

Na prawach rękopisu  
Do użytku służbowego

INSTYTUT INŻYNIERII LĄDOWEJ  
POLITECHNIKI WROCŁAWSKIEJ

**Modelowanie ruchu w sieci ulic  
w warunkach ograniczonej  
przepustowości skrzyżowań**

**Seria: PRE nr 2/2007**

Krzysztof Gasz

Praca doktorska

Słowa kluczowe:  
przepustowość wlotów podporządkowanych,  
rozkład ruchu na sieć transportową,  
szeregi czasowe, modele ARIMA.

Promotor: prof. dr hab. inż. Antoni Szydło

WROCŁAW 2007

*Serdeczne podziękowania Panu prof. dr hab. inż. Antoniemu Szydło  
za kierowanie pracą, opiekę naukową  
oraz cenne uwagi udzielone podczas pisania niniejszej pracy.*

## SPIS TREŚCI

Oznaczenia stosowane w pracy .....	6
1. WPROWADZENIE .....	9
2. TEZY, CEL I ZAKRES PRACY .....	12
3. PRZEGLĄD METOD MODELOWANIA RUCHU .....	15
3.1. Modelowanie ruchu miejskiego .....	15
3.2. Rozkład ruchu na sieć transportową.....	17
3.3. Modelowanie ruchu na skrzyżowaniach bez sygnalizacji świetlnej .....	19
3.4. Modele ruchu w arterii .....	21
3.5. Podsumowanie .....	22
4. CHARAKTERYSTYKA SZEREGÓW CZASOWYCH I MODELI ARIMA.....	24
4.1. Wprowadzenie.....	24
4.2. Definicja szeregu czasowego .....	24
4.3. Charakterystyka stacjonarnych szeregów czasowych.....	25
4.4. Operatory stosowane przy analizie szeregów czasowych.....	26
4.5. Modele autoregresji.....	26
4.6. Modele średniej ruchomej .....	27
4.7. Mieszane modele autoregresji i średniej ruchomej .....	27
4.8. Procesy ARIMA .....	28
4.9. Budowanie modeli stochastycznych .....	29
4.10. Prognozowanie wartości szeregów czasowych .....	29
4.11. Podsumowanie .....	32
5. BADANIA SYMULACYJNE RUCHU NA SKRZYŻOWANIACH Z PIERWSZEŃSTWEM PRZEJAZDU W SYTUACJI ZATŁOCZENIA NA JEZDNI GŁÓWNEJ .....	33
5.1. Wprowadzenie.....	33

5.2. Badanie losowych parametrów ruchu .....	35
5.2.1. Odstępy czasu pomiędzy pojazdami jadącymi w kolumnie.....	36
5.2.2. Odstępy czasu pomiędzy ruszającymi pojazdami .....	41
5.2.3. Odstępy czasu pomiędzy pojazdami poruszającymi się w kolejce .....	45
5.2.4. Graniczne odstępy czasu .....	48
5.2.5. Odstęp czasu $t_f$ .....	53
5.2.6. Odstępy czasu pomiędzy zgłoszeniami pieszych do przejścia przez jezdnię .....	55
5.2.7. Prędkość pieszych na przejściu przez jezdnię.....	58
5.2.8. Udzielanie pierwszeństwa pieszym.....	60
5.2.9. Udzielanie pierwszeństwa pojazdom z wlotów podporządkowanych .....	63
5.3. Model symulacyjny ruchu na skrzyżowaniu z pierwszeństwem przejazdu .....	64
5.3.1. Opis modelu .....	64
5.3.2. Generatory liczb losowych.....	68
5.3.3. Parametry modelu .....	69
5.3.4. Struktura modelu symulacyjnego.....	71
5.3.5. Wyniki badań symulacyjnych .....	79
5.3.6. Weryfikacja modelu symulacyjnego.....	85
5.4. Podsumowanie .....	86
<b>6. OKREŚLENIE METODY OBLICZANIA PRZEPUSTOWOŚCI RELACJI</b>	
<b>    PODPORZĄDKOWANYCH W SYTUACJI ZATŁOCZENIA NA JEZDNI GŁÓWNEJ</b>	<b>88</b>
6.1. Wprowadzenie.....	88
6.2. Metoda obliczania przepustowości wlotów podporządkowanych.....	89
6.3. Weryfikacja metody .....	100
6.4. Podsumowanie .....	105
<b>7. ROZKŁAD RUCHU W OTOCZENIU SKRZYŻOWAŃ Z OGRANICZONĄ</b>	
<b>    PRZEPUSTOWOŚCIĄ.....</b>	<b>106</b>
7.1. Wprowadzenie.....	106
7.2. Opis i wyniki badań.....	107
7.3. Model rozkładu ruchu na sieć transportową .....	113
7.3.1. Zależność pomiędzy długością kolejki a stratą czasu .....	113
7.3.2. Dobór zmiennych objaśniających i estymacja zależności.....	115
7.3.3. Zasięg wpływu skrzyżowania umożliwiającego rezygnację z zatłoczonej trasy .	118
7.3.4. Wpływ widoczności .....	120
7.4. Zmienność udziałów kierowców wybierających alternatywną trasę .....	121

7.5. Weryfikacja modelu rozkładu ruchu na sieć transportową.....	124
7.6. Podsumowanie .....	127
<b>8. MODELOWANIE RUCHU NA SKRZYŻOWANIU Z UWZGLĘDNIENIEM ZMIAN W CZASIE .....</b>	<b>128</b>
8.1. Identyfikacja parametrów modeli ARIMA .....	128
8.1.1. Opis badań.....	128
8.1.2. Proces zgłoszeń pojazdów podczas sygnału zielonego.....	133
8.1.3. Proces zgłoszeń pojazdów podczas sygnału czerwonego .....	134
8.1.4. Proces opisujący zgłoszenia pojazdów w cyklu.....	135
8.1.5. Proces opisujący wyjazdy pojazdów ze skrzyżowania .....	137
8.1.6. Długość kolejki na wlocie skrzyżowania .....	139
8.2. Modelowanie długości kolejki na wlotach skrzyżowania za pomocą ARIMA .....	142
8.3. Prognozowanie długości kolejki na wlocie skrzyżowania.....	147
8.4. Podsumowanie .....	151
<b>9. PODSUMOWANIE I WNIOSKI .....</b>	<b>153</b>
<b>LITERATURA.....</b>	<b>155</b>

## Oznaczenia stosowane w pracy

Do najważniejszych oznaczeń stosowanych w pracy należą:

- $a_t$  – składnik losowy szeregu czasowego,
- $B$  – operator przesunięcia wstecz,
- $C^{CL}$  – przepustowość relacji lewoskrętnej z wlotu podporządkowanego C [P/h],
- $C^{DP}$  – przepustowość relacji prawoskrętnej z wlotu podporządkowanego D [P/h],
- $c_t$  – liczba pojazdów w cyklu  $t$  dołączająca się z wlotów podporządkowanych do kolejki na jezdni głównej [P],
- $D_t$  – szereg czasowy opisujący wyjazdy ze skrzyżowania z sygnalizacją świetlną podczas sygnału zielonego,
- $d$  – liczba różnicowań szeregu czasowego,
- $d$  – średnia strata czasu doświadczana przez kierowcę przy długości kolejki  $K$  [s/P],
- $d_t$  – liczba pojazdów, która w danym cyklu  $t$  opuściła skrzyżowanie z sygnalizacją świetlną [P],
- $\Delta t_0$  – odstęp czasu pomiędzy pojazdami przekraczającymi linię zatrzymania na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną [s],
- $\Delta t_{przej}$  – średni czas przejazdu pojazdów przez przekrój w kolejce [s],
- $\Delta t_{rusz}^L$  – średni odstęp pomiędzy pojazdami ruszającymi w kolejce zależny od odległości od linii zatrzymania [s],
- $\varepsilon^t$  – składnik losowy w modelu rozkładu ruchu na sieć transportową,
- $F$  – operator przesunięcia naprzód,
- $F_t$  – szereg czasowy opisujący dojazd pojazdów podczas cyklu,
- $f_L$  – współczynnik uwzględniający wpływ pojemności powierzchni akumulacji dla relacji lewoskrętnej [-],
- $f_{ip}$  – współczynnik uwzględniający różny rozkład pieszych na przejściach w obrębie skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu [-],
- $\varphi$  – parametr modelu autoregresyjnego [-],
- $\varphi(B)$  – operator autoregresji,
- $G$  – długość sygnału zielonego [s],
- $G_e$  – długość efektywnego sygnału zielonego [s],
- $G_t$  – szereg czasowy opisujący dojazd pojazdów podczas sygnału zielonego,

$g_t$	– liczba pojazdów, jaka przyjechała na badany wlot w cyklu $t$ podczas sygnału zielonego [P],
$K$	– długość kolejki na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną [P],
$K_t$	– szereg czasowy opisujący długość kolejki na początku cyklu,
$L$	– odległość przekroju w kolejce pojazdów od linii zatrzymania [m],
$L_{ss}$	– odległość od linii zatrzymania skrzyżowania z sygnalizacją świetlną do skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu [m],
$l_o, l_c, l_{cp}$	– przeciętna długość w kolejce samochodu osobowego, ciężarowego oraz ciężarowego z przyczepą [m],
$l_p$	– przeciętna długość pojazdu w kolejce [m],
$m$	– estymator wartości średniej,
$n$	– liczba pojazdów z kolejki przejeżdżających przez skrzyżowanie z pierwszeństwem przejazdu w jednym cyklu [P],
$n_0$	– liczba pojazdów opuszczających wlot skrzyżowania z sygnalizacją podczas jednego cyklu z jednego pasa ruchu [P],
$n_T^{CL}$	– liczba pojazdów relacji lewoskrętnej z wlotu C dołączających się do kolejki podczas jednego cyklu [P],
$n_T^{DP}$	– liczba pojazdów relacji prawoskrętnej z wlotu D dołączających się do kolejki podczas jednego cyklu [P],
$P^{ak}$	– pojemność powierzchni akumulacji dla relacji lewoskrętnej [P],
$P_{zw}$	– długość pasa ruchu zwalnianego przez pojazdy opuszczające skrzyżowanie z sygnalizacją podczas jednego cyklu [m],
$p$	– liczba parametrów autoregresyjnych modelu ARIMA,
$p^{poj}$	– prawdopodobieństwo udzielenia pierwszeństwa pojazdom z wlotów podporządkowanych [-],
$Q^{Piesi}$	– natężenie pieszych przechodzących przez jezdnię główną [Ps/h],
$q$	– liczba parametrów średniej ruchomej modelu ARIMA,
$\Theta$	– parametr modelu średniej ruchomej [-],
$\Theta(B)$	– operator średniej ruchomej,
$R_t$	– szereg czasowy opisujący dojazd pojazdów podczas sygnału czerwonego,
$r_t$	– liczba pojazdów, jaka przyjechała na dany wlot w cyklu $t$ podczas sygnału czerwonego [P],
$Sz_t$	– operator sumowania,

---

$s$	– estymator odchylenia standardowego,
$T$	– długość cyklu [s],
$t_{al}$	– czas jazdy alternatywną trasą [s],
$t_f$	– odstęp czasu pomiędzy pojazdami wyjeżdżającymi z kolejki [s],
$t_g$	– graniczny odstęp czasu [s],
$t_k$	– czas postoju w kolejce sięgającej analizowanego skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu [s],
$u^a(d)$	– udział kierowców wybierających alternatywną trasę na danym skrzyżowaniu przy średniej stracie czasu $d$ [-],
$u^a(K)$	– udział kierowców wybierających alternatywną trasę na danym skrzyżowaniu przy długości kolejki $K$ [-],
$u_t^a(K)$	– udział kierowców wybierających alternatywną trasę na analizowanym skrzyżowaniu przy długości kolejki na jezdni głównej $K$ dla chwili $t$ [-],
$u_o, u_c, u_{cp}$	– udziały w ruchu samochodów osobowych, ciężarowych i ciężarowych z przyczepą [-],
$u_t$	– liczba pojazdów w cyklu $t$ odłączająca się od kolejki pojazdów na jezdni głównej [P],
$\tilde{z}_t$	– odchylenie wartości szeregu czasowego od wartości średniej $\mu$ ,
$\bar{z}$	– estymator wartości średniej szeregu czasowego,
$\nabla$	– operator różnicowy wstecz.



## 1. WPROWADZENIE

Badania ruchu prowadzone w miastach różnej wielkości wskazują na ciągły wzrost zjawiska zatłoczenia sieci ulicznej (kongestii). U podłoża tego zjawiska leży wiele czynników. Można do nich zaliczyć [100]: wzrost ruchliwości mieszkańców, wzrastający popyt na transport indywidualny, brak sukcesywnego rozwoju sieci oraz infrastruktury ulicznej, powolne realizowanie postulatów racjonalnej polityki transportowej, opartej o założenia polityki zrównoważonego rozwoju. Czynniki te będą nasilać się w kolejnych latach, prowadząc do coraz większych problemów transportowych. W większych miastach Polski praca transportowa wykonana przez ruch samochodowy jest już ponad dwukrotnie większa od pracy wykonywanej środkami transportu publicznego [77]. Transportem drogowym przewożone jest 80 % towarów oraz 56 % pasażerów [151].

Obecnie zjawisko zatłoczenia sieci ulicznej można zauważyć przede wszystkim podczas okresów szczytowych. Nierzadko zdarza się, że w pewnych obszarach miasta zjawisko zatłoczenia motoryzacyjnego występuje przez znaczny okres doby [70]. W wyniku pogarszających się warunków ruchu może następować zmiana zachowań komunikacyjnych. Zmiana ta może objawiać się poprzez zmianę wyboru czasu podróży, rezygnację z podróży lub ograniczenie jej długości, rezygnację z podróży własnym samochodem na rzecz komunikacji zbiorowej [100]. Jednak bardzo trudnym procesem jest zmiana nawyków kierowców, zwłaszcza do rezygnacji z podróży własnym samochodem i wyboru środka komunikacji zbiorowej. Znaczna część kierowców jest dużo bardziej skłonna wybrać inny czas podróży, zmienić trasę podróży lub nawet zrezygnować z podróży niż przesiąść się do komunikacji zbiorowej.

Zjawisko zatłoczenia sieci ulicznej dodatkowo nasila brak dostatecznej sieci drogowej (zwłaszcza ulic o układzie obwodowym), gwałtowny wzrost inwestycji drogowych oraz ciągle niski stopień wyposażenia ulic w infrastrukturę techniczną [35]. W największych miastach Polski liczba skrzyżowań z sygnalizacją świetlną sięga kilkuset [41] (Warszawa – 557, Kraków, Wrocław – ok. 180, Poznań – 238), podczas gdy dla miast zachodnich o przybliżonej wielkości liczba skrzyżowań wyposażonych w sygnalizacje świetlne jest większa od tysiąca.

Zjawisko zatłoczenia motoryzacyjnego widoczne jest przede wszystkim na pewnych ciągach komunikacyjnych, gdzie przepustowość jest znacznie ograniczona. Choć przepustowość tych samych elementów stopniowo wzrasta przez akceptowanie mniejszych odstępów czasu [17, 48], to jednak wzrost natężenia ruchu postępuje dużo szybciej.

Są to tzw. „wąskie gardła” systemu. Mogą być trwałe (zweżenie jezdni, ograniczenie liczby pasów ruchu) lub tymczasowe (wypadek drogowy, roboty w pasie drogowym).

Oprócz ciągów komunikacyjnych ograniczoną przepustowość mogą mieć również skrzyżowania drogowe, zwłaszcza te wyposażone w sygnalizacje świetlne. O ograniczonej przepustowości skrzyżowania możemy mówić, gdy jego przepustowość jest znacznie mniejsza od przepustowości ciągów komunikacyjnych doprowadzających do tego skrzyżowania. Efektem ograniczonej przepustowości skrzyżowania jest występująca kolejka pojazdów na wlotach tego skrzyżowania. Nierzadko kolejka ta występuje przez znaczną część doby [70]. Zasięg występowania kolejki często sięga kilkuset metrów. Ponieważ skrzyżowania takie występują przede wszystkim w centralnych obszarach miast, gdzie sieć uliczna jest wyjątkowo gęsta, a nie każde skrzyżowanie wyposażone jest w sygnalizację świetlną prowadzi to nieraz do sytuacji, że kolejka pojazdów na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną przebiega przez inne skrzyżowania, ale bez sygnalizacji świetlnej. Do takiej kolejki pojazdów na jezdni głównej na skrzyżowaniu z pierwszeństwem przejazdu mogą dołączać się pojazdy z wlotów podporządkowanych, których dołączanie powoduje dodatkowe straty czasu dla pojazdów w kolejce poza tym skrzyżowaniem. Obecnie brak jest metody określania przepustowości wlotów podporządkowanych, gdzie na drodze głównej utrzymuje się kolejka pojazdów.

Ponieważ skrzyżowania o ograniczonej przepustowości występują przede wszystkim w centralnych obszarach miast pojawia się dodatkowo problem pieszych oraz wpływu pieszych na przepustowość elementów sieci transportowej. Prędkości pojazdów na zatłoczonej drodze głównej są stosunkowo niskie, więc piesi wykorzystują mniejsze odstępy czasu pomiędzy pojazdami, aby przejść na drugą stronę jezdni. W przypadku niewielkiej prędkości potoku ruchu na jezdni głównej również o wiele częściej korzystają z uprzejmości kierowców, udzielającym im pierwszeństwa przejścia. Wpływ tego zjawiska nie został do tej pory zbadany.

Również w wyniku zbyt dużych strat czasu związanych z postojem w kolejce część kierowców jest skłonna zrezygnować z planowanej trasy przejazdu, na której występuje kolejka pojazdów wywołana ograniczoną przepustowością skrzyżowania z sygnalizacją świetlną i wybrać alternatywną trasę. Rezygnacja następuje poprzez wyłączenie się z potoku ruchu na jezdni głównej na jednym ze skrzyżowań, przez które przebiega kolejka pojazdów. Rezygnacji z zamierzonej trasy dokonać można również na skrzyżowaniu, przez które aktualnie nie przebiega kolejka pojazdów, ale na wysokości którego kolejka pojazdów jest dobrze widoczna.

Większość prac, nie tylko związanych z inżynierią ruchu, opisuje zjawiska w sposób statyczny. W inżynierii ruchu podaje się wartości natężeń w godzinie szczytu. Dla tych wartości oblicza się średnie straty czasu czy długość występującej kolejki. W rzeczywistości jednak zjawiska związane z ruchem zmieniają się w sposób ciągły i przedstawienie ich jako zmiennych w czasie daje lepsze odzwierciedlenie sytuacji rzeczywistej. Przedstawienia zjawiska zmiennego w czasie można dokonać za pomocą procesów stochastycznych lub szeregów czasowych. Natomiast do opisu zależności pomiędzy kolejnymi wartościami szeregu czasowego służą modele ARIMA (*Auto-Regressive Integrated Moving Average*). W języku polskim nazwa ta tłumaczona jest jako Scałkowane Procesy Autoregresji i Średniej Ruchomej.

Długość kolejki pojazdów występującej na wlocie skrzyżowania może być przedstawiona za pomocą szeregu czasowego. Wykorzystanie modelu ARIMA do procesu opisującego długość kolejki pozwala na krótkoterminowe prognozowanie sytuacji, jaka będzie w rejonie skrzyżowania za niewielki odstęp czasu. Zagadnienie to jest szczególnie istotne przy wdrażaniu systemów zarządzania ruchem [41, 43]. Jednym z podsystemów tego systemu jest podsystem dostarczający informację podróżnym o warunkach ruchu. Podsystem ten dostarcza podróżnym informacji o bieżących warunkach ruchu. Najczęściej jednak dostarcza informacji o warunkach ruchu, jakie będą w danym miejscu za pewien czas, kiedy podróżny znajdzie się w tym miejscu [43]. Modele ARIMA określające długość kolejki doskonale nadają się do tej roli.

## 2. TEZY, CEL I ZAKRES PRACY

W świetle przedstawionych we wstępie zjawisk sformułowano następujące tezy pracy.

- Ruch pieszy przecinający jezdnię główną w obrębie skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu, gdzie na jezdni głównej występuje kolejka pojazdów, wpływa na zwiększenie przepustowości wlotów podporządkowanych.
- Rozkład ruchu na sieć transportową w okolicy skrzyżowania z ograniczoną przepustowością można opisać jako proces zmienny w czasie, zależny od długości kolejki na wlocie tego skrzyżowania.
- Elementy szeregu czasowego opisującego długość kolejki na wlocie skrzyżowania z ograniczoną przepustowością są względem siebie skorelowane; można je przedstawić za pomocą modelu ARIMA.

Celem pracy jest opracowanie modeli ruchu pojazdów w warunkach zatłoczenia sieci transportowej. W pracy opracowano trzy modele. Pierwszy model dotyczy określenia przepustowości wlotów podporządkowanych, gdy na jezdni głównej występuje kolejka pojazdów. Model ten uwzględnia współistnienie ruchu kołowego oraz pieszego na skrzyżowaniach z pierwszeństwem przejazdu. Drugi model określa zjawisko rezygnacji z trasy, na której występuje kolejka pojazdów i wybór alternatywnej trasy podczas wykonywania podróży. Trzeci model opisuje długość kolejki na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną jako proces zmienny w czasie. Wykorzystuje on szeregi czasowe oraz modele ARIMA. Powyższe modele opracowano na podstawie wyników badań ruchu przeprowadzonych we Wrocławiu, Opolu i Krakowie. Weryfikację modeli przeprowadzono na rzeczywistych obiektach we Wrocławiu, Krakowie i Katowicach.

Praca składa się z dziewięciu rozdziałów. Rozdział pierwszy jest wprowadzeniem. Omówiono w nim celowość wyboru tematyki badań oraz przedstawiono praktyczne walory pracy.

W rozdziale drugim przedstawiono tezy, cel oraz określono zakres pracy.

W rozdziale trzecim zaprezentowano przegląd metod modelowania ruchu. Przedstawiono kompleksowy model ruchu miejskiego ze szczególnym uwzględnieniem rozkładu ruchu na sieć transportową. Dokonano również przeglądu istniejących metod obliczania przepustowości skrzyżowań bez sygnalizacji świetlnej. Zwrócono uwagę na braki w poszczególnych modelach.

W rozdziale czwartym scharakteryzowano szeregi czasowe. Omówiono definicję szeregu czasowego oraz ważniejsze operatory stosowane w analizie szeregów czasowych.

Przedstawiono różne typy modeli ARIMA, zarówno stacjonarnych, jak i niestacjonarnych. Zaprezentowano również metody prognozowania szeregów czasowych, ze szczególnym wyróżnieniem metody wykorzystującej modele ARIMA.

W rozdziale piątym wykonano badania symulacyjne na skrzyżowaniu z pierwszeństwem przejazdu, gdzie na jezdni głównej występuje kolejka pojazdów wywołana obecnością w pobliżu skrzyżowania z sygnalizacją świetlną o ograniczonej przepustowości. Przeprowadzono pomiary ruchu określające parametry ruchu pojazdów w obrębie występowania kolejki pojazdów (odstęp czasu pomiędzy ruszającymi pojazdami, odstęp czasu pomiędzy pojazdami poruszającymi się w kolejce, skłonność kierowców do udzielania pierwszeństwa pieszym na przejściu dla pieszych, skłonność kierowców do udzielania pierwszeństwa pojazdom z wlotów podporządkowanych). Dokonano również pomiarów parametrów ruchu pieszego (odstęp czasu pomiędzy zgłoszeniami pieszych do przejścia dla pieszych, liczbę osób podczas poszczególnych zgłoszeń, prędkość pieszego na przejściu przez jezdnię). Powyższe pomiary ruchu przeprowadzono we Wrocławiu, Opolu i Krakowie. Opracowano model symulacyjny ruchu. Model ten wykonany został w programie Visual Basic for Application (VBA). Zbadano wpływ pieszych na przepustowość relacji podporządkowanych, wpływ różnego rozkładu pieszych na przejściach oraz wpływ pojemności powierzchni akumulacji dla relacji lewoskrętnej. Model symulacyjny został wykorzystany do wyznaczenia współczynnika uwzględniającego wpływ powierzchni akumulacji ( $f_L$ ) oraz wpływ pieszych  $n_{piesi}^D$  w modelu analitycznym.

W rozdziale szóstym przedstawiono metodę obliczania przepustowości relacji podporządkowanych dołączających się do kolejki pojazdów na jezdni głównej. Jest to metoda analityczna. Określono również dodatkowe parametry umożliwiające obliczenie przepustowości pozostałych relacji na wlotach podporządkowanych. Przeprowadzono weryfikację modelu na rzeczywistych obiektach we Wrocławiu i Katowicach.

W rozdziale siódmym określono rozkład ruchu pojazdów na poszczególne trasy w okolicy skrzyżowania z sygnalizacją świetlną o ograniczonej przepustowości. Przeprowadzono pomiary ruchu określające rezygnację z zamierzonej trasy przejazdu oraz wybór alternatywnej trasy na jednym ze skrzyżowań z pierwszeństwem przejazdu, przez które może przebiegać kolejka pojazdów przed skrzyżowaniem z sygnalizacją świetlną. Pomiary ruchu oraz weryfikację modelu przeprowadzono na obiektach we Wrocławiu i Krakowie. Sformułowano model regresyjny określający udział pojazdów wybierających alternatywną

trasę. Dokonano również analizy wpływu widoczności kolejki na wybór alternatywnej trasy przejazdu.

W rozdziale ósmym opisano długości kolejki jako proces zmienny w czasie za pomocą szeregów czasowych. Przeprowadzono identyfikację procesów opisujących dojazd do skrzyżowania z sygnalizacją świetlną, wyjazd ze skrzyżowania z sygnalizacją świetlną oraz długość kolejki na początku każdego cyklu. Badania szeregów czasowych wykonano na kilkudziesięciu wlotach skrzyżowań we Wrocławiu i Krakowie. Opracowano model opisujący długość kolejki w warunkach ograniczonej przepustowości skrzyżowania z sygnalizacją świetlną. Wykonano przykład prognozowania długości kolejki na wlocie skrzyżowania przy zastosowaniu modeli ARIMA.

Rozdział dziewiąty stanowi podsumowanie, w którym zawarto najważniejsze wnioski z przeprowadzonych badań.

### 3. PRZEGLĄD METOD MODELOWANIA RUCHU

#### 3.1. Modelowanie ruchu miejskiego

Klasyczne modelowanie ruchu miejskiego składa się z następujących modeli cząstkowych [120, 123]:

1. model powstawania ruchu,
2. model rozkładu przestrzennego ruchu,
3. model podziału ruchu na środki transportu,
4. model podziału ruchu na sieć transportową.

Pierwszym etapem klasycznego modelu ruchu jest modelowanie powstawania ruchu. Na tym etapie zostaje określona liczba podróży, jaka rozpoczyna się w każdym rejonie komunikacyjnym miasta. Metody modelowania powstawania ruchu można podzielić na dwie grupy:

- modele regresyjne,
- modele analizy kategorii osób.

Starsze są modele regresyjne. Opisują one za pomocą równań regresji wielkości potoków ruchu powstające w poszczególnych rejonach miasta [123].

Drugą grupę stanowią metody analizy kategorii osób. Polegają one na podziale społeczeństwa na odpowiednie kategorie cechujące się podobnymi zachowaniami komunikacyjnymi, a następnie wyznaczeniu dla każdej kategorii przeciętnych wartości wskaźników ruchliwości [71, 123].

Wyniki uzyskane z modelu powstawania ruchu są danymi wprowadzanymi do drugiego etapu kompleksowego modelu ruchu, jakim jest rozkład przestrzenny ruchu. Na tym etapie określana jest więźba ruchu, czyli potoki ruchu pomiędzy poszczególnymi rejonami komunikacyjnymi. Modele rozkładu przestrzennego można podzielić zasadniczo na dwie grupy [71]:

- modele ekstrapolacyjne,
- modele analityczne.

Modele ekstrapolacyjne wykorzystują jako dane pewne znane wcześniej macierze podróży oraz nowe wartości potencjałów przyjazdowych i wyjazdowych poszczególnych rejonów. Wśród tych modeli można wyróżnić modele oparte na wskaźnikach wzrostu oraz różne odmiany modeli Frataro [71]. Modele ekstrapolacyjne można stosować wyłącznie w warunkach względnej stabilizacji [103].

Pośród metod analitycznych najważniejsze znaczenie mają modele proporcjonalny, grawitacyjny oraz Lilpopa [103].

Do metod analitycznych rozkładu przestrzennego ruchu należą również metody pośrednich możliwości [3, 87]. Modele te zakładają, że liczba podróży pomiędzy strefą źródłową a strefą docelową jest proporcjonalna do ilości okazji w strefie docelowej i odwrotnie proporcjonalna do ilości okazji możliwych do uzyskania przed osiągnięciem strefy docelowej [45, 115, 148, 149]. W pracy [147] do opisu rozkładu przestrzennego został opracowany model splotowy.

Stosowane są również metody wyznaczania macierzy podróży na podstawie znajomości natężeń ruchu na poszczególnych odcinkach międzywęzłowych badanej sieci transportowej [83, 84, 111, 112, 113, 114, 144]. Budowa macierzy podróży na podstawie natężeń ruchu zastosowana jest również w programach symulacyjnych: SATURN, VISEM [77].

Otrzymane macierze rozkładu przestrzennego ruchu rozkłada się na środki transportu. Obecnie najczęściej stosowane do opisu rozkładu ruchu na środki transportu są modele oparte na teorii użyteczności. Funkcję użyteczności można scharakteryzować jako zbiorcze oszacowanie zalet i wad poszczególnych sposobów realizacji podróży. Ocena ta nie jest w pełni obiektywna, lecz częściowo bazuje na subiektywnym wyobrażeniu [124, 134]. Modele oparte na użyteczności różnią się między sobą założeniami co do rozkładu obiektywnej części użyteczności i składnika losowego, jak i sposobem zapisu matematycznego. Spośród wszystkich modeli opartych na teorii użyteczności do opisu rozkładu ruchu na środki transportu najczęściej stosowane są modele: logitowy [134], MNL (*Multinomial Logit*) [9, 10] oraz NL (*Nested Logit*) [9]. Szczegółowy przegląd metod podziału ruchu na środki transportu został przedstawiony w [134]. Opis czynników mających wpływ na wybór środka transportu przedstawiono w [127].

Ostatnim etapem klasycznego modelowania ruchu jest rozkład ruchu na sieć transportową. Etap ten zostanie szczegółowo przedstawiony w rozdziale 3.2.

Do opisu poszczególnych modeli cząstkowych stosuje się niekiedy nowe techniki, takie jak: teoria gier [5], algorytmy genetyczne [21, 37, 111], czy sieci neuronowe [44, 53, 96].

Klasyczny sposób modelowania ruchu miejskiego jest modelowaniem sekwencyjnym. Kolejno realizowane są poszczególne modele cząstkowe. Taki sposób modelowania nie uwzględnia współzależności pomiędzy poszczególnymi etapami. Pomiedzy poszczególnymi modelami cząstkowymi zachodzą sprzężenia zwrotne, które w istotny sposób mogą decydować o obciążeniu poszczególnych środków transportu czy elementów sieci komunikacyjnej [75]. Dla przezwyciężenia tych niedoskonałości poczyniono próby



połączenia poszczególnych modeli cząstkowych w jeden model [4, 19, 38, 52, 92, 95, 109]. W pracy [100] zajęto się problemem modelowania rozkładu ruchu ze zmiennym popytem.

Oprócz łączenia poszczególnych modeli cząstkowych w jeden model w ostatnich latach rozwinęła się teoria oparta na aktywności [67, 133, 135, 142]. Model ten nie skupia się na pojedynczych podróżach, jak modele przedstawione powyżej, lecz oparty jest na dobowym łańcuchu podróży wykonywanym przez poszczególne osoby, a łączącym wszystkie aktywności. Modelowanie ruchu w oparciu o teorię aktywności przedstawiono w pracach: [7, 8, 11, 46, 47, 143].

Przedstawione modele dotyczą powstawania ruchu, rozkładu przestrzennego ruchu oraz rozkładu ruchu na sieć transportową. Nie dotyczą rozkładu ruchu na sieć transportową, dlatego nie można ich wykorzystać w pracy.

### 3.2. Rozkład ruchu na sieć transportową

Rozkład ruchu na sieć transportową jest ostatnim modelem cząstkowym klasycznego modelowania ruchu miejskiego. Polega on na wyznaczeniu dla każdej pary rejonów jednej lub kilku tras przejazdu, a następnie wyznaczeniu dla każdej z nich wielkości potoków ruchu na danej trasie. Szukaniu najkrótszych tras w sieci transportowej poświęcone są prace [24, 29, 88]. Przegląd stosowanych funkcji oporu odcinka międzywęzłowego przedstawiono w pracy [65], w pracy [66] określono koszty podróży w miejskiej sieci drogowej, natomiast w pracy [98] przedstawiono funkcje strat na połączeniach stosowane podczas dynamicznej równowagi. Najbardziej znaną funkcją strat jest funkcja BPR (*Bureau of Public Roads*) [65, 107].

Istnieje wiele metod określania rozkładu ruchu na sieć transportową. Metody te określają głównie rozkład ruchu indywidualnego (samochodów osobowych) na sieć transportową, chociaż stosowane są również do określania rozkładu ruchu pieszego [59, 60], czy środków komunikacji zbiorowej [79, 80, 99, 129]. W pracy [152] zajęto się problemem rozkładu i optymalizacji ruchu wynikającym z zamknięć ulic.

Do najważniejszych modeli rozkładu ruchu na sieć transportową można zaliczyć następujące metody:

- metodę „wszystko albo nic”,
- metodę „k najtańszych połączeń”,
- metodę rozkładu ruchu z uwzględnieniem przepustowości,
- metodę kwantową,

- model równowagi,
- model stochastycznej równowagi,
- model dynamicznej równowagi.

Metoda „wszystko albo nic” polega na wyznaczeniu dla każdej relacji rejon źródłowy – rejon docelowy najtańszej ścieżki łączącej te rejon, a następnie przydzielenie na nią całkowitego potoku pomiędzy tymi rejonami [71].

Metoda „k najtańszych połączeń” polega na wyznaczeniu dla każdej pary: źródło – cel podróży pewnej ustalonej liczby  $k$  najtańszych tras. Określenie liczby  $k$  przedstawiono w pracy [146]. Wartości potoków ruchu na poszczególnych trasach uzyskuje się zakładając rozkład odwrotnie proporcjonalny do kosztów na poszczególnych trasach [71].

Metoda rozkładu ruchu z uwzględnieniem przepustowości zakłada, że wszyscy podróżni starają się wybierać trasę najtańszą, jednak w przypadku, gdy staje się ona przeciążona wybierają kolejne ścieżki najtańsze [71].

W metodzie kwantowej macierz podróży dla szczytowego natężenia ruchu  $\mathbf{P}_{ij}$  dzielona jest na kilka lub kilkanaście macierzy składowych  $\mathbf{P}_{ij}^1, \dots, \mathbf{P}_{ij}^m$ , z których każda stanowi część (kwant) macierzy  $\mathbf{P}_{ij}$  [71]. Poszczególne macierze składowe rozkładane są na aktualnie najtańsze trasy przejazdu. Rozkładu dokonuje się w sposób iteracyjny.

Model równowagi jest metodą rozkładu ruchu na sieć transportową, która opiera się na drugiej zasadzie Wardropa [136]: „czasy podróży na wszystkich wykorzystywanych drogach są równe lub mniejsze od czasu podróży, jaki zużyłby pojazd pokonując dowolną inną drogę”. Założeniem modeli równowagi jest, że wszyscy podróżni posiadają dokładne informacje o kosztach podróży na poszczególnych trasach oraz, że jednakowo postrzegają koszt podróży daną trasą [66].

Model stochastycznej równowagi SUE (*Stochastic User Equilibrium*) [30] zakłada, że żaden podróżny nie wierzy, iż może poprawić własny czas przejazdu, gdy tylko on dokona zmiany trasy. W modelach SUE model równowagi jest rozszerzony przez włączenie losowych elementów do funkcji kosztów podróży celem zróżnicowania postrzegania kosztów podróży przez poszczególnych podróżnych [54, 105]. W zależności od rozkładu prawdopodobieństwa czynnika losowego można uzyskać modele logitowe [86, 89], lub probitowe [28, 90]. Metoda stochastycznej równowagi stosowana jest również do rozkładu ruchu pojazdów komunikacji zbiorowej [79, 80, 99, 129].

Model dynamicznej równowagi opiera się na następującej zasadzie: „dla każdej pary źródło – cel, w każdej chwili czasu, aktualne czasy podróży odczuwane przez podróżnych

odjeżdżających w tym samym czasie są równe i minimalne”. Oznacza to, że podróżni udający się do tego samego celu, a rozpoczynający swoją podróż w tym samym czasie, osiągną swojego celu jednocześnie [51]. W literaturze istnieje wiele różnorodnych podejść do sformułowania i rozwiązania modeli dynamicznej równowagi: [1, 6, 13, 20, 34, 39, 61, 64, 85, 125, 132]. W pracy [59] zastosowano modele dynamicznej równowagi do opisu rozkładu ruchu pieszego.

Większość z przedstawionych powyżej metod rozkładu ruchu na sieć transportową nie nadaje się do opisu zjawiska zmiennego w czasie. Metody posiadają również wiele wad, które w pełni nie odzwierciedlają sytuacji ruchowej w sieciach o ograniczonej przepustowości skrzyżowań.

### 3.3. Modelowanie ruchu na skrzyżowaniach bez sygnalizacji świetlnej

Od kilkudziesięciu lat skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu są obiektem badań. Badane są zachowania kierowców (graniczne odstępy czasu potrzebne do wykonania odpowiednich manewrów, odstępy pomiędzy pojazdami wyjeżdżającymi z wlotu podporządkowanego wykorzystującymi większe odstępy czasu w potoku nadrzędnym) [18, 62, 137]. Określana jest przepustowość wlotów podporządkowanych [16, 26, 58, 63, 93, 104]. Badane jest zjawisko dławienia ruchu [130]. W pracy [72] zamodelowano ruch na skrzyżowaniu jako proces stochastyczny.

W literaturze przedmiotu znanych jest wiele metod obliczania przepustowości skrzyżowań bez sygnalizacji świetlnej. Można je podzielić zasadniczo na dwie kategorie:

- metody empiryczne,
- metody teoretyczne.

Metody empiryczne opierają się na związkach pomiędzy geometrią skrzyżowania, widocznością a przepustowością skrzyżowań. Do tej kategorii można zaliczyć metodę PICADY [32].

Metody teoretyczne bazują na teorii akceptacji odstępów czasu w potoku nadrzędnym. Do najważniejszych z tej kategorii należą modele Tannera, Hardersa, Sieglocha [32].

W metodzie HCM [58] przepustowość możliwą wlotu podporządkowanego można wyznaczyć na podstawie zależności (3.1):

$$C_m = Q_n \cdot \frac{\exp\left(-\frac{Q_n \cdot t_g}{3600}\right)}{1 - \exp\left(-\frac{Q_n \cdot t_f}{3600}\right)}, \quad (3.1)$$

gdzie:

$Q_n$  – natężenie relacji nadrzędnych [P/h],

$t_g$  – graniczny odstęp czasu [s],

$t_f$  – odstęp czasu pomiędzy pojazdami wyjeżdżającymi z kolejki [s].

W metodzie omówionej w [93], która stanowi metodę obliczania przepustowości skrzyżowań bez sygnalizacji świetlnej, określono przepustowości wyjściowe relacji podporządkowanych wyrażone za pomocą zależności (3.2) oraz (3.3):

- dla relacji lewoskrętnej z drogi z pierwszeństwem przejazdu:

$$C_{0r} = \frac{3600}{t_f} \cdot \exp\left[-1,10 \cdot \frac{Q_n}{3600} \cdot \left(t_g - \frac{t_f}{2}\right)\right], \quad (3.2)$$

- dla dowolnej relacji z wlotu podporządkowanego:

$$C_{0r} = \frac{3600}{t_f} \cdot \exp\left[-1,07 \cdot \frac{Q_n}{3600} \cdot \left(t_g - \frac{t_f}{2}\right)\right]. \quad (3.3)$$

Oznaczenia stosowane w zależnościach (3.2) i (3.3) są jednakowe jak w metodzie HCM.

Przedstawione powyżej metody obliczania przepustowości wlotów podporządkowanych zakładają losowy potok pojazdów na jezdni głównej. Metody te nie są przydatne do określenia przepustowości wlotów podporządkowanych, gdy na jezdni głównej utrzymuje się kolejka pojazdów.

Do obliczeń przepustowości skrzyżowań podporządkowanych bierze się pod uwagę graniczny odstęp czasu. Wg [58] graniczny odstęp czasu  $t_g$  jest zdefiniowany jako najmniejszy interwał czasu pomiędzy pojazdami w potoku głównym, który pozwala na włączenie się do ruchu jednego pojazdu podporządkowanego. Granicznego odstępu czasu nie da się pomierzyć w sposób bezpośredni na skrzyżowaniu. Można go estymować na podstawie obserwacji największych odrzucanych i najmniejszych akceptowanych odstępu czasu w potoku głównym na danym skrzyżowaniu. W pracy [137] dokonano analizy granicznych odstępu czasu na skrzyżowaniach bez sygnalizacji świetlnej w miastach niemieckich, natomiast w pracy [49] na skrzyżowaniu typu rondo.

Istnieje wiele metod estymacji granicznych odstępu czasu. Można je podzielić na dwie zasadnicze grupy [56]. Pierwszą z nich stanowią metody, które na podstawie obserwacji akceptowanych i odrzucanych odstępu czasu dają jako graniczny odstęp czasu wartość

deterministyczną, jednakową dla wszystkich kierowców. Jako najważniejsze estymatory stosuje się wartość średnią i medianę z akceptowanych odstępów czasu. Bardzo popularna jest również metoda Raffa. Graniczny odstęp czasu wg tej metody jest to wartość, w której skumulowane krzywe akceptowanych i odrzucanych odstępów czasu przecinają się. Drugą grupę stanowią metody, które podają rozkład granicznych odstępów czasu. Istnieje również wiele metod estymacji. Szczegółowo opisane zostały w [18]. Do najpopularniejszych należą: metoda Hardersa oraz metoda maksymalizacji funkcji prawdopodobieństwa [27, 49].

W pracach [58, 93] uwzględniono również ruch pojazdów na jezdni głównej znajdujących się w strefie wpływu sąsiednich skrzyżowań z sygnalizacją świetlną. Obecność skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu w strefie oddziaływania sąsiednich skrzyżowań z sygnalizacją świetlną powoduje powstawanie cykliczności ruchu determinowanego przez programy sygnalizacji. Podstawą obliczania przepustowości relacji podporządkowanych jest model zakładający, że przepustowość w dłuższym okresie czasu jest sumą przepustowości w kolejnych interwałach charakteryzującymi się zmiennymi, lecz cyklicznie powtarzanymi stanami ruchu.

Metody te (opisane w [58, 93]) uwzględniają skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu będące pod wpływem oddziaływania sąsiednich skrzyżowań z sygnalizacją świetlną. Pomijają całkowicie wpływ oddziaływania ruchu pieszego na potoki pojazdów. Choć nie uwzględniają kolejki pojazdów mogącej występować na jezdni głównej na skrzyżowaniu z pierwszeństwem przejazdu, to jednak wskazują na procedurę obliczania przepustowości wlotów podporządkowanych, gdy na jezdni głównej występuje inny potok ruchu niż losowy. Metodę tę można wykorzystać do określenia przepustowości relacji podporządkowanych na skrzyżowaniu będącym pod wpływem oddziaływania skrzyżowania z sygnalizacją świetlną o ograniczonej przepustowości.

### 3.4. Modele ruchu w arterii

Kolumna pojazdów opuszczająca skrzyżowanie z sygnalizacją świetlną w miarę oddalania się od skrzyżowania ulega rozproszeniu (dyspersji) – zwiększają się odstępy między pojazdami, co powoduje wydłużenie przejazdu całej kolumny. Opracowano liczne modele dyspersji. Do najważniejszych z nich należą [32, 69, 106]:

- model oparty na teorii fali Lighthilla i Whithama,
- model zakładający normalny rozkład czasu jazdy w arterii (Pacey'a),

- model zakładający geometryczny rozkład jazdy w arterii (Robertsona),
- model zakładający jednostajny rozkład czasu jazdy w arterii.

Metody te zakładają różne rozkłady czasu jazdy pojazdów wyjeżdżających ze skrzyżowania z sygnalizacją świetlną. Tym samym różny jest ich zapis matematyczny. Potrzebne są dodatkowe parametry, jak na przykład stała dyspersji w modelu zakładającym jednostajny rozkład czasu jazdy w arterii. Można wykorzystać pomierzone wcześniej parametry [32], jednak nie dają one obrazu losowości odstępów czasu między pojazdami w odpowiednich przekrojach za skrzyżowaniem z sygnalizacją świetlną.

Przedstawionych modeli dyspersji potoku pojazdów nie można zastosować do badań symulacyjnych, gdyż nie przedstawiają one losowości odstępów czasu pomiędzy pojazdami jadącymi w kolumnie.

### 3.5. Podsumowanie

Większość z przedstawionych modeli rozkładu ruchu na sieć transportową nie nadaje się do opisu zjawiska zmiennego w czasie. Metody posiadają również wiele wad, które w pełni nie odzwierciedlają sytuacji ruchowej w sieciach o ograniczonej przepustowości skrzyżowań. Zakładają jedną lub ustaloną z góry liczbę tras alternatywnych, jednakowość w postrzeganiu kosztów przejazdu, posiadanie dokładnej informacji o warunkach ruchu na trasie przejazdu, brak występowania kolejek pojazdów na poszczególnych trasach, wybór konkretnej trasy przed rozpoczęciem podróży i realizowanie podróży zgodnie z wcześniejszym wyborem. Dokładniej zjawisko rozkładu ruchu na sieć transportową opisane jest modelem stochastycznej równowagi, zakładając losowość spostrzegania kosztów przejazdu oraz brak pełnej informacji o warunkach ruchu w sieci transportowej. Model ten nie uwzględnia jednak zjawiska rozkładu ruchu na sieć transportową jako zjawiska zmiennego w czasie.

Spośród metod rozkładu ruchu na sieć transportową tylko metoda dynamicznej równowagi opisuje rozkład ruchu w sposób zmienny w czasie. Jako jedyna mogłaby być zastosowana do zmiennego w czasie rozkładu ruchu w okolicach skrzyżowań z ograniczoną przepustowością. Jednak złożony proces rozwiązywania modelu dynamicznego, często zmuszający do sięgania po badania symulacyjne, pozbawia go zalet praktycznych.

W pracy przedstawiono rozkład ruchu na sieć transportową jako zjawisko zmienne w czasie. Wykorzystano do tego celu szeregi czasowe opisujące długość kolejki na wlocie

skrzyżowania oraz określono zależność pomiędzy udziałem kierowców rezygnujących z zatłoczonej trasy a długością kolejki na wlocie skrzyżowania.

Większość modeli określających przepustowość wlotów podporządkowanych zakłada losowy potok pojazdów na jezdni głównej. Metody te najczęściej oparte są na teorii akceptacji luk. Stosowane są również metody [58, 93], które uwzględniają potok pojazdów wpływający ze skrzyżowania z sygnalizacją świetlną. Metody te nie uwzględniają ruchu pieszego przechodzącego przez jezdnię główną.

Brakuje jednak metod określających przepustowość wlotów podporządkowanych, gdy na jezdni głównej utrzymuje się kolejka związana w postojem przed skrzyżowaniem z sygnalizacją świetlną.

Aby określić metodę obliczania przepustowości wlotów podporządkowanych, gdy na jezdni głównej utrzymuje się kolejka pojazdów wykonano pomiary ruchu oraz przeprowadzono badania symulacyjne. Ich celem było zbadanie wpływu pieszych przecinających jezdnię główną na przepustowość relacji podporządkowanych.

## 4. CHARAKTERYSTYKA SZEREGÓW CZASOWYCH I MODELI ARIMA

### 4.1. Wprowadzenie

Wiele zjawisk występujących w przyrodzie opisywanych jest przez ciągi zmiennych losowych. W przypadku, gdy pomiary tych zmiennych dokonywane są w sposób uporządkowany, czyli następująco po sobie w czasie mamy do czynienia z szeregami czasowymi [68, 101].

Istnieje pewna teoria, która zakłada, że skoro ciągi te są uporządkowane, to powinna istnieć zależność pomiędzy kolejnymi elementami szeregu [15, 23]. Do opisu zależności pomiędzy kolejnymi elementami szeregu służą modele ARIMA (*Auto-Regressive Integrated Moving Average*). W języku polskim tłumaczone jest to jako Scałkowane Procesy Autoregresji i Średniej Ruchomej. W dalszej części pracy będzie wykorzystywany skrót nazwy modelu. Modele ARIMA zakładają, że element szeregu czasowego można przedstawić za pomocą składników poprzednich lub/i ich reszt. Resztą jest składnik losowy o rozkładzie normalnym zaburzający badane zjawisko.

Wiele prac wykorzystujących modele ARIMA stosowanych jest do zagadnień drogownictwa i inżynierii ruchu. W [102] wykorzystano szeregi czasowe do prognozowania równości poprzecznej nawierzchni asfaltowej. Do zagadnień związanych z inżynierią ruchu najczęściej wykorzystywane są do modelowania i prognozowania wielkości potoków ruchu [50, 116, 117, 131]. Używane są również do prognozowania wypadkowości [153], opisu dojścia pieszych do przejść dla pieszych [42] oraz prędkości pojazdów [14].

W niniejszej pracy wykorzystano modele ARIMA do opisu długości kolejki na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną oraz prognozowania długości kolejki. Wykorzystano również szeregi czasowe do opisu rozkładu ruchu na sieć transportową zmiennego w czasie.

### 4.2. Definicja szeregu czasowego

Szereg czasowy jest zbiorem obserwacji następujących po sobie w czasie [15]. Obserwacje szeregu poczynione w chwilach  $\tau_1, \tau_2, \dots, \tau_N$  można oznaczyć jako  $z(\tau_1), z(\tau_2), \dots, z(\tau_i), \dots, z(\tau_N)$  lub dla uproszczenia zapisu jako:  $z_1, z_2, \dots, z_N$ . Obserwacje te nie muszą być wykonane w jednakowych odstępach czasu [15, 68].

Ogólnie szeregi czasowe można podzielić na dwie grupy:

- stacjonarne,
- niestacjonarne.



W przypadku szeregów czasowych możemy mówić, iż szereg jest stacjonarny, gdy posiada niezmienną w czasie średnią i wariancję. W przypadku, gdy średnia lub wariancja ulegają zmianom w czasie mamy do czynienia z szeregami niestacjonarnymi [15].

### 4.3. Charakterystyka stacjonarnych szeregów czasowych

Stacjonarny szereg czasowy posiada stałą średnią [15]:

$$\mu = E[z_t], \quad (4.1)$$

oraz stałą wariancję:

$$\sigma_z^2 = E[(z_t - \mu)^2], \quad (4.2)$$

które można aproksymować przez następujące estymatory:

$$\bar{z} = \frac{1}{N} \sum_{t=1}^N z_t, \quad (4.3)$$

oraz:

$$\hat{\sigma}_z^2 = \frac{1}{N} \sum_{t=1}^N (z_t - \bar{z})^2. \quad (4.4)$$

Kowariancja pomiędzy dwoma wartościami szeregu czasowego oddalonymi o  $k$  jednostek czasu nazywana jest autokowariancją przy odstępnie  $k$ . Określana jest jako [15]:

$$\gamma_k = \text{cov}[z_t, z_{t+k}] = E[(z_t - \mu)(z_{t+k} - \mu)]. \quad (4.5)$$

Estymatorem autokowariancji szeregu czasowego jest następująca funkcja:

$$c_k = \frac{1}{N} \sum_{t=1}^{N-k} (z_t - \bar{z})(z_{t+k} - \bar{z}), \quad k = 0, 1, 2, \dots, K. \quad (4.6)$$

Podobnie autokorelację przy odstępnie  $k$  można przedstawić za pomocą zależności:

$$\rho_k = \frac{E[(z_t - \mu)(z_{t+k} - \mu)]}{\sqrt{E[(z_t - \mu)^2]E[(z_{t+k} - \mu)^2]}} = \frac{E[(z_t - \mu)(z_{t+k} - \mu)]}{\sigma_z^2}. \quad (4.7)$$

Statystycy sugerowali różne estymatory funkcji autokorelacji, jednak najbardziej zadawalającym estymatorem autokorelacji jest [15]:

$$r_k = \frac{c_k}{c_0}. \quad (4.8)$$

gdzie  $c_k$  jest estymatorem autokowariancji przy odstępnie  $k$ .

Oprócz funkcji autokorelacji istnieje również funkcja autokorelacji cząstkowej  $\phi_{kk}$ . Funkcja ta jest funkcją odstępów  $k$  spełniającą następujący układ równań:

$$\rho_j = \phi_{k1}\rho_{j-1} + \dots + \phi_{k(k-1)}\rho_{j-k+1} + \phi_{kk}\rho_{j-k}, \quad j = 1, 2, \dots, k \quad (4.9)$$

gdzie:

$\phi_{kj}$  –  $j$ -ty współczynnik w procesie autoregresji rzędu  $k$ .

#### 4.4. Operatory stosowane przy analizie szeregów czasowych

Analiza szeregów czasowych wymaga stosowania dodatkowych operatorów. Do najważniejszych z nich można zaliczyć [15]:

- operator przesunięcia wstecz  $B$ :

$$Bz_t = z_{t-1}, \quad (4.10)$$

$$B^m z_t = z_{t-m}, \quad (4.11)$$

- operator przesunięcia naprzód  $F$ :

$$F = B^{-1}, \quad (4.12)$$

$$Fz_t = z_{t+1}, \quad (4.13)$$

$$F^m z_t = z_{t+m}, \quad (4.14)$$

- operator różnicowy wstecz  $\nabla$ :

$$\nabla z_t = z_t - z_{t-1} = (1 - B)z_t, \quad (4.15)$$

- operator sumowania  $Sz_t$ :

$$Sz_t = \nabla^{-1} z_t = \sum_{j=0}^{\infty} z_{t-j} = z_t + z_{t-1} + z_{t-2} + \dots = (1 + B + B^2 + \dots)z_t. \quad (4.16)$$

#### 4.5. Modele autoregresji

W modelu autoregresyjnym bieżąca wartość procesu wyrażona jest jako skończona kombinacja liniowa poprzednich wartości procesu i składnika losowego  $a_t$ . Można to zapisać za pomocą równania (4.17) [15]:

$$\tilde{z}_t = \varphi_1 \tilde{z}_{t-1} + \varphi_2 \tilde{z}_{t-2} + \dots + \varphi_p \tilde{z}_{t-p} + a_t, \quad (4.17)$$

gdzie  $\tilde{z}_t$  jest odchyleniem wartości szeregu od wartości średniej  $\mu$ :

$$\tilde{z}_t = z_t - \mu, \quad (4.18)$$

$\varphi_i$  – i-ty parametr modelu autoregresyjnego,

$a_t$  – składnik losowy.

Zakłada się, że składnik losowy  $a_t$  jest „białym szumem”, czyli ciągiem niezależnych zmiennych o średniej równej zero i wariancji równej  $\sigma_a^2$ . Składnik losowy posiada rozkład normalny.

Proces opisany powyższym równaniem jest procesem autoregresyjnym rzędu  $p$ . Oznacza się go jako  $AR(p)$ . Można go opisać w inny sposób używając operatora przesunięcia wstecz:

$$(1 - \varphi_1 B - \varphi_2 B^2 - \dots - \varphi_p B^p) \tilde{z}_t = a_t, \quad (4.19)$$

$$\varphi(B)\tilde{z}_t = a_t, \quad (4.20)$$

gdzie  $\varphi(B)$  jest operatorem autoregresji rzędu  $p$ .

W praktyce największe zastosowanie mają procesy autoregresji rzędu pierwszego i drugiego.

#### 4.6. Modele średniej ruchomej

W modelu średniej ruchomej wartość  $\tilde{z}_t$  zależy liniowo od skończonej liczby  $q$  poprzednich składników losowych. Można go zapisać za pomocą równania (4.21) [15]:

$$\tilde{z}_t = a_t - \Theta_1 a_{t-1} - \Theta_2 a_{t-2} - \dots - \Theta_q a_{t-q}, \quad (4.21)$$

gdzie:

$\tilde{z}_t$  – odchylenie wartości szeregu od wartości średniej  $\mu$ ,

$\Theta_i$  – parametry modelu średniej ruchomej.

Proces średniej ruchomej oznacza się jako  $MA(q)$ .

Stosując operator przesunięcia wstecz  $B$  model ten można zapisać w postaci:

$$\tilde{z}_t = (1 - \Theta_1 B - \Theta_2 B^2 - \dots - \Theta_q B^q) \cdot a_t, \quad (4.22)$$

$$\tilde{z}_t = \Theta(B)a_t, \quad (4.23)$$

gdzie  $\Theta(B)$  jest operatorem średniej ruchomej rzędu  $q$ .

Spośród procesów średniej ruchomej w praktyce największe zastosowanie mają procesy rzędu pierwszego i drugiego.

#### 4.7. Mieszane modele autoregresji i średniej ruchomej

W wielu przypadkach do właściwego opisanie szeregu czasowego konieczne jest włączenie zarówno elementów autoregresji jak i elementów średniej ruchomej. Proces taki można zapisać następująco [15]:

$$\tilde{z}_t = \varphi_1 \tilde{z}_{t-1} + \dots + \varphi_p \tilde{z}_{t-p} + a_t - \Theta_1 a_{t-1} - \dots - \Theta_q a_{t-q}, \quad (4.24)$$

lub za pomocą operatora przesunięcia wstecz  $B$ :

$$(1 - \varphi_1 B - \dots - \varphi_p B^p) \tilde{z}_t = (1 - \Theta_1 B - \dots - \Theta_q B^q) a_t, \quad (4.25)$$

$$\varphi(B)\tilde{z}_t = \Theta(B)a_t. \quad (4.26)$$

Powyższy proces można zapisać jako proces ARMA ( $p, q$ ), gdzie odpowiednio  $p$  i  $q$  są liczbami parametrów autoregresyjnych i średniej ruchomej procesu.

## 4.8. Procesy ARIMA

W przypadku procesów niestacjonarnych konieczne jest różnicowanie szeregu celem uzyskania szeregu stacjonarnego. Różnicowanie polega na odejmowaniu od każdego elementu szeregu elementu wcześniejszego. Zakłada się, że któraś różnica szeregu doprowadzi pierwotny niestacjonarny szereg do szeregu stacjonarnego. W bardzo wielu przypadkach szeregów niestacjonarnych wystarczy tylko jednokrotne różnicowanie [15, 23].

Ogólnie proces ARIMA zawierający  $p$  parametrów autoregresji,  $q$  parametrów średniej ruchomej i wymagający  $d$  – krotnego różnicowania można zapisać:

$$\varphi(B)(1-B)^d \tilde{z}_t = \Theta(B)a_t, \quad (4.27)$$

$$\varphi(B)\nabla^d z_t = \Theta(B)a_t, \quad (4.28)$$

lub w postaci: 
$$\varphi^*(B)z_t = \Theta(B)a_t, \quad (4.29)$$

gdzie:  $\varphi^*(B)$  jest niestacjonarnym operatorem autoregresji, takim że  $d$  pierwiastków równania

$$\varphi^*(B) = 0 \text{ równych jest jedności.}$$

Model ARIMA o skończonej liczbie parametrów autoregresyjnych i średniej ruchomej można jednocześnie zapisać jako nieskończoną sumę wag oraz składników losowych:

$$z_t = a_t + \psi_1 \cdot a_{t-1} + \psi_2 \cdot a_{t-2} + \dots = a_t + \sum_{j=1}^{\infty} \psi_j \cdot a_{t-j} = \psi(B) \cdot a_t. \quad (4.30)$$

Wejściem do tego modelu jest biały szum lub ciąg nieskorelowanych impulsów  $a_t$ . Przy takim opisie proces ARIMA można opisać równaniem (4.31):

$$\varphi^*(B) \cdot \psi(B) = \Theta(B), \quad (4.31)$$

gdzie:

$\varphi^*(B)$  – uogólniony operator autoregresji,

$\psi(B)$  – operator wag,

$\Theta(B)$  – operator średniej ruchomej.

Zapis procesu ARIMA jest trójskładnikowy  $(p, d, q)$ , gdzie  $p$  jest liczbą parametrów autoregresyjnych,  $q$  liczbą parametrów średniej ruchomej i  $d$  jest liczbą koniecznych różnicowań szeregu, by doprowadzić go do szeregu stacjonarnego. Zapisu tego można używać do opisu modeli AR, MA, ARMA, z tym, że odpowiednie składniki w tym zapisie są równe zero. Dla większości procesów ARIMA opisujących rzeczywiste procesy rzadko kiedy liczba parametrów jest większa od dwóch.

## 4.9. Budowanie modeli stochastycznych

Z zadaniem odwrotnym mamy do czynienia, kiedy posiada się szereg czasowy opisujący wybrany proces rzeczywisty. Natomiast potrzebna jest znajomość modelu stochastycznego, za pomocą którego można opisać istniejący szereg czasowy. Budowanie modeli stochastycznych składa się z trzech etapów: identyfikacji modelu, estymacji parametrów i diagnostycznego sprawdzenia modelu.

O doborze właściwego modelu ARIMA do otrzymanego szeregu czasowego decydują głównie następujące elementy: wykres kolejnych elementów szeregu czasowego, wykres szeregu zróżnicowanego, funkcja autokorelacji i funkcja autokorelacji cząstkowej. Na podstawie wykresu szeregu czasowego można sprawdzić czy szereg jest stacjonarny, czy niestacjonarny, a tym samym czy wymaga różnicowania. Na etapie identyfikacji ustala się liczbę parametrów w modelu ARIMA. Podstawowym narzędziem w tej fazie są funkcje autokorelacji i funkcje autokorelacji cząstkowej. Zdecydowaną większość stacjonarnych szeregów czasowych można opisać przy użyciu jednego z pięciu podstawowych modeli, w których liczba parametrów nie przekracza dwóch.

Posiadając wybrany model na etapie identyfikacji kolejnym krokiem jest znalezienie efektywnych oszacowań parametrów. Podczas estymacji parametrów wykorzystywany jest algorytm minimalizacji funkcji w celu maksymalizacji otrzymania właśnie obserwowanego szeregu, przy zadanych wartościach parametrów. Obecnie jednak proces estymacji parametrów wykonywany jest za pomocą programów komputerowych [119].

Gdy posiada się już przyjęty model do rzeczywistego szeregu czasowego, kolejnym a zarazem ostatnim krokiem jest sprawdzenie przyjętego modelu. Sprawdzenie modelu opiera się przede wszystkim na analizie reszt. W poprawnie dobranym modelu reszty powinny stanowić „biały szum”, czyli ciąg niezależnych zmiennych o średniej równej zero oraz stałej wariancji  $\sigma_a^2$ . Dodatkowo powinny mieć rozkład normalny. Dla reszt nie powinny istnieć funkcje autokorelacji i autokorelacji cząstkowej.

## 4.10. Prognozowanie wartości szeregów czasowych

W zaawansowanych systemach sterowania ruchem stosuje się prognozy ruchu, aby dać podróżnym informację o warunkach ruchu, jakie spotkają na swojej trasie [107, 128]. Informacja ta dostarczana jest w różnoraki sposób: za pomocą Internetu, sieci GSM, radia czy systemu RDS [43]. W pracy [33] badano skłonność kierowców do płacenia za rzetelną

informację o warunkach ruchu. Najczęściej określa się prognozy wielkości potoków ruchu, jakie pojawiają się w danym miejscu sieci komunikacyjnej z niewielkim wyprzedzeniem.

Ogólnie metody prognozowania można podzielić na trzy grupy [23]:

- prognozowanie osądowe (*judgemental forecasts*),
- metody jednej zmiennej (*univariate methods*),
- metody wielu zmiennych (*multivariate methods*).

Prognozowanie osądowe oparte jest na subiektywnym sędzie, intuicji, posiadanym doświadczeniu oraz dostępnej informacji. Metody jednej zmiennej oparte są na aktualnych oraz przeszłych wartościach pojedynczego szeregu, który ma być prognozowany. W metodach wielu zmiennych prognozy danej zmiennej zależą przynajmniej częściowo od wartości jednego lub więcej dodatkowych zmiennych szeregów czasowych, nazywanych predyktorami lub dodatkowymi zmiennymi. W skład tej grupy wchodzi sieci neuronowe. Ich zastosowanie w zagadnieniach inżynierii ruchu jest coraz popularniejsze. W pracy [106] wykorzystano sieć neuronową do predykcji zjawiska dyspersji, w pracy [44] do prognozowania czasu podróży, w pracy [14] do prognozowania prędkości jazdy, natomiast w pracy [131] do prognozowania potoków ruchu.

Spśród metod opartych o ciąg jednej zmiennej najprostszym sposobem jest wykorzystanie modelu ARIMA w postaci równania różnicowego [15]:

$$\varphi^*(B) \cdot z_t = \Theta(B) \cdot a_t, \quad (4.32)$$

gdzie:

$$\varphi^*(B) = \varphi(B) \cdot \nabla^d. \quad (4.33)$$

Obserwację prognozowaną dla wyprzedzenia  $l - z_{t+l}$  generowaną przez proces ARIMA opisany równaniem (4.32) można wyrazić również za pomocą równania różnicowego:

$$z_{t+l} = \varphi_1^* \cdot z_{t+l-1} + \dots + \varphi_{p+d}^* \cdot z_{t+l-p-d} - \Theta_1 \cdot a_{t+l-1} - \dots - \Theta_q \cdot a_{t+l-q} + a_{t+l}, \quad (4.34)$$

gdzie:

$p$  – liczba parametrów autoregresyjnych modelu ARIMA,

$q$  – liczba parametrów średniej ruchomej modelu ARIMA,

$d$  – liczba różnicowań szeregu.

Na podstawie rozważań przedstawionych w pracy [15] prognoza obserwacji  $z_{t+l}$  może być przedstawiona w następujący sposób:

$$\hat{z}_t(l) = z_{t+l} + e_t(l), \quad (4.35)$$

gdzie:

$$\hat{z}_t(l) = E[z_{t+l}]. \quad (4.36)$$

$E[z_{t+l}]$  jest warunkową wartością oczekiwaną  $z_{t+l}$  przy znajomości wszystkich wartości  $z$  do momentu  $t$ . Natomiast  $e_t(l)$  jest błędem prognozy  $\hat{z}_t(l)$  z wyprzedzeniem  $l$ . W przypadku prognozy na jeden krok naprzód wartość tego błędu jest równa:

$$e_t(l) = a_{t+l}, \quad (4.37)$$

czyli odpowiada reszcie (składnikowi losowemu) procesu ARIMA, która generowała ten proces.

Aby otrzymać prognozę  $\hat{z}_t(l)$  należy przejść w równaniu (4.34) do warunkowych wartości oczekiwanych w momencie  $t$ :

$$\begin{aligned} E[z_{t+l}] = \hat{z}_t(l) = & \varphi_1^* \cdot E[z_{t+l-1}] + \dots + \varphi_{p+d}^* \cdot E[z_{t+l-p-d}] - \Theta_1 \cdot E[a_{t+l-1}] - \dots \\ & - \Theta_q \cdot E[a_{t+l-q}] + E[a_{t+l}]. \end{aligned} \quad (4.38)$$

W przypadku warunkowych wartości oczekiwanych, gdy  $j$  jest wartością całkowitą zachodzą następujące zależności:

$$\begin{aligned} E[z_{t-j}] &= z_{t-j}, & j &= 0, 1, 2, \dots \\ E[z_{t+j}] &= \hat{z}_t(j), & j &= 1, 2, \dots \\ E[a_{t-j}] &= a_{t-j} = z_{t-j} - \hat{z}_{t-j-1}(1), & j &= 0, 1, 2, \dots \\ E[a_{t+j}] &= 0, & j &= 1, 2, \dots \end{aligned} \quad (4.39)$$

Podstawiając zależności (4.39) do równania różnicowego (4.38) można otrzymać prognozę  $\hat{z}_t(l)$ . Metoda ta jest metodą rekurencyjną, obliczającą prognozy dla kolejnych wyprzedzeń  $l$ .

Aby wyznaczyć przedziały prawdopodobieństwa dla tych prognoz konieczne jest znalezienie wag  $\psi_1, \psi_2, \dots, \psi_{L-1}$ . Wykorzystuje się do tego celu równanie (4.40):

$$\varphi^*(B) \cdot \psi(B) = \Theta(B). \quad (4.40)$$

Aby wyznaczyć wartości poszczególnych wag porównuje się współczynniki przy jednakowych potęgach  $B$  w równaniu (4.41):

$$(1 - \varphi_1^* B - \dots - \varphi_{p+d}^* B^{p+d}) \cdot (1 + \psi_1 B + \psi_2 B^2 + \dots) = (1 - \Theta_1 B - \Theta_2 B^2 - \dots - \Theta_p B^p). \quad (4.41)$$

Znając wartości parametrów autoregresyjnych oraz średniej ruchomej można wyznaczyć wartości poszczególnych wag.

Przedziały prawdopodobieństwa  $(1 - \varepsilon)$  procentowe:  $z_{t+l}(-)$  oraz  $z_{t+l}(+)$  dla obserwacji prognozowanej  $z_{t+l}$  można wyrazić za pomocą zależności (4.42):

$$z_{t+l}(\pm) = \hat{z}_t(l) \pm u_{\varepsilon/2} \cdot \left[ 1 + \sum_{j=1}^{l-1} \psi_j^2 \right]^{1/2} \cdot s_a, \quad (4.42)$$

gdzie:

$\hat{z}_t(l)$  – prognoza szeregu wykonana z wyprzedzeniem  $l$ ,

$u_{\varepsilon/2}$  – kwantyl rzędu  $1 - \varepsilon/2$  standardowego rozkładu normalnego,

$\psi_j$  – wagi modelu ARIMA,

$s_a$  – estymator odchylenia standardowego składników losowych:

$$s_a = \sqrt{\frac{S(\varphi, \Theta)}{n}}, \quad (4.43)$$

$S(\varphi, \Theta)$  – suma kwadratów składników losowych  $a_t$  przy ustalonych parametrach modelu,

$n$  – liczba wyników w analizowanym szeregu czasowym.

W przypadku otrzymania rzeczywistej wartości  $z_{t+l}$  otrzymane wartości z prognoz należy skorygować.

#### 4.11. Podsumowanie

Szereg czasowy jest zbiorem obserwacji następujących po sobie w czasie. Szeregi czasowe przedstawiają zjawiska jako procesy dynamiczne. W zależności od wahań wokół określonego poziomu obserwacji szeregi czasowe mogą być stacjonarne lub niestacjonarne. Szeregi czasowe można opisać za pomocą modeli ARIMA (Scałkowane Procesy Autoregresji i Średniej Ruchomej). Modele te zakładają, że pomiędzy kolejnymi elementami szeregu czasowego istnieje taka zależność, że poszczególne elementy szeregu można przedstawić za pomocą elementów poprzednich lub/i ich reszt.

Zastosowanie modeli ARIMA jest najprostszym sposobem do krótkoterminowego prognozowania przyszłych wartości szeregu czasowego.

W niniejszej pracy wykorzystano modele ARIMA do opisu długości kolejki na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną oraz prognozowania długości kolejki. Wykorzystano również szeregi czasowe do opisu rozkładu ruchu na sieć transportową zmiennego w czasie. Prognozowanie warunków ruchowych jest szczególnie istotne przy wdrażaniu systemów zarządzania ruchem. Jednym z podsystemów tego systemu jest podsystem dostarczający informacji podróżnym o warunkach ruchu. Podsystem ten dostarcza najczęściej informacji o warunkach ruchu, jakie będą w danym miejscu za pewien czas, kiedy podróżny znajdzie się w tym miejscu.



## 5. BADANIA SYMULACYJNE RUCHU NA SKRZYŻOWANIACH Z PIERWSZEŃSTWEM PRZEJAZDU W SYTUACJI ZATŁOCZENIA NA JEZDNI GŁÓWNEJ

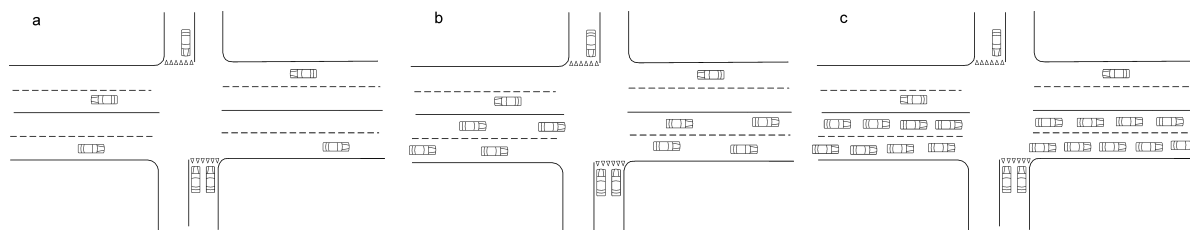
### 5.1. Wprowadzenie

Skrzyżowania podporządkowane są jednym z najczęściej występujących sposobów organizacji ruchu na skrzyżowaniach [32]. W przypadku dwóch przecinających się dróg jedna z nich posiada pierwszeństwo przejazdu, natomiast druga jest podporządkowana. Podporządkowanie może być dwojakiego rodzaju. Pierwszy sposób polega na oznakowaniu wlotu podporządkowanego znakiem A – 7 „Ustąp pierwszeństwa przejazdu”, natomiast drugi sposób na oznakowaniu wlotu podporządkowanego znakiem B – 20 „STOP” [108]. Drugi sposób organizacji powoduje poprawę bezpieczeństwa ruchu, ale jednocześnie zmniejsza przepustowość wlotów podporządkowanych.

Na przepustowość wlotów podporządkowanych ma wpływ wiele czynników. Do najważniejszych z nich można zaliczyć: liczbę wlotów, liczbę pasów ruchu na wlotach podporządkowanych oraz jezdni głównej, sposób podporządkowania, obecność ruchu pieszego. Bardzo ważną sprawą jest sposób poruszania się pojazdów na jezdni głównej. Ogólnie można wyróżnić trzy sposoby:

- swobodny ruch pojazdów,
- ruch pojazdów w kolumnie,
- przesuwanie się pojazdów w kolejce.

Odmienne sposoby poruszania się pojazdów na jezdni głównej w obrębie skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu pokazane zostały na rysunku 5.1.



Rys. 5.1. Sposoby poruszania się pojazdów na jezdni głównej (a – ruch swobodny,  
b – ruch kolumnowy, c – ruch w kolejce)

Pierwszy sposób występuje najczęściej. Mamy z nim do czynienia wówczas, gdy pojazdy na drodze głównej nie są zakłócone występowaniem w pobliżu skrzyżowania z sygnalizacją świetlną.

Drugi sposób poruszania się pojazdów na drodze głównej zakłócony jest obecnością skrzyżowania z sygnalizacją świetlną po jednej lub po obu stronach skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu. W takim przypadku pojazdy na drodze głównej na skrzyżowaniu z pierwszeństwem przejazdu pojawiają się w kolumnie.

Trzeci sposób podobny jest do drugiego, z tą różnicą, że jedno ze skrzyżowań z sygnalizacją świetlną posiada ograniczoną przepustowość. Powoduje to, że kolejka pojazdów ustawiająca się przed wlotem skrzyżowania z sygnalizacją świetlną przebiega przez skrzyżowanie z pierwszeństwem przejazdu. W takiej sytuacji relacje ruchu na wlocie podporządkowanym, związane z dołączeniem się do kolejki pojazdów, są znacznie utrudnione. Dołączenie się do kolejki możliwe jest poprzez: pozostawienie powierzchni wolnej na skrzyżowaniu przez pojazdy poruszające się w kolejce na drodze głównej, obecność odstępów pomiędzy pojazdami jadącymi w kolejce większych od granicznego odstępu czasu, bądź też przez udzielenie pierwszeństwa pojazdowi z wlotu podporządkowanego przez pojazd na drodze głównej. Duży wpływ na umożliwienie manewru polegającego na dołączeniu się do potoku w kolejce ma ruch pieszy przechodzący przez jezdnię główną. Obecność pieszych powoduje zatrzymania pojazdów na drodze głównej (w tym również potoku poruszającego się w kolejce pojazdów), co stwarza większe odstępy czasu pomiędzy pojazdami i umożliwia włączenie się pojazdów z wlotów podporządkowanych do tego potoku. Pozostałe relacje, które nie włączają się do kolejki pojazdów odbywają się, gdy odstępy pomiędzy pojazdami są większe od granicznego odstępu czasu i/lub potok pojazdów w kolejce nie porusza się przez skrzyżowanie z pierwszeństwem przejazdu.

Przepustowości wlotów podporządkowanych podczas różnych sposobów poruszania się pojazdów na jezdni głównej poświęcone są liczne prace. Najwięcej prac związanych jest ze swobodnym ruchem pojazdów na jezdni głównej [26, 58, 63, 93, 104, 110]. Poruszane są również zagadnienia przepustowości wlotów podporządkowanych, gdy ruch na jezdni głównej odbywa się pod wpływem sąsiednich skrzyżowań z sygnalizacją świetlną [58, 93]. Brak jest natomiast badań dotyczących przepustowości wlotów podporządkowanych, gdy na co najmniej jednym kierunku drogi głównej występuje kolejka pojazdów.

W polskich miastach, gdzie występuje wyraźne nienadążanie rozwoju infrastruktury drogowej z rosnącym ruchem samochodowym skrzyżowania tego typu stają się coraz powszechniejsze. Brak jakichkolwiek sposobów uwzględniania pojazdów dołączających się do kolejki pojazdów spowodował zajęcie się tym zagadnieniem. Opracowano dwie metody określania przepustowości wlotów podporządkowanych ograniczonych występowaniem

kolejki pojazdów na drodze głównej. Pierwsza metoda jest metodą symulacyjną opisująca parametry ruchu w sposób stochastyczny. Druga metoda jest metodą analityczną, zakładająca deterministyczne wartości parametrów ruchu.

W tym celu zostały wykonane badania ruchu następujących parametrów:

- odstępów czasu pomiędzy pojazdami jadącymi w kolumnie,
- odstępów czasu pomiędzy ruszającymi pojazdami,
- odstępów czasu pomiędzy pojazdami poruszającymi się w kolejce,
- granicznych odstępów czasu,
- odstępów czasu  $t_f$ ,
- odstępów czasu pomiędzy zgłoszeniami pieszych do przejścia przez jezdnię,
- prędkości pieszych na przejściu przez jezdnię,
- udzielania pierwszeństwa pieszym,
- udzielania pierwszeństwa pojazdom z wlotów podporządkowanych.

Badania zostały wykonane we Wrocławiu, Opolu oraz Krakowie. Weryfikację otrzymanych modeli przeprowadzono na rzeczywistych skrzyżowaniach we Wrocławiu oraz Katowicach.

W niniejszym rozdziale przedstawiono wyniki badań symulacyjnych na skrzyżowaniu z pierwszeństwem przejazdu, gdy na jezdni głównej występuje kolejka pojazdów. Model symulacyjny został wykonany w programie Visual Basic for Application.

## 5.2. Badanie losowych parametrów ruchu

Wyniki badań parametrów ruchu każdorazowo poddawane były różnorodnym testom, a następnie stanowiły podstawę analiz statystycznych. Obróbkę danych przeprowadzono zasadniczo w pakiecie STATISTICA v. 5.0, choć korzystano również z innych programów celem sprawdzenia przyjętych statystyk.

Do oceny zgodności rozkładu serii danych z typowymi rozkładami (normalnym, lognormalnym, wykładniczym) zastosowano test  $\chi^2$  oraz test Kołmogorowa – Smirnowa [57, 118]. Test  $\chi^2$  nie jest testem o tzw. dużej mocy, jednak przy dużej liczbie wyników eksperymentu (praktycznie powyżej 100), można przyjmować, że prawdopodobieństwo przyjęcia hipotezy fałszywej jest bardzo małe [57].

Określono również obserwowalne poziomy istotności (wartości  $p$ ) [118]. Jest to miara pozwalająca ocenić, na ile wyniki z próby skłaniają się do założenia prawdziwości hipotezy zerowej. Im mniejsze  $p$  tym jest to mniej prawdopodobne. W przypadku wartości  $p$  mniejszej

od przyjętego dla danego testu poziomu istotności  $\alpha$  hipoteza zerowa powinna zostać odrzucona. Hipotezy o przyjęciu danego typu rozkładu weryfikowano na poziomie istotności  $\alpha = 0,05$ .

Jako estymatory wartości średniej  $\mu$  przyjęto następującą statystykę:

$$m = E(X) = \frac{1}{n} \sum_i x_i, \quad (5.1)$$

natomiast jako estymator wariancji  $\sigma^2$  przyjęto statystykę:

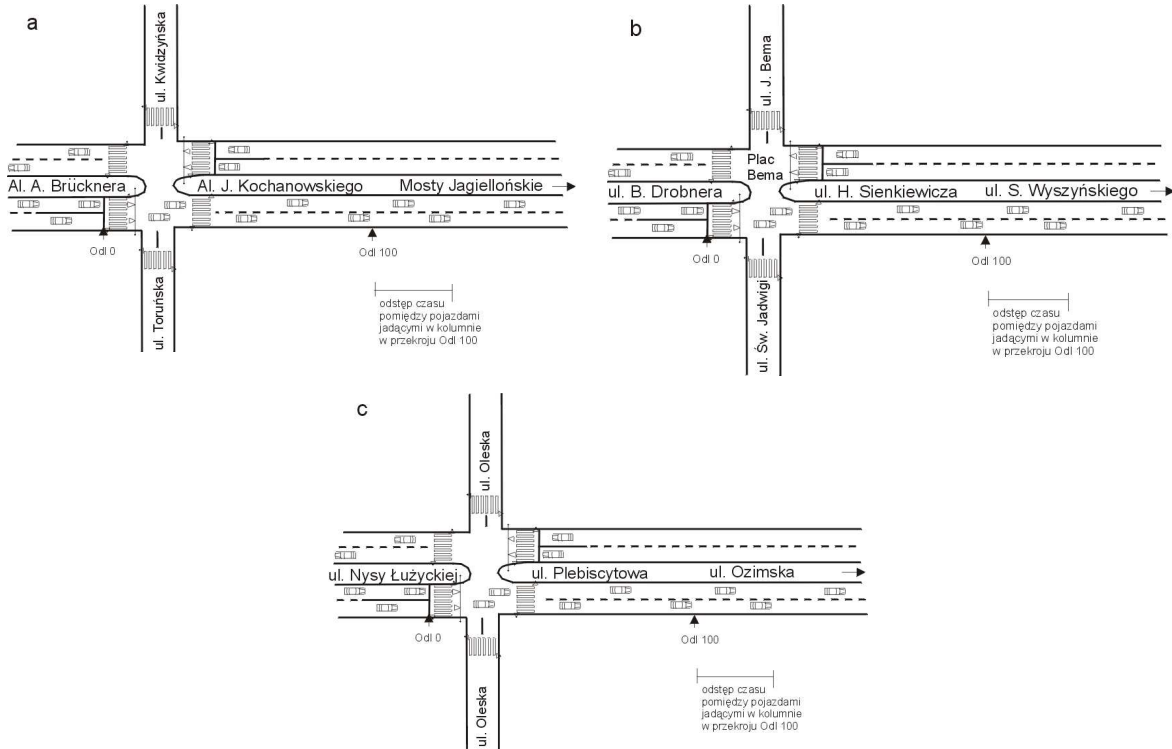
$$s^2 = VAR(X) = \frac{1}{n-1} \sum_i (x_i - m)^2. \quad (5.2)$$

### 5.2.1. Odstępy czasu pomiędzy pojazdami jadącymi w kolumnie

Pomiarów odstępów czasu pomiędzy pojazdami jadącymi w kolumnie dokonano w trzech miejscach pomiarowych. Pierwsze stanowisko pomiarowe zlokalizowane zostało w al. J. Kochanowskiego we Wrocławiu od skrzyżowania z ulicą Toruńską w kierunku Mostów Jagiellońskich. Odcinek ten charakteryzuje się dość dużą odległością pomiędzy skrzyżowaniami z sygnalizacją świetlną (ok. 1200 m) oraz znikomym oddziaływaniem skrzyżowań z pierwszeństwem przejazdu. Drugie stanowisko zlokalizowane zostało na ul. H. Sienkiewicza we Wrocławiu od Pl. Bema w kierunku skrzyżowania z ul. S. Wyszyńskiego. Odcinek ten posiada dużą odległość pomiędzy skrzyżowaniami z sygnalizacją świetlną (ok. 600 m) oraz obecnością skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu zakłócającego potok pojazdów (pojazd jadący w kolumnie skręcający na tym skrzyżowaniu zmusza pojazdy poruszające się za tym pojazdem do zwalniania lub zmiany pasa ruchu). Trzecie stanowisko pomiarowe zlokalizowane zostało na ul. Plebiscytowej w Opolu od skrzyżowania z ul. Oleską w kierunku ul. Ozimskiej. Odcinek ten charakteryzuje się dość dużą odległością pomiędzy skrzyżowaniami z sygnalizacją świetlną (ok. 1000 m) oraz znikomym oddziaływaniem skrzyżowań z pierwszeństwem przejazdu. Schematy miejsc pomiarowych przedstawiono na rys. 5.2.

Pomiarów w trzech miejscach pomiarowych dokonano na linii zatrzymania oraz w odległościach 100, 200, 300, 400 oraz 500 metrów od linii zatrzymania. Pomiarów odstępów czasu dokonano za pomocą stopera umożliwiającego zapis uzyskanych wyników. Wyniki badań zostały przedstawione w tabelach 5.1, 5.2 oraz 5.3. Poszczególne przekroje, w których wykonywano pomiary oznaczono jako „Odl  $x$ ”, gdzie  $x$  określa odległość przekroju od skrzyżowania z sygnalizacją świetlną (w metrach).

W tabelach przedstawiających wyniki pomiarów parametrów ruchu parametr skali  $\mu$  oraz parametr kształtu  $\sigma$  są parametrami rozkładu lognormalnego. Natomiast obserwowalny poziom istotności (wartość  $p$ ) jest miarą oceniającą, na ile wyniki z próby skłaniają do założenia prawdziwości hipotezy zerowej [118].



Rys. 5.2. Schemat miejsc pomiarowych przy pomiarze odstępów czasu pomiędzy pojazdami jadącymi w kolumnie (a – Al. J. Kochanowskiego we Wrocławiu, b – ul. H. Sienkiewicza we Wrocławiu, c – ul. Plebiscytowa w Opolu)

Tabela 5.1. Parametry charakteryzujące odstępów czasu pomiędzy pojazdami jadącymi w kolumnie w różnych odległościach od skrzyżowania w Al. Kochanowskiego we Wrocławiu

Typ przekroju		Odl 0	Odl 100	Odl 200	Odl 300	Odl 400	Odl 500
Liczebność	–	219	212	239	224	138	205
Wartość minimalna	[s]	0,76	0,81	0,74	0,92	0,78	0,69
Wartość maksymalna	[s]	4,61	5,56	6,05	6,71	7,91	8,06
Średnia	[s]	2,02	2,09	2,10	2,31	2,66	2,68
Odch. standardowe	[s]	0,73	0,88	1,00	1,11	1,34	1,35
Parametr skali $\mu$	–	0,64	0,66	0,64	0,74	0,86	0,88
Parametr kształtu $\sigma$	–	0,32	0,40	0,45	0,44	0,49	0,47
Obs. poziom istotności $p$	–	0,69	0,69	0,57	0,16	0,40	0,19

Tabela 5.2. Parametry charakteryzujące odstępy czasu pomiędzy pojazdami jadącymi w kolumnie w różnych odległościach od skrzyżowania na ul. H. Sienkiewicza we Wrocławiu

Typ przekroju		Odl 0	Odl 100	Odl 200	Odl 300	Odl 400	Odl 500
Liczebność	–	225	228	232	205	227	225
Wartość minimalna	[s]	0,72	0,88	0,81	1,02	0,81	0,86
Wartość maksymalna	[s]	4,14	6,35	5,80	6,75	7,30	7,81
Średnia	[s]	1,97	2,01	2,39	2,68	2,58	3,04
Odch. standardowe	[s]	0,58	0,84	1,03	1,27	1,31	1,44
Parametr skali $\mu$	–	0,63	0,62	0,79	0,89	0,83	1,00
Parametr kształtu $\sigma$	–	0,30	0,39	0,41	0,45	0,49	0,46
Obs. poziom istotności $p$	–	0,47	0,25	0,52	0,44	0,66	0,33

Tabela 5.3. Parametry charakteryzujące odstępy czasu pomiędzy pojazdami jadącymi w kolumnie w różnych odległościach od skrzyżowania na ul. Plebiscytowej w Opolu

Typ przekroju		Odl 0	Odl 100	Odl 200	Odl 300	Odl 400	Odl 500
Liczebność	–	85	79	76	76	79	81
Wartość minimalna	[s]	1,07	0,89	0,81	0,84	0,89	0,79
Wartość maksymalna	[s]	4,87	5,02	5,92	6,66	7,02	7,72
Średnia	[s]	1,96	2,12	2,22	2,43	2,68	2,61
Odch. standardowe	[s]	0,64	0,86	1,21	1,19	1,30	1,35
Parametr skali $\mu$	–	0,63	0,67	0,67	0,78	0,88	0,84
Parametr kształtu $\sigma$	–	0,29	0,39	0,50	0,48	0,46	0,50
Obs. poziom istotności $p$	–	0,58	0,40	0,70	0,73	0,46	0,51

Odstępy czasu pomiędzy pojazdami jadącymi w kolumnie opisano rozkładem lognormalnym, którego gęstość opisana jest równaniem (5.3):

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot \exp\left(-\frac{(\ln x - \mu)^2}{2\sigma^2}\right); \quad (5.3)$$

gdzie:

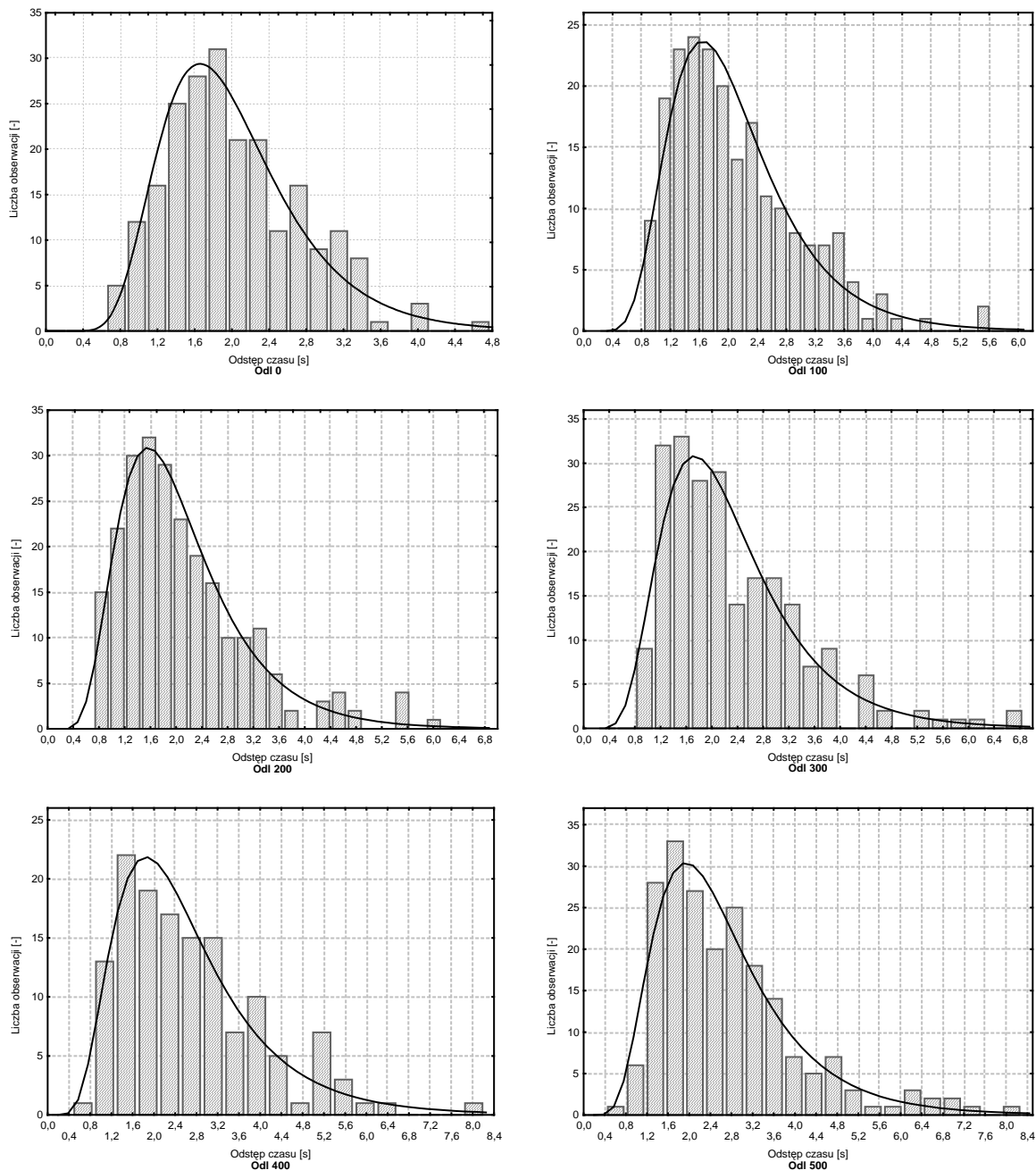
$\mu$  – parametr skali charakteryzujący rozpiętość funkcji gęstości,

$\sigma$  – parametr kształtu określający kształt funkcji gęstości.

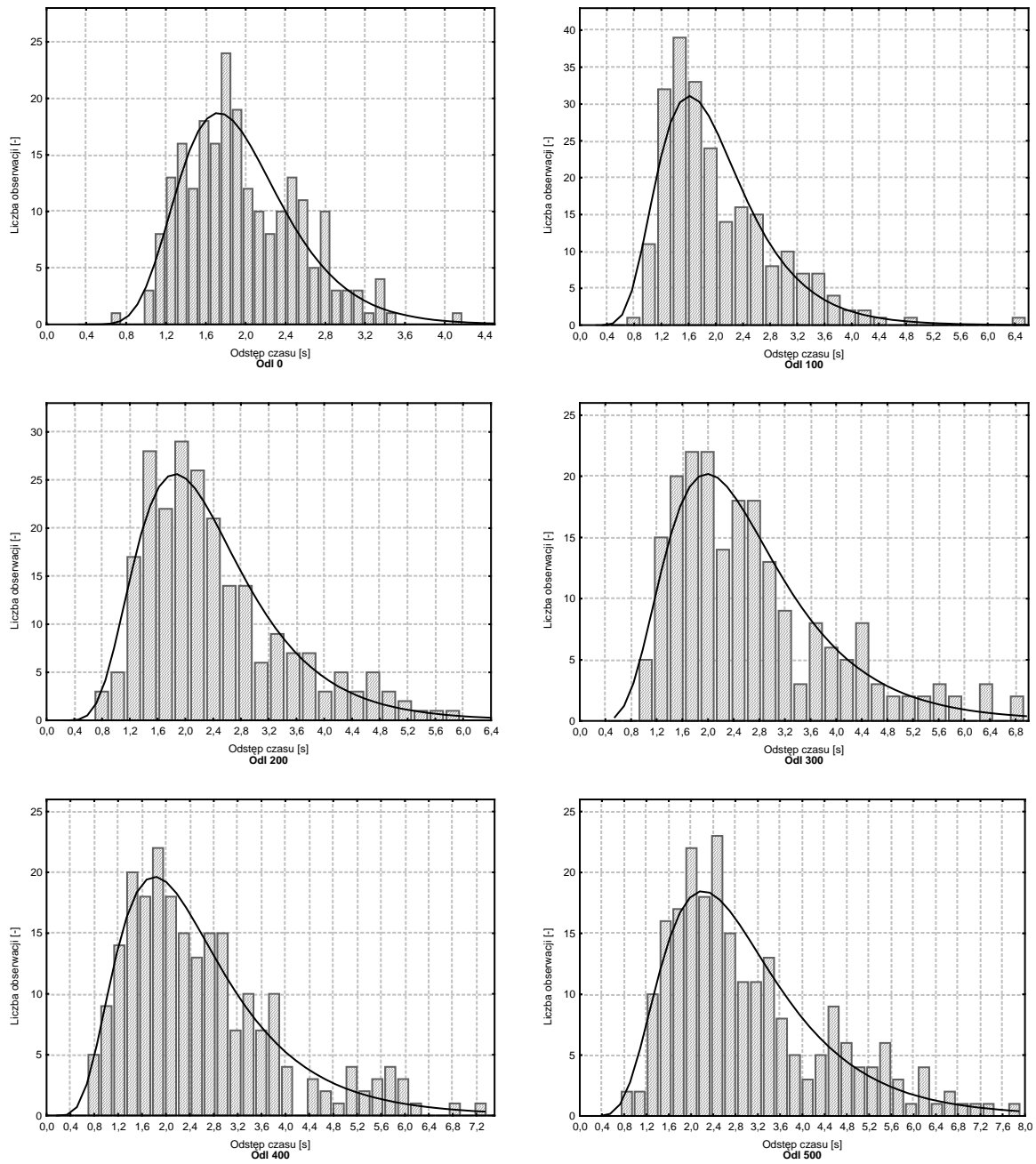
Przeprowadzono zgodność rozkładów empirycznych z rozkładem lognormalnym, za pomocą testów  $\chi^2$  oraz Kołmogorowa – Smirnowa. Podano również wartości obserwowalnego poziomu istotności  $p$ . Im większa wartość obserwowalnego poziomu

istotności  $p$ , tym również większa jest zgodność rozkładów. Na podstawie powyższych testów można uznać, że odstępy czasu pomiędzy pojazdami jadącymi w kolumnie mają rozkład lognormalny.

Na rysunkach 5.3, 5.4 oraz 5.5 pokazano histogramy odstępów czasu między pojazdami jadącymi w kolumnie w analizowanych miejscach pomiarowych.

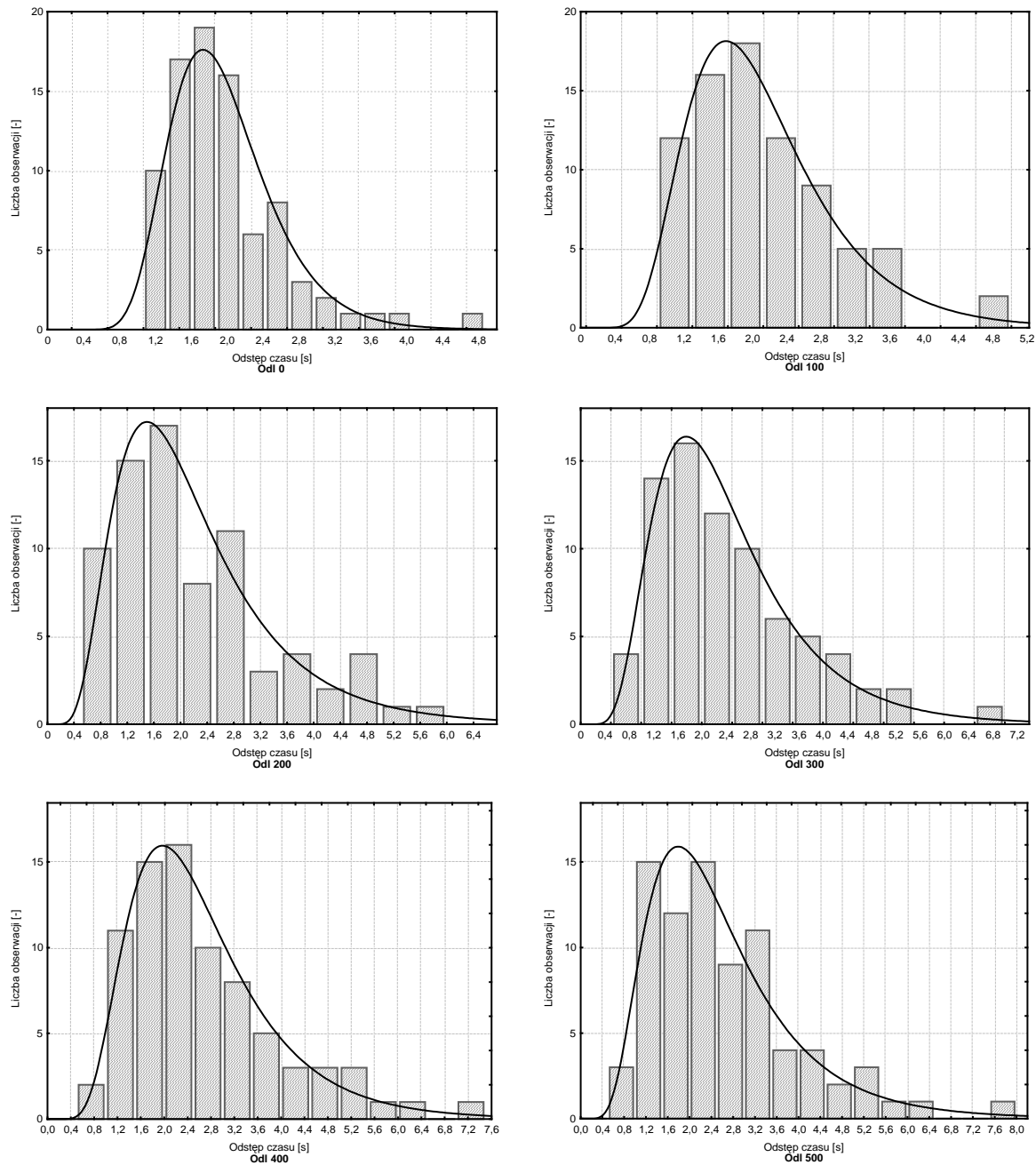


Rys. 5.3. Histogramy rozkładu odstępów czasu między pojazdami jadącymi w kolumnie w różnych odległościach od skrzyżowania w al. Kochanowskiego we Wrocławiu



Rys. 5.4. Histogramy rozkładu odstępów czasu między pojazdami jadącymi w kolumnie w różnych odległościach od skrzyżowania na ul. H. Sienkiewicza we Wrocławiu





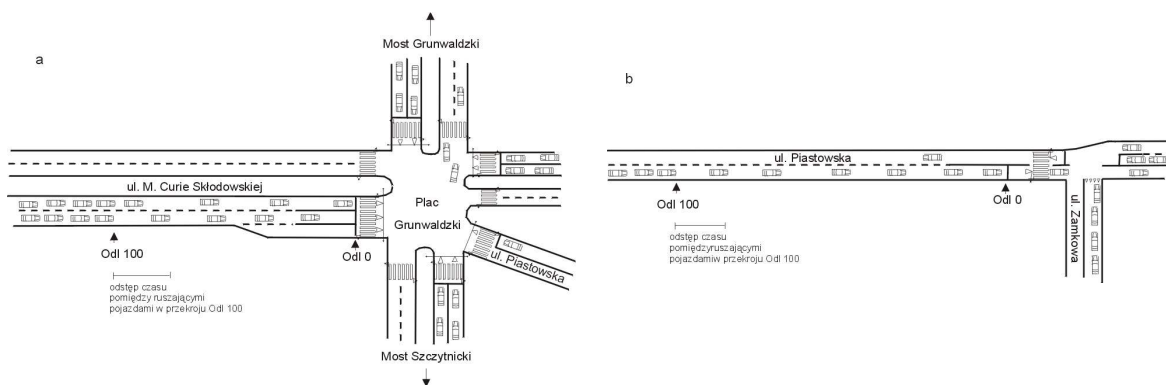
Rys. 5.5. Histogramy rozkładu odstępów czasu między pojazdami jadącymi w kolumnie w różnych odległościach od skrzyżowania na ul. Plebiscytowej w Opolu

### 5.2.2. Odstępy czasu pomiędzy ruszającymi pojazdami

Badania odstępów czasu pomiędzy ruszającymi pojazdami zostały wykonane w dwóch miejscach pomiarowych. Pierwsze stanowisko zlokalizowane zostało na ul. M. Curie – Skłodowskiej we Wrocławiu przy dojeździe do Placu Grunwaldzkiego od strony Mostu Zwierzynieckiego. Wlot ten leży na trasie najkrótszej trasy łączącej Wielką Wyspę (obejmującej dzielnice: Sępólno, Biskupin, Bartoszowice) z centrum Wrocławia. Kolejka

pojazdów na tym wlocie występowała praktycznie cały dzień. Jej długość niejednokrotnie sięgała kilku kilometrów. Jednak przeważnie jej długość sięgała kilkuset metrów. Drugie stanowisko pomiarowe zostało zlokalizowane na ul. Piastowskiej w Opolu od skrzyżowania z ul. Zamkową.

Zbadano odstępy czasu pomiędzy pojazdami ruszającymi w kolejce. Pomiarów dokonano na linii zatrzymania (Odl 0) oraz w odległościach 100 (Odl 100), 200 (Odl 200), 400 (Odl 400), 600 (Odl 600), 800 (Odl 800) metrów od linii zatrzymania. Pomiarów odstępów czasu dokonano za pomocą stopera. Schematy miejsc pomiarowych przedstawiono na rys. 5.6. Wyniki badań zostały przedstawione w tabelach 5.4 i 5.5.



Rys. 5.6. Schematy miejsc pomiarowych przy pomiarze odstępów czasu pomiędzy ruszającymi pojazdami (a – ul. M. Curie Skłodowskiej we Wrocławiu, b – ul. Piastowska w Opolu)

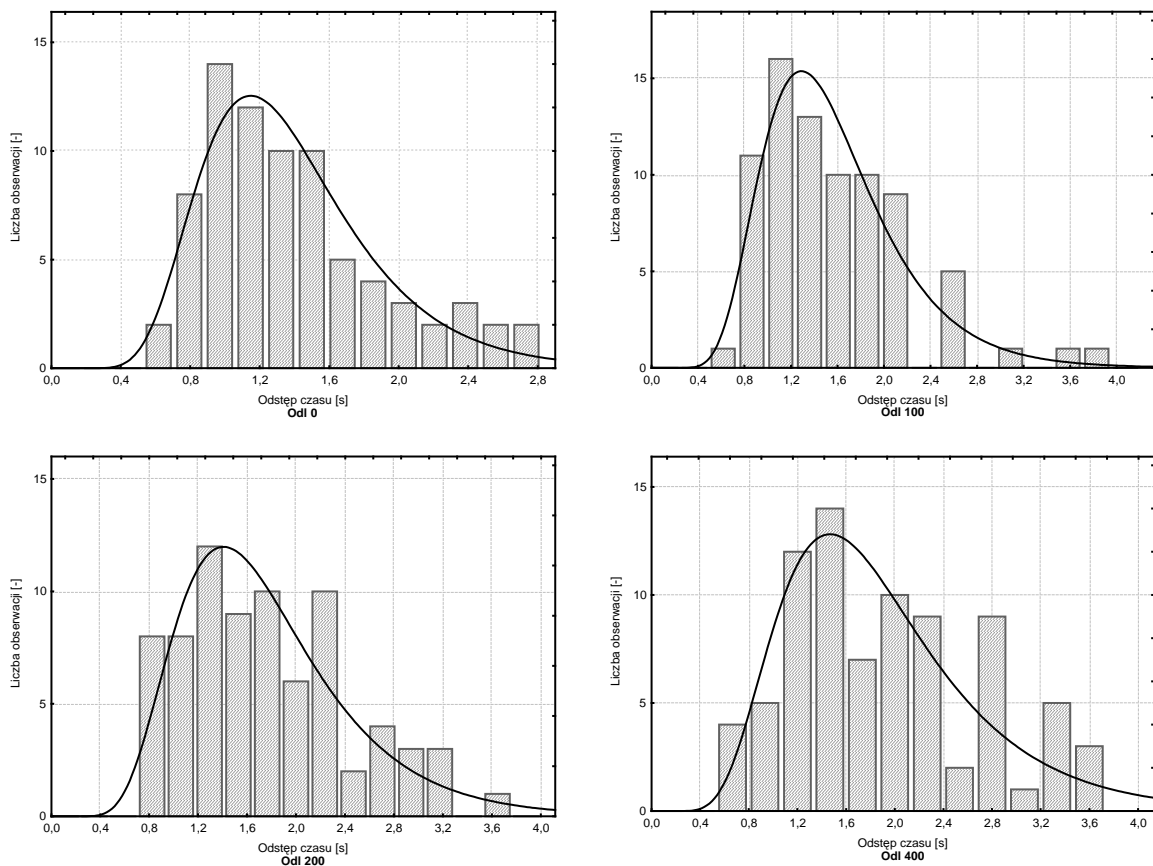
Tabela 5.4. Parametry charakteryzujące odstępy czasu pomiędzy pojazdami ruszającymi w kolejce w różnych odległościach od skrzyżowania na ul. M. Curie – Skłodowskiej we Wrocławiu

Typ przekroju		Odl 0	Odl 100	Odl 200	Odl 400	Odl 600	Odl 800
Liczebność	–	220	176	232	164	210	265
Wartość minimalna	[s]	0,57	0,67	0,36	0,67	0,63	0,77
Wartość maksymalna	[s]	3,57	3,76	4,22	3,41	5,60	7,46
Średnia	[s]	1,37	1,56	1,62	1,79	2,05	2,28
Odch. standardowe	[s]	0,52	0,55	0,58	0,70	0,82	0,97
Parametr skali $\mu$	–	0,25	0,32	0,41	0,47	0,64	0,74
Parametr kształtu $\sigma$	–	0,37	0,35	0,36	0,41	0,40	0,42
Obs. poziom istotności $p$	–	0,26	0,62	0,65	0,94	0,73	0,84

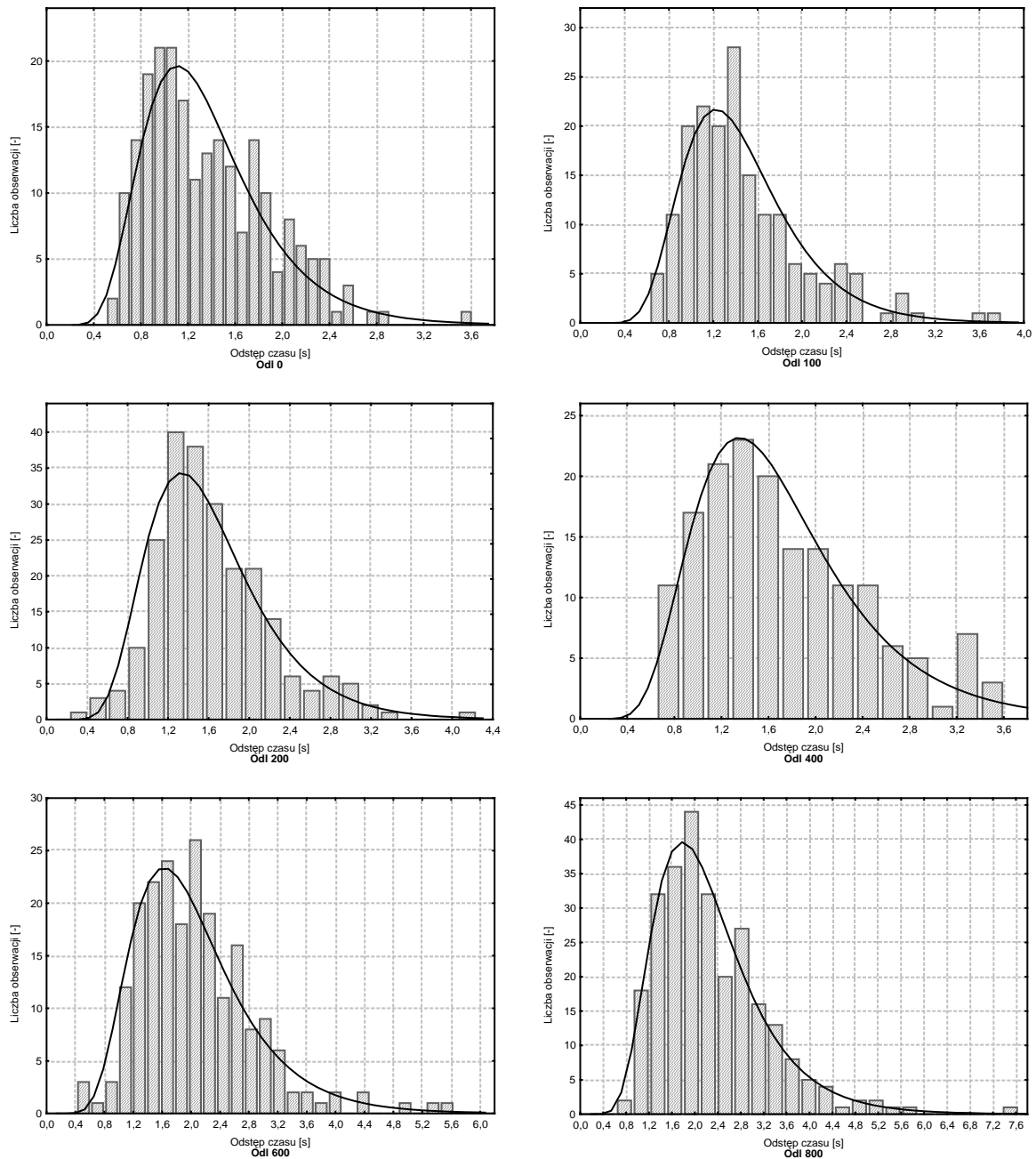
Tabela 5.5. Parametry charakteryzujące odstępy czasu pomiędzy pojazdami ruszającymi w kolejce w różnych odległościach od skrzyżowania na ul. Piastowskiej w Opolu

Typ przekroju		Odl 0	Odl 100	Odl 200	Odl 400
Liczebność	–	77	78	76	81
Wartość minimalna	[s]	0,66	0,67	0,71	0,78
Wartość maksymalna	[s]	2,78	3,84	3,56	3,65
Średnia	[s]	1,39	1,57	1,76	1,90
Odch. standardowe	[s]	0,52	0,62	0,68	0,77
Parametr skali $\mu$	–	0,26	0,38	0,49	0,56
Parametr kształtu $\sigma$	–	0,35	0,36	0,39	0,42
Obs. poziom istotności $p$	–	0,46	0,56	0,54	0,32

Histogramy rozkładu odstępów czasu pomiędzy ruszającymi pojazdami w różnych przekrojach przedstawiono na rysunkach 5.7 i 5.8.



Rys. 5.7. Histogramy rozkładów odstępów czasu pomiędzy ruszającymi pojazdami w różnych odległościach od linii zatrzymania na ul. Piastowskiej w Opolu



Rys. 5.8. Histogramy rozkładów odstępów czasu pomiędzy ruszającymi pojazdami w różnych odległościach od linii zatrzymania na ul. M. Curie – Skłodowskiej we Wrocławiu

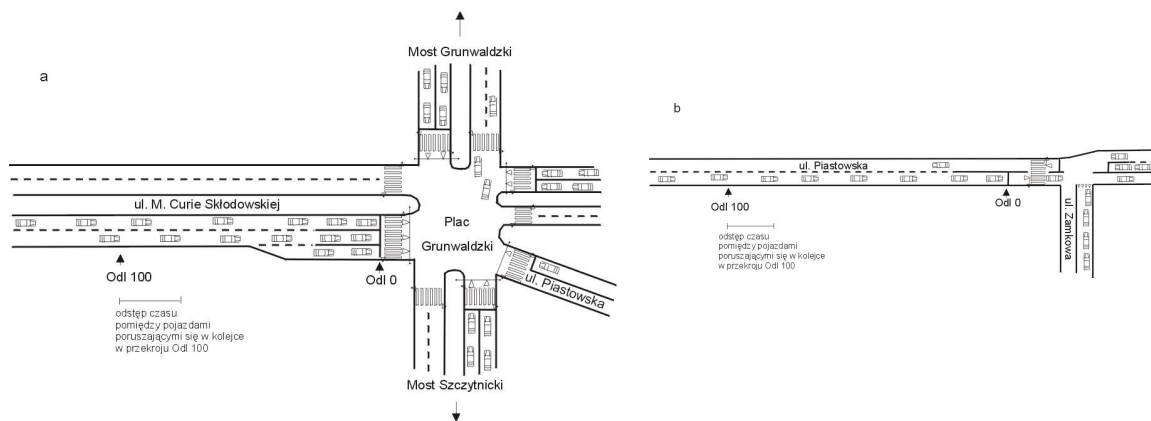
Odstępy czasu pomiędzy pojazdami ruszającymi w kolejce opisano rozkładem lognormalnym. Przeprowadzono zgodność rozkładów empirycznych z rozkładem lognormalnym, za pomocą testów  $\chi^2$  oraz Kołmogorowa – Smirnowa. Podano również obserwowalne poziomy istotności  $p$ . Są one wysokie, co wskazuje na dobrą zgodność rozkładów empirycznych z teoretycznymi. Na podstawie powyższych testów nie

ma przesłankę być odrzucić hipotezę, że odstępy czasu pomiędzy pojazdami ruszającymi w kolejce mają rozkład lognormalny.

Zauważono, że wraz z długością kolejki odstępy pomiędzy ruszającymi pojazdami stają się coraz większe. Również wzrasta ich rozrzut. Może być to związane z faktem, że kierowcy pojazdów w przekrojach bliskich linii zatrzymania mają perspektywę podczas danej fazy opuścić skrzyżowania z sygnalizacją świetlną, dlatego ruszają szybciej. Natomiast kierowcy pojazdów oczekujących w kolejce daleko od linii zatrzymania nie spieszą się z ruszeniem, ponieważ po przesunięciu się w kolejce pojazdów o kilkadziesiąt metrów znów będą stali.

### 5.2.3. Odstępy czasu pomiędzy pojazdami poruszającymi się w kolejce

Badania odstępów czasu pomiędzy pojazdami poruszającymi się w kolejce zostały wykonane, podobnie jak poprzednie, na ul. M. Curie – Skłodowskiej przy dojeździe do Placu Grunwaldzkiego we Wrocławiu oraz na ul. Piastowskiej w Opolu. Pomiarów dokonano przed linią zatrzymania (Odl 0) oraz w odległościach 100 (Odl 100), 200 (Odl 200), 400 (Odl 400), 600 (Odl 600), 800 (Odl 800) metrów od linii zatrzymania. Pomiarów dokonano za pomocą stopera. Wyniki badań zostały przedstawione w tabelach 5.6 i 5.7. Schemat miejsc pomiarowych przedstawiono na rys. 5.9.



Rys. 5.9. Schematy miejsc pomiarowych przy pomiarze odstępów czasu pomiędzy pojazdami poruszającymi się w kolejce (a – ul. M. Curie Skłodowskiej we Wrocławiu, b – ul. Piastowska w Opolu)

Tabela 5.6. Parametry charakteryzujące odstępy czasu pomiędzy pojazdami przesuwanymi się w kolejce w różnych odległościach od skrzyżowania na ul. M. Curie – Skłodowskiej we Wrocławiu

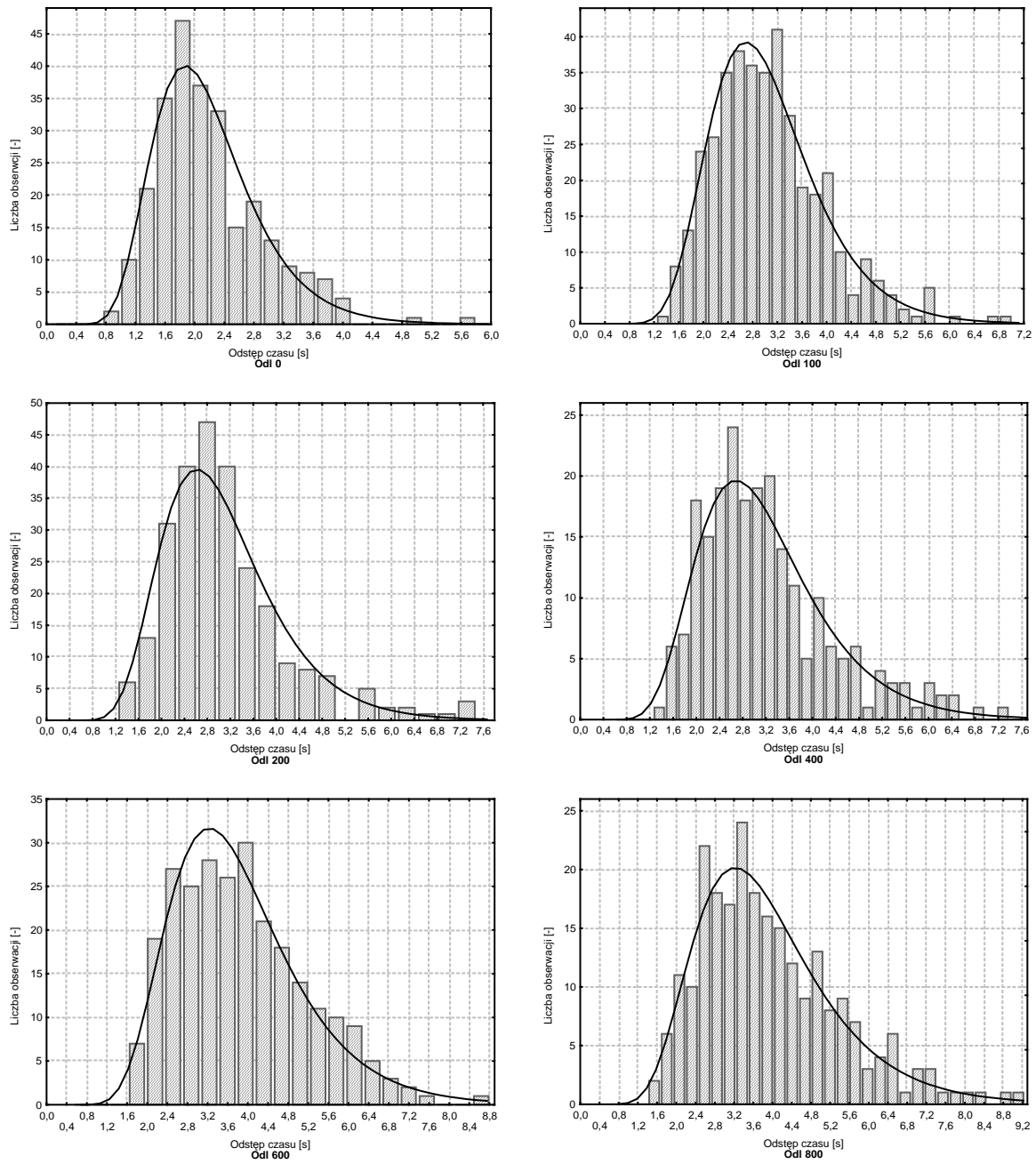
Typ przekroju		Odl 0	Odl 100	Odl 200	Odl 400	Odl 600	Odl 800
Liczebność	–	262	388	257	225	386	311
Wartość minimalna	[s]	0,84	1,34	1,27	1,26	1,33	1,51
Wartość maksymalna	[s]	5,55	6,83	7,45	7,25	8,61	9,06
Średnia	[s]	2,18	3,05	3,08	3,19	3,56	3,71
Odch. standardowe	[s]	0,73	0,91	1,10	1,14	1,26	1,40
Parametr skali $\mu$	–	0,73	1,07	1,07	1,10	1,21	1,24
Parametr kształtu $\sigma$	–	0,32	0,28	0,33	0,35	0,35	0,36
Obs. poziom istotności $p$	–	0,61	0,83	0,58	0,73	0,77	0,75

Tabela 5.7. Parametry charakteryzujące odstępy czasu pomiędzy pojazdami przesuwanymi się w kolejce w różnych odległościach od skrzyżowania na ul. Piastowskiej w Opolu

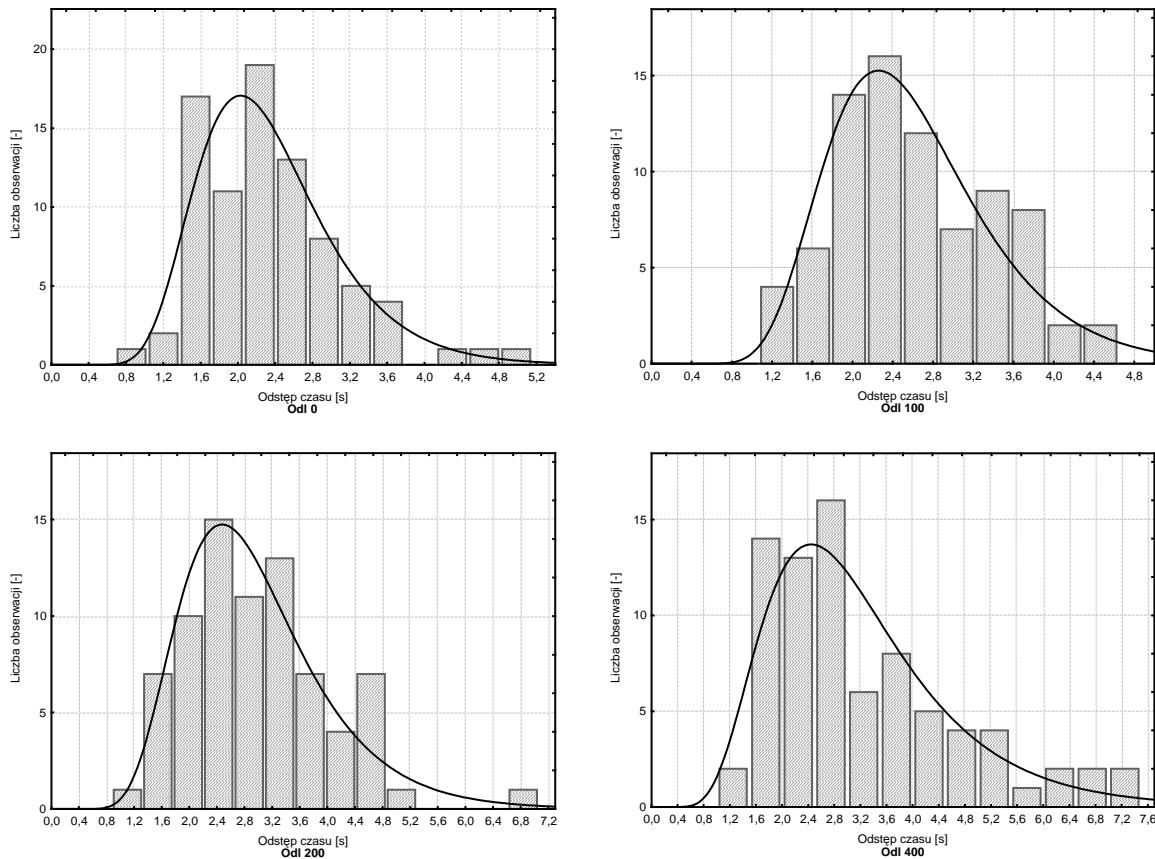
Typ przekroju		Odl 0	Odl 100	Odl 200	Odl 400
Liczebność	–	83	80	77	79
Wartość minimalna	[s]	0,83	1,30	1,21	1,41
Wartość maksymalna	[s]	5,03	4,54	6,72	7,32
Średnia	[s]	2,34	2,62	2,97	3,22
Odch. standardowe	[s]	0,76	0,81	1,03	1,45
Parametr skali $\mu$	–	0,80	0,91	1,03	1,08
Parametr kształtu $\sigma$	–	0,31	0,31	0,34	0,43
Obs. poziom istotności $p$	–	0,54	0,67	0,81	0,59

Histogramy rozkładu odstępów czasu pomiędzy poruszającymi się pojazdami w kolejce w różnych przekrojach przedstawiono na rysunkach 5.10 i 5.11.

Odstępy czasu pomiędzy pojazdami poruszającymi się w kolejce opisano rozkładem lognormalnym. Przeprowadzono zgodność rozkładów empirycznych z rozkładem lognormalnym, za pomocą testów  $\chi^2$  oraz Kołmogorowa – Smirnowa. Podano również wartości obserwowalnych poziomów istotności  $p$ . Są one wysokie, co wskazuje na dobrą zgodność rozkładów empirycznych z teoretycznymi. Na podstawie powyższych testów nie ma przesłanek być odrzucić hipotezę, że odstępy czasu pomiędzy pojazdami poruszającymi się w kolejce mają rozkład lognormalny.



Rys. 5.10. Histogramy rozkładu odstępów czasu pomiędzy pojazdami przesuwanymi się w kolejce w różnych odległościach od linii zatrzymania na ul. M. Curie – Skłodowskiej we Wrocławiu



Rys. 5.11. Histogramy rozkładu odstępów czasu pomiędzy pojazdami przesuwanymi się w kolejce w różnych odległościach od linii zatrzymania na ul. Piastowskiej w Opolu

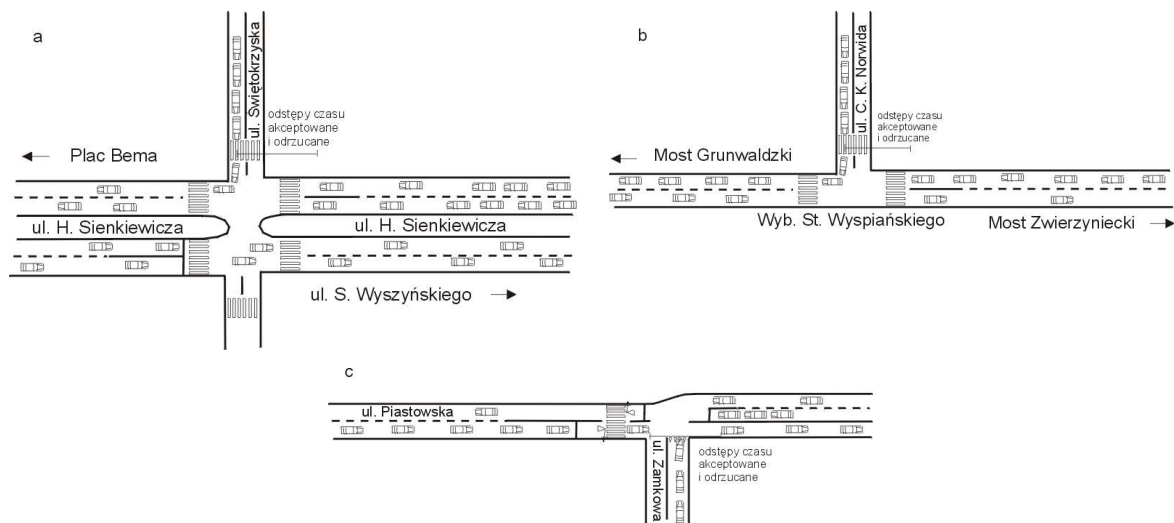
Zauważono, że wraz z długością kolejki odstępów pomiędzy przesuwanymi się pojazdami stają się coraz większe. Również wzrasta ich rozrzut. Może być to związane z faktem, że pojazdy w przekrojach bliskich linii zatrzymania mają perspektywę podczas danej fazy opuścić skrzyżowania z sygnalizacją świetlną, dlatego poruszają się w mniejszych odległościach. Natomiast kierowcy pojazdów oczekujących w kolejce daleko od linii zatrzymania nie spieszą się z ruszeniem, ale też posuwają się do przodu bardzo wolno, ponieważ po przesunięciu się w kolejce pojazdów o kilkadziesiąt metrów znów będą stali.

#### 5.2.4. Graniczne odstępów czasu

Badania granicznych odstępów czasu zostały wykonane w trzech miejscach pomiarowych. Pierwsze miejsce to skrzyżowanie ulic H. Sienkiewicza i Świętokrzyskiej we Wrocławiu. Skrzyżowanie to zlokalizowane jest w odległości ok. 200 metrów od skrzyżowania z sygnalizacją świetlną (na Pl. Bema), co powoduje, że pojazdy poruszają się z większą prędkością. Przy niewielkich długościach kolejki widoczna jest okresowość



ruchu pojazdów (na podstawie przeprowadzonych obserwacji zauważono, że przeciętnie okresowość ruchu pojazdów w kolejce kończy się, gdy długość kolejki przekracza 200 pojazdów). Okres równy jest długości cyklu. Drugie miejsce pomiarowe zostało zlokalizowane na skrzyżowaniu Wybrzeża Wyspiańskiego z ulicą C.K. Norwida we Wrocławiu. Skrzyżowanie to zlokalizowane jest w odległości ok. 600 metrów od sygnalizacji świetlnej (przy Moście Grunwaldzkim), co powoduje, że nie występuje już okresowość ruchu pojazdów w kolejce i pojazdy poruszają się z mniejszą prędkością. Trzecie miejsce pomiarowe zostało zlokalizowane na skrzyżowaniu ul. Piastowskiej i Zamkowej w Opolu. Jest to skrzyżowanie, przy którym występuje sygnalizacja świetlna związana z przejściem dla pieszych, ale ruch pojazdów jest ograniczony obecnością kolejki pojazdów przed kolejnym skrzyżowaniem z sygnalizacją świetlną. Pomierzono odstępy czasu pomiędzy przesuwanymi się pojazdami w kolejce na jezdni głównej akceptowane przez pojazdy z wlotów podporządkowanych włączające się do tej kolejki pojazdów. Pomierzono również odstępy czasu pomiędzy pojazdami na jezdni głównej odrzucane przez kierowców z wlotów podporządkowanych. Do dalszych analiz brano największe odrzucane odstępy czasu przez poszczególne pojazdy włączające się do ruchu na jezdni głównej. Pod uwagę wzięto tylko manewr prawoskrętu z drogi podporządkowanej, w warunkach gdy na jezdni głównej przesuwa się kolejka pojazdów. Schemat miejsc pomiarowych przedstawiono na rys. 5.12. Wyniki przeprowadzonych badań zostały umieszczone w tabelach 5.8, 5.9 i 5.10.



Rys. 5.12. Schemat miejsc pomiarowych przy pomiarze akceptowanych i odrzucanych odstęgów czasu (a – skrzyżowanie ul. H. Sienkiewicza i Świątokrzyskiej we Wrocławiu, b – skrzyżowanie Wyb. Wyspiańskiego i ul. C.K. Norwida we Wrocławiu, c – skrzyżowanie ul. Piastowskiej i Zamkowej w Opolu)

Tabela 5.8. Parametry charakteryzujące akceptowane i największe odrzucone odstępy czasu dla skrzyżowania ul. H. Sienkiewicza i Świętokrzyskiej we Wrocławiu

Typ odstępu czasu		Odstęp akceptowany	Odstęp odrzucony
Liczebność	–	151	151
Wartość minimalna	[s]	2,61	1,14
Wartość maksymalna	[s]	6,62	4,93
Średnia	[s]	4,01	2,70
Odch. standardowe	[s]	0,85	0,72
Mediana	[s]	3,85	2,63
Parametr skali $\mu$	–	1,37	0,96
Parametr kształtu $\sigma$	–	0,45	0,27
Obs. poziom istotności $p$	–	0,87	0,52

Tabela 5.9. Parametry charakteryzujące akceptowane i największe odrzucone odstępy czasu dla skrzyżowania Wybrzeża Wyspiańskiego i ul. C.K. Norwida we Wrocławiu

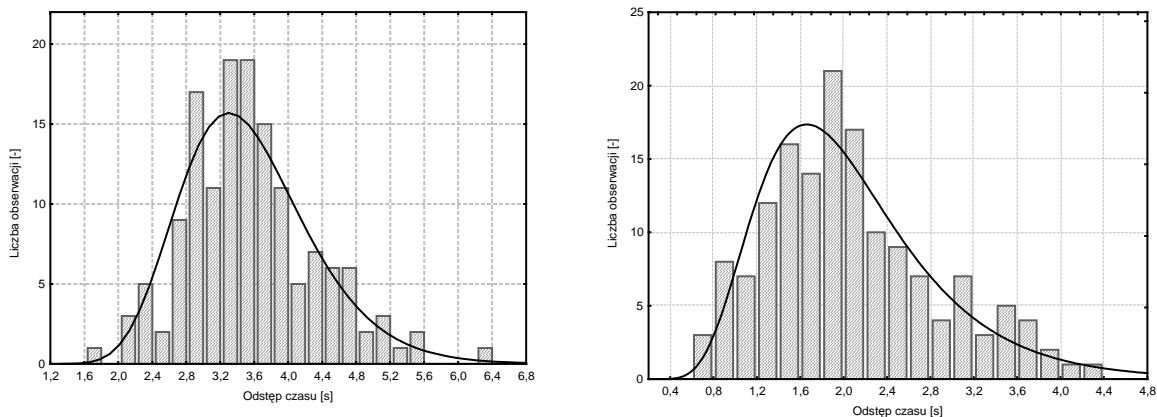
Typ odstępu czasu		Odstęp akceptowany	Odstęp odrzucony
Liczebność	–	145	145
Wartość minimalna	[s]	1,66	0,88
Wartość maksymalna	[s]	6,24	4,10
Średnia	[s]	3,54	2,27
Odch. standardowe	[s]	0,77	0,76
Mediana	[s]	3,51	2,12
Parametr skali $\mu$	–	1,24	0,76
Parametr kształtu $\sigma$	–	0,47	0,35
Obs. poziom istotności $p$	–	0,45	0,74

Tabela 5.10. Parametry charakteryzujące akceptowane i największe odrzucone odstępy czasu dla skrzyżowania ul. Piastowskiej i Zamkowej w Opolu

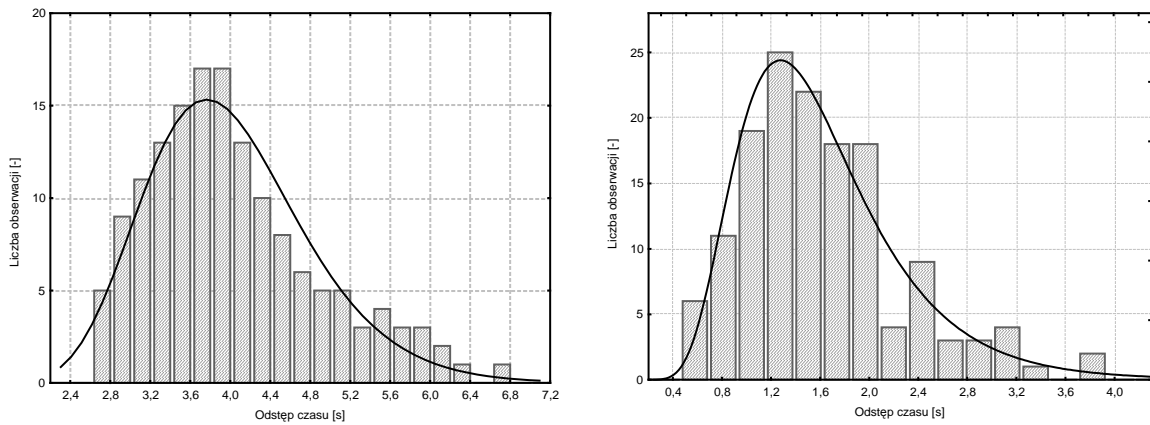
Typ odstępu czasu		Odstęp akceptowany	Odstęp odrzucony
Liczebność	–	73	73
Wartość minimalna	[s]	1,96	1,17
Wartość maksymalna	[s]	6,73	3,68
Średnia	[s]	3,47	2,34
Odch. standardowe	[s]	1,10	0,62
Mediana	[s]	3,15	2,25
Parametr skali $\mu$	–	1,19	0,81
Parametr kształtu $\sigma$	–	0,30	0,28
Obs. poziom istotności $p$	–	0,92	0,86

Akceptowane oraz największe odrzucone odstępy czasu dla kierowców pojazdów z wlotów podporządkowanych opisano rozkładem lognormalnym. Do opisu akceptowanych i największych odrzucanych odstępow czasu przyjmowane są w literaturze następujące rozkłady: normalny [32], lognormalny [122, 137]. Przeprowadzono zgodność rozkładów empirycznych z rozkładem lognormalnym, za pomocą testów  $\chi^2$  oraz Kolmogorowa – Smirnowa. Podano również wartości obserwowalnych poziomów istotności  $p$ . Są one wysokie, co wskazuje na dobrą zgodność rozkładów empirycznych z teoretycznymi. Na podstawie powyższych testów nie ma przesłanek być odrzucić hipotezę, że akceptowane i największe odrzucone odstępy czasu mają rozkład lognormalny.

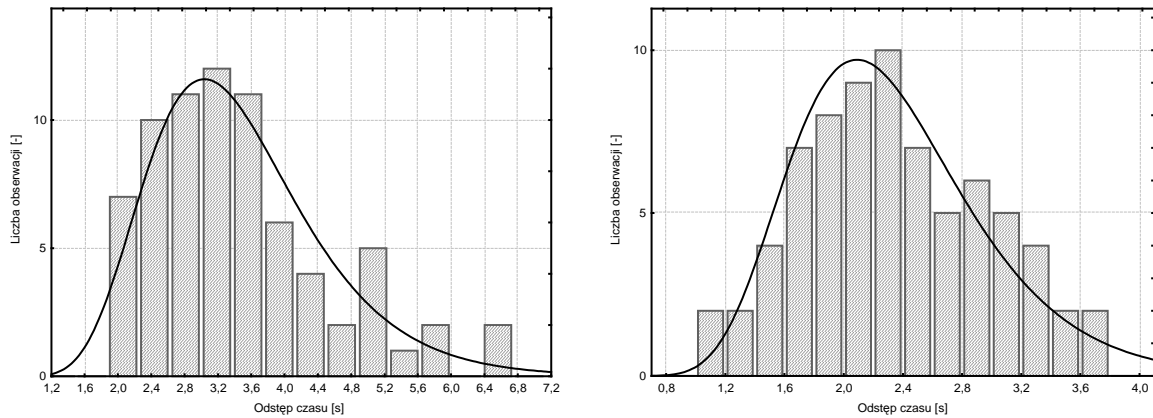
Histogramy rozkładu akceptowanych i największych odrzucanych odstępow czasu dla trzech stanowisk pomiarowych przedstawione zostały na rysunkach 5.13, 5.14 oraz 5.15.



Rys. 5.13. Histogramy rozkładu akceptowanych i największych odrzucanych odstępow czasu dla skrzyżowania H. Sienkiewicza i Świętokrzyskiej we Wrocławiu



Rys. 5.14. Histogramy rozkładu akceptowanych i największych odrzucanych odstępów czasu dla skrzyżowania Wybrzeża Wyspiańskiego i ul. C.K. Norwida we Wrocławiu



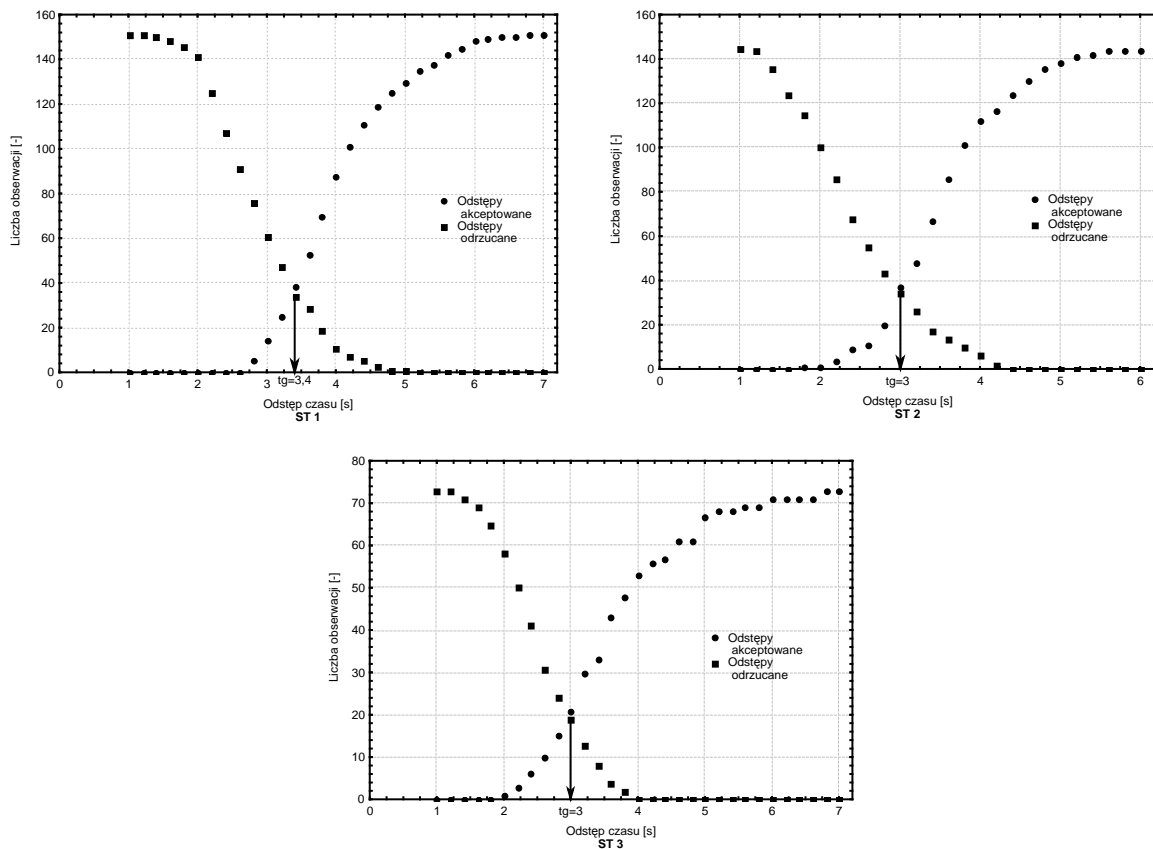
Rys. 5.15. Histogramy rozkładu akceptowanych i największych odrzucanych odstępów czasu dla skrzyżowania ul. Piastowskiej i Zamkowej w Opole

Wartości granicznych odstępów czasu estymowane jako wartość średnia i mediana akceptowanych odstępów czasu oraz wg metody Raffa przedstawione zostały w tabeli 5.11. Graniczny odstęp czasu wg metody Raffa jest to wartość, w której skumulowane krzywe akceptowanych i odrzucanych odstępów czasu przecinają się [18].

Tabela 5.11. Estymacja granicznych odstępów czasu wg różnych metod

	Skrzyżowanie Sienkiewicza i Świętokrzyskiej (ST 1)	Skrzyżowanie Wyb. Wyspiańskiego i Norwida (ST 2)	Skrzyżowanie Piastowskiej i Zamkowej (ST 3)
Wartość średnia [s]	4,0	3,5	3,5
Mediana [s]	3,9	3,5	3,2
Metoda Raffa [s]	3,4	3,0	3,0

Graficzne przedstawienie metody Raffa dla trzech stanowisk pomiarowych przedstawiono na rysunku 5.16.



Rys. 5.16. Graficzne przedstawienie metody Raffa

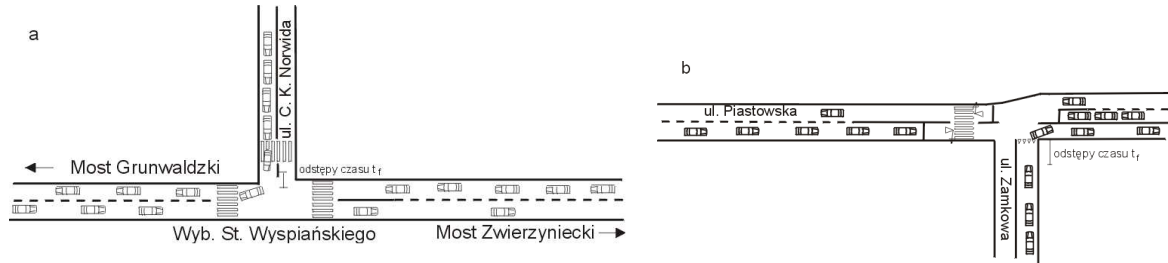
Różne metody estymacji dają czasem bardzo odmienne wartości granicznego odstępu czasu. Wartości granicznych odstępu czasu uzyskiwana jako wartość średnia i mediana akceptowanych odstępu czasu są jednakowe lub prawie jednakowe. Natomiast estymacja granicznych odstępu czasu otrzymana metodą Raffa daje wartości niższe. Do analiz przyjęto wartości granicznego odstępu czasu estymowane metodą Raffa.

### 5.2.5. Odstęp czasu $t_f$

Odstęp czasu  $t_f$  jest to odstęp pomiędzy pojazdami wjeżdżającymi z kolejki z wlotu podporządkowanego [93].

Badania odstępu czasu  $t_f$  wykonane zostały na dwóch stanowiskach pomiarowych. Pierwsze stanowisko pomiarowe zlokalizowane zostało na skrzyżowaniu Wybrzeża Wyspiańskiego z ulicą C.K. Norwida we Wrocławiu, natomiast drugie stanowisko zostało zlokalizowane na skrzyżowaniu ul. Piastowskiej i Zamkowej w Opolu. Obserwowano odstępy pomiędzy pojazdami wyjeżdżającymi z wlotu podporządkowanego wykorzystującymi ten

sam odstęp czasu pomiędzy pojazdami w potoku głównym. Uwzględniono tylko pojazdy skręcające w prawo. Schemat miejsc pomiarowych przedstawiono na rys. 5.17. Wyniki przeprowadzonych badań zostały przedstawione w tabeli 5.12.



Rys. 5.17. Schemat miejsc pomiarowych przy pomiarze odstępów  $t_f$  (a – skrzyżowanie Wybrzeża Wyspiańskiego i ul. C.K. Norwida we Wrocławiu, b – skrzyżowanie ul. Piastowskiej i Zamkowej w Opolu)

Tabela 5.12. Wyniki badań odstępów  $t_f$

		Skrzyżowanie Wyb. Wyspiańskiego i Norwida (ST 1)	Skrzyżowanie Piastowskiej i Zamkowej (ST 2)
Liczebność	–	186	73
Wartość minimalna	[s]	1,08	1,19
Wartość maksymalna	[s]	4,34	4,72
Średnia	[s]	2,54	2,60
Odch. standardowe	[s]	0,71	0,72
Obs. poziom istotności $p$	–	0,60	0,79

Odstępy pomiędzy pojazdami  $t_f$  opuszczającymi wlot podporządkowany i wykorzystującymi ten sam odstęp czasu pomiędzy pojazdami w potoku głównym opisano rozkładem normalnym, którego funkcja gęstości prawdopodobieństwa opisana jest za pomocą równania (5.4) [91]:

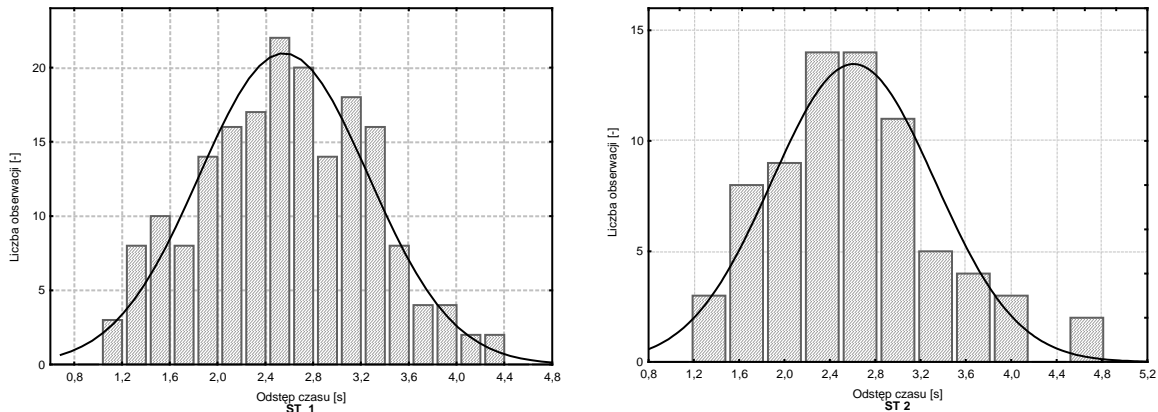
$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot \exp\left[-\frac{(x-m)^2}{2\sigma^2}\right]; \quad (5.4)$$

gdzie:

$m$  – średnia rozkładu;

$\sigma$  – odchylenie standardowe.

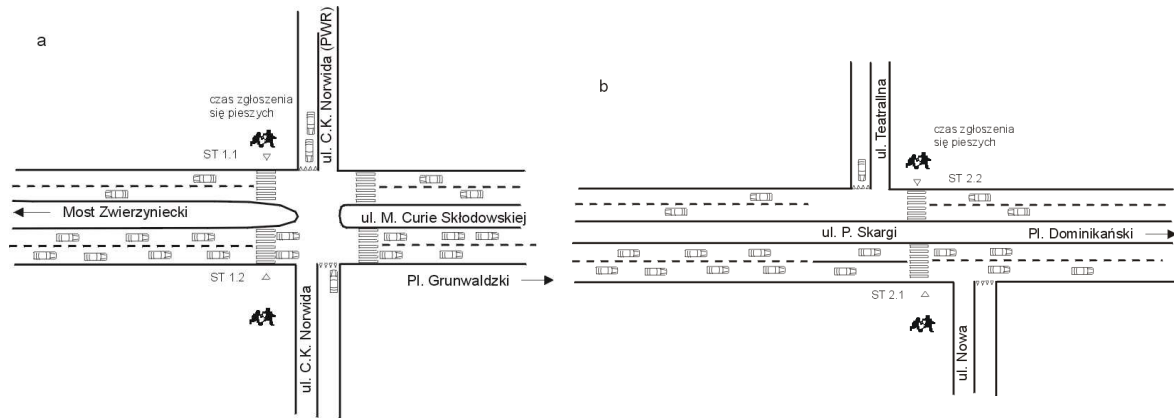
Przeprowadzono badanie zgodności rozkładu empirycznego z rozkładem normalnym, za pomocą testów  $\chi^2$  oraz Kołmogorowa – Smirnowa. Na podstawie tych testów można przyjąć, że odstępy  $t_f$  mają rozkład normalny. Podano również wartość obserwowalnego poziomu istotności  $p$ . Jest ona dość wysoka, co wskazuje na dobrą zgodność rozkładu empirycznego z teoretycznym. Histogramy rozkładu odstępów  $t_f$  został przedstawiony na rysunku 5.18.



Rys. 5.18. Histogramy rozkładu odstępów  $t_f$

### 5.2.6. Odstępy czasu pomiędzy zgłoszeniami pieszych do przejścia przez jezdnię

Badania odstępów czasu pomiędzy zgłoszeniami pieszych wykonano we Wrocławiu w okolicy dwóch skrzyżowań: M. Curie – Skłodowskiej i C. K. Norwida oraz P. Skargi i Nowej we Wrocławiu. Mierzono czas zgłoszenia pieszych do przejścia dla pieszych po zewnętrznej stronie jezdni. Różnicując otrzymane wartości czasów można było otrzymać odstępy pomiędzy zgłoszeniami pieszych. W poszczególnych zgłoszeniach zliczano również liczbę pieszych. Podczas pojedynczego zgłoszenia mógł pojawić się jeden pieszy, dwóch lub więcej pieszych. Grupa osób zgłaszająca się do przejścia dla pieszych w tym samym czasie była traktowana jako pojedyncze zgłoszenie. W obrębie skrzyżowania podporządkowanego na jezdni głównej z pasem rozdziału występują zasadniczo cztery przejścia dla pieszych. Zbadano po dwa dojścia do przejść na każdym skrzyżowaniu. Na pierwszym skrzyżowaniu oznaczono je jako: ST 1.1 oraz ST 1.2, zaś na drugim skrzyżowaniu: ST 2.1 oraz ST 2.2. Schemat miejsc pomiarowych przedstawiono na rys. 5.19. Wyniki dotyczące liczebności próbek, pomierzonej wartości minimalnej i maksymalnej, średniej, odchylenia standardowego, obserwowalnego poziomu istotności zostały przedstawione w tabeli 5.13.



Rys. 5.19. Schemat miejsc pomiarowych przy pomiarze odstępów czasu pomiędzy zgłoszeniami pieszych do przejścia przez jezdnię  
(a – skrzyżowanie ul. M. Curie Skłodowskiej i C.K. Norwida we Wrocławiu,  
b – skrzyżowanie ul. P. Skargi i Teatralnej we Wrocławiu)

Tabela 5.13. Wyniki badań odstępów czasu pomiędzy zgłoszeniami pieszych do przejścia przez jezdnię

Stanowisko pomiarowe		ST 1.1	ST 1.2	ST 2.1	ST 2.2
Liczebność	–	86	123	113	117
Wartość minimalna	[s]	1	1	1	1
Wartość maksymalna	[s]	263	201	137	160
Średnia	[s]	43	30	35	33
Odch. standardowe	[s]	42	34	33	30
Intensywność $\lambda$	–	0,023	0,033	0,029	0,031
Obs. poziom istotności $p$	–	0,44	0,27	0,98	0,74

Odstępy pomiędzy zgłoszeniami pieszych do przejścia przez jezdnię (od strony zewnętrznej) opisano za pomocą rozkładu wykładniczego, którego funkcja gęstości prawdopodobieństwa opisana jest równaniem (5.5):

$$f(x) = \lambda \cdot \exp(-\lambda \cdot x), \quad (5.5)$$

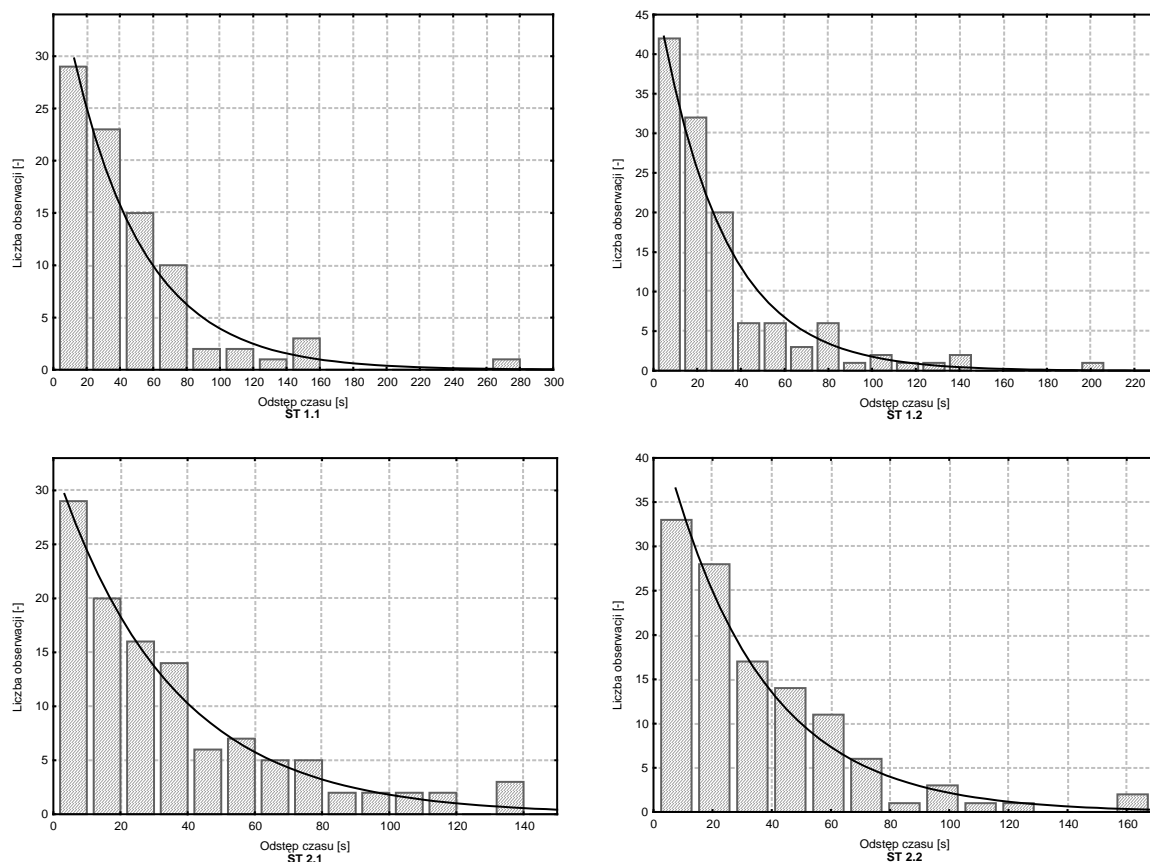
gdzie:

$\lambda$  – intensywność.

Przeprowadzono badania zgodności rozkładów empirycznych z rozkładem wykładniczym, za pomocą testów  $\chi^2$  oraz Kołmogorowa – Smirnowa. Podano również wartości obserwowalnych poziomów istotności  $p$ . Są one dość wysokie, co wskazuje na dobrą



zgodność rozkładów empirycznych z teoretycznymi. Histogramy rozkładów odstępów czasu pomiędzy zgłoszeniami pieszych do przejścia przez jezdnię przedstawiono na rys. 5.20.



Rys. 5.20. Histogramy rozkładów odstępów czasu pomiędzy zgłoszeniami pieszych do przejścia przez jezdnię

Przeanalizowano również liczbę osób podczas poszczególnych zgłoszeń. Wyniki tych analiz umieszczono w tabeli 5.14.

Tabela 5.14. Wyniki analiz liczby pieszych podczas poszczególnych zgłoszeń

Stanowisko pomiarowe	ST 1.1	ST 1.2	ST 2.1	ST 2.2
Liczba zgłoszeń:	87	124	114	118
– jednoosobowych	68	92	87	97
– dwuosobowych	17	23	21	14
– trzyosobowych	2	8	6	6
– czteroosobowych	-	1	-	1
Liczba pieszych	108	166	147	147
Średnia liczba pieszych podczas zgłoszenia	1,24	1,34	1,29	1,25

Zdecydowaną większość zgłoszeń pieszych do przejścia przez jezdnię stanowią zgłoszenia jednoosobowe. W zależności od stanowiska pomiarowego stanowią 74,2 ÷ 82,2 % wszystkich zgłoszeń. Grupy dwuosobowe stanowią 11,9 ÷ 19,5 % wszystkich zgłoszeń, grupy trzyosobowe 2,3 ÷ 6,5 %, zaś czteroosobowe 0 ÷ 0,8 % wszystkich zgłoszeń. Średnia liczebność podczas pojedynczego zgłoszenia waha się w granicach 1,24 ÷ 1,34 osoby.

### 5.2.7. Prędkość pieszych na przejściu przez jezdnię

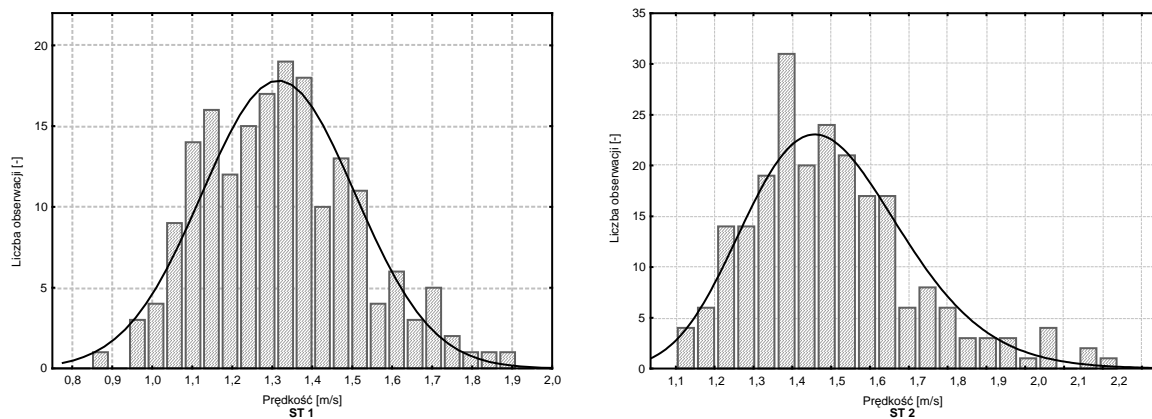
Badanie prędkości pieszych wykonano na dwóch stanowiskach pomiarowych. Pierwsze stanowisko stanowiło jedno z przejść dla pieszych na skrzyżowaniu ulic H. Sienkiewicza i Świętokrzyskiej we Wrocławiu. Skrzyżowanie to zlokalizowane jest w centrum miasta. Przechodzący piesi byli w różnych przedziałach wiekowych i o różnych predyspozycjach fizycznych. Długość analizowanego przejścia dla pieszych wynosiła 6,1 metra. Natomiast drugie stanowisko zlokalizowane było na jednym z przejść na skrzyżowaniu ulic Wróblewskiego i Tramwajowej we Wrocławiu. Skrzyżowanie to występuje przy osiedlu akademickim, tak więc użytkownikami tego przejścia są w większości studenci – ludzie młodzi i zdrowi. Na tym przejściu uwzględniono tylko tę grupę wiekową w badaniach. Długość analizowanego przejścia dla pieszych wynosiła 3,75 metra. Oba te skrzyżowania nie posiadają sygnalizacji świetlnej, więc pieszy przechodzi przez jezdnię ze swoją normalną prędkością. Prędkości pieszych nie pomierzono w sposób bezpośredni. Wyznaczono ją w sposób pośredni, na podstawie znajomości czasów przejścia i długości przejścia dla pieszych. Założono, że pieszy przechodząc przez jezdnię porusza się ze stałą prędkością. Wyniki uzyskanych badań przedstawiono w tabeli 5.15.

Tabela 5.15. Wyniki badań prędkości pieszych

		Stanowisko nr 1	Stanowisko nr 2
Liczebność	–	185	224
Wartość minimalna	[m/s]	0,89	1,07
Wartość maksymalna	[m/s]	1,87	2,20
Średnia	[m/s]	1,31	1,46
Odch. standardowe	[m/s]	0,19	0,21
Parametr skali $\mu$	–	–	0,37
Parametr kształtu $\sigma$	–	–	0,14
Obs. poziom istotności $p$	–	0,45	0,31

Dla stanowiska nr 1 dokonano opisu rozkładu prędkości pieszych za pomocą rozkładu normalnego, natomiast dla stanowiska nr 2 za pomocą rozkładu lognormalnego. W przypadku stanowiska nr 2 rozkład nie jest symetryczny – przeważają większe prędkości.

Przeprowadzono badania zgodności rozkładów empirycznych z rozkładem normalnym i lognormalnym, za pomocą testów  $\chi^2$  oraz Kołmogorowa – Smirnowa. Nie ma przesłanek by odrzucić przyjęte rozkłady prędkości. Podano również wartości obserwowalnych poziomów istotności  $p$ . Histogramy rozkładów prędkości pieszych na przejściach przez jezdnię przedstawiono na rys. 5.21.



Rys. 5.21. Histogramy rozkładów prędkości pieszych na przejściach przez jezdnię

Przeprowadzono również analizę kwartyli prędkości pieszych. Są to wielkości, które informują jakiej prędkości nie przekracza 25%, 50% i 75% badanej populacji. Wyniki przedstawione zostały w tabeli 5.16.

Tabela 5.16. Analiza kwartyli prędkości pieszych podczas przejścia przez jezdnię

		Stanowisko nr 1	Stanowisko nr 2
Kwartyl dolny $k_{25}$	[m/s]	1,16	1,32
Mediana $k_{50}$	[m/s]	1,31	1,43
Kwartyl górny $k_{75}$	[m/s]	1,45	1,57

Wyniki badań ze stanowiska pomiarowego nr 1 są bardziej reprezentatywne. Zawierają próbkę osób w różnych przedziałach wiekowych i o różnych zdolnościach fizycznych. Uzyskane wyniki są podobne do wyników badań przedstawionych w pracy [73]. Średnia i mediana (1,31 m/s) są niższe od zalecanej prędkości pieszych (1,4 m/s) [108] uwzględnianej przy obliczaniach czasów ewakuacji pieszych na skrzyżowaniach z sygnalizacją świetlną. Można zauważyć, że dla prawie 25 % populacji zalecana prędkość jest zbyt wysoka.

### 5.2.8. Udzielanie pierwszeństwa pieszym

Pieszy przechodząc przez jezdnię znajduje się w konflikcie z pojazdami. Jako słabszy uczestnik ruchu znajduje się na gorszej pozycji. Chcąc bezpiecznie przejść przez jezdnię musi przepuścić wszystkie pojazdy jadące jezdnią. Dopiero, gdy pomiędzy pojazdami wytworzy się większy odstęp czasu jest w stanie bezpiecznie pokonać przejście dla pieszych. Graniczny odstęp czasu wystarczający do bezpiecznego przejścia przez jezdnię zależy nie tylko od odległości między pojazdami, lecz również od ich prędkości [122]. Zależy również od konfiguracji przejścia (liczba pasów ruchu do przejścia, rozdzielenie kierunków pasem rozdziału lub azylem). Nie jest to jedyna sytuacja, kiedy pieszy może przejść przez jezdnię. W przypadku skrzyżowań z pierwszeństwem przejazdu na wlotach podporządkowanych występuje często kolejka pojazdów oczekująca na włączenie się do ruchu. Pomiedzy oczekującymi pojazdami pieszy jest w stanie spokojnie przejść przez jezdnię. Często w warunkach ograniczonej przepustowości pobliskiego skrzyżowania z sygnalizacją świetlną również na jezdni głównej tworzy się kolejka pojazdów, co ułatwia pieszym przejście przez jezdnię. Trzecią możliwością przejścia przez jezdnię jest udzielenie pierwszeństwa pieszym przez pojazdy poruszające się po jezdni. Skłonność kierowców do udzielania pierwszeństwa pieszym zależy od lokalizacji pieszego, jego zachowania, ale także od rodzaju ruchu w jakim porusza się dany kierowca. Udzielanie pierwszeństwa w zależności od liczebności pieszych oczekujących na przejście rozważono w pracy [122].

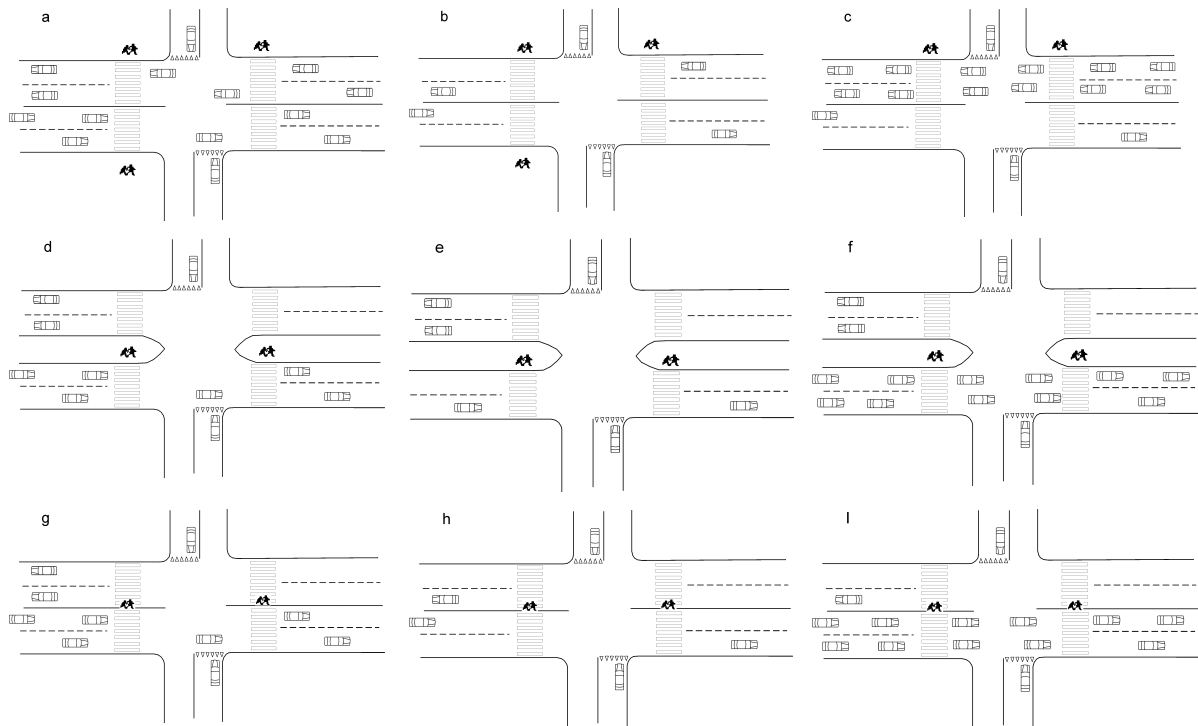
Można wyróżnić trzy lokalizacje pieszego, chcącego przejść przez jezdnię:

- na chodniku (po zewnętrznej stronie jezdni),
- w pasie rozdziału (po wewnętrznej stronie jezdni),
- na środku jezdni (gdy nie ma pasa rozdziału lub azyłu dla pieszych).

Najniebezpieczniejsza jest trzecia lokalizacja. Ale daje ona najlepszy skutek dla chcącego przejść przez jezdnię. Można również wyróżnić trzy typy ruchów w jakim poruszają się pojazdy:

- ruch swobodny,
- ruch w kolumnie pojazdów,
- ruch w kolejce pojazdów.

Poszczególne rodzaje ruchów pojazdów zostały opisane we wprowadzeniu do niniejszego rozdziału. W sumie daje to dziewięć zdarzeń lokalizacyjno – ruchowych, cechujących się odmiennymi skłonnościami kierowców pojazdów do udzielania pierwszeństwa pieszym. Wszystkie te zdarzenia przedstawiono na rys. 5.22.



Rys. 5.22. Zdarzenia określające lokalizację pieszego oraz rodzaj ruchu pojazdów  
(opis znajduje się w tabeli 5.17)

Udzielanie pierwszeństwa pieszym przez pojazdy można opisać za pomocą różnych metod. Najłatwiejszym sposobem jest opisanie udzielania pierwszeństwa za pomocą prawdopodobieństwa z jakim pojazdy ustąpią pieszemu pierwszeństwa. Stosowane są również modele użyteczności, które uwzględniają dodatkowo inne parametry kierowców i pieszych (tj. wiek kierowcy, wiek pieszego, płeć, zatrzymanie pojazdów z przeciwległego kierunku) [122].

W pracy do opisu udzielania pierwszeństwa pieszym zastosowano prawdopodobieństwa z jakimi kierowca, poruszający się w konkretnym ruchu i przy odpowiedniej lokalizacji pieszego, jest skłonny zatrzymać się i ustąpić pierwszeństwa pieszemu.

Badania przeprowadzono na kilkunastu przejściach dla pieszych zlokalizowanych w obrębie następujących skrzyżowań bez sygnalizacji świetlnej:

- P. Skargi i Nowej we Wrocławiu,
- H. Sienkiewicza i Świętokrzyskiej we Wrocławiu,
- H. Sienkiewicza i M. Reja we Wrocławiu,
- Jedności Narodowej i Kluczborskiej we Wrocławiu,
- Z. Wróblewskiego i Tramwajowej we Wrocławiu,
- Ozimskiej i S. Dubois w Opolu,

- H. Kołłątaja i T. Kościuszki w Opolu,
- Piastowskiej i Strzelców Bytomskich w Opolu,
- Westerplatte i M. Kopernika w Krakowie.

Obserwowano rodzaj ruchu pojazdów, lokalizację pieszego oraz notowano numer pojazdu, który udzielał pierwszeństwa pieszemu (pieszym) lub liczbę pojazdów, które przejechały nieudzielając pierwszeństwa pieszemu (licząc od momentu zgłoszenia się pieszego do przejścia przez jezdnię). W przypadku jednoczesnej obecności pieszych na chodniku i pasie rozdziału (środku jezdni) notowano numer pojazdu, który udzielał pierwszeństwa pieszym od chwili zgłoszenia się pieszego po stronie wewnętrznej jezdni. Wyniki przeprowadzonych badań udzielania pierwszeństwa pieszym zostały zamieszczone w tabeli 5.17.

Tabela 5.17. Wyniki badań ustępowania pierwszeństwa pieszym

Zdarzenie lokalizacyjno - ruchowe	Liczba obserwacji	Liczba pojazdów udzielających pierwszeństwa pieszym	Liczba pojazdów nieudzielających pierwszeństwa pieszym	Prawdopodobieństwo udzielenia pierwszeństwa pieszym
	[-]	[-]	[-]	[%]
Pieszy na chodniku				
– ruch pojazdów kolumnowy	203	41	1914	2,1
– ruch pojazdów swobodny	210	12	376	2,9
– ruch pojazdów w kolejce	197	189	381	33,1
Pieszy w pasie rozdziału				
– ruch pojazdów kolumnowy	120	73	667	9,9
– ruch pojazdów swobodny	139	30	188	12,9
– ruch pojazdów w kolejce	223	217	206	51,3
Pieszy na środku jezdni				
– ruch pojazdów kolumnowy	106	106	23	82,2
– ruch pojazdów swobodny	112	83	43	65,8
– ruch pojazdów w kolejce	110	110	1	99,1

Liczba obserwacji jest większa od liczby pojazdów udzielających pierwszeństwa pieszym, ponieważ czynione były również obserwacje, gdzie kolumna pojazdów, poszczególne pojazdy w ruchu swobodnym lub przesuujące się w kolejce nie udzieliły pierwszeństwa pieszemu i pieszy przechodził dopiero po przejeździe pojazdów.

W najgorszej sytuacji jest pieszy, gdy znajduje się na chodniku. Prawdopodobieństwo ustąpienia mu pierwszeństwa przez pojazdy jadące w ruchu kolumnowym lub swobodnym wynosi około 2 %. W przypadku, gdy pieszy znajduje się w pasie rozdziału (wydzielonym torowisku, azylu) prawdopodobieństwo ustąpienia mu pierwszeństwa przez pojazdy jadące w ruchu kolumnowym lub swobodnym wynosi ok. 10 %. Natomiast w najlepszej sytuacji (ale również najbardziej niebezpiecznej) jest pieszy, gdy znajduje się na środku jezdni (gdzie pomiędzy dwoma kierunkami brak jest pasa rozdziału). Zasadniczo prawdopodobieństwo udzielania pierwszeństwa pieszemu, gdy pojazdy znajdują się w ruchu swobodnym jest niewiele wyższe niż w sytuacji, gdy pojazdy poruszają się w kolumnie. W przypadku, gdy pieszy znajduje się na środku jezdni jest odwrotnie i różnica jest dość znaczna. Może być to związane z faktem, że kierowca poruszający się w ruchu kolumnowym, widzący pieszego na środku jezdni, dostrzega jego niebezpieczeństwo i ustępuje mu pierwszeństwa. Natomiast kierowca jadący w ruchu swobodnym, widzący pieszego na środku jezdni, jest mniej skłonny do zatrzymania, ponieważ za nim nie poruszają się inne samochody i wtedy pieszy może bezpiecznie przejść przez dalszą część jezdni.

#### 5.2.9. Udzielanie pierwszeństwa pojazdom z wlotów podporządkowanych

Badania udzielania pierwszeństwa pojazdom z wlotów podporządkowanych przez kierowców pojazdów jadących w kolejce zostały wykonane na czterech skrzyżowaniach:

- H. Sienkiewicza i Świętokrzyskiej we Wrocławiu (ST 1),
- Wybrzeże Wyspiańskiego i Łukasiewicza we Wrocławiu (ST 2),
- Wybrzeże Wyspiańskiego i C.K. Norwida we Wrocławiu (ST 3),
- Piastowskiej i Zamkowej w Opolu (ST 4).

Wyniki tych badań zaprezentowano w tabeli 5.18.

Na podstawie tabeli 5.18 można zauważyć dwa rodzaje prawdopodobieństwa. Związane jest to z lokalizacją skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu w stosunku do skrzyżowania z sygnalizacją świetlną. Skrzyżowanie ulic H. Sienkiewicza i Świętokrzyskiej znajduje się w odległości około 200 metrów od skrzyżowania z sygnalizacją świetlną na Pl. Bema. Z tego powodu kierowcy pojazdów przesuwających się w kolejce rozwijają większe prędkości i są mniej skłonni do zwalniania i udzielania pierwszeństwa pojazdom z wlotów podporządkowanych. Prawdopodobieństwo udzielenia pierwszeństwa pojazdom z wlotów podporządkowanych w takiej sytuacji wynosi ok. 20 %.

Natomiast skrzyżowania Wybrzeża Wyspiańskiego i I. Łukasiewicza oraz Wybrzeża Wyspiańskiego i C. K. Norwida znajdują się w odległościach około 600 i 800 metrów od skrzyżowania z sygnalizacją świetlną przy Moście Grunwaldzkim. Przy takiej odległości nie ma zachowanej już okresowości ruchu w kolejce. Również skrzyżowanie ul. Piastowskiej i Zamkowej jest skrzyżowaniem bez sygnalizacji świetlnej (pomimo osygnalizowanego przejścia dla pieszych w pobliżu skrzyżowania). Kierowcy pojazdów co pewien czas z niewielką prędkością posuwają się do przodu, więc są bardziej skłonni do udzielenia pierwszeństwa pojazdom w wlotów podporządkowanych. Prawdopodobieństwo ustąpienia w takiej sytuacji wynosi ok. 44 %.

Tabela 5.18. Wyniki badań udzielania pierwszeństwa pojazdom z wlotów podporządkowanych

Miejsce badania	Liczba obserwacji	Liczba pojazdów udzielających pierwszeństwa pojazdom podporządkowanym	Liczba pojazdów nieudzielających pierwszeństwa pojazdom podporządkowanym	Prawdopodobieństwo udzielania pierwszeństwa pojazdom podporządkowanym
	[-]	[-]	[-]	[%]
ST 1	84	34	130	20,7
ST 2	83	83	105	44,1
ST 3	86	84	104	44,6
ST 4	76	76	100	43,2

### 5.3. Model symulacyjny ruchu na skrzyżowaniu z pierwszeństwem przejazdu

#### 5.3.1. Opis modelu

Pomimo ciągłego rozwoju nauk matematycznych pewnych sytuacji związanych z inżynierią ruchu (i nie tylko związanych z tą dziedziną nauki) nie można rozwiązać na drodze rozważań teoretycznych. Zdarzenia drogowe występujące w rzeczywistości często przerastają modele matematyczne. Bardzo często po zaproponowaniu modelu matematycznego istnieją poważne problemy do rozwiązania [71]. W takich sytuacjach w pomocą przychodzi modelowanie symulacyjne. Symulacja jest to naśladowanie funkcjonowania rzeczywistego systemu za pomocą odwzorowania modelowego prowadzone w odpowiednim celu [71]. Gwałtowny rozwój techniki komputerowej sprawił, że proste modele symulacyjne można wykonywać za pomocą ogólnodostępnych komputerów PC. Wiele prac poświęcono badaniom



symulacyjnym. W pracy [35] dokonano analizy wpływu rozwoju motoryzacji na rozkład ruchu w sieci ulic. Praca [55] zajmuje się ruchem na skrzyżowaniach typu rondo, praca [141] przepływem ruchu na węźle drogowym. Zastosowano również symulację do modelowania ruchu pojazdów komunikacji zbiorowej [74, 76, 150]. Wiele programów symulacyjnych wykorzystywanych jest w inżynierii ruchu. Do najważniejszych z nich należą: EMME/2, VISUM, VISSIM, SATURN, TRIPS.

Na obszarze każdego większego miasta istnieje wiele elementów sieci drogowej, gdzie przepustowość została już dawno przekroczona. Takim „wąskim gardłem” mogą być zarówno miejscowe zężenia przekrojów jezdni, ograniczenia liczby pasów ruchu, jak również skrzyżowania z sygnalizacją świetlną, gdzie przepustowość jest znacznie mniejsza od przepustowości ciągów komunikacyjnych doprowadzających do tego skrzyżowania. Często zdarza się, że występująca kolejka pojazdów przed takim „wąskim gardłem” przebiega przez kolejne skrzyżowania, ale już bez sygnalizacji świetlnej. Gdy na wlotach podporządkowanych jest niewielki ruch, w takiej sytuacji skrzyżowania te nie stanowią większego problemu. Natomiast, gdy na wlotach podporządkowanych występuje dość duży ruch pojazdów, z czego znaczna część będzie chciała dołączyć się do kolejki pojazdów, problem jest bardzo istotny.

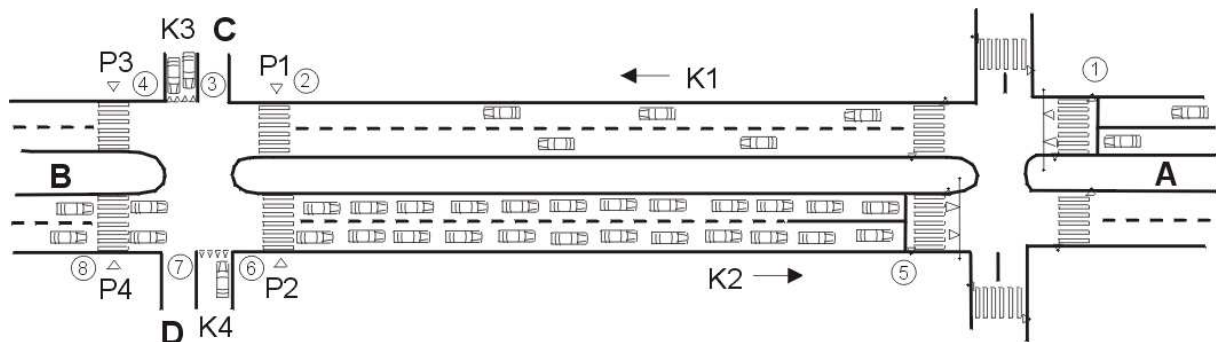
Ograniczona możliwość wjazdu do kolejki powoduje powstawanie dodatkowych kolejek na wlotach podporządkowanych. Choć pojazdy włączające się do kolejki pojazdów na jezdni głównej nie zwiększają w sposób bezpośredni jej długości, to jednak znacznie zwiększają czas postoju pojazdów oczekujących w kolejce na jezdni głównej. Sytuację zakłócają przechodzący piesi. Konieczne, szczególnie w tym przypadku, jest uwzględnienie wszystkich elementów, które wpływają na przepustowość skrzyżowań z pierwszeństwem przejazdu.

Wszystkie relacje na wlotach podporządkowanych, poza relacjami dołączającymi się do kolejki na jezdni głównej, mogą odbywać się, gdy kolejka na jezdni głównej nie przemieszcza się przez skrzyżowanie z pierwszeństwem przejazdu a na drugim kierunku ruchu na jezdni głównej występują odpowiednie odstępy czasu między pojazdami. W najgorszej sytuacji są pojazdy dołączające się do kolejki na jezdni głównej. Kierowcy pojazdów na jezdni głównej zostawiają wolną przestrzeń na skrzyżowaniu z pierwszeństwem przejazdu, aby umożliwić manewry pojazdom z wlotów podporządkowanych. Część tej wolnej przestrzeni jest zajmowana przez pojazdy z wlotów podporządkowanych dołączających się do kolejki pojazdów na jezdni głównej. Jeżeli dołączenie następuje jako prawoskręt z drogi podporządkowanej, to kierowca takiego pojazdu ma większe szanse na włączenie się do kolejki. Natomiast jeżeli dołączenie następuje jako lewoskręt, kierowca wykonuje ten manewr zasadniczo w dwóch etapach. Pierwszy etap polega na przejeździe

przez jedną jezdnię i zatrzymaniu się w pasie rozdziału. Możliwe jest to, gdy występuje odpowiednio duży odstęp czasu w potoku pojazdów jadących od skrzyżowania z sygnalizacją świetlną. Drugi manewr polega na włączeniu się do kolejki pojazdów. Niekiedy oba te manewry mogą przebiegać jednocześnie bez zatrzymywania się w pasie rozdziału.

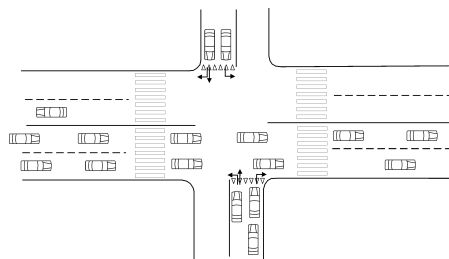
Inną okazją do włączenia się do kolejki pojazdów jest wykorzystywanie większych odstępów czasu pomiędzy pojazdami przesuwającymi się w kolejce pojazdów. Manewr ten możliwy jest również, gdy pojazd poruszający się w kolejce udzieli pierwszeństwa pojazdowi z wlotu podporządkowanego.

Główne arterie komunikacyjne w aglomeracjach miejskich stanowią ulice dwujezdniowe dwupasowe rozdzielone od siebie pasem rozdziału, lub ulice jednojezdniowe czteropasowe bez rozdzielonych fizycznie kierunków ruchu. Zasadniczo są to przekroje o dwóch pasach ruchu w każdym kierunku. Dlatego taki przekrój został uwzględniony w modelu symulacyjnym. Oznaczenia potoków ruchu poruszających się w obrębie skrzyżowania przedstawiono na rys. 5.23.



Rys. 5.23. Oznaczenia potoków ruchu pojazdów i pieszych oraz miejsc charakterystycznych

Natomiast ulice podporządkowane posiadają jeden pas dla każdego kierunku ruchu. Na wlotach podporządkowanych, z którego korzystają głównie pojazdy osobowe zaobserwowano wytwarzanie się dwóch pasów ruchu. Jeden pas związany jest z relacją dołączającą się do kolejki na jezdni głównej, zaś drugi dla pozostałych relacji podporządkowanych. Zobrazowano to na rys. 5.24.



Rys. 5.24. Ustawienia pojazdów na wlotach podporządkowanych

Potok pojazdów wyruszający ze skrzyżowania z sygnalizacją świetlną K1 przybywa na skrzyżowanie z pierwszeństwem przejazdu jako kolumna pojazdów po pewnym czasie, potrzebnym do pokonania drogi pomiędzy tymi skrzyżowaniami. W obrębie skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu natrafia na dwa przejścia dla pieszych (jedno przed skrzyżowaniem, drugie za skrzyżowaniem). W przypadku obecności pieszego przed przejściem dla pieszych jeden z pojazdów może udzielić mu pierwszeństwa. Wówczas wszystkie pojazdy jadące za nim, jak również pojazdy z drugiego pasa ruchu muszą zatrzymać się lub przynajmniej znacznie zwolnić. Założono, że na każdym przejściu kolumna pojazdów może zatrzymać się tylko jeden raz. Powoduje to przerwę w ruchu kolumnowym i umożliwia wyjazd pojazdów z wlotu podporządkowanego K3.

Założono również obecność minimalnej kolejki na wlocie z sygnalizacją świetlną, co powoduje ciągły wyjazd pojazdów z potoku K1 podczas nadawania sygnału zielonego. Wszystkie te pojazdy udają się w kierunku skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu. Relacje skrętne na tym wlocie odbywają się z innych pasów ruchu. Również dla tego potoku założono, że cały potok przejeżdża przez skrzyżowanie z pierwszeństwem przejazdu bez wykonywania relacji skrętnych. Założono dodatkowo, że poza tym potokiem z innych wlotów na skrzyżowaniu z sygnalizacją świetlną nie odbywa się ruch w kierunku skrzyżowania bez sygnalizacji świetlnej.

Długość kolejki pojazdów w potoku K2 przekracza skrzyżowanie z pierwszeństwem przejazdu. W chwili zapalenia się sygnału zielonego rusza potok K2. Po pewnym czasie ruszają pojazdy na jezdni głównej w obrębie skrzyżowania (w przypadku dużych odległości w momencie ruszenia potoku na skrzyżowaniu z pierwszeństwem przejazdu, na skrzyżowaniu z sygnalizacją może być już nadawany sygnał czerwony). W czasie przejazdu przez skrzyżowanie z pierwszeństwem przejazdu napotykają na dwa przejścia dla pieszych, na których mogą udzielić pierwszeństwa pieszym. Również na skrzyżowaniu mogą udzielić pierwszeństwa pojazdom z wlotów podporządkowanych.

Założono ciągłą kolejkę pojazdów na wlotach podporządkowanych, chcących dołączyć się do kolejki na jezdni głównej. Pojazdy z potoku K3 wykonują manewr włączenia dwuetapowo, ponieważ muszą przedostać się przez kierunek ruchu pojazdów biegnący od skrzyżowania z sygnalizacją świetlną. Założono również, że pojazdy z potoku K4 włączają się tylko na prawy pas ruchu, zaś pojazdy z potoku K3 na lewy pas ruchu. Pojazdy z wlotów podporządkowanych wykonujące inne manewry na skrzyżowaniu dokonują ich tylko, gdy kolejka pojazdów na jezdni głównej nie porusza się.

Założono istnienie czterech potoków pieszych: P1, P2, P3, P4. Piesi w tych potokach przechodzą przez jezdnie dwuetapowo, przekraczając każdorazowo tylko jeden kierunek ruchu na jezdni głównej. Niekiedy mogą przejść całą jezdnię bez zatrzymywania się w pasie rozdziału lub na środku jezdni. Przechodząc przez jezdnię wykorzystują duże odstępy pomiędzy pojazdami na jezdni głównej (poza ruchem kolumnowym), postój pojazdów w kolejce czy też uprzejmość kierowców udzielających im pierwszeństwa.

### 5.3.2. Generatory liczb losowych

Zastosowanie modeli symulacyjnych wiąże się z użyciem liczb o różnych rozkładach prawdopodobieństwa, odzwierciedlających różne procesy zachodzące w rzeczywistości. Podstawowym rozkładem jaki jest stosowany w badaniach symulacyjnych jest rozkład jednostajny w przedziale  $[0, 1]$ . Na podstawie tego rozkładu można uzyskiwać liczby o dowolnym rozkładzie prawdopodobieństwa. Istnieje wiele metod otrzymywania zmiennych o innych rozkładach prawdopodobieństwa. Można je jednak podzielić zasadniczo na dwie grupy. Pierwszą z nich stanowią metody ogólne. Za ich pomocą ze zmiennych o rozkładzie jednostajnym można otrzymać zmienne o innych typach rozkładów. Do metod ogólnych można zaliczyć dwie metody: metodę odwracania dystrybuanty oraz metodę eliminacji (von Neumanna) [138, 145]. Drugą grupę stanowią metody szczegółowe, które uwzględniają związki pomiędzy zmiennymi o różnych rozkładach prawdopodobieństwa.

W przeprowadzonych badaniach symulacyjnych wykorzystywane były zmienne o rozkładzie wykładniczym, normalnym oraz lognormalnym.

Zmienne o rozkładzie wykładniczym uzyskano za pomocą metody odwracania dystrybuanty rozkładu wykładniczego. Dystrybuanta tego rozkładu opisana jest równaniem (5.6) [86]:

$$F(x) = 1 - \exp(-\lambda \cdot x), \quad (5.6)$$

gdzie:

$\lambda$  – intensywność.

Odwracając tę funkcję można uzyskać zmienne o rozkładzie wykładniczym ze zmiennych o rozkładzie jednostajnym z przedziału  $[0, 1]$  za pomocą zależności (5.7) [145]:

$$X = \frac{-\ln(R)}{\lambda}, \quad (5.7)$$

gdzie:

$X$  – zmienna o rozkładzie wykładniczym,

$R$  – zmienna o rozkładzie równomiernym.

Do otrzymania zmiennej o rozkładzie normalnym istnieje wiele przybliżeń funkcji dystrybuanty. Jednym z nich jest przybliżenie Hastingsa [145]. Zmienne o rozkładzie normalnym otrzymuje się w następujący sposób:

- jeżeli  $R \geq 0,5$

$$Y = (-2 \cdot \ln(1 - R))^{1/2}, \quad (5.8)$$

$$X = Y - \frac{2,30753 + 0,27061 \cdot Y}{1 + 0,99229 \cdot Y + 0,04481 \cdot Y^2}, \quad (5.9)$$

- jeżeli  $R < 0,5$

$$Y = (-2 \cdot \ln R)^{1/2}, \quad (5.10)$$

$$X = \frac{2,30753 + 0,27061 \cdot Y}{1 + 0,99229 \cdot Y + 0,04481 \cdot Y^2} - Y. \quad (5.11)$$

Zmienna losowa  $X$  ma rozkład normalny  $N(0,1)$ . Aby otrzymać zmienne o średniej  $m$  oraz odchyleniu standardowym  $s$  korzysta się z zależności (5.12):

$$X_{(m,s)} = m + s \cdot X. \quad (5.12)$$

Zmienne o rozkładzie lognormalnym uzyskuje się na podstawie metod szczegółowych. W przypadku rozkładu lognormalnego korzysta się z zależności pomiędzy tym rozkładem a rozkładem normalnym. Jeżeli zmienna losowa  $X$  ma rozkład normalny  $N(\mu, \sigma)$  to zmienna losowa opisana zależnością (5.13):

$$Y = \exp(X); \quad (5.13)$$

ma rozkład lognormalny z parametrami  $(\mu, \sigma)$  [138].

### 5.3.3. Parametry modelu

Każdy model symulacyjny potrzebuje pewnych parametrów. Można je podzielić na dwie grupy. Pierwszą stanowią parametry deterministyczne, gdzie przyjmowana jest konkretna wartość danego parametru. Są to parametry dane dla danego modelu symulacyjnego. Drugą grupę stanowią parametry probabilistyczne, gdzie wprowadza się losowość poszczególnych zmiennych zgodnie z założonym rozkładem prawdopodobieństwa. Są to wielkości generowane przez model symulacyjny.

Do parametrów danych należy zaliczyć:

- długość cyklu na skrzyżowaniu z sygnalizacją świetlną,
- długości faz na skrzyżowaniu z sygnalizacją świetlną,

- odległość skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu od skrzyżowania z sygnalizacją świetlną,
- prędkość pojazdów jadących w kolumnie (11,3 m/s),
- prędkość pojazdów poruszających się w kolejce (8,3 m/s dla mniejszych odległości w kolejce oraz 5,6 m/s dla większych odległości w kolejce),
- przyśpieszenie pojazdów podczas ruszania ( $1,5 \text{ m/s}^2$ ),
- przyśpieszenie pojazdów podczas hamowania ( $2,5 \text{ m/s}^2$ ),
- długości przejść dla pieszych,
- strukturę rodzajową ruchu,
- długość poszczególnych rodzajów pojazdów w kolejce,
- graniczny odstęp czasu,
- odstęp czasu  $t_f$ ,
- prawdopodobieństwa udzielania pierwszeństwa pieszym i pojazdom.

W nawiasach podano wartości parametrów pomierzone na podstawie wrywkowych badań ruchu.

Rozróżniając rodzaje pojazdów można zauważyć, że w obszarach miejskich, poza trasami tranzytowymi, przeważają samochody osobowe. Ich udział w potoku ruchu stanowi około 95%. Resztę stanowią samochody ciężarowe, samochody ciężarowe z przyczepami i autobusy. W przypadku modelowania ruchu pojazdów w kolejce konieczna jest znajomość ich długości, jaką zajmują w kolejce (średnia długość samochodu i odstęp pomiędzy pojazdami stojącymi w kolejce). Zaobserwowane długości typowych rodzajów pojazdów przedstawiono w tabeli 5.19.

Tabela 5.19. Średnie długości pojazdów w kolejce

Rodzaj pojazdu		Długość pojazdu w kolejce
Samochód osobowy	[m]	6,2
Samochód ciężarowy	[m]	9,8
Samochód ciężarowy z przyczepą	[m]	18,3

Autobusy podzielone zostały na dwie grupy: autobusy zwykłe i autobusy przegubowe. Autobusy zwykłe zostały wliczone do samochodów ciężarowych, zaś autobusy przegubowe do samochodów ciężarowych z przyczepą. Wartość zaobserwowanej długości samochodu osobowego stojącego w kolejce jest taka sama, jaką podaje [94]. Natomiast w [94] nie

rozdzielono długości samochodów ciężarowych i samochodów ciężarowych z przyczepą. Potraktowano je jako jedną grupę pojazdów, włączając do niej również autobusy.

Jako graniczny odstęp czasu przyjęto estymowany odstęp według metody Raffa, natomiast odstęp czasu  $t_f$  jako wartość średnią z pomierzonych wartości odstępów czasu.

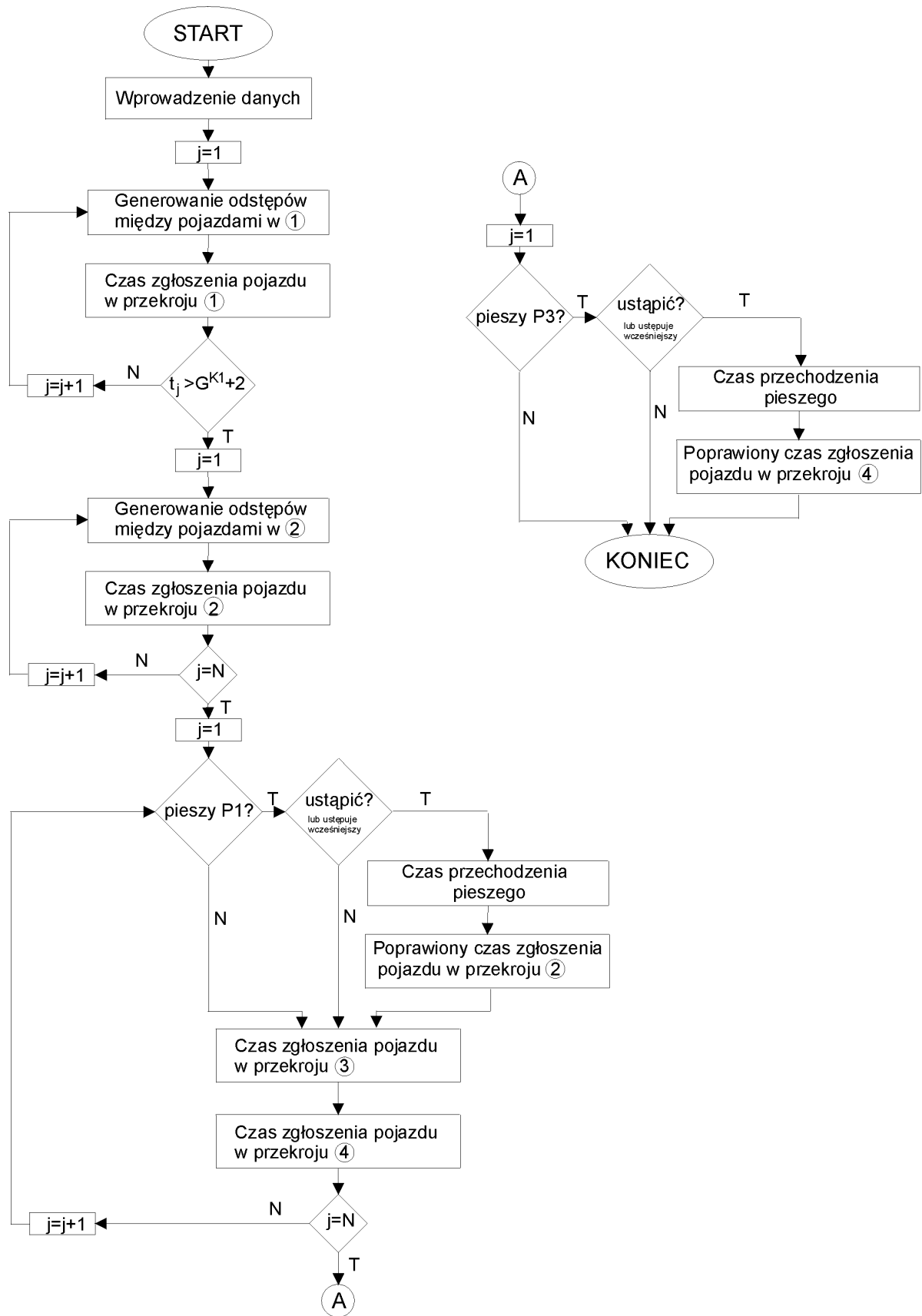
Do parametrów generowanych należy zaliczyć:

- odstępów czasu pomiędzy pojazdami jadącymi w kolumnie,
- odstępów czasu pomiędzy pojazdami ruszającymi w kolejce,
- odstępów czasu pomiędzy pojazdami jadącymi w kolejce,
- odstępów czasu pomiędzy zgłoszeniami pieszych do przejść przez jezdnie,
- prędkości pieszych.

#### 5.3.4. Struktura modelu symulacyjnego

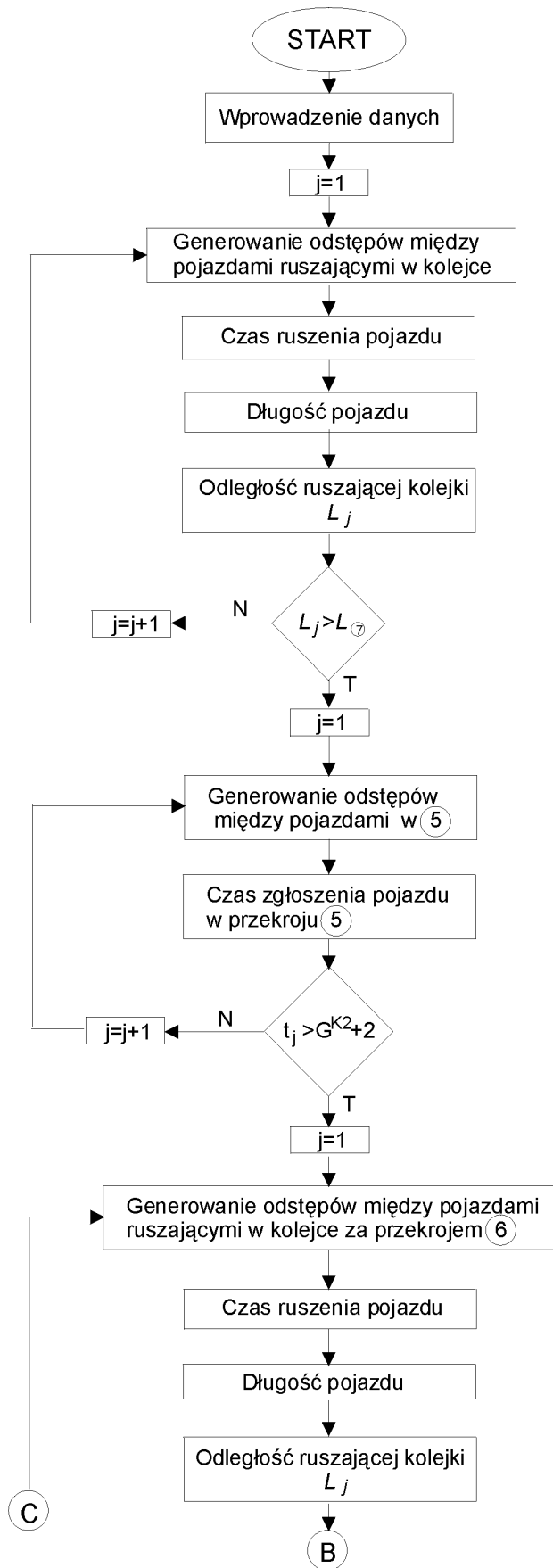
Model symulacyjny został wykonany jako makra SYM1, SYM2, SYM3 oraz SYM4 w języku programowania Visual Basic for Application (VBA) na komputerze klasy PC. Podział na makra związany był ze zbyt małą pojemnością poszczególnych makr. Wykonany model symulacyjny określa zachowanie się pojazdów i pieszych w obrębie skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu. Ze względu na jednoczesność wielu zdarzeń dotyczących pieszych jak i pojazdów w obrębie skrzyżowania dokonano rozdzielnej analizy potoków ruchu na jezdni głównej. Obserwowane potoki ruchu przedstawione zostały na rys. 5.23. Na rysunku tym zaznaczono również przekroje charakterystyczne, w których określano czas zgłoszenia się pojazdów.

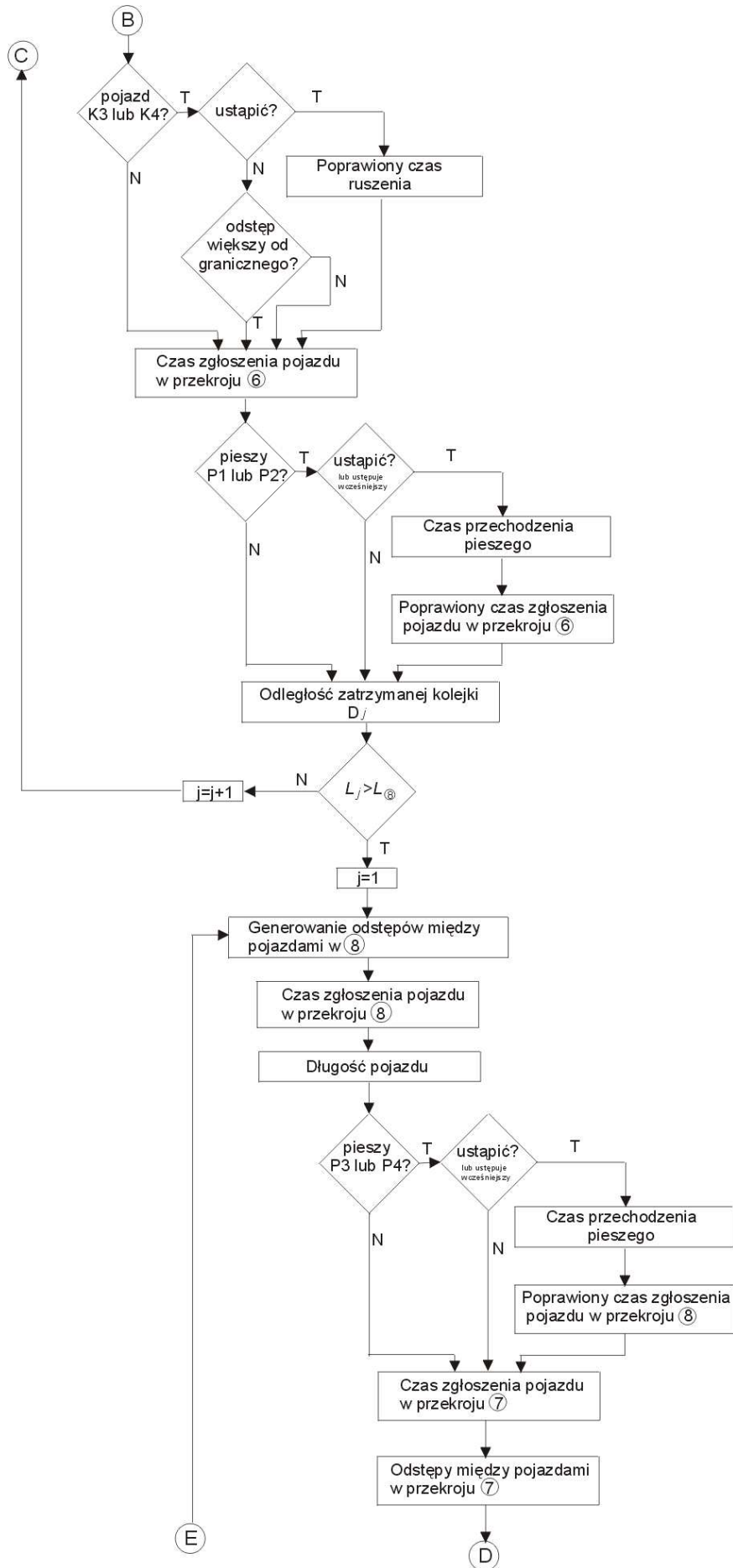
Na rysunkach 5.25 i 5.26 przedstawiono schematy blokowe obrazujące proces przepływu potoków K1 oraz K2 przez skrzyżowanie z pierwszeństwem przejazdu. Ze względu na takie same procedury na obu pasach ruchu zarówno w potoku K1, jak i w potoku K2 schematy blokowe odnoszą się tylko do ruchu pojazdów na jednym pasie ruchu. Tylko w jednym przypadku podczas symulacji została wzięta pod uwagę współzależność obu pasów ruchu. Dochodziło do niej, gdy pojazd z jednego pasa ruchu udzielał pierwszeństwa pieszemu. W takiej sytuacji pojazd jadący drugim pasem ruchu również zatrzymywał się i udzielał pierwszeństwa pieszemu. W modelu symulacyjnym w potoku K1 uwzględniono tylko ruch kolumnowy. W potoku tym może występować również ruch swobodny związany z jazdą pojazdów podczas innych faz ruchu w kierunku skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu. Dla uproszczenia modelu symulacyjnego tego rodzaju ruchu pojazdów nie uwzględniono.

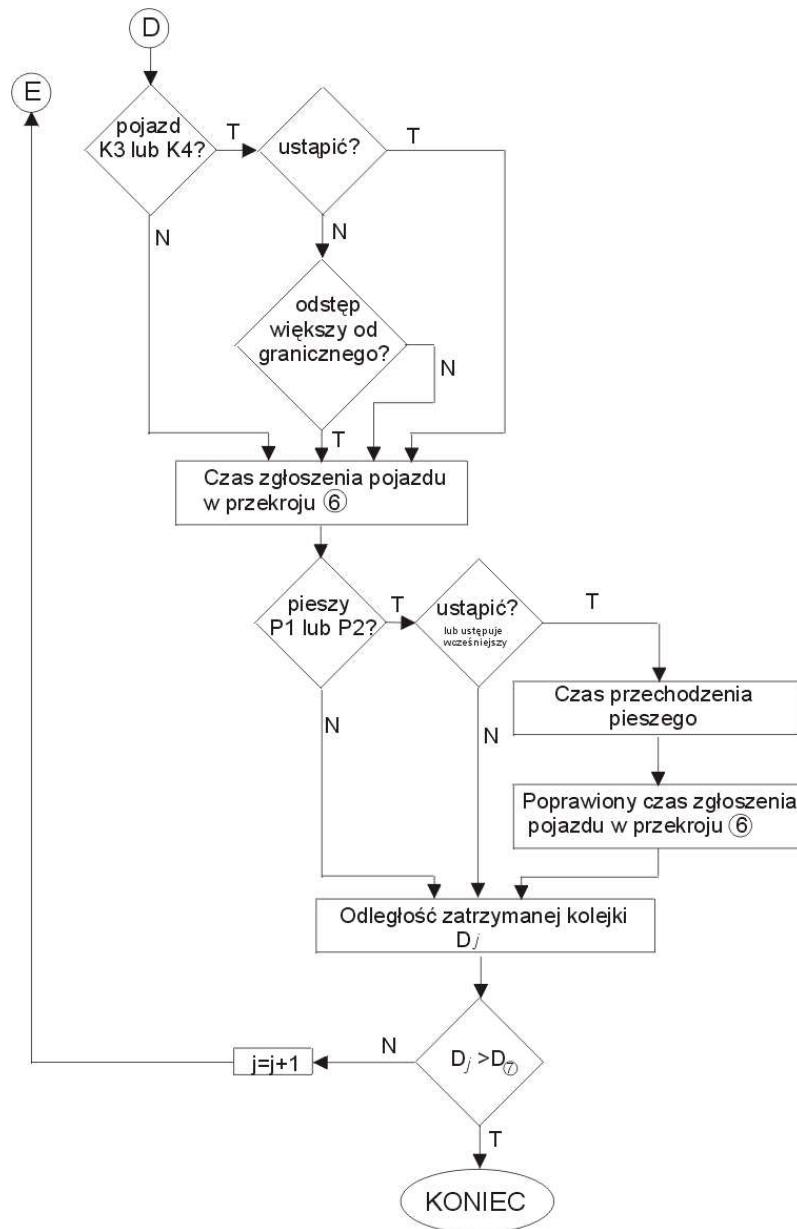


Rys. 5.25. Schemat blokowy dla potoku K1









Rys. 5.26. Schemat blokowy dla potoku K2

W przypadku modelowania ruchu pojazdów z potoku K1 można wyróżnić następujące kroki:

1. wprowadzenie danych oraz parametrów ruchu do modelu,
2. generowanie odstępów czasu między pojazdami w przekroju 1,
3. generowanie odstępów czasu między pojazdami w przekroju 2,
4. udzielanie pierwszeństwa pieszym na przejściu 2,
5. poprawienie czasu zgłoszenia w przekroju 2,
6. określenie czasu zgłoszenia w przekroju 3,
7. określenie czasu zgłoszenia w przekroju 4,

8. udzielanie pierwszeństwa pieszym na przejściu 4,
9. poprawienie czasu zgłoszenia w przekroju 4 oraz 3.

Lokalizacja poszczególnych przekrojów oraz oznaczenia potoków zostały przedstawione na rys. 5.23. Dane oraz parametry ruchu wprowadzane do modelu zostały szczegółowo omówione w rozdziale 5.3.3. Kolejnym etapem było wygenerowanie odstępów czasu między pojazdami przejeżdżającymi przez linię zatrzymania na skrzyżowaniu z sygnalizacją świetlną. Jednocześnie określano czas zgłoszenia pojazdu na linii zatrzymania. Założono, że na tym wlocie występuje w chwili zapalenia się sygnału zielonego taka kolejka pojazdów, która spowoduje ciągły zjazd pojazdów podczas trwania sygnału zielonego. Pojazdy opuszczające skrzyżowanie z sygnalizacją świetlną opuszczają skrzyżowanie również podczas sygnału żółtego. Nie wykorzystują jednak całej długości sygnału żółtego (3 s) lecz tylko 2 s. Założono również, że wszystkie te pojazdy udają się w kierunku skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu. Zjazd w innych kierunkach na tym wlocie możliwy jest z innych pasów ruchu, nie uwzględnionych w modelu symulacyjnym. Kolumna pojazdów porusza się ze średnią prędkością ulegając zjawisku dyspersji. Dlatego w przekroju 2 odstępów czasu pomiędzy pojazdami jadącymi w kolumnie są inne niż w przekroju na linii zatrzymania wlotu z sygnalizacją świetlną.

Przed przejściem może oczekiwać pieszy na przejście przez jezdnię. Uwzględniono tylko pieszych stojących na chodniku, ponieważ piesi pojawiający się w pasie rozdziału, mogą się tam pojawić dopiero po uwzględnieniu ruchu pojazdów z potoku K2. Gdy kierowca zdecyduje się udzielić pierwszeństwa pieszemu, wówczas wszystkie pojazdy jadące za nim, jak i z drugiego pasa ruchu zatrzymują się, a później przybywające zwalniają. Pieszy ze swoją prędkością wkracza na jezdnię dopiero, gdy pojazd najbliższy przejścia zatrzymał się. Gdy w trakcie przechodzenia pieszego przez jezdnię pojawia się inny pieszy również pojazdy udzielają mu pierwszeństwa. Pojazdy ruszają dopiero, gdy pieszy lub piesi będą poza jezdnią. Dla tych pojazdów poprawiono czas zgłoszenia się w przekroju 2. Pojazdy te poruszają się ruchem przyspieszonym ze stałą prędkością aż do osiągnięcia średniej prędkości kolumny.

Określono czas zgłoszenia się pojazdów w przekrojach 3 oraz 4. W tym przekroju napotykają na kolejne przejście dla pieszych. Sytuacja powtarza się jak przed poprzednim przejściem dla pieszych. W tym przypadku, ze względu na niewielką odległość od skrzyżowania, pojazdy udzielające pierwszeństwa pieszym mogą zatrzymać się na skrzyżowaniu i konieczne jest ponowne poprawienie zgłoszenia się pojazdów również w przekroju 3. Założono, że tylko raz kolumna pojazdów może zatrzymać się przed każdym przejściem, by udzielić pierwszeństwa pieszemu. Modelowanie tego potoku ruchu jest

niezbędne, aby zamodelować wyjazd pojazdów z potoku K3. Potok K3 może opuścić wlot podporządkowany poza czasem zajmowanym na jezdni głównej przez ruch kolumnowy. Może również opuścić wlot, gdy pojazdy zatrzymają się, by udzielić pierwszeństwa pieszym. Szczególnie korzystna dla potoku K3 jest sytuacja, gdy pojazdy z potoku K1 zatrzymają się przed przekrojem 2.

Natomiast podczas modelowania ruchu pojazdów z potoku K2 można wyróżnić następujące etapy:

1. wprowadzenie danych oraz parametrów ruchu do modelu,
2. generowanie odstępów czasu pomiędzy pojazdami ruszającymi w kolejce,
3. generowanie odstępów czasu pomiędzy pojazdami w przekroju 5,
4. generowanie odstępów czasu pomiędzy pojazdami ruszającymi w kolejce o obrębie skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu,
5. udzielanie pierwszeństwa przejazdu pojazdom z wlotów podporządkowanych,
6. udzielanie pierwszeństwa pieszym P1 oraz P2,
7. generowanie odstępów czasu pomiędzy przejazdem pojazdów w przekroju 8,
8. udzielanie pierwszeństwa pieszym P3 oraz P4,
9. poprawienie czasu zgłoszenia się pojazdów w przekroju 8,
10. udzielanie pierwszeństwa przejazdu pojazdom z wlotów podporządkowanych,
11. udzielanie pierwszeństwa pieszym P1 oraz P2,
12. określenie długości kolejki.

Po wprowadzeniu danych do modelu symulacyjnego zostają wygenerowane odstępy czasu pomiędzy pojazdami ruszającymi w kolejce. Jednocześnie określone są czasy ruszania poszczególnych pojazdów w kolejce, jak również ich długości. Ma to na celu określenie czasu ruszenia kolejki pojazdów w obrębie skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu.

Kolejnym krokiem jest wygenerowanie odstępów czasu pomiędzy pojazdami przejeżdżającymi przez linię zatrzymania. Przy ciągłej obecności kolejki na tym wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną zjazd pojazdów następuje przez cały czas trwania sygnału zielonego jak również jeszcze przez dwie sekundy sygnału żółtego. Określone są również czasy przejazdu oraz długości pojazdów. Ma to na celu określenie odległości, o jaką przesunie się kolejka pojazdów na skrzyżowaniu z pierwszeństwem przejazdu w danym cyklu. Dopiero w tym momencie rozpoczyna się właściwe modelowanie ruchu pojazdów potoku K2 w obrębie skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu.

Potok K2 został podzielony na kilka części. Pierwsza część potoku to ta, która stała od przekroju 6 do 8 (czyli wewnątrz skrzyżowania). Pojazdy te mogą udzielić pierwszeństwa

przejazdu pojazdom z wlotów podporządkowanych. Wówczas poprawiana jest ich długość o długość samochodu z wlotu podporządkowanego. Założono, że na wlotach podporządkowanych występuje tylko ruch samochodów osobowych. Pojazdy potoku K2 mogą również udzielić pierwszeństwa pieszym P1 oraz P2. Wówczas poprawia się ich czas zgłoszenia w przekroju 6. Przesuwający się potok K2 dołącza się do kolejki pojazdów bliżej skrzyżowania z sygnalizacją świetlną.

Dla drugiej części potoku K2 (za przekrojem 8) wygenerowano odstępy czasu pomiędzy zgłoszeniami w przekroju 8. W przypadku, gdy przy przejściu znajduje się pieszy P3 lub P4 pojazdy mogą udzielić mu pierwszeństwa. W takim przypadku zatrzymują się pojazdy z obu pasów ruchu. Pieszy nie czeka już na zatrzymanie pojazdu najbliższej przejścia, lecz wkracza na jezdnię, gdy pojazd jest jeszcze w ruchu (założono 1s przed jego zatrzymaniem). Pojazdy ruszają, gdy pieszy lub piesi są poza jezdnią. Zostaje poprawiony czas zgłoszenia się pojazdów w przekroju 8.

Na skrzyżowaniu kierowca pojazdu może ustąpić pierwszeństwa przejazdu pojazdowi z wlotu podporządkowanego. Jeżeli ustąpi pierwszeństwa, wówczas długość jego pojazdu zostaje poprawiona o długość pojazdu, któremu udzielił pierwszeństwa. Jeżeli pomiędzy pojazdami potoku K2 przejeżdżającymi przez skrzyżowanie podporządkowane występuje odstęp czasu większy od granicznego odstępu czasu wówczas pojazd lub pojazdy z wlotu podporządkowanego wykorzystują go do włączenia się do kolejki. Długość pojazdu potoku K2, przed którego włączyły się pojazdy z wlotu podporządkowanego zostaje zwiększona o długość tych pojazdów w kolejce (dla każdego o 6,2 m). W przypadku, gdy przy przejściu znajduje się pieszy P1 lub P2 pojazdy mogą udzielić mu pierwszeństwa. W takim przypadku zatrzymują się pojazdy z obu pasów ruchu. Pieszy wkracza na jezdnię, gdy pojazd jest jeszcze w ruchu (założono 1s przed jego zatrzymaniem, ze względu na niewielkie prędkości pojazdów). Pojazdy ruszają, gdy pieszy lub piesi są poza jezdnią. Zostaje poprawiony czas zgłoszenia się pojazdów w przekroju 6.

Pojazdy z potoku K2 przesuwają się w kierunku skrzyżowania z sygnalizacją świetlną, aż kolejka pojazdów osiągnie skrzyżowanie. Wówczas zostawiają wolne miejsce na skrzyżowaniu z pierwszeństwem przejazdu, by umożliwić wyjazd pojazdom z wlotów podporządkowanych.

### 5.3.5. Wyniki badań symulacyjnych

Za pomocą modeli symulacyjnych odzwierciedlających ruch na skrzyżowaniu można badać wpływ zmiennych parametrów ruchu na zmianę warunków ruchu na tym skrzyżowaniu. Można również zmieniać dane dotyczące geometrii skrzyżowania i obserwować zmianę warunków ruchu. W zaprojektowanym modelu symulacyjnym przeprowadzono trzy analizy. Pierwsza analiza dotyczyła wpływu pieszych przechodzących przez jezdnię główną na możliwość wykonania manewru z wlotu podporządkowanego polegającego na dołączeniu się do kolejki występującej na jezdni głównej. Druga analiza dotyczyła wpływu różnego rozkładu liczby pieszych na poszczególnych przejściach dla pieszych, natomiast trzecia dotyczyła analiz geometrii skrzyżowania. Zbadano wpływ pojemności powierzchni akumulacji dla lewoskrętów dołączających się do kolejki pojazdów na jezdni głównej.

Jako obiekt analiz wybrano skrzyżowanie z pierwszeństwem przejazdu znajdujące się w odległości 200 metrów od skrzyżowania z sygnalizacją świetlną. Natężenie potoku ruchu dopływającego do tego skrzyżowania z sygnalizacją świetlną od strony skrzyżowania podporządkowanego jest tak duże, że powoduje powstawanie kolejki pojazdów na tym wlocie sięgającej poza skrzyżowanie z pierwszeństwem przejazdu. Nie badano długości kolejki. Założono, że przez cały czas analiz kolejka pojazdów na jezdni głównej sięga poza skrzyżowanie z pierwszeństwem przejazdu. Oba kierunki ruchu na jezdni głównej rozdzielone są pasem rozdziału o szerokości 5 metrów (co umożliwia akumulację dwóch pojazdów relacji lewoskrętnej). W obrębie skrzyżowania na jezdni głównej występują cztery przejścia dla pieszych. Występują również dwa przejścia przez jezdnię na wlotach podporządkowanych, ale ich wpływ został pominięty. Czas pomiędzy zapaleniem się sygnału zielonego dla potoku udającego się w kierunku skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu a zapaleniem się sygnału zielonego dla potoku jadącego od strony skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu przyjęto równy zero ( $\varphi = 0$ ). Oba te potoki poruszają się podczas jednej fazy ruchu. Trwa ona 35 sekund. Natomiast długość cyklu wynosi 100 sekund. Do opisu zjawisk występujących na skrzyżowaniu zastosowano zmienne o różnych rozkładach i różnych parametrach. Zostały one przedstawione w tabeli 5.20.

Inne parametry ruchu, które nie były wprowadzane do modelu jako zmienne o konkretnym rozkładzie zostały wprowadzone w postaci wartości (graniczny odstęp czasu, odstęp  $t_f$ , prawdopodobieństwa ustępowania pieszym i pojazdom), zgodnie z uzyskanymi wartościami z badań empirycznych.

Tabela 5.20. Zastosowane rozkłady i ich parametry do opisu ruchu na skrzyżowaniu z pierwszeństwem przejazdu

	Zastosowany rozkład	Zastosowane parametry rozkładu
Odstęp pomiędzy ruszającymi pojazdami	lognormalny	$\mu = 0,32$ $\sigma = 0,35$
Odstęp pomiędzy pojazdami przejeżdżającymi w kolejce	lognormalny	$\mu = 1,07$ $\sigma = 0,30$
Odstęp pomiędzy pojazdami przejeżdżającymi nad linią zatrzymania	lognormalny	$\mu = 0,63$ $\sigma = 0,30$
Odstępy pomiędzy pojazdami jadącymi w kolumnie	lognormalny	$\mu = 0,79$ $\sigma = 0,41$
Prędkość pieszego	normalny	$\mu = 1,31$ $\sigma = 0,20$

Analizy przeprowadzono dla okresu jednej godziny, co przy długości cyklu równej 100 sekundom odpowiadało 36 cyklom sygnalizacyjnym. Przy dużych natężeniach ruchu z wlotów podporządkowanych pojazdy prawoskrętne zajmują prawy pas ruchu na jezdni głównej, zaś pojazdy lewoskrętne lewy pas ruchu. Założono ciągłą kolejkę na wlotach podporządkowanych i wykorzystywanie każdej okazji przez kierowców wlotów podporządkowanych na dołączenie się do kolejki pojazdów na jezdni głównej.

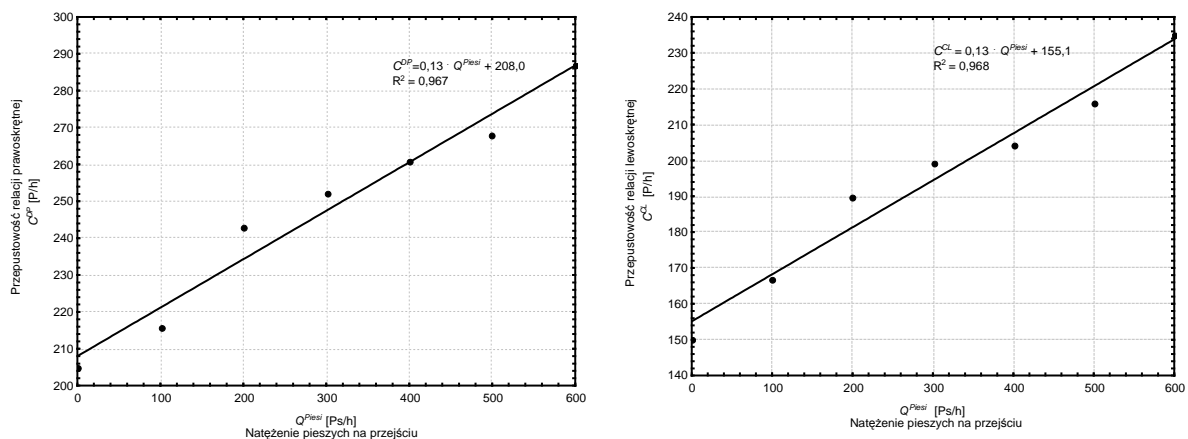
#### Wpływ pieszych przechodzących przez jezdnię główną

Skrzyżowanie z pierwszeństwem przejazdu, na którym na jezdni głównej utrzymuje się kolejka pojazdów wywołana obecnością w pobliżu skrzyżowania z sygnalizacją świetlną o ograniczonej przepustowości jest specyficznym typem skrzyżowania. Aby poprawnie je opisać konieczne jest uwzględnienie współzależności pomiędzy kierowcami pojazdów oraz pieszymi. Wpływ jednych uczestników ruchu ma bardzo duże znaczenie na ruch drugich uczestników ruchu i odwrotnie. Właściwe modelowanie ruchu na tego typu skrzyżowaniach nie może obejść się bez interakcji kierowca – pieszy jak również kierowca na jezdni głównej – kierowca na wlocie podporządkowanym. Uwzględnienie tych interakcji powoduje prawidłowe odzwierciedlenie zjawisk występujących w rzeczywistości.



Podczas badań symulacyjnych zmieniano liczbę pieszych dochodzących do poszczególnych przejść przez jezdnię. Założono jednakową liczbę dochodzących pieszych do poszczególnych przejść. Uwzględniono różną liczbę pieszych podczas poszczególnych zgłoszeń. Przyjęto, zgodnie z badaniami empirycznymi, że w jednym zgłoszeniu do przejścia występuje 1,25 osoby. Dane natężenia ruchu pieszego dzielono przez 1,25 w celu uzyskania liczby zgłoszeń, aby przyjąć parametr  $\lambda$  rozkładu wykładniczego pomiędzy odstępami zgłoszeń pieszych. Przeanalizowano siedem wariantów natężeń pieszych. Natężenie pieszych dochodzących do każdego przejścia przez jezdnię zmieniało się od 0 do 300 (natężenia pieszych w jednym kierunku). Uwzględniając ruch dwukierunkowy pieszych na przejściu przez jezdnię ( $Q^{Piesi}$ ) natężenia te są dwukrotnie większe na każdym z przejść.

Na rys. 5.27 pokazano wyniki wpływu ruchu pieszego na możliwość wykonania manewru polegającego na dołączeniu się do kolejki przez pojazdy z wlotów podporządkowanych. Przy ciągłym występowaniu kolejki pojazdów na wlotach podporządkowanych wykorzystywane są wszystkie dostępne odstępy czasu w potoku nadrzędnym. Dlatego wartości uzyskanych natężeń ruchu relacji podporządkowanych można traktować jako przepustowości tych relacji.



Rys. 5.27. Wpływ pieszych na możliwość włączenia się do kolejki pojazdów relacji z dróg podporządkowanych

Na podstawie wyników badań przedstawionych na rys. 5.27 można zauważyć rosnącą liniowo zależność pomiędzy natężeniem ruchu pieszego na skrzyżowaniu a przepustowością relacji z wlotów podporządkowanych dołączających się do kolejki. Dokonano aproksymacji zależności funkcją liniową. Otrzymano następujące zależności opisane formułami (5.14) oraz (5.15):

$$C^{DP} = 0,13 \cdot Q^{Piesi} + 208,0, \quad (5.14)$$

$$C^{CL} = 0,13 \cdot Q^{Piesi} + 155,1, \quad (5.15)$$

gdzie:

$C^{DP}$ ,  $C^{CL}$  – przepustowość relacji podporządkowanych odpowiednio prawoskrętnej oraz lewoskrętnej dołączających się do kolejki pojazdów na jezdni głównej [P/h],  
 $Q^{Piesi}$  – natężenie godzinowe ruchu pieszego poruszającego się na przejściu dla pieszych w poprzek drogi głównej [Ps/h] (dla jednego przejścia).

Pomiędzy wartościami uzyskanymi z badań a aproksymowaną zależnością występuje wysoka korelacja.

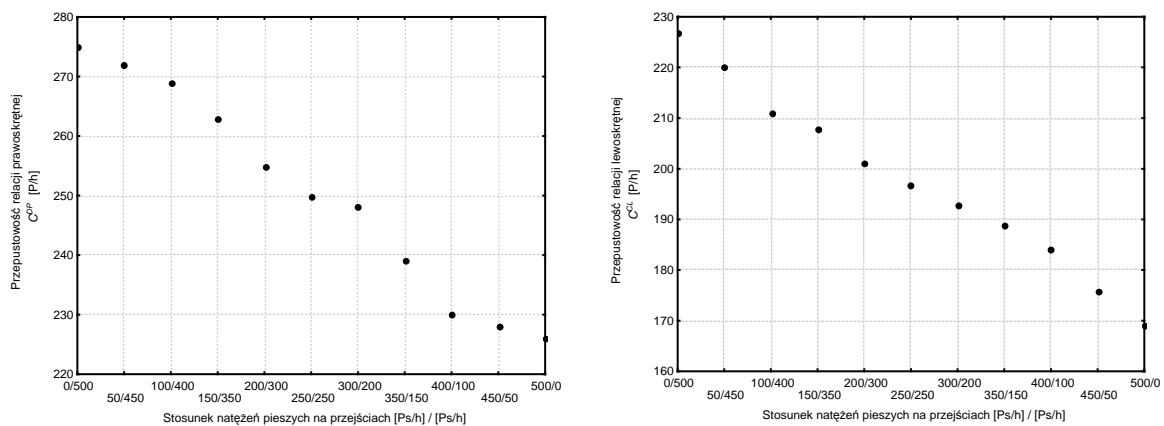
Przedstawione wyniki badań symulacyjnych pokazują, że na skrzyżowaniach z pierwszeństwem przejazdu, na których na jezdni głównej utrzymuje się kolejka pojazdów konieczne jest uwzględnienie ruchu pieszego. Obecność ruchu pieszego w tym przypadku, w przeciwieństwie do innych typów skrzyżowań, powoduje wzrost przepustowości relacji podporządkowanych. Wzrost ten jest liniowy. W przypadku natężenia ruchu pieszego rzędu 600 Ps/h (na każdym z przejść) przepustowość relacji prawoskrętnej wzrasta o 37 %, zaś relacji lewoskrętnej o 57 % (w porównaniu do sytuacji bez pieszych). Zatem potwierdza się teza pracy, że konieczne jest uwzględnienie ruchu pieszego, który może spowodować wzrost przepustowości relacji podporządkowanych. Wzrost ten jest, jak widać, znaczny.

#### Wpływ różnego rozkładu pieszych na poszczególnych przejściach

Przeprowadzono analizę wpływu zróżnicowanej liczby pieszych na poszczególnych przejściach dla pieszych na możliwość włączenia się pojazdów z relacji podporządkowanych do kolejki pojazdów na jezdni głównej. Nie zawsze z każdego przejścia dla pieszych korzysta tylko samo pieszych. Jako obiekt badań zastosowano to samo skrzyżowanie, co w poprzednich badaniach symulacyjnych. Założono, że w ciągu godziny w rejonie skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu przechodzi 500 pieszych. W pierwszym etapie założono, że cały potok pieszy porusza się po przejściach P3 oraz P4. W kolejnych etapach zmniejszano ten ruch o 50 pieszych na tym przejściu, a obciążano nim przejścia P1 oraz P2. Wyniki uzyskanych badań symulacyjnych przedstawiono na rys. 5.28.

Na podstawie badań wynika, że w przypadku gdy cały potok przechodzi przez przejścia P3 i P4 przepustowość relacji lewoskrętnej i prawoskrętnej z drogi podporządkowanej wzrasta w porównaniu do sytuacji równej liczby pieszych na poszczególnych przejściach. Natomiast w przypadku, gdy cały potok pieszych korzysta tylko z przejścia P1 oraz P2

przepustowość relacji lewoskrętnej i prawoskrętnej z drogi podporządkowanej maleje. Określono współczynniki korygujące  $f_{lp}$  uwzględniające różny rozkład pieszych na poszczególnych przejściach dla pieszych. Jako pierwsza wartość podawany jest udział natężenia pieszego na przejściu położonym bliżej skrzyżowania z sygnalizacją świetlną (P1 oraz P2) do całości natężenia ruchu pieszego przechodzącego przez jezdnię główną w rejonie skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu. Dla równej liczebności pieszych na obu przejściach dla pieszych współczynniki  $f_{lp}$  wynoszą 1.0. Określone współczynniki przedstawiono w tabeli 5.21.



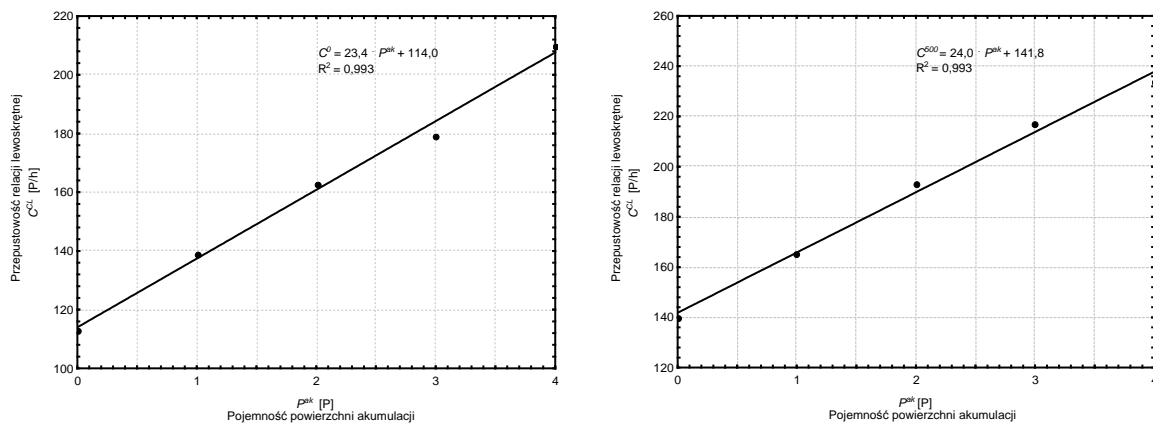
Rys. 5.28. Wpływ różnej liczby pieszych na poszczególnych przejściach na możliwość włączenia się do kolejki pojazdów relacji z dróg podporządkowanych

Tabela 5.21. Współczynniki  $f_{lp}$

Rozkład natężeń ruchu na poszczególnych przejściach	Relacja prawoskrętna	Relacja lewoskrętna
0/100	1,11	1,14
10/90	1,09	1,11
20/80	1,06	1,08
30/70	1,04	1,05
40/60	1,02	1,03
50/50	1,00	1,00
60/40	0,98	0,97
70/30	0,96	0,95
80/20	0,94	0,92
90/10	0,91	0,89
100/0	0,89	0,86

Wpływ pojemności powierzchni akumulacji

Dokonano również analizy wpływu pojemności powierzchni akumulacji umożliwiającej wykonanie manewru lewoskrętu w dwóch etapach. Pojemność powierzchni akumulacji jest liczbą pojazdów osobowych wykonujących manewr lewoskrętu, które mogą zatrzymać się w pasie rozdziału (pomiędzy jezdniami). Pierwszy etap polega na przekroczeniu jezdni dla ruchu prowadzącego od skrzyżowania z sygnalizacją świetlną i zatrzymanie się na obszarze akumulacji. Drugi etap polega na dołączeniu się do kolejki pojazdów. Czasem możliwe jest wykonanie obu etapów bez zatrzymywania się na obszarze akumulacji. Dane dotyczące warunków ruchu oraz geometrii są takie same jak podczas poprzednich badań symulacyjnych. Przeprowadzono badania dla powierzchni akumulacji umożliwiającej postój 0, 1, 2, 3 oraz 4 pojazdów oraz przy dwóch scenariuszach natężenia ruchu pieszego. W pierwszym założono brak ruchu pieszego, natomiast w drugim założono 250 pieszych dochodzących do każdego przejścia w ciągu godziny (natężenie ruchu pieszego na każdym z przejść jest równe 500 pieszych). Wyniki uzyskanych przepustowości relacji lewoskrętnych dołączających się do kolejki na jezdni głównej przedstawiono na rys. 5.29.



Rys. 5.29. Wpływ pojemności powierzchni akumulacji przy braku ruchu pieszego oraz przy natężeniu pieszych  $Q^{Piesi} = 500$  Ps/h

Na podstawie wyników badań przedstawionych na rysunku 5.29 można zauważyć wzrost przepustowości relacji lewoskrętnych dołączających się do kolejki pojazdów na jezdni głównej w zależności od liczby pojazdów mogących zatrzymać się na obszarze akumulacji. Wzrost ten jest liniowy zarówno przy braku ruchu pieszego, jak również przy dość dużym ruchu pieszym. Zauważono również, że nawet gdy pojemność powierzchni akumulacji wynosi 4 pojazdy to nie wszystkie odstępy czasu w potoku na jezdni głównej są wykorzystane

(wykorzystanych jest około 95% dostępnych odstępów czasu). Dokonano aproksymacji zależności funkcją liniową uzyskując następujące formuły:

$$C^0 = 23,4 \cdot P^{ak} + 114,0, \quad (5.16)$$

$$C^{500} = 24,0 \cdot P^{ak} + 141,8, \quad (5.17)$$

gdzie:

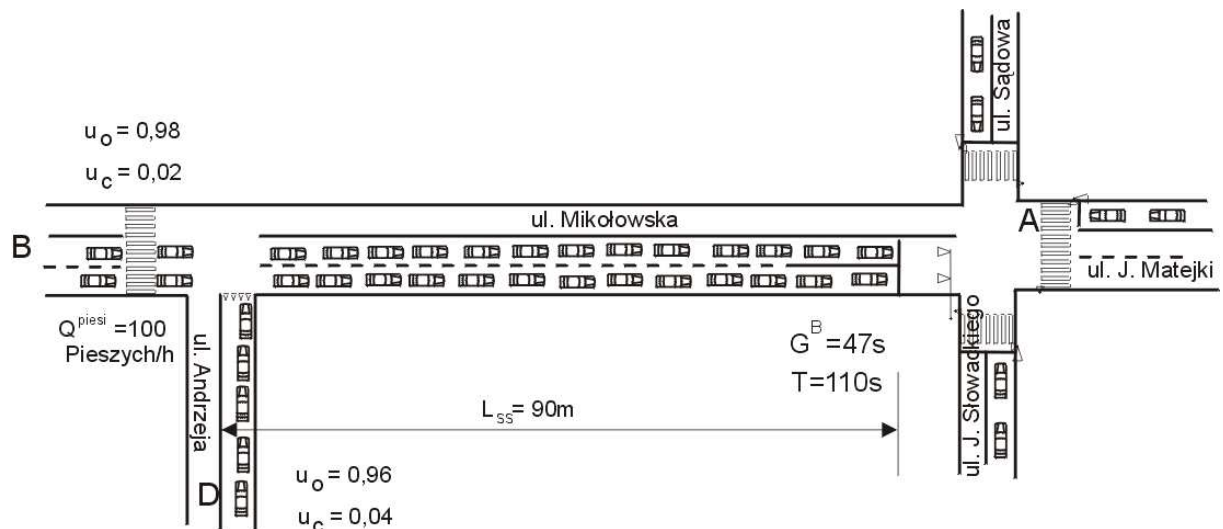
$C^0$ ,  $C^{500}$  – przepustowość relacji lewoskrętnej dołączającej się do kolejki na jezdni głównej przy natężeniu ruchu pieszego równym odpowiednio 0 oraz 500 pieszych [P/h],

$P^{ak}$  – pojemność powierzchni akumulacji [P].

Pomiędzy wynikami uzyskanymi z badań symulacyjnych a aproksymowaną zależnością występuje wysoka korelacja.

### 5.3.6. Weryfikacja modelu symulacyjnego

Weryfikacja modelu symulacyjnego jest jednym z najważniejszych etapów formowania modelu symulacyjnego. Na tym etapie sprawdzana jest poprawność przyjętych parametrów oraz przyjęte założenia i dokonane uproszczenia. Badania empiryczne, które posłużyły do weryfikacji badań symulacyjnych wykonano na skrzyżowaniu ulic Mikołowskiej i Andrzeja w Katowicach. Sytuacja geometryczno – ruchowa na tym skrzyżowaniu została przedstawiona na rys. 5.30.



Rys. 5.30. Sytuacja geometryczno – ruchowa na skrzyżowaniu ul. Mikołowskiej i Andrzeja w Katowicach

Wyniki przeprowadzonych badań symulacyjnych w odniesieniu do badań ruchu w rzeczywistych warunkach przedstawiono w tabeli 5.22. W modelu uwzględniono fakt,

że w chwili zatrzymania kolejki na jezdni głównej na każdym pasie ruchu pozostawiana jest wolna przestrzeń na skrzyżowaniu ul. Mikołowskiej i Andrzeja umożliwiającą wykonanie relacji lewoskrętnej z ul. Mikołowskiej (potok od skrzyżowania z ul. Sądową). Ta wolna przestrzeń jest wykorzystywana też przez pojazdy z ul. Andrzeja w celu dołączenia się do kolejki na ul. Mikołowskiej (założono, że na każdym pasie ruchu wolna przestrzeń umożliwia dołączenie się jednego pojazdu).

Tabela 5.22. Porównanie natężeń ruchu

	Natężenie relacji prawoskrętnej
Dane uzyskane z pomiarów ruchu [P/h]	355
Wyniki badań symulacyjnych [P/h]	346
Błąd [%]	- 2,5

Wartości uzyskane z badań symulacyjnych odnoszą się do sytuacji, gdyby przez cały okres analiz była kolejka pojazdów na danej relacji. Natężenie pojazdów włączających się do kolejki stanowi jednocześnie przepustowość tej relacji. Dane przedstawione w powyższej tabeli pokazują niewielki błąd pomiędzy wartościami uzyskanymi z pomiarów ruchu a wartościami uzyskanymi z badań symulacyjnych dla relacji prawoskrętnej (- 2,5 %).

Na podstawie przedstawionych wyników można wnioskować, że model symulacyjny został wykonany poprawnie. Również wprowadzone uproszczenia nie wywołały dużych rozbieżności pomiędzy wynikami uzyskiwanymi z badań symulacyjnych a sytuacją w warunkach rzeczywistych.

## 5.4. Podsumowanie

Opracowany model symulacyjny określa warunki ruchu na skrzyżowaniu z pierwszeństwem przejazdu, gdy na jezdni głównej na jednym kierunku utrzymuje się kolejka pojazdów związana z obecnością skrzyżowania z sygnalizacją świetlną. Ze względu na niewielkie prędkości pojazdów na jezdni głównej modelowanie warunków ruchu na skrzyżowaniu z pierwszeństwem przejazdu wymaga uwzględnienia wszystkich uczestników ruchu oraz interakcji pomiędzy nimi. Aby wykonać badania symulacyjne przeprowadzone zostały badania losowości parametrów ruchu, mających wpływ na przepustowość relacji podporządkowanych. Badania te wykonano we Wrocławiu, Opolu oraz Krakowie.

Poprawność modelu symulacyjnego zweryfikowano na rzeczywistym obiekcie w Katowicach. W niniejszej pracy model symulacyjny został wykorzystany do wyznaczenia współczynnika uwzględniającego wpływ powierzchni akumulacji ( $f_L$ ) oraz wpływ pieszych  $n_{piesi}^D$  (w metodzie analitycznej określającej przepustowość relacji podporządkowanych), gdy na jezdni głównej utrzymuje się kolejka pojazdów.

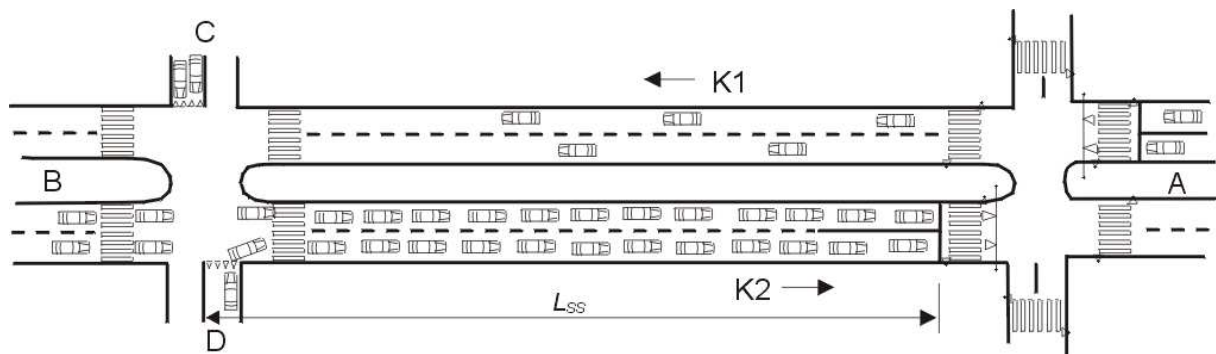
Na podstawie przeprowadzonych badań ruchu oraz badań symulacyjnych można przedstawić następujące wnioski:

- odstępy czasu pomiędzy pojazdami jadącymi w kolumnie, odstępy czasu pomiędzy pojazdami ruszającymi w kolejce pojazdów, jak również odstępy czasu pomiędzy pojazdami przesuwanymi się w kolejce można opisać za pomocą rozkładu lognormalnego; średnia wartość tych odstępów wzrasta wraz ze wzrostem odległości od skrzyżowania z sygnalizacją świetlną,
- graniczne odstępy czasu pojazdów włączających się do potoku pojazdów poruszających się w kolejce są mniejsze od granicznych odstępów czasu pojazdów włączających się do ruchu w przypadku ruchu swobodnego,
- prawdopodobieństwo udzielania pierwszeństwa pieszym przez pojazdy zależy od miejsca, w jakim znajduje się pieszy oraz od rodzaju ruchu, jakim porusza się pojazd; najmniejsze prawdopodobieństwo ustąpienia występuje, gdy pieszy znajduje się na chodniku a pojazd porusza się w ruchu kolumnowym, największe natomiast, gdy pieszy znajduje się na środku jezdni (bez pasa rozdziału) a pojazdy poruszają się w kolejce,
- przy obliczaniu przepustowości relacji podporządkowanych dołączających się do kolejki pojazdów na jezdni głównej konieczne jest uwzględnienie ruchu pieszego przechodzącego przez jezdnię główną; przeprowadzone badania pokazują istotny wpływ ruchu pieszego na przepustowość relacji podporządkowanych,
- na wartość przepustowości relacji lewoskrętnej dołączającej się do kolejki na jezdni głównej ważne znaczenie ma powierzchnia akumulacji; jej obecność powoduje zwiększenie przepustowości tej relacji o 20 ÷ 90 %,
- weryfikacja modelu przeprowadzona na rzeczywistym obiekcie w Katowicach pokazuje, iż zaproponowany model symulacyjny jest wykonany poprawnie; błąd modelu jest niewielki – zatem przyjęte założenia i uproszczenia nie pogarszają skuteczności tego modelu.

## 6. OKREŚLENIE METODY OBLICZANIA PRZEPUSTOWOŚCI RELACJI PODPORZĄDKOWANYCH W SYTUACJI ZATŁOCZENIA NA JEZDNI GŁÓWNEJ

### 6.1. Wprowadzenie

Skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu, gdzie na jezdni głównej utrzymuje się kolejka pojazdów wywołana obecnością w sąsiedztwie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną z ograniczoną przepustowością jest specyficznym skrzyżowaniem, jeżeli chodzi o możliwość wykonywania manewrów na wlotach podporządkowanych. Na dwóch kierunkach ruchu panują odmienne warunki ruchu. Jednak na obu kierunkach występują cyklicznie powtarzające się stany ruchu. Cykliczność determinowana jest programem sygnalizacji na skrzyżowaniu z sygnalizacją świetlną. Schemat skrzyżowania oraz zastosowane oznaczenia wlotów zostały przedstawione na rys. 6.1.



Rys. 6.1. Oznaczenie wlotów i potoków ruchu

Na kierunku ruchu od skrzyżowania z sygnalizacją świetlną pojawia się cyklicznie kolumna pojazdów. Ze względu na odległość pomiędzy skrzyżowaniami pojazdy jadące w kolumnie ulegają rozproszeniu, co powoduje że czas przejazdu kolumny przez skrzyżowanie z pierwszeństwem przejazdu jest większy od czasu wypływania kolumny ze skrzyżowania z sygnalizacją świetlną. Na tym kierunku może również występować ruch losowy pojazdów wywołany zjazdem pojazdów z innych wlotów skrzyżowania z sygnalizacją w kierunku skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu.

Natomiast na kierunku prowadzącym do skrzyżowania z sygnalizacją świetlną występuje kolejka pojazdów. Kolejka ta w rejonie skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu przesuwana się w kierunku skrzyżowania z sygnalizacją.



Wykonanie manewru przez pojazdy z wlotu podporządkowanego możliwe jest gdy na kierunku od skrzyżowania z sygnalizacją występuje ruch swobodny pojazdów a jednocześnie na kierunku prowadzącym do tego skrzyżowania nie przesuwa się kolejka pojazdów.

Szczególnym typem manewru jest manewr polegający na dołączeniu się do kolejki pojazdów. Manewru tego dokonują dwie relacje z wlotów podporządkowanych – relacja lewoskrętna z wlotu C oraz relacja prawoskrętna z wlotu D. Uwzględnienie wjazdu pojazdów tych relacji do kolejki na jezdni głównej tylko podczas stanu, kiedy kolejka nie przesuwa się w kierunku skrzyżowania z sygnalizacją jest zaniżeniem warunków rzeczywistych. Pojazdy tych relacji wykorzystują wtedy wolną przestrzeń pozostawioną przez pojazdy w kolejce na obszarze skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu. W rzeczywistości jednak na tego typu skrzyżowaniu zachodzą interakcje pomiędzy kierowcami przesuwanymi się w kolejce a kierowcami oczekującymi na wlocie podporządkowanym, jak również pomiędzy tą pierwszą grupą a pieszymi przechodzącymi przez jezdnię główną – kierowcy pojazdów na jezdni głównej udzielają pierwszeństwa innym uczestnikom ruchu.

W rozdziale tym przedstawiono metodę obliczania przepustowości relacji podporządkowanych dołączających się do kolejki pojazdów na jezdni głównej. Przeprowadzono również weryfikację metody na rzeczywistych obiektach we Wrocławiu i Katowicach.

## 6.2. Metoda obliczania przepustowości wlotów podporządkowanych

Jako przekrój jezdni głównej został wybrany przekrój o dwóch pasach ruchu w każdym kierunku oddzielonych lub nie pasem rozdziału. Przekrój taki jest dominujący na głównych arteriach komunikacyjnych dużych miast Polski. W przypadku kolejki pojazdów na dwóch wlotach podporządkowanych założono, że pojazdy relacji prawoskrętnej z wlotu D włączają się tylko na prawy pas ruchu jezdni głównej, zaś pojazdy relacji lewoskrętnej z wlotu C tylko na lewy pas ruchu.

Włączenie się pojazdów tych relacji podporządkowanych do kolejki pojazdów na jezdni głównej możliwe jest w następujących sytuacjach:

- wykorzystując odstępy czasu pomiędzy pojazdami przesuwanymi się w kolejce,
- wykorzystując uprzejmość kierowców na jezdni głównej (poprzez udzielenie pierwszeństwa przejazdu),

- wykorzystując duży odstęp czasu pomiędzy pojazdami przesuwanymi się w kolejce spowodowany udzielaniem pierwszeństwa pieszym przechodzącym przez jezdnię główną.

Przepustowości obu relacji podporządkowanych nie są jednakowe. Włączenie relacji lewoskrętnej uzależnione jest dodatkowo od ruchu płynącego ze skrzyżowania z sygnalizacją świetlną. Uzależnienie to może być częściowo niwelowane przez obecność powierzchni akumulacji umożliwiającej wykonanie manewru lewoskrętu w dwóch etapach. W przypadku braku lub niewielkiego natężenia ruchu na kierunku od skrzyżowania z sygnalizacją przepustowości obu relacji podporządkowanych mogą być jednakowe.

W metodzie uwzględniono tylko relacje podporządkowane dołączające się do kolejki pojazdów na jezdni głównej, jednak obliczono również czas blokowania skrzyżowania przez poruszające się pojazdy na jezdni głównej. Można go wykorzystać do obliczenia przepustowości pozostałych relacji podporządkowanych, a tym samym przepustowości wlotów podporządkowanych (zgodnie z metodą opisaną w [93]).

Obliczenie przepustowości relacji podporządkowanych dołączających się do kolejki pojazdów na jezdni głównej przedstawiono jako procedurę krokową.

### Krok 1

Określenie długości pasa ruchu zwalnianego przez pojazdy opuszczające skrzyżowanie z sygnalizacją świetlną podczas jednego cyklu (wlot od kierunku B)

Liczbę pojazdów opuszczających wlot skrzyżowania z sygnalizacją świetlną z jednego pasa ruchu można wyznaczyć na podstawie zależności (6.1):

$$n_0 = \frac{G_e^B}{\Delta t_0} + n_{dp}, \quad (6.1)$$

gdzie:

$G_e^B$  – efektywna długość sygnału zielonego na wlocie od kierunku B [s],

$$G_e^B = G + \dot{Z} - (t_r + t_z), \quad (6.2)$$

$G$  – długość sygnału zielonego [s],

$\dot{Z}$  – długość sygnału żółtego [s],

$t_r$  – czas reakcji kierowcy [s],

$t_z$  – czas zjazdu pojazdów podczas sygnału żółtego [s],

$\Delta t_0$  – odstęp czasu pomiędzy pojazdami przekraczającymi linię zatrzymania na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną [s],

$n_{dp}$  – liczba pojazdów, która opuszcza wlot z dodatkowego pasa podczas jednego cyklu [-].

Na wlotach skrzyżowań z sygnalizacją świetlną mogą pojawić się dodatkowe pasy ruchu dla pojazdów skręcających na skrzyżowaniu w drogi poprzeczne. Ich obecność zwiększa liczbę pojazdów, jaka może opuścić skrzyżowanie podczas jednego cyklu. W przypadku różnej wartości  $n_0$  na poszczególnych pasach ruchu do dalszej analizy przyjmuje się wartość średnią z dwóch pasów ruchu. Pojazdy opuszczając skrzyżowanie podczas sygnału zielonego zostawiają po sobie wolną powierzchnię zajmowaną przez kolejne pojazdy. Długość tej powierzchni jest długością pasa ruchu zwalnianego. Długość tę na jednym pasie ruchu można wyznaczyć na podstawie zależności (6.3):

$$P_{zw} = n_0 \cdot l_p, \quad (6.3)$$

gdzie:

$P_{zw}$  – długość pasa ruchu zwalnianego przez pojazdy opuszczające skrzyżowanie z sygnalizacją podczas jednego cyklu [m],

$n_0$  – liczba pojazdów opuszczających wlot skrzyżowania podczas jednego cyklu [P],

$l_p$  – przeciętna długość pojazdu w kolejce [m]:

$$l_p = u_o \cdot l_o + u_c \cdot l_c + u_{cp} \cdot l_{cp}, \quad (6.4)$$

$u_o$ ,  $u_c$ ,  $u_{cp}$  – udziały w ruchu samochodów osobowych, ciężarowych i ciężarowych z przyczepą [-],

$l_o$ ,  $l_c$ ,  $l_{cp}$  – przeciętna długość w kolejce samochodu osobowego, ciężarowego oraz ciężarowego z przyczepą (zbadane długości pojazdów w kolejce zaprezentowane zostały w tabeli 5.19).

W obrębie skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu długość pasa ruchu zwalnianego determinuje przejazd pojazdów w kolejce oraz dołączanie się do kolejki pojazdów z wlotów podporządkowanych.

## Krok 2

Określenie czasu blokowania skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu przez poruszające się pojazdy w kolejce

Ten etap metody nie jest wykorzystywany do określania przepustowości relacji dołączających się do kolejki pojazdów. Określa jednak wielkości, które pozwalają wyznaczyć

przepustowość pozostałych relacji na wlotach podporządkowanych (poza relacjami dołączającymi się do kolejki pojazdów).

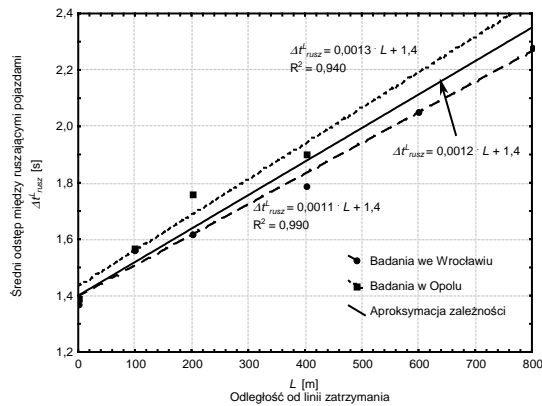
Liczbę pojazdów znajdujących się na odcinku od linii zatrzymania skrzyżowania z sygnalizacją świetlną a skrzyżowaniem z pierwszeństwem przejazdu (na jednym pasie ruchu) obliczyć można na podstawie zależności (6.5):

$$n_{ss} = \frac{L_{ss}}{l_p}, \quad (6.5)$$

gdzie:

$L_{ss}$  – odległość od linii zatrzymania skrzyżowania z sygnalizacją świetlną a skrzyżowaniem z pierwszeństwem przejazdu [m].

Odstępy czasu pomiędzy ruszaniem pojazdów w kolejce są zależne od długości kolejki. Wyniki badań tego parametru zostały przedstawione w rozdziale 5.2.2. Średnie odstępy czasu pomiędzy pojazdami ruszającymi w kolejce w zależności od odległości od linii zatrzymania zostały przedstawione na rys. 6.2.



Rys. 6.2. Wyniki badań średnich odstępow czasu pomiędzy ruszającymi pojazdami w zależności od odległości od linii zatrzymania

Średni odstęp pomiędzy ruszającymi pojazdami wzrasta liniowo wraz ze wzrostem odległości od linii zatrzymania. Dokonano aproksymacji zależności funkcją liniową:

$$\Delta t_{rusz}^L = 0,0012 \cdot L + 1,4, \quad (6.6)$$

gdzie:

$\Delta t_{rusz}^L$  – średni odstęp pomiędzy pojazdami ruszającymi w kolejce zależny od odległości od linii zatrzymania [s],

$L$  – odległość od linii zatrzymania [m].

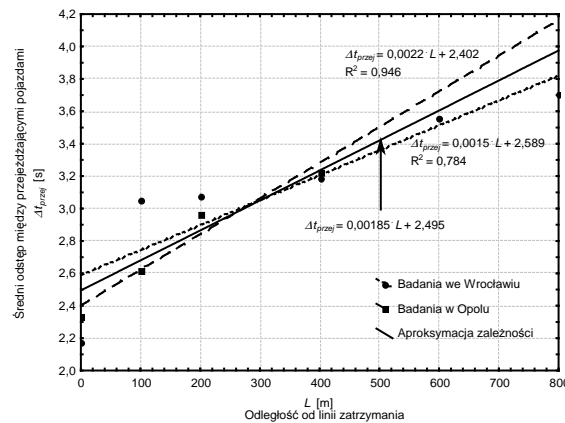
Na podstawie zależności (6.6) można określić średni odstęp czasu pomiędzy ruszającymi pojazdami znajdującymi się w kolejce pomiędzy skrzyżowaniem z sygnalizacją świetlną a skrzyżowaniem z pierwszeństwem przejazdu. Przedstawia go zależność (6.7):

$$\Delta t_{rusz}^{ss} = 0,0012 \cdot \frac{L_{ss}}{2} + 1,4. \quad (6.7)$$

Czas ruszenia kolejki na skrzyżowaniu z pierwszeństwem przejazdu można opisać zależnością (6.8):

$$t_{rusz}^{ss} = n_{ss} \cdot \Delta t_{rusz}^{ss}. \quad (6.8)$$

Odstępy czasu pomiędzy przesuwanymi się w kolejce pojazdami przejeżdżającymi przez określony przekrój zostały omówione w rozdziale 5.2.3. Średnie odstępy czasu pomiędzy pojazdami przesuwanymi się w odpowiednim przekroju kolejki zostały przedstawione na rys. 6.3.



Rys. 6.3. Średnie odstępy czasu pomiędzy pojazdami przesuwanymi się w kolejce w zależności od odległości od linii zatrzymania

Odstępy czasu pomiędzy pojazdami przejeżdżającymi w kolejce rosną wraz ze wzrostem odległości od linii zatrzymania. Wzrost ten jest liniowy. Dokonano aproksymacji zależności funkcją liniową:

$$\Delta t_{przej} = 0,00185 \cdot L + 2,495. \quad (6.9)$$

Czas przejazdu kolejki pojazdów przez skrzyżowanie z pierwszeństwem przejazdu można przedstawić za pomocą równania (6.10):

$$t_{przej}^{ss} = n_0 \cdot \Delta t_{przej}, \quad (6.10)$$

gdzie:

$n_0$  – średnia liczba pojazdów opuszczających wlot z jednego pasa podczas jednego cyklu [-],

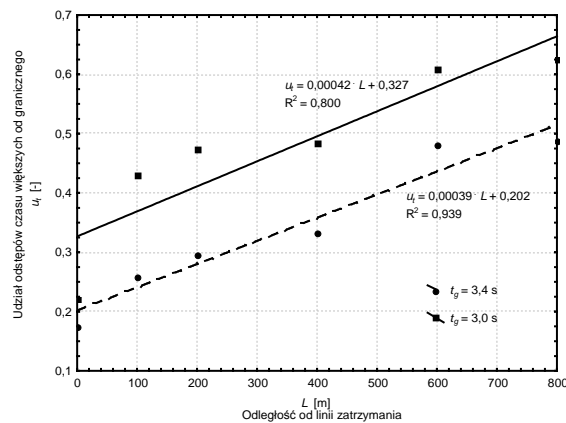
$\Delta t_{przej}$  – średni czas przejazdu pojazdów przez przekrój w odległości  $L_{ss}$  od linii zatrzymania [s].

### Krok 3

#### Określenie przepustowości relacji prawoskrętnej z wlotu D

Jak wspomniano wcześniej włączenie się pojazdów relacji prawoskrętnej do przesuwanej się kolejki pojazdów możliwe jest w trzech przypadkach: wykorzystując odstępy między pojazdami większe od granicznego odstępu czasu, wykorzystując uprzejmość kierowców (poprzez udzielanie pierwszeństwa) oraz wykorzystując większe odstępy między pojazdami spowodowane udzielaniem pierwszeństwa pieszym.

Na podstawie przeprowadzonych dodatkowych badań odstępów czasu pomiędzy pojazdami przejeżdżającymi przez określony przekrój w kolejce (na Wybrzeżu Wyspiańskiego we Wrocławiu) określono udział odstępów czasu większych od granicznych odstępów czasu ( $t_g = 3,0$  s i  $t_g = 3,4$  s). Wyniki przedstawiono na rys. 6.4.



Rys. 6.4. Udział odstępów czasu między przejeżdżającymi pojazdami w kolejce większych od granicznych odstępów czasu w zależności od odległości od linii zatrzymania

Dokonano aproksymacji zależności funkcją liniową:

- dla  $t_g = 3,0$  s:

$$u_t = 0,00042 \cdot L_{ss} + 0,327, \quad (6.11)$$

- dla  $t_g = 3,4$  s:

$$u_t = 0,00039 \cdot L_{ss} + 0,202. \quad (6.12)$$

Aby określić przepustowość relacji prawoskrętnej z wlotu D konieczne jest rozwiązanie równania (6.13):

$$P_{zw} = n \cdot l_p + u_t \cdot n \cdot l_p^D + p^{poj} \cdot n \cdot n_{up} \cdot l_p^D + n_{piesi}^D \cdot l_p^D + l_{sk}, \quad (6.13)$$

gdzie:

$P_{zw}$  – długość pasa ruchu zwalniana przez pojazdy opuszczające skrzyżowanie podczas jednego cyklu [m],

$n$  – liczba pojazdów z kolejki przejeżdżających przez skrzyżowanie z pierwszeństwem przejazdu w jednym cyklu [P],

$l_p$  – przeciętna długość pojazdu w kolejce [m],

$u_t$  – udział odstępów między pojazdami większych od granicznego odstępu czasu [-],

$l_p^D$  – przeciętna długość pojazdu na wlocie podporządkowanym [m],

$p^{poj}$  – prawdopodobieństwo udzielenia pierwszeństwa pojazdom z wlotów podporządkowanych [-],

$n_{up}$  – średnia liczba pojazdów z wlotu podporządkowanego, którym pojazd na drodze głównej udziela pierwszeństwa [P],

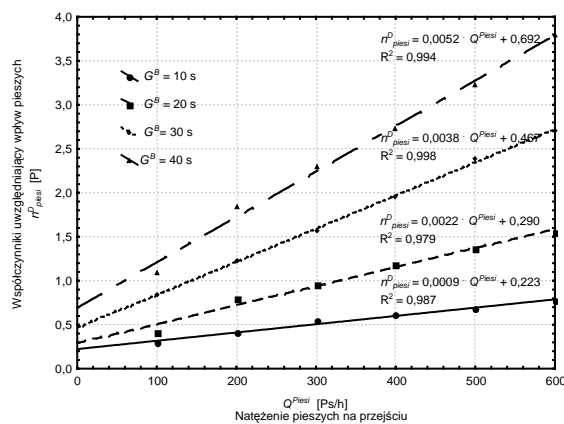
$n_{piesi}^D$  – liczba pojazdów z wlotu D wykorzystujących większe odstępy między pojazdami przesuwanymi się w kolejce spowodowane udzieleniem pierwszeństwa pieszym [P],

$l_{sk}$  – średnia długość wolnego miejsca pozostawianego w obrębie skrzyżowania przez pojazdy poruszające się w kolejce (na jednym pasie ruchu) [m].

Równanie (6.13) jest równaniem liniowym z jedną niewiadomą –  $n$ .

W niektórych sytuacjach pojazd poruszający się w kolejce pojazdów udziela pierwszeństwa przejazdu kilku pojazdom z wlotu podporządkowanego. Sytuację tę uwzględnia współczynnik  $n_{up}$ . W większości jednak przypadków  $n_{up}$  jest równe jedności.

Aby określić liczbę pojazdów  $n_{piesi}^D$  wykonano badania symulacyjne. Szczegółowy opis zastosowanego modelu symulacyjnego został przedstawiony w rozdziale 5.3. Badania wykonano dla czterech różnych długości sygnału zielonego  $G^B$  (10, 20, 30, 40 s) oraz dla sześciu różnych natężeń ruchu pieszego przechodzących przez jezdnię główną  $Q^{Piesi}$  (100, 200, 300, 400, 500, 600 Piesz/h). Wyniki uzyskanych badań symulacyjnych zostały przedstawione na rys. 6.5.



Rys. 6.5. Wpływ natężenia ruchu pieszego oraz długości sygnału zielonego na liczbę pojazdów z wlotu D włączających się do kolejki

Zależność pomiędzy liczbą pojazdów wykorzystujących większe odstępy czasu  $n_{piesi}^D$  a natężeniem ruchu pieszego jest liniowa. Dokonano aproksymacji zależności funkcją liniową. Otrzymano następujące równania opisane formułami (6.14) ÷ (6.17):

- dla długości sygnału zielonego  $G^B = 10$  s:

$$n_{piesi}^D = 0,0009 \cdot Q^{Piesi} + 0,223, \quad (6.14)$$

- dla długości sygnału zielonego  $G^B = 20$  s:

$$n_{piesi}^D = 0,0022 \cdot Q^{Piesi} + 0,290, \quad (6.15)$$

- dla długości sygnału zielonego  $G^B = 30$  s:

$$n_{piesi}^D = 0,0038 \cdot Q^{Piesi} + 0,467, \quad (6.16)$$

- dla długości sygnału zielonego  $G^B = 40$  s:

$$n_{piesi}^D = 0,0052 \cdot Q^{Piesi} + 0,692. \quad (6.17)$$

Liczbę pojazdów relacji prawoskrętnej z wlotu podporządkowanego D dołączających się do kolejki pojazdów na jezdni głównej podczas jednego cyklu można otrzymać po rozwiązaniu równania (6.18):

$$n_T^{DP} = \frac{P_{zw} - n \cdot l_p}{l_p^D} \cdot f_{lp}, \quad (6.18)$$

gdzie:

$f_{lp}$  – współczynnik uwzględniający różny rozkład pieszych na przejściach [-].

Przepustowość relacji prawoskrętnej z wlotu podporządkowanego można obliczyć na podstawie równania (6.19):

$$C^{DP} = n_T^{DP} \cdot \frac{3600}{T}, \quad (6.19)$$

gdzie:

$C^{DP}$  – przepustowość relacji prawoskrętnej z wlotu podporządkowanego D [P/h],

$n_T^{DP}$  – liczba pojazdów relacji prawoskrętnej z wlotu D dołączających się do kolejki [P],

$T$  – długość cyklu na skrzyżowaniu z sygnalizacją świetlną [s].

#### Krok 4

Określenie przepustowości relacji lewoskrętnej z wlotu C

Włączenie się pojazdów relacji lewoskrętnej z wlotu podporządkowanego C do kolejki pojazdów jest manewrem bardziej skomplikowanym niż włączenie się do kolejki pojazdów



relacji prawoskrętnej z wlotu podporządkowanego D. Pojazdy relacji lewoskrętnej muszą uwzględnić również potok kolumnowy płynący od skrzyżowania z sygnalizacją świetlną. W najlepszej sytuacji są pojazdy tej relacji wtedy, gdy przesuwanie się kolejki na jednym kierunku ruchu oraz ruch kolumnowy na drugim kierunku ruchu nie zachodzą na siebie. W takiej sytuacji przepustowość relacji lewoskrętnej z wlotu C może być taka sama jak przepustowość relacji prawoskrętnej z wlotu D. W najgorszej sytuacji są pojazdy, gdy oba ruchy (kolumnowy i przesuwanie się kolejki) zachodzą w jednakowym czasie. Wówczas możliwe jest włączenie się do kolejki poprzez wykorzystanie wolnej przestrzeni pozostawianej na skrzyżowaniu z pierwszeństwem przejazdu. Ograniczenie wywołane uwzględnieniem ruchu kolumnowego płynącego od skrzyżowania z sygnalizacją świetlną może być częściowo niwelowane przez obecność powierzchni akumulacji (w pasie rozdziału) umożliwiającej wykonanie lewoskrętu z wlotu C w dwóch etapach.

Założono, że liczba pojazdów relacji lewoskrętnej z wlotu C dołączających się do kolejki podczas jednego cyklu może być przedstawiona za pomocą zależności (6.20):

$$n_T^{CL} = n_T^{DP} \cdot f(G^B, Q^{piesi}, P^{ak}), \quad (6.20)$$

gdzie:

$n_T^{CL}$  – liczba pojazdów relacji lewoskrętnej z wlotu C dołączających się do kolejki podczas jednego cyklu [P],

$n_T^{DP}$  – liczba pojazdów relacji prawoskrętnej z wlotu D dołączających się do kolejki podczas jednego cyklu [P],

$G^B$  – długość sygnału zielonego dla kierunku B [s],

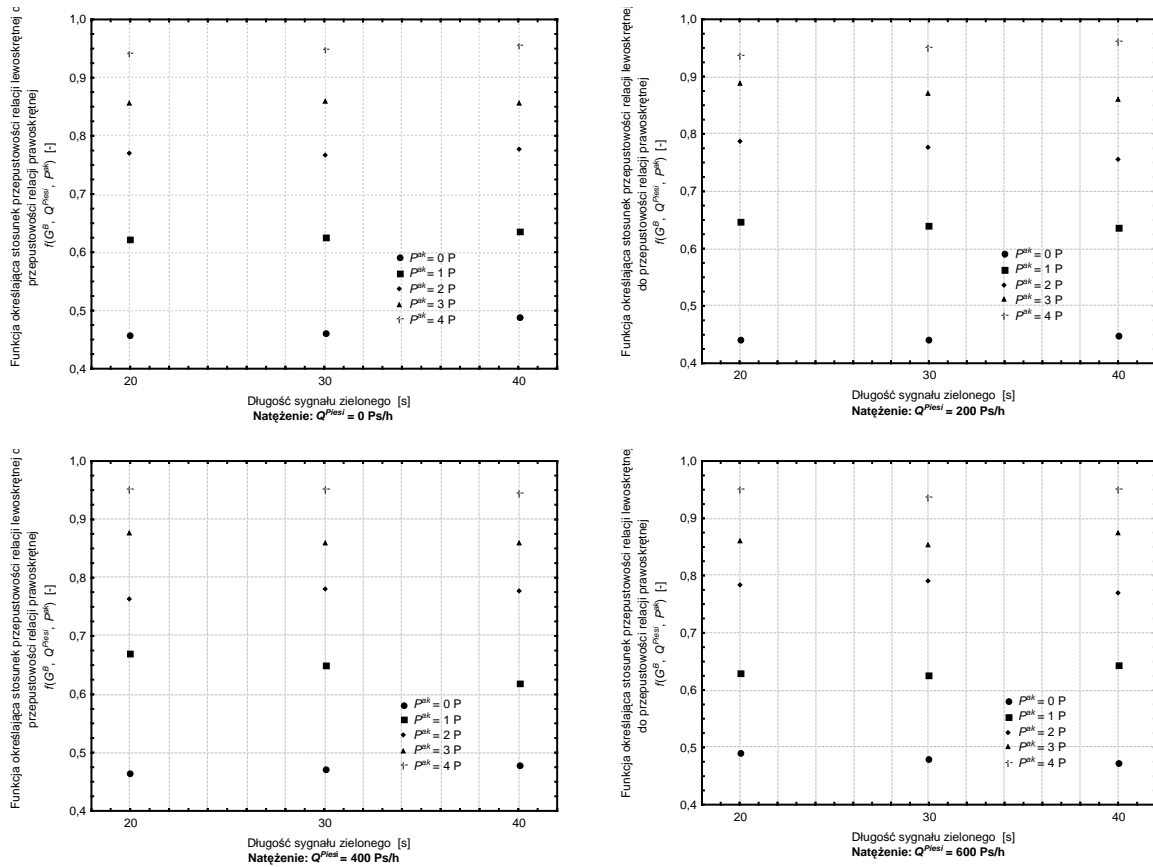
$Q^{Piesi}$  – natężenie ruchu pieszego przechodzących przez jezdnię główną [Ps/h],

$P^{ak}$  – pojemność powierzchni akumulacji dla relacji lewoskrętnej [P].

Aby określić funkcję  $f(G^B, Q^{piesi}, P^{ak})$  wykonano badania symulacyjne. Badania wykonano dla trzech długości sygnału zielonego  $G^B$  (20, 30, 40 s), dla czterech natężeń ruchu pieszego  $Q^{Piesi}$  (0, 200, 400, 600 Piesz/h) oraz dla pięciu pojemności powierzchni akumulacji  $P^{ak}$  (0, 1, 2, 3, 4). Dobrano tak program sygnalizacji, by ruch kolumnowy na skrzyżowaniu z pierwszeństwem przejazdu kończył się w połowie przesuwania się kolejki pojazdów. Wyniki przeprowadzonych badań symulacyjnych zostały przedstawione na rys. 6.6.

Na podstawie przeprowadzonych badań można zauważyć, że nie ma zależności pomiędzy funkcją  $f(G^B, Q^{piesi}, P^{ak})$  a natężeniem pieszych czy długością sygnału zielonego dla kierunku B. Wyrażna jest natomiast zależność od pojemności powierzchni akumulacji. Im większa wartość pojemności powierzchni akumulacji tym również większe są wartości

funkcji  $f(G^B, Q^{piesi}, P^{ak})$ . Ponieważ funkcja  $f(G^B, Q^{piesi}, P^{ak})$  nie zależy od długości sygnału zielonego dla kierunku B oraz natężenia pieszych zastąpiono ją współczynnikiem  $f_L$  zależnym jedynie od pojemności powierzchni akumulacji. Wartości współczynnika  $f_L$  otrzymane jako średnia otrzymanych wyników przedstawiono w tabeli 6.1.



Rys. 6.6. Wyniki badań funkcji korygującej przepustowość relacji lewoskrętnej z wlotu C

Tabela 6.1. Wartości współczynnika  $f_L$

Pojemność powierzchni akumulacji $P^{ak}$ [P]	Wartość współczynnika $f_L$ [-]
0	0,47
1	0,64
2	0,77
3	0,86
4	0,95

Na podstawie wyników badań przedstawionych w tabeli 6.1 widać, że nawet powierzchnia akumulacji umożliwiająca zatrzymanie czterech pojazdów relacji lewoskrętnej z wlotu C nie umożliwia wykorzystanie wszystkich dostępnych odstępów czasu w potoku pojazdów na jezdni głównej. Im wartość współczynnika  $f_L$  jest mniejsza tym mniejszy jest udział wykorzystywanych możliwych (umożliwiających dołączenie się do kolejki pojazdów na jezdni głównej) odstępów czasu w potoku nadrzędnym przez pojazdy relacji lewoskrętnej z wlotu C.

Liczbę pojazdów relacji lewoskrętnej z wlotu C dołączających się do kolejki można przedstawić za pomocą zależności (6.21):

$$n_T^{CL} = n_T^{DP} \cdot f_L. \quad (6.21)$$

Przepustowość relacji lewoskrętnej z wlotu podporządkowanego C można obliczyć na podstawie zależności (6.22):

$$C^{CL} = n_T^{CL} \cdot \frac{3600}{T}, \quad (6.22)$$

gdzie:

$C^{CL}$  – przepustowość relacji lewoskrętnej z wlotu podporządkowanego C [P/h],

$n_T^{CL}$  – liczba pojazdów relacji lewoskrętnej z wlotu C dołączających się do kolejki [P],

$T$  – długość cyklu na skrzyżowaniu z sygnalizacją świetlną [s].

Określono w powyższych krokach przepustowości relacji podporządkowanych dołączających się do kolejki na jezdni głównej. Dodatkowo obliczono czas blokowania skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu przez przesuwającą się kolejkę pojazdów, aby można było określić całkowity czas blokowania skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu. Przepustowość pozostałych relacji podporządkowanych można obliczyć zgodnie z procedurą opisaną w [93].

Przedstawiona powyżej metoda obliczania przepustowości relacji podporządkowanych odnosi się tylko do sytuacji, gdy skrzyżowanie jest czterowlotowe, a na jezdni głównej występują dwa pasy ruchu. Przy takiej organizacji ruchu pojazdy z relacji prawoskrętnej podporządkowanej wykorzystują prawy pas na jezdni głównej, zaś pojazdy z relacji lewoskrętnej podporządkowanej wykorzystują lewy pas ruchu na jezdni głównej.

Metoda umożliwi również obliczenie przepustowości wlotu podporządkowanego na skrzyżowaniu trójwlotowym. W przypadku, gdy na skrzyżowaniu trójwlotowym do kolejki na jezdni głównej dołącza się relacja lewoskrętna, konieczne jest uwzględnienie „wirtualnego

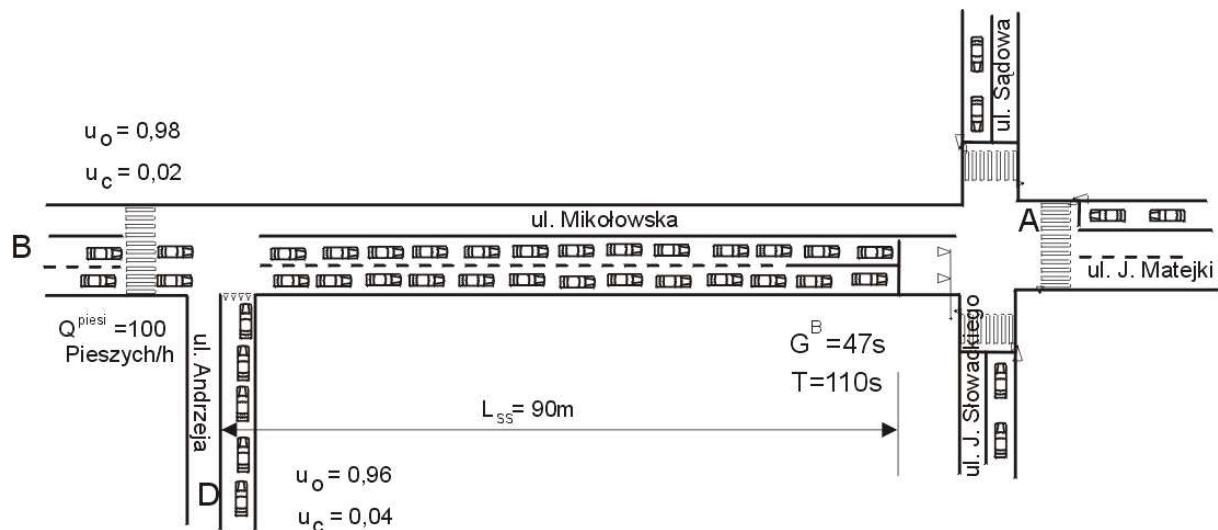
wlotu”, z którego wykonywana jest relacja prawoskrętna. W zaproponowanej metodzie przepustowość relacji lewoskrętnej jest funkcją przepustowości relacji prawoskrętnej.

### 6.3. Weryfikacja metody

Weryfikację metody obliczeniowej wykonano na rzeczywistych obiektach we Wrocławiu i Katowicach. Są to skrzyżowania trójwlotowe.

#### Przykład 1: Skrzyżowanie trójwlotowe – relacja prawoskrętna

Określono przepustowość relacji podporządkowanych na rzeczywistym skrzyżowaniu. Jest to skrzyżowanie ul. Mikołowskiej i Andrzeja w Katowicach. Schemat tego skrzyżowania oraz sąsiedniego skrzyżowania z sygnalizacją świetlną (skrzyżowaniu ul. Mikołowskiej i J. Słowackiego) wraz z natężeniami potoków pieszych oraz długościami faz przedstawiono na rys. 6.7.



Rys. 6.7. Sytuacja geometryczno – ruchowa na skrzyżowaniu ulic Mikołowskiej i Andrzeja w Katowicach

#### Krok 1

Określenie długości pasa ruchu zwalnianej przez pojazdy opuszczające skrzyżowanie z sygnalizacją świetlną podczas jednego cyklu (wlot od kierunku B)

- Liczba pojazdów opuszczających wlot skrzyżowania z sygnalizacją świetlną z jednego pasa ruchu

$$n_0^P = \frac{G_e^B}{\Delta t_0} + n_{dp} = \frac{48}{2,0} + 0 = 24P$$

- Zwalniana długość pasa ruchu

$$l_p = u_o \cdot l_o + u_c \cdot l_c + u_{cp} \cdot l_{cp} = 0,98 \cdot 6,2 + 0,02 \cdot 9,8 = 6,27 \text{ m}$$

$$P_{zw} = n_0 \cdot l_p = 6,27 \cdot 24 = 150,48 \text{ m}$$

### Krok 3

Określenie przepustowości relacji prawoskrętnej z wlotu D

- Udział odstępów czasu pomiędzy pojazdami przejeżdżającymi w kolejce przez skrzyżowanie z pierwszeństwem przejazdu większych od granicznego odstępu czasu ( $t_g = 3,4 \text{ s}$ )

$$u_t = 0,00039 \cdot 90 + 0,202 = 0,237$$

Aby określić przepustowość relacji prawoskrętnej z wlotu D konieczne jest rozwiązanie równania:

$$P_{zw} = n \cdot l_p + u_t \cdot n \cdot l_p^D + p^{poj} \cdot n \cdot n_{up} \cdot l_p^D + n_{piesi}^D \cdot l_p^D + l_{sk},$$

gdzie:

$$l_p^D = 0,96 \cdot 6,2 + 0,04 \cdot 9,8 = 6,34 \text{ m}$$

$$p^{poj} = 0,21$$

$$n_{up} = 1$$

$$n_{piesi}^D = 1,5$$

$$150,48 = 6,27 \cdot n + 0,237 \cdot 6,34 \cdot n + 0,21 \cdot 1 \cdot 6,34 \cdot n + 1,5 \cdot 6,34 + 6,2$$

Rozwiązując to równanie otrzymuje się:  $n = 14,81 \text{ P}$

- Liczba pojazdów relacji prawoskrętnej z wlotu podporządkowanego D dołączających się do kolejki pojazdów na jezdni głównej podczas jednego cyklu

$$n_T^{DP} = \frac{P_{zw} - n \cdot l_p}{l_p^D} \cdot f_{lp} = \frac{150,48 - 14,81 \cdot 6,27}{6,34} \cdot 1,11 = 10,09 \text{ P}$$

- Przepustowość relacji prawoskrętnej z wlotu podporządkowanego

$$C^{DP} = n_T^{DP} \cdot \frac{3600}{T} = 10,09 \cdot 33 = 333 \text{ P/h}$$

Ze względu na fakt, że skrzyżowanie jest trójwlotowe i na jezdni głównej występują dwa pasy ruchu otrzymaną przepustowość należy zwiększyć o liczbę pojazdów ustawiających się na lewym pasie ruchu na wolnej powierzchni zostawianej na skrzyżowaniu przez kierowców pojazdów na jezdni głównej. Przyjęto wolną przestrzeń odpowiadającą jednemu pojazdowi.

$$\Delta C^{DP} = \frac{3600}{T} \cdot 1 = 33 \cdot 1 = 33 \text{ P/h}$$

$$C_{popr}^{DP} = 333 + 33 + 366 \text{ P/h}$$

W tabeli 6.2 przedstawiono porównanie wyników dotyczących przepustowości na tym skrzyżowaniu uzyskanych z badań ruchu oraz metody obliczeniowej.

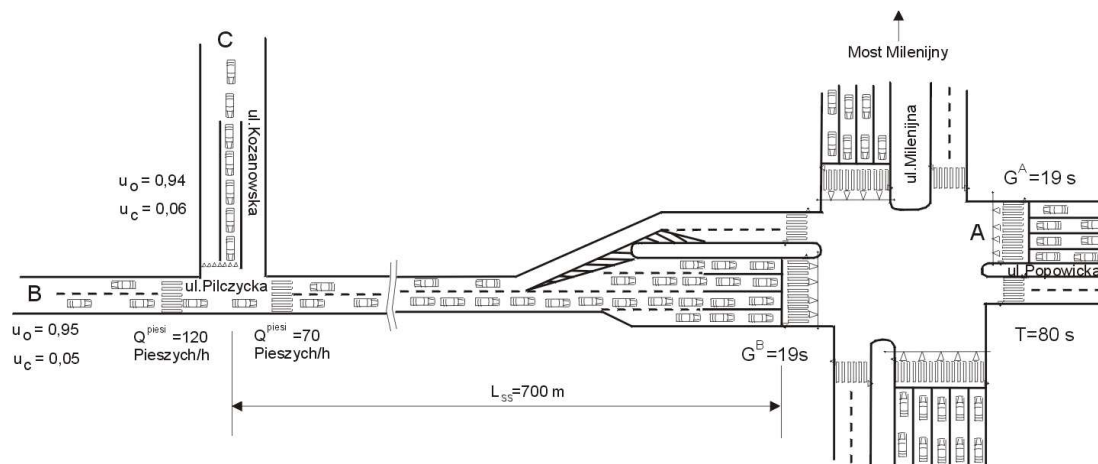
Tabela 6.2. Porównanie natężeń ruchu na skrzyżowaniu Mikołowskiej i Andrzeja w Katowicach

	Natężenie/Przepustowość relacji lewoskrętnej
Wyniki uzyskane z pomiarów ruchu [P/h]	355
Wyniki metody obliczeniowej [P/h]	366
Błąd [%]	+ 3,1

Wyniki uzyskane z pomiarów ruchu oraz z metody obliczeniowej różnią się o 3,1 %.

Przykład 2: Skrzyżowanie trójwlotowe – relacja lewoskrętna

Określono przepustowość relacji podporządkowanych na rzeczywistym skrzyżowaniu. Jest to skrzyżowanie ul. Pilczyckiej oraz Kozanowskiej we Wrocławiu. Schemat tego skrzyżowania oraz sąsiedniego skrzyżowania z sygnalizacją świetlną (skrzyżowanie ul. Popowickiej i Milenijnej) wraz z natężeniami potoków pieszych oraz długościami faz przedstawiono na rys. 6.8.



Rys. 6.8. Sytuacja geometryczno – ruchowa na skrzyżowaniu ulic Pilczyckiej i Kozanowskiej we Wrocławiu

### Krok 1

Określenie długości pasa ruchu zwalnianej przez pojazdy opuszczające skrzyżowanie z sygnalizacją świetlną podczas jednego cyklu (wlot od kierunku B)

- Liczba pojazdów opuszczających wlot skrzyżowania z sygnalizacją świetlną z jednego pasa ruchu

$$n_0^P = \frac{G_e^B}{\Delta t_0} + n_{dp} = \frac{20}{2,0} \cdot 2 + 4 + 10 = 34 \text{ P}$$

Z pasa ruchu przeznaczanego dla relacji prawoskrętnej wyjeżdża 10 samochodów w ciągu jednego cyklu, natomiast z pasa ruchu dla relacji lewoskrętnej wyjeżdżają 4 samochody w ciągu jednego cyklu.

- Zwalniana długość pasa ruchu

$$l_p = u_o \cdot l_o + u_c \cdot l_c + u_{cp} \cdot l_{cp} = 0,95 \cdot 6,2 + 0,05 \cdot 9,8 = 6,38 \text{ m}$$

$$P_{zw} = n_0 \cdot l_p = 6,38 \cdot 34 = 216,9 \text{ m}$$

### Krok 3

Określenie przepustowości relacji prawoskrętnej z wlotu D

- Udział odstępów czasu pomiędzy pojazdami przejeżdżającymi w kolejce przez skrzyżowanie z pierwszeństwem przejazdu większych od granicznego odstepu czasu ( $t_g = 3,4$  s ponieważ zaobserwowano ciągły ruch pojazdów na jezdni głównej z większymi prędkościami)

$$u_t = 0,00039 \cdot 700 + 0,202 = 0,48$$

Aby określić przepustowość relacji prawoskrętnej z wlotu D konieczne jest rozwiązanie równania:

$$P_{zw} = n \cdot l_p + u_t \cdot n \cdot l_p^D + p^{poj} \cdot n \cdot n_{up} \cdot l_p^D + n_{piesi}^D \cdot l_p^D + l_{sk},$$

gdzie:

$$l_p^D = 0,94 \cdot 6,2 + 0,06 \cdot 9,8 = 6,42 \text{ m}$$

$$p^{poj} = 0,44$$

$$n_{up} = 5$$

$$n_{piesi}^D = 0,5 \text{ (odczytane dla długości sygnału zielonego 20 sekund oraz natężenia pieszych na przejściu 100 Piesznych/h)}$$

Ze względu na znaczną odległość  $L_{ss}$  (700 m) w rejonie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną cały czas poruszały się pojazdy na jezdni głównej. Nie zauważono okresowości w poruszaniu się pojazdów na jezdni głównej. Dlatego pojazdy na jezdni głównej nie zostawiają wolnej przestrzeni na skrzyżowaniu ( $l_{sk} = 0$ ). Zaobserwowano, że pojazdy na jezdni głównej ustępują każdorazowo większej liczbie pojazdów z wlotu podporządkowanego. Średnia liczba pojazdów z drogi podporządkowanej, którym ustępował pojazd na jezdni głównej wynosiła 5.

$$216,9 = 6,38 \cdot n + 0,48 \cdot 6,42 \cdot n + 0,44 \cdot 5 \cdot 6,42 \cdot n + 0,5 \cdot 6,42$$

Rozwiązując to równanie otrzymuje się:  $n = 9,06P$ .

- Liczba pojazdów relacji prawoskrętnej z wlotu podporządkowanego D dołączających się do kolejki pojazdów na jezdni głównej podczas jednego cyklu (w rzeczywistości tej relacji nie ma więc przyjmuje się ją jako wirtualną)

$$n_T^{DP} (wirt) = \frac{P_{zw} - n \cdot l_p}{l_p^D} \cdot f_{lp} = \frac{216,9 - 9,06 \cdot 6,38}{6,42} \cdot 1,03 = 25,52P$$

Współczynnik  $f_{lp}$  odczytano dla rozkładu pieszych 35/65.

- Przepustowość relacji prawoskrętnej z wlotu podporządkowanego

$$C^{DP} (wirt) = n_T^{DP} \cdot \frac{3600}{T} = 25,52 \cdot \frac{3600}{80} = 1149 P/h$$

#### Krok 4

Określenie przepustowości relacji lewoskrętnej z wlotu C

- Liczba pojazdów relacji lewoskrętnej z wlotu C dołączających się do kolejki podczas jednego cyklu

$$n_T^{CL} = n_T^{DP} \cdot f_L = 25,52 \cdot 0,47 = 11,99P$$

- Przepustowość relacji lewoskrętnej z wlotu podporządkowanego C

$$C^{CL} = n_T^{CL} \cdot \frac{3600}{T} = 11,99 \cdot \frac{3600}{80} = 540 P/h$$

W tabeli 6.3 przedstawiono porównanie wyników dotyczących przepustowości na tym skrzyżowaniu uzyskanych z badań ruchu oraz metody obliczeniowej.



Tabela 6.3. Porównanie natężeń ruchu na skrzyżowaniu ul. Pilczyckiej i Kozanowskiej we Wrocławiu

	Natężenie/Przepustowość relacji lewoskrętnej
Wyniki uzyskane z pomiarów ruchu [P/h]	529
Wyniki metody obliczeniowej [P/h]	540
Błąd [%]	+ 2,1

Wyniki uzyskane z pomiarów ruchu oraz z metody obliczeniowej różnią się o 2,1 %.

Przedstawione przykłady pokazują, że zaproponowana metoda obliczeniowa daje dosyć dokładne odzwierciedlenie rzeczywistości. Jest stosunkowo prosta. Może być wykorzystana w praktyce.

#### 6.4. Podsumowanie

Metoda obliczania przepustowości relacji podporządkowanych dołączających się do kolejki pojazdów na jezdni głównej jest metodą składającą się z czterech kroków. W pierwszym kroku określania jest liczba pojazdów opuszczających skrzyżowanie z sygnalizacją świetlną podczas sygnału zielonego oraz długość zwalnianego pasa ruchu. Krok drugi określa czas blokowania skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu przez przejeżdżające pojazdy na jezdni głównej. Dzięki temu krokowi można określić przepustowości pozostałych relacji na wlotach podporządkowanych (zgodnie z [93]). W trzecim kroku określana jest przepustowość relacji prawoskrętnej dołączającej się do kolejki na jezdni głównej. Natomiast w czwartym kroku wyznaczana jest przepustowość relacji lewoskrętnej dołączającej się do kolejki na jezdni głównej. Do określenia wpływu pieszych oraz wpływu powierzchni akumulacji wykonane zostały dodatkowe badania symulacyjne.

Zaproponowana metoda służy do obliczania przepustowości wlotów podporządkowanych na skrzyżowaniu czterowlotowym z dwoma pasami ruchu na jezdni głównej. Z powodzeniem może być również wykorzystywana na skrzyżowaniach trójwlotowych.

Metoda obliczeniowa daje dobre odzwierciedlenie rzeczywistych warunków ruchowych. Świadczy o tym weryfikacja przeprowadzona na rzeczywistych skrzyżowaniach w Katowicach i we Wrocławiu. Metoda jest stosunkowo prosta. Błąd metody jest niewielki.

## 7. ROZKŁAD RUCHU W OTOCZENIU SKRZYŻOWAŃ Z OGRANICZONĄ PRZEPUSTOWOŚCIĄ

### 7.1. Wprowadzenie

Nasilające się procesy urbanizacyjne, zwiększająca się ruchliwość społeczeństwa stają się główną przyczyną ciągłego wzrostu popytu na transport. Problemy te wzmagają dodatkowo: ciągły wzrost liczby pojazdów indywidualnych oraz brak dostatecznej infrastruktury drogowej. Zjawiska te prowadzą do poważnych problemów transportowych, z jakimi borykają się większe miasta Polski. Owocne rozwiązanie problemów transportowych wymaga trafnych decyzji planistycznych, do tego zaś potrzebne są prognozy ruchu dotyczące zarówno potoków ruchu, jak również podziału tego ruchu na środki transportu, sieć transportową. Aby mogły powstać prognozy ruchu konieczne jest określenie prawidłowych modeli ruchu, opisujących zjawiska występujące na obszarach zurbanizowanych w chwili obecnej. Po wprowadzeniu parametrów odnoszących się do roku prognozy modele ruchu można wykorzystać do celów prognostycznych. Aby opisać zjawiska transportowe zachodzące na obszarach miejskich konieczne jest czerpanie doświadczeń z wielu dziedzin naukowych jak chociażby: inżynieria drogowa, ekonomia, urbanistyka, statystyka. Coraz powszechniejsze są dziedziny, które zajmują się człowiekiem, jako podmiotem dokonującym decyzji transportowych. Do tych dziedzin należą: socjologia, psychologia, demografia [123].

Przedstawione w rozdziale 3.2 modele rozkładu ruchu na sieć transportową miasta zakładają z góry trasę przejazdu pojazdów na odcinku pomiędzy źródłem a celem podróży w zależności od panujących warunków ruchu w mieście. W rzeczywistości jednak najczęściej kierowcy, nie posiadający pełnej informacji o warunkach ruchu w mieście, wykorzystują do swojego przejazdu tę trasę, którą jeżdżą codziennie. Każdy kierowca wybiera trasę przejazdu do swojego celu podróży, która w jego odczuciu posiada najniższe koszty [78]. Wybór zaplanowanej trasy podróży, choć jest subiektywny, obejmuje przede wszystkim główne trasy komunikacyjne charakteryzujące się większymi przepustowościami oraz umożliwiające rozwijanie większych prędkości [40]. Dopiero styczność z rzeczywistymi warunkami ruchu (zatłoczenie na niektórych odcinkach tras, roboty drogowe, wypadki) powodują podjęcie decyzji, w trakcie wykonywania podróży, o częściowej lub całkowitej rezygnacji z założonej trasy przejazdu i wyborze alternatywnej trasy [151]. Częściowa rezygnacja wiąże się z ominięciem zatłoczonego obszaru i wrócenie na zaplanowaną trasę przejazdu, ale już poza miejscem zatłoczonym. Całkowita rezygnacja wiąże się wyborem nowej trasy do celu podróży.

W niniejszym rozdziale przedstawiono wyniki badań rozkładu ruchu na sieć transportową w okolicy skrzyżowania z ograniczoną przepustowością. Sformułowano model regresyjny określający udział kierowców wybierających alternatywną trasę w zależności od długości kolejki na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną.

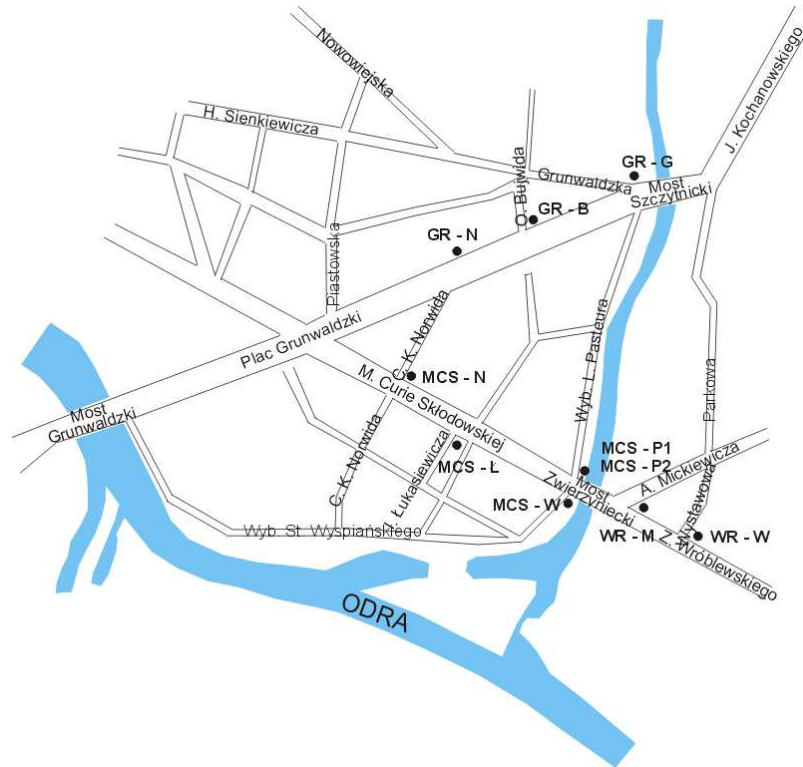
## 7.2. Opis i wyniki badań

Badania przeprowadzono we Wrocławiu w rejonie Placu Grunwaldzkiego. Plac Grunwaldzki jest skrzyżowaniem pięciowłotowym z sygnalizacją świetlną, przez które przebiega droga krajowa DK 8. Na trzech wlotach przez znaczną część doby utrzymuje się kolejka pojazdów licząca kilkaset metrów (wloty od Mostu Grunwaldzkiego, Mostu Zwierzynieckiego oraz Mostu Szczytnickiego). Jednocześnie na obszarze występowania kolejki pojazdów przed skrzyżowaniem na Placu Grunwaldzkim występują skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu umożliwiające rezygnację z postoju w kolejce (przed skrzyżowaniem na Pl. Grunwaldzkim) i ominięcie zatłoczonego obszaru poprzez wybór alternatywnej trasy podróży. Badania weryfikujące wykonano również w Krakowie w pobliżu Dworca Głównego. Pomiarów dokonano w różnych porach dnia i przy różnych długościach kolejek pojazdów na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną. Pomiarów przeprowadzono na następujących skrzyżowaniach (miejscach pomiarowych):

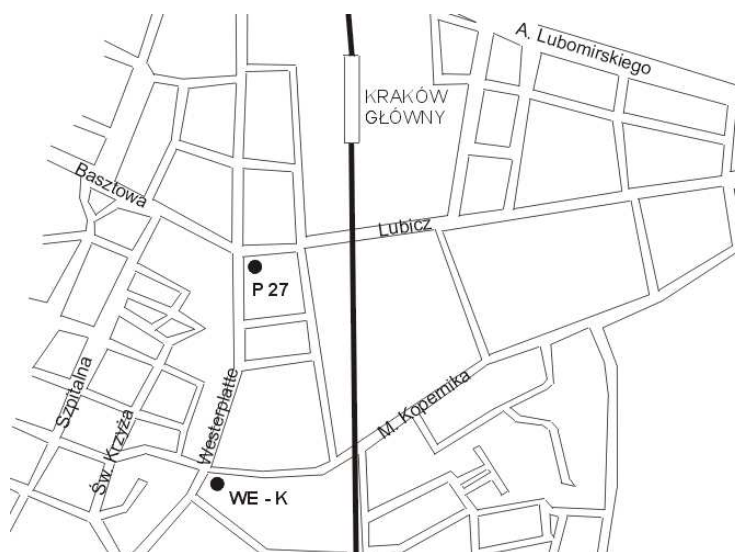
- Plac Grunwaldzki – C.K. Norwida (GR – N),
- Plac Grunwaldzki – O. Bujwida (GR – B),
- Plac Grunwaldzki – Grunwaldzka (GR – G),
- M. Curie Skłodowskiej – C. K. Norwida (MCS – N),
- M. Curie Skłodowskiej – I. Łukasiewicza (MCS – Ł),
- M. Curie Skłodowskiej – Wybrzeże L. Pasteura (MCS – P1 oraz MCS – P2),
- M. Curie Skłodowskiej – Wybrzeże St. Wyspiańskiego (MCS – W),
- Z. Wróblewskiego – A. Mickiewicza (WR – M),
- Z. Wróblewskiego – Wystawowa (WR – W),
- Westerplatte – M. Kopernika w Krakowie (WE – K).

Na skrzyżowaniu M. Curie Skłodowskiej i Wybrzeże L. Pasteura pomiarów dokonano w dwóch sytuacjach: przed (MCS – P1) oraz po (MCS – P2) otwarciu łącznika przy Moście Grunwaldzkim. Przed otwarciem łącznika początkowy odcinek Wyb. Wyspiańskiego (przy Moście Grunwaldzkim) był jednokierunkowy (kierunek Most Grunwaldzki – Most

Zwierzyński). Po otwarciu łącznika Wybrzeże Wyspiańskiego na całej długości stało się ulicą dwukierunkową, umożliwiającą omińnięcie zatłoczonego Placu Grunwaldzkiego. We wszystkich analizowanych miejscach pomiarowych umożliwiona jest częściowa rezygnacja z zamierzonej trasy przejazdu. Schematy analizowanych obszarów przedstawiono na rys. 7.1 i 7.2.

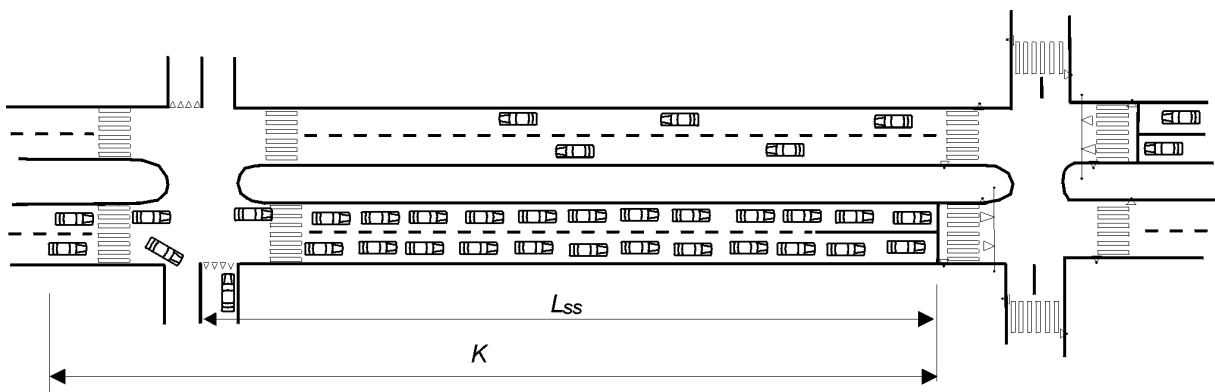


Rys. 7.1. Schemat analizowanego obszaru we Wrocławiu podczas badań rezygnacji z zatłoczonej trasy



Rys. 7.2. Schemat analizowanego obszaru w Krakowie podczas badań rezygnacji z zatłoczonej trasy

W interwałach jednocinutowych określano liczbę samochodów, które przejeżdżały przez skrzyżowanie z pierwszeństwem przejazdu umożliwiające wybór alternatywnej trasy i dołączały się do kolejki pojazdów na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną, liczbę pojazdów, które na skrzyżowaniu z pierwszeństwem przejazdu wybierały alternatywną trasę podróży oraz długość kolejki na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną na koniec każdego interwału. W przypadku długich kolejek pojazdów nie było możliwości zliczania wszystkich pojazdów stojących na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną. Dlatego obrano punkty charakterystyczne na długości występowania kolejki pojazdów i od tych punktów liczono liczbę pojazdów w kolejce. Do tej liczby dodawano średnią liczbę pojazdów, jakie mogły znaleźć się na długości od linii zatrzymania do obranego punktu charakterystycznego. Na podstawie uzyskanych wyników pomiarów określano udziały kierowców pojazdów, którzy na danym miejscu pomiarowych dokonywali decyzji o rezygnacji z postoju w kolejce i wyborze alternatywnej trasy. Założono, że kierowca wybierając alternatywną trasę przejazdu spodziewa się na niej dużo korzystniejszych warunków ruchu. Nie zawsze jest tak w rzeczywistości, ponieważ gdy większość kierowców dokonuje zmiany trasy przejazdu to nowa trasa staje się dużo bardziej obciążona od dotychczasowej. Schemat wyboru alternatywnej trasy oraz oznaczenia stosowane w dalszej części pracy przedstawiono na rys. 7.3.

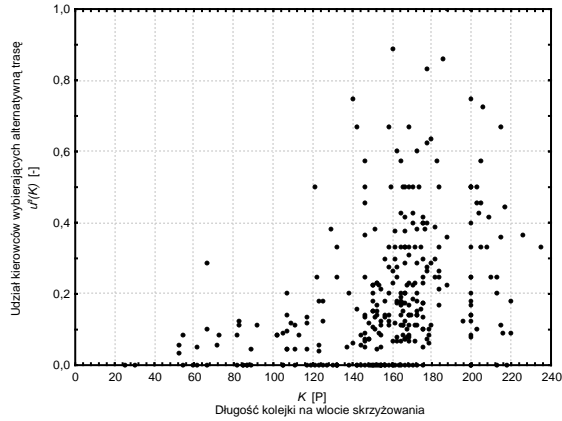


Rys. 7.3. Schemat wyboru alternatywnej trasy oraz oznaczenia stosowane w modelu

Długość kolejki ( $K$ ) wyrażona jest w pojazdach. Oznacza ona liczbę pojazdów, które na zakończenie danego interwału występowały na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną. W przypadku jezdni wielopasowych długość kolejki  $K$  obejmuje liczbę pojazdów, które znajdują się na wszystkich pasach ruchu. Zasięg kolejki  $L_K$  określa długość jezdni zajmowaną przez kolejkę pojazdów; wyrażony jest w metrach. Natomiast  $L_{ss}$  jest odległością

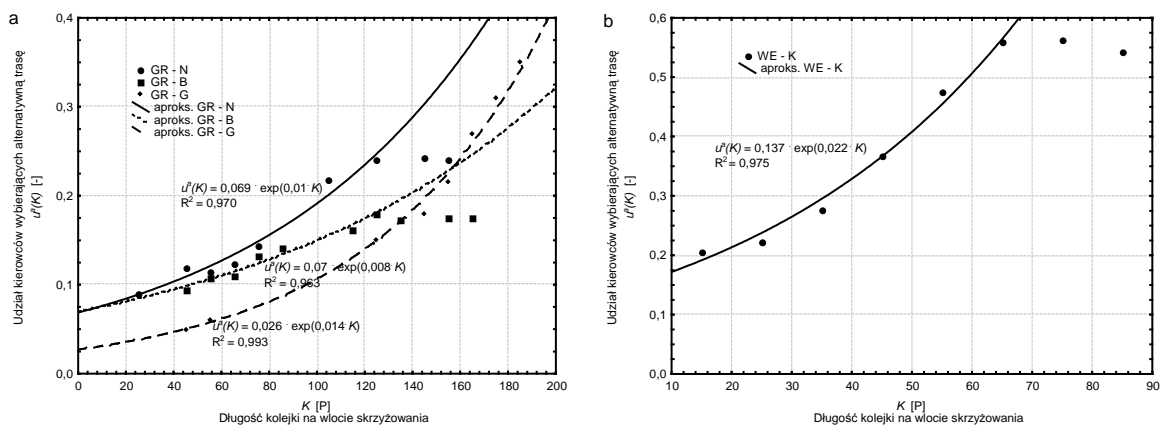
skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu od linii zatrzymania przed sygnalizatorem; wyrażona jest w metrach.

Na rys. 7.4 pokazano wyniki badań dla przykładowego miejsca pomiarowego (MCS – P1).

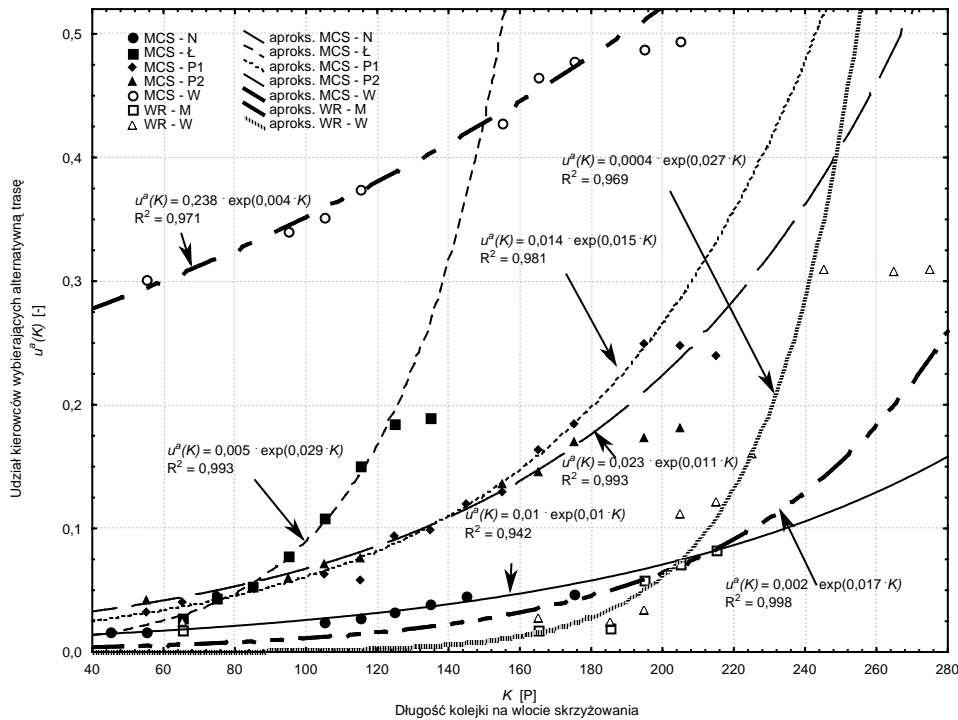


Rys. 7.4. Wyniki pomiarów dla miejsca pomiarowego MCS – P1

Analizując wyniki badań przedstawione na rysunku 7.4 można zauważyć dużą losowość udziałów kierowców wybierających alternatywną trasę. Ze względu na dużą rozbieżność uzyskiwanych wyników podzielono całą występującą długość kolejki na przedziały o odpowiedniej rozpiętości. W tutejszych analizach rozpiętość ta wynosiła 10 pojazdów. Dla tych przedziałów określono wartość średnią udziałów kierowców rezygnujących z pierwotnej zaplanowanej trasy przejazdu. Natomiast jako długość kolejki przyjmowano środek danego przedziału. Uzyskane wykresy zależności udziału kierowców wybierających alternatywną trasę od długości kolejki zostały przedstawione na rysunkach 7.5 oraz 7.6.



Rys. 7.5. Wyniki badań dla miejsc pomiarowych: a – na ciągu Placu Grunwaldzkiego we Wrocławiu, b – na skrzyżowaniu ul. Westerplatte i M. Kopernika w Krakowie



Rys. 7.6. Wyniki badań dla miejsc pomiarowych na ciągu M. Curie Skłodowskiej oraz Z. Wróblewskiego we Wrocławiu

Podczas badań zauważono na wszystkich skrzyżowaniach z pierwszeństwem przejazdu, że im dłuższa kolejka pojazdów na głównej trasie to tym więcej pojazdów opuszcza kolejkę i wybiera alternatywną drogę. Wzrost ten nie jest liniowy. Wykonano estymację zależności pomiędzy udziałem kierowców wybierających alternatywną trasę a długością kolejki funkcją wykładniczą o ogólnej postaci przedstawionej równaniem (7.1):

$$y = a \cdot \exp(b \cdot x), \quad (7.1)$$

gdzie:

$y, x$  – zmienne (zależna i niezależna),

$a, b$  – parametry estymacji.

Obliczeń dokonano za pomocą programu STATISTICA v. 5.0. Dla różnych miejsc pomiarowych otrzymano estymację zależności funkcją wykładniczą, ale o różnych parametrach. Dla badanych miejsc pomiarowych uzyskano następujące funkcje opisane zależnościami (7.2) ÷ (7.12):

- miejsce pomiarowe GR – N:

$$u^a(K) = 0,069 \cdot \exp(0,01 \cdot K), \quad (7.2)$$

- miejsce pomiarowe GR – B:

$$u^a(K) = 0,07 \cdot \exp(0,008 \cdot K), \quad (7.3)$$

- miejsce pomiarowe GR – G:

$$u^a(K) = 0,026 \cdot \exp(0,014 \cdot K), \quad (7.4)$$

- miejsce pomiarowe MCS – N:

$$u^a(K) = 0,01 \cdot \exp(0,01 \cdot K), \quad (7.5)$$

- miejsce pomiarowe MCS – Ł:

$$u^a(K) = 0,005 \cdot \exp(0,029 \cdot K), \quad (7.6)$$

- miejsce pomiarowe MCS – P1:

$$u^a(K) = 0,014 \cdot \exp(0,015 \cdot K), \quad (7.7)$$

- miejsce pomiarowe MCS – P2:

$$u^a(K) = 0,023 \cdot \exp(0,011 \cdot K), \quad (7.8)$$

- miejsce pomiarowe MCS – W:

$$u^a(K) = 0,238 \cdot \exp(0,004 \cdot K), \quad (7.9)$$

- miejsce pomiarowe WR – M:

$$u^a(K) = 0,002 \cdot \exp(0,017 \cdot K), \quad (7.10)$$

- miejsce pomiarowe WR – W:

$$u^a(K) = 0,0004 \cdot \exp(0,027 \cdot K), \quad (7.11)$$

- miejsce pomiarowe WE – K:

$$u^a(K) = 0,137 \cdot \exp(0,022 \cdot K), \quad (7.12)$$

gdzie:

$u^a(K)$  – udział kierowców wybierających alternatywną trasę przy długości kolejki  $K$  [-],

$K$  – długość kolejki na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną [P].

O ile zależność pomiędzy długością kolejki na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną a udziałem kierowców wybierających alternatywną trasę ma charakter wykładniczy dla wszystkich przebadanych miejsc pomiarowych, o tyle parametry modelu są różne. Modele opisane zależnościami (7.2) ÷ (7.12) nie są uniwersalne. Odnoszą się tylko do konkretnego miejsca pomiarowego. Aby można było korzystać z jednego modelu, niezależnie od długości kolejki konieczne jest wprowadzenie dodatkowych parametrów. W pracy [40] do parametrów tych autor zaliczył: odległość skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu (umożliwiającego wybór alternatywnej trasy) od linii zatrzymania na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją



światłą, widoczność kolejki, istnienie alternatywnej trasy umożliwiającej ominięcie lub skrócenie oczekiwania w kolejce.

Jednak długość kolejki nie jest adekwatnym wyznacznikiem postoju w kolejce lub wyboru alternatywnej trasy. Czynnikiem bardziej adekwatnym jest średnia strata czasu wywołana postojem w kolejce. Ta sama długość kolejki może w różny sposób oddziaływać na kierowców i powodować różne straty czasu kierowców oczekujących w kolejce. Czasem krótsza kolejka może powodować większe straty czasu. Z tego powodu określono udział kierowców opuszczających pierwotną trasę w zależności od średnich strat czasu doświadczanych przez kierowców przy oczekiwaniu na przejazd przez skrzyżowanie z sygnalizacją świetlną. Aby móc określić udział kierowców wybierających alternatywną trasę w zależności od średnich strat czasu wywołanych postojem w kolejce konieczne jest wyznaczenie zależności pomiędzy długością kolejki a średnią stratą czasu pojazdów.

### 7.3. Model rozkładu ruchu na sieć transportową

#### 7.3.1. Zależność pomiędzy długością kolejki a stratą czasu

Niech  $T$  oznacza długość cyklu w sekundach,  $C$  przepustowość wlotu, gdzie występuje analizowana kolejka pojazdów [P/h]. Przepustowość wlotu podczas jednego cyklu można przedstawić za pomocą zależności (7.13):

$$C_c = \frac{C}{\frac{3600}{T}} \text{ [P]}, \quad (7.13)$$

gdzie mianownik oznacza liczbę cykli podczas jednej godziny.

Liczbę cykli potrzebnych do opuszczenia skrzyżowania można przedstawić za pomocą zależności (7.14):

$$n = \frac{K}{C_c} = \frac{3600 \cdot K}{CT} \text{ [-]}, \quad (7.14)$$

gdzie  $K$  jest długością kolejki, do której dołącza się analizowany pojazd.

Czas potrzebny do opuszczenia skrzyżowania można przedstawić za pomocą zależności (7.15):

$$d_2 = n \cdot T = \frac{3600 \cdot K}{C} \text{ [s/P]}. \quad (7.15)$$

W zależności od tego, w jakim momencie cyklu pojazd dołącza się do kolejki może doświadczać dodatkowych strat czasu związanych z przyjazdem do kolejki podczas sygnału

czerwonego. Średnią stratę czasu związaną z dojazdem do kolejki podczas sygnału czerwonego można przedstawić za pomocą zależności (7.16):

$$d_1 = \frac{T - G_e}{2} \text{ [s/P]}, \quad (7.16)$$

gdzie:

$T$  – długość cyklu [s],

$G_e$  – długość efektywnego sygnału zielonego [s].

Średnia strata czasu doświadczana przez kierowcę przy długości kolejki  $K$  wynosi:

$$d = d_1 + d_2 = \frac{T - G_e}{2} + \frac{3600 \cdot K}{C} \text{ [s/P]}. \quad (7.17)$$

Zależność (7.17) obowiązuje tylko dla skrzyżowań z ograniczoną przepustowością, czyli takich, gdzie przeważnie występuje kolejka na wlocie czy wlotach. Przy natężeniach ruchu mniejszych od przepustowości koniecznym byłoby uwzględnienie stopnia obciążenia danego wlotu ( $X$ ). Średnia strata czasu obliczona z zależności (7.17) dla długości kolejki  $K$  jest jednakowa ze stratą czasu, przy kolejce pozostającej, obliczoną według [94].

Dla badanych miejsc pomiarowych otrzymano zależności udziałów kierowców wybierających alternatywną trasę w zależności od średnich strat czasu opisane równaniami (7.18) ÷ (7.28):

- miejsce pomiarowe GR – N:

$$u^a(d) = 0,064 \cdot \exp(0,0021 \cdot d), \quad (7.18)$$

- miejsce pomiarowe GR – B:

$$u^a(d) = 0,067 \cdot \exp(0,0016 \cdot d), \quad (7.19)$$

- miejsce pomiarowe GR – G

$$u^a(d) = 0,024 \cdot \exp(0,0029 \cdot d), \quad (7.20)$$

- miejsce pomiarowe MCS – N:

$$u^a(d) = 0,0088 \cdot \exp(0,0034 \cdot d), \quad (7.21)$$

- miejsce pomiarowe MCS – Ł:

$$u^a(d) = 0,0035 \cdot \exp(0,0098 \cdot d), \quad (7.22)$$

- miejsce pomiarowe MCS – P1:

$$u^a(d) = 0,012 \cdot \exp(0,0051 \cdot d), \quad (7.23)$$

- miejsce pomiarowe MCS – P2:

$$u^a(d) = 0,022 \cdot \exp(0,0036 \cdot d), \quad (7.24)$$

- miejsce pomiarowe MCS – W:

$$u^a(d) = 0,23 \cdot \exp(0,0013 \cdot d), \quad (7.25)$$

- miejsce pomiarowe WR – M:

$$u^a(d) = 0,0016 \cdot \exp(0,0058 \cdot d), \quad (7.26)$$

- miejsce pomiarowe WR – W:

$$u^a(d) = 0,00031 \cdot \exp(0,0092 \cdot d), \quad (7.27)$$

- miejsce pomiarowe WEST – K:

$$u^a(d) = 0,077 \cdot \exp(0,011 \cdot d), \quad (7.28)$$

gdzie:

$d$  – średnia strata czasu doświadczana przez kierowcę pojazdu dojeżdżającego do kolejki o długości  $K$  [s/P].

### 7.3.2. Dobór zmiennych objaśniających i estymacja zależności

Udział kierowców (pojazdów) rezygnujących z pierwotnie zaplanowanej trasy przejazdu w zależności od średnich strat czasu, związanych z oczekiwaniem w kolejce można przedstawić za pomocą zależności (7.29):

$$u^a(d) = a \cdot \exp(b \cdot d), \quad (7.29)$$

gdzie:

$a, b$  – parametry modelu,

$d$  – średnia strata czasu [s/P].

Jako zmienne objaśniające do oszacowania parametrów modelu ( $a$  i  $b$ ) przyjęto następujące czynniki:

$a_1$  – zmienna określająca dla danego skrzyżowania liczbę miejsc, na których można wyłączyć się z ruchu w kolejce po przejechaniu analizowanego skrzyżowania,

$a_2$  – odległość skrzyżowania umożliwiającego rezygnację z pierwotnie zaplanowanej trasy przejazdu od linii zatrzymania przed sygnalizatorem [m]:

$$a_2 = L_{ss}, \quad (7.30)$$

$a_3$  – długość alternatywnej trasy liczona do miejsca wjazdu na pierwotnie zaplanowaną trasę [m],

$a_4$  – zmienna określająca stosunek czasu postoju w kolejce i jazdy alternatywną trasą [-],

$a_5$  – stopień nadłożenia drogi [-],

- $a_6$  – zmienna określająca liczbę odcinków międzywęzłowych na alternatywnej trasie (w przypadku wykonywania relacji skrętnych lub przecinania potoku nadrzędnego rozpoczyna się kolejny odcinek międzywęzłowy),
- $a_7$  – zmienna określająca istnienie generatorów ruchu na alternatywnej trasie,
- $a_8$  – zmienna określająca istnienie w pobliżu danego skrzyżowania innego miejsca umożliwiające zjazd z kolejki (bardziej atrakcyjniejszego),
- $a_9$  – zmienna określająca możliwość ominięcia skrzyżowania i włączenie się do trasy za skrzyżowaniem z sygnalizacją świetlną,
- $a_{10}$  – zmienna określająca istnienie na długości kolejki skrzyżowań z pierwszeństwem przejazdu, na których pojazdy podporządkowane włączają się do kolejki.

Zmienna  $a_4$  określa stosunek czasu postoju w kolejce przy długości kolejki sięgającej analizowanego miejsca umożliwiającego wybór alternatywnej trasy do czasu jazdy trasą alternatywną. Założono, że kierowca korzystający z alternatywnej trasy nie spodziewa się na niej jakichkolwiek utrudnień i porusza się ze stałą prędkością (założono prędkość na trasie alternatywnej 11,1 m/s).

Zmienną  $a_4$  można otrzymać na podstawie zależności (7.31):

$$a_4 = \frac{t_k}{t_{al}}, \quad (7.31)$$

gdzie:

$t_k$  – czas postoju w kolejce sięgającej analizowanego skrzyżowania [s],

$t_{al}$  – czas jazdy alternatywną trasą (założono, że kierowca jadąc alternatywną trasą nie spodziewa się postoju w kolejce na tej trasie) [s].

Czas w różnych sytuacjach jest odczuwany inaczej. Inna jest wartość subiektywnego upływu czasu podczas stania w kolejce, inna podczas płynnej jazdy. Badania wykonane w USA [81, 82] pokazały, że subiektywny czas postoju w kolejce przed sygnalizacją świetlną jest 1,6 ÷ 1,7 razy dłuższy niż subiektywny czas jazdy. W pracach [12, 25] oszacowano funkcje czasu podróży różnymi środkami transportu, zaś w pracy [121] przedstawiono oszacowanie czasu przez podróżnych dojeżdżających do pracy w zależności od warunków ruchu. Nie przeprowadzono na potrzeby niniejszej pracy badań subiektywnego odczucia czasu. Ograniczono się do obiektywnego upływu czasu w różnych sytuacjach.

Zmienna  $a_5$  określa stopień nadłożenia trasy. Można ją wyznaczyć za pomocą zależności (7.32):

$$a_5 = \frac{L_{al}}{L_{ss}}, \quad (7.32)$$

gdzie:

$L_{al}$  – długość alternatywnej trasy przejazdu liczona do miejsca włączenia się na początkową trasę [m],

$L_{ss}$  – odległość skrzyżowania umożliwiającego wybór alternatywnej trasy od linii zatrzymania przed sygnalizatorem [m].

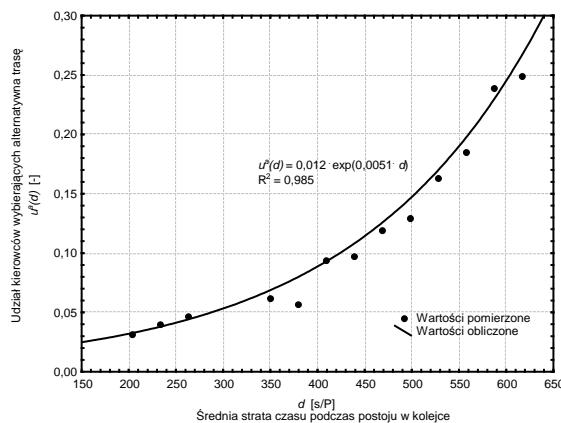
Zmienne  $a_7 \div a_{10}$  są to zmienne zero-jedynkowe. Przyjmują wartość 1, gdy zachodzi dana sytuacja oraz wartość 0, gdy nie zachodzi.

Dla tak przyjętych zmiennych objaśniających w module estymacji wielokrotnej w programie STATISTICA otrzymano następujące estymatory parametrów  $a$  i  $b$ :

$$a = 0,03759 \cdot a_1 - 264,699 \cdot \frac{1}{a_2} + 398,1875 \cdot \frac{1}{a_3} - 0,03937 \cdot a_4 + 0,14577 \cdot a_5 + 0,07735 \cdot a_6 + 0,16204 \cdot a_7 - 0,06523 \cdot a_8 + 0,71145 \cdot a_9 - 0,6 \cdot a_{10}, \quad (7.33)$$

$$b = 0,00196 \cdot a_1 + 6,68224 \cdot \frac{1}{a_2} - 9,6486 \cdot \frac{1}{a_3} + 0,00003 \cdot a_4 - 0,00555 \cdot a_5 + 0,00225 \cdot a_6 - 0,00432 \cdot a_7 - 0,00542 \cdot a_8 - 0,00441 \cdot a_9 - 0,00006 \cdot a_{10}. \quad (7.34)$$

Na rysunku 7.7 przedstawiono zależność pomiędzy udziałem pojazdów rezygnujących z pierwotnej zaplanowanej trasy przejazdu a średnią stratą czasu przy postoju w kolejce dla wartości pomierzonych oraz obliczonych wg zależności (7.29) z estymatorami parametrów  $a$  i  $b$  opisanymi zależnościami (7.33) oraz (7.34) dla miejsca pomiarowego MCS – P1.



Rys. 7.7. Zależność pomiędzy udziałem pojazdów rezygnujących z początkowo zaplanowanej trasy a średnią stratą czasu dla miejsca pomiarowego MCS – P1

W tabeli 7.1 przedstawiono błędy parametrów  $a$  i  $b$  otrzymanych dla poszczególnych miejsc pomiarowych (równania (7.18) ÷ (7.28)):

$$\delta_a = \frac{a^{mp} - a^{jr}}{a^{mp}} \cdot 100, \quad (7.35)$$

$$\delta_b = \frac{b^{mp} - b^{jr}}{b^{mp}} \cdot 100, \quad (7.36)$$

gdzie:

$a^{mp}$ ,  $b^{mp}$  – parametry  $a$  i  $b$  otrzymane podczas estymacji zależności udziału kierowców wybierających alternatywną trasę od średnich strat czasu dla poszczególnych miejsc pomiarowych,

$a^{jr}$ ,  $b^{jr}$  – parametry  $a$  i  $b$  otrzymane wg zależności (7.33) oraz (7.34).

Tabela 7.1. Wartości parametrów  $a$  i  $b$  dla estymacji zależności w poszczególnych miejscach pomiarowych oraz dla zależności opisanej jednym równaniem

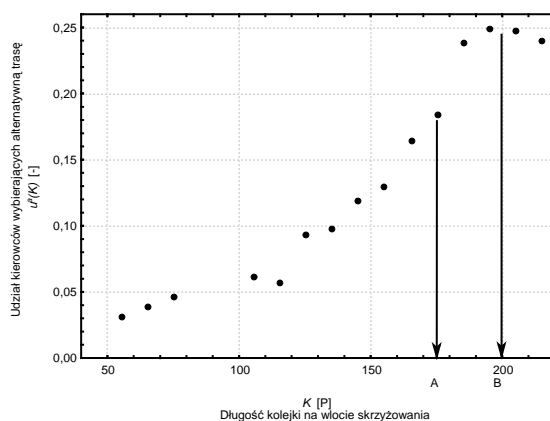
Miejsce pomiarowe	$\delta_a$ [%]	$\delta_b$ [%]
GR – N	+ 0,06	+ 0,42
GR – B	+ 0,03	+ 0,22
GR – G	+ 0,09	+ 0,25
MCS – N	+ 0,03	- 0,03
MCS – Ł	+ 0,05	+ 0,02
MCS – P1	+ 0,01	+ 0,01
MCS – P2	+ 0,01	+ 0,04
MCS – W	+ 0,03	+ 0,21
WR – M	- 0,02	+ 0,02
WR – W	- 0,30	+0,03

Na podstawie tabeli 7.1 można zauważyć, iż dobrany zakres zmiennych objaśniających dobrze odzwierciedla zaobserwowane zależności. Różnice pomiędzy wartościami parametrów estymowanymi dla poszczególnych miejsc pomiarowych a wartościami estymowanymi wg jednego równania są niewielkie.

### 7.3.3. Zasięg wpływu skrzyżowania umożliwiającego rezygnację z zatłoczonej trasy

Udział pojazdów opuszczających początkowo planowaną trasę przejazdu wzrasta ze wzrostem długości kolejki (średnich strat czasu). Wzrost ten ma charakter wykładniczy.

Jednak nie może wzrastać nieskończenie. Maksymalną wartością udziału jest 1, co odpowiada sytuacji, że kierowcy wszystkich pojazdów rezygnują z początkowo zaplanowanej trasy przejazdu i wybierają trasę alternatywną omijającą kolejkę na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną. W prowadzonych pomiarach nie uzyskano takiej wartości. Największą wartością, jaką uzyskano w pomiarach jest 0,5. Na podstawie zależności przedstawionych na rys. 7.5 oraz 7.6 można zauważyć, iż zależność wykładnicza po osiągnięciu pewnego poziomu przechodzi w zależność stałą. Niezależnie od długości kolejki (średnich strat czasu) udział kierowców rezygnujących z oczekiwania w kolejce jest taki sam. Wpływ oddziaływania skrzyżowania umożliwiającego rezygnację z postoju w kolejce na udział kierowców rezygnujących z początkowo zaplanowanej trasy przejazdu dla punktu pomiarowego MCS – P1 został przedstawiony na rys. 7.8.



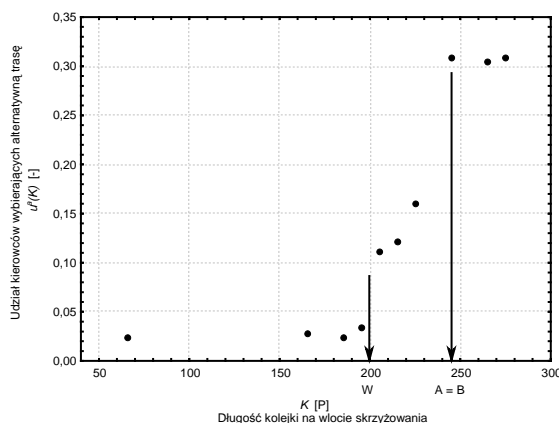
Rys. 7.8. Zasięg oddziaływania skrzyżowania na udział kierowców rezygnujących z pierwotnie zaplanowanej trasy przejazdu dla punktu pomiarowego MCS – P1

Na rysunku 7.8 wyróżnione są trzy obszary. Punkt A odpowiada długości kolejki kończącej się w miejscu pomiarowym MCS – P1 (176 pojazdów), natomiast punkt B odpowiada długości kolejki kończącej się w miejscu pomiarowym WR – M (200 pojazdów). Te miejsca pomiarowe znajdują się obu stronach Mostu Zwierzynieckiego. Obszar pierwszy (z lewej strony punktu A) odpowiada sytuacji, gdy długość kolejki nie przekracza analizowanego skrzyżowania umożliwiającego rezygnację. Zależność jest wykładnicza. Można ją opisać równaniem (7.29) z estymatorami (7.33) oraz (7.34). Obszar drugi (pomiędzy punktami A i B) odpowiada sytuacji, gdy na analizowanym skrzyżowaniu występuje kolejka, ale nie przekracza kolejnego skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu. Udział kierowców rezygnujących z postoju w kolejce i wybierających alternatywną trasę w punkcie A rośnie dalej wykładniczo, zgodnie z równaniem (7.29) oraz estymatorami (7.33) oraz (7.34). W obszarze trzecim (po prawej stronie punktu B) można zauważyć, że udział

kierowców wybierających alternatywną trasę w punkcie A stabilizuje się wokół poziomu odpowiadającemu udziałowi kierowców wybierających alternatywną trasę, gdy długość kolejki sięga punktu B. W przypadku, gdy pomiędzy skrzyżowaniami A i B jest znaczna odległość lub po skrzyżowaniu A nie ma już więcej innych skrzyżowań wówczas stała wartość zależności rozpoczyna się już po skrzyżowaniu w odległości A.

#### 7.3.4. Wpływ widoczności

Widoczność odgrywa bardzo istotną rolę przy oszacowaniu udziału kierowców, którzy rezygnują z początkowo zaplanowanej trasy przejazdu i wybierają alternatywną trasę. Wyniki pomiarów dla miejsca pomiarowego WR – W ( $L_{ss} = 850$  metrów) zostały przedstawione na rys. 7.9. Dla tego miejsca pomiarowego widoczna jest dopiero kolejka pojazdów o zasięgu przekraczającym 650 metrów (około 200 pojazdów).



Rys. 7.9. Udział kierowców rezygnujących z początkowo zaplanowanej trasy dla miejsca pomiarowego WR – W

W przypadku skrzyżowań z pierwszeństwem przejazdu, na których nie jest zapewniona widoczność całej kolejki (począwszy od sygnalizacji świetlnej) można wyróżnić kilka obszarów z różnym zachowaniem kierowców wobec początkowo zaplanowanej i alternatywnej trasy. W pierwszym obszarze (na lewo od punktu W) kierowca pozbawiony jest widoczności końca kolejki. Do sytuacji takiej może dojść przy załamaniach trasy ruchu oraz występowaniu przeszkód ograniczających widoczność. Kierowca znajdujący się na analizowanym skrzyżowaniu z pierwszeństwem przejazdu (punkt A) nie mając pełnej widoczności na sytuację na wlocie, nie ma pojęcia o długości kolejki. Udział kierowców wybierających alternatywną trasę w tym miejscu (punkt A) ma wartość stałą, niezależną od długości kolejki. Można ją przedstawić za pomocą zależności (7.37):



$$u^a(d) = u^a(K) = c, \quad (7.37)$$

gdzie:

$d$  – średnia strata czasu odpowiadająca długości kolejki  $K$  [s/P].

Za pomocą modułu estymacji wielokrotnej w programie STATISTICA otrzymano następujący estymator wartości  $c$ :

$$c = -7,84497 \cdot \frac{1}{a_2} + 0,00874 \cdot a_4, \quad (7.38)$$

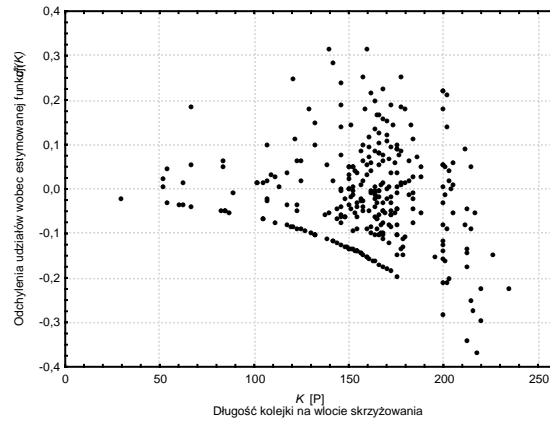
gdzie zmienne  $a_i$  omówione zostały przy estymacji zależności przy pełnej widoczności.

W drugim obszarze, (pomiędzy punktami W i B) gdzie widoczna jest kolejka pojazdów zależność pomiędzy udziałem kierowców wybierających alternatywną trasę a stratą czasu wywołaną postojem w kolejce o długości  $K$  ma charakter wykładniczy opisany równaniem (7.29) z estymatorami parametrów opisanymi zależnościami (7.33) oraz (7.34).

W ostatnim obszarze (na prawo od punktu B) zależność pomiędzy udziałem kierowców rezygnujących z początkowo zaplanowanej trasy a długością kolejki czy stratą czasu wywołaną postojem w tej kolejce jest funkcją stałą. Przyjmuje wartość odpowiadającą udziałowi kierowców, gdy długość kolejki sięga skrzyżowania w odległości B. Podobnie jak dla skrzyżowań z widocznością, jeżeli skrzyżowanie w odległości  $L$  jest ostatnim lub pomiędzy tym skrzyżowaniem (w odległości A) a skrzyżowaniem kolejnym (w odległości B) jest znaczna odległość wówczas zależność stała rozpoczyna się już od długości kolejki w odległości A.

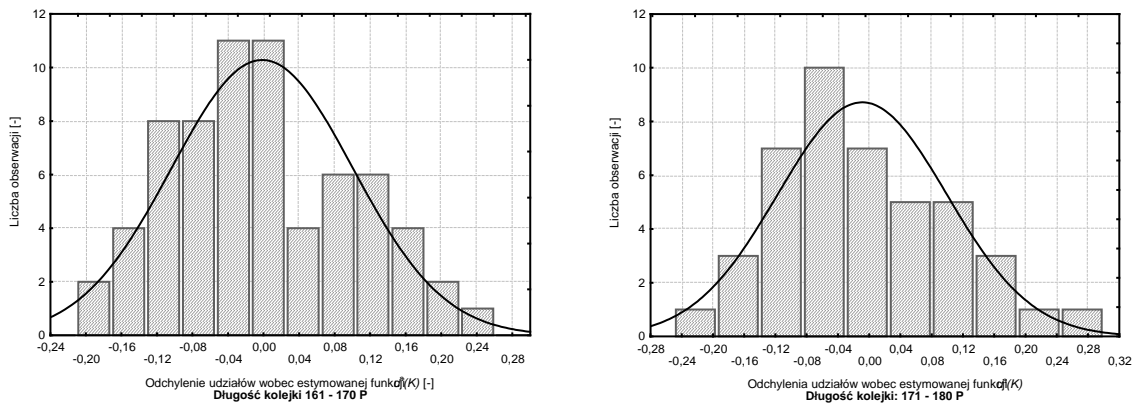
#### 7.4. Zmienność udziałów kierowców wybierających alternatywną trasę

Wyniki badań przedstawione na rys. 7.4 pokazują na dużą losowość zdarzenia polegającego na wyborze alternatywnej trasy podczas wykonywania podróży. W rozdziale 7.3. został określony średni udział kierowców rezygnujących z postoju w kolejce na początkowo zaplanowanej trasie i wybierających alternatywną trasę. Udziały  $u^a(K)$  oraz  $u^a(d)$  określono jako zależne od długości kolejki czy średnich strat czasu. Jednak niekiedy potrzebne jest określenie zmienności zjawiska (np. do badań symulacyjnych, do opisu zjawiska dynamicznego i stochastycznego). Udziały  $u^a(K)$  są obustronnie ograniczone. Dolną granicą jest wartość zero, natomiast górną jeden. Jednak większość wyników badań mieści się w zakresie wartości  $[0, 2u^a(K)]$ . Na rysunku 7.10 pokazano odchylenia udziałów  $u^a(K)$  względem zależności opisanej równaniem (7.29) z parametrami przedstawionymi formułami (7.33) oraz (7.34).



Rys. 7.10. Odchylenia udziałów  $u^a(K)$  względem zależności opisanej równaniem (7.29)

Na podstawie wyników badań przedstawionych na rys. 7.10 można zauważyć, że wraz ze wzrostem długości kolejki rosną odchylenia wobec zależności opisanej formułą (7.29). Histogramy rozkładu odchyłeń dla dwóch przykładowych przekrojów pokazano na rysunku 7.11.



Rys. 7.11. Histogramy rozkładu odchyłeń dla wybranych przekrojów dla miejsca pomiarowego MCS – P1

Analizując wyniki badań przedstawione na rys. 7.11 można zauważyć, że odchylenia udziałów  $u^a(K)$  mogą być opisane za pomocą rozkładu normalnego. Przeprowadzono zgodność rozkładów empirycznych z rozkładem normalnym, za pomocą testów  $\chi^2$  oraz Kołmogorowa – Smirnowa. Na podstawie przeprowadzonych testów można założyć, że odchylenia udziałów  $u^a(K)$  względem wartości opisanej równaniem (7.29) mają rozkład normalny. Parametrami tego rozkładu są:

- wartość średnia  $m = 0$ ,

- odchylenie standardowe  $s$ .

Wraz ze wzrostem długości kolejki rosną również odchylenia standardowe odchyłeń udziałów kierowców wybierających alternatywną trasę. Aby określić zależność pomiędzy udziałem kierowców wybierających alternatywną trasę a odchyleniem standardowym wprowadzono parametr  $n^a$  zdefiniowany formułą (7.39):

$$n^a = \frac{u^a(K)}{s}, \quad (7.39)$$

gdzie:

$u^a(K)$  – udział kierowców wybierających alternatywną trasę na danym skrzyżowaniu przy długości kolejki  $K$  [-],

$s$  – odchylenie standardowe odchyłeń  $u^a(K)$  przy danej długości kolejki  $K$  [-].

Parametr  $n^a$  przyjmował wartości z zakresu  $1,18 \div 1,72$ . Przyjęto wartość średnią równą  $n^a = 1,5$ . Przekształcając równanie (7.39) można otrzymać formułę na estymator odchylenia standardowego:

$$s = \frac{u^a(K)}{n^a}. \quad (7.40)$$

W przypadku, gdy długość kolejki na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną jest przedstawiona w sposób zmienny w czasie, na przykład poprzez zastosowanie szeregów czasowych, wówczas możliwe jest również przedstawienie udziału kierowców wybierających alternatywną trasę jako zjawiska zmiennego w czasie. Udział kierowców wybierających alternatywną trasę jako zjawisko zmienne w czasie można przedstawić za pomocą równania (7.41):

$$u_t^a(K) = u^a(K) + \varepsilon^a, \quad (7.41)$$

gdzie:

$u_t^a(K)$  – wartość udziału kierowców wybierających alternatywną trasę na analizowanym skrzyżowaniu przy długości kolejki na jezdni głównej  $K$  dla chwili  $t$ ,

$u^a(K)$  – średnia wartość udziału kierowców wybierających alternatywną trasę na analizowanym skrzyżowaniu przy długości kolejki na jezdni głównej  $K$  (wartość deterministyczna),

$\varepsilon^a$  – składnik losowy.

Składnik  $\varepsilon^a$  jest składnikiem zaburzającym udziały kierowców wybierających alternatywną trasę na analizowanym skrzyżowaniu przy konkretnej długości kolejki na jezdni

głównej. Posiada on rozkład normalny o średniej równej zero oraz odchyleniu standardowym opisanym równaniem (7.40).

Na podstawie równania (7.41) przedstawiono proces wyboru alternatywnej trasy w okolicy skrzyżowania z ograniczoną przepustowością (tym samym rozkład ruchu na sieć transportową w okolicy tego skrzyżowania) jako zjawisko zmienne w czasie. Udział kierowców wybierających alternatywną trasę w chwili  $t$  jest zależny od aktualnej długości kolejki na wlocie skrzyżowania z ograniczoną przepustowością. Posiadając szereg czasowy opisujący długość kolejki na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną można przedstawić również udział kierowców wybierających alternatywną trasę jako zjawisko zmienne w czasie. Tym samym została udowodniona teza pracy.

## 7.5. Weryfikacja modelu rozkładu ruchu na sieć transportową

Określono rozkład ruchu na sieć transportową w rzeczywistej sieci ulic. Badano udział pojazdów rezygnujących z postoju w kolejce na ul. H. Sienkiewicza we Wrocławiu (przed Pl. Bema) i wybierających alternatywną trasę (ul. Świętokrzyska). Sieć uliczna w rejonie tego miejsca została przedstawiona na rys. 7.12.



Rys. 7.12. Schemat sieci w rejonie skrzyżowania ulic H. Sienkiewicza i Świętokrzyskiej we Wrocławiu

Określenie udziału osób wybierających alternatywną trasę wymaga obliczenia parametrów  $a$  oraz  $b$ . Zmiennymi objaśniającymi są następujące parametry:

$$a_1 = 0$$

$$a_2 = 175 \text{ m}$$

$$a_3 = 700 \text{ m}$$

Do obliczenia zmiennej  $a_4$  konieczne jest obliczenie średniej straty czasu przy długości kolejki sięgającej ul. Świętokrzyskiej ( $L_{ss} = 170 \text{ m}$  co odpowiada 54 pojazdom). Aby wyznaczyć tą stratę potrzebne jest obliczenie przepustowości wlotu (wlot dwupasowy). Długość sygnału zielonego na wlocie wynosiła 36 sekund, zaś długość cyklu wynosiła 110 sekund.

$$C_j = \frac{3600}{\Delta t_0} \cdot \frac{G_e}{T} = \frac{3600}{2,0} \cdot \frac{37}{110} = 605 \text{ P/h}$$

$$C_{wl} = 2 \cdot C_j = 2 \cdot 605 = 1210 \text{ P/h}$$

$$d = t_k = \frac{T - G_e}{2} + \frac{3600 \cdot K}{C} = \frac{110 - 37}{2} + \frac{3600 \cdot 54}{1210} = 196,9 \text{ s/P}$$

$$t_{al} = \frac{L_{al}}{v_{al}} = \frac{700}{11,11} = 63,0 \text{ s}$$

$$a_4 = \frac{t_k}{t_{al}} = \frac{196,9}{63,0} = 3,12$$

Pozostałe zmienne wynoszą:

$$a_5 = \frac{L_{al}}{L_{ss}} = \frac{700}{175} = 4,0$$

$$a_6 = 3$$

$$a_7 = 1$$

$$a_8 = 0$$

$$a_9 = 1$$

$$a_{10} = 1.$$

Podstawiając powyższe zmienne otrzymano następujące estymatory parametrów  $a$  i  $b$ :

$$a = 0,03759 \cdot 0 - 264,699 \cdot \frac{1}{175} + 398,1875 \cdot \frac{1}{700} - 0,03937 \cdot 3,12 + 0,14577 \cdot 4,0 + 0,07735 \cdot 3 + 0,16204 \cdot 1 - 0,06523 \cdot 0 + 0,71145 \cdot 1 - 0,6 \cdot 1 = 0,0219$$

$$b = 0,00196 \cdot 0 + 6,68224 \cdot \frac{1}{175} - 9,6486 \cdot \frac{1}{700} + 0,00003 \cdot 3,12 - 0,00555 \cdot 4,0 + 0,00225 \cdot 3 - 0,00432 \cdot 1 - 0,00542 \cdot 0 - 0,00441 \cdot 1 - 0,00006 \cdot 1 = 0,0089.$$

Zatem funkcja określająca udział kierowców wybierających alternatywną trasę na skrzyżowaniu ul. Świętokrzyskiej i H. Sienkiewicza może być przedstawiona za pomocą równania:

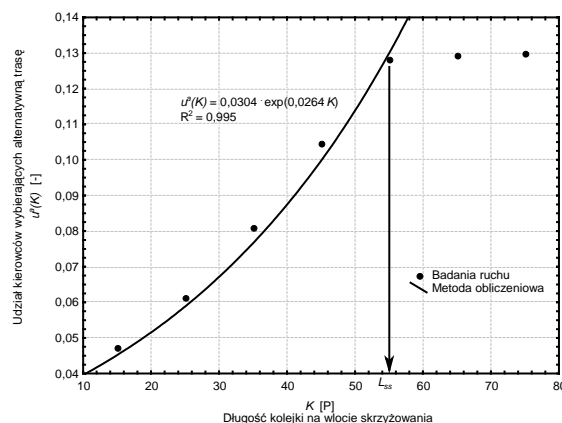
$$u^a(d) = 0,0219 \cdot \exp(0,0089 \cdot d) .$$

Udział kierowców wybierających alternatywną trasę można również przedstawić jako funkcję długości kolejki. Średnią stratę czasu doświadczaną przez kierowcę przy długości kolejki  $K$  można wyznaczyć na podstawie zależności):

$$d = \frac{T - G_e}{2} + \frac{3600 \cdot K}{C} = \frac{110 - 37}{2} + \frac{3600 \cdot K}{1210} = 36,5 + 2,97 \cdot K ,$$

więc  $u^a(K) = 0,0304 \cdot \exp(0,0264 \cdot K) .$

Na rys. 7.13 przedstawiono porównanie wyników otrzymanych z modelu obliczeniowego oraz z badań ruchu. W przypadku badań ruchu, ze względu na dużą losowość wyników, określono średni udział pojazdów rezygnujących z zaplanowanej trasy w przedziałach kolejki o rozpiętości 10 pojazdów.



Rys. 7.13. Porównanie wyników otrzymanych z badań ruchu oraz z metody obliczeniowej

Na podstawie badań przedstawionych na rys. 7.13 można zauważyć dobrą zbieżność metody obliczeniowej z rzeczywistymi warunkami ruchu. Wyniki badań ruchu aproksymowano zależnością:

$$u^a(K) = 0,0329 \cdot \exp(0,0252 \cdot K) .$$

Różnica wyników otrzymanych z badań ruchu oraz z metody obliczeniowej wynosi ok. 5%. Po przekroczeniu odległości  $L_{ss}$  można zauważyć, że udziały kierowców nie ulegają już zmianie – utrzymują się na stałym poziomie równym  $u^a(K = L_{ss} = 54) = 0,129$ .

## 7.6. Podsumowanie

Kierowca podczas swojej podróży nie posiada pełnej informacji o warunkach ruchu na trasie przejazdu. Uzyskuje ją dopiero w trakcie podróży. W przypadku wystąpienia kolejki pojazdów na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną może wybrać alternatywną trasę na jednym ze skrzyżowań, przez które przebiega kolejka pojazdów, lub z którego widoczna jest kolejka. Wykonano badania rezygnacji z postoju w kolejce i wyboru alternatywnej trasy na kilkunastu obiektach we Wrocławiu i Krakowie. Przeprowadzone badania wykazały, że udział kierowców wybierających alternatywną trasę jest zależny od długości kolejki na wlocie skrzyżowania (średnich strat czasu wywołanych postojem w kolejce na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną). Zależność ta ma charakter wykładniczy.

Zbadano wpływ widoczności kolejki pojazdów na wybór alternatywnej trasy. W przypadku braku widoczności kolejki pojazdów, udział kierowców wybierających alternatywną trasę jest stały, niezależnie od długości kolejki.

Określono wybór alternatywnej trasy jako zjawisko zmienne w czasie. Do tego celu wykorzystano szeregi czasowe opisujące długość kolejki na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną. Tym samym przedstawiono rozkład ruchu w sieci ulic w okolicy skrzyżowania z ograniczoną przepustowością jako zjawisko zmienne w czasie.

## 8. MODELOWANIE RUCHU NA SKRZYŻOWANIU Z UWZGLĘDNIENIEM ZMIAN W CZASIE

### 8.1. Identyfikacja parametrów modeli ARIMA

#### 8.1.1. Opis badań

W niniejszym rozdziale określono długość kolejki jako proces zmienny w czasie za pomocą szeregów czasowych. Przeprowadzono identyfikację procesów opisujących dojazd do skrzyżowania z sygnalizacją świetlną, wyjazd ze skrzyżowania z sygnalizacją świetlną oraz długość kolejki na wlocie skrzyżowania na początku każdego cyklu. Opracowano model opisujący długość kolejki na wlocie skrzyżowania z ograniczoną przepustowością przy zastosowaniu modeli ARIMA.

Pomiary zostały wykonane we Wrocławiu oraz Krakowie (P 27) na przełomie lat 2003 ÷ 2007. Obserwowano zachowanie się kolejki pojazdów na wlotach skrzyżowań wyposażonych w sygnalizację świetlną. Jednorazowo czas pomiaru wynosił od 3 do 6 godzin. Starano się uchwycić w tych pomiarach zawsze szczyt popołudniowy. Tylko w dwóch punktach pomiarowych pomiary zostały wykonane do południa (P 16, P 19). W czasie pomiarów zliczano samochody, które na początku sygnału zielonego tworzyły kolejkę na badanym wlocie. Początkowo zamiast interwałów odpowiadających długości cyklu na analizowanym skrzyżowaniu zliczano pojazdy w interwałach jednonumitowych. Było to związane z faktem, iż za początkowe miejsca pomiarowe wybrano wloty, na których kolejka pojazdów wynosiła kilkaset metrów i niemożliwością było obserwowanie sygnalizacji świetlnej (ze względu na brak widoczności). Również długość cyklu (równa 110 sekund) nie sprzyjała obserwowaniu liczby samochodów dojeżdżających w tym interwale. Na tych obiektach przeprowadzono ponownie obserwacje w interwałach odpowiadających długości cyklu, gdy długość cyklu zwiększyła się do 120 sekund.

Podczas obserwacji znacznych długości kolejek (rzędu kilkudziesięciu czy kilkuset) trudno było określać każdorazowo całkowitą liczbę pojazdów, jakie tworzyły kolejkę na wlocie skrzyżowania. Z tego też względu obrano na długości tworzenia się kolejki pojazdów miejsca charakterystyczne (np. znak drogowy, przystanek komunikacji zbiorowej,) i w zależności od aktualnej długości kolejki od miejsc charakterystycznych rozpoczynano zliczanie pojazdów tworzących kolejkę dodając do niej średnią liczbę pojazdów, jakie znajdowały się na odcinku od sygnalizatora do wybranego miejsca charakterystycznego.



Nie rozróżniano pojazdów pod względem struktury rodzajowej. Nie uwzględniano tramwajów poruszających się po torowisku wspólnym z jezdnią. Również nie zliczano rowerów czy motocykli, jakie poruszały się w kierunku rozpatrywanego wlotu z sygnalizacją świetlną.

Oprócz obserwacji długości kolejki na początku sygnału zielonego zliczano pojazdy, które w ostatnim cyklu sygnalizacyjnym przyjechały na badany wlot. W przypadku wlotów o ograniczonej przepustowości (gdzie kolejka nie była rozładowywana w poszczególnych cyklach) wszystkie te pojazdy przyłączały się do kolejki pojazdów, jaka była już na wlocie skrzyżowania. Natomiast w przypadku, gdy na wlocie ruch odbywał się w sposób swobodny (bez tworzenia kolejek nierozładowywanych w kolejnym cyklu) część pojazdów przyjeżdżających do skrzyżowania mogła opuszczać wlot podczas sygnału zielonego. Reszta pojazdów (te, które przyjechały podczas sygnału czerwonego na analizowanym wlocie) stanowiły kolejkę pojazdów na początku sygnału zielonego.

Dokonano również dodatkowych pomiarów liczby pojazdów, które opuszczały badany wlot w kolejnych cyklach sygnalizacyjnych. Pomiarów te dokonano niezależnie od pomiarów długości kolejki i pomiarów liczby pojazdów dojeżdżających do skrzyżowania. Również dla punktów pomiarowych, gdzie ruch odbywał się w sposób swobodny liczbę pojazdów opuszczających wlot można było obliczyć mając jako dane długość kolejki na początku sygnału zielonego oraz liczbę pojazdów zgłaszających się podczas cyklu.

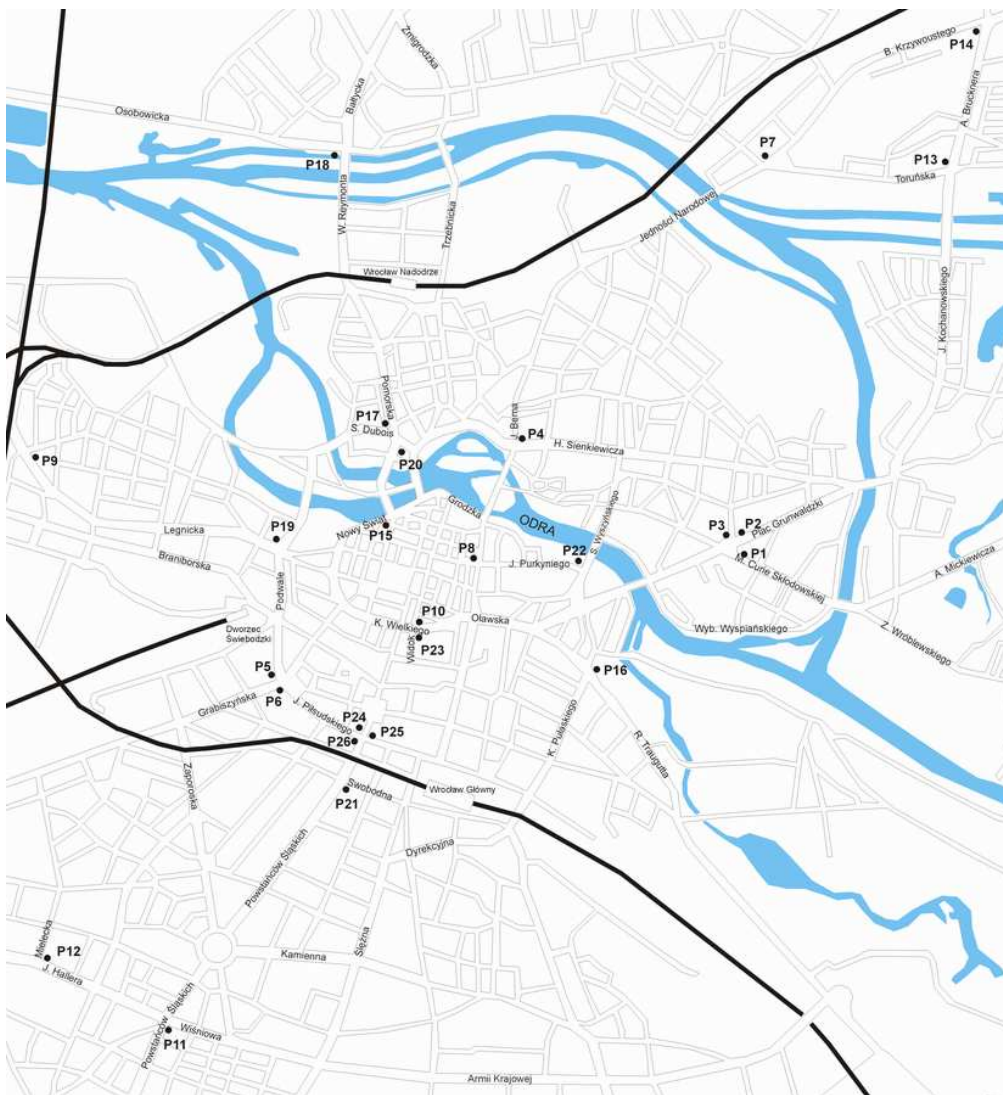
Dla kilku obiektów pomiarów dokonano kilkakrotnie, aby sprawdzić czy istnieje jakaś zależność pomiędzy długością kolejki a sposobem sterowania i procesem zgłoszeń. Pomiarów dokonano na 27 różnych obiektach. Lokalizacja punktów pomiarowych we Wrocławiu pokazana została na rys. 8.1. Lokalizacja punktu pomiarowego w Krakowie (P 27) została pokazana na rys. 7.2. Dane charakterystyczne tych obiektów przedstawione są w tabeli 8.1. Poszczególne punkty pomiarowe oznaczono jako „P” z kolejną liczbą. W przypadku, gdy był to ten sam obiekt, a pomiarów dokonano kolejny raz wówczas dodatkowo uzupełniono oznaczenie o numer pomiaru na danym obiekcie.

Tabela 8.1. Charakterystyka poszczególnych miejsc pomiarowych

Lp.	Oznaczenie punktu pomiarowego	Długość cyklu [s]	Długość sygnału zielonego [s]	Liczba pasów ruchu na wlocie	Występowanie innych skrzyżowań na długości kolejki
1	P 1.1	110	35		
2	P 1.2				

3	P 1.3	120	43	3	występują		
4	P 1.4	120	45				
5	P 1.5	110	35				
6	P 1.6	110	35				
7	P 2.1	110	39	2	występują		
8	P 2.2						
9	P 2.3					120	36
10	P 2.4					110	44
11	P 3	110	32 + 30 (zielona strzałka)	2	nie występują		
12	P 4	90	24	2	występują		
13	P 5.1	80	16 (wprost) 20 (prawoskręt)	3 + zatoka dla relacji wprost	nie występują		
14	P 5.2						
15	P 6	80	18 (wprost) 20 (lewoskręt)	3	występują		
16	P 7	90	46	1	nie występują		
17	P 8.1	80	34	2	nie występują		
18	P 8.2						
19	P 8.3						
20	P 9	100	71	2	nie występują		
21	P 10.1	80	20	3	występują		
22	P 10.2						
23	P 11	100	18 (lewoskręt) 35 (wprost)	3	występują		
24	P 12	90	13 (lewoskręt) 34 (wprost)	3	nie występują		
25	P 13	80	29	2	nie występują		
26	P 14	80	25	2 + zatoka dla prawoskrętów	nie występują		
27	P 15	80	15 (lewoskręt) 32 (wprost)	2	występują		
28	P 16	80	46	2	nie występują		
29	P 17	80	38 (prawoskręt) 15 (wprost)	3	nie występują		
30	P 18	110	32 (prawoskręt) 20 (wprost)	3	nie występują		

31	P 19	100	14 (lewoskręt) 18 (wprost)	4	nie występują
32	P 20	80	14	2	nie występują
33	P 21	80	12 (lewoskręt) 30 (wprost)	3 + zatoka dla prawoskrętów	nie występują
34	P 22	80	35 15 (zielona strzałka)	3	nie występują
35	P 23	80	23	2	nie występują
36	P 24	120	26	2	występują
37	P 25	120	13	2	nie występują
38	P 26	120	35	2	nie występują
39	P 27	120	15	1	występują

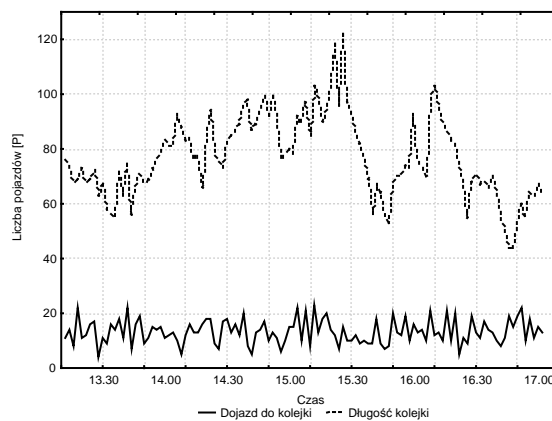


Rys. 8.1. Lokalizacja punktów pomiarowych we Wrocławiu

Podczas badań obserwowano następujące procesy:

- zgłoszenia pojazdów na koniec kolejki podczas interwałów równych długości cyklu (początkowo podczas interwałów jednocminutowych),
- zgłoszenia pojazdów podczas sygnału zielonego,
- zgłoszenia pojazdów podczas sygnału czerwonego,
- odjazdy pojazdów z wlotu podczas cyklu,
- długość kolejki na początku każdego cyklu (początkowo w interwałach jednocminutowych).

Na rysunku 8.2 pokazano szeregi czasowe dla punktu P 2.3 (Plac Grunwaldzki od Mostu Szczytnickiego) przedstawiające odpowiednio zgłoszenia pojazdów oraz długość kolejki na początku sygnału zielonego.



Rys. 8.2. Liczba zgłoszeń pojazdów w poszczególnych cyklach w punkcie pomiarowym P 2.3 (Plac Grunwaldzki we Wrocławiu)

Zasadniczo obserwowano tylko zgłoszenia się pojazdów na koniec kolejki podczas cyklu (interwałów jednocminutowych). Na jednym wlocie (P 8) dokonano rozbicia na zgłoszenia podczas sygnału zielonego oraz zgłoszenia podczas sygnału czerwonego. Jednak w warunkach ruchu swobodnego (gdy natężenia ruchu nie przekraczały przepustowości skrzyżowania w kolejnych cyklach) można obliczyć, mając proces zgłoszeń w cyklu i długość kolejki na początku cyklu, liczbę pojazdów zgłaszających się podczas sygnału zielonego oraz podczas sygnału czerwonego. W takich warunkach liczba pojazdów, jaka przyjeżdża na wlot podczas sygnału czerwonego stanowi długość kolejki na początku następnego cyklu. Jako początek cyklu był przyjmowany moment, kiedy dla analizowanego wlotu zapalał się sygnał zielony. W przypadku, gdy relacje na danym wlocie poruszały się w kilku fazach ruchu jako

początek cyklu przyjmowano zapalanie się sygnału zielonego dla potoku ruchu o większym natężeniu ruchu.

### 8.1.2. Proces zgłoszeń pojazdów podczas sygnału zielonego

Podstawę doboru modelu ARIMA dla procesu opisanego szeregiem czasowym stanowią wykresy autokorelacji i autokorelacji cząstkowej. Zgodnie z uwagami zawartymi w [15], [119], próbowano określić właściwy model ARIMA. Jako sprawdzenie diagnostyczne wykorzystano analizę reszt. Przy właściwym doborze modelu reszty z procesu ARIMA stanowią ciąg zmiennych niezależnych względem siebie, mających rozkład normalny o średniej zerowej oraz wariancji  $\sigma_a^2$ . Stanowią „biały szum”. Wyniki przeprowadzonej analizy przedstawione są w tabeli 8.2.

Tabela 8.2. Wyniki identyfikacji modeli ARIMA dla procesu zgłoszeń pojazdów podczas sygnału zielonego

Lp.	Punkt pomiarowy	Model ARIMA	Parametry modelu ARIMA	Błędy standardowe oszacowania parametrów	Wartość średnia i odchylenie standardowe szeregu
1	P 1.3	(1,0,0) (0,0,1)	- 0,187 0,212	0,094 0,098	$\bar{z} = 9,92$ $\hat{\sigma}_z = 4,22$
2	P 8.1	(1,0,0) (0,0,1)	0,001 - 0,001	0,084 0,082	$\bar{z} = 14,32$ $\hat{\sigma}_z = 3,18$
3	P 8.2	(1,0,0) (0,0,1)	0,010 - 0,009	0,096 0,091	$\bar{z} = 14,76$ $\hat{\sigma}_z = 2,80$
4	P 8.3	(1,0,0) (0,0,1)	- 0,042 0,053	0,085 0,095	$\bar{z} = 14,75$ $\hat{\sigma}_z = 3,16$
5	P 12	(1,0,0) (0,0,1)	0,250 - 0,287	0,074 0,077	$\bar{z} = 3,38$ $\hat{\sigma}_z = 1,88$
6	P 13	(1,0,0) (0,0,1)	0,086 - 0,079	0,075 0,071	$\bar{z} = 9,18$ $\hat{\sigma}_z = 3,04$
7	P 14	(1,0,0) (0,0,1)	0,139 - 0,098	0,077 0,064	$\bar{z} = 5,77$ $\hat{\sigma}_z = 3,48$
8	P 16	(1,0,0) (0,0,1)	0,041 - 0,044	0,079 0,082	$\bar{z} = 8,61$ $\hat{\sigma}_z = 3,68$

9	P 17	(1,0,0) (0,0,1)	0,164 - 0,144	0,075 0,070	$\bar{z} = 6,87$ $\hat{\sigma}_z = 3,27$
10	P 21	(1,0,0) (0,0,1)	0,038 - 0,045	0,075 0,081	$\bar{z} = 9,01$ $\hat{\sigma}_z = 4,64$
11	P 22	(1,0,0) (0,0,1)	0,145 - 0,156	0,078 0,079	$\bar{z} = 8,80$ $\hat{\sigma}_z = 4,09$

Podczas identyfikacji trudno było wybrać jeden z modeli, ponieważ wartości autokorelacji i autokorelacji cząstkowej przy różnych odstępach  $k$  były niewielkie. Wartości te nie zachowywały się w sposób właściwy ani dla procesów autoregresyjnych ani dla procesów średniej ruchomej. Można więc te procesy traktować jako ciąg niezależnych zmiennych o średniej  $\mu$  oraz wariancji  $\sigma_z^2$ . Potwierdzają to parametry modeli ARIMA. Są one bliskie zeru, co świadczy, że proces zgłoszeń pojazdów podczas sygnału zielonego stanowi losowy ciąg, bez wyraźnych zależności pomiędzy poszczególnymi obserwacjami szeregu. Można go więc przedstawić jako model ARIMA typu (0, 0, 0).

### 8.1.3. Proces zgłoszeń pojazdów podczas sygnału czerwonego

W tabeli 8.3 zaprezentowano wyniki identyfikacji modeli ARIMA dla procesów opisujących zgłoszenia pojazdów podczas sygnału czerwonego.

Tabela 8.3. Wyniki identyfikacji modeli ARIMA dla procesów opisujących zgłoszenia pojazdów podczas sygnału czerwonego

Lp.	Punkt pomiarowy	Model ARIMA	Parametry modelu ARIMA	Błędy standardowe oszacowania parametrów	Wartość średnia i odchylenie standardowe szeregu
1	P 1.3	(1,0,0) (0,0,1)	0,039 - 0,041	0,096 0,099	$\bar{z} = 19,27$ $\hat{\sigma}_z = 5,80$
2	P 8.1	(1,0,0) (0,0,1)	0,117 - 0,096	0,086 0,078	$\bar{z} = 7,40$ $\hat{\sigma}_z = 3,63$
3	P 8.2	(1,0,0) (0,0,1)	0,185 - 0,171	0,095 0,090	$\bar{z} = 8,07$ $\hat{\sigma}_z = 4,04$
4	P 8.3	(1,0,0) (0,0,1)	0,197 - 0,217	0,083 0,086	$\bar{z} = 8,52$ $\hat{\sigma}_z = 4,24$

5	P 12	(1,0,0) (0,0,1)	0,201 - 0,239	0,075 0,077	$\bar{z} = 24,00$ $\hat{\sigma}_z = 4,98$
6	P 13	(1,0,0) (0,0,1)	0,034 - 0,040	0,075 0,082	$\bar{z} = 6,35$ $\hat{\sigma}_z = 3,42$
7	P 14	(1,0,0) (0,0,1)	0,071 - 0,097	0,078 0,092	$\bar{z} = 12,83$ $\hat{\sigma}_z = 5,50$
8	P 16	(1,0,0) (0,0,1)	- 0,083 0,110	0,079 0,092	$\bar{z} = 7,47$ $\hat{\sigma}_z = 3,98$
9	P 17	(1,0,0) (0,0,1)	- 0,007 0,006	0,077 0,071	$\bar{z} = 11,10$ $\hat{\sigma}_z = 4,63$
10	P 21	(1,0,0) (0,0,1)	0,125 - 0,095	0,074 0,065	$\bar{z} = 12,27$ $\hat{\sigma}_z = 5,08$
11	P 22	(1,0,0) (0,0,1)	0,124 - 0,122	0,079 0,078	$\bar{z} = 15,30$ $\hat{\sigma}_z = 3,80$

Wyniki umieszczone w tabeli 8.3 pokazują, iż podobnie jak proces zgłoszeń pojazdów podczas sygnału zielonego, tak również proces zgłoszeń pojazdów podczas sygnału czerwonego stanowi nieskorelowany ciąg zmiennych. Pomiędzy elementami szeregu nie można zauważyć żadnej zależności. Proces ten można opisać modelem ARIMA (0, 0, 0).

#### 8.1.4. Proces opisujący zgłoszenia pojazdów w cyklu

W tabeli 8.4 przedstawione są wyniki identyfikacji modeli ARIMA dla procesów opisujących zgłoszenia pojazdów w interwałach równych długości cyklu.

Tabela 8.4. Wyniki identyfikacji modeli ARIMA dla procesu opisującego zgłoszenia pojazdów w cyklu

Lp.	Punkt pomiarowy	Model ARIMA	Parametry modelu ARIMA	Błędy standardowe oszacowania parametrów	Wartość średnia i odchylenie standardowe szeregu
1	P 1.3	(1,0,0) (0,0,1)	0,057 - 0,058	0,091 0,093	$\bar{z} = 29,09$ $\hat{\sigma}_z = 6,04$
2	P 2.3	(1,0,0) (0,0,1)	- 0,142 0,118	0,093 0,085	$\bar{z} = 13,26$ $\hat{\sigma}_z = 4,38$

3	P 7	(1,0,0) (0,0,1)	0,003 - 0,003	0,074 0,075	$\bar{z} = 17,90$ $\hat{\sigma}_z = 6,05$
4	P 8.1	(1,0,0) (0,0,1)	0,084 - 0,078	0,086 0,084	$\bar{z} = 21,73$ $\hat{\sigma}_z = 4,70$
5	P 8.2	(1,0,0) (0,0,1)	0,005 - 0,005	0,095 0,096	$\bar{z} = 22,84$ $\hat{\sigma}_z = 4,63$
6	P 8.3	(1,0,0) (0,0,1)	0,078 - 0,093	0,085 0,092	$\bar{z} = 23,27$ $\hat{\sigma}_z = 5,49$
7	P 9	(1,0,0) (0,0,1)	0,174 - 0,150	0,088 0,083	$\bar{z} = 12,42$ $\hat{\sigma}_z = 5,26$
8	P 10.1	(1,0,0) (0,0,1)	0,009 - 0,008	0,073 0,071	$\bar{z} = 28,66$ $\hat{\sigma}_z = 5,45$
9	P 11	(2,0,0)	0,121; - 0,229	0,077; 0,077	$\bar{z} = 31,77$ $\hat{\sigma}_z = 7,45$
10	P 12	(1,0,0) (0,0,1)	0,189 - 0,214	0,076 0,075	$\bar{z} = 26,89$ $\hat{\sigma}_z = 5,07$
11	P 13	(1,0,0) (0,0,1)	0,058 - 0,052	0,074 0,071	$\bar{z} = 15,53$ $\hat{\sigma}_z = 4,36$
12	P 14	(1,0,0) (0,0,1)	- 0,129 0,137	0,078 0,078	$\bar{z} = 18,36$ $\hat{\sigma}_z = 6,09$
13	P 15	(1,0,0) (0,0,1)	0,123 - 0,111	0,082 0,077	$\bar{z} = 17,69$ $\hat{\sigma}_z = 4,59$
14	P 16	(1,0,0) (0,0,1)	- 0,103 0,130	0,079 0,087	$\bar{z} = 16,09$ $\hat{\sigma}_z = 6,08$
15	P 17	(1,0,0) (0,0,1)	- 0,174 0,170	0,076 0,073	$\bar{z} = 17,89$ $\hat{\sigma}_z = 5,57$
16	P 18	(1,0,0) (0,0,1)	0,014 - 0,011	0,087 0,076	$\bar{z} = 19,61$ $\hat{\sigma}_z = 6,52$
17	P 19	(1,0,0) (0,0,1)	- 0,085 0,071	0,092 0,083	$\bar{z} = 21,86$ $\hat{\sigma}_z = 4,70$
18	P 20	(1,0,0) (0,0,1)	0,243 - 0,242	0,078 0,082	$\bar{z} = 11,62$ $\hat{\sigma}_z = 3,46$
19	P 21	(1,0,0) (0,0,1)	- 0,243 0,273	0,072 0,072	$\bar{z} = 21,26$



					$\hat{\sigma}_z = 6,86$
20	P 22	(1,0,0) (0,0,1)	0,046 -0,057	0,079 0,087	$\bar{z} = 24,10$ $\hat{\sigma}_z = 5,15$

Dojazd pojazdów na wlot skrzyżowania podczas cyklu stanowi proces stacjonarny. Poszczególne wartości tego procesu są względem siebie nieskorelowane o czym świadczą bliskie zera wartości parametrów modeli ARIMA. Procesy te można traktować jako „biały szum” z dodaną wartością średnią  $\mu$ , czyli ciąg zmiennych niezależnych względem siebie o średniej  $\mu$  oraz wariancji  $\sigma_z^2$ . Można je zapisać za pomocą modelu ARIMA (0, 0, 0).

### 8.1.5. Proces opisujący wyjazdy pojazdów ze skrzyżowania

W tabeli 8.5 zaprezentowano wyniki analiz dla procesów opisujących odjazdy pojazdów z wlotu skrzyżowania z sygnalizacją świetlną.

Tabela 8.5. Wyniki identyfikacji modeli ARIMA dla procesów opisujących odjazdy pojazdów z wlotu podczas cyklu

Lp.	Punkt pomiarowy	Model ARIMA	Parametry modelu ARIMA	Błędy standardowe oszacowania parametrów	Wartość średnia i odchylenie standardowe szeregu
1	P 1.3	(1,0,0) (0,0,1)	-0,170 0,153	0,095 0,089	$\bar{z} = 29,07$ $\hat{\sigma}_z = 7,42$
2	P 2.4	(1,0,0) (0,0,1)	-0,045 0,058	0,085 0,096	$\bar{z} = 32,40$ $\hat{\sigma}_z = 4,95$
3	P 7	(1,0,0) (0,0,1)	-0,141 0,130	0,073 0,069	$\bar{z} = 17,35$ $\hat{\sigma}_z = 4,58$
4	P 8.1	(1,0,0) (0,0,1)	-0,024 0,018	0,086 0,075	$\bar{z} = 21,72$ $\hat{\sigma}_z = 4,77$
5	P 8.2	(1,0,0) (0,0,1)	0,027 -0,023	0,095 0,088	$\bar{z} = 22,78$ $\hat{\sigma}_z = 4,37$
6	P 8.3	(1,0,0) (0,0,1)	0,147 -0,158	0,084 0,083	$\bar{z} = 23,25$ $\hat{\sigma}_z = 4,24$
7	P 9	(1,0,0) (0,0,1)	-0,133 0,112	0,089 0,081	$\bar{z} = 28,50$ $\hat{\sigma}_z = 7,11$

8	P 10.2	(1,0,0) (0,0,1)	0,098 - 0,113	0,082 0,087	$\bar{z} = 27,19$ $\hat{\sigma}_z = 4,51$
9	P 11	(1,0,0) (0,0,1)	- 0,129 0,145	0,078 0,081	$\bar{z} = 31,98$ $\hat{\sigma}_z = 7,74$
10	P 12	(1,0,0) (0,0,1)	0,149 - 0,182	0,077 0,080	$\bar{z} = 26,87$ $\hat{\sigma}_z = 5,30$
11	P 13	(1,0,0) (0,0,1)	0,068 - 0,069	0,075 0,076	$\bar{z} = 15,53$ $\hat{\sigma}_z = 4,54$
12	P 14	(1,0,0) (0,0,1)	0,047 - 0,050	0,079 0,081	$\bar{z} = 18,43$ $\hat{\sigma}_z = 5,13$
13	P 16	(1,0,0) (0,0,1)	0,113 - 0,183	0,079 0,094	$\bar{z} = 16,10$ $\hat{\sigma}_z = 5,50$
14	P 17	(1,0,0) (0,0,1)	- 0,037 0,036	0,077 0,076	$\bar{z} = 17,87$ $\hat{\sigma}_z = 4,44$
15	P 18	(2,0,0)	0,137; 0,323	0,083; 0,083	$\bar{z} = 19,67$ $\hat{\sigma}_z = 5,58$
16	P 19	(1,0,0) (0,0,1)	- 0,035 0,036	0,091 0,093	$\bar{z} = 22,15$ $\hat{\sigma}_z = 5,14$
17	P 20	(1,0,0) (0,0,1)	0,214 - 0,193	0,079 0,077	$\bar{z} = 11,61$ $\hat{\sigma}_z = 3,53$
18	P 21	(1,0,0) (0,0,1)	0,082 - 0,066	0,075 0,068	$\bar{z} = 21,31$ $\hat{\sigma}_z = 4,28$
19	P 22	(1,0,0) (0,0,1)	0,026 - 0,031	0,079 0,084	$\bar{z} = 24,14$ $\hat{\sigma}_z = 5,32$
20	P 23	(1,0,0) (0,0,1)	- 0,028 0,030	0,083 0,085	$\bar{z} = 11,72$ $\hat{\sigma}_z = 2,03$
21	P 24	(1,0,0) (0,0,1)	0,037 - 0,038	0,091 0,094	$\bar{z} = 25,90$ $\hat{\sigma}_z = 3,61$
22	P 25	(1,0,0) (0,0,1)	- 0,032 0,041	0,091 0,102	$\bar{z} = 11,65$ $\hat{\sigma}_z = 1,88$
23	P 26	(1,0,0) (0,0,1)	0,086 - 0,089	0,091 0,090	$\bar{z} = 16,82$ $\hat{\sigma}_z = 3,74$

Podobnie jak poprzednio opisane procesy również proces opisujący odjazdy pojazdów w wlotu podczas kolejnych cykli można traktować jako „biały szum” z dodaną wartością średnią  $\mu$ . Wartości parametrów w modelach ARIMA są bliskie zeru, co świadczy o braku korelacji pomiędzy kolejnymi elementami szeregu czasowego. Trudno dopasować jeden konkretny model, ponieważ funkcje autokorelacji i autokorelacji cząstkowej są znikome. Można więc uważać ten proces jako proces opisany modelem ARIMA typu (0, 0, 0). Pomiarom poddano zarówno wloty, gdzie przez cały okres pomiarów utrzymywała się kolejka pojazdów, jak również wloty, gdzie nie występowała kolejka a pojazdy dojeżdżające podczas sygnału zielonego mogły opuścić analizowany wlot podczas tego sygnału. Tylko w jednym przypadku (P 18) zaobserwowano lekką zależność w procesie wyjazdów.

### 8.1.6. Długość kolejki na wlocie skrzyżowania

W tabeli 8.6 przedstawiono wyniki identyfikacji modeli ARIMA dla procesów opisujących długość kolejki na początku sygnału zielonego na badanych wlotach. W przypadku, gdy pojazdy na wlocie poruszały się w różnych fazach ruchu wówczas długość kolejki mierzono na początku sygnału zielonego dla relacji o większych potokach ruchu.

Tabela 8.6. Wyniki identyfikacji modeli ARIMA dla procesów opisujących długość kolejki na początku sygnału zielonego

Lp.	Punkt pomiarowy	Model ARIMA	Parametry modelu ARIMA	Błędy standardowe oszacowania parametrów	Wartość średnia i odchylenie standardowe szeregu
1	P 1.3	(1,0,0) (0,0,1)	0,039 - 0,041	0,096 0,099	$\bar{z} = 19,27$ $\hat{\sigma}_z = 5,80$
2	P 1.4	(1,1,0) (0,1,1)	- 0,044 0,047	0,089 0,092	-
3	P 2.3	(1,1,0)	- 0,318	0,089	-
4	P 3	(0,1,1)	0,789	0,125	-
5	P 5.1	(0,1,1)	0,695	0,090	-
6	P 5.2	(0,1,1)	0,422	0,107	-
7	P 7	(1,1,0) (0,1,1)	- 0,117 0,137	0,073 0,080	-
8	P 8.1	(1,0,0) (0,0,1)	0,117 - 0,096	0,086 0,078	$\bar{z} = 7,40$ $\hat{\sigma}_z = 3,63$

9	P 8.2	(1,0,0) (0,0,1)	0,185 - 0,171	0,095 0,090	$\bar{z} = 8,07$ $\hat{\sigma}_z = 4,04$
10	P 8.3	(1,0,0) (0,0,1)	0,202 - 0,222	0,083 0,086	$\bar{z} = 8,54$ $\hat{\sigma}_z = 4,22$
11	P 9	(2,0,0)	0,224; 0,247	0,087; 0,087	$\bar{z} = 6,41$ $\hat{\sigma}_z = 3,32$
12	P 10.1	(1,1,0) (0,1,1)	- 0,104 0,137	0,073 0,082	-
13	P 11	(1,1,0) (0,1,1)	- 0,091 0,122	0,079 0,090	-
14	P 12	(1,0,0) (0,0,1)	0,201 - 0,239	0,075 0,077	$\bar{z} = 24,00$ $\hat{\sigma}_z = 4,98$
15	P 13	(1,0,0) (0,0,1)	0,034 - 0,040	0,075 0,082	$\bar{z} = 6,35$ $\hat{\sigma}_z = 3,42$
16	P 14	(1,0,0) (0,0,1)	0,071 - 0,097	0,078 0,091	$\bar{z} = 12,83$ $\hat{\sigma}_z = 5,50$
17	P 15	(1,1,0) (0,1,1)	- 0,080 0,091	0,083 0,090	-
18	P 16	(1,0,0) (0,0,1)	- 0,083 0,110	0,079 0,092	$\bar{z} = 7,47$ $\hat{\sigma}_z = 3,98$
19	P 17	(1,0,0) (0,0,1)	- 0,007 0,006	0,077 0,071	$\bar{z} = 11,09$ $\hat{\sigma}_z = 4,63$
20	P 18	(0,1,1)	0,775	0,080	-
21	P 19	(0,1,1)	0,445	0,090	-
22	P 20	(1,0,0)	0,343	0,076	$\bar{z} = 9,97$ $\hat{\sigma}_z = 3,46$
23	P 21	(1,0,0) (0,0,1)	0,125 - 0,095	0,074 0,065	$\bar{z} = 12,27$ $\hat{\sigma}_z = 5,07$
24	P 22	(1,0,0) (0,0,1)	0,124 - 0,122	0,080 0,078	$\bar{z} = 15,30$ $\hat{\sigma}_z = 3,80$
25	P 27	(1,1,0)	- 0,270	0,088	-

W tabeli 8.7 przedstawiono wyniki identyfikacji modeli ARIMA dla procesów opisujących długość kolejki pomierzone w interwałach jednonminutowych.

Tabela 8.7. Wyniki identyfikacji modeli ARIMA dla procesów opisujących długość kolejki w interwałach jednodominutowych

Lp.	Punkt pomiarowy	Model ARIMA	Parametry modelu ARIMA	Błędy standardowe oszacowania parametrów
1	P 1.1	(1,1,0)	- 0,478	0,052
2	P 1.2	(1,1,0)	- 0,422	0,065
3	P 2.1	(1,1,0)	- 0,623	0,042
4	P 2.2	(1,1,0)	- 0,516	0,064
5	P 4	(1,1,0)	- 0,276	0,070

Długość kolejki pojazdów w czasie może być procesem stacjonarnym lub niestacjonarnym. Przeprowadzone analizy wykazały, że jeżeli długość kolejki jest procesem stacjonarnym wówczas można go traktować jako losowy szum o średniej  $\mu$ . Podobnie jak dla procesów opisujących zgłoszenia czy odjazdy nie ma wyraźnej zależności pomiędzy poszczególnymi obserwacjami w szeregu czasowym. Świadczą o tym parametry modelu ARIMA, które są bliskie zera. Można więc opisać te procesy modelem ARIMA (0, 0, 0)

Natomiast jeżeli proces jest niestacjonarny (konieczne jest jego różnicowanie) to proces zróżnicowany zachowuje się również jak losowy szum bez wyraźnych zależności pomiędzy poszczególnymi wartościami szeregu. Różnicowanie szeregu polega na odjęciu od każdego elementu szeregu elementu poprzedniego. Zakłada się, że po  $d$  – tym różnicowaniu szeregu będzie on stacjonarny. We wszystkich przypadkach wystarczyło tylko jednokrotne różnicowanie. Proces ten można opisać modelem ARIMA typu (0, 1, 0).

W pewnych przypadkach można zauważyć, że istnieje jednak zależność pomiędzy elementami szeregu opisującego długość kolejki pojazdów. Dla punktu P 2.3 proces opisujący długość kolejki na wlocie można przedstawić za pomocą modelu ARIMA (1, 1, 0). Badania wykonane w tym samym miejscu pomiarowym (P 2.1, P 2.2), ale w interwałach jednodominutowych (długość kolejki nie była określana na początku sygnału zielonego lecz co minutę) prowadzą do tego samego modelu ARIMA, ale o innych parametrach. Parametry te wynoszą odpowiednio - 0,623 i - 0,516. Na długość kolejki w tym punkcie ma bardzo duży wpływ obecność innych skrzyżowań, które umożliwiają głównie rezygnację z kolejki i wybór alternatywnej trasy podróży. Również w punktach pomiarowych P 1 (P 1.1, P 1.2) oraz P4, gdzie wykonano obserwacje długości kolejki w interwałach jednodominutowych otrzymano model ARIMA typu (1,1,0) z parametrami autoregresyjnymi odpowiednio - 0,478,

– 0,422 oraz – 0,276. W tych punktach duży wpływ ma również obecność innych skrzyżowań, na których występuje zarówno rezygnacja z kolejki, jak i dołączanie się do kolejki. Również dla punktu pomiarowego P 27 (Kraków – ul. Westerplatte) uzyskano model ARIMA (1,1,0) z parametrem autoregresyjnym równym – 0,270.

W kilku punktach pomiarowych (P 3, P 5.1, P 5.2, P 18, P 19) długość kolejki na początku sygnału zielonego może być przedstawiona jako proces średniej ruchomej wymagający jednokrotnego różnicowania (model ARIMA typu (0,1,1)). Parametr średniej ruchomej dla tych punktów jest równy odpowiednio: 0,789, 0,695, 0,422, 0,775, 0,445. Można zauważyć, że są one tego samego znaku i podobnego rzędu. Wszystkie te punkty charakteryzuje obecność kilku faz ruchu na wlocie, w których wielkości potoków ruchu są porównywalne.

## 8.2. Modelowanie długości kolejki na wlotach skrzyżowania za pomocą modeli ARIMA

Długość kolejki jaka występuje na wlocie skrzyżowania na początku sygnału zielonego daje ciąg zmiennych losowych zmieniających się w czasie. W przypadku dużych natężeń ruchu proces opisujący długość kolejki jest procesem niestacjonarnym. Problem kolejek jest szeroko badany, zarówno pod względem dziedzin występowania jak również modeli matematycznych. Szczególnie znana jest teoria masowej obsługi zwana również teorią kolejek [31, 56, 139, 140].

W większości prac długość kolejek opisywana jest w sposób statyczny w zależności od czynników powodujących powstawanie tego zjawiska: [2, 97, 126]. Najnowsze badania zwracają uwagę na konieczność opisu kolejek pojazdów w sposób dynamiczny. W pracy [36] przedstawiono model opisujący rozwój kolejek w ciągu dnia z zastosowaniem zbioru równań różniczkowych, natomiast w pracy [22] zastosowano sieć neuronową do prognozowania długości kolejek pojazdów wprowadzając interakcje pomiędzy charakterem procesu zgłoszeń i sposobem sterowania ruchem a długością kolejki.

Rozważanym zagadnieniem jest długość kolejki jaka występuje na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną na początku sygnału zielonego. Procesy dojazdów, odjazdów ze skrzyżowania w poszczególnych cyklach są ciągami zmiennych niezależnych o odpowiedniej średniej  $\mu$  oraz odchyleniu standardowym  $\sigma$ . Można je traktować jako procesy ARIMA typu (0, 0, 0), w których występuje tylko składnik losowy tożsamy z wartością szeregu czasowego. Składniki losowe posiadają rozkład normalny.

Analizowana sytuacja obejmuje skrzyżowanie z sygnalizacją świetlną oraz ciąg komunikacyjny do niego doprowadzający. Założono, że sygnalizacja jest stałoczasowa (choć można również stosować szeregi czasowe dla obserwacji niekoniecznie wykonanych w jednakowych odstępach [68]). Otrzymywane wyniki z kolejnych cykli tworzą szereg czasowy. Znajomość długości cyklu nie jest konieczna do przeprowadzenia analiz szeregów czasowych. Może być jednak przydatna dla określenia czasu wystąpienia długości kolejek przekraczających założony zasięg oraz wprowadzania zmian w sposobie sterowania sygnalizacją świetlną. Założono, że długość cyklu wynosi  $T$  [s]. Długość efektywnego sygnału zielonego dla analizowanego wlotu wynosi  $G_e$  [s]. Dla uproszczenia przyjęto, że na analizowanym wlocie pojazdy opuszczają skrzyżowanie podczas jednej fazy. Na wlocie może występować jeden lub więcej pasów ruchu. W przypadku ograniczonej przepustowości skrzyżowania z sygnalizacją świetlną na analizowanym wlocie tworzy się kolejka pojazdów. W sąsiedztwie tego skrzyżowania mogą występować inne skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu, przez które przebiega kolejka pojazdów.

Na długość kolejki pojazdów, jaka tworzy się na wlocie skrzyżowania mają wpływ następujące czynniki:

- dojazd pojazdów do kolejki,
- obsługa pojazdów na skrzyżowaniu,
- włączanie się do kolejki na jezdni głównej na skrzyżowaniach z pierwszeństwem przejazdu pojazdów z wlotów podporządkowanych,
- rezygnacja z oczekiwania w kolejce na jezdni głównej poprzez wybór innej trasy na jednym ze skrzyżowań z pierwszeństwem przejazdu, przez które przebiega kolejka pojazdów,
- wyłączenie się pojazdów z kolejki na jednym ze skrzyżowań z pierwszeństwem przejazdu, przez które przebiega kolejka pojazdów ze względu na cel podróży, występujący na drodze bocznej.

Najważniejsze spośród tych czynników są dwa pierwsze. To one decydują głównie o długości kolejki ze względu na wyższe wartości. Wpływ pozostałych czynników nie jest jednak do pominięcia.

Niech  $g_t$  oznacza liczbę pojazdów, jaka przyjechała na badany wlot w cyklu  $t$  podczas sygnału zielonego,  $r_t$  niech oznacza liczbę pojazdów jaka przyjechała na dany wlot w cyklu  $t$  podczas sygnału czerwonego. Niech  $d_t$  oznacza liczbę pojazdów, która w danym cyklu  $t$  opuściła skrzyżowanie z sygnalizacją świetlną. Do otrzymania tych danych ( $g_t$ ,  $r_t$ ,  $d_t$ ) mogą

posłużyć liczniki i detektory ruchu umieszczone w obrębie skrzyżowania. Można je też uzyskać za pomocą pomiarów przeprowadzanych w sposób tradycyjny. Niech  $k_t$  oznacza długość kolejki z uwzględnieniem pojazdów wyłączających się z kolejki, jak również pojazdów dołączających się do kolejki z wlotów podporządkowanych. Wszystkie te wielkości tworzą szeregi czasowe. Oznaczono je jako  $G_t$ ,  $R_t$ ,  $D_t$ ,  $K_t$ .

Można wyróżnić dwie sytuacje tworzenia się długości kolejki. W pierwszej sytuacji ruch na analizowanym wlocie jest swobodny, co powoduje, że pojazdy przejeżdżające podczas sygnału czerwonego tworzą kolejkę pojazdów, która opuszcza skrzyżowanie podczas zapalenia się sygnału zielonego. Długość sygnału zielonego jest większa od czasu potrzebnego do opróżnienia kolejki. Umożliwia jednocześnie przejazd pojazdom, które pojawiły się podczas sygnału zielonego. W takim przypadku, jeżeli w sąsiedztwie występuje skrzyżowanie z pierwszeństwem przejazdu, to pojazdy z wlotów podporządkowanych dołączające się do ruchu na analizowanym wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną są uwzględnione w wartościach  $g_t$  oraz  $r_t$ . Natomiast pojazdy z potoku głównego skręcające na skrzyżowaniu z pierwszeństwem przejazdu nie są w ogóle uwzględniane, ponieważ odbywa się to poza długością kolejki na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną.

W drugiej sytuacji mamy do czynienia z ograniczoną przepustowością skrzyżowania z sygnalizacją świetlną. Na wlocie występuje ciągła kolejka pojazdów, która nie jest opróżniana w poszczególnych cyklach. Jeżeli na długości tworzenia się kolejki pojazdów występuje skrzyżowanie z pierwszeństwem przejazdu to zarówno pojazdy wyłączające się z kolejki, jak również pojazdy z wlotów podporządkowanych dołączające się do kolejki na jezdni głównej traktowane są oddzielnie.

Wprowadzono dla uproszczenia oznaczeń dodatkowy szereg  $M_t$  o elementach  $\{m_1, m_2, \dots, m_t\}$ , określonych następującą zależnością:

$$m_t = g_t + r_t - d_t. \quad (8.1)$$

Wartości tego szeregu oznaczają liczbę pojazdów, o jaką w danym cyklu  $t$  zmieniła się długość kolejki (bez uwzględnienia pojazdów wyłączających się z kolejki na innych skrzyżowaniach, przez które przebiega kolejka). Wartości szeregów  $G_t$ ,  $R_t$ ,  $D_t$ ,  $K_t$  są liczbami całkowitymi nieujemnymi.

W przypadku ruchu swobodnego można zapisać:

$$m_t = g_t + r_t - d_t, \quad (8.2)$$

gdzie:

$$d_t = r_{t-1} + g_t, \quad (8.3)$$



zatem:

$$m_t = r_t - r_{t-1} = (1 - B) \cdot r_t, \quad (8.4)$$

gdzie:

$B$  – operator przesunięcia wstecz.

Na podstawie równania (8.4) można zauważyć, że szereg  $M_t$  jest procesem ARIMA (0, 0, 1) z jednym parametrem średniej ruchomej  $\Theta_t = 1$ .

Długość kolejki można zapisać jako:

$$k_t = k_{t-1} + g_t + r_t - d_t, \quad (8.5)$$

gdzie:

$$d_t = k_{t-1} + g_t. \quad (8.6)$$

Zatem:

$$k_t = r_t. \quad (8.7)$$

Długość kolejki na końcu danego cyklu w warunkach ruchu swobodnego jest równa liczbie pojazdów, które przyjechały na wlot podczas sygnału czerwonego. Szereg opisujący długość kolejki jest taki sam jak szereg opisujący szereg  $R_t$ , czyli można go opisać modelem ARIMA (0, 0, 0).

W przypadku wlotów z ograniczoną przepustowością nie ma potrzeby rozbijania potoków dojeżdżających podczas sygnału zielonego i czerwonego. Wystarczy tylko potok dojeżdżający w poszczególnych cyklach. Szereg opisujący dojazdy podczas poszczególnych cykli oznaczono jako  $F_t$  o wartościach  $\{f_1, f_2, \dots, f_t\}$ . Można zapisać:

$$m_t = g_t + r_t - d_t = f_t - d_t. \quad (8.8)$$

Szereg  $M_t$  jest różnicą dwóch niezależnych szeregów, opisanych modelem ARIMA (0, 0, 0). Zatem szereg  $M_t$  można również zapisać jako model ARIMA (0, 0, 0).

Długość kolejki na wlocie skrzyżowania, gdzie nie występują skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu może być zapisana następującymi równaniami:

$$\begin{aligned} k_t &= k_{t-1} + f_t - d_t = k_{t-1} + m_t, \\ k_{t-1} &= k_{t-2} + m_{t-1}, \end{aligned} \quad (8.9)$$

zatem:

$$k_t = k_0 + \sum_{i=0}^t m_i = k_0 + S m_t = k_0 + \nabla^{-1} m_t, \quad (8.10)$$

gdzie:

$k_0$  – długość kolejki na początku pomiarów (dla  $t = t_0$ ),

$S$  – operator sumowania,

$\nabla$  – operator różnicowania.

Mnożąc obie strony równania (8.10) przez wartość  $\nabla$  otrzymano:

$$\nabla k_t = \nabla k_0 + m_t. \quad (8.11)$$

Składnik  $\nabla k_0$  jest różnicą z wartości stałej, zatem równy jest zeru. Szereg czasowy  $K_t$  jest szeregiem niestacjonarnym dającym się zapisać za pomocą modelu ARIMA (0,1,0). Szereg wymaga jednokrotnego różnicowania.

W przypadku, gdy kolejka pojazdów na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną przechodzi przez skrzyżowanie z pierwszeństwem przejazdu konieczne jest uwzględnienie pojazdów wyłączających się z kolejki oraz pojazdów z wlotów podporządkowanych dołączających się do kolejki. Długość kolejki w chwili  $t$  może być zapisana za pomocą zależności (8.12):

$$k_t = k_{t-1} + m_t + c_t - u_t, \quad (8.12)$$

gdzie:

$c_t$  – liczba pojazdów w cyklu  $t$  dołączająca się z wlotów podporządkowanych do kolejki na jezdni głównej,

$u_t$  – liczba pojazdów w cyklu  $t$  odłączająca się od kolejki pojazdów na jezdni głównej.

Wartości  $c_t$  oraz  $u_t$  są sumą wszystkich pojazdów dołączających się lub odłączających się od kolejki na jezdni głównej na wszystkich skrzyżowaniach z pierwszeństwem przejazdu, przez które przechodzi kolejka na jezdni głównej. Sposób określania wielkości tych wartości został przedstawiony w poprzednich rozdziałach.

Szereg  $C_t$  o wartościach  $\{c_1, c_2, \dots, c_t\}$  jest szeregiem o modelu ARIMA (0, 0, 0). Natomiast wartości szeregu  $U_t$  są zależne od długości kolejki:

$$u_t = \varphi \cdot k_{t-1}. \quad (8.13)$$

Długość kolejki można zapisać jako:

$$k_t + \varphi \cdot k_{t-1} = k_0 + \sum_{i=0}^t (m_i + c_i) = k_0 + S(m_t + c_t) = k_0 + \nabla^{-1}(m_t + c_t), \quad (8.14)$$

$$(1 + \varphi \cdot B) \cdot k_t = k_0 + \nabla^{-1}(m_t + c_t). \quad (8.15)$$

Mnożąc obie strony równania przez operator  $\nabla$  otrzymuje się:

$$(1 + \varphi \cdot B) \cdot \nabla k_t = \nabla k_0 + m_t + c_t. \quad (8.16)$$

Zatem szereg  $K_t$  jest szeregiem niestacjonarnym, który można opisać za pomocą modelu ARIMA (1, 1, 0). Aby określić parametr autoregresyjny tego modelu konieczne jest

przeprowadzenie estymacji parametrów. Nie można tego parametru wyznaczyć na podstawie znajomości parametrów modeli składowych.

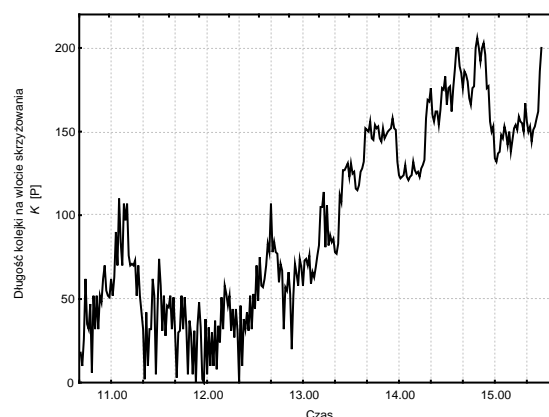
W przypadku skrzyżowań z sygnalizacją świetlną o ograniczonej przepustowości długość kolejki przedstawiona została za pomocą modelu ARIMA z jednym parametrem autoregresyjnym oraz wymagającym jednokrotnego różnicowania. Parametr autoregresyjny nie ma wartości zerowej. Zatem długość kolejki jest procesem, którego poszczególne elementy zależą od siebie. Tym samym została udowodniona teza pracy.

### 8.3. Prognozowanie długości kolejki na wlocie skrzyżowania

Znajomość modelu ARIMA opisującego długość kolejki na wlocie skrzyżowania pozwala na krótkoterminowe prognozowanie długości kolejki. Prognozowanie ruchu ma duże znaczenie w zaawansowanych systemach sterowania ruchu. Jednym z podsystemów tego systemu jest podsystem dostarczania informacji podróżnym o warunkach ruchu [43]. Informacja ta zawiera dane o aktualnych warunkach ruchu. Jednak stosowane są również systemy, w których informacja zawiera prognozowane warunki ruchu dla okresu, w którym podróżny znajdzie się w danym miejscu sieci transportowej.

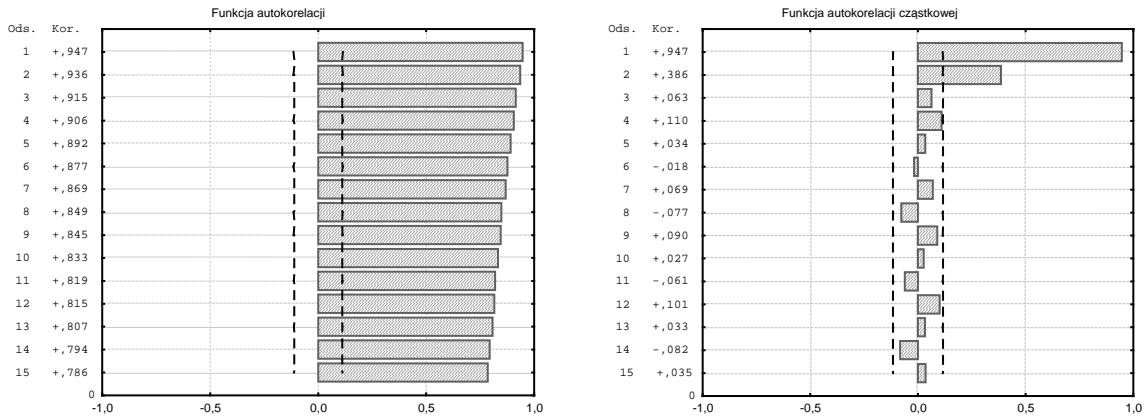
Istnieje wiele metod prognozowania szeregów czasowych. Metody te zostały opisane w rozdziale 4.10. Jednym z najprostszych sposobów prognozowania jest wykorzystanie modeli ARIMA. Na przykładzie rzeczywistego szeregu czasowego przedstawiającego długość kolejki w punkcie pomiarowym P 1.1 (ul. M. Curie Skłodowskiej we Wrocławiu od Mostu Zwierzynieckiego) pokazano metodę prognozowania, przedstawioną w [15].

Na rys. 8.3 przedstawiono szereg czasowy określający długość kolejki w punkcie pomiarowym P 1.1.



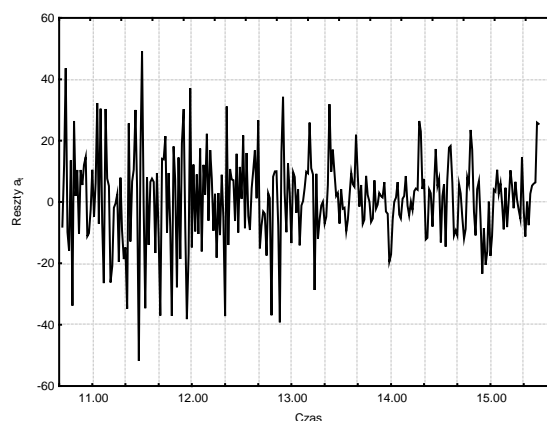
Rys. 8.3. Długość kolejki pojazdów w punkcie pomiarowym P 1.1  
(ul. M. Curie Skłodowskiej we Wrocławiu)

Przedstawiony szereg jest niestacjonarny (poszczególne wartości tego szeregu nie oscylują wokół pewnego poziomu). Funkcje autokorelacji i autokorelacji cząstkowej przedstawiono na rys. 8.4.



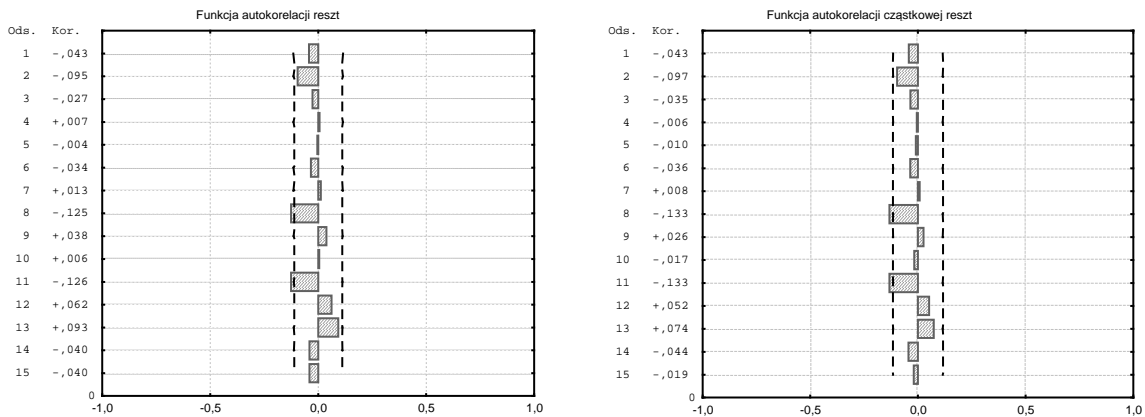
Rys. 8.4. Funkcje autokorelacji i autokorelacji cząstkowej dla szeregu czasowego przedstawiającego długość kolejki w punkcie pomiarowym P 1.1

Wolno zanikająca funkcja autokorelacji oraz funkcja autokorelacji cząstkowej przy odstępach jeden prawie równa jedności świadczą o niestacjonarności szeregu czasowego. Dokonano estymacji parametrów modelu ARIMA w programie STATISTICA v. 5.0. Otrzymano model ARIMA typu (1,1,0). Model ten posiada jeden parametr autoregresyjny równy  $\varphi_1 = -0,478$ . Szereg ten wymaga też jednokrotnego różnicowania. Na rys. 8.5 przedstawiono reszty (składniki losowe) szeregu czasowego opisującego długość kolejki w punkcie P 1.1.



Rys. 8.5. Reszty szeregu czasowego opisującego długość kolejki w punkcie P 1.1

Funkcję autokorelacji reszt oraz funkcję autokorelacji cząstkowej reszt dla tego szeregu czasowego przedstawiono na rys. 8.6. Przy poprawnie dobranym modelu ARIMA wartości tych funkcji powinny być bliskie zera.



Rys. 8.6. Funkcje autokorelacji i autokorelacji cząstkowej reszt dla szeregu czasowego przedstawiającego długość kolejki w punkcie pomiarowym P 1.1

Szereg czasowy opisujący długość kolejki w punkcie P 1.1 można zapisać w postaci równania:

$$(0 + 0,478 \cdot B) \cdot (1 - B) \cdot z_t = a_t,$$

zatem

$$(0 + 0,478 \cdot B) \cdot (1 - B) \cdot z_{t+l} = a_{t+l}.$$

Aby otrzymać prognozę  $\hat{z}_t(l)$  należy przejść do warunkowych wartości oczekiwanych w momencie  $t$ :

$$E[z_{t+l}] = \hat{z}_t(l) = 0,522 \cdot E[z_{t+l-1}] + 0,478 \cdot E[z_{t+l-2}] + E[a_{t+l}].$$

W przypadku warunkowych wartości oczekiwanych, gdy  $j$  jest wartością całkowitą zachodzą następujące zależności:

$$\begin{aligned} E[z_{t-j}] &= z_{t-j}, & j &= 0, 1, 2, \dots \\ E[z_{t+j}] &= \hat{z}_t(j), & j &= 1, 2, \dots \\ E[a_{t-j}] &= a_{t-j} = z_{t-j} - \hat{z}_{t-j-1}(1), & j &= 0, 1, 2, \dots \\ E[a_{t+j}] &= 0, & j &= 1, 2, \dots \end{aligned}$$

Metoda ta jest metodą rekurencyjną, obliczającą prognozy dla kolejnych wyprzedzeń  $l$ .

Badany szereg posiada 289 wartości. Wyznaczono prognozy dla pięciu wyprzedzeń:

$$z_{t-1} = z_{288} = 186$$

$$z_t = z_{289} = 200$$

$$\hat{z}_{289}(1) = E[z_{290}] = 0,522 \cdot 200 + 0,478 \cdot 186 = 193$$

$$\hat{z}_{289}(2) = E[z_{291}] = 0,522 \cdot 193 + 0,478 \cdot 200 = 196$$

$$\hat{z}_{289}(3) = E[z_{292}] = 0,522 \cdot 196 + 0,478 \cdot 193 = 195$$

$$\hat{z}_{289}(4) = E[z_{293}] = 0,522 \cdot 195 + 0,478 \cdot 196 = 195$$

$$\hat{z}_{289}(5) = E[z_{294}] = 0,522 \cdot 195 + 0,478 \cdot 195 = 195.$$

Aby wyznaczyć przedziały prawdopodobieństwa dla tych prognoz konieczne jest znalezienie wag  $\psi_1, \psi_2, \dots, \psi_{L-1}$ . Wykorzystuje się do tego celu równanie:

$$\varphi^*(B) \cdot \psi(B) = \Theta(B).$$

Aby wyznaczyć wartości poszczególnych wag porównuje się współczynniki przy jednakowych potęgach B w równaniu:

$$(1 - 0,522 \cdot B - 0,478 \cdot B^2) \cdot (1 + \psi_1 B + \psi_2 B^2 + \dots) = 1$$

$$\psi_0 = 1$$

$$\psi_1 = 0,522$$

$$\psi_2 = 0,522 \cdot \psi_1 + 0,478$$

$$\psi_3 = 0,522 \cdot \psi_2 + 0,478 \cdot \psi_1$$

$$\psi_j = 0,522 \cdot \psi_{j-1} + 0,478 \cdot \psi_{j-2}$$

zatem

$$\psi_0 = 1$$

$$\psi_1 = 0,522$$

$$\psi_2 = 0,522 \cdot 0,522 + 0,478 = 0,750$$

$$\psi_3 = 0,522 \cdot 0,750 + 0,478 \cdot 0,522 = 0,641$$

$$\psi_4 = 0,522 \cdot 0,641 + 0,478 \cdot 0,750 = 0,693.$$

Przedziały prawdopodobieństwa  $(1 - \varepsilon)$  procentowe:  $z_{t+l}(-)$  oraz  $z_{t+l}(+)$  dla obserwacji prognozowanej  $z_{t+l}$  można wyrazić za pomocą zależności:

$$z_{t+l}(\pm) = \hat{z}_t(l) \pm u_{\varepsilon/2} \cdot [1 + \sum_{j=1}^{l-1} \psi_j^2]^{1/2} \cdot s_a,$$

gdzie:

$\hat{z}_t(l)$  – prognoza szeregu wykonana z wyprzedzeniem l,

$u_{\varepsilon/2}$  – kwantyl rzędu  $1 - \varepsilon/2$  standardowego rozkładu normalnego (dla prawdopodobieństwa 95 % kwantyl ten wynosi 1,96),

$\psi_j$  – wagi modelu ARIMA,

$s_a$  – estymator odchylenia standardowego składników losowych:

$$s_a = \sqrt{\frac{S(\varphi, \Theta)}{n}},$$

$S(\varphi, \Theta)$  – suma kwadratów składników losowych  $a_t$  przy ustalonych parametrach modelu,

$n$  – liczba wyników w analizowanym szeregu czasowym.

Suma kwadratów składników losowych  $S(\varphi, \Theta)$  wynosi 61 732,38, zatem:

$$s_a = \sqrt{\frac{S(\varphi, \Theta)}{n}} = \sqrt{\frac{61732,38}{288}} = 14,64$$

$$z_{290}(\pm) = 193 \pm 1,96 \cdot (1)^{1/2} \cdot 14,64 = 193 \pm 28,7$$

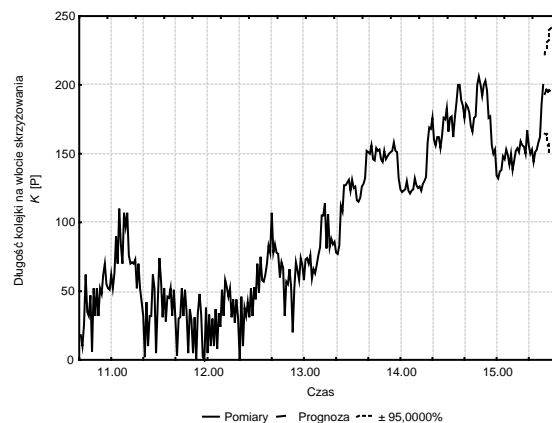
$$z_{291}(\pm) = 196 \pm 1,96 \cdot (1 + 0,522^2)^{1/2} \cdot 14,64 = 196 \pm 32,4$$

$$z_{292}(\pm) = 195 \pm 1,96 \cdot (1 + 0,522^2 + 0,750^2)^{1/2} \cdot 14,64 = 195 \pm 39,0$$

$$z_{293}(\pm) = 195 \pm 1,96 \cdot (1 + 0,522^2 + 0,750^2 + 0,641^2)^{1/2} \cdot 14,64 = 195 \pm 43,1$$

$$z_{294}(\pm) = 195 \pm 1,96 \cdot (1 + 0,522^2 + 0,750^2 + 0,641^2 + 0,693^2)^{1/2} \cdot 14,64 = 195 \pm 47,5.$$

Na rys. 8.7. przedstawiono analizowany szereg wraz z wartościami prognozowanymi i błędami prognozy.



Rys. 8.7. Prognoza długości kolejki dla punktu pomiarowego P 1.1

## 8.4. Podsumowanie

Szeregi czasowe przedstawiają obraz zmian konkretnego zjawiska w czasie. Do wykrycia zależności pomiędzy poszczególnymi elementami szeregu wykorzystywane są modele ARIMA.

Zbadano procesy związane z dojazdem do kolejki, długością kolejki oraz wyjazdem ze skrzyżowania na kilkudziesięciu obiektach we Wrocławiu i Krakowie. Na kilku obiektach pomiarów dokonano parokrotnie. Przedstawione wyniki badań pokazują, że większość procesów związanych ze zgłoszeniami pojazdów do skrzyżowania w poszczególnych cyklach oraz wyjazdami pojazdów ze skrzyżowania w poszczególnych cyklach jest stacjonarna i losowa – pomiędzy poszczególnymi elementami szeregu nie występuje korelacja lub korelacja jest bardzo słaba.

Proces opisujący długość kolejki może być stacjonarny lub niestacjonarny. Gdy proces zgłoszeń i odjazdów ze skrzyżowania z sygnalizacją świetlną nie jest zaburzony obecnością innych skrzyżowań podporządkowanych występujących na długości kolejki wówczas proces opisujący długość kolejki jest procesem, w którym nie występuje korelacja pomiędzy elementami szeregu czasowego.

W przypadku, gdy na długości kolejki występują inne skrzyżowania, na których pojazdy rezygnują z postoju w kolejce i wybierają alternatywną trasę wówczas proces opisujący długość kolejki jest procesem, gdzie istnieje zależność pomiędzy poszczególnymi elementami szeregu czasowego. Zależność tą można przedstawić za pomocą modelu ARIMA (1,1,0). Jest to model autoregresyjny rzędu pierwszego wymagający jednokrotnego różnicowania.

Znajomość modelu ARIMA opisującego długość kolejki na wlocie skrzyżowania pozwala na krótkoterminowe prognozowanie długości kolejki. Prognozowanie ruchu ma duże znaczenie w zaawansowanych systemach sterowania ruchu. W systemach tych podróżnym dostarczana jest informacja o prognozowanych warunkach ruchu na trasie przejazdu. Jednym z najprostszych sposobów prognozowania jest wykorzystanie właśnie modeli ARIMA.



## 9. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

W pracy przedstawiono opis zjawisk, jakie występują w rejonie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną o ograniczonej przepustowości.

Opracowano trzy modele ruchu. Pierwszy model określa przepustowość wlotów podporządkowanych, gdy na jezdni głównej występuje kolejka pojazdów związana z postojem pojazdów przed skrzyżowaniem z sygnalizacją świetlną. Jest to model symulacyjny. Ze względu na niewielkie prędkości pojazdów na jezdni głównej modelowanie warunków ruchu na skrzyżowaniu z pierwszeństwem przejazdu wymaga uwzględnienia zarówno pojazdów jak i pieszych oraz określenia wpływu jednych uczestników ruchu na drugich. Przeprowadzono badania niezbędnych parametrów ruchu. Badania te wykonano we Wrocławiu, Opolu i Krakowie. Na podstawie modelu symulacyjnego określono metodę obliczania przepustowości relacji podporządkowanych dołączających się do kolejki pojazdów na jezdni głównej. Wykonano weryfikację metody na rzeczywistych obiektach we Wrocławiu i Katowicach.

Drugi model określa zjawisko rezygnacji z trasy, na której występuje kolejka pojazdów i wybór alternatywnej trasy podczas wykonywania podróży. W tym celu wykonano badania rezygnacji z postoju w kolejce na kilkunastu obiektach we Wrocławiu i Krakowie. Określono zależność pomiędzy udziałem kierowców wybierających alternatywną trasę a długością kolejki. Zbadano wpływ widoczności kolejki na wybór alternatywnej trasy. Przedstawiono wybór alternatywnej trasy jako zjawisko zmienne w czasie wykorzystując do tego celu szeregi czasowe opisujące długość kolejki na wlocie skrzyżowania.

Trzeci model opisuje długość kolejki na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną jako proces zmienny w czasie. Wykorzystuje on szeregi czasowe oraz modele ARIMA. Badania procesów zmiennych w czasie dokonano na kilkudziesięciu obiektach we Wrocławiu i Krakowie. Wykonano prognozę długości kolejki przy zastosowaniu modeli ARIMA.

Na podstawie przeprowadzonych badań można przedstawić następujące wnioski:

- przy określaniu przepustowości relacji podporządkowanych dołączających się do kolejki pojazdów na jezdni głównej konieczne jest uwzględnienie ruchu pieszego; obecność ruchu pieszego rzędu 600 Ps/h powoduje zwiększenie przepustowości relacji podporządkowanych prawoskrętnej o 37% natomiast relacji podporządkowanej lewoskrętnej o 57 %,

- na przepustowość relacji lewoskrętnej dołączającej się do kolejki pojazdów na jezdni głównej duże znaczenie ma powierzchnia akumulacji umożliwiająca wykonanie manewru lewoskrętu w dwóch etapach; obecność powierzchni umożliwiającej akumulację czterech pojazdów powoduje zwiększenie przepustowości relacji lewoskrętnej o ok. 90 %,
- udział kierowców wybierających alternatywną trasę na wskutek złych warunków ruchu na aktualnej trasie przejazdu jest zależny od długości kolejki na wlocie skrzyżowania; zależność ta ma charakter wykładniczy,
- brak widoczności kolejki powoduje, że zależność pomiędzy udziałem kierowców wybierających alternatywną trasę a długością kolejki jest stała,
- elementy szeregu czasowego opisującego długość kolejki na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną, gdzie na długości kolejki występują inne skrzyżowania z pierwszeństwem przejazdu umożliwiające rezygnację z postoju w kolejce, są względem siebie skorelowane; można je opisać modelem ARIMA (1,1,0) z jednym parametrem autoregresyjnym i wymagającym jednokrotnego różnicowania,
- znajomość modelu ARIMA opisującego długość kolejki na wlocie skrzyżowania pozwala na krótkoterminowe prognozowanie długości kolejki; prognozowanie ruchu ma duże znaczenie w zaawansowanych systemach sterowania ruchu – może służyć do dostarczania informacji podróżnym o przyszłych warunkach ruchu.

## LITERATURA

- [1] Akamatsu T. – *A dynamic traffic equilibrium assignment paradox* – Transportation Research Part B, Vol. 34 (2000), pp. 515÷531
- [2] Akcelik R. – *HCM 2000 back of queue model for signalized intersections* – Akcelik and Associates technical report, 23 Nov 2001, [www.aatraffic.com/documents/HCM2000QueueModelReportA&A.pdf](http://www.aatraffic.com/documents/HCM2000QueueModelReportA&A.pdf)
- [3] Bagiński E., Litwińska E., Zipser T. – *Próby symulacji modelowej rozkładu przestrzennego ruchu turystycznego w Polsce* – Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej – Wrocław 1995
- [4] Bar-Gera H., Boyce D. – *Origin-based algorithms for combined travel forecasting models* – Transportation Research Part B, Vol. 37 (2003), pp. 405÷422
- [5] Bell M.G.H., Cassir C. – *Risk-averse user equilibrium traffic assignment: an application of game theory* – Transportation Research Part B, Vol. 36 (2002), pp. 671÷681
- [6] Bellei G., Gentile G., Papola N. – *A within-day dynamic traffic assignment model for urban road networks* – Transportation Research Part B, Vol. 39 (2005), pp. 1÷29
- [7] Bhat C.R. – *A model of post home-arrival activity participation behaviour* – Transportation Research Part B, Vol. 32 (1998), pp. 387÷400
- [8] Bhat C.R. – *An analysis of evening commute stop-making behavior using repeated choice observations from a multi-day survey* – Transportation Research Part B, Vol. 33 (1999), pp. 495÷510
- [9] Bhat C.R. – *Covariance heterogeneity in nested logit models: econometric structure and application intercity travel* – Transportation Research Part B, Vol. 31 (1997), pp. 11÷21
- [10] Bhat C.R. – *Work travel mode choice and number of non-work commute stops* – Transportation Research Part B, Vol. 31 (1997), pp. 41÷54
- [11] Bhat C.R., Gossen R. – *A mixed multinomial logit model analysis of weekend recreational episode type choice* – Transportation Research Part B, Vol. 38 (2004), pp. 767÷787
- [12] Blayac T., Causse A. – *Value of travel time: a theoretical legitimization of some nonlinear representative utility in discrete choice models* – Transportation Research Part B, Vol. 35 (2001), pp. 391÷400
- [13] Bliemer M.C.J., Bovy P.H.L. – *Quasi-variational inequality formulation of the multiclass dynamic traffic assignment problem* – Transportation Research Part B, Vol. 37 (2003), pp. 501÷519
- [14] Bogenberger K., Belzer H., Kates R. – *Ein hybrides Modell basierend auf einem Neuronalen Netz und einem ARIMA – Zeitreihenmodell zur Prognose lokaller Verkehrskenngrößen* – Straßenverkehrstechnik No. 1/2003
- [15] Box G.E.P., Jenkins G.M. – *Analiza szeregów czasowych. Prognozowanie i sterowanie* – Państwowe Wydawnictwo Naukowe – Warszawa 1983
- [16] Brilon W. – *Vorfahrt im HBS – Ein Kommentar zum Kapitel 7* – Straßenverkehrstechnik No. 9/2003
- [17] Brilon W., Bondzio L., Wu N. – *Neue Forschungsergebnisse zur Kapazität von Kreisverkehrsplätzen* – Straßenverkehrstechnik No. 9/1997
- [18] Brilon W., Koenig R., Troutbeck R.J. – *Useful estimation procedures for critical gaps* – Transportation Research Part A, Vol. 33 (1999), pp. 161÷186

- [19] Brzuchowska J., Litwińska E., Ossowicz T., Sławski J., Zipser T. – *Model symulacyjno – decyzyjny ORION* – Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej – Wrocław 1994
- [20] Carey M., McCartney M. – *Pseudo-periodicity in a travel-time model used in dynamic traffic assignment* – Transportation Research Part B, Vol. 37 (2003), pp. 769÷792
- [21] Ceylan H., Bell M.G.H. – *Genetic algorithm solution for the stochastic equilibrium transportation network under congestion* – Transportation Research Part B, Vol. 39 (2005), pp. 169÷185
- [22] Chang G.L., Su C.C. – *Predicting intersection queue with neural network models* – Transportation Research Part C, Vol. 3 (1995), pp. 175÷191
- [23] Chatfield C. – *Time Series Forecasting* – Chapman&Hall/CRC – London 2000
- [24] Chen Y., Yang H. – *Shortest paths in traffic-light networks* – Transportation Research Part B, Vol. 34 (2000), pp. 241÷253
- [25] Cherlow J.R. – *Measuring values of travel time saving* – Journal of Consumer Research, Vol. 7 (1981)
- [26] Chodur J. – *Capacity of unsignalized urban junction* – 4<sup>th</sup> International Symposium on Highway Capacity, Maui (Hawaje) 27.06 ÷ 1.07. 2000
- [27] Chodur J. – *Estimation of the critical gaps determining performance of priority type intersection* – Archives of Transport – Vol. 13 (2001), No.1
- [28] Clark S.D., Watling D.P. – *Sensitivity analysis of the probit-based stochastic user equilibrium assignment model* – Transportation Research Part B, Vol. 36 (2002), pp. 617÷635
- [29] Daganzo C.F. – *Reversibility of the time-dependent shortest path problem* – Transportation Research Part B, Vol. 36 (2002), pp. 665÷668
- [30] Daganzo C.F., Sheffi Y. – *On stochastic models of traffic assignment* – Transportation Science, Vol. 11 (1977), pp. 253÷274.
- [31] Dai M.D.M., Schonfeld P. – *Metamodels for estimating waterway delays through series of queues* – Transportation Research Part B, Vol. 32 (1998), pp. 1÷19
- [32] Datka S., Suchorzewski W., Tracz M. – *Inżynieria ruchu* – Wydawnictwa Komunikacji i Łączności – Warszawa 1999
- [33] Denant-Boemont L., Petiot R. – *Information value and sequential decision-making in a transport setting: an experimental study* – Transportation Research Part B, Vol. 37 (2003), pp. 365÷386
- [34] Dorosiewicz S. – *Flows in transportation networks. Equilibrium and dynamics* – The Archives of Transport, Vol. 13 (2001), No. 2
- [35] Dudek M. – *Modelowanie wpływu rozwoju motoryzacji na obciążenie sieci ulic* – III Konferencja Naukowo – Techniczna: Problemy komunikacyjne miast w warunkach zatłoczenia komunikacyjnego – Poznań 15 ÷ 17.05.2001
- [36] Engelson L. – *On dynamics of traffic queues in a road network with route choice based on real time traffic information* – Transportation Research Part C, Vol. 11 (2003), pp. 161÷183
- [37] Fan W., Machemehl R. B. – *Optimal transit route network design problem with variable transit demand* – Journal of Transportation Engineering, Vol. 132 (2006) pp. 40÷51
- [38] Florian, M., Nguyen S. – *A combined trip distribution, modal split and trip assignment model* – Transportation Research, Vol. 12 (1978), pp. 241÷246.
- [39] Fridrich M., Vortisch P. – *Verfahren zur dynamischen Verkehrslegung – ein metodischen Überblick* – Straßenverkehrstechnik, No. 3/2005
- [40] Gasz K. – *Wpływ długości kolejki na wlotach skrzyżowań na zachowanie kierowców* –

Drogownictwo nr 10/2005

- [41] Gasz K., Gondek S. – *Systemy zarządzania ruchem w polskich miastach – Konferencja Naukowa „Transport publiczny w Warszawie kluczem harmonijnego rozwoju stolicy Polski”*, Warszawa 10 ÷ 11 października 2005
- [42] Gasz K., Kruszyna M. – *Analizy procesu zgłoszeń pieszych do przejścia przez jezdnię – Drogi i Mosty nr 2/2004*
- [43] Gasz K., Kruszyna M., Mackiewicz P., Szydło A. – *Opinia do Studium Wykonalności Zintegrowanego Systemu Zarządzania Ruchem w Warszawie, etap I – Instytut Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej – Raport serii SPR nr 2/2005*
- [44] Ghosh – Dastidar S. – *Neural network wavelet microsimulation model for delay and queue length estimation at freeway work zones – Journal of Transportation Engineering, Vol. 132 (2006), pp. 331÷341*
- [45] Głogowski K. – *Models of the traffic forecasts based on the theory of intervening opportunities – Prace Naukowe Instytutu Historii Architektury, Sztuki i Techniki Politechniki Wrocławskiej nr 21/10 – Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej – Wrocław 1990*
- [46] Golob T.F. – *A simultaneous model of household activity participation and trip chain generation – Transportation Research Part B, Vol. 34 (2000), pp. 355÷376*
- [47] Golob T.F., McNally M.G. – *A model of activity participation and travel interaction between household heads – Transportation Research Part B, Vol. 31 (1997), pp. 177÷194*
- [48] Gust M., Szczuraszek T. – *A model of traffic flow on a two-way, two-lane urban road – Archives of Civil Engineering – Vol. 49 (2003), No. 4*
- [49] Hagrings O. – *Estimation of critical gaps in two major streams – Transportation Research Part B, Vol. 34 (2000), pp. 293÷313*
- [50] Hamed M.M., Al – Masaeid H.R., Bani Said Z.M. – *Short – term prediction of traffic volume in urban arterials – Journal of Transportation Engineering, Vol. 121 (1995), pp. 249÷254*
- [51] Han S., Heydecker B.G. – *Consistent objectives and solution of dynamic user equilibrium models – Transportation Research Part B, Vol. 40 (2006), pp. 16÷34*
- [52] Hasan M.K., Safwat K.N.A. – *Comparison of two transportation network equilibrium modeling approaches – Journal of Transportation Engineering, Vol. 126 (2000), pp. 35÷46*
- [53] Hawas Y. E. – *Development and calibration of route choice utility models: neuro – fuzzy approach – Journal of Transportation Engineering, Vol. 130 (2004), pp. 171÷182*
- [54] Hazelton M.L. – *Some remarks on stochastic user equilibrium – Transportation Research Part B, Vol. 32 (1998), pp. 101÷108*
- [55] Hazim N.G. – *Badania i symulacja ruchu drogowego na skrzyżowaniach typu rondo – Politechnika Wroclawska 1991 – praca doktorska*
- [56] Heidemann D., Wegmann H. – *Queueing at unsignalized intersections – Transportation Research Part B, Vol. 31 (1997), pp. 239÷263*
- [57] Hellwig Z. – *Elementy rachunku prawdopodobieństwa i statystyki matematycznej – Wydawnictwo Naukowe PWN – Warszawa 1998*
- [58] *Highway Capacity Manual 2000 – Transportation Research Board – Highway Capacity Committee – Washington D.C. 2000*
- [59] Hoogendoorn S.P., Bovy P.H.L. – *Dynamic user-optimal assignment in continuous time and space – Transportation Research Part B, Vol. 38 (2004), pp. 571÷592*
- [60] Hoogendoorn S.P., Bovy P.H.L. – *Pedestrian route-choice and activity scheduling theory and models – Transportation Research Part B, Vol. 38 (2004), pp. 169÷190*

- [61] Huang H., Lam W.H.K. – *Modeling and solving the dynamic user equilibrium route and departure time choice problem in network with queues* – Transportation Research Part B, Vol. 36 (2002), pp. 253÷273
- [62] Hwang S.Y., Park C.H. – *Modeling of the gap acceptance behavior at a merging section of urban freeway* – Proceedings of the Eastern Asia Society for Transportation Studies, Vol. 5 (2005), pp. 1641÷1656
- [63] *Instrukcja obliczania przepustowości skrzyżowań bez sygnalizacji świetlnej* – Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych – Warszawa 1988
- [64] Jang W., Ran B., Choi K. – *A discrete time dynamic flow model and a formulation and solution method for dynamic route choice* – Transportation Research Part B, Vol. 39 (2005), pp. 593÷620
- [65] Jastrzębski W.P. – *Funkcje oporu odcinka* – V Konferencja Naukowo – Techniczna: Transport a Rozwój Zrównoważony – Poznań 17 ÷ 19 maja 2005
- [66] Jercha A. – *Efektywność miejskiej sieci drogowej jako funkcja organizacji ruchu* – Politechnika Wrocławska 1983 – praca doktorska
- [67] Joh C., Arentze T., Hofman F., Timmermans H. – *Activity pattern similarity: a multidimensional sequence alignment method* - Transportation Research Part B, Vol. 36 (2002), pp. 385÷403
- [68] Kendall M. G., Buckland W. R. – *Słownik terminów statystycznych* – Państwowe Wydawnictwo Ekonomiczne – Warszawa 1975
- [69] Komar Z. – *Optymalizacja synchronizowanej sygnalizacji świetlnej na sieci ulicznej* – Politechnika Wrocławska 1979 – praca doktorska
- [70] Komar Z. – *Praktyczne problemy mierzenia i modelowania ruchu w warunkach zatłoczenia motoryzacyjnego* – Transport Miejski nr 9/2003
- [71] Komar Z., Wolek Cz. – *Inżynieria ruchu drogowego. Wybrane zagadnienia* – Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej – Wrocław 1994
- [72] Kopiński M. – *Matematyczne modele ruchu na wybranych skrzyżowaniach drogowych* – Politechnika Wrocławska 1981 – praca doktorska
- [73] Kruszyna M. – *Prędkość pieszego na przejściu przez jezdnię* – Bezpieczne Drogi nr 12/1999
- [74] Kruszyna M. – *Przepustowość elementów sieci komunikacji zbiorowej* – Politechnika Wrocławska 1999 – praca doktorska
- [75] Kruszyna M. – *Wielkość parkingu jako czynnik dodatkowy wpływający na powstawanie ruchu drogowego* – Problemy naukowo-badawcze budownictwa. XLVIII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB, Opole – Krynica, 15 ÷ 20 września 2002
- [76] Kruszyna M., Szydło A. – *A simulation research on vehicles flow in public transport network* – Archives of Transport, Vol. 12 (2002), No. 4
- [77] Krych A., Mikołajczak M. – *Wielkość i podział modalny pracy transportowej w największych polskich miastach* – IV Konferencja Naukowo – Techniczna: Problemy komunikacyjne miast w warunkach zatłoczenia komunikacyjnego – Poznań 21 ÷ 23.05.2003
- [78] Kuwahara M., Akamatsu T. – *Decomposition of the reactive dynamic assignment with queues for many to many origin-destination pattern* – Transportation Research Part B, Vol. 31 (1997), pp. 1÷10
- [79] Lam W.H.K., Gao Z.Y., Chan K.S., Yang H. – *A stochastic user equilibrium assignment model for congested transit networks* – Transportation Research Part B, Vol. 33 (1999), pp. 351÷368
- [80] Lam W.H.K., Zhou J., Sheng Z. – *A capacity restraint transit assignment with elastic line frequency* – Transportation Research Part B, Vol. 36 (2002), pp. 919÷938

- [81] Levinson D., Harder K., Bloomfield J., Carlson K. – *Waiting tolerance: ramp delay vs. freeway congestion* – Transportation Research Part F, Vol. 9 (2006), pp. 1÷13
- [82] Levinson D., Harder K., Bloomfield J., Winiarczyk K. – *Weighting waiting: Evaluation the perception of in-vehicle travel time under moving and stopped conditions* – 10<sup>th</sup> International Conference on Travel Behaviour Research, Lucerne 10 ÷ 15.08.2003
- [83] Li B., Moor B. – *Dynamic identification of origin-destination matrices in the presence of incomplete observations* – Transportation Research Part B, Vol. 36 (2002), pp. 37÷57
- [84] Li B., Moor B. – *Recursive estimation bases on the equality-constrained optimization form intersection origin-destination matrices* – Transportation Research Part B, Vol. 33 (1999), pp. 203÷214
- [85] Li J., Fujiwara O., Kawakami S. – *A reactive dynamic user equilibrium model in network with queues* – Transportation Research Part B, Vol. 34 (2000), pp. 605÷624
- [86] Lim Y., Heydecker B. – *Dynamic departure time and stochastic user equilibrium assignment* – Transportation Research Part B, Vol. 39 (2005), pp. 97÷118
- [87] Litwińska E. – *Models of trip distribution and transport problems* – Prace Naukowe Instytutu Historii Architektury, Sztuki i Techniki Politechniki Wrocławskiej nr 21/10 – Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej – Wrocław 1990
- [88] Lozano A., Storchi G. – *Shortest viable hyperpath in multimodal networks* – Transportation Research Part B, Vol. 36 (2002), pp. 853÷874
- [89] Maher M. – *Algorithms for logit-based stochastic user equilibrium assignment* – Transportation Research Part B, Vol. 32 (1998), pp. 539÷549
- [90] Maher M., Hughes P.C. – *A probit-based stochastic user equilibrium assignment model* – Transportation Research Part B, Vol. 31 (1997), pp. 341÷355
- [91] Marcinkowski J. – *Rozkłady prawdopodobieństwa przydatne w rozwiązywaniu problemów transportu* – Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej – Wrocław 1997
- [92] Maruyama T., Harata N., Ohta K. – *An application of combined stochastic user equilibrium model to the Tokyo area: combined trip distribution, modal split and assignment model with explicitly distinct trip purposes* - Traffic and Transportation Studies, Vol. 1 (2002), pp 746÷753
- [93] *Metoda obliczania przepustowości skrzyżowań bez sygnalizacji świetlnej. Instrukcja obliczania* - Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad w Warszawie – Warszawa 2004
- [94] *Metoda obliczania przepustowości skrzyżowań z sygnalizacją świetlną. Instrukcja obliczania* – Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad w Warszawie – Warszawa 2004
- [95] Milenko V. – *Simultanes Routen- und Verkehrsmittelwahlmodell* – Straßenverkehrstechnik, No. 8/2005
- [96] Mozolin M., Thill J.C., Usery E.L. – *Trip distribution forecasting with multilayer perceptron neural networks: a critical evaluation* – Transportation Research Part B, Vol. 34 (2000), pp. 53÷73
- [97] Mung G.K.S., Poon A.C.K., Lam W.H.K. – *Distributions of queue lengths at fixed time traffic signals* – Transportation Research Part B, Vol. 30 (1996), pp. 421÷439
- [98] Nie X., Zhang H.M. – *Delay-function-based link models: their properties and computational issues* – Transportation Research Part B, Vol. 39 (2005), pp. 729÷751
- [99] Nielsen O.A. – *A stochastic transit assignment model considering differences* – Transportation Research Part B, Vol. 34 (2000), pp. 605÷624

- in passengers utility functions* – Transportation Research Part B, Vol. 34 (2000), pp. 377÷402
- [100] Oskarbski J. – *Modelowanie rozkładu ruchu w warunkach zatłoczenia w miastach średniej wielkości* – IV Konferencja Naukowo – Techniczna: Problemy komunikacyjne miast w warunkach zatłoczenia komunikacyjnego – Poznań 21 ÷ 23.05.2003
- [101] Otnes R. K., Enochs L. – *Analiza numeryczna szeregów czasowych* – Wydawnictwo Naukowo – Techniczne – Warszawa 1978
- [102] Płatkiewicz A., Sztukiewicz R. – *Zastosowanie metody prognozowania szeregów czasowych do przewidywania równości poprzecznej nawierzchni asfaltowej* – Pięćdziesiąta Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB „Krynica 2004” – 12 ÷ 17.09.2004
- [103] Podoski J. – *Transport w miastach* – Wydawnictwa Łączności i Komunikacji – Warszawa 1977
- [104] Pollatschek M.A., Polus A., Livneh M. – *A decision model for gap acceptance and capacity at intersections* – Transportation Research Part B, Vol. 36 (2002), pp. 649÷663
- [105] Prashker J.N., Bekhor S. – *Some observations on stochastic user equilibrium and system optimum of traffic assignment* – Transportation Research Part B, Vol. 34 (2000), pp. 277÷291
- [106] Qiao F., Yang H., Lam W.H.K. – *Intelligent simulation and prediction of traffic flow dispersion* – Transportation Research Part B, Vol. 35 (2001), pp. 843÷863
- [107] Ran B., Roupail N.M., Tarko A., Boyce D.E. – *Toward a class of link travel time functions for dynamic assignment models on signalized networks* – Transportation Research Part B, Vol. 31 (1997), pp. 277÷290
- [108] *Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 3 lipca 2003 roku w sprawie szczegółowych warunków technicznych dla znaków i sygnałów drogowych oraz urządzeń bezpieczeństwa ruchu drogowego i warunków ich umieszczania na drogach* (Dz. U. Nr 220 poz. 2181)
- [109] Safwat, K.N.A., Magnanti T.L. – *A combined trip generation, trip distribution, modal split and trip assignment Model* – Transportation Science, Vol. 18 (1988), pp. 14÷30.
- [110] Schnabel W., Korn J. – *Die Kapazität von Knotenpunkten nach dem Handbuch für die Bemessung von Strassenverkehrsanlagen (HBS 2001) – Teil 2, Strassenverkehrstechnik, No. 9/2004*
- [111] Seungkirl B., Hyunmyung K., Yongtaek L. – *Multiple – vehicle origin – destination matrix estimation from traffic counts using genetic algorithms* – Journal of Transportation Engineering, Vol. 130 (2004), pp. 339÷347
- [112] Sherali H.D., Arora N., Hobeika A.G. – *Parameter optimization method for estimating dynamic origin-destination trip-tables* – Transportation Research Part B, Vol. 31 (1997), pp. 141÷157
- [113] Sherali H.D., Narayanan A., Sivanandan R. – *Estimation of origin-destination trip - tables based on a partial set of traffic link volumes* – Transportation Research Part B, Vol. 37 (2003), pp. 815÷836
- [114] Sherali H.D., Park T. – *Estimation of dynamic origin-destination trip tables for a general network* – Transportation Research Part B, Vol. 35 (2001), pp. 217÷235
- [115] Sławski J. – *Model of intervening opportunities as related to the phenomenon of spatial behaviours* – Prace Naukowe Instytutu Historii Architektury, Sztuki i Techniki Politechniki Wrocławskiej nr 21/10 – Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej – Wrocław 1990



- [116] Smith B.L., Demetsky M.J. – *Traffic flow forecasting: comparison of modeling approach* – Journal of Transportation Engineering, Vol. 123 (1997), pp. 261÷266
- [117] Smith B.L., Williams B.M., Oswald R.K. – *Comparison of parametric and nonparametric models for traffic flow forecasting* – Transportation Research Part C, Vol. 10 (2002), pp. 303÷321
- [118] Starzyńska W. – *Statystyka praktyczna* – Wydawnictwo Naukowe PWN – Warszawa 2000
- [119] *STATISTICA PL dla Windows, Tom III – Statystyki cz. II*, podręcznik użytkownika – Kraków 1997
- [120] Steenbrink P.A. – *Optymalizacja sieci transportowych* – Wydawnictwa Komunikacji i Łączności – Warszawa 1978
- [121] Steinmetz S.S.C., Brownstone D. – *Estimating commuters' "value of time" with noisy data: a multiple imputation approach* – Transportation Research Part B, Vol. 39 (2005), pp. 865÷889
- [122] Sun D., Ukkusuri S., Benekohal R., Waller S.T. – *Modeling Driver-Pedestrian Interaction at Uncontrolled Mid-block Crosswalks* – the 82<sup>nd</sup> Annual Meeting of the Transportation Research Board (TRB) of the National Research Council, the National Academies – Paper No. 03-3340 (Washington DC. January 2003)
- [123] Supernak J. – *Modele powstawania miejskiego ruchu osobowego* – Wydawnictwa Komunikacji i Łączności – Warszawa 1980
- [124] Sweet R.J. – *An aggregate measure of travel utility* – Transportation Research Part B, Vol. 31 (1997), pp. 403÷416
- [125] Szeto W.Y., Lo H.K. – *A cell-based simultaneous route and departure time choice model with elastic demand* – Transportation Research Part B, Vol. 38 (2004), pp. 593÷612
- [126] Tarko A.P. – *Random queues in signalized road networks* – Transportation Science, Vol. 34 (2000), pp. 415÷425.
- [127] Thogerson J. – *Understanding repetitive travel mode choices in a stable context: A panel study approach* – Transportation Research Part A, Vol. 40 (2006), pp. 621 ÷ 638
- [128] Tong C.O., Wong S.C. – *A predictive dynamic traffic assignment model in congested capacity - constrained road networks* – Transportation Research Part B, Vol. 34 (2000), pp. 625÷644
- [129] Tong C.O., Wong S.C. – *A stochastic transit assignment model using a dynamic schedule-based network* – Transportation Research Part B, Vol. 33 (1999), pp. 107÷121
- [130] Tracz M., Gondek S. – *Use of simulation to analysis of impedance impact at unsignalized intersection* – 4<sup>th</sup> International Symposium on Highway Capacity – Maui (Hawaje) 27.06 ÷ 1.07.2000
- [131] Voort M., Dougherty M., Watson S. – *Combining Kohonen maps with ARIMA time series models to forecast traffic flow* – Transportation Research Part C, Vol. 4 (1996), pp. 307÷318
- [132] Vrtic M., Axhauser K.W. – *Experiment mit einem dynamischen Umlegungsverfahren* – Straßenverkehrstechnik, No. 3/2003
- [133] Wainaina S. – *Nowe podejście do modelowania podróży* – Transport Miejski nr 4/2000
- [134] Wainaina S. – *Przegląd modeli podziału zadań przewozowych* – Zeszyty naukowo – techniczne oddziału krakowskiego SITK, nr 92/2002
- [135] Wainaina S., Richer M. – *Stochastic approach in modeling travelers behaviour as a result of activity chains* – Archives of Transport, Vol. 14 (2002), iss.2

- [136] Wardrop J. G. – *Some theoretical aspects of road traffic research* – Proceedings, Institute of Civil Engineers 325÷362
- [137] Weinert A – *Estimation of critical gaps and follow-up time at rural unsignalized intersection in Germany* – 4<sup>th</sup> International Symposium on Highway Capacity – Maui (Hawaje) 27.06 ÷1.07.2000
- [138] Wiczorkowski R., Zieliński R. – *Komputerowe generatory liczb losowych* – Wydawnictwa Naukowo – Techniczne – Warszawa 1997
- [139] Woch J. – *Compressed queueing processes for single traffic flows* – Archives of Transport, Vol. 10 (1998), pp. 67÷82
- [140] Woch J. – *Two queueing theory models for traffic flow* – Archives of Transport, Vol. 11 (1999), pp. 73÷90
- [141] Wolek Cz. – *Symulacja przepływu ruchu na węzle drogowym* – Politechnika Wrocławska 1982 – praca doktorska
- [142] Zhang J., Fujiwara A. – *Representing household time allocation behavior by endogenously incorporating diverse intra-household interactions: a case study in the context of elderly couples* – Transportation Research Part B, Vol. 40 (2006), pp. 54÷74
- [143] Zhang J., Timmermans H.J.P., Borgers A. – *A model of household task allocation and time use* – Transportation Research Part B, Vol. 39 (2005), pp. 81÷95
- [144] Zhang X., Maher M. – *The evaluation and application of a fully disaggregate method for trip matrix estimation with platoon dispersion* – Transportation Research Part B, Vol. 32 (1998), pp. 261÷276
- [145] Zieliński R. – *Generatory liczb losowych. Programowanie i testowanie na maszynach cyfrowych* – Wydawnictwa Naukowo – Techniczne – Warszawa 1979
- [146] Zijpp N.J., Catalano S.F. – *Path enumeration by finding the constrained K-shortest paths* – Transportation Research Part B, Vol. 39 (2005), pp. 545÷563
- [147] Zipser T. – *The linking of excited opportunities model* – Prace Naukowe Instytutu Historii Architektury, Sztuki i Techniki Politechniki Wrocławskiej nr 21/10 – Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej – Wrocław 1990
- [148] Zipser T. – *The intervening opportunities idea – its capacity and perspectives* – Prace Naukowe Instytutu Historii Architektury, Sztuki i Techniki Politechniki Wrocławskiej nr 21/10 – Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej – Wrocław 1990
- [149] Zipser T. – *The linking of excited opportunities model* – Prace Naukowe Instytutu Historii Architektury, Sztuki i Techniki Politechniki Wrocławskiej nr 21/10 – Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej – Wrocław 1990
- [150] Żabiński M. – *Miejska komunikacja autobusowa – modelowanie i optymalizacja* – Politechnika Wrocławska 1985 – praca doktorska
- [151] Żak J. – *Identyfikation of the most important road transportation decision problem* – Archives of Transport, Vol. 16 (2004), No. 2
- [152] Żochowska R. – *Optymalizacja zamknięć ulic w złożonych sieciach transportowych* – Politechnika Warszawska 2004 – praca doktorska
- [153] Żukowska J. – *Prognozowanie ryzyka w ruchu drogowym w Polsce* – XLVIII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB „Krynica 2002”, 15 – 20.09.2002

# MODELOWANIE RUCHU W SIECI ULIC W WARUNKACH OGRANICZONEJ PRZEPUSTOWOŚCI SKRZYŻOWAŃ

## Streszczenie

Opracowano modele ruchu pojazdów w warunkach zatłoczenia. W pracy opracowano trzy modele. Pierwszy model dotyczy określenia przepustowości wlotów podporządkowanych, gdy na jezdni głównej występuje kolejka pojazdów. Model ten uwzględnia ruch pojazdów oraz pieszych. Przeprowadzono badania symulacyjne wpływu pieszych na przepustowość relacji podporządkowanych, dołączającej się do kolejki na jezdni głównej. Zbadano wpływ powierzchni akumulacji na przepustowość relacji lewoskrętnej. Określono metodę obliczania przepustowości wlotów podporządkowanych, gdy na jezdni głównej utrzymuje się kolejka pojazdów. Drugi model określa zjawisko rezygnacji z trasy, na której występuje kolejka pojazdów i wybór alternatywnej trasy podczas wykonywania podróży. Określono zależność pomiędzy udziałem kierowców wybierających alternatywną trasę a długością kolejki. Zależność ta jest wykładnicza. Zbadano wpływ widoczności kolejki na wybór alternatywnej trasy. Przedstawiono wybór alternatywnej trasy jako zjawisko zmienne w czasie wykorzystując do tego celu szeregi czasowe opisujące długość kolejki na wlocie skrzyżowania. Trzeci model opisuje długość kolejki na wlocie skrzyżowania z sygnalizacją świetlną jako proces zmienny w czasie. Wykorzystuje on szeregi czasowe oraz modele ARIMA. Powyższe modele opracowano na podstawie wyników badań ruchu przeprowadzonych we Wrocławiu, Opolu i Krakowie. Weryfikację modeli przeprowadzono na rzeczywistych obiektach we Wrocławiu, Krakowie i Katowicach.

# TRAFFIC MODELLING IN ROAD NETWORK IN CROSSROADS CAPACITY CONSTRAINED CONDITIONS

## Summary

Vehicle traffic modelling in congestion was presented. In this paper three traffic models were proposed. The first model refers to capacity of the minor street approaches, when on the major street occurs the vehicle queue. The model takes into account vehicle and pedestrian traffic and interaction between them. Simulation research was carried out to establish pedestrian influence on capacity of minor movements, which join the queue on the major street. Moreover, influence of storage area on minor left-turning movement capacity was tested. The method of estimating capacity of the minor street approaches, in the situation when on the major street occurs the vehicle queue was presented. The second model deals with traffic assignment in crossroads capacity constrained conditions. It describes the phenomenon of resigning from the route, where there occurs the vehicle queue and choice of alternative paths en route. The relation between the rate of drivers choosing alternative path and the length of queue was investigated. The relation is exponential. The influence of queue visibility on choice of alternative path was considered. Moreover, the choice of alternative path as time-dependent process was formulated. This fact was stated on the basis of time series, which describe queue length at the approach of the crossroads. The third model describes the queue length at the approach of the crossroads as time-dependent process. Time series and ARIMA models were applied. The above models were worked out on the basis of the traffic data collected in Wroclaw, Opole and Krakow. The verification of models was carried out at real crossroads and traffic networks in Wroclaw, Katowice and Krakow.