

przeegląd

8
2017
rocznik LXXII
cena 25,00 zł
w tym 5% VAT

komunikacyjny



UKAZUJE SIĘ OD 1945 ROKU



Drogi rowerowe

Pomiar geometrycznych warunków widoczności przejazdu kolejowo – drogowego. Modelowanie zmiennej krzywizny na długości toru zwrotnego rozjazdu. Wskaźnik piaskowy jako ocena przydatności mieszanek niezwiązanych do warstw nawierzchni drogowych. Transport drogowy – rola i wybrane aspekty rozwoju infrastruktury. Wpływ nawierzchni drogi rowerowej na zużycie energii rowerzysty. Wzmacnianie mostu ze względu na bardzo duże obciążenie drogowe. Problem pozbawiania kategorii dróg publicznych w świetle ustawy o drogach publicznych. Dysfunkcje systemu drogowego łączącego lewo- i prawobrzeżną część Szczecina.

Podstawowe informacje dla Autorów artykułów

„Przegląd Komunikacyjny” publikuje artykuły związane z szeroko rozumianym transportem oraz infrastrukturą transportu. Obejmuje to zagadnienia techniczne, ekonomiczne i prawne. Akceptowane są także materiały związane z geografią, historią i socjologią transportu.

Artykuły publikowane w „Przeglądzie Komunikacyjnym” dzieli się na: „wnoszące wkład naukowy w dziedzinę transportu i infrastruktury transportu” oraz „pozostałe”. Prosimy Autorów o deklarację (w zgłoszeniu), do której grupy zaliczyć ich prace.

Materiały do publikacji: zgłoszenie, artykuł oraz oświadczenie Autora, należy przysyłać w formie elektronicznej na adres redakcji:

artykuly@przeglad.komunikacyjny.pwr.wroc.pl

W zgłoszeniu należy podać: imię i nazwisko autora, adres mailowy oraz adres do tradycyjnej korespondencji, miejsce zatrudnienia, zdjęcie, tytuł artykułu oraz streszczenie (po polsku i po angielsku) i słowa kluczowe (po polsku i po angielsku). Szczegóły przygotowania materiałów oraz wzory załączników dostępne są na stronie:

www.przeglad.komunikacyjny.pwr.wroc.pl

Ramowa oferta dla „Sponsora strategicznego” czasopisma Przegląd Komunikacyjny

Sponsor strategiczny zawiera umowę z wydawcą czasopisma na okres roku kalendarzowego z możliwością przedłużenia na kolejne lata. Uprawnienia wydawcy do zawierania umów posiada SITK O. Wrocław.

Przegląd Komunikacyjny oferuje dla sponsora strategicznego następujące świadczenia:

- zamieszczenie logo sponsora w każdym numerze,
- zamieszczenie reklamy sponsora w jednym, kilku lub we wszystkich numerach,
- publikacja jednego lub kilku artykułów sponsorowanych,
- publikacja innych materiałów dotyczących sponsora,
- zniżki przy zamówieniu prenumeraty czasopisma.

Możliwe jest także zamieszczenie materiałów od sponsora na stronie internetowej czasopisma.

Przegląd Komunikacyjny ukazuje się jako miesięcznik.

Szczegółowy zakres świadczeń oraz detale techniczne (formaty, sposób i terminy przekazania) są uzgadniane indywidualnie z Pełnomocnikiem ZO Wrocław SITK.

Prosimy o kontakt z: dr hab. inż. Maciej Kruszyna na adres mailowy:
redakcja@przeglad.komunikacyjny.pwr.wroc.pl

Cena za świadczenia na rzecz sponsora uzależniana jest od uzgodnionych szczegółów współpracy. Zapłata może być dokonana jednorazowo lub w kilku ratach (na przykład kwartalnych). Część zapłaty może być w formie zamówienia określonej liczby prenumerat czasopisma.



Od Redakcji

Do Redaktora Naczelnego Przeglądu Komunikacyjnego wpłynął list od dra inż. Mariana Fijałka w którym piszący zgłasza naruszenie Jego praw autorskich w artykule pt: „20 lat funkcjonowania Ośrodka Eksploatacji Toru Doświadczalnego – geneza, badania oraz charakterystyka techniczna”, zamieszczonym w numerze 10/2016 Przeglądu Komunikacyjnego. Autorami tego artykułu są mgr inż. Waldemar Szulc i dr hab. inż. Marek Krużyński.

Redaktor Naczelnny zwrócił się do Autorów publikacji z prośbą o wyjaśnienie.

Redakcja otrzymała następujące wyjaśnienie:

Przepraszamy dra inż. Mariana Fijałka za braki w powołaniach na materiały źródłowe Jego autorstwa przy publikacji artykułu w Przeglądzie Komunikacyjnym nr 10/2016 pt: „20 lat funkcjonowania Ośrodka Eksploatacji Toru Doświadczalnego – geneza, badania oraz charakterystyka techniczna”. Nie były one zamierzone. Przyczyną był błąd przy dostarczaniu materiałów do Redakcji P.K.

Przed przesłaniem materiału do Redakcji, artykuł kilkakrotnie był poprawiany. Przez pomyłkę, przesłana została do Redakcji P.K. wersja poprzedzająca ostateczną. Dla tego zabrakło w niej niektórych powołań na materiały źródłowe w tym również nazwisko dra Fijałka zostało napisane z błędem w wykazie literatury.

Autorzy: Waldemar Szulc i Marek Krużyński

Redakcja Przeglądu Komunikacyjnego również przeprasza dra inż. Mariana Fijałka za zaistniałą sytuację nie zawinioną przez nią. Redakcja dokłada starań ażeby minimalizować tego rodzaju niepożądane sytuacje i wdraża programy antyplagiatowe. Jednakże ze względu na to, że nie wszystkie czasopisma (zwłaszcza starsze roczniki i czasopisma nieindeksowane przez MNiSzW) znajdują się w bazach elektronicznych przeszukiwanych przez programy antyplagiatowe nie jest zawsze możliwe wychwycenie wszystkich tego rodzaju naruszeń praw autorskich.

Dziękujemy dr. inż. Maranowi Fijałkowi za zwrócenie uwagi na fakt naruszenia Jego praw autorskich. Prosimy wszystkich autorów o zwiększenie czujności względem potencjalnego naruszania praw autorskich.

Redaktor Naczelnny
Prof. Antoni Szydło



Na okładce: *Drogi rowerowe*, Czesław Wolek, Jacek Grosel, Sebastian Kowerski

Drodzy Czytelnicy!

W wakacyjnym numerze *Przeгляdu Komunikacyjnego* przedstawiamy Państwu aż osiem artykułów, napisanych przez 12 autorów, a prezentujących tematykę infrastruktury szynowej i drogowej, inżynierii mostowej, prawa w transporcie oraz kształtowania mobilności. Numer otwiera publikacja dotycząca pomiarów geometrycznych warunków widoczności przejazdu kolejowo – drogowego. Opisane w artykule wyniki prac zostały wsparte poprzez zastosowanie urządzeń autorskich. Drugi artykuł omawia modelowanie zmiennej krzywizny na długości toru zwrotnego rozjazdu kolejowego. Przedstawiono trzy warianty zastosowania zmiennej krzywizny na całej długości toru zwrotnego. W rozjazdach o zmiennej krzywiznie toru zwrotnego staje się możliwe elastyczne kształtowanie rzędnych poziomych

W kolejnym artykule dokonano przeglądu metod oceny wskaźnika piaskowego mieszanek mineralnych, przeznaczonych do stosowania na niezwiązane warstwy podbudowy nawierzchni drogowych. Na podstawie przeprowadzonych badań wybrano obiektywną metodę oceny wskaźnika piaskowego oraz zaproponowano jego wartości graniczne. W kolejnej pozycji, Autor omawia rolę i wybrane aspekty rozwoju infrastruktury transportu drogowego w Polsce. Charakteryzując stan infrastruktury drogowej w Polsce opisuje także strategię i plany jej rozbudowy oraz przebudowy. Szczególną uwagę poświęca roli badań naukowych w realizacji opisanych planów. Następny artykuł dotyczy analiz wpływu nawierzchni drogi rowerowej na zużycie energii rowerzysty. Na podstawie przeprowadzonych analiz wskazano rodzaj nawierzchni pod tym względem najbardziej efektywnej (bitumiczna) oraz różnice względne pomiędzy poszczególnymi typami.

Wzmacnianie mostu ze względu na bardzo duże obciążenie drogowe jest tematem piątej publikacji. Wykazano że możliwy jest przejazd pojedynczego ciężkiego pojazdu (po moście wzmocnionym) o masie całkowitej około 20 krotnie większej od masy pojazdów dopuszczonych do ruchu po typowych mostach. Dział „Prawo w transporcie” reprezentuje artykuł „Problem pozbawiania kategorii dróg publicznych w świetle ustawy o drogach publicznych”. Przedstawiono możliwe kroki jakie mogą podjąć organy władz samorządowych w celu zapewnienia prawidłowego wykonywania zapisów ustawy "kaskadowej". Ostatnia publikacja omawia dysfunkcje systemu drogowego łączącego lewo- i prawobrzeżną część Szczecina. Analizę i obliczenia oparto o przyjęte kryterium oceny, punktację oraz wyniki pomiarów bezpośrednich. Wskazano na możliwości ograniczenia wskazanych utrudnień i niedogodności.

**Życzę spokojnych wakacji, pogody ducha i miłej lektury:
Maciej Kruszyna (z-ca red. nac. PK)**

W numerze

Pomiar geometrycznych warunków widoczności przejazdu kolejowo – drogowego

Arkadiusz Kampczyk

2

Modelowanie zmiennej krzywizny na długości toru zwrotnego rozjazdu

Władysław Koc

8

Wskaźnik piaskowy jako ocena przydatności mieszanek niezwiązanych do warstw nawierzchni drogowych

Dariusz Dobrucki, Łukasz Skotnicki

13

Transport drogowy – rola i wybrane aspekty rozwoju infrastruktury

Stanisław Gaca

18

Wpływ nawierzchni drogi rowerowej na zużycie energii rowerzysty

Czesław Wolek, Jacek Grosel, Sebastian Kowerski

24

Wzmacnianie mostu ze względu na bardzo duże obciążenie drogowe

Czesław Machelski, Maciej Hildebrand

30

Problem pozbawiania kategorii dróg publicznych w świetle ustawy o drogach publicznych

Patryk Lewandowski

35

Dysfunkcje systemu drogowego łączącego lewo- i prawobrzeżną część Szczecina

Tomasz Stoeck

38

Artykuły opublikowane w „Przeglądzie Komunikacyjnym” są dostępne w bazach danych 20 bibliotek technicznych oraz są indeksowane w bazach: BAZTECH: <http://baztech.icm.edu.pl> Index Copernicus: <http://indexcopernicus.com>

Prenumerata:

Szczegóły i formularz zamówienia na stronie:

www.przeгляд.komunikacyjny.pwr.wroc.pl

Obecna Redakcja dysponuje numerami archiwalnymi począwszy od 4/2010.

Numer archiwalne z lat 2004-2009 można zamawiać w Oddziale krakowskim SITK, ul. Siostrzana 11, 30-804 Kraków, tel./faks 12 658 93 74, mrowinska@sitk.org.pl

Druk:

HARDY Design, 52-131 Wrocław, ul. Buforowa 34a Przemysław Wołczuk, przem@dodo.pl

Reklama:

Dział Marketingu: sitk.baza@gmail.com

Nakład: 800 egz.

Wydawca:

Stowarzyszenie Inżynierów i Techników Komunikacji Rzeczpospolitej Polskiej 00-043 Warszawa, ul. Czackiego 3/5 www.sitk-rp.org.pl

Redaktor Naczelny:

Antoni Szydło

Redakcja:

Krzysztof Gasz, Igor Gisterek, Bartłomiej Krawczyk, Maciej Kruszyna (Z-ca Redaktora Naczelnego), Agnieszka Kuniczuk - Trzciniowicz (Redaktor językowy), Piotr Mackiewicz (Sekretarz), Wojciech Puła (Redaktor statystyczny), Wiesław Spuziak, Robert Wardęga, Czesław Wolek

Adres redakcji do korespondencji:

Poczta elektroniczna: redakcja@przeгляд.komunikacyjny.pwr.wroc.pl

Poczta „tradycyjna”:

Piotr Mackiewicz, Maciej Kruszyna
Politechnika Wrocławska,
Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław
Faks: 71 320 45 39

Rada naukowa:

Marek Ciesielski (Poznań), Antanas Klubiavičius (Wilno), Jozef Komačka (Žilina), Elżbieta Marciszewska (Warszawa), Bohuslav Novotny (Praga), Andrzej S. Nowak (Lincoln, Nebraska), Tomasz Nowakowski (Wrocław), Victor V. Rybkin (Dniepropietrowsk), Marek Sitarz (Katowice), Wiesław Starowicz (Kraków), Hans-Christoph Thiel (Cottbus), Krystyna Wojewódzka-Król (Gdańsk), Elżbieta Załoga (Szczecin), Andrea Zuzulova (Bratysława)

Rada programowa:

Mirosław Antonowicz, Dominik Borowski, Leszek Krawczyk, Marek Krużyński, Leszek W. Mindur, Andrzej Żurkowski

Deklaracja o wersji pierwotnej czasopisma

Główną wersją czasopisma jest wersja papierowa. Na stronie internetowej czasopisma dostępne są pełne wersje artykułów oraz streszczenia w języku polskim (od 2010) i angielskim (od 2016).

Czasopismo jest umieszczone na liście Ministerstwa Nauki i Szkolnictwa Wyższego (8 pkt. za artykuł recenzowany).

Redakcja zastrzega sobie prawo dokonywania zmian w materiałach nie podlegających recenzji.

Pomiar geometrycznych warunków widoczności przejazdu kolejowo – drogowego

Measurement of geometric visibility conditions level railroad crossings



Arkadiusz Kampczyk

dr inż.

AGH Akademia Górniczo-Hutnicza
Wydział Geodezji Górniczej i Inżynierii
Środowiska
Katedra Geodezji Inżynierskiej i
Budownictwa

kampczyk@agh.edu.pl

Streszczenie: W artykule zawarto zagadnienia warunków widoczności przejazdu kolejowo – drogowego, z uwzględnieniem pomiarów autorskich. Celem stwierdzenia, czy przejazd kolejowo – drogowy, należy do kategorii przejazdów nie zabezpieczonych, przejazd powinien odpowiadać warunkom widzialności, które określa się na podstawie trójkąta widzialności. Opisanie w artykule wyników prac nad geometrycznymi warunkami widoczności na przejazdach kolejowo – drogowych zostały wsparte poprzez zastosowanie autorskich adapterów służących do zabudowy przyrządów geodezyjnych na toromierzu manualnym lub cyfrowym wraz z przykładem praktycznym. Obligatoryjność sporządzenia dokumentacji techniczno – eksploatacyjnej przejazdu kolejowo – drogowego lub przejścia zwanego metryką przejazdu kolejowo – drogowego / przejścia, stanowi dokumentację wymagającą prowadzenia prac geodezyjnych i diagnostycznych, prowadząc jednocześnie do poprawy jej jakości i jednolitości w całym kraju. W artykule przedstawiono autorskie spostrzeżenia i wnioski. Praca niniejsza została wykonana w ramach badań statutowych nr AGH 11.11.150.005.

Słowa kluczowe: Przejazd; Trójkąt widzialności; Metryka przejazdu, Pomiar przejazdu; Przejście; Przejazd kolejowo – drogowy

Abstract: The article includes issues of visibility conditions level railroad crossings, including measurements of copyright. Level railroad crossings should comply with the conditions of visibility, which is determined based on the triangle of visibility. In the article the results of the work on the geometric conditions of visibility at level railroad crossings, have been supported through the use of copyright adapters used for building prisms surveying from "manual track gauge" or "digital track gauge" with a practical example. Mandatory preparation of technical documentation - operational level crossing or pedestrian crossing called "metric level crossing / pedestrian crossing", a documentation requires conducting surveying and diagnostics, while leading to the improvement of its quality and uniformity across the country. In the article the authors observations and conclusions. This work was done within the statutory research AGH No. 11.11.150.005.

Keywords: Level crossing; Grade crossing; Triangle visibility; Metric level crossing; Measurement level crossing; Pedestrian crossing; Cross-walk; Level railroad crossings

Tor kolejowy może krzyżować się z drogą publiczną w jednym poziomie lub w dwóch poziomach. Przejazd kolejowo-drogowy to skrzyżowanie w jednym poziomie, które nie jest przejściem [12]. Skrzyżowanie jest przecięciem się linii kolejowej lub bocznic kolejowej z drogą. Przejazd kolejowo-drogowy w poziomie szyn stanowi jednopoziomowe skrzyżowanie drogi kołowej z torem lub torami kolejowymi. Przejazdy kolejowo-drogowe i przejścia dzielą się na następujące kategorie [12]:

1. A – przejazdy kolejowo-drogowe, na których ruch drogowy jest kierowany:
 - przez uprawnionych pracowników zarządcy kolei lub przewoźnika kolejowego, posiadających wymagane kwalifikacje,
 - za pomocą sygnałów ręcznych albo

systemów lub urządzeń przejazdowych wyposażonych w roгатki zamykające całą szerokość jezdni;

2. B – przejazdy kolejowo-drogowe, na których ruch drogowy jest kierowany za pomocą samoczynnych systemów przejazdowych, wyposażonych w sygnalizację świetlną i roгатki zamykające ruch drogowy w kierunku:
 - wjazdu na przejazd albo
 - wjazdu na przejazd i zjazdu z przejazdu;
3. C – przejazdy kolejowo-drogowe, na których ruch drogowy jest kierowany za pomocą samoczynnych systemów przejazdowych wyposażonych tylko w sygnalizację świetlną;
4. D – przejazdy kolejowo-drogowe, które nie są wyposażone w systemy i urządzenia zabezpieczenia ruchu;

5. E – przejścia wyposażone w:

- półsamoczynne systemy przejazdowe lub samoczynne systemy przejazdowe albo
 - kołowrotki, barierki lub labirynty;
6. F – przejazdy kolejowo-drogowe lub przejścia zlokalizowane na drogach wewnętrznych, wyposażone zgodnie z wymaganiami określonymi w [12] §12 ust. 2.

Zakwalifikowanie przejazdu do określonej kategorii zależy m.in. od liczby torów głównych, które przecina droga kołowa, oraz od iloczynu ruchu i prędkości pociągów. Stosowanie przejazdów kolejowo-drogowych i przejść jest dopuszczalne tylko na liniach kolejowych i bocznicach kolejowych, na których ruch kolejowy jest prowadzony z prędkością nie większą niż 160 km/h. W pracy [4] dokonano zesta-

Tab. 1. Liczba przejazdów kolejowo-drogowych i przejść [4]

Wyszczególnienie	Kategoria przejazdów kolejowo-drogowych i przejść						Razem
	A	B	C	D	E	F	
Razem, w tym:	2602	862	1312	9378	527	727	15408
na liniach eksploatowanych	2516	856	1283	7158	494	593	12900

wienia liczby skrzyżowań jednopoziomowych na liniach kolejowych spółki PKP PLK S.A. według stanu na dzień 31 grudnia 2014 r. Z tabeli 1 wynika, że do najczęściej występujących przejazdów kolejowo-drogowych należą przejazdy zaklasyfikowane do kategorii D, których jest 9378, co stanowi aż 61% wszystkich przejazdów i przejść. Aktualny stan liczby przejazdów i przejść w graficznej interpretacji przedstawia portal Mapa Interaktywna Linii Kolejowych. Mapa ta ma jednak charakter poglądowy i nie może być traktowana jako dokument oficjalny. Dla porównania liczba przejazdów kolejowo-drogowych administrowanych przez DB Netz AG w 2014 r. wynosiła 13777 [1]. Liczba ta maleje – w roku 2004 wynosiła aż 22881, zaś w roku 2013 już 18117 [2]. W pracy [3] autorzy stwierdzają, że „do jednych z najbardziej niebezpiecznych elementów infrastruktury transportu kolejowego i drogowego, ze względu na przecinanie się w jednym poziomie torów ruchu drogowego i kolejowego, należą przejazdy kolejowe”. Bezpieczeństwo transportu jest jednym z podstawowych kryteriów oceny funkcjonowania całego systemu transportowego, decyduje o jego sprawności oraz o szeroko rozumianej jakości realizowanych w systemie procesów transportowych [3].

W artykule przedstawiono geometryczne warunki widoczności przejazdu kolejowo-drogowego, z uwzględnieniem pomiarów autorskich, opierając się na przejeździe zakwalifikowanym do kategorii D. Liczba przejazdów tej kategorii na liniach kolejowych PKP PLK S.A. jest największa (tab. 1). Przejazdy kolejowo-drogowe kategorii D obejmują skrzyżowania linii kolejowych lub bocznic kolejowych z drogami publicznymi, określone w rozporządzeniu [12].

Opisane w artykule badania dotyczące geometrycznych warunków widoczności na przejazdach kolejowo-drogowych zrealizowano z zastosowaniem autorskich adapterów służących do montażu przyrządów geodezyjnych na toromierzu manualnym lub cyfrowym. Użyto również przykładowy magnetyczno-pomiarowej z tarczą. W artykule przedstawiono autorskie spostrzeżenia i wnioski. Praca niniejsza została wykonana w ramach badań statutowych AGH nr 11.11.150.005.

Regulacje prawne warunków widoczności przejazdów kolejowo-drogowych

Zasadniczym aktem prawnym regulującym warunki widoczności przejazdów kolejowo-drogowych są przepisy rozporządzenia Ministra Infrastruktury i Rozwoju z dnia 20 października 2015 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać skrzyżowania linii kolejowych oraz bocznic kolejowych z drogami i ich usytuowanie [12]. Powyższe rozporządzenie stanowi akt wykonawczy ustawy Prawo budowlane [16]. W raporcie Najwyższej Izby Kontroli (NIK) dotyczącym bezpieczeństwa ruchu na przejściach i przejazdach kolejowo-drogowych [18] stwierdzono między innymi, że do zmniejszenia poziomu bezpieczeństwa na przejazdach kolejowych mogło przyczynić się także wprowadzenie przez ministra właściwego ds. transportu przepisów wspomnianego rozporządzenia [12] bez przeprowadzenia uprzednich analiz wpływu nowych regulacji na bezpieczeństwo ruchu kolejowego. Rozporządzenie [12] wymaga m.in. podawania wartości kątów skrzyżowania drogi z torami kolejowymi w mierze stopniowej (załącznik nr 2 do rozporządzenia – metryka przejazdu kolejowo-drogowego / przejścia) oraz odwołuje się tylko do tego rodzaju miary pomiarów kątów, nie odnosząc się do innych miar kątowych, np. gradowej. Stosowanie tych przepisów jest obligatoryjne przy projektowaniu, budowie, przebudowie, remoncie i utrzymaniu skrzyżowań linii kolejowych oraz bocznic kolejowych z drogami publicznymi i drogami wewnętrznymi, a także podczas ich użytkowania. Nie mają one jednak zastosowania do skrzyżowań linii kolejowych oraz bocznic kolejowych z drogami wewnętrznymi i przejściami służbowymi zarządcy infrastruktury kolejowej. Regulacja prawna [12] wprowadza obligatoryjność sporządzania dokumentacji techniczno-eksploatacyjnej przejazdu kolejowo-drogowego lub przejścia zwaną metryką przejazdu kolejowo-drogowego / przejścia. Dokumentacja ta poprawia jakość i wprowadza jednolitość poprzez stosowanie typowych opracowań o znaczeniu krajowym i opracowań typowych, których treść, forma, dokładność wynikają

ze stawianych wymagań technicznych w danej specjalności – branży infrastruktury kolejowej. Wyniki prac geodezyjnych i diagnostycznych o określonej treści (przez wymagania regulacji prawnych), dokładności i formie dla danego rodzaju lub grupy zapotrzebowań nazywane są opracowaniami typowymi. Metryka oprócz podstawowych danych dotyczących przejazdów lub przejść wymaga uzyskania wpisów danych będących wynikami prac geodezyjnych i prac diagnostycznych. Typowymi pracami geodezyjnymi są m.in.:

- określenie aktualnych pochyłeń podłużnych drogi na dojazdach do toru (z oznaczeniem kierunków pochyłeń),
- pomiar i wykazanie szerokości korony drogi (ulicy) na przejeździe kolejowo-drogowym lub przejściu,
- pomiar i wykazanie szerokości jezdni drogi (ulicy) na przejeździe kolejowo-drogowym lub przejściu,
- pomiar i wykazanie szerokości jezdni na dojazdach,
- pomiar i wykazanie długości przejazdu kolejowo-drogowego lub przejścia,
- pomiar i wykazanie kątów skrzyżowania drogi z torami kolejowymi podawane w mierze stopniowej,
- opracowanie szkiców sytuacyjnych przejazdu kolejowo-drogowego lub przejścia (z pomiarem i wykazaniem przeszkód utrudniających widoczność z drogi), przekroji poprzecznych, trójkątów widoczności dla kategorii D i E,
- pomiar i wykazanie warunków widoczności czoła pociągu z drogi przy odległościach z 5, 10 i 20 m (pomiaru odległości dokonuje się od skrajnej szyny),
- pomiar i wykazanie odległości między osiami torów (międzytorze),
- pomiar i wykazanie widoczności przejazdu kolejowo-drogowego lub przejścia z drogi.

Typowymi przeszkodami ograniczającymi widzialność czoła pociągu z drogi kołowej krzyżującej się z drogą kolejową są przede wszystkim: lasy, krzewy, budynki, skarpy. Zarządca kolei zobowiązany jest do sporządzania, prowadzenia i przechowywania metryki. Dokument ten należy przechowywać przez cały okres użytkowania przejazdu kolejowo-drogowego lub przejścia. Dodatkowe wymagania warunków widoczności przejazdów kolejowo-drogowych wynikają z instrukcji i warunków technicznych Id-1 (D-1), Id-3, Id-7 (D-10) [5] [6] [7] [15].

Geometryczne warunki widoczności przejazdów kolejowo-drogowych przez dwa i większą liczbę torów

Geometria przejazdów kolejowo-drogowych i przejść powinna zapewniać widoczność, umożliwiając zachowanie bezpieczeństwa ruchu kolejowego i drogowego. Zarówno zarządcy kolei, jak i dróg zobowiązani są do sprawdzania warunków widoczności:

- raz w roku, po okresie wzrostu roślinności, tj. pomiędzy czerwcem a wrześniem,
- po każdym wypadku.

W zwykłych warunkach atmosferycznych czoło zbliżającego się pociągu, a co najmniej latarnie sygnałowe jego czoła, powinny być widoczne dla kierujących pojazdami drogowymi z odległości 20 m (punkt E) (rys. 1), mierzonej od skrajnej szyny po osi jezdni, przez cały czas zbliżania się pojazdu do przejazdu kolejowo-drogowego kategorii D. Załącznik 3B rozporządzenia [12] określa geometryczne zasady sprawdzania widoczności czoła pociągu z drogi publicznej przed przejazdem kolejowo-drogowym, tzw. trójkąty widoczności (rys. 1).

Z punktu E czoło pociągu powinno być widoczne od punktu B (rys. 1). W miarę zbliżania się pojazdu drogowego do przejazdu kolejowo-drogowego odcinek widoczności pociągu powinien się zwiększyć tak, aby z odległości 10 m od skrajnej szyny (tj. z punktu C) czoło pociągu było widoczne co najmniej od punktu D. Widoczność pociągu z drogi publicznej ustala się dla obu stron przejazdu kolejowo-drogowego [12]. Widoczność pociągu należy sprawdzić w warunkach zbliżonych

do tych, w jakich znajdują się użytkownicy drogi. Obserwację czoła zbliżającego się pociągu przeprowadza się z wysokości 1÷1,2 m nad osią pasa ruchu drogi. W przypadkach uzasadnionych warunkami miejscowymi, jeżeli przejazd kategorii D nie spełnia warunków widoczności z punktów obserwacyjnych E i C, wówczas czoło pociągu powinno być widoczne z drogi publicznej co najmniej z odległości 5 m od skrajnej szyny (punkt obserwacyjny A) na całym odcinku L, począwszy od punktu D (rys. 1). W sytuacji, gdy dla określonej prędkości pociągu zachowana jest tylko widoczność z odległości 5 m, należy przy drodze z obu stron przejazdu kolejowo-drogowego kategorii D ustawić znak drogowy B-20 „stop”.

Długości odcinków widoczności czoła pociągu z drogi publicznej L oraz L₁, zgodnie z oznaczeniami podanymi na rysunku 1, dla przejazdów kolejowo-drogowych przez dwa i większą liczbę torów określa się według wzorów (1) i (2):

$$L = (5,5 + 0,25 \cdot d) \cdot V_{\max} \quad (1)$$

$$L_1 = (3,6 + 0,07 \cdot d) \cdot V_{\max} \quad (2)$$

gdzie:

V_{\max} – największa dozwolona prędkość pociągów w rejonie przejazdu kolejowo-drogowego [km/h],

d – odległość między osiami skrajnego i następnego toru [m].

Do obliczenia wartości liniowej L oraz L₁ przyjmuje się jako V_{\max} prędkość nie mniejszą niż 40 km/h na kolejach normalnotorowych, nawet jeżeli największa dozwolona prędkość na danej linii byłaby mniejsza [12÷14]. Widoczność terenu występującego w zakresie i w pobliżu trójkątów wi-

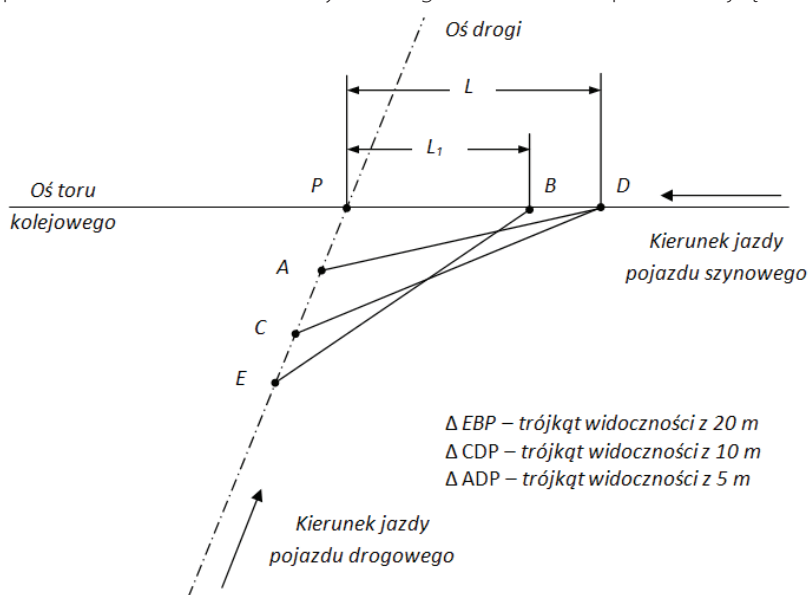
doczności nie powinna być ograniczona poprzez występowanie obiektów budowlanych, drzew, krzewów, innych upraw wysokopiennych, reklam oraz elementów ochrony akustycznej.

Adaptory zamocowań pryzmatów geodezyjnych na toromierzu

Pomiary przeprowadzono z zastosowaniem autorskich adapterów służących do montażu pryzmatów geodezyjnych i dalmierza laserowego lub specjalistycznego wskaźnika laserowego (rys. 2). Adaptory umożliwiają m.in. montaż geodezyjnych:

- pryzmatów standardowych (okrągłych) GPH1 + GPR1,
- pryzmatów 360° GRZ4,
- minipryzmatów 360° GRZ101,
- minipryzmatów GMP101/102,
- minipryzmatów GMP111,
- minipryzmatów TPS112A,
- pryzmatów Wild GPH1P,

w taki sposób, że ich pionowe osie pokrywają się z wewnętrznymi krawędziami główki szyn w toromierzach manualnych i cyfrowych. Rozwiązanie to umożliwi odzwierciedlenie istniejącej osi toru lub osi rozjazdów oraz drogi rozjazdowej. W zakresie przeprowadzonych prac geodezyjnych zastosowano minipryzmaty typu GMP111 z toromierzem manualnym i tachymetrem TC407 Leica nr 697413 (rys. 2-3). Minipryzmaty pozwalają na przeprowadzenie dokładnych pomiarów realizacyjnych, inwentaryzacyjnych oraz są pomocne w tyczeniu. W tachymetrze istnieje możliwość ustawienia różnego trybu pomiaru odległości. W zależności od wybranego trybu odpowiednio dopasowany powinien zostać wybór reflektora. Tryb dokładny (IR-Dokł.) dla precyzyjnego pomiaru odległości na pryzmat wynosi 2 mm + 2 ppm [8] [10]. Przy czym występujące duże drgania powietrza, poruszające się na drodze wiązki obiekty czy przerwanie wiązki mogą spowodować odchylenia od podanej dokładności. Odchylenie standardowe pomiaru H_z – kierunku poziomego, V – kąta pionowego / kąta zenitalnego (wg. ISO 17123-3 [11]) dla TC407 wynosi 7" (20°C) [8]. W wyniku zastosowania małej średnicy pryzmatu zwiększa się dokładność pomiarów, zaś montaż minipryzmatów na toromierzu za pośrednictwem adapterów zapewnia przestrzenne wyznaczenie istniejącej osi toru, a w przypadku pomiaru rozjazdów – osi rozjazdów. Pomiar skrajni budowli do elementów infrastruktury kolejowej (słupy trakcyjne) oraz kontrolnie wartości międzytorza wykonano również z zasto-



1. Geometryczne warunki sprawdzania widoczności czoła pociągu z drogi publicznej przed przejazdem kolejowo-drogowym – trójkąty widoczności (opracowano na podstawie [12])

sowaniem dalmierza laserowego DISTO™ D2 Leica (rys. 2b) wraz z tarczą celowniczą (rys. 4). Dalmierz laserowy jest zamontowany za pomocą adaptera zamocowań pryzmatów geodezyjnych na toromierzu, tylna powierzchnia dalmierza pokrywa się z krawędzią główki szyny (rys. 3b). W celu wykonania pomiaru szerokości międzytorza dodatkowo wykorzystano przykładnicę magnetyczno-pomiarową (ang. magnetic-measuring square, MMS) z tarczą pomiarową (rys. 4), której oś pionowa pokrywa się z krawędzią główki szyny [9].

Istniejące warunki geometryczne widoczności przejazdu kategorii D

Przejazd kolejowo-drogowy objęty pomiarem znajduje się w pobliżu granicy województwa śląskiego i opolskiego, na szlaku Borowiany – Kielcza w km 22,800, w gminie wiejskiej Krupski Młyn w powiecie tarnogórskim. Zakwalifikowany jest do kategorii D, posiada dwa tory główne zasadnicze w linii prostej. Przejazd jest zlokalizowany w terenie niezabudowanym.

W celu stwierdzenia odległości między osiami torów dokonano jej pomiaru na początku, końcu i w osi płyt betonowych, stanowiących pokrycie przejazdu, ułożonych wewnątrz i na zewnątrz toru nr 1 i 2. Dodatkowo pomiaru międzytorza dokonano w odległości 10,0 m od początku i końca przejazdu (tabela 2, rys. 5).

Długości odcinków widoczności czoła pociągu z drogi L oraz L_1 zgodnie z oznaczeniami zawartymi na rysunku 1 (wzory 1 i 2) dla przejazdów przez dwa tory przy uwzględnieniu prędkości $V_{\max} = 40$ km/h wynoszą: $L = 259,66$ m, $L_1 = 155,11$ m.

Pomiaru szerokości żłobków na przejeździe kolejowo-drogowym dokonano na wysokości 14 mm poniżej górnej powierzchni główki szyny. Zgodnie z zaleceniami [12] (rozdział 3: „Projektowanie przejazdów kolejowo-drogowych i przejść”) ich szerokość powinna wynosić nie mniej niż 60 mm w torach prostych i na łukach o promieniu 350 m lub większym. Według uchylonego aktu wykonawczego [14] wartość ta była równa 67 mm. Stan istniejący szerokości żłobków na podstawie

pomiarów obrazuje rysunek 6. Natomiast głębokość żłobka przy największym dopuszczalnym zużyciu szyny, mierzona od powierzchni główki szyny, powinna być nie mniejsza niż 38 mm. Niestety ten warunek jest niespełniony (rys. 7), występują również obserwane profilowe wzniesienia krawędzi płyt. Badania wykazały istnienie niespójności w rozporządzeniu [12] i Id-1 (D-1) [5]. Zgodnie z Id-1 (D-1) [5] § 13 ust. 5 konstrukcja nawierzchni przejazdu wewnątrz toru powinna zapewnić swobodne przejście obrzeży kół taboru kolejowego. W tym celu przy obu szynach wewnątrz toru powinny być wykonane żłobki o głębokości minimum 38 mm (przy największym dopuszczalnym pionowym zużyciu szyny) i szerokości co najmniej 67 mm na torze prostym i w łukach o promieniu $R > 350$ m, przy szerokości toru nieprzekraczającej w eksploatacji 1445 mm. Zgodnie z rozporządzeniem [12] szerokość żłobków powinna wynosić nie mniej niż 60 mm w torach prostych i na łukach o promieniu 350 m lub większym.

Odległość styków szynowych od skrajnych elementów nawierzchni przejazdu nie powinna być mniejsza niż 6,00 m, a spawów elektrooporowych lub termitowych nie mniejsza niż 3,00 m [5] – w torze nr 2 występują styki szynowe w odległości mniejszej niż 2,0 m od skrajnych elementów nawierzchni przejazdu (rys. 8).

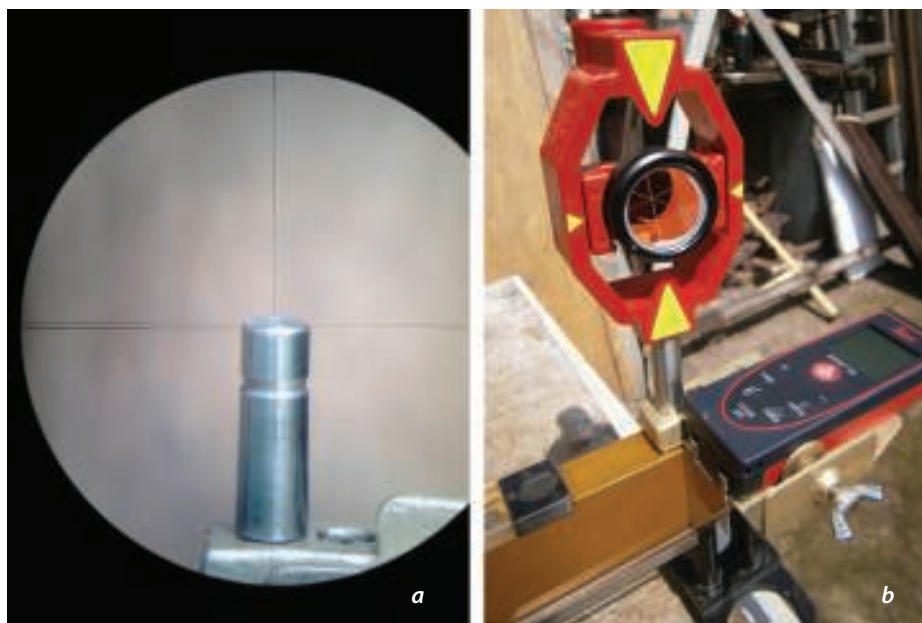
Znaki drogowe: B-20 „stop” i G-4 „krzyż św. Andrzeja przed przejazdem kolejowym wielotorowym” usytuowane są prawidłowo, z dwóch kierunków przejazdu. Długość przejazdu kolejowo-drogowego będąca długością odcinka, którego punkty krańcowe są wyznaczone w odległości 4,0 m od każdej ze skrajnych szyn, wynosi 13,573 m. Szerokość przejazdu kolejowo-drogowego stanowi szerokość korony drogi na przejeździe kolejowo-drogowym i jest równa 6,013 m. Istniejące pochylenie podłużne drogi na dojazdach do toru nr 1 (strona prawa) na długości 20,0 m wynosi 3,5%, zaś do toru nr 2 (strona lewa) na długości 20,0 m wynosi 1,5% (rys. 6). Wartości kątów skrzyżowania drogi z torami kolejowymi przedstawiają tabele 3 i 4. Istniejący najmniejszy kąt skrzyżowania wynosi 81°. Geometryczne warunki widoczności przejazdu kolejowo-drogowego zostały zachowane.

Podsumowanie

Z przeprowadzonych badań z zastosowaniem adapterów służących do montażu pryzmatów geodezyjnych na toromierzu



2. Pomiar geometrycznych warunków widoczności przejazdu kolejowo-drogowego: a) tachymetr TC407 Leica, b) adapter zamontowany z minipryzmatem GMP111 i z dalmierzem laserowym na toromierzu manualnym



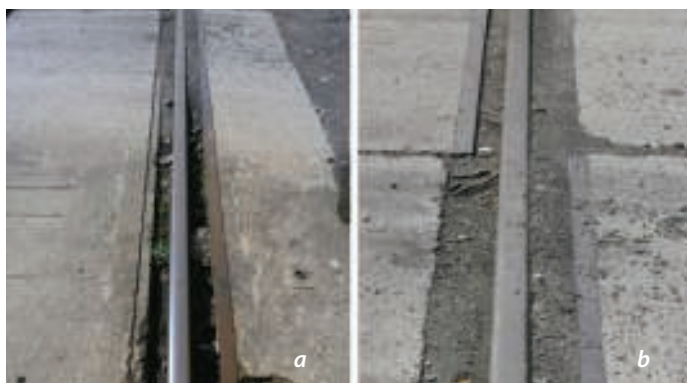
3. Sposób montażu na toromierzu: a) bolca geodezyjnego, b) dalmierza laserowego



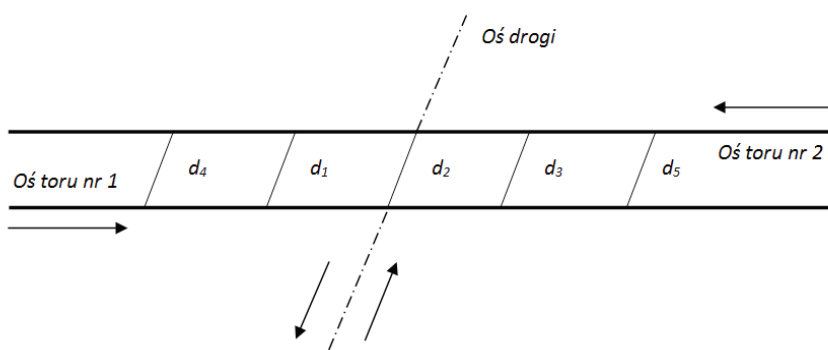
4. Przykładnica magnetyczno-pomiarowa z tarczą pomiarową

manualnym lub cyfrowym oraz przykładnicy MMS z tarczą, wynika zasadność zastosowania przedstawionych rozwiązań w pomiarach geometrycznych warunków widoczności przejazdów kolejowo-drogowych. Przejazd kolejowo-drogowy powinien odpowiadać warunkom widzialności, które określa się na podstawie trójkąta widzialności. Liczba przejazdów kolejowo-drogowych kategorii D zarządzanych przez PKP PLK S.A. jest największa i należą one do najczęściej stosowanych w Polsce. Uzasadnione jest zatem przeprowadzanie pomiarów geodezyjnych i diagnostycznych na przejazdach kolejowo-drogowych zwłaszcza tej kategorii. W pracy przedstawiano na bieżąco wnioski, należy jednak wskazać że:

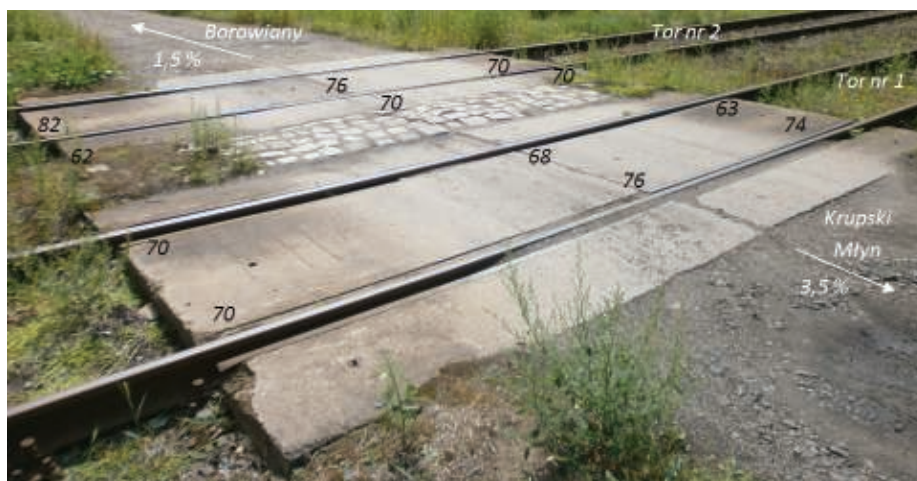
- im mniejszy jest kąt skrzyżowania dróg w jednym poziomie, tym dłuższa droga, na której może nastąpić zderzenie pojazdów jadących po tych drogach,
- zapis w Id-1 (D-1) [5] § 13 ust. 15 dotyczący tego, że budowa, przebudowa, remont, utrzymanie i ochrona skrzyżowań dróg z liniami kolejowymi w poziomie szyn, wraz z zaporami, urządzeniami sygnalizacyjnymi, znakami



7. Stan płyt w torze nr 1 stanowiących pokrycie przejazdu, ułożonych wewnątrz i na zewnątrz torów nr 1 i 2: a) oberwane profilowe wzmocnienia płyty wewnętrznej, b) niewłaściwa głębokość żłobków (zasypane)



5. Lokalizacja istniejących wartości odległości między osiami torów 1 i 2



6. Wartości szerokości żłobków i spadki podłużne na przejeździe kolejowo-drogowym kategorii D Krupski Młyn – Borowiany / Raduń (wartości podano w mm i %)

kolejowymi, jak również nawierzchnią drogową w obszarze między rogatkami, a w przypadku ich braku – w odległości 4 metrów od skrajnych szyn, należy do zarządu kolei – jest zgodny z art. 28.1 ustawy o drogach publicznych z dnia 21 marca 1985 r. [17],

- rozporządzenie [12] wprowadza obligatoryjność terminową dotyczącą przekwalifikowania przejazdów kolejowo-drogowych. W terminie 5 lat od dnia wejścia w życie rozporządzenia [12] zarządca kolei zobowiązany jest do zmiany kategorii przejazdów kolejowo-drogowych i dostosowania systemów zabezpieczenia ruchu na

tych przejazdach do wymagań określonych w rozporządzeniu [12], jeżeli zgodnie z przepisami § 7-10 tego rozporządzenia przejazd kolejowo-drogowy powinien zostać zaliczony do kategorii innej niż dotychczasowa,

- geometryczne warunki widoczności przejazdów kolejowo-drogowych należy utrzymywać z należytą widzialnością trójkątów widzialności,
- wdrożenie najnowszych rozwiązań techniczno-inżynierskich w zakresie geodezyjnych i diagnostycznych metod i technik pomiarowych ułatwia prowadzenie i aktualizowanie metryk przejazdu kolejowo-drogowego / przejścia,



8. Odległość styków szynowych od skrajnych elementów nawierzchni przejazdu

Tab. 2. Istniejące wartości odległości między osiami torów 1 i 2

Numer punktu pomiaru	Wartość międzytorza di [m]
d1	3,987
d2	3,979
d3	3,910
d4	3,984
d5	3,970
Wartość średnia d	3,966

- liczba przejazdów kolejowo-drogowych administrowanych przez DB Netz AG w 2014 r. wynosiła 13 777 [1]. Liczba ta sukcesywnie maleje – w 2004 r. wynosiła aż 22 881, zaś w roku 2013 już 18 117 [2]. W przypadku PKP PLK S.A. liczba wszystkich przejazdów wynosi 15 408 [4]. Zbyt duża liczba przejazdów kolejowo-drogowych powoduje nieuzasadnione koszty i obniża bezpieczeństwo ruchu drogowego.

Przedstawione wyniki prac z zastosowaniem adapterów zamocowań pryzmatów geodezyjnych, dalmierza laserowego lub specjalistycznego wskaźnika laserowego na tomierzu oraz przykładowy magnetyczno-pomiarowej z tarczą wpisują się w tematykę współczesnych badań w dyscyplinie geodezji inżyniersko-przemysłowej i diagnostyce budownictwa komunikacyjnego. ◀

Materiały źródłowe

- [1] DB Netze AG. Geschäftsbericht der DB Netz AG. Materiał udostępniony za pośrednictwem [www: http://fahrweg.dbnetze.com/fahrweg-de/](http://fahrweg.dbnetze.com/fahrweg-de/)

- start/unternehmen/geschaeftsbericht.html Data dostępu: 11.08.2016 r. godz. 14.30.
- [2] DB Netze AG. Themendienst. Bahnübergänge im Netz der Deutschen Bahn – Sensible Schnittstellen zwischen Schiene und Straße. 05/2015 CM/DS. Materiał udostępniony za pośrednictwem [www: https://www.deutschebahn.com/file/de/2178214/kda_HUNbL7kxy40g5B5XRmN1O-Ug/5212362/data/bahnuebergaenge_olis_chance.pdf](https://www.deutschebahn.com/file/de/2178214/kda_HUNbL7kxy40g5B5XRmN1O-Ug/5212362/data/bahnuebergaenge_olis_chance.pdf) Data dostępu: 11.08.2016 r. godz. 14.30.
- [3] Dębowska-Mróż M., Rogowski A., Szycha E. Wybrane metody poprawy bezpieczeństwa na przejazdach kolejowych. Logistyka – nauka. 3/2014. 1304-1319.
- [4] Dyduch J., Paś J. Techniczne uwarunkowania zapewnienia bezpieczeństwa na przejazdach kolejowo-drogowych. Przejazdy Kolejowo-Drogowe 2015: Nowe technologie w budowie i eksploatacji przejazdów kolejowo-drogowych. 18.03.2015.
- [5] Id-1 (D-1) Warunki techniczne utrzymania nawierzchni na liniach kolejowych, Warszawa, 2005 z późn. zm. (z uwzględnieniem zmian wprowadzonych uchwałą Nr 1223/2015 Zarządu PKP Polskie Linie Kolejowe S.A. z dnia 22 grudnia 2015 r.).
- [6] Id-3 Warunki techniczne utrzymania podtorza kolejowego, Warszawa 2009.
- [7] Id-7 (D-10) Instrukcja o dozorowaniu linii kolejowych, Warszawa 2005.
- [8] Instrukcja obsługi Leica TPS400 Series. Wersja 3.0. Polska.
- [9] Kampczyk A. Przykładowa magnetyczno-pomiarowa i jej zastosowanie.

- Zgłoszenie patentowe: P. 420214.
- [10] PN-ISO 17123-4:2005 – wersja polska. Optyka i instrumenty optyczne – Terenowe procedury testowania instrumentów geodezyjnych i pomiarowych – Część 4: Dalmierze elektrooptyczne (instrumenty EDM). Wprowadza ISO 17123-4:2001 [IDT].
- [11] PN-ISO 17123-3:2005 – wersja polska. Optyka i instrumenty optyczne – Terenowe procedury testowania instrumentów geodezyjnych i pomiarowych – Część 3: Teodolity. Wprowadza ISO 17123-3:2001 [IDT].
- [12] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury i Rozwoju z dnia 20 października 2015 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać skrzyżowania linii kolejowych oraz bocznic kolejowych z drogami i ich usytuowanie (Dz.U. 2015 poz. 1744).
- [13] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 9 listopada 2000 r. zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać skrzyżowania linii kolejowych z drogami publicznymi i ich usytuowanie (Dz.U. 2000 nr 100 poz. 1082).
- [14] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 26 lutego 1996 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać skrzyżowania linii kolejowych z drogami publicznymi i ich usytuowanie (Dz.U. 1996 nr 33 poz. 144).
- [15] Standardy Techniczne - Szczegółowe warunki techniczne dla modernizacji lub budowy linii kolejowych do prędkości $V_{max} \leq 200$ km/h (dla tabo u konwencjonalnego) / 250 km/h (dla taboru z wychylnym pudłem). Tom X. Skrzyżowania w poziomie szyn oraz drogi równoległe. Wersja 1.1. Warszawa 2009.
- [16] Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. – Prawo budowlane (Dz.U. 1994 nr 89 poz. 414).
- [17] Ustawa z dnia 21 marca 1985 r. o drogach publicznych (Dz.U. 1985 nr 14 poz. 60).
- [18] Raport NIK dotyczący bezpieczeństwa ruchu na przejściach i przejazdach kolejowo-drogowych (KIN.410.003.00.2016 / Nr ewid. 200/2016/P/16/029/KIN). Materiał udostępniony za pośrednictwem <https://www.nik.gov.pl/plik/id,12954,vp,15363.pdf> Data dostępu: 16.06.2017 r. godz. 12.18.

Tab. 3. Geometryczne warunki widoczności czola pociągu z drogi dla toru nr 1

Data pomiaru	Pomiar warunków widoczności z drogi (odległość mierzona od skrajnej szyny) [m]						Średnia odległość między osiami torów „d” [m]	Prędkość „V” pociągów w rejonie przejazdu kolejowo-drogowego [km/h]
	5 m		10 m		20 m			
	strona toru		strona toru		strona toru			
	prawa	lewa	prawa	lewa	prawa	lewa		
	w prawo [°]	w lewo [°]	w prawo [°]	w lewo [°]	w prawo [°]	w lewo [°]		
29.07.2016 r.	88	90	90	87	93	86	3,966	40

Tab. 4. Geometryczne warunki widoczności czola pociągu z drogi dla toru nr 2

Data pomiaru	Pomiar warunków widoczności z drogi (odległość mierzona od skrajnej szyny) [m]						Średnia odległość między osiami torów „d” [m]	Prędkość „V” pociągów w rejonie przejazdu kolejowo-drogowego [km/h]
	5 m		10 m		20 m			
	strona toru		strona toru		strona toru			
	prawa	lewa	prawa	lewa	prawa	lewa		
	w prawo [°]	w lewo [°]	w prawo [°]	w lewo [°]	w prawo [°]	w lewo [°]		
29.07.2016 r.	99	84	102	82	100	81	3,966	40

Modelowanie zmiennej krzywizny na długości toru zwrotnego rozjazdu

Modeling variable curvature on the turnout diverging track length



Władysław Koc

Prof. dr hab. inż.

Politechnika Gdańska, Katedra
Transportu Szynowego i Mostów

kocwl@pg.gda.pl

Streszczenie: W pracy przedstawiono trzy warianty zastosowania zmiennej krzywizny na całej długości toru zwrotnego rozjazdu. Rozpatrzono przypadek krzywizny liniowej oraz dwa przypadki krzywizny nieliniowej: opisaną funkcją klasy C^1 oraz funkcją klasy C^0 . Jak się okazało, zastosowanie zarówno krzywizny liniowej, jak też opisaną funkcją klasy C^1 prowadzi do konieczności znacznego (nawet dwukrotnego) wydłużenia toru zwrotnego rozjazdu w stosunku do rozjazdu bazowego. Krzywizna opisana funkcją klasy C^0 okazała się pod tym względem zdecydowanie korzystniejsza, chociaż niezbędne wydłużenie rozjazdu jest nadal znaczne. W rozjazdach o zmiennej krzywiznie toru zwrotnego staje się możliwe elastyczne kształtowanie rzędnych poziomych poprzez manipulowanie skosem i promieniem rozjazdu. W pracy pokazano efekty takiego postępowania, którego celem było uzyskanie odpowiedniej wartości rzędnej końcowej.

Słowa kluczowe: Rozjazdy kolejowe; Modelowanie krzywizny; Analiza rzędnych poziomych

Abstract: The paper presents three variants of variable curvature application on the entire length of the turnout diverging track. One linear and two nonlinear curvature cases: described by the function of C^1 and C^0 class were considered. It turned out that both linear curve and the function of C^1 class requires a significant (even twice) length of diverging track extending with respect to the base turnout. The curvature described by the function of class C^0 proved to be far more favorable, although the necessary extension of the turnout is still considerable. In the turnouts with variable curvature of diverging track it is possible to shape the horizontal ordinates flexibly by manipulating the crossing angle and radius. The study shows the effects of such a procedure, the aim of which was to obtain an appropriate value of the final ordinate.

Keywords: Railway turnout; Modeling curvature; Horizontal ordinates analysis

W typowym, stosowanym od zarania kolejnictwa ukształtowaniu geometrycznym toru zwrotnego w rozjeździe kolejowym (zwykłym) stosuje się pojedynczy łuk kołowy (bez krzywych przejściowych). Skos rozjazdu $1:n$ jednoznacznie określa kąt nachylenia stycznej na końcu toru zwrotnego (dla $l = l_k$). Krzywizna łuku kołowego o promieniu R jest stała na całej długości i wynosi $k = 1/R$ (w rad/m), a wyrażony w radianach kąt nachylenia stycznej $\Theta(l) = \int k(l) dl = kl$, $l \in <0, l_k>$. Na tej podstawie można łatwo wyznaczyć długość klasycznego toru zwrotnego rozjazdu:

$$l_k = \frac{\text{atan}\frac{1}{n}}{k} = R \text{atan}\frac{1}{n} \quad (1)$$

Długość całego rozjazdu jest określona wzorem

$$a = 2R \tan\left(\frac{1}{2} \text{atan}\frac{1}{n}\right) \quad (2)$$

przeprowadzona wnikliwa analiza kinematyczna wybranych rozjazdów tego rodzaju

ju [4]. Zwrócono uwagę, że w przypadku standardowych rozjazdów zmiana eksploatowanego rozjazdu na rozjazd o większym promieniu w torze zwrotnym prowadzi najczęściej do konieczności zwiększenia rozstawu torów. W przypadku rozjazdów z odcinkami krzywizny liniowej – ze względu na indywidualny charakter ich projektowania – możliwe jest dostosowanie danego rozjazdu do wymagań lokalnych.

Należy jednak zaznaczyć, że nie jest to jedyna możliwość poprawy niekorzystnej sytuacji występującej w klasycznych rozjazdach. Dlatego też należy podejść do omawianego zagadnienia w sposób metodyczny, rozpatrując różne sposoby rozwiązania problemu. Jednocześnie trzeba sobie zdawać sprawę z tego, że każda modyfikacja rozkładu krzywizny w torze zwrotnym, przy zachowaniu istniejącego skosu rozjazdu, będzie powodować zwiększenie długości tego toru, aby mogła być zachowana wartość kąta $\Theta(l_k)$. W niniejszej pracy zostaną przedstawione trzy warianty

zastosowania zmiennej krzywizny (również nieliniowej) na całej długości toru zwrotnego. Do wyznaczania równań krzywizny oraz odpowiednich równań parametrycznych $x(l)$ i $y(l)$ zostanie wykorzystana metoda postępowania opisana w pracy [1].

Krzywizna liniowa na całej długości toru zwrotnego (Wariant I)

Pierwszym rozpatrywanym przypadkiem będzie zastosowanie krzywizny liniowej na całej długości toru zwrotnego, czyli zastąpienie łuku kołowego dwiema krzywymi przejściowymi w postaci kłotoidy.

Dla przedziału $l \in <0, l_k/2>$ przyjmujemy warunki:

$$\begin{cases} k(0) = 0 \\ k\left(\frac{l_k}{2}\right) = \frac{1}{R} \end{cases} \quad (3)$$

i równanie różniczkowe

$$k''(l) = 0 \quad (4)$$

Rozwiązanie problemu różniczkowego (3), (4) jest następujące:

$$k(l) = \frac{2}{R l_k} l \quad (5)$$

a równanie kąta nachylenia stycznej ma postać

$$\theta(l) = \frac{1}{R} l^2 \quad (6)$$

Dla przedziału $l \in < l_k/2, l_k >$ obowiązują warunki:

$$\begin{cases} k\left(\frac{l_k}{2}\right) = \frac{1}{R} \\ k(l_k) = 0 \end{cases} \quad (7)$$

oraz równanie różniczkowe (4). W wyniku rozwiązania problemu różniczkowego (4), (7) otrzymujemy:

$$k(l) = \frac{2}{R} - \frac{2}{R l_k} l \quad (8)$$

oraz

$$\theta(l) = -\frac{l_k}{2R} + \frac{2}{R} l - \frac{1}{R l_k} l^2 \quad (9)$$

W punkcie końcowym toru zwrotnego, dla $l = l_k$, kąt nachylenia stycznej wynosi $\theta(l_k) = l_k/2R$. Wynika stąd wymagana długość toru zwrotnego

$$l_k = 2 R \operatorname{atan} \frac{1}{n} \quad (10)$$

Na rysunku 1 pokazano wykres krzywizny liniowej na całej długości toru zwrotnego rozjazdu Rz 1:14-760. Zastosowanie takiego rozwiązania wymagałoby wydłużenia toru zwrotnego do $l_k = 108,388$ m, czyli podwojenia jego długości w stosunku do rozwiązania standardowego. Rzędne poziome osi toru zwrotnego (rys. 2) są opisywane

odpowiednimi równaniami parametrycznymi.

Przedział $l \in < 0, l_k/2 >$

$$x(l) = l - \frac{l^5}{10 R^2 l_k^2} \quad (11)$$

$$y(l) = \frac{l^3}{3 R l_k} \text{ lub}$$

$$y(l) = \frac{l^3}{3 R l_k} - \frac{l^7}{42 R^3 l_k^3} \quad (12)$$

Przedział $l \in < l_k/2, l_k >$, równania: (13) i (14). Zastosowanie krzywizny liniowej na całej długości toru zwrotnego wymaga aż dwukrotnego zwiększenia jego długości, czyli podwojenia długości całego rozjazdu. Alternatywę mogłoby ewentualnie stanowić zachowanie takiej samej długości przez dwukrotne zmniejszenie promienia łuku kołowego. Praktyczne zastosowanie takiego rozwiązania wydaje się więc wątpliwe; pozostaje jeszcze możliwość skorygowania skosu rozjazdu.

Zastosowanie krzywizny nieliniowej opisanej funkcją klasy C¹ na całej długości toru zwrotnego (Wariant II)

Kolejnym przypadkiem będzie zastosowanie na całej długości toru zwrotnego krzywizny nieliniowej, a konkretnie zastąpienie łuku kołowego dwiema krzywymi Blossa. Oznacza to wprowadzenie krzywizny opisanej funkcją klasy C¹. Dla przedziału $l \in < 0, l_k/2 >$ przyjmujemy warunki:

$$\begin{cases} k(0) = k'(0) = 0 \\ k\left(\frac{l_k}{2}\right) = \frac{1}{R} \\ k'\left(\frac{l_k}{2}\right) = 0 \end{cases} \quad (15)$$

i równanie różniczkowe

$$k^{(4)}(l) = 0 \quad (16)$$

Rozwiązanie problemu różniczkowego (15), (16) jest następujące:

$$k(l) = \frac{12}{R l_k^2} l^2 - \frac{16}{R l_k^3} l^3 \quad (17)$$

a równanie kąta nachylenia stycznej ma postać

$$\theta(l) = \frac{4}{R l_k^2} l^3 - \frac{4}{R l_k^3} l^4 \quad (18)$$

Dla przedziału $l \in < l_k/2, l_k >$ obowiązują warunki (19):

$$\begin{cases} k\left(\frac{l_k}{2}\right) = \frac{1}{R} \\ k'\left(\frac{l_k}{2}\right) = 0 \\ k(l_k) = k'(l_k) = 0 \end{cases} \quad (19)$$

oraz równanie różniczkowe (12). W wyniku rozwiązania problemu różniczkowego (16), (19) otrzymujemy:

$$k(l) = -\frac{4}{R} + \frac{24}{R l_k} l - \frac{36}{R l_k^2} l^2 + \frac{16}{R l_k^3} l^3 \quad (20)$$

$$\text{oraz} \quad \theta(l) = \frac{l_k}{2R} - \frac{4}{R} l + \frac{12}{R l_k} l^2 - \frac{12}{R l_k^2} l^3 + \frac{4}{R l_k^3} l^4 \quad (21)$$

Jak się okazuje, kąt nachylenia stycznej w punkcie końcowym, dla $l = l_k$, jest taki sam, jak w przypadku krzywizny liniowej na całej długości toru zwrotnego, tj. określony wzorem (10). W tej sytuacji wymagana długość toru zwrotnego musi być również dwa razy większa niż w przypadku standardowym, przy stosowaniu łuku kołowego. Na rysunku 3 pokazano wykres krzywizny nieliniowej opisanej funkcją klasy C¹ na całej długości toru zwrotnego rozjazdu Rz 1:14-760.

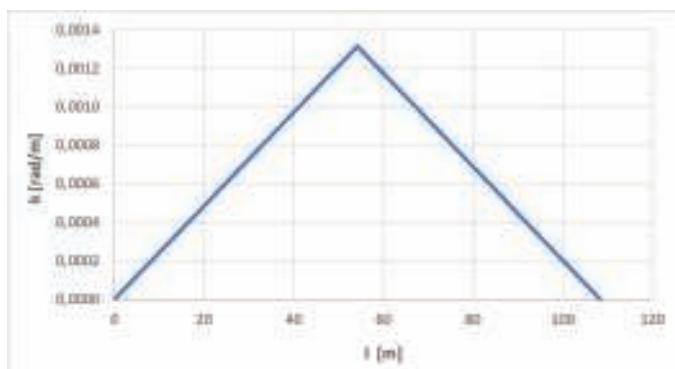
Podobnie jak w przypadku wariantu I, zastosowanie takiego rozwiązania wymagałoby wydłużenia toru zwrotnego do

$$x(l) = x\left(\frac{l_k}{2}\right) + \cos\left(\frac{l_k}{4R}\right) \left(l - \frac{l_k}{2}\right) - \frac{1}{2R} \sin\left(\frac{l_k}{4R}\right) \left(l - \frac{l_k}{2}\right)^2 - \frac{1}{6} \left[\frac{1}{R^2} \cos\left(\frac{l_k}{4R}\right) - \frac{2}{R l_k} \sin\left(\frac{l_k}{4R}\right)\right] \left(l - \frac{l_k}{2}\right)^3 + \frac{1}{24} \left[\frac{6}{R^2 l_k} \cos\left(\frac{l_k}{4R}\right) + \frac{1}{R^3} \sin\left(\frac{l_k}{4R}\right)\right] \left(l - \frac{l_k}{2}\right)^4 + \frac{1}{120} \left[\left(\frac{1}{R^4} - \frac{12}{R^2 l_k^2}\right) \cos A_{20} - \frac{12}{R^3 l_k} \sin\left(\frac{l_k}{4R}\right)\right] \left(l - \frac{l_k}{2}\right)^5 \quad (13)$$

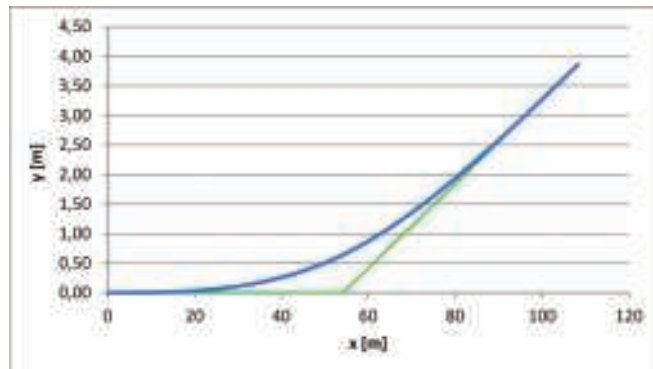
$$y(l) = y\left(\frac{l_k}{2}\right) + \sin\left(\frac{l_k}{4R}\right) \left(l - \frac{l_k}{2}\right) + \frac{1}{2R} \cos\left(\frac{l_k}{4R}\right) \left(l - \frac{l_k}{2}\right)^2 - \frac{1}{6} \left[\frac{2}{R l_k} \cos\left(\frac{l_k}{4R}\right) + \frac{1}{R^2} \sin\left(\frac{l_k}{4R}\right)\right] \left(l - \frac{l_k}{2}\right)^3 \quad (14)$$

$$x(l) = x\left(\frac{l_k}{2}\right) + \cos\left(\frac{l_k}{4R}\right) \left(l - \frac{l_k}{2}\right) - \frac{1}{2R} \sin\left(\frac{l_k}{4R}\right) \left(l - \frac{l_k}{2}\right)^2 - \frac{1}{6R^2} \cos\left(\frac{l_k}{4R}\right) \left(l - \frac{l_k}{2}\right)^3 + \frac{1}{24} \left(\frac{1}{R^3} + \frac{24}{R l_k^2}\right) \sin\left(\frac{l_k}{4R}\right) \left(l - \frac{l_k}{2}\right)^4 \quad (24)$$

$$y(l) = y\left(\frac{l_k}{2}\right) + \sin\left(\frac{l_k}{4R}\right) \left(l - \frac{l_k}{2}\right) + \frac{1}{2R} \cos\left(\frac{l_k}{4R}\right) \left(l - \frac{l_k}{2}\right)^2 - \frac{1}{6R^2} \sin\left(\frac{l_k}{4R}\right) \left(l - \frac{l_k}{2}\right)^3 - \frac{1}{24} \left(\frac{1}{R^3} + \frac{24}{R l_k^2}\right) \cos\left(\frac{l_k}{4R}\right) \left(l - \frac{l_k}{2}\right)^4 \quad (25)$$



1. Wykres krzywizny liniowej na całej długości toru zwrotnego rozjazdu Rz 1:14-760



2. Wykres funkcji $y(x)$ dla toru zwrotnego rozjazdu Rz 1:14-760 o krzywiznie liniowej (w skali skażonej)

$l_k = 108,388$ m. Rzędne poziome osi toru zwrotnego są opisywane równaniami parametrycznymi.

Przedział $l \in < 0, l_k/2 >$

$$x(l) = l - \frac{8}{7 R^2 l_k^4} l^7 + \frac{2}{R^2 l_k^5} l^8 - \frac{8}{9 R^2 l_k^6} l^9 \quad (22)$$

$$y(l) = \frac{1}{R l_k^2} l^4 - \frac{4}{5 R l_k^3} l^5 \quad (23)$$

Przedział $l \in < l_k/2, l_k >$, równania: (24) i (25).

W przeciwieństwie do wariantu I, poszczególne wyrazy wzorów opisujących współrzędne $x(l)$ i $y(l)$ w przedziale $l \in < l_k/2, l_k >$ tylko w ograniczonym stopniu wykazują tendencję do zanikania; dotyczy to zwłaszcza funkcji $y(l)$. Dlatego być może w danym przypadku korzystniej będzie wyznaczać rzędne poziome za pomocą całkowania numerycznego.

Zastosowanie krzywizny nieliniowej opisaną funkcją klasy C^0 na całej długości toru zwrotnego (Wariant III)

Kolejnym przypadkiem będzie zastosowanie na całej długości toru zwrotnego krzywizny nieliniowej opisaną funkcją klasy C^0 .

Dla przedziału $l \in < 0, l_k/2 >$ przyjmujemy warunki:

$$\begin{cases} k(0) = 0 & k\left(\frac{l_k}{2}\right) = \frac{1}{R} \\ k'(0) = \frac{C}{R l_k} & k'\left(\frac{l_k}{2}\right) = 0 \end{cases} \quad (26)$$

i równanie różniczkowe (16). Zakładamy, że współczynnik liczbowy $C \geq 0$. W wyniku rozwiązania problemu różniczkowego (16), (26) otrzymujemy

$$k(l) = \frac{C}{R l_k} l + \frac{4(3-C)}{R l_k^2} l^2 - \frac{4(4-C)}{R l_k^3} l^3 \quad (27)$$

Równanie kąta nachylenia stycznej ma postać

$$\theta(l) = \frac{C}{2 R l_k} l^2 + \frac{4(3-C)}{3 R l_k^2} l^3 - \frac{4-C}{R l_k^3} l^4 \quad (28)$$

Uzyskanie poprawnego rozwiązania wymaga przyjęcia odpowiedniej wartości parametru C . Funkcja krzywizny $k(l)$ musi bowiem być funkcją monotoniczną, rosnącą dla $l > 0$; wynika stąd warunek

$$k'(l) = \frac{C}{R l_k} + \frac{8(3-C)}{R l_k^2} l - \frac{12(4-C)}{R l_k^3} l^2 \geq 0 \quad (29)$$

Po wprowadzeniu zmiennej niemianowanej $\xi = l/l_k$ warunek (29) możemy zapisać następująco:

$$C + 8(3-C)\xi - 12(4-C)\xi^2 \geq 0$$

Jednocześnie na wykresie krzywizny nie mogą występować punkty przegięcia, a wymagana wypukłość w górę wyznacza kolejny warunek

$$k''(l) = \frac{8(3-C)}{R l_k^2} - \frac{24(4-C)}{R l_k^3} l \leq 0 \quad (30)$$

Granice obszaru wyznacza zatem linia prosta, zaś podany warunek musi być spełniony na jej obu końcach. Po przekształceniu i wprowadzeniu zmiennej ξ otrzymujemy

$$8(3-C) - 24(4-C)\xi \leq 0, \quad \xi \in \left(0, \frac{1}{2}\right)$$

W punkcie początkowym, dla $\xi = 0$, $8(3-C) \leq 0$, stąd $C \geq 3$. Na końcu przedziału, dla $\xi = 1/2$, $8(3-C) - 12(4-C) \leq 0$, stąd $C \leq 6$. Wynika stąd, że parametr C musi przyjmować wartości z przedziału $C \in < 3; 6 >$. Dla przedziału $l \in < l_k/2, l_k >$ obowiązują warunki:

$$\begin{cases} k\left(\frac{l_k}{2}\right) = \frac{1}{R} & k(l_k) = 0 \\ k'\left(\frac{l_k}{2}\right) = 0 & k'(l_k) = -\frac{C}{R l_k} \end{cases} \quad (31)$$

i równanie różniczkowe (16). W wyniku rozwiązania problemu różniczkowego (16),

(31) otrzymujemy:

$$k(l) = -\frac{4-C}{R} + \frac{24-5C}{R l_k} l - \frac{4(9-2C)}{R l_k^2} l^2 + \frac{4(4-C)}{R l_k^3} l^3 \quad (32)$$

oraz

$$\theta(l) = \frac{4-C}{8R} l_k - \frac{4-C}{R} l + \frac{24-5C}{2R l_k} l^2 - \frac{4(9-2C)}{3R l_k^2} l^3 + \frac{4-C}{R l_k^3} l^4 \quad (33)$$

Z punktu widzenia rozpatrywanego problemu najkorzystniejszy jest przypadek $C = 6$, dla którego kąt $\theta(l_k)$ jest największy i zbliżony do odpowiedniej wartości występującej w rozwiązaniu standardowym, gdzie $\theta(l_k) = 1/(R) l_k$. Dla tego przypadku obowiązują następujące zależności:

- w przedziale $l \in < 0, l_k/2 >$

$$k(l) = \frac{6}{R l_k} l - \frac{12}{R l_k^2} l^2 + \frac{8}{R l_k^3} l^3 \quad (34)$$

$$\theta(l) = \frac{3}{R l_k} l^2 - \frac{4}{R l_k^2} l^3 + \frac{2}{R l_k^3} l^4 \quad (35)$$

- w przedziale $l \in < l_k/2, l_k >$

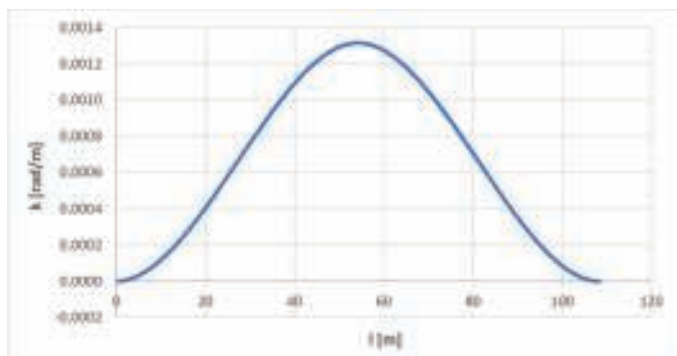
$$k(l) = \frac{2}{R} - \frac{6}{R l_k} l + \frac{12}{R l_k^2} l^2 - \frac{8}{R l_k^3} l^3 \quad (36)$$

$$\theta(l) = -\frac{1}{4R} l_k + \frac{2}{R} l - \frac{3}{R l_k} l^2 + \frac{4}{R l_k^2} l^3 - \frac{2}{R l_k^3} l^4 \quad (37)$$

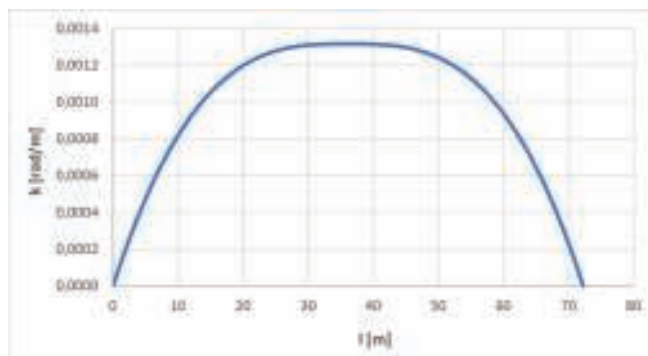
Ponieważ dla $C = 6$, przy zachowaniu istniejącego skosu rozjazdu, kąt nachylenia stycznej $\theta(l_k) = 3/(4R) l_k$, wymagana długość toru zwrotnego wynosi

$$l_k = \frac{4}{3} R \operatorname{atan} \frac{1}{n} \quad (38)$$

Na rysunku 4 pokazano wykres krzywizny nieliniowej opisaną funkcją klasy C^0 (dla współczynnika $C = 6$) na całej długości toru zwrotnego rozjazdu Rz 1:14-760. Zastosowanie takiego rozwiązania wymagałoby wydłużenia toru zwrotnego do $l_k = 72,258$ m. Rzędne poziome osi toru zwrotnego są opisywane odpowiednimi równaniami



3. Wykres krzywizny nieliniowej opisanej funkcją klasy C^1 na całej długości toru zwrotnego rozjazdu Rz 1:14-760



4. Wykres krzywizny nieliniowej opisanej funkcją klasy C^0 (dla $C=6$) na całej długości toru zwrotnego rozjazdu Rz 1:14-760

parametrycznymi. Do dalszych rozważań przyjęto rozwiązanie dla współczynnika $C=6$.

Przedział $l \in < 0, l_k/2 >$

$$x(l) = l - \frac{9}{10 R^2 l_k^2} l^5 + \frac{2}{R^2 l_k^3} l^6 - \frac{2}{R^2 l_k^4} l^7 + \frac{1}{R^2 l_k^5} l^8 \quad (39)$$

$$y(l) = \frac{1}{R} l^3 - \frac{1}{R} l^4 + \frac{2}{5 R} l^5 \quad (40)$$

Przedział $l \in < l_k/2, l_k >$

$$x(l) = x\left(\frac{l_k}{2}\right) + \cos\left(\frac{3 l_k}{8 R}\right) (l - l_{20}) - \frac{1}{2 R} \sin\left(\frac{3 l_k}{8 R}\right) (l - l_{20})^2 - \frac{1}{6 R^2} \cos\left(\frac{3 l_k}{8 R}\right) (l - l_{20})^3 \quad (41)$$

$$y(l) = y\left(\frac{l_k}{2}\right) + \sin\left(\frac{3 l_k}{8 R}\right) \left(l - \frac{l_k}{2}\right) + \frac{1}{2 R} \cos\left(\frac{3 l_k}{8 R}\right) \left(l - \frac{l_k}{2}\right)^2 - \frac{1}{6 R^2} \sin\left(\frac{3 l_k}{8 R}\right) \left(l - \frac{l_k}{2}\right)^3 \quad (42)$$

Wykres funkcji $y(x)$ dla toru zwrotnego rozjazdu Rz 1:14-760 o krzywiznie nieliniowej opisanej funkcją klasy C^0 przedstawiono na rysunku 5. Długość rozjazdu musiałaby wzrosnąć do $a = 72,280$ m. Konieczność wydłużenia rozjazdu o 1/3 to w dalszym ciągu dużo, ale znacznie mniej niż w dwóch poprzednich przypadkach. Oczywiście można by zachować standardową długość układu, jednak wymagałoby to zmniejszenia promienia łuku kołowego o 25% (lub skorygowania skosu rozjazdu).

Możliwości praktycznego wykorzystania uzyskanych rozwiązań

Zastosowanie zmiennej krzywizny na długości całego rozjazdu (w torze zwrotnym), przy zachowaniu jego skosu i promienia łuku, powoduje konieczność znacznego

zwiększenia długości rozjazdu. Jednak problem ten dotyczy w zasadzie rozjazdów wolno leżących. W połączeniach torów równoległych podstawową kwestię stanowi zachowanie odpowiedniego rozstawu torów. Decydującą rolę odgrywa tutaj rzędna końcowa toru zwrotnego, którą można kształtować manipulując skosem i promieniem rozjazdu. Uzyskany zapis analityczny stwarza przy tym bardzo szerokie możliwości.

Analizie poddano rozwiązania posiadające krzywiznę liniową na całej długości toru zwrotnego (Wariant I) oraz krzywiznę nieliniową opisaną funkcją klasy C^0 dla współczynnika $C=6$ (Wariant III). Zmieniając skos i promień rozjazdu (z czego wynikała jego długość l_k) dążono do uzyskania rzędnej końcowej $y(l_k) = 2$ m (czyli połowy typowego rozstawu torów na szlakach).

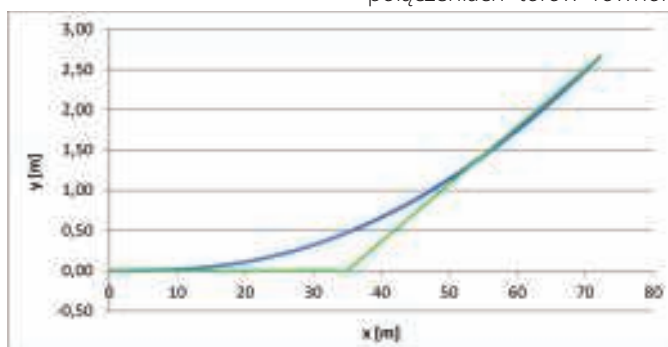
W tabeli 1 przedstawiono wybrane wyniki uzyskane w trakcie poszukiwań odpowiedniego rozwiązania dla wariantu I, a w tabeli 2 dla wariantu III. W obu przypadkach punkt wyjścia stanowił rozjazd Rz 1:14-760, w którym najpierw zmieniano promień R zachowując skos 1:n, następnie zmieniano skos zachowując promień, wreszcie na koniec zmieniano zarówno skos jak i promień. Wymaganą dokładną wartość rzędnej końcowej uzyskiwano przez uwzględnianie części ułamkowej w skosie rozjazdu. Na rysunkach 6 i 7 pokazano wszystkie rozwiązania końcowe, odpowiednio na podstawie tabel 1 i 2. Z przedstawionych danych wynika, że wymagana długość rozjazdu w

wariantie III jest zdecydowanie mniejsza niż ma to miejsce w wariantie I. Należy tutaj zaznaczyć, że rozwiązanie uzyskane w wariantie I przez zmniejszenie samego promienia R charakteryzuje się radykalnym ograniczeniem prędkości jazdy pociągów. W obu wariantach samo zwiększenie n prowadzi do znacznego wydłużenia rozjazdu. Dla wariantu I jednocześnie zmniejszenie R i zwiększenie n stanowi jedyną możliwość rozwiązania problemu.

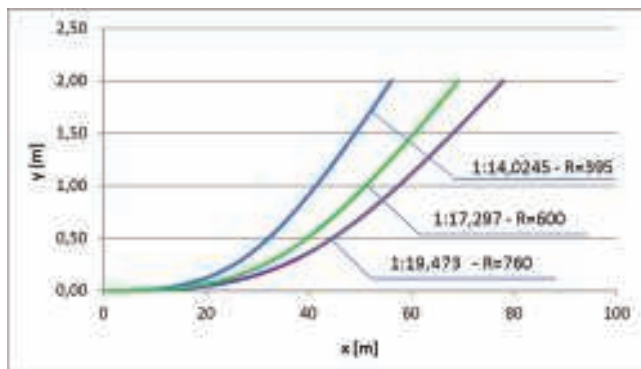
Podsumowanie

W typowym, stosowanym od zarania kolejnictwa rozjeździe kolejowym (zwykajnym) stosuje się pojedynczy łuk kołowy bez krzywych przejściowych. Wskutek tego występują tutaj miejsca gwałtownej, skokowej zmiany rzędnych wykresu krzywizny na początku i końcu rozjazdu. W ostatnim okresie w wielu krajach, dążąc do wygładzenia wykresu krzywizny w tych rejonach, wprowadza się tzw. „odcinki kłotoidy” po obu stronach łuku kołowego, na których krzywizna zmienia się w sposób liniowy.

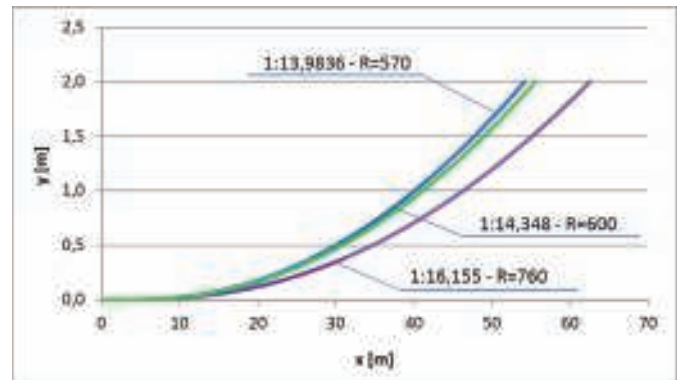
W przypadku standardowych rozjazdów zmiana eksploatowanego rozjazdu na rozjazd o większym promieniu w torze zwrotnym prowadzi najczęściej do konieczności zwiększenia rozstawu torów. W przypadku rozjazdów o zmiennej krzywiznie – ze względu na indywidualny charakter ich projektowania – możliwe jest dostosowanie danego rozjazdu do wymagań lokalnych. Jest to szczególnie istotne w połączeniach torów równoległych, gdzie



5. Wykres funkcji $y(x)$ dla toru zwrotnego rozjazdu Rz 1:14-760 o krzywiznie nieliniowej opisanej funkcją klasy C^0 (w skali skażonej)



6. Wykresy funkcji $y(x)$ dla toru zwrotnego rozjazdu przy założonej wartości rzędnej końcowej (na podstawie tabeli 1, w skali skażonej)



7. Wykresy funkcji $y(x)$ dla toru zwrotnego rozjazdu przy założonej wartości rzędnej końcowej (na podstawie tabeli 2, w skali skażonej)

Tab. 1. Wybrane wyniki uzyskane w trakcie poszukiwań odpowiedniego rozwiązania dla wariantu I

Promień R [m]	Skos rozjazdu n	Długość toru zwrotnego l_k	Rzędna końcowa $y(l_k)$
760	14	108,387	3,862
500	14	71,307	2,541
400	14	57,046	2,032
395	14	56,333	2,007
395	14,0245	56,235	2,000
760	17	89,309	2,622
760	20	75,937	1,896
760	19	79,926	2,101
760	19,5	77,870	1,994
760	19,473	77,988	2,000
600	16	74,903	2,336
600	17	70,507	2,070
600	17,2	69,689	2,023
600	17,3	69,287	1,999
600	17,297	69,299	2,000

Tab. 2. Wybrane wyniki uzyskane w trakcie poszukiwań odpowiedniego rozwiązania dla wariantu III

Promień R [m]	Skos rozjazdu n	Długość toru zwrotnego l_k	Rzędna końcowa $y(l_k)$
760	14	72,258	2,660
600	14	57,046	2,100
550	14	52,292	1,925
570	14	54,194	1,995
570	13,9836	54,257	2,000
760	15	67,456	2,319
760	15,5	65,286	2,172
760	16	63,251	2,039
760	16,1	62,859	2,014
760	16,155	62,646	2,000
600	15	53,255	1,831
600	14,5	55,085	1,959
600	14,4	55,467	1,986
600	14,3	55,853	2,014
600	14,348	55,667	2,000

podstawową kwestię stanowi zachowanie odpowiedniego rozstawu torów. Decydującą rolę odgrywa tutaj rzędna końcowa toru zwrotnego. W pracy przedstawiono trzy warianty rozwiązania problemu, charakteryzujące się zmienną krzywizną na

całej długości toru zwrotnego rozjazdu. Rozpatrzone przypadki krzywizny liniowej oraz dwa przypadki krzywizny nieliniowej: opisanej funkcją klasy C^1 oraz funkcją klasy C^0 . Jak się okazało, zastosowanie zarówno krzywizny liniowej, jak też opisanej funkcją

klasy C^1 prowadzi do konieczności znacznego (nawet dwukrotnego) wydłużenia toru zwrotnego rozjazdu w stosunku do rozjazdu bazowego. Krzywizna opisana funkcją klasy C^0 okazała się pod tym względem zdecydowanie korzystniejsza, chociaż niezbędne wydłużenie rozjazdu jest nadal znaczne. W takiej sytuacji należałoby się zastanowić nad zastosowaniem zmiennej krzywizny w sposób ograniczony, pozostawiając fragment łuku kołowego na długości toru zwrotnego rozjazdu.

W rozjazdach o zmiennej krzywiznie toru zwrotnego staje się możliwe elastyczne kształtowanie rzędnych poziomych poprzez manipulowanie skosem i promieniem rozjazdu. W pracy pokazano efekty takiego postępowania, którego celem było uzyskanie odpowiedniej wartości rzędnej końcowej. ◀

Materiały źródłowe

- [1] Koc W.: Analytical method of modelling the geometric system of communication route. *Mathematical Problems in Engineering*, vol. 2014, Article ID 679817, 2014.
- [2] Nowakowski M.J.: Rozjazdy do dużych prędkości o zmiennej krzywiznie toru zwrotnego. *Przegląd Komunikacyjny* 2011, nr 9-10, s. 88-91.
- [3] Omieczynski P.: Analiza oraz wykorzystanie rozjazdów o zmiennej krzywiznie toru zwrotnego. Praca dyplomowa, Politechnika Gdańska 2016.
- [4] Plank B.: Linie dużych prędkości realizowane przez VAE. Prezentacja firmy Voestalpine GmbH, 2007.
- [5] Technical Memorandum: Alignment design standards for high-speed train operation. Prepared by Parsons Brinckerhoff for the California High-Speed Rail Authority, USA, 2009.
- [6] Wang P.: Design of high-speed railway turnouts. *Theory and Applications*. Academic Press, Published by Elsevier Inc., 2015.

Wskaźnik piaskowy jako ocena przydatności mieszanek niezwiązanych do warstw nawierzchni drogowych

Sand equivalent as an evaluation of unbound mixtures suitability for road pavement layers



Dariusz Dobrucki

mgr inż.

Politechnika Wrocławska, Wydział
Budownictwa Lądowego i
Wodnego, Zakład Dróg i lotnisk

dariusz.dobrucki@pwr.edu.pl



Łukasz Skotnicki

dr inż.

Politechnika Wrocławska, Wydział
Budownictwa Lądowego i
Wodnego, Zakład Dróg i lotnisk

lukasz.skotnicki@pwr.edu.pl

Streszczenie: W artykule przedstawiono przegląd metod oceny wskaźnika piaskowego mieszanek mineralnych, przeznaczonych do stosowania na niezwiązane warstwy podbudowy nawierzchni drogowych. Z uwagi na występowanie różnych metod badawczych oraz kryteriów oceny przydatności tych materiałów, wskazano na potrzebę opracowania ujednoliconego sposobu oceny wskaźnika piaskowego dla kruszyw i mieszanek niezwiązanych w warunkach Polskich. Na podstawie przeprowadzonych badań laboratoryjnych, w zakresie wskaźnika piaskowego wraz z analizami wskaźnika nośności CBR, wybrano obiektywną metodę oceny wskaźnika piaskowego oraz zaproponowano jego wartości graniczne.

Słowa kluczowe: Wskaźnik piaskowy; Mieszanka niezwiązana; Warstwa podbudowy

Abstract: In the article a review of sand equivalent evaluation methods of mineral mixtures for unbound road pavement layers was shown. Considering that there are various test methods and different evaluation criterions of these materials suitability, the need to develop unified sand equivalent method for aggregates and unbound mixtures in Poland was pointed. The objective method and limiting values of sand equivalent test were suggested. It was done based on laboratory examinations coupled with California bearing ratio tests.

Keywords: Sand equivalent; Unbound mixture; Base layer

Warstwy z kruszyw niezwiązanych są bardzo często wykonywane na polskich drogach. Ocena przydatności mieszanek do wykonania takich warstw oparta jest o wiele różnych kryteriów, między innymi o „wskaźnik piaskowy”. Wymagania dla tego parametru są różne w zależności od przepisów, na które można się powołać. Według normy PN-S-06102:1997 [1] mieszanka mineralna przeznaczona na podbudowę niezwiązaną, stabilizowaną mechanicznie, powinna charakteryzować się wskaźnikiem piaskowym w granicach $30 \div 70\%$. Zgodnie z „WT-4 Wymagania Techniczne” [2] aby możliwe było wykonanie warstwy nawierzchni drogowej z mieszanki kruszywa niezwiązanego, minimalna wartość wskaźnika piaskowego powinna wynosić: dla podłoża wzmocnionego 35%, dla podbudowy pomocniczej 40% a dla podbudowy zasadniczej 45%.

Takie same wartości podano w „Katalogu typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych” [3] Specyfikacja techniczna [4], opracowana przez GDDiK, obniża minimalną wartość wskaźnika piaskowego do 35% dla podbudów przeznaczonych pod ruch większy od średniego i 30% dla innych warstw.

Być może rozbieżności w kryteriach stosowanych dla wskaźnika piaskowego wynikają z prób dostosowywania przepisów do zmieniających się norm, opisujących sposób wyznaczania tego parametru. Przez prawie 40 lat wskaźnik piaskowy wyznaczany był na podstawie normy branżowej [5] z 1964 roku. W roku 2001 wprowadzono nową normę europejską PN-EN 933-8 [6], która w latach 2012 i 2015 była modyfikowana [7, 8]. We wszystkich przywołanych normach sposób oznaczenia wskaźnika piaskowego pozostaje taki sam.

Zmienia się jednak sposób przygotowania próbki do badania. Praktyka laboratoryjna pokazuje, że przygotowanie próbek ma zdecydowany wpływ na wynik końcowy badania.

Podobne rozbieżności w ocenie wskaźnika piaskowego występują również w pracach zagranicznych placówek badawczych. Wartości minimalne wskaźnika piaskowego, w zależności od kraju i stosowanych norm szczegółowych są różne [9]. W tabeli nr 1 przedstawiono zalecane wartości wskaźnika piaskowego stosowane w Grecji, USA, oraz Francji. Różnice dotyczą także sposobu przygotowania próbek laboratoryjnych. Wymagania Greckie nawiązują do badania próbki o uziarnieniu 0/2 natomiast w USA stosowana jest ocena wskaźnika piaskowego dla próbki o uziarnieniu 0/4,76 (sito nr 4) [10, 11].

Różne oceny i sposoby badania wskaźnika piaskowego wskazują na konieczność opracowania ujednoliconego sposobu oceny tego parametru dla kruszyw i mieszanek niezwiązanych w warunkach Polskich.

Tab. 1. Zalecane wartości wskaźnika piaskowego w Grecji, USA i Francji [9]

Kruszywo przeznaczone do:	Specyfikacje greckie	ASTM 2940, ASTM 3515 (USA)	Specyfikacje francuskie
Niezwiązane podbudowy zasadnicze	≥ 50	≥ 35	≥ 40 lub ≥ 50 lub $\geq 60^*$
Niezwiązane podbudowy pomocnicze	≥ 40	≥ 35 (≥ 30)	

*W zależności od rodzaju (kodu) mieszanki mineralnej – odpowiednio kod C, lub B lub A.

Przygotowanie próbek do wyznaczenia wskaźnika piaskowego

Norma BN-64/8931-01 [5] nakazuje przesianie badanego gruntu lub kruszywa przez sito o oczku kwadratowym # 4 mm. W czasie wykonywania przesiewu próbka powinna posiadać niewielką wilgotność aby uniknąć strat cząstek drobnych. Do oznaczenia wskaźnika piaskowego wykorzystuje się frakcję 0/4. Wynik przeprowadzonego badania opisuje się symbolem WP.

Zgodnie z normą PN-EN 933-8:2001 [6] badanie wskaźnika piaskowego należy przeprowadzić na próbce kruszywa o uziarnieniu 0/2 mm odsianej z mieszanki mineralnej przy wilgotności mniejszej niż 2%. Podając wynik badania należy użyć symbolu SE. Załącznik A do normy dopuszcza badanie na frakcji 0/4 mm, należy wtedy wynik badania opisać symbolem SE₄.

Norma PN-EN 933-8:2012 [7] wprowadza zdecydowaną zmianę. Po odsianiu frakcji 0/2 należy wyznaczyć zawartość frakcji pylastej w próbce. Jeżeli zawartość frakcji pylastej jest mniejsza niż 10% badanie przeprowadza się bez korekty składu. Jeżeli zawartość frakcji pylastej jest większa od 10% to należy skorygować skład próbki do badań tak aby zawartość frakcji pylastej była równa 10%. Wyznaczony w ten sposób wskaźnik piaskowy należy opisać symbolem SE(10). Załącznik A do normy dopuszcza badanie na próbce o uziarnieniu 0/4 mm. Nie koryguje się wtedy składu próbki pod względem zawartości frakcji pylastej, a uzyskany w trakcie badania wynik opisuje się symbolem SE₄.

Norma PN-EN 933-8:2015 [8] pozostawia taki sam sposób przygotowania próbki o frakcji 0/2 jak w normie z 2012 roku. Zmieniony został załącznik A, w którym dopuszcza się badanie na frakcji 0/4, ale analogicznie jak przy frakcji 0/2 należy korygować skład przy zawartości frakcji pylastej większej od 10%. Ciekawy jest fakt, że dla tak wyznaczonego wskaźnika piaskowego pozostawiono symbol SE₄, co

Tab. 2. Próbkę do badań wskaźnika piaskowego według różnych norm

Nr normy	Badana frakcja	
	0/2 mm	0/4 mm
BN-64/8931-01	-	bez korekty
PN-EN 933-8:2001	bez korekty	bez korekty
PN-EN 933-8:2012	bez korekty	korekta zawartości frakcji pylastej
PN-EN 933-8:2015	korekta zawartości frakcji pylastej	korekta zawartości frakcji pylastej

może wprowadzać w błąd analizującego wynik badania, jeżeli nie zwróci uwagi na rok wydania normy według której badanie wykonano.

Podsumowując możliwe są cztery warianty przygotowania próbki do wyznaczenia wskaźnika piaskowego. Próbka może mieć uziarnienie 0/2 lub 0/4 mm i w obu przypadkach może być to próbka ze skorygowaną zawartością frakcji pylastej lub bez korekty. Zestawienie metod przygotowania próbek przedstawiono w tabeli 2.

Badania laboratoryjne

Przeprowadzenie badań zgodnie z normami z 2001 i 2015 roku umożliwia porównanie wszystkich cztery metod przygotowania próbki do badania wskaźnika piaskowego. Poszerzenie zakresu badań o wskaźnik nośności CBR dla mieszanek o różnym wskaźniku piaskowym, umożliwi ocenę stosowanych kryteriów przydatności mieszanek do wykonania warstw niezwiązanych.

Wskaźniki piaskowe według norm z 2001 i 2015 roku

Do badań wybrano melafir o uziarnieniu 0/31,5 mm. Mieszanek mineralną podzielono na wąskie frakcje w celu bardzo dokładnego kontrolowania składu każdej badanej mieszanki. Jako optymalną przyjęto mieszanek, której krzywa uziarnienia znajduje się w połowie pola wyznaczonego przez graniczne krzywe uziarnienia dla podbudów pomocniczych, zgodnie z wy-

maganiem WT-4 [2]. Następnie zmieniało proporcje pomiędzy frakcjami 0/0,063 i 0,063/2 mm. Ostatecznie przygotowano sześć mieszanek, których krzywe uziarnienia przedstawiono na rysunku 1. Wyniki badań wskaźnika piaskowego dla różnych zawartości frakcji pylastej i przy różnym sposobie przygotowaniu próbki pokazano na rysunku 2.

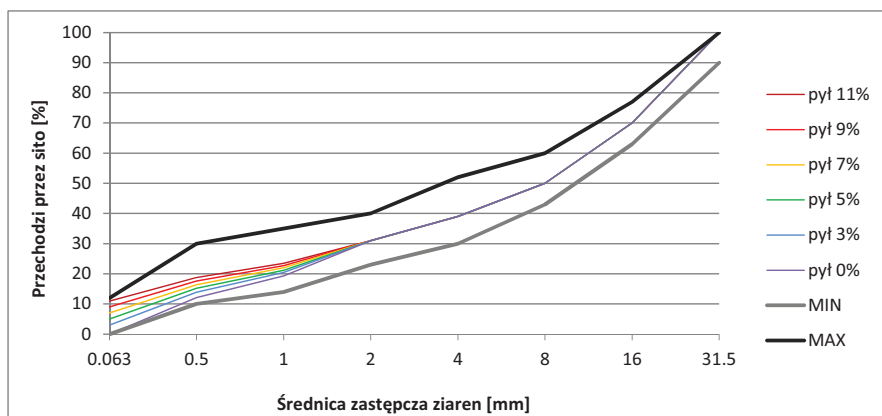
W efekcie badań przeprowadzonych zgodnie z normą z 2015 roku stwierdzono, że wszystkie mieszanki charakteryzują się wskaźnikami piaskowymi większymi od 50%. W związku z tym spełniają wymagania WT-4 i mogą być wykorzystane do wykonania podbudowy pomocniczej i zasadniczej. Kryterium, które dopuszcza wszystkie mieszanki, bez względu na zawartość frakcji pylastej, przestaje być miarodajne.

Przygotowując próbki do badań zgodnie z normą z 2001 roku tylko dla mieszanek o zawartości frakcji pylastej 0% i 3% uzyskano wskaźniki piaskowe większe od 40%. W związku z tym pozostałe mieszanki nie powinny być stosowane ani do podbudów pomocniczych ani do podbudów zasadniczych. W tym przypadku powstaje pytanie: czy graniczne wartości wskaźnika piaskowego - 40% i 45% (zawarte w [2]), nie są zbyt rygorystyczne?

Wskaźniki piaskowe wyznaczone dla frakcji 0/2 i 0/4

Do badań wybrano trzy wcześniej zaprojektowane mieszanki mineralne o zawartości frakcji pylastej w ilości 3%, 7% i 11% (rysunek 1). Następnie dla każdej z trzech mieszanek zmieniano proporcje pomiędzy frakcją 2/4 i 4/8 mm. Frakcji 2/4 było od 0% do 17%. Dla mieszanek pozbawionych frakcji 2/4 wskaźnik piaskowy oznaczony na frakcji 0/2 jest równy wskaźnikowi oznaczonemu na frakcji 0/4. Ostatecznie przygotowano 3 x 7 = 21 mieszanek mineralnych, których krzywe uziarnienia przedstawiono na rysunku 3. Dla tak przygotowanych mieszanek badano wskaźniki piaskowe SE₄ zgodnie z normą z 2001 roku. Wyniki badań przedstawiono na rysunku 4.

Podsumowując ten etap badań należy zauważyć, że maksymalne różnice pomiędzy wartościami wskaźników piaskowych wyniosły odpowiednio:



1. Krzywe uziarnienia mieszank o różnych zawartościach frakcji pylastej i piaskowej oraz krzywe graniczne dla mieszanki mineralnej na podbudowę pomocniczą, zgodnie z WT-4

- dla zawartości frakcji pylastej 3%

$$SE_{4\max} - SE_{4\min} = 72\% - 54\% = 18\%$$

- dla zawartości frakcji pylastej 7%

$$SE_{4\max} - SE_{4\min} = 42\% - 26\% = 16\%$$

- dla zawartości frakcji pylastej 11%

$$SE_{4\max} - SE_{4\min} = 27\% - 18\% = 9\%$$

Zważywszy na fakt, że najniższy punkt w każdej z trzech serii przedstawia sytuację w której $SE_4 = SE$ [6] oznacza, że różnice wartości przy oznaczaniu wskaźników piaskowych dla frakcji 0/2 i 0/4 mm mogą dochodzić do 20% (różnica pomiędzy wartościami wyznaczonymi w procentach).

Zagęszczalność i nośność mieszank mineralnych

Z punktu widzenia trwałości konstrukcji nawierzchni drogowej, oprócz analiz wskaźnika piaskowego dla podbudów drogowych istotna jest również ich zagęszczalność i nośność. Parametrem opisującym te cechy jest wskaźnik nośności CBR. Jest on ściśle powiązany z uziarnieniem danej mieszanki a więc również ze wskaźnikiem piaskowym.

Minimalne wartości wskaźnika piaskowego, podawane w różnych przepisach, wahają się w granicach 30% ÷ 45%. Aby ocenić, która z tych wartości jest prawidłowa, postanowiono poszukać związku pomiędzy wskaźnikiem piaskowym i nośnością mieszanki.

Dla każdej z sześciu mieszank, opisanych w poprzednim punkcie, wykonano badanie Proctora [12] a następnie wyznaczono wskaźnik nośności CBR [13]. Wyniki badań zamieszczono w tabeli 3.

Zgodnie z wymaganiami [1,2,3,4] na podbudowę zasadniczą nadają się mieszanki o wskaźniku nośności większym od 80% a na podbudowę pomocniczą większym od 60%. Oznacza to, że mieszanka o zawartości frakcji pylastej 0% może być zastosowana tylko na podbudowę pomocniczą. Pozostałe mieszanki o zawartości frakcji pylastej 3 ÷ 11% spełniły wymagania jak dla podbudowy zasadniczej. Analiza wyników pozwala stwierdzić, że przy zawartości frakcji pylastej w ilości 7% ($SE_{4,2001} = 40\%$) uzyskano najwyższe gęstości objętościowe szkieletu i najwyższe wskaźniki nośności. Nośności mieszank o zawartości frakcji pylastej mniejszej od 3% ($SE_{4,2001} > 61\%$) są prawie dwukrotnie mniejsze od nośności mieszank o zawartości frakcji pylastej 5 ÷ 9% ($SE_{4,2001} = 40\% \div 24\%$).

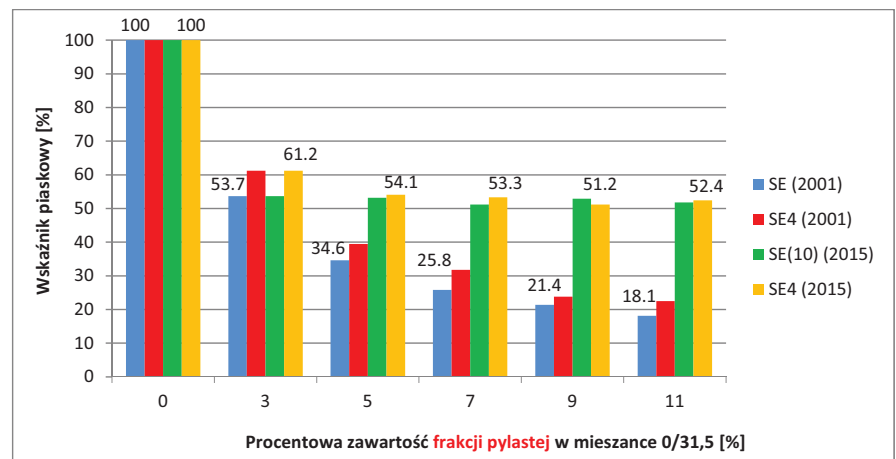
Wzajemną zależność wskaźników nośności CBR i piaskowego przedstawiono na rysunku 5. Z sześciu analizowanych mieszank tylko jedna o zawartości frakcji

pylastej 3%, spełniła wszystkie wymagania jak dla podbudowy zasadniczej zgodnie z wymaganiami WT-4. Kryteria zapisane w OST [4] spełniły dwie mieszanki, o zawartości frakcji pylastej 3% i 5%. Zgodnie z normą z 1997 roku [1] do wykonania podbudowy zasadniczej można zastosować trzy z badanych mieszank, o zawartości frakcji pylastej 3%, 5% i 7%.

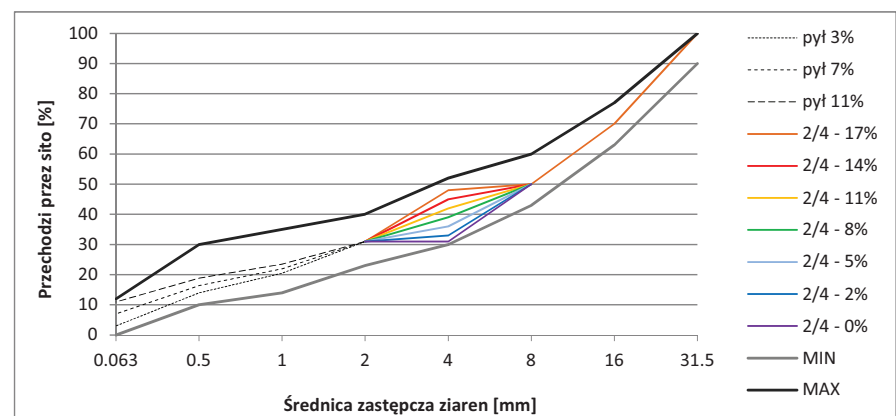
Z badań wynika, że podczas przygotowywania próbek laboratoryjnych z zastosowaniem odsiewania frakcji pylastej

– metoda $SE_{4(2015)}$, bez względu na rzeczywistą zawartość frakcji pylastej w mieszance, uzyskuje się zbliżone wartości wskaźnik piaskowego. Wynika stąd, że taka ocena nie jest miarodajna i nie powinna być stosowana do oceny przydatności mieszank do zastosowania w nawierzchniach drogowych.

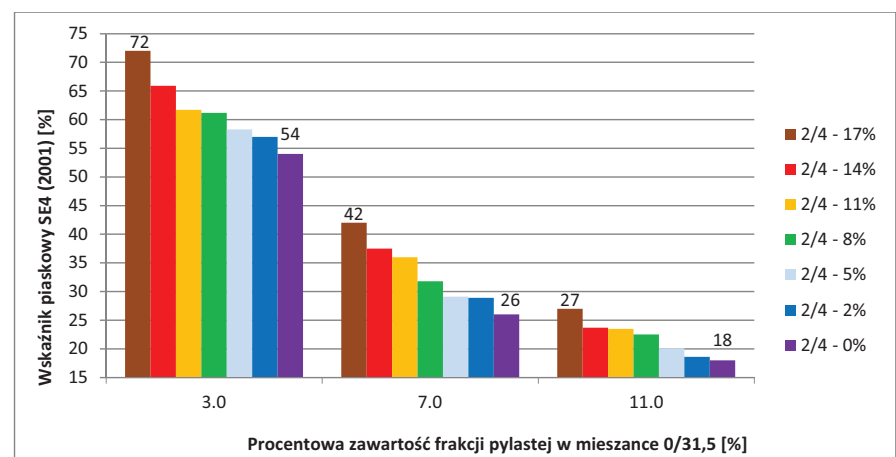
Zdaniem autorów, wskaźnik piaskowy wyznaczony na próbkach o uziarnieniu 0/4 mm bez korekty ich składu jest najbardziej obiektywnym sposobem wyzna-



2. Wskaźniki piaskowe dla różnych zawartości frakcji pylastej w mieszance mineralnej



3. Krzywe uziarnienia mieszank o różnej zawartości frakcji pylastej i frakcji 2/4 oraz krzywe graniczne dla mieszanki mineralnej na podbudowę pomocniczą, zgodnie z WT-4



4. Wskaźniki piaskowe SE4 dla różnych zawartości frakcji pylastej i różnej zawartości frakcji 2/4

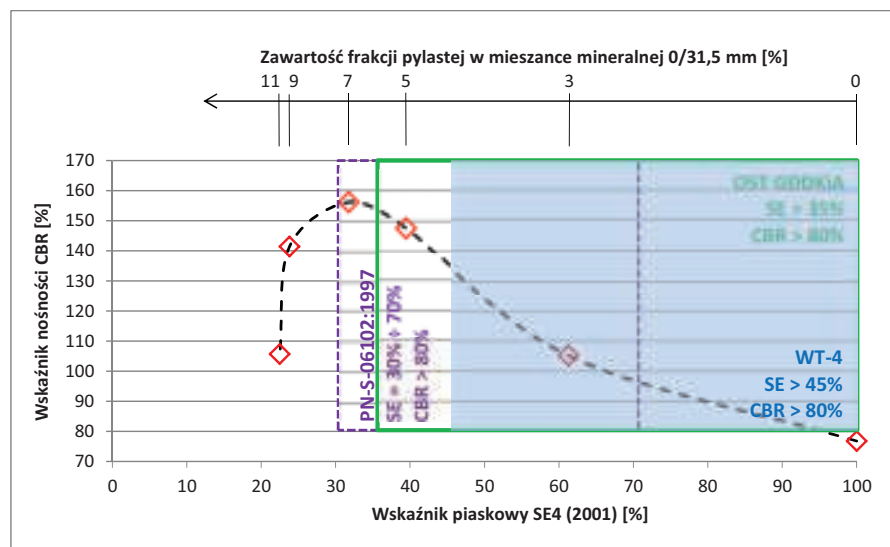
Tab. 3. Zestawienie wyników badań dla mieszanek mineralnych

Badana cecha	Jednostka	Zawartość frakcji pylastej w mieszance mineralnej					
		0%	3%	5%	7%	9%	11%
Przesiew # [mm]							
31,5	[%]	100	100	100	100	100	100
16		70	70	70	70	70	70
8		50	50	50	50	50	50
4		39	39	39	39	39	39
2		31	31	31	31	31	31
1		19,3	20,5	21,2	22	22,7	23,5
0,5		12,1	13,9	15,2	16,4	17,6	18,8
0,063		0	3	5	7	9	11
Wskaźnik piaskowy							
SE (2001)	[%]	100	54	35	26	21	18
SE4 (2001)		100	61	40	32	24	22
SE(10) (2015)		100	54	53	51	53	52
SE4 (2015)		100	61	54	53	51	52
Zagęszczalność							
w_{opt}	[%]	9,6	9,4	8,8	8,3	8,1	8,2
$\rho_{0s,max}$	[g/cm ³]	2,011	2,114	2,142	2,175	2,174	2,163
Wskaźnik nośności							
CBR	[%]	76,8	105,2	147,7	156,2	141,4	105,7

czania tego parametru z uwagi na późniejsze stosowanie danego materiału w warunkach rzeczywistych. W praktyce wykonywania warstwy podbudowy nie ma możliwości ani celu w odsiewaniu frakcji pylastych. Badania laboratoryjne powinny natomiast w maksymalny możliwy sposób odwzorowywać (modelować) pracę warstwy w warunkach rzeczywistych.

Najwyższe nośności uzyskano dla mieszanek zawierających od 5-9% frakcji pylastej. Takie mieszanki charakteryzują się wskaźnikiem piaskowym na poziomie

25-40% dla badania frakcji 0/4mm bez odsiewania frakcji pylastych. Należy zatem stwierdzić, że podczas oceny wskaźnika piaskowego wg $SE_{4(2001)}$, zalecana minimalna wartość tego parametru powinna wynosić ok 30%. Z drugiej strony zbyt duża wartość wskaźnika piaskowego prowadzi do zmniejszenia nośności i osłabienia zagęszczalności danej mieszanki. Dlatego dla analiz frakcji 0/4 bez odsiewania frakcji pylastych wg $SE_{4(2001)}$ maksymalna wartość wskaźnika piaskowego powinna kształtować się na poziomie 70%.



5. Zmiany wskaźnika nośności CBR w zależności od wskaźnika piaskowego $SE_{4(2001)}$ oraz wymagania dla podbudów zasadniczych według różnych przepisów [1,2,4]

Podsumowanie badań

- Dowolna mieszanka mineralna, przebadana zgodnie z normę z 2015 roku [8], spełniała wymagania WT-4 dla podbudowy zasadniczej pod względem wskaźnika piaskowego. Korekta zawartości frakcji pylastej jest niewłaściwym sposobem na przygotowanie próbki do badań wskaźnika piaskowego. Odpylenie próbki badawczej zgodnie z normą [8], prowadzi do zmiany składu ziarnowego materiału i znacznego zawyżenia wyników. Wartości wskaźnika piaskowego będą zawsze powyżej 50% bez względu na zawartość frakcji pylastej w mieszance.
- We wszystkich wytycznych i specyfikacjach technicznych należy jednoznacznie precyzować czy podane kryterium dotyczy badania przeprowadzonego na próbce o uziarnieniu 0/2 mm czy 0/4 mm.
- Ze względu na optymalne zagęszczenie mieszanki mineralnej i jednocześnie najwyższe wskaźniki nośności, zawartość frakcji pylastej powinna być w granicach 5 ÷ 7%. Odpowiada to wskaźnikowi piaskowemu, oznaczonemu na frakcji 0/4 mm, w granicach $SE_4 \approx 30 \div 40 \%$.
- Mieszanki mineralne o zbyt małej zawartości frakcji pylastej charakteryzują się niższymi parametrami zagęszczalności i nośności niż mieszanki o optymalnej zawartości tej frakcji. Nie powinno się stosować mieszanek o zawartości frakcji pylastej mniejszej niż 3%. Oznacza to, że do wykonywania warstw nawierzchni należy stosować mieszanki mineralne o wskaźniku piaskowym $SE_4 < 70 \%$.
- Do oceny wskaźnika piaskowego powinna być stosowana metoda $SE_{4(2001)}$ na frakcji 0/4mm bez odsiewania frakcji pylastej a odpowiadające jej wartości graniczne wskaźnika piaskowego to min. 30% , max 70%.

Wnioski

Przeprowadzone badania laboratoryjne dają podstawę do stwierdzenia iż stosowanie odpylania kruszywa w badaniu WP jest niewłaściwym postępowaniem. Na podstawie wykonanego cyklu badań zaproponowano ujednoczoną ocenę kruszywa i mieszanek mineralnych pod kątem wskaźnika piaskowego. Badania wykonywane metodą $SE_{4(2001)}$ dają obiektywne wyniki skorelowane z zagęszczalnością i nośnością analizowanych materiałów. Podczas analiz opracowano nowe kryteria oceny wskaźnika piaskowego $SE_{4(2001)}$. Wyniki badań są obiecujące a

dalsze rozszerzenie zakresu badań, np. o analizy kruszyw z innych kamienioliomów, powinno potwierdzić zaobserwowane zależności.

Zdaniem autorów artykułu, najrozsądniejsze wydaje się rozwiązanie przyjęte w normie PN-S-06102:1997 [1]. Wskaźnik piaskowy dla mieszanek mineralnych, przeznaczonych na warstwy niezwiązane, należy badać na frakcji 0/4 bez korygowania zawartości frakcji pylastej. Kruszywa lub mieszanki bez względu na rodzaj warstwy, do której mają być zastosowane powinny charakteryzować się minimalną wartością wskaźnika piaskowego nie mniejszą niż 30%. Powinna być również określona maksymalna wartość wskaźnika, a zaproponowana w normie [1] wartość 70% jest rozsądna. ◀

Materiały źródłowe

[1] PN-S-06102:1997 Drogi samochodowe. Podbudowy z kruszyw stabilizowanych mechanicznie.

- [2] Mieszanki niezwiązane do dróg krajowych. WT-4 2010. Wymagania Techniczne. Załącznik Nr 3 do Zarządzenia Nr 102 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 19 listopada 2010r.
- [3] Katalog typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych Załącznik do zarządzenia Nr 31 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 16.06.2014r.
- [4] Ogólne Specyfikacje Techniczne (OST). Warstwy konstrukcyjne nawierzchni z mieszanek kruszyw niezwiązanych zagęszczanych mechanicznie - 2014 r. GDDKiA
- [5] BN-64/8931-01 Drogi samochodowe. Oznaczenie wskaźnika piaskowego
- [6] PN-EN 933-8:2001 Badania geometrycznych właściwości kruszyw. Ocena zawartości drobnych cząstek. Badanie wskaźnika piaskowego.
- [7] PN-EN 933-8:2012 Badania geometrycznych właściwości kruszyw. Ocena zawartości drobnych cząstek. Badanie wskaźnika piaskowego.
- [8] PN-EN 933-8:2015 Badania geometrycznych właściwości kruszyw. Ocena

zawartości drobnych cząstek. Badanie wskaźnika piaskowego.

- [9] A. NIKOLAIDES, E. MANTHOS, M. SARAFIDOU, "Sand equivalent and methylene blue value of aggregates for highway engineering", Foundations of civil and environmental engineering, No. 10, 2007
- [10] Department of Transportation Division of Engineering Services, "Method of test for sand equivalent", California Test 217, June 2008
- [11] Texas Department of Transportation, Construction Division, "Test Procedure for sand equivalent test, TEX-203-F", Texas, January 2016
- [12] PN-EN 13286-2:2010 Mieszanki niezwiązane i związane hydraulicznie. Metody badań laboratoryjnych gęstości na suchu i zawartości wody. Zagęszczanie metodą Proctora.
- [13] PN-EN 13286-47:2012 Mieszanki niezwiązane i związane spoiwem hydraulicznym. Metoda badania do określenia kalifornijskiego wskaźnika nośności, natychmiastowego wskaźnika nośności i pęcznienia liniowego.

REKLAMA



CZAS NA INNOWACYJNE BUDOWNICTWO

Oferujemy profesjonalne usługi z zakresu:

- budowy infrastruktury komunikacyjnej, sieci instalacyjnych i obiektów hydrotechnicznych,
- wykonywania pomiarów geodezyjnych, tworzenia map do celów projektowych, wytyczenia budynku i sieci.



W BUDOWNICTWIE WYBIERZ FIRME,
KTÓREJ MOŻESZ ZAUFAC

Zobacz, co już wybudowaliśmy
i dla kogo pracowaliśmy:
www.gm-roads.pl

Biuro:

ul. Krzemieniecka 47,
54-613 Wrocław

Budownictwo inżynieryjne:

tel.: (71) 300 12 40
e-mail: info@gm-roads.pl

Geodezja:

tel.: 697 660 932
e-mail: m.wozniak@gm-roads.com

Siedziba firmy:

ul. Wrocławska 41, Łążany
58-130 Żarów

Transport drogowy – rola i wybrane aspekty rozwoju infrastruktury

Road transportation - selected aspects and the role of infrastructure development



Stanisław Gaca

Prof. dr hab. inż.

Politechnika Krakowska, Katedra
Budowy Dróg i Inżynierii Ruchu

sgaca@pk.edu.pl

Streszczenie: W artykule przedstawiono problematykę rozwoju infrastruktury drogowej w Polsce w powiązaniu z potrzebami i rolą transportu drogowego jako ważnej gałęzi gospodarki narodowej. Statystyczne dane potwierdzają niezwykle dynamiczny rozwój w Polsce przewozów towarowych i pasażerskich z wykorzystaniem środków transportu drogowego. Z takim rozwojem związane są także zjawiska negatywne, które zostały opisane w artykule. Charakteryzując stan infrastruktury drogowej w Polsce omówiono także strategię i plany jej rozbudowy oraz przebudowy. Szczególną uwagę poświęcono roli badań naukowych w realizacji opisanych planów. Wskazano także na kierunki niezbędnych zmian przepisów projektowania w celu budowy bardziej bezpiecznej i sprawnej infrastruktury.

Słowa kluczowe: Transport drogowy; Projektowanie dróg; Przepisy projektowania

Abstract: The article presents the problem of the development of road infrastructure in Poland in connection with the needs and the role of road transportation as an important branch of the national economy. The statistical data confirm the extremely dynamic growth of freight and passenger transportation with use of roads in Poland. Such development is associated with a number of negative phenomena, which are described in the article. The strategy and plans for expansion and remodeling of the road infrastructure in Poland are also described here, alongside its characteristics. Special attention is devoted to the role of scientific research in the implementation of the described plans. The direction of the necessary changes to the design regulations in order to allow construction of safer and more efficient infrastructure, are also indicated in this work.

Keywords: Road transportation; Road design; Design regulations

Transport drogowy należy do gałęzi gospodarki o bardzo dużym znaczeniu w Unii Europejskiej i tym samym także w Polsce. Istnieje silny związek pomiędzy sprawnością tego transportu, w dużym stopniu determinowaną stanem infrastruktury drogowej, a efektywnością gospodarki. Znajduje to odzwierciedlenie w strategicznych programach rozwoju infrastruktury transportowej krajów Unii Europejskiej. Dotyczy to szczególnie krajów, w których z końcem lat 90. ubiegłego wieku wprowadzono reformy gospodarcze z dominacją zasad gospodarki wolnorynkowej. W Polsce spowodowało to m.in. wzrost lądowych przewozów towarowych i pasażerskich środkami transportu drogowego. Porównując lata 2014 i 2005 wzrost ten wyniósł 59% w przypadku przewozów towarowych i 44% w przypadku przewozów pasażerskich [2]. Tak duży wzrost udziału przewozów pasażerskich i towarowych transportem drogowym w Polsce uzyskano przy dużo niższej dynamice rozwoju infrastruktury drogowej, co spowodowało niekorzystne zjawisko wzrostu zatłoczenia dróg, wydłużenia cza-

su podróży oraz zwiększenie emisji hałasu i zanieczyszczeń powietrza.

Aby przeciwdziałać negatywnym skutkom rozwoju transportu drogowego podejmuje się w kraju działania w celu bardziej intensywnego rozwoju i modernizacji istniejącej sieci drogowej oraz wdraża się rozwiązania techniczne i organizacyjne prowadzące do bardziej efektywnego wykorzystania przepustowości istniejącej sieci drogowej. Ponadto znacznie większą wagę przykładana się do bezpieczeństwa wszystkich użytkowników infrastruktury drogowej. Tego typu działaniom oraz identyfikacji głównych problemów rozwoju infrastruktury drogowej, a także przedstawieniu roli badań naukowych w rozbudowie nowoczesnej infrastruktury drogowej i jej eksploatacji, poświęcone jest niniejsze opracowanie.

Stan i rozwój infrastruktury drogowej

W ocenie stanu i trendów rozwojowych infrastruktury drogowej konieczne jest analizowanie tych zagadnień z odniesieniem do

rozwoju transportu drogowego w Polsce i skutków tego rozwoju, które syntetycznie można ująć następująco:

- w całym okresie od przystąpienia Polski do UE rejestruje się wyraźny trend wzrostu udziału transportu drogowego w przewozach towarowych (do 83% w 2014 r. w krajowym transporcie lądowym), przy równoczesnym dużym spadku udziału transportu kolejowego w tych przewozach;
- jako bardzo wysoki (93%) należy ocenić udział transportu drogowego w krajowych lądowych przewozach pasażerskich. Na podkreślenie zasługuje istotny wzrost udziału samochodów osobowych w przewozach pasażerskich, tj. o 10,5% w ciągu 10 lat;
- środki transportu drogowego, wykorzystujące paliwa ropopochodne, powodują emisję gazów cieplarnianych stanowiącą około 14,0% całkowitej emisji gazów cieplarnianych w Polsce. Emisja zanieczyszczeń rośnie wraz ze wzrostem liczby pojazdów, pomimo technicznego rozwoju silników ogra-

niczającego ich jednostkowe emisje;

- wypadki drogowe są jednym z bardzo ważnych, niekorzystnych skutków transportu drogowego, ale należy zauważyć, że pomimo wzrostu ruchu drogowego, rejestruje się w ostatnich latach wyraźne zmniejszenie liczby wypadków i ich ofiar. Jednym z powodów tego zjawiska jest rozbudowa infrastruktury drogowej i poprawa jej cech techniczno-eksploatacyjnych;
- wzrost stopnia zmotoryzowania społeczeństw nowych krajów UE, w tym Polski oraz zwiększenie udziału pojazdów ciężarowych w przewozach towarowych wywołują dodatkową presję na potrzeby rozwojowe infrastruktury drogowej.

Sprawne funkcjonowanie transportu drogowego wymaga infrastruktury drogowej spełniającej podstawowe wymagania w zakresie sprawności (przepustowości i dostosowania do charakterystyk pojazdów), bezpieczeństwa, minimalizacji kosztów budowy i eksploatacji oraz minimalizacji niekorzystnych oddziaływań na środowisko. Niezależnie od podanych techniczno-funkcjonalnych wymagań, należy zwrócić uwagę także na następujące funkcje infrastruktury drogowej:

- funkcja integracyjna – umacnianie, zacieśnianie i rozszerzanie przestrzennych powiązań gospodarczych,
- funkcja dostępności obszarów – „udostępnianie” danej przestrzeni do zagospodarowania,
- funkcja wzrostu – podstawa rozwoju gospodarki,
- funkcja ogniwa łańcucha logistycznego – podstawa kształtowania systemów logistycznych.

W ocenie istniejącej oraz planowanej infrastruktury drogowej powinno się uwzględniać łącznie stopień spełnienia podanych funkcji i wymagań technicznych.

Według stanu na koniec 2013 r. sieć dróg publicznych w Polsce liczyła ponad 415 tys. km, z czego 262,6 tys. km miało nawierzchnię ulepszoną (nawierzchnia bitumiczna lub betonowa). Funkcjonalny podział sieci dróg w 2013 r. przedstawiał

się następująco: drogi krajowe – 19,3 tys. km, drogi wojewódzkie – 28,5 tys. km, drogi powiatowe – 125,3 tys. km oraz drogi gminne – 242 tys. km (z tego jedynie ok. 51% o nawierzchni twardej). Gęstość dróg o nawierzchni twardej wynosiła w 2013 r. 91,2 km/100 km² i była zróżnicowana terytorialnie (od 54,1 km/100 km² do 188 km/100 km²) [11]. Jest to wartość wskaźnika porównywalna z innymi krajami UE. Istotną różnicą dotyczy natomiast długości i gęstości sieci autostrad oraz dróg ekspresowych. Pomimo istotnej rozbudowy w latach 2004 - 2016 polskiej sieci autostrad i dróg ekspresowych (rys. 1), ich gęstość różni się wyraźnie od gęstości w krajach zaliczanych do wiodących gospodarczo w UE. Np. w Niemczech wartość wskaźnika gęstości autostrad w roku 2013 wynosiła 3,61 km/100 km², we Francji 2,11 km/100 km², we Włoszech 2,23 km/100 km², w Austrii 2,05 km/100 km², a w Polsce w 2015 r. było to tylko 0,5 km/100 km² (uwzględniając dwujezdniowe drogi ekspresowe o charakterystyce technicznej zbliżonej do autostrad, wartość opisywanego wskaźnika wynosiła ok. 1,0 km/100 km²) [2].

Pomimo dużych osiągnięć w rozbudowie sieci autostrad i dróg ekspresowych, Polska infrastruktura drogowa wymaga w dalszym ciągu nakładów na rozwój i modernizację. Takie stwierdzenie wynika z następujących niedostatków polskiej sieci drogowej [3, 6, 10]:

- brak spójnej sieci autostrad i dróg szybkiego ruchu, w tym brak ciągłości transeuropejskiej sieci dróg TEN-T jako dróg o wysokim standardzie technicznym. Niewystarczający jest stopień hierarchizacji pozostałej sieci dróg;
- wielofunkcyjność przeważającej części głównych dróg i ulic, mieszana struktura potoków pojazdów na drogach (szybkie samochody osobowe i ciężarowe, ciągniki, rowery i ruch pieszy);
- występowanie tzw. „wąskich gardeł” ograniczających efektywne wykorzystywanie przepustowości sieci dróg;
- nierównomierność rozmieszczenia sieci dróg o wysokich klasach tech-

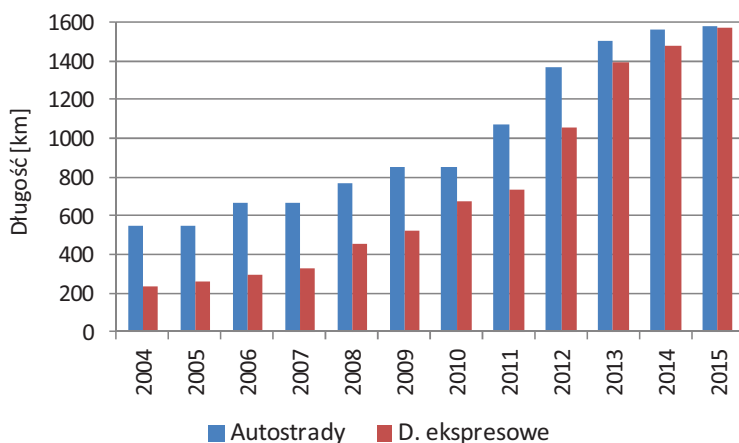
- nicznych i dużej przepustowości;
- nadmierne obudowa dróg pełniących funkcje obsługi ruchu tranzytowego o dużym natężeniu (w tym samochodów ciężarowych). Powoduje to konflikty funkcjonalne, nadmierną uciążliwość środowiskową i zwiększone zagrożenie wypadkami, a także konieczność stosowania kosztownych rozwiązań ochrony otoczenia drogi;
- zbyt mały udział dróg dostosowanych do nacisku 115 kN/oś (tylko 25% nawierzchni dróg krajowych jest dostosowanych do takich nacisków). Część sieci drogowej jest dopuszczona do ruchu pojazdów o nacisku 115 kN/oś jedynie w trybie administracyjnym, co oznacza, że nawierzchnie tych dróg będą niszczone szybciej niż przewidywano w założeniach projektowych;
- błędy rozwiązań technicznych będące przyczyną występowania miejsc koncentracji wypadków drogowych, braki w urządzeniach dla niechronionych uczestników ruchu drogowego;
- zły stan techniczny dużej części sieci drogowej wynikający z niewystarczających środków przeznaczanych na utrzymanie tej sieci.

Zebrań pełnych danych o stanie technicznym sieci drogowej nie jest możliwe z uwagi na brak systemu monitoringu całej sieci drogowej. Taki monitoring jest realizowany tylko w odniesieniu do dróg krajowych i w części dróg wojewódzkich. Na podstawie oceny stanu nawierzchni dróg krajowych w roku 2015 stwierdzono, że 60,6% nawierzchni było w stanie dobrym, 25,3% w stanie niezadowolającym, a 14,1% w stanie złym [8]. Jest to wyraźny postęp w stosunku do danych np. z roku 2003, w którym w stanie niezadowolającym i złym było razem 59,9% nawierzchni dróg krajowych.

W reakcji na zauważane problemy i ograniczoną sprawność sieci drogowej w Polsce wdrażane są programy jej rozwoju. Ogólny cel w tych programach jest definiowany, jako: *zwiększenie dostępności transportowej/tworzenie wysokiej jakości połączeń pomiędzy głównymi ośrodkami aglomeracyjnymi przy jednoczesnej poprawie bezpieczeństwa ruchu* [10]. Natomiast cele szczegółowe strategii rozwoju transportu, w tym także rozwoju sieci drogowej, definiowane są następująco:

- stworzenie nowoczesnej, spójnej sieci infrastruktury transportowej,
- poprawa organizacji i zarządzania systemem transportowym,
- bezpieczeństwo i niezawodność,
- ograniczenie negatywnego wpływu transportu na środowisko,
- zbudowanie racjonalnego modelu finansowania inwestycji infrastrukturalnych.

Z podanymi powyżej celami szczegółowymi związane są w sektorze drogowym cele



1. Zmiany długości sieci autostrad i dróg ekspresowych w Polsce w latach 2004 – 2015

operacyjne obejmujące do 2023 r. [10]:

- uzupełnienie i modernizacja drogowej sieci, w tym TEN-T,
- skrócenie średniego czasu przejazdu między ośrodkami wojewódzkimi o 15%,
- poprawa bezpieczeństwa ruchu drogowego,
- poprawa przepustowości głównych arterii drogowych,
- uzyskanie płynności jazdy na długich odcinkach drogowych,
- dostosowanie sieci dróg krajowych do nacisku na poziomie 115 kN/oś,
- odciążenie aglomeracji z ruchu tranzytowego,
- dokończenie modernizacji podstawowych ciągów transportowych, na których rozpoczęto już prace.

Ogólny plan rozwoju sieci dróg krajowych w perspektywie do roku 2025 zawiera *Program budowy dróg krajowych na lata 2014-2023 (z perspektywą do 2025 r.)* będący załącznikiem do uchwały nr 156/2015 Rady Ministrów z dnia 8 września 2015 r. Chociaż program ten jest obecnie weryfikowany, to należy jednak wymienić przyjęte w nim priorytety:

- budowa autostrad i dróg ekspresowych,
 - budowa obwodnic,
 - bezpieczeństwo ruchu drogowego,
- z następującymi wskaźnikami realizacyjnymi:
- zwiększenie gęstości dróg ekspresowych do 17,5 km/1000 km²,
 - zwiększenie gęstości autostrad i dróg ekspresowych do 22,7 km/1000 km²,
 - uzyskanie łącznej długości nowych odcinków autostrad i dróg ekspresowych – 3900 km,
 - wybudowanie 57 nowych obwodnic,
 - ograniczenie liczby ofiar śmiertelnych wypadków co najmniej o 40%, a ciężko rannych co najmniej o 41%.

Zdarzenia drogowe i ich koszty są niezwykle poważnym problemem w całej UE. Szacuje się, że koszty zdarzeń drogowych rocznie wynoszą ok. 180 mld euro w krajach UE, a w przypadku Polski koszty te w roku 2015 zostały oszacowane na poziomie 48,2 mld zł. Na koszty te składają się koszty wypadków wynoszące 33,6 mld zł oraz koszty kolizji drogowych wynoszące 14,6 mld zł [5]. Należy jednak podkreślić, że od roku 1997, w którym zarejestrowano największą liczbę wypadków (66,5 tys.) i największą liczbę ofiar śmiertelnych (7311) obserwuje się istotną poprawę bezpieczeństwa ruchu drogowego, tj. zmniejszenie liczby wypadków i ich ofiar (rys. 2).

W okresie 10 lat (2007 – 2016) udało się uzyskać zmniejszenie liczby wypadków o 32,0% i zmniejszenie liczby ofiar śmiertelnych wypadków o 45,8%. Efekt ten uzyskano przy równoczesnym wzroście liczby zarejestrowanych pojazdów silnikowych

w latach 2006 – 2015 o 52%. Nadal jednak ruch drogowy w Polsce oceniany jest jako obciążony dużym ryzykiem wypadków. Wskaźnik demograficzny liczby ofiar śmiertelnych wypadków drogowych w Polsce wynoszący w roku 2015 7,7 ofiar śmiertelnych/100 tys. mieszkańców jest istotnie większy niż wynosi średnia w krajach UE (5,1 ofiar śmiertelnych/100 tys. mieszkańców). Niepokojąco wysoki jest także wskaźnik liczby ofiar śmiertelnych przypadających na 100 wypadków, który w 2016 r. wynosił w Polsce 9,0 przy 2,4 średnio w UE.

Poprawa bezpieczeństwa ruchu drogowego wiąże się nie tylko z infrastrukturą drogową, ale jest zadaniem interdyscyplinarnym, co zostało uwzględnione w *Narodowym Programie Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego 2013 – 2020* [6]. Zastosowano w nim metodologię „bezpiecznego systemu”, definiując pięć jego filarów: bezpieczny człowiek, bezpieczna droga, bezpieczna prędkość, bezpieczny pojazd, ratownictwo medyczne i opieka powypadkowa. W odniesieniu do filara „bezpieczna droga” przyjęto dwa priorytety działań:

- priorytet 1 - wdrożenie standardów bezpieczeństwa ruchu drogowego eliminujących największe zagrożenia w ruchu drogowym;
- priorytet 2 - rozwój systemu zarządzania bezpieczeństwem infrastruktury drogowej.

Obok programu budowy dróg krajowych równie ważne są regionalne programy budowy dróg samorządowych, które odgrywają istotną rolę w zakresie „udostępniania” danej przestrzeni do zagospodarowania. W strategii rozwoju infrastruktury drogowej przewiduje się rozwijanie dróg lokalnych i ich połączeń z siecią dróg krajowych i wojewódzkich, a także wyprowadzanie ruchu tranzytowego z miejscowości będących również w ciągach dróg wojewódzkich. Przekształcenia sieci dróg samorządowych są znacznie szerszym problemem, wymagającym odrębnych studiów, które pominięto w niniejszym artykule.

W podsumowaniu krótkiej charakterystyki stanu i rozwoju infrastruktury drogo-

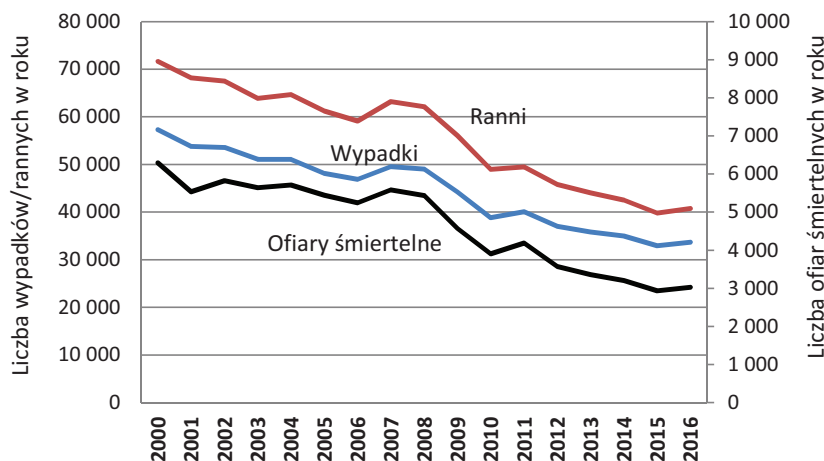
wej w Polsce można stwierdzić, że:

- mimo znaczącego wzrostu długości sieci dróg ekspresowych i autostrad ich gęstość jest niewystarczająca w świetle rosnącej roli transportu drogowego. Dlatego planuje się do roku 2025 uzupełnienie tej sieci o 3900 km;
- konieczna jest likwidacja tzw. „wąskich gardeł” ograniczających efektywne wykorzystywanie przepustowości istniejącej sieci dróg i poprawa równomierności rozmieszczenia sieci dróg o wysokich klasach technicznych i dużej przepustowości;
- w niedostatecznym stopniu realizowana jest polityka kontroli dostępności do dróg w powiązaniu z oddziaływaniem na zagospodarowanie przestrzenne w pobliżu dróg;
- zły stan techniczny dużej części sieci drogowej wymaga wdrożenia programu poprawy standardu technicznego dróg i zwiększenia nakładów na ich utrzymanie;
- utrzymanie korzystnego trendu spadku liczby wypadków i ich ofiar wymaga wdrożenia systemu zarządzania bezpieczeństwem infrastruktury drogowej nie tylko na drogach krajowych, ale także na drogach samorządowych.

Naukowe i praktyczne wyzwania w rozwoju polskiej infrastruktury drogowej

Jednym z głównych wyzwań stojących przed środowiskiem naukowym i praktyków jest sformułowanie zasad projektowania i wybór technologii budowy, odpowiadających wiedzy wybiegającej w przyszłość, a w mniejszym stopniu korzystania z praktyki i wiedzy dnia wczorajszego. Coraz częściej postrzega się drogę jako budowlę o dużym potencjale stosowania rozwiązań innowacyjnych i powinno to znaleźć odbicie w praktyce projektowej oraz wykonawczej.

Podjmując próbę diagnozy przyszłych potrzeb badawczych oraz uwzględniając dotychczasowe doświadczenia z progra-



2. Trendy zmiany liczby wypadków drogowych i ich ofiar w Polsce w latach 2000-2016

mu rozbudowy sieci dróg w Polsce i podejmowane w ostatnich latach prace badawcze, można wskazać na potrzebę podjęcia lub kontynuowania badań w następujących grupach problemowych, związanych z geometrycznym projektowaniem dróg i zarządzaniem ruchem [3, 4]:

- badania wpływu infrastruktury drogowej na bezpieczeństwo ruchu i aktualizacja zasad projektowania dróg zorientowanych na poprawę bezpieczeństwa ruchu,
- kształtowanie przekroju poprzecznego dróg i ulic z uwzględnieniem ich nowych funkcji, w tym lepszego przystosowania do potrzeb ruchu pieszych oraz rowerzystów, przy zachowaniu wymagań sprawności i bezpieczeństwa ruchu – wprowadzanie nowych rozwiązań, np. przekroje 2+1, przekroje z pasami wielofunkcyjnymi itp.,
- zasady planowania i projektowania obwodnic drogowych oraz przebudowy dróg na odcinkach przejść drogowych przez miejscowości,
- uwarunkowania dostępności do dróg i wynikające z nich zasady projektowania, przy równoczesnym uwzględnieniu kryteriów bezpieczeństwa, sprawności ruchu oraz minimalizacji oddziaływań środowiskowych dróg i ruchu,
- zagrożenia bezpieczeństwa niechronionych uczestników ruchu, urządzenia dla niechronionych uczestników ruchu w ciągach dróg o dużych prędkościach,
- kształtowanie dróg z uwagi na kryterium jednorodności warunków ruchu na długich odcinkach ciągu drogi,
- sprawność i koszty funkcjonowania infrastruktury drogowej w warunkach krótkoterminowej i sezonowej zmienności ruchu,
- trendy zmian parku samochodowego i ich wpływ na projektowanie dróg oraz skrzyżowań, a także konstrukcji nawierzchni, ze szczególnym uwzględnieniem możliwości wprowadzania długich pojazdów,
- badania skuteczności nowych rozwiązań promowanych w praktyce zagranicznej i wdrażanych jako eksperymentalne w praktyce krajowej,
- wpływ stosowania środków inteligentnych systemów transportowych (ITS) na projektowanie dróg i zarządzanie ruchem, praktyczne rekomendacje do praktyki projektowej,
- nowe metody zarządzania siecią drogową przy uwzględnieniu wszystkich składników kosztów „cyklu życia” infrastruktury.

Odrębną grupę stanowią badania z zakresu materiałów i konstrukcji nawierzchni drogowych, które muszą odpowiadać na pytania o sposoby budowy trwałych na-

wierzchni, przy uwzględnieniu kryterium kosztów oraz wymagań środowiskowych. Dużym wyzwaniem w tym przypadku jest dostosowanie konstrukcji dróg i obiektów inżynierskich do obserwowanych oraz prognozowanych zmian klimatycznych.

Konieczność silniejszego wsparcia rozbudowy i przekształceń infrastruktury drogowej została dostrzeżona przez Generalną Dyрекcję Dróg Krajowych i Autostrad oraz Narodowe Centrum Badań i Rozwoju, które w 2015 r. ogłosiły konkurs na prace badawcze w ramach programu Rozwój Innowacji Drogowych. W pierwszym konkursie wybrano następujące problemy badawcze do opracowania:

- wykorzystanie materiałów pochodzących z recyklingu,
- asfalty drogowe i modyfikowane w polskich warunkach klimatycznych,
- reaktywność alkaliczna krajowych kruszyw,
- ochrona przed hałasem drogowym,
- nowoczesne metody rozpoznania podłoża gruntowego w drogownictwie,
- zasady prognozowania ruchu drogowego z uwzględnieniem innych środków transportu,
- nowoczesne metody obliczania przepustowości i oceny warunków ruchu dla dróg poza aglomeracjami miejskimi, w tym dla dróg szybkiego ruchu,
- urządzenia bezpieczeństwa ruchu drogowego,
- wpływ czasu i warunków eksploatacyjnych na trwałość i funkcjonalność elementów bezpieczeństwa ruchu drogowego,
- efektywność przekroju 2+1 pasowego ze szczególnym uwzględnieniem różnych rozwiązań rozdzielających kierunki ruchu,
- wpływ reklam na poziom bezpieczeństwa ruchu drogowego,
- dobór dopuszczalnych prędkości ruchu na drogach z uwzględnieniem dynamicznego zarządzania ruchem,
- wpływ stosowania usług Inteligentnych Systemów Transportowych na poziom bezpieczeństwa ruchu drogowego,
- miejsca parkingowe na miejscach obsługi podróżnych (MOP),
- oznakowanie eksperymentalne dróg w aspekcie zachowań uczestników ruchu.

Podane zestawienie dobrze ilustruje bieżące problemy praktyczne z zakresu budowy i przebudowy dróg, których rozwiązanie poszukiwane jest poprzez badania naukowe. Równocześnie należy jednak wskazać na ograniczony zakres badań bezpieczeństwa ruchu drogowego jako ważnej determinanty zasad projektowania i utrzymania dróg. Szczególnie dotyczy to oceny wpływu poszczególnych elementów infrastruk-

tury drogowej na bezpieczeństwo ruchu oraz metod prognozowania miar tego bezpieczeństwa.

Współczesny rozwój badań bezpieczeństwa ruchu drogowego należy analizować w aspekcie następujących grup tych badań:

- z wykorzystaniem danych o zdarzeniach drogowych (analiza trendów, badania typu „przed i po”, analizy regresyjne, sieci neuronowe, modele teorii niezawodności),
- behawioralne (rejestracja miar pośrednich w rzeczywistym ruchu, testy laboratoryjne, testy w symulatorach jazdy, wywiady i badania ankietowe),
- z wykorzystaniem wybranych grup modeli (fizyczne, symulacyjne, analityczne),
- łączące badania statystyczne z behawioralnymi i analizami modelowymi.

Zwykle cele praktyczne tych badań są ukierunkowane na: identyfikację infrastrukturalnych zagrożeń o dużym potencjale poprawy bezpieczeństwa ruchu; eliminację z praktyki projektowej nieprawidłowych rozwiązań oraz wprowadzanie rozwiązań o innowacyjnym charakterze; rozwój narzędzi zarządzania bezpieczeństwem infrastruktury drogowej.

Postęp techniczny powoduje potrzebę ukierunkowania badań bezpieczeństwa ruchu drogowego m.in. na:

- wpływ wyposażenia pojazdu w systemy wspomagające decyzje kierujących oraz systemy łączności między pojazdami na bezpieczeństwo ruchu,
 - skutki udziału w ruchu pojazdów autonomicznych, szczególnie przy łącznym występowaniu w ruchu tych pojazdów z pojazdami „tradycyjnymi”,
 - nowe środki z zakresu ITS i ich wpływ na bezpieczeństwo ruchu,
 - wykorzystanie w analizach bezpieczeństwa ruchu drogowego nowych sposobów gromadzenia danych masowych i zarządzanie tym bezpieczeństwem w czasie rzeczywistym.
- Generalnie badania naukowe oraz analizy istniejących rozwiązań są podstawą do formułowania kierunków i zakresu zmian przepisów projektowania infrastruktury drogowej. W wyniku studiów różnych prac badawczych, można sformułować następujące, ogólne kierunki uzupełnień i niezbędnych zmian przepisów techniczno-budowlanych:
- wprowadzenie wymaganych standardów bezpieczeństwa ruchu poprzez wyznaczenie dopuszczalnych klas ryzyka wraz ze stworzeniem narzędzi oceny tego ryzyka,
 - wprowadzenie metod oceny wpływu na bezpieczeństwo odstępstw od warunków technicznych i stosowania substandardowych rozwiązań,

- wprowadzenie formalnych wymagań w zakresie kształtowania bezpiecznego otoczenia drogi i form zagospodarowania tego otoczenia,
- stworzenie formalnych podstaw do budowy dróg określanych jako „samobjaśniające”, tj. o wyraźnie rozdzielonych funkcjach i standardzie technicznym zgodnym z przyjętą funkcją, która powinna być jednoznacznie identyfikowana przez użytkowników,
- zintegrowanie projektowania geometrycznego z projektowaniem środków bezpieczeństwa ruchu i wprowadzaniem środków zarządzania prędkością,
- standaryzacja przekrojów poprzecznych dróg z eliminacją przekrojów niebezpiecznych,
- dostosowanie wartości granicznych parametrów dróg, skrzyżowań i węzłów a także wymagań widoczności do współczesnych modeli ruchu z uwzględnieniem zmian cech dróg, cech pojazdów oraz zachowań uczestników ruchu,
- projektowanie wyposażenia drogi i jej otoczenia zapewniające uzyskanie rozwiązań bezpiecznych, w tym „wybacających” błędy kierowców,
- wprowadzenie odrębnych grup technicznych ograniczeń dla parametrów dróg, skrzyżowań i węzłów w zależności od ich lokalizacji i rzeczywiście pełnionych funkcji,
- określenie szczegółowych wymagań w zakresie środków uspokojenia ruchu dla różnych przypadków ich zastosowań,
- uściślenie i rozszerzenie zasad wymiarowania urządzeń dla ruchu pieszego i rowerowego,
- uwzględnienie w projektowaniu geometrycznym i organizacji ruchu wyposażenia w środki inteligentnych systemów transportowych wpływających na podniesienie bezpieczeństwa ruchu.

Podane powyżej zestawienie sugestii zmian przepisów projektowania należy oceniać w kontekście czasu powstania obowiązujących aktualnie *Warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie*. Zostały one po raz pierwszy opublikowane w marcu 1999 r. i w niewielkim stopniu zaktualizowane w 2015 r., lecz z pominięciem większości powyższych zaleceń. Stąd konieczność bardziej gruntownej weryfikacji wspomnianych *Warunków technicznych*...

Poza przepisami projektowymi istotną rolę odgrywają także różne narzędzia wspomagania projektowania, w tym narzędzia wprowadzone dyrektywą Parlamentu Europejskiego i Rady 2008/96/WE z 19 listopada 2008 r. w sprawie zarządzania bezpieczeństwem infrastruktury

drogowej [1]. Dyrektywa ta została zaimplementowana do prawa krajowego poprzez nowelizację ustawy o drogach publicznych. W zarządzaniu bezpieczeństwem infrastruktury drogowej zostały wprowadzone:

- a) w odniesieniu do planów i projektów infrastruktury drogowej:
 - oceny wpływu planowanych dróg na brd mające charakter oceny efektywności danej inwestycji pod względem brd,
 - audyty brd obejmujące ocenę drogi pod względem brd w stadiach planowania i projektowania oraz w chwili oddania obiektu drogowego do ruchu i po rocznym okresie jego użytkowania,
- b) w odniesieniu do istniejącej infrastruktury drogowej:
 - kontrole stanu brd zwane także inspekcjami wykonywane w trakcie eksploatacji drogi, a obejmujące przeglądy dróg w celu identyfikacji usterek rozwiązań drogowych i braków w wyposażeniu dróg wpływających niekorzystnie na stan brd,
 - analizy zdarzeń drogowych w celu klasyfikacji odcinków niebezpiecznych i identyfikacji tzw. „czarnych punktów” tj. miejsc o szczególnie wysokim zagrożeniu wypadkowym,
 - wdrażanie działań naprawczych w sieci dróg na podstawie wykonanych diagnoz.

Odrębną grupę badań i wdrożeń stanowi rozwój innowacyjnych rozwiązań technologicznych wraz z aplikacjami informatycznymi, służących usprawnieniu przepływu potoków ruchu i poprawie bezpieczeństwa ruchu drogowego. Ich wykorzystanie coraz częściej uwzględnia się w projektowaniu infrastruktury drogowej, szczególnie na obszarach występowania dużego zatłoczenia ruchem oraz na odcinkach dróg ruchu szybkiego w strefach zurbanizowanych. Obecnie największy potencjał wykorzystania ITS w obszarze transportu drogowego związany jest z poborem opłat za korzystanie z infrastruktury drogowej, monitoringiem ruchu, systemami wspierania zarządzania i bezpieczeństwo ruchu drogowego oraz z powszechną informacją dla podróżujących.

Powyższe, wybrane zestawienie zagadnień badawczych i kierunków zmian przepisów projektowania należy jeszcze uzupełnić ogólnym zestawieniem najważniejszych zadań w rozwoju infrastruktury drogowej w XXI wieku. Trendy tego rozwoju są przedmiotem analiz w wielu projektach badawczych UE, a także w ramach działalności CEDR (Conference of European Directors of Roads) i FEHRL (Forum of European National Highway Research Laboratories). Na podstawie tych analiz w [9]

zestawiono najważniejsze kierunki rozwoju infrastruktury drogowej, które można ująć następująco:

- „bezpieczne i niezawodne drogi”. Głównym celem jest poprawa bezpieczeństwa i sprawności dróg m.in. poprzez lepsze planowanie nowej infrastruktury i usprawnienie systemu zarządzania infrastrukturą istniejącą. W zarządzaniu bardzo dużą rolę powinny odgrywać bazy danych o stanie dróg i ruchu gromadzone z różnych źródeł, co spowoduje rozwój i indywidualizację systemów informacyjnych. Utrzymanie dróg i zarządzanie ruchem powinno m.in. uwzględniać zachodzące zmiany klimatyczne. Konieczne będzie dostosowanie dróg do zmieniającego się zapotrzebowania na przewozy towarowe;
- „inteligentne drogi”. Głównym celem jest poprawa przepływu informacji, zmniejszenie zakłóceń płynności ruchu i poprawa komfortu podróżowania. Uzyska się to poprzez lepsze zbieranie i przetwarzanie szerokiego zbioru danych wpływających na utrzymanie dróg i zarządzanie ruchem. Zakłada się przy tym wykorzystanie już istniejących rozwiązań ITS. W tej grupie działań znajduje się również zastosowanie innowacyjnych i „inteligentnych” materiałów i technologii w budowie oraz utrzymaniu infrastruktury drogowej;
- „energooszczędne drogi”. Celem jest zmniejszenie i optymalizacja zużycia energii w budowie i utrzymaniu infrastruktury drogowej, a także wprowadzenie rozwiązań odzyskiwania energii i jej pozyskiwania ze źródeł odnawialnych przez instalacje zintegrowane z infrastrukturą drogową. W budowie dróg powszechnie powinny być wykorzystywane materiały i technologie o zmniejszonym zapotrzebowaniu na energię;
- „drogi o niskiej emisji zanieczyszczeń”. Celem jest redukcja emisji zanieczyszczeń związanych z ruchem pojazdów i uciążliwości przyrodniczych przy równoczesnym uwzględnieniu coraz większych ograniczeń dopuszczalnych poziomów emisji zanieczyszczeń. Jednym z głównych problemów jest ograniczenie emisji hałasu np. poprzez innowacyjne rozwiązania nawierzchni drogowych, a w przypadku ograniczenia emisji hałasu np. stosowanie materiałów o zdolnościach fotokatalizy;
- „drogi współtworzące środowisko życia”. Celem jest optymalizacja rozwiązań infrastruktury zapewniającej powiązania gospodarcze i społeczne przy równoczesnym uwzględnieniu aspektów przyrodniczych, estetycz-

nych, krajobrazowych, kulturowych itp. Oznacza to odejście od dominującej roli transportowej drogi na rzecz innych funkcji, szczególnie na terenach zurbanizowanych (poprawa komfortu przebywania w przestrzeni drogi/ulicy);

- „drogi elementem zrównoważonego rozwoju”. Celem jest rozwój infrastruktury zgodnie z wymaganiami ochrony naturalnego środowiska, racjonalizacją kosztów budowy i eksploatacji oraz wysokiej jakości funkcjonowania. Wzmocniona będzie rola analizy kosztów w „cyklu życia” oraz aspekty zdrowotne użytych do budowy materiałów. To zadanie pozostaje w związku z zadaniami „energooszczędna droga” oraz „droga o niskiej emisji zanieczyszczeń”;
- „drogi nośnikiem innowacji”. Rozwiązania infrastruktury drogowej powinny nadszeregować za niezwykle innowacyjnymi zmianami wprowadzanymi przez przemysł samochodowy (integracja innowacyjnych rozwiązań pojazdów z rozwiązaniami drogowymi). Rozwój i przekształcenia infrastruktury drogowej stwarzają szanse do wdrożeń innowacyjnych materiałów i technologii budowy, a także do wdrożeń innowacyjnych systemów zarządzania.

Wnioski

Rosnąca rola transportu drogowego w przewozach towarowych i pasażerskich w Polsce powoduje ciągłą presję na rozwój infrastruktury drogowej, warunkującej sprawne funkcjonowanie gospodarki. Istniejąca infrastruktura drogowa, pomimo dużego postępu jej rozwoju od czasu wejścia Polski do UE, charakteryzuje się jednak wieloma niedostatkami, które są stopniowo eliminowane.

Na podstawie ogólnej oceny stanu sieci dróg w Polsce jako najważniejsze działania z zakresu utrzymania, przebudowy i rozbudowy sieci drogowej można wskazać: uzupełnienie sieci autostrad i dróg ekspresowych w celu uzyskania spójnej sieci dróg ruchu szybkiego; eliminację tzw. „wąskich gardeł” ograniczających efektywne wykorzystywanie przepustowości istniejącej sieci dróg; zwiększenie długości sieci dróg dostosowanych do nacisku 115 kN/0ś; poprawę stanu technicznego dróg, przebudowę odcinków dróg i miejsc koncentracji wypadków; budowę obwodnic wyprzedzających ruch tranzytowy z obszarów miast.

W przebudowie i rozwoju sieci drogowej bardzo ważnymi kryteriami planowania i projektowania są: bezpieczeństwo i sprawność ruchu; ograniczenie emisji zanieczyszczeń, w tym emisji gazów cie-

plarnianych oraz emisji hałasu; ograniczenie zanieczyszczenia wód. Spełnienie tych kryteriów w praktyce, wraz z innymi kryteriami funkcjonalnymi i ekonomicznymi, wymaga ciągłego doskonalenia przepisów projektowania.

Przepisy projektowania powinny być sformułowane głównie na podstawie doświadczeń z eksploatacji istniejących dróg oraz wyników prac naukowo-badawczych. Dlatego niezwykle ważne jest określenie najważniejszych potrzeb badawczych wynikających nie tylko z oceny stanu istniejącej infrastruktury drogowej, ale także potrzeb odpowiadających prognozowanym trendom rozwoju konstrukcji pojazdów, infrastruktury transportowej oraz sposobem jej wykorzystywania. Szczególne znaczenie ma w tym przypadku bezpieczeństwo ruchu drogowego i ukierunkowanie badań na poszukiwanie odpowiedzi na pytania o: wpływ wyposażenia pojazdu w systemy wspomagające decyzje kierujących oraz systemy łączności między pojazdami na bezpieczeństwo ruchu; skutki udziału w ruchu pojazdów autonomicznych, szczególnie przy łącznym występowaniu w ruchu tych pojazdów z pojazdami „tradycyjnymi”; wpływ nowych środków z zakresu ITS wpływ na bezpieczeństwo ruchu; możliwości i zakres wykorzystywania nowych sposobów gromadzenia danych masowych w analizach oraz zarządzaniu bezpieczeństwem ruchu w czasie rzeczywistym.

Ważną grupę badań naukowych stanowią badania służące rozwojowi narzędzi zarządzania infrastrukturą drogową, w tym zarządzania jej bezpieczeństwem. Szczególną rolę w tym przypadku należy przypisać rozwojowi Inteligentnych Systemów Transportowych. Ich największy potencjał wykorzystania w obszarze transportu drogowego związany jest z poborem opłat za korzystanie z infrastruktury drogowej, monitoringiem ruchu, systemami wspierania zarządzania i bezpieczeństwa ruchu drogowego oraz z powszechną informacją dla podróżujących.

W opisie badań naukowych często pomija się ich rolę wpływu na kreowanie nowych rozwiązań i dlatego konieczne jest podkreślenie takiego ich ukierunkowania, aby koncentrowały się one na zagadnieniach związanych z osiągnięciem strategicznych celów budowy i eksploatacji dróg w przyszłości. Drogi te powinny się charakteryzować: bezpieczeństwem i niezawodnością; stosowaniem inteligentnych technicznych rozwiązań; energooszczędnością budowy i eksploatacji; niską emisją zanieczyszczeń; znaczącą rolą w pozytywnym współtworzeniu środowiska życia; dostosowaniem do zasad zrównoważonego rozwoju; kreowaniem innowacyjnych rozwiązań. ◀

Materiały źródłowe

- [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] EU Transport in Figures - Statistical pocketbook 2016. http://ec.europa.eu/transport/factsfundings/statistics/index_en.htm, 10.04.2017 r.
- [3] Gaca S., Jamroz K., Kieć M. i inni: Kształtowanie infrastruktury drogowej spełniającej standardy bezpieczeństwa ruchu. Projekt badawczy POIG.01.01.02-10-106/09-01 „Innowacyjne środki i efektywne metody poprawy bezpieczeństwa i trwałości obiektów budowlanych i infrastruktury transportowej w strategii zrównoważonego rozwoju”, Politechnika Łódzka/Politechnika Krakowska, 2010 – 2012 (manuskrypt).
- [4] Gaca S.: Badania naukowe i ich rola w przekształcaniu sieci drogowej. Zeszyty naukowe Politechniki Rzeszowskiej „Budownictwo i inżynieria środowiska”, Zeszyt nr 59 (3/2012/1) s. 69 – 79
- [5] Jażdżik-Osmólska A.: Wycena kosztów wypadków i kolizji drogowych na sieci dróg w Polsce na koniec roku 2015, z wyodrębnieniem średnich kosztów społeczno-ekonomicznych wypadków na transeuropejskiej sieci transportowej. Krajowa Rada Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego, Warszawa, 2016.
- [6] Narodowy Program Bezpieczeństwa Ruchu Drogowego 2013 – 2020. Dokument przyjęty przez KRBRD uchwałą nr 5/2013 z dnia 20.06.2013 r. www.krbrd.gov.pl/files/file/NP-BRD-2020_przyjety_przez_KRBRD.pdf, 10.01.2017 r.
- [7] Program budowy dróg krajowych na lata 2014-2023 (z perspektywą do 2025 r.) Załącznik do uchwały nr 156/2015 Rady Ministrów z dnia 8 września 2015 r.
- [8] Raport o stanie technicznym nawierzchni sieci dróg krajowych na koniec 2015 roku. www.gddkia.gov.pl/userfiles/articles/r/raporty_18751//Raport%20stan%20na%20koniec%202015%20v11.pdf, 10.04.2017 r.
- [9] Straße im 21. Jahrhundert – innovativer Straßenbau in Deutschland. Bundesministerium für Verkehr, Bau, und Stadtentwicklung, Bonn, 2012.
- [10] Strategia rozwoju transportu do 2020 roku (z perspektywą do 2030 roku) Ministerstwo Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej http://mib.gov.pl/media/3511/Strategia_Rozwoju_Transportu_do_2020_roku.pdf, 10.01.2017 r.
- [11] Transport drogowy w Polsce w latach 2012 i 2013. Główny Urząd Statystyczny. Informacje i opracowania statystyczne. Warszawa, 2015.

Wpływ nawierzchni drogi rowerowej na zużycie energii rowerzysty

The effect of bicycle road surface on cycling energy consumption



Czesław Wolek

dr inż.

Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Zakład Dróg i Lotnisk

czeslaw.wolek@pwr.edu.pl



Jacek Grosel

dr inż.

Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Katedra Mechaniki Budowli i Inżynierii Miejskiej

jacek.grosel@pwr.edu.pl



Sebastian Kowerski

mgr inż.

Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Zakład Dróg i Lotnisk

sebastian.kowerski@pwr.edu.pl

Streszczenie: Zalety wykorzystania roweru jako środka transportu do codziennych podróży miejskich powodują wzrost wymagań rowerzystów w zakresie sprawnego i komfortowego przemieszczania się. Jednym z podstawowych elementów pozwalającym, na sprawne dotarcie do wymaganego celu jest odpowiednia infrastruktura rowerowa, w tym rodzaj nawierzchni drogi. Stąd autorzy podjęli problem wpływu rodzaju nawierzchni drogi rowerowej na wydatek energetyczny rowerzysty. W artykule przedstawiono tempo wzrostu natężenia ruchu rowerowego na podstawie pomiarów przeprowadzonych we Wrocławiu. Krótko scharakteryzowano rodzaje nawierzchni dróg rowerowych. Przedstawiono wyniki badań własnych wydatku energetycznego rowerzysty w zależności od wybranego typu nawierzchni. Na podstawie przeprowadzonych analiz wskazano rodzaj nawierzchni pod tym względem najbardziej efektywny oraz różnice względne pomiędzy poszczególnymi typami.

Słowa kluczowe: Ruch rowerowy; Nawierzchnia drogi rowerowej; Wydatek energii rowerzysty

Abstract: The advantages of using a bicycle as a mean of transport for daily urban journeys increase the demands of cyclists for efficient and comfortable mobility. One of the basic elements that allows to reach the required target efficiently is the appropriate bicycle infrastructure, including the type of road surface. Thus, the authors have taken up the problem of the effect of the type of pavement on cyclist's energy expenditure. The article presents the growth rate of bicycle traffic on the basis of measurements carried out in Wrocław. The types of surface of bicycle paths have been briefly described. The results of own research on the energy expenditure of a cyclist depending on the type of pavement were presented. On the basis of the analysis, the most effective type of surface and the relative differences between the different types.

Keywords: Cycling traffic; Surface of the cycling path; Energy expenditure of a cyclist

Rower stanowi istotny element wspomagający systemu zrównoważonego transportu zbiorowego w warunkach miejskich, może być pomocnym w częściowym rozładunku problemów komunikacyjnych w dużych miastach. Komunikacja rowerowa charakteryzuje się nieszkodliwością dla środowiska naturalnego, posiada walory zdrowotne dla użytkowników, generuje niskie koszty inwestycyjne i eksploatacji [4, 6, 23] i w warunkach miejskich jest najszybszym środkiem poruszania się na odległość do 6 km [18]. Stopień wykorzystania roweru jest zależny od dostępności i zakresu infrastruktury rowerowej, którą stanowią: dostępność roweru, (publiczny, prywatny), drogi rowerowe, parkingi rowerowe, samoobsługowe stacje naprawcze dla roweru. Droga rowerowa winna spełniać wymagania odnośnie zapewnienia możliwości sprawnego i komfortowego użytkowania przez rowerzystów.

Przedstawione oczekiwania związane są z małymi oporami toczenia oraz wibracjami przekazywanymi na rowerzystę. Powyższe cechy w znacznym stopniu są zależne od rodzaju i stanu nawierzchni drogi rowerowej. Podstawowym zagadnieniem do rozstrzygnięcia jest odpowiedź na pytanie: w jakim zakresie w sposób bezpieczny ruch rowerowy może funkcjonować we wspólnej przestrzeni z innymi uczestnikami ruchu. Wrocław posiada Koncepcję rozwoju tras rowerowych [10] oraz Standardy projektowe i wykonawcze dla systemu tras rowerowych miasta Wrocławia [27]. Podstawowym założeniem Koncepcji jest osiągnięcie 100 % dostępności głównych źródeł i celów podróży w obszarze miasta z wykorzystaniem roweru oraz przedstawienie zasady hierarchizacji znaczenia dróg rowerowych z podziałem na klasy: główne, zbiorcze, lokalne i rekreacyjne. Standardy projektowe i wyko-

nawcze zawierają ogólne wytyczne jakie winny spełniać elementy infrastruktury rowerowej i uwzględniają wymagania określone w [20 i 26]. Obowiązujące w zakresie wymagań odnośnie projektowania dróg rowerowych Rozporządzenie [26] określa w sposób ogólny wymagania techniczne dotyczące lokalizacji urządzeń ruchu rowerowego, w pasie drogowym z tym, że wymagania odnośnie projektowania nawierzchni, między innymi dróg rowerowych (zał. 4 i 5) zostały uchylone Rozporządzeniem [25]. Brak rozwiązań rekomendowanych przez Ministerstwo Infrastruktury wymusił na władzach samorządowych, opracowanie własnych standardów budowy dróg rowerowych, np.: [5, 6, 7, 8, 9], dotyczą one jednak w znaczącej części oczekiwań w zakresie funkcjonalności, klasyfikacji dróg rowerowych i ich parametrów geometrycznych, natomiast w mniejszym zakresie odnośnie

jakości nawierzchni, zalecając a priori nawierzchnie bitumiczne. Wadą przyjętych rozwiązań jest ich słabe umocowanie prawne, co utrudnia prowadzenie kontroli i egzekwowania wymagań Standardów, ponadto przedstawione rozwiązania często uwzględniają problem rodzaju nawierzchni i jej jakości w sposób bardzo uogólniony. W okresie ostatnich 20 lat długość sieci dróg rowerowych sukcesywnie wzrastała, dla przykładu w roku 1995 we Wrocławiu było: 20 km a w roku 2015 już 229,78 km [34]. Nawierzchnię sieci dróg rowerowych stanowią najczęściej nawierzchnie: asfaltowe, betonowe - z kostki lub płytek betonowych [30] oraz zagęszczonej mieszanki mineralno - kamiennej. Zmiany w natężeniu ruchu rowerowego na wybranych skrzyżowaniach zlokalizowanych na trasach dojazdowych do centrum miasta Wrocławia przedstawiono w tab. 1 oraz na rys. 1 i 2, wykorzystując wyniki badań przedstawione w opracowaniu [2]. Pomiary prowadzono w miesiącu czerwcu w latach 2006 ÷ 2016 na zlecenie Urzędu Miejskiego Wrocławia przez Stowarzyszenie Akcja Miasto.

Z przedstawionego zestawienia wynika, że następuje systematyczny wzrost zainteresowania wykorzystaniem roweru do podróży miejskich. Z przeprowadzonych we Wrocławiu Kompleksowych Badaniach Ruchu w roku 2010 [16], wynika, że ponad 3,5 % podróży miejskich było realizowane z wykorzystaniem roweru. W niektórych

krajach UE ruch rowerowy w podróży miejskich wynosił, np. w Kopenhadze do 32 %, w Amsterdamie do 25 % [13]. Warunkiem osiągnięcia takiego udziału podróży rowerowych jest prowadzenie odpowiedniej polityki transportowej w zakresie kształtowania zmian: mobilności podróży miejskich [17] oraz rozwoju szeroko pojętej infrastruktury rowerowej w odniesieniu do: rozwoju sieci dróg rowerowych, rowerów miejskich [14]: osobistych; dla dzieci; do przewozu bagażu, samoobsługowych stacji prostych napraw rowerów, parkingów rowerowych i przechowalni rowerów. W warunkach miejskich rower staje się alternatywą dla innych środków transportu. Następuje systematyczna rozbudowa infrastruktury rowerowej [15, 33], ponadto użytkownicy roweru zaczynają artykułować swoje oczekiwania odnośnie jakości nawierzchni dróg rowerowych. Wymusza to wykorzystanie materiałów zapewniających nawierzchni małe opory toczenia, brak drgań oraz wibracji. Celem pracy jest porównanie zużycia energii rowerzysty na wybranych typach nawierzchni drogi rowerowej w stanie technicznym dobrym, bez nierówności i uszkodzeń, tzn. po przekazaniu jej do eksploatacji. Przeprowadzono badania nawierzchni dróg rowerowych nie narażonych na parkowanie i postój pojazdów samochodowych, tj. zlokalizowanych niezależnie od jezdni dla innych pojazdów.

Rodzaje nawierzchni dróg rowerowych

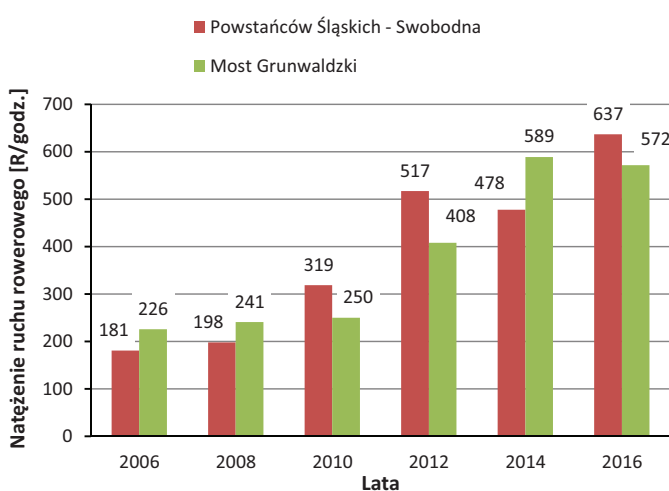
Komfort i bezpieczeństwo w ruchu rowerowym są zależne od sposobu prowadzenia ruchu rowerowego w przekroju drogowym oraz jakości nawierzchni drogi rowerowej. Do najczęściej spotykanych sposobów prowadzenia ruchu drogowego można zaliczyć następujące przypadki [4]:

- ruch drogowy odbywa się wspólnie z innymi pojazdami niezależnie od warunków ruchowych,
- pasje dla rowerów wydzielone z istniejących jezdni,
- drogi pieszko - rowerowe, prowadzone najczęściej równoległe do istniejących jezdni, wspólne dla pieszych i rowerzystów,
- drogi rowerowe, prowadzone wzdłuż istniejących jezdni z równoczesnym odseparowaniem od jezdni,
- wydzielone drogi rowerowe, prowadzone niezależnie od istniejących jezdni i ciągów pieszych, często z bezkolizyjnymi skrzyżowaniami z innymi drogami,
- kontrapasy, tj. pasje ruchu „pod prąd” dopuszczające jazdę rowerem po ulicach jednokierunkowych w kierunku przeciwnym do ruchu pojazdów samochodowych,
- ruch rowerowy odbywa się na wspólnej jezdni z pojazdami w przypadku ulic z uspokojeniem ruchu.

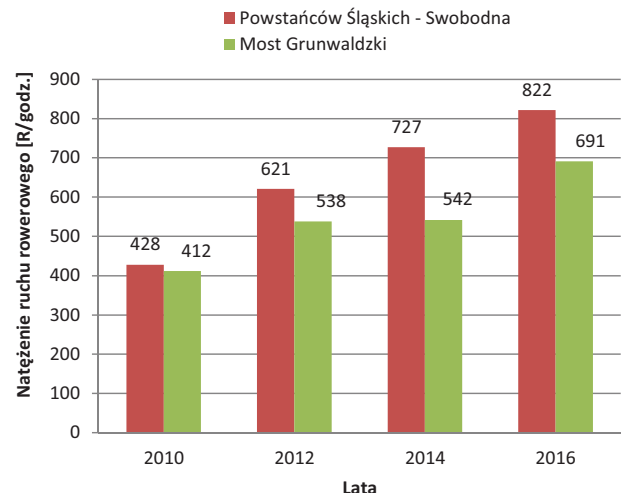
Ustawa prawo o ruchu drogowym [32] tylko w szczególnych przypadkach dopuszcza możliwość wykorzystania przez rowerzystów, chodników dla pieszych. Na komfort jazdy wpływa również odczucie bezpieczeństwa, brak przeszkód, płynność przebiegu drogi, równość nawierzchni, zapotrzebowanie na energię oraz drgania przenoszone z nawierzchni na rowe-

Tab. 1. Zestawienie zmian natężenia ruchu rowerowego na wybranych skrzyżowaniach w godzinie szczytu porannego i popołudniowego w miesiącu czerwcu [R/godz.]

Godziny	7.00 ÷ 8.00						16.00 ÷ 17.00				
	Lata	2006	2008	2010	2012	2014	2016	2010	2012	2014	2016
Skrzyżowanie Powstańców Śląskich, Swobodna		181	198	319	517	478	637	428	621	727	822
Most Grunwaldzki		226	241	250	408	589	572	412	538	542	691



1. Zmiany natężenia ruchu rowerowego w szczycie porannym w godz. 7.00 ÷ 8.00 w latach 2006 ÷ 2016



2. Zmiany natężenia ruchu rowerowego w szczycie popołudniowym w godz. 16.00 ÷ 17.00 w latach 2010 ÷ 2016

rzystę, tj. cechy odzwierciedlające jakość nawierzchni. Zgodnie z uchylonym [25] załącznikiem nr 4 i 5 Rozporządzenia Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. [26] zalecane konstrukcje dla dróg rowerowych stanowią 2 rodzaje nawierzchni: asfaltowa na podbudowie z kruszywa oraz z kostki betonowej na podbudowie z piasku średnio lub gruboziarnistego, obie o grubości łącznej 13 cm, posadowione na podłożu niewysadzinowym grupy G1 lub wymianie podłoża na niewysadzinowe w warstwie o grubości 10 cm dla grupy nośności G2 i G3 oraz 20 cm dla grupy nośności G4. W warunkach krajowych w wielu opracowaniach wykonanych na zlecenie lokalnych samorządów zaleca się stosowanie nawierzchni bitumicznych, jednak w praktyce do realizacji budowy dróg rowerowych wykorzystuje się również, następujące rodzaje nawierzchnie:

- a) z kostki betonowej niefazowanej,
- b) z kostki betonowej fazowanej,
- c) betonowe,
- d) z kostki kamiennej,
- e) z płyt kamiennych o różnym kształcie, szczególnie w obszarach staromiejskich dużych miast,
- f) z mieszanki mineralno – kamiennej wykonane z warstwy niesortu stabilizowanego mechanicznie, występują najczęściej na drogach rowerowych wykorzystywanych do ruchu rekreacyjnego i sezonowego, np.: w parkach i na wałach przeciwpowodziowych.

Nawierzchnia drogi rowerowej winna charakteryzować się między innymi jak najmniejszym zapotrzebowaniem na energię rowerzysty, co jest pochodną oporów toczenia zależnych od rodzaju nawierzchni i jakości wykonania oraz brakiem wstrząsów przekazywanych z nawierzchni na rowerzystę. W pracy [19] określono wpływ różnych rodzajów nawierzchni na powstawanie wstrząsów szkodliwych dla zdrowia rowerzysty. Wykazano że, w przypadku wykorzystywania roweru do codziennych i długotrwałych jazd (powyżej 3 ÷ 4 godz.), niektóre rodzaje nawierzchni mogą stanowić zagrożenie dla zdrowia rowerzysty w odniesieniu do uszkodzeń stawów i mięśni nadgarstków. W pracy [13] porównano zużycie energii przez rowerzystę, przyjmując zapotrzebowanie na energię dla nawierzchni asfaltowej o wysokiej jakości wykonania jako 100 % do: nawierzchni asfaltowej z uszkodzeniami jako 120 %, nierównej nawierzchni z kostki betonowej

niefazowanej 130 %, nierównej i wyboistej nawierzchni z kostki betonowej fazowanej jako 140 %.

W niniejszej pracy omówiono wyniki badań związane z określeniem zużycia energii przez rowerzystę dla wybranych nawierzchni w dobrym stanie technicznym bez nierówności, kolein, uszkodzeń i nie wymagających zabiegów remontowych.

Zakres przeprowadzonych badań

Na wydatek energetyczny rowerzysty związany z jazdą na rowerze (tzn. pominięty energii niezbędnej do utrzymania funkcji życiowych organizmu), wpływ mają następujące czynniki

- a) opór bezwładności – związany ze zmianą prędkości (przyspieszanie),
- b) opór ciężkości – związany z jazdą na wzniesieniu,
- c) opór aerodynamiczny – proporcjonalny do prędkości,
- d) opór wewnętrzny mechanizmów roweru,
- e) opór toczenia.

Z wymienionych wyżej oporów niektóre z nich można pominąć w analizie zapewniając odpowiednie warunki eksperymentu. W trakcie przejazdów wykonywanych na trasie o możliwie zerowym pochyleniu nie powstają opory ciężkości, zależne od wzniesienia. Natomiast jazda z możliwie stałą prędkością eliminuje opór bezwładności a opór aerodynamiczny pozostaje w trakcie pomiarów na stałym poziomie. Jazda z możliwie stałą prędkością dodatkowo redukuje wpływ prędkości na opory wewnętrzne mechanizmów roweru oraz na opory toczenia.

Ostatecznie na wydatek energetyczny rowerzysty, w zakresie prędkości poruszania się rowerem w warunkach miejskich, posiada wpływ - opór toczenia, zależny od: ciśnienia powietrza w ogumieniu, rodzaju bieżnika i rodzaju nawierzchni [21]. Wpływ rodzaju bieżnika i ciśnienia w ogumieniu wyeliminowano wykorzystując ten sam rodzaj bieżnika i stałe ciśnienie w ogumieniu. Tym samym uzyskano znikomą mały wpływ innych czynników poza rodzajem nawierzchni, na wydatek energetyczny rowerzysty. Porównawczo w tabeli 2 zestawiono wartości współczynników oporu toczenia dla różnych nawierzchni. Mniejszy opór toczenia generuje mniejsze zapotrzebowanie energii na przejechanie jednostkowego odcinka drogi.

Współczynniki oporu toczenia dla opo-

ny rowerowej podano zgodnie z [28, 35, 36], gdzie nie określono warunków prowadzenia badań, należałoby zatem przeprowadzić badania w ustalonych warunkach odnośnie nawierzchni i atrybutów wykorzystanego roweru (rodzaj roweru, amortyzatory, ciśnienie w oponie, rozmiar i typ opony).

Badania przeprowadzono we Wrocławiu na odcinkach dróg rowerowych znajdujących się poza jezdnią dla pojazdów, w miesiącach październik – listopad 2016 r. przy bezwietrznej pogodzie, przy temperaturze otoczenia w przedziale od +5 do +20 0C, na nawierzchniach o szerokości $\geq 1,5$ m wykonanych w technologii z (fot. 3):

- a) z betonu asfaltowego,
- b) z kostki betonowej niefazowanej (typu holland 10/20cm),
- c) z kostki betonowej fazowanej (typu behaton),
- d) z mieszanki kamiennej zagęszczanej mechanicznie,

charakteryzujących się dobrym stanem technicznym, bez nierówności i ubytków, zapewniających komfort jazdy.

Całkowita długość badanych dróg wynosiła 146 km. Długość badanych odcinków dla poszczególnych rodzajów nawierzchni wynosiła od 0,5 km do 2,2 km. Przeciętna długość badanego odcinka pomiarowego wynosiła 0,83 km. Każdorazowo prowadzono pomiary w czasie nie przekraczającym 2 godz., badania były prowadzone przez jednego rowerzystę.

Do badań wykorzystano rower miejski typu Giant bez amortyzacji (fot. 4) na oponach firmy Schwalbe Silentio o rozmiarze 42-622(28x1,60-700x40C) przy ciśnieniu powietrza w oponie równym 4 bary.

Omówienie wyników badań

Do pomiarów wykorzystano urządzenie Garmin fenix 3/HR (rys. 6) umożliwiające pomiar temperatury otoczenia, prędkości bieżącej i średniej, przejechanego dystansu oraz tętna rowerzysty (pomiar pr zez opaskę piersiową). Wbudowany w urządzenie odbiornik sygnału GPS umożliwia wizualizację trasy oraz jej przekroju podłużnego (rys. 5 i 6). Określanie zużytej przez rowerzystę energii obliczane jest na podstawie bieżącego pomiaru tętna. Wykonano 137 pomiarów, średnia prędkość jazdy podczas prowadzonych badań wynosiła 20,2 km/h. Na wszystkich przejazdach rowerowych w obszarze skrzyżowań występowały krawężniki wtopione o wysokości do 2cm.

Tab. 2. Współczynniki oporu toczenia dla samochodu osobowego i roweru

L. p.	Rodzaj nawierzchni	Samochód osobowy, opony z dętą [1, 3, 4, 22]	Opony rowerowe [28, 35, 36]
1	Mieszanka mineralno - asfaltowa	0,010 ÷ 0,012	0,004 [28] 0,003 ÷ 0,007 [34,36]
2	Beton cementowy	0,012 ÷ 0,015	0,002[35]
3	Kostka granitowa równa	0,014 ÷ 0,016	0,010 [36]
4	Nawierzchnia tłuczniowa w dobrym stanie	0,020 ÷ 0,023	0,013[36]
5	Kostka betonowa fazowana	0,01 ÷ 0,015	-
6	Kostka betonowa niefazowana	-	0,006 ÷ 0,007 [36]
7	Tor drewniany	-	0,001 [35]
8	Droga piaszczysta wilgotna	0,080 ÷ 0,150	-
9	Suchy piasek	0,150 ÷ 0,300	0,022 ÷ 0,041 [34]
10	Grunt trawiasty	0,060 ÷ 0,110	0,007 ÷ 0,012 [34]
11	Opór stalowych kół po szynach	0,001 ÷ 0,002	0,001 ÷ 0,002 [35]

W wyniku przeprowadzonych badań określono wartość zapotrzebowania na energię rowerzysty [kcal] do przejechania 1 km drogi rowerowej w zależności od rodzaju nawierzchni. Zestawienie wyników badań zobrazowano na rysunkach 7 ÷ 10 oraz przedstawiono w tabeli 3.

Podsumowanie

Nawierzchnia drogi rowerowej winna zapewniać bezpieczeństwo i płynność jazdy dla rowerzysty, przy minimalizacji wysiłku fizycznego wynikającego z konieczności hamowania i przyspieszania związanego z jakością nawierzchni. Najkorzystniejszymi z badanych nawierzchni, dla ruchu rowerowego są nawierzchnie bitumiczne, ze względu na najmniejsze zapotrzebowanie na energię rowerzysty (tab. 3) a w szczególności na wielkość drgań przenoszonych na organizm rowerzysty [19]. W pracy [24] wskazano, że w Holandii nawierzchnie bitumiczne stosuje się na zamiejskich drogach rowerowych oraz na drogach miejskich o dużym ich znacze-



Beton asfaltowy



Kostka betonowa niefazowana



Kostka betonowa fazowana



Mieszanka kamienna

3. Widok badanych nawierzchni



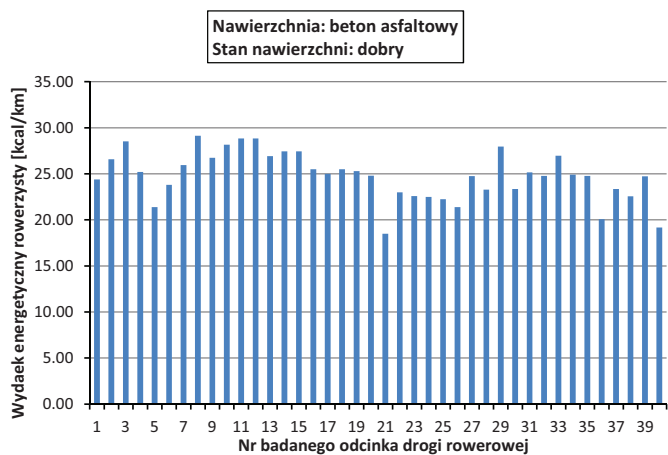
4. Widok roweru wykorzystanego do badań



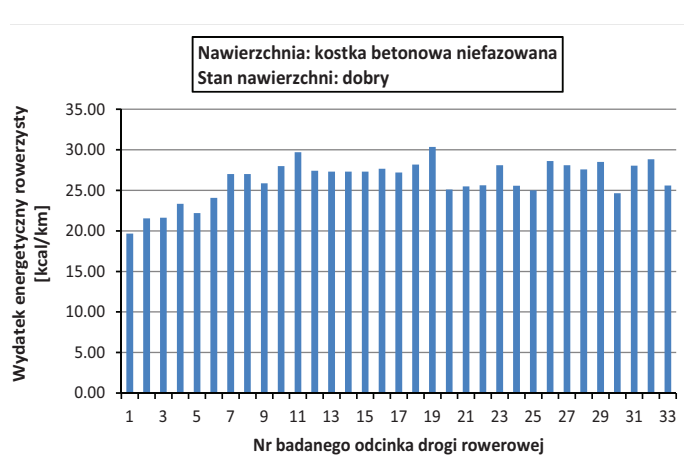
5. Lokalizacja badanego odcinka zapisany w urzadzeniu pomiarowym



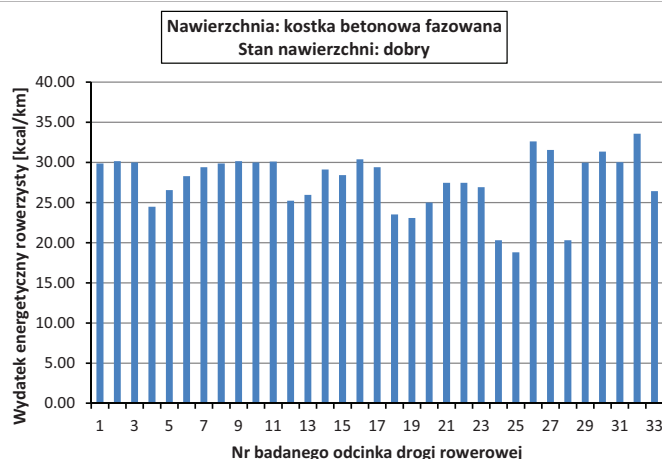
6. Zapis wyników badań oraz widok urządzenia pomiarowego



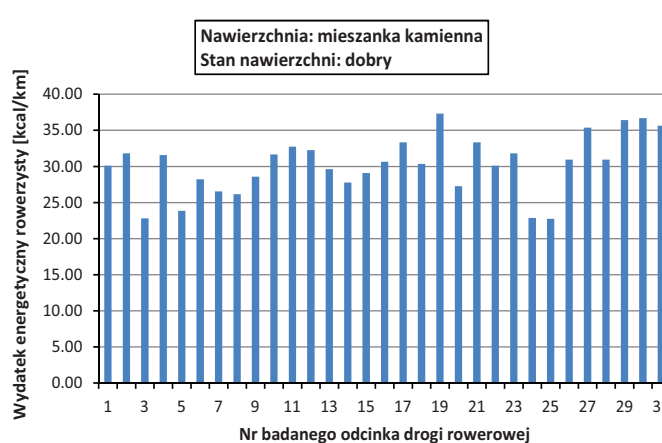
7. Zmiana zużycia energii rowerzysty dla nawierzchni z betonu asfaltowego



8. Zmiana zużycia energii rowerzysty dla nawierzchni z kostki bet. niefazowanej



9. Zmiana zużycia energii rowerzysty dla nawierzchni z kostki bet. fazowanej



10. Zmiana zużycia energii rowerzysty dla naw. z mieszanki kamiennej

Tab. 3. Zestawienie zapotrzebowania na energię rowerzysty do przejechania 1 km drogi rowerowej o określonej nawierzchni

Charakterystyka badanych parametrów	Nawierzchnia z betonu asfaltowego	Nawierzchnia z kostki betonowej niefazowanej	Nawierzchnia z kostki betonowej fazowanej	Nawierzchnia z mieszanki kamiennej
Wartość średnia zapotrzebowania na energię [kcal/km]	24,79	26,30	27,76	30,28
Procentowy wzrost zużycia energii w porównaniu do nawierzchni z betonu asfaltowego [%]	-----	6	12	22
Wartość minimalna zapotrzebowania na energię [kcal/km]	18,50	19,68	18,81	22,76
Wartość maksymalna zapotrzebowania na energię [kcal/km]	29,13	30,37	33,58	37,31
Odchylenie standardowe rozkładu zapotrzebowania na energię [kcal/km]	2,63	2,48	3,57	4,02
Współczynnik zmienności rozkładu zapotrzebowania na energię [%]	11	9	13	13
Liczba badanych odcinków	40	33	33	31

nium w układzie komunikacyjnym, np., na drogach międzydzielnicowych prowadzących ruch na większe odległości lub o dużym natężeniu ruchu rowerowego.

Przedstawione w pracy wyniki badań dotyczące nawierzchni w dobrym stanie technicznym bez uszkodzeń, nierówności i wybojów, nie wykazały różnicy w zapotrzebowaniu na energię rowerzysty w

porównaniu do nawierzchni z betonu asfaltowego, większej o 6 % dla nawierzchni z kostki betonowej niefazowanej, 12 % dla nawierzchni z kostki betonowej fazowanej i 22 % dla nawierzchni z mieszanki kamiennej. W pracach [12, 29] autorzy określają za [31] zwiększone zużycie energii przez rowerzystę o 30 ÷ 40 % dla nawierzchni z kostki betonowej w porów-

naniu z nawierzchnią równą - asfaltową z tym że, dotyczy to kostki betonowej wyeksploatowanej nierównej i wyboistej [31]. Nawierzchnie inne niż bitumiczne posiadające nieciągłą budowę wywołują drgania, które mogą mieć wpływ na zdrowie rowerzysty, co zostało określone w warunkach krajowych w pracy [19]. Drgania przenoszone z nawierzchni na rowerzystę szczególnie przy dłuższej i systematycznej jeździe, mogą stanowić większy powód niechęci użytkowników roweru do nawierzchni z kostki betonowej na korzyść nawierzchni asfaltowych. Komfort jazdy rowerem jest zależny również od jakości utrzymania nawierzchni, która powinna być równa, niezarośnięta otaczającymi krzewami wrastającymi w skrajnię drogi rowerowej. Na wzrost zainteresowania, wykorzystaniem roweru do codziennej jazdy w większym stopniu posiada, nie rodzaj nawierzchni (kostka czy beton asfaltowy) ale jej stan techniczny określony przez:

- poładowania wyeksploatowanej nawierzchni w odniesieniu do każdego jej rodzaju,
- przeszkody punktowe, np.: nierówne

wloty studzienek, garby nawierzchni, wrastające pod nawierzchnię korzenie drzew i krzewów,

- c) przeszkody liniowe, np.: obecność w skrajni drogi rowerowej zadrzewienia przydrożnego ograniczającego prędkość jazdy,
- d) brak wyniesienia w obszarze skrzyżowania czy wyjazdu z posesji, drogi rowerowej do poziomu chodnika,
- e) konieczność wielokrotnego zatrzymywania rowerzysty w obszarze skrzyżowania w szczególności z sygnalizacją świetlną w przypadku lewoskrętów realizowanych poza jezdnię dla pojazdów.

Omówione problemy związane z wpływem rodzaju nawierzchni, jej cech eksploatacyjnych i jakości utrzymania na komfort i bezpieczeństwo ruchu rowerowego wymagają dalszych badań i analiz w warunkach krajowych. ◀

Materiały źródłowe

- [1] Arczyński S.: Mechanika ruchu samochodu. WNT, Warszawa 1993.
- [2] Badania natężenia ruchu rowerowego, Wrocław 2016. Opracowanie na zlecenie Urzędu Miejskiego Wrocławia. Stowarzyszenie Akcja Miasto. <http://www.wroclaw.pl/rower-badania-ruchu>, dostęp: 2017. 03. 15.
- [3] Dębicki M.: Teoria samochodu, teoria napędu. WNT, Warszawa 1969.
- [4] Gaca S., Suchorzewski W., Tracz M.: Inżynieria ruchu drogowego. WKŁ, Warszawa 2008.
- [5] Hyla M., Kopta T.: Instrukcja projektowania infrastruktury rowerowej. Wyjaśnienia dla standardów technicznych dla infrastruktury rowerowej miasta Słupska. Załącznik Nr 2 do zarządzenia Nr 686/K/2010 Prezydenta Miasta Słupska z dnia 24 sierpnia 2010 r.
- [6] Hyla M.: Rowerowy Gdańsk - Rowerowa Polska, Gdanski Rowerowy projekt Inwestycyjno – promocyjny, Polski Klub Ekologiczny 2002 – 2006.
- [7] Hyla M.: Standardy techniczne dla infrastruktury rowerowej Miasta Krakowa. Załącznik do zarządzenia Nr 2103/2004 Prezydenta Miasta Krakowa z dnia 26 listopada 2004 r.
- [8] Instytut Rozwoju Terytorialnego – Wrocław. Standardy projektowe i wykonawcze dla infrastruktury rowerowej województwa dolnośląskiego. Załącznik do Uchwały Nr 1987/V/16 Zarządu Województwa Dolnośląskiego z dnia 22 marca 2016 r.
- [9] Instytut Rozwoju Terytorialnego – Wrocław. Założenia do Dolnośląskiej Polityki Rowerowej 2014 – 2020. Uchwała Zarządu Województwa Dolnośląskiego Nr 5088/IV/13 z dnia 17 grudnia 2013 r.
- [10] Koncepcja podstawowej sieci tras rowerowych we Wrocławiu. Biuro Rozwoju Wrocławia, Wrocław 2005.
- [11] Kopta T., Buczyński A., Hyla M., Lustofofin B.: Konkurencyjność roweru w zakresie czasu podróży. GDDKiA, Kraków – Warszawa, 2012.
- [12] Kopta T., Buczyński A., Hyla M., Lustofofin B.: Opinia w sprawie typowych nawierzchni dróg dla rowerów. GDDKiA, Kraków – Warszawa, 2012.
- [13] Kopta T.: Ruch rowerowy w Polsce na tle innych krajów UE, Raport wstępny GDDKiA, Warszawa – Kraków 2009.
- [14] Kowerski S.: Wrocławski rower miejski – krokiem w dobrą stronę... Przegląd komunikacyjny, 11-12/2011, str. 40-45.
- [15] Kozłowska-Święconek M., Chojnacki D.: Rowerowe planowanie w mieście na przykładzie doświadczeń Wrocławia. Przegląd komunikacyjny, 12/2012, str. 29-33.
- [16] Kozłowska-Święconek M., Swędrak M., Mikulski B.: Wrocławskie Badania Ruchu 2010. Przegląd komunikacyjny, 2011/7-8, str. 18-25.
- [17] Kruszyna M.: Dworzec kolejowy jako węzeł mobilności. Przegląd komunikacyjny, 10/2012, str. 34-37.
- [18] Kucińska M.: Badania ankietowe potencjalnych możliwości wykorzystania roweru przez uczniów wrocławskich szkół średnich. Przegląd komunikacyjny, 12/2012, str. 24-28.
- [19] Pawłowski P., Roliński T., Utkin M.: Nawierzchnia dróg rowerowych i jej wpływ na zdrowie i bezpieczeństwo rowerzystów. Brüel&Kjær, IPPT PAN, BDiK UMStW, Warszawa 2009.
- [20] Postaw na rower – podręcznik projektowania przyjaznej dla rowerów infrastruktury, CROW, 1993, wydanie polskie - Polski Klub Ekologiczny, Kraków, 1999.
- [21] Prochowski L.: Pojazdy samochodowe. Mechanika ruchu samochodowe. WKŁ, Warszawa 2005.
- [22] Prochowski L.: Pojazdy samochodowe. Mechanika ruchu. WKŁ, Warszawa 2016.
- [23] Projektowanie i budowa dróg i szlaków rowerowych, IBDiM, Warszawa 2014.
- [24] Rowerowa Holandia, TransEko, Warszawa, <http://www.transeko.pl>, dostęp: 2017. 02. 28.
- [25] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury i Rozwoju zmieniające Rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie, z dnia 17 lutego 2015 r. Dz. U. z dnia 10 marca 2015 r., poz. 329.
- [26] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999r., w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie. Dz. U. Nr 43, poz. 430.
- [27] Standardy projektowe i wykonawcze dla systemu rowerowego miasta Wrocławia. Biuro Rozwoju Wrocławia, Wrocław 2005.
- [28] Steyn W., Warnich J.: Comparison of tyre rolling resistance for different mountain bike tyre diameters and surface conditions. South African Journal for Research in Sport, Physical Education and Recreation, 2014, 36(2): 179-193.
- [29] Szczuraszek P.: Przykład analizy wyboru rodzaju nawierzchni do budowy dróg rowerowych i pieszych w terenie o charakterze rekreacyjnym. Przegląd komunikacyjny, 6/2016, str. 4-12.
- [30] Śmierotka G., Kaczmarek Kalisz D.: Nawierzchnie ścieżek rowerowych - asfalt versus betonowa galanteria drogowa. Przegląd Komunikacyjny, 9/2012, str. 64-68
- [31] UPI – Bericht: Entwicklung und Potentiale des Fahrradverkehrs – Maßnahmen zur Ausschöpfung des Fahrradpotentials in der Verkehrsplanung, 2000.
- [32] Ustawa prawo o ruchu drogowym. Dz. U. 98 poz.602 z dnia 20 czerwca 1997.
- [33] Wolek Cz., Kowerski S.: Wybrane zagadnienia kształtowania mobilności na przykładzie miasta Wrocławia. Przegląd komunikacyjny, 12/2012, str. 25-28.
- [34] www.zdiu.wroc.pl, dostęp dn. 2016. 12. 07.
- [35] www.engineeringtoolbox.com/rolling-friction-resistance-d_1303.html, dostęp: 2017. 04. 18.
- [36] <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705812016955>, dostęp 2017.04.12

Wzmacnianie mostu ze względu na bardzo duże obciążenie drogowe

Strengthening of a road bridge due to a very large load



Czesław Machelski

prof. dr hab. inż.

Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego; Katedra Mostów i Kolei

czeslaw.machelski@pwr.edu.pl



Maciej Hildebrand

dr inż.

Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego; Katedra Mostów i Kolei

maciej.hildebrand@pwr.edu.pl

Streszczenie: W pracy rozpatruje się przypadek przejazdu transport drogowego o bardzo dużej masie. Występuje on sporadycznie w infrastrukturze drogowej i jest trudny do realizacji z uwagi na ograniczone nośności użytkowe obiektów mostowych. W wynikach analiz podanych w pracy i literaturze widoczne jest, że współcześnie budowane (i stare) mosty nie są przystosowane do takich transportów. Do realizacji takich przewozów niezbędne są wzmocnienia (przebudowy) konstrukcji – jak w przykładzie podanym w pracy. W podsumowaniu zwrócono uwagę na administracyjne określanie nośności użytkowej mostów jako masy pojazdu dopuszczanego do przejazdu przez most. Jest ona nieprecyzyjna.

Słowa kluczowe: Mosty drogowe; Duże obciążenia; Wzmacnianie

Abstract: Extremely heavy oversized transport is considered in the paper. Such oversized loads appears occasionally along the road network due to the restrictions of load capacity of bridges. The results of the analyses involved in the paper shows that old bridges as well as new ones are not adapted to such oversized loads. The strengthening or reconstructions of structural elements are required as presented in the paper. The final remark refers to the administrative understanding of the load capacity of the bridge which is based on the total weight of a vehicle. Such approach of the load capacity is not precise.

Keywords: Road bridge; Large load; Strengthening

W eksploatacji drogowej infrastruktury komunikacyjnej zasadniczym obciążeniem są pojazdy samochodowe. Jest to jeden z rodzajów obciążeń zmiennych mostów nazywany w normach obciążeniem ruchomym [1, 2]. Podstawową charakterystyką techniczną pojazdów jest ich ogólna masa M . Jest ona podstawą administracyjnej kwalifikacji nośności użytkowej mostów [2]. W przypadku pojazdów o dużych masach korzystne jest rozłożenie masy M na wiele osi i kół, jak na rysunku 1. W praktyce drogowej i kolejowej podaje się też naciski na oś Q . W ocenie bezpieczeństwa dźwigarów

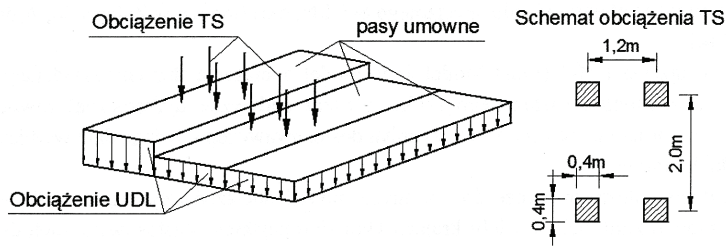
głównych istotne są zależności geometryczne pomiędzy schematem obciążenia i schematem obiektu mostowego: układ osi i ich wzajemne odległości wzdłuż drogi. W pojazdach drogowych, jak na rysunku 1 oś oznacza szereg kół położonych w jednej linii prostopadłej do kierunku jazdy. W przypadku oceny bezpieczeństwa elementów pomostu istotne jest obciążenie P jezdni pojedynczymi kołami pojazdu. Wielkości P i Q są ważne także w przypadku sprawdzania nośności nawierzchni jezdni drogowych.

Przykłady najcięższych pojazdów samochodowych omówiono w [2, 3]. W grupie

pojazdów budowlanych występują m.in. dźwigi samochodowe np. Grove RT 1650 o masie $M = 106,8$ ton. Wielosiowe przyczepy ciągnięte przez samochód, jak na rys. 1 są częstym obciążeniem mostów, a ich masa wraz z ciągnikiem osiąga $M = 210$ ton [2]. W niektórych przypadkach na przyczepie przewożony jest ciężki element, np. transformator o łącznej masie zestawu z ciągnikiem i pchaczem wynoszącej $M = 414$ ton [4]. Rekordowy układ transportowy z własnym napędem o masie łącznej (z ładunkiem) $M = 637$ ton przejechał w roku 2016 przez most na Brzeźnicy w Płocku. Naj-



1. Transporty nienormalne realizowane na drogach publicznych (www.mtdskuratowicz.pl)



Numer pasa jezdni	Obciążenie TS (na oś) [kN]	Obciążenie UDL [kN/m ²]
1	300 α_{Q1}	9,0 α_{q1}
2	200 α_{Q2}	2,5 α_{q2}
3	100 α_{Q3}	2,5 α_{q3}
Pozostałe pasy	-	2,5 α_{qi}
Obszar pozostały	-	2,5 α_{qr}

2. Model obciążenia LM-1 [1]



3. Widok ogólny mostu po wzmocnieniu

Tab. 1. Współczynniki dostosowawcze w Załącznikach Krajowych

Państwo	Do obciążenia TS na pasach jezdni, α_q			Do obciążenia UDL na pasach jezdni, α_q		
	$i=1$	$i=2$	$i \geq 3$	$i=1$	$i=2$	$i > 2$
Niemcy	1	1	1	1,33	2,4	1,2
Holandia	1	1	1	1,15	1,4	1,4
Francja	1	1	1	1	1,2	1,2
Polska*	1	1	1	1	1	1
Belgia	1	1	0	1	1	1
Anglia	1	1	1	0,61	2,2	2,2
Dania	1	1	1	0,67	1	1
Słowacja	0,9	0,9	0,9	0,9	1	1
Czechy	0,8	0,8	0,8	0,8	1	1

*Austria, Bułgaria, Chorwacja, Grecja, Łotwa, Węgry, Włochy, Rumunia

większym znanym obciążeniem mieszczącym się w całości na obiekcie mostowym nad Whitehorse Creek w stanie Alberta (Kanada) o rozpiętości $L = 24$ m była koparka o masie $M = 1144$ ton [5]. Konstrukcja grunto-powłokowa tego obiektu była specjalnie przystosowana do tego obciążenia.

Obciążenia projektowe obiektów mostowych

Obiekty mostowe o dużym znaczeniu komunikacyjnym są sprawdzane na możli-

wość przejazdu pojazdów wojskowych klasy 150 i klasy 100, zgodnie ze standardem NATO (Stanag 2021). Są to kolumny pojazdów o maksymalnej masie $M = 151,3$ ton [2, 3]. Jako obciążenie projektowe drogowych obiektów mostowych wprowadza się obecnie schemat obciążeń LM-1 [1] pokazany na rysunku 2. Składa się on z dwóch rodzajów obciążeń: powierzchniowego UDL i nałożonego na niego tandemu sił skupionych TS. W obciążeniu ujęta jest nadwyżka dynamiczna. Położenie tych obciążeń ma wywoływać niekorzystne siły wewnętrz-

ne w analizowanym elemencie konstrukcji mostu. Każda z wartości podstawowych jest korygowana przez współczynniki dostosowawcze ujęte w tabeli na rysunku 2 jako wartości α_Q i α_q . Taki układ obciążeń już obowiązuje w krajach europejskich łącznie z indywidualnym Załącznikiem Krajowym, podanym w tabeli 1. Z porównania wartości współczynników dostosowawczych podanych w tabeli 1 wynika, że do największych obciążeń eksploatacyjnych będą przystosowane mosty niemieckie. Do licznej grupy krajów przyjmujących współczynniki o wartości 1 należy także Polska.

Porównanie skuteczności obciążenia normowego i ciężkiego pojazdu

Analizę skuteczności obciążeń przewidzianych w Eurokodach [1] przeprowadzono na przykładzie mostu przez rzekę Brzeżnicę w Płocku [6]. Ogólny widok mostu przedstawiono na rys. 3, a widok od spodu przęsła – na rys. 4. Obie fotografie wykonano po przebudowie obiektu. Ustrój nośny analizowanego obiektu tworzy 8 belek stalowych HEB 700 w rozstawie $b = 1,15$ m i ich numeracji jak na rysunku 5. Belki są ze sobą stężone lekkimi poprzecznkami kratowymi z kątowników. Pomost stanowi płyta żelbetowa o grubości około $t = 17$ cm, pogrubiona w rejonie chodników do około $t_1 = 40$ cm. Szerokość całkowita pomostu $B = 10,40$ m, szerokość użytkowa jezdni $B_j = 6,94$ m, szerokość użytkowa obustronnych chodników $B_c = 2 \times 1,5$ m. Przęsło podparte jest na przyczółkach masywnych, oraz na dodatkowych podporach pośrednich, stalowych, ramowych, które zostały wbudowane w celu przystosowania obiektu do zwiększonych obciążeń. Układ konstrukcyjny mostu stanowią belki stalowe z betonową płytą pomostową. Aktualna rozpiętość głównego przęsła mostu $L_1 = 13,10$ m, a długość ustroju nośnego w osiach podparć na przyczółkach $L_c = 16,84$ m.

Most pierwotnie był więc konstrukcją jednoprzęsłową o rozpiętości 16,84 m. W związku z planowanymi transportami niernormatywnymi obiekt został w poprzednich latach przebudowany. Wbudowano dwie podpory pośrednie w celu zmniejszenia maksymalnej rozpiętości z 16,84 do 13,10 m. Wykonano także inne prace.

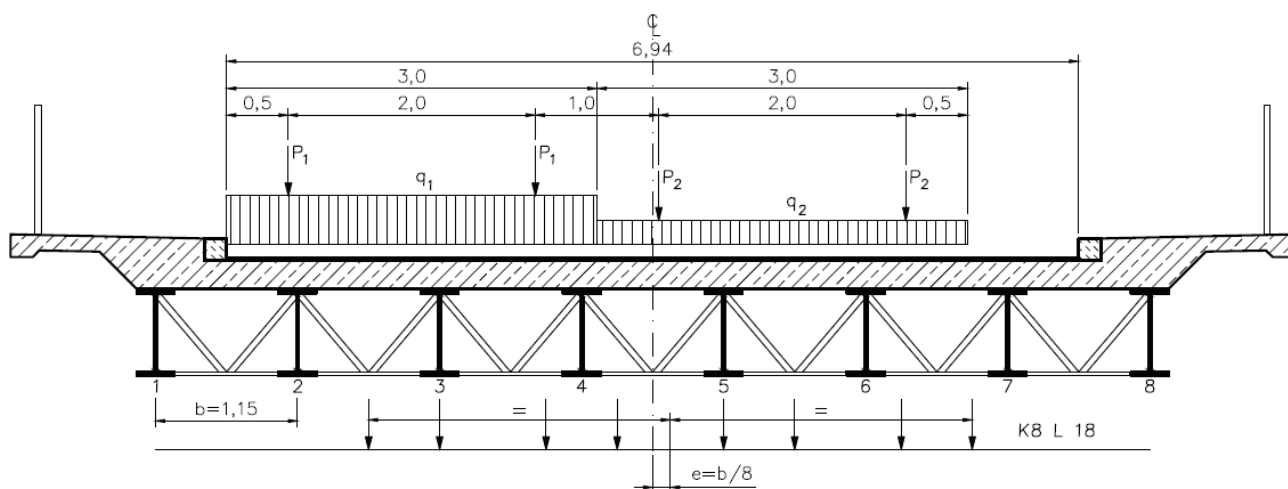
Wiosną 2016 roku wystąpiła potrzeba przeprowadzenia transportu elementu instalacji przemysłowej o bardzo dużej masie, rys. 6. Do przewozu ładunku zastosowano samojezdne (z własnym napędem) podwozie zestawione z dwóch pojazdów o sumarycznej liczbie 144 kół. Całkowita masa pojazdu z ładunkiem osiągnęła $M = 637$ t.



4. Konstrukcja mostu w widoku od spodu przęsła po wzmocnieniu



6. Transport o masie całkowitej 637 ton zrealizowany w Płocku



5. Położenie analizowanych obciążeń w przekroju poprzecznym mostu

Szerokość zajmowanej przestrzeni na jezdni wynosiła około 5,6 m a długość $L_0 = 29,6$ m. Całkowita masa zespołu wraz z ładunkiem rozkładała się równomiernie na 18 osi z naciskiem na oś $Q = 354$ kN rozłożonym na osiem kół o nacisku $P = 44,25$ kN. Naciski na koła regulowane są w tym pojeździe automatycznie. Efekty oddziaływań na most tego pojazdu porównano ze skutecznością obciążeń normowych [1]. Założono w analizie, że tor ruchu pojazdu jest odsunięty od osi jezdni o $b/8$, tzn. że pojazd nie jedzie dokładnie w osi drogi na moście.

Rozpatrzono możliwość przejazdu pojazdu o masie 637 t przez przedmiotowy most, gdyby był zaprojektowany według Eurokodu [1] z największymi wartościami współczynników dostosowawczych przyjętych w Niemczech, jak w tabl. 1. Analizie poddano dźwigar 3 (rys. 4). Obciążenia normowe usytuowane w przekroju poprzecznym mostu, niekorzystnie dla dźwigara 3 w postaci sił skupionych wynoszą: $P_1 = 300/2 = 150$ kN i $P_2 = 200/2 = 100$ kN. Obciążenia rozłożone są o wartości $q_1 = 9 \cdot 1,33 = 12$ kN/m² oraz $q_2 = 2,5 \cdot 2,4 = 6$ kN/m². Na rysunku 7 podano linie wpływu rozdziału poprzecznego obciążenia dotyczące dźwigarów oznaczonych numerami 2, 3, 5, (rys. 4). W wyniku prze-

prowadzonego rozdziału poprzecznego obciążenia, otrzymano obciążenie skupione $P = 86,75$ kN oraz rozłożone $q = 9,06$ kN/m dotyczące dźwigara 3. Moment zginający w środku rozpiętości dźwigara 3 od obydwu rodzajów sił TS i UDL, tj. od obciążenia normowego [1], (przy rozpiętości przęsła 16,84 m), wynosi

$$M_{EN} = 678,4 + 221,0 = 899,4 \text{ kNm} \quad (1)$$

Proporcja składników pochodzących od P i q w (1) wynosi $678,4/221,0 = 3,07$. Zatem skuteczność tandemu sił TS jest trzykrotnie większa od skuteczności obciążeń rozłożonych UDL. W mostach małych rozpiętości proporcja ta jest większa [2], stąd wynika ogólny wniosek, że w większości mostów małych i średnich rozpiętości iloraz ten będzie zbliżony, bowiem współczynniki dostosowawcze ujęte w tabeli 1 dla sił TS są w większości przypadków równe 1. Istotne różnice będą dotyczyć mostów o dużych rozpiętościach, dla których duże znaczenie ma obciążenie UDL, a ponadto występuje istotne zróżnicowanie wartości współczynników dostosowawczych w Załącznikach Krajowych, przywołanych w tabeli 1.

Przedmiotowy pojazd nienormatywny o

masie całkowitej $M = 637$ ton przejeżdżający przez analizowany most w Płocku wywołuje inne siły wewnętrzne niż obciążenia normowe [1]. Jako kryterium porównawcze przyjęto maksymalny moment zginający w belkach stalowych przęsła mostu.

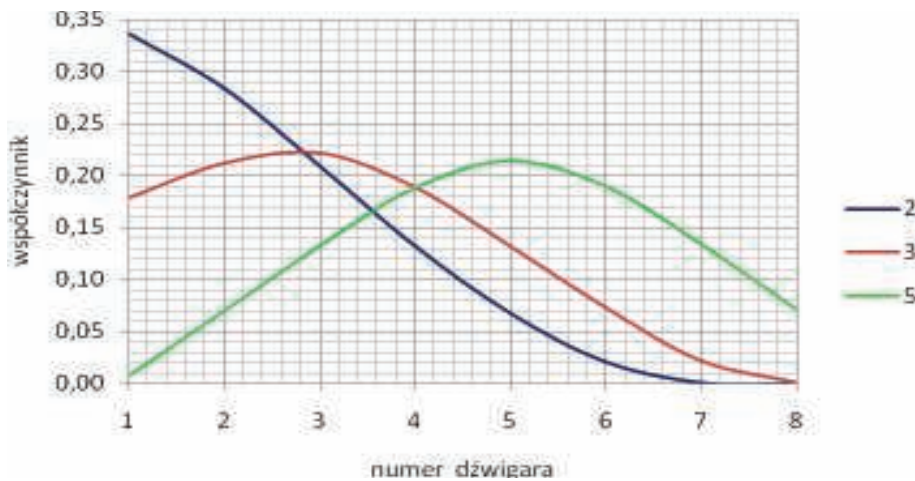
W pierwszym kroku analizy przyjęto, że most jest w stanie pierwotnym, tj. przed przebudową. Konstrukcję mostu stanowiło wówczas jedno przęsło swobodnie podparte o rozpiętości $L_{ci} = 16,84$ m. Przyjęto, że pojazd przejeżdża wzdłuż osi mostu, przy przyjęciu niewielkiego odchylenia w stosunku do osi jezdni $e = b/8$. Analizie poddano dźwigar oznaczony numerem 5. Zastępcze obciążenie dotyczące dźwigara 5, z uwzględnieniem rozdziału poprzecznego obciążenia wynosi

$$p = \frac{354 \cdot 1,333}{8 \cdot 1,4} = 42,13 \text{ kN/m}^2 \quad (2)$$

Stąd moment zginający obliczony w środku rozpiętości wynosi

$$M_p = \frac{42,13 \cdot 16,84^2}{8} = 1493 \text{ kNm} \quad (3)$$

Porównując M_{EN} (1) i M_p (3) widoczne jest, że nawet współcześnie projektowane mosty na największe obciążenie (niemieckie) nie



7. Linie wpływu rozdziału poprzecznego obciążenia

są przystosowane do przewożenia dużych ładunków nienormatywnych. Uwaga ta dotyczy również wartości obliczeniowych momentów, gdy uwzględnimy współczynniki obciążeń 1,35 (obciążenie normowe) i 1,15 (obciążenie wyjątkowe). Zatem do przeprowadzenia takiego transportu niezbędne jest (i będzie w przyszłości) wzmocnienie konstrukcji. Podobny wniosek dotyczy również mostu podwieszonoego przez Wisłę w Płocku [3] o rozpiętości $L = 375$ m. Również w tym przypadku potencjalny przejazd pojazdu nienormatywnego o masie zbliżonej do masy pojazdu analizowanego w niniejszym artykule nie byłby bezpieczny.

Wzmocnienie konstrukcji mostu

Wzmocnienie mostów ze względu na transport drogowy dużych ładunków jest uzasadnione ekonomicznie. W pracy [4] podano przykład przewozu transformatora na przyczepie przy masie zestawu z ciągnikiem i pchaczem wynoszącej $M = 414$ ton. W obiekcie, po którym odbywał się przejazd, wzmocniono przęsło o konstrukcji zespolonej, co uzyskano z zastosowaniem sprężenia zewnętrznego. Niewielki most przez Brzeźnicę w Płocku jest ciekawym przykładem małego obiektu o dużym znaczeniu gospodarczym. Obiekt znajduje się w sieci ulic miejskich. Ruch samochodowy na moście jest niewielki, ale most znajduje się w ciągu drogi łączącej miejsce przeładunkowe ulokowane przy rzece żeglownej z dużym zakładem produkcyjnym, do którego transportowane są elementy instalacji przemysłowych transportem kombinowanym, tj. drogą wodną i lądową. Z uwagi na swoje położenie i sposób wykorzystania – do (sporadycznego) przewozu ładunków ciężkich – konstrukcja mostu została w przeszłości do tego przystosowana [6]. Obecne ukształtowanie obiektu (po wzmocnieniu) przedstawiono na rysunkach 3 i 4. Wprowadzono zmiany konstrukcyjne zestawione niżej.

- Pomost wzmocniono przez wbudowanie dodatkowych podłużnic pomiędzy dźwigarami głównymi. Ich zadaniem jest wzmocnienie pomostu w związku z dużymi naciskami kół P w pojazdach nienormatywnych.
- Pomiedzy przyczółkami wybudowano dodatkowe dwie ramowe podpory pośrednie na odrębnych fundamentach palowych. Na nich są umieszczone specjalne, drobnowymiarowe łożyska styczne z pakietów małych płaskowników. W założeniach projektowych pierwotny ustrój nośny nie obciąża łożysk nad podporami pośrednimi (występuje luz około 2 mm). Wobec tego dodatkowe podparcie jest skuteczne dopiero przy znacznych obciążeniach użytkowych.
- Przyczółki zostały rozparte rurami stalowymi. Mają one zabezpieczać przyczółki przed efektem zwiększonego parcia gruntu w sytuacji dużego obciążenia naziumu.

Analiza bezpieczeństwa przejazdu

W wyniku przebudowy [6] podjętej w celu umożliwienia prowadzenia transportów nienormatywnych utworzono konstrukcję o trzyprzęsłowym schemacie statycznym i rozpiętościach: $L_1 = 1,40$ m, $L_2 = 13,10$ m, $L_3 = 2,34$ m. Każda podpora pośrednia stanowi układ ramowy. Trzyprzęsłowy model konstrukcji jest właściwy w przypadku większych obciążeń np. grupą samochodów ciężarowych. W przypadku obciążeń eksploatacyjnych o małej intensywności np. samochodów osobowych skutecznym schematem jest układ pierwotny tj. belka o schemacie swobodnie podpartym o rozpiętości $L_{11} = 16,84$ m. Gdy obciążenia są duże, jak w analizowanym przypadku właściwym modelem przęsła jest schemat z więziami jednostronnymi, czyli układ statycznie wy-

znaczalny w postaci belki o rozpiętości L_2 ze współnikami o długościach $L_1 + c$ i $L_3 + c$ więc bez podpór skrajnych (przyczółków), gdy $c = 0,2$ m, (c oznacza odległość od osi podparcia na przyczółkach do końca ustroju nośnego). Przy tak ustalonych warunkach obliczono spodziewany moment zginający w jednej z belek przęsła pod obciążeniem pojazdem o masie całkowitej $M = 637$ t.

Wartość momentu zginającego w dźwigarze 5 i przekroju $x = 6,0$ m odległym od podpory dodatkowej od strony przęsła L_1 , przy przyjęciu schematu statycznego belki swobodnie podpartej ze współnikami wynosi

$$M = \frac{g + p}{2} x(L_2 - x) - M_2 = \frac{13,01 + 42,13}{2} \cdot 6(13,1 - 6) - 28,25 = 1146,2 \text{ kNm} \quad (4)$$

gdzie:

$$M_1 = \frac{g}{2} (L_1 + c)^2 = \frac{13,01}{2} 1,6^2 = 16,65 \text{ kNm} ;$$

$$M_3 = \frac{g}{2} (L_3 + c)^2 = \frac{13,01}{2} 2,54^2 = 41,97 \text{ kNm}$$

$$M_2 = M_3 + (M_1 - M_3) \frac{x}{L_2} = 28,25 \text{ kNm} .$$

W wartości momentu zginającego podanego w (4) uwzględniono również obciążenia stałe dźwigara głównego $g = 13,01$ kN/m. W tym samym moście lecz przed jego wzmocnieniem wartość maksymalnego momentu wyniosłaby

$$M = \frac{g + p}{8} L^2 = \frac{13,01 + 42,13}{8} 16,84^2 = 1955 \text{ kNm} ; \quad (5)$$

a więc o około 70 % więcej. Przyjęto w obliczeniach, że nie występuje wiarygodne zespolenie między belkami i płytą. Naprężenie normalne w belce stalowej HEB 700 w przypadku braku zespolenia wynosi

$$\sigma = \frac{1,1462}{0,00734} = 156,2 \text{ MPa} . \quad (6)$$

Na podstawie przeprowadzonej analizy wykazano, że mimo znacznych rozmiarów i ciężaru prowadzonego transportu, jak na rysunku 6 przejazd przez obiekt po przebudowie jest możliwy bez nadmiernego ryzyka.

Przedstawione wyniki analizy obliczeniowej posłużyły do wydania orzeczenia eksperckiego o możliwości przeprowadzenia przedmiotowego transportu nienormatywnego o masie $M = 637$ t. Transport ten rzeczywiście odbył się wiosną 2016 roku. Most na Brzeźnicy jest obecnie eksploatowany zgodnie z przeznaczeniem pod normalnym ruchem samochodowym.

Podsumowanie

Analizowany przypadek bardzo dużej masy pojazdu stanowić może kolejny przyczynek do dyskusji dotyczącej definicji nośności użytkowej mostów i ustalania jej w trybie administracyjnym jako masy całkowitej pojazdu dopuszczanego do przejazdu przez most. Analizowany w pracy przypadek wskazuje na jaskrawą rozbieżność pomiędzy nośnością ustaloną administracyjnie a stanem rzeczywistym. Wykazano bowiem, że możliwy jest przejazd pojedynczego ciężkiego pojazdu (jakkolwiek po moście wzmocnionym) o masie całkowitej około 20 krotnie większej od masy pojazdów dopuszczonych do ruchu po typowych mostach. W pracy [4] podano przykład przewozu transformatora o masie $M = 414$ ton po obiekcie o nośności użytkowej 30 ton. Autorzy zdają sobie sprawę, że w analizowanym przypadku mostu przez Brzeźnicę w Płocku stopień wykorzystania nośności konstrukcji (skutkującej nawet jej potencjalnym miejscowym uszkodzeniem – ale bez istotnego zagrożenia bezpieczeństwa przejazdu) był bardzo duży. Należy mieć jednak na uwadze, że zarządca mostu oraz przedsiębiorstwo transportowe brali pod uwagę ewentualną konieczność naprawy mostu po podjętej akcji przewozowej. Problem naprawy byłby jednak akceptowalny w obliczu strategicz-

nego znaczenia rozbudowującego się wielkiego zakładu przemysłowego o kluczowej roli w gospodarce nie tylko miasta, gdzie się znajduje, ale także życiu gospodarczym całego kraju. W przypadku mostów leżących w miejscach strategicznych istnieje możliwość szacowania ciężaru ciężkich pojazdów przejeżdżających przez most z wykorzystaniem prostych systemów pomiarowych rejestrujących wybrane parametry, np. siły, przemieszczenia [7]. System taki może być też wykorzystany podczas prowadzenia zestawu nienormatywnego do weryfikacji szacowanego stopnia wykorzystania nośności, szczególnie w przypadku obiektów o bardziej skomplikowanym schemacie [3]. W kontekście udzielenia zezwoleń na przeprowadzenie transportu nienormatywnego na drodze publicznej ważnym zagadnieniem jest ustalanie nośności przęseł mostów uszkodzonych. W takich sytuacjach możliwe i wskazane jest skorzystanie ze specjalnie do tego celu opracowanych narzędzi ekspertowych [8]. ◀

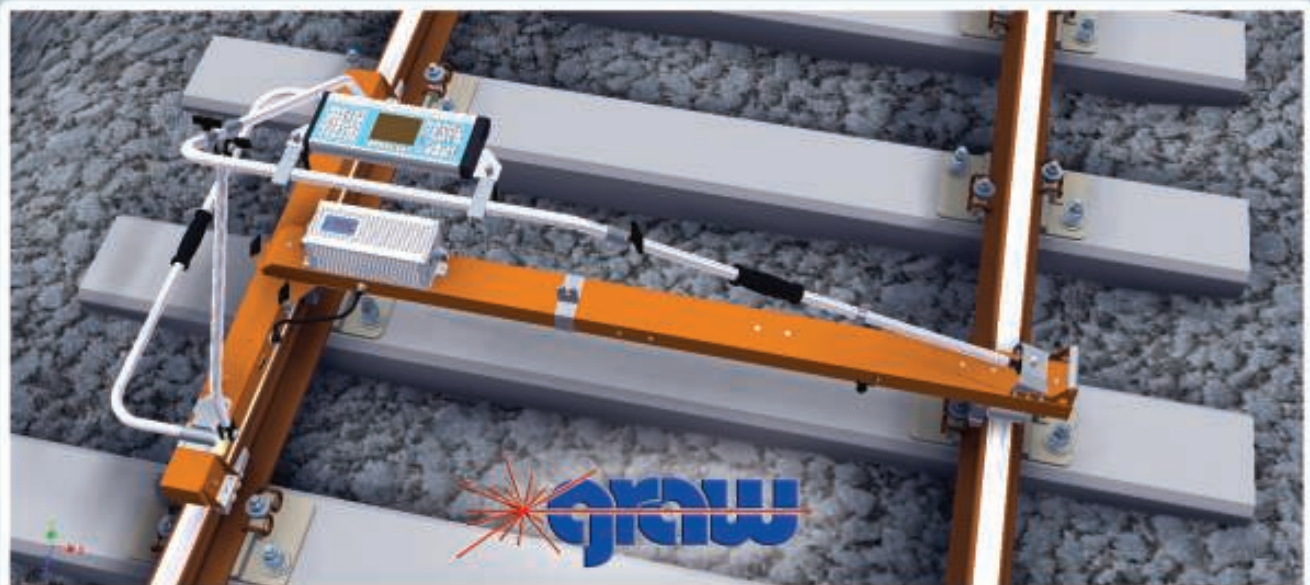
Materiały źródłowe

- [1] PN-EN 1992-2-2010. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcję – Część 2: Obciążenia ruchome mostów.
- [2] Machelski C.: Ruchome obciążenia obiektów mostowych. Dolnośląskie Wy-

- dawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2015.
- [3] Machelski C., Hildebrand M.: Duże obciążenia dużego mostu. Seminarium Wrocławskie Dni Mostowe, Wrocław 29-30 listopad 2015 r. s. 525-532.
- [4] Machelski C., Onysyk J., Prabucki P.: Wzmocnienie mostu zespolonego ze względu na przejazd nienormatywny, VIII Sem. „Współczesne metody wzmocniania i przebudowy mostów”. Poznań 9-10 czerwca 1998 s. 89-96.
- [5] Bakht B.: Evolution of the design methods for soil-metal structures in Canada. Archives of Institute of Civil Engineering. No 1 2007 pp. 7-22.
- [6] Hotłoś Z.: Most przez rzekę Brzeźnicę w ciągu ul. Kazimierza Wielkiego w Płocku, Projekt wzmocnienia mostu - Obliczenia dodatkowe na obciążenie wyjątkowe 516 ton. Pracownia Projektowa Zbigniew Hotłoś, Płock 2007
- [7] Machelski C., Hildebrand M.: Estimation of influences on a cable-stayed bridge on the basis of force changes in the stays recorded by Monitoring System. Journal of Civil Structural Health Monitoring (2015) 5:1-9.
- [8] Bień J., Gładysz M., Kużawa M., Systemy ekspertowe w ocenie kondycji przęseł mostowych z uszkodzeniami, Przegląd Komunikacyjny, 9/2013, s. 18-25

REKLAMA

TOROMIERZ INERCYJNY iTEC Dokładny pomiar strzałek



www.graw.com

Problem pozbawiania kategorii dróg publicznych w świetle ustawy o drogach publicznych

The problem of degrading of public road categories in light of the Public Roads Act



Patryk Lewandowski

mgr inż.

Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej
Katedra Geotechniki, Hydrotechniki, Budownictwa Podziemnego i Wodnego

Patryk.lewandowski@pwr.edu.pl

Streszczenie: W tekście zawarto informacje o treści ustawy, a także problemy, jakie napotykają organy władz samorządowych przy jej stosowaniu na podstawie przyjmowanych uchwał Sejmiku województwa dolnośląskiego oraz wyroków sądowych związanych z pozbawianiem kategorii dróg wojewódzkich, które ogłoszono po wejściu znowelizowanej ustawy w życie. Przewidziano również możliwe kroki, jakie mogą podjąć organy władz samorządowych w celu zapewnienia prawidłowego wykonywania zapisów ustawy "kaskadowej".

Słowa kluczowe: Ustawa kaskadowa; Kategoria dróg; Drogi publiczne

Abstract: The text contains information about the text of the Act, as well as problems encountered by local authorities in application of the provisions of the Act based on resolutions adopted by the Regional Assembly of the dolnośląskie voivodship and court rulings connected with the degrading of voivodship roads, that have been passed after the amended Act has entered into force. A presentation is also made of the possible steps that could be undertaken by local authorities to assure proper performance of the provisions of the "cascade" act.

Keywords: "Cascade" act; Road categories; Public roads

Celem artykułu jest przybliżenie problematyki znowelizowanej ustawy o drogach publicznych (tak zwanej ustawy kaskadowej). W tekście zawarto informacje o treści ustawy, a także problemy, na jakie napotykają organy władz samorządowych przy jej stosowaniu na podstawie przyjmowanych uchwał Sejmiku Województwa Dolnośląskiego oraz wyroków sądowych związanych z pozbawianiem kategorii dróg wojewódzkich, które ogłoszono po wejściu znowelizowanej ustawy w życie. Przewidziano również możliwe kroki, jakie mogą podjąć organy władz samorządowych, w celu zapewnienia prawidłowego wykonywania zapisów ustawy kaskadowej.

Ogólny opis znowelizowanej ustawy o przekazywaniu dróg

Tak zwana ustawa kaskadowa została uchwalona 13.09.2013r., ale z racji zaskarżenia jej do Trybunału Konstytucyjnego nie weszła w życie aż do 24.06.2015r. Wówczas po pozytywnym wyroku została podpisana przez prezydenta i zaczęła obowiązywać.

Tekst nowelizacji skupia się na procesie prawnym, jaki musi być przeprowadzony aby pozbawić daną drogę publiczną kate-

gorii i przekazać ją tym samym do niższego organu władz samorządowych.

Ustawa kaskadowa mówi, że gdy zostanie wybudowany nowy odcinek drogi krajowej, który zastępuje stary odcinek, to ten zostaje automatycznie skategoryzowany jako odcinek drogi wojewódzkiej.

Sejmik Województwa może, ale nie musi w zamian pozbawić kategorii drogę o proporcjonalnej długości do przyjętego odcinka, nie ma w tym aspekcie ograniczeń wobec miejsca w jakim Sejmik może tego dokonać. Innymi słowy droga, którą Województwo będzie chciało przekazać niżej, może się znajdować w innym Powiecie i Gminie, niż przyjęte starodroże z sieci dróg Krajowych. Jedynym wymogiem jakie stawia ustawa organom samorządowym jest konieczność poinformowania zarządu powiatu na 30 dni, przed uchwaleniem uchwały pozbawiającej dany odcinek drogi.

Zasada kaskadowości dotyczy również Powiatów, te na mocy ustawy, również mogą przekazać proporcjonalny odcinek drogi, do otrzymanego odcinka z Sejmiku Wojewódzkiego i podobnie jak Sejmik jest zobowiązany do poinformowania władz gmin na 30 dni, przed uchwałą rady Powiatu pozbawiającej kategorii wybrany odcinek

drogi powiatowej. Władze gmin nie mogą pozbawiać kategorii odcinków dróg, jakie zostały im przekazane przez wyższe organy samorządowe, na mocy ustawy mogły w przeciągu 90 dni od rozpoczęcia jej działania, pozbawić kategorii dawne drogi krajowe, które zostały im przekazane na mocy starych zapisów ustawy o drogach publicznych. Należy również zwrócić uwagę na to, że organy samorządowe mogą przekazać również odcinek przekazany im przez inne władze samorządowe, o ile otrzymywany odcinek nie spełnia definicji drogi danej kategorii.

Przyczyny problemów w realizacji postanowień znowelizowanej ustawy o drogach publicznych

Pomimo, iż tekst uchwały jest dosyć prosty i nie posiada trudnych do interpretacji zapisów, to jednak pojawiają się różne problemy z pozbawianiem kategorii dróg publicznych. Sztandarowym przykładem nieudanego pozbawienia drogi kategorii jest uchwała Nr XVI/428/15 z dnia 26 listopada 2015 r., w której sejmik województwa Dolnośląskiego pozbawia kategorii cały szereg odcinków dróg. Powiat Jeleniogórski

zaskarżył uchwałę do wojewódzkiego sądu administracyjnego, który w wyroku nr III SA/Wr 359/16 - Wyrok WSA we Wrocławiu z 23.06.2016r. uchylił zaskarżoną uchwałę. W uzasadnieniu wyroku, możemy przeczytać, że w zaskarżonej uchwale brak jednoznacznych informacji na temat realizacji wymagań nałożonych przez ustawę, brak chociażby informacji o tym, że powiaty zostały poinformowane w wymaganym czasie, a co najważniejsze, zabrakło uzasadnienia, że odcinki dróg, które województwo chce przekazać powiatowi przestały spełniać definicję dróg wojewódzkich; rzeczywiście gdy przyjrzymy się treści zaskarżonej uchwały, rzuca się w oczy jej ubogość w tekst. Cała uchwała składa się jedynie z przytoczonych punktów ustawy, wykonawcy uchwały, oraz terminu, w którym uchwała wchodzi w życie. W drugiej części znajdziemy jedynie załączniki, w których zapisano jakie odcinki i komu zostają przekazane (por. rys. 1).

Bardzo podobny przypadek miał miejsce w województwie Wielkopolskim, gdzie Powiat Piłski zaskarżył uchwałę nr Nr XIV/399/16, która przez WSA została uchylona wyrokiem nr SA/PO 468/16. Uzasadnienie było bardzo zbliżone do tego, jakie mogliśmy odczytać z wyroku sądu we Wrocławiu. Sąd zwrócił uwagę przede wszystkim na brak uzasadnienia tego, że te odcinki dróg przestały spełniać definicję dróg wojewódzkich. Patrząc na późniejsze uchwały dotyczące przekazywania dróg wojewódzkich przez oba województwa, można zauważyć poprawę w Województwie Wielkopolskim, gdzie uzasadnienie jest

bardziej bogate w argumenty dotyczące przekazania odcinków dróg (np. uchwała Nr XXVII/730/17). W przypadku województwa dolnośląskiego, trudno stwierdzić, czy Sejmik wyciągnął wnioski z wyroku WSA, gdyż jedyna uchwała pozbawiająca kategorię drogi wojewódzkiej miała miejsce jedynie sześć dni później (uchwała Nr XXV/766/17 z 29 września 2017 r.); jest tak samo skonstruowana jak poprzednie uchwały dotyczące przekazania dróg, podany jest jedynie odcinek drogi i przebieg, przy czym brakuje argumentacji dlaczego dany odcinek drogi powinien zostać pozbawiony kategorii.

Z lektury uchwał i wyroków sądowych wynika, że realizacja uchwały kaskadowej sprawia władzom samorządowym spore trudności, bo choć nie wszystkie konflikty między poszczególnymi organami samorządowymi kończą się w sądzie, to możemy zauważyć pewną liczbę wniosków różnych powiatów wobec województwa (ale także i gmin wobec powiatów), do usunięcia naruszeń prawa, głównie z powodu braku argumentacji przy próbach przekazania dróg.

Możliwa argumentacja przy pozbawianiu kategorii ruchu odcinków dróg

Po analizie wyroków sądowych i uchwał, można stwierdzić, że najważniejszym elementem jakie musi wypełnić organ władz samorządowych jest dobre uzasadnienie, że opisywana droga przestała spełniać definicję dróg wojewódzkich (definicja jest podana w ustawie o drogach publicznych; art. 6 ust 1 – 3). Uważam, że najlepszym

sposobem na taki dowód jest analiza przebiegu danej trasy oraz ruchu na podstawie ogólnodostępnych danych, aby móc wykazać, że droga przestała pełnić funkcję dróg wojewódzkich.

Analiza przebiegu drogi

W tym przypadku należy zastanowić się nad tym, jak dana trasa przebiega i jakie jest jej znaczenie w obrębie całego województwa. Zdaniem Autora, nie można pozbawić kategorii drogi, która pomimo niskiego natężenia ruchu łączy ze sobą dwa istotne węzły komunikacyjne, czy stolicę województwa z miastami powiatowymi (na prawach powiatu, oraz stolic).

Można jednak uwzględnić odcinki mniej istotnych dróg, łączących niewielkie miejscowości gminne, oraz stolic powiatów, nie łączące żadnych istotnych węzłów komunikacyjnych, czy bardzo słabo wpisujących się w całą sieć dróg wojewódzkich.

Oczywiście również samo starodroże otrzymane przez województwo, może nie spełniać definicji drogi wojewódzkiej i można przekazać je dalej (np. stary odcinek drogi krajowej na terenie miasta powiatowego, który został zastąpiony obwodnicą).

Analiza ruchu

Zdaniem Autora, sama analiza przebiegu drogi wojewódzkiej nie jest wystarczająca. Należy wziąć pod uwagę ruch, jaki obserwowany jest na analizowanych odcinkach drogi. Bardzo pożytecznym narzędziem

Załącznik nr 1 do uchwały Nr XVI/428/15 Sejmiku Województwa Dolnośląskiego z dnia 26 listopada 2015 r.

l.p.	Nr drogi	Gmina	Miejscowość	Przebieg drogi wojewódzkiej	Klasa techniczna	Długość odcinka [m]	odcinki przekazane do przekazania Powiatom
1.	104	Pacław / Głogówiec	Trzpców (gmina Świdawa), Leśników (gmina Pacław)	cała droga DW104 - od DW202 k/m, Trzpców - Leśników (DW100)	2	1422	Powiat Polkowicki
						3962	Powiat Głogowski
2.	296	Gawortyce / Zabłocie	Wierzbowice (gmina Gawortyce)	cała droga DW296 - DK3 k/m, Ślubuszyn - Wierzbowice - DK12 k/m, Zabłocie	2	3638	Powiat Polkowicki
						627	Powiat Głogowski
3.	524	Wąpno	k. m. Żalpa (gmina Rawa, Powiat Rawicki, woj. wielkopolskie)	odcinek DW524 - od ronda z DK33 (skowronka Rawa) do granicy województwa dolnośląskiego i wielkopolskiego	4	250	Powiat Górnicki
4.	554	Boguchów	Sieraków	odcinek DW554 - od drogi wojewódzkiej Złota - Hradek nad Nisou do granicy państwa PL - D Sławatka/Złota	4	995	Powiat Zgorzelecki
5.	657	Zgorzelec / Szelbów	k. skrajna Ośdek Łużycki	odcinek DW657 - od DW332 k/m, Kolonia Ośdek Łużycki do DW455 k/m, Szelbów	4	1660	Powiat Zgorzelecki
6.	860	Leśna	k. m. Świecie / Chwałsk	odcinek DW860 - od DW206 k/m, Świecie/Chwałsk do granicy parafii PL - O Świecie/Świecie/Chwałsk pod Świeciem	4	1233	Powiat Lubawski
7.	360	Kosów	k. m. Kosów / Różnole Kiszewice / Przełęcz Okra	odcinek DW360 - odcinek od DW168 (Różnole Kiszewice) do granicy parafii PL - O Przełęcz Okra/Pomost/Świdawa	4	4500	Powiat Jeleniogórski
8.	871	Sulechów	Sulechów	odcinek DW871 - odcinek od DK35 (ul. Świdnicka) do DW374 (ul. Strzegomska) w m. Sulechów	4	1125	Powiat Sulechowski
9.	878	Sulechów	Sulechów	cała droga DW878 - od DW371 (ul. Welferzyk) do DW371 (ul. Wrocław) w m. Sulechów	4	760	Powiat Sulechowski
10.	360	Mława / Głuchów	Ustrów Śląski (Wielka Leśna (gmina Mława), Głuchów (gmina Głuchów))	cała droga DW360 - od DK35 (Ustrów Śląski) do DW361 (Głuchów)	2	5454	Powiat Wałbrzyski

1. Zaskarżony załącznik uchwały Nr XVI/428/15

w tym aspekcie może być w przypadku dróg wojewódzkich GPR – Generalny Pomiar ruchu, prowadzony przez GDDKiA co 5 lat na drogach krajowych i wojewódzkich. Dane w nim zawarte mogą być bardzo pomocne przy ocenie istotności danego odcinka drogi dla województwa. Przykładowo, można przy jego pomocy stwierdzić, jak wygląda ruch ogólny na drogach wojewódzkich i dany odcinek porównać do średniej w województwie, aby zobaczyć, jak dany odcinek przedstawia się na tle województwa (Rys. 2).

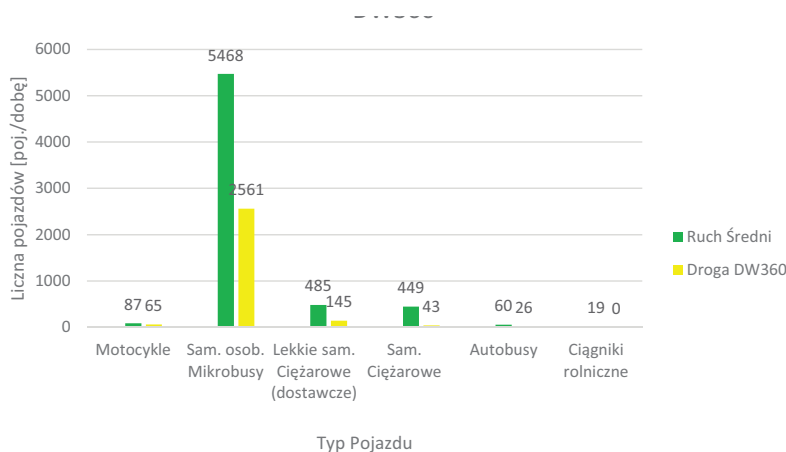
Na podstawie powyższego wykresu można w czytelny i łatwy sposób wykazać, jak dany odcinek prezentuje się na tle średniej w całym województwie, co może być argumentem przy próbie pozbawienia takiego odcinka kategorii ruchu.

Nie mniej istotnym elementem jest również sama struktura ruchu. W tym przypadku nie liczy się tylko liczba pojazdów poruszająca się po drodze, ale ich typ. Należy stwierdzić, który typ pojazdu najlepiej oddaje definicję drogi wojewódzkiej (np. ciągniki rolnicze wskazują na lokalny charakter drogi) oraz jak jego udział przedstawia się na średniej województwa i jak wpływa to na charakter drogi (Rys. 3). Innymi danymi, które mogą być wykorzystane przy uzasadnieniu pozbawiania drogi wojewódzkiej kategorii, jest ukazanie zmiany ruchu na danych odcinku w ciągu ostatnich lat oraz na przykład faktu zmniejszania się liczby pojazdów, co może świadczyć o spadku znaczenia danego odcinka dla sieci dróg (Rys. 4).

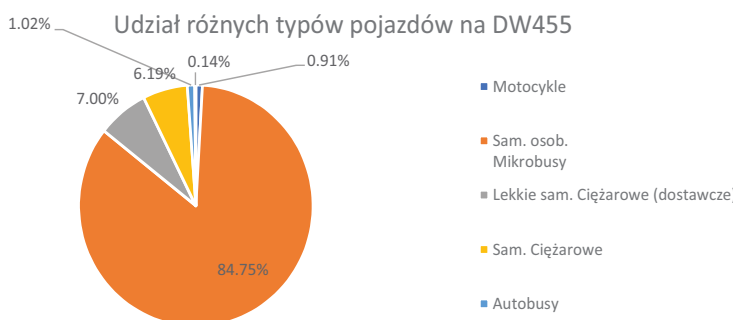
Do analizy tego, czy dany odcinek drogi wciąż spełnia zakładane definicje, można również sporządzić prognozy ruchu na lata następne. Wówczas na ich podstawie można również wyciągnąć wnioski w sprawie, czy analizowana droga może zostać pozbawiona kategorii i przekazana do niższych organów samorządowych. Podane porady dotyczące analizy odcinków dróg wojewódzkich, można również wykorzystać przy analizie dróg powiatowych. Trzeba jednak zaznaczyć, że pomiar ruchu na drogach powiatowych nie jest ogólnie dostępny, jak informacje pozyskane z Generalnego Pomiaru Ruchu.

Podsumowanie

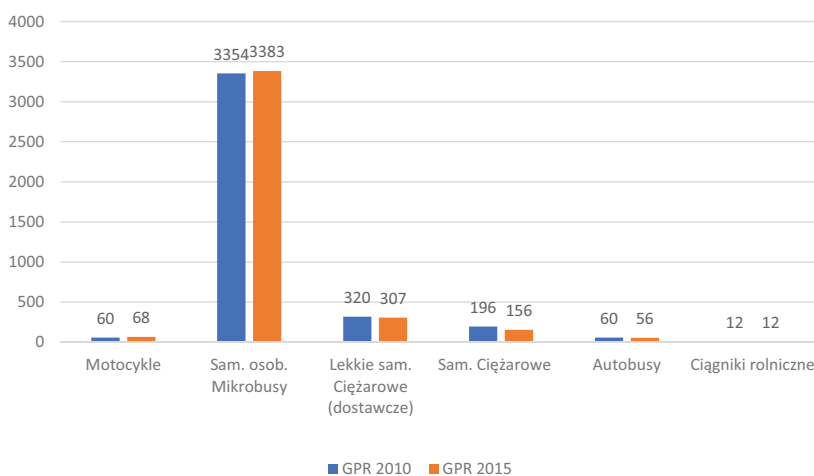
Na podstawie przeprowadzonych analiz uchwał, można stwierdzić, że stosowanie tak zwanej ustawy kaskadowej wciąż jest problematyczne dla organów samorządowych. Jednak dzięki wskazówkom, które możemy znaleźć w wyrokach sądowych, można znaleźć odpowiednie kryteria uzasadnienia pozbawienia kategorii danego odcinka drogi. Chciałbym też zaznaczyć, że podane w artykule analizy danych do-



2. Porównanie ruchu średniego na drogach wojewódzkich do DW360



3. Udział różnych typów pojazdów na DW455



4. Zmiana w ruchu na DW392: Lata 2010 – 2015

tyczących dróg wojewódzkich mogą być wykorzystane również w przypadku dróg powiatowych, przy których pojawiają się podobne problemy. ◀

Materiały źródłowe

[1] Prawidłowe pozbawienie drogi dotychczasowej kategorii, Mateusz Karciarz, 17.01.2017, Prawo dla Samorządu.
 [2] Dziennik ustaw Rzeczypospolitej Polskiej, poz 870 z dnia 24.06.2015r.
 [3] Ustawa z dnia 21 marca 1985 r. o drogach publicznych.
 [4] Uchwała Nr XVI/428/15 z dnia 26 listopada 2015 r. Sejmiku Województwa Dolnośląskiego.
 [5] III SA/Wr 359/16 – Wyrok WSA we Wrocławiu z 23.09.2016 r.
 [6] Uchwała Nr XIV/399/16 z dnia 25 stycznia 2016 r. Sejmiku Województwa Wielkopolskiego.
 [7] SA/PO 468/16 Wyrok WSA w Poznaniu z 16.02.2017 r.
 [8] Uchwała Nr XXVII/730/17 Sejmiku Województwa Wielkopolskiego z dnia 28 lutego 2017 r.
 [9] Uchwała Nr XXV/766/17 Sejmiku Województwa Wielkopolskiego z dnia 29 września 2017 r.
 [10] Wyniki GPR 2010 na drogach wojewódzkich, GDDKiA.
 [11] Wyniki GPR 2015 na drogach wojewódzkich, GDDKiA.

Dysfunkcje systemu drogowego łączącego lewo- i prawobrzeżną część Szczecina

Dysfunction of the road system connecting the left and right-bank part of Szczecin



Tomasz Stoeck

Dr inż.

Adiunkt w Katedrze Eksploatacji
Pojazdów Samochodowych
Zachodniopomorskiego
Uniwersytetu Technologicznego
w Szczecinie

tstoeck@wp.pl

Streszczenie: W artykule przedstawiono aktualne problemy sieci transportowej łączącej Dzielnicę Prawobrzeże z lewobrzeżnym centrum Szczecina. Analizę i obliczenia oparto o przyjęte kryterium oceny, punktację oraz wyniki pomiarów bezpośrednich. Były one prowadzone w sytuacjach standardowych (bez opóźnień) i krytycznych, występujących przy blokadach głównych arterii komunikacyjnych miasta. Wskazano na możliwości ograniczenia wskazanych utrudnień i niedogodności, mając na względzie rzeczywiste rejony ich występowania. Uzyskane rezultaty przedstawiono w postaci tabelaryzowanej.

Słowa kluczowe: Miejski system transportowy; Zatory komunikacyjne; Przyczyny i skutki dysfunkcji

Abstract: The article presents the current problems of the road system connecting Prawobrzeże with other administrative districts of Szczecin. The analysis and calculations were carried out based on the criterion of evaluation, scores and measurements of their own. They were conducted in standard situations (without delay) and critical blockages occurring in the main thoroughfares of the city. The possibilities of mitigate the difficulties and disadvantages in view of the actual regions of their occurrence. The final results are presented in tabulated form.

Keywords: Urban transport system; Traffic congestion; causes and consequences of dysfunction

Kongestię transportową definiuje się w różny sposób, w tym także jako różnicę w kosztach zasobów między siecią drogową eksploatowaną w obecnych warunkach ruchu odniesioną do stanu idealnego (bez opóźnień, przy zachowaniu maksymalnie bezpiecznej prędkości komunikacyjnej) [5]. Od wielu lat stanowi ona powszechne zjawisko, które ze względu na skalę i rozmiar zaczęło określać mianem katastrofy społecznej [6]. Pomimo, że przyczyny zatorów są znane i od dawna zdefiniowane, stanowią narastający problem większości dużych miast, jak również otaczających je obszarów peryferyjnych. Do najistotniejszych czynników mających wpływ na ich powstawanie zalicza się m.in.: rosnący wskaźnik motoryzacji, przestarzałą sieć drogowo-uliczną, ruch tranzytowy (brak obwodnic, dróg śródmiejskich i ekspresowych), niewydolne systemy transportu zbiorowego, sygnalizacji, telematyki i oznakowania, złą organizację prac (remontowych, budowlanych), preferencje komunikacyjne mieszkańców, incydenty i zdarzenia drogowe [2, 7, 8, 9]. Wynika z tego, że ograniczenia płynności ruchu mogą mieć charakter krótkotrwały wskutek ograniczeń okresowych lub permanentny (chroniczny), w których możliwości przepustowe danego odcinka zostały zupełnie wyczerpane [3]. Jednak bez względu na rodzaj kongestii transportowej jej skutki ocenia się jednoznacznie negatywnie, gdyż koszty wpływają

bezpośrednio na sferę gospodarczą, ekologiczną i społeczną [4].

Problematyka połączeń transportowych miasta

Szczecin stanowi rozległą aglomerację miejską, podzieloną na dwa centralne ośrodki po obu stronach Odry. Jest to pewne uproszczenie, gdyż we wsi Widuchowa rzeka rozdziela się na nurt wschodni i zachodni, a w okolicy Osiedla Międzyodrze-Wyspa Pucka płynie już kilkoma korytami, np. Regalicą, Duńczycą, Świętą, Parnicą. To niekorzystne położenie geograficzne sprawia, iż problematyczne staje się zapewnienie radialnego charakteru sieci lokalnej i peryferyjnej ośrodka, który jest głównym węzłem komunikacyjnym całego regionu, koncentrującym przy tym wszystkie gałęzie transportu. Tym niemniej zachodzi konieczność utrzymania sprawnego układu połączeń drogowych pomiędzy oboma biegunami, co jest wymuszone niezwykle intensywną ekspansją Prawobrzeża. Pomimo, że w dzielnicy tej skupiają się usługi o znaczeniu partykularnym, pełni ona ważną funkcję mieszkaniową oraz tranzytową. Ponieważ Szczecin zajmuje pod względem powierzchni trzecie miejsce w kraju, szczególnego znaczenia nabiera obsługa przewozowa ludzi i towarów na znaczne odległości, przy uwzględnieniu niewielu przepraw mostowych [9].

Z tego względu mają one kluczowe znaczenie, gdyż dowolnie wybrany czynnik zakłócający płynność ruchu w ich obrębie lub na arteriach dojazdowych powoduje paraliż miasta. Jako przykład podać można sytuacje krytyczne, które wydarzyły się w ostatnich latach, tj. wywrotka dźwigu i wymiana nawierzchni asfaltowej na ulicy Gdańskiej (28.11.2012r., 19-22.10.2016r.) oraz gwałtowne opady śniegu w województwie zachodniopomorskim (11.01.2013r.). Ich konsekwencją była rozległa dysfunkcja transportowa, obejmująca swym zasięgiem dostępne przeprawy mostowe oraz sieć drogowo-uliczną następujących osiedli administracyjnych: Międzyodrze-Wyspa Pucka, Dąbie, Zdroje, Podjuchy, Żydowce-Klucz, Słoneczne-Majowe, Kijewo. Próby ominięcia przez kierowców punktów niewralgicznych (zapalnych) wpływały bowiem na zatłoczenie pozostałych tras, tworząc pochodne blokady komunikacyjne. Dotyczy to przede wszystkim ul. Floriana Krygiera, jak również części węzłów autostrady A6. Niestety nic nie wskazuje na to, aby podobnych problemów udało się uniknąć w najbliższej przyszłości. W dalszym ciągu w sferze planowania pozostaje bowiem Zachodnie Drogowe Obejście Szczecina, czyli 51 km obwodnica znacznie ułatwiająca dojazd do lewobrzeżnej części miasta. Dotyczy to również budowy Mostu Kłodnego, który ma być oddany dopiero w 2020 roku [12].

Tab. 1. Szczegóły drogowych tras dojazdu do punktu docelowego

Punkt początkowy	Nr trasy	Przebieg trasy	Punkt docelowy
Węzeł drogowy Szczecin Kijewo	1	DK10	Plac Kościuszki
	2	DK10, Gryfińska, Batalionów Chłopskich, DK31, DK13, Aleja Piastów	
	3	Węzeł drogowy Szczecin Podjuchy, Radosna, DK31, DK13, Aleja Piastów	
	4	Węzeł drogowy Radziszewo, DK31, Aleja Piastów	
	5	Węzeł drogowy Szczecin Zachód, DK 13, Aleja Piastów	
	6	Przejście graniczne Kołbaskowo-Pomellen, Węzeł drogowy Penkun, B113, B104, Przejście graniczne Lubieszyn-Linken, DK10, Aleja Piastów	

Źródło: opracowanie własne

Zakres i metodyka

Analizie poddano sześć wariantów, czyli alternatywnych tras dojazdowych od węzła drogowego Szczecin Kijewo do Placu Kościuszki (rysunek 1, tabela 1). W tym celu przeprowadzono następujące etapy postępowania:

- ustalono kryteria, w których brano pod uwagę dystans i czas dojazdu (standardowy, w sytuacji krytycznej),
- przyjęto punktację w skali sześciopunktowej, gdzie 1 oznacza ocenę najgorszą a 6 - najlepszą,
- ustalono wagi odniesione do wybranych kryteriów,
- określono wartości liczbowe na podstawie dostępnych danych i pomiarów własnych (bezpośrednich),
- przydzielono liczbę punktów,
- przeprowadzono obliczenia końcowe.

Z badania została wyłączona przeprawa przez Most Cłowy i Trasę Zamkową im. Piotra Zaremby. Pierwszą z nich zamknięto do odwołania w dniu 30.05.2016r. z powodu złego stanu technicznego (osunięcie jednego z filarów głównych), a dla drugiej uzyskano wyniki pokrywające się z wariantem Nr 1.

Wariant Nr 1

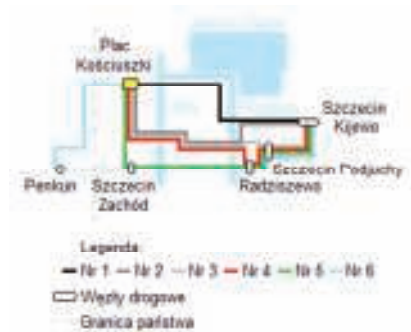
Z danych przedstawionych w tabeli 2 wynika, iż długość tras drogowych ma bezpośrednie przełożenie na czas podróży w sytuacjach standardowych. Najkorzystniejsze rezultaty uzyskano dla wariantu Nr 1, gdyż w tym ciągu komunikacyjnym zostało zrealizowanych najwięcej inwestycji w ostatnich latach, w tym m.in.: kompleksowa modernizacja ul. Andrzeja Struga, oddanie Mostu im. Pionierów Miasta Szczecina, wybudowanie dwóch kładek na ul. Gdańskiej, remont Mostu Długiego i Bramy Portowej. Miały one na celu nie tylko modernizację i rozbudowę wewnętrznego systemu drogowego, ale również zapewnienie lepszej komunikacji oraz bezkolizyjne włączenie do zewnętrznych połączeń transportowych terenów przemysłowych i inwestycyjnych, w tym głównie w granicach Osiedla Międzyodrże-Wyspa Pucka. Warto nadmienić, że ze względu na dominującą funkcję portową, w dalszym ciągu stanowi ono drugie, najważniejsze skupisko pracy w mieście, a tym samym punkt docelowy dla wielu podróży

nych [1]. Niestety wydolność ulic Energetyków i Gdańskiej, tworzących główną arterię połączeń drogowych, jest już w znacznym stopniu wykorzystana. Ponadto ograniczyła ją preferencje dla pojazdów komunikacji zbiorowej, w tym wydzielone pasy dla autobusów i taxi Generuje to niepotrzebne utrudnienia przed Mostem Długim, a pochodnie na Trasie Zamkowej im. Piotra Zaremby w okolicy Baszty Siedmiu Płaszczy.

Warianty Nr 2-6

Przeprawa przez Regalicę możliwa jest również Mostem Gryfitów (trasy Nr 2-4), który znajduje się w niedalekiej odległości od dwóch węzłów autostrady A6. Niestety zasadniczym problemem pozostaje istniejąca sieć uliczna Osiedli Zdroje i Podjuchy, która ma zdecydowanie zbyt niską przepustowość. Tym niemniej DK 31 stanowi drugą z głównych osi transportowych do lewobrzeżnej części miasta, a jej znaczenie wzrosło po oddaniu do eksploatacji drogi szybkiego ruchu S3. Ze względu na znaczne odległości pozostałe warianty wybierane są znacznie rzadziej, z wyjątkiem kierowców dojeżdżających bezpośrednio do Dzielnicy Zachód i Północ. Z tego względu przyznano im zdecydowanie najmniejszą liczbę punktów (tabela 3).

Nadmierne obciążenie tras Nr 2-5 występuje w przypadku blokady ulic Energetyków i Gdańskiej (ciąg DK10), na których ma miejsce najwięcej zdarzeń drogowych (rysunek 2). W wielu przypadkach, mających miejsce szczególnie w okolicy pętli tramwajowo-autobusowej Basen Górnicy, prowadzi to do całkowitego paraliżu Prawobrzeża. Lawinowy przyrost pojazdów obserwuje się na niemal wszystkich węzłach drogowych, które, podobnie jak cały układ komunikacyjny, stają się niewydolne. Z przeprowadzonych pomiarów wynika, iż czas przejazdu do punktu



1. Orientacyjny schemat przebiegu wybranych tras drogowych

docelowego może być ponad pięciokrotnie dłuższy. Parametr ten stanowił więc podstawowe kryterium oceny, gdyż w badaniu nie brano pod uwagę dodatkowych odległości, które zwykle pokonują kierowcy próbujący uniknąć zatorów. W tej sytuacji najwyższą ocenę wystawiono wariantowi ostatniemu, w którym zakłada się skorzystanie z odcinka autostrady A6 (rysunek 3) oraz dróg krajowych B113, B104 (niem. Bundesstraße). Ponieważ jest on wybierany sporadycznie, czas przejazdu w sytuacjach standardowych i krytycznych w zasadzie nie ulega zmianie. Przy braku okresowych kontroli granicznych, których wprowadzenie musiałoby być związane z nadzwyczajnymi zagrożeniami lub okolicznościami geopolitycznymi, stanowi interesującą alternatywę przejazdu. Niestety z racji problemów transportowych na pozostałych trasach końcowa ocena ważona była niższa niemal o połowę.

Możliwe rozwiązania

W publikacjach [8, 9, 10] wykazano, iż poprawa obecnego stanu możliwa będzie dopiero po ukończeniu wszystkich etapów śródmiejskiej obwodnicy, jak również Zachodniego Drogowego Obejścia Szczecina. Koniecznym staje się jednak rozwiązanie kwestii przeprawy Odra-Święta, którą rozpatrywano w formie mostu lub drążonego tunelu. Jednak bez względu na przyjętą koncepcję inwestycja ta przyniosłaby niewątpliwie korzyści takie jak:

- racjonalizację wewnętrznego ruchu drogowego,
- odciążenie miasta od tranzytu,
- usprawnienie dostępu do portów (morskiego, lotniczego),
- wyeliminowanie przewozu materiałów niebezpiecznych przez lewobrzeżne centrum,

Tab. 2. Wyniki uzyskane w sytuacji standardowej i krytycznej

Kryterium oceny	Dystans, d [km]*	Standardowy czas dojazdu, t _s [min]**	Czas dojazdu w sytuacji krytycznej, t _k [min]**
Nr 1	12,9	16,2	89,3
Nr 2	19,8	24,4	94,1
Nr 3	21,9	26,1	56,5
Nr 4	31,1	31,9	68,8
Nr 5	32,5	35,8	72,6
Nr 6	62,3	54,3	54,3

* - dane odczytane z systemu nawigacji satelitarnej, ** - średnia arytmetyczna trzech pomiarów.

Źródło: opracowanie własne

- poprawę komunikacji między sąsiednimi gminami i w całym regionie,
- aktywizację gospodarczą obszarów północnych i zachodnich,
- ułatwienie dostępu do terenów planowanych inwestycji, przejść granicznych oraz przepraw promowych.

Niestety brak jednoznacznych deklaracji stanowisk strony rządowej wskazuje, iż w ciągu najbliższych lat realizacja tego wariantu nie doczeka się finalizacji. W ten sposób brak układów obwodowych przekłada się na nadmierne obciążenie sieci drogowo-ulicznej całego miasta, w tym obszarów silnie zurbanizowanych po lewej stronie Odry. Nie ma bowiem możliwości takiej modernizacji odcinków leżących w ciągach dróg krajowych na obszarze Śródmieścia, aby nie była ona uciążliwa dla istniejącej, w dużej mierze historycznej, zabudowy. Promienisty rozkład ulic sprawia, że zdecydowana większość połączeń międzydzielnicowych odbywa się przez rejon lewobrzeżnego centrum. Z tego względu występują liczne zakłócenia ruchu, co odbywa się kosztem transportu zbiorowego, a strefa występowania tego zjawiska ulega nieustannemu rozszerzaniu.

Podsumowanie

Kongestię transportową należy rozpatrywać w szerokim kontekście rozwoju miasta, mając na względzie wszelkie aspekty mające wpływ na jej powstawanie. W warunkach globalnego wzrostu współczynnika motoryzacji stanowi ona podstawę wielu problemów transportowych. Coraz częściej zatory komunikacyjne dotyczą nie tylko dużych aglomeracji, ale również ośrodki słabiej zurbanizowane. Wydaje się, że w chwili obecnej ich całkowite wyeliminowanie nie jest możliwe. Można jednak ograniczyć negatywne skutki pod warunkiem, że trafnie oceni się skalę tego zjawiska i zastosuje odpowiednio dobrane narzędzia pomiarowe [11]. Wynika to z cyklicznego charakteru aktualnych potrzeb przewozowych, których koncentracja odbywa się w ściśle określonym czasie i przestrzeni. Sytuacja komunikacyjno-transportowa w Szczecinie ulega ciągłym zmianom, na co niewątpliwie wpływa progres społeczny i gospodarczy całego regionu. Ze względu na dwubiegunowy charakter miasta, którego intensywną ekspansję obserwuje się po obu stronach

Tab. 3. Ocena połączeń według przyjętych kryteriów

Kryterium oceny	Standardowy czas dojazdu, t_s [min]		Czas dojazdu w sytuacji krytycznej, t_k [min]		Waga [%]
	Punkty	Ważona	Punkty	Ważona	
Nr 1	6	1,80	2	0,60	30
Nr 2	5	1,50	1	0,30	30
Nr 3	4	0,80	5	1,00	20
Nr 4	3	0,30	4	0,40	10
Nr 5	2	0,10	3	0,15	5
Nr 6	1	0,05	6	0,30	5
Końcowa ocena ważona (max 6)		4,55		2,75	

Źródło: opracowanie własne

Odry, nadrzędnym celem staje się dążenie do ich sprawnego połączenia. Do wymienionych już inwestycji, mających wpływ na poprawę obecnej sytuacji transportowej, przyczyniła się również budowa Szczecińskiego Szybkiego Tramwaju (SST). Uruchomienie pierwszego etapu pozwoliło bowiem zminimalizować zjawisko kongestii w wyniku likwidacji części linii autobusowych, zapewniając sieć bezkolizyjnych i szybkich połączeń poprzez odseparowanie torowisk od ruchu ulicznego. Nie chroni to jeszcze mieszkańców przed sytuacjami krytycznymi, które zwykle występują losowo i są trudne do przewidzenia, ale stanowi kolejny krok do ograniczenia ich niepożądanych następstw. ◀

Materiały źródłowe

- [1] Bartłomiejski R.: Uwarunkowania przestrzenno-społeczne środowiska mieszkającego kształtujące kontakty sąsiedzkie w sytuacji lokalnego konfliktu ekologicznego. *Edukacja Humanistyczna* 2 (29), 2013.
- [2] Gołębiowski W., Stoeck T.: Analiza prędkości komunikacyjnej autobusów oraz możliwości jej zwiększenia na odcinku Szczecin-Police. *Przegląd Komunikacyjny* 7-8, 2011.
- [3] Grzyb J., Partyka R.: Problemy aglomeracyjne miasta stołecznego Warszawy w aspekcie kongestii miejskiej. *Zbiór prac uczestników X Ogólnopolskiego Forum Studentów Transportu i Logistyki "TransLogistics 2014"*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2014.
- [4] Koźlak A.: Gospodarcze, społeczne i ekologiczne skutki kongestii transportowej. *Prace Naukowe Uniwersytetu Ekono-*

micznego we Wrocławiu. *Polityka ekonomiczna* 402, Wrocław 2015.

- [5] Pawłowska B.: *Zewnętrzne koszty transportu. Problem ekonomicznej wyceny*. Wydawnictwo Uniwersytetu Gdańskiego, Gdańsk 2000.
- [6] Roguszcak M.: *Społeczne koszty zarządzania czasem na przykładzie strategii transportowych miast*. *Zeszyty Naukowe Uniwersytetu Przyrodniczo-Humanistycznego w Siedlcach*. Seria: Administracja i Zarządzanie 89, 2011.
- [7] Stoeck T.: *Analiza porównawcza preferencji i zachowań komunikacyjnych studentów oraz pracowników dojeżdżających do Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego w Szczecinie*. *Przegląd Komunikacyjny* 5-6, 2011.
- [8] Stoeck T.: *Ocena wpływu kongestii transportowej na problemy komunikacyjne Szczecina w ujęciu ekologicznym, ekonomicznym i społecznym*. *Autobusy - Technika, Eksploatacja, Systemy Transportowe* 5, 2012.
- [9] Stoeck T., Gołębiowski W.: *Obszary dysfunkcji systemu transportowego Szczecina w ocenie mieszkańców*. *Przegląd Komunikacyjny* 5, 2013.
- [10] Stoeck T., Gołębiowski W.: *Ocena preferencji i zachowań komunikacyjnych pasażerów dojeżdżających do Portu Lotniczego Szczecin-Goleniów*. *Przegląd Komunikacyjny* 6, 2016.
- [11] Wappa P., Halicka K.: *Znaczenie i źródło kongestii transportowej na przykładzie białostockiej aglomeracji miejskiej*. *Ekonomia i Zarządzanie. Kwartalnik Wydziału Zarządzania Politechniki Białostockiej*. Tom 3. Nr 4, Białystok 2011.
- [12] <http://www.gs24.pl>.



2. Zator komunikacyjny po zdarzeniu drogowym na ul. Energetyków (Międzyodrze)



3. Odcinek autostrady A6 w pobliżu węzła drogowego Szczecin Kijewo (punkt początkowy)



REKMA Sp. z o.o.

ul. Szlachecka 7

32-080 Brzezie

tel. +48 12/633 59 22

fax +48 12/397 52 20

www.rekma.pl

- Dylatacje bitumiczne EMD typ Rekma
- Dylatacje mechaniczno-asfaltowe SILENT-JOINT^{RESA}
- Szczeliny dylatacyjne w nawierzchniach betonowych i asfaltowych
- Naprawa spękań nawierzchni
- Specjalistyczne cięcie nawierzchni betonowych i asfaltowych
- Wypełnianie szczelin dylatacyjnych w torowiskach tramwajowych
- Natrysk środkami hydrofobowymi i hydrofilowymi
- Rowkowanie (grooving) nawierzchni
- Specjalistyczne wiercenie otworów pod kotwy i dyble
- Kruszenie nawierzchni betonowych metodą ultradźwiękową – RMI



SPECJALISTYCZNE PRACE DROGOWE



PN-EN ISO 9001:2009



Warmia i Mazury Sp. z o.o. we współpracy z:
**Centrum Kształcenia Kadr Lotnictwa Cywilnego Europy Środkowo-Wschodniej
Politechniki Śląskiej**

oraz

Stowarzyszeniem Inżynierów i Techników Komunikacji RP Oddział we Wrocławiu
mają zaszczyt zaprosić na pierwszą Konferencję Naukowo – Techniczną:

„ODPORNOŚĆ INFRASTRUKTURY KRYTYCZNEJ LOTNISK UŻYTKU PUBLICZNEGO”



Szymany 23-24 listopada 2017 r.

Tematyka konferencji obejmuje zagadnienia związane z systemem zarządzania bezpieczeństwem w transporcie lotniczym, ze szczególnym uwzględnieniem ochrony infrastruktury krytycznej, sytuacji krytycznych oraz zagrożeń i ochrony lotnisk przed ingerencją z zewnątrz, zarządzania bezpieczeństwem, jak również związanych z tym uwarunkowaniami ekonomicznymi i prawnymi.

**INFRASTRUKTURA KRYTYCZNA PORTU LOTNICZEGO
SYTUACJE KRYZYSOWE I ZARZĄDZANIE RYZYKIEM W TRANSPORCIE LOTNICZYM
ZAGROŻENIA I OCHRONA LOTNISK PRZED INGERENCJĄ Z ZEWNĄTRZ
UWARUNKOWANIA PRAWNE I EKONOMICZNE.
ZARZĄDZANIE BEZPIECZEŃSTWEM W PORTCIE LOTNICZYM**

Zapraszamy do składania referatów i przygotowywania artykułów, które po uzyskaniu pozytywnej recenzji zostaną opublikowane w czasopiśmie „Przegląd Komunikacyjny” (8 punktów wg listy MNiSW - lista B). Wytyczne przygotowania artykułów na stronie czasopisma: <http://przeglad.komunikacyjny.pwr.wroc.pl/autorzy.html>

ADRES DO KORESPONDENCJI ORAZ SZCZEGÓŁY DOTYCZĄCE KONFERENCJI

**SITK RP Oddział we Wrocławiu, ul. M.J. Piłsudskiego 74 pok. 216, 50-020 Wrocław, Tel. 71 343 18 74, 535 799 133
email: wroclaw@sitkrp.org.pl, www.sitk.pkp.wroc.pl, www.sitkrp.org.pl**

