

Politechnika Lubelska
Wydział Budownictwa i Architektury

BUDOWNICTWO
I ARCHITEKTURA

Vol. 13(4) 2014

Politechnika Lubelska
Lublin, 2014

Politechnika Lubelska
Wydział Budownictwa i Architektury

BUDOWNICTWO I ARCHITEKTURA



Vol. 13(4) 2014

Politechnika Lubelska
Lublin, 2014

Rada Naukowa

Tomasz Bajda (AGH Kraków)
Ivan Baláž (University of Economics in Bratislava)
Mykola Bevz (National University Lviv Polytechnic)
Grażyna Dąbrowska-Milewska (Politechnika Białostocka)
Wiesława Głodkowska (Politechnika Koszalińska)
Adam Goliger (The Council for Scientific and Industrial Research - CSIR)
Zbyněk Keršner (Brno University of Technology)
Halit Cenani Mertol (Atılım University)
Carlos M. Mozo (University of Castilla - La Mancha)
Adam Nadolny (Politechnika Poznańska)
Sandro Parrinello (Pavia University)
Stanislav Pospíšil (Institute of Theoretical and Applied Mechanics)
Wojciech Radomski (Politechnika Łódzka i Politechnika Warszawska)
Elżbieta Radziszewska-Zielina (Politechnika Krakowska)
Petro Rychkov (National University of Water Management and Nature Resources Use)
Shamsher Bahadur Singh (Birla Institute of Technology and Science)
Anna Sobotka (AGH Kraków)
Thomas Thiis (Norwegian University of Life Sciences)
Viktor Tur (Technical University of Brest)
Tim K.T. Tse (The Hong Kong University of Science and Technology)

Kolegium Redakcyjne

Redaktor naczelny: **Wojciech Franus**

Redaktorzy Tematyczni:

Stanisław Fic, Joanna Giecewicz, Anna Halicka, Piotr Jaśkowski, Wojciech Kosiński,
Jan Kukielka, Tomasz Lipecki, Marek Łagoda, Wojciech Piasta, Jadwiga Roguska,
Małgorzata Rozbicka, Elżbieta Ryńska, Bogusław Szymgin, Maciej Trochonowicz,
Magdalena Wdowin, Daniel Załuski

Sekretariat: Lidia Bandura

Adres redakcji:

Politechnika Lubelska, Wydział Budownictwa i Architektury
ul. Nadbystrzycka 40, 20-618 Lublin, e-mail: wb.bia@pollub.pl

Strona czasopisma:

<http://wbia.pollub.pl/pl/o-wydziale/czasopismo-budownictwo-i-architektura>

Publikacja wydana za zgodą Rektora Politechniki Lubelskiej
Finansowana w ramach środków Ministra Nauki i Szkolnictwa Wyższego

© Copyright by Politechnika Lubelska 2014

ISSN 1899-0665

Realizacja: Biblioteka Politechniki Lubelskiej
Ośrodek ds. Wydawnictw i Biblioteki Cyfrowej
ul. Nadbystrzycka 36A, 20-618 Lublin, email: wydawca@pollub.pl
Fundacja Rozwoju Politechniki Lubelskiej

SPIS TREŚCI CONTENTS

Fizyka Budowli

Dorota Koruba, Ewa Zender Świercz, Jerzy Zb. Piotrowski, Łukasz Orman,

Marek Telejko:

Próba poprawy jakości powietrza wewnętrznego w przedszkolu
Indoor air quality in a preschool 7

Grzegorz Krajewski:

Kurtyna powietrzna, jako bariera w przypadku pożaru
Air barriers used for separating smoke free zones in case of fire in tunnel 15

Tomasz Nowicki:

Analiza numeryczna mostka cieplnego powstającego w narożach budynków
Numerical analysis of the thermal bridge formed at the corners of buildings 23

Jacek Nurzyński:

Ocena akustyczna środowiska zamieszkania na obszarach zurbanizowanych
Acoustical assessment of urban residential environment 33

Marek Telejko:

Ocena jakości powietrza wewnętrznego w wybranych przedszkolach
Indoor air quality in a preschool 41

Barbara Szudrowicz, Elżbieta Nowicka:

Czynniki wpływające na izolacyjność akustyczną w budynkach wielkopłytowych
Factors affecting the sound insulation in the prefabricated buildings 49

Wojciech Węgrzyński:

Ocena skuteczności funkcjonowania grawitacyjnej wentylacji oddymiającej przy oddziaływaniu wiatru
Smoke and heat flow in a large volume building in case of fire 57

Inżynieria Komunikacyjna – Drogi

Marek Bauer:

Estymacja czasu przejazdu pociągów metra dla potrzeb modeli symulacyjnych, na przykładzie I linii w Warszawie
Underground travel time estimation for macro simulation models, on the example of the first line in Warsaw 67

Janusz Bohatkiewicz:

Ochrona przed hałasem komunikacyjnym w obszarach miejskich w programach ochrony środowiska przed hałasem
Protection against traffic noise in urban areas in relation to noise control plans 75

Marcin Budzyński, Kazimierz Jamroz:

Zarządzanie bezpieczeństwem istniejącej sieci drogowej
Safety management of the existing road network 83

Anna Chomicz-Kowalska:

Analiza właściwości asfaltu spienionego 50/70 w aspekcie przydatności do mieszanek mineralno-asfaltowych
Analysis of 50/70 foamed bitumen properties in the aspect of its utilization in mineral-bitumen mixtures 91

Jakub Fengier, Andrzej Pożarycki:

- Wtórne wiązanie kruszywa z recyklingu betonu na przykładzie badań materiału i warstw podbudowy konstrukcji nawierzchni drogowej
Self-cementing properties of recycled concrete aggregates (RCA) on the example of tests of material and layers of pavement subbase 101

Marek Iwański, Przemysław Buczyński, Grzegorz Mazurek:

- Charakterystyka zmęczeniowa recyklowanej podbudowy w aspekcie kontrolowanych naprężeń metodą IT-FT
Characteristics of the fatigue life (IT-FT) of the recycled base course at the controlled stresses state 109

Piotr Jaskuła:

- Badania i analizy szczepności międzywarstwowej w nawierzchniach asfaltowych
Studies and analysis on interlayer bonding in asphalt pavements 117

Józef Judycki, Piotr Jaskuła, Marek Pszczola, Mariusz Jaczewski, Dawid Ryś, Jacek Alenowicz, Bohdan Dołżycki, Marcin Stienss:

- Opracowanie nowego „Katalogu typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych”
Development of new „Catalogue of typical flexible and semi-rigid pavement structures” 127

Małgorzata Konopska-Piechurska, Wioletta Jackiewicz-Rek, Paweł Łukowski:

- Korelacje pomiędzy wytrzymałościami na ściskanie i rozciąganie dla betonów do nawierzchni dwuwarstwowych z eksponowanym kruszywem
Correlations between compressive strength and tensile strength of concrete for two-layers pavement with exposed aggregate 137

Piotr Koźlarek:

- Granulat asfaltowy jako pełnowartościowy składnik mieszanki mineralno-asfaltowej
Recycled Asphalt Pavement (RAP) as a fully valuable component of the HMA mixes 145

Piotr Koźlarek:

- Jednowarstwowa nawierzchnia asfaltowa. Zachodnie wymagania w Polskich realiach
Monolayer asphalt pavement. Western requirements in Polish realities 153

Jerzy Kukielka, Agnieszka Wozuk, Wojciech Franus:

- Mieszanki mineralno-asfaltowe o obniżonej temperaturze produkcji z dodatkiem zeolitów
Warm mix asphalt with zeolite additions 161

Paweł Mieczkowski:

- Możliwości odświeżania lepiszczy w starych nawierzchniach asfaltowych
Possibility of refreshing binders in old asphalt pavements 169

Piotr Olszewski, Witold Czajewski, Paweł Dąbkowski, Piotr Szagała:

- Badanie zachowań uczestników ruchu na przejściach dla pieszych na podstawie analizy obrazu
Safety assessment of pedestrian crossing solutions 177

Karol Pereta, Lucjan Janas, Rafał Klich:

- Ocena skuteczności ekranu akustycznego z bramą wjazdową
Evaluation of efficiency of acoustic screen with gate 185

Andrzej Plewa:

- Analiza porównawcza wybranych metod badawczych odporności na działanie wody i mrozu mieszanek mineralno-asfaltowych
Comparative analysis of selected research methods for resistance to water and frost of asphalt mixtures 195

Andrzej Pożarycki, Przemysław Górnaś:

- Numeryczny model właściwości lepkosprężystych warstw nawierzchni jezdni z betonu asfaltowego
The numeric model of the properties of viscoelastic pavement layers made of asphalt concrete 203

Piotr Radziszewski, Joanicjusz Nazarko, Jan Król, Karol J. Kowalski, Michał Sarnowski:

- Prognozowanie rozwoju technologii drogowych na podstawie metody delfickiej – wybrane zagadnienia
Forecasting development of road technology based on the Delphi method – selected issues ... 215

Piotr Radziszewski, Andrzej Plewa, Karol J. Kowalski, Jan Król,**Michał Sarnowski, Piotr Pokorski:**

- Wpływ temperatury technologicznej na trwałość zmęczeniową mieszanek mineralno-asfaltowych stosowanych do nawierzchni mostowych
Influence of technology temperature on the fatigue cracking resistance of asphalt mixtures used for bridge pavement 225

Michał Sarnowski, Piotr Radziszewski, Jerzy Piłat, Karol J. Kowalski, Jan B. Król:

- Ocena trwałości mieszanek mineralno-asfaltowych stosowanych do izolacji i nawierzchni obiektów mostowych
Durability assessment of asphalt mixtures for waterproofing and pavement of bridges 233

Mieczysław Słowik:

- Analiza reologicznego zachowania drogowych kompozytów elastomerowo-asfaltowych poddanych próbie rozciągania w duktylometry
Analysis of the rheological behavior of polymer modified asphalt binders subjected to force-ductility test 243

Mieczysław Słowik, Marta Andrzejczak:

- Analiza lepkości zerowego ścinania (ZSV) asfaltów modyfikowanych kopolimerem SBS
Study of the zero shear viscosity of SBS copolymer modified bitumens 251

Marcin Staniek:

- Ocena dokładności stereowizyjnej metody inspekcji dróg
The estimation of stereovision precision in road inspection 259

Andrzej Szarata:

- Analiza wielkości parkingów Park and Ride zlokalizowanych w obszarach metropolitalnych
The procedure of capacity estimation for P&R car parks located within metropolitan areas 267

Mateusz Szarata, Piotr Olszewski:

- Analiza efektywności dynamicznie wydzielanego pasa autobusowego
Analysis of the effectiveness of bus lane with intermittent priority 275

Marta Wasilewska:

- Analiza właściwości przeciwpoślizgowych nawierzchni drogowych w początkowym okresie ich eksploatacji
Analysis of skid resistance of road pavements in the initial period of its life 285

Arkadiusz Zielinkiewicz:

- Rola standardu technicznego dróg z uwagi na bezpieczeństwo ruchu w nocy
The role of the technical standard of roads due to traffic safety at nighttime 293

Monika Zięba, Sebastian Witeczak:

- Prawdy i mity związane z powinowactwem pomiędzy asfaltem i kruszywem oznaczanym wg PN-EN 12697-11
Truths and myths concerning affinity between asphalt and aggregate tested in accordance with PN-EN 12697-11 301

Robert Ziółkowski:

- Badania prędkości pojazdów na wlotach skrzyżowań z ruchem okrężnym
Vehicles speed analysis in roundabouts vicinity 309

Adam Zofka, Dominika Maliszewska, Maciej Maliszewski:

- Zastosowanie techniki FT-IR w badaniach materiałów asfaltowych
Application of FT-IR technique to bituminous materials 317

Piotr Żabicki, Władysław Gardziejczyk:

- Zagadnienia normalizacji kryteriów w analizach wielokryterialnych
w projektowaniu dróg
Issues of criteria normalization in the multicriteria analyzes in the design of roads 325

Inżynieria Przedsięwzięć Budowlanych**Sławomir Biruk, Michał Tomczak:**

- Optymalizacja procesu transportu w dystrybucji mieszanki betonowej
Transport optimization for ready-mix concrete distribution 335

Robert Bucioń:

- Wspomaganie decyzji deweloperskich w przygotowaniu inwestycji mieszkaniowych
Decision support of a developer in residential project preparation 243

Artur Duchaczek, Dariusz Skorupka:

- Zastosowanie zmodyfikowanej metody Bellingera do optymalizacji doboru
środków transportowych
*Application of modified Bellinger's method for optimization of the choice
of means of transport* 351

Agnieszka Dziadosz, Oleg Kapliński, Mariusz Rejment:

- Użyteczność i zakres stosowania metody Earned Value Management
przy realizacji kontraktów budowlanych
*Usefulness and fields of the application of the Earned Value Management
in the implementation of construction projects* 357

Artur Koper, Roman Marcinkowski:

- Ocena i normowanie rozwiązań technologiczno-organizacyjnych procesów budowlanych
*Evaluation and standardization of technological-organizational solutions
of construction processes* 365

Agnieszka Leśniak:

- Czynniki przetargowe w zamówieniach na dokumentację projektową
Bidding factors in procurements of design documentation 373

Karol Nurzyński, Aleksander Panek:

- Ocena cyklu życia jako narzędzie decyzyjne w projektach infrastruktury drogowej
LCA as a tool for road authorities in decision making process 381

Mieczysław Połoński:

- Budżetowanie przedsięwzięć budowlanych z uwzględnieniem buforów czasu i kosztu
Construction project budgeting including time buffers and costs 389

Elżbieta Radziszewska-Zielina:

- Zastosowanie metody AHP do wyboru przedsiębiorstwa budowlanego
do współpracy partnerskiej
*The application of method AHP to choose a construction enterprise
for partnering cooperation* 399

Janusz Szelka, Zbigniew Wrona:

- Wnioskowanie w systemach z wiedzą niepełną w przedsięwzięciach inżynierskich
Inference processes in incomplete knowledge systems in engineering projects 407

Próba poprawy jakości powietrza wewnętrznego w przedszkolu

**Dorota Koruba¹, Ewa Zender Świercz², Jerzy Zb. Piotrowski³,
Lukasz Orman⁴, Marek Telejko⁵**

^{1, 2, 3} Katedra Fizyki Budowli i Energii Odnawialnej, Wydział Inżynierii Środowiska, Geomatyki i Energetyki, Politechnika Świętokrzyska, e-mail: ¹dkoruba@tu.kielce.pl, ²ezender@tu.kielce.pl, ³piotrowski@tu.kielce.pl

⁴ Katedra Sieci i Instalacji Sanitarnych, Wydział Inżynierii Środowiska, Geomatyki i Energetyki, Politechnika Świętokrzyska, e-mail: orman@tu.kielce.pl

⁵ Katedra Technologii i Organizacji Budownictwa, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Świętokrzyska, e-mail: mtelejko@tu.kielce.pl

Streszczenie: W artykule przedstawiono wyniki badań nad jakością powietrza wewnętrznego (IAQ) w jednym z wybranych przedszkoli. W obiekcie zastosowany został system wentylacji grawitacyjnej. Wstępne badania potwierdziły niską jakość powietrza wewnętrznego w podmiotowym budynku. W trakcie badań zaproponowano dwa usprawnienia mające na celu poprawę jakości powietrza: zwiększenie strumienia powietrza nawiewanego oraz, w drugiej kolejności, montaż urządzeń do uzdatniania powietrza wewnętrznego. Uzyskane wyniki badań wskazują, że wprowadzone usprawnienia wpływają na poprawę jakości powietrza wewnętrznego.

Słowa kluczowe: fizyka budowli, wentylacja, wymiana powietrza, jakość powietrza wewnętrznego, wymiana powietrza

1. Wprowadzenie

Wymagania dotyczące wentylacji grawitacyjnej zawarte w rozporządzeniu w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki [1] oraz w normie [2, 3] określają ogólne wytyczne dotyczące wentylacji. Podano w nich między innymi dopuszczalną szczelność otwieranych okien i drzwi balkonowych oraz minimalny strumień powietrza jaki należy doprowadzić do pomieszczeń. Pomimo, że wymagania te mają znaczenie nie tylko w przypadku budynków nowo powstałych, ale również poddanych zabiegom modernizacyjnym, przepisy zawarte w normie [1] dotyczą jedynie obiektów nowo powstałych, na co wskazuje umieszczony tam zakres stosowania normy. Jednak jak wskazują badania [4, 5], w wielu przypadkach to właśnie przeprowadzona modernizacja wpływa negatywnie na działanie systemu wentylacji naturalnej. Dodatkowo, zgodnie z obowiązującymi przepisami [6] niektóre z prac modernizacyjnych właściciele obiektów mogą przeprowadzać we własnym zakresie bez wcześniejszych uzgodnień czy pozwoleń. Natomiast egzekwowanie wspomnianych przepisów prawnych w stosunku do obiektów istniejących jest, z różnych względów, utrudnione. Ponadto nawet najlepiej opracowany projekt systemu wentylacji nie uwzględni skrajnych zachowań użytkowników, którzy na etapie eksploatacji podejmują szereg nieuzasadnionych działań mających, ich zdaniem, poprawić komfort użytkownika. Skutkiem tego są z reguły zaburzenia w działaniu systemu wentylacji grawitacyjnej, a co za tym idzie pogorszenie warunków mikroklimatu wewnętrznego.

PRZEDMIOT I ZAKRES BADAŃ

Badania prowadzone były w przedszkolu powstałym w 1980 r., wykonanym w technologii szkieletowej i wyposażonym w system wentylacji grawitacyjnej. W roku 2004 obiekt poddany został modernizacji, w ramach której wymieniona została stolarka okienna i drzwiowa, a ściany zewnętrzne ocieplono styropianem. Przeprowadzone prace modernizacyjne uszczelniły bryłę budynku. Powietrze zewnętrzne doprowadzane było nawiewnikami higrosterowalnymi o wydajności maksymalnej 30 m³/h zainstalowanymi w ramiakach wybranych okien w wytypowanych pomieszczeniach oraz przez nieliczne przypadkowe nieszczelności w przegrodach zewnętrznych.

W trakcie pomiarów prowadzono rejestrację podstawowych czynników opisujących mikroklimat wewnętrzny, tj. stężenie dwutlenku węgla, temperaturę oraz wilgotność względną powietrza. Pomiary prowadzono przy temperaturze powietrza zewnętrznego - 12°C ÷ +5°C oraz prędkości wiatru 0 ÷ 6,2 m/s. Dodatkowo w pomieszczeniach z kanałami rejestrowano prędkość oraz kierunek przepływu powietrza przez poszczególne kratki wywiewne układu wentylacji grawitacyjnej. Analizowane parametry mierzone były w okresach dwutygodniowych z krokiem pomiarowym wynoszącym 30 minut. Dla każdego rozpatrywanego pomieszczenia przeprowadzono przynajmniej dwie serie pomiarów. Do badań wytypowano 3 pomieszczenia przeznaczone dla dzieci w różnym wieku.

Urządzenia do pomiarów wewnętrznych usytuowano na wysokości 1,00 ÷ 1,20 m, co miało odpowiadać wysokości głowy dziecka.

Równolegle prowadzono pomiary parametrów charakteryzujących powietrze zewnętrzne z wykorzystaniem automatycznej stacji pogodowej wspomaganą sondą OAQ i oddalonej w linii prostej o 4,5 km od rozpatrywanego budynku. Średnie dobowe wartości parametrów powietrza zewnętrznego w analizowanym okresie przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1 Średnie dobowe wartości parametrów powietrza zewnętrznego w analizowanym okresie

Parametr	Październik	Grudzień	Luty
Temperatura [°C]	8 ÷ 21	0 ÷ 9	- 2 ÷ 7
Wilgotność względna [%]	58 ÷ 92	70 ÷ 96	73 ÷ 86
Ciśnienie atmosferyczne [hPa]	1002 ÷ 1026	998 ÷ 1029	1005 ÷ 1023
Stężenie CO ₂	403 ÷ 416	429 ÷ 441	460 ÷ 483

Tabela 2. Klasyfikacja jakości powietrza wewnętrznego dla pomieszczeń o małej emisyjności zanieczyszczeń z zakazem palenia [11]

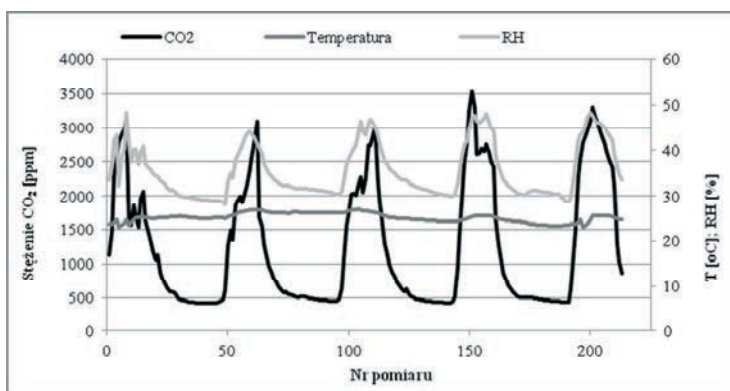
Kategoria	Opis jakości powietrza wewnętrznego	Przyrost stężenia CO ₂ w stosunku do powietrza zewnętrznego [ppm]	Strumień objętościowy powietrza zewnętrznego [m ³ /h]
IDA 1	Wysoka	< 400	< 54
IDA 2	Średnia	400 ÷ 600	36 ÷ 54
IDA 3	Umiarkowana	600 ÷ 1000	22 ÷ 36
IDA 4	Niska	> 1000	> 22

Jako wyznacznik jakości powietrza wewnętrznego wybrano stężenie dwutlenku węgla. Związek pomiędzy ilością powietrza wentylacyjnego, a stężeniem CO₂ wewnątrz pomieszczeń jest od lat powszechnie stosowanym kryterium oceny jakości powietrza [7, 8]. Jego wartość w powietrzu atmosferycznym waha się w granicach 400 – 600 ppm. Obecne standardy dla powietrza wewnętrznego zakładają natomiast dopuszczalny poziom stężenia CO₂ na poziomie 1000 ppm [9, 10], przyjmując go jako wymóg minimum higienicznego. Polskie przepisy prawne nie podają maksymalnego stężenia dwutlenku węgla dla pomieszczeń mieszkalnych oraz budynków użyteczności publicznej. Jednak w normie [11] w zależności od jego stężenia określone zostały kategorie powietrza wewnętrznego (tabe-

la 2). Norma ta podaje również wymagany minimalny strumień powietrza przypadający na jedną osobę dla każdej kategorii jakości powietrza wewnętrznego.

2. Analiza wyników

Pierwszą serię pomiarów parametrów jakości powietrza wewnętrznego (IAQ) przeprowadzono dla stanu wyjściowego. Do badań wytypowano sale o powierzchni ok. 70 m². W każdym pomieszczeniu zainstalowano 3 okienne nawiewniki powietrza. Wydajność każdego nawiewnika wynosiła 30 m³/h. Analizując otrzymane wyniki należy stwierdzić, że we wszystkich pomieszczeniach przebieg zmienności parametrów mikroklimatu miał podobny charakter, a otrzymane wartości poszczególnych mierzonych parametrów w zasadzie nie różniły się w poszczególnych oddziałach. Wartości stężenia CO₂ oraz wilgotności względnej wzrastały od momentu rozpoczęcia zajęć w salach i w krótkim czasie osiągały wartości maksymalne, a po całkowitym opuszczeniu pomieszczeń wartości te powoli spadały, aby uzyskać wartości minimalne (rys. 1).



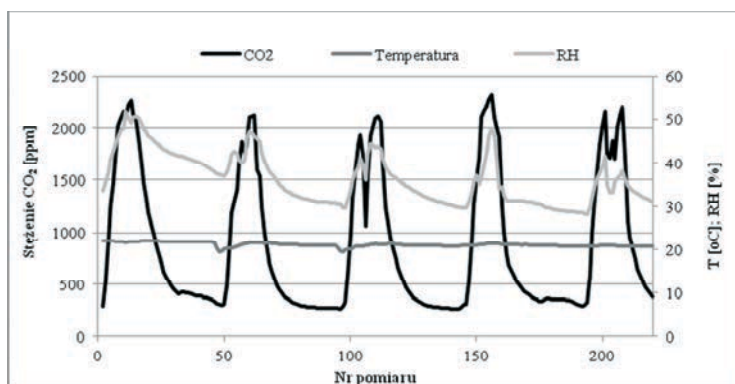
Rys. 1. Przebieg zmienności parametrów powietrza wewnętrznego dla wybranego pomieszczenia – stan wyjściowy.

Odnotowane wartości temperatury powietrza wewnętrznego przekraczały wartości optymalne dla komfortu cieplnego. Maksymalną wartość tego parametru odnotowano w słoneczny dzień w pomieszczeniu o południowej orientacji i wynosiła ona 26,2°C. W pozostałych przypadkach temperatury maksymalne mieściły się w przedziale od 21,3 °C do 25,1 °C. W trakcie korzystania z pomieszczeń temperatury niższe niż 20 °C zanotowano jedynie po intensywnym i długotrwałym (ponad 30 minut) wietrzeniu. Najniższe wartości temperatury wewnętrznej odnotowano w godzinach nocnych oraz porannych.

Minimalne wartości stężenia dwutlenku węgla odnotowano w nocy lub we wczesnych godzinach rannych i wynosiły one od 456 ppm do 527 ppm. W trakcie dnia stężenie CO₂ wzrastało w szybkim tempie do wartości maksymalnych przekraczających nawet 3200 ppm. Charakterystyczne, niewielkie, spadki wartości stężenia dwutlenku węgla w trakcie dnia (rys. 1) były wynikiem krótkotrwałego wietrzenia pomieszczeń. Nie miały większego wpływu na poprawę jakości powietrza wewnętrznego, a jedynie chwilowo poprawiały jakość powietrza wewnątrz pomieszczeń.

Drugą serię badań przeprowadzono po zainstalowaniu w każdym z pomieszczeń dodatkowych 3 nawiewników powietrza, co dwukrotnie zwiększyło strumień powietrza zewnętrznego doprowadzanego do pomieszczeń. Nie wpłynęło to na schemat przebiegu zmienności parametrów IAQ (rys. 2). Jednak odnotowane wartości stężenia CO₂ były zdecydowanie niższe i nie przekraczały 2260 [ppm]. Zarejestrowane wartości temperatury

powietrza wewnętrznego były średnio o $2 \div 3$ °C niższe w porównaniu do pierwszego etapu badań. Ma to związek z większym strumieniem powietrza zewnętrznego o niskiej temperaturze, który wychładzał pomieszczenia. Jednak wartości te mieściły się w zalecanych granicach. Zainstalowanie dodatkowych nawiewników powietrza nie miało natomiast zasadniczego wpływu na wilgotność względną zarejestrowaną w pomieszczeniach. Wyniki pomiarów z obydwu serii badań pozwalają zakwalifikować rozpatrywane przedszkole jedynie do kategorii IDA 4 jakości powietrza, wg PN-EN 13779:2008 [11], a więc najniższej tam określonej.



Rys. 2. Przebieg zmienności parametrów powietrza wewnętrznego dla wybranego pomieszczenia – stan po zainstalowaniu dodatkowych nawiewników powietrza.

Dalszą poprawę jakości powietrza wewnętrznego można było osiągnąć poprzez kolejne zwiększenie strumienia powietrza zewnętrznego doprowadzanego do pomieszczeń. Jednak z uwagi na obawę dalszego obniżenia temperatury wewnętrznej dyrekcja przedszkola nie wyraziła na to zgody mimo, że temperatura w pomieszczeniach zdecydowanie przekraczała 20 °C. Pozostawienie jednak obecnego stanu prowadzić może do pogłębiania występujących już w obiekcie symptomów syndromu budynku chorego (SBS).

Dalsze zwiększenie strumienia powietrza napływającego do pomieszczeń w przypadku tak specyficznego budynku, jakim jest przedszkole, ma jeszcze jedno uzasadnienie. Duża część autorów opracowań poświęconych tej tematyce wskazuje, że zwiększenie to jest konieczne nie tylko z przyczyn jakości powietrza wewnętrznego, ale również związanego z nią komfortu pracy personelu i czasu odpoczynku dzieci. Obecne normy i wymagania projektowe nie biorą pod uwagę wydajności pracy i nauki. Jednak jak wykazały badania, 2–7 krotna poprawa jakości powietrza wewnętrznego w odniesieniu do obecnych norm, podwyższa tę wydajność nawet o kilkanaście procent, zaś w budynkach mieszkalnych obniża ryzyko wystąpienia alergii i astmy [12, 13].

3. Badania mikrobiologiczne

Równoległe z prowadzonymi badaniami mikroklimatycznymi wykonano dodatkowe badania w zakresie mikroflory powietrza, które obejmowały oznaczenie grzybów pleśniowych. Wyniki badań miały dać odpowiedź, czy i w jaki sposób wprowadzone rozwiązania wpływają na czystość mikrobiologiczną pomieszczeń użytkowych. Badania wykonano zgodnie z PN-89/Z-04111, ark. 01 [14], ark. 02 [15] oraz ark. 03 [16]. Po okresie inkubacji wyhodowane szczepy grzybów pleśniowych poddano badaniom mającym na celu ustalenie ich przynależności taksonomicznej, na podstawie obserwacji makroskopowej i mikroskopowej ze względu na cechy morfologiczne i fizjologiczne. Przy identyfikacji brano pod

uwagę charakterystyczne bezpłciowe organy rozmnażania grzybów pleśniowych, budowę i barwę grzybni, budowę, barwę i długość konidioforów (zakończeń grzybni), sposób tworzenia konidiów, budowę kształt, barwę konidiów i liczbę ich komórek.

Cechy makroskopowe kolonii grzybów pleśniowych które podlegały ocenie to: średnica kolonii, struktura i charakter wzrostu, barwa kolonii na wierzchu i zabarwienie jej dolnej strony, krople wydzielin, kolor pigmentu przenikającego do podłoża, warstwę środkową i brzegową kolonii, koncentryczne tworzenie stref wzrostu.

Zainstalowanie dodatkowych nawiewników powietrza ograniczyło ilość zarodników grzybów pleśniowych w powietrzu wewnętrznym pomieszczeń, jednak nie udało się wyeliminować ich całkowicie (tabela 3). W celu dalszej poprawy jakości powietrza w pomieszczeniach zainstalowano urządzenia do uzdatniania powietrza oparte o technologię promieniowej jonizacji katalitycznej RCI [17]. Urządzenia te wykorzystują aktywną technologię uzdatniania powietrza, która polega na wytworzeniu, w specjalnej matrycy, światła o odpowiedniej długości fali, co z kolei pozwala na odwzorowanie w warunkach sztucznych procesu fotokatalizy. Przez wykorzystanie promieniowania UVX, w matrycy możliwe jest uzyskanie procesów utleniania i jonizacji przebiegających w naturze z udziałem światła słonecznego. W tym przypadku próbki powietrza pobierano po 12 godzinach od włączenia urządzenia. Wyniki badań wykazały bardzo dużą skuteczność działania takich urządzeń w zakresie redukcji grzybów pleśniowych. W pomieszczeniach zastosowano urządzenia przenośne, których skuteczność w tym zakresie wynosiła ponad 90%. Badania prowadzono przy założeniu, że doprowadzenie powietrza zewnętrznego odbywa się jedynie poprzez nawiewniki. Zestawione w tabeli 3 wyniki badań wskazują, że występowanie niektórych rodzajów grzybów pleśniowych zależne było od okresu badań. Dlatego też wyniki te należy traktować jako wstępne i wymagają one jeszcze wielu powtórzeń z uwzględnieniem pomiarów dla różnych parametrów powietrza zewnętrznego, pory roku, itp..

Tabela 3. Grzyby pleśniowe występujące w badanych pomieszczeniach (wartości maksymalne z pomiarów)

Gatunek zidentyfikowanych grzybów pleśniowych	Stan wyjściowy	Po zainstalowaniu dodatkowych nawiewników	Po zainstalowaniu urządzeń w technologii IRC
<i>Aspergillus versicolor</i>	10%	-	Brak
<i>Cladosporium herbarum</i>	15%	5%	Brak
<i>Aspergillus niger</i>	10%	7%	Brak
Grzyby drożdżopodobne	60%	30%	7%
<i>Penicillium meleagrimum</i>	10%	5%	Brak
<i>Penicillium expansum</i>	10%	5%	Brak
<i>Penicillium versicolor</i>	5%	-	Brak
<i>Penicillium chrysogenum</i>	80%	50%	5%
<i>Penicillium notatum</i>	5%	-	Brak
<i>Acremonium charticola</i>	-	5%	Brak
<i>Trichoderma viride</i>	5%	5%	Brak

4. Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonych badań można jednoznacznie stwierdzić, że niska jakość powietrza wewnętrznego w badanym przedszkolu jest wynikiem złej organizacji wymiany powietrza. Podjęta próba poprawy jakości powietrza wewnętrznego (IAQ) polegająca na zwiększeniu strumienia powietrza napływającego do pomieszczeń, przyniosła ograniczone rezultaty. Odnotowano zdecydowanie niższe wartości stężenia dwutlenku węgla, którego wartości wynosiły pierwotnie nawet 3200 ppm. Pomimo, że odnotowane

wartości maksymalne miały charakter chwilowy, to jednak przekroczenia wartości zalecane w przepisach występowały przez cały okres użytkowania pomieszczeń. Po zainstalowaniu dodatkowych nawiewników powietrza maksymalne stężenie CO₂ wynosiło w analizowanym okresie 2260 ppm. Wyniki pomiarów z obydwu serii badań pozwalają zakwalifikować rozpatrywane przedszkole jedynie do kategorii IDA 4 jakości powietrza, wg PN-EN 13779:2008. Dalsza poprawa jakości powietrza wewnętrznego możliwa była poprzez dalsze zwiększenie strumienia powietrza zewnętrznego, ale doprowadziłoby to do obniżenia temperatury wewnętrznej lub wymagałoby dodatkowych ilości energii potrzebnej do ogrzania większego strumienia powietrza wentylacyjnego. Zwiększenie strumienia powietrza zewnętrznego wpłynęło również pozytywnie na czystość mikrobiologiczną powietrza wewnętrznego. Nie udało się jednak wyeliminować całkowicie występowania grzybów pleśniowych. Natomiast bardzo dobre efekty w tym zakresie przyniosło zastosowanie urządzeń do uzdatniania powietrza wykorzystujących technologię promieniowej jonizacji katalitycznej (RCI). Jakkolwiek uzyskane wyniki należy traktować jako wstępne, to w zakresie redukcji zarodników grzybów pleśniowych dały one bardzo dobre wyniki.

Podsumowując, można stwierdzić, że poprawa jakości powietrza wewnętrznego w obiektach z wentylacją naturalną możliwe jest poprzez doprowadzenie odpowiedniego strumienia powietrza wentylacyjnego. Jednak możliwości te są ograniczone i nie pozostają bez wpływu na charakterystykę energetyczną obiektu. W takiej sytuacji uzyskanie dobrej jakości powietrza wewnętrznego wymaga zastosowania dodatkowych rozwiązań.

Wyniki przedstawione w publikacji zostały uzyskane w trakcie badań sfinansowanych w ramach Projektu "Perspektywy RSI Świętokrzyskie – IV etap" nr: WND – POKL.08.02.02 – 26 – 001/12 - Program Operacyjny Kapitał Ludzki, Priorytet VIII, Działanie 8.2 Transfer wiedzy, Poddziałanie 8.2.2 Regionalne Strategie Innowacji.

Literatura

- 1 Dz. U. Nr 75 z 2002 r., poz. 690 z dn. 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie z późniejszymi zmianami, z późniejszymi zmianami
- 2 PN-83/B-03430 Wentylacja w budynkach mieszkalnych zamieszkania zbiorowego i użyteczności publicznej. Wymagania, PKN, 1983
- 3 PN-83/B-03430:Az03 Wentylacja w budynkach mieszkalnych zamieszkania zbiorowego i użyteczności publicznej. Wymagania. Zmiana Az3, PKN, 2000
- 4 Piotrowski J., Telejko M., Zender-Świercz E., Wpływ Szczelnej obudowy budynku na Dystrybucję powietrza wentylacyjnego, Energia i budynek 7/2010, s. 23 – 25
- 5 Telejko M., Piotrowski J. Z - Dystrybucja powietrza wentylacyjnego w budynkach ze szczelną obudową, Fizyka Budowli w Teorii i Praktyce, tom IV, s.183-186
- 6 Dz. U. Nr 207 poz. 2016 z roku 2003, Ustawa z dn. 7 lipca 1994 Prawo Budowlane, z późniejszymi zmianami
- 7 Nantka, M.B., Wentylacja w budownictwie ogólnym – przegląd, działanie, problemy i mity, Materiały Forum Instalacyjnego, Poznań 2004
- 8 Nowakowski, E., Problemy z wentylacją grawitacyjną pomieszczeń, Rynek Instalacyjny 9/2002, s. 58-62
- 9 WHO Regional Office for Europe (2000), Air Quality Guidelines for Europe, SE 2000, Copenhagen, European Series, No. 91
- 10 ASHRAE 62-1989 Ventilation for acceptable Indoor Air Quality.
- 11 PN-EN 13779:2008 Wentylacja budynków niemieszkalnych – Wymagania dotyczące właściwości instalacji wentylacji i klimatyzacji, PKN 2008

- 12 Popiołek Z. red., Energooszczędne kształtowanie środowiska wewnętrznego, Katedra Ogrzewnictwa, Wentylacji i Techniki Odpylania, Politechnika Śląska, Gliwice, 2005
- 13 Wargocki P., Wyon D., Matysiak B., Irgens S., The effects of classroom air temperature and outdoor air supply rate on performance of school work by children, Proceedings of Indoor Air 2005, The 10th International Conference on Indoor Air Quality and Climate, Beijing, China, 2005, pp. 368-372
- 14 PN-89/Z-04111, arkusz 01, Ochrona czystości powietrza. Badania mikrobiologiczne. Postanowienia ogólne i zakres normy.
- 15 PN-89/Z-04111 arkusz 02, Ochrona czystości powietrza. Badania mikrobiologiczne. Oznaczanie liczby bakterii w powietrzu atmosferycznym (imisja) przy pobieraniu próbek metodą aspiracyjną i sedymentacyjną.
- 16 PN-89/Z-04111. arkusz 03, Ochrona czystości powietrza. Badania mikrobiologiczne. Oznaczanie liczby bakterii grzybów pleśniowych mikroskopowych w powietrzu atmosferycznym (imisja) przy pobieraniu próbek metodą aspiracyjną i sedymentacyjną
- 17 Malicka D., Technologia oczyszczania powietrza Activtek, Polski Instalator 6/2010, s.78-79

Indoor air quality in a preschool

Dorota Koruba¹, Ewa Zender Świercz², Jerzy Zb. Piotrowski³,
Łukasz Orman⁴, Marek Telejko⁵

^{1, 2, 3} *Department of Building Physics and Renewable Energy, Faculty of Environmental Engineering, Geomatics and Power Engineering, Kielce University of Technology, e-mail: piotrowski@tu.kielce.pl; dkoruba@tu.kielce.pl, ezender@tu.kielce.pl*

⁴ *Department of Network and Sanitary Systems, Faculty of Environmental Engineering, Geomatics and Power Engineering Kielce University of Technology, e-mail: orman@tu.kielce.pl*

⁵ *Department of Building Engineering Technologies and Organization, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Kielce University of Technology, e-mail: mtelejko@tu.kielce.pl*

Abstract: The article demonstrates the results of research on the indoor air quality (IAQ) in one of chosen preschools. In such facilities, the standard solution is a system of natural ventilation. Only a small percentage of such buildings is equipped with a mechanical ventilation system with adjustable parameters of the microclimate. The article presents the results of indoor air quality in the local preschool located in Kielce. In the present facility natural ventilation system was used. Preliminary studies confirmed the poor quality of indoor air in a subjected building. During the study, two improvements aimed at improving air quality were proposed. The first improvement was to increase the supply air stream. The second one concerned the installation of equipment for the treatment of indoor air. The results indicate that under certain guidelines it is possible to improve indoor air quality. As an indicator of indoor air quality, concentration of carbon dioxide was adopted. In addition, microbiological tests were performed indoors.

Keywords: building physics, ventilation, air exchange, indoor air quality, air exchange

Kurtyna powietrzna, jako bariera w przypadku pożaru

Grzegorz Krajewski¹

¹*Institut Techniki Budowlanej, Zakład Badań Ogniwych ul. Ksawerów 21, 02-656 Warszawa,
e-mail: g.krajewski@itb.pl*

Streszczenie: Bariery powietrzne (pot. kurtyny powietrzne) są stosowane jako wirtualne płaszczyzny pozwalające na zredukowanie wymiany ciepła i masy pomiędzy dwoma przyległymi do siebie strefami o różnych parametrach środowiska. Wytwarza ona odpowiednio duże ciśnienie dynamiczne na wylocie uniemożliwiając tym samym poprzeczny przepływ poprzez otwór, w którym jest zlokalizowana. Kurtyny powietrzne mogą być wykorzystane do ograniczenia rozprzestrzeniania dymu w przypadku pożaru przez co możliwe jest wydzielenie stref niezadymionych. Jednym z kluczowych aspektów jest zapewnienie jak najwyższej szczelności takiej kurtyny. Określenie wymaganych parametrów może być przeprowadzone na podstawie badań modelowych, badań w skali rzeczywistej lub analiz numerycznych CFD. W celu zapewnienia odpowiedniej szczelności bariery powietrznej należy odpowiednio dobrać: prędkość na wylocie kurtyny, kąt nawiewanego powietrza oraz jej szerokość.

Słowa kluczowe: numeryczna mechanika płynów, CFD, kurtyna powietrzna, bezpieczeństwo pożarowe

1. Wprowadzenie

Pierwsze wzmianki na temat pomysłu zastosowania kurtyn powietrznych pojawiają się od 1904 r.. Jako pierwszy opatentował je w USA T. Van Kennet jako metodę na powstrzymanie przepływu powietrza poprzez sztucznie wytworzony strumień powietrza nawiewanego. Pomysł ten doczekał się pierwszej realizacji ponad 10 lat później.

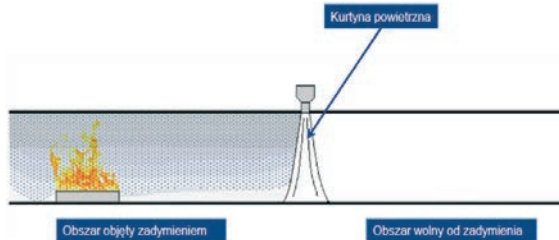
Pierwsza kurtyna powietrzna została zbudowana (pionowa) w 1916 roku przez Caldwellella i służyła do wydzielenia hipodromu od przestrzeni zewnętrznej trzema kurtynami powietrznymi. Od tego czasu można zauważyć znaczny rozwój kurtyn powietrznych jak i coraz szerszy obszar ich zastosowania [1].

Kurtyny powietrzne znajdują bardzo szerokie zastosowanie przy wejściach do budynków użyteczności publicznej (domy towarowe, kina, biura, restauracje) oraz bramy budynków przemysłowych (magazyny, hale produkcyjne, hangary) co w znaczny sposób ułatwia możliwość przemieszczania się ludzi, transportu towarów jak i poruszanie się pojazdów.

Kurtyny powietrzne znalazły także bardzo szerokie zastosowanie w niektórych procesach technologicznych np. do odcięcia przestrzeni o znacznych zyskach ciepła oraz o znacznym wydzieleniu się substancji szkodliwych tj. opary chemiczne, zapachy, bakterie, kurz, insekty jak i cząsteczki radioaktywne [2,3].

Aktualny stan wiedzy pozwala stwierdzić, iż bezpośrednie oddziaływanie wysokiej temperatury na człowieka nie jest głównym czynnikiem wpływającym na zagrożenie życia ludzkiego. Większość wypadków w czasie pożaru spowodowana jest przez zatrucie toksycznym dymem. W celu ograniczenia ofiar pożarów możliwe jest wydzielenie

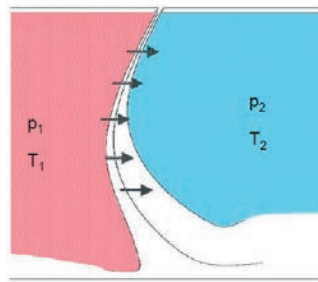
przestrzeni objętych zadymieniem, poprzez zastosowanie kurtyn powietrznych w celu kontroli rozprzestrzeniania dymu i toksycznych gazów powstałych w wyniku pożarów. Umożliwi to zapewnienie bezpiecznego dostępu do wyjść ewakuacyjnych dla ludzi znajdujących się w obiekcie, jak i dostęp dla ekip ratowniczo-gaśniczych [4] (Rys. 1).



Rys. 1. Schemat zastosowania kurtyn powietrznych w tunelu do celów bezpieczeństwa pożarowego

Obecnie niewiele jest dostępnych opracowań, traktujących na temat zastosowania kurtyn do celów wydzielenia stref niezadymionych w czasie pożaru. Na podstawie dotychczas zdobytej wiedzy jedyna zastosowana kurtyna powietrzna w tunelu drogowym znajduje się we Francji w Paryżu na łączeniu trasy A13 i A86. Strumień kurtyny nachylony jest pod kątem 35° , zaś prędkość na wylocie wynosi 30 m/s. Szczelność kurtyny sięga praktycznie 100% przy różnicy ciśnienia do 80 Pa. [5]

Prawidłowo zaprojektowana kurtyna powietrzna jest w stanie wytworzyć w przekroju tunelu odpowiednie ciśnienie dynamiczne, zapobiegające bądź znacznie ograniczające wymianę masy i ciepła pomiędzy dwoma gazami przez nią rozgraniczonymi (Rys. 2). Zasadniczym kryterium dla kurtyny powietrznej jest jej szczelność.



Rys. 2. Schemat funkcjonowania kurtyny powietrznej w warunkach pożaru

Zaprojektowanie prawidłowo funkcjonującej kurtyny nie jest rzeczą prostą, gdyż na jej parametry ma wpływ wiele czynników min. szerokość szczeliny nawiewnej, wysokość tunelu, stosunek wysokości tunelu do szerokości szczeliny, prędkość nawiewanego powietrza, kąt nachylenia strumienia oraz parametry środowiska po obu stronach kurtyny takie jak ciśnienie i temperatura. Obecne instalacje kurtyn powietrznych są regulowane w oparciu o badania modelowe bądź też bardzo drogie badania w pełnej skali. Jednakże przeskalowanie badań do skali rzeczywistej jest bardzo złożone i bardzo często prowadzi do przeszacowania parametrów kurtyny powietrznej. W celu prowadzenia dokładnych analiz parametrów możliwe jest zastosowanie metody numerycznej mechaniki płynów (CFD). Metoda ta umożliwi ocenę efektywności kurtyny w skali rzeczywistej. Upřednio jednak należy przeprowadzić szereg badań weryfikujących, które zapewnią prawidłowy dobór warunków brzegowych [6].

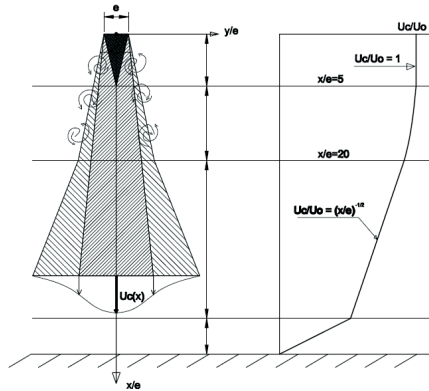
2. Charakterystyka kurtyny powietrznej

Kurtyna powietrzna jest sztucznie wytworzonym strumieniem powietrza oddziałującym na naturalny przepływ przez otwór, w którym jest zainstalowana. Podstawą teoretyczną do analiz kurtyn powietrznych jest teoria płaskiej strugi ograniczonej.

W bezpieczeństwie pożarowym do wydzielenia stref niezadymionych, istotnym jest by kurtyna funkcjonowała jako odcinająca tzn. zapewniała odpowiednią szczelność.

2.1. Parametry fizyczne płaskiej strugi ograniczonej

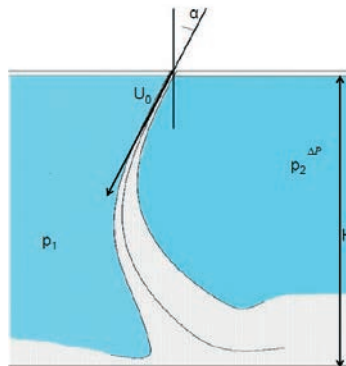
W kurtynie powietrznej jako płaskim strumieniu ograniczonym możemy wyróżnić cztery podstawowe strefy [2]: potencjalny rdzeń, strefę przejściową, strefę rozwiniętą i strefę rozpraszającą (zamierania strumienia). Znajomość charakterystyki niniejszych stref jest niezbędna do prowadzenia analiz dotyczących szczelności kurtyny powietrznej jak i jej zachowań pod wpływem oddziaływania czynników zewnętrznych.



Rys. 3. Rozkład prędkości w strudze swobodnej

2.2. Ukształtowanie strugi

Każda kurtyna powietrzna ma swój charakterystyczny kształt zależny od geometrii przestrzeni, w której jest zainstalowana jak i od warunków zewnętrznych panujących w jej otoczeniu. Kurtynę powietrzną zainstalowaną w tunelu o długości nie wpływającej na jej ukształtowanie możemy opisać za pomocą 8 zmiennych: ΔP , H , e , α , U_0 , I_0 , v , ρ [7,8,9,10,11] (Rys. 4). Zależności między nimi można przedstawić w formie:



Rys. 4. Kurtyna powietrzna

$$\frac{\Delta P}{\frac{1}{2}\rho U_0^2} = f \left[\frac{H}{e}, \frac{U_0 e}{\nu}, I_0, \alpha \right] \quad (1)$$

g_c - grawitacja [m/s²]

ΔP - różnica ciśnienia [Pa]

ρ - gęstość powietrza [kg/m³]

e - szerokość szczeliny nawiewnej [m]

U_0 - prędkość na wylocie ze szczeliny [m/s]

α - kąt pod jakim nawiewana jest struga [°]

ν - lepkość kinematyczna [m²/s]

I - intensywność turbulencji [%]

We wzorze (1) umieszczono następujące liczby podobieństwa: liczbę Eulera, stosunek geometryczny, liczbę Reynoldsa, intensywność turbulencji oraz kąt nawiewanego strumienia.

Powyższa funkcja musi zostać rozwiązana w sposób analityczny, eksperymentalny bądź z wykorzystaniem metody CFD.

W celu oceny skuteczności kurtyny powietrznej, koniecznym jest zdefiniowanie minimalnej prędkości nawiewu U_0 , pozwalającą na pokonanie poprzecznej różnicy ciśnienia ΔP powstającej między sąsiadującymi przestrzeniami rozdzielonymi kurtyną powietrzną.

3. Metodyka prowadzenia analiz

3.1. Eksperyment badawczy

Na bazie wcześniej prowadzonych analiz zaprojektowano i wykonano stanowisko badawcze do badania kurtyn powietrznych będących elementem systemu wentylacji pozarowej, w którym będą prowadzone badania dla różnych konfiguracji kurtyn powietrznych.

Na początku przeprowadzono podstawowy test weryfikujący prawidłowość przyjętych w analizie numerycznej warunków brzegowych, tzn. porównanie rozkładu prędkość w osi strumienia płaskiej strugi ograniczonej nie poddanej oddziaływaniu różnicy ciśnienia. Pomiar przeprowadzono z wykorzystaniem termoanemometrów trójwłókowych mierzących prędkość przepływającego powietrza w punkcie, rozkładając ją na wektory. Wektor Y był ustawiony w osi pionowej, zaś X w poziomej. Pomiar wykonywano z częstotliwością 500 Hz.

3.2. Analiza numeryczna

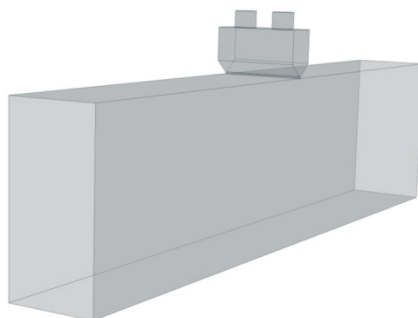
Obliczenia numeryczne przeprowadzono z wykorzystaniem oprogramowania ANSYS Fluent 13.0.0. W celu wybrania właściwego modelu turbulencji do analiz związanych z przepływem powietrza w płaskiej strudze ograniczonej przeprowadzono szereg analiz numerycznych. Przeprowadzono analizy numeryczne z zastosowaniem następujących modeli turbulencji:

- RANS k- ϵ standard,
- RANS k- ϵ RNG,
- RANS k- ϵ realizable,
- RANS k- ω ,
- SAS (Scale Adoptive Simulation),
- LES (Large Eddy Simulation).

W celu przeprowadzenia analiz z wykorzystaniem metody numerycznej mechaniki płynów (CFD) został zbudowany trójwymiarowy model analizowanej przestrzeni. Dokładnie po środku sufitu, została zamodelowana szczelina nawiewna. Bezpośrednio nad szczeliną znajdowała się skrzynka rozprężna w celu jak najwierniejszego odwzorowania rozkładu prędkości w szczelinie.

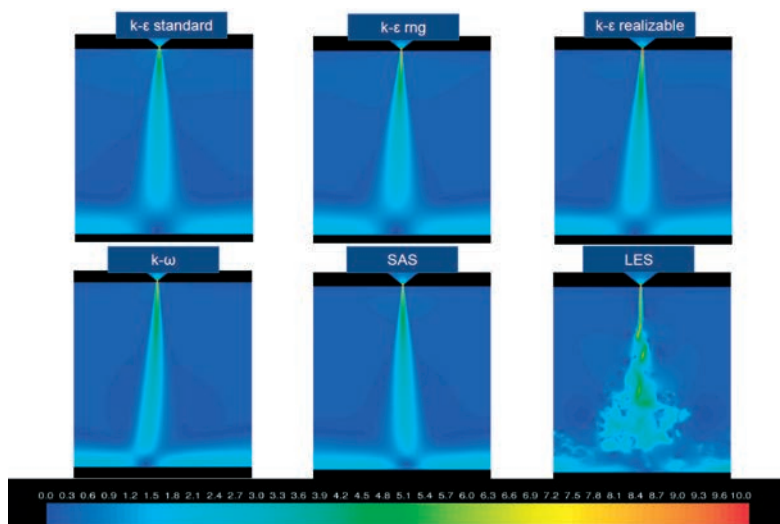
W celu przeprowadzenia obliczeń domena obliczeniowa została poddana dyskretyzacji na skończoną liczbę objętości kontrolnych za pomocą niestrukturalnej siatki sześcienniej (hexahedralnej). Całkowita liczba objętości kontrolnych dla rozważanego modelu wynosiła ok. $5,5 \times 10^6$. Rozmiar boku objętości kontrolnych zawierał się w przedziale od 2 mm w sąsiedztwie szczeliny nawiewnej do 40 mm na granicy domeny obliczeniowej. Siatkę numeryczną zagęszczono w miejscu kurtyny ze względu na możliwość występowania dużych gradientów prędkości.

Analizy numeryczne przeprowadzono, jako zmienne w czasie. Wszystkie równania były rozwiązywane na drugim stopniu dokładności.

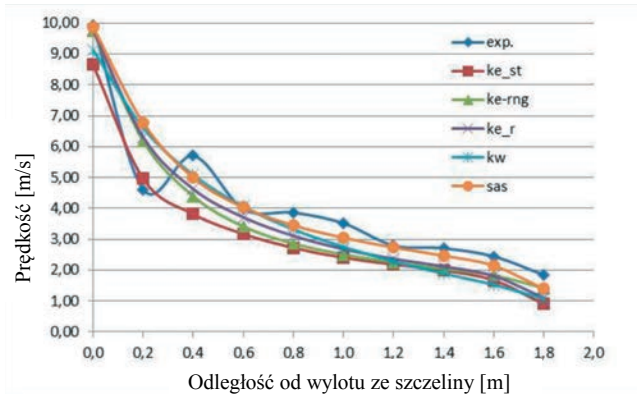


Rys. 5. Model numeryczny analizowanej przestrzeni

Na drodze analiz numerycznych otrzymano rozkłady prędkości w przekroju przez nawiewaną strugę powietrza. Warunki brzegowe w obliczeniach numerycznych zostały przyjęte zgodnie z wartościami pomierzonymi w czasie badań laboratoryjnych. Poniżej przedstawiono wyniki otrzymane na drodze symulacji komputerowych.



Rys. 6. Rozkład prędkości w przekroju przez płaską strugę ograniczoną (0-10 m/s)



Rys. 7. Rozkład prędkości w osi strugi nawiewanego powietrza w zależności od zastosowanego modelu turbulencji.

Z przeprowadzonych analiz jednoznacznie wynika, iż najbardziej zbliżone wyniki do eksperymentu otrzymano przez wykorzystaniu modelu turbulencji typu Realizable k- ϵ i SAS.

3.3. Kurtyna powietrzna jako wydzielenie obszarów na wypadek pożaru

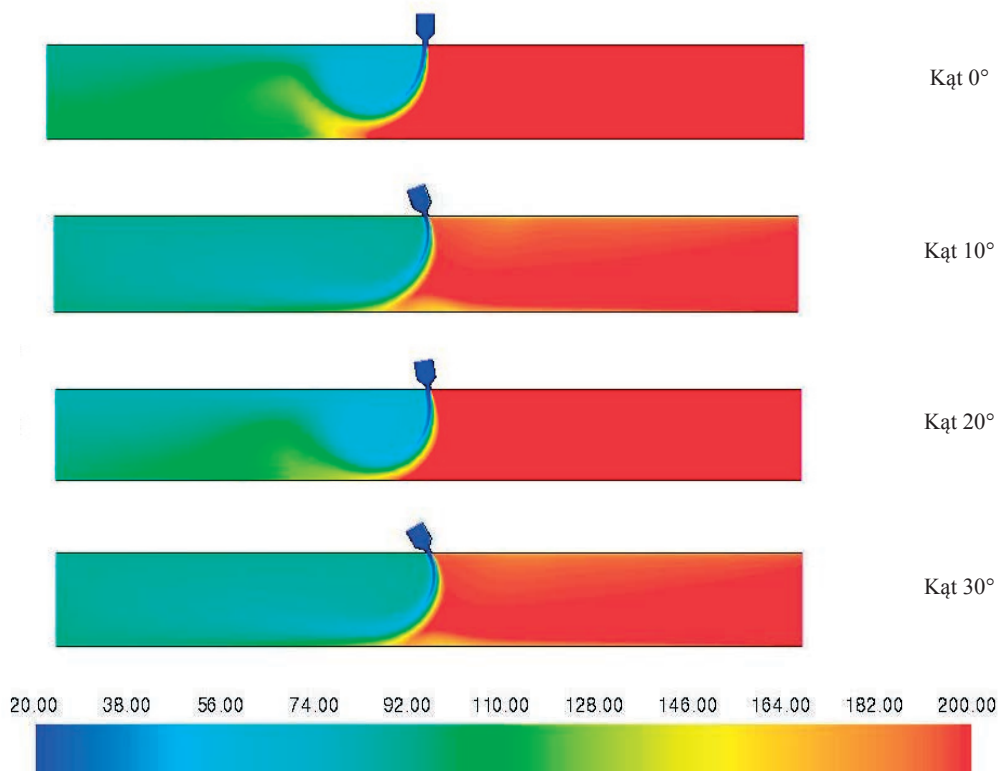
Po przeprowadzeniu analiz numerycznych mających na celu dobór właściwego modelu turbulencji przeprowadzono szereg analiza numerycznych płaskiej strugi ograniczonej mającej służyć wydzieleniu obszarów niezadymionych na wypadek pożaru.

Kurtyna powietrzna jako struga ograniczona wydzielająca obszary niezadymione od zadymionych w czasie pożaru powinna się charakteryzować wysoką efektywnością tzn. szczelnością. O poziomie jej szczelności świadczyć będzie ilość ciepła i masy przetransportowana przez kurtynę powietrzną.

Wpływ na szczelność kurtyny powietrznej będą miały takie parametry jak:

- szerokość szczeliny,
- prędkość nawiewanego powietrza,
- kąt nachylenia strugi.

Analizy numeryczne przeprowadzono dla szczeliny o szerokości 5 i 10 cm. Kąt nachylenia strugi zmieniał się w zakresie od 0 do 30 stopni. Prędkość nawiewanej strugi powietrza wynosiła 10 i 20 m/s.



Rys. 8. Zachowanie się strugi o prędkości 10 m/s dla kątów 0, 10, 20 i 30 i szerokości 10 cm – rozkład temperatury.

4. Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonych analiz numerycznych wykorzystujących metodę numerycznej mechaniki płynów (CFD), potwierdzono prawidłowość odwzorowania charakteru nawiewanej płaskiej ograniczonej strugi powietrza w obszarze strefy przejściowej i rozwiniętej. Zaobserwowano rozbieżności w strefie rdzenia jak i w początkowej strefie przejściowej.

W kolejnych etapach prowadzonych badań przewiduje się, prowadzenie analiz mających na celu poprawę dokładności otrzymanych wyników obliczeń numerycznych w obszarze strefy rdzenia jak i ocenę możliwości zastosowania kurtyn powietrznych. Kolejnym etapem prowadzonych prac jest ocena możliwości zastosowania kurtyn powietrznych do ograniczenia obszarów objętych zadymieniem na wypadek pożaru.

Na podstawie przeprowadzonych prób wstępnych, istnieje możliwość zastosowania kurtyn powietrznych do wydzielenia obszarów niezadymionych w tunelach i różnego rodzaju pomieszczeniach długich, gdzie niemożliwym jest zastosowanie fizycznych przegród. Rozwiązanie takie umożliwiłoby wydzielenie stref niezadymionych, konieczne jest jednak szczegółowe określenie parametrów kurtyny powietrznej (prędkość, kąt natarcia, szerokość), która zapewniłaby wymagany poziom szczelności.

W kolejnym etapie autor przewiduje przeprowadzenie badań w skali modelowej mających na celu weryfikację otrzymanych na drodze analiz CFD wyników.

Literatura

- 1 Goyonnaud L., Sollic C.: Mass transfer analysis of an air curtain system, Transactions on Engineering Science vol. 18, 1998 WTT Press
- 2 Gugliermetti F., Santrapia L., Zori G.: Air curtain applied to fire smoke pollution control, Transactions on Ecology and the Environment vol. 66, 2003 WTT Press
- 3 Guyonnaud L., Sollic C., Dufresene de Virel M., Rey C.: Design of air curtains used for area confinement in tunnels, Experiments in Fluids 28 (2000) 377-384 Springer-Verlag 2000
- 4 Sztarbala G., Krajewski G.: Application of CAE in designing process of fire ventilation system based on jet fan system, EBECC London, UK, 2009
- 5 Gupta S., Pavageau M., Elicer-Cortes J. C.: Cellular confinement of tunnel sections between two air curtains, Building and Environment 42 (2007) 3352-3365
- 6 Krajewski G., Sztarbala G. Air curtains used for separating smoke free zones in case of fire, Building Simulation 2012, Sydney, Australia
- 7 Hayes F. C., Stoecker W. F.: Heat Transfer Characteristics of the Air Curtain, ASHRAE Transactions No. 2120, 1969
- 8 Hayes F. C., Stoecker W. F.: Desig Data For Air Curtains, ASHRAE Transactions No. 2121, 196
- 9 Rajaratnam N.: Turbulent jets. Elsevier, Amsterdam, 1976
- 10 Schlichting: Boundary layer theory. Mc Graw-Hill Book, New York, 1968
- 11 Abramovitch G.N.: The theory of turbulent jets. Massachusetts M.I.T. press, 1963
- 12 ANSYS Fluent 13.0.0. Technical Documentation

Air barriers used for separating smoke free zones in case of fire in tunnel

Grzegorz Krajewski¹

¹*Institut Techniki Budowlanej, Zakład Badań Ogniwych ul. Ksawerów 21, 02-656 Warszawa,
e-mail: g.krajewski@itb.pl*

Abstract: The aim of this paper is to take the advantage of CFD application in calculating, optimising, and designing air curtains used to separate smoke free zones in case of fire in tunnel. Air curtains can be a good solution in case when the usage of solid obstructions is not feasible (for example in a big tunnel). A properly designed air curtain produces a pressure drop which prevents transversal flow through the opening. An accurate CFD calculation of an air curtain is challenging because of the high air velocity and relatively thin nozzle. Most air curtains are tested on scaled down models which are difficult to extrapolate. Tests in a real scale model are performed and the tests results are used to verify the chosen turbulence model. The intention of this paper is to present the comparison between the CFD calculations and tests results.

Analiza numeryczna mostka cieplnego powstającego w narożach budynków

Tomasz Nowicki

*Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: t.nowicki@pollub.pl*

Streszczenie: Praca obejmuje dwa aspekty zagadnień. Zaprezentowane ilościowe wyniki badań mostka cieplnego mogą być przydatne bezpośrednio w praktyce inżynierskiej, a zastosowana metodologia wskazuje, że metody numeryczne osiągnęły poziom dojrzałości awansujące je do standardowego narzędzia warsztatu inżyniera budownictwa. Wskazano błąd popełniany przy stosowaniu wartości normowych parametrów opisujących przedmiotowy mostek cieplny. Stabelaryzowane zostały wartości dokładne. Opisana została metodologia postępowania przy wyznaczaniu liniowego współczynnika przenikania ciepła mostka przy użyciu programu ABAQUS firmy Simulia.

Słowa kluczowe: mostek cieplny, przepływ ciepła, straty ciepła, ściana dwuwarstwowa, symulacja numeryczna

1. Wprowadzenie

Rosnące wymagania dotyczące efektywności energetycznej budynków wywierają coraz większą presję na dokładność oszacowań strat energii cieplnej. Dokładność obliczeń cieplnych w dużej mierze zależy od parametrów opisujących mostki cieplne. Częstą praktyką jest stosowanie wartości stabelaryzowanych w normie [4]. Dotyczy to zarówno obliczeń wykonywanych przy użyciu programów komputerowych (gdyż te zazwyczaj realizują zalecenia normowe), jak i tradycyjnych. Wartości podawane w normie określone zostały dla konkretnych układów gabarytowo – materiałowych i stosowanie ich w ogólnych przypadkach wprowadza błędy do obliczeń polegające na przeszacowaniu strat ciepła. Podejście takie można określić jako „bezpieczne”. Wraz z wykorzystaniem coraz bardziej efektywnych energetycznie materiałów budowlanych udział tego błędu w całkowitym błędzie oszacowania strat ciepła stawać się będzie coraz większy. Celowe jest zatem dokładne analizowanie mostków cieplnych zarówno w przypadkach typowych, jak i nietypowych.

Praca szczegółowo analizuje mostek cieplny powstający na krawędzi stykających się ścian dwuwarstwowych. Wybór tego mostka cieplnego podyktowany był powszechnością jego występowania w budownictwie kubaturowym. W ramach badań wykonano łącznie 51 symulacji komputerowych przepływu ciepła w kierunku poziomym. Obliczenia wykonano na modelach dwuwymiarowych. Analiza objęła przypadki wpływu: 1) materiału warstwy konstrukcyjnej, 2) grubości warstwy izolacyjnej, 3) kąta załamania naroża, na parametry mostka cieplnego.

Istotnymi z punktu widzenia inżyniera budownictwa wynikami przeprowadzonych badań są wartości współczynników opisujących wybrany mostek cieplny w różnych jego wariantach. Podane wartości mogą być bezpośrednio zaimplementowane w obliczeniach inżynierskich.

2. Metodologia

2.1. Oznaczenia

Tabela 1 zestawia ważniejsze oznaczenia zastosowane w tekście pracy. Znaczenie pozostałych symboli podane zostało bezpośrednio w tekście.

Tabela 1. Zestawienie zastosowanych oznaczeń

Symbol	Wielkość fizyczna	Jednostka
θ	Temperatura	K, °C
λ	Współczynnik przewodzenia ciepła	W/mK
d	Długość	m, cm, mm
R	Opór cieplny	m ² K/W
U	Współczynnik przenikania ciepła	W/m ² K
L_i	Wymiar przegrody wg obrysu wewnętrznego	m, mm
L_e	Wymiar przegrody wg obrysu zewnętrznego	m, mm
L_i^{2D}	Współczynnik sprzężenia cieplnego obliczony wg obrysu wewnętrznego	W/mK
L_e^{2D}	Współczynnik sprzężenia cieplnego obliczony wg obrysu zewnętrznego	W/mK
L_{KOMP}^{2D}	Współczynnik sprzężenia cieplnego – wynik symulacji komputerowych	W/mK
Ψ_i	Liniovyy współczynnik przenikania ciepła dla obliczeń wg obrysu wewnętrznego	W/mK
Ψ_e	Liniovyy współczynnik przenikania ciepła dla obliczeń wg obrysu zewnętrznego	W/mK

2.2. Model przepływu ciepła w programie ABAQUS/Standard

Obliczenia opierają się na spełnieniu równania równowagi energetycznej [1,2] przy przepływie ciepła w zadanej objętości:

$$\int_V \rho U dV = \int_S q dS + \int_V r dV, \quad (1)$$

gdzie: V – objętość ciała, S – powierzchnia ograniczająca objętość V , ρ – gęstość masowa, U – pochodna materialna strumienia energii cieplnej, q – strumień ciepła (rzut wektora na jednostkę powierzchni) przepływający przez objętość, r – ciepło dostarczane do objętości na jednostkę objętości. Przyjmuję się, że przewodzenie ciepła opisane jest prawem Fouriera:

$$\mathbf{f} = -\mathbf{k} \frac{\partial \theta}{\partial \mathbf{x}}, \quad (2)$$

gdzie: \mathbf{f} – wektor gęstości strumienia cieplnego, \mathbf{k} – macierz przewodzenia, θ – temperatura, $\mathbf{x}=(x,y,z)$ – położenie punktu w rozpatrywanej objętości.

Zjawisko przepływu ciepła rozpatrywane jest w opisie Lagrange'a. Obliczenia wykonuje się stosując metodę elementów skończonych. Aplikując metodę Galerki'na do (1) oraz (2) otrzymuje się zależność:

$$\int_V \rho U \delta \theta dV + \int_V \frac{\partial d\theta}{\partial \mathbf{x}} \mathbf{k} \frac{\partial \theta}{\partial \mathbf{x}} dV = \int_S \delta \theta q dS + \int_V \delta \theta r dV, \quad (3)$$

gdzie: $\delta \theta$ – dowolne pole spełniające założone warunki brzegowe. Rozpatrywana objętość w której zachodzi przepływ ciepła przybliżana jest przy pomocy elementów skończonych. Zatem pole temperatury może być interpolowane jako:

$$\theta(\mathbf{x}) = N^N(\mathbf{x})\theta^N, \quad (4)$$

gdzie: $\theta(\mathbf{x})$ – ciągle pole temperatury, $N^N(\mathbf{x})$ – funkcja kształtu, θ^N – temperatura w węzłach siatki. Metoda Galerki'na zakłada zastosowanie takiej samej funkcji kształtu do wariacji pola:

$$\delta\theta = N^N \delta\theta^N. \quad (5)$$

Równanie (3) w domenie dyskretnej przedstawia się jako:

$$\delta\theta^N \left\{ \int_V N^N \rho U dV + \int_V \frac{\partial N^N}{\partial \mathbf{x}} \mathbf{k} \frac{\partial \theta}{\partial \mathbf{x}} dV = \int_V N^N r dV + \int_S N^N q dS \right\}, \quad (6)$$

Z powodu dowolności wyboru $\delta\theta^N$ otrzymujemy układ równań:

$$\int_V N^N \rho U dV + \int_V \frac{\partial N^N}{\partial \mathbf{x}} \mathbf{k} \frac{\partial \theta}{\partial \mathbf{x}} dV = \int_V N^N r dV + \int_S N^N q dS, \quad (7)$$

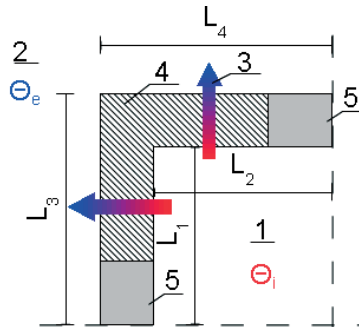
Otrzymany w ten sposób układ równań jest opisem dyskretnym w przestrzeni i ciągłym w czasie. Układ ten jest rozwiązywany przy zastosowaniu różnicy wstecznej funkcji

$$U_{t+\Delta t} = \frac{U_{t+\Delta t} - U_t}{\Delta t}, \quad (8)$$

Stosując operator dyskretny (8) do (7) otrzymujemy:

$$\frac{1}{\Delta t} \int_V N^N \rho (U_{t+\Delta t} - U_t) dV + \int_V \frac{\partial N^N}{\partial \mathbf{x}} \mathbf{k} \frac{\partial \theta}{\partial \mathbf{x}} dV - \int_V N^N r dV - \int_S N^N q dS = 0, \quad (9)$$

Równanie (9) przedstawia nieliniowy układ równań, który jest rozwiązywany przy zastosowaniu zmodyfikowanej metody Newtona. Wynikiem rozwiązania tego układu są wartości temperatury w każdym węźle siatki elementów skończonych. Tworzenie i rozwiązywanie tego układu dla konkretnego przypadku przeprowadzane jest przez program ABAQUS automatycznie.



Rys. 1. Schemat modelu do obliczeń. 1 – środowisko wewnętrzne o temperaturze θ_i , 2 – środowisko zewnętrzne o temperaturze $\theta_e < \theta_i$, 3 – przeływ ciepła, 4 – część przegrody (ściany) o dwuwymiarowym rozkładzie przepływu ciepła, 5 – część przegrody o jednowymiarowym przepływie ciepła.

Zadaniem osoby wykonującej analizę komputerową jest właściwe sporządzenie modelu obliczeniowego metody elementów skończonych (MES). W pierwszej kolejności należy określić właściwy zakres tego modelu. W przypadku rozpatrywania narożnego linowego mostka cieplnego model ten może być dwuwymiarowy i powinien obejmować w całości obszar ścian, w którym przeływ ciepła odbiega od linowego [3,4] (Rys.1). Zaleca się również włączenie do obliczeń fragmentu ścian o liniowym rozkładzie przepływu ciepła. Model komputerowy stanowi siatka elementów skończonych (np. Rys.2b). Zaleca się stosowanie siatki zbudowanej z kwadratów, których bok ma długość przynajmniej o rząd wielkości mniejszą od grubości rozpatrywanej ściany. Następnie, przy zadanej różnicy temperatur (najczęściej 1K), przeprowadza się symulację komputerową przepływu ciepła, której efektem jest określenie temperatur w węzłach siatki. Znajomość geometrii siatki,

różnicy temperatur oraz wartości temperatur w węzłach pozwalają określić ilość ciepła wnikającego i opuszczającego przegrodę. Oczywiście wielkości te są sobie równe i znajdowane przez program ABAQUS automatycznie. Przepływająca ilość ciepła stanowi dokładną wartość współczynnika liniowego sprzężenia cieplnego L_{KOMP}^{2D} stanowiącego podstawę dalszych obliczeń.

2.3. Algorytm obliczania liniowego współczynnika przenikania ciepła

Mostki cieplne uwzględniane są w obliczeniach strat ciepła i charakterystyk cieplnych przegród budowlanych poprzez wprowadzenie współczynników poprawkowych nazywanych liniowymi współczynnikami przenikania ciepła Ψ . Ponieważ obliczenia cieplne przeprowadza się wg wymiarów wewnętrznych lub zewnętrznych budynku, koniecznej jest wyznaczenie dwóch współczynników Ψ .

Wyznaczanie wartości liniowych współczynników przenikania ciepła wykonane zostało wg algorytmu (oznaczenia wg Rys. 1):

1. Wyznaczenie współczynnika przenikania ciepła dla przegrody U
2. Określenie wymiarów wewnętrznych: $L_i = L_1 + L_2$ i zewnętrznych $L_e = L_3 + L_4$
3. Obliczenie współczynników sprzężenia cieplnego wg wymiarów wewnętrznych: $L_{i}^{2D} = L_i \cdot U$ i zewnętrznych: $L_{e}^{2D} = L_e \cdot U$ (w ogólności $L_{i}^{2D} \neq L_{e}^{2D}$)
4. Wykonanie symulacji komputerowych i określenie dokładnej wartości współczynnika sprzężenia cieplnego: L_{KOMP}^{2D}
5. Obliczenie liniowych współczynników przenikania ciepła wg wymiarów wewnętrznych: $\Psi_i = L_{\text{KOMP}}^{2D} - L_{i}^{2D}$ oraz wg wymiarów zewnętrznych: $\Psi_e = L_{\text{KOMP}}^{2D} - L_{e}^{2D}$

3. Badania numeryczne

Obliczenia komputerowe przeprowadzone w celu określenia dokładnej wartości współczynnika sprzężenia cieplnego L_{KOMP}^{2D} zostały wykonane przy pomocy programu ABAQUS 6.6. Przyjęte zostały następujące założenia:

- Przepływ ciepła jest ustalony, dwuwymiarowy, poziomy
- Macierz przewodzenia ciepła \mathbf{k} jest izotropowa
- Charakterystyki materiałowe (Tabela 2) są stałe i nie zależą od zmian temperatury w rozpatrywanym zakresie
- Warunki brzegowe zostały narzucone poprzez ustalenie temperatury we wskazanych obszarach (Rys. 1.): $\theta(\mathbf{x}) = \theta_i$ lub $\theta(\mathbf{x}) = \theta_e$
- Różnica temperatur między stroną wewnętrzną i zewnętrzną $\Delta\theta = \theta_i - \theta_e = 1\text{K}$
- Elementy skończone opisane funkcją kształtu pierwszego rzędu
- Opory przejmowania ciepła uzyskane poprzez wprowadzenie warstw zastępczych (Tabela 3). Jest to przybliżony sposób modelowania konwekcyjnej wymiany ciepła na styku ośrodków ciało stałe–gaz.

Tabela 2. Zastosowane w analizach materiały, współczynniki przewodzenia ciepła oraz grubości warstw

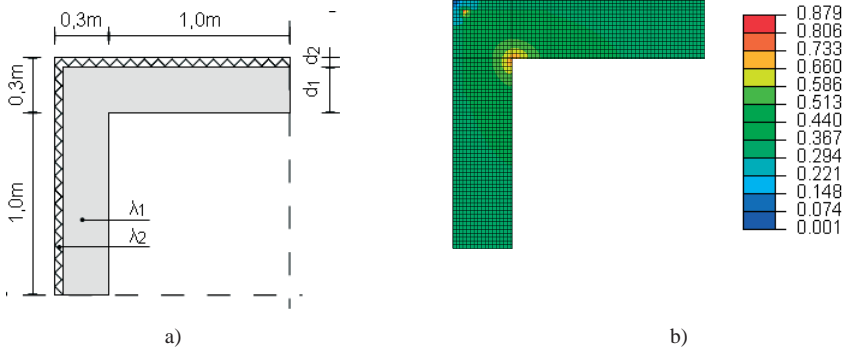
Warstwa konstrukcyjna	λ [W/mK]	d [cm]
Mur z betonu komórkowego 600 na zaprawie klejowej	0,210	24
Mur z bet. kom. na zaprawie cementowo – wapiennej	0,300	24
Mur z cegły ceramicznej pełnej	0,770	24
Ściana z betonu monolityczna	1,300	24
Styropian	0,043	4 ÷ 30
Tynk cementowo – wapienny	0,820	2
Tynk mineralny na siatce	1,000	0,5

Tabela 3. Opory przyjmowania ciepła przy przepływie poziomym – parametry warstw zastępczych

Opór przyjmowania ciepła	R [m ² K/W]	λ [W/mK]	d [mm]
Po stronie wewnętrznej	0,130	0,050	6,5
Po stronie zewnętrznej	0,040	0,050	2,0

3.1. Weryfikacja obranej metody

W celu weryfikacji poprawności obranej metody przeprowadzone zostały obliczenia kontrolne dla mostka cieplnego nr C1 opisanego w [4]. Mostek ten powstaje w narożu ścian dwuwarstwowych (z warstwą izolacyjną na zewnątrz) stykających się pod kątem prostym (Rys. 2). Warstwę konstrukcyjną stanowi ściana o grubości $d_1=25\text{cm}$ o współczynniku przenikania ciepła $\lambda_1=1\text{W/mK}$, zaś warstwą izolacyjną jest materiał o grubości $d_2=5\text{cm}$ i współczynniku przenikania ciepła $\lambda_2=0,02\text{W/mK}$. Tabela 4 zestawia wyniki obliczeń wykonanych wg obranej metodologii. Wyniki pokrywają się wartościami podanymi w [4].



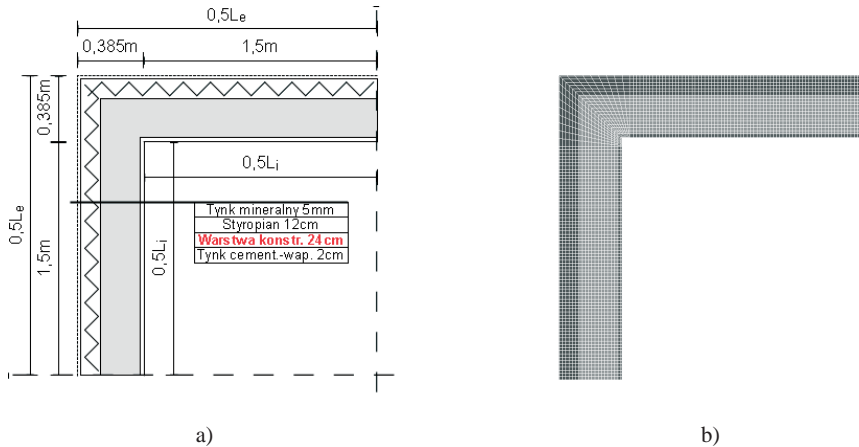
Rys. 2. a) Schemat obliczeniowy mostka C1. b) Wizualizacja przepływu ciepła. Zobrazowano moduł wektora gęstości strumienia ciepła [$\text{W/m}^2\text{K}$],

Tabela 4. Wyniki obliczeń – mostek cieplny C1

Mostek	U [W/m ² K]	L_i [mm]	L_e	L^{2D}_i	L^{2D}_e	L^{2D}_{KOMP}	Ψ_i	Ψ_e
							[W/mK]	
C1	0,342	2000	2600	0,685	0,890	0,830	0,145 $\approx 0,15^1$	-0,061 $\approx -0,05^1$

1) po zaokrągleniu do rozdzielczości 0,05 zgodnie z wytycznymi wg [4]

3.2. Wpływ warstwy konstrukcyjnej na parametry mostka cieplnego

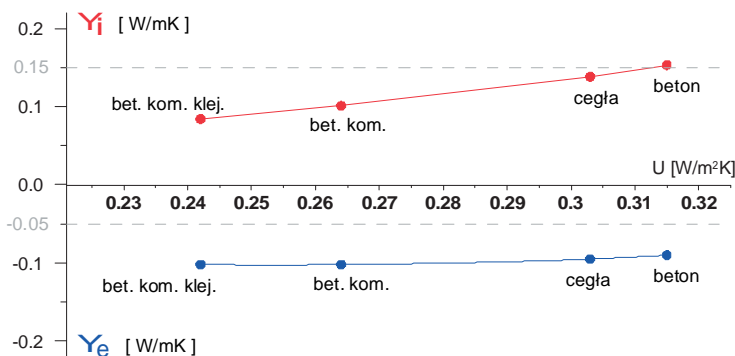


Rys. 3. a) Schemat mostka cieplnego, b) model MES (3564 elementy, 3749 węzły)

Analizowany problem ma na celu określenie wpływu współczynnika przenikania ciepła warstwy konstrukcyjnej ściany na wartości współczynnika przenikania ciepła mostka (Rys. 3). Analizie poddano ścianę dwuwarstwową z izolacją termiczną styropianową o grubości 12cm. Ścianą jest otynkowana od wewnątrz warstwą tynku cementowo-wapiennego o grubości 2cm oraz od zewnątrz tynkiem mineralnym na siatce. Symulacje komputerowe przeprowadzono dla 4 wariantów ściany konstrukcyjnej: 1) mur z bloczków betonowych na zaprawie klejowej, 2) mur z bloczków betonowych na zaprawie cementowo-wapiennej, 3) mur z cegły ceramicznej pełnej na zaprawie cementowo-wapiennej, 4) ściana betonowa monolityczna. Wyniki obliczeń zestawia Tabela 5 oraz wykres na Rys. 4, na którym zaznaczona wartość normową powszechnie stosowaną w obliczeniach.

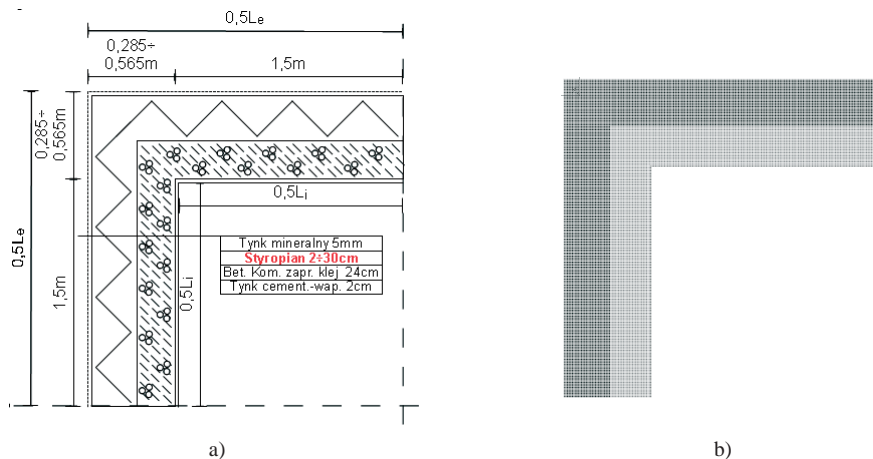
Tabela 5. Wyniki obliczeń – różne warstwy konstrukcyjne

Wariant	U [W/m ² K]	L_i [mm]	L_e	L_{i}^{2D}	L_e^{2D} [W/mK]	L_{KOMP}^{2D}	Ψ_i [W/mK]	Ψ_e
1)	0,242	3000	3770	0,726	0,912	0,810	0,084	-0,102
2)	0,264	3000	3770	0,792	0,995	0,892	0,101	-0,103
3)	0,303	3000	3770	0,909	1,142	1,046	0,138	-0,095
4)	0,315	3000	3770	0,945	1,188	1,098	0,153	-0,090



Rys. 4. Wartość liniowego współczynnika przenikania ciepła w zależności od materiału warstwy konstrukcyjnej. Linia przerywana zaznaczono wartości wg [4]

3.3. Wpływ grubości warstwy izolacyjnej na parametry mostka cieplnego

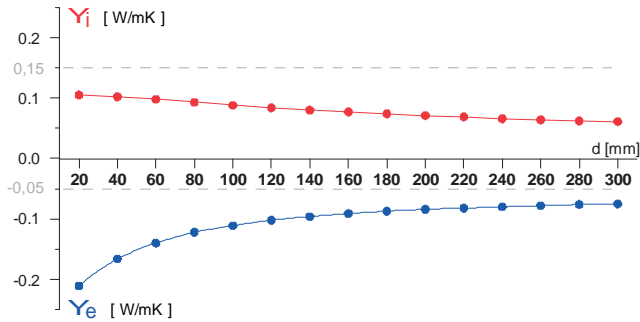


Rys. 5. Schemat mostka cieplnego, b) model MES (10261 ÷ 21181 elementy, 10624 ÷ 21600 węzły)

Analizowany problem ma na celu określenie wpływu grubości warstwy izolacyjnej na wartość parametru opisującego narożny mostek cieplny (Rys. 5). Analizie poddano ścianę dwuwarstwową z izolacją termiczną styropianową o grubości od 2cm do 30cm ze skokiem co 2cm. Ściana jest otynkowana od wewnątrz warstwą tynku cementowo-wapiennego o grubości 2cm oraz od zewnątrz tynkiem mineralnym na siatce. Warstwę konstrukcyjną stanowi mur z bloczków z betonu komórkowego na zaprawie klejowej o grubości 24cm. Wyniki obliczeń zestawia Tabela 6 oraz wykres na Rys. 6, na którym zaznaczona wartość normową powszechnie stosowaną w obliczeniach.

Tabela 6. Wyniki obliczeń – zmiana grubości warstwy izolacyjnej

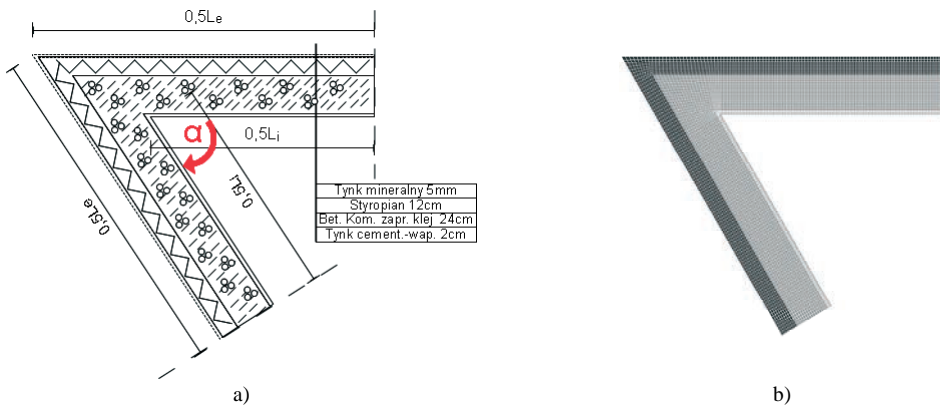
d_{IZOL} [mm]	U [W/m ² K]	L_i [mm]	L_e	L_{i}^{2D}	L_e^{2D} [W/mK]	L_{KOMP}^{2D}	Ψ_i	Ψ_e [W/mK]
20	0,553	3013	3583	1,667	1,982	1,772	0,105	-0,211
40	0,440	3013	3623	1,326	1,594	1,428	0,102	-0,166
60	0,365	3013	3663	1,101	1,338	1,198	0,098	-0,140
80	0,312	3013	3703	0,941	1,156	1,034	0,093	-0,122
100	0,273	3013	3743	0,821	1,020	0,910	0,088	-0,111
120	0,242	3013	3783	0,729	0,915	0,813	0,084	-0,102
140	0,217	3013	3823	0,655	0,831	0,736	0,080	-0,096
160	0,198	3013	3863	0,595	0,763	0,672	0,077	-0,091
180	0,181	3013	3903	0,545	0,706	0,619	0,074	-0,087
200	0,167	3013	3943	0,503	0,658	0,575	0,071	-0,084
220	0,155	3013	3983	0,467	0,617	0,535	0,069	-0,082
240	0,144	3013	4023	0,435	0,581	0,501	0,066	-0,080
260	0,135	3013	4063	0,408	0,550	0,472	0,064	-0,078
280	0,127	3013	4103	0,384	0,522	0,446	0,062	-0,076
300	0,120	3013	4143	0,362	0,498	0,423	0,061	-0,075



Rys. 6. Wartość liniowego współczynnika przenikania ciepła w zależności od grubości izolacji termicznej. Liniją przerywaną zaznaczono wartości wg [4]

3.4. Wpływ kąta załamania naroża na parametry mostka cieplnego

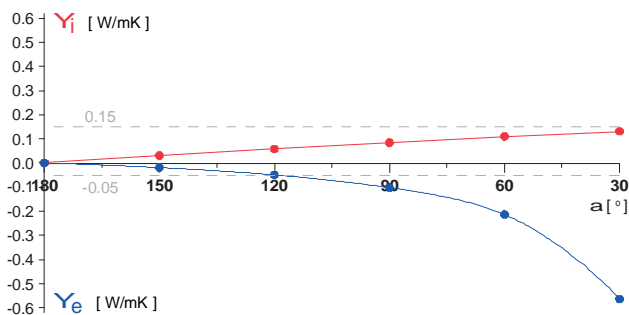
Analizowany problem ma na celu określenie wpływu kąta załamania naroża na wartość współczynnika przenikania ciepła mostka (Rys. 7). Analizie poddano ścianę dwuwarstwową z izolacją termiczną styropianową o grubości 12cm. Ściana jest otynkowana od wewnątrz warstwą tynku cementowo-wapiennego o grubości 2cm oraz od zewnątrz tynkiem mineralnym na siatce. Warstwę konstrukcyjną stanowi mur z bloczków z betonu komórkowego na zaprawie klejowej o grubości 24cm. Symulacje komputerowe przeprowadzona dla wewnętrznego kąta załamania naroża $\alpha = 30^\circ; 60^\circ; 90^\circ; 120^\circ; 150^\circ; 180^\circ$. Wyniki obliczeń zestawia Tabela 7 oraz wykres na Rys. 8, na którym zaznaczona wartość normową powszechnie stosowaną w obliczeniach. Dodatkowo wykonano symulację przepływu ciepła przez przegrodę dla różnicy temperatur $\theta_i=20^\circ\text{C}; \theta_e=-20^\circ\text{C}$. Wizualizacje rozkładu temperatur dla różnych wartości kąta załamania przedstawiono na Rys. 9.



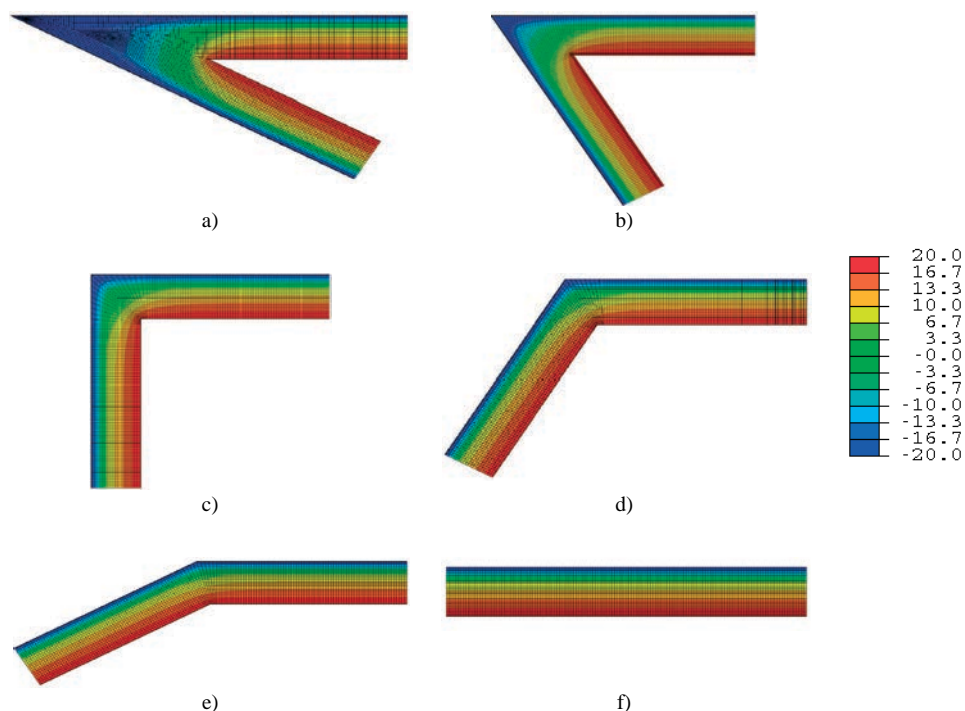
Rys. 7. Schemat mostka cieplnego b) model MES dla $\alpha=60^\circ$ (3300÷5293 elementy, 3473÷5540 węzły)

Tabela 7. Wyniki obliczeń – zmiana kąta załamania naroża

Kąt [deg]	U [W/m ² K]	L _i [mm]	L _e	L ^{2D} _i	L ^{2D} _e	L ^{2D} _{KOMP}	Ψ _i	Ψ _e
					[W/mK]		[W/mK]	
30	0,242	3000	5874	0,726	1,421	0,857	0,131	-0,564
60	0,242	3000	4334	0,726	1,049	0,835	0,110	-0,213
90	0,242	3000	3770	0,726	0,912	0,810	0,084	-0,102
120	0,242	3000	3445	0,726	0,833	0,784	0,058	-0,049
150	0,242	3000	3206	0,726	0,776	0,756	0,031	-0,019
180	0,242	3000	3000	0,726	0,726	0,726	0,000	-0,000



Rys. 8. Wartość liniowego współczynnika przenikania ciepła w zależności od kąta załamania naroża. Linią przerywaną zaznaczono wartości wg [4].



Rys. 9. Rozkład temperatur w narożu budynku [°C] w ścianie dwuwarstwowej dla różnych kątów załamania: a) 30°, b) 60°, c) 90°, d) 120° e) 150° f) 180°.

3.5. Podsumowanie i wnioski

Przeprowadzone symulacje komputerowe pozwalają na postawienie następujących wniosków:

- Analiza numeryczna przepływów ciepła jest wygodnym narzędziem do określania parametrów liniowych mostków cieplnych. Narzędzie to wykorzystywane jest przez wielu badaczy oraz inżynierów teoretyków [5,6]
- Wartości parametrów opisujących liniowy współczynnik przenikania mostka cieplnego powstającego w narożu budynków zależą od rodzaju warstwy konstrukcyjnej, grubości warstwy izolacji cieplnej oraz kąta załamania naroża. Zależności te mają charakter nieliniowy.

- Stosowanie wartości parametrów liniowego narożnego mostka cieplnego podanego w [4] prowadzi do przeszacowania strat ciepła w przypadku stosowanie współczesnych technologii budowlanych.
- Stosowanie wartości podawane w [4] dla najczęściej występującego rozwiązania konstrukcyjnego, tj. ściany dwuwarstwowej z bloczków z betonu komórkowego z izolacją styropianową o grubości 12cm, prowadzi do błędu na poziomie 80%. Podana wartość błędu dotyczy parametrów mostka cieplnego. Błąd obliczeń cieplnych całego budynku zależeć będzie od udziału mostków cieplnych w skorupie obiektu.

Literatura

- 1 ABAQUS Theory Manual, ABAQUS Version 6.6.
- 2 Klemm P. Budownictwo ogólne, Tom 2, Fizyka budowli, Arkady, Warszawa 2007
- 3 PN-EN ISO 10211-1, Mostki cieplne w budynkach, Obliczanie strumieni cieplnych i temperatury powierzchni, Część 1: Metody ogólne, PKN Luty 2005
- 4 PN-EN ISO 14683, Mostki cieplne w budynkach. Linowy współczynnik przenikania ciepła. Metody uproszczone i wartości orientacyjne, PKN Czerwiec 2001
- 5 Chunguang Y., Xia G., Xue S., Finite -Element Thermal Analysis of Thermal Bridge of Vacuum Insulation Panels Based on Temperature-Dependent Laminate Properties , Physics Procedia 32 (2012) 658–663
- 6 Ascione F., Bianco N., Rossi F., Tumi G., Vanoli G., Different methods for the modelling of thermal bridges into energy simulation programs: Comparisons of accuracy for flat heterogeneous roofs in Italian climates, Applied Energy 97 (2012) 405–418

Numerical analysis of the thermal bridge formed at the corners of buildings

Tomasz Nowicki

Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: t.nowicki@pollub.pl

Abstract: The paper covers two issues. Presented quantitative results of analyses of the thermal bridge can be directly useful in engineering practice, whereas the methodology applied in the research shows that computer methods reach their mature stage of development promoting them to a common tool of civil engineering workshop. The error made while using standard values of thermal bridge parameters was indicated. The proper values of the parameters were calculated. Methodology of calculating the linear heat transfer coefficient using ABAQUS computer code was described.

Keywords: thermal bridge, heat transfer, heat loss, two-layer wall, computer simulations

Ocena akustyczna środowiska zamieszkania na obszarach zurbanizowanych

Jacek Nurzyński

Zakład Akustyki, Instytut Techniki Budowlanej, e-mail: j.nurzynski@itb.pl

Streszczenie: Jakość środowiska zamieszkania na obszarach zurbanizowanych jest zależna od kilku czynników, należą do nich także warunki akustyczne. Hałas występujący na zewnątrz ma wpływ na warunki panujące we wnętrzu budynku, na konieczną izolacyjność akustyczną zewnętrznej obudowy, ale także na poziom komfortu i na jakość całego otoczenia. Tendencje związane ze stosowaniem zasad zrównoważonego rozwoju w gospodarce przestrzennej tj. oszczędne wykorzystanie terenu, uszczelnianie i zagęszczanie istniejącej zabudowy, rewitalizacja terenów śródmiejskich itp., powodują daleko idące konsekwencje akustyczne. Jednocześnie występuje pewien rozdzźwięk pomiędzy oceną akustyczną terenu związaną z zarządzaniem hałasem środowiskowym, a oceną dokonywaną z punktu widzenia budownictwa. Referat prezentuje spojrzenie na problem ochrony przed hałasem środowiskowym właśnie z perspektywy gospodarki przestrzennej i budownictwa. Zaproponowano klasyfikację akustyczną terenów przeznaczonych pod zabudowę mieszkaniową, która poza problemem szkodliwego oddziaływania hałasu uwzględnia również kwestię komfortu i jakość środowiska zamieszkania. Klasyfikacja pozwala uporządkować zasady planowania akustycznego i w sposób bardziej racjonalny kształtować przestrzeń miejską.

Słowa kluczowe: budownictwo, akustyka, gospodarka przestrzenna, hałas, środowisko, zrównoważony rozwój

1. Wprowadzenie

Warunki akustyczne są jednym z podstawowych czynników kształtujących środowisko zamieszkania, szczególnie istotnym na obszarach zurbanizowanych. Klimat akustyczny wewnątrz budynku jest zależny od właściwości zastosowanych przegród budowlanych, poziomu hałasu spowodowanego działaniem urządzeń wyposażenia technicznego, od warunków pogłosowych, ale także od warunków środowiskowych występujących na zewnątrz. Parametry akustyczne zewnętrznej obudowy powinny być dostosowane do poziomu hałasu panującego w otoczeniu budynku tak, aby zapewnić odpowiednią ochronę jego wnętrza. Taka zasada obowiązuje również w odniesieniu do innych czynników zewnętrznych, jednak pod względem akustycznym środowisko zamieszkania nie ogranicza się tylko do szczelnie zamkniętego wnętrza konkretnego budynku czy konkretnego pomieszczenia. Obejmuje ono również warunki panujące w tym pomieszczeniu przy otwartych lub uchylonych oknach, warunki, jakie występują na styku budynku i środowiska zewnętrznego, na tarasach loggach i balkonach, a także warunki akustyczne na zewnątrz w bezpośrednim otoczeniu budynku. Dopiero uwzględnienie tych wszystkich elementów pozwala na pełną ocenę jakości akustycznej środowiska zamieszkania.

Podobnie jest zresztą z oceną innych czynników kształtujących to środowisko np. oceną komfortu cieplnego. Jednak w tym przypadku warunki zewnętrzne zależą od położe-

nia geograficznego, więc na danym obszarze, w obrębie aglomeracji czy nawet większego regionu, są praktycznie niezmiennie, stąd nie wymagają szczegółowej, indywidualnej analizy w odniesieniu do konkretnych obiektów. Uwarunkowania związane z oceną akustyczną są całkiem inne, warunki akustyczne są nieporównanie bardziej zmienne w zależności od lokalizacji i od dominującego źródła hałasu. To zróżnicowanie dotyczy szczególnie obszarów zurbanizowanych, gdzie na niewielkiej przestrzeni mogą występować zarówno tereny zupełnie ciche jak też bardzo hałaśliwe, nawet na poszczególnych elewacjach tego samego budynku poziom hałasu może się znacznie różnić.

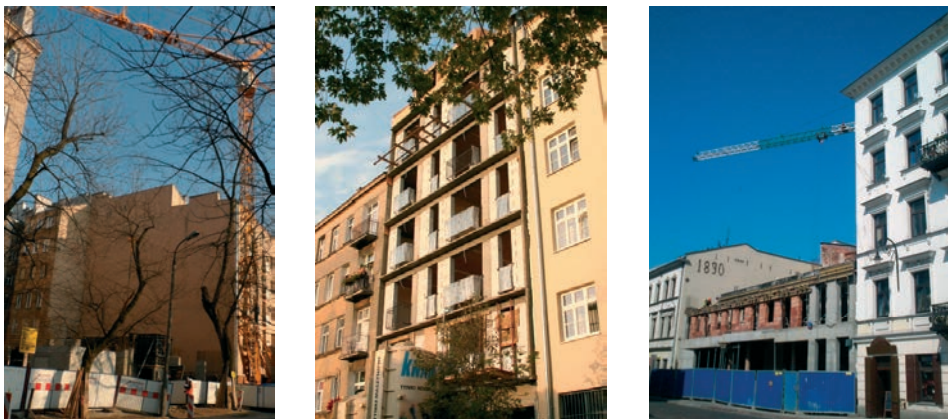
2. Specyfika akustyczna terenów zurbanizowanych

Wśród urbanistów powszechny jest pogląd, że kierując się zasadą zrównoważonego rozwoju oraz potrzebą oszczędnego gospodarowania terenem, dalsza urbanizacja powinna być realizowana głównie na terenach już zurbanizowanych, w tym przez intensyfikację użytkowania terenów miejskich i rewitalizację obszarów zdegradowanych - przemysłowych, mieszkaniowych i śródmiejskich [1, 2]. Intensyfikacja zabudowy i zmniejszanie odległości między budynkami sprawia, że warunki propagacji dźwięku stają się bardziej zbliżone do występujących w polu pogłosowym. Wielokrotne odbicia fali akustycznej od elewacji zwiększają poziom hałasu, podnoszą słyszalność i stopień zrozumiałości zakłóceń związanych z obecnością osób znajdujących się w sąsiedztwie, powodują wrażenie echa itp. Tego typu negatywne efekty akustyczne, wynikające z nadmiernego zagęszczania zabudowy, można zaobserwować na nowych, oszczędnie projektowanych osiedlach mieszkaniowych [3]. Mogą one wpływać ujemnie na poczucie prywatności i intymności w miejscu zamieszkania, oraz prowadzić do większej uciążliwości różnych urządzeń emitujących hałas. Tendencjom do intensyfikacji i zagęszczania zabudowy często towarzyszy opinia, że przestrzeń izolacyjna jest przeważnie bezużyteczna, a izolacja odległościowa powinna być zastąpiona przez zastosowanie odpowiedniej przegrody lub innych zabezpieczeń. Jednak w środowisku zurbanizowanym dostępność i skuteczność technicznych środków ochrony przed hałasem jest niewielka. Możliwości przegrody, w tym przypadku ekranu akustycznego, są często oceniane zbyt optymistycznie, w efekcie ekrany stanowią coraz bardziej widoczny element krajobrazu, także krajobrazu miejskiego. Podział przestrzeni ekranami akustycznymi w środowisku zurbanizowanym nie jest zgodny z zasadą równoważenia rozwoju zwłaszcza, że w stosunku do wysokiej zabudowy miejskiej nie są one ani skutecznym, ani racjonalnym środkiem ochrony przed hałasem.

W warunkach miejskich szczególnie istotna jest zasada utrzymania jakości akustycznej środowiska tam, gdzie jest ona odpowiednia. W myśl tej zasady, strefy i obszary ciche w mieście, tereny zielone, podlegają prawnej ochronie przed hałasem, obowiązują dla nich konkretne wartości dopuszczalne. Istnieje jednak ryzyko, że mylnie interpretowana konieczność oszczędnego gospodarowania terenem może być pretekstem do zajmowania terenów zielonych pod budownictwo. Parki, skwery i zieleńce, są zawsze pod dużą presją ze strony inwestorów oraz różnych grup interesu i często występuje chęć wchodzenia w te obszary z inwestycjami budowlanymi, ekskluzywnymi obiektami lub dobrze prosperującymi usługami. Z akustycznego punktu widzenia nie tylko całkowita likwidacja terenów zielonych jest niekorzystna, ale również zmniejszanie ich powierzchni, wchodzenie obrzeża, likwidacja otuliny, zacieśnianie sąsiedniej infrastruktury. Takie działania powodują utratę strefy buforowej i obniżenie walorów akustycznych miejsca, degradację terenu jako obszaru odpowiedniego do rekreacji i odpoczynku.

Z kolei stara zabudowa śródmiejska jest coraz częściej obszarem działań rewitalizacyjnych. Podwórka typu studnia, które w latach siedemdziesiątych były otwierane, obecnie

w ramach prac modernizacyjnych mogą być ponownie zabudowywane (rys. 1). Powstają wówczas wspólne, małe i ograniczone przestrzenie, w których warunki pogłosowe są bardziej zbliżone do występujących we wnętrzu budynku niż w przestrzeni otwartej. W takich warunkach działanie nawet niewielkiego urządzenia emitującego hałas, np. związanego z wentylacją lub klimatyzacją, jest bardzo dokuczliwe. Problemem jest również hałas bytowy, przy otwartych oknach dokładnie słychać, co się dzieje w sąsiednich mieszkaniach. W strefach zabudowy staromiejskiej niewielkie podwórka są też wykorzystywane jako ogródki gastronomiczne, często stanowiące część eleganckich restauracji. W takim przypadku, oprócz hałaśliwych urządzeń wentylacyjnych lub chłodniczych zaplecza kuchennego, uciążliwy jest też hałas związany z funkcjonowaniem samego lokalu i obecnością osób.



Rys. 1. Nowe plomby zamykające podwórza typu studnia na ul. Nieporęckiej i Żąbkowskiej w Warszawie

Na obszarach zurbanizowanych może też występować intensywna zabudowa jednorodzinna. Coraz mniejsza powierzchnia działki, zwarta zabudowa szeregowa *udająca* budownictwo jednorodzinne powoduje, że obecność i aktywność osób na działce sąsiedniej, działanie urządzeń technicznych sąsiednich budynków, czy np. prace prowadzone w sąsiednim garażu itp. są wyraźnie odczuwalne i z biegiem czasu stają się coraz bardziej dokuczliwe, człowiek uwrażliwia się na pewne hałaśliwe zachowania sąsiada. W przypadku zabudowy jednorodzinnej tego typu zakłócenia mogą być subiektywnie odbierane jako bardziej uciążliwe ze względu na większe oczekiwania użytkownika.

3. Ochrona przed hałasem w ujęciu środowiskowym

Obecne przepisy środowiskowe obowiązujące w zakresie ochrony przed hałasem stawiają ostrą granicę pomiędzy spełnieniem, a niespełnieniem warunków dopuszczalnych. Pod względem formalnym występują tylko dwa przypadki, poziom hałasu na rozpatrywanym terenie jest zgodny z wymaganiami lub nie, a co za tym idzie teren nadaje się pod określoną funkcję lub się nie nadaje. Natomiast z punktu widzenia budownictwa, szczególnie budownictwa mieszkaniowego na obszarach zurbanizowanych, sytuacja jest znacznie bardziej złożona. Na hałaśliwych terenach często znajduje się już zabudowa oraz podejmowane są nowe inwestycje bez względu na spełnienie bądź nie spełnienie warunków dopuszczalnych, określonych w przepisach środowiskowych. Jednocześnie występują obszary ciche, na których poziom hałasu jest znacznie niższy od wartości dopuszczalnych. W praktyce spotykamy więc pewną różnorodność klimatu akustycznego zarówno na

obszarach, gdzie środowiskowe wymagania akustyczne są spełnione, jak też na obszarach, gdzie wartości dopuszczalne są przekroczone. Stosowanie obecnych zasad oceny w sposób ścisły w doniesieniu do terenów przeznaczonych pod budownictwo mieszkaniowe na obszarach zurbanizowanych doprowadziłoby do paraliżu inwestycyjnego. Jednak brak symetrii w stosowaniu przepisów środowiskowych stwarza niejasną sytuację formalną utrudniającą podejmowanie decyzji. Istnieje wyraźna potrzeba zacieśnienia współpracy w tym zakresie pomiędzy resortem budownictwa i środowiska.

Tabela 1. Dopuszczalny poziom hałasu drogowego i kolejowego w porze nocnej, obowiązujący w Polsce w różnych okresach dla terenu zabudowy: jednorodzinnej (1), wielorodzinnej (2), śródmiejskiej (3)

Lp.	1980-1998	1998-2004	2004-2007	2007-2012	Od 2012
1	35	45	50	50	56
2	40 - 45	50	50	50	56
3	50	55	55	55	60

Dopuszczalne poziomy hałasu w środowisku nie są wartościami uniwersalnymi, ustalonymi w sposób jednoznaczny i ostateczny, w przeszłości były już niejednokrotnie zmieniane. Na przykład dla terenów zabudowy jednorodzinnej, wg obecnych przepisów dopuszczalna wartość poziomu hałasu drogowego w porze nocnej jest wyższa o 11dB od wartości obowiązującej w latach 1998-2004, a w stosunku do przepisów wcześniejszych (1980-1998) aż o 21dB (tab. 1). Patrząc na wartości dopuszczalne obowiązujące w różnych okresach wyraźnie widać, że ostra granica stawiana pomiędzy spełnieniem a niespełnieniem wymagań gdzieś się rozmywa i to w znacznym zakresie. Dopuszczalne poziomy hałasu środowiskowego obowiązujące w różnych państwach UE są także pewnym kompromisem, uwzględniającym lokalne uwarunkowania. W odniesieniu do hałasu komunikacyjnego wartości dopuszczalne wyrażone wskaźnikiem L_{DWN} mieszczą się tu w granicach 52-73dB, ale w zdecydowanej większości państw UE zostały ustalone na poziomie 52-60dB [4].

4. Propozycja klasyfikacji akustycznej terenów mieszkaniowych

4.1. Kryterium oceny

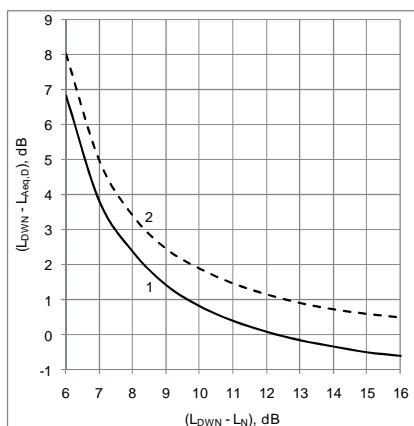
Do oceny warunków akustycznych panujących w środowisku zewnętrznym, a także warunków wewnątrz budynku, są obecnie stosowane różne kryteria, różne wskaźniki, które nie są ze sobą spójne. Wskaźniki oceny stosowane w działaniach strategicznych odnoszą się do całego roku, a stosowane w działaniach kontrolnych do jednej doby, podobnie jak wskaźniki do ustalania wymaganej izolacyjności akustycznej ściany zewnętrznej budynku, przy czym czas odniesienia w poszczególnych okresach dnia też nie jest jednakowy. Ta sytuacja wymaga uporządkowania, ważnym krokiem w tym kierunku będą zmiany przewidziane w projekcie nowelizacji normy PN-B-02151 (prace są prowadzone w ramach NKP KT 253).

W ocenie jakości akustycznej terenu istotna jest przede wszystkim jego funkcja i okres użytkowania, a z drugiej strony rodzaj hałasu, jego poziom, charakterystyka widmowa i zmienność w czasie. W przypadku terenów zabudowy mieszkaniowej sposób użytkowania w ciągu doby jest zróżnicowany, inny w porze dziennej, wieczornej i w porze nocnej. Biorąc pod uwagę istniejące wskaźniki oceny, najbardziej odpowiednim kryterium, które uwzględnia to zróżnicowanie, jest wskaźnik L_{DWN} stosowany w działaniach strategicznych. Obejmuje on warunki akustyczne występujące w obrębie całej doby, ocenę można przeprowadzić za pomocą jednej liczby. Wartości tego wskaźnika można odczytać z map akustycznych wykonywanych dla dużych aglomeracji i dla obiektów komunikacyjnych.

Z punktu widzenia konkretnej inwestycji i konkretnej lokalizacji, same strategiczne mapy akustyczne, jak też stosowane tam długookresowe wskaźniki oceny, mają pewne

mankamenty. Należy jednak oczekiwać, że dokładność modeli obliczeniowych będzie rosła, a pierwsze mapy danego obszaru, które już powstały będą weryfikowane i uaktualniane co 5 lat. W pewnej perspektywie, oprócz obowiązkowych map strategicznych, będą wykonywane również bardziej szczegółowe mapy mniejszych obszarów, przeznaczone do celów planistycznych na poziomie lokalnym.

Jako kryterium oceny akustycznej jest również stosowany tzw. wskaźnik dzienny $L_{A\text{eq},16h}$, bardziej odpowiedni do oceny terenów i obiektów funkcjonujących tylko w porze dziennej, takich jak szkoły, przedszkola, przychodnie zdrowie, czy tereny biurowe lub handlowe, a także terenów użytkowanych w porze dziennej i wieczornej np. terenów rekreacyjnych. Wskaźnik ten jest stosowany także przy określaniu wymaganej izolacyjności akustycznej ściany zewnętrznej w budynkach mieszkalnych. Wartości wskaźnika $L_{A\text{eq},16h}$ nie są podawane na mapach hałasu. Relacja zachodząca pomiędzy wartością wskaźnika L_{DWN} a $L_{A\text{eq},16h}$ jest zależna od dobowego profilu zmienności poziomu hałasu.



Rys. 2. Zależność wartości wskaźnika $L_{A\text{eq},16h}$ od danych zawartych na mapie hałasu (L_{DWN} i L_N); 1- dla $L_W = L_D$; 2- dla $L_W = L_D - 5\text{dB}$, gdzie L_W – poziom hałasu w porze wieczoru, L_D – poziom hałasu w porze dnia

Wartości wskaźnika $L_{A\text{eq},16h}$ można oszacować na podstawie danych zawartych na mapach hałasu (L_{DWN} i L_N) i zależności liczbowych zachodzących pomiędzy tymi wartościami [5]. Relacje te zostały zilustrowane w postaci graficznej na rys. 2 dla dwóch przypadków; gdy poziom hałasu w ciągu dnia jest większy o 5dB od występującego wieczorem i gdy oba poziomy są jednakowe. Jest widoczne, że dla najczęściej występujących w praktyce sytuacji wartość różnicy ($L_{DWN} - L_{A\text{eq},16h}$) mieści się w granicach $1 \pm 3\text{dB}$.

4.2. Schemat klasyfikacji

Zaproponowana klasyfikacja akustyczna odnosi się przede wszystkim do hałasu komunikacyjnego, tj. drogowego, kolejowego i lotniczego (tab. 3). Oprócz zagadnień higienicznych związanych z ochroną zdrowia, uwzględnia również jakość środowiska zamieszkania i poziom komfortu akustycznego. Propozycja klasyfikacji została poprzedzona analizą publikacji dotyczących wartości progowych poziomu hałasu ocenianego w kategoriach higienicznych [6, 7], subiektywnej oceny dokuczliwości hałasu [8], wartości dopuszczalnych hałasu środowiskowego przyjętych w różnych państwach europejskich [4], oraz wymagań jakie obowiązywały w Polsce na przestrzeni ostatnich 33 lat. Brano również pod uwagę rzeczywistą sytuację akustyczną występującą na obszarach zurbanizowanych, czerpiąc z doświadczeń pomiarowych autora oraz danych prezentowanych na strategicznych mapach hałasu.

Tabela 2. Propozycja klasyfikacji akustycznej terenu, zależnie od wartości L_{DWN} , dB; warunki: A- znakomite, B-bardzo dobre, C-dobre, D-odpowiednie, X-z zabezpieczeniami, N-niedopuszczalne

Lp	Rodzaj zabudowy	<40	40-45	45-50	50-55	55-60	60-65	65-70	70-75
1	Jednorodzinna rozproszona, duża działka	A	B	C	D	X	N	N	N
2	Jednorodzinna intensywna, szeregową	A	A	B	C	D	X	N	N
3	Wielorodzinna, wspólne tereny osiedlowe	A	A	B	B	C	D	X	N
4	Śródmiejska, mieszkania przejściowe i czasowe	A	A	A	B	C	D	X	X

Warunki „z zabezpieczeniami” (tab. 2) oznaczają konieczność uwzględnienia zabezpieczeń akustycznych, które ograniczą poziom hałasu zewnętrznego do warunków określonych jako „odpowiednie” (tab. 2). Jeżeli nie jest to możliwe, należy zastosować zabezpieczenia ograniczające uciążliwość hałasu przedostającego się do wnętrza budynku. W przypadku lokalizacji w strefie „z zabezpieczeniami” budynek powinien mieć elewację cichą tj. taką, gdzie poziom hałasu jest co najmniej o 20dB mniejszy od poziomu występującego po stronie źródła. Przynajmniej część pomieszczeń należących do każdego mieszkania powinna być usytuowana po stronie cichej. Należy w tym celu odpowiednio rozplanować wnętrze budynku uwzględniając pomieszczenia wrażliwe na hałas np. sypialnie, oraz mniej wrażliwe np. kuchnie, sanitariaty, klatki schodowe, pomieszczenia użytkowe, pracownie, gabinety do pracy w dzień itp. W przypadku pomieszczeń usytuowanych po stronie źródła należy zapewnić możliwość ich funkcjonowania przy zamkniętych oknach, np. stosując klimatyzację lub wentylację mechaniczną.

Klasyfikacja jest próbą spojrzenia na problem hałasu środowiskowego z perspektywy budownictwa i gospodarki przestrzennej, uwzględnia całe spektrum warunków akustycznych, jakie mogą w praktyce występować na obszarach zabudowy mieszkaniowej. Upowszechnienie klasyfikacji i włączenie jej do przepisów pozwoliłoby uporządkować zasady planowania akustycznego i w sposób bardziej racjonalny kształtować przestrzeń miejską. Klasyfikacja stanowi również jasne kryterium dla inwestora, developera, a przede wszystkim dla końcowego użytkownika, pozwala bardziej precyzyjnie oszacować rzeczywistą wartość nieruchomości.

4.3. Korekta uwzględniająca subiektywną ocenę dokuczliwości hałasu

Dokuczliwość hałasu o konkretnym poziomie L_{DWN} , który pochodzi od różnych źródeł, jest w subiektywnej ocenie odbiorcy różna. Relacja dawka-skutek jest przedmiotem szeregu publikacji, podstawową i stanowiącą pewne podsumowanie jest *position paper* [8]. Kryterium oceny jest tu wskaźnik wyrażający procent osób odbierających dany hałas jako dokuczliwy; *annoyed* [%A], lub wysoce dokuczliwy; *highly annoyed* [%HA]. W zaproponowanej klasyfikacji akustycznej terenu należy uwzględnić to zróżnicowanie stosując odpowiednie współczynniki korygujące poziom hałasu w zależności od rzeczywistego źródła dominującego na danym terenie (tab. 3). Zaproponowane poprawki, które przed dokonaniem oceny należy dodać do rzeczywistego poziomu hałasu L_{DWN} panującego w danej lokalizacji zostały ustalone na podstawie analizy danych literaturowych [4, 8].

Tabela 3. Poprawki uwzględniające subiektywną dokuczliwość hałasu różnych źródeł

Lp.	Rodzaj źródła hałasu	Wartość poprawki, dB
1	Drogowy, płynny ruch	0
2	Drogowy przerywany, małe natężenie ruchu do 300 poj./godz.	+3
3	Kolej konwencjonalna	-5
4	Koleje dużej prędkości	-2
5	Kolejowy, tereny położone blisko torów (w strefie do 50m)	0
6	Lotniczy występujący tylko w porze dziennej	+5
7	Lotniczy występujący w porze dziennej i nocnej	+8÷12

5. Warunki akustyczne w pomieszczeniu z otwartym oknem

Zagadnienia akustyczne, w porównaniu z innymi czynnikami środowiskowymi, są specyficzne również w odniesieniu do warunków panujących wewnątrz pomieszczenia przy otwartych oknach. Ze względu na pozostałe czynniki środowiskowe okna są otwierane tylko w okresach, gdy na zewnątrz panują warunki sprzyjające, a nie wtedy, gdy może to powodować np. znaczne pogorszenie komfortu cieplnego. Natomiast w przypadku hałasu, nawet nieznaczne uchYLENIE okna zawsze będzie miało odczuwalny wpływ na komfort wewnętrzny, w stopniu zależnym od warunków panujących na zewnątrz. Ponieważ w Polsce w budownictwie mieszkaniowym jest powszechnie stosowana wentylacja grawitacyjna, okna przez znaczną część roku pozostają otwarte.

Do oceny hałasu środowiskowego są stosowane wskaźniki długookresowe, odnoszące się do jednego roku. Zatem konsekwentnie tego typu długookresowe kryterium należałoby zaproponować również w odniesieniu do hałasu przedostającego się do wnętrza pomieszczeń. Izolacyjność akustyczną ściany zewnętrznej ocenianą w skali roku, z uwzględnieniem okresu zimowego, w którym okna są zamknięte, oraz okresu letniego, kiedy są otwierane, można zapisać wzorem:

$$R_{A2,rok} = -10 \log \frac{1}{12} \left(n 10^{-0,1R_{A2,o}} + (12 - n) 10^{-0,1R_{A2,z}} \right) \quad (1)$$

We wzorze (1) przyjęto oznaczenia: $R_{A2,rok}$ - wypadkowa izolacyjność akustyczna właściwa ściany w skali roku, dB, $R_{A2,o}$ - izolacyjność akustyczna ściany przy otwartych oknach, dB, $R_{A2,z}$ - izolacyjność akustyczna ściany przy zamkniętych oknach, dB, n - liczba miesięcy w roku, w których okna pozostają otwarte.

Okna, które są wykorzystywane w celach wentylacyjnych stanowią zwykle ok. 25% powierzchni ściany zewnętrznej i przez 3 do 6 miesięcy w ciągu roku pozostają w różnym stopniu otwarte. Izolacyjność akustyczna standardowego okna wyrażona wskaźnikiem $R_{A2,o}$ wynosi ok. 30dB, a gdy jest ono uchylone lub otwarte $R_{A2,o}=5\div 15$ dB. Korzystając ze wzoru (1) można oszacować, że w skali roku wypadkowa izolacyjność akustyczna ściany zewnętrznej z oknem wynosi 14÷27dB, średnio ok. $R_{A2,rok}=20$ dB. Jest ona tylko w niewielkim stopniu zależna od izolacyjności akustycznej pełnej części ściany. To pozwala oszacować rzeczywiste warunki akustyczne występujące w pomieszczeniu oceniane w skali roku, oraz poziom komfortu i jakość środowiska zamieszkania.

6. Podsumowanie

Jakość akustyczną środowiska zamieszkania należy oceniać z uwzględnieniem warunków panujących na styku budynku i środowiska zewnętrznego tj. wewnątrz przy otwartych oknach, na balkonach i tarasach, oraz w bezpośrednim otoczeniu budynku. Taką możliwość daje zaproponowana klasyfikacja akustyczna terenu, uwzględniająca całe spektrum warun-

ków akustycznych, jakie mogą występować na obszarach zabudowy mieszkaniowej. Upowszechnienie klasyfikacji i włączenie jej do formalnych przepisów pozwoliłoby uporządkować zasady planowania akustycznego i w sposób bardziej racjonalny kształtować przestrzeń miejską. Klasyfikacja stanowi również jasne kryterium oceny dla inwestora, developera i przede wszystkim dla końcowego użytkownika, pozwala bardziej precyzyjnie ocenić rzeczywistą wartość nieruchomości.

Literatura

- 1 Chmielewski J.M. Ład przestrzenny warunkiem równoważenia rozwoju. w: Budownictwo spełniające wymagania zrównoważonego rozwoju. (ed. Pogorzelski. A.). Materiały konferencyjne Wydawnictwo ITB, Warszawa 2002, s.45-54.
- 2 Lorens P. Zrównoważony rozwój a gospodarka przestrzenna. w: Zarządzanie zrównoważonym rozwojem, Agenda 21 w Polsce – 10 lat po Rio. (Ed. Borys T.). Wydawnictwo Ekonomia i Środowisko, Białystok 2003, s.130-152.
- 3 Stawicka-Wałkowska M. Procesy wdrażania zrównoważonego rozwoju w budownictwie. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2001.
- 4 Good practice guide on noise exposure and potential health effects. Technical report No 11/2010. European Environment Agency, 2010.
- 5 Nurzyński J. Ochrona przed hałasem w zrównoważonym budownictwie. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2013.
- 6 Guidelines for Community Noise. World Health Organization, 2000.
- 7 Night noise guidelines for Europe. World Health Organization, 2010.
- 8 Position paper on dose-response relationships between transportation noise and annoyance. Office for Official Publications of the European Communities, 2002.

Acoustical assessment of urban residential environment

Jacek Nurzyński

Department of Acoustics, Building Research Institute, e-mail: j.nurzynski@itb.pl

Abstract: The quality of urban residential environment depends on several factors, acoustical conditions are among the most important. Outdoor noise affects conditions inside the building, determines required sound insulation of external walls and the whole building envelope. It defines the comfort level on balconies and terraces, and also the quality of the closest building surroundings. Recent tendencies in spatial planning, related to the sustainable development idea, as rational land use, densification of existing built-up areas, revitalization of city centers etc, have possible far-reaching acoustical consequences. Besides, the environmental management and spatial planning present quite different attitude towards assessment of residential areas in terms of acoustics. The paper examines the problem of noise just from the perspective of spatial planning and building industry. The acoustic classification scheme is proposed for residential areas. It gives clear rules for acoustical planning and appropriate urban development policy. It is also an applicable tool for investors, developes, local authorities, and above all a final user to assess real quality and adequate value of the premises.

Keywords: Building, acoustics, spatial planning, noise, environment, sustainable development

Ocena jakości powietrza wewnętrznego w wybranych przedszkolach

Marek Telejko

*Katedra Technologii i Organizacji Budownictwa, Wydział Budownictwa i Architektury,
Politechnika Świętokrzyska, e-mail: mtelejko@tu.kielce.pl*

Streszczenie: W artykule przedstawiono wyniki badań jakości powietrza wewnętrznego przeprowadzonych w 4 przedszkolach samorządowych. W rozpatrywanych obiektach zastosowany został system wentylacji grawitacyjnej. Uzyskane wyniki badań wskazują jednoznacznie na bardzo niską jakość powietrza w tego typu budynkach.

Słowa kluczowe: fizyka budowli, wentylacja, wymiana powietrza, jakość powietrza wewnętrznego

1. Wprowadzenie

W Polsce zdecydowaną większość obiektów, w których zlokalizowano przedszkola publiczne, stanowią budynki kilkunasto- lub nawet kilkudziesięcioletnie. W obiektach tych standardowym rozwiązaniem jest system wentylacji naturalnej. Tylko niewielki procent takich budynków wyposażony został w system wentylacji mechanicznej z możliwością regulacji parametrów mikroklimatu.

Przekazanie szkół i przedszkoli w zarząd samorządom terytorialnym sprawił, że zaczęły one poszukiwać rozwiązań pozwalających na zmniejszenie kosztów związanych z eksploatacją tych obiektów. Jedną z głównych pozycji w kosztach utrzymania budynków są koszty ich ogrzewania. Ograniczony budżet jakim dysponują samorzady zwykle nie pozwala na przeprowadzenie kompleksowej termomodernizacji. Niestety źle przemyślane i nie skoordynowane działania termomodernizacyjne mogą, i coraz częściej mają, negatywny wpływ na mikroklimat panujący we wnętrzach takich obiektów [1,2]. Najprostszym i najbardziej efektywnym rozwiązaniem problemu poprawienia charakterystyki energetycznej budynku jest zwiększenie izolacyjności cieplnej przegród zewnętrznych. W artykule przedstawiono problematykę z jaką zetknięto się podczas prowadzenia prac badawczych dotyczących mikroklimatu w budynkach przedszkolnych poddanych termomodernizacji. W rozporządzeniu w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki [2] określono ogólne wymagania dotyczące wentylacji, a w normie [3, 4] między innymi dopuszczalną szczelność otwieranych okien i drzwi balkonowych. Wymagania te mają znaczenie nie tylko w przypadku budynków nowo powstałych, ale również poddanych zabiegom termomodernizacyjnym. Działania te są bardzo złożone i obejmują prace z kilku dziedzin budownictwa. Niestety zgodnie z obowiązującymi przepisami [5, 6] niektóre z prac termomodernizacyjnych mogą we własnym zakresie przeprowadzać właściciele obiektów bez wcześniejszych uzgodnień czy pozwoleń. Należy zwrócić również uwagę, że wymagania zawarte w przepisach rozporządzenia [3] dotyczą obiektów nowo powstałych, na co wskazuje umieszczony tam zakres stosowania normy. Natomiast egzekwowanie wspomnianych przepisów prawnych w stosunku do obiektów istniejących jest, z różnych względów, utrudnione. Ponadto nawet najlepiej opracowany projekt systemu wentylacji nie

uwzględnia skrajnych zachowań użytkowników, którzy na etapie eksploatacji, we własnym zakresie, podejmują szereg nieuzasadnionych działań mających, ich zdaniem, ograniczyć koszty ogrzania obiektów. Skutkiem tego są z reguły zaburzenia w działaniu systemu wentylacji grawitacyjnej, a co za tym idzie pogorszenie warunków mikroklimatu wewnętrznego.

2. Dwutlenek węgla wskaźnikiem jakości powietrza

Jako wyznacznik jakości powietrza wewnętrznego autorzy prowadzonych obecnie badań wybierają stężenie NO_2 , SO_2 , O_3 oraz obecność pyłów. Jednak najbardziej popularnym wskaźnikiem jakości powietrza wewnętrznego jest stężenie CO_2 . Związek pomiędzy ilością powietrza wentylacyjnego, a stężeniem dwutlenku węgla wewnątrz pomieszczeń jest od lat powszechnie stosowanym kryterium oceny jakości powietrza [7, 8]. Występujący w typowych warunkach dwutlenek węgla nie jest gazem toksycznym i powoduje on u użytkowników jedynie odczucie mniejszej lub większej świeżości powietrza. W pomieszczeniach zamkniętych obserwuje się zwykle wzrost stężenia dwutlenku węgla w powietrzu pochodzącego ze źródeł zewnętrznych i wewnętrznych. Obecnie jego wartość w powietrzu atmosferycznym waha się w granicach 400 – 600 ppm. Wewnątrz pomieszczeń źródłem dwutlenku węgla są przede wszystkim organizmy żywe i urządzenia gazowe. Jego wydzielanie zależne jest od aktywności organizmu (tab. 1) i może się różnić dla poszczególnych osób w zależności od diety, masy ciała, stanu zdrowotnego organizmu, itp. Oczywiście jest, że stężenie CO_2 zależne jest od liczby przebywających w pomieszczeniu osób, zbyt małej wymiany powietrza (spadku zawartości tlenu w powietrzu) czy też nasileniu procesów spalania w pomieszczeniu (np.: palenie tytoniu, przygotowywanie posiłków, itp.).

Tabela 1. Emisja CO_2 dla różnych poziomów aktywności [9]

Rodzaj aktywności	Wydzielanie CO_2	
	[$\text{dm}^3/\text{s} \cdot \text{os.}$]	[$\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{os.}$]
Odpoczynek	0,04	$4 \cdot 10^{-6}$
Lekka praca	$0,006 \div 0,012$	$(6 \div 12) \cdot 10^{-6}$
Praca umiarkowanie ciężka	$0,012 \div 0,020$	$(12 \div 20) \cdot 10^{-6}$
Praca ciężka	$0,020 \div 0,026$	$(20 \div 26) \cdot 10^{-6}$
Praca bardzo ciężka	$0,026 \div 0,032$	$(26 \div 32) \cdot 10^{-6}$

Tabela 2. Oddziaływanie CO_2 na organizmy ludzkie [10]

Lp.	Stężenie CO_2 w powietrzu [ppm]	Objawy
1	300 ÷ 450	Suche powietrze zewnętrzne
2	1000	Podstawa do ustalenia większości standardów odnośnie ilości powietrza wentylacyjnego dla pojedynczej osoby
3	1550 ÷ 5000	Odczucie wzrastającego zaduchu powietrza
4	5000	Limit wprowadzany na stanowiskach pracy
5	7000 ÷ 10000	Zwiększenie objętości oddechowej
6	15000	Pojawienie się stresów metabolicznych
7	20000	Silnie podwyższona częstość oddechu i silne bóle głowy
8	40000 ÷ 52000	Stężenie dwutlenku węgla występujące w powietrzu bezpośrednio wydychanym z płuc
10	60000 ÷ 80000	Możliwość wystąpienia częściowego paraliżu
11	>80000	Utrata przytomności w ciągu kilku minut.

W tabeli 1 podano ilość wydzielanego dwutlenku węgla w wydychanym powietrzu w zależności od rodzaju aktywności. Należy jednak zaznaczyć, że są to wartości średnie ustalane z reguły dla osób dorosłych. W rozpatrywanych obiektach większość użytkowników stanowiły dzieci, dla których wartości te są zdecydowanie mniejsze. Jednak w literaturze brak jest informacji na ten temat. Bez względu jednak na ilość wydzielanego CO₂ przez dzieci, jego oddziaływanie na nie będzie miało takie same objawy, jak w przypadku osób dorosłych.

Obecne standardy dla jakości powietrza wewnętrznego zakładają dopuszczalny poziom stężenia CO₂ na poziomie 1000 ppm [11, 12], przyjmując go jako wymóg minimum higienicznego. Polskie przepisy prawne nie podają maksymalnego stężenia dwutlenku węgla dla pomieszczeń mieszkalnych oraz budynków użyteczności publicznej. Jednak w normie [13], w zależności od jego stężenia, określone zostały kategorie powietrza wewnętrznego (tabela 3). Norma ta podaje również wymagany minimalny strumień powietrza przypadający na jedną osobę dla każdej kategorii jakości powietrza wewnętrznego.

Tabela 3. Klasyfikacja jakości powietrza wewnętrznego dla pomieszczeń o małej emisyjności zanieczyszczeń z zakazem palenia [13]

Kategoria	Opis jakości powietrza wewnętrznego	Przyrost stężenia CO ₂ w stosunku do powietrza zewnętrznego [ppm]	Strumień objętościowy powietrza zewnętrznego [m ³ /h]
IDA 1	Wysoka	< 400	< 54
IDA 2	Średnia	400 ÷ 600	36 ÷ 54
IDA 3	Umiarkowana	600 ÷ 1000	22 ÷ 36
IDA 4	Niska	> 1000	> 22

Warto zaznaczyć, że podany w przepisach rozporządzenia [3] minimalny strumień powietrza zewnętrznego jaki należy doprowadzić do pomieszczenia, określony tam na 30 m³/h dla każdej osoby, odpowiada zaledwie kategorii IDA 3, a więc umiarkowanej jakości powietrza wewnętrznego.

3. Przedmiot badań

Badania prowadzone były w czterech przedszkolach samorządowych. Obiekty powstały w latach 1978-85 i wykonane zostały w technologii szkieletowej. Wszystkie rozpatrywane budynki wyposażone zostały w system wentylacji grawitacyjnej, a w ostatnich latach poddane zostały zabiegom termomodernizacyjnym. W obiektach tych wymieniona została stolarka okienna i drzwiowa, a ściany zewnętrzne ocieplono styropianem. W trakcie badań powietrze zewnętrzne doprowadzane było do pomieszczeń poprzez nieszczelności w przegrodach zewnętrznych oraz nawiewniki higrosterowalne o wydajności maksymalnej 30 m³/h, zainstalowane w ramiakach okien wybranych pomieszczeń.

W trakcie pomiarów prowadzono rejestrację podstawowych czynników opisujących mikroklimat, tj. stężenie dwutlenku węgla, temperaturę oraz wilgotność powietrza. Pomiary prowadzono przy temperaturze powietrza zewnętrznego -10°C ÷ 0°C oraz prędkości wiatru 0 ÷ 5,0 m/s. Dodatkowo w pomieszczeniach z kanałami rejestrowano prędkość oraz kierunek przepływu powietrza poprzez poszczególne kratki wywiewne układu wentylacji grawitacyjnej. Analizowane parametry mierzone były w okresach dwutygodniowych z krokiem pomiarowym wynoszącym 30 minut. Dla każdego rozpatrywanego pomieszczenia przeprowadzono przynajmniej dwie serie pomiarów. Badania prowadzono w pomieszczeniach przeznaczonych na pobyt dzieci, ale również wybiórczo w pomieszczeniach

administracji. W każdym z przedszkoli wytypowano po 4 pomieszczenia przeznaczone dla dzieci w różnym wieku (2 pomieszczenia dla dzieci młodszych oraz 2 dla starszych).

Urządzenia do pomiarów wewnętrznych usytuowano na wysokości $1,00 \div 1,20$ co miało odpowiadać wysokości głowy dziecka.

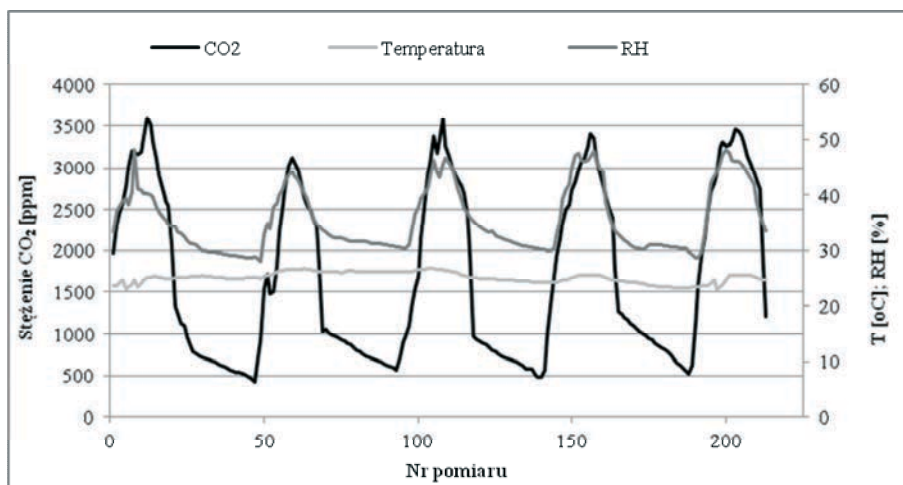
Równoległe z pomiarami wewnętrznymi prowadzono pomiary parametrów opisujących powietrze zewnętrzne z wykorzystaniem automatycznej stacji pogodowej, zainstalowanej na dachu budynku Politechniki Świętokrzyskiej, wspomaganą sondą OAQ. Maksymalna odległość stacji pogodowej od rozpatrywanych obiektów nie przekraczała w linii prostej 6,5 km. Średnie dobowe wartości parametrów powietrza zewnętrznego w analizowanym okresie przedstawiono w tabeli 4.

Tabela 4. Średnie dobowe wartości parametrów powietrza zewnętrznego w analizowanym okresie

Parametr	Październik	Grudzień	Luty
Temperatura [°C]	8 ÷ 21	0 ÷ 9	- 2 ÷ 7
Wilgotność względna [%]	58 ÷ 92	70 ÷ 96	73 ÷ 86
Ciśnienie atmosferyczne [hPa]	1002 ÷ 1026	998 ÷ 1029	1005 ÷ 1023
Stężenie CO ₂	403 ÷ 416	429 ÷ 441	460 ÷ 483

4. Analiza otrzymanych wyników

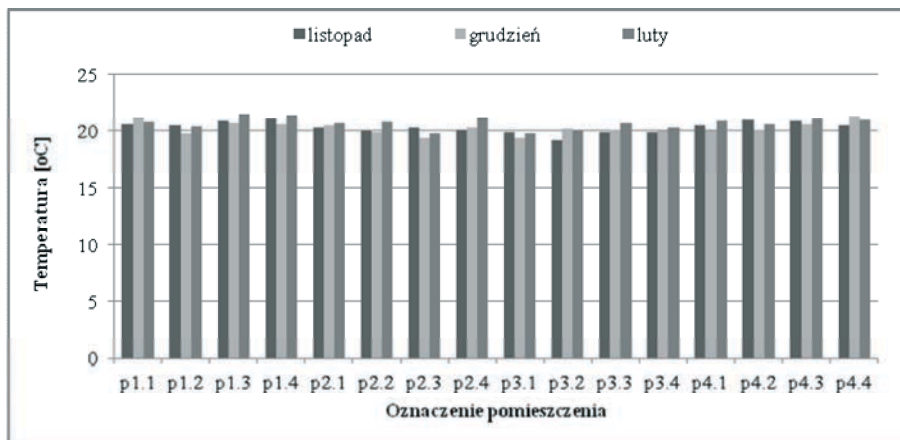
Analizując otrzymane wyniki można stwierdzić, że we wszystkich przedszkolach oraz wszystkich analizowanych pomieszczeniach przebieg zmienności parametrów mikroklimatu miał taki sam charakter. Wartości stężenia CO₂ oraz wilgotności względnej wzrastały od momentu rozpoczęcia zajęć w salach i w krótkim czasie osiągały wartości maksymalne, a po całkowitym opuszczeniu pomieszczeń wartości te powoli spadały, aby uzyskać wartości minimalne (rys. 1).



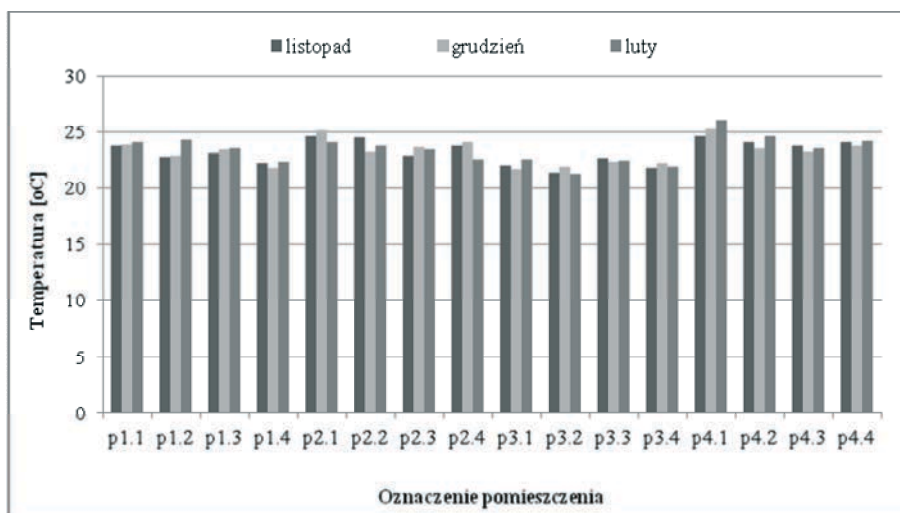
Rys. 1. Przebieg zmienności parametrów powietrza wewnętrznego dla wybranego pomieszczenia w jednym z analizowanych przedszkoli

Odnotowane wartości temperatury wewnętrznej niemal we wszystkich rozpatrywanych pomieszczeniach przekraczały wartości optymalne dla komfortu cieplnego. Maksymalną temperaturę odnotowano w przedszkolu nr 2 i wynosiła ona 26,2°C. Należy jednak zaznaczyć, iż miało to miejsce w trakcie słonecznego dnia w pomieszczeniu o południowej lokalizacji. W pozostałych przypadkach temperatury maksymalne mieściły się w przedziale od 21,3 °C do 25,1 °C. W trakcie korzystania z pomieszczeń temperatury niższe niż 20 °C

zanotowano sporadycznie. Miało to miejsce jedynie po intensywnym i długotrwałym (ponad 30 minut) wietrzeniu. Najniższe wartości temperatury wewnętrznej odnotowano w godzinach nocnych oraz porannych i wynosiły one od 18,9 °C do 21,5 °C. Zarejestrowane wartości minimalne dla poszczególnych przedszkoli (p1÷p4) w rozpatrywanych salach (1÷4) przedstawiono na rys. 2.

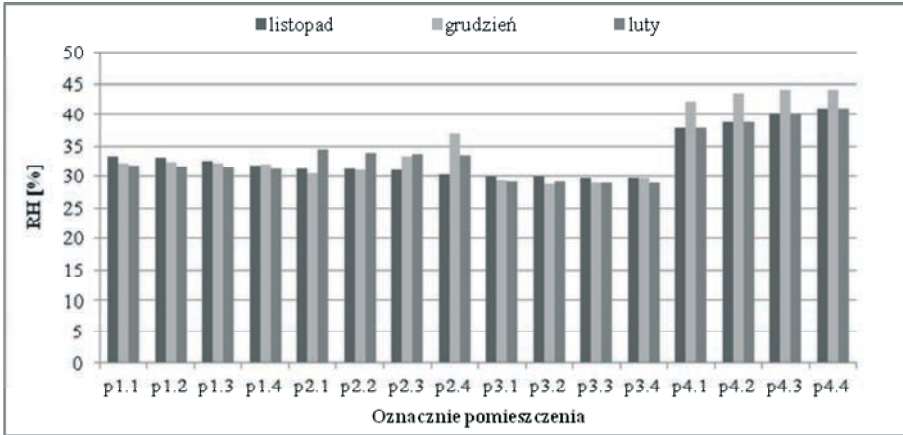


Rys. 2. Minimalne wartości temperatury odnotowane w rozpatrywanych pomieszczeniach (opis w tekście)

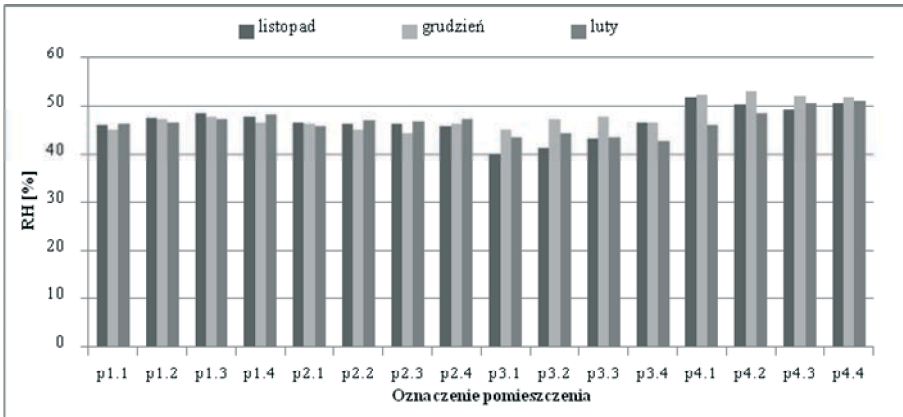


Rys. 3 Maksymalne wartości temperatury odnotowane w rozpatrywanych pomieszczeniach (opis w tekście)

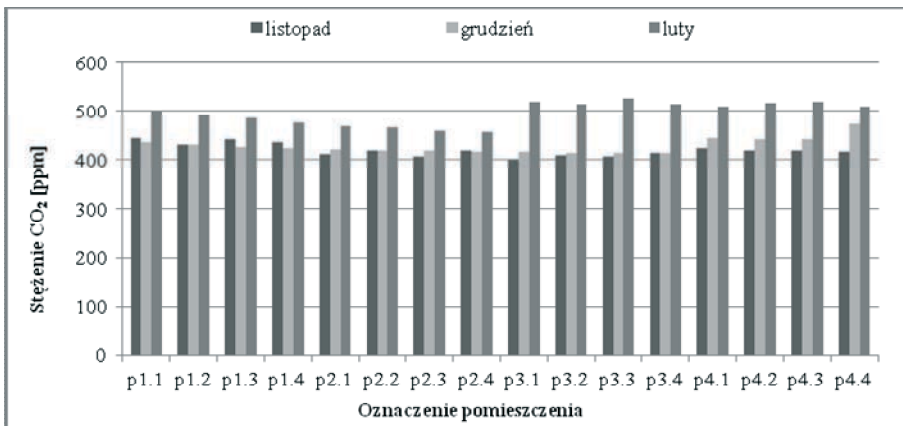
Poza godzinami, w których prowadzone były zajęcia dla dzieci, wartości wilgotności względnej z reguły spadały poniżej 30% (rys. 1), a więc były niższe od zalecanych 40%. Natomiast w trakcie intensywnego korzystania z sal odnotowywano stosunkowo duży i szybki wzrost wartości wilgotności względnej. Mimo wszystko nie przekraczały one i tak maksymalnej dopuszczalnej wartości dla komfortu cieplnego, zalecane w [14]. Minimalne oraz maksymalne wartości dla poszczególnych pomieszczeń w rozpatrywanych przedszkolach przedstawiono na rysunku 4 i 5.



Rys. 4 Minimalne wartości wilgotności względnej w rozpatrywanych pomieszczeniach (opis w tekście)

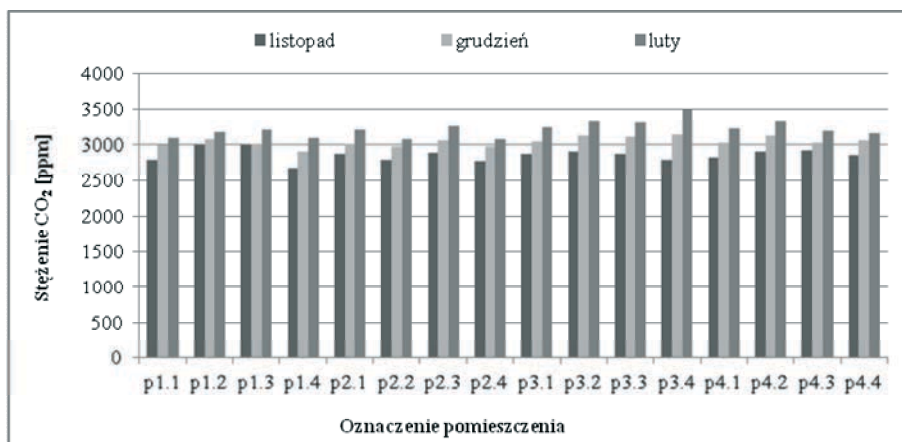


Rys. 5 Maksymalne wartości wilgotności względnej w rozpatrywanych pomieszczeniach (opis w tekście)

Rys. 6 Minimalne wartości stężenia CO₂ w rozpatrywanych pomieszczeniach (opis w tekście)

Najniższe wartości stężenia dwutlenku węgla odnotowano w nocy lub we wczesnych godzinach rannych i wynosiły one od 456 ppm do 527 ppm. Wartości nie przekraczały

zatem zalecanych przez literaturę 1000 ppm. W trakcie dnia stężenie CO₂ wzrastało w szybkim tempie do wartości maksymalnych przekraczających nawet 3000 ppm. Charakterystyczne niewielkie spadki wartości stężenia dwutlenku węgla w trakcie dnia (rys. 1) były wynikiem krótkotrwałego wietrzenia pomieszczeń. Nie miały większego wpływu na poprawę jakości powietrza wewnętrznego, a jedynie chwilowo poprawiały jakość powietrza wewnątrz pomieszczeń.



Rys. 7 Maksymalne wartości stężenia CO₂ w rozpatrywanych pomieszczeniach (opis w tekście)

5. Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonych badań można jednoznacznie stwierdzić, że jakość powietrza wewnętrznego w rozpatrywanych przedszkolach jest bardzo niska. Żaden z analizowanych parametrów opisujących tę jakość nie spełnia aktualnych wymagań normowych. Odnotowane wartości stężenia CO₂ przekraczały nawet trzykrotnie maksymalne wartości zalecane. Pomimo, że odnotowane wartości przekroczeń miały charakter chwilowy, to jednak występowały one przez cały okres użytkowania pomieszczeń. Wyniki pomiarów pozwalają zakwalifikować wszystkie badane przedszkola do kategorii IDA 4 jakości powietrza wg PN-EN 13779:2008. Jest to wynikiem niewystarczającej wydajności zastosowanej w obiektach wentylacji grawitacyjnej w okresach intensywnego użytkowania pomieszczeń, a także braku możliwości sterowania systemem wentylacji (okresowego zwiększenia wydajności).

Wyniki przedstawione w publikacji zostały uzyskane w trakcie badań sfinansowanych w ramach Projektu "Perspektywy RSI Świętokrzyskie – IV etap" nr: WND – POKL.08.02.02 – 26 – 001/12 - Program Operacyjny Kapitał Ludzki, Priorytet VIII, Działanie 8.2 Transfer wiedzy, Podziałanie 8.2.2 Regionalne Strategie Innowacji.

Literatura

- 1 Piotrowski J. Telejko M. Zender-Świercz E., Wpływ szczelnej obudowy na dystrybucję powietrza wentylacyjnego, *Energia i budynek* 7/2010, s. 23-25
- 2 Telejko M., Piotrowski J. Z., Zaburzenia wymiany powietrza w budynkach poddanych termomodernizacji - Fizyka budowli w teorii i praktyce, Sekcja Fizyki Budowli Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, Łódź – Słok 2007, s. 291 - 296.

- 3 Dz. U. Nr 75 z 2002 r., poz. 690 z dn. 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie z późniejszymi zmianami, z późniejszymi zmianami
- 4 PN-83/B-03430 Wentylacja w budynkach mieszkalnych zamieszkania zbiorowego i użyteczności publicznej. Wymagania, PKN, 1983
- 5 PN-83/B-03430:Az03 Wentylacja w budynkach mieszkalnych zamieszkania zbiorowego i użyteczności publicznej. Wymagania. Zmiana Az3, PKN, 2000
- 6 Dz. U. Nr 207 poz. 2016 z roku 2003, Ustawa z dn. 7 lipca 1994 Prawo Budowlane, z późniejszymi zmianami.
- 7 Nantka, M.B., Wentylacja w budownictwie ogólnym – przegląd, działanie, problemy i mity, Materiały Forum Instalacyjnego, Poznań 2004
- 8 Nowakowski, E., Problemy z wentylacją grawitacyjną pomieszczeń, Rynek Instalacyjny 9/02, s. 58-62
- 9 Nantka M.B., Naturalna wymiana powietrza a szczelność mieszkań, Forum Wentylacja 2005, Warszawa 2005
- 10 Sowa, J., Proces migracji zanieczyszczeń w warunkach stochastycznych zakłóceń, Praca doktorska, Wydział Inżynierii Środowiska Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1995
- 11 WHO Regional Office for Europe (2000), Air Quality Guidelines for Europe, SE 2000, Copenhagen, European Series, No. 91
- 12 ASHRAE 62-1989 Ventilation for acceptable Indoor Air Quality.
- 13 PN-EN 13779:2008 Wentylacja budynków niemieszkalnych – Wymagania dotyczące właściwości instalacji wentylacji i klimatyzacji, PKN 2008
- 14 EN ISO 7730:2006, Ergonomia środowiska termicznego – Analityczne wyznaczanie i interpretacja komfortu termicznego z zastosowaniem obliczania wskaźników PMV i PPD, PKN 2006

Indoor air quality in a preschool

Marek Telejko

Department of Building Engineering Technologies and Organization, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Kielce University of Technology, e-mail: mtelejko@tu.kielce.pl

Abstract: The article presents the results of indoor air quality (IAQ) assessment in four local preschools. The natural ventilation system was used in the buildings. Outdoor air was supplied to the premises through a leak in the external walls and air intakes were of maximum efficiency of 30 m³/h. Parameters describing IAQ were measured, such as: temperature, relative humidity and carbon dioxide concentration. Two series of studies were performed in each preschool. On the basis of the survey, it can be clearly stated that the indoor air quality in preschools is considered to be very low very low. All the analyzed parameters describing the quality do not meet the current legal requirements. Reported values of CO₂ concentration exceeded three times the value set of the recommended maximum.

Keywords: building physics, ventilation, air exchange, indoor air quality, preschool building

Czynniki wpływające na izolacyjność akustyczną w budynkach wielkopłytowych

Barbara Szudrowicz¹, Elżbieta Nowicka²

^{1,2} Zakład Akustyki, Instytut Techniki Budowlanej, e-mail: ¹b.szudrowicz@itb.pl, ²e.nowicka@itb.pl

Streszczenie Na izolacyjność akustyczną w budynkach wpływa wiele czynników związanych z drogami przenikania dźwięku między pomieszczeniami. Należą do nich tzw. droga bezpośrednia zależna od izolacyjności akustycznej przegród dzielących dane pomieszczenia, materiałowe drogi przenoszenia bocznego oraz powietrzne drogi pośrednie wynikające z transmisji dźwięku przez wszelkiego rodzaju nieszczelności oraz dodatkowe kanały (np. instalacyjne) łączące pomieszczenia. W referacie przeanalizowano wpływ tych czynników na izolacyjność akustyczną w budynkach mieszkalnych wielkopłytowych. Uwzględniono przy tym szczególnie te czynniki, które są charakterystyczne dla budownictwa prefabrykowanego. W referacie wykorzystano wyniki badań laboratoryjnych i terenowych przeprowadzonych przez Zakład Akustyki w latach 1975-85.

Słowa kluczowe: budynki wielkopłytowe, izolacyjność od dźwięków powietrznych, izolacyjność od dźwięków uderzeniowych, ściany międzymieszkaniowe, stropy, kanały instalacyjne

1. Wprowadzenie

Każdy budynek mieszkalny, bez względu na konstrukcję powinien zapewniać ochronę mieszkańców przed hałasem, który „nie będzie stanowił zagrożenia dla ich zdrowia, a także umożliwiał im pracę, odpoczynek i sen w zadawalających warunkach”¹.

Ochrona przed hałasem budynku polega na rozwiązaniach zabezpieczających przed:

- przenikaniem do budynku hałasów środowiskowych (np. komunikacyjnych),
- przenikaniem i rozprzestrzenianiem się w budynku hałasów instalacyjnych pochodzących od wyposażenia technicznego budynku (w tej grupie hałasów uwzględniane są także hałasy, których źródłem są pomieszczenia usługowe zlokalizowane w budynku),
- rozprzestrzenianiem się w budynku hałasów bytowych związanych z użytkowaniem budynku zgodnie z jego przeznaczeniem (dotyczy to wzajemnego odizolowania pod względem akustycznym jednostek funkcjonalnych, jakimi w budynku mieszkalnym są poszczególne mieszkania oraz pomieszczenia komunikacji ogólnej np. klatki schodowe, korytarze ogólne, a także określone pomieszczenia w obrębie jednego mieszkania),
- drganiami pochodzącymi od źródeł zewnętrznych (np. od tras komunikacyjnych), jak i wewnętrznych (np. od wyposażenia technicznego budynku) stwarzających dyskomfort dla użytkowników budynku.

¹ Cytat z Rozporządzenia w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie; treść jest zgodna z odpowiednimi dokumentami UE.

Wymagania akustyczne, jakie powinien spełniać budynek nie są uzależnione od jego konstrukcji, wynikają, bowiem z potrzeb użytkowników budynku. Stopień uzyskanej ochrony akustycznej zależy natomiast od bardzo wielu czynników, związanych zarówno z rozwiązaniami architektonicznymi, konstrukcyjnymi i jakością zastosowanych wyrobów budowlanych i jakością wykonania budynku.

W niniejszym referacie skoncentrowano się na czynnikach ściśle związanych ze specyfiką rozwiązań materiałowo-konstrukcyjnych budynków mieszkalnych wielkopłytowych i wpływem tej specyfiki na izolacyjność akustyczną w budynkach. Przy omawianiu poszczególnych zagadnień wykorzystano badania prowadzone przez Zakład Akustyki Instytutu Techniki Budowlanej w latach 1975-85, analizując te wyniki na tle aktualnego stanu wiedzy. Przytoczone w referacie wyniki badań podano w odniesieniu do wskaźników, które były stosowane w okresie, w którym przeprowadzono badania.

2. Drogi transmisji dźwięku między pomieszczeniami w budynku

Przenoszenie dźwięku między pomieszczeniami, decydujące o izolacyjności akustycznej między tymi pomieszczeniami, odbywa się różnymi drogami transmisji, zarówno powietrznej² jak i materiałowej³, które można podzielić na trzy podstawowe grupy, przenoszenie przez:

- przegrodę rozdzielającą te pomieszczenia,
- przegrody boczne przylegające do przegrody działowej,
- drogami tzw. pośrednimi.

Przenoszenie dźwięku przez przegrodę rozdzielającą pomieszczenia ma charakter transmisji materiałowej. Jeżeli w przegrodzie tej, lub na jej obwodzie, występują nieszczelności, to transmisji materiałowej towarzyszy także transmisja powietrzna.

Przenoszenie dźwięku przez przegrody boczne przylegające do przegrody działowej jest transmisją materiałową. Ten rodzaj transmisji występuje w każdym budynku i nosi nazwę tzw. przenoszenia bocznego.

Pośrednie przenoszenie dźwięku odnosi się do transmisji powietrznej i obejmuje przypadki, gdy dźwięk może przenikać dodatkowymi drogami występującymi w obrębie rozpatrywanej pary pomieszczeń (np. kanałami instalacyjnymi) lub poza tymi pomieszczeniami.

Zgodnie ze stosowanymi współcześnie modelami transmisji dźwięku, izolacyjność od dźwięków powietrznych między pomieszczeniami można przedstawić następującymi wzorami:

$$R' = -10 \lg \tau' \quad [\text{dB}] \quad (1)$$

przy czym

$$\tau' = \tau_d + \sum_{f=1}^n \tau_f + \sum_{e=1}^m \tau_e + \sum_{s=1}^k \tau_s \quad (2)$$

gdzie:

R' - izolacyjność akustyczna właściwa, dB

τ' - stosunek całkowitej mocy akustycznej wypromieniowanej w pomieszczeniu odbiorczym, do mocy akustycznej padającej na wspólna część przegrody działowej

² Przenoszenie dźwięku przez ośrodek powietrzny

³ Przenoszenie dźwięku przez ośrodek stały (przez tworzywo, z którego wykonana jest przegroda uczestnicząca w transmisji materiałowej)

τ_d - stosunek mocy akustycznej wypromieniowanej przez wspólną, w obu pomieszczeniach część przegrody, do mocy padającej na tę część przegrody

τ_f - stosunek mocy akustycznej wypromieniowanej przez przegrody boczne w pomieszczeniu odbiorczym do mocy padającej na wspólną w obu pomieszczeniach część przegrody działowej

τ_e - stosunek mocy akustycznej wypromieniowanej przez element występujący w przegrodzie działowej do mocy padającej na wspólną w obu pomieszczeniach część przegrody działowej

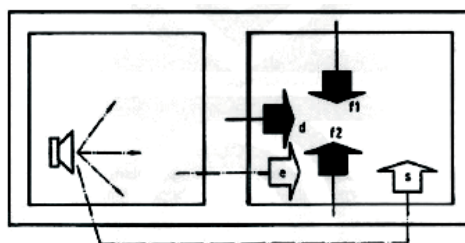
τ_s - stosunek mocy akustycznej wypromieniowanej przez system s spowodowany transmisją pośrednią dźwięków powietrznych przez ten system do mocy padającej na wspólną w obu pomieszczeniach część przegrody działowej

n - liczba elementów bocznych

m - liczba elementów biorących udział w bezpośrednim przenoszeniu dźwięków powietrznych

k - liczba systemów biorących udział w pośrednim przenoszeniu dźwięków powietrznych

Ilustrację dróg transmisji dźwięków między pomieszczeniami wg wzorów (1) – (2) przedstawiono na rys. 1



Rys. 1 Schemat dróg transmisji dźwięku między pomieszczeniami (rysunek wg PN-EN 12354-1:2002 Oznaczenia - energia akustyczna wypromieniowana: d - bezpośrednio przez przegrodę działową, f_1, f_2 - przez przegrody boczne, e - przez elementy występujące w przegrodzie działowej lub na jej obwodzie (np. nieszczelności), s - drogami pośrednimi (mogą występować poza pomieszczeniami jak na rysunku a także mogą występować w obrębie pomieszczeń

Przedstawione ogólne schematy dróg transmisji dźwięku między pomieszczeniami można odnieść do specyfiki budynków o konstrukcji wielkopłytywowej, co może być podstawą analizy czynników wpływających na izolacyjność akustyczną w tego rodzaju budynkach.

Stopień bezpośredniego przenikania dźwięku przez przegrodę działową (ścianę międzymieszkaniową, strop) zależy od konstrukcji przegrody oraz występujących w przegrodzie miejsc o osłabionej izolacyjności akustycznej. W budynkach wielkopłytowych przegrody międzymieszkaniowe są masywnymi płytami żelbetowymi pełnymi, lub, w niektórych przypadkach kanałowymi. Pośrednie przenoszenie dźwięku związane jest z występowaniem ewentualnych nieszczelności w obrębie przegrody działowej lub na jej obwodzie (problem szczelności złączy między elementami). Boczne przenoszenie dźwięku zależy natomiast od izolacyjności akustycznej i masy powierzchniowej przegród rozdzielających mieszkania i powiązanych z nimi przegród bocznych oraz rodzaju złączy między nimi. Pośrednie przenoszenie dźwięku między pomieszczeniami związane jest przede wszystkim z występowaniem w obrębie mieszkań kanałów, w których prowadzone są przewody instalacyjne. Bezpośrednie przenoszenie dźwięku przez przegrodę działową determinuje maksymalną izolacyjność akustyczną między pomieszczeniami. Jest to wielkość wyjściowa. Wszystkie pozostałe drogi powodują obniżenie tej izolacyjności.

3. Czynniki wpływające na izolacyjność akustyczną ścian międzymieszkaniowych

Ściany międzymieszkaniowe w budynkach wielkopłytowych są płytami z betonu żwirowego grubości 14 cm (np. system OWT-67) lub 15 cm (np. system W-70, Wk-70, S).

Wskaźniki wagone izolacyjności akustycznej właściwej R_w wynoszą: płyty grubości 14 cm: $R_w = 53$ dB, płyty grubości 15 cm: $R_w = 54$ dB [1],[2] (w przybliżeniu odpowiada to obecnie stosowanym wskaźnikom odpowiednio $R_{A1} = 52$ dB i 53 dB). Uznano, że przy ograniczonym stopniu bocznego przenoszenia dźwięku do 2 dB (takie założenia przyjmowano ówczesnie przy projektowaniu izolacyjności akustycznej w budynku, bez względu na jego konstrukcję) i pominięciu innych czynników obniżających izolacyjność akustyczną płyty żelbetowej, można przyjąć, że ściany grubości 15 cm spełniały ówczesnie obowiązujące wymagania akustyczne. Grubość płyty 14 cm została oceniona, jako niewystarczająca. Było to jednym z powodów zwiększenia grubości elementów ściennych w systemie OWT-75 do 15 cm.

Faktyczna izolacyjność elementów ściennych jest jednak mniejsza w wyniku miejscowego obniżenia izolacyjności przez kanały do prowadzenia przewodów instalacji elektrycznych, otwory występujące w płaszczyźnie płyty (tuleje transportowe i montażowe, otwory po formach bateryjnych) oraz ewentualne nieszczelności w złączach.

Fakt ten całkowicie potwierdzają badania przeprowadzone w budynkach wielkopłytowych i to nie tylko w odniesieniu do średniej wartości uzyskanych wyników badań, ale przede wszystkim do wartości rozrzutów wyników badań.

Tabela 1. Przykładowe wyniki badań izolacyjności akustycznej ścian międzymieszkaniowych w budynkach wielkopłytowych [2],[3],[4]

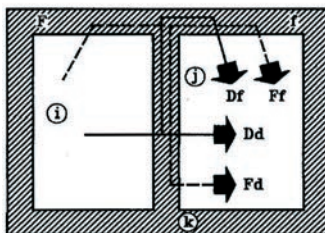
Lp.	System budownictwa	Ściana międzymieszkaniowa	Wyniki badań, R'_w , dB
1	W-70, Wk-70	Płyta żelbetowa 15 cm, w płycie tuleje transportowe i montażowe	52 – 55
2	S	Płyta żelbetowa 15 cm, w płycie liczne otwory po formach bateryjnych	47 – 54
3	OWT-67	Płyta żelbetowa 14 cm, w płycie tuleje transportowe i montażowe	51 – 53

Przedstawione w tablicy 1 wyniki badań obejmują nie tylko czynniki wpływające na izolacyjność samej płyty ściennej (z uwzględnieniem szczelności węzłów na obwodzie, szczelności przejść instalacyjnych), ale także wpływ bocznego przenoszenia dźwięku w budynku. Tym niemniej skala obniżenia izolacyjności akustycznej w zależności od liczby otworów świadczy o przewadze ich negatywnego wpływu na izolacyjność akustyczną ściany międzymieszkaniowej

Stosowane ówczesnie techniki pomiarowe nie pozwoliły na wydzielenie z wyniku pomiaru części energii akustycznej przenikającej między pomieszczeniami materiałowymi drogami bocznymi. Nie było także metod, które umożliwiłyby oszacowanie tego zjawiska występującego w konkretnym budynku na podstawie obliczeń.

Obecny stan wiedzy pozwala na prognozowanie izolacyjności akustycznej przegrody w budynku na podstawie parametrów akustycznych i masy powierzchniowej przegród uczestniczących w bocznej transmisji dźwięku w budynku. Schemat tej transmisji przedstawiono na rys. 2 na podstawie modelu określonego w normie PN-EN 12354-1:2002, który uwzględnia bezpośrednią transmisję przez przegrodę D_d rozdzielającą pomieszczenia

oraz przy każdej krawędzi drogi D_f , F_f i F_d , w których uczestniczą przegroda działowa oraz przegrody boczne.



Rys. 2. Schemat dróg transmisji dźwięków powietrznych między pomieszczeniami w przypadku konstrukcji masywnych [wg PN-EN 12354-1:2002]. Dd – droga bezpośrednia, Ff, Fd, Df – drogi boczne

W każdej z dróg istotne znaczenie ma wskaźnik redukcji drgań w węzle K_{ij} . Można oszacować, że w budynkach wielkopłytowych, ze względu na rodzaj węzłów i dużą masę powierzchniową przegród międzymieszkaniowych (a także ścian zewnętrznych) wskaźnik redukcji drgań wynosi przeciętnie 8-10 dB [5]. Powoduje to, że izolacyjność poszczególnych dróg bocznych jest stosunkowo duża, co prowadzi do ograniczenia bocznego przenoszenia bocznego nawet w sytuacji, gdy powierzchnia pomieszczeń jest stosunkowo mała⁴.

Przeprowadzone przez Zakład Akustyki ITB badania izolacyjności akustycznej ścian międzymieszkaniowych w budynku wielkopłyтовym nowej generacji potwierdziły przedstawione wcześniej analizy, że przy odpowiednich rozwiązaniach elementów prefabrykowanych (szczelne złącza, eliminacja otworów w płytach) i odpowiednim wykonawstwie budynku transmisja dźwięku wszystkimi omówionymi drogami bocznymi i pośrednimi może być ograniczona (przenoszenie boczne) lub wręcz wyeliminowana (przenoszenie pośrednie).

4. Czynniki wpływające na izolacyjność akustyczną stropów

W budynkach wielkopłytowych omawianych systemów stosowane były stropy płytowe grubości 14cm (system OWT-67, S), 16 cm (system Wk-70) oraz kanałowe grubości 22 cm (system W-70). Ocena akustyczna stropów dotyczy izolacyjności zarówno od dźwięków powietrznych jak i uderzeniowych. Parametry akustyczne samych płyt stropowych, wynikające z ich konstrukcji, podano w tabeli 2.

Płyty kanałowe charakteryzują się lepszą izolacyjnością od dźwięków powietrznych niż płyty pełne o takiej samej masie powierzchniowej. Stąd wynika, że izolacyjność płyty kanałowej 22 cm przy mniejszej masie powierzchniowej jest równoważna izolacyjności płyty pełnej grubości 16 cm. Zamieniając, w systemie Wk-70, stropy kanałowe na płytowe uwzględniono tę zależność.

Na izolacyjność stropów od dźwięków powietrznych mają wpływ czynniki analogiczne, jak w przypadku ścian międzymieszkaniowych. Natomiast sama płyta stropowa, bez względu na konstrukcję, nigdy nie będzie charakteryzowała się odpowiednim tłumieniem dźwięków uderzeniowych (patrz tablica 2). Zawsze niezbędne jest stosowanie na płytach stropowych odpowiednich podłóg izolacyjnych

⁴ Izolacyjność akustyczna każdej z dróg bocznych jest tym większa, im większy jest stosunek powierzchni przegrody rozdzielającej pomieszczenia do długości złącza, tym samym, wpływ bocznego przenoszenia dźwięku jest tym większy, im mniejsza jest powierzchnia przegrody rozdzielającej te pomieszczenia.

Tabela 2. Parametry akustyczne płyt stropowych stosowanych w budynkach wielkopłytowych [1]

Lp.	Płyta stropowa	Parametry akustyczne, dB	
		R_w	$L_{n,w,eq}$ ⁵
1	płyta pełna grubości 14 cm	53	75
2	płyta pełna grubości 16 cm	55	73
3	płyta kanałowa grubości 22 cm	55	74

Głównym czynnikiem wpływającym na izolacyjność stropu od dźwięków powietrznych jest rodzaj i jakość podłogi. W budynkach wielkopłytowych stosowano dwa rodzaje podłóg:

- pływające podłogi z warstwą izolacyjną z płyty pilśniowej porowatej (w okresie wznoszenia budynków wielkopłytowych, była to podstawowa płyta izolacyjna),
- dodatkowa warstwa jastrychu cementowego oraz wykładzina podłogowa z warstwą izolacyjną (w okresie wznoszenia budynków wielkopłytowych stosowana była wykładzina Lentex z warstwą izolacyjną produkowaną z odpadów lnianych).

Wyniki badań laboratoryjnych tego rodzaju rozwiązań były stosunkowo korzystne [1],[2] Wyniki badań w budynku nie w pełni potwierdziły wyniki badań laboratoryjnych [2],[3],[4].

Wskaźnik izolacyjności od dźwięków powietrznych stropów z pływającymi podłogami w budynkach wahał się w przedziale 50-55dB, głównie w zależności od grubości stropu (jest to wartość niewiele odbiegająca od obecnych wymagań). Znacznie gorszą izolacyjnością akustyczną charakteryzują się stropy z jastrychem cementowym i wykładziną podłogową. Wyniki badań tłumienia przez strop dźwięków uderzeniowych w większości przypadków wskazały na duże niedobory izolacyjności akustycznej (nawet ponad 5 dB, co jest wartością bardzo wyraźnie odczuwalną). Stosowane w budynkach wielkopłytowych warstwy izolacyjne nie odpowiadają obecnym standardom. Warto także podkreślić, że rozwiązanie izolacji podłogi w postaci dodatkowej warstwy jastrychu i wykładziny podłogowej, zgodnie z obecnymi przepisami, nie jest dopuszczone do stosowania w budynkach mieszkalnych.

Wyeliminowanie niedostatecznej izolacyjności akustycznej stropów w ramach modernizacji budynku wymagać będzie wymiany podłóg na podłogi pływające ze współcześnie stosowanymi warstwami izolacyjnymi np. ze styropianu elastycznego lub wełny mineralnej. Istotne jest także uszczelnienie przejść przez stropy pionów instalacji centralnego ogrzewania.

5. Czynniki wpływające na pośrednie przenoszenie dźwięku między mieszkaniami

Pojęcie pośredniego przenoszenia dźwięku, zgodnie z p. 2 odnosi się do przypadku, gdy energia akustyczna przenika między pomieszczeniami dodatkowymi drogami powietrznymi, które występują poza lub w obrębie pomieszczeń. Analizując sytuację w tym zakresie w budynkach mieszkalnych wielkopłytowych należy stwierdzić, że dotyczy to transmisji dźwięku kanałami instalacji wod.-kan, usytuowanymi w kuchniach, pomieszczeniach sanitarnych oraz kanałami w postaci specjalnych elementów prefabrykowanych (blokach otworowych, korytkach) przeznaczonych do prowadzenia pionów przewodów

⁵ $L_{n,w,eq}$ – tzw. równoważny wskaźnik poziomu uderzeniowego normalizowanego, obliczany wg PN-EN ISO 717-2:1999, służący do określania, na podstawie obliczeń, poziomu uderzeniowego odnoszącego się do płyty stropowej z podłogą

elektrycznych zlokalizowanych w przedpokojach. Niezaizolowane na poziomie stropów kanały instalacyjne charakteryzują się bardzo małą izolacyjnością akustyczną, co zgodnie z zależnością (1) prowadzi do znacznego obniżenia izolacyjności akustycznej między pomieszczeniami. Wyniki badań przeprowadzonych w budynku przedstawiono w tabeli 4. Izolacyjność ta nie zależy od systemu, w jakim został wzniesiony budynek, ponieważ sposób rozwiązania i wykonania kanałów instalacyjnych zależy tylko od przyjętej koncepcji rozwiązania prefabrykacji instalacji sanitarnych.

Tabela 4. Izolacyjność akustyczna w budynkach wielkopłytowych między pomieszczeniami, w których (lub przy których) znajdują się kanały instalacyjne [2],[3],[4]

Lp.	Pomieszczenia, kanał instalacyjny	Izolacyjność między pomieszczeniami odniesiona do wypadkowej izolacyjności akustycznej stropu, R'_{w} , dB
1	Przylegające do siebie w pionie kuchnie i łazienki, przez które przechodzą kanały do prowadzenia pionów instalacji wod.-kan.	38 – 48
2	Przylegające do siebie w pionie pokoje, które przylegają do kuchni i łazienek z kanałami do prowadzenia pionów instalacji wod.-kan.	46 – 50
3	Przylegające do siebie w pionie przedpokoje, przez które przechodzą kanały do prowadzenia pionów instalacji elektrycznej	40 – 45

Wynik badania przedstawiony w tabeli 4, poz. 2 świadczy nie tylko o znacznym przenoszeniu dźwięków między pomieszczeniami, w których zlokalizowane są kanały z pionami instalacyjnymi, ale także wskazuje na zbyt małą izolacyjność akustyczną obudowy kanału oraz ściany oddzielającej kuchnie i łazienki od pokoju.

W ramach modernizacji budynku jest możliwe wyeliminowanie tego istotnego mankamentu akustycznego, najkorzystniej, poprzez przeniesienie pionów instalacji elektrycznych na klatkę schodową, lub wprowadzenie zabezpieczeń akustycznych kanałów występujących w przedpokojach. Ten ostatni sposób jest trudny do realizacji i może okazać się znacznie mniej skuteczny.

6. Podsumowanie

1. Spośród czynników wpływających na izolacyjność akustyczną między mieszkaniami w budynkach o konstrukcji wielkopłytovej należy wyróżnić te, które wynikają z konstrukcji samych elementów przegród międzymieszkanowych jak i te, które są związane ze specyfiką budownictwa prefabrykowanego.
2. Stosowane w budynkach wielkopłytowych płyty ściennie pełne grubości 15 cm oraz stropowe pełne grubości 16 cm i kanałowe grubości 22 cm można byłoby uznać za wystarczające pod względem akustycznym, gdyby w budynkach nie występowało dodatkowo przenoszenie dźwięku między pomieszczeniami wynikające z rozwiązań i jakości wykonawstwa budynków prefabrykowanych (patrz p. 3).
3. Do specyficznych dla budownictwa wielkopłytowego czynników, które mają niekorzystny wpływ na izolacyjność akustyczną między mieszkaniami, zaliczyć należy:
 - występujące w elementach otwory (szczególnie otwory po formach bateryjnych), których wypełnienie na budowie wymagałoby znacznych nakładów pracy i ścisłego nadzoru w trakcie wznoszenia budynku,
 - niedokładne zabetonowanie złączy między elementami,
 - prowadzenie pionów instalacji wewnętrznych w kanałach zlokalizowanych w mieszkaniach, bez zastosowania jakichkolwiek zabezpieczeń akustycznych,

Wylimowanie negatywnego wpływu tych czynników na jakość akustyczną prefabrykowanego budynku mieszkalnego wymaga przeprowadzenia szeregu prac modernizacyjnych o różnym zakresie, wynikającym z oceny izolacyjności akustycznej danego budynku przeprowadzonej w ramach akustycznych badań diagnostycznych.

Przeznaczenie, w ramach modernizacji budynku prefabrykowanego, parterów na usługi lub zaprojektowanie nadbudowy oznacza konieczność znacznego zwiększenia izolacyjności akustycznej przegród oddzielających istniejące mieszkania od pomieszczeń nowych lub o zmienionym przeznaczeniu. Na wprowadzenie zabezpieczeń akustycznych musi być zagwarantowane odpowiednie miejsce już w fazie projektu modernizacji budynku.

Literatura

- 1 Instrukcja ITB nr 369/2002 Właściwości dźwiękoizolacyjne przegród budowlanych i ich elementów. Wyd. ITB Warszawa, 2002 r
- 2 Szudrowicz B. Sadowski J. ochrona przed hałasem i drganiami w budynkach wielkopłytowych. Materiały Konferencji naukowo-technicznej ITB „Możliwości techniczne modernizacji budynków wielkopłytowych na tle ich stanu technicznego” Mrągowo, 3-5 listopada 1999, s. 209-229.
- 3 Szudrowicz B., Iżewska A.: Ocena akustyczna podstawowych systemów budowlanych na podstawie badań ankietowych i pomiarów - Raport końcowy. Praca badawcza ITB nr FA-35, Warszawa 1979 (maszynopis).
- 4 Iżewska A, Sadowski J.: Badanie warunków akustycznych w pomieszczeniach wznoszonych metodami uprzemysłowionymi w różnych aglomeracjach w Polsce. Praca n-b NA-70 ITB, Warszawa 1985 (maszynopis).
- 5 Szudrowicz.B Redukcja drgań w węzłach jako czynnik wpływający na wartość bocznego przenoszenia dźwięku w budynku . XLIV Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica . Tom Fizyka Budowli str.181-187

Factors affecting the sound insulation in the prefabricated buildings

Barbara Szudrowicz¹, Elżbieta Nowicka²

^{1,2} Zakład Akustyki, Instytut Techniki Budowlanej, e-mail: ¹b.szudrowicz@itb.pl,

²e.nowicka@itb.pl

Abstract The sound insulation in buildings is affected by many factors related to various sound transmission paths between rooms. Among them the following paths can be distinguished: the so called direct path dependent on the sound insulation of the partition between rooms, the structural flanking transmission paths and additional airborne paths due to sound transmission through leaks and ducts linking the rooms (e.g. ventilation ducts). The paper analyzes the influence of these factors on sound insulation in multifamily, prefabricated buildings. Laboratory and field measurement results made by ITB's Acoustic Department in the period of 1975-85 are presented.

Keywords: prefabricated buildings, airborne sound insulation, impact sound insulation, partition wall, ceiling, installation channels

Ocena skuteczności funkcjonowania grawitacyjnej wentylacji oddymiającej przy oddziaływaniu wiatru

Wojciech Węgrzyński

Zakład Badań Ogniwych Instytutu Techniki Budowlanej, e-mail: w.wegrzynski@itb.pl

Streszczenie: W referacie przedstawiono metody projektowania systemów grawitacyjnej wentylacji oddymiającej oraz zastosowanie narzędzi komputerowej mechaniki płynów (CFD) jako narzędzia je uzupełniającego. W celu porównania skuteczności funkcjonowania systemów oferowanych przez różnych producentów przeprowadzono serię obliczeń numerycznych dla tych samych założeń (prędkość wiatru, kierunek działania wiatru). Analizy prowadzono z wykorzystaniem oprogramowania ANSYS Fluent w wersji 14.5 i modelu turbulencji RNG k- ϵ . Otrzymane wyniki poddano analizie porównawczej, na podstawie której przedstawiono wnioski do praktycznego wykorzystania.

Słowa kluczowe: pożar, dym, wentylacja pożarowa, wentylacja oddymiająca, klapy dymowe

1. Wprowadzenie

Systemy wentylacji pożarowej stanowią grupę rozwiązań techniczno-budowlanych wykorzystywanych w celu zapewnienia w budynkach poziomu bezpieczeństwa pożarowego wymaganego przepisami budowlanymi [1] oraz ochrony przeciwpożarowej [2].

Klapy dymowe połączone w grawitacyjny system oddymiania są najprostszym, najtańszym oraz skutecznym urządzeniem pozwalającym usuwać dym i gorące produkty spalania z obiektów [3]. Działanie systemu opiera się na powstałej w wyniku pożaru różnicy gęstości pomiędzy otaczającym powietrzem a unoszącym się gorącym dymem, powodującą powstanie sił wyporu wypychających dym z chronionego obszaru. System wentylacji pożarowej wpływa na poziom bezpieczeństwa pożarowego w obiekcie poprzez [4]:

- zwiększenie czasu, w którym dym oraz gorące toksyczne gazy pożarowe nie zagrażają osobom ewakuującym się;
- spowolnienie rozwoju pożaru przez ograniczenie temperatury dymu oraz zwróconego strumienia promieniowania cieplnego;
- poprawę możliwości prowadzenia akcji ratowniczo-gaśniczej w obiekcie poprzez zmniejszenie zadymienia powstałego w pełni rozwiniętym pożarze.

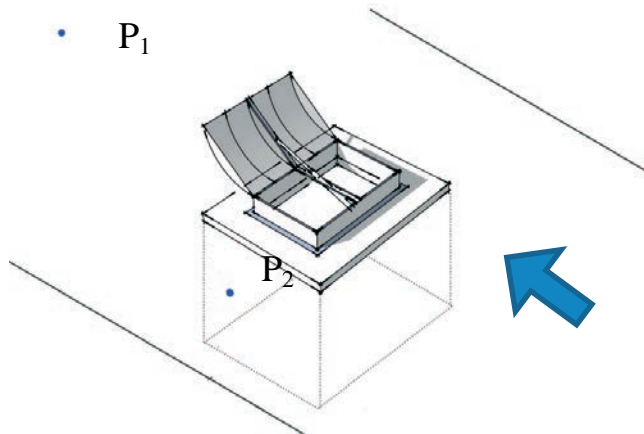
Projektowanie systemów grawitacyjnych istotnie różni się od projektowania systemów wentylacji mechanicznej, z uwagi na konieczność oszacowania strumienia przepływu powietrza przez pojedynczą klapę, uzależnionego od m.in. wielkości pożaru, powierzchni wszystkich klap dymowych czy powierzchni otworów doprowadzających brakujące powietrze. Systemy te są wyjątkowo wrażliwe na działanie wiatru, a jego wpływ uwzględnia się na etapie projektowania samego urządzenia, w postaci określonej „powierzchni czynnej” urządzenia lub „współczynnika wypływu”. Producenci klap dymowych poprawiają te wartości wykorzystując dodatkowe elementy takie jak owiewki, dysze kierujące czy większy kąt otwarcia urządzenia, lecz wpływ tego typu elementów na globalną skuteczność działania systemu wykonanego na obiekcie jest nieznan.

2. Badanie aerodynamiczne klapy dymowej wg PN-EN 12101-2

Klapy dymowe jako element wpływający na bezpieczeństwo pożarowe obiektu zostały objęte szczególnym nadzorem, zapisanym w mandacie 109 [5]. Na podstawie rozporządzenia 305/2011 [6] ich produkcja oraz sposób wprowadzenia do obrotu w krajach Unii Europejskiej jest regulowana zapisami normy zharmonizowanej EN 12101-2 [7].

Systemy grawitacyjnego oddymiania jako zestaw urządzeń działających wyłącznie dzięki sile wyporu są szczególnie wrażliwe na oddziaływanie wiatru. W związku z tym norma wyrobu [5] kładzie wyraźny nacisk na prowadzenie badań aerodynamicznych urządzeń w warunkach oddziaływania wiatru, w celu określenia wartości liczbowej charakteryzującej skuteczność działania klapy w trudnych warunkach atmosferycznych, czyli tzw. powierzchni czynnej urządzenia. Powierzchnię czynną klapy dymowej wyznacza się poprzez mnożenie tzw. współczynnika wypływu klapy (C_e) przez powierzchnię geometryczną otworu urządzenia. Współczynnik wypływu wyznaczany jest w trakcie badania w tunelu aerodynamicznym dla dwóch stanów [7]:

- bez oddziaływania wiatru bocznego;
- z oddziaływaniem wiatru bocznego o prędkości 10 m/s pod najbardziej niekorzystnym kątem natarcia (tylko dachowe klapy dymowe).



Rys. 1. Schemat zestawu do wyznaczania powierzchni czynnej klap dymowych

W czasie badania klapa dymowa montowana jest na szczycie komory znajdującej się pod tunelem aerodynamicznym, w którym wytwarzana jest prędkość przepływu powietrza wynosząca 10 m/s. W komorze, na której osadzona jest klapa dymowa, wytwarzane jest naciśnienie od 3 do 12 Pa względem ciśnienia otoczenia, a następnie mierzony jest masowy strumień przepływu przez klapę. Dzięki możliwości obrotu całą komorą, na której zamocowano klapę, poszukiwany jest kąt natarcia wiatru dla którego masowy strumień przepływu powietrza przez klapę będzie najmniejszy. W ten sposób odnajduje się najbardziej niekorzystne warunki działania klapy dymowej, a z wykorzystaniem metod tabelarycznych oraz matematycznych na podstawie wartości otrzymanego masowego strumienia przepływu przez klapę znajdowana jest wartość współczynnika wypływu dla klapy dymowej.

Porównując oferty producentów można zauważyć, iż wartości współczynnika wypływu okien i klap dymowych o podobnych wymiarach są zbliżone, a wykorzystanie owiewek przeciwwiatrowych powoduje podniesienie wartości współczynnika o około 10%.

Tabela 1. Przykładowe wartości współczynników wypływu dla klap dymowych i okien oddymiających oferowanych przez różnych producentów

Wymiar	Typ	Producent 1	Producent 2	Producent 3
1,4 m x 2,0 m	bez owiewek	0,63	0,61	0,62
	z owiewkami	0,68	0,72	0,68
	okno oddymiające (60°)	0,60	0,61	0,60
1,9 m x 2,0 m	bez owiewek	0,59	0,58	0,60
	z owiewkami	0,67	0,71	0,68
	okno oddymiające (60°)	0,65	0,62	0,60

3. Projektowanie systemu wentylacji oddymiającej

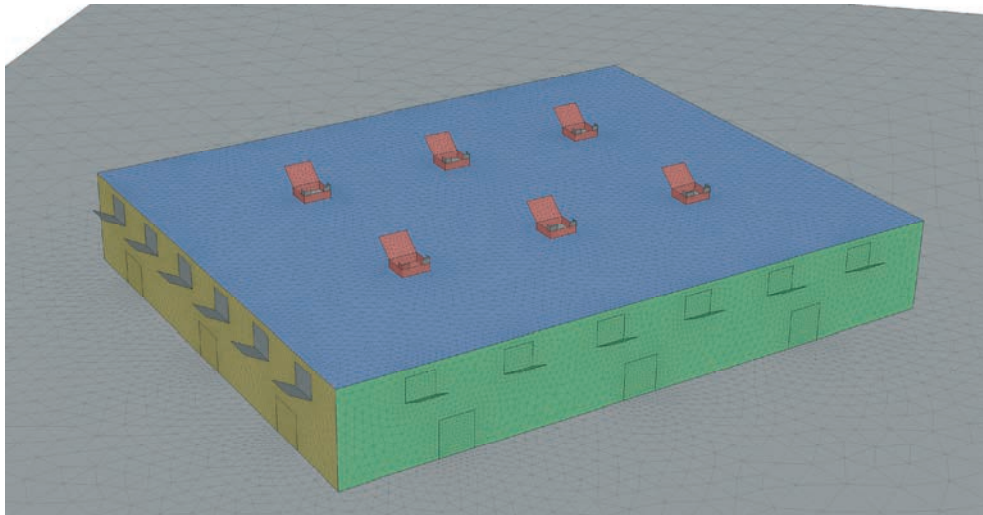
Dokumentem stanowiącym podstawę większości projektów systemów grawitacyjnej wentylacji oddymiającej w Polsce jest norma PN-B-02877-4 [8] oparta w większości na niemieckiej normie DIN 18232 Teil 2 [9]. Metodyka obliczeń przedstawiona w normie wymaga oszacowania zagrożenia pożarowego w obiekcie poprzez przyporządkowanie materiałów w nim składowanych do odpowiednich pozycji tabel ryzyka, a następnie odczytanie dla danego poziomu zagrożenia wymaganej powierzchni klap dymowych liczonej jako procent powierzchni rzutu poziomego powierzchni pojedynczej strefy dymowej.

Nowocześniejsze metody projektowania systemów grawitacyjnej wentylacji oddymiającej przedstawione w dokumentach normatywnych uwzględniają zależność wymaganej powierzchni czynnej klapy dymowej od rozmiaru pożaru oraz powierzchni otworów napowietrzających [10][11][12]. Metody te są jednak trudne w stosowaniu, z uwagi na dużą liczbę niewiadomych i założeń które należy przyjąć. Przykładowym wzorem pozwalającym obliczyć wymaganą powierzchnię klap dymowych, jest wzór przytoczony w wytycznych amerykańskich [12]:

$$A_{tot}C_v = \frac{M_l T_l}{[2\rho_{amb}^2 g d_l \theta_l T_{amb} - \frac{M_l^2 T_l T_{amb}}{(A_i C_i)^2}]^{\frac{1}{2}}} \quad (1)$$

gdzie: A_{tot} – powierzchnia geometryczna klap dymowych [m²], C_v – współczynnik wypływu klap dymowych, M_l – masowy strumień dymu wpływający do zbiornika dymu [kg/s], T_l – przewidywana temperatura dymu [K], ρ – gęstość powietrza w temperaturze otoczenia [kg/m³], g – stała przyciągania ziemskiego [N/kg], θ – przyrost temperatury dymu [K], T_{amb} – temperatura otoczenia [K], A_i – powierzchnia otworów napowietrzających [m²], C_i – współczynnik wypływu otworów napowietrzających.

Analizując powyższą zależność, jak i całość dokumentów normatywnych, można założyć, że dokumenty te nie uwzględniają wpływu wiatru na globalne działanie systemu wentylacji oddymiającej. Wpływ ten uwzględniono jedynie w formie parametru współczynnika wypływu, określanego według przedstawionej wcześniej metody podanej w normie PN-EN 12101-2 [7].



Rys. 2. Przygotowany model numeryczny obiektu z widocznymi wszystkimi urządzeniami

4. Ocena wpływu wiatru na działanie systemu z wykorzystaniem metod numerycznych

Obliczenia numeryczne z wykorzystaniem metody obliczeniowej mechaniki płynów (CFD) pozwalają oszacować masowy strumień dymu usuwany z zagrożonej przestrzeni, oraz ocenić warunki środowiska w obszarze w którym mogą przebywać zagrożone osoby [13].

Aby ocenić wpływ zastosowania różnych systemów grawitacyjnej wentylacji oddymiającej zaprojektowano obiekt wg następujących założeń:

- wymiary wewnętrzne obiektu: 32 m x 48 m x 6 m;
- na dachu rozmieszczono kłapy dymowe o sumarycznej powierzchni geometrycznej 16,2 m² otwierane do kąta 140°;
- na ścianach budynku rozmieszczono okna oddymiające o sumarycznej powierzchni geometrycznej 16,2 m² otwierane do kąta 60°;
- model klap dymowych wyposażono w owiewki przeciwwiatrowe.

Wymiary klap dymowych, okien oraz ich rozmieszczenie dobrano na podstawie wytycznych normy NFPA 204 [12], oraz oferty kilku producentów oferujących swoje wyroby na polskim rynku. Według przyjętych założeń, danych technicznych wyrobów oraz wytycznych projektowania, zarówno system składający się z klap dymowych jak okien oddymiających powinny działać równie skutecznie. We wszystkich przypadkach powietrze kompensacyjne dostarczano drzwiami na ścianie osłoniętej od działania wiatru, o powierzchni 21,12 m².

Analizowano scenariusze dla:

- kąta natarcia wiatru 0°, 45°, 60° oraz 90°;
- działania klap dymowych, klap dymowych z owiewkami, okien oddymiających na fasadzie przedniej (narażonej na oddziaływanie wiatru) oraz okien oddymiających na fasadzie tylnej (osłoniętej od działania wiatru).

W każdej z prowadzonych analiz numerycznych, pożar modelowano jako objętościowe źródło ciepła i dymu, o maksymalnej całkowitej mocy pożaru równej 2,50 MW

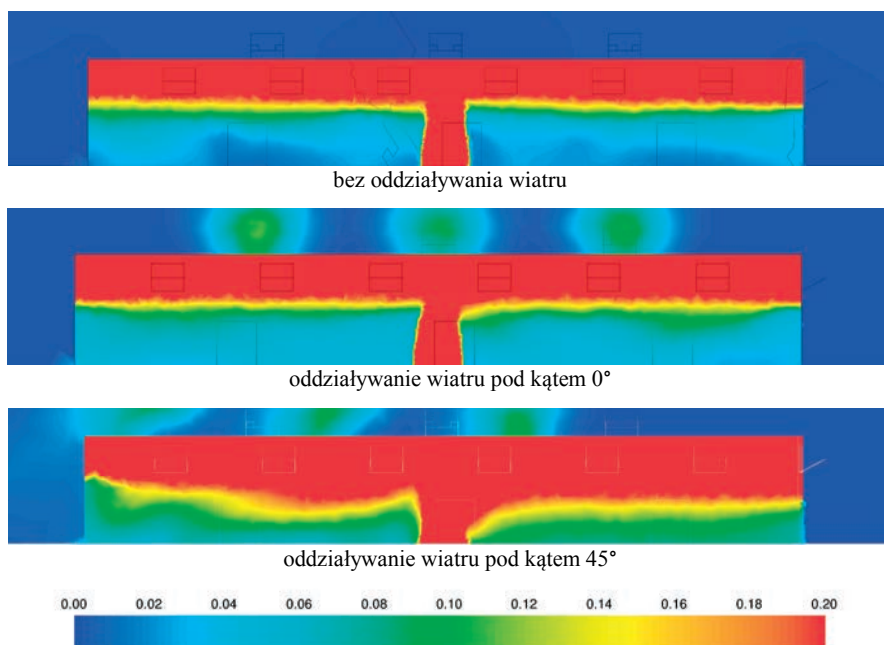
osiąganą w 225 sekundzie analizy, co w odniesieniu do wytycznych BS [11] oraz NFPA [12] odpowiada szybko rozwijającemu się pożarowi o obwodzie około 9 m w pomieszczeniu zabezpieczonym tryskaczami szybkiego reagowania. Obliczenia prowadzono, jako zmienne w czasie, a masowy strumień gazów przepływających przez otwory (kłapy dymowe lub okna oddymiające) wyznaczano w odniesieniu do 6 i 10 minuty obliczeń. Przyjęto, że dym powstaje w wyniku niepełnego spalania mieszaniny materiałów palnych o uśrednionym efektywnym ciepłe spalania wynoszącym 20,00 MJ/kg. Dym modelowano jako gaz doskonały o właściwościach identycznych z właściwościami powietrza, za wyjątkiem ciepła właściwego które było stałe i wynosiło 1,00 kJ/kg. W obliczeniach wykorzystano następujące modele matematyczne zachodzących zjawisk:

- model turbulencji RNG k- ϵ ,
- model pożaru objętościowe źródło ciepła i dymu uwzględniające zmienność mocy pożaru w czasie,
- model promieniowania P1,
- model wymiany ciepła.

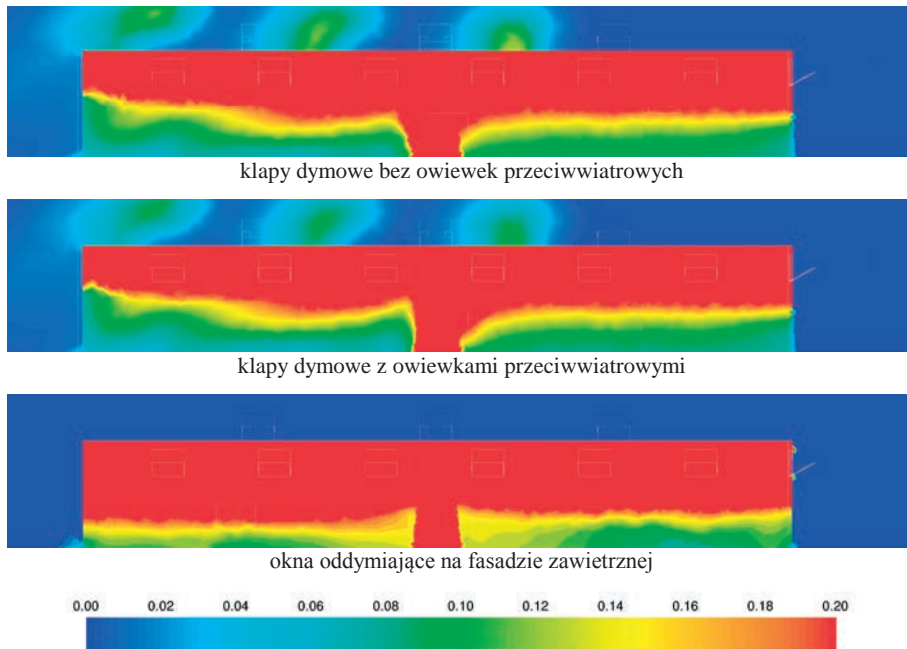
Prędkość wiatru opisano według profilu logarytmicznego, dla przyjętej prędkości 4,00 m/s, na wysokości referencyjnej 5 metrów i szorstkości terenu 0,30 m.

5. Wyniki analiz numerycznych

Porównując wyniki przeprowadzonych obliczeń obserwowano wysokość warstwy gorącego dymu w wybranych chwilach czasowych obliczeń. Wysokość warstwy dymu ustalano na podstawie rozkładu masowego stężenia dymu w przekroju przez środek budynku w osi równoległej do fasady budynku narażonej na działanie wiatru. Za wartość graniczną stężenia dymu uznano 0,075 g/m³.



Rys. 3. Porównanie masowego stężenia dymu (0,00 – 0,20 g/m³ i więcej) w przekroju przez budynek w 6 minucie analizy dla różnych scenariuszy oddziaływania wiatru, kłapy dymowe z owiewkami



Rys. 4. Porównanie masowego stężenia dymu ($0,00 - 0,20 \text{ g/m}^3$ i więcej) w przekroju przez budynek w 6 minucie analizy dla różnych oddziaływania wiatru pod kątem 45°

Porównanie przewidywanego masowego stężenia dymu w budynku dla różnych kątów natarcia wiatru dla klapy dymowych z owiewkami oraz okien oddymiających przedstawiono na rys. 2 i 3. Porównując wyniki obliczeń dla scenariuszy z klapami wyposażonymi i nie wyposażonymi w owiewki przeciwwiatrowe, nie zauważono istotnych różnic w wysokości warstwy wolnej od dymu, przy czym zaobserwowano różnice około 10% w masowym strumieniu dymu wypływającego przez urządzenia. W przypadku okien oddymiających na zawietrznej fasadzie budynku, w 6 minucie analizy warstwa dymu znajdowała się wyraźnie niżej, a masowy strumień dymu w stosunku do analogicznych scenariuszy z klapami dymowymi był mniejszy o nawet 40%.

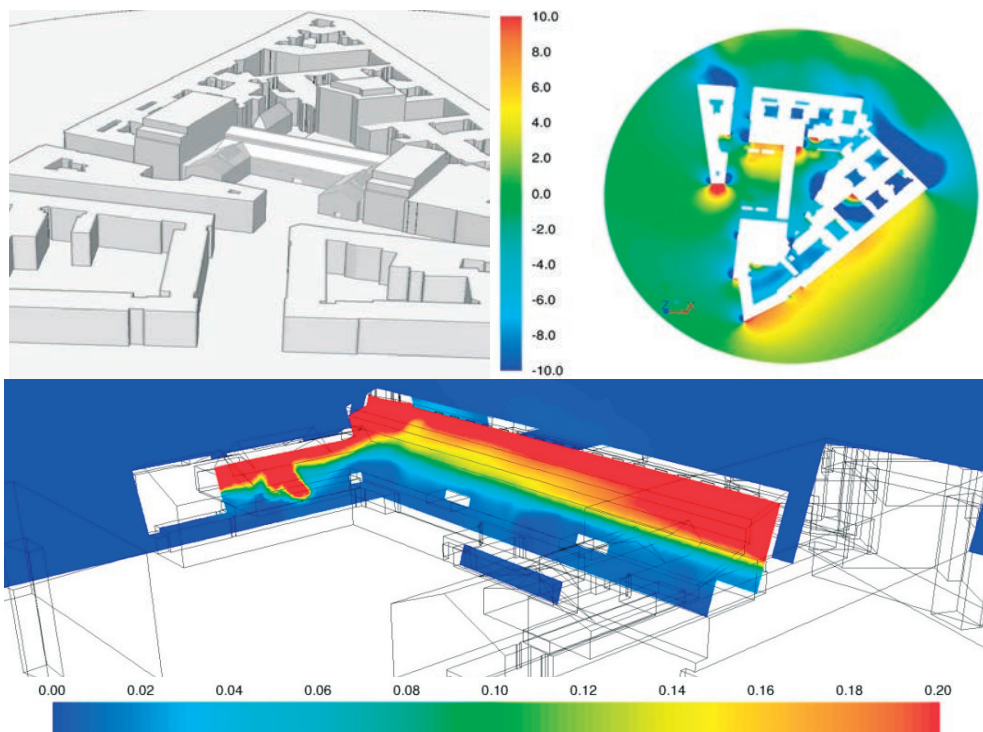
Tabela 2. Masowy strumień przepływu dymu [kg/s] przez klapy lub okna oddymiające w 600 sekundzie analizy

Kąt.	Klapy dymowe	Klapy dymowe z owiewkami	Okna na zawietrznej fasadzie budynku	Okna na nawietrznej fasadzie budynku
0	30,4	31,8	22,9	8,75
45°	27,6	29,1	23,5	11,8
60°	25,4	27,1	22,2	13,7
90°	29,7	29,7	19,0	18,5
bez wiatru	33,25	34,6	23,8	-

6. Praktyczne zastosowanie metod numerycznych w projektowaniu systemów grawitacyjnej wentylacji pożarowej

Zaobserwowane różnice w działaniu systemów grawitacyjnej wentylacji oddymiającej zaprojektowanej według uznanych wytycznych i poddanych oddziaływaniu wiatru, wskazują na konieczność dokładniejszej analizy skuteczności działania systemów tego typu na etapie projektowania, w szczególności w obiektach, w których najbardziej istotna jest

ochrona dróg ewakuacyjnych, np. w obiektach kategorii ZL I. Takie analizy powinny uwzględniać określenie prawdopodobnej prędkości wiatru, kąta natarcia, który będzie najbardziej niekorzystny dla badanego układu oraz analizy skuteczności funkcjonowania systemu dla wybranych kątów natarcia wiatru. Przykładem takiej analizy może być wykonana w Zakładzie Badań Ogniwych Instytutu Techniki Budowlanej praca dot. skuteczności działania systemu wentylacji pożarowej centrum handlowego w odnowionym zabytkowym budynku, w którym niemożliwe było zwiększanie powierzchni okien czy zastosowanie wentylacji mechanicznej (Rys. 5) [14].



Rys. 5. Model numeryczny otoczenia obiektu, rozkład bezwymiarowego współczynnika ciśnienia na wysokości okien oddymiających dla najbardziej niekorzystnego kąta natarcia wiatru oraz masowe stężenie dymu (0,00 – 0,20 g/m³ i więcej) w przekroju przez budynek w 10 minucie analiz numerycznych [14]

Analizy powinny również uwzględniać wpływ kierunku natarcia wiatru na sposób dostarczenia do obiektu powietrza kompensacyjnego. Szerokie wykorzystanie analiz numerycznych w projektowaniu systemów grawitacyjnej wentylacji oddymiającej może pozwolić na oszacowanie niezbędnej liczby klap dymowych czy okien oddymiających, niezbędnych zabezpieczeń przeciwwiatrowych oraz pomóc w doborze sposobu napowietrzania obiektu, także z wykorzystaniem nawiewu mechanicznego.

7. Wnioski

W przeprowadzonych analizach rozważano wpływ kąta oddziaływania wiatru na skuteczność działania systemów grawitacyjnej wentylacji oddymiającej wykorzystujących klapy dymowe, klapy dymowe z owiewkami przeciwwiatrowymi lub okna oddymiające. Nie rozważano wpływu sposobu doprowadzenia powietrza do budynku, innych niż przyjęta prędkości wiatru lub innych niż określone w opracowaniu kątów natarcia wiatru.

Dla najbardziej niekorzystnego przypadku dla systemu opartego na klapach dymowych, czyli scenariusza bez owiewek przeciwwiatrowych i kąta natarcia wiatru 60° , różnica pomiędzy masowym strumieniem dymu usuwanym przez klapy w scenariuszu bez oddziaływania wiatru a scenariuszem z oddziaływaniem wiatru wynosiła 23,6%. W przypadku klap dymowych z owiewkami przeciwwiatrowymi, różnica ta wynosiła 21,7%, dla okien oddymiających na stronie zawietrznej wartość ta wynosiła 20%, a w przypadku okien oddymiających zlokalizowanych na fasadzie narażonej na oddziaływanie wiatru wynosiła aż 63%. Oznacza to, że praktycznie wyklucza się możliwość otwarcia okien oddymiających na fasadzie nawietrznej, chyba że zasadność tego rozwiązania zostanie podparta niezbędną analizą dla najbardziej niekorzystnego scenariusza.

Różnica pomiędzy masowym strumieniem dymu usuwanym przez klapy dymowe wyposażone i niewyposażone w owiewki przeciwwiatrowe wynosiła około 10%, co oznacza, że była zbliżona do różnicy w powierzchniach czynnych urządzeń podawanych w materiałach handlowych producentów. W przypadku okien oddymiających zamontowanych w sposób poprawny, czyli nie narażonych na działanie wiatru, masowy strumień dymu porównywany z wartością dla klapy dymowej był mniejszy nawet o 37%. Oznacza to, że przy projektowaniu systemów wykorzystujących okna oddymiające, sumaryczna powierzchnia okien powinna być znacznie większa, niż wymagana powierzchnia klap dymowych.

Zapewnienie powierzchni klap dymowych obliczonej z wykorzystaniem metod przedstawionych w normach projektowych nie zawsze jest w stanie zagwarantować utrzymanie dymu na pożądanej wysokości powyżej poziomu posadzki. Z uwagi na powyższe, w przypadku obiektów w których utrzymanie dymu powyżej dróg ewakuacji jest szczególnie istotne, skuteczność funkcjonowania systemów grawitacyjnej wentylacji oddymiającej powinna być weryfikowana z wykorzystaniem metod numerycznych. Taka weryfikacja powinna uwzględniać ocenę możliwego najbardziej niekorzystnego prawdopodobnego kierunku oddziaływania wiatru i jego siły, uwzględniając najbliższe otoczenie obiektu mogące mieć wpływ na przepływ powietrza w pobliżu klap dymowych, oraz ocenę rozprzestrzeniania się dymu i ciepła w czasie pożaru w obiekcie, na który oddziałuje wiatr.

Literatura

- 1 Rozporządzenie Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie z dnia 12 kwietnia 2002 r. (Dz.U. Nr 75, poz. 690), z późniejszymi zmianami
- 2 Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 7 czerwca 2010 r. w sprawie ochrony przeciwpożarowej budynków, innych obiektów budowlanych i terenów (Dz. U. nr 109, poz. 719), z późniejszymi zmianami
- 3 J. H. Klote, Smoke Control, in SFPE Handbook of Fire Protection Eng., pp. 4-274-4-291, National Fire Protection Association, Massachusetts, 2002
- 4 G. Sztarbała, G. Krajewski, W. Węgrzyński, P. Głąbski, Projektowanie systemów wentylacji pożarowej w obiektach budowlanych. Kurs organizowany przez Zakład Badań Ognioowych. Warszawa : Instytut Techniki Budowlanej, 2011
- 5 Mandat Komisji Europejskiej nr 109, Wyroby służące do wykrywania i sygnalizacji pożaru, stałe urządzenia gaśnicze i ich podzespoły, wyroby służące do kontroli rozprzestrzeniania ognia i dymu oraz tłumienia wybuchu
- 6 Rozporządzenie Parlamentu Europejskiego i Rady (UE) NR 305/2011 z dnia 9 marca 2011 r. ustanawiające zharmonizowane warunki wprowadzania do obrotu wyrobów budowlanych i uchylające dyrektywę Rady 89/106/EWG

- 7 PN-EN 12101-2:2006 Systemy kontroli rozprzestrzeniania dymu i ciepła; Część 2: Wymagania techniczne dotyczące klap dymowych
- 8 PN-B-02877-4 Instalacje grawitacyjne do odprowadzania dymu i ciepła. Zasady projektowania.
- 9 DIN 18232 Teil 2. Baulicher Brandschutz im Industriebau. Rauch- und Wärmeabzugsanlagen. Rauchabzüge. Bemessung, Anforderungen und Einbau
- 10 VDI 6019 Blatt 1 Ingenieurverfahren zur Bemessung der Rauchableitung aus Gebäuden Brandverläufe, Überprüfung der Wirksamkeit. 2006TR
- 11 BS 7974 Part 4: Components for smoke and heat control systems. Functional recommendations and calculation methods for smoke and heat exhaust ventilation systems, employing steady-state design fires. Code of practice, Londyn 2003
- 12 NFPA 204: Standard for Smoke and Heat Venting, 2012 Edition. 2012
- 13 G. Sztarbała, An estimation of conditions inside construction works during a fire with the use of Computational Fluid Dynamics, Bulletin of the Polish Academy of Sciences. Technical Sciences, Vol. 61, nr 1, 2013
- 14 G. Krajewski, W. Węgrzyński, Praca nr 1928/13/Z00NP, Zakład Badań Ogniwowych Instytutu Techniki Budowlanej, Warszawa 2013

Smoke and heat flow in a large volume building in case of fire

Wojciech Węgrzyński

Fire Research Department, Building Research Insititute, e-mail: w.wegrzynski@itb.pl

Abstract: In the paper the author presents some chosen methodologies used in the design process of natural smoke and heat ventilation systems and the use of Computational Fluid Dynamics (CFD) tools. Comparison of the performance of various systems was conducted on the basis of performed CFD analyses. The analysis was prepared with the use of ANSYS Fluent 14.5 package, with the use of RNG k- ϵ turbulence model. The results of analysis are presented, together with the additional design recommendations.

Keywords: fire, smoke, smoke and heat ventilation, smoke dampers

Estymacja czasu przejazdu pociągów metra dla potrzeb modeli symulacyjnych, na przykładzie I linii w Warszawie

Marek Bauer

Katedra Systemów Komunikacyjnych, Instytut Inżynierii Drogowej i Kolejowej, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska, e-mail: mbauer@pk.edu.pl

Streszczenie: W niniejszym artykule zaprezentowano autorski model czasu przejazdu pociągów metra, którego struktura może służyć do szacowania czasu przejazdu dowolnej linii metra na etapie planowania inwestycji. W założeniu – model ma stanowić narzędzie do estymacji wiarygodnych czasów przejazdu pociągów metra w modelach sieci transportowych. Model czasu przejazdu uwzględni długość i zmienność czasu przejazdu poszczególnych odcinków między stacjami oraz czasu postoju na tych stacjach. W referacie przedstawiono modele cząstkowe średniego czasu przejazdu w zależności od długości odcinków, w ustaleniach sześciu porach dnia roboczego, opracowane na podstawie wyników pomiarów pochodzących z I linii metra w Warszawie. Zaprezentowano także podobne modele służące do oszacowania odchyłeń standardowych czasu przejazdu odcinków linii. Również czas postoju na stacjach zamodelowano w oparciu o wyniki pomiarów, dla wyodrębnionych trzech typów stacji, zróżnicowanych pod względem średnich czasów postoju oraz położenia stacji względem ścisłego centrum miasta. W referacie przedstawiono także praktyczny przykład wykorzystania modelu: ocenę wpływu dogęszczenia stacji na czas przejazdu linii.

Słowa kluczowe: metro, modelowanie, model symulacyjny, czas przejazdu

1. Wprowadzenie

Coraz częściej w polskich miastach (na przykład w Krakowie i we Wrocławiu) toczą się dyskusje na temat zasadności budowy linii metra, a nawet konkretnych propozycji tras. Najczęściej, dyskusje te są spowodowane niewystarczalnością lub wręcz słabością istniejących systemów transportu zbiorowego, która z kolei wynika zazwyczaj z braku determinacji i konsekwencji w uprzywilejowaniu naziemnych środków transportu zbiorowego. W dyskusjach tych pojawiają się mniej lub bardziej merytoryczne argumenty, lecz zawsze obecna jest kwestia wysokich prędkości przejazdu pociągów metra. I chociaż nikt nie kwestionuje, że metro jest jednym z najszybszych i najbardziej atrakcyjnych środków transportu miejskiego, to jednak już na etapie planowania pojawiają się pewne rozbieżności w ocenie czasu i prędkości przejazdu. Tymczasem czas przejazdu ma fundamentalny wpływ dla podziału zadań przewozowych, zwłaszcza w przypadku tak istotnego dla miasta środka transportu zbiorowego, kojarzonego (zazwyczaj słusznie) z największymi potokami pasażerskimi. Nawet niewielkie różnice czasu przejazdu mogą mieć istotny wpływ na zwiększenie lub zmniejszenie potoków pasażerskich, nie tylko na samej linii metra, ale także na innych liniach komunikacji zbiorowej oraz na ciągach komunikacji indywidualnej, w rozległym obszarze analizy.

W niniejszym referacie podjęto próbę budowy ogólnego modelu czasu przejazdu linii metra, który mógłby być wykorzystywany w przypadku planowania tego typu inwestycji w różnych miastach. Głównym celem badań było poznanie mechanizmu zmian czasu

przejazdu pociągów, oraz budowa modelu służącego do estymacji długości i zmienności czasu przejazdu. W zamierzeniu, taki model mógłby być wykorzystywany w wielu celach.

Zastosowaniem najprostszym będzie szybka (ale wiarygodna) ocena wartości prędkości komunikacyjnej dla każdej osobnej propozycji przebiegu linii metra. Znacznie poważniejszym zastosowaniem będzie natomiast wykorzystanie modelu do estymacji czasu przejazdu linii metra w modelach makrosymulacyjnych całych systemów transportowych. Modele te, oparte głównie na procedurach cztero-stadiowych (np. [1]), służą głównie do określenia potencjalnych efektów ruchowych i ekonomicznych wdrożenia różnych wariantów inwestycji transportowych, w tym planowanych linii metra, oraz wszystkich takich inwestycji, na które przyszła linia metra może mieć wpływ. Tylko takie podejście umożliwi wiarygodne i obiektywne określenie skutków poważnych inwestycji transportowych. Wykorzystanie modelu będzie w tym przypadku polegało na określeniu czasu przejazdu każdego odcinka linii metra oraz określenia czasu postoju pociągu na każdej stacji. Jest to bazowy etap modelowania sieci transportowej, im wyższa będzie dokładność modelu, tym lepsze będą wyniki późniejszych analiz, wykonanych z jego pomocą.

2. Model ogólny czasu przejazdu linii metra

2.1. Struktura modelu czasu przejazdu linii metra

Wykorzystując teorię grafów [2], można ustalić, że kolejne stacje tworzą wierzchołki digrafu prostego, a odcinki między tymi stacjami są łukami digrafu. Z punktu widzenia ogólnej struktury, model czasu przejazdu linii metra [3] nie będzie się różnił od modeli czasu przejazdu innych środków transportu, np. tramwajów czy autobusów, opisanych na przykład w pracach [4] oraz [5]. Natomiast pewne różnice występują na etapie modelowania zdarzeń zachodzących na linii metra. W modelach linii autobusowych czy tramwajowych, rejestrowanymi zdarzeniami są momenty przyjazdu i odjazdu z przystanków, momenty rozpoczęcia i zakończenia wymiany pasażerów, oraz momenty zatrzymania w dowolnych punktach sieci, np. na skrzyżowaniach czy przed przejściami dla pieszych.

W modelu linii metra – liczba zdarzeń może być znacznie ograniczona [6]. W pełni bezkolizyjny przebieg linii oraz pełna (lub przynajmniej bardzo zaawansowana) automatyzacja procesu przejazdu pociągów – sprawiają, że znika potrzeba uwzględniania jakichkolwiek zdarzeń pomiędzy stacjami. Oczywiście mogą one występować (głównie ze względów bezpieczeństwa), lecz są to zdarzenia na tyle rzadkie, że w strukturze modelu można je pominąć. Ich skutki ruchowe będą i tak uwzględnione na etapie estymacji czasu przejazdu poszczególnych odcinków linii. Z kolei zautomatyzowany proces jednoczesnego otwierania i zamykania drzwi pociągu metra podważa sens rozdziału czasu postoju na czas wymiany pasażerów oraz procesy towarzyszące. W efekcie, w budowie modelu uwzględniono tylko dwa rodzaje zdarzeń zachodzących na linii:

- moment zatrzymania pociągu metra na stacji;
- moment odjazdu pociągu metra ze stacji.

Można więc uznać, że struktura modelu czasu przejazdu linii metra będzie się składać z grupy modułów: odcinek między stacjami – stacja znajdująca się na końcu odcinka. Uwzględniane będą zatem tylko dwa procesy ruchu zachodzące na linii:

- czas przejazdu odcinka między stacjami – liczony od momentu odjazdu pociągu z jednej stacji do momentu zatrzymania na stacji kolejnej;
- czas postoju pociągu na stacji – liczony od momentu zatrzymania pociągu na stacji do momentu odjazdu ze stacji.

Ze względu na spodziewane, stosunkowo krótkie czasy trwania kolejnych procesów uznano, że ich długość będzie określana w sekundach. W analizie pominięto także czasy postoju na pierwszej (v_0) i ostatniej (v_p) stacji – nie mające bezpośredniego wpływu na czas przejazdu i czas podróży pasażerów. Pominięto również kwestię wzajemnego powiązania kursów w terminalach końcowych – będzie to temat analiz prowadzonych w przyszłości.

2.2. Postać matematyczna modelu czasu przejazdu linii metra

Postać matematyczna proponowanego modelu ściśle koresponduje z przyjętą ogólną jego strukturą. W ujęciu ogólnym, czas przemieszczania się pociągów linii metra stanowi sumę czasów przejazdu odcinków między stacjami oraz czasów postoju na stacjach (1):

$$T = \sum_{m=1}^p t_{r,m} + \sum_{m=1}^{p-1} t_{s,m} \quad (1)$$

gdzie: T – czas przejazdu całej linii metra [s];

$t_{r,m}$ – czas przejazdu pojedynczego odcinka między stacjami (v_{m-1} , v_m) [s];

$t_{s,m}$ – czas postoju na stacji m [s].

W ujęciu deterministycznym, które dzisiaj jest wykorzystywane w większości rozwiązywanych problemów praktycznych, średni czas przejazdu linii można zapisać jako sumę wartości średnich czasów przejazdu i postoju (2):

$$\bar{T} = \sum_{m=1}^p \bar{t}_{r,m} + \sum_{m=1}^{p-1} \bar{t}_{s,m} \quad (2)$$

Natomiast, w analizach bardziej szczegółowych, w których oprócz skrócenia średniego czasu przejazdu (podróży), pożądanym efektem jest także zmniejszenie rozrzutu czasu przejazdu linii. Zasadne jest więc dodatkowe uwzględnienie składników losowych czasu przejazdu odcinków między stacjami oraz czasów postoju na poszczególnych stacjach. Wówczas zasadne jest rozbudowanie wzoru (1) o składniki losowe, do postaci (3):

$$\tilde{T} = \sum_{m=1}^p (\bar{t}_{r,m} + \hat{t}_{r,m}) + \sum_{m=1}^{p-1} (\bar{t}_{s,m} + \hat{t}_{s,m}) \quad (3)$$

Uwzględnienie dobrze dopasowanych składników losowych, zazwyczaj w niewielkim stopniu wpływa na długość czasu przejazdu całej linii. Jednak możliwość oszacowania rozrzutu czasu przejazdu poprawia jakość modelu oraz zwiększa zakres jego zastosowań.

3. Estymacja parametrów modelu czasu przejazdu linii metra

Estymacji czasu przejazdu odcinków między stacjami oraz czasu postoju na stacjach dokonano w oparciu o wyniki automatycznych pomiarów ruchu na I linii warszawskiego metra [7]. Linia ma długość 21,648 [km], pociągi zatrzymują się na 21 stacjach. Odległości między stacjami wynoszą od 0,577 do 1,534 [km], średni odstęp to 1,082 [km].

W obliczeniach wykorzystano wyniki pomiarów udostępnione przez Zarząd Transportu Miejskiego w Warszawie. Są to wyniki z dwóch przeciętnych dni roboczych (19.11.2013 r. oraz 16.01.2014 r., w których nie zaobserwowano żadnych poważnych zakłóceń ruchu. Pod uwagę wzięto 581 (kierunek: Kabaty – Młociny) oraz 591 (kierunek: Młociny – Kabaty) przejazdów, które odbyły się w okresie od godz. 4:00 do godz. 24:00. Mimo, iż wykorzystano wyniki tylko z dwóch dni, uznano, że są one reprezentatywne dla przeciętnego dnia roboczego pracy warszawskiego metra.

W modelowaniu czasu przejazdu, niezwykle ważne jest odwzorowanie warunków ruchu panujących w określonej porze dnia. Nawet w przypadku linii metra występuje zróżnicowanie czasu przejazdu linii, co wykazano w publikacji [8]. Zaproponowano więc podział dnia roboczego na sześć przedziałów czasu, zróżnicowanych głównie pod względem częstotliwości kursowania pociągów I linii warszawskiego metra:

- okres wczesno-poranny – odjazdy pociągów ze stacji w godz.: 04:00 – 05:59, przybliżony interwał rozkładowy na linii: 4-7 [min];
- okres poranny – odjazdy w godz.: 06:00 – 08:59, interwał: 3 [min];
- okres południowy – odjazdy w godz.: 09:00 – 14:59, interwał: 4 [min];
- okres popołudniowy – odjazdy w godz.: 15:00 – 18:59, interwał: 3 [min];
- okres wczesno-wieczorny – odjazdy w godz.: 19:00 – 20:59, interwał: 4-7 [min];
- okres wieczorny – odjazdy w godz.: 21:00 – 23:59, interwał: 9-10 [min].

Zazwyczaj, modele sieci transportowych są budowane dla godziny szczytu popołudniowego, w którym odbywa się najwięcej podróży. Średni czas przejazdu I linii metra w okresie szczytu popołudniowego wynosi 37,5 [min] (różnica pomiędzy średnimi czasami przejazdu w obu kierunkach to tylko 3 [s]). Oznacza to, że pociągi metra przejeżdżają trasę linii z prędkością komunikacyjną 34,7. Udział czasu jazdy do czasu przejazdu linii wynosi 67,5% (kierunek: Kabaty – Młociny) oraz 68,3% (kierunek przeciwny).

Coraz częściej jednak, buduje się modele także dla okresów poza-szczytowych, w których system transportowy także powinien funkcjonować sprawnie. Najważniejsze, aby model czasu przejazdu linii metra był dopasowany czasowo do modeli czasu przejazdu pozostałych środków transportu, tak aby efekty w postaci przepływów międzygałęziowych były realistyczne. Dlatego w budowie modeli cząstkowych czasu przejazdu odcinka między stacjami oraz czasu postoju na stacji wykorzystano powyższy podział dnia roboczego.

3.1. Estymacja czasu przejazdu odcinka między stacjami

Na czas przejazdu odcinka między stacjami wpływa zdecydowanie mniej czynników, niż ma to miejsce w przypadku naziemnych systemów transportu zbiorowego. Ponieważ odcinki linii metra są w pełni wydzielone, najpoważniejszym czynnikiem wpływającym na długość czasu przejazdu jest długość odcinka [9]. Nieporównywalnie mniejsze znaczenie mają inne czynniki geometryczne, takie jak obecność łuków poziomych oraz pochyłeń podłużnych. Ewentualne zakłócenia czasu przejazdu wynikają zazwyczaj z konieczności przeciwdziałania sytuacjom nietypowym. Do takich należą wydłużone postoje pociągów poprzedzających na stacjach, które są przyczyną zwalniania lub nawet zatrzymań kolejnych pociągów między stacjami. Różnice w czasach przejazdu mogą też wynikać ze stosowanych na bieżąco taktów sterowania, zwłaszcza w przypadku wysokich częstotliwości kursowania [10] oraz [11]. Nie bez znaczenia jest też stan techniczny torowiska i systemu zasilającego, a także rodzaj zastosowanej nawierzchni [12].

W pierwszej kolejności skupiono się na estymacji średniego czasu przejazdu odcinka między stacjami. Postanowiono sprawdzić jaki wpływ na czas przejazdu ma długość odcinka, a dopiero w przypadku nie uzyskania satysfakcjonującego modelu – wziąć pod uwagę także inne czynniki. W tym celu skorzystano z metod regresji liniowej i nieliniowej.

W przypadku czterech z sześciu rozpatrywanych okresów dnia roboczego, najlepsze dopasowanie modelu średniego czasu przejazdu do średnich czasów przejazdu uzyskanych na podstawie wyników pomiarów wykonanych na I linii warszawskiego metra – uzyskano przy zastosowaniu modelu podwójnie kwadratowego (4):

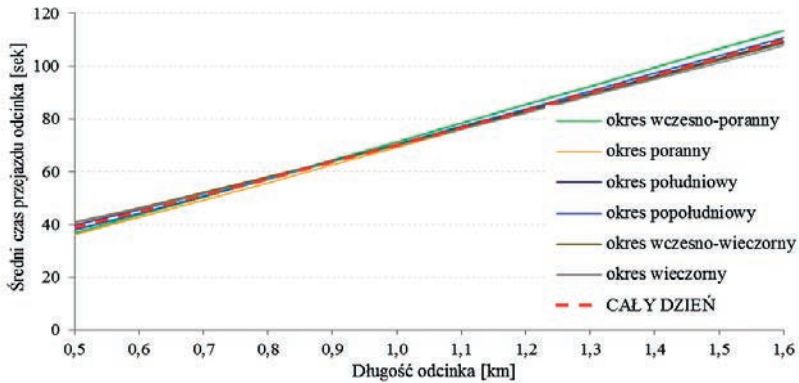
$$\bar{t}_r = \sqrt{(\beta_0 + \beta_L \cdot L^2)} \quad (4)$$

gdzie: \bar{t}_r – średni czas przejazdu odcinka między stacjami [s];

L – długość odcinka między stacjami [km];

β_0, β_L – współczynniki regresji prostej [-].

W pozostałych dwóch przypadkach lepsze dopasowanie zapewniły inne modele, które jednak okazały się tylko nieznacznie lepsze (1-2% wyższe wartości współczynnika determinacji). Ostatecznie zdecydowano, że we wszystkich przedziałach czasu, zostanie wykorzystany model podwójnie kwadratowy. Efekty dopasowania modelu do wyników pomiarów przedstawiono na rysunku 1.



Rys. 1. Modele zależności czasu przejazdu linii metra od długości odcinka między stacjami dla przyjętych jednolitych okresów dnia roboczego (opracowanie własne)

Porównując modele dla poszczególnych okresów dnia roboczego, można zauważyć bardzo niewielkie różnice w uzyskiwanych średnich czasach przejazdu. Przykładowo, dla odcinka o długości 0,7 [km], maksymalna różnica wynosi zaledwie 3 [s] – w okresie porannym czas przejazdu to 49 [s], podczas gdy w okresach: południowym, wczesno-wieczornym i wieczornym są to 52 [s]. Na odcinku o długości 1,5 [km], średnie czasy przejazdu różnią się o 6 [s] – przyjmują wartości od 101 [s] (okres wieczorny) do 107 [s] (okres wczesno-poranny). Tak niewielka zmienność średnich czasów przejazdu skłoniła do poszukiwania jednej, uniwersalnej formuły, dla całego dnia roboczego. Ma ona postać (5):

$$\bar{t}_r = \sqrt{(363 + 4564 \cdot L^2)} \quad (5)$$

Zależność ta charakteryzuje się bardzo wysoką wartością współczynnika determinacji, wynoszącą aż 98%. Oznacza to, że długość odcinka między stacjami może być uznawana jako jedyny istotny czynnik oddziałujący na średni czas przejazdu tego odcinka, niezależnie od pory dnia roboczego. Oznacza to również, że częstotliwość kursowania pociągów nawet na poziomie 20 [poc./h] nie ma wpływu na średni czas przejazdu odcinka.

Model średniego czasu przejazdu odcinka może być z powodzeniem wykorzystywany w budowie oraz aktualizacji modelu transportowego Warszawy, a po przyjęciu dodatkowych założeń – także w modelach transportowych innych polskich miast.

W modelach mikro-symulacyjnych istnieje możliwość uwzględnienia losowości czasu przejazdu. Wówczas konieczne jest wygenerowanie składników losowych czasu przejazdu poszczególnych odcinków linii. Mogą być one symulowane za pomocą generatora liczb pseudolosowych z rozkładu Normalnego o zerowej wartości średniej i odchyleniu standardowym określonym na podstawie wyników pomiarów (w [s]):

$$\hat{t}_r = N[0; \sigma_r] \quad (6)$$

Wielkość odchylenia standardowego czasu przejazdu odcinka może być wyznaczana jako funkcja długości odcinka. Najlepsze dopasowanie modeli do wyników pomiarów, to:

$$\sigma_r = e^{(\gamma_0 + \gamma_L \cdot L^2)} \quad (7)$$

gdzie: σ_r – odchylenie standardowe czasu przejazdu odcinka między stacjami [s];

L – długość odcinka między stacjami [km];

γ_0, γ_L – współczynniki regresji [-].

Początkowo, zbudowano cząstkowe modele dla wszystkich określonych sześciu jednolitych okresów dnia roboczego. Jednak uzyskane na ich podstawie odchylenia standardowe czasu przejazdu różnią się między sobą w bardzo niewielkim stopniu. W przypadku odcinków o długościach do 1,2 [km] – jest to maksymalnie 1 [s] różnicy, natomiast w przypadku odcinka o długości 1,6 [km] – zaledwie 4 [s]. Dlatego, zdecydowano się na jedną formułę, opisującą zależność odchylenia standardowego czasu przejazdu odcinka od jego długości, reprezentatywną dla całego dnia roboczego (8):

$$\sigma_r = e^{(0,310 + 0,712 \cdot L^2)} \quad (8)$$

Powyższy model nie charakteryzuje się już tak wysoką wartością współczynnika determinacji jak miało to miejsce w przypadku modelu dla wartości średniej – R^2 osiągnęło zaledwie 48%. Jednak z uwagi na fakt, że na omawianej I linii warszawskiej odchylenia standardowe są o rząd wielkości niższe od wartości średnich – model można uznać za satysfakcjonujący i rekomendować do wykorzystania w analizach mikro-symulacyjnych.

3.2. Estymacja czasu postoju pociągu metra na stacji

Czas postoju pociągu metra na stacji ma bardziej zindywidualizowany charakter. Zależy głównie od wielkości potoków pasażerów wysiadających i wsiadających oraz liczby pasażerów znajdujących się w pociągu podjeżdżającym na stację. W przypadku inwestycji nowych, potoki te są dopiero wyznaczane na etapie rozkładu podróży w sieci. Konieczne jest ustalenie choćby wstępnych czasów postoju, które później mogą być weryfikowane procedurą iteracyjną. Ponieważ podczas prowadzenia analiz nie dysponowano wiarygodnymi wielkościami potoków pasażerskich z I linii warszawskiego metra, podjęto próbę zróżnicowania stacji pod względem średniego czasu postoju [8]. Co ciekawe, zaobserwowano związek między długością czasu postoju pociągu na stacji, a lokalizacją tej stacji względem ścisłego centrum miasta. Na tej podstawie określono 3 typy stacji:

- Typ A – stacje zlokalizowane w ścisłym centrum miasta (w przypadku I linii warszawskiej: Ratusz Arsenal, Świętokrzyska, Centrum, Politechnika);
- Typ B – stacje zlokalizowane w otulinie obszaru śródmiejskiego (I linia: Plac Wilsona, Dworzec Gdański, Pole Mokotowskie, Raclawicka, Wierzbno, Wilanowska);
- Typ C – stacje zlokalizowane na pozostałych obszarach miasta (pozostałe stacje).

W tabeli 1 zamieszczono zestawienie wartości średnich oraz odchyłeń standardowych czasów postoju na stacjach typu A, B i C.

Czasy postoju znajdują zastosowanie w modelach makro-symulacyjnych. Natomiast odchylenia standardowe posłużą estymacji składników losowych dla potrzeb bardziej szczegółowych analiz, w skali mikro. Wówczas, składniki losowe czasu postoju (w [s]) mogą być wyznaczane z rozkładu Normalnego o zerowej wartości średniej (9):

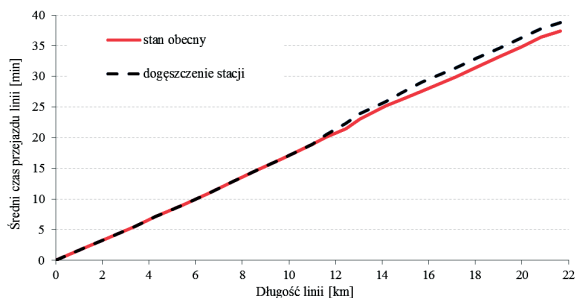
$$\hat{t}_s = N[0; \sigma_s] \quad (9)$$

Tabela 1. Zestawienie wartości średnich i odchyłeń standardowych czasu postoju w różnych okresach dnia.

Typ stacji	Okres wczesno-poranny		Okres poranny		Okres południowy		Okres popołudniowy		Okres wczesno-wieczorny		Okres wieczorny		Cały dzień	
	\bar{t}_s	s_t	\bar{t}_s	s_t	\bar{t}_s	s_t	\bar{t}_s	s_t	\bar{t}_s	s_t	\bar{t}_s	s_t	\bar{t}_s	s_t
A	36	4	47	12	39	6	50	11	38	6	34	4	43	7
B	31	4	38	5	34	3	39	6	33	4	31	3	36	4
C	28	1	32	2	31	2	32	3	30	3	29	2	31	2
wszystkie	31	4	37	8	34	4	38	9	33	5	30	3	35	6

4. Przykład wykorzystania modelu – wpływ dogęszczenia stacji na czas oraz prędkość przejazdu linii metra

Wykorzystanie modelu czasu przejazdu linii metra (jednak tylko w postaci deterministycznej) przedstawiono na przykładzie analizy możliwości dogęszczenia stacji I linii warszawskiego metra. W pierwszej kolejności oceniono zgodność modelu z wynikami pomiarów, a następnie sprawdzono, jakie potencjalne skutki może nieść ze sobą wprowadzenie dwóch dodatkowych stacji: Plac Konstytucji (Typ A, między stacjami: Politechnika i Centrum) oraz Muranów (Typ B, między stacjami: Ratusz Arsenal i Dworzec Gdański). Założono również, że w wyniku dogęszczenia stacja Ratusz Arsenal zmieni typ z A na B. Wyniki przeprowadzonych obliczeń zobrazowano na rysunku 2.



Rys. 2. Porównanie czasu przejazdu linii metra, na kierunku: Kabaty - Młociny (opracowanie własne)

Ewentualne włączenie dwóch dodatkowych stacji spowoduje wydłużenie średniego czasu przejazdu o 1,4 [min], co będzie skutkowało spadkiem średniej prędkości komunikacyjnej z wartości 34,8 [km/h] do poziomu 33,5 [km/h]. Warto nadmienić, że wydłużenie czasu przejazdu linii wynika niemal wyłącznie z dodatkowych czasów postoju.

5. Wnioski końcowe

W referacie omówiono model wyznaczania czasu przejazdu linii metra, którego struktura może być wykorzystywana w modelowaniu dowolnej linii. Model stanowi narzędzie wspomagające modelowanie symulacyjne systemów transportowych w skali makro i mikro. Natomiast wyniki estymacji parametrów modelu mają charakter lokalny i odwzorowują aktualne warunki pracy I linii metra w Warszawie. Średnie czasy przejazdu odcinków między stacjami oraz składniki losowe czasów przejazdu można precyzyjnie wyznaczać na podstawie długości odcinków. Ustalono również, że największy wpływ na dzienną zmienność czasu przejazdu linii metra mają zatrzymania na stacjach. Średnie czasy postoju oraz ich składniki losowe wyznaczono dla trzech podstawowych typów stacji. Analiza czasu postoju będzie kontynuowana z uwzględnieniem wielkości potoków pasażerskich.

Literatura

- 1 Szarata A. Modelowanie symulacyjne potoków pasażerskich jako kluczowe uwarunkowanie planów budowy metra. Materiały konferencyjne: Budownictwo podziemne i bezpieczeństwo w komunikacji drogowej i infrastrukturze miejskiej. AGH, Kraków (2014), s. 135-144.
- 2 Wilson R.J.: Wprowadzenie do teorii grafów. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa (2002).
- 3 Vuchic V.R.: Urban Transit Systems and Technology. John Wiley & Sons, 2007.
- 4 Bauer M.: Simulation Model of a Bus Line in Changing Traffic Conditions; The Fifth International Conference on Advances in System Simulation SIMUL 2013, Venice, s. 29-35.
- 5 Birr K., Jamroz K., Kustra W. Analiza czynników wpływających na prędkość pojazdów transportu zbiorowego na przykładzie Gdańska. Problemy współczesnych systemów logistycznych i transportowych. Prace naukowe - Transport - z. 97. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej (2013), s. 19-29.
- 6 Fenga X., Maoa B., Fenga X., Fenga J.: Study on the maximum operation speeds of metro trains for energy saving as well as transport efficiency improvement, Energy, The International Journal, Volume 36, Issue 11, November 2011, pp. 6577–6582.
- 7 <http://www.metro.waw.pl>.
- 8 Bauer M. Analiza zmienności prędkości przejazdu linii metra. Czasopismo Logistyka 2/2014.
- 9 Derrible S., Kennedy Ch.: Network Analysis of World Subway Systems Using Updated Graph Theory. Transportation Research Record, Volume 2112 / 2009, Transit 2009, Vol. 3, pp. 17-25.
- 10 Yang X., Li X., Gao Z., Wang H.: A Cooperative Scheduling Model for Timetable Optimization in Subway Systems, IEEE Transactions on Intelligent Transportation Systems, 2013, Vol. 14.
- 11 Yalçinkaya O., Bayhan G. M.: Modelling and optimization of average travel time for a metro line by simulation and response surface methodology. European Journal of Operational Research, Vol. 196, Issue 1, 2009, pp. 225–233.
- 12 Stypuła K., Kozioł K., Szczepański M., Pęski S., Miros G.: Rozwiązania nawierzchni torowych 1 linii metra w Warszawie. Inżynieria i Budownictwo, 2009, Tom R. 65, nr 8, s. 429-433.

Underground travel time estimation for macro simulation models, on the example of the first line in Warsaw

Marek Bauer

Department of Transport Systems, Institute of Road and Railway Engineering, Faculty of Civil Engineering, Cracow University of Technology, e-mail: mbauer@pk.edu.pl

Abstract: In this paper, the author's model of underground travel time prediction was presented. The structure of the model can be used to estimate the travel time of any underground line in the planning phase. The model takes into account the length and the variability of running time between stations and stopping time at these stations. Partial models of average running time depending on the length of the sections – for six periods of the working day, developed on the basis of measurements on the first underground line in Warsaw were presented. Similar models for the estimation of the standard deviation of running time were also presented. Stopping times for three types of stations, varying in terms of the average stopping time and location of the station in relation to the city center were estimated. Paper presents also a practical example of the use of the model: evaluation of the impact of additional stations on the travel time on the underground line in Warsaw.

Keywords: underground, modelling, simulation model, travel time, running time

Ochrona przed hałasem komunikacyjnym w obszarach miejskich w programach ochrony środowiska przed hałasem

Janusz Bohatkiewicz

*Katedra Dróg i Mostów, Wydział Budownictwa i Architektury,
Politechnika Lubelska, e-mail: j.bohatkiewicz@pollub.pl*

Streszczenie: Zanieczyszczenie hałasem komunikacyjnym jest jednym z najbardziej niekorzystnych oddziaływań dotyczących ludzi mieszkających w miastach. Praktycznie jedna trzecia mieszkańców dużych miast w Polsce jest trwale zagrożona głównie hałasem komunikacyjnym, który może mieć negatywny wpływ na stan zdrowia. Podobny problem ma miejsce w większości miast europejskich. Problemy te doczekały się jednolitych uregulowań prawnych w UE i w Polsce. Ochrona środowiska przed hałasem w dużych miastach wynika z przepisów dotyczących konieczności sporządzania map hałasu oraz programów ochrony środowiska przed hałasem. Programy te zawierają m.in. sposoby ochrony przed hałasem komunikacyjnym do zastosowania w konkretnych miejscach. Miejsca te określane są przez wskaźnik "M", którego wartości są tym wyższe im większa jest liczba mieszkańców zamieszkujących dany teren i wartość przekroczeń wartości dopuszczalnych hałasu. W dotychczas wykonywanych programach ochrony przed hałasem przyjmowane są różnego rodzaju metody i środki ochrony przed hałasem komunikacyjnym. W wielu przypadkach metody te stanowią wyłącznie doraźne rozwiązania o niewystarczającej efektywności w miastach, jak np. ekrany akustyczne. Wyniki badań pilotażowych wskazują, że efektywnym środkiem ochrony akustycznej otoczenia ulic w obszarach zabudowy mogą być kompleksowo zastosowane fizyczne środki uspokojenia ruchu drogowego. Efektywność tych urządzeń może być wyższa niż dotychczas powszechnie stosowanych rozwiązań, przy jednoczesnym braku dodatkowego zajęcia terenu.

Słowa kluczowe: Hałas komunikacyjny, ochrona przed hałasem drogowym, uspokojenie ruchu

1. Wstęp

Realizacja oraz aktualizacja programów ochrony środowiska przed hałasem jest ściśle uwarunkowana zarówno przez krajowe, jak i europejskie przepisy. Dyrektywa 2002/49/WE [1] nakłada na Państwa Członkowskie Unii Europejskiej obowiązek sporządzania planów działań dla potrzeb zarządzania problemami hałasu i skutkami oddziaływania hałasu dla obszarów położonych w sąsiedztwie najbardziej obciążonych ruchem dróg, linii kolejowych, głównych lotnisk i największych aglomeracji. Podstawowym krajowym aktem prawnym, z którego wynika konieczność sporządzenia programu ochrony środowiska przed hałasem, jest ustawa z dnia 27 kwietnia 2001 r. – Prawo ochrony środowiska [2]. Zgodnie z zapisami art. 119 ust. 1 „dla terenów, na których poziom hałasu przekracza poziom dopuszczalny, tworzy się programy ochrony środowiska przed hałasem, których celem jest dostosowanie poziomu hałasu do dopuszczalnego”. Zakres tego programu określony jest w rozporządzeniu w sprawie szczegółowych wymagań, jakim powinien odpowiadać program ochrony środowiska przed hałasem z dnia 14 października 2002 r. [3]. Dodatkowo

rozporządzenie [3] podaje wytyczne do opracowania harmonogramu realizacji poszczególnych zadań określonych w programie, jakie powinny zostać zrealizowane w celu poprawy stanu klimatu akustycznego na podstawie tzw. wskaźnika M. Wskaźnik ten jest jednym z głównych parametrów analizowanych przy opracowywaniu programów ochrony środowiska przed hałasem a jego postać określa się na podstawie wzoru [3]:

$$M = 0.1m(10^{0.1\Delta L} - 1) \quad (1)$$

gdzie:

m – liczba mieszkańców na terenie o przekroczonym poziomie dopuszczalnym hałasu,
 ΔL – wielkość przekroczenia dopuszczalnego poziomu hałasu [dB].

Zgodnie z [3] „kolejność realizacji zadań programu na terenach mieszkaniowych, następuje z uwzględnieniem wskaźnika charakteryzującego wielkość przekroczenia dopuszczalnego poziomu hałasu i liczbę mieszkańców na terenie”, czyli wskaźnika M. W pierwszej kolejności powinny zostać podjęte działania na terenach, na których wskaźnik ten osiąga największe wartości.

2. Rodzaje działań naprawczych proponowane do realizacji w Programach ochrony środowiska przed hałasem

W chwili obecnej (2014 r.) większość miast w Polsce o liczbie mieszkańców większej od 100 tys. powinna posiadać uchwalone programy ochrony środowiska przed hałasem. W każdym z tych dokumentów były proponowane działania naprawcze mające na celu poprawę stanu klimatu akustycznego na obszarach, na których mieszkańcy są narażeni na oddziaływanie hałasu o poziomie większym niż dopuszczalny. Działania te są częstokroć bardzo kosztowne, a ich realizacja bardzo kłopotliwa. W warunkach miejskich nie wszystkie działania naprawcze mogą być stosowane w każdym przypadku. Większość opracowanych i uchwalonych programów dla aglomeracji miejskich zawiera następujące proponowane do realizacji działania naprawcze [4]:

- remonty/modernizacje nawierzchni ulic – 28.1 %,
- ograniczenie ruchu pojazdów ciężkich – 20.4 %,
- ograniczenia prędkości wraz z kontrolą przestrzegania prędkości – 16.2 %,
- wymiana nawierzchni na tzw. „cichą” – 15.7 %,
- ekrany akustyczne/wały ziemne – 15.1 %,
- pozostałe – 4.5 %.

Należy stwierdzić, że zdecydowana większość działań proponowanych w programach ochrony środowiska przed hałasem dla miast dotyczy wspomnianej powyżej strefy emisji dźwięku. Łącznie stanowią one ponad 80% wszystkich działań proponowanych w analizowanych dokumentach. Można się spodziewać, że mogą one spowodować w większości przypadków odczuwalną redukcję poziomu dźwięku dla osób mieszkających w bezpośrednim sąsiedztwie tras komunikacyjnych. Ich zastosowanie nie doprowadzi jednak w zdecydowanej większości przypadków do takiej poprawy, aby poziom hałasu nie przekraczał wartości dopuszczalnych. W warunkach miejskich bardzo często działanie takie nie jest możliwe do realizacji. Działania naprawcze proponowane w programach w każdym przypadku powodują konieczność poniesienia nakładów finansowych przez zarządców źródła hałasu. Poniżej przedstawiono udział w ogóle kosztów, działań najczęściej proponowanych do realizacji w programach ochrony środowiska przed hałasem [4]:

- ekrany akustyczne/wały ziemne – 49.7 %,
- remonty/modernizacje nawierzchni ulic – 30.5 %,

- wymiana nawierzchni na tzw. „cichą” – 12.9 %,
- ograniczenia prędkości wraz z kontrolą przestrzegania prędkości – 1.3 %,
- pozostałe – 5.1 %,
- ograniczenie ruchu pojazdów ciężkich – 0.5 %.

Analizując te dane należy zauważyć, że pomimo iż ekrany akustyczne stanowią jedynie ok. 15 % proponowanych działań naprawczych w programach ochrony środowiska przed hałasem dla miast, to udział kosztów, jakie będą musiały być poniesione przez zarządców tras komunikacyjnych na ich realizację wynosi blisko 50 % ogółu wszystkich kosztów. Są to zatem działania bardzo kosztowne oraz bardzo kłopotliwe (często niemożliwe) do zastosowania w warunkach miejskich. W ich miejsce powinny być proponowane działania realizowane przede wszystkim w strefie emisji dźwięku. Bardzo dobrą alternatywą dla ekranów akustycznych w warunkach miejskich jest stosowanie fizycznych środków uspokojenia ruchu, które stosowane są głównie w celu poprawy bezpieczeństwa ruchu drogowego. Badania nad efektami uspokojenia ruchu oraz utrzymania jego płynności prowadzone zarówno zagranicą [5], jak i w kraju [6] wskazują na to, że są to efektywne metody ograniczania hałasu. Należy do nich również stosowanie nawierzchni o obniżonej hałaśliwości (tzw. ciche nawierzchnie) [7], które mogą być stosowane jedynie w przypadku arterii prowadzących ruch z prędkością ponad 50 km/h - stosowanie tego typu rozwiązania powinno być poprzedzone wnikliwą analizą związaną z prędkością pojazdów i możliwościami zastosowania tego typu nawierzchni.

3. Uspokojenie ruchu drogowego jako działanie naprawcze w Programach ochrony środowiska przed hałasem

Jednym z głównych parametrów decydujących o poziomie hałasu w sąsiedztwie tras komunikacyjnych (obok natężenia ruchu i udziału pojazdów ciężkich) jest prędkość pojazdów. Faktyczne przestrzeganie prędkości dopuszczalnej w miastach (terenach zabudowanych) jest jednym z możliwych do zastosowania działań naprawczych, które mogą być proponowane w programach ochrony środowiska przed hałasem w miastach. W wielu sytuacjach prędkość dopuszczalna nie jest respektowana w miastach a jej administracyjne zwiększenie w okresie nocy do 60 km/h pogarsza tylko sytuację w próbach odpowiedniego kształtowania klimatu akustycznego w otoczeniu ulic. Ponieważ administracyjnie wprowadzane ograniczenia prędkości w miastach często są niewystarczające, stosuje się dodatkowe elementy, które będą powodowały przestrzeganie określonych ograniczeń prędkości. W zależności od tego, jaką funkcję ma pełnić ulica, poza ewentualnym wprowadzeniem odpowiedniego oznakowania informującego o maksymalnej prędkości dopuszczalnej, mogą pojawić się również odpowiednie rozwiązania związane z geometrią, rozwiązaniem wysokościowym i przekrojem ulicy, które spowodują faktyczne ograniczenie prędkości. Do tego typu rozwiązań mogą należeć elementy fizycznego uspokojenia ruchu za pomocą środków technicznych, które wymuszają poprawne zachowania uczestników ruchu, a jednocześnie zapobiegają zachowaniom niepożądanym (np. poprzez uniemożliwienie lub znaczące utrudnienie jazdy z prędkością wyższą od dopuszczalnej, wyprzedzanie itp.

Uspokojenie ruchu polega na takim kształtowaniu ulicy za pomocą środków planistycznych i inżynierskich, które pozwoli na osiągnięcie kompleksowego efektu poprawy bezpieczeństwa wszystkich użytkowników dróg, zmniejszenia uciążliwości ruchu drogowego i polepszenia funkcjonowania przestrzeni publicznej w obszarach zabudowanych. Zasadniczym i podstawowym sposobem na poprawę bezpieczeństwa ruchu jest zapewnienie odpowiednio niskiej prędkości ruchu pojazdów. Należy zwrócić uwagę, że

w większości przypadków rozwiązania te mają na celu przede wszystkim doprowadzenie prędkości pojazdów do wartości zgodnej z ograniczeniami obowiązującymi na danym odcinku drogi, ulicy lub na danym obszarze.

Uspokojenie ruchu z reguły powinno być wprowadzane na określonym obszarze miasta i polega na skoordynowanym stosowaniu fizycznych środków inżynierii drogowej i organizacji ruchu w celu zwiększenia bezpieczeństwa, zapewnienia przestrzegania przepisów, poprawy warunków środowiskowych i ładu przestrzennego. Jest to jednocześnie działanie z dziedziny zarządzania siecią drogową, zarządzania prędkością oraz zagospodarowania przestrzennego. Obejmuje ono wprowadzanie funkcjonalnej hierarchizacji układu drogowego (różnicowanie sieci drogowej w zależności od funkcji jaką pełni ulica na danym obszarze). Jednocześnie na całym obszarze wprowadza się fizyczne rozwiązania z zakresu inżynierii drogowej i organizacji ruchu, które mają za zadanie wmuszenie na kierujących pojazdami przestrzeganie narzuconych ograniczeń prędkości, zakazów wyprzedzania, a także eliminację innych niebezpiecznych i nieprzepisowych zachowań [8].

W przypadku miast doprowadzenie prędkości pojazdów do wartości wynikających z przepisowych ograniczeń (czyli urealnienie prędkości ruchu) oraz stworzenie takich warunków, aby ruch pojazdów odbywał się w sposób jak najbardziej płynny, powoduje dodatkowy efekt jakim jest znaczące obniżenie emisji hałasu. Jak wykazują badania, najniższa emisja hałasu występuje, gdy pojazdy poruszają się płynnie z prędkościami w przedziale od 30 do 50 km/h [9]. Dlatego też można przyjąć, iż prędkości, które występują po zastosowaniu środków uspokojenia ruchu (30 ÷ 50 km/h), z punktu widzenia oddziaływania na klimat akustyczny są prędkościami optymalnymi. Uspokojenie ruchu jest zatem jednym z możliwych działań, które mogą być proponowane w „Programach ochrony środowiska przed hałasem dla miast”, pod warunkiem spełnienia dodatkowych wymagań w zakresie wysokościowego kształtowania jezdni i doboru materiałów do nawierzchni.

Pilotażową analizę wpływu uspokojenia ruchu, jako potencjalnego działania naprawczego w zakresie zmniejszania poziomu hałasu w otoczeniu ulic wykonano na odcinku drogi wojewódzkiej nr 824 w Puławach (ul. Włostowicka i Kazimierska) - fragment tzw. "Miasteczka Holenderskiego". Odcinek ten stanowi główną oś układu drogowo-ulicowego południowej części Puław, a zarazem jest najczęściej wykorzystywaną drogą dojazdową do Kazimierza nad Wisłą, popularnej miejscowości rekreacyjno-wypoczynkowej. W celu osiągnięcia efektu uspokojenia ruchu, a także obniżenia hałasu generowanego przez przejeżdżające samochody, zastosowano m.in.: bramy wjazdowe do miejscowości (obszaru zabudowanego) z kierunku południowego, wyniesione powierzchnie skrzyżowań, skrzyżowania z wydzielonymi pasami do skrętów w lewo, środkowy pas brukowany z wyniesieniem (przejezdny).

W ramach analiz wpływu środków uspokojenia ruchu wykonano pilotażowe pomiary hałasu w kilku charakterystycznych punktach zlokalizowanych w sąsiedztwie odcinka drogi wojewódzkiej nr 824 w Puławach [10]. Na podstawie analizy wyników pomiarów możliwe było określenie poziomu dźwięku w miejscach, w których zastosowano różnego rodzaju środki uspokojenia ruchu. Czas w jakim wykonano każdy pomiar w sąsiedztwie ul. Włostowickiej i Kazimierskiej był równy 15 minut, co umożliwiło późniejszą weryfikację modelu obliczeniowego.

W każdym przypadku wraz z pomiarami hałasu wykonywano również pomiary natężenia ruchu i prędkości pojazdów. Są to jedne z najważniejszych (oprócz udziału pojazdów ciężkich w potoku ruchu) parametrów, które decydują o poziomie hałasu w sąsiedztwie tras komunikacyjnych. Łączna analiza tych parametrów (równoważny poziom dźwięku, natężenie ruchu, prędkość pojazdów), umożliwiła sformułowanie ogólnych wniosków

dotyczących wpływu uspokojenia ruchu na stan klimatu akustycznego w sąsiedztwie drogi wojewódzkiej nr 824. Należy zaznaczyć, że efekt redukcji hałasu związany z zastosowaniem środków uspokojenia ruchu nie jest związany tylko z obniżeniem prędkości, co jest głównym celem stosowania tego typu rozwiązań. Równie istotna jest zmiana stylu jazdy kierowców (płynność ruchu), co w połączeniu z redukcją prędkości może spowodować znaczne ograniczenia poziomu dźwięku. W tabeli 1 przedstawiono charakterystykę miejsc, w których wykonywano pomiary oraz zestawiono wyniki pomiarów równoważnego poziomu dźwięku, natężenia ruchu i prędkości pojazdów. Pomiary hałasu wykonywane były w punktach zlokalizowanych w odległości 10 m od krawędzi jezdni i na wysokości 4 m nad poziomem terenu. Ten rodzaj pomiaru hałasu ma charakter pomiaru emisji hałasu (u źródła - tzw. punkt referencyjny poziomu hałasu), co pozwoliło na przyjęcie założenia, że tło akustyczne nie ma znaczącego lub ma niewielki wpływ na wyniki pomiarów. Należy zaznaczyć, że z uwagi na uwarunkowania terenowe, pomiar hałasu w punkcie nr 9 (przejazd przez próg) wykonany został w odległości bliższej – 4.3 m od krawędzi jezdni. W celu porównania wyników tego pomiaru z innymi, obliczono przy użyciu modelu, poziom dźwięku w tym samym przekroju, ale w punkcie oddalonym o 10 m od krawędzi drogi. Otrzymano w ten sposób poprawkę z uwagi na zwiększenie odległości punktu od źródła dźwięku i w dalszej części referatu przyjmowano wyniki w tym punkcie z uwzględnieniem korekty.

Analizując wyniki pomiarów należy w pierwszej kolejności zwrócić uwagę, na zwiększające się natężenie ruchu pojazdów w każdym kolejnym przekroju pomiarowym zlokalizowanym coraz bliżej centrum Puław (w punkcie nr 1 natężenie ruchu jest najmniejsze, a w punkcie nr 9 największe). Wpływ na to ma różny czas, w którym wykonywano pomiary oraz dopływ i odpływ pojazdów z i do osiedla Włostowice. Poziom dźwięku przyjmuje natomiast największą wartość w przekroju nr 1, w którym natężenie ruchu pojazdów było najmniejsze. Punkt ten, jako jedyny zlokalizowany był poza strefą ruchu uspokojonego. Prędkości pojazdów były w tym przypadku największe (blisko 70 km/h zarówno dla pojazdów lekkich, jak i ciężkich). W każdym kolejnym punkcie zmierzona prędkość pojazdów była mniejsza, co wiązało się oczywiście z istniejącą strefą uspokojenia ruchu. Pomimo wzrostu natężenia ruchu o prawie 100% (różnica pomiędzy punktem nr 1 i 9), poziom dźwięku w każdym punkcie, zlokalizowanym w strefie uspokojenia ruchu był niższy niż w punkcie nr 1.

Maksymalna różnica wyniosła ponad 7 dB. Należy podkreślić, że pilotażowe pomiary poziomu dźwięku były wykonywane w czasie 15 minut. W związku z tym ich wyniki należy traktować, jako orientacyjne. Niemniej jednak redukcja poziomu dźwięku w każdym punkcie o co najmniej 3 dB (maksymalnie ponad 7 dB), świadczy o znacznym i bardzo korzystnym wpływie zastosowania strefy ruchu uspokojonego na klimat akustyczny w sąsiedztwie drogi wojewódzkiej nr 824 w Puławach. Należy podkreślić, że w sytuacjach, w których zastosowanie innych działań mających na celu poprawę klimatu akustycznego (np. ekrany akustyczne, nawierzchnia o obniżonej hałaśliwości itp.) może być niemożliwe. Uspokojenie ruchu może być najlepszym i bardzo skutecznym sposobem na obniżenie poziomu dźwięku w obszarach dzielnic oraz na znaczących obszarach miast.

Zastosowanie tego typu działań może być bardzo dobrym rozwiązaniem, gdyż oprócz obniżenia hałasu, nastąpi również poprawa bezpieczeństwa ruchu drogowego związana z obniżeniem prędkości pojazdów i zmianą stylu jazdy kierowców (mniej agresywny).

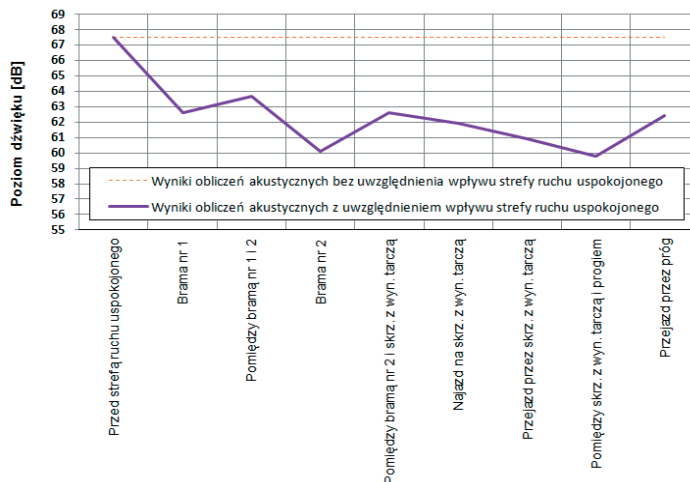
Z uwagi na fakt, iż w każdym punkcie, w którym wykonywano pomiary hałasu natężenie ruchu pojazdów było różne, utrudniało to określenie wprost wartości redukcji poziomu dźwięku jaka nastąpiła w każdym analizowanym miejscu, w którym zastosowano różne metody uspokojenia ruchu.

Tabela 1. Zestawienie wyników pomiarów poziomu dźwięku, natężenia ruchu i prędkości pojazdów w miejscach, w których zastosowano różne sposoby uspokojenia ruchu

Nr punktu pomiarowego	Opis przekroju pomiarowego (zastosowane sposoby uspokojenia ruchu drogowego)	Natężenie ruchu [P/15 min.]		Średnia prędkość pojazdów [km/h]		Równoważny poziom dźwięku A [dB]
		Pojazdy lekkie	Pojazdy ciężkie	Pojazdy lekkie	Pojazdy ciężkie	
1	Odcinek drogi przed strefą ruchu uspokojonego na granicy administracyjnej miasta Puławy	102	7	69	68	67.8
2	Pierwsza brama wjazdowa zlokalizowana za granicą administracyjną miasta Puławy	120	6	45	36	63.1
3	Odcinek ulicy pomiędzy pierwszą i drugą bramą wjazdową	118	9	59	56	64.9
4	Druga brama wjazdowa zlokalizowana bezpośrednio przed początkiem strefy uspokojenia ruchu	126	8	27	23	61.7
5	Odcinek ulicy pomiędzy drugą bramą wjazdową i skrzyżowaniem z wyniesioną tarczą ul. Włostowickiej i Kowalskiej	132	9	49	48	64.3
6	Najazd (sinusoidalny) pojazdów na skrzyżowanie z wyniesioną tarczą ul. Włostowickiej i Kowalskiej	159	6	27	19	62.8
7	Wyniesiona tarcza ul. Włostowickiej i Kowalskiej	148	8	24	24	62.7
8	Odcinek ulicy pomiędzy skrzyżowaniem z wyniesioną tarczą ul. Włostowickiej i Kowalskiej i progiem zwalniającym	176	7	35	30	61.4
9	Próg zwalniający (najazd i zjazd sinusoidalny)	195	5	27	16	63.6 (60.7)*

*) Z uwagi na ograniczenia związane z zagospodarowaniem terenu, punkt pomiarowy był zlokalizowany w odległości 4.3 m od krawędzi jezdni. Poziom dźwięku równy 63.6 dB to wynik pomiaru, natomiast obliczeniowo uwzględniono korekcję równą 2.9 dB (na podstawie wyników obliczeń w punkcie zlokalizowanym w tym samym przekroju, ale odległym od krawędzi jezdni o 10 m).

W związku z podanym powyżej uwarunkowaniem wykonano obliczenia akustyczne przy założeniu w modelu, że na całym analizowanym odcinku drogi natężenie ruchu jest stałe (przyjęto wartości średnie otrzymane z wszystkich punktów pomiarowych). Obliczenia wykonano w dwóch wariantach (rys. 1). W pierwszym z nich założono, że strefa ruchu uspokojonego nie istnieje (na całym odcinku natężenie ruchu i prędkości pojazdów są stałe). W drugim wariantcie założono natomiast redukcję prędkości, jaka nastąpiła w związku z zastosowaniem strefy ruchu uspokojonego. Dodatkowo w każdym punkcie zastosowano korekcję wynikającą z wpływu strefy na podstawie porównania wyników pomiarów i obliczeń wykonanych w tych samych punktach.



Rys. 1. Wyniki obliczeń akustycznych przy uwzględnieniu i braku uwzględnienia korekcji dotyczącej wpływu strefy ruchu uspokojonego na wielkość poziomu dźwięku

Analizując wyniki obliczeń akustycznych przedstawionych powyżej można zauważyć, że wprowadzenie strefy ruchu uspokojonego ma bardzo korzystny wpływ na emisję hałasu do środowiska. Redukcja poziomu dźwięku w niektórych przekrojach była większa niż 7 dB. W każdym przypadku poziomu hałasu jest zdecydowanie mniejszy niż w hipotetycznej sytuacji, w której nie uwzględniono wpływu strefy ruchu uspokojonego. Jest to zatem bardzo dobry przykład działań naprawczych, które powinny być stosowane w „Programach ochrony środowiska przed hałasem”.

4. Podsumowanie

Problemy ochrony przed hałasem po wielu latach zostały znacznie ograniczone przez wprowadzenie jednolitych przepisów w UE. Zakładają one konieczność cyklicznego (co 5 lat) sporządzania map akustycznych oraz programów ochrony środowiska przed hałasem. Celem tych opracowań jest realizacja zabezpieczeń chroniących przed hałasem. Podstawowym problemem, poza małą precyzją tych przepisów, są sposoby i środki ochrony zalecane w tych programach. Koncentrują się one obecnie głównie na środkach, które są stosowane w realizacji nowych inwestycji komunikacyjnych - ekrany akustyczne, tzw. "ciche" nawierzchnie itp. Tymczasem jedną z podstawowych metod ochrony przed hałasem w miastach może być uspokojenie ruchu za pomocą fizycznych środków uspokojenia ruchu, pod warunkiem utrzymania płynności ruchu. Badania pilotażowe wykazały, że osiągnięta wielkość redukcji poziomu hałasu (maks. 7 dB) daje bardzo dobry efekt. Zastosowanie tych metod wymaga wprowadzenia hierarchizacji sieci ulic w mieście oraz planowej polityki nie tylko związanej z ochroną przed hałasem. Powinno się to wiązać z koordynacją polityki transportowej, parkingowej, zarządzania ruchem, polityki ochrony powietrza oraz wieloletnimi planami inwestycyjnymi a także z odpowiednim kształtowaniem miejscowych planów zagospodarowania przestrzennego.

Literatura

- 1 Dyrektywa 2002/49/WE Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 25 czerwca 2002 r. odnosząca się do oceny i zarząd. poziomem hałasu w środ. (Dz. U. L. Nr 189 z dnia 18 lipca 2002 r.).
- 2 Ustawa z dn. 27 kwietnia 2001 r. – Prawo ochrony środowiska (Dz. U. 2013, poz. 1232 z p. zm.).

- 3 Rozporządzenie Min. Środowiska z dnia 14 października 2002 r. w sprawie szczegółowych wymagań, jakim powinien odpowiadać program ochrony środowiska przed hałasem (Dz. U. Nr 179, poz. 1498).
- 4 Jucewicz M. Programy ochrony środowiska przed hałasem dla aglomeracji w świetle zmian przepisów o dopuszczalnych poziomach hałasu – I Seminarium. Ochrona środowiska przed hałasem. Ekran w ochronie akustycznej środowiska. AGH. Kraków, 7-8 października 2013 r.
- 5 SILENCE. Practitioner Handbook for Local Noise Action Plans. 6th Framework Programme 2008.
- 6 Motylewicz M., Gardziejczyk W. Hałas od ruchu samochodowego w otoczeniu skrzyżowań. Czasopismo Budownictwo i Architektura vol. 13. Lublin, 2014 r.
- 7 Gardziejczyk W. Nawierzchnie redukujące hałas toczenia pojazdów samochodowych - ogólna charakterystyka i kryteria oceny hałaśliwości. Metody ochrony środowiska przed hałasem – teoria i praktyka Portal drogowy Edroga.pl - Wydawnictwo EKKOM Sp. z o.o. Zakopane, 2013 r.
- 8 Jamrozik K., Bohatkiewicz J., Biernacki S., Kurs szkoleniowy z zasad uspokojenia ruchu w obszarach zabudowanych na drogach samorządowych. EKKOM Sp z o.o. Puławy 2013 r.
- 9 Bohatkiewicz J. Wpływ geometrii, warunków i organizacji ruchu na klimat akustyczny w otoczeniu skrzyżowań. Praca doktorska. Politechnika Krakowska. Kraków, 2000 r.
- 10 Bohatkiewicz J., Czarnecka W., Jamrozik K., Biernacki S., Hałucha M. Wpływ uspokojenia ruchu na klimat akustyczny w otoczeniu ulic. Budownictwo i Architektura vol. 13. Lublin, 2014.

Protection against traffic noise in urban areas in relation to noise control plans

Janusz Bohatkiewicz

*Department of Roads and Bridges, Faculty of Civil Engineering and Architecture,
Technical University of Lublin, e-mail: j.bohatkiewicz@pollub.pl*

Abstract: Exposure to traffic noise belongs to the most harmful impacts affecting people who live in towns. Nearly one third of residents of big towns in Poland suffers from permanent exposure to traffic noise, which may have adverse effects on health. The same refers to most European cities. The problems of noise is regulated by identical legislation in the EU and in Poland. Noise control in big towns arises from regulations related to obligatory provision of noise mapping and noise control plans. The plans contain, among other things, site-specific methods of protection against traffic noise. Those sites are defined by means of the “M” index, whose value is the higher the more people live in the area and the more permissible noise levels are exceeded. The noise control plans prepared to-date contain a range of methods and measures aimed at ensuring protection against traffic noise. In many cases those methods are nothing but improvised response and are not effective enough in towns, for example noise barriers. Results of pilot research indicates that comprehensive physical traffic calming measures may prove to be an effective and long lasting noise control solution in the surrounding of streets in urban areas. Physical traffic calming may be more effective than the measures commonly used so far which does not require additional land acquisition.

Keywords: Traffic noise, protection against road traffic noise, traffic calming

Zarządzanie bezpieczeństwem istniejącej sieci drogowej

Marcin Budzyński¹, Kazimierz Jamroz²

*^{1,2} Katedra Inżynierii Drogowej, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska,
e-mail: ¹mbudz@pg.gda.pl, ²jamroz@pg.gda.pl*

Streszczenie: Zarządzanie bezpieczeństwem infrastruktury drogowej jest to stosowanie w planowaniu, projektowaniu, budowie i użytkowaniu dróg procedur polegających na systematycznej identyfikacji zagrożeń na drodze, szacowaniu ich ewentualnych skutków dla uczestników ruchu drogowego oraz stosowaniu działań eliminujących zidentyfikowane zagrożenia lub zmniejszających skutki ich występowania mierzone liczbą wypadków, liczbą ofiar rannych i śmiertelnych w wypadkach oraz kosztów wypadków drogowych. Istnieje wiele podejść i metod oraz narzędzi do zarządzania bezpieczeństwem ruchu drogowego. Dyrektywa UE 2008/96/WE porządkuje i proponuje listę takich narzędzi. W referacie przedstawiono dwa z nich – klasyfikację odcinków niebezpiecznych oraz kontrolę infrastruktury pod kątem bezpieczeństwa. W końcowej części przedstawiono konieczne kierunki dalszych działań, szczególnie badań naukowych, wspierających zarządzanie istniejącą infrastrukturą drogową.

Słowa kluczowe: bezpieczeństwo ruchu drogowego, kontrola, klasyfikacja

1. Wprowadzenie

Zarządzanie bezpieczeństwem istniejącej sieci drogowej (ZBISD) jest jednym z narzędzi proponowanych w Dyrektywie [1] i wpisuje się w szeroko pojęte zarządzanie bezpieczeństwem transportu [2]. Jest to kilku stopniowa procedura poprawy bezpieczeństwa na eksploatowanej sieci drogowej polegająca na:

- ocenie stanu bezpieczeństwa i identyfikacji najbardziej niebezpiecznych odcinków,
- przeprowadzeniu kontroli brd na najbardziej niebezpiecznych odcinkach,
- doborze najbardziej skutecznych i efektywnych działań naprawczych stosownie do dysponowanych środków finansowych,
- komunikowaniu o niebezpieczeństwie uczestników ruchu i partnerów (samorządy, policję, firmy współpracujące),
- monitorowaniu poziomu bezpieczeństwa po wprowadzeniu zaplanowanych działań oraz oceny ich skuteczności.

W niniejszym referacie przedstawione zostaną założenia do realizacji dwóch pierwszych elementów na podstawie opracowanej na potrzeby GDDKiA, Instrukcji Klasyfikacji i Kontroli BRD, wskazane również zostaną potrzeby dalszych badań i analiz oraz konieczne wdrożenia.

1.1. Klasyfikacja odcinków niebezpiecznych

Klasyfikacja niebezpiecznych odcinków dróg „Klasyfikacja brd” – jest pierwszym działaniem w procedurze ZBISD.

Głównym celem Klasyfikacji brd jest wybór odcinków o największym ryzyku uczestniczenia w wypadku śmiertelnym przez użytkownika drogi z jednej strony oraz

odcinków o największym potencjale zmniejszenia kosztów wypadków przez działania prowadzone przez zarządcę drogi z drugiej strony.

Klasyfikację odcinków ze względu na koncentrację wypadków, prowadzi się bazując na ryzyku indywidualnym (liczba wypadków i ich ofiar w odniesieniu do pracy przewozowej na danym odcinku). Ryzyko indywidualne odnosi się do zachowań pojedynczego uczestnika ruchu drogowego na obiekcie drogowym (skrzyżowanie, odcinek międzywęzłowy) i jest definiowane jako prawdopodobieństwo poniesienia strat o określonej ciężkości (bycia uczestnikiem wypadku z ofiarami śmiertelnymi) w ciągu jednej podróży lub w ciągu wybranego przedziału czasu, kiedy dany uczestnik ruchu jest narażony na niebezpieczeństwo ze strony infrastruktury drogowej i innych uczestników ruchu drogowego. Biorąc pod uwagę różnicę ciężkości wypadków drogowych na obszarach miejskich i zamiejskich, stosuje się dwie miary:

- koncentracja wypadków śmiertelnych (KWZ), uwzględniająca w szczególności skutki i ciężkość wypadków na odcinkach dróg zamiejskich,
- koncentracja kosztów wypadków (KKW), uwzględniająca w szczególności skutki i koszty wypadków typowe dla odcinków miejskich.

Koncentrację ofiar śmiertelnych prowadzi się z uwzględnieniem trzech kategorii ruchu drogowego: wszyscy użytkownicy drogi, niechronieni uczestnicy ruchu (piesi i rowerzyści) oraz motocykliści.

Klasyfikację odcinków ze względu na bezpieczeństwo sieci drogowej, prowadzi się bazując na ryzyku społecznym (liczba wypadków i ich ofiar w odniesieniu do długości odcinka). Ryzyko społeczne odnosi się do zachowań grup uczestników ruchu drogowego na obiekcie drogowym (skrzyżowanie, odcinek międzywęzłowy) i jest definiowane jako suma strat o określonej ciężkości poniesiona w ciągu wybranego okresu na analizowanym obiekcie drogowym. Biorąc pod uwagę możliwość rozróżnienia odcinków dróg o największych kosztach wypadków i odcinków o największym potencjale redukcji kosztów wypadków stosuje się dwie miary:

- gęstość kosztów wypadków drogowych (GKW), uwzględniająca łączne koszty wypadków drogowych na odcinkach dróg,
- potencjał redukcji kosztów wypadków drogowych (PRKW), uwzględniający potencjalne możliwości działań na rzecz bezpieczeństwa ruchu drogowego.

1.2. Kontrola brd sieci drogowej

Kontrola drogi pod kątem bezpieczeństwa ruchu drogowego jest elementem systemu zarządzania bezpieczeństwem ruchu drogowego i należy do grupy działań i środków prewencyjnych stosowanych przez zarządy dróg. Kontrola drogi ma na celu identyfikację zagrożeń i źródeł zagrożeń na sieci dróg, co pozwoli na wdrożenie efektywnych środków poprawy bezpieczeństwa użytkowników dróg oraz podniesienie standardów sieci drogowej.

Kontrolę sieci drogowej dzielą się na 3 rodzaje – ogólna, szczegółowa i specjalna. Kontrola ogólna (OK) wykonywana jest w dzień i służy kontroli stanu elementów zlokalizowanych wzdłuż drogi oraz ocenie ich wpływu na brd. Kontrola ogólna jest działaniem systematycznym, wykonywanym co najmniej 1 raz w ciągu roku i nakierowanym głównie na identyfikację zagrożeń na drodze, co ma umożliwić skuteczne i efektywne prowadzenie prac utrzymaniowych i planowanie robót o charakterze inwestycyjnym.

Kontrola szczegółowa (SK) wykonywana jest w dzień i służy kontroli miejsc specyficznych, wytypowanych podczas wykonywania Klasyfikacji, jako odcinki lub punkty

koncentracji wypadków drogowych lub w wyniku kontroli ogólnych, podczas których zidentyfikowano zagrożenia stwarzające potencjalnie wysokie ryzyko wystąpienia ciężkich w skutkach wypadków (z udziałem ofiar śmiertelnych i ciężko rannych).

Kontrola drogi wykonywana w nocy (NK) służy analizie postrzegania drogi i jej wyposażenia w warunkach braku oświetlenia naturalnego. Kontrola ta ma na celu określenie jakości oświetlenia miejsc niebezpiecznych, np. skrzyżowań, przejść dla pieszych. Kontrola służy również ocenie widoczności oznakowania w porze nocnej oraz występowania zjawiska oślepienia kierowców przez samochody jadące z przeciwnego kierunku oraz przez obiekty zlokalizowane w pasie drogowym lub jego bezpośrednim sąsiedztwie (np. reklamy).

Kontrola robót drogowych (RDK) służy sprawdzeniu, czy prowadzone roboty drogowe są prawidłowo zorganizowane i zabezpieczone z punktu widzenia bezpieczeństwa ruchu drogowego.

Wyniki kontroli mogą służyć do aktualizowania warunków technicznych lub wytycznych projektowania oraz do wspomagania decyzji o wyborze rozwiązań naprawczych [3].

2. Metodyka klasyfikacji odcinków niebezpiecznych

2.1. Klasyfikacja odcinków ze względu na koncentrację wypadków

Zgodnie z przyjętymi założeniami do wykonania klasyfikacji użyto dwóch miar bezpieczeństwa: koncentracji wypadków z ofiarami śmiertelnymi i koncentracji kosztów wypadków. Miary te reprezentują ryzyko indywidualne uczestników ruchu drogowego poruszających się po analizowanej sieci dróg. Poniżej przedstawiono założenia dla wykonania klasyfikacji pod kątem koncentracji wypadków z ofiarami śmiertelnymi.

Koncentracja wypadków z ofiarami śmiertelnymi (KWZ) jest miarą uwzględniającą i uwypuklającą w szczególności skutki i ciężkość wypadków na odcinkach dróg zamiejskich o dużej prędkości jazdy uczestników ruchu drogowego. Wskaźnik koncentracji wypadków z ofiarami śmiertelnymi na analizowanym odcinku drogi oblicza się dla poszczególnych rodzajów wypadków śmiertelnych i analizowanego okresu za pomocą wzoru (1).

$$KWZ_{i,j} = \frac{LWZ_{i,j}}{PP_i} \quad (1)$$

gdzie:

$KWZ_{i,j}$ - koncentracja wypadków śmiertelnych j-tego rodzaju na odcinku drogi (wyp. śmiertelnych/1 mld pkm/3 lata) w i-tym okresie obliczeniowym,

i - numer okresu obliczeniowego, $i = 1$ przyjęto dla okresu obliczeniowego 2010 – 2012,

$j = w$ - wypadki śmiertelne ogółem,

$j = pr$ - wypadki śmiertelne z pieszymi i rowerzystami,

$j = m$ - wypadki śmiertelne z motocyklistami,

$LWZ_{i,j}$ - liczba wypadków śmiertelnych j-tego rodzaju na odcinku drogi (wyp. śmiertelnych/3 lata), w i-tym okresie obliczeniowym,

PP_i - praca przewozowa na odcinku drogi (mld pojkm/3 lata), w i-tym okresie obliczeniowym.

Klasyfikację poziomu bezpieczeństwa ruchu przyjęto na bazie metodyki zastosowanej w Programie EuroRAP [4]. Zaproponowano przejściowo sześć klas koncentracji wypadków śmiertelnych na odcinkach dróg (A, B, C, D, E1 i E2). Granice klas A-D odpowiadają

granicom odpowiednich klas przyjętym dla tej miary w Programie EuroRAP. Klasę E podzielono na dwie podklasy – (E1) bardzo duża koncentracja wypadków i klasa (E2) – katastrofalna koncentracja wypadków, która obejmuje ok. 10% najbardziej niebezpiecznych odcinków analizowanych dróg. Propozycję klasyfikacji poziomu bezpieczeństwa ze względu na koncentrację wypadków śmiertelnych zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Klasyfikacja bezpieczeństwa na odcinkach dróg ze względu na koncentrację wypadków śmiertelnych (ryzyko indywidualne – KWZw; KWZpr; KWZm)

Klasa ryzyka	Koncentracja wypadków z ofiarami śmiertelnymi	Ogółem		Piesi i rowerzyści		Motocykliści	
		KWZ (wyp./1 mld pkm)		KWZ (wyp./1 mld pkm)		KWZ (wyp./1 mld pkm)	
		od	do	od	do	od	do
A	Bardzo mała	0,0	2,4	0,0	0,8	0,0	0,5
B	Mała	2,4	9,7	0,8	3,1	0,5	2,0
C	Średnia	9,7	16,7	3,1	5,4	2,0	3,5
D	Duża	16,7	28,4	5,4	9,3	3,5	6,0
E1	Bardzo duża	28,4	41,4	9,3	13,6	6,0	8,8
E2	Największa	>41,4		>13,6		>8,8	

2.2. Klasyfikacja odcinków ze względu na bezpieczeństwo sieci dróg

Zgodnie z przyjętymi założeniami do wykonania klasyfikacji użyto dwóch miar bezpieczeństwa: gęstości kosztów wypadków i potencjału redukcji kosztów wypadków. Miary te reprezentują ryzyko społeczne, jakie występuje na obiektach drogowych. Poniżej przedstawiono założenia dla wykonania klasyfikacji pod kątem gęstości kosztów wypadków.

Gęstość kosztów wypadków drogowych (GKW) jest miarą uwzględniającą i uwypuklającą łączne straty w wypadkach drogowych na analizowanym odcinku drogi.

Gęstość kosztów wypadków drogowych jest jedną z miar ryzyka społecznego na sieci dróg. Ryzyko społeczne odnosi się do zachowań całych grup społecznych na wybranym obszarze lub sieci drogowej. Zatem jest to strata (liczba ofiar, a także straty materialne poniesione w wypadkach drogowych) w przyjętym okresie (najczęściej w przeliczeniu na rok), na wybranym obszarze lub obiekcie drogowym, które mogą przewidywalnie wystąpić w wyniku zdarzeń niebezpiecznych wywołanych przez funkcjonowanie systemu transportu drogowego.

Wskaźnik gęstości aktualnych kosztów wypadków GKW_A na analizowanym odcinku drogi oblicza się dla analizowanego okresu za pomocą wzoru (2).

$$GKW_{A,i} = \frac{KW_{A,i}}{L} \quad (2)$$

gdzie:

$GKW_{A,i}$ – gęstość aktualnych kosztów wypadków na analizowanym odcinku drogi w i -tym okresie obliczeniowym, (mln zł/km/3 lata),

$KW_{A,i}$ – suma aktualnych kosztów wypadków na analizowanym odcinku drogi w i -tym okresie obliczeniowym, (mln zł/3 lata),

L – długość analizowanego odcinka drogi, (km),

i – numer okresu obliczeniowego, $i = 1$ przyjęto dla okresu obliczeniowego 2010 – 2012.

Klasyfikację poziomu bezpieczeństwa ruchu przyjęto na bazie metodyki zastosowanej w Programie EuroRAP [4]. Propozycję klasyfikacji poziomu bezpieczeństwa ze względu na gęstość wypadków drogowych zestawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Klasyfikacja bezpieczeństwa na odcinkach dróg ze względu na gęstość wypadków drogowych

Klasa ryzyka	Gęstość wypadków	Przekrój drogi					
		1x2		2x2		2x3	
		GW (wyp./1km/3 lata)		GW (wyp./1km/3 lata)		GW (wyp./1km/3 lata)	
		od	do	od	do	od	do
A	Bardzo mała	0,00	0,45	0,00	0,90	0,00	1,35
B	Mała	0,45	0,90	0,90	1,80	1,35	2,70
C	Średnia	0,90	1,50	1,80	3,00	2,70	4,50
D	Duża	1,50	2,25	3,00	4,50	4,50	6,75
E	Bardzo duża	>2,25		>4,5		>6,75	

3. Metodyka kontroli sieci drogowej pod kątem bezpieczeństwa

3.1. Wybrane elementy procedury kontroli brd

Kontrola brd powinna uwzględniać elementy bezpieczeństwa istotne dla wszystkich użytkowników drogi: zmotoryzowanych, rowerzystów i pieszych (w tym specyficznych kategorii pieszych: niepełnosprawnych, osób w podeszłym wieku oraz dzieci).

Kontrola brd dotyczy wszystkich ważnych dla brd obiektów i zjawisk występujących na drogach i w ich otoczeniu, a w szczególności dotyczących: geometrii skrzyżowań, przekroju poprzecznego, organizacji ruchu, przeszkód w otoczeniu dróg, prowadzenia ruchu pieszego i rowerowego [5]. Na rys. 1 przedstawiono przykłady zagrożeń identyfikowanych na sieci dróg (brak zabezpieczenia przejść dla pieszych na drogach dwujezdniowych, błędna geometria skrzyżowań, drzewa bezpośrednio przy krawędzi jezdni, nieprawidłowe zakończenie bariery ochronnej). Na rys. 2 przedstawiono schemat procedury wykonywania kontroli.

Kontrole ogólne i specjalne (nocne, robót drogowych) przeprowadzane są przez osoby posiadające co najmniej 2 letnią praktykę w wybranym zakresie: projektowania dróg, inżynierii ruchu drogowego, zarządzania drogami, zarządzania ruchem drogowym, opiniowania projektów drogowych pod względem bezpieczeństwa ruchu drogowego lub posiadają kwalifikacje i doświadczenie wymagane dla audytora brd, zwane dalej inspektorami. Kontrole szczegółowe są przeprowadzane przez zespół inspektorów, z którego przynajmniej jedna osoba posiada kwalifikacje i doświadczenie wymagane dla audytora brd. Inspektorzy muszą odbyć przeszkolenie obejmujące zakresem zasady identyfikacji defektów oraz procedury wykonywania kontroli (wraz z zajęciami w terenie). Po każdej kontroli zespół inspektorów sporządza raport identyfikujący zagrożenia

Przykładem możliwego rozwiązania, w przypadku identyfikacji zagrożenia podczas kontroli, może być sposób przeciwdziałania na zagrożenie powodowane przez drzewa rosnące przy krawędzi jezdni – usunięcie zagrożenia to wycinka wszystkich drzew na danym odcinku, modyfikacja to usunięcie części drzew stanowiących największe zagrożenie, ochrona przed zagrożeniem – to zainstalowanie barier ochronnych.

Zidentyfikowane defekty powinny być ocenione i zakwalifikowane do czterech klas zagrożenia: Klasa A – małe, Klasa B – średnie, Klasa C – duże, Klasa D – bardzo duże. Dla poszczególnych defektów przyporządkowano również klasy ryzyka: duże - nieakceptowane – klasa zagrożeń defektów D, średnie - dopuszczalne warunkowo (akceptowalne pod warunkiem wykonania odp. działań) – klasy zagrożeń defektów B i C, małe – akceptowalne, klasa zagrożeń defektów A. Na podstawie klas ryzyka należy określić reakcję na zagrożenie: natychmiastową, rozłożoną w czasie - przy zastosowaniu natychmiast działań tymczasowych, odsuniętą w czasie. Podstawą kwalifikacji powinno być ocena inspektorów (na podstawie ich wiedzy i doświadczenia) ale przede wszystkim obiektywne miary zagrożenia.

4. Kierunki dalszych prac

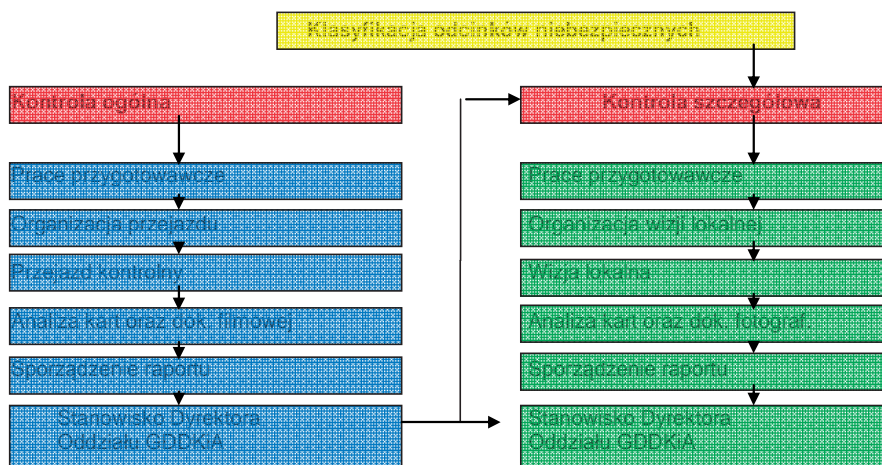
Obecnie trwają prace badawcze, których efektem będzie narzędzie dla zarządców dróg pozwalające na obiektywną ocenę zagrożenia i przyporządkowanie identyfikowanych defektów do poszczególnych klas, a w konsekwencji dobór odpowiednich działań naprawczych [6]. Obecnie inspektorzy muszą bazować praktycznie wyłącznie na swojej wiedzy i doświadczeniu, nie mając wystarczającego wsparcia merytorycznego w postaci obiektywnych miar oceny zagrożeń.

Konieczne jest zbudowanie szczegółowych modeli opisujących zależności miar bezpieczeństwa od wpływu wybranych elementów drogi i jej otoczenia, będących potencjalnym źródłem zagrożenia uczestników ruchu drogowego. Przykład takiej zależności – wpływ występowania drzew w pasie drogowym na gęstość wypadków GW na odcinkach dróg jednojezdniowych, przedstawiono na rys. 3 (przy założeniu średnich wartości dla pozostałych czynników wpływu na GW).



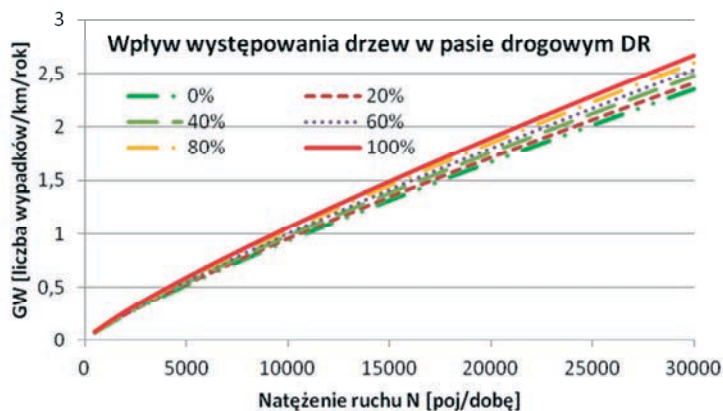
Rys. 1 Przykłady zagrożeń na sieci istniejących dróg

Modele będą bazować na natężeniu ruchu drogowego oraz prędkości rzeczywistej, jako dwóch podstawowych determinant oceny zagrożenia [7]. Badania prowadzone są dla różnych obszarów – obszar zamiejski, peryferyjne obszary miejskie, odcinki dróg tranzytowych przechodzących przez małe miejscowości oraz centralne obszary miast. Dodatkowo badaniami objęte są odcinki dróg ruchu szybkiego. Badania będą kontynuacją prac już wcześniej prowadzonych przez autorów [8], [9].



Rys. 2. Schemat procedury wykonywania kontroli brd na sieci dróg

Opracowane metody są dedykowane dla dróg krajowych, uwzględniają ich specyfikę, konieczne jest jednak opracowanie podobnej metodyki dla dróg samorządowych, szczególnie wojewódzkich i powiatowych, gdzie poza nielicznymi wyjątkami, praktycznie nie prowadzi się żadnej kontroli bezpieczeństwa. Podnoszenie poziomu bezpieczeństwa ruchu drogowego nie może dotyczyć tylko dróg krajowych, konieczne jest zintegrowane działanie na całej sieci drogowej w Polsce.



Rys. 3 Wpływ występowania drzew w pasie drogowym DR na gęstość wypadków GW dla odcinków drogowych na drogach jednojezdniowych (udział procentowy odcinków z drzewami w stosunku do całej długości odcinków)

5. Podsumowanie

Dobrze zorganizowany system bezpieczeństwa ruchu drogowego, wyposażony w odpowiednie struktury i procedury może przyczynić się do zwiększenia ochrony zdrowia i życia w ruchu drogowym. Każde z przedstawionych wcześniej narzędzi zarządzania bezpieczeństwem ruchu drogowego, dobrze zastosowane, może przyczynić się do zmniejszenia liczby ofiar wypadków drogowych. Przedstawione metody dotyczą tylko dróg krajowych, w związku z tym należy opracować i wdrażać elementy zarządzania bezpieczeń-

stwem na sieci dróg samorządowych. Konieczne jest również rozwijanie narzędzi pozwalających na obiektywną klasyfikację zagrożeń w ruchu drogowym oraz ocenę efektywności stosowanych rozwiązań poprawiających bezpieczeństwo ruchu drogowego.

Literatura

- 1 Dyrektywa Parlamentu Europejskiego i Rady z 19 listopada 2008 roku w sprawie zarządzania bezpieczeństwem infrastruktury drogowej 2008/96/WE (Dz.U. UE L.319/59)
- 2 Zintegrowany System Bezpieczeństwa Transportu, II tom, Uwarunkowania rozwoju integracji systemów bezpieczeństwa transport. Praca zbiorowa pod red. Krystka. R. WKŁ 2009
- 3 European best practice for roadside design, Guidelines for maintenance and operations of roadside infrastructure. RISER workshop report, Budapest 2005
- 4 EuroRAP: Atlas Rzyka na Drogach Krajowych w Polsce w latach 2009 - 2011. www.eurorap.pl
- 5 M. Budzyński: Koncepcja metody oceny zagrożeń w ruchu drogowym, 58 Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB. Rzeszów – Krynica, 2012
- 6 Jamroz K.: Metoda zarządzania ryzykiem w inżynierii drogowej. Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 2011
- 7 Gaca S.: Badania prędkości pojazdów i jej wpływu na bezpieczeństwo ruchu drogowego, Zeszyty Naukowe. Inżynieria Lądowa nr 75, Politechnika Krakowska, Kraków 2002
- 8 Budzyński M.: Cechy dróg zamiejskich a zagrożenie zdrowia i życia ich użytkowników. Rozprawa doktorska, Politechnika Gdańska 2005
- 9 Budzyński M., Kustra W.: Analiza zagrożeń na jednorodnych odcinkach dróg. Drogownictwo 4/2012

Safety management of the existing road network

Marcin Budzyński¹, Kazimierz Jamroz²

^{1,2} Highway Engineering Department, Civil & Environmental Engineering Faculty, Gdansk University of Technology, e-mail: ¹mbudz@pg.gda.pl, ²jamroz@pg.gda.pl

Abstract: The objective of road infrastructure safety management is to ensure that when roads are planned, designed, built and used traffic accident risks can be identified, assessed and mitigated. There is a number of approaches, methods and tools for road safety infrastructure management. European Union Directive 2008/96/EC regulates and proposes a list of tools for managing road infrastructure safety. The paper presents two of these tools - classification of dangerous sections and control of the infrastructure in the field of safety. The final section presents the necessary directions for further action, particularly scientific research, supporting the management of the existing road infrastructure.

Keywords: road safety, control, classification

Analiza właściwości asfaltu spienionego 50/70 w aspekcie przydatności do mieszanek mineralno-asfaltowych

Anna Chomicz-Kowalska

*Katedra Inżynierii Komunikacyjnej, Wydział Budownictwa i Architektury,
Politechnika Świętokrzyska, e-mail: akowalska@tu.kielce.pl*

Streszczenie: Celem badań była analiza właściwości asfaltu spienionego wyprodukowanego z lepiszcza 50/70 w aspekcie oceny jego przydatności w drogownictwie podczas wytwarzania materiałów przeznaczonych do warstw konstrukcji nawierzchni drogowej. W celu poprawy jego pienistości zastosowano modyfikator w postaci wosku syntetycznego Fishera-Tropscha (*FT*) w ilości 1,0%, 2,0% i 3,0% w stosunku do masy asfaltu. Ocenie poddano parametry lepiszczy przed i po procesie spieniania. Pomiar cech piany asfaltowej przeprowadzono przy zmianie poziomu wody spieniającej (*FWC*) w zakresie od 1,5% do 4,0% ze wzrostem co 0,5%. Na podstawie analizy wyników badań ustalono optymalne zakresy dozowania obu składników (*FT*, *FWC*) oraz dokonano klasyfikacji uzyskanych lepiszczy w zakresie ich przeznaczenia do wybranych technologii.

Słowa kluczowe: asfalt spieniony, wskaźnik ekspansji, okres półtrwania, wskaźnik piany, mieszanki mineralno-asfaltowe „na ciepło”, mieszanki mineralno-asfaltowe „na półciepło”.

1. Wprowadzenie

Obecnie w Polsce podstawową technologią stosowaną w drogownictwie do produkcji mieszanek mineralno-asfaltowych (MMA) podczas wykonywania warstw konstrukcyjnych jest technologia „na gorąco” *HMA (Hot Mix Asphalt)*, w której istnieje konieczność podgrzewania kruszywa i asfaltu do wysokiej temperatury powyżej 150°C. Technologia ta jest bardzo energochłonna, a w procesie produkcyjnym wydziela się duża ilość gazów cieplarnianych, które negatywnie oddziałują na środowisko naturalne. Koncepcja ograniczania energii oraz redukcji emisji szkodliwych substancji do atmosfery w przemyśle drogowym wdrażana i rozwijana jest od wielu lat [1-2], a poszukiwania nad nowymi rozwiązaniami materiałowymi i technologicznymi nadal trwają [3]. Już w 1956 roku prof. Ladis H. Csanyi na Stanowym Uniwersytecie Iowa prowadził badania nad możliwością produkcji asfaltu w formie piany podczas wytwarzania MMA w technologii „na zimno” *CMA (Cold Mix Asphalt)*. W roku 1968 firma Mobil Oil w Australii nabyła prawa do patentu Prof. Csanyi i zmodyfikowała metodę wytwarzania piany asfaltowej poprzez zastąpienie pary zimną wodą. Od tego czasu proces ten stosowany jest na szerszą skalę [4-6].

Od kilkunastu lat w budownictwie drogowym stosowane są technologie mieszanek mineralno-asfaltowych „na ciepło” *WMA (Warm Mix Asphalt)*, których temperatura wytwarzania wynosi 100°C-140°C. Proces obniżenia temperatury w technologii *WMA* może nastąpić dzięki zastosowaniu dodatków chemicznych bądź poprzez redukcję lepkości lepiszcza na skutek zastosowania modyfikatorów organicznych np.: wosków syntetycznych uzyskiwanych w procesie syntezy Fischera-Tropscha (*FT*). Wosk syntetyczny *FT* istotnie oddziałuje na właściwości reologiczne asfaltu podwyższając lepkość lepiszcza w zakresie temperatury poniżej 100°C, zwiększając tym samym temperaturę jego mięknięcia, natomiast w temperatu-

rze powyżej 100°C gwałtownie zmniejsza lepkość asfaltu w wyniku czego możliwe jest obniżenie temperatury zagęszczenia mieszanki mineralno-asfaltowej o około 30°C [7].

Redukcja temperatury wytwarzania i wbudowywania MMA możliwa jest również poprzez modyfikację procesu technologicznego w wyniku spieniania asfaltu w obecności wody bądź poprzez zastosowanie Zeolitu. Jenkins z zespołem badawczym [6] opracowali nowy proces produkcji MMA „na półciepło” *HWMA (Half Warm Mix Asphalt)* z asfaltem spienionym, których temperatura wynosi poniżej 100°C. Technologia spieniania wodą w porównaniu do technologii *WMA* nie wymaga użycia dodatków chemicznych [8], jednakże zaleca się ich stosowanie w przypadku gdy lepiszcze słabo się pieni. Wprowadzenie technologii *HWMA* z asfaltem spienionym do wykonawstwa drogowego pozwoli na ochronę środowiska naturalnego poprzez wyraźną redukcję emisji szkodliwych substancji do atmosfery powstających w tradycyjnej technologii *HMA* oraz ograniczy zużycie nieodnawialnej energii podczas wytwarzania MMA [5] [8-9].

2. Cel i zakres badań

2.1. Cel badań

W budownictwie drogowym stosowane są różne rodzaje asfaltów, których właściwości fizyczne i reologiczne zależą m.in. od rodzaju ropy naftowej, z której je wyprodukowano jak i zastosowanej technologii przeróbki, składu oraz struktury chemicznej czy budowy koloidalnej [10]. Jenkins [11] potwierdził wpływ wymienionych czynników na jakość wytwarzanej piany asfaltowej. Z uwagi na skłonność twardszych asfaltów do zatykania komory ekspansji i dyszy rozpylającej do produkcji piany preferowane są asfalty o większej penetracji, gdzie proces zatorowości jest praktycznie wyeliminowany [11]. Użycie bardziej miękkiego asfaltu pozwala ponadto uzyskać korzystniejsze cechy piany [11-12], jednakże w tym przypadku spodziewać się można negatywnego wpływu lepiszcza na zapewnienie odporności MMA na deformacje trwałe.

Celem badań laboratoryjnych była analiza właściwości asfaltu spienionego wytworzonego z lepiszcza 50/70 w aspekcie jego przydatności w drogownictwie podczas produkcji materiałów przeznaczonych do warstw konstrukcji nawierzchni drogowych. W celu wykazania możliwości stosowania go w szerszym zakresie do technologii spieniania, bazowe lepiszcze poddano modyfikacji woskiem syntetycznym *FT*, który obniżając lepkość asfaltu w temperaturach powyżej 100°C [7] (przed procesem spieniania) wpływa na poprawę parametrów piany asfaltowej [13] odpowiedzialnych za prawidłowe jej rozproszenie i obtoczenie mieszanki mineralnej. Ponadto z uwagi na obecność wosku *FT* zwiększającego sztywność lepiszcza w rezultacie uzyskać można poprawę cech mechanicznych MMA a w szczególności zwiększenie jej odporności na powstawanie deformacji trwałych [7] [9].

2.2. Program badań

Zakres prac badawczych związanych z ustaleniem przydatności asfaltu 50/70 do technologii spieniania podczas produkcji materiałów do warstw konstrukcji nawierzchni drogowej podzielono na dwa etapy. Pierwszy obejmował określenie podstawowych parametrów asfaltów (przed spienieniem), natomiast podczas drugiego etapu badań dokonano pomiaru cech piany asfaltowej.

Jak już wspomniano, technologia spieniania wodą nie wymaga stosowania dodatków chemicznych, natomiast zaleca się ich użycie gdy lepiszcze słabo się pieni. W celu wykazania możliwości stosowania asfaltu 50/70 do technologii spieniania w szerszym zakresie, do poprawy jego pienistości zastosowano wosk syntetyczny *FT* w ilości 1,0%, 2,0% i 3,0% wagowo.

2.2.1. Podstawowe parametry asfaltów

Analizę wpływu modyfikatora *FT* w zakresie jego zawartości od 1,0% do 3,0% na zmiany właściwości asfaltu 50/70 przeprowadzono na podstawie oznaczenia następujących cech: penetracji w 25°C (*Pen25*), temperatury mięknięcia (T_{PK}) oraz temperatury łamliwości ($T_{Fraassa}$). Ponadto dodatkowym parametrem wyznaczonym podczas badań był indeks penetracji (*PI*) obliczany na podstawie pomierzonych dwóch parametrów reologicznych asfaltu (T_{PK} , *Pen25*), który umożliwia ocenę wrażliwości termicznej asfaltu i wskazuje na dynamikę zmian jego twardości przy zmianie temperatury.

Ocenę istotności różnic między wartościami analizowanych cech lepszczy dla czynnika *FT* przeprowadzono w układzie jednoczynnikowej analizy wariancji (*one-way ANOVA*).

2.2.2. Parametry asfaltów spienionych

Właściwości fizyczne piany asfaltowej oceniane są na podstawie dwóch empirycznych parametrów: wskaźnika ekspansji *ERm* (*maximum Expansion Ratio*) oraz okresu półtrwania *HL* (*Half-life*) [11]. Parametr *ERm* jest miarą lepkości piany asfaltowej i określa on jak dobrze dysperguje w mieszance mineralnej w celu zapewnienia jednorodnej struktury. Okres półtrwania natomiast jest miarą stabilności piany i dostarcza orientacyjnych informacji na temat prędkości jej rozpadu [4]. Pomiedzy tymi parametrami istnieje odwrotna zależność, gdzie zwiększanie ilości wody spieniającej powoduje przyrost wskaźnika ekspansji a jednocześnie następuje zmniejszanie okresu półtrwania [14].

Charakterystyka asfaltu spienionego na podstawie oznaczenia jego podstawowych parametrów (*ERm*, *HL*) nie dostarcza pełnych informacji o zdolnościach do pienia się danego rodzaju lepszcza. Kompleksową ocenę w tym zakresie przeprowadza się na podstawie obliczenia wskaźnika *FI* (*Foam Index*) (wzór 1) uwzględniającego zmianę cechy *ERm* w funkcji czasu [11].

$$FI = \frac{-HL}{\ln 2} \cdot \left(4 - ERm - 4 \ln \left(\frac{4}{ERm} \right) \right) + \left(\frac{1+c}{2c} \right) \cdot ERm \cdot t_s \quad (1)$$

gdzie *c* jest współczynnikiem korygującym ($c=ERm/ERa$), *HL* okresem półtrwania [s], t_s czasem rozpylenia [s], *ERm* zmierzonym wskaźnikiem ekspansji (natychmiast po rozpyleniu) a *ERa* rzeczywistym wskaźnik ekspansji.

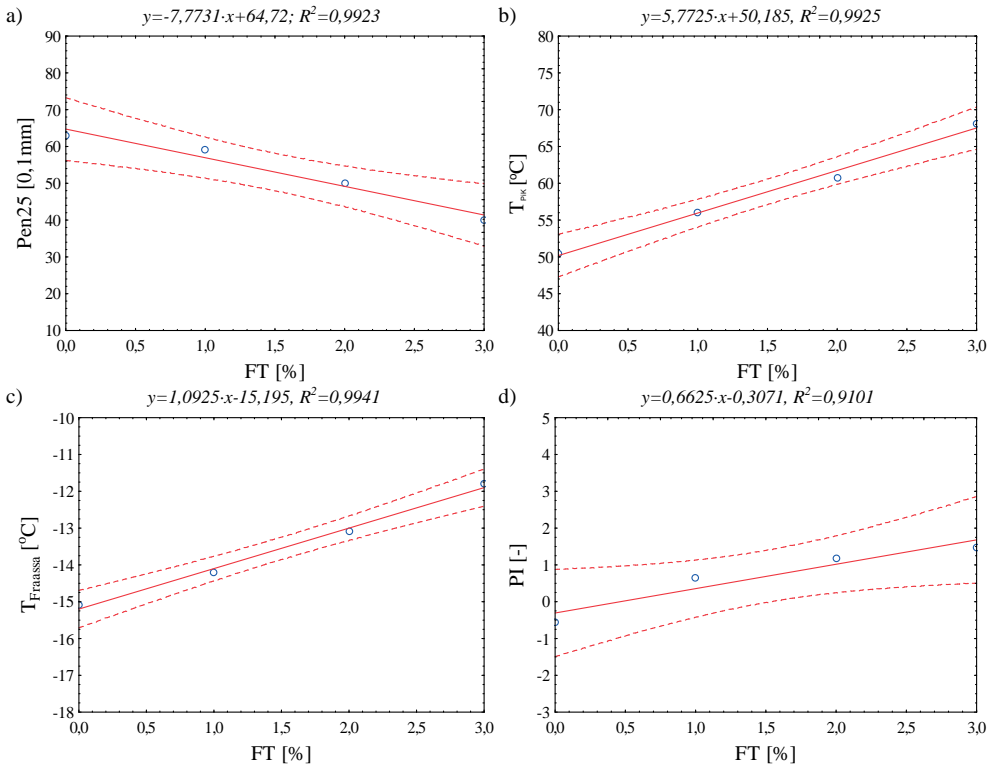
Drugi etap badań polegał na oznaczeniu parametrów piany asfaltowej (*ERm*, *HL*, *FI*) wytworzonej z lepszcza 50/70 przed i po procesie modyfikacji. Pomiar wymienionych cech wykonano dla materiału wytworzonego w warunkach laboratoryjnych w urządzeniu badawczym WLB 10S firmy Wirtgen GmbH, przy następujących warunkach: temperatura wody: 20°C, przepływ wody: 100g/s, czas wytwarzania piany asfaltowej: 5s, ciśnienie powietrza: 500kPa, ciśnienie wody: 600kPa.

Do ustalenia optymalnych cech piany asfaltowej zawartość wody spieniającej *FWC* (*Foaming Water Content*) wynosiła od 1,5% do 4,0% zwiększając jej ilość co 0,5% wagowo. Zakresy aplikacji wody spieniającej oraz warunki produkcji piany dobrane zostały na podstawie doświadczeń własnych [15-16] oraz innych badaczy [14]. W oparciu o uzyskane wyniki z wykonanych pomiarów określono poziom analizowanych czynników (*FT*, *FWC*) z przeznaczeniem asfaltów spienionych do wybranych technologii. Ocenę istotności różnic między wartościami analizowanych cech asfaltów spienionych dla badanych czynników przeprowadzono w układzie dwuczynnikowej analizy wariancji (*two-way ANOVA*).

3. Wyniki badań i ich analiza

3.1.1. Podstawowe właściwości asfaltów

Pierwszy etap badań dotyczył oceny wpływu wosku *FT* na podstawowe parametry reologiczne asfaltów przed i po procesie modyfikacji. Na rysunku 1 zilustrowano średnie wartości badanych cech (*Pen25*, T_{PiK} , $T_{Fraassa}$, *IP*) wraz z 95% przedziałem ufności. Natomiast w tabeli 1 zestawiono ocenę istotności wpływu czynnika *FT* na dystrybucję wymienionych parametrów z zastosowaniem analizy wariancji (*one-way ANOVA*).



Rys. 1. Wpływ ilości wosku syntetycznego *FT* na zmienną a) *Pen25* b) T_{PiK} c) $T_{Fraassa}$ d) *PI*

Tabela 1. Ocena istotności wpływu czynnika *FT* na badane cechy (*Pen25*, T_{PiK} , $T_{Fraassa}$) asfaltów

Zmienna	SS	df	MS	F Ratio	p-value
<i>Pen25</i>	1271,13	3	423,71	746,62	< 0,001
T_{PiK}	671,47	3	223,82	1164,0	< 0,001
$T_{Fraassa}$	24,012	3	8,004	42,36	0,000001

Z powyższych zależności (rys. 1) wynika, iż wraz ze wzrostem zawartości wosku *FT* w badanym zakresie (od 1,0% do 3,0%) penetracja uległa zmniejszeniu, natomiast temperatura mięknięcia zwiększała się, w wyniku czego lepiszcze stało się bardziej twarde. Odnosząc się do temperatury 60°C, która uznawana jest jako najwyższa temperatura nawierzchni w okresie lata oraz przyjęta jest również podczas oceny MMA na deformacje trwałe (badanie koleinowania zgodnie z wytycznymi WT-2 2010 oraz PN-EN 12697-22), poziom temperatury mięknięcia większy od tej wartości osiągnięty został dla asfaltu 50/70

przy zawartości wosku *FT* powyżej 2,0%. Na tej podstawie możliwe jest stwierdzenie, iż wzrost temperatury mięknięcia poprzez modyfikację lepiszcza 50/70 ograniczy podatność mieszanek mineralno-asfaltowych na powstawanie deformacji trwałych [7] [9].

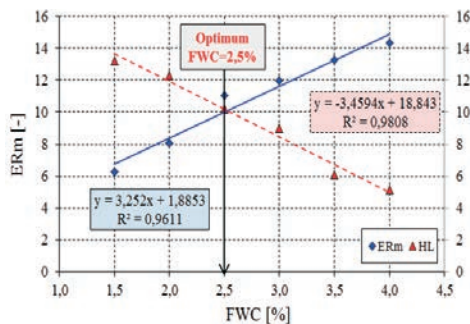
Poddając analizie oznaczenia temperatury łamliwości można stwierdzić, że proces modyfikacji asfaltu 50/70 wywołał znaczące podwyższenie tego parametru z -15,1°C do -11,8°C co oznacza, że asfalt stał się bardziej kruchy w niskich temperaturach. Ostatnim analizowanym parametrem był indeks penetracji, który umożliwia wstępną klasyfikację asfaltów z punktu widzenia ich wrażliwości temperaturowej. Przy ocenie uzyskanych indeksów penetracji należy zauważyć, iż wartości ich ulegały zwiększeniu wraz ze wzrostem ilości wosku syntetycznego *FT* względem bazowego lepiszcza 50/70.

Na podstawie otrzymanych wartości *p-value* (tabela 1) dla statystyki *F*, które są mniejsze (*p-value* < 0,0001) od założonego poziomu istotności ($\alpha=0,05$) stwierdzić można, że ilość wosku syntetycznego *FT* wywarła istotny wpływ na wartości badanych parametrów asfaltów.

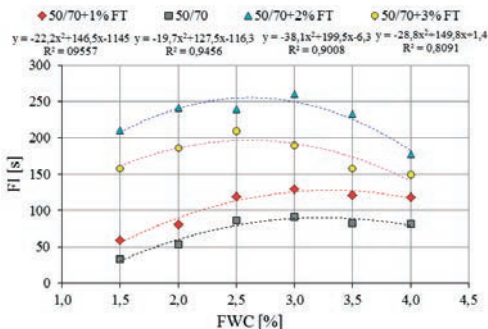
3.1.2. Właściwości asfaltów spienionych

Podstawowym kryterium pozwalającym dokonać oceny przydatności lepiszczy asfaltowych do technologii spieniania jest możliwość wytwarzania z nich piany o wymaganych parametrach. Na podstawie znajomości podstawowych cech reologicznych asfaltów trudno jest ocenić poziom ich zdolności do pienienia się. W związku z tym pomiar parametrów piany przeprowadzono na asfalcie bazowym (50/70) oraz modyfikowanym w pełnym zakresie dozowania wosku *FT* (1,0%, 2,0%, 3,0%).

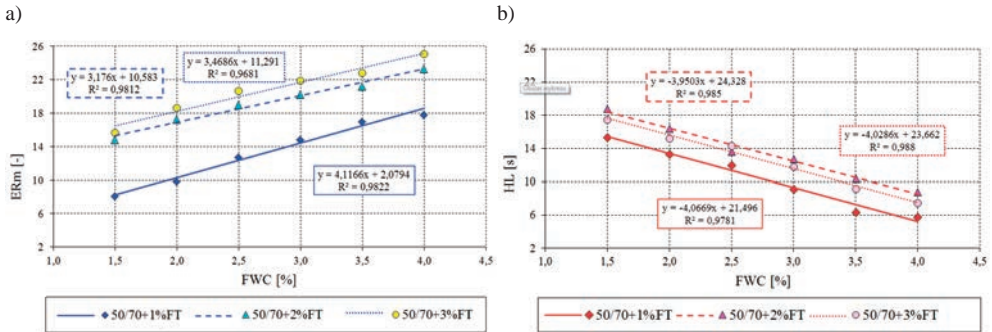
Jak już wspomniano, podczas drugiego etapu badań analizowano następujące parametry: *ERm*, *HL*, *FI*. W celu prawidłowej oceny właściwości piany pomiar ich cech wykonano czterokrotnie przy zmianie poziomu *FWC* (1,5%, 2,0%, 2,5%, 3,0%, 3,5%, 4,0%). W pierwszej fazie analiz na podstawie uzyskanych wyników opracowano zależności pomiędzy cechą *ERm* i *HL* a zmianą poziomu czynnika *FWC*. Otrzymane charakterystyki umożliwiły ustalenie optymalnej zawartości wody spieniającej dla każdego rodzaju lepiszcza. Na rysunku 2 przedstawiono średnie wartości pomierzonych cech (*ERm*, *HL*) dla asfaltu bazowego 50/70 (niemodyfikowanego) oraz graficzny sposób wyznaczania optymalnej *FWC* zgodnie z zaleceniami [17], natomiast na rysunku 3 zilustrowano zależności dla asfaltów modyfikowanych. Rysunek 4 prezentuje obliczone wartości wskaźników *FI*. Analizę wpływu badanych czynników dokonano za pomocą testu istotności (*two-way ANOVA*) zestawiono w tabeli 2, natomiast tabela 3 zawiera ustalone optymalne poziomy *FWC* dla badanych asfaltów.



Rys. 2. Sposób wyznaczania optymalnej zawartości wody spieniającej (*FWC*) dla asfaltu 50/70



Rys. 4. Wpływ ilości wosku *FT* oraz wody spieniającej na zmienną *FI*



Rys. 3. Wpływ zmiany poziomu badanych czynników (FT, FWC) na parametry ERm (a) i HL (b) piany asfaltowej

Tabela 2. Ocena istotności wpływu czynników (FT, FWC) na badane cechy (ERm, HL, FI) asfaltów spienionych

Zmienna	Efekt	SS	df	MS	F Ratio	p-value
ERa	FT	1631,06	3	543,69	3733,7	< 0,001
	FWC	877,23	5	175,45	1204,8	< 0,001
	FT*FWC	18,57	15	1,24	8,5	< 0,001
HL	FT	267,40	3	89,13	908,8	< 0,001
	FWC	1057,98	5	211,60	2157,5	< 0,001
	FT*FWC	16,08	15	1,07	10,9	< 0,001
FI	FT	351562	3	117187	659,48	< 0,001
	FWC	31493	5	6299	35,45	< 0,001
	FT*FWC	23095	15	1540	8,66	< 0,001

Analiza wariancji (tabela 2) ujawniła występowanie istotnych różnic ($p\text{-value} < 0,001$) między wartościami średnimi badanych asfaltów co oznacza, że analizowane czynniki istotnie wpływają na zmiany rozpatrywanych cech asfaltów spienionych.

Ustalone zgodnie z rekomendacjami Muthena [4] optymalne zawartości wody dozowanej podczas procesu spieniania (tabela 3) na podstawie przecięcia się krzywej ERm oraz HL zapewniające stabilność piany asfaltowej różnią się w zależności od zawartości wosku FT . Zanotowano korzystny wpływ modyfikacji lepiszcza 50/70, gdzie nastąpił wzrost wskaźników ekspansji oraz wydłużenie okresu półtrwania w wyniku zwiększania ilości modyfikatora z 1,0% do 2,0%. Przy koncentracji 3,0% wosku FT zanotowano dalszy wzrost cechy ERm natomiast okres półtrwania uległ skróceniu względem asfaltu 50/70+2% FT .

Na podstawie wykonanych pomiarów możliwe jest stwierdzenie zaobserwowane również przez innych badaczy [12] [18], iż lepiszcza o mniejszej lepkości lepiej się pienią i pozwalają na ograniczenie ilości wody niezbędnej podczas procesu ich spieniania. Jednakże obecność wosku w ilości 3,0% niekorzystnie wpłynęła na HL piany asfaltowej. Zbyt mała lepkość lepiszcza wpływająca na uzyskanie piany składającej się z niestabilnych pęcherzy spowodowała nagłe ich pęknięcie prowadząc do skrócenia okresu półtrwania.

Dla asfaltu 50/70 (bazowego) oraz 50/70+1% FT ustalona optymalna zawartość wody spieniającej $FWC=2,5\%$, natomiast przy większych koncentracjach wosku FT zanotowano niższe optymalne wartości FWC (2,0% i 1,5%). Wpływ na zaistniałą sytuację miała mniejsza lepkość asfaltu, która w temperaturach powyżej 100°C (przed spienieniem) maleje wraz ze wzrostem zawartości wosku FT [7].

Do opisu wpływu zmian poziomu badanych czynników (FWC , FT) na właściwości lepiszczy asfaltowych przyjęto następujące modele matematyczne:

- dla cechy *ER* i *HL* wielomian stopnia pierwszego (rys. 5a, rys. 5b),
- dla cechy *FI* wielomian stopnia drugiego (rys. 6).

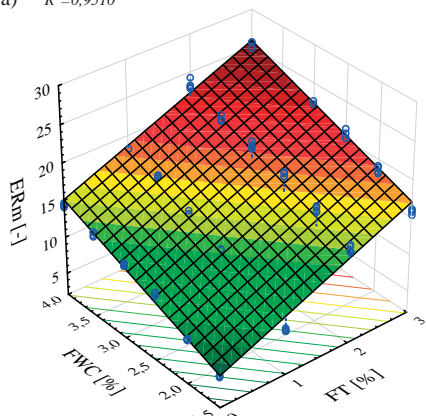
Postać ogólną zapisać można za pomocą równania (2):

$$y = b_0 + b_1 \cdot x_1 + b_2 \cdot x_2 + b_3 \cdot x_2 \cdot x_1 + b_4 \cdot x_1^2 + b_5 \cdot x_2^2 \tag{2}$$

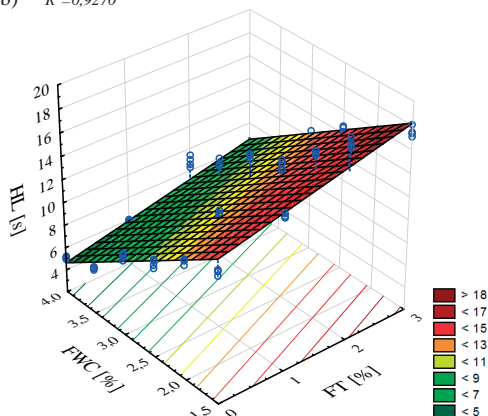
gdzie: $x_1=FT$ [%], $x_2=FWC$ [%], $b_0 \div b_5$ - wartości współczynników eksperymentalnych.

Rezultaty oceny parametrów dopasowania wyników do zaproponowanych modeli przedstawiono w tabeli 4.

a) $R^2=0,9510$



b) $R^2=0,9270$



Rys. 5. Wpływ poziomu badanych czynników (FT, FWC) w asfalcie spienionym na zmienną ERm (a) i HL (b)

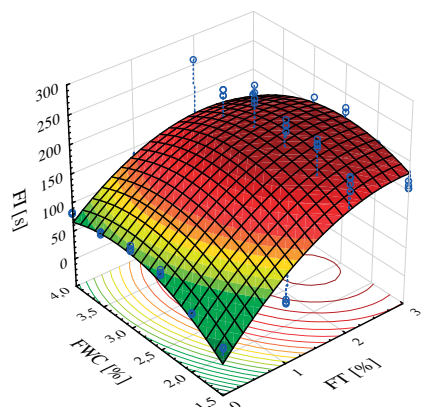


Tabela 3. Właściwości asfaltów spienionych przy optymalnej FWC

Rodzaj asfaltu	ERm [-]	HL [s]	FI [s]	FWC [%]
50/70	11,1	10,2	86,2	2,5
50/70+1%FT	12,8	12,0	119,1	2,5
50/70+2%FT	17,3	16,4	241,12	2,0
50/70+3%FT	15,7	17,5	157,72	1,5

Rys. 6. Wpływ zawartości FT oraz FWC w asfalcie spienionym na zmienną FI ($R^2=0,7294$)

Na podstawie uzyskanych modeli regresji stwierdzić można, iż zwiększanie zawartości wody dozowanej podczas procesu spieniania wyraźnie wpłynęło na uzyskane parametry badanych lepiszczy, zwiększając wartości ich wskaźników ekspansji oraz odwrotnie działając na okres ich półtrwania. Uzyskane wartości współczynników determinacji R^2 wskazują na bardzo dobre (dla zmiennej *ERm* i *HL*: $R^2 > 0,92$) i zadowalające (dla zmiennej *FI*: $R^2 = 0,7294$) dopasowanie otrzymanych modeli matematycznych do danych.

Tabela 4. Wyniki oceny parametrów modeli matematycznych dla cechy ERm, HL i FI asfaltów spienionych oraz oszacowanie ich istotności

Zmienna	Efekt	Wsp. eksp.	Bł. std.	t	p-value	-95,00% gr. ufn.	+95,00% gr. ufn.
ERm	Wyraz wolny	1,04486	0,42359	2,46668	0,0155	0,20369	1,88602
	FT	3,59717	0,10439	34,4578	< 0,001	3,38986	3,80447
	FWC	3,51114	0,13668	25,6882	< 0,001	3,23972	3,78257
HL	Wyraz wolny	20,1425	0,37707	53,4190	0,0000	19,3937	20,8913
	FT	1,29221	0,09293	13,9055	0,0000	1,10767	1,47674
	FWC	-3,8763	0,12167	-31,858	0,0000	-4,1179	-3,6346
FI	Wyraz wolny	-193,64	43,5962	-4,4416	< 0,001	-280,25	-107,03
	FT	139,546	14,9980	9,30432	0,0000	109,750	169,343
	FT ²	-21,313	3,52557	-6,0453	0,0000	-28,317	-14,309
	FWC	173,429	31,8524	5,44475	0,0000	110,148	236,709
	FWC ²	-27,161	5,65349	-4,8044	< 0,001	-38,393	-15,930
	FT*FWC	-11,732	3,69284	-3,1769	0,0020	-19,068	-4,3950

Na podstawie wykonanych pomiarów i analiz dokonano klasyfikacji (tabela 5) lepszych w zakresie przeznaczenia ich do wybranych technologii, które w odniesieniu do założonych kryteriów [11] [19-20] uzyskiwały zalecane wartości badanych cech (*ER*, *HL*, *FI*) przy ustalonym poziomie obu czynników (*FT*, *FWC*).

Tabela 5. Klasyfikacja przydatności asfaltu spienionego na bazie lepiszca 50/70 bez i z modyfikatorem FT do technologii wytwarzania mieszanek mineralno-asfaltowych na zimno (CMA) i na półciepło (HWMA)

Rodzaj technologii z zastosowaniem asfaltu spienionego	Rodzaj asfaltu	Ustalone wartości parametrów						Wymagane wartości parametrów
		<i>c</i>	<i>ERm</i>	<i>ERa</i>	<i>HL</i> [s]	<i>FI</i> [s]	<i>FWC</i>	
CMA	50/70	0,83	11,1	13,4	10,2	86,2	2,5	¹⁾ <i>ERa</i> ≥15, <i>HL</i> ≥15, <i>FI</i> ≥164 ^{2a)} <i>ERm</i> ≥10, <i>HL</i> ≥8 ^{2b)} <i>ERm</i> ≥8, <i>HL</i> ≥6 ^{3a)} <i>ERm</i> ≥10, <i>HL</i> ≥6 ^{3b)} <i>ERm</i> ≥8, <i>HL</i> ≥6
	50/70+1% <i>FT</i>	0,82	12,8	15,6	12,0	119,1	2,5	
	50/70+2% <i>FT</i>	0,86	17,3	20,1	16,4	241,12	2,0	
	50/70+3% <i>FT</i>	0,86	15,7	18,3	17,5	157,72	1,5	
HWMA	50/70+2% <i>FT</i>	0,86	17,3	20,1	16,4	241,12	2,0	¹⁾ <i>ERa</i> ≥17, <i>HL</i> ≥13, <i>FI</i> ≥180

¹⁾ Kryterium opracowane przez Jenkinsa [11]

²⁾ Wg „Wirtgen Cold Recycling Technology” [19] w zależności od temperatury materiału mineralnego a) 10°C-15°C b) powyżej 15°C

³⁾ Wg „Technical Guideline TG2” [20] w zależności od temperatury materiału mineralnego a) 10°C-25°C b) powyżej 25°C

4. Wnioski

Na podstawie analizy wykonanych podstawowych badań reologicznych bez i z dodatkiem wosku syntetycznego *FT* oraz w oparciu o ocenę pomierzonych parametrów wytworzonej z nich piany asfaltowej sformułowano następujące wnioski:

- zwiększanie zawartości wosku syntetycznego spowodowało istotne zmiany w uzyskanych wartościach podstawowych cech asfaltów oraz parametrów piany asfaltowej,
- wraz ze wzrostem zawartości wosku *FT* w badanym zakresie (od 1,0% do 3,0%) penetracja uległa zmniejszeniu, natomiast temperatura mięknięcia zwiększała się w wyniku czego lepsze stając się bardziej twarde ograniczy podatność MMA na powstawanie deformacji trwałych,
- w wyniku zwiększania ilości modyfikatora z 1,0% do 2,0% nastąpiła poprawa zdolności do pienia się asfaltu 50/70, gdzie zanotowano wzrost wskaźników ekspansji oraz wydłużenie okresu półtrwania,

- obecność 3,0% wosku *FT* w asfalcie 50/70 niekorzystnie wpłynęła na okres póltrwania piany asfaltowej zmniejszając wartość cechy *HL*,
- dla asfaltu 50/70 oraz 50/70+1%*FT* ustalono optymalną zawartość wody spieniającej na poziomie 2,5%, natomiast przy większych koncentracjach modyfikatora zanotowano mniejsze optymalne wartości *FWC* (dla *FT*=2,0% *FWC*=2,0%, dla *FT*=3,0% *FWC*=1,5%),
- asfalt spieniony wytworzony z lepiszcza 50/70 z zawartością modyfikatora *FT*=2,0% przy *FWC*=2,5% uzyskał najkorzystniejsze parametry (*ERm*=15,7, *HL*=17,5s, *FI*=157,7s), przez co możliwe jest wykorzystanie go do wytwarzania mieszanek mineralno-asfaltowych w technologii *CMA* i *HWMA*, natomiast pozostałe asfalty spienione zaleca się stosować jedynie do wytwarzania *MMA* w technologii na zimno.

Literatura

- 1 Król J., Radziszewski P., Piłat J., Kowalski K., Matraszek K. Właściwości lepiszczy asfaltowych modyfikowanych parafinami nowej generacji. Projekt MMAC. cz. 1. Autostrady 5 (2011) 72-76.
- 2 Król J., Radziszewski P., Piłat J., Kowalski K., Matraszek K. Technologie WMA w aspekcie modyfikacji właściwości lepiszczy asfaltowych. Projekt MMAC - cz. 2. Autostrady 7 (2011) 16-20.
- 3 Radziszewski, P. Modified asphalt mixtures resistance to permanent deformation. Journal of Civil Engineering and Management 13(4) (2007) 307-315. DOI:10.1080/13923730.2007.9636451
- 4 Muthen, KM. Foamed asphalt mixes. Mix design procedure. Contract Report CR 98/077, SABITA Ltd & CSIR Transportek (Council for Scientific and Industrial Research Transportek), Pretoria, South Africa (2009).
- 5 Van De Ven MFC., Jenkins KJ., Voskuilen JLM., Van Den Beemt R. Development of (half-) warm foamed bitumen mixes: State of the art. International Journal of Pavement Engineering 8(2) (2007) 163-175. DOI: 10.1080/10298430601149635
- 6 Jenkins KJ. de Groot JLA. Van de Ven MFC. Molenaar AAA. Half-warm Foamed Bitumen Treatment, A New Process. Conference on Asphalt pavements for Southern Africa, Victoria Falls, Zimbabwe (1999).
- 7 Iwański, M., Mazurek, G. Optimization of the Synthetic Wax Content on Example of Bitumen 35/50. Procedia Engineering 57 (2013) 414-423.
- 8 Yu, X., Wang, Y., Luo, Y. Impacts of water content on rheological properties and performance-related behaviours of foamed war-mix asphalt. Construction and Building Materials 48 (2013) 203-209. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2013.06.018.
- 9 Hugo M.R.D. Silva; Joel R.M. Oliveira; Peralta, J. a, Salah E. Zoorob b. Optimization of warm mix asphalt using different blends of binders and synthetic paraffin wax contents, Construction and Building Materials 24(9) (2010) 1621-1631, DOI:10.1016/j.conbuildmat.2010.02.030.
- 10 Gawęł, I., Kalabińska, M., Piłat, J. Asfalty drogowe. WKŁ, Warszawa, 255s. 2001.
- 11 Jenkins, KJ. 2000. Mix Design Considerations for Cold and Half-Warm Bituminous Mixes with Emphasis on Foamed Bitumen. PhD Dissertation, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Stellenbosch, Stellenbosch, South Africa.
- 12 Bissada, AF. Structural Response of Foamed-Asphalt-Sand Mixtures in Hot Environments. In: Asphalt materials and mixtures. Washington, Transportation Research Record 1115 (1987) 134-149.
- 13 Iwański, M., Mrugała, J. Beton asfaltowy w technologii na półciepło z asfaltem spienionym. Drogownictwo 4 (2013) 110-115.
- 14 Jenkins, KJ., Molenaar, AAA, de Groot, JLA., Van de Ven, MFC. 2000. Optimisation and Application of Foamed Bitumen in Road Building. Wegbouwkundige Werkdagen, Doorwerth, Netherlands.

- 15 Iwański, M., Chomicz-Kowalska, A. 2012. Moisture and frost resistance of the recycled base rehabilitated with the foamed bitumen technology, Archives of Civil Engineering, Vol. 58, nr 2 (2012) 185-198. DOI: 10.2478/v.10169-012-0011-2
- 16 Iwański, M., Chomicz-Kowalska, A. Laboratory Study on mechanical Parameters of Foamed Bitumen Mixtures in the Cold Recycling Technology. Procedia Engineering 57 (2013) 433-442. DOI:10.1016/j.proeng.2013.04.056
- 17 Kim, Y; Lee, DY. 2003. Development of a mix design process for cold-in place rehabilitation using foamed asphalt. Final report for TR-474 Phase 1, University of Iowa, USA.
- 18 Abel, F. Foamed asphalt base stabilization. 6th Annual Asphalt Paving Seminar, Colorado State University (1978).
- 19 Wirtgen. 2012. Wirtgen Cold Recycling Technology.
- 20 Asphalt Academy. 2009. Technical Guideline: Bitumen Stabilised Materials, A Guideline for the Design and Construction of Bitumen Emulsion and Foamed Bitumen Stabilised Materials, Technical Guideline 2 (TG2).

Analysis of 50/70 foamed bitumen properties in the aspect of its utilization in mineral-bitumen mixtures

Anna Chomicz-Kowalska

*Department of Transportation Engineering, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Kielce University of Technology, Al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7, 25-314 Kielce, Poland
e-mail: a.kowalska@tu.kielce.pl*

Abstract: The aim of the study was to analyze the properties of foamed bitumen produced from 50/70 bitumen in terms of the assessment of its usefulness to the road construction materials. In order to improve the foaming parameters the synthetic wax Fischer-Tropsch (*FT*) in an amount of 1.0%, 2.0% and 3.0% was used. Bitumen binder parameters were evaluated before and after the foaming process. The basic parameters were evaluated (before the foaming process): penetration, Fraass breaking point and softening point. The bitumen foam parameters were measured at the foaming water content (*FWC*) in the range from 1.5% to 4.0% with an increment of 0.5%. The tests allowed determining optimal application ranges for the *FT* and the *FWC* to produce asphalt at lower temperatures.

Keywords: foamed bitumen, expansion ratio, half-life, foam index, warm mix asphalt (WMA), half warm mix asphalt (HWMA)

Wtórne wiązanie kruszywa z recyklingu betonu na przykładzie badań materiału i warstw podbudowy konstrukcji nawierzchni drogowej

Jakub Fengier¹, Andrzej Pożarycki²

*^{1,2} Instytut Inżynierii Lądowej, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika
Poznańska, e-mail: ¹jakub.fengier@put.poznan.pl, ²andrzej.pozarycki@put.poznan.pl*

Streszczenie: Praca stanowi próbę podsumowania doświadczeń związanych z rozpoznaniem praktycznych właściwości kruszyw z recyklingu betonu cementowego (KzRB). Opisano zjawisko wtórnego wiązania, które prześledzono zarówno w warunkach badań laboratoryjnych jak i na przykładzie wartości wtórnego modułu odkształcenia warstwy podbudowy nawierzchni drogowej. Potwierdzony efekt wtórnej cementyzacji w warstwie kruszywa z recyklingu betonu przyczynił się wprawdzie do wzrostu wartości wtórnego modułu odkształcenia przez okres analizowanych 2 lat jednak stwierdzony przyrost jest niższy od wartości oczekiwanych w porównaniu do tych cytowanych w dostępnej literaturze.

Słowa kluczowe: kruszywo z recyklingu betonu, wtórne wiązanie, badania kruszyw gruboziarnistych, zmiana parametrów w czasie

1. Wprowadzenie

Wiązanie cementu to proces polegający na hydratacji składników cementu oraz reakcji wtórnych zainicjowanych przez hydratację [5]. W trakcie wiązania cementu nie wszystkie cząstki cementu ulegają hydratacji, stąd KzRB w czasie ulega wtórnemu wiązaniu, które implikuje zmianę parametrów fizyko-mechanicznych warstwy podbudowy w czasie. W pracy, zjawisko to na przykładzie KzRB starano się odnotować zarówno w warunkach laboratoryjnych jak i in situ. KzRB uzyskano w procesie recyklingu odpadów betonowych z rozebranych konstrukcji żelbetowych trzech frakcji: 0-5 mm, 5-31,5 mm oraz 31,5-63 mm. Receptę laboratoryjną mieszanki KzRB opracowano z uwzględnieniem krzywych granicznych uziarnienia 0-63 mm zgodnie z normą PN-S-06102: Podbudowy z kruszyw stabilizowanych mechanicznie, PKN, grudzień 1997. KzRB cechowało się również dużą nasiąkliwością (11%). W celu obniżenia nasiąkliwości w warunkach budowy zastosowano dodatek środków kationowych obniżających nasiąkliwość do 3%. Szczegóły dotyczące projektowanej mieszanki znaleźć można w pozycji [4]. W celu odnotowania zmiany parametrów fizyko-mechanicznych warstwy KzRB przeprowadzono szereg badań laboratoryjnych oraz badań in situ, rozłożonych w czasie.

2. Przegląd literatury

Recykling betonu to proces uzyskiwania pełnowartościowego produktu z odpadu jakim jest gruz betonowy. Technologie opisane w pracach [3,9] umożliwiają zastąpienie poszczególnych frakcji kruszywa mieszanek betonowych kruszywem z recyklingu betonu. Jednak procesy w tych technologiach są stosunkowo złożone przez co mało popularne.

Mniej skomplikowaną technologią recyklingu jest przekruszenie i sortowanie gruzu betonowego na odpowiednie frakcje. Zaprojektowana mieszanka z KzRB może być wykorzystana w drogownictwie do następujących celów: budowy nasypu, do podbudowy pomocniczej dla KR1-KR6, podbudowy zasadniczej dla ruchu KR1-KR2 [8]. W procesie zagęszczenia w warunkach laboratoryjnych potwierdziły się wnioski znikomego wpływu zagęszczenia na zmianę krzywej uziarnienia KzRB z pracy [6].

W pracy [7] wskazano, że odpowiedzialnymi za powstanie zjawiska wtórnej cementacji są frakcje 0,3 do 0,6 mm oraz $< 0,15$ mm, a zjawisko nie wystąpi, gdy zawartość tych frakcji jest poniżej minimalnego progu.

Zjawisko wtórnego wiązania zostało przedstawione w pracy [2]. Wzrost wartości modułu sprężystości w badaniu trójosiowym wyniósł 150 MPa w okresie roku, niezależnie od wartości naprężenia osiowego. Zauważono również zwiększenie wartości modułu sprężystości identyfikowanego za pomocą obliczeń odwrotnych na podstawie wyników FWD. Wzrost ten był 4-ro krotny, a więc większy niż wzrost uzyskany w badaniach laboratoryjnych.

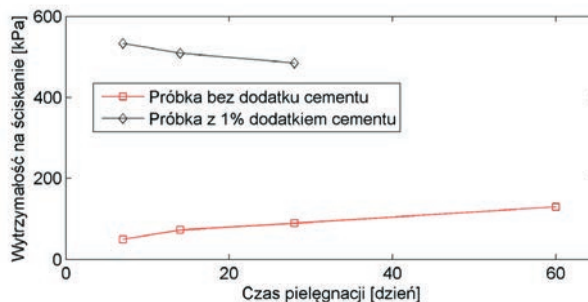
Autor pracy [1] przedstawił wyniki badań dla podbudowy z mieszanki złożonej z kruszywa z recyklingu betonu gruzu ceglanego i dodatku zmielonego żużla wielkopieczowego. Przyrost wartości modułu w przypadku badania trójosiowego ściskania był 6-cio krotny po 13 tygodniach. Badania FWD umożliwiły identyfikację wartości modułu sprężystości, która wykazała podobny przyrost wartości tej wielkości w okresie 68 tygodni.

3. Badania laboratoryjne

W celu określenia wpływu wtórnego wiązania KzRB w pracy wykorzystano trzy rodzaje badań: oznaczenie wytrzymałości na ściskanie próbek wykonanych z KzRB, badania KzRB wzorowane na procedurze testów ściśliwości dla gruntów oraz badania VSS na powierzchni warstwy z KzRB.

3.1. Oznaczenie wytrzymałości na ściskanie

Oznaczenie wytrzymałości na ściskanie zostało przeprowadzone na próbkach z KzRB po odsianiu ziaren > 16 mm. Próbki walcowe o wymiarach, średnicy $d = 15,2$ cm oraz wysokości $h = 17,9$ cm, zagęszczono przy wilgotności optymalnej. Uformowane próbki składały się z KzRB oraz z KzRB z dodatkiem cementu w ilości 1% (m/m). Oznaczanie wytrzymałości na ściskanie wykonywano po 7, 14, 28 i 60 dniach pielęgnacji, która polegała na kondycjonowaniu próbek w środowisku o stałej wilgotności. Wyniki analizy wytrzymałości próbek na ściskanie przedstawiono w postaci średniej arytmetycznej z trzech oznaczeń (Rysunek 1).



Rys. 1. Wyniki analizy oznaczenia wytrzymałości na ściskanie próbek z KzRB z dodatkiem i bez dodatku cementu

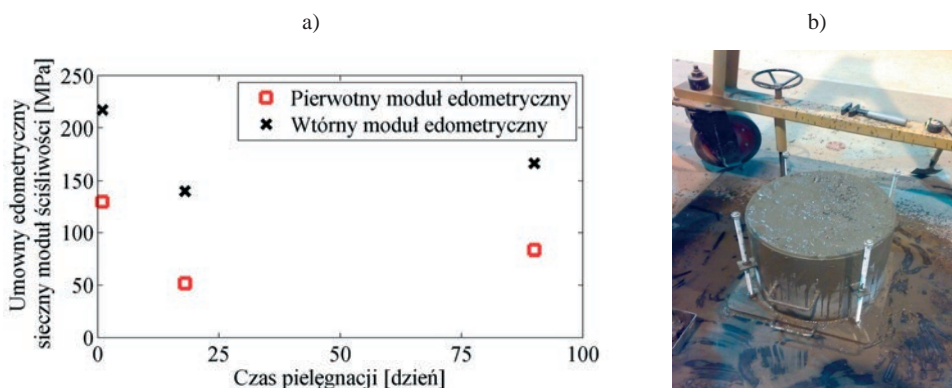
Przyrost wartości wytrzymałości na ściskanie próbek KzRB w czasie bez dodatku cementu świadczy o zjawisku wtórnego wiązania KzRB. Porównując wyniki oznaczonej wytrzymałości na ściskanie próbek bez dodatku cementu po 7 i 14 dniach dojrzewania oraz po 7 i 60 dniach dojrzewania można stwierdzić odpowiednio 40% i 200% wzrost wartości wytrzymałości na ściskanie. W przypadku dodania 1% (m/m) cementu wzrost wartości wytrzymałości nie wystąpił stąd przypuszczenie, że hydratacja dodanego cementu nastąpiła w ciągu pierwszych 7 dni pielęgnacji, co nie było przedmiotem analizy.

3.2. Badania wzorowane na procedurze oznaczenia edometrycznego modułu ściśliwości próbek gruntu

W pracy omówiono wyniki badań KzRB, które wzorowano na procedurze oznaczenia edometrycznego modułu ściśliwości próbek gruntu. Zostały przeprowadzone testy w cylindrze własnej konstrukcji na podobieństwo standardowego edometru do badań próbek gruntu zgodnie z normą PN-88/B-04881. Na potrzeby badań KzRB zaprojektowano i wykonano cylinder o średnicy $d = 49,3$ cm i wysokości $h = 40,2$ cm z możliwością odpływu wody u spodu cylindra (Rysunek 2b). Oznaczanie modułu ściśliwości dla mieszanek niezwiązanych o uziarnieniu 0 – 63 mm nie jest unormowane. Procedura badawcza, opracowana przez autorów pracy, składała się z:

- wymieszania KzRB z wodą w celu osiągnięcia wilgotności optymalnej,
- zagęszczenia próbki w cylindrze,
- obciążenia próbki za pomocą płyty stalowej dopasowanej średnicą do cylindra z kontrolą siły obciążającej.

Procedurę badań opracowano w oparciu o typowe zasady oznaczania parametrów pierwotnego i wtórnego modułu odkształcenia zgodnie z pracami [10,11]. Postępując zgodnie z procedurami oznaczania wartości $Ev1$ i $Ev2$ w metodzie VSS, wyznaczono wartość siecznego modułu, którą w dalszej części pracy nazywa się umowną wartością edometrycznego siecznego modułu ściśliwości. Procedurę badawczą powtarzano po 1, 18 oraz 90 dniach pielęgnacji KzRB. Wyniki analizy uzyskanych wartości zestawiono na rysunku 2a.



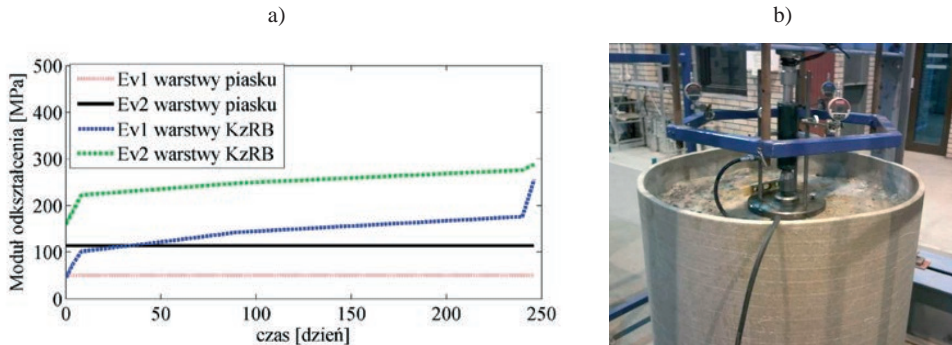
Rys. 2. Badania umownego modułu edometrycznego a) rezultaty testów b) widok próbki cylindrycznej o wymiarach $d=49,3$ cm i $h=40,2$ cm

Początkowa wartość umownego modułu edometrycznego (120 i 210 MPa) uzyskana tuż po uformowaniu próbki (w 1 dniu pielęgnacji) jest prawdopodobnie efektem obecności wody w porach kruszywa. Dodatkowo zagęszczony materiał w cylindrze, w ocenie makroskopowej przypominał warstwę nieprzepuszczalną. Te czynniki były podstawą

odrzućenia tych wartości z dalszej analizy. O wystąpieniu zjawiska wtórnego wiązania świadczy wzrost wartości modułu po 90 dniach w stosunku do wartości po 18 dniach pielęgnacji. W tym okresie czasu, wartość pierwotnego modułu edometrycznego (M_{E1}) KzRB wzrosła o 62% natomiast wartość wtórnego modułu (M_{E2}) o 19%.

3.3. Badania płytą sztywną VSS

Badaniem przeprowadzonym zarówno w warunkach laboratoryjnych jak i w warunkach budowy było badanie płytą sztywną VSS. Stanowisko laboratoryjne zbudowano w oparciu o cylinder o średnicy 100 cm przedstawiony na rysunku 3b, wykonany wg koncepcji autorów. Model podłoża nawierzchni uzyskano za pomocą ułożenia na posadzce betonowej warstwy piasku średniego o grubości 60 cm. Na tej warstwie ułożona została warstwa KzRB o grubości 30 cm. Obie warstwy zagęszczone były przy wilgotności optymalnej. Badanie prowadzono zgodnie z procedurą opisaną w pracach [10,11]. Powierzchnię uformowanej tym sposobem warstwy KzRB wyrównano piaskiem drobnym w celu przeprowadzenia badań VSS. Wartości uzyskanych modułów odkształcenia oznaczono w dniu zagęszczenia oraz po 4, 8, 90, 240 i 246 dniach pielęgnacji, a wyniki zaprezentowano za pomocą rysunku 3a.



Rys. 3. Badania VSS a) zmiana wartości Ev1 oraz Ev2 w czasie b) widok aparatury pomiarowej (cylinder o średnicy 100 cm)

Przed badaniami właściwymi, przeprowadzono serię testów, na podstawie których ustalono, że przyjęta apriori średnica cylindra (100 cm) jest wystarczająca. W odniesieniu do analizy wyników badań w rozpatrywanym okresie czasu zjawisko wtórnego wiązania KzRB jest wyraźnie widoczne. Największy wzrost wartości wtórnego modułu odkształcenia (M_{E2}) wyniósł 87,5%.

4. Badania terenowe

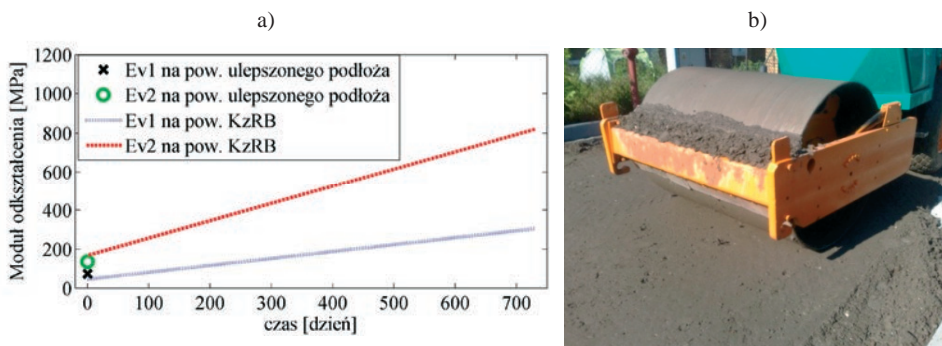
Badania terenowe były prowadzone podczas budowy nawierzchni ulicy obciążonej ruchem KR1 zlokalizowanej w zachodniej części Polski. Konstrukcja nawierzchnia składała się z:

- 8cm - kostka betonowa,
- 3-5cm - podsypka piaskowo-cementowa,
- 20cm - podbudowa zasadnicza z mieszanki KzRB
- podłoże ulepszone cementem w celu spełnienia wymogów kategorii podłoża G1, $R_m = 2,5\text{MPa}$.

Sposób zagęszczenia warstwy KzRB za pomocą walca przedstawiono na rysunku 4b, a jako kryterium poprawnego zagęszczenia przyjęto standardową miarę wskaźnika

odkształcenia $I_0 \leq 2,2$. Odnotowano, że warstwy wykonane z kruszywa można zagęszczać wyłącznie w sposób statyczny. Wibracyjne technologie zagęszczania powodują efekt wypływania wody na powierzchnie warstwy.

Badania płytą sztywną VSS przeprowadzono na warstwach ulepszanego podłoża i podbudowy zasadniczej. Uzyskane wartości modułów odkształcenia na powierzchni ulepszanego podłoża i KzRB zaprezentowano na rysunku 4a.



Rys. 4. a) Wyniki badań VSS w warunkach polowych b) proces zagęszczania warstwy z KzRB podczas budowy nawierzchni

W warunkach naturalnych wartość modułu odkształcenia mierzona na warstwie z KzRB wzrasta w czasie. Osiągnięta wartość Ev2 po dwóch latach jest wynikiem wzrostu wartości parametrów warstwy z KzRB oraz podłoża ulepszanego cementem.

5. Dyskusja

Na podstawie wyników badań przedstawionych w punkcie 3.1. wynika, że wytrzymałość na ścislenie próbek wykonanych z KzRB wynosi 90 kPa, natomiast z zastosowaniem dodatku cementu (1% m/m), uzyskana wartość wytrzymałości na ścislenie wynosi 450 kPa. Wartościami wymaganej wytrzymałości na ścislenie dla próbek wykonanych z gruntu stabilizowanego cementem marki Rm = 1,5 MPa wytrzymałość na ścislenie wynosi 0,5 - 1,5 MPa. Wartość wytrzymałości na ścislenie próbek z KzRB jest dużo mniejsza niż wymagana dla próbek wykonanych z gruntu stabilizowanego cementem. W przypadku próbek z KzRB z dodatkiem cementu możliwe jest uzyskanie wyników zbliżonych do wymagań stawianych warstwom stabilizowanym cementem. W świetle uzyskanych wyników można sformułować przypuszczenie, że warstwy z KzRB nie można wymiarować przy zastosowaniu kryteriów zmęzeniowych jak dla warstw związanych spoiwem hydraulicznym. Fakt ten jest szczególnie widoczny biorąc pod uwagę, że „inżynierska” ocena wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu betonu cementowego to 10% wytrzymałości na ścislenie.

Wyniki badań przedstawione w punkcie 3.2. to autorska koncepcja oceny umownego modułu edometrycznego (M_E) nietypowych i gruboziarnistych kruszyw. Dla próbki z KzRB otrzymano $M_E \approx 170$ MPa, co jest wartością rzędu modułu sprężystości dla kruszyw naturalnych stosowanych do warstw stabilizowanych mechanicznie (200 MPa). Odnotowano relatywnie niewielki przyrost wartości M_E w czasie (około 20%). Dalsza eksploracja właściwości KzRB dotyczy badań płytą sztywną VSS wykonywanych w laboratorium (punkt 3.3). W oparciu o własną koncepcję stanowiska badawczego, odnotowano wzrost wartości modułu odkształcenia warstwy (próbki) z KzRB w czasie: Ev2 ($t = 0$ dni) = 160 MPa oraz Ev2 ($t = 246$ dni) = 300 MPa. Wartości początkowe Ev2 na

powierzchni warstwy z KzRB są porównywalne do wartości wymaganych dla podbudów drogowych bezpośrednio po zagęszczeniu. Warto zauważyć, że z czasem wielkość E_{v2} dla warstwy z KzRB wzrasta, osiągając wartości zbliżone do wartości E_{v2} możliwych do uzyskania na warstwie stabilizacji cementem w warunkach budowy. Wzrost wartości E_{v2} w badaniach laboratoryjnych najprawdopodobniej jest skutkiem wtórnego wiązania cementu w warstwie z KzRB.

Wzrost wartości E_{v2} dla warstwy z KzRB uzyskano również w warunkach in situ. Wartości oznaczone na powierzchni warstwy z KzRB w czasie były następujące: E_{v2} ($t = 0$ dni) = 167 MPa oraz E_{v2} ($t = 246$ dni) = 387 MPa, natomiast E_{v2} ($t = 730$ dni) = 820 MPa. W odniesieniu do analizowanej konstrukcji nawierzchni, wzrost ten jest najprawdopodobniej wypadkową przyrostu wartości E_{v2} zarówno warstw KzRB jak i podłoża ulepszanego cementem.

Zarówno w warunkach budowy jak i laboratorium odnotowano, że proces technologii zagęszczania musi być statyczny. Wibracyjne technologie „wypłukują” wodę co może zaburzyć wymagania wobec wilgotności optymalnej.

6. Wnioski

Przeprowadzone badania laboratoryjne i ich analiza pozwala sformułować następujące wnioski:

- W każdym z przeprowadzonych i opisanych tu badań odnotowano wzrost wartości parametrów E_{v2} w czasie, w odniesieniu do warstw z kruszywa z recyklingu betonu (KzRB). Efekt ten z dużym prawdopodobieństwem należy przypisać wtórnej cementyzacji (KzRB).
- Na podstawie wartości E_{v2} zarówno w badaniach laboratoryjnych jak i in situ wykazano, że wzrost E_{v2} w czasie, w warunkach laboratoryjnych wynosi 87,5%, a w przypadku badań in situ wynosi 131% w tym samym interwale czasowym. Większy wzrost wartości modułu w warunkach terenowych może być również spowodowany dodatkowym efektem usztywniania się w czasie warstwy ulepszanego podłoża, które w analizowanym przypadku wykonano w technologii stabilizacji cementem $R_m = 2,5$ MPa.
- Materiał z KzRB cechował się mniejszym przyrostem wartości parametrów E_{v2} niż materiały z recyklingu betonu opisywane w dostępnej w literaturze. To bardzo utrudnia jego klasyfikację i jednocześnie wskazuje, że KzRB wymaga stałej kontroli podczas prac.
- Uzyskana wartość umownego modułu edometrycznego badana na autorskim stanowisku badawczym sugeruje, że wartość modułu KzRB ($M_E \approx 170$ MPa) jest nieco mniejsza niż wartości modułu sprężystości sugerowane dla warstw nawierzchni wykonywanych z kruszywa naturalnego ($E = 200$ MPa).
- Wytrzymałość na ściskanie próbek uformowanych z KzRB jest znacząco mniejsza (6-cio krotnie) od wytrzymałości próbek standardowo formowanych na potrzeby kontroli warstw stabilizacji cementem. To pozwala przypuszczać, że warstwy z KzRB nie powinny być wymiarowane z zastosowaniem kryteriów zmęczenia przeznaczonych do warstw związanych spoiwem hydraulicznym.

Literatura

- 1 Al-Qadi I., i inni, *Pavement Cracking: Mechanisms, Modeling, Detection, Testing and Case Histories*, Taylor& Francis, 2008.
- 2 Arm M., *Mechanical Properties of Residues as Unbound Road Materials– experimental tests on MSWI bottom ash, crushed concrete and blast furnace slag*, Rozprawa doktorska, Sztokholm, 2003.
- 3 Dosho Y., *Development of a Sustainable Concrete Waste Recycling System -Application of Recycled Aggregate Concrete Produced by Aggregate Replacing Method*, *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol. 5 (1), 2007.
- 4 Grabowski W., Pożarycki A., *Zastosowanie kruszywa z recyklingu konstrukcji i wyrobów betonowych do podbudowy nawierzchni drogowej*, Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna *Ochrona Środowiska i Estetyka a Rozwój Infrastruktury Drogowej*, Kazimierz Dolny 2009, s. 318-327.
- 5 Kudrowski W., *Chemia cementu i betonu*, Polski Cement, 2010
- 6 Pachowski J., *Wpływ technologii zagęszczania na właściwości materiałów gruboziarnistych stosowanych do warstw mrozoochronnych*, IBDiM, Warszawa, 2005.
- 7 Poon S., Chan D. *The cause and influence of self-cementing properties of fine recycled concrete aggregates on the properties of unbound sub – base*, *Construction and Building Materials*, Waste Management 26, 2006.
- 8 Sybilski D., i inni, *Ocena i badania wybranych odpadów przemysłowych do wykorzystania w konstrukcjach drogowych*, IBDiM, Warszawa, 2004.
- 9 Zając B., Gołębiowska I., *Nowoczesne metody recyklingu betonu*, Inżynieria i aparatura chemiczna, 2010.
- 10 PN-S-02205:1998 *Drogi samochodowe. Roboty ziemne. Wymagania i badania*, PKN
- 11 *Ustalenia podjęte na spotkaniu dotyczącym badania nośności i zagęszczenia przez obciążenie płytą naciskową*, Dyrekcja okręgowa dróg publicznych, Wrocław, 03.04.1998

Self-cementing properties of recycled concrete aggregates (RCA) on the example of tests of material and layers of pavement subbase

Jakub Fengier¹, Andrzej Pożarycki²

^{1,2} *Institute of Civil Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Poznan University of Technology, e-mail: ¹jakub.fengier@put.poznan.pl, ²andrzej.pozarycki@put.poznan.pl*

Abstract: The work is an attempt to summarize the experience concerning the diagnosis of the practical properties of recycled aggregate concrete cement (RCA). It describes the phenomenon of self-cementing properties which was investigated in both the laboratory and on field tests including compressive strength of RCA, non-conventional oedometric tests of RCA and plate bearing tests on the surface of RCA layer. The described self-cementing properties were remarked, however, the RCA material was characterized by smaller increase in the value of parameter EV2 in a 2-year period of time than recycled concrete materials described in the available literature.

Keywords: recycled concrete aggregates, self-cementing properties, parameters change over time, course - graded aggregate tests

Charakterystyka zmęczeniowa recyklowanej podbudowy w aspekcie kontrolowanych naprężeń metodą IT-FT

Marek Iwański¹, Przemysław Buczyński², Grzegorz Mazurek³

^{1,2,3} Katedra Inżynierii Komunikacyjnej, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Świętokrzyska, e-mail: ¹iwanski@tu.kielce.pl, ²p.buczynski@tu.kielce.pl, ³gmazurek@tu.kielce.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki badań podbudowy wykonanej w technologii recyklingu głębokiego na zimno z emulsją asfaltową MCE w aspekcie trwałości zmęczeniowej przy różnym poziomie naprężeń występujących wewnątrz podbudowy. Projekt recyklowanej podbudowy symulował proces recyklingu głębokiego na zimno z wykorzystaniem materiałów z istniejącej konstrukcji. Ocena jakości zaprojektowanej mieszanki MCE wykonano na podstawie badań właściwości fizycznych oraz mechanicznych tj. zawartość wolnej przestrzeni V_m , wytrzymałość na pośrednie rozciąganie ITS_{DRY} w 25°C, odporność na działanie wody TSR, moduł sztywności w pośrednim rozciąganiu S_m . Dodatkowo w celu określenia trwałości zmęczeniowej recyklowanej podbudowy poddano ją oddziaływaniu naprężeń normalnych tj. 250kPa, 400kPa oraz 500kPa, które symulowały oddziaływanie obciążenia wywołanego od poruszających się pojazdów. Do wyznaczenia trwałości wykorzystano metodę testu pośredniego rozciągania (ITT) wg metodyki IT-FT. Metodę wytypowano ze względów na zbieżny charakter pracy recyklowanej podbudowy MCE - rozciąganie.

Słowa kluczowe: recykling, recyklowana podbudowa, cement, moduł sztywności, odporność na zmęczenie IT-FT, test pośredniego rozciągania ITT

1. Wstęp

Jakość recyklowanych podbudów wykonywanych w technologii "in situ" ze względu na charakter prac oraz większe prawdopodobieństwo zmienności wykorzystywanych składników powinna być poddana ocenie trwałości zmęczeniowej. Ocena przydatności recyklowanej mieszanki na etapie projektowania w odniesieniu do standardowych parametrów może być niewystarczająca. Dodatkowo mieszanki MCE w swoim składzie zawierają cement, który może wywołać spękania odbite spowodowane znacznym naprężeniem rozciągającym w spodzie warstwy podbudowy [1]. Proces zmęczenia mma jest jednym z najważniejszych kryteriów projektowania konstrukcji nawierzchni drogowej. Ponadto pęknięcie zmęczeniowe jest jedną z głównych przyczyn obniżonej trwałości nawierzchni. Oddziaływanie sił wywołanych od poruszających się pojazdów generuje różne poziomy naprężenia wewnątrz konstrukcji. Przekroczenie trwałości warstw konstrukcyjnych inicjuje powstanie pęknięcia, a dalszy ruch pojazdów powoduje pogłębienie się tego zjawiska. Dlatego też określenie trwałości MCE jest ważnym elementem oceny jakości mieszanki.

2. Przedmiot badań

Przedmiotem badań w aspekcie odporności zmęczeniowej przy kontrolowanym naprężeniu rozciągającym σ_0 w środku próbki równym 250 kPa, 400 kPa oraz 500 kPa, była

mieszanka mineralno cementowo-emulsyjna wykonana w technologii recyklingu głębokiego na zimno MCE [2]. Recyklowaną mieszankę zaprojektowano na warstwę podbudowy drogowej przeznaczonej na kategorię ruchu KR4 (dla osi standardowej) obciążonej osiami 100kN [3].

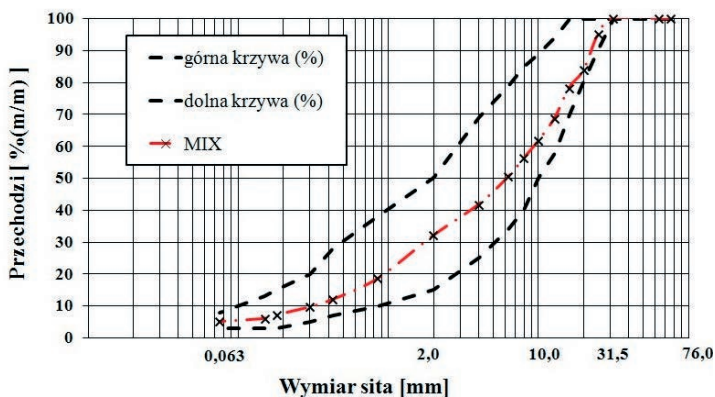
Podbudowę poddano weryfikacji w odniesieniu do wartości naprężeń uzyskanych dla przyjętego rozwiązania układu warstw konstrukcyjnych dla drogi o kategorii ruchu KR4. Do oceny stanu naprężeń i odkształceń w podbudowie wykorzystano metodę mechanistyczną. Naprężenia i poziom odkształceń występujących w układzie warstw konstrukcyjnych określono w oparciu o teorię wielowarstwowej półprzestrzeni sprężystej [4,5]. Uzyskany poziom sił wewnątrz recyklowanej podbudowy wg metody mechanistycznej zestawiono z rezultatami badań trwałości zmęczeniowej recyklowanej podbudowy z warunkami laboratoryjnymi przy pośrednim rozciąganiu IT-FT wg PN EN 12697-24. Analiza rezultatów badań pozwala na stwierdzenie o możliwości zastosowania zaprojektowanego składu do wykonania trwałej podbudowy drogowej z mieszanki mineralno cementowo-emulsyjnej w procesie recyklingu głębokiego na zimno.

2.1. Projekt i wykonanie recyklowanej mieszanki

Projekt recyklowanej mieszanki przeznaczonej na warstwę podbudowy zakładał uzyskanie ciągłości uziarnienia zgodnie z wymogami przedstawionymi w wytycznych [6, 7].

W składzie recyklowanej mieszanki podbudowy zastosowano trzy materiały mineralne: grunt podłoża (piasek drobnoziarnisty 0/2 zawierający 8,6% frakcji pylasto-ilastej), kruszywo o ciągłym uziarnieniu 0/32 oraz destruk asfaltowy.

Piasek odpowiadał podłożu gruntowemu, kruszywo o ciągłym uziarnieniu 0/32 symulowało podbudowę z kruszywa. Natomiast destruk asfaltowy odpowiadał zniszczonym warstwę konstrukcyjnym z mieszanek mineralno-asfaltowych. Połączenie wymienionych składników pozwoli na symulację procesu recyklingu głębokiego na zimno w technologii na miejscu. Jako spoiwo zastosowano rekomendowany cement portlandzki CEM I 32,5R w ilości 2,5% w składzie mieszanki mineralnej. Przebieg krzywej uziarnienia zaprojektowanych mieszanek mineralnych przedstawiono na rysunku 1.



Rys. 1. Przebieg projektowanej krzywej uziarnienia

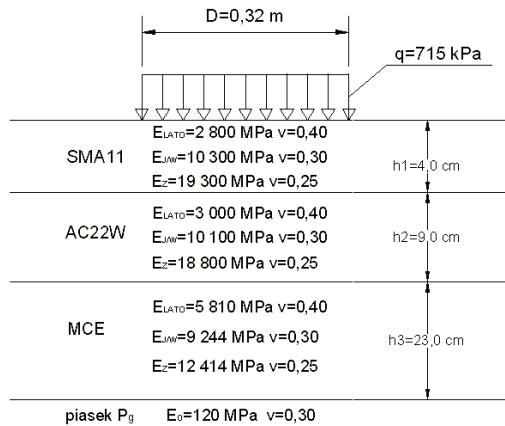
Jako lepiszcze zastosowano kationową emulsję asfaltową wolnorozpadową C60B10 ZM/R wg PN EN 13808 w ilości 3% w składzie mieszanki mineralno cementowo-emulsyjnej. Zagęszczanie próbek wykonano zgodnie z metodą II zawartą w wytycznych [2] opracowaną przez IBDiM. Do zagęszczania próbek wykorzystywano prasę hydrauliczną o nacisku 120 kN z możliwością utrzymania obciążenia w określonym czasie. Zagęszczanie

mieszanki MCE w perforowanej formie Marshalla wykonano pod stałym naciskiem 100 kN w ciągu 5 minut.

Próbki po zagęszczeniu wyjmując się natychmiast z formy, stosując urządzenie do wyciskania próbek. Próbki wyjęte z formy przetrzymywane były w temperaturze otoczenia przez 28 dni, w miejscu osłoniętym przed bezpośrednim nasłonecznieniem.

2.2. Model obliczeniowy - układ warstw konstrukcyjnych

Do obliczeń naprężeń oraz odkształceń w konstrukcji nawierzchni drogowej przyjęto stałe materiałowe w odniesieniu do wymagań [8]. Zastosowano średnie wartości temperatur warstw konstrukcyjnych nawierzchni w odniesieniu wymagań określonych wytycznych [3].



Rys. 2. Model konstrukcji drogi z podbudową MCE

Założony model obliczeniowy konstrukcji drogi dla kategorii ruchu KR4 odnosi się do najczęściej stosowanego rozwiązania w przypadku dróg remontowanych w technologii recyklingu głębokiego na zimno z emulsją asfaltową. Należy również dodać, że spełniony został układ warstw w odniesieniu do typowego rozwiązania konstrukcyjnego z zastosowaniem podbudowy MCE wg wytycznych [2].

3. Metodyka badań

Program badań recyklowanej podbudowy obejmował trzy etapy. W etapie I określono podstawowe parametry recyklowanej podbudowy w odniesieniu do wymagań [2, 6]: zawartość wolnej przestrzeni V_m , wytrzymałość na pośrednie rozciąganie próbek suchych ITS_{DRY} , wytrzymałość na pośrednie rozciąganie próbek nawilżonych ITS_{WET} , odporność na działanie wody TSR oraz moduł sztywności w pośrednim rozciąganiu IT-CY. W etapie II określono wartości naprężeń oraz odkształceń wg metody mechanistycznej. Natomiast w etapie III określono odporności na zmęczenie w pośrednim rozciąganiu wg metodyki badawczej IT-FT zawartej w PN-EN 12697-24 zał. E. Badanie zmęczeniowe przeprowadzono dla trzech poziomów kontrolowanego naprężenia 250 kPa, 400 kPa oraz 500 kPa. Sumaryczny czas obciążenia równy 0,5s odpowiada częstotliwości 2Hz natomiast czas oddziaływania siły ściskającej i deformacji poziomej 0,1s odpowiada częstotliwości 10Hz [9]. W badaniu za utratę trwałości przyjęto moment kiedy odkształcenie odczytane po 100 cyklu zwiększa się dwukrotnie. Do ustalenia wartości siły (P) niezbędnej do utrzymania stałej wartości naprężenia wykorzystano wzór na naprężenie rozciągające σ_0 w środku próbki:

$$\sigma_0 = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot t \cdot D} \quad (1)$$

gdzie: P – siła pionowa [N], t – wysokość próbki [mm], D – średnica próbki [mm].

4. Rezultaty analiz

4.1. Właściwości fizyczne i mechaniczne

Rezultaty badań z etapu I, odnoszące się do jakości recyklowanej podbudowy, przedstawiono w tabeli 1. Analiza wyników badań umożliwi określenie prawidłowości dobranych składników i ich proporcji w składzie mieszanki.

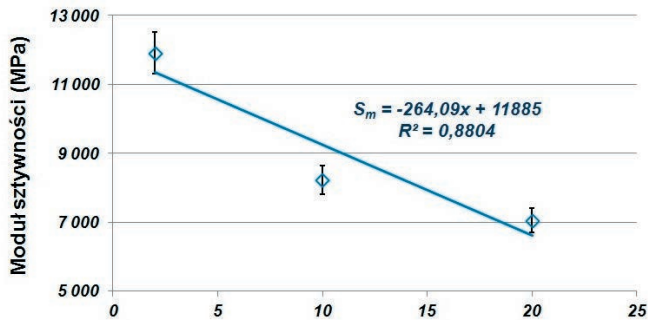
Tabela 1. Podstawowe właściwości recyklowanej podbudowy MCE

Lp.	Badany parametr	j.m	Wynik badań	Współczynnik zmienności [%]
1	Zawartość wolnej przestrzeni	%	9,7	1,2
2	Nasiąkliwość	%	2,0	2,9
3	Stabilność	kN	15,5	3,3
4	Odształcenie	mm	1,7	3,0
5	Wytrzymałość na pośrednie rozciąganie ITS _{DRY}	kPa	799,77	4,4
6	Wytrzymałość na pośrednie rozciąganie ITS _{WET}	kPa	574,83	5,8
7	Odporność na działanie wody TSR	-	0,72	9,8

Na podstawie analizy wyników badań przedstawionych w tabeli 1 należy stwierdzić, że w odniesieniu do wymagań [2] zaprojektowana mieszanka spełnia założone w nich kryteria. Pozwala to stwierdzić, że zaprojektowana i wykonana warstwa podbudowy w technologii recyklingu w sposób bezpieczny przeniesie obciążenia na podłoże gruntowe. Należy również dodać, że wartość współczynnika zmienności określający jednorodność uzyskanych wyników badań oscyluje wokół wartości 10%.

Rozpatrując parametr zawartości wolnej przestrzeni oraz nasiąkliwości należy stwierdzić, że recyklowana mieszanka podbudowy charakteryzuje się wysoką szczelnością. Przekłada się to na znaczną wartość wytrzymałości na pośrednie rozciąganie (ITS_{DRY} oraz ITS_{WET}) oraz na odporności oddziaływania wody oznaczonej za pomocą wskaźnika TSR, którego wartość jest większa od wartości minimalnej TSR=0,70.

Ocenę wrażliwości recyklowanej podbudowy z emulsją asfaltową MCE na wpływ temperatury w aspekcie rodzaju zastosowanego spoiwa dokonano w oparciu o badanie modułu sztywności w pośrednim rozciąganiu według metody IT-CY opisanej w normie badawczej PN EN 12697-24. Badania wykonano w temperaturach 2°C, 10°C oraz 20°C po 28 dniach pielęgnowania prób. Zastosowane temperatury odnoszą się do pracy podbudowy w zależności od pory roku [3]. Uzyskane wartości średnie oraz ich przedziały ufności przedstawiono na rysunku 2.



Rys. 2. Wpływ temperatury badania na moduł sztywności recyklowanej podbudowy

Dokonując analizy rezultatów badań należy stwierdzić, że wartość modułu sztywności recyklowanej podbudowy określonej dla ekwiwalentnej temperatury dla okresu zimowego uzyskała największą sztywność równą 11918 MPa. Natomiast w okresie letnim wartość modułu jest niższa o około 40% niż w odniesieniu do okresu w zimowego. Należy również stwierdzić, że wraz ze spadkiem temperatury w badanej mieszance następuje znaczny przyrost modułu sztywności, średnio o około 270 MPa na 1°C.

W celu określenia dokładnej wartości modułu sztywności możliwe jest obliczenie poszukiwanej wartości z wykorzystaniem równania regresji liniowej przy $R^2=88\%$. Błąd estymacji uzyskanych wyników eksperymentalnych dla regresji jest mniejszy niż wartość zmienności zarejestrowana dla modułu sztywności względem pojedynczego przypadku zadanej temperatury pomiaru. W związku z tym do określenia stanu naprężeń i odkształceń dla różnych pór roku wykorzystano wartość odczytaną z równania regresji (rys. 2).

4.2. Określenie poziomu naprężeń

Rozwiązanie problemu układu wielowarstwowego wykonano wykorzystując metodykę zaproponowaną w pracy [10]. W modelu założono, że pomiędzy wykonanymi warstwami konstrukcyjnymi występuje całkowita szczepność międzywarstwowa. Wyniki analizy układu warstwowego w oparciu o teorię wielowarstwowej półprzestrzeni sprężystej przedstawiono w tabeli 2.

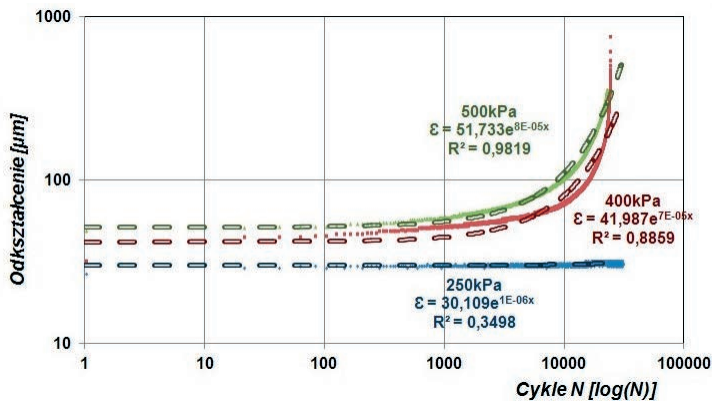
Tabela 2. Wyniki analizy z metody mechanistycznej dla recyklowanej podbudowy

Lp.	Warstwa	Pora roku	Poziom naprężenia [kPa]	Poziom odkształcenia [$\mu\epsilon$]
1	Warstwa podbudowy z mieszanki mineralno cementowo-emulsyjnej MCE	lato	613	65,7
		wiosna/jesień	546	41,9
		zima	519	31,7

Uzyskane wartości naprężeń, niezależnie od analizowanej pory roku utrzymują się powyżej wartości 500kPa. Wyniki oznaczeń według rozciągania pośredniego ITS są większe niż obliczone wartości. W związku z tym mało prawdopodobne jest natychmiastowe pęknięcie w strukturze podbudowy MCE. Jednak wartość naprężenia obliczonego jest stosunkowo wysoka, co w konsekwencji cykliczności charakteru obciążenia może w perspektywie czasu zainicjować pęknięcie. Odkształcenia, niezależnie od wartości przykładanego obciążenia, są dwukrotnie mniejsze od wymaganych wg normy PN EN 12697-24 dla rekomendowanego poziomu naprężenia równego 250kPa.

4.3. Zmęczenie ITT

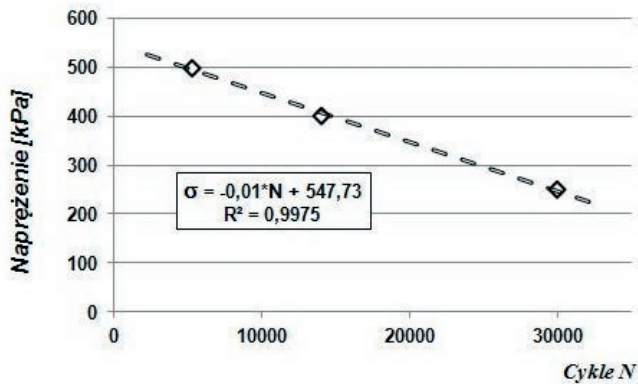
Badanie zmęczenia wykonano w odniesieniu do procedury badawczej opisanej w normie PN EN 12697-24 zał. E. W odniesieniu do literatury [11] należy stwierdzić, że możliwe jest wydzielenie trzech faz w cyklu badawczym. W fazie I następuje znaczny przyrost odkształcenia w badanej próbce związany z wewnętrznym ogrzewaniem się materiału, wystąpienie odkształcenia plastycznego badanego materiału [12]. W fazie II przyrost odkształcenia następuje stopniowo, występuje liniowy charakter zmęczenia. W fazie III następuje gwałtowne zniszczenie próbki i znaczny przyrost odkształcenia związany z propagacją pęknięcia, aż do zniszczenia materiału. W badaniu zastosowano kontrolowane naprężenie (250kPa, 400kPa oraz 500kPa) przy założonym czasie obciążenia próbki 0,1s natomiast czas odciążenia 0,4s. Za pomocą czujników poziomych dokonywano pomiaru wartości odkształcenia. Wyniki badań zmęczenia w aspekcie kontrolowanego naprężenia dla recyklowanej podbudowy w technologii MCE przedstawiono na rysunku 3.



Rys. 3. Charakterystyki zmęczeniowe recyklowanej podbudowy w aspekcie naprężenia

Dokonując analizy charakterystyki zmęczenia recyklowanej podbudowy wykonanej w technologii MCE można stwierdzić, że dwukrotny wzrost poziomu naprężenia spowodował 60% wzrost odkształcenia w początkowej fazie badania recyklowanej podbudowy. Aby uzyskać informację na temat ogólnego trendu szybkości przyrostu odkształcenia równania regresji należy zlogarytmować. W wyniku tego zabiegu poziom wykładnika będzie w sposób przybliżony charakteryzować szybkość deformacji. Należy zwrócić uwagę, że dla poziomu naprężenia 400 kPa i 500 kPa poziom szybkości deformacji jest zbliżony. Dla tej wartości naprężeń przyrost odkształcenia odbywa się stopniowo od 100-tego cyklu aż do zniszczenia próbki. Natomiast dla przyłożonego naprężenia 250 kPa wartość nachylenia dąży do zera. W związku z tym, dla naprężenia 250 kPa wynik prognozowanej trwałości zmęczeniowej dąży do nieskończoności. Znając poziom naprężeń obliczonych i uzyskanych dla próbek w warunkach laboratoryjnych, w odniesieniu do projektowania parametrów mechanicznych podbudowy należy konfrontować z wynikami analizy numerycznej. Trzeba również dodać, że uzyskane wartości odkształcenia i naprężenia z badań laboratoryjnych oraz określonych wg metody mechanistycznej są zbieżne. Uzyskane wartości odkształcenia przy wyższych wartościach naprężenia kontrolowanego są mniejsze niż 100µm określonych w normie badawczej PN EN 12697-24 zał. E.

Końcowy etap badań obejmował wyznaczenie trwałości zmęczeniowej dla recyklowanej mieszanki podbudowy MCE w zależności od wartości naprężenia. Dla danej wartości naprężenia odczytano ilość cykli obciążeniowych i przedstawiono ich zależność na rys. 4.



Rys. 4. Trwałość zmęczeniowa recyklowanej podbudowy w aspekcie naprężenia

Wyniki spadku trwałości zmęczeniowej przy wzroście poziomu naprężenia rozciągającego układają się względem liniowej funkcji regresji. W związku z tym ocena trwałości zmęczeniowej metodą IT-FT może dostarczyć informacji na temat zachowania mieszanki. Ponadto może stanowić punkt wyjścia w podejmowaniu decyzji o grubości projektowanych warstw i stanu naprężeń w podbudowie MCE.

5. Wnioski

Na podstawie uzyskanych wyników badań oraz ich analizy można formułować następujące wnioski:

- Uzyskane poziomy odkształceń przy danym poziomie naprężeń na próbkach w warunkach laboratoryjnych są zbliżone do wartości odkształceń wg analizy numerycznej;
- Występujący zakres naprężeń w warstwie podbudowy wykonanej z recyklowanej mieszanki MCE w okresie lata może doprowadzić do inicjacji spękań z uwagi na spadek modułu warstw asfaltowych wyżej leżących;
- Przy projektowaniu mieszanki MCE należy uwzględnić określony stan naprężeń metodą analityczną w oparciu o teorię wielowarstwowej półprzestrzeni sprężystej (model wielowarstwowej półprzestrzeni sprężystej) i odnieść do badań trwałości zmęczeniowej w warunkach laboratoryjnych;
- Wyznaczenie trwałości zmęczeniowej IT-FT dostarcza szybkiej informacji na temat zachowania się podbudowy MCE w aspekcie cykliczności obciążenia.

Literatura

- 1 Piłat J. Radziszewski P. Nawierzchnie asfaltowe. WKŁ, 2009
- 2 IBDiM 1999 Warunki techniczne wykonywania warstw podbudowy z mieszanki mineralno-cementowo-emulsyjnej (MCE), Zeszyt 61, IBDiM [Road and Bridge Research Institute], Warszawa, p. 44
- 3 IBDiM. 2001. Katalog Wzmocnień i Remontów Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych. Warszawa. 225 p.
- 4 Firlej S. Mechanika nawierzchni drogowej. Lublin 2007
- 5 Kukielka J. Szydło A. Projektowanie i budowa dróg. WKiŁ, 1986
- 6 Asphalt Academy, Technical Guideline TG2: Bitumen Stabilised Materials, A Guideline for the Design and Construction of Bitumen Emulsion and Foamed Bitumen Stabilised Materials. Second Edition, Pretoria, South Africa, 2009

- 7 Wirtgen Group, Cold Recycling Technology. 1th edition, Wirtgen, Germany, 2012.
- 8 Dz.U.1999.43.430 Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie.
- 9 Stefańczyk B., Mieczkowski P., Mieszanki mineralno-asfaltowe. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności. Warszawa 2008. 320 s
- 10 Judycki J. Jaskuła P. Fronc T. Sierosławski T. Badania i ocena wpływu czepności międzywarstwowej na trwałość konstrukcji nawierzchni asfaltowej, Raport z drugiego etapu badań, Politechnika Gdańska, GDDKiA, 2006
- 11 Di Benedetto H., Asheyer Soltani A., Chaverot P., Fatigue damage for bituminous mixtures. Proceedings of The Fifth International Rilem Symposium MTBM Lyon 1997
- 12 Amir Kavussi, Amir Modarres Laboratory fatigue models for recycled mixes with bitumen emulsion and cement, Construction and Building Materials 24 (2010) 1920

Characteristics of the fatigue life (IT-FT) of the recycled base course at the controlled stresses state

Marek Iwański¹, Przemysław Buczyński², Grzegorz Mazurek³

^{1,2,3} Faculty of Transportation Engineering, Department of Civil Engineering and Architecture, Kielce University of Technology, e-mail: ¹iwanski@tu.kielce.pl, ²p.buczynski@tu.kielce.pl, ³gmazurek@tu.kielce.pl

Abstract: The paper presents the results of the base course made in the cold deep recycling technology with the emulsion in aspect of its durability for a different tensile stress level. The recycled base design simulated a deep recycling process with materials from existing crushed bituminous pavement layers ("in-situ" technology). While assessing the quality of the designed MCE mixture, the following physical and mechanical parameters were considered: void contents V_m , indirect tensile strength ITS_{DRY} at 25°C, tensile strength ratio TSR, stiffness modulus S_m . Additionally, the evaluation of fatigue was done at three stress cases: 250 Pa, 400 Pa, 500 Pa. The impact of the vehicle axle load on the stress state in the base course was simulated. For the purpose of determining the pavement durability, one of the method of fatigue life test was used. The tests were done according to IT-FT, based on an indirect tensile test (ITT). This method was chosen because it exhibits good equivalence to the real road pavement behaviour.

Keywords: recycling, recycled base course, cement, stiffness modulus, fatigue IT-FT, indirect tensile test ITT

Badania i analizy szczepności międzywarstwowej w nawierzchniach asfaltowych

Piotr Jaskuła

*Katedra Inżynierii Drogowej, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska,
e-mail: piotr.jaskula@wilis.pg.gda.pl*

Streszczenie: Referat zawiera opis prac badawczych szczepności międzywarstwowej warstw asfaltowych przeprowadzonych na Politechnice Gdańskiej. Badania wykonano w laboratorium i w terenie oraz wykonano analizy obliczeniowe konstrukcji nawierzchni, gdzie modelowano różną szczepność międzywarstwową. Prace laboratoryjne obejmowały badania szczepności z wykorzystaniem metody bezpośredniego ścinania, oceniające wpływ wybranych czynników na szczepność międzywarstwową: rodzaj i ilość emulsji, metoda i efektywność zagęszczenia, wrażliwość na zanieczyszczenia i wodę oraz powtarzalne obciążenie ścinające. Prace terenowe dotyczyły wpływu szczepności na ugięcia konstrukcji oraz sztywność warstw asfaltowych. W analizach badań terenowych uwzględniono także wpływ na szczepność międzywarstwową wskaźnika zagęszczenia warstw asfaltowych. Analizy obliczeniowe konstrukcji nawierzchni asfaltowych zawierały symulację szczepności międzywarstwowej przy wykorzystaniu modelu wielowarstwowej półprzestrzeni sprężystej oraz modeli kohezji, tarcia w metodzie elementów skończonych.

Słowa kluczowe: szczepność międzywarstwowa, warstwa szczepna, konstrukcja nawierzchni, ugięcia nawierzchni, wielowarstwowa półprzestrzeń sprężysta, MES

1. Wprowadzenie

Szczepność międzywarstwowa w wielowarstwowej konstrukcji nawierzchni, a w szczególności pomiędzy warstwami asfaltowymi ma istotny wpływ na rozkład naprężeń i odkształceń w konstrukcji nawierzchni obciążonej ruchem samochodowym [1]. Brak lub niewystarczająca szczepność między warstwami asfaltowymi powoduje zwiększone ugięcia nawierzchni, te zaś generują zwiększone odkształcenia i naprężenia rozciągające na spodzie poszczególnych warstw. Przy nałożeniu się niekorzystnych warunków obciążenia i stanu konstrukcji mogą wystąpić przedwczesne strukturalne uszkodzenia w postaci spękań, prowadząc do skrócenia trwałości zmęczeniowej nawierzchni. Dla zapewnienia właściwego powiązania warstw asfaltowych powszechnie stosuje się warstwę szczepną z emulsji asfaltowej. Identyfikacja i zrozumienie czynników wpływających na właściwe zaprojektowanie oraz poprawne wykonanie warstwy szczepnej jest podstawowym elementem sukcesu w zakresie połączeń międzywarstwowych, które między innymi bada się przy wykorzystaniu aparatu do bezpośredniego ścinania opracowanego w Niemczech pod koniec lat 70 tych przez Leutnera [2]. Istnieją także inne metody laboratoryjnego badania szczepności międzywarstwowej, które omówiono w publikacjach [3], [4].

Z pośród wielu czynników wpływających na jakość połączenia międzywarstwowego zgodnie z opracowaniami [5], [6] decydujące znaczenie mają: rodzaj i ilość warstwy szczepnej, zagęszczenie stykających się warstw asfaltowych, a głównie warstwy wyżej leżącej. Wpływ rodzaju i ilości warstwy szczepnej na szczepność międzywarstwową opisano

w [3], [7], [8], [9], [10], [11], [12], [13]. Pozytywny wpływ właściwego zagęszczenia warstw asfaltowych na szepność przedstawiono w publikacjach [3], [14], [13]. Czynniki środowiskowe, jak obecność wody, zanieczyszczeń także oddziałują na siłę połączenia [6], [9], [15], [16]. Jakość powiązania warstw asfaltowych w terenie opisano w [13], [17], jak i wpływ odpowiedniego zagęszczenia warstw asfaltowych na połączenie międzywarstwowe przedstawiono w pracach [18], [19]. Natomiast wpływ szepności na ugięcia konstrukcji przedstawiono między innymi w pracach [13], [20], [21], [22]. Wyjaśnienie niektórych zachowań konstrukcji nawierzchni nie jest możliwe bez wykonania analiz obliczeniowych, gdzie można z większym lub mniejszym przybliżeniem zasymulować szepność międzywarstwową warstw konstrukcji nawierzchni [1], [19].

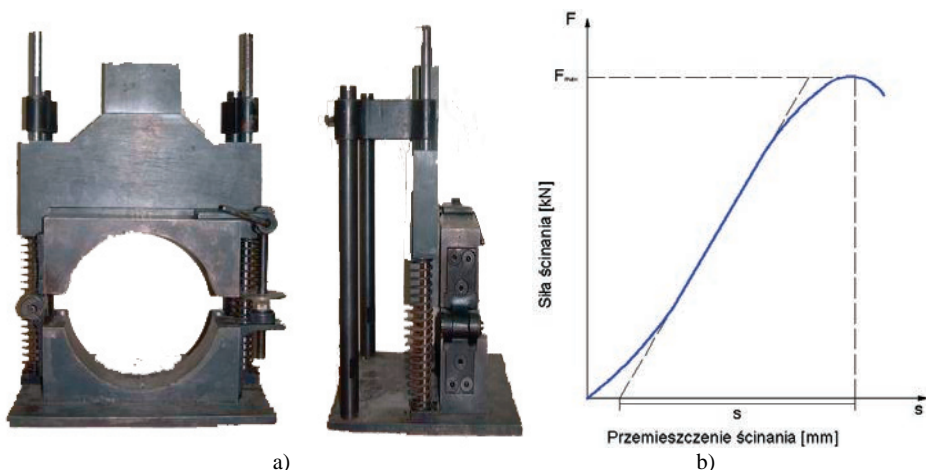
Artykuł przedstawia przegląd wyników badań z wielu projektów badawczych i badań własnych realizowanych w Katedrze Inżynierii Drogowej Politechniki Gdańskiej.

2. Badania laboratoryjne

2.1. Aparat ścinania bezpośredniego

W przedstawionych badaniach szepności międzywarstwowej wykorzystano metodę ścinania bezpośredniego zaproponowaną przez Leutnera w 1979 r. i opisaną w instrukcji [2]. Badanie ścinania bezpośredniego wg Leutnera polega na bezpośrednim, wolnym od momentów (na zginanie) przebiegu ścinania w płaszczyźnie połączenia międzywarstwowego, która jest granicą warstw asfaltowych rdzeni o średnicy 150 mm. W czasie badania mierzona jest siła ścinająca i przemieszczenie ścinania (patrz rys. 1b). Zniszczenie w ustalonej płaszczyźnie ścinania następuje z prędkością przesuwu tłoka równą 50,8 mm/min. Tak jak w oryginalnej procedurze badania odległość pomiędzy szczękami ścinającymi wynosi 0 mm. Próbki bezpośrednio przed badaniem kondycjonowano przez 12 godz. w suszarce z nawiewem powietrza w temperaturze +20°C.

Na podstawie pomierzonej maksymalnej siły ścinania i pola powierzchni styku warstw obliczano wytrzymałość na ścinanie, która jest miarą szepności międzywarstwowej podczas badań kontrolnych w Polsce.



Rys. 1. Widok a) aparat ścinania, b) wykres siły ścinającej w funkcji przemieszczenia ścinania w badaniu szepności międzywarstwowej

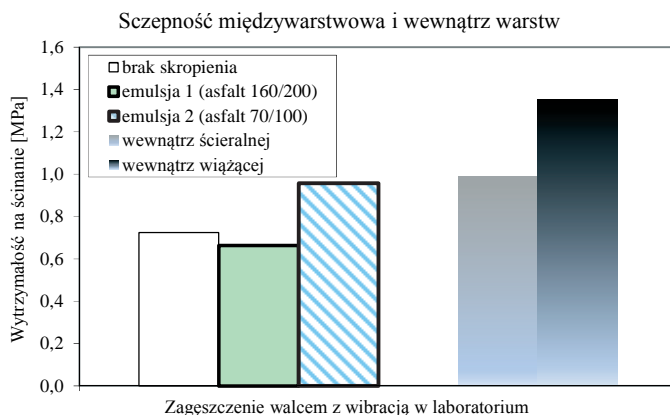
2.2. Materiał i przygotowanie próbek

W badaniach laboratoryjnych do oceny szczepności międzywarstwowej pomiędzy warstwami asfaltowymi wykorzystano dwuwarstwowe próbki z betonów asfaltowych formowanych w laboratorium. Ocenie poddano różne konfiguracje warstw szczepnych: brak skropienia, brak skropienia w technologii „gorące na gorące” oraz skropienie dwoma różnymi emulsjami asfaltowymi. Jedną z nich to emulsja produkowana na bazie asfaltu zwykłego 160/200 (emulsja 1), zwykle stosowana do 2006 roku przez wykonawców robót bitumicznych. Druga to emulsja specjalnie dedykowana do skropień międzywarstwowych po wprowadzeniu normy PN-EN 13808, produkowana na bazie zwykłego asfaltu 70/100 (emulsja 2). Skropienie z emulsji stosowano w ilości 0,3-0,4 kg/m³.

Stosowano cztery metody zagęszczenia: małym walcem o masie 465 kg bez wibracji, małym walcem z wibracją, zagęszczarką wg normy PN-EN 12697-33 i prasą żyratorową wg normy PN-EN 12697-31. Walcem zagęszczano płyty o wymiarze 900 mm x 1200 mm w warstwach o wysokości: 6 cm dolna i 4 cm górna. Zagęszczarką zagęszczano płyty o wymiarze 305 mm x 305 mm w warstwach o tej samej wysokości co walec, czyli 6 i 4 cm. Natomiast w prasie żyratorowej zagęszczano próbki o średnicy 150 mm w warstwach o wysokości 10 cm, zarówno dolną i górną warstwę. Wszystkie próbki zagęszczano do osiągnięcia ustalonej wysokości i odpowiedniej gęstości objętościowej z badania Marshalla.

2.3. Wyniki szczepności międzywarstwowej

Na rys. 2 przedstawiono wyniki wytrzymałości na ścinanie pomiędzy warstwami ścierną i wiążącą przy zastosowaniu różnej warstwy szczepnej i wytrzymałości na ścinanie wewnątrz warstw. Można zaobserwować wyraźną korzyść z zastosowania emulsji z asfaltem 70/100, jak i nieznaczne pogorszenie szczepności przy zastosowaniu emulsji z asfaltem 160/200 w odniesieniu do połączenia, gdzie nie zastosowano skropienia. Jednocześnie widać, że zastosowanie właściwej emulsji, specjalnie dedykowanej do skropień międzywarstwowych, wyprodukowanej na bazie asfaltu 70/100 umożliwia uzyskanie wytrzymałości na ścinanie połączenia międzywarstwowego na poziomie zbliżonym jak uzyskuje jedna z warstw połączonych (ścierną); ścinana wewnątrz warstwy.

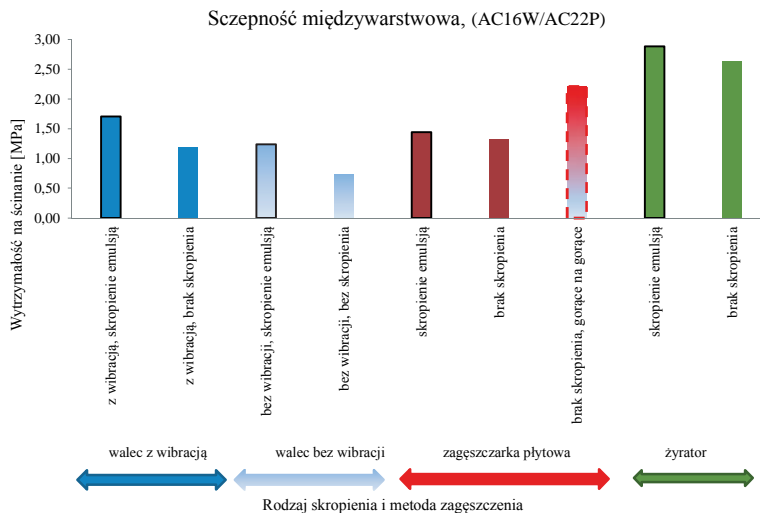


Rys. 2. Wytrzymałość na ścinanie próbek przygotowanych w laboratorium z różną warstwą szczepną

W badaniach [12] stwierdzono, że zabrudzenie pyłami mineralnymi lub zawilgocenie gotowego, dobrze wykonanej warstwy szczepnej obniża wytrzymałość na ścinanie o 10-15%.

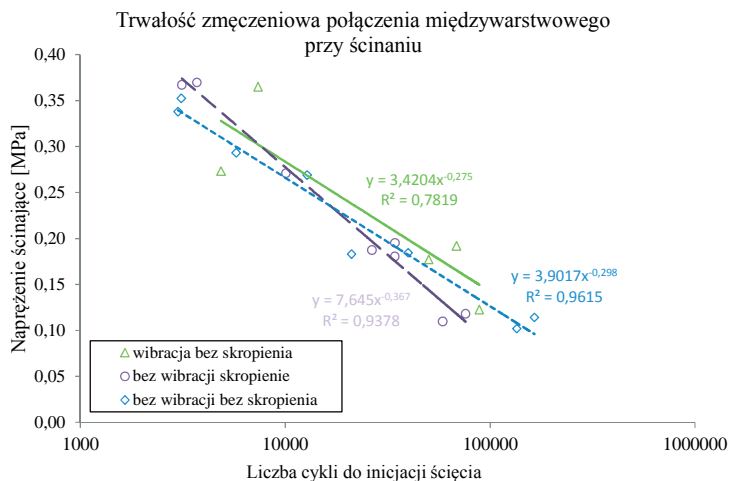
Rys. 3 przedstawia wyniki szepności międzywarstwowej, gdzie przebadano trzy kombinacje warstw szepnych i cztery metody zagęszczenia warstw asfaltowych. Można zauważyć, że rodzaj warstwy szepnej oraz sposób zagęszczania próbek w laboratorium ma istotny wpływ na wynik szepności międzywarstwowej. W każdym przypadku połączeń, gdzie zastosowano emulsję do skropień międzywarstwowych, wyprodukowaną na bazie twardego asfaltu, uzyskano wyższe szepności międzywarstwowe w stosunku do połączeń bez emulsji, poza przypadkiem zastosowania zagęszczenia kolejnych warstw w technologii gorące na gorące bez skropienia emulsją. W tym przypadku uzyskano wysokie wytrzymałości na ścinanie, potwierdzające skuteczność technologii gorące na gorące podczas w budowywania warstw asfaltowych.

Zagęszczenie warstw walcem z wibracją i zagęszczarką pozwala osiągnąć podobną siłę powiązania międzywarstwowego. Od tych dwóch metod zagęszczania nieznacznie niższe wartości wytrzymałości na ścinanie uzyskano przy zagęszczaniu walcem bez wibracji. Najniższą szepność międzywarstwową próbek zagęszczanych w warunkach laboratoryjnych zaobserwowano przy braku skropienia międzywarstwowego i niskiej skuteczności zagęszczenia górnej warstwy walcem bez wibracji. Zdecydowanie najwyższe wytrzymałości na ścinanie uzyskano dla próbek zagęszczanych w żyratorze, zarówno przy i braku skropienia międzywarstwowego. Obserwacje te odgrywają istotne znaczenie podczas porównywania wyników badań szepności międzywarstwowej próbek przygotowywanych w laboratorium, kiedy różnice mogą dochodzić aż do 100% właśnie ze względu na metodę zagęszczenia próbek.



Rys. 3. Wytrzymałość na ścinanie próbek przygotowanych w laboratorium różną metodą zagęszczenia i z różną warstwą szepną

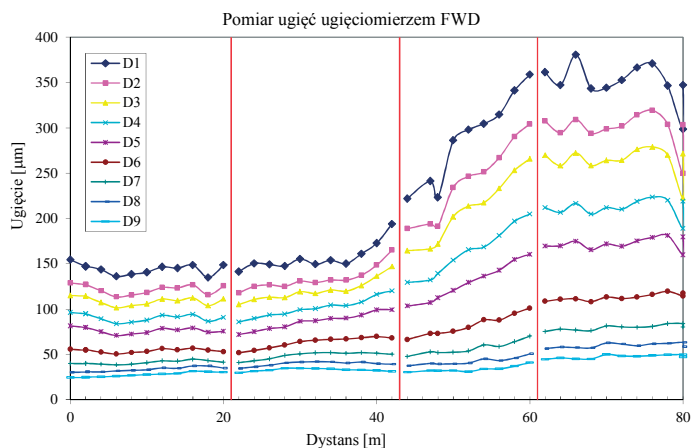
Wykonano także badania zmęczeniowe połączenia międzywarstwowego przy kontrolowanym naprężeniu w schemacie bezpośredniego ścinania, jak w badaniu Leutnera. Zaobserwowano (patrz rys. 4), że przy wysokich poziomach naprężeń ścinających skropienie istotnie wpływa na trwałość połączenia międzywarstwowego. Natomiast przy niższych poziomach naprężeń ścinających skropienie w mniejszym stopniu wpływa na trwałość; istotne znaczenie ma zazębienie ziaren sąsiadujących warstw uzyskane poprzez skuteczne zagęszczenie, wprowadzając wibrację podczas wałowania warstw.



Rys. 4. Trwałość zmęczeniowa połączenia międzywarstwowego przy ścinaniu próbek przygotowanych w laboratorium różną metodą zagęszczenia i z różną warstwą szepną

3. Badania terenowe

Badania terenowe na odcinku doświadczalnym, gdzie podczas wbudowywania kolejnych warstw asfaltowych zakłócono powiązanie międzywarstwowo pomiędzy warstwą wiążącą i podbudową asfaltową potwierdzają istotny wpływ szczepności międzywarstwowo na pracę konstrukcji nawierzchni. Jak widać na rys. 5, gdzie na pierwszych 40 m nawierzchni zachowano szczepność międzywarstwową, a na kolejnych 40 m szczepność pomiędzy warstwami wiążącą i podbudową zakłócono, ograniczając do minimum poprzez wprowadzenie dużej ilości pyłów z odpylania lub zaczynu gliniastego, ugięcia nawierzchni rosą ponad dwukrotnie przy braku szczepności. Nieuwzględnienie wadliwego połączenia międzywarstwowego przy obliczeniach odwrotnych (modułów sprężystości warstw konstrukcji nawierzchni na podstawie czaszy ugięć) skutkuje uzyskaniem zaniżonych wartości modułów sztywności warstw asfaltowych [22].



Rys. 5. Ugięcia nawierzchni na odcinku doświadczalnym, gdzie ograniczono szczepność pomiędzy warstwą wiążącą i podbudową asfaltową.

Rys. 6 przedstawia uzyskane wyniki ścinania bezpośredniego wg Leutnera próbek odwierconych z nawierzchni budowanych dróg w funkcji przedziałów wskaźnika zagęszczenia górnej warstwy asfaltowej. Można zaobserwować, że istnieje korelacja pomiędzy szczepnością międzywarstwową opisaną poprzez miarodajne maksymalne naprężenie ścinania i wskaźnikiem zagęszczenia górnej warstwy połączenia warstwy wiążącej i podbudowy. Taki sam trend zaobserwowano przy ocenie połączenia warstw ściernalnej i wiążącej [19]. Stwierdzono, że lepsze zagęszczenie warstwy górnej skutkuje lepszym klinowaniem się mieszanki warstwy górnej w warstwie dolnej, co wpływa na wyższą wytrzymałość na ścinanie.



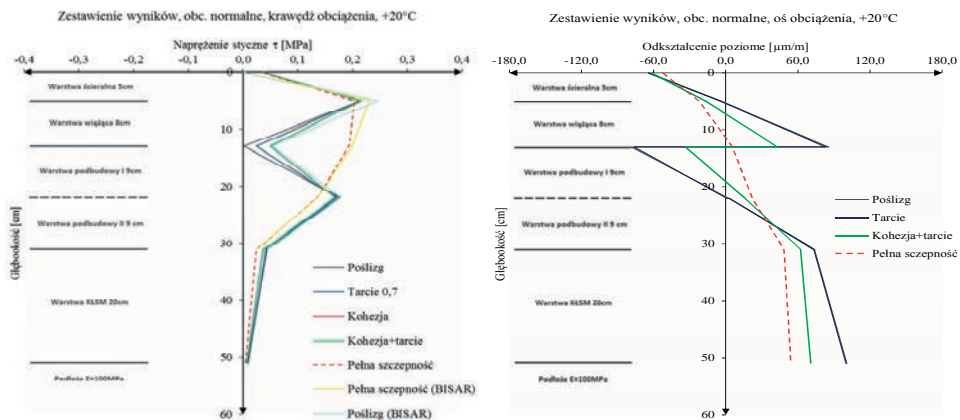
Rys. 6. Miarodajna wytrzymałość na ścinanie w zależności od wskaźnika zagęszczenia warstwy wyżej leżącej, próbki odwiercone z nowobudowanych nawierzchni – 1148 próbek

4. Analizy obliczeniowe

Analizy obliczeniowe konstrukcji nawierzchni wykonano w programie BISAR, który wykorzystuje model wielowarstwowej półprzestrzeni sprężystej oraz w programie ABAQUS, który wykorzystuje metodę elementów skończonych (MES). W wykonanych analizach obliczeniowych konstrukcji nawierzchni modelowano pełną szczepność międzywarstwową pomiędzy warstwami asfaltowymi, jak i brak oraz ograniczoną szczepność. Pełną szczepność i pełen poślizg (brak szczepności) modelowano w programie BISAR i ABAQUS, natomiast kontakt z zastosowaniem tarcia pomiędzy powierzchniami i kontakt kohezyny oraz połączenie tych dwóch ostatnich modeli modelowano w programie ABAQUS. Na podstawie wykonanych obliczeń [13], [19], gdzie ograniczano szczepność pomiędzy warstwami ściernalna-wiążąca, wiążąca-podbudowa i pomiędzy warstwami podbudowa górna-dolna stwierdzono, że w konstrukcjach KR6 brak szczepności w niższych warstwach istotnie wpływa na trwałość zmęczeniową konstrukcji. Natomiast brak szczepności pomiędzy warstwami ściernalna-wiążąca istotnie wpływa na trwałość konstrukcji cieńszych, jak KR3.

W obliczeniach mechanistycznych przy pomocy MES możliwe jest wprost wykorzystanie wyników badań laboratoryjnych ścinania z badania Leutnera, jako krytyczne wartości w modelu kohezynym. Symulacje w metodzie MES pozwalają bardziej zbliżyć się do stanu naprężeń i odkształceń, panujących na drodze w przypadku występowania braku szczepności podczas badań kontrolnych. W tym przypadku można uwzględnić występujące tarcie pomiędzy warstwami asfaltowymi, jak i aktywującą się w wyższych temperaturach

eksploatacji kohezję asfaltu, co można zaobserwować w zmianach wyników naprężeń ścinających i odkształceń poziomych w płaszczyźnie, gdzie stwierdzono ograniczoną szczepność (patrz rys. 7).



Rys. 7. Naprężenia styczne od obciążeń normalnych, krawędź obciążenia kołowego, temperatura +20°C. Wyniki z obliczeń naprężeń z wykorzystaniem programów Abaqus i Bisar; z obliczeń odkształceń z programu Abaqus przy zastosowaniu różnych modeli szczepności pomiędzy warstwą wiążącą i podbudową

5. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych badań i analiz sformułowano następujące wnioski:

- Wadliwe połączenie międzywarstwowe warstw asfaltowych zmniejsza sztywność układu warstw nawierzchni, zwiększając ugięcia nawierzchni, które wywołują zwiększone poziome odkształcenia rozciągające na spodzie warstw asfaltowych, a te zmniejszają trwałość zmęczeniową nawierzchni.
- Szczepność międzywarstwowa istotnie zależy od: rodzaju emulsji w skropieniu, skuteczności zagęszczenia warstw stykających się ze sobą.
- Emulsje asfaltowe do skropienia międzywarstwowego produkowane z asfaltów o penetracji nie większej niż 70/100 j.pen. charakteryzują się najlepszą szczepnością.
- Wpływ na utratę trwałości nawierzchni ma miejsce wystąpienia braku szczepności. W podatnych konstrukcjach dla ruchu KR6 istotne jest połączenie warstwy wiążącej i podbudowy asfaltowej, natomiast dla ruchu KR3 warstwy ściernalnej i wiążącej.
- W modelach teoretycznych można uwzględnić braki i ograniczenia szczepności międzywarstwowej. Metoda MES lepiej symuluje warunki panujące na drodze w zakresie szczepności międzywarstwowej w stosunku do metod wykorzystujących model wielowarstwowej półprzestrzeni sprężystej. Dzięki metodzie MES w analizach możliwe jest wykorzystanie wyników z badania ścinania aparatem Leutnera.

Literatura

- 1 Judycki J., Szczepność między warstwami asfaltowymi nawierzchni. *Drogownictwo* 9 (2003) 275–279.
- 2 FGSV. *Arbeitsanleitungen zur Prüfung von Asphalt (ALP A-StB), Teil 4, Prüfung des Schichtenverbundes nach Leutner, Forschungsgesellschaft für Strassen- und Verkehrswesen.*” FGSV, Koln, Germany, 1999.
- 3 Jaskuła P. Ocena szczepności międzywarstwami asfaltowymi nawierzchni. *Drogownictwo* 12, (2006).
- 4 Raposeiras A. C., Castro-Fresno D., Vega-Zamanillo A., Rodriguez-Hernandez J., Test methods and influential factors for analysis of bonding between bituminous pavement layers *Constr. Build. Mater.* 43 (Jun. 2013) pp. 372–381.
- 5 Al-Qadi I. L., Cortina A. S., Hasiba K. I., Ozer H., Leng Z., Mahmoud E., Parish D. C., Worsfold S. J. Best practices for implementation of tack coat: Part 2, Field study Springfield, 2012.
- 6 Al-Qadi I. L., Hasiba K. I., Cortina A. S., Ozer H., Leng Z., Parish D. C., Worsfold S. J. Best practices for implementation of tack coat: Part 1 , Laboratory study,” Springfield, 2012.
- 7 Szczepaniak Z., Wysocki P. *Badania wpływu emulsji asfaltowych na właściwości złączenia warstw nawierzchni asfaltowych, część I, Warsaw, Poland, 2003.*
- 8 Szczepaniak Z., Skierczyński P. *Badania wpływu emulsji asfaltowych na właściwości złączenia warstw nawierzchni asfaltowych, część II, Warsaw, Poland, 2004.*
- 9 Raab C., Partl M. N. Effect of tack coats on interlayer shear bond of pavements, 8th Conference On Asphalt Pavements For Southern Africa, no. September, p. 9, 2004.
- 10 Canestrari F., Santagata E. Temperature effects on the shear behaviour of tack coat emulsions used in flexible pavements, *Int. J. Pavement Eng.*, (Mar. 2005) vol. 6, no. 1, pp. 39–46..
- 11 West R. C., Zhang J., Moore J., Evaluation of bond strength between pavement layers, Auburn, 2005.
- 12 Judycki J., Jaskuła P. *Badania i ocena wpływu szczepności międzywarstwowej na trwałość konstrukcji nawierzchni asfaltowej, etap I, Gdańsk, Poland, 2005.*
- 13 Judycki J., Jaskuła P., Fronc T., Sierosławski T. *Badania i ocena wpływu szczepności międzywarstwowej na trwałość konstrukcji nawierzchni asfaltowej, etap II, Gdańsk, Poland, 2006.*
- 14 Canestrari F., Ferrotti G., Partl M. N., Santagata E. Advanced Testing and Characterization of Interlayer Shear Resistance, *Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board*, no. 1929, (2005) pp. 69–78.
- 15 Raab C., Partl M. N. Interlayer shear performance: experience with different pavement structures 3rd Eurasphalt & Eurobitume Congress Vienna, 2004.
- 16 Sudyka J., Krysiński L., Jaskuła P., Mechowski T., Harasim P. Radar technique in application of interlayer identification connections, 5th International Conference Bituminous Mixtures And Pavements, no. June, p. 12, 2011.
- 17 Collop A. C., Sutanto M. H., Airey G. D., Elliott R. C. Shear bond strength between asphalt layers for laboratory prepared samples and field cores, *Constr. Build. Mater.*, vol. 23, no. 6, (2009) pp. 2251–2258.
- 18 Vaitkus A., Cygas D., Laurinavicius A., Vorobjovas V., Kleiziene R. Research of asphalt layer bonding in Lithuanian pavement structures, *Gradevinar*, vol. 64, no. 11, (2012) pp. 915–920.
- 19 Judycki J., Jaskuła P. *Modelowanie teoretyczne wpływu szczepności międzywarstwowej na zachowanie się nawierzchni asfaltowych, etap III, Gdańsk, Poland, 2013.*
- 20 Hakim B. A., Cheung L. W., Armitage R. J. Use of FWD data for prediction of bonding between pavement layers, *Int. J. Pavement Eng.*, vol. 1, no. 1, (2000) p. 28.
- 21 Mehta Y. *Evaluation of Interlayer Bonding in HMA Pavements*, Rowan, 2007.
- 22 Jaskuła P. Wpływ braku szczepności międzywarstwowej na wartość modułów warstw asfaltowych obliczanych na podstawie ugięć. *Drogownictwo* 1, (2010) pp. 13–17.

Studies and analysis on interlayer bonding in asphalt pavements

Piotr Jaskula

*Department of Highway Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering,
Gdansk University of Technology, e-mail: piotr.jaskula@wilis.pg.gda.pl*

Abstract: The paper describes research works of interlayer bonding of asphalt layers conducted at Gdansk University of Technology. The studies included laboratory and field tests, and calculation of pavement structures with different interlayer bonding models. Laboratory tests included interlayer bonding tests using the direct shear method which evaluated the influence of selected factors on interlayer bonding: the type and the amount of the emulsion, the method and the effectiveness of compaction, vulnerability to dirt, water and repeated shear loads. Field works were focused on the impact of interlayer bonding of asphalt layers on the deflection of pavement structure and the back-calculated stiffness modulus of asphalt mixtures. The analyses of the field tests also included the impact of the asphalt layers compaction ratio on interlayer bonding. Computational analyses of asphalt pavement structures consisted of the simulation of different interlayer bonding in a multi-layered elastic half-space. Calculations were also made by using the finite element method within cohesion and friction models to simulate interlayer bonding.

Keywords: interlayer bonding, tack coat, pavement structure, deflection of pavement, multi-layered elastic half-space, FEM

Opracowanie nowego „Katalogu typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych”

Józef Judycki, Piotr Jaskuła, Marek Pszczola, Mariusz Jaczewski, Dawid Ryś, Jacek Alenowicz, Bohdan Dolżycki, Marcin Stiens

*Katedra Inżynierii Drogowej, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska,
e-mail: jozef.judycki@wilis.pg.gda.pl*

Streszczenie: Referat zawiera opis prac badawczych i projektowych przeprowadzonych na Politechnice Gdańskiej w celu opracowania nowego katalogu. Prace te obejmowały normalizację terminologii, studia istniejących katalogów i metod projektowych w innych krajach, analizy kryteriów zmęzeniowych do projektowania konstrukcji nawierzchni, analizy ruchu projektowego na podstawie danych ze stacji ważenia w ruchu, metody wzmacniania podłoża gruntowego, uwzględnienie nowych materiałów, materiałów z recyklingu i antropogenicznych, parametry mechaniczne materiałów oraz projektowanie dolnych i górnych warstw konstrukcji nawierzchni w oparciu o metody mechanistyczno-empiryczne.

Słowa kluczowe: katalog typowych nawierzchni, projektowanie nawierzchni, podłoża gruntowe nawierzchni, obciążenie nawierzchni ruchem, terminologia nawierzchni, materiały drogowe

1. Wprowadzenie

Niniejszy artykuł przedstawia informacje o nowym „Katalogu typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych” [1], który został opracowany w Katedrze Inżynierii Drogowej Politechniki Gdańskiej, przez autorów tego artykułu, i udostępniony w swej finalnej postaci w marcu 2013 r., na stronie internetowej Politechniki Gdańskiej [2] i GDDKiA [3]. Potrzeba zmiany katalogu nawierzchni z 1997 r. podyktowana była koniecznością jego dostosowania do nowych realiów w polskim drogownictwie [4]. Niektóre elementy starego katalogu nie przystawały do nowych warunków w jakich działa budownictwo drogowe. Konieczne było dostosowanie katalogu do obecnych technologii, z uwzględnieniem nowych materiałów i nowych wymagań związanych z wprowadzeniem w Polsce Norm Europejskich. Katalog dostosowano do zwiększonego obciążenia dróg przez ruch. Wprowadzono zmiany w sposobach wzmacniania podłoża gruntowych nawierzchni, wynikające z rozwoju tych technologii. Uwzględniono recykling materiałów drogowych, zastosowanie materiałów antropogenicznych i zwiększone wykorzystanie kruszyw lokalnych. Wprowadzono metody minimalizacji spękań odbitych w nawierzchniach półsztywnych. Zastosowano nowe metody obliczeń konstrukcji nawierzchni, jakie powstały w świecie w ostatnich latach. Uściślono także terminologię warstw konstrukcji nawierzchni.

2. Podstawowe prace studialne do opracowania nowego katalogu

Opracowanie nowego katalogu wymagało przeprowadzenia przez zespół autorski obszernych prac badawczych, w skład których wchodziły następujące zagadnienia:

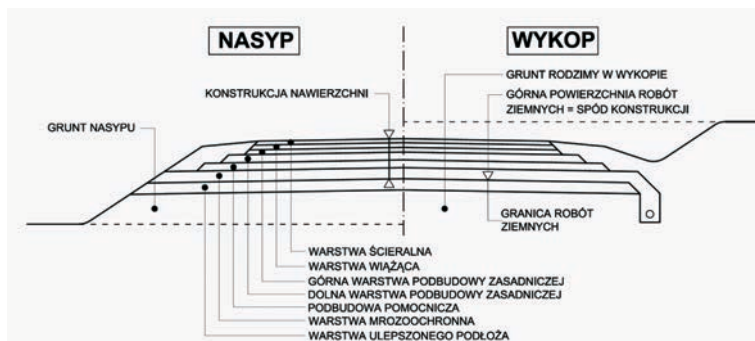
- Porównanie katalogów typowych konstrukcji nawierzchni Polski, Austrii, Francji, Niemiec i metody brytyjskiej [5, 6].
- Badania obciążenia nawierzchni polskich dróg przez pojazdy ciężkie (powyżej 3,5 tony) i określenie nowych współczynników przeliczeniowych na równoważne osie standardowe, w oparciu o analizę danych ze stacji ważenia pojazdów w ruchu [7].
- Analiza nowych rozwiązań w zakresie metod mechanistyczno-empirycznych i wybór kryteriów zmęzeniowych do projektowania konstrukcji nawierzchni [8, 9, 10, 11].
- Określenie temperatury ekwiwalentnej do projektowania konstrukcji nawierzchni według metody mechanistyczno-empirycznej, na podstawie analizy danych z wielu stacji klimatycznych w Polsce.
- Określanie warunków-gruntowo wodnych nawierzchni.
- Studia stosowanych w świecie metod ulepszenia podłoża gruntowych nawierzchni.
- Określenie charakterystyki technicznej i parametrów mechanicznych materiałów drogowych do wszystkich warstw nawierzchni.
- Minimalizacja spękań odbitych w nawierzchniach półsztywnych.
- Obliczenia układu warstw dolnych konstrukcji nawierzchni.
- Obliczenia układu warstw górnych konstrukcji nawierzchni.
- Rewizja terminologii warstw konstrukcji nawierzchni [12, 13].

Część przeprowadzonych prac badawczych, związanych z nowym katalogiem, przedstawiono w książce [14]. Raporty z kolejnych etapów prac badawczych są dostępne na stronie internetowej GDDKiA [15].

3. Schemat i terminologia warstw konstrukcji nawierzchni

Prace nad nowym katalogiem bardzo utrudniał nieład, jaki występował w nazewnictwie warstw konstrukcji nawierzchni w polskich dokumentach technicznych. Pierwsza norma, która regulowała nazwy warstw konstrukcji nawierzchni to PN-70/S-02201 „Drogi samochodowe. Nawierzchnie drogowe. Podział, nazwy określenia”. Od tego czasu wprowadzono w Polsce wiele przepisów technicznych, z których każdy zawierał nieco inne nazwy warstw konstrukcji. Można zauważyć, że każdy następnny dokument techniczny wprowadzał zmiany w nazwach warstw, bez żadnego szacunku dla nazw występujących w poprzednich dokumentach. W odróżnieniu od przepisów polskich, nazewnictwo nawierzchni w przepisach Francji, Niemiec, USA i Wielkiej Brytanii jest jednoznaczne, spójne i niezmiennie od wielu lat. Nieład w polskiej terminologii miał niekorzystny wpływ na proces projektowania, wykonawstwa i rozliczania budów.

Po przeprowadzeniu studiów w nowym katalogu wprowadzono zmienioną terminologię warstw konstrukcji nawierzchni pokazaną na rys. 1 i 2. Nowa terminologia została szczegółowo wyjaśniona w katalogu [1]. Wprowadza ona podział konstrukcji nawierzchni na warstwy górne, warstwy dolne i warstwę ulepszanego podłoża. Wprowadza także wyróżnienie dolnej i górnej warstwy podbudowy zasadniczej.



Rys. 1. Schemat warstw konstrukcji nawierzchni

Konstrukcja nawierzchni (nawierzchnia)	Warstwy górne konstrukcji nawierzchni	Warstwa ścierna	
		Warstwa wiążąca	
	Warstwy dolne konstrukcji nawierzchni	Podbudowa zasadnicza	Górna warstwa podbudowy zasadniczej
			Dolna warstwa podbudowy zasadniczej
Podłoże gruntowe nawierzchni	Podbudowa pomocnicza		
	Warstwa mrozoochronna		
		Warstwa ulepszonego podłoża	
		Grunt rodzimy w wykopie lub grunt nasypowy w nasypie, zakwalifikowane do jednej z grup nośności podłoża od G1 do G4.	

Rys. 2. Schemat i nazwy warstw konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych oraz ulepszonego podłoża

4. Określenie ruchu projektowego

Od czasu wdrożenia poprzedniego Katalogu z 1997 r. nastąpił znaczny wzrost natężenia ruchu pojazdów oraz wzrost ich ciężarów i obciążeń osi. Po przystąpieniu Polski do Unii Europejskiej wprowadzono przepisy umożliwiające ruch pojazdów o zwiększonym dopuszczalnym nacisku osi napędowej 115 kN na najważniejszych drogach. Metodę określania ruchu projektowego w nowym katalogu z 2013 r. dostosowano do zwiększonego obciążenia ruchem ciężkim poprzez wprowadzenie zmian w klasyfikacji ruchu, w tym wprowadzenie nowej kategorii ruchu bardzo ciężkiego KR7, oraz aktualizację współczynników przeliczeniowych pojazdów na równoważne osie standardowe.

Do projektowania konstrukcji nawierzchni ruch drogowy klasyfikowany jest według siedmiu kategorii ruchu (od KR1 – ruch najłżejszy do KR7 – ruch najcięższy), określonych na podstawie ruchu projektowego. Ruch projektowy określany jest jako sumaryczna liczba równoważnych osi standardowych 100 kN, przypadająca na obliczeniowy pas ruchu w całym okresie projektowym. Odstąpiono od klasyfikowania ruchu projektowego na podstawie wielkości ruchu dobowego. Ruch projektowy oblicza się na podstawie następującego wzoru:

$$N_{100} = f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 \cdot (N_C \cdot r_C + N_{C+P} \cdot r_{C+P} + N_A \cdot r_A) \quad (1)$$

gdzie:

N_{100} – ruch projektowy, czyli sumaryczna liczba równoważnych osi standardowych 100 kN w całym okresie projektowym nawierzchni, przypadająca na pas obliczeniowy,
 N_C, N_{C+P}, N_A – sumaryczna liczba samochodów ciężarowych bez przyczep (C), samochodów ciężarowych z przyczepami (C+P) i autobusów (A) w całym okresie projektowym,

r_C , r_{C+P} , r_A – współczynniki przeliczeniowe odpowiednio liczby samochodów ciężarowych bez przyczep (C), liczby samochodów ciężarowych z przyczepami (C+P) i liczby autobusów (A) na liczbę równoważnych osi standardowych 100 kN,

f_1 – współczynnik obliczeniowego pasa ruchu, f_2 – współczynnik szerokości pasa ruchu, f_3 – współczynnik pochylenia niwelety.

Współczynniki przeliczeniowe r_C , r_{C+P} , r_A wyprowadzono w oparciu o szerokie badania i analizy danych z ciągłego ważenia pojazdów w ruchu na pięciu polskich drogach. W badaniach uwzględniono dane z ważenia łącznie ponad 4,2 mln pojazdów ciężkich. Obliczenia wykonano według wzorów AASHTO [16], wzoru 4-tej potęgi, metody francuskiej [17] i metody Politechniki Gdańskiej [18]. W analizach uwzględniono zmienność obciążenia nawierzchni ruchem w zależności od rangi drogi oraz czynniki istotnie wpływające na ruch projektowy do których zalicza się: dynamiczne oddziaływania pojazdów na nawierzchnię, ruch pojazdów przeciążonych i dopuszczalne obciążenie osi na drodze, wzrost ciężarów pojazdów w przyszłości.

Wyznaczone współczynniki przeliczeniowe porównano z odpowiadającymi im współczynnikami stosowanymi w wybranych krajach UE. W tabeli 1 przedstawiono przykładowe porównanie współczynników przeliczeniowych z nowego katalogu dla dróg krajowych ze współczynnikami z katalogu z 1997 roku. Wynika z niego, że współczynniki stosowane dla samochodów ciężarowych bez przyczep i autobusów były dotąd zaniżone, z kolei współczynnik stosowany dla samochodów ciężarowych z przyczepą był zawyżony.

Tabela 1. Porównanie współczynników przeliczeniowych stosowanych w katalogu z 1997 roku i w nowym katalogu z 2013 r. dla dróg krajowych o dopuszczalnym nacisku osi pojedynczej równym 115 kN

Kategoria pojazdu	Katalog typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych z 2013 r	Katalog typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych z 1997 r.
Samochody ciężarowe bez przyczep C	0,50	0,109
Samochody ciężarowe z przyczepami C+P	1,80	1,940
Autobusy A	1,20	0,548

Nowością wprowadzoną w katalogu są współczynniki uwzględniające wpływ geometrii drogi na ruch projektowy, czyli współczynnik szerokości pasa ruchu f_2 i współczynnik pochylenia niwelety f_3 . Szerokość pasa ruchu wpływa na rozkład poprzeczny obciążeń od kół pojazdów. Na węższych pasach ruchu obserwuje się większą koncentrację obciążeń, co powoduje szybsze narastanie deformacji trwałych i szybszy przyrost spękań zmęczeniowych. Duże pochylenia podłużne drogi powodują wzrost naprężeń stycznych w konstrukcji nawierzchni oraz zmniejszenie prędkości ruchu pojazdów ciężkich, co w konsekwencji prowadzi do bardziej agresywnego oddziaływania pojazdów ciężkich na nawierzchnie.

5. Wymagania materiałowe i technologiczne

W ostatnich latach technologia drogowa uległa dość dużej ewolucji. Pojawiły się nowe możliwości technologiczne, nowe materiały, a ponadto zaczęto stosować nowoczesne urządzenia do produkcji i wbudowywania materiałów do poszczególnych warstw nawierzchni. Dodatkowo w ostatnich latach powszechnie zaczęto stosować materiały specyfikowane w oparciu o normy serii PN-EN. Czynniki te znalazły swoje odzwierciedlenie w konstrukcjach zaproponowanych w katalogu z 2013 roku [1].

W nowym katalogu uwzględniono przede wszystkim: większe wytrzymałości na ściskanie podbudów związanych spoiwami, większe sztywności mieszanek mineralno-asfaltowych, stosowanie jako typowy materiał mastyksu grysowego (SMA) oraz możliwość stosowania asfaltu porowatego. Podano wszystkie rodzaje materiałów możliwych do zastosowania do poszczególnych warstw konstrukcji nawierzchni oraz do warstwy ulepszonego podłoża. Zakres stosowania poszczególnych materiałów podano w tabeli 2.

Tabela 2. Zakres stosowania materiałów do warstw konstrukcji nawierzchni i warstwy ulepszonego podłoża w zależności od kategorii ruchu

Lp.	Warstwa	Materiały						
		mieszanki mineralno-asfaltowe	mieszanki w technologii recyklingu na zimno	mieszanki niezwiązane	mieszanki związane spoiwami hydraulicznymi	grunty stabilizowane spoiwami hydraulicznymi	grunty stabilizowane wapniem	grunty niewysadzinowe
1.	Warstwa ścieralna	KR1-7	n/s	n/s	n/s	n/s	n/s	n/s
2.	Warstwa wiążąca	KR1-7	n/s	n/s	n/s	n/s	n/s	n/s
3.	Podbudowa zasadnicza	KR1-7	KR1-4	KR1-7	KR1-7	KR1-2	n/s	n/s
4.	Podbudowa pomocnicza	n/s	n/s	KR3-7	KR3-7	KR3-4	n/s	n/s
5.	Warstwa mrozochronna	n/s	n/s	KR1-7	KR1-4	KR1-4	KR1-2	KR1-7
6.	Warstwa ulepszonego podłoża	n/s	n/s	KR1-7	n/s	KR1-7	KR1-7	KR1-7

n/s -oznacza, że materiał ten nie stosowano w rozwiązaniach katalogowych dla danej warstwy

W katalogu [1] określono również podstawowe wymaganiom materiałowe, decydujące o parametrach mających wpływ na obliczenia trwałości konstrukcji nawierzchni. W przypadku pozostałych wymagań odesłano do wymagań krajowych. Dla każdej warstwy określono w jakim zakresie mogą być stosowane w jej składzie materiały antropogeniczne i materiały z recyklingu. Podkreślono w ten sposób konieczność jak najszerszego wykorzystania tych materiałów w budowie nowych nawierzchni. Przyjęto szereg rozwiązań z podbudowami zasadniczymi związanymi spoiwami hydraulicznymi i zaproponowano zabiegi mające na celu minimalizację ryzyka powstania spękań odbitych.

6. Określenie warunków gruntowo-wodnych

W nowym katalogu [1] wprowadzono jednoznaczne rozróżnienie pomiędzy podłożem gruntowym budowli ziemnej i podłożem gruntowym nawierzchni. Podłoże gruntowe nawierzchni jest to strefa gruntu rodzimego lub nasypowego poniżej spodu konstrukcji nawierzchni, której właściwości mają wpływ na projektowanie, wykonanie i eksploatację nawierzchni. Przyjęto, że zaprojektowanie konstrukcji nawierzchni z zastosowaniem katalogu wymaga oceny podłoża gruntowego nawierzchni pod względem warunków gruntowo-wodnych do głębokości:

- 2 metrów od zakładanego spodu konstrukcji nawierzchni, w celu oceny warunków wodnych w podłożu konstrukcji nawierzchni,
- 1 metra od zakładanego spodu konstrukcji nawierzchni, w celu oceny warunków gruntowych.

Zakres badań gruntów musi umożliwiać określenie grupy nośności podłoża gruntowego nawierzchni zgodnie z wymaganiami katalogu. Sposób oceny warunków gruntowo-wodnych i nośności podłoża gruntowego nawierzchni nie różni się zasadniczo od obowiązującego w katalogu z roku 1997. Wprowadzono jednak dwa istotne nowe elementy:

- klasyfikacja grup nośności podłoża uwzględnia minimalne wartości wtórnego modułu odkształcenia E_2 ,
- wprowadzono obowiązek by w czasie robót zweryfikować założenia projektowe co do nośności podłoża gruntowego nawierzchni.

W katalogu zachowano podział podłoża gruntowego nawierzchni pod względem nośności na cztery grupy: G1, G2, G3 i G4. Klasyfikacja podłoża do danej grupy nośności powinna być przeprowadzona według dwóch sposobów: według wartości wskaźnika nośności CBR, według wysadzinowości gruntu i warunków wodnych.

Jeżeli wyniki klasyfikacji podłoża gruntowego nawierzchni według tych dwóch sposobów są różne to do projektowania należy przyjąć gorszą grupę nośności podłoża gruntowego. Klasyfikację grup nośności podłoża gruntowego nawierzchni według wartości wskaźnika nośności CBR przedstawiono w tabeli 3. Określono w niej minimalne wartości wtórnego modułu odkształcenia E_2 w odniesieniu do każdej z grup nośności. Ocena grupy nośności podłoża gruntowego na podstawie wysadzinowości gruntu i charakterystyki warunków wodnych odbywa się według zestawienia (tablicy) analogicznej jak w katalogu z roku 1997.

Tabela 3. Klasyfikacja grup nośności podłoża gruntowego nawierzchni G_i

Grupa nośności podłoża gruntowego G_i	Wskaźnik nośności CBR po 4 dniach nasączenia wodą [%]	Wtórny moduł odkształcenia E_2 [MPa]
G1	$CBR \geq 10$	$E_2 \geq 80$
G2	$5 \leq CBR < 10$	$50 \leq E_2 < 80$
G3	$3 \leq CBR < 5$	$35 \leq E_2 < 50$
G4	$2 \leq CBR < 3$	$25 \leq E_2 < 35$

Nowością, którą przyjęto w katalogu jest obowiązek sprawdzenia i potwierdzenia w czasie robót, że podłoże gruntowe nawierzchni kwalifikuje się co najmniej do grupy nośności przyjętej w projektowaniu. Ocenę nośności należy przeprowadzić poprzez określenie wtórnego modułu odkształcenia E_2 na powierzchni podłoża gruntowego i porównanie, czy wyznaczona wartość odpowiada założonej grupie nośności podłoża, zgodnie z klasyfikacją podaną w tablicy 3. Jeżeli badania kontrolne wykażą, że grupa nośności podłoża gruntowego określona w czasie robót jest gorsza od przyjętej do projektowania konstrukcji nawierzchni i warstwy ulepszonego podłoża to należy przeprojektować dolne warstwy konstrukcji nawierzchni i warstwę ulepszonego podłoża z uwzględnieniem niższej nośności podłoża gruntowego nawierzchni. Jeżeli badania kontrolne wykażą zwiększoną nośność podłoża gruntowego w stosunku do założeń projektowych, to nie należy wprowadzać żadnych zmian w projekcie.

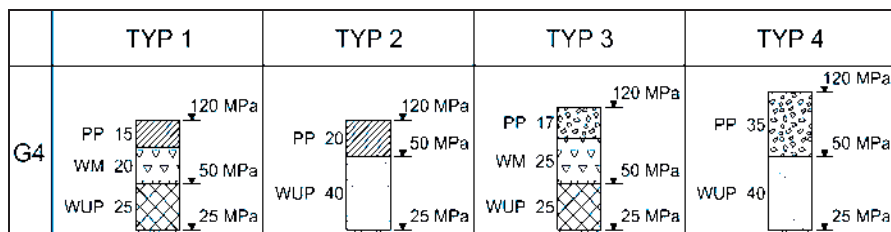
7. Warstwa ulepszonego podłoża i dolne warstwy konstrukcji nawierzchni

Podstawowe funkcje, jakie muszą spełniać dolne warstwy konstrukcji nawierzchni oraz warstwa ulepszonego podłoża to: odpowiednia nośność na poziomie spodu górnych warstw konstrukcji nawierzchni, odporność konstrukcji nawierzchni na powstawanie wysadzin oraz zapewnienie odpowiedniego odwodnienia wgłębnego. Wymagany poziom nośności musi być zapewniony zarówno w czasie budowy, jak i w całym okresie eksploatacji nawierzchni.

W katalogu z roku 1997 przewidziano identyczne wzmocnienia w przypadku różnych wymagań dotyczących wtórnego modułu odkształcenia (100 MPa i 120 MPa) oraz automatycznie utożsamiano występowanie grupy nośności G1 z osiągnięciem tych

wymagań. W związku z tym nie przewidywano wzmocnienia np. na podłożu gruntowym z piasków drobnych. W nowym katalogu zweryfikowano i wyeliminowano przedstawione uproszczenia i niedociągnięcia. Przeprowadzono obliczenia wielu układów wzmocnień z wykorzystaniem programu BISAR przyjmując model wielowarstwowej półprzestrzeni sprężystej. Dla każdej z dolnych warstw konstrukcji nawierzchni oraz dla warstwy ulepszonego podłoża przyjmowano odpowiednie wartości modułów sprężystości oraz współczynników Poissona. Celem przeprowadzonej analizy obliczeniowej było sprawdzenie czy założone układy warstw o przyjętych grubościach zapewniają osiągnięcie wymaganej nośności na powierzchni zarówno warstw dolnych konstrukcji, jak również na powierzchni warstwy ulepszonego podłoża o ile było konieczne. Wymagana wartość wtórnego modułu odkształcenia E_2 na poziomie warstwy ulepszonego podłoża wynosi $E_2 \geq 50$ MPa. Na powierzchni dolnych warstw konstrukcji nawierzchni: podbudowy pomocniczej (PP) i/lub warstwy mrozochronnej (MW) wymagana wartość E_2 zależy od kategorii ruchu. I tak dla kategorii ruchu KR1-2 wymagana wartość $E_2 \geq 80$ MPa, dla kategorii ruchu KR3-4 $E_2 \geq 100$ MPa, natomiast dla kategorii ruchu KR5-7 $E_2 \geq 120$ MPa.

Obliczenia przeprowadzono dla 14 różnych typów dolnych warstw konstrukcji nawierzchni oraz warstwy ulepszonego podłoża dla wszystkich grup nośności podłoża gruntowego od G4 do G1. Przykład typowych rozwiązań (Typy 1-4) dla kategorii ruchu KR5-7 i grupy nośności podłoża gruntowego G4 przedstawiono na rys. 3.



Rys. 3. Przykład typowych rozwiązań (Typy 1-4) dla kategorii ruchu KR5-7 i grupy nośności podłoża gruntowego G4

Obliczone grubości warstw porównywano z rozwiązaniami analogicznych warstw podanych w katalogach i metodach innych krajów. Zaproponowane typowe rozwiązania dały możliwość ujednoczenia technologii robót na projektowanym odcinku drogi w przypadku zmienności występującego podłoża gruntowego. Duży nacisk położono na wykorzystanie zróżnicowanych materiałów z mieszanek związanych i gruntów stabilizowanych spoiwami, a także mieszanek niezwiązanych oraz gruntów niewydzalinowych (naturalnych lub antropogenicznych). Zaproponowano rozwiązania zapewniające odpowiednie odwodnienie w głębie konstrukcji nawierzchni poprzez zastosowanie warstwy odsączającej, której funkcję może pełnić warstwa ulepszonego podłoża lub warstwa mrozochronna, jeśli zostaną wykonane z materiałów niezwiązanych o wymaganym współczynniku filtracji $k_{10} \geq 8$ m/dobę.

Podstawową nowością w zakresie warstw dolnych konstrukcji nawierzchni i warstwy ulepszonego podłoża w nowym katalogu, w porównaniu z katalogiem z 1997 r. jest możliwość wyboru rozwiązania projektowego spośród wielu wariantowych rozwiązań katalogowych. Ponadto przyjęte układy warstw są grubsze niż w katalogu z roku 1997, jednak zgodne ze współczesnymi rozwiązaniami stosowanymi w innych krajach, co zapewni wymagany poziom bezpieczeństwa konstrukcji.

8. Górne warstwy konstrukcji nawierzchni

W obliczeniach górnych warstw konstrukcji nawierzchni zastosowano metody mechaniczno-empiryczne. Naprężenia i odkształcenia obliczono według teorii wielowarstwowej półprzestrzeni sprężystej. W obliczeniach przyjęto, że oś pojedyncza przekazuje obciążenie poprzez dwa pojedyncze koła o śladzie zastępczym, kołowym o obciążeniu 50 kN i ciśnieniu kontaktowym 850 kPa, co jest dostosowaniem do obecnych trendów w zakresie pojazdów transportowych.

W przypadku nawierzchni podatnych jako główne kryteria zmęczeniowe stosowano kryteria: spękań „z dołu do góry” warstw asfaltowych z najnowszej metody amerykańskiej M-ENPDM AASHTO 2004 (patrz wzory 2 i 3) [8], deformacji trwałych z metody Instytutu Asfaltowego 1982 [19].

$$N_f = 7,3557 \cdot (10^{-6}) \cdot C \cdot k_1' \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3,9492} \cdot \left(\frac{1}{E}\right)^{1,281} \quad (2)$$

gdzie: N_f – liczba powtarzalnych obciążeń do wystąpienia spękań zmęczeniowych, na 50% całkowitej powierzchni pasa ruchu, k_1' – parametr określony w procesie kalibracji, zależny od grubości warstwy asfaltowej, ε_t – odkształcenie rozciągające w krytycznym punkcie, w przekroju pionowym nawierzchni, liczba bezwymiarowa, E – moduł sztywności warstwy asfaltowej, w MPa, C – współczynnik zależny od właściwości objętościowych mieszanki mineralno-asfaltowej, określony zależnością $C = 10^M$, przy czym

$$M = 4,84 \cdot \left(\frac{V_b}{V_a + V_b} - 0,69 \right) \quad (3)$$

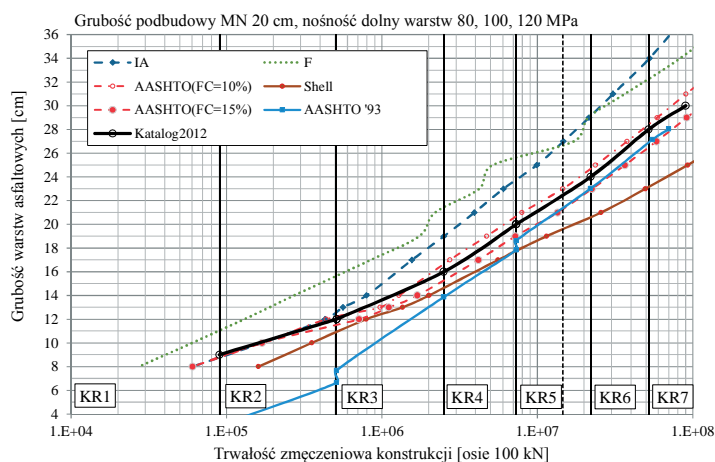
gdzie: V_b – efektywna zawartość asfaltu, % objętościowo, V_a – zawartość wolnych przestrzeni, % objętościowo.

Kryterium AASHTO 2004 przedstawione wzorami (2) i (3) podaje liczbę powtarzalnych obciążeń do wystąpienia spękań zmęczeniowych na 50% całkowitej powierzchni pasa ruchu. Można jednak obliczyć ilość obciążeń do wystąpienia dowolnego stopnia siatkowych spękań zmęczeniowych. Po analizach przyjęto następujące poziomy spękań zmęczeniowych: 10-20% dla nawierzchni na podbudowach z mieszanki niezwiązanej i 5-10% dla nawierzchni o podbudowach asfaltowych.

W przypadku nawierzchni półsztywnych uwzględniono dwie fazy pracy podbudowy zasadniczej związanej spoiwem hydraulicznym i dodatkowo stosowano kryterium spękań warstw związanych, z metody AASHTO 2004, znane jako kryterium Dempsey'a omówione przez Judyckiego [19].

Na podstawie wykonanych obliczeń i analiz, jak pokazano na przykładowym rys. 4, wszystkie przyjęte w katalogu [1] grubości górnych warstw konstrukcji nawierzchni odpowiadają 100% pokryciu przedziału obciążenia w poszczególnych kategoriach ruchu. Dodatkowo w obliczonych konstrukcjach zostały uwzględnione tolerancje wykonawcze poprzez odpowiednie zwiększenie grubości warstw asfaltowych w stosunku do wyników obliczeń.

Nowością w stosunku do katalogu z 1997 r. jest rozszerzenie ilości typowych układów górnych warstw konstrukcji z podbudową zasadniczą z mieszanki niezwiązanej, dodanie rozwiązań z podbudową zasadniczą w technologii recyklingu na zimno oraz uwzględnienie stosowania warstw porowatych w warstwach asfaltowych.



Rys. 4. Trwałości zmęczeniowe konstrukcji nawierzchni podatnej z podbudową z mieszanki niezwiązanej ($C_{90/3}$) i grubości 20 cm obliczone według różnych kryteriów zmęczeniowych. Ulepszone podłoże gruntowe i dolne warstwy konstrukcji o nośności 80, 100 i 120 MPa odpowiednio dla poszczególnych kategorii ruchu

9. Zakończenie

W zaktualizowanym katalogu typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych [1] wprowadzono nowe współczynniki przeliczeniowe na równoważne osie, dodatkową kategorię ruchu, wydłużono okres projektowy nawierzchni autostradowych i ekspresowych, istotnie zmieniono i rozszerzono sposoby wzmocnienia podłoża gruntowego, wprowadzono nowe materiały i materiały z recyklingu do rozwiązań typowych górnych i dolnych warstw konstrukcji oraz ulepszonego podłoża. Autorzy wyrażają przekonanie, że stosowanie nowego katalogu przyczyni się do uporządkowania terminologii w drogownictwie, co istotnie zmniejszy nieporozumienia w czasie budowy.

W przyjętych w nowym katalogu konstrukcjach nawierzchni zostały uwzględnione zapasy bezpieczeństwa w następujących elementach: w metodzie wyliczania ruchu, we właściwościach materiałowych warstw asfaltowych, we właściwościach materiałowych podbudów związanych spoiwem hydraulicznym, w metodyce przyjęcia konstrukcji, jako układu katalogowego oraz w uwzględnieniu tolerancji wykonawczych.

Literatura

- 1 Katalog typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych, Politechnika Gdańska, Katedra Inżynierii Drogowej, Gdańsk, 11.03.2013,
- 2 http://wilis.pg.gda.pl/index.php?option=com_content&task=blogsection&id=10&Itemid=63
- 3 https://www.gddkia.gov.pl/userfiles/articles/p/prace-naukowo-badawcze-po-roku-2_3432/Weryfikacja%20KataloguTNPiP_Etap4_final_11%2003%202013.pdf
- 4 Judycki J., Jaskuła P. Przyczyny i kierunki weryfikacji konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych. Drogownictwo 6 (2011) 183–188.
- 5 Judycki J. Porównanie grubości typowych nawierzchni podatnych i półsztywnych Polski i wybranych krajów Europy. Drogownictwo 5 (2012) 159–164.
- 6 Judycki J. Nawierzchnie podatne i półsztywne. Porównanie katalogów typowych konstrukcji. Magazyn Autostrady 5 (2012) 112–120.
- 7 Ryś D., Judycki J., Jaskuła P. Aktualizacja współczynników równoważności pojazdów ciężarowych i autobusów. Drogownictwo 7-8 (2011) 245–249.

- 8 Judycki J. Budowa i kalibracja modeli spękań zmęczeniowych warstw asfaltowych nawierzchni drogowych w mechanistyczno-empirycznej metodzie AASHTO 2004. *Drogi i Mosty* 4 (2011) 31–53
- 9 Judycki J. Modele spękań zmęczeniowych warstw asfaltowych nawierzchni drogowych w mechanistyczno-empirycznej metodzie AASHTO 2004. *Drogownictwo* 11 (2011) 343–347.
- 10 Jaczewski M., Judycki J. Adaptacja francuskich kryteriów zmęczeniowych do projektowania nawierzchni podatnych w warunkach polskich. *Drogownictwo* 5 (2012) 164–170.
- 11 Jaczewski M., Judycki J. Zastosowanie w warunkach polskich francuskiej metody projektowania nawierzchni asfaltowych o podbudowach związanych spoiwami hydraulicznymi. *Drogownictwo* 6 (2012) 199–203.
- 12 Judycki J., Alenowicz J., Dołżycki B., Jaskuła P., Pszczoła M. Nielad i brak spójności w polskiej terminologii nawierzchni podatnych i półsztywnych. *Drogownictwo* 11 (2012) 351–358.
- 13 Judycki J., Alenowicz J., Dołżycki B., Jaskuła P., Pszczoła M. Propozycja zmian terminologii drogowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych i jej zastosowanie w nowym katalogu. *Drogownictwo* 12 (2012) 405–410.
- 14 Judycki J., Jaskuła P., Pszczoła M., Ryś D., Jaczewski M., Alenowicz J., Dołżycki B., Stiens M. Analizy i projektowanie konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, 2014.
- 15 <http://gddkia.gov.pl/pl/a/3432/prace-naukowo-badawcze-po-roku-2009>
- 16 AASHTO Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, USA, 1993.
- 17 Corte J.F. i wsp. Conception et dimensionnement des structures de chaussée, LCPC, Francja, 1994.
- 18 Judycki J., Grajewska A. i wsp. Opracowanie zaleceń do obliczania współczynników równoważności obciążenia osi do projektowania nawierzchni podatnych i półsztywnych. PG, GDDKiA, Gdańsk, 2006.
- 19 Judycki J. Porównanie kryteriów zmęczeniowych do projektowania podatnych i półsztywnych nawierzchni drogowych w aspekcie nowego polskiego katalogu konstrukcji typowych (część 1). *Drogownictwo* 1 (1999) 5-18.

Development of new „Catalogue of typical flexible and semi-rigid pavement structures”

**Józef Judycki, Piotr Jaskuła, Marek Pszczoła, Mariusz Jaczewski, Dawid Ryś,
Jacek Alenowicz, Bohdan Dołżycki, Marcin Stiens**

Department of Highway Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Gdansk University of Technology, e-mail: jozef.judycki@wilis.pg.gda.pl

Abstract: This publication describes research and design works which were conducted at the Gdansk University of Technology for the purpose of development of new catalogue of typical flexible and semi-rigid pavement structures. The studies included: standardization of pavement structures terminology, study of foreign pavement structures catalogues and design methods, analysis of fatigue criteria for design of flexible and semi-rigid pavements, analysis of road traffic, based on weight in motion data, design of subgrade improvement, incorporation of new pavement materials, recycled and anthropogenic materials, determination of mechanistic parameters of materials and design of pavement structures using mechanistic-empirical methods of pavement design.

Keywords: catalogue of typical pavement structures, pavement design, subgrade, traffic load, terminology of pavements, road materials

Korelacje pomiędzy wytrzymałościami na ściskanie i rozciąganie dla betonów do nawierzchni dwuwarstwowych z eksponowanym kruszywem

Małgorzata Konopska-Piechurska¹, Wioletta Jackiewicz-Rek²,
Paweł Łukowski³

¹ TPA Sp. z o.o., Laboratorium badawcze w Pruszkowie,
e-mail: malgorzata.konopska-piechurskai@tpaqi.com

^{2,3} Politechnika Warszawska, e-mail: ¹w.jackiewicz-rek@il.pw.edu.pl, ²p.lukowski@il.pw.edu.pl

Streszczenie: W referacie przedstawiono wyniki badań betonów stosowanych do nawierzchni dwuwarstwowych z eksponowanym kruszywem. Przeprowadzono badania wytrzymałościowe: wytrzymałość na ściskanie, wytrzymałość na zginanie metodą obciążenia dwupunktowego oraz metodą obciążenia centrycznego (jednopunktowego), wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu na próbkach sześciennych oraz próbkach cylindrycznych. Badania wykonano dla dwóch betonów o maksymalnym nominalnym górnym wymiarze ziarn kruszywa D_{\max} 8 mm (beton stosowany do górnej warstwy nawierzchni betonowej - GWB) oraz D_{\max} 22 mm (beton używany do dolnej warstwy - DWB). Po analizie wykonanych badań ustalono korelacje pomiędzy wytrzymałością na ściskanie a wytrzymałością na rozciąganie określoną metodą wytrzymałości na zginanie oraz wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu dla badanych betonów stosowanych do nawierzchni betonowych dwuwarstwowych nawierzchni z eksponowanym kruszywem w zależności od zastosowanego D_{\max} .

Słowa kluczowe: wytrzymałość na rozciąganie, wytrzymałość na zginanie, zależności wytrzymałości betonu, dwuwarstwowe nawierzchnie betonowe z eksponowanym kruszywem

1. Wprowadzenie

W ostatnim czasie obserwuje się wzrost zainteresowania wykonywaniem autostrad i dróg ekspresowych w technologii dwuwarstwowej z eksponowanym kruszywem. Beton z eksponowanym kruszywem (z ang. EAC Exposed Aggregate Concrete), nazywany również „betonem płukanym”, charakteryzuje się szczególnym sposobem obróbki i wykończenia powierzchni betonu. Główne etapy wykonywania nawierzchni betonowych w technologii dwuwarstwowej, obejmują:

- Układanie mieszanki betonowej w dwóch warstwach za pomocą rozścielaczy,
- Pokrycie górnej warstwy betonu środkiem powierzchniowo czynnym - opóźniaczem wiązania,
- Teksturowanie powierzchni – mechaniczne usunięcie zaczynu cementowego z powierzchni za pomocą mechanicznych szczotek oraz rozpoczęcie pielęgnacji (preparatem powłokowym zabezpieczającym beton przed odparowaniem wody),
- Nacinanie, czyszczenie i wypełnianie szczelin dylatacyjnych [1].

Podstawowymi wymaganiami stawianymi betonom do nawierzchni drogowych są wymagania wytrzymałościowe [2]. Kluczowym parametrem nawierzchni betonowych decydującym o jej trwałości zmęczeniowej jest wytrzymałość betonu na rozciąganie.

Projektowanie nawierzchni betonowych w Polsce w znaczącej mierze opiera się na wymiarowaniu grubości płyty betonowej, porównując obliczone naprężenia rozciągające od obciążenia kołem i od różnicy temperatur z naprężeniami dopuszczalnymi, określonymi na podstawie wytrzymałości betonu na rozciąganie przy zginaniu oraz współczynnika bezpieczeństwa dla obciążeń powtarzalnych [3]. Dlatego bardzo ważną rolę na tym etapie odgrywa prawidłowe określenie wytrzymałości na rozciąganie. Zgodnie z Eurokodem 2 [4] i klasyfikacją podaną w normach PN-EN 13877-1 [5] i 13877-2 [6] rozróżnia się trzy sposoby określenia wytrzymałości na rozciąganie: wytrzymałość na rozciąganie osiowe (metoda nie znormalizowana), wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu (wg PN-EN 12390-5 [7]), wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu (wg PN-EN 12390-6 [8]).

Norma na nawierzchnie betonowe PN-EN 13877-1 [5] rozróżnia 10 klas ze względu na wytrzymałość na zginanie (od F2 do F10) i 15 klas ze względu na wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu (od S1,3 do S6). Jednocześnie norma nie wskazuje żadnych korelacji pomiędzy tymi parametrami, jak również w odniesieniu do wytrzymałości na ściskanie wg PN-EN 206-1 [9].

W literaturze spotykamy liczne próby określenia korelacji pomiędzy wytrzymałością na ściskanie, a wytrzymałościami na rozciąganie, jednak są to na ogół materiały przestarzałe, niedoprecyzowane (rodzaj próbek, metody badawcze), które były opracowywane ponad 20 lat temu. W związku z postępem technologii wytwarzania surowców, projektowania, produkcji mieszanki betonowej oraz wbudowywania i wykańczania powierzchni nawierzchni betonowej, istnieje potrzeba weryfikacji dotychczasowych modeli.

2. Zakres i metodyka badań

Głównym celem badań było określenie zależności pomiędzy wytrzymałością na rozciąganie przy zginaniu i rozłupywaniu, a wytrzymałością na ściskanie betonów stosowanych do nawierzchni dwuwarstwowych z eksponowanym kruszywem.

Uzyskanie aktualnych korelacji w tym zakresie, znacznie ułatwiłoby projektantom specyfikowanie właściwości parametrów jakościowych betonu oraz mogłoby poprawić i usprawnić kontrolę jakości.

Projektowanie i wykonywanie nawierzchni dwuwarstwowych z eksponowanym kruszywem jest zgodne z zasadami zrównoważonego rozwoju. Wykonanie nawierzchni w technologii dwóch warstw pozwala zróżnicować wymagane cechy betonu w zależności od warstwy. W związku z bezpośrednim oddziaływaniem czynników agresywnych na beton, takich jak: ścieranie, cykliczne zamrażanie i rozmrażanie, także w obecności środków odladzających – wysokie wymagania są stawiane betonowi przeznaczonemu do warstwy górnej nawierzchni (GWB). Wyższe wymagania dotyczące składu i oczekiwanych cech betonu wiążą się z wyższym kosztem produkcji, co jest zbędne w przypadku betonu do warstwy dolnej nawierzchni [1]. Dodatkowo różne grubości warstw nawierzchni w tej technologii, determinują maksymalne uziarnienie kruszywa, jakie może być zastosowane (GWB o grubości ok. 5 cm - D_{max} do 8 mm, DWB o grubości ok. 28 cm - D_{max} 22 mm).

Zależności wytrzymałości na ściskanie i wytrzymałości na rozciąganie mogą się różnie kształtować w zależności od kruszywa zastosowanego w danej warstwie D_{max} , w związku z tym dla takich dwóch typów mieszanek wykonane zostały badania.

W celu jak najlepszego odzwierciedlenia warunków panujących podczas produkcji badania wykonano na wytwórni mieszanki betonowej o produkcji ciągłej. Próbkę mieszanki betonowej do badań pobierano wg PN-EN 12350-1 [10] z bieżącej produkcji mieszanki betonu nawierzchniowego na drogę ekspresową. Badania wykonano dla dwóch rodzajów

betonu stosowanego do dolnej warstwy o maksymalnym wymiarze kruszywa do 22 mm i do górnej warstwy o maksymalnym wymiarze kruszywa do 8 mm. Dla każdego betonu wykonano pięć niezależnych pobranych i kompletów badań mieszanki betonowej:

- konsystencji metodą stopnia zagęszczalności wg PN-EN 12350-4 [11],
- zawartości powietrza metodą ciśnieniomierza wg PN-EN 12350-7 [12].

Po zaformowaniu próbki zostały spryskane środkiem zabezpieczającym przed odparowaniem wody, takim samym jaki jest używany do pielęgnacji nawierzchni. Następnie po 20 godzinach próbki były rozformowywane i umieszczane w wodzie w temperaturze $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$, gdzie były pielęgnowane do 28 dnia wg PN-EN 12390-2 [13].

Po 28 dniach od zaformowania zostały wykonywane badania betonu w poniższym zakresie:

- wytrzymałości na ściskanie wg PN-EN 12390-3 [14], na próbkach sześciennych o wymiarze $\# 150$ mm,
- wytrzymałości na zginanie metodą obciążenia dwupunktowego oraz obciążenia centrycznego wg PN-EN 12390-5 [7], na próbkach prostopadłościennych o wymiarach $150 \times 150 \times 700$ mm,
- wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu na próbkach sześciennych o wymiarze $\# 150$ mm i walcowych o wymiarach 150×300 mm wg PN-EN 12390-6 [8].

3. Założenia projektowe i składy mieszanek betonowych

Założenia projektowe oparte były na wymaganiach stawianych betonom do nawierzchni dwuwarstwowych z eksponowanym kruszywem i pokrywały się z wymaganiami Specyfikacji Technicznych dla drogi szybkiego ruchu wykonanej w tej technologii.

Założenia dla recepty do górnej warstwy betonu (GWB):

- klasa wytrzymałości - C35/45,
- klasa konsystencji - C1/C2,
- klasy ekspozycji - XF4, XM2,
- maksymalny wymiar kruszywa do 8mm,
- min. zawartość cementu 420 kg/m^3 .

Założenia dla recepty do dolnej warstwy betonu (DWB):

- klasa wytrzymałości - C35/45,
- klasa konsystencji - C1/C2,
- klasy ekspozycji - XF4,
- maksymalny wymiar kruszywa do 22 mm,
- min. zawartość cementu 380 kg/m^3 .

W receptach zastosowano cement portlandzki CEM I 42,5N-HSR/NA, kruszywo granitowe (frakcji 2/5 mm, 2/16 mm) i amfibolitowe (frakcji 5/8 mm, 16/22 mm) oraz domieszki upłynniające i napowietrzające. Mieszanki charakteryzowały się stosunkiem wodno-cementowym $w/c = 0,35$.

4. Wyniki badań

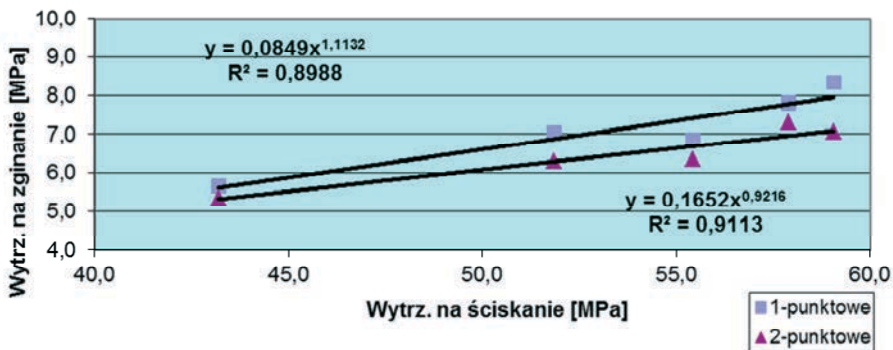
Wyniki badań mieszanki betonowej w trakcie trwania produkcji kształtowały się na poziomie:

- dla GWB o $D_{\max} 8$ mm – zawartość powietrza od 3,0% do 6,8 %, konsystencja C1/C2,

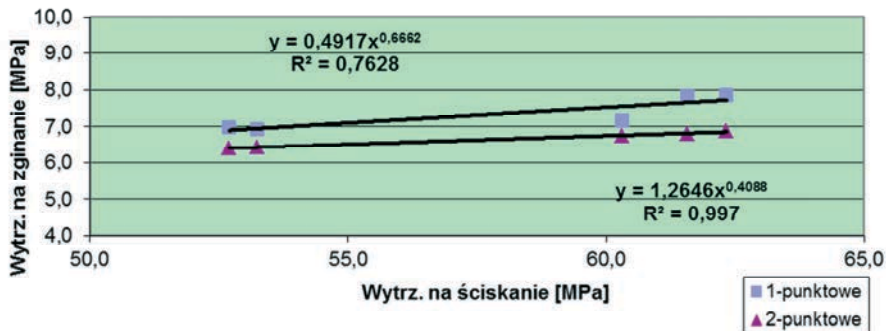
- dla DWB o D_{\max} 22 mm– zawartość powietrza od 3,6 % do 4,6%, konsystencja C1/C2.

Uzyskane duże rozrzuty zawartości powietrza z produkcji w mieszance betonowej miały bezpośredni wpływ na parametry wytrzymałościowe badanych betonów. Mieszanki betonowe o zawartości powietrza innej niż wymaganej w Specyfikacji Technicznej (poniżej 4,0% i powyżej 6,0%), nie były użyte do wykonywania nawierzchni, ale były dobrym materiałem w programie badawczym.

W wyniku przeprowadzonych badań określono zależność pomiędzy wytrzymałością na ściskanie a wytrzymałością na zginanie dla metody obciążenia centrycznego (1- punktowej) oraz dwupunktowej, które można było opisać funkcją potęgową. Uzyskane korelacje zestawiono na rysunku 1 dla betonu o D_{\max} 8 mm (GWB) oraz na rysunku 2 dla betonu o D_{\max} 22 mm (DWB).

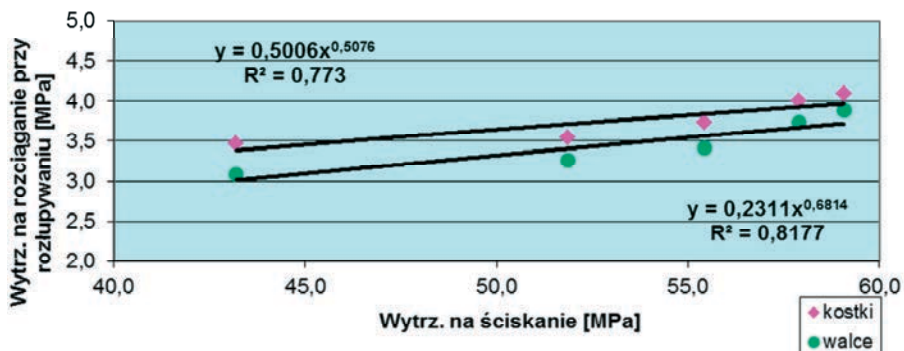


Rys. 1. Korelacje pomiędzy wytrzymałością na zginanie a wytrzymałością na ściskanie betonu o D_{\max} 8 mm (GWB)

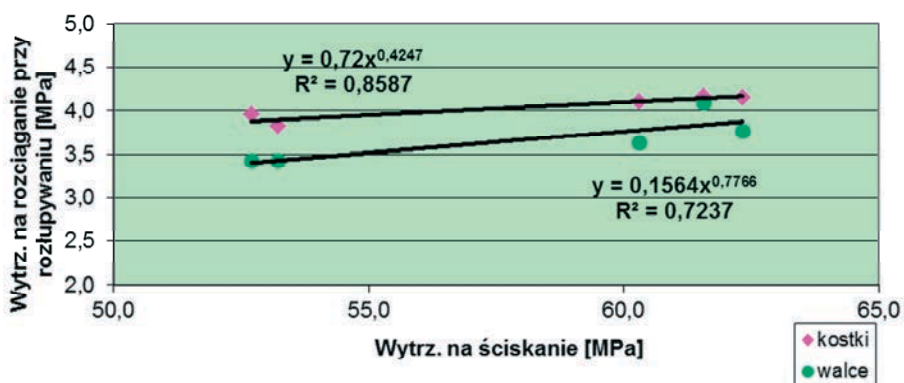


Rys. 2. Korelacje pomiędzy wytrzymałością na zginanie a wytrzymałością na ściskanie betonu o D_{\max} 22 mm (DWB)

W wyniku przeprowadzonych badań określono również zależności pomiędzy wytrzymałością na ściskanie a wytrzymałością na rozciąganie przy rozłupywaniu dla próbek sześciennych 150 mm oraz próbek cylindrycznych 150 x 300 mm, które również można było opisać funkcją potęgową. Uzyskane korelacje zestawiono na rysunku 3 dla betonu o D_{\max} 8 mm (GWB) oraz na rysunku 4 dla betonu o D_{\max} 22 mm (DWB).

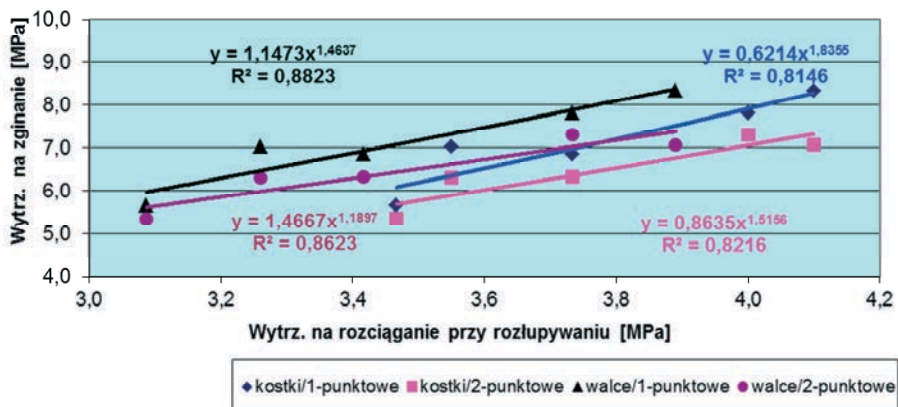


Rys. 3. Korelacje pomiędzy wytrzymałością na rozciąganie przy rozłupywaniu a wytrzymałością na ściskanie na betonie o D_{\max} 8 mm (GWB)

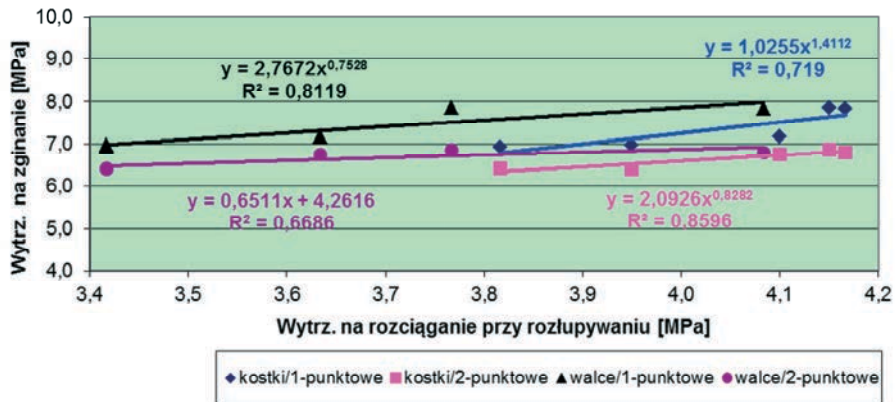


Rys. 4. Korelacje pomiędzy wytrzymałością na rozciąganie przy rozłupywaniu a wytrzymałością na ściskanie betonu o D_{\max} 22 mm (DWB)

Przeanalizowano również wpływ wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu do wytrzymałości na zginanie. Uzyskane korelacje potęgowe w zależności od zastosowanej metody badawczej (zginanie metoda obciążenia centrycznego lub dwupunktowego) oraz rodzaju próbek (próbki sześciennie lub cylindryczne) zostały przedstawione na rys. 5 dla recepty o D_{\max} 8 mm (GWB), oraz rys. 6 dla recepty o D_{\max} 22 mm (DWB).



Rys. 5. Korelacje pomiędzy wytrzymałością na zginanie a wytrzymałością na rozciąganie przy rozłupywaniu betonu o D_{\max} 8mm (GWB)



Rys. 6. Korelacje pomiędzy wytrzymałością na zginanie a wytrzymałością rozciągania przy rozłupywaniu na beton o D_{max} 22 mm (DWB)

Każdy przedstawiony punkt na wykresach jest średnią wytrzymałością uzyskaną podczas dnia produkcji mieszanki betonowej. Różnice pomiędzy poszczególnymi średnimi wynikami badań obrazują zmienny charakter produkcji na który wpływa zmienność parametrów składników, wilgotność, panujące warunki atmosferyczne oraz dokładności metod badawczych.

Uzyskane powyżej korelacje dla badanych betonów pokazują, iż wytrzymałość na rozciąganie badana różnymi metodami (rozciąganie przy rozłupywaniu, zginanie jedno- i dwupunktowe), jest w dużym stopniu skorelowana z wytrzymałością na ściskanie. Dlatego specyfikując cechy dla betonu użytego do nawierzchni z eksponowanym kruszywem, każdorazowo należy analizować poziom wymagań. Zwiększenie wymagań dotyczących wytrzymałości na rozciąganie wiąże się tym samym ze zwiększeniem wytrzymałości na ściskanie. Dodatkowo należy zwrócić uwagę na metodę badania wytrzymałości na rozciąganie, która nie zawsze jest jednoznacznie określona przez projektanta. Najwyższe wyniki wytrzymałości dla tego samego betonu uzyskuje się dla wytrzymałości na zginanie metodą centryczną, zgodnie z normą [7] ok 13 % wyższe niż w przypadku metody obciążenia dwupunktowego. Wyniki wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu są niższe niż wyniki wytrzymałości na zginanie i dodatkowo zgodnie z normą [8] wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu na próbkach sześciennych 150 mm są ok. 10% wyższe niż na próbkach cylindrycznych.

5. Podsumowanie i wnioski

Na podstawie przeprowadzonych badań wytrzymałości betonów stosowanych do nawierzchni dwuwarstwowych z eksponowanym kruszywem można wstępnie wnioskować, iż istnieją ściśle korelacje pomiędzy badanymi parametrami. W powyższej pracy przedstawiono dwie serie badań dla betonów w zależności od zastosowanego maksymalnego nominalnego górnego wymiaru ziarn kruszywa D_{max} 8 mm oraz D_{max} 22 mm. Korelacje określone w ramach niniejszego programu badawczego dotyczą jedynie standardowego zakresu wytrzymałości betonu użytego do budowy nawierzchni. Istnieje potrzeba rozszerzenia zakresu badań celem określenia korelacji w szerszym zakresie oraz potwierdzenie ich dla innych materiałów składowych używanych do recept betonów nawierzchniowych. Zweryfikowanie i potwierdzenie uzyskanych i zaproponowanych modeli w skali produkcyjnej znacznie ułatwiłoby, projektantom specyfikowanie wymagań dla betonów nawierzchniowych.

niowych, a wykonawcom skróciłoby czas opracowywania recept mieszanek betonowych i ułatwiłoby kontrolę jakości w czasie prowadzenia robót. Przedstawione korelacje pomiędzy wytrzymałościami dla betonów są poglądowym materiałem dla inwestorów i projektantów, którzy nieświadomie lub celowo zawyżają jakiś parametr (np. wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu klasa S4,0), nie zdając sobie sprawy z faktu, że należy wówczas zaprojektować beton o wytrzymałości na ściskanie na poziomie 80 – 90 MPa.

Literatura

- 1 Jackiewicz-Rek W., Konopska-Piechurska M., Zrównoważony rozwój technologii nawierzchni betonowych – aspekty funkcjonalne, Konferencja Dni Betonu, Wisła 2012.
- 2 Szydło A., Nawierzchnie drogowe z betonu cementowego, Polski Cement, 2004.
- 3 Glinicki M. A., Trwałość betonu w nawierzchniach drogowych. IBDiM, 2011.
- 4 PN-EN 1992 Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu.
- 5 PN-EN 13877-1:2013 Nawierzchnie betonowe–Część 1: Materiały.
- 6 PN-EN 13877-2:2013 Nawierzchnie betonowe–Część 2: Wymagania funkcjonalne dla nawierzchni betonowych.
- 7 PN-EN 12390-5:2011 Badania betonu. Część 5: Wytrzymałość na zginanie próbek do badania.
- 8 PN-EN 12390-6:2011 Badania betonu. Część 6: Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek do badań.
- 9 PN-EN 206-1:2003 Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
- 10 PN-EN 12350-1:2011 Badanie mieszanki betonowej. Część 1: Pobieranie próbek.
- 11 PN-EN 12350-4:2011 Badanie mieszanki betonowej. Część 4: Badanie konsystencji metoda oznaczania stopnia zęszczalności.
- 12 PN-EN 12350-7:2011 Badanie mieszanki betonowej. Część 7: Badanie zawartości powietrza. Metody ciśnieniowe.
- 13 PN-EN 12390-2 :2011 Badania betonu. Część 2: Wykonywanie i pielęgnacja próbek do badań, wytrzymałościowych.
- 14 PN-EN 12390-3: 2011 +AC:2012 Badania betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań.

Correlations between compressive strength and tensile strength of concrete for two-layers pavement with exposed aggregate

Małgorzata Konopska-Piechurska¹, Wioletta Jackiewicz-Rek²,
Paweł Łukowski³

¹ TPA Sp. z o.o., Laboratorium badawcze w Pruszkowie, e-mail: malgorzata.konopska-piechurskai@tpaqi.com

^{2,3} Politechnika Warszawska, e-mail: ¹w.jackiewicz-rek@il.pw.edu.pl, ²p.lukowski@il.pw.edu.pl

Abstract: In the paper the results of experiments on concrete pavement with exposed aggregate technology placed in two technological layers were presented. The following properties were measured: compressive strength, flexural strength by two methods: two-point loading and centre-point loading, tensile splitting strength of cubic and cylindrical samples. The study was performed for two type of concrete with a maximum aggregate size

D_{\max} 8 mm (concrete applied to the upper layer of concrete pavement - GWB) and D_{\max} 22 mm (concrete used for the bottom layer - DWB). After the analysis of the tests, the correlations between compressive strength and tensile strength, measured by flexural strength and tensile splitting strength, were determined for the used two-layers concrete pavement with exposed aggregate depending on applied D_{\max} .

Keywords: tensile strength, flexural strength, correlations between concrete strengths, concrete pavement with exposed aggregate

Granulat asfaltowy jako pełnowartościowy składnik mieszanki mineralno-asfaltowej

Piotr Koźlarek

TPA Sp. z o.o., Laboratorium Badawcze w Pruszkowie, e-mail: piotr.kozlarek@tpaqi.com

Streszczenie: Mieszanki mineralno-asfaltowe (mma) produkowane obecnie muszą spełniać szereg wymagań stawianych wyrobowi gotowemu. Obostrzenia stawiane przed mma zawierają się w europejskich normach wyrobu oraz polskich wytycznych technicznych. Polskie wytyczne techniczne ograniczają również możliwości związane ze stosowaniem granulatu asfaltowego, nie uwzględniając możliwości technicznych wytwórni mieszanek mineralno-asfaltowych (WMA). Wyróżnia się dwie główne metody dodawania granulatu asfaltowego w WMA: metoda na zimno oraz metoda na gorąco. W warunkach polskich metodą najczęściej stosowaną jest metoda na zimno, w tej metodzie granulat asfaltowy dodawany jest bezpośrednio do mieszalnika w odróżnieniu do metody na gorąco, która przewiduje wstępne ogrzanie granulatu asfaltowego w bębnie grzewczym. Dlatego podjęto próbę udowodnienia, iż mieszanka mineralo-asfaltowa zaprojektowana ze zwiększoną zawartością granulatu asfaltowego będzie w stanie konkurować z mma zaprojektowaną w 100% z nowych i nie pochodzących z recyklingu materiałów składowych. Zostały wytypowane dwa rodzaje mma do kategorii ruchu KR3-4 z przeznaczeniem do warstwy podbudowy oraz wiążącej. Wykonano referencyjne badanie typu bez dodatku granulatu asfaltowego oraz badania typu z jego użyciem w wysokości 15, 25 oraz 35%. Zastosowanym lepiszczem był asfalt drogowy 35/50, a program badań obejmował wykonanie badań parametrów objętościowych, badań powiązanych funkcjonalnie i funkcjonalnych każdej z mma.

Słowa kluczowe: asfalt, granulat asfaltowy, destruk, krzywa, trwałość, zmęczenie

1. Wprowadzenie

Warunki produkcji mieszanek mineralno-asfaltowych są ściśle określone, pozwala to na częściową ingerencję w sam proces produkcji, a co za tym idzie stwarzane są coraz lepsze możliwości stosowania do produkcji mma materiałów pochodzących z recyklingu. Tak jest w przypadku dodawania do produkcji granulatu asfaltowego. Przedsiębiorstwa zajmujące się produkcją maszyn do produkcji mieszanek mineralno-asfaltowych są w stanie coraz bardziej unowocześniać linię do produkcji mma w wytwórniach mas asfaltowych. Również polityka Unii Europejskiej nakierunkowana jest na możliwie najwyższe zapobieganie powstawania odpadów, minimalizację ich ilości oraz powtórne zastosowanie. Ponadto polityka UE stawia nacisk na obniżenie kosztów inwestycji drogowych i tym samym możliwie największe zastosowanie materiałów pochodzących z recyklingu. Te czynniki w dużej mierze były podstawą powstania projektu badawczego na podstawie którego podjęto próbę udowodnienia, że wraz ze wzrostem zawartości granulatu asfaltowego dodawanego do mma jako materiał pochodzący z recyklingu przy założeniu metody na zimno można uzyskać parametry wyjściowego gotowego produktu takie jak w przypadku mieszanek mineralno-asfaltowych wykonanych wyłącznie z nowych materiałów.

Zostały wytypowane dwa rodzaje mma: do w-wy podbudowy KR3-4, oraz do w-wy wiążącej KR3-4. Każda mma została wykonana jako referencyjna (bez dodatku granulatu asfaltowego), spełniająca wszystkie wymagania dla odpowiedniej kategorii ruchu. Następnie, również w porozumieniu z producentem mma oraz przedsiębiorstwami zajmującymi się budową urządzeń do produkcji mma została ustalona maksymalna ilość granulatu asfaltowego jaką można stosować w masowej produkcji mma. Wartość tą ustalono na poziomie 35% i zastosowano w projekcie. Dokonano wyboru środka adhezyjnego zaklasyfikowanego jako amina kwasów tłuszczowych, wypełniacza oraz asfaltu. Następnie wykonano mma z zastosowaniem granulatu asfaltowego.

Celem przeprowadzonych badań wykonanych dla 8 różnych mma było udowodnienie, iż jest możliwe wykonanie w pełni wartościowych mieszanek mineralno-asfaltowych, cechujących się odpowiednimi parametrami fizykomechanicznymi. Dodatkowo za cel przyjęto, aby każda z uzyskanych mma spełniała wymagania polskich wytycznych technicznych, a za kryterium porównawcze wybrano parametr wolnej przestrzeni w mma. Badania typu do warstwy podbudowy i wiążącej wykonano z następującymi zawartościami granulatu asfaltowego:

- AC 22 P 35/50 bez dodatku granulatu asfaltowego,
- AC 22 P 35/50 z dodatkiem 15% granulatu asfaltowego,
- AC 22 P 35/50 z dodatkiem 25% granulatu asfaltowego,
- AC 22 P 35/50 z dodatkiem 35% granulatu asfaltowego,
- AC 16 W 35/50 bez dodatku granulatu asfaltowego,
- AC 16 W 35/50 z dodatkiem 15% granulatu asfaltowego,
- AC 16 W 35/50 z dodatkiem 25% granulatu asfaltowego,
- AC 16 W 35/50 z dodatkiem 35% granulatu asfaltowego.

Program badań wymienionych powyżej mma zakładał:

- wytypowanie mma oraz materiałów składowych do badań,
- teoretyczne opracowanie składu poszczególnych mma,
- wykonanie referencyjnych mma celem oznaczenia zawartości wolnej przestrzeni,
- wykonanie próbek mma z użyciem granulatu asfaltowego celem oznaczenia zawartości wolnej przestrzeni,
- wykonanie próbek mma celem przeprowadzenia podstawowych badań powiązanych funkcjonalnie,
- wykonanie próbek mma celem przeprowadzenia badań funkcjonalnych.

2. Metodyka badawcza i przygotowanie próbek do badań

Metodyka badawcza została przyjęta zgodnie z polskimi wytycznymi technicznymi opartymi na normach europejskich serii 12697-x oraz 13108-x. Materiały przeznaczone do wykonania badań typu zostały pobrane zgodnie z PN-EN 932-1, następnie odpowiednio zabezpieczone i przygotowane do badań. Jako główny materiał wchodzący w skład badań typu przyjęto wapień. Z przygotowanych materiałów wykonano badania podstawowe:

- Gęstość kruszyw wg PN-EN 1097-6,
- Analizę sitową kruszyw wg PN-EN 933-1,
- Gęstość wypełniacza wg PN-EN 1097-7,
- Analizę sitową wypełniacza wg PN-EN 933-10,
- Oznaczenie penetracji asfaltów wg PN-EN 1426,
- Oznaczenie temperatury mięknięcia asfaltów metodą PiK wg PN-EN 1427,

- Oznaczenie powinowactwa między kruszywem i asfaltem wg PN-EN 12697-11,
- Oznaczenie zawartości lepiska rozpuszczalnego metodą różnicy mas w granulacie asfaltowym wg PN-EN 12697-1,
- Uziarnienie granulatu asfaltowego wg PN-EN 12697-2,
- Gęstość granulatu asfaltowego wg PN-EN 1097-6.

Przygotowane materiały składowe posłużyły do opracowania krzywych dla podstawowych badań typu do warstwy podbudowy i wiążącej (tzw. referencyjnych – nie zawierających granulatu asfaltowego) oraz określono maksymalny rozstęp wyników dla przeznaczonego do zastosowania granulatu asfaltowego. Kolejnym krokiem było wykonanie badań typu z zawartością 15% granulatu asfaltowego, następnie z zawartością 25% oraz 35%. Po wykonaniu serii badań określono rozstęp wyników oraz możliwości związane z jego zastosowaniem. Oszacowano, iż ilość granulatu asfaltowego jaką można zastosować do produkcji mma zawiera się na poziomie powyżej 60%.

3. Wyniki badań

Założeniem było utrzymanie parametrów wolnej przestrzeni na zbliżonym poziomie celem wykonania porównań wszystkich wariantów mma zarówno bez jak i z dodatkiem granulatu asfaltowego. Po ustaleniu składu mma i ustaleniu wspólnych dla wszystkich mma poziomów zawartości wolnej przestrzeni zgodnie z PN-EN 12697-35 wykonano szereg badań funkcjonalnych oraz powiązanych funkcjonalnie. Do warstw podbudowy i wiążącej stosowany był dodatek granulatu asfaltowego, który zgodnie z PN-EN 12697-35 podgrzany został do temperatury $110 \pm 5^\circ\text{C}$.

Tabela 1. Skład wyjściowy poszczególnych wariantów mma do warstwy podbudowy.

Lp.	Właściwość	Jednostka	Norma badawcza	Energia lub wskaźnik zagęszczenia	0% GA	15% GA	25% GA	35% GA
1	Całkowita zawartość asfaltu, B	[% masy]	-	-	4,0	4,0	4,2	4,2
2	Zawartość asfaltu nierozpuszczalnego, S	[% masy]	PN-EN 12697-1	-	3,8	3,8	4,0	4,0
3	Zawartość asfaltu nierozpuszczalnego	[% masy]	TP Asphalt – StB Teil 1	-	0,2	0,2	0,2	0,2
4	Gęstość (metoda A w wodzie) pmv	[Mg/m ³]	PN-EN 12697-5	2x75 uderzeń	2,557	2,570	2,542	2,557
5	Gęstość objętościowa $\rho_{\text{bssd mma}}$	[Mg/m ³]	PN-EN 12697-6	2x75 uderzeń	2,432	2,449	2,415	2,432
6	Zawartość wolnych przestrzeni w mma V_m	[% masy]	PN-EN 12697-8	2x75 uderzeń	4,9	4,7	5,0	4,9
7	Wypełnienie wolnych przestrzeni asfaltem VFB	[% masy]	PN-EN 12697-8	2x75 uderzeń	65,0	66,0	66,5	66,1
8	Zawartość wolnych przestrzeni w mm VMA	[% masy]	PN-EN 12697-8	2x75 uderzeń	14,0	13,8	14,5	14,4

Wyniki podstawowych parametrów jakie zostały otrzymane dla poszczególnych mma zostały przedstawione: w tabeli 1 dla warstwy podbudowy oraz w tabeli 2 dla warstwy wiążącej.

Na podstawie powyższej tabeli widać, iż założenie dotyczące parametru wolnej przestrzeni w mieszance mineralno-asfaltowej zostało spełnione. Parametr ten jest na zbliżonym poziomie w każdym z rozpatrywanych przypadków.

Tabela 2. Skład wyjściowy poszczególnych wariantów mma do warstwy wiążącej.

Lp.	Właściwość	Jednostka	Norma badawcza	Energia lub wskaźnik zagęszczenia	0% GA	15% GA	25% GA	35% GA
1	Całkowita zawartość asfaltu, B	[% masy]	-	-	4,6	4,6	4,6	4,6
2	Zawartość asfaltu nierozpuszczalnego, S	[% masy]	PN-EN 12697-1	-	4,4	4,4	4,4	4,4
3	Zawartość asfaltu nierozpuszczalnego	[% masy]	TP Asphalt – StB Teil 1	-	0,2	0,2	0,2	0,2
4	Gęstość (metoda A w wodzie) pmv	[Mg/m ³]	PN-EN 12697-5	2x75 uderzeń	2,522	2,534	2,531	2,540
5	Gęstość objętościowa ρ_{bssd} mma	[Mg/m ³]	PN-EN 12697-6	2x75 uderzeń	2,398	2,412	2,404	2,410
6	Zawartość wolnych przestrzeni w mma V_m	[% masy]	PN-EN 12697-8	2x75 uderzeń	4,9	4,8	5,0	5,1
7	Wypełnienie wolnych przestrzeni asfaltem VFB	[% masy]	PN-EN 12697-8	2x75 uderzeń	67,8	68,4	67,4	67,0
8	Zawartość wolnych przestrzeni w mm VMA	[% masy]	PN-EN 12697-8	2x75 uderzeń	15,3	15,2	15,5	15,4

Również w przypadku mieszanki mineralno-asfaltowej przeznaczonej do warstwy wiążącej parametr wolnej przestrzeni został uzyskany na zbliżonym poziomie.

3.1. Wyniki badań ITSR

Następnym etapem projektu było wykonanie badań funkcjonalnych oraz powiązanych funkcjonalnie wszystkich mma oraz weryfikacja otrzymanych wyników w celu ustalenia, czy mma z zastosowaniem większej zawartości granulatu asfaltowego cechuje się gorszymi parametrami, czy też nie. Dla wszystkich wariantów AC 16 W 35/50 oraz AC 22 P 35/50 wykonano zgodnie z PN-EN 12697-30 po osiem próbek do badań ITSR. Wytypowano 6 próbek celem odrzucenia tych, które cechowały się największymi różnicami w gęstości objętościowej oznaczonej zgodnie z PN-EN 12697-6. Następnie podzielono je na dwa zestawy, zestaw suchy został poddany kondycjonowaniu w warunkach otoczenia, natomiast zestaw mokry został poddany jednemu cyklowi zamrażania w temp. $-18^{\circ}\text{C}\pm 3^{\circ}\text{C}$. Wyniki badań ITSR otrzymane dla poszczególnych mma przedstawione zostały w tabeli 3.

Tabela 3. Zestawienie wyników badań ITSR mma podbudowy i wiążącej.

Lp.	Rodzaj mma	Zawartość granulatu asfaltowego w mieszance mineralnej, [%]	Wynik badania ITSR, [%]
1	AC 22 P 35/50 KR3-4	0,0	70
2	AC 22 P 35/50 KR3-4	15,0	70
3	AC 22 P 35/50 KR3-4	25,0	78
4	AC 22 P 35/50 KR3-4	35,0	78
5	AC 16 W 35/50 KR3-4	0,0	80
6	AC 16 W 35/50 KR3-4	15,0	80
7	AC 16 W 35/50 KR3-4	25,0	83
8	AC 16 W 35/50 KR3-4	35,0	86

Dodatek granulatu asfaltowego na poziomie 15% w przypadku badań ITSR zarówno w przypadku podbudowy jak i wiążącej wykonany wg PN-EN 12697-12 nie ma żadnego wpływu na odporność próbek asfaltowych na działanie wody i mrozu. Dopiero zawartość granulatu asfaltowego na poziomie 25% i 35% pokazuje wpływ granulatu asfaltowego na parametr ITSR. Parametr ITSR względem mma bez zawartości granulatu asfaltowego poprawił się.

3.2. Wyniki badań odporności na koleinowanie

Badanie koleinowania wykonano wg PN-EN 12697-22. Przygotowano po dwie płyty do badań dla każdej z ośmiu mma i poddano badaniom w temperaturze 60°C i 10⁴ cykli obciążeń kołem gumowym. Tabela 4 przedstawia wyniki proporcjonalnej głębokości koleiny PRD_{AIR} oraz nachylenia wykresu koleinowania WTS_{AIR} obydwu warstw.

Tabela 4. Zestawienie wyników badań koleinowania mma do warstwy podbudowy i wiążącej.

Lp.	Rodzaj mma	Zawartość GA w mieszance mineralnej, [%]	Wynik badania WTS _{AIR} , [mm/ltyś. cykli]	Wynik badania PRD _{AIR} , [%]
1	AC 22 P 35/50 KR3-4	0,0	0,17	6,7
2	AC 22 P 35/50 KR3-4	15,0	0,10	5,2
3	AC 22 P 35/50 KR3-4	25,0	0,23	7,9
4	AC 22 P 35/50 KR3-4	35,0	0,20	7,7
5	AC 16 W 35/50 KR3-4	0,0	0,15	6,7
6	AC 16 W 35/50 KR3-4	15,0	0,22	8,4
7	AC 16 W 35/50 KR3-4	25,0	0,20	8,2
8	AC 16 W 35/50 KR3-4	35,0	0,12	6,6

3.3. Wyniki badań zmęczenia

Badania trwałości zmęczeniowej oraz sztywności zostały wykonane dla mieszanki mineralno-asfaltowej bez dodatku granulatu asfaltowego jako punkt odniesienia celem porównania sztywności i trwałości zmęczeniowej oszacowanej dla mma z zastosowaniem granulatu asfaltowego. W przypadku badań trwałości zmęczeniowej oraz sztywności polskie wytyczne techniczne nie przewidują minimalnych bądź maksymalnych wymagań dla mma przeznaczonych do warstwy podbudowy i wiążącej. Wyniki badań trwałości zmęczeniowej oraz sztywności zostały przedstawione w tabeli 5.

Tabela 5. Zestawienie wyników badań trwałości zmęczeniowej i sztywności warstw podbudowy i wiążącej.

Lp.	Rodzaj mma	Zawartość GA w mieszance mineralnej, [%]	Sztywność, S [MPa]	Trwałość zmęczeniowa ε_6 [$\mu\text{m/m}$]
1	AC 22 P 35/50 KR3-4	0,0	12921	124
2	AC 22 P 35/50 KR3-4	15,0	14251	121
3	AC 22 P 35/50 KR3-4	25,0	12782	135
4	AC 22 P 35/50 KR3-4	35,0	9380	140
5	AC 16 W 35/50 KR3-4	0,0	11214	132
6	AC 16 W 35/50 KR3-4	15,0	11621	133
7	AC 16 W 35/50 KR3-4	25,0	10118	141
8	AC 16 W 35/50 KR3-4	35,0	10659	128

3.4. Wyniki badań odporności na pękanie w niskich temperaturach

Celem sprawdzenia właściwości niskotemperaturowych przedmiotowych mma z różnymi zawartościami granulatu asfaltowego wykonano badania odporności na pękanie w niskich temperaturach metodą TSRST wg PN-EN 12697-46. W tabeli 6 przedstawione zostały wyniki przeprowadzonych badań odporności na działanie niskich temperatur. Badanie to również nie jest badaniem wymaganym przez polskie wytyczne techniczne, ale biorąc pod uwagę specyfikę krajowego klimatu rodzaje asfaltów oraz same mma powinny być dobierane w odpowiedni sposób do stref klimatycznych panujących w Polsce.

Tabela 6. Zestawienie wyników badań odporności na pękanie w niskich temperaturach mma do warstw podbudowy i wiążącej.

Lp.	Rodzaj mma	Zawartość GA w mieszance mineralnej, [%]	Uszkodzenie w temperaturze, T_F [$^{\circ}\text{C}$]
1	AC 22 P 35/50 KR3-4	0,0	-18,8
2	AC 22 P 35/50 KR3-4	15,0	-24,0
3	AC 22 P 35/50 KR3-4	25,0	-19,3
4	AC 22 P 35/50 KR3-4	35,0	-23,9
5	AC 16 W 35/50 KR3-4	0,0	-22,1
6	AC 16 W 35/50 KR3-4	15,0	-22,2
7	AC 16 W 35/50 KR3-4	25,0	-21,6
8	AC 16 W 35/50 KR3-4	35,0	-21,9

4. Podsumowanie

Założeniem projektu było wykonanie 8 badań typu do dwóch warstw nawierzchni. Celem było wykazanie, iż mma ze zwiększoną zawartością granulatu asfaltowego może konkurować z mma wykonaną z nowych materiałów. We wszystkich ośmiu przypadkach udało się osiągnąć cel. W celu wykonania porównań otrzymanych badań typu ustalono, iż kryterium wspólnym dla wszystkich mma będzie zawartość wolnej przestrzeni Vm. Założono również, iż wszystkie krzywe mieszanek mineralno-asfaltowych muszą mieścić się w krzywych granicznych wymaganych przez polskie wytyczne techniczne. Ponadto powinny spełniać również ustalone w wytycznych technicznych wymagania dla poszczególnych parametrów do odpowiednich warstw. Na podstawie wykonanych badań udowodniono, iż jest możliwe spełnienie i zarazem utrzymanie odpowiednich parametrów mieszanek mineralno-asfaltowych wymaganych przez wytyczne techniczne.

Przeanalizowano wpływ dodatku granulatu asfaltowego na mieszanki mineralno-asfaltowe, zarówno na ich parametry podstawowe jak i na trwałość zmęczeniową, sztywność, odporność na działanie wody i mrozu oraz właściwości związane z odpornością na pękanie w niskich temperaturach.

Na podstawie przeprowadzonych badań laboratoryjnych, a także dokonanych obserwacji w trakcie ich wykonywania można wysunąć następujące wnioski:

- Możliwe jest wykonanie mieszanek mineralno-asfaltowych ze zwiększoną zawartością granulatu asfaltowego i utrzymanie parametrów zawartości wolnej przestrzeni na zbliżonym poziomie.
- Aby móc wykonać badanie typu ze zwiększoną zawartością granulatu asfaltowego granulat ten musi być jednorodny.
- Zwiększona zawartość granulatu asfaltowego nie wpływa negatywnie na parametr ITSR. Dotyczy to każdej z przebadanych mieszanek mineralno-asfaltowych.
- Zaobserwowano niewielką poprawę parametru ITSR dla każdej mma, która zawiera 25% lub więcej granulatu asfaltowego.
- Otrzymane wyniki badań koleinowania potwierdzają przydatność mma do warstwy podbudowy oraz wiążącej z dodatkiem granulatu asfaltowego w ilości 35% nawet do najwyższej kategorii ruchu.
- Dodatek granulatu asfaltowego na poziomie 15% do mma powoduje największe pogorszenie się parametrów zarówno WTSAIR jak i PRDAIR.
- Wzrost zawartości granulatu asfaltowego zarówno w warstwie podbudowy jak i w warstwie wiążącej nie powoduje spadku trwałości zmęczeniowej tych mma.
- Najwyższą sztywnością określoną wg PN-EN 12697-26:2012, załącznik B cechują się warianty mieszanki mineralno-asfaltowej do warstwy wiążącej i podbudowy wykonane z zastosowaniem granulatu asfaltowego w ilości 15%.
- W przypadku wykonanych badań sztywności wg PN-EN 12697-26:2012, załącznik B nie jest możliwe jednoznaczne określenie, że wraz ze wzrostem zastosowanej ilości granulatu asfaltowego następuje pogorszenie lub poprawa tego parametru.
- W przypadku mma do warstwy podbudowy jak i do warstwy wiążącej wzrost ilości granulatu asfaltowego nie pogorszył odporności tych mma na działanie niskich temperatur.
- Stosowanie granulatu asfaltowego w znacznym stopniu pozwala ograniczyć ilość świeżego asfaltu jaki jest konieczny do wykonania mieszanek mineralno-asfaltowych.
- Stosowanie granulatu asfaltowego do produkcji mma zapewnia jego możliwie najwyższe i pełnowartościowe wykorzystanie.
- W celu zastosowania w mma podwyższonej zawartości granulatu asfaltowego musi on zostać odpowiednio zabezpieczony po przejściu przez proces granulacji.
- Granulat asfaltowy powinien cechować się możliwie najniższą do osiągnięcia wilgotnością naturalną celem zapewnienia możliwie najwyższej wydajności pracy wytwórni mas asfaltowych.
- W przypadku zastosowania granulatu asfaltowego do mma do warstw podbudowy i wiążącej z zawartością 35% granulatu asfaltowego można ograniczyć ilość świeżego asfaltu nawet o 1,5% w stosunku do mma.
- Dodatek granulatu asfaltowego powoduje również oszczędności związane ze stosowaniem mniejszej ilości wypełniacza wapiennego.
- W przypadkach warstw podbudowy i wiążącej z udziałem granulatu asfaltowego ograniczono do zera stosowanie wypełniacza wapiennego.

- Stosowanie granulatu asfaltowego do produkcji mieszanek mineralno-asfaltowych pozwoli na znaczne ograniczenie stosowania nowych kruszyw, co pozwoli ograniczyć koszty produkcji.

Literatura

- 1 ZTV Asphalt-StB, Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt, 2007,
- 2 TL Asphalt-StB 07, Technische Lieferbedingungen für Asphaltmischgut für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen, FGSV, 2007,
- 3 TL Gestein-StB, Technische Lieferbedingungen für Gesteinskörnungen im Straßenbau, Blatt 10, 2004/Frassung 2007,
- 4 TL AG-StB 06 T Technische Lieferbedingungen für Asphaltgranulat, FGSV, 2006,

Recycled Asphalt Pavement (RAP) as a fully valuable component of the HMA mixes

Piotr Kozłarek

A Research Lab, TPA Sp. z o. o., e-mail: piotr.kozlarek@tpaqi.com

Abstract: Currently produced HMA mixes have to meet a certain requirements for a finished product. European product standards and Polish technical guidelines contain all relevant regulations and requirements regarding HMA. Polish technical guidelines WT 2-2010 reduce also the maximum amount of RAP in HMA without taking into consideration the technical capabilities of asphalt mixing plants. There are two main methods to introduce the RAP into HMA at the asphalt mixing plant: cold and hot method. The most popular method in Poland is the cold method, where the cold RAP is added directly to the mixer. According to hot method the RAP is first preheated by using special heating drum, and then added to the mixer. Therefore, an attempt was made to prove, that the HMA with increased content of RAP can compete with HMA made of 100% virgin material. Two HMA mixes designated for traffic category 3 to 4 were selected for further tests, namely asphalt base and binder course. Four variants of every mixture type were made with 0, 15, 25 and 35% of RAP. The virgin added binder was the unmodified asphalt type 35/50. The research plan included testing of each mixture's volumetric parameters, as well as, their performance-based and performance-related properties.

Keywords: recycled asphalt pavement, binder, durability, fatigue

Jednowarstwowa nawierzchnia asfaltowa. Zachodnie wymagania w Polskich realiach

Piotr Koźlarek

Laboratorium Badawcze, TPA Sp. z o.o., e-mail: piotr.kozlarek@tpaqi.

Streszczenie: Polska sieć drogowa w około 95% składa się z dróg samorządowych. Ich stan techniczny w odniesieniu do stanu sieci autostradowej i sieci dróg krajowych jest zdecydowanie gorszy. Brak środków finansowych to jedna z podstawowych przyczyn tego stanu. W związku z tym poszukuje się technologii, które pozwolą na wykonanie remontu/naprawy możliwie szybko i tanio. Jednowarstwowa nawierzchnia asfaltowa jest takim rozwiązaniem, oferując przy tym podwyższoną trwałość. Za zachodnią granicą technologia ta odnalazła swoją pozycję w przepisach technicznych pod nazwą „Asphalttragdeckschicht”, i została oznaczona jako AC 16 TD. W ścisłym tłumaczeniu hasło to oznacza „nośną ścieralną warstwę (warstwę podbudowy)”. Technologia nawierzchni jednowarstwowej polega na wbudowaniu jednej (pojedynczej) warstwy o grubości od 5 do 10 cm z mieszanki mineralno-asfaltowej, która łączy w sobie funkcje dwóch warstw – warstwy podbudowy oraz warstwy ścieralnej, dzięki czemu jest odporna na oddziaływanie czynników atmosferycznych oraz zapewnia nośność odpowiednią do obciążenia ruchem. Niedostateczne środki finansowe, brak możliwości kilkudniowego wyłączenia z użytkowania drogi wymagającej remontu stało się podstawą do wykonania w dniu 11 maja 2013r., odcinka o długości 220m w Pruszkowie k. Warszawy w technologii nawierzchni jednowarstwowej. Przedsięwzięcie to stało się podstawą do zdobycia nowych pozytywnych doświadczeń z zachodnią technologią użytą w standardowych polskich realiach.

Słowa kluczowe: asfalt, mma, nawierzchnia, uziarnienie, warstwa, wbudowywanie

1. Wprowadzenie

Mieszanka mineralno-asfaltowa (mma) AC TD, składa się przede wszystkim z asfaltu drogowego jako lepszycza oraz mieszanki mineralnej o uziarnieniu ciągłym. Mieszanka mineralno-asfaltowa jest rozkładana i zagęszczana w sposób wykorzystujący technologię na gorąco, a jej skład jest dobrany w taki sposób, aby zapewnić bezpieczną dla ruchu drogowego i odporną warstwę, która zarazem zawierać będzie niewielką zawartość wolnych przestrzeni. Jej szkielet mineralny oraz uziarnienie pod obciążeniem ruchem tylko w małym stopniu ulegają zmianie. Ta mieszanka mineralno-asfaltowa przeznaczona jest do jednowarstwowych nawierzchni dróg lokalnych i samorządowych o niższym natężeniu ruchu jak również do ścieżek rowerowych oraz dla dróg do ruchu pieszego. Wymagania dotyczące AC 16 TD zostały opisane szczegółowo w niemieckich dokumentach technicznych TL Asphalt-StB 07 i ZTV Asphalt-StB 07. W dokumentach tych zostały zebrane wszystkie parametry jakimi powinna cechować się mieszanka mineralno-asfaltowa przeznaczona do wykonania jednowarstwowej nawierzchni asfaltowej oraz nawierzchnia jednowarstwowa po wbudowaniu i zagęszczeniu na budowie. Wymagania dotyczące AC 16 TD na podstawie niemieckich przepisów TL Asphalt-StB 07 i ZTV Asphalt-StB 07 zostały przedstawione w tabeli 1.

Tabela 1. Wymagania dla AC 16 TD do jednowarstwowych nawierzchni.

Lp.	Opis-cecha	Jednostka	Wymagania wobec AC 16 TD
Materialy			
1	Kruszywo, zawartość ziaren o powierzchni przekruszonej i łamanej	[%]	C _{NR}
2	Lepiszcze, typ i rodzaj		70/100 50/70 160/220
Skład mieszanki mineralno-asfaltowej			
3	Uziarnienie, przechodzi przez sito		
	22,4 mm	[% m/m]	100
	16,0 mm	[% m/m]	90 – 100
	11,2 mm	[% m/m]	80 – 90
	2,0 mm	[% m/m]	30 – 50
	0,125 mm	[% m/m]	8 – 20
	0,063 mm	[% m/m]	6 - 11
4	Minimalna zawartość lepiszcza	[%]	B _{min} 5,4
5	Zawartość wolnych przestrzeni	[%]	V _{min} 1,0 V _{max} 3,0
Warstwa			
6	Grubość	[cm]	5,0 – 10,0
7	Wskaźnik zagęszczenia	[%]	≥97,0
8	Zawartość wolnej przestrzeni, V _m	[%]	≤6,5

Wymagania dotyczące kruszyw zostały szczegółowo opisane w załączniku A do TL Asphalt-StB 07. Do mieszank mineralno-asfaltowych typu AC 16 TD stosuje się ze względów przede wszystkim ekonomicznych asfalty drogowe niemodyfikowane, zazwyczaj są to 70/100 i 50/70. Ich zastosowanie uwarunkowane jest również możliwością wykorzystywania w Niemczech podczas produkcji takich mieszank granulatu asfaltowego pochodzącego z istniejących nawierzchni, który zawiera postarzony już technologicznie i eksploatacyjnie asfalt. Krzywe uziarnienia powinny zawierać się w przedziałach podanych w tabeli nr 1. Uziarnienie tego typu posiada charakter ciągły, nie mniej jednak charakteryzuje się zwiększoną zawartością grubych frakcji kruszyw, przez co taka mieszanka jest w stanie w ten sposób zapewnić zwiększoną odporność warstwy na niszczące oddziaływanie ruchu pojazdów. Minimalna zawartość asfaltu całkowitego B min wynosi 5,4 %, co ma za zadanie zapewnić odpowiednio niską zawartość wolnych przestrzeni w mieszance mineralno-asfaltowej oraz w warstwie po zakończeniu procesu wbudowywania i zagęszczania, a co za tym idzie odpowiednią trwałość ze względu na warunki atmosferyczne. Dodawanie granulatu asfaltowego powoduje zazwyczaj domknięcie mma poprzez większą zawartość frakcji drobnych jakie powstają w granulacie podczas procesów przetwarzania maszynowego (proces frezowania oraz granulacji).

Cechy charakterystyczne dla mma, takie jak odporność na koleinowanie, lub odporność na działanie wody i mrozu, nie są w Niemczech wymagane. Na podstawie wielu pozytywnych doświadczeń z eksploatacji tego typu nawierzchni uznano, iż odporność na odkształcenia trwale została zapewniona poprzez odpowiednio ustalone uziarnienie. Dodatkowo mieszanka AC 16 TD jest dedykowana i przeznaczona dla dróg lokalnych, które cechują się znacznie mniejszym natężeniem ruchu. Negatywne oddziaływanie wody i mrozu jest zdecydowanie niższe dla mieszank stosunkowo zamkniętych, do jakich należą

mieszanki mineralno-asfaltowe typu AC 16 TD. Technologia nawierzchni jednowarstwowej ze względów ekonomicznych w wielu przypadkach może być stosowana bez wykonywania frezowania profilującego. Ponadto dopuszcza się możliwość, a wręcz nakazuje rezygnację z wbudowywania warstwy wyrównawczej na starych, istniejących warstwach nawierzchni na których został przewidziany remont lub naprawa. Rezygnacja z procesu frezowania lub wykonania asfaltowej warstwy wyrównawczej może czasem wiązać się nieco gorszymi parametrami równości nawierzchni, co nie jest aż tak ważne przy remontach i naprawach dróg lokalnych.

2. Jednowarstwowa nawierzchnia asfaltowa.

Odcinek doświadczalny

W 2013r. w Pruszkowie k. Warszawy został wykonany pierwszy odcinek o długości 220 m w technologii nawierzchni jednowarstwowej przy użyciu mieszanki mineralno-asfaltowej AC 16 TD. Nawierzchnia asfaltowa została wykonana w oparciu o doświadczenia niemieckie. Mieszanka mineralno-asfaltowa została ułożona na istniejących warstwach asfaltowych po wcześniejszym odpowiednim ich oczyszczeniu, uzupełnieniu ubytków, a następnie skropieniu emulsją asfaltową. Istniejąca nawierzchnia przez długi okres czasu była poddawana wysokim obciążeniom związanym z lokalizacją Miejskiego Zakładu Oczyszczania i pobliską wytwórnią mieszanek asfaltowych (WMA). Nawierzchnia jest nadzorowana i zarządzana przez władze miasta, które niestety nie posiadało odpowiednich możliwości i środków finansowych, które mogłyby zostać przeznaczone na ten remont. Były one bardzo ograniczone, dlatego m. in. standardowa technologia nie mogła zostać zastosowana. Z uwagi na to zaczęto zastanawiać się nad znalezieniem rozwiązania alternatywnego, takiego które pozwoliłoby na wykonanie naprawy nawierzchni w tani i zarazem szybki sposób. Badanie typu mma AC 16 TD zostało opracowane zgodnie z niemieckim dokumentem technicznym TL Asphalt-StB 07, przy zastosowaniu drogowego asfaltu 50/70 oraz 13% granulatu asfaltowego, którego użycie pozwoliło na znaczne obniżenie kosztów wytworzenia mma.

Standardowa konstrukcja jaka zostałyby wykonana w realiach polskich wg obowiązujących w Polsce dokumentów technicznych składałaby się najprawdopodobniej z pakietu warstw (wiążąca + ścieralna, lub podbudowa + ścieralna) co stanowiłoby kosztowne rozwiązanie. Decyzja o wykonaniu jednowarstwowej nawierzchni asfaltowej już z założenia wyeliminowała jeden proces technologiczny jakim jest wykonanie nawierzchni asfaltowej w dwóch warstwach. Nawierzchnia „Asphalttragdeckschicht” ułożona została na grubość od 6 do 7 cm. Zastąpiła w ten sposób dwie klasyczne warstwy z betonu asfaltowego, wiążącą (wyrównawczą) oraz ścieralną. W opisywanym przypadku, ruch na przedmiotowym odcinku kwalifikowany był jak dla kategorii KR1-2, co niestety nie ma realnego odzwierciedlenia w rzeczywistości w stosunku do przenoszonych obciążeń. Było to przyczyną powstania w dotychczas istniejącej nawierzchni różnego rodzaju uszkodzeń oraz spękań przede wszystkim siatkowych. Głównie z uwagi na to powstał pomysł zastosowania technologii nawierzchni jednowarstwowej AC 16 TD, a najważniejszą ideą pomysłu było niestosowanie standardowych mma jak do kategorii ruchu KR1-2, ponieważ nie cechują się one właściwą odpornością na występujący na tej drodze ruch. Z uwagi na występujące podwyższone ryzyko związane z wykonaniem standardowych warstw asfaltowych, przyjęto za optymalne rozwiązanie technologię nawierzchni jednowarstwowej.

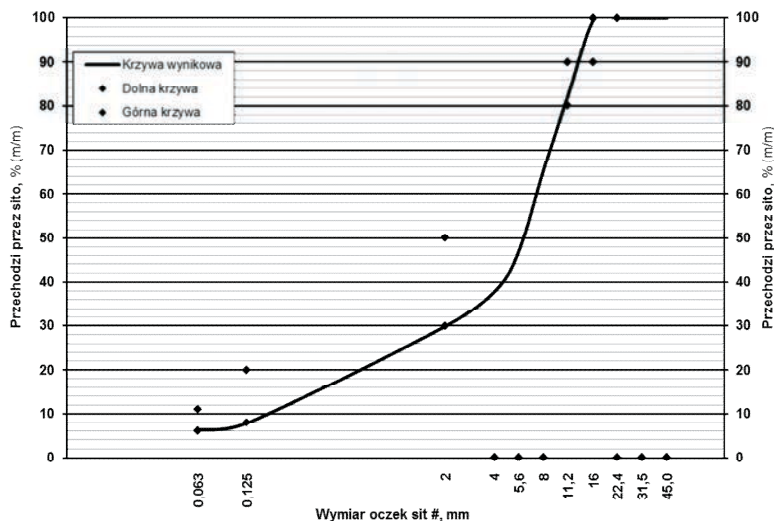
3. Badanie typu

Biorąc pod uwagę warunki obciążeniowe panujące na opisywanej ulicy zostało opracowane badanie typu dla mma, która miała spełniać wymagania określone zgodnie z TL Asphalt STB 07. Przede wszystkim mma powinna cechować się niską zawartością wolnych przestrzeni. Ponadto przy założeniu, iż mma miała zostać wbudowywana na docelową grubość warstwy od 6 cm do 7 cm postawiono wymaganie dodatkowe. Parametr odporności na deformacje trwałe powinien zostać uzyskany na zadowalającym poziomie (wartość parametru PRD_{AIR} poniżej 8%). Wszystkie parametry jakie zostały uzyskane dla badania typu mma AC 16 TD zostały przedstawione w tabeli 2.

Tabela 2. Parametry badania typu AC 16 TD.

Lp.	Opis-cecha	Norma badawcza	Energia lub wskaźnik zagęszczenia	Wynik badania typu	Kategoria wymagana
1	Zawartość asfaltu całkowitego B, [% m/m]	-	-	5,3	$B_{min}5,4$ $\alpha*B_{min}5,3$
2	Zawartość asfaltu rozpuszczalnego S (metoda obliczeniowa), [% m/m]	PN-EN 12697-1	-	5,1	-
3	Zawartość asfaltu nierozpuszczalnego, [% m/m]	TP Asphalt – StB Teil 1	-	0,2	-
4	Zawartość wolnych przestrzeni w mma V_m , [% objętości]	PN-EN 12697-8	2x50 uderzeń	1,7	$V_{min}1,0$ $V_{max}3,0$
5	Wypełnienie wolnych przestrzeni asfaltem VFB, [% objętości]	PN-EN 12697-8	2x50 uderzeń	87,9	-
6	Zawartość wolnych przestrzeni w mm VMA, [% objętości]	PN-EN 12697-8	2x50 uderzeń	13,9	-
7	Średnie nachylenie wykresu koleinowania WTS_{AIR} , [mm/10 ³ cykli]	PN-EN 12697-22	P98 - P100	0,1	WTS_{AIRNR}
8	Średnia proporcjonalna głębokość koleiny PRD_{AIR} , [%]	PN-EN 12697-22	P98 - P100	7,9	PRD_{AIRNR}
9	Splywność lepiszca D, [%]	PN-EN 12697-18	-	0,2	D_{NR}

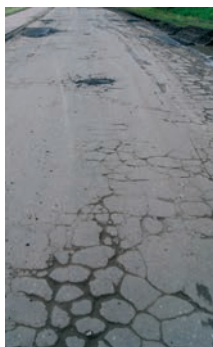
Wykonano kilka wariantów głównie związanych ze zmianą przebiegu krzywej uziarnienia w celu uzyskania najbardziej optymalnych jakościowo parametrów pod względem stabilności. Warianty te zostały wykonane z różnymi zawartościami granulatu asfaltowego oraz różnymi zawartościami asfaltu w stosunku do mieszanki mineralnej. Najbardziej optymalnym szkieletem mineralnym mma okazał się wariant, którego projektowana krzywa znalazła się tuż nad dolnymi punktami granicznymi wg TL Asphalt-StB 07, co przedstawione jest na wykresie 1.



Rys. 1. Krzywa uziarnienia mma AC 16 TD

4. Technologia nawierzchni jednowarstwowej w praktyce.

Podczas remontu zrezygnowano z procesu frezowania, podjęto również decyzję o nie stosowaniu wyrównawczej warstwy, z uwagi na fakt, iż istniejące nierówności były nie wielkie i nie powinny wpływać w znaczny sposób na wynikową równość warstwy co do której nie przewidziano jakichkolwiek wymagań. Zostały uzupełnione ubytki w istniejącej nawierzchni (Fot. 1.), po czym istniejąca nawierzchnia została oczyszczona, a następnie skropiona emulsją asfaltową w celu uzyskania właściwego połączenia między-warstwowego dla pakietu warstw istniejących i nowej nawierzchni.



Fot. 1. Nawierzchnia drogi przed wykonaniem skropienia

Do wykonania mieszanki AC 16 TD został wykorzystany dodatkowo stabilizator mastyksu podawany na WMA w formie granulatu w ilości 0,4% w stosunku do mma. Wydajność podczas produkcji mieszanki AC 16 TD z zastosowaniem dodatku granulatu asfaltowego w wysokości 13 % kształtowała się na poziomie 100 Mg/h. Całkowita ilość wyprodukowanej mma na potrzeby remontu wyniosła około 226 ton. Odcinek o szerokości około 6m na czas wbudowania został wyłączony z użytkowania co pozwoliło na wbudowanie mma bez wykonywania podłużnego połączenia roboczego (Fot. 2).



Fot. 2. Wbudowywanie i zagęszczenie warstwy

Podczas wbudowywania mma miała strukturę jednorodną nie wykazując przy tym żadnych negatywnych cech. Temperatura w trakcie rozkładania kształtowała się na poziomie około 165°C. Wbudowywanie jak i zagęszczanie przebiegało w standardowy sposób bez konieczności stosowania jakichkolwiek zmian w porównaniu do tradycyjnej warstwy ścieralnej. Do zagęszczania zostały zastosowane dwa walce o ciężarze 8 i 12 ton.

Cały odcinek został ukończony w ciągu kilku godzin od rozpoczęcia prac i jeszcze tego samego dnia, po częściowym wystudzeniu, oddany do eksploatacji. Wyniki badań jakie zostały uzyskane dla wbudowanej mma oraz zagęszczonej warstwy zostały przedstawione w tabeli 3.

Tabela 3. Zestawienie uzyskanych wyników badań wykonanych dla mma AC 16 TD.

Lp.	Opis-cecha	Norma badawcza	Energia lub wskaźnik zagęszczenia	Wynik badania	Kategoria wymagana
1	Zawartość asfaltu rozpuszczalnego S (metoda obliczeniowa), [% m/m]	PN-EN 12697-1	-	4,8	5,1±0,3
2	Zawartość wolnych przestrzeni w mma V _m , [% objętości]	PN-EN 12697-8	2x50 uderzeń	2,9	V _{min} 1,0 V _{max} 3,0
3	Wypełnienie wolnych przestrzeni asfaltem VFB, [% objętości]	PN-EN 12697-8	2x50 uderzeń	79,7	-
4	Zawartość wolnych przestrzeni w mm VMA, [% objętości]	PN-EN 12697-8	2x50 uderzeń	14,2	-
5	Średnie nachylenie wykresu koleinowania WTS _{AIR} , [mm/10 ³ cykli]	PN-EN 12697-22	-	0,18	WTS _{AIRNR}
6	Średnia proporcjonalna głębokość koleiny [PRD _{AIR} , %]	PN-EN 12697-22	-	6,3	PRD _{AIRNR}
7	Grubość, [cm]	TL Asphalt StB 07	-	od 6 do 7	5,0 – 10,0
8	Wskaźnik zagęszczenia, [%]	ZTV Asphalt StB 07	-	98,2	≥97
9	Zawartość wolnych przestrzeni w warstwie V _m , [% objętości]	ZTV Asphalt StB 07	-	4,7	≤6,5

Podczas wbudowywania mieszanka mineralno-asfaltowa wykazywała dobrą zagęszczalność, a sam proces zagęszczania przebiegał w sposób przewidywalny (zgodnie z założeniami produkcji).

5. Wnioski.

Po upływie czterdziestu dni od wykonania nawierzchni AC 16 TD w technologii jednowarstwowej wykonano inspekcję odcinka, która miała na celu przegląd stanu istniejącej nawierzchni (Fot. 3).



Fot. 3. Nawierzchnia drogi w technologii jednowarstwowej w trakcie eksploatacji.

Podczas przeglądu nawierzchni nie stwierdzono żadnych negatywnych cech dla nawierzchni w trakcie eksploatacji. Nie zauważono jakichkolwiek pęknięć, czy kolein od ruchu ciężkiego, zastano nawierzchnię w stanie bardzo dobrym. Kolejne oględziny wykonano w marcu 2014r. (po upływie zimy), wówczas również nie stwierdzono żadnych wad nawierzchni.

Biorąc pod uwagę dotychczasowe doświadczenia oraz otrzymane wyniki badań do zalet technologii jednowarstwowej nawierzchni typu AC 16 TD wykonanej w oparciu o niemieckie wymagania techniczne można zaliczyć przede wszystkim odporność na powstawanie odkształceń trwałych głównie ze względu na skład mieszanki oraz ekonomiczną efektywność w odniesieniu do standardowych mma wykonywanych w konstrukcji dwuwarstwowej. Ponadto istnieje możliwość rezygnacji z frezowania całkowicie lub częściowo, a także nie ma konieczności wykonywania warstwy wyrównawczej co uwarunkowane jest poziomem wymagań odnoszącym się do równości wyremontowanej nawierzchni. Podstawowym i zarazem koniecznym warunkiem do spełnienia jest uzyskanie jednorodnego zagęszczenia oraz homogenicznej warstwy. Do indywidualnego rozpatrzenia pozostają zagadnienia związane z prawidłowym przygotowaniem podłoża bazowego pod warstwę AC 16 TD i doprowadzenie go do odpowiedniego dla danych okoliczności stanu.

Dzięki wykonaniu przez firmę STRABAG Sp. z o.o. nawierzchni jednowarstwowej na ulicy S. Bryły w Pruszkowie w ścisłej współpracy z laboratorium badawczym TPA Sp. z o.o. wdrożono kolejną nową technologię do polskich realiów. Zachodnie wymagania odniesione do polskiej praktyki przy budowie i odnowie dróg lokalnych znalazły zastosowanie, a technologia nawierzchni jednowarstwowej okazała się być efektywną i nie skomplikowaną w polskiej rzeczywistości, a tym samym stanowi alternatywę dla napraw i remontów dróg samorządowych o niższych kategoriach obciążenia ruchem.

Literatura

- 1 Ruttmar I., Koźlarek P. Jednowarstwowa nawierzchnia asfaltowa AC 16 TD – odcinek doświadczalny w Pruszkowie, Prezentacja TPA, Seminarium JRS eSeMA 2014, Zakopane.
- 2 Graf-Bubesheim K. Jednowarstwowa nawierzchnia asfaltowa. Ekonomiczna koncepcja nawierzchni asfaltowej na drogach o średnim obciążeniu ruchem. Seminarium JRS eSeMA 2011, Zakopane.
- 3 Szymaniak K. JRS Polska Sp. z o.o. Jednowarstwowa nawierzchnia na drogach lokalnych. Materiały Budowlane nr 4 (2011) 50-51.
- 4 TL Asphalt-StB 07, Technische Lieferbedingungen für Asphaltmischgut für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen, FGSV (2013) 18.
- 5 ZTV Asphalt-StB 07, Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt, FGSV (2013) Blatt 10.
- 6 TL Gestein-StB, Technische Lieferbedingungen für Gesteinskörnungen im Straßenbau, Blatt 10, 2004/Frassung, FGSV (2007).

Monolayer asphalt pavement. Western requirements in Polish realities

Piotr Koźlarek

A Research Lab, TPA Sp. z o. o., e-mail: piotr.kozlarek@tpaqi.

Abstract: Polish road network is made up of 95% local roads. Their technical condition is much worse in comparison to motorways and national roads network. The lack of financial resources is one of the main reasons for this situation. That is why there is a continuous search for technologies, that allow for fast and cheap pavement repair or modernization. The monolayer asphalt pavement is such a solution offering in addition to cost effectiveness and shorter construction time, also an increased durability. Our western neighbors developed the technical regulations for this technology under the name "Asphalttragdeckschicht" which is marked as AC 16 TD. In direct translation "Asphalttragdeckschicht" means supporting wearing course / base layer. The monolayer asphalt pavement consists of a single layer with thickness between 5 to 10 cm made of HMA that links the functions of two layers – asphalt base course and asphalt wearing course. Thanks to this, the monolayer is resistant to environmental conditions and provides an adequate bearing capacity for a given traffic load. Insufficient funding and the impossibility to put the street out of operation were the bases for the investor's decision to build a 220m section of road pavement using the monolayer pavement technology in Pruszków near Warsaw. This project gave the possibility to learn and gain an experience with a new western technology applied to Polish reality.

Keywords: binder, HMA, surface, gradation, layer, laydown

Mieszanki mineralno-asfaltowe o obniżonej temperaturze produkcji z dodatkiem zeolitów

Jerzy Kukielka¹, Agnieszka Wozuk², Wojciech Franus³

^{1,2} *Katedra Dróg i Mostów, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: ¹jerzy.kukielka@pollub.pl, ²a.wozuk@pollub.pl*

³ *Katedra Geotechniki Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,
e-mail: w.franus@pollub.pl*

Streszczenie: W pracy przedstawiono i omówiono wstępne wyniki badań zastosowania zeolitów do obniżenia temperatury zagęszczania mieszanek mineralno-asfaltowych. Mieszanka referencyjna została zaprojektowana na warstwę wiążącą z betonu asfaltowego AC 16 W z asfaltem 35/50. Do badań wykorzystano dwa rodzaje zeolitów: zeolit naturalny klinoptilolit oraz zeolit syntetyczny NaP1. Optymalną ilość dodatku zeolitu określono na podstawie badań zagęszczalności w ubijaku Marshalla oraz w prasie żyratorowej. Możliwość obniżenia temperatury zagęszczania mieszanek mineralno-asfaltowych z dodatkiem zeolitu potwierdzają wyniki oznaczenia modułu sztywności oraz wodoodporności.

Słowa kluczowe: mieszanki mineralno-asfaltowe na ciepło, zeolit naturalny, zeolit syntetyczny, zagęszczalność

1. Wprowadzenie

Temperatura produkcji tradycyjnych mieszanek mineralno-asfaltowych (MMA) wynosi 140-200°C w zależności od rodzaju asfaltu [1]. Mieszanki mineralno-asfaltowe na ciepło (WMA - *Warm Mix Asphalt*) wykonuje się temperaturach technologicznych o 20-40°C niższych od tradycyjnych MMA, co przynosi szereg korzyści technologicznych, ekonomicznych i środowiskowych [2, 3]. Redukcja temperatury o 10°C to w przybliżeniu zmniejszenie o połowę emisji oparów i aerozoli [4]. Oprócz korzyści środowiskowych zmniejszenie emisji wycieków i aerozoli poprawia komfort pracy osób zatrudnionych przy produkcji i wbudowywaniu WMA. Lepsze warunki pracy przekładają się na wyższą wydajność i jakość wykonywanych prac. Niższa temperatura produkcji to także spowolnienie starzenia lepiszcza asfaltowego, co przeciwdziała usztywnieniu warstwy także z materiałami z recyklingu w trakcie produkcji.

Znanych jest ponad 20 technologii pozwalających obniżyć temperaturę produkcji i zagęszczania WMA [3]. Jednym ze sposobów jest spienienie asfaltu, które następuje na skutek jego kontaktu z wodą lub parą wodną wprowadzaną mechanicznie lub pod ciśnieniem. Obniżenie temperatury w WMA uzyskać można także poprzez zastosowanie podczas dozowania asfaltu do mieszanki mineralnej minerałów z grupy zeolitów.

Dotychczasowe badania WMA z dodatkiem zeolitu skupiają się na dwóch opatentowanych technologiach: Aspha-min i Advera. Syntetyczny zeolit w technologii Aspha-min zawiera około 21 % wody wagowo, która jest wydzielana w zakresie temperatur 85-182°C. W wyniku dodania zeolitu do mieszanki mineralnej jednocześnie z asfaltem, woda gromadzona w porach zeolitu, zaczyna się uwalniać. Proces parowania wody zeolitowej

prowadzi do ekspansji objętościowej spoiwa, efektem czego jest spienienie asfaltu i obniżenie jego lepkości dzięki czemu zwiększa się urabialność mieszanki i przyczepność do kruszywa w niższych temperaturach [5]. Zjawisko to trwa przez 2-3 godziny, przez co efekt zwiększonej urabialności trwa zarówno w trakcie produkcji, transportu jak i w budowywania mieszanki [6].

Dodany zeolit w recepcie WMA zastępuje część wypełniacza i w badaniach powinien być dokumentowany, jako wypełniacz [4, 7, 8]. W technologii Aspha-min zeolit dozuje się w ilości 0,3% w stosunku do masy WMA [5, 9]. Badania lepkości z dodatkiem różnych zeolitów wskazują na możliwość zastosowania w produkcji WMA również zeolitów naturalnych [10].

Zastosowanie zeolitu w technologii Aspha-min pozwala na obniżenie temperatury produkcji MMA o około 30°C, co przekłada się na oszczędność energii rzędu 9 kWh na 1 Mg wytworzonej mieszanki. Badania cyklu życia nawierzchni asfaltowej z WMA z dodatkiem zeolitu, wykazały łączny spadek wydobycia kruszyw, emisji gazów i zużycia energii o 13÷14% po dodaniu 15% destruktu asfaltowego (RAP) [11].

Ze względu na to, iż w wyżej opisanych technologiach brak jest informacji na temat szczegółowej budowy krystalicznej wybranych do badań minerałów zeolitowych, która ma bezpośredni wpływ na właściwości danego zeolitu, w niniejszej pracy do badań wybrano dwa typy zeolitów: zeolit naturalny klinoptilolit oraz zeolit syntetyczny Na-P1 otrzymany na bazie reakcji syntezy z popiołów lotnych [12,13].

2. Charakterystyka zeolitów

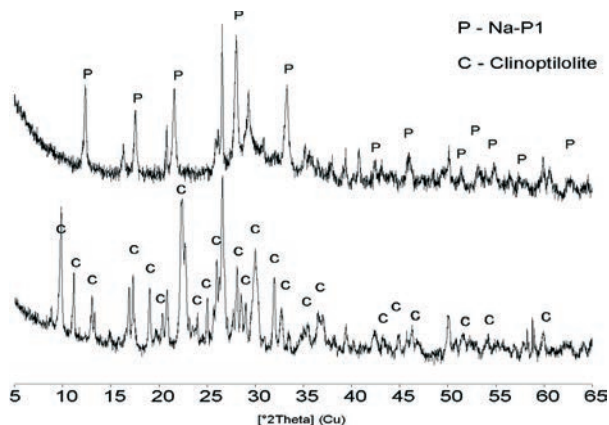
Skład mineralny zeolitów został określony za pomocą dyfraktometrii rentgenowskiej (XRD). Dyfraktogramy składu mineralnego zeolitu naturalnego (klinoptilolitu) oraz zeolitu syntetycznego (Na-P1) przedstawiono narys 1. Obecność faz zeolitowych określono w oparciu o charakterystyczne odległości międzypłaszczyznowe dla klinoptilolitu to refleksy ($d_{hkl} = 8,95; 7,94; 3,96; 3,90 \text{ \AA}$), a dla Na-P1 ($d_{hkl} = 7,10; 5,01; 4,10; 3,18 \text{ \AA}$). Skład mineralny dla materiału klinoptilolitowego uzupełniały niewielkie ilości opalu CT, kwarcu i skałeni potasowych [14]. Natomiast w przypadku materiału syntetycznego są to: mullit, kwarc i nieprzereagowane fragmenty szkliwa glinokrzemianowego. W obu przypadkach zawartość faz zeolitowych wynosiła około 80% obj.

Morfologicznie klinoptilolit występuje w postaci płytek o rozmiarach 20-30 μm , niekiedy w obrazach mikroskopu skaningowego SEM zaznacza się ich heksagonalny kształt (rys. 2A). Natomiast zeolit typu Na-P1 tworzy agregaty płytkowe, których rozmiary wahają się od 1 do 3 μm . (rys. 2B).

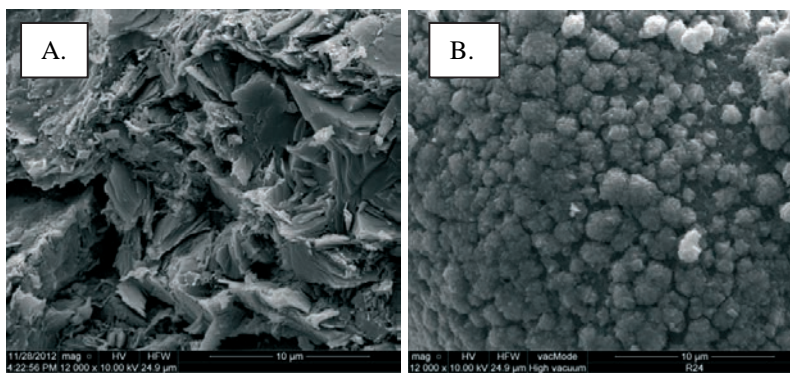
Rozkład wielkości ziaren obu materiałów zeolitowych wybranych do badań przedstawia rys. 3. Krzywa uziarnienia zeolitu Na-P1 reprezentuje modalny rozkład cząstek zeolitu z maksimum średnicy 25 μm . W przypadku zeolitu naturalnego występuje rozkład bimodalny, z pierwszym maksimum dla średnicy 25 μm i drugim dla cząstek o wymiarach 300 μm .

Wyraźne różnice widoczne są również w właściwościach teksturalnych obu materiałów (Tabl. 1). Materiał zeolitowy typu Na-P1 posiada prawie 4-krotnie większą powierzchnię właściwą (86,8 m^2/g) niż klinoptilolit (18,3 m^2/g). Zeolit syntetyczny posiada również większy udział mezoporów w stosunku do naturalnego. Praktycznie wszystkie parametry teksturalne są zdecydowanie wyższe dla Na-P1 w stosunku do klinoptilolitu.

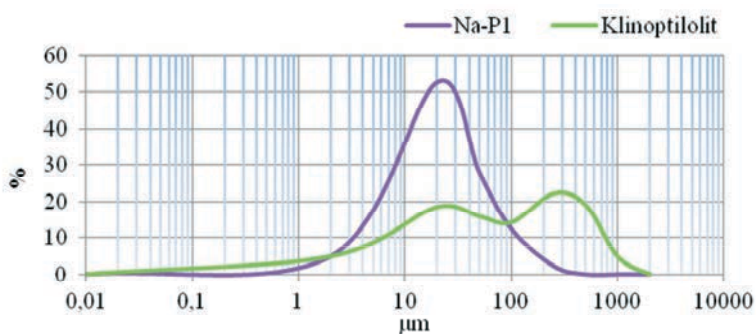
Zeolit typu Na-P1 charakteryzuje się również większą gęstością (2,319 g/cm^3) niż klinoptilolit (2,135 g/cm^3).



Rys. 1. Dyfraktogramy składu mineralnego materiałów zeolitych



Rys. 2. Mikrofotografie SEM zeolitów wybranych do badań (powiększenie 12 000x. A – Klinoptilolit; B – Na-P1)



Rys. 3. Rozkład wielkości cząstek zeolitów

Tabela 1. Parametry teksturalne kinoptilolitu i NaP1

Materiał	S_{BET} m ² /g	V_{mic} cm ³ /g	S_{mic} m ² /g	V_{mes} cm ³ /g	S_{mes} m ² /g	D_p nm
Klinoptilolit	18,3	0,05	7,68	0,0046	10,65	10,5
Na-P1	86,8	0,32	32,84	0,0143	54,01	11,6

gdzie: S_{BET} – powierzchnia właściwa, V_{mic}/V_{mes} – objętość mikroporów/objętość mezoporów, S_{mic}/S_{mes} – powierzchnia mikroporów/powierzchnia mezoporów, D_p – średni promień porów

3. Ustalenie receptury WMA

Biorąc pod uwagę zalecane postępowanie dotyczące ilości wody niezbędnej do spienienia asfaltu (optymalnie około 2,5%) wstępnie ustalono 1% dodatek zeolitu w stosunku do masy WMA. Wartość ta jest właściwa w przypadku zawartości asfaltu w WMA wynoszącej 4,5%. Dozowanie zeolitu nasączonego wodą w zależności od pochodzenia było różne i zależne od jego nasiąkliwości. Dodatek zeolitu naturalnego przy zawartości w nim wody 50% powinien wynosić 0,2% (m/m), natomiast zeolitu syntetycznego przy nasiąkliwości 160% - 0,07% (m/m) w stosunku do WMA (Tabl. 2).

Tabela 2. Dozowanie zeolitu na podstawie ilości wody niezbędnej do spienienia asfaltu w MMA o zawartości asfaltu 4,5%

Rodzaj zeolitu (naturalny - N, syntetyczny - S)	Nasączony [%]		Nienasączony [%]
	(N)	(S)	(N) i (S)
Wilgotność	50	160	10
Dodatek	0,20	0,07	1,13
Zawartość zeolitu w stosunku do asfaltu	5,00	1,75	25,0
Zawartość wody w stosunku do asfaltu	2,50	2,63	2,50

Skład mieszanki mineralnej bez zeolitu ustalony został metodą krzywych granicznych. Projektowana recepta przeznaczona jest na warstwę wiążącą z betonu asfaltowego KR 3÷4 z asfaltem 35/50 (AC 16 W 35/50) przedstawiono w tabl. 3.

Tabela 3. Skład AC 16 W 35/50

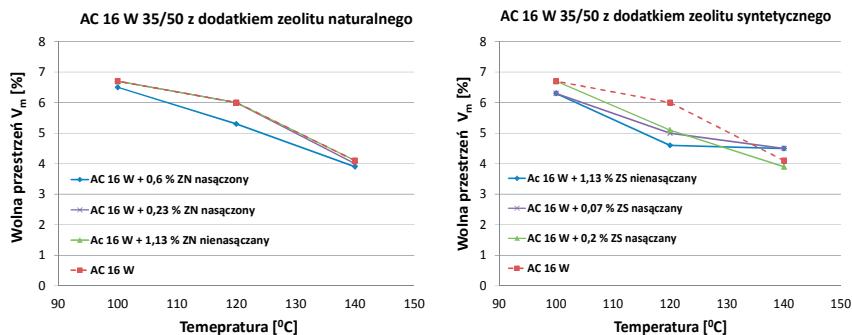
Nazwa składnika mieszanki	Udział w mieszance [%]	
	MM	MMA
Wypełniacz dodany	3	2,9- zeolit*
Kruszywo drobne niełamane 0/2	12	11,4
Kruszywo o ciągłym uziarnieniu łamane 0/4	22	21,1
Kruszywo grube 2/8	18	17,2
Kruszywo grube 8/11	24	23
Kruszywo grube 11/16	20	19,1
Asfalt 35/50	4,5	4,5
Zeolit		od 0,07 do 1,13

* Ilość wypełniacza jest pomniejszana o % dodatek zeolitu.

4. Wykonanie próbek z AC 16 W 35/50

Zbadano wpływ ilości dodatku zeolitu na zagęszczalność WMA w różnych temperaturach na próbkach wykonanych w ubijaku Marshalla oraz w prasie żyratorowej. Optymalną ilość dodatku modyfikatora określono na podstawie zawartości wolnych przestrzeni w próbkach z WMA w odniesieniu do ich zawartości w próbkach referencyjnych z MMA.

Próbki Marshalla z dodatkiem zeolitu naturalnego i syntetycznego nienasączonego oraz nasączonego, dozowanego w stosunku do masy WMA wykonano zgodnie z procedurą zagęszczania opisaną w normie [15], a uzyskane wyniki podano na rys. 4. Temperatura zagęszczania mieszanki referencyjnej została przyjęta na podstawie rodzaju stosowanego asfaltu – $140^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ [16]. Próbki walcowe o wysokości 63 mm zagęszczano stosując po 75 uderzeń na stronę.

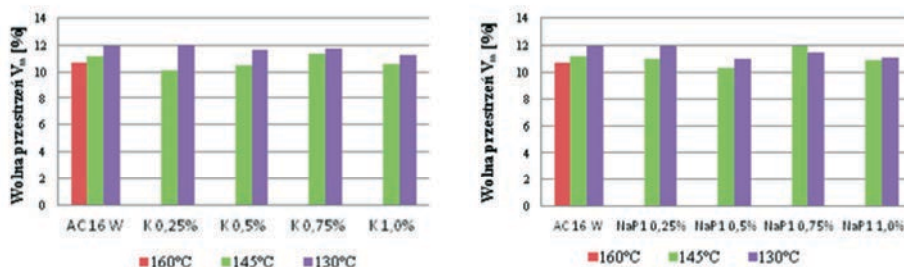


Rys. 4. Zawartość wolnych przestrzeni w próbkach z AC 16W 35/50 ze zmiennym dodatkiem zeolitu w zależności od temperatury zagęszczania

Jest widoczna wyraźna różnica uzyskanej zawartości wolnej przestrzeni w zależności od rodzaju zeolitu. Obniżenie temperatury w stosunku do mieszanki referencyjnej o 20°C uzyskano dozując 1,13% zeolitu syntetycznego nienasączonego. Wstępnie przeprowadzone badania wykazały, że zastosowanie zeolitu naturalnego nasączonego i dozowanego w ilości 0,6% pozwala na obniżenie temperatury o około 10°C.

Warunki badań zagęszczalności WMA z dodatkiem zeolitów wykonane w prasie żyrtorowej ustalono na podstawie normy [17]. Przed rozpoczęciem badania formę o średnicy 100 mm wygrzewana w suszarce laboratoryjnej w temperaturze zagęszczania przez 2 godziny. Gorąca mieszanka przed badaniem zagęszczalności była termostatowana w formie w suszarce laboratoryjnej przez 30÷45 minut. Kąt wychylenia przyjęto 1,25°, nacisk pionowy 600 kPa, szybkość obracania osi podłużnej – 30 obrotów/minutę, liczbę obrotów – 100. Temperatura zagęszczania mieszanki referencyjnej została przyjęta odpowiednio do rodzaju stosowanego asfaltu – 160°C [15]. Próbki z różnymi dodatkami zeolitów zagęszczano w temperaturze 145°C i 130°C.

Analiza zawartości wolnych przestrzeni, określonych na podstawie geometrycznej gęstości objętościowej po 100 obrotach prasy żyrtorowej, potwierdza możliwość obniżenia temperatury zagęszczania WMA przez dodatek zeolitów (rys.5).



Rys. 5. Zawartość wolnej przestrzeni w próbkach z AC 16 W 35/50 zagęszczonych w prasie żyrtorowej z zastosowaniem klinoptilolitu (K) i zeolitu syntetycznego NaP1

Zawartość wolnych przestrzeni w próbkach zagęszczanych w 145°C z optymalną ilością zeolitu jest niższa o 0,2÷0,6% niż w MMA referencyjnej zagęszczanej w 160°C. W przypadku zagęszczania w 130°C wyniki są porównywalne do próbek referencyjnych badanych w 145°C. Najlepsze wyniki osiągnęte były przy zastosowaniu 0,5% dodatku zeolitu Na-P1 oraz 1,0% dodatku klinoptilolitu w stosunku do masy MMA.

Wyniki badań próbek z AC 16 W 35/50 z zastosowaniem zeolitów naturalnych i syntetycznych

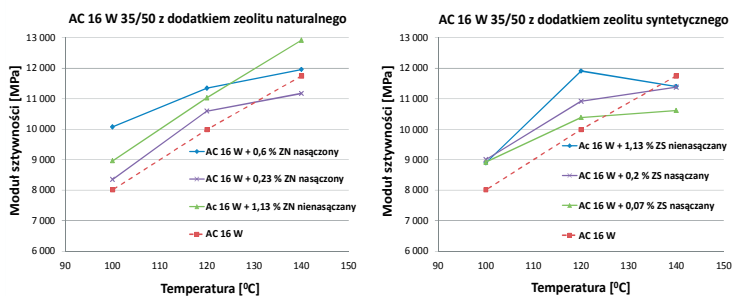
W celu sprawdzenia właściwości WMA z dodatkiem zeolitu na próbkach wykonanych w ubijaku Marshalla zbadano moduły sztywności, określono ich odporność na działanie wody i mrozu oraz stabilność według Marshalla.

Moduły sztywności próbek Marshalla określono metodą rozciągania pośredniego. Po zakończonym badaniu próbki te były nasączone wodą i poddane jednemu cyklowi zamrażania i odmrażania, zgodnie z procedurą opisaną w WT-2 [16]. Na kondycjonowanych próbkach ponownie określono moduł sztywności. Odporność na działanie wody i mrozu obliczono na podstawie wskaźnika ITSMR zdefiniowanego jako:

$$ITSMR = \frac{ITSM_2}{ITSM_1} \quad (1)$$

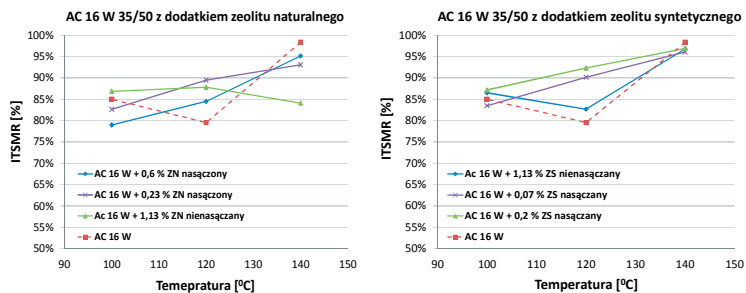
$ITSM_2$ – średni moduł sztywności próbek kondycjonowanych,
 $ITSM_1$ – średni moduł sztywności próbek bez kondycjonowania.

Uzyskane wartości modułów sztywności w temperaturach mniejszych od 140°C z dodatkiem zeolitów są większe od próbek referencyjnych. Najlepsze wyniki na próbkach zagęszczanych w temperaturze 120°C uzyskano przy dodatku 1,13% zeolitu syntetycznego oraz 0,6% zeolitu naturalnego nasączonego (rys. 6).



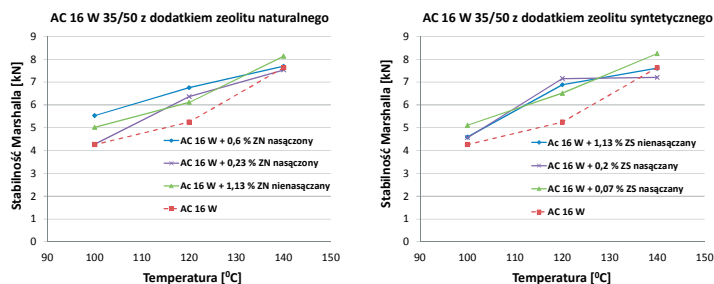
Rys. 6. Moduł sztywności w temperaturze 10°C próbek z AC 16W 35/50 ze zmiennym dodatkiem zeolitu w zależności od temperatury zagęszczania

Odporność na działanie wody i mrozu próbek z różnym dodatkiem zeolitu NaPl w temperaturach 100°C i 140°C jest zbliżona do próbek referencyjnych. Wyraźne różnice występują w temperaturze 120°C, w której niezależnie od ilości dodawanego zeolitu wynik ITSMR jest znacząco większy od próbek referencyjnych (rys. 7).



Rys. 7. Odporność na działanie wody i mrozu ITSMR próbek z AC 16W 35/50 ze zmiennym dodatkiem zeolitu w zależności od temperatury zagęszczania

Wyniki oznaczania stabilności metodą Marshalla przedstawia rys. 8. Dodatek zeolitu naturalnego i syntetycznego do MMA poprawia stabilność niezależnie od temperatury zagęszczania.



Rys. 8. Stabilność Marshalla próbek z AC 16W 35/50 ze zmiennym dodatkiem zeolitu w zależności od temperatury zagęszczania

W przypadku temperatury zagęszczania 120°C przy dodatku 1,13% zeolitów syntetycznych nienasączonych oraz 0,6% zeolitu naturalnego nasączonego uzyskano stabilność 6,8 kN, co w porównaniu do próbek referencyjnych stanowi przyrost o około 30%.

5. Wnioski

Na podstawie wyników badań próbek wykonanych w ubijaku Marshalla można stwierdzić, że rodzaj zeolitu oraz ilość wody w nim zawartej ma bezpośredni wpływ na uzyskiwany efekt obniżenia temperatury zagęszczania WMA. Próbkę zagęszczaną w temperaturze 120°C po dodaniu optymalnych ilości zeolitu posiadają zbliżone cechy fizykomechaniczne do próbek referencyjnych MMA zagęszczanych w temperaturze 140°C.

Wstępne badania zagęszczalności w prasie żyratorowej wykazały możliwość obniżenia temperatury zagęszczania MMA o 15°C, przy zastosowaniu 1% dodatku klinoptilolitu oraz 0,5% dodatku zeolitu Na-P1 bez dodatkowego nasączenia.

Podziękowania

Badania były finansowane z projektu: Program Współpracy Transgranicznej Polska-Białoruś-Ukraina PL-BY-UA 2007-2013NIPBU.01.01.00-06-570/11-00.

Agnieszka Woszek jest uczestnikiem projektu "Kwalifikacje dla rynku pracy - Politechnika Lubelska przyjazna dla pracodawcy" współfinansowanego przez Unię Europejską w ramach Europejskiego Funduszu Społecznego.

Literatura

- 1 PN-EN 13108-1 Mieszanki mineralno-asfaltowe – Wymagania – Część 1; Beton asfaltowy
- 2 Prowell B.; Warm mix asphalt – The international technology scanning program – SuACry report; NCHRP 2007
- 3 Rubio M.C., Martínez G., Baena L., Moreno F.; Warm mix asphalt: an overview; Journal of Cleaner Production; 2012; 24, s.76–84
- 4 Materiały informacyjne firmy Aspha-min, dostępne na stronie <http://www.aspha-min.com/98.html>
- 5 Hurley G., Prowell, B.; Evaluation of Potential Processes for Use in Warm Asphalt Mixes; Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, 2006; 75, s. 41-85
- 6 D'Angelo J., Corrigan M., Harman T., Jones W., Newcomb D., Prowell B. I inni: Warm-Mix Asphalt: European Practice. Report No. FHWA-PL-08-007, 2008
- 7 Judycki J.; Badania mieszanek mineralno-asfaltowych o obniżonej temperaturze otaczania; projekt badawczy dla GDDKiA, 2011
- 8 Woszek A.; Projektowanie mieszanki mineralno-asfaltowej na ciepło (WMA) z dodatkiem zeolitu, Budownictwo i Architektura - 2013, nr 4, vol. 12, s. 41-49

- 9 Barthel, W., Marchand, J., Von Devivere, M., "Warm Mix Asphalt by Adding a Synthetic Zeolite," Proceedings of the Third Euraspalt and Eurobitume Conference, Book 1, Foundation Euraspalt, Breukelen, The Netherlands, 2004, 1241-1249.
- 10 BurakSengoz, Ali Topal, CagriGorkem, Evaluation of natural zeolite as warm mix asphalt additive and its comparison with other warm mix additives, Construction and Building Materials 43 (2013), s. 242–252
- 11 Rosario Vidal, Enrique Moliner, GermánMartínez, M. Carmen Rubio; Life cycle assessment of hot mix asphalt and zeolite-based warm mix asphalt with reclaimed asphalt pavement Resources, Conservation and Recycling 74 (2013) s. 101– 114
- 12 Wdowin M., Franus M., Panek R., Bandura L., Franus W.; 2014: The conversion technology of fly ash into zeolites. Clean Technologies and Environmental Policy. DOI 10.1007/s10098-014-0719-6
- 13 Wdowin M., Franus W, Panek R; 2012: Preliminary results of usage possibilities of carbonate and zeolitic sorbents in CO2 capture. Fresenius Environmental Bulletin, vol. 21/12, p. 3726 - 3734,
- 14 Franus W, Dudek K.; 1999: Clay minerals and clinoptilolite of Variegated Shales Formation of the Skole Unit. PolishFlyschCarpathians. GeologicaCarpathica, vol. 50, p. 23-24.
- 15 PN-EN 12697-30, Mieszanki mineralno-asfaltowe na gorąco. Metody badań. Zagęszczanie próbek ubijakiem.
- 16 Nawierzchnie asfaltowe na drogach krajowych. Wymagania techniczne WT-2 2010.
- 17 PN-EN- 12697-31 Mieszanki mineralno-asfaltowe – Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – Próbkki zagęszczane w prasie żyratorowej.

Warm mix asphalt with zeolite additions

Jerzy Kukielka¹, Agnieszka Wozzuk², Wojciech Franus³

^{1,2}*Department of Roads and Bridges, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: ¹jerry.kukielka@pollub.pl, ²a.wozzuk @ pollub.pl,*

³*Department of Geotechnics, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: w.franus@pollub.pl*

Abstract: In this study, preliminary results of zeolite application to reduce the compaction temperature of mix asphalt are presented and discussed. The reference mix was an asphalt concrete AC 16 W containing 35/50 penetration grade bitumen and designed for binder course. Two types of the zeolites were used for tests: natural zeolite clinoptilolit and synthetic NaP1 one. The optimal amount of zeolite addition was determined on the basis of the compactibility test results in the Marshall compactor as well as in the gyratory compactor. The results of stiffness modulus and waterproofness tests confirm the possibility to reduce the compaction temperature of asphalt mixes with zeolite additions to 130⁰C level.

Keywords: warm mix asphalt, natural zeolite, synthetic zeolite, compactibility

Możliwości odświeżania lepiszcz w starych nawierzchniach asfaltowych

Paweł Mieczkowski

*Katedra Dróg, Mostów i Materiałów Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury,
Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie,
e-mail: pawel.mieczkowski@zut.edu.pl*

Streszczenie: Nawierzchnie drogowe w Polsce wymagają odnow. Jedną z podstawowych przyczyn ich zniszczenia w postaci pęknięć, ubytków czy wykruszeń jest zbyt mała ilość asfaltu i jego twardość, będąca efektem zesterzenia. W takim przypadku naprawy można przeprowadzić w technologii recyklingu na gorąco na miejscu. Wymaga to jednak zmian w sposobie podgrzewania nawierzchni oraz stosowania specjalnych dodatków odświeżających. Przeprowadzone badania świadczą, że do tego celu można stosować różnego rodzaju środki, zarówno pochodne ropy naftowej (oleje mineralne, produkty olejowo-żywiczne) jak i powstałe ze źródeł odnawialnych (oleje roślinne). Wymagają one jednak zastosowania dodatkowych preparatów ułatwiających ich łączenie ze starymi asfaltami oraz kompatybilność mieszanin. Przeprowadzone badania z wyjściowymi asfaltami i mieszankami mineralno-asfaltowymi świadczą, że taką rolę mogą spełniać środki adhezyjne (powierzchniowo-aktywne substancje), przy czym efektywność procesu należy poprawić, szczególnie w przypadku olejów roślinnych i mineralnych.

Słowa kluczowe: recykling na gorąco na miejscu, mieszanki mineralno-asfaltowe, asfalt, dodatki odświeżające

1. Wprowadzenie

Otwarcie zachodnich granic Polski w latach 90-tych XX wieku skutkowało znacznym wzrostem obciążenia nawierzchni drogowych. W efekcie wiele dróg uległo skoleinowaniu. Przyczyną było niedostosowanie konstrukcji nawierzchni do występujących obciążeń oraz niska jakość materiałów w poszczególnych warstwach. Dominującym typem deformacji były odkształcenia lepko-plastyczne mieszanek mineralno-asfaltowych (MMA) (a często również smołowych), które znacząco pogorszały warunki bezpieczeństwa ruchu. Ten rodzaj odkształceń wynikał z zwiększonej ilości lepiszcz (najczęściej niskiej jakości) oraz nieodpowiednio dobranego szkieletu mineralnego (zarówno w zakresie uziarnienia jak i cech geometrycznych kruszyw). Podjęte natychmiastowe kroki, wymuszające zmianę charakteru pracy poszczególnych warstw (np. zamiana MMA na mieszankę M-C-E) bądź ich całkowite usunięcie i zastąpienie nowymi, pozwoliły wyeliminować ww. rodzaj uszkodzeń nawierzchni. W przypadku nowych warstw podatnych w budowywane mieszanki charakteryzowały się rozbudowanym szkieletem mineralnym (zwiększono ilość frakcji grysowych) oraz podwyższoną kohezją mastyksu (mniejsza ilość asfaltu przy zbliżonej powierzchni właściwej kruszywa drobnego), co zapewniało odporność na powstawanie deformacji trwałych. Miało to jednak swoje negatywne strony, objawiające się m.in. zwiększoną podatnością warstw ścieralnych na oddziaływanie czynników klimatyczno-pogodowych oraz ograniczeniem trwałości zmęczeniowej warstw nośnych. Skutkiem tego

były pojawiające się stosunkowo szybko miejscowe ubytki, złuszczenia czy różnego rodzaju spękania. Sposób naprawy tego rodzaju zniszczeń wymaga już odmiennego podejścia, wynikającego m.in. z przyczyny powstałego uszkodzenia, ale również z jakości materiałów warstwy. Nowe mieszanki były poddawane szczegółowej kontroli jakości, zarówno ze strony producentów jak i nadzoru inwestorskiego, co w chwili obecnej daje gwarancje stabilności i powtarzalności składu MMA.

Przyczyną obserwowanych w chwili obecnej uszkodzeń jest najczęściej asfalt, a dokładnie zbyt mała jego ilość w mieszance lub zbyt duża twardość [1, 2, 3]. Drugi z parametrów może być następstwem zastosowania asfaltu o zbyt małej penetracji lub zesterzenia się lepiszcza w wyniku utlenienia [6]. W większości przypadków szkielet mineralny jest dostosowany do warunków obciążenia ruchem pojazdów samochodowych i może spełniać swoją funkcję w kolejnych latach.

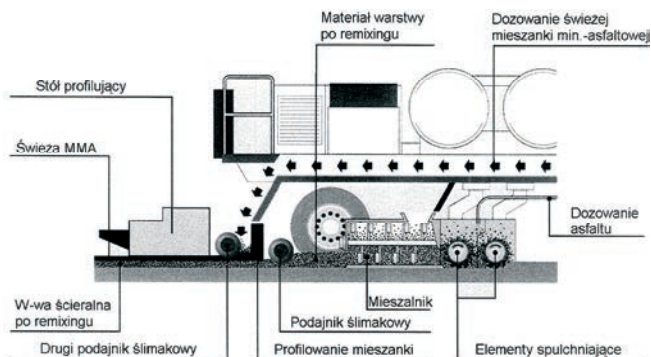
Naprawa ww. uszkodzeń nawierzchni ogranicza się najczęściej do frezowania i wbudowania nowej warstwy lub warstw. Destrukt jest wykorzystywany w niektórych przypadkach do produkcji nowej mieszanki. Niestety, najczęściej jego ilość jest niewielka (ok. 10-20%), co jest wynikiem niedostosowania funkcjonujących w kraju Wytwórni Mas Bitumicznych (WMB) do zastosowania zwiększonych udziałów destruktu. Decyduje w tym przypadku sposób dozowania destruktu, który jest podawany jako zimny bezpośrednio do mieszalnika. Ilość tą można zwiększyć, przy czym to wymusza wprowadzenia dodatkowego bębna suszącego i podgrzewającego destruktu (przy WMB o produkcji cyklicznej) bądź stosowanie maszyn o produkcji ciągłej z mieszalnikiem bębnowym o podwójnym bębnie [1, 3].

2. Technologia remixingu na miejscu

Technologia remixingu na gorąco na miejscu umożliwia maksymalne wykorzystanie materiałów zalegających w nawierzchni, a tym samym ogranicza negatywne oddziaływania na środowisko naturalne i poprawia wskaźniki ekonomiczne. Dodatkowo pozwala obniżyć emisję szkodliwych związków do atmosfery (m.in. poprzez obniżenie temperatury wytwarzania, czy w tym wypadku przetwarzania MMA, ograniczenia w transporcie – roboty prowadzone na miejscu itp.) ale również ogranicza zużycie surowców mineralnych (w znacznej mierze kruszywa i częściowo lepiszcza asfaltowego). Dodatkową zaletą ww. technologii są niższe koszty remontów i krótszy czas ich realizacji.

Remixing na gorąco jest technologią wykorzystywaną przede wszystkim do warstw wierzchnich, umożliwiającą ponowne wykorzystanie w 100% zalegającego w konstrukcji materiału, jego przetworzenie i ponowne wbudowanie [2, 5]. Dopuszcza przeprowadzenia korekty składu zarówno w zakresie mieszanki mineralnej (jej uziarnienia) jak i lepiszcza asfaltowego (ilości i rodzaju). Pozwala to uzyskać warstwę spełniającą wszystkie wymagania przewidziane normami czy dokumentami technicznymi, ale przede wszystkim odporną na działanie czynników zewnętrznych. Stosowanie tej metody wymusza jednak przeprowadzenia szczegółowych wstępnych badań w zakresie właściwości materiałów zalegających w warstwie, która jest przeznaczona do naprawy. Wyniki tych badań powinny dać odpowiedź – czy zalegająca w warstwie mieszanka może być ponownie wykorzystana bez konieczności wprowadzania zmian w jej składzie, czy też wymaga ich. W większości przypadków korekta jest niezbędna, przede wszystkim ze względu na utwardzenie lepiszcza asfaltowego warstwy ścieralnej. Jeżeli poziom jego zesterzenia (utwardzenia) zostanie zredukowany poprzez zastosowanie środków odświeżających (obniżających twardość lepiszcza i jego lepkość) to remixowana warstwa może pełnić dalej swoją funkcję

w konstrukcji (przy odpowiedniej jakości i stanie warstw niżej leżących). Może również stanowić warstwę wzmacniającą konstrukcję (w. wiążącą), którą dodatkowo należy zabezpieczyć warstwą ścieralną. Grubość warstwy wierzchniej może zostać ograniczona nawet do 2-3 cm. Uzyskuje się to dzięki jednoczesnemu wbudowywaniu warstwy remiksowanej i ścieralnej. Pozwala na to specjalistyczny zespół urządzeń, składający się z pakietu nagrzewnic, remixera (rys. 1) oraz walców drogowych.



Rys. 1. Remixing na gorąco (*in situ*) z odświeżaniem lepiszcza i dodatkową warstwą ścieralną [4]

Podstawowym czynnikiem hamującym upowszechnienie technologii remiksingu są obawy związane z przesztywnieniem starej mieszanki na skutek procesu jej podgrzewania, mimo zastosowania lepiszcza odświeżającego. Służą do tego promienniki podczerwieni. Są to urządzenia, w którym ciepło jest pozyskiwane ze spalania gazu (w temp. 700°C do nawet 1000°C). Płomień nie oddziałuje bezpośrednio na nawierzchnię, ale jest przekazywany w wyniku promieniowania podczerwonego z podgrzewanych metalowych płyt. Przy nagrzewnicach pracujących na niewłaściwej wysokości bardzo wysokie temperatury mogą doprowadzić do przepalenia asfaltu (koksowania), co utrudnia proces jego odświeżenia (a nawet uniemożliwia), a tym samym dyskwalifikuje mieszankę do zastosowania nawet do warstw wiążących czy podbudów. W efekcie remiksowane warstwy nawierzchni nie są odporne na działanie czynników zewnętrznych, co znacząco ogranicza ich żywotność.

Obawy inwestorów można zniwelować poprzez zmianę sposobu ogrzewania nawierzchni, a przede wszystkim obniżenie temperatury. Proces ten można podzielić na dwa etapy: w pierwszym nawierzchnia jest podgrzewana konwekcyjnie (temperatura powierzchni grzejnej ok. 250°C, prędkość nadmuchu ok. 20 m/s) do ok. 60-70°C i spulchniania, w drugim ogrzewanie konwekcyjne jest kontynuowane przy prędkości nadmuchu ok. 15 m/s do uzyskania przez mieszankę temperatury ok. 120-130°C. Proces podgrzewania może zostać wydłużony o ok. 10-15%, ale praktycznie eliminowane jest zjawisko przepalenia asfaltu. Przy zwiększeniu powierzchni nagrzewnic (ich długości) można uzyskać zbliżony poziom wydajności.

3. Odświeżanie starej mieszanki mineralno-asfaltowej

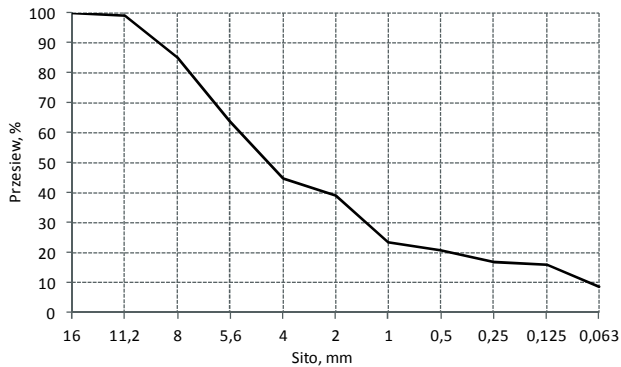
Wraz z okresem użytkowania mieszanki mineralno-asfaltowe (przede wszystkim warstw wierzchnich) są coraz mniej odporne na działania czynników zewnętrznych. Stają się kruche, niezdolne do relaksacji naprężeń, skutkiem czego są pojawiające się spękania, ubytki, złuszczenia. Przyczyną jest postępujący w czasie proces utleniania asfaltu na skutek działania tlenu z powietrza i promieniowania UV. Działaniem poprawiającym właściwości takiej warstwy (przy stabilnym szkielecie mineralnym) jest zmiękczenie asfaltu, poprzez

odatek niewielkiej ilości środków odświeżających bądź nowego lepiszcza. Efektywność procesu uzyskuje się przy zapewnieniu połączenia „starego z nowym” i ich kompatybilności.

W ZUT w Szczecinie przeprowadzono badania wstępne nad możliwością zastosowania olejów roślinnych, mineralnych (zużytych) oraz ekstraktu olejowo-żywicznego z destylacji ropy naftowej. Do analiz wykorzystano sfrezowaną mieszankę mineralno-asfaltową z warstwy ścieralnej. Pierwszym etapem badań była analiza składu MMA (destrukt) oraz podstawowych właściwości wyekstrahowanego lepiszcza asfaltowego (penetracji, temperatury mięknięcia PiK). Wyniki przedstawiono w tab. 1 i na rys. 2.

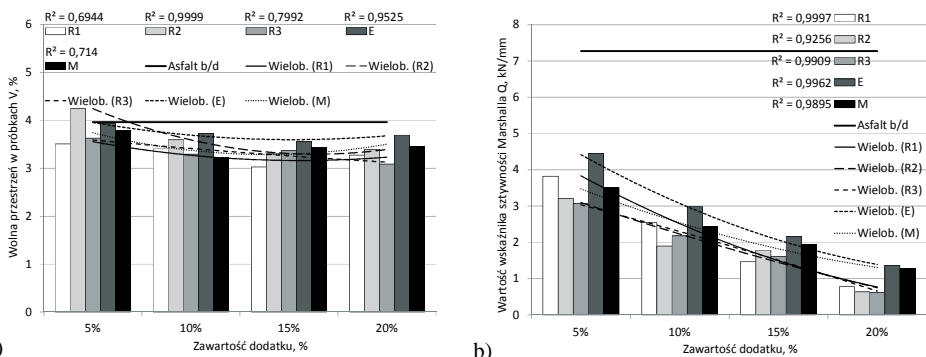
Tabela 1. Wyniki badań wyekstrahowanego lepiszcza ze starej MMA

Rodzaj badania	Metodyka badań	Wartość		
		min.	max.	średnia
Zawartość lepiszcza, %	PN-EN 12697-1	4,7	5,1	4,9
	PN-EN 12697-3			
Penetracja w 25°C, ×0,1 mm	PN-EN 1426	39	44	41
Temperatura mięknięcia wg PiK, °C	PN-EN 1427	57,4	60,2	59,3



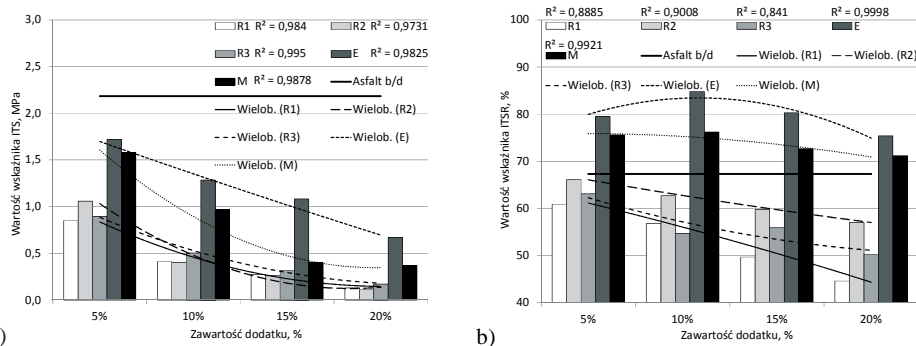
Rys. 2. Uziarnienie mieszanki mineralnej pozyskanej z destrukt

Wyniki badań świadczą, że sfrezowana mieszanka mineralno-asfaltowa pod względem składu odpowiada warstwie ścieralnej z betonu asfaltowego o uziarnieniu do 12,8 mm (wg PN-S-96025). Jako lepiszcze zastosowano prawdopodobnie asfalt D50 (wg PN-65/C-96170).



Rys. 3. Wpływ rodzaju i ilości środka odświeżającego na: a) zawartość wolnej przestrzeni w próbce MMA, b) wskaźnik sztywności wg Marshalla w 60°C

Dalsze badania obejmowały określenie zmian cech fizyczno-wytrzymałościowych nowo uformowanych próbek z czystego destruktu i z udziałem dodatków odświeżających w ilości 5, 10 i 15% (w stosunku do masy asfaltu). Jako dodatki do zmiękczenia lepiszcza z destruktu zastosowano trzy oleje roślinne (słonecznikowy, rzepakowy, arachidowy oznaczone jako R1, R2 i R3), ekstrakt olejowo-żywiczy firmy Lotos (E) oraz przetworzony olej mineralny (M). Wykonano oznaczenia na próbkach zagęszczanych w ubijaku Marshalla w temperaturze 140°C. Próbki do badania zawartości wolnej przestrzeni i wskaźnika sztywności wg Marshalla zagęszczano energią 2×75 uderzeń na stronę. W przypadku wskaźnika ITS ilość uderzeń wynosiła 50 na każdą stronę próbki, natomiast dla ITSR – 2×35. Wyniki badań przedstawiono na rys. 3-4.



Rys. 4. Wpływ rodzaju i ilości środka odświeżającego na wartość wskaźnika ITS i ITSR w 25°C

Uzyskane wyniki z badań nie dały jednoznacznej odpowiedzi na temat możliwości bezpośredniego wykorzystania wytypowanych dodatków do odświeżania starych MMA. Za takim rozwiązaniem przemawia wzrost gęstości objętościowej próbek formowanych z dodatkami (zmniejszenie wolnej przestrzeni) oraz spadek wartości wskaźnika sztywności Q , świadczące m.in. o obniżeniu lepkości lepiszcza. Niekorzystne parametry, szczególnie w przypadku olejów roślinnych, uzyskano w badaniach ITS i ITSR. Znotowano spadek wartości wskaźników, przy czym szczególnie niepokojącym jest zmniejszenie odporności próbek na działanie wody i mrozu (ITSR) w stosunku do próbek uformowanych z destruktu. Może to świadczyć o braku połączenia starego lepiszcza z środkiem odświeżającym. Potwierdzeniem tego mogą być wyniki wskaźnika ITS, które z jednej strony wskazują na obniżenie kohezji mastyksu (będące następstwem zmniejszenia lepkości lepiszcza), z drugiej jednak znaczący spadek wartości może świadczyć o płaszczyznach poślizgu pomiędzy poszczególnymi elementami struktury mieszanki (kruszywa w otocze lepiszcza z dodatkową błonką oleju). Świadczyć mogą o tym również zabrudzenia w postaci plam oleju, które pojawiły się na powierzchni wody (przy badaniu gęstości objętościowej próbek w stanie powierzchniowo osuszonym). Zdecydowanie lepiej w tym badaniu zachowują się próbki z dodatkami mineralnymi, a szczególnie ekstraktem olejowo-żywiczym.

Celem potwierdzenia niewłaściwego połączenia asfaltu z dodatkiem odświeżającym wykonano badania lepiszcza odzyskanego (penetracji i temperatury mięknięcia) z poszczególnych mieszanek, przy zawartości 10% dodatku (tabl. 2).

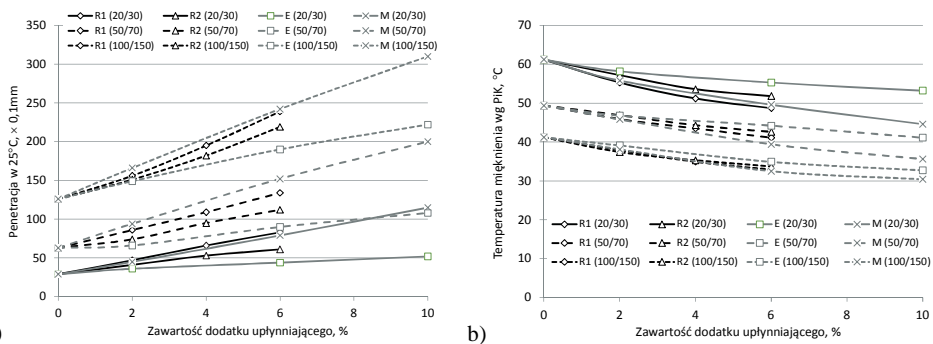
Tabela 2. Wyniki badań wyekstrahowanego lepiszcza z odświeżonej MMA z 10% zawartością dodatku

Rodzaj badania		Wartość				
		R1	R2	R3	E	M
Penetracja w 25°C, ×0,1 mm	PN-EN 1426	45	47	44	63	53
Temperatura mięknięcia wg PiK, °C	PN-EN 1427	57,9	58,6	58,2	52,3	55,9

Wyniki badań potwierdziły przypuszczenia związane z brakiem połączenia olejów (szczególnie pochodzenia roślinnego) z lepiszczem zawartym w destrukcie. Przyczyną takiego zachowania są różnice w budowie obu materiałów (estry kwasów tłuszczowych w przypadku olejów i mieszaniny węglowodorów naftenowych, parafinowych i aromatycznych w asfaltach), zbyt krótki czas mieszania jak również brak środków ułatwiających proces homogenizacji (np. dodatków PAS lub emulgatorów). Lepsze połączenie uzyskano dla ekstraktu, przy czym jest to materiał o budowie zbliżonej do asfaltu. Jednak i tutaj nie doszło do pełnej homogenizacji obu materiałów. Wartości pośrednie wykazywała mieszanina asfaltu i oleju mineralnego, przy czym dla tego dodatku zaobserwowano znaczne dymienie podczas mieszania z destruktem. Świadczy to o odparowywaniu lekkich związków węglowodorowych z oleju, co tym samym negatywnie wpływa na środowisko naturalne.

4. Badania asfaltów z dodatkami odświeżającymi

Brak dobrego połączenia dodatków odświeżających (przede wszystkim olejów roślinnych) z lepiszczem asfaltowym z destruktu wymusił konieczność przeprowadzenia badań uzupełniających bezpośrednio na mieszaninach tych składników, tj. asfaltu i dodatku. Do badań wykorzystano trzy rodzaje asfaltów o zróżnicowanej twardości, tj. asfalt drogowy 20/30, 50/70 i 100/150. Zmięczano je dwoma olejami roślinnymi: słonecznikowym (R1) i rzepakowym (R2) (w ilości 2, 4 i 6%) oraz ekstraktem olejowo-żywicznym (E) i przepracowanym olejem mineralnym (M) (w ilości 2, 6 i 10%). W celu poprawy kompatybilności składników zastosowano środek adhezyjny na bazie amin w ilości 0,3% (przy oleju mineralnym i ekstrakcie) i 1,0% (przy olejach roślinnych). Nie wyeliminowało to jednak zjawiska segregacji mieszanin, co stwierdzono na podstawie wyników testu tubowego (szczególnie olejów roślinnych oraz w mniejszym stopniu oleju mineralnego). W przypadku mieszaniny asfaltu i ekstraktu olejowo-żywicznego poziom jednorodności był wysoki (różnice pomiędzy właściwościami próbek z góry i dołu tuby nie przekraczały 15%).

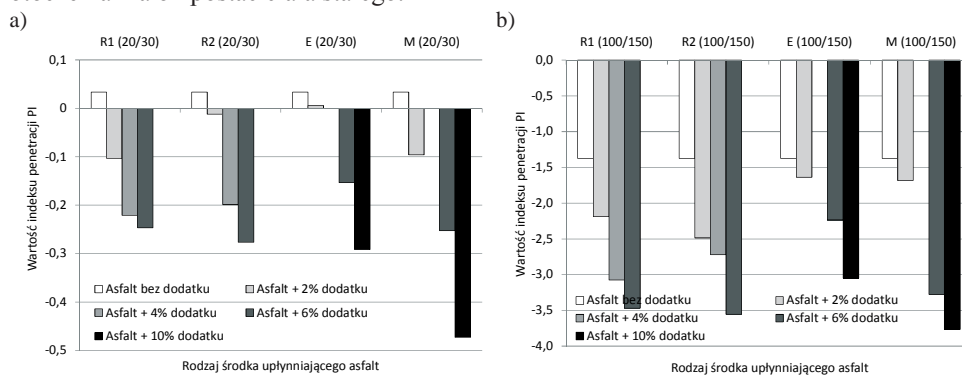


Rys. 5. Wpływ rodzaju i ilości środka odświeżającego na zmianę: a) penetracji asfaltów w temperaturze 25°C, b) temperatury mięknienia wg PiK

Zjawisko segregacji było wynikiem przede wszystkim różnicy w gęstościach poszczególnych składników. Uzyskanie w miarę jednorodnych próbek materiału wymagało odpowiedniego ich przygotowania. Polegało to przede wszystkim na intensywnym mieszaniu konglomeratu w czasie jego stygnięcia. Wzrost lepkości asfaltu ograniczył stopień segregacji. Na przygotowanych próbkach mieszanin przeprowadzono badania penetracji w 25 i 5°C i temperatury mięknienia wg PiK. Dodatkowo oznaczono wartość

indeksu penetracji PI. Częściowe wyniki badań asfaltów z dodatkami przedstawiono na rys. 5-6.

Uzyskane wyniki z badań penetracji i temperatury mięknięcia oraz obliczone wartości indeksu penetracji PI wskazują na upłynniający charakter zastosowanych dodatków. Podobne pod względem efektywności oddziaływania na asfalt są wszystkie trzy oleje, dwa roślinne i mineralny. Jest to wynikiem zarówno zbliżonego poziomu lepkości tych środków jak i ich gęstości. Mniejszy stopień oddziaływania obserwuje się w przypadku ekstraktu olejowo-żywicznego, którego gęstość jest zbliżona do gęstości asfaltu, a w temperaturze otoczenia ma on postać ciała stałego.



Rys. 6. Wpływ rodzaju i ilości środka odświeżającego na wartość indeksu penetracji PI oznaczonego na podstawie penetracji w temperaturze 25°C i temperatury mięknięcia dla asfaltu: a) 20/30, b) 100/150

5. Wnioski

Technologia remixingu na gorąco (in situ) powinna być stosowana w przypadku stabilnych składów mieszanek warstw wierzchnich (zarówno w zakresie uziarnienia jak i ilości lepiszcza asfaltowego). Konieczny jest jednak bardzo ścisły nadzór technologiczny, przede wszystkim na etapie podgrzewania nawierzchni. Przy zwiększonej ilości odświeżacza należy stosować dodatkowe środki ułatwiające proces homogenizacji, a proces mieszania powinien być wydłużony.

Przeprowadzone badania zarówno na mieszankach mineralno-asfaltowych jak i czystych asfaltach wskazują, że istnieje możliwość poprawy cech lepkich tych materiałów. Można do tego celu wykorzystywać różne dodatki upłynniające, zarówno pochodne ropy naftowej jak i powstałe ze źródeł odnawialnych. Ze względu na różnice we właściwościach tych związków konieczne jest stosowanie środków umożliwiających obniżenie napięcia powierzchniowego na granicy faz łączonych materiałów i poprawę ich zdolności do łączenia. Zastosowany na etapie badań wstępnych środek adhezyjny poprawił kompatybilność i stabilność mieszaniny asfaltu i olejów. Pełna zdolność do połączenia tych materiałów, i idąc dalej kompatybilność z lepiszczem zawartym w starych mieszankach wymaga jeszcze dalszych badań, nie tylko z użyciem środków emulgujących, ale również substancji fluktujących (upłynniających). Próby wykonane z olejami roślinnymi (R1-R3) nie mogły dać pozytywnych wyników, głównie z powodu występowania w ich składzie węglowodórów nienasyconych, silnie obniżających temperaturę topnienia olejów (nawet poniżej 0°C). To powoduje, że w wyższych temperaturach oleje różnią się pod względem gęstości od zmiekczonego asfaltu. Stąd możliwość homogenizacji tych składników jest trudna, nawet przy zastosowaniu najbardziej skutecznych emulgatorów. Większą skuteczność łączenia można osiągnąć stosując oleje mineralne lub tłuszcze zwierzęce (łuj, smalec).

Szczególnie dobrą zdolnością do łączenia się ze starym lepiszczem z destruktu wykazał się ekstrakt olejowo-żywiczny. Przy jego zastosowaniu zmiany właściwości w czystym asfalcie i lepiszczu z MMA były najbardziej do siebie zbliżone. Dla przykładu wzrost penetracji w asfalcie 50/70 (przy zastosowaniu 10% dodatku) jest na poziomie 76%, natomiast przy lepiszczu wyekstrahowanym z destruktu wyniósł on 54%. Spadek temperatury mięknięcia w asfalcie 50/70 wyniósł 15,4%, a dla lepiszcza z destruktu sięga 11,8%.

Literatura

- 1 Brown D.: Recycling practices for HMA. Special Report No. 187, National Asphalt Pavement Association (2000) 7-9.
- 2 Button J.W., Little D.N., Estakhri C.K.: Hot in-place recycling of asphalt concrete. Synthesis of Highway Practice 193, TRB, National Research Council, Washington, DC, 1994.
- 3 Holtz K., Eighmy T.T.: Scanning European advances in the use of recycled materials in highway construction. Public Roads 64 (2000) 34-40.
- 4 Materiały informacyjne firmy Wirtgen. Efficient hot recycling – an accepted method around the globe. The world of Wirtgen hot recyclers. Wirtgen GmbH, 2008.
- 5 Mosey J.R., Defoe J.H.: In-place recycling of asphalt pavements. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 48 (1979) 240-251.
- 6 Wolters R.O.: Bitumenous hot mix recycling in Minnesota. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 48 (1979) 295-327.

Possibility of refreshing binders in old asphalt pavements

Paweł Mieczkowski

*Department of Road, Bridges and Construction Materials, Faculty of Civil Engineering and Architecture, West Pomeranian University of Technology Szczecin,
e-mail: pawel.mieczkowski@zut.edu.pl*

Abstract: Asphalt pavements in Poland need renovation. One of the main reasons for their destruction (cracks, losses of grains, chippings) is too small amount of bitumen and its hardness, which is the result of aging. In this case, repairs can be performed in hot recycling technology in place. However, this requires changes in the way of heating the pavement and the use of special refreshing additives. The studies indicate that for this purpose you can use various means, both derivatives of petroleum (mineral oil, oil-resin product) and produced from renewable sources (vegetable oils). However, they require the use of additional preparations to help them connect with old bitumen and increase the compatibility of mixtures. The study of base bitumen and asphalt mixtures suggests that such a role may meet improving adhesion additives, wherein the efficiency of the process should be improved, especially in the case of vegetable and mineral oils.

Keywords: hot recycling in-place, asphalt, bitumen, refreshing additives

Badanie zachowań uczestników ruchu na przejściach dla pieszych na podstawie analizy obrazu

Piotr Olszewski¹, Witold Czajewski², Paweł Dąbkowski³, Piotr Szagała⁴

^{1,3,4} Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska, e-mail:

¹p.olszewski@il.pw.edu.pl, ³p.dabkowski@il.pw.edu.pl, ⁴p.szagała@il.pw.edu.pl

² Wydział Elektryczny, Politechnika Warszawska, e-mail: w.czajewski@isep.pw.edu.pl

Streszczenie: Referat przedstawia wstępne rezultaty projektu Mobis, którego celem jest opracowanie metody oceny bezpieczeństwa ruchu na przejściach dla pieszych przy pomocy analizy obrazu wideo. Na wybranym przejściu dla pieszych w Warszawie ruch pieszych i pojazdów był rejestrowany przez 2 miesiące, przed i po instalacji urządzeń zwiększających bezpieczeństwo, czyli oznakowania aktywnego i progów zwalniających. Przy pomocy analizy obrazu dokonano pomiarów prędkości pojazdów oraz wstępnej identyfikacji konfliktów ruchowych pieszy-pojazd. Wyniki wskazują, że zarówno system oznakowania aktywnego sygnalizujący obecność pieszych SignFlash, jak i progi zwalniające powodują zmniejszenie średnich prędkości ruchu pojazdów oraz korzystnie wpływają na zachowanie kierowców.

Słowa kluczowe: bezpieczeństwo pieszych, przejścia dla pieszych, metoda konfliktów, analiza obrazu.

1. Wprowadzenie

Wśród krajów Unii Europejskiej Polska ma najwyższy wskaźnik zagrożenia pieszych na drogach – 37 zabitych na mln mieszkańców. W latach 2007-2011 na drogach zginęło 7 944 pieszych, a 61 635 zostało rannych [1]. Około 30% wypadków potrącenia pieszych miało miejsce na przejściach przez jezdnie, a więc w miejscach gdzie piesi powinni czuć się bezpiecznie. Poprawa bezpieczeństwa pieszych na przejściach przez jezdnię powinna zatem być celem priorytetowym, co zostało zapisane w Narodowym Programie Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego [2].

Wyzwanie to podjęto w ramach projektu badawczego Mobis¹, którego celem jest opracowanie i przetestowanie metody oceny bezpieczeństwa pieszych na przejściach przez jezdnie przy pomocy automatycznej analizy obrazu wideo. Ocena bezpieczeństwa oparta jest na wykrywaniu konfliktów ruchowych pomiędzy pojazdami a pieszymi, czyli sytuacji, które potencjalnie mogłyby skończyć się wypadkami. Sytuacji konfliktowych jest wielokrotnie więcej niż wypadków – szacuje się, że na jeden wypadek z pieszymi przypada nawet 3000 konfliktów pojazd-pieszy [3]. Dzięki tej metodzie możliwa będzie obiektywna ocena skuteczności rozwiązań poprawiających bezpieczeństwo pieszych na przejściach przez jezdnie. Celem referatu jest przedstawienie wstępnych wyników badań przeprowadzonych w roku 2013 na pierwszym poligonie badawczym w Warszawie.

¹ Projekt finansowany przez Narodowe Centrum Badań i Rozwoju w ramach Programu Badań Stosowanych, realizowany przez Politechnikę Warszawską, Instytut Transportu Samochodowego oraz firmę Neurosoft Sp. z o.o. w latach 2012-2015.

W klasycznej metodzie szwedzkiej konflikt ruchowy jest zdefiniowany jako sytuacja, w której użytkownicy drogi zbliżają się do siebie w przestrzeni i w czasie w taki sposób, że wypadek jest wysoce prawdopodobny, jeżeli ich sposób poruszania się pozostanie bez zmian [3]. O tym jak poważny jest konflikt decyduje się na podstawie „czasu do kolizji” (*time-to-collision*) oraz prędkości. Ponieważ parametry te trudno jest wyznaczyć dokładnie na podstawie automatycznej analizy obrazu, w literaturze znaleźć można przykłady miar bezpieczeństwa opartych na innych parametrach niż liczba poważnych konfliktów. W przypadku analiz bezpieczeństwa pieszych, w metodzie brytyjskiej [4] uwzględnia się także odległość do kolizji oraz gwałtowność i złożoność działań obronnych. W metodzie włosko-hispańskiej [5] zaproponowano wskaźnik *Pedestrian Risk Index*, który oblicza się na podstawie szacowanego prawdopodobieństwa dojścia do wypadku oraz ciężkości jego konsekwencji.

2. Badanie poligonowe w Warszawie

2.1. Lokalizacja poligonu, typ i charakterystyka przejścia

Przy wyborze poligonów badawczych kierowano się takimi kryteriami, jak: odpowiednio duże natężenie ruchu pieszych, znaczna liczba wypadków z pieszymi w przeszłości, zagospodarowanie terenu w sąsiedztwie przejścia oraz dostępność infrastruktury pozwalającej na instalację aparatury badawczej. Do analizy wybrano przejście na skrzyżowaniu ul. Wrocławskiej z ul. Błatona, na którym w ww. okresie 2006-2011 zanotowano 6 wypadków z udziałem pieszych.

Na analizowanym fragmencie ul. Wrocławskiej ma przekrój czteropasowy. Samo przejście posiada ażyl dla pieszych i jest poprawnie oznakowane znakami pionowymi D-6, poziomymi P-10 oraz dodatkowo tabliczką T-27 (tzw. "Agatka"). Pomiary ruchu przeprowadzone w godzinach 7-19 wykazały natężenie od 150 do 420 pieszych na godzinę, łącznie w obu kierunkach.

2.2. Instalacja aparatury do rejestracji ruchu

Dla każdego z kierunków zamontowano osobny system rejestrujący, składający się z następujących elementów:

- cyfrowa kamera pogładowa, oznaczona jako V1 – obejmująca obszar przejścia dla pieszych wraz z 30-40 m odcinkiem dojazdu do przejścia;
- 2 cyfrowe kamery pomiarowe (ANPR) oznaczone jako L1 i L2 – obejmujące odcinki jezdni o szerokości ok. 3,5 m i długości ok. 6 m, zlokalizowane na początku obszaru dojazdu widocznego przez kamerę pogładową;
- terminal roboczy służący do rejestracji i wstępnej analizy cyfrowego sygnału wideo pobieranego z kamer oraz umożliwiający zdalne zarządzanie i diagnostykę procesu rejestracji.

Na planie sytuacyjnym poligonu (rys. 1) kierunki ruchu oznaczono jako: POW – w kierunku ul. Powstańców Śląskich oraz RAD – w kierunku ul. Radiowej. Na rysunku zaznaczono obszary widzenia poszczególnych kamer – kolorem żółtym dla kamer pogładowych V1, natomiast kolorem czerwonym dla kamer pomiarowych L1 oraz L2.

2.3. Zastosowane urządzenia poprawy bezpieczeństwa

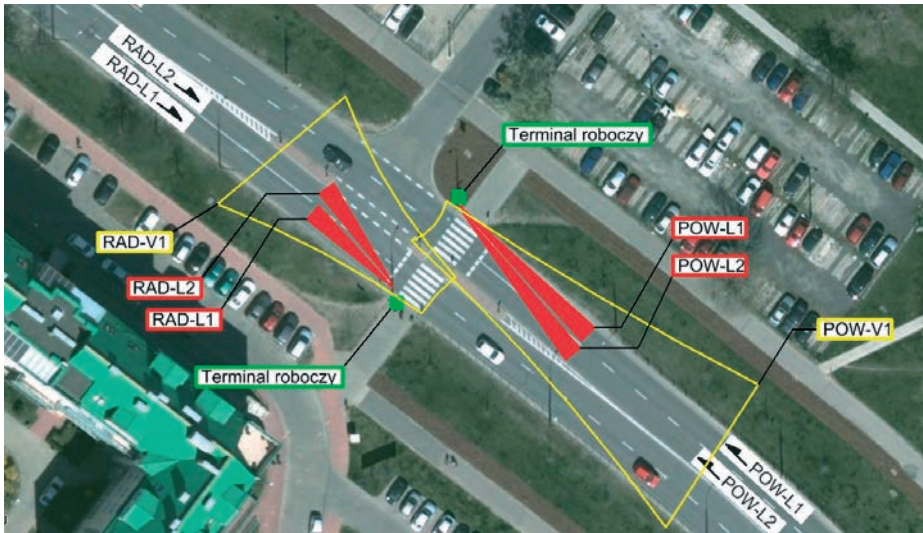
Ocenie poddano dwa rozwiązania służące poprawie bezpieczeństwa pieszych:

- wyspowe progi zwalniające – zamontowane 18.10.2013, zdemontowane 26.11.2013, umieszczone na ul. Wrocławskiej w kierunku RAD;

- system SignFlash – zamontowany 16.10.2013, zdemontowany 10.11.2013, umieszczony przed przejściem dla pieszych na istniejących słupkach znaków D-6 na jezdni ulicy Wrocławskiej w kierunku POW; system ten jest wyposażony w czujniki ruchu piesze oraz wzbudzone przez nie żółte światła ostrzegawcze [6].

2.4. Okres pomiarów

System rejestracji został uruchomiony 23.09.2013 i pracował w sumie przez 88 dni (z przerwami technicznymi) do 19.12.2013. Tabela 1 pokazuje średnią dobową liczbę pojazdów zarejestrowanych na poszczególnych pasach/kierunkach przez kamery pomiarowe w kolejnych miesiącach. Dla obu kierunków zaobserwowano tendencję nieznacznego wzrostu natężeń ruchu.



Rys. 1. Plan sytuacyjny z zaznaczonym obszarem widzenia kamer

Tabela 1. Średnia dobową liczbą wykrytych pojazdów (z wyłączeniem przerw technicznych)

Pas ruchu	rozpatrywany okres			
	23-29.09.2013	01-31.10.2013	01-30.11.2013	01-19.12.2013
POW-L1	2 456	2 545	2 540	2 660
POW-L2	1 766	2 128	2 100	2 308
Suma POW	4 222	4 672	4 640	4 968
RAD-L1	2 906	2 979	2 924	3 257
RAD-L2	2 225	2 381	2 180	2 323
Suma RAD	5 131	5 360	5 103	5 580

3. Analiza prędkości pojazdów przed przejściem

3.1. Metoda pomiaru prędkości

Zarówno kamery pomiarowe, jak i poglądowe wykorzystane były do pomiaru prędkości pojazdów przed przejściem dla pieszych. Kamery poglądowe rejestrują przejazd pojazdu na długości około 30 m, co pozwala na odtworzenie trajektorii pojazdu i profilu jego prędkości.

Kamery pomiarowe (ANPR) mierzą prędkość pojazdów metodą poklatkową, tzn. przez pomiar przemieszczenia pojazdu pomiędzy kolejnymi klatkami zarejestrowanego

obrazu. Kamery poddawane są kalibracji w celu wyznaczenia trzech parametrów niezbędnych do oszacowania prędkości przejazdu obserwowanych pojazdów – dwóch kątów nachylenia kamery (parametry zewnętrzne) oraz współczynnika skalowania (parametr wewnętrzny zależny od długości ogniskowej). Pomiar dokonywany jest w miejscu rozpoznania tablic rejestracyjnych, tzn. w odległości ok. 30 m od przejścia dla pieszych. Prędkości pomierzone w takiej odległości nie dają pełnych podstaw do wnioskowania o reakcji kierujących pojazdami na to, co dzieje się w obszarze przejścia (oczekujący na przejście i przechodzący piesi, obecność innych pojazdów), stanowią natomiast materiał do analizy zmienności prędkości w ciągu doby i w kolejnych dniach, a także umożliwiają określenie wpływu na prędkość wprowadzonych środków poprawy brd.

3.2. Weryfikacja urządzeniem laserowym

W celu weryfikacji dokładności pomiaru prędkości kamerami ANPR oraz kamerami poglądowymi wykonano przejazdy pojazdem testowym wyposażonym w laserowy miernik prędkości o dużej dokładności (poniżej 0,3% [7]). Pomiaru dokonano na obu pasach ruchu w obu kierunkach. Za każdym razem na każdym pasie zarejestrowano po kilkanaście przejazdów o różnym profilu prędkości. Uzyskane z pomiaru profile prędkości porównano z profilami uzyskanymi z kamer poglądowych zainstalowanych na poligonie.

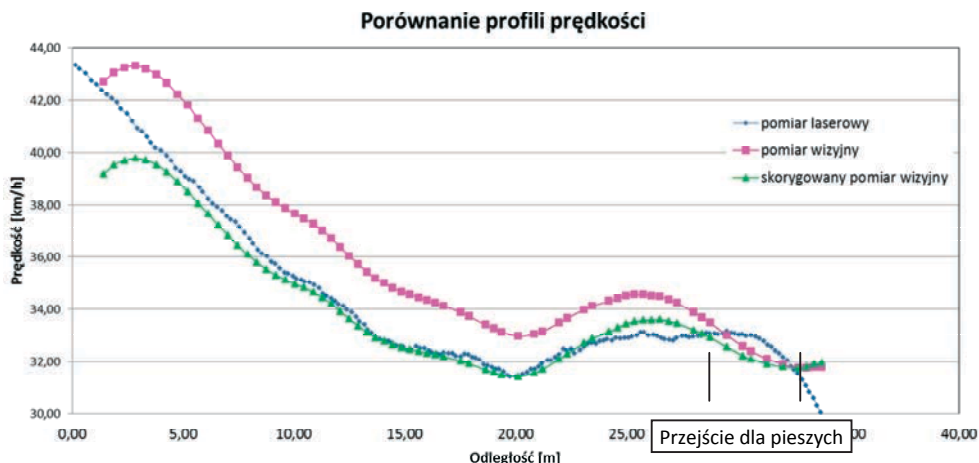
Błąd pomiaru kamerami poglądowymi dochodzi do 10% dla prawego pasa i 25% dla lewego pasa dla kierunku POW, co odpowiada kilku lub nawet kilkunastu km/h. Błąd jest zazwyczaj dodatni i maleje wraz ze zbliżaniem się do przejścia, w okolicy którego jest minimalny. Precyzję pomiaru prędkości pojazdów uznano zatem za akceptowalną z punktu widzenia analizy konfliktów. Błędy pomiaru są najmniejsze w okolicy występowania potencjalnych konfliktów, czyli przejścia dla pieszych. Ponadto, podjęto próbę zredukowania tych błędów za pomocą nieliniowej korekcji. W efekcie uzyskano poziom błędu nieprzekraczający kilku procent prędkości rzeczywistej. Błędy pomiarowe na każdym kierunku, a nawet na sąsiednich pasach są na tyle odmienne, że konieczne jest wyznaczanie krzywych korekcyjnych dla każdego pasa indywidualnie. Rys. 2 przedstawia profile prędkości uzyskane dla pojedynczego przejazdu, wraz z propozycją korekty w celu uzyskania jak najlepszego dopasowania do profilu z pomiaru laserowego. Na podstawie wstępnych obliczeń błąd pomiaru kamer ANPR nie przekracza 3%.

3.3. Porównanie prędkości w okresie analizy

Materiał uzyskany z pomiaru prędkości kamerami ANPR pozwolił na porównanie średnich prędkości pojazdów w okresie przed i po zainstalowaniu środków poprawy brd, tzn. urządzenia SignFlash i wyspowych progów zwalniających. Do analizy wybrano po 7 dni powszednich o zbliżonych natężeniach ruchu z okresów przed instalacją, w trakcie funkcjonowania i po demontażu urządzeń. Analiza wyników (tabela 2) pozwala stwierdzić, że po instalacji urządzenia SignFlash uzyskano obniżenie prędkości średnich o 2,7 km/h (6,1%). Po jego demontażu prędkości wzrosły o ok. 1,3 km/h, co świadczy o tzw. efekcie pamięci, tzn. trwałej zmianie zachowań kierowców.

W przypadku progów zwalniających, zgodnie z oczekiwaniami, redukcja prędkości jest znaczna i wynosi ponad 12,3 km/h (32%). Także w tym przypadku zaobserwowano efekt pamięci – po demontażu progów prędkości wzrosły o 9,8 km/h. Analiza statystyczna wykonana osobno w odniesieniu do każdego pasa ruchu wykazała w każdym przypadku odrzucenie hipotezy o równości prędkości średnich („przed-w trakcie” i „w trakcie-po”) na poziomie istotności $\alpha=0,01$.

Analiza odchyłek standardowych pozwala zauważyć znikomy wpływ urządzenia SignFlash na rozrzut średnich prędkości (13,5 przed, 13,1 w trakcie i 12,6 km/h po) oraz bardzo duży wpływ progów zwalniających (odpowiednio: 16,2; 9,7; 14,4).



Rys. 2. Porównanie profili prędkości z pomiaru wizyjnego kamerą poglądową oraz miernikiem laserowym

Tabela 2. Porównanie prędkości pojazdów w okresie analizy

Pas	Przed instalacją			W trakcie funkcjonowania			Po demontażu		
	V_{sr} [km/h]	S [km/h]	Q_{sr} [poj/dobę]	V_{sr} [km/h]	S [km/h]	Q_{sr} [poj/dobę]	V_{sr} [km/h]	S [km/h]	Q_{sr} [poj/dobę]
Kierunek POW – urządzenie SignFlash									
prawy	43,8	12,9	2677	41,1	12,4	2694	42,6	12,1	2818
lewy	47,5	14,2	2269	44,7	14,0	2231	45,9	13,3	2337
razem	45,5	13,5	4946	42,8	13,1	4925	44,1	12,6	5155
Kierunek RAD* – progi zwalniające									
prawy	41,3	12,9	3186	27,4	8,5	3130	38,6	11,8	3312
lewy	33,2	19,7	2364	23,2	11,1	2379	30,9	17,3	2411
razem	37,9	16,2	5550	25,6	9,7	5509	35,4	14,4	5723

* Niższe średnie prędkości występujące na lewym pasie wynikają z możliwości skrętu z tego pasa w lewo

4. Wstępna identyfikacja konfliktów

4.1. Metoda analizy obrazu

4.1.1. Detekcja pojazdów

Nadjeżdżające pojazdy wykrywane są najpierw przez system ANPR, który na podstawie rozpoznanej tablicy rejestracyjnej określa położenie pojazdu w kilkunastu kolejnych klatkach (rys. 3), jednocześnie wyznaczając jego prędkość chwilową. Informacja o położeniu przodu pojazdu wykorzystywana jest do jego lokalizacji na obrazie z kamery poglądowej, gdzie ze względu na dużą odległość, a co za tym idzie, niewielkie wymiary pojazdu, zastosowanie metody identyfikacji tablicy rejestracyjnej jest niemożliwe. Tak określony front pojazdu jest następnie śledzony aż do przejścia dla pieszych. Dzięki odpowiedniej kalibracji systemu możliwe jest określenie pozycji (przodu) pojazdu w kartezjańskim układzie odniesienia związanym z jezdnią i przejściem dla pieszych.



Rys. 3. Detekcja tablicy rejestracyjnej przez system ANPR

4.1.2. Detekcja pieszych

Piesi wykrywani są w obrazie z tej samej kamery pogładowej, która służy do śledzenia pojazdów. Wykorzystanie jednej kamery eliminuje problemy synchronizacji czasowej oraz znalezienia wspólnego układu współrzędnych, obecne w systemach wielokamerowych. Detekcja pieszych oparta jest na statystycznej metodzie modelowania tła (Gaussian Mixture Model), która pozwala wykryć obiekty ruchome na nieruchomym tle. Dalsza analiza probabilistyczna obszarów potencjalnie zawierających pieszych umożliwia (w większości przypadków) eliminację fałszywych hipotez i wyznaczenie prawidłowej pozycji pieszego [4]. Ze względu na większą różnorodność wyglądu i zachowania pieszych, skuteczność ich detekcji jest wyraźnie niższa niż w przypadku pojazdów.

4.1.3. Trajektorie pojazdów i pieszych

Trajektorie pojazdów i pieszych generowane są na podstawie pozycji wykrytych obiektów w kolejnych ramkach obrazu i są modelowane krzywymi sklejanymi trzeciego stopnia. W celu zwiększenia odporności algorytmu wprowadzono ograniczenia dynamiczne związane z dopuszczalnym położeniem, prędkością, przyspieszeniami stycznymi i prostopadłymi oraz krzywizną trajektorii. Ze względu na znaczne różnice zarówno w geometrii, jak i dynamice pojazdów oraz pieszych, trajektorie tych ostatnich są znacznie bardziej niestabilne i podatne na zakłócenia niż trajektorie pojazdów.

4.1.4. Problemy i ich przewyżczenie

W sprzyjających warunkach (pora dnia, całkowite zachmurzenie, brak opadów, pojazdy i piesi nie przesłaniają się wzajemnie) algorytmy detekcji i generacji trajektorii wykazywały niemal stuprocentową skuteczność. Pora obserwacji oraz warunki pogodowe (zwłaszcza opady i cienie) miały minimalny wpływ na wykrywanie pojazdów, natomiast powodowały istotny spadek jakości detekcji pieszych. W efekcie, w niesprzyjających warunkach oświetleniowych, część pieszych w ogóle nie została zarejestrowana, a część trajektorii pieszych jest niekompletna i dość niestabilna. Problemem było także przesłanianie się wzajemne pojazdów i pieszych, co spowodowało niewykrycie części pojazdów jadących w korku oraz traktowanie pary przechodniów jako jednej osoby (nie wpływało to jednak na detekcję konfliktów). Osobnym zjawiskiem były zakłócenia obrazu interpretowane przez system jako piesi. Stanowiły one 7%-27% wszystkich detekcji (średnio ok. 14%), powodując liczne fałszywe wykrycia konfliktów. Problem został niemal całkowicie wyeliminowany dzięki zastosowaniu klasyfikatora opartego o drzewa losowe, nauczonego na przykładzie kilku tysięcy trajektorii.

4.2. Sytuacje niebezpieczne i ich detekcja

W pierwszym etapie analizy trajektorii pojazdów i pieszych przyjęto trzy kryteria określające sytuacje niebezpieczne: zatrzymanie się pojazdu przed przejściem dla pieszych, opóźnienie pojazdu podczas (gwałtownego) hamowania przed pieszym oraz minimalną odległość pomiędzy pojazdem a pieszym. Bardziej złożone wskaźniki, oparte o dokładną analizę trajektorii i predykcję potencjalnego miejsca i czasu kolizji [3] będą możliwe do automatycznego zastosowania jedynie dla tej części zgromadzonych danych, w których trajektorie obiektów zostały wyznaczone z dużą precyzją. W pozostałych przypadkach niezbędna będzie ręczna analiza położenia obiektów w wybranych scenach, które zostały wstępnie zidentyfikowane przy użyciu dwóch pierwszych, prostych kryteriów.

Wstępne wyniki analizy sytuacji niebezpiecznych bez zastosowania oraz z zastosowaniem systemu SignFlash pokazano w tabeli 3. Analizę obu wariantów przeprowadzono dla 9 wybranych dni powszednich o zbliżonym natężeniu ruchu i dobrych, z punktu widzenia systemu wizyjnego, warunkach pogodowych.

Tabela 3. Liczba zarejestrowanych przypadków zdarzeń bez oraz z systemem SignFlash

	Ustąpienie pierwszeństwa pieszemu	Gwałtowne hamowanie przed pieszym	Przejazd blisko pieszego ze znaczną prędkością	Inne spotkania pieszy-pojazd	Suma zdarzeń
Bez systemu SF	1490 (29,7%)	50 (1,0%)	23 (0,5%)	3457 (68,8%)	5020 (100%)
Z systemem SF	1844 (30,6%)	90 (1,5%)	23 (0,4%)	4062 (67,5%)	6019 (100%)

Analiza kontyngencji przeprowadzona na danych z tabeli 3 pozwala stwierdzić przy pomocy statystyki mającej rozkład χ^2 , że na poziomie istotności $\alpha = 0,1$ można odrzucić hipotezę, że zachowania kierowców pozostały niezmienione po zainstalowaniu systemu oznakowania aktywnego. Z tabeli 3 wynika, że system SignFlash spowodował, iż kierowcy nieco częściej ustępowali pierwszeństwa pieszym na pasach (wzrost o ok. 3%), przy czym znacznie częściej decydowali się na stosunkowo mocne hamowanie (wzrost o ok. 50%) niż w przypadku braku tego systemu. Liczba zarejestrowanych sytuacji, w których samochód mija pieszego na pasach z prędkością nie mniejszą niż 30 km/h i w odległości nie większej niż 2 m była nominalnie taka sama w obu przypadkach, jednak odsetek takich zdarzeń, spadł o ok. 20%. Najpoważniejszy konflikt zarejestrowano 13.11.2013 (bez systemu SF), gdy szybko jadąca taksówka o włos ominęła pieszego, wjeżdżając na azyl dla pieszych.

5. Wnioski

Wyniki analizy obrazu zarejestrowanego na badanym przejściu dla pieszych pozwalają stwierdzić, że zastosowany system wizyjny i algorytmy analityczne umożliwiają detekcję pojazdów i odwzorowanie ich trajektorii z dostateczną dokładnością. Natomiast detekcja i śledzenie pieszych napotyka na większe problemy, szczególnie przy niesprzyjających warunkach pogodowych i oświetleniowych. Stosowane dotychczas metody rejestracji oraz analizy obrazu wymagają w tym wypadku udoskonalenia.

Wstępna klasyfikacja zachowań niebezpiecznych pozwala na automatyczne wykrywanie sytuacji takich jak gwałtowne hamowanie przed pieszym czy też przejazd w pobliżu pieszego ze znaczną prędkością. Przedmiotem dalszych badań będzie klasyfikacja tych

zdarzeń pod względem „ciężkości konfliktu” czyli prawdopodobieństwa dościa do wypadku i jego ciężkości.

Wyniki analizy prędkości pojazdów przed przejściem wskazują, że zarówno system oznakowania aktywnego SignFlash, sygnalizujący obecność pieszych, jak i progi zwalniające powodują statystycznie istotne zmniejszenie średnich prędkości pojazdów. Wstępna identyfikacja sytuacji niebezpiecznych przeprowadzona w odniesieniu do urządzenia SignFlash sugeruje, że korzystnie wpływa ono na zachowanie kierowców i zwiększa (choć umiarkowanie) bezpieczeństwo pieszych na przejściach.

Literatura

- 1 Olszewski P., Szagała P., Wolański M., Zielińska A. Analiza czynników wpływających na zagrożenie pieszych na przejściach przez jezdnie. *Prace Naukowe Politechniki Warszawskiej - Transport*, z. 96 (2013) 333-346.
- 2 Narodowy Program Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego 2013-2020. Krajowa Rada Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego, Warszawa, 2013.
- 3 Lareshyn A, Svensson A, Hydén C. Evaluation of traffic safety, based on micro-level behavioural data: theoretical framework and first implementation. *Accident analysis and prevention*, 42 (2010) 1637-1646.
- 4 Kaparias I., Bell M. G., Greensted J., Cheng S., Miri A., Taylor C., Mount B. Development and Implementation of a Vehicle-Pedestrian Conflict Analysis Method. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2198, (2010) 75-82.
- 5 Cafiso S., Garcia A. G., Cavarra R., Rojas M. R. Crosswalk safety evaluation using a pedestrian risk index as traffic conflict measure. *Proceedings of the 3rd International Conference on Road Safety and Simulation* (2011).
- 6 Czajewski W., Dąbkowski P., Olszewski P. Innovative solutions for improving safety at pedestrian crossings. *Archives of Transport Systems Telematics*, 6 (2013) 16-22.
- 7 Taubert S., Wierzejski A. Influence the structure of the road surface on the measurement of distance and speed using optical head, *Journal of KONES*, 20 (2013) 465-469.

Safety assessment of pedestrian crossing solutions

Piotr Olszewski¹, Witold Czajewski², Paweł Dąbkowski³, Piotr Szagała⁴

^{1,3,4} Faculty of Civil Engineering, Warsaw University of Technology, e-mail:
¹p.olszewski@il.pw.edu.pl, ²p.dabkowki@il.pw.edu.pl, ³p.szagala@il.pw.edu.pl

²Faculty of Electrical Engineering, Warsaw University of Technology,
e-mail: w.czajewski@isep.pw.edu.pl

Abstract: Paper presents preliminary findings from the research project Mobis which is aimed at developing a method of assessing safety of pedestrian road crossings by using video image analysis. Pedestrian and vehicle traffic has been recorded at a selected crossing site in Warsaw for 2 months, before and after installation of safety measures which included active signage and speed humps. Speeds of approaching vehicles were measured and vehicle-pedestrian conflict situations identified by using video analysis. Results indicate that both SignFlash active signage and speed humps reduce mean vehicle speed and have a positive impact on drivers' behaviour.

Keywords: Pedestrian safety, pedestrian crossing, image analysis, conflict technique

Ocena skuteczności ekranu akustycznego z bramą wjazdową

Karol Pereta¹, Lucjan Janas², Rafał Klich³

¹ *Katedra Mechaniki Konstrukcji, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Rzeszowska, e-mail: kpereta@prz.edu.pl*

² *Zakład Dróg i Mostów, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Rzeszowska, e-mail: ljanas@prz.edu.pl*

³ *Wydziałowe Laboratorium Badań konstrukcji, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Rzeszowska, e-mail: rklich@prz.edu.pl*

Streszczenie: Jednym z największych problemów ochrony przed hałasem komunikacyjnym jest prawidłowe zaprojektowanie ekranów akustycznych, ich lokalizacji, długości i wysokości. W artykule przedstawiono doświadczalną i obliczeniową ocenę skuteczności ekranu akustycznego, chroniącego budynek mieszkalny jednorodzinny przed hałasem drogowym. Skuteczność ekranu oceniono metodą pośrednią, wykonując pomiary in-situ. Obliczenia wykonano trzema metodami. Wyniki pomiarów i obliczeń porównano. Wykazano stosunkowo małą skuteczność ekranowania hałasu, wynikającą przede wszystkim z niedostatecznej wysokości i długości ekranu. Na podstawie wywiadu środowiskowego można jednak stwierdzić, że budowa ekranów nawet o niewielkiej skuteczności ma sens.

Słowa kluczowe: ekran akustyczny, hałas komunikacyjny, skuteczność ekranów

1. Wstęp

W ciągu ostatnich dziesięcioleci obserwowany szybki rozwój motoryzacji spowodował zwiększenie zanieczyszczenia środowiska hałasem i wibracjami. Zjawisko to jest szczególnie dokuczliwe w większych skupiskach ludzi, gdzie rozwój jest znacznie szybszy oraz w pobliżu głównych arterii komunikacyjnych. Zgodnie z [1] ocenia się, że głównym składnikiem nadmiernego poziomu dźwięku w Polsce jest hałas komunikacyjny, w szczególności drogowy, spychający na drugi plan hałas przemysłowy. Szacunkowo ok. 13 mln osób zamieszkujących Polskę jest narażonych na nadmierne działanie hałasu a co trzeci Polak ma problemy ze słuchem i problem ten dotyczy coraz młodszych ludzi. W ostatnich kilku latach zbudowano wiele ekranów akustycznych wzdłuż dróg, między jezdniami a zabudową mieszkaniową. Ze względu na konieczność wjazdu na posesje, ekrany wyposażane są w bramy wjazdowe. Taki właśnie przypadek rozważono w niniejszym artykule.

W projektowaniu ekranów akustycznych są często stosowane analityczne metody obliczeń skuteczności jak np. Rettingera, Meakawy i Rathego. Celem pracy jest ocena skuteczności wybranego ekranu oraz analiza przydatności ww. metod obliczeniowych do projektowania ekranu o określonej konstrukcji, geometrii i lokalizacji.

2. Opis badanego ekranu

Przedmiotem badań był ekran akustyczny, pochłaniająco – odbijający, o długości 104 m i wysokości 3.4 m, zlokalizowany wzdłuż drogi krajowej o średnim dobowym natężeniu ruchu 18.660 pojazdów. Droga znajduje się na nasypie o wysokości ok. 1.2 m. Głównym celem budowy ekranu była ochrona akustyczna budynku jednorodzinnego, usytuowanego w odległości 35.6 m od krawędzi jezdni. Ekran został wyposażony w przesuwaną bramę z Plexiglass'u, umożliwiającą wjazd na posesję (rys. 1). Brama jest o 0.3 m niższa od ekranu, a między spodem bramy a drogą dojazdową do posesji stwierdzono szczelinę o wysokości ok. 0.15 m.



Rys. 1. Badany ekran akustyczny: a) widok od strony drogi, b) brama wjazdowa i chroniony budynek

Ekran wykonano z płyt betonowych o gr. 90 mm i dźwiękochłonnej wykładziny ze żrębkobetonu gr. 110 mm. Do produkcji wykładziny zastosowano mechanicznie rozdrobione kawałki drewna iglastego oraz zaprawę cementową.

3. Doświadczalna ocena skuteczności ekranu

Ze względu na brak możliwości pomiaru ciśnienia akustycznego w sytuacji „przed” instalacją istniejącego ekranu akustycznego, ocenę skuteczności wykonano metodą pomiaru pośredniego zgodnie z [2]. Szacunkowy poziom ciśnienia akustycznego „przed” instalacją ekranu wyznaczono poprzez wykonanie pomiaru w miejscu będącym równoważnikiem miejsca badań zasadniczych.

Czas trwania pomiarów przyjęto na podstawie przewidywanego zakresu zmienności poziomu dźwiękuzgodnie z [2]. Czas ten był równy 30 min.

3.1. Aparatura pomiarowa

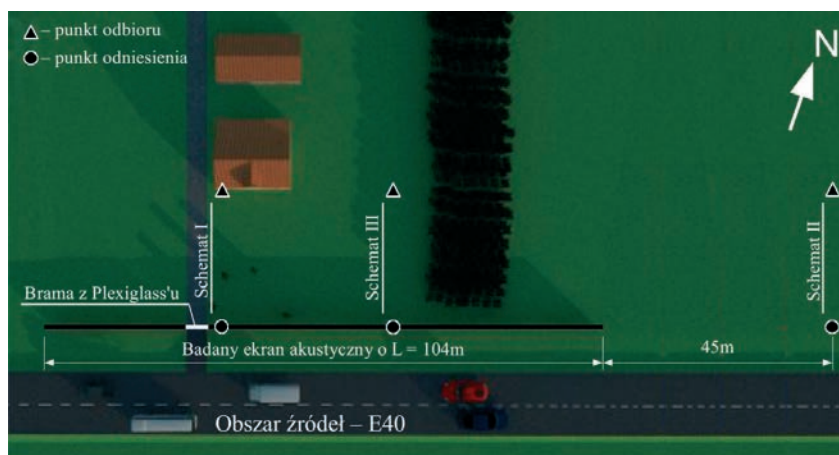
Do badań akustycznych użyto sprzęt firmy Brüel&Kjær, tj. dwukanałowy, ręczny miernik typu 2270, mikrofony typu 4189 z osłonami przeciwwietrznymi UA-0237, UA-1650 oraz statywy mikrofonowe (rys. 2). Warunki atmosferyczne mierzono przenośną stacją meteorologiczną HOBO U30-NRC wyposażoną w anemometr, higrometr, termometr i rejestrator.



Rys. 2. Aparatura pomiarowa: a) miernik B&K 2270, statyw i mikrofon w punkcie odniesienia, b) stacja meteorologiczna

3.2. Punkty i schematy pomiarowe

Na rys. 3 przedstawiono obszar objęty badaniami i rozmieszczenie punktów pomiarowych. Oznaczono również schematy pomiarowe.



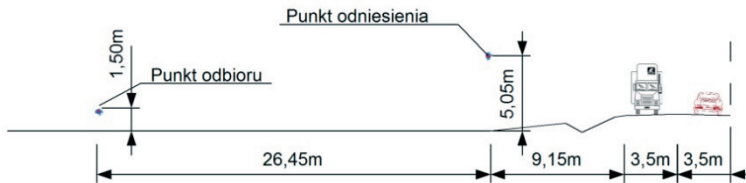
Rys. 3. Obszar objęty badaniami

Pomiary przeprowadzono w trzech schematach:

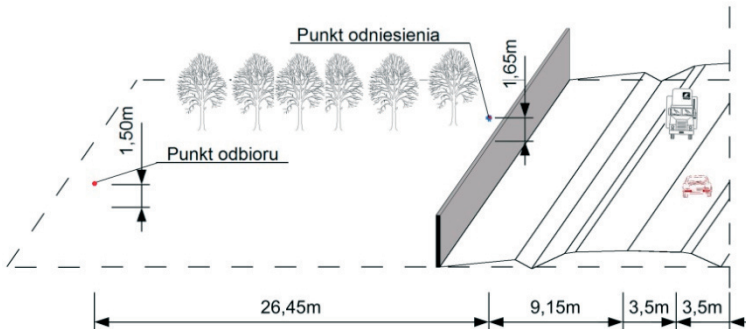
- schemat I w którym punkt odbioru znajdował się bezpośrednio przy elewacji budynku 1.50 m nad poziomem terenu, a punkt odniesienia 1.65 m nad ekranem akustycznym (rys. 4),
- schemat II to pomiary w obszarze porównawczym służącym określeniu poziomu dźwięku „przed” instalacją ekranu (obszar porównawczy wybrano zgodnie z [2]), punkt odbioru zlokalizowano w takiej samej odległości od źródła jak w schemacie I ale w miejscu, w którym nie było budynku (rys. 5),
- schemat III to pomiary w obszarze podlegającym ochronie przed hałasem, w miejscu gdzie nie było budynku; punkty pomiarowe usytuowano w takich samych odległościach od źródła jak w schematach I i II (rys. 6).



Rys. 4. Schemat pomiarowy I, lokalizacja punktu odbioru



Rys. 5. Schemat pomiarowy II



Rys. 6. Schemat pomiarowy III

3.3. Wyniki pomiarów

Maksymalna temperatura jaką zanotowano w czasie badań to 8,5 °C a minimalna 5,4 °C. Wilgotność względna powietrza wahała się w granicach 44 % do 68 %, prędkość wiatru nie przekroczyła 3.7 m/s. Zachmurzenie zostało zakwalifikowane do klasy pierwszej.

Poziom ciśnienia akustycznego rejestrowano w pasmach tercjowych, w zakresie od 50 Hz do 5 kHz. Zastosowano charakterystykę korekcyjną „A”. Rejestracja ciśnienia akustycznego w punkcie odniesienia i punkcie odbioru była równoczesna. Pomiary w każdym schemacie, zgodnie z [3], przeprowadzono 3-krotnie. Powtórzenia miały na celu eliminację błędów pomiarowych, ew. zbyt dużych różnic poziomów dźwięku oraz dokładne określenie równoważnych poziomów dźwięku w każdym ze schematów. Przykładowe widma hałasu w punkcie odniesienia i punkcie odbioru przedstawiono na rys. 7, rys. 8 i rys. 9.

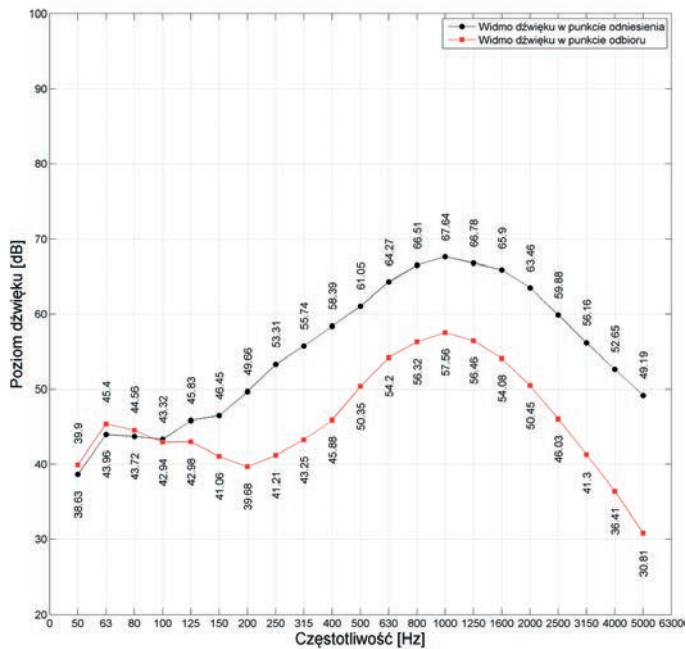
Zarejestrowane w pasmach tercjowych poziomy dźwięku przeliczono na równoważny poziom dźwięku stosując wzór:

$$L = 10 \log \left(\sum_{i=1}^{21} 10^{0,1L_i} \right) \quad (1)$$

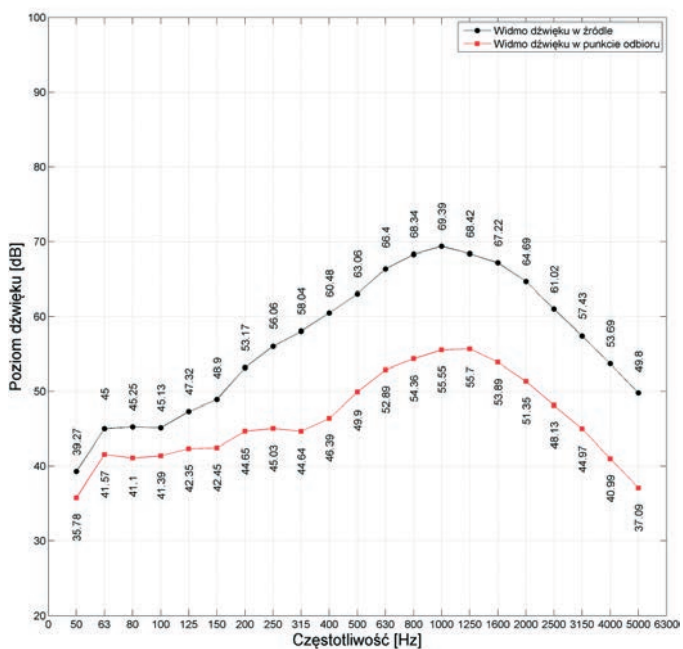
gdzie:

L_i – poziom dźwięku w paśmie tercjowym.

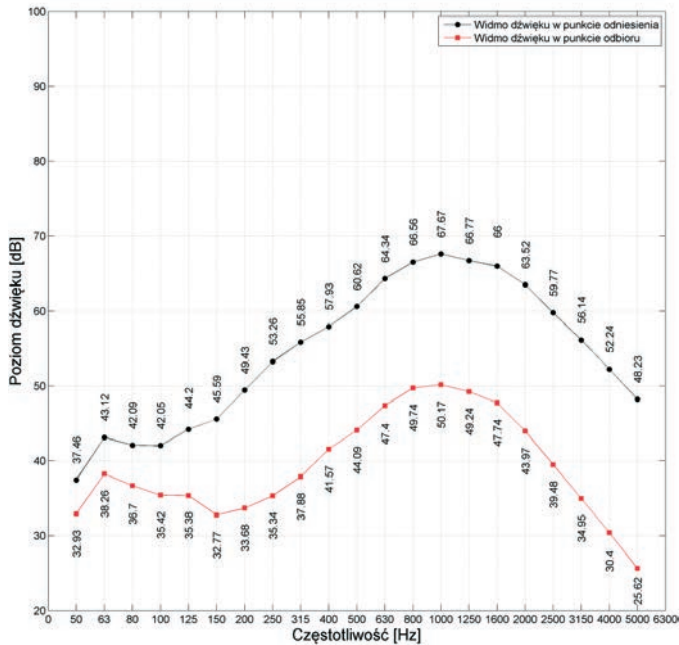
Wartości równoważnych poziomów dźwięku w poszczególnych punktach pomiarowych, dla poszczególnych pomiarów i schematów pomiarowych przedstawiono w Tab. 1.



Rys. 7. Widmo dźwięku w punkcie odniesienia i punkcie odbioru - schemat I



Rys. 8. Widmo dźwięku w punkcie odniesienia i w punkcie odbioru - schemat II



Rys. 9. Widmo dźwięku w punkcie odniesienia i w punkcie odbioru - schemat III

Tabela 1. Równoważne poziomy dźwięku w [dB] dla poszczególnych pomiarów i schematów pomiarowych

Nr pomiaru	Nr schematu pomiarowego					
	I		II		III	
	Punkt odniesienia ($L_{ref,AI}$)	Punkt odbioru ($L_{r,AI}$)	Punkt odniesienia ($L_{ref,B}$)	Punkt odbioru ($L_{r,B}$)	Punkt odniesienia ($L_{ref,AII}$)	Punkt odbioru ($L_{r,AII}$)
1	74.65	64.00	74.69	64.32	74.38	57.50
2	74.51	64.35	74.43	63.22	74.55	56.37
3	74.38	63.24	75.26	64.89	74.60	57.25

Równoważny poziom dźwięku w czasie odniesienia T , w każdym schemacie pomiarowym obliczono zgodnie z wzorem:

$$L_{Aeq} = 10 \log \left(\frac{1}{T} \sum_{i=1}^3 t_i \cdot 10^{0,1L} \right) \quad (2)$$

gdzie:

L – wartość równoważnego poziomu dźwięku

t_i – czas jednego pomiaru w [s], $t_i = 1800$ s,

T – czas odniesienia w [s], $T = 5400$ s.

Wyniki obliczeń przedstawiono w Tab. 2

Tabela 2. Równoważne poziomy dźwięku w [dB] dla poszczególnych schematów pomiarowych

Punkt odniesienia ($L_{ref,AI}$)	Nr schematu pomiarowego					
	I		II		III	
	Punkt odbioru ($L_{r,AI}$)	Punkt odniesienia ($L_{ref,B}$)	Punkt odbioru ($L_{r,B}$)	Punkt odniesienia ($L_{ref,AII}$)	Punkt odbioru ($L_{r,AII}$)	
74.51	63.89	74.81	64.20	74.51	57.06	

Różnice poziomów dźwięku w punkcie odniesienia i punkcie odbioru obliczono uwzględniając usytuowanie punktu odbioru, korzystając ze wzorów:

$$\Delta L_B = L_{ref,B} - (L_{rB} - C_r) = 74.81 - (64.20 - 0) = 10.61 \text{ dB},$$

$$\Delta L_{A1} = L_{ref,A1} - (L_{rA1} - C_r') = 74.51 - (63.89 - 6) = 16.62 \text{ dB},$$

$$\Delta L_{A2} = L_{ref,A2} - (L_{rA2} - C_r) = 74.51 - (57.06 - 0) = 17.45 \text{ dB},$$

gdzie: C_r i C_r' to współczynniki korekcyjne, przyjęte zgodnie z [2]:

- dla pola swobodnego w obszarze półkulistym: $C_r = 0 \text{ dB}$,
- dla punktu odbioru „na powierzchniach odbijających”: $C_r' = 6 \text{ dB}$.

Zmierzona pośrednio skuteczność ekranu D_{IL}' wynosi:

$$\bullet \text{ na powierzchni odbijającej } D_{IL1}' = \Delta L_{A1} - \Delta L_B = 16.62 - 10.61 = 6.01 \approx 6 \text{ dB},$$

$$\bullet \text{ dla pola swobodnego } D_{IL2}' = \Delta L_{A2} - \Delta L_B = 17.45 - 10.61 = 6.84 \approx 7 \text{ dB}.$$

4. Obliczeniowe określenie efektywności ekranu

Miarą skuteczności akustycznej ekranu jest efektywność akustyczna ΔL_E , obliczana jako różnica pomiędzy poziomem ciśnienia akustycznego w sąsiedztwie obiektu chronionego przy braku ekranu L_1 i poziomem ciśnienia akustycznego w obecności ekranu L_2 :

$$\Delta L_E = L_1 - L_2 \quad (3)$$

Metody obliczeniowe określenia efektywności akustycznej opierają się na założeniu nieskończenie długiego ekranu w postaci cienkiej pionowej płyty. W analizowanym przypadku uwzględniono warunki atmosferyczne, w jakich wykonano pomiary. Średnią prędkość dźwięku V [m/s] skorygowano, uwzględniając rzeczywistą temperaturę powietrza, korzystając ze wzoru:

$$V = 331,5 + 0,6\Theta \quad (4)$$

gdzie:

Θ – temperatura powietrza w [°C], $\Theta = 6.90 \text{ °C}$.

Długości fal λ [m] dla częstotliwości w zakresie od 50 Hz do 5 kHz obliczono ze wzoru:

$$\lambda = \frac{V}{f} \quad (5)$$

gdzie:

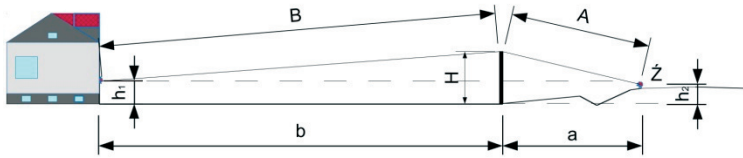
V – średnia prędkość dźwięku w powietrzu, f – częstotliwość [Hz].

Wyniki obliczeń przedstawiono w Tab. 3.

Tabela 3. Długość fali dźwiękowej w temperaturze powietrza 6.9 °C

f [Hz]	50	63	80	100	125	160	200	250	315	400	
λ [m]	6.713	5.328	4.196	3.356	2.685	2.098	1.678	1.343	1.066	0.839	
F [Hz]	500	630	800	1000	1250	1600	2000	2500	3150	4000	5000
λ [m]	0.671	0.532	0.419	0.336	0.268	0.209	0.168	0.134	0.106	0.084	0.067

Efektywność akustyczną ekranu obliczono w poszczególnych pasmach częstotliwości trzema metodami: Rettingera, Meakawy i Rathego [4]. Parametry geometryczne przedstawiono na rys. 10. Wartości parametrów są następujące: $h_2 = 1.25 \text{ m}$, $h_1 = 1.5 \text{ m}$, $a = 9.35 \text{ m}$, $b = 6.45 \text{ m}$, $H = 3.40 \text{ m}$, $A = 9.41 \text{ m}$, $B = 26.51 \text{ m}$.



Rys. 10. Parametry geometryczne badanego obiektu

Wyniki obliczeń zamieszczono w Tab. 4. W tabeli tej zamieszczono również efektywność określoną na podstawie pomiarów, obliczoną jako różnicę zmierzonych wartości poziomu ciśnienia akustycznego w punkcie odbioru przy braku ekranu (schemat II) i w punkcie odbioru w obecności ekranu (schemat I i III).

Tabela 4. Obliczona i zmierzona efektywność akustyczna ekranu w poszczególnych pasmach częstotliwości [dB]

f [Hz]	50	63	80	100	125	160	200	250	315	400	
ΔL_{ERet}	9.42	10.22	10.22	11.00	11.76	12.50	13.19	13.85	14.50	15.10	
ΔL_{EMea}	5.62	5.77	5.97	6.18	6.44	6.79	7.16	7.60	8.12	8.74	
ΔL_{ERat}	6.83	7.03	7.27	7.52	7.80	8.14	8.48	8.87	9.32	9.82	
$\Delta L_{E(II-I)}$	1.88	2.17	2.54	4.45	5.37	7.39	10.97	9.82	7.39	6.51	
$\Delta L_{E(II-III)}$	2.85	3.31	4.40	5.97	6.97	9.68	10.97	9.69	6.76	4.82	
f [Hz]	500	630	800	1000	1250	1600	2000	2500	3150	4000	5000
ΔL_{ERet}	16.24	16.77	17.75	18.66	20.97	20.61	21.62	22.50	23.58	24.77	26.47
ΔL_{EMea}	9.38	10.12	10.95	11.78	12.65	13.65	14.58	15.53	16.52	17.55	18.52
ΔL_{ERat}	10.34	10.91	11.55	12.15	12.75	13.64	14.61	15.58	16.58	17.62	18.59
$\Delta L_{E(II-I)}$	5.55	4.69	4.04	3.99	5.24	5.81	6.90	8.10	9.67	10.58	12.28
$\Delta L_{E(II-III)}$	5.81	5.49	4.62	5.38	6.46	6.15	7.38	8.65	10.02	10.59	11.47

5. Podsumowanie i wnioski

Wyznaczona doświadczalnie skuteczność ekranu jest mała, rzędu 6 - 7 dB. Przyjęty współczynnik korekcyjny C_r uwzględniający zjawisko odbicia fali dźwiękowej wydaje się poprawnie opisywać to zjawisko fizyczne. Przyczyną tak niewielkiej skuteczności jest przede wszystkim zbyt mała wysokość i długość ekranu. Na skuteczność oczywiście ma również wpływ usytuowanie drogi na nasypie.

Porównanie efektywności w poszczególnych pasmach częstotliwości pozwala na stwierdzenie, że żadna z zastosowanych metod obliczeniowych nie daje wyników bliskich wynikom pomiarów. Żadna z zastosowanych metod nie pozwala uwzględnić bramy wjazdowej i często występujących przy bramach „mostków akustycznych” np. w postaci szczeliny. W projektowaniu ekranów z bramami konieczne jest więc stosowanie zaawansowanych metod obliczeniowych opartych np. na metodzie elementów brzegowych.

Mała skuteczność badanego ekranu skłania do postawienia pytania: czy budowa tego zabezpieczenia akustycznego miała sens? O odpowiedź na to pytanie poproszono mieszkańców chronionego budynku. Właściciel posesji stwierdził, że po wybudowaniu ekranu hałas w pomieszczeniach mieszkalnych odczuwalnie się obniżył. Stwierdził również, że bramę mimo jej dużej masy zamyka, ponieważ jest ciszej. Przyznał, że kilka razy w miesiącu brama pozostaje otwarta (np. wtedy gdy późno wraca z pracy) i wtedy hałas w budynku jest odczuwalnie większy. Żałuje, że ekran nie jest dłuższy i wyższy bo wtedy „byłoby ciszej”. Opinia mieszkańców jednoznacznie potwierdziła sens budowania ekranów, nawet jeśli nie są one doskonałe. Należy jednak dbać o to, aby ich skuteczność była wystarczająca i adekwatna do wydanych środków.

Literatura

- 1 Marczak P. Zagrożenie hałasem. Wybrane zagadnienia. Kancelaria Senatu, Warszawa 2012.
- 2 PN-ISO 10847:2002, Akustyka. Wyznaczanie "In Situ" skuteczności zewnętrznych ekranów akustycznych wszystkich rodzajów.
- 3 Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 16 czerwca 2001r. w sprawie wymagań w zakresie prowadzenia pomiarów w środowisku substancji lub energii przez zarządzającego drogą, linią kolejową, linią tramwajową, lotniskiem, portem (Dz. U. 2001 nr 140 poz. 824).
- 4 Zakrzewski T., Żuchowski R. Kompendium akustyki architektonicznej wraz z przykładami metod obliczeniowych. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2009.

Evaluation of efficiency of acoustic screen with gate

Karol Pereta¹, Lucjan Janas², Rafał Klich³

¹ *Department of Structural Mechanics, The Faculty of Civil and Environmental Engineering, Rzeszow University of Technology, e-mail: kpereta@prz.edu.pl*

² *Department of Roads and Bridges, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Rzeszow University of Technology, e-mail: ljanas@prz.edu.pl*

³ *Construction Research Center in the Department of Civil Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Rzeszow University of Technology, e-mail: rklich@prz.edu.pl*

Abstract: One of the biggest problems of traffic noise protection is the proper design of noise barriers, their location, length and height. An experimental and analytical efficiency method of traffic noise protection against traffic noise, in the case of a single-family building, has been presented in this paper. The efficiency of this screen has been evaluated by an indirect method. In this case research survey on site has been made. The calculations have been made with the use of three methods. The results of measurements and calculations have been compared. A low efficiency acoustic screen has been demonstrated, whereas its low efficiency mainly resulted from the low height and length. On the basis of the interviews with residents, it can be said that the construction of screens, even those of low efficiency, makes sense.

Keywords: acoustic screen, traffic noise, efficiency of the screens

Analiza porównawcza wybranych metod badawczych odporności na działanie wody i mrozu mieszanek mineralno-asfaltowych

Andrzej Plewa

*Zakład Inżynierii Drogowej, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska,
Politechnika Białostocka, e-mail: a.plewa@pb.edu.pl*

Streszczenie: Odporność na działanie wody i mrozu jest jedną z najważniejszych właściwości charakteryzujących parametry techniczne mieszanek mineralno-asfaltowych. Czynniki środowiskowe oddziałujące na nawierzchnie drogową znacząco niekorzystnie wpływają na trwałość poszczególnych warstw konstrukcyjnych drogi. W strefie klimatycznej, w której znajduje się Polska, nawierzchnia jezdni drogowej poddawana jest w ciągu roku między innymi wielokrotnemu nasączeniu wodą, zamrażaniu i odmrażaniu. Bardzo często procesom tym towarzyszy również sól stosowana podczas zimowego utrzymania dróg. Zasadnym staje się więc kontrolowanie MMA pod względem wrażliwości na wspomniane niszczące oddziaływania.

Oznaczenie wodo- oraz mrozoodporności MMA według obowiązujących procedur polega na określeniu zmniejszenia średniej wytrzymałości na rozciąganie pośrednie próbek nasyconych wodą do próbek suchych. Dużym problemem metody stosowanej w Polsce jest powtarzalność i odtwarzalność uzyskiwanych rezultatów badań.

W referacie zaprezentowane zostały wyniki badań i analiz odporności na działanie wody i mrozu według wymagań WT-2 2010, AASHTO T 283-89 oraz „metody skandynawskiej”. Badaniom poddano mieszanki mineralno-asfaltowe typu AC 11S oraz AC 16P. Wodoodporność i mrozoodporność mieszanek mineralno-asfaltowych określono za pomocą badań wytrzymałości na rozciąganie pośrednie (ITS) oraz modułów sztywności (IT-CY).

Słowa kluczowe: beton asfaltowy, odporność MMA na działanie wody i mrozu, wytrzymałość MMA na rozciąganie pośrednie (ITS), moduł sztywności (IT-CY)MMA

1. Wprowadzenie

Badanie wodo- i mrozoodporności jest ważnym elementem w procesie projektowania składu mieszanek mineralno-asfaltowych (MMA). Badania i testy symulujące oddziaływanie wody i mrozu (środków odladzających) na strukturę MMA [1,2,3,4,5,6,7,8] pozwalają na scharakteryzowanie stopnia pogorszenia się wytrzymałości mieszanki mineralno-asfaltowej w wyniku agresywnego działania wody i mrozu podczas procesu eksploatacji warstwy z MMA w konstrukcji nawierzchni drogowej. W rezultacie szkodliwego wpływu wspomnianych czynników może dochodzić do jej uszkodzeń [1,2,3,4,5,7,8]: utraty adhezji asfaltu do kruszywa (jest to częściowe lub całkowite zniszczenie powierzchni połączenia pomiędzy tymi materiałami, zjawisko mające największy wpływ na wytrzymałość mechaniczną MMA oraz szczelność nawierzchni drogowej), utraty kohezji i sztywności cienkiej warstwy asfaltu, pęknięcia nasyconych wodą ziaren kruszywa, odmywania asfaltu z kruszywa (stripping), degradacji mieszanki mineralno-asfaltowej przez zamarzającą w jej wnętrzu wodę, odrywania lepiszcza od kruszywa (bezpośrednią przyczyną tego zjawiska

może być duże zapylenie materiału mineralnego, przepływ wilgotnego powietrza w otwartych MMA oraz woda uwięziona w kapilarach kruszywa), zniszczenie MMA przez ciśnienie porowe (zjawisko zachodzi bardzo często w mieszankach o dużej zawartości wolnych przestrzeni), emulgacji asfaltu (lepszcze w wyniku wydłużonego kontaktu z wodą może emulgować, wytwarzając na powierzchni emulsję wodno-olejową).

Wymienione mechanizmy zniszczenia mogą występować w tym samym czasie i powodować pogorszenie parametrów wytrzymałościowych wykonanych mieszanek mineralno-asfaltowych. Szybkość destrukcji zależy głównie od stopnia adhezji pomiędzy kruszywem i lepiszczem. Widocznymi efektami niedostatecznej odporności nawierzchni na działanie wody, mrozu oraz soli są wykruszenia, ubytki, deformacje, łuszczenie się asfaltu oraz spękania warstwy ścieralnej. Uszkodzenia te mogą być także następstwem nieprawidłowo wykonanego odwodnienia powierzchniowego oraz wgłębego. Prowadzi to głównie do niepożądanego wprowadzenia wody (lub pary wodnej) w głąb konstrukcji drogowej [4,8,9].

Wrażliwość MMA na działanie wody, mrozu i soli można wyznaczyć za pomocą wielu badań laboratoryjnych symulujących warunki atmosferyczne panujące na drodze. Doświadczenia te pozwalają na określenie sposobu zachowania się mieszanek mineralno-asfaltowych po 10÷15 latach ich eksploatacji. Najbardziej popularne metody oznaczania wrażliwości MMA na czynniki środowiskowe można podzielić na dwie grupy [4]:

- badania, w których niezagęszczona mieszanka mineralno-asfaltowa lub otoczone lepiszczem wybrane frakcje kruszywa poddawane są procesowi nasycania wodą. Odmycie asfaltu z ziaren mieszanki mineralnej jest miarą wrażliwości próbek na działanie czynników atmosferycznych. Badania te nie pozwalają na precyzyjne określenie odporności MMA na działanie wody,
- badania, w których zagęszczona mieszanka mineralno-asfaltowa poddawana jest procesowi kondycjonowania. Zmniejszenie wytrzymałości jest miarą wrażliwości próbek na działanie wody i mrozu. Badania te, w odniesieniu do poprzedniego typu badań, dokładniej odwzorowują wpływ czynników środowiskowych na MMA.

Wymienione grupy badań w warunkach laboratoryjnych mogą symulować zmiany zachodzące w mieszankach mineralno-asfaltowych w wyniku działania wody, temperatury lub innych czynników atmosferycznych. Do najbardziej popularnych aprobat lub metod badawczych odporności MMA na działanie wody i mrozu można zaliczyć: wymagania wg normy PN-EN 12697-12 (na próbkach zagęszczonych z MMA), wymagania wg normy PN-EN 12697-11 (tzw. metoda butelkowa), wymagania wg normy AASHTO T 283-89, metoda skandynawska, oznaczenia wg Załącznika 1 WT-2, metoda wyplukiwania, metoda teksańska, metoda badań na stanowisku ECS (Environmental Conditioning System), metoda ADAP (accelerated durability assessment procedure) [1,2,3,4,5,6,7,8].

W referacie zaprezentowane zostały wyniki badań i analiz odporności na działanie wody i mrozu według wymagań WT-2 2010, AASHTO T 283-89 oraz metody skandynawskiej. Badaniom poddano mieszanki mineralno-asfaltowe typu AC 11S oraz AC 16P. Wodo- i mrozoodporność mieszanek mineralno-asfaltowych określono przez oznaczenie wytrzymałości na rozciąganie pośrednie pod obciążeniem statycznym (ITS) oraz modułów sztywności pod obciążeniem dynamicznym (IT-CY).

2. Przedmiot i zakres badań

Do badań odporności na działanie wody i mrozu wykorzystano mieszanki mineralno-asfaltowe typu beton asfaltowy do warstwy ścieralnej AC 11S z asfaltem wielorodzajowym

35/50 kategorii ruchu KR 5÷6 i beton asfaltowy do warstwy podbudowy AC 16P z asfaltem 35/50 kategorii ruchu KR 5÷6. Mieszanki betonu asfaltowego zaprojektowano zgodnie z wymaganiami WT-2 2010. W procesie projektowania zawartość asfaltu wielorodzajowego 35/50 w AC 11S ustalono jako B=5,8% (zawartość wolnej przestrzeni $V_m = 2,9\%$), natomiast zawartość asfaltu 35/50 w AC 16P ustalono jako B=4,6% (zawartość wolnej przestrzeni $V_m = 5,3\%$).

Z mieszanek mineralno-asfaltowych wykonano po 80 próbek każdej mieszanki. Próbkę zróżnicowano wg metody zagęszczania. Wykonano 40 próbek każdej MMA zagęszczonych w ubijaku Marshalla wg PN-EN 12697-30 (po 35 uderzeń na każdą stronę, średnia zawartość wolnej przestrzeni: AC 11S - $V_m = 7,1\%$, AC 16P - $V_m = 7,7\%$.) i prasie żyrotorowej wg PN-EN 12697-31 (dostosowano ilość obrotów tak, aby średnia zawartość wolnej przestrzeni wynosiła ok. $V_m = 7,5\%$).

Wykonane próbki badawcze każdej MMA (zróżnicowane wg metody zagęszczania) podzielono na 4 serie badawcze: „ZN” – seria próbek (zestaw niekondycjonowany), które nie poddawano procesom wpływu wody i mrozu, „WT-2” – serie próbek, które poddano procedurze wpływu wody i mrozu zgodnie z wymaganiami WT-2 2010, „AASHTO” - serie próbek, które kondycjonowano wg procedury AASHTO T 283-89, „SKAND” - serie próbek, które kondycjonowano wg „metody skandynawskiej” [3]. Podczas procesów kondycjonowania próbek nie stosowano dodatku NaCl oraz nie poddawano MMA wpływom starzenia technologicznego.

Próbki kondycjonowane i niekondycjonowane poddano oznaczeniom modułów sztywności pod obciążeniem dynamicznym (IT-CY) [PN-EN 12697-26] w temperaturze badania 25°C, a następnie wykonano badania wytrzymałości na rozciąganie pośrednie pod obciążeniem statycznym (ITS) również w temperaturze 25°C [PN-EN 12697-23].

3. Analiza wyników badań

W pierwszej kolejności uzyskane wyniki badań odporności na działanie wody i mrozu mieszanek mineralno-asfaltowych typu AC 11S oraz AC 16P, oznaczonych w badaniach wytrzymałości na rozciąganie (ITS) oraz modułów sztywności (IT-CY), próbek niekondycjonowanych i poddanych kondycjonowaniu wg analizowanych metod, poddano testowi istotności wpływu warunków „wejściowych” badania na rezultaty otrzymanych wyników badań. Rozważano, która zmienna „X” (np. metoda zagęszczania próbek) ma istotny wpływ na wynikową właściwość „Y” (wytrzymałość na rozciąganie pośrednie (ITS) lub moduł sztywności (IT-CY)). Poziom istotności α_i określano z rozkładu F. Na podstawie wyznaczonego poziomu istotności twierdzono o istotności wpływu zmiennej x_i na parametr y_i w sposób następujący:

- $\alpha_i \leq 0.01$ – bardzo duży wpływ zmiennej x_i (BI),
- $0.01 < \alpha_i \leq 0.05$ – istotny wpływ zmiennej x_i (I),
- $0.05 < \alpha_i \leq 0.10$ – mało istotny wpływ zmiennej x_i (MI),
- $\alpha_i > 0.10$ – nieistotny wpływ zmiennej x_i (NI).

Do analizy wpływu warunków wejściowych przyjęto następujący zbiór wielkości charakteryzujących właściwości betonu asfaltowego, parametry lub rodzaj badania (x_i):

X_1 – maksymalna wielkość uziarnienia betonu asfaltowego,

X_2 – metoda zagęszczania próbek AC,

X_3 – zawartość wolnej przestrzeni w próbkach z AC: V_m w AC 11S, V_m w AC16P,

X_4 – metoda kondycjonowania próbek AC: WT-2/AASHTO,

X_5 – metoda kondycjonowania próbek AC: WT-2/SKAND,

X_6 – wpływ kondycjonowania próbek AC: NK/WT-2, NK/AASHTO, NK/SKAND.

Wielkościami wyjściowymi, których wartości stanowiły wyniki pomiarów właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych, zależnych od ustalonych wartości wielkości wejściowych, były następujące zmienne (y_i):

Y_1 – wyniki badań ITS,

Y_2 – wyniki badań IT-CY.

Wyniki testu istotności wpływu parametrów wejściowych na badane właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych przedstawiono w tab.1.

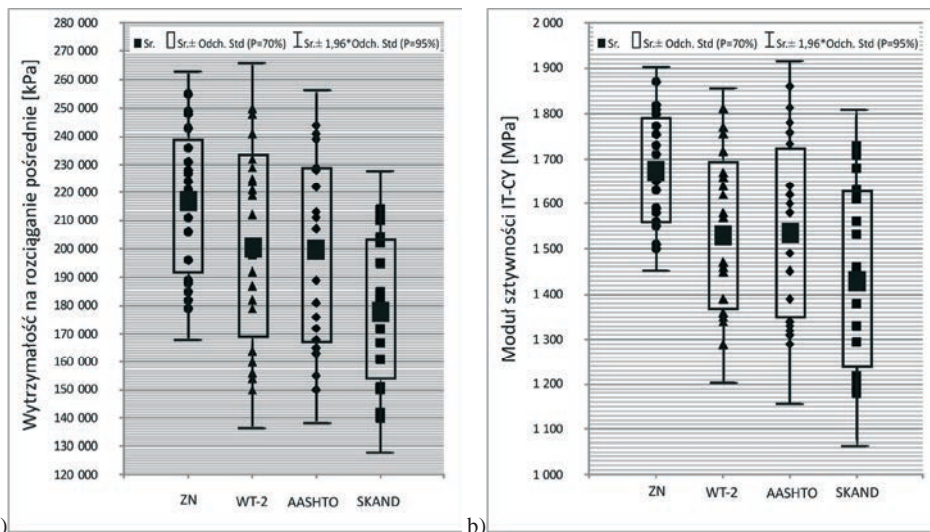
Tabela 1. Istotności wpływu parametrów charakteryzujących warunki wejściowe badania na rezultaty otrzymanych wyników badań ITS i IT-CY

Parametry wejściowe badania	Y_1 – wyniki badań ITS	Y_2 – wyniki badań IT-CY
X_1 – maksymalna wielkość uziarnienia betonu asfaltowego	BI	BI
X_2 – metoda zagęszczania próbek AC	MI	NI
X_3 – zawartość wolnej przestrzeni w próbkach z MMA: V_m w AC 11S, V_m w AC16P	NI	NI
X_4 – metoda kondycjonowania próbek AC: WT-2/AASHTO	MI	NI
X_5 – metoda kondycjonowania próbek AC: WT-2/SKAND	BI	BI
X_6 – wpływ kondycjonowania próbek AC: NK/WT-2, NK/AASHTO, NK/SKAND	BI	BI

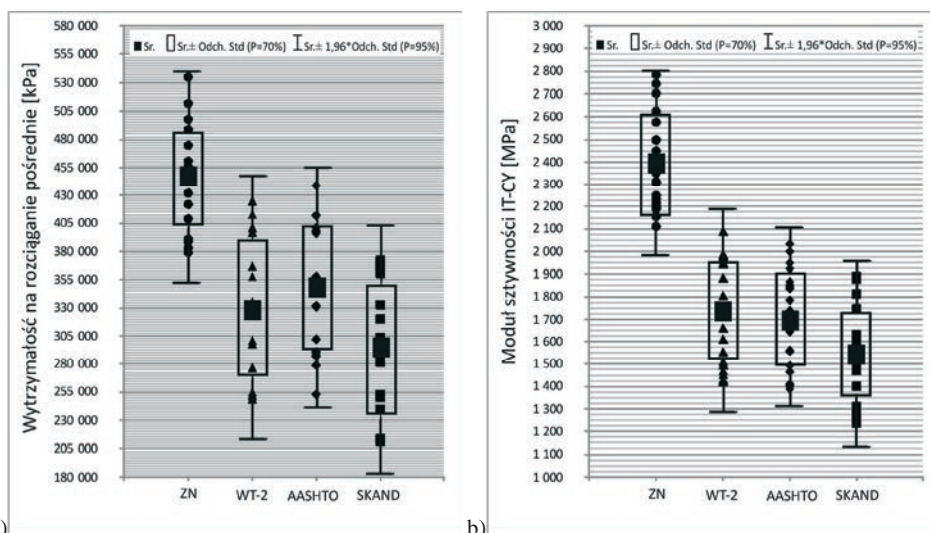
Analizując wyniki testu istotności wpływu parametrów charakteryzujących warunki wejściowe badania na rezultaty badań wytrzymałości na rozciąganie pośrednie (ITS) i wyników oznaczeń modułów sztywności (IT-CY) (tab. 1) należy stwierdzić, że bardzo istotny wpływ (BI) mają: maksymalna wielkość uziarnienia mieszanki mineralno-asfaltowej, kondycjonowanie próbek wg metody WT-2 w odniesieniu do kondycjonowania próbek wg metody skandynawskiej oraz wpływ działania wody i mrozu na próbki betonu asfaltowego. Natomiast nieistotny lub mało istotny wpływ mają: metoda zagęszczania próbek, zawartość wolnej przestrzeni w próbkach betonu asfaltowego (analizowano zawartość wolnej przestrzeni w jednym rodzaju mieszanki betonu asfaltowego AC 11S lub AC 16P) oraz kondycjonowanie próbek wg metody WT-2 w odniesieniu do kondycjonowania próbek wg metody AASHTO.

Na podstawie wyników analiz testu istotności ustalono, że do dalszych analiz uzyskanych wyników badań nie różnicowano rezultatów badań ze względu na metodę zagęszczania próbek (prasa żyratorowa, ubijak Marshalla).

Wyniki badań odporności na działanie wody i mrozu mieszanek mineralno-asfaltowych typu AC 11S oraz AC 16P oznaczonych w badaniach wytrzymałości na rozciąganie pośrednie (ITS) oraz badaniach modułów sztywności (IT-CY), próbek niekondycjonowanych i poddanych kondycjonowaniu wg wymagań WT-2, AASHTO T 283-89 i „metody skandynawskiej”, przedstawiono na rys. 1 i rys. 2.



Rys. 1. Wyniki badań: a) wytrzymałość na rozciąganie (ITS); b) modułów sztywności (IT-CY), próbek z betonu asfaltowego AC 11S wiel. 35/50 niekondycjonowanych oraz poddanych kondycjonowaniu wg wymagań WT-2, AASHTO T 283-89 i „metody skandynawskiej”



Rys. 2. Wyniki badań: a) wytrzymałość na rozciąganie (ITS); b) modułów sztywności (IT-CY), próbek z betonu asfaltowego AC 16P 35/50 niekondycjonowanych oraz poddanych kondycjonowaniu wg wymagań WT-2, AASHTO T 283-89 i „metody skandynawskiej”

Zestawienie wyników badań odporności na działanie wody i mrozu mieszanek AC 11S i AC 16P, zróżnicowanych ze względu na metodę kondycjonowania oraz metodę badania, przedstawiono w tab. 2 i tab. 3.

Tabela 2. Zestawienie wyników badań odporności na działanie wody i mrozu próbek z mieszanki AC 11S wiel.35/50 niekondycjonowanych oraz poddanych kondycjonowaniu wg wymagań WT-2, AASHTO T 283-89 i „metody skandynawskiej”

AC 11S wiel.35/50				
Metoda kondycjonowania:	Średnia [MPa]	Odp. na działanie wody i mrozu (ITSR, IT-CY R)	Szerokość przedziału ufności P=95% ($\bar{s}r \pm (1,96 * \text{odch st.}/\bar{s}r)$)	Procent il. wyników uzyskanych w przedz. ($\bar{s}r \pm 10\% * \bar{s}r$)
Badania ITS				
ZN	216	-	22%	55%
WT-2	201	93,1%	32%	25%
AASHTO	198	91,5%	30%	30%
SKAND	178	82,5%	28%	30%
Badania IT-CY				
ZN	1678	-	14%	90%
WT-2	1541	91,8%	20%	60%
AASHTO	1548	92,3%	24%	40%
SKAND	1430	85,3%	28%	40%

Tabela 3. Zestawienie wyników badań odporności na działanie wody i mrozu próbek z mieszanki AC 16P 35/50 niekondycjonowanych oraz poddanych kondycjonowaniu wg wymagań WT-2, AASHTO T 283-89 i „metody skandynawskiej”

AC 16P 35/50				
Metoda kondycjonowania:	Średnia [MPa]	Odp. na działanie wody i mrozu (ITSR, IT-CY R)	Szerokość przedziału ufności P=95% ($\bar{s}r \pm (1,96 * \text{odch st.}/\bar{s}r)$)	Procent il. wyników uzyskanych w przedz. ($\bar{s}r \pm 10\% * \bar{s}r$)
Badania ITS				
ZN	446	-	25%	35%
WT-2	328	73,6%	28%	30%
AASHTO	341	76,5%	38%	15%
SKAND	294	65,9%	29%	20%
Badania IT-CY				
ZN	2391	-	19%	70%
WT-2	1740	72,8%	23%	35%
AASHTO	1708	71,4%	20%	55%
SKAND	1544	64,6%	27%	50%

Na podstawie wyników badań odporności na działanie wody i mrozu mieszanek AC 11S i AC 16P (tab. 2 i tab. 3), należy stwierdzić, że uzyskano bardzo zbliżone wyniki odporności dla próbek poddanych kondycjonowaniu wg metod WT-2 i AASHTO. Maksymalna różnica uzyskanych wyników zawiera się w granicach 3%. Metoda skandynawska, w odniesieniu do dwóch pozostałych metod wpływa bardziej destrukcyjnie na kondycjonowane wg tej procedury próbki z MMA. Próbki poddane działaniu wody i mrozu wg metody skandynawskiej wykazały mniejsze wartości odporności o ok. 10% dla AC 11S i 8% dla AC 16P analizując wartości wytrzymałości na rozciąganie pośrednie (ITS) oraz o ok. 7% dla AC 11S i AC 16P analizując modułów sztywności (IT-CY) w odniesieniu do rezultatów badań uzyskanych dla próbek kondycjonowanych wg procedur WT-2 i AASHTO.

Statystyczna analiza wyników badań odporności na działanie wody i mrozu mieszanek AC 11S i AC 16P (tab. 2 i tab. 3) dowiodła, że korzystniejszą metodą określania odporności MMA na działanie wody i mrozu jest oznaczanie odporności na podstawie badań modułów sztywności IT-CY. Dowodzą tego przedstawione w tab. 2 i tab. 3 szerokości przedziałów poziomów ufności P=95% ($\bar{s}r \pm (1,96 * \text{odch st.}/\bar{s}r)$) uzyskanych rezultatów badań oraz

procentowa ilość wyników oznaczeń zawierających się w przedziale ($\bar{s}r \pm 10\% * \bar{s}r$). Procentowa szerokość przedziału ufności $P=95\%$ mówi o tym, że im mniejsza jest jej wartość procentowa, tym mniejsze są rozrzuty wyników badań (wyniki oznaczeń są bliżej skupione przy wartości średniej). Wyniki badań wytrzymałości na rozciąganie pośrednie (ITS) oznaczone dla mieszanki AC 11S (tab. 2) wykazały, że szerokości przedziałów ufności $P=95\%$ zawierają się w granicach od 22% (zestaw niekondycjonowany) do 32% (kondycjonowanie wg metody WT-2), natomiast oznaczenia modułów sztywności (IT-CY), zawierają się w przedziale od 14% (zestaw niekondycjonowany) do 28% (kondycjonowanie wg metody skandynawskiej). Podobnie przedstawia się sytuacja oznaczeń uzyskanych dla mieszanki AC 16P (tab. 3): oznaczenia wytrzymałości na rozciąganie pośrednie (ITS) zawierają się w wartościach od 25% (zestaw niekondycjonowany) do 38% (kondycjonowanie wg metody AASHTO), natomiast oznaczenia modułów sztywności (IT-CY), zawierają się w granicach od 19% (zestaw niekondycjonowany) do 27% (kondycjonowanie wg metody skandynawskiej). Należy zaznaczyć, że wpływ na uzyskane rozrzuty wyników badań ma maksymalne uziarnienie mieszanki mineralno-asfaltowej – większe rozrzuty wyników badań uzyskano dla mieszanki AC 16P. Postawiony powyżej wniosek potwierdza analiza ilości wyników oznaczeń zawierających się w przedziale ($\bar{s}r \pm 10\% * \bar{s}r$). Największe wartości (tab. 2: mieszanka AC 11S, zestaw niekondycjonowany) uzyskano dla oznaczeń modułów sztywności (IT-CY) - 90% wyników zawiera się w przedziale, rozciąganie pośrednie (ITS) – 55% wyników zawierających się w przedziale. Najmniejsze wartości uzyskane dla oznaczeń modułów sztywności (IT-CY) - 35% wyników zawiera się w przedziale (tab. 3: mieszanka AC 16P, zestaw kondycjonowany wg metody WT-2), dla rozciągania pośredniego (ITS) – 15% wyników zawierających się w przedziale (tab. 3: mieszanka AC 16P, zestaw kondycjonowany wg metody AASHTO).

4. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych badań i ich analiz sformułowano następujące wnioski końcowe:

- Uzyskano bardzo zbliżone wyniki badań odporności na działanie wody i mrozu dla próbek mieszanek AC 11S i AC 16P poddanych kondycjonowaniu wg metod WT-2 i AASHTO. Maksymalna różnica uzyskanych wyników zawiera się w granicach 3%.
- Dla próbek z betonu asfaltowego poddanych działaniu wody i mrozu wg metody skandynawskiej uzyskano niższe wartości odporności od 7% do 10% w odniesieniu do metod WT-2 i AASHTO.
- Statystyczna analiza wyników badań odporności na działanie wody i mrozu mieszanek AC 11S i AC 16P dowiodła, że korzystniejszą metodą określania odporności MMA na działanie wody i mrozu jest oznaczanie odporności na podstawie badań modułów sztywności IT-CY.
- Na podstawie wyników analiz testu istotności ustalono, że bardzo istotny wpływ na rezultaty badań wytrzymałości na rozciąganie pośrednie (ITS) i wyniki modułów sztywności (IT-CY) mają maksymalna wielkość uziarnienia mieszanki mineralno-asfaltowej oraz metoda kondycjonowania próbek z MMA, natomiast mało istotny wpływ na uzyskane rezultaty oznaczeń ma metoda zagęszczania próbek (prasa żyratorowa, ubijak Marshalla).

Literatura

- 1 Sybilski D. i inni. Weryfikacja i uaktualnienie metody badawczej wodoodporności z cyklem zamrażania mieszanek mineralno-asfaltowych. IBDIM/GDDKiA, Warszawa 2011 [Dokument elektroniczny].
- 2 Piłat J., Radziszewski P. Kruszywa polodowcowe Polski północno-wschodniej do nawierzchni drogowych. *Drogownictwo*, 7-8/2011, s.226-231.
- 3 Sybilski D., Mechowski T. Ocena trwałości mieszanek mineralno-asfaltowych. *Prace Instytutu Badawczego Dróg i Mostów*, 3-4/1998, 63-107.
- 4 Jaskuła P. Niszczące oddziaływanie wody i mrozu na mieszanki mineralno-asfaltowe – przegląd literatury. *Drogi i Mosty*, 4/2004, s.5-44.
- 5 Judycki J., Jaskuła P. Verification of the criteria for evaluation of water and frost resistance of asphalt concrete, *Road Materials and Pavement Design*, Vol. 9, 2008, s. 135-162.
- 6 Piłat J., Król J. Ocena adhezji asfaltów modyfikowanych do kruszyw mineralnych. *Magazyn Autostrady*, 10/2010, s.88-92.
- 7 Krajewski M. Odporność próbek mieszanek mineralno-asfaltowych na działanie wody. *Nawierzchnie asfaltowe*, 1/2012, s.13-15.
- 8 Iwański M., Chomicz-Kowalska A., Iwański M. M.. Influence of hydrated lime on durability SMA asphalt pavements with quartzite aggregate. *Structure and Environment - 2013*, vol. 5, no. 4, s.5-11, [Dokument elektroniczny].
- 9 Grabowski W., Florkiewicz A. Wzmocnienie i odwodnienie podłoża nawierzchni autostrad. *Drogownictwo*, 12/1999, s.381-385.

Comparative analysis of selected research methods for resistance to water and frost of asphalt mixtures

Andrzej Plewa

*Division of Road Engineering, Faculty of Civil Engineering and Environmental Engineering,
Białystok University of Technology, e-mail: a.plewa@pb.edu.pl*

Abstract: Resistance to water and frost is one of the most important technical parameters characterizing the properties of asphalt mixtures. Environmental factors adversely affecting road surfaces affect the stability of individual structural layers of the road. In Polish climate zone, the road surface of the road is subjected to the processes of water infiltration, freezing and defrosting. This process is also very often accompanied by the salt used during the winter road maintenance. It is reasonable to control HMA for susceptibility to these devastating impacts. The assessment of water and frost resistance of HMA according to existing procedures consists of determining the decrease of the average indirect tensile strength of samples saturated with water in relation to dry samples. A major problem with the method used in Poland is the repeatability and reproducibility of the results of research. The paper presents the results of research and analysis methods for resistance to water and frost according to the requirements of the WT -2, AASHTO T 283-89 and "Scandinavian method". Asphalt mixtures AC type 11S and 16P AC have been tested. Asphalt mixtures resistance to water was determined by testing modules of indirect tensile strength under static load (ITS) and the rigidity modulus under load modules (IT - CY).

Keywords: asphalt concrete (AC), HMA water and frost resistance, indirect tensile strength of HMA (ITS), rigidity modulus (IT-CY) HMA

Numeryczny model właściwości lepkosprężystych warstw nawierzchni jezdni z betonu asfaltowego

Andrzej Pożarycki¹, Przemysław Górnaś²

^{1,2} Instytut Inżynierii Lądowej, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Poznańska, e-mail: ¹andrzej.pozarycki@put.poznan.pl, ²przemyslaw.gornas@put.poznan.pl

Streszczenie: Bez względu na złożoność prowadzonych analiz konstrukcji nawierzchni jezdni, zawsze o wysokim stopniu odwzorowania rzeczywistych warunków stanowią wartości parametrów, które należy ustalić w sposób doświadczalny lub poprzez wiarygodną identyfikację wstecz parametrów danego modelu. W pracy, poprzez szczegółową analizę numeryczną modelu belki poddanej czystemu zginaniu i obciążeniom cyklicznym, ustalono lepkosprężyste parametry materiału próbki z mieszanki mineralno-asfaltowej. W dalszej kolejności wyznaczone parametry materiałowe wykorzystano do budowy numerycznego modelu nawierzchni jezdni. W wyniku konfrontacji rezultatów obliczeń dla modelu i wyników pomiarów ugięciomierzem dynamicznym FWD, potwierdzono zbieżność wyników na poziomie dokładności akceptowanej z punktu widzenia inżynierskiego.

Słowa kluczowe: lepkosprężystość, model Weicherta, mieszanki mineralno-asfaltowe, numeryczny model nawierzchni jezdni

1. Wprowadzenie

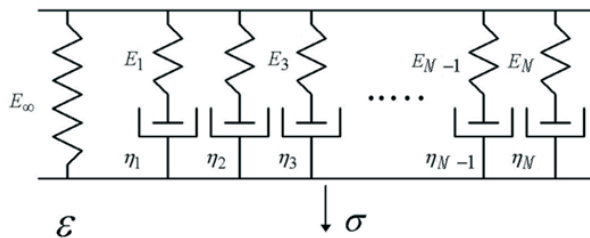
Do indywidualnego projektowania konstrukcji nawierzchni jezdni bądź projektowania jej wzmocnienia zaleca się wykorzystanie metod mechanistycznych [15, 16]. Taka procedura wymaga przeprowadzenia analiz stanu naprężeń i odkształceń w modelu nawierzchni jezdni. Powszechnie do analizy korzysta się między innymi z programów: BISAR, Everseriess, MnPave, Noah i innych. W wymienionych aplikacjach do obliczeń wykorzystuje się model nawierzchni jezdni oparty o teorię warstw sprężystych spoczywających na półprzestrzeni sprężystej (Layers Elastic Theory model, w skrócie model LET). Fakt ten wynika z relatywnie prostej implementacji modelu LET do obliczeń ze względu na wymaganą liczbę parametrów do jego definicji, która dla jednej warstwy modelu jest ograniczona do trzech: modułu sprężystości, współczynnika Poissona i grubości warstwy.

Należy zdawać sobie sprawę z uproszczonego charakteru przedstawianych zjawisk fizycznych analizowanych przy wykorzystaniu modeli. W przypadku modelu nawierzchni jezdni LET, jednym z założeń jest matematyczny opis wszystkich warstw modelu jako materiałów sprężystych. W odniesieniu do warstw z mieszanek mineralno-asfaltowych (w skrócie MMA), których właściwości zależą od czasu obciążenia i temperatury, założenie sprężystych właściwości materiałów dla modelowanych warstw z MMA jest w pełni poprawne tylko w stosunku do warunków niskich (ujemnych) temperatur lub bardzo krótkiego czasu działania obciążenia. W przypadku dodatniej temperatury i dłuższego czasu oddziaływania obciążenia w modelu należy uwzględnić właściwości lepkie materiału, który wówczas jest ciałem lepkosprężystym. Zastosowana symplifikacja sprężystych właściwości materiałów w modelu nawierzchni jezdni LET, może powodować błędne decyzje projektowe.

Istnieją programy (np. VEROAD) umożliwiające implementację modeli materiałów warstw innych niż sprężyste, między innymi jako matematycznego opisu właściwości ciała lepkosprężystego. Wiąże się to z koniecznością zdefiniowania większej liczby parametrów w stosunku do modelu LET, których określenie wartości nie jest oczywiste i często kłopotliwe. Próby wyznaczenia parametrów lepkosprężystych dla modeli materiałów warstw z mieszanek mineralno-asfaltowych podjęto między innymi w pracach [6, 8, 13], w których ograniczono się tylko do przedstawienia metod wyznaczania parametrów dla modeli materiałów MMA, nie dając odpowiedzi o słuszności ich implementacji w modelach nawierzchni jezdni. Z tego powodu autorzy pracy podjęli się kompleksowego podejścia do kwestii określenia parametrów modelu materiałowego warstw z mieszanek mineralno-asfaltowych. Przedstawiona została metoda wyznaczenia parametrów lepkosprężystych funkcji relaksacji dla modelu materiału z mieszanek mineralno-asfaltowych na podstawie wyników przeprowadzonych badań laboratoryjnych oznaczania sztywności metodą belki zginanej 4-punktowo obciążonej (4PB-PR) wg normy PN-EN 12697-26:2007. Następnie zweryfikowano otrzymane parametry materiałowe poprzez przeprowadzenie obliczeń dla numerycznego modelu nawierzchni jezdni ze zdefiniowanymi parametrami modelu materiału dla warstw z mieszanek mineralno-asfaltowych, których rezultaty porównano z wynikami badań nawierzchni ugięciomierzem dynamicznym FWD wykonanymi dla odcinka, z którego pobrano próbki do badań laboratoryjnych.

2. Definicja modelu warstw asfaltowych

W mieszanekach mineralno-asfaltowych jako materiałach reologicznie złożonych zachodzi wiele różnych procesów reologicznych, między innymi pełzanie i relaksacja. Istnieje cały szereg modeli materiałowych opisujących właściwości ciał lepkosprężystych, których wybór zależy od analizowanego zjawiska. W pracy ze względu na krótki czas przyrostu obciążenia w teście porównawczym analizy (ugięciomierzem dynamicznym FWD), jako model materiału lepkosprężystego przyjęto uogólniony model Maxwella (model Weicherta). Model ten z założenia nadaje się do opisu matematycznego zjawisk wywołanych obciążeniem krótkotrwałym. Schemat wykorzystanego modelu przedstawiono na rysunku 1.



Rys. 1. Schemat uogólnionego modelu Maxwella (modelu Weicherta)

Opis właściwości lepkosprężystych modelem Weicherta realizuje się za pośrednictwem funkcji relaksacji $E_r(t)$ (rysunek 2), która często na potrzeby modeli numerycznych jest definiowana w postaci szeregu Prony'ego (1).

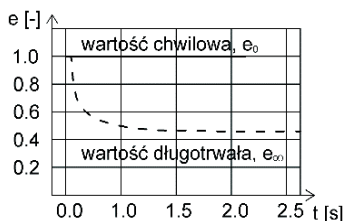
$$E_r(t) = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon_0} = E_0 - \sum_{i=1}^N E_i \cdot (1 - e^{-\frac{t}{\tau_i}}) \quad (1)$$

gdzie: $E_r(t)$ – wartość modułu relaksacji zależna od czasu [MPa], E_0 – wartość modułu chwilowego (moduł statyczny) [MPa], określona wzorem (2), N – liczba podukładów

szeregowych (modeli Maxwella), E_∞ - wartość modułu długotrwałego [MPa], E_i i τ_i (czas relaksacji określony zależnością (3)) - parametry szeregu Prony'ego, η_i - współczynnik lepkości, t - czas [s] [1, 2, 7].

$$E_0 = E_\infty + \sum_{i=1}^N E_i \quad (2)$$

$$\tau_i = \frac{\eta(i)}{E_i} \quad (3)$$



Rys. 2. Znormalizowane wartości funkcji relaksacji w czasie $e(t)$

Wartości graniczne funkcji relaksacji są równe $E_0 = E_r(0)$, $E_\infty = \lim_{t \rightarrow \infty} E_r(t)$. Parametry niezbędne do opisu funkcji relaksacji można uzyskać na podstawie:

- Badań pełzania – określenie właściwości materiału w funkcji czasu,
- Badań relaksacji – określenie właściwości materiału w funkcji czasu,
- Badań pod obciążeniem harmonicznym zmiennym – określenie właściwości materiału w funkcji częstotliwości [9].

Należy jednak zwrócić uwagę na dwie pierwsze metody, dla których w celu wyznaczenia parametrów szeregu Prony'ego korzysta się z wykresów zależności odpowiednio odkształcenia i naprężenia w funkcji czasu w teście pełzania lub relaksacji. W obu przypadkach występuje problem wyznaczenia wartości parametru E_0 ze względu na brak fizycznej możliwości przyłożenia natychmiastowego obciążenia próbki. W związku z tym w pracy zdecydowano się wykorzystać metodę badań pod obciążeniem harmonicznym zmiennym wyznaczania modułu sztywności 4PB-PR wg normy PN-EN 12697-26:2007, której problem nie dotyczy. Wiąże się to jednak z wykonaniem kilku badań dla tej samej próbki i warunków, różniących się tylko częstotliwościami obciążenia. Dla każdego badania uzyskuje się wartości modułu zespolonego i kąta przesunięcia fazowego (patrz pkt. 4), na podstawie których identyfikuje się poprzez aproksymację funkcją relaksacji (szeregiem Prony'ego) parametry materiału lepko-sprężystego. Postać szeregu Prony'ego (1) określa właściwości materiału w funkcji czasu. W celu zmiany domeny funkcji (4) wykorzystano transformatę Fouriera. Rezultatem transformacji są postacie wzorów (5) i (6), które umożliwiają obliczenie wartości części rzeczywistej i urojonej modułu zespolonego w funkcji częstotliwości, a ich suma (7) jest równa modułowi zespolonemu [1, 2, 7].

$$f(t) \rightarrow f(\omega) \quad (4)$$

$$E' = E_0 - \sum_{i=1}^N E_i + \sum_{i=1}^N \frac{E_i \cdot \tau_i^2 \cdot \omega^2}{1 + \tau_i^2 \cdot \omega^2} \quad (5)$$

$$E'' = \sum_{i=1}^N \frac{E_i \cdot \tau_i \cdot \omega}{1 + \tau_i^2 \cdot \omega^2} \quad (6)$$

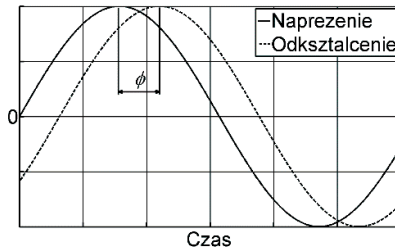
$$E^* = E' + E'' \quad (7)$$

gdzie: E^* - moduł zespolony [MPa], E' - część rzeczywista modułu zespolonego [MPa], E'' - część urojona modułu zespolonego [MPa], ω - częstotliwość kątowna [1/s].

3. Badanie dynamiczne oznaczenia modułu sztywności 4PB-PR

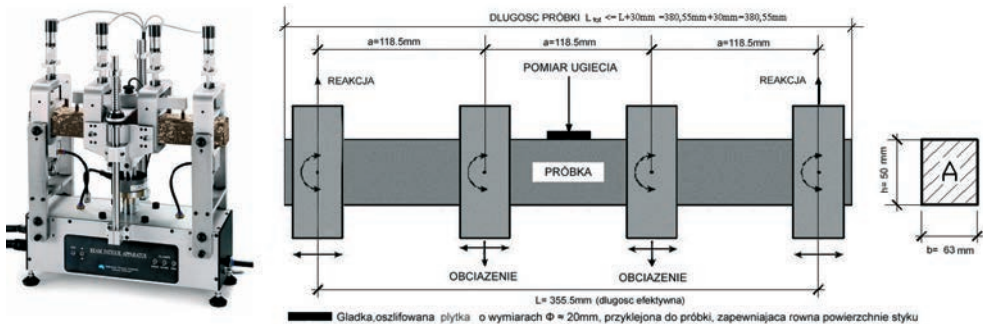
Wartość modułu MMA w analizach teoretycznych jest przyjmowana jako wartość bezwzględna wielkości modułu zespolonego opisanego wzorem (7), który powszechnie traktuje się jako przybliżenie modułu sprężystości dla MMA i nazywa się modułem sztywności wzdłużnej $|E^*|$ [3, 9].

Według normy PN-EN 12697-26:2007 moduł sztywności definiowany jest jako wartość bezwzględna modułu zespolonego, a więc zależność pomiędzy naprężeniem i odkształceniem dla materiału liniowo lepkosprężystego, który został poddany obciążeniu w postaci funkcji sinusoidalnej w czasie t . Powstające w materiale naprężenia równe $\sigma \cdot \sin(\omega \cdot t)$ powodują powstanie opóźnionego w czasie o tzw. kąt przesunięcia fazowego ϕ odkształcenia $\varepsilon \cdot \sin(\omega \cdot (t - \phi))$. Na rysunku 3 przedstawiono omówioną zależność [5, 11].



Rys. 3. Poglądowy obraz typowego przesunięcia w czasie wykresu względem o kąt przesunięcia fazowego ϕ dla obciążenia harmonicznym zmiennym

Jedną z dostępnych metod wg normy PN-EN 12697-26:2007 oznaczania modułu sztywności jest badanie belki zginanej obciążonej harmonicznie (oznaczanej często symbolem 4PB-PR). Próbkę belkową umieszczoną w aparacie pomiarowym i schematyczne warunki podparcia belki przedstawiono na rysunku 4.



Rys. 4. Próbkę umieszczoną w aparacie pomiarowym oraz schemat warunków podparcia belki [9]

Badania oznaczenia modułu sztywności wg normy PN-EN 12697-26:2007 wykonano w różnych częstotliwościach obciążenia harmonicznego: 5 Hz, 10 Hz, 15 Hz, 20 Hz. Badania wykonano dla próbek wyciętych z warstwy podbudowy z betonu asfaltowego o uziarnieniu 0-25, dla której przeprowadzono testy ugięciomierzem dynamicznym FWD. Badania laboratoryjne wykonano w temperaturze 16°C, która odpowiada temperaturze dla przeprowadzonych testów ugięciomierzem dynamicznym FWD.

4. Wyznaczenie parametrów modelu materiału lepkosprężystego na podstawie wyników badań laboratoryjnych

Opis właściwości lepkosprężystych w obliczeniach numerycznych, między innymi w metodzie elementów skończonych, którą wykorzystano w pracy do budowy modelu badania 4PB-PR i nawierzchni jezdni, można zrealizować za pośrednictwem definicji funkcji relaksacji, która jest wyznaczana w odniesieniu do modułu sprężystości postaciowego (Kirchhoffa (8)) i objętościowego (Helmholtza (9)).

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (8)$$

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 + 2 \cdot \nu)} \quad (9)$$

gdzie: G - moduł postaciowy (Kirchhoffa) [MPa], K - moduł objętościowy (Helmholtza) [MPa], E - moduł sprężystości (Younga) [MPa], ν - współczynnik Poissona [-].

Parametry materiału lepkosprężystego (szeregu Prony'ego) zostały wyznaczone poprzez ich identyfikację algorytmem Nelder Mead, dla których uzyskano najlepsze dopasowanie funkcji relaksacji do wartości modułów rzeczywistych i urojonych wyznaczonych na podstawie wyników badań laboratoryjnych 4PB-PR. Ogólne postacie znormalizowane wzorów funkcji relaksacji (szeregów Prony'ego) wykorzystanych do aproksymacji przedstawiają wzory (10) i (11), dla których szukane parametry zapisano pogrubioną czcionką: G_0 , g_i i τ_i [1, 2, 7].

$$G' = G_0 \left(1 - \sum_{i=1}^N g_i + \sum_{i=1}^N \frac{g_i \cdot \tau_i^2 \cdot \omega^2}{1 + \tau_i^2 \cdot \omega^2} \right) \quad (10)$$

$$G'' = G_0 \left(\sum_{i=1}^N \frac{g_i \cdot \tau_i \cdot \omega}{1 + \tau_i^2 \cdot \omega^2} \right) \quad (11)$$

Jako kryterium optymalizacyjne przyjęto sumę pierwiastków błędu średnio-kwadratowego (root mean squared error, w skrócie RMSE) modułów rzeczywistych i urojonych, w odniesieniu do ich wartości obliczonych i laboratoryjnych (13).

$$RMSE = \sqrt{MSE(G')} + \sqrt{MSE(G'')} = \left(\sqrt{\frac{1}{n_d} \cdot \sum_{i=1}^{n_d} \left(\frac{G'_{obl} - G'_{lab}}{G'_{lab}} \right)^2} + \sqrt{\frac{1}{n_d} \cdot \sum_{i=1}^{n_d} \left(\frac{G''_{obl} - G''_{lab}}{G''_{lab}} \right)^2} \right) \cdot 100\% \quad (12)$$

gdzie: $RMSE$ [4] - pierwiastek błędu średnio-kwadratowego [%], MSE - błąd średnio-kwadratowy [%], G'_{obl} - obliczona wartość części rzeczywistej modułu odpowiadającego i -

tej częstotliwości, G'_{lab} - szukana wartość części rzeczywistej modułu odpowiadającego i -tej częstotliwości, G''_{obl} - obliczona wartość części urojonej modułu odpowiadającego i -tej częstotliwości, G''_{lab} - szukana wartość części urojonej modułu odpowiadającego i -tej częstotliwości, n_d - liczba częstotliwości, dla których przeprowadzono badania.

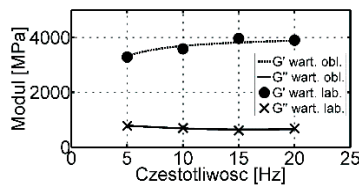
Identyfikację parametrów przeprowadzono dla szeregów Prony'ego z różną liczbą podukładów szeregowych (modeli Maxwella). Otrzymane wyniki zebrano w tabeli 1.

Tabela 1. Wyniki identyfikacji parametrów szeregu Prony'ego

N	G_0 [MPa]	g_1 [-]	g_2 [-]	g_3 [-]	g_4 [-]	τ_1 [-]	τ_2 [-]	τ_3 [-]	τ_4 [-]	RMSE [%]
1	4286,81	0,3687	-	-	-	0,1237	-	-	-	15,79
2	6131,19	0,3679	0,2257	-	-	0,0088	0,2432	-	-	5,63
3	5874,54	0,2357	0,1827	0,1588	-	0,2451	0,0099	0,0102	-	5,64
4	6540,54	0,1915	0,3940	3,6674e-7	0,0126	0,1948	0,0062	0,0648	0,1386	6,94

*gdzie: N - liczba podukładów szeregowych (modele Maxwella)

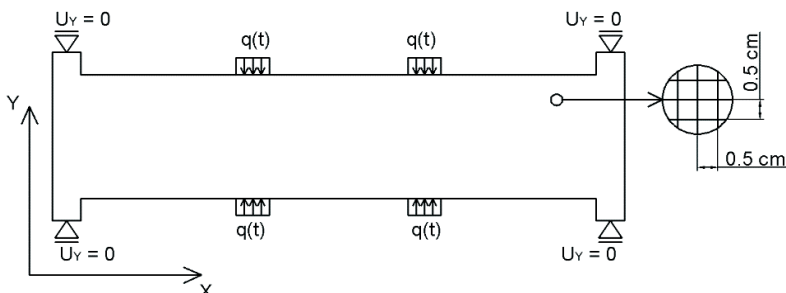
Do dalszych obliczeń przyjęto model o $N = 2$, dla którego uzyskano najlepsze dopasowanie (najniższa wartość RMSE). Wyniki aproksymacji dla modelu $N = 2$ przedstawiono na rysunku 5.



Rys. 5. Wyniki aproksymacji modułów ścinania G' i G''

5. Weryfikacja zidentyfikowanych parametrów modelu materiału warstw asfaltowych

W celu weryfikacji zidentyfikowanych parametrów materiału lepkosprężystego wykonano numeryczny model belki 4PB-PR, dla której zdefiniowano wyznaczone parametry modelu materiału lepkosprężystego. Schemat statyczny i dyskretyzację ośrodka ciągłego (elementy kontynuinalne w płaskim stanie naprężenia, ośmiowęzłowe, o wymiarach $0,5 \times 0,5$ cm) dla modelu belki przedstawiono na rysunku 6.



Rys. 6. Schemat statyczny i dyskretyzacja ośrodka ciągłego elementami ośmiowęzłowymi, kontynuinalnymi w płaskim stanie naprężenia o wymiarach $0,5 \times 0,5$ cm dla modelu belki 4PB-PR

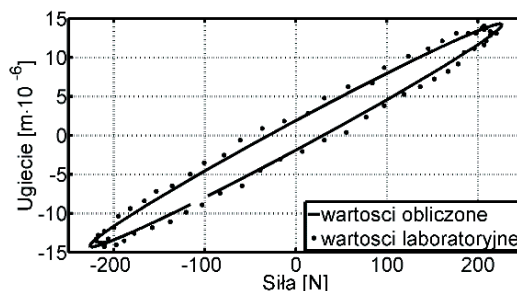
Otrzymane wyniki obliczeń dla modelu badania 4PB-PR w postaci wartości ugięć dla belki porównano z wynikami badań laboratoryjnych. Rezultaty weryfikacji, jako średnie

względne różnice wartości ugięć obliczonych dla modeli poddanych obciążeniom o różnych częstotliwościach zebrano w tabeli 2. Referencją do obliczenia błędów względnych były odpowiadające im wyniki badań laboratoryjnych.

Tabela.2. Średnie błędy względne wartości ugięć obliczonych dla modeli

Częstotliwość obciążenia [Hz]	5	10	15	20
Średni błąd względny wartości ugięć [%]	9,69	7,11	8,95	8,29

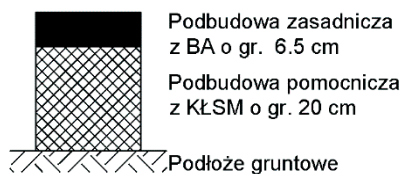
Na rysunku 7 przedstawiono wykres zależności ugięcia od siły w oparciu o wyniki obliczeń numerycznych i badań laboratoryjnych belki 4PB-PR, dla 50 cyklu obciążenia o częstotliwości 15 Hz i temperaturze 16°C.



Rys. 7. Przykład uzyskanej zależności ugięcie-siła (linia ciągła) w oparciu o wyniki obliczeń numerycznych oraz wyniki obliczone na podstawie badań (symbole punktowe) dla częstotliwości obciążenia 15 Hz i temperatury 16°C ($RMSE = 8,95\%$)

6. Konfrontacja rezultatów obliczeń dla modeli nawierzchni jezdni

Wykonano również obliczenia dla dwóch numerycznych modeli nawierzchni jezdni. Modele różnią się przyjętymi wartościami parametrów materiałowych modelowanej warstwy podbudowy zasadniczej z mieszanki mineralno-asfaltowej, dla konstrukcji nawierzchni jezdni, której schemat układu warstw przedstawiono na rysunku 8.

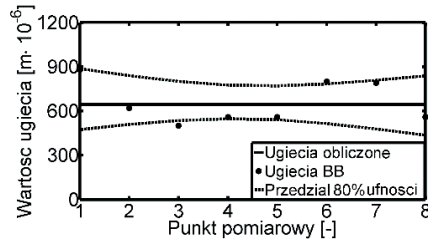


Rys.8. Schemat układu warstw modelu konstrukcji nawierzchni jezdni

Dla pierwszego modelu nawierzchni jezdni (oznaczonego symbolem A), model materiału warstwy z MMA przyjęto jako sprężysty. Moduł sprężystości tej warstwy przyjęto jako równy modułowi sztywności wyznaczonemu na podstawie badania 4PB-PR wg PN-EN 12697-26:2007 w temperaturze 16°C i częstotliwości obciążenia równej 10 Hz. W drugim modelu (B), przyjęto lepkosprężysty model materiału warstwy z MMA, którego parametry opisano i zweryfikowano już wcześniej.

Pozostałe warstwy modelu nawierzchni jezdni, podbudowa pomocnicza i podłoże gruntowe przyjęto jako warstwy sprężyste, a ich moduły zidentyfikowano na podstawie wyników badań ugięciomierzem dynamicznym FWD wykonanych na warstwie podbudowy zasadniczej z BA. Następnie w celu ich weryfikacji wykonano analizę wprzód, symulując model badania metodą belki Benkelmana (BB) na warstwie podbudowy pomocniczej

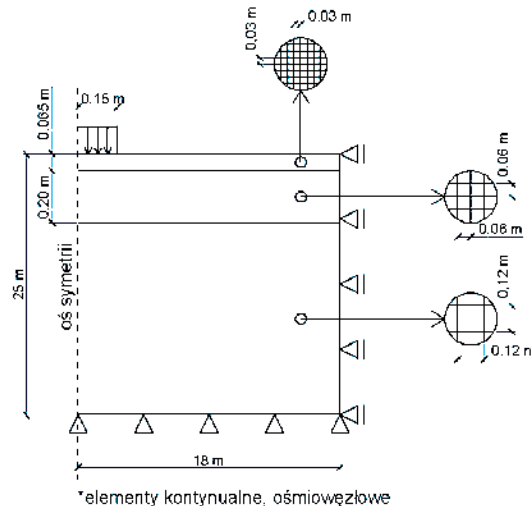
z KLSM. Do obliczeń wykorzystano wartości średnie ugięć nawierzchni jezdni z 27 zrzutów obciążenia ugięciomierzem dynamicznym typu FWD. Obliczone wartości ugięć porównano z wynikami badań BB, których rezultaty przedstawiono na rysunku 9.



Rys. 9. Porównanie wartości ugięć obliczonych dla modelu i dla badania BB

W wyniku obliczeń identyfikacyjnych (przy założeniu stałej wartości współczynników Poissona równej 0.3), otrzymano następujące wartości parametrów poszczególnych warstw modelu: $E_{KLSM} = 67$ MPa, $E_{podłoże} = 101$ MPa. Podkreśla się tu fakt, że najprawdopodobniej zastosowanie modelu sprężystego poskutkowało wystąpieniem tzw. efektu kompensacji [12]. Jednak z uwagi na analizowane zjawisko efekt kompensacji nie ma wpływu na rezultaty obliczeń, co potwierdzają uzyskane wyniki przedstawione na rysunku 9.

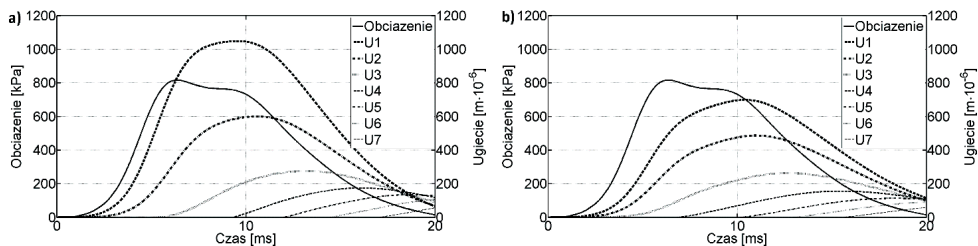
Po ustaleniu parametrów materiałowych dla warstw modeli nawierzchni jezdni, w dalszej kolejności zadeklarowano pozostałe parametry wymagane na potrzeby metody elementów skończonych. Szczegóły tej analizy zostały przekazane w formie publikacji do wydawnictwa IBDiM „Drogi i Mosty Roads and Bridges”, a w tej pracy problem wymiarów modeli i ich dyskretyzacji elementami skończonymi został rozwiązany w sposób, który gwarantuje uzyskanie wartości błędów numerycznych poniżej 10% (przyjmując jako referencję rozwiązanie metodą warstw sprężystych LET [10]) (rysunek 10).



Rys. 10. Schemat numerycznego modelu nawierzchni jezdni (obciążenie zgodnie z rysunkiem 11)

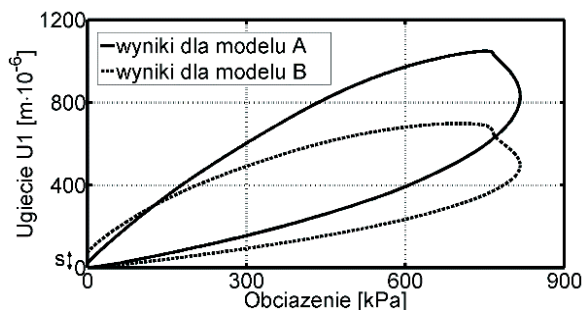
Analizy dla numerycznych modeli nawierzchni jezdni odpowiadały pod względem obciążenia oraz lokalizacji punktów pomiarowych względem osi obciążenia, warunkom i parametrom wykonanych testów ugięciomierzem dynamicznym dla modelowanej nawierzchni. Wyniki dla modelu (A) i (B) w postaci wykresów wartości obciążenia oraz odpowiadających mu w czasie obliczonych wartości ugięć, przedstawiono odpowiednio na

rysunkach 11a i 11b, na którym oznaczenia U1, U2, ..., U7 odpowiadają kolejnym punktom pomiarowym wartości ugięć począwszy od osi obciążenia.



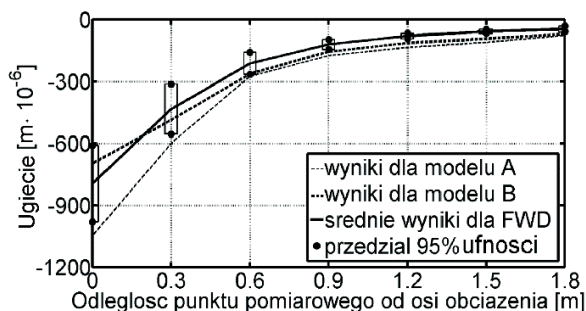
Rys. 11. Wykresy wartości obciążenia i ugięć w czasie dla modeli a) (A) oraz b) (B)

W celu weryfikacji wpływu zdefiniowanych właściwości lepkosprężystych dla warstwy podbudowy zasadniczej z MMA w modelu (B), wykonano wykresy (rys. 12) zależności obliczonych dla modeli (A) i (B) wartości ugięcia U1 w osi obciążenia. Dla rezultatów analizy modelu (B), ze zdefiniowanym materiałem lepkosprężystym warstwy odpowiadającej podbudowie z betonu asfaltowego, zauważono przesunięcie „s” dla chwili kiedy zarejestrowana wartość obciążenia wyniosła 0 kPa. Fakt ten potwierdza wpływ zdefiniowanych właściwości lepkosprężystych warstwy na uzyskaną postać wyników.



Rys. 12. Zależność obliczonych dla modeli (A) i (B) wartości ugięcia U1 w osi obciążenia od wartości obciążenia

Kolejnym etapem było porównanie maksymalnych wartości ugięć, otrzymanych na podstawie obliczeń dla numerycznych modeli nawierzchni jezdni oraz wyników badań ugięciomierzem dynamicznym FWD (rysunek 13).



Rys. 13. Przedstawienie wartości ugięć obliczonych dla modeli (A) i (B) modelu nawierzchni jezdni oraz średnie wyniki badań ugięciomierzem dynamicznym FWD wraz z przedziałem 95% ufności

7. Dyskusja i wnioski

W oparciu o szczegółową analizę wyników obliczeń dla modeli numerycznych i badań laboratoryjnych podjęta została próba weryfikacji parametrów lepkosprężystych betonu asfaltowego dla warstwy podbudowy. Parametry zostały ustalone przy wykorzystaniu laboratoryjnej metody testu zginania belki pryzmatycznej pod obciążeniem harmonicznym wg PN-EN 12697-26:2007. W odróżnieniu od powszechnie stosowanych testów na potrzeby oznaczenia parametrów lepkosprężystości opisano możliwość szerszego wykorzystania wyników badań testu znanego pod nazwą 4PB-PR. Środek ciężkości zawartych tu treści, położony został na proces pozyskiwania parametrów dla modeli bardziej złożonych niż modele sprężyste, których określenie jest często problematyczne. Potwierdzono możliwość wykorzystania tych parametrów do potrzeb modelu obliczeniowego nawierzchni z relatywnie małą grubością warstw asfaltowych (tu 6,5 cm). Analizy dowodzą, że:

- Najniższą wartość błędu RMS identyfikacji parametrów szeregu Prony'ego dla próbek belkowej z mieszanki mineralno-asfaltowej uzyskano na poziomie 6% dla modelu Weichert'a z dwoma podukładami szeregowymi (modelami Maxwella, $N = 2$).
- Stwierdzono zadowalającą zbieżność (uzyskano średnią względną różnicę wartości ugięć mniejszą od 10%) rozwiązania numerycznego i wyników badań laboratoryjnych 4PB-PR dla różnych częstotliwości obciążenia.
- Wyniki obliczeń numerycznych dla modelu nawierzchni jezdni zostały zweryfikowane w oparciu o wyniki testu belką Benkelmana wykonanego na powierzchni warstwy podbudowy pomocniczej z KSLM. Analiza zgodności wyników dla modelu i rzeczywistych badań potwierdziła słusność przyjętych założeń dla 80% przedziału ufności wartości ugięć.
- Ustalono, że proponowana w pracy procedura oznaczania parametrów lepkosprężystych poprawnie definiuje materiał warstwy podbudowy z betonu asfaltowego na potrzeby obliczeń numerycznych. W modelu pomimo krótkiego czasu działania obciążenia efekt lepkosprężystości jest wyraźnie widoczny w postaci kąta przesunięcia fazowego.
- Linia ugięć obliczona dla modelu nawierzchni jezdni z warstwą z mieszanki mineralno-asfaltowej, opisanej jako materiał lepkosprężysty, w zakresie wartości ugięć mierzonych w sąsiedztwie osi obciążenia, które zależą głównie od właściwości pierwszej warstwy, mieści się w 95% przedziale ufności, wyznaczonym na podstawie badań empirycznych ugięciomierzem dynamicznym na odcinku doświadczalnym w kontrolowanych warunkach.

Literatura

- 1 Benedetto H., Olard F., Sauzéata C., Linear viscoelastic behaviour of bituminous materials: From binders to mixes, Road Materials and Pavement Design, Volume 5, 2004
- 2 Deigan R. J., Modeling and experimental investigations of the shock response of viscoelastic foams, ProQuest, 2007
- 3 Der Van Poel C., A general system describing the visco-elastic properties of bitumens and its relation to routine test data, Journal of Applied Chemistry, Volume 4, Issue 5, 1954
- 4 Everseries user's guide Pavement Analysis Computer Software and Case Studies, Department of Transportation, Washington, 2005
- 5 Gawel I., Kalabińska M., Piłat J., Asfalty drogowe, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa, 2001

- 6 Jaczewski M., Mejłun Ł., Wyznaczanie parametrów lepkosprężystego modelu Burgersa mieszanek mineralno-asfaltowych na podstawie badania pod obciążeniem dynamicznym, *Drogownictwo*, nr 11, 2013
- 7 Liao Y., Viscoelastic FE Modeling of Asphalt Pavements and Its Application to U.S. 30 Perpetual Pavement, ProQuest, 2007
- 8 Liu Y., You Z., Determining Burger's Model Parameters of Asphalt Materials Using Creep-Recovery Testing Data, *Pavement mechanics and materials, modeling, testing, and performance*, 2008
- 9 Pożarycki A., Analiza trwałości zmęczeniowej mieszanek mineralno-asfaltowych, Rozprawa doktorska, Instytut Inżynierii Lądowej, Politechnika Poznańska, Poznań, 2009
- 10 Pożarycki A., Identyfikacja liczby i grubości warstw modelu nowej nawierzchni odcinka próbnego metodami sztucznej inteligencji, *Drogi i mosty*, nr 2, 2012
- 11 Stefańczyk B., Mieczkowski P., Mieszanki mineralno-asfaltowe. Wykonawstwo i badania, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa, 2009
- 12 Ullidtz P., Coetzee N. F., Analytical procedures in nondestructive testing pavement evaluation, *Transportation research record*, No. 1482, 1995
- 13 Yan H., Zhang X., Zhang L., Methods of Fitting the Prony Series of Viscoelastic Models of Asphalt Mixture Based on Dynamic Modulus, *American Society of Civil Engineers*, 2011
- 14 PN-EN 12697-26:2007 Mieszanki mineralno-asfaltowe. Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco. Część 26: Szywność
- 15 Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie. Dz. U. nr 43 z 1999 r., poz. 430 z późn. zm.
- 16 GDDP, Katalog wzmocnień i remontów nawierzchni podatnych i półsztywnych, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa, 2001

The numeric model of the properties of viscoelastic pavement layers made of asphalt concrete

Andrzej Pożarycki¹, Przemysław Górnaś²

^{1,2} *Institute of Civil Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Poznan University of Technology, e-mail: ¹andrzej.pozarycki@put.poznan.pl, ²przemyslaw.gornas@put.poznan.pl*

Abstract: Regardless of the complexity of performed analyses of pavement construction, the evidence for the high level of the real conditions rendering can be seen in the parameter values which need to be determined experimentally or through a reliable traceability of the parameters of a given model. By means of a detailed numeric analysis of a beam model, to which pure bending and periodic loading were applied, the authors determined the viscoelastic parameters of the sample HMA material. Next, the materials, defined in this way, were used for the construction of a pavement model. As a result of the juxtaposition of the calculation for the pavement model and the results of calculations performed with FWD, it was possible to confirm the convergence of the results on the level of accuracy accepted from the engineering perspective.

Keywords: viscoelasticity, Weichert model, hot mix asphalt, numerical model of road pavement

Prognozowanie rozwoju technologii drogowych na podstawie metody delfickiej – wybrane zagadnienia

**Piotr Radziszewski¹, Joanicjusz Nazarko², Jan Król³,
Karol J. Kowalski⁴, Michał Sarnowski⁵**

^{1,3,4,5} *Instytut Dróg i Mostów, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska,
e-mail: ¹p.radziszewski@il.pw.edu.pl, ³j.krol@il.pw.edu.pl,
⁴k.kowalski@il.pw.edu.pl, ⁵m.sarnowski@il.pw.edu.pl*

² *Katedra Informatyki Gospodarczej i Logistyki, Wydziału Zarządzania, Politechnika Białostocka,
e-mail: joanicjusz.nazarko@gmail.com*

Streszczenie: Celem realizowanego projektu badawczego jest analiza kierunków rozwoju nowych materiałów, technologii i konstrukcji nawierzchni stosowanych w budownictwie drogowym z uwzględnieniem szczególnych uwarunkowań środowiskowych i zasad zrównoważonego rozwoju. W artykule przedstawiono wyniki pierwszej rundy badania eksperckiego w którym wykorzystano metodę foresightu. Badania studialne przydatne są w informowaniu decydentów politycznych oraz środowisk opiniotwórczych o pożądanych kierunkach długoterminowego rozwoju i zmian.

W niniejszym artykule przedstawiono wybrane wyniki badań i analiz w zakresie identyfikacji głównych obszarów i tez badawczych związanych z prognozowanymi kierunkami rozwoju budownictwa drogowego. Omówiono zidentyfikowany obszar badawczy dotyczący technologii budowy trwałych nawierzchni drogowych w Polsce. Wykazano, że najważniejszym obecnie zadaniem w zakresie budowy nawierzchni drogowych jest prowadzenie prac nad rozwojem technologii asfaltowych i z betonu cementowego, które zapewnią co najmniej 30-letnią trwałość nowo budowanym nawierzchniom. Stwierdzono, że budowa trwałych nawierzchni drogowych jest możliwa tylko w przypadku zapewnienia wysokiej jakości wykonawstwa robót oraz rozwoju badań w ramach współpracy jednostek naukowych z szeroko pojętą gospodarką.

Słowa kluczowe: nawierzchnia drogowa, metoda delficka, foresight, technologia nawierzchni

1. Wstęp

Budownictwo drogowe podlega dynamicznym i ciągłym zmianom. W Polsce realizowany jest ambitny program budowy sieci nowych dróg szybkiego ruchu i przebudowy wielu istniejących dróg stosując nowoczesne rozwiązania materiałowo-technologiczne. Głównie dotyczy to technologii budowy nawierzchni drogowych.

Rozwój budownictwa drogowego w dużym stopniu zależy od polityki władz oraz rozwoju nauki, przede wszystkim technologii materiałowej. Posiadanie przez decydentów politycznych oraz środowiska opiniotwórcze wiedzy o pożądanych kierunkach długoterminowego rozwoju i prognozowanych zmianach w zakresie szeroko pojętej technologii nawierzchni drogowych jest niezmiernie ważne i pozwala na prowadzenie właściwej polityki przy realizacji przedsięwzięć drogowych. Podejmowanie właściwych decyzji zapewnia w przyszłości prawidłowe stymulowanie procesów rozwoju konkretnych technologii.

W niniejszym artykule przedstawiono wybrane wyniki badań i analiz w zakresie identyfikacji głównych obszarów i tez badawczych związanych z prognozowanymi kierunkami rozwoju nowych materiałów, technologii i konstrukcji nawierzchni stosowanych w budownictwie drogowym. W procesie badawczym wykorzystano metodykę foresightu stosując metodę Delphi. Metoda ta stanowi odmianę badania eksperckiego, w którym intuicyjne sądy ekspertów traktowane są jako prawomocny wkład w formułowanie wizji przyszłości.

2. Założenia metody delfickiej

W klasycznym ujęciu metoda delficka jest metodą umożliwiającą efektywną komunikację grupy ekspertów, którzy pozostają wobec siebie anonimowi, w celu rozwiązania skomplikowanego problemu. Do grona ekspertów zapraszane są osoby, do których kompetencji w określonej dziedzinie ma się zaufanie. Oczekuje się, że będą one zwrócone ku przyszłości i będą prezentowały szerokie horyzonty myślenia [3].

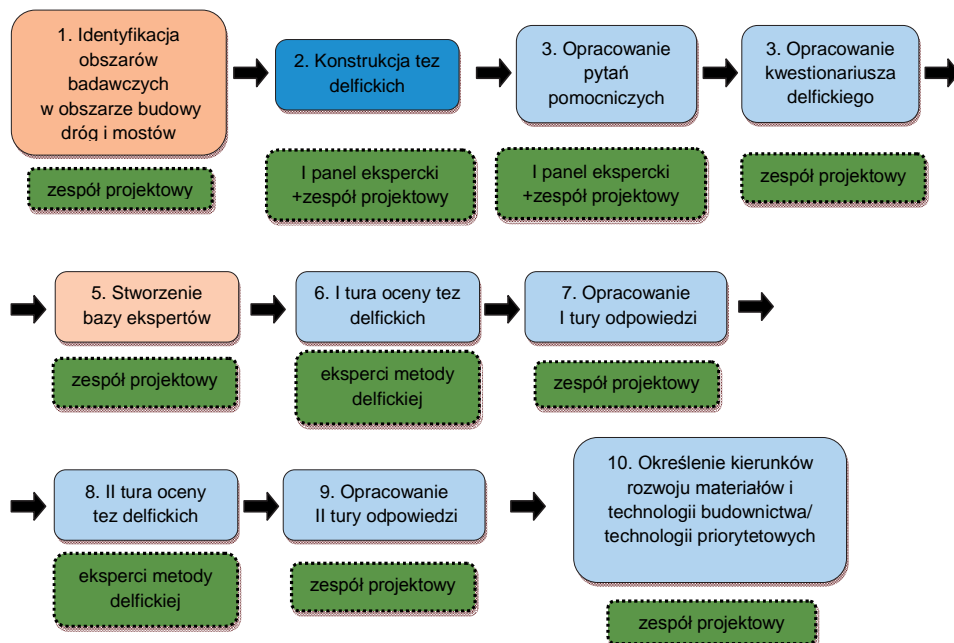
Metoda delficka polega na co najmniej dwukrotnym badaniu ankietowym tej samej grupy ekspertów [6]. Komitet sterujący/zespół projektowy powołuje panel ekspercki, którego celem jest konstrukcja kwestionariusza delfickiego. Zazwyczaj do panelu eksperckiego zapraszani są wybitni specjaliści w danej dziedzinie. W kolejnym etapie opracowany kwestionariusz delficki jest przesyłany do szerokiego grona ekspertów – ekspertów metody delfickiej. Zadaniem tej grupy ekspertów jest uzupełnienie kwestionariusza, w którym formułują oni sądy/prognozy na temat rozwoju wydarzeń w danym obszarze badawczym w dłuższej perspektywie czasowej. W kolejnej rundzie ankietowania respondenci wypełniają ten sam kwestionariusz, przy czym mają możliwość zapoznania się ze zbiorczymi wynikami z pierwszej rundy badania. Pod wpływem opinii ogółu ankietowanych, respondenci mają więc szansę podtrzymać bądź zmienić swoją opinię na temat kształtowania się zjawisk w danym obszarze badawczym. Taki tok postępowania pozwala na uzyskanie bardziej jednoznacznych sądów. Tym samym, wieloetapowość postępowania badawczego pozwala uczestnikom badania na zrewidowanie własnych poglądów w trakcie całego procesu badawczego. Metodyka realizacji badania delfickiego została zaprezentowana na Rys. 1.

Metoda delficka w projekcie prowadzonym przez Politechnikę Warszawską wspiera realizację następujących zadań:

- sformułowanie przewidywanych potrzeb i wymagań oraz określenie kierunków rozwoju materiałów i technologii do stosowania w perspektywie około 30 lat w budownictwie drogowym,
- określenia wymagań materiałowo-technologicznych do budowy dróg na obszarach szczególnie chronionych w Polsce (np. obszary Natura 2000).

Uwzględniając wyjściowe założenia projektowe, celem metody delfickiej była konsultacja ze środowiskami eksperckimi – zasięgnięcie opinii na temat zakresu merytorycznego powyższych zadań, które w efekcie mają doprowadzić do osiągnięcia konsensusu co do obrazu przyszłości budownictwa drogowego.

Pierwszy etap postępowania badawczego dotyczył identyfikacji obszarów badawczych w zakresie budowy dróg i mostów. Celem kolejnych etapów badania było opracowanie kwestionariusza delfickiego, który został następnie rozesłany szerszej grupie ekspertów.



Rys. 1 Metodyka realizacja badania delfickiego w projekcie Politechniki Warszawskiej

Celem kolejnych zadań badawczych była realizacja właściwego badania delfickiego na większej liczbie ekspertów, tj. przeprowadzenie pierwszej rundy badania i opracowanie wyników. Zadania te zostały już zrealizowane.

Ważnym krokiem postępowania badawczego było stworzenie bazy ekspertów metody delfickiej. W pierwszej rundzie badania wzięło udział 103 ekspertów z zachowaniem 30% parytetu udziału kobiet w badaniu eksperckim. Ekspertsi reprezentowali następujące grupy zawodowe:

- przedstawiciele biznesu (przedsiębiorstwa budowlane i produkcyjne) – 34,0%,
- przedstawiciele nauki – 29,1%,
- przedstawiciele administracji publicznej – 20,4%,
- przedstawiciele biznesu (badania i rozwój) – 9,7%,
- pozostali – 6,8%,

Etap następny związany z realizacją drugiej rundy badania wraz z opracowaniem wyników drugiej rundy jest w trakcie wykonywania.

3. Identyfikacja obszarów i tez badawczych

Zespół projektowy na podstawie przeglądu literatury z zakresu budownictwa drogowego oraz prac warsztatowych wspartych techniką burzy mózgów opracował następujące obszary badawcze [10, 11,14]:

- OB1: Technologie budowy trwałych nawierzchni drogowych w Polsce.
- OB2: Rozwiązania materiałowo-technologiczne i projektowe budowy dróg w aspekcie zasad ochrony środowiska i zrównoważonego rozwoju.
- OB3: Rozwiązania materiałowo-technologiczne utrzymania i eksploatacji dróg w aspekcie zasad ochrony środowiska i zrównoważonego rozwoju.

- OB4: Konstrukcje nawierzchni drogowych i obiektów inżynierskich przyjazne dla środowiska i charakteryzujące się długim okresem eksploatacji.
- OB5: Ekonomiczne i nowoczesne systemy budowy oraz organizacji inwestycji w budowie dróg i obiektów inżynierskich.
- OB6: Rozwiązania materiałowo-technologiczne na obszarach szczególnej ochrony.
- OB7: Nauka, szkolnictwo, badania i rozwój.

W ramach realizacji projektu zespół projektowy powołał panel ekspercki, którego zadaniem była konstrukcja tez delfickich. Do panelu zaproszono siedemnastu ekspertów, przedstawicieli m.in. nauki, biznesu, administracji i mediów.

W ramach pierwszego panelu ekspertów, który odbył się dnia 17 listopada 2012 r. opracowano propozycję tez delfickich dla pierwszych czterech obszarów. Celem kolejnego panelu ekspertów, który odbył się w dniu 7 listopada 2012 r. było zgłoszenie propozycji tez do trzech pozostałych obszarów badawczych oraz zgłoszenie krytycznych uwag na temat opracowanego przez zespół projektowy możliwego zestawu pytań pomocniczych.

Ostatecznie w wyniku prac panelu ekspertów wypracowano 39 tez badawczych. Wykaz tez z pierwszego obszaru badawczego zaprezentowano w Tabeli 1.

Tabela 1 Tezy pierwszego obszaru badawczego

OBI: Technologie budowy trwałych nawierzchni drogowych w Polsce	
1	Rozwój technologii asfaltowej i betonu cementowego zapewni co najmniej trzydziestoletnią trwałość nawierzchni drogowych budowanych w Polsce
2	Nawierzchnie autostrad i dróg ekspresowych będą charakteryzowały się co najmniej pięćdziesięcioletnią trwałością
3	Do budowy większości dróg wszystkich kategorii stosowane będą nawierzchnie asfaltowe
4	Nawierzchnie z betonu cementowego będą stosowane głównie do budowy dróg autostradowych i ekspresowych
5	Nawierzchnie betonowe budowane będą w technologii minimalizującej spękania skurczowe i termiczne
6	Nawierzchnie drogowe wykonywane będą jako bezdylatacyjne z cienkich warstw kompozytowych o dużej trwałości
7	Do pokrywania nawierzchni drogowych stosowane będą niekonwencjonalne materiały (np. grafen) zapewniające wysokie walory użytkowe i kilkudziesięcioletnią trwałość nawierzchni
8	Obszary wolnego ruchu (parkingi, skrzyżowania) będą wykorzystywały technologie nawierzchni złożonych

W celu określenia hierarchii ważności tez dokonano oceny tez w obrębie poszczególnych obszarów badawczych. Zastosowano w tym celu metodę wskazań. Każdy z ekspertów dysponował w każdym z siedmiu obszarów badawczych trzema wskazaniami (szpilkami), które mógł dowolnie przypisać poszczególnym tezom w obszarze, wskazując i określając w ten sposób ich ważność. Uzyskane wyniki pozwoliły w każdym obszarze uporządkować tezy według ich ważności mierzonej liczbą wskazań. W tabeli 1, kolorem szary oznaczono tezy, które uzyskały najwyższą liczbę wskazań w pierwszym obszarze badawczym.

4. Ocena wybranych tez delfickich w pierwszym obszarze badawczym

W obszarze pierwszym dotyczącym trwałości budowanych w przyszłości nawierzchni drogowych w Polsce panel ekspertów wybrał do dalszej analizy trzy tezy badawcze, które wskazują, że w perspektywie najbliższych trzydziestu lat będą stosowane zarówno technologie asfaltowe jak i technologie z betonu cementowego. Zapewnienie wydłużonej

trwałości, sięgającej do 50 lat w przypadku nawierzchni autostrad i dróg ekspresowych, będzie możliwe przez stosowanie zmodyfikowanej technologii betonu cementowego i technologii asfaltowych, wysokiej jakości materiałów nowej generacji oraz konstrukcji nawierzchni typu „perpetual”. Nawierzchnie z betonu cementowego będą wykonywane w dużej ilości przede wszystkim na drogach szybkiego ruchu, jednak należy przewidywać, że podstawową technologią w przyszłości pozostaną nawierzchnie asfaltowe.

Przeprowadzono badania Delphi w I rundzie, która miała na celu, z jednej strony poznanie opinii respondentów na temat wybranych tez, z drugiej umożliwiła pozyskanie cennych informacji, w postaci komentarzy, wykorzystanych w II rundzie badania Delphi. Analizę porównawczą tez w ramach obszaru przeprowadzono wykorzystując wskaźniki: istotności (W_I), znaczenia (W_Z), czynników (W_C), barier (W_B) oraz działań (W_D).

Aby określić istotność poszczególnych tez w obszarze wyznaczono **wskaźniki istotności (W_I)** według wzoru:

$$W_I = \frac{n_{BI} \cdot 100 + n_I \cdot 75 + n_{RI} \cdot 25 + n_N \cdot 0}{n - n_{NZ}} \quad (1)$$

gdzie:

- n_{BI} – liczba odpowiedzi „bardzo istotna”
- n_I – liczba odpowiedzi „istotna”
- n_{RI} – liczba odpowiedzi „raczej istotna”
- n_N – liczba odpowiedzi „nieistotna”
- n_{NZ} – liczba odpowiedzi „nie mam zdanie”
- n – liczba wszystkich odpowiedzi

W celu określenia znaczenia strategicznego poszczególnych tez w poszczególnych obszarach wyznaczono **wskaźniki znaczenia (W_Z)** według wzoru:

$$W_Z = \frac{n_T \cdot 100 + n_{RT} \cdot 75 + n_{RN} \cdot 25 + n_N \cdot 0}{n - n_{NZ}} \quad (2)$$

gdzie:

- n_T – liczba odpowiedzi „tak”
- n_{RT} – liczba odpowiedzi „raczej tak”
- n_{RN} – liczba odpowiedzi „raczej nie”
- n_N – liczba odpowiedzi „nie”
- n_{NZ} – liczba odpowiedzi „nie mam zdania”
- n – liczba wszystkich odpowiedzi

Ponadto wyznaczono wskaźniki odnoszące się do czynników, barier i działań, które wpływają na realizację tez.

Wskaźnik czynników (W_C):

$$W_C = \frac{n_{BD} \cdot 100 + n_D \cdot 75 + n_S \cdot 50 + n_N \cdot 25 + n_{BN} \cdot 0}{n - (n_{NZ} + n_{NZW})} \quad (3)$$

gdzie:

- n_{BD} – liczba odpowiedzi „w bardzo dużym stopniu”
- n_D – liczba odpowiedzi „w dużym stopniu”

- n_{ζ} – liczba odpowiedzi „w średnim stopniu”
 n_N – liczba odpowiedzi „w niskim stopniu”
 n_{BN} – liczba odpowiedzi „w bardzo niskim stopniu”
 n_{NZ} – liczba odpowiedzi „nie mam zdania”
 n_{NZW} – liczba odpowiedzi „czynnik nie ma związku z tezą”
 n – liczba wszystkich odpowiedzi

Wskaźnik barier (W_B):

$$W_B = \frac{n_{BD} \cdot 100 + n_D \cdot 75 + n_{\zeta} \cdot 50 + n_N \cdot 25 + n_{BN} \cdot 0}{n - (n_{NZ} + n_{NZW})} \quad (4)$$

gdzie oznaczenia jak wyżej.

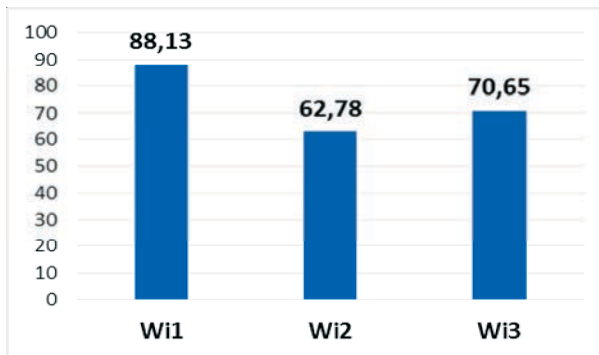
Wskaźnik działań (W_D):

$$W_D = \frac{n_{BD} \cdot 100 + n_D \cdot 75 + n_{\zeta} \cdot 50 + n_N \cdot 25 + n_{BN} \cdot 0}{n - (n_{NZ} + n_{NZW})} \quad (5)$$

gdzie oznaczenia jak wyżej.

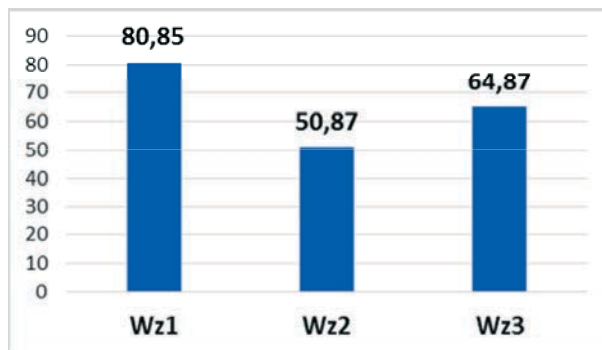
Wskaźniki przyjmują wartości z zakresu od 0 do 100. Poziom liczbowy wskaźnika powyżej 50 świadczy o wysokim stopniu wpływu działania na realizację tezy; im wartość wskaźnika bliższa 100 tym stopień wpływu działania jest wyższy.

Wyliczone wskaźniki istotności wskazują, że w obszarze OB1 pt. „Technologie budowy trwałych nawierzchni drogowych w Polsce”, najbardziej istotna jest teza pierwsza T1, następnie teza 3 i teza 2 (rys. 2). Świadczy to o tym, że najważniejszym obecnie zadaniem w zakresie budowy nawierzchni drogowych jest prowadzenie prac nad rozwojem technologii asfaltowych i z betonu cementowego, aby nowe nawierzchnie drogowe były bardziej trwałe od obecnych. Uwzględniając wartości uzyskanych wskaźników istotności powyżej 50 można uznać wszystkie tezy za istotne w analizowanym obszarze.



Rys. 4. Porównanie wskaźników istotności tez (W_i)

Wyliczone wskaźniki znaczenia wskazują, że w obszarze OB1 strategiczne znaczenie ma również teza pierwsza T1, następnie teza T3 i teza T2 (rys. 3).

Rys. 3. Porównanie wskaźników znaczenia (W_z)

Analizując uzyskane wyniki badań w zakresie wskaźników znaczenia należy stwierdzić, że budowa trwałych nawierzchni drogowych w Polsce może być zrealizowana tylko wtedy, gdy zastosujemy nowoczesne technologie mieszanek mineralno-asfaltowych i betonu cementowego charakteryzujące się stałymi właściwościami funkcjonalnymi w okresie co najmniej 30 lat eksploatacji nawierzchni. Ponadto eksperci wskazali na nawierzchnie asfaltowe, które zastosowane na większości dróg w Polsce będą zdolne spełnić zwiększone wymagania w stosunku do budowy trwałych nawierzchni drogowych.

Obliczone wskaźniki czynników wpływających na realizację tez oraz barier utrudniających ich realizację przedstawiono w tabeli 2 i 3.

Tabela 4. Wskaźniki czynników (W_c) analizowanych tez

Czynnik	Stopień wpływu		
	Teza 1	Teza 2	Teza 3
zwiększenie nakładów na badania	84,80	72,35	75,28
rozszerzenie współpracy jednostek naukowych z gospodarką	81,62	69,41	75,00
wprowadzenie odpowiednich mechanizmów prawno-ekonomicznych	76,73	67,65	70,69
zwiększenie akceptacji społecznej (np. poprzez odpowiednie kampanie informacyjne)	56,25	49,70	58,82
wysoka jakość wykonawstwa prac drogowych	91,83	79,49	84,55

Tabela 3. Wskaźniki barier (W_b) analizowanych tez

Czynnik	Stopień wpływu		
	Teza 1	Teza 2	Teza 3
niedostateczny rozwój zaplecza technicznego	69,90	61,90	73,10
niewystarczające uregulowania prawne	71,75	62,04	67,35
wysokie koszty wdrożeń technologii budownictwa	79,25	67,47	76,14
słabo rozwinięty sektor przedsiębiorstw zdolnych do wykorzystania nowoczesnych (zaawansowanych) technologii	68,00	62,50	75,55
niska jakość wykonawstwa prac drogowych	80,00	75,87	83,61

Z tabeli 2 wynika, że najistotniejszym czynnikiem wpływającym na realizację omawianych tez w zakresie budowy trwałych nawierzchni drogowych jest zapewnienie wysokiej jakości wykonawstwa robót oraz rozwój badań w ramach współpracy jednostek naukowych z szeroko pojętą gospodarką. Bariery z punktu widzenia realizacji analizowanych tez jest niska w ocenie ekspertów jakość wykonawstwa prac drogowych (tabela 3).

W tabeli 4 przedstawiono czynniki, które w największym stopniu warunkują realizację trzech analizowanych tez. Do działań tych eksperci zaliczyli podniesienie jakości wykonawstwa prac drogowych oraz zwiększenie nakładów na badania naukowe.

Tabela 4. Wskaźniki działań (W_D) dla analizowanych tez

Czynnik	Stopień wpływu		
	Teza 1	Teza 2	Teza 3
zwiększenie nakładów na badania naukowe	81,80	70,06	75,56
wprowadzenie odpowiednich mechanizmów prawno-administracyjnych i ekonomicznych	76,25	65,70	70,64
dostosowanie (ukierunkowanie) systemu kształcenia	71,53	63,25	70,83
działania na rzecz zwiększenia akceptacji społecznej	54,21	50,00	59,41
podniesienie jakości wykonawstwa prac drogowych	87,75	78,93	87,91

5. Zakończenie

Przeprowadzone dotychczas badania i analizy pozwalają na sformułowanie następujących wniosków ogólnych:

- Badanie foresight metodą Delphi jest doskonałym narzędziem pomocniczym do informowania decydentów politycznych oraz środowisk opiniotwórczych o pożądanych kierunkach długoterminowego rozwoju i zmian w budownictwie drogowym.
- W zakresie budownictwa drogowego wyodrębniono 7 obszarów badawczych z których jednym z ważniejszych jest pierwszy obszar dotyczący technologii budowy trwałych nawierzchni drogowych w Polsce.
- Badania eksperckie udowodniły, że najważniejszym obecnie zadaniem w zakresie budowy nawierzchni drogowych jest prowadzenie prac nad rozwojem technologii asfaltowych i z betonu cementowego, aby budowane nowe nawierzchnie drogowe miały zapewnioną trwałość co najmniej 30-letnią.
- Budowa trwałych nawierzchni drogowych jest możliwa tylko w przypadku zapewnienia wysokiej jakości wykonawstwa robót oraz rozwoju badań w ramach współpracy jednostek naukowych z szeroko pojętą gospodarką.

Literatura

- 1 Bojarski W., Koncepcja badań nad zharmonizowanym rozwojem społeczno-gospodarczym z poszanowaniem dóbr przyrody, Biuletyn Komitetu Ochrony Środowiska PAN, Wrocław-Warszawa 1988.
- 2 Borys T. (red.), Wskaźniki ekorozwoju, Wydawnictwo Ekonomia i Środowisko, Białystok, 1999
- 3 Cieślak M., Prognozowanie gospodarcze. Metody i zastosowania, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2005.
- 4 Dokumenty końcowe Konferencji Narodów Zjednoczonych „Środowisko i rozwój”, Rio de Janeiro, 2-14.06.1992 r., Szczyt Ziemi, IOŚ, Warszawa 1993.
- 5 Hopper A., Funkcje obszarów wiejskich z perspektywy ekorozwoju, Zeszyty problemowe Postępów Nauk Rolniczych nr 401, Warszawa 1992.
- 6 Kowalewska A., Głuszyński J., Zastosowanie metody Delphi w Narodowym Programie Foresight „Polska 2020”, publikacja Pentor Research International, Warszawa 2009.
- 7 Kozłowski S., Droga do ekorozwoju, Warszawa 1994.

- 8 Ochrona środowiska człowieka – humanistyczne widzenie świata, Prace Naukowe Polskiego Klubu Ekologicznego, vol. 1, Kraków 1984.
- 9 Popper R., How are foresight methods selected?, *Foresight*, 10/6, (2008) 62-89.
- 10 Piłat J., Radziszewski P., Nawierzchnie asfaltowe, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 2010.
- 11 Polymer modified bitumen. Properties and characterization, Woodhead Publishing Limited 2011.
- 12 Report of the United Nations Conference on the Human Environment, 48/14/Rev. 1, (1973) .
- 13 Rada Ministrów RP, Strategia Rozwoju Kraju na lata 2007-2015, Warszawa 2006.
- 14 Szydło A., Nawierzchnie drogowe z betonu cementowego, Polski cement Sp. z o. o., Kraków 2004.
- 15 Zrównoważona Europa dla Lepszego Świata: Strategia Zrównoważonego Rozwoju Unii Europejskiej COM, 2001.

Forecasting development of road technology based on the Delphi method – selected issues

Piotr Radziszewski¹, Joanicjusz Nazarko², Jan Król³,
Karol J. Kowalski⁴, Michał Sarnowski⁵

^{1,3,4,5} *Institut Dróg i Mostów, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska,
e-mail: ¹p.radziszewski@il.pw.edu.pl, ³j.krol@il.pw.edu.pl,
⁴k.kowalski@il.pw.edu.pl, ⁵m.sarnowski@il.pw.edu.pl*

² *Business Informatics and Logistics Department, Faculty of Management,
Białystok Technical University, e-mail: joanicjusz.nazarko@gmail.com*

Abstract: An objective of this research project is an analysis of development directions of new materials, technologies and pavement structures used in road industry, taking into account special environmental conditions and sustainable development rules. Results of the first round of conducted study based on the foresight method are described in this paper. Such results are helpful to provide support for making a long term strategy decisions by the government.

Selected results and analysis in the scope of identification of the main research areas and hypothesis connected with developments of road technology are shown in this paper with a special focus on the construction of the durable pavements. It was found that the most important task is related to developments of the asphalt and cement pavements technology providing at least 30 years durability period. The construction of such pavements is possible only when high quality of work is provided and there is further road technology development as a result of the science and industry cooperation.

Keywords: road pavement, Delphi method, foresight, pavement technology

Wpływ temperatury technologicznej na trwałość zmęczeniową mieszanek mineralno-asfaltowych stosowanych do nawierzchni mostowych

**Piotr Radziszewski¹, Andrzej Plewa², Karol J. Kowalski³, Jan Król⁴,
Michał Sarnowski⁵, Piotr Pokorski⁶**

*^{1,3,4,5,6} Zespół Technologii Materiałów i Nawierzchni Drogowych, Instytut Dróg i Mostów,
Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska,
e-mail: ¹p.radziszewski@il.pw.edu.pl, ³k.kowalski@il.pw.edu.pl; ⁴j.krol@il.pw.edu.pl;
⁵m.sarnowski@il.pw.edu.pl, ⁶p.pokorski@il.pw.edu.pl*

*² Zakład Inżynierii Drogowej, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska,
Politechnika Białostocka, a.plewa@pb.edu.pl*

Streszczenie: Obiekty inżynierskie stanowią nieodłączny element infrastruktury drogowej. Obecnie następuje intensywnej rozbudowy sieci drogowej w Polsce, powstają także liczne obiekty mostowe. Ze względu na specyfikę pracy całej konstrukcji mostowej, nawierzchnia na takim obiekcie powinna spełniać określone funkcje i wymagania. W artykule przedstawiono wyniki badań trwałości zmęczeniowej wybranych mieszanek mineralno-asfaltowych stosowanych do warstw konstrukcyjnych na obiektach mostowych. Zbadano wpływ podwyższonej temperatury procesów technologicznych na trwałość zmęczeniową nawierzchni. Analizie poddano mieszanki mineralno-asfaltowe przeznaczone do różnych warstw konstrukcyjnych nawierzchni. Określono moduł sztywności oraz trwałość zmęczeniową mieszanek mineralno-asfaltowych w funkcji wartości odkształcenia. Zależności te przedstawiono w formie równań regresyjnych. Na podstawie wyników badań wykazano istotny wpływ temperatury technologicznej na zmniejszenie trwałości zmęczeniowej mieszanek mineralno-asfaltowych stosowanych do nawierzchni mostowych.

Słowa kluczowe: mieszanka mineralno-asfaltowa, trwałość zmęczeniowa, nawierzchnia mostowa, temperatura technologiczna

1. Wprowadzenie

Nawierzchnia na moście jest jednym z elementów, który ma decydujący wpływ na trwałość całej konstrukcji. Rodzaj i wielkość obciążenia różni się zdecydowanie od tych, które ma za zadanie przenieść nawierzchnia w typowych rozwiązaniach – na ziemi. Ze względu na specyficzny charakter pracy płyty pomostu, wielkości naprężeń i odkształceń w nawierzchni osiągają duże wartości. Nawierzchnia jest narażona na duże i szybkie zmiany temperatury [1, 2]. Poza podstawowymi funkcjami, które powinna spełniać nawierzchnia (rozkład obciążeń na pomost, zapewnienie przyczepności do podłoża, równość, szorstkość, odporność na ścieranie i powstawanie kolein itd.) [3, 4], powinna ona stanowić ochronę dla pomostu przed destrukcyjnym wpływem wody oraz środków odladzających stosowanych w okresie zimowym [1]. Brak spękań jest warunkiem koniecznym do zapewnienia odpowiedniej szczelności i trwałości nawierzchni mostowej. Jednym z wymagań, jakie muszą być spełnione przez konstrukcje jest jej trwałość zmęczeniowa [5].

2. Charakterystyka badanych mieszanek mineralno-asfaltowych

Na podstawie badań rozpoznawczych oraz przeglądu dostępnych rozwiązań konstrukcyjnych, do badań trwałości zmęczeniowej wytypowane zostały trzy mieszanki mineralno-asfaltowe (MMA):

- beton asfaltowy AC 11
- mieszanka grysowo-mastykowa SMA 8
- mieszanka wysokogrysowa SMA/MA8

Celem badań było określenie trwałości zmęczeniowej mieszanek mineralno-asfaltowych stosowanych na obiektach mostowych w funkcji zmiany obciążenia wyrażonego poprzez zmianę odkształcenia. Zbadano wpływ starzenia technologicznego w podwyższonej temperaturze na trwałość zmęczeniową mieszanek mineralno-asfaltowych stosowanych do warstw nawierzchni mostowych.

Obok typowych mieszanek mineralno-asfaltowych AC i SMA badaniom poddano również mieszankę mastyksu wysokogrysowego SMA/MA, która stanowi nowe rozwiązanie materiałowo-technologiczne. Mieszanka ta charakteryzuje się rozbudowanym szkieletem grysowym (zblizonym do SMA), zwiększoną zawartością frakcji piaskowej (jak w asfalcie lanym) oraz wysoką zawartością lepiscza - około 8,5-9% m/m (jak w mastyksie izolacyjnym). Taki skład mieszanki powoduje jej dużą szczelność (zawartość wolnych przestrzeni około 0,5-0,8% m/m) oraz odporność na deformacje trwałe [6, 7].

W celu określenia wpływu temperatur technologicznych na zmianę właściwości mieszanek zbadano mieszanki poddane standardowemu cyklowi produkcji oraz mieszanki poddanej działaniu wysokich temperatur. Do badań przygotowano dwa zestawy próbek. W pierwszym zestawie przed zagęszczeniem próbek mieszankę wygrzewano w temperaturze 135⁰C przez 4 godziny. Próbkę w zestawie drugim były wygrzewano tak jak w zestawie pierwszym, ponadto poddane zostały one dodatkowemu wygrzewaniu w temp 250⁰C przez 2 godziny z pełnym dostępem powietrza [8].

3. Metodyka badawcza

Badania laboratoryjne nad trwałością zmęczeniową mieszanek mineralno-asfaltowych wykonano przy użyciu aparatu UTM-25. Widok stanowiska badawczego przedstawiono na rys. 1.



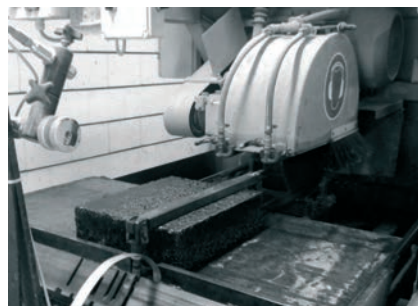
Rys. 1. Uniwersalne urządzenie UTM-25 do badań zmęczeniowych mieszanek mineralno-asfaltowych

Badanie próbek z mieszanek mineralno-asfaltowych wykonano zgodnie z normą: PN-EN 12697-26 „Mieszanki mineralno-asfaltowe. Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – „Badanie 4-punktowego zginania 4PB-PR”.

Próbki belkowe do badań zmęczeniowych były wycinane z płyt zagęszczanych w warunkach laboratoryjnych metodą wałowania. Zagęszczone płyty miały wymiar 30x40x10 cm. Wycinanie próbek z płyty odbywało się po 24h od ich wykonania (rys. 2, 3).



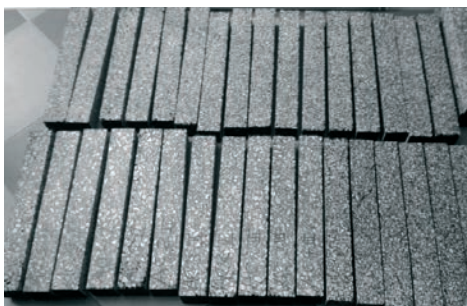
Rys. 2. Widok wycinania próbek z zagęszczonych płyt z mieszanki mineralno-asfaltowej



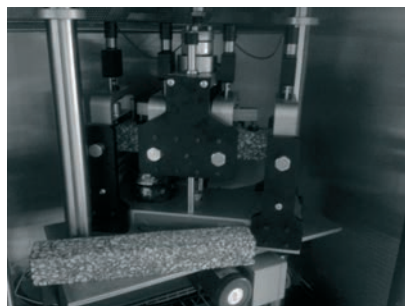
Rys. 3. Widok wyciętej próbki z zagęszczonej płyty z mieszanki mineralno-asfaltowej

Próbki po wycięciu, przez okres 14 dni przechowywane były w temperaturze 20°C (rys. 4). Przed oznaczaniem, próbki sezonowano w temperaturze badania (10°C) przez 4 godziny.

Próbki belkowe poddawano cyklicznemu zginaniu w aparacie belki 4-punktowego zginania z zachowaniem swobodnego obrotu i z poziomym przesunięciem we wszystkich punktach obciążenia i reakcji (podpory rolkowe) (rys. 5).



Rys. 4. Widok próbek belkowych do badań zmęczeniowych



Rys. 5. Widok próbki belkowej umieszczonej w aparacie pomiarowym

Badania laboratoryjne były przeprowadzone przy zachowaniu następujących warunków:

Badanie modułu sztywności E

- temperatura badania +10°C,
- czteropunktowe cykliczne zginanie belki przy stałej amplitudzie odkształcenia zmieniającej się według funkcji sinusoidalnej,
- amplituda odkształcenia $\varepsilon = 50 \mu\text{m/m}$, częstotliwość 10Hz,
- moduł sztywności wyznaczano dla 100-go cyklu obciążenia.

Badanie trwałości zmęczeniowej N_f

- temperatura badania +10°C,
- czteropunktowe cykliczne zginanie belki przy stałej amplitudzie odkształcenia zmieniającej się według funkcji sinusoidalnej,
- częstotliwość obciążenia 10Hz,
- wartości amplitudy odkształcenia: od 170 do 450 $\mu\text{m/m}$.

Próbkę uważano za zniszczoną zmęczeniowo w tym momencie obciążenia, w którym moduł sztywności osiągał wartość równą połowie wartości początkowego modułu sztywności. Założono, że przy każdym poziomie odkształcenia w danej serii próbek należy uzyskać 3 wyniki trwałości zmęczeniowej danej mieszanki nie różniące się między sobą o więcej niż 10% [8].

4. Wyniki badań trwałości zmęczeniowej

Przeprowadzono badania trwałości zmęczeniowej betonu asfaltowego AC 11, mastyku grysowego SMA 8 i mastyksu wysokogrysowego SMA/MA 8, z uwzględnieniem wpływu wysokiej temperatury technologicznej 250°C.

Zestawienie wyników badań modułów sztywności oraz obliczone indeksy zmiany modułu sztywności I_E mieszanek mineralno-asfaltowych przedstawiono w tabeli 1.

Indeks zmiany modułu sztywności zdefiniowano jako iloraz modułu sztywności mieszanki MMA poddanej dodatkowemu procesowi wygrzewania w temp. 250°C do modułu sztywności mieszanki MMA poddanych typowemu procesowi starzenia technologicznego.

Wyniki badań przekraczające 20% średniej 5 próbek uznano za niepewne.

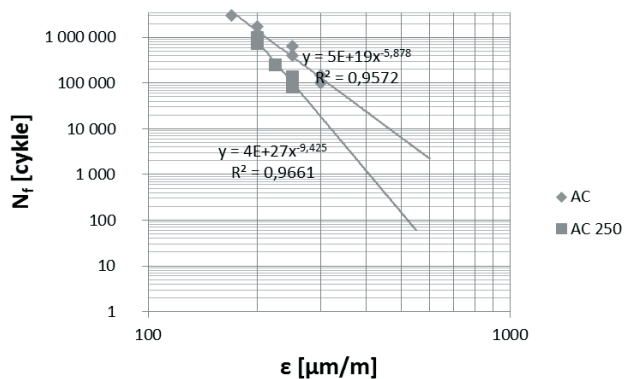
Tabela 1 Wyniki badań modułów sztywności mieszanek mineralno-asfaltowych

Rodzaj MMA:	Beton asfaltowy AC 11		I_E	Mastyks grysowy SMA 8		I_E	Mastyks wysokogrysowy SMA/MA 8		I_E
Nr próbki	AC	AC_250		SMA	SMA_250		SMA/MA	SMA/MA_250	
1	8916	13895		9414	10641		6424	7802	
2	10078	17112		9731	10257		6508	8100	
3	10973	14211		10095	10824		9673	7319	
4	11043	15474		9398	9273		6819	8667	
5	12350	13437		10506	11121		7005	7927	
Wart. średnia:	10672	14826	1.39	9829	10423	1.06	7286	7963	1.09

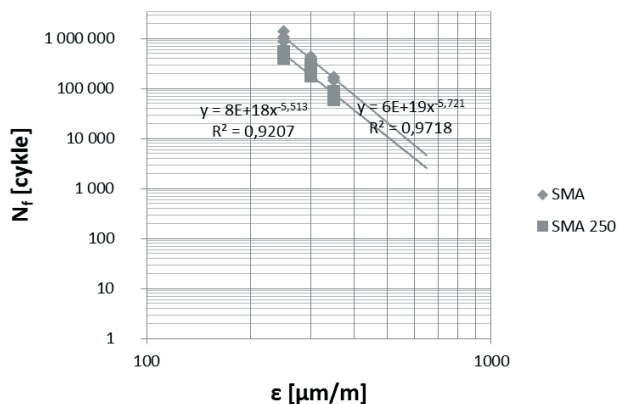
Analizując wyniki przedstawione w tabeli 1 należy stwierdzić, że w temperaturze 10°C mieszanka AC charakteryzuje się największą sztywnością w porównaniu do mieszanek SMA i SMA/MA. Po procesie wygrzewania w temperaturze 250°C moduł sztywności mieszanek SMA i SMA/MA w niewielkim stopniu uległ zmianie (mniej niż 10%), natomiast moduł sztywności mieszanki AC wzrósł o prawie 40%. Świadczy to o tym, że beton asfaltowy w procesie wygrzewania w większym stopniu ulega niekorzystnym zmianom prowadzącym do utraty właściwości lepkich na rzecz właściwości sprężystych prowadzących do kruchej pęknięcia.

Wyniki badań trwałości zmęczeniowej mieszanek mineralno-asfaltowych przedstawiono na wykresach zależności funkcyjnych $N_f = f(\epsilon)$ w skali logarymicznej. Otrzymano równania liniowe równania regresyjne, adekwatnie opisujące wyniki badania z dużą mocą korelacji wyrażoną współczynnikiem R^2 . Na uwagę zasługuje wysoka wartość współczynnika determinacji R^2 (powyżej 0.9) co świadczy o dobrym doborze funkcji regresji charakteryzującej obiekt badania.

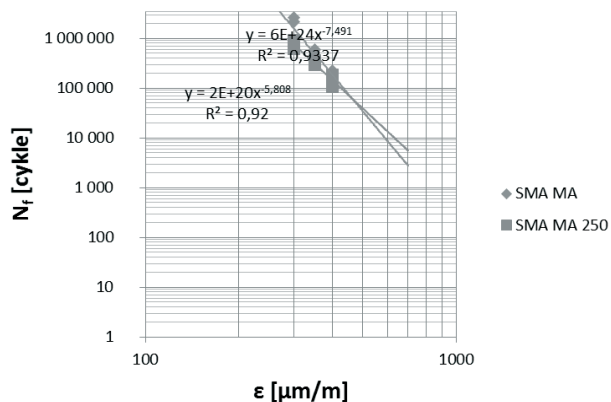
Wyniki badań trwałości zmęczeniowej przedstawiono na rys. 6 (beton asfaltowy AC), rys. 7 (mieszanka grysowo-mastykowa SMA), rys. 8 (mieszanka SMA/MA).



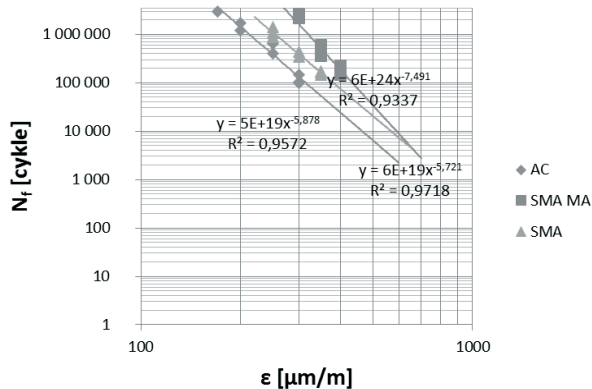
Rys. 6. Wykres trwałości zmęczeniowej betonu asfaltowego AC 11 przed i po procesie wygrzewania w temperaturze 250°C



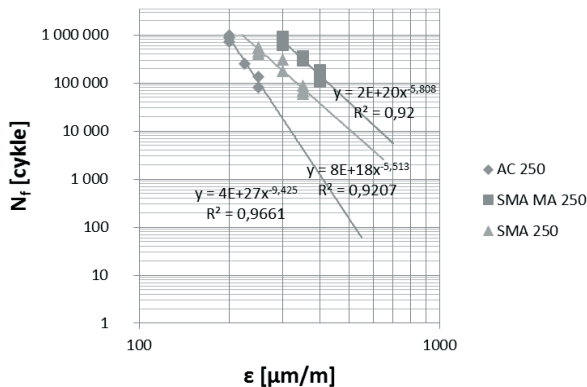
Rys. 7. Wykres trwałości zmęczeniowej mieszanki grysowo-mastyksowej SMA 8 przed i po procesie wygrzewania w temperaturze 250°C



Rys. 8. Wykres trwałości zmęczeniowej mieszanki SMA/MA 8 przed i po procesie wygrzewania w temperaturze 250°C



Rys. 9. Wykres trwałości zmęczeniowej mieszanek AC 11, SMA 8 i SMA/MA 8 przed procesem wygrzewania



Rys. 10. Wykres trwałości zmęczeniowej mieszanek AC 11, SMA 8 i SMA/MA 8 po procesie wygrzewania w temperaturze 250°C

Analizując wyniki przedstawione na rysunku 6 należy stwierdzić, że trwałość zmęczeniowa betonu asfaltowego po procesie wygrzewania w temperaturze 250°C jest dużo mniejsza niż przed wygrzewaniem. Ta różnica wzrasta wraz ze wzrostem wartości odkształcenia (dla odkształcenia $\epsilon = 400 \mu\text{m}/\text{m}$ wartość trwałości zmęczeniowej spada z około 25000 do 1000: spadek o 60%). Znacznie mniejsze spadki trwałości zmęczeniowej występują w przypadku mieszanek SMA i SMA/MA (rys.7 i rys. 8).

W celu porównania trwałości zmęczeniowej badanych mieszanek mineralno-asfaltowych, wyniki badań dla wszystkich badanych mieszanek przedstawiono na rysunku 9 (mieszanki nie poddane dodatkowemu wygrzewaniu) oraz na rysunku 10 (mieszanki poddane dodatkowemu wygrzewaniu).

Z rysunku 9 wynika, że dla badanych mieszanek mineralno-asfaltowych następuje wyraźne przesunięcie wykresów równań trwałości zmęczeniowej w kierunku wyższych wartości trwałości zmęczeniowej, zgodnie z następującą kolejnością:

- 1) beton asfaltowy AC,
- 2) mieszanka grysowo-mastyksowa SMA,
- 3) mieszanka grysowo-mastyksowa SMA/MA.

Dla tej samej amplitudy odkształcenia, np. $\epsilon = 300 \mu\text{m}/\text{m}$, trwałość zmęczeniowa mieszanki SMA jest około 4 razy, a mieszanki SMA/MA około 20 razy, większa niż trwałość

betonu asfaltowego. Jeszcze większe różnice w trwałości zmęczeniowej występują w przypadku mieszanek poddanych procesowi wygrzewania w temperaturze 250°C (rys. 10). Dla amplitudy odkształcenia $\epsilon = 300 \mu\text{m/m}$ trwałość zmęczeniowa mieszanki SMA jest około 10 razy a mieszanki SMA/MA około 40 razy większa niż trwałość betonu asfaltowego.

W celu pełniejszej oceny zmian trwałości zmęczeniowej mieszanek mineralno-asfaltowych powodowanej wysoką temperaturą wygrzewania określono indeksy zmian trwałości zmęczeniowej. Wartości indeksu wyrażono stosunkiem trwałości zmęczeniowej mieszanek po procesie wygrzewania w wysokiej temperaturze do trwałości zmęczeniowej mieszanek nie poddanych procesowi wygrzewania. Wyniki oznaczenia zmiany indeksu trwałości badanych mieszanek mineralno-asfaltowych przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Indeks zmiany trwałości zmęczeniowej próbek z mieszanek mineralno-asfaltowych poddanych procesowi wygrzewania

Rodzaj mieszanki MMA	Indeks zmiany trwałości zmęczeniowej, I_N
Beton asfaltowy AC11_250- odkształcenie ϵ [$\mu\text{m/m}$]	
200	0,59
250	0,21
300	0,16
Mastyks grysowy SMA8_250- odkształcenie ϵ [$\mu\text{m/m}$]	
250	0,42
300	0,62
350	0,45
Mastyks wysokogrysowy SMA/MA8_250- odkształcenie ϵ [$\mu\text{m/m}$]	
300	0,41
350	0,68
400	0,83

Na podstawie analizy wyników zawartych w tabeli 2 można stwierdzić, że wysoka temperatura wygrzewania mieszanki mineralno-asfaltowej w najmniejszym stopniu powoduje zmniejszenie trwałości zmęczeniowej mieszanki SMA/MA, w następnej kolejności mieszanki SMA i betonu asfaltowego AC. Wyniki te korelują z wynikami modułów sztywności zawartymi w tabeli 1. Należy ten fakt tłumaczyć tym, że grubość błonki mastyksu otaczającej ziarna kruszywa w mieszance SMA/MA jest największa i w efekcie najmniej podatna na niekorzystne zmiany właściwości lepko-sprężystych pod wpływem wygrzewania.

5. Podsumowanie

W celu zapewnienia trwałości obiektu mostowego oraz bezpieczeństwa i komfortu podróży należy stosować odpowiedniej jakości materiały i technologie. Ze względu na specyficzne warunki pracy nawierzchni mostowej jest ona narażona podczas eksploatacji na większe odkształcenia oraz szybsze zmiany temperatury niż typowa nawierzchnia drogowa. Na podstawie przeprowadzonej analizy wyników badań można stwierdzić, że na trwałość nawierzchni istotny wpływ ma przebieg procesów technologicznych oraz odpowiedni poziom wykonawstwa. Z przeprowadzonych badań mieszanek mineralno-asfaltowych wynika, że najmniej odporny na podwyższone temperatury (najmniejsza trwałość zmęczeniowa) okazał się beton asfaltowy AC, natomiast znacznie lepsze właściwości wykazały mieszanki SMA i SMA/MA. Podwyższone temperatury technologiczne podczas produkcji i w budowywania mieszanek mineralno-asfaltowych stosowanych do nawierzchni mostowych prowadzą do zmniejszenia trwałości zmęczeniowej nawierzchni, a tym samym

zmniejszenia trwałości całego obiektu. Najmniejsze zmiany właściwości („technologia wybacząca”) spowodowane wygrzewaniem w wysokich temperaturach dotyczą technologii SMA/MA. Co stawia, tę technologię w rzędzie technologii, które w największym stopniu mogą zapewnić odpowiednią trwałość nawierzchni mostowej w przypadku niezachowania w pełni reżimu technologicznego.

Literatura

- 1 Piłat J., Radziszewski P., Kowalski K.: Nawierzchnie asfaltowe i betonowe na obiektach mostowych. Seminarium: Nawierzchnie, izolacje i inne elementy wyposażenia mostów Warszawa 2007, s. 49-52.
- 2 Kilariski R.: Trwałość nawierzchni ma pomostach drogowych obiektów mostowych, Materiały Budowlane 4/2006, s. 86-89.
- 3 Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie, Dz.U. nr 63 poz 735, 2000.
- 4 Madaj A., Wołowicki W.: Budowa i utrzymanie mostów, Wydawnictwo komunikacji i łączności, Warszawa 2001.
- 5 Sybilski D.: Długowieczne nawierzchnie asfaltowe na świecie i w Polsce. Drogownictwo 3/2004, s. 79-85
- 6 Piłat J., Radziszewski P., Nawierzchnie asfaltowe, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa, 2010.
- 7 Mieczkowski P.: Warstwy ochronne z mieszanek mineralno-asfaltowych na obiektach mostowych. Izolacje nr 10/2013, s. 54-61.
- 8 Radziszewski P., Piłat J., Sarnowski M., Kowalski K., Król J., Pokorski P., Liphardt A.: Rozwiązania materiałowo-technologiczne izolacji i nawierzchni obiektów mostowych, praca na zlecenie Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad, Warszawa 2013.

Influence of technology temperature on the fatigue cracking resistance of asphalt mixtures used for bridge pavement

Piotr Radziszewski¹, Andrzej Plewa², Karol J. Kowalski¹, Jan Król¹, Michał Sarnowski¹, Piotr Pokorski¹

^{1,3,4,5,6} Group of Materials and Road Technology, Faculty of Civil Engineering, Warsaw University of Technology, e-mail: ¹p.radziszewski@il.pw.edu.pl, ³k.kowalski@il.pw.edu.pl; ⁴j.krol@il.pw.edu.pl; ⁵m.sarnowski@il.pw.edu.pl, ⁶p.pokorski@il.pw.edu.pl

² Division of Road Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Białystok University of Technology, e-mail: a.plewa@pb.edu.pl

Abstract: Bridges are an integral part of road infrastructure. In times of the roadnetwork expansion in Poland a lot of bridges were constructed. Due to the nature of work, a bridge structure should comply with specific features and requirements. This article presents the results of the fatigue life of selected asphalt mixtures used in bridge structures. Mixtures for various pavement layers were investigated. The effect of high temperature on stiffness modulus and fatigue cracking resistance with different levels of strain were analyzed. These relationships were presented in the regression equations form. The crucial influence of increased technology temperature on asphalt mix fatigue life was proved.

Keywords: asphalt mixture, fatigue cracking, bridge pavement, technology temperature

Ocena trwałości mieszanek mineralno-asfaltowych stosowanych do izolacji i nawierzchni obiektów mostowych

**Michał Sarnowski¹, Piotr Radziszewski², Jerzy Pilat³, Karol J. Kowalski⁴,
Jan B. Król⁵**

^{1,2,3,4,5} Zespół Technologii Materiałów i Nawierzchni Drogowych, Instytut Dróg i Mostów, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska, e-mail: ¹m.sarnowski@il.pw.edu.pl, ²p.radziszewski@il.pw.edu.pl, ³j.pilat@il.pw.edu.pl, ⁴k.kowalski@il.pw.edu.pl, ⁵j.krol@il.pw.edu.pl

Streszczenie: Trwałość nawierzchni mostowej zależy od dwóch podstawowych czynników: obciążenia od ruchu pojazdów samochodowych oraz od czynników klimatycznych. W warunkach klimatu środkowo-europejskiego na nawierzchnie mostowe działają, poza oddziaływaniem ruchu, niska temperatura, woda oraz środki odladzające. Na obiektach mostowych możliwe jest wykonywanie nawierzchni w technologii asfaltowej lub z betonu cementowego. Na pomostach obiektów mostowych w Polsce i w Europie powszechnie stosuje się nawierzchnie asfaltowe, które składają się warstwy ochronnej i warstwy ścieralnej. Nawierzchnie układa się na warstwie izolacji po uprzednim zagruntowaniu podłoża. Zarówno do warstw nawierzchni, jak i do izolacji mostowych stosowane są mieszanki mineralno-asfaltowe, które mogą utracić swoje właściwości w wyniku procesów starzenia oraz destrukcyjnego oddziaływania wody. W referacie przedstawiono wyniki badań właściwości funkcjonalnych mieszanek mineralno-asfaltowych stosowanych do warstw nawierzchni i izolacji mostowych, które zostały poddane procesom starzenia krótkoterminowego (STOA), długoterminowego (LTOA) oraz dodatkowo, starzenia w wysokiej temperaturze technologicznej.

Słowa kluczowe: obiekty mostowe, trwałość, nawierzchnia, izolacja, mieszanka mineralno-asfaltowa

1. Wprowadzenie

Nawierzchnia jest elementem mostu decydującym w dużej mierze o trwałości obiektu inżynierskiego. Nawierzchnia mostowa pracuje ona w bardzo specyficznych warunkach obciążenia, poddawana jest obciążeniom od ruchu pojazdów i czynników klimatycznych.

Prawidłowo zaprojektowana i wykonana nawierzchnia mostowa powinna [1]:

- rozkładać obciążenia na pomost,
- tłumić efekty dynamiczne obciążeń od ruchu pojazdów,
- mieć dobrą przyczepność do podłoża,
- przejmować odkształcenia płyty pomostu wywołane zmianami temperatury w przedziale od -30 do +60°C oraz działaniem obciążeń,
- być równa i szorstka,
- być odporna na ścieranie, spękania niskotemperaturowe i zmęczeniowe oraz na powstawanie kolein; zaleca się stosowanie np. lepszczy modyfikowanych polimerami, rozdrobnioną gumą lub polimerami i kwasem polifosforowym [2].

Do zadań nawierzchni na obiekcie inżynierskim należy, oprócz zapewnienia dogodnych i bezpiecznych warunków poruszania się pojazdów, również ochrona pomostu przed

działaniem wody i środków odladzających. W Polsce i w Europie powszechnie stosuje się nawierzchnie asfaltowe. Technologia wykonywania nawierzchni na obiektach mostowych z betonów cementowych nie znalazła uznania w Europie. Nawierzchnie mostowe betonowe są powszechnie stosowanym rozwiązaniem materiałowo-technologicznym w USA a nawierzchnie asfaltowe są rozwiązaniem rzadko stosowanym. Za jedną z przyczyn unikania asfaltowych nawierzchni mostowych w USA podaje się możliwość przenikania wody przez standardowe warstwy z mieszanek mineralno-asfaltowych, które na mostach nie powinny być zagęszczane wibracyjnie [3, 4].

Stosowane w Europie rozwiązania polegają na wykonaniu na uprzednio zagruntowanym pomoście warstwy izolacji a następnie na ułożeniu nawierzchni, która składa się z warstwy ochronnej i warstwy ścieralnej. Nawierzchnia wraz z izolacją tworzą układ warstw obiektu inżynierskiego o odpowiedniej trwałości.

Izolacje mostowe powinny charakteryzować się następującymi właściwościami:

- wodoszczelnością oraz odpornością na działanie wody pod ciśnieniem,
- dobrą przyczepnością do podłoża i do nawierzchni układanej na izolacji,
- odpowiednią wytrzymałością w szerokim zakresie temperatur od -30 do $+70^{\circ}\text{C}$,
- elastycznością,
- odpornością cieplną,
- wysoką trwałością i odpornością na starzenie (odporność na zmiany właściwości fizycznych i mechanicznych w czasie),
- łatwością stosowania,
- możliwością ułożenia nawierzchni bezpośrednio na izolacji.

Jak wykazują badania prowadzone na świecie [5] jedną z głównych przyczyn obniżenia trwałości nawierzchni mostowych jest brak odpowiedniego połączenia płyty pomostu z nawierzchnią. Zniszczenia nawierzchni i izolacji związane są również z występowaniem odkształceń trwałych, zjawiskiem spękań niskotemperaturowych i zmęczeniowych oraz z brakiem odporności nawierzchni na działanie wody i mrozu. Zjawiska te, szczególnie widoczne na ortotropowych płytach stalowych, mogą być spowodowane brakiem odporności mieszanek mineralno-asfaltowych na starzenie technologiczne – krótkoterminowe i/lub eksploatacyjne - długoterminowe.

2. Ocena wpływu starzenia technologicznego i eksploatacyjnego na właściwości funkcjonalne MMA do izolacji i nawierzchni mostowych

Oddziaływanie wysokiej temperatury podczas procesów technologicznych może powodować zmianę właściwości lepiszczy w wyniku starzenia technologicznego a tym samym, zmianę właściwości lepkosprężystych mieszanek mineralno-asfaltowych do warstw izolacji i nawierzchni mostowej. W okresie eksploatacji obiektu mostowego, mieszanki mineralno-asfaltowe do warstwy ochronnej i ścieralnej podlegają intensywnym procesom starzenia długoterminowego (eksploatacyjnego) [3].

W celu określenia wpływu starzenia krótkoterminowego i długoterminowego na właściwości funkcjonalne izolacji i nawierzchni mostowej przeprowadzono badania wybranych mieszanek mineralno-asfaltowych do ruchu ciężkiego KR3-KR6. Ocenie poddano izolacje z asfaltu lanego (MA), mastyksu tradycyjnego oraz z mastyksu o zwiększonej zawartości frakcji grysowej (SMA-MA). Do warstw nawierzchni ochronnej i ścieralnej zaprojektowano mieszanki mineralno-asfaltowe typu asfalt lany (MA), mastyks grysowy (SMA), beton asfaltowy (AC) i mastyks wysokogrysowy (SMA-MA).

Mastyks wysokogrysowy SMA-MA jest nowym rodzajem mieszanki mineralno-asfaltowej przeznaczonej do warstwy izolacji i warstwy ochronnej. Mieszanka ta stanowi twórcze połączenie trzech technologii: tradycyjnego mastyksu izolacyjnego, asfaltu lanego MA z dużą zawartością frakcji grysowej, tworzącej nośny szkielet mineralny, na wzór mastyksu grysowego SMA. W efekcie, mastyks wysokogrysowy SMA-MA charakteryzuje się rozbudowanym szkieletem grysowym (zblizonym do SMA), zwiększoną zawartością frakcji piaskowej (jak w asfalcie lanym) oraz wysoką zawartością lepiszcza - około 8,5-9% m/m (jak w mastyksie izolacyjnym). Taki skład mieszanki powoduje jej dużą szczelność (zawartość wolnych przestrzeni około 0,5-0,8% m/m) oraz odporność na deformacje trwałe.

Podstawowe właściwości zaprojektowanych mieszanek przedstawiono w Tab. 1.

Tabela 1. Właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych do izolacji i nawierzchni mostowych

Rodzaj MMA	Rodzaj warstwy	Kategoria ruchu wg WT-2:2010	Zawartość lepiszcza asfaltowego [%] (m/m)	Zawartość wolnych przestrzeni V_m [%] (v/v)	Rodzaj lepiszcza asfaltowego
MA 8	izolacja	KR3-6	8,0	-	PmB 25/55-60 20/30 35/50 + 2% asf. naturalny
Mastyks (tradycyjny)	izolacja	-	13,0	-	PmB 45/80-55 35/50
SMA-MA 5	izolacja/ochronna	-	9,0	0,7	PmB 45/80-55 Lepiszcz gum.-asf. 35/50 + 2% asf. naturalny
SMA-MA 8	izolacja/ochronna	-	9,0	0,7	PmB 45/80-55 Lepiszcz gum.-asf.
MA 11	ochronna/ścieralna	KR3-6	7,5	-	PmB 45/80-55 35/50 35/50 + 2% asf. naturalny
SMA 8	ochronna/ścieralna	-	7,0	2,6	PmB 45/80-55
AC 11	ochronna ścieralna	KR3-6	5,4	2,1	PmB 45/80-55 PmB 25/55-60

Do każdej z mieszanek mineralno-asfaltowych, w zależności od ich rodzaju i przeznaczenia (izolacja, warstwa ochronna/ścieralna), dobrano indywidualnie lepiszcze. Oprócz twardych asfaltów niemodyfikowanych stosowanych do asfaltu lanego i mastyksu wybrano również polimeroasfalty, których właściwości w wyniku procesów starzenia, szczególnie w temperaturze powyżej 200°C, mogą ulegać zmianom. Do asfaltu lanego oraz mastyksu wysokogrysowego SMA-MA zastosowano ponadto dwa nowe rodzaje lepiszczy, tj. asfalt drogowy 35/50 modyfikowany 2% (m/m) asfaltu naturalnego Trinidad oraz lepiszcze z dodatkiem rozdrobnionej gumy ze zużytych opon samochodowych. Dodatek asfaltu naturalnego Trinidad do asfaltu powoduje wzrost lepkości i zmniejszenie penetracji asfaltów wyjściowych a także poprawę adhezji asfaltu do kruszywa [6, 7]. Zalecany jest przede wszystkim do wytwarzania asfaltów lanych przeznaczonych do warstw ściernalnych, ochronnych i izolacji obiektów mostowych silnie obciążonych ruchem. Szczególnie korzystne jest oddziaływanie dodatku asfaltu Trinidad na urabialność i zagęszczalność mieszanek mineralno-asfaltowych. Uzyskuje się ponadto wyraźne podwyższenie odporności na odkształcenia trwałe warstw nawierzchni wykonanych z tym dodatkiem [8]. Lepiszcz gumowo-asfaltowe o zawartości rozdrobnionej gumy min. 15% (m/m), o uziarnieniu do 1,0 mm zostało wyprodukowane w technologii „na mokro” a jego penetracja wynosi około 50-70 [$\cdot 0,1$ mm]. Asfalty modyfikowane gumą charakteryzują się wysoką odpornością na

starzenie i dobrą przyczepnością do kruszywa a mieszanki mineralno-asfaltowe z takimi lepiszczami charakteryzują się dużą trwałością zmęczeniową, odpornością na spękania niskotemperaturowe, odpornością na odkształcenia w wysokiej temperaturze, co w przypadku nawierzchni mostowych jest szczególnie ważne.

2.1. Metodyka badań mieszank mineralno-asfaltowych

W celu określenia odporności na wysokie temperatury przy wytwarzaniu, transporcie i układaniu mieszank mineralno-asfaltowych, luźną mieszankę poddano symulacji starzenia krótkoterminowego metodą STOA (Short Term Oven Aging) w warunkach laboratoryjnych wg Załącznika 2 do projektu WT-2:2013 [9]. W przypadku asfaltu lanego (MA) i mastyksu tradycyjnego (M) mieszankę wygrzewano w temperaturze 180°C przez 3 godziny, w warstwie około 25-50 mm a w przypadku betonu asfaltowego (AC), mastyksu grysowego (SMA) oraz mastyksu wysokogrysowego (SMA-MA) mieszankę wygrzewano w temperaturze 135°C przez 2 godziny a następnie w temperaturze zagęszczania (zgodną z WT-2) przez kolejną godzinę, również w warstwie około 25-50 mm. Łączny czas wygrzewania wyniósł 3 godziny. Po procesie wygrzewania zaformowano próbki sześciennie 70×70 mm oraz próbki cylindryczne Marshalla Ø 100 mm, zgodnie z PN-EN 12697-20. Zaformowane próbki mieszanki po starzeniu STOA poddano następnie symulacji starzenia długoterminowego LTOA (Long Term Oven Aging) w warunkach laboratoryjnych. Metodę starzenia LTOA opisano w pracy [10]. Zagęszczone próbki mieszanki mineralno-asfaltowej wygrzewano w temperaturze 85°C w suszarce z wentylacją (z obiegiem powietrza) przez 5 dni (5 × 24 godziny). W przypadku mieszank typu asfalt lany i mastyks tradycyjny do warstw izolacji, które charakteryzują się wysoką trwałością, przeprowadzono jedynie symulację starzenia krótkoterminowego.

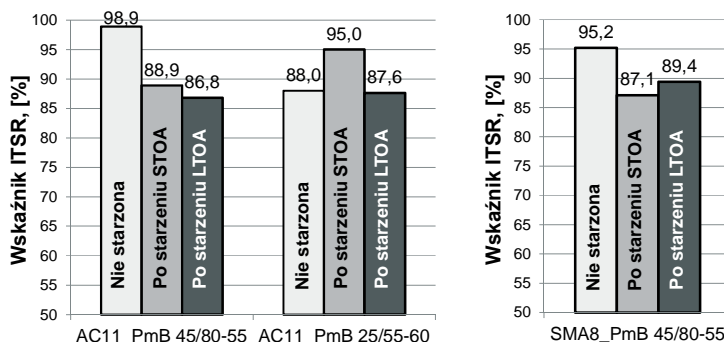
W celu pełnej oceny wpływu procesów starzeniowych na mieszanki mineralno-asfaltowe do warstw izolacji i nawierzchni mostowych, oprócz symulacji starzenia MMA standardowymi metodami (STOA i LTOA), na oddzielnych próbkach przeprowadzono również symulację starzenia technologicznego według niestandardowej procedury. Luźne mieszanki mineralno-asfaltowe poddano starzeniu w wysokiej temperaturze 200, 250 i 300°C, w warstwie około 50 mm przez 1 godzinę.

Próbki mieszank mineralno-asfaltowych po procesach starzenia poddano następnie badaniom właściwości funkcjonalnych określając:

- odporność na działanie wody i mrozu w temperaturze 25°C (wskaźnik ITRSR), wg PN-EN 12697-12 i PN-EN 12697-23, wg Załącznika 1 do WT-2: 2010 [11],
- moduł sztywności IT-CY w rozciąganiu pośrednim, wg PN-EN 12697-26,
- zawartość wolnej przestrzeni w próbkach do badania wskaźnika ITRSR (zagęszczanych w ubijaku Marshalla 35 razy na każdą stronę próbki) w funkcji starzenia, wg PN-EN 12697-8.

2.2. Analiza wyników badań mieszank mineralno-asfaltowych po starzeniu STOA i LTOA

Zaprojektowane mieszanki mineralno-asfaltowe do warstw nawierzchni mostowych, po starzeniu STOA i LTOA, poddano badaniom odporności na działanie wody i mrozu, określając zmianę wskaźnika ITRSR (rys. 1.).



Rys. 1. Wskaźnik ITSR w funkcji starzenia STOA i LTOA betonu asfaltowego AC 11 i mastyksu grysowego SMA 8 stosowanych do warstwy ścieralnej/ochronnej

Na podstawie analizy wyników badania wskaźnika ITSR betonu asfaltowego AC 11 i mastyksu grysowego SMA 8 do warstw nawierzchni mostowej, można stwierdzić, że:

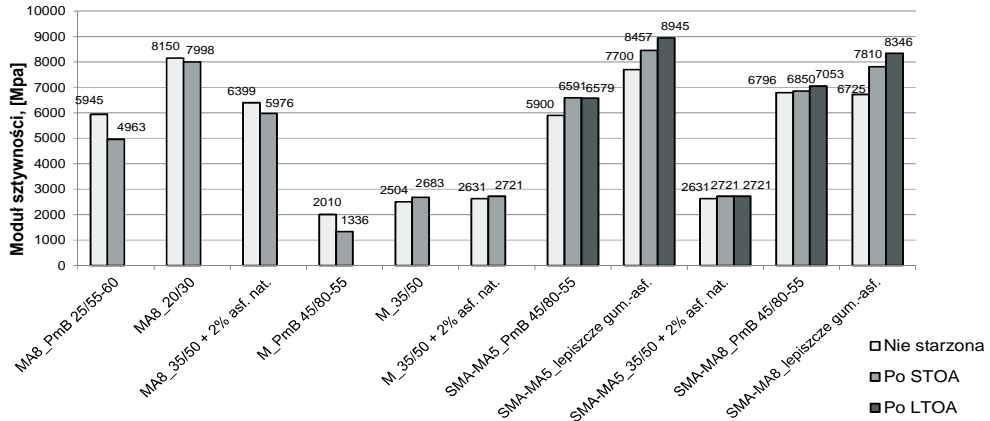
- mieszanka wyjściowa AC 11 z lepiszczem PmB 45/80-55 charakteryzuje się bardzo wysoką wartością wskaźnika, około 99% i spełnia wymagania WT-2: 2010;
- w wyniku starzenia krótkoterminowego STOA mieszanki AC z polimeroasfaltem PmB 45/80-55 następuje znaczne obniżenie wskaźnika ITSR (o 10%) a następnie dalsze niewielkie obniżenie po starzeniu długoterminowym LTOA;
- beton asfaltowy nie starzony z polimeroasfaltem PmB 25/55-60 charakteryzuje się wartością wskaźnika ITSR nieznacznie poniżej wymaganej wartości 90%, jednak po starzeniu STOA ma wysoką wartość ITSR = 95%. Zjawisko zwiększenia odporności na działanie wody i mrozu mieszanki po starzeniu STOA może być spowodowane kontynuacją reakcji polimeru z asfaltem w temperaturze starzenia krótkoterminowego, wynoszącej około 135°C;
- mastyks grysowy SMA nie starzony z polimeroasfaltem PmB 45/80-55 charakteryzuje się wysoką wartością wskaźnika ITSR, powyżej wymaganych 90%;
- w wyniku starzenia STOA i LTOA następuje obniżenie wskaźnika (o około 7%).

Należy zauważyć, że wg nowego projektu Wymagań Technicznych WT-2 z 2013 roku minimalna wartość wskaźnika ITSR mieszanek typu AC S i SMA, kategorii ruchu KR5-KR7 została obniżona do 85%. Zgodnie z powyższym kryterium zaprojektowane mieszanki AC i SMA są odporne na starzenie technologiczne i eksploatacyjne.

Wyniki badania zmiany modułu sztywności asfaltu lanego (MA 8), mastyksu tradycyjnego (M), i mastyksu wysokogrysowego (SMA-MA 5 i SMA-MA 8) stosowanych do wykonywania izolacji pomostów obiektów inżynierskich w funkcji starzenia przedstawiono na rys. 2.

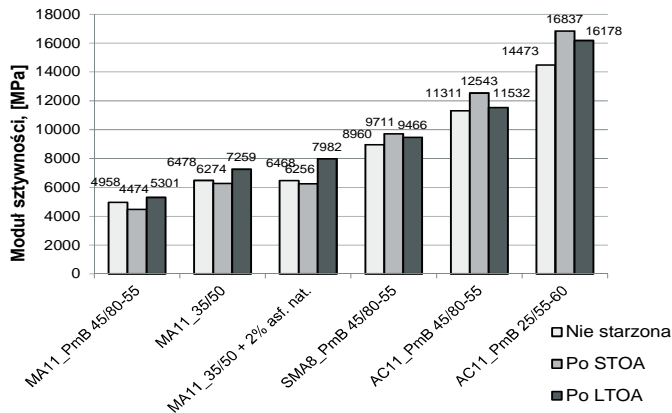
Na podstawie analizy wyników badania zmian modułu sztywności wg metody IT-CY mieszanek mineralno-asfaltowych stosowanych do izolacji płyty pomostu obiektu inżynierskiego można ogólnie stwierdzić, że moduły sztywności mieszanek zmieniają się w wyniku procesów starzeniowych w zależności od rodzajów i właściwości zastosowanych lepiszczy. Największą zmianą modułu po starzeniu charakteryzuje się mastyks tradycyjny z polimeroasfaltem PmB 45/80-55. W mieszance tej brak jest nośnego szkieletu mineralnego a polimer zawarty w lepiszczu może ulegać częściowej degradacji w wyniku działania wysokiej temperatury. Najmniejszą zmianą modułu sztywności charakteryzują się mieszanki mineralno-asfaltowe z lepiszczami zawierającymi asfalt naturalny, który poprawia odporność asfaltu na starzenie. Mastyks wysokogrysowy SMA-MA z rozbudowanym

szkieletem mineralnym wykazuje niewielki wzrost modułu sztywności w wyniku starzenia STOA i LTOA, co jest szczególnie widoczne w przypadku zastosowania lepiszcza gumowo-asfaltowego. Zmiany te, nie powinny jednak wpływać na pogorszenie właściwości funkcjonalnych izolacji z mastyksu wysokogryсового.



Rys. 2. Moduł sztywności po starzeniu STOA i LTOA mieszanek mineralno-asfaltowych stosowanych do izolacji mostowej

Wyniki badania zmiany modułu sztywności asfaltu lanego (MA 11), mastyksu gryсового (SMA 8) i betonu asfaltowego AC 11 stosowanych do wykonywania warstwy ochronnej/ścieralnej w funkcji starzenia przedstawiono na rys. 3.

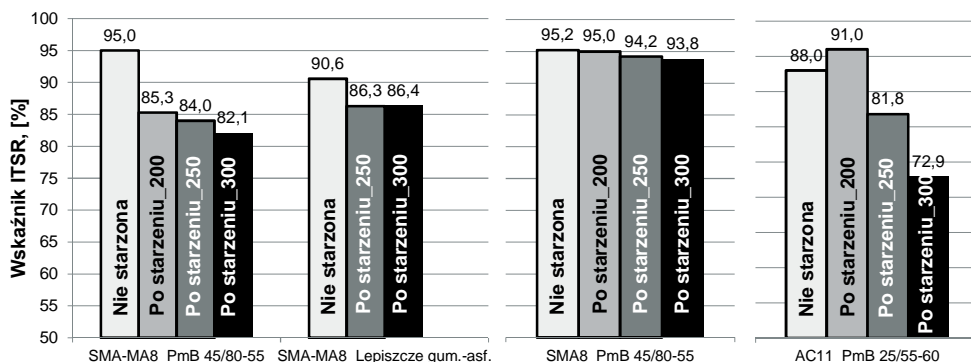


Rys. 3. Moduł sztywności w funkcji starzenia STOA i LTOA mieszanek mineralno-asfaltowych stosowanych do warstwy ścieralnej/ochronnej

Na podstawie analizy wyników badania zmian modułu sztywności wg metody IT-CY mieszanek mineralno-asfaltowych do warstw nawierzchniowych pomostu obiektu inżynierskiego, można stwierdzić, że moduł sztywności mieszanek z analizowanymi lepiszczami zmienia się w niewielkim stopniu w wyniku starzenia długoterminowego LTOA. Moduł sztywności mieszanki SMA i AC z polimeroasfaltami nieznacznie wzrasta po STOA i zmniejsza się w wyniku starzenia LTOA, co należy uznać za zjawisko korzystne. Na tej podstawie można wnioskować o odporności zaprojektowanych mieszanek mineralno-asfaltowych na starzenie krótko- i długoterminowe.

2.3. Analiza wyników badań mieszanek mineralno-asfaltowych po starzeniu w wysokiej temperaturze technologicznej

Zaprojektowane mieszanki mineralno-asfaltowe do warstw izolacji i nawierzchni mostowych, po starzeniu w wysokiej temperaturze 200, 250 i 300°C, poddano badaniom odporności na działanie wody i mrozu, określając zmiany wskaźnika ITSR (rys. 4.)



Rys. 4. Wskaźnik ITSR w funkcji starzenia w temperaturze 200, 250 i 300 °C mastyksu wysokogrysego SMA-MA 8, mastyksu grysego SMA 8 i betonu asfaltowego AC 11 do warstwy ścieralnej/ochronnej

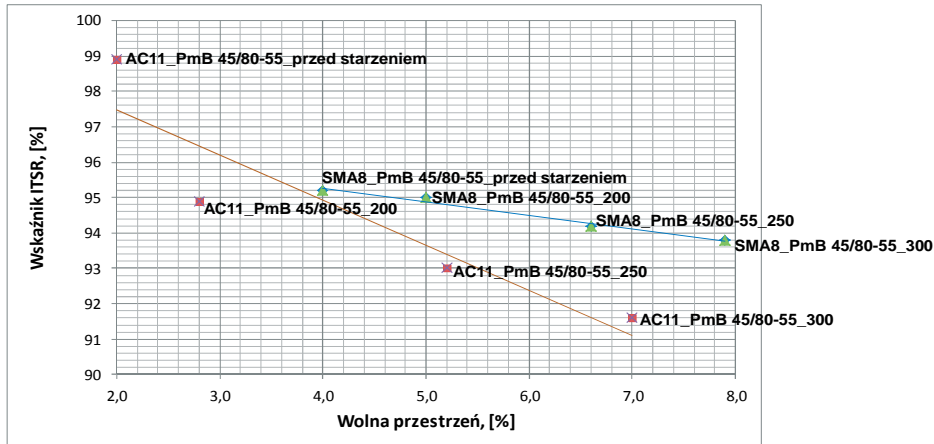
Na podstawie analizy wyników badania wskaźnika ITSR mieszanek mineralno-asfaltowych do warstw nawierzchni na obiekcie inżynierskim, można stwierdzić, że:

- wszystkie mieszanki SMA 8 z polimeroasfalem PmB 45/80-55, tj. wyjściowa oraz po starzeniu w temperaturze 200, 250 i 300°C mają podobne, wysokie wartości wskaźników i spełniają wymagania WT-2: 2010 (ITSR \geq 90%);
- wyższy udział lepiszcza w mastyksie wysokogrysego SMA-MA powoduje większy wpływ procesów starzeniowych na zmianę wskaźnika ITSR, jednak mieszanka ta przeznaczona jest do warstwy ochronnej i izolacji, które nie są narażone na bezpośrednie oddziaływanie wody i mrozu;
- beton asfaltowy AC 11 po starzeniu wykazuje stabilność wskaźnika ITSR tylko do temperatury 200°C.

Oceniając wpływy starzenia w wysokiej temperaturze technologicznej na zmianę właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych, należy mieć na uwadze wzajemne oddziaływanie mieszanki mineralnej, tworzącej szkielet nośny i lepiszcza. Ze względu na wysoki udział frakcji grysej w mieszankach SMA i SMA-MA wpływ postarzonego lepiszcza jest ograniczony a wytrzymałość w rozciąganiu pośrednim jest wyższa niż w betonie asfaltowym.

Porównano zawartość wolnych przestrzeni betonu asfaltowego (AC) i mastyksu grysego (SMA) w zależności od temperatury starzenia (200, 250 i 300°C) a otrzymane wyniki badań zestawiono z wartościami wskaźnika ITSR (rys. 5).

Na podstawie porównania zawartości wolnej przestrzeni betonu asfaltowego i mastyksu grysego pod wpływem starzenia w wysokiej temperaturze technologicznej stwierdzono, że wraz ze wzrostem temperatury, wzrasta zawartość wolnych przestrzeni w mieszankach mineralno-asfaltowych. W przypadku AC 11 wolna przestrzeń wzrasta z 2,0 do 7,0% (m/m) a w przypadku SMA 8 z 4,0 do 7,9% (m/m). Wartość wskaźnika ITSR betonu asfaltowego AC 11 zmniejsza się z 99 do 92%. Nieznaczny spadek wartości wskaźnika ITSR od 95 do 94% obserwuje się w przypadku mieszanki SMA 8 (rys. 5).



Rys. 5. Zawartość wolnej przestrzeni i wskaźnik ITSR w funkcji starzenia w temperaturze 200, 250 i 300°C mastyksu grysowego SMA 8 i betonu asfaltowego AC 11 do warstwy ścieralnej/ochronnej

Przyczyną wzrostu zawartości wolnych przestrzeni po procesie starzenia i związanego z tym spadku wartości wskaźnika ITSR jest usztywnienie lepiszcza w wyniku oddziaływania bardzo wysokiej temperatury technologicznej i znaczne pogorszenie urabialności mieszanki. Porównując linie trendu opisujące to zjawisko (rys. 5), można zauważyć, że beton asfaltowy AC jest mieszanką bardziej wrażliwą na zmianę zawartości wolnej przestrzeni i obniżenie wskaźnika ITSR niż mastyks grysowy SMA (większe nachylenie linii trendu betonu asfaltowego).

3. Wnioski końcowe

Zależności między właściwościami asfaltów i trwałością nawierzchni zmieniają się w wyniku starzenia technologicznego i eksploatacyjnego lepiszcza. Proces utleniania lepiszcza i odparowania składników lotnych zmienia skład asfaltu, właściwości fizykochemiczne i reologiczne [7].

Na podstawie zmian właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych stosowanych do izolacji i nawierzchni obiektów mostowych w wyniku starzenia, można sformułować następujące wnioski:

- Mieszanki mineralno-asfaltowe do warstwy ochronnej i ścieralnej (MA, SMA-MA, SMA, AC) spełniają wymaganie wskaźnika odporności na działanie wody i mrozu ITSR wg obowiązujących dokumentów technicznych.
- Mieszanki mineralno-asfaltowe do warstwy izolacyjnej, ochronnej i ścieralnej (mastyks, MA, SMA-MA, SMA, AC) wykazują dużą odporność na starzenie technologiczne (STOA). Największą odpornością na starzenie charakteryzują się mieszanki asfaltu lanego i grysowo-mastyksowe SMA i SMA-MA.
- Mieszanki mineralno-asfaltowe do warstwy ochronnej i ścieralnej (MA, SMA-MA, SMA, AC) wykazują dużą odporność na starzenie eksploatacyjne (LTOA). Największą odpornością na starzenie eksploatacyjne charakteryzuje się mastyks grysowy SMA i mastyks wysokogrysowy SMA-MA.
- Dodatkowe badania właściwości funkcjonalnych mieszanek mineralno-asfaltowych do nawierzchni mostowych po starzeniu w wysokiej temperaturze technologicznej, potwierdziły wysoką trwałość asfaltu lanego MA, mastyksu grysowego SMA i mastyksu wysokogrysowego SMA-MA.

Literatura

- 1 Piłat J., Radziszewski P., Kowalski K.: Nawierzchnie asfaltowe i betonowe na obiektach mostowych. Seminarium „Nawierzchnie, izolacje i inne elementy wyposażenia mostów” Warszawa 2007, str. 49-52.
- 2 Sarnowski M., Piłat J.: Wpływ nowej metody modyfikacji asfaltów drogowych kwasem polifosforowym na zmiany odporności na starzenie. Problemy naukowo-badawcze budownictwa. 56 Konferencja naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB "Krynica 2010". Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej w Kielcach 2010, str. 399-406
- 3 Radziszewski P., Piłat J., Sarnowski M., Kowalski K., Król J., Pokorski P., Liphardt A., Stefańczyk B., Mieczkowski P.: Rozwiązania materiałowo-technologiczne izolacji i nawierzchni obiektów mostowych. Raport badawczy dla Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad. Warszawa 2013
- 4 Sprinkel M. M. and Apeageyi A. K.: Evaluation of the Installation and Initial Condition of Overlays on Bridge Decks Rospfalt. Virginia Center for Transportation Innovation and Research. Final Report VCTIR 13-R5. June 2013.
- 5 Hicks, R. Gary et. al.: Asphalt Surfaces on Steel Bridge Decks, TRR Record 1740, Paper No. 00-0389, Transportation Research Board, Washington DC, 2000.
- 6 Piłat J., Radziszewski P.: Nawierzchnie asfaltowe, WKŁ, Warszawa 2010.
- 7 Gawęł I., Kalabińska M., Piłat J.: Asfalty drogowe. WKiŁ, Warszawa 2001.
- 8 Danowski M.: Nawierzchnie z dodatkiem asfaltu naturalnego Trynidad. Nawierzchnie asfaltowe 2/2009, str. 7-13.
- 9 WT-2: 2013 DRAFT Mieszanki mineralno-asfaltowe. Wymagania techniczne. GDDKiA
- 10 Radziszewski P.: Zmiany właściwości lepkosprężystych lepiszczy modyfikowanych i mieszanek mineralno-asfaltowych w wyniku procesu starzenia. Rozprawy Naukowe Nr 142. Wydawnictwo Politechniki Białostockiej. Białystok 2007.
- 11 WT-2: 2010 Mieszanki mineralno-asfaltowe. Wymagania techniczne. GDDKiA.

Durability assessment of asphalt mixtures for waterproofing and pavement of bridges

Michał Sarnowski¹, Piotr Radziszewski², Jerzy Piłat³, Karol J. Kowalski⁴,
Jan B. Król⁵

^{1,2,3,4,5} *Group of Materials and Road Technology, Institute of Roads and Bridges, Faculty of Civil Engineering, Warsaw University of Technology, e-mail: ¹m.sarnowski@il.pw.edu.pl, ²p.radziszewski@il.pw.edu.pl, ³j.pilat@il.pw.edu.pl, ⁴k.kowalski@il.pw.edu.pl, ⁵j.krol@il.pw.edu.pl*

Abstract: Durability of bridge pavement is affected by two main factors: traffic conditions and environmental factors. In Central-European climate, in addition to traffic, a bridge pavement is loaded by low temperature and deicing agents. The bridge pavement can be constructed with either cement concrete or asphalt mixture technology. In Europe (including Poland) asphalt pavements are typically placed, composed with a surface and protection layer. Pavement is placed on the waterproofing layer after initial surface priming. Both protection and surface asphalt mixtures layers can lose their properties due to aging process or due to the water action. In this paper, the results of functional properties of asphalt mixtures testing used for protection and surface layers of bridge decks are presented. Tested mixtures were subjected to short term oven aging (STOA), long term oven aging (LTOA) and aging in high technological temperatures.

Keywords: bridges, durability, pavement, waterproofing, asphalt mixtures

Analiza reologicznego zachowania drogowych kompozytów elastomerowo-asfaltowych poddanych próbie rozciągania w duktylometrze

Mieczysław Słowik

*Instytut Inżynierii Lądowej, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska,
Politechnika Poznańska, e-mail: mieczyslaw.slowik@put.poznan.pl*

Streszczenie: Jedną z podstawowych metod pomiarowych stosowanych w celu oceny właściwości asfaltów modyfikowanych polimerami jest próba rozciągania. W niniejszej pracy badaniom poddano próbki kompozytów elastomerowo-asfaltowych o zróżnicowanej zawartości elastomeru SBS (w zakresie od 3% do 9%), ale o zbliżonej penetracji w temperaturze 25°C. W celu oceny właściwości reologicznych oraz wrażliwości termicznej lepiszcza asfaltowe wybrane do badań poddano próbie rozciągania z rejestracją siły w duktylometrze. Pomiary wykonano w temperaturze 0, 10 i 25°C. Na podstawie uzyskanych rezultatów wyznaczono wskaźnik maksimum siły (*MFR*), który można wykorzystywać jako miarę efektywności modyfikacji asfaltów elastomerami. Ponadto, na podstawie wartości pierwszego maksimum siły rozciągającej oznaczonych w temperaturze 0 i 25°C obliczono indeks maksimum siły (*MFI*), który może stanowić alternatywę dla powszechnie stosowanego indeksu penetracji.

Słowa kluczowe: Asfalt modyfikowany polimerem, właściwości reologiczne, kohezja, próba rozciągania, wrażliwość temperaturowa, praca odkształcenia

1. Wprowadzenie

Asfalty modyfikowane polimerami stały się w ciągu ostatnich kilkunastu lat jednymi z najważniejszych materiałów budowlanych stosowanych do produkcji mieszanek mineralno-asfaltowych układanych w warstwach nawierzchni drogowych. Dzięki ich zastosowaniu możliwe jest znaczne ograniczenie wielu niekorzystnych zjawisk prowadzących do zniszczenia nawierzchni tj. odkształceń trwałych, spękań niskotemperaturowych, a także zwiększenie odporności na zmęczenie [1]. Jednym ze sposobów pozwalających na dokonanie oceny właściwości asfaltów modyfikowanych jest poddanie ich próbie rozciągania w określonych warunkach prędkości i temperatury. Wśród najczęściej stosowanych metod pomiarowych można wymienić dwie: test bezpośredniego rozciągania DTT (ang. *Direct Tension Test*) [2, 3, 4, 5, 6] oraz test rozciągania z rejestracją siły w duktylometrze (ang. *Force-Ductility Test*) [6, 7, 8, 9].

Celem niniejszej pracy była ocena właściwości reologicznych oraz wrażliwości termicznej kompozytów elastomerowo-asfaltowych o zbliżonej twardości charakteryzowanej wartością penetracji oznaczonej w temperaturze 25°C, na podstawie prób rozciągania ze stałą prędkością realizowanych w duktylometrze.

2. Charakterystyka badanych lepiszczy asfaltowych

Planując program badawczy przyjęto, że lepiszcza asfaltowe wybrane do badań powinny spełniać następujące warunki:

- zbliżone wartości penetracji oznaczonej w temperaturze 25°C
- znany rodzaj i zawartość elastomeru we wszystkich asfaltach modyfikowanych
- proces modyfikacji asfaltu dodatkiem elastomeru przeprowadzony w warunkach produkcji przemysłowej (np. w rafinerii).

Uwzględniając powyższe założenia, w celu sporządzenia kompozytów elastomerowo-asfaltowych, wykorzystano koncentrat asfaltu modyfikowanego kopolimerem blokowym SBS (styren-butadien-styren) Kraton D-1101CM, którego stężenie wynosi $(9,0 \pm 0,2)\%$ (w pracy koncentrat oznakowano symbolem C9%SBS). Kraton D-1101CM jest czystym kopolimerem blokowym o strukturze liniowej wytworzonym na bazie polistyrenu i polibutadienu, o zawartości masowej polistyrenu równej $(31 \pm 1)\%$. Penetracja koncentratu oznaczona w temperaturze 25°C wynosi $(74,3 \pm 1,2)$ mm/10, natomiast temperatura mięknięcia $(100,3 \pm 2,0)$ °C (tab. 1). Próbki lepiszczy modyfikowanych uzyskano poprzez wymieszanie, w zróżnicowanych proporcjach, koncentratu z dwoma asfaltami drogowymi 50/70. Jeden z nich został wyprodukowany z wenezuelskiej (V50/70), a drugi – z rosyjskiej ropy naftowej (R50/70). Ich penetracja oznaczona w temperaturze 25°C wynosi odpowiednio $(66,0 \pm 0,8)$ mm/10 oraz $(69,3 \pm 0,3)$ mm/10 (tab. 1). Przyjęto założenie, że wszystkie asfalty modyfikowane uzyskane poprzez wymieszanie koncentratu z asfaltami 50/70 będą charakteryzować się niewielkim zróżnicowaniem penetracji. Analizując wartości penetracji w 25°C zestawione w tabeli 1 można stwierdzić, że dla wszystkich badanych lepiszczy zawierają się one w przedziale (70 ± 5) mm/10. Ważny jest również fakt, że modyfikacja asfaltu kopolimerem SBS została wykonana metodą przemysłową (w rafinerii), a jedynie procedura mieszania koncentratu z asfaltami niemodyfikowanymi odbywała się w laboratorium. Można zatem stwierdzić, że wszystkie lepiszcza wybrane do przeprowadzenia zaplanowanego eksperymentu spełniają postawione im wcześniej wymagania.

Tabela 1. Podstawowe właściwości badanych lepiszczy asfaltowych

Symbol lepiszcza	Penetracja w 25°C [mm/10]	Temperatura mięknięcia [°C]	Temperatura łamliwości [°C]	Indeks penetracji (Pen ₂₅ / Pen ₁₀)
V50/70	66,0 ± 0,9	47,4 ± 0,2	-15,1 ± 2,0	-0,69 ± 0,30
R50/70	69,3 ± 0,3	47,8 ± 0,4	-17,0 ± 2,0	-1,32 ± 0,07
V3%SBS	71,3 ± 0,8	52,8 ± 2,0	-18,8 ± 2,9	-0,61 ± 0,10
R3%SBS	71,3 ± 0,4	49,5 ± 0,3	-15,3 ± 1,8	-1,00 ± 0,07
V4,5%SBS	66,4 ± 0,6	74,5 ± 2,0	-20,9 ± 2,1	0,28 ± 0,10
R4,5%SBS	69,5 ± 0,5	77,0 ± 1,1	-17,8 ± 1,8	-0,73 ± 0,14
V6%SBS	66,3 ± 0,8	87,9 ± 1,3	-19,6 ± 1,4	0,53 ± 0,14
R6%SBS	71,9 ± 1,0	83,8 ± 0,6	-18,6 ± 1,2	-0,49 ± 0,15
C9%SBS	74,3 ± 1,2	100,3 ± 2,0	-28,1 ± 1,3	0,84 ± 0,11

Procedura przygotowania próbek kompozytów elastomerowo-asfaltowych składała się z następujących etapów:

- rozgrzanie składników do właściwej temperatury (140°C dla obydwu asfaltów niemodyfikowanych 50/70 oraz 190°C dla koncentratu kopolimeru SBS)
- odważenie właściwej ilości każdego z składników; asfalty 50/70 łączono z koncentratem w trzech proporcjach: 2:1, 1:1 oraz 1:2, otrzymując asfalty modyfikowane o zawartości elastomeru SBS równej odpowiednio: 3%, 4,5% oraz 6% (w stosunku do całkowitej masy otrzymanego asfaltu modyfikowanego)
- wymieszanie składników odważonych w opisanych powyżej proporcjach, z zastosowaniem mieszadła laboratoryjnego o prędkości kątowej równej 150 obr./min,
- w celu uzyskania jednorodnego kompozytu asfaltowo-elastomerowego.

Procedury tej nie stosowano w przypadku próbek asfaltów niemodyfikowanych 50/70 oraz koncentratu kopolimeru SBS, które pozyskano od producentów w postaci gotowej do użycia w badaniach. Sporządzone kompozyty elastomerowo-asfaltowe oznakowano kodem rozpoczynającym się od litery V lub R, oznaczającej odpowiednio asfalt wenezuelski lub rosyjski, a następnie wskazując ostateczną zawartość kopolimeru SBS w kompozycie. W tabeli 1 zamieszczono wyniki oznaczenia podstawowych właściwości lepiszczy wybranych do badań: penetracji w temperaturze 25°C (według PN-EN 1426: 2009), temperatury mięknięcia metodą „Pierścień i kula” (według PN-EN 1427: 2009), temperatury łamliwości metodą Fraassa (według PN-EN 12593: 2009). Zestawiono również wartości indeksu penetracji PI obliczone na podstawie wyników oznaczenia penetracji lepiszczy w temperaturach 25°C (Pen_{25}) i 10°C (Pen_{10}), według wzorów:

$$PI = \frac{300 - 500\Delta \log Pen}{15 + 50\Delta \log Pen} \quad (1)$$

$$\Delta \log Pen = \log Pen_{25} - \log Pen_{10} \quad (2)$$

Wszystkie rezultaty zamieszczone w tabeli 1 przedstawiono w postaci średniej arytmetycznej oraz niepewności pomiarowej obliczonej przy poziomie ufności równym 95% zgodnie z zasadami opisanymi w pracach [10, 11]. Szczegółowe omówienie wyników badań zestawionych w tabeli 1 znajduje się w monografii [9].

3. Opis zastosowanej metody badawczej

Lepiszczą asfaltową wybraną do badań poddano próbie rozciągania ze stałą prędkością w duktylometrze wyposażonym w cztery stanowiska pomiarowe, z niezależnymi siłomierzami o zakresie pomiarowym do 500 N i dokładności odczytu 0,02 N. Procedurę pomiarową opracowano korzystając z zapisów normy PN-EN 13589: 2011.

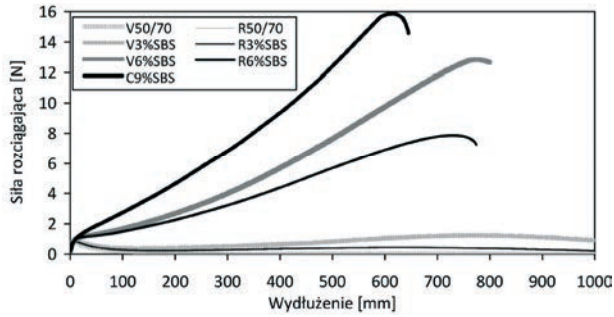
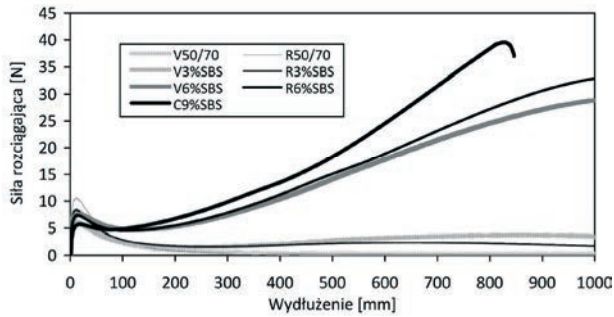
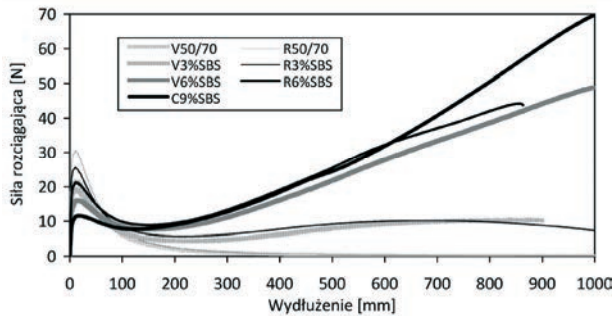
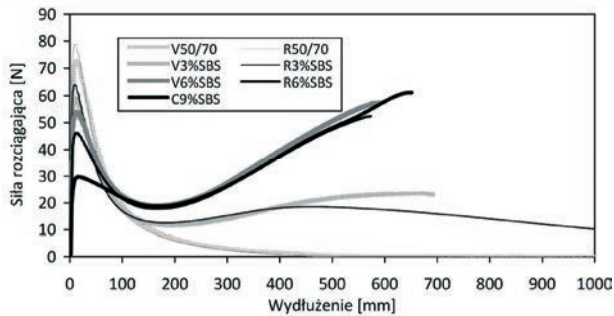
Rozciąganie próbek asfaltowych prowadzono aż do uzyskania wydłużenia 1000 mm, co odpowiada maksymalnej wartości zakresu pomiarowego duktylometru. Wyjątek stanowiły przypadki, gdy doszło do ich zerwania przed osiągnięciem wydłużenia równego 1000 mm. Badania wykonywano zachowując następujące warunki pomiaru:

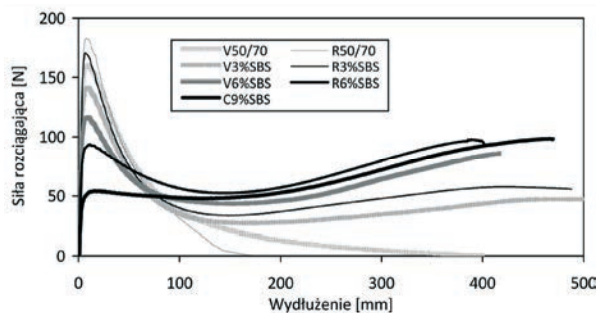
- temperatura pomiaru: 0, 10 i 25°C, utrzymywana z tolerancją $\pm 0,2^\circ\text{C}$
- prędkość rozciągania próbek:
 - w temperaturze 10°C: 10, 50 i 250 mm/min
 - w temperaturze 0°C i 25°C: 50 mm/min
- zapis wartości wielkości mierzonych: siły rozciągającej, wydłużenia, temperatury cieczy w łaźni duktylometru - w odstępach czasowych równych: 2, 1 oraz 0,2 s, przy prędkości rozciągania próbek równej odpowiednio 10, 50 i 250 mm/min.

Na podstawie zarejestrowanych wyników pomiarów, wyznaczono charakterystyczne wielkości badanych lepiszczy w danych warunkach pomiarowych: maksymalne wartości siły rozciągającej oraz pracę odkształcenia, którą określano zgodnie z PN-EN 13703: 2009.

4. Analiza wyników

Rezultaty badań lepiszczy asfaltowych przedstawiono na rysunkach 1-5 w postaci wykresów zależności siły rozciągającej w funkcji wydłużenia (uśrednione wyniki pomiarów przeprowadzonych z użyciem czterech próbek).

Rys. 1. Wykres zależności siły rozciągającej od wydłużenia przy $T = 25^\circ\text{C}$ i $v = 50\text{ mm/min}$ Rys. 2. Wykres zależności siły rozciągającej od wydłużenia przy $T = 10^\circ\text{C}$ i $v = 10\text{ mm/min}$ Rys. 3. Wykres zależności siły rozciągającej od wydłużenia przy $T = 10^\circ\text{C}$ i $v = 50\text{ mm/min}$ Rys. 4. Wykres zależności siły rozciągającej od wydłużenia przy $T = 10^\circ\text{C}$ i $v = 250\text{ mm/min}$



Rys. 5. Wykres zależności siły rozciągającej od wydłużenia przy $T = 0^{\circ}\text{C}$ i $v = 50$ mm/min

Analizując zależności siły rozciągającej od wydłużenia (rys. 1-5), zaobserwowano bardzo duże zróżnicowanie kształtu wykresów uzyskanych dla badanych lepiszczy asfaltowych. Asfalty niemodyfikowane V50/70 i R50/70, po osiągnięciu wartości maksymalnej $F_{\max 1}$ (przy wydłużeniu wynoszącym około 10 mm), wykazują systematyczne zmniejszanie wartości siły rozciągającej. Natomiast wszystkie badane kompozyty elastomerowo-asfaltowe, o zawartości kopolimeru SBS w zakresie od 3% do 9%, po osiągnięciu wartości maksymalnej siły rozciągającej $F_{\max 1}$ (przy wydłużeniu równym 5–30 mm) wykazują początkowo jej zmniejszanie i osiągnięcie wartości minimalnej, po czym ponowny przyrost i osiągnięcie drugiego maksimum siły rozciągającej $F_{\max 2}$ (w niektórych przypadkach nie zaobserwowano drugiego maksimum ze względu na wyczerpanie zakresu pomiaru wydłużenia duktylometru – wtedy $F_{\max 2}$ przyjmowano równą wartości siły pomierzonej przy wydłużeniu 1000 mm). Zjawisko to ma najbardziej intensywny charakter w przypadku asfaltów modyfikowanych o dużej zawartości elastomeru (6% lub 9%).

Wartości siły rozciągającej osiągane przy pierwszym maksimum związane są głównie z cechami asfaltu, natomiast zaobserwowane wzmocnienie (przyrost wartości siły) wynika z właściwości elastomeru SBS.

Stwierdzono znaczne zmniejszenie wartości siły rozciągającej badanych lepiszczy przy zwiększaniu temperatury pomiaru w zakresie od 0 do 25°C . Zmiany te są jednak bardzo zróżnicowane i zależą od zawartości elastomeru SBS w asfalcie oraz od analizowanej fazy badania. Największe zmiany zaobserwowano w przypadku pierwszego maksimum i asfaltów niemodyfikowanych (np. dla V50/70 wartość $F_{\max 1}$ zmniejsza się ze 160 N w temperaturze 0°C do 0,81 N w 25°C , czyli 198-krotnie). Tak dużą zmienność wartości $F_{\max 1}$ można wytłumaczyć zwiększeniem sztywności lepiszczy przy obniżaniu ich temperatury.

Znaczną zmienność wartości $F_{\max 1}$ stwierdzono również w przypadku badań wykonanych w temperaturze 10°C przy zróżnicowanej prędkości rozciągania. Można zauważyć, że im większa była prędkość rozciągania, tym większe wartości $F_{\max 1}$ zostały uzyskane. Ponieważ próbki lepiszczy asfaltowych rozciągane z prędkością 10 mm/min osiągają określony poziom wydłużenia w czasie 25-krotnie dłuższym niż przy prędkości 250 mm/min, powstają dogodne warunki, aby dochodziło w nich do częściowej relaksacji naprężeń. Jest to ważna przesłanka świadcząca o reologicznym charakterze badanych lepiszczy (w przypadku ciał sprężystych, o wartości siły i naprężeń rozciągających decyduje wyłącznie wartość odkształcenia, a nie prędkość rozciągania). Największe zmiany wartości $F_{\max 1}$, wynikające ze zróżnicowania prędkości rozciągania zaobserwowano w przypadku lepiszcza V3%SBS (zmiana 9,7-krotna), a najmniejsze dla C9%SBS (zmiana 4,5-krotna).

Drugie maksimum siły rozciągającej ($F_{\max 2}$) występuje w końcowej fazie rozciągania próbek badanych kompozytów elastomerowo-asfaltowych. Stan ten można utożsamiać ze

zniszczeniem materiału, gdyż po osiągnięciu $F_{\max 2}$ wartości siły rozciągającej zaczynają się zmniejszać coraz intensywniej, po czym najczęściej można zaobserwować zerwanie próbki. Można stwierdzić, że podobnie jak w przypadku pierwszego maksimum, wartości $F_{\max 2}$ poszczególnych lepiszczy zwiększają się, gdy zmniejsza się temperatura pomiaru i gdy zwiększa się prędkość rozciągania (przy $T = 10^{\circ}\text{C}$). Natomiast zaobserwowano, że odwrotnie niż w przypadku $F_{\max 1}$, wartości $F_{\max 2}$ zwiększają się przy zwiększeniu zawartości kopolimeru SBS w asfalcie.

Powyższe spostrzeżenia wskazują, że wzajemne relacje pomiędzy wartościami drugiego i pierwszego maksimum siły w teście rozciągania kompozytów elastomerowo-asfaltowych wynikają z ich reologicznego charakteru. Można zatem wprowadzić prosty parametr pozwalający oceniać efektywność modyfikacji asfaltu elastomerem, tj. wskaźnik maksimum siły *MFR* (ang. *maximum force ratio*) obliczany według wzoru:

$$MFR = \frac{F_{\max 2}}{F_{\max 1}} \cdot 100\% \quad (3)$$

W tabeli 2 zestawiono wartości wskaźnika *MFR* obliczone dla badanych asfaltów modyfikowanych (nie obliczono wartości *MFR* dla asfaltów V50/70 i R50/70, ponieważ w ich przypadku nie zaobserwowano drugiego maksimum). Wartości *MFR* zależą od zawartości elastomeru SBS w asfalcie we wszystkich analizowanych przypadkach temperatury pomiaru i prędkości rozciągania próbek. Przy zwiększaniu temperatury pomiaru oraz przy zmniejszaniu prędkości rozciągania (dla $T = 10^{\circ}\text{C}$) stwierdzono przyrost wartości *MFR*. Relacje pomiędzy wartościami pierwszego i drugiego maksimum siły rozciągającej świadczą o wpływie poszczególnych składników lepiszczy modyfikowanych: asfaltu i elastomeru SBS na przebieg krzywej zależności siły rozciągającej od wydłużenia. Zatem wskaźnik maksimum siły *MFR* może być wykorzystany jako kryterium oceny efektywności modyfikacji asfaltów elastomerami. Spośród wyników przedstawionych w tabeli 2, najbardziej przydatne do realizacji tego zadania, zdaniem autora, są rezultaty badań wykonanych w temperaturze 10°C przy prędkości rozciągania równej 250 mm/min. Wyniki uzyskane w tych warunkach pomiaru dla lepiszczy zawierających identyczną zawartość elastomeru SBS wykazują różnice nieprzekraczające 11%. Parametr *MFR* może stanowić alternatywę dla pracy (energii) odkształcenia określanej według PN-EN 13703:2009 jako pole powierzchni zawartej pod linią wykresu zależności siły w funkcji wydłużenia, w przedziale wartości wydłużenia od 0,2 do 0,4 m. Obliczone wartości pracy odkształcenia analizowanych lepiszczy asfaltowych zamieszczono w publikacji [9]. Za mankament metody oceny efektywności modyfikacji asfaltów polimerami na podstawie pracy odkształcenia można uznać fakt, że w żadnym z analizowanych przypadków, przy obliczaniu tego parametru nie zostały uwzględnione wartości ekstremalne $F_{\max 1}$ i $F_{\max 2}$.

Tabela 2. Wartości wskaźnika maksimum siły *MFR* badanych kompozytów elastomerowo-asfaltowych

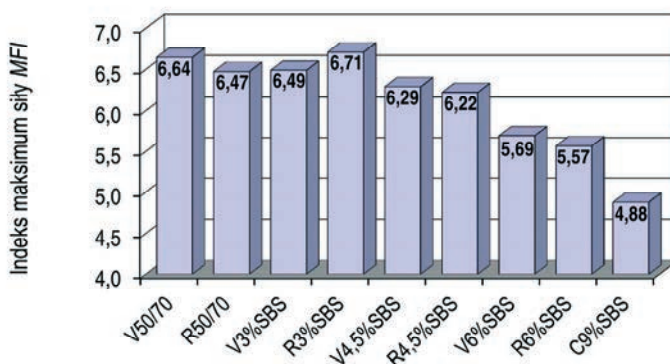
Symbol badanego lepiszcza	<i>MFR</i> [%]				
	$T = 25^{\circ}\text{C}$ $\nu = 50 \text{ mm/min}$	$T = 10^{\circ}\text{C}$ $\nu = 10 \text{ mm/min}$	$T = 10^{\circ}\text{C}$ $\nu = 50 \text{ mm/min}$	$T = 10^{\circ}\text{C}$ $\nu = 250 \text{ mm/min}$	$T = 0^{\circ}\text{C}$ $\nu = 50 \text{ mm/min}$
V3%SBS	151	61	54	40	34
R3%SBS	56	100	42	29	34
V4,5%SBS	446	202	155	70	50
R4,5%SBS	618	195	139	72	57
V6%SBS	1075	380	304	108	74
R6%SBS	705	446	209	114	102
C9%SBS	1293	583	601	207	183

Wyniki oznaczenia pierwszego maksimum siły $F_{\max 1}$ w różnych temperaturach można wykorzystać do oceny wrażliwości termicznej lepiszczy asfaltowych. Opierając się na równaniu Walthera [12] sformułowano wzór na obliczenie indeksu maksimum siły *MFI* (ang. *maximum force index*):

$$MFI = \frac{\log \log F_{\max 1}^{T_2} - \log \log F_{\max 1}^{T_1}}{\log T_2 - \log T_1} \quad (4)$$

gdzie: $F_{\max 1}^{T_1}, F_{\max 1}^{T_2}$ – wartości pierwszego maksimum siły rozciągającej [mN] odpowiednio w temperaturze T_1 i T_2 wyrażonej w Kelwinach; do obliczeń przyjęto wyniki badań wykonanych w temperaturach $T_1 = 273,15$ K (0°C) i $T_2 = 298,15$ K (25°C).

Wartości indeksu maksimum siły *MFI* obliczone według wzoru (4) przedstawiono na rys. 6. Można zauważyć, że wrażliwość termiczna badanych lepiszczy asfaltowych określana na podstawie wartości pierwszego maksimum siły rozciągającej zależy od zawartości elastomeru SBS w asfalcie. Przy czym wartości uzyskane dla asfaltów modyfikowanych zawierających 3% kopolimeru SBS nie wykazują znaczących różnic w porównaniu z asfaltami niemodyfikowanymi 50/70. Natomiast, w odróżnieniu od indeksu penetracji (tab. 1) nie stwierdzono zależności wrażliwości termicznej od pochodzenia asfaltu niemodyfikowanego 50/70.



Rys. 6. Wartości indeksu maksimum siły *MFI*

5. Wnioski

Na podstawie analizy wyników badań sformułowano następujące wnioski:

- kształt wykresu siły rozciągającej w funkcji wydłużenia zależy istotnie od zawartości elastomeru SBS w asfalcie modyfikowanym
- dla asfaltów modyfikowanych zawierających 3-9% kopolimeru SBS występują dwa maksima siły rozciągającej; zaproponowany wskaźnik maksimum siły MFR obliczany jako stosunek wartości drugiego i pierwszego maksimum siły można wykorzystać do oceny efektywności modyfikacji asfaltów elastomerami; za najbardziej przydatne uznano wyniki badań wykonanych w temperaturze 10°C przy prędkości rozciągania równej 250 mm/min
- indeks maksimum siły *MFI* określony na podstawie wartości pierwszego maksimum siły określonych w temperaturze 0 i 25°C zależy od zawartości elastomeru SBS w lepiszczy i może stanowić ciekawą alternatywę dla indeksu penetracji.

Literatura

- 1 Yildirim Y., Polymer modified asphalt binders, *Construction and Building Materials*, 2007, 21, s. 66–72.
- 2 Sybilski D., Zastosowanie metod SHRP do oceny nawierzchni dróg w Polsce, *Studia i materiały*, zeszyt 50, Warszawa, IBDiM 2000
- 3 Cerni G., Cardone F., Colagrande S., Low-temperature tensile behaviour of asphalt binders: Application of loading time–temperature–conditioning time superposition principle, *Construction and Building Materials*, 2011, 25, s. 2133–2145.
- 4 Ho S., Zanzotto L., The low temperature properties of conventional and modified asphalt binders evaluated by the failure energy and secant modulus from direct tension tests, *Materials and Structures*, 2005, 38, s. 137–143.
- 5 Largeaud S., Raffégeau H., Simaillaud B., Eckmann B., Sauger E., Ollier S., Hervé G., Wendling L., Pascot J., Vaniscote J.-C., Chabert D., The use of direct tension tests for the assessment of low temperature properties of bituminous binders, *Materials and Structures*, 2004, 37, s. 351–355.
- 6 Blomberg T., Low temperature test methods for bituminous binders, *Bitumen*, 2003, 65, s. 22–25.
- 7 Radziszewski P., Kalabińska M., Piłat J., Ocena kohezji lepiszczy drogowych na podstawie badania ciągliwości w funkcji temperatury, *Drogi i Mosty*, 2002, 1, s. 101–113
- 8 Radziszewski P., Wpływ modyfikacji elastomerem SBS na właściwości reologiczne lepiszczy asfaltowych, *Polimery*, 2008, 53(7–8), s. 559–563.
- 9 Słowik M., Wybrane zagadnienia lepkosprężystości drogowych asfaltów modyfikowanych zawierających elastomer SBS, seria Rozprawy, Nr 508, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań 2013.
- 10 Konieczka P., Namieśnik J. (red.), Ocena i kontrola jakości wyników pomiarów analitycznych, Warszawa, Wydawnictwa Naukowo-Techniczne 2007.
- 11 Słowik M., Analiza niepewności pomiarowych przy ocenie właściwości asfaltów drogowych, *Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej*, 2010, 7, s. 129–144.
- 12 Sybilski D., Polimeroasfalty drogowe. Jakość funkcjonalna. Metodyka i kryteria oceny, *Studia i materiały*, zeszyt 45, Warszawa, IBDiM 1996.

Analysis of the rheological behavior of polymer modified asphalt binders subjected to force-ductility test

Mieczysław Słowik

*Institute of Civil Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering,
Poznan University of Technology, e-mail: mieczyslaw.slowik@put.poznan.pl*

Abstract: The basic measurement method used to assess the properties of polymer modified bitumens is a tensile test. In this study, PMB specimens of various elastomer SBS content (in the range from 3% to 9%), but a similar penetration, determined at 25°C were tested. In order to evaluate the rheological properties and temperature susceptibility, the Force-Ductility Tests were conducted at 0, 10 and 25°C. On the basis of the obtained results, the values of the maximum force ratio (*MFR*) were calculated. It could characterize the efficiency of bitumen modification by elastomer addition. Moreover, on the basis of the first tensile force maximum determined at 0 and 25°C, values of the maximum force index (*MFI*) were calculated. This parameter may be an alternative to commonly used penetration index.

Keywords: Polymer Modified Bitumen, Rheological Properties, Cohesion, Force-Ductility test, Temperature Susceptibility, Deformation Energy

Analiza lepkości zerowego ścinania (ZSV) asfaltów modyfikowanych kopolimerem SBS

Mieczysław Słowik¹, Marta Andrzejczak²

^{1,2} Instytut Inżynierii Lądowej, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Poznańska, e-mail: 1mieczyslaw.slowik@put.poznan.pl, 2marta.andrzejczak@put.poznan.pl

Streszczenie: W pracy zaprezentowano wyniki oznaczeń lepkości zerowego ścinania (ZSV) wykonanych przy użyciu reometru dynamicznego ścinania (DSR). Badaniom poddano asfalty drogowe 50/70 pochodzące z dwóch różnych złóż ropy naftowej - rosyjskiej i wenezuelskiej. Asfalty modyfikowane uzyskano poprzez wymieszanie w/w asfaltów z koncentratem asfaltu modyfikowanego kopolimerem blokowym SBS (o stężeniu kopolimeru SBS równym 9%). Lepkość zerowego ścinania (ZSV) oznaczono dwiema metodami laboratoryjnymi: metodą pełzania przy stałym naprężeniu w zakresie od 10 Pa do 1000 Pa oraz metodą, w której zastosowano wymuszenie kinematyczne, sinusoidalne odkształcenie kątowe o stałej wartości amplitudy, o zmiennej częstotliwości kątowej w zakresie od 100 rad/s do 0,1 rad/s. Badania zostały przeprowadzone w stałej temperaturze 60°C. Lepkość zerowego ścinania (ZSV) oznaczona dwiema metodami dała zbliżone wartości dla asfaltów 50/70 niemodyfikowanych oraz niskomodyfikowanych (o zawartości kopolimeru SBS równej 1,5%). Uzyskane wartości lepkości zerowego ścinania dla asfaltów o większej zawartości kopolimeru SBS w asfalcie (zawartość kopolimeru 3,0%; 4,5%; 6,0%) dały zróżnicowane wyniki.

Słowa kluczowe: lepkość zerowego ścinania (ZSV), lepiszcze asfaltowe, reometr dynamicznego ścinania (DSR), kopolimer SBS, właściwości reologiczne

1. Wprowadzenie

Wzrost natężenia ruchu samochodowego jest spowodowany coraz większymi potrzebami przewozu zarówno towarów jak i osób. Zjawisko to przyczynia się do intensywnej degradacji nawierzchni drogowych. Odporność mieszanek mineralno-asfaltowej na niszczące działanie czynników zewnętrznych jest zależna od materiałów składowych tj. zastosowanego lepiszcza asfaltowego i kruszywa. Ważną rolę odgrywają właściwości zastosowanego asfaltu, do których zaliczamy: kohezję, lepkość, sprężystość oraz przyczepność do kruszyw mineralnych [1]. W związku z tym często poprawia się właściwości reologiczne asfaltów poprzez ich modyfikacje. Jednymi z najczęściej stosowanych modyfikatorów asfaltów są polimery, a w szczególności elastomery. W wyniku modyfikacji asfaltów zwiększa się wartość lepkości w wysokich temperaturach eksploatacyjnych, czego efektem jest ograniczenie intensywności powstawania odkształceń trwałych w nawierzchniach asfaltowych. Poprzez zastosowanie do modyfikacji elastomeru następuje polepszenie właściwości sprężystych, co w konsekwencji powoduje, że duża część powstałych odkształceń jest odwracalna. W dodatku asfalty modyfikowane polimerami charakteryzują się większym temperaturowym zakresem lepkością w porównaniu do asfaltów niemodyfikowanych [1]. W ostatnich latach do badań asfaltów stosuje się nowe metody wykorzystując w tym celu m.in. reometr zginanej belki (Beam Bending Rheometer),

duktylometr z możliwością rejestracji siły oraz reometr dynamicznego ścinania (Dynamic Shear Rheometer) [2]. Za pomocą reometru DSR można wyznaczyć lepkość zerowego ścinania (Zero Shear Viscosity - ZSV). ZSV jest stałą materiałową w danej ustalonej temperaturze [3]. W ostatnich latach przeprowadzono liczne badania asfaltów z wykorzystaniem reometru dynamicznego ścinania wyznaczając na podstawie różnych metod pomiarowych lepkość zerowego ścinania ZSV [3,4,5,6]. Giuliani [4] przeprowadził badania, w których próbkę asfaltu poddał działaniu naprężenia statycznego, o wartości dążącej do zera ($\tau = \tau_0 \rightarrow 0$) oraz długim czasie oddziaływania. Asfalt osiągnął warunki ustabilizowanego płynięcia. W związku z tym autor [4] wartość ZSV ekstrapolował i przestawił za pomocą modelu Burgers'a (równanie 1).

$$J(t) = J_0 + J_M (1 - e^{-\frac{t}{\lambda}}) + \frac{t}{\eta_0} \quad (1)$$

gdzie:

- J_0 - podatność chwilowa,
- J_m - podatność lepkosprężysta,
- λ - czas retardacji (opóźnienia),
- η_0 - lepkość zerowego ścinania.

Giuliani stwierdził, że w asfalcie wystąpiło zjawisko pełzania, więc tylko część lepka modelu Burgers'a (t/η_0) ulega zmianie. W związku z założeniami teoretycznymi tej metody, ZSV wyznaczono za pomocą wzoru (2), wykorzystując dane z ostatnich 15 min badania.

$$ZSV = \frac{\Delta t}{\Delta J} = \frac{900}{J_{\text{końcowe}} - J_{15 \text{ min przedkońcem}}} [Pa \cdot s] \quad (2)$$

gdzie:

- Δt – przyrost czasu, s
- ΔJ – zmiana podatności, 1/Pa
- 900 – oznacza czas 900 s, czyli okres ostatnich 15 min, s
- $J_{\text{końcowe}}$ – podatność na końcu pomiaru, 1/Pa
- $J_{15 \text{ min przedkońcem}}$ – podatność w czasie 15 min przed końcem, 1/Pa.

Drugą metodą, którą można wykorzystać do wyznaczenia lepkości zerowego ścinania jest test, w którym zastosowano wymuszenie kinematyczne, sinusoidalne odkształcenie kątowe [5] przy zróżnicowanej częstotliwości. Wartość ZSV jest powiązana ze stratą podatności asfaltu:

$$J''(\omega) - \int_0^\infty \omega [J_{de}(\infty) - J_{de}(t)] \cdot \cos \omega t dt = \frac{1}{\omega \eta_0} \quad (3)$$

gdzie:

- J'' - składowa urojona podatności,
- ω - częstość kątowa,
- η_0 - lepkość zerowego ścinania,
- t - czas.

Ponieważ częstość kątowa dąży do zera wzór (3) można przedstawić w postaci:

$$ZSV = \eta_0 = \frac{1}{\omega \cdot J'} = \frac{G^*}{\omega \cdot \sin \delta} [Pa \cdot s] \quad (4)$$

gdzie:

G^* - zespolony moduł ścinania, Pa

ω - częstość kątowna, rad/s

δ - kąt przesunięcia fazowego, rad,

J' - składowa rzeczywista podatności.

Autorzy [4,5] uważają, że powyższe dwie metody badań są najczęściej używane podczas wyznaczania lepkości zerowego ścinania na świecie, dodatkowo uzyskuje się bardzo zbliżone wartości ZSV dla asfaltów niemodyfikowanych oraz niskomodyfikowanych, natomiast asfalty o większej zawartości modyfikatora dają rozbieżne wyniki.

2. Charakterystyka badanych lepiszczy asfaltowych

Badania wykonano wykorzystując asfalty 50/70 wyprodukowane z wenezuelskiej oraz rosyjskiej ropy naftowej (oznaczone odpowiednio V50/70 oraz R50/70). Asfalty łączono z koncentratem asfaltu modyfikowanego (o zawartości kopolimeru SBS równej 9%) poprzez mieszanie w proporcjach 5:1, 2:1, 1:1 oraz 1:2 otrzymując asfalty modyfikowane zawierające odpowiednio 1,5%; 3,0%; 4,5% i 6,0% kopolimeru styren-butadien-styren (SBS) (w stosunku do masy otrzymanego asfaltu modyfikowanego). Badane lepiszcza asfaltowe oznaczono w pracy poprzez podanie w pierwszej kolejności pochodzenia asfaltu, a następnie zawartości procentowej kopolimeru SBS np.:

- V1,5%SBS - oznacza asfalt wyprodukowany z wenezuelskiej ropy naftowej, zawierający 1,5% kopolimeru SBS,
- R3%SBS - oznacza asfalt wyprodukowany z rosyjskiej ropy naftowej, zawierający 3% kopolimeru SBS,
- K9%SBS - oznacza koncentrat asfaltu modyfikowanego zawierający 9% kopolimeru SBS.

W tabelicy 1. zamieszczono wyniki oznaczeń podstawowych właściwości lepiszczy asfaltowych, tzn. temperatury mięknięcia wg metody „Pierścień i Kula”, penetracji w dwóch temperaturach 10°C i 25°C oraz temperatury łamliwości wg Fraassa .

Tabela 1. Podstawowe właściwości badanych asfaltów

Oznaczenie	V50/70	V1,5%SBS	V3,0%SBS	V4,5%SBS	V6,0%SBS	R50/70	R1,5%SBS	R3,0%SBS	R4,5%SBS	R6,0%SBS	K9,0%SBS
Penetracja w 25°C [0,1mm]	66,2	66,4	70,0	63,1	64,8	59,9	63,1	67,2	62,1	68,8	74,3
Penetracja w 10°C [0,1mm]	16,8	15,0	17,8	17,9	17,9	16,5	17,4	17,7	16,5	17,1	21,9
Temperatura mięknięcia wg metody "Pierścień i Kula" [°C]	55,0	50,0	60,5	84,0	90,5	49,2	49,0	73,5	88,5	93,5	100,3
Temperatura łamliwości wg Fraassa [°C]	-15	-14	-20	-14	-23	-18	-19	-18	-20	-28	-28

Szczególną uwagę zwrócono na dobór badanych lepiszczy asfaltowych. Twardość przedstawionych asfaltów wyrażona poprzez penetrację w 25°C jest zbliżona i zawiera się w przedziale od 59,9·0,1mm do 74,3·0,1mm (wszystkie badane asfalty można zakwalifikować do klasy asfaltów modyfikowanych 45/80). Wszystkie badane próbki lepiszczy asfaltowych mają znaną zawartość kopolimeru SBS oraz znane pochodzenie ropy naftowej, z której wyprodukowano asfalt 50/70.

3. Cel i zakres badań

Głównym celem pracy jest ocena lepkości zerowego ścinania asfaltów drogowych modyfikowanych kopolimerem SBS na podstawie badań przeprowadzonych przy pomocy reometru dynamicznego ścinania (DSR). Lepkość zerowego ścinania (ZSV) oznaczono dwiema metodami: metodą pełzania przy zróżnicowanym poziomie naprężeń ścinających w sekwencjach czasowych oraz metodą, w której zastosowano wymuszenie kinematyczne, sinusoidalne odkształcenie kątowe o stałej wartości, przy zmiennej częstotliwości kątowej w zakresie od 100 rad/s do 0,1 rad/s.

3.1. Opis zastosowanej metodyki badawczej

Badania przeprowadzono wykorzystując reometr dynamicznego ścinania Physica MCR 101. Temperatura poprzez system wewnętrzny utrzymywana była przez cały okres badania na stałym poziomie równym 60°C±0,01°C.

Badanie przy wymuszonym kinematycznym odkształceniu kątowym przeprowadzono zgodnie z normą PN-EN 14770 [7]. Norma przedstawia metodę oznaczenia właściwości reologicznych lepiszczy asfaltowych w reometrze dynamicznego ścinania (DSR), oznaczenie zespolonego modułu ścinania $|G^*|$ i kąta przesunięcia fazowego δ . Badanie polega na umieszczeniu lepiszcza asfaltowego w układzie pomiarowym pomiędzy dwiema okrągłymi płytkami (ruchomą i nieruchomą) o średnicy 25 mm (wysokość szczeliny pomiędzy dwiema płytkami równa 1 mm, co przedstawiono na rys.1b). Ruchoma głowica porusza się zmiennym ruchem oscylacyjnym, o częstotliwości kątowej w zakresie od 100 rad/s do 0,1 rad/s. Zasadę badania przy wymuszeniu oscylacyjnym przedstawiono na rys. 2.

Tabela 2. Zastosowanie sekwencje czasowe podczas oznaczania lepkości zerowego ścinania metodą pełzania

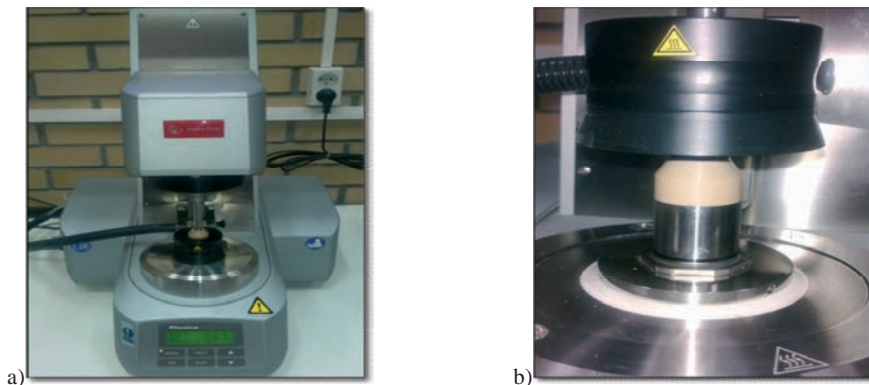
Naprężenie [Pa]	Czas [min]	Lepkość [Pa·s]
10	100	Obliczana przez ostatnie 20 minut
20	50	Obliczana przez ostatnie 10 minut
50	20	Obliczana przez ostatnie 4 minuty
100	10	Obliczana przez ostatnie 2 minuty
200	5	Obliczana przez ostatnie 1 minuta
500	2	Obliczana przez ostatnie 24 sekundy
1000	1	Obliczana przez ostatnie 12 sekund

Lepkość zerowego ścinania wyznaczono wykorzystując wzór (4), przy częstotliwości kątowej równej 10 rad/s oraz 0,1 rad/s.

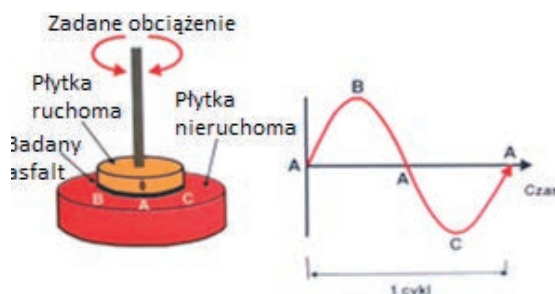
Lepkość zerowego ścinania metodą pełzania wyznaczono zgodnie z normą PKN-CEN/TS 15325 [9]. Próbką badanego asfaltu została poddana naprężeniu w sekwencjach czasowych (tab.2) w zakresie od 10 Pa do 1000 Pa.

Najmniejsze poziomy naprężenia ścinających, przy których zaobserwowano warunki ustalonego płynięcia badanych lepiszczy asfaltowych są następujące:

- 10 Pa dla asfaltów: V50/70; V1,5%SBS; R50/70 oraz R1,5%SBS;
- 20 Pa dla asfaltów: V3%SBS; V4,5%SBS; V6%SBS; R3%SBS; R4,5%SBS; R6%SBS;
- 50 Pa dla asfaltu K9%SBS.



Rys. 1. Reometr dynamicznego ścinania DSR a) w czasie badania , b) wysokość szczeliny pomiędzy dwiema płytkami równa 1 mm



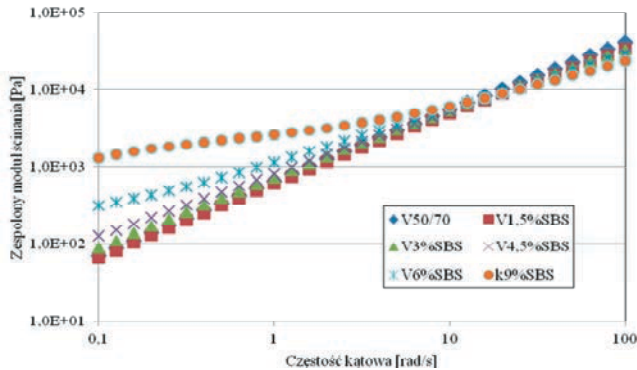
Rys. 2. Zasada wykonania badania metodą reometru DSR przy oscylacyjnym wymuszeniu sinusoidalnym [8].

4. Analiza wyników badań

Na rys. 3 i 4 przedstawiono wykres zależności zespolonego modułu ścinania badanych asfaltów od częstości kątowej. Wartości zespolonego modułu ścinania zwiększają się wraz ze wzrostem częstości kątowej. Największą wartość zespolonego modułu ścinania przy częstości kątowej 0,1 rad/s wykazał asfalt o zawartości kopolimeru SBS równej 9%, natomiast najmniejszą asfalt R50/70. Przy częstości kątowej równej 100 rad/s zespolony moduł ścinania osiąga wartość w przedziale od 23680 Pa dla K9%SBS do 41010 Pa dla asfaltu V50/70.

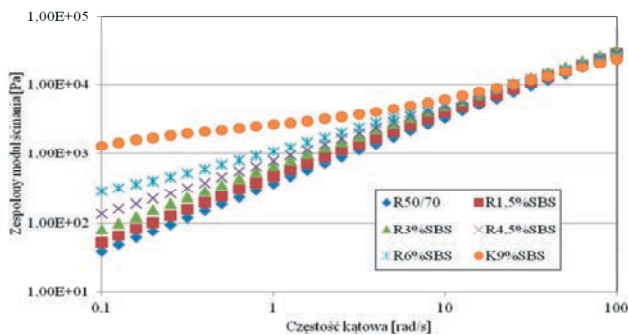
Wyniki oznaczeń lepkości zerowego ścinania dwiema metodami przedstawiono na rys. 5, oznaczenia w legendzie przedstawiają zastosowaną metodę badawczą, tj. OSC – metoda, w której próbkę badanego asfaltu poddano sinusoidalnemu wymuszeniu kinematycznemu (lepkość zerowego ścinania oznaczono przy częstości kątowej równej 0,1 rad/s i 10 rad/s), natomiast symbolem CREEP oznaczono metodę pełzania. Asfalty (V50/70 i R50/70) dają bardzo zbliżone wyniki oznaczenia ZSV dwiema zastosowanymi metodami. Wartość otrzymana dla asfaltu V50/70 w teście o obciążeniu oscylacyjnym (0,1 rad/s) wynosi 676,00 Pa·s; zaś uzyskana drugą metodą jest mniejsza o 47,0 Pa·s (o 7,0%),

natomiast dla asfaltów R50/70 różnica ta wyniosła 3,0 Pa·s (0,8%). Asfalty o zawartości kopolimeru SBS równej 1,5% również dały porównywalne wyniki lepkości zerowego ścinania, tzn. dla asfaltu z wenezuelskiej ropy naftowej różnica wyniosła 33,21 Pa·s (4,7%), zaś dla asfaltu R1,5%SBS to 110,82 Pa·s (10,8%). Asfalty o zawartości kopolimeru SBS równej 3%; 4,5%;6% oraz koncentratu 9% dały rozbieżne wyniki oznaczenia ZSV uzyskane dwiema metodami. Na rys. 1 na osi rzędnych przyjęto skalę logarymiczną w związku z tym wyniki oznaczenia lepkości zerowego ścinania (dwiema metodami) asfaltów o większej zawartości kopolimeru SBS różnią się nawet o kilka rzędów wielkości.

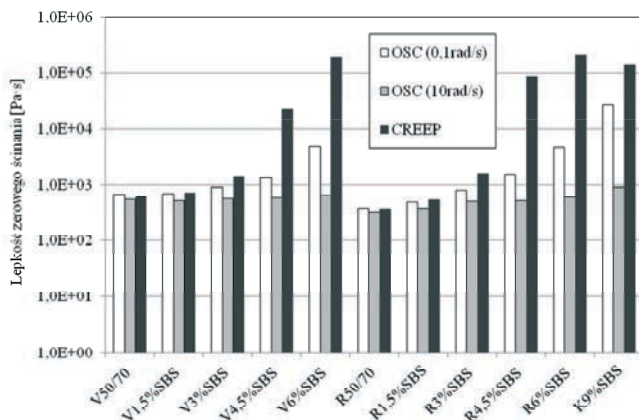


Rys. 3. Wykres zależności zespolonego modułu ścinania od częstości katowej badanych asfaltów pochodzenia wenezuelskiego

Analizie poddano również lepiszcza o równej zawartości kopolimeru SBS, ale o zróżnicowanym pochodzeniu asfaltu 50/70, stanowiącego składnik asfaltu modyfikowanego. Rysunki 3 i 4. obrazują iż asfalt V50/70 charakteryzuje się większymi wartościami zespolonego modułu ścinania w porównaniu z asfaltem R50/70, przy częstości równej 100 rad/s różnica ta wynosi 13327,50 Pa (56,0%). Asfalt pochodzenia wenezuelskiego posiada większą lepkość w stosunku do asfaltu pochodzenia rosyjskiego. Wartość ZSV oznaczona w teście oscylacyjnym (10 rad/s) jest większa dla asfaltu V50/70 o 216,07 Pa·s (60,6%), a wyznaczona metodą pełzania o 246,3 Pa·s (60,9%). Asfalt V1,5%SBS posiada większą wartość zespolonego modułu ścinania, przy częstości równej 100 rad/s różnica ta wynosi 6520 Pa (23%). Wartość ZSV oznaczona w teście oscylacyjnym (10 rad/s) jest większa dla asfaltu V1,5%SBS o 134,67 Pa·s (74,0%), a wyznaczona metodą pełzania o 186,67 Pa·s (75,2%).



Rys. 4. Wykres zależności zespolonego modułu ścinania od częstości katowej badanych asfaltów pochodzenia rosyjskiego



Rys. 5. Lepkość zerowego ścinania wyznaczona dwiema metodami

Asfalty zawierające 3% kopolimeru SBS (V3%SBS, R3%) wykazują zbliżoną wartość zespolonego modułu ścinania w funkcji częstości kątowej. Wartość ZSV oznaczona w teście oscylacyjnym (10 rad/s) jest największa dla asfaltu V3%SBS i wynosi 576,42 Pa·s, a najmniejsza dla asfaltu R3%SBS, przy oznaczeniu ZSV metodą pełzania najmniejsza dla asfaltu V3%SBS a największa dla asfaltu R3%SBS. Asfalty V4,5%SBS oraz R4,5%SBS wykazują zbliżoną wartość zespolonego modułu ścinania w funkcji częstości kątowej, lecz różnica pomiędzy asfaltem pochodzącym z ropy naftowej wenezuelskiej i rosyjskiej przy częstości równej 100 rad/s wynosi 2707,50 Pa (9,2%). Różnica wartości ZSV oznaczona w teście oscylacyjnym (przy częstości kątowej równej 10 rad/s) jest niewielka i wynosi 67,54 Pa·s (11,4%), zaś wyznaczona metodą pełzania jest znacznie większa i wynosi 63121,9 Pa·s (378%). Porównując asfalty o zawartości kopolimeru SBS równej 6% można zauważyć iż asfalty V6%SBS i R6%SBS wykazują zbliżoną wartość zespolonego modułu ścinania w funkcji częstości kątowej (odpowiednio od 300,30 Pa i 319,28 Pa do 26492,50 Pa i 29000,00 Pa), inaczej niż w przypadku asfaltu K9%SBS (od 1547,00 Pa do 23520,00 Pa). Wartość ZSV oznaczona w teście oscylacyjnym (0,1 rad/s) jest mniejsza dla asfaltu R6%SBS i wynosi 4650 Pa·s. Przy oznaczeniu ZSV metodą pełzania najmniejsza jest dla asfaltu K9%SBS (134341 Pa·s), a największa dla asfaltu R6%SBS (213927,00 Pa·s).

5. Wnioski

Porównując zespolony moduł ścinania wszystkich asfaltów można stwierdzić, iż wraz ze wzrostem zawartości kopolimeru SBS zwiększają się wartości zespolonego modułu ścinania $|G^*|$, co może świadczyć o większej odporności nawierzchni asfaltowych wykonanych z użyciem asfaltu modyfikowanego na odkształcenia trwale spowodowane wielokrotnie powtarzającymi się cyklami obciążeń.

Lepkość zerowego ścinania ZSV jest uznawana za wskaźnik przydatny do oceny odporności nawierzchni asfaltowych na koleinowanie. Wartości lepkości zerowego ścinania oznaczone dwiema metodami dały zbliżone wyniki dla asfaltów 50/70 i asfalty modyfikowane o małej zawartości kopolimeru SBS (1,5%). W przypadku asfaltów o zawartości kopolimeru SBS 3%; 4,5%; 6%; 9% uzyskano rozbieżne wyniki oznaczenia lepkości zerowego ścinania na podstawie dwóch zastosowanych testów. Powodem tego może być fakt, że asfalty nie we wszystkich przypadkach osiągnęły warunki ustabilizowanego płynięcia podczas testu pełzania. Lepkość zerowego ścinania ZSV może być wykorzystywana jako kryterium oceny efektywności modyfikacji asfaltów.

Literatura

- 1 Grabowski W., Słowik M. Badania właściwości reologicznych asfaltów drogowych modyfikowanych polimerami. *Foundations of Civil and Environmental Engineering* (2002): 5-36.
- 2 Słowik M., Wybrane zagadnienia lepkości drogowych asfaltów modyfikowanych zawierających elastomer SBS, *Rozprawy*, Nr 508, Poznań, Wydawnictwo Pol. Poznańskiej 2013.
- 3 Sybilski D. Polimeroasfalty drogowe, Jakość funkcjonalna, metodyka i kryteria oceny, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, seria: *Studia i materiały*, zeszyt 45, Warszawa 1996.
- 4 Giuliani F., Merusi F., Antunes I. Creep flow behavior of asphalt rubber. *The Zero-Shear Viscosity Analysis. Proceeding of the asphalt rubber* (2006).
- 5 Biro Sz., Gandhi T., Amirhanian S. Determination of zero shear viscosity of warm asphalt binder. *Construction and Building Materials* 23 (2009) 2080-2086.
- 6 Vlachovicova Z., Wekumbura Ch., Stastna J., Zanzotto L. Creep characteristics of asphalt modified by radial styrene-butadiene-styrene copolymer. *Construction and Building Materials* 21 (2007) 567-577.
- 7 PN-EN 14770 „Asfalty i lepiszcza asfaltowe. Oznaczenie zespolonego modułu ścinania i kąta przesunięcia fazowego w reometrze dynamicznego ścinania (DSR)” (2012).
- 8 Kok B.V., Yilmaz M., Sengoz B., Sengur A., Avci E. Investigation of complex modulus of base and SBS modified bitumen with artificial neural networks, *Expert Systems with Applications* 37 (2010) 7775-7780.
- 9 PKN-CEN/TS 15325: „Asfalty i lepiszcza asfaltowe. Oznaczenie lepkości zerowego ścinania (ZSV) metodą pełzania w reometrze dynamicznego ścinania” (2010).

Study of the zero shear viscosity of SBS copolymer modified bitumens

Mieczysław Słowik¹, Marta Andrzejczak²

^{1,2} *Institute of Civil Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Poznan University of Technology, e-mail: ¹mieczyslaw.slowik@put.poznan.pl, ²marta.andrzejczak@put.poznan.pl*

Abstract: The paper presents the results of the zero shear viscosity (ZSV) determined by using a dynamic shear rheometer (DSR). The tests were conducted with the use of 50/70 penetration grade bitumen produced from Venezuelan and Russian crude oils (named V50/70 and R50/70, respectively). Specimens of the tested polymer modified bitumens were combined with modified bitumen concentrate (containing 9% of SBS copolymer) by mixing them together. The objects of the tests were modified bitumens containing 1.5%; 3.0%; 4.5%; 6.0% and 9.0% of SBS copolymer. Zero shear viscosity (ZSV) was determined with the use of two methods: the creep method at various levels of shear stress in the time sequence and a method in which kinematic, sinusoidal angular deformation was applied. The tests were conducted at a constant temperature of 60°C. The results of two ZSV tests gave similar findings for 50/70 penetration grade bitumen and modified bitumen with low SBS copolymer content (1.5%). In the case of modified bitumen with higher SBS copolymer content, i.e. 3%; 4.5%; 6%; 9%, zero shear viscosity determined by two methods gave different results.

Keywords: zero shear viscosity (ZSV), bitumen, dynamic shear rheometer (DSR), copolymer SBS, rheological properties

Ocena dokładności stereowizyjnej metody inspekcji dróg

Marcin Staniek

*Katedra Systemów Transportowych i Inżynierii Ruchu, Wydział Transportu,
Politechnika Śląska, email: marcin.staniek@polsl.pl*

Streszczenie: Ocena dokładności stereowizyjnej metody inspekcji dróg została zrealizowana na podstawie analizy rozkładu różnic pomiędzy pomiarami metody stereowizyjnej i metody pomiaru bezpośredniego z wykorzystaniem dalmierza laserowego. Przeprowadzona analiza ma zweryfikować uzyskany charakter błędów odwzorowania nawierzchni drogi. Została przeprowadzona na zbiorze danych pozyskanych podczas realizacji pomiarów w 160 przekrojach badawczych dla różnych nawierzchni drogowych o różnym stopniu degradacji.

Oceniana metoda inspekcji stanu nawierzchni drogowych bazuje na metodzie stereowizyjnej odwzorowania nawierzchni drogi. Opis przestrzenny jest wyznaczany na podstawie stereo-obrazów pozyskany podczas wykonywania sekwencji zdjęć z pojazdu pomiarowego poruszającego się po badanym odcinku drogi.

Właściwa analiza danych obrazowych i zastosowanie przekształceń matematycznych umożliwia określenie parametrów technicznych i eksploatacyjnych drogi. Opis przestrzenny pozwala na precyzyjną ocenę stanu nawierzchni drogi, która w tradycyjnych metodach obrazowania bez informacji dotyczącej głębi jest trudna do realizacji i często obciążona błędami kwalifikacji poszczególnych uszkodzeń nawierzchni.

Słowa kluczowe: diagnostyka nawierzchni drogowych, ocena nawierzchni drogowych, przetwarzanie obrazów, stereowizja cyfrowa, dokładność odwzorowania.

1. Wprowadzenie

Manualna inspekcja drogi jest najbardziej popularną metodą monitoringu stanu nawierzchni dróg lokalnych. Wykonywana jest przez wykwalifikowanych inspektorów, którzy chodząc lub jeżdżąc wzdłuż drogi zliczają nieprawidłowości. Pomimo powszechności stosowania ten rodzaj inspekcji drogi zawiera wiele wad. Metoda ta jest m.in. wolna w realizacji pomiarów, pracochłonna ze względu na ręczny obmiar uszkodzeń, a tym samym kosztowana. Opis stanu badanej nawierzchni drogi jest obciążony subiektywnym podejściem inspektorów realizujących pomiar co generuje nieścisłości i niedokładności w opisie. Dodatkowo ten rodzaj inspekcji drogi stanowi duże zagrożenie bezpieczeństwa pracy inspektorów ze względu na pracę przy dużym natężeniu ruchu pojazdów, często przy dużych prędkościach [1].

W celu minimalizacji wad manualnego systemu zbierania danych o stanie nawierzchni drogowych konieczne jest wprowadzanie automatycznych systemów pomiarowych. W literaturze obserwuje się różne prace nad zastosowaniem nowych technologii w inspekcji drogi. Z pracy [2] znany jest wielo-sensorowy mobilny system skanowania laserowego nawierzchni drogowych, który swoim zasięgiem skanowania obejmuje szerokość 8 m pasa drogi. Wadą tego systemu skanowania jest nierównomierność i nieregularność pomiarów, który wynika z problemu skanowania powierzchni pokrytych warstwą wody lub powierzchni szklanych.

W dalszej części artykułu przedstawiono rozwiązania związane z zastosowaniem technik przetwarzania obrazów i stereowizji do inspekcji dróg. Prototyp urządzenia pozwalający na uzyskanie danych opisu drogi z wykorzystaniem systemu dwóch kamer i wskaźnika laserowego do szacowania stanu mikro i makro tekstury nawierzchni drogowej przedstawiono w pracach [3][4]. Precyzja pomiarów na poziomie 0,5 mm jest zapewniona przez zaproponowaną przez autorów procedurę kalibracji, której realizacja jest złożona i czasochłonna.

Autorzy prac [5][6] proponują metody stereowizyjne do identyfikacji wybojów drogowych z zastosowaniem oświetlenia liniowego LED lub projektora wyświetlającego określone wzorce. W procesie identyfikacji uszkodzeń mierzone są odchylenia między teoretyczną informacją świetlną otrzymaną na idealnie równej powierzchni, a rzeczywistą zdeformowaną linią świetlną lub zdeformowanym wzorcem. Precyzja pomiarów zaproponowanego rozwiązania utrzymuje się na poziomie 5 mm.

Z publikacji [7] oraz raportów [8][9] znane jest zastosowanie technik stereowizyjnych do diagnostyki stanu nawierzchni. Autorzy wykazują możliwość odwzorowania profilu poprzecznego, profilu podłużnego, oraz identyfikacji uszkodzeń nawierzchni z wykorzystaniem metod dopasowania obszarami, miarą korelacji krzyżowej okien obrazu wyznaczonych metodą detekcji narożników. W pracy autorzy zaznaczyli, że prezentowane rozwiązanie nie może być w pełni zastosowane w praktyce ze względu na ograniczenia sprzętowe.

W pracy [10] przedstawiono zastosowanie miar dopasowania z wykorzystaniem średniej sumy kwadratów okien dopasowania stereo-obrazów, algorytm odcięcia tła po filtrowaniu medianowym dla identyfikacji uszkodzeń nawierzchni oraz przekształcenia morfologiczne obrazów dla eliminacji nierównomiernego oświetlenia drogi. Zastosowano model SVM identyfikacji uszkodzenia nawierzchni dla obszarów charakteryzujących się innym kolorem czy teksturą.

Rozwiązania hybrydowe systemów 2D / 3D identyfikacji stanu nawierzchni drogowej zaproponowano w pracach [11][12]. Połączenie kamer liniowych 2D, kamer 3D oraz wskaźników laserowych pozwoliło na połączenie opisu 2D w rozdzielczości 1mm z opisem obrazów 3D. Wadą rozwiązania jest wymagany suchy stan nawierzchni drogi do realizacji pomiarów.

Z opisu patentu międzynarodowego WO2011069191 [13] znany jest sposób i urządzenie do wyznaczania wysokiej rozdzielczości map nawierzchni drogi, które są elementem wejściowym systemu automatycznej identyfikacji stanu nawierzchni tj. identyfikacji pęknięć, kolein i struktury powierzchni drogi. Urządzenie obejmuje m.in. liniowe kamery, zestaw lamp LED do doświetlania badanej powierzchni, moduł synchronizacji oświetlenia. Autorzy w celu zwiększania dokładności opisu map odwzorowania stanu drogi zalecają połączenie systemu identyfikacji stanu nawierzchni z systemem punktów wzorcowych wyznaczanych z wykorzystaniem skanowania laserowego. Proponowane jest wykorzystanie wskaźnika laserowego do identyfikacji punktów wzorcowych przy zastosowaniu technik triangulacji lub zastosowanie rozwiązania LIDAR - obrotowego urządzenia skanującego laserowo.

2. Mobilne stereowizyjne stanowisko pomiarowe

Zaproponowane przez autora pracy stanowisko do identyfikacji stanu nawierzchni zostało opracowane z uwzględnieniem wytycznych systemów utrzymania nawierzchni drogowych. Autor pracy przeanalizował wymagane parametry techniczne i eksploatacyjne

opisu stanu nawierzchni drogowych, rozpatrzył uwagi inspektorów realizujących pomiary różnymi metodami i urządzeniami pomiarowymi oraz możliwości wykorzystania technik stereowizyjnych w odwzorowaniu nawierzchni drogi. Dobre zrozumienie wymagań, oczekiwań, ograniczeń i możliwości pozwoliło na opracowanie mobilnego stereowizyjnego stanowiska pomiarowego przeznaczonego do inspekcji dróg.

Mobilne stanowisko pomiarowe wyposażone jest w zestaw urządzeń optoelektronicznych - kamer CCD do akwizycji zbioru danych wizyjnych dotyczących nawierzchni drogowych oraz urządzeń elektronicznych do identyfikacji przemieszczeń położenia XYZ stanowiska pomiarowego, identyfikacji obrotu poprzecznego stanowiska pomiarowego względem kierunku ruchu pojazdu oraz urządzenia identyfikacji kąta obrotu koła pojazdu pomiarowego – przebytego dystansu. Dodatkowym elementem stanowiska pomiarowego jest moduł GPS do odczytu aktualnej geograficznej lokalizacji pojazdu pomiarowego, a w powiązaniu z systemem inspekcji dróg do określania pozycji uszkodzeń nawierzchni drogi.

Konstrukcja nośna stanowiska pomiarowego wykonana została z profili aluminiowych z elementami mocującymi do tylnej części karoserii pojazdu pomiarowego, przy czym miernik obrotu koła pojazdu zamontowany został na nadkolu pojazdu. Układ elektroniczny akwizycji/synchronizacji stereo-obrazów oraz urządzenie rejestrujące zbiór danych wizyjnych - rejestrator stereo-obrazów, umieszczono w części tylnej, bagażowej pojazdu. Stanowisko pomiarowe przedstawia rys. 1.



Rys.1. Stereowizyjne stanowisko pomiarowe

W opracowanym stereowizyjnym stanowisku pomiarowym inspekcji dróg pierwszą operacją przeprowadzaną na pozyskanych z CCD kamer stereo-obrazach jest korekcja zniekształceń optycznych, a następnie rektyfikacja pary stereo-obrazów [14][15]. Procedura kalibracji stereo-obrazów zostaje przeprowadzona z wykorzystaniem klasycznego wzorca kalibracyjnego. Po rejestracji stereo-obrazów wzorca kalibracyjnego w kolejnym kroku wykonywana zostaje procedura rozpoznawania cech obiektów wzorca kalibracyjnego opisanego we współrzędnych pikselowych obrazu i przekształcenie ich do opisu w układzie zewnętrznym stanowiska pomiarowego. Parametry niezbędne do przeprowadzenia korekcji i rektyfikacji stereo-obrazów są definiowane podczas kalibracji układu stereowizyjnego kamer.

Po przeprowadzeniu korekcji zniekształceń i rektyfikacji stereo-obrazów obliczona zostaje mapa dysparycji. Z literatury [16][17][18][19][20] znana jest różnorodność metod przetwarzania obrazów obiektów na ich przestrzenną interpretację. Nie ma jednak materiałów dotyczących idei rekonstrukcji sceny 3D na podstawie zdjęć nawierzchni drogi. W opracowanym stanowisku badawczym zastosowano metodę bezpośrednią wyznaczania gęstej mapy dysparycji z zastosowaniem miary dopasowania SAD dla obszarów obrazów monochromatycznych, ze względu na analizę i ocenę całości powierzchni drogi oraz szybkość obliczeń [21][22]. Rozmiar oraz kształt obszarów porównywanych obrazów metody SAD określony został na podstawie analizy makrotekstury nawierzchni asfaltowych

i betonowych, w której uwzględniono strukturę nawierzchni drogi występujące na jej powierzchni, wielkości ziaren ich odwzorowanie na rejestrowanych stereo-obrazach. Dodatkowo wielokrotnie przeprowadzono obliczenia miar dopasowania dla różnych rozmiarów i kształtów porównywanych obszarów stereo-obrazów.

Po wyznaczeniu punktów najlepszego dopasowania analizowanych pikseli stereo-obrazów przeprowadzona zostaje procedura wyznaczenia odwzorowania 3D nawierzchni drogi. Sposób odwzorowania jest zdefiniowany i opisany regułami matematycznymi, przebiega wg określonego algorytmu; opis szczegółowo przedstawiony został w pracy [23]. Przy wyznaczeniu zbioru punktów analizowanych pikseli stereo-obrazów wyznaczona zostaje gęsta siatka odzwierciedlająca nawierzchnię drogi.

3. Ocena stereowizyjnej metody pomiarowej

Ocena zaproponowanej przez autora pracy metody stereowizyjnej odwzorowania nawierzchni drogowej została przeprowadzona poprzez porównanie uzyskanych danych wyznaczonych dla poszczególnych przekrojów pomiarowych z danymi opisu drogi z wykorzystaniem dalmierza laserowego. Wzorcowe stanowisko pomiarowe zostało wykonane ze względu na trudność w zdobyciu urządzenia umożliwiającego odwzorowanie nawierzchni drogi z wysoką rozdzielczością w płaszczyźnie XY oraz konieczność przeprowadzenia pomiarów w warunkach terenowych. Dodatkowym czynnikiem warunkującym potrzebę opracowania takiego stanowiska był czas realizacji pomiaru, który ze względu na utrudnienia w ruchu dla pojazdów podczas realizacji pomiarów musi być minimalizowany.

Wzorcowe stanowisko pomiarowe zostało wykonane z lekkiej konstrukcji aluminiowej i pozwala na płynne przemieszczanie modułu mierzącego na powierzchni XY o wymiarach 1100 mm na 850 mm. Ze względu na zastosowaną metodę odwzorowania nawierzchni drogi pozycje modułu pomiarowego można zmieniać z rozdzielczością 1 mm w obu osiach X i Y. Oś Z jest zgodna z kierunkiem wykonywania pomiarów odwzorowania nawierzchni drogi. Zastosowany dalmierz laserowy Leica DISTRO D3a posiada typową dokładność pomiarów na poziomie ± 1 mm. Dodatkowo stanowisko pomiarowe zostało wyposażone w dynamicznie modyfikowane podpory umożliwiające precyzyjne ustawienie stanowiska w płaszczyźnie poziomej do odwzorowywanej nawierzchni drogi. Na rys. 2 przedstawiono wykonane stanowisko pomiarowe do przeprowadzenia odwzorowania nawierzchni drogi z zastosowaniem dalmierza laserowego.



Rys. 2. Stanowisko pomiarowe z zamontowanym dalmierzem laserowym

W celu precyzyjnego odwzorowania nawierzchni drogowej pomiary zostały wykonane na stanowisku stacjonarny tzn. w trakcie realizowanych pomiarów na dokładność opisu nie miały wpływu przemieszczenia stanowiska pomiarowego (drgania układu). W procesie oceny przejęto, że opis drogi wykonany z użyciem dalmierza laserowego stanowi wystarczająco precyzyjne odwzorowanie nawierzchni drogi będące wzorcem dla porównania z danymi otrzymanymi z wykorzystaniem metody stereowizyjnej.

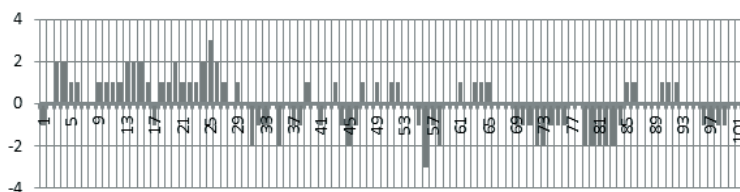
Porównanie otrzymanych danych z dwóch metod pomiarowych wykonano wyznaczając bezwzględne różnice między wartościami z pomiarów wykonanych metodą stereowizyjną, a wartościami z pomiarów wykonanych z wykorzystaniem modułu dalmierza laserowego wg zależności:

$$\Delta z(i, j) = z_d(i, j) - z_s(i, j) \quad (1)$$

gdzie: $\Delta z(i, j)$ - bezwzględna różnica między pomiarem uzyskanym metodą stereowizyjną, a pomiarem wyznaczonym na bazie pomiaru odległości z wykorzystaniem dalmierza, $z_d(i, j)$ - wynik i-tego pomiaru w j-tym przekroju pomiarowym dla realizacji pomiaru z wykorzystaniem dalmierza, $z_s(i, j)$ - wynik i-tego pomiaru w j-tym przekroju pomiarowym dla realizacji pomiaru metodą stereowizyjną

W celu oceny zaproponowanej stereowizyjnej metody pomiarowej zdefiniowano 160 przekrojów pomiarowych. Pomiary poszczególnych punktów pomiarowych wykonano z wykorzystaniem rozwiązania stereowizyjnego i pomiaru bezpośredniego modułem dalmierza. Rozdzielczość między kolejnymi punktami pomiarowymi wynosiła 5 mm.

Ilustrację graficzną bezwzględnych różnic (w mm) pomiędzy obiema metodami pomiarowym dla przykładowego przekroju pomiarowego przedstawiono na rys. 3.



Rys. 3. Różnice w pomiarach dla przykładowego przekroju pomiarowego

W celu sprawdzenia czy uzyskane błędy odwzorowania nawierzchni drogi metodą stereowizyjną mają charakter przypadkowy przeprowadzono analizę rozkładu różnic pomiędzy pomiarami metody stereowizyjnej i metody pomiaru bezpośredniego dalmierzem. Do weryfikacji normalności rozkładu różnic pomiędzy obiema metodami wykorzystano test statystyczny Shapiro-Wilka. Przyjęto hipotezę zerową H_0 , że bezwzględne różnice między pomiarami uzyskanymi z obu metod ma rozkład normalny, hipotezę alternatywną H_1 - różnice między pomiarami nie ma rozkładu normalnego.

Podczas realizacji obliczeń przyjęto poziom istotności $\alpha = 0,05$, natomiast wartość statystyki testowej U_n określonej w teście Shapiro-Wilka wg wzoru [24]:

$$U_n = \frac{\left[\sum_{i=1}^{n/2^*} a_{n-i+1} (X_{n-i+1} - \bar{X}_i) \right]^2}{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2} \quad (2)$$

gdzie: X_i - uporządkowane rosnąco elementy próby, a_n - współczynnik Shapiro-Wilka, zgodny z liczebnością próby n , $n/2^*$ - część całkowita liczby $n/2$.

Obszar krytyczny w wykonywanym teście statystycznym jest przedziałem prawostronny, określony w postaci $W: [0, U_{kryt}]$, gdzie wartość graniczną U_{kryt} odczytano z tablicy [24]. Weryfikację hipotez statystycznych dla wybranych dwudziestu siedmiu

przekrojów pomiarowych przedstawiono w tabeli 1. Symbolami $\overline{\Delta z_i}$ i $\phi\Delta z_i$ oznaczono wartości średnie różnic i odpowiadające im odchylenie standardowe (w mm) dla przekroju pomiarowego j . Maksymalne różnice obu metod pomiarowych, przekroju pomiarowego j dla zbioru wartości ujemnych i dodatnich określono odpowiednio jako r_{\max}^- i r_{\max}^+ .

Tabela 1. Wyniki opisu 27 przekrojów pomiarowych

j	$\overline{\Delta z_i}$	$\phi\Delta z_i$	r_{\max}^-	r_{\max}^+	U_n	U_{kryt}	n
1	-0,07	0,99	-2	2	0,82	0,762	5
2	0,15	0,76	-2	2	0,876	0,762	5
3	0,23	0,88	-2	2	0,837	0,762	5
4	-0,50	1,14	-3	2	0,888	0,788	6
5	-0,37	1,08	-3	2	0,918	0,788	6
6	-0,01	1,33	-2	3	0,926	0,788	6
7	0,01	1,07	-3	2	0,872	0,788	6
8	0,16	1,07	-2	3	0,872	0,788	6
9	0,18	1,02	-2	3	0,931	0,788	6
10	0,21	0,97	-2	3	0,837	0,788	6
11	0,32	0,96	-3	2	0,879	0,788	6
12	0,72	1,16	-2	3	0,876	0,788	6
13	-0,67	1,19	-3	3	0,896	0,803	7
14	-0,58	1,06	-4	2	0,884	0,803	7
15	-0,41	1,29	-3	3	0,905	0,803	7
16	-0,33	1,29	-3	3	0,896	0,803	7
17	0,17	1,13	-3	3	0,908	0,803	7
18	0,33	1,31	-3	3	0,879	0,803	7
19	0,45	1,22	-3	3	0,906	0,803	7
20	1,00	1,11	-2	4	0,827	0,803	7
21	-0,36	1,47	5	2	0,839	0,818	8
22	-0,29	1,19	-4	3	0,852	0,818	8
23	0,28	1,49	-3	4	0,852	0,818	8
24	0,43	1,35	-3	4	0,899	0,818	8
25	-0,66	1,71	-5	3	0,895	0,829	9
26	0,15	1,55	-5	3	0,833	0,829	9
27	0,21	1,30	-4	4	0,835	0,829	9

Wyniki dotyczące weryfikacji hipotez statystycznych pokazują, że niema podstaw do odrzucenia hipotezy zerowej H_0 o rozkładzie normalnym różnic poszczególnych pomiarów przedstawionych przekrojów badawczych. Oznacza to tym samym, że błędy mają charakter losowy, ponieważ nie występują błędy o charakterze stałym i systematycznym. Dodatkowo rozkład jest symetryczny ze średnią wokół zera, co potwierdza losowość powstałych błędów. Uzyskane wartości średnich różnic $\overline{\Delta z_i}$ oraz odpowiadające im odchylenia standardowe $\phi\Delta z_i$ dla poszczególnych przekrojów pomiarowych j potwierdzają precyzję odwzorowania nawierzchni dla opracowanej stereowizyjnej metody inspekcji dróg.

4. Wnioski

Ocenę dokładności opracowanej przez autora pracy stereowizyjnej metody inspekcji dróg wykonano porównując otrzymane odwzorowanie nawierzchni drogi z pomiarami

bezpośrednimi wykonanymi z wykorzystaniem stanowiska badawczego wyposażonego w moduł mierzący – dalmierz laserowy. Analizę dokładności przeprowadzono dla stu sześćdziesięciu przekrojów pomiarowych w różnym stanie technicznych. Otrzymane wyniki porównania obu metod wskazują, że otrzymane błędy odwzorowania nawierzchni mają charakter przypadkowy, niezwiązany z opracowaną metodą badawczą.

Zwiększona dokładność opisu stanu nawierzchni drogi z wykorzystaniem metody pomiaru stereowizyjnego zwiększa możliwości identyfikacji różnego typu uszkodzeń. Precyzyjny opis pozwala na identyfikację miejsc szczególnie niebezpiecznych wymagających natychmiastowych zabiegów naprawczych lub remontowych. Zaletą stereowizyjnej inspekcji dróg jest automatyzacja sposobu identyfikacji odcinków drogi niespełniających wymogów bezpieczeństwa ruchu drogowego. Proponowane rozwiązanie charakteryzuje się wysoką szybkością działania, niższym nakładem czasowym oraz niższym kosztem przypadającym na procedurę pomiaru i procedurę identyfikacji uszkodzeń niż w metodach tradycyjnych. Dodatkowo proponowane rozwiązanie pozwala na zachowanie powtarzalności oceny badanego odcinka drogi i nie ma ograniczeń metody skanowania laserowego, która musi być wykonywana tylko na nawierzchniach suchych.

Literatura

- 1 M. Mustaffar, T. C. Ling, O. C. Puan, "Automated Pavement Imaging Program for pavement cracks classification and quantification – a photogrammetric approach", *The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*, 37(B4) pp. 367-372 (2008).
- 2 Si-Jie Yu, S. R. Sukumar, A. F. Koschan, D. L. Page, M. A. Abidi, "3D reconstruction of road surfaces using an integrated multi-sensory approach", *Optics and Lasers in Engineering* 45(7), pp. 808-818 (2007).
- 3 J. L. Vilaça, J. C. Fonseca, A.C.M. Pinhod, E. Freitase, "3D surface profile equipment for the characterization of the pavement texture – TexScan", *Mechatronics* 20(6), pp. 674-685 (2010).
- 4 J. L. Vilaça, J. C. Fonseca, A. M. Pinho, "Non-contact 3D acquisition system based on stereo vision and laser triangulation", *Machine Vision and Applications* 21(3), pp. 341-350 (2010).
- 5 Y. He, J. Wang, H. Qiu, W. Zhang, J. Xie, "A research of pavement potholes detection based on three-dimensional projection transformation", *Proc. of 4th International Congress on Image and Signal Processing (CISP)* 4, pp. 1805-1808 (2011).
- 6 A.E. Grace, D. Pycock, H.T. Tillotson, M.S. Snaith, "Active shape from stereo for highway inspection", *Machine Vision and Applications* 12, pp. 7-15 (2000).
- 7 K. C. P. Wang, W. Gong, R.P. Elliott, "A feasibility study on data automation for comprehensive pavement condition survey", *Proc. of 6th Internat. Conference on Managing Pavements*, (2004)
- 8 K. C. P. Wang, W. Gong, "Automated Pavement Distress Survey: A Review and A New Direction", *Prof. of Pavement Evaluation Conference*, (2002).
- 9 K. C. P. Wang, "Automated pavement distress survey through stereovision", *NCHRP-IDEA Program Project Final Report*, Transportation Research Board, (2004).
- 10 E. Salari, E. Chou, J. J. Lynch, "Pavement distress evaluation using 3d depth information from stereo vision", *MIOH UTC TS43 2012-Final Report*, Transportation Research Board, (2012).
- 11 K. C. P. Wang, W. Gong, T. Tracy, V. Nguyen, "Automated survey of pavement distress based on 2D and 3D laser images", *MBTC DOT 3023 –Grant*, Transportation Research Board, (2011).
- 12 K. C. P. Wang, "Elements of automated survey of pavements and a 3D methodology", *Journal of Modern Transportation* 19(1), pp. 51-57 (2011).
- 13 Patent description, WO2011069191, "High speed photometric stereo pavement scanner", (16 June 2011).
- 14 L. Di Stefano, M. Marchionni, S. Mattoccia, "A PC-based Real-Time Stereo Vision System", *Machine Graphics & Vision*, 13(3), pp. 197-220 (2004).

- 15 A. Fusiello, E. Trucco, A. Verri, "A compact algorithm for rectification of stereo pairs", *Machine Vision and Applications*, 12, pp. 16–22 (2000).
- 16 B. Scharstein, "View Synthesis Using Stereo Vision", *Lecture Notes in Computer Science* 1582, Springer-Verlag, Berlin (1999).
- 17 B. Cyganek, P. Siebert, "An Introduction to 3D Computer Vision Techniques and Algorithms", John Wiley & Sons, Chichester (2009).
- 18 Szeliski, "Computer Vision. Algorithms and Applications", Chap. 11 in *Stereo correspondence*, pp. 467-503, Springer-Verlag, London (2011).
- 19 J. A. Kalomiros, "Dense disparity features for fast stereo vision", *Journal of Electronic Imaging*. 21(4),241-248 (2012).
- 20 M, S. Soatto, J. Kosecka, S.S. Sastry, "An invitation to 3-D vision: from images to geometric models", Springer-Verlag, New York (2004).
- 21 M.Z. Brown, D. Burschka, G.D. Hager, "Advances in computational stereo", *IEEE Transaction on Pattern Analysis and Machine Intelligence*, 25(4), pp. 993–1008 (2003),
- 22 Technical Details of ICX204AK CCD Camera (update February 2012)
- 23 M. Staniek "Pavement conditions diagnosis by means of stereoscopy". *Proc. of the 58th Conference of Scientific Problems of Civil Engineering*, pp. 358-359 (2012).
- 24 J. R. Taylor: *Wstęp do analizy błędu pomiarowego*, Wydawnictwo Naukowe PWN, W-wa (2013)

The estimation of stereovision precision in road inspection

Marcin Staniek

*Department of Transport Systems and Traffic Engineering, Faculty of Transport,
Silesian University of Technologies, email: marcin.staniek@polsl.pl*

Abstract: The estimation of stereovision precision in road inspection was determined by the analysis of the distribution of differences between measurements: the stereo vision method and the method of direct measurement with the use of laser distance meter. The carried out analysis is aimed at verifying the type of mapping error of a road surface. The input data was obtained from 160 measurement sections which feature both a different type and a different condition of road pavement.

The estimated method of road inspection is based on the stereo vision method of surface representation. Spatial representation of the road is obtained from the images recorded through taking stereo sequences of images by the measurement vehicle moving along the studied section of the road. The proper analysis of the image-based data and the application of mathematical transformations allow for determination of technical and functional parameters of the road. Spatial description allows for a precise evaluation of the state of a road pavement, which in traditional methods of image processing, without information about the depth, is difficult to be achieved and often burdened with errors of qualification of road distresses.

Keyword: diagnostics of road pavements, evaluation of road pavement, image processing, stereo vision, mapping accuracy

Analiza wielkości parkingów Park and Ride zlokalizowanych w obszarach metropolitarnych

Andrzej Szarata

*Katedra Systemów Komunikacyjnych, Wydział Inżynierii Lądowej,
Politechnika Krakowska, e-mail: aszarata@pk.edu.pl*

Streszczenie: Celem niniejszego artykułu jest ocena wielkości popytu na podróże w systemie Park and Ride (P&R), które pozwolą na weryfikację założeń funkcjonalnych dotyczących budowy tego typu parkingów. Proponowane podejście będzie bazować na ocenie poszczególnych lokalizacji w aspekcie powiązań z układem komunikacji zbiorowej, atrakcyjności położenia oraz zagospodarowania przestrzennego przyległego obszaru. W toku analizy zostanie wyznaczona liczba podróży odbywanych z wykorzystaniem systemu P&R. Przykład aplikacji modelu będzie wykonany w oparciu o symulacyjny model transportowy aglomeracji warszawskiej.

Słowa kluczowe: modelowanie podróży, system Park and Ride, podział zadań przewozowych

1. Wprowadzenie

Parkingi Park & Ride (P&R) mają w swojej istocie zachęcić kierowców samochodów osobowych do zmiany zachowań komunikacyjnych poprzez przesiadkę na środki komunikacji publicznej. Parkingi tego typu nie mogą powstawać i być właściwie wykorzystane bez kompleksowej strategii zrównoważonego transportu. Wg założeń tej strategii, działania planistyczne prowadzi się w dwóch kierunkach: po jednej stronie zwiększenie atrakcyjności transportu publicznego i indywidualnego niezmotoryzowanego, a po drugiej stronie zmniejszenie atrakcyjności dojeżdżania do celu samochodami. Obydwa warunki muszą być ze sobą ściśle powiązane i należy pamiętać, że spełnienie pierwszego z nich wymaga bardziej kompleksowych i kosztownych działań. Środki transportu mające stanowić alternatywę dla samochodu muszą być atrakcyjne, szybkie oraz bezpieczne. Zazwyczaj jednak działania w stronę zrównoważonego transportu przeprowadzane są w obszarach, w których ruch samochodowy jest na tyle duży, że konieczne są dodatkowe środki przyspieszania komunikacji miejskiej. Parkingi Park & Ride muszą być lokowane w rozsądnych punktach na obrzeżach miast (na granicy obszarów obciążonych kongestią transportową) i dopiero wtedy mogą zachęcić do przesiadki na transport publiczny, który znacznie bardziej efektywny w obszarach śródmiejskich. W ramach artykułu zostanie omówiona procedura wyznaczania udziału podróży P&R oraz wyznaczania wielkości parkingów przesiadkowych.

2. Koszt uogólniony podróży

Modelowanie kosztu uogólnionego jest narzędziem często wykorzystywanym w planowaniu układów komunikacyjnych (np. [1], [2], [8]), w badaniu względnej atrakcyjności poszczególnych środków lokomocji i w konsekwencji – do modelowania

podziału zadań przewozowych. Model kosztu uogólnionego uwzględnia wszystkie koszty, jakie musi ponieść użytkownik, aby pokonać drogę ze źródła do celu podróży. Obejmuje on, w zależności od wybranego środka transportu, zarówno koszty eksploatacyjne jak i koszty czasu podróży z uwzględnieniem stopnia uciążliwości poszczególnych etapów podróży, wyrażone bądź w formie finansowej, czasowej lub w innej formie wartości ekwiwalentnych. Porównanie wartości kosztu uogólnionego podróży samochodem osobowym oraz w systemie P&R wskaże na preferencje w wyborze środka transportu. Formuła kosztu uogólnionego dla podróży P&R może również wykazać, jakie zmiany w komponentach kosztowych są konieczne, by zachęcić potencjalnych użytkowników do korzystania z systemu. W analizie parkingów P&R koniecznym będzie uwzględnienie kosztów trzech możliwych sposobów podróżowania: samochodem osobowym, komunikacją zbiorową i systemem Park and Ride.

2.1. Wyznaczenie formuły kosztu uogólnionego podróży samochodem osobowym

Koszt jazdy samochodem osobowym będzie obejmował koszty związane z eksploatacją pojazdu, koszty parkowania w śródmieściu oraz ekwiwalent uciążliwości podróży. Analizując podróż samochodem osobowym należy uwzględnić następujące etapy: *czas dojścia do samochodu osobowego* – czas potrzebny na dojście z domu do miejsca garażowania samochodu oraz jego uruchomienia, *czas jazdy* – czas potrzebny na dojazd z miejsca garażowania do celu podróży, *czas poszukiwania miejsca postojowego* – czas potrzebny na znalezienie wolnego miejsca w pobliżu celu podróży oraz *czas odejścia* – czas potrzebny na dojście z miejsca postoju do celu podróży. Do pełnego opisu podróży należy uwzględnić koszty eksploatacyjne samochodu osobowego, uzależnione od odległości podróży i jednostkowego kosztu eksploatacyjnego, koszty związane z parkowaniem w śródmieściu oraz czas podróży uwzględniający różną uciążliwość poszczególnych jej etapów. Uogólniony koszt podróży samochodem osobowym może być opisany równaniem [6]:

$$K_{jso} = K_e \cdot L + K_p + [1,21 \cdot t_{dso} + 1,00 \cdot t_{jso} + 1,80 \cdot t_{szmp} + 1,10 \cdot t_{odso}] \cdot k \quad (1)$$

gdzie: K_{jso} - uogólniony koszt podróży samochodem osobowym [zł];

K_e - koszty eksploatacyjne pojazdu [zł/km];

L - odległość między źródłem a celem podróży [km];

K_p - koszt parkowania w śródmieściu [zł].

t_{dso} - czas dojścia do samochodu osobowego [min];

t_{jso} - czas jazdy samochodem osobowym [min];

t_{szmp} - czas poszukiwania miejsca parkingowego [min];

t_{odso} - czas odejścia z miejsca pozostawienia samochodu do celu podróży [min];

k - jednostkowy koszt czasu podróży [zł/min].

2.2. Wyznaczenie formuły kosztu uogólnionego podróży komunikacją zbiorową

Koszt uogólniony podróży komunikacją zbiorową będzie obejmował koszty związane z wykupieniem biletu jednorazowego lub udziału abonamentu przypadającego na jedną podróż, oraz kosztów czasu podróży, wyrażonych ekwiwalentem uciążliwości podróży (przyjęto wagę dla subiektywnego czasu podróży odpowiadającą przeciętnym warunkom napełnienia pojazdu komunikacji zbiorowej). Koszt podróży komunikacją zbiorową można określić następująco [5]:

$$K_{jkz} = K_b + [1,50 \cdot t_{dkz} + (0,6 + 0,2 \cdot t_{okz}) \cdot t_{okz} + 1,50 \cdot t_{jkz} + 1,20 \cdot t_{odkz}] \cdot k \quad (2)$$

gdzie: K_{jkz} - uogólniony koszt podróży środkami komunikacji zbiorowej [zł];
 K_b - koszt biletu lub udziału abonamentu przypadającego na jedną podróż [zł];
 t_{dkz} - czas dojścia do przystanku komunikacji zbiorowej [min];
 t_{okz} - czas oczekiwania na pojazd komunikacji zbiorowej [min];
 t_{jkz} - czas jazdy pojazdem komunikacji zbiorowej [min];
 t_{odkz} - czas odejścia z przystanku komunikacji zbiorowej [min];
 k - jednostkowy koszt czasu podróży [zł/min];

2.3. Wyznaczenie formuły kosztu uogólnionego podróży Park and Ride

Koszt uogólniony podróży w systemie P&R uwzględnia nie tylko koszty eksploatacyjne samochodu (koszt paliwa, ubezpieczenia czy koszty serwisowe) oraz opłaty za korzystanie ze środków komunikacji zbiorowej (koszt biletu lub udział kosztu abonamentu, przypadający na jedną podróż), ale również koszt czasu poświęconego na poszczególne etapy podróży. Podstawowym elementem wartości kosztu uogólnionego jest wskaźnik uciążliwości [6]. Element ten składa się z wartości czasów podróży z uwzględnieniem względnej uciążliwości poszczególnych etapów pokonanych przez użytkownika na drodze źródło – cel. Analizując czas podróży w systemie Park & Ride należy uwzględnić następujące etapy podróży: *czas dojścia do samochodu osobowego* – jest to czas od wyjścia z domu do momentu uruchomienia silnika; *czas jazdy samochodem osobowym* – jest to czas potrzebny na dojazd z garażu (lub parkingu przed domem) do parkingu P&R, *czas przesiadki wraz z czasem oczekiwania* – to łączny czas znalezienia miejsca postojowego na parkingu, zamknięcia pojazdu i dojścia do przystanku komunikacji zbiorowej (przyjęto, że przystanki znajdują się w bezpośrednim sąsiedztwie P&R), *czas jazdy komunikacją zbiorową* - to czas od wejścia do opuszczenia pojazdu (może pojawić się potrzeba przesiadki na inną linię komunikacji zbiorowej, wtedy należy uwzględnić dodatkowy czas przesiadki) oraz *czas odejścia* to czas na dojście z przystanku do celu podróży [6].

$$K_{P\&R} = K_{jso}^{doP\&R} + K_{jkz}^{zP\&R} + [1,21 \cdot t_{dso} + 1,00 \cdot t_{jso} + 2,00 \cdot t_{okz} + 1,50 \cdot t_{jkz} + 1,20 \cdot t_{odkz}] \cdot k \quad (3)$$

gdzie:

$K_{P\&R}$ – uogólniony koszt podróży w systemie P&R [zł];

$K_{jso}^{doP\&R}$ - koszt jazdy samochodem osobowym do parkingu P&R [zł];

$$K_{jso}^{doP\&R} = K_{ekspl} \cdot l_{ij} \quad (4)$$

K_{ekspl} - koszt eksploatacyjny samochodu [zł/km];

l_{ij} - odległość z celu podróży położonego w rejonie i do parkingu P&R w rejonie j [km]

$K_{jkz}^{zP\&R}$ – koszt jazdy środkami komunikacji zbiorowej z parkingu Park and Ride do celu podróży i obejmuje koszt biletu (w obie strony) oraz ewentualnej dopłaty za korzystanie z systemu Park and Ride [zł];

2.4. Analiza kosztu uogólnionego podróży

Przedstawione formuły pozwalają określić koszt podróży dla analizowanych środków transportu. Podstawowym parametrem koniecznym do zastosowania modelu jest czas

podróży wyznaczony dla tych środków transportu. Został on określony na podstawie makrosymulacji komputerowej programem VISUM dla modelu transportowego aglomeracji warszawskiej [7] w godzinie szczytu porannego. Do określenia kosztu uogólnionego podróży, potrzebne są czasy przejazdu komunikacją indywidualną i zbiorową oraz odległości z celu podróży do parkingu P&R, a następnie z parkingu do śródmieścia. Często zdarza się, że dostępny model transportowy wykazuje znaczące różnice w czasach podróży, uzyskane czasy zaleca się poddać weryfikacji przy wykorzystaniu planerów podróży (np. [3], [4]). Ponieważ w analizie uwzględnia się wiele rejonów mogących obciążyć dany parking przesiadkowy, przyjęcie jednej wartości średniej dla czasu podróży czy odległości z tych rejonów, mogłoby wpłynąć na jakość wyników (zbyt duże rozproszenie wartości czasu i odległości). Aby zmniejszyć dyspersję danych wejściowych, proponuje się podział rejonów przypisanych do danego parkingu na dwie strefy skupione wokół kwantyli 25 (dla strefy pierwszej) i 75 (dla strefy drugiej) odległości z tych rejonów do parkingu. Następnie, do dalszych obliczeń przyjmuje się uśredniony czas przejazdu i uśrednione odległości z rejonów położonych w obu strefach do umownego rejonu stanowiącego cel podróży. Wydaje się, że przyjęte podejście polegające na uśrednieniu czasów i odległości dla rejonów z obszaru ciężarów poszczególnych parkingów P&R wraz z weryfikacją czasów w planerze podróży, przyczyni się do zmniejszenia ewentualnych niedokładności modelu w ostatecznym wyniku.

Po wyznaczeniu czasów podróży poszczególnymi środkami transportu przystąpiono do obliczenia wartości kosztu uogólnionego podróży. Do określenia kosztu uogólnionego przyjęto następujące założenia:

- koszt jazdy samochodem osobowym – przyjęto na poziomie oficjalnej stawki w instytucjach państwowych dla samochodu osobowego, odpowiadającej kwocie 0,95 zł/km. Wartość ta uwzględnia zarówno koszty korzystania z samochodu zależne od przejechanego dystansu (w modelu uwzględnia się odległości pomiędzy rejonami źródłowymi i docelowymi),
- opłata za korzystanie z systemu P&R – koszt korzystania z parkingów ogranicza się wyłącznie do pokrycia kosztów podróży komunikacją zbiorową,
- wartość czasu – w analizach komunikacyjnych przyjmuje się wartość czasu jako połowę stawki średniego wynagrodzenia za pracę (dla Warszawy tę wartość oszacowano na 40 zł/godz., uwzględnia to udział różnych motywacji podróży),
- poszczególne komponenty czasu podróży zostały przyjęte jako wartości uśrednione, zgodne z : czas dojścia i odejścia z przystanku (parkingu) – 6 min, czas dojścia do samochodu osobowego – 4 min, czas szukania miejsca postojowego na parkingu P&R – 5 min. Wartości te zostały skorygowane przez właściwe współczynniki, odzwierciedlające uciążliwości poszczególnych etapów podróży w postaci wag przedstawionych w formułach kosztu,
- koszt parkowania w mieście – ceny za godzinę parkowania mają charakter progresywny. W przypadku średniego czasu parkowania na poziomie 10 godzin, koszt parkowania wynosi 31,8 zł (wartość parkowania została wyznaczona na podstawie maksymalnych stawek opłat za parkowanie), jednakże aby uwzględnić posiadaczy abonamentu oraz parkujących bezpłatnie (np. na parkingach pracowniczych) do analiz przyjęto wartość zryczałtowaną, odpowiadającą 50% kosztu parkowania: 15,9 zł,
- czas podróży od źródła do celu (umownie przyjętego punktu w śródmieściu) dla poszczególnych środków transportu został określony na podstawie symulacji programem VISUM i zweryfikowany programem do planowania podróży,

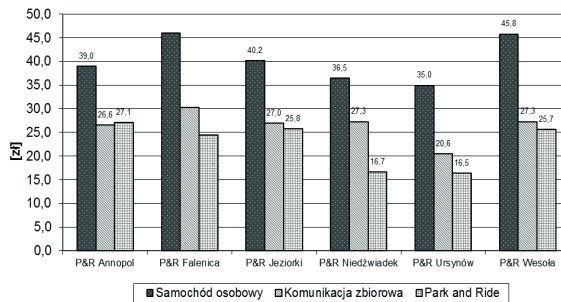
- w przypadku podróży odbywanych w systemie Park and Ride należy uwzględnić czas potrzebny na zaparkowanie pojazdu, przejście na przystanek (stację kolejową) i czas oczekiwania na pojazd komunikacji zbiorowej. Założono, że łączny czas przesiadki i oczekiwania na środek transportu zbiorowego będzie wynosił 10 minut (zwiększy to łączny czas przejazdu z obszaru ciężarów do centrum miasta). Przyjęta wartość czasu oczekiwania jest właściwa dla każdej z częstotliwości kursowania pojazdów komunikacji zbiorowej. W przypadku dużych interwałów międzypojazdowych pasażer zna ich rozkład i stara się być na przystanku przed odjazdem; w przypadku małych interwałów, pasażer nie musi znać dokładnego rozkładu i przyjęta wartość 10 min jest wielkością akceptowalną [5].

2.5. Aplikacja przedstawionej procedury

Do celów analizy wybrano planowane parkingi przesiadkowe położone w aglomeracji warszawskiej. Analizie poddano łącznie 6 lokalizacji: Anopol, Falenica, Jeziorki, Niedźwiadek, Ursynów i Wesoła. W celu określenia potoku pojazdów, który może korzystać z analizowanych parkingów przesiadkowych, dokonano wydzielenia rejonów komunikacyjnych na te, z których możliwe będzie rozpoczęcie podróży w systemie P&R. Dla każdego parkingu zaznaczono potencjalny obszar ciężarów składający się z rejonów komunikacyjnych będących miejscowościami w zasięgu wpływu aglomeracji warszawskiej (rejonów wlotowe). Brano również pod uwagę kilka rejonów miejskich które z racji odległego położenia w stosunku do śródmieścia oraz funkcjonującego szybkiego połączenia komunikacją zbiorową również mogą generować podróże w systemie P&R.

Przypisując poszczególne rejonu do wpływu konkretnych parkingów P&R uwzględniano również sposób podłączenia rejonu do sieci drogowej – ulicznej w modelu transportowym. Ponieważ w opracowaniu uwzględniono, poza analizowanymi lokalizacjami parkingi już funkcjonujące, mogło się okazać, że wybrane rejonu będą mogły obciążać więcej niż jeden parking. Z tego powodu oszacowano stopień przynależności danego rejonu do parkingu. Jest to istotne z powodu konieczności uwzględnienia w dalszych analizach przynależności do właściwych rejonów zarówno potoku pasażerskiego jak i potoku pojazdów. Kolejny etap to określenie zasięgu obszaru będącego potencjalnym celem podróży. Obszar ten obejmował łącznie 87 rejonów komunikacyjnych zlokalizowanych w śródmieściu – ograniczone ulicami: Koszykową, Żelazną, Solidarności i Wisłą. Przyjęto, że dla każdego z parkingów P&R cele podróży będą położone w tym obszarze. W przypadku rejonów mogących obciążyć parkingi przesiadkowe, przyjęto dla każdego z parkingów obszary, ustalone zgodnie z następującymi założeniami:

- dla każdego parkingu brano pod uwagę obszar, z którego mieszkańcy potencjalnie mogą korzystać z parkingu. Dodatkowo założono, że wloty zewnętrzne do miasta zlokalizowane w obszarze ciężarów parkingu również będą obciążały dany parking,
- przy wyznaczaniu stref ciężarów poszczególnych parkingów brano pod uwagę poziom obsługi komunikacją zbiorową. W przypadku braku obsługi danego fragmentu obszaru ciężarów metrem lub tramwajem założono, że cały ten fragment będzie obciążał dany parking. W przypadku występowania linii tramwajowej lub metra założono, że dla obszarów gdzie średnia odległość dojazdu do przystanku nie przekracza 500 m, obszary te nie będą wchodziły w strefę ciężarów parkingu. Takiego założenia nie robiono w przypadku przystanków kolejowych,
- dla wspólnych obszarów ciężarów 2 lub 3 parkingów przyjęto szacunkowo procentowe udziały obciążenia przez dany obszar konkretnych parkingów.



Rys. 1. Wyznaczony koszt uogólniony podróży różnymi środkami transportu dla analizowanych lokalizacji parkingów przesiadkowych.

W większości przypadków, koszt jazdy w systemie P&R jest najniższy w porównaniu do komunikacji zbiorowej i indywidualnej. Powodowane jest to faktem, iż system P&R może być traktowany jako bardzo efektywny sposób podróżowania, gdyż w sposób optymalny wykorzystuje zalety każdego ze środków transportu nie ujawniając ich wad: w obszarach podmiejskich o stosunkowo niskim zatłoczeniu komunikacyjnym, samochód osobowy stanowi najszybszy środek transportu, a w obszarach miejskich, metro i kolej zdecydowanie przeważają w efektywności funkcjonalnej.

3. Wyznaczenie udziału podróży realizowanych w systemie Park & Ride oraz wielkości parkingów

Klasyczne modele podziału zadań przewozowych oparte są na wynikach badań ruchu zawierających stwierdzone preferencje użytkowników. Są to najbardziej wiarygodne dane, pozwalające stworzyć model bliski rzeczywistym decyzjom. Można również opracować model bazujący na wynikach ankiet stanowiących deklarowane preferencje. Bazując na odpowiedziach ekspertów wartościujących iloraz kosztu uogólnionego podróży opracowano modele wydzielające podróże odbywane w systemie Park and Ride (na etapie ankietowana, w celu zmniejszenia uzyskanego rozrzutu wykorzystano elementy techniki delfickiej) [6]. W tradycyjnych modelach podziału zadań przewozowych, w celu wydzielenia podróży odbywanych samochodem osobowym stosuje się iloraz czasu jazdy środkami komunikacji zbiorowej do czasu jazdy samochodem osobowym. Jednakże wielkość stosowanych czasów nie uwzględnia wpływu subiektywnych odczuć użytkowników związanych z wartościowaniem takich elementów podróży jak czas oczekiwania czy czas przesiadki. Podstawą do określenia udziału poszczególnych środków transportu w proponowanym podejściu, będzie wartość kosztu uogólnionego podróży, uwzględniająca wszystkie etapy odbywanej podróży wraz z ich wartościowaniem. Multimodalny model podziału zadań przewozowych będzie uwzględniał podróże odbywane środkami komunikacji zbiorowej (w tym przypadku odnosi się do osób mających możliwość wyboru środka transportu), samochodem osobowym i w systemie Park and Ride (wzory 1,2,3). Udział podróży realizowanych poszczególnymi środkami transportu można wyznaczyć wg następujących zależności [6]:

$$u_{ki} = \left(65,19\Delta_s^{0,11} \right) 100\% \quad (4)$$

$$u_{SO}^{P\&R} = -0,3\Delta_{so/P\&R}^2 + 2,4\Delta_{so/P\&R} + 0,17a + 0,82 \quad (5)$$

$$u_{KZ}^{P\&R} = -0,03a + 0,2a\Delta_{kz/P\&R} + 72,6\Delta_{kz/P\&R} - 12,9e^a - 34,9\ln(a) - 33,5 \quad (6)$$

gdzie:

u_{ki} – udział komunikacji indywidualnej w podróży (udział komunikacji zbiorowej będzie stanowił dopełnienie do 100%)

Δ_s - iloraz kosztów uogólnionych podróży: komunikacją zbiorową do komunikacji indywidualnej,

$\Delta_{so/P\&R}$ - iloraz kosztów uogólnionych podróży: komunikacją indywidualną do P&R,

$\Delta_{kz/P\&R}$ - iloraz kosztów uogólnionych podróży: komunikacją zbiorową do P&R,

a – atrakcyjność danej lokalizacji P&R. Ponieważ na chęć zmiany środka transportu ma wpływ wiele czynników, parametr a opisuje lokalne uwarunkowania danego parkingu przesiadkowego (np. lokalizacja i dojazd do parkingu, sposób powiązania z układem drogowym i układem komunikacji zbiorowej, komfort przesiadki itp.). Jest to wartość przyjmowana na zasadzie eksperckiej, z przedziału 1-10, przy czym 1 oznacza najgorszą atrakcyjność, 10 – najlepszą.

Na podstawie powyższych zależności określono udział poszczególnych sposobów podróżowania, co stanowiło podstawę do wyznaczenia oczekiwanej pojemności parkingów. Przy pomocy programu VISUM dokonano agregacji potoków pasażerskich zmierzających z obszaru ciężeni do śródmieścia, dla poszczególnych parkingów przesiadkowych. Proces agregacji polegał na sumowaniu potencjałów ruchotwórczych dla przyjętych rejonów docelowych. Część potoku pojazdów i pasażerów może być przejęta przez funkcjonujące parkingi przesiadkowe. W celu wydzielenia podróżnych korzystających z P&R założono, że parking napęlnia się w ciągu 2 godzin, średnie napęlnienie samochodu osobowego to 1,3 pasażera / samochód oraz zwiększono pojemność parkingów o 30% aby ułatwić znalezienie miejsca parkingowego. Wyniki analiz zestawiono w tabl.1

Tabela 1. Wyznaczone pojemności parkingów P&R oraz potencjalna liczba użytkowników.

Parking P&R	Potencjalna liczba użytkowników	Sugerowana pojemność parkingów P&R
Annopol	146	190
Falenica	68	90
Jeziorki	55	70
Niedźwiadek	190	250
Ursynów	195	250
Wesoła	97	125

Oszacowana liczba użytkowników pochodzi z modelu symulacyjnego aglomeracji warszawskiej i jest wynikiem zastosowania przedstawionej procedury obliczeniowej. Dwa z badanych parkingów już funkcjonują i dla nich sprawdzono średnie wartości napęlnień. Okazuje się, że parking Ursynów charakteryzuje się przeciętnym napęlnieniem 160 pojazdów (wartość modelowana to 195) natomiast na parkingu Niedźwiadek parkuje ~180 samochodów (wartość modelowana to 190).

4. Podsumowanie

W artykule przedstawiono procedurę wyznaczania liczby użytkowników P&R prowadzącą do określenia wielkości parkingów przesiadkowych. Jako przykład posłużyły tu analizy prowadzone dla wybranych parkingów w aglomeracji warszawskiej. Wyznaczony koszt uogólniony podróży obrazuje relacje jakie występują między analizowanymi środkami transportu w Warszawie i uwypukla korzyści jakie mogą być osiągnięte w podróżowaniu komunikacją zbiorową i w systemie P&R. Należy podkreślić, że otrzymane wielkości parkingów są bardzo zróżnicowane i wynikają nie z dostępnej

powierzchni czy zewnętrznych ograniczeń, lecz z możliwych potoków pasażerskich definiowanych w macierzy podróży.

Uzyskane wyniki bazują na modelu symulacyjnym i z tego powodu powinny być traktowane jako orientacyjne, pomocne przy wyznaczaniu pojemności parkingów na etapie prac planistycznych i projektowych. Z pewnością do procedury jak i przyjętych założeń wejściowych można mieć zastrzeżenia, ale należy podkreślić, że brak jest innej metody pozwalającej wstępnie oszacować pojemności parkingów.

Literatura

- 1 Basu D., Maitra B., Development of generalized cost model for private car trip makers under traffic information. *Journal of the Indian Institute of Science*, vol. 86, No 6, (2006) 681-693.
- 2 Batarce M., Ivaldi M., Urban travel demand model with endogenous congestion, *Transportation Research Part A: Policy and Practice*, Volume 59, (2014) 331-345.
- 3 Planer podróży: www.iplaner.pl
- 4 Planer podróży: www.jakdojade.pl
- 5 Rudnicki A. Jakość Komunikacji miejskiej. *Zeszyty Naukowo - Techniczne Oddziału SITK w Krakowie*, Zeszyt 71, Kraków 1999.
- 6 Szarata A. „Ocena efektywności funkcjonalnej parkingów przesiadkowych (P+R)”, rozprawa doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków, październik 2005.
- 7 Warszawskie Badanie Ruchu 2005 wraz z opracowaniem modelu ruchu, Raport I - Podział obszaru badania na rejony komunikacyjne, BPRW SA, Warszawa, grudzień 2004
- 8 Yuquin F., Junquiang L., Zhong-Yu X., Guie Z., Yi H., Route Choice Model Considering Generalized Travel Cost Based on Game Theory. *Mathematical Problems in Engineering*, Volume 2013 (2013).

The procedure of capacity estimation for P&R car parks located within metropolitan areas

Andrzej Szarata

*Department Transportation Systems, Faculty of Civil Engineering,
Cracow University of Technology, aszarata@pk.edu.pl*

Abstract: The main purpose of the paper is to estimate P&R demand, which can be useful in estimation of its capacity. The proposed approach is based on the assessment of parking location in terms of connections with public transport system, attractiveness of the location and spatial development of surroundings. Within the analysis, the number of Park and Ride trips was estimated. The proposed approach has been applied to six planned locations of Park and Ride system in Warsaw agglomeration and the analyses were conducted on a simulation model of the whole agglomeration.

Keywords: demand modelling, Park and Ride, modal split estimation

Analiza efektywności dynamicznie wydzielanego pasa autobusowego

Mateusz Szarata¹, Piotr Olszewski²

¹ *Zakład Dróg i Mostów, Wydział Budownictwa i Inżynierii Lądowej,
Politechnika Rzeszowska, e-mail: matsza@prz.edu.pl*

² *Zakład Inżynierii Komunikacyjnej, Wydział Inżynierii Lądowej,
Politechnika Warszawska, e-mail: P.Olszewski@il.pw.edu.pl*

Streszczenie: W referacie przedstawiono analizę korzyści z zastosowania dynamicznie wydzielanego pasa autobusowego oraz pasa autobusowego wydzielonego na stałe na przykładzie al. Okulickiego w Rzeszowie. Omówiony również został przebieg i wyniki pomiarów ruchu przeprowadzonych w Rzeszowie. Analizy efektywności zostały wykonane w oparciu o modele analityczne omówione w podręczniku HCM 2010 oraz modele mikrosymulacyjne wykonane w programie Vissim. Odniesiono się także do założeń funkcjonowania dynamicznie wydzielanego pasa autobusowego.

Słowa kluczowe: dynamicznie wydzielany pas autobusowy, priorytety dla autobusów, modelowanie ruchu, transport publiczny

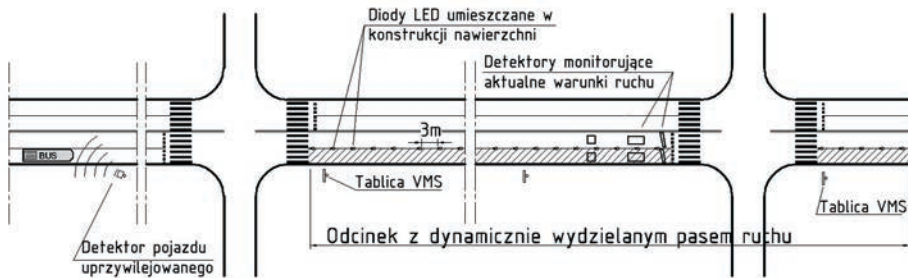
1. Wstęp

Polskie miasta stosują rozmaite rozwiązania mające na celu podniesienie atrakcyjności transportu zbiorowego i tym samym ograniczenie wzrostu ruchu pojazdów indywidualnych, szczególnie w centrach miast. Jednym z najefektywniejszych rozwiązań uprzywilejowania transportu publicznego są wydzielone pasy autobusowe, które pozwalają sprawne przemieszczać się autobusom wzdłuż najbardziej zatłoczonych ulic. Korzyści wynikające z wprowadzenia takiego rozwiązania to przede wszystkim zwiększenie prędkości komunikacyjnej, punktualności, atrakcyjności transportu autobusowego oraz dodatnie efekty społeczne. Zastosowanie wydzielonych pasów autobusowych w centrum miasta lub śródmieściu wymaga rozbudowy istniejącego przekroju drogowego lub wydzielenia z istniejącego przekroju pasa dla autobusów. Gęsta zabudowa miejska w wielu przypadkach uniemożliwia dobudowę dodatkowego pasa, a wydzielenie z istniejącego przekroju drogowego pasa autobusowego może nie wykazać wystarczających korzyści takiego rozwiązania. Bardzo często dzieje się tak na zatłoczonych ulicach prowadzących do centrów miast gdzie potoki pasażerskie mogą nie uzasadniać wydzielenia pasa dla autobusów. W efekcie autobusy na tych odcinkach odnotowują opóźnienia i są zmuszone do poruszania się z taką samą prędkością jak pozostali uczestnicy ruchu. Rozwiązaniem tego problemu mógłby okazać się pas autobusowy aktywowany na czas przejazdu autobusu w niekorzystnych warunkach drogowych. Dynamicznie wydzielany pas autobusowy (DPA) może przynosić korzyści wszystkim użytkownikom ruchu, straty czasu ponoszone przez kierowców samochodów prywatnych mogłyby być minimalizowane a korzyści dla transportu publicznego byłyby takie same jak w przypadku klasycznego rozwiązania. Dzięki swej elastyczności DPA mógłby być stosowany na większej liczbie odcinków, co przyczyniałoby się do wzrostu atrakcyjności linii autobusowych. Zagraniczne publikacje

[1][2][3] wskazują na duży potencjał tego rozwiązania, w Polsce temat ten nie był szczegółowo analizowany. Pierwsze próby sprawdzenia funkcjonowania DPA zostały podjęte w Melbourne w celu uprzywilejowania tramwajów poruszających się po wspólnym pasie z samochodami [4] oraz w Lizbonie dla uprzywilejowania autobusów [5]. W obu przypadkach stwierdzono korzyści wynikające z zastosowanego priorytetu (m.in. wzrost średniej prędkości komunikacyjnej o 10% w Melbourne i o 25% w Lizbonie).

2. Zasada działania dynamicznie wydzielanego pasa autobusowego

Dynamicznie wydzielany pas autobusowy działa w dwóch trybach: w trybie aktywnym lub w trybie uśpionym. Podczas trybu uśpionego DPA pozostaje wyłączony, a ruch wzdłuż odcinków ulic, na których został wyznaczony odbywa się pełnym przekrojem drogowym. Tryb aktywny uruchamia się w przypadku, gdy do wyznaczonego odcinka, na którym panują niekorzystne warunki ruchu, zbliża się autobus. Dynamiczne wydzielenie pasa z jezdni jest możliwe dzięki systemowi detekcji pojazdów oraz wykorzystaniu nowoczesnego oznakowania pionowego i poziomego, które informuje kierowców o wydzieleniu pasa z jezdni. Do oznakowania wydzielanego pasa wykorzystuje się znaki zmiennej treści w formie tablic VMS oraz aktywne punktowe oznakowanie poziome w formie świateł LED wbudowanych wzdłuż krawędzi pasa ruchu.



Rys. 1. Schemat rozmieszczenia oznakowania (opracowanie własne)

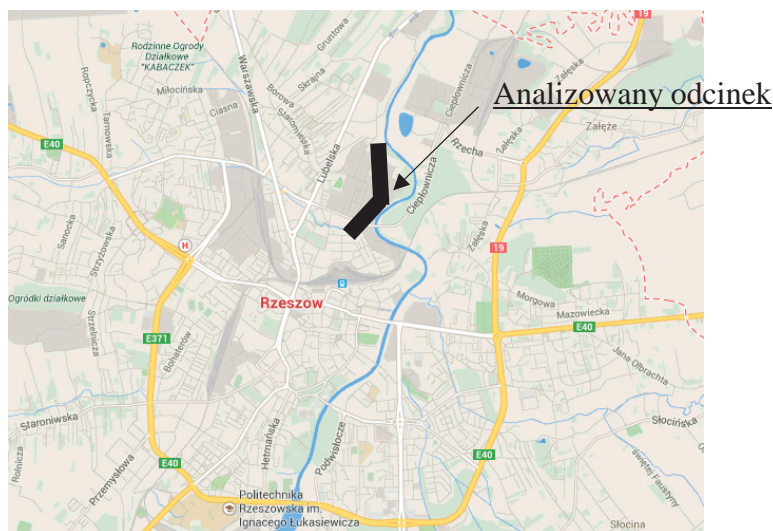
Najważniejszą rolę odgrywa system detekcji, którego zadaniem jest nie tylko sprawna identyfikacja pojazdu uprzywilejowanego, ale również analiza aktualnych warunków ruchu na rozpatrywanym odcinku. Bardzo ważna jest zasada, iż w momencie aktywacji, pojazdy znajdujące na wydzielanym pasie ruchu powinny kontynuować jazdę natomiast kierowcy dojeżdżający do tego odcinka powinni korzystać z pozostałych dostępnych pasów. W ten sposób wybrany pas zostaje oczyszczony. Istotne jest, to żeby strefa detekcji była zlokalizowana na tyle wcześnie, aby odcinek z wydzielonym pasem został oczyszczony na czas [6].

3. Analiza efektywności dynamicznie wydzielanego pasa autobusowego

3.1. Opis analizowanego odcinka

Porównanie efektywności dynamicznie wydzielanego pasa z klasycznym rozwiązaniem przeprowadzono na przykładzie al. Okulickiego w Rzeszowie. Na odcinku o długości 1280 m znajduje się 6 skrzyżowań, w tym 2 z sygnalizacją świetlną, które zlokalizowane są na początku i na końcu odcinka. Aleja posiada przekrój dwujezdniowy, czteropasowy z szerokim pasem dzielącym jezdnie oraz chodniki i ścieżki rowerowe po obu stronach.

Pasy ruchu są ogólnodostępne. Na odcinku znajduje się 5 przystanków autobusowych, dwa na kierunku ul. Krakowska – al. Wyzwolenia i trzy na kierunku al. Wyzwolenia – ul. Krakowska. Przez al. Okulickiego poprowadzono 5 linii autobusowych w tym linie nr 19 i nr 30 o wysokiej częstotliwości kursowania. W szczycie porannym w czasie godziny przez odcinek przejeżdża 14 autobusów a w szczycie popołudniowym 13 autobusów.



Rys. 2. Lokalizacja obiektu badań (Mapy Google)

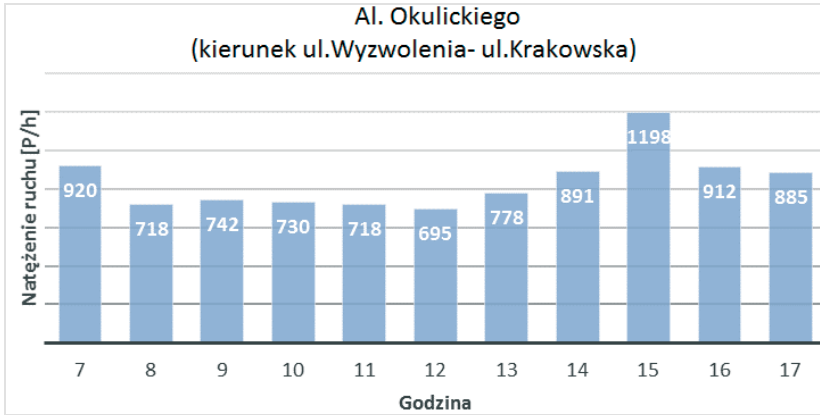
3.2. Opis przeprowadzonych badań

Badania ruchu zostały przeprowadzone w maju 2013 roku i obejmowały:

- pomiar natężenia ruchu
- pomiar długości kolejek
- pomiary czasu podróży w komunikacji autobusowej
- pomiary czasu podróży w komunikacji indywidualnej

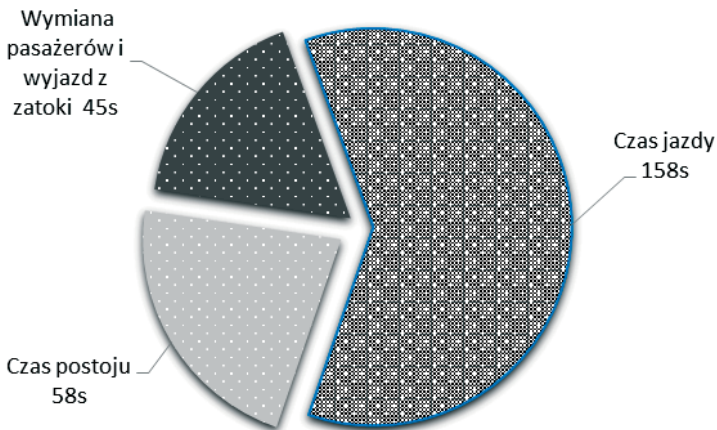
Pomiary natężenia ruchu przeprowadzono w godzinach 7:00 -17:00 na wszystkich skrzyżowaniach. W tym czasie zarejestrowano liczbę oraz strukturę rodzajową i kierunkową pojazdów. Wykonano również pomiar długości kolejek na skrzyżowaniach z sygnalizacją świetlną. Zasadniczą część badań stanowiły dwudniowe pomiary czasu przejazdu, przeprowadzone na wybranych liniach autobusowych przy użyciu odbiorników GPS zainstalowanych w pojazdach. Takie rozwiązanie umożliwiło zgromadzenie obszernej bazy danych związanej z charakterystyką ruchu pojazdów na analizowanym odcinku w zależności od pory dnia. Niestety automatyczny zapis uniemożliwia rejestrację rozpoczęcia i zakończenia wymiany pasażerów czy też wyznaczenia czasu potrzebnego na wyjazd z zatoki autobusowej. W sumie zgromadzono blisko 230 śladów przejazdów autobusów w obu kierunkach. W celu określenia czasów podróży pojazdów prywatnych wykonano serie przejazdów pojazdem testowym wyposażonym w wideorejestратор z odbiornikiem GPS.

Przedstawione w dalszej części artykułu wyniki dotyczą jednego kierunku ruchu (al. Wyzwolenia - ul. Krakowska).



Rys. 3. Histogram natężenia ruchu na kierunku ul. Wyzwolenia- ul. Krakowska

Zebrany materiał umożliwił analizę warunków ruchu oraz wyznaczenie godzin szczytu porannego i popołudniowego. Do przeprowadzenia kolejnych analiz wybrano godzinę w szczycie popołudniowym, w której panowały najbardziej niekorzystne warunki ruchu. Średni czas podróży autobusu wynosił 261 sekund, z czego 61% stanowił czas jazdy (rys. 4). Najwięcej utrudnień autobusy napotykały pomiędzy skrzyżowaniem al. Okulickiego z ul. Broniewskiego i z ul. Krakowską. Na tym odcinku średni czas postoju niezwiązany z wymianą pasażerów wyniósł 58 sekund.



Rys. 4. Średnie wartości składników czasu przejazdu autobusu w przyjętej godzinie szczytu

3.3. Założenia

Na podstawie przeprowadzonej analizy ruchu na kierunku al. Wyzwolenia - ul. Krakowska przyjęto długość pasa autobusowego, którego początek będzie miał miejsce za skrzyżowaniem z ul. Broniewskiego a koniec na wysokości ostatniego miejsca do nawracania, około 120 m przed skrzyżowaniem z ul. Krakowską (rys. 5). Pas celowo nie został doprowadzony do samego skrzyżowania ze względu na linie autobusowe, które skracają na skrzyżowaniu w lewo (w stronę centrum). W celu ułatwienia autobusom zmiany pasa ruchu i zajęcia dogodnej pozycji na skrzyżowaniu do skrętu w lewo przewidziano służę autobusową. Przeprowadzone pomiary ruchu nie obejmowały badań napełnienia pojazdów.



Rys. 5. Lokalizacja wydzielonego pasa autobusowego

Dlatego do dalszych analiz przyjęto napełnienie pojazdów osobowych wynoszące 1,2 os/poj oraz autobusów równe 50 os/poj. W celu określenia efektywności dynamicznie wydzielanego pasa autobusowego przeanalizowano 3 warianty:

- **Wariant 0** jest wariantem bazowym odzwierciedlającym aktualną organizację ruchu
- **Wariant 1** zakłada wprowadzenie ‘klasycznego’ pasa autobusowego
- **Wariant 2** zakłada powstanie dynamicznie wydzielanego pasa autobusowego

W ocenie efektywności **wariantu 2** decydującą rolę pełnić będzie czas pracy pasa w trybie aktywnym. Czas wydzielenia, potrzebny do przejazdu jednego autobusu w sytuacji, gdy system początkowo znajduje się w trybie uśpionym można wyznaczyć za pomocą równania:

$$T^W = t + t_{op} \text{ [s]} \quad (1)$$

gdzie: t - czas przejazdu wydzielonym pasem ruchu [s]

t_{op} - czas potrzebny do oczyszczenia wydzielanego pasa ruchu z pojazdów znajdujących się na tym pasie [s]

Średni czas oczyszczenia pasa związany jest z programem sygnalizacji świetlnej, długością kolejki oraz liczbą pojazdów, które mogą przejechać linię zatrzymania w czasie trwania efektywnego sygnału zielonego.

$$t_{op} = \frac{K \cdot T}{S \cdot G_e} \text{ [s]} \quad (2)$$

gdzie:

K - długość kolejki [P]

S - natężenie nasycenia [P/s]

T - długość cyklu [s]

G_e - efektywny sygnał zielony [s]

3.4. Budowa modeli ruchu

Analizę przedstawionych wariantów przeprowadzono przy użyciu modeli mikrosymulacyjnych ruchu oraz modeli analitycznych. Modele mikrosymulacyjne ruchu wykonano w programie firmy PTV Vissim [7], a walidację tych modeli wykonano przy użyciu podręcznika Highway Capacity Manual 2010 [8].

3.4.1. Model mikrosymulacyjny

W pierwszej kolejności wykonano model bazowy dla *Wariantu 0*. Budowa modelu ruchu wymagała wprowadzenia szczegółowych informacji dotyczących liczby pasów ruchu

i ich szerokości, spadków podłużnych, organizacji ruchu oraz opisanie geometrii skrzyżowań i punktów do nawracania. Dodatkowo na odcinku znalazły się trzy zatoki autobusowe, z których korzystały linie autobusowe zgodnie z rozkładem jazdy. Na skrzyżowaniach z sygnalizacją świetlną wprowadzono rzeczywiste programy działania sygnalizacji. Wprowadzono również koordynację sygnalizacji świetlnych występujących na początku i końcu odcinka. W kolejnym kroku uwzględniono dane dotyczące natężenia ruchu, struktury rodzajowej i kierunkowej pojazdów oraz parametry ruchowe poszczególnych typów użytkowników.



Rys. 6. Model mikrosymulacyjny ruchu al. Okulickiego

Ostatnim etapem budowy modelu bazowego była kalibracja modelu. Podczas tego procesu kontrolowano między innymi liczbę pojazdów w punktach charakterystycznych sieci, natężenia ruchu relacji skrajnych oraz czasy przejazdu w poszczególnych fragmentach trasy [8][10]. W wyniku przeprowadzonych symulacji odczytano średnią prędkość pojazdów wynoszącą 37,5 km/h oraz średnią prędkość autobusów wynoszącą 17,5 km/h. Po zakończeniu tego etapu rozpoczęto budowę kolejnego modelu, w którym wprowadzono zostanie pas autobusowy wydzielony na stałe (Wariant 1). Średnia prędkość pojazdów indywidualnych spadła w tym wypadku do 30,5 km/h a autobusów wzrosła do 20,5 km/h. Dla tego wariantu odczytano czas przejazdu autobusu wzdłuż wydzielonego odcinka, który wynosił średnio 74,5 s. Do weryfikacji otrzymanych wyników wykorzystano metodę HCM 2010.

3.4.2. Model analityczny (HCM2010)

Budowa modelu analitycznego umożliwiła sprawdzenie prędkości podróży oraz średnich czasów podróży na analizowanym odcinku drogi. Do realizacji tego celu zdecydowano wykorzystać procedurę umożliwiającą wyznaczenie warunków ruchu na arteriach miejskich zamieszczoną w podręczniku Highway Capacity Manual 2010. Zastosowanie metody amerykańskiej wymaga wykonania obliczeń osobno dla pojazdów indywidualnych i osobno dla transportu zbiorowego. Prędkość podróży pojazdów wyznaczono z równania:

$$S_{T,seg} = \frac{3.6 \cdot L}{(t_R + d_t)} \quad (3)$$

gdzie:

L – długość odcinka między skrzyżowaniami [m]

t_R – czas podróży na odcinku pomiędzy skrzyżowaniami [s]

d_t – straty czasu na skrzyżowaniu z sygnalizacją świetlną [s]

Wyznaczona dla wariantu 0 średnia prędkość podróży na całym odcinku wyniosła 37 km/h.

Czas podróży (t_R) wyznaczono za pomocą równania (4). Zależy on m.in. od liczby pasów, natężenia ruchu, liczby zjazdów i skrzyżowań, rodzaju skrzyżowania, które znajdują się na początku odcinka oraz liczby przejść dla pieszych.

$$t_R = \frac{6,0 - l_1}{0,0082 \cdot L} \cdot f_x + \frac{3,6 \cdot L}{S_f} \cdot f_v + \sum_{i=1}^{N_{ap}} d_{ap,i} + d_{other} \quad [s] \quad (4)$$

gdzie:

l_1 - strata czasu przy ruszaniu na początku odcinka [s]

f_x - współczynnik korygujący związany z rodzajem sterowania na skrzyżowaniu [-]

S_f - prędkość w ruchu swobodnym [km/h]

f_v - współczynnik korygujący związany z natężeniem ruchu, przekrojem i prędkością w ruchu swobodnym [-]

d_{ap} - straty czasu związane z występowaniem zjazdów, skrzyżowań podporządkowanych, punktów do nawracania [s]

d_{other} - straty czasu wywołane innymi przyczynami (np. parkingi przykrawężnikowe, przejścia dla pieszych)

Wyznaczony czas podróży dla samochodów osobowych wyniósł 74,87 s. Żeby otrzymać całkowity czas podróży na analizowanym odcinku należy do czasu podróży dodać straty czasu powstałe na skrzyżowaniu z sygnalizacją świetlną. Przy użyciu równania (5) wyznaczono straty czasu na skrzyżowaniu, które w wariancie bazowym wyniosły 50 s.

$$d_t = \frac{d_{th} \cdot v_t \cdot N_t + d_{si} \cdot v_{si} \cdot (1 - P_L) + d_{sr} \cdot v_{sr} \cdot (1 - P_R)}{v_{th}} \quad [s] \quad (5)$$

gdzie:

d_i - całkowita strata czasu na pasie na wprost, w lewo, w prawo [s]

v_i - natężenie ruchu dla analizowanej relacji [P/h]

N_t - liczba pasów ruchu danej relacji [lp]

P_i - udział pojazdów skręcających w prawo/lewo ze wspólnego pasa do jazdy na wprost i do skrzyżowania.

Średnie prędkości komunikacyjne autobusów wyznaczono z równania(3), przy czym czas podróży wyznaczono za pomocą wzoru:

$$t_{Rt} = \frac{3,6 \cdot L}{S_R} + \sum_{i=1}^{N_{ts}} d_{ts,i} \quad [s] \quad (6)$$

gdzie:

S_{Rt} - prędkość jazdy autobusów [km/h]

$d_{ts,i}$ - opóźnienia związane z hamowaniem przed przystankiem, wymianą pasażerów i włączeniem się do ruchu

Opóźnienie autobusów na skrzyżowaniu również wymaga wykorzystania innej formuły:

$$d_t = 0,0372 \cdot t_i \cdot L \quad [s] \quad (7)$$

gdzie:

t_i - współczynnik straty czasu autobusu na skrzyżowaniu zależny od lokalizacji skrzyżowania, typu sygnalizacji świetlnej oraz priorytetów dla transportu publicznego. Prędkość komunikacyjna autobusów w Wariancie 0 wyniosła 19 km/h.

Wyznaczenia parametrów ruchowych w Wariancie 1, gdzie założono wprowadzenie pasa autobusowego na części odcinka wymagało podzielenia al. Okulickiego na dwa

pododcinki. Dla pierwszego wyznaczono jedynie średni czas podróży natomiast dla drugiego gdzie wprowadzono pas autobusowy wyznaczono średni czas podróży oraz straty czasu na skrzyżowaniu. Do określenia prędkości podróży wzięto sumę czasów podróży pododcinka pierwszego, podcinka drugiego oraz straty czasu na skrzyżowaniu. Szczegółowe zestawienie wyników z modeli zostało zamieszczone w tabeli 1.

3.5. Porównanie wariantów

Opracowane modele ruchu wykazują dużą zgodność z przeprowadzonymi pomiarami. W przypadku wariantu 0 największe różnicę w wynikach występują w porównaniu wyników pomiaru z modelem HCM. Średni czas podróży samochodem różni się o 3,5%, a średni czas podróży autobusem różni się o 7%. W Wariacie 1 różnica czasów podróży oraz średnich prędkości nie przekracza 1%. Żadna instrukcja oraz program mikrosymulacyjny nie daje możliwości przeanalizowania warunków ruchu na odcinku z DPA. Dlatego dla pojazdów indywidualnych przyjęto, że średni czas podróży zostanie wyznaczony za pomocą średniej ważonej czasów przejazdu w wariacie 0 i wariacie 1, przy założonym udziale czasu aktywnego pasa w godzinie.

Tabela 1. Zestawienie średnich czasów podróży i średnich prędkości otrzymanych w przeprowadzonej analizie

Parametr	Wariant 0			Wariant 1		Wariant 2
	Pomiar	HCM	Vissim	HCM	Vissim	
Średni czas podróży pojazdem indywidualnym na całym odcinku [s]	129,0	124,5	123,5	152	151,5	133,8
Średni czas podróży autobusem na całym odcinku [s]	261,0	242,5	258,0	244,2	244,8	244,8
Średnia prędkość podróży pojazdów indywidualnych [km/h]	35,7	36,9	37,5	30,3	30,5	34,6
Średnia prędkość podróży autobusów [km/h]	18,3	19,02	17,5	18,9	18,8	18,8

Wyznaczone parametry dla wariantu 2 przedstawiają sytuację, w której pas autobusowy będzie aktywny przez 22 min. Założono, że pas będzie się aktywować pięciokrotnie w ciągu godziny umożliwiając w tym czasie przejazd 10 autobusom.

3.6. Ocena efektywności

Jednym z decydujących parametrów pozwalającym ocenić korzyści z wprowadzenia pasów autobusowych są oszczędności czasu w przewozach pasażerskich, jakie uda się uzyskać po zastosowaniu nowego rozwiązania [11]. Ważne jest, aby te oszczędności były większe od ewentualnych strat czasu pojazdów indywidualnych, jakie mogą wynikać w związku z wydzieleniem z istniejącego przekroju drogowego pasa dla autobusów. Dlatego końcowy bilans został wyznaczony za pomocą następującego równania:

$$TP - TI > 0 \text{ [h]} \quad (8)$$

gdzie:

TP - oszczędność czasu w przewozach pasażerskich wyznaczona z wariantu 0 i wariantu 1

TI - straty czasu w transporcie indywidualnym wyznaczona z wariantu 0 i wariantu 1

$$TP^i = \frac{|\Delta t_{TP}| \cdot Q_{TP} \cdot N_{TP}}{3600} \text{ [h]} \quad (9)$$

gdzie :

Δt_{TP} - różnica średnich czasów przejazdu autobusów w wariancie 'i' i wariancie 0 [s]

Q_{TP} - liczba autobusów w godzinie szczytu [P]

N_{TP} - średnie napętnienie autobusów [os/P]

$$TI^i = \frac{|\Delta t_{TI}| \cdot Q_{TI} \cdot N_{TI}}{3600} \text{ [h]} \quad (10)$$

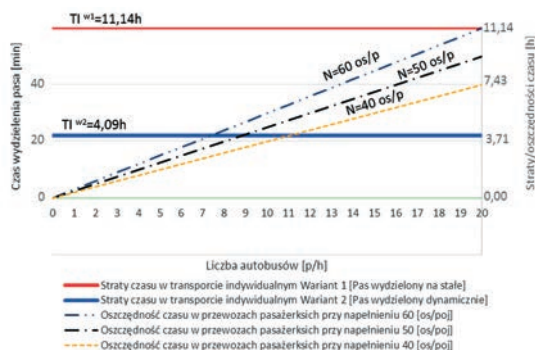
gdzie :

Δt_{TP} - różnica średnich czasów przejazdu pojazdem indywidualnym w wariancie 0 i wariantcie 'i' [s]

Q_{TP} - natężenie ruchu w godzinie szczytu [P]

N_{TP} - średnie napętnienie pojazdu osobowego [os/P]

W pracy przyjęto średnie napętnienie samochodów osobowych wynoszące 1,2 [os/P] oraz średnie napętnienie autobusów 60, 50 i 40 [os/P]. W wariantcie 1 straty poniesione przez kierowców wynoszą ponad 11h a oszczędności w przewozach pasażerskich wynoszą tylko 4,5 h przy napętnieniu 50 os./poj. Dla 10 autobusów o średnim napętnieniu 50 os/poj bilans końcowy będzie większy od zera, jeżeli czas wydzielenia pasa autobusowego będzie krótszy od 25 min. W przypadku pasa autobusowego wydzielonego na stałe bilans dodatni przy takim samym napętnieniu otrzymamy w sytuacji, gdy na odcinku pojawiłyby się 24 autobusy. Szczegółowe porównanie korzyści i strat w zależności od napętnienia i czasu wydzielenia przedstawia rysunek 7.



Rys. 7. Porównanie oszczędności czasu w zależności od liczby autobusów, napętnienia i czasu wydzielenia pasa

4. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych analiz można zauważyć, że wprowadzenie DPA umożliwi skrócenie średniego czasu przejazdu pojazdów indywidualnych o 13% w stosunku do rozwiązania wprowadzającego zwykły pas autobusowy oraz umożliwi wzrost średniego czasu przejazdu autobusów o 7% w porównaniu do wariantu zerowego. Uzyskane wyniki nie są tak korzystne jak w przypadku doświadczeń z Lizbony, należy jednak pamiętać, że na efektywność DPA ma wpływ wiele czynników. Do najważniejszych można zaliczyć natężenie ruchu, napętnienie pojazdów, częstotliwość kursowania autobusów, warunki ruchu panujące na skrzyżowaniach i sposób sterowania sygnalizacją świetlną. Przedstawiona analiza pokazuje również, że DPA może przynosić korzyści przy znacznie mniejszym natężeniu ruchu autobusów. W przypadku klasycznego pasa autobusowego zyski dla transportu zbiorowego zbilansowałyby straty ponoszone przez kierowców przy natężeniu 24

autobusów na godzinę, podczas gdy dynamiczny pas autobusowy wymaga tylko 9 autobusów na godzinę. Proponowane rozwiązanie wymaga jednak bardziej szczegółowych analiz przy użyciu modeli ruchu, które umożliwią pełną symulację funkcjonowania wydzielonego pasa autobusowego. Współczesne oprogramowanie do mikrosymulacji ruchu daje takie możliwości jednak wymaga opracowania dodatkowego modułu umożliwiającego symulację działania dynamicznie wydzielanego pasa ruchu.

Literatura

- 1 Zhu H.B., Numerical study of urban traffic flow with dedicated bus lane and intermittent bus lane, *Physica A: Statistical Mechanics and its Applications*, 389(16), 3134-3139, 2010.
- 2 Viegas J., Lu B., The intermittent bus lane signals setting within an area. *Transportation Research Part C: Emerging Technologies*, 12(6), 453-469, 2004.
- 3 Yang H., Wang W., An innovative dynamic bus lane system and its simulation-based performance investigation. In: *Intelligent Vehicles Symposium, 2009 IEEE*, 105-110 IEEE, 2009.
- 4 Currie G., Lai H., Intermittent and Dynamic Transit Lanes Melbourne, Australia, Experience, *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 2072, 49-56, 2008.
- 5 Viegas J.M., Roque R., Lu B., Vieira J., The Intermittent Bus lane System: demonstration in Lisbon, in 86th *Transportation Research Board Annual Meeting*. Washington, DC., 2007.
- 6 Bichajło L., Szarata M., Modelowanie funkcjonowania dynamicznie wydzielanego pasa autobusowego, *X Konferencja Naukowo- Techniczna Logitrans 2013*. Szczyrk 16-19.04.2013.
- 7 Podręcznik użytkownika Vissim 5.2. PTV Vision 2009.
- 8 *Highway Capacity Manual 2010*, Transportation Research Board. National Academy of Sciences.
- 9 Milam R T., Corsim Paramics and Vissim: What the Manuals never Told You, *ITE Annual Meeting*. Philadelphia 2002
- 10 Park B. and Schneeberger J. D., Microscopic Simulation Model Calibration and Validation, *Transportation Research Record 1856*, Paper No. 03-2531
- 11 Sambor A., *Priorytety w ruchu dla pojazdów komunikacji miejskiej*, Izba Gospodarcza Komunikacji Miejskiej, Warszawa, 1999.

Analysis of the effectiveness of bus lane with intermittent priority

Mateusz Szarata¹, Piotr Olszewski²

¹*Department of Roads and Bridges, The Faculty of Civil and Environmental Engineering, Rzeszow University of Technology, e-mail: matsza@prz.edu.pl*

²*Department of Transportation Engineering, The Faculty of Civil Engineering, Warsaw University of Technology, e-mail: P.Olszewski@il.pw.edu.pl*

Abstract: The paper compares benefits of bus lanes with intermittent priority to standard bus lanes. The study was based on traffic models made by using HCM 2010 method and microsimulation models developed with PTV Vissim software. The paper also presents operating principles of bus lane with intermittent priority and the results of traffic surveys conducted in Rzeszow. The analysis shows that when compared to the standard bus lane, the use of bus lane with intermittent priority can bring benefits for streets with lower bus flows.

Keywords: bus lane with intermittent priority, bus lane, traffic model, public transport

Analiza właściwości przeciwpoślizgowych nawierzchni drogowych w początkowym okresie ich eksploatacji

Marta Wasilewska

*Zakład Inżynierii Drogowej, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska,
Politechnika Białostocka, e-mail: marta.wasilewska@pb.edu.pl*

Streszczenie: Pod wpływem ruchu samochodowego oraz czynników atmosferycznych mikrotekstura i makrotekstura ulegają zmianom, które mają istotny wpływ na właściwości przeciwpoślizgowe nawierzchni drogowej. Szczególnym okresem w pracy nawierzchni jest początkowy okres jej użytkowania. Warstewka lepiszcza pokrywająca ziarna kruszywa jest usuwana przy jednoczesnym jego polerowaniu w tempie uzależnionym od rodzaju warstwy ścieralnej, obciążenia ruchu oraz elementu układu drogowego (odcinek międzywęzłowy, skrzyżowanie, łuk kołowy). W artykule przedstawiono porównanie zmian właściwości przeciwpoślizgowych warstw ścieralnych z SMA i betonu asfaltowego w zależności od obciążenia ruchem i miejsca ich wbudowania, w początkowym okresie ich eksploatacji. Analizę właściwości przeciwpoślizgowych przeprowadzono w oparciu o pomiary BPN (British Pendulum Number) wahadłem angielskim oraz makrotekstury metodą objętościową. Badania przeprowadzono na odcinkach testowych ustalonych podczas przebudowy drogi krajowej nr 8 Jeżewo – Białystok km 614+850 – 639+365 przez okres trzech miesięcy od oddania ich do użytkowania.

Słowa kluczowe: właściwości przeciwpoślizgowe, makrotekstura, mikrotekstura, warstwa ścieralna

1. Wprowadzenie

Właściwości przeciwpoślizgowe są jednym z parametrów eksploatacyjnych, które w dużym stopniu przyczyniają się do skrócenia drogi hamowania. Są one definiowane jako zdolność do wytworzenia siły tarcia między nawierzchnią a kołami pojazdów w warunkach wzajemnego poślizgu. Prace badawcze prowadzone w wielu krajach wykazały, że po przekroczeniu określonego poziomu właściwości przeciwpoślizgowych, wzrasta ilość wypadków na mokrych nawierzchniach [1]. W związku z tym ich monitoring jest ważny z punktu widzenia bezpieczeństwa ruchu. Miarą właściwości przeciwpoślizgowych jest współczynnik tarcia określony jako stosunek wypadkowej siły tarcia wytwarzanej między hamowanym kołem urządzenia pomiarowego a nawierzchnią drogi, do nacisku koła na drogę. W trakcie hamowania wartość jego zmienia się w zależności od prędkości poślizgu i tekstury warstwy ścieralnej [1, 2]. W zależności od długości fal i częstotliwości teksturę dzieli się na megateksturę, makroteksturę i mikroteksturę. Natomiast właściwości przeciwpoślizgowe są ściśle z związane makroteksturą i mikroteksturą. Makrotekstura charakteryzuje się nierównościami w zakresie długości fal 0,5 – 50 mm. Odpowiada ona głównie za odprowadzenie wody z płaszczyzny kontaktu opona/nawierzchnia przy większych prędkościach pojazdu. Zależy ona od typu i składu mieszanki mineralno-asfaltowej w warstwie ścieralnej. Mikrotekstura, czyli nierówności o długości fal poniżej 0,5 mm, mają wpływ na wartość współczynnika tarcia zarówno przy niższych jak

i wyższych prędkościach pojazdu. Zależą one od odporności na polerowanie kruszywa grubego oraz zawartości frakcji poniżej 2 mm w mieszance mineralno-asfaltowej. W związku z zachodzącymi procesami na powierzchni warstwy ścieralnej pod wpływem ruchu drogowego i czynników atmosferycznych, makrotekstura i mikrotekstura ulegają istotnym zmianom. W pierwszych miesiącach od oddania nawierzchni do ruchu są one najbardziej intensywne. Dochodzi jednocześnie do ścierania warstewki asfaltu z wystających ziaren kruszyw i polerowania ich powierzchni. Intensywność tych zjawisk zależy od technologii wykonania warstwy ścieralnej, natężenia i kategorii ruchu, a przede wszystkim częstotliwości hamowania i przyspieszania pojazdów. W celu interpretacji zmian zachodzących na powierzchni warstwy ścieralnej niezbędny jest właściwy wybór urządzenia, który umożliwiłby ich rejestrację. Na świecie do oceny właściwości przeciwpoślizgowych w warunkach rzeczywistych wyróżnia się cztery grupy urządzeń:

- Side force, które mierzą siły tarcia działające prostopadle do płaszczyzny koła pomiarowego, odchylonego o kąt 7,5o - 20o względem kierunku ruchu (SCRiM, Mu-Meter, Stradograf);
- Flixed slip, które mierzą siły tarcia, działające na koło pomiarowe ustawione zgodnie z kierunkiem ruchu przy ustalonym poślizgu (GripTester, TWO);
- Variable slip, które mierzą siły tarcia, działające na koło pomiarowe ustawione zgodnie z kierunkiem ruchu przy zmiennym poślizgu (ROAR, Petra, ViaFriction).
- Locked Wheel, które mierzą siły tarcia, działające na koło pomiarowe zablokowane w 100%, ustawione zgodnie z kierunkiem ruchu (Adhera, SRT-3);

Aktualnie w Europie najczęściej wykorzystywane są urządzenia z grupy side force i flixed slip. Umożliwiają ciągły pomiar współczynnika tarcia, gdzie koło pomiarowe porusza się względem nawierzchni z ustalonym poślizgiem najczęściej w zakresie od 14 do 34%, charakterystycznym dla danego sprzętu [1]. W Polsce jest stosowane urządzenie SRT-3 z pełną blokadą koła. Badania pokazują, że przy pomiarze z prędkością 30km/h jest możliwa rejestracja różnic wynikających z mikrotekstury nawierzchni [3, 4]. Jednak ze względu na fakt, że w urządzeniu SRT-3 jest stosowana opona bieżnikowa istnieje duże prawdopodobieństwo, że pomiar nie jest tak wrażliwy na zmiany w mikroteksturze, jak w urządzeniach wyposażonych w standardową oponę gładką [1]. Dodatkowo przeprowadzenie pomiaru w obszarze skrzyżowań jest bardzo trudne, a przy niektórych rozwiązaniach geometrii niemożliwe.

W praktyce jest również wykorzystywana aparatura modelowa. Najbardziej popularnym w tej grupie sprzętów jest wahadło angielskie, które odwzorowuje pomiar tarcia z pełną blokadą koła przy prędkości poślizgu 10 km/h. Pomiar jest bardzo czasochłonny z uwagi na jego niezbędną kalibrację w każdym punkcie pomiarowym. Natomiast szybki i precyzyjny pomiar współczynnika tarcia w pełnym zakresie prędkości poślizgu od 0 do 80km/h, umożliwia urządzenie DFT (Dynamic Friction Tester). Jest ono również wykorzystywane jako urządzenie referencyjne podczas kalibracji sprzętu do pomiaru właściwości przeciwpoślizgowych w rzeczywistych warunkach. Problemem przy zastosowaniu aparatury modelowej jest konieczność zamknięcia pasa ruchu w czasie pomiaru [1, 5]. Jednak tego typu urządzenia, w połączeniu z pomiarem makrotekstury umożliwiają kompleksową ocenę właściwości przeciwpoślizgowych nawierzchni drogowych.

W artykule przedstawiono analizę właściwości przeciwpoślizgowych i makrotekstury w początkowym okresie po oddaniu drogi do eksploatacji, związanych z technologią wykonania warstwy ścieralnej, kategorią ruchu oraz miejscami zróżnicowanymi pod względem intensywności hamowania i przyspieszania pojazdów.

2. Program badań

Badania przeprowadzono na odcinkach testowych ustalonych podczas przebudowy drogi krajowej nr 8 na odcinku Jeżewo – Białystok km 614+850 – 639+365 przez okres trzech miesięcy po oddaniu jej do eksploatacji. W trakcie budowy, wykonawca był zobowiązany zapewnić ciągłość ruchu samochodowego na drodze krajowej nr 8. W związku z tym program badań musiał być dostosowany do tymczasowej organizacji ruchu oraz robót wykończeniowych prowadzonych w pasie drogowym.

Odcinki pomiarowe ustalono w taki sposób, aby umożliwiły porównanie warstw ściernalnych z SMA 11 i betonu asfaltowego AC 11 oraz ustalenia zmian związanych z warunkami ruchu. W związku z tym pomiary przeprowadzono na odcinkach prostych, pasie wyłączania, łuku kołowym oraz obszarze ronda. Opis odcinków testowych przedstawiono w tabeli 1. Mieszanka SMA była projektowana z asfaltem modyfikowanym PMB 45/80-65 i kruszywem melafirowym o wskaźniku polerowalności PSV = 52. Natomiast do mieszanek z betonu asfaltowego zastosowano asfalt modyfikowany PMB 45/80-55 i kruszywo ze złóż polodowcowych o wskaźniku polerowalności PSV = 53.

Tabela 1. Odcinki testowe

Nr odcinka	Warstwa ściernalna	Element układu drogowego	Kategoria ruchu	Długość [m]
1	SMA 11	Odcinek prosty	KR6	1500
2	AC 11	Odcinek prosty	KR3	1500
3	SMA 11	Pas wyłączeń	KR4	200
4	AC 11	Łuk R = 40m	KR3	100
5	SMA 11	Rondo	KR4	4 wloty

Ocenę właściwości przeciwpoślizgowych przeprowadzono na podstawie pomiaru BPN (British Pendulum Number) wahadłem angielskim zgodnie z normą ASTM E303 - 93 *Standard test method for measuring surface frictional properties using the British Pendulum Tester* (rys. 1a). Badanie polegało na określeniu tarcia pomiędzy mokrą nawierzchnią a gumową stopką zamieszoną na ramieniu wahadła, przy stałej powierzchni styku równej 126 mm. Pomiary wykonywano w lewym i prawym śladzie pasa ruchu w odległościach:

- na odcinkach prostych o długości 1500 m co 100 m;
- na pasie wyłączeń o długości 200 m co 50 m;
- na łuku kołowym o długości 100 m co 20 m.

Na obszarze ronda pomiary wykonano w prawym śladzie w trzech punktach (co 10 m) na każdym z wlotów i w czterech punktach symetrycznie rozmieszczonych na jezdni ronda.

Ocenę makrotekstury przeprowadzono na podstawie pomiaru MTD (Mean Texture Depth) metodą objętościową zgodnie normą PN-EN 13036-1:2010 *Cechy powierzchniowe nawierzchni drogowych i lotniskowych. Pomiar głębokości makrotekstury metodą objętościową* (rys. 1b). Metoda polegała na dokładnym rozprowadzeniu kulek szklanych o objętości 25 cm³ na powierzchni nawierzchni w kolistej formie. Na podstawie pomiaru średnicy D obliczono wartość MTD. Ze względów bezpieczeństwa pomiary makrotekstury wykonano jedynie w prawym śladzie pasa ruchu z zachowaniem tych samych odległości pomiędzy punktami pomiarowymi, jak przy pomiarze wahadłem angielskim.

W celu określenia zmian mikrotekstury i makrotekstury pomiary prowadzono przed oddaniem nawierzchni do ruchu, a następnie w poszczególnych okresach jej eksploatacji przez okres 3 miesięcy.



Rys. 1. Wykonywanie pomiaru a) wahadłem angielskim, b) makrotekstury

3. Wyniki badań i ich analiza

W tabelach 1 – 6 przedstawiono wartości BPN i MTD oraz ich podstawowe statystyki opisowe (minimum, maksimum i współczynnik zmienności) otrzymane na odcinkach testowych w poszczególnych okresach eksploatacji.

Tabela 1. Zestawienie wyników oznaczenia BPN i ich podstawowych statystyk opisowych – SMA

Okres [dni]	Ślad	Odcinek prosty				Pas wyłączni			
		BPN _{sr}	BPN _{min}	BPN _{max}	v [%]	BPN _{sr}	BPN _{min}	BPN _{max}	v [%]
0	L=P	63,8	60,0	70,0	5,06	64,8	61,0	69,0	3,44
2	L	65,6	58,7	68,7	4,89	64,4	60,0	70,0	4,51
	P	64,5	59,0	71,0	4,79	63,6	62,3	69,0	3,15
7	L	54,4	50,0	62,0	5,23	52,0	49,7	64,7	5,14
	P	54,3	51,0	63,0	4,50	53,7	45,7	59,7	3,12
14	L	53,2	50,0	59,0	4,61	49,6	44,7	55,3	9,18
	P	52,9	50,0	56,0	3,17	49,5	43,3	55,7	8,76
30	L	48,6	40,0	54,0	7,89	47,3	43,7	56,8	7,89
	P	47,2	40,0	54,0	10,35	49,9	45,0	56,0	6,23
60	L	51,0	47,0	55,0	3,73	46,7	42,7	54,0	4,87
	P	50,5	48,0	54,0	3,66	46,0	43,7	50,0	3,56
90	L	49,9	45,0	55,0	5,00	45,0	43,7	47,8	3,02
	P	49,9	46,7	53,0	3,94	47,0	44,0	48,7	3,75

Tabela 2. Zestawienie wyników oznaczenia BPN i ich podstawowych statystyk opisowych – beton asfaltowy

Okres [dni]	Ślad	Odcinek prosty				Łuk kołowy			
		BPN _{sr}	BPN _{min}	BPN _{max}	v [%]	BPN _{sr}	BPN _{min}	BPN _{max}	v [%]
0	L=P	61,8	59,0	64,0	3,21	64,8	61,0	69,0	3,44
7	L	62,3	59,0	65,0	3,56	67,4	65,0	70,0	4,95
	P	61,7	60,0	63,0	2,54	68,9	63,5	71,3	4,39
30	L	68,8	65,0	75,0	4,43	60,0	58,0	62,0	3,31
	P	65,8	63,3	71,0	4,32	54,7	53,0	57,0	4,64
60	L	65,7	62,5	67,7	3,95	53,4	50,0	56,0	3,16
	P	61,6	59,7	65,3	3,61	50,7	47,0	53,0	4,32
90	L	60,4	57,0	63,3	3,83	48,2	45,7	50	3,89
	P	60,7	57,7	62,7	3,15	47,3	43,7	49,0	3,51

Tabela 3. Zestawienie wyników oznaczenia BPN na rondzie – SMA

Okres [dni]	Wloty ronda				Jezdnia ronda			
	1	2	3	4	1	2	3	4
	BPN _{śr}	BPN _{śr}	BPN _{śr}	BPN _{śr}	BPN _{śr}	BPN _{śr}	BPN _{śr}	BPN _{śr}
0	67,7	65,7	65,8	67,8	65,7	67,3	68,7	66,3
7	65,5	65,8	60,8	61,3	63,7	65,0	65,7	63,7
30	54,7	53,6	51,8	49,8	51,3	53,3	50,3	54,3
60	46,7	45,7	43,6	46,0	43,0	46,0	45,0	46,7
90	45,0	46,0	45,7	43,0	45,0	44,7	46,0	45,0

Tabela 4. Zestawienie wyników oznaczenia MTD i ich podstawowych statystyk opisowych – SMA

Okres [dni]	Odcinek prosty				Pas wyłączni			
	MTD _{śr}	MTD _{min}	MTD _{max}	v [%]	MTD _{śr}	MTD _{min}	MTD _{max}	v [%]
0	1,02	0,88	1,24	10,96	1,04	0,88	1,24	12,47
2	0,97	0,72	1,01	11,86	0,93	0,72	1,01	11,95
7	0,80	0,67	0,98	11,96	0,81	0,70	0,95	10,46
14	0,67	0,54	0,88	11,26	0,57	0,50	0,65	11,24
30	0,53	0,50	0,65	8,10	0,64	0,50	0,72	10,09
60	0,66	0,56	0,72	6,25	0,72	0,65	0,85	8,58
90	0,65	0,54	0,72	9,64	0,80	0,61	1,10	19,18

Tabela 5. Zestawienie wyników oznaczenia MTD i ich podstawowych statystyk opisowych – beton asfaltowy

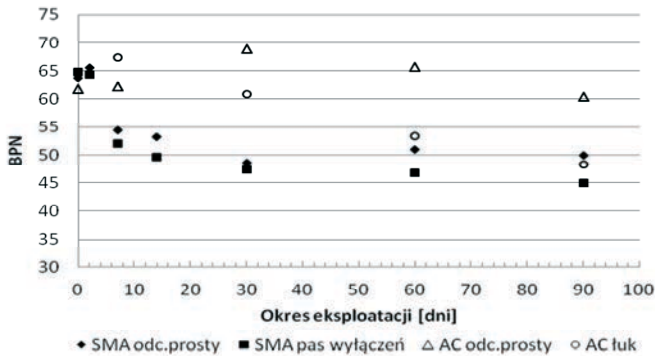
Okres [dni]	Odcinek prosty				Łuk kołowy			
	MTD _{śr}	MTD _{min}	MTD _{max}	v [%]	MTD _{śr}	MTD _{min}	MTD _{max}	v [%]
0	0,18	0,16	0,21	9,05	0,18	0,16	0,2	7,03
7	0,19	0,16	0,21	13,62	0,18	0,12	0,21	14,36
30	0,20	0,18	0,22	5,54	0,19	0,17	0,21	6,56
60	0,20	0,17	0,22	8,37	0,20	0,20	0,22	3,20
90	0,20	0,18	0,22	4,32	0,24	0,22	0,26	5,03

Tabela 6. Zestawienie wyników oznaczenia MTD na rondzie – SMA

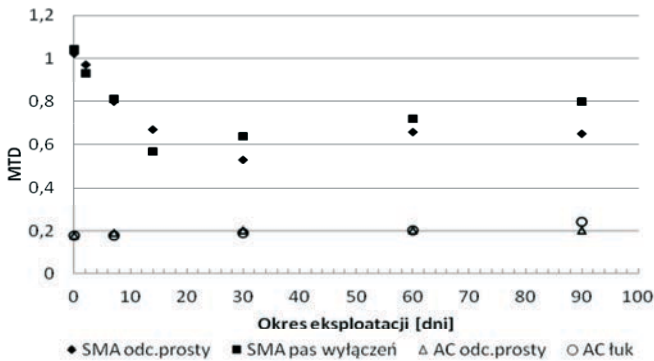
Okres [dni]	Wloty ronda				Jezdnia ronda			
	1	2	3	4	1	2	3	4
	MTD _{śr}	MTD _{śr}	MTD _{śr}	MTD _{śr}	MTD _{śr}	MTD _{śr}	MTD _{śr}	MTD _{śr}
0	0,99	1,30	1,47	1,74	1,01	0,95	0,98	0,98
7	0,80	0,84	0,76	0,85	0,85	0,98	0,85	0,72
30	0,65	0,69	0,67	0,72	0,70	0,79	0,67	0,70
60	0,71	0,70	0,70	0,71	0,72	0,72	0,67	0,67
90	0,70	0,69	0,72	0,70	0,72	0,85	0,72	0,71

Przed oddaniem nawierzchni do ruchu zarówno warstwy ścieralne z SMA, jak i betonu asfaltowego charakteryzowały się wysokimi wartościami BPN powyżej 60. Istotne różnice, które wynikają z technologii ich wykonania, są jednak widoczne przy ocenie makrotekstury. W przypadku SMA otrzymano wartości MTD od 0,88 do 1,24, natomiast betonu asfaltowego od 0,16 do 0,21. Większa zawartość frakcji kruszyw grubych w SMA niż w betonie asfaltowym wpływa na różnice w wynikach. Należy zaznaczyć, że warstwy z SMA są obowiązkowo uszorstniane kruszywem 2/5. Zabieg ma za zadanie zabezpieczyć przed śliskością powykonawczą w początkowym okresie eksploatacji, poprzez poprawę makrotekstury i mikrotekstury oraz przyspieszenie usuwania warstewki asfaltu z kruszywa.

Zmiany wartości BPN i MTD pomiędzy odcinkami testowymi w poszczególnych okresach eksploatacji przedstawiono na rysunkach 2 i 3.



Rys. 2. Zmiany BPN w okresie eksploatacji warstw ścieralnych



Rys. 3. Zmiany MTD w okresie eksploatacji warstw ścieralnych

Na warstwach SMA zarejestrowano bardzo małe różnice w wynikach po 2 dniach od oddania ich do ruchu. Znaczna część kruszywa z uszorstnienia, które nie przykleiło się do powierzchni, została usunięta na skutek ruchu samochodowego. Po 7 dniach rozpoczął się proces dogęszczania mieszanki w śladach przejazdu kół, który przyczynił się do spadku BPN i MTD. Należy zaznaczyć, że w okresie od 14 do 30 dni były widoczne różnice pomiędzy warstwą na odcinku prostym, a pasie wyłączzeń. Na skutek większej częstotliwości hamowania i przyspieszania pojazdów na pasie wyłączzeń, zjawiska związane ze zdzieraniem warstewki asfaltu, usuwania kruszywa z uszorstnienia, polerowania wystających kruszyw grubych, zachodziły szybciej niż na odcinku prostym. Zjawiska o podobnej intensywności miały miejsce na jezdni i wlotach ronda. Pomimo otrzymania na tym samym poziomie wartości BPN od 46 do 48 na odcinkach testowych z SMA po 30 dniach użytkowania, warstwy różniły się w ocenie wizualnej. Na pasie wyłączzeń doszło do całkowitego odsłonięcia grubego kruszywa i jego polerowania. Natomiast na odcinku prostym wciąż kruszywo było pokryte asfaltem, natomiast otrzymanie wartości BPN wynikały z obecności kruszywa z uszorstnienia, które zabezpieczało warstwę z SMA przed śliskością powykonawczą. Najniższe wartości MTD od 0,50 do 0,65 uzyskano na odcinku prostym po 30 dniach, natomiast na pasie wyłączzeń już po 14 dniach. Dopiero na skutek usuwania mastyksu i odsłaniania się grubych ziaren kruszywa grubego w kolejnych okresach pomiaru wartości MTD stopniowo wzrastały. Po 90 dniach na odcinku prostym

uzyskano wartości MTD od 0,54 do 0,72, a pasie wyłączeń od 0,61 do 1,10. Z obserwacji wynika, że po pewnym okresie użytkowania warstwa ścieralna na odcinku prostym osiągnie wyższe wartości MTD. Gruba makrotekstura nawierzchni drogowej jest szczególnie wymagana na drogach szybkiego ruchu. Woda dostaje się do kanalików pomiędzy wystającymi ziarnami kruszywa, przez co zwiększa się powierzchnia styku pomiędzy oponą a nawierzchnią przy dużych prędkościach. Jednak bez odpowiednio rozbudowanej mikrotekstury, spełnienie wymagań wobec właściwości przeciwpoślizgowych może nie być możliwe [1, 3].

Na odcinku prostym z betonu asfaltowego nie zauważono żadnych zmian po 7 dniach użytkowania. Natomiast na łuku kołowym warstewka asfaltu zaczynała się powoli ścierać odsłaniając naturalną mikroteksturę powierzchni kruszywa. Otrzymano wówczas największe wartości BPN od 67 do 68. To samo zjawisko na odcinku prostym zarejestrowano dopiero po 30 dniach użytkowania, pomimo tego samego obciążenia ruchem samochodowym. Po 60 i 90 dniach na łuku kołowym asfalt zostaje prawie całkowicie usunięty, a wystające ziarna kruszywa grubego są w fazie intensywnego polerowania. Natomiast w tym okresie na odcinku prostym następuje wciąż powolne ścieralnie warstewki asfaltu. Zmiany w makroteksturze w początkowym okresie użytkowania nie są tak duże jak na warstwach SMA. Wartości MTD są na podobnym poziomie w zakresie od 0,16 do 0,22, co świadczy o bardzo drobnej i drobnej makroteksturze. Z pewnością będzie miało to negatywny wpływ na współczynnik tarcia przy wyższych prędkościach [1, 3].

Wskaźnik polerowalności PSV kruszywa grubego jest miarą pośrednią do oceny mikrotekstury nawierzchni drogowej. Jego ocena określa przydatność kruszywa do warstwy ścieralnej pod kątem utrzymania wymaganych właściwości przeciwpoślizgowych. Na podstawie przeprowadzonych pomiarów można również wnioskować, że kruszywo o tym samym wskaźniku PSV, lecz wbudowane w SMA i beton asfaltowy nie pozwala uzyskać właściwości przeciwpoślizgowych na tym samym poziomie. Podobne wnioski uzyskano przeprowadzając laboratoryjne badania właściwości przeciwpoślizgowych [6].

Należy podkreślić, że na etapie odbioru warstwy ścieralnej wymagany jest pomiar współczynnika tarcia przyczepką SRT-3 dwa miesiące od oddania nawierzchni do ruchu. Przeprowadzone badania wskazują, że jest to za krótki okres na wiarygodną ocenę właściwości przeciwpoślizgowych nawierzchni drogowych. Do ustabilizowania się współczynnika tarcia, dochodzi dopiero po zdarceniu warstewki asfaltu a następnie wypolerowaniu wystających ziaren kruszyw. Na odcinkach prostych drogi głównej po 3 miesiącach od oddania do ruchu samochodowego nie uzyskano pełnego odsłonięcia ziaren kruszywa z asfaltu. Tak więc, przeprowadzenie pomiaru współczynnika tarcia zgodne ze specyfikacją techniczną, może prowadzić do błędnych wniosków.

4. Podsumowanie

Ocena właściwości przeciwpoślizgowych nawierzchni drogowej jest szczególnie ważna ze względu na zapewnienie bezpieczeństwa użytkowników dróg. Przeprowadzona analiza wykazała, że intensywność zjawisk zachodzących na powierzchni warstwy ścieralnej w zależności od technologii jej wykonania, kategorii ruchu i odcinka pomiarowego w początkowym okresie eksploatacji, istotnie wpływa na współczynnik tarcia i makroteksturę nawierzchni drogowych. Odbiór warstw ścieralnych pod kątem właściwości przeciwpoślizgowych powinien być przeprowadzony dopiero po usunięciu warstewki asfaltu z ziaren kruszywa i ich wypolerowaniu. Dopiero wówczas można stwierdzić, czy nawierzchnia gwarantuje wymagany poziom właściwości przeciwpoślizgowych w okresie

eksploatacji. Dodatkowo wykazano, że zmiany zachodzą najszybciej na łukach kołowych, obszarach skrzyżowań, gdzie jest duża częstotliwość hamowania i przyspieszania pojazdów. W związku z tym na warstwach ścieralnych gdzie wbudowano tę samą mieszankę można spodziewać się różnic we współczynnikach tarcia w zależności od lokalizacji odcinka testowego. W celu zapewnienia bezpieczeństwa wymagania wobec właściwości przeciwpoślizgowych powinny również wyróżniać miejsca, szczególnie narażone na poślizg.

Literatura

- 1 Hall, J. W., Smith, K. L., Titus-Glover, L., Wambold, J. C., Yager, T. J., Rado Z. Guide for pavement friction. NCHRP. Web-only document 108. Contractor's inal Report NCHRP Project 01-43. Transportation Research Board of the National Academes, 2009.
- 2 Kane M., Piau J. M., Do M.-T. Modeling of the road surface polishing based on contact-mechanics approach. *Road Materials and Pavement Design*, 9 (2008) 305–318.
- 3 Gardziejczyk W. Wpływ technologii wykonania tekstury nawierzchni drogowych na hałas pojazdów samochodowych. Rozprawy naukowe nr 121, Białystok, 2005.
- 4 Mechowski T. Analiza i weryfikacja wymagań i procedur pomiarowych oceny właściwości przeciwpoślizgowych nawierzchni dróg publicznych i autostrad płatnych. Sprawozdanie z realizacji pracy TD-71. Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa, 2005.
- 5 Wasilewska M., Gardziejczyk W., Gierasimiuk P. Assessment of skid resistance using DFTester and CTMeter. 9th International Conference Environmental Engineering, Wilno, 2014.
- 6 Gardziejczyk W., Wasilewska M. Assessment of skid resistance of asphalt mixtures in laboratory conditions. *Archive of civil engineering* 58 (2012) 521–534.

Analysis of skid resistance of road pavements in the initial period of its life

Marta Wasilewska

*Division of Road Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering,
Białystok University of Technology, e-mail: marta.wasilewska@pb.edu.pl*

Abstract: Changes of microtexture and macrotexture significantly influence skid resistance of road pavements. It takes place especially during the initial period of pavement life. Binder on the coarse aggregate is removed and then surface of grain is polished by traffic. The intensity of changes of a skid resistance coefficient depends on the type of wearing course, traffic load and sites (straight, intersection, curved segments). In this paper, skid resistance of different pavements surface based on BPN (British Pendulum Number) and MTD (Mean Texture Depth) is compared. The study was conducted on test sections of asphalt concrete and SMA pavements during the reconstruction of the national road No. 8 km 614 +850 - 639 +365 for three months from putting into traffic.

Keywords: skid resistance, macrotexture, microtexture, wearing course

Rola standardu technicznego dróg z uwagi na bezpieczeństwo ruchu w nocy

Arkadiusz Zielinkiewicz

*Katedra Budowy Dróg i Inżynierii Ruchu, Wydział Inżynierii Lądowej,
Politechnika Krakowska, e-mail: azielinkiewicz@pk.edu.pl*

Streszczenie: Zarówno statystyki wypadkowe, jak i dotychczasowe prace wskazują jednoznacznie, że wraz z pogorszeniem się warunków naturalnego oświetlenia wzrasta ryzyko wypadków. Wzrost ten jest determinowany głównie przez tzw. „czynnik ludzki”, związany z ograniczeniami percepcji i rozpoznawania sytuacji przez uczestników ruchu w nocy. Duże znaczenie w kontekście poprawy percepcji drogi przez kierowców w nocy mają odpowiednie rozwiązania infrastrukturalne. Planowanie takich rozwiązań wymaga prawidłowej identyfikacji zbioru czynników determinujących zagrożenie wypadkami w nocy. W referacie podjęto próbę identyfikacji takich czynników wraz z weryfikacją hipotezy, że istotnym czynnikiem wpływającym na zagrożenie wypadkami w nocy jest standard techniczny dróg. Zasadność takiego przypuszczenia wynika z faktu, że niższemu standardowi towarzyszą mniejsze wymagania odnośnie granicznych parametrów geometrycznych, obudowy dróg i kontroli dostępności. Wobec tego, wraz z obniżeniem standardu technicznego powinny uwidaczniać się problemy wpływu infrastruktury na brd, szczególnie w warunkach nocnych. Na podstawie regresyjnych modeli estymacji liczby wypadków zidentyfikowano główne infrastrukturalne determinanty wzrostu zagrożenia wypadkowego w nocy oraz sformułowano praktyczne zalecenia projektowe.

Słowa kluczowe: bezpieczeństwo ruchu drogowego, standard techniczny dróg, nocne ograniczenia widoczności, modele estymacji wypadków

1. Wprowadzenie

Warunki ograniczonej widoczności drogi w okresie nocy są jednym najważniejszych czynników, które towarzyszą występowaniu wypadków drogowych. W nocy dochodzi do ok. 30% wypadków, w których śmierć ponosi ok. 44% osób, podczas gdy natężenie ruchu w tym okresie stanowi jedynie ok. 22% ruchu dobowego (rys. 1).



Rys. 1. Zestawienie procentowych dobowych wskaźników struktury wypadków, ofiar śmiertelnych oraz natężenia ruchu na drogach krajowych.

Grupą, która jest szczególnie narażona na wypadki w nocy są piesi [7], którzy często nie są dostrzegani przez kierowców, ale jednocześnie sami nie są świadomi swojej słabej dostrzegalności.

Wobec znacznego wzrostu zagrożenia występowaniem wypadku, a przede wszystkim poniesienia śmierci, problem ograniczonej widoczności w nocy wymaga pilnych działań, które podejmowane są w ramach różnych programów poprawy bezpieczeństwa ruchu, m.in. w [5]. W celu odpowiedniego planowania takich działań, konieczna jest poprawna identyfikacja zbioru czynników, które w istotny sposób wpływają na wzrost poziomu ryzyka wypadków w okresie nocy. Wśród przedmiotowych czynników jako dominujący określa się tzw. „czynnik ludzki”. Jego rola w powstawaniu wypadków w nocy wzrasta [7, 12] z uwagi na charakterystyczne ograniczenia percepcji i rozpoznawania sytuacji przez użytkowników dróg [1, 6, 10]. Ograniczenia te zostały schematycznie ujęte w modelu Rumar’a [11]. Pomimo dominującej roli czynników osobowych, nie można pomijać istotnego wpływu czynników infrastrukturalnych i organizacji ruchu jako determinant zagrożenia brd. Ponadto rola infrastruktury drogowej zawsze musi być rozważana w powiązaniu z charakterystykami funkcjonowania człowieka jako uczestnika ruchu w nocy [7]. Część rozwiązań infrastrukturalnych może zatem sprzyjać postrzeganiu drogi przez jej użytkowników i wpływać na poprawę bezpieczeństwa ruchu w nocy. Inne mogą to postrzeganie pogarszać, obniżając bezpieczeństwo. Przypuszcza się, że istotnym czynnikiem wpływającym na zagrożenie wypadkami drogowymi w okresie nocy jest standard techniczny dróg. Weryfikacji tego przypuszczenia poświęcono niniejszy referat.

Drogi o niższym standardzie technicznym z reguły charakteryzują się częstym występowaniem elementów o granicznych wartościach parametrów geometrycznych oraz obecnością w otoczeniu drogi różnych urządzeń, które mogą niekorzystnie wpływać na bezpieczeństwo ruchu. Ponadto niższy standard dróg pociąga za sobą mniejsze wymagania odnośnie kontroli dostępności, obudowy dróg oraz obecności urządzeń poprawiających bezpieczeństwo pieszych. Rola tych elementów powinna rosnąć w warunkach nocnych ograniczeń widoczności, kiedy ich percepcja może być utrudniona. Można zatem przypuszczać, że wraz z pogorszeniem standardu technicznego drogi wzrośnie rola czynników infrastrukturalnych wśród przyczyn wypadków. Ponadto na drogach o niższym standardzie występują mniejsze natężenia ruchu, wobec czego można przypuszczać, że wypadki mogą być w większym stopniu determinowane także przez inne czynniki, niż ma to miejsce na drogach o wyższym standardzie, na których natężenie ruchu pojazdów jako miara wystawienia na ryzyko jest dominującą zmienną objaśniającą w modelach predykcji wypadków.

W referacie wykorzystano wyniki prac zrealizowanych w ramach projektu badawczego NCN 2544/B/T02/2009/37 „*Identyfikacja determinant bezpieczeństwa ruchu w warunkach nocnych ograniczeń widoczności*” (2009 – 2012) oraz wyniki pracy doktorskiej autora niniejszego referatu [12].

2. Metodologia i bazy danych

Określenie skali wpływu standardu technicznego dróg na bezpieczeństwo ruchu zrealizowano poprzez porównanie modeli estymacji wypadków na drogach krajowych (o wyższym standardzie) i drogach wojewódzkich województwa małopolskiego (o niższym standardzie). Modele estymacji liczby wypadków zbudowano metodą uogólnionej regresji liniowej z założonym rozkładem Poissona zmiennej objaśnianej i funkcją wiążącą o postaci logarytmu naturalnego. Jako podstawowe zmienne objaśniające w zbudowanych modelach przyjęto dwie miary wystawienia na ryzyko, tj. natężenie ruchu N i długość odcinka L . Zmienne te są dominujące w sensie statystycznej istotności modelu. W celu zwiększenia dokładności oszacowania modelu zastosowano transformacje tych zmiennych N i L do

postaci $x_j = \ln(N)$ oraz $x_j = \ln(L)$ [2, 3, 8]. Zbudowaną przy powyższych założeniach ogólną postać modelu estymacji liczby wypadków przedstawia równanie:

$$LW_i = L^{\beta_1} \cdot N^{\beta_2} \cdot \exp\left(\beta_0 + \sum_{j=3}^k \beta_j \cdot x_{ji}\right) \quad (1)$$

gdzie:

- β_0, \dots, β_k – nieznanne parametry modelu, współczynniki kierunkowe przy zmiennych,
- L – długość odcinka drogi [km],
- N – natężenie ruchu pojazdów [P/okres],
- x_{ji} – obserwowane nielosowe zmienne niezależne,
- LW_i – zmienna zależna w postaci liczby wszystkich wypadków lub wypadków danego typu.

W pracy [4] wskazano na problemy związane z zastosowaniem metody regresji liniowej w celu estymacji liczby wypadków w różnych porach doby. Pomimo, że niniejszy referat dotyczy badań wpływu standardu technicznego dróg na bezpieczeństwo ruchu w nocy i nie obejmuje podziału analiz na okres „dnia” i „nocy”, nie należy pomijać następujących problemów:

- natężenie ruchu, niezależnie od pory doby, maleje wraz z obniżaniem standardu technicznego dróg; mniejsze natężenia ruchu na drogach o niższym standardzie mogą pośrednio powodować większą siłę wpływu innych zmiennych determinujących liczbę wypadków w modelach, w tym zmiennych opisujących cechy infrastruktury drogowej;
- oddziaływanie tzw. „czynnika ludzkiego” (szczególnie zmęczenia, zaśnięcia, jazdy pod wpływem alkoholu) na okoliczności powstawania wypadków w nocy może być również uzależnione od standardu technicznego dróg, który jest często powiązany z rodzajem podróży, np. na drogach o niższym standardzie mniejszy jest udział ruchu tranzytowego, wobec czego powinien również maleć udział wypadków w wyniku zmęczenia lub zaśnięcia kierowcy;
- trudność uzyskania podobnego, niezależnie od standardu technicznego dróg, zbioru zmiennych objaśniających w modelach, co utrudnia bezpośrednie porównania tych modeli; przedmiotowa trudność wynika również ze wspomnianych we wstępie do niniejszego referatu różnic charakterystyk dróg, zależnych od standardu technicznego;
- ryzyko błędów związanych z doбором próby odcinków do analiz; dyskusyjną sprawą jest dobór empirycznej próby odcinków niebezpiecznych do analiz regresyjnych i odpowiedź na pytanie, czy kryterium identyfikacji odcinków jako niebezpiecznych powinna być gęstość wypadków w całej dobie, czy tylko w wybranej porze doby; we własnych analizach jako odcinki niebezpieczne przyjęto te, na których średnia gęstość wypadków w okresie całej doby była co najmniej 2 razy większa od średniej na danym ciągu drogi i równocześnie średnia gęstość wypadków w nocy była o min. 50% większa niż średnia na danym ciągu drogi w nocy.

Budowa modeli regresyjnych w połączeniu z dużą liczbą potencjalnych zmiennych objaśniających jest również obciążona typowymi dla tego typu analiz problemami [3]. Zmienne objaśniające (niezależne) mogą być zależne względem siebie, tj. nagromadzeniu jednego rodzaju elementów infrastruktury często towarzyszy obecność innego typu elementów. Na przykład gęstość przejść dla pieszych jest silnie dodatnio skorelowana z gęstością skrzyżowań lub przystanków autobusowych. Wobec tego ujawnienie się wpływu

jednej zmiennej często uniemożliwia identyfikację innego wpływu, który w modelu okazuje się słabszy, jednak z uwagi na wiedzę i fizyczną interpretację zjawiska występowania wypadków, powinien być również brany pod uwagę. Odpowiednia interpretacja modeli jest zatem niezwykle istotna przy analizach wypadkowych, co zostanie również pokazane w kolejnym rozdziale referatu.

Modele estymacji wskaźników wypadkowych zbudowano na podstawie danych ze specjalnie wyselekcjonowanych 270 niebezpiecznych odcinków dróg krajowych w całej Polsce oraz 198 odcinków dróg wojewódzkich województwa małopolskiego. Wyselekcjonowane odcinki obejmowały drogi jednojezdniowe dwupasowe, pośród których znajdowały się przejścia drogowe przez małe miejscowości (z limitem prędkości 50/60 km/h) oraz odcinki dróg zamiejskich z ogólnym limitem 90 km/h. Bazy danych o wypadkach służące do budowy modeli wypadkowych obejmowały lata 2005-2009 w przypadku dróg krajowych i lata 2007-2010 w przypadku dróg wojewódzkich Małopolski.

3. Wyniki analiz

Poniżej przedstawiono modele estymacji wypadków na najbardziej niebezpiecznych odcinkach dróg krajowych w całej Polsce i dróg wojewódzkich w województwie małopolskim, dla których uzyskano największą wartość stopnia determinacji:

$$LW_{DK_noc} = L^{0,938} \cdot N_{noc}^{0,136} \cdot \exp(0,019 \cdot G_{kpd} + 0,080 \cdot G_{pa}) \quad (2)$$

$$LW_{DW_noc} = L^{0,781} \cdot N_{noc}^{0,249} \cdot \dots \quad (3)$$

$$\dots \exp(-1,875 + 0,009 \cdot G_{ipd} + 0,107 \cdot G_{pazz} + 0,053 \cdot G_{przp})$$

gdzie: LW_{DK_noc} – liczba wypadków w nocy na drogach krajowych w okresie analizy,
 LW_{DW_noc} – liczba wypadków w nocy na drogach wojewódzkich Małopolski w okresie analizy,

L – długość odcinka drogi [km],

N_{noc} – natężenie ruchu pojazdów [P/noc], tj. część dobowego natężenia ruchu pojazdów, która przypada na okres nocy,

G_{ipd} – gęstość indywidualnych punktów dostępności [szt./km],

G_{kpd} – gęstość komercyjnych punktów dostępności [szt./km],

G_{pazz} – gęstość przystanków autobusowych z zatoką [szt./km],

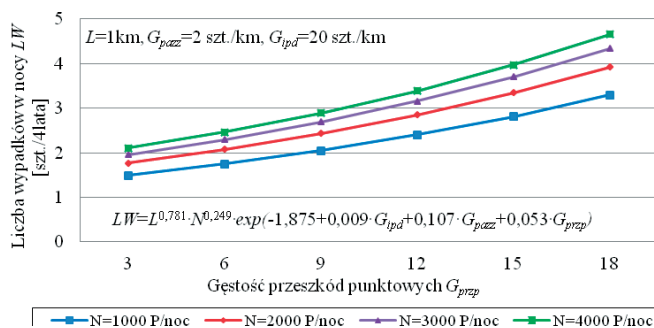
G_{pa} – gęstość przystanków autobusowych [szt./km],

G_{przp} – gęstość przeszkód bocznych punktowych do 2m długości włącznie [szt./km],

Powyższe modele zostały wyznaczone przy wartościach stopnia determinacji 0,59 w przypadku dróg krajowych (2) i 0,67 w przypadku dróg wojewódzkich Małopolski (3). Modele, w których jedynymi zmiennymi były miary wystawienia na ryzyko wypadków, tj. L i N , charakteryzowały się wartościami stopnia determinacji odpowiednio 0,54 i 0,47. Dodatkowe zmienne objaśniające w modelach spowodowały zatem znaczny (o 20%) wzrost objaśnienia liczby wypadków jedynie na drogach o niższym standardzie (wojewódzkich). Wpływ zmiennych G_{kpd} i G_{pa} na estymowaną liczbę wypadków na drogach o wyższym standardzie (krajowych) w nocy jest nieznaczny, co oznacza, że dominujące w sensie statystycznej istotności modelu są zmienne wystawienia na ryzyko L i N . Pomimo prób minimalizacji znaczenia tzw. „czynnika ludzkiego”, w modelach obejmujących odcinki dróg krajowych nie zidentyfikowano dodatkowych wpływów elementów infrastruktury drogowej na brd. Przypuszcza się, że taki efekt może być związany z pewną jednolitością rozwiązań geometrii i wyposażenia dróg krajowych.

Zmienną, która wymaga szczegółowej interpretacji jest gęstość przystanków autobusowych, występująca zarówno w modelu zbudowanym na podstawie danych z dróg krajowych (G_{pa}), jak i wojewódzkich (G_{paz}). Wpływ przedmiotowych zmiennych na estymowaną liczbę wypadków powinien maleć w nocy z uwagi na mniejsze wykorzystanie przystanków. Stąd obecność zmiennych G_{paz} i G_{pa} w modelach jest zastanawiająca. Szczegółowe analizy [12] wykazały jednak, że przystanki autobusowe mają duży wpływ na wypadkowość w nocy przed godz. 23:00, gdy nocne ograniczenia widoczności występują jednocześnie wraz z utrzymującą się aktywnością otoczenia wokół przystanków. Po tej godzinie przedmiotowy wpływ maleje. Gęstość przystanków autobusowych może również w pośredni sposób wyrażać obecność innych elementów infrastruktury drogowej, np. przejść dla pieszych, lub skrzyżowań.

Szczególną uwagę zwraca wpływ zmiennej G_{przp} (gęstość przeszkód bocznych punktowych w skrajni drogi) na liczbę wypadków na drogach wojewódzkich Małopolski. Zmienna ta jest potencjalnie związana z wypadkami typu „najechanie na przeszkodę”, których częstość występowania wzrasta w nocy szczególnie na drogach o niższym standardzie, gdzie w otoczeniu jezdni znajduje się więcej przeszkód. Przeszkody „nie wybaczą” błędów kierowców, co sprawia, że sama ich obecność stwarza zagrożenie wystąpienia wypadku. Obiekty usytuowane bezpośrednio przy drodze wpływają również na ograniczenie bocznego pola widzenia oraz spadek widoczności w obrębie skrzyżowań i innych punktów dostępności, co jest szczególnie istotne w okresie nocnych ograniczeń widoczności. Przedmiotowy wpływ gęstości przeszkód bocznych na liczbę wypadków nie jest determinowany przez miary wystawienia na ryzyko związane z ruchem pojazdów lub pieszych. Jest on też słabo skorelowany z pozostałymi zmiennymi infrastrukturalnymi, co oznacza, że jego identyfikacja prawdopodobnie nie jest obciążona błędem. Ilościowy wpływ zmiennej G_{przp} na liczbę wypadków w nocy zilustrowano na rys. 2. Na podstawie równania (3) oszacowano, że 3 przeszkody punktowe na odcinku o długości 1 km są związane ze wzrostem estymowanej liczby wypadków w nocy o 17,2%.



Rys. 2. Wpływ gęstości przeszkód punktowych (G_{przp}) na estymowaną liczbę wypadków w nocy na drogach wojewódzkich województwa małopolskiego – na podstawie równania (3).

Wpływ przeszkód bocznych na liczbę wypadków na drogach o niższym standardzie znajduje również potwierdzenie w modelach, w których uwzględniono jedynie wypadki, jakie miały miejsce w nocy przed godz. 23:00 (LW_{17-23}) oraz w modelach, z których z bazy danych odrzucono wypadki silnie związane z tzw. „czynnikami ludzkimi”, tj. z obecnością alkoholu oraz zmęczenia lub zaśnięcia kierowcy jako okoliczności wypadku (LW_{-alzm}) [9]. Zbudowane w ten sposób modele estymacji liczby wypadków na najbardziej niebezpiecznych odcinkach przejść dróg wojewódzkich Małopolski przez miejscowości, dla których uzyskano największą wartość stopnia determinacji, mają następującą postać:

$$LW_{alzm_noc} = L^{0,812} \cdot N^{0,319} \cdot \exp(-2,692 + 0,012 \cdot G_{pd} + 0,060 \cdot G_{przp} + \dots \dots + 0,209 \cdot WPRZC_T - 0,209 \cdot WPRZC_N + 0,225 \cdot USPOK_N - 0,225 \cdot USPOK_T) \quad (4)$$

$$LW_{17-23_noc} = L^{0,887} \cdot N^{0,317} \cdot \exp(-2,982 + 0,010 \cdot G_{pd} + 0,150 \cdot G_{ppz} + \dots \dots + 0,061 \cdot G_{przp} + 0,203 \cdot USPOK_N - 0,203 \cdot USPOK_T) \quad (5)$$

gdzie:

LW_{alzm_noc} – liczba wypadków niezwiązanych z alkoholem ani zmęczeniem lub zaśnięciem kierowcy w nocy w okresie analizy,

LW_{17-23_noc} – liczba wypadków w godzinach 17:00-23:00 w nocy w okresie analizy,

L – długość odcinka drogi [km],

N_{noc} – natężenie ruchu pojazdów [P/noc], tj. część dobowego natężenia ruchu pojazdów, która przypada na okres nocy,

G_{pd} – gęstość wszystkich punktów dostępności [szt./km],

G_{przp} – gęstość przeszkód bocznych punktowych do 2 m długości włącznie [szt./km],

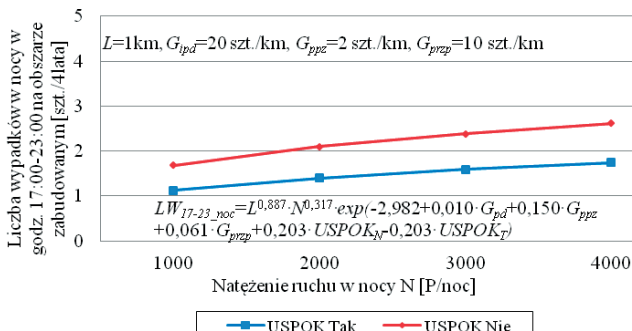
G_{ppz} – gęstość zwykłych (typu zebra) przejść dla pieszych [szt./km],

G_{paz} – gęstość przystanków autobusowych z zatoką [szt./km],

$WPRZC_{NT}$ – występowanie przeszkód ciągłych powyżej 2 m długości (zmienna jakościowa Tak/Nie; w przypadku występowania przeszkód ciągłych $WPRZC_T=1$, a $WPRZC_N=0$; w przeciwnym przypadku $WPRZC_T=0$, a $WPRZC_N=1$).

$USPOK_{NT}$ – występowanie uspokojenia ruchu (zmienna jakościowa Tak/Nie; w przypadku występowania uspokojenia ruchu $USPOK_T=1$, a $USPOK_N=0$; w przeciwnym przypadku $USPOK_T=0$, a $USPOK_N=1$).

Odrzucenie z analiz wypadków potencjalnie mocno związanych z czynnikami osobowymi spowodowało identyfikację dodatkowych infrastrukturalnych czynników wyjaśniających występowanie wypadków w nocy na zabudowanych odcinkach dróg wojewódzkich Małopolski. Czynnikiem tymi są: przejścia dla pieszych (G_{ppz}), przeszkody ciągłe ($WPRZC_{NT}$) oraz elementy uspokojenia ruchu ($USPOK_{NT}$). Na odcinkach wyposażonych w elementy uspokojenia ruchu liczba wypadków w „nocy” spada o ok. 33% (rys. 3) w stosunku do odcinków, na których brak jest takich elementów. Obecność przeszkód ciągłych jako elementów niewybaczających błędów kierowców jest związana ze wzrostem liczby wypadków w nocy o ok. 52%.



Rys. 3. Wpływ występowania elementów uspokojenia ruchu ($USPOK$) na estymowaną liczbę wypadków w nocy na obszarze zabudowanym na drogach wojewódzkich województwa małopolskiego – równanie (5)

O ile wpływ zmiennych $WPRZC_{NT}$ i $USPOK_{NT}$ na estymowaną liczbę wypadków jest zgodny z przypuszczeniami, to szczególnej uwagi wymaga interpretacja wpływu przejść dla

pieszych. Zmienna G_{ppz} wyraża bowiem w pośredni sposób natężenie ruchu pieszego i nie można stwierdzić, że przejścia dla pieszych wpływają na spadek bezpieczeństwa ruchu w stosunku do sytuacji braku takich przejść. Przeciwnie, zbyt mała gęstość przejść dla pieszych może w niektórych przypadkach doprowadzić do wzrostu zagrożenia wypadkami z pieszymi ze względu na przekraczanie przez nich jezdni w miejscach niebezpiecznych. Pomimo, że przejścia powinny wpływać na wzrost brd, to wskazana jest weryfikacja zasadności ich lokalizacji wraz z kontrolą spełnienia przez te lokalizacje podstawowych kryteriów bezpieczeństwa, tj. dostrzegalności, widoczności na zatrzymanie oraz widoczności pieszych dochodzących do przejścia. Kryteria te są szczególnie istotne w warunkach nocnych, kiedy brak światła słonecznego pogłębia problem widoczności pieszych. Niezwykle istotne jest prawidłowe oświetlenie przejść dla pieszych.

4. Wnioski i zalecenia projektowe

Zbudowane modele potwierdzają jednoznacznie hipotezę, że wraz z obniżeniem standardu technicznego dróg wzrasta wpływ czynników infrastrukturalnych na występowanie wypadków w nocy. Elementami infrastruktury, które wpływają na zagrożenie wypadkowe na drogach o niższym standardzie (wojewódzkich) są: przeszkody boczne, punkty dostępności (wjazdy/zjazdy), przejścia dla pieszych, elementy uspokojenia ruchu i przystanki autobusowe. Wpływ przeszkód bocznych można uznać na najsilniejszy, ponieważ jest on obciążony najmniejszym prawdopodobieństwem błędu związanego z interpretacją modelu regresyjnego, tzn. gęstość przeszkód jest słabo skorelowana ze zmiennymi opisującymi pozostałe elementy infrastruktury drogowej. Jedynymi zmiennymi objaśniającymi liczbę wypadków na drogach o wyższym standardzie (krajowych) są miary opisujące wystawienie na ryzyko, tj. natężenie ruchu i długość odcinka niebezpiecznego.

W efekcie identyfikacji determinant zagrożenia wypadkowego na drogach wojewódzkich, można sformułować następujące zalecenia dotyczące możliwych usprawnień infrastruktury drogowej w celu poprawy brd w nocy:

- eliminacja przeszkód bocznych lub ich zabezpieczenie barierami ochronnymi,
- oświetlanie wydzielonych przejść dla pieszych w sposób zapewniający dobry kontrast sylwetki pieszego na drodze,
- oświetlenie przystanków komunikacji zbiorowej oraz dojść do tych przystanków, jeśli są one wykorzystywane także w nocy,
- stosowanie metod i środków uspokojenia ruchu w miejscach, w których występuje nagromadzenie elementów zwiększających zagrożenie brd, z uwzględnieniem ich kontrastowego oznakowania, dostosowanego do możliwości percepcji w nocy.

Literatura

- 1 Dewar R. E., Olson P. L., Human factors in traffic safety.: Lawyers & judges Publishing Company, Inc., 2002.
- 2 Eenink R., Reurings M. Accident prediction models and road safety impact assessment: recommendations for using these tools. Ripcord Iserest projekt nr 2, 2005.
- 3 Gaca S. Badania prędkości pojazdów i jej wpływu na bezpieczeństwo ruchu drogowego. Zeszyt Naukowy Politechniki Krakowskiej nr 75, 2002.
- 4 Gaca S., Zielinkiewicz A. Identyfikacja determinant zwiększonego zagrożenia bezpieczeństwa ruchu w nocy. XI Konferencja Naukowo-Techniczna LogiTrans, Szczyrk, 2014.
- 5 GAMBIT 2005 Krajowy Program Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego 2005-2007-2013. Krajowa Rada Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego, 2005.

- 6 Gibbons, R. B, Edwards, C. J, Bhagavathula, R., Carlson, P., Owens, D. A., Visual modeling, exploring the relationships between nighttime driving behavior and roadway visibility.: 91th Transportation Research Board Annual Meeting, nr 12-3783, Waszyngton, 2012.
- 7 Fors C., Lundkvist S.-O. Night-time traffic in urban areas. Raport VTI nr 650A, 2009.
- 8 Kieć M. Wpływ dostępności do dróg na warunki i bezpieczeństwo ruchu. Praca doktorska, Politechnika Krakowska, 2009.
- 9 Łuczak A., Zużewicz K., Zmęczenie kierowców a bezpieczeństwo pracy.: Bezp. Pracy 4/2006.
- 10 Owens D. A., Sivak M., The role of reduced visibility in nighttime road facilities.: The University of Michigan, Transportation Research Institute, raport nr UMTRI-93-33, 1993.
- 11 Schlag B., Petermann I., Weller G., Schulze Ch. Mehr Licht – mehr Sicht – mehr Sicherheit? VS Verlag für Sozialwissenschaften | GWV Fachverlage GmbH, Wiesbaden, 2009.
- 12 Zielinkiewicz A. Wpływ nocnych ograniczeń widoczności na bezpieczeństwo i wybrane parametry ruchu drogowego. Praca doktorska, Politechnika Krakowska, 2014.

The role of the technical standard of roads due to traffic safety at nighttime

Arkadiusz Zielinkiewicz

*Department of Highway and Traffic Engineering, Faculty of Civil Engineering,
Cracow University of Technology, e-mail: azielinkiewicz@pk.edu.pl*

Abstract: Accident statistics and previous research directly indicate an increased accident risk during deterioration of natural lighting conditions. This increased risk is mainly determined by so-called “human impact”, connected with perception limitations and recognition of situations by nighttime traffic participants. Proper road infrastructure solutions are essential for improvement of driver’s road vision at nighttime. Planning of such solutions requires proper identification of set of accident risk determinants at nighttime. In this paper the attempt to identify of such determinants was performed and the hypothesis that the technical standard of roads is the main infrastructural determinant influencing accident risk at nighttime was verified. Validity of this assumption results from the fact that lower technical standard accompanies lower requirements regarding limits of geometrical parameters, roadside equipment and access control. Thus, with lower technical standard, problems concerning the influence of infrastructure on road safety should appear, especially during nighttime conditions. On the basis of regression accident estimation models, main infrastructural determinants of higher accident risk at nighttime were identified and some design recommendations were formulated.

Keywords: road & traffic safety, technical standard of roads, nighttime visibility limitations, accident estimation models

Prawdy i mity związane z powinowactwem pomiędzy asfaltem i kruszywem oznaczanym wg PN-EN 12697-11

Monika Zięba¹, Sebastian Witczak²

TPA Sp. z o.o., Laboratorium Badawcze w Pruszkowie,
e-mail: ¹monika.zieba@tpaqi.com, ²sebastian.witczak@tpaqi.com

Streszczenie: Bardzo ważnym elementem, który należy uwzględnić przy projektowaniu składu mieszanek mineralno-asfaltowych (mma) jest powinowactwo fizykochemiczne lepiszcza asfaltowego do kruszywa. Istnieje wiele metod badawczych do jego określania, jednak otrzymywane wówczas wyniki mogą być zupełnie odmienne. Podczas dwuletniego programu badawczego oceniono wpływ różnych czynników na wyniki badań oraz możliwość spełnienia wymagań postawionych w różnych krajach.

Słowa kluczowe: powinowactwo, asfalt, kruszywo, środek adhezyjny, mieszanka mineralno-asfaltowa, metoda obracanej butelki, metoda statyczna, metoda gotowania.

1. Wprowadzenie

Kruszywo mineralne i lepiszcze asfaltowe przewidziane do zastosowania w mieszankach mineralno-asfaltowych powinny wykazywać powinowactwo fizykochemiczne, zapewniające odpowiednią przyczepność (adhezję) lepiszcza asfaltowego do kruszywa. W celu poprawy powinowactwa lepiszcza asfaltowego do kruszywa należy stosować środki poprawiające adhezję. Rodzaj środka adhezyjnego i jego ilość powinny być dostosowane do konkretnego kruszywa i lepiszcza asfaltowego.

Pierwsze badania przyczepności asfaltu do kruszywa w Polsce były wykonywane zgodnie z PN-84/B-06714/22 „Oznaczanie przyczepności bitumów” (metodą gotowania). Jako poziom wymagań przyjmowano wartość min. 80% pokrycia kruszywa asfaltem. W dokumencie WT-2 2008 podano, że ocenę przyczepności asfaltu do kruszywa należy określać na podstawie badania wg PN-EN 12697-11, część C (metoda obmywania w gotującej wodzie). Zaproponowano się zbliżoną nazwą badania do metody opisanej w starej normie PN, jednak zasada obu metod jest zdecydowanie odmienna. W WT-2 2008 podano, że przyczepność asfaltu do kruszywa powinna wynosić min. 80%.

Obecnie w Polsce ocenę przyczepności asfaltu do kruszywa należy określać na podstawie badania wg PN-EN 12697-11, metoda A (metoda „obracanej butelki”). Zgodnie z zapisami w WT-2 2010, przyczepność asfaltu do kruszywa powinna wynosić min. 80% po sześciu godzinach wykonywania badania.

W Niemczech przyjęto analogiczną metodykę badawczą (EN 12697-11, metoda A), ale podzielono kompetencje wśród uczestników procesu budowlanego. Producent kruszywa do mma wykonuje badanie z użyciem asfaltu 50/70 i deklaruje wynik po sześciu godzinach badania (brak jest wymagania), zaś producent mma wykonuje badanie z użyciem asfaltu stosowanego w określonej mma i deklaruje wynik po dwudziestu czterech godzinach badania (jeżeli wynik badania jest mniejszy od 60%, badanie należy powtórzyć z dodatkiem wybranego środka adhezyjnego w odpowiedniej ilości, celem spełnienia przyjętego wymagania).

W Austrii przyjęto odmienną metodykę badawczą (EN 12697-11, metoda B). Dodatkowo wprowadzono modyfikację w stosunku do zapisów normowych. Przyjęta temperatura przechowywania próbek kruszywa otoczonego asfaltem ($40\pm 1^\circ\text{C}$) jest wyższa niż normowa ($19\pm 1^\circ\text{C}$), zaś oceny wymaganego stopnia pokrycia kruszywa asfaltem (min. 80%) dokonuje się wizualnie, określając procentową powierzchnię kruszywa niepokrytą asfaltem a nie ilościowo, czyli obliczając liczbę ziaren kruszywa z ubytkiem powłoki asfaltowej.

2. Program badań

W trakcie trwania dwuletniego programu badawczego, w celu porównawczym przeprowadzono badania wg PN-84/B-06714/22 („metoda gotowania”) oraz PN-EN 12697-11:2009 część A (metoda „obracanej butelki”), część B („metoda statyczna”) jak również część C („metoda obmywania w gotującej wodzie”).

Do badań wykorzystano kruszywa (dolomit, wapień, bazalt, gabro, melafir, kruszywo polodowcowe i kwarcyt) o różnej zawartości krzemionki SiO_2 , różne lepiszcza asfaltowe (20/30, 35/50, 50/70, PMB 45/80-55) oraz dwa środki adhezyjne (oznaczone jako A i B) w różnych ilościach (0,0%, 0,2% i 0,4%) w stosunku do asfaltu.

3. Metodyka badawcza

Badania wg normy PN-84/B-06714/22 przeprowadzono na kruszywie otoczonym asfaltem (~3%). Zasada metody polega na ogrzewaniu ($10\pm 1\text{min}$) tak przygotowanego kruszywa w wodzie destylowanej, a następnie gotowaniu przez 3 min. W badaniu określa się wizualnie procentową, niepokrytą powierzchnię kruszywa.

Oznaczenie powiązania między kruszywem i asfaltem wg PN-EN 12697-11 metodą A polegało na umieszczeniu kruszywa otoczonego asfaltem (~3%) w specjalnych butelkach razem z bagietką i wodą destylowaną o temperaturze 5°C . Ocena stopnia pokrycia ziaren kruszywa asfaltem wykonywana była po 6 i 24 godzinach badania (obracania butelek), niezależnie przez dwóch laborantów.

Określenie powiązania między kruszywem i asfaltem wg PN-EN 12697-11 metodą B polegało na zalaniu wodą destylowaną kruszywa otoczonego asfaltem (~4%) i kondycjonowaniu przez 48 godzin w temperaturze $19\pm 1^\circ\text{C}$ oraz $40\pm 1^\circ\text{C}$. Po tym czasie dokonano oceny, ustalając liczbę ziaren kruszywa z ubytkami w otoczce asfaltowej oraz stopień pokrycia ziaren kruszywa asfaltem.

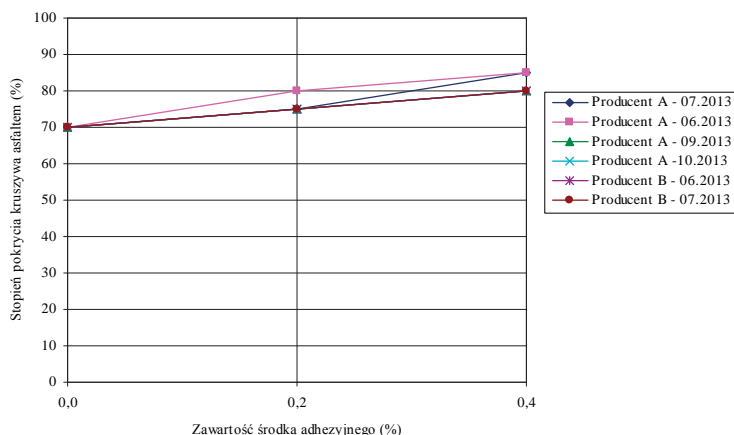
Określenie powiązania między kruszywem a asfaltem wg PN-EN 12697-11 metodą C polegało na obmywaniu w gorącej wodzie kruszywa otoczonego asfaltem (~2%). Stopień pokrycia ziaren kruszywa asfaltem określono na podstawie zużycia odczynnika chemicznego, które jest proporcjonalne do powierzchni kruszywa niepokrytej asfaltem, w odniesieniu do krzywej kalibracji. Zgodnie z zapisami normowymi, badanie to nie jest odpowiednie dla wszystkich rodzajów kruszyw. Dodatkowo dokonywano również oceny wzrokowej, określając procentową powierzchnię kruszywa niepokrytą asfaltem.

4. Wybrane wyniki badań

Biorąc pod uwagę kilkunastoletnie doświadczenia własne z wykonywania badań powinowactwa asfaltu do kruszywa różnymi metodami wymaganymi w Polsce na przestrzeni ostatnich lat oraz analizując metodyki badawcze w różnych krajach europejskich przy zbliżonym poziomie wymagań, przeprowadzono analizę różnych czynników, które mogą mieć wpływ na interpretację otrzymanych wyników badań.

4.1. Wpływ „jakości” asfaltu pobieranego w różnym czasie (z różnych dostaw) od różnych producentów

Badania wykonano wg PN-EN 12697-11:2012 (metoda A, po 6 i 24 godzinach badania) dla asfaltów od różnych producentów pobranych na kilku wytwórniach mieszanek asfaltowych (WMA). Wybrane wyniki badań przedstawiono na rys. 1.



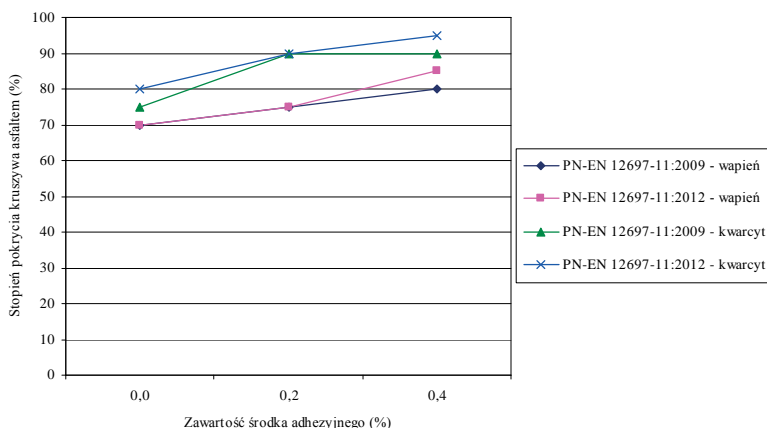
Rys. 1. Wyniki badań wg PN-EN 12697-11:2012, metoda A (po 6h badania), kruszywo wapienne, asfalt 35/50, środek adhezyjny A

4.2. Wpływ metodyki badawczej na wyniki badań – zmiana temperatury otaczania kruszywa asfaltem wg PN-EN 12697-11 (metoda A).

Zgodnie z zapisami w PN-EN 12697-11:2009 metoda A, temperatura przygotowania próbki kruszywa otoczonego asfaltem powinna być o 25°C wyższa od temperatury referencyjnej mieszanki wg PN-EN 12697-35.

W maju 2012r. ukazało się nowe wydanie normy PN-EN 12697-11:2012, w której dla metody A obniżono m.in. temperaturę przygotowania próbki, która powinna być równa temperaturze referencyjnej danej mieszanki zgodnie z PN-EN 12697-35.

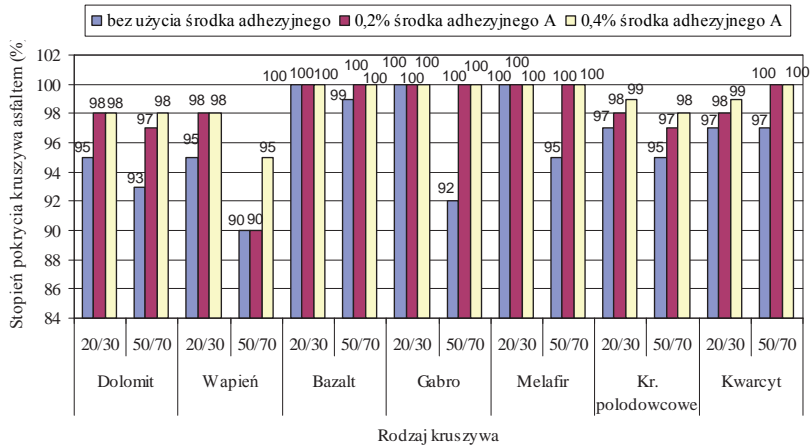
Wykonano badania wg obu tych norm (po 6 i 24 godzinach badania) z użyciem różnych kruszyw i asfaltów. Wybrane wyniki badań przedstawiono na rys. 2.



Rys. 2. Wyniki badań wg PN-EN 12697-11, metoda A (po 6h badania), asfalt 35/50, środek adhezyjny A

4.3. Wpływ metodyki badawczej na wyniki badań – zmiana temperatury przechowywania kruszywa otoczonego asfaltem wg PN-EN 12697-11 (metoda B).

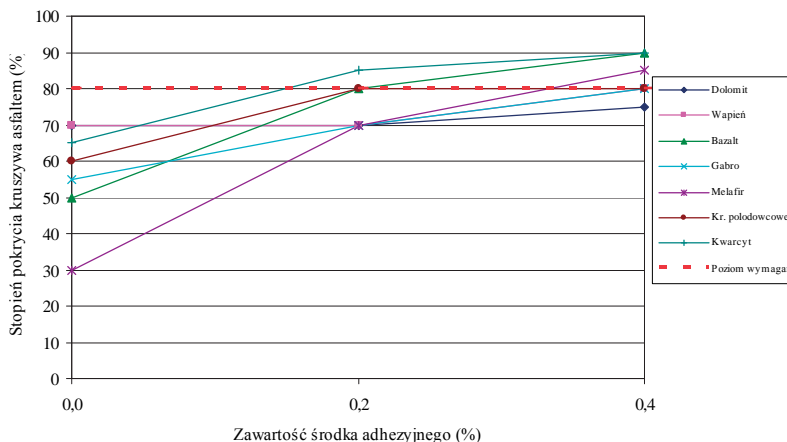
Normowe warunki przechowywania kruszywa otoczonego asfaltem wg PN-EN 12697-11 metoda B (temp. wody $19\pm 1^\circ\text{C}$) są bardzo liberalne, ponieważ podczas wykonywania badań dla różnych kruszyw i różnych asfaltów nie stwierdzono jakichkolwiek ubytków otoczki asfaltowej na kruszywie. Badanie zostały powtórzone przy wyższej temp. wody ($40\pm 1^\circ\text{C}$). Wybrane wyniki badań przedstawiono na rys. 3.



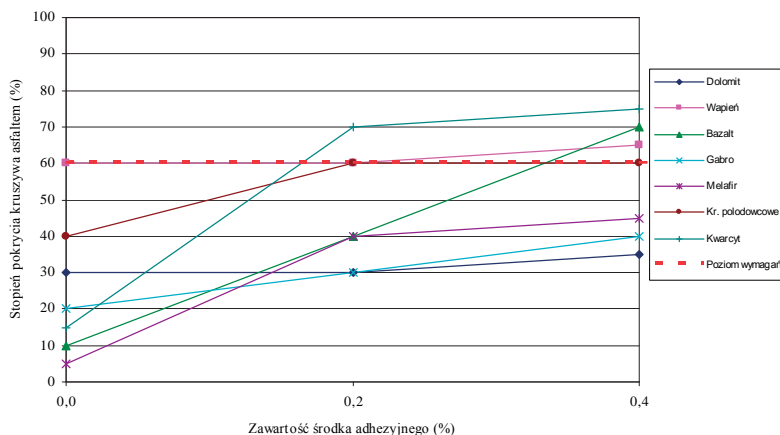
Rys. 3. Wyniki badania wg PN-EN 12697-11:2012, metoda B (temp. wody 40°C), asfalt 20/30 i 50/70, środek adhezyjny A

4.4. Przyjęcie poziomu wymagań w Polsce, Niemczech i Austrii

Na poniższych wykresach (rys. 4 i rys. 5) został naniesiony poziom wymagań przyjęty w Polsce i w Niemczech. Poziom wymagań przyjęty w Austrii (min. 80%) został spełniony dla wszystkich kruszyw nawet bez użycia środka adhezyjnego (rys. 3).



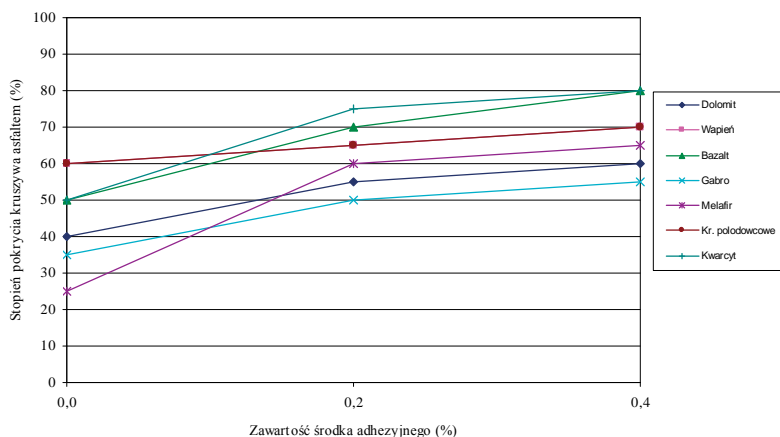
Rys. 4. Badanie wg PN-EN 12697-11:2012, metoda A (po 6h badania), asfalt 50/70, środek adhezyjny A, poziom wymagań określony wg WT-2 2010



Rys. 5. Badanie wg PN-EN 12697-11:2012, metoda A (po 24h badania), asfalt 50/70, środek adhezyjny A, poziom wymagań wg wytycznych niemieckich dla producentów mma

4.5. Wpływ rodzaju asfaltu używanego do otoczenia kruszywa na wyniki badań wg PN-EN 12697-11:2012, metoda A

Na poniższym wykresie (rys. 6) zostały przedstawione wyniki po 24 godzinach badania z użyciem asfaltu 20/30 (dla porównania z wynikami badań dla asfaltu 50/70 przedstawionymi na rys. 5).



Rys. 6. Badanie wg PN-EN 12697-11:2012, metoda A (po 24h badania), asfalt 20/30, środek adhezyjny A

4.6. Ustalenie metodyki badawczej, która w najlepszy sposób obrazuje zachowanie się kruszywa w nawierzchni asfaltowej

Każda z metod wykorzystanych w programie badawczym, w zupełnie odmienny sposób modeluje w warunkach laboratoryjnych oddziaływanie czynników zewnętrznych na kruszywo otoczone asfaltem, co nie zawsze odzwierciedla w prawidłowy sposób zachowanie się kruszywa w nawierzchni asfaltowej, szczególnie w niższych warstwach.

Metoda A wg PN-EN 12697-11, nazywana potocznie „mini Mikro-Deval”, polega na mechanicznym ścieraniu się powierzchni kruszywa podczas wykonywania badania przy dodatkowym podwyższaniu się temperatury wody w butelkach na skutek tarcia.

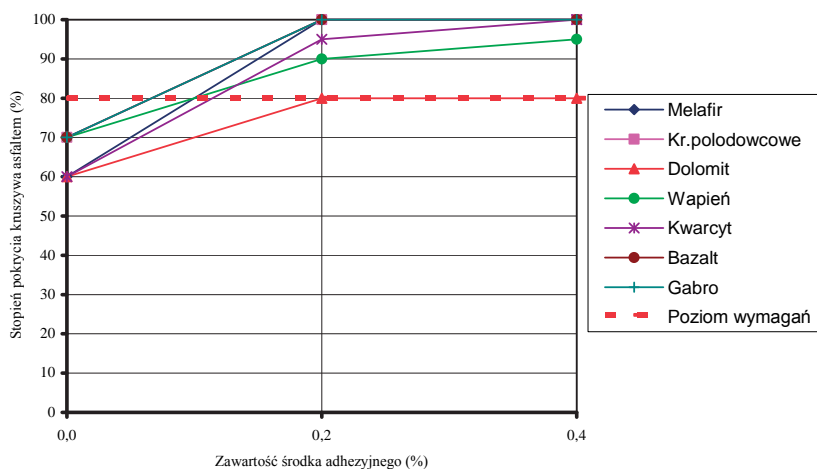
Metoda B wg PN-EN 12697-11, nazywana metoda statyczną, polega na oddziaływaniu wody (o temperaturze pokojowej lub podgrzanej) na kruszywo, bez działania jakichkolwiek innych czynników zewnętrznych.

Metoda C wg PN-EN 12697-11 polega na oddziaływaniu gotującej się wody na kruszywo, a ocena stopnia pokrycia kruszywa odbywa się na podstawie zużycia odczynnika chemicznego. Metoda ta nie sprawdza się dla wszystkich kruszyw ze względu na różnice między oceną wzrokową a oceną z użyciem odczynnika (Tabela 1).

Tabela 1. Wybrane wyniki badań wg PN-EN 12697-11, metoda C (w nawiasach podano stopień otoczenia kruszywa asfaltem wg oceny wzrokowej)

Rodzaj kruszywa	Zawartość środka adhezyjnego [%]	Rodzaj asfaltu i środka adhezyjnego			
		35/50		PMB 45/80-55	
		A	B	A	B
Dolomit	0,0	91 (60)	91 (60)	100 (70)	100 (70)
	0,2	98 (70)	100 (80)	100 (75)	100 (80)
	0,4	96 (75)	100 (85)	100 (85)	100 (85)
Wapień	0,0	75 (70)	75 (70)	83 (80)	83 (80)
	0,2	80 (85)	86 (85)	96 (90)	86 (90)
	0,4	81 (90)	89 (90)	85 (90)	83 (90)
Bazalt	0,0	49 (20)	49 (20)	79 (60)	79 (60)
	0,2	100 (70)	100 (70)	100 (100)	100 (75)
	0,4	100 (80)	100 (80)	100 (100)	100 (80)
Gabro	0,0	80 (50)	80 (50)	50 (40)	50 (40)
	0,2	100 (75)	100 (70)	87 (65)	96 (70)
	0,4	100 (80)	100 (80)	100 (80)	100 (80)
Melafir	0,0	24 (20)	24 (20)	38 (30)	38 (30)
	0,2	88 (90)	95 (95)	97 (90)	96 (90)
	0,4	94 (90)	100 (95)	100 (95)	100 (95)
Kruszywo polodowcowe	0,0	80 (55)	80 (55)	90 (60)	90 (60)
	0,2	98 (65)	95 (70)	100 (75)	98 (75)
	0,4	89 (75)	98 (75)	100 (85)	100 (85)
Kwarcyt	0,0	81 (30)	81 (30)	95 (80)	95 (80)
	0,2	90 (95)	100 (95)	100 (95)	100 (80)
	0,4	100 (95)	100 (95)	100 (95)	100 (85)

Metoda wg PN-84/B-06714/22 polega na oddziaływaniu na kruszywo gotującej się wody i wizualnej ocenie niepokrytej powierzchni kruszywa. Przykładowe wyniki badań przedstawiono na rys. 7.



Rys. 7. Badanie wg PN-84/B-06714/22, asfalt 35/50, środek adhezyjny A, poziom wymagań określony wg typowych zapisów w specyfikacjach technicznych przed wprowadzeniem WT-2 2008

5. Wnioski

Na podstawie wieloletniego doświadczenia oraz badań przeprowadzonych w ramach projektu badawczego można wysunąć następujące wnioski:

- Zauważono niewielki wpływ „jakości” asfaltu z różnych dostaw na stopień pokrycia kruszywa asfaltem po 6 i 24 godzinach badania wg PN-EN 12697-11:2012 (metoda A). Wyniki powiązania kruszywa z asfaltem pochodzącym z różnych pobrań są zbliżone i mieszczą się w granicy błędu oceny wzrokowej ($\pm 5\%$).
- Wyniki badań stopnia pokrycia kruszywa asfaltem są porównywalne w przypadku zastosowania normy PN-EN 12697-11:2009 i PN-EN 12697-11:2012. Temperatura wygrzewania i przygotowania próbki nie miała dużego wpływu na wyniki badania.
- Temperatura wody ma wpływ na wyniki badań kruszywa otoczonego asfaltem wg PN-EN 12697-11:2012, metoda B. Zauważono tendencję spadkową ilości ziaren nie w pełni otoczonych wraz ze spadkiem temperatury kondycjonowania próbki i wzrostem środka adhezyjnego. W przypadku temperatury normowej ($19\pm 1^\circ\text{C}$) wszystkie ziarna po badaniu były w całości otoczone asfaltem. Po podwyższeniu temperatury do ($40\pm 1^\circ\text{C}$) zauważono ubytki w otoczce asfaltowej.
- Poziom wymagań przyjęty w Polsce jest bardziej restrykcyjny niż w Austrii. Na podstawie wykonanych badań można stwierdzić, iż poziom 80% pokrycia kruszywa asfaltem przyjęty w Austrii został spełniony dla wszystkich kruszyw bez użycia środka adhezyjnego. Aby spełnić wymagania polskie należy użyć nawet powyżej 0,4% środka adhezyjnego dla niektórych kruszyw. Wymagania przyjęte w Niemczech są porównywalne lub nawet wyższe od przyjętych w Polsce.
- Rodzaj asfaltu użytego do wykonania badań wg PN-EN 12697-11, metoda A ma wpływ na stopień pokrycia kruszywa asfaltem. W przypadku asfaltu 20/30 i 50/70 uzyskano różne wyniki (im twardszy asfalt, tym lepsze wyniki badań).
- Wyniki powiązania pomiędzy kruszywem i asfaltem wg PN-EN 12697-11:2009, metoda C, dla kruszywa dolomitowego, bazaltowego, gabrowego oraz polodowcowego są rozbieżne z oceną wzrokową. Wyraźne zbieżności oceny ilościowej i wi-

zualnej zauważono jedynie dla wapieni, melafiru i kwarcytu. Metoda ta nie jest odpowiednia dla wszystkich kruszyw.

- Wyniki badań wykonanych wg PN-84/B-06714/22 są zdecydowanie lepsze niż wg PN-EN 12697-11 (metoda A, po 6 godzinach badania). Zmiana metodyki badawczej w Polsce spowodowała konieczność używania większej ilości środków adhezyjnych do zapewnienia wymaganego powinowactwa.
- Zgodnie z wymaganiami podanymi w normie PN-EN 13043:2013 dotyczącej kruszyw do mma, do oceny powinowactwa asfaltu do kruszywa powinna być stosowana tylko metoda A wg PN-EN 12697-11. Biorąc pod uwagę czynniki wpływające na kruszywo w czasie tego badania (mechaniczne ścieranie się powierzchni i krawędzi), metoda ta nie opisuje rzeczywistego zachowania się kruszywa w nawierzchni. Przyjmowane od wielu lat stwierdzenie, że do kruszyw zasadowych można używać mniejszej ilości środków adhezyjnych niż do kruszyw kwaśnych, zupełnie nie sprawdza się w przypadku stosowania tej metody badawczej. Przy wyborze metody badawczej należałoby więc wziąć pod uwagę obserwacje wynikające z rzeczywistego zachowania się różnych kruszyw w nawierzchniach drogowych.

Literatura

- 1 Górski K., Zięba M.: Powinowactwo pomiędzy kruszywem a asfaltem. Teoria i praktyka. Nawierzchnie asfaltowe (2013) nr 2, s. 3-7.
- 2 PN-EN 12697-11 Mieszanki mineralno-asfaltowe – Metody badań mieszanek mineralno-asfaltowych na gorąco – Część 11: Określenie powiązania między kruszywem a asfaltem.
- 3 WT-2 2010 Nawierzchnie asfaltowe na drogach krajowych. Mieszanki mineralno-asfaltowe. Wymagania Techniczne.
- 4 WT-2 2008 Nawierzchnie asfaltowe na drogach publicznych. Wymagania Techniczne.
- 5 PN-84/B-06714/22 „Oznaczanie przyczepności bitumów”.

Truths and myths concerning affinity between asphalt and aggregate tested in accordance with PN-EN 12697-11

Monika Zięba¹, Sebastian Witczak²

*TPA Sp. z o.o., Research Laboratory in Pruszków, 05-800 Pruszków, 8 Parzniewska Street,
e-mail: ¹monika.zieba@tpaqi.com, ²sebastian.witczak@tpaqi.com*

Abstract: Very important element, which shall be taken into account while designing asphalt mixes, is the physicochemical affinity of asphalt binder to aggregate. There are many test methods for its determination, but the results can be totally different. During the two years research program, there were determined the influence of different factors on the test results, and the possibility of fulfilling the requirements given in different countries.

Keywords: affinity, asphalt, aggregate, adhesive agent, asphalt mix, rolling bottle method, static method, boiling water method

Badania prędkości pojazdów na wlotach skrzyżowań z ruchem okrężnym

Robert Ziolkowski¹

*Zakład Inżynierii Drogowej, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska,
Politechnika Białostocka, e-mail: robert.ziolkowski@pb.edu.pl*

Streszczenie: Statystyki wypadków wskazują, że spośród wszystkich wypadków drogowych do zdecydowanej ich większości (ponad 70%) dochodzi w terenie zabudowanym, gdzie szczególnie niebezpiecznymi miejscami są obszary skrzyżowań drogowych. W celu poprawy bezpieczeństwa ruchu drogowego coraz częściej projektuje się skrzyżowania o ruchu okrężnym, które w porównaniu do innych skrzyżowań charakteryzują się mniejszą liczbą punktów kolizji oraz wymuszają na kierowcach redukcję prędkości przez co wydatnie przyczyniają się zmniejszenia liczby i ciężkość wypadków. Jednak, jak dowodzą prowadzone analizy, w otoczeniu rond dochodzi również do dużej liczby zdarzeń, gdzie dominującymi typami są zderzenia boczne i najechania z tyłu, które są konsekwencją techniki i stylu jazdy kierowców.

W referacie przedstawiono wyniki pomiarów prędkości na wlotach rond zlokalizowanych w Białymstoku różniących się wielkością oraz liczbą wlotów. Przeanalizowano prędkości chwilowe pojazdów w ruchu swobodnym na odcinkach dojazdowych do ronda, jezdni głównej oraz wlotach i wylotach. Do rejestracji prędkości wykorzystano rejestrator GPS stosując metodę przejazdu pojazdem testowym.

Słowa kluczowe: rondo, prędkość, profile prędkości, opóźnienie, przyspieszenie

1. Wprowadzenie

Prędkość jest jednym z podstawowych parametrów determinujących wartości geometryczne dróg i skrzyżowań oraz jest jednym z podstawowych parametrów decydujących o bezpieczeństwie ruchu drogowego. W warunkach miejskich, oprócz geometrii drogi, istotny wpływ na prędkość pojazdów w znacznej mierze mają warunki ruchowe. Przy niskich natężeniach ruchu ma miejsce wzrost prędkości jazdy oraz swobody manewrowania i wyboru prędkości z jaką kierowcy chcą się poruszać. Czynnikiem decydującymi o sposobie poruszania są w takich warunkach są indywidualne predyspozycje i zachowania kierowców oraz występujące administracyjne lub inne np. związane z uspokojeniem ruchu ograniczenia prędkości.

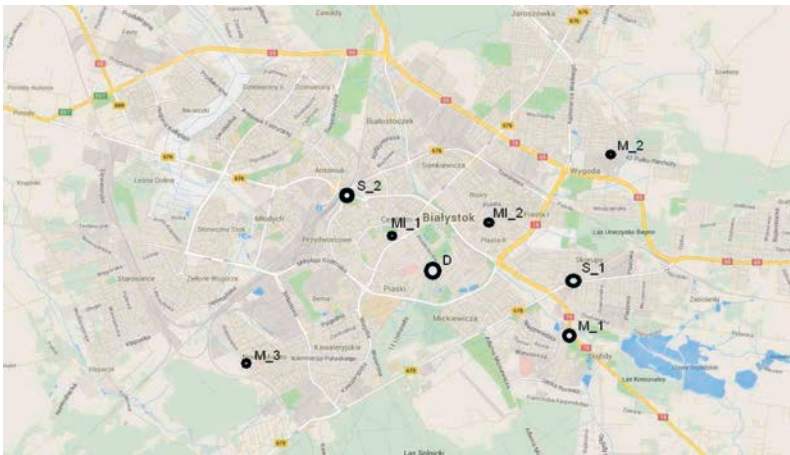
Uwzględniając aspekty bezpieczeństwa ruchu drogowego coraz częściej projektuje się skrzyżowania o ruchu okrężnym. W porównaniu ze skrzyżowaniami z sygnalizacją świetlną rondo charakteryzuje się zredukowaną liczbą potencjalnych punktów kolizji oraz niższymi prędkościami przejazdu wynikającymi z ich konstrukcji. Prowadzone dotychczas badania prędkości na skrzyżowaniach z ruchem okrężnym w Polsce koncentrowały się na małych rondach jednopasowych. W efekcie prowadzonych badań, wykorzystując radarowy miernik prędkości, wyznaczono średnie prędkości pojazdów poruszających się po obwodni ronda z uwzględnieniem struktury rodzajowej pojazdów [1] oraz opracowano zależności pomiędzy zewnętrzną średnicą ronda, promieniem skrętu, szerokością pasów ruchu

a kwantylem prędkości pojazdów V_{85} [2] pomijając dynamikę manewrowania kierowców. Wskazuje się, że na skutek redukcji prędkości ma miejsce mniej agresywny styl jazdy pozbawiony gwałtownych hamowań i przyspieszeń. Spośród wszystkich typów rond, ronda jednopasowe są wskazywane jako najbezpieczniejsze [3,4,5] przy czym miarą poprawy bezpieczeństwa jest nie tylko redukcja liczby samych zdarzeń drogowych, co redukcja ciężkości wypadków wynikająca z zapewnienia niskich prędkości przejazdu [6]. Z drugiej strony jak się wskazuje [7] ronda o niewłaściwie zaprojektowanej geometrii zamiast poprawić bezpieczeństwo ruchu drogowego przyczyniają się do jego pogorszenia.

Analiza stanu brd na wybranych skrzyżowaniach w Białymstoku [8] za lata 2007-2010 potwierdziła, że ronda należą do najbezpieczniejszych skrzyżowań z uwagi na ciężkość zdarzeń mierzoną liczbą poszkodowanych lecz zarazem na niektórych z nich dochodzi do bardzo dużej liczby zdarzeń drogowych wśród których dominują zderzenia boczne i tylne będące konsekwencją stylu jazdy kierowców. W związku z powyższym przeanalizowano prędkości pojazdów na odcinkach dojazdowych do rond, wlotach i wylotach oraz styl jazdy definiowany manewrami hamowania i przyspieszania.

2. Charakterystyka obszaru badawczego

Analizą objęto 8 skrzyżowań zlokalizowanych na terenie Białegostoku. Wśród wytypowanych rond znalazły się wszystkie typy rozróżniane w [9]: duże (1), średnie (2), małe (3) i mini ronda (2). Lokalizacja skrzyżowań została przedstawiona na Rys. 1, a charakterystykę podstawowych rozwiązań geometrycznych zawarto w Tabeli 1.



Rys. 1. Lokalizacja wybranych rond

Tabela 1. Charakterystyka geometrii rond poddanych analizie.

Lp.	Rondo	Średnica wyspy [m]	Średnica zewnętrzna ronda [m]	Jezdnia ronda [m]	Ilość wlotów
1	Duże	61	80	9	4
2	Średnie S_1	31	50	8,5	3
3	Średnie S_2	51	28	10	4
4	Małe M_1	21	34	4,25	3
5	Małe M_2	19,5	35	5,5	4
6	Małe M_3	24	40	4,8	4
7	Mini MI_1	4,5	15	5,5	3
8	Mini MI_2	10	21	5	4

3. Pomiary prędkości

Do pomiarów prędkości wykorzystano rejestrator danych GPS, który umożliwia gromadzenie danych o pozycji pojazdu i jego prędkości w interwale 1s. Analizowano prędkości chwilowe oraz średnie przy przejeździe dla wszystkich relacji skrajnych na danym rondzie. Prędkość chwilowa pojazdów była rejestrowana z dokładnością do 0,1 m/s, a pozycja horyzontalna z dokładnością do 3m. W celu wyeliminowania niespodziewanych i wymuszonych manewrów ze strony kierowców będących następstwem obecności innych użytkowników dróg, a mogących rzutować na sposób i płynność jazdy, pomiary prędkości prowadzono w godzinach porazczytowych dążąc do zapewnienia warunków odpowiadających ruchowi swobodnemu. Jako pojazd testowy wykorzystano samochód osobowy, zaś kierowcy zostali pouczeni, aby poruszać się zgodnie z ich naturalną techniką jazdy z uwzględnieniem istniejących ograniczeń prędkości. W rezultacie uzyskano po minimum 15 przejazdów testowych dla każdego analizowanego odcinka. Dane obrazujące profile prędkości znacznie odbiegające charakterem od pozostałych, na skutek niespodziewanej obecności np. pieszego na przejściu, a wpływające na zachowanie kierowcy testowego, nie były uwzględniane w dalszej analizie.

Badania przeprowadzono w otoczeniu rond analizując prędkości na odcinkach dojazdowych i wyjazdowych z rond, wlotach i wylotach oraz na jezdni ronda. Odcinek dojazdowy do ronda został zdefiniowany, jako ten, na którym kierowca wykonuje proces hamowania z uwagi na konieczność dostosowania prędkości do zmieniających się warunków na drodze do momentu wjechania na jezdnię ronda. Punkt początkowy stanowił ostatni punkt odcinka międzywęzłowego, w którym prędkość pojazdu (V_{srD}) pozostawała na ustabilizowanym poziomie (Rys. 2) zaś punkt końcowy znajdował się w okolicach wjazdu na jezdnię ronda (prędkość na wlocie - V_{wl}). W analogiczny sposób określono odcinek wyjazdowy z ronda, ograniczony z jednej strony wylotem ronda (V_{wyl}), a z drugiej punktem, w którym kierowcy kończyli proces przyspieszania i prędkość ponownie stabilizowała się na ustalonym poziomie (V_{srW}).

4. Wyniki badań i ich analiza

Średnie prędkości pojazdów na odcinkach dojazdowych oraz wlotach i wylotach rond określono w oparciu o opracowane indywidualne profile prędkości, które stanowiły podstawę opracowania uśrednionej wartości profilu prędkości (Rys. 3). Na podstawie uśrednionego profilu określono dynamikę zmian zachowań kierowców wyznaczając średnie opóźnienie „ d ” na odcinkach dojazdowych i średnie przyspieszenie „ a ” na odcinkach wyjazdowych według wzoru:

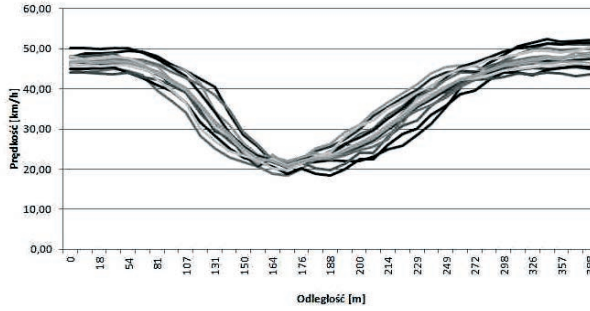
$$a, d = \frac{\Delta V}{\Delta t} \quad [\text{m/s}^2] \quad (1)$$

d – opóźnienie [m/s^2],

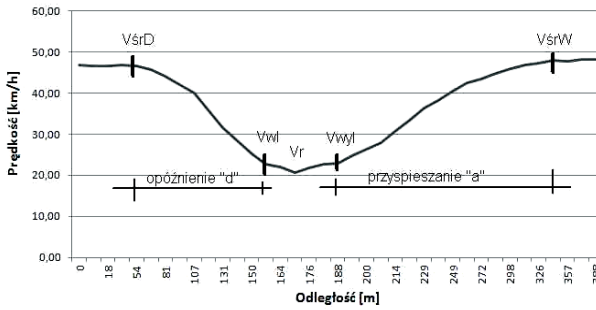
a – przyspieszenie [m/s^2],

ΔV – przyrost/spadek prędkości [m/s],

Δt – przyrost czasu [t].



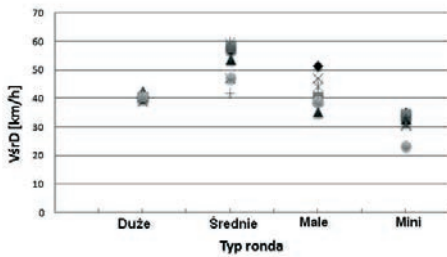
Rys. 2. Indywidualne profile prędkości w otoczeniu ronda małego - wykres zbiorczy



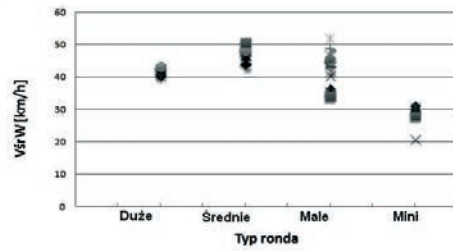
Rys. 3. Indywidualne profile prędkości w otoczeniu ronda małego - wartość uśredniona

Na Rys. 4 przedstawiono wartości średnich prędkości określonych dla odcinka dojazdowego przed rozpoczęciem procesu hamowania (V_{srD}), odcinka wyjazdowego w momencie zakończenia procesu przyspieszania (V_{srW}) oraz na wlocie (V_{wl}) i wylocie ronda (V_{wyl}). Średnią prędkość pojazdów na jezdni ronda oznaczono jako V_r .

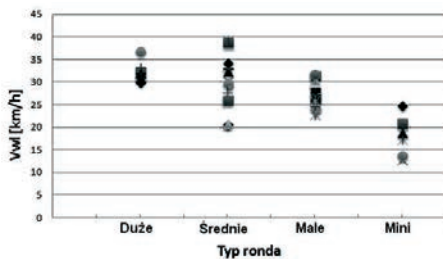
a)



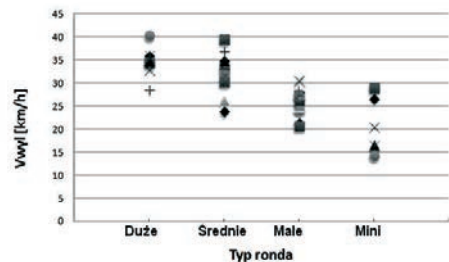
b)



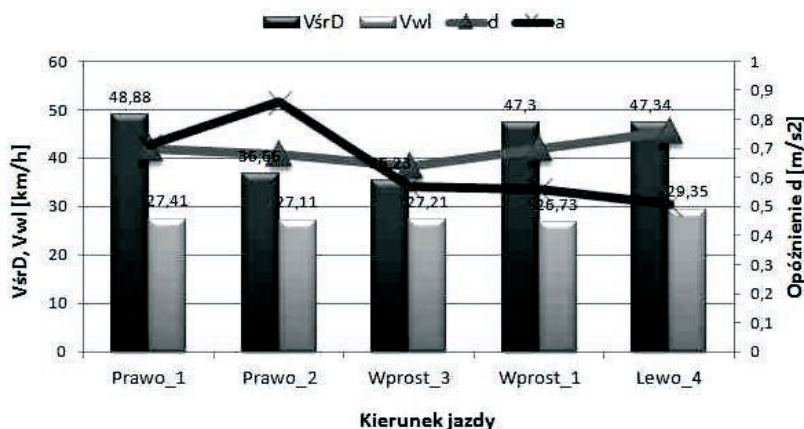
c)



d)

Rys. 4. Średnie prędkości chwilowe na rondzie: a) V_{srD} , b) V_{srW} , c) V_{wl} , d) V_{wyl}

Porównując dane przedstawione na Rys. 4 można dostrzec wyraźne zróżnicowanie prędkości pojazdów na odcinkach dojazdowych i wyjazdowych oraz na wjazdach i wyjazdach z rond w zależności od wielkości ronda. Im większe rondo tym wyższe średnie prędkości, przy czym najwyższe wartości zanotowano w otoczeniu rond średnich. W przypadku średnich wartości prędkości V_{srD} i V_{srW} widać wyraźne podobieństwo pomiędzy odcinkami międzywęzłowymi przed i za rondem, gdzie najwyższe wartości średnich V_{srD} stwierdzono na odcinkach dojazdowych rond średnich i małych, a najniższe w otoczeniu mini rond. Stosunkowo niskie wartości zanotowano w otoczeniu ronda wielkiego, gdzie średnia maksymalna prędkość na odcinkach dojazdowych ($V_{srD} = 41,1$) była o prawie 7 km/h niższa w porównaniu do prędkości V_{srD} rond średnich ($V_{srD} = 49,0$ km/h) i o ponad 2 km/h niższa w porównaniu do V_{srD} rond małych ($V_{srD} = 43,6$ km/h). W przypadku odcinków za rondem V_{srW} dla ronda wielkiego wyniosła 41,9 km/h i była niższa od średnich wartości V_{srW} ronda średniego i małego o odpowiednio 5,7 km/h i 1,2 km/h. Średnia wartość V_{srD} dla rond mini wyniosła przed rondem 31,3 km/h, a za rondem $V_{srW} = 29,3$ km/h. Średnie wartości V_{srD} i V_{srW} przedstawione na Rys. 4 uzyskane dla ronda wielkiego charakteryzują się najwyższą jednorodnością i najmniejszymi rozrzutami spośród analizowanych. Znaczne rozrzuty prędkości na pozostałych rondach tłumaczyć można między innymi charakterystyką odcinka dojazdowego. Przykładowo rondo małe M_2, w którym na dwóch ramionach (Prawo_2, Wprost_3) (Rys. 5) występują dodatkowe uwarunkowania zewnętrzne wpływające na redukcję średnich prędkości pojazdów na dojazdach do ronda. W obu tych przypadkach na odcinkach dojazdowych występują lokalne administracyjne ograniczenia prędkości do 40 km/h, a długości odcinków prostoliniowych dochodzących do ronda wynoszą ok. 70m i poprzedzone są łukami poziomymi. Dodatkowo na wlocie Wprost_3, łuk poziomy poprzedzony jest obecnością niestrzeżonego przejazdu kolejowego, natomiast na wlocie Prawo_2 ulica dojazdowa wyposażona jest w szeregowo usytuowane środki uspokojenia ruchu w postaci wyniesionych tarcz przejść dla pieszych.



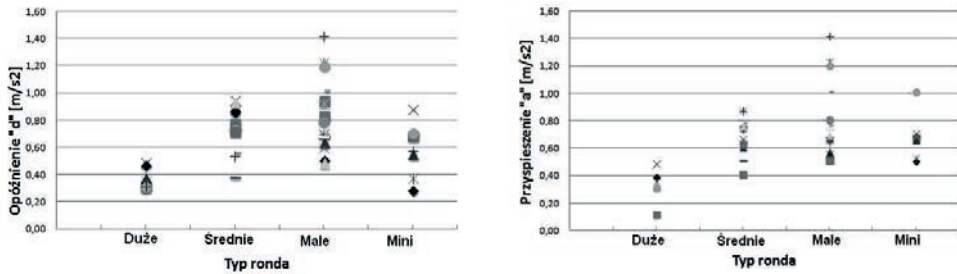
Rys. 5. Wpływ kierunku jazdy na prędkość i opóźnienie w otoczeniu ronda małego M_2

Dane przedstawione na Rys. 5 wskazują, że geometria odcinka dojazdowego może znacznie wpływać na średnie wartości V_{srD} - na ramionach z odgiętym torem jazdy (Prawo_2, Wprost_3) wartość V_{srD} jest niższa o około 12 km/h od średniej prędkości na pozostałych dwóch wlotach niezależnie od relacji skrętnej. Z kolei prędkość V_{srD} zdaje się nie mieć znaczącego wpływu w tym przypadku na prędkość pojazdów na wlocie ronda,

gdzie wartości V_{w1} na poszczególnych ramionach są zbliżone i wahają się w przedziale od 26,7 km/h do 29,3 km/h. Wartości współczynnika średniego opóźnienia d również nie zależą od prędkości V_{srD} . Mimo znacznie wyższych prędkości na kierunkach Prawo_1 i Wprost_1 wartości współczynnika d pozostają na porównywalnym poziomie z wartościami osiągniętymi na wlotach Prawo_2 i Wprost_3. Kierowcy zbliżający się do skrzyżowania z niższą prędkością dojazdową opóźniają rozpoczęcie procesu hamowania w wyniku czego droga hamowania ulega skróceniu, ale wzrasta dynamika samego manewru.

a)

b)

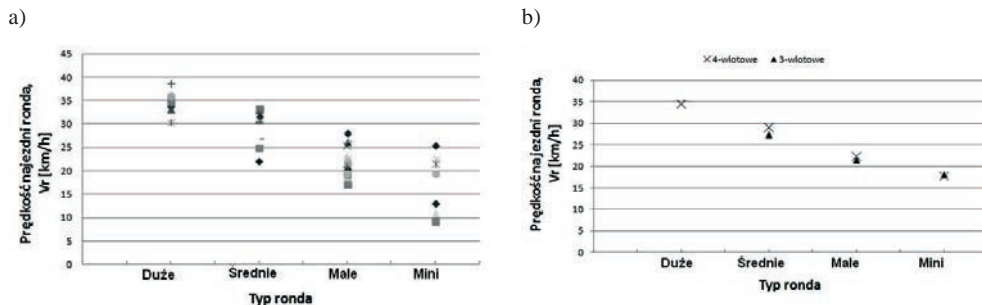


Rys. 6. Średnie wartości opóźnień d i przyspieszeń a'' na rondach

Analizując wartości średniego opóźnienia d i przyspieszenia a'' przedstawione na Rys. 6 wyraźnie widać duże zróżnicowanie w dynamice manewrów zarówno przy dojeżdżaniu do ronda jak i jego opuszczaniu. Najwyższe wartości jak i największy rozrzut występują na rondach małych, a najniższe wartości i najmniejszy rozrzut stwierdzono na dojazdach do ronda dużego. Zakres rozrzutu średnich wartości opóźnienia na rondach małych waha się w przedziale od 0,49 m/s^2 do 1,02 m/s^2 . W przypadku ronda wielkiego średnie wartości opóźnienia wyniosły od 0,31 m/s^2 do 0,49 m/s^2 . Wartości te, w połączeniu z umiarkowanymi prędkościami na odcinkach dojazdowych dowodzą, że kierowcy spodziewając się relatywnie wysokich prędkości przejazdu przez rondo (Rys. 7) nie hamują gwałtownie w celu dostosowania prędkości do zmienionych warunków.

Największy rozrzut średnich wartości przyspieszenia „ a'' ” stwierdzono dla pojazdów opuszczających rondo małe, gdzie osiągnięte wartości wahały się od 0,51 m/s^2 do 1,42 m/s^2 . W przypadku ronda wielkiego wartości te wyniosły od 0,12 m/s^2 do 0,49 m/s^2 . Średnia najniższa wartość „ d ” wyniosła 0,35 m/s^2 i była dwukrotnie niższa w porównaniu do wartości na rondach mini i średnich i ponad dwukrotnie mniejsza niż na rondach małych ($d=0,79$ m/s^2). Niskie wartości przyspieszenia tłumaczyć należy niskimi wartościami średnich prędkości V_{wyl} i V_{srW} . Również w przypadku rond mini, które charakteryzowały się zdecydowanie najniższymi wartościami V_{srD} , dynamika hamowania była wyraźnie wyższa niż w przypadku ronda wielkiego i średnia wartość opóźnienia wyniosła $d=0,58$ m/s^2 . Tłumaczyć to można chęcią ze strony kierowców do wyrównania wartości V_{srW} do poziomu V_{srD} po znacznej redukcji na rondzie.

Średnie wartości prędkości V_r na analizowanych rondach przedstawiono w ujęciu zbiorczym (Rys. 7a) i z rozbiciem na rondo 3- i 4-wlotowe (Rys. 7b) w celu oszacowania wpływu ilości wlotów na średnią prędkość pojazdów na jezdni ronda.



Rys. 7. Średnie prędkości V_r w zależności od a) typu ronda i b) ilości wlotów.

Uzyskane dane wyraźnie obrazują różnice pomiędzy średnimi prędkościami na jezdni ronda w zależności od jego wielkości – najwyższe średnie wartości V_r stwierdzono na jezdni ronda dużego ($V_r = 34,5$ km/h), a najniższe na rondach mini ($V_r = 17,8$ km/h). Równocześnie nie stwierdzono istotnych różnic pomiędzy średnimi prędkościami V_r w zależności od ilości wlotów na, a różnica pomiędzy średnimi wartościami V_r rond średnich 4- i 3-wlotowych nie przekroczyła 2 km/h.

5. Wnioski

Przedstawione wyniki prędkości chwilowych wskazały na występowania znacznych różnic pomiędzy średnimi prędkościami na dojazdach do rond w zależności od wielkości ronda. Najwyższe średnie wartości zanotowano w otoczeniu rond średnich, natomiast w otoczeniu rond małych stwierdzono największe rozrzuty średnich wartości prędkości chwilowych. Stwierdzono wyraźną zależność pomiędzy prędkością, a charakterystyką odcinka dojazdowego. Na długich odcinkach prostoliniowych średnie prędkości są znacznie wyższe niż na odcinkach z odgiętym torem jazdy. Ponadto, nie stwierdzono znaczących różnic w prędkości V_r w zależności od ilości wlotów.

Na podstawie przeprowadzonych badań można stwierdzić, że w analizach warunków ruchu w otoczeniu rond oprócz prędkości ważne jest również analizowanie zachowania kierowców, które może być scharakteryzowane dynamiką wykonywanych manewrów wyrażonych współczynnikiem opóźnienia d i/lub przyspieszenia a do wyznaczenia których bardzo przydatne są uśrednione profile prędkości indywidualnych. Jak dowiodły przeprowadzone badania uzyskanie niskich prędkości przy dojeździe do ronda nie musi być jednoznaczne z zapewnieniem spokojnej jazdy przy zbliżaniu się do wlotu ronda, gdyż kierowcy poruszając się wolniej na odcinku dojazdowym opóźniają manewr hamowania skracając tym samym drogę hamowania i zwiększając gwałtowność samego manewru, co nie pozostaje bez wpływu na innych użytkowników dróg. Okazuje się, że dynamika hamowania i przyspieszania na mini rondach, często stosowanych jako element uspokojenia ruchu, niejednokrotnie dorównuje, a nawet przewyższa dynamikę zachowań na rondach większych.

Literatura

- 1 Macioszek E.: Analiza prędkości przejazdu wyróżnionych grup rodzajowych pojazdów na skrzyżowaniach typu ronda. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Seria Transport z. 77 (2012) str. 59-66.
- 2 Tracz M.: Uwarunkowania bezpieczeństwa ruchu w projektowaniu rond. Drogownictwo Nr 12/2005, str. 375-382.

- 3 Brabander B., Nuyts E., Vereeck L.: Road safety effects of roundabouts in Flanders. *Journal of Safety Research* 36 (2005). Pergamon, Belgia 2005, p. 289-296.
- 4 Retting R., Persaud B.N., Garder P.E., Lord D.: Crash and Injury Reduction Following Instalations of Roundabouts in United States. *American Journal of Public Health*, Vol. 91, No. 4, April 2001, p. 628-631.
- 5 Daniels S., Brijs T., Nuyts E., Wets G.: Explaining variation in safety performance of roundabouts. *Accident Analysis and Prevention* 42 (2010), pp. 393-402
- 6 Campbell D., Jurisich I., Dunn R.: Improved Multi-lane Roundabout design for Cyclists. *Land Transport New Zeland Research Report 287*, Auckland 2006.
- 7 Majer S.: Analiza zdarzeń drogowych na wybranych rondach w Gorzowie Wielkopolskim, Projektowanie rond - doświadczenia i nowe tendencje. *Zeszyty Naukowo-Techniczne SITK RP Oddział w Krakowie Nr 92 (Zeszyt 151)*, Kraków 2010.
- 8 Ziółkowski R.: „Analiza bezpieczeństwa ruchu drogowego na wybranych skrzyżowaniach w Białymstoku”. *Przegląd komunikacyjny* Nr 8/2013, str. 18-21.
- 9 Wytyczne projektowania skrzyżowań drogowych cz. II, GDDKiA, Warszawa 2001.

Vehicles speed analysis in roundabouts vicinity

Robert Ziółkowski

*Department of Road Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering,
Bialystok University of Technology, e-mail: robert.ziolkowski@pb.edu.pl*

Abstract: Driving speed is one of the most important factors in road safety as it not only affects the severity of a crash but it is also related to the risk of being involved in a crash. One of the solutions for improving safety in cities is to design new and replace already existing crossroads by roundabouts which offer improved safety over other types of intersections having fewer conflict points, slower speeds and easier decision making. Previously conducted studies considering traffic safety at crossroads in Bialystok have confirmed lower number of accidents and casualties at roundabouts when compared to other types of junctions but at the same time the number of collisions remained at unexpectedly high level.

The paper presents the survey of instantaneous speed, decelerations and accelerations in vicinity of chosen roundabouts located in Bialystok. The data was gathered by utilizing a portable wireless GPS data logger that allowed monitoring and recording second-by-second in-field vehicle position along the tested sections.

Keywords: roundabout, speed, speed profile, deceleration, acceleration

Zastosowanie techniki FT-IR w badaniach materiałów asfaltowych

Adam Zofka¹, Dominika Maliszewska², Maciej Maliszewski³

^{1,2,3} Zakład Technologii Nawierzchni, Instytut Badawczy Dróg i Mostów,
e-mail: ¹azofka@ibdim.edu.pl, ²dmaliszewska@ibdim.edu.pl, ³mmaliszewski@ibdim.edu.pl

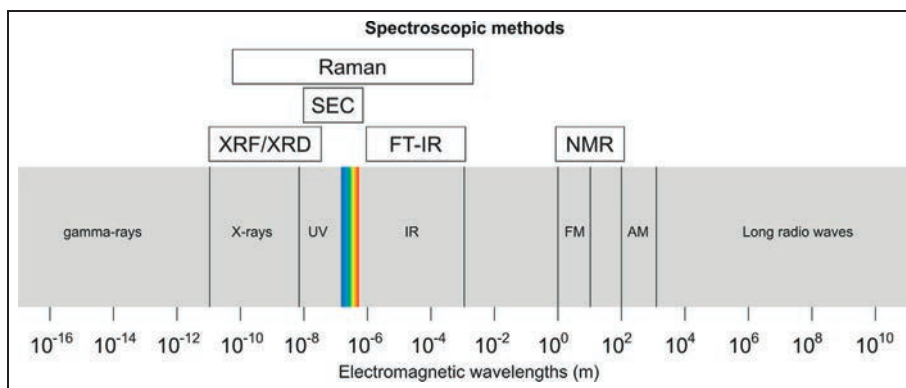
Streszczenie: Spektroskopia to podstawowa metoda oceny struktury związków chemicznych na podstawie ich widm, czyli wykresów zależności transmisji od długości fali z zakresu podczerwieni. Spektroskopia w podczerwieni IR umożliwia np. identyfikację substancji i zanieczyszczeń w tej substancji. W szczególności urządzenia FT-IR pozwalają na analizę złożonych mieszanin bez uprzedniego ich rozdzielania. Spektrometry FT-IR rejestrują pochłanianie energii elektromagnetycznej przez określone wiązania międzyatomowe w cząsteczkach. Wyniki są zwykle naniesione na spektrogramie i pokazują miarę pochłaniania w funkcji długości fali elektromagnetycznej. Poszczególne maksima są identyfikowalne w spektrogramie i mogą być wykorzystywane do identyfikacji np. związku chemicznego w zmienionej mieszance, gdy jej wykres podczerwieni jest znany z analizy w stanie czystym. W ostatnich latach metodę FT-IR stosuje się coraz częściej do oceny i kontroli materiałów budowlanych, np. cementu portlandzkiego, asfaltu, itd.

Słowa kluczowe: spektroskopia, spektrogram, promieniowanie, podczerwień, widmo, FT-IR, starzenie, asfalt

1. Wprowadzenie

Spektroskopia to metoda wyznaczania struktury związków chemicznych na podstawie ich widm, czyli wykresów miary pochłaniania w zależności od długości fali z zakresu podczerwieni. Techniki spektroskopowe polegają na oddziaływaniu promieniowania elektromagnetycznego na materiał. Nakierowanie na materiał promieniowania o znanej długości fali powoduje określony sygnał wychodzący, na podstawie którego możemy określić właściwości chemiczne materiału oraz grupy funkcyjne obecne w analizowanym związku. Najważniejsze grupy, które można zidentyfikować to: grupa karbonylowa, wiązania podwójne i potrójne ($C=C$, $C\equiv C$), wiązania $C-H$, grupy $-OH$, NH_2 i NHR [1]. Badana próbka naświetlana jest promieniowaniem, a kształt widma zależy od energii oscylacyjnej i rotacyjnej wiązań chemicznych. Całkowita energia cząsteczki składa się z różnych rodzajów energii, a te rodzaje są związane z różnymi formami ruchu cząsteczki (elektronowa, translacyjna - związana z nieuporządkowanym ruchem molekuł, rotacyjna - wirowanie cząsteczek wokół własnych osi i oscylacyjna - związana z oscylacjami wokół położeń równowagi atomów cząsteczek). Promieniowanie mikrofalowe powoduje wzbudzenie rotacji, a podczerwone powoduje oscylację atomów [2]. Kształt widm w tym zakresie promieniowania w przypadku ciał stałych i cieczy zależy głównie od wzbudzeń oscylacyjnych, ponieważ rotacje cząsteczek są w tym przypadku nawet całkowicie hamowane przez oddziaływania międzycząsteczkowe. Dlatego widma ciał stałych i cieczy są nazywane widmami oscylacyjnymi [3].

Rysunek 1 przedstawia różne obszary widma elektromagnetycznego w zależności od wybranej metody spektroskopowej. Widmo promieniowania podczerwonego IR obejmuje zakres długości fal od 0,78 do 1000 mikrometrów, co odpowiada końcowi światła podczerwonego i początkowi obszaru światła widzialnego przy wysokich częstotliwościach do mikrofal przy niskich częstotliwościach. Zakres podczerwieni jest zwykle podzielony na trzy regiony: bliskiej podczerwieni (NIR) (widma od 0,78 do 2,5 μm długości fali), średniej podczerwieni (dalej określane jako widma IR) czyli widma o długość fali od 2,5 do 50 μm i w dalekiej podczerwieni (długość fali od 50 do 1000 μm widma).

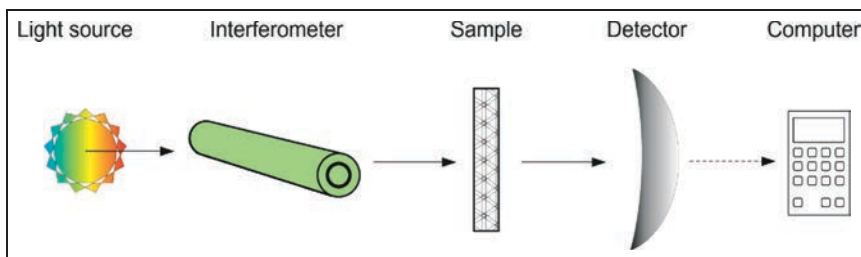


Rys. 1. Częstotliwości elektromagnetyczne przy różnych metodach spektroskopowych

Ponieważ widmo promieniowania IR mieści się w zakresie od 0,78 do 1000 mikrometrów, jest zatem odpowiednie do badania materiałów organicznych. Spektrometry IR rejestrują pochłanianie energii elektromagnetycznej przez wiązania chemiczne jako funkcję długości fali określonych grup atomów w cząsteczkach, które tworzą wykres widma - spektrogram. Promieniowanie elektromagnetyczne jest wchłonięte wtedy gdy jego częstotliwość pokrywa się z częstością drgań wiązania chemicznego cząsteczki. W następstwie wchłonięte promieniowanie jest odzwierciedlone przez „skok” na wykresie (tj. spektrogramie). IR umożliwia identyfikację substancji, zanieczyszczeń w tych substancjach, określenie typów wiązań, badanie efektów drgań jonów i cząsteczek w sieciach krystalicznych. Na wykresach poszczególne maksima absorpcji są zazwyczaj łatwo widoczne i identyfikowalne w spektrogramie i mogą być wykorzystywane do identyfikacji związku chemicznego w zmienionej mieszance, gdy jej wykres podczerwieni jest znany z analizy w stanie czystym [4]. Rodzaj takiego badania określane jest mianem *fingerprinting* (od określania linii papilarnych, także daktyloskopia). Przegląd literatury pokazuje, że większość prac badawczych wykorzystuje urządzenia FT-IR do badań analizy materiału w warunkach laboratoryjnych. Jednak przenośne spektrometry wykorzystujące osłabione całkowite odbicie (ATR) wydają się być realną alternatywą dla analizy FT-IR materiałów budowlanych. Ponadto, istnieje wiele instrumentów dostępnych na rynku, które mogą być stosowane w warunkach polowych [5,11].

Rysunek 2 przedstawia schemat urządzenia FT-IR i jego zasady działania. Wiązka przechodzi przez interferometr, następnie poprzez próbkę i pada na detektor. Zapis z detektora jest rejestrowany w pełnym zakresie liczby falowych, w ciągu maksymalnie kilku sekund. Aby polepszyć sygnał w stosunku do zagłuszających szumów, rejestrowanych jest wiele skanów, a następnie uśrednianych, co zmniejsza wpływ zagłuszeń. Interferogram przekształca matematyczne transformaty Fouriera w widmie absorpcji w podczerwieni. W większości urządzeń FT-IR, tło widma rejestruje się, a potem zazwyczaj jest ono

odejmowane od zarejestrowanego widma materiału, w celu uzyskania widma tylko próbki. Otrzymane widmo próbki jest następnie prezentowane bezpośrednio jako transmisja lub pochłonięcie (absorpcja) przez próbkę, w zależności od trybu pracy.



Rys. 2. Schemat urządzenia FT-IR

2. Techniki spektroskopii w podczerwieni

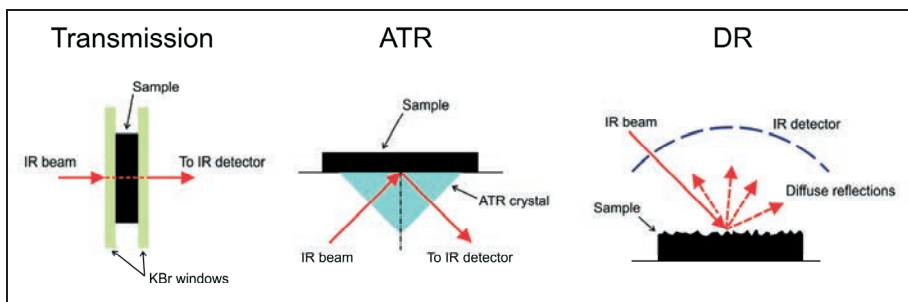
Spektroskopia w podczerwieni polega na pomiarze energii fal elektromagnetycznych w podczerwieni (długości fal 0,78 do 1000 μm) przechodzących, pochłanianych przez materiał oraz odbitych. Rozróżniamy odbicie całkowite (próbka przylega do kryształu IR, promienie przechodzą całkowicie przez próbkę i wracają) lub odbicie rozproszone (próbka płynna lub sproszkowana w kieliszku ze stali nierdzewnej, promienie padają na próbkę, a zwierciadło sferyczne półkolistе zbiera te rozproszone promienie, które odbite widać na wykresie).

Większość tradycyjnych spektrometrów IR działa w trybie przenikania przez próbkę (ang. *Transmission, Tr*) (Rysunek 3). Tryb ten jest odpowiedni do określenia stężenia konkretnego ugrupowania chemicznego [6]. Chociaż tryb przenikania IR jest odpowiedni do oceny lepkości asfaltowych w roztworze, wymaga skomplikowanego przygotowania próbki, w tym użycia rozpuszczalników i pastylki (granulatu) bromku potasu (KBr). Rozpuszczalniki powodują zakłócenia/zniekształcenia w widmie w podczerwieni, a poza tym powodują utwardzenie lepkości, natomiast użycie tzw. pastylki KBr może spowodować nierównomierną grubość próbki [7].

Metoda osłabionego całkowitego odbicia (ang. *Attenuated Total Reflectance – ATR*) jest obecnie coraz szerzej stosowaną odmianą spektroskopii IR. Promień pada na powierzchnię kryształu ATR i ulega całkowitemu odbiciu. Kryształy do ATR charakteryzują się wysokim współczynnikiem załamania światła i są wykonane np. z diamentu. Jeśli do powierzchni kryształu zostanie przyłożona próbka materiału absorbującego promieniowanie, to wiązka promieniowania wnika w głąb próbki na bardzo małą głębokość, zależną od kąta padania wiązki i współczynników załamania światła kryształu ATR i samej próbki. Część promieniowania może zostać zaabsorbowana przez próbkę, a mierząc intensywność promieniowania wiązki odbitej od powierzchni kryształu można uzyskać widmo charakterystyczne dla materiału próbki, tzw. widmo ATR.

Metoda osłabionego całkowitego odbicia ATR umożliwia badanie próbek w stanie stałym i ciekłym a nawet gazów przy użyciu odpowiedniej komory, i nie wymaga specjalnego przygotowania próbki [8]. Wymaga się jedynie aby próbka przylegała ściśle do kryształu ATR. Główną wadą stosowania ATR przy ocenie próbek mieszanek mineralno-asfaltowych jest to, że badane jest jedynie od 1 do 2 μm grubości próbki (bardzo mała głębokość wnikania na małej powierzchni). W przypadku sproszkowanych mieszanek asfaltowych, wielkość i jednorodność sproszkowanych ziaren kruszywa może wpływać na jakość pomiarów ATR [9].

Metoda odbicia rozproszonego (ang. *Diffused Reflectance*, DR) (Rysunek 3) jest najlepszym rozwiązaniem dla pomiarów na chropowatych powierzchniach stałych sproszkowanych próbek bez specjalnego przygotowania [10]. Teoretyczną przewagą DR nad ATR jest to, że głębokość wnikania wiązki IR jest większa i przez co uzyskuje się bardziej miarodajne wyniki. Wyzwaniem jest jednak zmniejszenie wielkości cząstek w porównaniu z grubością próbki, co jest niezbędne do uzyskania dobrego stosunku sygnału do szumu. Ponadto, widmo DR zmierzone w jednostkach odbicia nie może być bezpośrednio porównywane z widmem przenikania lub pochłaniania uzyskane z tego samego materiału. Jednostki DR muszą być przekształcone w jednostki Kubelka-Munk lub \log_{10} jednostek (odbicia), w celu uzyskania poprawności analizy.



Rys. 3. Spektroskopia w podczerwieni: przenikanie (po lewej), osłabione całkowite odbicie (w środku) i rozproszone odbicie (z prawej)

Energie fotonów związane z częścią widma IR (od 1 do 15 kcal/mol) nie są wystarczająco duże, aby pobudzać elektrony, ale mogą wywoływać wzbudzenia oscylacyjne kowalencyjnie związanych atomów i grup, na przykład -OH, C-C lub -COOH. Ponieważ związki organiczne są przeważnie złożone z kowalencyjnie związanych atomów, spektroskopia w podczerwieni głównie stosowana jest do badania materiałów organicznych, chociaż związki nieorganiczne z wiązaniami kowalencyjnymi mogą również być poddawane analizie IR, np. [15].

3. Spektroskopia w podczerwieni z transformacją Fouriera (FT-IR)

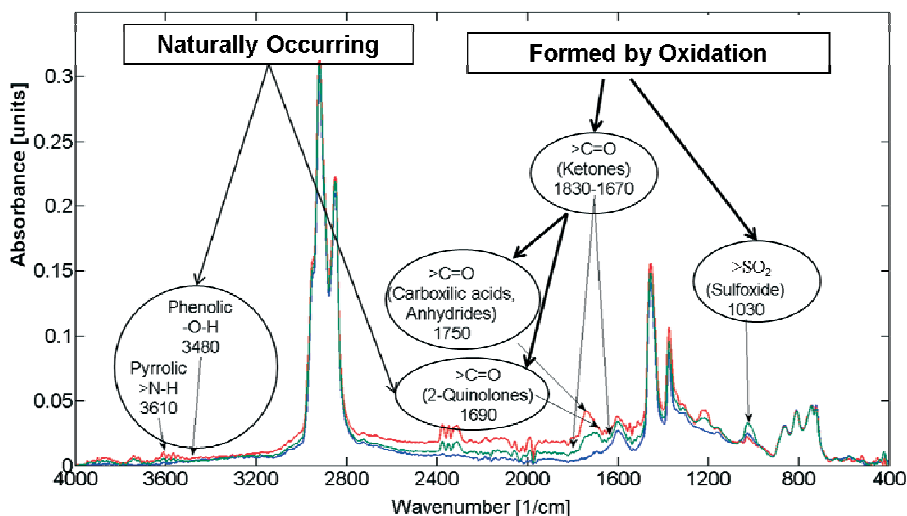
Spektroskopia IR jest coraz częściej stosowaną metodą do określenia składu chemicznego różnych materiałów budowlanych, np. cementu portlandzkiego, asfaltu, powłok epoksydowych [12]. Metodologia FT-IR z powodzeniem stosowana była w przemyśle cementu portlandzkiego. Od 1970 roku składniki klinkieru (alit, belit, glinian trójwapniowy i brązowy milleryt) były wyznaczane w badaniu FT-IR [13]. Badano także zachowanie betonu z cementu portlandzkiego narażonego na agresywne środowisko związków siarczanu i magnezu [14]. Analizie poddano również wpływ różnych domieszek (pucolanów, napowietrzających, polimerowych) na właściwości cementu [15]. Innym przykładem materiału badanego z powodzeniem za pomocą FT-IR była powłoka ochronna konstrukcji stalowych [16]. Analizą widma można zidentyfikować na przykład niską temperaturę utwardzania, jako przyczynę przedwczesnego uszkodzenia takiej powłoki.

W przypadku lepizczy asfaltowych, metodę FT-IR stosowano do oceny starzenia asfaltów poprzez ilościową ocenę stopnia utleniania w oparciu o powierzchnię pod pasmami absorpcji karbonylu [17]. W Dakocie Południowej [18] skutecznie zidentyfikowano przez FT-IR zanieczyszczenia (takie jak pozostałości smoły i paliw). W innych ośrodkach badawczych wykrywano obecności środków adhezyjnych i innych dodatków [19]. Metoda

FT-IR jest też stosowana do sprawdzania obecności polimerów w asfalcie, a nawet stopnia (oceny ilościowej) tej modyfikacji. Za pomocą FT-IR można także łatwo identyfikować, nawet w bardzo niskich stężeniach, obecność przeciwutleniaczy, takich jak dialkilditiofosforan cynku (ZDDP) oraz ditiokarbaminian cynkowo dibutyłowy (ZDBC).

4. Badania FT-IR asfaltów

Jak wspomniano wcześniej, FT-IR pozwala na analizę złożonych mieszanin bez uprzedniego rozdzielania ich. W ciągu ostatnich trzech dekad poczyniono znaczne postępy w spektroskopii FT-IR w badaniach asfaltów i grup funkcyjnych obecnych w asfalcie. Petersen [20] zidentyfikował wysokopolarne chemiczne grupy funkcyjne (FG), naturalnie występujące w asfaltach, takie jak 2-chinolon, fenole i pirole. Badał on także grupy funkcyjne, które powstają podczas oksydacyjnego starzenia tzn. bezwodniki dikarboksyłowe, ketony, kwasy karboksylowe i sulfotlenki. Rysunek 4 przedstawia typowe widma FT-IR dla lepiszcza asfaltowego z regionami absorpcji związanymi z FG.



Rys. 4. Widma FT-IR dla lepiszcza PG 64-22 wraz z identyfikacją grup funkcyjnych

Wiele prac badawczych poświęconych było wykorzystaniu metody FT-IR do oceny starzenia się asfaltu. Na przykład FT-IR zastosowano do ilościowej oceny stopnia utleniania w oparciu o powierzchnię pod pasmem absorpcji karbonyłu. Mechanizm dyfuzji środka antystarzeniowego do odzyskanego lepiszcza również zostało jakościowo oceniane za pomocą FT-IR [21]. Naukowcy stwierdzili, że FT-IR jest odpowiedni do monitorowania procesu dyfuzji w mieszance mineralno-asfaltowej, o ile istnieje różnica pomiędzy absorpcją IR pomiędzy dwoma składnikami. Badanie spektroskopowe utwardzania oksydacyjnego w materiałach asfaltowych było przedmiotem badań m. in. Petersena [20]. Wykorzystał on przenikanie IR do badania starzenia długoterminowego w lepiszczach asfaltowych i określił trzy główne produkty utleniania: sulfotlenki benzyłowe, ketony i wolne rodniki hydroksylowe. Ten ostatni może oddziaływać z ketonami i tworzyć kwasy karboksylowe. Od wczesnych lat dziewięćdziesiątych, wiele badań prowadzonych przez zespół Glovera [22] potwierdziło, że wzrost lepkości w postarzanym lepiszczu jest związany ze wzrostem zawartości w nim karbonyłu. Naukowcy oszacowali zawartość karbonyłu mierząc powierzchnię pasma na wykresie między 1870 i 1620 cm⁻¹ długości fali

na widmie w podczerwieni lepiszcza asfaltowego. Od roku 1970 naukowcy badający zagadnienia nawierzchniowe okresowo wykorzystywali techniki ATR do oceny lepiszcza i mma za pomocą widma w podczerwieni w warunkach laboratoryjnych [23]. W tym temacie pojawiło się kilka prac (m. in. Zofka i in.) potwierdzających stosowanie przenośnego spektrometru ATR do pomiaru i śledzenia utleniania asfaltów niemodyfikowanych i modyfikowanych polimerami [17,29,30]. Jednakże skuteczne stosowanie metody DR badania składu chemicznego lepiszcza udokumentowano tylko w kilku publikacjach, np. [24]. Należy zauważyć, że udokumentowane badania DR wykorzystują ciecz umieszczoną na proszku KBr (bromek potasu wykorzystywany jest w spektroskopii IR do wytwarzania elementów optycznych i jako ośrodek dla próbek tzw. pastylki KBr, ze względu na niską absorpcję promieniowania IR). Bezpośrednie badanie DR na sproszkowanych próbkach mieszanek mineralno-asfaltowych jest udokumentowane w literaturze tylko przez dwa ośrodki (Western Research Institute) [25] oraz University of Connecticut [31].

Identyfikacja modyfikacji polimerami asfaltu jest również możliwa poprzez zastosowanie FT-IR. Metody służące do identyfikacji lepiszczy modyfikowanych polimerami (PMB) opisuje norma AASHTO T302-05 [26]. Departament Transportu Virginia ustalił nawet to badanie jako wskaźnik pierwszego stopnia dla zapewnienia jakości PMB [27]. Polimery SBS są łatwe do zidentyfikowania za pomocą widma FT-IR (maksyma około 966 cm^{-1} i 700 cm^{-1}) co może posłużyć do ich dokładnej oceny [28,29].

5. Podsumowanie

Zastosowanie techniki FT-IR w badaniach materiałów asfaltowych jest szeroko udokumentowane w literaturze. Technika FT-IR jest zaawansowanym narzędziem wykorzystywanym nie tylko w badaniach naukowych, ale także ma już liczne zastosowania w praktyce inżynierskiej. Prace badawcze prowadzone obecnie przez Autorów w Instytucie Badawczym Dróg i Mostów (IBDiM) mają na celu popularyzację tej techniki w Polsce.

Literatura

- 1 Danikiewicz W. Zaawansowane metody ustalania budowy związków organicznych. Instytut Chemii Organicznej PAN, Warszawa 2014
- 2 Dubis A. Zastosowanie spektroskopii w podczerwieni w jakościowej i ilościowej analizie organicznej. Zakład Chemii Produktów Naturalnych Instytutu Chemii, Uniwersytet w Białymstoku 2012
- 3 Tarsa M. Spektroskopia w podczerwieni. Uniwersytet Jagielloński, Collegium Medicum, Katedra Chemii Organicznej, Kraków
- 4 Hsu C. Infrared Spectroscopy, Handbook of instrumental techniques for analytical chemistry, New Jersey, Prentice-Hall 1997
- 5 Strona internetowa <http://www.bruker.com>
- 6 Coates J. Interpretation of Infrared Spectra, A Practical Approach, In Encyclopedia of Analytical Chemistry, John Wiley & Sons Ltd., Chichester 2000
- 7 Jemison H., Burr B., Davison R., Bullin J., Glover C. Application and Use of the ATR FTIR Method to Asphalt Aging Studies, Petroleum Science and Technology 1992
- 8 PerkinElmer Inc. FT-IR Spectroscopy: attenuated total reflectance ATR. Technical note. Strona internetowa www.perkinelmer.com
- 9 Zofka, A., Chrysochoou, M., Yut, I., Zhang, X., Shaw, M., Sun, S-P., Mahoney, J., Farquharson, S., Donahue, M. Evaluating Applications Of Field Spectroscopy Devices To Fingerprint Commonly Used Construction Materials. Project R06B Report. Strategic Highway Research Program 2, Transportation Research Board, Washington DC 2012

- 10 Hirschfeld T. Optimization of Diffuse Reflectance Infrared Spectroscopy Accessories. *Journal of Society for Applied Spectroscopy* 1986
- 11 Strona internetowa <http://www.home.agilent.com>
- 12 Nasrazadani S., Mielke D., Springfield T., Ramasamy N. Practical applications of FTIR to characterize paving materials. FHWA/TX-11/0-5608-1 2010
- 13 Hughes T., Methven C., Jones T., Pelham S., Fletcher P., Hall C. Determining cement composition by Fourier Transform Infrared Spectroscopy. *Advanced Cement Based Materials* 2 1995
- 14 Fernon, V., Vichot, A., Legoanvic, N., Columbet, P., Corazza, F., Costa, U. Interaction Between Portland Cement Hydrates and Polynaphthalene Sulfonates. 5th CANMET/ACI Internal Conf. on Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete, Proceedings 1997
- 15 Yut I., Zofka A. Fingerprinting of Chemical Admixtures in Fresh Portland Cement Concrete by Portable Infrared Spectrometer. *Transportation Research* 2012
- 16 Poisson N., Lachenal G., Sautereau H. Near- and mid- Infrared spectroscopy studies of an epoxy reactive system. *Vibrational Spectroscopy* 1996
- 17 Yut I., Zofka A., Shih-Po Sun Investigation of Oxidative Aging of Polymer Modified Binders by Spectroscopy Methods. 47th Petersen Asphalt Research Conference, Laramie, Wyoming 2011.
- 18 McDaniel, R. S., Haddock, J. Effects of Hot Plant Fuel Characteristics and Combustion on Asphalt Concrete Quality. Report SD2001-13-F, South Dakota Department of Transportation South Dakota 2004
- 19 Zuyu, L. Study on Preparation of Asphalt Antistrip Additives from Amines and Aldehydes. ARRB Transport Research Ltd. Australia 2000
- 20 Petersen, J. C. Quantitative Functional Group Analysis of Asphalts Using Differential Infrared Spectrometry and Selective Chemical Reactions-Theory and Application. *Transportation Research Record, Journal of Transportation Research Board*, Washington D.C. 1986
- 21 Karlsson, R., Isacson. U., Investigations on Bitumen Rejuvenator Diffusion and Structural Stability With Discussion. *Journal of The Association of Asphalt Paving Technologists* 2002
- 22 Woo W. J., Hilbrich J. M., Glover C.J. Polymer-Modified Binder Durability Loss with Oxidative Aging: Base Binder Stiffening Versus Polymer Degradation. *Transportation Research Record, Journal of the Transportation Research Board* 2007
- 23 Lamontagne J., Dumas P. V., Mouillet V., Kister J. Comparison by Fourier transform infrared (FTIR) spectroscopy of different ageing techniques: application to road bitumens. *Fuel* 2001
- 24 Christy A., Dahl B., Kvalheim O. Structural Features of Resins, Asphaltenes and Kerogen Studied by Diffuse Reflectance Infrared Spectroscopy. *Fuel* 1989
- 25 Strona internetowa www.ncrst.org/ArchivePages/WY-WRI/FinalReport.pdf . Western Research Institute (WRI) and Innova Engineering, LLC, Asphalt Surface Aging Prediction ASAP Program, Final Report
- 26 American Association of State Highway Transportation Officials (AASHTO), AASHTO T 302-05 Standard Method of Test for Polymer Content of Polymer-Modified Emulsified Asphalt Residue and Asphalt Binders, Washington D.C. 2005
- 27 Diefenderfer S. Detection of Polymer Modifiers in Asphalt Binder. Report FHWA/VTRC 06-R18, Virginia Department of Transportation, Richmond, Virginia 2006
- 28 Lu X., Isacson U., Ekblad J., Phase Separation of SBS Polymer Modified Bitumens. *Journal of Materials in Civil Engineering* 1999
- 29 Yut I., Zofka A., Attenuated Total Reflection Fourier Transform Infrared Spectroscopy of Oxidized Polymer-Modified Bitumens, *Applied Spectroscopy*, Vol. 65/7, pp: 765-770, 2011
- 30 Bernier A., Zofka A., Yut I., Laboratory Evaluation of Rutting Susceptibility of Polymer-Modified Asphalt Mixtures Containing Recycled Pavements, *Construction and Building Materials*, Vol. 31 pp: 58–66, 2012, doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.12.09
- 31 Yut I., Bernier A., Zofka A., Development of a Compact Laboratory Aging Procedure for Asphalt Binders, *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, Vol. 81, pp: 693-716, 2012

Application of FT-IR technique to bituminous materials

Adam Zofka¹, Dominika Maliszewska², Maciej Maliszewski³

^{1,2,3}*Pavement Technology Division, Road and Bridge Research Institute ,
e-mail: ¹azofka@ibdim.edu.pl, ²dmaliszewska@ibdim.edu.pl, ³mmaliszewski@ibdim.edu.pl*

Abstract: Spectroscopy is a fundamental method used in the material science that relies on the interaction of the electromagnetic radiation with a matter. Infrared spectroscopy allows for material fingerprinting as well as detection and quantification of compounds in a sample. In principle, IR spectrometers record the absorption of electromagnetic energy by chemical bounds in a sample as a function of wavelength. Chemical bounds have unique spectra bands at specific wavelengths regardless of the composition of the remaining molecular structure. The absorbance at these specific wavelengths can be used to quantify a particular functional group in the analyzed material. Absorbance peaks are easily identified on the IR spectra and can be used to fingerprint a compound in a mixture, especially when compared to the original unmodified IR spectra. In the recent years, the FT-IR method has become a popular tool for the quality assurance in the practical applications as well as it became a very useful tool in studying various construction materials, e.g. portland cement, bitumen, etc.

Keywords: spectroscopy, electromagnetic spectrum, infrared, FT-IR, aging, bitumen

Zagadnienia normalizacji kryteriów w analizach wielokryterialnych w projektowaniu dróg

Piotr Żabicki¹, Władysław Gardziejczyk²

^{1,2} Zakład Inżynierii Drogowej, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska,
Politechnika Białostocka, e-mail: ¹traffjcpz@o2.pl, ²w.gardziejczyk@pb.edu.pl,

Streszczenie: Analiza wielokryterialna to metoda wspomagania procesu decyzyjnego w sytuacji gdy analizowanych jest wiele wariantów przebiegu tras drogowych na etapie przygotowywania dokumentacji projektowych autostrad, dróg ekspresowych czy obwodnic miejscowości. Polega ona na odpowiednim doborze kryteriów oceny oraz wag im przypisanych. Celem analizy wielokryterialnej jest wybór wariantu najkorzystniejszego najczęściej z punktu widzenia kryteriów o charakterze transportowym, środowiskowym, ekonomicznym i społecznym. Kryteria przyjęte do analizy wielokryterialnej mogą być wyrażone za pomocą parametrów mierzalnych bądź niemierzalnych. Aby możliwe było porównanie i ocena wariantów wszystkim kryteriom należy nadać wartości liczbowe niemianowane. Proces zastąpienia wartości mianowanej na niemianowaną nazywa się normalizacją. Normalizacja może przebiegać w oparciu o maksymalizację zmiennych (stymulanty) lub minimalizację zmiennych (destymulanty). W analizach prezentowanych w artykule zbadano wpływ przyjętej metody normalizacji kryteriów oraz zastosowanych wag poszczególnych kryteriów na wybór wariantu przebiegu trasy drogowej.

Słowa kluczowe: trasa drogowa, analiza wielokryterialna, metody normalizacji, kryteria oceny wariantów

1. Wprowadzenie

Analiza wielokryterialna to zestaw algorytmów stosowanych przy wyborze rozwiązania najkorzystniejszego wariantu przebiegu trasy drogowej na etapie przygotowywania dokumentacji projektowych autostrad, dróg ekspresowych czy obwodnic miejscowości. Wybór metody zależy między innymi od zróżnicowania liczby danych niezbędnych do wprowadzenia w danej metodzie, etapu przygotowania dokumentacji, skali i rodzaju przedsięwzięcia. Najczęściej są uwzględniane kryteria o charakterze transportowym, środowiskowym, ekonomicznym i społecznym [1,2,3].

Istotną rolę w ocenie poszczególnych wariantów przebiegu tras drogowych mają przyjęte kryteria oceny oraz przypisane im wagi punktowe. Przyjęte kryteria tworzą macierz danych, w której i -ty wiersz charakteryzuje wariant „ i ” według kolejnych (wszystkich) kryteriów, a j -ta kolumna – opisuje kolejne (wszystkie) warianty według określonego kryterium „ j ”. Kryteria przyjęte do analizy wielokryterialnej wyrażone są za pomocą parametrów mierzalnych (np. kryterium długości drogi wyrażana jest w kilometrach) oraz niemierzalnych, opisujących warianty bez ich oceny ilościowej (np. wpływ na krajobraz). W odniesieniu do tych ostatnich dokonuje się ich kwantyfikacji (nadania wartości liczbowych). Aby możliwe było porównanie i ocena wariantów wszystkim kryteriom nadaje się wartości liczbowe niemianowane. Proces zastąpienia wartości mianowanej na niemianowaną nazywa się normalizacją [4,5]. Normalizacja może przebiegać w oparciu o maksymalizację zmiennych (stymulanty) lub minimalizację zmiennych (destymulanty) [6].

Celem prowadzonych analiz jest zbadanie wpływu metody normalizacji kryteriów oraz zastosowanych wag, w odniesieniu do poszczególnych kryteriów, na wybór wariantu przebiegu trasy drogowej.

2. Analiza wielokryterialna – założenia

Rozpatrywany jest zbiór określonych wariantów rozwiązań $W=\{W_i: i=1,2,3 \dots,n\}$, dla których przyjmuje się zbiór kryteriów $K=\{K_j: j=1,2,3 \dots,m\}$, według których oceniane są poszczególne warianty. Dla każdego wariantu wyznacza się wartości x_{ij} (miara wariantu W_i według kryterium K_j), tworzące macierz danych: $X=\{x_{ij}: i=1,2,3,\dots,n; j=1,2,3,\dots,m\}$. W macierzy danych i -ty wiersz przedstawia charakterystykę wariantu „ i ” według kolejnych (wszystkich) kryteriów, a j -ta kolumna opisuje kolejne warianty według kryterium „ j ”. W zapisie tablicowym macierz ma postać (1):

$$\begin{bmatrix} x_{11} & \dots & x_{1j} & \dots & x_{1m} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \dots & \vdots \\ x_{i1} & \dots & x_{ij} & \dots & x_{im} \\ \vdots & \dots & \vdots & \ddots & \vdots \\ x_{n1} & \dots & x_{nj} & \dots & x_{nm} \end{bmatrix} \quad (1)$$

Znanych jest wiele metod normalizacji kryteriów. Normalizację Van Delfta i Nijkampa oraz Peldschusa zastosowano do wyboru projektu autostrady [7]. W pracy [8] wykorzystano metodę Weitendorfa do normalizacji kryteriów w ocenie negatywnych oddziaływań transportu drogowego na środowisko przyrodnicze.

W pracy [9] przedstawiono wybór wariantu korytarza drogowego za pomocą maksymalnej standaryzacji. Szwabowski i inni [6] zastosowali różne metody normalizacji kryteriów (normowanie, standaryzację, normalizację Weitendorfa, Pattern) w budownictwie ogólnym. Analizę metod normalizacji w teorii gier przedstawiono w pracy [10].

W artykule przeanalizowano 12 metod normalizacji przyjętych kryteriów oceny wariantów (tabela 1) [4,6,7,8,9,10]. Każda z wymienionych metod normalizacji ma swoje zalety jak i wady, jest mniej lub bardziej przydatna przy wyborze przebiegu trasy drogowej.

Ranking analizowanych wariantów ustala się na podstawie obliczonych ocen syntetycznych S_i . Do obliczenia oceny syntetycznej wariantu stosuje się wskaźnik sumowania bez lub z uwzględnieniem wag ω_j poszczególnych kryteriów, obliczony odpowiednio według wzoru (2) i wzoru (3):

$$S_i = \sum_{j=1}^m x_{ij}^* \quad (2)$$

$$S_i = \sum_{j=1}^m x_{ij}^* \cdot \omega_j \quad (3)$$

Ocenę końcową analizowanych wariantów oblicza się poprzez sprowadzenie sumy wartości S_i do jedności według wzoru (4):

$$S_i^* = S_i / \sum_{i=1}^n S_i \quad (4)$$

w którym S_i^* jest znormalizowaną oceną syntetyczną wariantu S_i , ($\sum_{i=1}^n S_i^* = 1$). Najkorzystniejszym wariantem jest wariant charakteryzujący się najwyższą wartością S_i^* .

Tabela 1. Metody normalizacji kryteriów

Lp.	Metoda normalizacji	Normalizacja maksymalizująca (stymulanty)	Normalizacja minimalizująca (destymulanty)
1	Normalizacja Van Delfta i Nijkampa	$x_{ij}^* = \frac{x_{ij}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n x_{ij}^2}}$	$x_{ij}^* = 1 - \frac{x_{ij}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n x_{ij}^2}}$
2	Normalizacja Weitendorfa	$x_{ij}^* = \frac{x_{ij} - x_j^-}{x_j^+ - x_j^-}$	$x_{ij}^* = \frac{x_j^+ - x_{ij}}{x_j^+ - x_j^-}$
3	Normalizacja Peldschusa	$x_{ij}^* = \left(\frac{x_{ij}}{x_j^+} \right)^2$	$x_{ij}^* = \left(\frac{x_j^-}{x_{ij}} \right)^3$
4	Normalizacja Jüttlera	$x_{ij}^* = \frac{x_j^+ - x_{ij}}{x_j^+}$	$x_{ij}^* = \frac{x_j^- - x_{ij}}{x_j^-}$
5	Normalizacja Stoppa	$x_{ij}^* = \frac{100 \cdot x_{ij}}{x_j^+}$	$x_{ij}^* = \frac{100 \cdot x_j^-}{x_{ij}}$
6	Normalizacja Jüttlera i Körtha	$x_{ij}^* = 1 - \frac{ x_j^+ - x_{ij} }{x_j^+}$	$x_{ij}^* = 1 - \frac{ x_j^- - x_{ij} }{x_j^-}$
7	Normalizacja logarytmiczna	$x_{ij}^* = \frac{\ln(x_{ij})}{\ln\left(\prod_{i=1}^n x_{ij}\right)}$	$x_{ij}^* = \frac{1 - \frac{\ln(x_{ij})}{\ln\left(\prod_{i=1}^n x_{ij}\right)}}{n-1}$
8	Normalizacja - sumowanie	$x_{ij}^* = \frac{x_{ij}}{\sum_{i=1}^n x_{ij}}$	$x_{ij}^* = 1 - \frac{x_{ij}}{\sum_{i=1}^n x_{ij}}$
9	Normalizacja Pattern	$x_{ij}^* = \frac{x_{ij}}{\sum_{i=1}^n x_{ij}}$	$x_{ij}^* = \frac{x_{ij}}{\sum_{i=1}^n x_{ij}}$
10	Normowanie	$x_{ij}^* = \frac{x_{ij}}{x_j^+}$	$x_{ij}^* = \frac{x_{ij}}{x_j^+}$
11	Standaryzacja	$x_{ij}^* = \frac{x_{ij} - x_j}{\sigma_j}$	$x_{ij}^* = (-1) \frac{x_{ij} - x_j}{\sigma_j}$
12	Maksymalna standaryzacja	$x_{ij}^* = \frac{-x_{ij}}{x_j^+} + 1$	

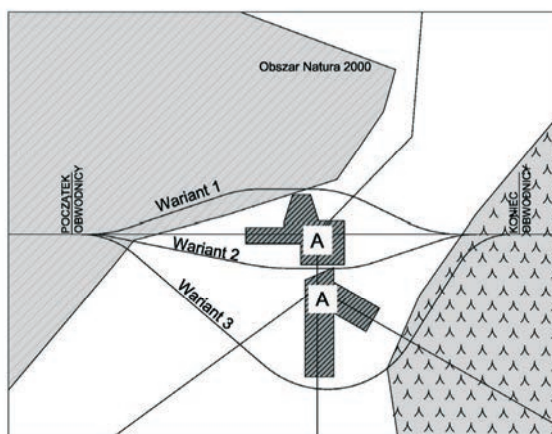
Oznaczenia podane w tabeli 1 określają: x_{ij}^* - znormalizowaną wartość wariantu i -tego według kryterium j -tego, x_{ij} - wartość wariantu i -tego według kryterium j -tego, $x_j^+ = \max_i(x_{ij})$, $x_j^- = \min_i(x_{ij})$ - maksymalną bądź minimalną wartość wariantu i -tego według kryterium j -tego, $x_{ij}' = 1/x_{ij}$, $x_{ij}^{+'}$ - maksymalną wartość wariantu i -tego według kryterium j -tego po maksymalizacji, \bar{x}_j - wartość średnią analizowanych wariantów według j -tego kryterium, $\bar{x}_j = \sum_{i=1}^n x_{ij} / n$, σ_j - odchylenie standardowe, $\sigma_j = \sqrt{\sum_{i=1}^n (x_{ij} - \bar{x}_j) / n}$.

3. Normalizacja kryteriów oceny wariantów – opis wariantów i przyjęte kryteria oceny

Analizę wpływu metody normalizacji kryteriów oceny oraz wag na wybór wariantu przebiegu trasy drogowej przeprowadzono na przykładzie pokazanym na rysunku 1. Przyjęty układ wariantów jest często spotykany w warunkach polskich i dotyczy w szczególności obwodnic i obejść miejscowości. Planowane nowe odcinki tras drogowych kolidują z obszarami chronionymi i ingerują w istniejące zagospodarowanie obszaru. Rozwiązanie problemu wymaga ustalenia wariantu, który w najmniejszym stopniu ujemnie wpływa na obszary chronione oraz przyległą zabudowę mieszkalną.

Warianty przyjęte do analizy scharakteryzowano w następujący sposób:

- wariant 1 - przebieg obwodnicy po północnej stronie miejscowości A, projektowana droga narusza obszar Natura 2000, długość obwodnicy wynosi 3,88 km,
- wariant 2 - przebieg projektowanej drogi pomiędzy zabudową mieszkaniową, długość projektowanego odcinka drogi wynosi 3,82 km,
- wariant 3 - przebieg obwodnicy po stronie południowej, projektowana droga omija zabudowę mieszkaniową, długość obwodnicy wynosi 4,794 km.



Rys. 1. Schemat przebiegu wariantów obwodnicy miejscowości A

Analizę wielokryterialną obwodnicy miejscowości A przeprowadzono w oparciu o osiem kryteriów cząstkowych przypisanych do kryteriów głównych o charakterze transportowym, środowiskowym, ekonomicznym i społecznym (tabela 2). Wartości

poszczególnych kryteriów zostały ustalone przez autorów na podstawie własnych obliczeń, oszacowań i kalkulacji. W celu lepszego wyjaśnienia wpływu metody normalizacji na wynik analizy liczbę kryteriów cząstkowych w poszczególnych kryteriach głównych ograniczono do dwóch. W kryteriach transportowych uwzględniono długość drogi oraz liczbę węzłów drogowych. Kryteria środowiskowe uwzględniają: kolizję projektowanych wariantów z obszarem Natura 2000 i długość przebiegu drogi przez tereny leśne. Kryteria ekonomiczne obejmują koszty budowy drogi oraz ekonomiczną wartość bieżącą netto (*ENPV*). Koszty budowy drogi oszacowano w oparciu o cenę budowy jednego kilometra na poziomie 27 mln PLN w przypadku drogi klasy S 2x2. Kryteria społeczne obejmują liczbę budynków mieszkalnych do wyburzenia oraz liczbę osób narażonych na ponadnormatywny hałas.

W tabeli 2 wskazano także kryteria będące stymulantami („+”, - *ENPV*) i destymulantami („-” - pozostałe kryteria). W przypadku stymulant zastosowano normalizację maksymalizującą, a w przypadku destymulant normalizację minimalizującą.

Tabela 2. Kryteria przyjęte do analizy

Lp.	Kryteria	Jednostka	Wariant 1	Wariant 2	Wariant 3
TRANSPORTOWE					
K1	Długość drogi	- [km]	3,880	3,820	4,794
K2	Liczba węzłów drogowych	- [liczba]	1	1	2
ŚRODOWISKOWE					
K3	Kolizja z obszarem Natura 2000	- [ha]	8,1	2,1	1,9
K4	Długość przebiegu drogi przez lasy	- [km]	2,5	1,0	2,1
EKONOMICZNE					
K5	Koszty budowy	- [10 ⁶ PLN]	104,76	103,14	129,44
K6	Ekonomiczna wartość bieżąca netto <i>ENPV</i>	+ [10 ⁶ PLN]	32,4	27,5	19,5
SPOŁECZNE					
K7	Liczba domów do wyburzenia	- [liczba]	6	18	4
K8	Liczba osób narażonych na ponadnormatywny hałas	- [liczba]	45	120	20

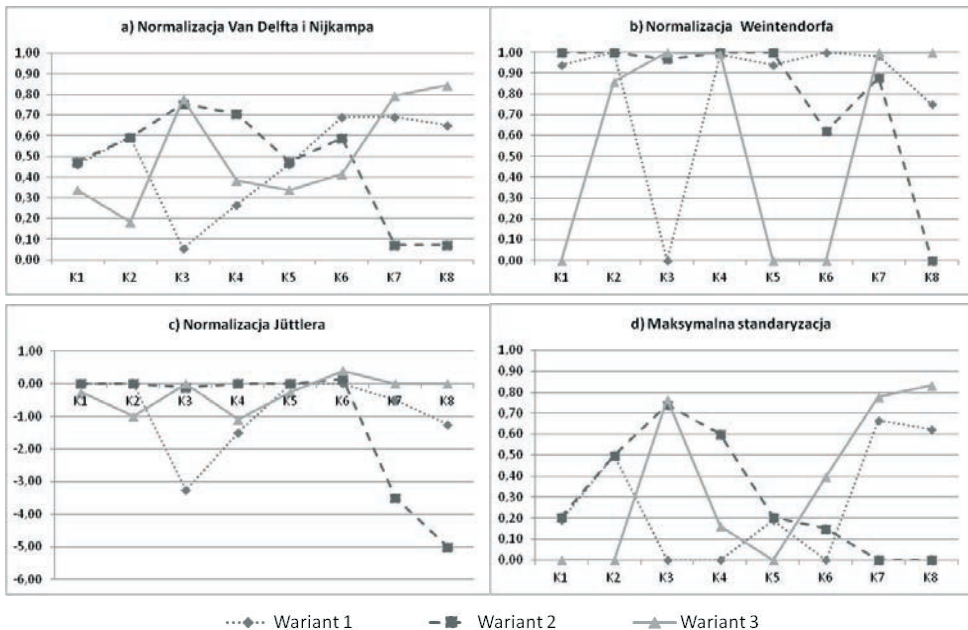
4. Wyniki obliczeń i ich analiza

Wpływ metody normalizacji kryteriów oceny, podanych w tabeli 1, na wybór najkorzystniejszego wariantu przebiegu trasy drogowej poprzedzono analizą metod normalizacji przedstawionych w tabeli 2 (bez uwzględnienia wag poszczególnych kryteriów). Wyniki obliczeń w odniesieniu do 12 metod normalizacji oraz studia literatury [4,6,7,9,10] pozwoliły na sformułowanie poniższych wniosków (na rysunku 2 pokazano uzyskane wartości jedynie dla 4 przykładowych metod normalizacji):

- Do normalizacji kryteriów najbardziej są przydatne metody: Van Delfta i Nijkampa (rys. 2a), Peldschusa, Stoppa, logarytmiczna, sumowania, Pattern, normowania. Zaletą tych metod normalizacji jest możliwość porównywania dowolnej liczby kryteriów, a znormalizowane wartości zawierają się w przedziale (0,1). Metody te mają zastosowanie do obliczeń oceny syntetycznej wariantów z uwzględnieniem wag ω_j kryteriów.
- Zastosowanie metody Weitendorfa (rys. 2b), ze względu na otrzymane wartości "0" i "1" wśród znormalizowanych kryteriów, może w końcowej ocenie nie uwzględniać we właściwy sposób zebranych informacji w odniesieniu do poszczególnych wariantów.

- Metody Jüttlera (rys. 2c), Jüttlera i Körha oraz metoda standaryzacji, ze względu na występowanie wartości ujemnych, nie mają zastosowania w sytuacji, gdy jest wymagane aby wartości znormalizowane $x_{ij}^* > 0$. Jest to istotna wada tych metod.
- Metoda maksymalnej standaryzacji (rys. 2d), ze względu na wartości "0" wśród znormalizowanych kryteriów nie może być wykorzystana w analizach wielokryterialnych uwzględniających wagi punktowe poszczególnych kryteriów. W takiej sytuacji można wprowadzić wartość bliską „0”, ale dodatnią. Działanie takie jednak nie wpływa na czytelność i przejrzystość normalizacji kryteriów. Jest to istotna wada tej metody.

Na podstawie obliczeń z wykorzystaniem metod normalizacji: Jüttlera, Jüttlera i Körha oraz standaryzacji w końcowej ocenie wariantów otrzymano wartości ujemne (tabela 3). Potwierdza to nieprzydatność tych metod w analizach wielokryterialnych przy podejmowaniu decyzji o przebiegu trasy drogowej. Ranking wariantów przebiegu obwodnicy miejscowości A według rozpatrywanych metod normalizacji (bez uwzględnienia wag kryteriów oceny) przedstawiono w tabeli 3. Wyniki przeprowadzonych obliczeń, przy wykorzystaniu metod normalizacji, uznanych jako najbardziej przydatne przy kształtowaniu przebiegu tras drogowych (wniosek nr 1), nie wskazały jednoznacznie najkorzystniejszego wariantu przebiegu obwodnicy. Przy zastosowaniu metody Peldschusa i logarytmicznej za najlepszy uznano wariant 2, a w przypadku metod: Van Delfta i Nijkampa, Stoppa, sumowania, Pattern, normowania – wariant 3. Wariant 2 charakteryzuje się zdecydowanie najkrótszym przejściem przez obszary leśne oraz najmniejszą długością obwodnicy. Wariant 3 wyróżnia się najmniejszą kolizyjnością z obszarem Natura 2000, najmniejszą liczbą domów do wyburzenia i najmniejszą liczbą osób narażonych na ponadnormatywny hałas.



Rys. 2. Normalizacja kryteriów według przykładowych metod

Tabela 3. Wyniki analizy wariantów obwodnicy miejscowości bez uwzględnienia wag kryteriów

Lp.	Metoda normalizacji	Wariant 1	Wariant 2	Wariant 3
1	Van Delfta i Nijkampa	0,3318	0,3193	0,3489
	Ranking	2	3	1
2	Weitendorfa	0,3683	0,3610	0,2707
	Ranking	1	2	3
3	Peldschusa	0,3023	0,3789	0,3188
	Ranking	3	1	2
4	Jüttlera	0,3803	0,4912	0,1285
	Ranking	2	1	3
5	Stoppa	0,3170	0,3407	0,3423
	Ranking	3	2	1
6	Jüttlera i Körha	0,2558	-0,1329	0,8772
	Ranking	2	3	1
7	Logarytmiczna	0,3305	0,3709	0,2986
	Ranking	2	1	3
8	Sumowania	0,3309	0,3227	0,3463
	Ranking	2	3	1
9	Pattern	0,3085	0,3303	0,3612
	Ranking	3	2	1
10	Normowania	0,3170	0,3407	0,3423
	Ranking	3	2	1
11	Standaryzacja	1,6196	1,7121	-3,3318
	Ranking	2	1	3
12	Maksymalna standaryzacja	0,2895	0,3195	0,3910
	Ranking	3	2	1

W praktyce przyjmowany układ wag charakteryzujących poszczególne kryteria jest najczęściej różny od podejścia zrównoważonego. Przeprowadzono więc obliczenia dla czterech przykładowych scenariuszy preferencji, przy następującym układzie wag: 55% (kryterium preferowane – 55%):15%:15%:15% (trzy pozostałe kryteria: 3x15%). Zastosowano przy tym metody normalizacji kryteriów wskazane powyżej jako najbardziej przydatne w tego typu analizach, rezygnując jednak z metody normowania (takie same wyniki uzyskuje się przy zastosowaniu metody Stoppa). Wyniki obliczeń pozwoliły określić najkorzystniejsze warianty przebiegu obwodnicy miejscowości A w ramach poszczególnych scenariuszy preferencji przy przyjętych metodach normalizacji kryteriów (tabela 4).

Tabela 4. Najkorzystniejszy wariant przebiegu drogi (bez uwzględnienia wag i przy założonych scenariuszach preferencji)

Lp.	Metoda normalizacji	Bez wag kryteriów	Scenariusz preferencji			
			transportowy	środowiskowy	ekonomiczny	społeczny
1	Van Delfta i Nijkampa	W3	W1	W2	W1	W3
2	Peldschusa	W2	W2	W2	W2	W3
3	Stoppa	W3	W2	W2	W2	W3
4	Logarytmiczna	W2	W2	W2	W2	W1
5	Sumowania	W3	W1	W2	W1	W3
6	Pattern	W3	W2	W2	W2	W3

Wyniki analiz przedstawione w tabeli 4 nie pozwalają w jednoznaczny sposób wskazać optymalnej metody normalizacji kryteriów oceny wariantów. Zarówno w przypadku podejścia zrównoważonego (równe wartości wag poszczególnych kryteriów) jak i przy założonych przykładowych scenariuszach preferencji za najkorzystniejsze rozwiązanie uznawano różne warianty przebiegu obwodnicy miejscowości A. Jedynie w przypadku kryterium środowiskowego wariant 2 określono jako najkorzystniejszy niezależnie od metody normalizacji kryteriów. Wynika to jednak ze zdecydowanie korzystniejszych wartości kryteriów cząstkowych charakteryzujących ten wariant. Najbardziej zbliżone rozwiązania uzyskano przy zastosowaniu normalizacji metodą Peldschusa i metodą logarytmiczną. Stwierdzono przy tym także istotny wpływ przyjętego scenariusza preferencji na wynik analizy.

5. Podsumowanie

Analiza wielokryterialna jest metodą wspomaganą procesu decyzyjnego w sytuacji gdy rozważanych jest wiele wariantów przebiegu trasy drogowej. Na podstawie przeprowadzonych analiz stwierdzono, że nie wszystkie znane metody normalizacji kryteriów oceny wariantów mogą być przydatne przy wyborze najkorzystniejszego wariantu przebiegu trasy drogowej. Za najbardziej właściwe można uznać metody: Van Delfta i Nijkampa, Peldschusa, Stoppa, logarytmiczną, sumowania, Pattern i normowania, ze względu na możliwość porównywania dowolnej liczby kryteriów, a znormalizowane wartości zawierają się w przedziale (0,1). Metody te pozwalają obliczyć oceny syntetyczne w odniesieniu do rozważanych wariantów z uwzględnieniem wag poszczególnych kryteriów. Jako nieprzydatne w rozwiązywaniu zagadnień kształtowania tras drogowych uznano normalizację kryteriów metodami: Weitendorfa, Jüttlera oraz Jüttlera i Körha, ze względu na występowanie wartości ujemnych i wartości zerowych, co uniemożliwia uwzględnienie wag kryteriów.

Ustalono także, że na ranking wariantów istotny wpływ mają przyjęte scenariusze preferencji, opisane poprzez wagi przyjętych kryteriów.

Dokonane ustalenia wskazują, że problem wyboru metody normalizacji kryteriów oceny wariantów ma istotny wpływ na wynik analizy wielokryterialnej w procesie decyzyjnym przy wyborze przebiegu tras drogowych i powinien być nadal badany.

Literatura

- 1 Bohatkiewicz J. Podręcznik dobrych praktyk wykonywania opracowań środowiskowych dla dróg krajowych. GDDKiA/EKKOM Sp. z o.o., Kraków 2008.
- 2 De Silva, H., Tatam, CH., 1996. An empirical procedure for enhancing the impact of road investments. *Transport Policy* 3 (4), 210-221.
- 3 Kalamaras, G.S., Brino, L., Carrieri, G., Pline, C., Grasso, P., 2000. Application of multicriteria analysis to select the best highway alignment. *Tunneling and Underground Space Technology* 15 (4), 415-420.
- 4 Hwang C.L., Yoon K. Multiple attribute decision making - methods and applications. A state of the art survey. Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, 1981.
- 5 Ginevicius R. Normalization of quantities of various dimensions. *Journal of Business Economics and Management* 9(1), (2008), 79-86.
- 6 Szwabowski J., Deszcz J. Metody wielokryterialnej analizy porównawczej, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2001.
- 7 Brauers W.K. M., Zavadskas E.K., Peldschus F., Turskis Z. Multi - objective decision – making for road design. *Transport* 23(3), (2008), 183-193.
- 8 Gadziński J. Ocena negatywnych oddziaływań transportu drogowego na środowisko przyrodnicze. *Przegląd komunikacyjny* 1 (2012), 14-19.

- 9 Geneletti D. Multicriteria analysis to compare the impact of alternative road corridors: a case study in northern Italy. *Impact Assessment and Project Appraisal* 23(2) (2005), 135-146.
- 10 Zavadskas E.K., Turskis Z. A new logarithmic normalization method in games theory. *Informatica* 19(2), (2008), 303-314.

Issues of criteria normalization in the multicriteria analyzes in the design of roads

Piotr Żabicki¹, Władysław Gardziejczyk²

^{1,2}*Division of Road Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering,
Białystok University of Technology, e-mail: ¹trafficpz@o2.pl, ²w.gardziejczyk@pb.edu.pl*

Abstract: Multicriteria analysis is a method for supporting the decision process in a situation where there are many variants of road alignments analyzed during the preparation of project documentation of motorways, expressways and bypasses. It is based on an appropriate choice of assessment criteria and weights assigned to them. The aim of the multicriteria analysis is choose the most beneficial variant for road alignment from the point of view of transport, environmental, economic and social criteria. The criteria adopted for the multicriteria analysis can be expressed by using measurable or immeasurable parameters. In order to be able to compare and assess the variants, dimensionless quantities must be assigned to the all criteria. The process of replacing a dimension quantity with a dimensionless one is called normalization. Normalization may be performed on the basis of maximizing the variables (stimulants) or to minimize the variables (destimulants). The analyses presented in the article examine the impact of the adopted method of criteria normalization and the weights of the criteria used for the selection of a road variant.

Keywords: road, multicriteria analysis, method of normalization, evaluation of variants

Optymalizacja procesu transportu w dystrybucji mieszanki betonowej

Sławomir Biruk¹, Michał Tomczak²

^{1,2} *Katedra Inżynierii Procesów Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury,
Politechnika Lubelska, e-mail: ¹s.biruk@pollub.pl, ²m.tomczak@pollub.pl*

Streszczenie: Wiele wytwórni mieszanek betonowych często posiada nowoczesne węzły betoniarskie o wysokiej wydajności, które zapewniają dobrą jakość produkcji. Przedsiębiorstwa te dysponują także flotami nowoczesnych betonowozów. Pomimo tego, niezwykle rzadko zdarza się, aby wytwórnie posiadały programy wspomagające podejmowanie decyzji przy planowaniu tras przejazdowych betonowozów oraz harmonogramowaniu produkcji mieszanki. Najczęściej decyzje te podejmują dyspozytorzy polegając jedynie na swoim doświadczeniu. W artykule scharakteryzowano problem zintegrowanego harmonogramowania produkcji mieszanki betonowej i marszrutyzacji betonowozów oraz opracowano model matematyczny mający na celu optymalizację procesu transportu mieszanki betonowej. Implementacja komputerowa modelu i jego wdrożenie może prowadzić do obsługi większej liczby zleceń, zwiększenia stopnia wykorzystania posiadanego potencjału produkcyjnego oraz stopnia zadowolenia zamawiających, a w konsekwencji do osiągnięcia przewagi konkurencyjnej na trudnym rynku produkcji mieszanek betonowych.

Słowa kluczowe: dystrybucja mieszanki betonowej, marszrutyzacja, modelowanie matematyczne, programowanie liniowe

1. Wprowadzenie

Beton towarowy jest podstawowym materiałem wykorzystywanym do wznoszenia konstrukcji budowlanych. Jest stosowany we wszystkich elementach konstrukcyjnych obiektu budowlanego, od fundamentów aż po przykrycia dachowe. Współcześnie 60-70% wznoszonych obiektów budowlanych to konstrukcje betonowe [1], a według szacunków Stowarzyszenia Producentów Betonu Towarowego produkcja tego materiału w Polsce w roku 2012 wyniosła 20,10 mln m³ [2], co świadczy o znaczeniu i popularności tego materiału.

Ze względu na rosnące wymagania odnośnie jakości oraz dążenie do uzyskania specjalnych właściwości betonu, mieszanki betonowe są wytwarzane w wyspecjalizowanych zakładach, w warunkach o charakterze przemysłowym. Mieszanka betonowa jest dostarczana z betonowni na budowy specjalnie przystosowanymi do tego środkami transportu dalekiego – mieszalnikami na podwoziach samochodowych, nazywanych także betonowozami. Pomimo wielu zalet takiego rozwiązania, istnieje problem dystrybucji mieszanki wynikający z ograniczonego czasu transportu. Czas ten w zależności od składu, użytych domieszek wynosi od kilkudziesięciu minut do paru godzin. Dodatkowo jest wymagana ciągłość procesu betonowania elementów konstrukcji, aby w dojrzałym betonie nie pojawiły się niekontrolowane przerwy robocze, obniżające jakość i wytrzymałość elementów betonowych. Wymagania te niosą za sobą konieczność sprawnego planowania produkcji mieszanki betonowej oraz związanej z nią obsługi placu budowy.

Obecnie większość wytwórni mieszanek betonowych posiada nowoczesny, w pełni zautomatyzowany sprzęt do produkcji tego materiału, umożliwiający wytwarzanie wysokiej jakości mieszanki w bardzo krótkim czasie. Niestety zarządzanie obsługą zleceń (ustalanie terminów wyjazdów betonowozów i kolejności realizacji zamówień) jest oparte jedynie na doświadczeniu personelu [3]. Przedsiębiorstwa wytwarzające mieszankę betonową mają podobne koszty funkcjonowania oraz zakupu materiałów – efektywność dystrybucji staje się czynnikiem, który może decydować o przewadze konkurencyjnej na rynku [4]. Wysokie koszty transportu w stosunku do wartości przewożonego materiału powodują konieczność zwiększenia roli efektywnego zarządzania zintegrowanym systemem produkcji mieszanki betonowej i planowania terminów oraz tras betonowozów (marszrutyzacji) [4].

2. Charakterystyka procesu transportu mieszanki betonowej

Czas, jaki upływa od momentu przygotowania mieszanki do chwili jej wbudowania, powinien być krótszy od czasu wiązania betonu w danych warunkach [5]. Ograniczenie to wpływa na planowanie tras przewozowych i wymusza konieczność ustalenia harmonogramu produkcji mieszanki betonowej, tak aby w chwili zakończenia mieszania składników, kolejny betonowóz był gotowy do załadunku. Wytwórca powinien także starać się unikać sytuacji ustawienia się w kolejce zbyt wielu samochodów oczekujących na załadunek, co istotnie zmniejszyłoby stopień wykorzystania środków transportowych. Krótki czas przydatności do użycia mieszanki betonowej powoduje także ograniczenie potencjalnych odbiorców do tych, którzy są oddaleni od wytwórni mieszanki betonowej o maksymalnie półtorej godziny jazdy samochodem. Taka bariera intensyfikuje konkurencję pomiędzy wytwórniami o ograniczoną liczbę zleceń [6].

Mieszanka betonowa jest wytwarzana według ustalonych receptur uwzględniających szczegółowe wymagania postawione przez zamawiającego. Skutkuje to tym, że załadowany betonowóz musi być kierowany na konkretną budowę. Dyspozytor nie ma możliwości zmiany miejsca przeznaczenia materiału (skierowania betonowozu na inną budowę).

Place budów położone w centrach miast często nie posiadają możliwości przyjęcia więcej niż jednego betonowozu ze względu na ograniczenia wielkości placu budowy i liczby maszyn transportu wewnętrznego. W tym wypadku, ze względu na zapewnienie ciągłości robót betonowych, jest konieczne staranne planowanie pracy wytwórni mieszanki betonowej i marszrut betonowozów. Szybkość układania i zagęszczania powinna być tak dostosowana, aby uniknąć przerw w betonowaniu [9].

W praktyce prowadzenia betonowni można wyróżnić dwa rodzaje zamówień na mieszankę betonową [6]. Pierwszym z nich są zamówienia, które są przyjmowane co najmniej dzień wcześniej od terminu realizacji. Drugą kategorią zamówień stanowią zlecenia przyjmowane w dniu realizacji. Występowanie tych zamówień komplikuje zarządzanie produkcją wytwórni mieszanek betonowych. Dyspozytor w krótkim czasie musi także podjąć decyzję o możliwości realizacji takiego zamówienia i zmianie ustalonego dzień wcześniej harmonogramu produkcji i transportu.

Zapotrzebowanie na mieszankę betonową nie jest równomierne w przeciągu całego dnia. W pracy [6] wskazano, że godziny szczytu występują od 9:30 do 11:30 oraz od 14:30 do 17:00. W pracach [7], [8] podano, że zwiększone zapotrzebowanie występuje od 7:00 do 9:00 oraz od 13:00 do 15:00. W godzinach szczytu szczególnie istotne jest dobre rozplanowanie produkcji mieszanki betonowej w celu zaspokojenia potrzeb odbiorców i przyjęcia jak największej liczby zleceń.

3. Modele optymalizacji procesu transportu mieszanki betonowej

Rozpatrywane zagadnienie optymalizacji procesu transportu mieszanki betonowej było wielokrotnie przedmiotem badań [3-5], [6-8], [10-14]. System zintegrowanego harmonogramowania produkcji mieszanki betonowej i marszrutyzacji betonowozów musi uwzględniać ograniczenia technologiczne wynikające z cech mieszanki betonowej i właściwości młodego betonu. Podnosi to trudność budowy i analizy modeli matematycznych, mających na celu optymalizację procesu transportu w dystrybucji mieszanki betonowej.

Orłowski [5] przedstawił metodykę doboru zestawu maszyn do transportu mieszanki betonowej. Zaproponował algorytm rozwiązania powyższego zagadnienia, który umożliwi ustalenie optymalnej kolejności załadunku betonowozów i minimalizuje koszt transportu mieszanki betonowej.

Matsatsinis [7] opracował system wspomagania decyzji w zarządzaniu dwoma rodzajami środków transportu: pomp samochodowych i betonowozów. Model został sformułowany jako wielomagazynowy problem dostaw z oknami czasowymi (ang. *multi-depot multi-vehicle routing problem with time windows*). Funkcja celu minimalizuje koszty funkcjonowania systemu, przy jednoczesnym wzroście poziomu obsługi klientów.

Feng i in. [6] przedstawili model oparty na algorytmie genetycznym oraz metodzie symulacji, służący zminimalizowaniu całkowitego czasu przebywania betonowozów w kolejce. W oparciu o ten algorytm zbudowano także program z przyjaznym dla użytkownika interfejsem, który usprawnił proces marszrutyzacji betoniarek samochodowych. Autorzy przedstawili również bardzo szczegółowo czynniki wpływające na harmonogramowanie przejazdów betonowozów.

Algorytm metaheurystyczny służący rozwiązaniu szczegółowego modelu dostaw mieszanki betonowej został także zaproponowany przez Naso i in. [8]. Model minimalizuje koszt procesu dystrybucji mieszanki betonowej, na który składają się koszty transportu, załadunku i rozładunku oraz koszty dodatkowe ponoszone na wynajem samochodów, nadgodziny dla pracowników itp. Model został zaprogramowany w środowisku Matlab i jego skuteczność wykazano na przykładzie jednej z holenderskich wytwórni mieszanek betonowych.

Asbach i in. [13] zaproponowali model dostaw mieszanki betonowej oparty na mieszanym programowaniu liniowym. Funkcja celu minimalizuje sumę kosztów transportowych oraz kar dla zamawiających za niewywiązanie się z dostaw. Ze względu na złożoność obliczeniową, model nie może być rozwiązywany przez większość komercyjnych programów przeznaczonych do rozwiązywania modeli mieszanego programowania liniowego, tzw. solverów. Stąd autorzy zaproponowali własny algorytm metaheurystyczny i dokonali oceny jego skuteczności.

Park i in. [12] stworzyli model obejmujący swym zakresem nie tylko proces produkcji i dostaw na budowę mieszanki betonowej, lecz także zaopatrzenie wytwórni w cement i kruszywa. Model ten został rozwiązany za pomocą zaadaptowanego do tego celu dynamicznego systemu symulacji ciągłej. Autorzy opracowali program komputerowy wspomagający zarządzanie pracą wytwórni mieszanki betonowej i następnie zastosowali go do optymalizacji pracy w jednej z singapurskich betonowni.

Yan i in. [3] przedstawili zintegrowany model łączący w jednej strukturze harmonogramowanie produkcji mieszanki betonowej z planowaniem tras przewozowych betoniarek samochodowych. Model bazuje na diagramie przestrzenno-czasowym, w którym wprowadzono pięć rodzajów łuków odwzorowujących pracę betonowni i betonowozów (prześciej samochodów, które w danym dniu nie będą wykorzystane z powodu małej liczby zleceń;

wykorzystanie środka transportowego; załadunek bądź oczekiwanie na niego przez betonowóz w wytwórni; przejazd samochodu na budowę, rozładunek betoniarki samochodowej oraz powrót do zakładu produkcyjnego; zakończenie pracy przez betonowóz i powrót do bazy). Następnie model ten został udoskoniony o dodatkowe ograniczenia realizacyjne: koszty wynikające z nadgodzin pracowników [14] oraz nieprzewidzianych wypadków na drodze [10].

Yan i in. [11] uwzględnili losowe czasy transportu mieszanki betonowej. Model marszrutyzacji został sformułowany jako problem przepływu w sieciach uogólnionych o zerojedynkowej przepustowości z ograniczeniami pomocniczymi (ang. *mixed integer network flow problem with side constraints*). Przydatność modelu oraz zaproponowanego algorytmu jego rozwiązania była weryfikowana metodami symulacji komputerowej.

Najczęściej przyjmowanymi celami optymalizacji pracy wytwórni mieszanki betonowej były: minimalizacja czasu pracy zakładu i budów, zwiększenie stopnia wykorzystania betonowozów oraz węzła betoniarskiego lub kosztów funkcjonowania betoniarni. Mimo dużej liczby prac dotyczących problemu optymalizacji pracy wytwórni mieszanek betonowych, nie udało się opracować modelu zintegrowanego harmonogramowania produkcji mieszanki betonowej i marszrutyzacji betonowozów uwzględniającego wszystkie ograniczenia realizacyjne. O możliwości stosowania modelu decyduje także jego złożoność obliczeniowa. Celem autorów było opracowanie modelu, który może być rozwiązywany za pomocą ogólnie dostępnych programów komputerowych tzw. solverów.

4. Model matematyczny pracy betonowni i marszrutyzacji betonowozów

Budowy k ($k=1, 2, \dots, m$) muszą złożyć zamówienie w dniu poprzedzającym dostawę, określając wielkość zamówienia z_k wyrażoną liczbą dostaw mieszanki betonowej (betonowozów) oraz planowany termin s_k (godzinę rozpoczęcia robót betoniarskich). Zadaniem dyspozytora jest zaplanowanie dostaw (rozdysponowanie dostępnych b betonowozów) w taki sposób, aby w jak najwyższym stopniu spełnić oczekiwania zamawiających i jednocześnie zapewnić jak najkrótszy czas pracy betonowni i budów oraz zapewnić ciągłość robót betonowych na poszczególnych budowach.

Zmiany w stanie systemu są rejestrowane w terminach T_i ($i=1, \dots, n$). Długość kroku czasowego $\Delta T = (T_{i+1} - T_i)$ jest najwygodniej przyjąć równą czasowi trwania najkrótszej operacji np. czasowi załadunku środka transportowego w betonowni, a następnie okres trwania innych operacji wyrazić jako wielokrotność długości tego kroku. Zmienna binarna x_{ik} przyjmuje wartość 1 jeżeli w terminie T_i jest planowany początek załadunku betonowozu kierowanego na budowę k . Cykl pracy p_k betonowozu dostarczającego mieszankę na budowę k składa się z załadunku (o czasie trwania równym liczbie l kroków czasowych), transportu na budowę (t_k kroków), rozładunku (d_k) i powrotu pustego środka transportowanego (u_k):

$$p_k = l + t_k + d_k + u_k \quad (1)$$

Terminy rozpoczęcia załadunku kolejnych betonowozów dostarczających mieszankę na budowę k tworzą ciąg zdarzeń $T_{1,k}, T_{2,k}, \dots, T_{z_k,k}$, ($k=1, 2, \dots, m$). Aby wyeliminować kolejki betonowozów na budowie, rozpoczęcie załadunku kolejnego betonowozu nie może rozpocząć się wcześniej niż wynosił termin rozpoczęcia załadunku poprzedniego powiększony o okres rozładunku na tej budowie. Oznacza to, że pomiędzy terminami dostaw na każdej budowie k musi wystąpić zależność:

$$T_{r,k} - T_{r-1,k} - d_k \geq 0 \quad (r = 2, 3, \dots, z_k, k = 1, 2, \dots, m). \quad (2)$$

Jednocześnie, w celu wyeliminowania niepożądanych przerw roboczych, czas upływający od zakończenia wyładunku poprzedniego betonowozu do rozpoczęcia wyładunku następnego, nie może przekroczyć czasu wiązania mieszanki betonowej t (w tym okresie musi się pojawić na budowie przynajmniej jeden środek transportowy), tzn. musi być spełniony dodatkowo warunek:

$$T_{rk} - T_{r-1,k} - d_k \leq t \quad (r = 2, 3, \dots, z_k - 1, k = 1, 2, \dots, m). \quad (3)$$

Formuła (3) nie dotyczy ostatniej dostawy z_k kierowanej na budowę k .

Zależności (2) i (3) pozwalają na zdefiniowanie zbioru dopuszczalnych dostaw Δ_{Qik} na budowy w terminie T_i ze względu na eliminację kolejek na budowach. Oznacza to, że jeżeli dla budowy k rozpoczęto załadunek w terminie T_i to w momentach $T_{i+1}, T_{i+2}, \dots, T_{i+d_k-1}$ nie można dokonywać załadunku betonowozów na tę budowę. Natomiast w okresach $T_i, T_{i+1}, \dots, T_{i+t}$, musi zostać rozpoczęty przynajmniej jeden cykl transportowy na budowę k ze względu na zapewnienie ciągłości betonowania (jeśli jeszcze nie zostało zaspokojone zapotrzebowanie danej budowy). Te ciągi pozwalają na zdefiniowanie zbioru Δ_{Cik} dopuszczalnych terminów załadunku betonowozów ze względu na ciągłość betonowania.

Dodatkowo, dla każdego momentu T_i zdefiniowano zbiór wszystkich dopuszczalnych dostaw Δ_i (dla wszystkich budów), które mogłyby się rozpocząć przed terminem T_i i być realizowane w tym terminie. Są to cykle transportowe betonowozów, które potencjalnie rozpocząć się mogły w terminach:

$$(T_i - p_k - 1), (T_i - p_k - 2), \dots, T_i, \quad \forall k \in \{1, 2, \dots, m\}. \quad (4)$$

Rozpoczęcie pracy betonowni można wyznaczyć ze wzoru:

$$s = \min_k \{s_k - l - t_k\}. \quad (5)$$

Zagadnienie polega na zaprojektowaniu takiego harmonogramu dostaw mieszanki betonowej, aby zminimalizować łączny czas pracy budów i betonowni, przy spełnieniu ograniczeń technologicznych. Zadanie to można zapisać w postaci:

$$\min : Z = \sum_{k=1}^b (f_k - s_k) + (f - s), \quad (6)$$

$$z_k = \sum_{i=1}^n x_{ik}, \quad \forall k \in \{1, 2, \dots, m\}, \quad (7)$$

$$\sum_{k=1}^m x_{ik} \leq 1, \quad \forall i \in \{1, 2, \dots, n\}, \quad (8)$$

$$\sum_{(i,k) \in \Delta_i} x_{ik} \leq b, \quad \forall i \in \{1, 2, \dots, n\}, \quad (9)$$

$$f_k \geq x_{ik} \cdot T_i + l + t_k + d_k, \quad \forall i \in \{1, 2, \dots, n\}, \quad \forall k \in \{1, 2, \dots, m\}, \quad (10)$$

$$f \geq f_k + u_k, \quad \forall k \in \{1, 2, \dots, m\}, \quad (11)$$

$$s \leq T_i \cdot x_{ik}, \quad \forall i \in \{1, 2, \dots, n\}, \quad \forall k \in \{1, 2, \dots, m\}, \quad (12)$$

$$s_k \leq T_i \cdot x_{ik} + l + t_k, \quad \forall i \in \{1, 2, \dots, n\}, \quad \forall k \in \{1, 2, \dots, m\}, \quad (13)$$

$$\sum_{(i,k) \in \Delta Q_{ik}} x_{ik} \leq 1, \quad \forall i \in \{1, 2, \dots, n\}, \quad \forall k \in \{1, 2, \dots, m\}, \quad (14)$$

$$\sum_{(i,k) \in \Delta C_{ik}} x_{ik} - x_{ik} + M(1 - x_{ik}) \geq y_{ik}, \quad \forall i \in \{1, 2, \dots, n\}, \quad \forall k \in \{1, 2, \dots, m\}, \quad (15)$$

$$y_{ik} - M(1 - x_{ik}) \geq \varepsilon \left(\sum_{(i,k) \in \Delta C_{ik}} x_{ik} - x_{ik} \right), \quad \forall i \in \{1, 2, \dots, n\}, \quad \forall k \in \{1, 2, \dots, m\}, \quad (16)$$

$$x_{ik} \geq y_{ik}, \quad \forall i \in \{1, 2, \dots, n\}, \quad \forall k \in \{1, 2, \dots, m\}, \quad (17)$$

$$\sum_{i=1}^n y_{ik} = z_k - 1, \quad \forall k \in \{1, 2, \dots, m\}, \quad (18)$$

$$x_{ik} \in \{0, 1\}, \quad i \in \{1, 2, \dots, n\}, \quad k \in \{1, 2, \dots, m\}, \quad (19)$$

$$y_{ik} \in \{0, 1\}, \quad i \in \{1, 2, \dots, n\}, \quad k \in \{1, 2, \dots, m\}, \quad (20)$$

gdzie:

y_{ik} – pomocnicza zmienna binarna,

f_k – zakończenie pracy budowy k ,

f – zakończenie pracy betonowni,

M – bardzo duża liczba,

ε – mała liczba z przedziału $[0, 1]$, np. $\varepsilon = 0,001$.

Funkcja celu (6) minimalizuje łączny czas pracy wszystkich budów oraz betonowni. Ograniczenie (7) jest warunkiem bilansowym dostaw dla budów i zapewnia, że na każdą budowę dostarczona zostanie zamówiona ilość mieszanki betonowej. Warunek (8) zapewnia, że w terminie i ładowany jest maksymalnie jeden betonowóz. Równanie (9) jest równaniem przepływu i sprawia, że w żadnej chwili liczba betonowozów nie przekracza liczby dostępnych środków transportowych. Zgodnie z warunkiem (10) są obliczane terminy zakończenia – a według (13) rozpoczęcia – prac betonowych dla poszczególnych budów. Koniec pracy betonowni następuje po powrocie ostatniego betonowozu – warunek (11). Rozpoczęcie pracy betonowni obliczone jest zgodnie z warunkiem (12). Ograniczenie (14) eliminuje kolejki betonowozów na budowach, a (15) – (18) zapobiegają występowaniu przerw roboczych, przy czym warunek ciągłości betonowania nie jest sprawdzany po zrealizowaniu ostatniej dostawy. Zmienne decyzyjne x_{ik} i y_{ik} są zmiennymi binarnymi – ograniczenie (19) oraz (20).

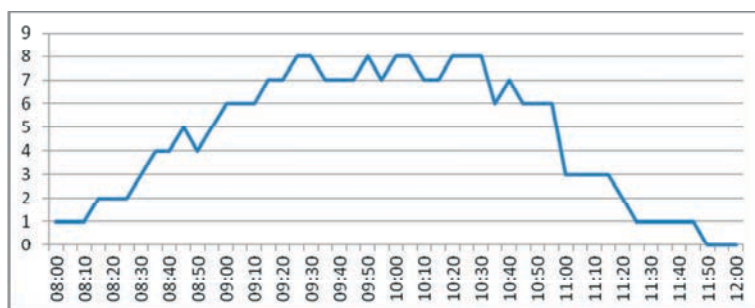
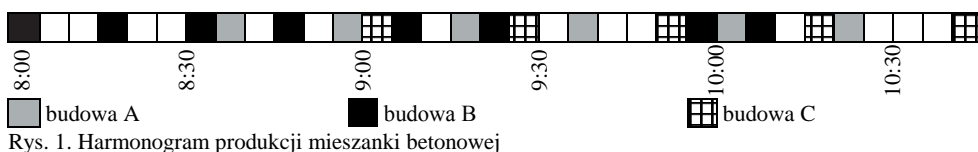
5. Przykład

Betonownia posiada flotę 8 betonowozów o pojemności 7 m^3 każdy. Jej węzeł betoniarski może produkować 84 m^3 mieszanki betonowej na godzinę. Dyspozytor przyjął trzy zamówienia (budowy A, B i C), których charakterystykę przedstawiono w tabeli 1. Czas wiązania betonu wynosi 30 minut. Należy ustalić harmonogram produkcji mieszanki betonowej o celu zminimalizowania łącznego czasu pracy budów i betonowni.

Tabela 1. Charakterystyka zamówień

Budowa	Czas przejazdu w jedną stronę [min]	Czas rozładunku [min]	Zapotrzebowanie [m ³]	Liczba dostaw	Termin rozpoczęcia pracy
A	15	20	40	6	8:50
B	15	15	50	8	8:20
C	20	25	30	5	9:25

Przykład rozwiązano za pomocą programu LINGO 12.0 Optimization Modelling Software [15]. Harmonogram produkcji mieszanki betonowej oraz wykres zatrudnienia samochodów przedstawiono na rysunkach nr 1 i nr 2.



6. Podsumowanie

Osiągnięcie właściwej jakości robót betonowych wymaga posiadania nowoczesnego wyposażenia do produkcji, transportu i układania mieszanki betonowej. Jakość i terminowość usług oferowanych przez producenta mieszanki betonowej może prowadzić do zwiększenia pozycji konkurencyjnej oraz szans na pozyskiwanie nowych zleceń. W artykule został zaproponowany model zintegrowanego harmonogramowania produkcji mieszanki betonowej i marszrutyzacji betonowozów. Opracowany model może stać się użytecznym narzędziem wspomagającym dyspozytorów w planowaniu tras przewozowych betonowozów. Stosowanie opracowanego modelu pozwala przyjąć większą liczbę zleceń oraz zwiększyć stopień wykorzystania mieszarek samochodowych.

Wyniki prac były finansowane z środków statutowych przyznanych przez Ministerstwo Nauki i Szkolnictwa Wyższego (S/63/2014).

Literatura

- 1 Ignatowski P. Realizacja żelbetowych konstrukcji nowoczesnych budynków użyteczności publicznej. Materiały Budowlane (2008),nr 6.
- 2 Podsumowanie rynku betonu towarowego w Polsce w 2012. Stowarzyszenie Producentów Betonu Towarowego w Polsce, Kraków 2013.

- 3 Yan S., Lai W., Chen M. Production scheduling and truck dispatching of ready mixed concrete. *Transportation Research. Part E* 44 (2008) 164-179.
- 4 Lin P. C., Wang J., Huang S. H., Wang Y. T. Dispatching ready mixed concrete trucks under demand postponement and weight limit regulation. *Automation in construction* 19 (2010) 798-807.
- 5 Orłowski Z. *Podstawy technologii betonowego budownictwa monolitycznego*. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2010.
- 6 Feng Ch. W., Cheng T. M., Wu H. T., Optimizing the schedule of dispatching RMC trucks through genetic algorithms. *Automation in Construction* 13 (2004) 327-340.
- 7 Matsatsinis N. F. Towards a decision support system for the ready concrete distribution system: A case of a Greek company. *European Journal of Operational Research* 152 (2004) 487-499.
- 8 Naso D., Surico M., Turchiano B., Kaymak U. Genetic algorithms for supply-chain scheduling: A case study in the distribution of ready mixed concrete. *European Journal of Operational Research* 177 (2007) 2069-2099.
- 9 PN-EN 13670:2011. *Wykonywanie konstrukcji z betonu*.
- 10 Yan S., Lin H. Ch., Liu Y.-Ch., Optimal schedule adjustments for supplying ready mixed concrete following incidents. *Automation in Construction* 20 (2011) 1041-1050.
- 11 Yan S., Lin H. C., Jiang X. Y., A planning model with a solution algorithm for ready mixed concrete production and truck dispatching under stochastic travel times. *Engineering Optimization* 44 (2012) 427-447.
- 12 Park M., Kim W. Y., Lee H. S., Han S., Supply chain model for ready mixed concrete. *Automation in Construction* 20 (2011) 44-55.
- 13 Asbach L., Dorndorf U., Pesh E., Analysis, modeling and solution of concrete delivery problem. *European Journal of Operational Research* 193 (2009) 820-835.
- 14 Yan S., Lai W., An optimal scheduling model for ready mixed concrete supply with overtime considerations. *Automation in Construction* 16 (2007) 734-744.
- 15 LINGO 14.0 - Optimization Modeling Software for Linear, Nonlinear, and Integer Programming. Lindo Systems (2014).

Transport optimization for ready-mix concrete distribution

Sławomir Biruk¹, Michał Tomczak²

^{1,2} *Department of Construction Project Engineering, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: ¹s.biruk@pollub.pl, ²m.tomczak@pollub.pl*

Abstract: Concrete batching plants are typically equipped with modern automated high-capacity systems and provide high quality products. The plants often dispose of fleets of concrete transport trucks. However, the plants rarely use decision support tools to plan transport routes and schedule production of the mix. The decisions in this respect base on experience of the staff. The paper investigates into the problems of integrated production scheduling and vehicle routing. A concept of mathematical model for vehicle routing optimization was proposed. If implemented, it is expected to improve plant operations so that more orders can be completed and the plant potential can be utilized more efficiently to the customer's satisfaction, offering the plant competitive advantage in this demanding business.

Keywords: Ready-mix concrete distribution, truck dispatching, vehicle routing problem, mathematical modelling, mixed linear programming

Wspomaganie decyzji deweloperskich w przygotowaniu inwestycji mieszkaniowych

Robert Bucoń

*Katedra Inżynierii Procesów Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury,
Politechnika Lubelska, e-mail: r.bucoń@pollub.pl*

Streszczenie: Przygotowanie inwestycji mieszkaniowej zgodnie z oczekiwaniami nabywców wymaga od dewelopera dużego doświadczenia i dobrej znajomości rynku mieszkaniowego. Preferencje osób poszukujących mieszkań są bardzo zróżnicowane, dlatego kluczowe jest poznanie czynników, które brane są pod uwagę przy zakupie mieszkania. Od tego, w jakim stopniu oferowane mieszkania będą spełniać wymagania nabywców zależy poziom ich sprzedaży, który przekłada się na wysokość uzyskanego dochodu z ich sprzedaży. Poznanie preferencji nabywców mieszkań wymaga przeprowadzenia szczegółowych badań wśród potencjalnych nabywców, których celem jest wyłonienie czynników branych pod uwagę przy wyborze mieszkania oraz określenia ich wpływu na podejmowaną decyzję. W artykule przedstawiono metodę, która ma wspomagać dewelopera przy podejmowaniu decyzji odnośnie sposobu opracowania koncepcji budynku odnoszącej się do rozwiązań projektowych i materiałowych, jego lokalizacji oraz uatrakcyjnienia oferty sprzedaży mieszkań.

Słowa kluczowe: wymagania rynkowe, preferencje klientów, ocena wielokryterialna, optymalizacja wyboru.

1. Wprowadzenie

W Polsce corocznie oferowanych jest na sprzedaż kilkadziesiąt tysięcy mieszkań. Według danych statystycznych za rok 2013 wynosiła ona ponad 56 tys. mieszkań przeznaczonych na sprzedaż [1]. Część z nich bardzo szybko znajduje swoich nabywców, jeszcze w fazie ich realizacji, ale są i takie, których sprzedaż nie cieszy się dużym zainteresowaniem. Zakup mieszkania poprzedzony jest zazwyczaj, wcześniejszą analizą dostępnych ofert sprzedaży. Nabywca, swoje poszukiwania ogranicza do ofert z pewnego przedziału, określonego ceną za m² powierzchni użytkowej. W sytuacji, gdy na rynku znajduje się dużo odpowiadających mu ofert sprzedaży, zmuszony jest dokonać dość trudnego wyboru. Wiąże się on z koniecznością oceny ofert, według określonych kryteriów, odnoszących się do stawianych im wymagań.

Określenie przesłanek, jakimi kierują się nabywcy przy zakupie mieszkania, ma zasadnicze znaczenie w przygotowaniu koncepcji budynku. Obejmuje ona czynniki, które brane są przez nabywcę pod uwagę przy zakupie mieszkania. Są to, przyjęte rozwiązania projektowe i materiałowe, lokalizacja budynku oraz atrakcyjność oferty sprzedaży mieszkania. Oczekiwania nabywców odnośnie powyższych czynników mogą wynikać zarówno z uwarunkowań zewnętrznych, czyli tzw. czynników makroekonomicznych, jak również z czynników wewnętrznych [2]. Czynniki makroekonomiczne, mają bardzo silny wpływ na popyt na mieszkania, ale przedsiębiorca, jakim jest deweloper, nie jest w stanie ich zmienić [3]. Jako główne czynniki makroekonomiczne wymieniane są: produkt krajowy

brutto (PKB), stopa procentowa, wartość mieszkaniowych kredytów hipotecznych, stopa inflacji, dochody gospodarstw domowych [2,4,5,6,7]. Druga grupa czynników, określanych jako wewnętrzne, wynika bezpośrednio z prowadzonej działalności deweloperskiej. Działalność ta obejmuje wiele etapów przedsięwzięcia deweloperskiego, od przygotowania inwestycji, po sprzedaż mieszkań na rynku [8]. Aby osiągnąć wysoki wynik sprzedaży mieszkań, potrzeba odpowiedniego przygotowania inwestycji na etapie opracowania koncepcji budynku.

Kluczowe w tym przypadku jest poznanie preferencji poszczególnych grup nabywców. Pozwala to deweloperowi określić oczekiwania nabywców odnośnie nowych inwestycji mieszkaniowych i na tej podstawie dobrać najodpowiedniejsze rozwiązanie koncepcji budynku [8,9]. Uwzględnienie wszystkich oczekiwań nabywców, przekłada się niestety na wysoką ceną oferowanych mieszkań, a to z kolei niekorzystnie wpływa na ich późniejszą sprzedaż. Deweloperzy mając to na uwadze, przygotowują różne pod względem ceny koncepcje wariantów budynku, które w różnym stopniu są w stanie spełnić oczekiwania nabywców.

W artykule przedstawiono metodę służącą do wspomagania deweloperów w przygotowaniu inwestycji mieszkaniowej na etapie opracowania koncepcji budynku, odnoszącej się do rozwiązań projektowych i materiałowych, wyboru lokalizacji oraz uatrakcyjnienia oferty sprzedaży mieszkań. Celem opracowanego podejścia jest wskazanie najkorzystniejszego rozwiązania realizacji koncepcji budynku.

2. Przygotowanie inwestycji mieszkaniowej

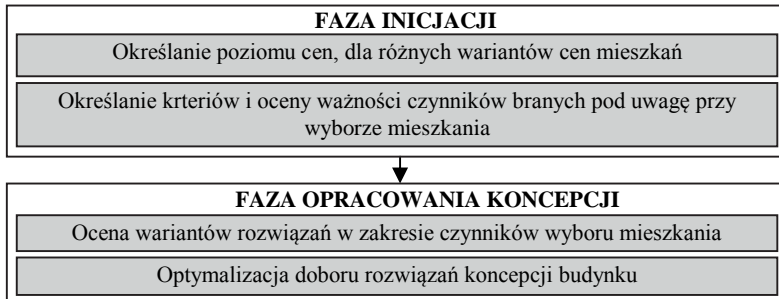
Proces deweloperski jest przykładem procesu inwestycyjnego realizowanego w obszarze nieruchomości [9]. Działalność deweloperska obejmuje realizację pięciu zasadniczych etapów, które można podzielić na etap inicjacji inwestycji, koncepcji inwestycji, opracowania dokumentacji projektowej i uzgodnień, realizacji budowy oraz ekspozycji rynkowej [8].

Faza przedinwestycyjna procesu deweloperskiego obejmuje zarówno etap inicjacji oraz koncepcji inwestycji. Inicjacja inwestycji ma kluczowe znaczenie dla całego procesu deweloperskiego. Na jej podstawie określa się zapotrzebowanie na budynki mieszkalne w danej okolicy [8]. Obejmuje ona zarówno analizę rynku – otoczenia, w którym deweloper będzie działał, jak również analizę dotyczącą oczekiwań samych nabywców w stosunku do mieszkań [10]. Poznanie zapotrzebowania na określone budynki (m.in. odnośnie ceny) oraz potrzeb przyszłych nabywców pozwala deweloperowi przeprowadzić tzw. analizę wykonalności (ang. Feasibility analysis) dotyczącą ustalania koncepcji inwestycji.

Z przeprowadzonych wywiadów wśród deweloperów i nabywców wynika, że spośród wielu czynników branych pod uwagę przy zakupie mieszkania, najistotniejszymi wydają się być: wybór lokalizacji budynku, przyjęte rozwiązania projektowe i materiałowe oraz atrakcyjność zakupu mieszkania. Kluczowe znaczenie spośród nich wciąż odgrywa lokalizacja budynku. Dotychczasowy sposób oceny tego czynnika uległ pewnym zmianom, np. okazuje się, że ważniejsza dla nabywcy jest dzielnica lokalizacji, niż odległość dzieląca ją od centrum miasta. Nabywcy większą uwagę przykładają też do przyjętych rozwiązań projektowych w budynku oraz rodzaju użytych materiałów, co wynika z większej wiedzy i świadomości przyszłych nabywców. Ważnym czynnikiem jest również ocena atrakcyjności oferty sprzedaży. Deweloperzy chcąc zachęcić klientów do zakupu mieszkania stosują różne sposoby mające na celu uatrakcyjnienie oferty, jak: obniżki cen, ułatwienia w kredytowaniu, zwiększenie gwarancji na budynek, a także poprawę wizerunku dewelopera poprzez reklamę.

3. Opis proponowanej metody

Proponowana metoda wspomagania dewelopera w przygotowaniu koncepcji budynku, ma na celu wskazanie optymalnych decyzji odnośnie wyboru wariantów rozwiązań, dla czynników branych są pod uwagę przy zakupie mieszkania. Obejmuje ona następujące etapy:



Rys. 1. Etapy proponowanej metody

Analiza rynku nieruchomości pozwala określić popyt na mieszkania w określonych cenach. Na tej podstawie deweloper może wybrać interesujący go przedział cen mieszkań, dla którego przygotowuje opracowanie koncepcji budynku. W proponowanym podejściu przyjęto, że deweloper określa koszt realizacji mieszkań K_M w układzie wariantowym. Przy ustalaniu ich wysokości, może wykorzystać dane pochodzące z lokalnego rynku nieruchomości.

Znajomość czynników i ich wpływu na podejmowanie decyzji o zakupie mieszkania jest bardzo ważna na etapie opracowania koncepcji budynku. Aby w jak największym stopniu spełniała oczekiwania nabywców musi być odpowiednio przygotowana. Deweloper przygotowując koncepcję budynku powinien mieć na uwadze fakt, że specyfika wymagań klientów jest uzależniona od ceny, za jaką mieszkanie jest oferowane na rynku. Oczekiwania nabywcy skłonnego zapłacić wyższą cenę za mieszkanie, mogą znacząco różnić się od tych, którzy wybierają tańsze oferty. Mając to na uwadze, konieczne jest określenie preferencji poszczególnych grup nabywców. Do ich ustalenia, na podstawie opinii wielu potencjalnych nabywców, przyjęto rozmyte rozwinięcie metody AHP [11].

Zróznicowanie wymagania nabywców mieszkań jest powodem, dla którego nie jest właściwe opracowanie jednej uniwersalnej oferty, która byłaby odpowiednia dla wszystkich nabywców. Jej dopasowanie do wymagań określonej grupy nabywców, narzuca konieczność przeprowadzenia analizy różnych wariantów rozwiązań w zakresie wyboru lokalizacji budynku, rozwiązań projektowych i materiałowych oraz uatrakcyjnienia oferty sprzedaży. Do oceny rozważanych wariantów zaproponowano nowe podejście, które jest połączeniem metody pseudo-rozmytego skalowania [12], pozwalającej na podstawie opinii wielu decydentów określić istotność kryteriów przyjętych do oceny wariantów, z wielokryterialną metodą TOPSIS [13].

Określenie najkorzystniejszych wariantów rozwiązań odnośnie czynników C_i nie oznacza, że najlepsze warianty rozwiązań mogą zostać przyjęte. Warunkiem ograniczającym w tym przypadku, jest przyjęta na wstępie cena mieszkania K_M , dla każdej przygotowywana jest koncepcja budynku. Najkorzystniejsze kompleksowe rozwiązanie, określające koncepcję budynku, wyłaniane jest w wyniku działań optymalizacyjnych. Ocena rozwiązania $S(r)$ przeprowadzana jest na podstawie równania (3). Poszukiwania najlepszego

rozwiązania ukierunkowane jest funkcją celu (1). Rozwiązanie kompleksowe stanowi kombinacja wariantów rozwiązań v_{ij} dla czynników C_i . Problem ten zapisano w następującej postaci:

$$\max z: z = S(r), \quad (1)$$

$$K(r) \leq K_M, \quad (2)$$

$$S(r) = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m w_i \cdot O_{ij} \cdot x_j, \quad (3)$$

$$\sum_{j=1}^m x_j = 1, \quad (4)$$

$$x_j \in \{0, 1\}, \quad j = 1, 2, \dots, m, \quad (5)$$

gdzie: $S(r)$ – ocena rozwiązania r obejmującego zbiór ocen wariantów v_{ij} , $K(r)$ – koszt rozwiązania składający się z wybranych wariantów czynników C_i , K_M – koszt przygotowywanej koncepcji budynku, O_{ij} – ocena wariantu v_{ij} , m – liczba wariantów n -tego czynnika C_i , w_i – waga czynnika C_i , x_j – zmienna binarna wyboru wariantu.

Każdy czynnik C_i brany pod uwagę przy zakupie mieszkania może być spełniony na wiele różnych sposobów określanych, jako warianty $v_{ij} = \{v_{i1}, v_{i2}, \dots, v_{im}\}$. Ocena każdego z nich przeprowadzana jest na podstawie odpowiednio dobranych kryteriów.

4. Przykład obliczeniowy

W przykładzie założono, że deweloper przygotowuje oferty mieszkaniowe, których koszt K_M w pierwszym przypadku nie może przekroczyć kwoty 4,5 tys. zł, w drugim 6 tys. zł, zaś w trzecim 7,5 tys. zł za m² powierzchni użytkowej mieszkania (pum).

Drugi etap metody obejmował, w pierwszej kolejności, przeprowadzenie badań, w których wzięło udział 15 respondentów. Badanie przeprowadzono w formie wywiadu bezpośredniego, którego celem było określenie kryteriów oceny czynników branych pod uwagę przy zakupie mieszkania. Czynniki te odnoszą się do lokalizacji budynku, rozwiązań projektowych oraz materiałowych, jak również atrakcyjności oferty sprzedaży. Uzyskane wyniki zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Czynniki C_i brane pod uwagę przy zakupie mieszkania oraz kryteria ich oceny

C_i	Kryteria oceny czynników
Lokalizacja	odległość, dostęp do drogi publicznej, sąsiedztwo, hałas komunikacyjny, dzielnica
Rozwiązania projektowe	układ funkcjonalny mieszkania, wysokość budynku, powierzchnia balkonu, rodzaj wentylacji, sposób ogrzewania, technologia wykonania, energooszczędność budynku, liczba miejsc parkingowych, rekreacja
Rozwiązania materiałowe	stolarka okienna i drzwiowa, pokrycie dachowe, tynki wewnętrzne, podłogi i okładziny podłogowe, elewacja
Atrakcyjność oferty	okres gwarancji powykonawczej „Rękojmia”, rozpoznawalność/reklama, rabaty/promocje/ bonusy, wsparcie w finansowaniu zakupu mieszkania

W dalszej kolejności (etap drugi) przeprowadzono badania preferencji nabywców, deklarujących chęć zakupu mieszkania w określonym przedziale cenowym. Do ich ustalenia zastosowano rozmyte rozwinięcie metody AHP. W procesie doboru próby badawczej

przyjęto po pięciu respondentów, deklarujących chęć zakupu mieszkania w określonych cenach. Przy użyciu 9-stopniowej skali przewyższania, porównywali oni ze sobą poszczególne czynniki C_i . Zestawione w tabeli 2 wyniki ocen pokazują zmianę preferencji nabywców w odniesieniu do przyjętych cen mieszkań K_M .

Tabela 2. Ocena ważności czynników C_i branych pod uwagę przy zakupie mieszkania

K_M [zł/m ² pum]	Numer czynnika i			
	1	2	3	4
≤ 4500	0,51	0,24	0,18	0,07
≤ 6000	0,45	0,26	0,23	0,06
≤ 7500	0,38	0,31	0,27	0,04

Przygotowanie koncepcji budynku wymaga doboru odpowiednich wariantów, które w jak największym stopniu pozwalają spełnić wymagania odnoszące się do czynników C_i , branych pod uwagę przy zakupie mieszkania. W przykładzie przyjęto, że deweloper na etapie opracowania koncepcji budynku, rozważa możliwość zastosowania różnych wariantów: lokalizacji, projektu, materiałów, poprawy atrakcyjności oferty. Do oceny każdego z j -tych wariantów, i -tych czynników, przyjęto metodę TOPSIS. Wagi ocenianych kryteriów obliczono za pomocą metody pseudo-rozmytego skalowania. Określono również koszt K_{ij} realizacji poszczególnych wariantów v_{ij} w przeliczeniu na m² powierzchni użytkowej mieszkania (pum). Przyjęto, że obejmuje on: koszty bezpośrednie, pośrednie oraz zakładany zysk.

Pierwszym czynnikiem, dla którego analizowano wybór wariantów, jest lokalizacja budynku. Założono, że deweloper rozważa możliwość realizacji inwestycji mieszkaniowej na jednej z pięciu dostępnych lokalizacji. Każda z nich przedstawia inny wariant v_{1j} , który charakteryzuje się określonymi parametrami. Ocena każdego z nich, przeprowadzana jest na podstawie 5-ciu kryteriów, wyłonionych w wyniku przeprowadzonych badań (tab. 1). Zestawienie ocen oraz wyniki obliczeń przedstawiono w tabeli 3.

Tabela 3. Ocena wariantów lokalizacji budynku v_{1j}

l	Kryteria oceny K_l	j.m.	w_l	Numer wariantu lokalizacji j				
				1	2	3	4	5
1	Możliwość dojazdu/infrastruktura	pkt	0,18	4	3	2	5	3
2	Odległość od centrum	km	0,22	6	8	11	5	13
3	Istniejąca zabudowa/sąsiedztwo	pkt	0,13	3	4	4	4	3
4	Wizerunek lokalizacji/dzielnica	pkt	0,26	3	4	3	4	2
5	Hałas komunikacyjny	dB	0,21	65	56	53	65	50
Ocena wariantu O_{1j}				0,66	0,63	0,85	0,87	0,19
Koszt K_{1j}			zł/m ² pum	1100	1000	1250	1450	750

Drugą grupę czynników branych pod uwagę przy zakupie mieszkania stanowi projekt budynku i otoczenia. Deweloper rozważa możliwość przyjęcia jednego z 10-ciu wariantów projektu v_{1j} . Każdy z nich stanowi odmienny wariant przedstawiający koncepcje wykonania budynku. Ocena każdego wariantu przeprowadzana jest na podstawie 9-ciu kryteriów, które odnoszą się do wymagań, na które nabywcy zwracają uwagę przy ocenie projektu (tab. 1). Zestawienie ocen oraz wyniki obliczeń przedstawiono w tabeli 4.

Tabela 4. Ocena wariantów rozwiązań projektu budynku i otoczenia v_{2j}

p	Kryteria oceny K_p	j.m.	w_p	Numer wariantu projektu j										
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	Funkcjonal. mieszk.	pkt	0,15	4	3	5	5	5	4	4	3	5	3	
2	Wysokość budynku	lkb			4	5	8	9	6	4	4	10	4	
3	Powierzchnia balk.	pb/pum			0,06	0,05	0,1	0,05	0,07	0,09	0,04	0,07	0,03	
4	Rodzaj wentylacji	pkt			1	2	3	2	1	3	1	3	1	
5	Sposób ogrzewania	pkt	0,13	2	1	2	2	2	1	2	2	2	1	
6	Energooszczędność	kWh/m ² r	0,16	130	140	150	110	110	140	120	150	100	160	
7	Technologia wyk.	pkt	0,07	2	0,09	8	3	3	1	3	2	3	1	
8	Rekreacja	pkt	0,08	3	0,14	0,07	5	2	4	5	3	5	2	
9	Miejsca parkingowe	lmp/m	0,07	1,2	0,11	2	2	1	1,5	2	1	2	1	
Ocena wariantu O_{2j}					0,56	0,30	0,49	0,78	0,50	0,40	0,67	0,33	0,69	0,23
Koszt K_{2j} *				zł/m ² pum	2200	1800	2100	2700	2050	1950	2550	1900	3000	1400

Oznaczenia: lkb – liczba kondygnacji budynku, lmp/m – liczba miejsc parkingowych przypadająca na jedno mieszkanie, kWh/m² rok – roczne zużycie energii do celów grzewczych, pb/pum – powierzchnia balkonu do powierzchni użytkowej mieszkania, rodzaj wentylacji: 1 – grawitacyjna, 2 – mechaniczna, 3 – mechaniczna z odzyskiem ciepła, technologia wykonania: 1 – tradycyjna, 2 – tradycyjna/prefabrykowana, 3 – monolityczna. Pozostałe kryteria oceniane są w skali od 1 do 5 pkt. * Wariant obejmuje również koszt pozostałych założeń projektowych nie ujętych w ocenie

Kolejnym czynnikiem C_i branym pod uwagę przy wyborze mieszkania jest rodzaj zastosowanych materiałów, z których wykonany jest budynek. Ocenie poddano zbiór 10-ciu wariantów v_{3j} , z których każdy przedstawia odmienne rozwiązanie pod względem przyjętych materiałów. Do oceny proponowanych wariantów, przyjęto siedem kryteriów K_m . Do ich oceny stosowana jest pięciopunktowa skala ocen, gdzie 1 oznacza ocenę złą a 5 bardzo dobrą. Zestawienie ocen oraz wyniki przeprowadzonych obliczeń przedstawiono w tabeli 5.

Tabela 5. Ocena wariantów rozwiązań materiałowych budynku v_{3j}

m	Kryteria oceny K_m	j.m.	w_m	Numer wariantu projektu j										
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	Stolarka okna/drzwi	pkt	0,20	5	5	3	4	5	4	5	5	4	4	
2	Pokrycie dachowe	pkt	0,12	4	5	2	3	4	4	5	4	3	4	
3	Tynki wewnętrzne	pkt	0,15	5	4	4	4	4	3	5	5	4	4	
4	Rodzaj elewacji	pkt	0,18	5	5	2	4	4	4	5	5	5	4	
5	Rodzaj ścian	pkt	0,14	4	4	2	5	4	3	4	4	4	3	
6	Rodzaj stropu	pkt	0,09	4	5	2	4	3	3	4	4	3	3	
7	Podłogi/okładziny	pkt	0,12	4	5	3	4	4	3	4	5	4	4	
Ocena wariantu O_{3j}					0,77	0,81	0,13	0,62	0,64	0,45	0,80	0,68	0,60	0,51
Koszt K_{3j} **				zł/m ² pum	2700	3200	1600	2200	2300	2050	2950	2600	2250	2100

** Wariant obejmuje również koszt innych materiałów nie ujętych w ocenie

Ostatnią grupę analizowanych czynników C_i stanowi atrakcyjność oferty sprzedaży mieszkania. Deweloper starając się ją uatrakcyjnić, rozważa możliwość przyjęcia jednego z pięciu wariantów v_{3j} . Każdy z nich przedstawia odmienne rozwiązanie, które oceniane jest na podstawie czterech kryteriów K_a , wskazanych przez nabywców (tab. 1). Zestawienie ocen poszczególnych wariantów oraz wyniki przeprowadzonych obliczeń przedstawiono w tabeli 6.

Tabela 6. Ocena wariantów atrakcyjności oferty sprzedaży v_{4j}

a	Kryteria oceny K_a	j.m.	w_a	Numer wariantu lokalizacji j				
				1	2	3	4	5
1	Rękojmia/Gwarancja	lata	0,38	4	3	4	3	5
2	Reklama	pkt	0,16	2	3	1	4	4
3	Rabaty/promocje/bonusy	pkt	0,26	4	5	4	3	2
4	Wsparcie w finansowaniu	pkt	0,20	3	4	4	5	3
Ocena wariantu O_{4j}				0,48	0,53	0,46	0,46	0,52
Koszt K_{4j}		zł/m ² pum		350	370	400	450	500

Ostatnim etapem obliczeń jest wskazanie optymalnego rozwiązania r , składającego się z czterech wariantów rozwiązań v_{ij} dla czynników C_i , branych pod uwagę przy zakupie mieszkania, tj. lokalizacji, projektu, materiałów, atrakcyjności oferty. W wyniku przeprowadzonej optymalizacji, wskazano najbardziej satysfakcjonujące rozwiązanie $S(r)$, dla każdej z zakładanych cen mieszkania K_M . Wyniki obliczeń zestawiono w tabeli 7.

Tabela 7. Zestawienie wybranych wariantów rozwiązań v_{ij} dla czynników wyboru mieszkania

Koszt mieszkania K_M [zł/m ²]	Numer wariantu czynnika i				Ocena rozwiązania $S(r)$	Koszt rozwiązania $K(r)$ [zł/m ²]
	1	2	3	4		
>4500	1	10	3	2	0,4523	4470
>6000	3	1	4	1	0,6995	6000
>7500	4	4	7	1	0,8096	7470

5. Podsumowanie

W artykule przedstawiono metodę służącą wspomaganie dewelopera w przygotowaniu inwestycji mieszkaniowej na etapie opracowania koncepcji budynku. Obejmuje ona dobór wariantów rozwiązań w zakresie czynników, które brane są przez nabywcę pod uwagę przy zakupie mieszkania. Rozwiązanie poszczególnych etapów procesu decyzyjnego wymagało zastosowania różnych metod obliczeniowych. W etapie pierwszym określono ceny koncepcji budynku w układzie wariantowym. Kluczowe znaczenie dla wyników procesu decyzyjnego miały badania przeprowadzone w drugim etapie. Ich celem było określenie, za pomocą rozmytego rozwinięcia metody AHP, preferencji nabywców deklarujących chęć zakupu mieszkań w określonych cenach. W trzecim etapie poddano ocenie warianty doboru rozwiązań w zakresie czterech czynników branych pod uwagę przy zakupie mieszkania. Do oceny rozważanych wariantów zastosowano połączenie metody pseudo-rozmytego skalowania, która pozwala określić istotność każdego z kryteriów oceny oraz wielokryterialnej metody TOPSIS. W ostatnim etapie obliczeń przeprowadzono optymalizację wyboru wariantów lokalizacji, rozwiązań projektowych i materiałowych oraz uatrakcyjnienia oferty sprzedaży. W jej wyniku uzyskano najkorzystniejsze kompleksowe rozwiązanie, dla z góry określonego kosztu.

Wyniki prac były finansowane z środków statutowych przyznanych przez Ministerstwo Nauki i Szkolnictwa Wyższego (S/63/2014).

Literatura

- 1 Budownictwo mieszkaniowe I-IV kwartał 2013 r. Główny urząd statystyczny, Marzec 2014 r.
- 2 Gostkowska-Drzewicka M. Próba określenia wpływu czynników makroekonomicznych na rozwój mieszkaniowego rynku deweloperskiego w Trójmieście na tle Polski w latach 1995-2007. *Barometr regionalny* 1/19 (2010), 45–59.
- 3 Gierszewska G., Romanowska M. *Analiza strategiczna przedsiębiorstwa*. PWE, Warszawa, 1995.
- 4 Kałkowski L. *Rynek nieruchomości w Polsce*. TWIGGER, Warszawa, 2001.
- 5 Kucharska-Stasiak E. *Nieruchomość w gospodarce rynkowej*, PWN, Warszawa, 2006.
- 6 Bryx M. *Rynek nieruchomości, system i funkcjonowanie*. Poltex, Warszawa, 2002.
- 7 Janosz M. *Czynniki wpływające na rozwój rynku nieruchomości mieszkaniowych*. *Finansowanie Nieruchomości*, 2006.
- 8 Stolarczyk D. 2013. *Wspomaganie decyzji deweloperskich na rynku nieruchomości mieszkaniowych*. Praca doktorska, Politechnika Śląska, Gliwice, 2013.
- 9 Dziworska K., Trojanowski D. *Projekt deweloperski – fazy, etapy i działania*, *Finanse i informatyka w zarządzaniu wybrane aspekty*, *Prace i Materiały Wydziału Zarządzania Uniwersytetu Gdańskiego* 3, Wydawnictwo UG 2007.
- 10 Kirejczyk K., Łaszek J. *Vademecum deweloper*. Krakowski Instytut Nieruchomości, Kraków, 1997.
- 11 Nang-Fei Pan.: Fuzzy AHP approach for selecting the suitable bridge construction method, *Automation in Construction* 17, (2008), 958–965.
- 12 Bucoń R., Sobotka A. Wyznaczanie zakresu remontu budynku mieszkalnego. *Budownictwo i Architektura* 12/1, (2013), 15–22.
- 13 Hosseinzadeh Lotfi F., Fallahnejad R., Navidi N. Ranking Efficient Units in DEA by Using TOPSIS Method. *Applied Mathematical Sciences*, 5/17, (2011), 805–815.

Decision support of a developer in residential project preparation

Robert Bucoń

*Department of Construction Project Engineering, Faculty of Civil Engineering and Architecture,
Lublin University of Technology, e-mail: r.bucon@pollub.pl*

Abstract: Preparation of a residential project in accordance with the expectations of a buyer requires from a developer a lot of experience and a good knowledge of housing market. Preferences of people looking for flats are very diverse, therefore, it is essential to know the factors which are taken into consideration when buying a flat. The level of flats sale and income gained from it depend on how much the offered flats meet the requirements of buyers. Understanding the flats buyers' preferences requires a detailed study among potential buyers that aims at identifying the factors taken into consideration while choosing a flat and determining their influence on the made decision. In the article, the method is presented which supports a developer in making decisions regarding the development of a building concept in relation to design and material solutions, its location and making the offers of flats for sale more attractive.

Keywords: market requirements, buyers' preferences, multi-criteria assessment, choice optimisation

Zastosowanie zmodyfikowanej metody Bellingera do optymalizacji doboru środków transportowych

Artur Duchaczek¹, Dariusz Skorupka²

¹ *Katedra Inżynierii Systemów, Wydział Zarządzania, Wyższa Szkoła Oficerska Wojsk Lądowych imienia generała Tadeusza Kościuszki, e-mail: aduchaczek@poczta.wp.pl*

² *Katedra Zarządzania, Wydział Zarządzania, Wyższa Szkoła Oficerska Wojsk Lądowych imienia generała Tadeusza Kościuszki, e-mail: dareks100@interia.eu*

Streszczenie: W pracy przedstawiono przykład zastosowania zmodyfikowanej metody Bellingera do optymalizacji doboru środków transportowych na przykładzie wózków widłowych obsługujących magazyny wyrobów i materiałów budowlanych. Opisano założenia przedmiotowej metody, dokonując oceny jej wad i zalet. Uzyskane wyniki rankingu wariantów decyzyjnych porównano z wynikami obliczeń wykorzystujących oryginalną metodę Bellingera.

Słowa kluczowe: metoda Bellingera, optymalizacja, logistyka, środki transportowe

1. Wprowadzenie

W budownictwie oraz innych gałęziach gospodarki narodowej, znaczna część problemów decyzyjnych może zostać opisana za pomocą celu, wariantów decyzyjnych oraz użyteczności danego wariantu. Funkcję celu determinuje jednak bardzo często ich użyteczność, rozumiana i przyjmowana jako wynik optymalny, określony na podstawie przyjętego kryterium oceny [1], [2], [3], [4]. W praktyce inżynierskiej często mamy do czynienia z większą liczbą kryteriów oceny danego wariantu. Wówczas trudno mówić o decyzji optymalnej, a jedynie o tzw. decyzji suboptymalnej, gdyż w rzeczywistości prawie nigdy nie jest tak, że jakiś jeden wariant decyzyjny spełnia wszystkie kryteria oceny lepiej od pozostałych wariantów. W tym przypadku bardzo ważną rolę odgrywa preferencja decydynta, wyrażana często m. in. w postaci współczynnika ważności, tzw. wagi [3].

Niestety, w różnych obszarach budownictwa decydynt często spotyka się z zadaniami wymagającymi wielokryterialnego podejmowania decyzji. Autorzy prac [3] i [4] analizowali przykład takiej decyzji w oparciu o zakup wózków widłowych obsługujących magazyny firm lub centrów logistycznych. Celem tych analiz było efektywne wykorzystanie powierzchni magazynowej, a także zapewnienie sprawnego transportu w jej obszarze. W pracach tych wykorzystano zarówno metodę Electre [4], jak i mało używaną w praktyce inżynierskiej metodę Bellingera [3]. Zaletą metody porównawczej Bellingera jest fakt, iż jest ona łatwa w użyciu, a obowiązujący w niej algorytm obliczeniowy wymaga tylko podstawowych obliczeń matematycznych. Jednak jak każda metoda optymalizacyjna, ma ona również pewne wady i ograniczenia, dlatego w niniejszym artykule zaprezentowano możliwość jej zastosowania.

2. Wada metody Bellingera

Metoda Bellingera jest jedną z metod analizy wielokryterialnej, która porządkuje obiekty na podstawie wartości tak zwanej oceny łącznej wyznaczonej ze zbioru przyjętych

kryteriów cząstkowych [5]. Jak podaje M. Wolny [6], metoda ta polega na doprowadzeniu ocen wariantów decyzyjnych względem wszystkich przyjętych kryteriów do porównywalności, w celu ich dalszej agregacji. Jedną z cech charakterystycznych metody jest fakt, że dla każdego analizowanego kryterium oceny dostępnego wariantu decyzyjnego ustalamy stan najbardziej i najmniej pożądany oraz kierunek tych zmian. Dla każdego dostępnego wariantu decyzyjnego określa się ocenę względem każdego kryterium, jako ułamek tak zwanej „drogi”, będącej różnicą między tymi stanami. Wariantem suboptymalnym jest ten wariant decyzyjny, który otrzymuje ocenę łączną o największej wartości [6].

P. Górny w pracy [5] przedstawił szczegółowy algorytm obowiązujący w metodzie Bellingera. W metodzie tej ocena łączna, będąca wynikiem prowadzonych analiz, określa wartość „odległości” analizowanego kryterium, w odniesieniu do wartości najbardziej niepożądanego. Wynika to z założenia, że czym dany wariant przyjmuje wartość bardziej odległą od wartości niepożądanego, tym jest bliższy wartości pożądanej.

W związku z faktem, że w praktyce inżynierskiej często występują trudności z jednoznacznym określeniem wartości niepożądanego danego kryterium istnieje potrzeba modyfikacji metody Bellingera. W pracy [3] analizowano możliwość optymalnego wyboru wózków widłowych wykorzystywanych w gospodarce magazynowej z wykorzystaniem przedmiotowej metody. Uwzględniono wówczas pięć kryteriów optymalizacji, takich jak: szerokość, wysokość i długość wózka, jego promień skrętu oraz moc silnika. Wydaje się natomiast, że wartość niepożądana danego kryterium powinna być uwzględniana jedynie podczas określania warunków ograniczających (brzegowych) dane kryterium. I tak na przykład przyjęcie wartości szerokości i wysokości wózka uzależnione jest od istniejącej skrajni obowiązującej w danym magazynie, podawanie więc w tym przypadku wartości niepożądanych wydaje się zbędne. Podobnie jeżeli chodzi o moc silnika, ustalenie wartości niepożądanego tego kryterium jest również niejednoznaczne, ponieważ można tu przyjąć zarówno wartość zero, jak i wartość minimalną mocy silnika sprzętu istniejącego na rynku, którą oczywiście znamy. Przyjęta wartość niepożądana danego kryterium przekłada się bezpośrednio na wartość tzw. „drogi”, a to właśnie w stosunku do niej określana jest procentowa odległość wartości analizowanego wariantu do wartości niepożądanego. Wydaje się zatem, że wyeliminowanie z istniejącego algorytmu Bellingera wartości niepożądanego znacznie ułatwi proces optymalizacji i jednocześnie bardziej urealni wyniki prowadzonych analiz.

3. Założenia zmodyfikowanej metody Bellingera

Poniżej w sposób opisowy przedstawiono zależności umożliwiające dokonanie obliczeń według zmodyfikowanej metody Bellingera z podziałem na dziewięć etapów. Przyjmując jednocześnie, że pierwsze pięć etapów jest identyczne jak w oryginalnej metodzie [5].

W etapie I następuje określenie wymagań i ograniczeń dla przyszłych hipotetycznych wariantów rozwiązań analizowanego problemu. Etap II to zdefiniowanie dostępnych w danych okolicznościach wariantów decyzyjnych. W etapie III następuje szczegółowe określenie przyjętych kryteriów oceny i jednostek pomiarowych oraz pożądanej zmiany w obrębie danego kryterium cząstkowego, poprzez podane jego wartości pożądanej, tj. tzw. wzorca. Etap IV polega na ustaleniu hierarchii poszczególnych kryteriów, poprzez ustalenie subiektywnych wartości wag jakie nadaje decydent uwzględnionym kryteriom oceny. W etapie V następuje tworzenie macierzy A^0 , zawierającej rzeczywiste wartości analizowanych kryteriów pod kątem poszczególnych wariantów ([3] na podstawie [5]).

W etapie VI ustalamy rozmiar „drogi” od stanu rzeczywistego do stanu najbardziej pożądanej dla danego kryterium. W tym celu od pożądanej wartości kryterium dla danego

wariantu należy odjąć jego wartość rzeczywistą. Obliczając rzeczywiście przebytą „drogę” wyznaczamy wyrazy macierzy A^1 .

W kolejnym etapie (VII) dokonujemy normalizacji macierzy A^1 , poprzez podzielenie każdego jej elementu przez sumę elementów kolumny, w której się on znajduje. Przy czym sumowane zostają moduły (wartości bezwzględne) wyrazów macierzy A^1 . Macierz A^2 powstała w wyniku przeprowadzonej normalizacji zawiera moduły (wartości bezwzględne) otrzymanych wartości.

W etapie VIII mnożymy liczby otrzymane w etapie VII przez wagi przyjęte w etapie IV, i w ten sposób powstaje macierz A^3 . Etap końcowy (IX) to ustalenie wariantu najlepszego na podstawie tak zwanej oceny łącznej o_i , będącej sumą ocen przyznanych poszczególnym wariantom z uwzględnieniem wszystkich analizowanych kryteriów. Idealne dopasowanie analizowanego wariantu do wartości pożądanых występuje wówczas gdy wartość uzyskanej oceny łącznej o_i wynosi 0.

Abv uzyskane wyniki analiz były chociaż częściowo porównywalne z wynikami innych metod optymalizacyjnych (np. metodą AHP lub Bellingera), tzn. aby wariantem optymalny został wariant, który otrzymał ocenę łączną o_i o najwyższej wartości, trzeba wyniki te w odpowiedni sposób zmodyfikować. Przykładowo zunifikowana ocena łączna z_i może być równa połowie różnicy liczby 0,5 i aktualnej oceny łącznej o_i . Idealne dopasowanie analizowanego wariantu w tym przypadku do wartości pożądanых występuje wówczas gdy wartość uzyskanej zunifikowanej oceny łącznej z_i wynosi 0,25.

4. Przykład zastosowania proponowanej zmodyfikowanej metody

W pracy zaprezentowano możliwości zastosowania zmodyfikowanej metody Bellingera do optymalizacji doboru wózków widłowych w magazynach materiałów budowlanych pod kątem ich własności jezdnych. W niniejszej pracy, podobnie jak w pracach [3] i [4], wykorzystano dane dostępne na stronie internetowej *Firmy Lemarpol-Wózki Widłowe Sp. z o.o.* [7], uwzględniając w analizach jedynie wózki widłowe napędzane silnikiem wysokoprężnym charakteryzujące się udźwignięciem 2000 kg, które posiadały środek ciężkości umieszczony na wysokości 500 mm.

Tabela 1. Zastawienie wózków widłowych przyjętych do analiz [7]

Numer wariantu	W1	W2	W3	W4	W5	W6
Nazwa wózka	Nissan DX-20	Toyota 8FD20	Lyson FD20T	Komatsu FD20NT-16	Komatsu FD20T-16	Komatsu FD25NT-16
Rodzaj silnika	Nissan QD32	Toyota 1DZ2	Yanmar 4TNE92	Komatsu 4D94LE	Komatsu 4D94LE	Komatsu 4D94LE

Podobnie jak w pracach [3] i [4] w analizach założono sześć możliwych wariantów rozwiązania oznaczonych symbolem W1–W6, wśród których znalazły się między innymi wózki firmy Nissan, Toyota, Lyson i trzy wózki firmy Komatsu (tabela 1). Przyjęto przy tym pięć kryteriów ich oceny oznaczonych symbolem K1–K5, wśród których była szerokość (K1), wysokość (K2) i długość wózka (K3), jego promień skrętu (K4) oraz moc silnika (K5). Jednocześnie przyjęto pożądaną wartość dla poszczególnych kryteriów oraz współczynniki ważności (tzw. wagi) dla tych kryteriów (tabela 2). Dodatkowo podano również niepożądaną wartość dla poszczególnych kryteriów, którą dla celów porównawczych zastosowano w oryginalnej metodzie Bellingera (tabela 2).

W tabeli 3 przedstawiono zestawienie wartości kryteriów dla porównywanych wariantów przedstawionych i opisanych w tabeli 1 (etap V).

Tabela 2. Pożądaný kierunek zmian liczbowych i wag dla poszczególnych kryteriów [3].

Wyszczególnienie	K1	K2	K3	K4	K5
wartość pożądana	1000	2000	2300	1900	50
wartość niepożądana	1200	2500	2800	2400	30
wartość wagi	0,3	0,1	0,2	0,3	0,1

Tabela 3. Wartości kryteriów dla poszczególnych wariantów [3]

Wariant/Kryterium	K1	K2	K3	K4	K5
W1	1157	2130	2530	2190	38
W2	1150	2110	2560	2200	39
W3	1155	2120	2530	2175	33
W4	1090	2025	2535	1980	46
W5	1150	2110	2535	2190	46
W6	1090	2025	2405	2050	46

Następnie w tabeli 4 przedstawiono liczby z tabeli 3 (z etapu V) jako wielkość „drogi” od stanu rzeczywistego do najbardziej pożądanego (etap VI), przy czym znak minus oznacza, że wartość pożądana jest mniejsza od rzeczywistej wartości analizowanego kryterium. Natomiast w tabeli 5 zaprezentowano wyniki normalizacji danych zawartych w tabeli 4 (etap VII).

Tabela 4. Liczby określające wielkość „drogi” od stanu rzeczywistego do najbardziej pożądanego

Wariant/Kryterium	K1	K2	K3	K4	K5
W1	-157,0	-130,0	-230,0	-290,0	12,0
W2	-150,0	-110,0	-260,0	-300,0	11,0
W3	-155,0	-120,0	-230,0	-275,0	17,0
W4	-90,0	-25,0	-235,0	-80,0	4,0
W5	-150,0	-110,0	-235,0	-290,0	4,0
W6	-90,0	-25,0	-105,0	-150,0	4,0

Tabela 5. Wyniki normalizacji danych zawartych w tabeli 4 (etap VII).

Wariant/Kryterium	K1	K2	K3	K4	K5
W1	0,198	0,250	0,178	0,209	0,231
W2	0,189	0,212	0,201	0,217	0,212
W3	0,196	0,231	0,178	0,199	0,327
W4	0,114	0,048	0,181	0,058	0,077
W5	0,189	0,212	0,181	0,209	0,077
W6	0,114	0,048	0,081	0,108	0,077

Tabela 6. Wyniki normalizacji danych zawartych w tabeli 4 z uwzględnieniem przyjętych wag (etap VIII).

Wariant/Kryterium	K1	K2	K3	K4	K5
W1	0,059	0,025	0,036	0,063	0,023
W2	0,057	0,021	0,040	0,065	0,021
W3	0,059	0,023	0,036	0,060	0,033
W4	0,034	0,005	0,036	0,017	0,008
W5	0,057	0,021	0,036	0,063	0,008
W6	0,034	0,005	0,016	0,032	0,008

Realizując etap VIII mnożymy liczby otrzymane w etapie VII przez wagi przyjęte w etapie IV (tabela 6). W tabeli 7 dla analizowanego przypadku zaprezentowano zarówno wyznaczone oceny łączne o_i , jak i oceny zunifikowane z_i . W tabeli tej zaprezentowano również wyniki obliczeń analizowanego przypadku, zrealizowane z wykorzystaniem metody Bellingera zaprezentowane w pracy [3].

Z przeprowadzonej analizy wynika, że z punktu widzenia preferencji decydenta (wartości wagi) oraz przyjętych kryteriów najwyższą zunifikowaną ocenę łączną z_i , otrzymał

wariant W6. Oznacza to, że przy założonych warunkach brzegowych wózek widłowy Komatsu FD25NT-16 (wariant W6) jest rozwiązaniem optymalnym zarówno według metody Bellingera, jak i jej wersji zmodyfikowanej. W tym przypadku, podobnie jak w pracy [4], wyniki uzyskane dla wariantu 4 i 6 są zdecydowanie większe od pozostałych.

Tablica 7. Oceny łączne uzyskane w wyniku obliczeń (Przypadek I)

Wariant	Metoda Bellingera [3]		Zmodyfikowana metoda Bellingera	
	Ocena łączna			
	oryginalna o_i	zunifikowana z_i	oryginalna o_i	zunifikowana z_i
W1	41,2500	0,1331	0,2059	0,1471
W2	41,4000	0,1336	0,2043	0,1479
W3	40,1500	0,1296	0,2096	0,1452
W4	69,8000	0,2252	0,1002	0,1999
W5	46,5000	0,1500	0,1848	0,1576
W6	70,8000	0,2285	0,0953	0,2024

W następnym przykładzie obliczeniowym (Przypadek II) przyjęto, że pożądane wartości dla poszczególnych kryteriów są równe wartościom przyjętym dla wariantu W5, który w dotychczasowym rankingu zajmował trzecie miejsce. Wartości niepożądane dla poszczególnych kryteriów, użyte w oryginalnej metodzie Bellingera, pozostawiono takie jak we wcześniejszym przypadku obliczeniowym. W tablicy 8 przedstawiono wyniki przeprowadzonych obliczeń dla tego wariantu (Przypadek II), na podstawie których wyznaczono nowe zunifikowane oceny łączne z_i i ponownie ustalono wariant najlepszy.

Tablica 8. Oceny łączne uzyskane w wyniku obliczeń (Przypadek II)

Wariant	Metoda Bellingera		Zmodyfikowana metoda Bellingera	
	Ocena łączna			
	oryginalna o_i	zunifikowana z_i	oryginalna o_i	zunifikowana z_i
W1	90,6645	0,1276	0,0605	0,2197
W2	92,3096	0,1300	0,0633	0,2183
W3	91,1388	0,1283	0,0809	0,2096
W4	168,1795	0,2368	0,3469	0,0766
W5	100,0000	0,1408	0,0000	0,2500
W6	167,9908	0,2365	0,4484	0,0258

Z przeprowadzonej analizy wynika, że w tym przypadku według metody zmodyfikowanej to wariant W5 uzyskał najniższą ocenę łączną o_i (a jednocześnie najwyższą zmodyfikowaną ocenę łączną z_i), świadcząca o idealnym dopasowaniu do wzorca, opisanego wartościami pożądanymi danego kryterium. Natomiast wyniki uzyskane przy zastosowaniu oryginalnej metody Bellingera wskazują, że wariantem optymalnym jest wariant W4. Sytuacja taka spowodowana jest faktem, że w tym przypadku optymalizacja następowała względem wartości niepożądanych. Przyjęta wartość pożądana (wzorzec) miała jedynie wpływ na wartość „drogi”, w stosunku do której określano procentową odległość wartości analizowanego wariantu do wartości niepożądanej.

5. Podsumowanie

Zaletą zmodyfikowanej metody Bellingera jest fakt, że podobnie jak metoda oryginalna jest ona łatwa w użyciu, a obowiązujący w niej algorytm obliczeniowy nie wymaga wykonywania skomplikowanych i żmudnych obliczeń, przez co metoda ta jest godna polecenia do wykorzystania w codziennej praktyce inżynierskiej. Wyeliminowanie z istniejącego algorytmu metody Bellingera wartości niepożądanej, znacznie ułatwia sam proces optymalizacji wielokryterialnej. Poza tym określanie wariantu optymalnego na

podstawie wartości oceny łącznej α , uwzględniającej tylko wartość pożądaną wydaje się być bardziej uzasadnione, gdyż ocena taka może być interpretowana jako minimalna średnia odległość danego wariantu od przyjętego wzorca uwzględniającego wszystkie kryteria.

Zaprezentowana metoda może zostać użyta w różnych obszarach szeroko rozumianej inżynierii przedsięwzięć budowlanych [8], [9], [10], jak i logistyki budowlanej [11].

Literatura

- 1 Sadowski W.: Decyzje i prognozy. Państwowe Wydawnictwa Ekonomiczne, Warszawa 1977 r.
- 2 Szapiro T.: Co decyduje o decyzji. WNT, Warszawa 1992 r.
- 3 Skorupka D., Duchaczek A., Szleszyński A.: Optymalizacja doboru środków transportowych w logistyce magazynowej, Zeszyty Naukowe Wyższej Szkoły Oficerskiej Wojsk Lądowych im. gen. Tadeusza Kościuszki. Wrocław 2012, nr 4, s. 137-145.
- 4 Skorupka D., Duchaczek A., Szleszyński A.: Zastosowanie metody ELECTRE w optymalizacji doboru środków transportu w magazynie wyrobów budowlanych, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo i Inżynieria Środowiska nr 283, Rzeszów 2012, z. 59 (nr 3/2012/III), s. 105-112.
- 5 Górny P., Elementy analizy decyzyjnej. Akademia Obrony Narodowej, Warszawa 2004.
- 6 Wolny M., Wspomaganie decyzji kierowniczych w przedsiębiorstwie przemysłowym. Wieloatrybutowe wspomaganie organizacji przestrzennej komórek produkcyjnych z zastosowaniem teorii gier. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2007.
- 7 <http://www.wozki.biz/pl,wozki-nowe.html> – dostęp 7.07.2011 r.
- 8 Kapliński O. i inni, Metody i modele badań w inżynierii przedsięwzięć budowlanych. Wydawnictwo PAN KILiW IPPT. Warszawa, 2007.
- 9 Kasprowicz T., Inżynieria przedsięwzięć budowlanych. ITE Radom. Warszawa-Radom, 2002.
- 10 Połowski M., The analysis of the reliability of realization cost and investments, time-limits in Warsaw. Electronic Journal of Polish Agricultural Universities Topic Civil Engineering 9(4), 10/2006.
- 11 Sobotka A., Logistyka przedsiębiorstw i przedsięwzięć budowlanych, Wydawnictwo AGH, Kraków, 2010.

Application of modified Bellinger's method for optimization of the choice of means of transport

Artur Duchaczek¹, Dariusz Skorupka²

¹ Department of System Engineering, Faculty of Management, General Tadeusz Kościuszko Military Academy of Land Forces, e-mail: aduchaczek@poczta.wp.pl

² Department of Management, Faculty of Management, General Tadeusz Kościuszko Military Academy of Land Forces, e-mail: dareks100@interia.eu

Abstract: This paper presents an example of the application of modified Bellinger's method in the process of optimization of means of transport on the basis of forklift trucks in construction products and materials warehouses. The principles of the discussed method have been described and its pros and cons have been evaluated. The results of the decisive variant ranking have been compared with the results of calculations employing the original Bellinger's method.

Keywords: Bellinger's method, optimization, logistics, means of transport

Użyteczność i zakres stosowania metody Earned Value Management przy realizacji kontraktów budowlanych

Agnieszka Dziadosz¹, Oleg Kapliński², Mariusz Rejment³

¹ *Institut Konstrukcji Budowlanych, Politechnika Poznańska,
e-mail: agnieszka.dziadosz@put.poznan.pl*

² *Institut Architektury i Planowania Przestrzennego, Politechnika Poznańska,
e-mail: oleg.kaplinski@put.poznan.pl*

³ *Institut Budownictwa, Politechnika Wroclawska, e-mail: mariusz.rejment@pwr.wroc.pl*

Streszczenie: Metoda Earned Value umożliwia przewidywanie przyszłych wartości całkowitego kosztu oraz czasu realizacji przedsięwzięcia, a także pozwala na wczesne wykrycie niezgodności pomiędzy harmonogramem i budżetem przedsięwzięcia. Coraz częściej podkreśla się jej użyteczność do monitorowania i kontrolowania postępu robót w ujęciu czasowo-kosztowym. W pośredni sposób wykorzystywana jest do kontroli ryzyka w aspekcie przekroczenia kosztów realizacji przedsięwzięcia i nie dotrzymania terminu zakończenia inwestycji. Celem autorów niniejszego referatu było nie tylko wskazanie szeroko omawianych w literaturze zalet metody, jak również uwypuklenie pewnych nieścisłości przy stosowaniu Earned Value, które mogą wpłynąć na prognozowanie kosztów i daty zakończenia przedsięwzięcia. Wnioski opracowano na podstawie analizy kilkunastu realizacji.

Słowa kluczowe: kontrola postępu robót, ryzyko, wartość wypracowana

1. Wprowadzenie

Realizacja przedsięwzięcia budowlanego wiąże się z permanentnym podejmowaniem decyzji w zakresie organizacji, sposobu wykonania robót oraz zmian materiałowo-technologicznych. Wynika to w głównej mierze z podatności przedsięwzięć budowlanych na warunki losowe. Dlatego też wstępnie przyjęte plany organizacji robót oraz harmonogramy wrażliwe są na dezaktualizacje, a zmieniające się warunki na placu budowy warunkują konieczność ciągłej kontroli przebiegu przedsięwzięcia.

Do zarządzania przedsięwzięciem i sterowania procesami budowlanymi opracowane został różnorodne metody, narzędzia i systemy informatyczne wspomagające pracę kadry zarządzającej (menedżerów, kierowników budów, kierowników kontraktów, itp.). Poszukiwaniu różnych i bardziej skomplikowanych metod analizy danych sprzyja złożoność i wieloaspektowość problemów związanych z realizacją przedsięwzięcia [9, 11-14, 18, 20]. Problematyka związana z produkcją budowlaną zachęca do poszukiwania i poznawania nowych, jak również znanych już od wielu lat i powszechnie stosowanych za granicą metod. Jedną z takich metod, zaadoptowanych do warunków polskich, służących do monitoringu przebiegu przedsięwzięcia budowlanego jest metoda Earned Value Management.

2. Istota, założenia i wybrane nieścisłości metody Earned Value Management

Podstawowe założenia i wytyczne stosowania metody EVM są stosunkowo dobrze opisane w literaturze [4-8, 15-17, 19]. Metoda ta najpierw została rozpowszechniona jako analiza finansowa w amerykańskim programie rządowym. Jest powszechnie wykorzystywana przez Departament Obrony USA i NASA m.in. w inwestycjach budowlanych. Obecnie rozpatrywana jest jako jedna podstawowych metod, wchodząca do kanonu dobrych praktyk propagowanych przez Project Management Instytut, umożliwiająca przewidywanie przyszłych wartości całkowitego kosztu oraz czasu realizacji przedsięwzięcia, a także sprawdzenie stopnia wykorzystania budżetu i wykonania harmonogramu robót. Na uwagę zasługuje fakt ujednolicenia zapisów metody i ujęcia jej w postaci normy do obligatoryjnego stosowania. W roku 2006 Australijski Komitet Normalizacyjny opublikował normę AS 4817-2006 - Project performance measurement using Earned Value jako zastąpienie AS 4817-2003. Norma ta została opracowana na podstawie przewodnika PMBOK®PMI 2000 Edycja v1.2 wydanego przez PMI oraz normy amerykańskiej ANSI / EIA -748 --1998 z jednoczesnym dostosowaniem do warunków i regulacji australijskich. W Polsce jej stosowanie jest fakultatywne, aczkolwiek oprogramowanie komputerowe do zarządzania przystosowane jest do jej wykorzystania (m.in. MS Project wylicza podstawowe wskaźniki, służące diagnozie trendu w trakcie realizacji przedsięwzięcia) [21-23].

Z perspektywy stosowania metoda Earned Value opiera się w zasadzie na trzech zakresach danych związanych z kosztami przedsięwzięcia (ACWP, BCWS, BCWP). Pierwszy, podstawowy zakres danych to budżet bazowy z podziałem na poszczególne okresy rozliczeniowe oraz zakresy robót budowlanych (BAC - skumulowany budżet bazowy). Kolejne dwa zakresy opierają się na danych wynikowych o zrealizowanych oraz jeszcze trwających etapach robót, a także poniesionych kosztach. Dane te powinny być uzyskiwane od kierownictwa budowy (tj. faktycznie zrealizowany zakres rzeczowy celem określenia BCWP) oraz z ewidencji kosztów firmy (koszty poniesione do momentu kontroli na podstawie wystawionych faktur dla oszacowania ACWP). Podstawę kontroli czasowo-kosztowej przedsięwzięcia stanowią następujące mierniki efektywności:

- wskaźnik wykonania harmonogramu SPI/wskaźnik wykonania budżetu CPI,
- odchylenie harmonogramu SV/odchylenie kosztu CV,
- szacunkowy całkowity czas trwania projektu ETTC,
- wymagany wskaźnik realizacji dla planowanego kosztu TCPI (BAC)
- wymagany wskaźnik realizacji dla harmonogramu. TCPI (OD).

Jak można zauważyć, w metodzie EVM analiza opiera się na przeprowadzeniu kilku pomiarów wykorzystując odpowiednie wskaźniki w regularnych odstępach w czasie realizacji robót. Otrzymane wartości należy następnie porównać w celu oszacowania postępów przedsięwzięcia w stosunku do wstępnych założeń. Jak wykazała praktyka porównywanie rzeczywistości poniesionych kosztów do kosztów planowanych nie dało precyzyjnego obrazu stanu przedsięwzięcia z racji tego, że nie wykazało aktualnego postępu robót. Może pojawić się sytuacja, że wydaliśmy środków tyle ile było przewidzianych w budżecie na dany zakres robót, aczkolwiek nie zostały w rzeczywistości wykonane roboty w całości (np. tylko w 75%). Zatem możliwość odniesienia osiągniętych wyników finansowych do stanu realizacji poszczególnych robót, wydaje się właściwsze i daje pełniejszy obraz realizacji przedsięwzięcia.

Metoda ta jest przystępna i łatwa w użyciu zapewniając stosunkowo dokładną ocenę problemu. Jednakże pomimo wielu zalet coraz częściej zauważa się pewne nieścisłości.

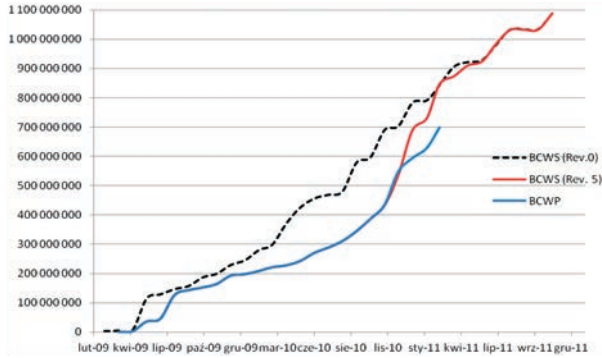
Jak wskazuje nazwa „metoda wartości wypracowanej” odnosi się do pracy wykonanej w trakcie trwania przedsięwzięcia. Niektórzy autorzy podkreślają, że w metodzie tej powinno uwzględniać się tylko zadania wykonane. Oznacza to, że wiele czynności bliskich ukończeniu nie będzie branych pod uwagę, co zaniży szacunki poczynionych postępów. Dlatego też doradza się, podzielenie przedsięwzięcia na mniejsze elementy oraz procentowe określenie zaawansowania postępu zadania. Kolejnym problemem jest nie tyle tworzenia ile zmiana linii bazowej w obliczu postępu robót i zaistniałych sytuacji w trakcie realizacji [19]. Taka sytuacja ma miejsce przy realizacji projektów innowacyjnych, gdzie w trakcie mogą nastąpić zmiany i nieprzewidziane zdarzenia. Wówczas zmienia się zakres budżetu, jak i harmonogram, a to z kolei ma wpływ na oszacowanie wskaźników oraz oszacowanie terminu zakończenia przedsięwzięcia. Po zmianie harmonogramu, krzywa BCWS najczęściej przyjmuje odmienny kształt i trudniej jest odnieść się do wcześniejszych analiz postępu robót. Następny problem wiąże się z jakością uzyskanych danych finansowo-rzeczowych z budowy. Może pojawić się taka sytuacja, że w ACWS ujęte mamy płatności za materiał, który został dostarczony na budowę, aczkolwiek będzie wbudowany w kolejnym okresie rozliczeniowym. Innym zagadnieniem jest odnoszenie odchylenia od harmonogramu do jednostek kosztowych a nie czasowych. W odpowiedzi na ten zarzut w literaturze zagranicznej pojawiła się koncepcja rozszerzenia EVM o Earned Schedule, umożliwiająca przejście z jednostek kosztowych na jednostki czasowe przy wyliczaniu wskaźników wykonania harmonogramu. Mimo to wspomniane nieścisłości nie umniejszają zalet i potencjału metody Earned Value Management.

3. Zakres stosowania EVM – weryfikacja na przykładach

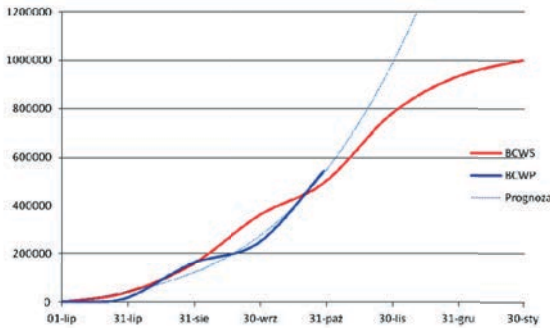
Z analizowanych przykładów wynika, że monitorując przedsięwzięcie przy pomocy metody wartości wypracowanej warto za każdym razem zidentyfikować przyczynę odchylenia. Jeśli spowodowana jest ona tendencją chwilową (np. absencja członków zespołu projektowego, wzrost ceny pojedynczego komponentu itp.) prognozowanie kosztów (czasu realizacji) powinno być obliczone przy założeniu dalszej realizacji wybranych kosztów zgodnie z budżetem (harmonogramem). Jeśli jednak przyczyna odchylenia ma charakter ciągły (długotrwała zmiana kursów walut, błąd wstępnego oszacowania nakładów pracy itp.) szacowany koszt końcowy (czas) powinien zostać wyznaczony przy założeniu utrzymującej się tendencji odchylenia po uprzedniej modyfikacji harmonogramu [1-3, 10]. Ponieważ przedsięwzięcia budowlane podatne są na warunki losowe, stąd tak duża wrażliwość harmonogramów na dezaktualizację.

Rysunek 1 przedstawia odniesienie postępu robót do tworzonych w odstępach miesięcznych kolejnych harmonogramów, które z uwagi na skracanie czasu realizacji poszczególnych zadań traciły na aktualność już kilka dni po ich wydaniu. Jednakże, jak widać z kształtu krzywej BCWS (Rev.5) kolejne opracowania odnosiły się do wcześniejszego trendu na budowie. Kształt krzywej BCWS w pierwszych miesiącach został zachowany, tak aby można było w kolejnych okresach rozliczeniowych odnieść się do uprzednich wskaźników kontroli postępu robót.

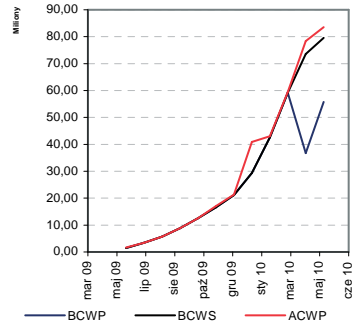
Kolejna opisana sytuacja wiąże się z działaniami, podjętymi w celu nadrobienia postępu zadań. Dążąc do zmniejszenia opóźnienia i jak najszybszego zamknięcia budynku, rozpoczęto montaż płyt obudowy ścian i dachu około 2 tygodnie przed planem, jednakże zmiany te nie zostały wprowadzone jako kolejna rewizja harmonogramu. Jak widać z rys. 2 BCWP - postęp robót znacznie wyprzedza plan. Jednakże w przypadku modyfikacji harmonogramu, uwzględniając przesunięcie robót, sytuacja nie jest adekwatna do tego co przedstawia rys. 2 Wówczas wskaźnik SPI wynosi 0,8 sugerując opóźnienie.



Rys. 1. Postęp prac w stosunku do kolejnych rewizji harmonogramu [2]



a) Predykcja postępu robót [2]

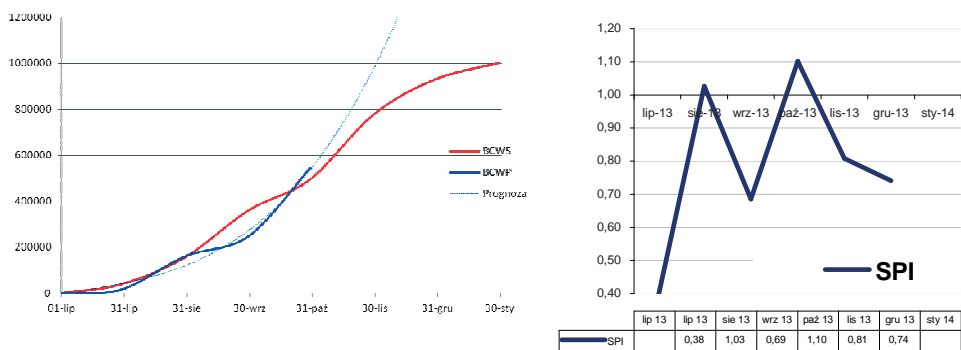


b) Zwiększony zakres robót nie ujętych w harmonogramie [10]

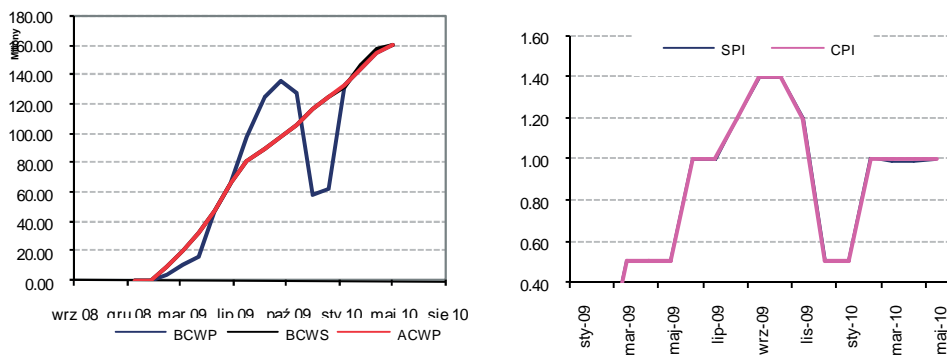
Rys. 2. Brak modyfikacji harmonogramu

Omówiony przykład uwypukla wrażliwość stosowania EVM na wprowadzane dane. Brak modyfikacji harmonogramu z uwagi na zmianę kolejności wykonania robót przedstawia optymistyczną wizję postępu, co nie jest adekwatne z rzeczywistością (2a). W przypadku sytuacji 2b. zwiększony zakres robót (roboty dodatkowe przy wykonaniu instalacji) nie został ujęty w harmonogramie. Wzrost kosztów z tym związany natomiast był ujmowany w ACWP.

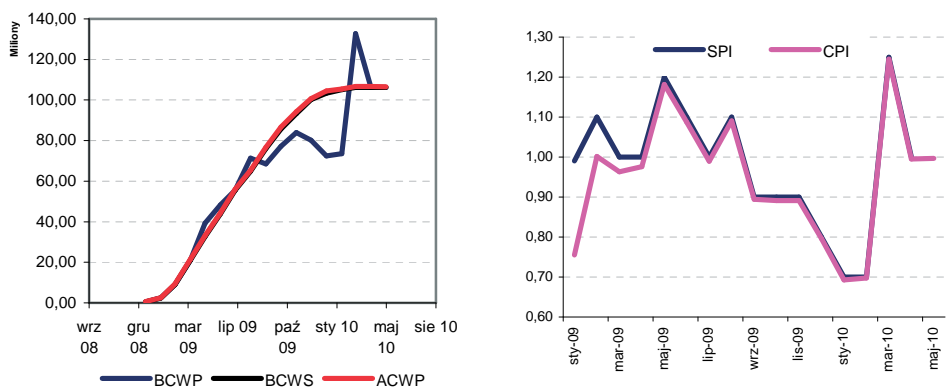
Na rys.3 widoczne jest spowolnienie tempa robót i postępującą stagnację. Systematycznie malejące pod koniec roku wartości SPI, w połączeniu ze spłaszczeniem krzywej BCWP (spowodowany upadkiem podwykonawcy i wycofaniem z placu budowy) wyraźnie wskazywały na znaczący spadek tempa robót, zagrażający terminowości budowy. Opisany przykład wskazuje na to, że metoda EV może być użyta do rozpoznania sygnałów zagrożenia ciągłości prac budowlanych, jednocześnie pamiętając o wrażliwości na wprowadzane dane do analizy. Podobną sytuację wskazuje rys.4. (krzywe oraz wskaźniki) dotyczący montażu konstrukcji stalowej, która była opóźniona w dwóch okresach. Pierwszy okres opóźnienia w harmonogramie spowodowany był błędnie wykonaną dokumentacją, natomiast drugi okres stagnacji spowodowany był niekorzystnymi warunkami atmosferycznymi. W najbardziej niekorzystnym okresie wskaźniki wynosiły 05 (widoczne spłaszczenie krzywej). Brak kompletnej dokumentacji oraz błędy projektowe (brak koordynacji pomiędzy branżami) spowodowały przestoje ekip roboczych oraz przedłużenie czasu pozostawienia odeskowań na placu budowy w przypadku wykonania konstrukcji żelbetowej (rys. 5).



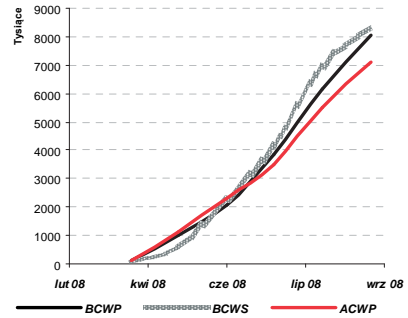
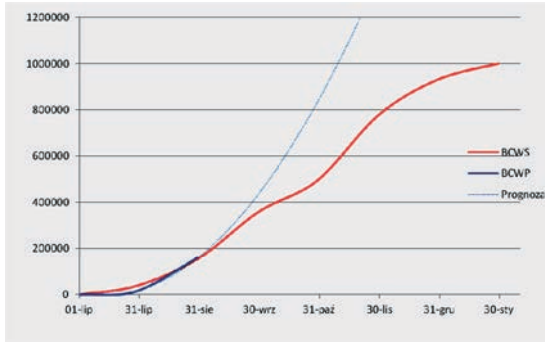
Rys. 3. Wpływ sytuacji na placu budowy na kształt krzywej BCWP [2]



Rys. 4. Wpływ sytuacji na placu budowy na kształtowanie się trendu [10]



Rys. 5. Wpływ sytuacji na placu budowy na kształtowanie się trendu [10]



a) Kwalifikacja dostawy materiałów jako zrealizowane zadanie [2]

b) Wpływ na ACWP dostarczonych elementów konstrukcji [1]

Rys. 6. Wpływ sytuacji na placu budowy na kształtowanie się trendu

Na rys. 6 a) widoczna jest sytuacja opisana wcześniej w niniejszym referacie, mianowicie dotycząca klasyfikacji zadań. Na budowę zostały dostarczone wszystkie elementy konstrukcji stalowej, z których duża część (przede wszystkim słupy) zamontowano. Działania te zaowocowały likwidacją początkowego opóźnienia, a nawet delikatnym wyprzedzeniem harmonogramu, na co wskazywał współczynnik SPI wynoszący 1,03 ($SV = 4\ 074,48$ zł, $SPI = 1,03$). Wskaźnik ten nie był jednak całkowicie wiarygodny wypuklając jednocześnie wrażliwość metody EV na sposób wprowadzania danych. W ramach robót uznanych za zakończone zakwalifikowano 100% dostawy elementów stalowych, mimo że faktycznie zainstalowano jedynie około 60% konstrukcji (tj. sposób klasyfikacji zadań zakończonych). Znacząca wartość elementów konstrukcji zawyżyła osiągnięty wynik. W takich przypadkach w analizie metodą EV uwzględnić należy tylko wartość dostarczonych materiałów proporcjonalną do ilości faktycznie wbudowanej. Drugi przykład także pokazuje wpływ wcześniej zakupionych aczkolwiek jeszcze nie wbudowanych elementów konstrukcji stalowej oraz zbrojenia na fundamenty na ACWP (także na wskaźnik CPI) na przełomie kwietnia i maja (rys 6 b.) Dlatego też w teorii często doradza się podzielenie przedsięwzięcia na mniejsze elementy, możliwe do lepszej weryfikacji oraz procentowe określenie zaawansowania postępu zadania tak, aby większość prac bliskich ukończeniu była brana pod uwagę. W opisaney sytuacji zaliczono dostawę jako zrealizowane zadanie w 100%. Postęp w wykonaniu konstrukcji stalowej był większy niż wskazywała na to sytuacja na placu budowy.

4. Podsumowanie

Pomimo pewnych nieścisłości i konieczności zachowania rygoru przy m.in. opracowaniu harmonogramu robót stanowiącego postawę kontroli postępu i wyliczenia podstawowych mierników efektywności przedsięwzięcia, metoda EVM zasługuje na uwagę. Jest stosunkowo prostym do wykorzystania oraz wartościowym narzędziem do wstępnej weryfikacji trendu kształtującego się na budowie. Pomimo że w Polsce jej stosowanie jest na chwilę obecną fakultatywne nie oznacza, że nie mogłaby wejść jako podstawowy dokument raportowania dla kadry zarządzającej. Wspomniane w referacie jej rozszerzenie w postaci Earned Schedule stanowi jej doskonale uzupełnienie.

Z przytoczonych przykładów widać wpływ wprowadzanych danych do analizy na podstawowe wskaźniki EVM oraz na kształt krzywych: BCWS oraz BCWP. Najbardziej newralgicznym punktem analizy są modyfikacje harmonogramu z uwagi na sytuacje losowe występujące na placu budowy oraz sposób klasyfikacji kosztów.

Literatura

- 1 Banaszak J. Monitorowanie przebiegu inwestycji metoda wartości uzyskanej na przykładzie realizacji budynku DBS w Niepruszewie. Praca dyplomowa, IKB PP (2011).
- 2 Bauman T., Analiza rzeczowo – finansowa Podziemnego Magazynu Gazu. Praca dyplomowa, IKB PP (2013).
- 3 Czabańska J. Technologia budowy hali magazynowo-biurowej z zapleczem socjalnym w Wągrowcu z analiza finansową. Praca dyplomowa, IKB PP (2011).
- 4 Czarnigowska A. Earned value method as a tool for project control, *Architecture and Building* (2008) 3, 15-32
- 5 Czarnigowska A. Kontrola postępu realizacji przedsięwzięcia metodą Earned Value, *Przegląd Budowlany* (2009) 2, 50-55.
- 6 Czarnigowska A., Jaśkowski P., Biruk S., Project performance reporting and prediction: extensions of Earned value management, *International Journal of Business and Management Studies* nr.1, vol. 3, s. 11-20.
- 7 Czarnigowska A., Sobotka A., Metoda planowania i kontrolowania realizacji przedsięwzięć budowlanych, *Górnictwo i Geoinżynieria*, Rok 35, Zeszyt 1, 2011, 37-56.
- 8 Dałkowski B.: W trosce o publiczne pieniądze - zarządzanie projektami metodą Earned Value, *Materiały z III Konferencji Project Management*, s.1-8.
- 9 Dziadosz A., Przegląd wybranych metod wspomagających analizę ryzyka przedsięwzięć budowlanych, *Przegląd Budowlany*, 7-8, 2010, 76-77.
- 10 Gołębicki M. Zarządzanie kosztami na przykładzie modernizacji stadionu miejskiego w Poznaniu (Metoda Earned Value). Praca dyplomowa, IKB PP (2010).
- 11 Gajzler M., Dziadosz A., Szymański P. Problematyka wyboru metody wspomagającej podejmowanie decyzji w budownictwie, *Czasopismo Techniczne* z.1-B/2010, zeszyt 2 (107), 69-84.
- 12 Kapliński O. Development and usefulness of planning techniques and decision-making foundations on the example of construction enterprises in Poland, *Technological and Economic Development of Economy*, 2008, Vol.14, No.4, s. 492–502.
- 13 Kapliński O. Risk analysis of construction projects: From risk identification to contingency timetable. SEMC 2010: The Fourth International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation, Cape Town, South Africa, 6-8 September 2010. [in] A. Zingoni (Ed.), *Advances and Trends in Structural Engineering, Mechanics and Computation*, CRS Press Balkema, Taylor & Francis Group, London 2010. Abstract: 268, paper CD: 1051-1054.
- 14 Kapliński, O.; Dziadosz, A.; Zioberski, J.L. Próba standaryzacji procesu zarządzania na etapie planowania i realizacji przedsięwzięć budowlanych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska*, 58, (3/11/I), 2011, 79-100.
- 15 Połowski M., Kontrola kosztów budowy metodą EVM jako metoda ograniczenia ryzyka przekroczenia planowanego budżetu, *Przegląd Budowlany*, nr 10, 2010, s.46-52
- 16 Połowski M., Prognozowanie czasu zakończenia inwestycji na podstawie jej bieżącego zaawansowania, *Metody Ilościowe w Badaniach Ekonomicznych*, TOM XIII/ 3, 2012, s.169-179
- 17 Sobotka A., Grochal D., Sterowanie realizacją przedsięwzięcia budowlanego z wykorzystaniem metody planowania i kontroli przebiegu robót, *Problemy przygotowania i realizacji inwestycji budowlanych*, *Warsztaty Inżynierów Budownictwa*, Wydawnictwo Wacetob Sp. Z o.o., Puławy 2009111-120
- 18 Turskis, Z.; Gajzler, M.; Dziadosz, A. Reliability, risk management, and contingency of construction processes and projects, *Journal of Civil Engineering and Management*, 18(2), 2012, 290-298.
- 19 Weeb A. Wartość wypracowana w praktyce. Wydawnictwo PROED, Warszawa 2008.
- 20 Zavadskas, E.K.; Turskis, Z.; Tamošaitiene, J. Risk assessment of construction projects, *Journal of Civil Engineering and Management*, 16 (1), 2010, 33-46.
- 21 DOD Earned Value Management Implementation Guide, Washington: United States of America Department of Defense, 1997.
- 22 AS 4817-2006 (Australian Standard), Project performance measurement using Earned Value

- 23 ANSI (1998) American National Standards Institute standard on Earned Value Management System Guidelines, ANSI/EIA-748-A-1998 (R2002).

Usefulness and fields of the application of the Earned Value Management in the implementation of construction projects

Agnieszka Dziadosz¹, Oleg Kapliński², Mariusz Rejment³

¹ *Poznan University of Technology, e-mail: agnieszka.dziadosz@put.poznan.pl*

² *Poznan University of Technology, e-mail: oleg.kaplinski@put.poznan.pl*

³ *Wroclaw University of Technology, e-mail: mariusz.rejment@pwr.wroc.pl*

Abstract: The Earned Value Method allows the prediction of future values of the total cost and duration of the construction project realization, and also it allows the early detection of the collisions between the schedule and the construction project budget. It is more often indicated its usefulness for monitoring and controlling the construction work progress in the time and cost formulation. It is used, in the indirect way, to control the risk in terms of the cost overruns of the construction project realization and in case of the failure to meet the deadline for completion of the construction project. The authors' goal was not only to indicate the advantages of the method (widely discussed in the literature) but also to indicate some inaccuracies in the application of the Earned Value Method, which may affect the costs forecasting and the date of completion of the construction project. The conclusions are based on the analysis of several construction project realizations.

Keywords: control of construction progress, risk, earned value

Ocena i normowanie rozwiązań technologiczno-organizacyjnych procesów budowlanych

Artur Koper¹, Roman Marcinkowski²

^{1,2} Wydział Budownictwa, Mechaniki i Petrochemii, Politechnika Warszawska,
e-mail: ¹artkop1@wp.pl, ²marcinkowski@pw.plock.pl

Streszczenie: Przedmiotem opracowania są zagadnienia analityczne badania procesów pracy w celu ustalenia racjonalnych sposobów ich realizacji oraz modele ich normowania na potrzeby planowania robót.

Słowa kluczowe: badanie i normowanie procesów pracy w budownictwie

1. Wprowadzenie

Procesy budowlane powinny być standaryzowane i normowane celem projektowania organizacji budowy lub programowania produkcji budowlanej. Zajmują się tym jednostki badające prace, które prowadzą w każdej nowej (nienormowanej) działalności badania i analizy procesów pracy. Celem badania procesów pracy powinno być ustalenie racjonalnych sposobów wykonania badanych procesów wraz z opisem rzeczowym i ilościowym ich charakterystyk technologiczno-organizacyjnych.

W budownictwie wyróżnia się procesy budowlane o różnym stopniu złożoności. W literaturze z zakresu *technologii i organizacji* określono podział procesów budowlanych na: złożone, cząstkowe, proste, operacje, zabiegi, czynności i ruchy robocze. W dysertacji [1] A. Koper zaproponował podział procesów budowlanych na: *czynności technologiczne, procesy podstawowe i procesy złożone* (o różnym stopniu złożoności). Uznaje się, że ten podział jest wystarczający do przedmiotowego problemu. Trzeba jednak zdefiniować te pojęcia.

Czynność technologiczna to praca wykonywana przez ustalony zestaw środków pracy. Środki zaangażowane w realizację czynności technologicznych pracują tyle, ile wynosi ich czas wykonania.

Proces podstawowy to zbiór czynności technologicznych o określonej sekwencji wykonania, który powinien być znormowany pod względem nakładów rzeczowych na wykonanie jednostki obmiaru procesu i stopnia wykorzystania zasobów czynnych. Charakterystyki te powinny umożliwić ocenę czasu i kosztu wykonania procesu w technice jak współcześnie stosowane KNR-y.

Z procesów podstawowych składają się **procesy złożone**. W zasadzie nie normuje się tych procesów, bowiem mają one nieliczną powtarzalność, a procesy składowe mogą być wykonywane różnymi sposobami (rozwiązaniami technologiczno-organizacyjnymi). Problem standaryzacji takich procesów wiąże się z rozpatrzeniem alternatyw procesów podstawowych, wyborem najkorzystniejszych rozwiązań technologiczno-organizacyjnych, ustaleniem kryteriów ich oceny, wskaźników jakości, metod analizy, harmonogramowania, itd. Tylko niektóre z tych zagadnień zostaną poruszone w niniejszej pracy.

Przedmiotem opracowania są zagadnienia analityczne badania procesów pracy w celu ustalenia racjonalnych sposobów ich realizacji oraz modele ich normowania na potrzeby planowania robót.

2. Ocena sposobów wykonania procesów pracy

Celem badania pracy powinno być określenie racjonalnych sposobów wykonania czynności technologicznych i procesów podstawowych, z ustaleniem rodzaju i liczby zasobów – zespołu wykonawczego. Do planowania potrzebujemy jeszcze poznać możliwości czasowe wykonania procesów. Zajmijmy się pierwszym problemem.

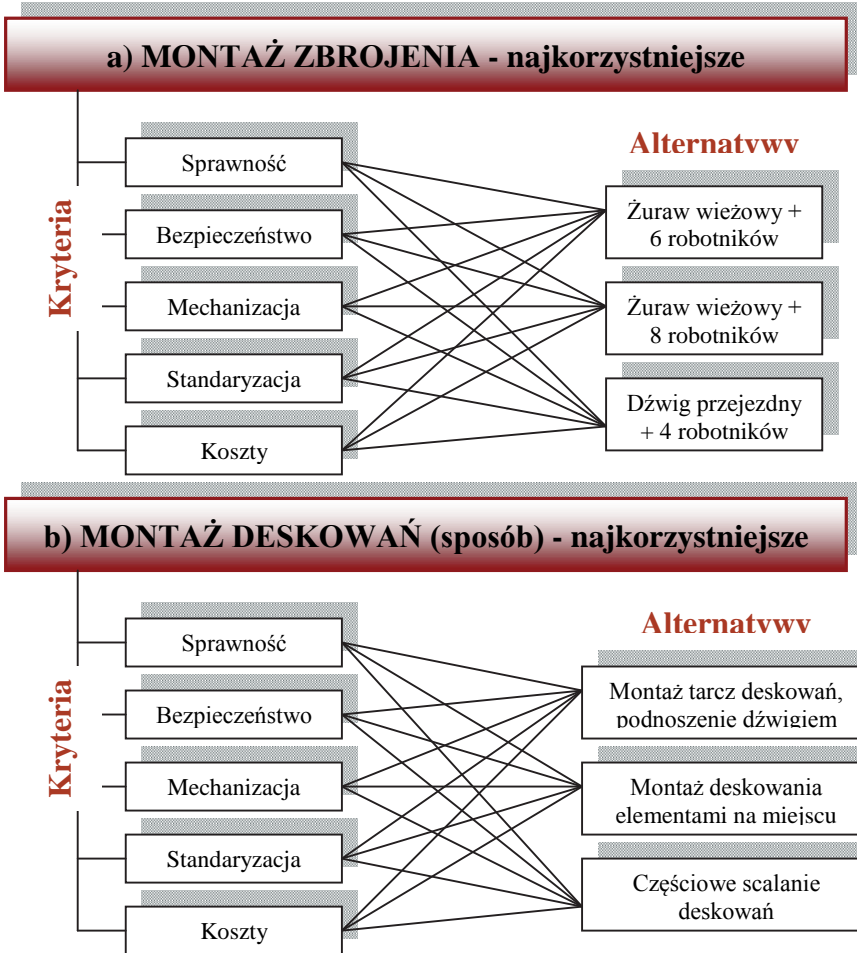
Aby określić racjonalny sposób wykonania procesu podstawowego trzeba ustalić zespół wykonawczy do takiego procesu, normę czasu wykonania i normy nakładów pracy dla poszczególnych zasobów zespołu wykonawczego. Jak już stwierdziliśmy, proces podstawowy to zbiór czynności technologicznych. Można więc ustalić alternatywy organizacji wykonawcy takiego procesu (rodzaje i liczby zasobów), nakłady pracy dla zasobów i czas wykonania procesu. Oczywiście alternatywy te należy ocenić, wybierając do standaryzacji tylko te, które są najbardziej celowe. Nie wystarczy tu jednak tylko ocena czasu czy kosztów – wynikające bezpośrednio z charakterystyk składowych czynności technologicznych. W [1] zaproponowano ocenę procesów pracy przez pryzmat pięciu kryteriów:

- „bezpieczeństwo” – zapewnić wysoki stopień bezpieczeństwa robót;
- „mechanizacja” – zapewnić wysoki stopień mechanizacji robót kosztem ograniczenia pracy ręcznej;
- „sprawność” – uzyskać sprawne (szybkie) wykonanie robót;
- „standaryzacja” – przyjmować takie sposoby realizacji robót, które są powtarzalne i uniwersalne w ramach badanego systemu;
- „koszty” – promować rozwiązania obniżające koszty realizacji.

W analizowanym procesie należy wyróżnić wszystkie możliwe do zastosowania rozwiązania technologiczno-organizacyjne (w tym ich charakterystyki techniczne, porządkowe, ilościowe), jako alternatywy realizacji robót. Każde rozwiązanie alternatywne porównuje się z innymi rozwiązaniami alternatywnymi przez pryzmat kryteriów – celów istotnych dla wykonawców robót. Ocenę wariantów przez pryzmat kryteriów należy prowadzić w sposób ekspercki (dla kryteriów: bezpieczeństwo, mechanizacja, standaryzacja), bądź analityczny (dla kryteriów: sprawność, koszty) skwantyfikowanych według przyjętej skali. Do wykonania takich porównań proponuje się zastosowanie jednej z metod wielokryterialnej analizy porównawczej [2, 3], na przykład metody AHP (*Analytic Hierarchy Process*) z oprogramowaniem Make It Rational [4] (<http://makeitrational.com>). Metodę tę zastosowano do rozwiązania podobnego problemu w [5].

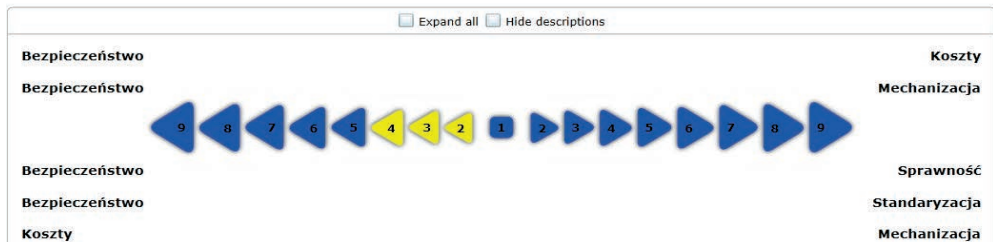
W analizach trzeba mieć na uwadze to, że czas i koszty realizacji procesu nie są sumą odpowiednio czasu i kosztów czynności technologicznych. Proces, to pewna struktura kolejnościowa czynności technologicznych, generująca dodatkowe koszty i czas, z tytułu przerw technologicznych, przestoju maszyn, itp. W każdej alternatywie trzeba więc określić te charakterystyki techniką organizatorską.

W metodzie AHP, poprzez stosowanie porównań parami, jako głównej metody oceny, program wyznacza stopień dominacji danego czynnika (kryterium lub alternatywa) nad drugim, jako miarę siły preferencji decydenta w odniesieniu do rozważanych kryteriów i alternatyw. Oczywiście, porównywać należy jedynie te alternatywy, które są ze sobą konkurencyjne. W jednym badanym procesie może zaistnieć potrzeba wykonania szeregu analiz porównawczych w celu uzyskania rozstrzygnięć różnych problemów decyzyjnych (przykład – rys. 1).

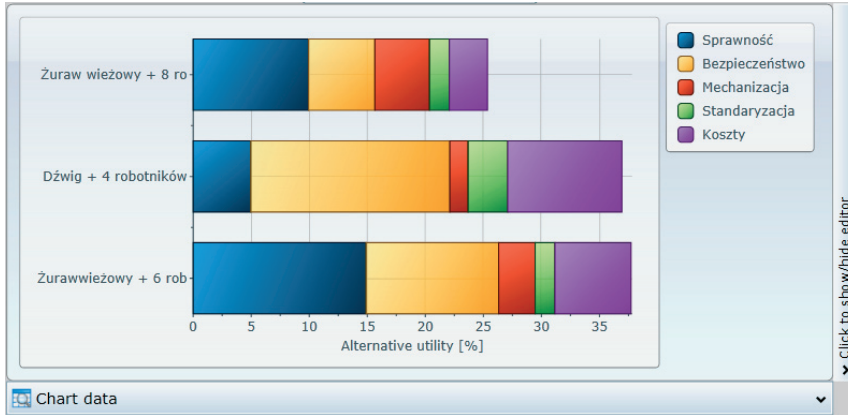


Rys. 1. Przykłady procesów decyzyjnych w poszukiwaniu rozwiązań racjonalnych, w badaniu procesów pracy: a) montaż zbrojenia, b) montaż deskowań (sposób).

Przykładowo, porównując alternatywy jednego z procesów wyróżnionych na rys. 1 – montaż zbrojenia, przez pryzmat kryteriów jak na rys. 2, w programie Make It Rational, otrzymuje się ocenę użyteczności rozpatrywanych alternatyw jak na rys. 3.



Rys. 2. Porównanie przyjętych kryteriów wraz ze stopniem ważności kryteriów w programie Make It Rational (fragment okna programu)



Rys. 3. Wynik analizy użyteczności alternatyw w programie Make It Rational do wykonania procesu „Montaż zbrojenia”

W analizowanym przykładzie optymalnym wariantem użycia środków pracy jest zestaw składający się z: żurawia wieżowego + 6 robotników.

3. Koncepcja normowania procesów pracy

Do projektowania organizacji robót potrzebne są: *norma czasu wykonania i normy nakładów pracy* zasobów czynnych. Charakterystyki te ustalamy mierząc czynności technologiczne – czas ich wykonania określonym potencjałem zasobowym.

Jeżeli przyjmiemy, że przedmiotem pomiaru czynności technologicznej będzie praca o zakresie z^c , a czas jej wykonania zespołem $B = \{b_1, b_2, \dots, b_i, \dots, b_n\}$ wyniesie t^c , to nakłady pracy na wykonanie jednostki *czynności technologicznej* można określić według zależności:

$$n_i^c = \frac{t^c}{z^c \cdot l_i^c}, \quad (1)$$

gdzie: l_i^c – liczba jednostek zasobu b_i zaangażowanych do wykonania czynności technologicznej.

W przypadku normowania *procesów podstawowych* (a i złożonych – jeżeli jest to celowe), trzeba mieć na uwadze to, że nakłady pracy dla zasobów nie będą wprost proporcjonalne do czasu wykonania procesu. W takim procesie maszyny i specjaliści będą wykorzystywane z przerwami wynikającymi z uwarunkowań technologicznych.

Każdy proces budowlany p w toku jego mierzenia na budowie, powinien mieć ustalone:

- zakres z^p ,
- zbiór pomierzonych czynności technologicznych Q^p (dla każdego elementu zbioru: nazwa, zakres, czas trwania, zbiór zasobów biorących udział w realizacji i ich liczebność),
- czas wykonania procesu t^p .

Efektom normowania procesów pracy powinny być charakterystyki rzeczowe i ilościowe procesów w postaci:

- opisu technologii normowanego procesu,
- jednostki obmiaru procesu,
- jednostkowych nakładów pracy dla zasobów n_i^p ,
- stopnia wykorzystania zasobów s_i^p .

Nakłady pracy zasobów na wykonanie procesu są sumą nakładów pracy zasobów jednorodnych na wykonanie zbioru czynności technologicznych Q^p . Można je określić według zależności:

$$n_i^p = \frac{\sum_{k \in Q_i^p} \frac{t_k^c}{l_{i,k}^c}}{z^p} \quad i \in M^p, \quad (2)$$

gdzie: n_i^p – nakład pracy zasobu i na wykonanie jednostki procesu p ;

t_k^c – czas wykonania k -tej czynności technologicznej, w której zaangażowany jest i -ty zasób;

$l_{i,k}^c$ – liczba jednostek i -tego zasobu zaangażowanych w wykonanie k -tej czynności technologicznej;

Q_i^p – zbiór czynności technologicznych, w których wykorzystywany jest i -ty zasób;

M^p – zbiór zasobów czynnych biorących udział w realizacji procesu p .

Procedura ta sprowadza się do scalenia czynności technologicznych w aspekcie ilości pracy dla zasobów czynnych, a i zasoby bierne również tą techniką mogą zostać scalone. Znajomość nakładów pracy na wykonanie procesów budowlanych nie wystarcza do określenia czasu trwania robót budowlanych. Potrzebna jest dodatkowa charakterystyka ilościowa – stopień wykorzystywania zasobu w realizacji danego procesu budowlanego.

Stopień s_i^p wykorzystania zasobu $i \in M^p$ w realizacji procesu p wyznaczyć można według zależności:

$$s_i^p = \frac{n_i^p \cdot z^p}{t^p \cdot l_i^p} \quad i \in M^p, \quad (3)$$

gdzie: l_i^p – liczba jednostek i -tego zasobu zaangażowanych w wykonanie procesu p .

Przedstawiony sposób normowania procesów budowlanych, wydawałoby się w prosty sposób może być realizowany w praktyce. Niestety, na budowach procesy budowlane są bardzo często zamierzenie przerywane. Powoduje to trudność oceny czasu wykonania procesu, który to jest podstawą do określenia stopni wykorzystania zasobów. W tej sytuacji badający procesy muszą rejestrować przerwy organizacyjne w realizacji procesu (nie należy odliczać przerw, które zwyczajowo wlicza się do norm pracy) i ustalać czas wykonania weryfikując dane z obserwacji. Często też na budowach następuje międzyoperacyjna zamiana jednych zasobów na drugie w realizacji normowanego procesu. Niestety w takim przypadku nie jesteśmy w stanie określić prawidłowo normy czasu wykonania i normy nakładów pracy na wykonanie procesu. Normy te bowiem muszą odnosić się do jednoznacznie określonego procesu budowlanego, który jest realizowany racjonalnym zestawem zasobów czynnych.

Znajomość jednostkowych nakładów pracy na wykonanie procesu i stopnia wykorzystania zasobów w czasie wykonywania procesu pozwala w prosty sposób określać czas wykonania robót budowlanych. Analitycznie sprowadza się to do zastosowania zależności:

$$t^p = \max_i \left(\frac{n_i^p \cdot z^p}{s_i^p \cdot l_i^p} \right) \quad i \in M^p, \quad (4)$$

gdzie: t^p – oceniany czas trwania procesu p o zakresie z^p ;
 n_i^p – normatywny nakład pracy zasobu i na wykonanie jednostki procesu p ;
 z^p – zakres (liczba jednostek przedmiarowych) procesu p ;
 l_i^p – liczba jednostek i -tego zasobu zaangażowanych w wykonanie procesu p ;
 s_i^p – normatywny stopień wykorzystywania i -tego zasobu w realizacji procesu p ;
 M^p – zbiór zasobów czynnych biorących udział w realizacji procesu p .

Oczywiście, przy pomocy tej zależności można oceniać czas wykonania procesów znormowanych. W sytuacji konieczności oszacowania czasu wykonania zbioru procesów, możemy scalać nakłady pracy zasobów dla tego zbioru, uwzględniać stan zasobów zatrudnionych na budowie, a stopień wykorzystywania zasobów w takim zbiorze określać w sposób ekspercki. Bardziej wiarygodnym sposobem oceny czasu trwania zbioru procesów jest jednak harmonogramowanie robót.

4. Podsumowanie

Problem oceny rozwiązań technologiczno-organizacyjnych jest istotny z punktu widzenia normowania procesów budowlanych. Normowanie zaś służy zarządzaniu produkcją budowlaną. Normowanie procesów pracy jest zagadnieniem złożonym, wymagającym pogłębionej wiedzy o technologiach realizacji procesów i organizacyjnych możliwościach usprawnienia wykonywania robót budowlanych. Normujący te procesy musi dodatkowo znać metody i techniki badawcze pracy, sposoby analizy uzyskiwanych w toku wyników oraz formy opisu znormalizowanych procesów. Wszystko to musi być podporządkowane celowi, jaki przyświeca inicjatywie badań i normalizacji procesów. Normować powinniśmy bowiem, tylko takie sposoby wykonania procesów, które są racjonalne i akceptowane w określonych warunkach realizacyjnych.

Istotnym problemem nie poruszonym w niniejszej pracy jest ocena wiarygodności norm i wyrażanie norm ilościowych opisem probabilistycznym [6]. Zagadnienia te były przedmiotem badań i opisu w rozprawie doktorskiej [1]. Proponuje się tam tworzenie baz wiedzy o procesach budowlanych z oceną nakładów pracy, dostosowanych do potrzeb symulacji przedsięwzięć. Normy nakładów pracy mają charakter zmiennych losowych i mogą służyć planistom do przewidywania działalności na budowie, co proponuje się robić technikami symulacyjnymi.

Literatura

- 1 Koper A., Normowanie procesów monolitycznego budownictwa betonowego na potrzeby planowania robót z uwzględnieniem niepewności danych, Rozprawa doktorska, Politechnika Warszawska, Wydział Budownictwa, Mechaniki i Petrochemii, Płock, 2013.
- 2 Deszcz J., Szwabowski J., Metody wielokryterialnej analizy porównawczej: podstawy teoretyczne i przykłady zastosowań w budownictwie, Wyd. PŚ, 2001.
- 3 Książek M., Analiza porównawcza wybranych metod wielokryterialnych oceny przedsięwzięć inwestycyjnych, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, nr 2/2011, str. 555-561.
- 4 Ossadnik W., Kaspar R., Evaluation of AHP software from a management accounting perspective, Journal of Modeling in Management, Vol. 8 Iss: 3, pp. 305-319, 2013.
- 5 Tomaszewska E., Biskupska D., Wybór zestawów maszyn do montażu elementów prefabrykowanych z zastosowaniem metody analizy hierarchicznej (AHP), Przegląd budowlany, 1/2012, str. 63-68.

- 6 Hoła B., Mrozowicz J., Modelowanie procesów budowlanych o charakterze losowym, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław, 2003.

Evaluation and standardization of technological-organizational solutions of construction processes

Artur Koper¹, Roman Marcinkowski²

^{1,2} Institute of Construction, Faculty of Civil Engineering, Mechanics and Petrochemical, Warsaw University of Technology, e-mail: ¹artkop1@wp.pl, ²marcinkowski@pw.plock.pl

Abstract: This article refers to the analytical researching of the processes of work to establish the rational manners for realizations and standardization models for work planning.

Keywords: researching and standardization of the processes

Czynniki przetargowe w zamówieniach na dokumentację projektową

Agnieszka Leśniak

*Institut Zarządzania w Budownictwie i Transporcie, Wydział Inżynierii Lądowej,
Politechnika Krakowska, e-mail:alesniak@izwbit.pk.edu.pl*

Słowa kluczowe: decyzje przetargowe, przetarg, dokumentacja projektowa

1. Wprowadzenie

Odpowiednia selekcja przetargów, do których startuje przedsiębiorstwo jest bardzo ważna w aspekcie budowania jego pozycji na rynku. Udział w przetargach dotyczących nieodpowiednich dla firmy projektów może powodować straty. Umiejętność doboru odpowiednich zleceń decyduje o ogólnej kondycji i sukcesie firmy, a nawet o jej przetrwaniu. Rezygnacja z przetargu to rezygnacja z możliwości osiągnięcia zysku, nawiązania relacji z nowymi klientami, rozszerzenia działalności w innych branżach czy poprawienia swojej pozycji na rynku. Podjęcie decyzji o przystąpieniu do przetargu uwarunkowane jest wieloma czynnikami związanymi zarówno z przedsiębiorstwem, jego otoczeniem jak i przedsięwzięciem, którego dotyczy przetarg. Pierwsze badania dotyczące czynników wpływających na decyzje przetargowe przeprowadzono wśród wykonawców robót budowlanych w 1988 roku w USA [1], kolejne w Wielkiej Brytanii [2], następnie w Syrii [3], w Singapurze [4], Arabii Saudyjskiej [5], a także w Polsce [6], [7]. Autorzy tych prac dostrzegają, że mimo, iż badania przeprowadzane są w różnych krajach podobne czynniki znajdują się na początku list rankingowych. Jednak w każdym kraju, pojawia się grupa takich czynników, które są charakterystyczne tylko dla danego rynku. Te spostrzeżenia sugerują, że czynniki wpływające na decyzje przetargowe w dużej mierze zależą od otoczenia i rynku, na którym firma funkcjonuje.

Wspomniane wyżej badania dotyczyły decyzji przetargowych podejmowanych przez wykonawców robót budowlanych. W niniejszym artykule badania dotyczą innej (nie mniej ważnej) grupy uczestników procesu inwestycyjnego – projektantów.

Celem przeprowadzonych badań była próba wskazania czynników wpływających na podjęcie decyzji o przystąpieniu do przetargu na opracowanie dokumentacji projektowej oraz ocena zgodności uzyskanych opinii.

2. Udzielanie zamówień na rynku budowlanym

Zamówienia na rynku budowlanym dotyczyć mogą robót budowlanych, dostaw, a także usług (Rys.1). Definicję powyższych znaleźć można m.in. w ustawie Prawo zamówień publicznych [8], gdzie zgodnie z Art. 2. przez:

- roboty budowlane - należy przez rozumieć wykonanie albo zaprojektowanie i wykonanie robót budowlanych określonych w przepisach wydanych na podstawie art. 2c lub obiektu budowlanego, a także realizację obiektu budowlanego, za pomocą dowolnych środków, zgodnie z wymaganiami określonymi przez zamawiającego;

- dostawy - należy rozumieć nabywanie rzeczy, praw oraz innych dóbr, w szczególności na podstawie umowy sprzedaży, dostawy, najmu, dzierżawy oraz leasingu;
- usługi - należy rozumieć wszelkie świadczenia, których przedmiotem nie są roboty budowlane lub dostawy, a są usługami określonymi w przepisach wydanych na podstawie art. 2a lub art. 2b;



Rys. 1. Rodzaje zamówień na rynku budowlanym. Źródło: opracowanie własne na podstawie [8]

Udzielanie zamówień na roboty budowlane jest częstym tematem publikacji. Dotyczą one np. stosowanych w praktyce przez inwestorów publicznych metod pozyskiwania wykonawców [9], [10], analizują wpływ jakości dokumentacji przetargowej na przygotowanie ofert [11], wskazują wady i zalety systemów realizacji zamówienia [12] [13].

Dostawy w przypadku budownictwa mogą dotyczyć np. materiałów budowlanych. Problemy wyboru dostawcy materiałów budowlanych na rynku zamówień publicznych opisano m.in. w pracy [14].

Usługi w budownictwie obejmują najczęściej wykonanie różnego rodzaju prac projektowych, oszacowań kosztów, pełnienia funkcji inspektorów nadzoru inwestorskiego lub zarządzania przedsięwzięciem budowlanym (np. inwestor zastępczy, Inżynier kontraktu). Te w ostatnich latach stały się popularną usługą w budownictwie [15].

Sposoby pozyskiwania wykonawców na rynku budowlanym zależą od rodzaju rynku i wartości udzielanego zamówienia. W przypadku sektora publicznego zamawiający zobowiązany jest do przestrzegania Ustawy Prawo zamówień publicznych z dnia 29 stycznia 2004 r. z późn. zm. [8]. Ustawa dopuszcza osiem trybów udzielania zamówień: przetarg nieograniczony, przetarg ograniczony, negocjacje z ogłoszeniem, negocjacje bez ogłoszenia, dialog konkurencyjny, zamówienie z wolnej ręki, aukcja elektroniczna i zapytanie o cenę (dla usług i dostaw). Wybór konkretnego trybu zależy od przesłanek i ograniczeń jakie ustawa Pzp wprowadza. Z analizy danych pochodzących ze Sprawozdania Prezesa Urzędu Zamówień Publicznych [16] wynika, że najczęściej stosowanym trybem udzielania zamówień jest przetarg nieograniczony. Odsetek postępowań, w których jest stosowany z roku na rok wzrasta. W roku 2011 skorzystano z niego w 82,07% wszystkich udzielonych zamówień, a w roku 2012 w 84,43%. Stosowanie procedury przetargu nieograniczonego ma istotne zalety:

- brak wymogu uzasadnienia lub potrzeby wystąpienia jakichkolwiek przesłanek (ustawa Pzp art.39),
- tryb najbardziej konkurencyjny - oferty mogą składać wszyscy zainteresowani wykonawcy,
- nieskomplikowana procedura - w odpowiedzi na ogłoszenie o przetargu zainteresowani składają oferty, z których wybierana jest oferta najkorzystniejsza,

- krótki czas postępowania (w 2102 roku średni czas postępowania w tej procedurze to 31 dni podczas, gdy przy stosowaniu przetargu ograniczonego jest to 60 dni, a dialogu konkurencyjnego aż 76 dni [16].

W przypadku sektora prywatnego to inwestor sam decyduje jaka forma poszukiwania wykonawcy jest dla niego najkorzystniejsza. Może oczywiście dobrowolnie stosować tryby zalecane przez ustawę Pzp, ale także korzystać z innych procedur (np. procedur przetargowych wskazywane przez FIDIC) lub dowolnej kombinacji powyższych. Przy wyborze może też kierować się subiektywnymi kryteriami wyboru i własnymi preferencjami. Zakres swobody nie może jednak służyć obejściu prawa czy też naruszać zasad współzycia społecznego.

W każdym z wymienionych rodzajów zamówień w budownictwie (roboty budowlane, dostawy, usługi) zamawiający może ogłosić przetarg. Potencjalny wykonawca musi podjąć decyzję o przystąpieniu do przetargu i rozpocząć proces przygotowania oferty.

3. Opracowanie dokumentacji projektowej jako przedmiot zamówienia

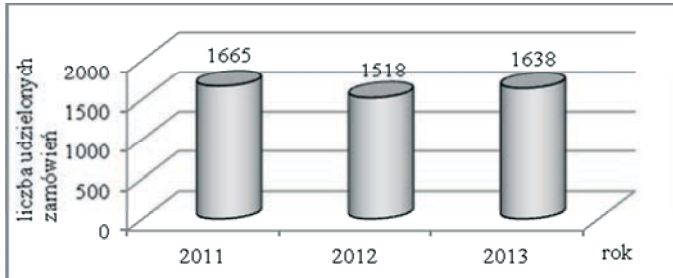
Pojęcie dokumentacji projektowej w obszarze zamówień publicznych jest zdefiniowane w Rozporządzeniu Ministra Infrastruktury z dnia 2 września 2004 r w sprawie szczegółowego zakresu i formy dokumentacji projektowej, specyfikacji technicznych wykonania i odbioru robót oraz programu funkcjonalno - użytkowego (Dz. U. Nr 202, poz. 2072 z późniejszymi zmianami). Zawartość dokumentacji projektowej zależy od tego czy dla projektowanych robót jest wymagane uzyskanie pozwolenia na budowę czy też nie. W pierwszym dokumentacja projektowa składa się z: projektu budowlanego w zakresie uwzględniającym specyfikę robót budowlanych, projektów wykonawczych, przedmiaru robót oraz informacji dotyczącej bezpieczeństwa i ochrony zdrowia (gdy jej wykonanie jest wymagane na podstawie odrębnych przepisów). W drugim przypadku, gdy uzyskanie pozwolenia na budowę nie jest wymagane, dokumentacja projektowa obejmuje: plany, rysunki lub inne dokumenty umożliwiające jednoznaczne określenie rodzaju i zakresu robót budowlanych podstawowych oraz uwarunkowań i dokładnej lokalizacji ich wykonania, przedmiar robót oraz projekty, pozwolenia, uzgodnienia i opinie wymagane odrębnymi przepisami.

Zamówienie publiczne na opracowanie dokumentacji projektowej sprowadza się do udzielenia zamówienia na taką usługę. Należy jednak zaznaczyć, że zamówienie na usługę obejmującą sporządzenie dokumentacji projektowej obejmują często dodatkowe opracowania takie jak:

- specyfikacje techniczne wykonania i odbioru robót budowlanych,
- kosztorysy inwestorskie,
- kompletne wnioski o pozwolenie na budowę.

Bywa, że usługa rozszerzana jest także o pełnienie nadzoru autorskiego.

Z danych pochodzących z Biuletynu Zamówień Publicznych [17] wynika, że w 2013 roku udzielono 1638 zamówień obejmujących opracowanie dokumentacji projektowej. W stosunku do lat poprzednich jest to wartość porównywalna (Rys. 2). Najczęściej stosowanym trybem jest przetarg nieograniczony. W 2013 roku zastosowano go w 91 % udzielonych zamówieniach.



Rys. 2. Liczba zamówień publicznych na opracowanie dokumentacji projektowej, udzielonych w ostatnich trzech latach. Źródło: opracowanie własne na podstawie danych pochodzących z [17]

3.1. Czynniki warunkujące decyzje przetargowe w opiniach projektantów

W 2013 roku przeprowadzono sondażowe badania ankietowe wśród biur projektowych w celu zidentyfikowania czynników wpływających na uczestnictwo w przetargach na opracowanie dokumentacji projektowej. Zwrócono się do 80 biur projektowych, których siedziby mieściły się na terenie Polski południowej. W doborze próby zastosowano metodę doboru nielosowego – tzw. dobór przypadkowy. Metoda ta jest dopuszczalna w przypadku badań sondażowych i polega on na przypadkowym doborze pewnych jednostek, które w danej (przypadkowej) sytuacji znalazły się w dogodnym zasięgu [18]. W prowadzonych badaniach dobór ograniczono do biur projektowych z południa kraju, które posiadały łatwo dostępne adresy internetowe i do nich przesłano ankiety. Uzyskano 28 poprawnie wypełnionych ankiet (35% zwrotu).

W pierwszej części ankiety pytania dotyczyły bezpośrednio firmy i jej udziałów w przetargach. Największy udział w strukturze badanych biur projektowych stanowią mikroprzedsiębiorstwa (36%), zatrudniające mniej niż 10 osób i małe (36%), czyli zatrudniające od 10 do 49 osób. Pozostałe firmy - średnie (28% badanych) nie zatrudniały więcej niż 99 osób. Większość badanych firm (92%) pozyskuje zlecenia z rynku zamówień publicznych. Nie oznacza to jednak, że rynek publiczny jest wyłącznym dostawcą usług. Wyłącznie z rynku publicznego zlecenia pozyskuje zaledwie 8% badanych jednak 54% korzysta z niego najczęściej.

W drugiej części ankiety projektanci biorący udział w badaniach poproszeni zostali o określenie stopnia ważności 16 zaproponowanych czynników w skali od 1 do 5, gdzie: 1 - to czynnik mający bardzo słaby wpływ na decyzję, 5 - to czynnik mający bardzo silny wpływ na decyzję.

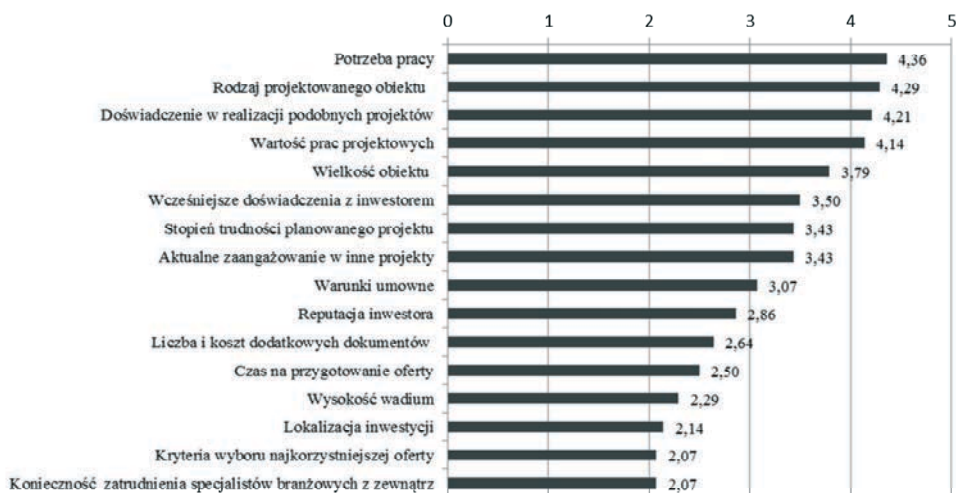
Na podstawie uzyskanych danych dla każdego czynnika wyznaczono średnią ocenę, wg wzoru [20]:

$$\bar{x} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n x_i \quad (1)$$

gdzie:

N – ogólna liczba odpowiedzi,

x_i – ocena przyznana danemu czynnikowi.



Rys. 3. Czynniki wpływające na decyzje przetargowe w opinii projektantów – wg ważności

Źródło: opracowanie własne

Jak pokazano na rysunku 3, czynnikami mającymi największy, zdaniem projektantów, wpływ na podjęcie decyzji o wzięciu udziału w przetargu na opracowanie dokumentacji projektowej są: potrzeba pracy, rodzaj projektowanego obiektu, doświadczenie w przygotowaniu podobnych projektów oraz wartość prac projektowych. Średnie oceny czynników ułożonych na czterech pierwszych miejscach są bardzo zbliżone. Rodzaj projektowanego obiektu i doświadczenie na dwóch kolejnych miejscach mogą świadczyć o tym, że przygotowanie oferty przetargowej nie jest podyktowane wyłącznie potrzebą pracy. Uczestniczące w badaniach biura projektowe przez pryzmat własnego doświadczenia i umiejętności realnie dobierają zlecenia, o które warto się ubiegać. Prawdopodobnie selekcjonują przetargi, biorąc pod uwagę poziom swoich umiejętności i specjalizację w danym rodzaju obiektów. Za mające najmniejszy wpływ na decyzje przetargowe projektanci uznali: lokalizację inwestycji, kryteria wyboru najkorzystniejszej oferty oraz konieczność zatrudnienia specjalistów branżowych z zewnątrz.

3.2. Ocena zgodności zebranych opinii

Najczęściej stosowanym dotychczas narzędziem w badaniu czynników wpływających na decyzje przetargowe jest ankieta. Zaletą badań ankietowych jest na pewno ich stosunkowo niski koszt, a także możliwość przebadania dużej liczby respondentów w krótkim czasie. Wadą może być jakość uzyskiwanych informacji, często nieobiektywnych. Dlatego istotną kwestią jest ocena zgodności opinii ekspertów. Jeżeli zgodność wystawionych przez grupę ekspertów ocen jest na odpowiednio wysokim poziomie, można formułować sądy ogólne. Stwierdzenie braku zgodności w ocenach umożliwia podjęcie działań mających na celu eliminację przyczyn niezgodności bądź – gdy przyczyny są niemożliwe do usunięcia – powstrzymanie się od formułowania oceny ogólnej [19].

Zgodność opinii ekspertów ocenia się na podstawie współczynnika dyspersji względnej klasyfikacji, obliczanego jako [20]:

$$h = \frac{k}{k-1} \left(1 - \sum_{i=1}^k f_{rj}^2 \right) \quad (2)$$

gdzie:

k – liczba kategorii odpowiedzi w r -tym pytaniu,

f_{ij} – częstotliwość występowania j -tej kategorii w r -tym pytaniu.

Wartość współczynnika zawiera się w przedziale $[0, 1]$ i powinna być jak najmniejsza, co świadczy o zgodności oceny ekspertów.

W przeprowadzonych badaniach dokonano wyznaczenia współczynnika dyspersji względnej klasyfikacji dla zaproponowanych czynników (Tabela 1).

Tabela 1. Wartość współczynnika dyspersji względnej klasyfikacji dla poszczególnych czynników

Czynnik	Współczynnik h	Pozycja w rankingu ważności
Wartość prac projektowych	0,31	4
Wielkość obiektu (np. kubatura, powierzchnia zabudowy)	0,42	5
Doświadczenie w realizacji podobnych projektów	0,42	3
Rodzaj projektowanego obiektu (np. przeznaczenie)	0,47	2
Lokalizacja inwestycji	0,50	14
Wysokość wadium	0,51	13
Potrzeba pracy	0,55	1
Czas na przygotowanie oferty	0,68	12
Wcześniejsze doświadczenia z inwestorem	0,70	6
Aktualne zaangażowanie w inne projekty	0,71	8
Liczba i koszt dodatkowych dokumentów dla przygotowania oferty	0,75	11
Warunki umowne (np. warunki płatności)	0,78	9
Kryteria wyboru najkorzystniejszej oferty	0,78	15
Konieczność zatrudnienia specjalistów branżowych z zewnątrz	0,78	16
Reputacja inwestora	0,80	10
Stopień trudności planowanego projektu	0,87	7

Źródło: opracowanie własne

Uzyskane wartości współczynnika dyspersji względnej klasyfikacji znacznie różnią się między sobą w zależności od ocenianego czynnika. Najmniejszą wartość (0,31), oznaczającą największą zgodność ekspertów uzyskano dla czynnika: wartość prac projektowych, który w rankingu ważności został umieszczony na miejscu czwartym. Następnie względnie dobre oceny zgodności uzyskały czynniki mające największy wpływ na decyzję o udziale w przetargu: wielkość obiektu (0,42), doświadczenie w realizacji podobnych projektów (0,42), czy rodzaj projektowanego obiektu (0,47). W przypadku pozostałych czynników wartość współczynnika przekracza 0,5. Autorka zinterpretowała tę wartość jako brak zgodności ocen ekspertów. Największe niezgodności w opiniach badanych ($h=0,80$ lub $0,87$) odnotowano dla czynników: reputacja inwestora i stopień trudności planowanego projektu. Stwierdzenie braku zgodności w ocenach sugeruje podjęcie działań mających na celu eliminację przyczyn niezgodności. Zalicza się do nich [19]: niską kompetencję grupy osób oceniających, niewłaściwie zorganizowany proces ocen, źle zdefiniowany obiekt oceny.

4. Zakończenie

W pracy przedstawiono grupę czynników mogących wpływać na decyzje o przystąpieniu do przetargu, gdy przedmiotem zamówienia jest opracowanie dokumentacji projektowej. Rangę ważności zaproponowanych czynników ustalono w oparciu o opinie

projektantów wykonujących takie usługi na rynku budowlanym. Dokonano także oceny zgodności zebranych opinii z wykorzystaniem współczynnika dyspersji względnej klasyfikacji. Uzyskane wyniki (wysokie wartości współczynnika) nie dowodzą silnej zgodności opinii ekspertów. Warto jednak zauważyć, że w ocenie czynników decydujących o udziale w przetargu subiektywizm ekspertów jest nieunikniony. Istniejące modele wspomagające decyzje przetargowe (np. wykonawców robót) uwzględniają tę cechę i opierają się zarówno na ocenie wpływu danego czynnika na podejmowaną decyzję jak i ocenie tego czynnika dla danego - konkretnego przedsięwzięcia. Przeprowadzone badania wzbogaciły dotychczasowy dorobek wiedzy w obszarze decyzji przetargowych. Niemniej jednak, przed wydaniem sądów ogólnych autorka zamierza powtórzyć i rozszerzyć badania, a także zidentyfikować czynniki przetargowe, gdy przedmiotem zamówienia są dostawy w budownictwie. Pozwoli to na poznanie najistotniejszych czynników decyzyjnych w obszarze zamówień na rynku budowlanym i stworzenie uogólnionego modelu decyzyjnego.

Literatura:

- 1 Ahmad I., Minkarah I. Questionnaire survey on bidding in construction. *Journal of Management in Engineering* 4(3) (1988) 229-243.
- 2 Shash A.A. Factors considered in tendering decisions by top UK contractors. *Construction Management and Economics* 11 (1993) 111-118.
- 3 Wanous M., Boussabaine A.H., Lewis J. To bid or not to bid: a parametric solution. *Construction Management and Economics* 18 (2000) 457-466.
- 4 Chua D.K.H., Li D. Key factors in bid reasoning model, *Journal of Construction Engineering and Management* 126 5 (2000) 349-57
- 5 Bageis A. S., Fortune C. Factors affecting the bid/no bid decision in the Saudi Arabian construction contractors, *Construction Management and Economics* 27 (2009) 53-71.
- 6 Leśniak A., Plebankiewicz E. The modeling of the decision-making process concerning participation in the construction bidding, *Journal Management Engineering*, 10.1061/(ASCE)ME.1943-5479.0000237 Jun. 11 2013
- 7 Garbaczewska P., Leśniak A. Plebankiewicz E. Czynniki wpływające na podjęcie decyzji o uczestnictwie w przetargu *Przegląd Budowlany* 4 (2012) 50-53.
- 8 Ustawa z dnia 29 stycznia 2004 r. Prawo zamówień publicznych (Dz. U. 2004 nr 19 poz. 177 z późn. zm.)
- 9 Leśniak A., Plebankiewicz E. Sposoby pozyskiwania wykonawców robót budowlanych przez inwestorów publicznych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej, Budownictwo Lądowe* nr 61 (2007) 31-37.
- 10 Plebankiewicz E., Leśniak A. Ocena i wybór wykonawcy robót budowlanych przez inwestorów publicznych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej* (2011) 265-272.
- 11 Plebankiewicz E., Kozik R. Wpływ jakości dokumentacji przetargowej na przygotowanie ofert, 58 Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB materiały konferencyjne Rzeszów – Krynica, 16-21.09. 2012.
- 12 Leśniak A., Zima K. Design and build procurements in the polish public sector. *Journal of Public Procurement* vol.13(2013) issue 315-336.
- 13 Leśniak A., Plebankiewicz E., Zima K. Design and build procurement system - contractor selection. *Archives of Civil Engineering* LVIII 4 (2012) 463-476.
- 14 Kozik R., Leśniak A., Plebankiewicz E. Problemy wyboru dostawcy materiałów budowlanych. *Gospodarka Materiałowa i Logistyka* 10 (2013) 27-31.
- 15 Leśniak A., Plebankiewicz E. Wybór firmy zarządzającej w realizacji publicznych inwestycji budowlanych. *Civil and Environmental Engineering* 2 (2011) 573-576.
- 16 Sprawozdanie Prezesa Urzędu Zamówień Publicznych o funkcjonowaniu systemu zamówień publicznych w 2012 roku. *Urząd Zamówień Publicznych, Warszawa, 2013.*

- 17 Biuletyn Zamówień Publicznych, <http://uzp.gov.pl/cmsws/page/?D;1052>
- 18 Mynarski S. Praktyczne metody analizy danych rynkowych i marketingowych. Kantor Wydawniczy ZAMYKACZE 2000, Kraków 2000.
- 19 Cabała P. Zastosowanie współczynnika konkordancji w pomiarze zgodności ocen ekspertów. Przegląd Statystyczny R. LVII – Zeszyt 2-3 (2010) 36-52.
- 20 Cieślak M. (praca zbiorowa pod red.) Prognozowanie gospodarcze. Metody i zastosowanie. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2002.

Bidding factors in procurements of design documentation

Agnieszka Leśniak

*Institute of Building and Transport Management, Faculty of Civil Engineering,
Cracow University of Technology, e-mail: alesniak@izwbit.pk.edu.pl*

Abstract: The present study described a group of factors that may influence the decision to participate in a tender, when the subject of the order is the preparation of design documentation. The importance of the proposed factors was based on the opinions of designers who perform such services at the construction market. This analysis is followed by an assessment of the conformity of the opinions by means of the dispersion coefficient of relative ranking. The values of the dispersion coefficient of a relative classification differ considerably, from one another depending on the value under assessment. Yet, it is worth noticing that in the assessment of the factors influencing a bid/no bid decision, experts' subjectivism cannot be avoided.

Keywords: bidding strategy, tender, design documentation

Ocena cyklu życia jako narzędzie decyzyjne w projektach infrastruktury drogowej

Karol Nurzyński¹, Aleksander Panek^{1,2}

¹ *Narodowa Agencja Poszanowania Energii, e-mail: karolnurzynski@gmail.com*

² *Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Środowiska, e-mail: aleksander.panek@is.pw.edu.pl*

Streszczenie: Praca stanowi wprowadzenie do tematyki LCA jako metody analizy porównawczej przy wyborze wariantów projektowych dla inwestycji drogowych. Poruszone zostały tematy formalno-prawne związane z analizą LCA dla projektów infrastrukturalnych. Aktualne unormowania prawne zostały zestawione z celami stawianymi przez Komisję Europejską wobec tzw. Zrównoważonych Zamówień Publicznych. W pracy zostały przedstawione aktualnie rozwijane systemy ocen LCA projektów drogowych, w tym Greenroads oraz obecnie realizowany w ramach środków z 7. Programu Ramowego projekt ECOLABEL.

Słowa kluczowe: LCA, deklaracje środowiskowe III typu, ecolabelling, analiza cyklu życia dróg

1. Wprowadzenie

Celem pracy jest zaprezentowanie analizy cyklu życia LCA w odniesieniu do obiektów infrastruktury drogowej, jako narzędzia do podejmowania decyzji na poziomie administracji drogowej celem wyboru optymalnego wariantu inwestycyjnego z uwzględnieniem warunków środowiskowych, zgodnie z obecnie obowiązującymi przepisami i polityką UE. Obecnie w Polsce zarówno na poziomie koncepcji projektowej jak i na etapie przetargu wpływ inwestycji w cyklu życia na środowisko naturalne nie jest brany pod uwagę. Najczęściej decydującym kryterium przy wyborze wykonawcy kontraktu jest w 100% cena kontraktowa. Obecnie jedynym środowiskowym wymogiem w inwestycjach drogowych (i to nie wszystkich) jest przeprowadzenie Oceny Oddziaływania na Środowisko i otrzymanie Decyzji Środowiskowej. Koncepcja wprowadzenia Zielnych Zamówień Publicznych ZZP (Green Public Procurement) powstała z inicjatywy Komisji Europejskiej miała na celu zwiększenie udziału zastosowania produktów i usług przyjaznych środowisku. Kryzys gospodarczy na rynku budowlanym spowodował jednak opóźnienia we wdrażaniu zaleceń związanych z ZZP oraz zrozumiały opór po stronie przedstawicieli władz państwowych, dla których wdrożenie ZZP oznaczałoby jedno – wzrost cen kontraktów.

Obecnie w ramach projektu ECOLABEL realizowanego przy wsparciu środków z Komisji Europejskiej w ramach 7. Programu Ramowego prowadzone są prace mające na celu opracowanie metodologii oceny obiektów infrastrukturalnych w cyklu życia oraz materiałów do budowy dróg celem wdrożenia zharmonizowanej ekoetykiety dla projektów drogowych. Ekoetykiety drogowe stosowane na coraz szerszą skalę przede wszystkim w Stanach Zjednoczonych (system Greenroads). W Europie popularne stało się etykietowanie budynków, szczególnie budynków użyteczności publicznej. Także w Polsce coraz więcej pojawia się budynków z etykietą BREAAAM lub LEED. Projekt ECOLABEL realizowany jest przy współpracy 13 instytucji z krajów UE oraz Turcji.

2. Podstawy prawne implementacji LCA w drogowych inwestycjach w Polsce

2.1. Ocena Oddziaływania na Środowisko

Najważniejszymi dokumentami regulującymi kwestie ochrony środowiska w projektach infrastrukturalnych w Polsce są: Ustawa Prawo Budowlane, Ustawa Prawo Ochrony Środowiska oraz Ustawa o udostępnianiu informacji o środowisku i jego ochronie, udziale społeczeństwa w ochronie środowiska oraz o ocenach oddziaływania na środowisko (UUIŚ). UUIŚ ustanawia zasady przeprowadzania Oceny Oddziaływania Przedsięwzięcia na Środowisko, która jest podstawą do uzyskania decyzji o środowiskowych uwarunkowaniach zgody na realizację przedsięwzięcia. Ta z kolei jest niezbędna do uzyskania decyzji o warunkach zabudowy i zagospodarowania terenu i ostatecznie decyzji o pozwoleniu na budowę. Oczywiście nie wszystkie inwestycje budowlane wymagają decyzji środowiskowej – to, które przedsięwzięcia wymagają takiej decyzji reguluje Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 9 listopada 2010 r. w sprawie przedsięwzięć mogących znacząco oddziaływać na środowisko. Do projektów mogących zawsze znacząco oddziaływać na środowisko należą autostrady i drogi ekspresowe, drogi o 4 pasach ruchu na odcinku nie mniejszym niż 10km oraz rozbudowa, przebudowa i montaż powyższych [1]. Dla tych obiektów wymagane jest uzyskanie decyzji środowiskowej, w związku z czym konieczne jest przeprowadzenie Oceny Oddziaływania na Środowisko. W obecnym kształcie ustawy UUIŚ nie jest konieczne analizowanie wpływu planowanej inwestycji na środowisko w cyklu życia metodą LCA [1], co oczywiście oznacza, że takie analizy nie są wykonywane.

2.2. Zielone Zamówienia Publiczne

Polska hierarchia aktów prawnych po 1 maja 2004 roku została uzupełniona o akty prawne szczebla europejskiego – tym samym polskie ustawy zostały podporządkowane rozporządzeniom i dyrektywom Unii Europejskiej. Polskie akty prawne związane z inwestycjami drogowymi powinny być zatem zharmonizowane z dyrektywami Parlamentu Europejskiego i Rady Unii Europejskiej. W kontekście Ustawy Prawo Zamówień Publicznych Komisja Europejska już w 2003 roku zleciła wykonanie przez państwa członkowskie krajowych planów działań dotyczących implementacji polityki Zielonych Zamówień Publicznych (Green Public Procurement) [2]. W 2013 roku Urząd Zamówień Publicznych wydał najnowszy dokument regulujący kwestię ZZP – *Krajowy Plan Działań w zakresie Zrównoważonych Zamówień Publicznych na lata 2013-2016* [3] mający na celu popularyzację uwzględniania aspektów środowiskowych w zamówieniach publicznych, w szczególności przy wykorzystaniu metody analizy wpływu na środowisko cyklu życia (LCA). Zrównoważone Zamówienia Publiczne (ZrZP) to po prostu nowe wcielenie Zielonych Zamówień Publicznych, które dodatkowo oprócz kwestii środowiska naturalnego podejmują tematykę środowiska społecznego. ZZP razem ze ZrZP są nazywane Społecznie Odpowiedzialnymi Zamówieniami Publicznymi.

Polityka ZZP w Polsce jest ciągle na etapie programu. W Ustawie Prawo Zamówień Publicznych nie ma ani słowa o ZZP. Wynika to przede wszystkim z poziomu prac legalizacyjnych wobec ZZP na szczeblu europejskim. Choć Komisja Europejska w komunikacie z 2008 roku ustaliła jako cel na rok 2010 osiągnięcie poziomu 50% ZZP względem ogółu zamówień, państwa członkowskie nie są w żaden sposób zobligowane do zastosowanie się do tego zalecenia (brak sankcji karnych) [4]. Według badań przeprowadzonych przez Centrum Badań Polityki Europejskiej (Centre for European Policy Studies)

oraz College of Europe w Polsce ZZZP w latach 2009-2010 stanowiły mniej niż 20% ogółu zamówień [5]. Z badań wewnętrznych Urzędu Zamówień Publicznych (UZP) wynika natomiast, że w Polsce w 2010 roku 9% zamówień stanowiły tzw. zielone zamówienia, w 2012 – 12%. Celem na rok, 2016 jaki stawia sobie UZP jest osiągnięcie poziomu 20% Zielonych Zamówień Publicznych [3].

W obszarze europejskiej polityki ZZZP krokiem milowym jest wprowadzenie przez Komisję Europejską kryteriów środowiskowych dla ZZZP (EU GPP Criteria). Kryteria środowiskowe są zdefiniowane dla danej grupy produktów (jest ich obecnie 19) w ramach tzw. Karty Produktu (KP), w tym także dla budownictwa [6]. Kryteria środowiskowe dla zamówień publicznych na roboty budowlane zdefiniowano w ramach pięciu grup: charakterystyka energetyczna budynku, materiały budowlane, gospodarowanie odpadami, wodą oraz „inne”. Jednym z kryteriów KP w odniesieniu do materiałów budowlanych jest porównanie zastosowanych materiałów metodą LCA. Karta Produktu na roboty budowlane ukierunkowana jest na obiekty budownictwa kubaturowego –brak jest bezpośrednich odniesień w Karcie do dróg i materiałów drogowych [6]. Z badań przeprowadzonych na zlecenie Komisji Europejskiej wynika, że w grupie produktowej „Budownictwo” w latach 2009-2010 w Polsce nie stwierdzono żadnego przypadku przetargu publicznego, w którym zastosowano by wszystkie kryteria ZZZP [3].

3. Normalizacja metodologii LCA w kontekście produktów drogowych i projektów infrastrukturalnych

3.1. Normy serii ISO 14000

Analiza cyklu życia LCA jest metodą oceny oddziaływania na środowisko o tyle specyficzną, że podaje liczbowe informacje o wpływie inwestycji na środowisko w postaci np. kg dwutlenku węgla wyemitowanego do atmosfery w całym cyklu życia procesu lub produktu. Sposób prowadzenia analiz LCA oraz podstawowe definicje związane z analizą cyklu życia są określone przez zharmonizowane normy ISO serii 14000. W tabeli poniżej zestawiono spis aktualnych norm serii ISO podających podstawowe definicje, metodologię oceny, przykłady stosowania oraz format raportowania dla analiz LCA (tab. 1).

Tabela 1. Aktualne normy serii ISO14000 definiujące metodologię analizy LCA. Stan na marzec 2014.

Lp.	Numer normy	Tytuł normy
1	PN-EN ISO 14040:2009P	Zarządzanie środowiskowe - Ocena cyklu życia - Zasady i struktura
2	PN-EN ISO 14044:2009P	Zarządzanie środowiskowe - Ocena cyklu życia -Wymagania i wytyczne
3	PN-EN ISO 14045:2012E	Zarządzanie środowiskowe - Ocena efektywności systemów wyrobów - Zasady, wymagania i wytyczne
4	TŁUMACZENIE ISO/TS 14048:2000	Zarządzanie środowiskowe – Ocena cyklu życia – Format dokumentowania danych
5	TŁUMACZENIE ISO/TR 14049:2000	Polskie tłumaczenie ISO/TS 14048 "Zarządzanie środowiskowe - Ocena cyklu życia - Format dokumentowania danych"

3.2. Deklaracje środowiskowe I, II i III typu

Normy serii ISO 14000 ustanawiają 3 typy deklaracji środowiskowych, czyli tzw. ekoetykiety (Tabela 2.). Celem wszystkich trzech deklaracji środowiskowych jest określenie przewagi danego produktu nad produktami tej samej klasy pod względem środowiskowym. Deklaracja I typu jest wydawana przez instytucję niezależną (twórcę etykiety lub upoważnianą przez niego jednostkę). Twórca etykiety definiuje kryteria, które producent musi

spełnić, aby móc umieścić znak ekoetykiety na swoim produkcie. Deklaracja środowiskowa II typu jest deklaracją składaną przez samego producenta. Producent umieszczając na swoim produkcie np. napis „Biodegradowalne” deklaruje tym samym, że sprzedawany przez niego produkt jest biodegradowalny.

Deklaracje środowiskowe III typu, tak jak deklaracje typu I, są wydawane przez instytucje zewnętrzne. Różnica polega na tym, że deklaracja III typu musi zawierać dane ilościowe na temat wpływu produktu na środowisko w cyklu życia zgodnie z normami serii ISO 14040 (tab. 1). Dzięki temu, że zakres danych zawartych w deklaracjach środowiskowych III typu jest ściśle określony, na podstawie deklaracji półproduktów danego produktu można opracować deklarację środowiskową całego produktu. Karta Produktu w ramach ZZP dla budownictwa dopuszcza stosowanie deklaracji środowiskowych I i III typu w celu potwierdzenia pozytywnych właściwości środowiskowych użytych materiałów budowlanych.

Tabela 2. Normy serii ISO definiujące etykiety środowiskowe I, II i III typu. Stan na marzec 2014.

Lp.	Numer normy	Tytuł normy
1	PN-EN ISO 14020:2003P	Etykiety i deklaracje środowiskowe - Zasady ogólne
2	PN-EN ISO 14021:2002P, PN-EN ISO 14021:2002/A1:2012E, PN-EN ISO 14021:2002/A1:2012P	Etykiety i deklaracje środowiskowe - Własne stwierdzenia środowiskowe (Etykietowanie środowiskowe II typu)
3	PN-EN ISO 14024:2002P	Etykiety i deklaracje środowiskowe - Etykietowanie środowiskowe I typu - Zasady i procedury
4	PN-EN ISO 14025:2010P	Etykiety i deklaracje środowiskowe - Deklaracje środowiskowe III typu - Zasady i procedury
5	PN-EN 15804+A1:2014-04	Zrównoważoność obiektów budowlanych – Deklaracje środowiskowe wyrobów – Podstawowe zasady kategoryzacji wyrobów budowlanych

Obecnie najbardziej rozwiniętym systemem deklaracji środowiskowych III typu jest International Environmental Product Declaration (EPD) System, utworzony przez Szwedzką Radę Zarządzania Środowiskowego (Swedish Environmental Management Council). Produkty oceniane w systemie EPD podzielone są na grupy produktów, w obrębie których ustalane są reguły i zakres wykonania analizy LCA dla produktu z danej grupy (Product Category Rules – PCR). Reguły te jasno określają, od jakiego etapu cyklu życia produktu należy rozpocząć analizę LCA dla produktu z danej grupy i na jakim etapie należy ją zakończyć. Dzięki temu oceniając system można skorzystać z deklaracji środowiskowych części składowych tego systemu – co jest charakterystyczne dla deklaracji środowiskowych III typu. W przypadku oceny LCA projektu drogowego, należałoby skorzystać deklaracji środowiskowych bazujących na PCR poszczególnych elementów drogi - nawierzchni drogowej, elementów podbudowy, wyposażenia etc. Jako, że EPD System jest systemem deklaracji środowiskowych III typu, wykorzystuje definicje zaczerpnięte z norm ISO serii 14000 (tab. 1, 2) i określa: zakres analizy, jednostkę funkcjonalną, jednostki wykorzystywane przy analizie zbioru LCI, ograniczenia systemu, tzw. kryteria cut-off, zasady alokacji oraz standardy dotyczące jakości danych wejściowych. Reguły PCR w systemie EPD System są tworzone na podstawie normy EN 15804 (tab. 2).

System EPD definiuje reguły PCR dla dróg i autostrad [7]. Reguły PCR dla dróg i autostrad zalecają przyjąć jako jednostkę funkcjonalną 1km drogi. Określają także granice systemu, co jest ważne w kontekście wzajemnego uzupełniania się różnych podsystemów. W dokumencie [7] pokazano ogólny schemat systemu wejść i wyjść dla systemu drogowego oraz przedstawiono preferowane sposoby alokacji i reguły określania istotności podproce-

sów dla celów analizy. Na podstawie reguł zawartych w tym dokumencie pod koniec roku 2013 została opracowana pierwsza deklaracja środowiskowa III typu dla drogi N-340 w Hiszpanii [8].

4. Systemy oceny LCA projektów drogowych

W ostatnich latach można zaobserwować zwiększone zainteresowanie tematyką LCA w państwowych instytucjach drogowych. Na stronie Agencji Drogowej Departamentu Transportu Wielkiej Brytanii dostępny jest program do obliczania śladu węglowego inwestycji drogowych [9]. Program pozwala na obliczenie śladu węglowego z podziałem na zwykle i duże inwestycje drogowe. Obejmuje emisje związane z wykorzystaniem energii (działanie biura, paliwa zużywane na budowie oraz energia zużywana do produkcji mieszanek MMA), transportem i produkcją materiałów, transportem paliw na budowę i transportem pracowników oraz transportem odpadów na składowiska. Dane potrzebne do przeprowadzenia analizy przy pomocy tego programu są raczej trudnodostępne, a na etapie planowania inwestycji trudne do oszacowania, dlatego program wydaje się mieć na obecnym etapie znaczenie popularyzacji metody LCA i świadomości emisji CO₂ w procesach budowlanych.

Najbardziej rozwiniętym systemem oceny cyklu życia inwestycji drogowych jest amerykański program Greenroads. System został opracowany przez zespół z Uniwersytetu w Waszyngtonie i jest zarządzany przez Greenroads Foundation [10]. System oparty jest na punktowej skali ocen w sześciu głównych kategoriach:

- Środowisko i woda (Environment & Water)
- Dostęp i równość (Access & Equity)
- Prace budowlane (Construction Activities)
- Materiały i zasoby naturalne (Materials & Resources)
- Technologia nawierzchni (Pavement Technologies)
- Dodatkowe punkty (Custom Credit)

System punktowy opiera się na przykładach dobrych praktyk projektów wpisujących się w politykę zrównoważonego rozwoju. Instrukcja Greenroads określa dokładnie ile punktów można przyznać za zastosowanie konkretnego materiału, technologii lub systemu zarządzania projektem [10]. Greenroads promuje m.in. takie technologie jak asfalt porowaty czy wykorzystanie mieszanek z recyklingu nawierzchni MMA. Każdy projekt certyfikowany znakiem Greenroads, oprócz osiągnięcia pewnego progu punktowego (różne progi dla różnych wersji certyfikatu), musi spełnić 11 podstawowych wymagań tzw. Project Requirements (tab. 3).

Wymaganie PR-1 dotyczy przeprowadzenia oceny oddziaływania na środowisko i wydania decyzji środowiskowej. Drugie wymaganie dotyczy analizy kosztów w cyklu życia drogi LCCA. Trzecie wymaganie PR – 3 dotyczy analizy zbioru wejść i wyjść, czyli Life Cycle Inventory dla emisji i energii w cyklu życia produktu (drogi). Analiza zbioru wejść i wyjść ma służyć świadomemu wyborowi technologii wykonania nawierzchni pod względem jej dostosowania do polityki zrównoważonego rozwoju. W tym celu proponowane jest wykorzystanie programu Roadprint [11]. Wymaganie czwarte odnosi się do sporządzenia, wprowadzenia i stosowania na budowie Planu Zarządzania Jakością. Wymagania 5-7 dotyczą kolejno: wprowadzenia na budowę Planu Ochrony przed Hałasem, Planu Gospodarki Odpadami oraz Planu Ochrony przed Zanieczyszczeniami Wody i Powietrza. PR – 8 wymaga wprowadzenia strategii minimalnej ingerencji w naturalny spływ wody opadowej. Zgodnie z wymaganiami PR – 9 konieczne jest wprowadzenie

systemu zarządzania nawierzchnią (Pavement Management System) celem ewaluacji stanu nawierzchni, zdefiniowania planu i technologii napraw nawierzchni oraz przechowywania i udostępniania informacji na jej temat. Wymaganie PR – 10 dotyczy przygotowania planu utrzymania elementów infrastruktury transportowej – nawierzchni, wyposażenia drogi, roślinności. Ostatnie wymaganie PR – 11 określa zasady promocji programu Greenroads.

Tabela 3. Podstawowe wymagania projektowe systemu Greenroads.

Lp.	Oznaczenie	Nazwa wymagania	Opis wymagania
1	PR – 1	Environmental Review Process	Ocena oddziaływania na środowisko i decyzja środowiskowa
2	PR – 2	Lifecycle Cost Analysis (LCCA)	Analiza kosztów w cyklu życia
3	PR – 3	Lifecycle Inventory (LCI)	Analiza zbioru wejść i wyjść (energia, emisje) w cyklu życia
4	PR – 4	Quality Control Plan	Plan zarządzania jakością
5	PR – 5	Noise Mitigation Plan	Plan ochrony przed hałasem
6	PR – 6	Waste Management Plan	Plan gospodarki odpadami
7	PR – 7	Pollution Prevention Plan	Plan ochrony przed zanieczyszczeniami wód i powietrza
8	PR – 8	Low Impact Development (LID)	Minimalizacja ingerencji w naturalny spływ wód opadowych
9	PR – 9	Pavement Management System	System zarządzania nawierzchnią
10	PR – 10	Site Maintenance Plan	Plan utrzymania drogi wraz z jej otoczeniem
11	PR – 11	Educational Outreach	Promocja programu Greenroads



Rys. 1. Northshore Drive Road – jeden z projektów pilotażowych systemu Greenroads

Na stronie Federalnej Administracji Drogowej Departamentu Transportu USA dostępny jest program RealCost do porównywania kosztów różnych wariantów inwestycji drogowych w cyklu życia drogi LCCA [13]. W analizie kosztów w cyklu życia brane są pod uwagę koszty agencji drogowej (budowa i utrzymanie drogi) oraz koszty użytkownika drogi (koszty społeczne związane z zatorami na drogach). System Greenroads w wymaganii PR – 2 zaleca korzystanie właśnie z tego programu do analizy LCCA.

Obecnie w Unii Europejskiej trwają prace nad stworzenie europejskiej ekoetykiety projektów drogowych, która mogłaby być narzędziem wprowadzenia polityki Zrównowa-

zonych Zamówień Publicznych dla władz drogowych państw członkowskich. Projekt ECOLABEL dąży do stworzenia ekoetykiety oraz metodologii analizy LCA obejmującej aspekty środowiskowe, społeczne i ekonomiczne [14]. Narodowa Agencja Poszanowania Energii jest członkiem konsorcjum projektowego ECOLABEL odpowiedzialnym za walidację programu opracowywanego w ramach projektu. Zakończenie projektu planowane jest na koniec 2016 roku.

5. Podsumowanie

Analiza LCA jest metodą analiz wpływu na środowisko promowaną już od ponad 10 lat przez Komisję Europejską w ramach tzw. Zielonych Zamówień Publicznych. Cele stawiane krajom członkowskim przez Komisję w odniesieniu do ZZP są ambitne, jednak ich osiągnięcie nie jest obligatoryjne. Mimo to z roku na rok rośnie zainteresowanie tematyką LCA w branży budowlanej. Jest to widoczne szczególnie w projektach budownictwa ogólnego, ale także w obszarze budownictwa infrastrukturalnego powstają pierwsze kompleksowe analizy cyklu życia. Rozwijane są kolejne programy komputerowe do obliczeń LCA dla projektów infrastrukturalnych, jak np. Roadprint. Powstają nowe systemy certyfikacji ekologicznej opartej na analizie LCA dla projektów drogowych (Greenroads, ECOLABEL). Problemem jest brak publicznie dostępnych wiarygodnych danych do analizy zbioru wejść i wyjść (LCI) procesów związanych z produkcją materiałów drogowych i pracą maszyn.



ECOLABEL "This project has received funding from the European Union's Seventh Framework Programme for research, technological development and demonstration under grant agreement no 605748".

Literatura

- 1 Dz.U. 2010 nr 213 poz. 1397, Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 9 listopada 2010 r. w sprawie przedsięwzięć mogących znacząco oddziaływać na środowisko.
- 2 Integrated Product Policy. Building on Environmental Life-Cycle Thinking. Komisja Europejska, Bruksela 2013. Dostępne online: <http://eur-lex.europa.eu/legal-content/EN/TXT/PDF/?uri=CELEX:52003DC0302&from=EN>. Dostęp: 29.0.2014.
- 3 Krajowy Plan Działań w zakresie Zrównoważonych Zamówień Publicznych na lata 2013-2016, Urząd Zamówień Publicznych, Warszawa 2013. Dostępne online (29.03.2014): <http://www.uzp.gov.pl/cmsws/page/?D;2645>.
- 4 Zamówienia publiczne na rzecz poprawy stanu środowiska. Komisja Europejska, Bruksela 2008. Dostępne online (29.03.2014): <http://eur-lex.europa.eu/LexUriServ/LexUriServ.do?uri=COM:2008:0400:FIN:PL:PDF>.
- 5 The Uptake of Green Public Procurement in the EU27, Centre for European Policy Studies and College of Europe, Bruksela 2012. Dostępne online (29.03.2014): http://ec.europa.eu/environment/gpp/studies_en.htm.
- 6 Karta produktu w ramach zielonych zamówień publicznych. Dostępne online (29.03.2014): http://www.uzp.gov.pl/cmsws/page/?D;975;kryteria_srodowiskowe_-_gpp.html.
- 7 Karlsson L. UN CPC 53211 Highways (except elevated highways), streets and roads. Swedish Transport Administration 2014. Dostępne online (29.03.2014): <http://www.environdec.com/en/PCR/Detail/?Pcr=5952&id=158&epslanguage=en#.Uzc0PuHAz01>.
- 8 Environmental Product Declaration „N-340 Road”. Dostępne online (29.03.2014): <http://gryphon.environdec.com/data/files/6/9778/epd516.pdf>.

- 9 Program DBFO HA Carbon Calculation Spreadsheet. Highways Agency 2009. Dostępny online (29.03.2014): <http://www.highways.gov.uk/publications/major-projects-knowledge-sharing-ha-carbon-calculation/>.
- 10 Anderson J., Weiland C., Muench S. Greenroads Manual v. 1.5, University of Washington 2011. Dostępne online (29.03.2014): <https://www.greenroads.org/366/download-the-manual.html>.
- 11 Program komputerowy Roadprint. Dostępny online (29.03.2014): <http://clients.paviasystems.com/wfl/>.
- 12 Craig W. Northshore Drive Road and Drainage Improvements. University of Washington 2010. Dostępne online (29.03.2014): <https://www.greenroads.org/141/19/pilot-project.html>.
- 13 Program komputerowy RealCost 2.5. Dostępny online (29.03.2014): <https://www.fhwa.dot.gov/infrastructure/asstmgmt/lcca.cfm>.
- 14 Strona www projektu ECOLABEL. Dostępne online (29.03.2014): <http://www.ecolabelproject.eu/>.

LCA as a tool for road authorities in decision making process

Karol Nurzyński¹, Aleksander Panek^{1,2}

¹ *Narodowa Agencja Poszanowania Energii, e-mail: karolnurzynski@gmail.com*

² *Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Środowiska, e-mail: aleksander.panek@is.pw.edu.pl*

Abstract: This work presents an introduction to LCA as a method for analysis of design variants for better decision-making process in infrastructural projects. Law and formal issues were analysed as a start point for this work. Current Polish law acts were compiled together with the aims pointed out by the European Commission in terms of Sustainable Public Procurement Policy. Authors presented state-of-the-art in LCA certification systems for road infrastructure projects including Greenroads rating system and currently being developed within the funds of the 7. Framework Programme ECOLABEL project.

Keywords: LCA, Environmental Product Declaration, ecolabelling, life cycle assessment of roads

Budżetowanie przedsięwzięć budowlanych z uwzględnieniem buforów czasu i kosztu

Mieczysław Poloński

*Katedra Geoinżynierii, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska,
Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, e-mail: mieczyslaw_polonski@sggw.pl*

Streszczenie: Zaproponowana w artykule metoda planowania kosztów realizacji przedsięwzięcia z uwzględnieniem kontyngencji wskazuje na możliwość zastosowania do tego celu buforów czasu. Wzbogacenie wykonywanych obliczeń na etapie planowania robót o wartość kontyngencji kosztów jest ważna z praktycznego punktu widzenia i wychodzi na przeciw oczekiwaniom inwestorów, nauczonych wieloma przykładami przekraczania planowanych kosztów inwestycji bez uwzględniania kosztów rezerwowych. Wykonanie obliczeń jest stosunkowo proste i wymaga głównie znajomości zaplanowanych kosztów poszczególnych zadań, nawet w formie deterministycznej. W artykule zaprezentowano założenia proponowanej metody oraz przedstawiono przykład obliczeniowy dotyczący realnego obiektu budowlanego. W zależności od danych, jakimi dysponuje planista, przedstawiono wyniki obliczeń wielkości kontyngencji kosztów całego przedsięwzięcia siedmioma wariantami obliczeniowymi. W zależności od zastosowanej metody wzrost kosztów całego przedsięwzięcia waha się w granicach 21 do 36% kosztów całego projektu. Najwyższe koszty kontyngencji uzyskano stosując wyniki analizy ryzyka (35-36%), pozostałe metody dały zbieżne wyniki w granicach 21 do 26% kosztów całego obiektu. Na zakończenie przedstawiono przebieg krzywej sumowej obrazującej narastanie kosztów w czasie planowanych robót.

Słowa kluczowe: budżetowanie, kontyngencja kosztu, bufor czasu, bufor kosztu, analiza ryzyka, metoda Goldratta

1. Wprowadzenie

Od dłuższego czasu poszukuje się metod planowania harmonogramów budowlanych, które będą odporne na wiele czynników ryzyka występujących podczas realizacji tych obiektów [1-3]. Jednym z proponowanych rozwiązań jest lokalizowanie w strukturze harmonogramu elementów zwanych buforami, w których gromadzone są określone rezerwy, które mogą być uruchomione w przypadku wystąpienia przewidywanych lub nieprzewidywanych zakłóceń podczas prowadzenia robót. Zdecydowana większość prac poświęcona temu zagadnieniu bazuje na tradycyjnych harmonogramach sieciowych, jedno lub dwupunktowych [4], i opisuje metody wyznaczania buforów czasu a więc zabezpieczania dotrzymania planowanego terminu zakończenia robót. W literaturze metoda ta znana jest głównie pod nazwą Critical Chain Scheduling and Buffer Management (CC/BM) [5-6] i jest rozwinięciem rozwiązań zaproponowanych przez E. Goldratta i znanych jako tzw. Theory of Constraints (TOC) [7].

Zagadnienie wprowadzenia buforów do harmonogramów sieciowych sprowadza się do dwóch podstawowych zagadnień: wyznaczenia ich ilości i lokalizacji oraz ustalenia czasu ich trwania. Twórca tej idei, E. Goldratt zaproponował dwa rodzaje buforów:

zasilające, zlokalizowane na końcu ciągów niekrytycznych w miejscu ich połączenia ze ścieżką krytyczną (a dokładniej ciągiem nazywanym łańcuchem krytycznym, który jednak w przypadku analizy tylko w funkcji czasu pokrywa się ze ścieżką krytyczną) i jeden bufor projektu zlokalizowanego na końcu ścieżki krytycznej. Dodatkowo zostało przyjęte założenie, że skrócenie zadań w harmonogramie i wprowadzenie buforów nie powinno zmienić przebiegu ścieżki krytycznej. Jak wykazali to w swoich pracach Pruszyński i Połośki [8-10] w przypadku rozbudowanych i złożonych harmonogramów budowlanych należy uwzględnić również dodatkowe typy buforów: przede wszystkim bufory wspomagające na ścieżce krytycznej (BWP), jak również bufory reagujące zlokalizowane na rozwidleniach ciągów krytycznych (BRK) lub niekrytycznych (BRN). Jeżeli chodzi o metodę wyznaczania czasu tych buforów w literaturze można spotkać kilka propozycji, od prostych, opartych na obliczaniu określonego procentu czasu chronionego ciągu, do bardziej zawansowanych uwzględniających rozkłady czasu zadań i ich odchylenia standardowe [11-12], czy też analizę ryzyka wydłużenia czasu poszczególnych zadań w harmonogramie [13]. Jednak wspomniane propozycje dotyczą tylko jednego parametru kontyngencji a mianowicie czasu. E. Goldratt wspomina w swojej książce również bufory zasobów, jednak ze względu na szeroki wachlarz zasobów odnawialnych i nieodnawialnych używanych w procesie budowlanym, praktyczne wyznaczenie takich buforów jest bardzo trudne. Jednak istnieje zasób, który w pewien sposób łączy możliwość użycia ponadplanowych zasobów dowolnego typu i ma zasadnicze znaczenie dla przebiegu prac na obiekcie. Tym zasobem są środki finansowe przeznaczone na realizację danego obiektu budowlanego. Jak powszechnie wiadomo, właśnie te dwa parametry a więc czas i koszt (przy założeniu utrzymania wymagań co do ilości i jakości realizowanych robót) są podstawowymi parametrami, decydującymi o efektywności zrealizowanych prac.

Z drugiej strony, zarówno praktyka jak i wiele badań wskazuje, że znaczny odsetek realizowanych robót przekracza planowane koszty [14-16]. Tym bardziej wskazuje to na konieczność uwzględniania kontyngencji w funkcji kosztów [17-22]. W artykule wskazano metodę wyznaczania tej kontyngencji oraz jej wpływu na wielkość i rozkład kosztów w czasie planowanych robót. Zaproponowane teoretyczne założenia rozwiązań zilustrowano na przykładzie harmonogramu konkretnego obiektu budowlanego.

2. Metoda i jej dyskusja

Zaproponowany sposób uwzględniania ryzyka kosztowego i wyznaczania kwot kontyngencji opiera się na następujących założeniach:

- podstawą analizy i końcowym jej efektem jest harmonogram sieciowy przedsięwzięcia budowlanego (jedno lub dwupunktowy),
- poszczególne kwoty kontyngencji zostaną wyznaczone dla buforów zlokalizowanych w strukturze sieci zależności,
- rodzaj, lokalizacja i czas trwania buforów, dla których zostaną wyznaczone poszczególne kwoty kontyngencji, zostaną przyjęte zgodnie z założeniami wyznaczania buforów czasu,
- kwota kontyngencji obliczana dla poszczególnych buforów będzie funkcją kosztów kontyngencji wszystkich zadań chronionych danym buforem (w przeciwieństwie do wielkości buforów czasu, które ustalane są tylko na podstawie chronionego ciągu krytycznego) i może być wyznaczona jako ich suma, lub jako różnica kwantyli o różnych poziomach prawdopodobieństwa dystrybuanty łącznego kosztu kontyngencji zadań chronionych danym buforem,

- kwota kontyngencji pojedynczego zadania może być wyznaczona w zależności od oceny i danych, jakimi dysponuje planista: procentowo od jej kosztów (bez wag lub z uwzględnieniem wag wynikających np. z zapasu całkowitego, przyjętego skrócenia czasu zadania przy wyznaczaniu buforów czasu, wyznaczonego wskaźnika ryzyka przekroczenia kosztów) lub z uwzględnieniem typu rozkładu i wariancji kosztu zadania,
- kwota kontyngencji całego planowanego przedsięwzięcia jest sumą kwot kontyngencji wszystkich buforów,
- lokalizacja buforów, czas ich trwania oraz kwota ich kontyngencji wpływa na przebieg krzywej sumowej kosztów planowanego przedsięwzięcia.

Podobnie jak analiza zasobów, analiza kosztów w harmonogramach sieciowych wymaga wcześniejszego wykonania analizy czasu. W jej trakcie budowana jest sieć zależności definiująca zależności między zadaniami, ustalany kalendarz przedsięwzięcia, określane czasy zadań i ewentualne terminy dyrektywne itp. Wynikiem tej analizy są m.in. planowane terminy realizacji poszczególnych zadań i całego przedsięwzięcia, zapasy czasu, przebieg ścieżki krytycznej itp. Należy zauważyć, że wyniki tej analizy mogą być następnie zmodyfikowane przez wykonanie analizy zasobów zakładającej ich ograniczone dostępności. Kolejny krok w budowaniu harmonogramu to wprowadzenie buforów czasu. Wyznaczenie ich najczęściej łączy się z wprowadzeniem skróceń czasów poszczególnych zadań, zmianą ich planowanych terminów wykonania i/lub terminu zakończenia całego przedsięwzięcia. Jednak niezależnie czy była przeprowadzona analiza zasobów oraz czy wprowadzono bufor czasu czy nie, na tym etapie planista dysponuje siecią zależności i terminami wykonania poszczególnych zadań i całego projektu. Przyjmując proponowane rozwiązania zakładano, że wyznaczenie kontyngencji kosztów poprzedzone będzie wyznaczeniem buforów czasu. Co prawda można tego rodzaju obliczenia w funkcji kosztów wykonać tylko na podstawie wyników analizy czasu, bez uwzględniania kontyngencji czasu, jednak będzie to i tak wymagało wyznaczenia lokalizacji buforów zgodnie z założeniami ustalania buforów czasu. Dodatkowo, ponieważ czas trwania takich buforów będzie wówczas równy zeru na wykresie krzywej sumowej kosztów planowanego przedsięwzięcia pojawią się skokowe zmiany kosztów (odcinki pionowe krzywej).

Kolejne zagadnienie dotyczy techniki definiowania kosztów wszystkich zadań w harmonogramie. Można to zrobić na kilka różnych sposobów, w zależności od tego czy zostały zdefiniowane zasoby i ich zapotrzebowanie na zadaniach, czy też definiując jako łączny koszt w postaci jednej wartości. Sposób wyznaczania kosztów zadań będzie również uzależniony od programu, jaki zostanie użyty do wykonania dalszych obliczeń [23]. Niezależnie od użytej techniki definiowania kosztu poszczególnych zadań, do wyznaczania kwoty ich kontyngencji zostanie użyty łączny koszt danego zadania. Założono również, że rozkład kosztów wszystkich buforów jest równomierny, chociaż planista może przyjąć założenie, że kwoty te są naliczane na samym początku lub końcu bufora czasu (podobnie jak dla wszystkich zadań w harmonogramie).

Jak już wskazano w założeniach, sposób wyznaczania kwoty kontyngencji dla każdego bufora może wynikać z sumy kwot kontyngencji chronionych danym buforem zadań lub z rozkładu dystrybuanty ich łącznego kosztu. W drugim przypadku muszą być znane oprócz samych kosztów zadań określonych z założonym prawdopodobieństwem również ich wariancje. Rozważając rozkład kosztu kontyngencji bufora odwołujemy się do twierdzenia centralnego, na mocy którego przyjmujemy, że rozkład sumy niezależnych zmiennych losowych (o dowolnym rozkładzie) zbliża się do rozkładu normalnego w miarę, jak liczba tych zmiennych losowych rośnie. Należy również podkreślić, że nawet gdy liczba

rozpatrywanych zmiennych jest tylko umiarkowanie duża, to jeśli żadna ze zmiennych nie dominuje nad pozostałymi i o ile te zmienne nie są w wysokim stopniu zależne, rozkład ich sumy będzie bliski rozkładowi normalnemu $N(m_K, \delta_K)$ o parametrach [24]:

$$m_K = \sum_{i=1}^n t_{Ki}, \quad \delta_K = \sqrt{\sum_{i=1}^n \delta_{Ki}^2} \quad (1)$$

gdzie: n – liczba zadań chronionych buforem,

t_{Ki} – wartość średnia kosztu zadania i ,

δ_{Ki}^2 – kwadrat odchylenia standardowego kosztu zadania i ,

Wiadomo również, że przy małej liczbie zmiennych n rozkład sumy tych zmiennych bliższy będzie rozkładowi t-Studenta niż rozkładowi normalnemu.

Znając terminy i koszty wykonania poszczególnych zadań oraz terminy i kwoty kontyngencji wszystkich buforów łatwo jest ustalić koszty przypadające na kolejne jednostki czasu realizacji planowanego przedsięwzięcia (dni, tygodnie) i zbudować sumaryczną krzywą, obrazującą rozkład planowanych kosztów w czasie realizacji planowanego obiektu [25]. Tak skonstruowana krzywa może być następnie przyjęta jako wartość budżetowa BCWS (Budgeted Cost of Work Scheduled - planowany koszt planowanej pracy) w metodzie wartości wypracowanej (EVM) i stanowić podstawę bieżącej kontroli ponoszonych kosztów w trakcie wykonywania robót [26].

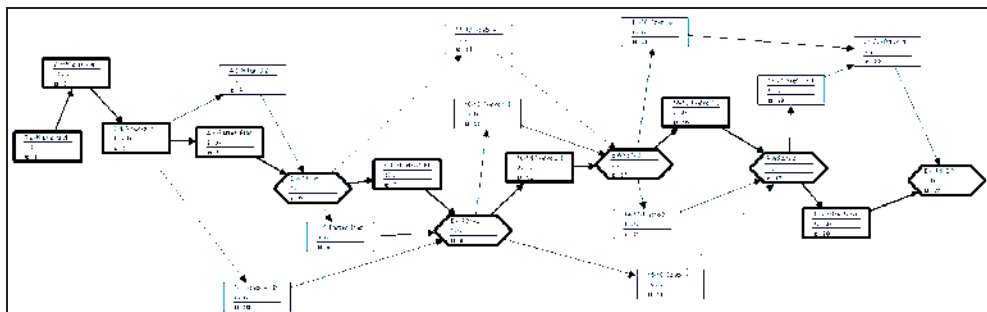
3. Przykład obliczeniowy

Przykładowy harmonogram realizacji przedsięwzięcia budowlanego został zaczerpnięty z pracy Skorupki [3]. Dotyczy on budowy centrum handlowo – usługowo – biurowego w Kielcach. Budynek został zaprojektowany jako 2-segmentowy, 4-kontyngencyjny, niepodpiwniczony z dwoma klatkami i dwoma windami zewnętrznymi. Konstrukcja budynku jest żelbetowa ze ścianami wewnętrznymi z cegły ceramicznej. Powierzchnia zabudowy to 1386 m², kubatura 17589 m³, koszt umowy wykonania 1630 tys. zł. + VAT. Na bazie harmonogramu rzeczowo – finansowego i posiadanych danych o obiekcie autor przytaczanego opracowania zbudował harmonogram sieciowy wg metody PERT, czyli techniką dwupunktową. Harmonogram liczył 18 zadań rzeczywistych dodatkowo połączonych 13 zadaniami zerowymi. Wyznaczony na tej podstawie całkowity czas trwania robót wyniósł 187 dni roboczych, a nierozwidlona ścieżka krytyczna przebiegała przez 8 zadań. Każde zadanie w sieci miało zdefiniowany planowany koszt.

Tak skonstruowany harmonogram został poddany analizie ryzyka autorską metodą MOCRA [3]. Analiza ta została przeprowadzona zarówno w funkcji kosztów jak i czasu wykonania. Wyznaczone wskaźniki ryzyka czasu i kosztu poszczególnych operacji skorelowano z poszczególnymi zadaniami harmonogramu i w efekcie tych obliczeń wyznaczono procentowe wskaźniki zagrożenia zwiększenia czasu i kosztu każdego zadania. Metoda MOCRA umożliwiła generowanie szeregu wariantów oceny ryzyka, np. w zależności od zakwalifikowanych do dalszej analizy rozpatrywanych czynników ryzyka.

Podstawą wyznaczenia lokalizacji i typu konkretnych buforów czasu w analizowanym przedsięwzięciu był harmonogram sieciowy. Ponieważ pierwotny harmonogram był skonstruowany w technice dwupunktowej (ADM – Arrow Diagramming Method) a dalsze obliczenia będą wykonywane z zastosowaniem programu MS Project sieć zależności została przekodowana na sieć jednopunktową (PDM – Precedence Diagramming Method). Lokalizacja i czas buforów został ustalony na podstawie metodyki uwzględniającej wyniki analizy ryzyka podanej przez Połośkiego [13]. Na rys. 1 przedstawiono sieć zależności,

przebieg ścieżki krytycznej (pogrubione ramki) oraz lokalizację pięciu buforów oznaczonych jako sześciokątne ostroboki.



Rys. 1. Sieć zależności z podaniem lokalizacji pięciu buforów

Znając planowany koszt zadań, strukturę sieci zależności oraz lokalizację buforów możliwe było obliczenie kwot kontyngencji dla poszczególnych buforów. Obliczenia wykonano siedmioma metodami. Wyniki obliczeń podano w tabeli 1 a poniżej podano krótki opis przyjętych założeń wykonywania obliczeń kolejnymi metodami.

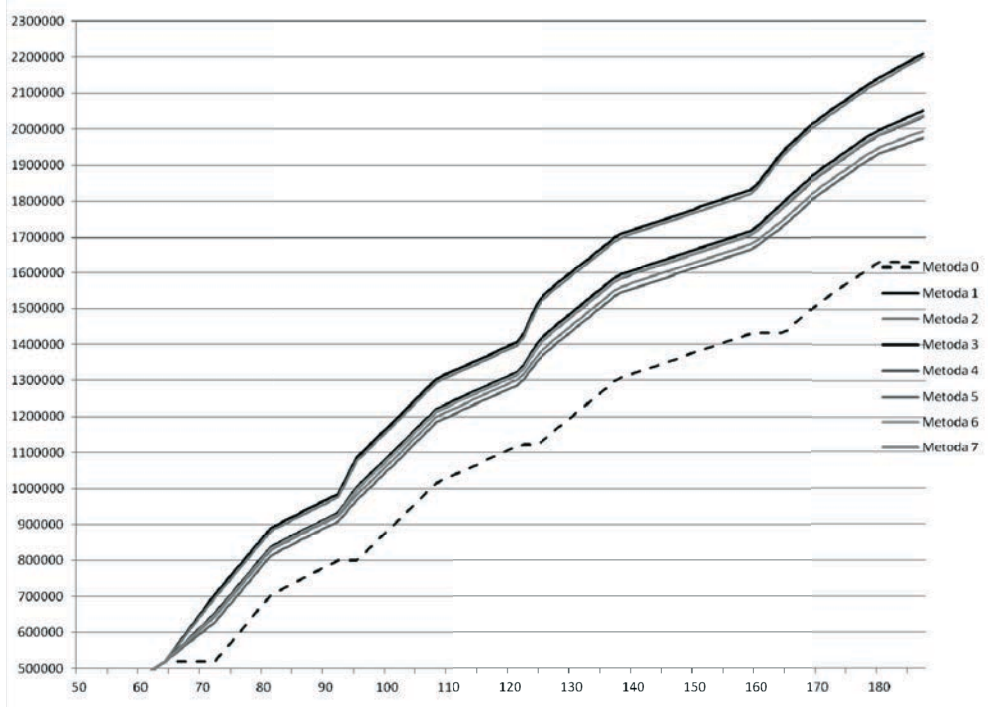
Tabela 1. Kwoty kontyngencji w zł dla poszczególnych buforów i całego przedsięwzięcia

Nr metody	Nazwa bufora / Liczba chronionych zadań					Suma buforów	Koszt przedsięwzięcia / wzrost w %
	BWP1 / 5	BWP2 / 3	BWP3 / 3	BWP4 / 3	BWP5 / 4		
0	0	0	0	0	0	0	1630000 / 0%
1	186186	101541	114494	109972	68102	580294	2210294 / 36%
2	176876	101295	113600	109304	69528	570604	2200604 / 35%
3	133009	72115	83222	79935	52323	420604	2050604 / 26%
4	127962	69487	79700	76552	49400	403101	2033101 / 25%
5	109124	59165	68277	65581	42927	345073	1975073 / 21%
6	128865	69868	80629	77445	50692	407500	2037500 / 25%
7	124152	59134	68926	66693	45850	364755	1994755 / 22%

- Metoda nr 0. Brak kontyngencji kosztów.
- Metoda nr 1. Kwota kontyngencji każdego zadania została obliczona jako iloczyn kosztu najbardziej prawdopodobnego i wskaźnika ryzyka danego zadania. Kwoty dla buforów obliczono jako sumę kwot dla chronionych zadań.
- Metoda nr 2. Kwota kontyngencji każdego zadania została obliczona jako iloczyn kosztu minimalnego i wskaźnika ryzyka danego zadania. Kwoty dla buforów obliczono jako sumę kwot dla chronionych zadań.
- Metoda nr 3. Obliczono z twierdzenia centralnego (zakładając rozkład normalny) kwotę kontyngencji dla całego przedsięwzięcia jako różnicę kwoty planowanej (1630000) a kwoty o prawdopodobieństwie wystąpienia równej 0,95 (1209395). Kwoty dla buforów obliczono proporcjonalnie do sumy kosztów chronionych zadań.
- Metoda nr 4. Obliczono z twierdzenia centralnego (zakładając rozkład t-Studenta) kwotę kontyngencji dla całego przedsięwzięcia jako różnicę kwoty planowanej (1630000) a kwoty o prawdopodobieństwie wystąpienia równej 0,95 (1226898). Kwoty dla buforów obliczono proporcjonalnie do sumy kosztów chronionych zadań.
- Metoda nr 5. Obliczono z twierdzenia centralnego (zakładając rozkład normalny) kwotę kontyngencji dla całego przedsięwzięcia jako różnicę kwoty planowanej

(1630000) a kwoty o prawdopodobieństwie wystąpienia równej 0,98 (1284926). Kwoty dla buforów obliczono proporcjonalnie do sumy kosztów chronionych zadań.

- Metoda nr 6. Kwota kontyngencji każdego zadania została obliczona jako 25% kosztu najbardziej prawdopodobnego. Kwoty dla buforów obliczono jako sumę kwot dla chronionych zadań.
- Metoda nr 7. Kwota kontyngencji każdego zadania została obliczona jako 25% (dla krytycznych) i 15% (dla niekrytycznych) kosztu najbardziej prawdopodobnego. Kwoty dla buforów obliczono jako sumę kwot dla chronionych zadań.



Rys. 2. Sumaryczne krzywe planowanych kosztów w czasie trwania realizacji obiektu przy różnych metodach obliczania kwot kontyngencji buforów projektu.

4. Posumowanie

Analizując uzyskane wyniki (tabela 1) łatwo zauważyć, że w zależności od zastosowanej metody wzrost kosztów całego przedsięwzięcia waha się w granicach 345073 zł do 580294 zł tzn. 21% do 36% kosztów całego projektu. Na rys. 2 przedstawiono przebieg krzywej sumowej obrazującej narastanie kosztów w czasie planowanych robót tzn. krzywej BCWS. W terminie od 1 do 62 dnia realizacji wszystkie krzywe się pokrywają, gdyż dopiero wówczas osiągnany jest termin pierwszego bufora (BCWS1). Dolna krzywa (oznaczona linią przerywaną) oznacza przebieg kosztów bez uwzględnienia kosztów kontyngencji. Dwie najwyższe krzywe (prawie pokrywające się na rys. 2) dotyczą metody 1 i 2 a więc opartych na wykonanej analizie ryzyka kosztowego indywidualnie dla każdego zadania. Mała różnica w ich przebiegu wynika z przyjętych w zastosowanym przykładzie niewielkich różnic między wartościami maksymalnymi a minimalnymi kosztów poszczegól-

nych zadań w harmonogramie. Metody 3 do 7 wykazują dużą zbieżność wyników, w granicach 21% do 26% kosztów całego obiektu. Wśród tych metod znajdują się również metody procentowego wyznaczania kosztów kontyngencji poszczególnych zadań, co jest ważne ze względu na uproszczony sposób wykonywania obliczeń, bez konieczności znajomości ich wariancji. Uzyskane wyniki są zgodne z danymi podawanymi przez innych autorów [20,21].

Zaproponowana w artykule metoda planowania kosztów realizacji przedsięwzięcia z uwzględnieniem kontyngencji wskazuje na możliwość zastosowania do tego celu buforów czasu. Wzbogacenie wykonywanych obliczeń na etapie planowania robót o wartość kontyngencji kosztów jest ważna z praktycznego punktu widzenia i wychodzi na przeciw oczekiwaniom inwestorów, nauczonych wieloma przykładami przekraczania planowanych kosztów inwestycji bez uwzględniania kosztów rezerwowych. Wykonanie obliczeń jest stosunkowo proste i wymaga głównie znajomości zaplanowanych kosztów poszczególnych zadań, nawet w formie deterministycznej. Zaproponowany sposób jest znacznie dokładniejszy od najczęściej stosowanego w praktyce inżynierskiej prostego określania kontyngencji za pomocą jednego wskaźnika procentowego odniesionego do kosztów całkowitych. Co również istotne, inwestor dostaje informację o narastaniu w czasie planowanych kosztów z uwzględnieniem kontyngencji i nie musi blokować rezerwowych środków finansowych od początku rozpoczęcia robót a ewentualne uruchomienie przewidzianej rezerwy nie wymaga oddzielnych procedur, ponieważ stanowi część planowanego budżetu.

Literatura

- 1 Kapliński O. Some aspects of risk management in construction industry, w: Strategie zarządzania ryzykiem w przedsiębiorstwie – formułowanie i implementacja strategii reakcji na ryzyko, red, J. Bizon-Górecka, Bydgoszcz 2000, s. 59-69.
- 2 Skorupka D. The method of identification and quantification of construction projects risk. *Archives of Civil Engineering* (2005), Warszawa, LI, 4, 647-662.
- 3 Skorupka D. Metoda identyfikacji i oceny ryzyka realizacji przedsięwzięć budowlanych. Wojskowa Akademia techniczna, Warszawa, 2007.
- 4 Woolf M.B. *Faster Construction Projects With CPM Scheduling*. Mcgraw-hill Professional Publishing, 2007.
- 5 Herroelen W., Leus R., Demeulemeester E. Critical chain project scheduling: Do not oversimplify. *Project Management Journal* (2002) Vol. 33, No. 4, 48-60.
- 6 Steyn H. An investigation into the fundamentals of critical chain project scheduling. *International Journal of Project Management* (2000) Vol. 19, 363-369.
- 7 Goldratt E. Łańcuch krytyczny. Wyd. WERBEL, Warszawa, 2000.
- 8 Połński M., Pruszyński K. Lokalizacja buforów czasu w metodzie łańcucha krytycznego w harmonogramach robót budowlanych (cz. I) - podstawy teoretyczne. *Przegląd Budowlany* (2008) No. 2, 45-49.
- 9 Połński M., Pruszyński K. Lokalizacja buforów czasu w metodzie łańcucha krytycznego w harmonogramach robót budowlanych (cz. II) – praktyczne zastosowanie. *Przegląd Budowlany* (2008) No. 3, 55-62.
- 10 Pruszyński K. Metoda harmonogramowania realizacji przedsięwzięć budowlanych z uwzględnieniem buforów czasu. Rozprawa doktorska, Warszawa, 2012.
- 11 Połński M. Obliczanie terminu realizacji przedsięwzięć budowlanych metodą CCPM na podstawie multiplikatywnego modelu czasu trwania czynności. Materiały z LIV Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZiTb „Krynica 2008”, Tom V, s. 531-538.
- 12 Połński M., Pruszyński K. Wyznaczanie wielkości buforów czasu i terminu zakończenia przedsięwzięcia w harmonogramach budowlanych. *Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej Nr 90, Seria Studia i materiały Nr 20, (2008) s. 289-297.*

- 13 Połoński M. Harmonogramowanie realizacji przedsięwzięć budowlanych z uwzględnieniem buforów czasu wyznaczonych na podstawie analizy ryzyka. *Budownictwo i Architektura*, 12(1) (2013) s. 47-52.
- 14 Flyvbjerg B., Holm M.S., Buhl S. Underestimating Costs in Public Works, Error or Lie? *American Planning Association Journal*, Vol. 68, No. 3, Summer, (2002) 279-295.
- 15 Flyvbjerg B., Bruzelius N., Rothengatter W. *Megaprojects and Risk. An Anatomy of Ambition*. Cambridge University Press, 2003.
- 16 Reilly J., McBride M., Sangrey D., MacDonald D. & Brown J. The development of CEVP® - WSDOT's Cost-Risk Estimating Process. *Proceedings, Boston Society of Civil Engineers*. (2004) <http://www.wsdot.wa.gov/projects/projectmgmt/riskassessment>.
- 17 Kasprowicz T. Inżynieria przedsięwzięć budowlanych, w: *Metody i modele badań w inżynierii przedsięwzięć budowlanych*. (ed. Kapliński O) Polska Akademia Nauk, Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej, Instytut Podstawowych Problemów Techniki, Warszawa 2007, s. 69-74.
- 18 Kasprowicz T. Kontyngencja przedsięwzięć budowlanych. *Biuletyn Wojskowej Akademii Technicznej*, Vol. 53, nr 8 (2004), s. 91-108.
- 19 Baccarini D. Estimating project cost contingency - a model and exploration of research questions, in Khosrowshahi, Farzad (ed), *ARCOM 20th Annual Conference*, September (2004), pp. 105-113. Heriot-Watt University, Edinburgh: Association of Researchers in Construction Management.
- 20 Adams F.K. Construction Contract Risk Management: A Study of Practices in the United Kingdom. *Cost Engineering* Vol. 50/No. 1 January (2008), pp. 22-33.
- 21 Nassar K. Cost Contingency Analysis for Construction Projects Using Spreadsheets. *Cost Engineering* Vol. 44/No. 9 September (2002), pp. 26-31.
- 22 Górecki J. Koszty budowy w perspektywie zmienności czynników kosztotwórczych. *Przegląd Budowlany*, nr 2 (2013) s. 45-50.
- 23 Połoński M., Ziółkowska A. Edycja kosztów w programie MS Project. *Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej* Vol. 13 (2012), s. 277-284.
- 24 Benjamin J.R., Cornell C.A. *Rachunek prawdopodobieństwa statystyka matematyczna i teoria decyzji dla inżynierów*. Wydawnictwa Naukowo – Techniczne, Warszawa, 1977.
- 25 Kosecki A. Modelowanie i analiza finansowania przedsięwzięć budowlanych, w: *Metody i modele badań w inżynierii przedsięwzięć budowlanych*. (ed. Kapliński O) Polska Akademia Nauk, Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej, Instytut Podstawowych Problemów Techniki, Warszawa 2007, s. 119-132.
- 26 Webb A. *Wartość wypracowana w praktyce*, PROED, Warszawa, 2008.

Construction project budgeting including time buffers and costs

Mieczysław Połoński

*Department of Geotechnical Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Warsaw
University of Life Sciences – SGGW, e-mail: mieczyslaw_polonski@sggw.pl*

Abstract: The proposed method presented in this article concerns cost estimating of projects, including contingency. It points to the possibility of application of time buffers for this purpose. From the practical point of view, the enhanced calculation at the planning stage of works, taking into account cost contingency, is important and meets the expectations of owners, who tend to exceed the planned costs of investment without considering reserve costs.

The implementation of the calculation is relatively simple, and basically requires one person to be acquainted with the planned costs of particular tasks, even in a deterministic way. This article presents the assumptions of the proposed method and a calculation example involving a real construction object. Depending on the data available to the planner, the results are presented concerning the calculations of the amount of cost contingency of the entire project by way of seven variants of calculation. With reference to the provided example, depending on the applied method, the increase of the cost of the entire undertaking ranges from 21-36 % of the costs of the entire project. The highest contingency costs were obtained by using the risk analysis method (35-36 %). Other methods gave consistent results within the range of 21-26% of the costs of the entire object.

In the conclusion, a continuous curve is shown depicting an increase of costs during the planned works.

Keywords: Cost Estimating, Cost Contingency, Time Buffers, Cost Buffers, Risk Analysis, Goldratt's Method

Zastosowanie metody AHP do wyboru przedsiębiorstwa budowlanego do współpracy partnerskiej

Elżbieta Radziszewska-Zielina

Zakład Technologii i Organizacji Budownictwa, Instytut Zarządzania w Budownictwie i Transporcie, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska, e-mail: eradzisz@izwbit.pk.edu.pl

Streszczenie: Partnerstwo w budownictwie to długoterminowe zobowiązanie między dwoma lub więcej organizacjami mające na celu osiągnięcie konkretnych celów biznesowych poprzez maksymalizację efektywności zasobów każdego z uczestników. Partnerstwo w odróżnieniu od konkurencji charakteryzuje się współpracą a nie rywalizacją, która niekiedy przeradza się w walkę. Partnerzy współpracują, dążąc do realizacji przedsięwzięcia budowlanego, które jest ich wspólnym celem oraz do osiągnięcia obopólnych korzyści. Autorka opracowała model badawczy relacji partnerskich przedsiębiorstw budowlanych. W niniejszym artykule zaprezentowano nietypowe zastosowanie metody wielokryterialnej AHP do wyboru przedsiębiorstwa budowlanego do współpracy partnerskiej podczas realizacji przedsięwzięć budowlanych.

Słowa kluczowe: budownictwo, przedsiębiorstwo budowlane, relacje partnerskie, metody wielokryterialne, AHP

1. Wprowadzenie

Construction Industry Institute w raporcie z 1991 roku pt. „W poszukiwaniu doskonałego partnerstwa” zaproponował następującą definicję: partnerstwo to długoterminowe zobowiązanie między dwoma lub więcej organizacjami mające na celu osiągnięcie konkretnych celów biznesowych poprzez maksymalizację efektywności zasobów każdego z uczestników. Relacja ta opiera się na zaufaniu, oddaniu wspólnym celom oraz zrozumieniu wzajemnych, indywidualnych oczekiwań i wartości. Spodziewane korzyści to zwiększona skuteczność, obniżenie kosztów, więcej okazji do innowacji i ciągle polepszanie jakości towarów i usług [1]. Partnerstwo w odróżnieniu od konkurencji charakteryzuje się współpracą a nie rywalizacją, która niekiedy przeradza się w walkę. Partnerzy współpracują, dążąc do realizacji przedsięwzięcia budowlanego, które jest ich wspólnym celem, oraz do osiągnięcia obopólnych korzyści.

Istotny wpływ na działalność przedsiębiorstwa budowlanego mają podwykonawcy i generalni wykonawcy. Z tego względu zdecydowano się na opracowanie algorytmu wybierającego najlepsze przedsiębiorstwo budowlane do współpracy partnerskiej na podstawie analizy jego relacji partnerskich z innymi przedsiębiorstwami. Ten algorytm, dla danego przedsiębiorstwa budowlanego, ma wspomagać jego system decyzyjny w zakresie wyboru innego przedsiębiorstwa budowlanego do współpracy partnerskiej. Szczegółowy przegląd publikacji na temat badań w zakresie partnerstwa w budownictwie autorka zamieściła w monografii [2].

Jest dużo publikacji dotyczących oceny i wyboru wykonawcy robót budowlanych, jako ważnego elementu organizacji i zarządzania w inżynierii przedsięwzięć budowlanych. Przykładowo artykuł [3] prezentuje metodę rankingu wykonawców, a artykuł [4] badania

wyboru podwykonawców przez wykonawców w ramach międzynarodowych przedsięwzięć. Aktualne aspekty wyboru wykonawców jak i podwykonawców są analizowane również w publikacji [5]. Rozważania we wspomnianych publikacjach są prowadzone głównie z punktu widzenia inwestora oraz nie tylko w kontekście budowania długotrwałych relacji partnerskich, jak to czyni autorka.

W niniejszym artykule zaprezentowano nietypowe zastosowanie metody wielokryterialnej AHP do wyboru przedsiębiorstwa budowlanego do współpracy partnerskiej podczas realizacji przedsięwzięć budowlanych.

2. Wybór przedsiębiorstwa budowlanego do współpracy partnerskiej

Współpraca partnerska na rynku instytucjonalnym (business-to-business) oparta jest na relacjach partnerskich pomiędzy przedsiębiorstwami. Pojęcie relacji partnerskich nie jest precyzyjnie zdefiniowane i nie jest opisane liczbowo. Podstawowe 3 cechy charakterystyczne dla relacji partnerskich silnie akcentowane we wszelkich opracowaniach z zakresu partnerstwa to:

- długofalowość relacji,
- wspólne cele partnerów,
- wzajemne zaufanie.

Autorka zadała sobie pytanie jakie są kryteria świadczące o tym czy dane relacje przedsiębiorstwa budowlanego na rynku instytucjonalnym są partnerskie czy tradycyjne. Na podstawie przeglądu literatury przedmiotu oraz własnych doświadczeń badawczych i przemyśleń w tym zakresie, autorka opracowała zestaw 14 parametrów kwalifikujących relacje przedsiębiorstw budowlanych jako tradycyjne lub partnerskie oraz określiła w sposób jakościowy wartości tych parametrów w obu przypadkach. Autorka założyła, że relacje mogą kształtować się w skali pięciostopniowej od 1 relacje tradycyjne do 5 relacje partnerskie. Opis skrajnych punktów skali znajduje się w tabeli 1. Badania własne na temat relacji partnerskich przedsiębiorstw budowlanych oraz szczegółowy opis modelu badawczego autorka opublikowała m.in. w [2].

Czternaście parametrów określających relacje partnerskie potraktowano jako kryteria oceny. Wynika stąd, że problem wyboru optymalnego przedsiębiorstwa budowlanego do współpracy jest problemem wielokryterialnym. Jest dyskretnym zadaniem wielokryterialnego podejmowania decyzji. W celu rozwiązania problemu, autorka najpierw zastosowała algorytm wybranej metody ELECTRE III do opracowania metody wyboru przedsiębiorstwa budowlanego do współpracy partnerskiej [6]. Przykład działania opracowanej metody umieszczony w publikacji [6], autorka aktualnie przeliczyła przy zastosowaniu alternatywnej metody wielokryterialnej AHP. Szczegółowy przegląd literatury co do zastosowania metod wielokryterialnych w budownictwie znajduje się m.in. w [7] dlatego tutaj zostanie pominięty. W prowadzonych przez autorkę badaniach, eksperci z przedsiębiorstw budowlanych oceniali w skali pięciostopniowej relacje z podmiotami mikrootoczenia (podwykonawcą/głównym wykonawcą), podawali oceny od 1 do 5 poszczególnych 14 parametrów. W metodzie AHP odpowiada to od razu wektorowi preferencji wyznaczanemu na podstawie macierzy ocen cząstkowych. Oceny przedsiębiorstw, dane wejściowe dla 7 analizowanych przedsiębiorstw przyjęto takie same jak dla przykładu z zastosowaniem metody ELECTRE III.

W przedstawionej tabeli 2, kolumny odpowiadają przedsiębiorstwom, natomiast wiersze kolejnym kryteriom oceny (14 parametrów). Jak wspomniano wcześniej, przyjęto, że

kolumny odpowiadają wektorom preferencji. W tabeli 2 przedstawiono wektory preferencji (rankingi), które dotyczą stopnia realizacji relacji partnerskich dla 14 parametrów w kontekście poszczególnych przedsiębiorstw budowlanych.

Tabela 1. Charakterystyka parametrów relacji przedsiębiorstwa budowlanego w podejściu tradycyjnym i partnerskim

Oznaczenie	Nazwa parametru	Relacje tradycyjne	Relacje partnerskie
f_1	Podstawa składania zamówienia	Wybór ze względu na najniższą cenę	Cena nie jest najważniejsza. Podejście całościowe i wybór partnera m.in. ze względu na wysoką jakość usług i relacji, umiejętność rozwiązywania problemów, jego wiarygodność, lojalność i pozytywny wizerunek
f_2	Liczba dostawców (towarów i usług)	Duża, konkurują oni ze sobą	Ograniczona do najlepszych partnerów
f_3	Podejście do kontroli jakości usług	Każdorazowo inspekcja przez nabywcę przy odbiorze	Kontrola jakości przez dostawcę. Nabywca ma zaufanie do sprawdzonego partnera
f_4	Podział kosztów	Nabywca przejmuje oszczędności kosztów więc dostawca je ukrywa. Strategia win-lose	Wspólne precyzyjne określenie udziału w kosztach, zysku i ryzyku związanym z realizacją kontraktu Strategia win-win
f_5	Adaptacja do zmian rynkowych	Nabywca sam określa reakcje na zmieniające się warunki rynkowe	Nabywca i dostawca wspólnie planują działania i wspólnie opracowują plan adaptacji do zmian rynkowych
f_6	Uczestnictwo w nowej ofercie przedsiębiorstwa	Brak	Aktywne, wspólne dążenie do ciągłego udoskonalania usług
f_7	Wzajemne relacje	Czysto formalne, handlowe, oparte na umowach. Widoczna sztywność w zachowaniu. Anonimowość	Często nieformalne, oparte na zaufaniu, nieanonimowe, bliskie, zindywidualizowane i wielopłaszczyznowe. Partnerska współpraca
f_8	Sposób komunikowania się	Komunikacja minimalna ograniczona do zamówień i reklamacji, wymuszona procedurami	Komunikacja otwarta, inicjowana obustronnie, spontaniczna, zarówno osobista jak i pisemna (elektroniczna) czy telefoniczna
f_9	Dzielenie się informacją	Ograniczony przepływ informacji	Wymiana informacji oraz doświadczeń. Otwarty, szybki przepływ informacji
f_{10}	Rozwiązywanie konfliktów	Nabywca jednostronnie rozwiązuje konflikty	Wspólne rozwiązywanie konfliktów. Istnieje wspólny mechanizm rozwiązywania konfliktów
f_{11}	Normy, reguły postępowania	Brak wspólnych reguł postępowania Rozbieżne cele.	Wspólne wartości i cele. Dopasowanie się partnerów pod względem procedur, norm, zwyczajów, działań organizacyjnych
f_{12}	Częstotliwość kontaktów	Pojedyncze kontakty	Powtarzające się trwale kontakty, ciągłość relacji, długotrwałe relacje biznesowe
f_{13}	Podejście do problemów jakości	Wyłącznie skupienie się na jakości technicznej produktu	Kompleksowe podejście do problemów jakości. Bardzo ważna jakość relacji
f_{14}	Zaufanie	Brak zaufania w biznesie	Widoczne zaufanie

Tabela 2. Ranking realizacji poszczególnych parametrów relacji partnerskich przez poszczególne przedsiębiorstwa budowlane

Parametry	Poziom relacji poszczególnych przedsiębiorstw budowlanych z podwykonawcą/ głównym wykonawcą						
	a^1	a^2	a^3	a^4	a^5	a^6	a^7
f_1	5	5	4	3	3	5	5
f_2	4	5	3	3	4	5	5
f_3	5	3	4	3	4	1	4
f_4	4	2	3	3	3	5	5
f_5	5	3	5	3	5	1	4
f_6	5	2	5	3	2	5	2
F_7	1	1	5	1	4	5	1
f_8	2	1	5	2	5	5	3
f_9	5	2	5	3	3	5	5
f_{10}	2	2	4	3	4	5	5
f_{11}	4	3	4	3	4	5	5
f_{12}	3	3	5	3	4	5	5
f_{13}	4	2	4	4	3	5	5
f_{14}	5	3	5	3	4	3	5

Wyznaczenie wariantów decyzji wymaga stochastycznej postaci lewej macierzy głównej. Wynika stąd konieczność normalizowania kolumn macierzy surowej tak aby ich sumy były jednostkowe. Na tym etapie można przeprowadzić ważenie wpływu poszczególnych kategorii atrybutów na cel analizy. Przeprowadzono ważenie wpływu poszczególnych grup atrybutów (przedsiębiorstwa i kryteria oceny-parametry). W tym celu poszczególne kolumny macierzy surowej podzielono przez sumę elementów kolumny według wzoru (1).

$$s_{ik} = \frac{sl_{ik}}{\sum_{j=1}^{n_f+n_k} sl_{ik}} \quad \text{dla } k, i = 1, \dots, n_f+n_k \quad (1)$$

gdzie:

s_{ik} – elementy macierzy głównej ważonej S ,

sl_{ik} – elementy macierzy surowej SL ,

n_f – liczba przedsiębiorstw,

n_k – liczba kryteriów.

W otrzymanej w ten sposób macierzy głównej ważonej S (2) sumy poszczególnych kolumn są jednostkowe. Przyjęto jednakowy wpływ poszczególnych atrybutów na cel analizy. W kolejnym etapie wyznaczono macierz graniczną S_{lim} (3). Przyjęto dokładność obliczeń = $1E-10$. Stabilizację wyników obliczeń (wyznaczenie kolejnych potęg macierzy głównej S) uzyskano w piątej iteracji.

Ranking przedsiębiorstw (4) odczytano z siedmiu ostatnich wierszy macierzy granicznej.

$$P_p = \begin{bmatrix} 0,1487 \\ 0,1019 \\ 0,1680 \\ 0,1101 \\ 0,1432 \\ 0,1652 \\ 0,125 \end{bmatrix} \quad (4)$$

Ranking wpływu kryteriów na realizację celu analizy (5) odczytano na podstawie czternastu pierwszych wierszy macierzy granicznej.

$$P_k = \begin{bmatrix} 0,0826 \\ 0,0798 \\ 0,0661 \\ 0,0688 \\ 0,0716 \\ 0,0661 \\ 0,0495 \\ 0,0633 \\ 0,0771 \\ 0,0688 \\ 0,0771 \\ 0,0771 \\ 0,0740 \\ 0,0771 \end{bmatrix} \quad (5)$$

Macierze P_p i P_k znormalizowano uzyskując rankingi końcowe P_p' i P_k' .

$$P_p' = \begin{bmatrix} 0,8852 \\ 0,6065 \\ 1,0000 \\ 0,6557 \\ 0,8524 \\ 0,9836 \\ 0,9672 \end{bmatrix} \quad (6)$$

Najlepszym przedsiębiorstwem do współpracy partnerskiej podczas realizacji przedsięwzięć budowlanych spośród 7 analizowanych okazało się przedsiębiorstwo numer 3 (ma najwyższy współczynnik preferencji równy 1). Prawie taki sam współczynnik ma przedsiębiorstwo numer 7 (jego wartość liczbowa to 0,9672). Uzyskano taki sam wynik końcowy, jak w przypadku analizy przeprowadzonej dla tych samych przedsiębiorstw przy zastosowaniu metody ELECTRE III. Te same przedsiębiorstwa okazały się najlepsze.

Znormalizowany ranking kryteriów (7).

$$P_k' = \begin{bmatrix} 1,0000 \\ 0,9666 \\ 0,8000 \\ 0,8333 \\ 0,8666 \\ 0,8000 \\ 0,6000 \\ 0,7666 \\ 0,9333 \\ 0,8333 \\ 0,9333 \\ 0,9333 \\ 0,9000 \\ 0,9333 \end{bmatrix} \quad (7)$$

Ze znormalizowanego rankingu kryteriów można odczytać, że największy wpływ na realizację celu analizy miał parametr pierwszy (podstawa składania zamówienia). Najmniejszy wpływ miał parametr szósty (uczestnictwo w nowej ofercie przedsiębiorstwa). Ponieważ współczynniki preferencji różnią się od siebie nieznacznie, wynika z tego, iż wpływ poszczególnych kryteriów na realizację celu analizy jest zrównoważony.

3. Podsumowanie

We wcześniejszych publikacjach autorka zaprezentowała zastosowanie metody ELECTRE III do wyboru przedsiębiorstwa budowlanego do współpracy partnerskiej podczas realizacji przedsięwzięć budowlanych. W niniejszym artykule zaprezentowano nietypowe zastosowanie metody wielokryterialnej AHP do wyboru przedsiębiorstwa budowlanego do współpracy partnerskiej podczas realizacji przedsięwzięć budowlanych. Najlepszym przedsiębiorstwem do współpracy partnerskiej podczas realizacji przedsięwzięć budowlanych spośród 7 analizowanych, okazało się przedsiębiorstwo numer 3 (ma najwyższy współczynnik preferencji równy 1). Prawie taki sam współczynnik ma przedsiębiorstwo numer 7. Uzyskano taki sam wynik końcowy, jak w przypadku analizy przeprowadzonej dla tych samych przedsiębiorstw przy zastosowaniu metody ELECTRE III. Te same przedsiębiorstwa okazały się najlepsze. W przypadku niewielkich różnic rankingów nie stanowią one pewnej podstawy wyboru najlepszego przedsiębiorstwa do współpracy. Opracowane metody wspomagają jedynie system decyzyjny przedsiębiorstwa budowlanego co do wyboru podwykonawcy czyli innego przedsiębiorstwa budowlanego do współpracy partnerskiej. Ostateczną decyzję zawsze musi podjąć decydent samodzielnie.

W prowadzonych przez autorkę badaniach, eksperci z przedsiębiorstw budowlanych oceniali w skali pięciostopniowej relacje z podmiotami mikrootoczenia, podawali oceny od 1 do 5 poszczególnych 14 parametrów. W metodzie AHP odpowiada to od razu wektorowi preferencji wyznaczanemu na podstawie macierzy ocen cząstkowych. Zatem można powiedzieć, że w tym konkretnym przypadku ze względu na przyjęty model badawczy autorki, nie jest to typowe kompleksowe zastosowanie metody AHP, a jedynie od pewnego momentu jej algorytmu.

Literatura

- 1 Construction Industry Institute (CII), In Search of Partnering Excellence, Special Publication, Report by the Partnering Task Force of CII, Austin, Texas, USA, 1991, IV.
- 2 Radziszewska-Zielina E., Studies of the Partner Relations of Construction Companies. LAP LAMBERT Academic Publishing, monograph, 2013.
- 3 Turskis Z., Multi-attribute contractors ranking method by applying ordering of feasible alternatives of solutions in terms of preferability technique. *Technological and Economic Development of Economy* 14/ 2 (2008) 224–239.
- 4 Ulubeyli S., Manisali E., Kazas A. Subcontractor Selection Practices in International Construction Projects. *Journal of Civil Engineering and Management* 16/1 (2010) 47-56.
- 5 Plebankiewicz E., Construction Contractor Prequalification from Polish Clients' Perspective. *Journal of Civil Engineering and Management* 16/1 (2010) 57-64.
- 6 Radziszewska-Zielina E., Methods for selecting the best partner construction enterprise in terms of partnering relations. *Journal of Civil Engineering and Management* 16/4 (2010) 510-520.
- 7 Dytczak, M. Wybrane metody rozwiązywania wielokryterialnych problemów decyzyjnych w budownictwie. Oficyna Wydawnicza Politechniki Opolskiej, 2010.

The application of method AHP to choose a construction enterprise for partnering cooperation

Elżbieta Radziszewska-Zielina

*Department of Construction Technology and Organisation, Faculty of Civil Engineering,
Cracow University of Technology, e-mail: eradzisz@izwbit.pk.edu.pl*

Abstract: In construction industry partnering is a long-term commitment between two or more organizations aimed at achieving particular business objectives by maximizing the effectiveness of each participant's resources. As opposed to competition, partnering is characterized by cooperation rather than rivalry which may transform into fighting. Partners cooperate, striving for the implementation of a construction project, which is their common objective, and for mutual benefits. The present author has developed a research model of the partnering relations of construction enterprises. This paper presents a non-standard application of AHP multi-criteria method in choosing a construction enterprise for partnering cooperation during the construction project implementation.

Keywords: construction industry, construction enterprise, partnering relations, multi-criteria methods, AHP.

Wnioskowanie w systemach z wiedzą niepełną w przedsięwzięciach inżynierskich

Janusz Szelka¹, Zbigniew Wrona²

¹ *Wyższa Szkoła Oficerska Wojsk Lądowych we Wrocławiu, Uniwersytet Zielonogórski,
e-mail: jszelka@wso.wroc.pl*

² *Wyższa Szkoła Zarządzania „Edukacja” we Wrocławiu, e-mail: z_wrona@wp.pl*

Streszczenie: Rozwiązanie sytuacji problemowej w obszarze przedsięwzięć inżynierskich wymaga często wykorzystania metod heurystycznych. W procesie wnioskowania zazwyczaj wykorzystuje się typowe, charakteryzujące się znaczną dostępnością, narzędzia reprezentacji i przetwarzania wiedzy – regulowe systemy ekspertowe. Do istotnych ograniczeń tego typu systemów należy jednak zaliczyć możliwość wnioskowania jedynie w tych przypadkach, dla których wiedza o sytuacji problemowej jest kompletna. Warunek ten nie zawsze udaje się spełnić, a szczególnie trudne staje się to w sytuacjach kryzysowych, często nietypowych i obciążonych dodatkowymi ograniczeniami. Choć wypracowano wiele różnorodnych rozwiązań pozwalających na skuteczne wnioskowanie w warunkach niepełnej wiedzy, to dotychczasowe przypadki ich wykorzystania w procesach wnioskowania inżynierskiego należy uznać za nieliczne. Zasadną wydaje się próba oceny możliwości zastosowania tego typu rozwiązań w przedsięwzięciach inżynierskich, w kontekście specyfiki tych przedsięwzięć.

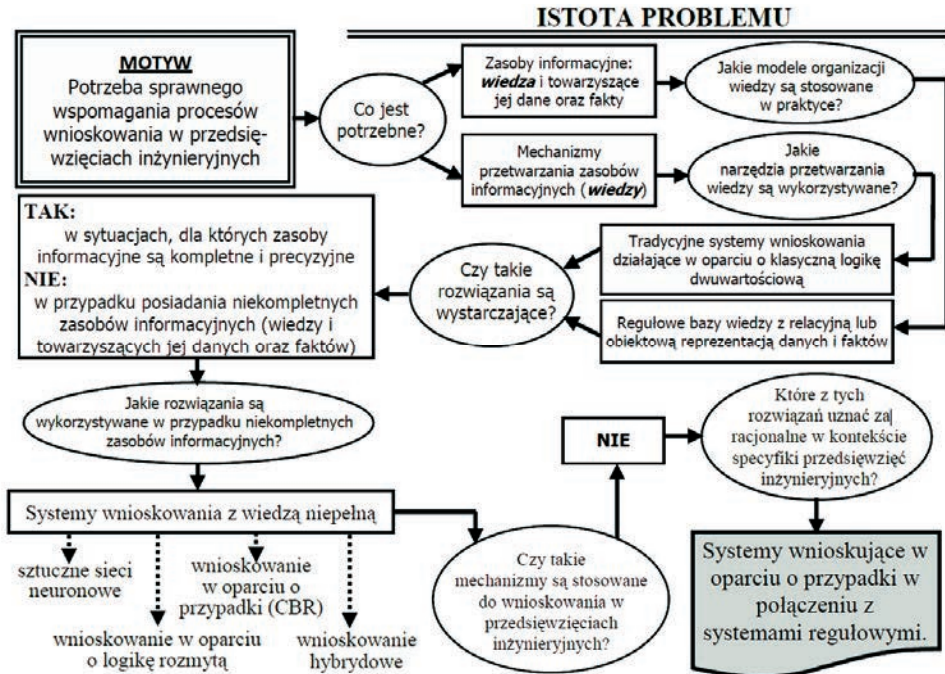
Słowa kluczowe: wnioskowanie w przedsięwzięciach inżynierskich, regulowe systemy wnioskowania, wnioskowanie przy niepełnej wiedzy, wnioskowanie w oparciu o przypadki, hybrydowe systemy wnioskowania inżynierskiego

1. Wprowadzenie

Jakość posiadanych zasobów informacyjnych, oprócz zastosowanych mechanizmów ich przetwarzania, stanowi jeden z istotnych czynników skutecznego wspomaganie procesów decyzyjnych. W przypadku przedsięwzięć inżynierskich, dane niezbędne do ich realizacji opisują często bardzo złożone obiekty lub procesy zachodzące w badanym środowisku. Dodatkowo, niektóre sytuacje problemowe mają charakter niepowtarzalny, np. ze względu na specyficzne warunki środowiskowe, dostępność materiałów, czy sprzętu inżynierskiego, co sprawia, że do ich rozwiązania należy użyć metod heurystycznych. Sprawna realizacja procesów wnioskowania w tego typu przypadkach wymaga dostępu do pełnej, niesprzecznej i pewnej wiedzy na temat przedmiotowego zjawiska. W praktyce jednak mamy często do czynienia z niedoskonałością dostępnych zasobów informacyjnych (w tym posiadanej wiedzy), a zwłaszcza z jej niepewnością oraz niepełnością. O ile współczesne systemy zautomatyzowanego wnioskowania, wykorzystywane w przedsięwzięciach inżynierskich dość dobrze radzą sobie z niepewnością wiedzy, o tyle jej niepełność wciąż stanowi wyzwanie metodologiczne i implementacyjne.

Poczynione wyżej uwagi skłaniają do podjęcia próby oceny możliwości wykorzystania dostępnych rozwiązań w procesach wnioskowania inżynierskiego, w sytuacji niepełnej wiedzy, przy uwzględnieniu specyfiki przedsięwzięć inżynierskich.

Istotę rozpatrywanego problemu przedstawiono na rys. 1.



Rys. 1. Istota problemu

2. Tradycyjne systemy wnioskowania w kontekście specyfiki przedsięwzięć inżynierskich

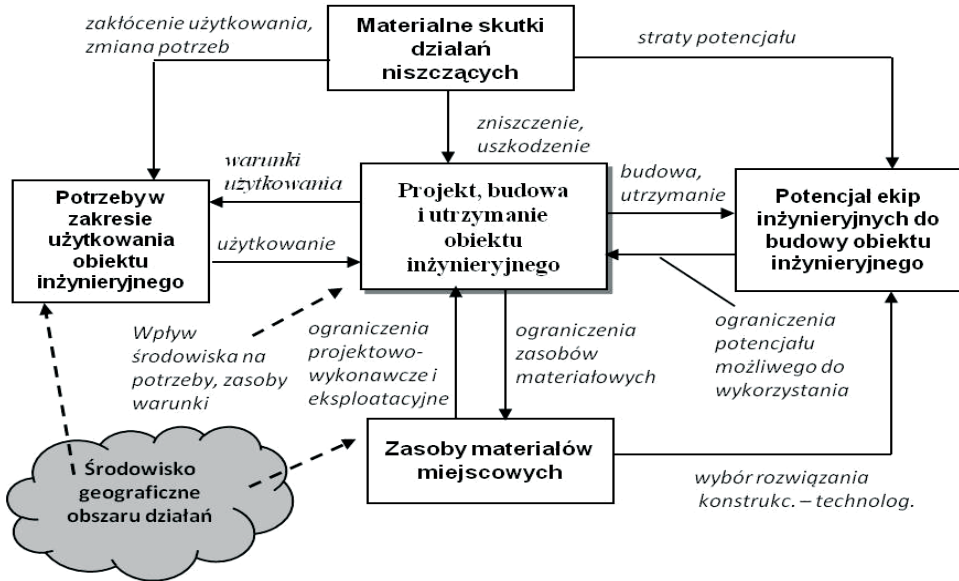
Rozwiązanie sytuacji problemowej dla znacznej części przedsięwzięć inżynierskich (np. związanych z budową/odbudową obiektów inżynierskich) powstaje jako wynik analizy różnych czynników takich, jak: potrzeby w zakresie użytkowania obiektu, zasoby materiałów lokalnych, czy wielkość dostępnych potencjałów różnych kategorii. Istotny jest w tym przypadku nie tylko wpływ każdego z czynników na obszar rozwiązań dopuszczalnych, ale także wzajemne powiązania między poszczególnymi czynnikami, z jednoczesnym uwzględnieniem wpływu środowiska geograficznego na potrzeby, zasoby i warunki działań inżynierskich (rys. 2)

Złożoność i niejednorodność problemu staje się jeszcze bardziej wyraźna w sytuacjach kryzysowych, dla których zwiększyć się może znacząco liczba ograniczeń (dostępność sprzętu, elementów konstrukcji, ograniczenia czasowe), wytyczających zbiór rozwiązań dopuszczalnych.

Uwzględniając powyższe uwagi można uznać, iż w przypadku sytuacji problemowych w obszarze przedsięwzięć inżynierskich mamy do czynienia:

- z procesami niejednokrotnie niepowtarzalnymi;
- ze znaczną różnorodnością materiałów, sprzętu i zespołów roboczych;
- z wpływem warunków zewnętrznych (otoczenia).

Stopień rozpoznania tych czynników oraz poziom losowości analizowanych zjawisk określają w konsekwencji charakter sytuacji problemowej, przed jaką staje decydent (inżynier).



Rys. 2. Elementy opisu sytuacji problemowej w obszarze budowy/odbudowy obiektu inżynierskiego

Należy zauważyć, że w takich warunkach dokonanie modelowania sytuacji problemowej z wykorzystaniem jednolitego modelu matematycznego staje się niezwykle trudne, a często wręcz niemożliwe. Prowadzi to do spostrzeżenia, że do rozwiązania wielu kategorii problemów decyzyjnych, występujących w obszarze przedsięwzięć inżynierskich, należy wykorzystać metody przeszukiwania heurystycznego.

Powyższa uwaga, przy jednoczesnej konieczności uwzględniania, sygnalizowanej wyżej, znacznej złożoności sytuacji problemowej, wymusza stosowanie technologii informatycznych do wspomaganie działań w tym zakresie. Rozwiązaniem z powodzeniem stosowanym w praktyce wspomaganie decyzji inżynierskich są systemy ekspertowe. Pozwalają one na automatyzowanie procesu rozwiązywania problemów na poziomie wysokiej klasy eksperta poprzez wypracowanie konkluzji w oparciu o znane przesłanki.

Wiedza wykorzystywana w tego typu systemach, np. w przedsięwzięciach odbudowy obiektów inżynierskich, stanowi specyficzne odwzorowanie faktów, zjawisk, stanów obiektów i relacji między nimi. Najczęściej wykorzystywanym mechanizmem reprezentacji wiedzy są reguły decyzyjne, umożliwiające formalne ujęcie zależności: *przesłanki* → *konkluzja*, w postaci konstrukcji *if...then...* Przykładowy zapis reguł oraz faktów, stanowiących elementy bazy wiedzy dla problemu projektowania i budowy przepraw mostowych pokazano poniżej:

rules

```
sposób odbudowy mostu="prześla_BLG_z_dodatkową_podporą_drewnianą" if
długość_prześla_m>=20, długość_mostu_m<=38, obciążenie_prześla<=400 kN,
blg=="tak", drewno=="tak", wysokość_podpory_m<3, rodzaj_prześla="podwójne"
```

....

end;

Implementacja faktów jest często realizowana w postaci uporządkowanej trójki: *obiekt-atrybut-wartość*. Przykładowy zapis faktów może przyjąć postać:

facts

przewyższenie_brzegów = 1,50 m;
 szerokość_przeszkody_wodnej = 32 m;

.....

end;

Jeśli do realizacji procesu wnioskowania niezbędne są fakty, które na danym etapie wnioskowania są nieznane a których system nie jest w stanie odnaleźć w bazie faktów (ani w bazie danych), następuje próba ich uzupełnienia poprzez proces konsultacji, w ramach którego ich wartości są określane przez użytkownika.

Należy zauważyć, że wiedza pozyskiwana od ekspertów, w tym także w obszarze przedsięwzięć inżynierskich, w niektórych przypadkach może być wiedzą niedoskonałą (np. niepewną lub/i niepełną). W praktyce inżynierskiej, wobec trudności w uwzględnianiu niepełności oraz niepewności wiedzy, często świadomie stosuje się podejście deterministyczne, co znacząco upraszcza zarówno model reprezentacji wiedzy, jak i mechanizmy procesu wnioskowania.

Stosowane w praktyce systemy wnioskujące w oparciu o wiedzę ekspertów (w tym również tzw. szkieletowe systemy ekspertowe) w stosunkowo prosty sposób można zaopatrzyć w mechanizmy pozwalające uwzględniać niepewność zasobów informacyjnych. Skutecznym rozwiązaniem może być np. zastosowanie współczynnika pewności (CF – *ang. Certainty Factor*), będącego miarą przekonania eksperta, co do słuszności konkluzji wywiedzionej z danych przesłanek.

Znacznie większy problem napotykamy w przypadku niepełności posiadanej wiedzy. Nieznane wartości atrybutów, brak możliwości ustalenia wartości faktów (np. w procesie konsultacji), czy brak reguł, opisujących nietypowe sytuacje sprawia, że proces wnioskowania może osiągnąć stan tzw. impasu, w którym system nie jest w stanie uaktywnić żadnej kolejnej reguły (wartości zmiennych występujących w przesłankach tych reguł nie są znane), co oznacza w konsekwencji brak możliwości wypracowania końcowej konkluzji.

3. Możliwości wnioskowania przy posiadaniu wiedzy niepełnej

Niekompletność wiedzy zarówno pozyskiwanej z otoczenia (np. z aparatury pomiarowej), jak i pochodzącej od eksperta nie musi oznaczać braku możliwości wypracowania rozwiązania sytuacji problemowej. Niezbędne jednak staje się poszukiwanie rozwiązań zarówno metodologicznych, jak i technicznych, pozwalających na realizację procesu wnioskowania w takich warunkach.

Spśród różnorodnych mechanizmów, umożliwiających wnioskowanie w przypadku niepełnej wiedzy, do najczęściej stosowanych można zaliczyć:

- wnioskowanie przybliżone;
- teorię zbiorów rozmytych;
- sztuczne sieci neuronowe;
- wnioskowanie na podstawie przypadków
- rozwiązania hybrydowe, stanowiące połączenie różnorodnych metod, np. wnioskowania na podstawie przypadków ze sztucznymi sieciami neuronowymi.

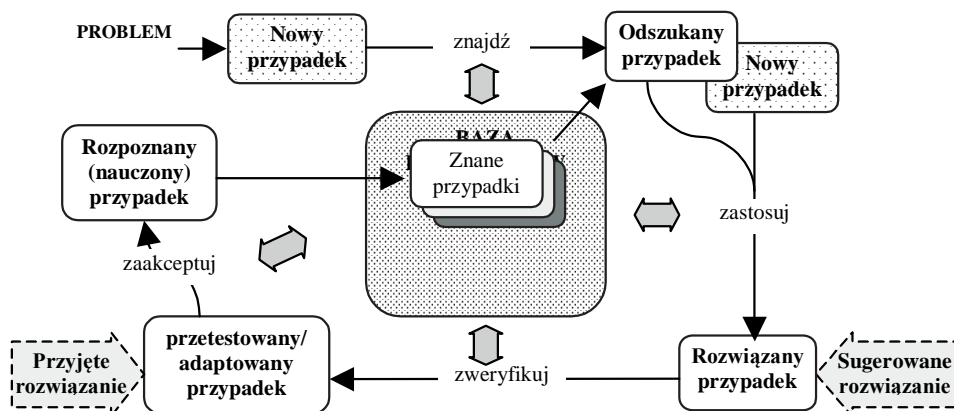
Wnioskowanie przybliżone wykorzystuje się np. w systemach regułowych, w których na podstawie określonego przez eksperta lub wygenerowanego w oparciu o dane zbioru reguł, konstruowane są różne rodzaje sieci Petriego (logiczne, rozmyte, przybliżone), zależnie od wybranej metody konstrukcji modelu sieciowego. Opracowana sieć jest następnie traktowana, jako model matematyczny procesu wnioskowania przybliżonego,

opisywanego przez zadany zbiór reguł [1]. Rozwiązania tego typu należy uznać za skomplikowane i trudne w implementacji.

Istotę wykorzystania logiki rozmytej w procesie wnioskowania w systemach z regułową bazą wiedzy opisano w [2]. Obszar zastosowań rozmytych baz wiedzy ogranicza się głównie do wnioskowania w sytuacjach nieprecyzyjności posiadanej wiedzy.

Możliwość wykorzystywania danych rozmytych, nieprecyzyjnych występuje także w przypadku sztucznych sieci neuronowych (SSN). Zdolność do uczenia się SSN na przykładzie zbioru przykładów uczących umożliwia rozpoznawanie przypadków podobnych do wyuczonych i dokonywania w oparciu o nie trafnego wnioskowania. Do ograniczeń tych technologii, a dość istotnych w przypadku przedsięwzięć inżynierskich, można zaliczyć brak możliwości realizacji wnioskowania wieloetapowego.

Interesujące, w odniesieniu do problemu niepełności wiedzy, wydają się prace nad wykorzystaniem metody wnioskowania w oparciu o przypadki (CBR – ang. *Case Based Reasoning*). CBR jest metodą rozwiązywania problemów opartą na poszukiwaniu analogii (podobieństwa) pomiędzy rozpatrywaną sytuacją, a przypadkami, które zaistniały wcześniej i zostały odpowiednio opisane. Realizacja procesu wnioskowania z wykorzystaniem tej metody wymaga zastosowania mechanizmów efektywnego przeszukiwania baz danych oraz wyznaczania podobieństwa pomiędzy aktualną sytuacją problemową, a składowanymi w bazie przypadkami (rys. 3).



Rys. 3. Istota funkcjonowania metody CBR [3]

W oparciu o wprowadzone przez użytkownika parametry opisujące zaistniałą sytuację problemową oraz ich współczynniki wagowe, system dokonuje wyodrębnienia danych, potrzebnych do wyznaczenia podobieństwa pomiędzy przypadkami. W kolejnym kroku następuje wyszukiwanie najbardziej zbliżonych przypadków w bazie przypadków (ang. *Case Base*). Można stosować w tym celu np. różne funkcje podobieństwa (m. in. funkcję prostokątną, trapezową, czy symetryczne podobieństwo z dolną granicą) [4]. Odszukane przypadki są sortowane w oparciu o uzyskany poziom podobieństwa a następnie wybierany jest (przez algorytm lub z udziałem użytkownika) przypadek najbardziej zbliżony do rozpatrywanego. W kolejnym kroku następuje weryfikacja i przystosowanie (dopasowanie) pozyskanego rozwiązania do analizowanej sytuacji. Ostatnim etapem tego cyklu jest proces uczenia, czyli zapisanie nowego przypadku wraz z jego rozwiązaniem w bazie przypadków.

Wypracowane rozwiązanie jest opisywane i zapisywane w bazie przypadków w momencie, kiedy wiedza na temat tego rozwiązania jest najpełniejsza (np. w momencie ukończenia procesu budowy mostu tymczasowego).

4. Systemy wnioskowania oparte o wiedzę niepełną w przedsięwzięciach inżynierskich

Problem niepełności wiedzy w procesach wnioskowania inżynierskiego należy rozpatrywać w kontekście opisanej wyżej specyfiki przedsięwzięć inżynierskich. Nietypowe warunki realizacji działań (np. klęska powodzi) mogą sprawić, że zmiana wartości nawet jednego parametru opisu sytuacji problemowej (w stosunku do sytuacji wcześniej notowanych) spowoduje zmianę zbioru rozwiązań dopuszczalnych. Naturalnym działaniem w takich przypadkach (zbliżonym do stosowanego przez rzeczywistego eksperta) może być próba analizy sytuacji podobnych do zaistniałej i wybór rozwiązania zastosowanego w przeszłości dla najbardziej zbliżonego przypadku (po jego ewentualnej korekcie). Spośród wskazanych w poprzednim punkcie niniejszego opracowania mechanizmów, tylko SSN oraz CBR umożliwiają realizację procesu wnioskowania w taki właśnie sposób. Uwzględniając jednak ograniczenia SSN, szczególną uwagę w przypadku wnioskowania inżynierskiego należałoby zwrócić na metodę wnioskowania przez przypadki. Do istotnych czynników determinujących jakość procesu wnioskowania przy życiu metody CBR należy zawartość bazy przypadków, w której przechowywane są zestawy parametrów opisujących zapamiętane sytuacje. Przykładowo, jeśli sytuacja problemowa dotyczy planowania przepraw, to w opisie przypadków należałoby uwzględnić m.in.:

- W zakresie założeń sytuacyjnych: pora roku (zima, lato), pora dnia (dzień, noc), warunki pogodowe.
- Dane dotyczące przeszkody wodnej: szerokość, głębokość, prędkość prądu wody, grunt dna i brzegów, profil przeszkody wodnej i brzegów.
- W zakresie sprzętu: typ sprzętu będący w dyspozycji wykonawcy, ilość kompletów sprzętu w dyspozycji, % sprawności.
- Sytuacja operacyjno-eksploatacyjna: odległość od miejsca przeprawy (budowy), czas przygotowania brzegów do rozpoczęcia przeprawy, prognozowane straty w sprzęcie przeprawowym.
- Określenie zadania: zadany rodzaj przeprawy (promowa, mostowa, kombinowana), zadana nośność układu konstrukcyjnego, kalkulacja czasu manewru sprzętem przeprawowo-mostowym.

Natomiast, wśród oczekiwanych konkluzji można wymienić:

- typ użytego sprzętu;
- rodzaj przeprawy (mostowa, promowa, kombinowana);
- rodzaj i długość układu konstrukcyjnego przeprawy;
- nośność dla pojazdów kołowych i gąsienicowych;
- czas realizacji przeprawy.

Baza przypadków może być zaimplementowana przy użyciu takich technik np.: CRN (ang. *Case Retrieval Net*), hurtownie danych, czy relacyjne bazy danych [3]. Wydaje się, że najodpowiedniejszym rozwiązaniem w przypadku wspomaganego wnioskowania inżynierskiego są relacyjne bazy danych, często wykorzystywane również w procesach wnioskowania opartego o reguły.

Do porównywania przypadków można zaproponować np. funkcję podobieństwa [4], która zostaje wyznaczona, jako średnia ważona poszczególnych atrybutów opisujących porównywane przypadki (1).

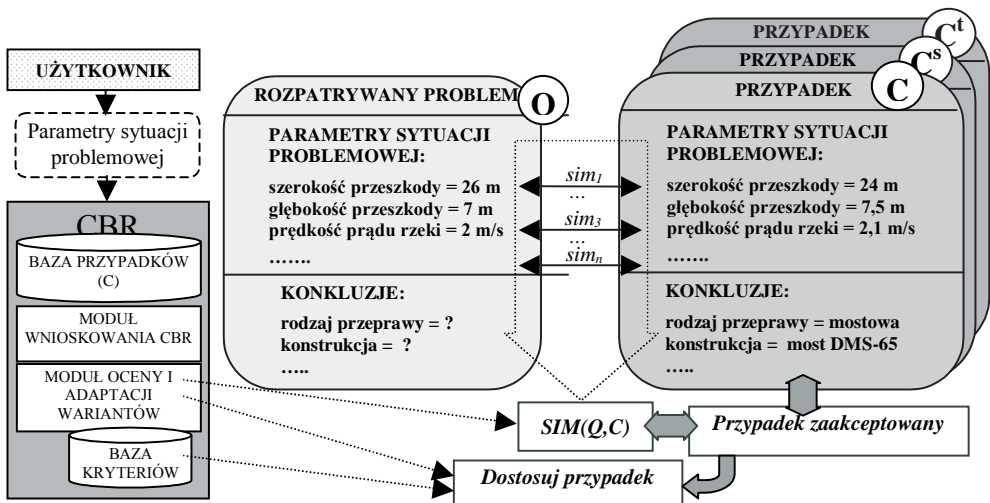
$$sim(Q, C) = \frac{\sum_{i=1}^n w_i sim_i(Q_i, C_i)}{n} \quad (1)$$

gdzie: Q – rozpatrywany przypadek, C – przypadek zapamiętany w bazie przypadków, $sim(Q, C)$ – globalne podobieństwo pomiędzy przypadkami, n – liczba porównywanych atrybutów, w_i – waga i -tego atrybutu, sim_i – wartość podobieństwa i -tego atrybutu.

Wartości podobieństw poszczególnych atrybutów można natomiast wyznaczać przy użyciu jednej z wymienionych w poprzednim punkcie funkcji podobieństw.

Przykładowy cykl działań dla problemu planowania przepraw, realizowanych w oparciu o system CBR można zestawić następująco (rys. 4):

1. Sytuacja problemowa jest parametryzowana przez zbiór atrybutów (w tym, m. in.: szerokość, głębokość, prędkość prądu wody, itd.).
2. Następuje przeszukiwanie bazy przypadków w celu ustalenia najbardziej podobnego przypadku – pomiędzy przypadkiem rozpatrywanym (Q) a kolejnym zapisanym w bazie (C) wyznaczane jest podobieństwo poszczególnych parametrów (sim_i) a następnie podobieństwo globalne $sim(Q, C)$.
3. Konkluzje wyspecyfikowane dla odszukanego przypadku są poddawane analizie i następuje ewentualna modyfikacja (adaptacja) rozwiązania do warunków bieżącej sytuacji problemowej (jeśli nie można zastosować go bezpośrednio).
4. W bazie przypadków zapisywane są parametry rozpatrywanej sytuacji problemowej wraz z wypracowanymi konkluzjami, jako nowy przypadek.



Rys. 4. Istota wypracowania rozwiązania w systemie CBR dla przedsięwzięcia planowania przepraw

Specyfika przedsięwzięć inżynierskich skłania do rozważenia możliwości wykorzystania w procesach zautomatyzowanego wnioskowania rozwiązań hybrydowych, obejmujących systemy wnioskowania regułowego oraz systemy CBR. Wiedza o przypadkach typowych może być wówczas zapamiętywana w postaci reguł, natomiast wiedzę o wyjątkach korzystniej jest zapamiętywać w postaci wzorców, w bazie przypadków.

Rozwiązanie hybrydowe umożliwia stosowanie różnych wariantów wnioskowania, preferujących określoną kolejność stosowanego dopasowania (w oparciu o reguły lub wzorce). Wydaje się, że w przypadku problemów inżynierskich, najkorzystniejszym

wariantem jest wykorzystanie w pierwszej kolejności bazy reguł a dopiero, w przypadku stwierdzenia braku możliwości realizacji procesu wnioskowania ze względu na niepełność wiedzy, aktywowanie mechanizmu wnioskowania w oparciu o wyjątki. Takie podejście zapewnia całkowitą zgodność konkluzji z parametrami wejściowymi a nie tylko zaadoptowanie rozwiązania dla podobnego problemu. Jednak w sytuacjach specyficznych, niewyspecyfikowanych w bazie wiedzy, wnioskowanie przejęte przez moduł CBR, pozwala uzyskać rozwiązanie dobrze dopasowane do sytuacji problemowej.

5. Podsumowanie

Rozwiązanie sytuacji problemowych w obszarze przedsięwzięć inżynierskich, ze względu na ich złożoność i niejednorodność, często jest wypracowywane w wyniku przeszukiwania heurystycznego. Do najważniejszych rozwiązań informatycznego wspomaganie tych procesów należy zaliczyć systemy ekspertowe z regułową reprezentacją wiedzy. Specyfika tych systemów uniemożliwia jednak realizację procesu wnioskowania przy niekompletnej wiedzy, co stało się przesłanką do podjęcia prac nad rozwiązaniami umożliwiającymi wnioskowanie w oparciu o wiedzę niepełną. Dotychczasowe próby zastosowania tego typu mechanizmów w obszarze przedsięwzięć inżynierskich, obejmujące np. sztuczne sieci neuronowe, należy uznać za nieliczne. Spośród dostępnych rozwiązań umożliwiających wnioskowanie przy niepełnej wiedzy, szczególną uwagę warto zwrócić na metodę wnioskowania w oparciu o przypadki (CBR). Pozwala ona realizować wnioskowanie na podstawie podobnych do rozpatrywanej sytuacji problemowych, rozwiązywanych w przeszłości, zawartych w bazie przypadków. Należy uwzględnić jednak, że zjawisko niepełności wiedzy nie dotyczy wszystkich (czy większości) sytuacji problemowych w obszarze przedsięwzięć inżynierskich, a raczej problemów specyficznych, wyjątkowych, związanych np. z sytuacją kryzysową. Nie wydaje się zatem celowe poszukiwanie rozwiązania zastępującego systemy regułowe, a raczej będącego w stanie przejąć zadanie wypracowania konkluzji jedynie dla sytuacji wyjątkowych, nie opisanych w bazie wiedzy. Do takich rozwiązań można zaliczyć systemy wnioskowania w oparciu o przypadki. Próba powiązania technologii CBR z technologiami wnioskowania regułowego może dać pożądaną efekt komplementarnego uzupełniania się obu rozwiązań.

Literatura

- 1 Fryc, B.: Modelowanie wnioskowania w systemach z niepełną informacją, Konferencja dla Kierowników Grantów MNiSW, 13-15 grudnia 2007, Zakopane, Biuletyn Informacyjny MNiSW, Nr 23, Gliwice 29 listopada 2007, s. 33-34.
- 2 Szelka J., Wrona Z., Wykorzystanie rozmytych baz danych i baz wiedzy do wspomaganie przedsięwzięć inżynierskich. 59 Konferencja Nauk. KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 2013.
- 3 Myszkorowski K., Ociepka P., Świder J.: Zastosowanie metody CBR do wspomaganie procesu projektowania maszyn. „Modelowanie Inżynierskie” 2009, Tom 6, Nr 37, Gliwice, s. 217 – 224.
- 4 Cortes U. et. al.: Deliverable 4.1. Report on current reasoning engine practice and integration strategies. W: RIMSAT 2003

Inference processes in incomplete knowledge systems in engineering projects

Janusz Szelka¹, Zbigniew Wrona²

¹ *Military Academy of Land Forces in Wrocław, University of Zielona Góra: jszelka@wso.wroc.pl*

² *College of Management "Edukacja" in Wrocław: z_wrona@wp.pl*

Abstract: A substantial number of engineering problems can be qualified as heuristic ones. Inference processes, allowing for their solution, are most frequently performed with rule-based expert systems. Such systems, however, are significantly limited by their possibility of inference only if complete knowledge is possessed, which is not always the case in practice (in particular in crisis situations). It is then indispensable to employ other methods and tools. Given the specificity of engineering projects, it seems that case-based reasoning (CBR) is an appropriate solution in this respect. In conjunction with rule-based inference mechanisms, it may constitute a complementary solution, allowing for efficient inference in problem situations in which the level of knowledge completeness varies.

Keywords: inference in engineering projects, rule-based inference systems, inference with incomplete knowledge, case-based reasoning, hybrid engineering inference systems

