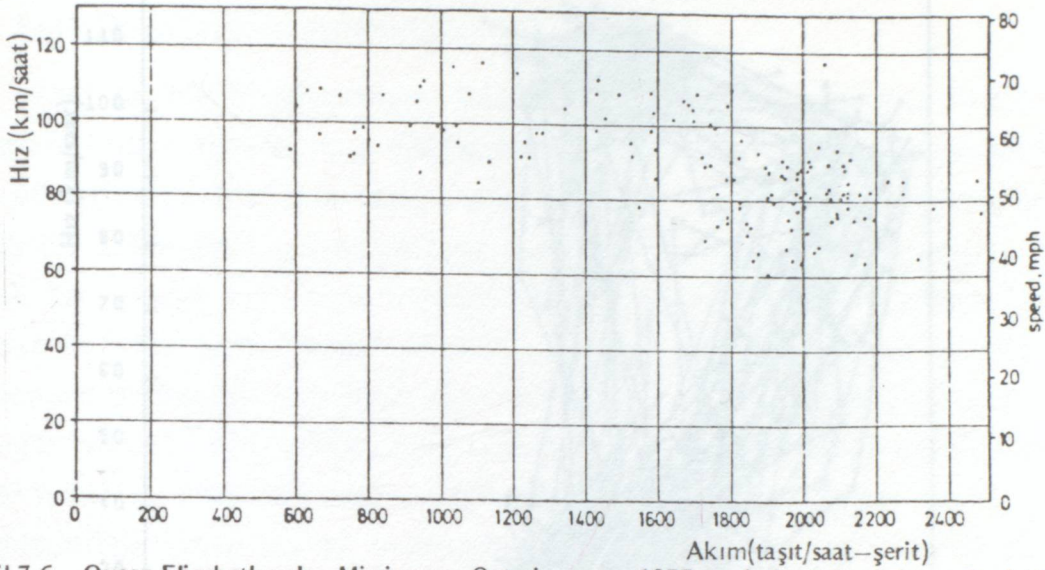
Eğer, kuyruklar bir aşağı akım şişeboynundan boşalırsa Şekil 7.4 ve Şekil 7.5'teki D noktası etrafında gözlemlerin saçılacağı umulabilir. D noktasında kuyruk olma şartlarına geçiş epey hızlı olduğundan veri birikim prosesi, kuyruk oluşumundan önce veya sonra oluşan şartlar (A-B ya da C) ile D arasındaki gözlemleri üretecektir.

D noktası ile merkez arasındaki daha düşük kol gözlenmelidir (bu, yeni formülasyon için kritik bir testtir. Zira, bu bölgede hız ve hacim izin veren basit bir modifikasyon yoktur).

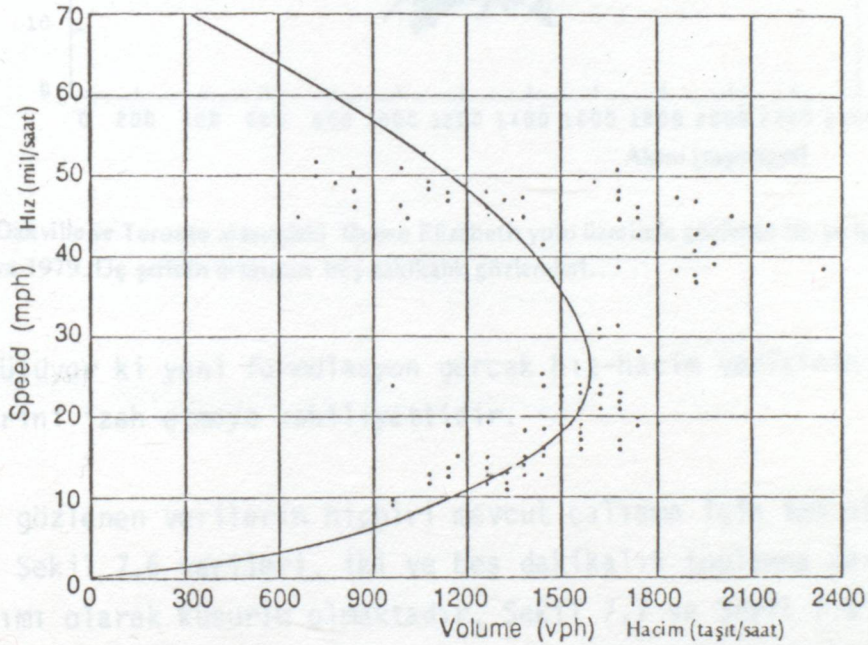
7.3.4. Gözlenen Hız/Hacim Verileri ile Karşılaştırma

Bu, önceden haber verilen hız/hacim eğrileri, gerçekte ne kadar uymaktadır? Şekil 7.6, ortalamadan daha iyi bir hız/hacim gözlemleri örneğidir. Verilerin aşağı akım şişeboynundan geri taşan kuyruğun olmadığı bir şişeboynu (Şekil 7.4 ve 7.5'in A-C bölgeleri örneği) aşağı akımda toplanmış olduğu görülmektedir. Gerçekte veriler herhangi bir aşağı akım şişeboynunun zikredilmediği bilinen bir şişeboynu aşağı akımından 2.1 km'de toplandı. Zaman ve site, uygun hacimlerde ve kapasitede göstermek için ihtiyatlı seçilmiştir. Bu örnek, daha aşağı olmayan dalın önceden tahmini ile doğrulanır. Bu, bir aşağı akım şişeboynu olmadığı sürecidir ve tek noktada değildir.

Şekil 7.7, hem bir aşağı akım hem de yukarı akım şişeboynunun olduğu yer olan bir durum için tahmin edildiğini gösterir. (bu örnekte dikkate değer yüksek hız verileri, hızların izahını eşitlemek için bırakılmıştır, yapılmamıştır). Bu veriler için aktüel geometrik şartlar kaynakta da verilmemiştir.

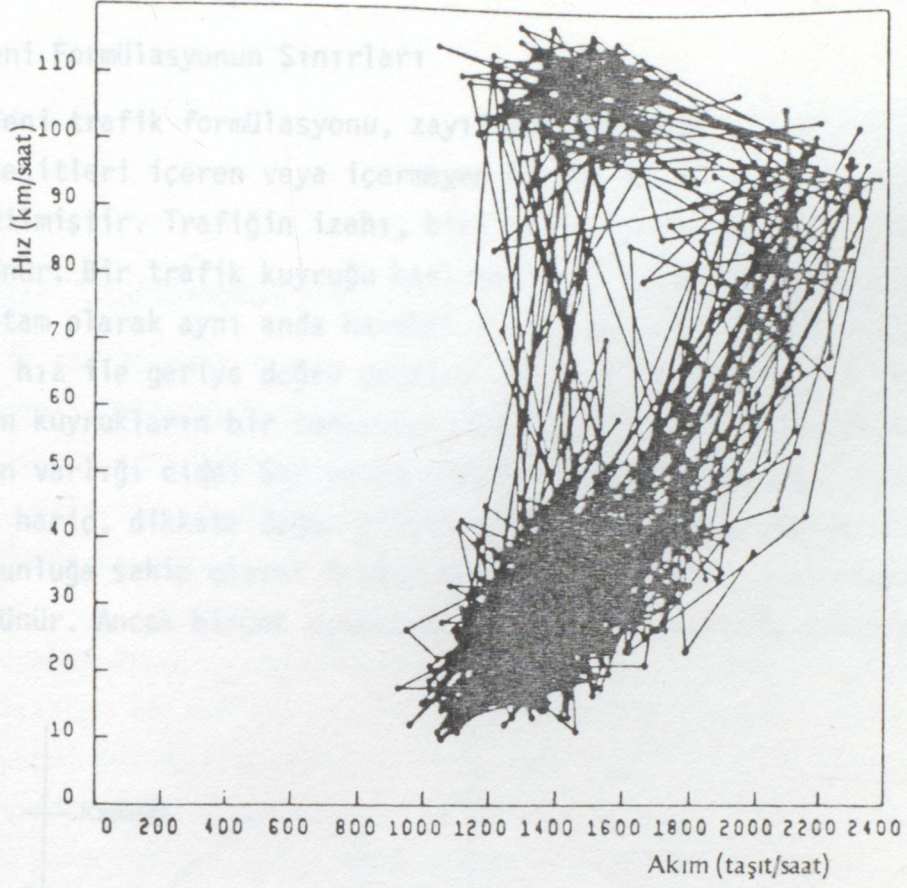


Şekil 7.6. Queen Elizabeth yolu, Mississauga, Ontario, Mayıs 1977 üzerinde gözlenen hız ve hacimler. 2 ve 5 dakikalık gözlemler karşılaştırılmıştır. Bütün veriler sabah pik periyot esnasında toplanmıştır. Kaynak : Hurdle ve Datta 1983.



Şekil 7.7. Eisenhower ekspres yolu, Chicago, 1966 üzerinde gözlenen hız ve hacimler. Üç şeridin ortası. Bir dakikalık gözlemler. Bazı yüksek hız verileri hızların tarifini dengelemek için çıkarıldı.

Şekil 7.8, bir aşağı akım şişeboynunda geri taşan bir kuyruk ile hakim olacağı gözükmemektedir ve gerçekte site, ilk şişeboynunun (iki girişli ve iki çıkış rampalı) 3.9 km yukarı akımındadır. Hiçbir yukarı akım özelliği burada zikredilmemiştir. Ancak, verilerin yaklaşık 2100 taşıt/şerit-saat'e akmayı sınırlandıran bir yukarı akım şişeboynu ile tutarlı olduğu gözükmemektedir.



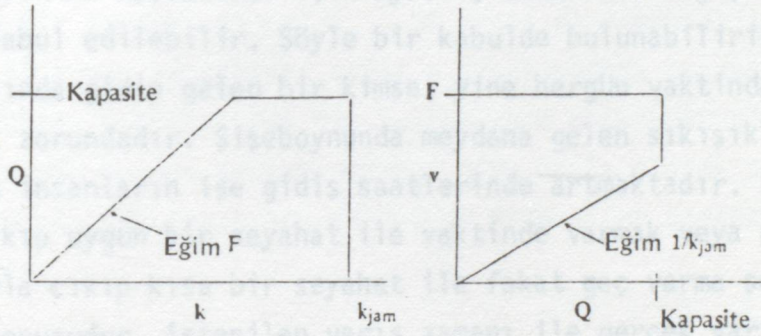
Şekil 7.8. Oakville ve Toronto arasındaki Queen Elizabeth yolu üzerinde gözlenen hız ve hacimler, 1978 ve 1979. Üç şeridin ortasının beş dakikalık gözlemleri.

Görülüyor ki yeni formülasyon gerçek hız-hacim verisinin kalitatif özelliklerini izah etmeye kabiliyetlidir.

(Bu gözlenen verilerin hiçbiri mevcut çalışma için tam olarak uygun değildir. Şekil 7.6 verileri, iki ve beş dakikalık toplanma periyotlarının bir karışımı olarak kusurlu olmaktadır. Şekil 7.7 ve Şekil 7.8'in her ikisi de, tek şeridi örnek alır. Böylece araçların şartlarının korunmasını bozar. Hızların herhangi biri, her ne kadar Şekil 7.7 ile ilgili olduğunu kabul etse de, bireysel araç hızlarının harmonik ortalaması açıkça belli değildir. Şekil 7.8 için hacim verileri iki otomobil olarak her bir uzun aracı içerir. Bu zıtlıkların tam etkileri bilinmemektedir. Ancak, örneklerin kalitatif davranışına etki ettikleri muhtemel olmayacak şekilde gözükmektedir.

7.4. Yeni Formülasyonun Sınırları

Yeni trafik formülasyonu, zayıf yol yüzeyleri ile azalan hızlı rampa ve kesitleri içeren veya içermeyen birçok diğer trafik senaryolarında test edilmiştir. Trafiğin izahı, biri hariç her bir durumda oldukça gerçekçi görünür: Bir trafik kuyruğu başı hareket etmeğe başladığı zaman, bütün kuyruk tam olarak aynı anda hareket etmeye başlar. Başlama dalgası sınırsız bir hız ile geriye doğru çoğalır. Bu olay, sıkıştırılamaz olarak modellenen kuyrukların bir sonucudur. Bu kusur, bir kavşakta başlayan bir kuyruğun varlığı ciddi bir sorun oluşturduğu yer olan yoğun sinyalize ağlardaki hariç, dikkate değer olduğu muhtemel değildir. Uçtan uca üniform bir yoğunluğa sahip olarak trafik kuyruklarının izahı fazla basitleştirilmiş görünür. Ancak birçok uygulamalarda bir sorun olduğu muhtemel değildir.



Şekil 7.9. İdealize edilmiş yoğunluğa karşı akım ve akıma karşı hız.

8.1. Stokastik (Tahlini) Denge Modeli

Bu bölümde de DE PALMA [79] tarafından sunulmuş olan stokastik denge modelinin yararlı yanları özetlenmektedir. Şekil 8.1'de verilen sistemi ele alalım. Burada N sürücü hergün A noktasından F noktasına gidiyor.

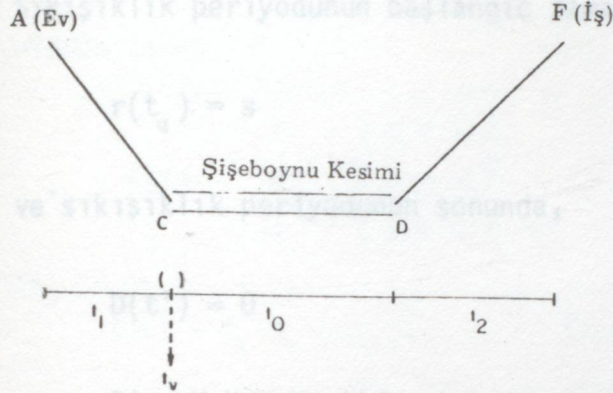
BÖLÜM VIII ŞİŞEBOYNUNDA PİK SAATLERDE TIKANIKLIK İÇİN DİNAMİK MODEL [72]

Pik saatlerdeki trafik sıkışıklığı için teorik stokastik (tahlini) denge modeli geliştirilmiştir. Bu bölümde, bir dinamik genişleme ve bu modelin simülasyon prosedürü sunulmaktadır. Simülasyon deneyleri farklı hareket yönlerindeki ölçümlerin pik saatlerdeki sıkışıklığa etkisini göstermek üzere sunulmuştur.

Seyahat edenler kapasitesi sınırlı bir şişebaynundan geçen ve ağır akan trafikten kaçabilmek için ayrılış zamanları değiştirilebilen kişiler olarak kabul edilebilir. Şöyle bir kabulde bulunabiliriz: Hergün işi ile evi arasında gidip gelen bir kimse, yine hergün vaktinde işinin başında bulunmak zorundadır. Şişebaynunda meydana gelen sıkışıklık da, pik saatler olan insanların işe gidiş saatlerinde artmaktadır. İşe gidiş için ya erken çıkıp uygun bir seyahat ile vaktinde varmak veya pik saatlerden sonra yola çıkıp kısa bir seyahat ile fakat geç varma şeklinde iki seçenek sözkonusudur. İstenilen varış zamanı ile gerçek varış zamanı arasındaki zaman farkı, seyahat esnasında dış etkilerden doğan gecikmedir (KRAFT ve WOHL [73]), COSSLETT [74], SMALL [75] ve ABKOWITZ [76], ekonomik ihtiyaçlara yönelik iş seyahatleri tarifelerini geliştirmiştir ki, bu da seyahat süresi ve tarife gecikmeleri arasında değiş tokuşu öngörür. Ayrıca, ayrılma ve varış zamanları arasındaki seçeneklerin farklı özelliklerdeki fayda fonksiyonlarının logaritmik modellerini de hazırlamışlardır. WOHL [73], tüm çalışanların tek bir doğrultuya hareket ettikleri ve tüm sıkışıklıkların da tek bir şişebaynunda olduğunu varsaydığı bir sistemi analiz etmiştir. Daha yakın bir zamanda HENDRICKSON ve KOCUR [77], aynı problem için yeni bir model geliştirmişlerdir. Ayrılma vakti seçeneği fonksiyonu olan karalı bir fayda sağlayacak bir fonksiyon varsaydılar ve tam dengede bu faydanın tüm paylaşılanlar için eşit olacağını kabul etmişlerdir. Bağımsız olarak geliştirilmiş model aynı problemi incelemekte, fakat COSSLETT [74], SMALL [75] ve ABKOWITZ [76] tarafından geliştirilmiş olası eğilimler modeli ve PALMA ve LEFÈVRE [78] tarafından incelenen dinamik model ile daha genel hale gelmiştir.

8.1. Stokastik (Tahmini) Denge Modeli

Bu bölümde de DE PALMA [.79] tarafından sunulmuş olan stokastik denge modelinin yararlı yanları özetlenmektedir. Şekil 8.1'de verilen sistemi ele alalım. Burada N sürücü hergün A noktasından F noktasına gidiyor.



Şekil 8.1. Modelin oluşumu.

Bu, evden işe seyahatin gösterimi üç bölümde ele alınabilir. AC arasındaki sabit bir seyahat zamanı t_1 , DF arası da yine sabit bir seyahat zamanı t_2 , CD arası kapasitesi sabit s şişeboynunda seyahat zamanı t_0 olmaktadır. Fakat, C noktasında bir kuyruklanma sözkonusu olabilir. C'ye ulaşan bir sürücünün burada bekleme süresi t 'ye bağlı olarak $t_v(t)$ olur. Böylece, C'ye t süresinde ulaşan bir sürücünün A'dan F'ye seyahat süresi, aşağıdaki gibidir:

$$tt(t) \equiv t_1 + t_v(t) + t_0 + t_2 \quad (8.1)$$

$D(t)$, t anında kuyruktaki araçların sayısı olsun. t süresince C noktasına bir varış için bekleme zamanı kararlı kuyruk modeline göre şu şekilde elde edilir:

$$t_v(t) = D(t)/s \quad (8.2)$$

Sıkışıklık olmadığı zaman, $D(t)=0$ ve $t_v(t)=0$ olur.

$r(t)$, C noktasına varış oranı olsun. Sıkışıklık olmadığı anda $D(t)=0$ ve çıkış oranı varış oranına eşittir. Sıkışıklık olduğu taktirde $D(t)>0$ ve çıkış miktarı kapasiteye eşittir. DE PALMA tarafından yalnızca bir tek sıkışıklık periyodu bulunduğu gösterilmiştir. Sıkışıklığın başlangıç ve bitiş zamanlarını yaklaşık olarak t_a ve t_a' ile gösterelim. Öyle ise, kuyruk uzunluğunun değişme oranı şu şekilde verilmektedir:

$$D(t) = 0 \quad t \leq t_a \quad t > t'_a \quad (8.3)$$

ve

$$D(t) = r(t) - s \quad t_a < t < t'_a \quad (8.4)$$

Sıkışıklık periyodunun başlangıç zamanı:

$$r(t_a) = s \quad (8.5a)$$

ve sıkışıklık periyodunun sonunda,

$$D(t'_a) = 0 \quad (8.5b)$$

Bir sürücünün A'dan $t-t_1$ zamanında ayrılması seçeneği C'ye t_a zamanındaki varış ile aynıdır. $V(t)$, C'ye t zamanındaki varış için gözlemlenebilir bir yardımcı, μ ise skala parametresi olsun. t zamanının seçilmesi olasılığı aşağıdaki sürekli logaritmik model ile verilmiştir:

$$p(t) = \frac{\exp [V(t)/\mu]}{\int_{t_1}^{t_1+T} \exp [\frac{1}{\mu} V(u)] du} = \frac{1}{E} \exp [V(t)/\mu] \quad (8.6)$$

C'ye t_1 ve $t_1 + T$ zamanları arasında ulaşan N araba ve C'deki t zamanında varış oranı, sonradan da inceleneceği üzere şu şekilde yazılabilir:

$$r(t) = Np(t) = \frac{N}{E} \exp [\frac{1}{\mu} V(t)] \quad (8.7)$$

Alternatif ayrılma zamanları arasındaki farklılık gösteren iki temel değişken seyahat zamanı ve tarife gecikmesidir. Bir birim ilave ile seyahat süresinin marjinal faydasızlığı $\alpha > 0$ 'dır. Öyle ise seyahat zamanı ile ilişkili olan fayda, $-\alpha t t(t)$ 'dir. Zaman dilimi $[t^* - \Delta, t^* + \Delta]$, Δ işe başlama zamanındaki esneklik olmak kaydıyla, $\Delta \geq 0$ olduğu yerde F noktasında istenen zaman periyodunun tam ortası ise, t^* olmaktadır. \tilde{t} ve \tilde{t} , $t^* - \Delta$ ve $t^* + \Delta$ 'ya karşılık, yaklaşık olarak C'ye varış süreleri olsun. Bir başka deyişle, $[t_1, \tilde{t}]$ diliminde şiseboynuna varışların ve tarife gecikmesi kullanışsızlığı, $-\beta(t^* - \Delta - t - t_v(t) - t_0 - t_2)$ ise erken varışlardır. $[\tilde{t}, t_1 + T]$ sırasındaki varışlarda $-\beta\gamma(t + t_v(t) + t_0 + t_2 - t^* - \Delta)$ kullanışsızlığı ise geç varışlardır. Burada β ve γ sabit parametrelerdir. Belirtmek gerekir ki, γ geç ve erken varışların marjinal kullanışsızlıklarıdır. Öyle ise pekçok durumda birden büyük olması beklenmelidir.

Seyahat süresi ve tarife gecikmesi ile ilgili olan faydalar şu şekilde gösterilebilir:

$$V(t) = \beta\theta t + (\beta\theta - \alpha)t_v(t) + \beta\Delta |\theta| - \beta\theta(t^* - t_0 - t_2) \quad (8.8)$$

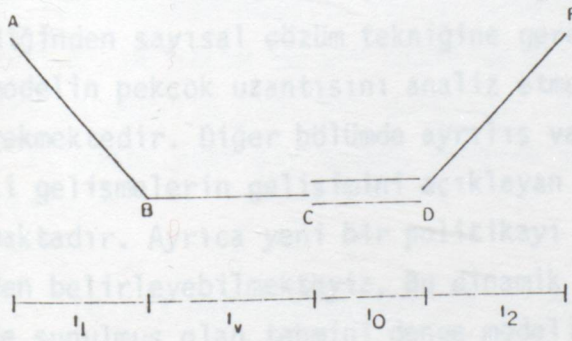
olduğu zaman,

$$D(t) = \begin{cases} 1 & t \leq t \leq \tilde{t} \\ 0 & \tilde{t} < t < \tilde{\tilde{t}} \\ -\gamma & \tilde{\tilde{t}} \leq t \leq t_1 + T \end{cases} \quad (8.9)$$

ve

$$\tilde{t} = t^* - t_0 - t_2 - \Delta - t_v(\tilde{t}) \quad , \quad \tilde{\tilde{t}} = t^* - t_0 - t_2 + \Delta - t_v(\tilde{\tilde{t}}) \quad (8.10)$$

Yukarıdaki temel model kuyruktaki araçların şişeboynuna giriş olan C'de sıkışıp kaldıklarını kabul etmektedir. Aşağıda açıklanacak olan geliştirilmiş model yoldaki araçların yoğunluğunu şişeboynundan önce kabul etmektedir (Şekil 8.2). Önceki gibi AB, CD, DF'deki hızlar sabit ve sabit seyahat süreleri t_1 , t_0 ve t_2 , yaklaşık olarak verilmiştir. Ama, BC'deki hız, B ile C arasındaki araçların sayısına dayanmaktadır. Bunun sonucu olarak bu modelde kuyruğun BC bölgesinde üniform olarak dağıldığını kabul edebiliriz.



Şekil 8.2. Geliştirilmiş modelin oluşumu.

$D(t)$ ile B ve C arasındaki t zamanındaki araç sayısını gösteriyoruz. Belirtmek gerekir ki, bu modelde t B'ye varış zamanıdır. Hiç sıkışıklık olmadan, BC seyahat süresi t_u şeklinde bir sabittir (temel modelde $t_u = 0$). Geliştirilmiş modelde $t_v(t)$, BC'deki seyahat süresi olmak üzere aşağıdaki gibidir:

$$t_v(t) = \text{Max} [t_u, D(t)/s] \quad (8.11)$$

Öyle ki, sıkışıklık, $D(t) > st$ olduğu taktirde görülür (ve $D(t)$, sıkışma olmadığında 0'dan büyük olabilmektedir) ve sıkışıklır periyotlarının başlangıç ve bitimlerinin ifadesi şu şekildedir:

$$D(t_q) = D(t'_q) = s \cdot t_u \quad (8.12)$$

Bu model için kuyruk uzunluğu,

$$D(t) = r(t) - D(t)/t_v(t) \quad (8.13)$$

ve (8.11)'de kabul edilen bekleme modeli için bu değer,

$$D(t) = r(t) - \min [D(t)/t_u, s] \quad (8.14)$$

olmaktadır. DE PALMA'nın da gösterdiği gibi $t_u \rightarrow 0$ için bu geliştirilmiş model, temel modele indirgenmektedir. Belirtmek gerekir ki, bu formülasyonda t zamanındaki etkili kuyruk uzunluğu $\text{Max} [D(t) - st_u, 0]$ 'a eşittir ve şişeyboynundaki etkin bekleme zamanı $t_v(t) - t_u$ şeklindedir.

Bu modelin teorik özellikleri detaylı olarak DE PALMA tarafından analiz edilmiştir. Gösterilmiştir ki, yalnızca bir tek sıkışıklık periyodu olabilir. Ancak sıkışıklık olduğunda, model analitik olarak çözümlenemediğinden sayısal çözüm tekniğine gerek duyulmuştur. Daha da ötesinde, bu modelin pekçok uzantısını analiz etmek üzere bir simülasyon tekniği de gerekmektedir. Diğer bölümde ayrılış vakti dağılımı ve günden güne kuyruktaki gelişmelerin gelişimini açıklayan bu modelin dinamik bir uzantısı sunulmaktadır. Ayrıca yeni bir politikayı yürütmenin geçici etkilerini de önceden belirleyebilmekteyiz. Bu dinamik modelin daimi durum çözümü, bu bölümde sunulmuş olan tahmini denge modelidir. Dinamik model ayrıca bir simülasyon yaklaşımı için doğal algoritma yaklaşımı da sağlamaktadır.

8.2. Dinamik Model

Dinamik uzantı, DE PALMA ve LEFÈVRE tarafından geliştirilen bir yaklaşıma dayanmaktadır. Sistemin kuruluşu günden güne farklılıkları belirtmek için gerekli ilave notasyonlarla önceki gibidir. V , r , D ve t_v ; t 'nin fonksiyonları varış vakti hangi gün için belirtilmişler ise, C (veya B) ve ω 'dır. $r(t, \omega)$, şişeyboynunda t zaman ve ω gününde varış oranı olsun.

$(t, t + \delta)$ zaman aralığında ulaşan kişilerin sayısı ω günü için aşağıdaki gibidir:

$$x(t, \omega) = \int_t^{t+\delta} r(u, \omega) du \quad (8.15)$$

$[t, t + \delta]$ 'daki bir varıştan $[t', t' + \delta]$ 'daki bir varışa $[\omega, \omega + \Delta\omega]$ zaman aralığında yerdeğiştiren kişilerin oranını $R(t, t', \omega)\Delta\omega$ olarak gösterilmektedir. $[t, t + \delta]$ zaman diliminde ulaşan kişilerin sayısındaki değişme oranı, $[t, t + \delta]$, hareket eden kişilerin sayısı ve $[t, t + \delta]$ 'dan hareket eden kişilerin sayıları arasındaki birim zaman için olan fark olarak da ifade edilebilmektedir.

$$\frac{\partial x(t, \omega)}{\partial \omega} = \sum_{i \neq 1} x(t', \omega) R(t', t, \omega) - x(t, \omega) \sum_{i \neq 1} R(t, t', \omega) \quad (8.16)$$

Kabul edelim ki, farklı ayrılış zamanlarındaki geçiş oranları aşağıdaki basit dinamik logaritmik model ile ifade edilebilsin :

$$R(t', t, \omega) = R \cdot \left[\frac{e^{V(t, \omega)/\mu}}{\sum_{t''} e^{V(t'', \omega)/\mu}} \right] \quad (8.17)$$

Öyle ki, $\bar{V}(t, \omega)$, $[t, t + \delta]$ zaman diliminde ω gününde varış zamanının gözlenebilir yararadır ve R de sözü geçen durum için sabit bir geçiş oranıdır. Bu dinamik modelin yapısı daha genel dinamik yapıları, DE PALMA ve LEFÈVRE, DE PALMA ve BEN AKIVA ve BEN AKIVA ve DE PALMA tarafından geliştirilen modelin özel bir durumudur. Burada yapılan en basit tahmin şimdiki durumdan yeni bir duruma yarayan şimdiki durum eğilimlerine bağlı değildir.

(8.17) bağıntısını (8.16)'da yerleştirirsek aşağıdaki bağıntıyı elde ederiz:

$$\frac{\partial x(t, \omega)}{\partial \omega} = R \left[N \frac{e^{\bar{V}(t, \omega)/\mu}}{\sum_{t''} e^{\bar{V}(t'', \omega)/\mu}} \right] \quad (8.18)$$

Bu dinamik sistemin aşağıdaki sürekli zaman limitini elde etmek için $\delta \rightarrow 0$ kabul edersek bağıntı şu şekilde olur:

$$\frac{\partial r(t, \omega)}{\partial \omega} = R \left[N \frac{e^{V(t, \omega)/\mu}}{\int e^{V(u, \omega)/\mu} du} - r(t, \omega) \right] \quad (8.19)$$

Öyle ki, daha önceden sunulan sürekli bir logaritmik modeli farklı bir logaritmik model ile yerdeğiştirmektedir. Bu denklem, şiseboynundaki varış oranının günden güne değişimini açıklamaktadır. Belirtmek gerekir ki, R tek yeni parametredir ve uygun yerdeki ω ilave argümanı ile diğer değişken ve parametreler denge modelindeki gibi aynıdır. $\omega \rightarrow \infty$ için dinamik sistem sabit bir duruma ulaşır. Öyle ki,

$$\lim_{\omega \rightarrow \infty} V(t, \omega) = V(t) \quad (8.20)$$

$$\lim_{\omega \rightarrow \infty} r(t, \omega) = r(t) \quad (8.21)$$

ve $r(t)$, (8.7) denklemi ile verilmiştir. Nitekim bu sabit durum, bu çalışmada daha önce açıklanan bir modelin denge çözümüdür.

8.3. Simülasyonun Yapısı

Dinamik simülasyon (8.18) denkleminin sayısal çözümüdür. ω zamanı bir gün veya iterasyonu gösteren farklı bir değişkene gönüştürülmüştür. Öyle ki, günün başlangıcında hiç sıkışıklık yoktur. Bir gün için r ve D' yi hesaplayıp t_v 'yi düzelterek gelecek bir günün başlangıç noktası haline geçirebiliriz. Sistem sabit bir duruma ulaştığında da işlem durur. Bu da demektir ki, bir gün ve ondan sonraki bir gün arasındaki rölatif fark, verilen bir toleranstan daha küçüktür. Şekil 8.3'e bakınız.

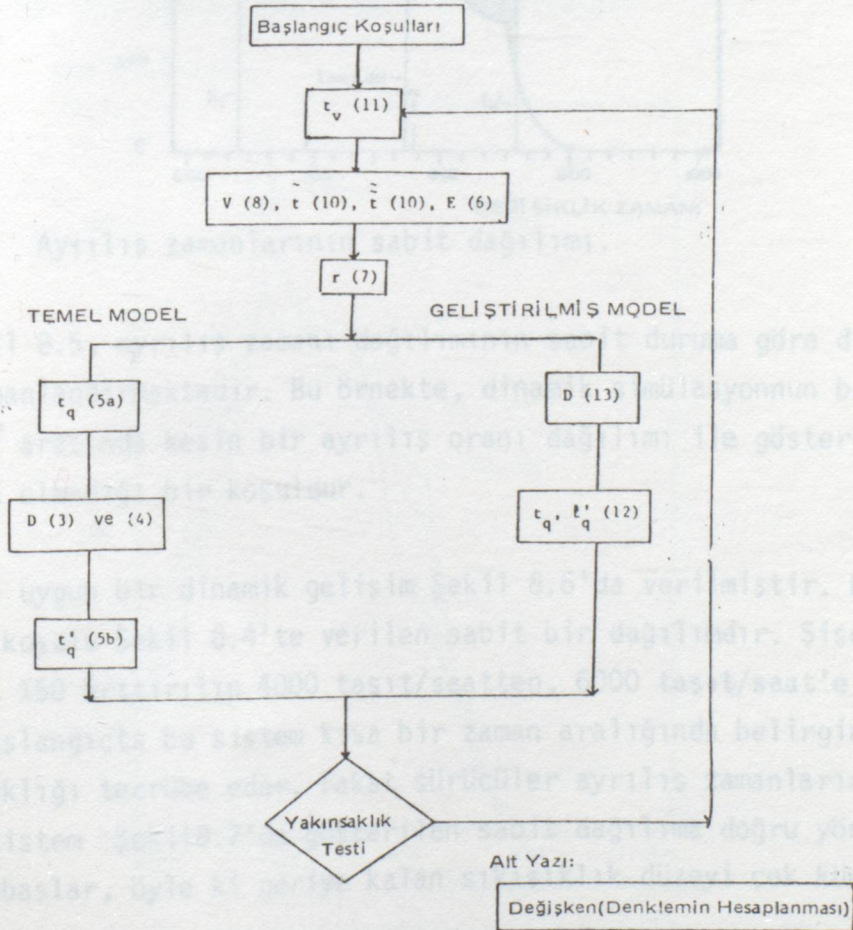
İstenilen, bu modelin bilinmeyen parametrelerinin değerleri SMALL tarafından ortaya konan hesaplardan elde edilmiştir. (8.8) ve (8.9) denklemleri için yardımcı fonksiyondaki değerler saatle ölçülmüş değerler zaman için hazırlanmış simülasyon programında kullanılmışlardır. $\alpha = 6.4$, $\beta = 3.9$ ve $\beta\gamma = 15.2$ bulunmuştur. Bu değerler belirtmektedir ki, bir dakikalık bir tarife gecikmesi, 3.9 dakikalık erken tarife gecikmesi şeklinde değerlendirilmektedir ve ilave bir erken liste gecikmesinin ilave herbir dakikası ekstra seyahat zamanının 0.6 dakikası olarak değerlendirilmektedir.

8.4. Sabit ve Geçici Ayrılış Zamanları Dağılımlarının Sayısal Örnekleri

Ayrılış zamanlarının sabit bir dağılımına ait sayısal örnek Şekil 8.4'te verilmiştir. Bu simülasyon aşağıdaki değişkenler için temel model ($t_u = 0$) ile icra edilmektedir.

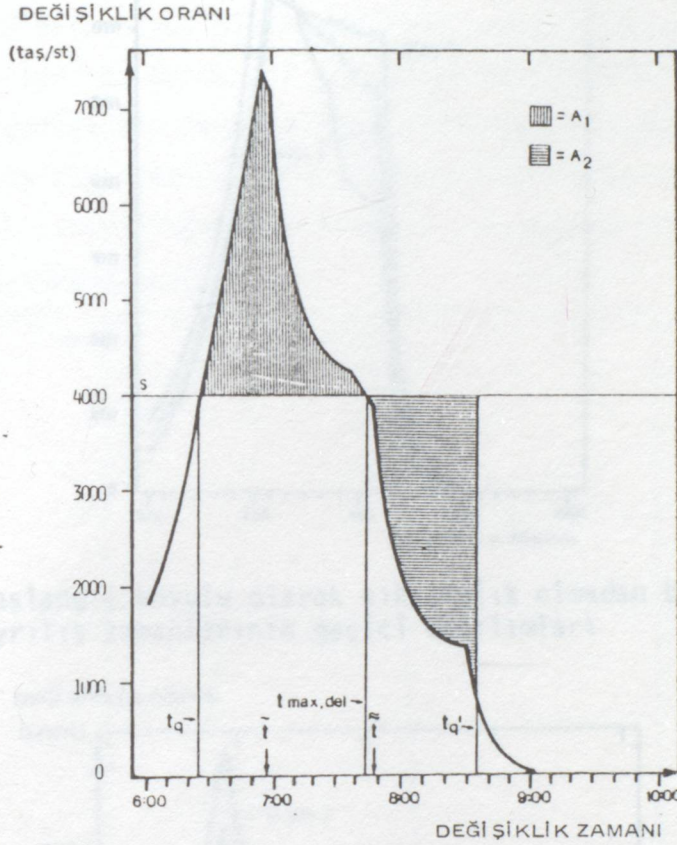
- Araçların toplam sayısı (N) = 10000
- Şişeboyunun kapasitesi (s) = 4000 taşıt/saat
- Vaktinde varışların dağılımı (Δ) = 1/2 saat
- Seçilen modelin skala (ölçek) parametresi (μ) = 1

Belirtmek gerekir ki, temel modelde sıklık periyodu; ayrılış oranının şişeboynu kapasitesini t_q zamanında aşması ile başlamaktadır. Ayrılış oranı maksimum değerine ulaştıktan sonra azalmaya başlar ve sonra tekrar şişeboynunun kapasitesine eşit olduğu zamanki noktada $t_{max, del.}$ ile gösterilir. Zamanın bu noktasında kuyruğun uzunluğu maksimum değerine ulaşmıştır.



Şekil 8.3. Simülasyonun yapısı.

Bu değer de A_1 ile gösterilen alana eşittir. t_q' zamanındaki, A_2 ile gösterilen alan A_1 'e eşit olduğu zaman kuyruk yok olmaya başlar. Belirtmek gerekir ki, vaktinde varışların-ayrılışların ($\tilde{t}, \tilde{\tilde{t}}$) zaman dilimi bir saate eşit değildir (bu demektir ki, iki kere Δ).

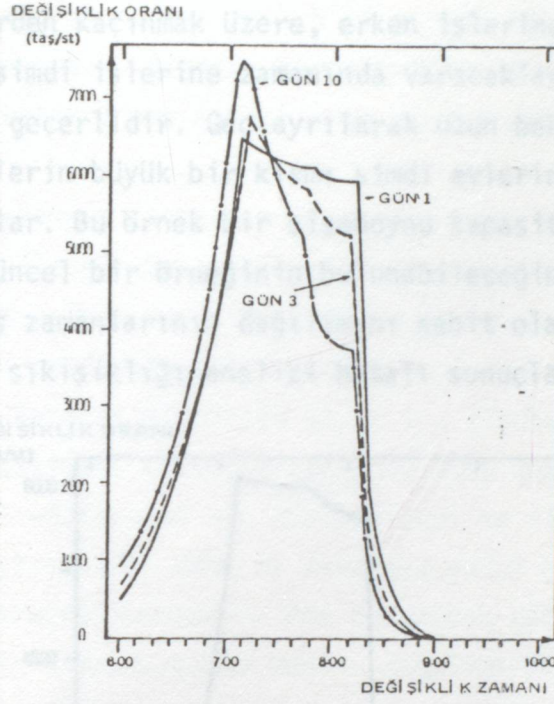


Şekil 8.4. Ayrılış zamanlarının sabit dağılımı.

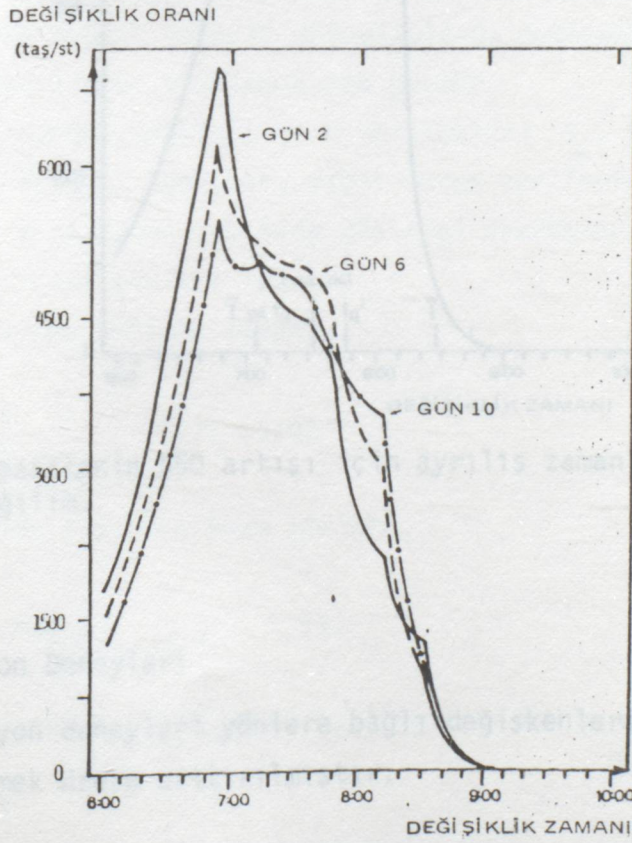
Şekil 8.5, ayrılış zamanı dağılımının sabit duruma göre dinamik gelişimini canlandırmaktadır. Bu örnekte, dinamik simülasyonun başlangıç koşulu $\tilde{t}, \tilde{\tilde{t}}$ arasında kesin bir ayrılış oranı dağılımı ile gösterilmiş sıklıkla olmadığı bir koşuldur.

Daha uygun bir dinamik gelişim Şekil 8.6'da verilmiştir. Bu durumda başlangıç koşulu Şekil 8.4'te verilen sabit bir dağılımdır. Şişeboynunun kapasitesi %50 arttırılıp 4000 taşıt/saatten, 6000 taşıt/saat'e yükseltilmiştir. Başlangıçta bu sistem kısa bir zaman aralığında belirgin düzeyde bir sıklıkla tecrübe eder. Fakat sürücüler ayrılış zamanlarını değiştirdikçe sistem Şekil 8.7'de gösterilen sabit dağılıma doğru yönelmeye benzemeye başlar, öyle ki geriye kalan sıklıkla düzeyi çok küçük kalır.

Şekil 8.4 ve Şekil 8.7 arasındaki mukayese arttırılmış kapasitenin

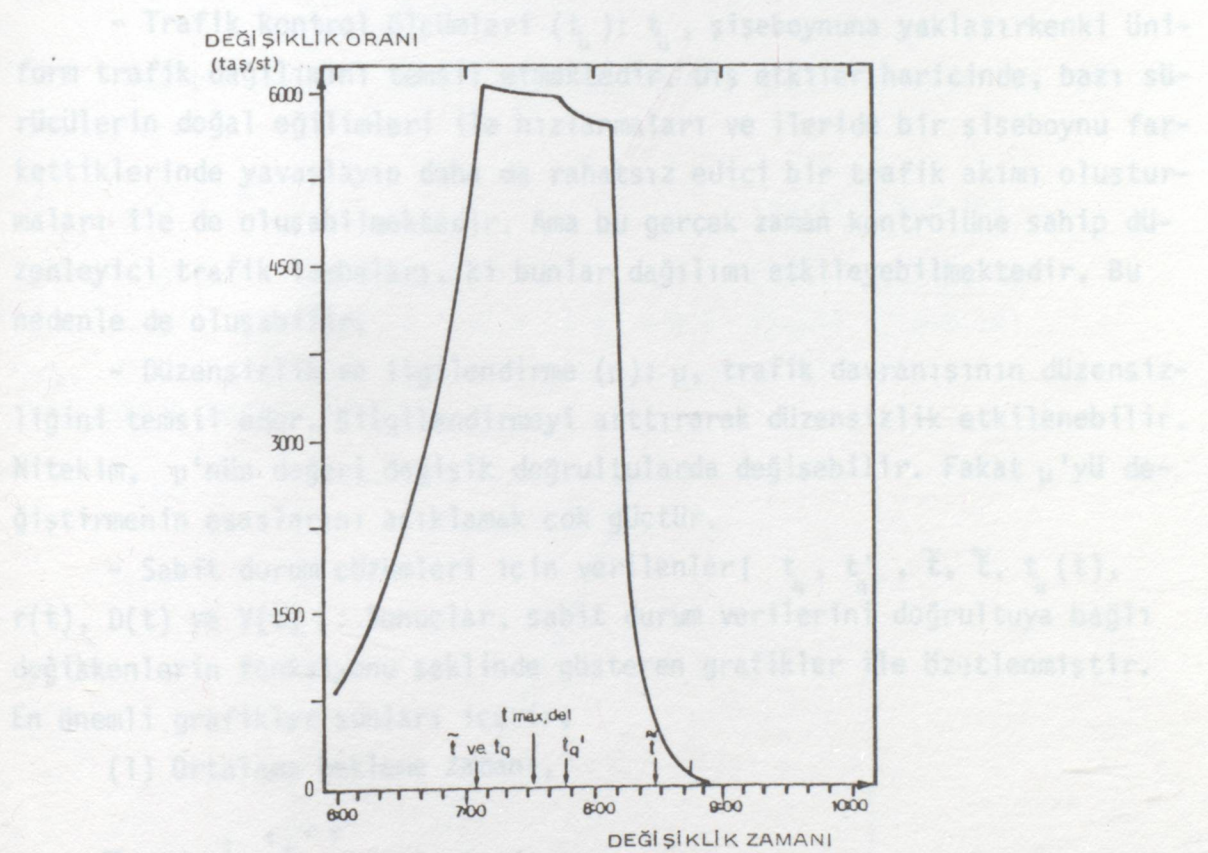


Şekil 8.5. Başlangıç koşulu olarak sıkışıklık olmadan başlayan ayrılış zamanlarının geçici dağılımları



Şekil 8.6. Kapasitenin %50 artışı için ayrılış zamanlarındaki geçici dağılımlar

sabit ayrılış oranı dağılımına etkilerini ortaya koyar. Daha önceleri uzun gecikmelerden kaçınmak üzere, erken işlerine ulaşan sürücülerin büyük bir oranı şimdi işlerine zamanında varacaklardır. Aynı etki geç ulaşanlar için de geçerlidir. Geç ayrılarak uzun beklemlerden kaçınmaya çalışan sürücülerin büyük bir kısmı şimdi evlerinden işlerine tam vaktinde gidebiliyorlar. Bu örnek bir şişboynu kapasitesini değiştirmenin varış oranının güncel bir örneğinin bulunabileceğini ortaya koymaktadır. Nitekim ayrılış zamanlarının dağılımını sabit olarak kabul eden pik saatlerdeki trafik sıkışıklığı analizi hatalı sonuçlara ulaşabilir.



Şekil 8.7. Kapasitenin %50 artışı için ayrılış zamanlarındaki sabit dağılımı.

8.5. Simülasyon Deneyleri

Simülasyon deneyleri yönlere bağlı değişkenlerin sabit duruma etkilerini göstermek üzere arttırılmıştır.

- Kapasite ve sistemdeki araçların sayısı (N/s) : Gösterilebilir ki, ayrılış süreleri ve gecikmeler yalnızca trafiğin tüm hacminin şişboynunun kapasitesine oranının fonksiyonudur. Nitekim şişboynunun kapasitesini

değiştirmek s'yi direkt olarak değiştirerek belirlenebilir. N'yi nüfus artışı nedeni ile arttırmak veya N'yi teşvik ediciler nedeni ile azaltmak da N/s oranındaki değişme nedenleridir. Nitekim, bir değişimin bu orana etkisi pratik öneme sahiptir ve simülasyon deneylerinde incelenecektir.

- İşe başlangıç zamanının esnekliği (Δ): Δ , bir kişinin varış zamanının seçilebileceği sahayı temsil eder. Ayrıca resmi zaman esnekliği politikasını da temsil eder. Nitekim bu model yardımı ile, varış zamanındaki esnekliğin arttırılmasının etkisi de önceden belirlenebilir.

- Trafik kontrol ölçümleri (t_u): t_u , şişeboynuna yaklaşırkenki üniform trafik dağılımını temsil etmektedir. Dış etkiler haricinde, bazı sürücülerin doğal eğilimleri ile hızlanmaları ve ileride bir şişeboynu farkettiklerinde yavaşlayıp daha da rahatsız edici bir trafik akımı oluşturmaları ile de oluşabilmektedir. Ama bu gerçek zaman kontrolüne sahip düzenleyici trafik lambaları, ki bunlar dağılımı etkileyebilmektedir. Bu nedenle de oluşabilir.

- Düzensizlik ve ilgilendirme (μ): μ , trafik davranışının düzensizliğini temsil eder. Bilgilendirmeyi arttırarak düzensizlik etkilenebilir. Nitekim, μ 'nün değeri değişik doğrultularda değişebilir. Fakat μ 'yu değiştirmenin esaslarını açıklamak çok güçtür.

- Sabit durum çözümleri için verilenler [t_q , t'_q , \bar{t} , \bar{t} , $t_v(t)$, $r(t)$, $D(t)$ ve $V(t)$]: Sonuçlar, sabit durum verilerini doğrultuya bağlı değişkenlerin fonksiyonu şeklinde gösteren grafikler ile özetlenmiştir. En önemli grafikler şunları içerir;

(1) Ortalama bekleme zamanı,

$$\bar{t} = \frac{1}{N} \int_{t_1}^{t_1 + T} r(t) t_v(t) dt$$

(2) Mümkün olan maksimum gecikme,

$$t_{v_{max}} = \text{Max}_{t \in [t'_q, t_q]} t_v(t)$$

(3) Sıkışıklık periyodunun başlangıç ve bitim zamanları,

$$(t'_q - t_q)$$

Aşağıdaki değerler simülasyon deneylerinin temel esaslarını belirlemek üzere seçilmişlerdir:

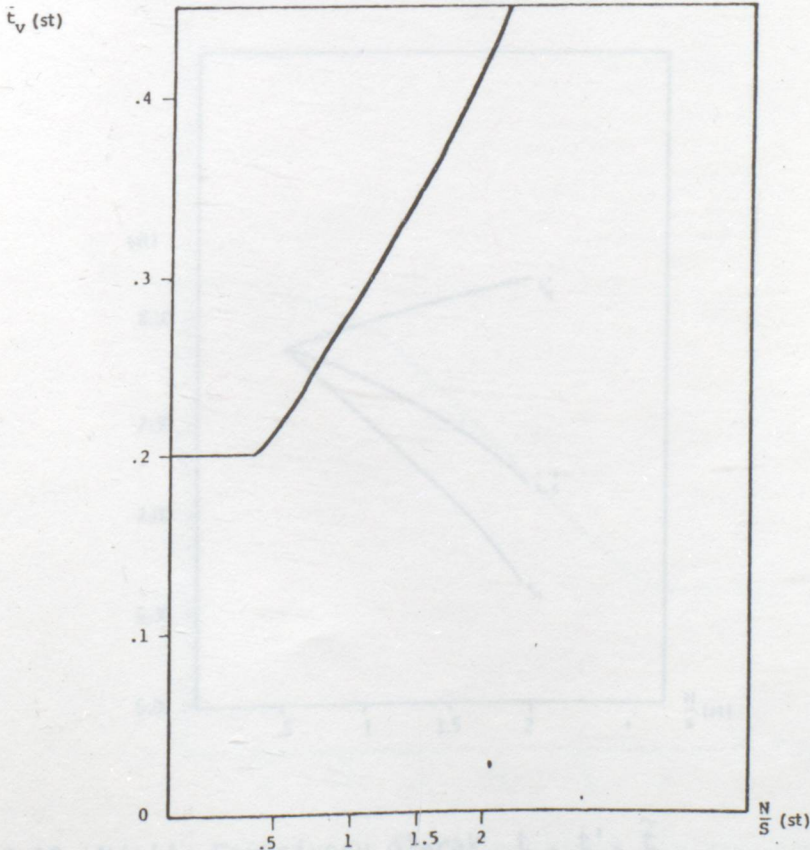
- $N = 1\ 500$ (toplam araç sayısı)
- $s = 1\ 000$ (şişeboynu kesimde kapasite taşıt/saat)
- $\Delta = 0$ (zamandaki esneklik parametresi saat)
- $t_u = 0.2$ (trafik kontrol parametresi)
- $\mu = 1$ (istenilen modelin düzensizlik parametresi)

Belirtmek gerekir ki bu temel dosya önceki bölümde verilen, sayısal örnekten farklıdır. Aynı istenilen modelin parametrelerine dayanmaktadır. Ama geliştirilmiş model ile $t_u > 0$ ile kullanılmaktadır.

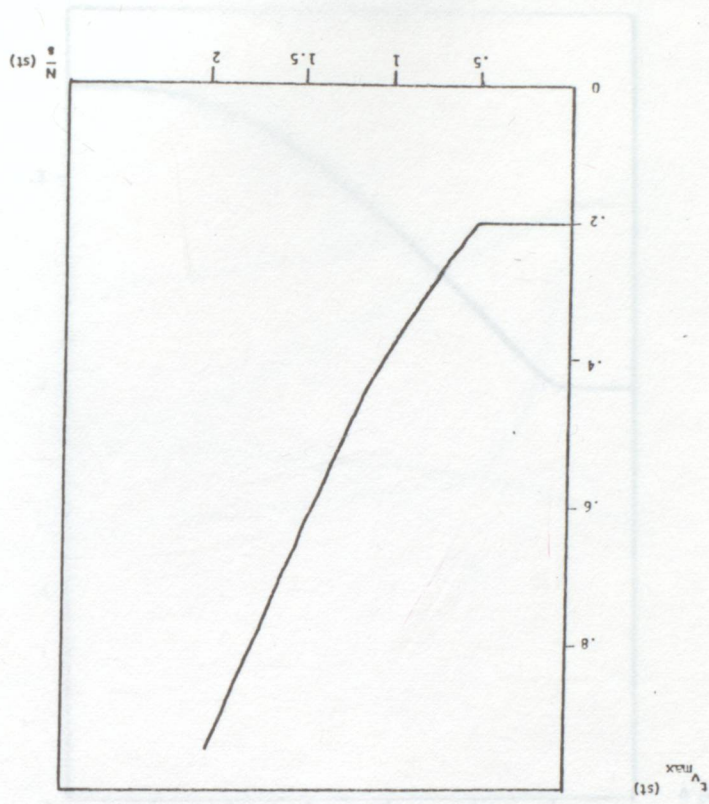
Değişik yönleri analiz eden grafikler, aşağıdaki değerler için çizilmişlerdir:

- $0 < \frac{N}{s} < 2$ (Şekil 8.8-8.10)
- $0 < \Delta < 42$ dak. (Şekil 8.11-8.13)
- $0 < t_u < 0.5$ st. ile $t_u + t_o = 0.5$ (Şekil 8.14-8.16)

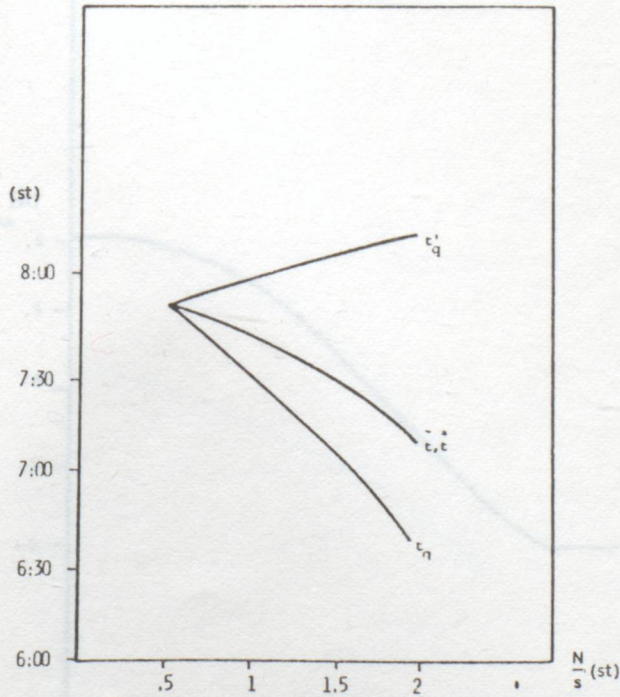
Şekil 8.9. N/s 'in Fonksiyonu olarak maksimum bekleme zamanı ve aşağıda tartışılmıştır.



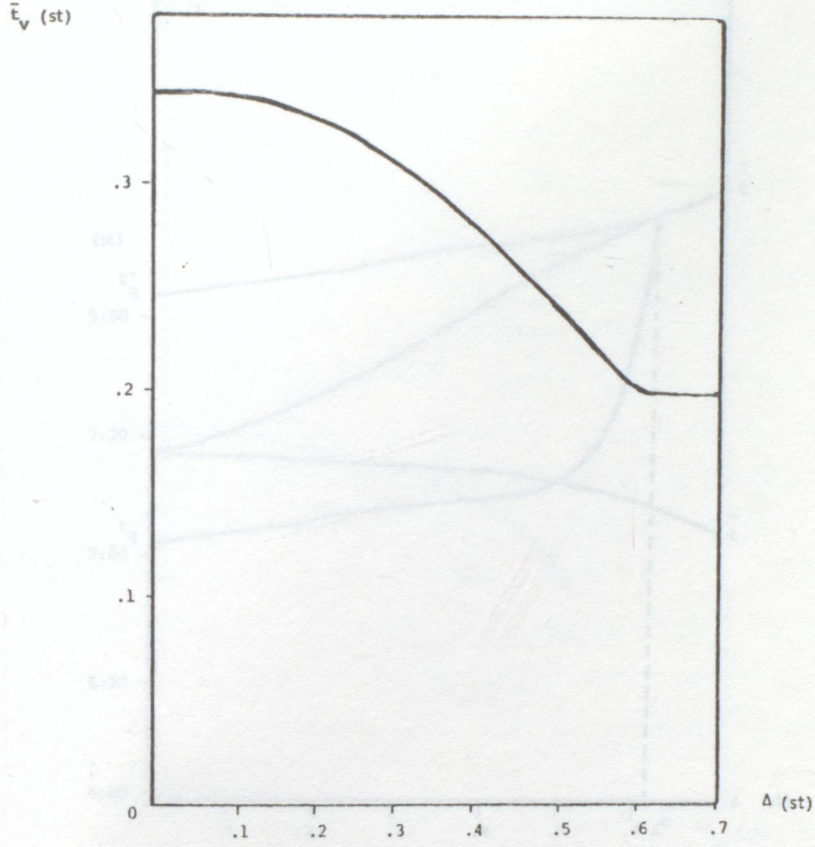
Şekil 8.8. N/s 'in Fonksiyonu olarak ortalama bekleme zamanı.



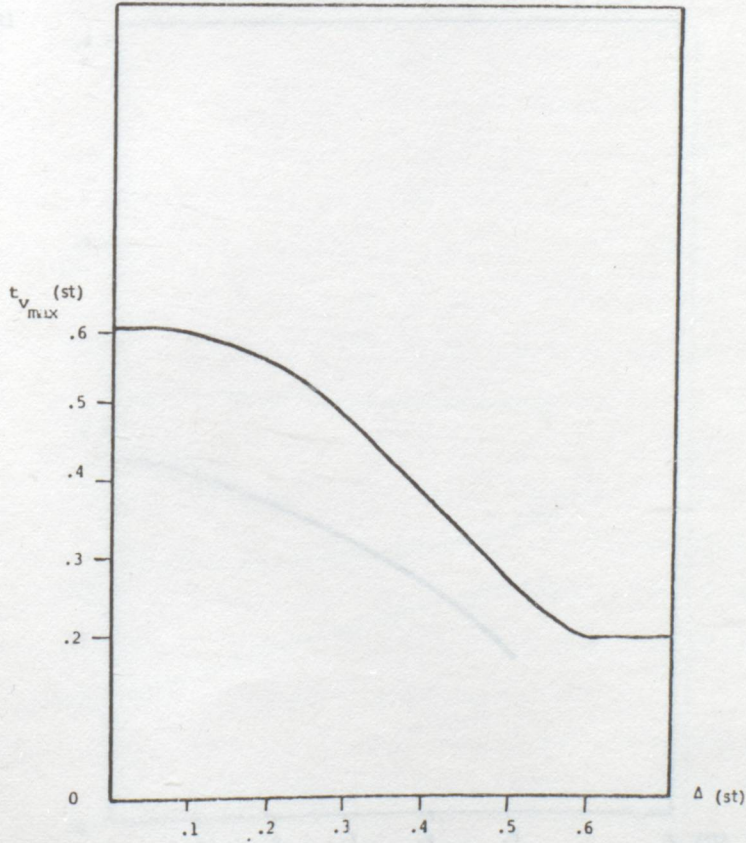
Şekil 8.9. N/s 'in Fonksiyonu olarak maksimum bekleme zamanı.



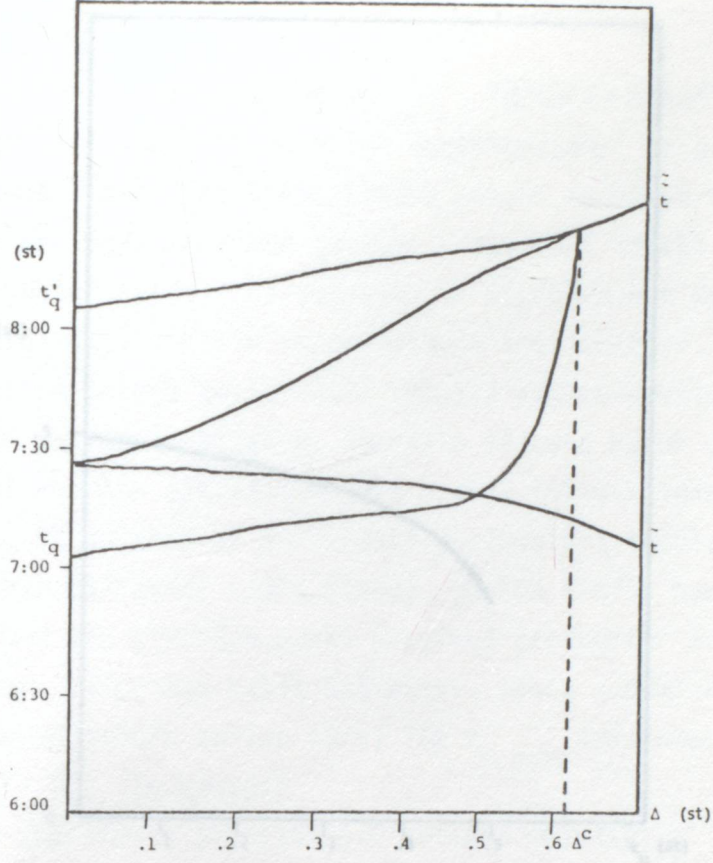
Şekil 8.10. N/s 'in Fonksiyonu olarak t_q , t'_q , \tilde{t}



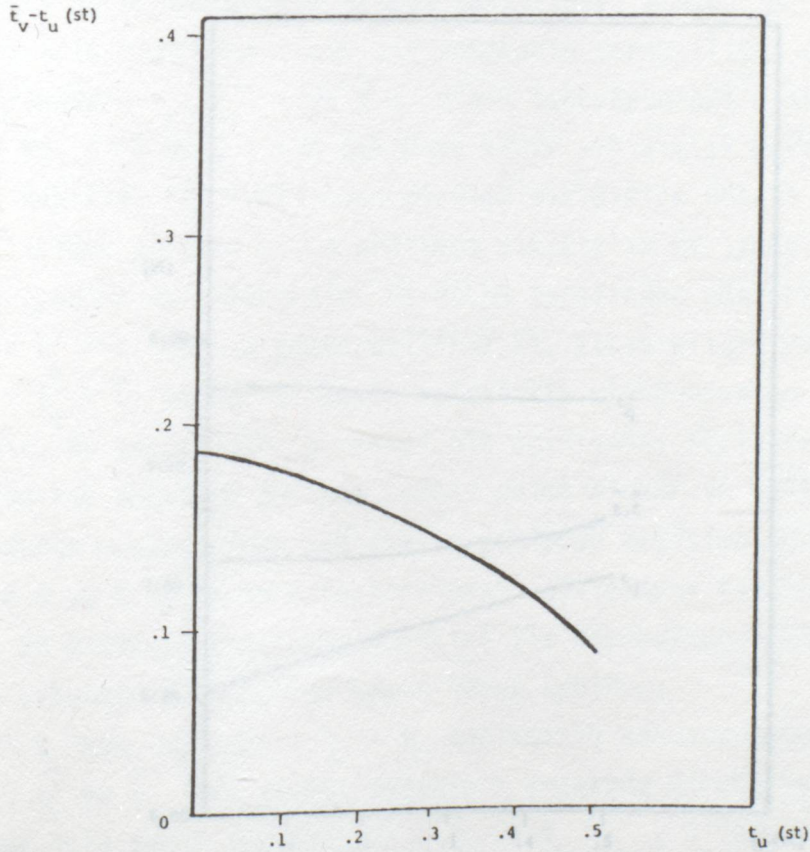
Şekil 8.11. Δ 'nın Fonksiyonu olarak ortalama bekleme zamanı.



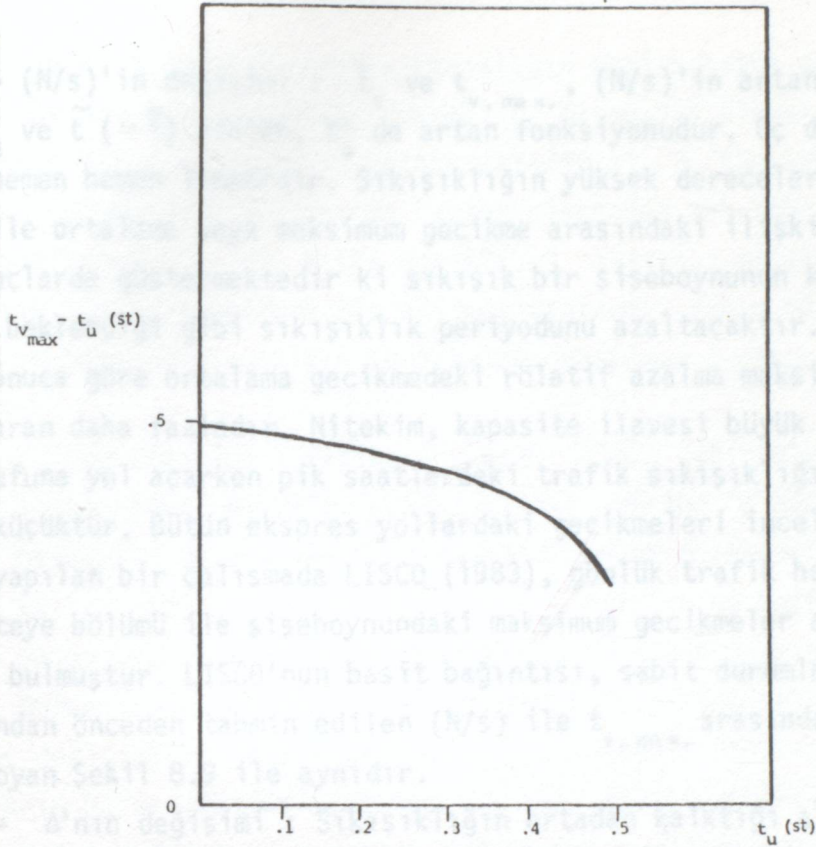
Şekil 8.12. Δ 'nın Fonksiyonu olarak maksimum bekleme zamanı.



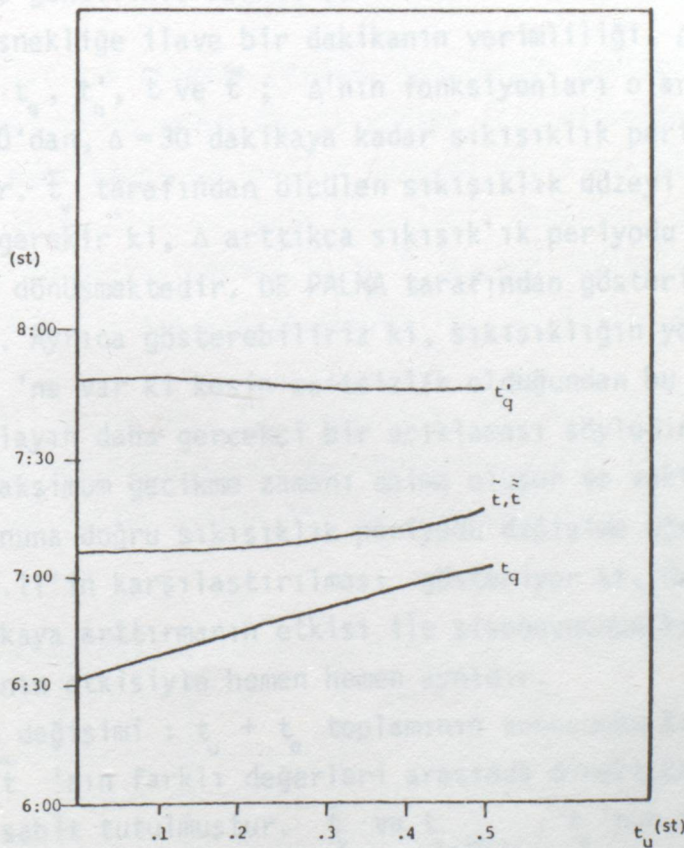
Şekil 8.13. Δ 'nın Fonksiyonu olarak t_q , t'_q , \tilde{t} , $\tilde{\tilde{t}}$ olarak maksimum gecikme



Şekil 8.14. t_u ($t_u + t_0 = 0.5$ st.)'in Fonksiyonu olarak ortalama gecikme



Şekil 8.15. t_u ($t_u + t_0 = 0.5$ st.)'in Fonksiyonu olarak maksimum gecikme



Şekil 8.16. t_u ($t_u + t_0 = 0.5$ st.)'in Fonksiyonu olarak t_q , t'_q , \tilde{t}

- (N/s) 'in değişimi : \bar{t}_v ve $t_{v, \max}$, (N/s) 'in artan fonksiyonlarıdır. t_q ve \tilde{t} ($=\tilde{\tilde{t}}$) azalan, t'_q de artan fonksiyonudur. Üç durumda da ilişkiler hemen hemen lineerdir. Sıkışıklığın yüksek dereceleri için (N/s) 'in oranı ile ortalama veya maksimum gecikme arasındaki ilişki konvektir. Bu sonuçlarda göstermektedir ki sıkışık bir şiseboynunun kapasitesini arttırmak beklendiği gibi sıkışıklık periyodunu azaltacaktır. Daha az kesin olan sonuca göre ortalama gecikmedeki rölatif azalma maksimum gecikmedekine nazaran daha fazladır. Nitekim, kapasite ilavesi büyük global zaman tasarrufuna yol açarken pik saatlerdeki trafik sıkışıklığının azalması oldukça küçüktür. Bütün ekspres yollardaki gecikmeleri inceleyen yakın zamanda yapılan bir çalışmada LISCO (1983), günlük trafik hacminin oranının kapasiteye bölümü ile şiseboynundaki maksimum gecikmeler arasında bir ilişki bulmuştur. LISCO'nun basit bağıntısı, sabit durumlar için model tarafından önceden tahmin edilen (N/s) ile $t_{v, \max}$ arasındaki ilişkiyi ortaya koyan Şekil 8.9 ile aynıdır.

- Δ 'nın değişimi : Sıkışıklığın ortadan kalktığı Δ^c 'ye kadar \bar{t}_v ve $t_{v, \max}$, Δ 'nın azalan fonksiyonlarıdır. Δ 'nın, Δ^c 'ye yaklaşan büyük değerleri hariç genellikle konkav şekillidir. Δ 'nın, Δ^c 'ye yaklaşmayan değerleri için esnekliğe ilave bir dakikanın verimliliği, Δ 'nın bir artan fonksiyonudur. t_q , t'_q , \tilde{t} ve $\tilde{\tilde{t}}$; Δ 'nın fonksiyonları olarak göstermektedirler ki, $\Delta=0$ 'dan, $\Delta=30$ dakikaya kadar sıkışıklık periyodunun uzunluğu, $t_q-t'_q$ sabittir. \bar{t}_v tarafından ölçülen sıkışıklık düzeyi azalmasına rağmen belirtmek gerekir ki, Δ arttıkça sıkışıklık periyodu zamanında varışlar periyoduna dönüşmektedir. DE PALMA tarafından gösterilmiştir ki, bu modelin $t'_q \geq t$. Ayrıca gösterebiliriz ki, sıkışıklığın yok olduğu Δ^c değeri $t_q = t'_q > \tilde{\tilde{t}}$ 'ne var ki kesin eşitsizlik olduğundan bu durumu elinde tutmaktadır. Bu olayın daha gerçekçi bir açıklaması şöyledir: Ayrılış hızı yavaşladıkça maksimum gecikme zamanı daima oluşur ve vaktinde varışların periyodunun sonuna doğru sıkışıklık periyodu değişime uğrar ve yaklaşır. Şekil 8.8 ve 8.11'in karşılaştırılması gösteriyor ki, örneğin Δ 'yı sıfırdan 20 dakikaya arttırmanın etkisi ile şiseboynunun kapasitesini iki katına çıkarmanın etkisiyle hemen hemen aynıdır.

- t_u 'nun değişimi : $t_u + t_0$ toplamının sonucunun karşılaştırılmaları t_q , t'_q ve \tilde{t} 'nin farklı değerleri arasında direkt karşılaştırma yapabilmek için sabit tutulmuştur. \bar{t}_v ve $t_{v, \max}$, t_u 'nun azalan fonksiyonlarıdır. Bu da, trafik kontrol ölçümleri ile sıkışıklığın azaltılabilmesinin mümkün olduğunu göstermektedir. t'_q aşağı yukarı sabittir ve t_q lineer olarak artmaktadır. Nitekim kuyruğun sürekliliği t_u ile lineer olarak

azalmaktadır. t_u 'yu arttırmak sıkışıklığın başlangıcını geciktirmek demektir. Bu da, t_q 'nin artması demektir. Matematik olarak bu (8.12) bağıntısının bir sonucudur. Bu belirtmektedir ki, t_u 'nun büyük değeri için yolun BC bölümünde C noktasında kuyruk oluşmadan çok daha fazla trafik akımı sağlanmalıdır. Bir başka deyişle, t_u arttıkça şışeboynu öncesindeki trafik tüm yola üniform olarak dağılmaktadır. Sonuç olarak sıkışıklık zamanının başlangıcı gecikir ve ortalama maksimum gecikmeler artan t_u ile azalır.

- μ 'nün değişimi : Fiziksel olarak μ 'nün değişimleri kesin ve tam olarak açıklanamaz. Nitekim, grafik çizmek yerine μ 'nün etkisini belirlemede hassaslık derecesini ve değişimin yönünü göstermek üzere iki değişken kullanılır. μ artarsa, \bar{t}_v ve $t_{v, \max}$ azalır ve kuyruklanmanın süreci çok yavaşlar. Öyle ki, μ 'nün artması, Δ 'nın artmasına yakın etki gösterir. Düzensizlik parametresini arttırmak da sürücülerin seyahat sürelerindeki değişimleri ve tarifelerdeki gecikmelerin değişimlerine olan reaksiyonların hassasiyetini azaltmak ile aynı etkiyi gösterir. Nitekim, ayrılma zamanı dağılımı sıkışıklık derecesini azaltmak üzere daha üniform olmaktadır.

Bu sonuçların bir başka faydası ise farklı yönlerdeki objektiflerin tanımlanabilmesi ve en uygun farklı yönler için ölçümlerin bulunabilmesidir. Örneğin, eğer kabul edilebilir düzeyde bir sıkışıklık tanımlanırsa farklı yönler için değişkenlerin karşılıklı değerleri grafiklerden elde edilebilirler. Bu sayısal örnek için, $\bar{t}_v - t_u = 5$ dakikalık kabul edilebilir. Maksimum derecede bir sıkışıklık öngörülün. Üç farklı görüş sözkonusudur:

- (1) Etkili kapasiteyi %27 arttırmak. Böylece $(N/s) = 1.18$,
- (2) $\Delta = 25$ dakikalık esnek iş saatlerine sahip olmak,
- (3) $t_u = 30$ dakika olacak şekilde varış oranını ayarlamak.

μ	\bar{t}_v (min)	$t_{v, \max}$ (min)	t_q	t_q'	t, t'
1	8.93	36.7	7:03	8:05	7:25
2	4.45	26.7	7:21	8:10	7:39

Şekil 8.17. μ ile sistemin değişkenleri.

Bu düşünce farklılıklarının herbiri, bir görüşün değişkeni değerini değiştirir. Ayrıca simülasyon metodu kompozit doğrultularda uygulanarak daha ileri sonuçlar elde edilebilir.

8.6. Simülasyonda Kullanılan İlişkiler

$[t_1, t_1 + T]$ dilimi M eşit uzunlukta zaman dilimine bölünmüştür. $T/M (= \delta)$, her dilimin en büyük değerleri için t_v , V , r ve D değerleri hesaplanır. Bu noktalar şu şekilde belirlenmiştir; $t = 0, \dots, M$ (8.11) denklemi kullanıp, $t_v(t, \omega)$ 'yi hesaplayın. (8.8) denklemini kullanarak, $V(t, \omega)$ elde edilir. Logaritmik modelin paydası şu şekilde gösterilmektedir.

$$E(\omega) = \frac{1}{2} \left\{ \exp\left[\frac{1}{\mu} V(0, \omega)\right] + \exp\left[\frac{1}{\mu} V(M, \omega)\right] \right\} + \sum_{t=1}^{M-1} \exp\left[\frac{1}{\mu} V(t, \omega)\right] \quad (8.22)$$

(8.19) denklemi aşağıdaki değişik şekliyle kullanılmıştır:

$$r(t, \omega) = R \frac{N}{E} \exp\left[\frac{1}{\mu} V(t, \omega)\right] + (1-R)r(t, \omega - 1) \quad t = 0, \dots, M \quad (8.23)$$

t_u değerine yapılacak olan test sonucunda, simülasyonun iki belirgin dalı ortaya çıkmaktadır. Biri temel model için ($t_u = 0$), diğeri de geliştirilmiş model için ($t_u > 0$).

(a) Temel model : t_q ve t'_q şu şekilde belirtilir:

$$r(t_q, \omega) = s \quad D(t_q, \omega) = D(t'_q, \omega) = 0 \quad (8.24)$$

Nitekim, $r(t, \omega)$ üzerindeki bir test t_q 'yu verir. $D(t, \omega)$, şu şekilde hesaplanır.

$$D(t+1, \omega) = D(t, \omega) + \frac{T}{M} \left[\frac{r(t, \omega) + r(t+1, \omega)}{2} - s \right] \quad (8.25)$$

t 'nin ilk değeri $D(t+1, \omega) \leq 0$ gibi t'_q 'ye karşılık gelir. $D(t, \omega)$, t_q ve t'_q arasında hesaplanır. Zaman dilimi dışında sıfıra eşitlenir.

(b) Geliştirilmiş model : (8.13) denklemindeki temel lineer değer $D(t+1, \omega)$ 'yi hesaplamak için kullanılır.

$$D(t+1, \omega) = D(t, \omega) + \frac{T}{M} \left\{ \frac{(t_v(t+1, \omega) + t_v(t, \omega))(r(t+1, \omega) + r(t, \omega)) - 4D(t, \omega)}{2 \left[t_v(t, \omega) + t_v(t+1, \omega) + \frac{T}{M} \right]} \right\} \quad (8.26)$$

t_q ve t'_q , $D(t, \omega) = st_u'$ 'dan elde edilirler.

Her iki model için de son adım aynıdır. Yaklaşık bir diğer $D(t, \omega)$ ve $D(t, \omega - 1)$ değerlerinin maksimum rölatif farkına eşit bir tolerans düzeyi ile sistemin sabit bir durum dengesine erişip erişmediği ortaya konulmak üzere karşılaştırılır. Eğer böyle ise, $D(t, \omega)$ değerleri $t_u(t, \omega)$ güncelleştirilmek üzere kullanılır. CYNA [80] , tarafından bilgisayar programı detaylı olarak açıklanmıştır.

Ötopyolardaki yol çalışması yapılan kesimlerde trafik akımı ilk başta "trafik idaresi yöntemi"ne bağlıdır. BESET [82], Almanya için bu durumu "yollarda işyerlerinin emniyeti için üçüncü hatlar" olarak vermiştir (BMV 1990). Trafik idaresi metodları esas itibarı ile dört grupta sınıflandırılabilir;

- Akis sayısının yapıldığı seritler trafik gözününe alınmaksızın ve serit eliminasyonu olmaksızın ancak dar hale getirilmiş serit genişlikli trafik düzeni metodu [örneğin MIT 2+2, (Şekil 9.1a)] .
- Trafik gözününe alınmaksızın ancak serit eliminasyonu ve daraltılmış seritli trafik düzeni metodu [örneğin MIT 2+1, (Şekil 9.1b)] .
- Trafik gözününe alınarak ve daraltmış seritli ancak herhangi bir serit eliminasyonu olmaksızın trafik düzeni metodu [örneğin MIT 4+0, (Şekil 9.1c)] .
- Trafik gözününe alınarak serit eliminasyonu ve daraltılmış seritli trafik düzeni metodu [örneğin MIT 5+0, (Şekil 9.1d)] .



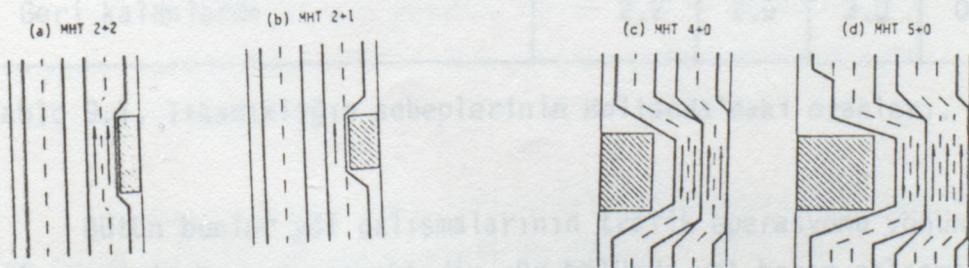
Şekil 9.1. Trafik düzeni metodlarına göre sınıflandırılması.

BÖLÜM IX OTOYOLLARDA YOL ÇALIŞMASI ŞİŞEBOYNUNUN TRAFİK YÖNÜNDEN İNCELENMESİ [81]

Otoyollarda yol çalışması yapılan alanları, dar şerit genişliğine sahip değişik trafik idaresi yöntemleri sebebi ile ve ayrıca gerekli hız adaptasyonu ve mesafe yönünden herbir sürücüden daha fazla dikkat göstermesini ister. Yol çalışması bölgelerindeki şişeboynunda aşırı kapasite yüzünden, dur-kalk şeklinde tarif edilen tıkanıklıklar oluşur.

Otoyollardaki yol çalışması yapılan kesimlerde trafik akımı ilk başta "trafik idaresi yöntemi"ne bağlıdır. RESSEL [82], Almanya için bu durumu "yollarda işyerlerinin emniyeti için öncü hatlar" olarak vermiştir (BMV 1980). Trafik idaresi metotları esas itibari ile dört grupta sınıflandırılabilir;

- Akış sayımının yapıldığı şeritler trafik gözönüne alınmaksızın ve şerit eliminasyonu olmaksızın ancak dar hale getirilmiş şerit genişlikli trafik düzeni metotları [örneğin MHT 2+2, (Şekil 9.1a)] .
- Trafik gözönüne alınmaksızın ancak şerit eliminasyonlu ve daralmış şeritli trafik düzeni metodu [örneğin MHT 2+1, (Şekil 9.1b)] .
- Trafik gözönüne alınarak ve daralmış şeritli ancak herhangi bir şerit eliminasyonu olmaksızın trafik düzeni metodu [örneğin MHT 4+0, (Şekil 9.1c)] .
- Trafiğin gözönüne alındığı şerit eliminasyonlu ve daraltılmış şeritli trafik düzeni metodu [örneğin MHT 5+0, (Şekil 9.1d)] .



Şekil 9.1. Trafik düzeni metotlarının temel sınıflandırılması.

Trafik düzeni metodundan ayrı olarak, yol çalışması siteleri içindeki şerit genişliği ve uzunlamasına (boylamsal) eğri, dış etkenlere bağlı olan değişkenler olarak ilave edilmektedir. İç etkenlere bağlı değişkenler ise; trafik hacmini, ağır taşıt trafiği yüzdesini ve ayrıca hız durumu ile sürücülerin takipteki davranışlarını içerir.

Hollanda da ise son 10 yılda, trafik akışı artan şekilde büyümektedir ve resmi politika otomobil kullanımını azaltma şeklinde olmasına rağmen büyümenin devamlı olacağı tahmin edilmektedir. Bu nedenle, bakım periyotları kısılırken yollar daha fazla tamire ihtiyaç duymaktadır. Yol çalışmaları esnasında trafik engeli aslında sınırlı olmalıdır. Geri kalan şeritlerin kapasitesi bunun önemli bir yönüdür. Eğer trafik miktarı şiseboynunun kapasitesini aşarsa tıkanıklık meydana gelmektedir. Homojen otoyol bölümlerinin şeritlerinde bulunan kapasite ile karşılaştırıldığında, otoyol yol çalışması sitelerindeki şeritlerin kapasitesi daha düşük olmaktadır. ki, bu da problemi genişletir.

PAPENDRECHT ve SCHUURMAN [83], geometrik şiseboynlarından sonra yol çalışması bölgelerinde Hollanda da otoyollardaki tıkanıklığa sebep olmada ikinci sırada yer aldığını belirtmektedirler. (Tablo 9.1). Bunun sonucu olarak yol çalışmalarına bağlı bir ekonomik kayıp sözkonusudur.

YIL	1983	1984	1985	1986	1987
Geometrik şiseboynlarında	42.9	47.2	52.1	59.5	58.2
Yol çalışması sitelerinde	30.7	25.8	23.2	17.0	20.0
Kazalarda	15.6	15.1	14.1	15.6	14.8
Trafik akımında	8.6	9.3	7.6	7.0	4.9
Geri kalanlarda	2.2	2.6	3.0	0.9	2.1

Tablo 9.1. Tıkanıklığın sebeplerinin Hollanda'daki oranları.

Bütün bunlar yol çalışmalarının trafik operasyonu yönünden araçtırılması için önem arz etmektedir. Bu bölümde yol bakım çalışmaları yapılan kesimlerde, nispeten düşük değerli olan kapasite için bir açıklama getirmeye çalışılacaktır. Bu nedenle kısa dönemli yol bakım sitelerinde trafik

9.1. Teori

Bir şışeboynu, etraftaki bölgelerden daha düşük kapasiteli otoyol bölümü olarak tarif edilebilir. Trafik miktarı, şışeboynunun kapasitesini aştığı zaman bu durum şışeboynunun yukarı akım kesiminde oluşacak tıkanıklığa neden olacaktır. Şışeboynunu beslemek için şışeboynunun yukarıya doğru olan otoyol kesiminin kapasitesi, şışeboynunun kendi kapasitesinden daha büyük olacaktır. Şışeboynunun aşağı akım kesiminde de, kapasite büyük olmalıdır zira, tersi olduğunda gözönüne alınan şışeboynunda tıkanıklık görülmeyecek ancak aşağı akım kesiminde gerçekleşecektir.

Sadece otoyollara bakıldığında, birkaç şışeboynundan söz edilebilir:

(1) Değişmez geometrik şışeboyunları: Bunlar; köprüler, tüneller vs. Kapasite kaybı, eğimin dikliği ve uzunluğu, engellerin mesafesi gibi birkaç faktöre bağlıdır.

(2) Yol bakım çalışmaları nedeni ile oluşan şışeboyunları: Kısa ve uzun süreli yol bakım siteleri olarak ikiye ayrılabilir. Uzun süreli yol bakım sitelerinde, yol çoğunlukla aynı sayıdaki şeridini muhafaza eder. Kısa süreli yol bakım sitelerinde ise bir ya da daha fazla şerit kapatılır ki, bu da önemli kapasite azalmasına neden olur.

(3) Kazaların neden olduğu şışeboyunları: Ciddi kazalar, kısmi bir şerit blokajına (tıkanmaya) sebep olabilir.

Sürücünün görüş noktasından bakıldığında mümkün öngörüş ile durma antipatik olma olasılıklarında önemli bir fark vardır. Özellikle yol çalışmalarında belirli bir işaretleme ve işaret sonrası levhalara sahip olma çok önemlidir. Bu trafik akımının davranışı, sürücülerin bireysel davranışlarının sonucudur.

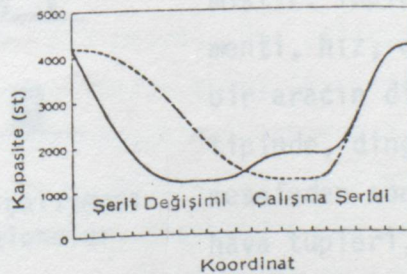
Yol çalışmalarında meydana gelen trafik prosesine bir göz atılır ise, bir şeridi kapalı olan iki şeritli otoyolun kısa süreli yol bakım sitesinde trafik prosesi iki elemana sahiptir:

(1) Şerit değiştirme: Ayrı trafik akımlarını birleştiren yol kesimi çok önemlidir. Çünkü mikroskobik mertebede etkili şerit değiştirme ile ilgilenmek mecburiyetindeyiz. Bu, bir tür boşluk (delik) kabulüdür ki, burada sürücünün karar vermek ve manevrasını gerçekleştirmesi için sınırlı

bir periyodu vardır. İki şeritli bir yolda sollama, bu gerekliliğin var olmadığı bir yere örnektir. Düşük bir hacimde, etkili şerit değiştirme yapmak kolaydır. Ancak, yüksek hacimde bu çok zor olur. Çünkü, daha az ve daha küçük boşluklar vardır. Yol bakım çalışması bölgesine yaklaşıldığı zaman şerit değiştirme eğilimi daha büyük olur. Takipteki araçlar ve ilerideki araçlar da şerit değiştirmek mecburiyetindedir. Yüksek hacimlerde şerit değiştirme esnasında sürücüler, düzgün bir "kaynaştırma prosesini" başarmak için çok yüksek bir dikkat mertebesini muhafaza etmek zorundadırlar.

(2) Yol bakım çalışması boyunca: Otoyolda genelde olmayan bir durum olan kaynaşma sonrası bir şeritte yalnız trafik bırakıldı. Kaynaşma prosesinin sonunda muhtemel olarak, yol çalışması yapılan kesim boyunca sürücüler şerit değiştirme esnasında azalan taşıt takibi ilerlemelerini genişletmek isterler. Burada bu hipotetik (frazi) davranış, "yayının teorisi" olarak alınacaktır.

Bu farzedilen trafik prosesini akılda tutarsak, hipotetik bir kapasite profili üretilebilir. Şekil 9.2, bize bir şeridi kapalı olan iki şeritli bir otoyoldaki yol bakım çalışmalarının neden olduğu hipotetik kapasite profilini göstermektedir. Rahatsız edilmeyen bir otoyol bölümü için, 4200 taşıt/saat'lik bir kapasite tahmini yapıldı (van Toorenburg, 1986). Sağ şerit için, 1800 taşıt/saat ve sol şerit için, 2400 taşıt/saat ve bir otoyol yol bakım çalışması yapılan şişeboynunun kapasitesi için 1200 taşıt/saat (ki, bu %70'lik bir azalma anlamına gelir) gözönüne alınmıştır. Taslağı oluşturulmuş trafik prosesine göre potansiyel pozisyonlu iki şişeboynu mevcuttur: şerit değiştirme prosesine göre yol bakım çalışması yapılan bölge boyunca veya yukarı akım kesiminde. Eğrilerin profili oldukça spekülatifdir (nazaridir). Minimum değerler sadece bir enine kesitte meydana gelmesi mümkündür.



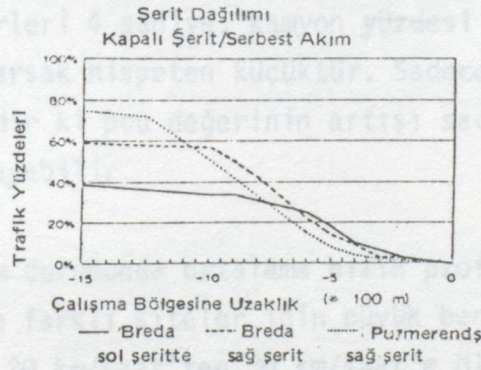
Şekil 9.2. Potansiyel pozisyonlu şişeboynunun hipotetik kapasite profili.

görüntüsünü elde etmek için her 100 metrede bir yerleştirilmiştir.

Aranmakta olan yol bakım çalışması sitesi, yaklaşık 1200 taşıt/saatlik akımı olan ve bu çalışmalardaki tahmini kapasitedir. Çünkü, serbest akımlı periyotlar ve tıkanık periyotlar sözkonusu olacaktır.

9.3. Analiz ve Değerlendirmeler

Farklı yol bakım çalışması sitesi pozisyonlu her iki bölgede serbest akımda kapalı şeridin şerit dağılımı Şekil 9.4 ile yeniden oluşturulur. Yol bakım çalışması bölgesinden 1.5 km önce trafik akımı hala etkilenmemiştir. Breda sitesi için (sağ çalışma bölgesi ortalama hacim 1360 taşıt/saat ve sol çalışma bölgesi için ortalama hacim 970 taşıt/saat) şerit dağılımı sakin bir hale uymaktadır. Purmerend sitesinde (ortalama hacim 860 taşıt/saat, çalışma bölgesi sağ şerit) sağ şerit normal durumdan %10 daha fazla trafik taşır.



Şekil 9.4. Kapalı şeritte % trafik profili.

Bunun sonucu olarak açıkça görülebilir ki, Purmerend sitesinde şerit değiştirme prosesi Breda'dakinden yaklaşık 250 metre daha erken başlar (1000 metre yerine 1250 metre). Bu, çalışma bölgesinden önce 1 km'de yerleştirilmiş ilk yukarı trafik akımı işaretidir. (Şekil 9.3). Bu durum, sürücülerin önlerinde gözleyecekleri nesneye antipati duyacağı fikri ile uyusmaktadır. Eğer, çalışma bölgesi sol şeride yerleştirilirse şerit değiştirme hareketleri çalışma bölgesinden 600 metre önce oldukça geç başlar, ki bu epey mantıklıdır. Çünkü, daha az araç bu halde şerit değiştirme mecburiyetinde kalır. Birçok araç çalışma bölgesinin başlangıcından

300 metre önce şerit değişimlerini tamamlamışlardır.

Yol bakım çalışmaları yapılan bölgenin yakınında düşük kapasite değerinin mümkün açıklaması, kamyonların etkisidir. Kamyonların daha çok boşluk kullanmaya ihtiyaçları vardır veya onlar yolcu taşıtları sürücülerinin görüşünü engellemektedirler. Her iki etki de bir kapasite azalmasına neden olabilir.

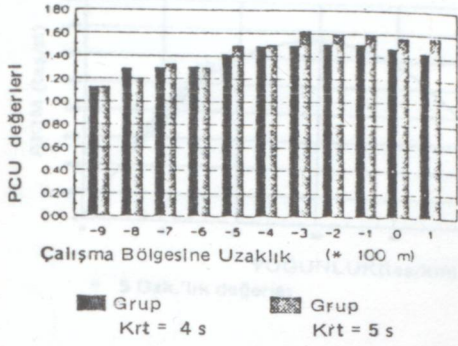
Kapasite azalmasına bir açıklama bulmak için ayrıca pcu profili yapılmıştır. Bu nedenle yolcu taşıtlarının ve gruptaki kamyonların zaman içinde ilerleyişi analiz edilmiştir (4 ve 5 saatlik sınır grup ilerlemesi). pcu değeri gruptaki kamyonların (H_t) ve yolcu taşıtlarının (H_c) zaman ilerlemesi karşılaştırmasına bağlı olarak uyarlanmıştır.

$$PCU = \text{Ortalama } H_t / \text{Ortalama } H_c$$

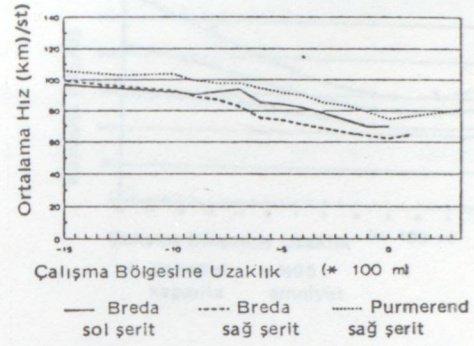
Breda sitesi için pcu analizinin sonucu Şekil 9.5'te gösterilmiştir. Çalışma bölgesine yaklaşıldıkça pcu değeri yaklaşık 1.1'den 1.5'e artmaktadır (grup kriterleri 4 saniye, kamyon yüzdesi %33). Ancak artış, kapasite etkisine bakarsak nispeten küçüktür. Sadece %11'lik bir kapasite azalımı. Bu bellidir ki pcu değerinin artışı sadece kapasite azalımının bir kısmını açıklayabilir.

Serbest akım durumunda ortalama hızın profili farklı çalışma bölgesi pozisyonları ve farklı siteler için büyük benzerlik gösterir (Şekil 9.6). Hız azalımı 20 km/saat'ten 30 km/saat'e ölçülmüştür. Çalışma bölgesi başlangıcında hız, toleransla trafik akışına bağlı olarak arzu edilen 70 km/saat'e uymaktadır. Şaşırtıcı olan, kapalı şeridin sonundaki hızdır (yaklaşık -500 metre çalışma bölgesi sağ şerit). Bu devamlı şeritteki hızdan daha yüksek bir fraksiyondur. Buna şerit değiştiren araçların hızlanması sebep olmaktadır.

Temel hedeflerden biri şiseboynu pozisyonunu yerleştirmektir. Şekil 9.2'den görüldüğü gibi şiseboynunun potansiyel pozisyonu, şerit değiştirme kesiminde ve çalışma bölgesi boyuncadır. Toplanan verileri kullanarak yol uzunluğunda kapasite profili hesaplamak için, iki görüş vardır. (diğer metodlar için bakınız, Westland, 1991).



Şekil 9.5. pcu değerlerinin profili.



Şekil 9.6. Hızların profili.

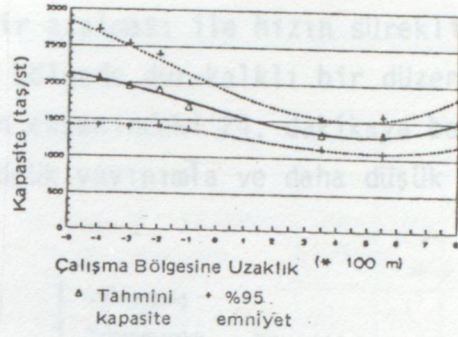
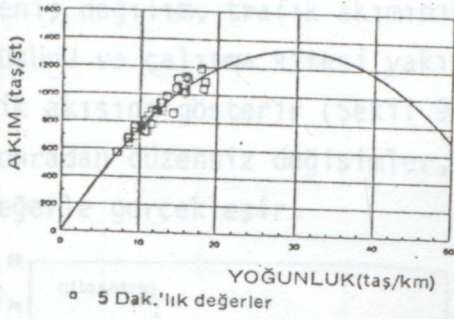
(1) Zaman ilerleme dağılım analizi: Basit analiz metodu, zaman ilerleme dağılımını iki sınıfa ayırma şeklinde kullanmıştır; takipçiler ve serbest sürücüler. Kapasitenin tahmini, kapasitenin altında bir hacimde takipteki taşıtların, kapasite durumundaki takipteki taşıtlardan sapma göstermediği kabulü ile basitçe takipteki araçların ortalama ilerleyişleridir. Bu analizin sonuçları memnun edici değildir. Çünkü, şişeboynunda etkilenmemiş halden tahmin edilen kapasiteden minimum kapasiteye azalış gerçekteki ile karşılaştırılamayacak kadar çok küçüktür. Ancak kapasite profili göstermektedir ki, şişeboynunun pozisyonu çalışma bölgesi boyuncadır (BOTMA [84]).

(2) Temel diyagramın genelleştirilmesi: Kapasite profilinde daha iyi bir görüş almak için bir başka metod, lineer regresyon kullanarak kalan şeridin herbir bölümünün temel diyagramının (hacim ve yoğunluk veri çiftlerini içerir) serbest akım diyagramının genelleştirilmesidir. Analiz 5 dakikalık pozisyonlar halinde gerçekleştirildi. Bu değer az çok sabit olan bir akım oranı ile aralıktaki araç sayısı arasında iyi bir uzlaşmadır. Kullanılan model ikinci dereceden bir polinomdur (Q ; akım, k ; yoğunluk) ve parametreler karesi alınmış geri kalanların toplamını minimize ederek tahmin edilmiştir.

$$Q(k) = \beta (1).k + \beta (2).k^2 \quad (9.1)$$

Şekil 9.7 bu tahmin metodunun bir örneğini verir. Bu durumda genelleştirmenin sonuçları,

$$Q = (90.1).k - (1.53).k^2 \quad N = 36 \quad (9.2)$$



Şekil 9.7. Maksimum akımın tahmini. Şekil 9.8. Tahmini kapasitenin profili.

30 taşıt/km yoğunlukta ve 44 km/saat ortalama hızda tahmini kapasite 1330 taşıt/saat.

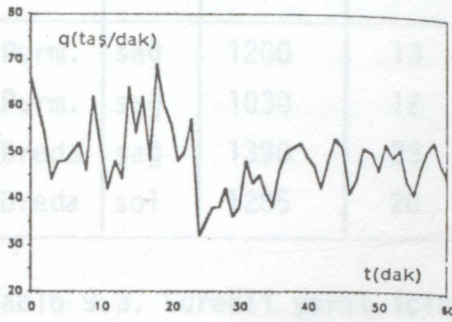
Birkaç bölüm için kapasiteyi tahmin edersek, Şekil 9.8'de gösterilen kapasite profilini elde ederiz. Şişeboynunun pozisyonu açıkça çalışma bölgesi boyuncadır. Tahmini kapasite, çalışma bölgesinin başlangıcından sonra 350-500 metre'de minimuma ulaşır. Çalışma bölgesine yaklaşıp doğru olur artar. %95'lik mertebede hata %32'den %15'e azalır (Şekil 9.8 ve Tablo 9.2).

Çalışma bölgesinde mesafe (m)	Tahmini kapasite (taşıt/saat)	%95 mertebesinde hata (%)
-500	2110	32
-400	2075	32
-300	1970	29
-200	1915	25
-100	1690	19
350	1330	15
550	1330	19
800	1505	21

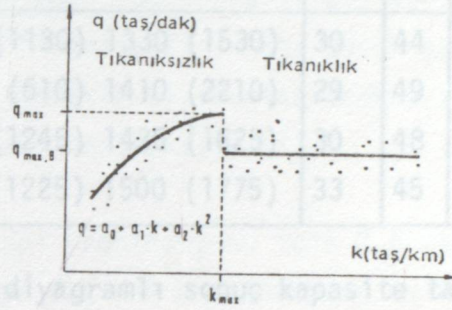
Tablo 9.2. Sonuç kapasite tahmini; Purmerend sitesi, çalışma bölgesi sağ sürekli şerit.

Diğer sitelerdeki ölçümleri gözönüne alırsak, şişeboynunun pozisyonunun aynı işaretine geliriz: -300 metreden 0 metreye, ki bu şerit değiştirme bölgesinden sonraki herhangi bir durumdur (taşıtların yaklaşık %95'i şerit değişimlerini -300 metrede tamamlamıştır, bakınız Şekil 9.4).

geniş dağılım, trafik akımının ani bir azalması ile hızın sürekli bir düşüşünü ve çalışma sitesi yakınındaki bölgede dur-kalklı bir düzensiz trafik akışını gösterir (Şekil 9.9 zaman eksenindeki 24. dakikaya bakınız). Sonradan düzensiz değişimler, daha küçük yayınımla ve daha düşük ortalama değerle gerçekleşir.



Şekil 9.9. Kapasite ile ilgili trafik hacminin (taş/dakika) zaman grafiği.



Şekil 9.10. Bir çalışma sitesi şişeboynu için temel diyagram (kalitatif).

Bu ilişki kalitatif olarak temel diyagramda (Şekil 9.10) sunulmuştur. Hatta daha düzenli trafik akışı için (örneğin ikinci dereceden bir model fonksiyonu kabul ederek), tıkanıklığın başlamasından sonra kapasite $q_{max, A}$, kapasite $q_{max, B}$ 'den daha yüksek değere ulaşır.

Bir trafik çöküşü için sebep, ani bir bölgesel yoğunluk değişimi yüzünden normal olarak tek bir sürücünün hatası olmaktadır. Tıkanıklığın başlangıcından sonra yakın bir bölgede sabit bir bölgesel noktada trafik akımı gözlenirse ve hızın zaman grafiği çizilirse, aşağı yukarı geniş bir düzensiz değişim kabul edilebilir (Şekil 9.11). Hız (V), başta devamlı olarak artar ve daha sonra aniden azalır. Bu demektir ki, sonra gelen düzenlenmiş trafik akışlı trafik çöküşü düzenli aralıklarda sonuçlanır.

Bar grafiği (Şekil 9.11), trafik yoğunluğunu (k) iki dakikalık aralıklar için göstermektedir ve bunun gelişimi hızının tam aksidir. Yüksek bir yoğunluk düşük bir hız için kabul edilir ve sırasıyla daha yüksek bir hız için daha düşük bir yoğunluk sözkonusu olur. Benzer bir dur-kalk dalgasının genişliğinin uzunluk ve yüksekliği gözlemcinin pozisyonuna bağlıdır. Daha geniş dalga genişlikli değişimler ve değişken olmayan periyodiklik çalışma sitesi öncesi yaklaşık 800 metre ile tıkanıklık sonu arasındaki bölge içinde görülür. Diğer taraftan daha düşük dalga boylu daha küçük ve düzensiz değişimler çalışma sitesi öncesi son kesitte görülebilir.

Tahmini kapasite sağ şeritli çalışma bölgesi olanından daha büyük olduğu görülür (Tablo 9.3).

Site	Çalışma Bölgesi	Maximum Akım Değeri (taşıt/saat)	Maximum Yoğunluk (taşıt/km)	N (5')	Tahmini Kapasite Durumu			Ort. Hız (km/s)	Şişeboyunu Pozisyonu (m)
					Kapasite ve %95 Güven Aralığı (taşıt/saat)				
Purm.	sağ	1200	13	36	(1130) 1330 (1530)	30	44	350/ 550	
Purm.	sağ	1030	12	12	(610) 1410 (2210)	29	49	-300/ 0	
Breda	sağ	1390	23	11	(1245) 1435 (1625)	30	48	-200/-100	
Breda	sol	1285	20	15	(1225) 1500 (1775)	33	45	-200/-100	

Tablo 9.3. Sürekli şerit için temel diyagramlı sonuç kapasite tahmini.

Kapasite profilinin tahmini sonuçları "yayınma teorisi"ne uyduğu görülür. Ancak mikroskobik mertebede daha detaylı araştırma gereklidir.

9.4. Kapasite Hususunda Trafik Akımının Gözlenmesi

Değişken bir trafik akımında kapasite ile ilgili olan bütün iç ve dış etkenleri gözönüne almak için Almanya'nın güneyindeki otoyollarda yol bakım çalışmaları yapılan kesimlerde bir seri trafik akım testleri yapılmıştır ve hâla yapılmaktadır. Bu amaçla sadece benzer çalışma siteleri seçilmiştir. Buralarda trafik düzen metoduna bağlı olarak zayıf trafik akımında bir tıkanıklık durumu olması tahmin edilmektedir. Hız ve büyük zaman aralıklarının ölçümleri sadece tahmin bölgesinde ve çalışma kesimi boyunca bölgesel gözlem noktalarında değil, aynı zamanda hızın zaman gelişimini kaydetmek için optoelektronik sensör ölçüm aletleriyle donatılmış ve trafiğin ortasında hareket eden, hareketli bir otomobil vasıtası ile yapılır.

9.4.1. Tıkanıklığın Gelişimi

Yolun kapasitesinin trafik talebinden daha düşük olduğu durumda bir kural olarak trafik tıkanıklığı görünür. Tıkanıklık başlamadan önce, bir iş sitesi şişeboyunda bölgesel bir noktada kısa bir süre için trafik akışı gözlenirse, dakikada geçen araç sayısı ile alakalı geniş düzensiz değişimi izlenebilir (Şekil 9.9). Kapasiteyle ilgili ölçülen değerlerdeki

"P" ve "H" kısaltmaları, yolcu araçlarını ve ağır trafik araçlarını sembolize eder (H: kamyonlar, treylerler, treyler kombinasyonları, otobüsler ve traktörler). Bunlar araç tipini tarif ederler ki, bunları da iki grupta sınıflandırabiliriz.

0.8 saniye ile 7.4 saniye arasındaki zaman aralıkları sol şeritte ölçülmüştür ve bunların ortalaması 2.51 saniyedir. Daha düşük şekil iki tip aracın mümkün kombinasyonlarını gösterir ki, bunlar merkez şerit için P-P, P-H, H-P ve H-H olur. Sonuç olarak denilebilir ki:

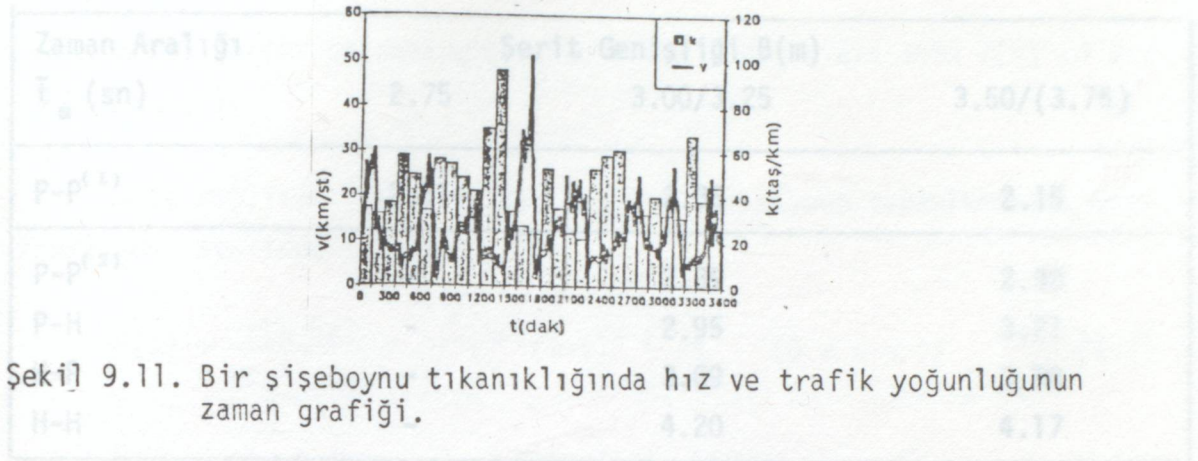
- Dağılımların yayılımı, P-P tipi kombinasyonu için 0.8 saniye ile 5.2 saniye arasında bulunmaktadır. Ayrıca, H-H kombinasyonu için 1.2 saniye ile 8.0 saniyeden daha yüksek değerlerde, P-H ve H-P kombinasyonu için dağılımlar bunların arasında bulunur.

- Birbirleri arasında yolcu taşıtları sol şeritten daha çok merkez şeritte, daha küçük bir ortalama zaman aralığında hareket ederler. Ancak bu değerler 2.75 metrelik bu örnekte olduğu gibi çok dar bir şerit genişliği için geçerlidir (Tablo 9.4). Diğer taraftan, karışık trafikli sağ şerit için ortalama değerler hemen hemen sonuç olarak mevcuttur.

- Ağır trafik taşıtları yolcu taşıtları ile ilgili olarak ortalama daha kısa bir zaman aralığı muhafaza ederler. Bu ise, "H"nın daha geniş araç uzunluğuna göre anlaşılabilir.

Farklı trafik düzen metotları ile tek çalışma bölgelerindeki seri ölçümlerden sonuç olarak görülür ki, şerit genişliği belirtilen davranışa etki eden kesin değişkendir (Tablo 9.4).

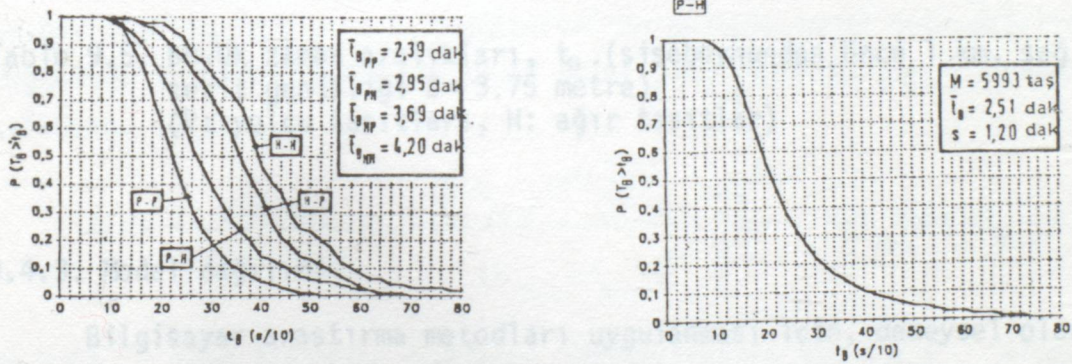
Çalışma serilerinin yakın alanları içinde, ikili tıkanıklık durumunda şiseboynundan önce aşağı yukarı 1000 metreye kadar gözlem noktalarında ölçülen zaman aralıkları daha geniş bir dağılımla daha yüksek bir zaman aralığı sunar (Tablo 9.5). Aşağıdaki davranış üzerine uzunlamasına eğrinin bir etkisi önemli şekilde tesbit edilemez. Testler, incelenen taşıma yollarında %3.2'ye kadar bir uzunlamasına eğrili otoyolların iş sitelerinde gerçekleştirilmiştir.



Şekil 9.11. Bir şışeboynu tıkanıklığında hız ve trafik yoğunluğunun zaman grafiği.

9.4.2. Zaman-Aralık Dağılımı

Bir otoyoldaki bir çalışma sitesinde trafik akımının tarifi için birbirini takip eden taşıtların zaman aralıkları kullanılabilir. "zaman aralığının" mikroskobik karakteristiği bir gözlem noktası içinde geçen trafik akımındaki birbirini izleyen taşıtların referans noktalarının geçişi arasındaki zaman farkı olarak tanımlanabilir. Büyük zaman aralığı t_B , paralel referans noktaları arasındaki ölçülen zamanı tarif eder. Bir çalışma bölgesi şışeboyunun kapasitesinin, $q_{max, B}$, hesabı için ampirik zaman aralık dağılımı şerit genişliğinin daralmasından önce ya da sayım yapılan şerit gözönüne alınmadan önce önemlidir.



Şekil 9.12. Bir ikili tıkanıklık durumunda trafik düzeni MHT 5 + 0 metodu için zaman aralık dağılımları (solda: sol şerit, sağda: merkez şerit, sağ şerit kapalı).

Şekil 9.12, trafik düzeni MHT 5 + 0 metodunun örneği için bir ikili tıkanıklık durumunda zaman aralıklarını geçme olasılığını gösterir (Şekil 9.1'de). Daha yukarı dağılım, sadece özel araçlı sol şeridi ve 2.75 metre genişlikli şeridi sunar. Daha düşük dağılımlar 3.25 metre şerit genişlikli ve karışık trafikli merkez şeridine aittir veya sağ şerit kapalıdır.

Zaman Aralığı	Şerit Genişliği B(m)		
\bar{t}_B (sn)	2.75	3.00/3.25	3.50/(3.75)
P-P ⁽¹⁾	2.51	2.36	2.15
P-P ⁽²⁾	-	2.39	2.38
P-H	-	2.95	3.21
H-P	-	3.69	3.88
H-H	-	4.20	4.17

(1) Sadece özel araç trafiği (2) Karışık trafik

Tablo 9.4. Farklı şerit genişlikleri için büyük zaman aralıklarının \bar{t}_B ortalama değerleri (şişeyboynundan önce).
(P: yolcu taşıtları, H: ağır taşıtlar)

Zaman Aralığı	P-P	P-H	H-P	H-H
$t_{B,u}$ (sn)	1.05	1.24	2.07	2.36
\bar{t}_B (sn)	3.62	4.57	4.52	6.06
$t_{B,o}$ (sn)	9.60	11.38	11.45	14.28

Tablo 9.5. Büyük zaman aralıkları, t_B . (şişeyboynundan önce 1 km, sağ şerit genişliği B=3.75 metre)
(P: yolcu taşıtları, H: ağır taşıtlar)

9.4.3. Model dağılımı

Bilgisayar araştırma metodları uygulanması için, deneysel olarak hesaplanmış zaman aralık dağılımları, matematiksel model fonksiyonları ile tarif edilmelidir. Tek değişkenli dağılımlar arasında "Beta dağılımı" uygundur. Çünkü, yukarısı olduğu kadar aşağısı da sınırlıdır ve özellikle adapte edilebilir.

Standartlaştırılmış formda, Beta dağılımı aşağıdaki yoğunluğa sahiptir.

$$f(x) = \frac{\Gamma(\alpha + \beta)}{\Gamma(\alpha) \Gamma(\beta)} \cdot x^{\alpha-1} (1-x)^{\beta-1} \quad (0 \leq x \leq 1) \quad (9.3)$$

ve $\alpha, \beta > 0$ gerçek parametreleri ile bütün x değerleri için $f(x) = 0$ dır. (KOCH [88]).

Beta dağılımı (Şekil 9.13), dağılım fonksiyonu tamamlanmamış Beta fonksiyonu şeklinde isimlendirilir.

$$F(x) = \frac{\Gamma(\alpha + \beta)}{\Gamma(\alpha) \Gamma(\beta)} \cdot \int_0^x t^{\alpha-1} (1-t)^{\beta-1} dt \quad (0 \leq x \leq 1) \quad (9.4)$$

$x \geq 1$ için $F(x) = 1$ iken, $x \leq 0$ için $F(x) = 0$ 'dır.

Küçük x değerleri için, bu fonksiyon bir sonsuz seri ile tarif edilebilir:

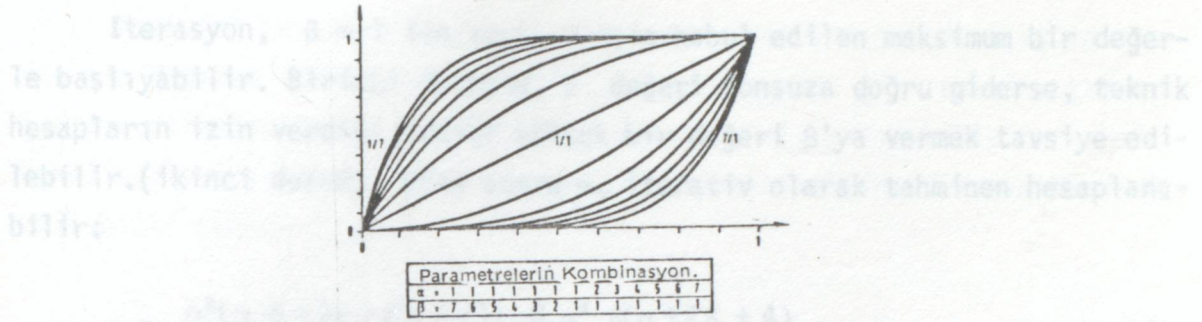
$$F(x) = \frac{\Gamma(\alpha + \beta) \cdot x^\alpha}{\Gamma(\alpha) \Gamma(\beta) \cdot \alpha} \cdot (1-x)^\beta \cdot [1 + \frac{\alpha + \beta}{\alpha + 1} \cdot x + \frac{(\alpha + \beta + \alpha + \beta)}{(\alpha + 2)(\alpha + 1)} x^2 + \dots + \frac{(\alpha + \beta + n - 1) \dots (\alpha + \beta + 1)(\alpha + \beta)}{(\alpha + n) \dots (\alpha + 2)(\alpha + 1)} \cdot x^n + \dots] \quad (0 < x < 1) \quad (9.5)$$

Bir şişeyoynundan önce ikili tıkanıklık durumunda ampirik (deneysel) sabit zaman aralığı dağılımı minimal bir zaman aralığı $t_{B,u} > 0$ sn. ve bir yayılma $(t_{B,o} - t_{B,u})$ gösterir. Bu sebeple genel Beta dağılımının yoğunluğu aşağıdaki gibi bir model fonksiyonu (NEUMANN [87]) olarak kullanımı uygundur,

$$f(x) = \frac{\Gamma(\alpha + \beta)}{\Gamma(\alpha) \Gamma(\beta)} \cdot \frac{(x - t_{B,u})^{\alpha-1} (t_{B,o} - x)^{\beta-1}}{(t_{B,o} - t_{B,u})^{\alpha + \beta - 1}} \quad (t_{B,u} \leq x \leq t_{B,o}) \quad (9.6)$$

ve $x \leq t_{B,u}$ için $f(x) = 0$, $\alpha, \beta > -1$ parametreleri ile $x \geq t_{B,o}$ olur.

Beta dağılımının, verilen zaman aralığı dağılımına adaptasyonu onun bilinmeyen dört parametresi $(t_{B,u}, t_{B,o}, \alpha, \beta)$ sonucunu verir. Deneysel dağılımın örnek momentlerine göre parametrelerin incelenmesi zordur. Bu nedenle basitleştirmek için parametrelerden biri öncelik kazanmış ve diğer üçü tahmini değerlerden hesaplanmıştır. Ölçülen zaman aralıklarından $t_{B,u}$ en küçüğü olduğu için giriş değeri olarak uygundur.



Şekil 9.13. Parametre kombinasyonları ile (α, β) Beta dağılımının fonksiyonları.

Tahmini \bar{t}_B değeri, varyansı σ^2 ve eğriliği γ olmak üzere Beta dağılımı;

$$\bar{t}_B = t_{B,u} + (t_{B,o} - t_{B,u}) \cdot \frac{\alpha}{\alpha + \beta} \quad (9.7)$$

$$\sigma^2 = \frac{(t_{B,o} - t_{B,u}) \cdot \alpha \cdot \beta}{(\alpha + \beta)^2 \cdot (\alpha + \beta + 1)} \quad (9.8)$$

$$\gamma = \frac{2(\beta - \alpha) \cdot \sqrt{\alpha + \beta + 1}}{(\alpha + \beta + 2) \cdot \sqrt{\alpha \cdot \beta}} \quad (9.9)$$

Bu eşitlik sistemi, geri kalan parametreleri hesaplamak için üç bilinmeyen $t_{B,o}$, α ve β için çözümlenmelidir. $t_{B,o}$ ve β ayıklandıktan sonra yedinci dereceden bir denklem elde edilir. Bu, daha fazla çözülebilir açıklıkta değildir.

α ve β 'nin iteratif (tekrarlanmalı) hesabı ancak tahmini olarak mümkündür (MUHLHANS [85]).

$$\beta = \alpha + \sqrt{\frac{\gamma^2(\alpha + \beta + 1)^2 \alpha \beta}{\alpha + \beta}}$$

$$\beta = -\frac{\beta + 1}{2} + \sqrt{\frac{(\beta + 1)^2}{4} + \frac{\beta}{S^2}}$$

$$S^2 = \frac{\sigma^2}{(\bar{t}_B - t_{B,u})^2}$$

İterasyon, $\beta = 1$ ile veya β için kabul edilen maksimum bir değerle başlayabilir. Birinci durumda, β değeri sonsuza doğru giderse, teknik hesapların izin verdiği oranda yüksek bir değeri β 'ya vermek tavsiye edilebilir. (ikinci durum). Daha sonra α , iteratif olarak tahminen hesaplanabilir:

$$\alpha = \frac{\alpha^2(\alpha + \beta + 1) + \beta^2(\beta + 1) - G \cdot \alpha^2 \cdot \beta(\alpha + 2\beta + 4)}{\beta(\beta + 2) \cdot [(\alpha + \beta + 2) \cdot G + 1]} \quad (9.13)$$

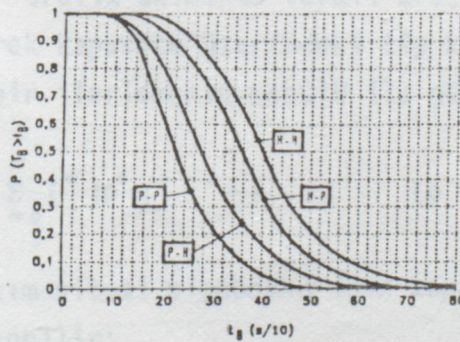
$$G = \frac{\gamma^2}{4} \quad (9.14)$$

Eğer $\gamma < 0$ ise, halihazırda hesaplanmış α ve β değerleri sırası ile değiştirilmelidir. Daha düşük dağılım sınırını az bir şekilde düzeltmek gerekli olabilir. Zira, model dağılımı, verilen istatistiksel karakteristik değerlerini sağlar (veya tamamlar). Daha sonra,

$$t_{B,u} = \bar{t}_B - \sqrt{\frac{\alpha^2 \cdot \alpha(\alpha + \beta - 1)}{\beta}} \quad (9.15)$$

yazılmalıdır. Daha yukarı dağılım sınırı $t_{B,o} = t_{B,u} + (\bar{t}_B - t_{B,u}) \cdot \frac{\alpha + \beta}{\alpha}$ olarak sonuç verir. Tamamlanmamış Beta fonksiyonlu şerit dağılımı hesabı, ya gelişme serilerinden veya sayısal integrasyondan sonuç olarak elde edilebilir.

Şekil 9.14 aşağıda, Şekil 9.12'den alınan zaman aralık dağılımını gösterir ki bu, Beta fonksiyonu ile modellenir.



Şekil 9.14. Beta fonksiyonu aracılığıyla modellenmiş zaman aralık dağılımı (Şekil 9.12'den).

Deneysel testlerden hesaplanmış zaman aralık dağılımı $F(x)$ 'in teorik bir dağılım fonksiyonu olan $F_0(x)$ 'e adaptasyonu χ^2 - testi vasıtasıyla gerçekleşir. Sıfır hipotezi (H_0): $F(x) = F_0(x)$, α önemlilik derecesi kabul edilerek, $F(x) \neq F_0(x)$ alternatif hipotezine karşı olarak kontrol edilebilir (SACHS [86]).

χ^2 - testinin sonuçları büyük zaman aralıkları için, $\alpha = \%5$ 'lik önemlilik derecesinde, Beta dağılımı ile gösterilir. Sıfır hipotezi H_0 istenmez ve dolayısıyla Beta dağılımının kabulü reddedilir. χ^2 - testi ile saptanan Beta fonksiyonu bir mikroskobik simülasyon modeli için temel bir giriş jenerasyonu olarak kabul edilebilir. Sıfır ve bir arasındaki rastgele sayılar, Beta dağılımına uygun olan "spesifik algoritma" ile ya da, "invers fonksiyonu" uygulaması ile üretilebilir (NEUMANN [87]). Kapasite ile ilgili trafik akışını tarif etmek için bir simülasyon modelinin gelişimi gözönüne alınmayacaktır.

9.5. Kapasite

Bir yol çalışması sitesi şişeboynundan geçen, birim zamandaki trafikte akan araç sayısı olarak belirtilen trafik hacmi ölçülen zaman aralıkları ile fonksiyonel bir ilişkiye sahiptir. Genel olarak, bir kesite gelen q hacmi, ortalama büyük zaman aralığı \bar{t}_B 'nin karşılıklı (ikili) değerinden hesaplanır:

$$q = 1/\bar{t}_B \quad [1/sn] \quad (9.16)$$

Karışık bir trafik akımında farklı araç tipleri dizisinin rastgele olduğu farzedilerek kapasite üzerindeki tip kombinasyonunun etkisi, iki terimli (ikili) bir ilerlemenin kabulü ile gözönüne alınabilir.

$$(p+q)^n = \sum_{x=0}^n \binom{n}{x} p^x q^{n-x} = 1 \quad (p+q \equiv 1 \text{ için}) \quad (9.17)$$

Bir yol bakım sitesi şişeboynu için kapasite durumu ile ilgili olarak şunlar söylenebilir:

- Eğer p , bir H tipi aracın (ağır vasıta) görülme olasılığı ise, o zaman P tipi bir aracın (yolcu taşıtı) görülme olasılığı olarak $q = (1-p)$

sonuç olarak çıkar. $p = \text{sabit}$ olduğunda, trafik akımındaki ağır vasıta trafiği (H) fraksiyonu (%'si) eklenebilir.

- İki tip aracın $[p, (1-p)]$ her mümkün kombinasyonu (hepsi birlikte dört mümkün kombinasyon, $n = 4$) tek olasılıkların çarpımı ile hesaplanabilir.

- Bir şeridin kapasitesi dört tip kombinasyonun fraksiyonlarından ibarettir. Büyük ortalama zaman aralığı \bar{t}_B 'nin sırası ile uygun karşılıklı değerleri ile çarpılır.

- Gözönüne alınan bütün yönlerin $i = 1, \dots, k$ bütün şeritler özetlenerek ve 3600 sn. ile çarpılarak kapasite olarak bilinen maksimum trafik hacmi $q_{\text{max}, B}$, taşıt/saat olarak aşağıdaki gibi bulunabilir:

$$q_{\text{max}, B} = 3600 \cdot \sum_{i=1}^k \left[(1-p)^2 \cdot \frac{1}{\bar{t}_{B, PP}} + (1-p)p \cdot \frac{1}{\bar{t}_{B, P, H}} + p(1-p) \cdot \frac{1}{\bar{t}_{B, H, P}} + p^2 \cdot \frac{1}{\bar{t}_{B, H, H}} \right] \quad [\text{taşıt/saat}] \quad (9.18)$$

Bu kabul ile hesaplanmış trafik hacimleri gerçekte gözlenen taşıt sayısı ile memnun edici şekilde uyumaktadır. Farklı trafik düzen metodları ve şerit genişlikleri için zaman aralık dağılımı bilinerek, deneysel detay ile karşılaştırılan hata %1 ile %2 arasındadır.

Şu ana kadar Alman literatüründe basılmış yol bakım çalışması kesimi şişeboynunun kapasitesi için değerler, hesaplanmış değerlerden ve gerçekte gözlenmiş trafik hacimlerinden kısmi olarak daha küçüktür. Tablo 9.6'da, İngiltere ve USA'dan alınan karşılaştırmalı değerler, Alman deneysel değerlerinin tam zıddı olarak gözlenmektedir.

Trafik Düzeni Metodu MHT	Maksimum Trafik Hacmi (taşıt/saat)	
	Deneyisel Değer	Yeni Çalışma
İngiltere ⁽¹⁾		
- Kapanmış şerit : 2 → 1	1650	-
- Kapanmış şerit : 3 → 2	3280	-
USA		
- Kapanmış şerit : 2 → 1	1340	-
- Kapanmış şerit : 3 → 2	2980	-
Almanya		
- Kapanmış şerit : 2 → 1 ⁽²⁾	1100	1370 ⁽¹⁾ 1530 ⁽²⁾
- Kapanmış şerit : 3 → 2 ⁽⁴⁾	2400	2820 ⁽¹⁾ 2960 ⁽²⁾

1) Ağır trafik yoğunluğu $p = \%15$ 2) $p = \%0$ 3) MHT 2 + 1 (B=3,50 m) 4) MHT 3 + 0 (B=2,75/3,25 m)
Tablo 9.6. Farklı trafik düzeni metodları için maksimum trafik hacimleri.

ortalama toplam gecikmelerine bağlı olarak bir pratik kapasite tanımı yapılmıştır. Pratik kapasite için yapılan hesaplarda daralan şerit sürücülerinin şişeboynuna girişleri sırasında kabul ettikleri aralıkların dağılımının etkisi yanında, bu dağılımların ortalamalarının etkisi çok fazla olmuştur. Ortalama büyüklükler pratik kapasite değerleri azalmıştır. Bu azalma özellikle giriş aralıklarının lognormal dağılımında olduğunda

SONUÇLAR

daha Karayolunda şişeboynu kesimine değişik açılardan bir bakış açısı getirmeyi amaçlayan bu çalışmanın sonuçları aşağıdaki gibi özetlenebilir:

(6) Dağılımları ve şişeboynu kapasitesi üzerindeki etkileri incelenen (1) Yapılan gözlemlerden elde edilen verilere göre bir yoldaki trafik akımı ışıklı işaretler ile etkilenmiyor veya kapasiteye yakın yoğunlukta değil ise, başka bir deyişle yolda kesintisiz akım sözkonusu ise bu yolun herhangi bir kesitinden taşıt geçişleri Poisson dağılımına uygunluk göstermektedir bunun dışında, bir yol kesitinden taşıtların geçişleri Binom veya Negatif Binom dağılımları ile temsil edilebilirler.

(2) Daralan şeritten şişeboynu kesimine giren sürücülerin giriş aralıklarını tek bir istatistiksel değer yerine bir dağılımla temsil etmek daha uygun olmaktadır. Normal dağılım, Lognormal dağılım ve Erlang dağılımı bu amaçla kullanılabilecek en uygun dağılımlar olarak gözükmektedir.

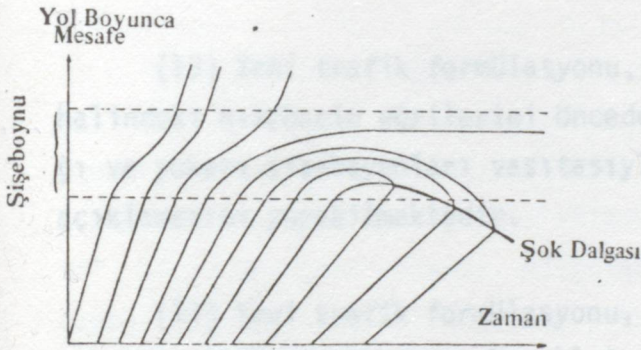
(3) Daralan şeritten şişeboynuna birim zamanda girebilecek taşıt sayısı, bu yoldan şişeboynuna girecek sürücülerin, daralmayan şerit akımında kabul edecekleri aralıklar ile doğrudan doğruya ilgilidir.

(4) Daralan şerit sürücülerinin giriş aralıklarının bir tek istatistiksel değerle temsil edilebileceği kabulü ile bulunan daralan şerit temel kapasiteleri, giriş aralıklarının bir dağılıma uyduğunu kabul ederek bulunan temel kapasitelerden daha büyük olmaktadır.

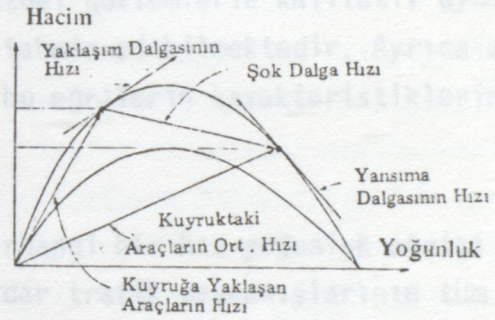
(5) Daralan şeritten geçebilecek taşıt sayısını hesaplayan yöntemlerde daralan şerit sürücülerinin sonsuz gecikmeye katlanacakları varsayılmıştır. Bu varsayımla elde edilecek taşıt sayısı temel kapasite olarak alınmıştır. Buna karşın gerçekte sonsuz gecikme trafik olarak olanaksızdır. Ayrıca temel kapasiteyi hesaplayan bu yöntemler daralan şerit hacmini dikkate almamaktadır. Bu nedenle bu çalışmada daralan şerit taşıtlarının

Buna göre, şışeboynunun akım yukarı yönünden şışeboynuna gelen akım, şışeboynunun kapasitesinden küçük veya eşit ise kuyruklanma görülmez. Ancak doğal olarak, şışeboynundan sonraki hız, şışeboynundan önceki hızdan büyük ve şışeboynundan önceki yoğunluk, şışeboynundan sonraki yoğunluktan küçük olur. Eğer, şışeboynuna gelen akım şışeboynu kapasitesinden büyük ise GREENSHIELDS modeline göre gerçek yoğunluk kök değerleri bulunamaktadır (Örnek 4). Bu da, kuyruklanmanın göstergesi olarak kabul edilebilir.

(9) Şok Dalgası Modeli'ne göre, şışeboyndaki şok dalga hızı aşağıdaki hacim-yoğunluk (V-D) ve zaman-uzunluk (T-X) eğrilerinde görülmektedir.



Şekil 2. Şışeboynunda şok dalgası ile hacim-yoğunluk (V-D) ilişkisi



Şekil 3. Şışeboynunda şok dalgası ile zaman-uzunluk (T-X) ilişkisi

Şok dalgası analizine göre; şışeboynuna gelen akım şışeboynu kapasitesinden küçük veya eşit ise şok dalga hızı pozitif ($u_w > 0$) veya sıfıra eşittir ($u_w = 0$). Fakat, şışeboynuna gelen akım şışeboynu kapasitesinden büyük ise, şışeboynunun gerisinde ve akıma göre negatif doğrultuda ($u_w < 0$) bir şok dalga hızı görülür (Örnek 4).

(10) Kuyruk Kuramına göre şışeboyndaki kuyruk çözümlemesine göre, eğer şışeboynuna gelişler (λ), şışeboynundan ayrılışlardan (μ) küçük ise ($\rho = \lambda/\mu < 1$), kuyruk çözümlenebilmektedir ve çeşitli kanallanma sistemlerine göre kuyruklanma bağıntıları verilmektedir (Örnek 2). Fakat, şışeboynuna gelişler (λ), şışeboynundan ayrılışlardan (μ) büyük ise ($\rho = \lambda/\mu > 1$), geleneksel kuyruk kuramı modellerine göre sonsuz kuyruk bulunmaktadır ve

çözüm mümkün değildir. Ancak bu durum için MAY tarafından geliştirilen modele göre bir çözüm elde edilmektedir (örnek 5).

(11) Denge hız-yoğunluk trafik formülasyonları, otoyol ya da trafik şartlarındaki ani değişikliklere yakın trafik davranışlarının dinamiklerini üretir. Benzer modeller, bir tür evvelden sezinleme içermediği sürece kilitlenmeden yakınmaktadır.

(12) Trafik dinamiklerinin yeni formülasyonu, herhangi bir önceki makroskobik trafik formülasyonundan daha gerçekçi dinamik bağıntılar üretir. Sinyaller, şişebounları, kuyruklar ve serbest akım hızlarının çok iyi tanımlandığı gözlenir. Ayrıca kuyruklardaki boşalma dalgaları da iyice tanımlanmıştır.

(13) Yeni trafik formülasyonu, aktüel gözlemlerle kalitatif uyum halindeki hız/hacim eğrilerini önceden tahmin edebilmektedir. Ayrıca aşağı ve yukarı şişebounları vasıtasıyla bu eğrilerin karakteristiklerinin açıklamasını yapabilmektedir.

(14) Yeni trafik formülasyonu, herhangi bir hız-yoğunluk eğrisi olmaksızın serbest akımdan tıkanıklığa kadar trafik davranışlarının tüm aralıklarını içermektedir. Gerçekte, bir hız-yoğunluk eğrisi kavramı yeni trafik formülasyonu için tutarsız bir kavramdır.

(15) Bu çalışmada geliştirilen simülasyon modeli yaygın hale gelen, pik saatlerdeki durumu ve şişeboununda trafik sıkışıklığını hafifletmedeki rölatif etkileri ortaya koymak üzere kullanılmıştır. Bu sonuçlar bir tek duruma, daralan bir yol kesimine (şişeboununa) aittir. Sabit bir talep ve homojen bir trafik akımı ile inceleme yapılmıştır. İleriki araştırmalarda, dinamik simülasyon daha kompleks trafik durumları altında ve kuyruklanma sistemleri için de kullanışlıdır. Bu çalışmadaki simülasyon modelinde, sıkışık iş saatleri ve pik saatlerdeki kuyruklanmanın analizi incelenmiştir.

(16) Otoyollardaki yol bakım çalışması şişebounu, gerekli hız adaptasyonu ve sürücüler için gerekli gözlem mesafesi nedeni ile trafik akımını bozar. Şişebounundaki kapasiteye gelince, bu davranış, büyük zaman

aralıklarının dağılımı ile tarif edilebilir. Zaman aralık dağılımları başlıca seçilen trafik düzen metoduna, daraltılmış şerit genişliğine, birbirini takip eden taşıt çiftlerinin kombinasyonuna ve gözlem noktasının pozisyonuna bağlıdır. Deneysel zaman aralık dağılımları, parametreleri benzer şekilde hesaplanabilen Beta dağılımı yardımı ile, matematiksel olarak hesaplanabilir. Model fonksiyonu umulan değer, varyans, eğrilir ve daha düşük dağılım sınırları ile ilgili deneysel dağılımlarla uyum halindedir. Yol bakım çalışması şişeboynuna yakın alanda ikili tıkanıklık durumunda kapasitenin hesabı, şişeboynundan önceki trafik hacmi ile ortalama ölçüler zaman aralığına içeren iki terimli ilerleme fonksiyonunun kabulünden gerçekleştirilebilir. Hesaplanan trafik hacimleri, gerçekte ölçülen taşıt sayısı ile hoşnut edici şekilde uyumluluk göstermektedir.

(17) Başlangıç koşulları, tek şeridi kapalı iki şeritli bir otoyoldaki kısa dönem yol bakım sitesinde ve iki site üzerindeki şişeboyundaki trafik akımının analizi üzerine tahmin edilmiştir. Çalışma bölgesinin 1500 m şişeboyu yukarı akımında, trafik akımı hala etkilenmemiştir. Şerit değişimi prosesi, nispeten geç (çalışma bölgesinden 9 m yukarıda) ve yüksek hacimlerde, daha erken (1250 m) başlar. Çalışma bölgesinin başlangıcından 300 m yukarıda taşıtların %95'i şerit değişimini tamamlamıştır. Ortalama hız, çalışma bölgesine yaklaşıldıkça, 20-30 km/st. azalır ve çalışma bölgesinin başlangıcında arzu edilen 70 km/st.'ye varır. Zaman ve konum olarak ortalama hız, akım ve yoğunluğun kademeli profili kapasite azalmasını açıklamakta yetersiz kalmaktadır. Trafik akımında kamyonların etkisi nispeten küçüktür. Kapasite profilinin tahmini (serbest akımda, akım-yoğunluk eğrisinin genelleştirilmiş hali), şişeboyunun pozisyonunu gösterir. Bu, çalışma bölgesine yakın veya çalışma bölgesi boyuncadır (-300 m'den, + 550m'ye). Mikroskobik mertebede daha detaylı araştırma, kapasite azalmasını açıklayabilmek için yayılma teorisine gereksinim duymaktadır.

ÇÖZÜM

$$k = 3 \quad u_1 = 34 \text{ km/st.}$$

$$u = 0 \quad \rightarrow \quad u = 119 - 0.01 k^2 \quad ; \quad 0 = 119 - 0.01 k^2 \quad \rightarrow \quad k = 109 \text{ ts/ka}$$

EK: SAYISAL ÖRNEKLER VE ÇÖZÜMLERİ

ÖRNEK 1:

Bir karayolundaki trafik akımlarının iyi bir yaklaşımla;

$$\begin{aligned} u &= 94 \text{ km/st.} & k &\leq 50 \text{ tş./km} \\ u &= 119 - 0.01 k & k &\geq 50 \text{ tş./km} \end{aligned}$$

bağıntıları ile temsil edilebileceği bilinmektedir.

(a) Bu akımın serbest hızını (u_f), tıkanma yoğunluğunu (k_f) bulunuz.

(b) Bu akım için hız-yoğunluk ($u-k$) ve akım-yoğunluk ($q-k$) eğrilerini çiziniz.

(c) Bu akım için ($q-k$ bağıntısını kullanarak) optimum hız (u_m), optimum yoğunluk (k_m) ve kapasiteyi ($q_m = c$) hesaplayınız.

(d) Bu bağlantıların geçerli olduğu yolda, $k = 40$ tş./km yoğunlukta akan bir trafik akımı, $u = 40$ km/st. hızla gitmekte olan bir kamyonu yetiştir ise bu akımdaki durumu inceleyiniz (kamyonu geçemediklerine göre).

(e) Bu kamyonun arkasında oluşacak kuyruğun uzunluğunu, ilk taşıtın kamyonu yakalamasından 5 dak. sonrası için bulunuz.

(f) Bu kamyon ilk taşıtın kendisine yetişmesinden 5 dak. sonra yolu terk ederse ve kamyonun arkasında oluşan kuyruk kamyonun yolu terk etmesinden sonra optimum hızla (u_m) dağılırsa, kuyruğun dağılmasında oluşan durumu inceleyiniz. Kuyruğun ne kadar sürede dağılacağını bulunuz.

(g) Optimum hızdan (u_m), serbest hıza (u_f) geçerken (bu akımın kamyonu yetişmesinden önceki koşullara dönmesi) oluşacak şok dalgasını (yaklaşık) taşıtların optimum hızda (u_m) ve serbest hızda (u_f) birlikte aynı davranışı gösterdikleri kabulü ile bulunuz.

ÇÖZÜM

$$\begin{aligned} (a) \quad k &= 0 & u_f &= 94 \text{ km/st.} \\ (b) \quad u &= 0 & \rightarrow u &= 119 - 0.01 k^2 \quad ; \quad 0 = 119 - 0.01 k^2 \rightarrow k = 109 \text{ tş./km} \end{aligned}$$

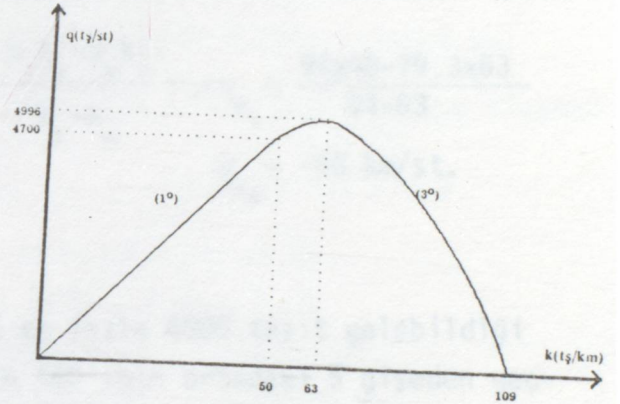
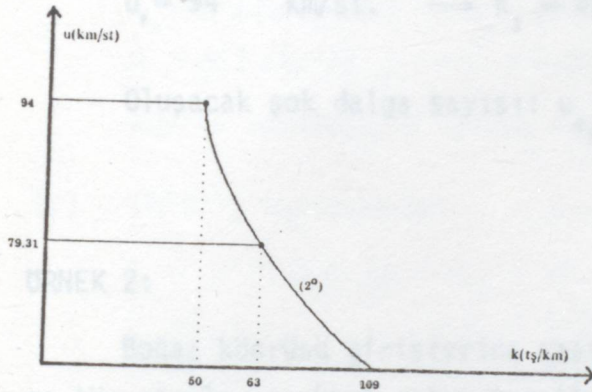
$$(b,c) \quad q = u \cdot k \rightarrow k \leq 50 \text{ tş/km} \rightarrow q = 94 \text{ k}$$

$$k \geq 50 \text{ tş/km} \rightarrow q = 119 \text{ k} - 0.01 \text{ k}^3$$

$$\frac{dq}{dk} = 0 \rightarrow \frac{dq}{dk} = 119 - 3 \times 0.01 \times k^2 = 0 \rightarrow k = 63 \text{ tş./km}$$

$$k_m = 63 \text{ tş./km} \rightarrow u_m = 119 - 0.01 \times 63^2 \rightarrow u_m = 79.31 \text{ km/st.}$$

$$c = q_m = k_m \cdot u_m \rightarrow c = 63 \times 79.31 \rightarrow c = 4996 \text{ tş./st.}$$



$$(d) \quad k = 40 \text{ tş./km} \rightarrow u = 94 \text{ km/st.}$$

$$u = 40 \text{ km/st.} \rightarrow 40 = 119 - 0.01 \text{ k}^2 \rightarrow k = 89 \text{ tş./km}$$

Bu iki akımın birleştiği yerde, şok oluşur. Bu durumda şok dalga hızı,

$$u_w = \frac{u_2 k_2 - u_1 k_1}{k_2 - k_1} \rightarrow u_w = \frac{40 \times 89 - 94 \cdot 40}{89 - 40} = 4.08 \text{ km/st.}$$

Akma ters yönde kuyruk $u_w = 4.08 \text{ km/st.}$ hızla büyür.

(e) Kamyonun arkasında 5 dak.'da oluşacak kuyruk; 5 dak. içinde kamyonun gittiği x_k mesafesi ve kuyruğun akım yukarı yöndeki dalga hızıyla şişmesiyle oluşan x_d mesafesinin toplam boyudur.

$$x_{\text{kuyruk}} = x_k + x_d \rightarrow x_{\text{kuy.}} = 40 \times \frac{5'}{60'} + 4.08 \times \frac{5'}{60'} = 3.6733 \text{ km}$$

Kuyruktaki maksimum taşıt sayısı : $N_{\text{max.}} = 3.6733 \times 89 = 327$ taşıttır.

(f) Kamyon yoldan ayrılınca şok dalgası hızı u_{d2} ise, (kuyruk optimum koşullar altında dağıldığına göre):

$$(a) \quad u_m = 79.31 \text{ km/st.} \rightarrow k_m = 63 \text{ tş./km}$$

$$u_{d_2} = \frac{u_m k_m - u_2 k_2}{k_m - k_2} \rightarrow u_{d_2} = \frac{79.31 \times 63 - 40 \times 89}{63 - 89} = -55.22 \text{ km/st.}$$

$$(b) \quad \text{Kuyruğun dağılıma süresi: } t_d = \frac{N/k_2}{u_{d_2} - u_{d_1}} \rightarrow t_d = \frac{327/89}{-55.22 - 4.08} = 0.0718 \text{ st.}$$

$$t_d \cong 4.3 \text{ dak.}$$

$$(g) \quad u_m = 79.31 \text{ km/st.} \rightarrow k_m = 63 \text{ tş./km}$$

$$u_f = 94 \text{ km/st.} \rightarrow k_1 = 40 \text{ tş./km}$$

$$\text{Oluşacak şok dalga sayısı: } u_{d_3} = \frac{u_1 k_1 - u_m k_m}{k_1 - k_m} \rightarrow u_{d_3} = \frac{94 \times 40 - 79.3 \times 63}{40 - 63}$$

$$u_{d_3} = -40 \text{ km/st.}$$

ÖRNEK 2:

Boğaz köprüsü girişlerine saatte en fazla 6000 taşıt gelebildiği ve tüm gişeler açıkken gelen taşıtların %60'ının ortadaki 5 gişeden geçtiği bilinmektedir. Bu gişelerden ortalama 4.5 sn.'de bir taşıt geçtiğine ve varyansı 3 sn. olduğuna göre,

(a) Gelişler ve gişelerden geçişler düzenli ise kuyruklanmayı inceleyiniz.

(b) Gelişler ve gişelerden geçişler rastgele ise kuyruklanmayı inceleyiniz.

(c) Gelişler rastgele, gişelerden geçişler düzenli ise kuyruklanmayı inceleyiniz.

NOT: Bir taşıt boyu ortalama 8 m (önündeki açıklık içinde), köprü çıkışından gişelere olan uzaklık 120 m kabul edilirse, eğer kuyruk uzayan kuyruk ise, kuyrukların köprüye kadar uzayıp köprüyü tıkayıp tıkamadıklarını ve kuyruğun ilk başlamasından sonra köprüye kadar yığılma için geçecek süreyi (tahmini) bulunuz.

ÇÖZÜM :

$$6000 \times 0.60 = 3600 \text{ tş./st.} - 5 \text{ gişe} \rightarrow 3600/5 = 720 \text{ tş./st.} - \text{gişe}$$

$$\lambda = 720/60 \times 60 = 0.200 \text{ tş./sn.} - \text{gişe gelişine}$$

$$\mu = 1/4.5 = 0.222 \text{ tş./sn.} - \text{gişe gidişler}$$

- (a) (D/D/1) kuyruklanması $\mu > \lambda \rightarrow$
 Ortalama bekleme süresi : $\bar{\omega} = 4.5$ sn.
 Kuyrukta bulunan taşıt sayısı: $L_q = 0$ (kuyruk oluşmaz)
 Sistemde bulunan taşıt sayısı: $L = 1$ (sistemin uzunluğu)

- (b) (M/M/1) kuyruklanması

$$L = \lambda / (\mu - \lambda) \rightarrow L = 0.200 / (0.222 - 0.200) = 900 \text{ araç}$$

$$\bar{v} = 1 / (\mu - \lambda) \rightarrow \bar{v} = 1 / (0.222 - 0.200) = 45 \text{ sn, (Sis. Harç. Ort. süre)}$$

$$L_q = \lambda^2 / [\mu(\mu - \lambda)] \rightarrow L_q = (0.200) / [0.222(0.222 - 0.200)] = 8.1 \text{ taşıt}$$

$$\bar{\omega}_q = \lambda / [\mu(\mu - \lambda)] \rightarrow \bar{\omega}_q = 0.200 / [0.222(0.222 - 0.200)] = 40.5 \text{ sn.}$$

Kuyruk uzunluğu: $8 \text{ tş.} \times 8 \text{ m} = 64 \text{ m} + 8 \text{ m} = 72 \text{ m} < 120 \text{ m}$ kuy. köprüye ulaşmaz

- (c) (M/D/1) kuyruklanması $\rho = \lambda / \mu \rightarrow \rho = 0.200 / 0.222 = 0.9$

$$L_q = \rho^2 / [2(1 - \rho)] \rightarrow L_q = (0.9) / [2(1 - 0.9)] = 4.05$$

$$L = L_q + \rho \rightarrow L = 4.05 + 0.90 = 4.95 \cong 5.00$$

$$\bar{\omega}_q = L_q / \lambda \rightarrow \bar{\omega}_q = 4.05 / 0.200 = 20.2 \text{ sn.}$$

$$v = \bar{\omega} + 1 / \mu \rightarrow v = 20.2 + 1 / 0.222 = 24.75 \text{ sn.}$$

Kuyruk boyu: $5 \times 8 = 40 \text{ m} < 120 \text{ m}$ kuyruk köprüye ulaşmaz.

ÖRNEK 3:

İstanbul çevreyolunda 50 km/st. hızla akan trafikte, kapasiteye ulaşıldığı ve bunun 6000 tş./st. olduğu bilinmektedir. Bu yolda tıkanma yoğunluğu 300 tş./km ve GREENSHIELDS doğrusal u-k bağıntısı geçerli ise;

- (a) Serbest hızı bulunuz. Ana eğrilerin bağıntısını yazınız.
 (b) Bu yola 50 km/st. hızla, kapasitesi 4000 tş./st., tıkanma yoğunluğu 200 tş./km olan bir yol katılmaktadır. Bu katılan yoldaki serbest hızı da bulunuz.

(c) Çevre yolundan 4000 tş./st. gelirken, katılan yoldan da 2000 tş./st. bir trafik akımı çevre yoluna gitmek isterse;

- (i) Her iki yoldaki trafik akımlarının durumlarını, birleşmeden öncesi için inceleyiniz (akım özelliklerini bulunuz).
 (ii) Akımlar birleştikten sonra oluşan akımın durumunu inceleyiniz (akım özelliklerini bulunuz).

(iii) Bu akımların, tam birleştikleri yerde, her akım için ayrı ayrı birleşme olmadan önceki durumlarından sonraki durumlarına geçişlerini inceleyiniz.

ÇÖZÜM: $k_{t_1} = 300 \text{ tş./km}$; $u_{m_1} = 50 \text{ km/st.}$ $c_1 = q_{m_1} = 6000 \text{ tş./st.}$

$$u = u_f (1 - k/k_t) \quad q = k \cdot u$$

$$k_{m_1} = q_{m_1} / u_{m_1} \rightarrow k_{m_1} = 6000/50 = 120 \text{ tş./km}$$

$$u_{f_1} = u_{m_1} / (1 - k_{m_1} / k_{t_1}) \rightarrow u_{f_1} = 50 / [1 - (120/300)] = 83.33 \text{ km/st.}$$

$$u = 83.33(1 - k/300); \quad q = 83.33 k(1 - k/300)$$

(b) $k_{t_2} = 200 \text{ tş./km}$ $u_{m_2} = 50 \text{ km/st.}$ $c_2 = q_{m_2} = 4000 \text{ tş./st.}$

$$k_{m_2} = q_{m_2} / u_{m_2} \rightarrow k_{m_2} = 4000/50 = 80 \text{ tş./km}$$

$$u_{f_2} = u_{m_2} / (1 - k_{m_2} / k_{t_2}) \rightarrow u_{f_2} = 50 / [1 - (80/200)] = 83.33 \text{ km/st.}$$

(i) 1. yolda, $4000 = 83.33 k_1 (1 - k_1/300) \rightarrow k_1 = 60 \text{ tş./km}$, $k_1' = 240 \text{ tş./km}$
 $u_1 = 4000/60 \rightarrow u_1 = 66.67 \text{ km/st.}$

2. yolda; $2000 = 83.33 k_2 (1 - k_2/200) \rightarrow k_2 = 28 \text{ tş./km}$, $k_2' = 172 \text{ tş./km}$
 $u_2 = 2000/28 \rightarrow u_2 = 71.40 \text{ km/st}$

(ii) $q_3 = q_2 + q_1 \rightarrow q_3 = 4000 + 2000 = 6000 \text{ tş./st}$

$$6000 = 83.33 k_3 (1 - k_3/300) \rightarrow k_3 = 120 \text{ tş./km}, \quad k_3' = 180 \text{ tş./km}$$

$$u_3 = 6000/120 \rightarrow u_3 = 50 \text{ km/st}$$

(iii) $q_1 = 4000 \text{ tş./st.} + q_2 = 2000 \text{ tş./st.} \rightarrow q_3 = 6000 \text{ tş./st.}$

$$k_1 = 60 \text{ tş./st.} + k_2 = 28 \text{ tş./km} \rightarrow k_3 = 120 \text{ tş./km}$$

$$u_1 = 66.67 \text{ km/st.} + u_2 = 71.40 \text{ km/st} \rightarrow u_3 = 50 \text{ km/st.}$$

Çevre yolu şok dalga hızı

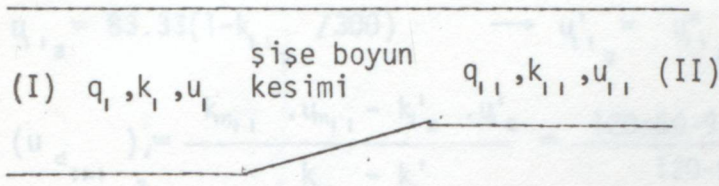
$$u_{3,1} = \frac{u_3 k_3 - u_1 k_1}{k_1 - k_2} \rightarrow u_{3,1} = \frac{50 \times 120 - 66.67 \times 60}{120 - 60} = 33.3 \text{ km/st.}$$

Katılan yol şok dalga hızı

$$u_{3,2} = \frac{u_3 k_3 - u_2 k_2}{k_3 - k_2} \quad u_{3,2} = \frac{50 \times 120 - 71.40 \times 28}{120 - 28} = 38.48 \text{ km/st.}$$

ÖRNEK 4:

GREENSHIELDS MODELİ



$$\begin{aligned}
 q_{m_1} &= 8000 \text{ tş./st.} \\
 k_{m_1} &= 160 \text{ tş/km} \\
 u_{m_1} &= 50 \text{ km/st.} \\
 k_{11} &= 400 \text{ tş./km} \\
 q_{m_{11}} &= 6000 \text{ tş./st.} \\
 k_{m_{11}} &= 120 \text{ tş./km} \\
 u_{m_{11}} &= 50 \text{ km/st} \\
 k_{11} &= 300 \text{ tş./km}
 \end{aligned}$$

$$q = k \cdot u$$

$$u = u_f (1 - k/k_f)$$

$$q = k \cdot u_f (1 - k/k_f) \rightarrow u_{f_1} = u_{f_{11}} = 83.33 \text{ km/st.}$$

$$u_1 = 83.33(1 - k_1/400); \quad q_1 = k_1 \cdot 83.33(1 - k_1/400)$$

$$u_{11} = 83.33(1 - k_{11}/300); \quad q_{11} = k_{11} \cdot 83.33(1 - k_{11}/300)$$

$$(1^\circ) q_1 < c_{11} = q_{m_{11}} \quad q_{11} = 5000 \text{ tş./st.}$$

$$5000 = k_{11} \cdot 83.33(1 - k_{11}/400)$$

$$k_{11}^2 - 400k_{11} + 24000 = 0 \rightarrow k_{11}' = 326.5 \text{ tş/km}; \quad k_{11}'' = 73.5 \text{ tş/km}$$

$$u_{11}' = 83.33(1 - k_{11}'/400) \rightarrow u_{11}' = 15.31 \text{ km/st}; \quad u_{11}'' = 68.02 \text{ km/st}$$

$$5000 = k_{111} \cdot 83.33(1 - k_{111}/300)$$

$$k_{111}^2 - 300k_{111} + 18000 = 0 \rightarrow k_{111}' = 217 \text{ tş/km}; \quad k_{111}'' = 83 \text{ tş/km}$$

$$u_{111}' = 83.33(1 - k_{111}'/300) \rightarrow u_{111}' = 23.05 \text{ km/st}; \quad u_{111}'' = 60.28 \text{ km/st}$$

$$\begin{aligned}
 q_{11} < c_{11} < c_1 \quad \text{için} \quad k_{11}'' < k_{111}'' \quad \text{ve} \quad u_{11}'' > u_{111}'' \quad \text{olur} \\
 \text{veya} \quad (k_{11}' > k_{111}' \quad \text{ve} \quad u_{11}' < u_{111}') \quad \text{olabilir.}
 \end{aligned}$$

$$(u_{111}) = \frac{k_{111}'' \cdot u_{111}'' - k_{11}'' \cdot u_{11}''}{k_{111}'' - k_{11}''} = \frac{83 \times 60.28 - 73.5 \times 68.02}{83 - 73.5} = 0.3968 \text{ km/st}$$

$$(2^\circ) q_1 = c_{11} = q_{m_{11}} \quad q_{12} = 6000 \text{ tş/st}$$

$$6000 = k_{12} \cdot 83.33(1 - k_{12}/400)$$

$$k_{12}^2 - 400k_{12} + 28801 = 0 \rightarrow k_{12}' = 94 \text{ tş/km}; \quad k_{12}'' = 306 \text{ tş/km}$$

$$u_{12}' = 83.33(1 - k_{12}'/400) \quad u_{12}' = 63.75 \text{ km/st}; \quad u_{12}'' = 19.58 \text{ km/st}$$

$$6000 = k_{11_2} \cdot 83.33(1 - k_{11_2} / 300)$$

$$k_{11_2}^2 - 300 k_{11_2} + 21600 = 0 \quad \rightarrow \quad k_{11_2}' = k_{11_2}'' = 120 \text{ t\$/km} = k_{m_{11}}$$

$$u_{11_2} = 83.33(1 - k_{11_2} / 300) \quad \rightarrow \quad u_{11_2}' = u_{11_2}'' = 50 \text{ km/st} = u_{m_{11}}$$

$$(u_{d_{11_2}})_{,2} = \frac{k_{m_{11}} \cdot u_{m_{11}} - k_{11_2}' \cdot u_{11_2}'}{k_{m_{11}} - k_{11_2}'} = \frac{120 \times 50 - 94 \times 63.75}{120 - 94} = 0.2885 \text{ km/st}$$

$$(3^\circ) \quad q_1 > c_{11} = q_{m_{11}} \quad q_{11_3} = 7000 \text{ t\$/st}$$

$$7000 = k_{11_3} \cdot 83.33(1 - k_{11_3} / 400)$$

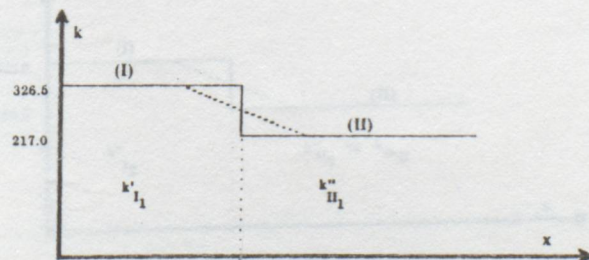
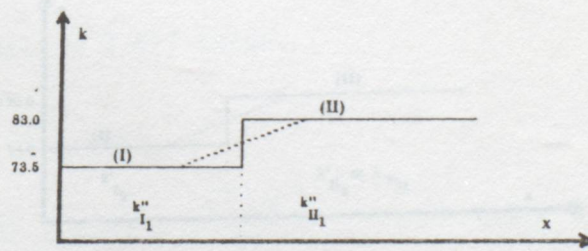
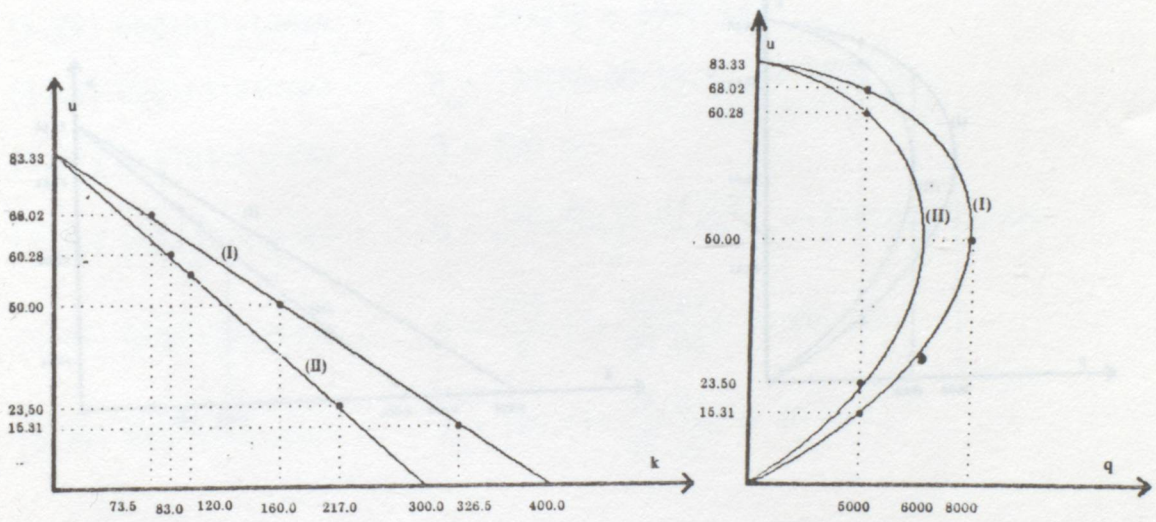
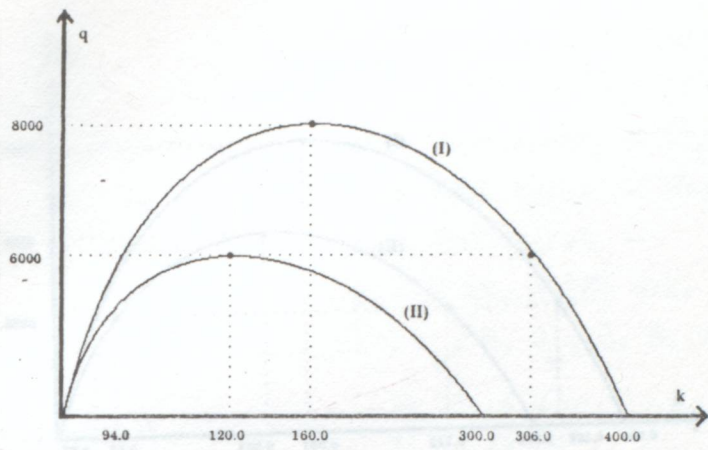
$$k_{11_3}^2 - 400 k_{11_3} + 33601 = 0 \quad \rightarrow \quad k_{11_3}' = 180 \text{ t\$/km} ; \quad k_{11_3}'' = 280 \text{ t\$/km}$$

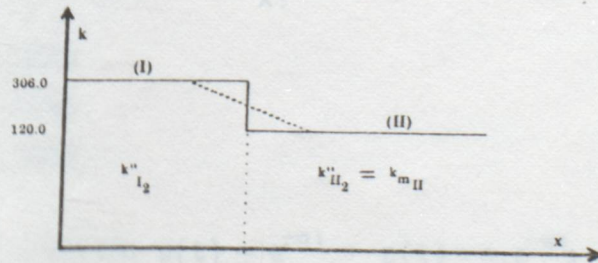
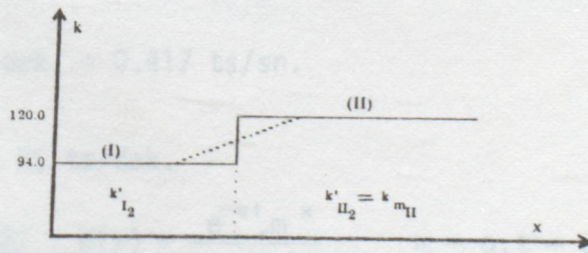
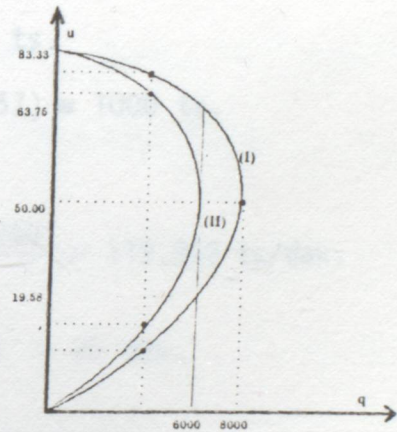
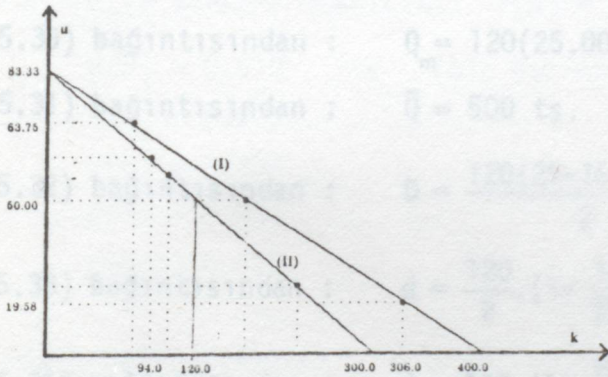
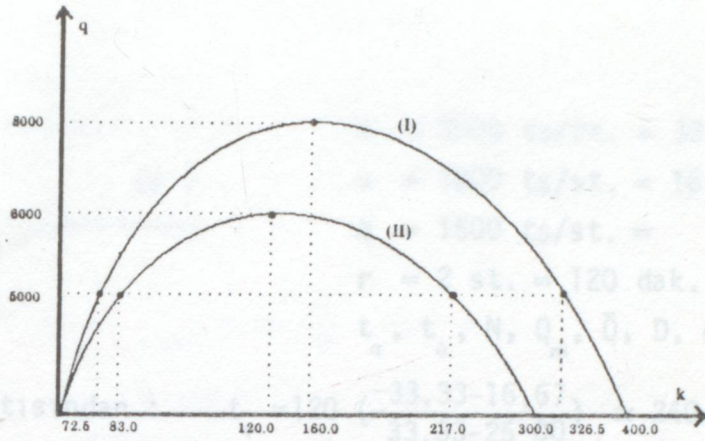
$$u_{11_3} = 83.33(1 - k_{11_3} / 400) \quad \rightarrow \quad u_{11_3}' = 25 \text{ km/st} ; \quad u_{11_3}'' = 58.33 \text{ km/st}$$

$$7000 = k_{11_3} \cdot 83.33(1 - k_{11_3} / 300)$$

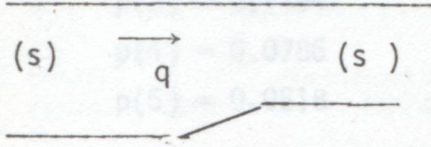
$$k_{11_3}^2 - 300 k_{11_3} + 25201 = 0 \quad \rightarrow \quad k_{11_3}' = \text{Gerçek kök yok, sanal kök var}$$

$$u_{11_3} = 83.33(1 - k_{11_3} / 300) \quad \rightarrow \quad u_{11_3}' =$$





ÖRNEK 5:5



$$s = 2000 \text{ tş/st.} = 33.33 \text{ tş/dak.}$$

$$s = 1000 \text{ tş/st.} = 16.67 \text{ tş/dak.}$$

$$q = 1500 \text{ tş/st.} = 25 \text{ tş/dak.}$$

$$r = 2 \text{ st.} = 120 \text{ dak.}$$

$$t_q, t_o, N, Q_m, \bar{Q}, D, d, d_m =$$

$$(5.28) \text{ bağıntısından : } t_q = 120 \left(\frac{33.33 - 16.67}{33.33 - 25.00} \right) \cong 240 \text{ dak.}$$

$$t_o = 240 - 120 = 120 \text{ dak.}$$

$$(5.29) \text{ bağıntısından : } N = 25 \times 240 = 6000 \text{ tş.}$$

$$(5.30) \text{ bağıntısından : } Q_m = 120(25.00 - 16.67) \cong 1000 \text{ tş.}$$

$$(5.31) \text{ bağıntısından : } \bar{Q} = 500 \text{ tş.}$$

$$(5.32) \text{ bağıntısından : } D = \frac{120(25 - 16.67)240}{2} = 119.952 \text{ tş/dak.}$$

$$(5.33) \text{ bağıntısından : } d = \frac{120}{2} \cdot \left(1 - \frac{16.67}{25.00} \right) \cong 20 \text{ dak.}$$

$$(5.34) \text{ bağıntısından : } d_m = 120 \cdot \left(1 - \frac{16.67}{25.00} \right) \cong 40 \text{ dak.}$$

ÖRNEK 6:

$$q = 25 \text{ tş/dak.} = 0.417 \text{ tş/sn.}$$

$$t = 1 \text{ dak.}$$

$$m = 25 \times 1 = 25 \text{ tş/dak.}$$

$$\text{- POISSON DAĞILIMI : } p(x) = \frac{e^{-qt} \cdot m^x}{x!} \quad m = q \cdot t = s^2$$

$$p(20) = 0.0519$$

$$p(25) = 0.0795$$

$$p(30) = 0.0454$$

$$\text{- NEGATİF ÜSSEL DAĞILIM: } p(t) = e^{-qt} \rightarrow p(t) = q \cdot e^{-qt}; \quad m = 1/q; \quad s^2 = 1/q^2$$

KAYNAKLAR

$$p(1) = 0.2748$$

$$p(t) = 0.10 \rightarrow t = 3.42 \text{ sn.}$$

$$p(2) = 0.1811$$

$$p(t) = 0.20 \rightarrow t = 1.76 \text{ sn.}$$

$$p(3) = 0.1194$$

$$p(t) = 0.30 \rightarrow t = 0.79 \text{ sn.}$$

$$p(4) = 0.0786$$

$$p(5) = 0.0518$$

- KRİTİK ARALIK: $T_{kr} = m - \frac{1}{2} q \cdot s^2 \rightarrow$

$$m = 1/0.417 = 2.398$$

$$s^2 = 1/0.417^2 = 5.751$$

$$T_{kr} = 2.398 - \frac{1}{2} 0.417 \times 5.751 = 1.20 \text{ sn.}$$

$$q = 0.417 \text{ tş/sn.}$$

- n ARALIK BEKLEME OLASILIĞI: $P(n) = (1 - e^{-qT}) \cdot e^{-qT}$

$$P(0) = 0.610 \rightarrow (\text{hiç beklemeden girme olasılığı})$$

$$P(1) = 0.239$$

$$P(2) = 0.094$$

$$P(3) = 0.037$$

$$P(4) = 0.015$$

- ORTALAMA GECİKMELER : $\bar{w} = (e^{qT} - 1 - qT)/q = 0.357 \text{ sn.}$

- DARALAN ŞERİDİN KAPASİTESİ:

$$Q_2 = \frac{q_1 (1 - a \cdot q_1)}{e^{q_1(T-a)} (1 - e^{-bq_1})}$$

$$q_1 = 0.417/2 = 0.2085 \text{ tş/sn.}$$

$$T = 1.20 \text{ sn.}$$

$$a = 0$$

$$b = 0$$

$$Q_2 = \frac{0.2085}{0.2085 \times 1.20} = 0.162 \text{ tş/sn.} \rightarrow 585 \text{ tş/sn.}$$

KAYNAKLAR

- [1] NATIONAL ACADEMY OF SCIENCES. NATIONAL RESEARCH COUNCIL, Highway Capacity Manual 1965, Çev. C.Cahit YALGIN, Bayındırlık Bakanlığı, Karayolları Genel Müdürlüğü, 219.
- [2] HAIGT, F.A., Mathematical Theories of Traffic Flow. Academic Press, New York, 1974.
- [3] DREW, D.R., Traffic Flow Theory and Control, Mc Graw-Hill, New York, 1968.
- [4] KUTLU, K. Trafik Tekniği, İ.T.Ü., Yayın No.1018, 2.baskı, 1975.
- [5] ASHTON, W.D., The Theory of Road Traffic Flow, Methuen, London, 1966.
- [6] INOSE, H. ve HAMADA, T., Road Traffic Flow, University of Tokyo, 1975.
- [7] HALD, A., Statistical Theory With Engineering Applications, John-Wiley, 2.baskı, New York, 1955.
- [8] OLIVER, R.M., Distribution of Gaps and Blocks in Traffic Stream, Operational Research, 3(2), 1962.
- [9] TANNER, J.C., A Theoretical Analysis of Delays at an Uncontrolled Intersection, Biometrika, 49(1-2), 1962.
- [10] TOLLE, J.E., The Lognormal Headway Distribution Model. Traf. Eng. Cont., 13(1), 1971.
- [11] LOGAN, N.B., Traffic Behaviour at Intersections, RRL, basılmamış teknik not, TN 429, Crowthorne, 1969.
- [12] OWENS, D., Flow Measurement at a Number Uncontrolled T-Junctions. RRL, Report, LR 171, Crowthorne, 1968.
- [13] RAFF, M.S. ve HART, J.W., A Volume Warrant for Urban Stop Signal, The ENO Foundation, Saugatuck, 1950.
- [14] MILLER, A.J., A Note on The Analysis of Gap-Acceptance in Traffic. Appl. Statist., 23(1), 1974
- [15] ASHWORTH, R., Gap Acceptance at an Uncontrolled Intersection Traf. Eng. Cont., 7(3), 1966.
- [16] BLUNDEN, W.R., CLISSOLD, C.M. ve FISHER, R.B., Distribution of Acceptance Gaps for Crossing and Turning Manoeuvres, Australian RRB, 1(11), 1962.
- [17] DREW, D.R., Traffic Flow Theory and Control, Mc Graw-Hill, New York, 1968.

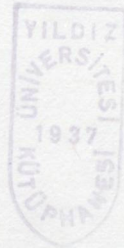
- [18] ASHWORTH, R., Models of Gap Acceptance by Queues at Intersections., Traf. Eng. Cont., 19(4), 1978.
- [19] BLACKMORE, F.C., Capacity of Single Level Intersections., TRRL, LR 356 Crowthorne, 1970.
- [20] COOPER, D.F., ve WENNEL, J., Models of Gap Acceptance by Queues at Intersections. Traf. Eng. Cont. 19(4), 1978.
- [21] SALTER, R.J., Highway Traffic Analysis and Design, Mc Millan Press, London, 1976.
- [22] COOPER, D.F. ve FERGUSON, N., Traffic Studies at T-Junction 2-A Conflict at Simulation Model. Traf. Eng. Cont. 17(7), 1976.
- [23] FORPE, M.C. ve BIRSE, R.M., The Use of Time-Lapse Cinematography for The Moving Car Observed Method. Traf. Eng. Cont., 18(3), 1977.
- [24] ASHWORTH, R., A Note on The Analysis of Gap-acceptance in Traffic. Appl. Statist., 23(1), 1978.
- [25] ADAMS, J., A Study of Traffic Conflict at Six Intersections, TRRL, Crowthorne, 1973.
- [26] WEBSTER, F.V., ve WARDEOP, J.G., Capacity of Urban Intersections., 6th Int. Study Week in Traffic Eng., Salzburg, 1962.
- [27] UMAR, F., Yol İnşaatı Dersleri, İ.T.Ü., Yayın No. 957, İst.1973.
- [28] UMAR, F., Yolların Kapasitesi, İ.T.Ü., İst.1951.
- [29] YAYLA, N., Hemzemin Kavşakların Kapasitesi, İ.T.Ü. Dergisi, 33(2), 1975.
- [30] TANNER, J.C., The Capacity of Uncontrolled Intersection, RRL, TN 155, Crowthorne, 1967.
- [31] OECD, Research Group, Capacity of at Grade Junctions, RR/TS/74, Final Report, Paris, 1974.
- [32] UBER, C.B., Start-up Times and Queue Acceptance of Large Gaps at T-Junctions, Traf.Eng.Cont., 19(4), 1978.
- [33] PEARSON, R.H. ve FERRERI, M.G., Operational Study Schuykill Expresway, HRB, Bulletin, Washington, 1961.
- [34] Highway Capacity Manual, HRB, Special Rep. 87, Washington D.C., 1965.
- [35] NORDQUIST. S., The Concept of Practical Capacity of an Intersection, 6th Int. Study Week in Traf.Eng., Salzburg, 1962.

- [36] SALTER, R.J., Capacity of Priority Intersection, *Traf. Eng. Cont.*, 9(7), 1968.
- [37] SALTER, R.J., A Simulation of Traffic Flow at Priority Intersections, *J.Inst. Munic. Eng.*, 98(9), 1971.
- [38] COOPER, D.F., SMITH, W. ve BROADIE, V., Traffic Studies at T-Junctions, 1- The Effect of Approach Speed on Merging Gap Acceptance, *Traf. Eng. Cont.* 17(6), 1976.
- [39] WHITE, J.A., SCHMIDT, J.W. ve BENNET, G.K., Analysis of Queueing Systems, Academic Press, London, 1975.
- [40] LITTLE, J.D.C., A Proof for the Queueing Formula $L = \lambda.W$, *Operational Research*, 9(3), 1961.
- [41] STIHAM, S., A Last Word on $L = \lambda.W$, *Operational Research*, 22(2), 1974.
- [42] FREDERICK, S.H. ve GERALD, J.L., *Operation Research*. Holden-Day, San Fransisco, 1976.
- [43] PHILIPS, D.T., RAVINDRAN, A. ve SOLDBERG, J.J., *Operation Research*, John-Willey, New York, 1976.
- [44] *Transportation and Traffic Engineering Handbook*, I.T.E., Prentice-Hall, New Jersey, 1976.
- [45] GEDİZLİOĞLU, E., Denetimsiz Kavşaklarda Yanyol Sürücülerinin Davranışlarına Göre Pratik Kapasite Saptaması İçin Bir Yöntem, *İ.T.Ü. Müh. Mim. Fak., Doktora Tezi*, 1979.
- [46] HOMBURGER, S.H., KEEFER, L.E. ve Mc GREATH, W.R. *Transportation and Traffic Engineering Handbook*, 2. baskı, Prentice-Hall, Inc., New Jersey 07632.
- [47] WARDROP, J.G., Some Theoretical Aspects of Road Traffic Research. *Proc. Inst. Civ. Eng. Pt. 11(2)*, 1952.
- [48] GEDİZLİOĞLU, E., *Trafik Akımı Kuramı Ders Notları*, Y.Ü., İst., 1989.
- [49] GREENSHIELDS, B.D., A Study of Traffic Capacity. *Proc. Highw. Bd.*, 14, 1935.
- [50] GREENBERG, H., An Analysis of Traffic Flow, *Oper. Res.*, 7(1), 1959.
- [51] UNDERWOOD, R.T., Speed, Volume and Density Relationships, in *Quality and Theory of Traffic Flow*, Bureau of Highway Traffic, Yale Uni., New Haven, Conn., 1961.
- [52] PIPES, L.A., Car-Following Models and the Fundamental Diagram of Road Traffic, *Transport Res.*, 1(1). 1967.

- [53] MUNJAL, P.K., Propagation of On-Ramp Density Perturbations on Unidirectional and Two-and Three-Lane Freeways, *Transport Res.*, 5(4), 1971.
- [54] DREW, D.R., Deterministic Aspects of Freeway Operations and Control Freeway Characteristics, Operations and Accidents, *Highway Res. Rec.*, 99, Washington, D.C., 1965.
- [55] DRAKE, J.S., SCHOFER, J.L. ve MAY, A.D.Jr., A Statistical Analysis of Speed Density Hypothesis, Traffic Flow Characteristics, *Highway Res. Rec.*, Washington, D.C., 1967.
- [56] EDIE, L.C., Car-Following and Steady-State Theory for Non-Congested Traffic, *Oper. Res.*, 9(1), 1961.
- [57] PIPES, L.A., Hydrodynamic Appr.-Part 2: An Introduction to Traffic Flow Theory, Spec. Report 79, Highway Research Board, Washington D.C., 1961.
- [58] WOHL, M. ve MARTIN, B.V., Traffic System Analysis for Engineers and Planners., Mc Graw-Hill, 1967.
- [59] GERLOUGH, D.L. ve HUBER, M.J., Traffic Flow Theory, Spec. Report 165, Transportation Research Board, Washington D.C., 1975.
- [60] WATTLEWORTH, J.A., Traffic Flow Theory in Transportation and Traffic Engineering Handbook., Prentice Hall, Englewood Cliffs. N.S., 1976.
- [61] ASHTON, W.D., The Theory of Road Traffic Flow, New York, Wiley, 1966.
- [62] COOPER, R.B., Introduction to Queueing Theory, Mc Millan, New York, 1972.
- [63] HUTCHINSON, T.P., Delay at a Fixed Time Signal II: Numerical Comparisons of Some Theoretical Expressions. *Transport. Sci.* 6(3), 1972.
- [64] MAY, A.D., Traffic Flow Theory, The Traffic Engineers Challenge, 1967.
- [65] MAY, A.D. ve KELLER, H.E.M., A Deterministic Queueing Model, *Transport Res.*, 1, 1967.
- [66] Mc NEIL, D.R., Growth and Dissipation of a Traffic Jam, *Transport. Res.*, 3, 1966.
- [67] HELLEY, W., Urban Systems Models, Polytechnic Institute of New York, Brooklyn., Academic Press, 1975.
- [68] ROSS, P., Traffic Dynamics, *Transp. Res.*, 22(13), 1988.

- [69] LIDTHILL, M.J. ve WHITHAM, C.B., On kinematic waves II.A Theory of Traffic Flow on Long Crowded Roads. Proc. Royal Society, London A 229, 1955.
- [70] GREENSHIELDS, B.D., A Study of Traffic Capacity Proc. Highway Res. Board, 1934.
- [71] PAYNE, H.S., Models of Freeway Traffic and Control Simulation Councils Proc. 1, California, 1961.
- [72] AKIVA, M.B., CYNA, M. ve DE PALMA, A., Dynamic Model of Peak Period Congestion., Transp. Res., B Vol. 18 B, 1984.
- [73] KRAFT, C. ve WOHL, M., New Directions for Passenger Demand Analysis and Forecasting. Transp. Res. 1(3), 1967.
- [74] COSSLET, S., Demand Model Estimation and Validation, Urban Travel Demand Forecasting Project, Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley, 1977.
- [75] SMALL, K., The Scheduling of Consumer Activities: Work Trips. The Am. Econ. Rev. 72(3), 1987.
- [76] ABKOWITZ, M., The Impact of Service Reliability on Work Travel Behavior, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology.
- [77] HENDRICKSON, C. ve KOCUR, G., Schedule Delay and Departure Time Decisions in a Deterministic Model Transp. Sci., 15, 1981.
- [78] DE PALMA, A. ve LEFEVRE, C., Individual Decision Making in Dynamic Collective System, J.Math. Socio., 9, 1983.
- [79] DE PALMA, A., BEN-AKIVA, M., LEFEVRE, C. ve LITINAS, N., Stochastic Equilibrium Model of Peak Period Traffic Congestion, Transp. Sci. 15, 1983.
- [80] CYNA, M., Congestion and Schedule Delay S.M. Thesis Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology.
- [81] BMV (Bundesminister für Verkehr), Abteilung Strassenbau, Richtlinien für die Sicherung von Arbeitsstellen an Strassen. (RSA). Bonn, 1980.
- [82] RESSEL, W., Traffic Flow and Capacity at Work Sites on Freeways. Highway Capacity and Level of Service, Brannolte, 1991.
- [83] PAPENDRECHT, J.H. ve SHUURMAN, H., Bottlenecks on Freeways: Traffic Operational Aspects of Roadworks. Highway Capacity and Level of Service, Brannolte, 1991.

- [84] BOTMA, H., Roadworks: Masoscopic Aspects of The Traffic Process (in Dutch) Delft University of Technology Faculty of Civil Engineering.
- [85] MUHLHANS, E., Mathematische Beschreibung der Ankunftsverteilung in Eisenbahnbetrieb., In: Eisenbahntechnische Rundschau, ETR (28), 1979.
- [86] SACHS, L., Angewandte Statistik, Sechste Auflage, Berlin, 1984.
- [87] NEUMANN, K., Operations Research Verfahren, Band II, München, 1977.
- [88] KOCH, K., Parameterschaetzung und Hypothesen-tests. in Linearen Modellen, Bonn, 1980.



02560813

Yıldız Üniversitesi, İstanbul'da bulunan bir üniversitedir. 1937 yılında kurulmuş ve İstanbul'da bulunan bir üniversitedir. Yıldız Üniversitesi, İstanbul'da bulunan bir üniversitedir. 1937 yılında kurulmuş ve İstanbul'da bulunan bir üniversitedir. Yıldız Üniversitesi, İstanbul'da bulunan bir üniversitedir. 1937 yılında kurulmuş ve İstanbul'da bulunan bir üniversitedir.

Ö Z G E Ç M İ Ş

Fatih TURAN, 1968 yılında İstanbul'da dünyaya gelmiştir. İlk ve orta öğrenimini İstanbul'un muhtelif okullarında tamamladıktan sonra 1985 yılında Haydarpaşa Lisesini bitirmiştir. Aynı yıl İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği bölümüne girmiş ve 1989 yılında İnşaat Mühendisi olarak lisans eğitimini tamamlamıştır. Ardından Y.Ü. İnşaat Mühendisliği Bölümü Ulaştırma Programında yüksek lisans eğitimine başlamıştır. Yüksek lisans esnasında bir müddet özel bir şirkette proje mühendisi olarak çalıştıktan sonra, 1990 yılının ikinci yarısından itibaren İ.T.Ü. Sakarya Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Ulaştırma Ana Bilim Dalı'nda Araştırma Görevlisi olarak göreve başlamıştır. Halen bu görevini sürdürmektedir.

